

臺北 101 大樓
結構工程規劃設計記錄

內政部建築研究所研究報告

MOIS 921026

「臺北 101 大樓結構工程規劃設計記錄」

研究單位：內政部建築研究所

永峻工程顧問股份有限公司

研究主持人：何明錦

協同主持人：甘錫澄 謝紹松

顧問：許茂雄 莊憲正 王正雄

研究員：張敬昌 丁麗娟 周肇欣

內政部建築研究所研究報告

中華民國九十二年十二月

摘要

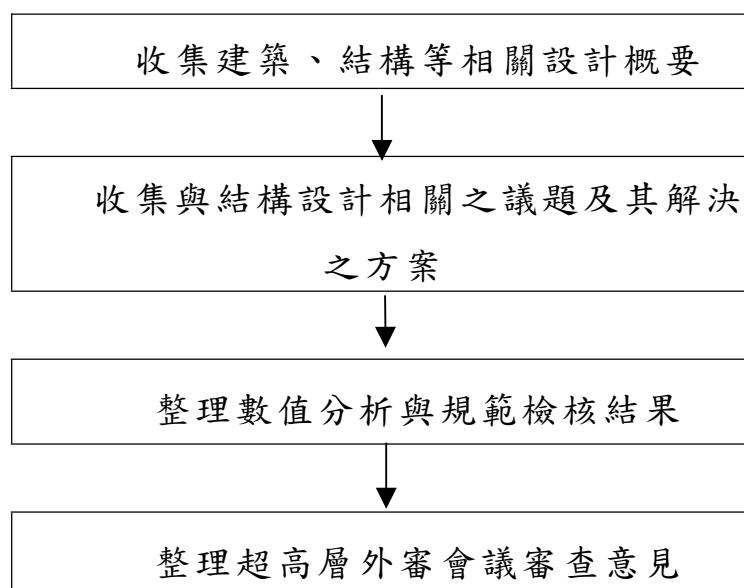
關鍵詞：臺北 101 大樓（臺北國際金融中心大樓），巨型結構設計，高性能鋼板，高性能混凝土，調質阻尼器

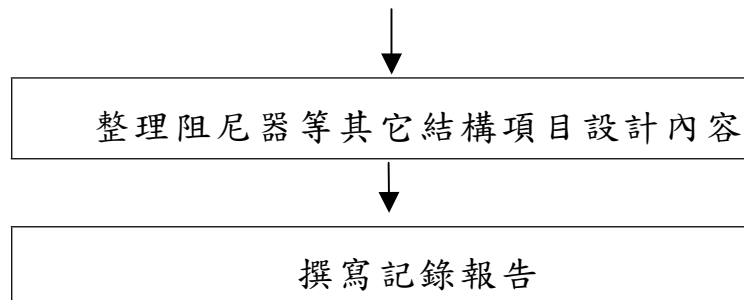
一、研究緣起

臺北 101 大樓（臺北國際金融中心）為一項由政府與民間企業攜手打造之大型 BOT 建築開發案，這一棟由國人為主所設計興建的超高層大樓係於 92 年 10 月完成結構體之興建，在躍上世界建築舞台的同時並成為世界最高的建築結構，因此本研究案擬據實記錄臺北 101 大樓興建時之相關結構體設計過程與結果，除提供爾後超高層大樓興建之參考並期盼有助於國內建築結構設計水準的提升。

二、研究方法及過程

本研究之主要方法為透過原結構設計顧問團隊整理臺北 101 大樓之重要建築諸元，並記錄臺北 101 大樓結構體之設計方法與設計結果，基本之研究步驟：





三、重要發現

經過對臺北 101 大樓之結構設計方法與結果之記錄，本研究發現由於本工程的獨特性，因此從業主、設計單位、學術機構、材料供應單位、承包商、監造單位乃至於每一個參與施工的工作者都盡力配合大樓需求而接受不同規格與施作標準的挑戰。在各單位相互配合的同時，也帶動國內相關產業的升級。諸如國內鋼結構設計與施工已可確保 50mm 以上的高性能結構用鋼可由中鋼公司量產供應並出具材質證明，而高強度、高性能混凝土的技術也能穩定的落實到國內預拌混凝土生產線上，還有藉由國內、外施工廠商聯合承攬的方式也能提昇國內施工廠商之管理與技術。因此一棟超高層大樓的興建明顯帶動國內營建相關產業的進步，也能提振國人的自信心。

四、主要建議事項

為使國內設計單位更能充分掌握超高層或特殊結構的設計技術，本研究建議國內相關結構設計規範之更新應予制度化。

隨著國內外理論研究與試驗方法驗證的更新，由政府頒定之相關結構設計規範，因缺乏一套制度化的更新辦法而無法滿足工程界設計實務的需求，以現行的風力設計規範為例，建築技術規則所規定的設計風力已無法符合結構安全的設計需求，因此設計單位使用較合理的“風力設計規範研擬草案”已行之有年，而其他由產、官、學、研各界基於實際需求所制定的相關規範，往往通過審議時發現國外的相關規範已隨研究的發展而作改版更新，故建議結構設計規範的修訂應予制度化，以健全國內結構設計體制。

ABSTRACT

Keywords: Taipei 101, Megastructural design, High performance steel, High performance concrete, Tuned mass damper

The Taipei 101 project is a joint development by the government and the private sectors.

The construction of the base structure of the Taipei 101 project was completed in October of 2003 and then potentially became the world's tallest building. The research program is intended to keep a record of all the features of the structural design and to be used as a reference for the design of the future tall buildings.

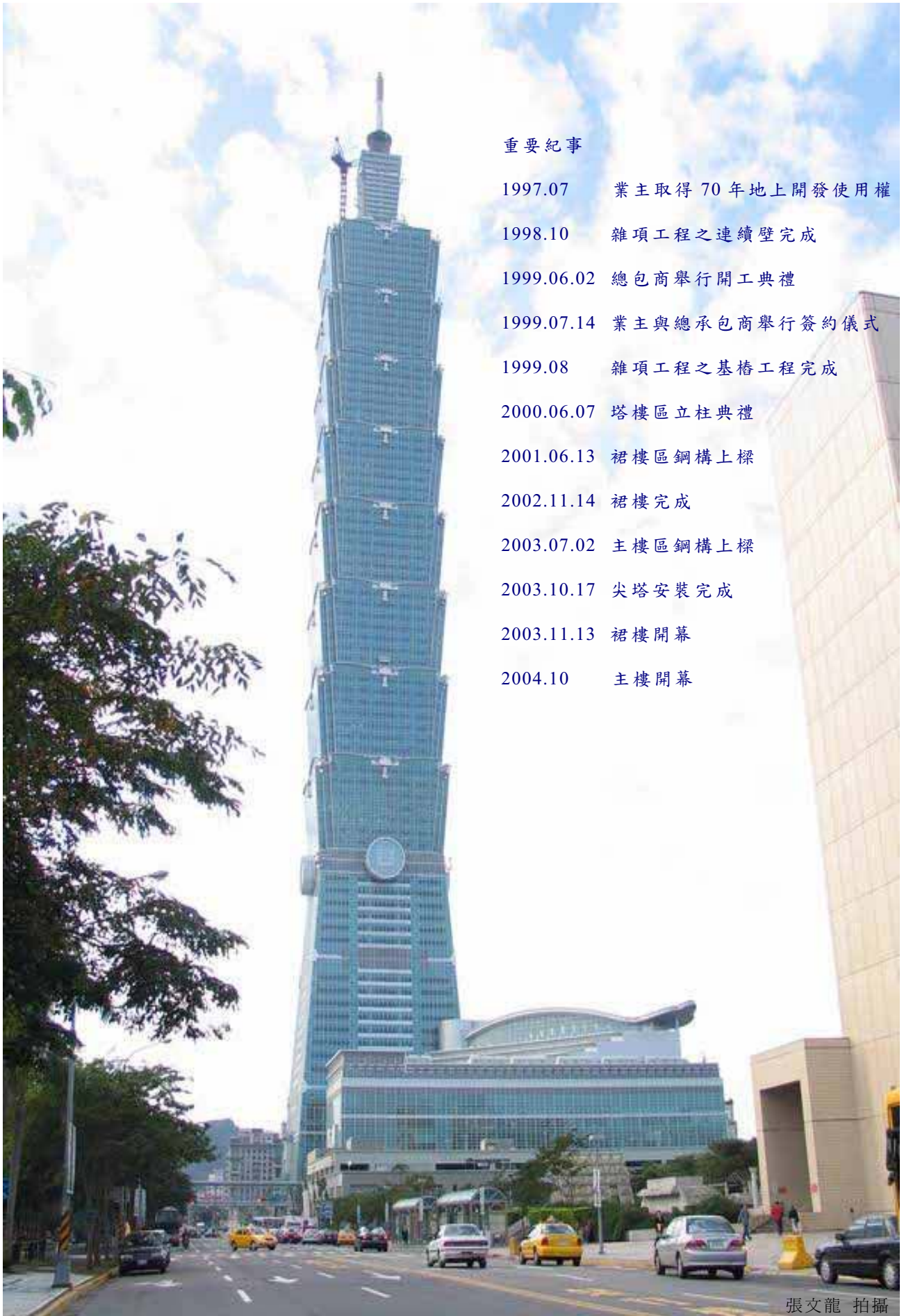
The key architectural and structural design information and structural design related issues and their solutions were collected. The results from numerical analyses as well as code conformance, and the comments by the structural review committee are also included in the report.

The innovations implemented in the design and conclusions by the design team are also stated.

目 錄

第一章 緒論	
第一節 研究動機與目的	1
第二節 研究內容	2
第二章 結構計劃方案選擇之過程	
第一節 現代高樓結構發展趨勢.....	4
第二節 結構系統方案選擇	6
第三節 筒中筒系統與巨型構架系統之比較.....	9
第四節 方案採用之考量說明	12
第三章 定案結構系統之概要說明	
第一節 建築設計概要	27
第二節 結構設計概要	31
第三節 結構設計結果說明	37
第四章 設計地震力之考量	
第一節 耐震參數研究	50
第二節 耐震設計標準	50
第三節 地震歷時參數說明	52
第四節 耐震設計結果	53
第五章 設計風力之考量	
第一節 抗風設計標準	81
第二節 風力設計參數研究	81
第三節 設計風力與分析結果	82
第六章 基礎構造與基樁設計之考量	
第一節 工程規模及基地土層概況說明	99
第二節 試樁工程	100
第三節 基礎型式的選擇	101
第四節 基樁設計	103

第五節	主樓結構與基礎及基樁共同作用下之分析	106
第六節	全區結構與基礎及基樁共同作用之分析	109
第七節	長期監測計畫	111
第七章	巨柱之結構設計	
第一節	巨型構架系統	141
第二節	高性能鋼板	141
第三節	10000psi 高性能混凝土	146
第四節	巨柱斷面之結構配置	147
第五節	巨柱之分析與設計方法	147
第六節	巨柱設計之相關施工考量	151
第八章	高韌性接頭之設計	
第一節	樑柱接頭韌性需求	161
第二節	高韌性接頭設計	161
第九章	尖塔結構之設計	165
第十章	阻尼器之設計概要	170
致謝	182
附件一	結構設計審查意見書	185
附件二	大地工程及工址斷層調查報告	241



重要紀事

- 1997.07 業主取得 70 年地上開發使用權
- 1998.10 雜項工程之連續壁完成
- 1999.06.02 總包商舉行開工典禮
- 1999.07.14 業主與總承包商舉行簽約儀式
- 1999.08 雜項工程之基樁工程完成
- 2000.06.07 塔樓區立柱典禮
- 2001.06.13 裙樓區鋼構上樑
- 2002.11.14 裙樓完成
- 2003.07.02 主樓區鋼構上樑
- 2003.10.17 尖塔安裝完成
- 2003.11.13 裙樓開幕
- 2004.10 主樓開幕

張文龍 拍攝

相片 1. 2003.12.09 現況與重要紀事

**TAIPEI 101
BUILDING**
Taipei,
Taiwan



508m
(Built)

**PETRONAS
TOWER**
Kuala Lumpur
Malaysia



450m
(Built)

**SEARS
TOWER**
Chicago,
United States



443m
(Built)

**JIN MAO
BUILDING**
Shanghai,
China



421m
(Built)

**WORLD
TRADE CENTER**
New York,
United States



417m
(Destroyed)

**EMPIRE STATE
BUILDING**
New York,
United States



381m
(Built)

相片 2. 世界高樓之比較



相片 3. 連續壁導溝、沉澱池施工中之工地全景(1998/6)



相片 4. 進行 22 層鋼構吊裝之工地全景(2001/8)



相片 5. 進行 53 層鋼構吊裝之工地全景(2002/3)



相片 6. 進行 70 層鋼構吊裝之工地全景(2003/1)



相片 7. 進行 90 層鋼骨吊裝之工地全景(2003/4)



相片 8. 尖塔結構完成(508m)之大樓全景(2003/10)



相片 9. 裙樓屋頂採光罩結構



KTRT 代表

金融公司 鄭世松董事長

金融公司 林鴻明總經理

相片 10. 2000/06/07 舉行塔樓立柱典



金融公司 胡定吾董事長

陳水扁總統

馬英九市長

相片 11. 2003/07/02 陳水扁總統與馬英九市長參加 TAIPEI 101 大樓上樑典禮



建築顧問:李祖原建築師(左六)、王重平建築師(左五)、齊才副總經理(右六)、吳文圳總經理(右三)、賴光博協理(左一)

結構顧問:莊憲正董事長(左四)、王正雄副董事長(右五)、甘錫滢副董事長(左三)、謝紹松總經理(右二)、張敬昌經理(左二)、鍾俊宏經理(右一)

機電顧問:高有陸董事長(右四)

相片 12. 2003/07/02 結構顧問與建築師等攝於 TAIPEI 101 上樑典禮

第一章 緒論

第一節 研究動機與目的

臺北 101 大樓（臺北國際金融中心）之原開發計劃係由臺北市政府進行評估，計劃採用 BOT 招標方式興建一棟 59 層大樓。臺北金融大樓股份有限公司提送興建 1 棟 66 層及 2 棟 14 層大樓之建築計劃參與投標，並於 1997 年 7 月取得地上開發使用權。此項由政府與民間企業攜手打造之大型 BOT 建築開發計劃，在業主與建築師縝密規劃下。一度將建築計劃變更為 88 層乃至於目前的 101 層。而興建一棟超高層大樓，需要業主主觀的意願、政府的政策配合與客觀的建築技術外，此外新地標的興建與完成不僅將改變城市的風貌與形象，無形間也會改變人的空間感同時擴大其思維視野。因此一棟超高層大樓的興建所代表的是當代經濟與文化結合的具體展現，完工後則拉開新世紀的序幕。因其影響的層面極其深遠，故臺北 101 大樓自 1997 年規劃開始即受到國內、外各界的高度矚目。舉凡環境、交通、消防、景觀、建築造型、結構設計、施工技術等無一不是營建團隊考量的重點。而這些項目並在政府法規的要求下通過各項嚴謹的審查。其中結構安全直接影響生命與財產安全，其重要性不言而喻。尤其台灣地區位處歐亞大陸板塊與菲律賓海板塊之複雜交接地帶。在台灣東北部，菲律賓海板塊由南向北沿著琉球海溝向下嵌入歐亞大陸板塊下方，而在台灣東南部，歐亞板塊則又引沒入菲律賓海板塊而一直向東延伸至馬尼拉海溝。因此不同規模的地震發生頻繁，復以台灣每年均受颱風威脅與侵襲。因此臺北 101 大樓在結構設計上的天然環境條件相較於目前世界其它的超高層大樓而言更為嚴苛。在施工品質與進度的控管上，也由於結構材料及製造安裝的嚴格標準與特殊的建築造型等因素而更具挑戰性。各項配合施工所需之臨時性結構也因工期冗長而必須針對施工期間所可能遭遇的載重進行分析與設計。

由於臺北 101 大樓之興建，同時集結國內外建築結構之設計、施工

與營建管理等優秀專業團隊共同參與，有鑑於本大樓之設計、施工及監造多由國人為主所完成，興建過程中不僅帶動相關產業升級，大樓完工後更將具體展現國家營建技術的競爭力，參考國外新建著名的超高層建築物，例如新東京都廳舍、深圳地王大廈等皆於完工後留下完整的興建記錄，因此本研究案擬據實記錄臺北 101 大樓興建時之相關結構體設計過程與結果，以提供爾後超高層大樓興建之參考。

第二節 研究內容

為具體記錄臺北 101 大樓（臺北國際金融中心）之結構設計過程與結果，本計畫擬進行以下之研究工作：

1. 結構計劃過程之方案選擇。
2. 定案結構系統之概要說明。
3. 設計地震力之考量。
4. 設計風力之考量。
5. 基礎構造與基樁設計之考量。
6. 主樓與裙樓差異變位之考量。
7. 10000PSI 高性能混凝土之配比設計。
8. 高性能鋼板之規格考量。
9. 巨柱設計之考量。
10. 高韌性接頭之設計。
11. 尖塔結構之設計。
12. 阻尼器之設計。

第二章 結構計劃方案選擇之過程

1996 年臺北市政府為配合發展臺北為亞太金融中心，擬於信義計劃區內之市有土地(A22、A23)以 BOT 方式興建“臺北國際金融大樓”，此一打造臺北市曼哈頓的計劃，係由“臺北金融大樓股份有限公司”於 1997 年 7 月得標而取得 70 年地上開發使用權，依據原有招標文件所同意之開發條件，經營團隊於投標階段提送興建一棟 66 層(樓高 273.7m)、及二棟 14 層大樓之開發計劃，以當時而言；國內已完成之超高層建築包含高雄東帝士大樓(85 層;樓高 367.6m)、高雄長谷世貿聯合國(50 層;樓高 226m)及臺北新光大樓(50 層;樓高 244.15m)，因此開發計劃完成後之臺北國際金融中心不僅成為金融中心之首，並可成為北台灣最高之建築。而負責“臺北國際金融中心”興建計劃中之設計團隊包含李祖原建築師事務所、永峻工程顧問股份有限公司亦為高雄東帝士大樓(85 層;樓高 367.6m)及高雄長谷世貿聯合國(50 層;樓高 226m)之建築與結構設計單位，因此對於執行此一設計計劃所需掌握的要項擁有相當之信心。

由於此一 BOT 案之權利金高達 206 億元，基於經營成本的考量，臺北國際金融大樓公司得標後隨即著手於具體的經營計劃，建築規劃則採取設計與施工同時進展的模式，而在建築造型上一度考慮為 88 層，最後則選擇 101 層為定案之建築計劃，並於 1998 年 10 月取得樓高 428m(含尖塔之高度為 488m)之建築執照；依此計畫完成後之大樓，將成為臺北的新地標並躍居為世界第四高的建築物。爾後施工期間一度因航高限制而將建物設計高度考慮修正為 404.2m，乃至於最後解決航道問題並修正建築 91 層(高度 390.6m)以上之屋塔(Towertop)及尖塔(Pinnacle)立面至定案高度 448m(含尖塔之高度為 508m)而成為世界最高之建築物，其結構系統的調整修正均以原有方案系統為基本，而不致有過大的變化。

這幢被財經各界喻為跨世紀的高層建築物，設計建築師為李祖原先生及王重平先生，在建築造型上捨棄傳統習於將高層大樓單一大量體化的觀念，而採用斜立面及八層樓節節高昇的組合方式，將安全、防災及

視野等功能有效發揮，開創國際摩天大樓之新風格。結構計劃則必須配合建築立面之變化而有所限制。又因基地大小與法規等限制，規劃後的建築高寬比高達 6.2:1，與紐約世貿大樓的 6.5:1 極為接近，而台灣又屬環太平洋地震帶，故本大樓除設計抗風外，亦需考慮抗震。有別於紐約、芝加哥的摩天大樓，僅需考慮抗風即可，其地震力一般是不會控制的。因此本摩天大樓之結構系統方案之選擇將較紐約世貿大樓更具挑戰。本章將詳細介紹本公司如何在 S.D 階段（Schematic Design Phase）選定本大樓結構系統之評估過程，其中包括筒中筒系統與巨型構架系統對抗風性、耐震性、施工性、經濟性之優缺點比較，期盼能提供結構工程界之人士參考。

第一節 現代高樓結構發展趨勢

為選擇一優良的結構系統方案，吾人對於現代高樓結構之發展趨勢必需有一深入的瞭解，因為結構材料正在不斷更新，設計概念也在不斷發展，以下謹就現代建築結構的發展趨勢作一簡單描述¹。

A. 結構材料高強化

隨著建築高度的增加，結構桿件面積占去建築使用面積的比例愈來愈大，為了改善這一不合理的狀況採用高拉力鋼材和高強度混凝土已勢在必行。80KSI 高強度鋼板和 19000PSI 的混凝土已經在高樓中實際應用。

在國外，美國芝加哥市的 74 層；樓高 262m 的水塔廣場大廈，是採用 10000 Psi 的高強度混凝土建造的；在西雅圖市則採用了 19000 Psi 高強度混凝土建造了 220m 之 Two Union Square。

B. 建築自重輕量化

房屋越高，自重越大，引起的水平地震力越大，對地上層樑柱構件和地下層基礎的結構造成的壓力也越大，而帶來一連串的不利影響。因此，目前在高層建築中，已開始推廣應用輕型隔間牆，輕質外牆版，輕質樓板，以減輕建築自重。

在國外，美國於 1971 年採用自重 1.8t/m^3 之輕質高強度混凝土成功的建造了 52 層高的貝殼廣場大廈。

C. 構架元件立體化

高樓在承受水平載重時，其主要係靠豎向構件提供剛度和強度來維持穩定。在各樓層構架元件中，線形構件(柱或梁)的水平剛度很小，平面構件(牆或斜撐)雖然在平面內具有很大的水平剛度，然而其平面外的剛度依然小到可略去不計。由四片牆圍成的牆筒或由四片密柱深梁型構架圍成的構架筒，儘管其基本構件依舊是線形構件或平面構件，但它已經變成具有同一力學特性的立體構件，在任何方向水平力的作用下，均有寬大的翼緣參與抗壓和抗拉，其抗力矩的力偶臂，即橫截面受壓區中心到受拉區中心的距離很大，能夠抵抗很大的傾倒力矩，從而適用於層數很多的高樓。

在美國的紐約世貿 110 層大樓以及曾經保持 22 年世界最高記錄的芝加哥西爾斯大樓皆採用類似的管狀結構。

D. 抗震配置周邊化

高樓的層數多、重心高，縱然設計時注意質量和剛度的對稱佈置，由於意外偏心等原因，地震時扭轉振動也是難免的。更何況地震確實存在著轉動分量，即使是對稱結構，在地面運動轉動分量的激發下也會發生扭轉振動。所以高樓的抗水平力構件正在中心佈置和分散佈置轉向沿房屋周邊佈置，以便能提供足夠大的抗扭力矩。此外，構件沿周邊佈置並形成空間結構後，還可為抵抗傾倒力矩提供更大的抗力矩。

在中國上海 1998 年完成 88 層金茂大樓及在西班牙巴塞隆納 1992 年完成之某 43 層旅館，即有抗震配置周邊化的趨勢。

E. 結構系統巨型化

巨型結構系統是在一個建築中由若干大型構件所組成的主結構與其他結構構件組成的次結構共同作用，從而發揮穩定和有效率的結構行為。這種把結構系統巨型化的觀念是從 70 年代以來隨著高層建築的發展所衍生出來的趨勢。它可以有各種不同的變化和組合，主結構和次結

構可以採用不同的變化和組合，主結構和次結構可採用不同材料和系統，由於巨型結構是一種大系統，它可以在不規則的建築中選用適當的結構單元組成規則的巨型結構，有利於抗震及抗風。總之這種巨型結構系統對結構設計或對建築設計都帶來有利的條件。

在日本東京市已完工的 48 層東京新都廳,以及在高雄市的 85 層東帝士大樓，皆是採用巨型構架系統之實例。

F. 動力反應智能化

高樓在強震及颱風下之位移及振動加速度，除了可以結構體勁度之增加予以控制之外，如果能以各種主、被動裝置以消能，並減少動力反應，則其對結構的效果及對建築配置的助益將會很顯著。在日本橫濱 1993 年完工的 70 層 Landmark Tower 以及高雄的 85 層 T&C Tower 皆裝置有二台抗風阻尼器，可降低短回歸週期風力所產生的加速度約 60%~70%，進而提昇大樓使用者的舒適度。

第二節 結構系統方案選擇

2.2.1 本案結構系統計劃之基本原則

A. 結構平面之對稱性

結構平面對稱之建築物，在強風或水平強烈地震作用下，一般僅產生水平側向位移，各方向之結構桿件水平側向位移量相等，風力及水平地震力均按各結構桿件勁度分配，因此各結構桿件受力較為均勻，較能發揮結構桿件之效率；對於非對稱性之結構平面，由於勁度中心偏向一側，造成質量中心與勁度中心偏離，當外力來襲時，會激起質量中心對勁度中心產生扭轉振動，使得遠離勁度中心之結構桿件產生很大之水平側向位移，相對的其所分擔之水平側向力量也顯著增大許多，很容易因超過結構桿件所容許之應力和極限變形，而產生結構桿件之破壞，甚而導致整個結構體之倒塌。

B. 結構立面之均勻性

高層建築物相鄰上下樓層之勁度及強度均勻變化時，在水平力作用

下，各樓層側向水平位移亦均勻變化，因此較易產生普遍性之塑性變形，共同消散地震能量，具有較好的耐側力性能；如果高樓建築物中，主要抵抗側力的結構桿件在某層或某幾層中，其勁度與強度特別低於其他樓層，這些樓層我們稱之為弱層。有弱層之結構物將不具結構立面之均勻性，地震來襲時，容易只在軟層或弱層的層間側向位移產生塑性變形，其他各層仍在彈性變形範圍內，因此弱層之結構桿件的韌性容量很快的被用盡，導致桿件之破壞，進而危及該層以上之樓層或整個結構物之安全。

(1) 強柱弱梁的概念

在結構構架中，梁和版僅負責承載本層載重，且屬於抗彎之結構桿件，一般不致因塑性鉸區嚴重破壞而塌落，但是柱子則承載其上各層之垂直載重，而且是承受壓力為主之結構桿件，一旦折斷碎裂，結構物就很快倒塌，因此在梁柱接頭處，讓柱子比梁桿件之降伏強度大，保有柱子不產生降伏對耐震抗彎構架之行為更有保障，所以強柱弱梁對耐震設計是很重要的原則。

(2) 居住使用之舒適性

本案高寬比達 6.2:1，致使整體結構容易產生彎曲變形，採用一般構架無法確保充份之水平勁度以及強烈地震或強風來襲之安全性，因此要克服彎曲變形所產生之屋頂變位過大的問題，宜將結構桿件儘量設置於週邊外圍，增加整體結構物之彎曲勁度，而保有結構物在中小地震及短回歸期強風下居住之舒適性，尚須藉由特殊結構系統或減震裝置來達成。

2.2.2 結構系統方案之初選

Scheme A 為筒中筒系統，係參照紐約世貿大樓類似之結構系統；Scheme B 為巨型構架系統，係配合本大樓特殊造型及八層樓一單元所發展出來類似巨型結構體之系統，今分別詳述如下：

A. 筒中筒系統(Scheme A)

此系統由每隔約 3.0m 之外柱形成之外筒，核心斜撐及核心柱形成之內筒及聯結內外筒間之外伸桁架（Outrigger Truss）共同組成。平面如圖 2.1 及 2.2，立構如圖 2.3，各種桿件分別說明如下：

- (1) 柱：外柱由每隔約 3.0m 之 H-800×400 及 □-1300×1300~600×600 內灌混凝土之箱形柱組成。內柱則由 □-1200×1200~600×600 內灌混凝土之箱形鋼柱組成。
- (2) 梁：邊梁，核心梁及外伸桁架採用 H-900×400 之大梁，其餘皆採鋼骨小梁。
- (3) 斜撐：核心內各層及外伸桁架處，以鋼骨 H 型斜撐增加勁度，並提供內外筒間之應力傳遞。
- (4) 樓版：以鋼承板當模板並與上面之混凝土形成複合樓版（Composite Slab），混凝土內配管點焊鋼絲網及鋼筋。

B. 巨型構架系統(Scheme B)

此系統由 16 根巨型 SRC 邊柱，及每隔八層設置一層樓高之巨型梁（Mega-beam）與中央斜撐核心筒連結，組成類似由 11 個次結構組合成一個主結構之鋼骨及 SRC 造巨型構架，平面如圖 2.4 及 2.5，立面如圖 2.6，各種桿件分別說明如下：

- (1) 柱：16 根邊柱為外包混凝土之 SRC 斷面，尺寸約為 560 cm×180 cm~270 cm×90 cm。12 根內柱皆為外包混凝土之 SRC 柱，核心之四個角柱為內灌混凝土之箱形柱。
- (2) 梁：各層之邊梁，服務核心內柱與柱間及機械層之外柱與服務核心柱之梁為 H-900×400 之鋼骨大梁，其餘之梁為鋼骨小梁。
- (3) 斜撐：在服務核內各層及機械層之外柱及服務核間，以鋼骨 H 型斜撐增加勁度，並提供外柱及服務核間之應力傳遞，使結構成一整體。
- (4) 樓版：與筒中筒系統相同。

(5) 牆：核心在 17 層以下，柱之間以 80 cm 厚之混凝土牆連結。

第三節 筒中筒系統與巨型構架系統之比較

在沒有特殊的結構變位控制裝置或其他減震、減少風力的裝置之前提下，由於結構體高寬比高達 6.2:1，為滿足屋頂之容許最大變位的要
求，加強結構體的整體勁度，便成為控制屋頂變位的必然方法，特別是在彎曲勁度上的加強；因此結構物經分析後的週期較一般中低樓層之結構物每層約 0.1 秒之週期更短。

2.3.1 結構動態分析結果週期之比較

本案二種結構系統經由結構分析軟體 (ETABS) 的結構動態分析計算後，結構系統之前三個振動模態的週期分別如下：

週期 (秒)	橫向振動 (秒)	縱向振動 (秒)	扭轉振動 (秒)
筒中筒系統 (Scheme A)	5.66	5.74	3.09
巨型構架系統 (Scheme B)	5.91	5.89	4.82

2.3.2. 水平側向力結構分析之比較

方案分析階段,結構抗震與耐風評估係依據(新修正建築技術規則建築構造編耐震設計條文)²及(新擬建築物風力規範設計條文)³計算結構設計載重後(詳附錄 2.1)進行分析與比較,兩種方案之各層樓層法規地震力剪力,水平側向位移以及層間變位角之比較如圖 2.7。二種方案各層法規設計風力之樓層剪力以及水平側向位移之比較如圖 2.8。分項說明如下:

A. 計算桿件應力之基底總橫力

水平側向外力分別考慮 100 年回歸期之風力及 950 年回歸期之地震力,以作為方案設計階段評估結構桿件設計應力時之水平側向力基準,二樓之基底剪力比較如下:

	風力 (T)		地震力 (T)	
	橫向	縱向	橫向	縱向
筒中筒系統 (Scheme A)	11979.0	11977.0	10464.9	10464.9
巨型構架系統 (Scheme B)	11959.0	11960.0	12371.1	12371.1

B. 計算結構變位之基底總橫力

對於變位或層間變位角之檢核，則分別考慮 50 年回歸期之風力及法規規範之 475 年回歸期之地震力，二樓之基底剪力比較如下：

	風力 (T)		地震力 (T)	
	橫向	縱向	橫向	縱向
筒中筒系統 (Scheme A)	9900.5	9898.3	6702.8	6666.1
巨型構架系統 (Scheme B)	9883.5	9884.3	7192.3	7243.3

C. 靜力分析與動力分析之地震力

上述水平側向地震力大小來自於結構動力分析與法規規範計算，就桿件應力設計時之地震力屬於法規規範控制，而變位分析時之地震力則受結構動力分析結果控制；基底剪力比較如下：

筒中筒系統 (Scheme A)	法規規範 (T)		動力分析 (T)	
	橫向	縱向	橫向	縱向
設計應力時	*10464.9	*10464.9	7694.0	7652.0
變位分析時	5905.6	5823.3	*6702.8	*6666.1

巨型構架系統 (Scheme B)	法規規範 (T)		動力分析 (T)	
	橫向	縱向	橫向	縱向
設計應力時	*12371.1	*12371.1	8256.5	8315.0
變位分析時	6686.0	6708.7	*7192.3	*7243.3

*:表作為設計應力或變位分析時之水平側向力

D. 水平側向變位分析結果之比較

本案二種方案，採用變位或層間變位角檢核時之風力和地震力進行分析後，風力之屋頂水平側向位移與地震力之層間變位角比較如下：

(1) 風力之屋頂水平位移

	橫向 (m)	縱向 (m)
(Scheme A) 筒中筒系統	1.22(2.85/1000)	1.24(2.9/1000)
(Scheme B) 巨型構架系統	1.19(2.78/1000)	1.19(2.78/1000)
註：最大容許風力之屋頂水平位移約為 $428 \times 3 / 1000 = 1.284\text{m}$		

(2) 地震力之最大層間變位角

	橫向 (徑)	縱向 (徑)
(Scheme A) 筒中筒系統	3.492/1000	3.412/1000
(Scheme B) 巨型構架系統	3.668/1000	3.639/1000
註：最大容許地震力層間變位角 5/1000 徑		

由上述二表可知，二種結構系統皆可藉由調整桿件尺寸大小而使風力與地震力變位符合法規之控制要求，故最後方案之選擇應再由成本及施工性等進行評估。

第四節 方案採用之考量說明

2.4.1 兩方案之鋼骨量比較

本案之兩種結構系統，分別以不同之結構桿件尺寸經由電腦分析計算，求得兩種系統之屋頂變位及鋼骨之單位重，繪製而成之比較表，如圖 2.9 所示。圖中每一個節點表示採用某一桿件尺寸，經分析計算求得屋頂變位和鋼骨量，節點和節點之間再以平滑曲線予以連接。垂直水平軸之虛線表示本案容許之屋頂水平位移，筒中筒系統之虛線部份表示預估曲線，因為在虛線部份，筒中筒系統為滿足變位要求時，已變得非常的不經濟。故由此圖表可以很明顯的看出在相同的屋頂變位要求下，巨型構架系統之用鋼量較筒中筒系統低了許多，主要之原因為巨型構架系統因周圍使用 SRC 邊柱且剪力遲滯(Shear Lag)現象不明顯，故能有效的發揮材料效能，所以用鋼量較少。

2.4.2 結構系統優劣點及施工性之比較

A. 筒中筒系統(Scheme A)

- (1). 梁柱接頭數多，現場電銲量大，品質控制不易。
- (2). 應力分佈均勻。
- (3). 扭轉勁度佳。
- (4). 接頭設計不易達到強柱弱梁的要求。

B. 巨型構架系統(Scheme B)

- (1). 側向勁度極佳，適用於高聳型建築。
- (2). 力量集中於 16 根巨柱及核心，其基礎設計較不易。
- (3). 扭轉勁度較差。

2.4.3 本案筒中筒系統與紐約世貿中心風力設計比較之檢討

經上述之分析可知本案如採筒中筒系統在合理之鋼骨單位用量下將無法滿足法規之變位要求，然為何紐約世貿中心採用該系統都可興

建，經詳細比照兩案在法規之風力及舒適度之要求差異甚大如下表，其中本案設計風力遠大於紐約世貿中心之設計風力。且在舒適度的要求上亦較紐約世貿中心嚴苛。因此適用於美國地區的筒中筒系統並不一定也適用台灣地區。尤其是必須滿足台灣的法規要求。

	柱距	設計風速	舒適度規範限制	
			頻率	最大加速度
本案	≈3.0m	104mph	一年二次	0.005g
紐約世貿中心	≈1.0m	90mph	一年十二次	0.010g

2.4.4 方案之決定

經上述之比較後，本案初選採用巨型構架系統，主要原因彙整如下：

- A.成本考量：在合乎相同的屋頂側向水平位移之勁度要求之下，巨型構架系統之造價較為經濟。
- B.以建築機能觀點：無論是對外開窗問題，角隅應用，內部使用，巨型構架系統皆較筒中筒系統容易規劃設計。
- C.以結構考慮：巨型構架系統可滿足強柱弱梁之要求，且接頭較少。
- D.以施工而言：巨型構架系統現場接合之接頭數，電銲量，皆比筒中筒系統少了許多。

2.4.5 選擇方案之缺點及設計注意要項

本工程經過前述之分析與比較，認為因本案之高寬比過大，且台灣地區之規範對於地震力之大小與風力舒適度之限制都較美國規範為大，故如採用美國紐約或芝加哥超高層大樓常用之筒中筒結構系統將無法滿足台灣法規之要求又本案選用巨型構架系統之方案，除結構之需求，成本及施工性之考量外，其中 8 層樓一個外伸桁架(Outrigger)的結構構思，不僅能符合巨型結構系統的要件又能充份搭配建築設計上 8 層樓為一單元節節高昇之建築造型，又可配合機電設備上 8 層樓有一個避難平台之消防安全新觀念。因此本案於方案評估後決定選用巨型構架系

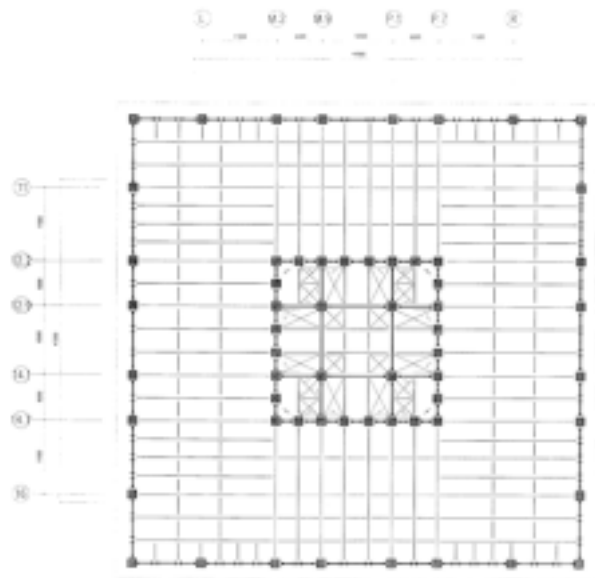
統。惟需於定案設計時考慮下列要項

- A. 本案風力依參考文獻 [3] 之研擬規範之設計風力，未來定案後之風力可採由風洞試驗之風力較為適當。
- B. 本案高寬比高達 6.2:1，使得彎曲勁度變低，當風力來襲時，由於彎曲變形，造成屋頂很大變位，將外柱面積加大以增加結構物之彎曲勁度之手段，導致外柱尺寸很大，未來定案後，可於結構桿件內加設阻尼器或於結構物內加裝阻尼裝置，有效的控制風力變位，減小外柱尺寸。
- C. 本案位於臺北盆地，方案之總樓高為 428m，不同於一般高樓結構，法規設計地震力與動力分析地震力相距甚多，法規設計地震力約為動力分析地震力的 1.5 倍，就本案而言，法規設計地震力應不適用於本案。
- D. 依法規設計地震力限制臺北盆地地盤水平向正規化反應譜係數在週期大於 3.3 秒後，加速度反應譜係數即不再衰減，而保持一定值，本案週期長達約 6 秒，前三個振動模態週期皆遠大於 3.3 秒，且有效質量佔有約 55%，若反應譜係數在週期 3.3 秒後可繼續衰減，將使本案動態分析地震力再折減約 25%。未來定案後擬進行工址之地震危害度調查研究，與採用歷年地震記錄加速度歷時資料作為設計地震力之基準。
- E. 巨型構架系統之構件數量較少，應注意尺寸效應，並需考慮吊裝與安裝焊接之可行性與可靠性。

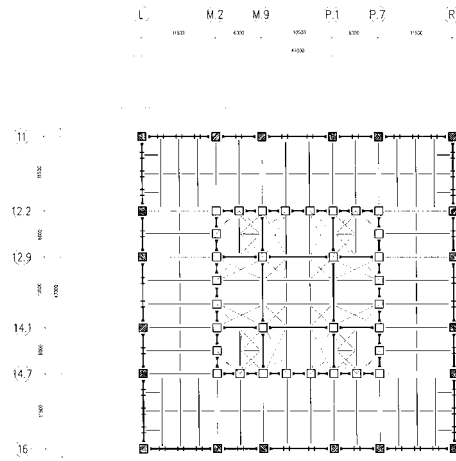
參考文獻

- [1] 劉大海、楊翠如，高層建築抗震設計，淑馨出版,1997。
- [2] 內政部營建署，新修正建築技術規則建築構造編耐震設計條文及規範研擬，法規講習系列，民國八十五年十一月。
- [3] 蔡益超，新擬建築物風力規範研討，中華民國結構工程學會，民國 85 年。

- [4] 蔡克銓、蔡益超、邱昌平，結構構材韌性設計規範研究，中華民國結構工程學會，民國八十一年九月。
- [5] 內政部營建署，鋼結構建築物設計技術規範（草案），內政部營建署，民國八十六年一月。
- [6] 翁正強、廖慧明、張蒞薇、陳誠直，鋼骨鋼筋混凝土構造（SRC）設計規範研究，中華民國結構工程學會，民國八十五年六月。
- [7] AISC, "LOAD & RESISTANCE FACTOR DESIGN", American Institute of Steel Construction, Inc., 1994。
- [8] Charles G. Salmon、John E. Johnson., "Steel Structures : Design and Behavior, Emphasizing Load and Resistance Factor Design ,Fourth Edition", "Harper Collins College Publishers,1966。
- [9] 胡建雄,深圳地王大廈，中國建築工業出版社，1997。
- [10] 謝紹松、甘錫澄、王正雄、莊憲正、許茂雄，"臺北國際金融中心 101 層摩天大樓之結構系統方案初選",87 年 5 月，土木技術，第三期。



2.1 筒中筒系統低層區結構平面圖



2.2 筒中筒系統高層區結構平面圖

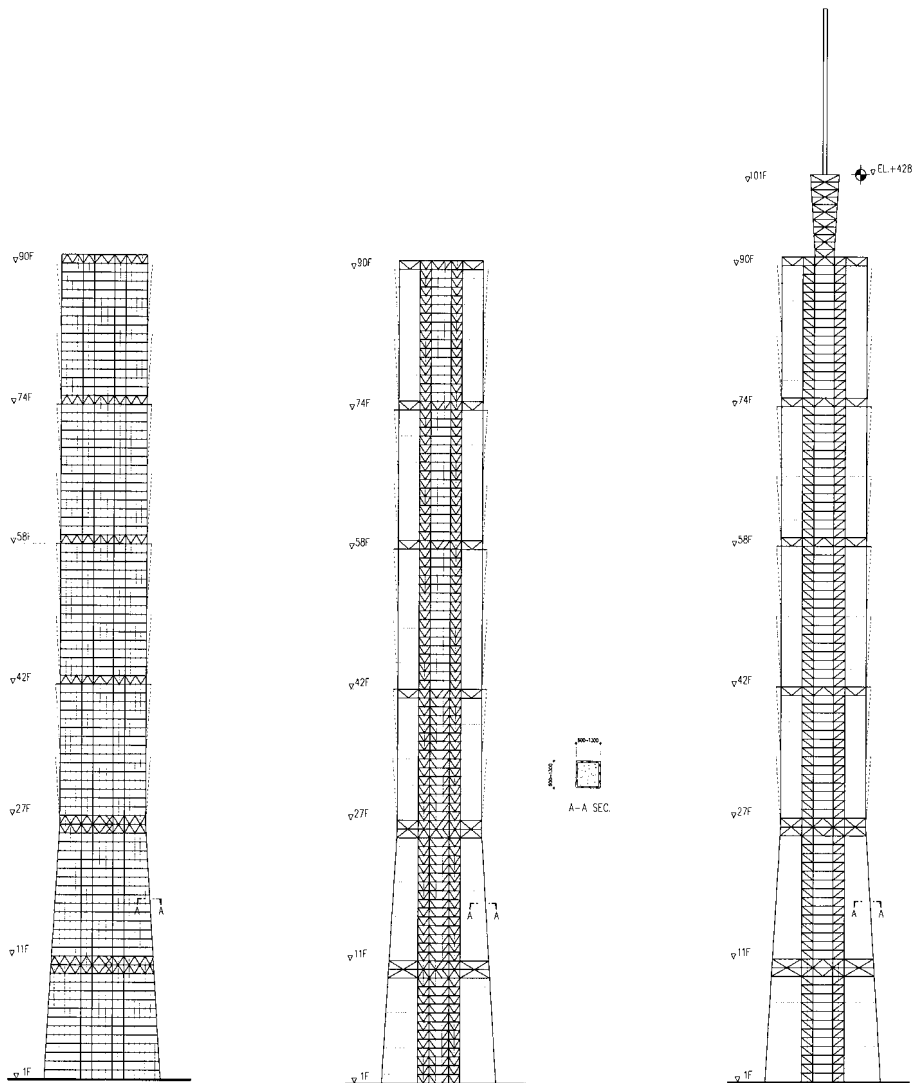


圖 2.3 筒中筒系統結構立面圖

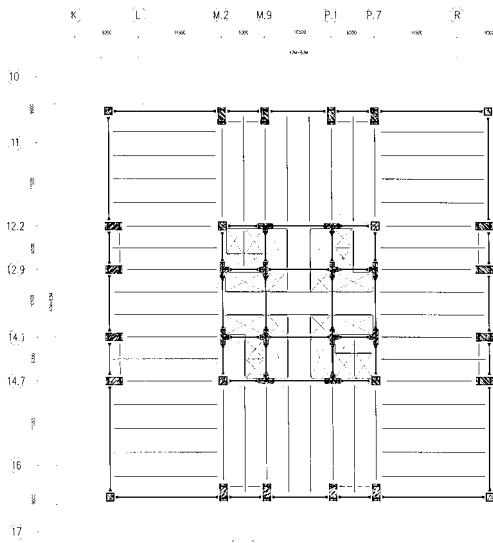


圖 2.4 巨型構架系統低層區結構平面圖

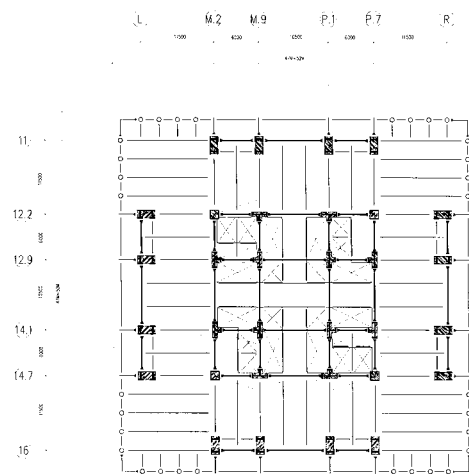


圖 2.5 巨型構架系統高層區結構平面圖

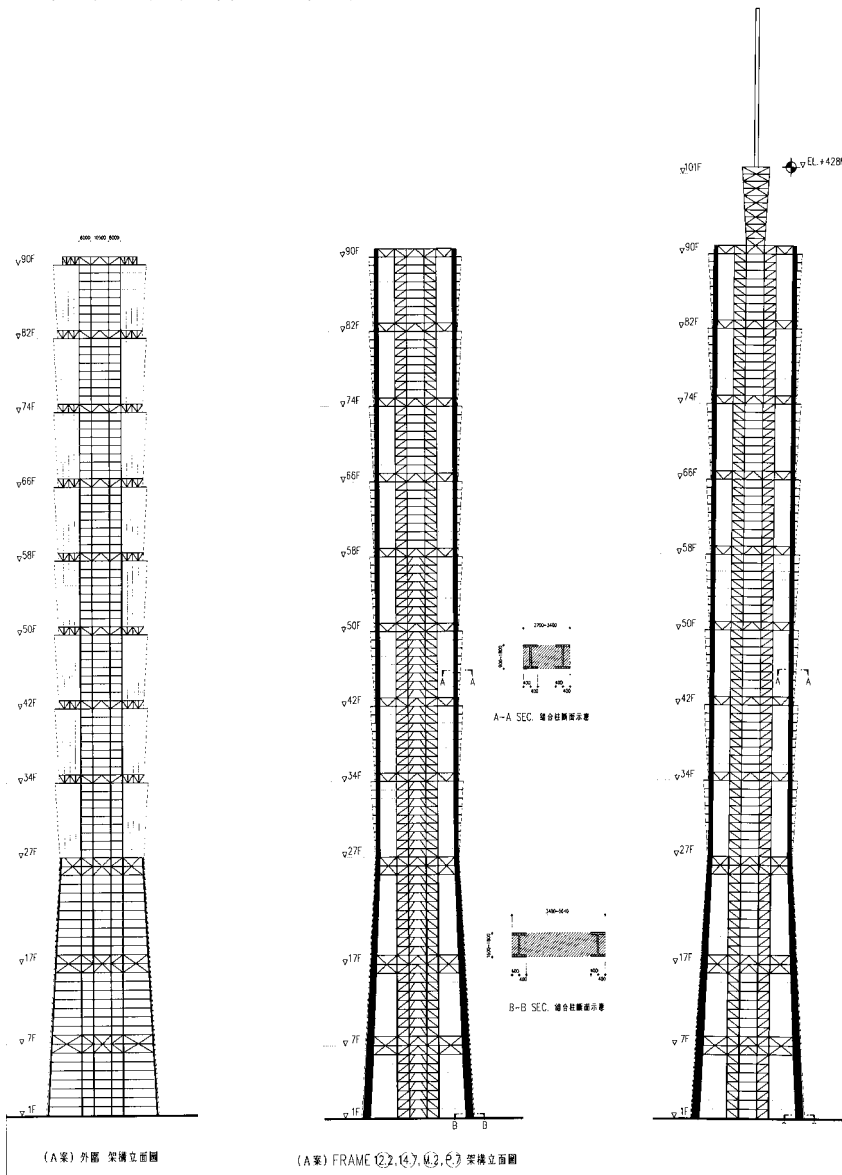
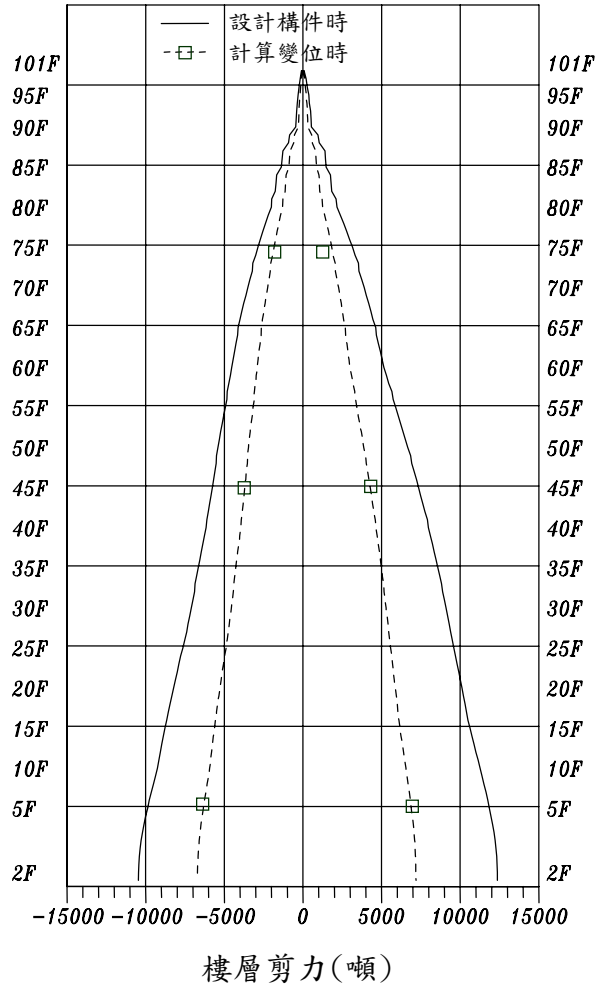
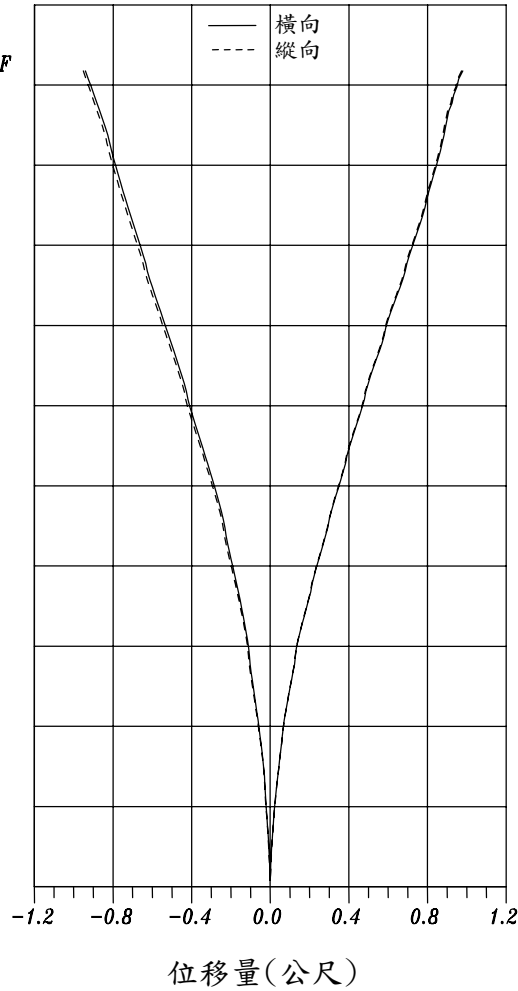


圖 2.6 巨型構架系統結構立面圖

475 年回歸期地震力
筒中筒系統 / 巨型構架系統



475 年回歸期地震力水平側向位移
筒中筒系統 / 巨型構架系統



475 年回歸期地震力層間變位角
筒中筒系統 / 巨型構架系統

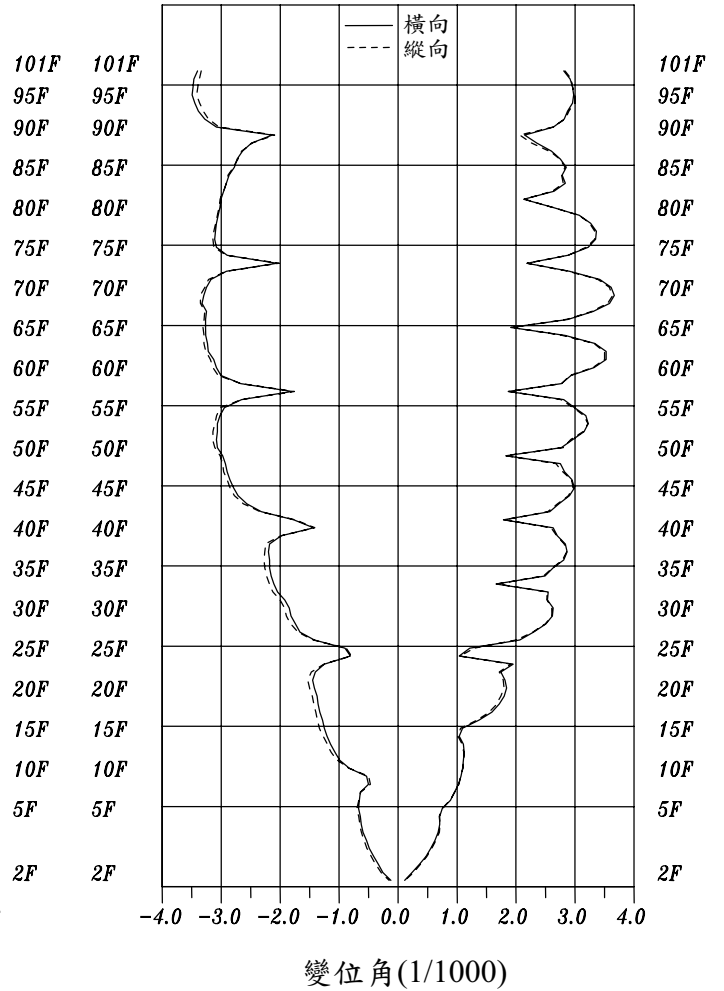
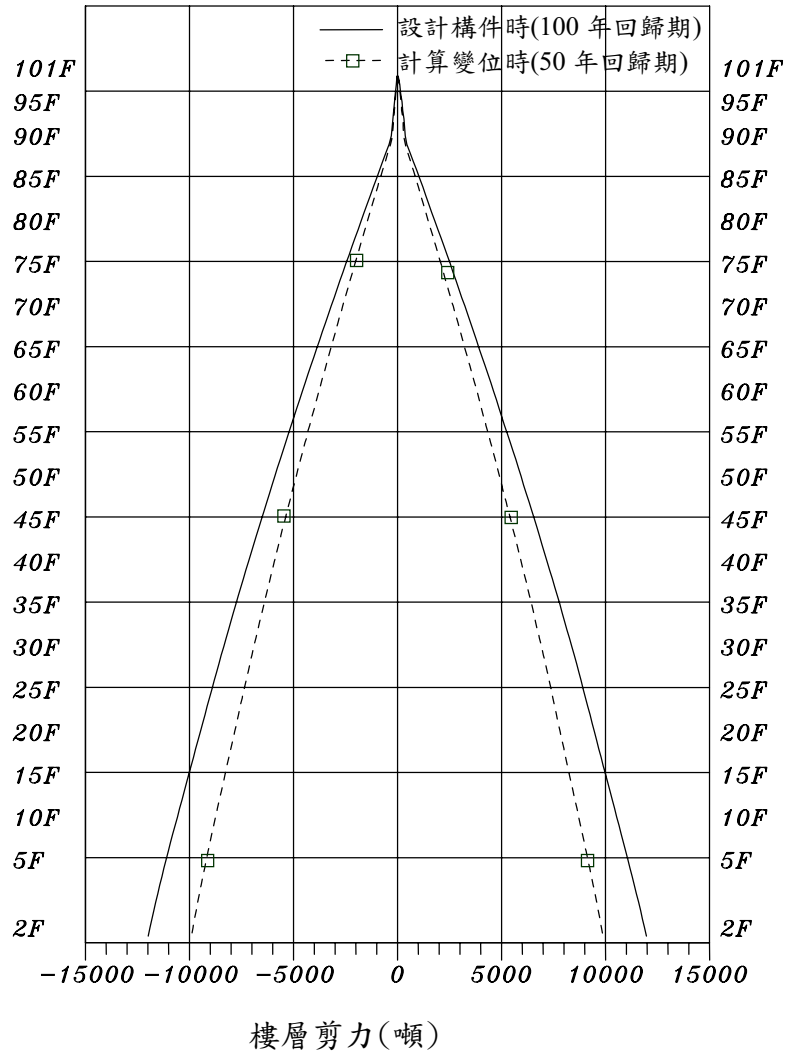


圖 2.7 耐震反應比較圖

100 年回歸期設計風力
筒中筒系統 / 巨型構架系統



50 年回歸期風力側向位移
筒中筒系統 / 巨型構架系統

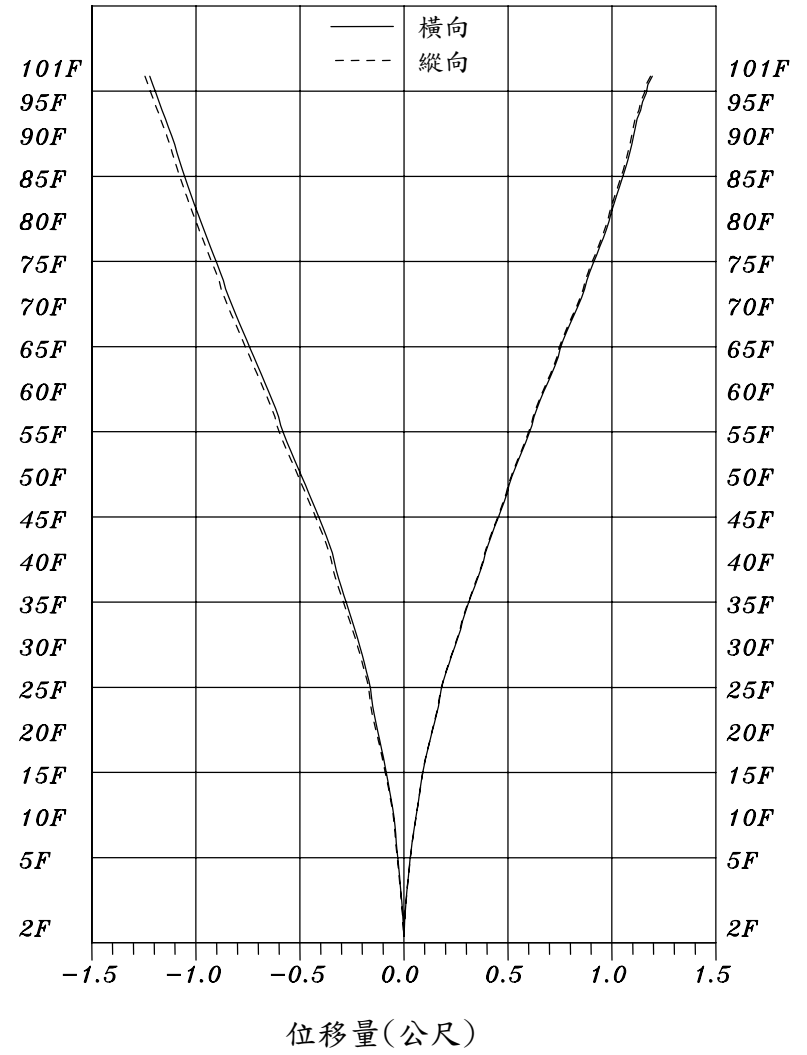


圖 2.8 風力反應比較圖

結構變位與鋼骨重量比較圖

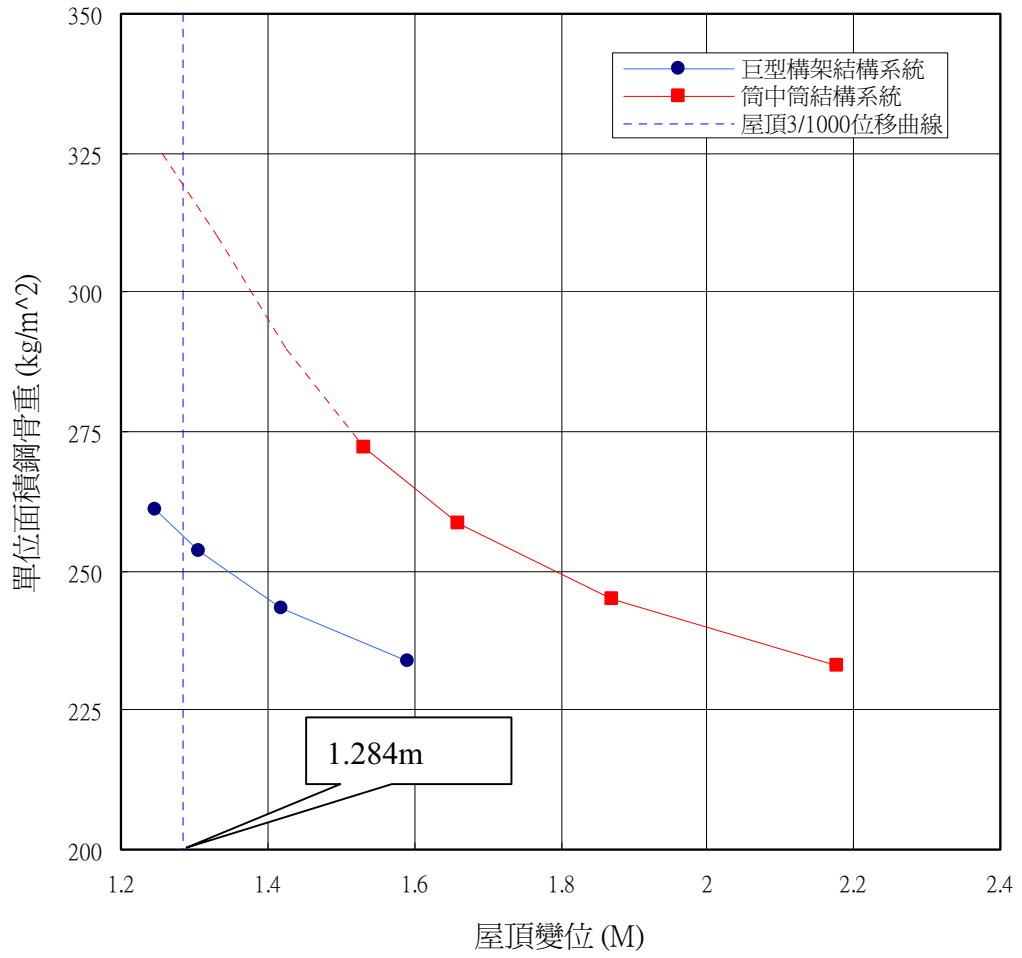


圖 2.9 鋼骨單位面積量比較圖

附錄 2.1 法規地震力與風力計算

地震力計算(依據 85 年新修正建築技術規則建築構造編耐震設計條文)

A. 筒中筒系統(Scheme A)

(1) 靜力分析之建築物地震力

基地位於臺北市	地盤類別 = 臺北盆地
建築物總高 $H_n = 394.80$ 公尺	屋突高 $H_p = 32.95$ 公尺
設計用周期 $T_x = 5.6600$ 秒(DYN.)	$T_y = 5.7400$ 秒(DYN.)
反應譜係數 $C_x = 1.0000$	$C_y = 1.0000$
震區係數 $Z = 0.2300$	地震分區 = 地震二區
用途係數 $I = 1.2500$ (第三類)	用途 = 辦公大樓
折減係數 $F_{ux} = 2.7000$	$F_{uy} = 2.7000$
放大倍數 $\alpha_y = 1.4000$	鋼結構極限設計法

(LRFD)

建築物總重 $W_T = 198176.30$ t 二層樓 (含) 以上

橫向總剪力 $V_x = 10464.9$ t

縱向總剪力 $V_y = 10464.9$ t

(2) 動力分析求桿件應力之設計地表加速度

動力分析地表加速度 $(Z_d)_{mx} = 1.5525 \text{m/sec}^2$

$(Z_d)_{my} = 1.5525 \text{m/sec}^2$

動力分析基底橫力 $V_x = 7693.97$ t $V_y = 7651.96$ t

總橫力調整係數 $\phi_x = 1.3601$ $\phi_y = 1.3676$ 規則平面

設計地表加速度 $Z_{dx} = 2.1116 \text{m/sec}^2$ $Z_{dy} = 2.1232 \text{m/sec}^2$

(3) 靜力分析計算層間相對位移之地震力

反應譜係數 $C'_x = 0.5830$ $C'_y = 0.5749$

折減係數 $F'_{ux} = 2.7000$ $F'_{uy} = 2.7000$

總剪力 $V'_x = 5905.61$ t $V'_y = 5823.30$ t

(4) 動力分析求層間變位之地表加速度

動力分析地表加速度 $(Z_d)_{mx} = 1.3524 \text{m/sec}^2$

$(Z_d)_{my} = 1.3524 \text{m/sec}^2$

動力分析基底橫力 $V = 6702.8$ $TV = 6666.1 \text{ t}$
 總橫力調整係數 $\phi'x = 1.0000$ $\phi'y = 1.0000$ 規則平面
 變位地表加速度 $Z'dx = 1.3524\text{m/sec}^2$ $Z'dy = 1.3524\text{m/sec}^2$

B. 巨型構架系統(Scheme B)

(1) 靜力分析之建築物地震力

基地位於臺北市 地盤類別 = 臺北盆地
 建築物總高 $H_n = 394.80$ 公尺 屋突高 $H_p = 32.95$ 公尺
 設計用周期 $T_x = 5.9100$ 秒(DYN) $T_y = 5.8900$ 秒(DYN)
 反應譜係數 $C_x = 1.0000$ $C_y = 1.0000$
 震區係數 $Z = 0.2300$ 地震分區 = 地震二區
 用途係數 $I = 1.2500$ (第三類) 用途 = 辦公大樓
 折減係數 $F_{ux} = 2.7000$ $F_{uy} = 2.7000$
 放大倍數 $\alpha_y = 1.4000$ 鋼結構極限設計法

(LRFD)

建築物總重 $WT = 234273.90 \text{ t}$ 二層樓(含)以上
 橫向總剪力 $V_x = 12371.1 \text{ t}$
 縱向總剪力 $V_y = 12371.1 \text{ t}$

(2) 動力分析求桿件應力之設計地表加速度

動力分析地表加速度 $(Zd)_{mx} = 1.5525\text{m/sec}$

$$(Zd)_{my} = 1.5525\text{m/sec}^2$$

動力分析基底橫力 $V_x = 8256.46 \text{ t}$ $V_y = 8315.03 \text{ t}$
 總橫力調整係數 $\phi_x = 1.4984$ $\phi_y = 1.4878$ 規則平面
 面

設計地表加速度 $Zdx = 2.3262 \text{ m/sec}^2$ $Zdy = 2.3098 \text{ m/sec}^2$

(3) 靜力分析計算層間相對位移之地震力

反應譜係數 $C'x = 0.5584$ $C'y = 0.5603$
 折減係數 $F'ux = 2.7000$ $F'uy = 2.7000$
 總剪力 $V'x = 6685.99 \text{ t}$ $V'y = 6708.69 \text{ t}$

(4) 動力分析求層間變位之地表加速度

動力分析地表加速度 $(Zd)_{my} = 1.3524\text{m/sec}^2$

$(Zd)_{my} = 1.3524\text{m/sec}^2$

動力分析基底橫力 $V_x = 7192.29 \text{ t}$

$V_y = 7243.32 \text{ t}$

總橫力調整係數 $\varphi'_x = 1.0000$

$\varphi'_y = 1.0000$ 規則平

面

變位地表加速度 $Z'dx = 1.3524\text{m/sec}^2$

$Z'dy = 1.3524\text{m/sec}^2$

二、風力計算(依據 85 年新擬建築物風力規範設計條文[草案])

計算設計風壓力之基本公式如下:

$$\text{迎風面 } P(z) = q(z) \times G(h) \times C_p \quad C_p = 0.8 \quad q(z): \text{任一高度之風速壓}$$

$$\text{背風面 } P(z) = q(h) \times G(h) \times C_p' \quad C_p' = 0.2 \sim 0.5 \quad G(h): \text{屋頂陣風反應因子}$$

$$q(z) = 0.0625 \times K(z) \times [I \times V_{10}(c)]^2 \quad C_p, C_p': \text{風壓係數}$$

$$K(z) = 2.774 \times 2^{\alpha} \sqrt{\frac{z}{z_g}} \quad z > 5\text{m} \quad V_{10}: 10\text{m 高之風速}$$

$$K(z) = 2.774 \times 2^{\alpha} \sqrt{\frac{5}{z_g}} \quad z \leq 5\text{m} \quad z_g: \text{梯高度}$$

若週期 ≤ 1 秒, 且高度與短邊的比值 ≤ 5 時 α : 地況分類係數

$$G(h) = 0.89 + 5.0 \times T(h) \quad T(h): \text{紊流強度}$$

$$T(h) = 2.35 \frac{\sqrt{D_0}}{\left(\frac{H}{10}\right)^{\alpha}} \quad D_0: \text{地表拖曳係數}$$

若週期 > 1 秒, 或高度與短邊的比值 > 5 時 S : 構造物尺寸因子*

$$G(h) = 0.89 + \sqrt{1.86 \frac{P}{\beta} + \frac{(4.52 \times T_1)^2 \times S}{1 + 0.00656 \times C}} \quad C: \text{構造物平均寬度}$$

$$T_1 = 2.35 \frac{\sqrt{D_0}}{(2H/3/10)^{\alpha}} \quad \beta: \text{構造物阻尼比}$$

$$p = J \times y \times f \quad T_1: (2/3H) \text{處之紊流強度}$$

$$f = 13.2 \times f_n \times \frac{H}{s \times V_{10}} \quad J: \text{壓力剖面係數*}$$

$$\text{渦散頻率 } n = 0.1 \times \frac{V}{B} \neq n_0 \text{ (橫向自然振動頻率)}$$

y : 共振因子*

s : 地表磨擦因子

f_n : 構造物自然頻率(1/T)

$$\text{橫向風力 } WLz = 3.0 \times g \times qH \times CL \times A \times \frac{Z}{H} \times \sqrt{1+RL}$$

$$\text{扭矩 } MTz = 1.8 \times g \times qH \times CT \times A \times \frac{Z}{H} \times \sqrt{1+RL} \times B$$

半年回歸期屋頂振動加速度尖峰值

$$Aa = Da \times (2\pi fa)^2 \times \frac{1.128 \times G(z) - 1}{1.128 \times G(z) \times (3.34 \times I)^2}$$

$$Ac = Dc \times (2\pi fc)^2 \quad At = Dt \times (2\pi ft)^2$$

屋頂總加速度尖峰值

$$A = \sqrt{Aa^2 + Ac^2 + At^2} \leq 0.05 \text{m/sec}^2$$

A.筒中筒系統(Scheme A)

(1) 風力基本資料

基本週期 $T(x) = 5.66$ 秒 $T(y) = 5.74$ 秒 $T(z) = 3.09$ 秒

地況 = B

重要因子 $I = 1.10$

基本風速 $V_{10}(C) = 42.50 \text{m/sec}$

(2) 求桿件應力之基底總橫力

橫向總橫力 $V_x = 11979$ t

縱向總橫力 $V_y = 11977$ t

(3) 計算屋頂位移之基底總橫力

橫向總橫力 $V_x = 9900.0$ t

縱向總橫力 $V_y = 9898.3$ t

B.巨型構架系統(Scheme B)

(1) 風力基本資料

基本週期 $T(x) = 5.91$ 秒 $T(y) = 5.89$ 秒 $T(z) = 4.82$ 秒

地況 = B

重要因子 $I = 1.10$

基本風速 $V_{10}(C) = 42.50 \text{m/sec}$

(2) 計算桿件應力之基底總橫力

橫向總橫力 $V_x = 11959 \text{ t}$

縱向總橫力 $V_y = 11960 \text{ t}$

(3) 計算屋頂位移之基底總橫力

橫向總橫力 $V_x = 9883.5 \text{ t}$

縱向總橫力 $V_y = 9884.3 \text{ t}$

第三章 定案結構系統之概要說明

臺北國際金融中心原方案設計 101 層高度 428m，含尖塔高度為 488m，自 1997 年中開始規劃，由於本案為超高層大樓，根據建築法第 34 條及“臺北市特殊結構委託審查原則”之規定，本大樓選定“台大地震工程研究中心”為結構外審單位，該中心除聘請 10 位學有專精之台大土木教授（含三位大地工程學，五位結構工程學及二位地震工程學）外，另加三位材料工程學教授，組成陣容堅強之結構外審委員會。

審查期間由 1997 年 12 月至 1999 年 5 月共計召開 15 次之審查會議，審查過程分成地下基礎構造與地上結構物二階段進行，其間亦多次邀請國外結構顧問美國 Thornton-Tomasetti 公司，大地工程顧問富國技術工程公司，風洞試驗及減振阻尼器顧問加拿大 R.W.D.I 公司及 Motioneering 公司，分別派員列席說明後通過審查並取得建照，工程進行期間一度因飛航安全而被要求降低至 400 公尺以下，既有結構則配合取消 95F 以上建築後重新分析檢核並通過結構審查以因應可能之建築變更，爾後在相關單位協助解決航道問題後，目前定案的建築物總高度為 508m，期間並因面積及高度等建築變更另外召開 3 次結構變更審查，整體結構工程已於 2003 年 10 月完成，而成為目前世界最高之建築物。本章即在說明臺北國際金融中心定案結構之設計結果。

第一節 建築設計概要

臺北國際金融中心大樓（臺北 101 大樓）係座落於臺北市信義計劃區內，其長寬各約 175m，基地面積約 30,277m²。建築設計為塔、裙樓各一棟，塔樓為高度 508m 之 101 層超高層大樓，本工程之業主為國內多家大型企業所組成之臺北金融大樓股份有限公司，建築設計為李祖原建築師事務所，永峻工程顧問（股）公司負責結構設計與結構監造，富國工程技術公司擔任大地工程顧問，加拿大 RWDI 公司擔任風工程顧問。由 RWDI 成立之 Motioneering 公司則負責阻尼器之設計、施工。美國 Thornton-Tomasetti 結構工程顧問公司擔任結構專業獨

立審查 (Peer Review)，美國Turner公司為專案營建管理單位 (PM & CM)，另總承包商KTRT為日商熊谷組與台灣華熊、榮工、大友為營造四家聯合承攬，鋼結構部分由業主指定承包商施作，係由日商新日鐵與中鋼結構公司聯合承攬。整體結構工程已於 2003 年 10 月完成。預計臺北 101 大樓將於 2004 年 10 月啟用，大樓主要作為金融機構辦公室之用，裙樓則為地上六層之購物商場，地下室共五層並連通全基地，其主要用途為商場及停車場，建築總樓地板面積約 374,000m²。26 層以上並以 8 層樓為一單元，單元頂層則作為設備層以供作機電設備設置空間並兼作消防避難之用。2003 年 5 月時定案結構之各樓層高度與面積及用途詳下表：

臺北國際金融中心新建工程面積計算表(1/2)

基地概要	基地座落	臺北市信義計劃區											
		臺北市信義段四小段31, 31-1, 34, 34-1, 37-33, 37-34, 37-35等7筆地號											
類別	層別	計算式	樓地板面積(平方公尺)			容積總樓地板面積(平方公尺)			機電設備	梯廳面積	挑空面積	戶數	用途
			變更前	變更後	增減額	變更前	變更後	增減額					
各層樓地板面積	B5F	詳A2-1	24,221.11	24,221.11	0.00	0.00	0.00	0.00	3,923.53	0.00	0.00	0	防空避難室兼停車場
	B4F	詳A2-2	22,551.66	22,551.66	0.00	0.00	0.00	0.00	1,771.23	0.00	1,669.45	0	停車場
	B3F	詳A2-3	23,087.39	23,087.39	0.00	0.00	0.00	0.00	2,634.60	0.00	1,133.72	0	停車場
	B2F	詳A2-4	23,703.95	23,703.95	0.00	0.00	0.00	0.00	1,795.27	0.00	517.16	0	停車場
	B1F	詳A2-5	22,509.60	22,448.60	-61.00	16,753.33	15,697.92	-1,055.41	1,309.10	1,946.10	640.00	1	一般零售業(甲、乙組)、餐飲業、大型百貨、食品、飲料零售、停車場
	1F	詳A2-6	14,480.10	14,587.15	107.05	12,921.90	12,668.83	-253.07	99.61	1,498.29	443.10	1	一般零售業(甲、乙組)、餐飲業、金融保險業(門廳)
	2F	詳A2-7	11,708.60	11,717.90	9.30	10,437.70	9,543.30	-894.40	104.90	1,171.40	864.10	1	一般零售業(甲、乙組)、餐飲業、金融保險業(門廳)
	3F	詳A2-8	11,047.00	11,026.00	-21.00	9,850.30	9,842.20	-8.10	81.20	1,108.80	1,367.60	1	一般零售業(甲、乙組)、餐飲業
	4F	詳A2-9	12,991.90	12,983.00	-8.90	11,632.8	11,533.00	-99.80	151.70	1,298.80	1,555.00	2	一般零售業(甲、乙組)、餐飲業
	5F	詳A2-10	10,437.6	10,413.7	-23.9	9,347.9	9,241.73	-106.17	130.6	1,045.4	3,940.3	2	文康健身活動設施(水上活動、健身訓練、健康諮詢、會議室、配餐室)金融保險業、產品展示服務業、會議室
	6F	詳A2-11	3,517.01	3,517.01	0	3,199.5	3,158.9	-40.6	6.46	351.7	0	4	文康健身活動設施(水上活動、健身訓練、健康諮詢、會議室、配餐室)金融保險業
	7F	詳A2-12	3,202.01	3,199.19	-2.82	738.24	725.73	-12.51	1,752.45	8.24	204.95	0	機械層、避難室
	8F	詳A2-13	470.03	474.22	4.19	0	0.00	0.00	0.00	0.00	2,855.76	0	機械層
	9F	詳A2-14	3,256.53	3,256.53	0.00	2,955.51	2,931.94	-23.57	5.81	318.78	0.00	3	金融保險業
	10F	詳A2-15	3,184.01	3,184.01	0.00	2,890.23	2,861.30	-28.93	5.81	316.90	0.00	3	金融保險業
	11F	詳A2-16	3,112.19	3,112.19	0.00	2,822.37	2,795.48	-26.89	5.81	310.90	0.00	3	金融保險業
	12F	詳A2-17	3,041.30	3,041.30	0.00	2,757.93	2,731.08	-26.85	5.81	310.90	0.00	3	金融保險業
	13F	詳A2-18	2,971.23	2,971.23	0.00	2,694.23	2,668.30	-25.93	5.81	310.90	0.00	3	金融保險業
	14F	詳A2-19	2,901.87	2,901.87	0.00	2,605.01	2,605.87	0.86	5.81	310.90	0.00	3	金融保險業
	15F	詳A2-19	2,833.43	2,833.43	0.00	2,543.42	2,544.28	0.86	5.81	310.84	0.00	3	金融保險業
	16F	詳A2-20	2,765.71	2,765.71	0.00	2,482.47	2,483.33	0.86	5.81	310.90	0.00	3	金融保險業
	17F	詳A2-20	2,089.59	2,088.74	-0.85	566.59	565.74	-0.85	881.75	77.77	610.06	0	機械層、避難室
	18F	詳A2-21	410.52	408.91	-1.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2,223.90	0	機械層
	19F	詳A2-21	2,567.65	2,567.65	0.00	2,327.37	2,305.07	-22.30	5.81	257.65	0.00	2	金融保險業
	20F	詳A2-22	2,503.30	2,503.30	0.00	2,268.92	2,247.16	-21.76	5.81	257.65	0.00	2	金融保險業
	21F	詳A2-22	2,439.67	2,439.67	0.00	2,211.09	2,189.89	-21.20	5.81	257.65	0.00	2	金融保險業
	22F	詳A2-23	2,376.95	2,376.95	0.00	2,146.00	2,133.44	-12.56	5.81	246.56	0.00	2	金融保險業
	23F	詳A2-23	2,314.96	2,314.96	0.00	2,059.51	2,034.35	-25.16	49.11	246.56	0.00	2	金融保險業
	24F	詳A2-24	2,307.43	2,307.43	0.00	2,025.60	2,027.58	1.98	49.11	246.56	0.00	2	金融保險業
	25F	詳A2-24	1,327.60	1,091.34	-236.26	567.05	331.38	-235.67	296.50	0.00	1,102.18	0	機械層、避難室
	26F	詳A2-25	372.06	372.76	0.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2,043.65	0	機械層
	27F	詳A2-25	2,291.24	2,291.24	0.00	2,268.06	2,061.94	-206.12	5.81	223.49	0.00	2	金融保險業
	28F	詳A2-26	2,212.61	2,212.61	0.00	1,996.60	1,985.54	-11.06	5.81	223.49	0.00	2	金融保險業
	29F	詳A2-26	2,281.42	2,281.42	0.00	2,059.15	2,047.47	-11.68	5.81	246.12	0.00	2	金融保險業
	30F	詳A2-27	2,351.25	2,351.25	0.00	2,122.62	2,110.32	-12.30	5.81	246.12	0.00	2	金融保險業
	31F	詳A2-27	2,422.10	2,422.10	0.00	2,187.03	2,174.08	-12.95	5.81	246.12	0.00	2	金融保險業
	32F	詳A2-28	2,494.07	2,494.07	0.00	2,252.48	2,242.14	-10.34	5.81	246.12	0.00	2	金融保險業
33F	詳A2-28	2,566.96	2,566.96	0.00	2,219.08	2,227.85	8.77	82.31	287.70	0.00	2	金融保險業	
34F	詳A2-29	1,642.60	1,643.73	1.13	749.10	0.00	-749.10	988.12	0.00	725.58	0	機械層、避難室	
35F	詳A2-29	2,144.73	2,144.73	0.00	1,940.96	1,924.54	-16.42	5.72	240.36	0.00	1	一般零售業(甲、乙組)、金融保險業(電梯轉換層)	
36F	詳A2-30	1,056.30	1,899.05	842.75	948.05	1,703.39	755.34	5.76	271.65	313.47	3	空中大廳(電梯轉換層)金融保險業	
37F	詳A2-30	2,281.42	2,281.42	0.00	2,068.06	2,047.46	-20.60	5.81	257.91	0.00	2	金融保險業	
38F	詳A2-31	2,351.25	2,351.25	0.00	2,081.20	2,110.31	29.11	5.81	257.91	0.00	2	金融保險業	
39F	詳A2-31	2,422.10	2,422.10	0.00	2,145.61	2,114.40	-31.21	65.49	257.91	0.00	2	金融保險業	
40F	詳A2-32	2,494.07	2,494.07	0.00	2,253.39	2,179.17	-74.22	65.49	257.91	0.00	2	金融保險業	
41F	詳A2-32	793.94	2,566.96	1,773.02	699.12	2,304.45	1,605.33	5.81	257.91	0.00	2	金融保險業	
42F	詳A2-33	2,369.31	2,369.31	0.00	749.10	0.00	-749.10	1,703.35	0.00	0.00	0	機械層、避難室	
43F	詳A2-33	2,144.73	2,103.81	-40.92	1,935.80	1,866.95	-68.85	5.78	259.55	40.92	2	金融保險業	
44F	詳A2-34	2,212.61	2,171.60	-41.01	1,997.51	1,948.66	-48.85	5.78	259.55	40.92	2	金融保險業	
45F	詳A2-34	2,281.42	2,240.41	-41.01	2,060.05	2,010.59	-49.46	5.78	259.55	40.92	2	金融保險業	
46F	詳A2-35	2,351.25	2,310.43	-40.82	2,123.53	2,073.61	-49.92	5.78	259.55	40.92	2	金融保險業	
47F	詳A2-35	2,422.10	2,381.28	-40.82	2,187.94	2,137.37	-50.57	5.78	259.55	40.92	2	金融保險業	
48F	詳A2-36	2,494.07	2,453.15	-40.92	2,253.39	2,202.06	-51.33	5.78	259.55	40.92	2	金融保險業	
49F	詳A2-36	348.19	2,526.04	2,177.85	0.00	2,267.66	2,267.66	5.78	259.55	40.92	2	金融保險業	
50F	詳A2-37	1,600.21	1,565.59	-34.62	618.92	0.00	-618.92	833.93	0.00	803.72	0	機械層、避難室	
小計			276,733.91	281,013.44	4,279.53	152,721.72	151,607.76	-1,113.96	18,949.73	17,857.72	23,300.14	90	
法規檢討	法定建蔽率	50%											
	實建建蔽率	15136.77m ² /30277m ² *100%=49.99%											
	法定建築面積	30277m ² *50%=15138.5m ²											
	實設建築面積	15136.77m ² 詳A2-6											
	實設空地	30277m ² -15136.77m ² =15140.23m ²											
	法定容積率	630%+(26282.24+10846.36)/30277*100%=752.63%											
	基準樓地板面積	30,277m ² *630%=190,745.1m ²											
	開放空間有效面積	12,576.48m ²											
	開放空間增加樓地板面積	12,576.48m ² *630%*1/3=26,410.61m ²											
	法定允建總樓地板面積	190,745.1m ² +26,410.61m ² +(10,846.36-126.68m ²)=227,875.39m ²											
機電設備面積檢討	24,826.46m ² -227,875.39m ² (法定容積樓地板面積)*10%=2,038.92m ² (計入容積)												
實設總容積樓地板面積	225,829.76m ² +2,038.92m ² =227,868.68m ² <227,875.39m ² (OK)												
實設容積率	227,868.68m ² /30,277m ² *100%=752.61%<752.63%(OK)												
防空避難室檢討	24,221.11m ² >15,136.77m ² (OK)												
雜項工程	避雷針 H=60M=26,700,000 元												
工程造價	26,700,000元+373,990.17m ² *15,200元/m ² =570,9982,584元												

臺北國際金融中心新建工程面積計算表(2/2)

基地概要	使用分區		信義計劃區A22街廓, 商業區(業務設施用地)										
	面前道路		市府路30M										
層別	計算式	樓地板面積			容積總樓地板面積			機電設備	梯廳面積	挑空面積	戶數	用途	
		變更前	變更後	增減額	變更前	變更後	增減額						
51F	詳A2-37	2,144.73	2,103.81	-40.92	1,900.60	1,866.95	-33.65	5.78	259.55	40.92	2	金融保險業	
52F	詳A2-38	2,212.61	2,171.60	-41.01	1,962.30	1,948.66	-13.64	5.78	259.55	40.92	2	金融保險業	
53F	詳A2-38	2,281.42	2,240.41	-41.01	2,059.97	2,010.59	-49.38	5.78	237.00	40.92	2	金融保險業	
54F	詳A2-39	2,351.25	2,310.43	-40.82	2,123.45	2,073.61	-49.84	5.78	244.00	40.92	2	金融保險業	
55F	詳A2-39	2,422.10	2,381.28	-40.82	2,187.86	2,137.37	-50.49	5.78	251.07	40.92	2	金融保險業	
56F	詳A2-40	2,494.07	2,453.15	-40.92	2,253.31	2,202.06	-51.25	5.78	245.34	40.92	2	金融保險業	
57F	詳A2-40	309.45	2,566.96	2,257.51	0.00	2,304.48	2,304.48	5.78	268.41	0.00	2	金融保險業	
58F	詳A2-41	1,692.51	1,693.98	1.47	779.54	0.00	-779.54	1,038.94	0.00	675.33	0	機械房, 避難室	
59F	詳A2-41	2,144.73	2,144.73	0.00	1,939.78	1,924.48	-15.30	5.78	235.27	0.00	1	一般零售業(甲、乙組), 金融保險業(電梯轉換層)	
60F	詳A2-42	1,060.86	1,911.10	850.24	927.50	1,702.79	775.29	47.95	259.52	301.41	3	空中大廳(二電梯轉換層), 金融保險業	
61F	詳A2-42	2,281.42	2,281.33	-0.09	2,030.91	2,005.25	-25.66	47.95	258.09	0.00	2	金融保險業	
62F	詳A2-43	2,351.25	2,351.35	0.10	2,074.36	2,110.44	36.08	5.78	248.30	0.00	2	金融保險業	
63F	詳A2-43	2,422.10	2,422.20	0.10	2,194.36	2,117.28	-77.08	62.70	257.05	0.00	2	金融保險業	
64F	詳A2-44	2,494.07	2,494.07	0.00	2,253.35	2,181.96	-71.39	62.70	262.15	0.00	2	金融保險業	
65F	詳A2-44	311.90	2,566.96	2,255.06	0.00	2,304.48	2,304.48	5.78	257.05	0.00	2	金融保險業	
66F	詳A2-45	1,587.57	1,684.79	97.22	749.10	0.00	-749.10	1,086.25	0.00	684.52	0	機械房, 避難室	
67F	詳A2-45	2,144.73	2,110.15	-34.58	1,935.74	1,893.38	-42.36	5.78	233.23	34.58	2	金融保險業	
68F	詳A2-46	2,212.61	2,177.94	-34.67	1,997.35	1,954.39	-42.96	5.78	233.23	34.58	2	金融保險業	
69F	詳A2-46	2,281.42	2,246.75	-34.67	2,059.90	2,016.31	-43.59	5.78	255.98	34.58	2	金融保險業	
70F	詳A2-47	2,351.25	2,316.77	-34.48	2,123.38	2,079.31	-44.07	5.78	255.98	34.58	2	金融保險業	
71F	詳A2-47	2,422.10	2,410.07	-12.03	2,187.89	2,163.28	-24.61	5.78	255.28	12.13	2	金融保險業	
72F	詳A2-48	2,494.07	2,481.94	-12.13	2,253.25	2,227.97	-25.28	5.78	277.86	12.13	2	金融保險業	
73F	詳A2-48	326.43	2,554.83	2,228.40	0.00	2,293.57	2,293.57	5.78	277.86	12.13	2	金融保險業	
74F	詳A2-49	1,753.94	1,784.07	30.13	682.93	0.00	-682.93	1,138.80	0.00	585.24	0	機械房, 避難室	
75F	詳A2-49	2,144.73	2,132.60	-12.13	1,901.23	1,871.11	-30.12	48.23	254.07	12.13	2	金融保險業	
76F	詳A2-50	2,212.61	2,200.48	-12.13	1,960.31	1,932.20	-28.11	48.23	254.07	12.13	2	金融保險業	
77F	詳A2-50	2,281.42	2,269.29	-12.13	2,059.88	2,036.56	-23.32	5.80	255.34	12.13	2	金融保險業	
78F	詳A2-51	2,351.25	2,339.12	-12.13	2,123.39	2,099.41	-23.98	5.80	255.34	12.13	2	金融保險業	
79F	詳A2-51	2,422.10	2,409.97	-12.13	2,187.78	2,163.17	-24.61	5.80	255.34	12.13	2	金融保險業	
80F	詳A2-52	2,494.07	2,481.94	-12.13	2,278.56	2,227.95	-50.61	5.80	255.34	12.13	2	金融保險業	
81F	詳A2-52	279.17	2,512.56	2,233.39	0.00	2,255.50	2,255.50	5.80	255.90	54.40	2	金融保險業	
82F	詳A2-53	1,444.67	1,485.98	41.31	298.93	0.00	-298.93	759.99	0.00	883.33	0	機械房, 避難室	
83F	詳A2-53	2,144.73	2,132.60	-12.13	1,936.26	1,913.54	-22.72	5.80	255.34	12.13	2	金融保險業	
84F	詳A2-54	2,212.61	2,200.48	-12.13	1,473.46	1,974.63	501.17	5.80	255.34	12.13	2	金融保險業	
85F	詳A2-54	2,281.42	2,178.81	-102.61	2,065.91	1,960.93	-104.98	0.00	240.02	102.61	2	金融中心會員服務資訊中心, 觀聽中心, 會議室, 交誼室, 配餐室, 文康室	
86F	詳A2-55	2,332.89	2,351.25	18.36	2,107.41	2,073.67	-33.74	42.46	330.35	0.00	2	餐飲業	
87F	詳A2-55	340.77	602.84	262.07	256.16	511.34	255.18	31.22	163.58	1,819.26	0	機械房	
88F	詳A2-56	1,140.71	2,420.44	1,279.73	1,045.44	2,178.40	1,132.96	0.00	289.90	74.04	2	餐飲業	
89F	詳A2-56	1,984.17	2,508.74	524.57	1,859.68	2,424.52	564.84	0.00	84.22	58.22	1	展望層, 一般零售業(甲組), 餐飲業	
90F	詳A2-57	1,810.98	1,747.80	-63.18	576.92	350.66	-226.26	950.47	0.00	108.32	0	機械房, 避難室	
91F	詳A2-57	538.32	466.25	-72.07	464.16	420.00	-44.16	32.12	14.13	157.99	1	展望平台通訊設備層	
92F	詳A2-58	48.45	286.85	238.40	0.00	173.51	173.51	84.76	28.58	362.82	0	機械房	
93F	詳A2-58	618.36	458.82	-159.54	504.52	193.09	-311.43	226.21	39.52	216.37	0	機械房	
94F	詳A2-59	151.68	211.93	60.25	80.64	163.08	82.44	28.92	19.93	229.29	1	通訊設備層	
95F	詳A2-59	188.79	190.44	1.65	171.63	182.44	10.81	0.00	8.00	0.00	1	通訊設備層	
96F	詳A2-60	205.06	199.51	-5.55	186.43	190.57	4.14	0.00	8.94	7.57	1	通訊設備層	
97F	詳A2-60	234.09	236.17	2.08	212.81	227.23	14.42	0.00	8.94	0.00	1	通訊設備層	
98F	詳A2-61	265.36	267.19	1.83	241.24	258.27	17.03	0.00	8.92	0.00	1	通訊設備層	
99F	詳A2-61	303.10	300.12	-2.98	275.58	291.20	15.62	0.00	8.92	0.00	1	通訊設備層	
100F	詳A2-62	333.43	334.96	1.53	303.13	326.04	22.91	0.00	8.92	0.00	1	通訊設備層	
101F	詳A2-62	286.62	313.29	26.67	260.57	304.37	43.80	0.00	8.92	0.00	1	展望層	
R1F	詳A2-11	1,845.39	1,875.63	30.24	0.00	0.00	0.00	0.00	11.03	0.00	0	設備機房	
小計		81,445.54	92,976.73	11,531.19	65,508.86	74,222.00	8,713.14	5,876.73	8,910.67	6,837.99	76		
合計		358,179.45	373,990.17	15,810.72	218,230.58	225,829.76	7,599.18	24,826.46	26,768.39	30,138.13	166		
法規檢討	汽車機車檢討	餐飲業	汽車	4000/100=40;6000/120=50 12998.94/150=86.65 取87部				計177部	實設車位	汽車位:1,862部 詳A2-4 >900部(OK) 機車位:3,045部 詳A2-4 >2931部(OK) 行動不便者車位:3部 詳A2-4 裝卸位:21部 詳A2-4 大型裝卸位:2部 詳A2-6			
			機車	22998.94/35=657.11				計658部					
		產品展示服務業	汽車	2148.08/100=21.48				計22部					
			機車	2148.08/70=30.67				計31部					
		一般零售業甲、乙組	汽車	2000/100=20;2000/150=13.3 取14部 6000/200=30;21575.37/250=86.30 取87部				計151部					
	金融保險業	汽車	2000/100=20;2000/150=13.3 取14部				計316部						
			6000/200=30;160995.86/250=643.98 取644部				計708部						
		機車	170995.86/70=2442.80				計2443部						
	合計	汽車	(177+22+151+708)*85%=900				計900部						
	合計	機車	(658+31+316+2443)*85%=2931				計2931部						
裝卸車位檢討	餐飲業,產品展示服務業,一般零售業甲、乙=22998.94+2148.08+31575.37=56722.39㎡ 4000㎡~6000㎡:3部;6000㎡以上:(56722.39-6000)/6000=8.45 取9部							計算停車位樓地板面積	餐飲業 (B1F)9314.13+(1F)598.5+(2F)175.71+(3F)22.07+(4F)9455.48 +(86F)1469.40+(88F)1793.65+(89F)170=22998.94㎡				
	金融保險業=170995.86㎡ 10000㎡~20000㎡:3部;20000㎡以上:(170995.86-20000)/20000=7.55 取8部								產品展示服務業 2148.08㎡(5F) 一般零售業 (B1F)7168.23+(1F)10720.23+(2F)10030.19+(4F)3527.52+ +(35F)64.6+(59F)64.6=31575.37㎡				
	合計 3+9+3+8=23部								金融保險業 227.718.25-22,998.94-2,148.08-31,575.37=170,995.86㎡				
								汽車位	自設936部,法定車位924部				
								機車位	自設114部,法定車位2931部				

第二節 結構設計概要

本工程配合建築機能需求，主樓採用巨型構架系統(Mega Structure)，此系統由外圍的巨型箱型柱內灌混凝土及每隔 8 層設置一至二層樓高之巨型梁(Mega-beam)與中央斜撐核心筒連結，主結構則類似由 11 個次結構所組成之鋼骨及 SRC 造巨型構架。裙樓則主要為樑柱抗彎構架系統。

3.2.1 結構系統

本工程之地上結構體包含一棟 101 層的塔樓及一棟 6 層的裙樓，二棟結構體於地上部份以伸縮縫完全斷開；地下室共有五層且塔、裙樓相連。圖 3.1 及圖 3.2 為主樓低層與高層標準結構平面圖。在平面配置上，服務核內共有 16 支箱型柱，自基礎向上延伸至 95F 後，配合建築平面退縮為 4 支而成為 95F 以上主要傳力構件。並基於屋塔結構之勁度與強度需求而於 94F 至 99F 間加灌 10,000 psi 柱內混凝土，主樓四周每側採用 2 支巨型鋼柱(Mega-column)延伸至 90 層，柱頂則以斜撐連接至服務核心的鋼柱以減緩建築平面推縮後的勁度變化，26F 以下並另主要配置 1.2m x 2.6m~1.2m x 1.6m 及 1.4m x 1.4m ~1.6m x 1.6m 等二種尺寸箱型柱，27F 以上則配合建築斜面造型而使用 H900x400~H1000x500 之 H 形斜柱 (Sloping Column)。又為提高抗風勁度與強度，62 層以下的箱型鋼柱均澆注 10,000psi 內灌混凝土，在立面配置上，圖 3.3 為本工程之三種主要立面構架，其中 X、Y 方向各配置二組合計六道立面構架，服務核心的鋼柱間以大樑、斜撐相連，並於九樓以下與 60 cm 厚之剪力牆澆灌一體以形成良好的水平力傳遞系統，機械層上下大梁間則以斜撐相接所形成的外伸桁架梁 (Outrigger) 及帶狀桁架梁(Belt Truss)作為內外柱間的主要垂直剪力傳遞機構。從巨觀的角度；本工程的結構主體主要是由上述巨柱、核心系統與外伸桁架梁等構件所組成的巨型構架。其中 8 支自 B5 層延伸至 90 層的主要巨柱，其最大尺寸達 2.4m x 3m。

3.2.2 構造材料

3.2.2.1 混凝土

本工程使用之混凝土設計齡期抗壓強度 f_c' 依使用範圍區分規定如下，又基於工作性與耐久性考量，混凝土之配比設計除應參照 ACI318-95 第五章規定並需滿足表中之特別需求，經試驗室試拌選擇符合本工程需求的適當配比，並經廠拌驗證配比合宜性，且應確保結構體澆置後不得產生蜂窩、析離、泌水及冷縫現象。混凝土必須於施工前至少六個月進行品質保證資料的建立，及進行結構物施工可行性評估並訂定嚴謹之施工計劃書。經業主及建築師核定後方得實際施工使用。核定之項目須符合安全性（強度與可靠度）、耐久性、工作性及特殊性能之要求。混凝土的配比經確認後，應依實際泵送需求提送泵送計劃並進行 $1m \times 1m \times 1m$ 方形模型試驗（Box Test）及箱形柱全尺寸試驗（Mock Up Test），以驗證配比、施工機具及泵送機的合宜性及配合度。

基本需求			特別需求
範圍	設計齡期 (天)	設計強度 (psi)	
主樓區之基礎	90	6000	<ul style="list-style-type: none"> 大底水泥用量 $\leq 250 \text{ kg/m}^3$ BF版水泥用量 $\leq 300 \text{ kg/m}^3$ 剪力牆具高流動性+ 乾縮應變 $\leq 450 \times 10^{-6} \text{ m/m}$ 或經驗證可避免收縮裂縫為原則。
主樓區地下室、1F 之 混凝土板、樑及 1F-8F 之剪力牆	28		
主樓區 B5F 樓版 及墊底 RC 版	28	4000	<ul style="list-style-type: none"> 依施工需求設計工作性 乾縮應變 $\leq 450 \times 10^{-6} \text{ m/m}$ 或經驗證可避免收縮裂縫為原則。
裙樓區之基礎、地下 室及 1F 混凝土板、樑			
二層（含）以上各層 樓版	28	4000	<ul style="list-style-type: none"> 需經泵送性能測試保證能輸送至高於各該層的工作性。
主樓區箱形柱內灌混 凝土	90	10,000	<ul style="list-style-type: none"> 具備高流動性⁺，經模型及 mock-up test 驗證填模效果（剪力隔板下氣泡量小於 5%） 自體收縮 $\leq 300 \times 10^{-6} \text{ m/m}$ (90 天)

+高流動性需求：拌和（含 60 分鐘）坍度 250±20mm：拌和（含 60 分鐘）坍流度 600±100 mm：不產生析離及泌水現象，並符合鋼筋間隙通過性試驗（U 形箱試驗）二級測試標準。

*未標示高流動性需求範圍，坍度應符合 220±20mm，斜坡道及 RC 樓梯可依需求調整工作性。

3.2.2.2 鋼筋

本工程使用之鋼筋依據尺寸區分材料規格如下,且不得為水淬鋼筋。

#6(含)以上之鋼筋使用 CNS560,A2006 SD42W 之熱軋竹節鋼筋，其降伏強度 $f_y \geq 4200 \text{ kg/cm}^2$ ，但不得超過 5460 kg/cm^2 。

#5(含)以下之鋼筋使用 CNS560,A2006 SD28 之熱軋竹節鋼筋，其降伏強度 $f_y \geq 2800 \text{ kg/cm}^2$ 。

3.2.2.3 鋼骨

本工程使用之鋼材規格依據構件及位置區分如下：

使用範圍	材質規格	鋼材強度規格			特殊規格	
		降伏強度範圍	極限強度範圍	最高降伏比*	說明	
主樓區	小梁	A572 Gr. 50	$f_y \geq 3520 \text{ kg/cm}^2$	$f_u \geq 4550 \text{ kg/cm}^2$	—	—
	大樑	SM570M (特別註明者除外)	$5200 \text{ kg/cm}^2 \geq f_y \geq 4200 \text{ kg/cm}^2$	$7300 \text{ kg/cm}^2 \geq f_u \geq 5800 \text{ kg/cm}^2$	0.85(板厚 $\leq 40\text{mm}$) 0.8(板厚 $>40\text{mm}$)	板厚 $\geq 50\text{mm}$ 時需進行厚度方向斷面縮減率之試驗
	斜撐					
	H 柱					
	箱型柱	SM570M			0.85	均需進行厚度方向斷面縮減率之試驗

裙樓區	小梁	A572 Gr. 50	$f_y \geq 3520 \text{ kg/cm}^2$	$f_u \geq 4550 \text{ kg/cm}^2$	—	—
	大樑	SN490B	12~40mm(含)	$6200 \text{ kg/cm}^2 \geq f_u$ $\geq 5000 \text{ kg/cm}^2$	0.8	
	斜撐		$4500 \text{ kg/cm}^2 \geq f_y$ $\geq 3300 \text{ kg/cm}^2$			
	H柱		40~100mm(含)			
	箱型柱	SN490C	$4200 \text{ kg/cm}^2 \geq f_y$ $\geq 3000 \text{ kg/cm}^2$			

* 降伏比為 f_y/f_u ，比值愈小表示構件可進入降伏的區域愈大。

3.2.3 主樓構件概述

3.2.3.1 基礎結構

本工程開挖深度為 22.25~22.95m，基礎版為深度 3.0~4.7m 厚之巨積鋼筋混凝土實心版，設計齡期 90 天之圓柱試體抗壓強度為 6,000psi。主樓基礎版下共配置 380 支 150Φ 平均入岩深度 23.3m (15~33m) 的基樁，裙樓部分則於柱位配置 167 支 200Φ 平均入岩深度 15.5m(5-28m) 之基樁。地下室外圍連續壁厚度採 1.2m，又為配合塔、裙樓之整體施工進度規劃及不同深開挖工法之需求，塔、裙樓間自 B1 FL 以下規劃一施工界面地中壁，該地中壁於地下室施工完成後視建築需要開口位置予以敲除。

3.2.3.2 樓板

本工程一樓、機械層及其上一層樓板採用 3W DECK，其總樓板厚度分別為 40-50cm 及 20cm，其餘各層主要使用厚度 13.5cm 之鋼承版複合樓版，所有樓版均可符合 UL 2 小時防火時效之要求而未噴覆防火披覆。地下層樓版為場鑄鋼筋混凝土樓版，其中地下一層樓版之版厚為 30cm，地下二層至地下四層則主要為版厚 40cm 之無梁版系統。

3.2.3.3 梁

地下一層塔樓順打區為場鑄鋼骨鋼筋混凝土梁，裙樓逆打區則主

要為 70x70 cm 混凝土梁。地下二層至地下五層於部分區域配置場鑄鋼筋混凝土梁。1F(含)以上主結構梁均為純鋼骨，小梁選用 ASTM A572 Gr.50 材質。鋼骨大梁均為組合型鋼,主要材質為 SM570M，係以 CNS SM570 為基本規格，於考慮焊接施工與抗震之需求後，加訂協商規格或提升原有規格值。

3.2.3.4 斜撐

斜撐主要為 H 型鋼，當柱距 10.5m 時之斜撐採用 V 型或倒 V 型系統，當柱距為 6m 時則主要為同心斜撐，部分同心斜撐則配合開門之需要而採偏心接合，有別於一般偏心斜撐以較弱的連桿梁消能，由於本大樓的高寬比較大，在相對較小的風速就會造成側向的振動，因此基於風力控制的需求，雖然建築平面角隅已配合風工程顧問的建議而修改，並且大樓於 87-92 樓之間加設調質阻尼器以減少短回歸期風力所造成的加速度反應，但由於大樓平面尺寸相對較小，為降低大樓橫風向風力之共振反應(VIO)，大樓結構體的自然振動週期仍建議儘可能降低以提高風力共振風速。因此基於勁度之需求而於連桿梁加勁補強，其主要使用材質則比照大樑之規格。

3.2.3.5 柱

塔樓柱位之規劃考量包含配合建築立面造型、使用空間及結構之應力傳遞路徑。建築規劃之電梯、樓梯、管道間及走道等等皆集中於塔樓之中心部位，因此服務核心內之 4 角隅共 16 支內柱均位於同一鉛直位置。又帷幕牆由地面至 25 層約成 4.4 度角、共 8.4 公尺之尺寸退縮，25 層以下之外柱結構規劃則配合建築立面為漸縮之斜柱，並由地下 5 層基礎層開始退縮以利柱應力傳遞，其退縮尺寸約為 10 公尺，另四角柱則為雙向斜柱。25 層以上之建築立面為每 8 層為一個單元之變化造型，其外柱結構規劃則以鉛直柱位及懸挑方式處理。

斜柱之設計除了有許多不同長度及尺寸的大、小梁需逐層配合平面退縮變化外，其製造及預裝尺寸精度、塔吊及吊裝之規劃與補強、調整及測量之配合與回饋、以及銲接變形之控制等等均為施工技術上需克服之課題。

柱斷面之變化除了配合結構應力與勁度需求外，並儘量予以簡化為原則以利施工，以最大巨柱尺寸為例，其柱尺寸變化由□2.4m×3.0m 共分 6 處漸縮至□1.6m×2.0m，每次退縮 200mm，漸縮段則以一層樓高之斜率施作，退縮之位置則配合一般建築需求採由兩側往中心、由內側往外側為原則。另鋼板厚度主要則由 70mm 漸縮至 50mm，每次變化之厚度為 5mm。若整合尺寸與板厚變化則共分為 9 段。主樓結構除 26F 以上之部分斜柱採 H 型鋼柱外，主要為鋼骨箱型柱，62 層以下並採內灌混凝土。柱之主要材質為 SM570M，係以 CNS SM570 為基本規格，於考慮焊接施工與抗震之需求後，加訂協商規格或提升原有規格值，其規格除依大梁材質要求外。為考慮箱型柱受面外應力之特性與使用高入熱量焊接之施工需求，主要增列厚度向斷面縮減率之要求及要求滿足焊接後韌性的需求。

裙樓地上層採用箱型鋼柱其材質為 SN490C 規格，地下室則因採用逆打方式施工而為 SRC 柱，其中 B2 層以下為 H350X350~H550X550 逆打鋼柱，B1 層則為箱型柱與 SRC 柱轉接層，其中箱型柱內澆置 4,000psi 混凝土

第三節 結構設計結果說明

3.3.1 樓板標準設計載重表

LEVEL	用途	鋼承板形式	樓板厚度	施工中載重	樓板自重	設備活載重
B5	Typical	/	30(裙樓)	0.72	0.816	0.5
B3-B4	Typical		40	0.96	1.085	0.5
B2	Typical	/	30	0.96	1.085	0.5
	雙層停車			0.96	1.085	0.75
B1	Typical	/	30	0.72	0.865	0.5
	美食街			0.72	1.225	0.5
1F	Indoor	3W	40	0.887	1.032	1.0
	Outdoor			0.887	1.337	1.0
	w/ plants			0.887	2.417	1.0
2F-5F	Office	GENCORE TYPE	13.5	0.327	0.487	0.5
	Lobby		0.327	0.487	0.5	
	Pool		20	0.483	0.64	0.5
6F,10F~16F,20F~24F,28F~33F,36F~41F,44F~49F,52F~57F,60F~65F,68F~73F,76F~81F,84F~86F,88F	Office	GENCORE TYPE	13.5	0.327	0.44	0.4
	Lobby			0.327	0.487	0.3
87F,89F	Restaurant	GENCORE TYPE	13.5	0.327	0.44	0.4
	Lobby			0.327	0.487	0.3
Top of Mechanical 9F,19F,27F,35F,43F,51F,59F,67F,75F,83F	Office	3W	20	0.404	0.556	0.4
	Lobby			0.404	0.669	0.3
Mechanical floor 7F,8F,17F,18F,25F,26F,34F,42F,50F, 58F,66F,74F,82F, 90F,91F~101F	RC Path	3W	20	0.404	0.444	0.5
	Lobby		20	0.404	0.444	0.3
Roof	Typical	3W	20	0.404	0.649	0.45
CURTAIN WALL INTERIOR	GLASS	0.08	t/m ²			
	STONE	0.15	t/m ²			
	DRY WALL	0.06	t/m ²			
	LOBBY	0.14	t/m ²			

3.3.2 結構動力特性

主樓結構於考慮 P - Δ 效應下之前 30 個自然振動週期如下表所示。

model:020829E2							
Mode	PERIOD	Participating mass		Mode	PERIOD	Participating mass	
		X-DIR	Y-DIR			X-DIR	Y-DIR
1	7.017	0.074	38.871	16	0.733	1.893	0.031
2	6.963	38.942	0.074	17	0.632	0.089	1.131
3	4.871	0.001	0.000	18	0.624	1.265	0.096
4	2.692	0.230	23.023	19	0.576	0.000	0.000
5	2.677	23.185	0.219	20	0.557	0.227	0.548
6	2.011	0.000	0.000	21	0.532	0.877	0.347
7	1.529	0.051	6.430	22	0.489	0.207	0.520
8	1.520	6.324	0.048	23	0.394	0.993	0.060
9	1.278	0.000	0.000	24	0.379	0.028	0.975
10	1.166	0.006	1.593	25	0.299	0.616	0.126
11	1.161	1.661	0.006	26	0.285	0.488	0.107
12	0.929	0.110	2.428	27	0.244	3.913	0.799
13	0.922	2.628	0.101	28	0.235	2.317	8.873
14	0.898	0.020	0.022	29	0.210	4.044	1.250
15	0.740	0.034	1.940	30	0.153	0.218	0.082

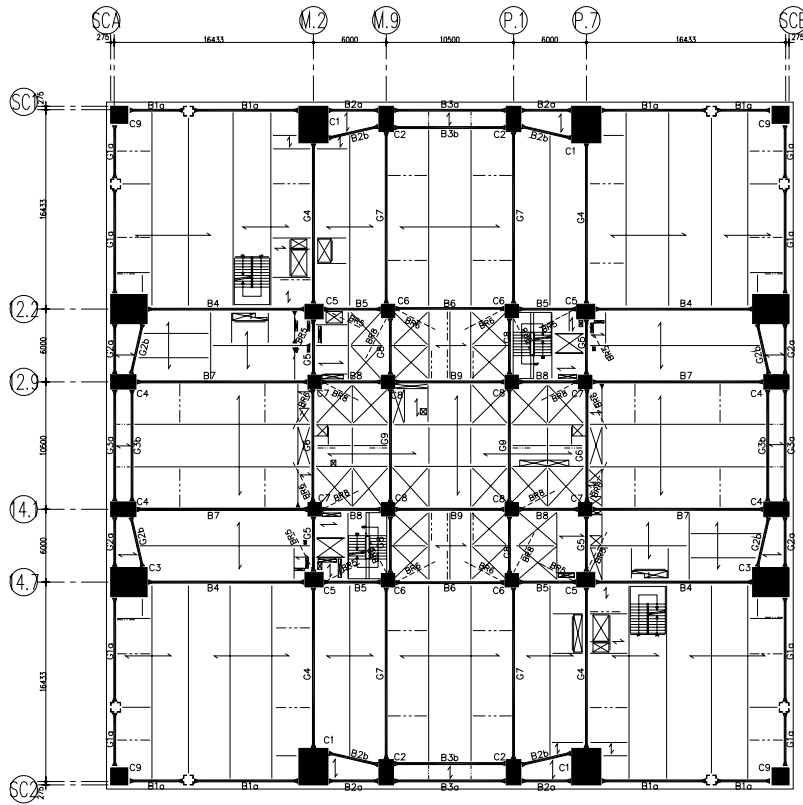
3.3.3 基本設計地震力與風力之比較

基於可靠度之需求，目前本工程的地震力與風力設計參數均另委託專業單位根據工址的環境特性進行研究與制定，前者由國立台灣大學與嚴慶齡工業發展基金會合設之工業研究中心負責，而設計風力則委託加拿大風工程顧問 RWDI 進行，圖 3.4 為 100 年回歸期風力、地震力之樓層剪力與彎矩及分析變位之比較圖。其中地震力的反應為分別考慮結構體前 30 個振態的反應後再以 CQC 組合後的結果。

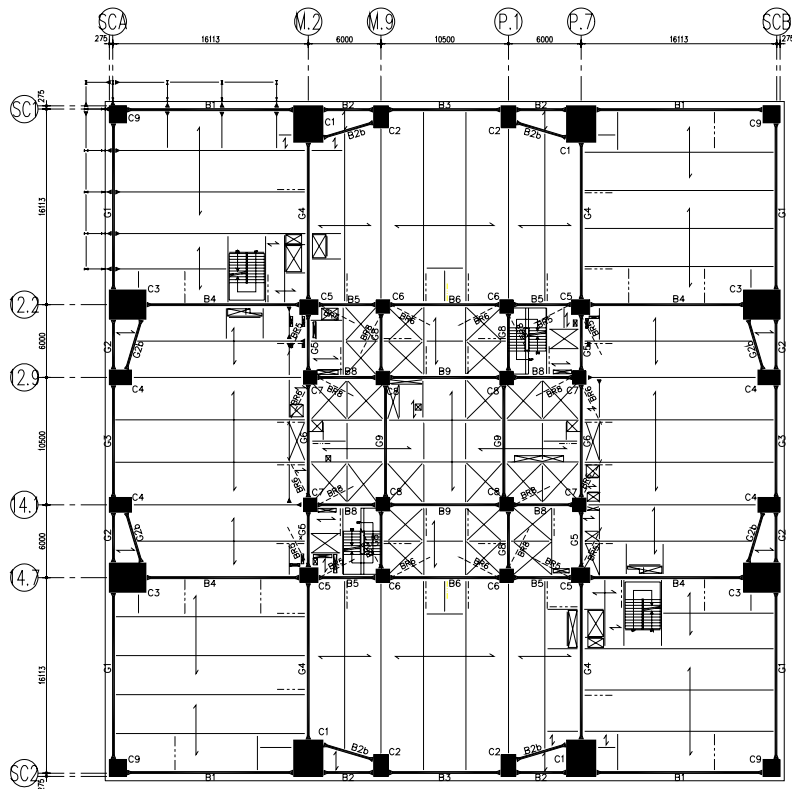
參考文獻

1. 內政部營建署，新修正建築技術規則建築構造編耐震設計條文及規範，民國八十五年十一月。

2. 蔡益超，新擬建築物風力規範研討，中華民國結構工程學會，民國八十五年。
3. 蔡克銓、蔡益超、邱昌平，結構構材韌性設計規範研究，中華民國結構工程學會，民國八十一年九月。
4. 內政部營建署，鋼結構建築物設計技術規範（草案），內政部營建署，民國八十六年一月。
5. 內政部建築研究所，建築技術規則建築構造編基礎構造設計規範，民國八十七年六月。
6. 翁正強、廖慧明、張荻薇、陳誠直，鋼骨鋼筋混凝土構造（S設計規範研究，中華民國結構工程學會，民國八十五年六月。
7. 謝紹松、甘錫滢，王正雄，莊憲正，“臺北國際金融中心基礎結構設計”，第五屆中日建築結構技術交流會工程研討會論文集，中國西安，2001.
8. 張敬昌、謝紹松、甘錫滢、王正雄、莊憲正、許茂雄，“臺北國際金融中心 101 層塔樓結構設計”，第六屆中日建築結構技術交流會工程研討會論文集，2003.

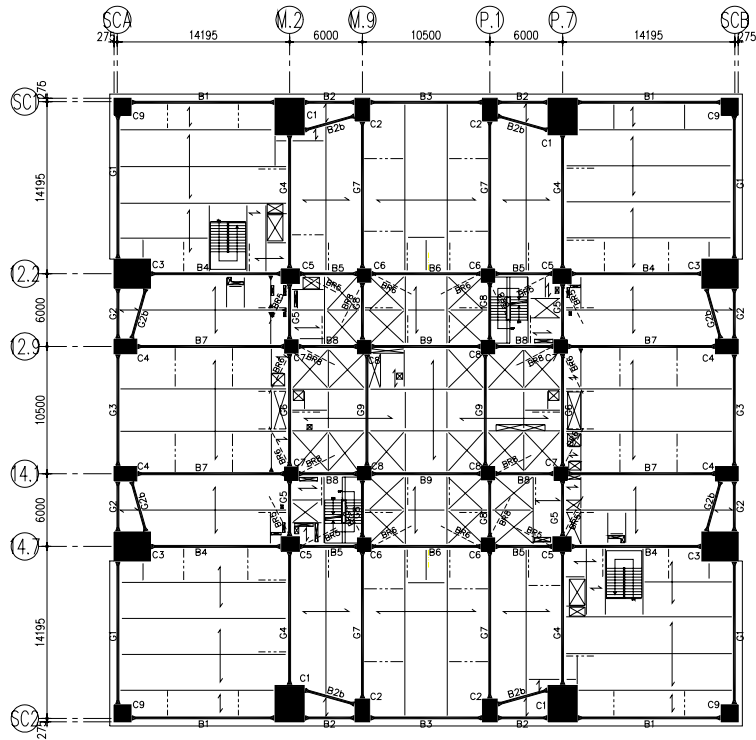


2-9F 結構標準平面圖

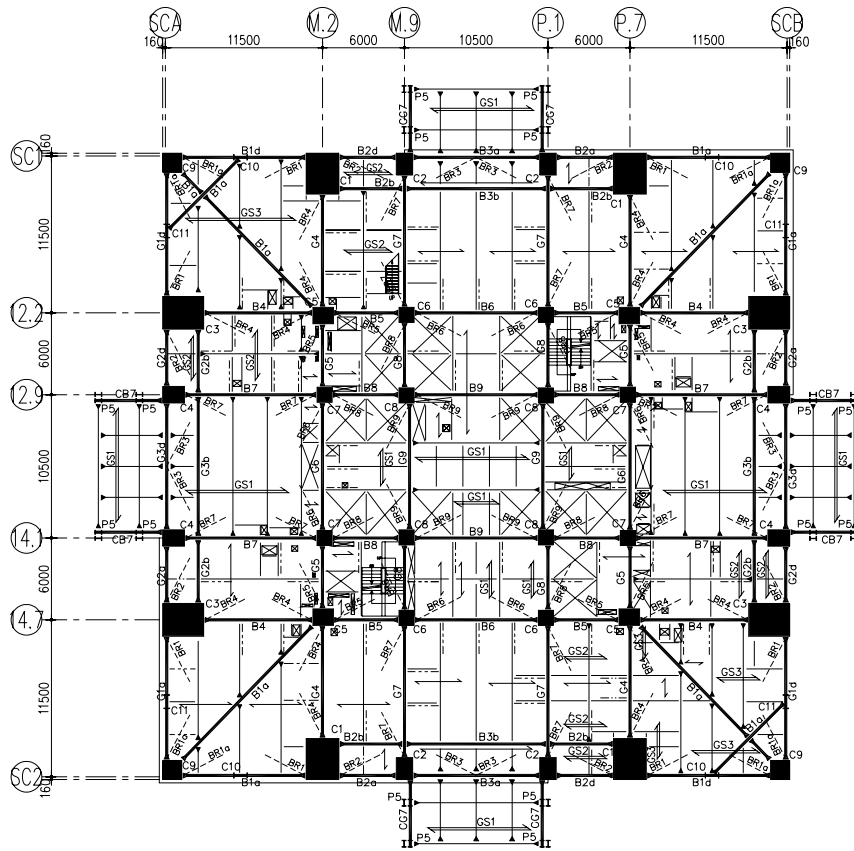


10-15F 結構標準平面圖

圖 3.1a 低層區之標準平面圖

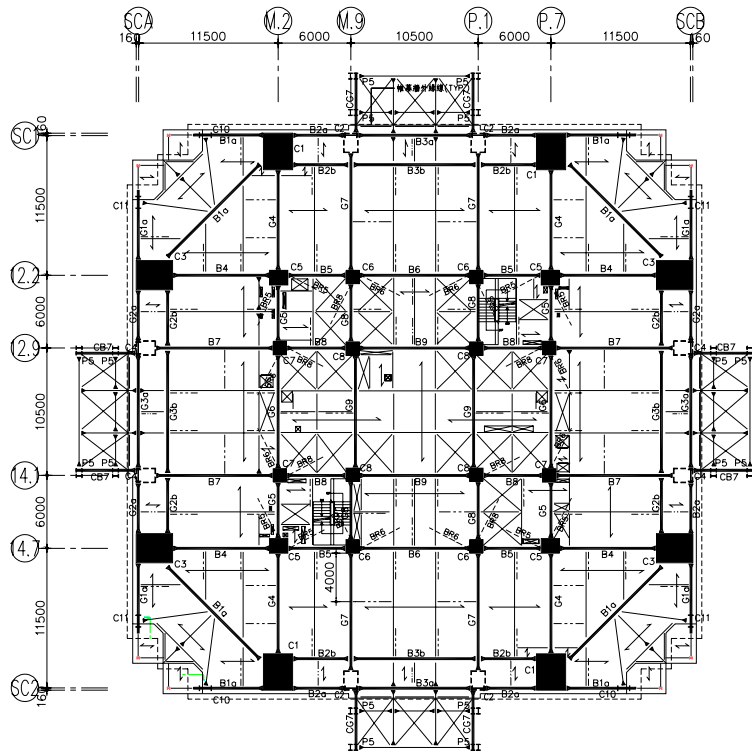


16-24F 結構標準平面圖

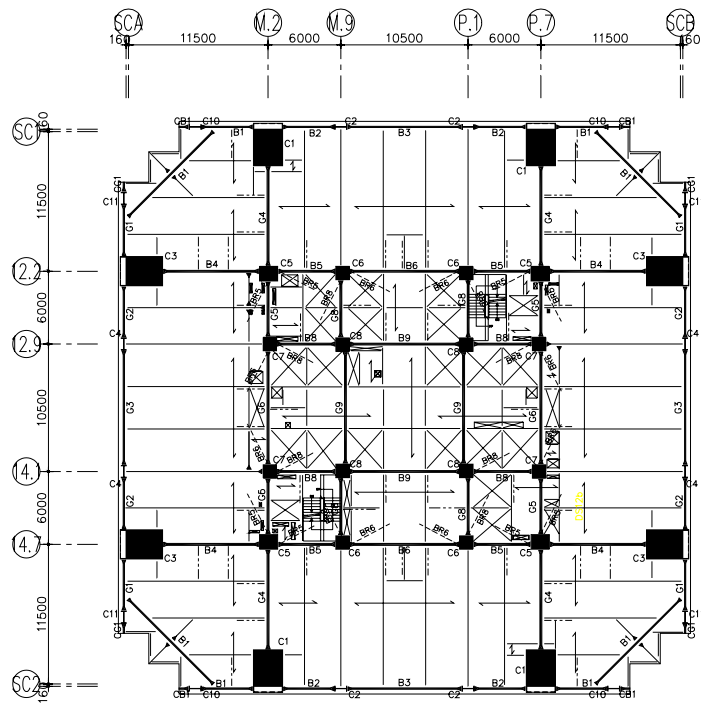


25-26F 結構標準平面圖

圖 3.1b 低層區之標準平面圖

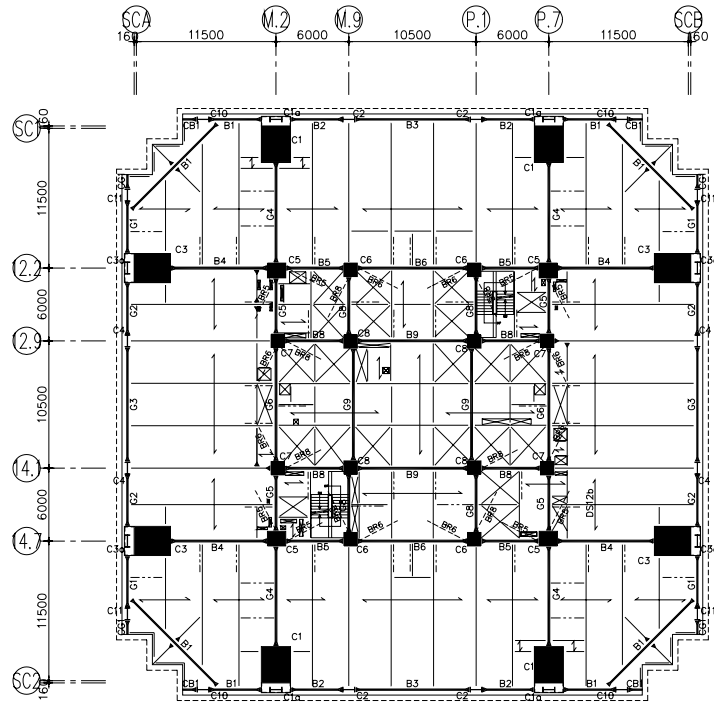


27+8n 層結構標準平面圖

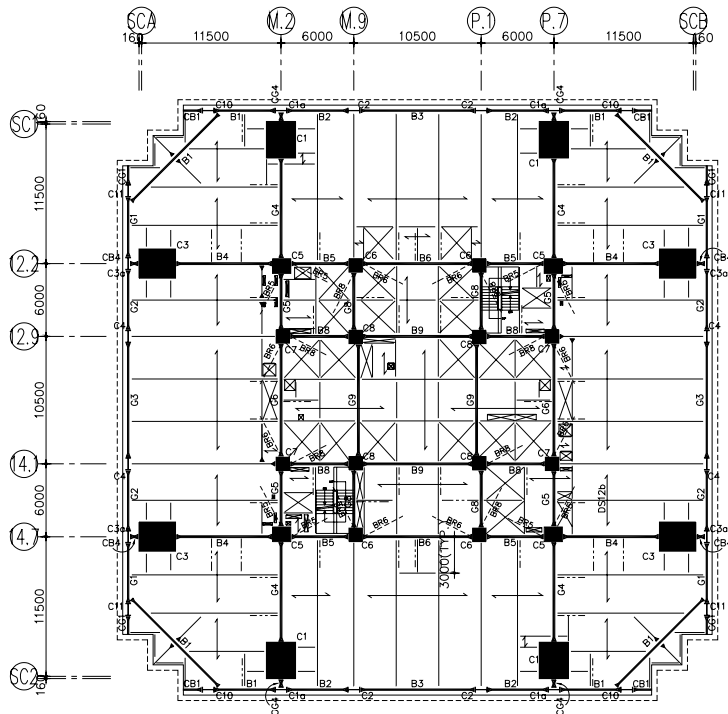


28+8n 層結構標準平面圖

圖 3.2a 高層區標準平面圖

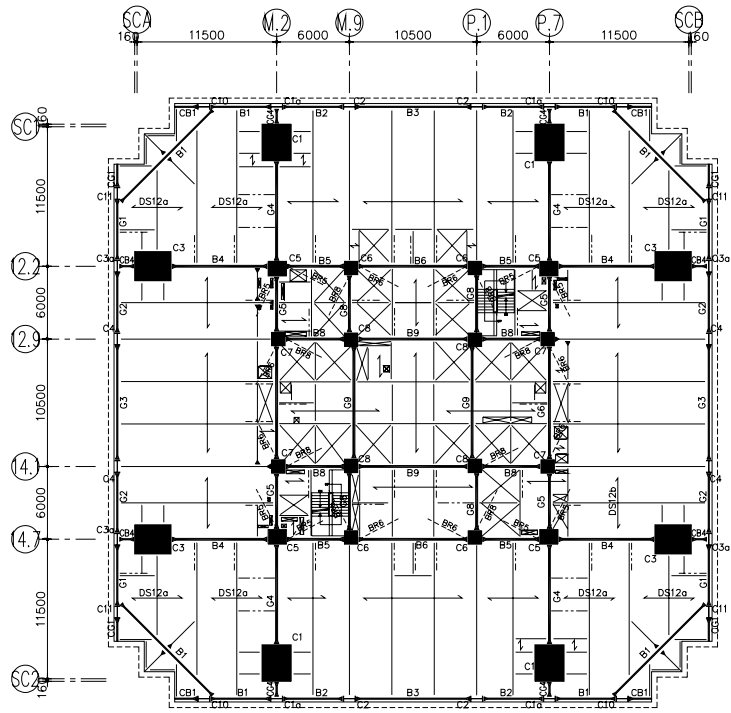


29+8n 層結構標準平面圖

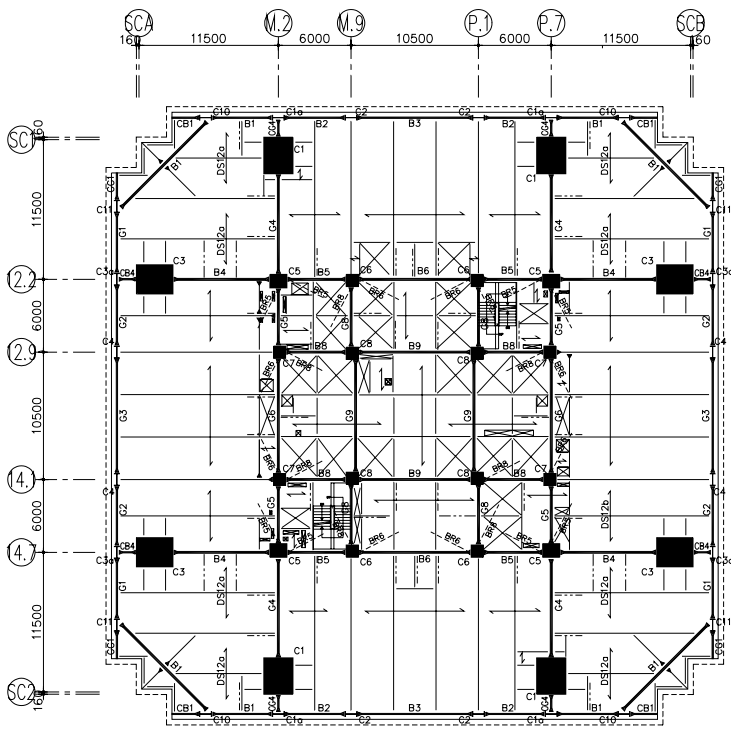


30+8n 層結構標準平面圖

圖 3.2b 高層區標準平面圖

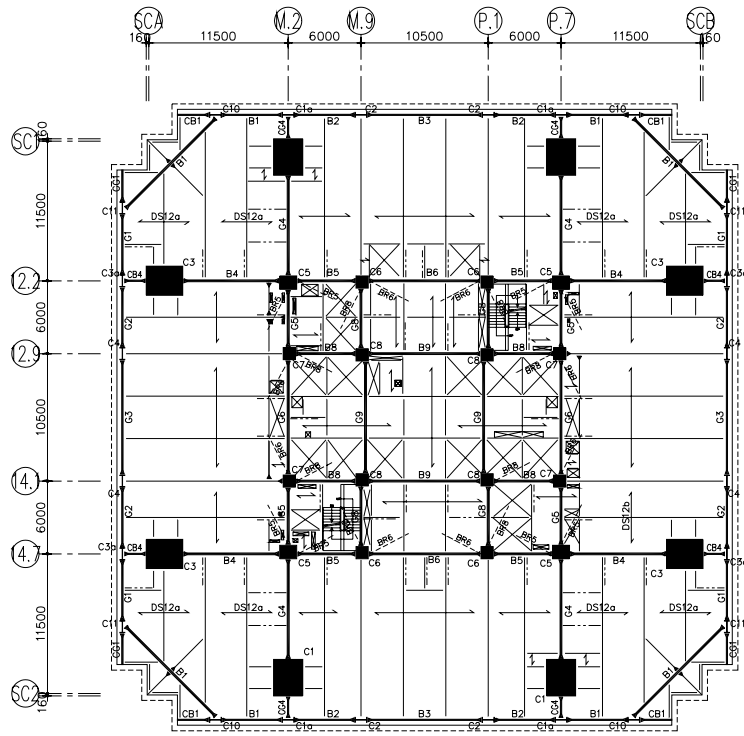


31+8n 層結構標準平面圖

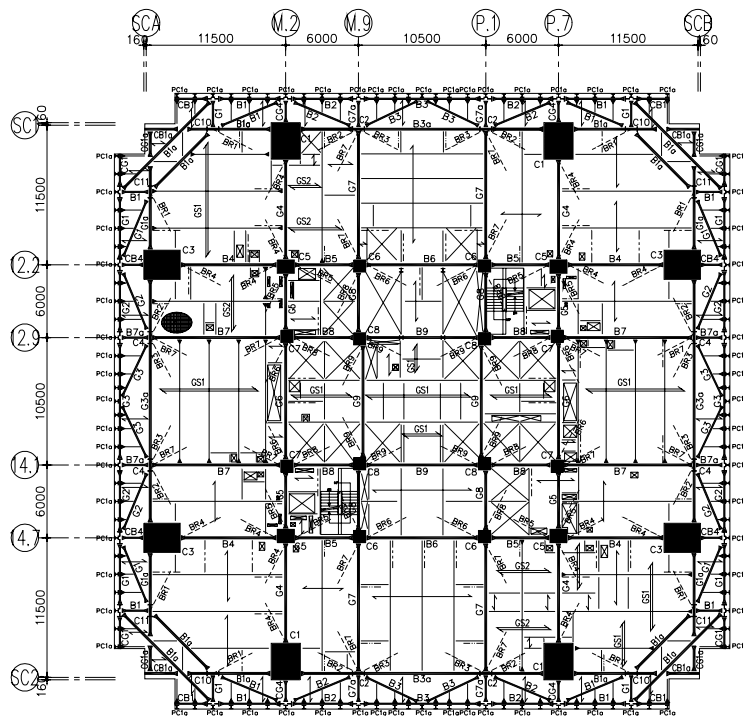


32+8n 層結構標準平面圖

圖 3.2c 高層區標準平面圖



33+8n 層結構標準平面圖



34+8n 層結構標準平面圖

圖 3.2d 高層區標準平面圖

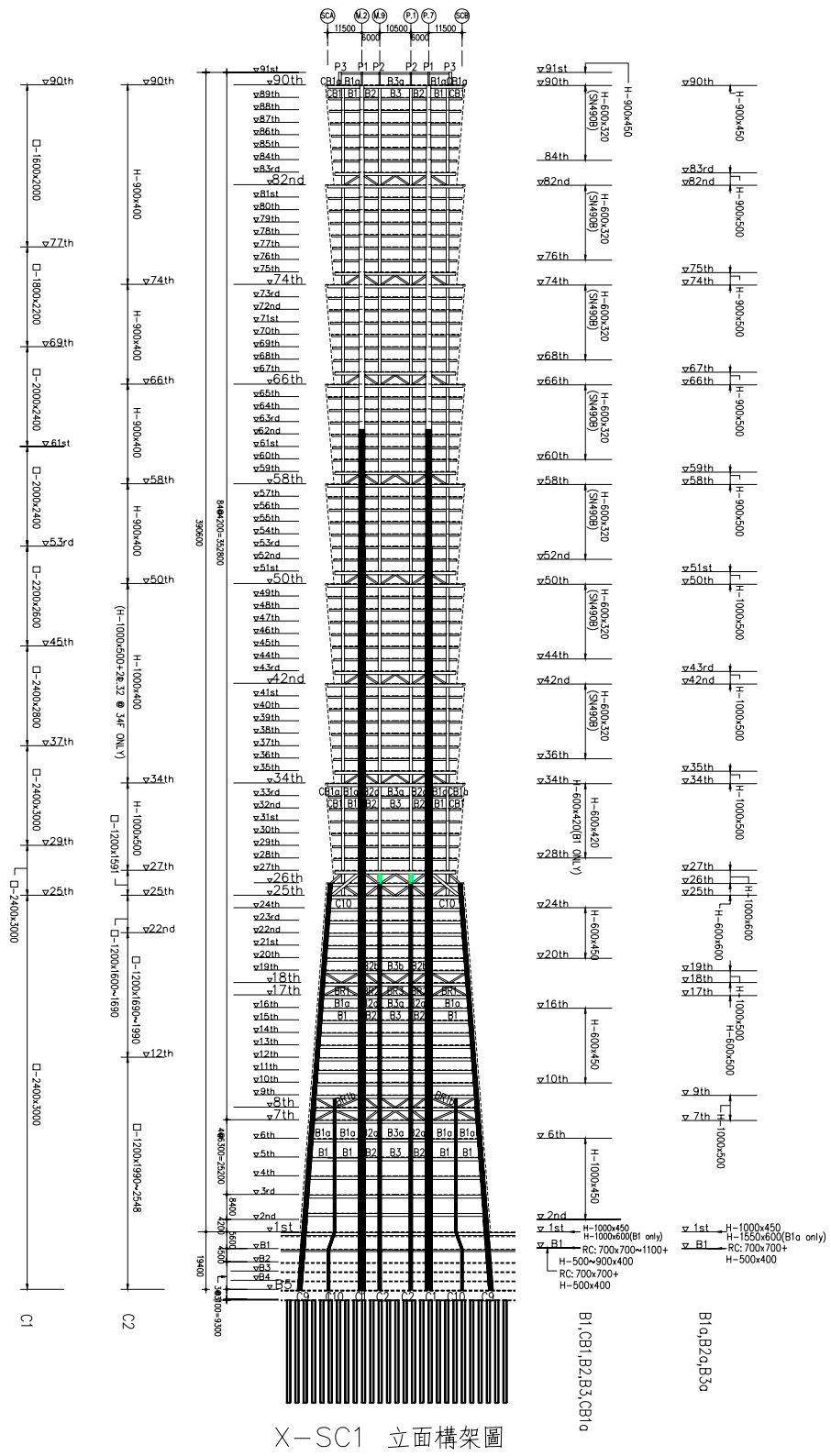
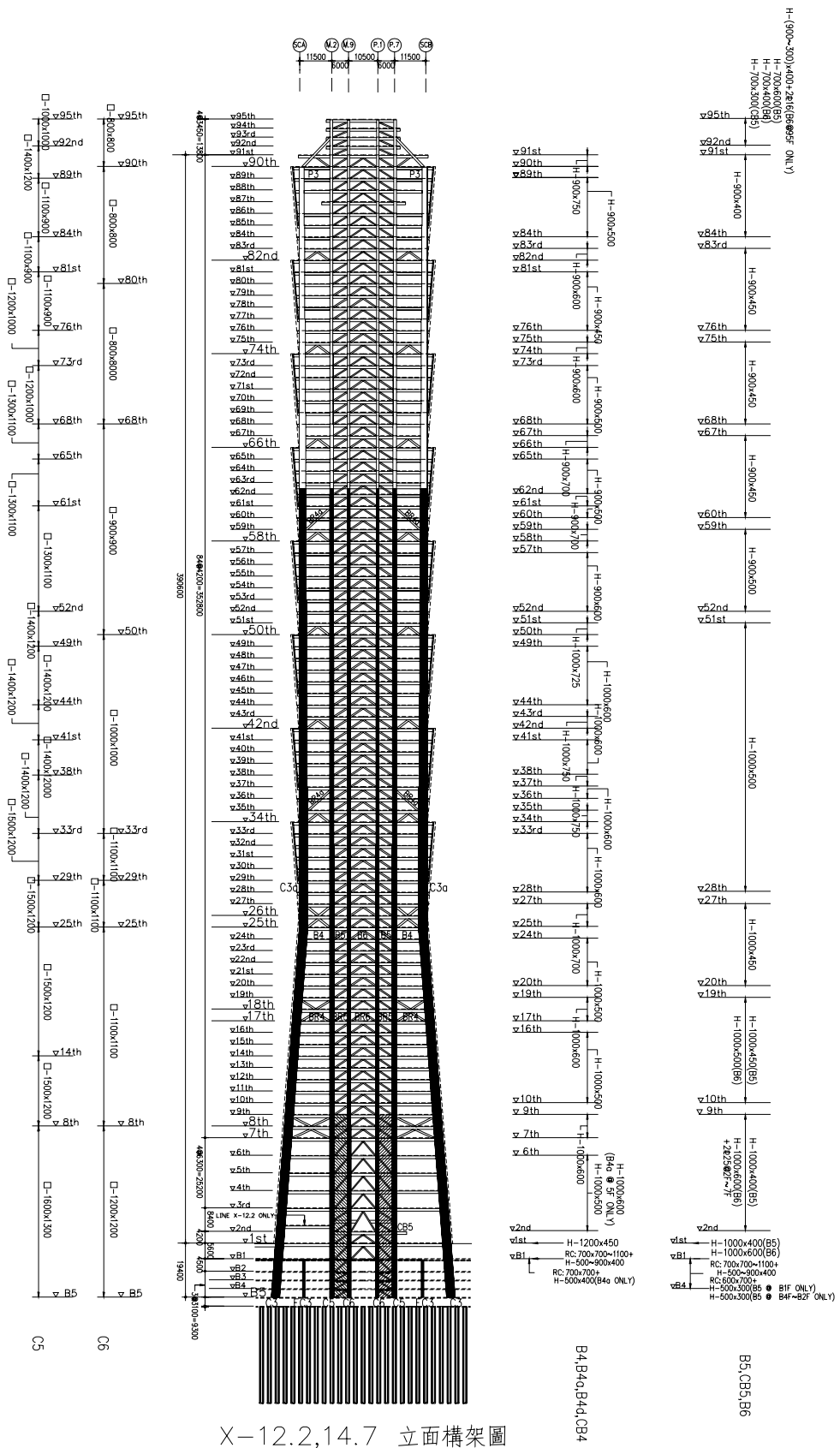
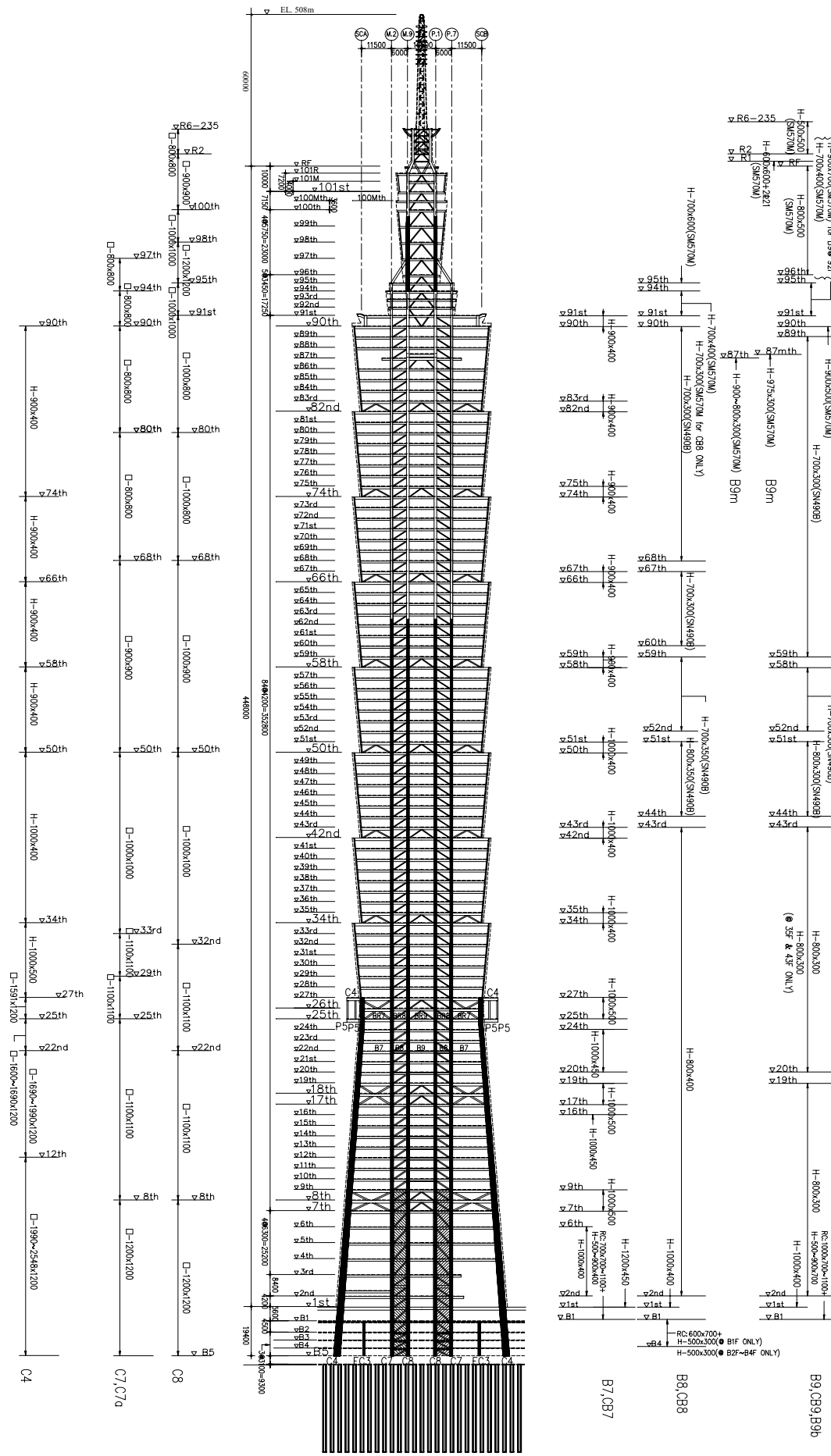


圖 3.3a 結構立面圖



X-12.2,14.7 立面構架圖

圖 3.3b 結構立面圖



X-12.9 立面構架圖
 圖 3.3c 結構立面圖
 48

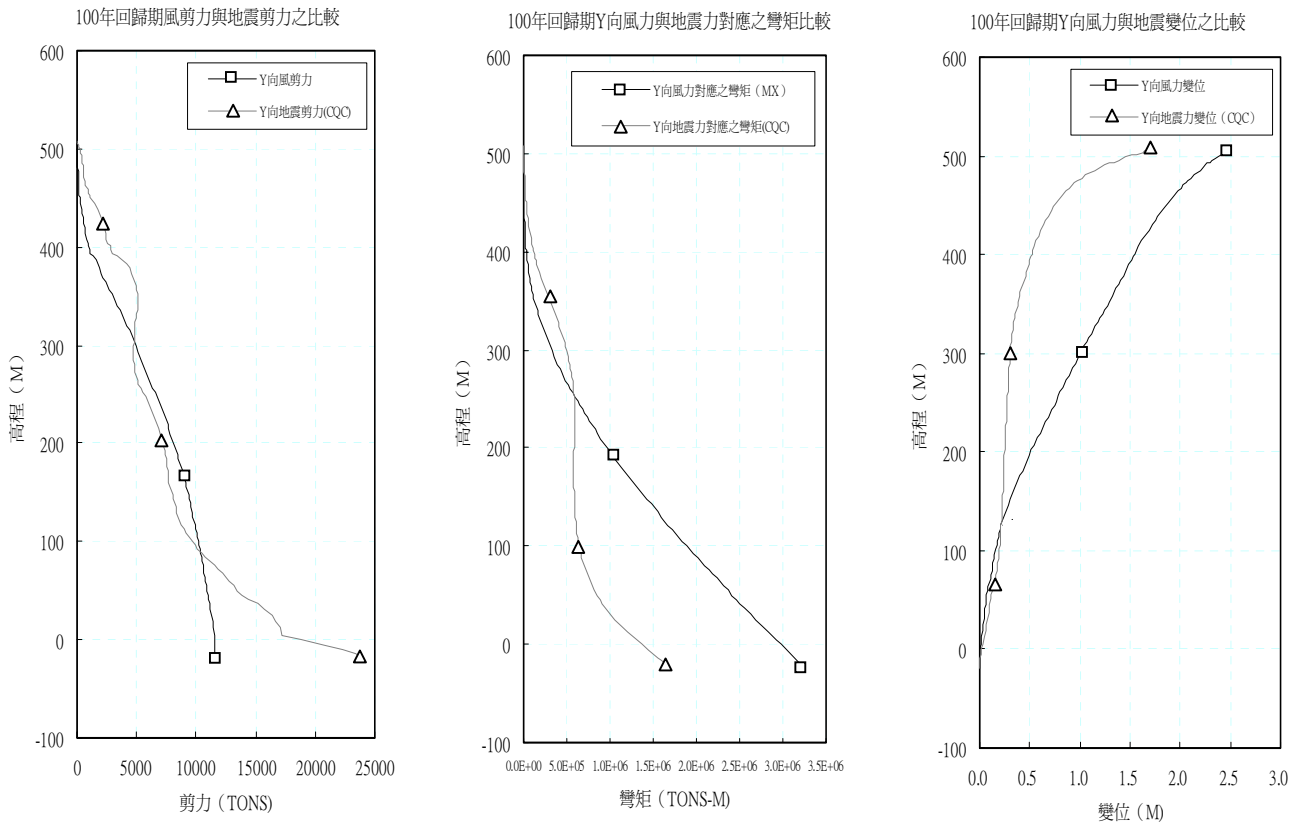


圖 3.4 100 年回歸期風力與地震力之比較

第四章 設計地震力之考量

第一節 耐震參數研究

由於本案為超高層大樓，臺北 101 大樓的耐震措施，除參考內政部所頒佈的耐震設計規範外，並委託國立台灣大學與嚴慶齡工業發展基金會合設之工業研究中心，研究制定「各回歸期地震地表加速度」、「均佈危害度設計震度曲線」、「設計震譜」等參數以進行動力分析與設計。

依據研究報告之統計結果顯示，圖 4.1 為工址地震危害度曲線，由圖中可查得各種發生機率下的最大地表加速度以作為結構加速度歷時分析之依據，又配合結構動力分析之需要而需制定結構反應譜之設計參數，而耐震參數研究單位考慮過去將正規化加速度反應譜及 PGA 分別進行回歸分析再相乘的方式，對於不同結構週期的反應而言；並不具相同的超越機率，圖 4.2 則為研究報告採用均佈危害度的統計分析結果，係將結構反應譜與 PGA 相乘後再進行回歸分析；以獲得具有相同超越機率(回歸期)的均佈危害度反應譜曲線(UHRS)，其中相對應的 5% 阻尼比建議設計反應譜為：

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.0 & T < 0.04 \text{ 秒} \\ 16.824T^{0.877} & 0.04 \text{ 秒} < T < 0.14 \text{ 秒} \\ 3.0 & 0.14 \text{ 秒} < T < 1.64 \text{ 秒} \\ 8.057T^{-2} & 1.64 \text{ 秒} < T \end{cases}$$

；其他不同阻尼比之反應譜如附錄 4.1 所示

第二節 耐震設計標準

由於台灣位於地殼板塊運動頻繁的區域，因此大小地震發生頻傳，基於安全與經濟性的考量，臺北 101 大樓結構設計時同時考慮結構強度、勁度與韌性的需求。

1 法規標準(ZI/4.5)之地震作用下，進行彈性分析以檢核結構層間變

位。而依據“臺北金融中心工址耐震設計參數研究”之建議，由圖 4.2 設計危害度曲線查得對應於設計震譜之 475 年回歸期設計震度 $Z=0.23g$ ，故此階段對應之設計震度為 $0.23 \times 1.25 / 4.5 = 0.064g$ 。

- 2 回歸期 100 年之地震作用下，進行彈性分析與設計以確保結構體在中度地震作用下不受任何損壞。而依據“臺北金融中心工址耐震設計參數研究”之建議，由圖 4.2 設計危害度曲線查得對應於設計震譜之 100 年回歸期設計震度為 $0.13g$ 。相對應之 1F 設計剪力約為 17,300 tons，各層剪力與對應彎矩分布如表圖 4.3 所示。
- 3 回歸期 950 年之地震作用下，以 DRAIN 2D+ 進行非線性分析以確保結構體在大地震作用下，其韌性容量仍小於設計規範所建議的 2.5。而依據圖 4.1 工址地震危害度曲線查得相對之地表加速度為 $0.39g$ 。

第三節 地震歷時參數說明

本工程之構件強度係依據彈性震譜分析結果進行設計，另以地震歷時分析進行結構地震反應的檢核。所選用的地震加速度歷時包含；

編號	時間	測站	最大地表加速度 PGA (gal)	地震歷時 (秒)	歷時時隔 ΔT (秒)	地震方向
1	1986/11/15	中正紀念堂	50.09	42.381	0.02	垂直向 (V)
2	1986/11/15	中正紀念堂	96.30	42.381	0.02	縱向 (L)
3	1986/11/15	中正紀念堂	78.89	42.381	0.02	橫向 (T)
4	1986/11/15	中正紀念堂	49.31	41.601	0.02	垂直向 (V)
5	1986/11/15	中正紀念堂	98.75	41.601	0.02	縱向 (L)
6	1986/11/15	中正紀念堂	77.82	41.601	0.02	橫向 (T)
7	1994/6/5	信義國小	40.68	68.956	0.004	南北向 (N-S)
8	1994/6/5	信義國小	53.66	68.956	0.004	東西向 (N-S)
9	1995/6/5	松山國小	97.38	76.956	0.004	南北向 (W-E)
10	1995/6/5	松山國小	96.66	76.956	0.004	東西向 (W-E)
11	1995/2/23	信義國小	21.36	56.956	0.004	南北向 (N-S)
12	1995/2/23	信義國小	19.86	56.956	0.004	東西向 (W-E)
13	1995/6/25	信義國小	50.30	65.996	0.004	南北向 (N-S)
14	1995/6/25	信義國小	61.72	65.996	0.004	東西向 (W-E)
15	1996/3/5	信義國小	23.92	57.996	0.004	南北向 (N-S)
16	1996/3/5	信義國小	24.46	57.996	0.004	東西向 (W-E)
17	1996/3/5	松山國小	46.90	63.996	0.004	南北向 (N-S)
18	1996/3/5	松山國小	37.56	63.996	0.004	東西向 (W-E)
19	人工地震記錄		980.00	42.440	0.02	縱向 (L)
20	人工地震記錄		980.00	42.420	0.02	橫向 (T)

第四節 耐震設計結果

臺北國際金融中心各階段之耐震設計結果為：

1. 法規標準(ZI/4.5)之地震作用下，執行振譜動力分析並以 CQC 方式進行 30 個振態反應的組合，各層設計剪力如表 4.1 所示，變位如表 4.2 所示。其中主體結構最大層間位移為 4.1/1000。已可滿足規範不得大於 5/1000 之要求。
2. 100 年回歸期地震作用下，執行振譜動力分析並以 CQC 方式進行 30 個振態反應的組合，並依據 AISC LRFD 檢核構件應力，其中地震力的組合係數為 1.0E。此階段各層設計剪力如表 4.3 所示，變位如表 4.4 所示。而由於相當多的構件受風力設計控制，因此僅需調整部分構件尺寸即可提高大樓的耐震標準，依據彈性震譜動力分析與設計結果。當 285 年迴歸期之地震發生時（即設計震度=191 gal），結構體仍維持彈性階段。
3. 採用臺大蔡克銓教授所改良發展之 DRAIN 2D+程式進行非線性動力分析，於 950 年回歸期地震下之結構反應，大樓構架之韌性容量需求均小於 2.5 以滿足設計規範精神之要求，其中塑性轉角大於 0.005rad 的梁柱接頭則考慮以台科大陳生金教授所建議之韌性切削方式處理，分析結果顯示梁柱接頭最大塑性轉角為 0.0248rad，韌性切割之設計則以 0.03rad 為目標值，復分析大樓於回歸期約 2500 年大地震下之反應，構架系統仍然穩定而不倒塌，而其相對之地表加速度 PGA=478 gal。

其中造成結構反應較大的三組加速度歷時分別為

A: 1986/11/15 中正紀念堂橫向(T)加速度歷時(另加 30% 垂直向)

B: 1996/03/05 信義國小東西向 (W-E) 加速度歷時

C:人工地震歷時 縱向 (L)

表 4.5 則為民國 88 年臺北 101 大樓擬變更為 448m 時所進行的 DRAIN2D+結構非線性變形分析結果。圖 4.4~圖 4-12 則為 3 組地

震歷時於 PGA 為 195gal，390gal 及 500gal，亦即地震回歸期分別為 100 年 950 年級 2500 年時之塑鉸分布情形。

表 4.1 法規檢核結構變形之地震樓層剪力(CQC) 單位:tons

高程	樓層剪力	高程	樓層剪力	高程	樓層剪力	高程	樓層剪力
-19.4	11637.3	138.6	3982.3	285.6	2316.3	434.5	838.0
-16.3	11471.5	142.8	3939.9	289.8	2323.2	438.0	706.6
-13.2	10992.8	147.0	3889.0	294.0	2335.1	445.2	572.1
-10.1	10257.1	151.2	3836.5	298.2	2347.0	448.0	515.8
-5.6	9231.7	155.4	3796.3	302.4	2357.5	450.5	498.2
0.0	8483.1	159.6	3778.8	306.6	2366.3	453.0	474.7
4.2	8416.6	163.8	3755.2	310.8	2374.2	455.0	443.2
12.6	8217.2	168.0	3738.3	315.0	2382.9	457.8	412.9
18.9	8040.9	172.2	3718.9	319.2	2399.3	460.3	360.9
25.2	7740.3	176.4	3695.7	323.4	2429.9	462.8	310.0
31.5	7432.5	180.6	3667.1	327.6	2457.0	465.3	299.9
37.8	7057.4	184.8	3631.2	331.8	2481.0	467.8	292.2
42.0	6806.0	189.0	3605.8	336.0	2499.0	470.3	283.8
46.2	6597.3	193.2	3580.2	340.2	2508.5	472.8	274.4
50.4	6441.1	197.4	3544.8	344.4	2507.3	475.3	264.0
54.6	6289.5	201.6	3499.7	348.6	2493.4	477.8	251.1
58.8	6138.7	205.8	3444.4	352.8	2464.5	480.5	238.4
63.0	5978.9	210.0	3379.7	357.0	2431.7	483.2	225.0
67.2	5826.2	214.2	3307.5	361.2	2390.4	485.9	210.1
71.4	5657.7	218.4	3229.0	365.4	2328.4	488.6	196.6
75.6	5485.3	222.6	3162.9	369.6	2241.5	490.4	182.4
79.8	5278.6	226.8	3107.4	373.8	2191.1	492.2	167.7
84.0	5120.8	231.0	3045.4	378.0	2044.4	494.0	153.6
88.2	4972.3	235.2	2976.6	382.2	1882.2	495.8	137.6
92.4	4858.6	239.4	2897.6	386.4	1661.3	498.3	120.4
96.6	4741.7	243.6	2808.9	390.6	1451.9	500.6	97.8
100.8	4617.6	247.8	2714.7	394.1	1400.5	501.2	84.4
105.0	4513.9	252.0	2613.6	397.5	1355.8	502.1	60.5
109.2	4394.9	256.2	2531.8	401.0	1279.0	504.0	43.0
113.4	4297.4	260.4	2491.6	404.4	1201.5	504.6	29.3
117.6	4205.1	264.6	2441.1	407.9	1169.3	505.5	15.7
121.8	4141.6	268.8	2402.3	413.6	1126.7	506.4	10.4
126.0	4102.5	273.0	2375.9	419.4	1067.2	507.2	8.1
130.2	4068.1	277.2	2351.6	425.1	987.0	507.7	2.3
134.4	4027.9	281.4	2330.4	430.9	904.4	508.0	0.0

表 4.2 法規檢核結構變形之地震樓層變位(CQC)

單位:m

高程	層間變位 (M)	層間位移 角1/1000	高程	層間變位 (M)	層間位移 角1/1000	高程	層間變位 (M)	層間位移 角1/1000	高程	層間變位 (M)	層間位移 角1/1000
-19.4	0.000	0.0	138.6	0.109	1.0	285.6	0.145	1.4	434.5	0.324	3.9
-16.3	0.000	0.1	142.8	0.110	1.0	289.8	0.146	1.1	438.0	0.334	4.0
-13.2	0.001	0.2	147.0	0.112	1.0	294.0	0.147	1.5	445.2	0.356	4.1
-10.1	0.002	0.3	151.2	0.113	0.9	298.2	0.149	1.7	448.0	0.364	3.6
-5.6	0.004	0.5	155.4	0.113	0.7	302.4	0.151	1.8			
0.0	0.008	0.7	159.6	0.114	0.8	306.6	0.153	1.9			
4.2	0.012	1.0	163.8	0.114	0.9	310.8	0.155	1.9			
12.6	0.021	1.1	168.0	0.115	1.0	315.0	0.157	1.9			
18.9	0.027	1.0	172.2	0.116	1.1	319.2	0.160	1.8			
25.2	0.034	1.0	176.4	0.117	1.1	323.4	0.162	1.4			
31.5	0.040	1.0	180.6	0.118	1.1	327.6	0.165	1.9			
37.8	0.045	0.9	184.8	0.119	1.0	331.8	0.169	2.2			
42.0	0.047	0.5	189.0	0.120	0.8	336.0	0.172	2.3			
46.2	0.049	0.5	193.2	0.120	1.1	340.2	0.176	2.3			
50.4	0.053	1.0	197.4	0.121	1.2	344.4	0.181	2.3			
54.6	0.058	1.2	201.6	0.122	1.2	348.6	0.186	2.3			
58.8	0.063	1.3	205.8	0.123	1.3	352.8	0.191	2.1			
63.0	0.068	1.3	210.0	0.125	1.3	357.0	0.195	1.6			
67.2	0.073	1.3	214.2	0.126	1.2	361.2	0.200	2.2			
71.4	0.078	1.2	218.4	0.127	1.1	365.4	0.206	2.4			
75.6	0.082	1.1	222.6	0.127	0.9	369.6	0.212	2.4			
79.8	0.086	0.9	226.8	0.128	1.2	373.8	0.218	2.4			
84.0	0.087	0.5	231.0	0.129	1.3	378.0	0.224	2.4			
88.2	0.088	0.5	235.2	0.131	1.3	382.2	0.231	2.4			
92.4	0.091	0.8	239.4	0.132	1.4	386.4	0.237	2.1			
96.6	0.094	0.9	243.6	0.133	1.3	390.6	0.242	1.4			
100.8	0.096	0.9	247.8	0.135	1.3	394.1	0.246	1.4			
105.0	0.099	0.9	252.0	0.136	1.2	397.5	0.250	1.4			
109.2	0.101	0.8	256.2	0.137	1.0	401.0	0.256	2.3			
113.4	0.103	0.7	260.4	0.138	1.0	404.4	0.261	1.9			
117.6	0.103	0.4	264.6	0.138	1.1	407.9	0.266	2.0			
121.8	0.104	0.4	268.8	0.139	1.3	413.6	0.275	1.9			
126.0	0.105	0.7	273.0	0.141	1.4	419.4	0.287	3.2			
130.2	0.106	0.9	277.2	0.142	1.5	425.1	0.300	3.5			
134.4	0.107	0.9	281.4	0.143	1.5	430.9	0.315	3.6			

表 4.3 100 年回歸期檢核構件應力之地震樓層剪力(CQC)

單位:tons

高程	樓層剪力	高程	樓層剪力	高程	樓層剪力	高程	樓層剪力
-19.4	23679.3	138.6	8103.0	285.6	4713.1	434.5	1705.1
-16.3	23342.0	142.8	8016.8	289.8	4727.3	438.0	1437.8
-13.2	22367.9	147.0	7913.3	294.0	4751.3	445.2	1164.2
-10.1	20871.1	151.2	7806.5	298.2	4775.6	448.0	1049.6
-5.6	18784.6	155.4	7724.7	302.4	4797.0	450.5	1013.8
0.0	17261.3	159.6	7689.0	306.6	4815.0	453.0	965.8
4.2	17125.9	163.8	7641.1	310.8	4831.1	455.0	901.8
12.6	16720.2	168.0	7606.6	315.0	4848.8	457.8	840.2
18.9	16361.4	172.2	7567.1	319.2	4882.1	460.3	734.4
25.2	15749.8	176.4	7520.0	323.4	4944.3	462.8	630.8
31.5	15123.6	180.6	7461.8	327.6	4999.5	465.3	610.1
37.8	14360.3	184.8	7388.7	331.8	5048.4	467.8	594.6
42.0	13848.8	189.0	7337.1	336.0	5084.8	470.3	577.4
46.2	13424.0	193.2	7284.9	340.2	5104.3	472.8	558.4
50.4	13106.2	197.4	7212.9	344.4	5101.8	475.3	537.3
54.6	12797.7	201.6	7121.2	348.6	5073.5	477.8	511.0
58.8	12491.0	205.8	7008.5	352.8	5014.8	480.5	485.1
63.0	12165.7	210.0	6877.0	357.0	4948.1	483.2	457.7
67.2	11855.1	214.2	6730.1	361.2	4863.9	485.9	427.4
71.4	11512.2	218.4	6570.3	365.4	4737.8	488.6	400.1
75.6	11161.5	222.6	6435.7	369.6	4560.9	490.4	371.1
79.8	10740.7	226.8	6322.9	373.8	4458.4	492.2	341.3
84.0	10419.7	231.0	6196.7	378.0	4159.9	494.0	312.5
88.2	10117.6	235.2	6056.8	382.2	3830.0	495.8	279.9
92.4	9886.2	239.4	5896.0	386.4	3380.5	498.3	244.9
96.6	9648.3	243.6	5715.5	390.6	2954.4	500.6	199.0
100.8	9395.9	247.8	5523.7	394.1	2849.8	501.2	171.8
105.0	9184.9	252.0	5318.0	397.5	2758.8	502.1	123.1
109.2	8942.7	256.2	5151.7	401.0	2602.4	504.0	87.5
113.4	8744.2	260.4	5069.8	404.4	2444.7	504.6	59.6
117.6	8556.4	264.6	4967.2	407.9	2379.3	505.5	31.9
121.8	8427.4	268.8	4888.1	413.6	2292.7	506.4	21.1
126.0	8347.6	273.0	4834.5	419.4	2171.4	507.2	16.5
130.2	8277.8	277.2	4784.9	425.1	2008.3	507.7	4.7
134.4	8195.8	281.4	4741.8	430.9	1840.2	508.0	0.0

表 4.4 100 年回歸期檢核構件應力之地震結構變形 (CQC)

單位:m

高程	層間變位 (M)	層間位移 角1/1000	高程	層間變位 (M)	層間位移 角1/1000	高程	層間變位 (M)	層間位移 角1/1000	高程	層間變位 (M)	層間位移 角1/1000
-19.4	0.000	0.0	138.6	0.221	2.0	285.6	0.295	2.8	434.5	0.660	8.2
-16.3	0.001	0.2	142.8	0.224	2.0	289.8	0.297	2.2	438.0	0.681	8.4
-13.2	0.002	0.4	147.0	0.227	2.0	294.0	0.300	3.1	445.2	0.724	7.3
-10.1	0.004	0.7	151.2	0.230	1.9	298.2	0.303	3.5	448.0	0.740	7.3
-5.6	0.009	1.0	155.4	0.231	1.5	302.4	0.307	3.7			
0.0	0.017	1.5	159.6	0.232	1.6	306.6	0.311	3.8			
4.2	0.025	2.0	163.8	0.233	1.8	310.8	0.315	3.8			
12.6	0.043	2.2	168.0	0.234	2.0	315.0	0.320	3.8			
18.9	0.056	2.1	172.2	0.236	2.2	319.2	0.326	3.6			
25.2	0.069	2.0	176.4	0.239	2.3	323.4	0.330	2.8			
31.5	0.081	2.1	180.6	0.241	2.3	327.6	0.336	3.9			
37.8	0.093	1.8	184.8	0.243	2.1	331.8	0.343	4.4			
42.0	0.096	1.0	189.0	0.244	1.6	336.0	0.351	4.6			
46.2	0.100	1.0	193.2	0.245	2.2	340.2	0.359	4.7			
50.4	0.108	2.0	197.4	0.247	2.4	344.4	0.368	4.7			
54.6	0.118	2.4	201.6	0.249	2.5	348.6	0.378	4.7			
58.8	0.128	2.6	205.8	0.251	2.6	352.8	0.388	4.4			
63.0	0.139	2.7	210.0	0.253	2.6	357.0	0.396	3.2			
67.2	0.149	2.7	214.2	0.256	2.5	361.2	0.407	4.4			
71.4	0.158	2.5	218.4	0.258	2.3	365.4	0.418	4.8			
75.6	0.167	2.3	222.6	0.259	1.8	369.6	0.430	4.8			
79.8	0.174	1.8	226.8	0.261	2.4	373.8	0.443	4.9			
84.0	0.177	1.0	231.0	0.263	2.7	378.0	0.456	4.9			
88.2	0.180	0.9	235.2	0.266	2.7	382.2	0.470	4.8			
92.4	0.185	1.6	239.4	0.268	2.8	386.4	0.483	4.4			
96.6	0.190	1.8	243.6	0.271	2.7	390.6	0.493	2.8			
100.8	0.196	1.8	247.8	0.274	2.7	394.1	0.501	2.8			
105.0	0.201	1.8	252.0	0.276	2.5	397.5	0.509	2.9			
109.2	0.206	1.6	256.2	0.278	2.0	401.0	0.521	4.7			
113.4	0.210	1.3	260.4	0.280	2.1	404.4	0.531	3.9			
117.6	0.210	0.8	264.6	0.282	2.3	407.9	0.542	4.1			
121.8	0.211	0.8	268.8	0.284	2.7	413.6	0.560	3.9			
126.0	0.213	1.4	273.0	0.286	2.9	419.4	0.584	6.5			
130.2	0.215	1.7	277.2	0.289	3.0	425.1	0.611	7.2			
134.4	0.218	1.9	281.4	0.292	3.0	430.9	0.640	7.4			

表 4.5 DRAIN 2D+分析結構體最大塑性轉角與最大側向位移

加速度歷時編號	A(中正紀念堂)			B(信義國小)			C(人工地震)		
	195gal	390gal	500gal	195gal	390gal	500gal	195gal	390gal	500gal
最大地表加速度	195gal	390gal	500gal	195gal	390gal	500gal	195gal	390gal	500gal
最大塑性轉角 (rad)	0.00641 (86FL)	0.024821 (83FL)	0.03481 (86FL)	0.00618 (86FL)	0.02043 (86FL)	0.02705 (83FL)	0.00447 (86FL)	0.01866 (86FL)	0.01993 (78FL)
101R 最大側向位移 (m)	1.594	3.150	3.979	1.320	2.584	3.198	1.167	2.213	2.481

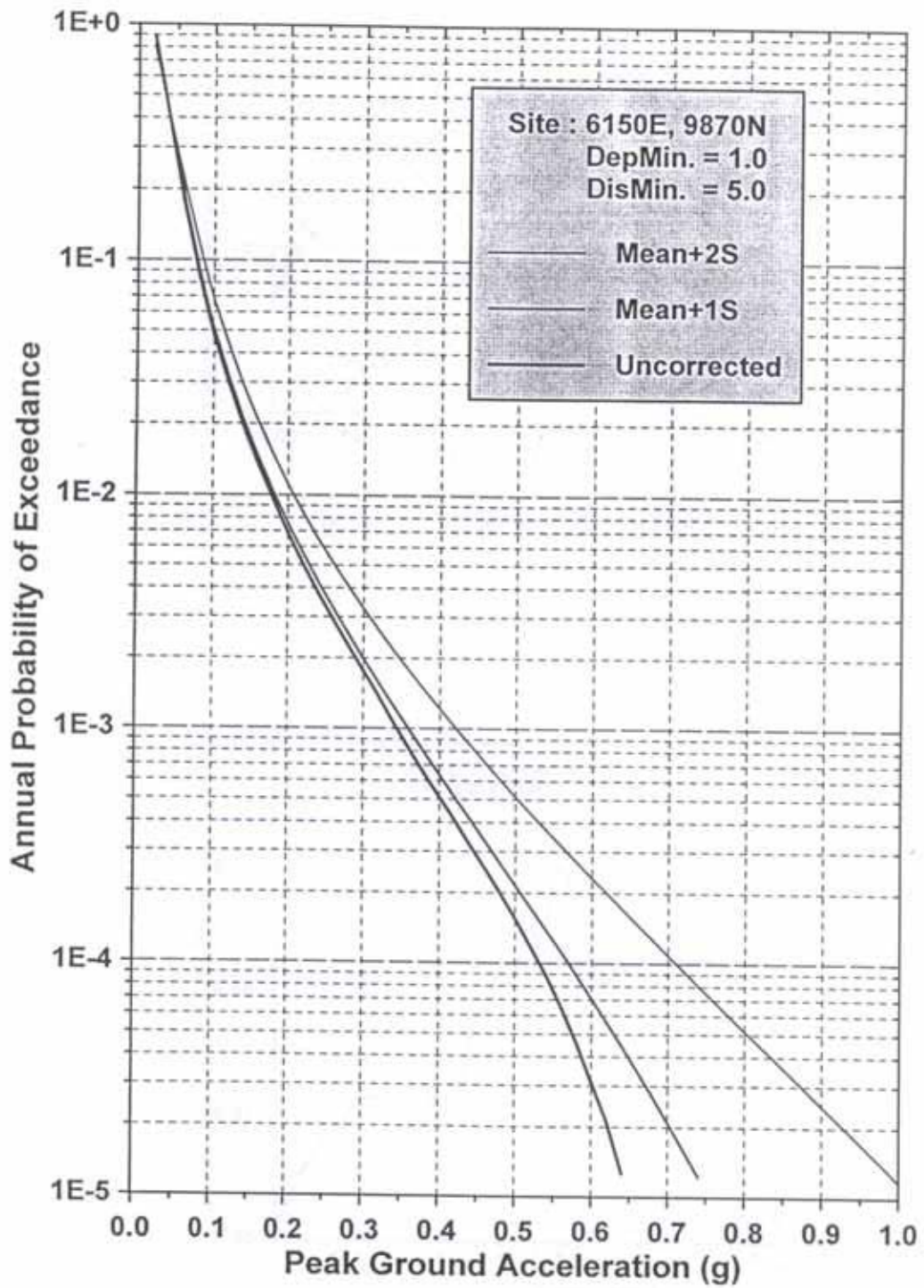


圖 4.1 工址地震危害度曲線

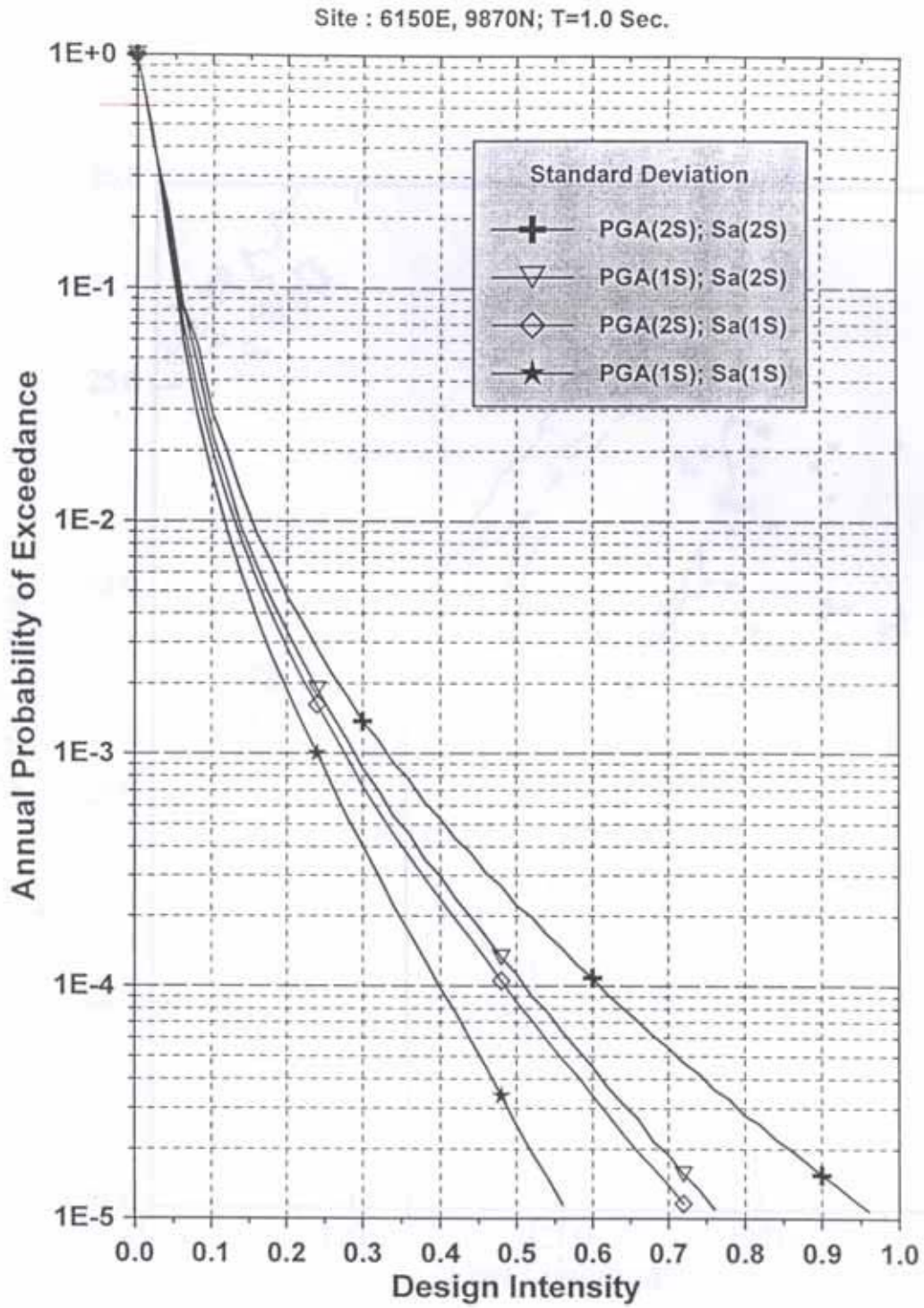
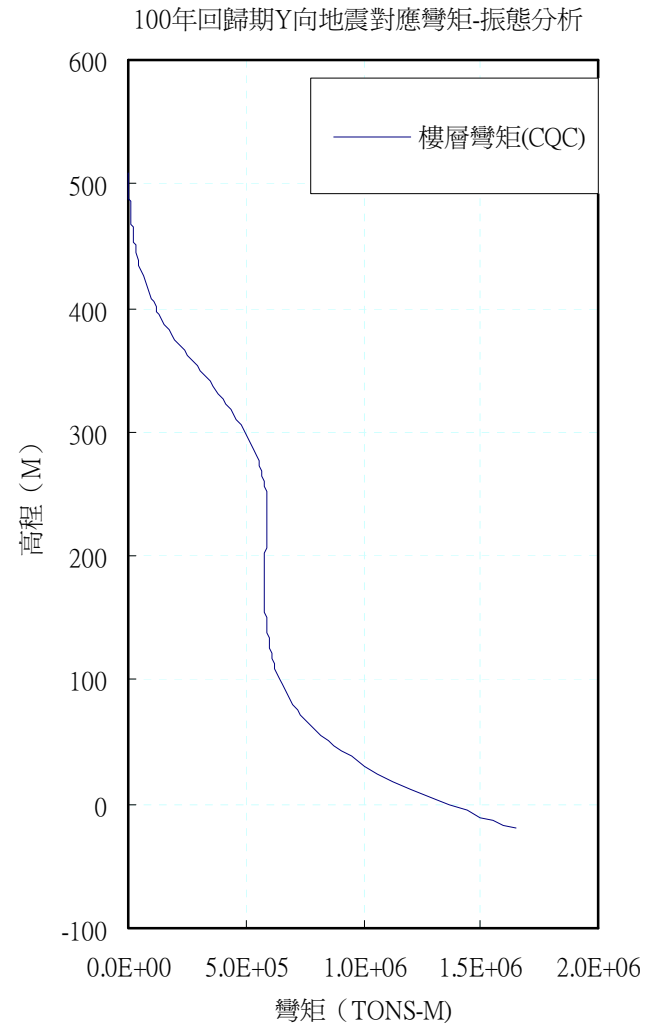
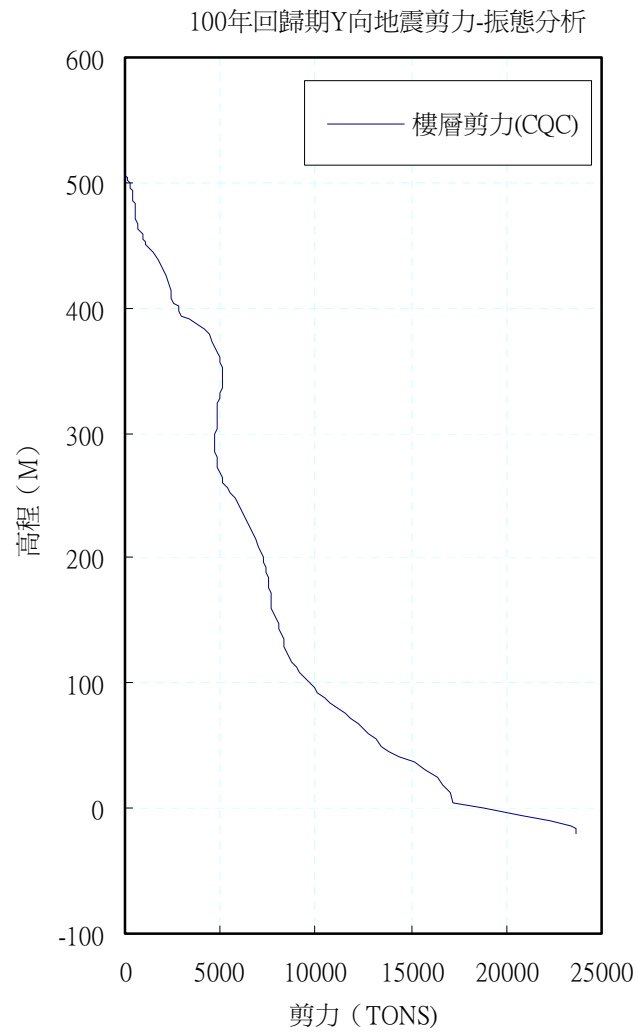
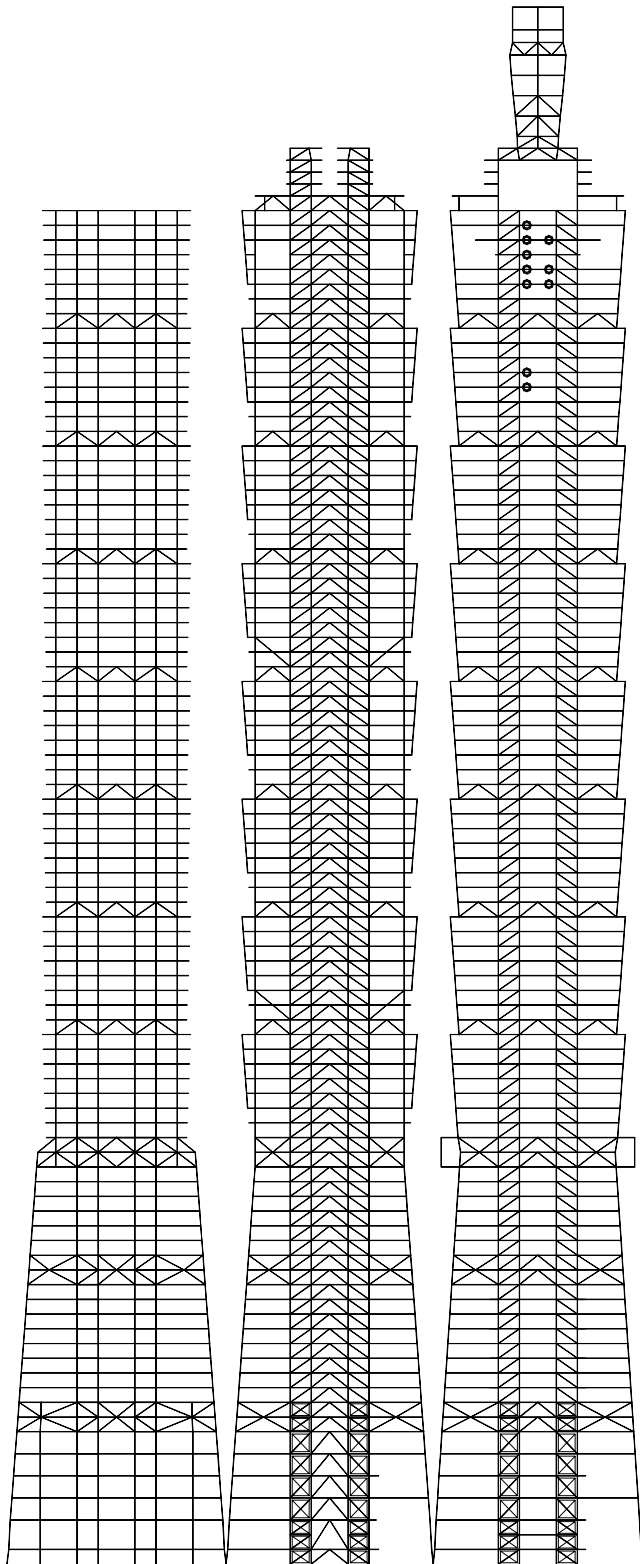


圖 4.2 考慮不同積分範圍所推得之設計震度危害度曲線

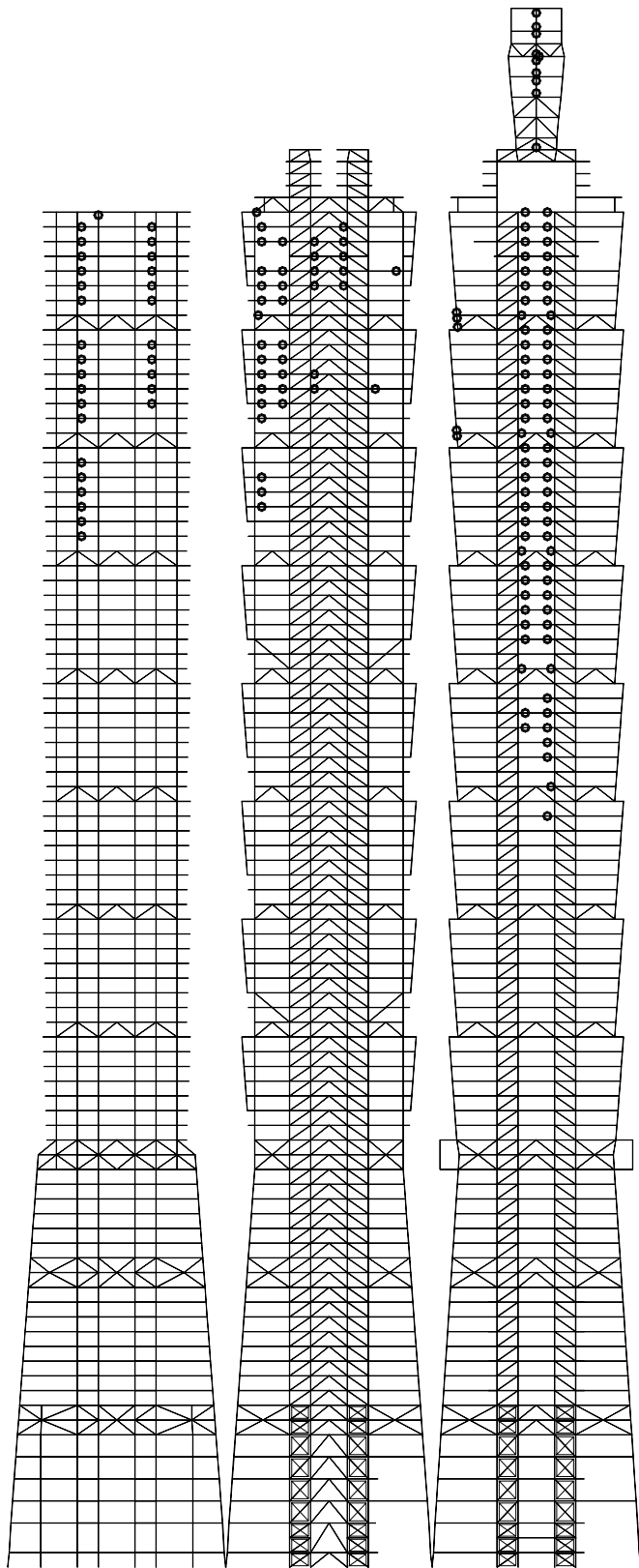




Acceleration Time History Analysis
 Number : A
 Time : 1986/11/15(中正紀念堂)
 Direction : 橫向(T)+垂直向(V) 30%

PGA : 195 gal
 Max Lateral Displacement : 1.594m
 Max Plastic Hinge Rotation : 0.00641 rad

圖 4.4 塑鉸分布(1)



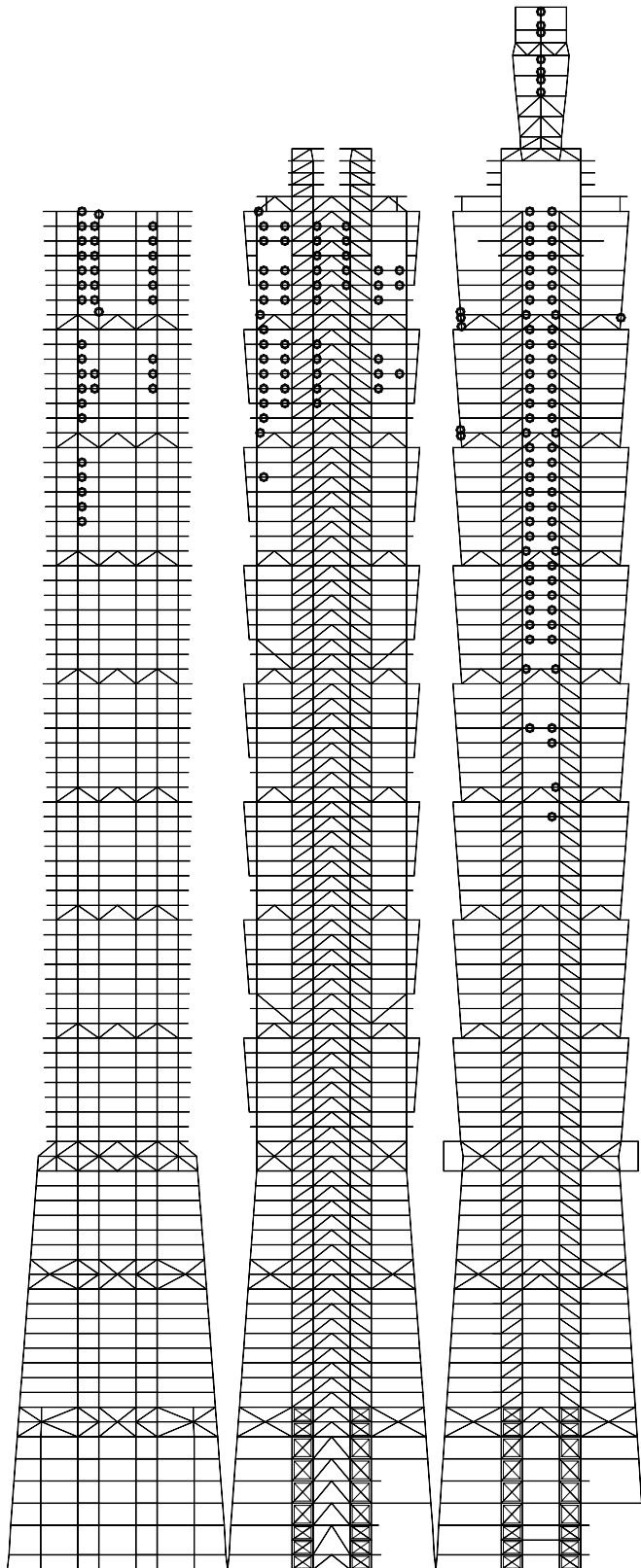
Acceleration Time History Analysis
 Number : A
 Time : 1986/11/15(中正紀念堂)
 Direction : 橫向(T)+垂直向(V) 30%

PGA : 390 gal
 Max Lateral Displacement : 3.150m
 Max Plastic Hinge Rotation : 0.02482 rad

.005

圖 4.5 塑鉸分布(2)

Acceleration Time History Analysis
Number : A
Time : 1986/11/15(中正紀念堂)
Direction : 橫向(T)+垂直向(V) 30%

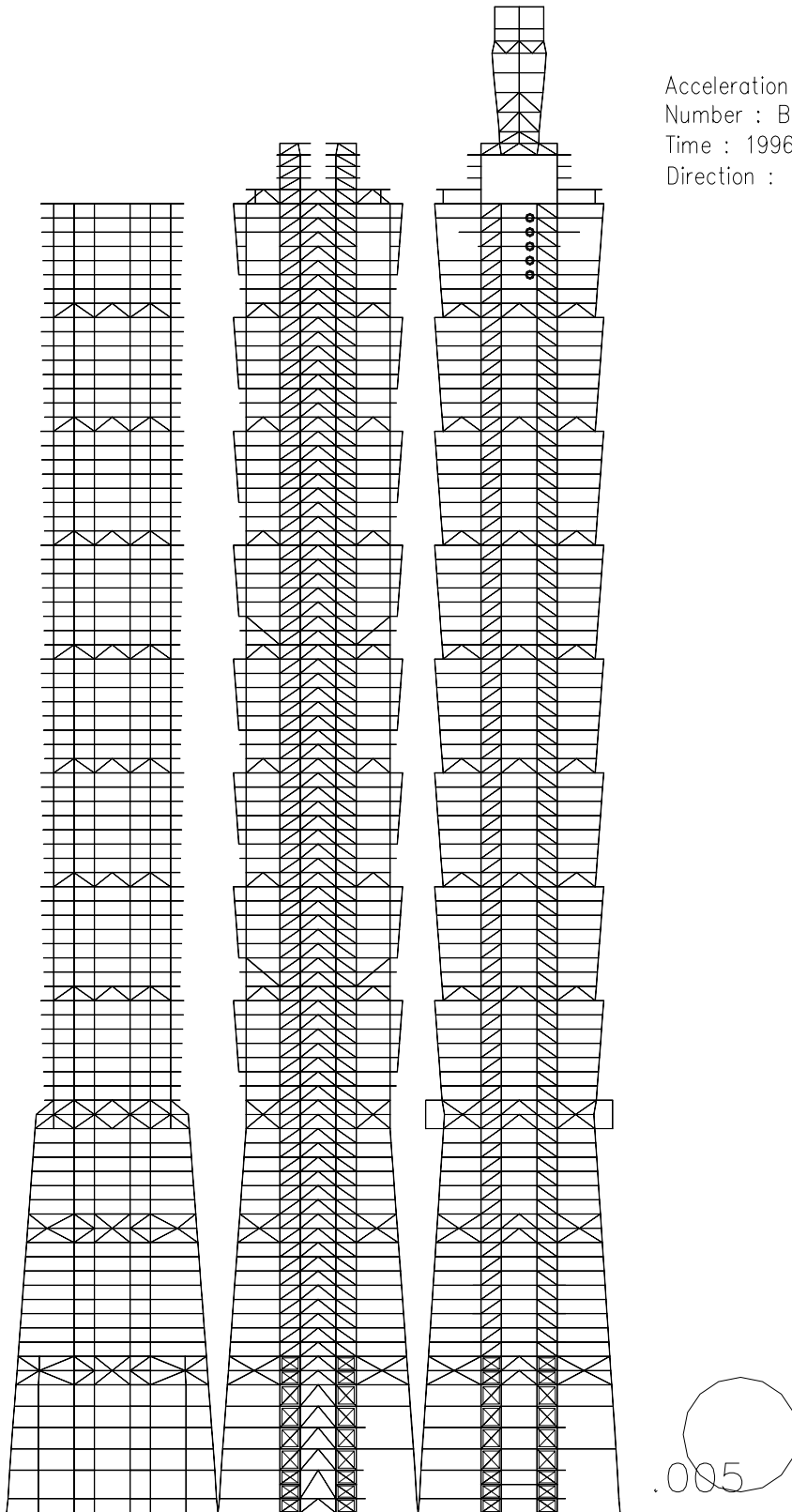


.010

PGA : 500 gal
Max Lateral Displacement : 3.979m
Max Plastic Hinge Rotation : 0.03481 rad

圖 4.6 塑鉸分布(2)

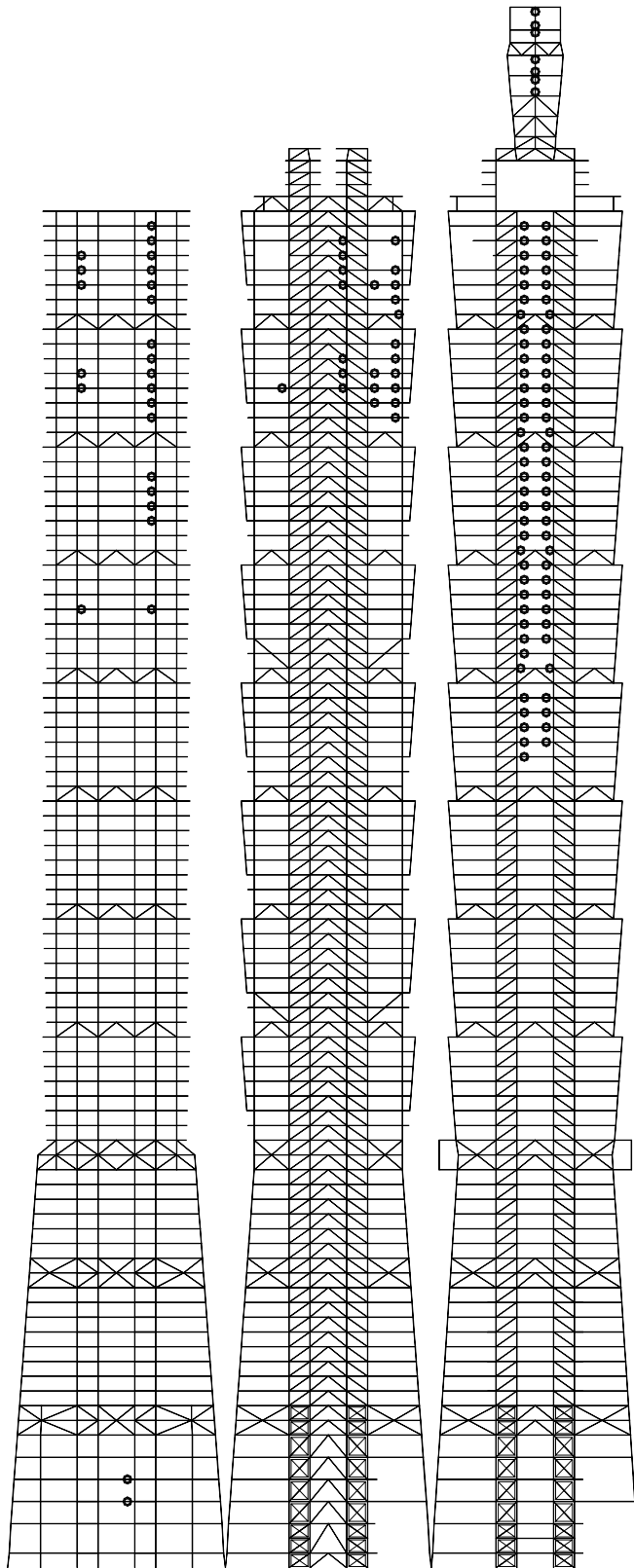
Acceleration Time History Analysis
Number : B
Time : 1996/03/05(信義國小)
Direction : 東西向(W-E)



PGA : 195 gal
Max Lateral Displacement : 1.320m
Max Plastic Hinge Rotation : 0.00618 rad

圖 4.7 塑鉸分布(3)

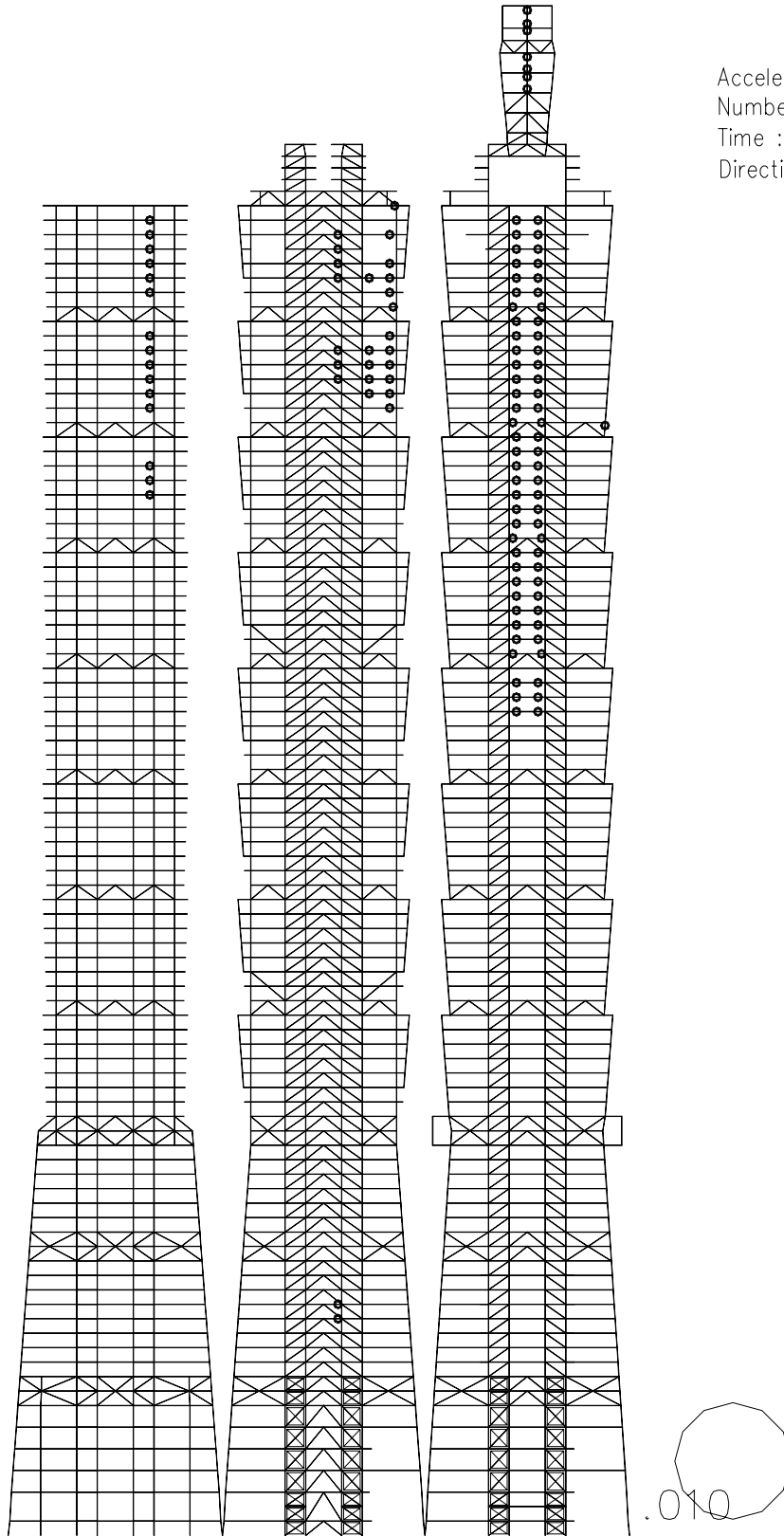
Acceleration Time History Analysis
Number : B
Time : 1996/03/05(信義國小)
Direction : 東西向(W-E)



PGA : 390 gal
Max Lateral Displacement : 2.584m
Max Plastic Hinge Rotation : 0.02043 rad

圖 4.8 塑鉸分布(4)

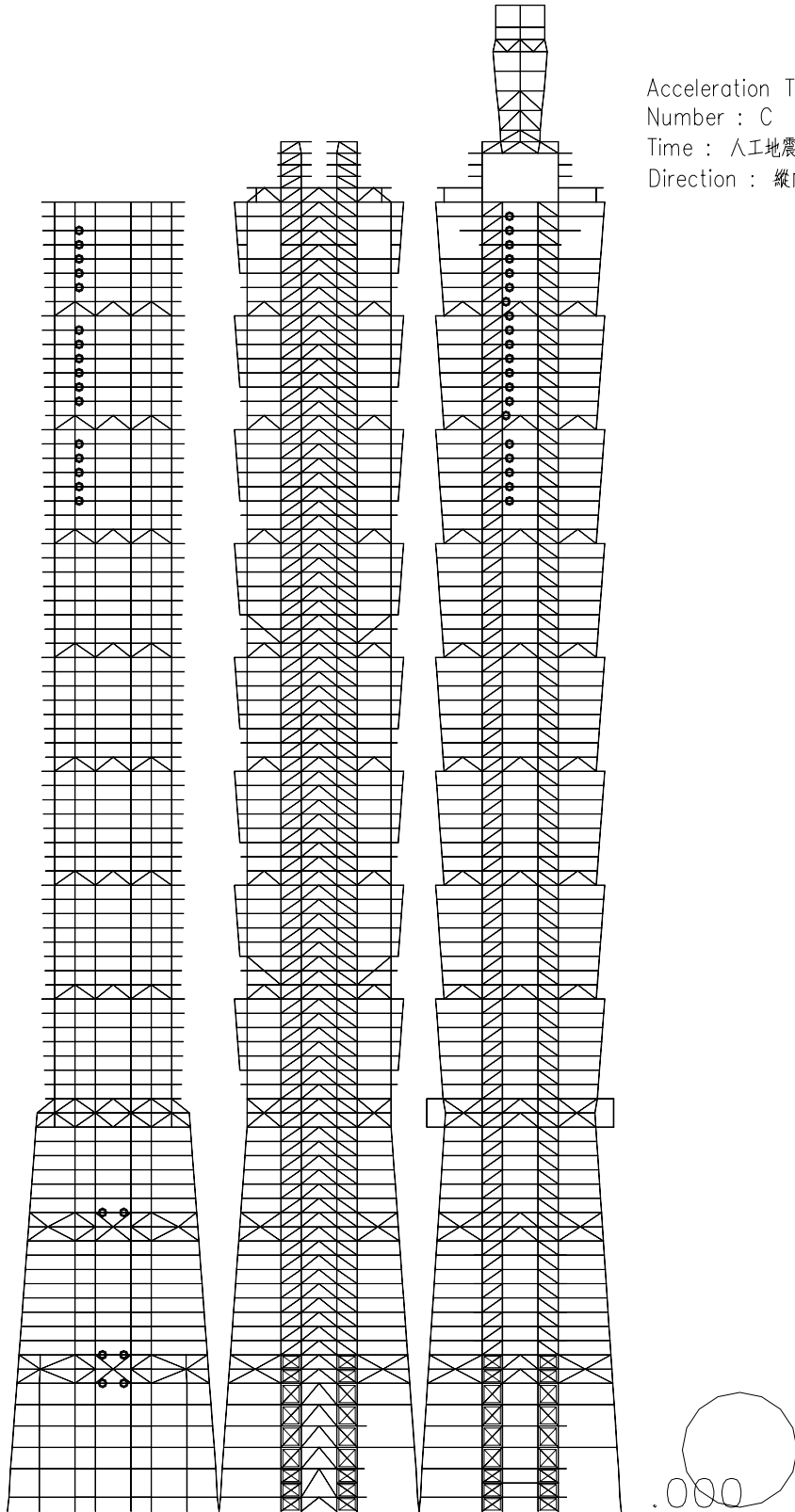
Acceleration Time History Analysis
Number : B
Time : 1996/03/05(信義國小)
Direction : 東西向(W-E)



PGA : 500 gal
Max Lateral Displacement : 3.198m
Max Plastic Hinge Rotation : 0.02705 rad

圖 4.9 塑鉸分布(5)

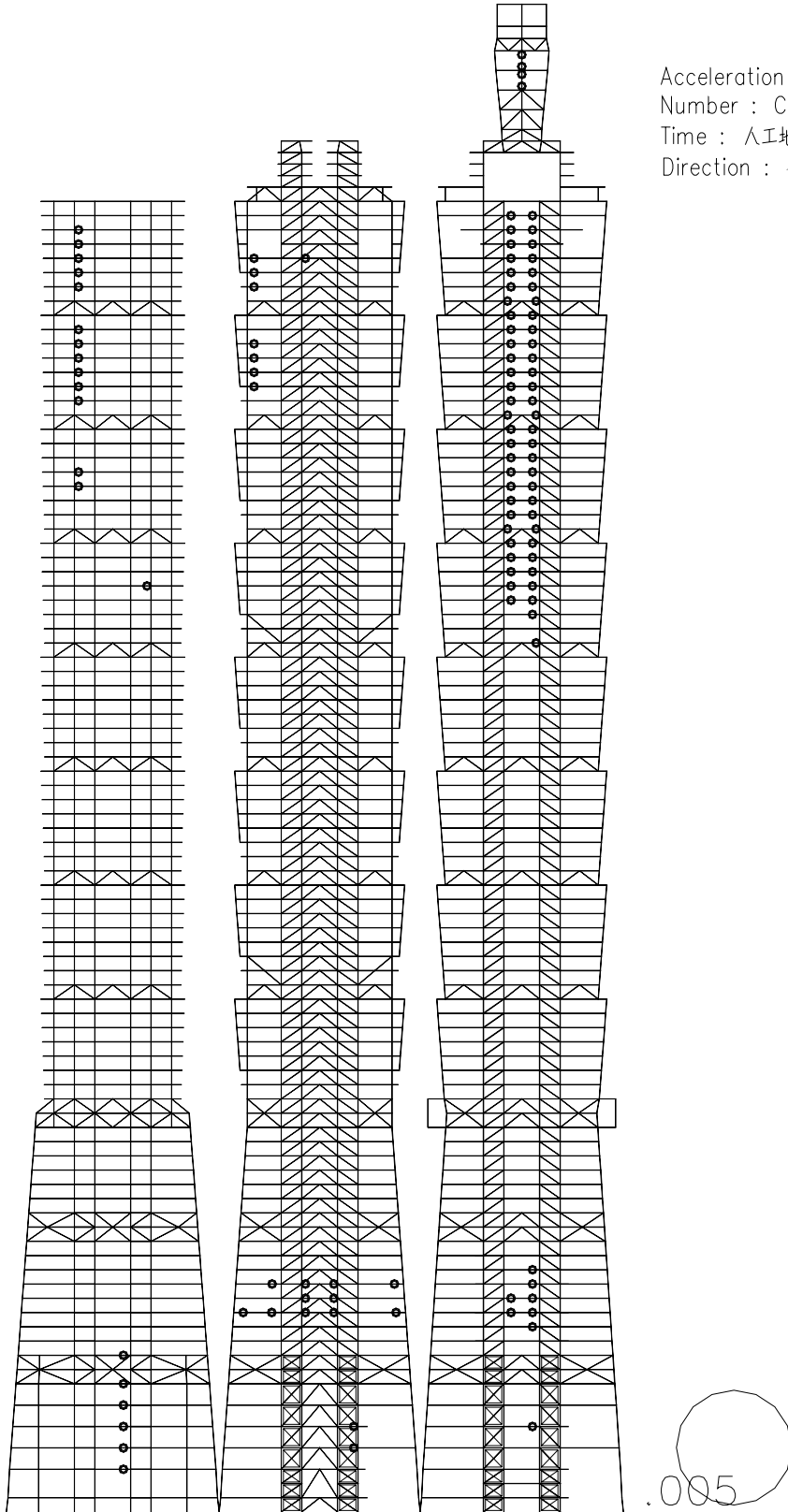
Acceleration Time History Analysis
Number : C
Time : 人工地震記錄
Direction : 縱向(L)



PGA : 195 gal
Max Lateral Displacement : 1.167m
Max Plastic Hinge Rotation : 0.00447 rad

圖 4.10 塑鉸分布(6)

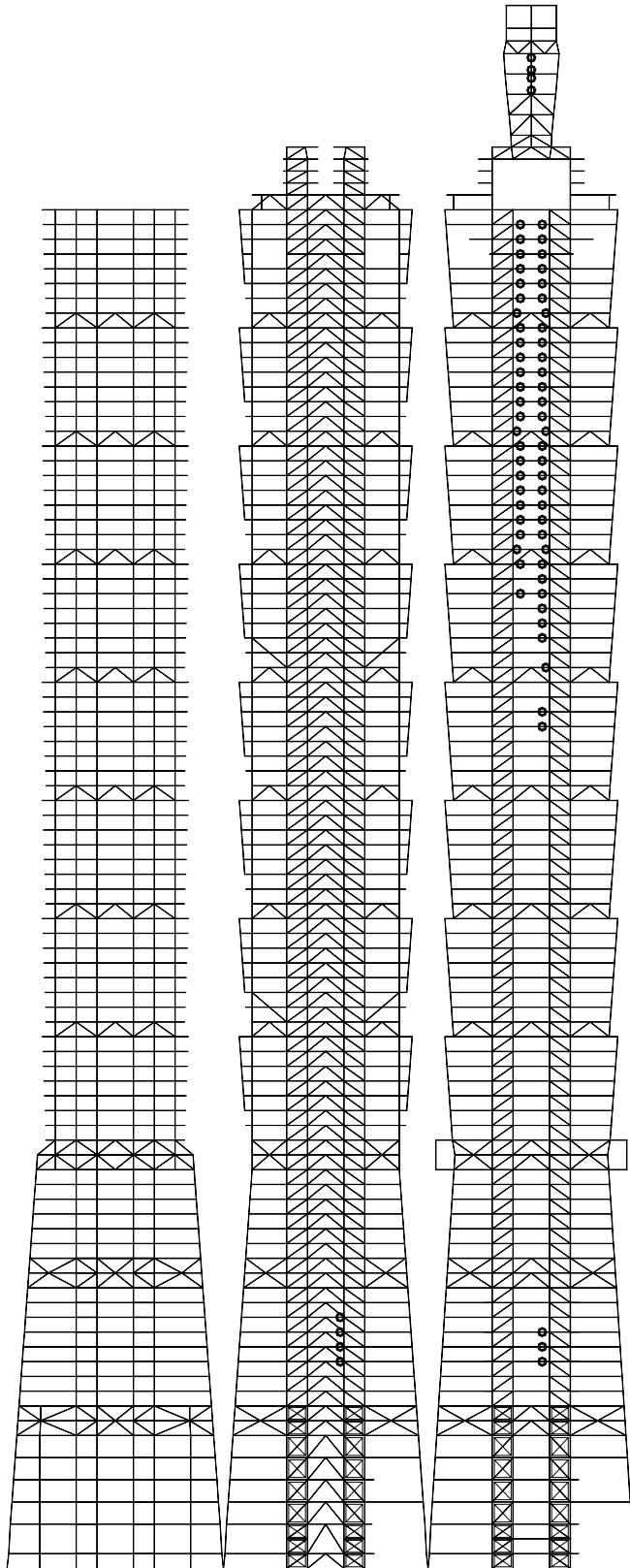
Acceleration Time History Analysis
Number : C
Time : 人工地震記錄
Direction : 縱向(L)



PGA : 390 gal
Max Lateral Displacement : 2.213m
Max Plastic Hinge Rotation : 0.01866 rad

圖 4.11 塑鉸分布(7)

Acceleration Time History Analysis
Number : C
Time : 人工地震紀錄
Direction : 縱向(L)



PGA : 500 gal
Max Lateral Displacement : 2.481m
Max Plastic Hinge Rotation : 0.01993 rad

圖 4.12 塑鉸分布(8)

附錄 4.1 工址震譜研究(臺北金融中心工址耐震設計參數研究補充資料)

本計畫根據臺北盆地內蒐集之地震記錄反應譜，對盆地內捷運系統設計反應譜加以調整而得到阻尼比為 5% 之設計反應譜。其他阻尼比值之設計反應譜則根據臺灣地區軟弱地盤設計反應譜相對於阻尼比為 5% 反應譜值之比例換算調整而得。下表列出工程上常用之 Newmark & Hall 設計反應譜及臺灣地區軟弱地盤設計反應譜值(或放大係數)以資比較。

表:反應譜值(放大係數)之比較

NH Spectra, Amplification Factor For S_a, S_v, S_d			
Damping Ratio, %	α_a (T = 0.2)	α_v (T = 1.0)	α_d (T = 2.0)
0.5	5.8	3.6	2.2
1.0	5.2	3.2	2.0
1.5	4.75	3.0	1.9
2.0	4.3	2.8	1.8
5.0	2.6	1.9	1.4
7.0	1.9	1.5	1.2
10.0	1.5	1.3	1.1

Taiwan Soft Site Spectra, S_a-value, (g)			
Damping Ratio, %	S_d (T = 0.2)	S_d (T = 1.0)	S_d (T = 2.0)
0.5	4.0768	2.1600	0.9546
1.0	3.7902	2.0138	0.9276
1.5	3.5774	1.9286	0.9018

2.0	3.3646	1.8433	0.8759
5.0	2.8081	1.6334	0.8510
7.0	2.4621	1.4532	0.7805
10.0	2.1943	1.2929	0.7159

註：其中 1.5% 之阻尼比為內插之結果(由 1.0% 及 2.0% 內插)

由臺北金融中心工址附近測站之地震記錄分析，及參考臺北盆地設計反應譜所得之本工址設計加速度反應譜 (阻尼比為 5%) 如下所示。

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.0 & T < 0.04 \text{ 秒} \\ 16.824 T^{0.877} & 0.04 \text{ 秒} < T < 0.14 \text{ 秒} \\ 3.0 & 0.14 \text{ 秒} < T < 1.64 \text{ 秒} \\ 8.057 T^{-2} & 1.64 \text{ 秒} < T \end{cases} \quad D=5.0\%$$

則由上表可得各種阻尼比結果如下

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.0 & T < 0.04 \text{ 秒} \\ 43.8462 T^{1.1745} & 0.04 \text{ 秒} < T < 0.14 \text{ 秒} \\ 4.3554 & 0.14 \text{ 秒} < T < 1.44 \text{ 秒} \\ 9.0379 T^{-2} & 1.44 \text{ 秒} < T \end{cases} \quad D=0.5\%$$

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.0 & T < 0.04 \text{ 秒} \\ 36.3573 T^{1.1164} & 0.04 \text{ 秒} < T < 0.14 \text{ 秒} \\ 4.0492 & 0.14 \text{ 秒} < T < 1.473 \text{ 秒} \\ 8.7822 T^{-2} & 1.473 \text{ 秒} < T \end{cases} \quad D=1.0\%$$

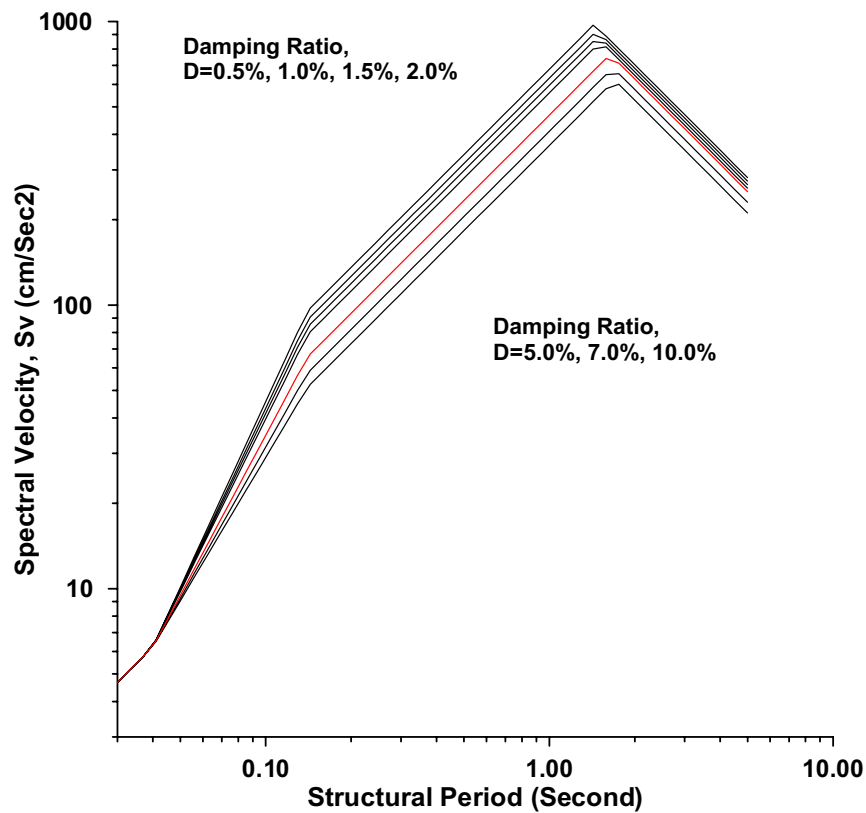
$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.0 & T < 0.04 \text{ 秒} \\ 31.3410 T^{1.0702} & 0.04 \text{ 秒} < T < 0.14 \text{ 秒} \\ 3.8219 & 0.14 \text{ 秒} < T < 1.495 \text{ 秒} \\ 8.5380 T^{-2} & 1.495 \text{ 秒} < T \end{cases} \quad D=1.5\%$$

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.0 & T < 0.04 \text{ 秒} \\ 26.7719 T^{1.0213} & 0.04 \text{ 秒} < T < 0.14 \text{ 秒} \\ 3.5945 & 0.14 \text{ 秒} < T < 1.519 \text{ 秒} \\ 8.2927 T^{-2} & 1.519 \text{ 秒} < T \end{cases} \quad D=2.0 \%$$

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.0 & T < 0.04 \text{ 秒} \\ 12.0003 T^{0.772} & 0.04 \text{ 秒} < T < 0.14 \text{ 秒} \\ 2.6304 & 0.14 \text{ 秒} < T < 1.676 \text{ 秒} \\ 7.3895 T^{-2} & 1.676 \text{ 秒} < T \end{cases} \quad D=7.0 \%$$

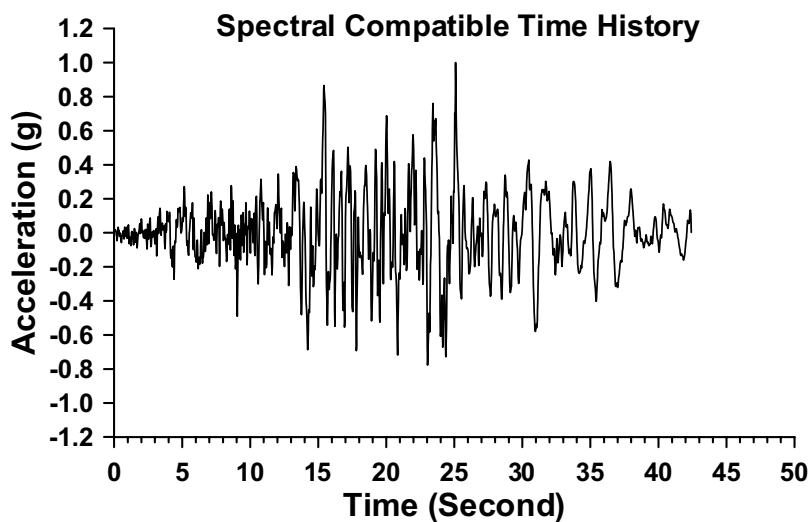
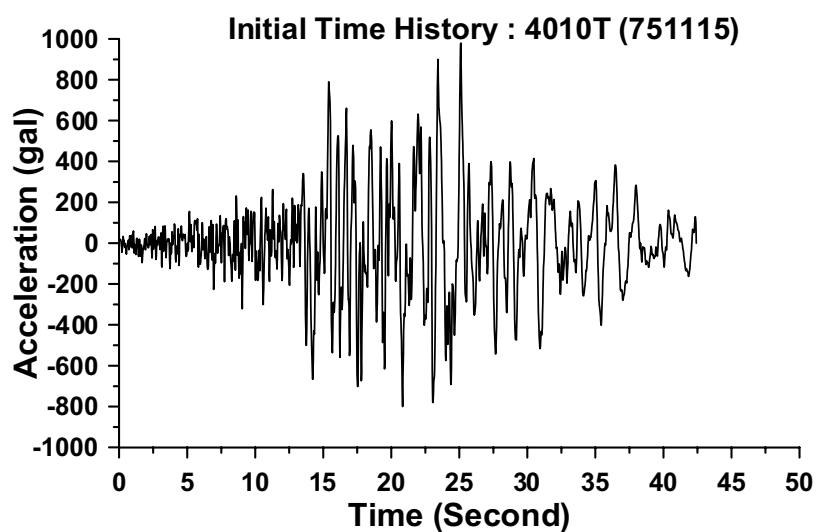
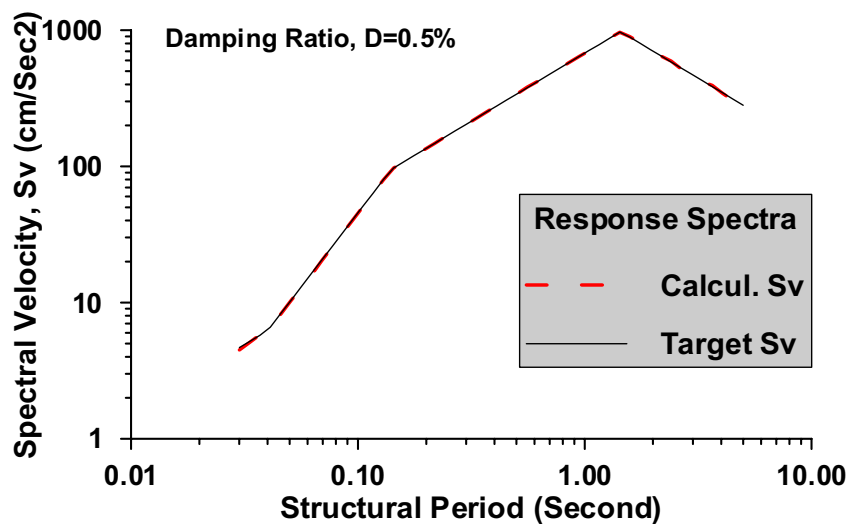
$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.0 & T < 0.04 \text{ 秒} \\ 8.9268 T^{0.6801} & 0.04 \text{ 秒} < T < 0.14 \text{ 秒} \\ 2.3443 & 0.14 \text{ 秒} < T < 1.70 \text{ 秒} \\ 6.7779 T^{-2} & 1.70 \text{ 秒} < T \end{cases} \quad D=10.0 \%$$

各種阻尼比(由上而下，D=0.005, 0.010, 0.015, 0.020, 0.050, 0.070, 0.100)之設計加速度反應譜結果繪圖如下所示

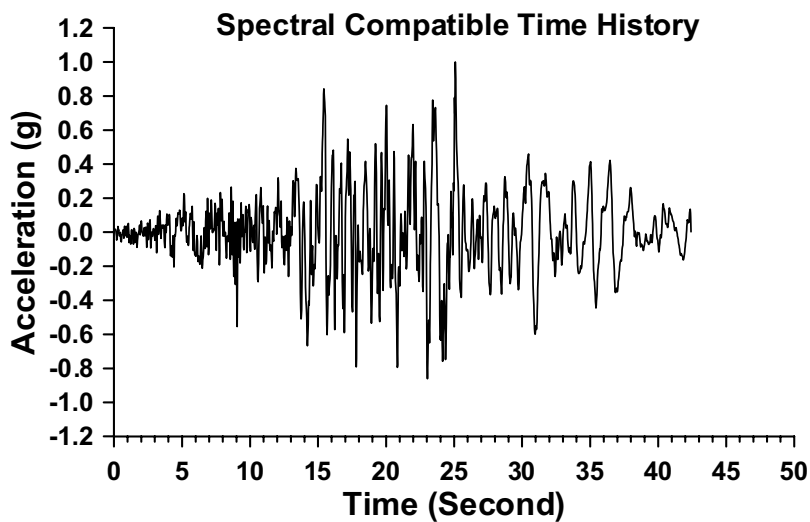
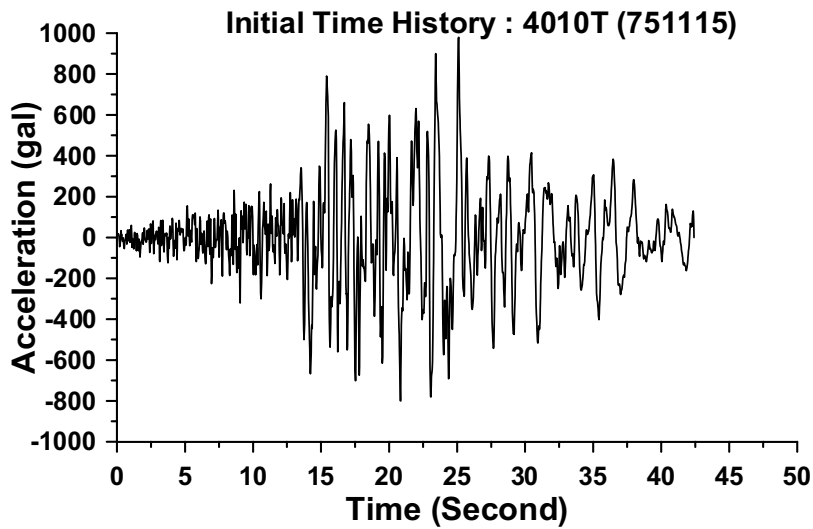
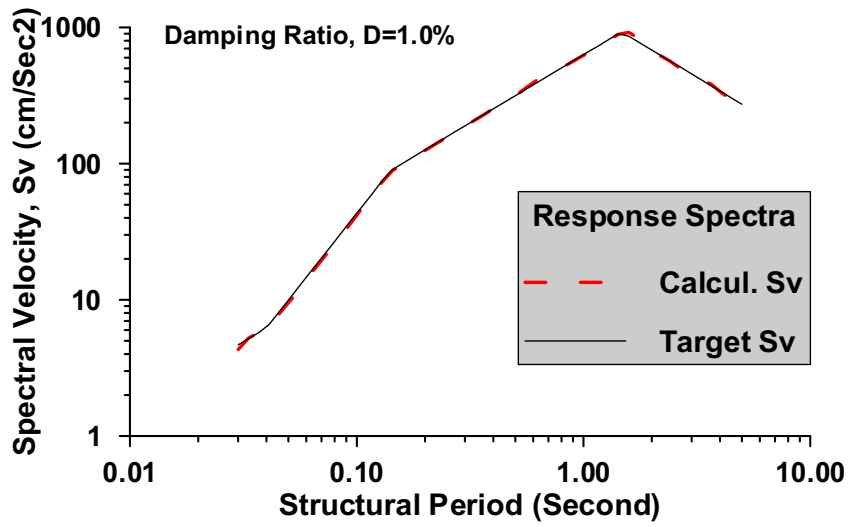


與設計加速度反應譜相符之人造地震歷時與原始地震歷時之比較，人造地震歷時反應譜與設計反應譜之比較，如下列圖所示

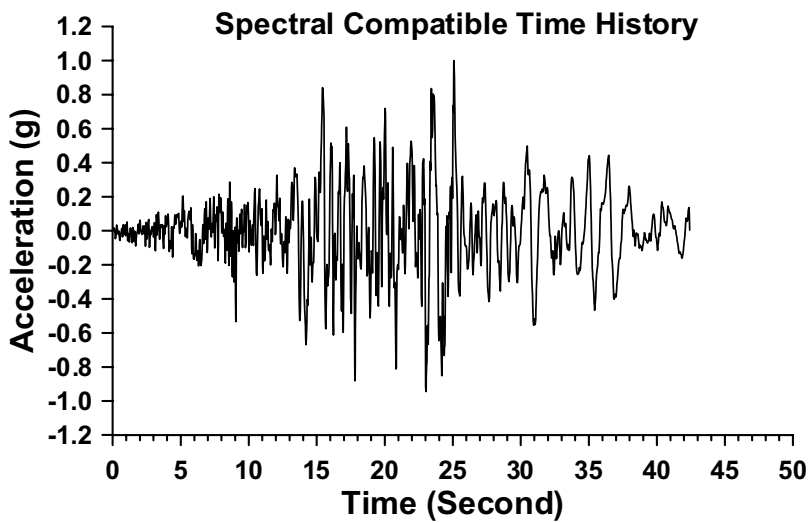
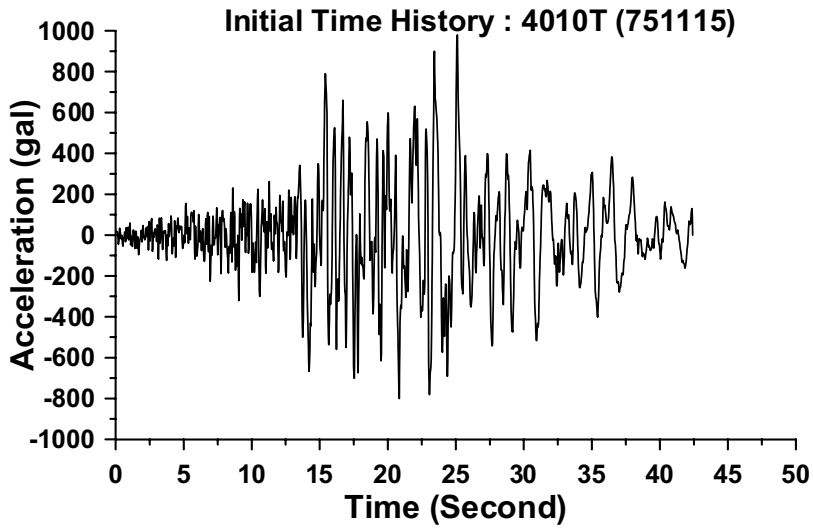
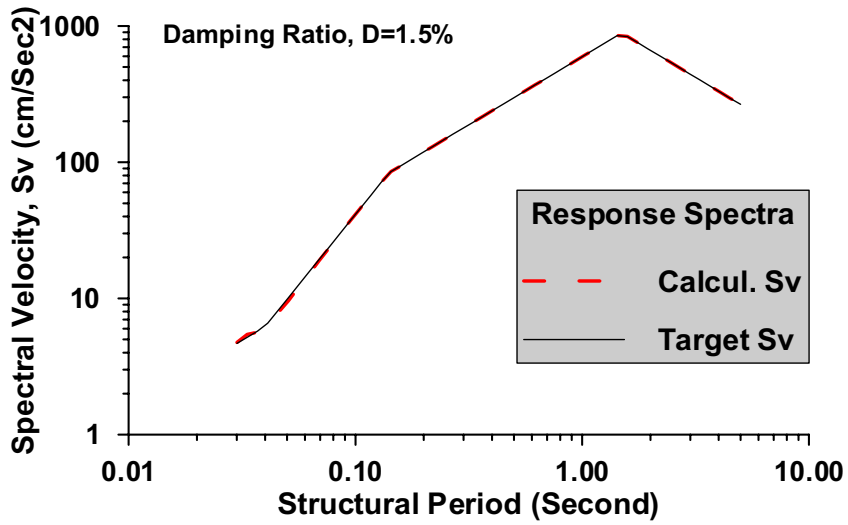
原始地震歷時：4010T，阻尼比=0.5%。



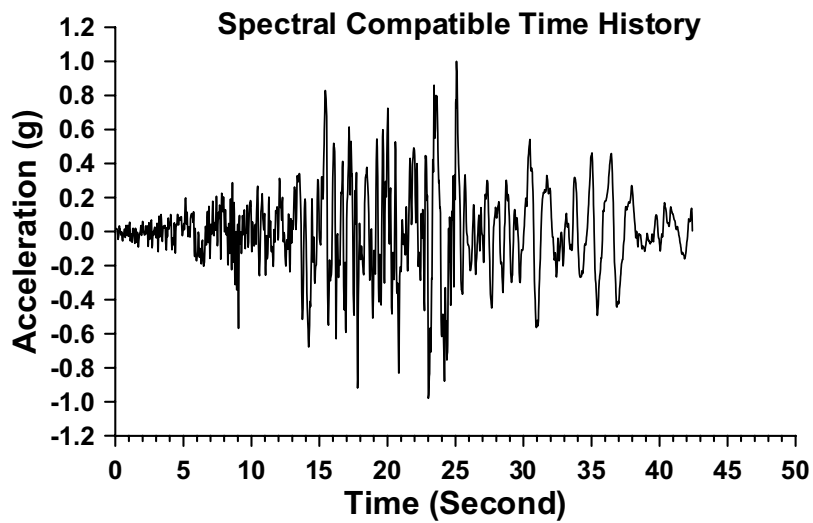
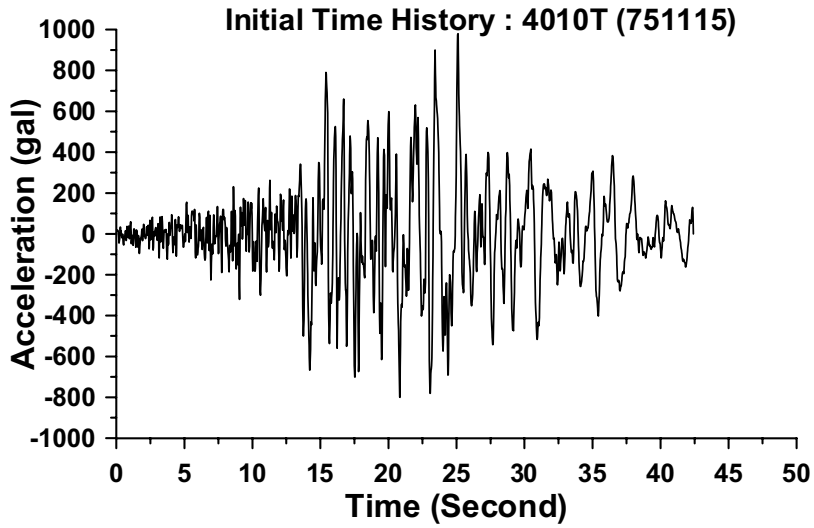
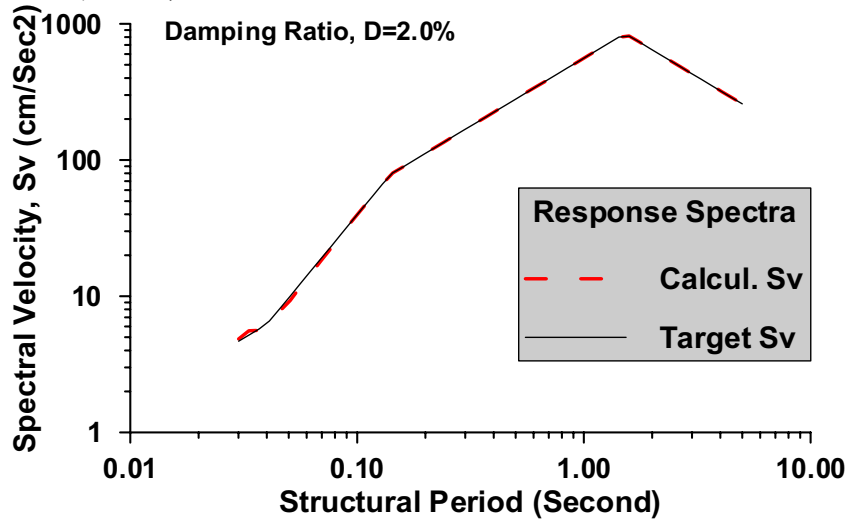
原始地震歷時：4010T，阻尼比=1.0%。



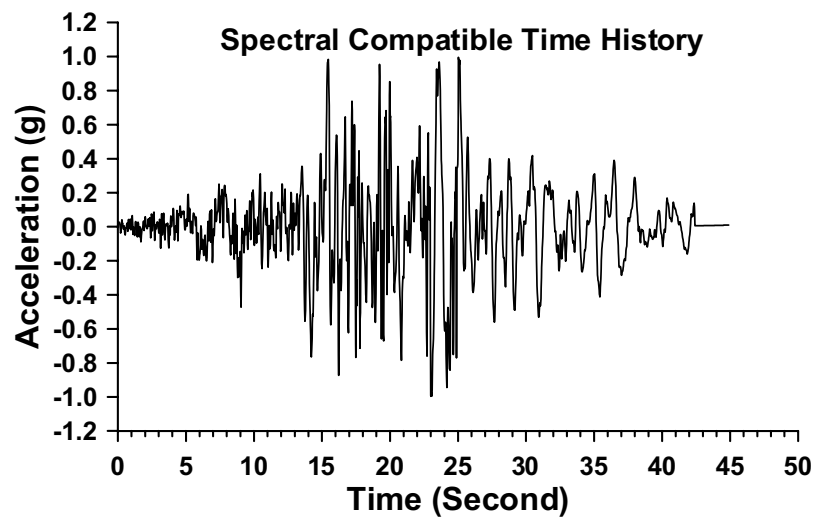
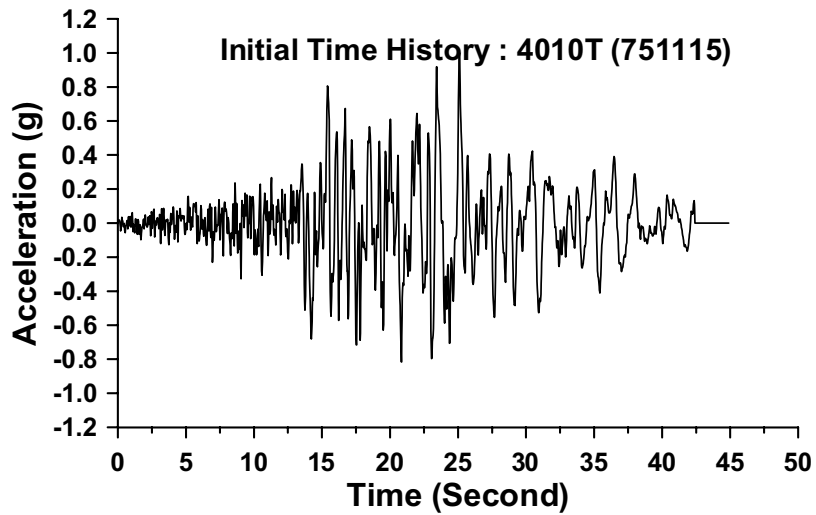
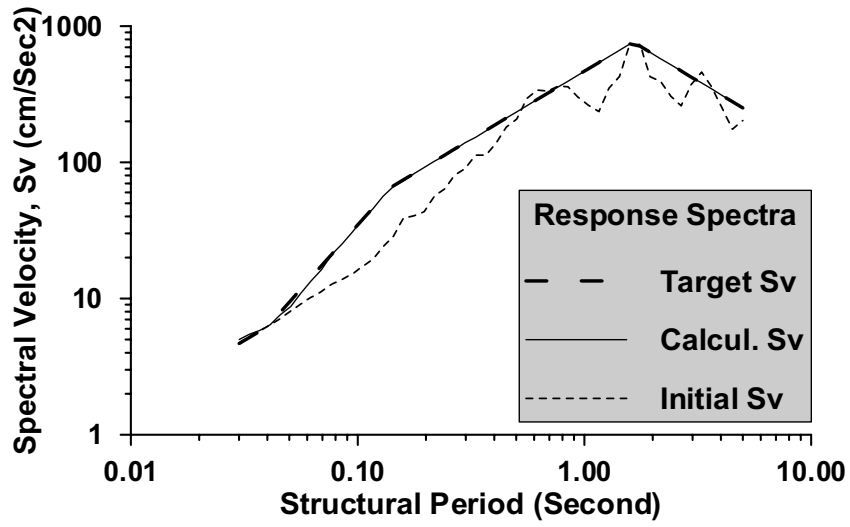
原始地震歷時：4010T，阻尼比=1.5%。



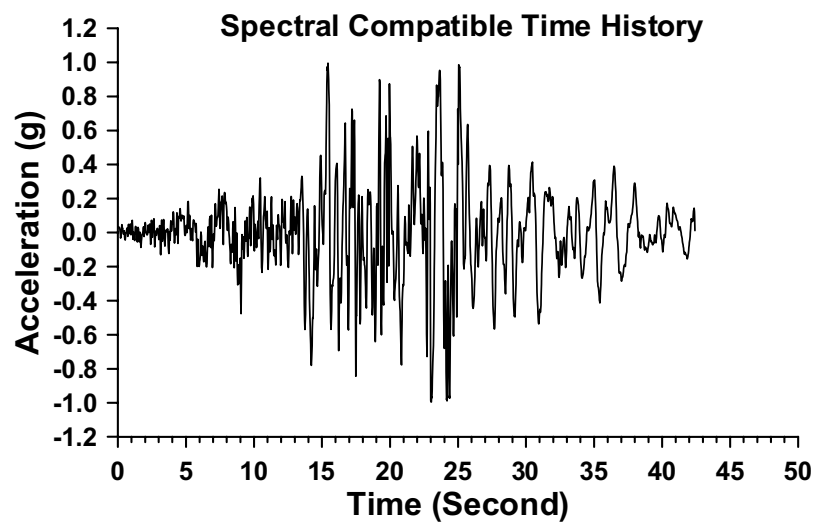
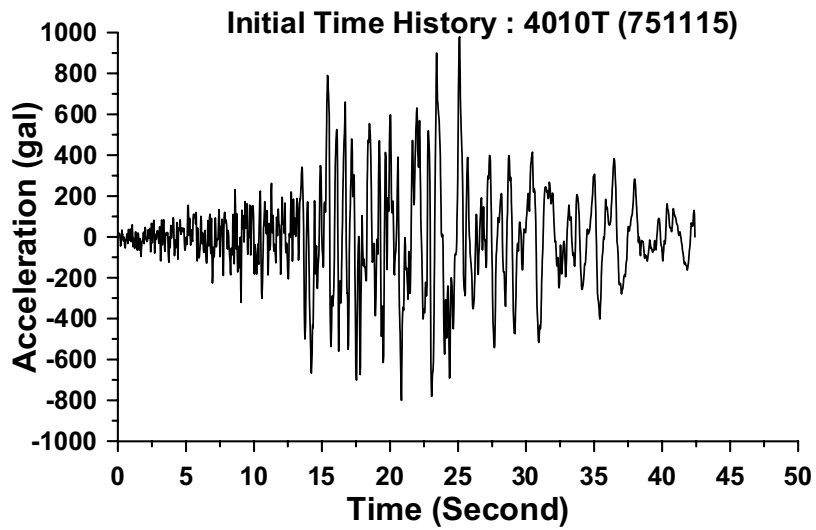
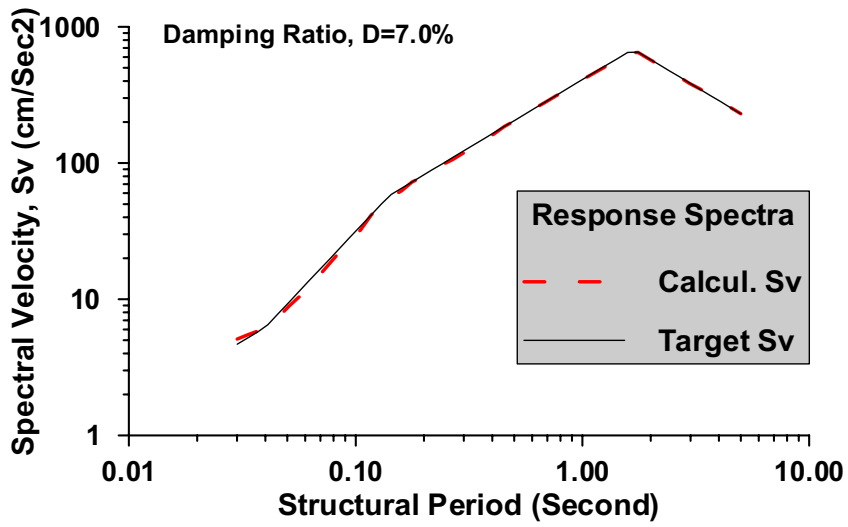
原始地震歷時：4010T，阻尼比=2.0%。



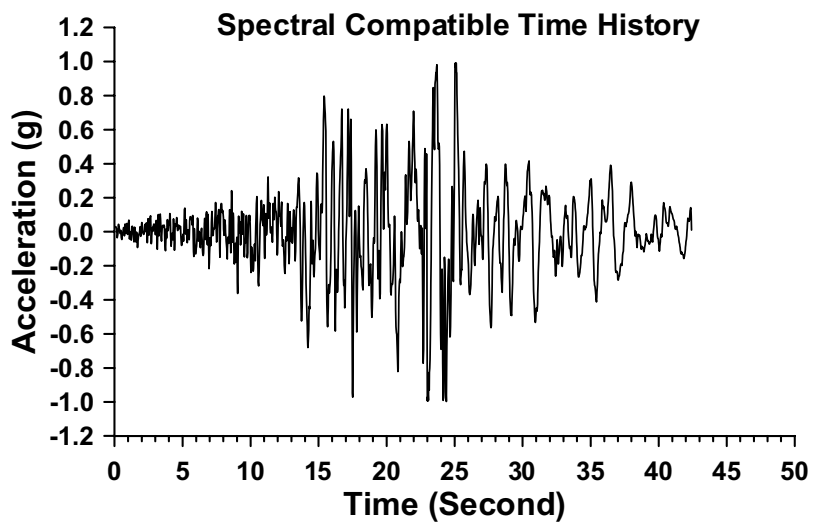
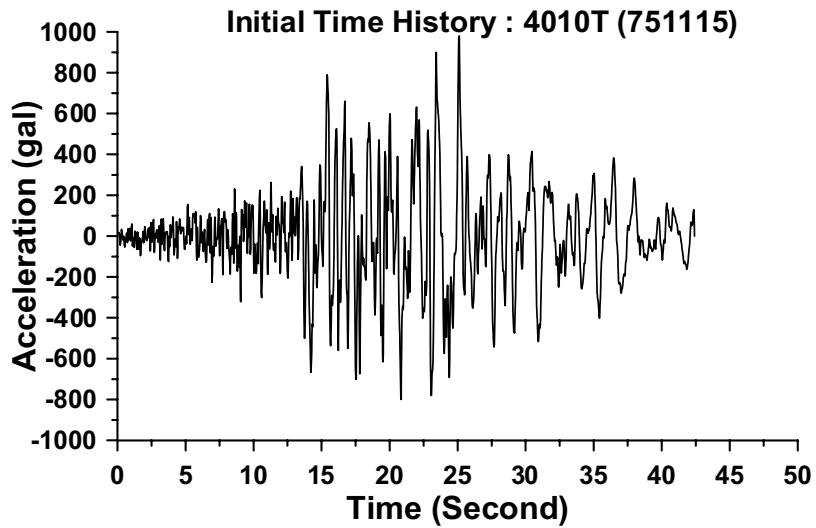
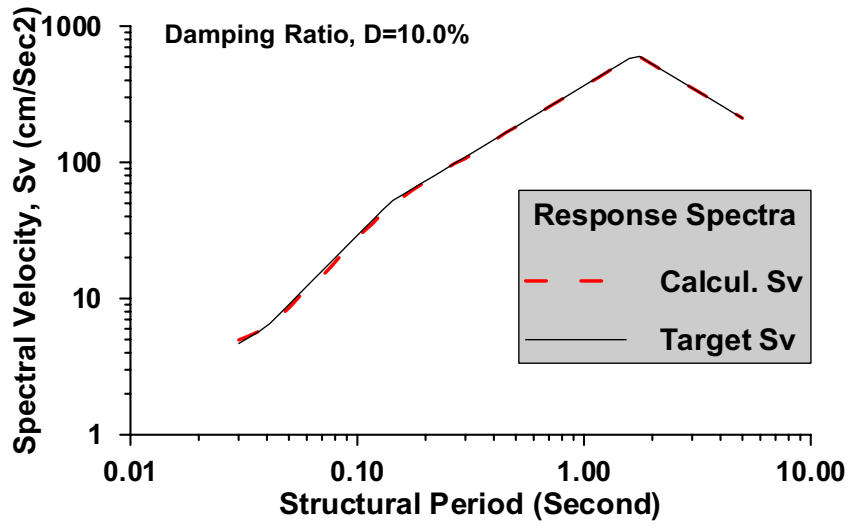
原始地震歷時：4010T，阻尼比=5.0%。



原始地震歷時：4010T，阻尼比=7.0%。



原始地震歷時：4010T，阻尼比=10.0%。



第五章 設計風力之考量

第一節 抗風設計標準

台灣每年 5-10 月都受到颱風的威脅，對於 TAIPEI 101 而言，建築結構抗風設計的主要目的在滿足日常使用者的舒適度與強風作用下的結構安全，而依據台灣地區風力設計規範草案之要求，本大樓之抗風設計必須考慮：

1. 結構物於半年迴歸期風速作用時，頂層辦公室樓板所產生的加速度不逾 5 cm/sec^2 ，人員仍可照常辦公無不舒適感。
2. 當 50 年迴歸期風速之颱風發生時，樓層之變位皆在法規允許範圍內(以地震規範允許最大層間位移角 $5/1000$ 為參考值)。
3. 當 100 年迴歸期風速之颱風發生時，結構體桿件仍處於彈性階段。

而風除了對結構體產生作用之外，建築規劃設計階段同時必須針對建築物完成後風力對周圍環境與行人所造成的效應進行環境影響評估。

第二節 風力設計參數研究

一般超高大樓的設計主要都是受到風力的控制，因此設計風力的條件影響結構設計的結果甚大，而由於本案為超高層大樓，除參考國內相關風力設計規範外，還委託加拿大 Rowan Williams Davies & Irwin Inc. (RWDI) 研究大樓之風力設計載重，其設計風力之推導源於風洞試驗，係以 1:500 比例製作工址半徑 600m 內的風場環境模型，以 10 度為單位置入風洞中吹襲以模擬實際建築物受風的情形。其中各個角度的風速高度分布特性則是依據 RWDI 所製作的 1:3000 地形模型進行邊界層風洞試驗(Boundary layer wind tunnel test)後而得到大氣邊界層風速分布，而結構體模型則是採用高頻率力平衡模式(High-frequency force-balance)，結構基本風壓則是由應變計所量測到

的彎矩扭力和剪力的分布曲線統計回歸而得，並配合結構動力特性計算結構體的加速度反應後。一併提供設計單位作為設計風力之依據。

第三節 設計風力與分析結果

各階段之設計風力係依據 100 年回歸期地況C之 $V_{10}=43.27$ m/s推算。圖 5.1 為風工程顧問所完成的各方向風力分布曲線，圖 5.2 則為結構體 89 樓樓板在回歸期 0.5 年、1 年、5 年及 10 年風速作用下的加速度分布曲線，因加速度已超出法規要求故需要額外的阻尼裝置。

圖 5.3 及 5.4 則是風工程顧問以高頻率力平衡模式推算後所提供的 100 年回歸期 x 向與 y 向設計剪力及對應彎矩與高度關係的分布曲線，50 年及 100 年回歸期之各樓層等值設計風力及分析變形如表 5.1~表 5.4 所示。

表 5.1 50 年回歸期風力分布(RWDI 提供)

高程	Fx	Fy	Mz	高程	Fx	Fy	Mz	高程	Fx	Fy	Mz
0.0	28.0	22.5	165.4	197.4	98.7	92.4	612.3	382.2	167.7	162.6	785.9
4.2	81.8	65.7	480.5	201.6	101.3	94.9	636.2	386.4	199.4	195.7	885.1
12.6	97.7	79.3	581.8	205.8	105.2	98.8	670.6	390.6	198.8	195.3	965.4
18.9	83.2	67.7	493.5	210.0	109.6	103.2	709.0	394.0	66.2	62.1	144.1
25.2	85.9	70.7	529.8	214.2	114.8	108.4	742.8	397.4	54.3	51.6	91.8
31.5	85.0	70.2	600.3	218.4	121.5	115.9	774.9	400.8	78.2	76.3	120.4
37.8	74.9	62.8	574.6	222.6	122.1	116.6	709.3	404.2	80.2	80.2	99.4
42.0	59.7	50.1	411.8	226.8	111.6	105.7	646.8	407.6	52.2	52.2	26.8
46.2	59.4	49.9	439.6	231.0	115.1	109.1	675.5	413.4	61.3	61.3	36.5
50.4	57.6	48.2	407.2	235.2	116.4	110.4	691.3	419.2	66.1	66.1	42.4
54.6	57.9	48.6	412.5	239.4	120.6	114.5	726.4	425.0	70.4	70.4	47.6
58.8	58.3	49.1	418.0	243.6	125.4	119.3	766.2	430.8	67.2	67.2	30.4
63.0	59.4	50.3	433.6	247.8	129.4	123.2	800.5	434.4	48.2	48.2	32.4
67.2	58.9	50.0	424.9	252.0	138.7	133.6	829.7	438.0	70.4	70.4	50.8
71.4	60.5	51.7	445.6	256.2	139.7	134.7	794.7	445.0	57.0	57.0	24.3
75.6	61.2	52.6	451.8	260.4	100.4	94.1	332.6	448.0	21.0	21.0	63.4
79.8	66.0	57.6	512.9	264.6	131.5	126.1	750.9	450.5	13.6	13.6	
84.0	63.2	54.8	420.5	268.8	133.8	128.4	761.1	453.0	13.2	13.2	
88.2	64.9	56.7	475.0	273.0	117.8	111.7	666.9	455.5	16.0	16.0	
92.4	61.2	53.0	422.3	277.2	122.0	115.9	699.7	458.0	14.9	14.9	
96.6	62.4	54.3	431.2	281.4	126.0	119.9	731.9	460.5	18.0	18.0	
100.8	64.4	56.5	449.5	285.6	140.0	135.0	793.2	463.0	15.5	15.5	
105.0	61.3	53.5	408.4	289.8	137.9	132.9	711.7	465.5	7.0	7.0	
109.2	66.1	58.4	453.0	294.0	120.8	115.2	623.9	468.0	6.7	6.7	
113.4	64.4	56.8	425.8	298.2	123.9	118.1	647.7	470.5	6.5	6.5	
117.6	70.1	62.7	445.2	302.4	127.0	121.3	672.5	473.0	6.3	6.3	
121.8	72.1	64.6	482.9	306.6	131.5	125.8	705.1	475.5	6.1	6.1	
126.0	67.7	60.0	439.4	310.8	136.1	130.3	738.4	478.0	6.2	6.2	
130.2	67.2	59.4	434.1	315.0	140.4	134.6	770.5	480.5	6.2	6.2	
134.4	72.1	64.2	480.4	319.2	154.4	149.7	810.0	483.0	6.0	6.0	
138.6	76.0	68.1	519.4	323.4	152.5	147.9	731.9	485.5	5.8	5.8	
142.8	73.1	65.1	487.3	327.6	133.7	128.4	645.3	488.6	4.7	4.7	
147.0	79.9	71.9	552.9	331.8	137.7	132.3	672.3	490.4	3.6	3.6	
151.2	83.4	76.1	576.0	336.0	141.1	135.7	696.7	492.2	3.5	3.5	
155.4	87.5	80.6	571.8	340.2	146.3	141.0	731.2	494.0	3.4	3.4	
159.6	68.6	61.2	274.2	344.4	150.8	145.4	761.1	495.8	3.3	3.3	
163.8	88.1	81.3	584.3	348.6	154.7	149.3	789.5	497.6	3.2	3.2	
168.0	84.0	77.0	544.0	352.8	169.3	164.9	829.7	499.4	3.1	3.1	
172.2	89.2	82.3	589.2	357.0	166.2	161.8	745.1	501.2	3.2	3.2	
176.4	92.7	85.9	623.1	361.2	145.7	140.6	659.4	503.0	3.9	3.9	
180.6	96.3	89.5	657.1	365.4	149.9	144.9	686.1	505.5	2.2	2.2	
184.8	106.9	101.1	725.8	369.6	157.4	152.4	720.0	506.2	1.3	1.3	
189.0	102.4	96.6	631.3	373.8	95.0	88.0	273.2	507.1	1.3	1.3	
193.2	95.0	88.8	580.7	378.0	170.7	165.7	445.5				

表 5.2 100 年回歸期風力分布(RWDI 提供)

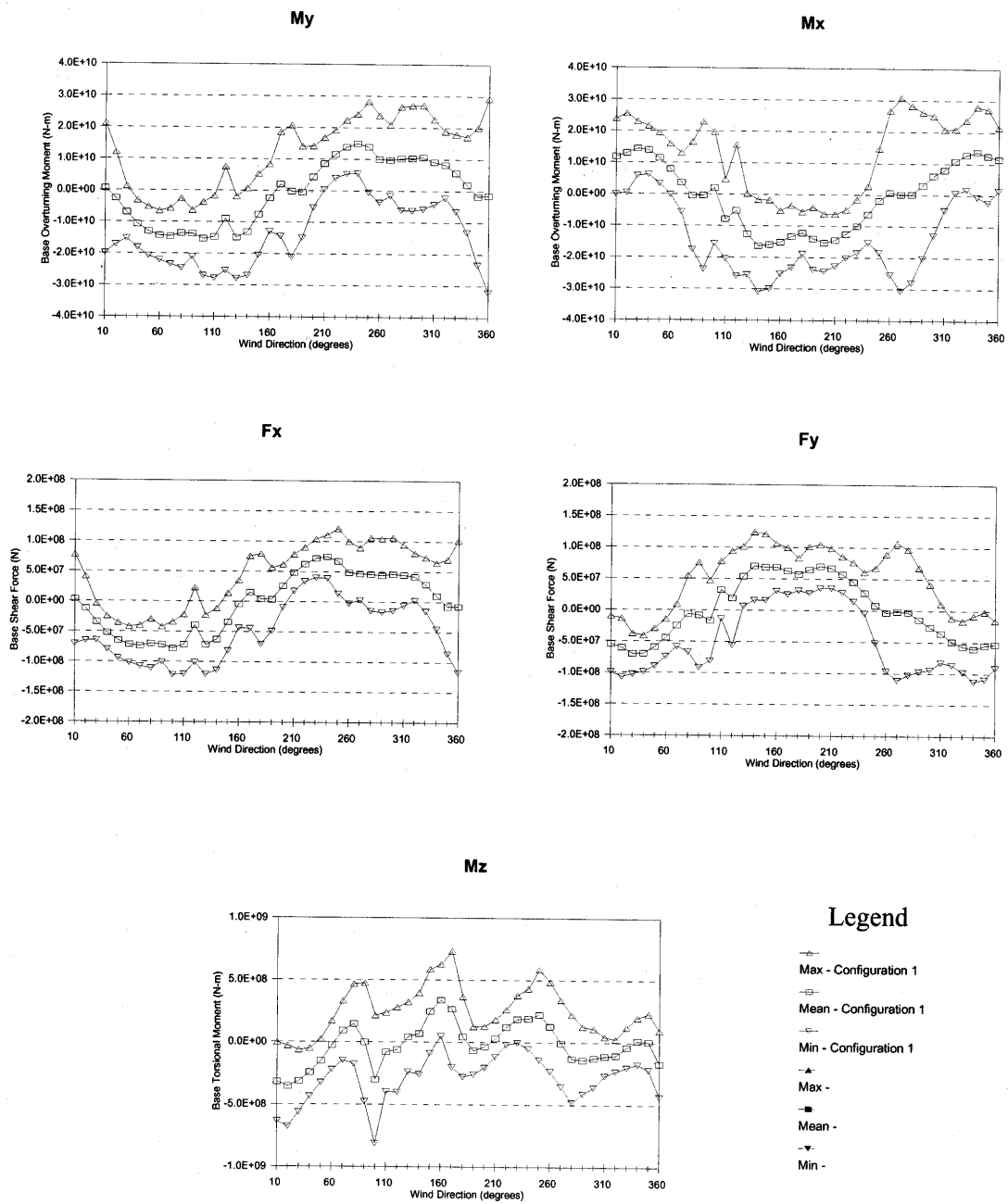
高程	Fx	Fy	Mz	高程	Fx	Fy	Mz	高程	Fx	Fy	Mz
0.0	45.7	28.1	225.2	197.4	116.4	108.6	830.3	382.2	175.9	188.2	1172.3
4.2	134.6	82.0	654.1	201.6	119.0	111.4	862.6	386.4	203.5	225.5	1325.2
12.6	157.3	98.5	791.6	205.8	126.4	115.9	909.3	390.6	168.3	225.0	1345.6
18.9	133.4	84.0	671.4	210.0	126.8	120.9	961.4	394.0	77.1	72.8	374.8
25.2	134.7	87.3	720.5	214.2	131.6	126.8	1007.6	397.4	60.6	60.2	333.6
31.5	133.0	86.5	815.8	218.4	134.9	135.1	1049.9	400.8	80.1	88.1	310.9
37.8	113.5	77.0	780.4	222.6	135.2	135.9	961.5	404.2	90.6	90.6	290.3
42.0	90.1	61.3	559.4	226.8	126.8	123.5	877.1	407.6	59.0	59.0	210.0
46.2	89.4	61.1	597.0	231.0	130.1	127.4	915.9	413.4	69.3	69.3	168.8
50.4	87.4	59.0	553.3	235.2	131.7	129.0	937.3	419.2	74.7	74.7	230.6
54.6	87.3	59.5	560.3	239.4	135.6	133.6	984.8	425.0	79.6	79.6	221.4
58.8	87.1	60.0	567.8	243.6	140.1	139.0	1038.7	430.8	76.0	76.0	182.2
63.0	87.6	61.3	588.8	247.8	143.8	143.6	1085.6	434.4	54.4	54.4	116.3
67.2	86.8	60.9	577.0	252.0	149.4	155.1	1124.4	438.0	79.6	79.6	186.4
71.4	87.7	62.8	604.9	256.2	149.8	156.3	1077.5	445.0	64.4	64.4	162.7
75.6	87.8	63.7	613.3	260.4	117.3	110.4	451.7	448.0	23.8	23.8	29.7
79.8	91.4	69.4	699.1	264.6	143.8	146.7	1018.0	450.5	15.4	15.4	
84.0	88.6	66.2	570.8	268.8	146.3	149.3	1031.6	453.0	14.9	14.9	
88.2	89.6	68.2	644.6	273.0	133.3	130.6	904.3	455.5	18.0	18.0	
92.4	86.0	64.0	573.3	277.2	137.2	135.3	398.2	458.0	16.8	16.8	
96.6	89.7	65.4	585.2	281.4	141.0	139.9	325.6	460.5	20.3	20.3	
100.8	87.9	67.9	609.0	285.6	150.4	156.7	1075.4	463.0	17.6	17.6	
105.0	84.9	64.4	554.2	289.8	148.3	154.3	353.2	465.5	7.9	7.9	
109.2	88.4	70.0	614.6	294.0	134.5	134.3	846.0	468.0	7.6	7.6	
113.4	86.5	68.1	577.8	298.2	137.4	137.7	881.3	470.5	7.4	7.4	
117.6	90.9	74.7	604.0	302.4	140.6	141.3	911.8	473.0	7.2	7.2	
121.8	93.1	76.9	654.9	306.6	144.8	146.5	956.0	475.5	6.9	6.9	
126.0	89.8	71.7	596.2	310.8	149.0	151.6	1000.9	478.0	7.0	7.0	
130.2	89.9	71.2	589.2	315.0	153.0	156.5	1044.9	480.5	7.0	7.0	
134.4	94.4	76.7	651.8	319.2	162.5	173.4	1097.9	483.0	6.8	6.8	
138.6	98.2	81.1	704.6	323.4	160.6	171.3	991.7	485.5	6.6	6.6	
142.8	96.2	77.7	661.2	327.6	145.3	149.2	874.8	488.6	5.3	5.3	
147.0	102.3	85.4	750.1	331.8	149.0	153.8	911.4	490.4	4.1	4.1	
151.2	103.0	90.0	781.1	336.0	152.3	157.6	944.6	492.2	4.0	4.0	
155.4	106.1	95.1	775.3	340.2	157.2	163.6	991.1	494.0	3.8	3.8	
159.6	90.7	73.1	372.6	344.4	161.3	168.6	1032.6	495.8	3.8	3.8	
163.8	107.4	96.0	792.4	348.6	165.0	173.2	1070.3	497.6	3.6	3.6	
168.0	104.5	91.1	737.9	352.8	175.0	190.6	1125.4	499.4	3.5	3.5	
172.2	109.3	97.2	799.2	357.0	172.0	187.0	1009.8	501.2	3.6	3.6	
176.4	112.7	101.3	845.2	361.2	155.4	163.1	894.1	503.0	4.4	4.4	
180.6	116.1	105.4	891.1	365.4	159.3	167.9	930.3	505.5	2.5	2.5	
184.8	122.7	118.3	983.8	369.6	166.1	176.5	1039.8	506.2	1.5	1.5	
189.0	118.7	113.1	856.0	373.8	114.2	103.7	702.3	507.1	1.5	1.5	
193.2	112.8	104.4	787.5	378.0	178.1	191.7	761.5				

表 5.3 50 年回歸期風力結構變形

高程	X向		Y向		高程	X向		Y向		高程	X向		Y向	
	層間變位 (M)	層間位移 角1/1000	層間變位 (M)	層間位移 角1/1000		層間變位 (M)	層間位移 角1/1000	層間變位 (M)	層間位移 角1/1000		層間變位 (M)	層間位移 角1/1000	層間變位 (M)	層間位移 角1/1000
-19.4	0.000		0.000		189.0	0.394	3.2	0.384	3.0	386.4	1.268	4.3	1.243	4.2
-16.3	0.000	0.1	0.000	0.0	193.2	0.410	3.8	0.400	3.7	390.6	1.284	3.8	1.259	3.7
-13.2	0.001	0.2	0.000	0.1	197.4	0.427	4.1	0.417	4.0	394.1	1.297	3.8	1.272	3.7
-10.1	0.001	0.2	0.001	0.2	201.6	0.445	4.2	0.435	4.1	397.5	1.311	3.8	1.285	3.8
-5.6	0.003	0.4	0.003	0.3	205.8	0.463	4.3	0.452	4.2	401.0	1.326	4.3	1.299	4.2
0.0	0.006	0.5	0.005	0.5	210.0	0.481	4.3	0.470	4.2	404.4	1.340	4.2	1.314	4.1
4.2	0.009	0.8	0.009	0.8	214.2	0.499	4.3	0.487	4.2	407.9	1.355	4.3	1.328	4.1
12.6	0.017	0.9	0.016	0.8	218.4	0.516	4.0	0.504	3.9	413.6	1.380	4.2	1.352	4.1
18.9	0.023	1.0	0.022	0.9	222.6	0.530	3.5	0.518	3.4	419.4	1.407	4.7	1.378	4.6
25.2	0.029	1.0	0.028	1.0	226.8	0.548	4.1	0.535	4.0	425.1	1.435	4.9	1.406	4.8
31.5	0.036	1.1	0.034	1.0	231.0	0.567	4.5	0.553	4.4	430.9	1.463	4.9	1.433	4.8
37.8	0.042	1.0	0.040	1.0	235.2	0.586	4.6	0.572	4.5	434.5	1.481	5.0	1.451	4.9
42.0	0.046	0.9	0.044	0.8	239.4	0.605	4.6	0.591	4.5	438.0	1.499	5.0	1.468	4.9
46.2	0.050	0.9	0.047	0.9	243.6	0.624	4.6	0.609	4.5	445.2	1.535	5.0	1.503	4.9
50.4	0.056	1.3	0.053	1.3	247.8	0.643	4.5	0.628	4.4	448.0	1.548	4.8	1.517	4.7
54.6	0.062	1.6	0.059	1.5	252.0	0.661	4.2	0.645	4.2					
58.8	0.069	1.7	0.066	1.6	256.2	0.675	3.5	0.660	3.6					
63.0	0.077	1.8	0.073	1.7	260.4	0.691	3.7	0.676	3.7					
67.2	0.085	1.8	0.080	1.7	264.6	0.707	3.8	0.692	3.9					
71.4	0.092	1.8	0.087	1.7	268.8	0.726	4.5	0.710	4.3					
75.6	0.100	1.7	0.094	1.7	273.0	0.745	4.6	0.729	4.6					
79.8	0.106	1.6	0.101	1.5	277.2	0.765	4.7	0.749	4.6					
84.0	0.112	1.3	0.106	1.2	281.4	0.784	4.6	0.768	4.6					
88.2	0.117	1.3	0.111	1.2	285.6	0.803	4.4	0.786	4.3					
92.4	0.125	1.7	0.118	1.6	289.8	0.819	3.8	0.802	3.7					
96.6	0.133	1.9	0.126	1.8	294.0	0.838	4.5	0.820	4.4					
100.8	0.141	2.0	0.134	1.9	298.2	0.858	4.8	0.840	4.7					
105.0	0.149	2.0	0.142	1.9	302.4	0.879	4.9	0.861	4.8					
109.2	0.157	1.9	0.149	1.8	306.6	0.899	4.9	0.881	4.9					
113.4	0.165	1.8	0.156	1.7	310.8	0.920	4.9	0.901	4.8					
117.6	0.171	1.5	0.162	1.4	315.0	0.940	4.9	0.921	4.8					
121.8	0.177	1.6	0.169	1.5	319.2	0.960	4.6	0.940	4.5					
126.0	0.188	2.4	0.178	2.3	323.4	0.977	4.0	0.957	3.9					
130.2	0.200	2.9	0.190	2.8	327.6	0.996	4.6	0.976	4.5					
134.4	0.213	3.2	0.203	3.1	331.8	1.017	4.9	0.996	4.8					
138.6	0.227	3.3	0.217	3.2	336.0	1.037	4.9	1.017	4.9					
142.8	0.241	3.4	0.230	3.3	340.2	1.058	4.9	1.037	4.9					
147.0	0.255	3.3	0.244	3.3	344.4	1.079	4.9	1.057	4.8					
151.2	0.268	3.1	0.257	3.2	348.6	1.099	4.8	1.077	4.7					
155.4	0.279	2.6	0.269	2.7	352.8	1.118	4.6	1.096	4.5					
159.6	0.291	2.8	0.281	2.9	357.0	1.135	4.1	1.113	4.0					
163.8	0.303	2.9	0.294	3.2	361.2	1.154	4.5	1.131	4.4					
168.0	0.318	3.6	0.309	3.5	365.4	1.174	4.6	1.150	4.5					
172.2	0.333	3.7	0.325	3.7	369.6	1.193	4.6	1.169	4.5					
176.4	0.349	3.8	0.340	3.8	373.8	1.212	4.6	1.188	4.5					
180.6	0.365	3.8	0.357	3.8	378.0	1.232	4.6	1.207	4.5					
184.8	0.381	3.6	0.372	3.6	382.2	1.250	4.5	1.226	4.4					

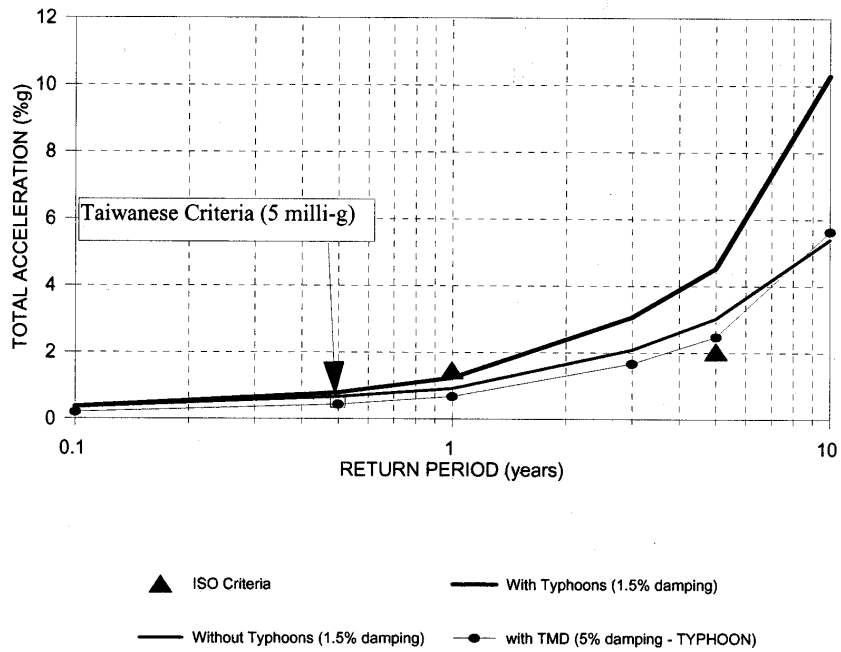
表 5.4 100 年回歸期風力結構變形

高程	X向		Y向		高程	X向		Y向		高程	X向		Y向	
	層間變位 (M)	層間位移 角1/1000	層間變位 (M)	層間位移 角1/1000		層間變位 (M)	層間位移 角1/1000	層間變位 (M)	層間位移 角1/1000		層間變位 (M)	層間位移 角1/1000	層間變位 (M)	層間位移 角1/1000
-19.4	0.000		0.000		189.0	0.444	3.5	0.454	3.6	386.4	1.406	4.7	1.470	4.9
-16.3	0.000	0.1	0.000	0.0	193.2	0.462	4.2	0.472	4.4	390.6	1.423	4.2	1.488	4.4
-13.2	0.001	0.2	0.001	0.1	197.4	0.481	4.6	0.492	4.8	394.1	1.438	4.2	1.504	4.4
-10.1	0.002	0.3	0.001	0.2	201.6	0.501	4.7	0.513	4.9	397.5	1.452	4.3	1.519	4.4
-5.6	0.004	0.5	0.003	0.4	205.8	0.520	4.7	0.534	4.9	401.0	1.469	4.8	1.536	5.0
0.0	0.007	0.7	0.006	0.6	210.0	0.540	4.7	0.554	4.9	404.4	1.485	4.7	1.553	4.9
4.2	0.011	0.9	0.010	0.9	214.2	0.560	4.7	0.575	4.9	407.9	1.501	4.6	1.570	4.9
12.6	0.020	1.1	0.019	1.0	218.4	0.578	4.4	0.594	4.6	413.6	1.528	4.7	1.598	4.9
18.9	0.028	1.2	0.025	1.1	222.6	0.595	3.8	0.611	4.0	419.4	1.558	5.2	1.629	5.4
25.2	0.035	1.2	0.033	1.1	226.8	0.614	4.6	0.631	4.8	425.1	1.589	5.4	1.661	5.6
31.5	0.043	1.2	0.040	1.2	231.0	0.634	4.9	0.653	5.2	430.9	1.620	5.4	1.693	5.6
37.8	0.051	1.2	0.047	1.2	235.2	0.655	5.0	0.675	5.3	434.5	1.640	5.5	1.714	5.7
42.0	0.055	1.0	0.052	1.0	239.4	0.677	5.0	0.697	5.3	438.0	1.660	5.5	1.734	5.7
46.2	0.060	1.1	0.056	1.0	243.6	0.698	5.0	0.719	5.3	445.2	1.700	5.5	1.775	5.7
50.4	0.066	1.6	0.062	1.5	247.8	0.718	4.9	0.741	5.2	448.0	1.714	5.3	1.790	5.5
54.6	0.074	1.8	0.070	1.7	252.0	0.738	4.6	0.762	4.9					
58.8	0.082	2.0	0.077	1.9	256.2	0.754	3.9	0.779	4.2					
63.0	0.091	2.1	0.086	2.0	260.4	0.771	4.1	0.798	4.4					
67.2	0.100	2.1	0.094	2.1	264.6	0.789	4.2	0.817	4.7					
71.4	0.108	2.1	0.103	2.0	268.8	0.809	4.9	0.839	5.1					
75.6	0.117	2.0	0.112	2.0	273.0	0.831	5.1	0.861	5.4					
79.8	0.125	1.8	0.119	1.8	277.2	0.852	5.1	0.884	5.4					
84.0	0.131	1.5	0.125	1.4	281.4	0.874	5.1	0.907	5.4					
88.2	0.137	1.5	0.131	1.5	285.6	0.894	4.8	0.929	5.1					
92.4	0.145	1.9	0.139	1.9	289.8	0.911	4.2	0.947	4.4					
96.6	0.154	2.1	0.148	2.1	294.0	0.932	4.9	0.969	5.2					
100.8	0.163	2.2	0.158	2.2	298.2	0.954	5.3	0.992	5.6					
105.0	0.173	2.2	0.167	2.2	302.4	0.977	5.4	1.016	5.7					
109.2	0.182	2.2	0.176	2.2	306.6	1.000	5.4	1.041	5.8					
113.4	0.190	2.0	0.185	2.0	310.8	1.023	5.4	1.065	5.7					
117.6	0.197	1.6	0.192	1.6	315.0	1.045	5.3	1.089	5.7					
121.8	0.204	1.8	0.199	1.8	319.2	1.066	5.0	1.111	5.4					
126.0	0.216	2.7	0.211	2.8	323.4	1.085	4.4	1.131	4.6					
130.2	0.229	3.2	0.225	3.3	327.6	1.106	5.1	1.153	5.4					
134.4	0.244	3.5	0.240	3.6	331.8	1.129	5.4	1.177	5.7					
138.6	0.260	3.7	0.256	3.8	336.0	1.151	5.4	1.201	5.8					
142.8	0.275	3.7	0.272	3.9	340.2	1.174	5.4	1.226	5.8					
147.0	0.291	3.7	0.288	3.9	344.4	1.197	5.4	1.249	5.7					
151.2	0.306	3.5	0.304	3.7	348.6	1.219	5.3	1.273	5.6					
155.4	0.318	2.8	0.317	3.2	352.8	1.240	5.1	1.296	5.4					
159.6	0.330	3.1	0.332	3.4	357.0	1.259	4.5	1.315	4.7					
163.8	0.344	3.2	0.347	3.8	361.2	1.280	5.0	1.337	5.2					
168.0	0.360	4.0	0.365	4.1	365.4	1.302	5.1	1.360	5.4					
172.2	0.378	4.1	0.383	4.4	369.6	1.323	5.1	1.383	5.4					
176.4	0.395	4.2	0.402	4.5	373.8	1.344	5.1	1.405	5.3					
180.6	0.413	4.2	0.421	4.5	378.0	1.365	5.0	1.427	5.3					
184.8	0.430	4.0	0.439	4.3	382.2	1.386	4.9	1.449	5.2					



Raw Base Overturning Moments, Shear Forces and Torsional 50 Year Return Period Wind Speed Taipei Financial Center - Taipei, Taiwan	Figure No. 16	
	Date: August 1, 2002	

圖 5.1 50 年回歸期風力之結構彎矩剪力與扭力分布圖



Return Period (Years)	Peak Total Accelerations with Typhoons (% g)	Peak Total Accelerations without Typhoons (% g)	ISO ⁽³⁾ Criteria (% g)
0.5	0.80	0.67	-
1	1.24	0.92	1.48
5	4.53	3.03	2.06
10	10.30	5.41	-

Notes:

- (1) A damping ratio of 0.015 was used.
- (2) Accelerations are predicted at the top occupied floor (the 89th floor, 382.2 m) at a representative radial distance of 20.4 m from the centre-of-mass of the floor.
- (3) ISO is International Standards Organization.

Predicted Peak Accelerations at Top Occupied Floor Taipei Financial Center - Taipei, Taiwan	Figure No. 17	RWDI
	Date: August 1, 2002	

圖 5.2 結構體加速度分布曲線

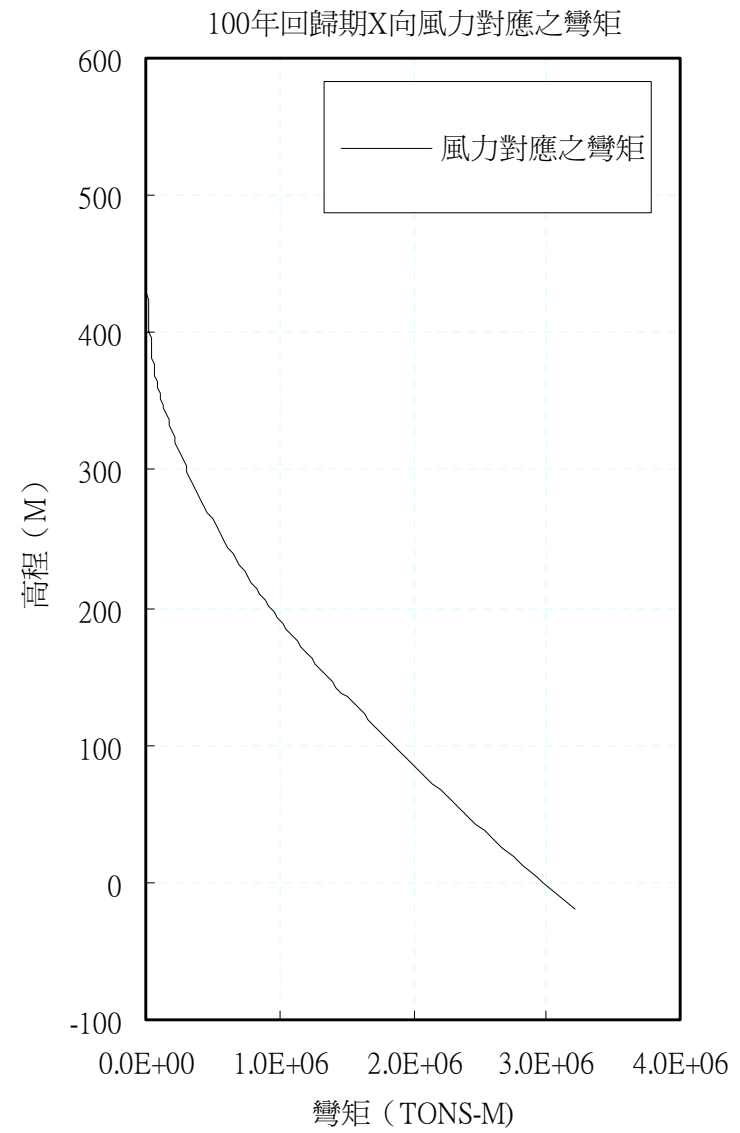
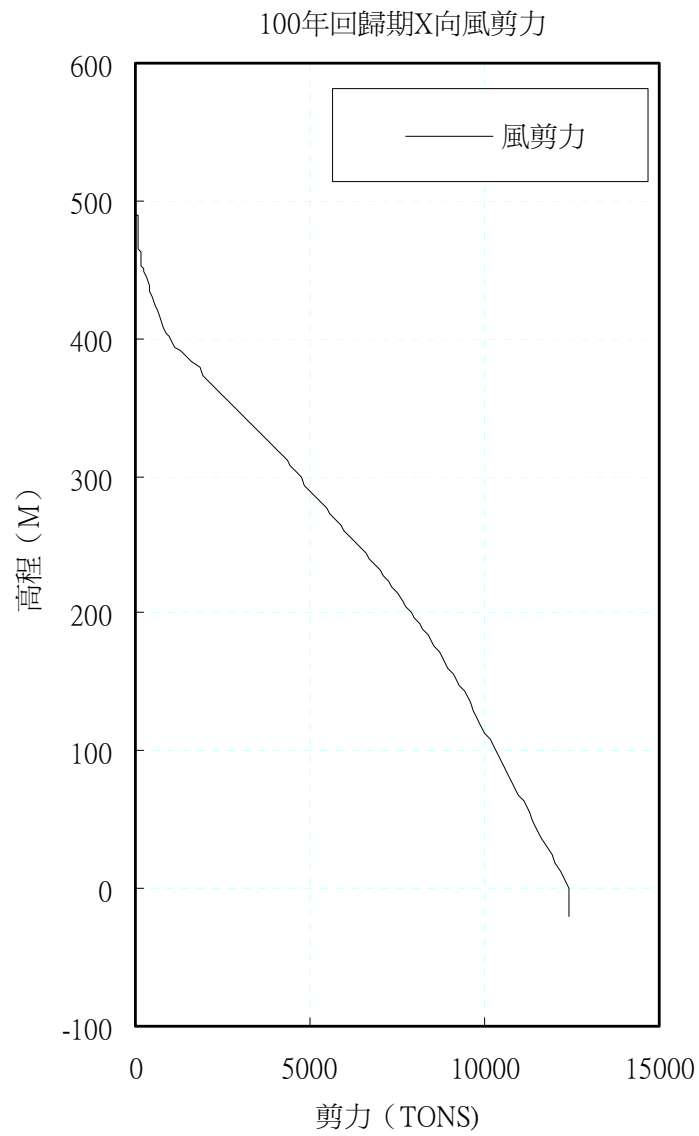


圖 5.3 100 年回歸期 x 向風力分布圖

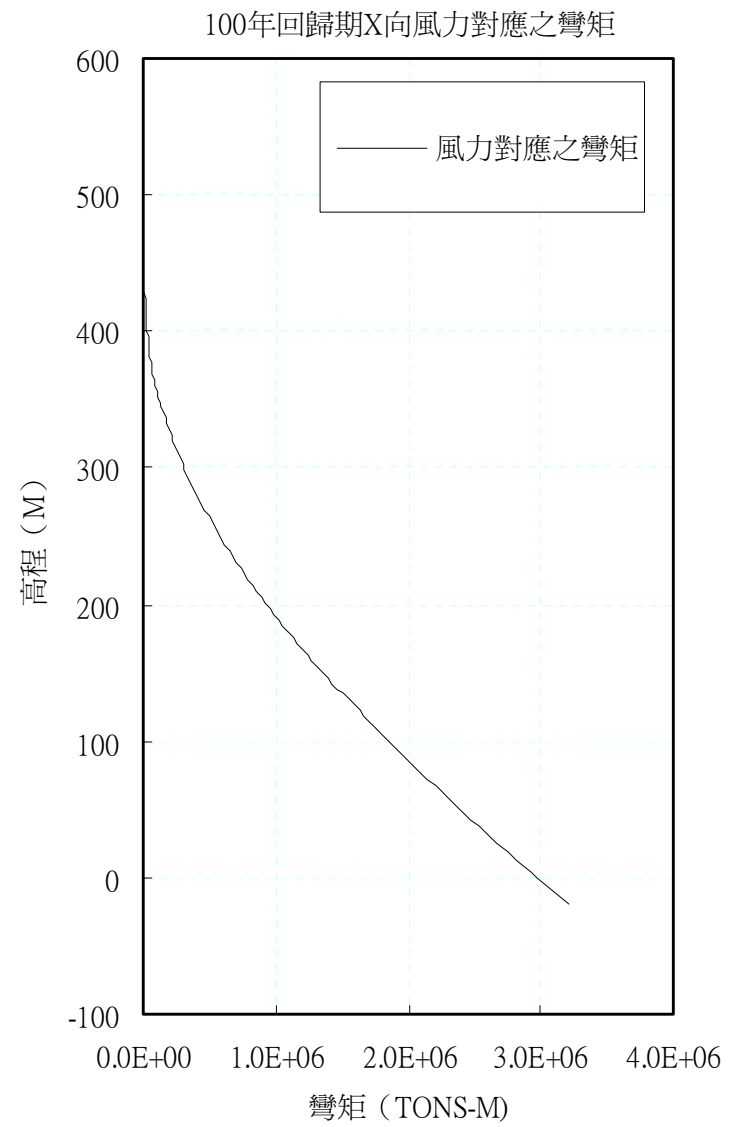
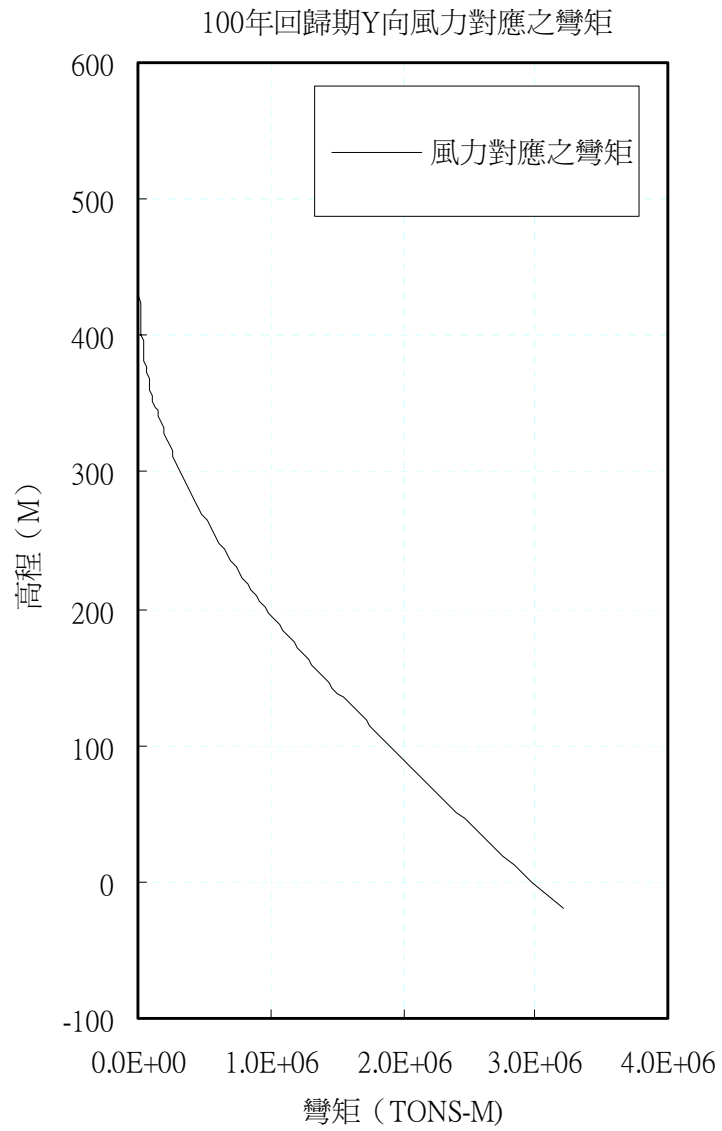


圖 5.4 100 年回歸期 y 向風力分布圖

附錄 5.1 風洞試驗報告內文



**REPORT ADDENDUM
REVISED WIND LOADS
TAIPEI FINANCIAL CENTER
TAIPEI, TAIWAN**

Project Number: 02-1496
Date: August 2, 2002
Submitted By: Rowan Williams Davies & Irwin Inc.
Project Engineer - K. Suresh Kumar, Ph.D., P.Eng., M.ASCE
Project Manager - Lin Feng, B.Sc.(Eng.)
Project Director - Anton E. Davies, Ph.D., P.Eng., QEP

Submitted to: Motioneering Inc.

**Rowan Williams
Davies & Irwin Inc.**
Consulting Engineers
650 Woodlawn Road West
Guelph, Ontario
Canada N1K 1B8
Tel: (519) 823-1311
Fax: (519) 823-1316
Email: info@rwdi.com
Website: <http://www.rwdi.com>

- Ottawa
- Guelph
- Sudbury
- Calgary
- Vancouver

**REPORT ADDENDUM
REVISED WIND LOADS
TAIPEI FINANCIAL CENTER
TAIPEI, TAIWAN
August 1, 2002**

1. Introduction

Rowan Williams Davies & Irwin Inc. (RWDI) was retained by C.Y. Lee through Motioneering Inc. to conduct a re-analysis of the structural wind loading on the proposed Taipei Financial Center in Taipei, Taiwan based on the new structural properties as well as to review the provided cladding wind loads for the new design changes. Drawings as well as structural information received from Evergreen through Motioneering Inc. in July, 2002 (see Appendix A) were used for this study.

The wind tunnel data of the high-frequency force-balance tests were obtained from previous test dated 28 October, 1998 combined with a statistical model of the local wind climate that includes the strength and directionality of severe winds. The statistical wind climate model used to determine the predicted peak wind loads was based on surface wind measurements taken at the Sung-Shan Airport. The magnitude of the wind velocity for the 50-year return period was scaled to correspond to a 10-minute mean speed of 39.93 m/s at 10 m above ground in open terrain, which is consistent with the 50 year value in the Taiwan Building Code.

For full details of the testing and analysis methods used to obtain the wind loads provided herein, please refer to RWDI reports issued July 2, 1998 for the previous Cladding Wind Load Study, February 18, 1999 for the Wind-Induced Structural Responses, and June 30, 1999 for the Report-Addendum, Wind Tunnel Tests of Revised Design.

2. Cladding Design Wind Loads

For the purpose of cladding design for the Taipei Financial Center, it is recommended that the 50-year return period wind loads presented in the attached Figures (1a through 14), be considered. Considering the current design changes at the roof top above 90th floor, Figures 1a and 3a have been changed appropriately. The remaining figures are the same as those in the addendum report dated 30th June, 1999.

The cladding loads provided in this report do not contain load or safety factors. The loads are to be applied to the building's cladding in the same manner as would wind pressures calculated by building code analytical methods.

3. Structural Wind Loads

3.1 Wind Load Distributions With Height and Load Combinations

The high-frequency force balance wind tunnel data from previous test dated 28 October, 1998 was re-analysed with the new structural properties of the tower, provided by Motioneering Inc. in July, 2002 to calculate the wind-induced structural responses. These properties included the mass distribution, and natural frequencies for the fundamental sway and torsional modes of vibration.

The overall wind-induced overturning moments, shear forces and torsional moments acting on the proposed Taipei Financial Center at Floor Level 1 have been predicted for a return period of 50 years and are presented in Table 1. The coordinate system and reference axis used to define the forces and moments is illustrated in Figure 15. The loads were determined using the fundamental building vibration frequencies, listed in Table 1, and the mode shapes provided by Motioneering Inc. in July, 2002. The wind-induced loads were determined for an assumed damping ratio of 2% of critical. For illustrative purposes, the overall wind-induced loads on the building for each wind direction are presented in Figure 16. The loads in these figures are the values based on the 50 year return period wind speed assuming this wind speed applies to all directions. In other words, there is no allowance for the relative

probability that the 50 year wind will occur from different directions. This information simply illustrates the raw source data used in predicting the peak design loads.

The equivalent static vertical distributions of wind loads on the buildings were determined for representative wind directions producing high loads in each of the x, y, and z (torsional) directions. From these, effective load shapes were determined, and then factored to be consistent with the predicted 50 year return period peak moments. The effective static wind load distributions for the buildings are presented in Table 2.

In using the predicted wind loads from Table 2, it is important to consider how the x, y, and z components of the wind load should be combined when applying them to the structure. A set of recommended load combinations are provided in Table 3. There are basically 24 combinations in each table which represent each of eight possible sign sets (+++, ++-, +-+ etc.) with each of F_x , F_y and M_z reaching their individual maximum percentages for that sign set. **It is recommended that all load cases be considered for overall structural design.**

Note that the wind loads provided in this report do not contain safety or load factors and are to be applied to the building's structural system in the same manner as would wind loads calculated by code analytical methods.

3.2 Accelerations

The wind-induced accelerations at the top occupied floor of the tower are summarized in Figure 17. The peak total accelerations were determined as a function of return period for the given building masses, frequencies and an overall damping level of 1.5% of critical. The torsional acceleration component was calculated at a representative distance from the reference axis, taken to be equivalent to the mass radius of gyration of the upper floors.

Research indicates that people first begin to perceive accelerations when they reach about 5 milli-g (where one milli-g is 1/1000th of gravitational acceleration). This benchmark is thus a value that one would not want occurring too frequently in a building. However, it is not realistic to require that no accelerations ever occur above this level and so criteria have developed that relate acceleration level to various frequencies of occurrence.

The first code type document to give guidance on building motions was the National Building Code of Canada (NBCC). It suggested that 10 year return period accelerations in the range of 10 to 30 milli-g were acceptable, with the upper end of the range being appropriate for office buildings and the lower end for residential buildings. Many wind tunnel studies conducted in the 1980's and 1990's used a 10 year criterion of between 20 and 25 milli-g for office buildings and about 15 milli-g for residential buildings.

Subsequent research indicates that peoples' sensitivity to motion becomes less as the natural frequency of the building becomes lower (at least in the range of interest for tall buildings, 0.1 Hz to 1.0 Hz). This dependence is not reflected in NBCC which was based on results for frequencies primarily in the range 0.15 to 0.3 Hz. The criteria suggested by the International Standards Organization (ISO) do include a frequency dependence. Also the ISO criteria generally have used a shorter return period than 10 years. ISO has published criteria based on a 5 year return period which can be summarised as follows: the 5 year return period root-mean-square acceleration, $a(rms)$, in m/s^2 , should not exceed the following expression,

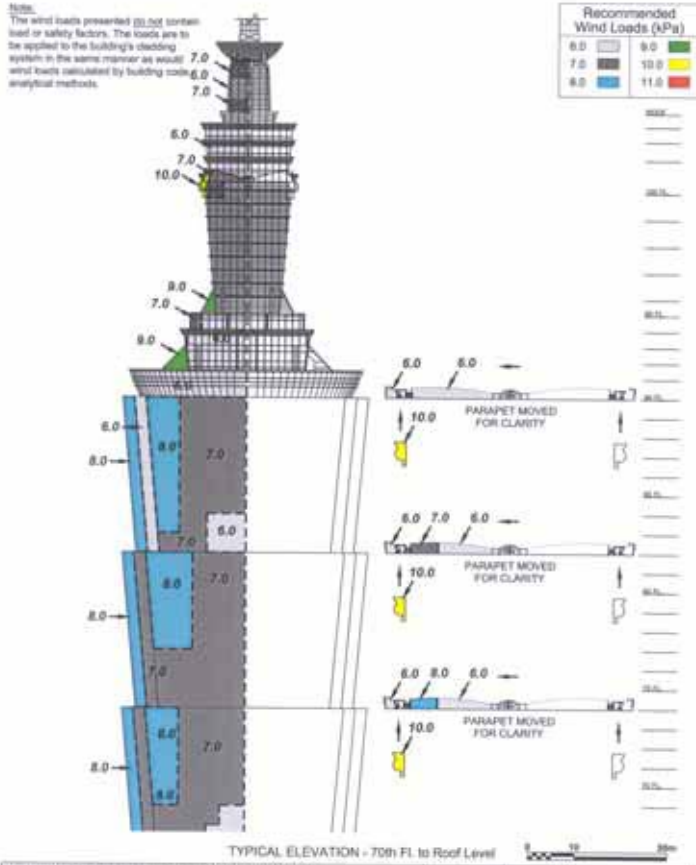
$$RMS \ CRITERION \ (5 \ yr) \quad a(rms) = 0.026 \times f^{-0.412} \quad m/s^2$$

where f = building frequency in Hz. For typical conditions the peak acceleration, $a(peak)$, is about 3.5 times the root-mean-square. Also the more commonly used unit for acceleration in the context of human comfort in buildings is the milli-g, which entails a further factor of 1000/9.81. Thus the ISO criterion can be approximately expressed in terms of a peak acceleration in milli-g as

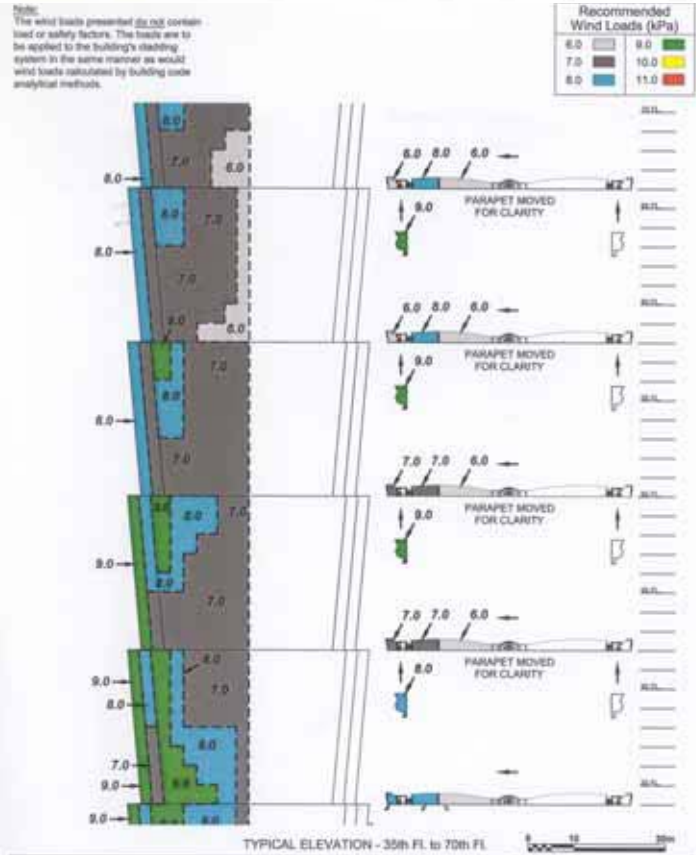
$$PEAK \ CRITERION \ (5 \ yr) \quad a(peak) = 9.28 \times f^{-0.412} \quad \text{milli-g}$$

The corresponding 1 year criterion is suggested by ISO to be a factor of 0.72 lower than the 5 year and RWDI estimates the corresponding 10 year criterion to be a factor 1.2 higher than the 5 year criterion.

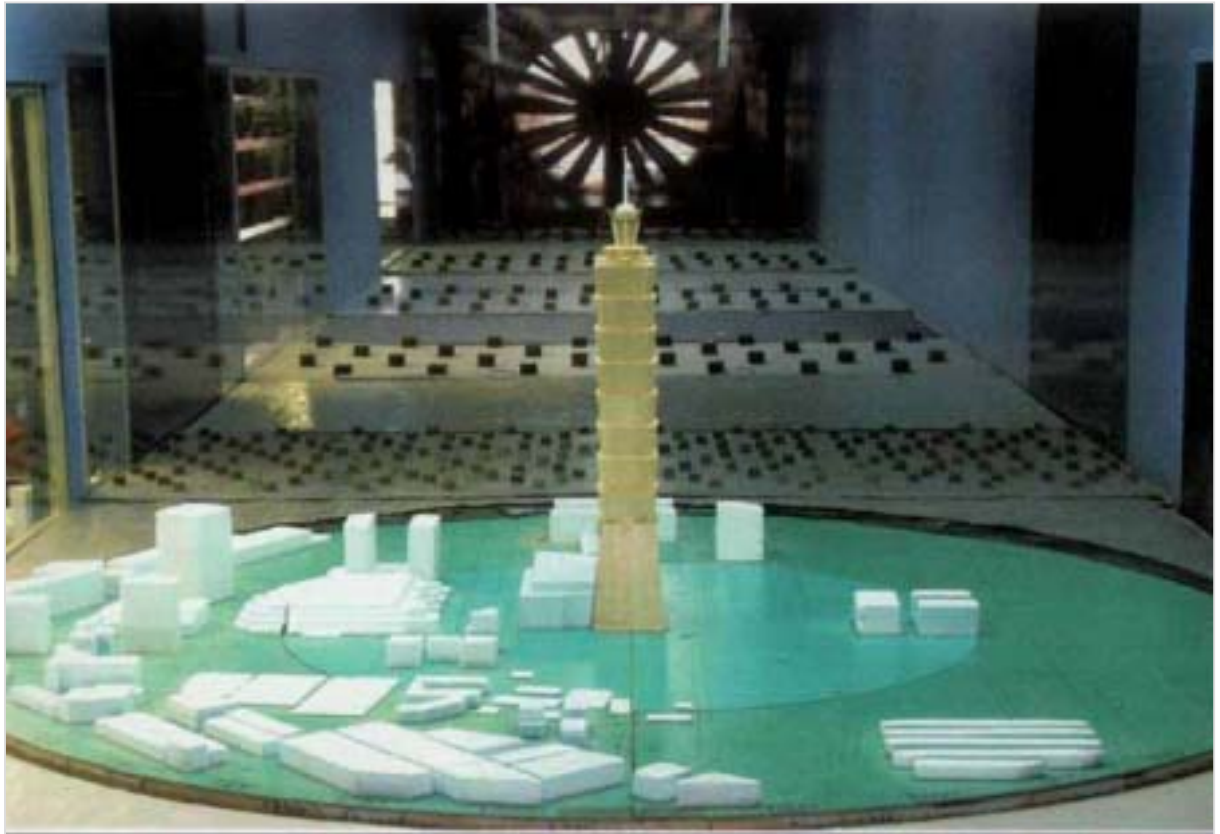
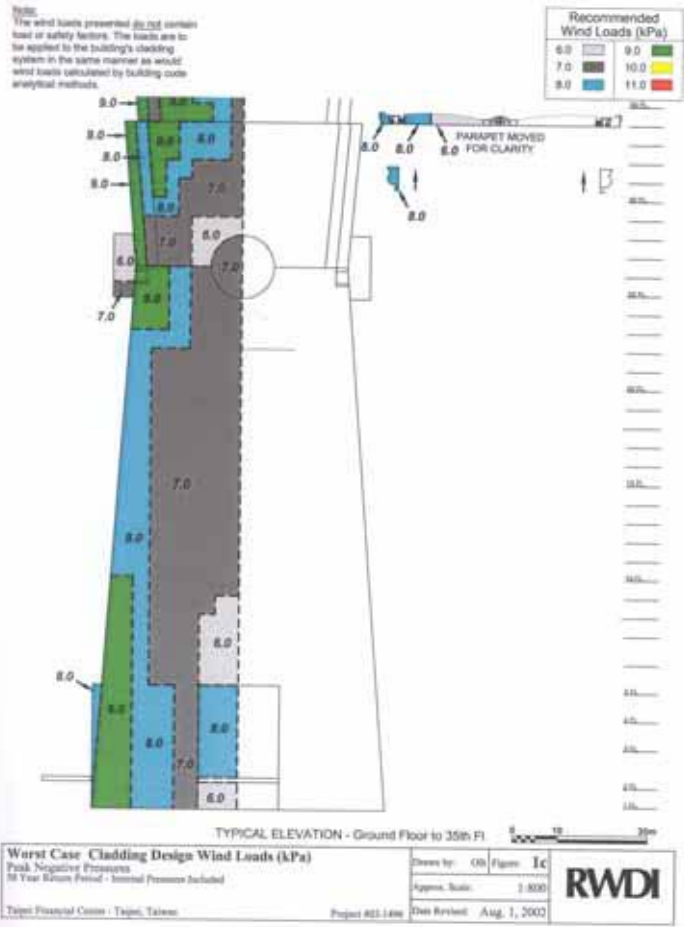
The recent trend in thinking amongst wind engineering specialists is to base criteria on shorter return periods than 10 years. This is primarily because in areas affected by hurricanes or typhoons, it is almost certain that winds of 10 year recurrence interval will be due to a storm of this type. With present day forecasting and communications there is usually ample warning of the approach of a hurricane or typhoon and the occupants, if they have not already evacuated the area, will hardly be expecting normal conditions to prevail. Thus it is the more frequent, less predictable events that are of concern. According to the Taiwanese code, it suggested that the peak acceleration for the half ($\frac{1}{2}$) year return period should not exceed 5 milli-g (0.5% of g). However, as shown in Figure 17, the predicted peak accelerations (with and without typhoons) for the half ($\frac{1}{2}$) year return period will exceed the Taiwanese criterion. Thus, a damping system is being designed by Motioneering Inc. to bring the peak acceleration to the acceptable level of 5 milli-g (0.5% of g). This damping system is being designed with a 5% damping ratio in order meet this criterion.



Worst Case Cladding Design Wind Loads (kPa) Peak Negative Pressures 50 Year Return Period - Internal Pressures Included Taipei Financial Center - Taipei, Taiwan	Drawn by: CD	Figure: 1a	RWDI
	Approx. Scale: 1:500	Date Revised: Aug. 1, 2002	
	Project #02-1496		



Worst Case Cladding Design Wind Loads (kPa) Peak Negative Pressures 50 Year Return Period - Internal Pressures Included Taipei Financial Center - Taipei, Taiwan	Drawn by: CD	Figure: 1b	RWDI
	Approx. Scale: 1:500	Date Revised: Aug. 1, 2002	
	Project #02-1496		



第六章 基礎構造與基樁設計之考量

臺北 101 大樓所在之信義計畫區,基地堅硬承載層上方主要為軟弱黏性土層,大樓規劃興建之初即成為國內外工程界矚目的焦點,其中又以臺北之地質是否能承受如此巨大之荷重乙節曾引起一些討論;本章將介紹本大樓基礎結構設計之部份過程,其中包括基地土層概述、試樁成果說明、基礎型式之選擇、基樁之設計、主樓結構與基礎及基樁共同作用之分析,以及考慮基礎結構對主樓與裙樓間差異變位之影響等。

又為獲得可靠之設計參數,本大樓之基礎結構設計作業程序與一般大樓稍有不同,即在基礎設計前,業主花費約 6000 萬元進行試樁,驗證基樁之承載力後再進行基礎結構設計工作,此種不同之作業程序,雖然費用較高(試樁與錨樁於試驗後皆作廢)但可充分掌握基地地質之特性以及基樁工法之選擇,以確保地面超高層摩天大樓之結構安全。

第一節 工程規模及基地土層概況說明：

本基地地下室開挖面積約為 158m x 160m,其中主樓區為地下 5 層;地上 101 層,開挖深度約為 21.8 m。裙樓區則為地下 5 層,地上 6 層,開挖深度約為 21.65 m。主樓與裙樓地面以上設置伸縮縫,地下室全部連成一體。

本基地之地質調查鑽探孔數除了本案大地顧問富國公司負責地調之 100 孔外,包括大亞公司原先之 34 孔及亞新工程顧問公司檢核之 17 孔,共計為 151 孔。

經整理鑽探成果繪製岩盤等深線圖及立體圖,分別詳圖 6.1 及 6.2,地層主要分為下列 5 種：

No.	土層	分類	說明
1	黏土層	Clay	地表下 30 公尺內, $N < 8$
2	崩積層(一)	CV1	地表下 30 公尺以下之黏土及粉土質沙層,

			N>8
3	崩積層(二)	CV2	地表下 30 公尺以下之砂質礫石 (含岩塊) 層, N>30
4	岩盤(一)	WR	岩盤經由岩心研判與 B1 鑽孔 45~56m 之岩心相類似者, 膠結弱, 但 N>50
5	岩盤(二)	HR	岩盤經由岩心研判與 B1 鑽孔 56~62m 之岩心相類似者, 膠結佳或已成岩者, N>100

第二節 試樁工程

超高大樓柱荷重極大, 且所使用之基樁數量甚多, 因此常進行基樁極限載重試驗, 以求出各土/岩層之極限承载力, 然後依據規範採用較經濟之安全係數(一般經試樁者之下壓力安全係數使用 2)以提高設計承载力。

本基地共計進行 5 組下壓及 3 組拉拔極限載重試驗。為反應樁體強度與施工方法的關係, 試樁計劃中之試驗樁分別採用場鑄半套管式(套管僅下至岩盤面)及反循環鋼筋混凝土樁, 直徑皆為 1.2 公尺, 試驗樁之長度以入岩深度為基準, 可分為入岩 20 公尺、15 公尺、10 公尺 5 公尺及達岩盤面即可共五種, 試驗樁之後灌漿處理方式依試驗荷載方向之不同而異, 拉拔試驗樁於入岩部分加以樁周後灌漿處理以增加樁深與壁體間之摩擦力, 又為改良樁底沉泥強度以提供可靠的基樁點承載, 下壓試驗樁同時於樁周及樁底施作後灌漿及反力樁於入岩部份並加以樁身後灌漿以增加摩擦力, 其中一組試驗樁則不施作任何後灌漿處理以作為試驗對照組。為反應開挖面以下之基樁強度並降低試驗設備之荷載需求, 所有試驗樁在預定開挖面以上部份以夾油雙層帆布與黃油塗佈以消除此段大部份之摩擦阻力。試驗樁及反力樁的基本資料及預計試驗載重詳見表 6.1 及表 6.2, 而試樁之配置則詳見圖 6.3。另外選擇 2 支承受拉力之反力樁於樁體內埋設監測儀器以便於進行下壓試樁之同時瞭解該反

力樁之受力變形行為。

表 6.3 為試樁成果所評估出之地層摩擦阻力。根據以上試樁成果推估設計基樁時所採用之極限摩擦力如下所示，至於端點極限承载力因試驗結果顯示樁底沈泥清除不易，故計算基樁強度時完全不予考慮。

地層	極限摩擦力 (t/m ²)	
	下壓	拉拔
Clay	2.5	2.0
CV1	8.0	8.0
CV2	15.0	11.0
Rock1 (WR)	15.0	11.0
Rock2 (HR)	50.0	30.0

本工程之大地顧問富國技術工程公司為慎重起見，以上試樁之過程與結果曾另委託美國 STS 基礎專業顧問公司之總裁 Mr. Clyde N. Backer 親自來台赴工地現場瞭解、討論與確認試樁成果。

第三節 基礎型式的選擇

基礎型式的選擇乃依結構物載重大小與分佈情形，基地土層與地下水位狀況而定，為滿足安全與經濟要求則需同時考慮下列因素，以選擇合適的基礎型式：

- 建築物之重量與配置
- 基礎承載層所能提供之容許承载力
- 基礎下土層因建築物載重而可能發生的最大沉陷與差異沉陷量
- 地下水位與水壓狀況
- 基地鄰近既有建築物之重要性及其基礎型式與位置

- 基礎開挖方式
- 建築物之重要性與用途
- 基礎本身之構築費用

根據建築規劃資料，主樓區預定興建 101 層，周緣之裙樓則約為 6 層高，而地下室開挖深度約為 21.8 公尺(主樓區)及 21.65 公尺(裙樓區)，常時地下水位約位於地面下 2 公尺，因此基礎面之地下水上浮力約為 19.8t/m^2 。由鑽探結果顯示開挖面將座落在中度稠密至稠密粉土質黏土層中，對主樓區而言，若基礎直接承載於此黏土層，則可能會遭遇局部荷重集中時承載力不足及沉陷量過大的問題，而裙樓區因荷重不大，可能無法克服地下水上舉力；由結構初步規劃資料顯示主樓區之平均荷載達 50 t/m^2 ，而井字形之結構其最大荷重達 10,000 噸以上，因此建議本新建大樓之主樓區以深基礎將建物承載於岩盤中。

主樓區不同基礎形式之可能配置方案建議如下：

- 沈箱之配置詳圖 6.4
- 壁樁 (1.2M×3.0M) 之配置詳圖 6.5
- 鑽掘樁 ($\varphi = 2.0\text{ m}$)
- 鑽掘樁 ($\varphi = 1.5\text{ m}$)

但最後考慮本案岩盤膠結弱，承載力不足，基樁需貫入岩盤約 20m 左右，藉樁周摩擦力來增加承載力，而壁樁與沈箱又不易貫入岩盤，故決定採用鑽掘樁，鑽掘樁採用 $\varphi = 1.5\text{ m}$ 與 $\varphi = 2.0\text{ m}$ 比較之後，因樁間距必須大於 2.5 倍之樁徑，且配合支撐中間支柱之位置，故採用 $\varphi = 1.5\text{ m}$ ，可以使樁之配置更為均勻，應力之傳遞效果更佳，而施工成本最為經濟。

試驗鑽掘樁雖考慮先配合套管式基樁施作至岩盤面再行鑽掘，但實際因施作有困難而仍採全套管方式施作，由試樁結果比較不同施工方式之基樁摩擦力大小，發現反循環樁之摩擦力效果較佳，故最後認為本案反循環樁為最符合設計之需求，而決定採用反循環樁。

第四節 基樁設計

A. 基樁之配置

主樓區之基樁採用 $\phi=1.5\text{m}$ 之反循環基樁，採用交叉排列，每排之距離為 2.8m ，因而樁與樁之中心距為 3.96m 約為 $2.64D$ ，裙樓區則採用單柱單樁 $\phi=2.0\text{m}$ 之反循環基樁平均中心距離為 9m 。圖 6.6 為主、裙樓之基樁平面配置圖。

B. 各地層之 t-z 曲線

由試樁區鑽孔之地層分層分析試樁所得之 t-z 曲線並予以正規化 (normalize) 後，評估每一種地層之代表性 t-z 曲線。

C. 單樁之承載力

單樁承載力以每一鑽孔之分層並引用代表性 t-z 曲線，以 APILE2 程式計算得每一鑽孔處不同入岩深度之承載力，再以數值方法繪製基地內承載力之等值線後查出每一樁位受最大設計荷重時所須之基樁長度。

D. 群樁效應

由於主樓基樁配置採交錯排列，基樁之中心距 3.96m (約 $2.6D$)，因此依國內規範及多種群樁承載力計算方法，群樁承載力可視為單樁承載力之總和，基樁荷重分區詳圖 6.7。

但為慎重起見仍保守地評估土層摩擦部份依 Converse- Labarre equation 方法折減，及土層部份摩擦力完全消失時基樁之承載力。沉陷量之計算則根據多種方法計算出沉陷可能之範圍並評估不同沉陷下之 K_v 值供荷重重新分配分析之用，岩盤沈陷量分析結果及變形詳圖 6.8~6.11

E. 基樁之 K_v 值

由單樁荷重變形曲線中在容許承載力時之變形量加上群樁之沉陷量則為基樁之總變形量，因而求得基樁之 K_v ：

$$K_v = \frac{P}{(\delta_1 + \delta_2)}$$

P：單樁容許承载力

δ_1 ：單樁於容許承载力時之沉陷量

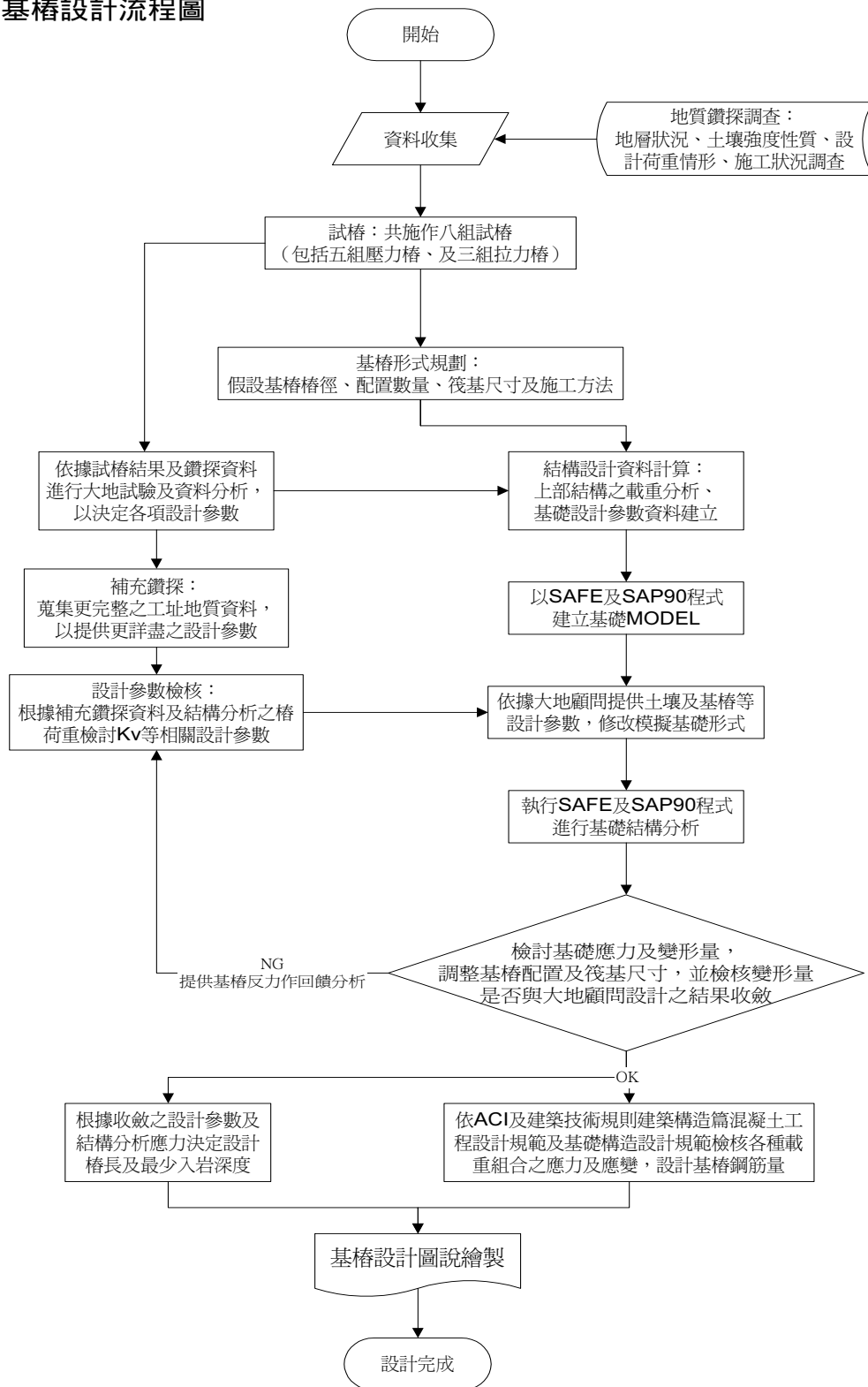
δ_2 ：群樁效應造成之沉陷量

F. 結構與大地之互動

結構荷重分佈至各基樁之工作載重與樁帽之勁度、基樁之 K_v 值相關，即為結構與地層互制行為，因此須反覆根據計算得之基樁荷重分佈，檢討其沉陷量(單樁沉陷量及群樁沉陷量)，並加以修正基樁之 K_v 值再提供結構分析其荷重及沉陷量，直至到分析結果(承载力及沉陷量)達容許之收斂值為止。

G.設計流程

基樁設計流程圖



第五節 主樓結構(101層)與基礎及基樁共同作用下之分析

A. 基樁配置：詳圖 6.12

主樓區配置 380 支基樁，樁徑 1.5m，樁距 3.96m，約為 2.6 倍之樁徑，入岩深度為 15~33m，平均入延伸度約 23.3m。

B. 基礎版形式：

主樓區採用實心基礎版，核心區(core)版厚為 3.5m，巨柱範圍(Mega column)版厚 4.7m，其餘部分採用 3m 之版厚。

C. Kv 值：

樁與土壤互制後之彈簧常數 Kv 值係考慮二種情形，Case 1 代表岩盤沈陷量由基樁入岩起開始計算所推估之 Kv 值，Case 2 代表岩盤沈陷量由基樁入岩深度之 2/3 起開始計算所推估之 Kv 值。推算結果分別詳圖 6.13、6.14。

• 基樁

		Kv (t/m)
主樓區	Case 1	17000 ~ 31000
	Case 2	20000 ~ 34000

• 連續壁

		Kv (t/m /m)
主樓區	Case 1	1680 ~ 2260
	Case 2	2900 ~ 3440

D. 結構設計之電腦程式及分析模式：

使用 SAFE 及 SAP90 兩種程式分析，模式亦有二種，分別說明如下：

1. 應用 SAFE 程式分析主樓之基礎版及基樁，以 1056 個厚版元素建置基礎版，380 個彈簧元素模擬基樁，126 個彈簧元素模擬連續壁，上部結構之載重施加在基礎版之柱點上，進行初步之分析，並重複修正基礎版厚及基樁入岩深度，以達到合理之系統配置為止。
2. 詳圖 6.15 為利用 SAP90 程式所建立之主樓整棟大樓及基礎分析模式，其中以彈簧元素模擬基樁及連續壁，荷重包括：靜載重、活載重、風力、地震力、水浮力...等 25 種獨立載重，130 種組合荷重，進行上下限 Kv 模式之分析，最後再取其包絡值來設計。

E. 設計水位：

設計高水位於地表(G L ±0)

設計低水位位於基礎底版高程(水浮力為零)

F. 載重組合：

a. 基樁設計(決定樁長及入岩深度等)

水位未上升時：

長期載重 靜載重+活載重

短期載重 (靜載重+活載重+風力)

0.9×靜載重+風力

(靜載重+活載重+地震力)

0.9×靜載重+地震力

水位上升時：

長期載重 (靜載重+水浮力)

短期載重 (靜載重+水浮力)+風力

0.9×(靜載重+水浮力)+風力

(靜載重+水浮力)+地震力

0. $9 \times (\text{靜載重} + \text{水浮力}) + \text{地震力}$

b. 樁體強度設計(決定配筋等)

水位未上升時：

長期載重 $1.4 \times \text{靜載重} + 1.7 \times \text{活載重}$

短期載重 $0.75 \times (1.4 \times \text{靜載重} + 1.7 \times \text{活載重} + 1.7 \times \text{風力})$

$0.9 \times \text{靜載重} + 1.3 \times \text{風力}$

$0.75 \times (1.4 \times \text{靜載重} + 1.7 \times \text{活載重} + 1.87 \times \text{地震力})$

$0.9 \times \text{靜載重} + 1.43 \times \text{地震力}$

水位上升時：

長期載重 $1.4 \times (\text{靜載重} + \text{水浮力})$

短期載重 $0.75 \times (1.4 \times (\text{靜載重} + \text{水浮力}) + 1.7 \times \text{風力})$

$0.9 \times (\text{靜載重} + \text{水浮力}) + 1.3 \times \text{風力}$

$0.75 \times (1.4 \times (\text{靜載重} + \text{水浮力}) + 1.87 \times \text{地震力})$

$0.9 \times (\text{靜載重} + \text{水浮力}) + 1.43 \times \text{地震力}$

G. 基礎沉陷量：

經電腦分析基樁長期最大軸力為 1200 t，短期最大軸力為 1400 t。

主樓長期自重變形立構圖，詳圖 6.16。

主樓區基礎長期沉陷量分佈平面圖，詳圖 6.17。

100 年回歸期地震及風力作用下之主樓區基礎變形圖，詳圖 6.18。

H. 基礎細部設計：

長期自重荷載下之基礎彎矩分佈平面圖詳圖 6.19。

基礎版之配筋詳圖 6.20。

第六節 全區結構(含主樓及裙樓)與基礎及基樁共同作用之分析

A. 基樁配置：詳圖 6.6

主樓區配置 380 支基樁，樁徑 1.5m，樁距 3.96m，約為 2.6 倍之樁徑，入岩深度為 15 ~33m，平均入岩約 23.3 m。

裙樓區配置 167 支基樁，樁徑 2.0m，樁距 9.0m，入岩深度為 5~28m，平均入岩約 15.5m。

B. 基礎版形式：

主樓區採用實心基礎版，核心區(core)版厚為 3.5m，巨柱範圍(Mega-column)版厚 4.7m，其餘部分採用 3m 之版厚。

裙樓區採用筏式基礎，基礎梁 100cm × 330cm，頂版厚 30cm，底版厚 80cm。

C. K_v ：

K_v 值推算之 Case 1 及 Case 2 定義同第五節所述，其推算結果分別詳圖 6.21~6.24

基樁

		K_v (t/m)	
		低水位	高水位
主樓區	CASE1	16000 ~ 24000	14000 ~ 32000
	CASE2	18000 ~ 26000	17000 ~ 35000
裙樓區	CASE1	31000 ~ 52000	53000 ~ 78000
	CASE2	35000 ~ 59000	60000 ~ 89000

連續壁

		Kv (t/m/m)	
		低水位	高水位
主樓區	CASE1	1680 ~ 2260	3540 ~ 3880
	CASE2	2900 ~ 3440	3880 ~ 4460
裙樓區	CASE1	3100 ~ 3900	4150 ~ 5000
	CASE2	3440 ~ 4440	4630 ~ 5740

D. 結構設計之電腦程式及分析模式：詳圖 6.25

利用 SAP90 程式分析全區結構(含主樓 6 層以下及裙樓)及基礎系統，建立 10859 個節點，以 28759 個版元素建置牆，樓版及基礎版，梁柱及斜撐系統用了 29379 個桿件元素，再以 9859 個彈簧元素模擬基樁及連續壁，荷重包括：靜載重、活載重、風力、地震力、水浮力..等 25 種獨立載重，130 種組合荷重，進行上下限 Kv 模式之分析，以獲得主樓及裙樓和基礎系統應力及應變之變化情形。

E. 設計水位：

設計高水位於地表(G L±0)

設計低水位位於基礎底版高程(水浮力為零)

F. 載重組合：

同 6.5 節

G. 基礎沉陷量：

全區結構長期低水位變形圖，詳圖 6.26

全區結構長期高水位變形圖，詳圖 6.27

地震及風力作用下全區基礎變形圖，詳圖 6.28

H. 基礎細部設計：

由基礎沈陷量分析結果可知：主樓之沈陷量考慮全區與單區兩者接近，惟主樓區與裙樓區交接界面有所不同，基礎版之配筋將採用全區與單區二者應力分析結果之包絡線設計之。

第七節 長期監測計畫

基礎工程參數之不確定性高，連同影響施工期間地下室結構體之載重分析、變形預測與施工安全。為瞭解施工中與施工後之地下水位、基礎變形、連續必側移等情形、表 6-4 及圖 6-29 為本工程地下室施工時之觀測系統與配置需求。

參考文獻

- [1] 內政部建築研究所，建築技術規則建築構造編基礎構造設計規範，民國八十七年六月。
- [2] 中華土木水利工程學會，中國土木工程師手冊—基礎工程，民國八十五年七月。
- [3] 永峻工程顧問（股）公司，臺北國際金融中心新建工程基樁結構計算書，民國八十七年十月。
- [4] 富國技術工程（股）公司，臺北國際金融大樓開發案基樁設計分析計算書，民國八十七年八月。
- [5] 周南山、王訓濤，深基礎承受軸向力與側向力之設計及電腦分析，財團法人營建研究中心，民國八十三年六月。
- [6] 謝紹松、甘錫滢，王正雄，莊憲正，“臺北國際金融中心基礎結構設計”，第五屆中日建築結構技術交流會工程研討會論文集，中國西安，2001.
- [7] Joseph E. Bowles, "Foundation Analysis and Design", Fourth Edition, 1988.
- [8] Bungale S. Taranath, "Structural Analysis & Design of Tall Buildings", First Edition, 1988.

表 6.1 試樁基本資料

試驗編號	樁徑(公分)	基樁入岩深度(公尺)	預估岩盤面深度(公尺)	設計載重(FS=3)(噸)	預計最大試驗載重(噸)	估計極限摩擦力(噸)	估計極限端點承載力(噸)	試驗種類	參考鑽孔	估計可能變位量(公分)	備註
TPC-1	120	10	48	530	2000	1200	400	下壓	AH-11	4	(1) 反循環方式施作 (2) 20.8 公尺以上之摩擦力應予以消除
TPC-2	120	20	48	1130	3500	2800	600	下壓	AH-11	7	(1) 反循環方式施作 (2) 20.8 公尺以上之摩擦力應予以消除
TPC-3	120	15	48	730	2500	1800	400	下壓	AH-11	5	(1) 反循環方式施作 (2) 20.8 公尺以上之摩擦力應予以消除
TPC-4	120	20	48	1000	3500	2400	600	下壓	AH-14	7	(1) 套管方式施作 (2) 20.8 公尺以上之摩擦力應予以消除
TPC-5	120	15	48	670	2500	1600	400	下壓	AH-14	5	(1) 全套管方式施作 (2) 20.8 公尺以上之摩擦力應予以消除
TPT-1	120	10	49	700	2000	1900	-	拉拔	AH-6	6.5	(1) 反循環方式施作 (2) 20.8 公尺以上之摩擦力應予以消除
TPT-2	120	5	62	700	1800	1700	-	拉拔	AH-12	6	(1) 反循環方式施作 (2) 20.8 公尺以上之摩擦力應予以消除
TPT-3	120	0	62	500	1300	1200	-	拉拔	AH-12	5.5	(1) 反循環方式施作 (2) 20.8 公尺以上之摩擦力應予以消除

表 6.2 反力樁之基本資料

反力樁編號	樁徑(公分)	基樁入岩深度(公尺)	預估岩盤面深度(公尺)	容許下壓力(FS=2)(噸)	容許拉拔力(FS=2)(噸)	備註
PT3	150	15	48	1350	1300	反循環方式施作
PC1	120	14	49	1010	970	反循環方式施作
PC2	280	75	49	2150	1860	反循環方式施作
PC1a	120	5	62	970	930	反循環方式施作
PC2a	200	5	62	1765	1670	反循環方式施作
PT2a	150	15	48	1360	1300	全套管方式施作
PT1a	200	15	48	1900	1800	全套管方式施作
PT1	200	15	48	1900	1800	反循環方式施作

表 6.3 試驗樁之表面單位摩擦力評估結果 (富國公司提供)

下壓樁 (單位: t/m ²)					
試驗 編號	(0~30m) Clay (粘土)	(30m~42m) Coluvium (崩積層)	Rock (深度>地表下 42m)		
			第一層 ⁺ (42~56m)	第二層 ⁺ (56~62m)	
TPC-1	4.2	12.5	15.2		
TPC-2	3.0	6.8	15.5	60~80	
TPC-3	1.5	9.3	21.2		
平均	2.9	9.5	17.3		
+岩石之分層為由岩心判別而得，僅為本案研判方便而使用，與一般岩盤分層無關					
拉拔樁 (單位: t/m ²)					
試驗 編號	Clay (粘土)		CV (崩積層)		Rock 第一層
	M. Stiff: N=4~8	Stiff: N>8	CV(SM)	CV(GM)	
TPT-1	4.2 (21.6m~31.8m)	11.8 (31.8m~40m)	-	19.0 (40.8m~51m)	11.3 (52m~60m)
TPT-2	3.2 (20.8m~33m)	9.5 (33m~41m)	12.0 (41m~49m)	13.3 (50.6m~54.1m)	10.0* (54.1m~60.5m)
TPT-3	3.1 (20.8m~33m)	8.5 (33m~42m)		2* (51m~58m)	
平均	3.5	9.9		11.4*	10.6*
計入 50 公尺以下之混凝土抗拉力 $E=0.3 \times 10^6 \text{kg/cm}^2$					
TPT-1				14.7	18.0
TPT-2				5.7*	13.0*
TPT-3				13.2*	
平均					15.5*
*尚未達極限，拉拔樁中摩擦力需扣除樁重 0.9t/m ²					

表 6.4 地下室開挖觀測系統

高樓區(雙層打工法) 矮樓區(單打工法)	觀測項目	使用儀器	儀器廠牌	儀器數量	裝設位置	觀測頻率		第一管理值	第二管理值	第三管理值
						土方開挖期間	平時			
⊕ SI1 ~ SI9 ⊕ SI11,12,16~18 ⊕ SI13 ~ SI15	連續觀測位移量	傾斜儀	/	9 處 5 處 3 處	SI2~SI8 位於結構單元, 共七處, 其餘十處於連續壁內預埋15CMφ GIA管, 連續壁施作完成後利用15CMφ管鑽孔至入土3米深。並設置垂直註水管。	每階段開挖前後, 水平支撐施作前後及拆除前後各一次	平時每週二次 至地下室完成	約56mm	約74mm	約96mm
								約56mm	約74mm	約96mm
								約62mm	約81mm	約105mm
● RB1 ~ RB3 ● RB4 ~ RB9 ● RB10 ~ RB11	連續觀測節點應力	鋼筋計 (無裝式)	GEOKON,ROCTEST SINCOS 或同等品	3 處	設於GL-9,12,15,18,21,24M每6個高程之內側垂直主筋上, 每處12只, 共計108只	自動觀測	自動觀測至地下室完成	1560 kg/cm ²	1950 kg/cm ²	2438 kg/cm ²
6 處				設於GL-9,12,15,18,21,24M每6個高程之內側垂直主筋上, 每處12只, 共計72只						
2 處				設於GL-9,12,15,18,21,24M每6個高程之內側垂直主筋上, 每處12只, 共計24只						
■ RG1 ■ RG2	連續觀測節點應力	鋼筋計 (無裝式)	GEOKON,ROCTEST SINCOS 或同等品	1 處	設於GL-15及21.5M兩處, 每處於扶壁垂直主筋0.2、4、6M處之內側水平筋裝設共計32只	自動觀測	自動觀測至地下室完成	1560 kg/cm ²	1950 kg/cm ²	2438 kg/cm ²
1 處				設於GL-15及21.5M兩處, 每處於扶壁垂直主筋0.2、4、6M處之內側水平筋裝設共計32只						
≡ VG1 ~ VG10 ≡ VG11 ~ VG26	支撐軸力	支撐應力計 (無裝式)	GEOKON,ROCTEST SINCOS 或同等品	10x26+3x2x2+132只	設於支撐鋼筋板上, 每處2個, 每層10處六層支撐, VG1另於2,4,6層支撐鋼筋上、下兩板內線各裝設一個, 量測時同時進行量測, 總計164只	自動觀測	自動觀測至地下室完成	另詳下表		
16x2=32只										
⊙ EOW1 ~ EOW2 ⊙ EOW3 ~ EOW8	地下水位	電子式水位觀測計	GEOKON,ROCTEST SINCOS KYOWA ,TML,NMB 或同等品	2 處	深度12M	自動觀測	自動觀測至地下室完成	初值值±30cm	初值值±60cm	初值值±100cm
6 處										
⊙ EP1 ~ EP2 ⊙ EP3 ~ EP7	地下水壓	電子式水壓計	GEOKON,ROCTEST SINCOS KYOWA ,TML,NMB 或同等品	2x2=4只	EP1線於(20.43M), EP2線於(20.43M) EP3線於(22.36M), EP4線於(20.43M) EP5線於(15.35M), EP6線於(20.43M) EP7線於(15.45M)	自動觀測	自動觀測至地下室完成	初值值±30cm	初值值±60cm	初值值±100cm
5x2=10只										
▲ FEP1 ~ FEP5 ▲ FEP6 ~ FEP11	扶壁底板水壓	電子式水壓計	GEOKON,ROCTEST SINCOS KYOWA ,TML,NMB 或同等品	5 只	設於縱橫開挖面下約50cm位置,	自動觀測	自動觀測至地下室完成; 地下室完成後至裝修完成至少六個月後人工量測, 每週一次。	自重含結構應力/水浮力 FS. ≥1.4	自重含結構應力/水浮力 FS. ≥1.2	自重含結構應力/水浮力 FS. ≥1.1
6 只				縱橫之預埋以不影響裝設位置為原則。						
■ T1	建物傾斜量	建物傾斜計	/	6 處	裝設於相鄰建築物之適當位置, 設置圖詳S0.5-03	每階段開挖前後, 水平支撐施作前後及拆除前後各一次	每周二次至地下室完成。	1/600	1/500	1/400
⊙ HE	中間柱之 沉降應變	水準儀 沉降標尺	國產	約36點	設於中間柱H型鋼上; 合計約36處	每階段開挖, 每層支撐完成後各一次	第四層支撐後每週一次至基礎完成	0.7cm	0.9cm	1.2cm
⊙ RHE	單打鋼柱之 沉降應變	水準儀 沉降標尺	國產	約120點	設於一層鋼柱上及連續壁頂面; 所有單打鋼柱及輪流連續壁 正交之點及三側角側, 共計約120點	每階段土方完成及地上、地下室完成後, 每層架設第一節等各一次	拆除期間每3個月一次至工程完成	未進入基礎設計		
FSTM	基礎沉陷應變	水準儀 沉陷標尺	國產	約132點	設於地下室基礎層所有柱位, 連續壁與柱正交之壁上及四側角側等計約132點		地下室完成前每個月一次, 完成後每兩週月一次, 至全部裝修完成後至少六個月	未進入基礎設計		
STM	周圍沉陷量	水準儀 沉陷觀測釘 沉陷標尺	國產	約145點	設置圖詳S0.5-03	每階段開挖前後各一次	平時每週一次 至地下室完成	鄰房柱 10mm	20mm	30mm
STM	半永久性水準 基準點	水準儀	國產	至少2處	必須入岩或深層之砂	定期每月校正一次		道路 30mm	40mm	50mm
⊕ BM1.2	永久性水準 基準點	水準儀	國產	至少2處	必須入岩或深層之砂	定期每月校正一次		0.5mm	1mm	1.5mm
自動觀測系統		DATA LOG	/	1套	工務所		可觀測值有至少1次/5分 平時以1次/2小時, 必時時得依業主或監造人員指示加密觀測。			

Note:

1. 電子式儀器以同一廠牌為優先考慮。
2. 周圍沉陷量與建物傾斜量於開挖前即須進行量測工作, 至少一個月二次。
3. 鋼筋計於基礎開挖前須定期量測, 至少二個月一次。
4. 電子水壓計, 電子水位觀測計如於基礎開挖前裝設完畢, 亦須定期量測, 至少二個月一次。

測導管預估裝設深度:

	編號	預估岩盤深度(m)	安裝深度(m)
主 樁 區	SI1	49	52
	SI2	47	48
	SI3	44	45
	SI4	48	49
	SI5	45	46
	SI6	48	49
	SI7	49	50
	SI8	53	54
	SI9	54	57
裙 樁 區	SI11	62	65
	SI12	46	49
	SI13	49	52
	SI14	50	53
	SI15	51	54
	SI16	58	61
	SI17	64	67
	SI18	63	66

Note: 岩盤深度判定及安裝深度以實際鑽探深度為準

支撐位置	第一管理值	第二管理值	第三管理值
第一層支撐(每支)	100 ton	150 ton	200 ton
第二層支撐(每支)	165 ton	240 ton	290 ton
第三層支撐(每支)	175 ton	250 ton	290 ton
第四層支撐(每支)	175 ton	250 ton	290 ton
第五層支撐(每支)	165 ton	240 ton	290 ton
第六層支撐(每支)	120 ton	175 ton	290 ton

管理值說明:

1. 觀測值小於第一管理值時繼續施工, 並依正常頻率觀測。
2. 觀測值介於第一、二管理值之間時, 繼續施工, 並注意施工中之變化。
3. 觀測值介於第二、三管理值之間時, 繼續施工, 增加觀測頻率, 準備應變措施。
4. 觀測值大於第三管理值之間時, 暫停施工, 檢討原因, 採取適當補強措施經認可後方可復工。
5. 第一管理值約為第二管理值之70~80%。
6. 第二管理值為理論設計值, 或經驗設計值。
7. 第三管理值為材料之降伏值, 或經驗之降伏值。
8. 以上管理值僅供參考, 施工中得依現況做適當修正, 同時經建築師認可。

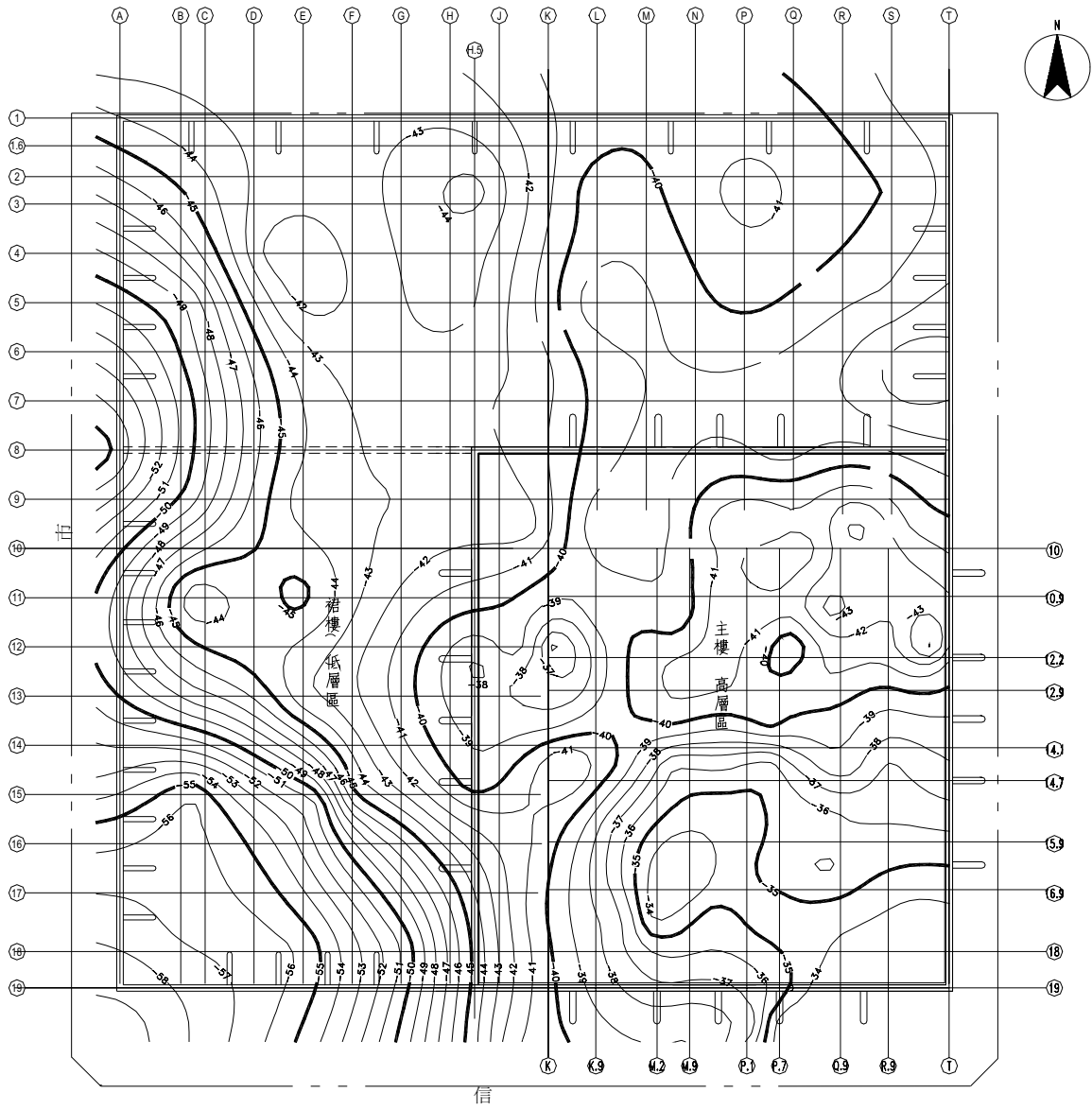


圖 6.1 岩盤等高線參考圖(富國公司提供)

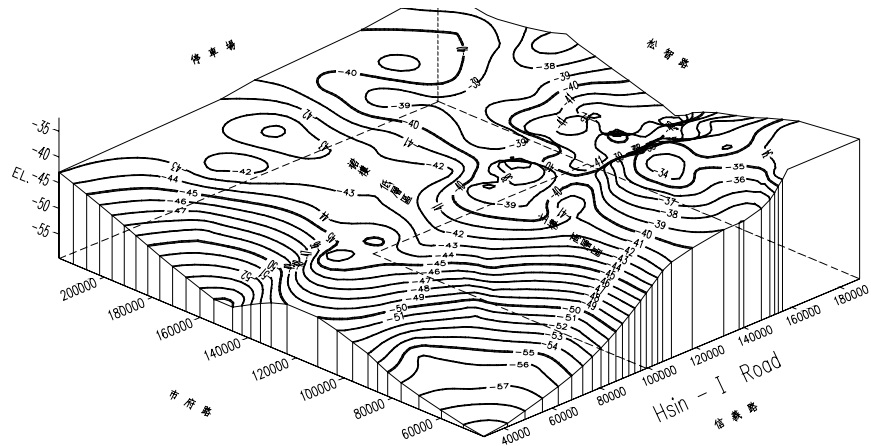
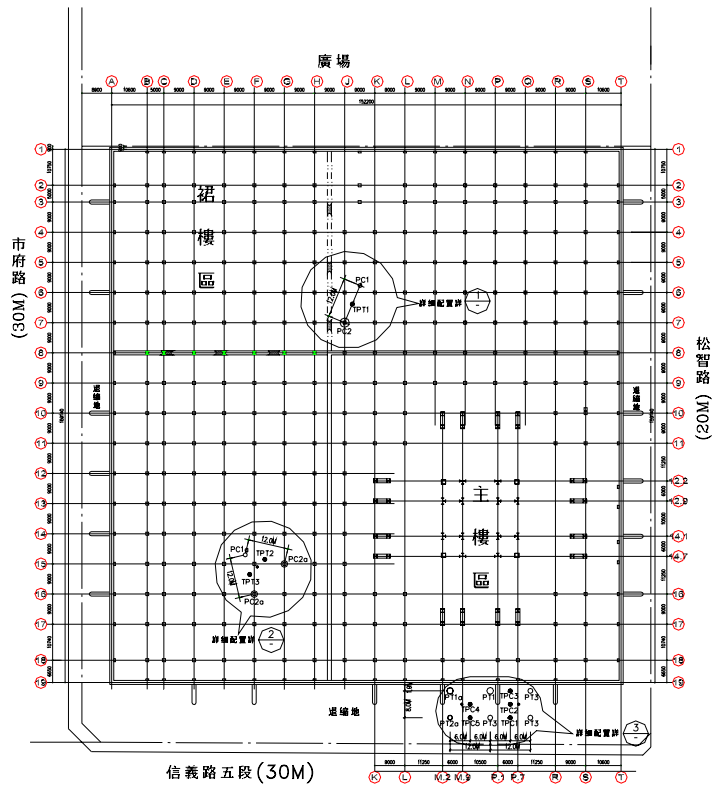


圖 6.2 岩盤立體圖(富國公司提供)



圖例說明:

	圓錐, 反循環方式試件
	圓錐, 反循環方式試件
	圓錐, 全量管方式試件
	圓錐, 全量管方式試件

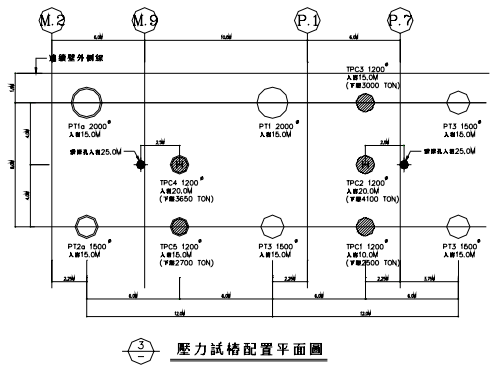
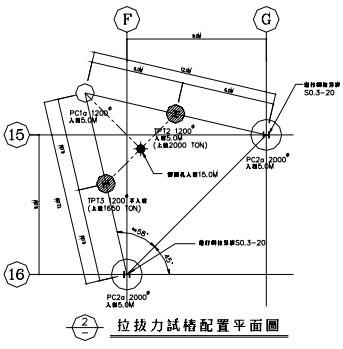
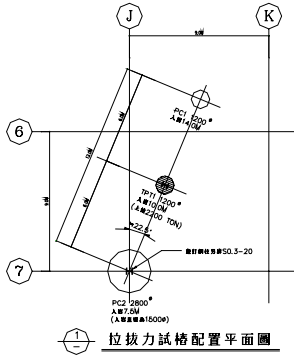


圖 6.3 試樁配置圖

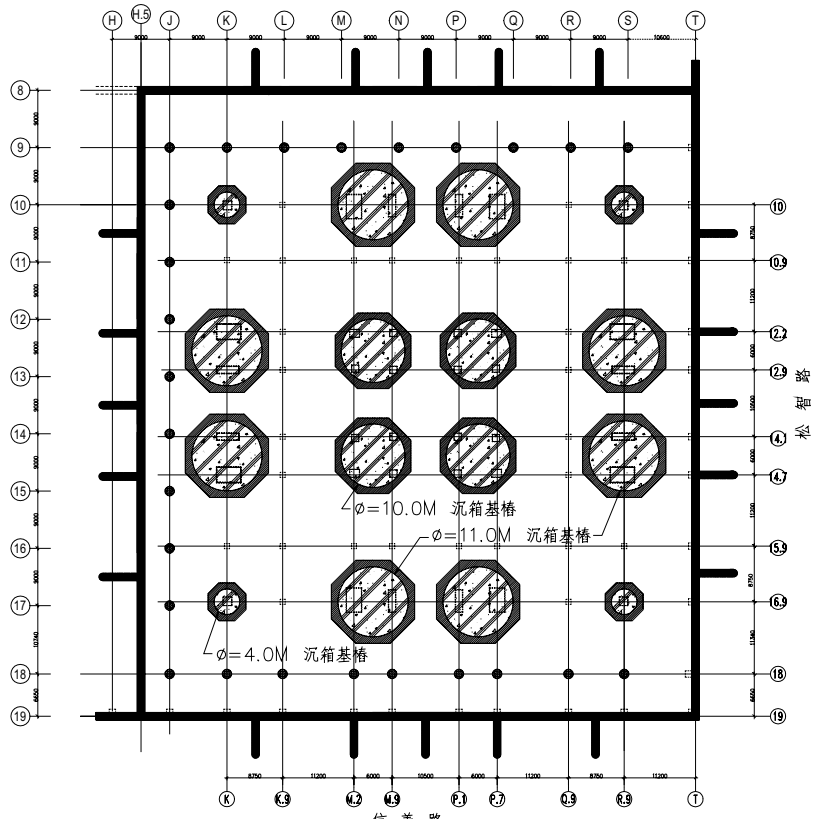


圖 6.4 主樓區 沉箱之初步配置建議方案

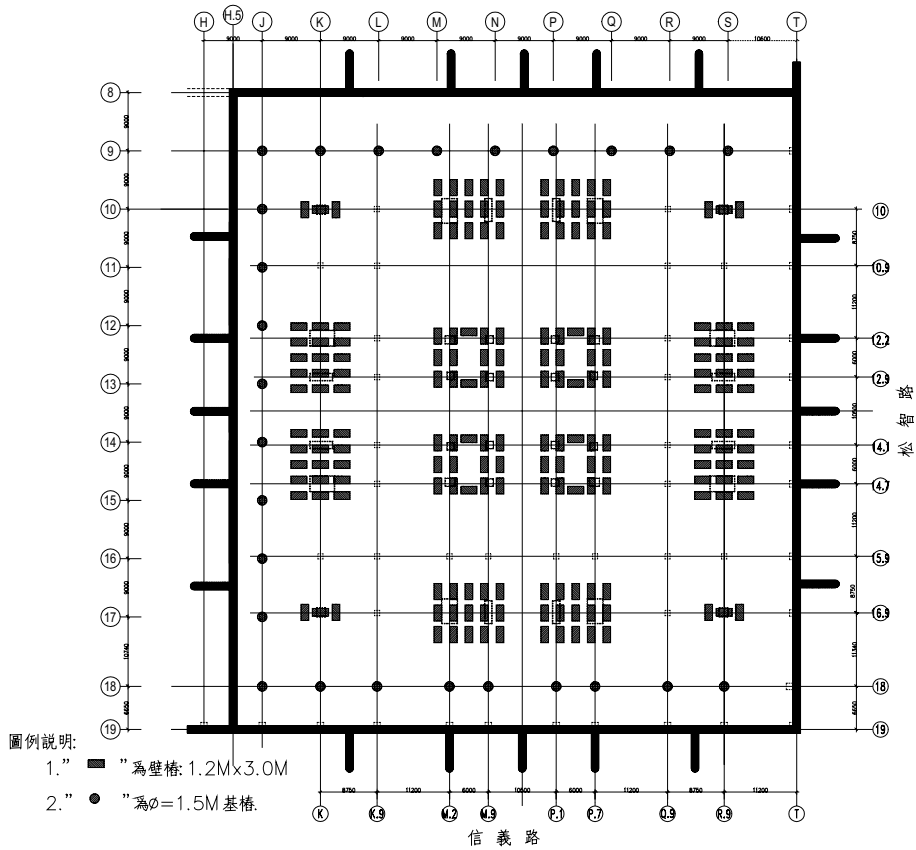
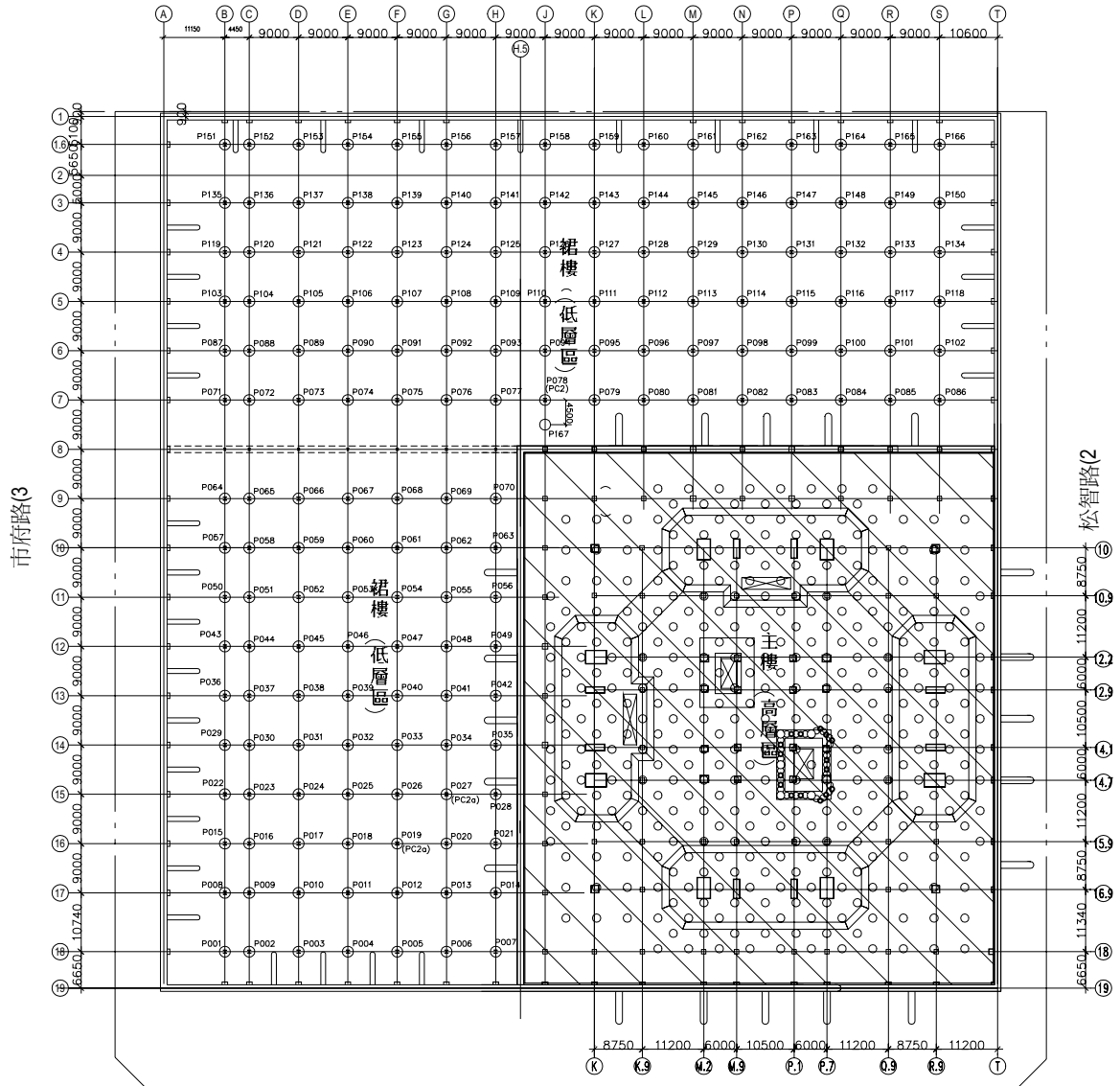


圖 6.5 主樓區 壁樁之初步配置建議方案

廣



信義路(3)

圖 6.6 基樁之總配置平面圖

基樁荷重分區 (7/28)

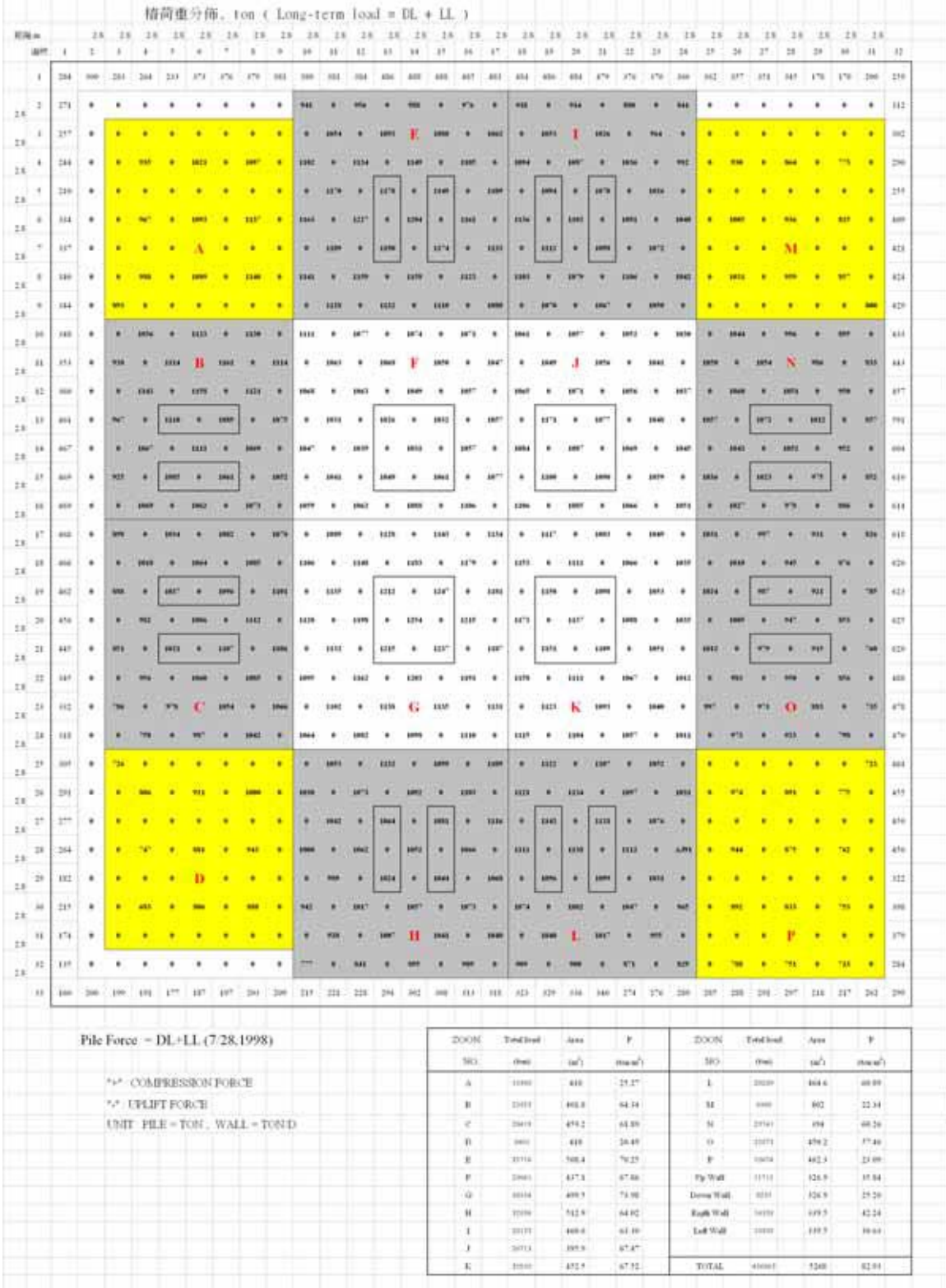


圖 6.7 基樁荷重分區圖

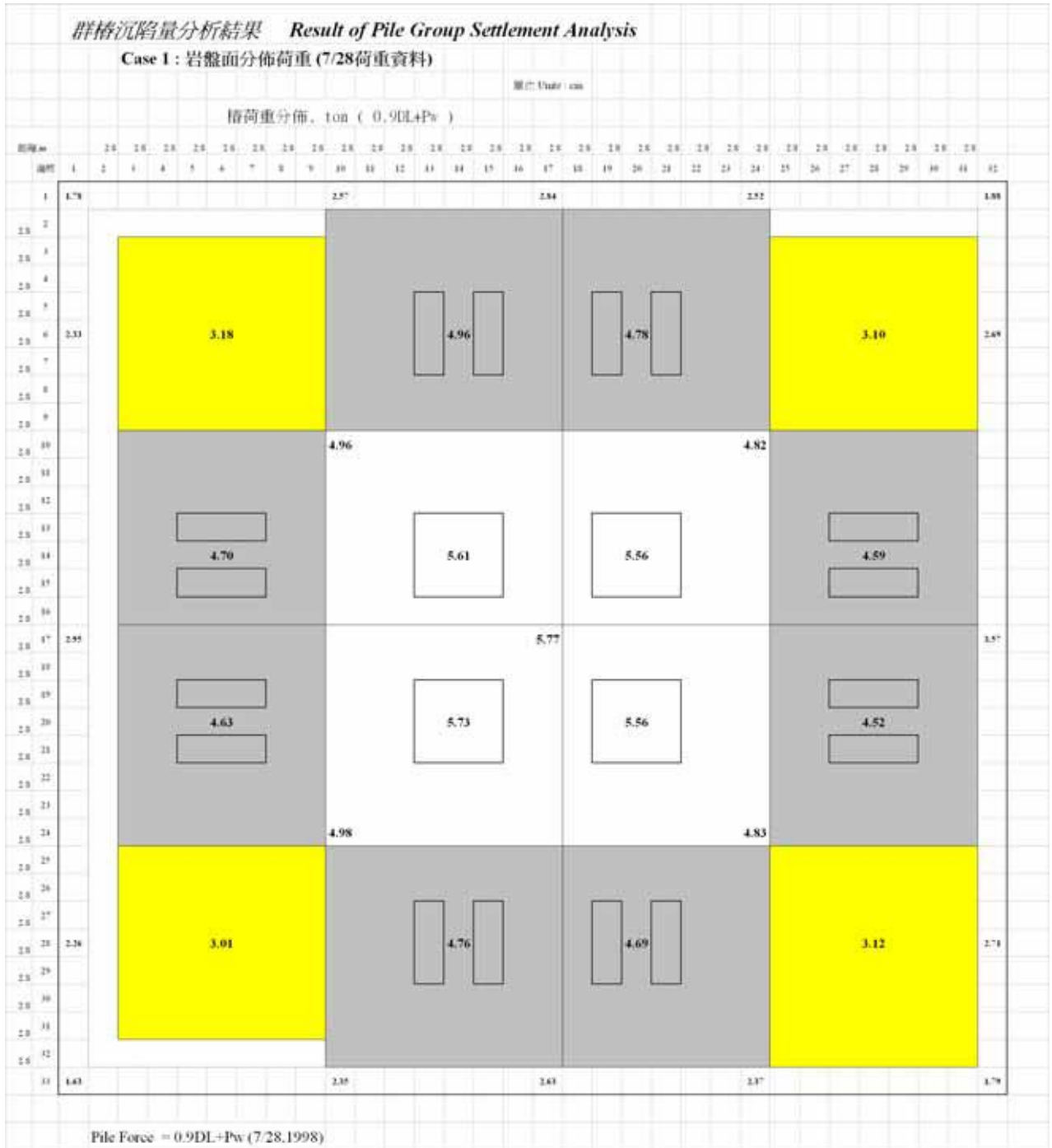


圖 6.8 群樁沉陷量分析結果(CASE 1)

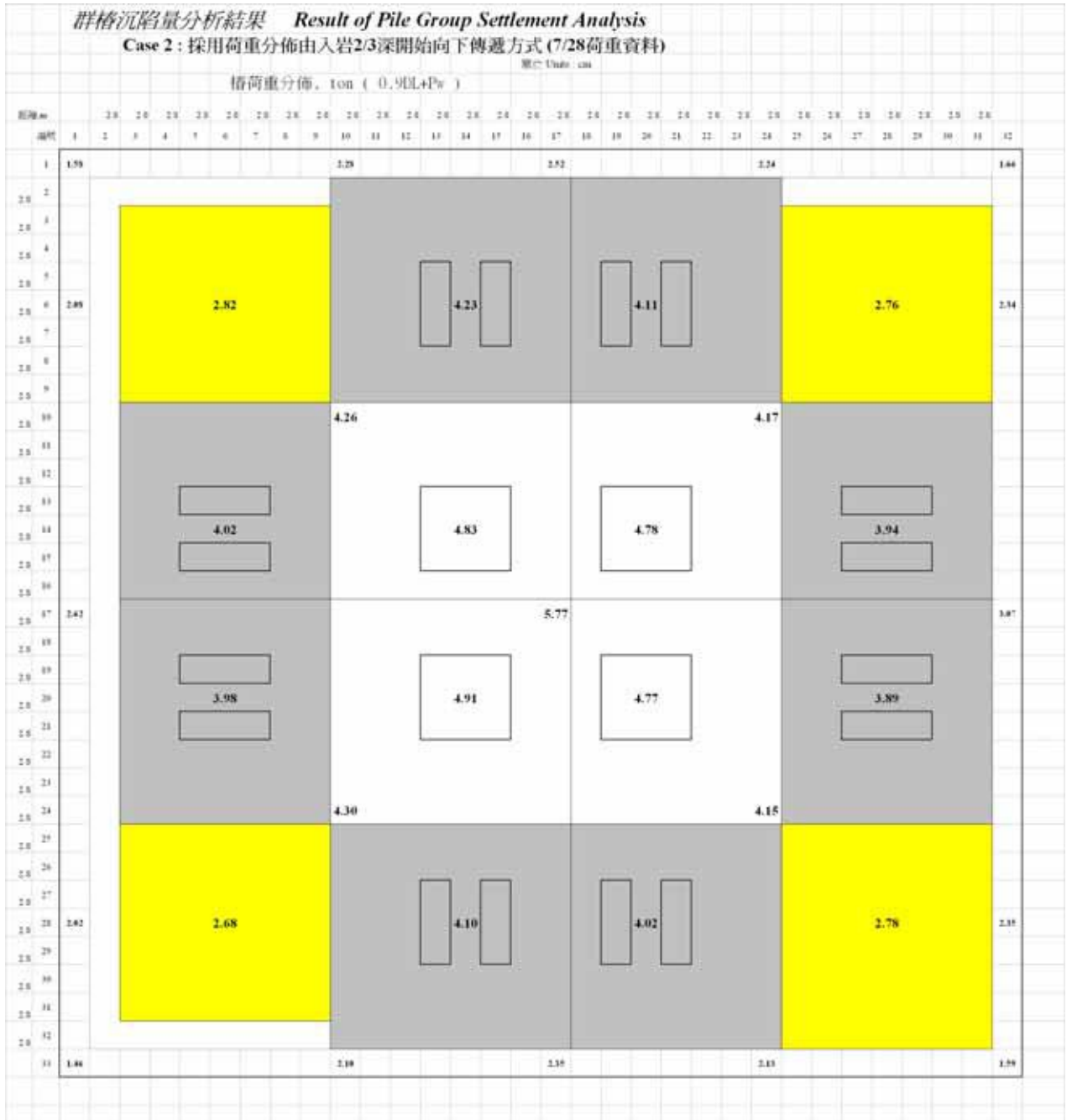


圖 6.9 群樁沉陷量分析結果(CASE 2)

Tower Pile Group Settlement(method 1) unit :cm

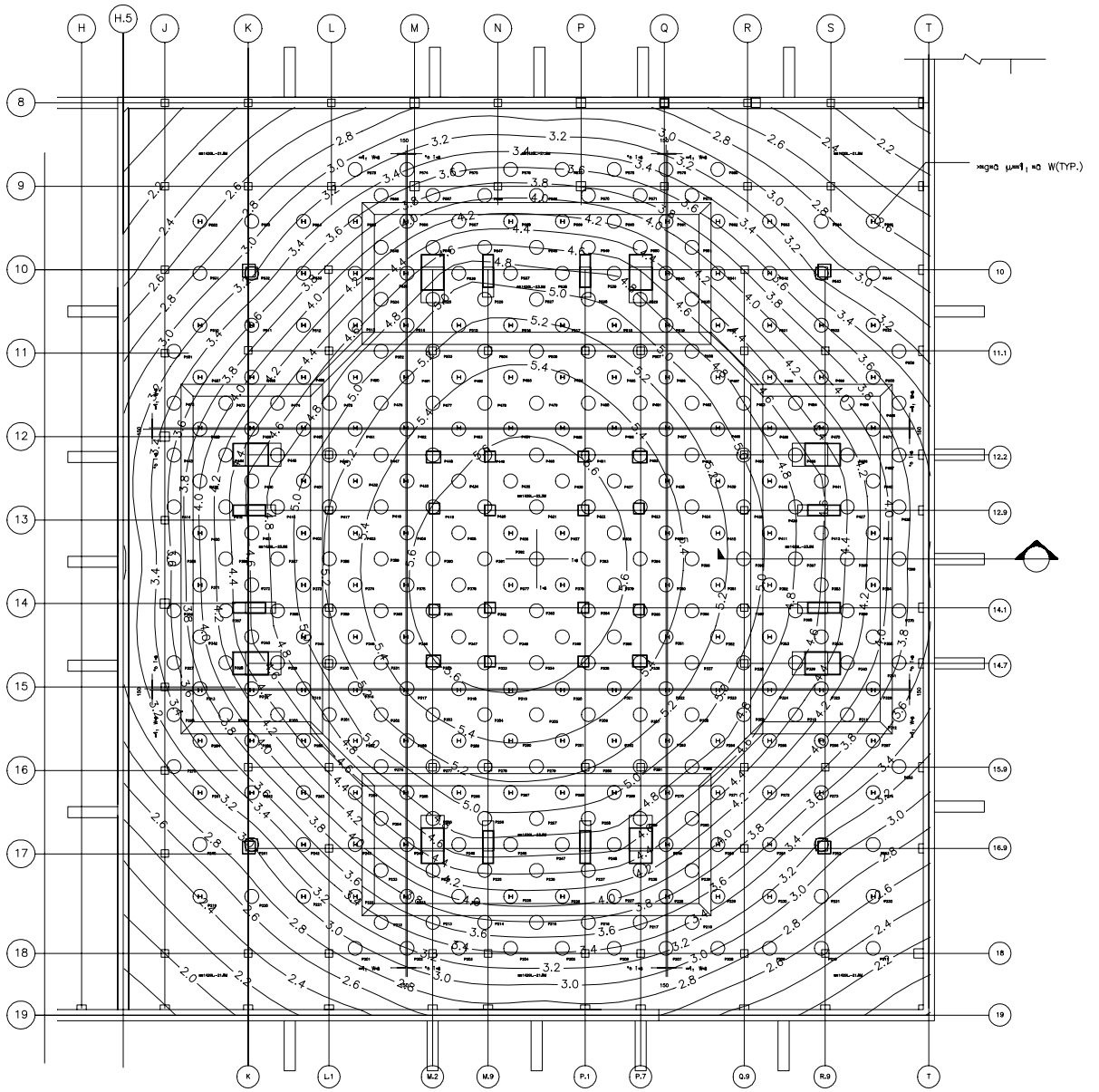


圖 6.10 主樓區岩盤沉陷圖(CASE 1 富國公司提供)

Tower Pile Group Settlement(method 2) unit :mm

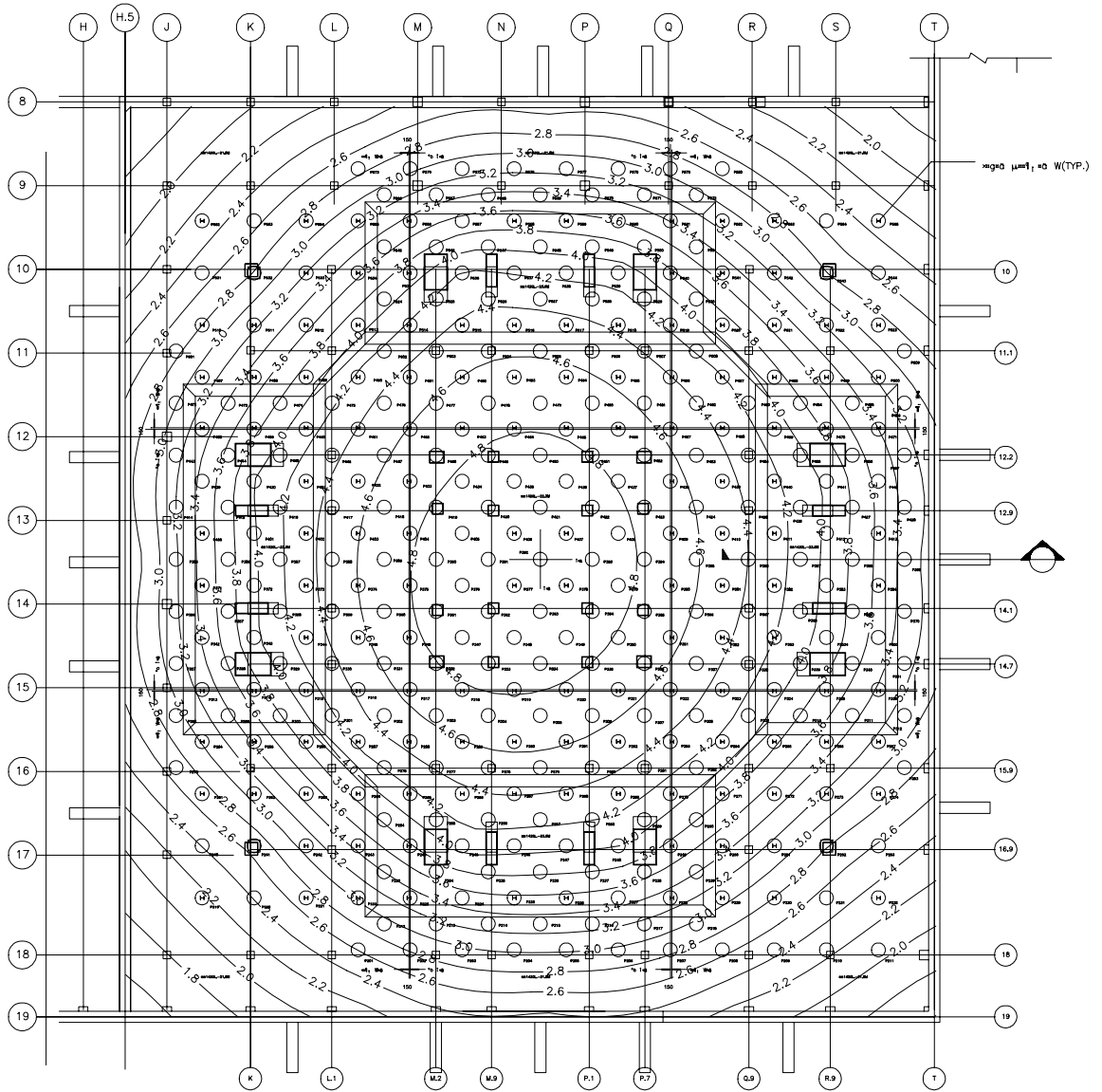


圖 6.11 主樓區岩盤沉陷圖(CASE 2 富國公司提供)

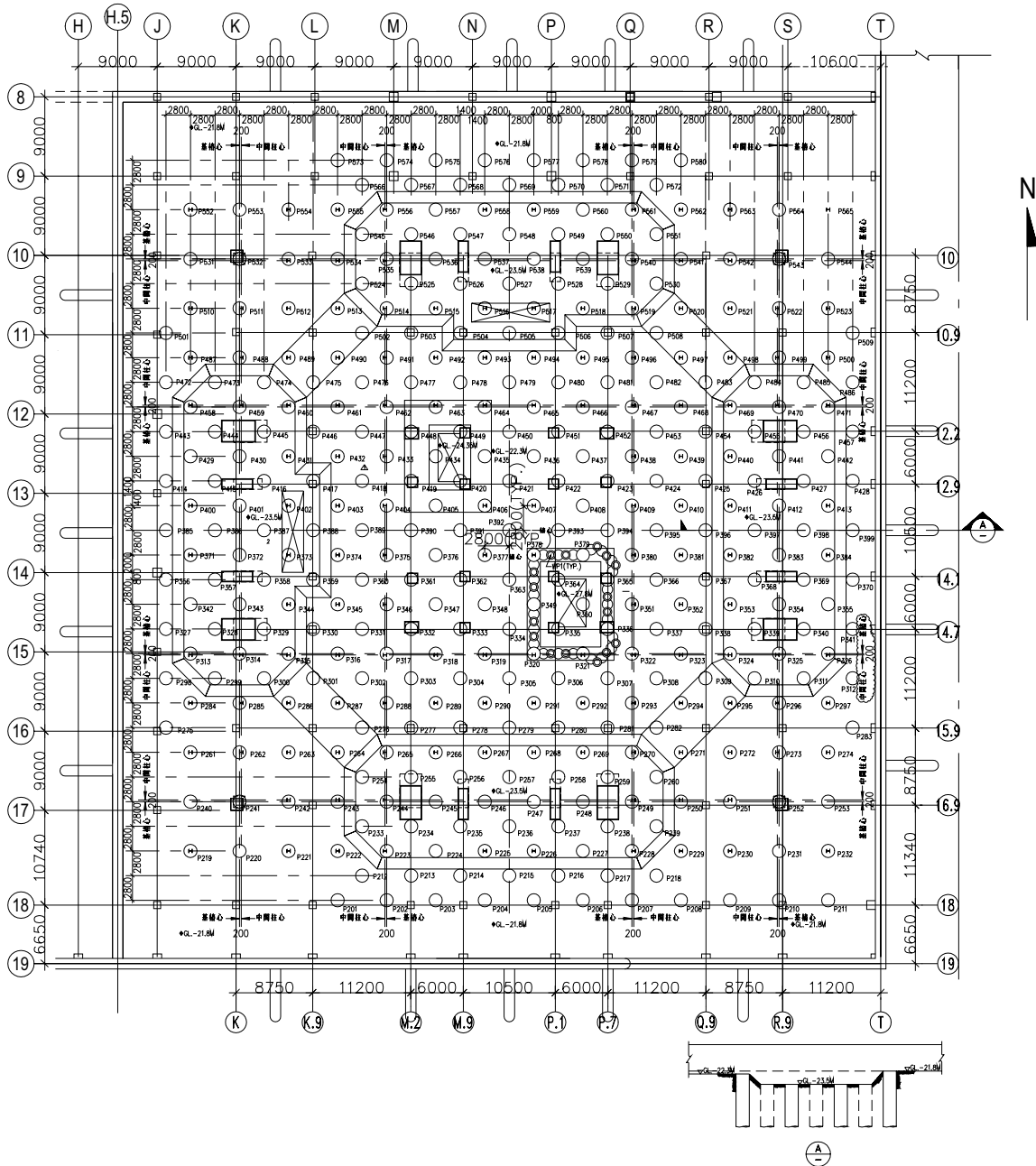


圖 6.12 主樓區基樁配置圖

KV Contour(method 1) unit: t/m

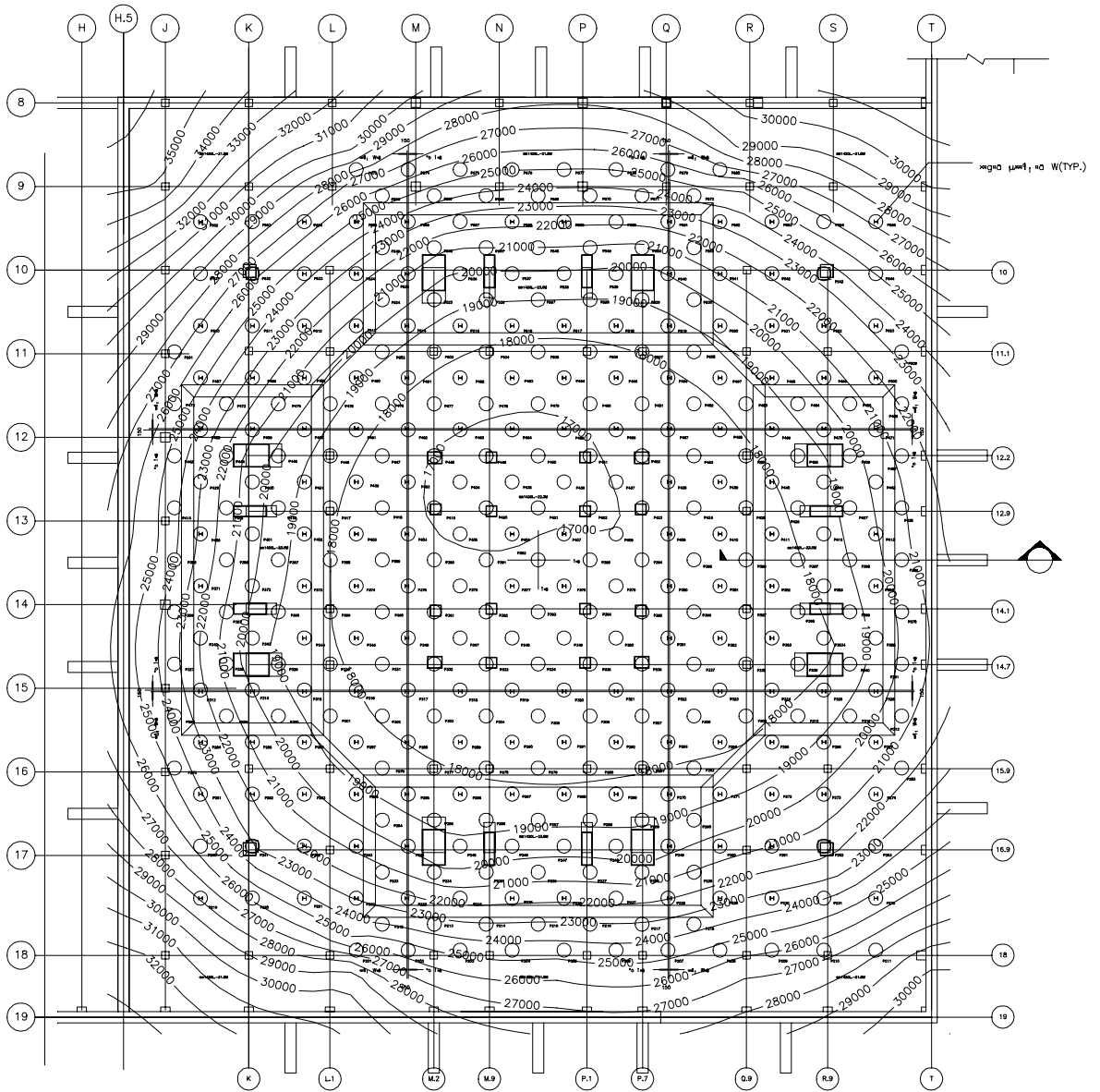


圖 6.13 Kv 值 Contour(CASE 1 富國公司提供)

KV Contour(method 2) unit: t/m

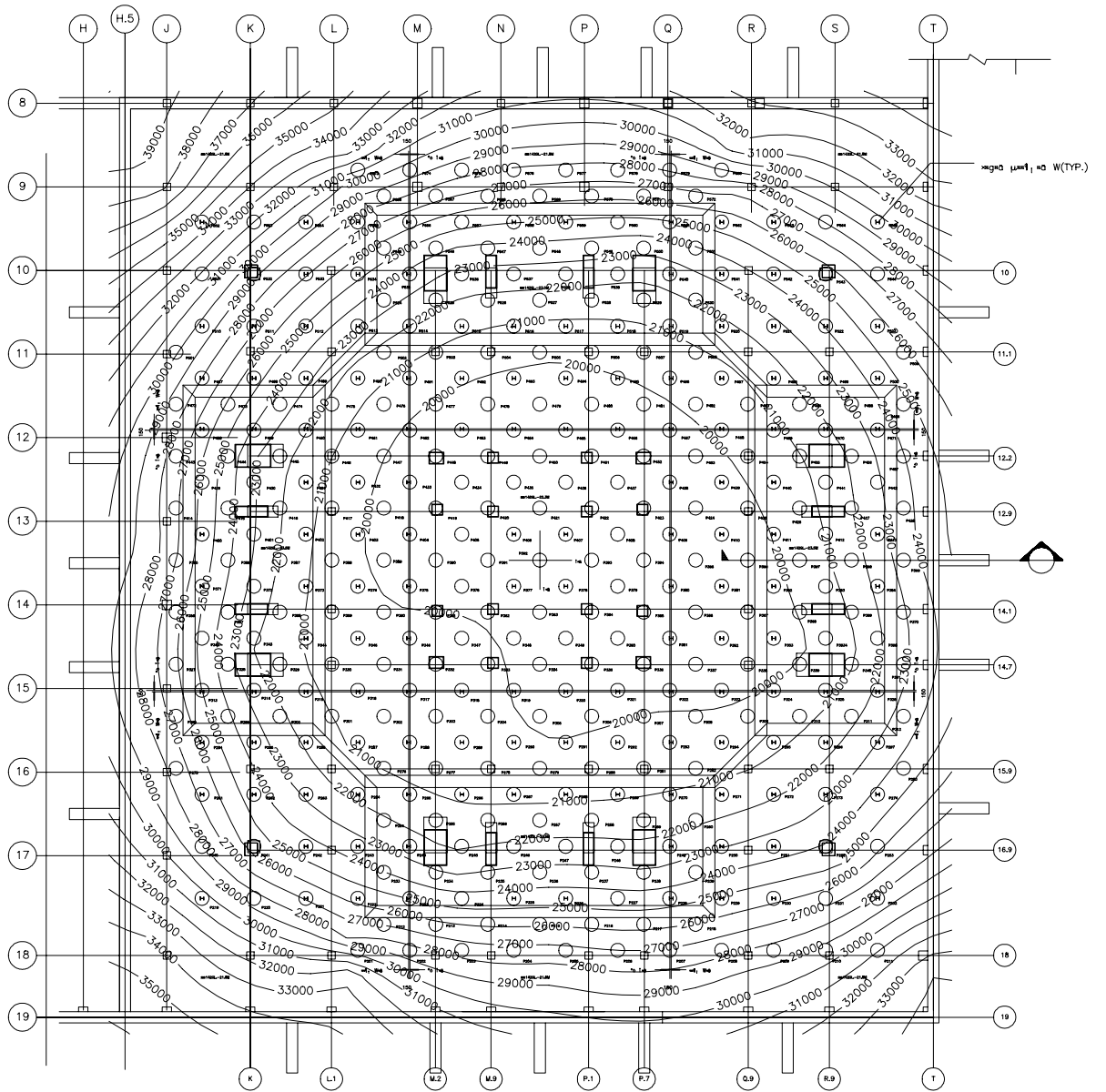


圖 6.14 Kv 值 Contour(CASE 2 富國公司提供)

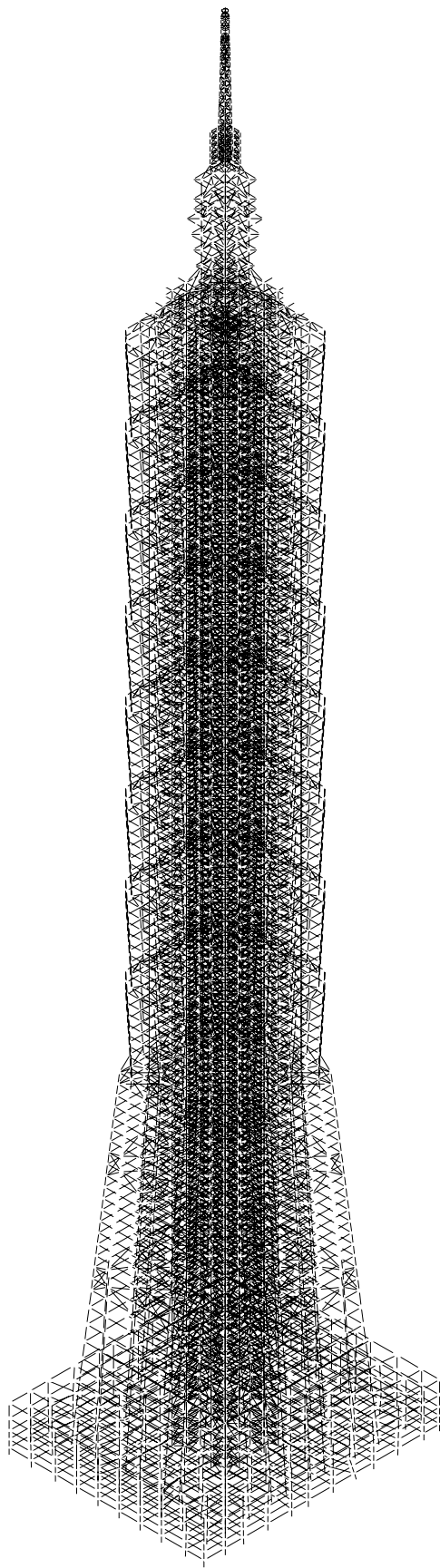


圖 6.15 SAP90 分析模式

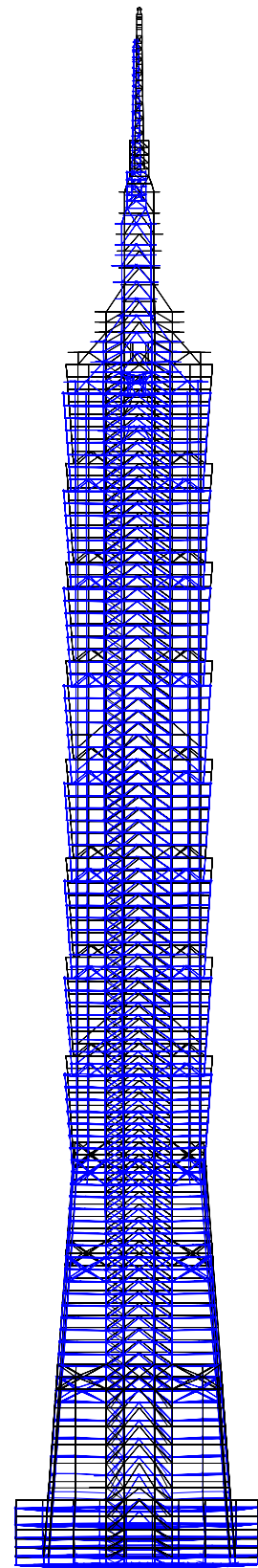


圖 6.16 自重變形分析圖

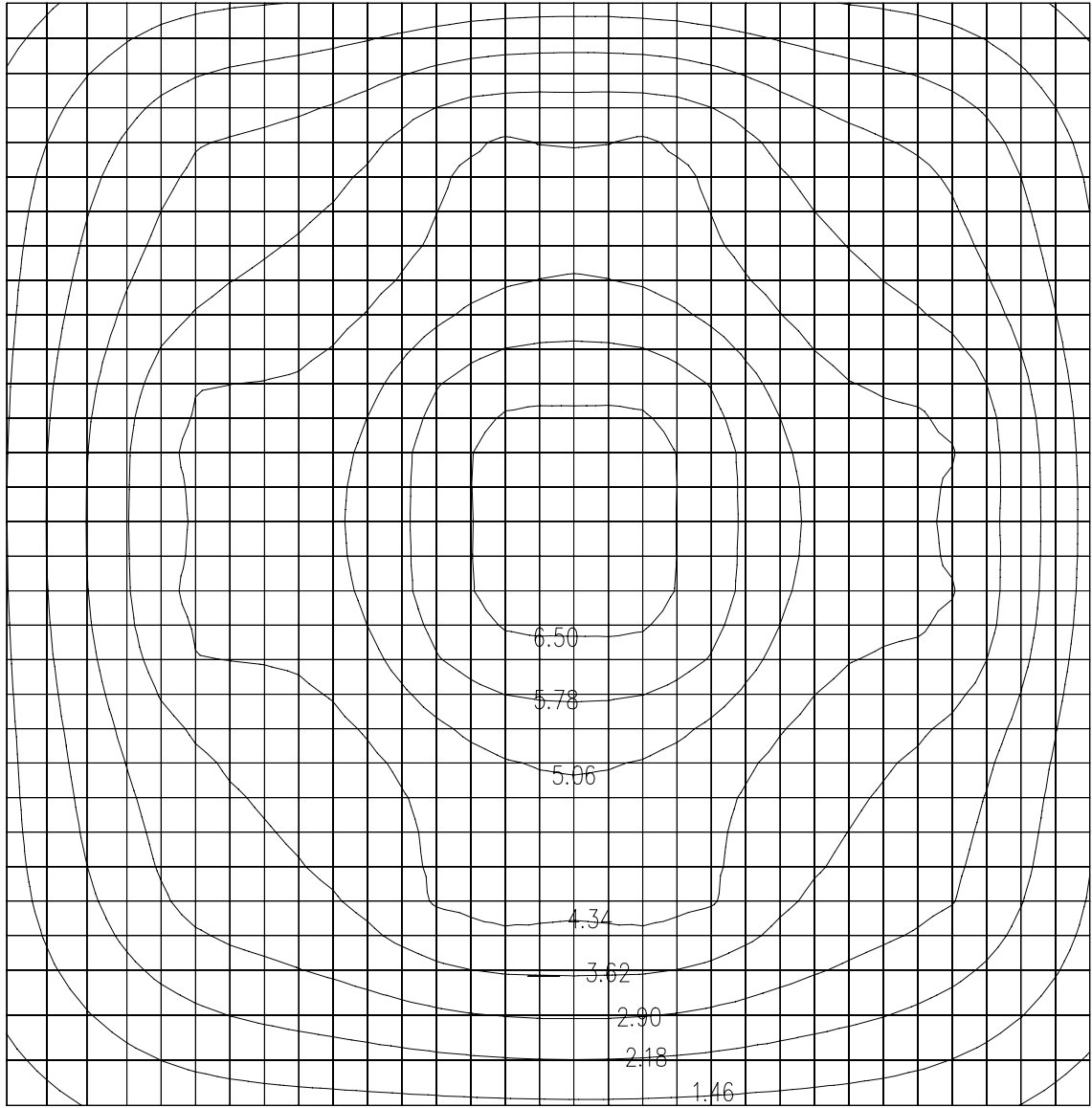
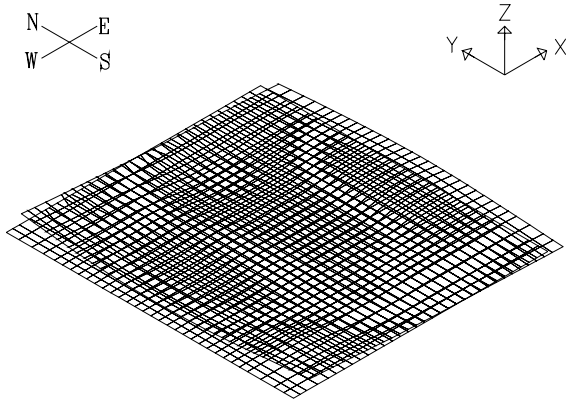
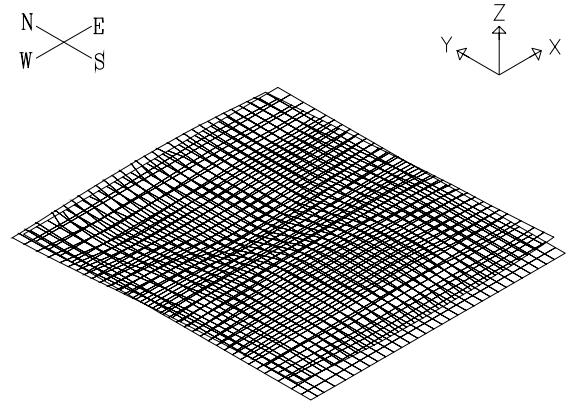


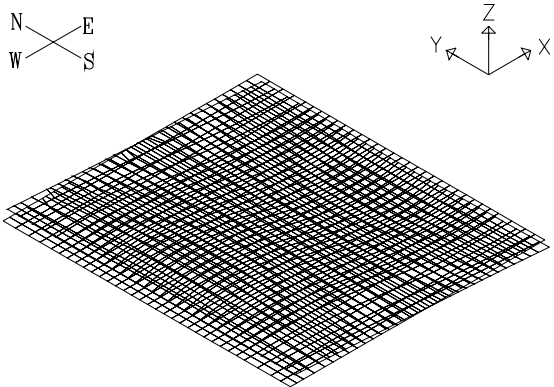
圖 6.17 主樓長期沉陷變形圖



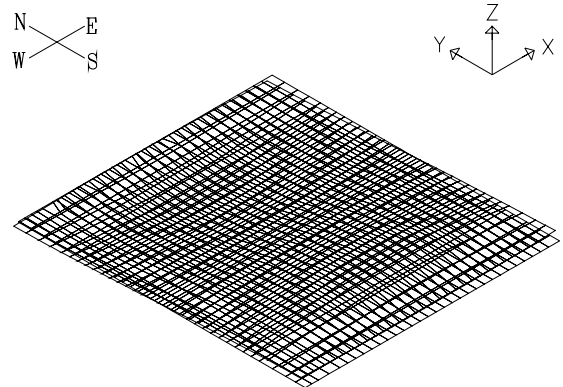
X向地震力作用下之變形
(MAX=1.2^{cm})



Y向地震力作用下之變形
(MAX=1.2^{cm})



X向風力作用下之變形
(MAX=2.4^{cm})



Y向風力作用下之變形
(MAX=2.4^{cm})

圖 6.18 主樓區受地震及風力作用變形圖

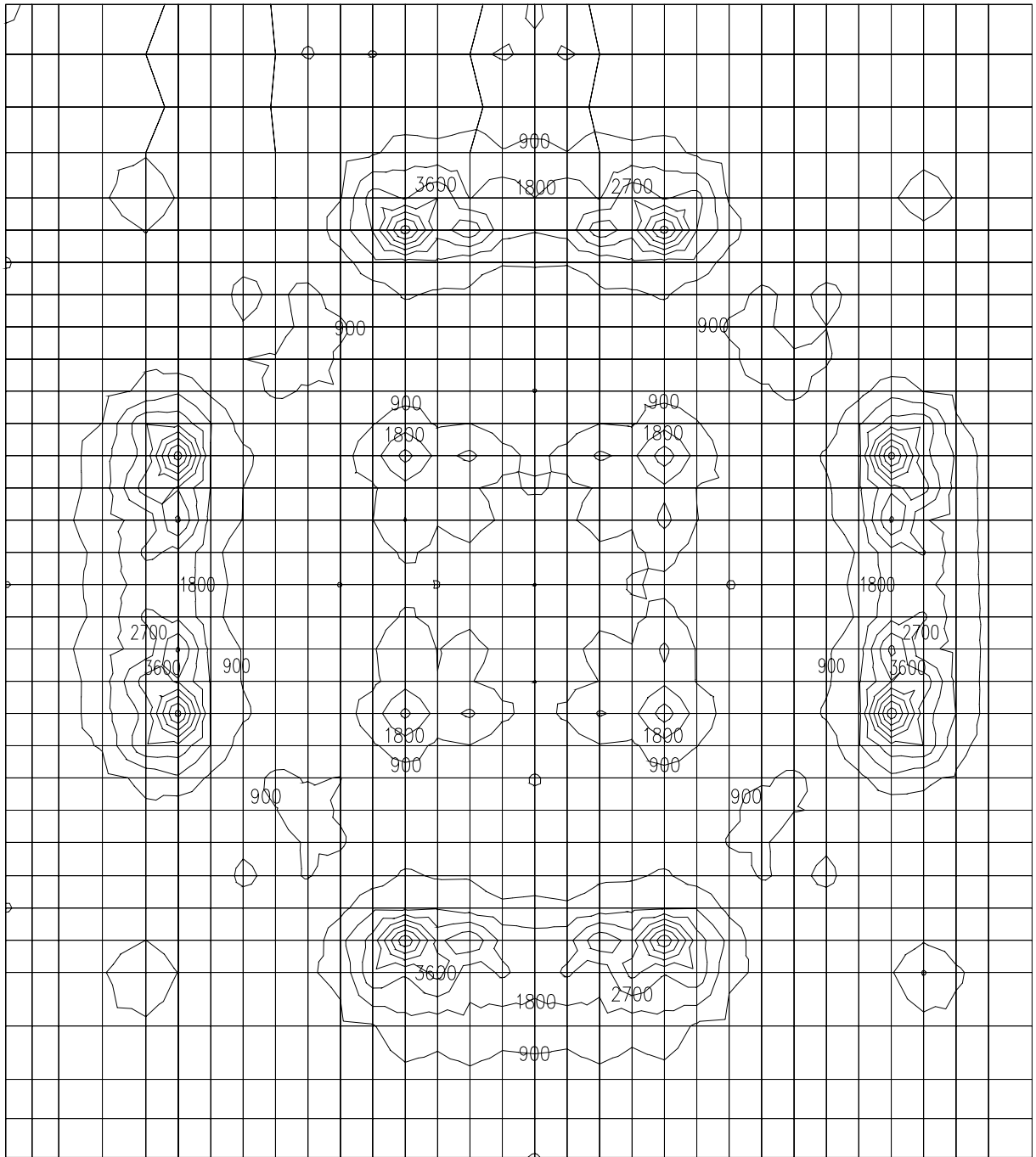


圖 6.19 主樓區基礎自重作用彎矩圖

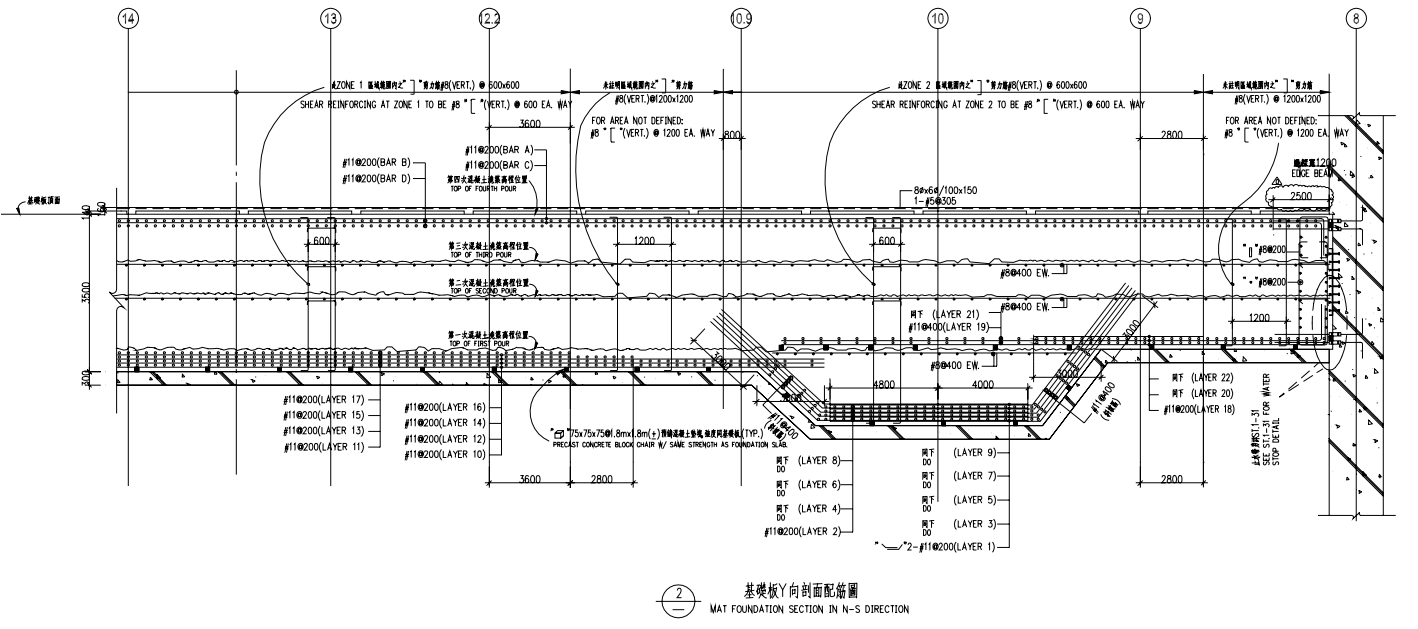
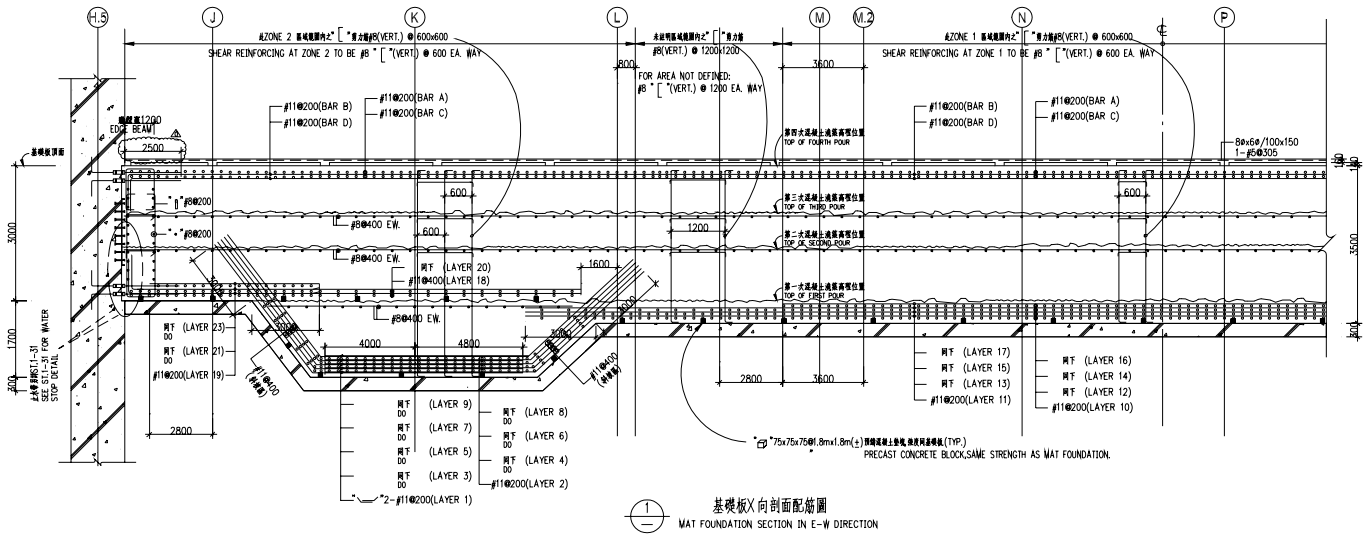


圖 6.20 基礎版配筋圖

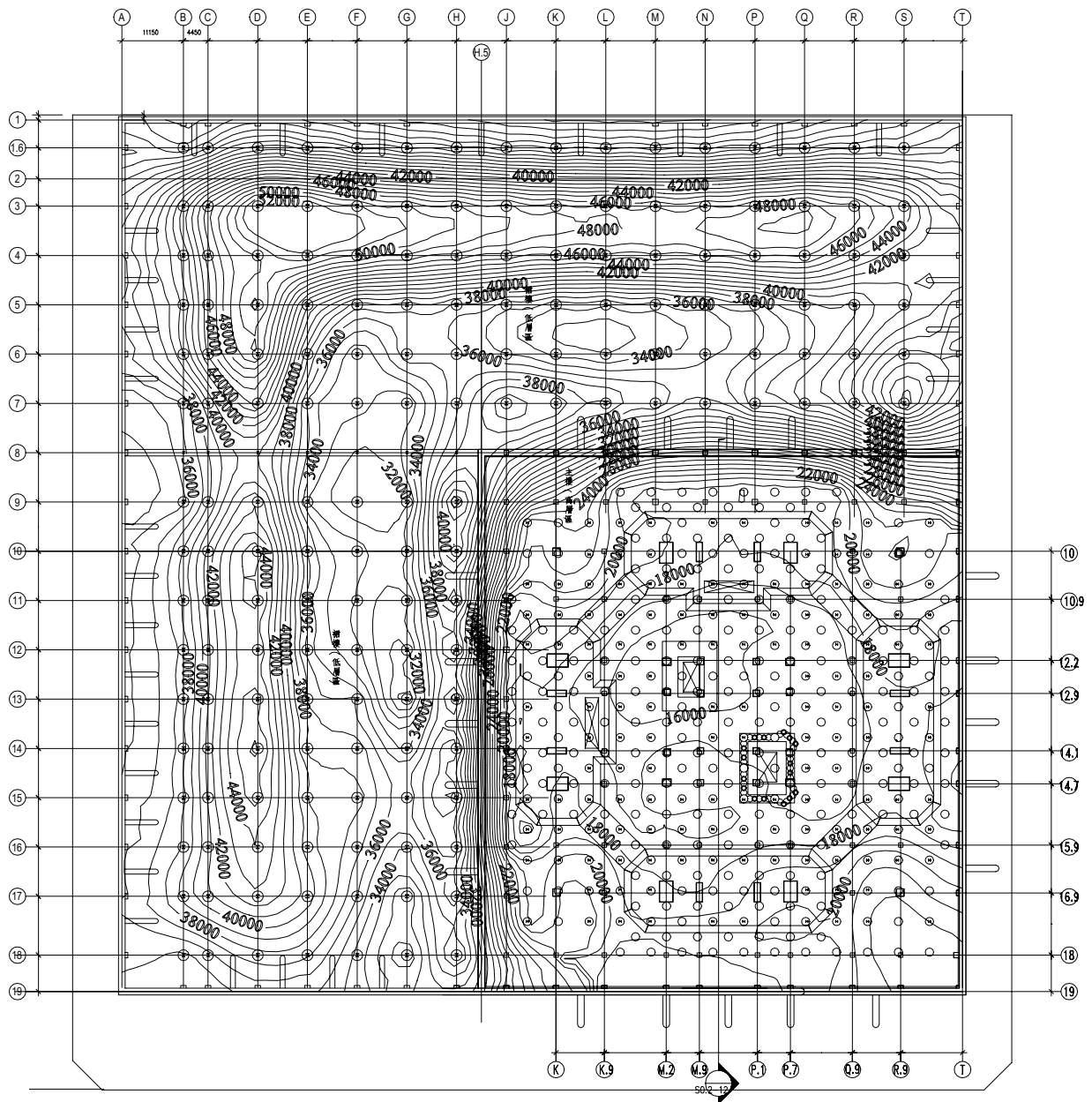


圖 6.21 全區低水位 Kv Contour (Case 1)

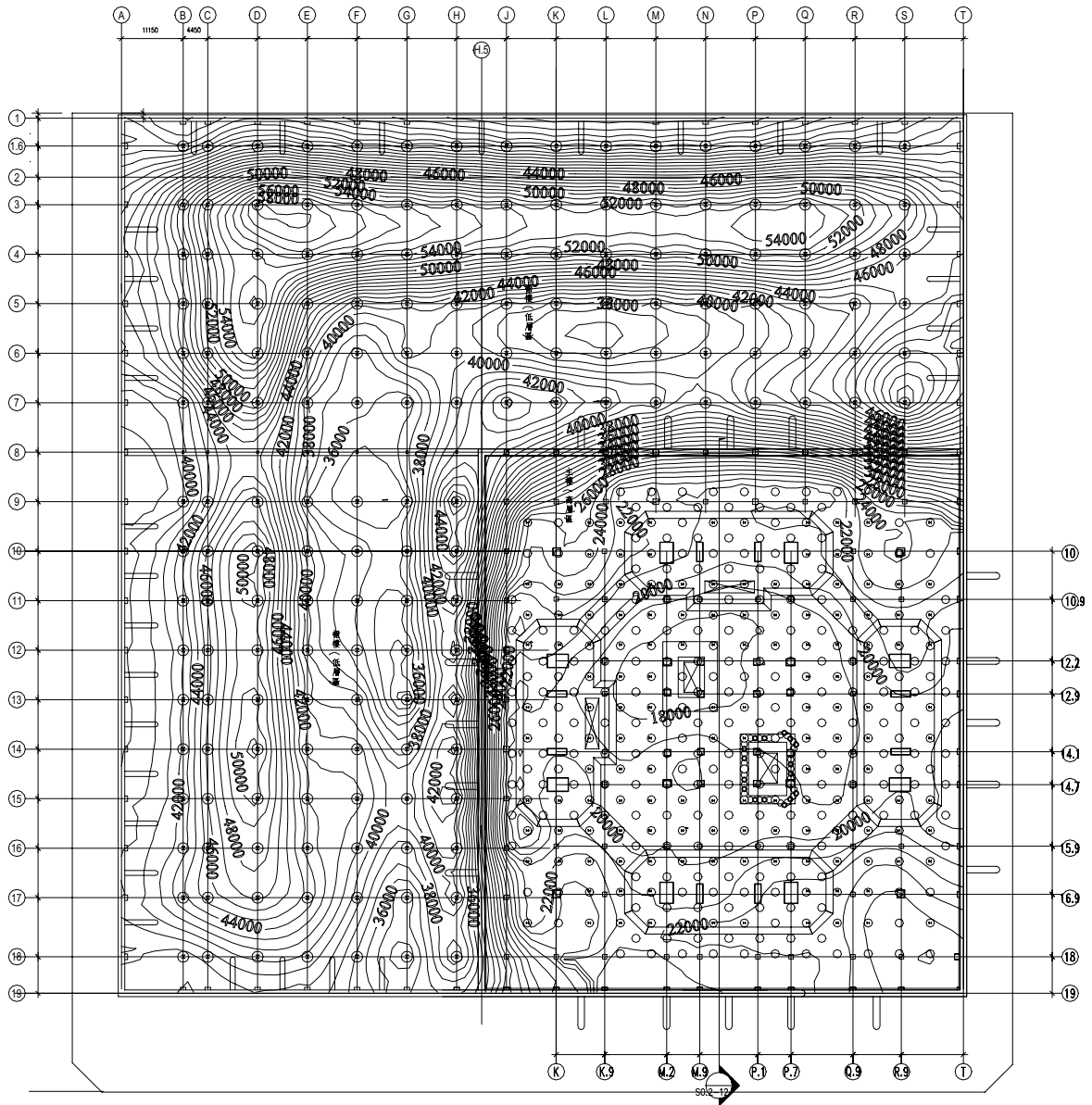


圖 6.22 全區低水位 Kv Contour (Case 2)

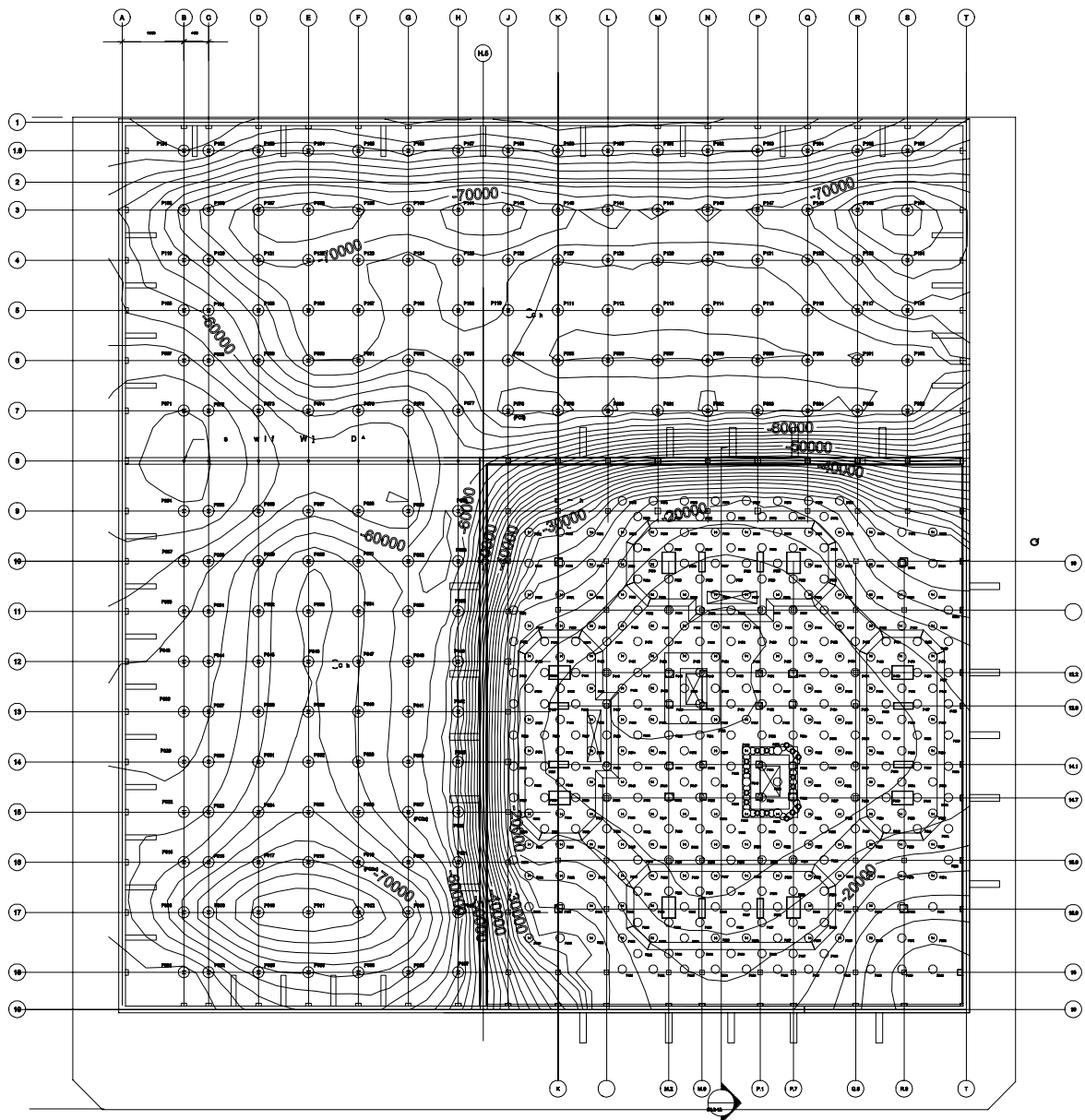


圖 6.23 全區高水位 Kv Contour (Case 1)

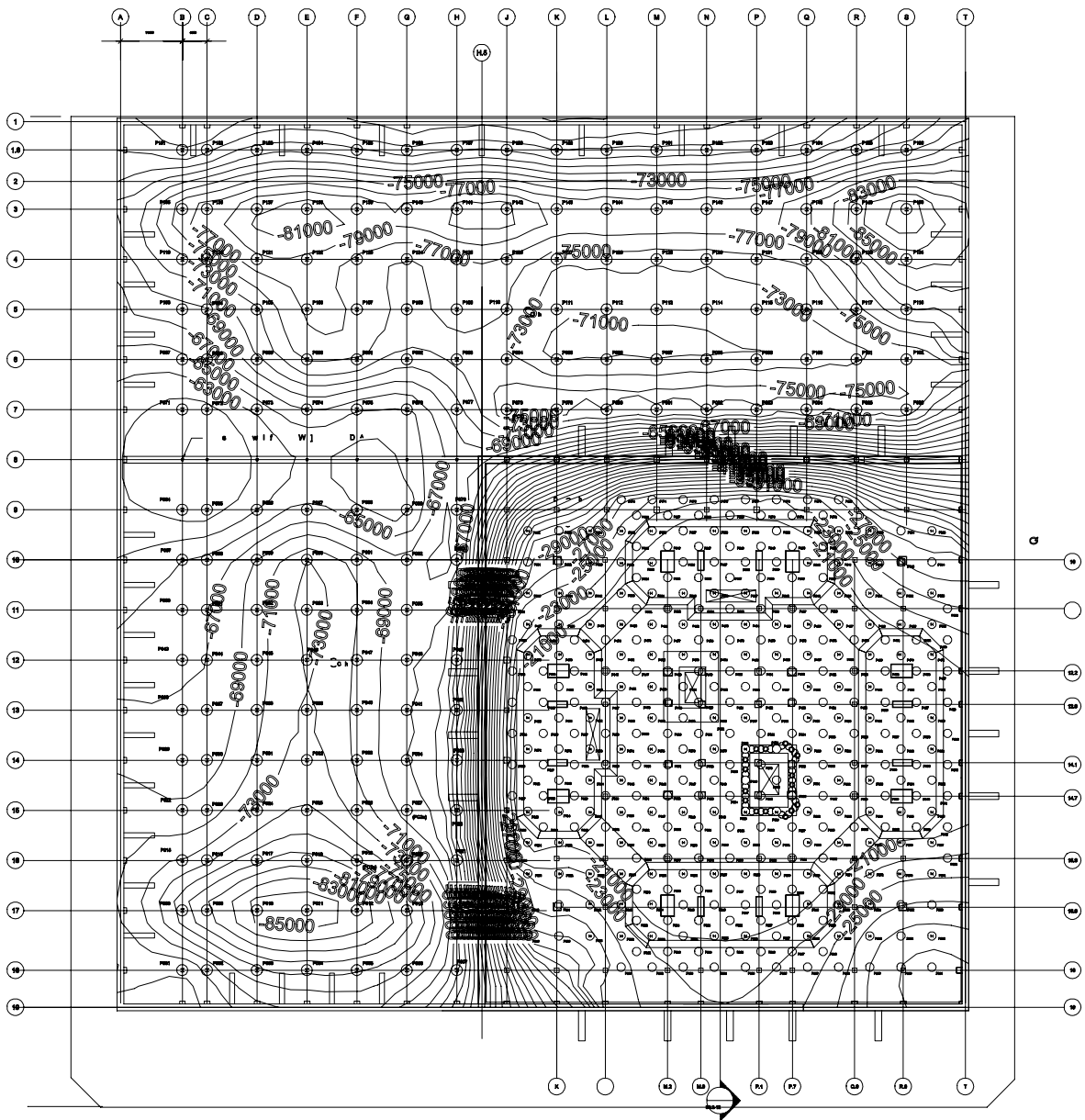


圖 6.24 全區高水位 Kv Contour (Case 2)

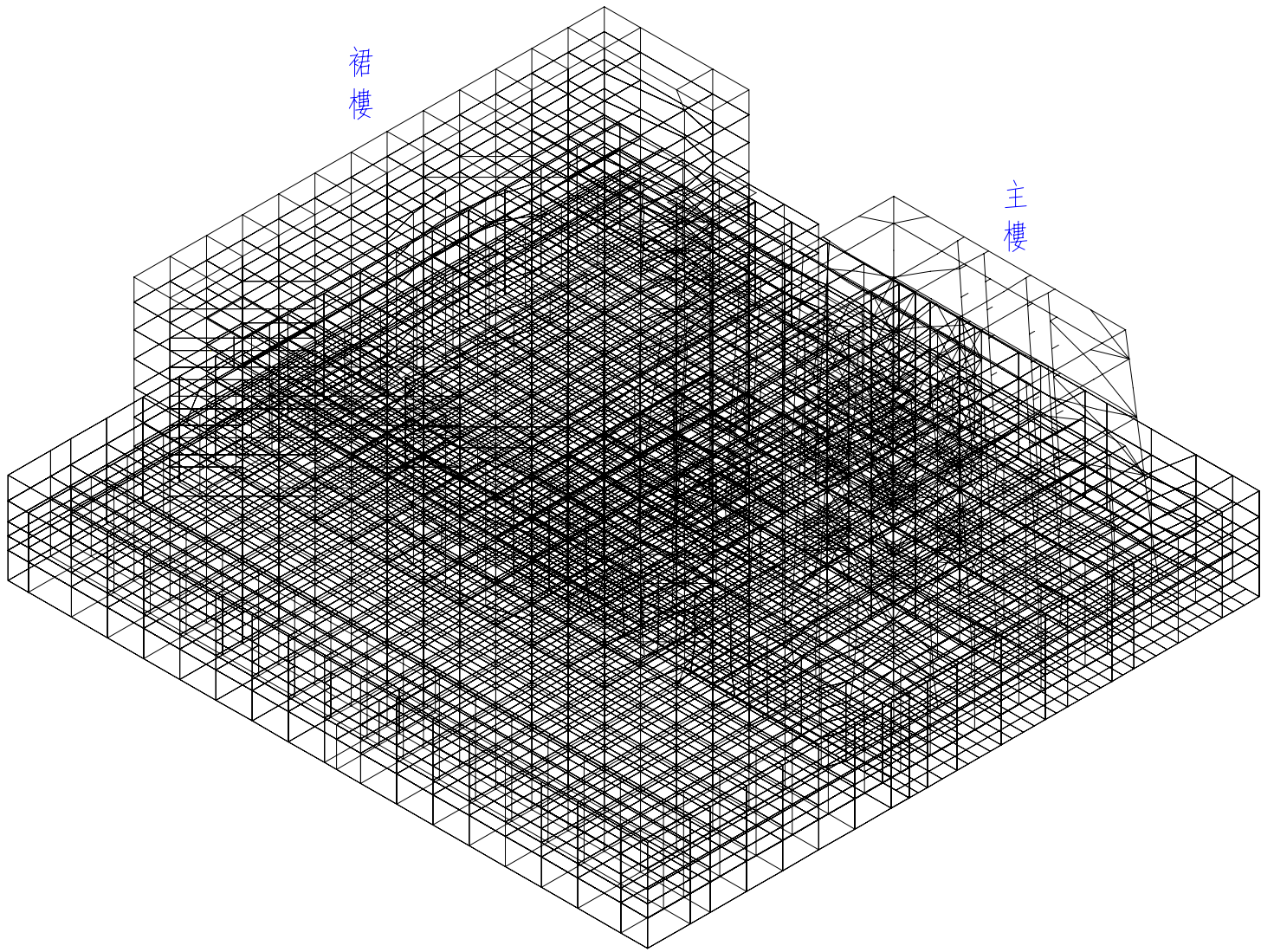
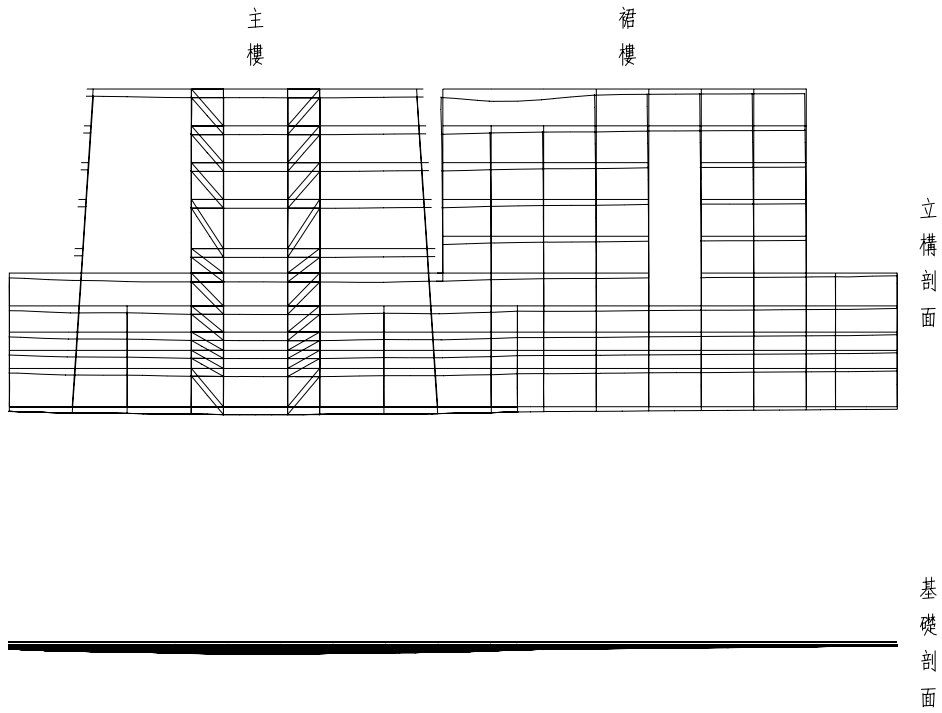
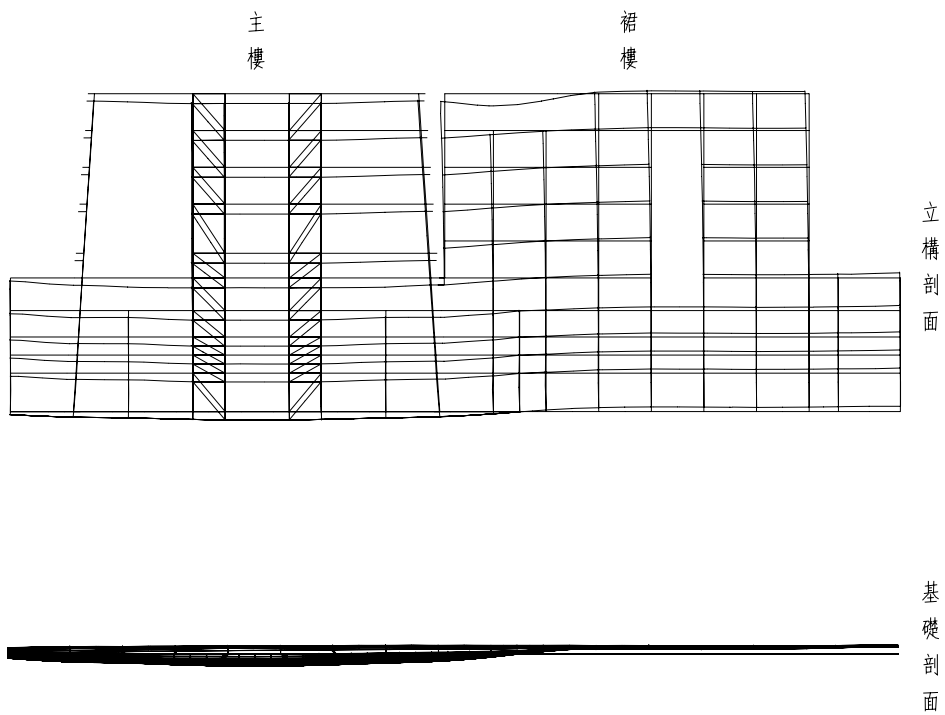


圖 6.25 全區分析模式



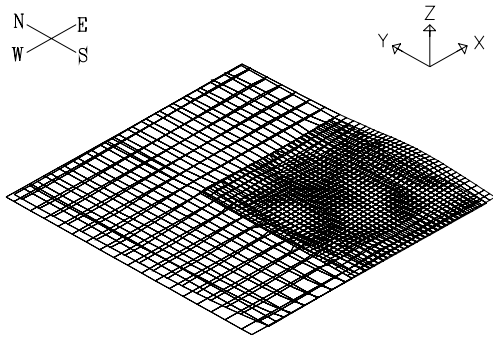
基礎最大變形6.5^{cm}

圖 6.26 全區結構長期低水位變形圖

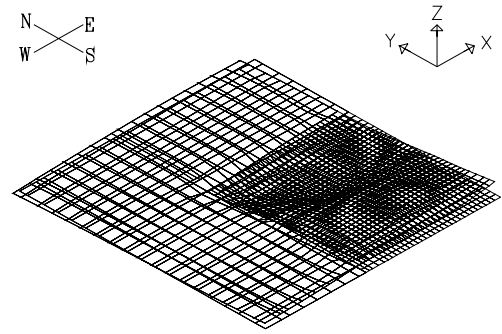


基礎最大變形3.2^{cm}

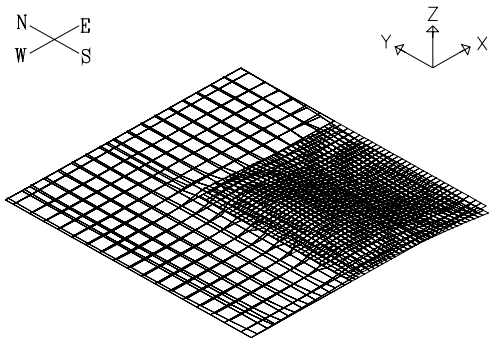
圖 6.27 全區結構長期高水位變形圖



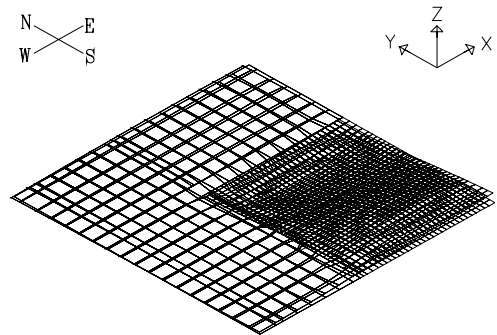
X向地震力作用下之變形
(MAX=1.1cm)



Y向地震力作用下之變形
(MAX=1.1cm)

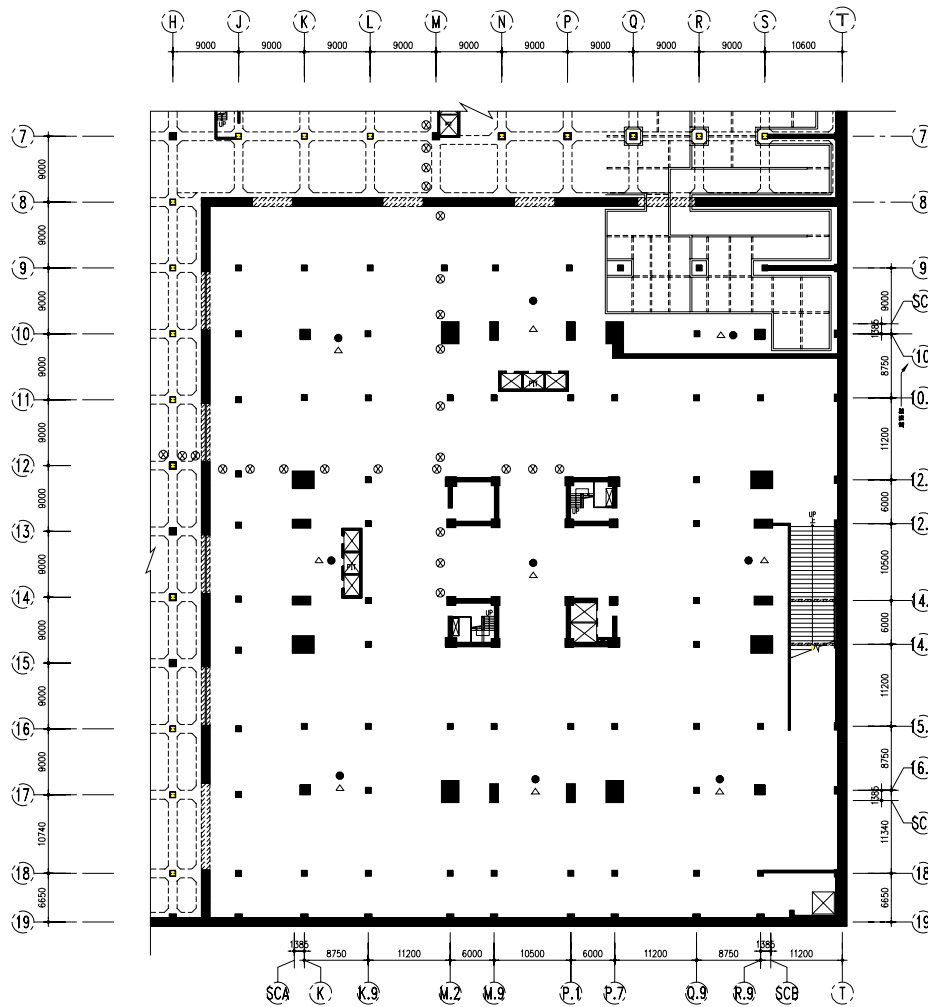


X向風力作用下之變形
(MAX=2.3cm)



Y向風力作用下之變形
(MAX=2.3cm)

圖 6.28 全區結構受地震及風力作用之基礎變形圖



基礎板長期監
LAYOUT OF LONG TERM MONITORING SYSTEM AT FOUNDATION SLAB

圖例(LEGEND):

⊗	鋼筋應變測點 REBAR STRAIN GAGE LOCATIONS		
△	溫度監測點 TEMPERATURE MEASURING LOCATIONS		
●	基礎沉降監測點 FOUNDATION SETTLEMENT MEASURING LOCATIONS		

圖 6.29 基礎板變形監測點平面配置圖

基礎之長期監測

- 一、說明：
本工程之基礎在灌漿前須先行裝設鋼筋應變計及溫度測計，以便觀測施工中基礎之應力、應變行為和巨體混凝土之溫度及應變變化狀況，以及在相關部位設置水準點，以利瞭解施工中、施工後之基礎變形。
- 二、裝設位置及裝設數量：
基礎鋼筋應變計之裝設位置共計25處，每處4支分別裝設於上、下層鋼筋之最外側且相距1m之位置，基礎鋼筋應變計共須設置100支，此外為測定基礎巨體混凝土自澆置起至混凝土硬固後，基礎內部各位置不同深度之溫度變化及應變變化狀況，以便瞭解基礎巨體混凝土之熱學行為，擬將設置10處溫度測點，每處量測點分別須於混凝土各次分層澆置厚度內之上、中、下位置觀測溫度變化，基礎巨體混凝土應變計之裝設位置共計36處，每處於基礎中間二層之鋼筋各設置2支鋼筋應變計，共計36支，以瞭解基礎受水化熱之整體應力收縮行為，並且於灌漿施工時負責測計之維護。
- 三、觀測期限：由總包商委託專業監測單位監測，於未澆置混凝土時即可開始觀測測計之初始值並記錄之，所有觀測時之工程完成規模及量測結果送交設計單位參考，待大樓裝修完成六個月後移交業主進行長期觀測。
 - (一) 基礎鋼筋應變計：
以自動化觀測系統進行應變量測，於第一層基礎混凝土開始澆置至最後一層混凝土澆置完成三星期內，觀測頻率為每小時定期觀測，最後一層混凝土澆置完成三星期後至大樓完工前每個月定期觀測，大樓完工後至大樓裝修完成至少六個月後每三個月定期觀測。
 - (二) 水準點高程量測：
本工程項目另詳觀測系統S0.5-02之基礎沉陷觀測，此項目屬BPO4承包廠商負責。
 - (三) 溫度及應變變化量測：
以自動化觀測系統進行溫度及應變量測，於第一層基礎混凝土開始施工至最後一層混凝土澆置完成三星期後結束。
- 四、監測計劃：
由總包商委託專業監測單位提出監測計劃，計劃內預計對應變計之安裝程序、量測設備、保護措施、觀測方式....等必要項目進行檢討，並送交建築師核可。

LONG TERM FOUNDATION MONITORING :

1. GENERAL NOTE:
REBAR STRAIN GAGES AND TEMPERATURE MEASURING DEVICE SHALL BE INSTALLED BEFORE POURING CONCRETE TO OBSERVE STRESSES, STRAINS AND TEMPERATURE CHANGES IN MASS CONCRETE, ESTABLISH LEVELING SURVEY POINTS AT SELECTED COLUMNS TO OBSERVE FOUNDATION DEFORMATIONS DURING AND AFTER CONSTRUCTION.
2. LOCATION AND AMOUNT OF INSTALLATION:
REBAR STRAIN GAGES SHALL BE INSTALLED AT 25 LOCATIONS ON FOUNDATION SLAB. 2 REBAR STRAIN GAGES SHALL BE INSTALLED ON OUTER LAYER OF TOP AND BOTTOM BARS W/ A SPACING OF 1m W/ A TOTAL OF 100 STRAIN GAGES. 9 TEMPERATURE MEASURING LOCATIONS ARE REQUIRED TO MEASURE TEMPERATURE AND STRAIN VARIATION AT DIFFERENT DEPTH OF FOUNDATION BETWEEN CONCRETE POURING AND HARDENING OF MASS CONCRETE. TEMPERATURE SHALL BE TAKEN AT TOP, MID-HEIGHT AND BOTTOM OF EACH POURING LAYER AT EACH SELECTED LOCATION. 2 REBAR STRAIN GAGES SHALL BE INSTALLED ON EACH OF 2 LAYERS OF REBARS CLOSEST TO THE MID-DEPTH OF FOUNDATION SLAB WITH A TOTAL OF 36 REBAR STRAIN GAGES. TO OBSERVE DEFORMATION OF FOUNDATION DUE TO HYDRATION.
3. MONITORING PERIOD:
MONITORING CONTRACTOR SHALL TAKE INITIAL READINGS BEFORE POURING CONCRETE. MONITORING DATA ALONG WITH STATUS OF CONSTRUCTION SHALL BE SUBMITTED TO ENGINEER FOR RECORD FOR REFERENCE. MONITORING WORK SHALL BE TRANSFERRED TO THE OWNER FOR SUBSEQUENT MONITORING 6 MONTHS AFTER COMPLETION OF CONSTRUCTION.
 - (1). REBAR STRAIN GAGES AT FOUNDATION SLAB:
MEASURE VARIATION OF STRAIN IN FOUNDATION SLAB EVERY HOUR WITH AUTOMATIC MONITORING SYSTEM FROM POURING OF FIRST LAYER OF CONCRETE SLAB TO 3 WEEKS AFTER POURING OF TOP LAYER OF CONCRETE SLAB. TAKE READINGS ONCE EVERY THREE MONTHS BETWEEN 3 WEEKS AFTER COMPLETION OF FOUNDATION SLAB POURING AND AT LEAST 6 MONTHS AFTER COMPLETION OF CONSTRUCTION.
 - (2). ELEVATION SURVEYING:
SEE MONITORING ON FOUNDATION SETTLEMENT ON S0.5-02 FOR MORE INFORMATION. BPO4 CONTRACTOR SHALL BE RESPONSIBLE FOR THIS ITEM.
 - (3). MONITORING ON TEMPERATURE AND STRAIN:
MEASURE VARIATION OF TEMPERATURE AND STRAIN EVERY HOUR WITH AUTOMATIC MONITORING SYSTEM FROM POURING OF FIRST LAYER OF CONCRETE SLAB TO 3 WEEKS AFTER POURING OF TOP LAYER OF CONCRETE SLAB.
4. METHOD STATEMENT:
MONITORING CONTRACTOR SHALL SUBMIT A METHOD STATEMENT WHICH INCLUDES INSTALLATION PROCEDURE, MONITORING DEVICE, PROTECTION METHODS, MONITORING METHODS, ETC. TO THE ARCHITECT FOR APPROVAL.

第七章 巨柱之結構設計

本工程塔樓結構為巨型構架系統，其中建築四周每側兩支自 B5 層延伸至 90 層的主要巨柱尺寸，其最大達 2.4m x 3.0m x 80mm 由於巨柱為組成巨型構架的重要構件之一並為本工程之一大特色，以下即針對巨型鋼柱的鋼板及內灌混凝土的規格進行說明，並說明其分析設計及施工考量。

第一節 巨型構架系統 (Megastructure)

圖 3.1 為本工程低層與高層標準結構平面圖。在平面配置上，每一層除每側採用 2 支巨型鋼柱(Mega column)外，26F 以下並另依高度主要配置 1.2m x 2.6m~1.2m x 1.6m 及 1.4m x 1.4m ~1.6m x 1.6m 等二種內灌混凝土箱型柱，27F 以上則配合建築斜面造型而使用 H900x400~H1000x500 之 H 形斜柱 (Sloping Column)。服務核內則配置 16 支內柱，62 層以下的鋼柱並澆注內灌混凝土，在立面配置上，由圖 3.2 所示之結構主要立面構架圖，服務核心的鋼柱間則大部分以大樑、斜撐相連，並於九樓以下與 60 cm 厚之剪力牆澆灌一體以形成良好的水平力傳遞系統，機械層上下大梁間則以斜撐相接所形成的外伸桁架梁 (Outrigger) 作為內外柱間的主要垂直剪力傳遞機構。從巨觀的角度；本工程的結構主體主要是由上述巨柱、核心系統與外伸桁架梁等構件所組成的巨形構架。

第二節 高性能鋼板

鋼板是由鋼胚加熱後軋延而成，板厚愈小則軋延比愈大，除可改善氣孔中心線裂並能使鋼板結晶細緻均勻而有助於提昇鋼板的強度與韌性，為了降低鋼板厚度，本工程除了小梁及部份大梁使用 ASTM A572 Gr50、CNS SN490B 材質外，其餘鋼構件主要使用 60 Kgf 級的高強度鋼板，以往國內亦有採用 A572 Gr. 60、Gr. 65 或 SM570 等規格高強度鋼板之工程實例，但均未針對工程特殊需求作材質規格的修訂，由於低強度鋼板機械性質的穩定性、焊接性等普遍優於高強度鋼

板，又由於其設計應力相對較低，因此對於裂縫延伸的抵抗能力也較佳。如果從工程可靠度的觀點而言，為了減少鋼板厚度而直接使用高強度鋼板未必優於使用品質較易控制的普通強度鋼板。

台灣地區的鋼構設計與施工受到美國與日本的影響甚鉅，美國地區涵蓋地震區與非地震區，因此鋼結構的基本設計是以強度為主而適用於全區的需要，另外再配合特別設計條款以符合厚鋼板與不同震區耐震設計的韌性需要，相對材料規格也採取相同的方式而要求一般鋼板（如 A572、A36）需要另外符合特殊規格或相關限制才能使用於耐震設計之中，然而美國以使用熱軋型鋼為主，因此鋼材的非彈性機械性質與焊接性能以滿足 SMAW、GMAW 或 FCAW 等低入熱量焊接為基本考量，因此在美國地區依據 AISC 耐震條款進行設計也必須於圖說中訂定鋼板的韌性標準或逕行使用相稱的耐震規格鋼板，反觀日本全國皆位於地震帶，因此建築設計規範與結構用鋼板規格都是以符合耐震設計為基本精神，又為了滿足各種銲接方法與不同入熱量的使用，因此日本結構鋼板的規格比美國一般結構鋼板甚至耐震鋼板的規格要高出許多。而台灣地區亦屬板塊運動頻繁的地震帶，因此結構用鋼板的耐震韌性需求便成為必要的條件，而雖然設計規範以美規為主，但構件形式主要使用組合型鋼而電焊施工又以日本效率高而限制較少的作業方式為主。甚至接合設計的方式往往取兩者較為簡易者，例如日本的梁柱接頭是以托架方式接合為主，但台灣地區之大樑則以直接與柱面於工地接合為多，而雖然國內鋼構件的設計規範條文已逐步針對國內特殊需求而依據學術單位的研究成果進行修正，但對於材料規格標準的研究仍少，因此往往造成設計單位直接使用美規一般鋼板而施工方法卻依照日本高效率而限制標準寬鬆的組合結果。

近年來，冶金技術的不斷提昇，50 kg級以下建築用的鋼板在韌性及銲接性上都獲能得良好的控制，同時也反應於制式規格的提昇，，例如 JIS 或 CNS 原有建築焊接用的鋼板規格有 SM400，SM490 及 SM570 等級，隨著耐震觀念的更新與材料製程的進步，日本工業標準考量到此一系列鋼板的強度變異性仍然太大，尤其使用於高入熱量電

銲或高束制性的接合時，既有鋼板規格並無法確保其銲接性與韌性。因此於 1994 年推出較高規格的建築用 SN 鋼材，推廣初期因為價格與鋼廠的生產能力等因素而較少使用，但在 1995 年阪神地震發生後，SM 鋼板的規格被公認無法適用於所有的建築耐震構件，日本通產省工技所已於同年 11 月公告取消 SM 材名稱中“建築”的字眼，目前日本業界多已接受 SN 材用於建築結構。但受限於生產設備與經濟性，60 kg 級以上的鋼板並未有相對提昇的制式規格出現，此一規格之提昇僅以 SN400、SN490 取代 SM400、SM490，尚未將原有 SM570 的規格依據 SN 材修正的精神作提升。

而美國經過 1994 年北嶺地震的洗禮之後，建築結構用鋼的耐震性能需求獲得重新評估。業者在設計需求下發展出較傳統 A572 及 A36 鋼材優良的 A913、A992 型鋼，其中 A992 規格型鋼在價格上頗具競爭力，因此已成為美國的標準耐震型鋼(尚無鋼板規格)。而即使美國地區以使用熱軋型鋼為主，設計規範仍依據低入熱量焊接的需求，要求結構構件需訂定額外的衝擊韌性試驗等協商規格並遵守相關的細部設計與施工規定。因此在美國地區進行設計亦不可無條件直接使用 A572、A36 及 A992 鋼材。

根據上述的說明，本工程所使用的 60 kgf 級鋼板並不能直接選用 ASTM A572 Gr.60 Gr.65 或 CNS(JIS) SM570 等規格化鋼板，因此有必要針對 60 kgf 級的鋼板材質作規格以外的參數定量化。以下所述即為巨柱鋼板規範訂定的過程。

(一)、鋼板規格評估階段

A、 規格品現況調查：中鋼及國外鋼廠均可生產 A572 Gr60、Gr65 或 SM570 等級之規格化鋼板，但中鋼在當時並無法供應此一規格等級之 50 mm 以上超厚鋼板。國外較大鋼廠雖可提供，但單位強度單價大過一般 50 kgf 級的鋼板而小於 SN C 級鋼材。

B、 訂定協商規格之可能性：日本在建設省與鋼材俱樂部等

共同推動高性能鋼的開發與使用研究，日本五大高爐並已取得 60 kgf 級的高性能鋼一般認證，並定此一鋼種之商品型號為 SA440，由於此一產品並非 JIS 規格，且此一鋼材單價幾乎是當時中鋼鋼板牌價的 2 倍，故就經濟性而言不宜直接標示該型號為本工程之用鋼。

根據上述說明，如果一般工程是直接採用 60 kgf 級規格化的鋼板，則可能具有經濟性，但由於銲接性與韌性等無法獲得保證，因此可靠度受到影響，本工程之重要性不言而喻，為兼顧安全與經濟性，設計初期階段即詢問中鋼是否有可能生產協商規格的 60 kgf 厚板並出具材質證明，中鋼對此一挑戰表示相當高的意願，但表示因受限於生產設備而無法採用日本鋼廠所用的二相熱處理法，而擬以熱機控制軋延 (TMCP) 配合調整合金成份等方式以求達到所需規格。

中鋼並開始針對設計單位所提出之設計規格進行鋼板試製與製程調整，期間並與設計單位保持相當程度的互動以調整部分設計圖說之鋼板規格，而最後確認中鋼有能力在既有設備的條件下以 TMCP 的方式生產所需各種厚度規格鋼板，目前中鋼主要供應大部分鋼板，部分巨柱所使用之鋼板因柱分節後的單片鋼板重量仍超出中鋼鋼胚重量，因此為了配合柱節分段並減少巨柱鋼板的續接，而由新日鐵提供部分 65 mm 以上的鋼板。而由於此一工程之進行亦帶動國內鋼結構用鋼之升級與規格化厚板的正常供應。而本工程雖然首創使用高強度高性能鋼板，但因為中鋼有能力生產設計規格之鋼板，因此對於國外廠商的供料價格提供制衡的作用，如以業主之鋼板發包單價計算，當時如使用日本相同強度之規格鋼板，其材料價差至少達到 7 億元以上。

(二)、鋼板設計規格之訂定

由於本工程係採國際標發包方式，為增加承包商材料選用之彈性以降低鋼板成本，故結構設計時所選用的鋼板基本強度等級係取 CNS SM570 與 ASTM A572 Gr60 之較小降伏強度值 4200 Kgf/cm^2 以作為規格下限值，又由於協商之規格主要是以 SM570 為基本材質，增定規格的部分主要是依據 SM 材提昇至 SN 材所作的變更精神，並參考日本鋼

材俱樂部所制訂之”建築構造用高性能 590 N/mm²鋼材(SA440)設計・溶接施工指針”(1996)，乃決定採用SM570 M (M=Modified) 的名稱以便於圖說中標示之用，並以示與SM570 規格之差異。

表 7.1 為 SM570M 之基本規格。其中主要之增訂特性為針對厚鈹與高強度鋼鈹之韌性與銲接施工性需求。韌性部分之修訂項目包含限制強度的變異性、限制降伏比、訂定軋延方向衝擊吸收能量與厚度方向斷面縮減率等機械性能；銲接施工性部分則包含限制碳當量及銲接冷裂敏感係數等合金成分並規定焊接前預熱溫度需求、鋼板厚度方向斷面縮減率的韌性需求與超音波檢驗等要求，其目的在於滿足巨柱所使用之焊接方法與施工細部之機械性質與焊接性能之需求。其中對於 50mm 以上超厚板之軋延方向衝擊吸收能量而言，既有高性能鋼板規格僅要求進行 1/4 板厚之試片試驗，但由於鋼板心部的偏析最嚴重而相對影響其機械性質，為避免發生無規格標準之情形，設計圖說仍參考相關設計需求訂定 1/2 板厚之衝擊試驗標準。

表 7.1 「SM570M 鋼鈹材質規格與說明」

項目	規 格	備 註
1.強度	1.1 降伏強度(Fy)：4200 ≤ Fy ≤ 5200Kgf/cm ² 1.2 極限強度(Fu)：5800 ≤ Fu ≤ 7300Kgf/cm ²	1.1 定訂狹強度範圍
2.韌性	2.1 降伏比：箱型柱、H 柱(Fy/ Fu ≤ 0.85) 大樑、斜撐(鈹厚 ≤ 40mm ,Fy/ Fu ≤ 0.85) 大樑、斜撐(鈹厚 > 40mm ,Fy/ Fu ≤ 0.8) 2.2 厚度方向斷面縮減率：個別值 ≥ 15%、三個平均值 ≥ 25% 2.3 軋延方向衝擊吸收能：鈹厚 ≥ 12mm，1/4 鈹厚位置 ≥ 47J(-5℃) 鈹厚 ≥ 50mm，增定 1/2 鈹厚位置 ≥ 27J(-5℃)	2.1 增訂降伏比上限 2.2 增訂斷面縮減率(同 SN490C) 2.3 增訂 1/4 及 1/2 鈹厚位置之衝擊吸收能
3.其他	3.1 碳當量：鈹厚 ≤ 40mm，Ceq ≤ 0.44% ；鈹厚 > 40mm，Ceq ≤ 0.46% 3.2 冷裂敏感係數：鈹厚 ≤ 40mm，Pcm ≤ 0.26；鈹厚 > 40mm，Pcm ≤ 0.29 3.3 超音波檢測：鈹厚 ≥ 13mm，符合 JIS G0901Y 要求	3.1/3.2 增訂碳當量及銲接冷裂敏感係數上限(同 SN490B) 3.3 增訂超音波檢測要求

第三節 10000psi 高性能混凝土

基於結構強度、勁度與與整體施工進度之需求，62 層以下採用內灌混凝土形式的箱型柱，62 層以上則為純鋼柱以減輕結構自重。柱內灌漿除了利用既有的箱型鋼柱作為灌漿時的模板外，柱內混凝土亦提供整體結構勁度與強度需求。國內自高雄東帝士 85 廣場大樓起，已有相當多箱型柱內灌 8000psi 混凝土的工程實例，目前本工程所採用的柱內灌漿則為設計強度 10,000psi(700Kgf/cm²)之高性能混凝土。

本工程之混凝土為了確保基本混凝土材料之配比、規格、乾縮量及性能皆能符合設計需求，本工程在設計階段及施工中以結合產、官、學界專家之模式，並配合構造特性及施工性等需求予以反復試驗、討論及修正，以確保鋼筋混凝土之施工品質並期望達到營建施工自動化之目標。

其中就箱型柱內 10000psi 高性能混凝土而言，灌漿的施工程序為由下往上壓送，因此必須確保混凝土之高流動性與充填性，圖說中要求新拌混凝土之工作性要求坍度為 250±20mm 並具有 60±10 公分之高坍流度，且不得產生泌水與骨材析離，另外為了減少混凝土乾縮及增進耐久性之考量，設計齡期訂定為 90 天，並限制設計齡期之混凝土自體收縮量小於 300x10⁻⁶ m/m，以達到低水量、低水泥量、低乾縮量及高耐久性之設計需求，設計圖說並規劃施作 1m×1m×1m 方形模型試驗 (Box Test) 及箱形柱全尺寸泵送試驗 (Mock Up Test)，以驗證配比品質與施工可行性。柱內橫隔板下方之氣泡量經 Mock-up test 驗證並須小於 5%，為考量灌漿時對鋼柱產生之側壓力影響，於巨柱設置柱內垂直立板及圍束鋼筋及灌漿口之補強，而灌漿之高度係以 3 層樓為限進行柱板補強的設計。

而針對混凝土的配比設計而言，設計圖說要求混凝土供應廠商需進行六個月以上的混凝土品管、生產、試驗等可靠度驗證並進行施工之可行性評估。經通過配比試拌後，應將相關資料彙整成配比計劃書，經業主及建築師核定後方得實際施工使用。核定之項目須符合耐久性、安全

性（強度）、工作性及特殊性能之要求。

第四節 巨柱斷面之結構配置

巨柱為本工程巨型結構系統主要構件，巨柱型式之選擇除了決定於強度與勁度的需求外，亦需考慮鋼構施工之可行性與工程進度等相關事項。圖 7.1 為巨柱斷面的標準斷面，最大的柱尺寸為 2.4m×3.0m，其中每側柱板設置 2-3 片之垂直立板，其作用包含

1. 減少鋼柱板寬厚比
2. 提供強度
3. 立板間以鋼筋電銲接合以防止柱內壓力灌漿時柱板變形，同時提供鋼柱與混凝土間複合之用，並增加混凝土圍束效果。
4. 各立板間以螺栓續接，以避免使用全斷面銲接及銲道在同一斷面之接合方式，並提供鋼柱安裝吊點及臨時假固定之用。

而柱與梁、斜撐翼板相接高程所設置之柱內橫隔板則規劃人孔與穿筋孔以供柱內銲接、螺栓鎖固、鋼筋搭接、灌漿流通與混凝土連續等作用，而由於混凝土與鋼板間之鍵結力不佳，混凝土並因乾縮及潛變等效應而影響斷面之複合性與連續性。因此於鋼柱柱板及橫隔板與混凝土接觸面設置剪力釘並於垂直立板間以每向 4-#11@375mm 鋼筋電焊連結，除可提供混凝土斷面的剪力強度並可提供抗彎抗壓複合斷面之應力傳遞需求與 SRC 斷面因乾縮、潛變、材質勁度差異等效應所引致的內應力重分配機制。而柱內混凝土部份所配置之鋼筋與鋼筋籠則提供軸力強度並降低混凝土乾縮潛變對構架的影響。其中柱內鋼筋採廠內施作，而鋼筋籠之吊放於柱內立板續接完成後以塔吊經由人孔吊入。

第五節 巨柱之分析與設計方法

巨柱的基本設計流程是先依據上述施工考量配置鋼筋籠與立板，於計算鋼骨與混凝土之等值斷面勁度後進行結構分析，其中圖 7.2 為

100 年回歸期風力作用下 8 支巨柱所承擔之剪力與一般樓層剪力之比較圖，經分析後再依據鋼結構極限設計規範檢核柱斷面之應力比值，以 1F 巨柱為例，最大載重組合設計軸力 P_u 約達 38000 t，最大彎矩 M_u 則達 4600 t-m。

此外由於混凝土會有乾縮與潛變的效應，由分析結果顯示，這些與時間相關而且不可避免的變形量，其差異變形會引致額外的構件應力，因此在 RC 及 SRC 建築中是不容忽視的重要考量之一，由於一般混凝土的潛變乾縮應變量往往與彈性應變量相當。對於設計風力與地震力均小的建築物而言，因其配筋量較低，構件受乾縮與潛變所引致的長期變形也愈大，而由於這種變形具有累積性因此對高樓建築的影響也愈大，因此由潛變乾縮所引致的變形與應力重分配也必須反映於放樣修正與配筋設計或應力檢核之中。

本工程雖然是以鋼骨為主，但是由於巨柱內的混凝土量遠大於一般的內灌箱型柱，且灌漿高程達到 270m 高，因此結構分析時亦針對箱型柱內混凝土的乾縮與潛變係數計算巨柱的等值勁度變化以分析構架應力重分配的情形並檢核其應力。

(一) 潛應變

潛應變為應力與時間相關之函數，一般定義為混凝土的潛應變為彈性應變乘以潛變係數。

A. 潛變係數 ν_t ：混凝土澆置 7 天後，因載重作用所發生的潛變應變量與瞬時應變量之比值，依據 ACI Committee 209 之建議

$$\nu_t = \frac{t^{0.60}}{10 + t^{0.60}} \nu_u$$

t：載重作用天數

ν_u ：終極潛應變係數，載重持續作用，而最後所形成的潛應變量與瞬時（彈性）應變量之比值。

由於影響潛變發生的因素非常多，相關的係數並需依據混凝土所用的材料、配比等實際施工狀況，而以試驗的方式求得。ACI Committee 209 針對無法獲得實際設計參數以計算終極潛應變係數時，提供了一組預估公式

$$\nu_u = 2.35 \gamma_{la} \cdot \gamma_{\lambda} \cdot \gamma_h(\gamma_{vs}) \cdot \gamma_t \cdot \gamma_s \cdot \gamma_{\phi} \cdot \gamma_{\alpha}$$

式中 γ_{la} ：載重作用齡期修正係數

γ_{λ} ：相對濕度修正係數

$\gamma_h(\gamma_{vs})$ ：平均厚度修正係數

γ_t ：溫度修正係數

γ_s ：坍度修正係數

γ_{ϕ} ：細骨材重量比修正係數

γ_{α} ：空氣含量修正係數

依據本案所使用之高性能混凝土性質，可以計算本工程之箱型柱內混凝土其終極潛變係數 $\nu_u = 0.728$

B. 潛應變對構件之影響

由於本工程之柱斷面為箱型柱內灌混凝土，與一般RC柱相較，其鋼骨及鋼筋所佔的比例高出甚多，以巨型柱 2400×300×70×70 含加勁板 0.15m²且不計鋼筋之貢獻時為例，其鋼骨面積佔總面積的 12.3%，若以勁度比值而言則混凝土之軸向勁度比值 (N=6) 佔合成斷面的 54.3%。又以內柱 1200×1200×50×50 為例，鋼骨面積佔全斷面積的 15.9% 混凝土軸向勁度則為合成斷面的 46.8%。均顯示SRC柱較RC柱不受潛變的影響，又由於結構分析過程中，等量的柱潛變並不會引致應力，故較具意義的潛變量為柱與柱間之差異潛變量，因本案 62 層以上為純鋼骨因此本案之SRC柱可視為較不受潛變影響的系統，ACI committee 209 建議可用有效混凝土勁度E_e的簡化方式考慮潛變效應。

$$E_e = \frac{E_{ci}}{1 + \nu_t}$$

其中 E_e ：混凝土有效勁度

E_{ci} ：混凝土彈性勁度

ν_t ：載重發生後之潛變係數

對於實際結構而言，施工過程中；因載重作用而且已經發生之潛變會以柱長修正的方式予以補償而僅會在斷面內進行應力重分配而不具累積性，亦即僅下部結構有部份潛變會向上累積並因差異變形引致上部構件形成應力。因此一般而言，實際構架因潛變效應而進行桿件應力重分配的規模會比較小。

本案以等值勁度法 $E_e = E_{ci} / (1 + 0.728)$ 代替原有混凝土 E_{ci} 進行整體分析時，靜載重造成第91層巨柱之軸向變形量由原先的101 mm增加至121 mm，而服務核角柱之變位則由106 mm增至126 mm，但由於桿件之間的應力重分配主要來自差異變形，圖7.2為考慮潛變發生前後的各高度巨柱軸力，經比較後可知巨柱由潛變所造成軸力的變化量在3.6%以下，而由於本案設計風力與地震力均相當大而若僅考慮靜載重及活載重組合之巨柱應力比值多在規範值的0.4以下，對於挫曲長度之影響亦不大，故潛變效應對巨柱之應力分析而言較不顯著。而潛變所造成的應力重分配在本案中若與其它外力載重相較，其影響有限。故潛變變形之計算主要在於提供帷幕牆、機電等建築設備安裝時之接合控制考量。

(二)乾縮

依據ACI committee 209之建議，7天濕治後之乾縮應變與終極乾縮應變 $(\epsilon_{sh})_u$ 的關係可以表為

$$(\epsilon_{sh})_t = \frac{t}{35+t} (\epsilon_{sh})_u$$

對於無法取得混凝土實際乾縮資料的終極乾縮量預估，ACI committee 209提供下列計算式

$$(\epsilon_{sh})_u = 780 \times 10^{-6} \cdot \gamma_\lambda \cdot \gamma_h \cdot (\gamma_{vs}) \cdot \gamma_s \cdot \gamma_\phi \cdot \gamma_c \cdot \gamma_\alpha$$

式中 γ_{λ} ：相對濕度修正係數

γ_h (γ_{vs})：平均厚度修正係數（體積面積比值修正係數）

γ_s ：坍度修正係數

γ_{ϕ} ：細骨材重量比修正係數

γ_c ：水泥含量修正係數

γ_a ：空氣含量修正係數

依據本案所使用之高性能混凝土性質，而由上列各項修正參數可計算箱型柱內混凝土其最大乾縮應變為

$$\text{內柱：} (\varepsilon_{sh})_u = 75.9 \times 10^{-6}$$

$$\text{巨柱：} (\varepsilon_{sh})_u = 21.36 \times 10^{-6}$$

上述內柱乾縮應變量在 284m（本案總灌漿高度）高之純混凝土柱內會造成 2.1 cm 的縮短量，由於 SRC 柱有較大的之鋼骨鋼筋比，故實際縮短量甚小於一般 RC 柱，若以前述潛變所採用之柱斷面為例，巨柱與內柱之混凝土勁度及強度 ($E_s/E_c=6$, $f_y/f_c'=6$) 分別佔合成斷面的 54.3% 及 46.8%，其總乾縮量因斷面應力重分配而降為 0.33 及 1.00 cm，雖然柱間之總差異變形為 0.67 cm，但因乾縮變形在極短時間內就作用完成，故此總差異變形隨施工修正而不會向上累積，而僅由每層反應乾縮之差異變形，以一層 4.2m 為例，其差異乾縮量僅為 0.01 cm，因此各層因乾縮差異變形所產生的梁柱應力重分配值與其它外力相較下，幾乎可以忽略。而絕對乾縮量則提供建築師以作為設備裝置時之參考。

第六節 巨柱設計時之相關施工考量

7.6.1 巨柱分節

一般建築結構中，柱的分節多以 3~4 層樓且小於 16m 為原則，由於本工程使用巨型構架系統，基於施工性與經濟性之需求，巨柱分節需考慮鋼板最大生產尺寸、道路運輸的限制及一般塔吊的能量等限

制，因此無法使用一般鋼柱的分節方式。

考慮巨型構架系統的應力特性終，巨柱正向應力最大的區域在外伸桁架的上下樓層，因此設計圖說針對巨型鋼柱的續接作限制性的規定，亦即要求施工廠商進行巨柱分節計畫時，應避開在桁架梁上下樓層及勁度急遽變化的 23 處應力最大的樓層進行續接。

7.6.2 巨柱銲接程序

厚板的銲接品質較難掌握，由於巨柱使用大量之厚板，因此銲接的方法與品質控制均需特別注意。設計過程除限制不利於鋼板銲接之碳當量、冷裂敏感係數的合金成份並訂定最小預熱溫度標準(例如板厚 5 cm 以上鋼板銲接時之最低預熱溫度為 176°C)。同時要求焊道與熱影響區之衝擊韌性以確保材料符合耐震之需求。此外要求 SM570M 鋼板之銲接均需由承包商提出鋼板供應廠商所完成之銲接性能試驗數據(例如目前 EGW 入熱量小於 880 KJ/cm 之限制)與建議之銲接程序後，並依據 AWS 提出各種銲接方法之銲接程序計劃，於設計單位審核後進行試驗。經試驗符合規範要求後則由承包商據以制訂銲接程序報告書以作為施工與檢驗標準之依據。

在巨柱銲接的設計上 考慮柱的四個角隅及柱內垂直立板仍可採用潛弧銲接、惟鋼構廠必需配合尺寸與荷重需求進行相關設備之擴充與調整外，因此柱板的組立可以使用自動化的銲接方法而不需特殊施工方式，以符合電銲施工效率及品質，但柱內橫隔板的銲接則考慮 EGW 或 ESW 銲接方式的入熱量過高而不利於強度與韌性，又因柱尺寸大於 1.6M 時應可設立足夠大小的人孔，故銲接設計排除 EGW 或 ESW 的使用，因使用低入熱量銲接與柱板分散應力的效應，因此此部份的橫隔板以相接梁或斜撐翼板厚度的 80% 為厚度設計原則。

此外由於工地現場所進行的巨柱續接部分，其焊道量超過 100 Kg，由於在設計階段已諮詢國內外鋼構廠施工的可行性，獲得的回覆是施工可行但是必須考慮銲接變形的控制，因此從銲接設計的角度而言，在於圖說中明定施工單位應依據銲接試驗結果製作構件(巨柱)的

焊接程序書，詳列焊接方法、焊條規格、電壓、電流、開槽方式、焊接姿勢、銲道順序及數目、預熱溫度、層間溫度等相關資訊以作為電焊施工之依據。又考量巨柱之重要性，圖說中要求對銲接頭使用 RT 方式進行非破壞檢驗。惟現場因設備過於龐大且執行 RT 影響工期等因素而仍以 UT 方式執行非破壞檢驗。

結 論

由於本工程的獨特性，因此每一個參與者都盡力配合大樓需求而接受不同規格與施作標準的挑戰。巨柱為本工程巨形構架系統中極為重要的一環，設計單位基於結構需求而訂定的材質規格與斷面配置雖然造成施工的困難，但在設計單位、製造單位、施工單位與學術單位合作下所推動開發的新材料、新工法除了確保巨柱力學性質合乎穩定可靠外，更重要的是各單位相互配合的同時，也帶動國內相關產業的升級並相對降低工程造價。自此國內鋼結構設計與施工已可確保 50mm 以上的高性能結構用鋼可由中鋼量產供應，而高強度、高性能混凝土的技術也穩定的落實到預拌混凝土生產線上，而藉由國內施工廠商與國外公司聯合承攬的方式也提昇國內的施工與管理技術，此一進展應為業主、建築師，設計單位、施工單位及所有參與者所同感驕傲與榮耀。

參考文獻

- [1] 陳生金，鋼結構設計，科技圖書，2001。
- [2] 鋼材俱樂部，建築構造用高性能 590N/mm²鋼材(SA440)設計熔接施工指針，鋼材俱樂部，日本，1996
- [3] 張敬昌、鍾俊宏、謝紹松、甘錫滢，臺北國際金融中心巨柱之結構設計與施工考量，中華民國鋼結構協會，會員大會論文集，臺北，2002.

- [4] 張敬昌、謝紹松，從建築結構設計的角度談鋼板規格的訂定，第三屆兩岸結構大地研討會論文集，臺北，2003.
- [5] 黃兆龍，臺北國際金融中心超高層大樓新建工程-高性能混凝土先期品質管制報告，中華民國結構工程學會，臺北，1999
- [6] AISC, Manual of Steel Construction: Load and Resistance Factor Design 2nd ed., AISC, 2001.
- [7] AISC, Supplement No.1 to the Specification for Structural Steel Buildings, AISC, 2001.
- [8] AISC, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (1997) Supplement No. 2, AISC, 2000.
- [9] AISC, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (2002), AISC, 2002.
- [10] R. J. Dexter, S. D. Prochnow and M. I. Perez, “Constrained Through-Thickness Strength of Column Flanges of Various Grades and Chemistries”, Modern Steel Construction, 2001.
- [11] AISC, “Steel Industry Embraces A992,” AISC, Modern Steel Construction, 1999.
- [12] S. Zoruba and K. A. Grubb, “Do You 992? ” AISC, Modern Steel Construction, 2003.

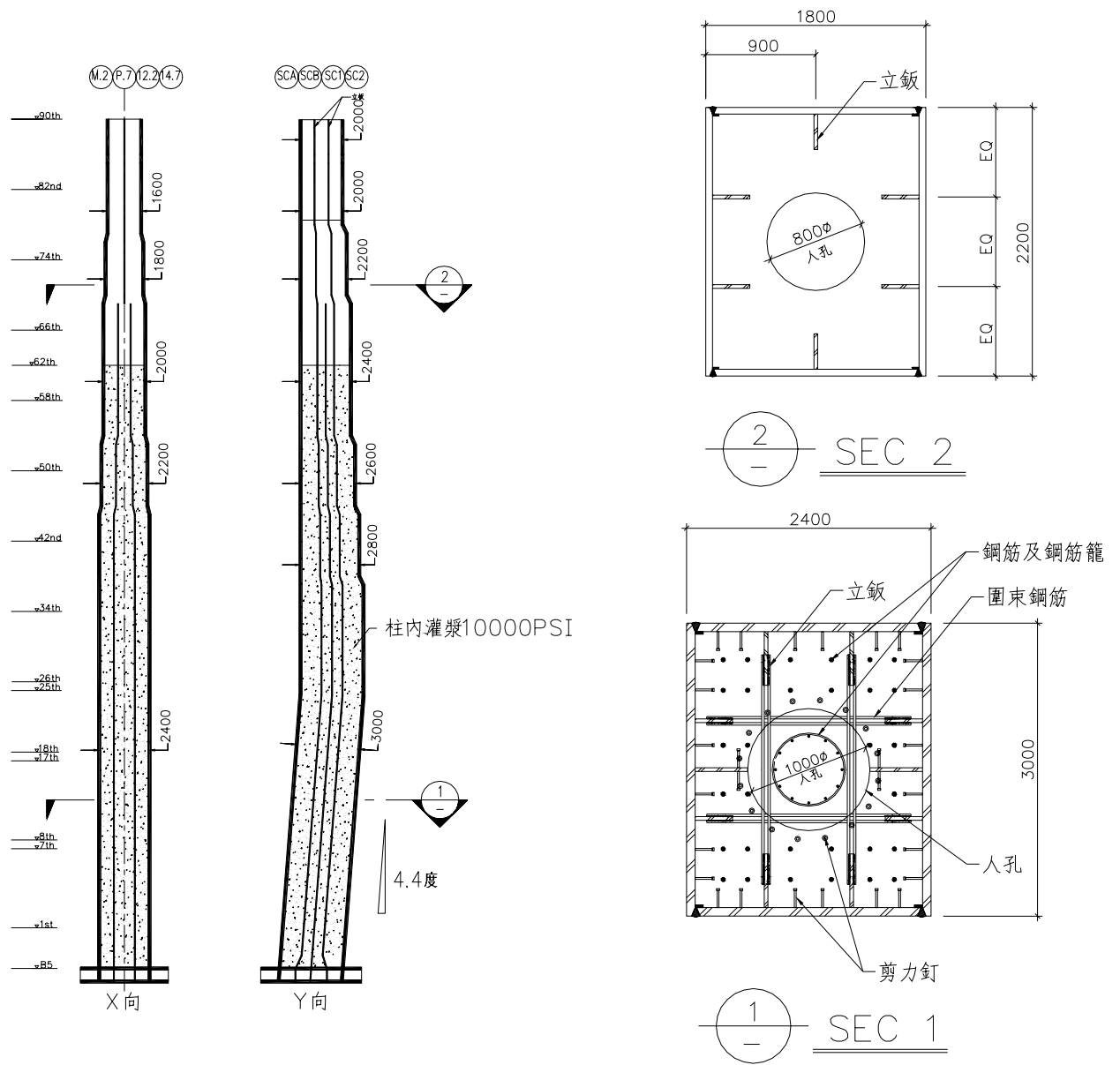


圖 7.1：巨柱斷面變化及剖面示意圖

8支巨柱承擔剪力與100年風力剪力比較

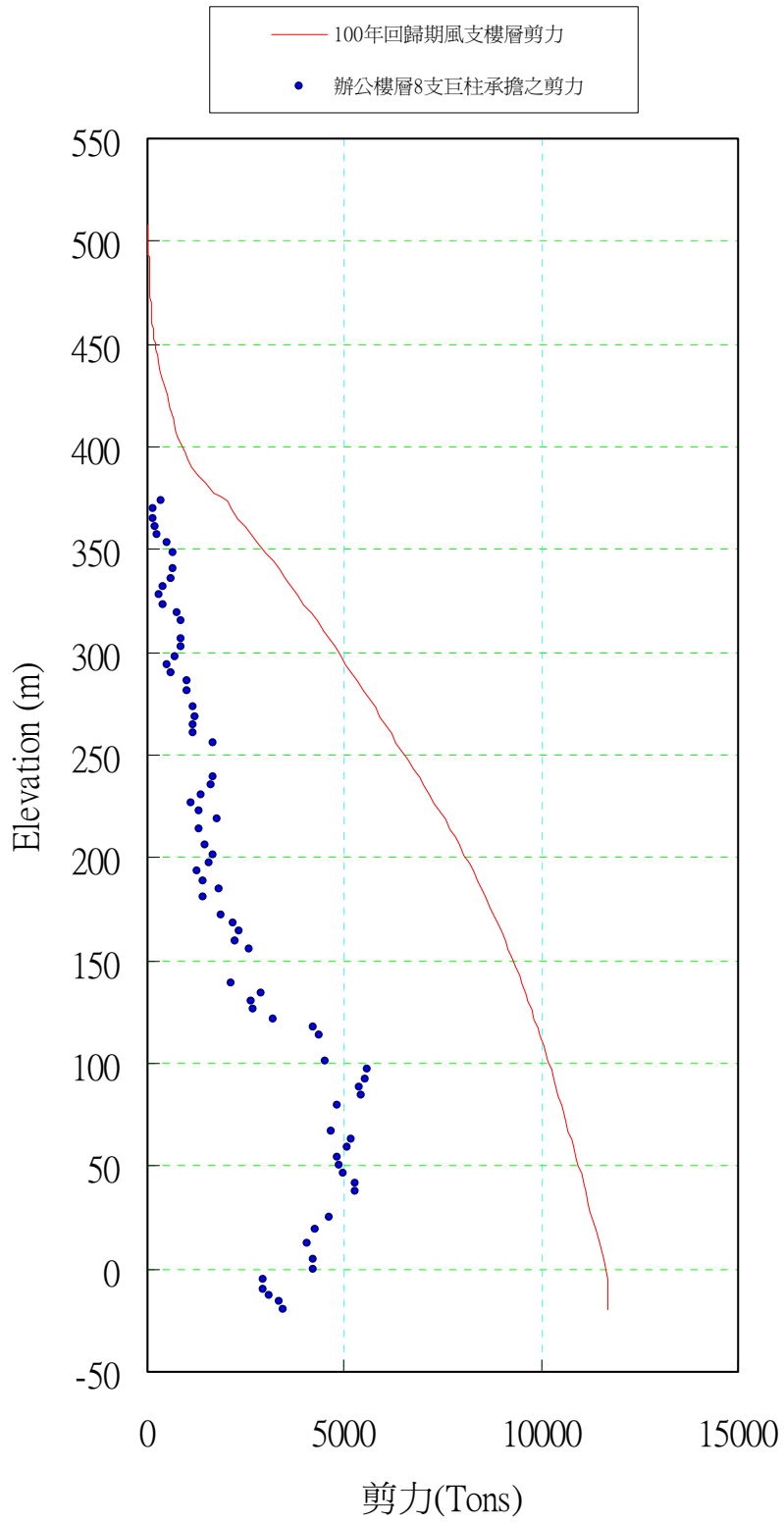


圖 7.2：巨柱承擔剪力與樓層剪力之比較

Taipei 101
Creep effect on Megacolumn Axial Load

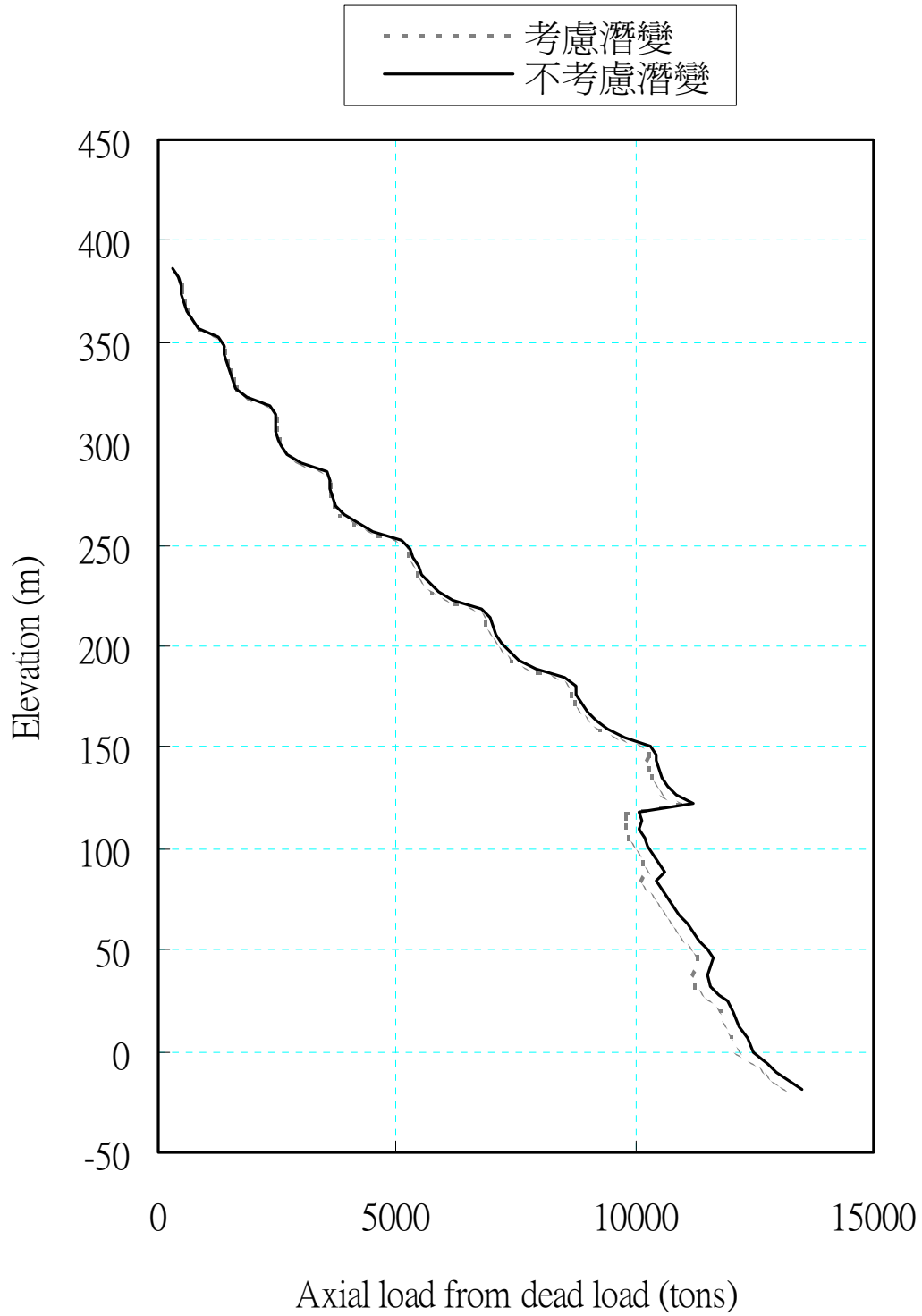


圖 7.3：巨柱考慮潛變前後之靜載重軸力

附錄 7.1 CNS2947 G3057-92/JIS G3106-95 銲接結構用鋼規格

種類符號	厚度範圍 (mm)	化學成份 (%)					機械性質								試驗片	
							拉伸試驗						彎曲試驗			
		C	Si	Mn	P	S	降伏點或降伏強度 N/mm ² (kgf/mm ²)				抗拉強度 N/mm ² (kgf/mm ²)	伸長率		試驗溫度 °C		Charpy 衝擊值 (kgf/m)
							鋼板之厚度(mm)					鋼板厚度 (mm)	試片			
16 以下	超過 16~40 以下	超過 40~75 以下	超過 75~100 以下	試驗溫度 °C		Charpy 衝擊值 (kgf/m)										
SM400A (SM 41A)	50 以下	0.23 以下	—	2.5*C 以下	0.035 以下	0.035 以下	245 (25)	235 (24)	215 (22)	215 (22)	400~510 (41~52)	6 以上~16 以下, 超過 16~50 以下, 超過 40	1A 號	18 以上	—	—
	超過 50 至 200 以下	0.25 以下													0.35 以下	0.60 1.4
SM400B (SM 41B)	50 以下	0.20 以下	0.35 以下	0.60 1.4	0.035 以下	0.035 以下	245 (25)	235 (24)	215 (22)	215 (22)	400~510 (41~52)	6 以上~16 以下, 超過 16~50 以下, 超過 40	1A 號	22 以上	0	27(2.8) 以上
	超過 50 至 200 以下	0.22 以下													0	47(4.8) 以上
SM400C (SM 41C)	100 以下	0.18 以下	0.35 以下	1.4 以下											0	47(4.8) 以上
SM490A (SM 50A)	50 以下	0.20 以下	0.55 以下	1.60 以下	0.035 以下	0.035 以下	325 (33)	315 (32)	295 (30)	295 (30)	490~610 (50~62)	6 以上~16 以下, 超過 16~50 以下, 超過 40	1A 號	17 以上	—	—
	超過 50 至 200 以下	0.22 以下													0	27(2.8) 以上
SM490B (SM 50B)	50 以下	0.18 以下	0.55 以下	1.60 以下	0.035 以下	0.035 以下	325 (33)	315 (32)	295 (30)	295 (30)	490~610 (50~62)	6 以上~16 以下, 超過 16~50 以下, 超過 40	1A 號	21 以上	0	27(2.8) 以上
	超過 50 至 200 以下	0.20 以下													0	47(4.8) 以上
SM490C (SM 50B)	100 以下	0.18 以下	0.55 以下	1.60 以下											0	47(4.8) 以上
SM490YA (SM 50YA)	100 以下	0.20 以下	0.55 以下	1.60 以下	0.035 以下	0.035 以下	365 (37)	355 (36)	335 (34)	325 (33)	490~610 (50~62)	6 以上~16 以下, 超過 16~50 以下, 超過 40	1A 號	15 以上	—	—
SM490YB (SM 50YB)															1A 號	19 以上
SM520B (SM 53B)	100 以下	0.20 以下	0.55 以下	1.60 以下	0.035 以下	0.035 以下	365 (37)	355 (36)	335 (34)	325 (33)	520~640 (53~65)	6 以上~16 以下, 超過 16~50 以下, 超過 40	1A 號	15 以上	0	27(2.8) 以上
SM520C (SM 53C)															1A 號	19 以上
SM570 (SM 58)	100 以下	0.18 以下	0.55 以下	1.60 以下	0.035 以下	0.035 以下	460 (47)	450 (46)	430 (44)	420 (43)	570~720 (58~73)	6 以上~16 以下, 超過 16~50 以下, 超過 40	5 號	19 以上	—	—
													5 號	26 以上	-5	47(4.8) 以上
													4 號	20 以上		

備註：1.必要時可添加表列以外之合金元素。

2.衝擊試驗適用於厚度超過 12mm 之鋼板。

3. 碳當量 $C_{eq}(\%) = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Si}{24} + \frac{Ni}{40} + \frac{Cr}{5} + \frac{Mo}{4} + \frac{V}{14}$, 規定如下：

板厚	SM490 系列之 TMCP 鋼料	SM520 系列之 TMCP 鋼料	SM570 之 淬火回火鋼料
50 以下	0.38 以下	0.40 以下	0.44 以下
超過 50 至 100	0.40 以下	0.42 以下	0.47 以下

附錄 7.2 CNS13812 G3262-97/JIS G3136-94 建築結構用鋼

(a) 規格

種類符號	厚度範圍 (mm)	化學成份 (%)						機械性質					抗拉強度 N/mm ² (kgf/mm ²)
								降伏點或降伏強度 N/mm ² (kgf/mm ²)					
								鋼板之厚度(mm)					
		C	Si	Mn	P	S	Ceq	12 以下	超過 12~16 以下	16	超過 16~40 以下	超過 40~100 以下	
SN400A	6mm 以上 100 以下	0.24 以下	—	—	0.050 以下	0.050 以下	—	235 (24) 以上	235 (24) 以上	235 (24) 以上	235 (24) 以上	215 (22) 以上	400~510 (41~52)
SN400B	6mm 以上 50 以下	0.20 以下	0.35 以下	0.60 1.4	0.030 以下	0.015 以下	0.36 以下	235 (24) 以上	235~355 (24~36)	235~355 (24~36)	235~355 (24~36)	215~355 (22~34)	
	超過 50 至 100 以下	0.22 以下											
SN400C	16mm 以上 50 以下	0.20 以下	0.35 以下	0.60 1.4	0.020 以下	0.008 以下	0.36 以下	無 此 料	無 此 料	235~355 (24~36)	235~355 (24~36)	215~355 (22~34)	
	超過 50 至 100 以下	0.22 以下											
SN490B	6mm 以上 40 以下	0.18 以下	0.55 以下	1.60 以下	0.030 以下	0.015 以下	0.44 以下	325 (33) 以上	325~445 (33~45)	325~445 (33~45)	325~445 (33~45)	295~415 (30~42)	490~610 (50~62)
	超過 40 至 50 以下						0.46 以下						
	超過 50 至 100 以下	0.20 以下											
SN490C	16mm 以上 40 以下	0.18 以下	0.55 以下	1.60 以下	0.020 以下	0.008 以下	0.44 以下	無 此 料	無 此 料	325~445 (33~45)	325~445 (33~45)	295~415 (30~42)	
	超過 40 至 50 以下						0.46 以下						
	超過 50 至 100 以下	0.20 以下											

備註： 1.必要時可添加表列以外之合金元素。

$$2. Ceq = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Si}{24} + \frac{Ni}{40} + \frac{Cr}{5} + \frac{Mo}{4} + \frac{V}{14}$$

3.衝擊試驗適用於厚度超過 12mm 之鋼板。

(a)規格 (續)

種類符號	機 械 性 質												
	拉 伸 試 驗									衝 擊 試 驗			
	降 伏 比 (%)					伸 長 率			厚 度 方 向		試 驗 溫 度 ℃	Charpy 衝 擊 值 (kgf/m)	試 片
						1A 號試片	1A 號試片	4 號試片					
	鋼 板 之 厚 度 (mm)					鋼 板 之 厚 度 (mm)			三 個 試 片 之 平 均	單 一 試 片 之 平 均			
12 以下	超 過 12~16 以下	16	超 過 16~40 以下	超 過 40~100 以下	16 以下	超 過 16~50 以下	超 過 40~100 以下						
SN400A	—	—	—	—	—	17 以上	21 以上	23 以上	—	—	—	—	4 號 平 行 軋 延 方 向
SN400B	—	80 以下	80 以下	80 以下	80 以下	18 以上	22 以上	24 以上	—	—	0	27 (2.8) 以上	
SN400C	無 此 料	無 此 料	80 以下	80 以下	80 以下				25 以上	15 以上			
SN490B	—	80 以下	80 以下	80 以下	80 以下	17 以上	21 以上	23 以上	—	—			
SN490C	無 此 料	無 此 料	80 以下	80 以下	80 以下				25 以上	15 以上			

第八章高韌性接頭

基於經濟性的考量，目前的耐震設計原則均是採取韌性設計以降低設計地震力。本工程為超高層建築，構件應力有受地震力控制亦有受風力控制，或有使用較大之斷面以符合舒適性之要求，因此本工程的結構設計必須同時考慮強度、勁度與韌性的需要。

第一節 樑柱接頭韌性需求

本工程之結構系統雖以巨型構架系統為基本概念，但大地震發生時柱與柱之間韌性抗彎構架中的梁柱接頭仍有可能形成塑性鉸以消散能量，有關國內梁柱接頭的研究自 1985 年起國立台灣大學及台灣科技大學即進行一系列的實尺寸接頭試驗，依據試驗結果顯示，梁翼與柱板間全滲透電焊而腹板與柱板間以高張力螺栓、剪力連接板接合的傳統方式，其接頭試驗強度平均可達 1.3Mp，但接頭梁端平均的梁端塑性轉角僅約 0.9%，並且有近 1/5 的試體為脆性破壞。因此可靠的塑性轉角僅有 0.005 rad，遠小於規範所要求的 0.03 rad，而此一結論並與美國聯邦危機管理局(FEMA)於 1994 北嶺大地震後所進行的研究結論相當，因此不能使用傳統接合方式而必須提高部分接頭的塑性轉角能力以符合抗震需求。

判斷接頭塑性轉角的需求則是採用臺大蔡克銓教授所改良發展之 DRAIN 2D+非線性分析的結果。非線性分析時所輸入之地震記錄包含工址附近實測地震記錄與人工地震，最大地表加速度分別調整至 0.19g(回歸期 100 年) 0.39g(回歸期 950 年)，各階段之樓層加速度分析結果除作為各樓層設備耐震設計之依據，梁柱接頭塑性轉角大於 0.005rad 時，該接頭則參考採用臺科大陳生金教授所建議之高韌性接頭以確保梁柱接頭之韌性容量能滿足設計需求，而所謂高韌性接頭主要是將樑柱接頭的形式配合彎矩強度的需求進行斷面修正以增加進入塑性消能的鋼板體積。

第二節 高韌性接頭設計

經分析後選擇高韌性接頭設置位置如圖 8.1 所示。為確認接頭設計與實際施工符合韌性需求，施工前則委託國立台灣科技大學營建系進行六組實尺寸接頭試體以進行反覆載重試驗。而本工程所採用的高韌性接頭形式除主要依據彎矩梯度修正斷面外，另外考慮施工的一致性而定義切線圓弧作為高韌性斷面與原斷面間的轉接曲線，其目的在以定量方式取代原有國科會專利中的定性描述。

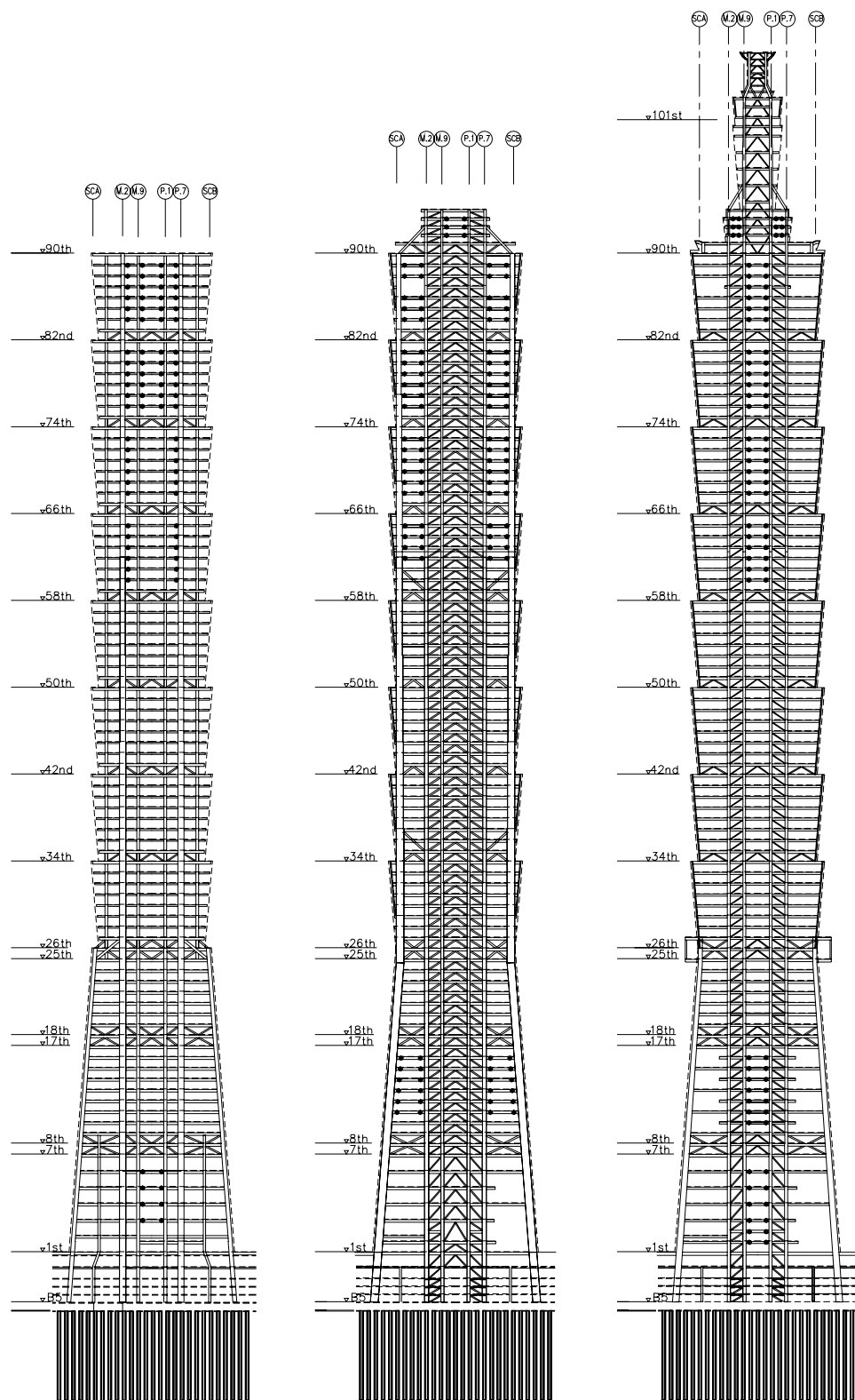
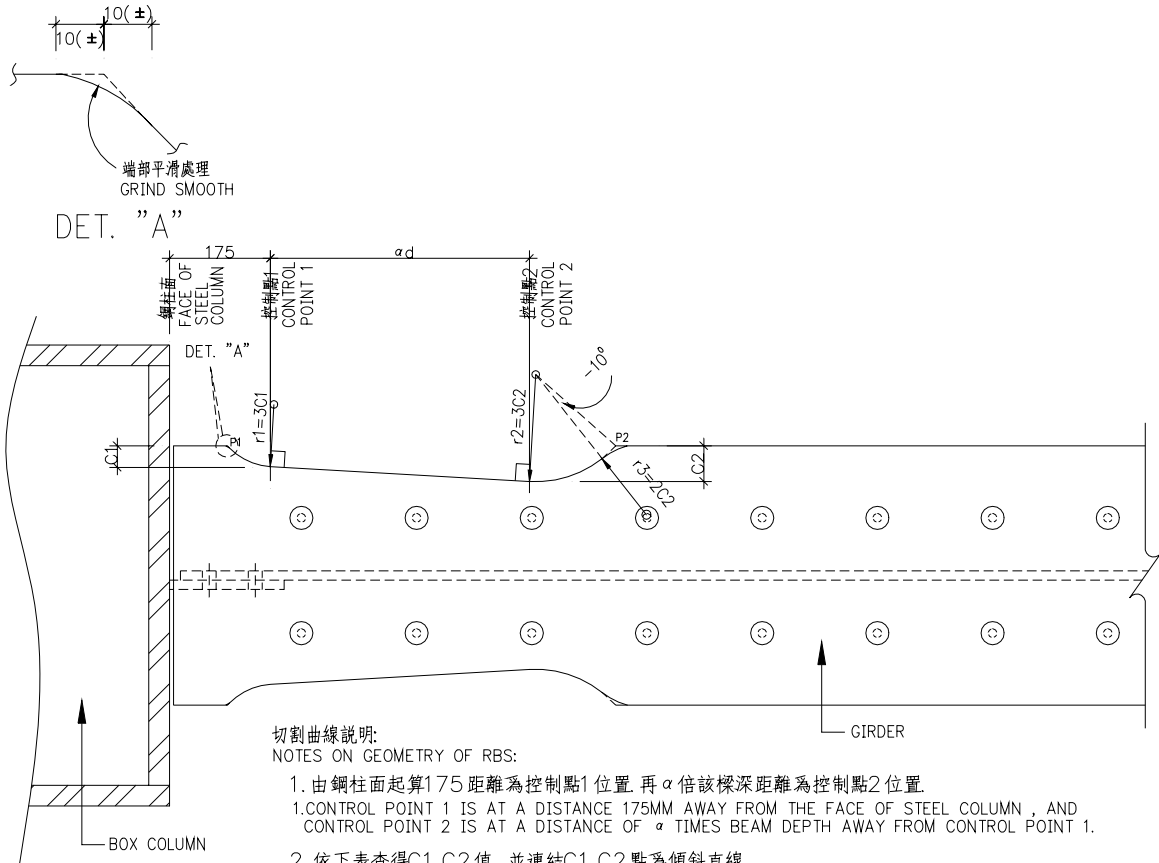


圖 8.1：高韌性接頭位置圖



切割曲線說明:

NOTES ON GEOMETRY OF RBS:

1. 由鋼柱面起算175距離為控制點1位置. 再 α 倍該梁深距離為控制點2位置.
1. CONTROL POINT 1 IS AT A DISTANCE 175MM AWAY FROM THE FACE OF STEEL COLUMN, AND CONTROL POINT 2 IS AT A DISTANCE OF α TIMES BEAM DEPTH AWAY FROM CONTROL POINT 1.
2. 依下表查得 C_1, C_2 值. 並連結 C_1, C_2 點為傾斜直線.
2. FIND OUT VALUES C_1, C_2 FROM THE TABLE BELOW, AND CONNECT POINTS C_1 AND C_2 WITH A STRAIGHT LINE.
3. 於通過該傾斜線段兩端點 C_1, C_2 處之法線(垂直線)上求得切圓半徑 $r_1=3C_1, r_2=3C_2$.
3. FIGURE OUT RADII OF CIRCLES, $r_1=3C_1, r_2=3C_2$, THE NORMS PASS THROUGH END POINTS OF THE INCLINE LINE C_1 & C_2 .
4. r_1, r_2 切圓與鋼樑寬翼緣交點為 P_1, P_2 .
4. TWO CIRCLES WITH RADII r_1 & r_2 INTERSECT THE EDGE OF STEEL BEAM FLANGE AT P_1 & P_2 .
5. 其中 P_1 點平滑處理詳DET. "A", P_2 點處 -10° 為 r_3 切圓之反曲點.
5. GRIND SMOOTH POINT P_1 AS SHOWN IN DET. "A", P_2 POINT -10° CLOCKWISE FROM POINT P_2 WILL BE THE RETROFLEXION OF CIRCLE WITH RADIUS r_3 .
6. $r_3=2C_2$ 之切圓, 完成 P_2 點平滑處理.
6. USE $r_3=2C_2$ AS THE RADIUS OF TRANSITION CURVE, THEN COMPLETE THE SMOOTH GRINDING FOR POINT P_2 .

註: 圖示韌性接合細部, 目前為國科會專利, 承包商於施工前應依規定申請使用, 並負擔相關費用.

NOTE: THE DETAIL AS SHOWN ABOVE CURRENTLY IS THE PATENT OF NATIONAL SCIENCE COUNCIL, TAIWAN, REPUBLIC OF CHINA. THE CONTRACTOR HAVE TO APPLY FOR THE USFRUCT ACCORDING TO THE LAW BEFORE CONSTRUCTION, AND BE RESPONSIBLE FOR ALL EXPENSES INCURRED.

圖 8.2 : 高韌性接頭切割方式示意圖

第九章 尖塔結構之設計

臺北 101 大樓建照高度為 448m，該高度為一般使用層之頂版(Top of Roof)高程。其上方則配合建築造型之需要而設置 60m 尖塔，部分平台供作天線附掛使用；尖塔頂部則配置避雷針與航空障礙燈。其結構立面如圖 9.1 所示。

對於尖塔結構的設計而言，除了需要考慮地震與強風下的構件應力檢核外，由於尖塔的平面尺寸相對於高度而言相當小，因此在較小的風速作用下就有造成尖塔橫風向共振的可能，而由於此一振動使尖塔產生反復的週期性振動，因此疲勞強度的檢核亦成為尖塔設計中相當重要的一環。

鋼結構的疲勞強度與載重作用次數、應力差值及最大應力-最小應力比值有關，同時與應力檢核位置的細部有關而與材質強度較無關連。目前規範針對結構物在設計年限中承受超過 20,000 次以上會產生拉應力之反覆載重作用的狀況下，即要求引致之應力差值不得大於構件及接頭的疲勞強度，因此必須考慮各種載重的疲勞累積破壞效應。

反復作用的風力效應包含建築側面風力渦流交替時所產生之結構橫向振動反應(VIO)及陣風所引起之結構沿風向振動(BUFFETING)，由於尖塔的平面尺寸小而引致較大的 VIO 反應,如尖塔設置阻尼器，約可以減少 40%的水平方向 VIO 反應。在此一原則下，圖 9.2 為 RWDI 所提供之等值於 2 百萬次週期載重之反復載重分佈。

圖 9.3 為 100 年回歸期作用於尖塔的最大風速風力、疲勞風力與地震力之比較。就載重大小而言地震力最大，其次為強度風力及疲勞風力。就應力檢核而言，因為地震力與最大風速風力作用的時間短而次數較少，因此材料可發揮至其極限強度。但就終年承受大小不同風力作用的尖塔而言，由於材料內部的氣孔、偏析等瑕疵或接合位置的幾何不連續與施工瑕疵等造成應力集中的現象，當含有拉應力的反復載重長期作用下所累積的塑性變形超過材料的韌性時，即可能造成疲勞裂縫的延伸，此一強度與材料的極限強度較無關係，如以作用次數

2,000,000 之等值疲勞載重而言，鋼構件細部的容許應力差值遠小於材料的極限強度，而疲勞設計強度的大小係反應構件細部應力集中情形，一般而言鋼結構疲勞的破壞主要發生在接合的位置，本工程即依據 AISC LRFD (2001) 分別計算 2,000,000 次週期性載重作用時梁、柱、斜撐現場接頭的容許應力差值。其中

a.被墊板未移除之組合箱型柱 (category B') 容許應力差值為

$$(Cf/N)^{0.333}=(61e8/2e6)^{0.333}=14.46 \text{ ksi} ,$$

b.被墊板未移除之全滲透焊接 (category C') 受拉力之容許應力差值為

$$(Cf/N)^{0.333}=(44e8/2e6)^{0.333}=12.97 \text{ ksi}$$

c.焊道連續之組合H型鋼 (category B) 受拉力之容許應力差值為

$$(Cf/N)^{0.333}=(120e8/2e6)^{0.333}=18.1 \text{ ksi}$$

d.H型鋼全滲透焊接接合 (category D) 受拉力之容許應力差值為

$$(Cf/N)^{0.333}=(22e8/2e6)^{0.333}=10.3 \text{ ksi}$$

本工程尖塔構件的接合細部即是依據 RWDI 所提供之風力分析結果進行疲勞應力之檢核，檢核時係將構件的容許應力簡化設定為構件之最小接合細部容許應力差值，再以 CSI-SAPSTL 程式進行疲勞強度的檢核。

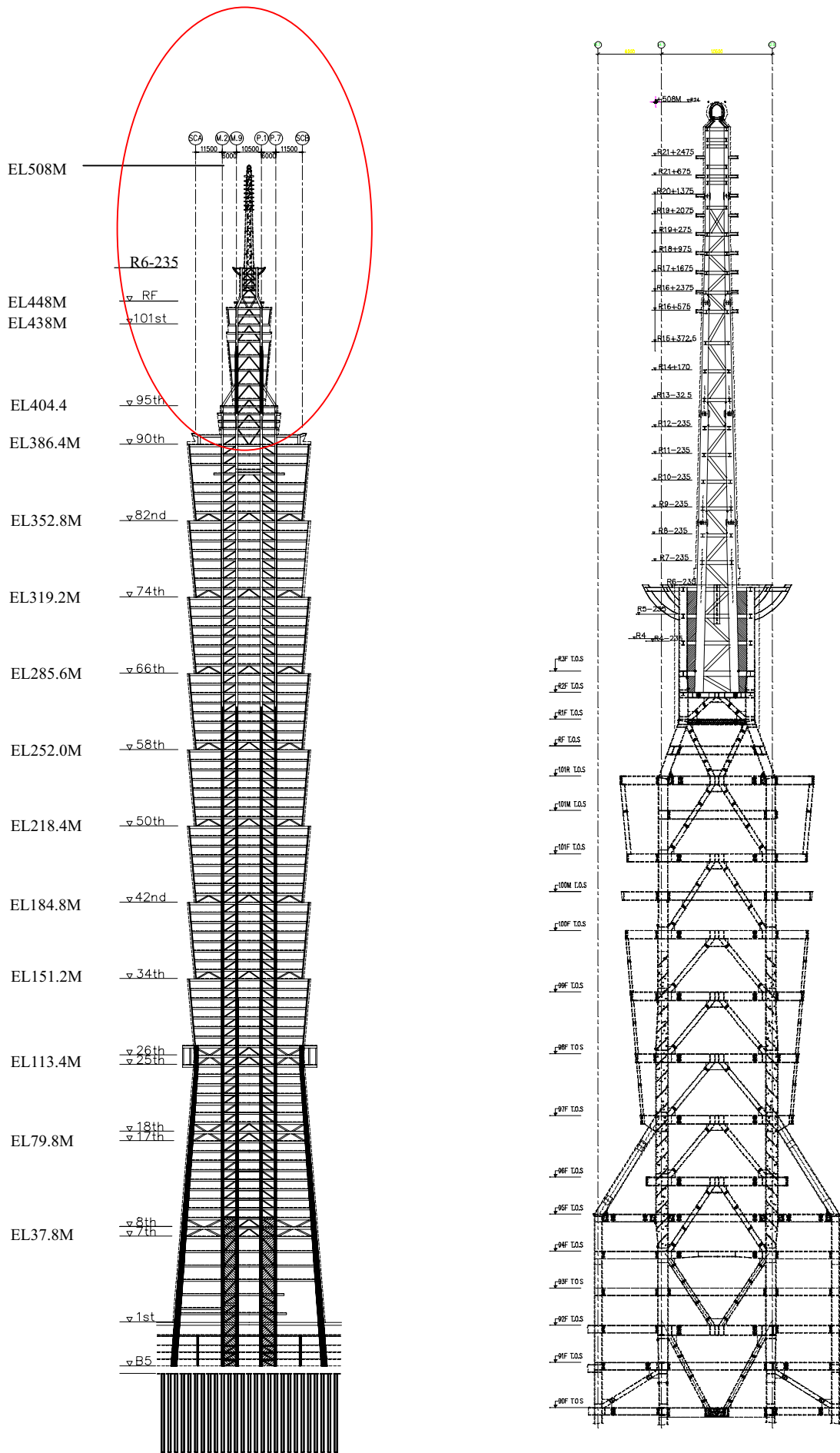


圖 9.1 尖塔結構立面圖

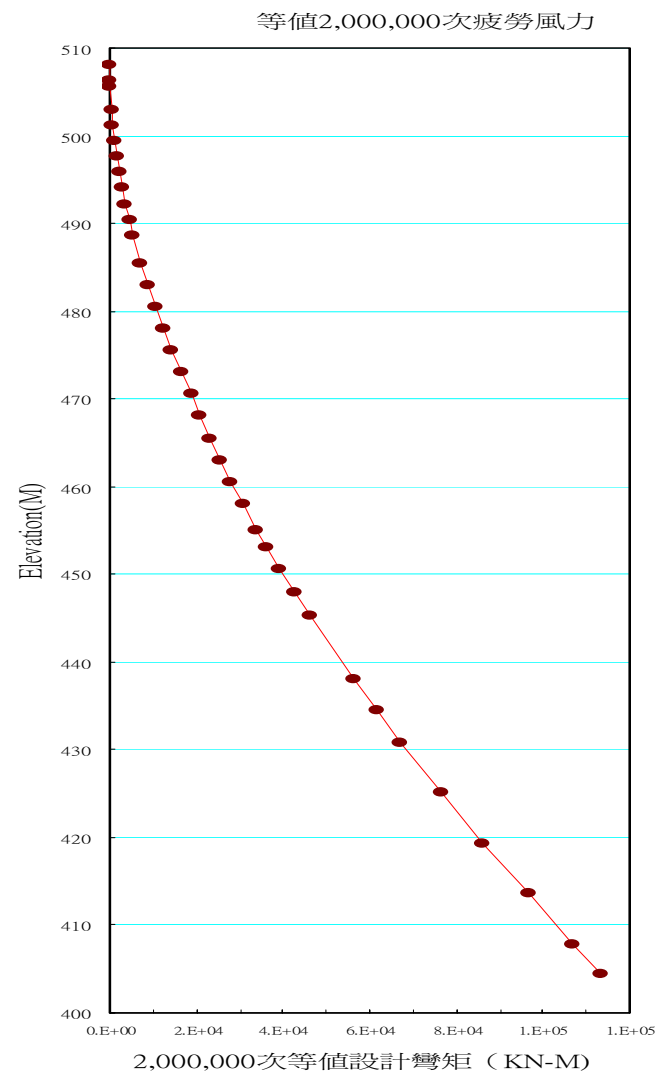
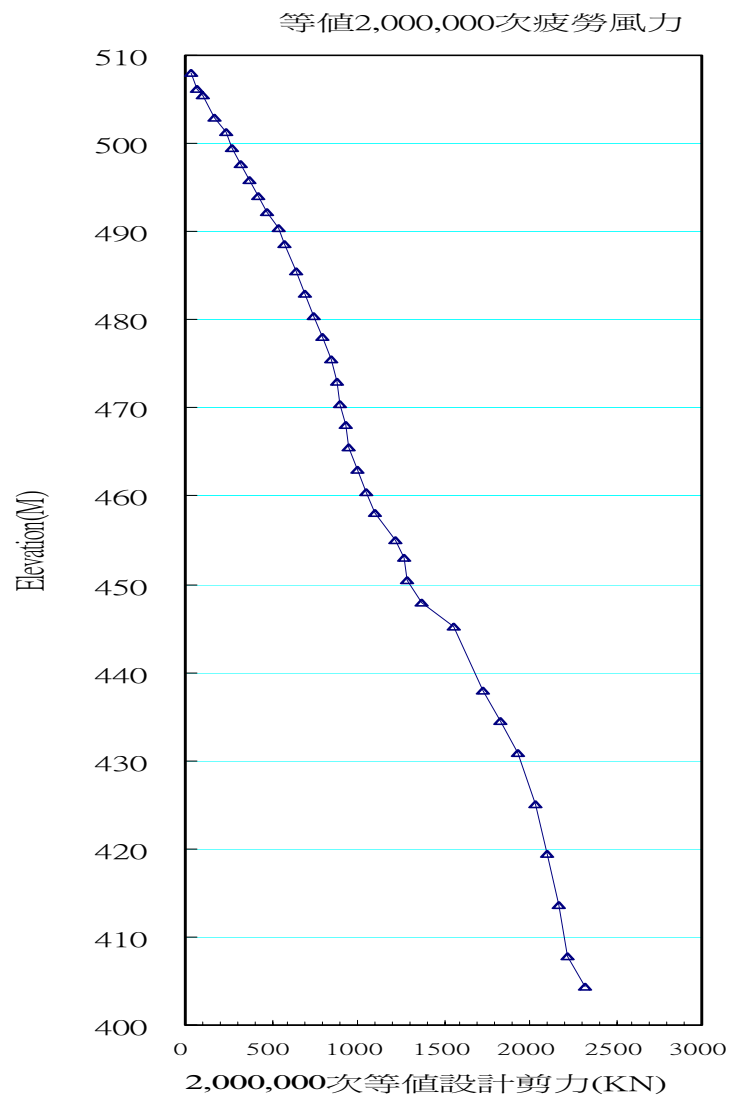
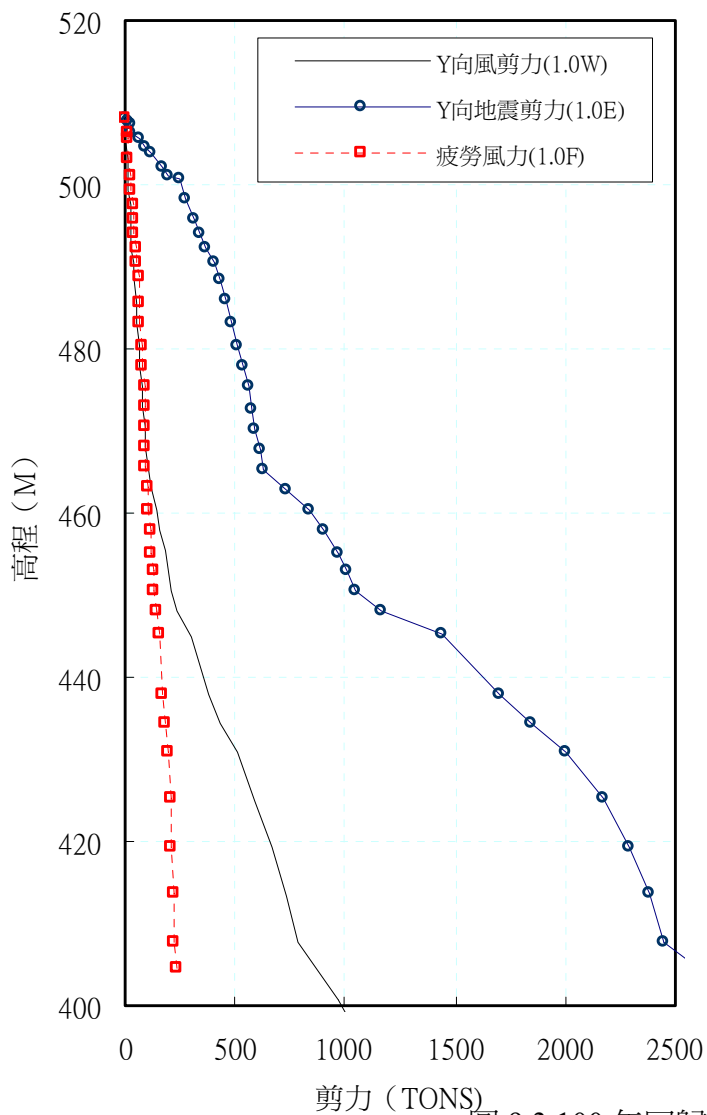


圖 9.2 2,000,000 次疲勞風力分布圖

100年回歸期風剪力與地震剪力之比較



100年回歸期 Y向風力對應之彎矩與地震彎矩之比較

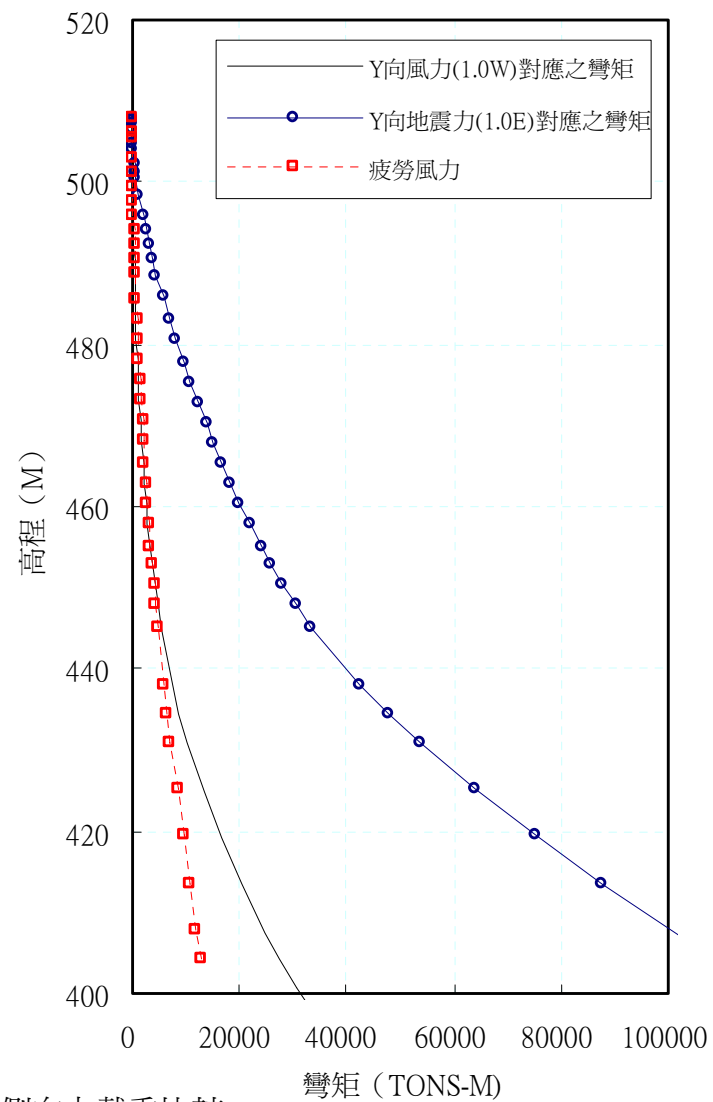


圖 9.3 100 年回歸期尖塔側向力載重比較

第十章 阻尼器設計概要

阻尼系統可以有效降低結構受風力及地震力之反應，結構定案分析階段由風工程顧問RWDI依據中央氣象局統計資料所完成的風洞試驗與分析結果顯示，結構自然振動週期應儘可能減小以降低結構側向風力振動反應(VIO)及相對應的設計風力，而在風工程顧問與結構設計單位進行多次載重與結構應力檢核的回饋分析後，雖然結構設計可以滿足回歸期 100 年風力之彈性設計標準，圖 10.1 及圖 10.2 為不同回歸期風力所造成之 89 層加速度，在不考慮颱風的效應下，大樓頂部辦公樓層於半年回歸期風力作用下的加速度反應已達到 6.2 cm/sec^2 ，如統計時包含颱風的影響時則提高為 7.4 cm/sec^2 ，均已超出國內相關法規所建議的 5 cm/sec^2 ，因此基於舒適度的需求，本大樓必須有額外的阻尼系統或消能裝置以減低塔樓受風時的搖晃程度，而依據RWDI的推算如果要降低40%的加速度結構體的有效阻尼比必須由原有的 1.5%提高至 4.5%，從結構設計的觀點，額外增加的阻尼系統以能同時降低風力與地震力的動力反應為最佳的選擇，評估過程中業主與建築師為減少維修的成本與不便故不屬意使用主動控制系統與黏滯性阻尼器，其中雖然黏滯性阻尼器亦可降低結構地震反應但基於結構勁度與強度的需求而無法取代原有的協撐系統，故最後由業主選擇調質阻尼器(Tuned Mass Damper)以解決風力舒適性的問題，並委託加拿大Motioneering 公司負責設計與施工，圖 10.3 為調質阻尼器之設計流程圖，而隨著大樓受風力而擺動的懸吊式調質阻尼器同時成為建築師空間表現的另一項特點，調質阻尼器設置的位置與造型配合建築空間的規劃而於 87~92 層間設置球形質量塊，圖 10.4 及圖 10.5 為風阻尼器設置位置及其基本構造圖，類似單擺之被動式調質阻尼系統係由 8 組 90mm 直徑的高強度鋼索透過支架(Cradle)托住球體質量塊的下半部，而將 660 噸的載重懸吊支承於 92 層結構，TMD 支架周圍並設置八組主要油壓式阻尼器(Primary Viscous Damper)以提昇TMD系統之消能減振能力。直徑約為 5.5 公尺的球體質量塊共由 41 層厚度 125mm之圓形鋼板組合而成，各層鋼板之直徑則配合球體形狀呈約 2.1~5.5M之尺寸變化。此外為避免大風及大地震作用時質量塊擺幅

過大，87 樓夾層樓板上方另外使用緩衝鋼環(Bumper Ring)及 8 組防撞油壓式阻尼器(Snubber Damper) ，一旦質量塊振幅超過 1.0M時，質量塊支架下方的筒狀鋼棒(Bumper Pin)則會撞擊緩衝鋼環以減緩質量塊的運動。圖 10.6 則為 93 層樓版於TMD設置前後由半年期回歸期風速所引致的加速度歷時曲線對照例。

此外由於本工程因配合建築造型，結構尺寸自 91F(EL. 390.6m)逐漸退縮，101 屋頂層(EL. 445.2m)以上尖塔則為漸變斷面的細長形結構，由於尖塔平面尺寸小，因此引致較大的 VIO 反應且其發生頻率隨之提高，為滿足使用年限 100 年內的疲勞強度需求，目前於尖塔 EL498.28~505.4 之間設置 2 組共重 21 tons 的調質阻尼系統，設置立面及組合構件配置如圖 10.7、10.8 所示。調質阻尼系統設置之目標在減少水平方向第 4、5 振態等值 VIO 反應的 40%。

塔樓調質阻尼器性質

1 Primary Viscous Damper Devices

Number of VDD Required:	8
Period of Motion:	6.5-7.35 sec
Min. fully Extended Length (Pin to Pin):	4.175 m
Max. Fully Retracted Length (Pin to Pin):	2.675 m
Netural Stroke Length:	3.425 m
Installed Length:	3.137 m
Total Stroke:	1.5 m
Max. Continuous Power Disspation:	25 kW
1 Minute Ave. Power Disspation:	45 kW
5 Minute Ave. Power Dissipation:	25 kW
10 Minute Ave. Power Dissipation:	17 kW
Force/Velocity Rel:	$F=CV^2$ (velocity squared)
Force Coefficient C:	1000 kN/(m/s) ²
Damper Design Piston Velocity	1 m/s
Max. Piston Velocity:	2.3 m/s
Max. Piston Force (Limited by PRV)	1000 kN
Rod End Articulation (all directions)	±30°
Max. desired operating temperature:	100°C

2.Snubber Viscous Damping Devices (VDD)

Number of VDD Required:	8
Period of Motion:	N/A
Min. fully Extended Length (Pin to Pin):	3.75 m
Max. Fully Retracted Length (Pin to Pin):	2.75 m
Capacity:	5 MJ
Force/Velocity Rel:	$F=CV^{0.2}$ (sub-linear)
Force Coefficient C:	700 kN/(m/s) ^{0.2}
Max. Piston Velocity:	3 m/s

Max. Piston Force (Limited by PRV)	900 kN
Rod End Articulation (1 direction only)	$\pm 6^\circ$ spherical
Max. desired operating temperature:	100°C

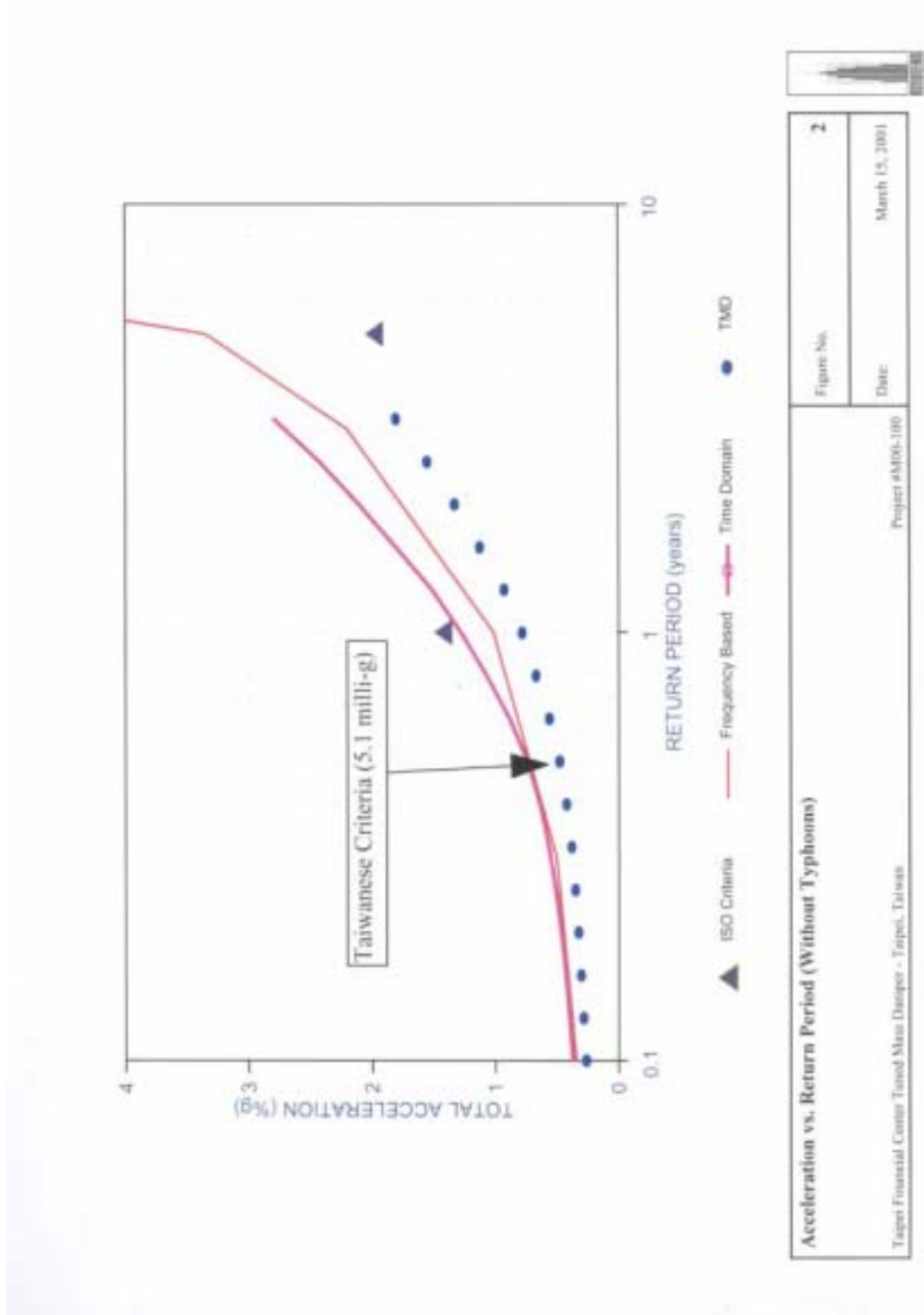
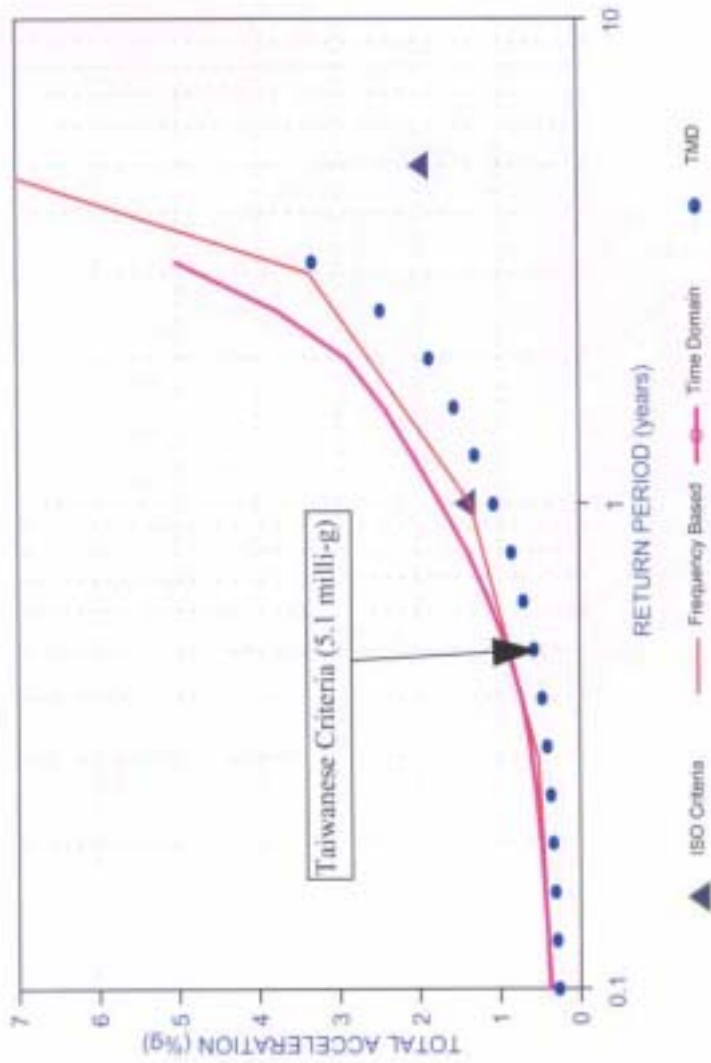


圖 10.1 89層加速度與不同回歸期風力之關係圖(不考慮颱風)



Acceleration vs. Return Period (With Typhoons)	
Figure No.	3
Project #5400-100	
Date:	March 15, 2001
Taipei Financial Center Tuned Mass Damper - Taipei, Taiwan	

圖 10.2 89 層加速度與不同回歸期風力之關係圖(考慮颱風)

Figure 1: Analysis Flowchart

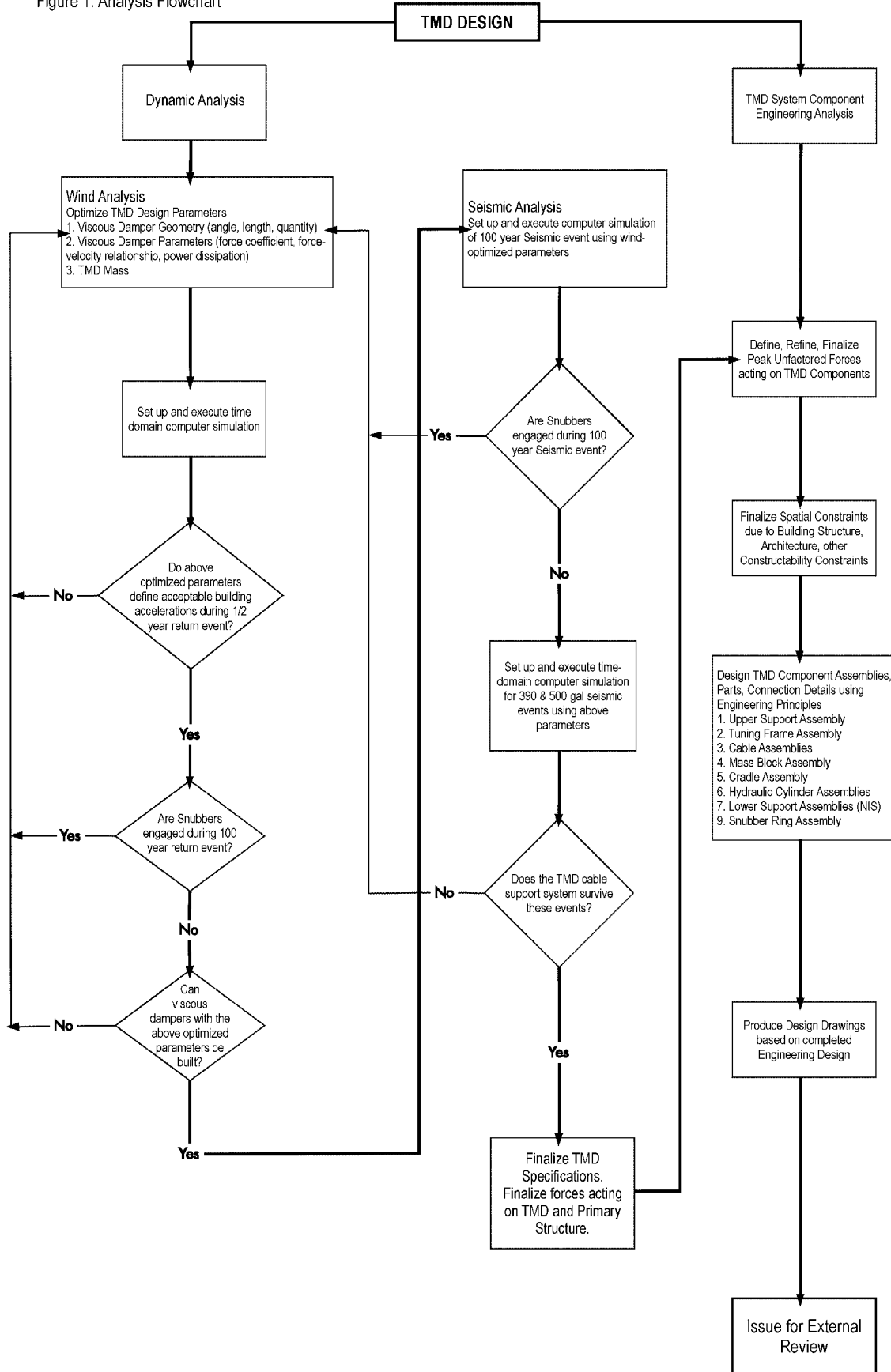
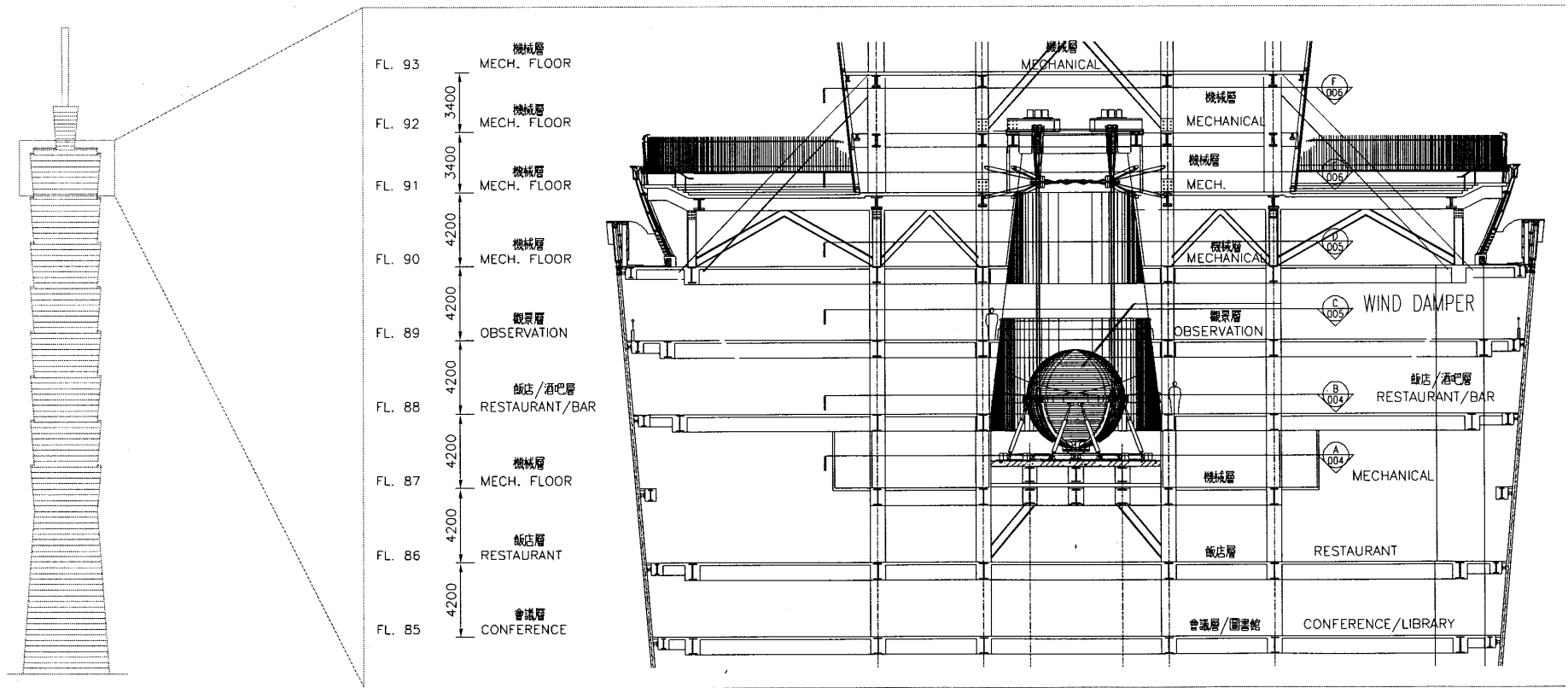


圖 10.3 調質阻尼器設計流程圖



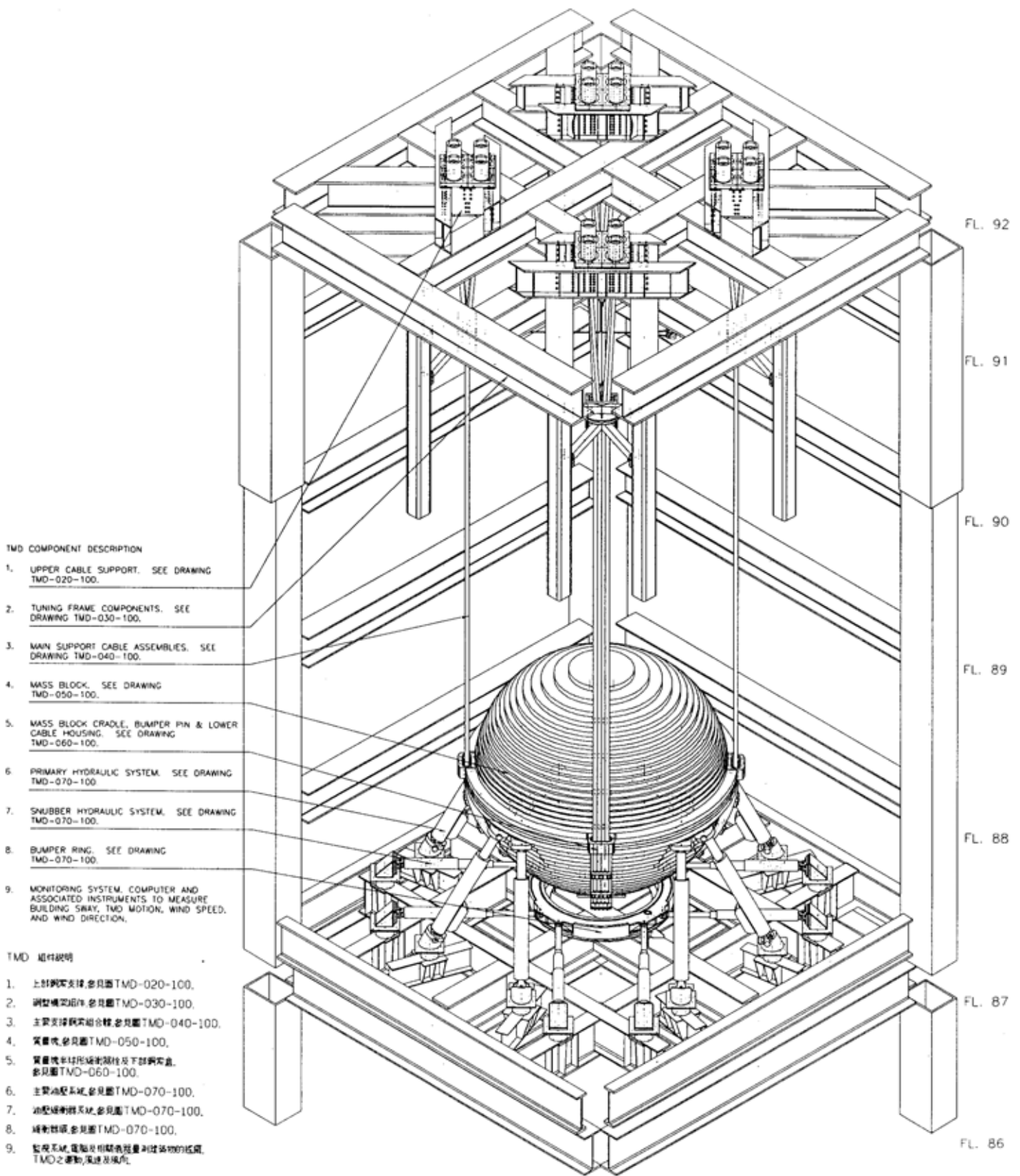


圖 10.5 調質阻尼器組合構件圖

0.5年回歸期風力93F加速度比較
風力作用方向 90°

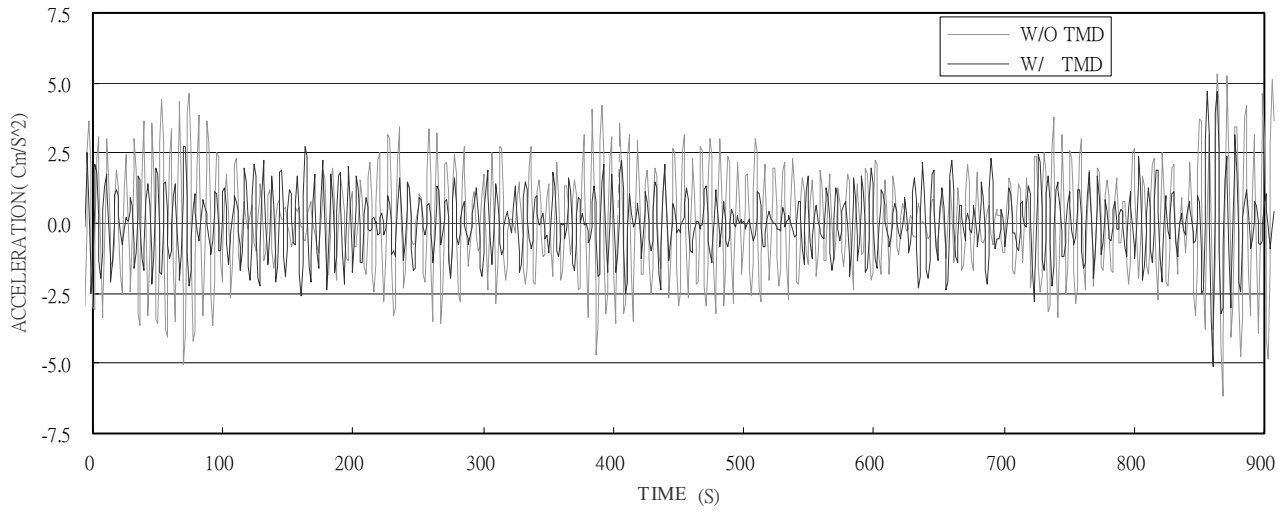


圖 10.6 半年回歸期結構加速度比較圖
(由加拿大 Motioneering 公司提供)

LIKE MANNER. SEE SUPPLEMENTARY

OTHERWISE.

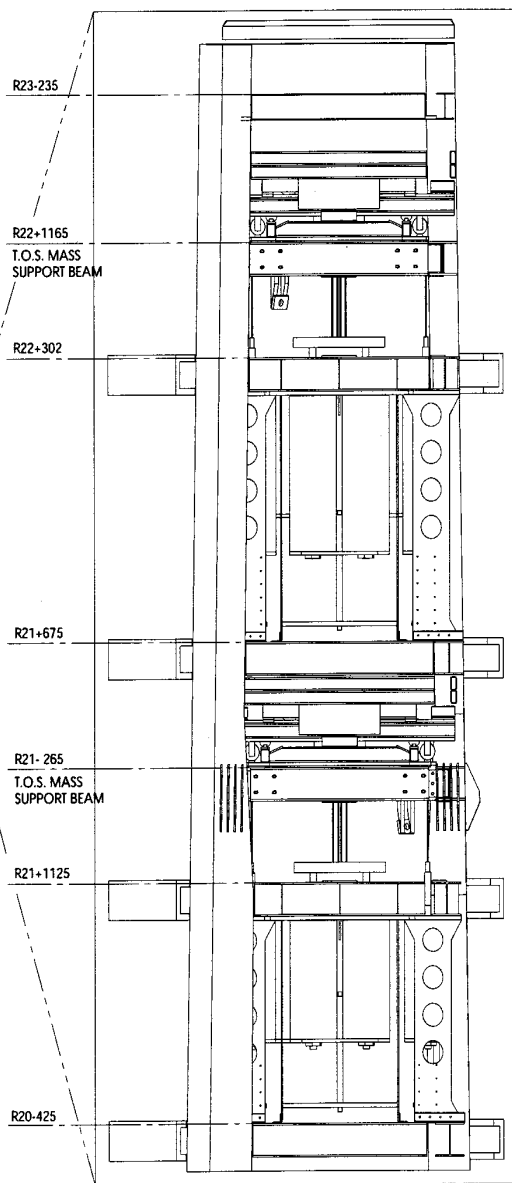
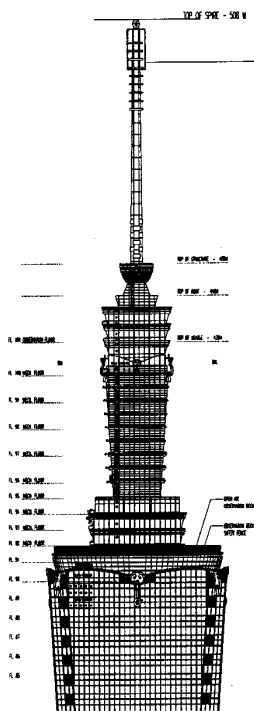
DEPENDENCE OVER SCALED DIMENSIONS.
 OUT BY DIMENSIONS.
 DIMENSIONS AND CONDITIONS ON THE
 FROM THE DIMENSIONS AND

DETAILS SHALL CONCUR AND BE

SPECIFICATIONS, AND ALL APPLICABLE
 IN CODES.

LY, AND INSTALLATION OF TUNED MASS
 PEI, TAIWAN, REPUBLIC OF CHINA.

TMD-500-100	TMD#1 AND TMD#2 ISOMETRIC ILLUSTRATION
TMD-501-100	STRUCTURAL ATTACHMENT DETAILS
TMD-502-100	STRUCTURAL ATTACHMENT DETAILS
TMD-503-100	TMD#1 AND TMD#2 SECTION VIEWS
TMD-504-100	TMD MASS ASSEMBLIES
TMD-505-100	SPRING PACK
TMD-506-100	SPIRE LOADING
TMD-507-100	TMD ACCESS OPENING AND PLATFORMS



ELEVATION VIEW FROM NORTH SIDE
 OTHER ELEVATION VIEWS SIMILAR

1
 500

圖 10.7 尖塔調質阻尼器設置立面圖

TMD COMPONENT DESCRIPTION

1. MASS BLOCK ASSEMBLY, TMD#1.
SEE DRAWING TMD-S05-100.

2. VISCOUS DAMPERS, TMD#1. SEE DRAWING TMD-S05-100.

3. BASE AND SECONDARY LINEAR BEARING ASSEMBLIES, TMD#1.
SEE DRAWING TMD-S05-100.

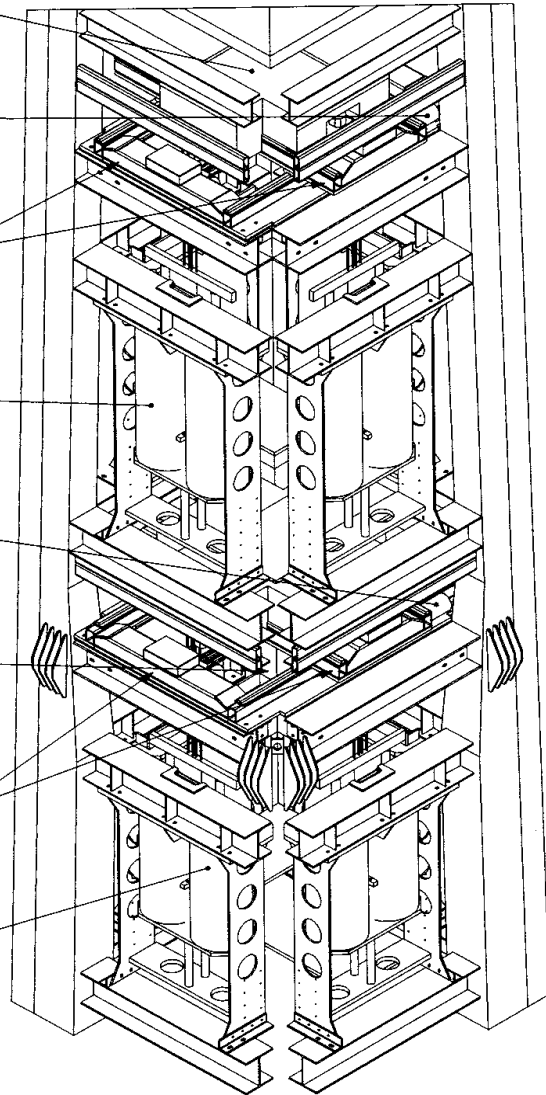
4. SPRING AND CABLE /PULLEY ASSEMBLIES, TMD#1.
SEE DRAWING TMD-S06-100.

5. VISCOUS DAMPERS, TMD#2. SEE DRAWING TMD-S05-100.

6. MASS BLOCK ASSEMBLY, TMD#2.
SEE DRAWING TMD-S05-100.

7. BASE AND SECONDARY LINEAR BEARING ASSEMBLIES, TMD#2.
SEE DRAWING TMD-S05-100.

8. SPRING AND CABLE /PULLEY ASSEMBLIES, TMD#2.
SEE DRAWING TMD-S06-100.



ISOMETRIC DETAIL - SPIRE TMD#1 AND TMD#2

2
S01

圖 10.8 尖塔調質阻尼器組合構件圖

誌 謝

臺北 101 大樓除了成為台灣建築新地標外，也正式躍居為全球最高建築物，因而此大樓之興建過程備受各界之矚目與關切。在結構規劃與設計階段，並非僅由參與本規劃設計記錄等少數人所完成，而係由永峻公司之設計團隊及國內外工程學術界熱心的專家學者所共同參與審查及提供大地工程、結構材料等專業意見之協助，始得順利施工完成；謹將結構規劃設計過程中所有參與的工作人員及學者專家之名單表列於后，特予申謝。

結構設計團隊：許茂雄、莊憲正、王正雄、甘錫滢、謝紹松、
陳景誠、張敬昌、陳光宏、鍾俊宏、丁麗娟、
周肇欣、趙守忠、陳東華、趙庸成、洪世原

結構審查委員：陳清泉、蔡益超、黃燦輝、楊永斌、羅俊雄、
蔡克銓、陳正興、張國鎮、田堯彰、洪宏基

鋼結構諮詢：陳生金、陳正誠

混凝土諮詢：高健章、黃兆龍、陳振川、詹穎雯

大地工程顧問：陳斗生、美國 Clyde N. Baker、何樹根、
高秋振、譚國豪、徐明志

大地工程諮詢：洪如江、歐晉德、王 源、黃敦友、張森源、
胡邵敏、陳正興、游 坤、李光雄、周功台、
鍾毓東、義大利 Michale Jamiolkowski、
澳洲 Henry Poulos

地震反應譜顧問：羅俊雄、張國鎮、簡文郁、黃正耀

結構專業審查(Peer Review)顧問：Thornton-Tomasetti Engineers,
NY, USA

風洞試驗顧問：Rowan Williams Davies & Irwin Inc., Ontario, Canada

阻尼器設計顧問：Motioneering Inc., Ontario, Canada

由於上述人員的共同參與及協助，使得臺北 101 結構體部份於 2003 年 7 月 2 日在陳水扁總統及馬英九市長的見證下正式上梁完工，將這棟由國內工程師及國內教授為主的集體創作成果，介紹給全世界，對於台灣之工程界、學術界人士可謂實踐了“臺北第一”、“台灣第一”及“世界第一”的夢想。

附件一

結構設計審查意見書

『台北市信義區信義段四小段 31、31-1、34、34-1、
37-33、-34、-35 等七筆地號土地新建工程』地下安全措施
雜項工程(連續壁)建造執照申請案之結構設計審查意見書

副
本

86.12.27

主旨：為『台北市信義區信義段四小段 31、31-1、34、34-1、37-33、-34、-35
等七筆地號土地新建工程』地下安全措施雜項工程(連續壁)建造執照申請案
之結構設計提供審查意見。

依據：一、台北市建築執照申請有關特殊結構委託審查原則（83年8月18日北
市工建字第 53545 號函）。

二、台北金融大樓股份有限公司 86.11.27(86)行字 0012 號函。

審查會議地點：國立台灣大學工學院地震工程研究中心會議室(工綜大樓 227 室)

審查會議時間：

第一次審查會議：民國八十六年十二月九日下午六時至九時。

第二次審查會議：民國八十六年十二月廿日上午九時至十時。

審查單位：國立台灣大學工學院地震工程研究中心

審查委員：黃燦輝、陳清泉、蔡益超、張國鎮、陳正興。

設計者：李祖原建築師事務所、永峻結構技師事務所、長輝結構技師事務所

審查會議紀要：

第一次審查會議內容：

一、基地概述：

本基地位於台北市信義計畫區內信義路五段、市府路與松智路交叉口處。

基地呈長方形，長度及寬度分別約為 185m 及 158m，面積約為 35,359m²。基地東側為松智路，北側銜接一空地，隔松壽路與台北市政中心為鄰，西側隔市府路則為世貿中心，南側緊臨信義路五段。基地東南側規劃興建 88 層以上之超高大樓(高樓區)，周緣則為 6 層以下之低樓(裙樓區)，全區地下室 4 層(B1 層 5.6m，B2 層 3.5m，B3 及 B4 層 4.35m)，開挖深度分別為 20.8 公尺(高樓區)及 18.8 公尺(裙樓區)。

、基地地質概述

本基地於民國 85 年由大亞土壤技術顧問股份有限公司進行初期之地質鑽探作業，民國 86 年為應本基地超高大樓基礎需深入岩盤，並進一步瞭解工址之地層分佈及特性，富國技術工程股份有限公司乃辦理補充地質調查及分析工作，共完成 15 孔之鑽孔，其中 2 孔深 65m，4 孔深 70m，1 孔深 74m，1 孔深 75m，2 孔深 80m，4 孔深 90m，1 孔深 100m。此外為能瞭解基地內地下水水位與水壓分佈狀況，於鑽探完成後於部份鑽孔內埋設開放式水壓計 10 支、電子式水壓計 5 支與觀測井 1 處。

根據補充地質調查顯示，本基地地層大致可分成六個層次，由地表往下依序為：回填土層(厚約 2m)、粉土質黏土層(上層厚約 10m，中層約 10m，下層約 11m)、粉土質細砂與細砂質粉土層(厚約 4.5m)、粉土質黏土或黏土質粉土層(厚約 4.5m)、粉土質細與礫石層，夾粉土質黏土及岩塊(厚約 10m)、岩層(約在地表下 44m 至 69m 以下)。地下水位約在地表下 1.5 ~ 3.0m 之間。

本基地岩盤線由東向西傾斜，深度分佈介於地表下 44m 至 69m 之間。又根據最近之調查資料，研判台北斷層位於本基地東南方，位態約為 N65°E，向東南傾斜約 60° ~ 75° 間，斷層破碎帶寬約 10m，而斷層擾動帶則寬約 170m。本基地位置在斷層北方約 200m，並未在擾動帶上。

、開挖擋土措施計畫

本案地下室為四層，開挖深度分別為 20.8m(高樓區)與 18.8m(裙樓區)，其擋土措施依高樓區與裙樓區分開開挖方式，於高樓區採用順打工法，並以地下連續壁(歸類為 TYPE A)配合內支撐工法施工；裙樓區則利用逆打工法開挖，同樣亦採用連續壁(TYPE C)為擋土措施；而高樓區(順打)與裙樓區(逆打)之交界，為應施工之需要與開挖面之穩定，另設二道連續壁(TYPE B)。

四、設計用土壤參數

開挖擋土措施安全分析之土層分佈與土壤參數如下：

層別	地層描述	平均厚度 (m)	總單位重 (t/m ³)	平均標準貫入試驗 N 值	總應力強度參數		有效應力強度參數		
					C (t/m ²)	ϕ (°)	C' (t/m ²)	ϕ' (°)	
1	回填層	2.0	1.75	6	-	-	-	-	
2	粉土質粘土層	上層	10	1.80	2	1.0	15	0.5	25
		中層	10	1.80	4	1.0	17	0.5	28
		下層	11	1.80	7	2.0	18	1.0	30
3	粉土質細砂與細砂質粉土層	4.5	1.95	18	-	-	0.5	32	
4	粉土質粘土或粘土質粉土層	4.5	1.90	15	4	20	2.0	30	
5	粉土質細砂、礫石、粉土質粘土與岩塊層	10.0	1.98	33	-	-	0	32	
6	岩層	-	2.2	> 50	-	-	-	-	

五、查詢擋土連續壁貫入深度分析

分析中臨時性側向土壓力分佈採用 Rankine 土壓力理論，超載為 1 t/m^2 ，地下水位為地表下 2m。

(一)側向土壓力平衡分析

當開挖深度為 20.8m 時(高樓區，連續壁 TYPE A 及 B)，擋土連續壁貫入深度達開挖面下 14.2m(總深度為 35m)，其抵抗牆背面側向力的穩定性安全係數可達 1.5；而當開挖深度為 18.8m 時(裙樓區，連續壁 TYPE C)，擋土連續壁貫入深度達開挖面下 13.2m(總深度為 32m)，則其所提供之穩定性安全係數亦達 1.5。

(二)開挖面塑性隆起分析

經分析當開挖深度為 20.8m 及 18.8m 時，連續壁貫入深度須分別達開挖面

下 21.2m 及 20.2m(總深度 42m 及 39m)，則開挖至預定深度時其抵抗內擠隆起的安全係數可大於規範值 1.2。

(三)開挖面上舉隆起分析

本基地在開挖面下有一層厚約 13m 透水性不佳的粉土質黏土層，其下則是透水性較佳之粉土質細砂層。當開挖至地表下 20.8m 或 18.8m 時，其抵抗上舉隆起的安全係數均大於 1.2，符合設計規範之要求。

(四)砂湧分析

本基地開挖面下有一層厚約 13m 的不透水層，因此開挖面下應無砂湧之問題。

根據上述數項開挖穩定分析結果，當高樓區開挖深度為 20.8m 時，連續壁 (TYPE A 及 B) 之貫入深度需達開挖面下約 21.2m，即連續壁總深度約為 42m，方能提供基礎開挖面足夠之穩定性；而群樓區之開挖深度為 18.8m 時，則擋土連續壁 (TYPE C) 須貫入開挖面下約 20.2m，即總深度為 39m，方能提供足夠之穩定性。

六、查詢連續壁及支撐系統設計

連續壁與支撐系統受力行爲，依法國 RFL 公司開發之 RIDO 程式進行分析。依據施工先後順序予以模擬，其中高樓區 (TYPE A 及 B 連續壁，採順打工法)，總共分 11 階段 (其中含 6 階開挖及 5 階地下室 RC 構築)，而群樓區 (TYPE C 連續壁，採逆打工法)，則分 7 階段完成分析。地盤反力係數 K_t 採 Bowles (1982) 之建議式： $K_t = C_s (C N_s + q N_q + 0.5 \gamma_t B N_r)$ 估計之。而混凝土強度為 $f_c' = 280 \text{ kg/cm}^2$ ，鋼筋強度為 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ 。

(一)高樓區(順打工法)

(1) TYPE A 連續壁為 1.2m(厚) × 42m(深)，分析所得之頂端變形為 1.1cm，開挖面最大變形為 8.6cm。設計最大正彎矩為 234.34 t-m，最大負彎矩為 375.58 t-m。連續壁內側垂直主筋由上而下分三段為 #10 @ 15、2-#10 @ 15 與 #10 @ 15，而外側為 #9 @ 15、2-#9 @ 15 與 #9 @ 15。剪力筋為 #6 @ 54(垂直向)、#6 @ 45(水平向)。又為開挖安全，於連續壁外側(基地東、南兩側)鋪設 0.15m(厚) × 8m(長)之 R.C. 面版，並以壓樑(0.45m(寬)

× 0.60m(高))與長 10m 直徑 35cm 之預疊排格(每 m 兩根)相銜接，以提供支撐功能。

(2)TYPE B 連續壁亦為 1.2m(厚) × 42m(深)，施工過程中除了配合施工方便，於地表面先行挖除 4.00m 之土層外，大都與 TYPE A 相似。分析所得之頂端變形為 0.3cm，開挖面最大變形為 6.6cm。設計最大正彎矩為 172.27 t-m，最大負彎矩為 308.97 t-m。連續壁內側垂直主筋由上而下分三段為 #10 @ 15、2-#10 @ 15 與 #10 @ 15，而外側為 #9 @ 15、2-#9 @ 15 與 #9 @ 15。剪力筋為 #6 @ 54(垂直向)、#6 @ 45(水平向)。

(3)水平鋼支撐，間距均小於 11m，第一檔位於地表下 4.0m，採用鋼型 4 × (H - 350 × 350 × 12 × 19)，預壓 100 t/支，第二～五檔分別位於地表下 7.5m、11.4m、14.6m 與 17.7m，皆採用鋼型 4 × (H - 400 × 400 × 13 × 21)，預壓分別為 120 t/支、120 t/支、140 t/支與 140 t/支。圍令採用 H 型鋼，第一檔為 2 × (H - 350 × 350 × 12 × 19)，其餘則為 2 × (H - 400 × 400 × 13 × 21)。而角撐一律採用 H - 300 × 300 × 10 × 15。

(4)中間柱採用 H - 400 × 400 × 13 × 21，可承受最大軸壓力 237.99 t，最大軸拉力 74.64 t，並埋入其下預設之承載格(反循環基格)內 350cm 以上，該承載格直徑 200cm，貫入深度 21.20m，配筋為 20 - #10，箍筋為 #4 @ 15。

(二)裙樓區(逆打工法)

(1)TYPE C 連續壁為 1.2m(厚) × 39m(深)，分析所得之頂端變形為 0.6cm，開挖面最大變形為 7.1cm，設計最大正彎矩為 302.19 t-m，最大負彎矩為 408.49 t-m。連續壁內側垂直主筋由上而下分三段為 #10 @ 15、2-#10 @ 15 與 #10 @ 15，而外側為 #9 @ 15、2-#9 @ 15 與 #9 @ 15。剪力筋為 #6 @ 54(垂直向)、#6 @ 45(水平向)。

(2)因採逆打工法，僅在地表下 16.40m 處有一檔微傾(水平/垂直 = $\frac{9}{3.55}$)水平支撐，採鋼型 2 × (H - 400 × 400 × 13 × 21)，間距小於 11m，預壓為 100 t/支。

(三)扶壁牆之設計

為加強開挖之安全性，在緊接鄰房之連續壁外側(東、西、南三側)增設數道扶壁牆，厚度為 1.2m，長度為 6m，深度達岩盤內 1m 或總長 55m。

檢核上述連續壁與支撐系統之設計，認屬合宜。

七、查詢地表沈陷量

由連續壁變形引致之地表沈陷量，南側基地內斜率為 1 / 352，基地外為 1 / 844；東側基地內斜率為 1 / 352，基地外為 1 / 844；西、北兩側基地內斜率為 1 / 354，基地外為 1 / 1028，皆合要求。

八、其他審查意見

- (1)請對 TYPE A 連續壁外側(東、南兩側)之 R.C. 面版、壓樑與預疊排格之水平勁度與鋼筋量，作更詳細之考量。
- (2)請在圖中註明高樓區之樓板未達強度要求前，緊臨 TYPE B 連續壁之裙樓區，不得隨意開挖，以措安全。

第二次審查會議內容：

一、查詢 TYPE A 連續壁外側之 R.C. 面版、壓樑與預疊排格之設計

- (1)經修改後，R.C. 面版為 0.20m(厚) × 8m(長)，壓樑為 0.65m(寬) × 0.8m(高)，預疊排格長 12m，直徑 50cm，每 m 兩根。對連續壁所提供之水平勁度為 900 t / m。鋼筋量設計，認屬合宜。
- (2)經上述(1)中之修改後，重新檢核 TYPE A 連續壁之設計。除頂端變形為 2.2cm，開挖面最大變形為 8.9cm 外，原設計之支撐系統、連續壁垂直主筋與剪力筋等，仍合需求。

二、查詢裙樓區開挖深度修改至 20.65m 後，TYPE C 連續壁之設計

為應使用方便，設計單位將裙樓區之開挖深度由 18.80m 修改為 20.65m，重新檢核 TYPE C 連續壁之設計。連續壁已由原設計之 1.2m(厚) × 39m(深)易為 1.2m(厚) × 42m(深)，分析所得之頂端變形為 2.3cm，開挖面最大變形為 8.9cm，設計最大正彎矩為 261.50 t-m，最大負彎矩為 412.39 t-m，內側垂直主筋由上而下分三段為 #10 @ 12、2-#10 @ 12 與 #10 @ 12，而外側為 #9 @ 12、

2-#9 @ 12 與 #9 @ 12。剪力筋易為 #6 @ 54(垂直向)、#6 @ 36(水平向)。在
地表下 16.4m 處，仍有一樁 4 × (H - 400 × 400 × 13 × 21)、間距小於 11m、
預壓 100 t / 支之鋼支撐。此項修改設計，認屬合理。

結 論：

以上審查會議所提修正及補充事項，設計者業將設計圖及計算書修正並補繪完
竣。本案結構設計所引用之學理及規範均為目前所認可者，其分析方法及設計程序
尚屬適當，惟設計者據以完成之各項計算、細部設計、設計圖說及施工說明和品質
仍應依法自行負責；施工時仍應確實施作監測工作，根據監測所得資料隨時評估開
挖面之穩定性，以保障施工安全。建議本案准予通過。

審查機構：國立台灣大學地震工程研究中心



審查委員：黃燦輝



陳清泉



蔡益超



張國鎮



陳正興



中 華 民 國 八 十 六 年 十 二 月 廿 七 日

「台北市信義區信義段四小段 31、31-1、34、34-1、37-33、-34、-35 等七筆地號土地新建工程」地下安全措施雜項工程(連續壁)領有 87 雜字第 002 雜項執照申請變更設計案之
結構設計審查意見書

副本

87.5.8

主旨：為「台北市信義區信義段四小段 31、31-1、34、34-1、37-33、-34、-35 等七筆地號土地新建工程」地下安全措施雜項工程(連續壁)領有 87 雜字第 002 雜項執照申請變更設計案之結構設計提供審查意見。

依據：一、台北市建造執照申請有關特殊結構委託審查原則（83 年 8 月 18 日北市工建字第 53545 號函）。

二、台北金融大樓股份有限公司 87.4.15(87)行字 018 號函。

審查會議地點：國立台灣大學工學院地震工程研究中心會議室(工綜大樓 227 室)

審查會議時間：

第一次審查會議：民國八十七年五月四日下午六時至九時。

審查單位：國立台灣大學工學院地震工程研究中心

審查委員：黃燦輝、陳清泉、蔡益超、張國鎮、陳正興。

設計者：李祖原建築師事務所、永峻結構技師事務所、長輝結構技師事務所

審查會議紀要：

第一次審查會議內容：

一、開挖擋土措施變更計畫

本案地下室由四層改為五層；開挖深度增加 1m，主樓區由 20.8m 改為

21.8m，裙樓區由 20.65m 改為 21.65m。主樓區與裙樓區仍分別採用順打工法與逆打工法開挖，並以連續壁配合內支撐工法施工；另為應施工之需要與增加開挖面之穩定，於連續壁內側或外側，增設數道地下扶壁牆。

二、查詢擋土連續壁貫入深度分析

根據(1)側向土壓力平衡分析；(2)開挖面塑性隆起分析；(3)開挖面上舉隆起分析等結果，TYPE A 連續壁深度依地質不同分別為 40m、42m 與局部入岩 1m(最深 55m)；TYPE B 連續壁則為 40m、41m 與局部入岩 1m(最深 55m)；TYPE C 連續壁則為 42m、43m、44m 與 45m，方能提供足夠之穩定性。

三、查詢連續壁及支撐系統設計

連續壁與支撐系統受行行為，依法國 RFL 公司開發之 RIDO 程式進行模擬分析。

在不考慮地下扶壁牆之作用下，TYPE A、B 與 C 連續壁之最大變位分別為 9.1cm、6.3cm 與 9.7cm。TYPE A 與 B 連續壁主筋，部份間距由 15cm 改為 12cm。

主樓區水平鋼支撐由四擋改為五擋，第一擋為 $4 \times (H - 350 \times 350 \times 12 \times 19)$ ，其餘則為 $4 \times (H - 400 \times 400 \times 13 \times 21)$ 。圍令採用 H 型鋼，第一擋為 $2 \times (H - 350 \times 350 \times 12 \times 19)$ ，其餘則為 $2 \times (H - 400 \times 400 \times 13 \times 21)$ 。中間柱採用 H - 400 × 400 × 13 × 21。

結 論：

以上審查會議所提修正及補充事項，設計者業將設計圖及計算書修正並補繪完竣。本案結構設計所引用之學理及規範均為目前所認可者，其分析方法及設計程序尚屬適當，惟設計者據以完成之各項計算、細部設計、設計圖說及施工說明和品質仍應依法自行負責；施工時仍應確實施作監測工作，根據監測所得資料隨時評估開挖面之穩定性，以保障施工安全。建議本案准予通過。

審查委員：黃煥輝



陳清泉



蔡廷超



張國棟



陳正典



中華民國八十七年五月八日

『台北市信義區信義段四小段 31、31-1、34、34-1、
37-33、-34、-35 地號等七筆土地新建工程』

副
本

結構設計審查意見書

87.8.15

主旨：為『台北市信義區信義段四小段 31、31-1、34、34-1、37-33、-34、-35
地號等七筆土地新建工程』建造申請案之結構設計提供審查意見。

依據：一、台北市建築執照申請有關特殊結構委託審查原則（83年8月18日北
市工建字第 53545 號函）。

二、依業主台北金融大樓股份有限公司 87.7.1(87)行字 037 號函。

審查會議地點：國立台灣大學工學院地震工程研究中心會議室(工綜大樓 227 室)

審查會議時間：

第一次審查會議：民國八十七年七月卅一日下午二時至六時。

第二次審查會議：民國八十七年八月五日下午二時至六時。

第三次審查會議：民國八十七年八月十三日下午二時至六時。

審查單位：國立台灣大學工學院地震工程研究中心

審查委員：蔡益超、陳清泉、張國鎮、陳正興、黃燦輝、

田堯彰、羅俊雄、楊永斌、洪宏基、蔡克銓。

設計者：李祖原建築師事務所、永峻結構技師事務所、長輝結構技師事務所

審查會議紀要：

第一次審查會議內容：

一、建築師說明建築概況。本工程基地座落於北市信義計畫區內，基地面積約

30277m²，基地形狀大致成正方形，長寬各約 175m。基地東側緊臨松智路，西側為市府路，南側臨信義路，北側目前為平面停車場，基地地勢大致平坦。

本工程主要建造台北國際金融中心大樓，地面以上計 101 層，地面以下有五層，建築高度計 428m。各樓層高度與用途如下：地下一層高 5.6m，為一般零售業與服務業。地下二層高 4.5m，為停車場。地下三層至五層高度均為 3.1m，均供停車場使用。地上一層至四層為一般零售業與服務業，高度分別為 4.2、8.4、6.3 及 6.3 公尺。五層及六層高均 6.3m，六樓以下除主樓外，尚有副樓。七層以上至九十層之高度均為 4.2m，除有一些機械層外，其他均為金融機構及一般事務所。91 層至 100 層之層高均為 3.2m，主要為通訊設備層。第 101 層之高度為 4.5m，為展望層。

本大樓地下室各層之樓地板面積約在 22,000 m² 左右，副樓一層之樓地板面積約 11,000 m²，主樓標準層之樓地板面積約 2,200 m²。此外，本大樓之外牆主要為玻璃帷幕牆，玻璃有兩層，各厚 10mm，中間灌有氬氣。地板採高架地板，以利管線之連結。

二、設計人說明結構系統。主樓 101 層與 6 層 L 型副樓，在地上部份完全分開，但共用五層地下室。一樓以上之柱，除主樓柱大致皆內灌高強度混凝土外，其餘均為純鋼骨結構。B1 層為 SRC 構造，其餘地下層部份，除主樓柱內灌混凝土，副樓鋼柱外包混凝土外，都是 RC 構造。

101 層大樓的結構系統，可視為以井字型的巨型構架為主，其在每八層處設置一層樓高之巨型梁，並與巨型外柱及核心斜撐構架組成類似 11 層樓高的巨型結構。

垂直力系統方面，樓版採用複合鋼承板，小梁亦採用與樓版合成之構造。柱分為數種，服務核內共有 16 支箱型柱，中低層部份並內灌混凝土以增加勁度。

外柱在 26 層以下都是與帷幕牆平行的斜柱，每層都有 4 支角柱，每側有二支斜的巨柱及二支次巨柱。巨柱與次巨柱均為內灌混凝土之長方形鋼柱，角柱則視為內灌混凝土的方形鋼柱。26 層以上，每側有二支直立的巨柱及 6 支 H 型斜柱。H 型斜柱及邊梁構成之構架，每 8 層配合建築立面形成一獨立單元，並在建築斗底處經由帶狀桁架傳遞垂直力予巨柱。

有關抵抗水平力的結構系統，主要由服務核內之斜撐構架、外伸桁架、外柱及外圍之抗彎構架共同承擔。其中斜撐構架及外伸桁架提供主要的側向勁度，使主樓在 50 年回歸期強風作用之下，層間變位角低於千分之五。服務核內的柱大部份都以斜撐相連結來提供額外的勁度。中間跨設置倒 V 型同心斜撐，邊跨配置單一斜撐，部份邊跨的斜撐為了避開樓、電梯開門的需要而產生些微偏心。

六樓以下，服務核內設置了 60cm 厚的 RC 剪力牆，以彌補層高增加造成勁度的降低。本大樓側力抵抗系統認定為韌性抗彎構架及同心斜撐構架組成之二元系統，因此抗彎構架須單獨負擔 25% 設計地震力。由於斜撐大量使用，為符合此規定，斜撐構架梁柱接頭皆作成抗彎接頭，當斜撐破壞時，尚可當成抗彎構架。

有關樓版之構造，二層以上採用鋼承版 RC 樓版，除機械層及其上一層樓版厚為 20cm 外，其餘為 13.5cm 厚。1F 樓版厚為 40cm，B1 樓版為 30cm 厚，B2 ~ B4 則為 40cm 厚之無梁版。

地下室之構造，主樓區核心由基礎層至 6 層，在柱與柱間採用厚度為 60cm 之 RC 牆，地下室外牆為 120cm 厚之連續壁，主樓地下室開挖深度為 21.8m。採用 3.5m 至 4.7m 厚實心基礎版及 150cm 反循環群樁，樁身入岩 10m ~ 30m。群樓區開挖深度為 21.65m，採用 3.3m 深之筏基及一柱一樁之 200cm 反循環基樁。

三、查詢所使用之結構材料。大梁及柱使用 ASTM A572 GR.60 鋼材，小梁使用 ASTM A572 GR.50 鋼材。高強度螺栓使用 JIS F10T，焊條對 GR.60 鋼材言，採用 E80，鋼筋則採用 CNS 560 SD42W，且不得使用水淬鋼筋。箱型鋼柱內之混凝土強度採用 700 kg/cm^2 。以上材料設計強度，認屬合宜。

四、查詢垂直設計載重。靜載重均按實計算，本案使用的玻璃帷幕牆較重，採 80 kg/cm^2 。91F 設置調諧質量阻尼器，其重 800T 視為靜載重。設計活載重之決定，屋頂避難平台用 450 kg/m^2 ，辦公室之活載重用 300 kg/m^2 ，外加 100 kg/m^2 的活動隔間載重。觀景台及機械層用 500 kg/m^2 。2 至 5F 之活載重用 500 kg/m^2 ，一樓室內、外均用 1000 kg/m^2 ，停車場用 500 kg/m^2 ，但雙層停車場用 750 kg/m^2 。以上設計活載重之使用，認屬合宜。

五、查詢設計地震力之計算。法規地震力之計算，以經驗公式計算周期時，建築物高度取至 91F，為 390.6m，算得之周期為 6.15 秒。與動力分析周期比較後，設計用周期，x 向用 6.159 秒，y 向用 6.183 秒。震區水平加速度係數用 0.28，對應的回歸期約為 950 年。韌性容量之採用，不論 x 向與 y 向均用 4.4。此外，並考慮避免中度地震降伏之地震力，最後算得 x 向總剪力為 6834T，y 向總剪力為 6808T，認屬適當。本案亦進行動力分析，並調整基底剪力與法規值相同。因本案周期特長，第二振態重要，因此調整係數超過 1.0，認屬合宜。

層間變位角之檢核照規範要求，並小於容許值，主樓與副樓間之防碰距離亦加以計算，認屬適當。

六、查詢設計風力的決定。設計風力的決定，依風洞試驗結果，每一層均同時有兩方向的風力與扭矩。在 50 年回歸期風力作用下，層間變位角不得超過千分之五。在 100 年回歸期風力作用下，並經載重組合後來校核構材的強度。此外屋頂加速度的控制方面，配合風洞試驗及規範要求，須配置調諧質量阻尼器以控制加速度至舒適的程度。以上考慮，認屬正確。

第二次審查會議內容：

一、查詢基地地層之分層。地層主要分為下列五種：

1. 黏土層：地表下 30 公尺以內， $N < 8$ 。
2. 崩積層(一)：地表下 30 公尺以下之黏土及粉土質砂層， $N > 8$ 。
3. 崩積層(二)：地表下 30 公尺以下之砂質礫石(含岩塊)層， $N > 8$ 。
4. 岩盤(一)：如 B1 孔地表下 42m ~ 56m 之岩石，膠結弱，但 $N > 100$ 。
5. 岩盤(二)：如 B1 孔地表下 56m ~ 62m 之岩石，膠結佳， $N > 100$ 。

二、查詢試格情形及地層之極限摩擦力。本案之試格分下壓格與拉拔格，並試到破壞，因此可據以求得各地層的 $t-z$ 曲線及極限摩擦力。並由 $t-z$ 曲線建構單格之承载力，並依入岩深度深淺，得到不同的承载力。

三、查詢基格之配置。主樓區之基格採用直徑 1.5m 之反循環格，呈梅花形配置，每排間距 2.8 公尺。群樓區別採用一柱一格，格徑 2.0m，間距 9.0m。

四、查詢基格的 K_c 值。基格 K_c 值之計算，除考慮 $t-z$ 曲線與格體垂直變形互制

後之變形外，並考慮群樁效應對岩盤施壓造成之變形，認屬合宜。K_v值提供結構分析之用，以求得各樁之載重。

- 五、查詢選樁時所用之安全係數。下壓樁所用之安全係數為 2.0，拉拔樁用 3.0。含有短期載重如風力、地震力時，安全係數不變，但載重組合乘以 0.75。
- 六、查詢基樁受力之結構分析。基樁受力之結構分析模式，含主樓(至六樓)、群樓及地下室。並在樁位上置垂直彈簧K_v。有壁樁處及連續壁處亦置入合宜的K_v，載重由六樓柱頂傳入，樓版(含基礎版)以板元素模擬。分析程式採用 SAP 90，設計高水位置於地表，低水位置於基礎版高程。依載重組合分析各樁所受之下壓力與拉拔力，並與容許承载力比較，來決定基樁的入岩深度，認屬合宜。

第三次審查會議內容：

- 一、查詢設計地震力之修正。設計地震力之計算，Z 用 0.23，I 用 1.25，取代原採用的 Z 等於 0.28，認屬合宜。機電設備及蓄水槽重量共 4400 公噸，原未包含在計算設計地震力公式中的 W 內，今已包括進入，設計地震力增加 1.9%，認屬合宜。動力分析採用兩種反應譜，且將阻尼比 5% 改為 3%，並取構材內力之大者作為設計依據，認屬適當。
- 二、查詢主樓區壓力樁之結構設計。主樓區採用直徑 150 公分反循環鑽掘樁，保護層 10 公分。混凝土抗壓強度設計用 280 kg / cm²，實際用 320 kg / cm²。樁之結構設計，依工作應力法設計時，混凝土容許壓應力用 0.22 f_c'，鋼筋容許應力用 0.4F_y，認屬適當。樁體另以強度設計法設計，水平力假設全由基樁承擔，認屬合宜。惟總橫力本案係由 y 向風力控制，非地震力控制，請予修正。此外，主樓與群樓產生之總風力應由全部基樁按直徑 1.75 次方的比例分配，而本次設計係將主樓區產生之水平力由主樓區的基樁承擔，請加以修正。

計算基樁之彎矩放大係數時，有效長度應取至反曲點，並非第一不動點。此外，因上端固定，下端鉸支，因此有效長度係數宜取 2.0，而非 1.0，請加以修正。

- 三、查詢群樓區拉力樁之設計。群樓區採用直徑 200 公分的反循環鑽掘樁，一柱一樁設計。混凝土之抗壓強度，設計用 210 kg / cm²，實際用 245 kg / cm²。本

『台北市信義區信義段四小段 31、31-1、34、34-1、
37-33、-34、-35 地號等七筆土地新建工程』

第二階段結構設計審查意見書

副
本

87.11.2

主旨：為『台北市信義區信義段四小段 31、31-1、34、34-1、37-33、-34、-35
地號等七筆土地新建工程』建造申請案之結構設計提供審查意見。

依據：一、台北市建築執照申請有關特殊結構委託審查原則（83年8月18日北
市工建字第53545號函）。

二、依業主台北金融大樓股份有限公司 87.7.1(87)行字 037 號函。

審查會議地點：國立台灣大學工學院地震工程研究中心會議室(工綜大樓 227 室)

審查會議時間：

第一次審查會議：民國八十七年七月卅一日下午二時至六時。

第二次審查會議：民國八十七年八月五日下午二時至六時。

第三次審查會議：民國八十七年八月十三日下午二時至六時。

第四次審查會議：民國八十七年九月二日下午二時至五時。

第五次審查會議：民國八十七年九月十六日下午二時至六時。

第六次審查會議：民國八十七年十月六日下午六時至九時。

第七次審查會議：民國八十七年十月卅日下午六時至九時。

審查單位：國立台灣大學工學院地震工程研究中心

審查委員：蔡益超、陳清泉、張國鎮、陳正興、黃燦輝、

田堯彰、羅俊雄、楊永斌、洪宏基、蔡克銓。

設計者：李祖原建築師事務所、永峻結構技師事務所、長輝結構技師事務所

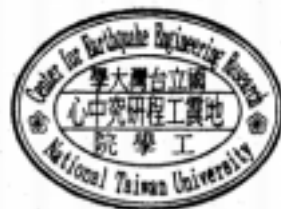
拉力格除以上工作應力法設計外，亦以強度設計法設計，惟設計時只考慮到軸拉力，未計及水平力分配給基格引致之彎矩，請配合軸拉力與彎矩來設計基格之主筋。

四、查詢基格施工之有關事項。本案已研究幾種提高基格承载力品質的施工方法，應在施工說明書中詳加說明。本案筏基厚度有 4.7 公尺、3.5 公尺及 3.0 公尺者，其間連以變斷面斜坡，基格配置的位置宜離斜坡端點有段距離。此外，本案採用格周灌漿，其灌漿時機宜妥加把握。有關如何驗格，規範有規定，設計人宜提出適當的驗證方法，並註明於相關圖說中。

結 論：

本審查意見書為第一階段意見書，主要審查基格之分析與設計。經三次審查會議，對上部結構傳給基格之力量之分析、基格承载力之決定，格體之結構設計等已妥為審查，並提出許多修正意見。設計者已按修正意見修正完畢，因此建議本案准予先行進行基格之施工，惟設計細部及施工細節仍應由設計人負責。

審查機構：國立台灣大學地震工程研究中心



審查委員：蔡益超  陳清泉  張國鎮  陳正興 
黃燦輝  田堯彰  羅俊雄  楊永斌 
洪宏基  蔡克銓 

中華民國八十七年八月十五日

「台北市信義區信義段四小段 31、31-1、34、34-1、
37-33、-34、-35 地號等七筆土地新建工程」

第二階段結構設計審查意見書

副
本

87.11.2

主旨：為「台北市信義區信義段四小段 31、31-1、34、34-1、37-33、-34、-35
地號等七筆土地新建工程」建造申請案之結構設計提供審查意見。

依據：一、台北市建築執照申請有關特殊結構委託審查原則（83 年 8 月 18 日北
市工建字第 53545 號函）。

二、依業主台北金融大樓股份有限公司 87.7.1(87)行字 037 號函。

審查會議地點：國立台灣大學工學院地震工程研究中心會議室(工綜大樓 227 室)

審查會議時間：

第一次審查會議：民國八十七年七月卅一日下午二時至六時。

第二次審查會議：民國八十七年八月五日下午二時至六時。

第三次審查會議：民國八十七年八月十三日下午二時至六時。

第四次審查會議：民國八十七年九月二日下午二時至五時。

第五次審查會議：民國八十七年九月十六日下午二時至六時。

第六次審查會議：民國八十七年十月六日下午六時至九時。

第七次審查會議：民國八十七年十月卅日下午六時至九時。

審查單位：國立台灣大學工學院地震工程研究中心

審查委員：蔡益超、陳清泉、張國鎮、陳正興、黃燦輝、

田堯彰、羅俊雄、楊永斌、洪宏基、蔡克銓。

設計者：李祖原建築師事務所、永峻結構技師事務所、長輝結構技師事務所

審查會議紀要：

第一次審查會議內容：

一、建築師說明建築概況。本工程基地座落於北市信義計畫區內，基地面積約 30277m²，基地形狀大致成正方形，長寬各約 175m。基地東側緊臨松智路，西側為市府路，南側臨信義路，北側目前為平面停車場，基地地勢大致平坦。

本工程主要建造台北國際金融中心大樓，地面以上計 101 層，地面以下有五層，建築高度計 428m。各樓層高度與用途如下：地下一層高 5.6m，為一般零售業與服務業。地下二層高 4.5m，為停車場。地下三層至五層高度均為 3.1m，均供停車場使用。地上一層至四層為一般零售業與服務業，高度分別為 4.2、8.4、6.3 及 6.3 公尺。五層及六層高均 6.3m，六樓以下除主樓外，尚有副樓。七層以上至九十層之高度均為 4.2m，除有一些機械層外，其他均為金融機構及一般事務所。91 層至 100 層之層高均為 3.2m，主要為通訊設備層。第 101 層之高度為 4.5m，為展望層。

本大樓地下室各層之樓地板面積約在 22,000 m² 左右，副樓一層之樓地板面積約 11,000 m²，主樓標準層之樓地板面積約 2,200 m²。此外，本大樓之外牆主要為玻璃帷幕牆，玻璃有兩層，各厚 10mm，中間灌有氬氣。地板採高架地板，以利管線之連結。

二、設計人說明結構系統。主樓 101 層與 6 層 L 型副樓，在地上部份完全分開，但共用五層地下室。一樓以上之柱，除主樓柱大致皆內灌高強度混凝土外，其餘均為純鋼骨結構。B1 層為 SRC 構造，其餘地下層部份，除主樓柱內灌混凝土，副樓鋼柱外包混凝土外，都是 RC 構造。

101 層大樓的結構系統，可視為以井字型的巨型構架為主，其在每八層處設置一層樓高之巨型梁，並與巨型外柱及核心斜撐構架組成類似 11 層樓高的巨型結構。

垂直力系統方面，樓版採用複合鋼承板，小梁亦採用與樓版合成之構造。柱分為數種，服務核內共有 16 支箱型柱，中低層部份並內灌混凝土以增加勁度。

外柱在 26 層以下都是與帷幕牆平行的斜柱，每層都有 4 支角柱，每側有二

支斜的巨柱及二支次巨柱。巨柱與次巨柱均為內灌混凝土之長方形鋼柱，角柱則視為內灌混凝土的方形鋼柱。26層以上，每側有二支直立的巨柱及6支H型斜柱。H型斜柱及邊梁構成之構架，每8層配合建築立面形成一獨立單元，並在建築斗底處經由帶狀桁架傳遞垂直力予巨柱。

有關抵抗水平力的結構系統，主要由服務核內之斜撐構架、外伸桁架、外柱及外圍之抗彎構架共同承擔。其中斜撐構架及外伸桁架提供主要的側向勁度，使主樓在50年回歸期強風作用之下，層間變位角低於千分之五。服務核內的柱大部份都以斜撐相連結來提供額外的勁度。中間跨設置倒V型同心斜撐，邊跨配置單一斜撐，部份邊跨的斜撐為了避開樓、電梯開門的需要而產生些微偏心。

六樓以下，服務核內設置了60cm厚的RC剪力牆，以彌補層高增加造成勁度的降低。本大樓側力抵抗系統認定為韌性抗彎構架及同心斜撐構架組成之二元系統，因此抗彎構架須單獨負擔25%設計地震力。由於斜撐大量使用，為符合此規定，斜撐構架梁柱接頭皆作成抗彎接頭，當斜撐破壞時，尚可當成抗彎構架。

有關樓版之構造，二層以上採用鋼承版RC樓版，除機械層及其上一層樓版厚為20cm外，其餘為13.5cm厚。1F樓版厚為40cm，B1樓版為30cm厚，B2~B4則為40cm厚之無梁版。

地下室之構造，主樓區核心由基礎層至6層，在柱與柱間採用厚度為60cm之RC牆，地下室外牆為120cm厚之連續壁，主樓地下室開挖深度為21.8m。採用3.5m至4.7m厚實心基礎版及150cm反循環群樁，樁身入岩10m~30m。群樓區開挖深度為21.65m，採用3.3m深之筏基及一柱一樁之200cm反循環基樁。

- 三、查詢所使用之結構材料。大梁及柱使用ASTM A572 GR.60鋼材，小梁使用ASTM A572 GR.50鋼材。高強度螺栓使用JIS F10T，焊條對GR.60鋼材言，採用E80，鋼筋則採用CNS 560 SD42W，且不得使用水淬鋼筋。箱型鋼柱內之混凝土強度採用 700 kg/cm^2 。以上材料設計強度，認屬合宜。
- 四、查詢垂直設計載重。靜載重均按實計算，本案使用的玻璃帷幕牆較重，採 80 kg/cm^2 。91F設置調諧質量阻尼器，其重800T視為靜載重。設計活載重之決

定，屋頂避難平台用 450 kg/m^2 ，辦公室之活載重用 300 kg/m^2 ，外加 100 kg/m^2 的活動隔間載重。觀景台及機械層用 500 kg/m^2 。2 至 5F 之活載重用 500 kg/m^2 ，一樓室內、外均用 1000 kg/m^2 ，停車場用 500 kg/m^2 ，但雙層停車場用 750 kg/m^2 。以上設計活載重之使用，認屬合宜。

五、查詢設計地震力之計算。法規地震力之計算，以經驗公式計算周期時，建築物高度取至 91F，為 390.6m ，算得之周期為 6.15 秒。與動力分析周期比較後，設計用周期，x 向用 6.159 秒，y 向用 6.183 秒。震區水平加速度係數用 0.28 ，對應的回歸期約為 950 年。韌性容量之採用，不論 x 向與 y 向均用 4.4 。此外，並考慮避免中度地震降伏之地震力，最後算得 x 向總剪力為 6834T ，y 向總剪力為 6808T ，認屬適當。本案亦進行動力分析，並調整基底剪力與法規值相同。因本案周期特長，第二振態重要，因此調整係數超過 1.0 ，認屬合宜。

層間變位角之檢核照規範要求，並小於容許值，主樓與副樓間之防碰距離亦加以計算，認屬適當。

六、查詢設計風力的決定。設計風力的決定，依風洞試驗結果，每一層均同時有兩方向的風力與扭矩。在 50 年回歸期風力作用下，層間變位角不得超過千分之五。在 100 年回歸期風力作用下，並經載重組合後來校核構材的強度。此外屋頂加速度的控制方面，配合風洞試驗及規範要求，須配置調諧質量阻尼器以控制加速度至舒適的程度。以上考慮，認屬正確。

第二次審查會議內容：

一、查詢基地地層之分層。地層主要分為下列五種：

1. 黏土層：地表下 30 公尺以內， $N < 8$ 。
2. 崩積層(一)：地表下 30 公尺以下之黏土及粉土質砂層， $N > 8$ 。
3. 崩積層(二)：地表下 30 公尺以下之砂質礫石(含岩塊)層， $N > 8$ 。
4. 岩盤(一)：如 B1 孔地表下 $42\text{m} \sim 56\text{m}$ 之岩石，膠結弱，但 $N > 100$ 。
5. 岩盤(二)：如 B1 孔地表下 $56\text{m} \sim 62\text{m}$ 之岩石，膠結佳， $N > 100$ 。

二、查詢試樁情形及地層之極限摩擦力。本案之試樁分下壓樁與拉拔樁，並試到破壞，因此可據以求得各地層的 $t-z$ 曲線及極限摩擦力。並由 $t-z$ 曲線建構單

格之承载力，並依入岩深度深淺，得到不同的承载力。

- 三、查詢基格之配置。主樓區之基格採用直徑 1.5m 之反循環格，呈梅花形配置，每排間距 2.8 公尺。群樓區則採用一柱一格，格徑 2.0m，間距 9.0m。
- 四、查詢基格的 K_v 值。基格 K_v 值之計算，除考慮 t-z 曲線與格體垂直變形互制後之變形外，並考慮群格效應對岩盤施壓造成之變形，認屬合宜。K_v 值提供結構分析之用，以求得各格之載重。
- 五、查詢選格時所用之安全係數。下壓格所用之安全係數為 2.0，拉拔格用 3.0。含有短期載重如風力、地震力時，安全係數不變，但載重組合乘以 0.75。
- 六、查詢基格受力之結構分析。基格受力之結構分析模式，含主樓(至六樓)、群樓及地下室。並在格位上置垂直彈簧 K_v。有壁格處及連續壁處亦置入合宜的 K_v，載重由六樓柱頂傳入，樓版(含基礎版)以板元素模擬。分析程式採用 SAP 90，設計高水位置於地表，低水位置於基礎版高程。依載重組合分析各格所受之下壓力與拉拔力，並與容許承载力比較，來決定基格的入岩深度，認屬合宜。

第三次審查會議內容：

- 一、查詢設計地震力之修正。設計地震力之計算，Z 用 0.23，I 用 1.25，取代原採用的 Z 等於 0.28，認屬合宜。機電設備及蓄水槽重量共 4400 公噸，原未包含在計算設計地震力公式中的 W 內，今已包括進入，設計地震力增加 1.9%，認屬合宜。動力分析採用兩種反應譜，且將阻尼比 5% 改為 3%，並取構材內力之大者作為設計依據，認屬適當。
- 二、查詢主樓區壓力格之結構設計。主樓區採用直徑 150 公分反循環鑽掘格，保護層 10 公分。混凝土抗壓強度設計用 280 kg/cm²，實際用 320 kg/cm²。格之結構設計，依工作應力法設計時，混凝土容許壓應力用 0.22 f_c，鋼筋容許應力用 0.4F_y，認屬適當。格體另以強度設計法設計，水平力假設全由基格承擔，認屬合宜。惟總橫力本案係由 y 向風力控制，非地震力控制，請予修正。此外，主樓與群樓產生之總風力應由全部基格按直徑 1.75 次方的比例分配，而本次設計係將主樓區產生之水平力由主樓區的基格承擔，請加以修正。
計算基格之彎矩放大係數時，有效長度應取至反曲點，並非第一不動點。

此外，因上端固定，下端鉸支，因此有效長度係數宜取 2.0，而非 1.0，請加以修正。

- 三、查詢群樓區拉力樁之設計。群樓區採用直徑 200 公分的反循環鑽掘樁，一柱一樁設計。混凝土之抗壓強度，設計用 210 kg/cm^2 ，實際用 245 kg/cm^2 。本拉力樁除以上工作應力法設計外，亦以強度設計法設計，惟設計時只考慮到軸拉力，未計及水平力分配給基樁引致之彎矩，請配合軸拉力與彎矩來設計基樁之主筋。
- 四、查詢基樁施工之有關事項。本案已研究幾種提高基樁承载力品質的施工方法，應在施工說明書中詳加說明。本案筏基厚度有 4.7 公尺、3.5 公尺及 3.0 公尺者，其間連以變斷面斜坡，基樁配置的位置宜離斜坡端點有段距離。此外，本案採用格周灌漿，其灌漿時機宜妥加把握。有關如何驗樁，規範有規定，設計人宜提出適當的驗證方法，並註明於相關圖說中。

第四次審查會議內容：

- 一、查詢格體結構之補充設計。主樓與裙樓所受之設計總風力，y 向為 13230 公噸，x 向為 12741 公噸。取其向量和，並由主樓與裙樓全部基樁按直徑 1.75 次方比例分配剪力，得主樓區一根直徑 1.5m 的基樁格頭剪力為 22.76 公噸，裙樓區一根直徑 2.0m 的基樁格頭剪力為 37.66 公噸。

主樓區基樁格頭引致的設計彎矩為 103.64 t-m，設計剪力為 29.02 公噸，彎矩放大係數之計算，格長取至反曲點位置，為 5.61m，有效長度係數取 2.0，算得彎矩放大係數為 1.19。實際設計時，係最小偏心彎矩 253.6 t-m 控制，配合設計拉力 575.3 t，主筋量為 242.8 cm^2 。

裙樓區基樁格頭引致之設計彎矩為 208.77 t-m，設計剪力為 48.02 t，彎矩放大係數之計算，格長取至反曲點位置，為 6.83m，有效長度係數取 2.0，算得彎矩放大係數為 1.11。設計時，係軸拉力 1848 t 配合格頭設計彎矩控制，主筋量為 549.6 cm^2 。

有關格頭附近圓束箍筋之配置，宜達到柱圓束箍筋量的 50%，現用五號箍筋間距 12cm，建議改用雙筋，間距 15cm。圓束箍筋延伸進入基礎的部份，

建議錨錠長度 1.8m 均配置基樁之圍束箍筋。至於樁頭配置圍束箍筋的深度，以兩倍樁徑為準。

- 二、查詢扭矩對柱軸力影響之檢討。經進行數種結構分析，證實純扭矩確實會造成柱軸力。此外，若樓版平面內的勁度為剛性時，則不論加一扭矩，或折成大小相等，方向相反的力偶施加，都會得到相同的軸力與其他內力。上述分析認屬正確。
- 三、查詢風力舒適度之檢核。根據風洞試驗結果，屋頂所產生之加速度，在結構體本身阻尼比 1.5% 下，不論在 0.5 年、1 年、5 年及 10 年回歸期風速下，均難以符合我國、ISO 及加拿大之標準。如裝置調諧質量阻尼器，將阻尼比提高到 5%，上述標準勉強可以滿足。因鑒於本大樓為辦公大樓，非供居住使用，標準可以低一些，因此認為阻尼比提高至 5% 應已足夠。
- 四、查詢鋼骨小梁之設計。鋼骨小梁採與 RC 樓版合成之構造，依 AISC ASD 89 規範設計。設計時僅採 80% 的合成，以減少剪力釘之配置。由於跨度達 16m，變位較大，製作時採變位的 75% 為預拱量。此外，亦檢討行人衝擊力是否引起過大振動，造成不舒適的感覺。檢核時採用 SSEC 的資料，計算小梁自然振動頻率時，採用 25% 活載，並認定結構系統可提供 4% 的阻尼比。惟在計算動力放大係數時，引用該資料中的表格，請查明該表格製作時所用的阻尼比為若干？
- 五、查詢鋼承板樓版之設計。樓版採用與鋼承板合成之構造，鋼承板之斷面係美國專利。合成樓版之設計，採 SDI 規範，本案樓版總厚度為 13.5cm，具二小時防火時效。設計時檢核澆灌時之應力及合成後之極限強度，認屬合宜。鋼承板正彎矩與負彎矩斷面模數甚為接近，似不合理，請加以查明。

第五次審查會議內容：

- 一、查詢鋼骨小梁受行人衝擊力作用產生反應分析中動力放大係數中的阻尼比。經查核原論文，計算動力放大係數時採用的阻尼比為零。本樓版系統可提供 4% 阻尼比，其反應與無阻尼的差異，請再查明。
- 二、查詢鋼承板正、負彎矩之斷面模數何以接近的原因。經查詢鋼承板原廠商，因

計及斷面模數只要提供頂端與底端之小值即可。此外，受負彎矩時，支承反力會造成鋼板面外變形，更易於屈曲，因此受負彎矩的斷面模數略小於受正彎矩之斷面模數。

三、查詢本大樓耐震設計。本大樓之耐震設計，除規範規定進行外，尚進行工址危害度分析與反應譜製作，亦一併在設計中使用。反應譜與規範者比較，短周期較高，長周期較小。最大地表加速度由均布危害度分析求得，475年回歸期為0.23g，與規範同，950年回歸期為0.28g，50年回歸期為0.103g，認屬合理。耐震設計增加檢核地表加速度為0.103g乘以用途係數1.25時，結構需在彈性限內。要注意將來檢核構材強度時，地震力不必再乘以載重係數。此外，此部份的檢核阻尼比採用1.5%。

大地震時之地表加速度取0.23g乘以用途係數1.25。反應譜以規範的 F_u 值折減為非彈性反應譜。惟 $\left(\frac{C}{F_u}\right)_m$ 值的上限應提高，且假設複合振態阻尼比最大為30%。

大地震亦將進行非彈性動力分析，建議檢核目標改為樓層韌性比不得超過2.5。此外，由於歷時記錄的反應譜遠低於設計反應譜，因此地表加速度以採用非均布危害度所求得的0.39g。

四、查詢風力設計與耐震設計之比較。100年回歸期風力與檢核中度地震不得降伏的基底剪力約略相等，但屋頂的變位何以差很多，請加以查明。

五、查詢混凝土潛變對結構產生之影響。根據ACI 209委員會設計資料，潛變應變為彈性應變的0.728倍。混凝土的有效彈性係數為原來的57.8%。經結構分析，由於潛變造成柱子應力重分配，以及柱差異潛變造成梁之應力變化均很微小。惟在構材設計時，因混凝土彈性係數降低所造成柱屈曲載重降低之影響應加以考慮。

第六次審查會議內容：

本次審查僅做溝通與討論，未進行實質審查，因此未有審查記錄。

第七次審查會議內容：

- 一、查詢基樁設計重新調整之原因。以前基樁設計所根據之鑽孔資料為第一、二次補充調查之鑽孔共計 27 孔。因基地內陸續完成第三次補充鑽孔調查 70 孔，因此對地層狀況重新詳估所有基樁之樁長。
- 二、查詢容許承载力之計算。基樁容許承载力之計算，與原設計相同，係採用 t-z 曲線分析。下壓承载力所用的安全係數仍用 2.0，拉拔承载力所用的安全係數仍用 3.0。根據此計算，不同的入岩深度有不同的容許承载力，俟與結構分析需求荷重比較後，可據以決定基樁之入岩深度。
- 三、查詢何種情況下應進行樁周灌漿。裙樓區為拉拔控制之基樁均須進行周灌漿。主樓區若下壓力控制，則由其樁長計算拉拔承载力，倘安全係數已超過 4.0 則不必進行樁周灌漿，否則仍須進行樁周灌漿。
- 四、查詢結構分析對基樁需求載重產生的變更。結構分析主要的變更在基樁的 K_v 值，主樓區考慮群樁效應之基樁 K_v 值，由原設計的 $20000 T/M \sim 30000 T/M$ 變更為 $17000 T/M \sim 25000 T/M$ ；裙樓區基樁 K_v 值則由 $132000 T/M$ 變更為 $30000 T/M \sim 50000 T/M$ 。基樁 K_v 值改變會影響基樁載重的分佈。此外，靜、活載重與風力亦做了些調整，並為了能吸收將來可能的變更，因此將需求載重加以調高。以上變更，認屬合理。
- 五、查詢變更設計後入岩深度與樁長變化的幅度如何。以主樓區而言，入岩深度總長降低 1.22%，樁長總長則減少 0.67%。以裙樓區而言，入岩深度總長增加 4.29%，樁長總長則增加 1.20%。以上變更幅度不大，認屬合宜。

結 論：

本審查意見書為第二階段意見書，包括前七次審查會議之審查內容。有關基樁設計再做的變更，詳見第七次審查會議內容。經詳細審查，對上部結構傳給基樁力量之分析、基樁容許承载力之決定、樁體之結構設計等已妥為檢核。建議本案准予

依變更後結果，先行進行基樁之施工，惟設計細部及施工細節仍應由設計人負責。

審查機構：國立台灣大學地震工程研究中心



審查委員：蔡益超



陳清泉



張國銀



陳正興



黃燦輝



田堯彰



羅俊雄



楊永斌



洪宏基



蔡克鈺



中華民國八十七年十一月二日

「**台北市信義區信義段四小段 31、31-1、34、34-1、37-33、-34、-35 地號等七筆土地新建工程**」

副
本

結構設計審查意見書

審查會議紀要

第一次審查會議內容

88.05.19

主旨：為「**台北市信義區信義段四小段 31、31-1、34、34-1、37-33、-34、-35 地號等七筆土地新建工程**」建造申請案之結構設計提供審查意見。

依據：一、**台北市建築執照申請有關特殊結構委託審查原則（83年8月18日北市工建字第53545號函）。**

二、**依業主台北金融大樓股份有限公司 87.7.1(87)行字 037 號函。**

審查會議地點：**國立台灣大學工學院地震工程研究中心會議室(工綜大樓 227 室)**

審查會議時間：

第一次審查會議：民國八十七年七月卅一日下午二時至六時。

第二次審查會議：民國八十七年八月五日下午二時至六時。

第三次審查會議：民國八十七年八月十三日下午二時至六時。

第四次審查會議：民國八十七年九月二日下午二時至五時。

第五次審查會議：民國八十七年九月十六日下午二時至六時。

第六次審查會議：民國八十七年十月六日下午六時至九時。

第七次審查會議：民國八十七年十月卅日下午六時至九時。

第八次審查會議：民國八十七年十一月廿六日下午六時至十時。

第九次審查會議：民國八十七年十二月廿二日下午六時至十時。

第十次審查會議：民國八十八年五月四日下午六時至十時。

第十一次審查會議：民國八十八年五月十一日下午六時至十時。

第十二次審查會議：民國八十八年五月十八日下午六時至十時。

審查單位：**國立台灣大學工學院地震工程研究中心**

審查委員：蔡益超、陳清泉、張國鎮、陳正興、黃燦輝、

田堯彰、羅俊雄、楊永斌、洪宏基、蔡克銓。

設計者：李祖原建築師事務所、永峻結構技師事務所、長輝結構技師事務所

審查會議紀要：

第一次審查會議內容：

一、建築師說明建築概況。本工程基地座落於北市信義計畫區內，基地面積約 30277m²，基地形狀大致成正方形，長寬各約 175m。基地東側緊臨松智路，西側為市府路，南側臨信義路，北側目前為平面停車場，基地地勢大致平坦。

本工程主要建造台北國際金融中心大樓，地面以上計 101 層，地面以下有五層，建築高度計 428m。各樓層高度與用途如下：地下一層高 5.6m，為一般零售業與服務業。地下二層高 4.5m，為停車場。地下三層至五層高度均為 3.1m，均供停車場使用。地上一層至四層為一般零售業與服務業，高度分別為 4.2、8.4、6.3 及 6.3 公尺。五層及六層高均 6.3m，六樓以下除主樓外，尚有副樓。七層以上至九十層之高度均為 4.2m，除有一些機械層外，其他均為金融機構及一般事務所。91 層至 100 層之層高均為 3.2m，主要為通訊設備層。第 101 層之高度為 4.5m，為展望層。

本大樓地下室各層之樓地板面積約在 22,000 m² 左右，副樓一層之樓地板面積約 11,000 m²，主樓標準層之樓地板面積約 2,200 m²。此外，本大樓之外牆主要為玻璃帷幕牆，玻璃有兩層，各厚 10mm，中間灌有氬氣。地板採高架地板，以利管線之連結。

二、設計人說明結構系統。主樓 101 層與 6 層 L 型副樓，在地上部份完全分開，但共用五層地下室。一樓以上之柱，除主樓柱大致皆內灌高強度混凝土外，其餘均為純鋼骨結構。B1 層為 SRC 構造，其餘地下層部份，除主樓柱內灌混凝土，副樓鋼柱外包混凝土外，都是 RC 構造。

101 層大樓的結構系統，可視為以井字型的巨型構架為主，其在每八層處設置一層樓高之巨型梁，並與巨型外柱及核心斜撐構架組成類似 11 層樓高的巨型結構。

垂直力系統方面，樓版採用複合鋼承板，小梁亦採用與樓版合成之構造。柱分

為數種，服務核內共有 16 支箱型柱，中低層部份並內灌混凝土以增加勁度。外柱在 26 層以下都是與帷幕牆平行的斜柱，每層都有 4 支角柱，每側有二支斜的巨柱及二支次巨柱。巨柱與次巨柱均為內灌混凝土之長方形鋼柱，角柱則視為內灌混凝土之方形鋼柱。26 層以上，每側有二支直立的巨柱及 6 支 H 型斜柱。H 型斜柱及連梁構成之構架，每 8 層配合建築立面形成一獨立單元，並在建築斗底處經由帶狀桁架傳遞垂直力予巨柱。

有關抵抗水平力的結構系統，主要由服務核內之斜撐構架、外伸桁架、外柱及外圍之抗彎構架共同承擔。其中斜撐構架及外伸桁架提供主要的側向勁度，使主樓在 50 年回歸期強風作用之下，層間變位角低於千分之五。服務核內的柱大部份都以斜撐相連結來提供額外的勁度。中間跨設置倒 V 型同心斜撐，邊跨配置單一斜撐，部份邊跨的斜撐為了避開樓、電梯開門的需要而產生些微偏心。六樓以下，服務核內設置了 60cm 厚的 RC 剪力牆，以彌補層高增加造成勁度的降低。本大樓側力抵抗系統認定為韌性抗彎構架及同心斜撐構架組成之二元系統，因此抗彎構架須單獨負擔 25% 設計地震力。由於斜撐大量使用，為符合此規定，斜撐構架梁柱接頭皆作成抗彎接頭，當斜撐破壞時，尚可當成抗彎構架。

樓版之構造，一層以上採用鋼承版 RC 樓版，除機械層及其上一層樓版厚為 20cm 外，其餘為 13.5cm 厚。1F 樓版厚為 40cm，B1 樓版為 30cm 厚，B2~B4 則為 40cm 厚之無梁版。

地下室之構造，主樓區核心由基礎層至 6 層，在柱與柱間採用厚度為 60cm 之 RC 牆，地下室外牆為 120cm 厚之連續壁，主樓地下室開挖深度為 21.8m。採用 3.5m 至 4.7m 厚實心基礎版及 150cm 反循環群樁，樁身入岩 10m~30m。群樓區開挖深度為 21.65m，採用 3.3m 深之筏基及一柱一樁之 200cm 反循環基樁。

三、查詢所使用之結構材料。大梁及柱使用 ASTM A572 GR.60 鋼材，小梁使用 ASTM A572 GR.50 鋼材。高強度螺栓使用 JIS F10T，焊條對 GR.60 鋼材言，採用 E80，鋼筋則採用 CNS 560 SD42W，且不得使用水淬鋼筋。箱型鋼柱內之混凝土強度採用 700 kg/cm^2 。以上材料設計強度，認屬合宜。

四、查詢垂直設計載重。靜載重均按實計算，本案使用的玻璃帷幕牆較重，採 80 kg/cm^2 。91F 設置調諧質量阻尼器，其重 800T 視為靜載重。設計活載重之決定，屋頂避難平台用 450 kg/m^2 ，辦公室之活載重用 300 kg/m^2 ，外加 100 kg/m^2

的活動隔間載重。觀景台及機械層用 500 kg/m^2 。2 至 5F 之活載重用 500 kg/m^2 ，一樓室內、外均用 1000 kg/m^2 ，停車場用 500 kg/m^2 ，但雙層停車場用 750 kg/m^2 。以上設計活載重之使用，認屬含宜。

五、查詢設計地震力之計算。法規地震力之計算，以經驗公式計算周期時，建築物高度取至 91F，為 390.6 m ，算得之周期為 6.15 秒。與動力分析周期比較後，設計用周期，x 向用 6.159 秒，y 向用 6.183 秒。震區水平加速度係數用 0.28 ，對應的回歸期約為 950 年。韌性容量之採用，不論 x 向與 y 向均用 4.4 。此外，並考慮避免中度地震降伏之地震力，最後算得 x 向總剪力為 6834 T ，y 向總剪力為 6808 T ，認屬適當。本案亦進行動力分析，並調整基底剪力與法規值相同。因本案周期特長，第二振態重要，因此調整係數超過 1.0 ，認屬含宜。層間變位角之檢核照規範要求，並小於容許值，主樓與副樓間之防銹距離亦加以計算，認屬適當。

六、查詢設計風力的決定。設計風力的決定，依風洞試驗結果，每一層均同時有兩方向的風力與扭矩。在 50 年回歸期風力作用下，層間變位角不得超過千分之五。在 100 年回歸期風力作用下，並經載重組合後來校核構材的強度。此外屋頂加速度的控制方面，配合風洞試驗及規範要求，須配置調諧質量阻尼器以控制加速度至舒適的程度。以上考慮，認屬正確。

第二次審查會議內容：

- 一、查詢主樓基礎力格之檢核設計。主樓基礎力格係採用反循環格，依據一、查詢基地地層之分層。地層主要分為下列五種：
 1. 黏土層：地表下 30 公尺以內， $N < 8$ 。以上各層應採用 1.25 倍。鋼筋容許應
 2. 崩積層(一)：地表下 30 公尺以下之黏土及粉土質砂層， $N > 8$ 。全面易於承載。
 3. 崩積層(二)：地表下 30 公尺以下之砂質礫石(含岩塊)層， $N > 8$ 。可修正。此外，
 4. 岩盤(一)：如 B1 孔地表下 $42 \text{ m} \sim 56 \text{ m}$ 之岩石，膠結弱，但 $N > 100$ 。而本次設
 5. 岩盤(二)：如 B1 孔地表下 $56 \text{ m} \sim 62 \text{ m}$ 之岩石，膠結佳， $N > 100$ 。
- 二、查詢試樁情形及地層之極限摩擦力。本案之試樁分下壓格與拉拔格，並試到破壞，因此可據以求得各地層的 $t-z$ 曲線及極限摩擦力。並由 $t-z$ 曲線建構單格之承载力，並依入岩深度深淺，得到不同的承载力。以作後續設計。一拉一
- 三、查詢基格之配置。主樓區之基格採用直徑 1.5 m 之反循環格，呈輪花形配置。

每排間距 2.8 公尺。群樓區則採用一柱一樁，樁徑 2.0m，間距 9.0m。

- 四、查詢基樁的 K_v 值。基樁 K_v 值之計算，除考慮 $t-z$ 曲線與樁體垂直變形互制後之變形外，並考慮群樁效應對岩盤施壓造成之變形，認屬合宜。 K_v 值提供結構分析之用，以求得各樁之載重。
- 五、查詢選樁時所用之安全係數。下壓樁所用之安全係數為 2.0，拉拔樁用 3.0。含有短期載重如風力、地震力時，安全係數不變，但載重組合乘以 0.75。
- 六、查詢基樁受力之結構分析。基樁受力之結構分析模式，含主樓(至六樓)、群樓及地下室。並在樁位上置垂直彈簧 K_v 。有壁樁處及連續壁處亦置入合宜的 K_v ，載重由六樓柱頂傳入，樓版(含基礎版)以板元素模擬。分析程式採用 SAP 90，設計高水位置於地表，低水位置於基礎版高程。依載重組合分析各樁所受之下壓力與拉拔力，並與容許承载力比較，來決定基樁的入岩深度，認屬合宜。

第三次審查會議內容：

- 一、查詢設計地震力之修正。設計地震力之計算，Z 用 0.23，I 用 1.25，取代原採用的 Z 等於 0.28，認屬合宜。機電設備及蓄水槽重量共 4400 公噸，原未包含在計算設計地震力公式中的 W 內，今已包括進入，設計地震力增加 1.9%，認屬合宜。動力分析採用兩種反應譜，且將阻尼比 5% 改為 3%，並取構材內力之大者作為設計依據，認屬適當。
- 二、查詢主樓區壓力樁之結構設計。主樓區採用直徑 150 公分反循環鑽掘樁，保護層 10 公分。混凝土抗壓強度設計用 280 kg/cm^2 ，實際用 320 kg/cm^2 。樁之結構設計，依工作應力法設計時，混凝土容許壓應力用 $0.22 f_c'$ ，鋼筋容許應力用 $0.4 F_y$ ，認屬適當。樁體另以強度設計法設計，水平力假設全由基樁承擔，認屬合宜。惟總橫力本案係由 y 向風力控制，非地震力控制，請予修正。此外，主樓與群樓產生之總風力應由全部基樁按直徑 1.75 次方的比例分配，而本次設計係將主樓區產生之水平力由主樓區的基樁承擔，請加以修正。計算基樁之彎矩放大係數時，有效長度應取至反曲點，並非第一不動點。此外，因上端固定，下端鉸支，因此有效長度係數宜取 2.0，而非 1.0，請加以修正。
- 三、查詢群樓區拉力樁之設計。群樓區採用直徑 200 公分的反循環鑽掘樁，一柱一樁設計。混凝土之抗壓強度，設計用 210 kg/cm^2 ，實際用 245 kg/cm^2 。本拉

力樁除以上工作應力法設計外，亦以強度設計法設計，惟設計時只考慮到軸拉力，未計及水平力分配給基樁引致之彎矩，請配合軸拉力與彎矩來設計基樁之主筋。

- 四、查詢基樁施工之有關事項。本案已研究幾種提高基樁承载力品質的施工方法，應在施工說明書中詳加說明。本案筏基厚度有 4.7 公尺、3.5 公尺及 3.0 公尺者，其間連以變斷面斜坡，基樁配置的位置宜離斜坡端點有段距離。此外，本案採用樁周灌漿，其灌漿時機宜妥加把握。有關如何驗樁，規範有規定，設計人宜提出適當的驗證方法，並註明於相關圖說中。

第四次審查會議內容：

- 一、查詢樁體結構之補充設計。主樓與裙樓所受之設計總風力，y 向為 13230 公噸，x 向為 12741 公噸。取其向量和，並由主樓與裙樓全部基樁按直徑 1.75 次方比例分配剪力，得主樓區一根直徑 1.5m 的基樁樁頭剪力為 22.76 公噸，裙樓區一根直徑 2.0m 的基樁樁頭剪力為 37.66 公噸。

主樓區基樁樁頭引致的設計彎矩為 103.64 t-m，設計剪力為 29.02 公噸，彎矩放大係數之計算，樁長取至反曲點位置，為 5.61m，有效長度係數取 2.0，算得彎矩放大係數為 1.19。實際設計時，係最小偏心彎矩 253.6 t-m 控制，配合設計拉力 575.3 t，主筋量為 242.8 cm²。

裙樓區基樁樁頭引致之設計彎矩為 208.77 t-m，設計剪力為 48.02 t，彎矩放大係數之計算，樁長取至反曲點位置，為 6.83m，有效長度係數取 2.0，算得彎矩放大係數為 1.11。設計時，係軸拉力 1848 t 配合樁頭設計彎矩控制，主筋量為 549.6 cm²。

有關樁頭附近圓束箍筋之配置，宜達到柱圓束箍筋量的 50%，現用五號箍筋間距 12cm，建議改用雙筋，間距 15cm。圓束箍筋延伸進入基礎的部份，建議錨錠長度 1.8m 均配置基樁之圓束箍筋。至於樁頭配置圓束箍筋的深度，以兩倍樁徑為準。

- 二、查詢扭矩對柱軸力影響之檢討。經進行數種結構分析，證實純扭矩確實會造成柱軸力。此外，若樓版平面內的勁度為剛性時，則不論加一扭矩，或折成大小相等，方向相反的力偶施加，都會得到相同的軸力與其他內力。上述分析認屬

正確。

- 三、查詢風力舒適度之檢核。根據風洞試驗結果，屋頂所產生之加速度，在結構體本身阻尼比 1.5% 下，不論在 0.5 年、1 年、5 年及 10 年回歸期風速下，均難以符合我國、ISO 及加拿大之標準。如裝置調諧質量阻尼器，將阻尼比提高到 5%，上述標準勉強可以滿足。因鑒於本大樓為辦公大樓，非供居住使用，標準可以低一些，因此認為阻尼比提高至 5% 應已足夠。
- 四、查詢鋼骨小梁之設計。鋼骨小梁採與 RC 樓版合成之構造，依 AISC ASD 89 規範設計。設計時僅採 80% 的合成，以減少剪力釘之配置。由於跨度達 16m，變位較大，製作時採變位的 75% 為預拱量。此外，亦檢討行人衝擊力是否引起過大振動，造成不舒適的感覺。檢核時採用 SSEC 的資料，計算小梁自然振動頻率時，採用 25% 活載，並認定結構系統可提供 4% 的阻尼比。惟在計算動力放大係數時，引用該資料中的表格，請查明該表格製作時所用的阻尼比為若干？
- 五、查詢鋼承板樓版之設計。樓版採用與鋼承板合成之構造，鋼承板之斷面係美國專利。合成樓版之設計，採 SDI 規範，本案樓版總厚度為 13.5cm，具二小時防火時效。設計時檢核澆灌時之應力及合成後之極限強度，認屬合宜。鋼承板正彎矩與負彎矩斷面模數甚為接近，似不合理，請加以查明。

第五次審查會議內容：

- 一、查詢鋼骨小梁受行人衝擊力作用產生反應分析中動力放大係數中的阻尼比。經查核原論文，計算動力放大係數時採用的阻尼比為零。本樓版系統可提供 4% 阻尼比，其反應與無阻尼的差異，請再查明。
- 二、查詢鋼承板正、負彎矩之斷面模數何以接近的原因。經查詢鋼承板原廠商，因計及斷面模數只要提供頂端與底端之小值即可。此外，受負彎矩時，支承反力會造成鋼板面外變形，更易於屈曲，因此受負彎矩的斷面模數略小於受正彎矩之斷面模數。
- 三、查詢本大樓耐震設計。本大樓之耐震設計，除規範規定進行外，尚進行工址危害度分析與反應譜製作，亦一併在設計中使用。反應譜與規範者比較，短周期較高，長周期較小。最大地表加速度由均布危害度分析求得，475 年回歸期為

0.23g，與規範同，950年回歸期為0.28g，50年回歸期為0.103g，認屬合理。耐震設計增加檢核地表加速度為0.103g乘以用途係數1.25時，結構需在彈限內。要注意將來檢核構材強度時，地震力不必再乘以載重係數。此外，此部份的檢核阻尼比採用1.5%。

大地震時之地表加速度取0.23g乘以用途係數1.25。反應譜以規範的 F_u 值折減為非彈性反應譜。惟 $\left(\frac{C}{F_u}\right)_m$ 值的上限應提高，且假設複合振態阻尼比最大為30%。

大地震亦將進行非彈性動力分析，建議檢核目標改為樓層韌性比不得超過2.5。此外，由於歷時記錄的反應譜遠低於設計反應譜，因此地表加速度以採用非均勻布危害度所求得的0.39g。

四、查詢風力設計與耐震設計之比較。100年回歸期風力與檢核中度地震不得降伏的基底剪力約略相等，但屋頂的變位何以差很多，請加以查明。

五、查詢混凝土潛變對結構產生之影響。根據ACI 209委員會設計資料，潛變應變為彈性應變的0.728倍。混凝土的有效彈性係數為原來的57.8%。經結構分析，由於潛變造成柱子應力重分配，以及柱差異潛變造成梁之應力變化均很微小。惟在構材設計時，因混凝土彈性係數降低所造成柱屈曲載重降低之影響應加以考慮。

第六次審查會議內容：

本次審查僅做溝通與討論，未進行實質審查，因此未有審查記錄。

第七次審查會議內容：

一、查詢基樁設計重新調整之原因。以前基樁設計所根據之鑽孔資料為第一、二次補充調查之鑽孔共計27孔。因基地內陸續完成第三次補充鑽孔調查70孔，因此對地層狀況重新詳估所有基樁之樁長。

二、查詢容許承载力之計算。基樁容許承载力之計算，與原設計相同，係採用t-z曲線分析。下壓承载力所用的安全係數仍用2.0，拉拔承载力所用的安全係數

與y向的最大容許位移為1.0公尺，並採用多段式阻尼，以期降低強風及強震下，阻尼器對建築物之相對位移。上述初步設計之性能，尚能符合要求。

二、查詢構架非線性分析修正情形。各層降伏層間位移之計算，係以振態疊加法求各層層剪力後，反求作用在各層地震力後，將此些力量靜態加在各層，並照比

仍用3.0。根據此計算，不同的入岩深度有不同的容許承载力，俟與結構分析需求荷重比較後，可據以決定基樁之入岩深度。

三、查詢何種情況下應進行樁周灌漿。裙樓區為拉拔控制之基樁均須進行周灌漿。主樓區若下壓力控制，則由其樁長計算拉拔承载力，倘安全係數已超過4.0則不必進行樁周灌漿，否則仍須進行樁周灌漿。

四、查詢結構分析對基樁需求載重產生的變更。結構分析主要的變更在基樁的K值，主樓區考慮群樁效應之基樁K值，由原設計的 $20000 \frac{T}{M} \sim 30000 \frac{T}{M}$ 變更為 $17000 \frac{T}{M} \sim 25000 \frac{T}{M}$ ；裙樓區基樁K值則由 $132000 \frac{T}{M}$ 變更為 $30000 \frac{T}{M} \sim 50000 \frac{T}{M}$ 。基樁K值改變會影響基樁載重的分佈。此外，靜、活載重與風力亦做了些調整，並為了能吸收將來可能的變更，因此將需求載重加以調高。以上變更，認屬合理。

五、查詢變更設計後入岩深度與樁長變化的幅度如何。以主樓區而言，入岩深度總長降低1.22%，樁長總長則減少0.67%。以裙樓區而言，入岩深度總長增加4.29%，樁長總長則增加1.20%。以上變更幅度不大，認屬合宜。

第八次審查會議內容：

本次審查僅就「台北國際金融中心混凝土配比設計及施工特別條款」進行初步溝通與討論，未進行實質審查，因此未有審查記錄。

第九次審查會議內容：

一、檢討「台北國際金融中心混凝土配比設計及施工特別條款」

台北國際金融中心結構體，如鋼柱內灌混凝土、鋼筋混凝土剪力牆、鋼筋混凝土筏式基礎及地下室大面積RC樓版擬使用高強度、高流動性、低乾縮等特性之高性能混凝土。為達到此些特性，以及確保品質之一致性，由業主委託中華民國結構工程學會黃兆龍博士主持研擬「台北國際金融中心混凝土配比設計及施工特別條款」，本次審查會議邀請黃教授列席，並與審查委員進行討論與檢討。茲將審查委員會之建議事項條列如下：

例提高，求各層對應的層剪力與層位移，由相關曲線求得起始降伏點對應的值為降伏層間位移，認屬合宜。對某些強度較強的樓層，係以最大外力作用下該層的層間位移當作降伏層間位移，如此會低估降伏層間位移，係保守的做法。

分析時阻尼器質量包含在結構體中，並取 X-12.2, X-SC1 及 X-12.9 三個平面構架進行分析。地震歷時採用五個較嚴重的記錄，計為中正紀念堂橫向、信義國小東西向、松山國小東西向及人工地震記錄的縱向與橫向，認屬適當。由分析結果發現，最大樓層韌性比均未超過 2.5(在地表加速度 0.39 g 情況下)，認屬適當。

設計人並將三個構架加以串聯，並假設同一層的位移相同，分析結果顯示最大樓層韌性比亦未超過 2.5，但各個地震記錄作用下最大樓層變位均發生在第 87 層，請檢討並酌予補強以避免此現象。

第十一次審查會議內容：

- 一、查詢梁、柱構材所產生塑鉸之最大塑鉸轉角。由地表加速度 0.39 g 的非線性動力分析來看，最大塑鉸轉角接近 0.03 rad，在此種情況下，梁柱接合細部如何設計，能抵抗此塑鉸轉角否？請加以研究。
- 二、查詢斜撐產生壓力屈曲的普遍性。由地表加速度 0.39 g 的非線性動力分析來看，斜撐產生屈曲的情形尚普遍。可將計算屈曲軸力的未支撐長度設定為淨長，並酌予降低地表加速度值，看看何時可將壓力屈曲的現象消除來評估此問題的嚴重性。
- 三、查詢裙樓區之耐震分析與設計。裙樓區為六層結構物，進行耐震分析之結構模式含裙樓、整個地下室及裙樓屋頂結構，認屬適當。靜態設計地震力之計算，按法規進行，用途係數採 1.25。此外，亦進行動力分析，採阻尼比 3% 反應譜，並調整基底剪力與靜力分析相同(阻尼比亦為 3%)。層間變位角之檢核亦照規範進行，並考慮扭矩及扭矩之動力放大效應，其最大值均未超過容許值 $\frac{5}{1000}$ ，認屬合宜。
- 四、查詢屋塔及尖塔之地震反應。主體結構自 91 層起退縮為屋塔，延伸至高程 448m 後形成 60m 高的尖塔構架。從地表加速度 130 gal 的地震分析看出，尖塔平均

受到 1.65 g 的加速度，塔尖部份並高達 5 g，因此屋塔之設計係地震力控制，而非風力控制。經詳細檢視，發現屋塔的反應主要由高振態控制，認屬正確。

五、查詢地下室基礎邊界條件模擬對結構分析之影響。為反應基礎土壤及基格變形對上部主體結構之影響，主體結構之分析與設計除將基礎以固定端模擬外，亦根據大地顧問所提供之土壤彈簧及基格參數模擬基礎的邊界狀況。

由分析結果顯示基礎固定時之塔尖自重變形為 0.13m，而 100 年回歸期風力變形為 2.56m，若考慮基礎彈簧時垂直及側向變位分別放大為 0.17m 及 2.94m，其中地下室構材因較靠近邊界，應力變化較大，但仍能滿足設計規範要求。以上分析與檢核，認屬合宜。

第十二次審查會議內容：

- 一、查詢 88F 加梁前後結構地震行為之比較。88F 加梁前與後，對其附近樓層之層間變位並沒有顯著的影響，但仍建議將梁加上。
- 二、查詢地震時斜撐屈曲情況之再檢視。本次分析將斜撐未支撐長度改為淨長，有效長度係數 K 由 1.0 改為 0.8，由非線性地震分析看出，當地表加速度漸減至 230 gal 時，會屈曲的斜撐構材已經很少。謹將仍會屈曲的 X-12.2 構架 82 樓斜撐及 X-12.9 構架 82 樓及 74 樓斜撐之尺寸放大，認屬合宜。
- 三、查詢裙樓區採光罩桁架之分析與設計。本桁架之分析採用 SAP 90 程式，以容許應力法設計。作用在採光罩上之風力，包括正風壓與負風壓係採用 RWDI 風洞試驗之結果，認屬合宜。除應力檢核外，亦檢核變位，認屬適當。
- 四、查詢九十層斜柱之分析與設計。九十層之斜柱係配合其上核心區柱距之縮小，係以整層之桁架來轉換。斜柱之設計係以 LRFD 設計方法設計之。風力則照 RWDI 建議，當某水平向風力為 100% 時，另一水平向用 60%，而扭轉彎矩用 40%，認屬合宜。
- 五、查詢梁柱接頭之韌性設計。傳統之梁柱接頭鉚接，大致可產生 0.005 rad 的可靠塑鉸轉角。由於本案最大塑鉸轉角接近 0.03 rad，因此採用切割梁翼的方式來增加其塑鉸轉角，認屬可行。
- 六、建議裝設強震儀，觀測地震時本大樓之反應。由於本大樓高度特高，結構系統也較為特殊，並配置調諧質量阻尼器，因此建議裝設強震儀系統，觀測地震時











之反應，並與設計時的計算反應比較。

結 論：

以上審查會議所提修正及補充事項，設計人業將設計圖及計算書修正並補繪完竣。本案結構設計所引用之學理及規範均為目前所認可者，其分析方法及設計程序尚屬適當，惟設計人據以完成之各項計算、細部設計、設計圖說及施工說明和品質仍應依法自行負責。建議本案准予通過。

審查機構：國立台灣大學地震工程研究中心



審查委員：蔡益超  陳清泉  張國鎮  陳正興 
黃燦輝  田堯彰  羅俊雄  楊水斌 
洪宏基  蔡克銓 

中華民國八十八年五月十九日

『台北市信義區信義段四小段 31、31-1、34、34-1、
37-33、-34、-35 地號等七筆土地新建工程』

結構變更設計審查意見書

副
本

88.11.20

主旨：為『台北市信義區信義段四小段 31、31-1、34、34-1、37-33、-34、-35 地號
等七筆土地新建工程』建造申請案之結構變更設計提供審查意見。

依據：一、台北市建築執照申請有關特殊結構委託審查原則（83 年 8 月 18 日北
市工建字第 53545 號函）。

二、依業主台北金融大樓股份有限公司 88.11.1(88)行字 111 號函。

審查會議地點：國立台灣大學工學院地震工程研究中心會議室(工綜大樓 227 室)

審查會議時間：

第一次審查會議：民國八十八年十一月四日下午六時至九時。

審查單位：國立台灣大學工學院地震工程研究中心

審查委員：蔡益超、陳清泉、張國鎮、陳正興、蔡克銓、
田堯彰、洪宏基、黃燦輝。

設計者：李祖原建築師事務所、永峻結構技師事務所、長輝結構技師事務所

審查會議紀要：

第一次審查會議內容：

一、設計人說明結構變更情形。

本大樓原建築設計為地上 101 層(高度 448 公尺)，並設有 60 公尺高之尖塔
(高度至 508 公尺)。本次變更將高度降為 95 層(404.2 公尺)，並取消尖塔。

此外由於商場動線之變更，裙樓結構在大梁、柱不變的原則下，配合修正

小梁及版結構之配置，以因應樓版開孔及扶梯位置之變更。

二、查詢彈性分析與設計之檢討

將原有 SAP 90 分析模式，直接將 95 層以上取消後，重新分析並檢核構材應力。變更後結構之垂直載重及風力均變小，但因周期由 6.87 秒縮短為 6.56 秒，以及振態形狀之改變，因此地震各層層剪力反而略有增加，而傾倒力矩在 20 層以下亦略有增加，認屬合宜。構材強度經檢核後僅需加大第三道構架 2F~7F 的部份梁、斜撐尺寸即可，認屬適當。

三、查詢非彈性歷時分析

以變更後之結構進行非彈性歷時分析，選取對結構體影響較大之三種地震加速度歷時進行分析。在地表加速度 195 gal 下，最大塑性轉角為 0.00815 rad，發生在 86 樓。在 350 gal 地表加速度下，最大塑性轉角為 0.02603 rad，亦發生在 86 樓。在 500 gal 地表加速度下，最大塑性轉角為 0.03816 rad，亦發生在 86 樓。在 390 gal 地表加速度下，最大塑性轉角略大於 101 樓的 0.02482 rad，但仍小於 0.03 rad，因此採用切割梁翼的方式來增加其塑性轉角，仍屬可行。此外，請補充在 390 gal 地表加速下之最大樓層韌性比。

四、查詢裙樓結構變更設計結果。

裙樓因商場動線之變更，導致樓版開孔位置之變更及扶梯搭放位置之改變。此部份只需變更小梁位置及版結構之配置即可，其設計由設計人妥為設計即可。

五、查詢最大樓層韌性比之補充計算結果。

由十一月十八日提送之補充計算結果審查，在三種地震加速度歷時作用下，X-12.2, X-SC1, 及 X-12.9 構架之最大樓層韌性比在 390 gal 地表加速度下，均未超過 2.5，認屬合宜。

結 論：

以上審查會議所提修正及補充事項，設計人業將設計圖及計算書修正並補繪完竣。本案結構設計所引用之學理及規範均為目前所認可者，其分析方法及設計程序尚屬適當，惟設計人據以完成之各項計算、細部設計、設計圖說及施工說明和品質仍應依法自行負責。建議本案准予通過。

審查機構：國立台灣大學地震工程研究中心



審查委員：蔡益超



陳清泉



張國鎮



陳正興



蔡克銓



田堯彰



洪宏基



黃燦輝



中 華 民 國 八 十 八 年 十 一 月 廿 日

副
本

『台北國際金融中心(台北市信義區信義段四小段 31、31-1、34、34-1、37-33、37-34、37-35 地號等七筆土地)新建工程』

第二次結構變更設計審查意見書

90.6.18

主旨：為『台北國際金融中心(台北市信義區信義段四小段 31、31-1、34、34-1、37-33、37-34、37-35 地號等七筆土地)新建工程』建造執照申請案之第二次結構變更設計提供審查意見。

依據：一、台北市建造執照申請有關特殊結構委託審查原則(83.8.18，北市工建字第 53545 號函)
二、台北市工務局 87 年 11 月 9 日北市工建字第 8735624300 號函。
三、業主台北金融大樓股份有限公司之(90)行字第 076 號函。(90.5.29)

審查單位：國立台灣大學工學院地震工程研究中心

審查委員：蔡益超、陳清泉、洪宏基、田堯彰、張國鎮

設計人：李祖原建築師事務所、永峻工程顧問公司

審查會議地點：國立台灣大學工學院工綜大樓 227 室

審查會議時間：中華民國九十年六月十八日上午九時至十時。

審查會議紀要：

一、建築師說明本次變更主要內容：

由於本大樓每八層有一機械層，提供防火避難空間，因此部份面積不算容積，而可以補至各樓層之挑空處，總樓地板面積由 347,836.24m² 變更為 358,197.45m²。此外，有 33 個樓層平面局部變更，五層夾層取消，游泳池面積由 955.45 m² 變更為 293.44 m²，停車場面積由 32,527.44 m² 變更為 33,011.56 m²。

二、查詢結構分析與設計所做之檢討

本案原設計因考慮日後二通獎勵等因素，已將部份挑空填滿，約增加原設計樓地板面積之 7.9%。本次變更樓地板面積約增加 2.98%，未超過原考慮範圍，故就整體結構而言，本次變更不受影響。此次變更小梁增設、調整及增加樓版等局部構材均已妥為設計，認屬適當。

結 論：

以上審查會議所提修正及補充事項，設計者業將設計圖及計算書修正並補繪完竣。本案結構變更設計所引用之學理及規範均為目前所認可者，其分析方法及設計程序尚屬適當，惟設計者據以完成之各項計算、細部設計、設計圖說及施工說明和品質管理仍應依法自行負責。建議本案准予通過。

審查機關：國立台灣大學工學院地震工程研究中心



審查委員：蔡益超

陳清泉

洪宏基

田堯彰

張國鎮

中華民國九十年六月十八日

副
本

『台北國際金融中心新建工程（台北市信義區信義段四小段 31、31-1、
34、34-1、37-33、37-34、37-35 等七筆）』

第三次結構變更設計審查意見書

91.01.29

主旨：為『台北國際金融中心新建工程（台北市信義區信義段四小段 31、31-1、34、
34-1、37-33、37-34、37-35 等七筆）』建造執照申請案之第三次結構變更設計
提供審查意見。

依據：一、台北市建築執照申請有關特殊結構委託審查原則（83.8.18 北市工建字第
53545 號函）。

二、台北市工務局核發建築執照結構審查及抽查增列相關規定（87.11.9 北市工
建字第 8735624300 號函）。

三、業主台北金融大樓股份有限公司之（91）行字第 024 號函（91.1.14）。

審查單位：國立台灣大學工學院地震工程研究中心

審查委員：蔡益超、陳清泉、洪宏基、田堯彰、張國鎮。

設計人：李祖原建築師事務所、永峻工程顧問公司。

審查會議地點：國立台灣大學工學院工綜大樓 227 室

審查會議時間：民國九十一年一月二十九日上午九時卅分至十一時。

審查會議內容：

一、查詢本次變更的主要項目

本第三次變更設計，主要係配合信義計畫地區二次通盤檢討，申請容積獎勵，增加 10846.36m² 樓地板面積。此外，配合民航局調整台北航空站附近建築物高度標準，增加 91F 至 101F 層高，建築高度由 428m 變更為 448m。變更後總樓地

板面積計 373830.55m^2 ，影響樓層計 48 層。

二、查詢針對此次變更結構設計之檢核

原建築送照圖係依據當時建築法規計算容許樓地板面積並配合建築需求配置於各樓層。

因建築規劃階段即要求結構設計需能滿足未來獎勵容積通過時之安全需求，所以原結構已針對樓地板面積可能增加 7.9% 時之構架進行應力分析與設計。

本次變更後總樓地板面積為 373830.55m^2 ，相對於原建造面積 (347836.24m^2)，增加 25994.31m^2 ，其變動幅度為 7.43%，仍小於原先考慮的 7.9%。

根據第一次結構設計審查，建築高度已考慮為至 101 層的高度為 448m，本次 91F 至 101F 增加總高度 20m，其各樓層高度與原先考慮者相同。

基於原結構分析與設計已考慮高度為 448m，及總地板面積增加 7.9% 的情況，因此本第三次變更等於恢復原設計考慮之條件，所以就整體結構而言，各結構構材之強度與細部皆能符合各種規範之設計要求。

結論：

以上審查會議所提出及補充事項，設計人當將設計圖及計算書修正並補增完竣。本案結構設計所引用之學理及規範均為目前所認可者，其分析方法及設計程序尚屬適宜，惟設計人據以完成之各項計算、細部設計、設計圖說及施工說明和品質仍應依法自行負責，建議本案准予通過。

審查機構：國立台灣大學地震工程研究中心



審查委員：蔡益超



陳清泉



洪宏基



田堯彰



張國鎮



中華民國九十二年九月二十二日

副
本

『台北國際金融中心新建工程（台北市信義區信義段四小段 31、31-1、34、34-1、37-33、37-34、37-35 等七筆）』

第四次結構變更設計審查意見書

92.04.02

主旨：為『台北國際金融中心新建工程（台北市信義區信義段四小段 31、31-1、34、34-1、37-33、37-34、37-35 等七筆）』建造執照申請案之第四次結構變更設計提供審查意見。

- 依據：一、台北市建築執照申請有關特殊結構委託審查原則（83.8.18 北市工建字第 53545 號函）。
- 二、台北市工務局核發建築執照結構審查及抽查增列相關規定（87.11.9 北市工建字第 8735624300 號函）。
- 三、業主台北金融大樓股份有限公司之（91）行字第 173 號函。

審查單位：國立台灣大學工學院地震工程研究中心

審查委員：蔡益超、陳清泉、洪宏基、田堯彰、張國鎮。

設計人：李祖原建築師事務所、永峻工程顧問公司。

審查會議地點：國立台灣大學工學院工綜大樓 227 室

審查會議時間：民國九十二年四月一日下午五時卅分至八時卅分。

審查會議內容：

一、查詢本次變更的主要項目

本次變更就建築上而言，主要係 92F 以上部分樓層之建築面積略有調整，增加樓地板面積為 389.4m²，總樓地板面積變更為 374219.95m²。

本次變更就結構而言，主要係 91F 以上屋塔部份服務核內有許多轉柱與斜柱

，本次變更將此部份構架系統予以簡化，使其單純明確。此外，勁度也明顯提高，以減少層間變位角。由於就整體結構而言，本次變更僅在局部，對整體結構並無何影響，因此主要重行設計 92F 以上變更後之結構。

二、查詢變更前後結構基本動力特性變化

第一振態周期由 6.951 秒增加至 7.017 秒，但屋塔部份的振態在第七振態，其周期則由 1.602 秒降為 1.529 秒，顯示本次變更屋塔勁度提高。

三、查詢變更前後之風力比較

變更前後均以 100 年回歸期風力作彈性設計，根據 RWDI 提供之風力，變更前 X、Y 向風力基底剪力分別為 $1.19\text{E}+08\text{N}$ 及 $1.15\text{E}+08\text{N}$ ；變更後則為 $1.22\text{E}+08\text{N}$ 及 $1.14\text{E}+08\text{N}$ ，變化很小。

由重新分析結果看，變更後屋塔部份的變位及層間變位角明顯降低，認屬合宜。

四、查詢變更前後之地震力分析比較

變更前後之耐震設計主要由回歸期 100 年之彈性設計控制，就整體結構而言，變化很小。就屋塔部份而言，變位及層間變位角明顯降低，認屬適當。

五、查詢屋塔部份之構材設計

屋塔部份長期受風力作用而須進行疲勞檢核，由 RWDI 提供 100 年使用期限產生 200 萬周應力的等值風力，約為 100 年回歸期風力的 1/4。由於疲勞設計受容許應力差值之控制，因此屋塔構材之設計主要受此破壞模式控制，但其應力比均未超過 1.0，認屬安全。

結論：

以上審查會議所提出及補充事項，設計人業將設計圖及計算書修正並補繪完竣。本案結構設計所引用之學理及規範均為目前所認可者，其分析方法及設計程序尚屬適宜，惟設計人據以完成之各項計算、細部設計、設計圖說及施工說明和品質仍應依法自行負責。建議本案准予通過。

審查機構：國立台灣大學地震工程研究中心



審查委員：蔡益超



陳清東



洪宏基



田堯彰



張國鎮



中華民國九十二年四月二日

副
本

『台北國際金融中心新建工程（台北市信義區信義段四小段 31、31-1、34、34-1、37-33、37-34、37-35 等七筆土地）』

第五次結構變更設計審查意見書

92.09.22

主旨：為『台北國際金融中心新建工程（台北市信義區信義段四小段 31、31-1、34、34-1、37-33、37-34、37-35 等七筆土地）』建造執照申請案之第五次結構變更設計提供審查意見。

依據：一、台北市建築執照申請有關特殊結構委託審查原則（83.8.18 北市工建字第 53545 號函）。

二、台北市工務局核發建築執照結構審查及抽查增列相關規定（87.11.9 北市工建字第 8735624300 號函）。

三、業主台北金融大樓股份有限公司之（92）行字第 150 號函（92.9.2）。

審查單位：國立台灣大學工學院地震工程研究中心。

審查委員：蔡益超、陳清泉、洪宏基、田堯彰、張國鎮。

設計人：李祖原建築師事務所、永峻工程顧問公司。

審查會議地點：國立台灣大學工學院工綜大樓 227 室

審查會議時間：民國九十二年九月十九日下午五時卅分至八時卅分。

審查會議內容：

一、查詢本次結構變更設計主要內容

本次結構變更設計主要係配合 5F 與 6F 室內空間使用稍有變更，擬於 5F 設置夾層，增加面積為 99.8m²，但於 6F 樓板將原挑空部份擴大，使建照面積維持不變。

本次結構變更設計主要就是 5F 夾層的設計與 6F 樓板挑空變大，樓板小梁配置之改變。

二、查詢 5F 夾層之分析與設計

為支撐 5F 夾層之重量，增設 6 根鋼柱於 5F 與 6F 間，其與大梁之連接為鉸接，夾層地板處配置鋼梁，與上述柱之連接屬剛接。

夾層之靜載重按實計算，活載重以 500kg/m^2 計，設計地震力之分析，則將夾層變更納入整體結構分析，依 100 年回歸期彈性反應譜分析結果設計，並檢核原主結構體之安全性。上述分析，地震地表加速度為 $0.13g$ ，認屬合宜。

整體分析結果顯示，Y 向、X 向與扭轉之第一振態周期由 7.0172 秒、6.9630 秒及 4.8709 秒略為提高至 7.0174 秒、6.9631 秒及 4.8711 秒，顯示影響極微。

五樓主梁承受 5F 夾層柱傳下的力量，經設計檢核，其應力比均仍小於 1.0，認屬安全。

三、查詢 6F 樓板挑空小梁之設計

原設計該處小梁走 X 向，茲因挑空要拆除部份小梁，因此整塊樓板的小梁改設計為走 Y 向，並考慮今後有可能恢復原狀，因此 Y 向小梁端之大梁在翼版貼補鋼板補強，認屬適當。

結論：

以上審查會議所提出及補充事項，設計人業將設計圖及計算書修正並補繪完竣。本案結構設計所引用之學理及規範均為目前所認可者，其分析方法及設計程序尚屬適宜，惟設計人據以完成之各項計算、細部設計、設計圖說及施工說明和品質仍應依法自行負責。建議本案准予通過。

審查機構：國立台灣大學地震工程研究中心



審查委員：蔡益超



陳清泉



洪宏基



田堯彰



張國鎮



中華民國九十二年九月二十二日

附件二

大地工程及工址斷層調查報告

臺北國際金融中心大地工程及工址斷層調查

陳斗生

富國技術工程股份有限公司

摘 要

臺北國際金融中心之101F超高大樓基礎設計與施工等之安全考量，土壤工址調查計畫分別於規劃、設計與施工各階段共執行了155孔之鑽探取樣及大量之各式室內及現地試驗；對臺北斷層之確實位置及其活動性之評估與調查，除檢視大量文獻及既有調查資料外，並進行有孔蟲化石鑑定、微化石鑑定、岩相分析、黏土礦物分析及碳十四定年；確定臺北斷層係距基地東南角約200公尺，且臺北斷層至少四萬五千年來未有活動之跡象，工程上可視為非活動斷層。

FAULT AND GEOTECHNICAL SITE INVESTIGATION FOR THE 101-STORY TAIPEI INTERNATIONAL FINANCIAL CENTER

CHEN DUNSTAN

SINO GEOTECHNOLOGY, INC.

ABSTRACT

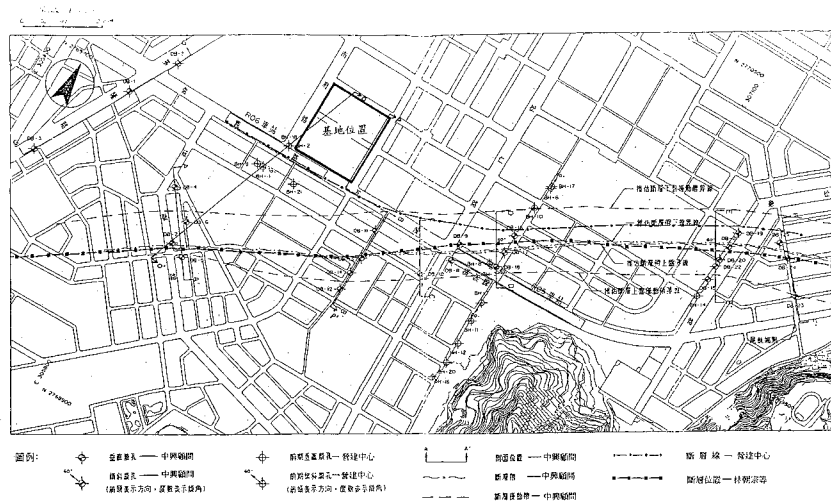
The 101-Storey Taipei International Financial Center is located at SE boundary of Taipei Basin. Taipei (thrust) Fault is known to pass through the site vicinity. geotechnical site investigation program consists of: (1) 155-borehole sampling and large amount of field and lab testing during foundation planning, design and construction stages; (2)geologic investigation program consists of reviewing and evaluating Taipei Fault related documents and records, drilling and sampling of 5 off-site deep borings, large amount of fossil identifications and

carbon dating. Results indicate that Taipei Fault is about 200m from SE corner of the site, and the Fault has not being active for a minimum of 45,000 years and may be considered as non-active fault.

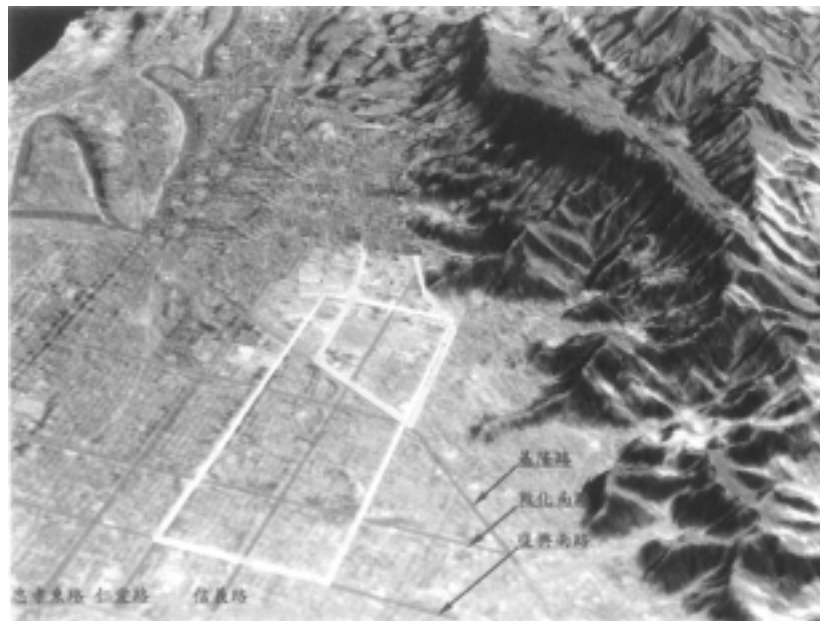
前 言

台灣因地質環境較為複雜，是以一般建築之大地工程工址調查(Geotechnical Site Investigation)應包含土壤調查(Soil Investigation)與地質調查(Geologic Investigation)二部份。土壤調查屬大地工程中土壤力學、岩石力學與基礎工程之範疇，主要在瞭解基礎影響範圍內之土壤、岩盤、地下水位、水壓之分佈狀況及各土/岩層之工程力學與材料特性如剪力強度參數、應力-應變關係及滲透性等特性，以便根據規劃之建物特點評估最佳之基礎型式、承載地層、施工方式，並預估建物基礎在各階段之行為；倘基礎所在位置及附近之地層形成之地質環境較為複雜，如附近有斷層，或基地位處坡地、坡址或崩塌地，則需進一步瞭解地質構造及其對建物安全之影響俾於規劃、設計及施工，各階段之可能災害可妥加預防、趨避。工址調查實際上是大地工程實務中的第一步，如何落實調查結果於土工之分析、設計與施工才是工址調查的目標。

國際金融中心大樓基地面積為158m×160m，其中主樓區面積87m×98m，為地上101層，地下5層之超高大樓，樓高448公尺(含尖塔之高度為508公尺)，開挖深度約21.8公尺；裙樓區面積15,480m²為地上6層，地下5層建物，開挖深度21.65m；主、裙樓地下室全部連成一體，地面上結構體則以伸縮縫分離。



圖一 臺北斷層在信義區線型分佈及擾動帶範圍



圖二 基地附近地形鳥瞰圖(改繪自中興工程，1997)

臺北國際金融中心基地位於臺北盆地東南隅，由地質文獻可知附近有臺北斷層通過，但其確切位置之研判不一(圖一)；在地質調查研究所2000年以前之圖幅顯示臺北斷層為存疑性活動逆斷層，但由此區域之地貌研判(圖二)，斷層線南側較陡峭之山崖及谷地距基地附近之斷層線在一公里以上；由於台灣地塊變動極為活躍，其活動逆衝型斷層上盤之上升速度與受到自然界之風化、沖刷速率之差異而造成特殊之地形特徵：在一般活動性較高之斷層由於上盤岩層較古老，風化、沖刷速率較緩，是以其斷層線大多在山崖邊或坡址，由基地附近地形研判，

斷層線距山區甚遠，且南側之上盤為較堅硬之古老岩層，故其近期之活動性應甚低；此外由圖二可推測在臺北斷層形成後，盆地湖相沉積之前及初期大量之崩積岩塊、谷地之土石流，沿盆地邊緣崩積、沖積而構成預定基地湖相沉積土層之底部；因此可研判本超高大樓基地之地層由上而下應含湖相沉積土壤、崩積、沖積土層覆蓋於斷層之下盤岩層。由上述文獻回顧及地形之研判，本超高大樓之工址調查至少需能解答下列三項基本課題：

1.臺北斷層調查及耐震設計

- 臺北斷層位置及擾動帶範圍之確定；
- 臺北斷層活動性研判；
- 地震設計反應譜之研擬。

2.基礎工程

- 岩盤、土層之工程特性與地下水位、水壓分佈狀況評估；
- 基礎之選擇、分析設計及施工工法之研擬；
- 基礎承载力之驗證與行為之預估。

3.地下室開挖與監測系統

- 地下室開挖擋土地下連續壁、地下連續牆、扶壁之設計影響分析與施工；
- 開挖區，建物與基礎、鄰近建物及道路監測系統配置之研擬、安裝測讀、分析與研判。

以下章節就土壤/地質調查計畫之內容及主要結果，臺北斷層之研究與調查摘要介紹。其他之專題請參考陳斗生(1999, 2000, 2001)，何樹根(1999)。

二、土壤/地質調查計畫

基於上述對地質背景之瞭解與地下土層之研判，本大樓之工址調查計畫仍針對上述三課題規劃、執行。

2.1 土壤/岩盤及水文調查

本工作項目包括規劃、初步設計、細部設計及施工階段之鑽孔取樣、現地及實驗室試驗。

各階段之鑽探、實驗分別由不同顧問公司執行，最後再由本案之大地工程顧問作綜合之研判，下列諸表為鑽探、現場試驗、實驗室試驗之綜合統計供讀者參考：

期別	孔數	深度(總長)	執行單位	目的
(1)	34	38~58m(1670m)	大亞，1996	供規劃參考
(2)	15	65~100m(1189m)	富國，1998	規劃/設計使用
(3a)	17	67~100m(1306m)	亞新，1998	基樁規劃/設計使用
(3b)	7	65~120(679m)		
(4)	77	58~86m(5768m)	世久/富國，1998	基樁設計/施工使用
(5)	5	80~140m(560m)	王、黃/富國，2000	基地外斷層調查研究
共計	155	11,172m		

<u>現地試驗</u>		(1)	(2)	(3)	共計
(1)	孔內透水試驗：變水頭		11		11
(2)	岩層滲漏試驗：Double Packer，4孔		4		4
(3)	十字片剪試驗：4孔共20組		20		20
(4)	孔內變形試驗		10	26	36
(5)	現場岩石點荷重試驗	9	58		67
<u>地球物理探測</u>					
(1)	下孔波速井測：二孔，深度60m及82m				
(2)	微地動量測：地層顯著週期，2點				
(3)	反射震測：變頻測線二條，各長126m，跨越信義路；基地外測線一條				

表三 實驗室試驗統計表

實驗室試驗項目	(1)	(2)	(3a)	(3b)	(4)	(5)	共計
(1) 土壤及岩石一般物理性質試驗	574	425	77		239		1315
(2) 土壤及岩石剪力強度性質試驗	74	103	39		171		387
(3) 單向度壓密試驗	12	5					17
(4) 土壤之軸透水試驗	5	5					10
(5) 土壤動力三軸試驗		2					2
(6) 岩石靜彈性試驗		5					5
(7) 岩相分析		10		28		7	45
(8) 地下水質分析		2					2
(9) 岩石(浸泡)崩解試驗				28			28
(10) 有孔蟲化石鑑定		32				43	75
(11) 碳十四定年						9	9
(12) 超微化石		27				36	63

由上述各表可見本基地由於承載深度變化較大，為樁基礎設計之正確性，鑽孔密度高達每200m²一孔，除土壤工程特性之必要實驗外，為確定各土層之沉積年代，於30m至60m深度內對所獲含腐木或半碳化木之樣品進行碳十四定年及對HH-1鑽孔岩心密集採樣進行黏土礦物分析；為確定岩盤之層別，先後對75組樣品岩心進行有孔蟲化石鑑定及63組之超微化石鑑定，及45組岩石薄片之岩相分析。

2.2 基地之土壤/地質狀況

由上述之土壤/地質調查鑽探、取樣及實驗結果與文獻之回顧，可勾繪出本超高大樓基地之地下土壤、水文及地質之分佈狀況與工程特性供基礎之設計與施工之參考與使用。由調查結果顯示本基地地層除表面厚度1.2m至3.2m之回填土外，主要為下述三層次(代表性剖面如圖三所示)：

(1) 極軟弱至稠密之臺北盆地沉積粉土質黏土層

此層自地表下1.2至3.2m以下至深度30.5m至40m，厚度平均

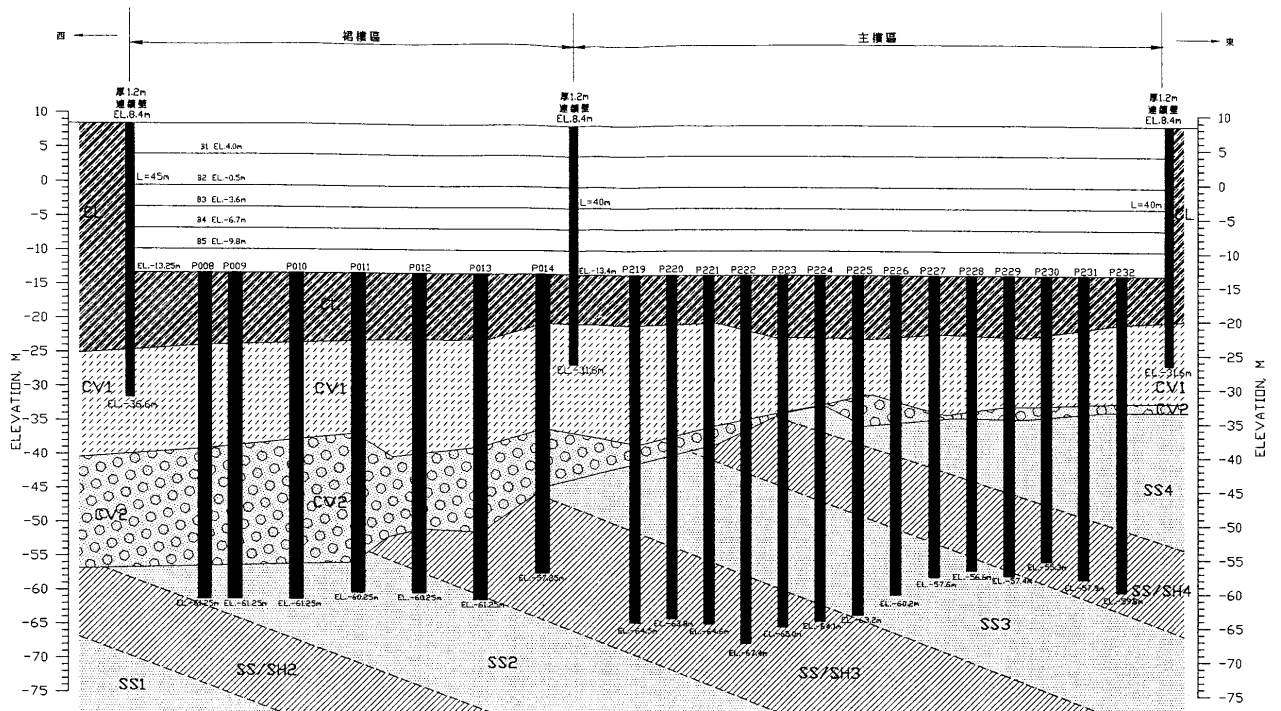
約30公尺，上部20公尺為極軟弱至軟弱；20m以下之黏土層則屬中度稠密至稠密。此黏土層應屬一萬二仟年前冰河期後臺北盆地三次海進海退之沉積土壤，20m以上之極軟弱年土壤應屬最後一次海進(始於約3000年前)之沉積土壤，對本工程之深開挖最具影響。

(2)沖積/崩積土層

上述粉土質黏土層以下之土層由於堆積環境之差異其厚度變化由19公尺至28公尺不等，主要由岩塊、岩礫、砂土混合組成，偶含腐木、半碳化木等有機質；此層之上部一般顆粒較細，下部則顆粒較粗，含古老之岩塊，凝灰岩塊及岩礫，應屬崩積土或土石流等沖積土，其底部之沉積年代應在四萬五千年以上。

(3)岩盤

基地內之岩盤面變化深度由地表下42公尺至69公尺，超高樓區岩盤較淺，向西南西方向之古谷地漸增，由岩相分析及底棲性有孔蟲化石鑑定結果顯示基地內之岩盤沉積於上新世400萬至800萬年前之年輕桂竹林層，主要為灰色細砂岩與粉砂岩，偶夾砂頁岩互層；岩盤面下約10公尺以內之岩盤膠結不佳，岩質較軟弱，10公尺以下則膠結度與強度皆漸佳，岩盤面之深度變化如圖四所示。

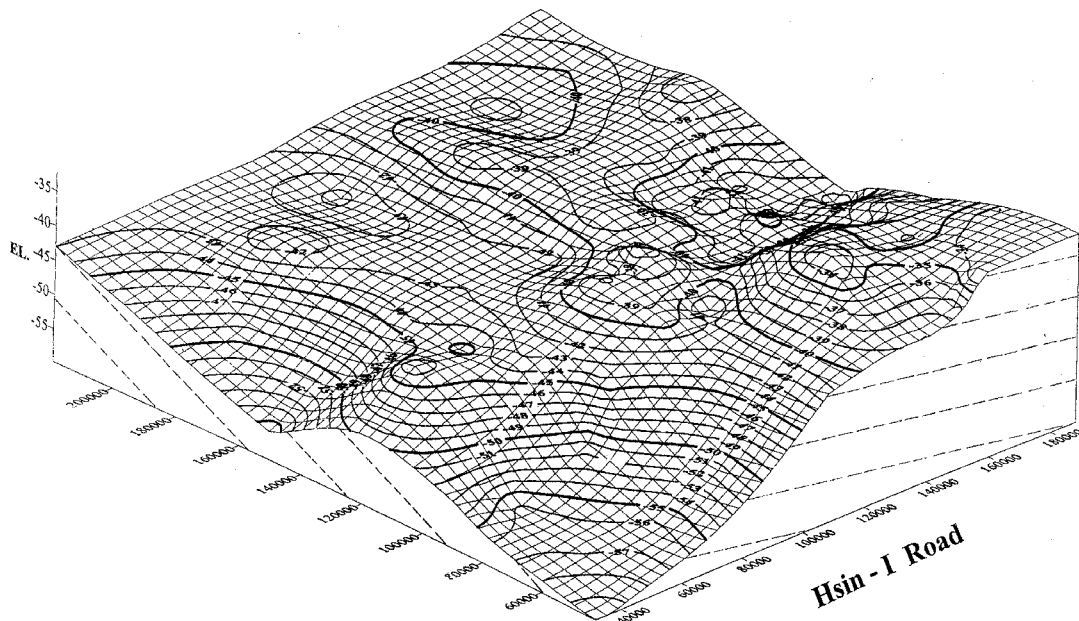


註：CL=粉土質黏土層，N < 8
 CV1=崩積(或沖刷堆積)層一，黏土及粉土質砂層，N > 8
 CV2=崩積(或沖刷堆積)層二，礫石(含岩塊)層，N > 30

SS1、SS2、SS3、SS4=砂岩層或泥質砂岩層，偶夾頁岩薄層
 SS/SH1、SS/SH2、SS/SH3、SS/SH4=砂頁岩互層，或砂岩常夾頁岩薄層

(轉繪自鑽孔剖面 H-H)
 SCALE 1:600

圖三 基地地層分佈及樁基礎剖面圖



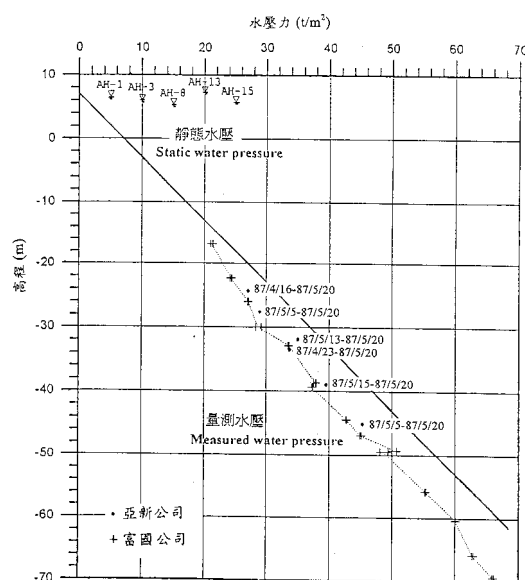
圖四 岩盤等高線立體圖

由安裝於基地內之水位觀測井及水壓計之監測記錄，基地內之棲止水位約位於現地表下2-3公尺，而崩積層中之地下水壓則低於靜態水壓約6-8T/m²(圖五)；由歷年臺北地盤沉陷之監測記錄顯示基地附近由於早

年地下水超抽引致之地層沉陷約50公分，目前已呈穩定狀態。

為檢驗本基地與信義計畫區地層、岩盤面分佈之一致性，仍蒐集並過濾區內數十基地之鑽孔及地形資料，推估區內之岩盤等高線分佈狀況，結果如圖六、七所示，顯示本基地西南側外確為古谷地地形，與前述地表上之地形分佈一致。

部份剪力強度試驗結果如圖八所示，地層之壓力及剪力波速下井測結果如圖九所示，有孔蟲化石鑑定及微化石分析結果請參考陳斗生(2001)；表四為碳十四定年結果。表五為規劃/設計階段根據調查結果所建議之各地層設計之參數。



圖五基地地下水位/水壓變化圖

表四 碳十四定年結果表

體			(year)
S4-1	HH-1	47.12~48.26	31,400 300
S4-2	HH-1	53.35~53.40	>45,000
S4-3	HH-2	43.80~43.95	>45,000
S4-4	HH-2	53.20~53.25	>45,000
S4-7	HH-3	50.35~50.55	>45,000
S4-8	HH-3	52.80~53.00	>50,000
S4-10	HH-4	35.38~35.50	19,850 600
S4-11	HH-4	47.25~47.35	>45,000
S4-12	HH-4	53.38~53.56	>40,000

表五 簡化土層分佈及設計參數表

層別	地層描述	層次底部 分佈深度 (地表下) (m)	平均 厚度 H (m)	t (t/m³)	Wn (%)	WL	Ip	e	標準貫入 試驗N值		總應力 強度參數		有效應力 強度參數		Cc	Cr	Su (t/)	qu (t/)	Vp (m/s)	Vs (m/s)
									C	(°)	C'	(°)								
1	回填層	1.2~3.2 (2.0)	2.0	1.75	32	-	-	1.1	1~12 (6)	-	-	-	-	-	-	-	-	600	176~200 (190)	
2	粉土質 黏土層	上層	10.0~16.0 (12.0)	10	1.80	35	38	15	1.1	1~3 (2)	1.0	15	0.5	25	0.3	0.03	3.5	-	600~1550 (1150)	100~190 (140)
		中層	18.0~24.0 (22.0)	10	1.80	39	43	19	1.2	2~6 (4)	1.0	17	0.5	28	0.4	0.04	4	-	1250~1550 (1480)	182~244 (200)
		下層	30.5~33.9 (32.0)	10	1.80	37	43	20	1.1	4~21 (7)	2.0	18	1.0	30	0.4	0.04	6	-	1445~1538 (1490)	244~270 (260)
3	粉土質細砂與細砂質 粉土層	32.3~41.8 (37.5)	5.5	1.95	23	-	-	0.7	9~59 (18)	-	-	0.5	32	-	-	-	-	1445~1610 (1510)	244~333 (270)	

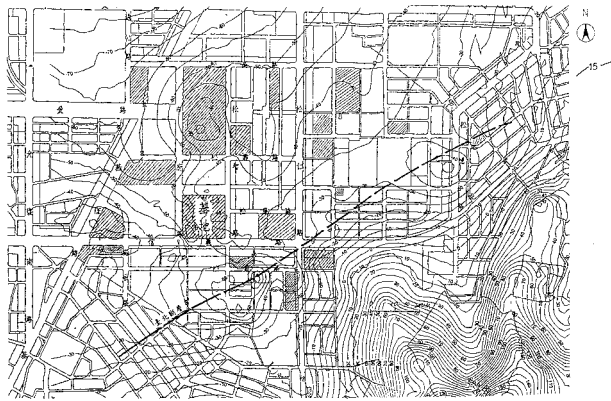
4	粉土質黏土或黏土質粉土層	37.8-43.4 (42.0)	4.5	1.90	28	40	19	0.8	9-27 (15)	4	20	2.0	30	0.25	0.02	11	-	1538-1610 (1570)	270-333 (300)
5	粉土質細砂、礫石、粉土質黏土與岩塊層	41.6-69 (52.0)	10.0	1.98	22	-	-	0.7	15- 100 (33)	-	-	0	35	-	-	-	-	1538-1760 (1670)	238-485 (375)
6	岩層	膠結不佳 (62.0)	10.0	2.1	15	-	-	0.52	>50~100	-	-	10	40	-	-	-	2~13 8 (31)	1610-1760 (1700)	400-435 (420)
	膠結較好		-	-	2.2	12	-	-	0.45	>50~100	-	-	10	45	-	-	-	3-700 (127)	1760-1940 (1900)

註:(1)上表中, r_t = 總單位重 e = 孔隙比 C_c = 壓縮指數 V_p = P 波波速
 W_n = 自然含水量 c/c' = 總凝聚力/有效凝聚力 Cr = 再壓縮指數 V_s = S 波波速
 W_L = 液性限度 ϕ / ϕ' = 總內摩擦角/有效內摩擦角 S_u = 不排水剪力強度
 I_p = 塑性指數 q_u = 岩石之單軸壓縮強度

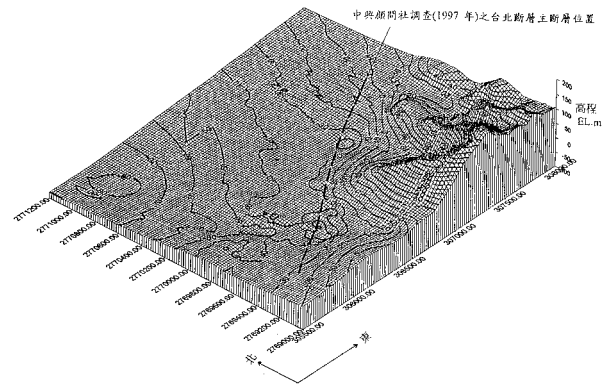
(2) ()內之數字表平均值

(3)岩層之 C' 、 ϕ' 值為尖峰強度

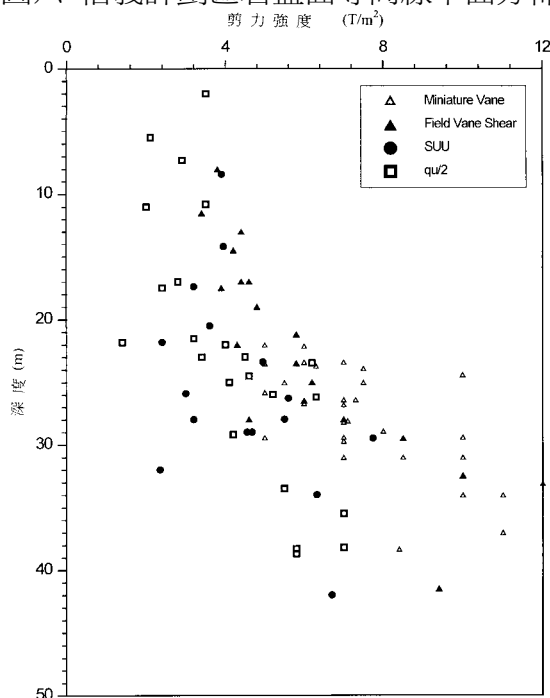
(4)考慮地下開挖取土機械對各階段之開挖面土壤之擾動影響,建議連續壁設計時每階段開挖面下 0.5 公尺厚度內之土層強度不予計算。



圖六 信義計劃區岩盤面等高線平面分佈圖

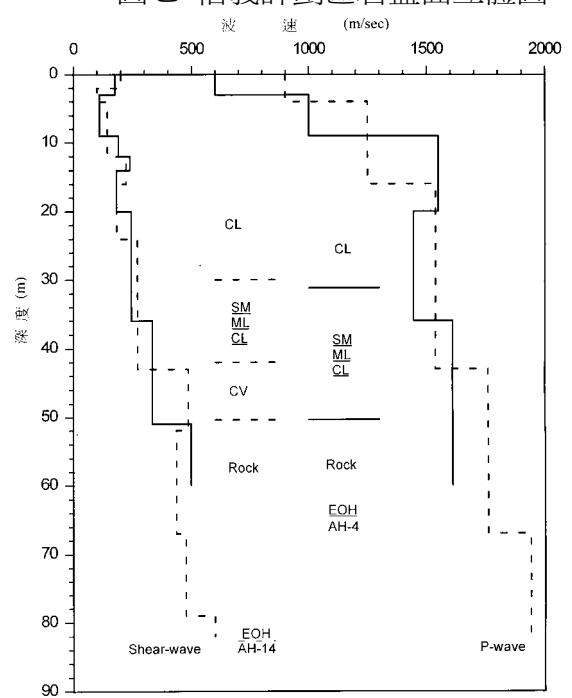


圖七 信義計劃區岩盤面立體圖



註:採用富國、亞新及萬鼎土壤實驗結果

圖九 地層波速分佈圖



圖八 土壤剪力強度試驗結果

三、臺北斷層調查

本超高大樓之可否於原址興建取決於與臺北斷層之距離及其活動性之確定，是為本工址調查之另一重要課題。此課題非一般建築物之工址調查可輕易達成者而必須仰賴文獻及相關研究之調查結果詳加研判才可望有結論。

3.1 臺北斷層位置之確認

地質文獻之回顧顯示基地附近之主要地質構造為設計前尚被列為第四紀存疑性活動斷層之臺北斷層，該斷層為一逆衝斷層，形成於約400萬年前上新世(Pliocene, 1.8~5Ma)至更新世(Pleistocene, 0.01~1.8Ma)之造山運動後期，斷層走向東北東，沿現今之基隆河谷截八堵向斜之東南翼進入臺北盆地，斷層在盆地地段之上盤為公館凝灰岩或大寮層、石底層，下盤則為桂竹林層。對臺北斷層之研究文獻頗多，近期在信義計畫區內對臺北斷層位置及活動性之研究則為臺北市政府捷運局(台灣營建中心,1995)，地質調查研究所(1996,1997-1999)、林朝宗(1997)、中興工程顧問(1998)及陳斗生(1999)等較為深入。捷運局信義支線對此斷層先後共進行三次之調查研究，包括1995年營建研究中心，1998年中興工程顧問之調查及2000年中鼎公司等之補充調查，各調查、研究計畫由於執行單位、規模、經費、方法及目的之不同而有不同之結果。本超高大樓規劃時所知基地附近臺北斷層之主要線性位置有二條，如圖一所示，此二條線性在松仁路以東大致相符，以西部份則開始分叉：第一條沿信義路中心之線性西行係營建中心依據BH-4、BH-9及BH-21三孔之岩性及化石鑑定結果所推估；第二條斷層線則為林朝宗、李錦發(1997)根據地質探測深井(六張犁2號井，台大1號井)及其他地質資料所推估，及中興根據六組剖面，每組3至5孔並鑽獲斷層泥後而繪製；中鼎公司在本基地附近之6孔則分佈於營建中心推估斷層線兩側(信義路二側)施鑽，結果顯示岩盤皆屬斷層下盤之桂竹林層。

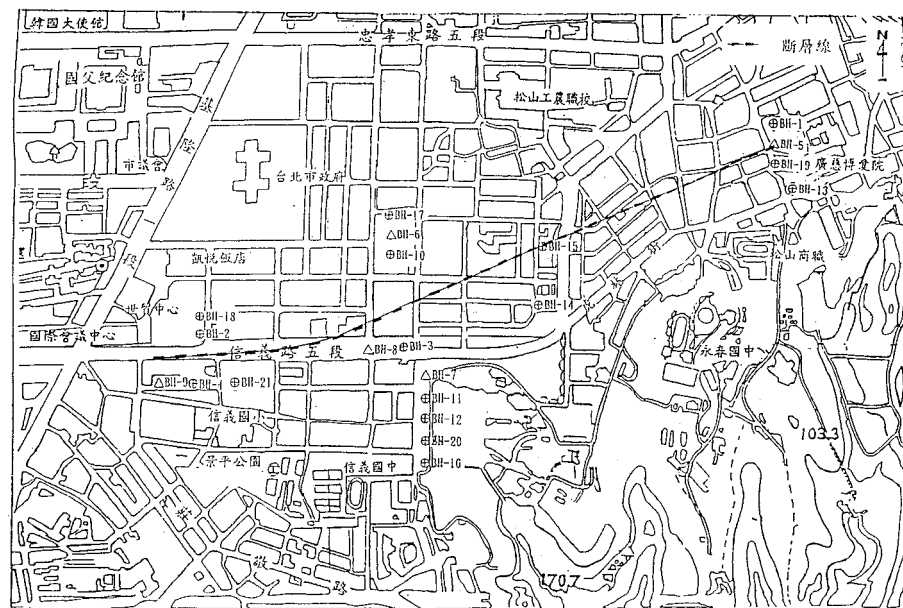
為進一步確定斷層線之正確位置，有必要詳細檢視捷運局前二期用以判定斷層位置之調查資料，俾可作工程實務上之研判；其後由於學術上之論述(陳宏宇，2000)，本超高大樓之工址調查乃有王源、黃敦友(2000)後續之調查、研究與綜合研判之定論。以下僅就三次之調查、研究作一簡介。

表六 岩石樣品有孔蟲化石鑑定結果(營建中心，1995)

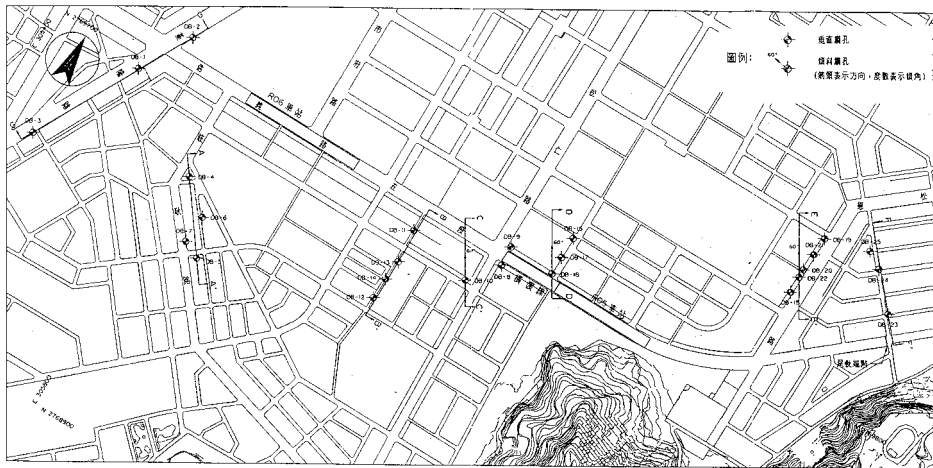
有孔蟲種屬	BH-4	BH-9	BH-21
Ammobaculites sp.	70.05 81.01	-	59.35
Haplophragmoides sp.	-	-	54.3
Elphidium sp.	70.05	-	-
Cribrostomoides sp.	-	-	57.30 59.35
Ammodiscus incertus	-	-	54.3

3.1.1 營建中心之斷層調查

1995年捷運局委託營建中心針對臺北斷層對信義段捷運線之影響進行地質調查，總共鑽孔21孔，分佈於世貿中心及廣慈博愛院區間，推估之臺北斷層位置如圖十一所示，在松仁路/信義路以西之線性仍基於BH-2、BH-18、及BH-4、BH-9、BH-21之差異而研判，BH-2、BH-18之基盤為桂竹林層，而南側之三孔根據化石鑑定結果(表六)而研判岩層屬公館凝灰岩或木山層，及BH-4，48.9m與BH-21，53.7m由岩石薄片之觀察結果顯示為凝灰岩質砂岩，因此研判此區位於信義路南北側地層有不連續現象而推論臺北斷層應位於此區段之信義路下方。



圖十 斷層位置分佈圖 (營建中心結果)

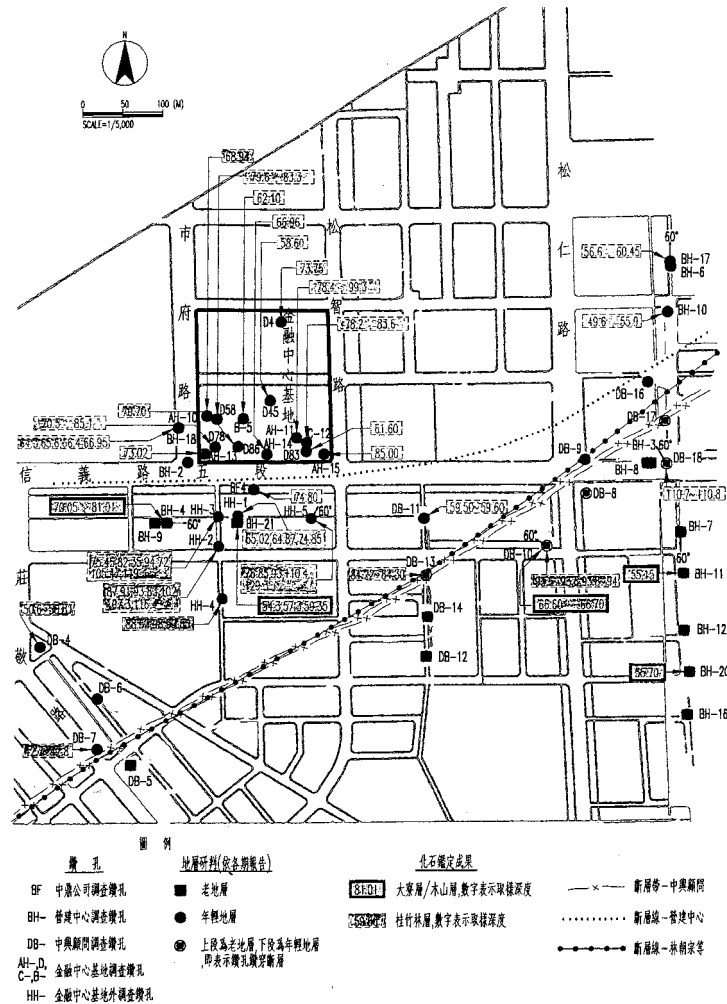


圖十一 中興斷層調查鑽孔分佈位置圖

3.1.2 林朝宗、李錦發(1997)及中興工程顧問公司(1998)之斷層研究與調查

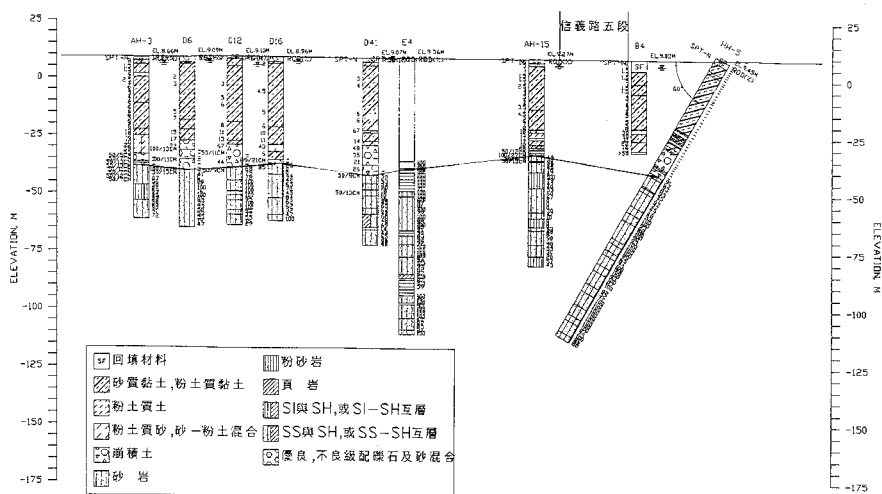
地質調查研究所對臺北斷層之長期研究資料，陸續之彙整(1997-1999)，林朝宗、李錦發(1997)並著文詳述由臺北六張犁二號井及台大一號井及其他地質證據研判臺北斷層在臺北盆地的位置及其活動性，詳細之描述讀者可參閱地工技術第64期(1997)。在信義計畫區之部份則可由營建中心(1995)及中興工程顧問公司(1998)受臺北捷運局委託之地質調查結果加以研判，中興公司1998年之地質調查乃延續營建中心之調查結果共施鑽25孔(圖十一)，首先假設斷層沿信義路向西延伸，則沿基隆路之DB-1、DB-2、DB-3三孔之岩盤應有不連續面之存在，結果顯示此三孔皆屬斷層下盤之桂竹林層，據此研判臺北斷層應於信義計畫區轉向西南西方向延伸，仍採二分逼近方式選擇六組剖面位置找尋斷層：此方式即首先於預估之上、下盤各施鑽一孔，其次在二孔之中央進行鑽孔，將斷層位置之變化範圍逐步緊縮，再以斜孔貫穿斷層，以期獲得斷層泥樣品並可研判斷層走向、傾角與擾動範圍(圖十二)。

可能，已超越一般大地工程實務，仍敦請理論、實務備受尊崇之王源、黃敦友二位地質界宿耆主其事，除對該三孔及相關調查資料詳加評估外，並於該區範圍內另補充鑽探五孔(圖十四)，除進行全取樣外，其中一孔為斜孔(HH-5)，孔長140公尺，由南側向東北東穿越信義路下方，期能獲取假設斷層樣品，另一孔(HH-1)則於距原鑽孔BH-21一公尺處施鑽，以與原孔岩心比對(原鑽孔BH-4、BH-9已有建物，無法施鑽)，其他三孔則沿既成巷道呈南北向排列。上述全取樣鑽孔除可提供地層之目視鑑別外，並取岩心中之化石作有孔蟲鑑定、岩相鑑定、黏土礦物分析及超微化石鑑定等工作，對崩積/沖積地層中有機腐木及半碳化木也進行碳十四定年，俾可推估其沉積之年代。



圖十四 臺北斷層各期調查化石鑑定與岩心研判成果平面圖

由底棲性有孔蟲化石鑑定結果，且岩盤之波速皆在2000m/sec以內與大寮層等較古老岩層一般在3000m/sec以上者差異甚明顯，顯示所有增加之鑽孔之地層均屬桂竹林層，與既有鑽孔(BH-4、BH-9及BH-21除外)地層層序、層位皆相當一致(圖十五)，且140公尺長(深度121公尺)之斜孔(HH-5)之岩心狀態極為整齊一致，未發現任何斷層跡象。為檢視BH-4、BH-9及BH-21造成誤判之原因，仍於BH-21(原鑽孔孔深66m，於44.9m入岩)旁1公尺處增鑽深度80公尺之鑽孔(HH-1)，於64公尺深度入岩，除二孔岩層面高差達15公尺外，檢視原鑽孔之岩心樣品，發現於深度45~53.2m仍有黃褐色及小圓礫，顯屬崩積、沖積土層，而65~66m尚有風化泥沙層。顯然尚未達基盤(陳宏宇等，2000)，由HH-1孔內無論岩層對比或化石鑑定除確定為桂竹林層外，並無凝灰/木山層之指準化石出現，再檢視原據以作凝灰/木山層研判之有孔蟲化石鑑定(表六)，除BH-9不含化石，BH-4在70.5m及81.01m岩心中有 *Ammobaculites sp.* 及 *Elohidium sp.* 及BH-21在54.3m、57.3m及59.55m岩心中有 *Ammobaculites sp.*, *Haplophragmoides sp.*, *Cribrastomoides sp.* 及 *Ammodiscus incertus* 等有孔蟲化石存在，但這些底棲性有孔蟲化石並非凝灰/木山層之指標性化石，不可僅據此而判定岩層之屬性。因此該斷層位置之研判應為岩層屬性因在此三孔之區位化石較少，資料不足導致之誤判。故推論前述之斷層轉折之假設應不存在，松仁路以西之臺北斷層線性應以林朝宗及中興公司所研判者為確實。根據此線性，本基地應位於臺北逆衝斷層之下盤，基地之東南角隅距斷層線約200公尺，距斷層擾動帶也在70公尺左右。



圖十五 基地外地層分佈剖面圖(南北向)

3.2 臺北斷層之活動性評估

3.2.1 相關文獻回顧

斷層之活動性應由其過去之斷層活動研究資料、近期至目前之文獻、記錄、及未來可能之活動性加以評估。有關臺北斷層活動性之研究報告可參考地質調查研究所(1997-1999)，林朝宗、李錦發(1997)在地工技術之研究論文及本文所列之參考地質文獻。綜合以上臺北斷層活動性之研究成果，可歸納出臺北斷層在過去、目前及未來之活動性三方向加以評估並簡述如次：

(1)由覆蓋於斷層二側上部之第四紀地層高程對比結果未發現有異常之差異，由於松山層在10,000~20,000年前開始沉積，因此研判臺北斷層在信義計畫區至少在過去一萬年內未曾活動(林朝宗、李錦發，1997)。

(2)由北部地區(1900~1998)地震震源分佈

記錄顯示無論淺層(震央深度<30km)及中層(震央深度30km~70km)之地震皆無沿臺北斷層分佈之跡象，北部地區之深層地震一般認為係由板塊嵌入而引起與斷層無關，故認為臺北斷層在有地震記錄以來，並無再活動之跡象。

(3)由GPS監測網地殼變形監測(余水倍等，1999)結果顯示在臺北斷層兩側之地殼無明顯之變動。

由(2)及(3)可見臺北斷層在目前及百年來未有活動之跡象。

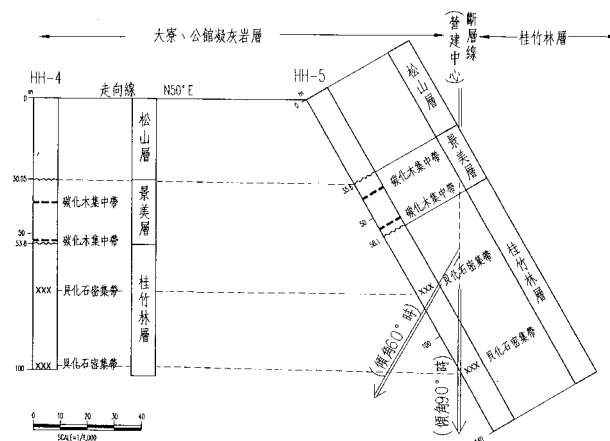
(4)由斷層面擦痕解析及GPS監測結果推論(余水倍等，1999; Lee, C. T. and Wang, Y., 1998)台灣北部地區自更新世(1.8Ma)以後，由於沖繩海溝之擴張，大地構造應力轉為E-W至WNW-ESE，以伸張應力為主，是以臺北斷層之逆衝應力正在逐漸消失中，因此在可預見之未來其再活動之可能性極低。

根據上述之研究，地質調查研究所於2000年最近頒佈之台灣地區活動斷層分佈已將臺北斷層視為非活動斷層。

3.2.2 本工址調查有關臺北斷層活動性研究結果

分析工址內外之鑽孔、化石及定年資料，基地及鄰近地區之地層由地表至深度31m之深灰色黏土及細砂之松山層，其厚度甚為一致，由碳十四定年結果顯示此層之沉積年代大都在二萬年以內，為湖相沉積物；此松山層以平行不整合關係覆蓋於由崖下崩塌堆積物及土、石流等沖刷沉積物等組成與景美層同層位之地層，厚度由19m至27.8m不等，不整合覆蓋於桂竹林層。此層因受氧化而呈褐色，顯為陸相之堆積/沖積土層，內含腐蝕、半碳化木數層，由碳十四定年結果：HH-4，33.5m公尺沉積年代為 $19,850 \pm 600$ 年；HH-1，47~48公尺者為 $31,400 \pm 300$ 年；底部之半碳化木層之沖積年代則大於45,000年。

根據第五階段之鑽孔資料簡化之上述地層(圖十六)，由化石及腐木、半碳化木之分佈高程比對，可見在基地附近之松山層及相當於景美層或更老之土、石崩積，沖積地層皆位於同一水平位置，並未被斷層或附近之斷層割切或擾動，由此可證實基地附近之臺北斷層至少在四萬五千年來未有活動之跡象，即符合一般重大工程非活動斷層之定義。



圖十六 鑽孔 HH-4 與 HH-5 內地層，化石，碳化木分佈對比圖(王源、黃敦友，2000)

四、結 語

臺北國際金融中心大樓之工址調查很清楚的說明土壤調查與地質調查之差異，前者主要為力學特性供基礎設計與施工使用，後者則除可使大地工程師瞭解地質調查之方式與手段，由基地地質之瞭解可預估可能之土壤狀況；地質調查可以比喻有如病歷，而土壤力學與基礎工程則有如醫治各個別疾病之望、聞、問、切與開藥方，但在治病之前必先瞭解病歷方不致誤判。

斷層位置及活動性之調查與研究為長期且極耗經費與專業人力之工作，一般重要斷層之調查在世界各國皆屬俱公權力之政府之職責，且其結果必須俱公信力，根據有限且未經嚴謹證實之資料而推測一條斷層之存在學術研究上為尚可接受之假設且為常有之現象，但在工程實務上政府宜建立認定標準與機制，即以俱公信力之政府專業單位，如地質調查研究所公佈者為基準，如此方可使學術研究單位及學者有學術自由發表之空間，而工程實務也可有所遵循。由本工程之工址調查過程，可清楚的顯示出其分際，也由此案例或可提供政府單位建立地質調查要求與認定機制之參考。

參考文獻

1. 丹桂之助(1939)，"臺北盆地之地質"，知部教授還曆紀念論文集第一卷。
2. 林朝榮(1957)，"臺北盆地，台灣省通志稿卷-土地誌、地理篇"，第一冊303~314頁。
3. 黃德乾(1962)，"臺北盆地之松山層"，中國地質學會專刊第一號第133~151頁。
4. 何春蓀(1974)，"台灣北部臺北斷層及其有關地質構造之研究"，中國地質學會會刊，第十七號，第95~109頁。
5. 徐鐵良、張憲卿(1979)，"台灣第四紀斷層"，中國地質學會專刊，第三號，第155~166頁。
6. 吳偉特(1987)，"臺北盆地之演變過程"，土工技術雜誌第20期，第104~112頁。
7. 黃鑑水(1988)，五萬分之一台灣地質圖，圖幅第4號，臺北幅，地

- 質調查所出版。
8. 台灣營建中心(1995),"臺北都會區大眾捷運系統信義線臺北斷層調查報告", 臺北市政府捷運工程局。
 9. 地質調查研究所(1996),"臺北盆地地下地質與工程環境綜合研究計劃成果"。
 10. 余水倍、陳宏宇、郭隆晨、侯進雄、李錦發(1999),"臺北盆地斷層活動之觀測研究", 地質調查研究所特刊, 第十一號, 第227~251頁。
 11. 王乾盈(1996), 臺北盆地反射震測結果, 台灣之第四紀第六次研討會暨「臺北盆地地下地質與工程環境綜合調查研究」成果發表會論文集, 第58~62頁。
 12. 富國技術工程(股)公司(1996),"臺北市政府國民住宅處南港一號公園專案國宅建築工程基地臺北斷層調查報告書"。
 13. 大亞土壤技術顧問(股)公司(1996):"臺北國際金融大樓規劃與開發技術顧問服務工作地質鑽探工作報告書"。
 14. 地質調查研究所(1997),"台灣地質概論"。
 15. 地質調查研究所(1997),"臺北斷層位置、活動性及其對工程建設影響之調查研究", 共36頁。
 16. 林朝宗、李錦發(1997),"從鑽井資料看臺北斷層在臺北盆地的位置及其活動性", 地工技術雜誌第64期, 第79~92頁。
 17. 地質調查研究所(1998), 八十六年度地質調查所年報。
 18. 地質調查研究所(1998),"台灣活動斷層概論", 特刊第十號。
 19. 中興工程顧問(股)公司(1998),"臺北都會區大眾捷運系統信義線臺北斷層後續調查工作調查報告"。
 20. 富國技術工程(股)公司(1998),"臺北國際金融大樓開發案補充地質調查及大地工程分析報告書"。
 21. 台灣大學、嚴慶齡工業發展基金會合設工業研究中心(1998),"臺北金融中心工址耐震設計參數研究", 期末報告修訂版。
 22. 富國技術工程(股)公司(1998),"臺北國際金融中心變更開發計畫環境影響說明書"
 23. 地質調查研究所(1998)特刊第十號,"台灣活動斷層概論", 特刊第

- 十號。
24. 地質調查研究所(1999)，"臺北盆地地下地質與工程環境"，特刊第十一號。
 25. 亞新工程顧問(股)公司(1999)，"臺北國際金融中心新建工程補充地質調查鑽探報告書"。
 26. 亞新工程顧問(股)公司(1999)，"臺北國際金融中心新建工程補充地質調查實驗室試驗工作報告書"。
 27. 亞新工程顧問(股)公司(1999)，"臺北國際金融中心基樁最佳化設計補充地質鑽探調查工作報告"。
 28. 富國技術工程(股)公司(1999)，"臺北國際金融大樓開發案第三次補充地質調查及實驗室試驗成果報告書"。
 29. 富國技術工程(股)公司(1999)，"臺北國際金融中心變更開發計畫環境影響差異分析報告"。
 30. 李正兆、張瑞誠、陳斗生(1999)，"臺北斷層調查-南港某工址現地調查為例"地質調查研究所特刊第十一號。
 31. 謝紹松、甘錫澄、王正雄、莊憲正(1999)，"臺北國際金融中心基礎結構設計"，土木技術，第15期，第36~72頁。
 32. 陳斗生(1999)，"超高大樓基礎設計與施工案例檢討"，土木技術，第18期，第64~83頁。
 33. 陳斗生(1999)，"超高大樓基礎設計與施工(一)"，地工技術，第76期，第5~16頁。
 34. 陳斗生(2000)，"超高大樓基礎設計與施工(二)-大口徑場鑄之設計與分析淺論"，地工技術，第80期，第77~86頁。
 35. 陳斗生(2000)，"超高大樓基礎設計與施工(三)-金融大樓大口徑場鑄樁之試驗、分析與應用"，地工技術，第80期，第87~102頁。
 36. 陳斗生(2001)，"超高大樓基礎設計與施工(四)-臺北國際金融中心工址斷層及大地工程調查"，地工技術，第84期，第29~48頁。
 37. 何樹根(1999)，"場鑄基樁施工之考量"，大口徑場鑄樁設計、施工與試驗研討會。
 38. 地質調查研究所(2000)，"台灣活動斷層概論"，特刊第十三號。
 39. 萬鼎工程服務公司(2000)，"臺北都會區大眾捷運系統信義線

- DR148A標補充地質調查報告"，臺北市政府捷運工程局。
40. 陳宏宇、黃其瑜等(2000)，"臺北斷層在臺北市信義計畫區的分佈位置"，中國土木水利學會會刊，第二十六卷，第四期，第97~111頁。
 41. 王源、黃敦友(2000)，"臺北國際金融中心基地附近臺北斷層之研究報告書"。
 42. LEE, C.T. AND WANG, Y.(1998),"Quaternary Stress Changes in Northern Taiwan and Their Tectonic Implication", Proc. Geol. Soc. China, Vol.31, No.1, PP.154~168。

臺北 101 大樓結構工程規劃設計記錄

出版機關：內政部建築研究所

電話：(02) 27362389

地址：台北市敦化南路二段 333 號 13 樓

網址：<http://abri.gov.tw>

出版年月：九十二年十二月

版（刷）次：初版

工本費：350

GPN：1009205083

ISBN 957-01-6202-3

GPN : 1009205083

ISBN 957-01-6202-3

「台北101」大樓」結構工程規劃設計記錄

內政部建築研究所

