

高層建築電腦模擬及健康 監測回饋分析 以內湖某住宅大樓為例

築遠工程顧問有限公司／張盈智、吳宗翰

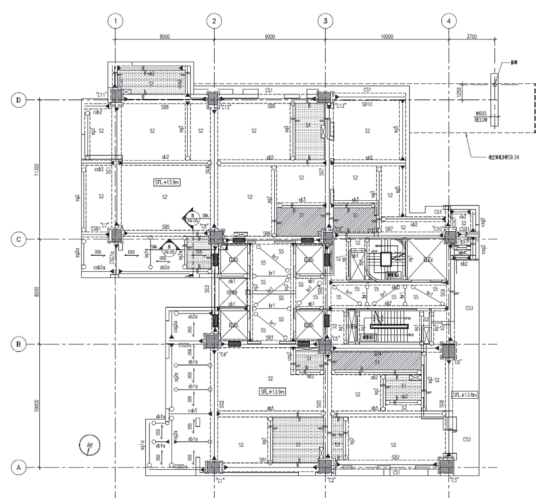
一、前言

本文住宅大樓位於台北市內湖區，基地北側臨12米寬之麗山街。建築設計為大硯建築團隊及三門聯合建築師事務所。

二、結構設計概要

1. 結構系統

本工程結構量體為地上二十六層，地下三層之鋼構造建築物。圖1為標準層平面圖。外牆採乾掛式工法(預鑄式外牆及金屬帷幕)，主要結構系統為純鋼構韌性抗彎矩構架。



三樓結構平面圖

▲ 圖1 內湖某住宅大樓結構透視圖與平面圖

為了提升結構物抗震性能並確保側力作用下之舒適性，於地上3層至地上19層，共17樓層，每層安裝X、Y向各4組，合計136組VEM制震壁，提升整體結構抗震及耐風之性能。

2. 構造材料

(1) 鋼筋與混凝土

本工程使用之混凝土強度如下，B3F柱牆至1F梁版使用 f_c 為 350 kgf/cm^2 ，B3F~11F之鋼柱內灌混凝土 f_c 為 560 kgf/cm^2 (8000 psi)，打底用混凝土使用 f_c 為 140 kgf/cm^2 ，其餘主體結構、基礎…等混凝土強度皆採用 f_c 為 280 kgf/cm^2 。鋼筋依據尺寸區分材料規格，D13(4號)及以上採用CNS 560 SD420W $f_y=4200 \text{ kgf/cm}^2$ ，D10(3號)及以下須符合CNS 560 SD280W $f_y=2800 \text{ kgf/cm}^2$ 。

(2) 鋼骨

本工程使用之鋼材依尺寸及使用用途作區分，柱及其加勁板、接合板使用SN490 B/YB/YC及SM570M-CHW之鋼材，大梁及其加勁板、接合板之鋼材則為SN490 B/YB，小梁以ASTM A36或A572 Gr50作為鋼材之選用。



3. 主樓構件概述

(1) 基礎結構及開挖工法

本工程開挖深度為14.5m，擋土措施採80 ϕ 與100 ϕ 排樁，開挖採順打工法搭配三層水平鋼骨內支撐。

基礎型式採用高剛性之筏式基礎，地梁深度為2.8m。局部地梁依建築、機電需求，深度為3.45m。筏基頂版與底板厚為0.2m及1.0m。超挖區為抵抗地下水造成之上浮力，故回填低強度混凝土。

(2) 樓版

本工程一樓室內採用20cm之鋼承版複合樓版，室外採用25cm之鋼承版複合樓版，地下室採40cm無梁版，其餘地上樓層以20cm之RC樓版為主，所有樓層之樓版均可符合2小時防火時效之要求而未噴噴覆防火批覆。

(3) 梁

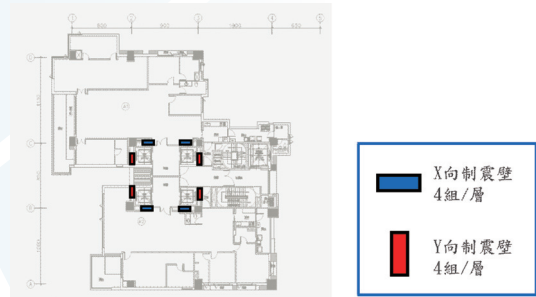
本工程地下二層及地下一層採用場鑄鋼筋混凝土梁。一樓(含)至屋突層之主結構梁均為純鋼骨構造，大梁與小梁之選用均為熱軋或組合H型鋼。

(4) 柱

本工程全棟採組合式箱型鋼柱，於地下三層至地上11層之柱內灌漿混凝土強度 f_c 為560 kgf/cm²。

(5) 制震壁配置規劃

本工程制震壁採用新日鐵NSVPO5-100，黏彈性體厚度為5mm，面積為10000mm²，裝置配置於地上3層至地上19層，共17樓層，每層安裝X、Y向各4組，合計136組VEM制震壁，配合建築使用空間需求，制震壁平面配置圖如圖2。



▲圖2 制震壁平面配置圖

三、結構設計說明

1. 動力特性

主樓地上層之結構體重量約為24527 tf，考慮P- Δ 效應下前3個結構主模態之自然振動週期分別為3.582秒(Y向)、3.356秒(X向)及2.855秒(扭轉)，結構主模態(mode 1、2)以正向平移為主，且扭轉模態(mode 3)與平移模態有明顯之區隔。

2. 耐震設計

由於台灣地區位處歐亞大陸板塊與菲律賓板塊之複雜交接地帶。在台灣的東北部，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，本工程針對耐震設計與分析，採用以下三種作法：

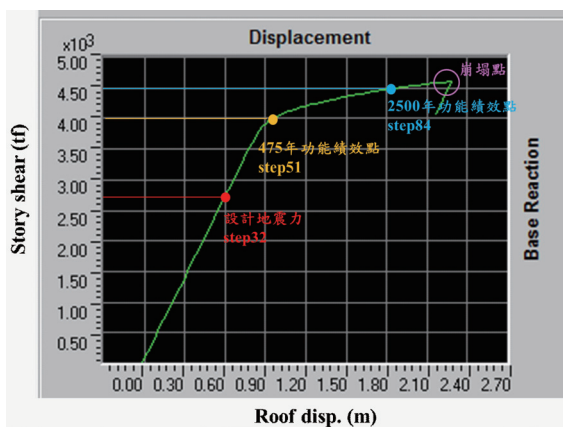
(1) 設計法規及設計地震力

本工程設計法採用鋼構極限設計法(類似AISC LRFD)，並依照內政部100年所頒布之耐震設計規範，用途係數I提高為1.25(原規範規定I=1.0)；計算得本工程之X向及Y向地震基底剪力皆為0.0857W=2101.95 tf(規範週期控制)，並將反應譜分析所得之地震力放大至前述之基底剪力，據以進行

動力分析設計。

(2) 非線性側推分析

本工程除參考內政部所頒布的耐震設計規範外，並使用結構有限元素分析軟體 ETABS 進行非線性側推分析，整體分析架構參照 FEMA-273 所敘述的方式進行。並利用分析過程觀察塑鉸發生順序及分佈情形，對結構性能進行評估並檢核有無弱層的現象。圖3(a)為各階段之功能績效點，圖3(b)為參數檢核結果，圖4(a)對應2500年回歸期地震力時(屋頂位移106.4cm)，主要消能機制由梁柱構件提供，此時塑鉸均勻分佈於中低樓層梁端部，少數柱底發生塑鉸。圖4(b)對應崩塌前之階段(屋頂位移189.7cm)，此時結構仍屬穩定。



(a) 功能績效點

(1) 起始降伏地震力放大倍數 (α_y) 檢核

X	P_{v1} (tf)	P_d (tf)	P_{v1}/P_d	α_y	檢核結果
向	2330.7	2101.95	1.11	1.00	OK

(2) 容許韌性容量 (R_a) 檢核

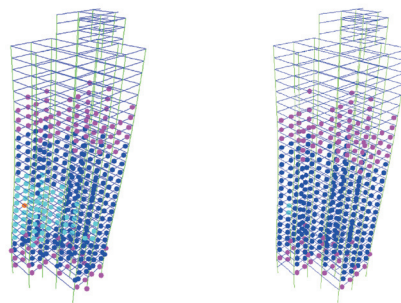
X	Δ_v (cm)	Δ_{475} (cm)	Δ_{475}/Δ_v (cm)	R_a	檢核結果
向	91.7	106.47	1.16	2.5	OK

(3) 韌性容量 (R) 檢核

X	Δ_v (cm)	Δ_{2500} (cm)	Δ_{2500}/Δ_v (cm)	R	檢核結果
向	91.7	189.67	2.07	4.0	OK

(b) 參數檢核

▲ 圖3 非線性側推分析結果

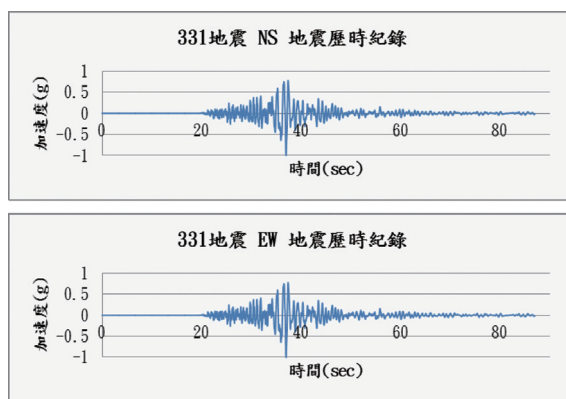


(a) 2500年回歸期階段 (b) 崩塌階段

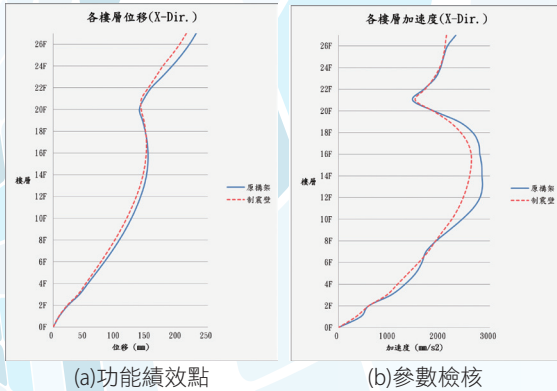
▲ 圖4 非線性側推分析塑鉸分佈圖

(3) 非線性歷時分析

本工程為評估安裝制震壁後之整體結構行為反應，採用331大地震、921大地震及阪神大地震之測站加速度歷時資料，將加速度歷時正規化至1g，以100gal之加速度進行非線性歷時分析，圖5為331大地震加速度歷時資料，圖6為對應331地震X向歷時分析之各樓層位移及加速度反應，分析結果顯示安裝制震壁後頂樓位移降幅約7%，頂樓加速度降幅約8%。



▲ 圖5 331大地震加速度歷時資料



▲圖6 331大地震結構行為反應

3. 耐風設計

由於本基地鄰內湖大埤，400公尺內無遮蔽物，故本工程針對耐風設計與分析，採用建築物耐風設計規範與CFD(Computational Fluid Dynamics)風力流場分析。

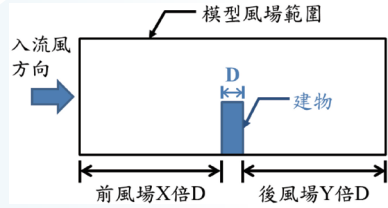
(1) 風力法規及設計風力

本工程設計法採用鋼構極限設計法(類似AISC LRFD)，並依照內政部104年所頒布之建築物耐風設計規範；建築物高度為97.9米，屬“封閉式建築物”，用途係數I為1.0(第五類建築物)，地況種類採B(大城市市郊)，V10(C)為42.5 m/sec，依規範計算得X向順風向風力1259.51 tf、橫向風力975.31 tf、扭轉風力7210.52 tf-m，Y向順風向風力1230.10 tf、橫向風力968.72 tf、扭轉風力7713.82 tf-m，並依此計算結果進行構件分析設計、風力層間變位及風力舒適性之檢核。

(2) CFD風力流場分析

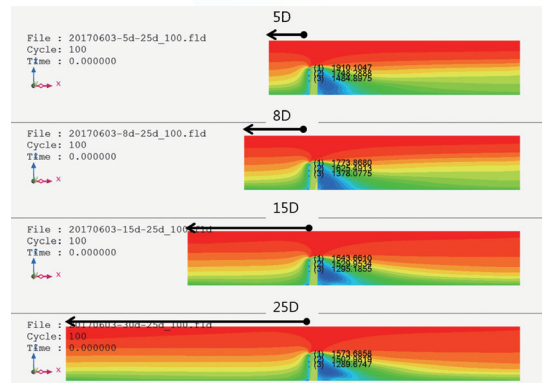
本工程為準確分析建築物之風力流場效應，使用風力流場分析軟體CFD進行結構物風力分析，並將分析結果應用於玻璃欄杆設計及屋突裝飾物設計。CFD模擬風力流場效應，因風場模擬大小不同，對建物

迎風面風壓分析結果差異甚鉅，圖7為CFD模擬風場範圍示意圖。

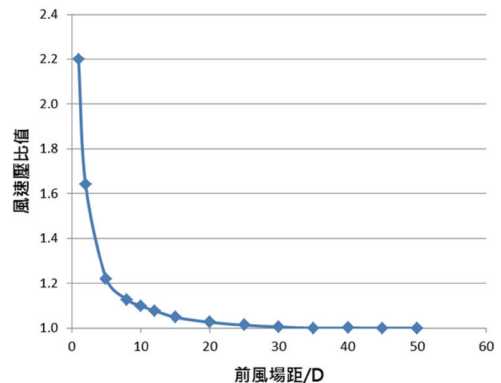


▲圖7 CFD模擬風場示意圖

D為建物沿風向之尺寸，依分析結果顯示，當前風場大於10D後建物迎風面風速壓會漸漸趨於一定值，圖8(a)為前風場建物迎風面風壓影響圖，圖8(b)前風場距離與建築物表面風壓關係圖；而後風場大於5D後，對建物迎風面風壓及背風壓影響不大。



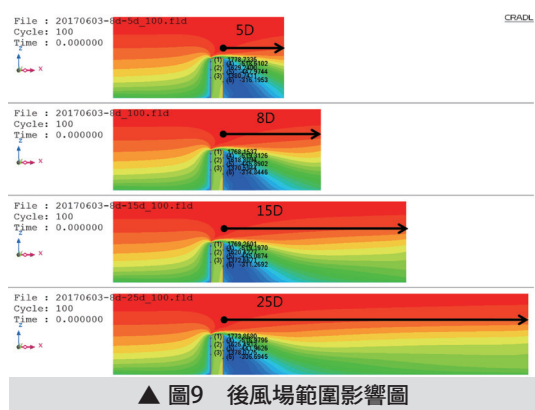
(a)前風場建物迎風面風壓影響圖



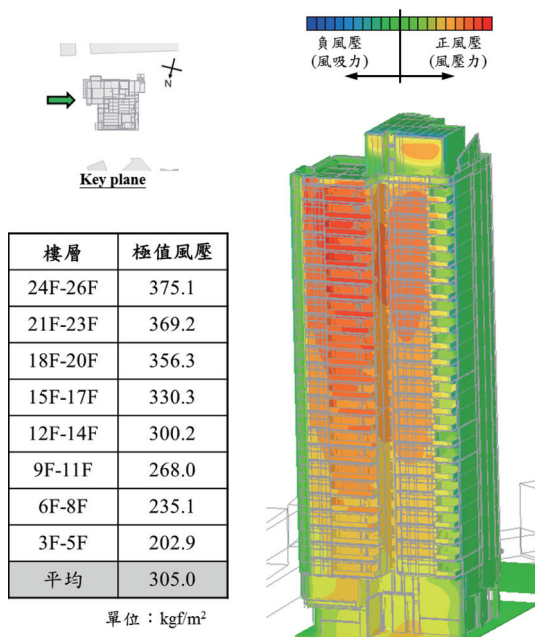
(b)前風場距離與建築物表面風壓關係圖

▲圖8 前風場範圍影響圖

圖9為後風場範圍影響圖。故CFD模擬風場範圍：前風場分析距離為10D，後風場分析距離為5D；地況種類採B(大城市市郊)，風速依中央氣象局之測站資料，蒐集內湖測站與台北測站之資料，表1為測站最大陣風，取蘇迪勒颱風之最大陣風39.2 m/sec進行分析，分析得X向順向風力為1138.57 tf，24層至26層玻璃欄杆設計風力採375.1 kgf/m²，圖10為CFD迎風面風壓分析結果。



▲ 圖9 後風場範圍影響圖



▲ 圖10 CFD迎風面風壓分析結果

▼ 表1 測站最大陣風表

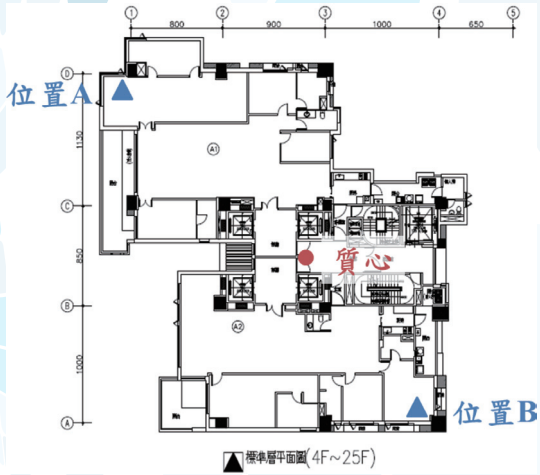
日期	颱風	最大陣風 (m/s)	
		內湖測站	台北測站
2013/07/13	蘇力	32.5	33.8
2015/08/08	蘇迪勒	33.6	39.2
2015/09/28	杜鵑	32.5	37.1
2016/09/20	梅姬	38.0	37.7

四、SHM結構健康診斷

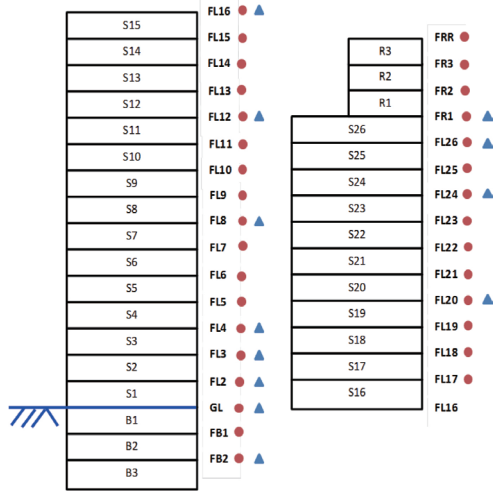
結構健康診斷(Structure Health Monitoring)，為能掌握本建物在整個生命週期中之結構性能，於結構體上安裝Palert Plus地震P波感測儀，並於柱面安裝光纖應變感測器；藉由量測結構受外力作用所引致的動態反應(如加速度及變位等物理量)來診斷該結構系統，評估其健康狀態、損壞程度及損壞位置。進而推估加裝制震壁後之系統阻尼效能並檢視整體結構反應行為。由結構體上之P波量測儀器，亦可於地震發生前預先通知住戶(地震預警)，並可透過設備連結電梯、瓦斯、電力端供緊急應對，降低人員及財產損失。

1. 監測儀器配置

本工程Palert Plus地震P波感測儀安裝於建築物質心處與兩角隅處，總共配置58顆，圖11(a)為P波感測儀平面配置圖，圖11(b)為感測器立面配置圖；光纖應變感測器安裝於建築物三樓東南西北四支柱上，總配置4處，圖12(a)為光纖應變計平面配置圖，圖12(b)為東邊柱光纖應變計實際安裝圖。

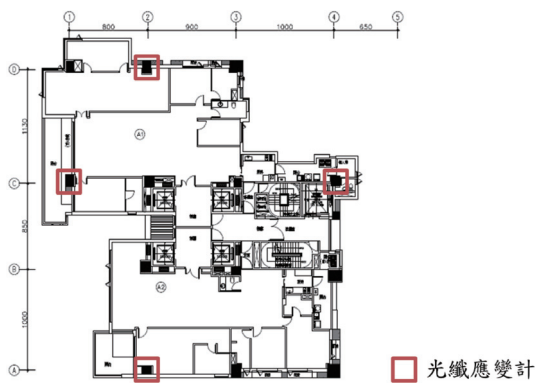


(a)感測器平面配置圖



(b)感測器立面配置圖

▲ 圖11 Palert Plus地震P波感測儀



(a)感測器平面配置圖

▲ 圖12 光纖應變計配置圖



(b)實際安裝圖

▲ 圖12 光纖應變計配置圖(續)

2. 結構物震後損害評估

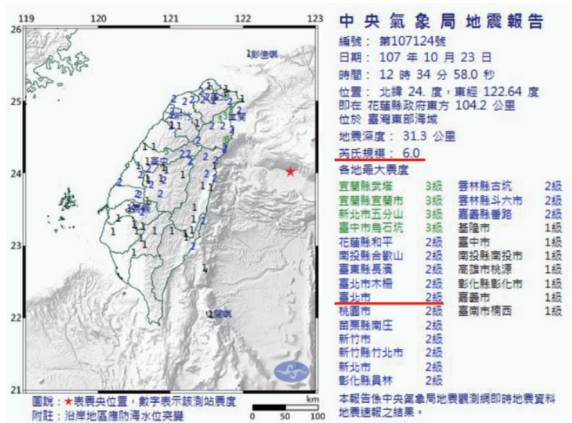
本工程於災害發生後，可由Palert Plus地震P波感測儀快速得取加速度等數據及光纖應變感測器判讀柱受外力情形，並利用系統識別快速地提供整體結構物在災害發生後各層結構體勁度之改變，精確判讀損壞樓層，以縮短補強之時間。

3. 電腦分析模型與實際結構行為印證

本工程透過電腦計算方法可識別出一組結構參數M、C、K，使其在量測地表加速度下，能得到與量測樓層加速度相符之反應，此組M、C、K即為該建築物結構參數，即可驗證結構。

本案於主體結構完成後即開始持續監測，於107/10/23發生台北2級(2.5gal-8.0gal)地震，圖13為中央氣象局之地震報告，該地震之震央

在花蓮外海，芮氏規模6.0。



▲ 圖13 地震紀錄

本次監測結果利用系統識別方法得知大樓自然振動週期約2.63秒(X向)、2.33秒(Y向)及1.96秒(扭轉)，與Etabs模型分析前3個自然振動週期3.582秒(Y向)、3.356秒(X向)及2.855秒(扭轉)差異較大，原因為Etabs模型分析僅考量梁柱構架系統，並無考量外牆、合成梁與室內隔間等勁度，故實際建築物勁度大於Etabs模型，後續將實際量測結果回饋給Etabs模型，並以此週期與勁度做為建築物初始之基準，後續若於災害發生後各層結構體勁度之改變，便能精確判讀損壞之樓層。

五、結論與建議

本工程以建造一棟創新及安全舒適的住宅

大樓為目標，並利用監測系統及分析理論與工程實務結合並驗證。結構設計以最嚴謹的態度執行，然而如何完成一棟兼具使用性及安全性的高效能住宅，卻需要所有設計、監造單位與施工單位共同努力使可順利達成。本文謹提出璞真建設碧湖畔住宅大樓結構的設計概念，以供工程界參考之用。

六、誌謝

本工程在前期規畫階段，首先感謝國立台灣大學 蔡克銓教授提供許多寶貴的意見；於細設審查階段，亦承蒙台大地震中心之審查委員：蔡克銓教授、蔡益超教授、羅俊雄教授、呂良正教授、黃燦輝教授之指導；最後對於國家國震中心、中興大學林其璋教授、大陸工程、新日鐵、三聯、易入門及爾捷等，本計畫之共同協力團隊及所有提供協助的相關人員，致上最由衷的謝意。

☒ 參考文獻

- [1] 內政部「建築技術規則」，「結構混凝土設計規範」，「建築物耐震設計規範及解說」，「建築物耐震設計規範及解說」
- [2] Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI 318-05, by American Concrete Institute (ACI).
- [3] Manual of Steel Construction, Load and Resistance Factor Design, AISC.