

探討海氣象觀測塔於颱風環境下極限及暫態負荷對結構反應之影響 Effect of Extreme and Transient Loads on the Structural Response of Meteorological Mast under Typhoon Condition

林宗岳^{1*}、吳凱洋¹

¹ 中國驗船中心

Tsung-Yueh Lin^{1*}, Yann Quemener¹

¹ CR Classification Society

* tylin@crclass.org

摘要

本研究對象為位於芳苑鄉離岸海氣象測風塔於颱風環境下的負荷及結構動態反應。台灣西岸的颱風環境紀錄用以推估 50 年迴歸期的極限條件。結構分析採用有限元素法。環境負荷考慮颱風情況下的風力、潮汐、洋流、和波浪等水動力，計算評估後加至有限元模型上，進行結構分析；其中包含模態、靜態、及動態結構分析方法，以評估整體結構強度和塔頂位移。水動力負荷的計算方法使用 CFD 和 Morison 計算程式，兩者交互驗證非線性近岸波浪負荷。本研究比較有無考慮碎波負荷及暫態效應，兩者在結構分析的結果指出，碎波負荷在樁頭增加 18% 應力，使塔頂有額外 33% 水平變位；結構動態效應則增加剛架下風腳 21% 應力，塔頂水平變位增加 82%。另外，水動力模擬結果顯示此海氣象塔在極限波浪和暴潮位中會遭受平台波擊和上浪等情況。

關鍵詞：海氣象塔，颱風，碎波阻力，強度評估，動態反應。

Abstract

This study investigated the strength of an offshore meteorological mast under typhoon condition. The considered meteorological mast is intended for operation at a site off the Fangyuan Township coast. First, the study collected the typhoon environmental conditions for a return period of at least 50 years. A structural model was built using finite element. Afterwards, the environmental loads including wind, wave, and current for the selected typhoon condition were evaluated and applied to the finite element model for analysis. Modal, static and dynamic structural analyses were then carried out to verify the strength of the structure and the extreme motions at the top of the tower. A comparative study on the effects of plunging wave and dynamic structural response was conducted and showed the level of stress could increase by 23% at the base of the monopile, along with additional 142% lateral deflection at the top of the tower.

Keywords: Meteorological mast, typhoon, plunging wave, strength evaluation, dynamic response.

I. 前言

對於評估風場之經濟價值而言，氣象塔是最直接、最有用的評估工具。台灣發展離岸型風力發電之際，在設立風力機前先於風場中設置海氣象觀測塔，以進行風

況及海況的量測。藉由海氣象塔觀測及記錄環境資訊，設計者將能利用這些數據設計適當的風力機性能及基礎結構所需的強度。台灣西海岸被 4C Offshore Limited 評選為世界最優風場之一^[1]，兼具高單位風能、穩定風速、中淺水深等優勢，相當具有開發潛力。但同時因位處亞熱帶海洋氣候區和菲律賓海板塊與歐亞板塊的交界，每年夏秋季的颱風造成陸上風力機極大損害，加上地震對基礎結構的破壞，離岸型風力機的設計無法直接引用歐洲的方法及規範，而有必要進行特定場址的環境評估、負荷及強度估算等。本文的目的即為評估離岸型海氣象觀測塔於颱風環境中的結構反應。

颱風不僅帶來極高的風速，風向和風速變化劇烈，相較於陸上型的結構，離岸結構尚需要考慮因颱風氣旋引起的近岸長浪、風暴潮、及洋流等水動力負荷，諸多由極限波浪造成的暫態負荷有必要列入考慮。Pordiman^[2]以實驗方法指出碎波負荷對剛架結構的影響。Nielsen 和 Schlütter^[3]用實驗方法分析單樁在三維波場裡的負荷。Khansari 和 Oumeraci^[4]比較六種評估波擊負荷的設計準則，IEC61400-3、ISO21650、GL、ABS、API RP 2A-WSD、和 ISO 19902；六者建基於三種不同波擊力的理論模型上，導出波擊力係數。最常被用的、亦是本文的驗證參考模型為 Wienke 和 Oumeaci 的波擊力模型。本研究聚焦在台灣近岸的波浪的特性及其對測風塔造成的負荷。計算方法採用先進 CFD 模擬工具及 Morison 之水動力負荷程式兩者；前者先行掌握局部的流體動力特徵，如碎波、平台上浪和波擊等；再依此驗證和調校後者的參數。這兩種方法的特色比較如下表所示。最終輸出至結構分析所採用的負荷由 Morison 計算，考慮海生物附著於管壁上的負荷增量，比較碎波負荷的成份佔比，以及在結構反應的影響。

表 1 波浪負荷計算方法比較

計算方法	CFD	Morison
幾何外型	任意光滑面物體	圓管結構
波浪模式	線性波、深水非線性波、波譜	線性波、深水非線性波、淺水長波、波譜
洋流分佈	均勻	深度流剖分佈
負荷型式	表面應力	線負荷
模擬時間	很長	短
碎波負荷	直接計算	經驗/數值修正
遮蔽效應	直接計算	經驗修正
其他	上浪、波擊、VIV	海生物附著

II. 海氣象塔之環境與設計

海氣象測風塔為永傳能源股份有限公司(以下簡稱 TGC)所屬。此塔工址位於彰濱外海約 8 公里的福海離岸風場(Fuhai Offshore Windfarm)東北端，見圖 1。測風塔旁的 COPP (Changhua Offshore Pilot Project)為兩部示範離岸風力機之工址。測風塔設計包含四部分：海底下基樁深度 45 公尺、兩段式灌漿接合式單樁，總高 35.54 公尺、100 公尺見方平台、以及 68 公尺的三腳式剛架。結構設計圖如圖 2 所呈現，結構分析將此模型視為樑元素，圓管形斷面形狀，管徑按圖說設定。平台為極堅固的箱形樑結構，分析中視為一獨立有限元素模型，以動態耦合連接至上方剛架及下方單樁。儘管基礎結構由土壤支撐，本研究著重於環境負荷及上方結構分析，故假設海底床處為固定端，忽略海床下的基樁。考慮測風塔之設計壽命為 20 年，管壁厚度分為三個區域受到不同程度的環境腐蝕：大氣區、潑濺區、及全沒水區，對應受到的腐蝕速率，根據 DNV^[5]分別為 0.1、0.6、0.1 mm/year，在結構模型中扣除。圖 2 中 LAT (Lowest Astronomical Tide)為天文觀測最低潮位，ULSZ 和 LLSZ 亦根據 DNV 算得在正常潮位下，上限為 60%有義波浪、下限為-40%之長期暴露於波面之潑濺區間。

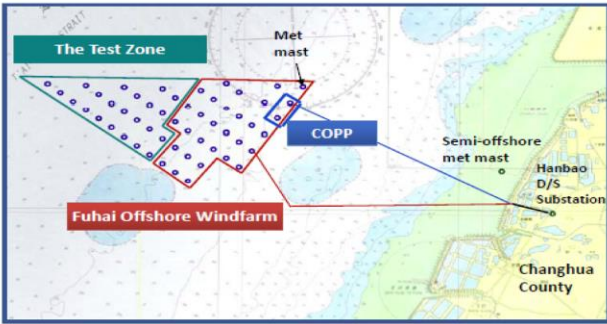


圖 1 測風塔施工位址

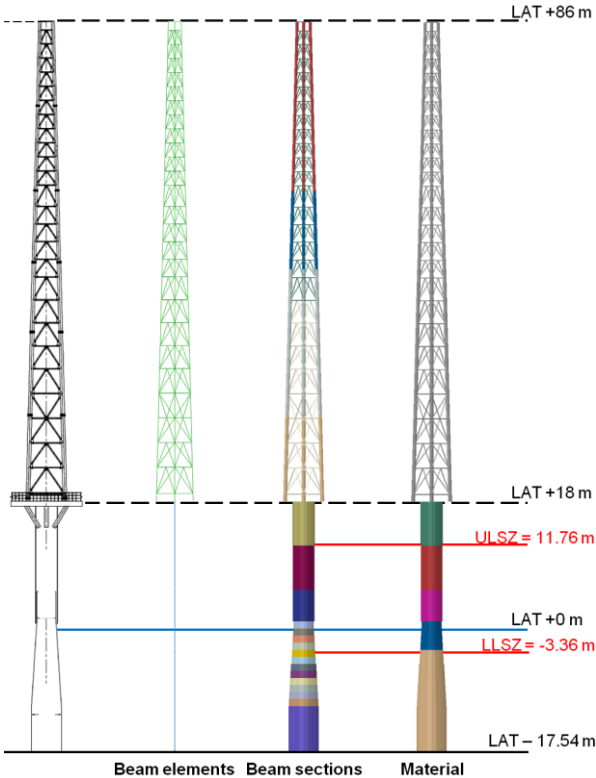


圖 2 塔架結構及潮位系統

海上環境包含：風力、潮汐、洋流、波浪等四類。颱風的風速量測在文獻^[6]中指出，以 50 年迴歸期推測西海岸高程 100 公尺之 10 分鐘平均風速為 45.5 m/s，陣風風速達 69.9 m/s。另一方面根據 IEC61400-1 和 IEC61400-3 中對 Class IA 的設計規範，其平均風速需達到 50.0 m/s，按 DNV 建議推算陣風風速為 1.4 倍，算得 70.0 m/s 之極限陣風風速。故風速採用 70.0 m/s 為在高程 100 公尺處的定常風，風剖分佈按式(1)計算。

$$U_w(z) = 70 \cdot \left[\frac{z}{H} \right]^{0.12} \quad (1)$$

潮汐以最低天文潮位為基準，海底深度為 18.18 公尺，加上 50 年預估極限暴潮位 6.49 公尺、和海底床量測誤差 1.0 公尺；共 25.03 公尺極限平均水深。台灣海峽在冬季有較強的海流，其在近水面處的流速為 1.4 m/s；同風剖分佈並不均勻，流剖分佈按式(2)計算。

$$U_{cur}(z) = U_{MWL} \left[\frac{z+d}{d} \right]^{1/7} \quad (2)$$

台灣海峽近岸水域之水深在颱風狀況中的波浪為非線性中水深波。潮位除了影響樁柱在波浪中的平均水深，也影響描述波浪的數學模型。在本研究所使用的兩個潮位分別為低潮位搭配 10 公尺波高，和極限潮位搭配 12 公尺及 14.88 公尺波高。為了研究潮位、波高、週期、海流等變數對波浪負荷的影響，設計表 2 中的 Wave I~III 進行 CFD 模擬，並以此驗證 Morison 方法。海流的部分僅在最低潮位的海流，海流速度為 1.0 m/s；Wave II 比 Wave I 除了加大波高 2 公尺和增至極限潮位，額外加入海流速度為 1.0 m/s；Wave III 則單獨測試極限波高和極限潮位。實際此測風塔所遭遇的極限波浪條件(TGC)，按風力發電離岸系統示範獎勵辦法^[7]設定西岸 50 年迴歸期的有義波高為 8.0 公尺，以 1.86 倍預估極限波高為 14.88 公尺，對應的週期為 12.47 秒。水深和海流同前述。

按海洋波浪理論對規則波浪的分類，此三個波浪歸屬於非線性、中水深的五階 Stoke's 波，如圖 3 所示，可以指出三種波浪適用之理論。使用波高來計算週期的公式裡可知道，波高越高則週期越長，波長也越長；在一樣的水深之下使得相對水深變淺，逐漸違背 Stoke's 理論的深水波假設。由於 Wave III 若使用 26.78 公尺水深會非常接近五階 Stoke's 波浪理論的適用極限，因而產生誤差。故在 Wave III 的水深增加至 30 公尺，但樁柱的深度仍維持與原設計一致。五階 Stoke's 波浪之波高如圖 4 所示。非線性波浪因淺水效應和大波高而程度加劇，其波形在波峰處更陡峭，波峰位置更高。圖中虛線為傳統線性波理論數值，兩者比較發現水粒子的水平速度及加速度峰值亦增高。

表 2 規則波浪設定

	Wave I	Wave II	Wave III	TGC
波高 (m)	10.0	12.0	14.88	14.88
週期 (s)	8.0	10.0	12.0	12.47
波長 (m)	100	157	192	194
水深 (m)	20.0	26.78	30.0	25.03
海流 (m/s)	0.0	1.0	0.0	1.4

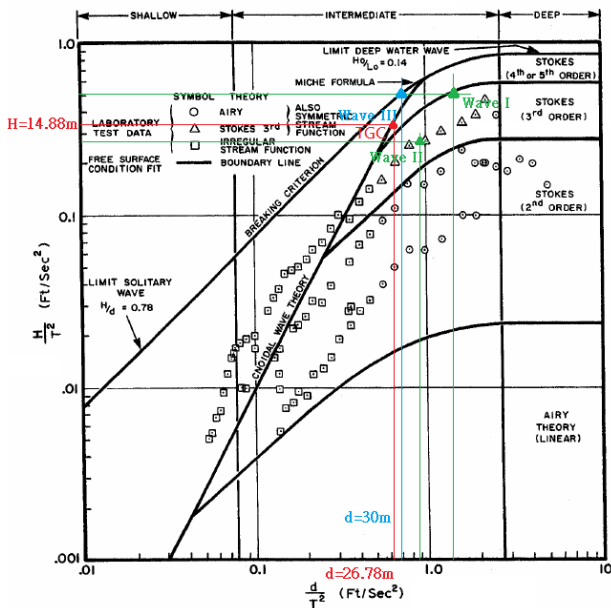


圖 3 規則波浪理論分類

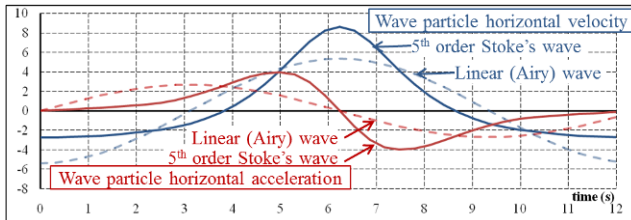


圖 4 波面與樁之相對高度

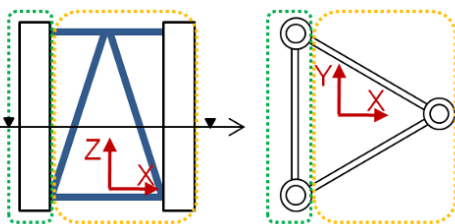


圖 5 迎風及下風側之剛架管元素

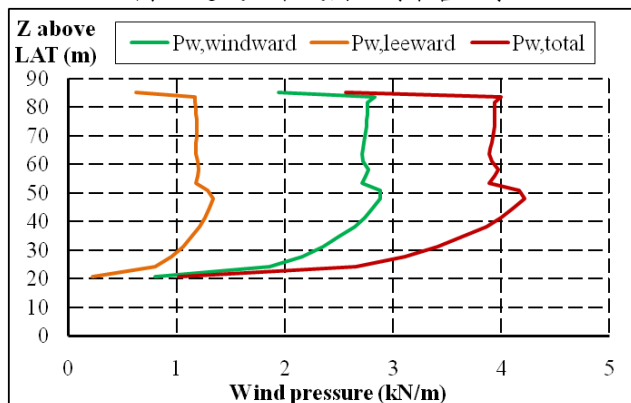


圖 6 風負荷分佈

表 3 圓管之阻力係數與慣性力係數

斷面位置	D (m)	Δ	C_{DS}	ψ	C_D	C_M
Submerged Zone	4.2 (+50mm)	0.01	1.05	1.22	1.28	2.0
Splash Zone	3.6 (+90mm)	0.01	1.05	1.19	1.26	2.0
	3.08	0	0.65	1.04	0.65	2.0

III. 環境負荷

環境造成的負荷分兩部分進行計算：空氣動力及水動力負荷。前者參考陳等人^[8]的研究結果，採用 DNV 建議方法，如式(3)進行，其中 C 為風阻係數。此方法將每一截剛架拆解成迎風側和下風側管件，如圖 5；前者受填滿率影響，後者受遮蔽率影響，分別計算其風壓，再加總得圖 6。風阻係數為來自實驗及經驗公式，也考量了一定的安全係數，應可作為保守且有效的氣動力負荷估算。

$$F_w(z) = \frac{1}{2} \rho_{air} \cdot C \cdot S \cdot U_w^2(z) / H \quad (3)$$

水動力負荷較複雜。CFD 直接模擬所有的水動力現象，Morison 則按式(4)計算圓管斷面的負荷。式(4)分為三項加總：慣性力、阻力、及碎波力。Morison 假設波長遠大於直徑，故流場可用未受擾動之流體速度來替代。慣性力與流體粒子水平加速度成正比；阻力則與速度平方成正比。兩者係數的計算按照 DNV 的建議算法設定，式(5)和(6)；其中 C_{DS} 為定常流中的阻力係數， ψ 為跡流放大因子。三個斷面位置的參數設定列於表 3；唯在與 CFD 比較時， C_D 皆設定為 0.4，以比照光滑的圓柱表面。在 LAT 以下額外增加海生物附著厚度，參考 MetOcean^[9]報告，加至水動力負荷計算中的有效直徑；與 CFD 比較時則不考慮此厚度增量。圖 7 顯示在波峰觸及樁之前的負荷分量，阻力項在平均水位(MWL=7.49 公尺)和 LAT 處有兩處轉折，分別由洋流及海生物附著造成負荷增加。

$$F_M = \rho_{sw} \cdot C_M \cdot A \cdot \dot{v} + \frac{1}{2} \rho_{sw} \cdot C_D \cdot D \cdot v \cdot |v| + F_s \quad (4)$$

$$C_D = C_{DS}(\Delta) \cdot \psi(K_C) \quad (5)$$

$$C_{DS}(\Delta) = \begin{cases} 0.65 & \text{for } \Delta < 10^{-4} \\ (29 + 4 \cdot \log(\Delta)) / 20 & \text{for } 10^{-4} < \Delta < 10^{-2} \\ 1.05 & \text{for } \Delta > 10^{-2} \end{cases} \quad (6)$$

碎波力採用 CFD 的計算結果進行調校。細部流場而言，CFD 解析波峰接近樁柱時產生的碎波效應，如圖 8 所示，瞬時的陷落效應於樁柱上方，其量值為無陷落負荷的三倍。此效應之來源有三：一為非線性波高的陡峭波面，二為大波浪的波速極快，Wave III 之波速高達 16 m/s，三為粒子速度在靠近波面的波峰處有最大的水平速度，直接衝擊在樁柱上。越大的波高越能看到樁柱前方有水，隨著水粒子經過圓柱而陷落，造成後方為空氣，因而兩邊承重不同造成極大的水平負荷力。本研究基於水粒子的速度及直徑，以弗勞德數(Froude Number)計算陷落的高度差，再用圓管前後方之水粒子動量差異計算其負荷，如式(7)和(8)所示；其中 P_m 和 P_d 分別為碎波阻力放大因子和陷落高差因子，兩者依 CFD 的計算結果調校，設定為 3.0 和 2.5。若不考慮碎波負荷則 P_m 設定 0.0。

$$F_s = \frac{1}{2} \rho_{sw} \cdot C_s \cdot D \cdot v \cdot |v| \quad (7)$$

$$C_s = \frac{P_m}{1 + \sqrt{\frac{g}{P_d |v| D}}} + \frac{P_m}{2} \quad (8)$$

觀察式(8)之數值行為，其中 d 為斷面距離波面之高度， v 為水粒子水平速度；故 d 越大則 C_s 越小，意即沒水深度越深比較不會發生液面陷落； v 越大則 C_s 越大；兩者皆直接計算每個斷面之瞬時數值。此碎波阻力係數之計算方法與 DNV 所提出之方法做比較，如圖 9 所示。實線為綠色斷面之 C_s ，虛線為紅色斷面之 C_s ；兩者皆能準確啟動波面破碎瞬間，DNV 方法的初始量值較大，碎波負荷存續時間較短；兩者在量值上差異不大。但本方法優於 DNV 方法之處在於，不需要預設潛在發生碎波之區域，而是用弗勞德數直接計算判斷是否有波面破碎發生，使用上更方便直覺。其二為 C_s 隨沒水深度遞減至零，如圖 10 所示。不若 DNV 方法使 C_s 在預設碎波斷面區會突升，本方法之碎波阻力以倒數方式漸入未碎波之全沒水區，更合乎實際物理現象。

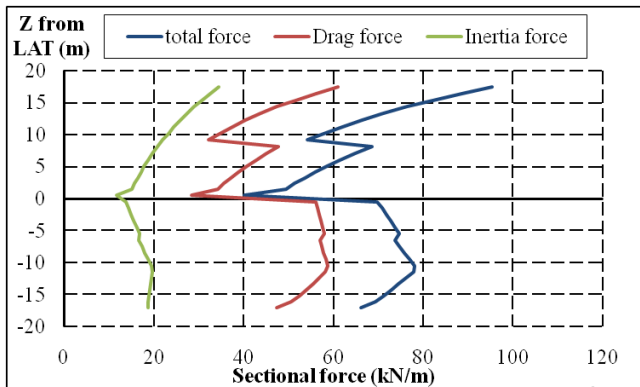


圖 7 波浪及洋流負荷分量分佈

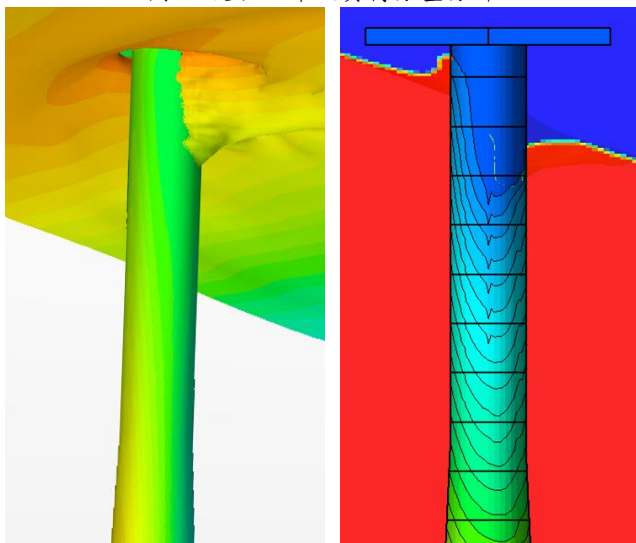


圖 8 CFD 模擬碎波效應

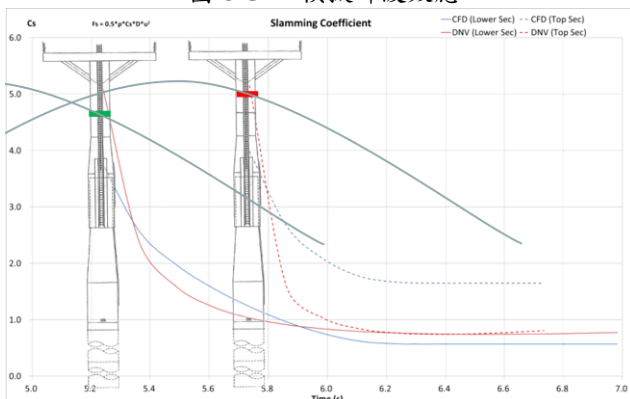


圖 9 碎波阻力係數比較

圖 11 顯示 CFD 和 Morison 在總彎矩趨勢接近，彎矩峰值也有準確抓到其動態現象。極限波浪在 Wave I~III 中峰值分別為 10、18、及 24 MN.m。由 CFD 為 Morison 結果驗證顯示，Morison 搭配五階 Stoke's 的波浪模型能準確預估。從圖 9 可知 CFD 在斷面力在全沒水的部分比 Morison 低估，此亦有可能是 Morison 的 C_D 皆設定為 0.4 有高估之虞，故在總彎矩上 CFD 較小。以 TGC 波浪條件，配合表 3 之係數設定，計算總彎矩，如圖 12。一旦波峰離開彎矩立即反轉為負極值，2.5 秒內的波浪衝擊幅度大且逆轉方向，加上碎波阻力增加彎矩峰值 20%，需在評估結構動態時審慎考量。

最後討論 CFD 才能模擬的平台波擊和上浪現象。潮位間接影響海流和波浪負荷甚大，暴潮位加上大波浪造成平台底部受到拍擊，且可預見在極限波高下可能會出現上浪情形。因為 Wave III 之高潮位加上大波高，模擬結果除了顯示樁柱受波浪的負荷之外，在平台上亦有嚴重的波擊和上浪現象。整個平台遭受波擊的過程如以下三張連續圖 13 所呈現。平台的受力在波峰拍擊至平台前方的平板時為 0.3 MN，相較於波浪作用於樁柱的 1.2 MN 不可忽視。圖 14 顯示樁柱與平台所受之外力與彎矩。上浪負荷由於發生在距離樁柱底部力臂長，產生之彎矩為 10 MN.m，約為樁柱彎矩負荷的三分之一，且作用時間長達 1.2 秒，不容忽視其影響。

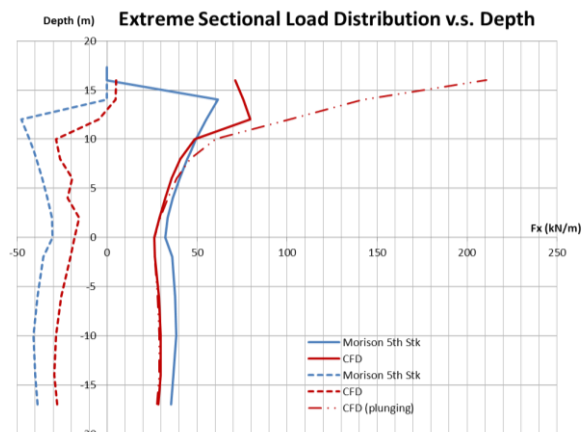


圖 10 碎波阻力隨沒水深度變化圖

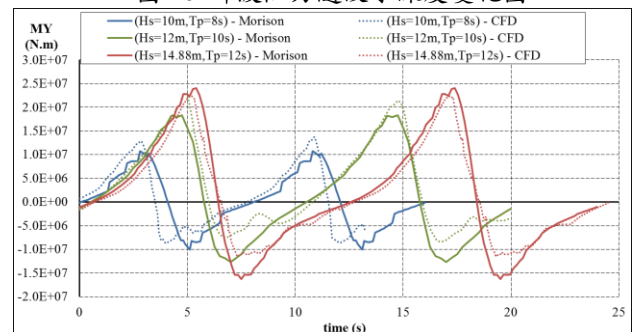


圖 11 三個規則波下之傾倒力矩時序圖

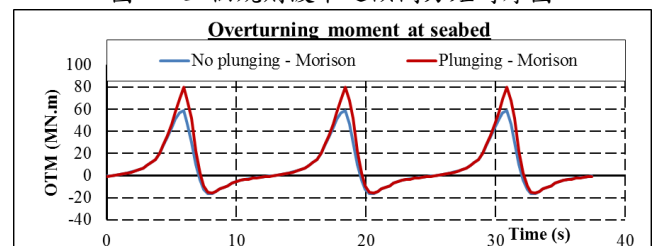


圖 12 TGC 波浪條件下碎波阻力影響傾倒力矩

以安全係數為權重，加總每一項環境負荷，包含結構自重[1.0]、風負荷[1.35]、水負荷(含波浪及洋流)[1.35]三者，可得到圖 15；其中塔頂為自由端，樁頭為固定端，故所有負荷均從塔頂往下累積。從圖中可看出海氣象塔的主要重量為樁柱，剛架結構重量輕，形狀細長。負荷佔比亦為樁柱受的水動力負荷為大宗。

IV. 結構反應

首先進行結構模態分析，以掌握其自然週期。前三模態，單節點旋轉，列於表 4，圖 16(左)繪製模態反應值。第三模態為垂向扭轉，但因環境中無足量扭轉負荷來源，故不探討。主要風和浪負荷的方向為水平向，動態來源為波浪，故比較兩者週期，1.59 和 12.47 秒，差距極大，不致造成共振。但若根據圖 12 所得之負荷之動態範圍在 2.5 秒內即反轉彎矩方向，較接近其自然週期，造成動態效應，將於下段文章中分析。

表 4 全結構之自然週期

模態	描述	自然週期 (s)
I	單節點 X 軸彎曲	1.59
II	單節點 Y 軸彎曲	1.59
III	單節點 Z 軸扭轉	0.50

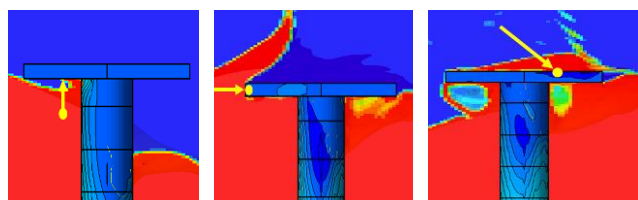


圖 13 平台波擊上浪之時序圖

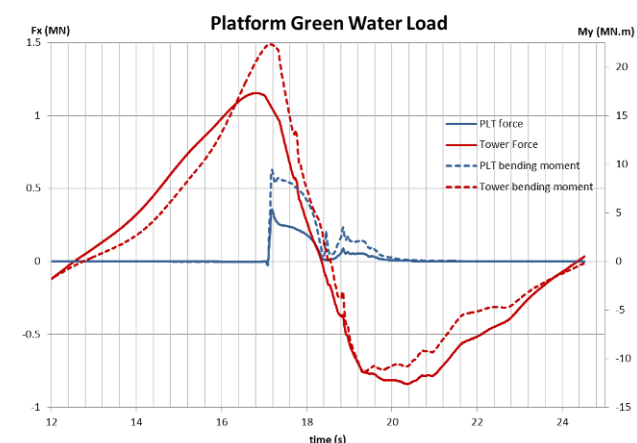


圖 14 平台波擊上浪之負荷

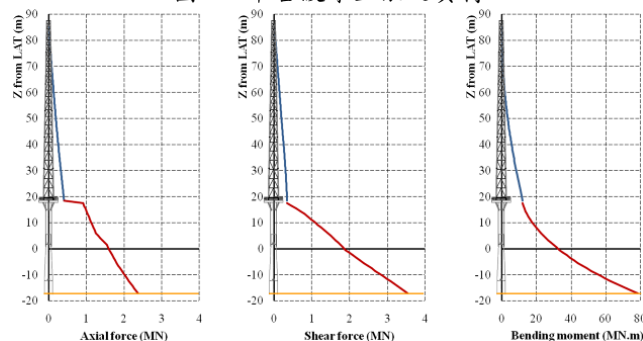


圖 15 累加負荷分佈 水平(左)/垂向力(中);傾倒力矩(右)

結構反應評估方面，兩種波浪負荷(有/無碎波效應)和兩種有限元素分析方法(於最大/小彎矩時的靜態分析及顯式動態分析)，交互組成四個情況，用以獨立評估碎波及動態效應；其中顯式動態分析之定常風負荷設定為 5 秒預負荷後再施加三個週期的波浪負荷。圖 17~19 分別圖繪分析結果：樁頭和剛架下風腳的 Von Mises 應力、塔頂的水平位移量振幅。三處位置說明於圖 16(右)：前二處元件因承受較大應力，具有結構強度的代表性；塔頂則因裝設風速計，水平運動直接影響量測數據，塔頂運動量亦是最大的。

圖 17 和 18 顯示，動態效應顯著影響應力水準，特別是剛架腳處，相較於靜態最大彎矩時有/無碎波負荷，增幅分別為 21%和 9%。由於剛架是一個輕且細長結構物，在波峰拍擊其基樁時易發生強烈的震動。一則震動下的支撐需由剛架腳承受，造成其應力增加；二則這種軟性結構行為可從圖 19 觀測之，動態效應使塔頂水平位移振幅，相較於靜態最大彎矩時有/無碎波負荷，增加幅度分別為 51%和 82%。動態效應對於樁柱這種相對剛強許多的結構體則影響不大，樁頭應力增幅僅 4%。

在這三張圖裡也能看到碎波效應對於應力水準的影響，特別是在樁頭處有增量為 18%；比對圖 12 得到之最大總彎矩增幅為 20%，可歸納出樁頭應力與總彎矩呈正比關係。碎波負荷發生於樁柱，故在靜態分析裡剛架腳之應力並無增加，而在動態分析卻呈現 10%之應力增量。由此推論，剛架腳之動態應力增量來自於碎波負荷先使樁柱產生更多運動，引發其上方結構物動態效應，且越高處之運動也越大：塔頂水平位移振幅在靜/動態分析中分別有 60%和 33%的增幅，充份印證此推論。

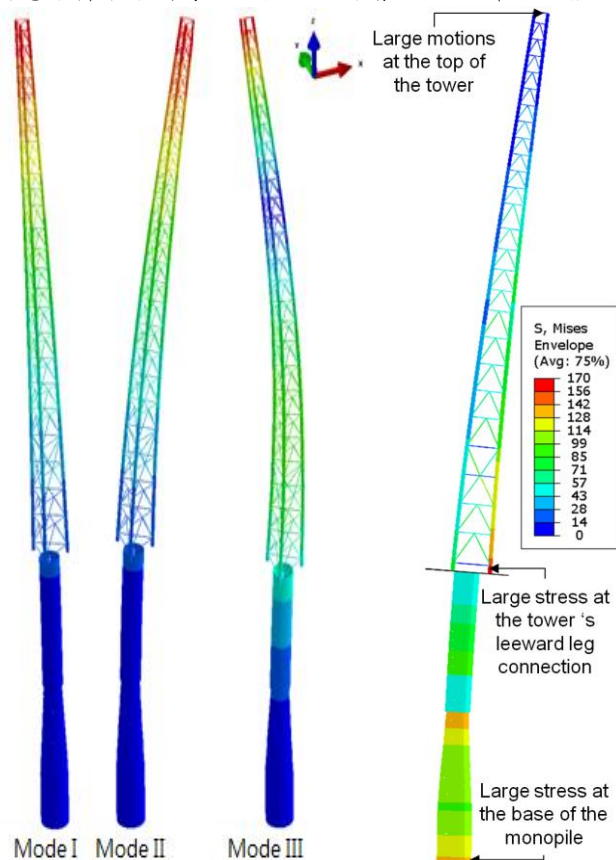


圖 16 全結構之模態分析(左)
最大彎矩時之靜態 von Mises 應力分佈(右)

從最簡化靜態無碎波至最複雜動態加碎波效應，表 5 整理出四個分析以及交叉比對兩個效應之結果：樁頭應力增加 23%，來自碎波效應；剛架後腳應力增加 21%，碎波和動態效應貢獻約佔各半；塔頂水平位移振幅則增加 142%，主要來自動態效應。因此評估測風塔在極限且暫態負荷條件下的效能及安全，簡化方法有必要審慎加上足夠的安全係數。此外，結構分析在上述考量條件下檢測屈服及挫曲強度，測風塔仍有足夠的安全水準。

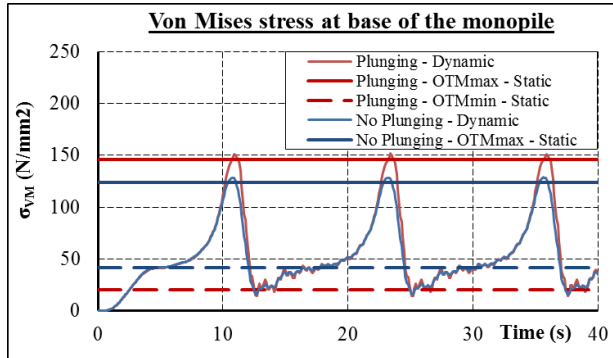


圖 17 樁頭的 Von Mises 應力

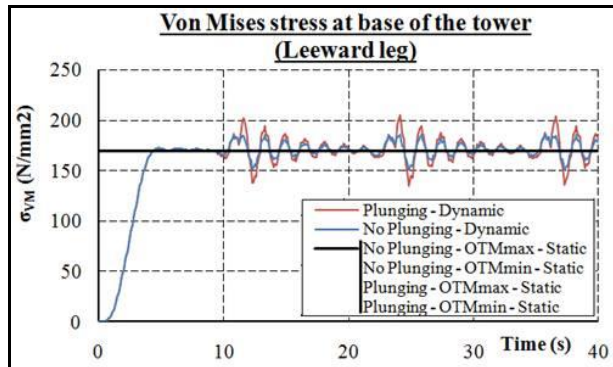


圖 18 剛架下風腳的 Von Mises 應力

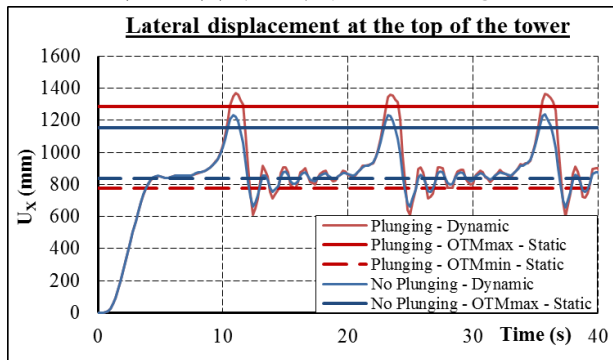


圖 19 塔頂水平位移

表 5 結構分析結果與比較 應力和位移

分析	項目	樁頭 σ_{VM} (N/mm ²)	剛架後腳 σ_{VM} (N/mm ²)	塔頂 ΔU_x (mm)
靜態 - 無碎波	(1)	123.4	169.6	316.7
動態 - 無碎波	(2)	128.7	185.3	577.3
靜態 - 碎波	(3)	146.1	169.6	508.0
動態 - 碎波	(4)	151.6	204.4	765.7
動態效應 - 無碎波	(2)/(1)	104%	109%	182%
動態效應 - 碎波	(4)/(3)	104%	121%	151%
碎波效應 - 靜態	(3)/(1)	118%	100%	160%
碎波效應 - 動態	(4)/(2)	118%	110%	133%
動態和碎波效應	(4)/(1)	123%	121%	242%

V. 結論

本研究對象為位於芳苑鄉離岸海氣象測風塔於颱風環境下的風力、潮汐、洋流、和波浪等負荷及結構反應。台灣西岸的颱風環境紀錄用以推估 50 年迴歸期的極限條件。水動力負荷的計算方法使用 CFD 和 Morison 計算程式，兩者交互驗證非線性近岸波浪負荷。結構分析則採用有限元素法，分別進行模態、靜態、及動態分析，以評估整體結構強度和塔頂位移。

由於颱風引起的極限波浪為非線性，且會在波峰觸及結構物前後發生波形破碎，造成額外碎波阻力。故文中先以 CFD 模擬碎波阻力，並用來提出新的數值修正法，給 Morison 計算使用。比較有無考慮碎波負荷，兩者在結構分析的結果指出，碎波效應使樁頭增加 18% 應力，剛架腳增加 10% 應力，亦使塔頂增加 33% 水平變位。另外，水動力模擬結果顯示此海氣象塔在極限波浪和暴潮位中會遭受平台波擊和上浪等情況。

結構分析方面，測風塔之前三模態的自然週期為 1.59 和 0.5 秒，遠離極限波浪週期，應不致產生共振；但由於非線性波負荷短暫，造成相對較軟性的剛架動態效應。加上前述的碎波效應後，進一步分析結構動態反應發現，動態效應會再提高剛架腳和樁頭的應力，分別達到 21% 和 23%，但仍在結構安全承受範圍內；塔頂水平位移擺動幅度則大幅增加 142%。因此本文建議，評估測風塔在極限且暫態負荷條件下的效能及安全，若採用簡化方法有必要審慎加上足夠的安全係數，方能保守地考量碎波負荷及動態效應。

VI. 誌謝

特別感謝永傳能源股份有限公司提供海氣象觀測塔的詳盡技術圖說、任教於國立台灣大學工程科學及海洋工程學系的黃心豪及趙修武老師在計劃執行期間的密集討論交流、以及任職於中國驗船中心的李雅榮和林正文顧問全程悉心指導協助，使本研究得以順利完成。

參考文獻

- [1] "Offshore Wind Farms Database," <http://www.4coffshore.com>, 2015
- [2] R. L. Pordiman, "The Importance of Loads from Breaking Waves regarding Design of Jackets," *Master Thesis*, University of Stavanger, Jun 2014, Norway
- [3] Arash Khansari, and Hocine Oumeraci, "An Overview of the Dynamic Response of Jacket Structures under Breaking and Non-breaking Wave Loads," *OMAE*, Jun 2015, Canada
- [4] A. W. Nielsen, and F. Schlütter, "Wave Loads on a Monopile in 3D Waves," *OMAE*, Jul 2012, Brazil
- [5] "Design of Offshore Wind Turbine Structures," *DNV-OS-J101*, 2014
- [6] P. C. Chang, R. Y. Yang, and C. M. Lai, "Potential of Offshore Wind Energy and Extreme Wind Speed Forecasting on the West Coast of Taiwan," *Energies*, Vol. 8, 1685-1700, Feb 2015
- [7] "風力發電離岸系統示範獎勵辦法," 行政院公報, 第 018 卷 第 125 期, 2012
- [8] K. C. Chen, Yann Quemener, C. W. Lin, "Evaluation of the Wind Flow around a Meteorological Mast through RANS Computations," 第二十七屆中國造船暨輪機工程研討會, Proceedings C5-4, Mar 2015, Kaohsiung
- [9] "MetOcean Study for Chunghua Offshore Wind Farm Pilot Project," *CECI Eng. Consultants, Inc.*