

110年度內政部建築研究所 研究成果發表講習會



場次D 建築工程技術發展與整合應用

- 鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範柱及接合設計之修正研擬-周中哲
- 鋼構造建築物鋼結構設計技術規範之修正研擬-王炤烈
- 建築耐風設計規範之載重組合及簡易風力修正研究-羅元隆
- 以大數據預測季風機率分析研究-黎益肇

主辦單位：內政部建築研究所
中華民國111年5月

中華民國結構工程學會

鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範 柱及接合設計之修正期末報告 內政部建築研究所計畫案

計劃主持人：周中哲教授

國家地震工程研究中心主任/臺大土木系教授/中華民國結構工程學會理事長
cechou@ntu.edu.tw

共同主持人：劉郁芳博士
國家地震工程研究中心助理研究員
yfliu@narlabs.org.tw

參與人員：周德光先生
國家地震工程研究中心副技術師
tkchow@narlabs.org.tw

修正條文建議草案

- 第一章 通則
- 第三章 一般規定
- 第四章 構造細節
- 第六章 受軸壓力作用之構材
- 第八章 接合設計
- 第九章 耐震設計

第一章 通則

1.1節 解說

解說：本規範之適用範圍是以鋼骨鋼筋混凝土 (Steel Reinforced Concrete，簡稱 SRC) 為主所建造的一般建築物。有關橋梁或其它特殊構造之設計，請另行參考其它相關設計規定。

我國的鋼構造 (S) 與鋼筋混凝土構造 (RC) 設計規範主要是參考 AISC (American Institute of Steel Construction) 與 ACI (American Concrete Institute) 規範而訂定，因此國內 SRC 設計規範亦朝向結合 AISC 與 ACI 規範的方向進行。目的在使我國的 S、RC 及 SRC 三種設計規範能夠互相配合，並具有一貫性。一個經過適當設計的 SRC 構造，可以有效發揮鋼骨與 RC 的優點，並能互相彌補缺點，達到安全與經濟的目標。本規範主要是針對 SRC 構造，關於一般鋼構造或 RC 構造之設計，設計者應依內政部所定之相關規定辦理：

(1) 鋼構造：應依「鋼結構極限設計法規範及解說」辦理[1]。

(2) 鋼筋混凝土構造：應依「混凝土結構設計規範」辦理[2]。

另外，有關國內常使用於建築物的鋼骨混凝土 (Steel Concrete，簡稱 SC) 構造之設計，此種構造的混凝土包覆部份主要係提供鋼骨的防火保護以及增加構件的勁度，由於此類構造在設計時混凝土包覆部份之配筋，通常未能完全符合「混凝土結構設計規範」的規定，且梁主筋常未與鋼柱相連結，故建議強度計算時僅考量其鋼骨部份，外覆的鋼筋混凝土部分之強度則不予考慮，惟計算建築物的週期時仍應考慮內灌及外覆混凝土部分對構件勁度之貢獻。

2

第三章 一般規定

3.4節 鋼骨斷面之寬厚比 條文

1. 鋼骨鋼筋混凝土構造中，未受混凝土包覆之鋼構材，其斷面肢材寬厚比應依內政部所定之「鋼結構極限設計法規範及解說」之相關規定設計。
2. 鋼骨鋼筋混凝土構造中，受鋼筋混凝土完全包覆之鋼構材且符合第4.3、4.4、4.5與4.6節之相關規定者，其鋼骨斷面肢材之寬厚比不得大於表3.4-1與3.4-2所列之值。填充型或包覆填充型鋼管混凝土柱之鋼管斷面肢材寬厚比或徑厚比不得大於表3.4-3所列之值。上述表3.4-1中之 λ_{pd} 與 λ_p 分別表示耐震設計與結實斷面之鋼骨斷面肢材寬厚比之上限，上述表3.4-2及表3.4-3中之 λ_p 、 λ_{md} 、 λ_{hd} 分別表示結實斷面、中韌性與高韌性構件之鋼骨斷面肢材寬厚比之上限，其中 F_{ys} 為鋼骨之規定降伏應力， E_s 為鋼骨之彈性模數，單位均為tf/cm²。

3

第三章 一般規定

3.4節 鋼骨斷面之寬厚比 解說

解說：SRC構材中，由於鋼骨受到鋼筋混凝土的包覆，因此鋼骨抵抗局部挫屈能力將優於純鋼骨的情況。對於鋼骨所需的混凝土保護層厚及斷面中的鋼筋配置，均必須符合本規範第4.3、4.4、4.5與4.6節之規定。這是因為鋼骨斷面抵抗挫屈能力之提昇，必須仰賴充份的混凝土圍束及適當的鋼筋配置。

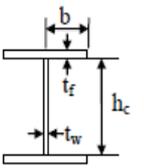
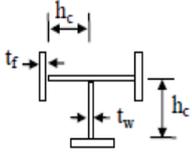
表3.4-1至3.4-3中所列的SRC構材之鋼骨斷面肢材寬厚比 λ_p 值之限制，主要參考日本建築協會AIJ-SRC規範的標準[10]，因為日本在這一方面有較深入的研究與經驗。依照AIJ-SRC規範的規定，SRC構材內鋼骨斷面肢材寬厚比之限制大約比在純鋼骨狀態下之值放寬1.5倍左右。相對於SRC梁而言，AIJ-SRC規範對於SRC柱中的鋼骨斷面之「腹板寬厚比」有較嚴格之限制，這是因為柱腹板比梁腹板受到較大的軸壓應力作用的緣故[10]。

參考日本AIJ-SRC[10]規範以及美國AISC341-16(2016)規範，發現美國規範相較於日本規範採用較為嚴格的斷面肢材寬厚比，此外根據周中哲等人研究(2017、2019、2020)，鋼管內灌混凝土(concrete-filled tube CFT)柱即使採用AISC341-16(2016)高韌性構件的寬厚比 λ_{hd} 要求，在高軸力作用下(40% P_n)，撓曲強度無法在0.04弧度的層間側位移角保持90%的最大強度，因此進行耐震設計時在未有更多的研究成果前，對於可能發生塑性變形之處，鋼骨斷面肢材寬厚比應採用較嚴格的 $\lambda_{pd}\lambda_{hd}$ 值，以確保斷面具有足夠的韌性變形能力避免發生局部挫屈的現象。鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說內政部營建署(2011)將寬厚比分為 λ_{pd} 與 λ_p 二值，此次保留 λ_p 值，而將 λ_{pd} 以 λ_{md} 及 λ_{hd} 取代，其中 λ_{md} 與 λ_p 分別依據AISC341-16(2016)與AISC360-16(2016)，兩公式因為接近，故 λ_{md} 與 λ_p 值差異不大。另一方面，對於僅有外部受到鋼筋混凝土包覆而內部並未填充混凝土之鋼管混凝土柱，在未有進一步研究成果之前，其鋼骨斷面肢材寬厚比之上限仍以暫時採用純鋼結構之設計標準為宜。

第三章 一般規定 3.4節

表3.4-2 鋼骨鋼筋混凝土柱之鋼骨斷面肢材寬厚比限制

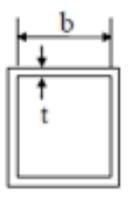
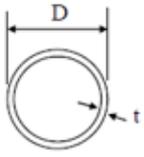
建議修訂規範 λ_{hd} λ_{md} 依照表3.4.3矩形斷面換算； λ_p 維持原值

柱斷面肢材寬厚	鋼材種類	λ_{hd}	λ_{md}	λ_p
 b/tf	SM570級 (A572 Gr.60)	$0.45\sqrt{E_s / R_y F_{ys}}$	$0.74\sqrt{E_s / R_y F_{ys}}$	16
	SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	$0.45\sqrt{E_s / R_y F_{ys}}$	$0.74\sqrt{E_s / R_y F_{ys}}$	20
	SM400 與SN400 級 (A36)	$0.45\sqrt{E_s / R_y F_{ys}}$	$0.74\sqrt{E_s / R_y F_{ys}}$	23
 hc/tw	SM570級 (A572 Gr.60)	$1.7\sqrt{E_s / R_y F_{ys}}$	$2.75\sqrt{E_s / R_y F_{ys}}$	64
	SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	$1.95\sqrt{E_s / R_y F_{ys}}$	$3.14\sqrt{E_s / R_y F_{ys}}$	81
	SM400 與SN400 級 (A36)	$1.95\sqrt{E_s / R_y F_{ys}}$	$3.14\sqrt{E_s / R_y F_{ys}}$	96

第三章 一般規定 3.4節

表3.4-3 填充型鋼管混凝土柱之鋼骨斷肢材寬厚比限制

建議修訂規範 λ_{hd} λ_{md} 依照AISC341-16 ; λ_p 維持原值

柱斷面肢材寬厚	鋼材種類	λ_{hd}	λ_{md}	λ_p
	SM570級 (A572 Gr.60)	$1.48\sqrt{E_s / R_y F_{ys}}$	$2.37\sqrt{E_s / R_y F_{ys}}$	55
	SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	$1.48\sqrt{E_s / R_y F_{ys}}$	$2.37\sqrt{E_s / R_y F_{ys}}$	61
	SM400 與SN400 級 (A36)	$1.48\sqrt{E_s / R_y F_{ys}}$	$2.37\sqrt{E_s / R_y F_{ys}}$	72
	SM570級 (A572 Gr.60)	$0.085(E_s / R_y F_{ys})$	$0.17(E_s / R_y F_{ys})$	86
	SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	$0.085(E_s / R_y F_{ys})$	$0.17(E_s / R_y F_{ys})$	109
	SM400 與SN400 級 (A36)	$0.085(E_s / R_y F_{ys})$	$0.17(E_s / R_y F_{ys})$	150

6

第三章 一般規定

3.5節構材之勁度 條文

- 鋼骨鋼筋混凝土構材之勁度應以合理之方法評估之，對於受撓曲之構材應適當考慮混凝土開裂對勁度折減之影響。
- 鋼骨與鋼筋之彈性模數 E_s 可取為2,100 (tf/cm²)。
- 混凝土之彈性模數 E_c 可依以下規定計算：

混凝土單位體積重量在1.5至2.5 tf/m³ 1440至2560 kgf/m³之間且規定抗壓強度在210至420kgf/cm² 範圍內時，彈性模數 E_c 可依下式計算：

~~$$E_c = w^{1.5} \times 4,270 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad (3.5-1)$$~~

$$E_c = w^{1.5} \times 0.11 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad (3.5-1)$$

其中： w = 混凝土單位體積重量 (tf/m³) (kgf/m³)

fc' = 混凝土規定抗壓強度 (kgf/cm²)

常重混凝土之彈性模數 E_c 可取為 15000 12000 (kgf/cm²)

第三章 一般規定

3.5節 解說

相對於純鋼骨構造，由於SRC構材之勁度較大，有助於降低構材之變形量與減少建築物整體之側向位移，這是SRC構造很重要的優點。以鋼管混凝土柱為例，充填於鋼管內部的混凝土可以在不增加構材斷面積的情況下，有效提高構材之勁度與抗壓強度。受到混凝土開裂對構材勁度折減的影響，如何合理的評估包覆型SRC構材之勁度是一個值得關心的問題。最近出版的ACI 318-05結構混凝土設計規範[50]中，對於RC構材的勁度評估提出深入的建議。不過，由於SRC構材中有鋼骨存在，其情形並非與RC構材完全一致，惟在尚未有進一步之研究成果之前，ACI規範仍具參考價值。此外，當混凝土的規定抗壓強度大於 420 kgf/cm^2 時，其彈性模數應根據可信之研究結果，以公認合理之方法評估之。。混凝土之彈性模數 E_c 應依混凝土結構設計規範(2021)。

8

第四章 構造細則

4.3.3 節柱之主筋 條文

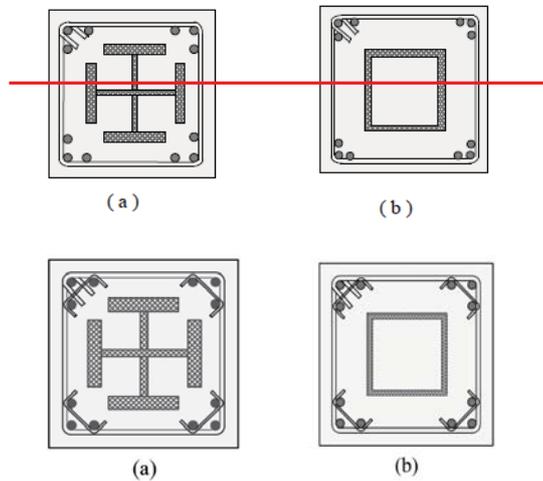
1. 矩形斷面之鋼骨鋼筋混凝土柱至少應於斷面四個角落各配置一根主筋。一般柱內之主筋排列，以在每個角落各配置三根主筋為原則。主筋不宜配置於鋼柱翼板之上下方或左右兩側，以免主筋在梁柱接頭處受到梁內鋼骨阻擋而無法連續通過梁柱接頭。
2. 鋼骨鋼筋混凝土柱中之主筋間距不得大於300 mm。且主筋與主筋之淨間距不得低於4 cm、主筋標稱直徑之1.5倍與粗骨材最大粒徑之(4/3)倍三值之最大者。若主筋間距大於300 mm時，則須加配D13以上之軸向補助筋，補助筋可以不用錨定，且補助筋應不計其對柱強度之貢獻。
3. 鋼骨鋼筋混凝土柱中RC部分所分擔之需要軸力強度 P_{urc} ，在 $P_{urc} > 0.3A_c f'_c$ 或 $f'_c > 700 \text{ kgf/cm}^2$ 時，鋼骨鋼筋混凝土柱中之主筋間距不得大於200 mm。

9

第四章 構造細則

4.3.3 節柱之主筋 解說

一般而言，矩形斷面之SRC柱以在斷面的每個角落配置三根主筋為原則，如圖C4.3.3所示。SRC柱之主筋集中分佈在斷面的四個角落上，主要是為了避免主筋在梁柱接頭處受到SRC梁內之鋼骨阻擋而無法連續通過梁柱接頭。



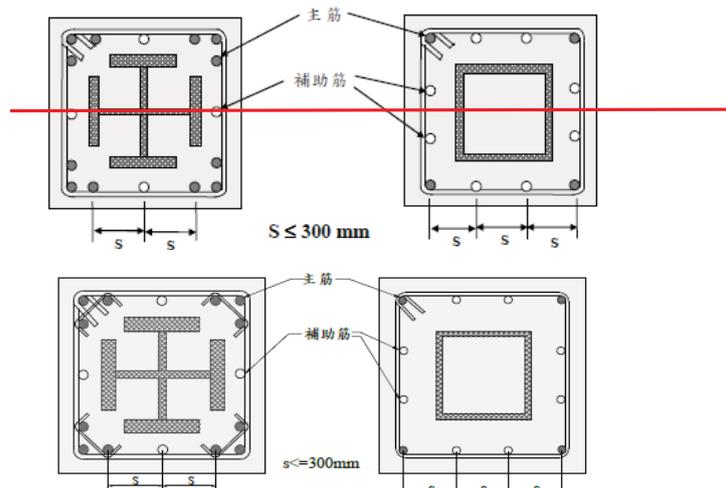
圖C4.3.3 SRC柱之主筋配置示意圖

10

第四章 構造細則

4.3.3 節柱之主筋 解說

設計者在配置SRC柱之主筋時，尚應注意柱中相鄰主筋之間距。若SRC柱中相鄰主筋的間距大於300 mm時，由於鋼筋對混凝土的圍束效果將會明顯減弱，限制鋼筋最小間距之目的在於澆置混凝土時，使之易流入鋼筋及模板間之空隙，不產生蜂窩現象，同時確保避免因鋼筋排列過密導致發生剪力或收縮裂縫之情形，對較高 $P_{urc}/A_c f_c'$ 值而言，壓力控制行為是可預期的，對較高混凝土抗壓強度而言，行為傾向於較脆性，柱主筋間距限制為200 mm亦為改善在前述臨界狀況下之性能(混凝土結構設計規範，2011)，故應如圖C4.3.4所示，在SRC柱之長向增加配置D13以上之補助筋[13]。一般而言，補助筋在梁柱接頭處常受到SRC梁內之鋼骨阻擋而無法連續通過梁柱接頭，故不計其對SRC柱強度之貢獻。



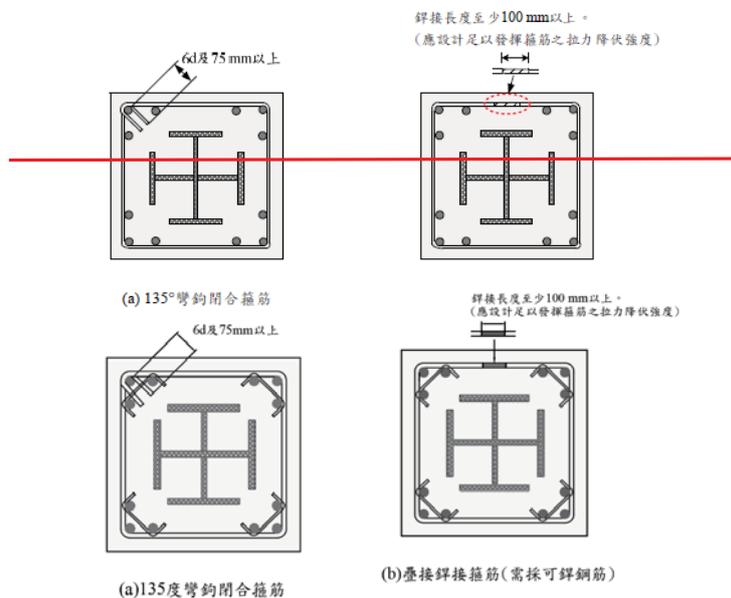
圖C4.3.4 SRC柱之補助筋與間距要求 [13]

11

第四章 構造細則

4.3.5 節柱之箍筋 解說

本節有關SRC柱箍筋間距之限制係源自AIJ-SRC規範第三章之規定[10]。有關SRC柱中之箍筋彎鉤，設計者可參考AIJ「SRC配筋指針(案)、同解說」之規定[13]。圖C4.3.6顯示SRC柱中幾種可能的箍筋形狀示意圖。



圖C4.3.6 SRC柱箍筋配置示意圖 [13]

12

第六章 受軸壓力作用之構材

6.3節一般要求 條文

1. 鋼骨鋼筋混凝土柱中之鋼骨斷面積不得少於構材全斷面積之2%。若鋼骨斷面積少於構材全斷面積之2%，則應依內政部所定之「混凝土結構設計規範」之規定設計。
2. 鋼骨鋼筋混凝土柱中之鋼筋混凝土，其主筋、箍筋及混凝土保護層均應符合第4.3、4.4及4.5節之規定。
3. 鋼骨鋼筋混凝土柱中之鋼骨斷面肢材寬厚比，應符合3.4節表3.4-2與3.4-3中 λ_p 之規定。
4. 鋼骨鋼筋混凝土柱中之鋼骨其規定降伏應力不宜大於~~3,520~~ **4,200** kgf/cm²，鋼筋之規定降伏應力不宜大於5,600 kgf/cm²，混凝土規定抗壓強度 f_c' 不宜小於~~210~~ **280** kgf/cm²。
5. 包覆型鋼骨鋼筋混凝土柱若需採用規定抗壓強度 f_c' 大於420 kgf/cm²之混凝土時，或填充型鋼管混凝土柱採用抗壓強度 f_c' 大於560 kgf/cm²之混凝土時，應以公認合理之試驗證明其可行性與可靠度。

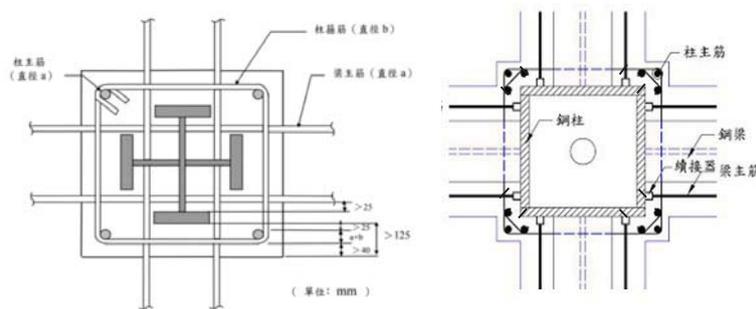
13

第八章 接合設計

8.5.1節 解說

為了確保梁柱接頭處的彎曲應(Bending Stress) 能夠有效傳遞，SRC梁柱接頭處之主筋應以直接通過接頭為原則。

有關採用鋼筋續接器(Coupler)銲接於鋼柱翼板來接續主筋之方式，目前尚未有充分的研究證明這種接合方式的可靠度，尤其是受到往復力作用下之力學行為並不明確。由於在翼板加銲續接器，將使柱鋼板受到垂直於板平面的拉力作用，該拉力是否會造成鋼板拉裂是一個十分值得研究的課題。此外，這種接合方式的施工品質亦是值得關心的問題。基於上述之考量，本規範建議在這些問題尚未釐清之前宜儘量避免採用此種接合方式。若非不得已必須採用此種接合方式時，至少應符合本節規範條文中有關鋼筋續接器種類、材料與施工之規定，且務必於鋼柱內與主筋同一水平面處加銲連續板。最好能，再輔以適當的實尺寸實驗以證明其強度、韌性及可靠度。



14

第八章 接合設計

8.6節 條文

8.6 鋼筋混凝土柱與鋼梁之接合

1. 當鋼梁嵌入鋼筋混凝土柱或牆時，應在鋼梁的翼板間提供承壓面板。
2. 鋼梁與鋼筋混凝土柱之連接，應在接頭提供橫向箍筋以滿足混凝土結構設計規範之要求。
3. 在梁柱接頭處配置箍筋時，若箍筋需穿過鋼梁腹板，需符合4.2.4節及8.5.2節第3點規定。
4. 梁柱接頭之設計剪力強度 $\phi_v V_n$ 應為鋼骨部分與鋼筋混凝土部分剪力強度之和。

即

$$\phi_v V_n = \phi_{vs} V_{ns} + \phi_{vrc} V_{nrc} \quad (8.6-1)$$

其中 $\phi_{vs} V_{ns}$ 與 $\phi_{vrc} V_{nrc}$ 分別為鋼骨與鋼筋混凝土部分在梁柱接頭之設計剪力強度，其值應依以下規定計算：

15

第八章 接合設計

8.6節條文

1) 鋼骨部分：

鋼骨接頭區之設計剪力強度為 $\phi_{vs} V_{ns}$ ， $\phi_{vs} = 0.9$ ，且標稱剪力強度 V_{ns} 應依以下規定計算：

$$V_{ns} = 0.60 F_{yw} t_w h \quad (8.6-2)$$

其中： h = 平行於鋼梁方向之柱深(cm)。

2) 鋼筋混凝土部分：

常重混凝土接頭區之設計剪力強度為 $\phi_{vrc} V_{nrc} = 0.75$ ，且標稱剪力強度 V_{nrc} 應依以下規定計算：

$$V_{nrc} = 3.2 \sqrt{f'_c} A_j \times 0.75 \quad (8.6-3)$$

其中： A_j 為接頭有效面積，詳9.7.1之規定，若需檢核梁柱接合承壓破壞則詳式 C8.6-3~C8.6-9。

16

第八章 接合設計

8.6節條文 補充資料

• 翻譯美國AISC 341-16規範條文 (Sect. D2-7 Composite Connections)

- (c) Face bearing plates consisting of stiffeners between the flanges of steel beams shall be provided when beams are embedded in reinforced concrete columns or walls.
- (d) The nominal shear strength of concrete-encased steel panel zones in beam-to-column connections shall be calculated as the sum of the nominal strengths of the structural steel and confined reinforced concrete shear elements as determined in Section E3.6e and ACI 318 Section 18.8, respectively.
- (2) For connections between structural steel or composite beams and reinforced concrete or encased composite columns, transverse hoop reinforcement shall be provided in the connection region of the column to satisfy the requirements of ACI 318 Section 18.8.

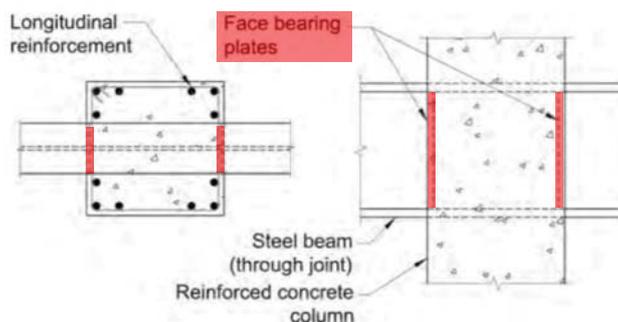


Fig. C-D2.10. Reinforced concrete column-to-steel beam moment connection.

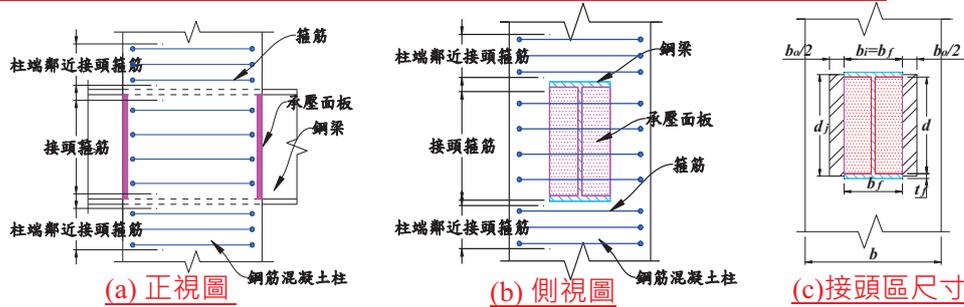
第八章 接合設計

8.6節 解說

文字標示底色處翻譯自AISC341-16
其餘為新增文字

鋼梁和鋼筋混凝土柱之間的複合斷面接頭如圖C8.6.1(a)(b)所示，梁柱接頭之剪力強度可以由鋼筋混凝土和鋼梁提供之強度和計算。這種以疊加計算剪力強度的方式 (Deierlein等，1989； ASCE，1994； Parra-Montesinos和Wight，2001)，已被用來驗證一些有實驗數據支持的複合斷面接頭(Sheikh等，1989; Kanno 和 Deierlein，1997; Nishiyama等，1990; Parra-Montesinos和Wight，2001)。圖C8.6.1(a)中顯示了鋼筋混凝土柱與鋼梁的連接，其中鋼梁連續穿過柱，並在梁柱接頭外續接。在美國和日本，已經有許多對此類接頭進行單向載重和循環載重下大規模的測試 (Sheikh等，1989； Kanno和Deierlein，1997； Nishiyama等，1990； Parra- Montesinos和Wight，2000； Chou和Uang，2002； Liang和Parra- Montesinos，2004)。這些結果顯示設計細節良好的鋼筋混凝土柱與鋼梁之複合斷面接頭可以與鋼骨或鋼筋混凝土接頭有一樣的耐震效果。

陳誠直等 (2002)進行鋼筋混凝土柱與鋼梁的接合反覆載重試驗，在接頭設置L型及U型箍筋，提供接頭區良好圍束以及剪力強度。試體在層間變位達6%時，鋼梁翼板撕裂，為最終破壞模式，結構變形集中於鋼梁，柱則保持在彈性範圍內，消能機制主要由鋼梁非線性行為所提供，符合強柱弱梁之設計，此接頭所顯現之韌性並不亞於採耐震設計細節之RC 接頭。另外AISC-341-16認為接頭剪力強度大都以單向載重試驗作為公式推導背景，反覆載重的試驗不足，且複合斷面的行為需保守估計，建議將鋼筋混凝土強度再折減25%，故式(8.6-3)中以乘0.75反映。近年美日規範與國內的複合斷面梁柱接頭設計及剪力強度計算比較可參考劉郁芳等人(2020)之研究報告。



圖C8.6.1鋼筋混凝土柱與鋼梁複合結構系統梁柱接頭示意圖

第八章 接合設計

8.6節 解說

鋼筋混凝土柱與鋼梁梁柱接頭之設計也可參考Kathuria等人 (2015) 或歐昱辰等人 (2021)之研究報告如下，

- 1) 接頭區之有效寬度：鋼筋混凝土柱與鋼梁複合式結構系統梁柱接頭之接頭區有效寬度為內交會區寬度 b_i 與外交會區寬度 b_o 之總和：
 - a) 內交會區寬度 b_i 應等於鋼梁翼板寬度 b_f 。
 - b) 外交會區寬度 b_o 應依以下規定計算：

$$b_o = \frac{7}{15} h - b_f \leq b - b_f \tag{C8.6-1}$$

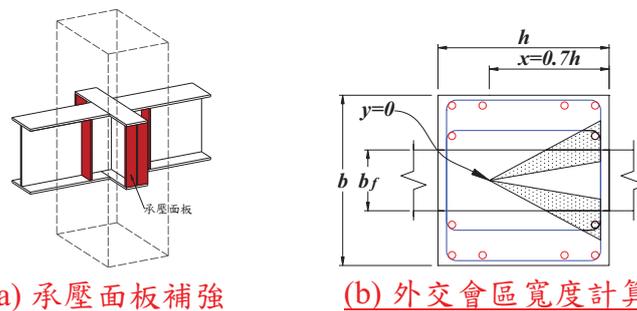
其中：

- b = 垂直於鋼梁方向之柱寬，cm
- b_f = 鋼梁翼板寬度，cm

第八章 接合設計

8.6節解說

鋼筋混凝土柱與鋼梁複合式結構系統之梁柱接頭尺寸參數可參考C8.6.1(c)。外交會區寬度 b_o 計算方法參考Kathuria等人 (2015) 之研究報告，其計算主要考慮接頭區幾何尺寸以及額外補強配置驅動接頭區內鋼梁翼板寬度以外之混凝土形成壓桿以承受剪力之效果，原建議計算式為 $b_o = y + 2/3\alpha_x x - b_f \leq b - b_f$ ，其中 x 、 y 及 α_x 為與額外補強配置可驅動外交會區混凝土之受剪寬度有關之計算參數。而國內目前針對實尺寸鋼筋混凝土柱與鋼梁複合式結構系統梁柱接頭之實驗研究僅透過承壓面板進行接頭區補強，如圖C8.6.2(a)所示，故外交會區寬度計算之規定主要依此補強方式並參考Kathuria等人 (2015) 之建議值： $x=0.7h$ 、 $y=0$ 、 $\alpha_x=1.0$ ，代入原式而推得公式C8.6-1，計算公式示意可參考圖C8.6.2(b)。



圖C8.6.2承壓面板補強及外交會區寬度計算示意圖

第八章 接合設計

8.6節解說

2) 接頭區之剪力強度：

- a) 鋼筋混凝土柱與鋼梁複合式結構系統梁柱接頭之設計剪力強度 $\phi_v V_n$ 應不小於9.7.1節第2款所規定之需要剪力強度 V_u 。
- b) 鋼筋混凝土柱與鋼梁複合式結構系統梁柱接頭之設計剪力強度 $\phi_v V_n$ 應為內交會區與外交會區設計剪力強度之和(Kathuria等人，2015)。即：

$$\phi_v V_n = \phi V_{in} + \phi_c V_{on} \tag{C8.6-2}$$

其中 ϕV_{in} 與 $\phi_c V_{on}$ 分別為內交會區部分與外交會區部分之設計剪力強度，其值應依以下規定計算：

- 1. 內交會區部分：內交會區之設計剪力強度 ϕV_{in} 應為接頭區內鋼梁腹板與內交會區混凝土設計剪力強度之和，且不得大於以下規定之上限值：

$$\phi V_{in} = \phi_s V_{spn} + \phi_c V_{icn} \leq \frac{\phi_b (M_{vb} - V_b h)}{d_j} \tag{C8.6-3}$$

其中 $\phi_s V_{spn}$ 為接頭區內鋼梁腹板之設計剪力強度，參考「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」之強度折減係數建議值， $\phi_s = 0.9$ ； $\phi_c V_{icn}$ 為內交會區混凝土之設計剪力強度，參考「混凝土結構設計規範」之強度折減係數建議值， $\phi_c = 0.75$ ； $\phi_b (M_{vb} - V_b h) / d_j$ 為內交會區之設計剪力強度上限， $\phi_b = 0.65$ 。其值應依以下規定計算：

第八章 接合設計

8.6節解說

I. 接頭區內鋼梁腹板：接頭區內鋼梁腹板之標稱剪力強度 V_{spn} 依以下規定計算：

$$V_{spn} = 0.6\alpha_{sp}F_{yw}t_w h \quad (C8.6-4)$$

其中：

α_{sp} = 接頭區內鋼梁腹板標稱剪力強度調整因子，接頭形式為外部接頭時，取0.8；接頭形式為內部接頭時，取0.9。

II. 內交會區混凝土：內交會區混凝土之標稱剪力強度 V_{icn} 依以下規定計算，且不得大於以下規定之上限值：

$$V_{icn} = 5.3\alpha_c\sqrt{f'_c}b_i h \leq 0.5f'_c b_f d_j \quad (C8.6-5)$$

其中：

α_c = 內交會區混凝土標稱剪力強度調整因子，接頭形式為外部接頭時，取0.6；接頭形式為內部接頭時，取1.0。

d_j = 接頭區之有效深度，取鋼梁上下翼板之中心距，cm。

內交會區混凝土標稱剪力強度上限之目的在於避免內交會區混凝土壓桿端點之承壓破壞，其將混凝土極限承壓應力 $2.5f'_c$ 假設均佈作用於承壓面板上下部共 $0.20b_f d_j$ 之受力面積的總力定義為內交會區混凝土標稱剪力強度上限值。

22

第八章 接合設計

8.6節解說

III. 規定之強度上限：內交會區之設計剪力強度不得大於C8.6-3之上限：

公式C8.6-3規定之內交會區設計剪力強度上限，係為避免過大之鋼梁剪力造成內交會區混凝土承壓擠碎。若內交會區混凝土承壓強度不足，可透過額外銲接於鋼梁翼板上之垂直鋼筋進行承壓補強，如圖C8.6.3(a)所示，使垂直外力轉由相鄰於鋼梁翼版之柱端混凝土承壓區承擔，垂直鋼筋之設計應符合「混凝土結構設計規範」中伸展長度與「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」中銲接等相關規定。

其中：

V_b = 接頭區左右兩側與鋼梁交界面之平均剪力，kgf，其值依以下規定計算：

$$V_b = \frac{(V_{b1} + V_{b2})}{2} \quad (C8.6-6)$$

M_{vb} = 接頭區承壓彎矩強度，kgf-cm，其值依以下規定計算：

$$M_{vb} = C_{cn} h \left(1 - \frac{\beta_1}{2}\right) + h_{vr} (C_{vr} + T_{vr}) \quad (C8.6-7)$$

第八章 接合設計

8.6節解說

上式中：

- V_{b1} = 接頭區左側與鋼梁之交界面剪力，kgf
- V_{b2} = 接頭區右側與鋼梁之交界面剪力，kgf
- β_1 = 壓力區等值應力塊深度與中性軸深度比值，計算方法參考「混凝土結構設計規範」
- C_{vrn} 及 T_{vrn} = 當採用鉚接於鋼梁翼板上之垂直鋼筋以增加混凝土承壓強度時， C_{vrn} 為垂直鋼筋標稱壓合力，其為垂直壓力鋼筋之斷面積與鋼筋之規定降伏應力之乘積，kgf； T_{vrn} 為垂直鋼筋標稱拉合力，其為垂直拉力鋼筋之斷面積與鋼筋之規定降伏應力之乘積，kgf；兩者之和須符合以下要求：

$$C_{vrn} + T_{vrn} \leq \frac{C_{cn}}{2} \tag{C8.6-8}$$

- h_{vr} = C_{vrn} 與 T_{vrn} 之距，cm
- C_{cn} = 承壓區混凝土標稱垂直承壓強度，kgf，其值依以下規定計算：

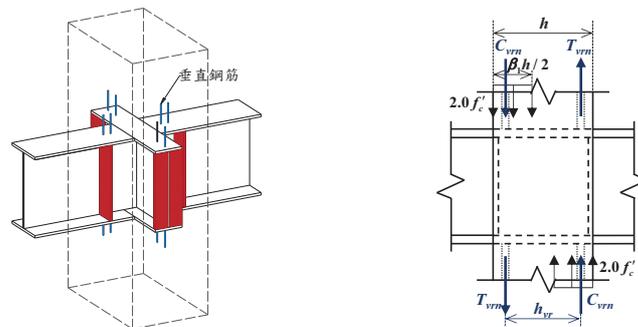
$$C_{cn} = 2.0f'_c b_f (\beta_1 h / 2) \tag{C8.6-9}$$

第八章 接合設計

8.6節解說

公式C8.6-8針對垂直鋼筋承壓強度貢獻之限制係避免其配筋量過高，反而使內交會區混凝土承受過大之承壓應力而擠碎。

公式C8.6-9針對承壓區混凝土標稱垂直承壓強度 C_{cn} 之計算，係在符合下段梁柱接合細節第(a)款柱端鄰近接頭處之橫向鋼筋圍束規定前提下，將混凝土極限承壓應力 $2.0f'_c$ 以等值應力塊概念作用於承壓區混凝土 $b_f (\beta_1 h / 2)$ 之受力面積的總力定義為承壓區混凝土標稱垂直承壓強度。垂直鋼筋及承壓區混凝土之力學機制可參考圖C8.6.3(b)。



(a) 垂直鋼筋之配置 (b) 垂直鋼筋及承壓區之力學機制

圖C8.6.3垂直鋼筋示意圖

2. 外交會區部分：當鋼筋混凝土柱受軸壓力作用或受小於 $0.1A_g f'_c$ 之軸拉力作用時，外交會區混凝土之標稱剪力強度 V_{on} 可依以下規定計算，否則忽略不計：

$$V_{on} = 3.9\alpha_c \sqrt{f'_c} b_o h \tag{C8.6-10}$$

第八章 接合設計

8.6節 解說

3) 梁柱接合之設計細則

鋼筋混凝土柱與鋼梁複合式結構系統梁柱接合之細部設計包含柱端鄰近接頭處之橫向鋼筋圍束設計、接頭區內鋼梁翼板厚度設計以及承壓面板厚度設計等，其設計須符合下列規定(Kathuria等人，2015)：

- a) 使用橫向鋼筋圍束柱端鄰近接頭處時，鋼梁上下柱端 $0.4d_j$ 內皆需至少配置三層箍筋：當柱之較長邊小於 50 cm 時，箍筋尺寸至少需為 D10；當柱之較長邊介於 50 cm 與 75 cm 時，箍筋尺寸至少需為 D13；當柱較長邊介於大於 75 cm 時，箍筋尺寸至少需為 D16。且鋼梁上及下柱端 $0.4d_j$ 內箍筋總斷面積 A_t 應滿足以下規定：

$$A_t \geq \frac{V_{on}}{F_{yh}} \quad (C8.6-11)$$

接頭區內鋼梁翼板厚度 t_f 須滿足以下規定：

其中：

$$t_f \geq 0.3 \sqrt{\frac{b_f t_{sp} d_b F_{yw}}{h F_{yf}}} \quad (C8.6-12)$$

F_{yf} = 接頭區內鋼梁翼板之規定降伏應力，kgf/cm²

承壓面板厚度 t_p 須滿足以下規定：

其中：

$$t_p \geq \max \left(\frac{\sqrt{3} V_{icn}}{2 b_f F_{up}}, 0.2 \sqrt{\frac{V_{icn} b_f}{F_{yp} d_w}}, \frac{b_f}{22} \right) \quad (C8.6-13)$$

F_{up} = 承壓面板之規定極限應力，kgf/cm²

F_{yp} = 承壓面板之規定降伏應力，kgf/cm²

其他相關細部設計如：接頭區內箍筋圍束設計及鋼梁腹板箍筋穿孔面積上限、接頭區內鋼梁翼板主筋穿孔之蓋板補強及延伸蓋板承壓補強等，可參考歐昱辰等人 (2021) 之研究報告。

第九章 耐震設計

9.2節 材料 條文

鋼骨鋼筋混凝土構造中，用以抵抗地震力之鋼骨、鋼筋及混凝土材料應符合以下之規定：

1. 鋼骨

2. 鋼筋

3. 混凝土

混凝土之規定抗壓強度 f_c' 不得小於 **210 280 kgf/cm²**。包覆型鋼骨鋼筋混凝土構材若需採用規定抗壓強度大於 420 kgf/cm² 之混凝土時，或填充型鋼管混凝土構材若需採用規定抗壓強度大於 560 kgf/cm² 之混凝土時，應以公認合理之試驗證明其可行性與可靠度。

敬請指教



內政部建築研究所

Architecture and Building Research Institute, Ministry of the Interior

建築工程技術發展與整合應用計畫

鋼構造建築物

鋼結構設計技術規範之修正研擬 (期末報告)

計畫主持人

王 炤 烈

TISC 中華民國鋼結構協會
TAIWAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION

共同主持人

林 克 強

NAR Labs 國家實驗研究院
國家地震工程研究中心
NCREE National Center for Research on Earthquake Engineering

簡報內容

- 研究團隊與研究作業
- 計畫背景與目的
- 研究構想與資料
- 研究成果
- 研究議題

研究團隊



TISC 中華民國鋼結構協會
TAIWAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION

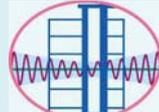
規範委員會

計畫主持人: 王炤烈 (主委)
共同主持人: 林克強

指導委員

陳純森
蔡克銓

委員

陳誠直	許協隆	陳垂欣	張惠雲	蕭博謙
鍾興陽	林保均			
林曜滄	陳煥煒	邱毓家	陳中和	栗正暉
方嘉宏				
吳安傑	莊勝智	紀凱甯		

3

鋼結構規範修訂 例行會議



● 共召開過24次
討論會議



4

舉辦新版鋼結構規範草案 說明會

時間	議題內容	主講人	主持人
08:30-08:50	報到		
08:50-09:00	開場說明	鋼結構協會	王昭烈 計畫主持人
09:00-09:10	長官致詞	建築研究所	
09:10-09:40	鋼結構設計規範沿革	王昭烈 董事長	
09:40-10:10	鋼結構設計準則	林克強 教授	
10:10-10:40	受拉構材	陳煥輝 副總經理	
10:40-10:55	休息		
10:55-11:25	受壓構材	鍾興陽 教授	林克強 協同主持人
11:25-11:55	撓曲構材	陳中和 技師	
11:55-12:15	綜合討論		

時間	議題內容	主講人	主持人
08:30-08:50	報到		
08:50-09:00	開場說明	鋼結構協會	王昭烈 計畫主持人
09:00-09:10	長官致詞	建築研究所	
09:10-09:40	鋼結構耐震設計規範沿革	王昭烈 董事長	
09:40-10:10	耐震設計基本要求	林克強 教授	
10:10-10:40	普通、特殊懸臂柱系統	陳垂欣 教授	
10:40-10:55	休息		
10:55-11:25	挫屈束制斜撐構架 特殊鋼板剪力牆	吳安傑 研究員	林克強 協同主持人
11:25-11:55	預先驗證與反復載重 驗證試驗規定	栗正暉 董事長	
11:55-12:15	綜合討論		

- 舉辦過兩場說明會
報名人數超過116、148人
實際上線人數約在200人左右



計畫背景與目的

我國「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」是於民國96年公告



計畫背景與目的

台灣鋼結構設計規範 之沿革

建築技術規則		參考規範 (美國)
■ 民國64年 (1975) 容許應力設計法		AISC 1969 <i>Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings</i>
■ 民國71年 (1982) 容許應力設計法		AISC 1978 <i>Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings</i>
鋼構造建築物鋼結構設計技術規範		參考規範 (美國)
容許應力設計法	極限設計法	
■ 民國88年 (1999)		<ul style="list-style-type: none"> ● Specification for Structural Steel Buildings - Allowable Stress Design and Plastic Design (1989) ● Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel (1993)
■ 民國96年 (2007) (目前國家規範)		<ul style="list-style-type: none"> ● Specification for Structural Steel Buildings - Allowable Stress Design and Plastic Design (1989) ● LRFD Specification for Structural Steel Buildings (1999) ● Seismic Provisions for Structural Steel Buildings(2005)

7

計畫背景與目的

美國鋼結構設計規範 之沿革

Allowable <u>S</u> tress <u>D</u> esign ASD	Load and <u>R</u> esistance <u>F</u> actor Design LRFD	Seismic Provisions
Standard Specification for Structural Steel Buildings 1923, 1928	-	-
Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings 1934, 1936, 1937, 1941 1942 (War Production Board National Emergency) 1946, 1949, 1961, 1969 1978	Load and Resistance Factor Design (LRFD) Specification for Structural Steel Buildings 1986 1993	Seismic Provisions for Structural Steel Buildings 1990, 1992, 1997
Specification for Structural Steel Buildings- Allowable Stress Design and Plastic Design 1989	1999	Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (ANSI / AISC 341) 2002,
AISC 360		2005, 2010, 2016, 2022 (Draft)
Specification for Structural Steel Buildings (ANSI / AISC 360) Combined ASD and LRFD (here, ASD is Allowable Strength Design) 2005, 2010, 2016, 2022 (Draft)		2002, 2005, 2010, 2016, 2022 (Draft)

同出版年份

8

研究構想與資料

主要依據：

參考之規範：



1999年版國家規範



2007年版
國家規範



設計手冊：2007、
2012、2017、2019

極限設計
設計手冊

極限設計法
設計手冊

TISC

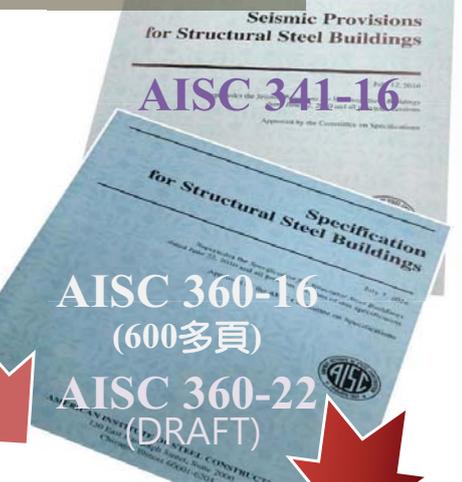
TISC

鋼構造建築物鋼結構設計技術規範
鋼結構極限設計規範及解說
(106年修訂草案)

參考

AISC 360-10

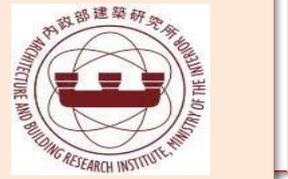
中華民國鋼結構協會 編修



AISC 360-16
(600多頁)

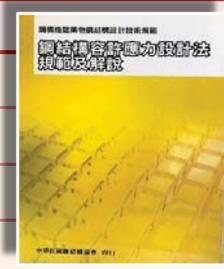
AISC 360-22
(DRAFT)

鋼構造建築物
鋼結構設計
技術規範
(草案)



研究構想與資料

現有鋼結構設計規範架構

容許應力設計法 (ASD)		依設計法分成兩本規範	極限設計法 (LRFD)	
章別	章名	 	章別	章名
第一章	總則		第一章	總則
第二章	載重		第二章	載重
第三章	材料		第三章	材料
第四章	一般要求		第四章	一般要求
第五章	受拉構材		第五章	受拉構材
第六章	受壓構材		第六章	受壓構材
第七章	撓曲構材		第七章	撓曲構材
第八章	受軸力與彎矩共同作用構材		第八章	構材承受組合力及扭矩
第九章	合成構材		第九章	合成構材
第十章	接合設計		第十章	接合設計
第十一章	其他考慮事項		第十一章	其他考慮事項
第十二章	製造、安裝及品管		第十二章	製造、安裝及品管
第十三章	耐震設計	第十三章	耐震設計	

構件設計

研究構想與資料

現有鋼結構設計規範中
耐震部分之架構

第十三章 耐震設計 (極限設計法 LRFD)

節別	節名
13.1	適用範圍
13.2	材料及構材強度
13.3	放大設計地震力
13.4	柱設計要求 (續接、長細比、組合箱型柱、錨定與柱基)
13.5	普通抗彎矩構架 OMRF (梁柱接頭)
13.6	韌性抗彎矩構架 SMRF (接頭、梁柱交會區、連接板、梁柱彎矩強度比、接頭處側向束制、側向支撐、構架中之桁架)
13.7	部分韌性抗彎矩構架 IMRF (梁柱接頭)
13.8	特殊同心斜撐構架 (斜撐構材、斜撐接合、V型K型斜撐、低層建築)
13.9	偏心斜撐構架之規定 (連桿梁、加勁板、側向支撐、接頭、梁、柱)
13.10	施工品質要求
13.11	符號說明



需與韌性抗彎矩構架合併使用

11

研究構想與資料

AISC 360-16規範之架構
(採用強度設計規範)

- A. GENERAL PROVISIONS
- B. DESIGN REQUIREMENTS
- C. DESIGN FOR STABILITY
- D. DESIGN OF MEMBERS FOR TENSION
- E. DESIGN OF MEMBERS FOR COMPRESSION
- F. DESIGN OF MEMBERS FOR FLEXURE
- G. DESIGN OF MEMBERS FOR SHEAR
- H. DESIGN OF MEMBERS FOR COMBINED FORCES AND TORSION
- I. DESIGN OF COMPOSITE MEMBERS
- J. DESIGN OF CONNECTIONS .
- K. ADDITIONAL REQUIREMENTS FOR HSS AND BOX-SECTION CONNECTIONS
- L. DESIGN FOR SERVICEABILITY
- M. FABRICATION AND ERECTION
- N. QUALITY CONTROL AND QUALITY ASSURANCE

- B1. General Provisions
- B2. Loads and Load Combinations
- B3. Design Basis
 - 1. LRFD
 - 2. ASD

以LRFD為基準
兩種設計法
合成一本

Appendix 1-8

12

研究構想與資料

AISC 341-16規範 之架構

(耐震設計規範)

- A. GENERAL REQUIREMENTS
- B. GENERAL DESIGN REQUIREMENTS
- C. ANALYSIS
- D. GENERAL MEMBER AND CONNECTION DESIGN REQUIREMENTS
- E. MOMENT-FRAME SYSTEMS (OMF、IMF、SMF)
 - Truss Moment Frames (STMF)
 - Cantilever Column System (OCCS, SCCS)
- F. BRACED-FRAME AND SHEAR-WALL SYSTEMS (OCBF、SCBF、EBF)
 - Buckling-Restrained Braced Frames (BRBF)
 - Special Plate Shear Wall (SPSW)
- G. COMPOSITE MOMENT-FRAME SYSTEMS
- H. COMPOSITE BRACED-FRAME AND SHEAR-WALL SYSTEMS
- I. FABRICATION AND ERECTION
- J. QUALITY CONTROL AND QUALITY ASSURANCE
- K. PREQUALIFICATION AND CYCLIC QUALIFICATION TESTING PROVISIONS

13

研究構想

台灣高層建築幾乎全為鋼結構

中鋼於民66年開始生產



經濟發展 + 用地有限

↳ 建築物高層化



鋼材供應欠缺

民65年前規定
建築物不得超過20m

台灣過去
鋼結構
建築物少

民70、73年完成
台電與榮總大樓



- 鋼結構建築關係高樓安全
- 鋼結構規範引導鋼結構發展

合適的鋼結構規範極其重要



近年
鋼結構
大樓如
雨後春筍
快速成長

14

研究成果

現行「鋼結構設計規範」 刪除部分

現行 極限設計法 (LRFD) 規範內容	
第一章	總 則
第二章	載 重
第三章	材 料
第四章	般 要 求
第五章	受拉構材
第六章	受壓構材
第七章	撓曲構材
第八章	構材承受組合力及扭矩
第九章	合成構材
第十章	接合設計
第十一章	其他考慮事項
第十二章	製造、安裝及品管
第十三章	耐震設計

內容回歸至原
對應章節

現行 極限設計法 (LRFD) 規範內容	
附錄 1	細長受壓肢材之局部挫曲
附錄 2	撓曲扭轉挫曲
附錄 3	撓曲構材補充規定
附錄 4	積水載重之設計
附錄 5	疲勞應力設計

17

研究成果

耐震設計部分之內容

第十四章 耐震設計

新加內容(紅色)

14.1 總則	斜撐與 剪力牆 構架 系統	14.10 普通同心斜撐構架OCBF
14.2 材料與強度		14.11 特殊同心斜撐構架SCBF
14.3 基本設計要求		14.12 偏心斜撐構架 EBF
14.4 構材與接合設計規定		14.13 挫屈束制斜撐構架BRBF
14.5 普通抗彎構架OMF	彎矩 構架系統	14.14 特殊鋼板剪力牆SPSW
14.6 部分抗彎構架 IMF		14.15 製造、安裝與品管
14.7 特殊抗彎構架SMF		14.16 預先驗證與反復載重驗證試驗規定
14.8 普通懸臂柱系統OCCS		兩種構架系統合併 使用稱為二元系統
14.9 特殊懸臂柱系統SCCS		

18

研究議題(一)

新版鋼結構設計規範 修訂原則(一)

- 符號與專有名詞合併，並置於條文前面。
- 新增SI制單位，以括弧 () 置於公制之後。

目錄	符號	專有名詞彙表
符號..... i-1	A 角鋼斷面積 $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$ F10.2	主動防火(active fire protection): 建築材料與系統, 受火後能可減輕火害, 或如會審事人採取行動以降低火害。
專有名詞..... ii-1	A _{ax} 母材斷面積 $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$ J2.4	容許強度(allowable strength): 結構強度除以安全因子。
第一章 總則..... 1-1	A _b 螺絲有或無螺牙段標稱斷面積 $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$ J3.6	容許應力(allowable stress): 容許強度除以適用斷面性質, 如斷面模數或斷面積。
1.1 制定依據..... 1-1	A _c 混凝土斷面積 $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$ I2.1b	適用建築規範(applicable building code): 結構設計適用的建築規範。
1.2 通則..... 1-1	A _{cs} 混凝土樓板有效寬度內斷面積 $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$ I3.2d	容許強度設計法(allowable strength design, ASD): 結構構件的設計方法, 使其容許強度等於或大於各容許強度設計法載重組合下的需求強度。
1.3 適用範圍..... 1-1	A _e 折減後有效寬度 b_e 、 d_e 或 h_e 的有效斷面積總和 $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$ E7	容許強度設計法載重組合(ASD load combination): 適用建築規範中用於容許強度設計法的載重組合。
	A _u 受壓翼板斷面積 $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$ G2.2	主管機關(authority having jurisdiction, AHJ): 負責管理與執行本規範條文的組織, 政府機關、部門或個人。
	A _{tz} 受拉翼板斷面積 $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$ F13.1	可用強度(available strength): 設計強度或容許強度。
	A _{ts} 受拉翼板淨斷面積 $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$ F13.1	可用應力(available stress): 設計應力或容許應力。
	A _e 受拉翼板淨斷面積 $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$ G2.2	平均板肋寬度(average rib width): 鋼板板標中, 以波板肋平均寬度。
	A _r 構材全斷面積 $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$ B4.3a	梁標(beam): 主要為抵抗彎矩的水平結構構材。
	A _r 複合構材全斷面積 $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$ I2.1	梁柱構材(beam-column): 抵抗軸向與彎矩的結構構材。
	A _r 複合構材全斷面積 $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$ J4.2	承架(bearing): 在接合中, 由螺栓傳遞至接合元件的壓力應力狀態。
	A _c 受剪斷面積 $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$ B4.3b	承架(局部壓力降伏)(bearing (local compressive yielding)): 因構材受另一個構材或平面壓力作用而局部壓力降伏的狀態。
	A _u 受拉淨斷面積 $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$ J4.3	承架型接合(bearing-type connection): 由螺栓穿過於接合元件傳遞應力的螺栓接合。
	A _u 受剪淨斷面積 $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$ J4.2	塊裂(block shear rupture): 在接合中, 沿一路螺栓拉力破壞且沿另一路沿垂直剪力破壞的破壞狀態。
	A _{en} 承壓投影面積 $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$ J7	箱型斷面(box section): 由四片鋼板在角處焊接而成的方形或矩形雙層鋼斷面。
	A _e 鋼構材斷面積 $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$ I2.1b	桁架標架(traced frame): 提供結構系統強度以抵抗側向力與穩定性的垂直桁架系統。
	A _u 鋼構材斷面積 $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$ I2.2a	支撐構材或系統(bracing): 提供剛度和強度以限制另一構材在支撐點發生面外移動的構材或系統。
	A _{ur} 剪力破壞路徑斷面積 $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$ D5.1	支構材(branch member): 在中空結構斷面接合中, 終止於該構材的主要構材的構材。
	A _u 連續縱向鋼筋斷面積 $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$ I2.1a	搖動(rocking): 在臨界載重條件下, 結構或任何元件突然改變幾何形狀的狀態。
	A _u 混凝土樓板有效寬度內伸展縱向鋼筋斷面積 $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$ I3.2d.2	搖動強度(buckling strength): 不穩定應力狀態的強度。
	A _u 受拉淨斷面積 $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$ App. 3.4	組合構材、構斷面、斷面、型鋼(built-up member, cross section, section, shape): 由結構鋼材透過焊接或螺栓製成的構材、構斷面、斷面或型鋼。
	A _r 附錄第 4.2.1 節定義之設計基準火害所造成的標稱力與變形..... App. 4.1.4	預拱(camber): 在鋼材或桁架中, 為補償載重所造成的變形而預置的曲率。
	A _w 腹板斷面積..... G2.1	沙示 V 形標準擊試驗(Charpy V-notch impact test): 量測試體以指定能量擊打的標準動能試驗。
	A _u 詳細有效斷面積 $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$ J2.4	
	A _u 混凝土自載面積 $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$ I6.3a	
	A _i 混凝土承上鋼材同心承壓斷面積 $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$ J8	
	A _i 與自載區幾何相似的同心支承部分最大面積 $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$ J8	
	B 垂直接合平面的矩形中空結構斷面支撐構材整體寬度 $\text{cm} (\text{mm})$ Table D3.1	
	B _b 垂直接合平面的矩形中空結構斷面支撐構材或板材整體寬度 $\text{cm} (\text{mm})$ K1.1	
	B _c 矩形中空結構斷面支撐構材或板材有效寬度 $\text{cm} (\text{mm})$ K1.1	
	B _i 考量 P-δ 效應的放大係數..... App. 8.2	

1.2.3 本規範的計量單位採用公式與國際單位制 (SI制) 並列, 公制在前, 國際單位制在後以 () 標示。

研究議題(二)

新版鋼結構設計規範 修訂原則(二)

- 本草案不含包覆型複合構材。

1.3 適用範圍

1.3.1 本規範適用於建築規範規定由純鋼構材或鋼管內灌混凝土構材組成之建築結構系統, 及由鋼梁與鋼筋混凝土版複合之合成梁的設計、製造與安裝, 但不包括冷軋型鋼結構與其他特殊結構。



研究議題(三)

LRFD與ASD兩設計法合併 以LRFD為基準

● ASD與LRFD設計法合併：

目標：獲得一致的設計結果

AISC 360 合併的基本假設： $L=3D$

LRFD

$$\begin{aligned}\phi R_n &= 1.2D + 1.6L \\ &= 1.2D + 1.6(3D) \\ &= 6D\end{aligned}$$

$$R_n = \frac{6D}{\phi}$$

$$\phi\Omega = 1.5$$

ASD

$$\begin{aligned}\frac{R_n}{\Omega} &= D + L \\ &= D + 3D \\ &= 4D\end{aligned}$$

$$R_n = \Omega 4D$$

AISC 360
引用
ASCE 7的
載重組合

適合嗎
???

但 $L=3D$ 合理嗎 ???

21

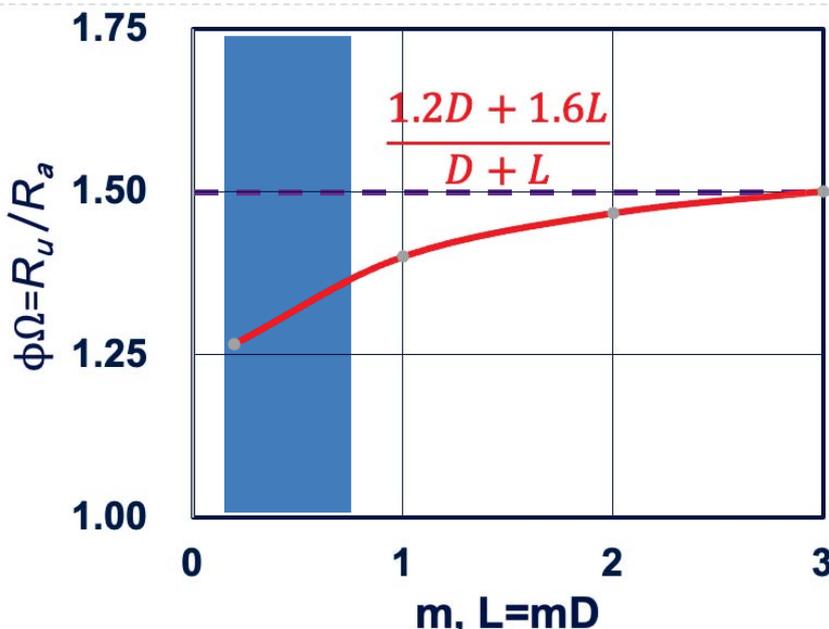
由重力載重組合檢討 $\phi\Omega$

LRFD

$$R_u = 1.4D + 1.6L$$

ASD

$$R_a = D + L$$



- 在上述重力載重組合下，若以LRFD設計結果為基礎，在建築工程實務常用的 $m(=0.35 \sim 0.55)$ 值下，由ASD法採用 $\phi\Omega = 1.5$ 的設計結果較為保守。

22

由地震力載重組合（受壓）檢討 $\phi\Omega$

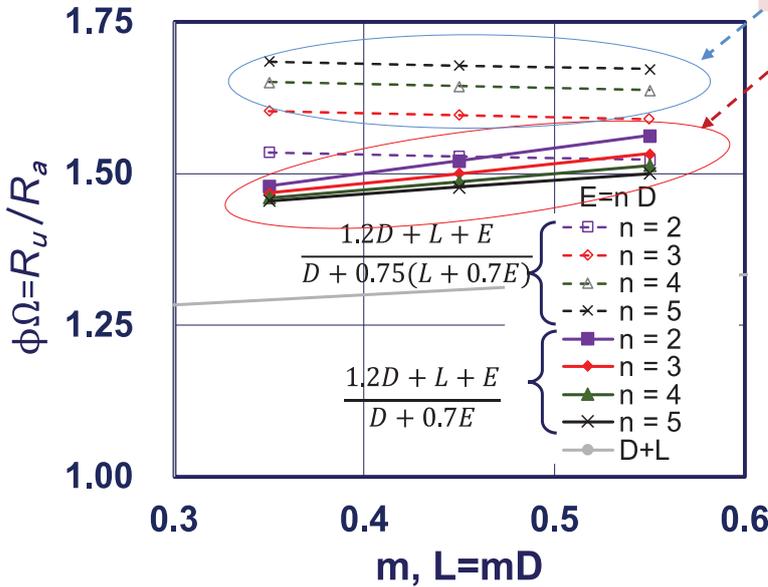
LRFD

$$R_u = 1.2D + 1.0L \pm 1.0E$$

ASD

$$R_a = D + 0.75(L \pm 0.7E) \quad (a)$$

$$0.6D \pm 0.7E \quad (b)$$



● 以LRFD法設計結果為基礎， m 介於0.35~0.55間，以 $\phi\Omega = 1.5$ 且在(a)載重組合下，由ASD法獲得較不保守的結果；在(b)載重組合下，ASD法與LRFD法所得的結果較為一致。

因此採用 $\phi\Omega = 1.5$ 尚屬合理

研究議題(四)

風力載重組合檢討

美國
AISC

LRFD R_u

$$1.2D + L \pm 1.0W$$

$$0.9D \pm 1.0W$$

ASD R_a

$$D \pm W$$

$$D + 0.75(L \pm 0.6W)$$

$$0.6D \pm 0.6W$$



ASCE 7-10是取 strength-level 之風力，故其風力載重組合之係數是取 1.0 與 0.6。



我國風力規範是取 service-level 之風力，故其風力載重組合之係數是取 1.6 與 1.0。

我國
草案

LRFD R_u

$$1.2D + L \pm 1.6W$$

$$0.9D \pm 1.6W$$

ASD R_a

$$D \pm W$$

$$D + 0.75(L \pm 1.0W)$$

$$0.6D \pm 1.0W$$

研究議題(四)

新版規範草案載重組合與
現行規範比較

LRFD 草案與現行	ASD	
	草案	現行
1.4D		
1.4D + 1.6L	$D + L$	$D + L$
1.2D + L ± 1.6W	$D ± 1.0W$	
	$D + 0.75(L ± 1.0W)$	$D + 0.75(L ± 1.25W)$
0.9D ± 1.6W	$0.6D - 1.0W$	$0.7D - 1.25W$
1.2D + L ± 1.0E	$D ± 0.7E$	
	$D + 0.75(L ± 0.7E)$	$D + 0.75(L ± 0.8E)$
0.9D ± 1.0E	$0.6D - 0.7E$	$0.7D - 0.8E$

$\alpha_y = 1.0$

25

研究議題(五)

耐震鋼材應具備特性

- 低降伏比 (F_y/F_u)：日本規定小於0.80，美國小於0.85
- 狹降伏強度：實際 F_y 不可超過標稱 F_y 達1250 kgf/cm²
- 延展變形量：要有適當延展能力
- 軋延衝擊韌性：要有適當焦耳能量
- 含磷、硫含量：不可太高，避免高入熱量銲接之層裂
- 含碳當量：不可太高，以增進銲接性

26

研究議題(五)

耐震鋼材規定

	範圍	碳當量	降伏強度限制	拉力強度限制	降伏比	衝擊試驗	厚度向縮減率	超音波檢驗	含磷量	含硫量
台灣、日本	CNS 2947 SM-A	鋼板型鋼	X	X	O	X	X	X	0.035	0.035
	SM-B	鋼板型鋼	X	X	O	X	X	X	0.035	0.035
	SM-C	鋼板型鋼	X	X	O	X	X	X	0.035	0.035
	SM 570	鋼板	O	X	O	X	O	X	0.035	0.035
	SM 570M	鋼板	O	O	O	O	O	O	0.020	0.008
	CNS 13812	SN-A	鋼板型鋼	X	X	O	X	X	X	0.050
SN-B		鋼板型鋼	O	O	O	O	X	X	0.030	0.015
SN-C		鋼板型鋼	O	O	O	O	O	O	0.020	0.008
美國	A 36	鋼板型鋼	X	X	X	X	X	X	0.040	0.050
	A 572-50	鋼板型鋼	X	X	X	X	X	X	0.040	0.050
	A913-50	型鋼	O	X	X	X	X	X	0.040	0.030
	A992-50	型鋼	O	O	X	O	X	X	0.035	0.045

代表 無規定或需協商

27

CNS 2947 (SM 570, 570 M) 材料

種類符號	降伏點或降伏強度 N/mm ²						抗拉強度 N/mm ²		伸長率			種類符號	降伏點或降伏強度 N/mm ²	抗拉強度 N/mm ²	伸長率		
	厚度 ^(a) mm						厚度 ^(a) mm		厚度 ^{(a)(b)} mm	試片	%				厚度 ^(a) mm	試片編號或標距長度(mm)	% ^(b)
	16以下	超過16 40以下	超過40 75以下	超過75 100以下	超過100 160以下	超過160 200以下	100以下	超過100 200以下									
SM570	460以上	450以上	430以上	420以上	-	-	570~	-	16以下 超過16	5號	19以上 26以上	SM400A-A SM400B-A	250以上	400~510	5以下 超過5 16以下 超過16 50以下 超過50 200以下 5以下 超過5 16以下	5號 1A號 1A號 4號 5號 1A號	23以上 18以上 22以上 24以上 22以上 17以上

7.1.7.9 CSC SM570M 超高強度耐震結構用鋼

- CSC SM570MA
- CSC SM570MB
- CSC SM570MC
- CSC SM570MC HW

鋼種(等級)	厚度範圍(t)mm	化學成分%						降伏強度 N/mm ²	抗拉強度 N/mm ²	降伏比	伸長率%	厚度方向斷面縮減率%		-5°C衝擊試驗		
		C	Si	Mn	P	S	Ceq					平均值	個別值	試驗位置	衝擊值 J	試片
		16 ≤ t < 50	0.18以下	0.55以下	1.60以下	0.030以下	0.008以下					0.44以下	85以下	註1	—	t/4
B	13 ≤ t ≤ 40	0.18以下	0.55以下	1.60以下	0.030以下	0.008以下	0.44以下	420~540	570~720	80以下	20註1	25以上	15以上	t/4	47以上	
	40 < t < 50															25以上
C	16 ≤ t < 50	0.18以下	0.55以下	1.60以下	0.020以下	0.008以下	0.44以下	420~540	570~720	85以下	20註1	25以上	15以上	t/4	47以上	
	50 ≤ t ≤ 80															t/4
C HW 註2	16 ≤ t < 50	0.18以下	0.55以下	1.60以下	0.020以下	0.008以下	0.44以下	420~540	570~720	85以下	20註1	25以上	15以上	t/4	47以上	
	50 ≤ t ≤ 80															t/4

註：1. 厚度 t ≤ 20mm，伸長率分別為 19% min(t ≤ 16mm) 及 26% min(16 < t ≤ 20mm)；厚度 t > 20mm，伸長率為 20% min。
 2. 鋼種 C-HW 適用於高入熱量銲接，熱影響區可承受入熱量 ≤ 880KJ/CM，線道 -5°C 衝擊試驗可保證達 15J 以上。
 3. 碳當量公式：Ceq(%) = C+Mn/6+Si/24+Ni/40+Cr/5+Mo/4+V/14
 4. 降伏強度係採用下降伏點值

SM570 ≠ SM570M

SM570M 屬於耐震鋼材

SM570 不很適用於耐震鋼材

28

簡報結束
敬請指教



110年度內政部建築研究所委託研究案 簡報

建築耐風設計規範之載重組合及 簡易風力修正研究

羅元隆、王人牧、陳正璋、王家驊
國立臺北科技大學土木工程系 / 淡江大學土木工程學系

簡報大綱

2

- 研究動機與目的
- 研究方法簡介
- 風洞實驗應用與結構模型假設
- 規範2.12節的風載重效應組合係數之檢討
- 結論與建議

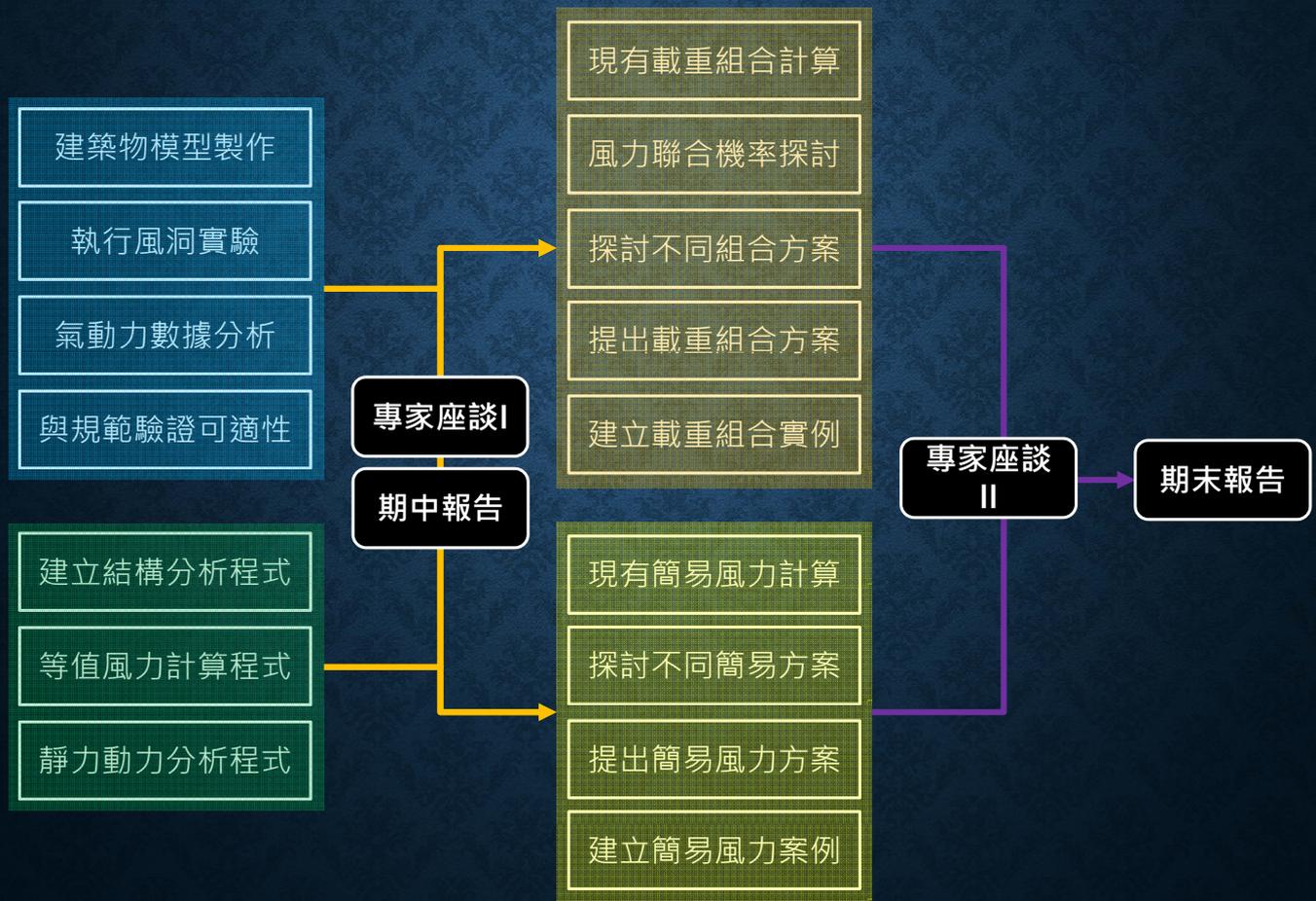
研究動機與目的

- 根據目前作法，順、橫、扭轉向風力首先須分別獨立作用於結構模型上進行靜力分析，獲得了結構物的結構反應後再進行SRSS組合。接著取其組合後的最大反應者，對應此最大反應的來風方向的順、橫、扭轉向風力作為設計風力。實際上，目標結構物的結構反應可能因為結構系統之選擇而有所不同；而且三個方向的風力未必在同一時間發生最大值，故組合時理應存在機率問題。

研究動機與目的

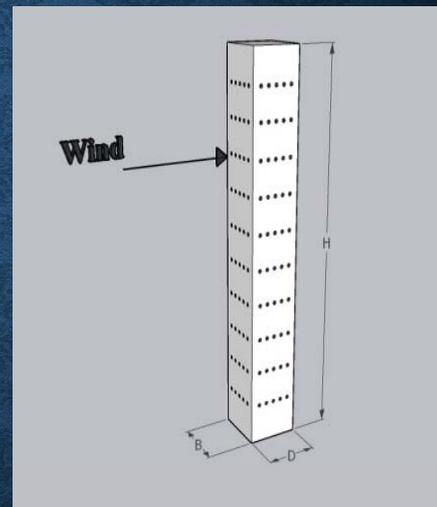
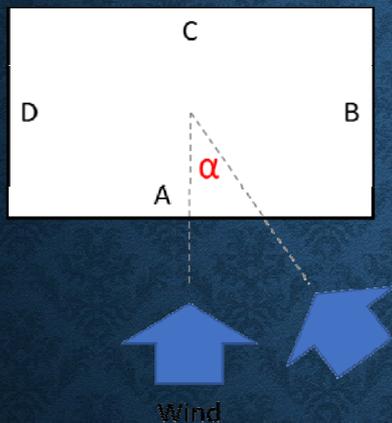
- 為了簡化對於低矮建築物的繁複計算(大部分低矮建築物風力不控制)，我國規範於規範第二章第十三節提供了針對低矮建築物的簡易風力計算式，來取代第二章前幾節的一般風力計算式。然而，簡化公式通常提供以相較於一般風力計算式來得更保守的載重。因此在接近此簡化公式使用之門檻條件範圍的建築物高寬比時，採用何種方式給定風力將造成設計者的揣測，進而無法維持規範的一致性。

研究方法簡介



風洞實驗應用與結構模型假設

風洞實驗



- 本研究採用高層建築物模型來進行風洞試驗，所採用的模型為高寬比1.5、2、2.5、3、3.5、4、5、6、7、8的方柱，以及高寬比1.5、2、2.5、3、3.5、4、5、6、7、8的矩柱。

風洞實驗應用與結構模型假設

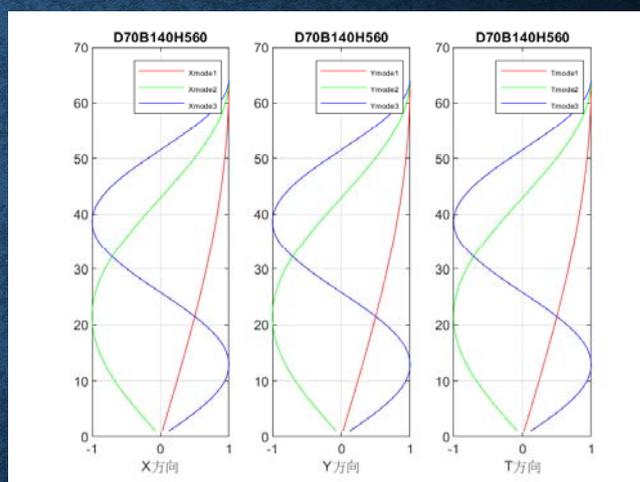
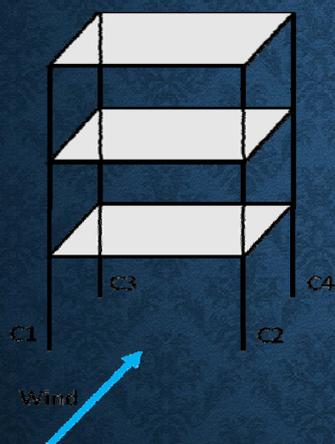
風洞實驗

	H/D	D/B	α
Case 1	3、5、8	1.0	0、15、30、45、60、75
Case 2	3、6	0.5、1.0、2.0	0
Case 3	1.5、2、3、4、6、8	1.0	0

- 本研究所執行的風洞實驗中挑選出三種系列來進行比較。
- Case 1系列用以討論不同風攻角的影響；
- Case 2系列用以探討不同深寬比的影響；
- Case 3系列用以探討不同高寬比的影響。其中深寬比0.5即為深寬比2.0轉至90度風攻角的結果。

風洞實驗應用與結構模型假設

結構分析



- 本研究採用**剪力樓層假設**，簡化不必要探討的結構反應細節。首先，採用均等的各層質量與勁度分佈，並以阻尼比1%為假設。透過特徵值分析後，調整層間側向勁度以符合常見的建築物基本振態頻率。
- 結構分析採用**時間域直接積分方式**，獲得逐步結構反應。

規範2.12節的風載重效應組合係數之檢討

AIJ 2016

組合情境	順風向風力	橫風向風力	扭轉向風力
1	W_D	$0.4W_L$	$0.4W_T$
2	$W_D \left(0.4 + \frac{0.6}{G_D} \right)$	W_L	$(\sqrt{2 + 2\rho_{LT}} - 1)W_T$
3	$W_D \left(0.4 + \frac{0.6}{G_D} \right)$	$(\sqrt{2 + 2\rho_{LT}} - 1)W_L$	W_T

註： W_D 、 W_L 、 W_T 為順風向風力、橫風向風力、扭轉向風力所造成的風載重效應。

G_D 則是日本規範中計算順風向風力的陣風反應因子。 ρ_{LT} 則是橫風向振動與扭轉向振動的相關係數。

在考慮折減(組合)係數時，日本規範除了考慮深寬比影響以外，也考慮了三個風向反應的主要影響因素，對於順風向風力來說，考量了陣風反應因子的效應。對於橫風向及扭轉向風力來說，考量了其第一振態頻率值的相對關係以及振動的相關性。可以說十分詳細

規範2.12節的風載重效應組合係數之檢討

ISO 4354 2009

組合情境	順風向風力	橫風向風力	扭轉向風力
1	W_D	$0.4W_L$	$0.4W_T$
2	$W_D \left(0.4 + \frac{0.6}{C_{dyn,m}} \right)$	W_L	κW_T
3	$W_D \left(0.4 + \frac{0.6}{C_{dyn,m}} \right)$	κW_L	W_T

註： W_D 、 W_L 、 W_T 為順風向風力、橫風向風力、扭轉向風力所造成的風載重效應。

$G_{DC_{dyn,m}}$ 則是日本規範中計算順風向風力的陣風反應因子。 κ 則是橫風向振動與扭轉向振動的相關係數。

國際標準規範ISO 4354 2009中，同樣也揭示了與日本規範AIJ 2016相似的組合係數建議表格。比較兩組表格可以得知，ISO 4354 2009的表格進一步簡化了有關橫風向風力與扭轉向風力因為結構振態的影響。根據規範本文，建議數值僅適用於扭轉振動的第一模態頻率值約大於橫風向振動的第一振態頻率值的30% ~ 40%左右。倘若兩風向的振動頻率接近，抑或者建築物有明顯偏心距影響時，對於其組合係數就必須納入更詳細的估算條件。

規範2.12節的風載重效應組合係數之檢討

我國規範

$$W_{1,2} = W_D \left\{ \left(\frac{1}{1.128\bar{G}} \right) + 0.7 \left(\frac{1.128\bar{G} - 1}{1.128\bar{G}} \right) \right\} + 0.7(W_L + W_T)$$

$$W_{1,2} = 0.88W_D + 0.7W_L + 0.7W_T \quad \text{if } \bar{G} = 1.6$$

$$W_{1,2} = 0.86W_D + 0.7W_L + 0.7W_T \quad \text{if } \bar{G} = 1.8$$

$$W_{1,2} = 0.84W_D + 0.7W_L + 0.7W_T \quad \text{if } \bar{G} = 2.0$$

通常高寬比越高的建築物，其陣風反應因子越高，順風向風力的折減就越多，相對於橫風向風載重效應、扭轉向風載重效應的影響比重就增加。這是符合經驗的趨勢。然而，我國規範並未考慮橫風向風載重效應及扭轉向風載重效應的相關性，而是直接假設為完全相關，此點則需要進一步驗證。

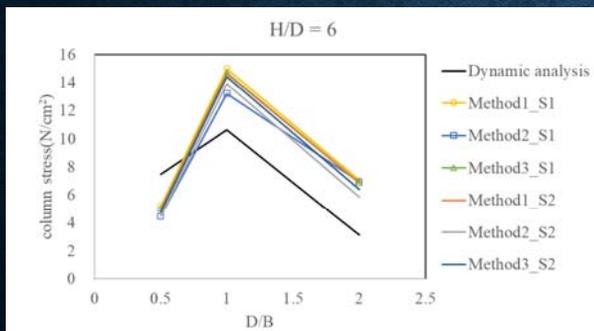
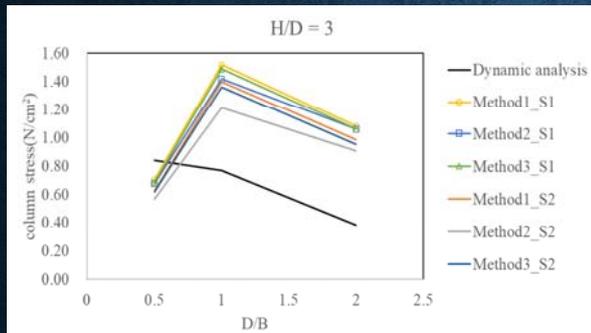
規範2.12節的風載重效應組合係數之檢討

本研究提出的三種組合外力的折減係數方法

- 方法一是以王靖蕙(2013)論文為主的作法，利用風洞實驗中所獲得的100筆基底風力係數歷時，分別以三個風向為分母取得其它方向的折減係數，並繪製成非超越機率分佈曲線，以80%非超越機率作為目標值，以此方法取得折減係數。
- 方法二同樣採用王靖蕙(2013)論文為主的作法，但將基底風力係數改成三個方向的屋頂高位移，依照相同方法取得折減係數。
- 方法三參考Copula關聯函數將基底風力係數歷時進行兩兩擬合，然後以亂數產生大量的Copula變數組合，並繪製成非超越機率分佈曲線，以80%非超越機率作為目標值，以此方法取得折減係數。

規範2.12節的風載重效應組合係數之檢討

CASE 2 系列用以探討不同深寬比的影響

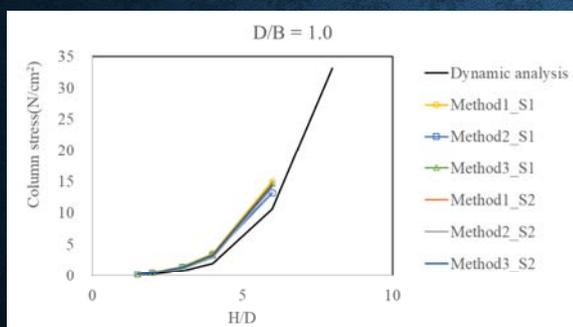


以風力作組合後進行動力分析

- 當高寬比越高時，此三種方法所獲得之結果，不管情境1或2，均較為貼近動力分析結果。然而也可以從中發現，當深寬比為0.5時，此三種方法顯然均出現了不保守的結果，推估原因可能是因為目前僅假設為橫風向與扭轉向為完全相關的背景下造成的。此外，若仔細比較，可以發現一般來說**情境1會獲得較為保守的結果**。

規範2.12節的風載重效應組合係數之檢討

CASE 3 系列用以探討不同高寬比的影響



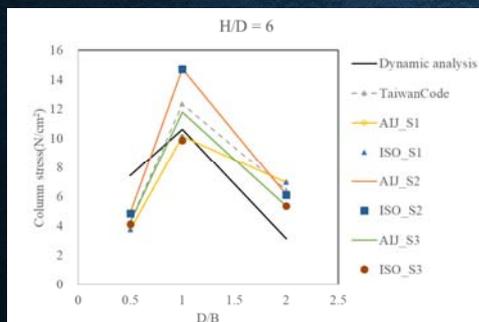
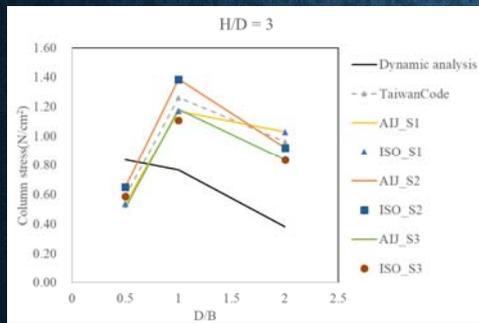
以風力作組合後進行動力分析

- 在方柱情況下，此三種方法在不同高寬比時，均提供了偏保守的預測值，而且隨著高寬比升高，其保守差異變大。對於結構設計者來說，Case 3系列顯然是可以採用的
- 綜合Case 2及Case 3系列結果，在深寬比1以上者，此三種方法對於不同高寬比均有不錯的預測。

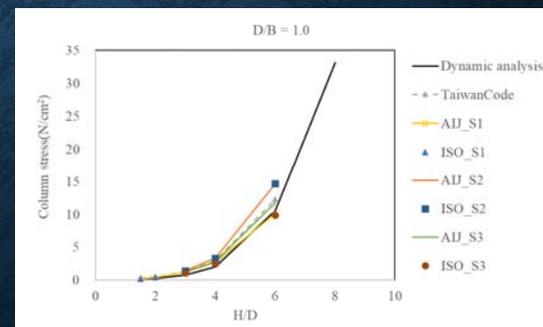
規範2.12節的風載重效應組合係數之檢討

CASE 2 & 3 – 各國規範

以結構反應直接作組合



- Case 2系列的圖中顯示，高寬比3的預測結果相較高寬比6的保守很多，此為合理現象，因為此部分的組合原本就是適用於高寬比大於3的建築物範圍。



規範2.12節的風載重效應組合係數之檢討

- 綜合以上的結果來看，若以預測準確度來說，則日本規範及ISO規範的方式有可能提供較貼近動力分析的結果。但若以規範使用者操作便利性來說，則直接以外力進行組合之後進行單次的靜力分析較快。對於初步設計所使用的風載重評估來說，稍微保守但快速具有相同趨勢的作法應是可以被接受的。

- 研究團隊提出三種不同方法以載重直接進行組合的方式，與動力分析結果進行比較。
- 其結果雖然相較於日本規範及ISO規範採用結構效應組合的方式來得稍偏保守，但採用外力直接進行組合的方式較為快速且同樣具有與動力分析結果相同的變化趨勢。
- 研究團隊的執行本計畫的預期目標來說，採用**外力組合**的程序的確可以具有一定的準確度且執行效率變快。

感謝聆聽，敬請指教!

參與本案職稱	姓名	學歷	專長領域	在本研究計畫內擔任之工作
計畫主持人	羅元隆	博士	風工程	綜理計畫推行、督導風洞試驗進行。
協同主持人	王人牧	博士	人工智慧	協助督導數據分析。
研究助理	陳正璋	碩士	土木工程	資料蒐集與數據分析。
研究助理	王家驊	碩士	土木工程	風洞試驗與數據分析。

以大數據預測季風機率 分析研究

Research on the prediction of
monsoon probability by big data
analysis

台灣科技大學
台灣建築科技中心
黎益肇

liyichao@mail.ntust.edu.tw

台灣科技大學
營建工程學系
陳瑞華

rhcherng@mail.ntust.edu.tw

簡報大綱

緣起與目的

研究方法

研究步驟與流程

結果討論

結論

建議

研究緣起與目的

3



中央氣象局測站分布

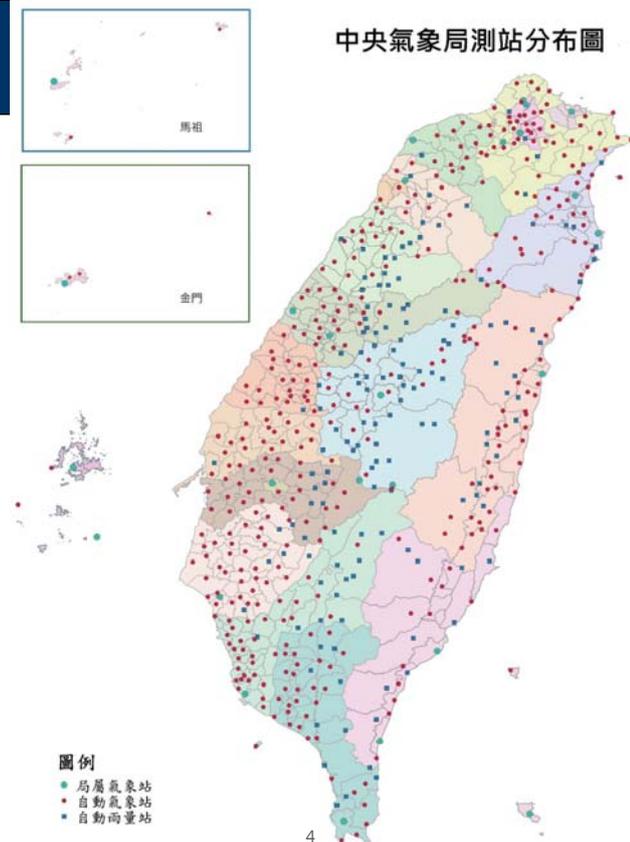
局屬測站 33 (離島5)

- 優點：時間長
- 缺點：分布稀疏

自動測站 436 (離島10)

- 優點：分布密集
- 缺點：時間短

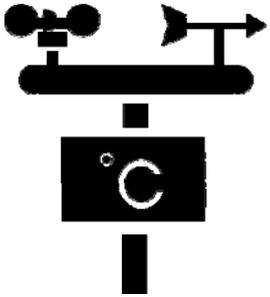
截至2021/03/09統計結果



4

目前評估方法

中央氣象局局屬測站



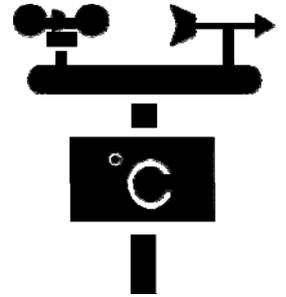
PRO：資料紀錄完整
CON：距離評估位置遠



- 風環境評估
- 建築通風評估
- 綠建築微氣候評估



中央氣象局自動測站



PRO：距離評估位置近
CON：紀錄時間不夠長

研究目的

- 目前氣象資料應用於建築微氣候分析現況，多採用評估目標附近之局屬氣象站進行統計分析，獲得16個風向角的風速、風向之機率分布資料後作為輸入，據以進行微氣候之評估。目前局屬測站有33個，自動測站有436個。
- 採用局屬測站統計資料的主要原因為其資料紀錄時間較長且完整，所做出的機率統計值較具代表性，但其缺點為距離評估目標遠。
- 以新北市為示範區，探討如何補齊自動測站不足之風速、風向資料，以大數據資料庫計算當地不同風向之風速機率分布函數，透過CFD模式修正，找出合理的風速機率分布值，作為環境風場評估之基礎。

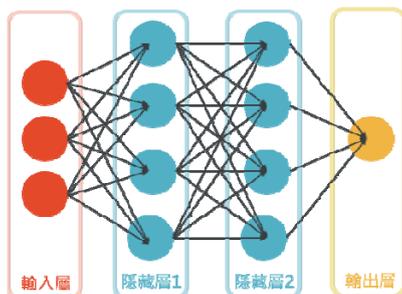
研究方法

7

研究方法

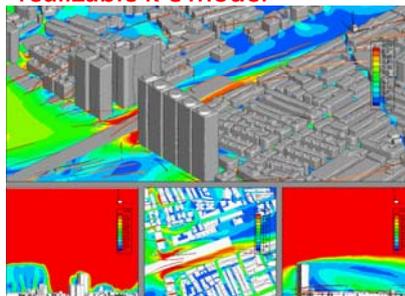
類神經網路

針對選定之新北市示範區域內，2個局屬測站和6個自動測站資料來**訓練類神經網路**，再**預測並補齊自動測站之資料**，以建立大數據資料庫。



計算流體力學

採用開源(open source)之泛用型計算流體力學軟體**OpenFOAM**，**紊流模型部分擬採用基於時間平均之realizable k- ϵ model**。



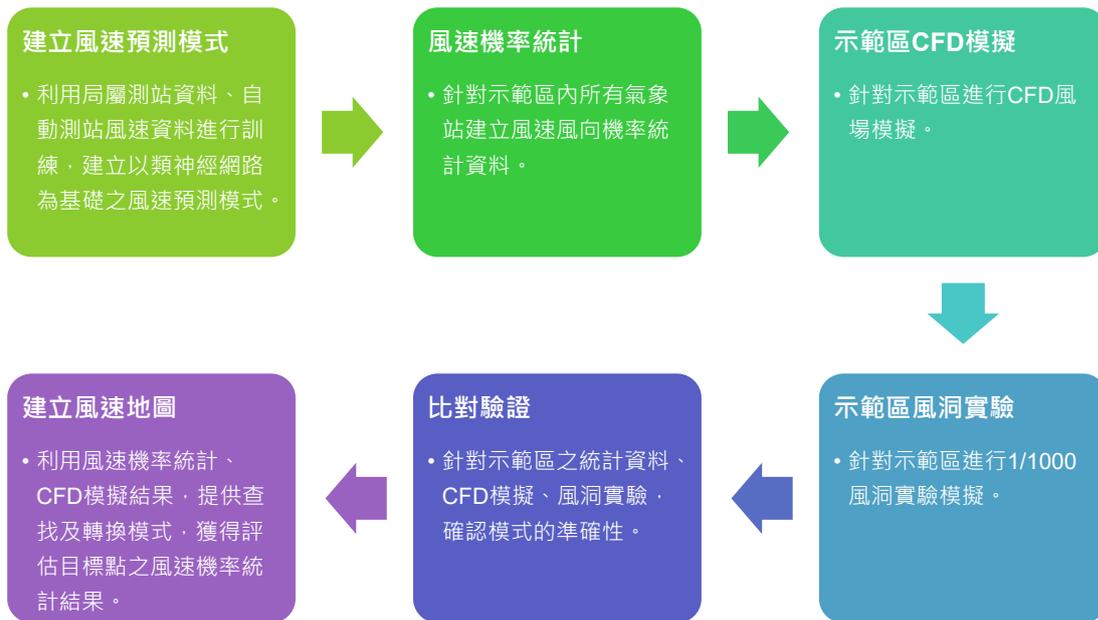
建築資料模型

採用之建築量體模型源自於內政部國土測繪中心，其3D國家底圖以臺灣通用電子地圖為基礎，以既有2D國家底圖升級為3D。**示範區之建築模型高達成千上萬棟**，以傳統方式自行建置將耗費大量時間成本，以此模型建置CFD所需網格可大幅降低前置作業時間。



8

研究步驟與流程



9

結果與討論

A. 氣象站資料與類神經網路補遺

10

示範區氣象站資訊

測站種類	編號	測站ID	資料收錄時間	備註
局屬測站	臺北	466920	1985/01~2020/12	-
局屬測站	板橋	466880	2002/01~2020/12	-
自動測站	土城	C0AD40	2009/11~2020/12	
自動測站	中和	C0AG90	2011/01~2020/12	
自動測站	永和	C0AH10	2017/01~2020/12	
自動測站	新莊	C0ACA0	2009/12~2020/12	
自動測站	三重	C0AI30	2019/08~2020/12	C0AI30為三重新測站，因與舊測站環境不同，兩測站資料資料差異較大，故不考慮舊測站資料
自動測站	三峽	C0AC60	2009/08~2020/12	



	中和	永和	新莊	三重	土城	三峽	臺北	板橋
中和	-							
永和	2.729	-						
新莊	7.884	7.63	-					
三重	7.265	5.179	5.465	-				
土城	5.049	7.624	8.704	10.895	-			
三峽	13.55	16.095	14.717	18.629	8.502	-		
臺北	5.576	3.014	7.030	2.615	10.033	18.281	-	
板橋	4.912	6.830	6.004	8.883	2.736	9.777	8.582	-

單位：km

模式訓練與預測

- 透過台北、板橋與土城2014~2020年風速與風向角進行訓練
- 經類神經網路所預測土城結果，與土城2014~2020年之實測結果比對驗證
- 土城2010~2020年缺漏資料，以台北、板橋2010~2020年之 \bar{V}_3 、 \bar{S}_3 與 \bar{C}_3 ，預測土城2010~2020年之風速風向角

\bar{V} : 極值正規化後風速
 \bar{S} : 極值正規化後 $\sin\theta$
 \bar{C} : 極值正規化後 $\cos\theta$

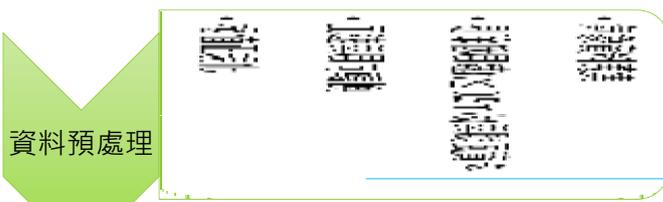
訓練資料集	Input	2014~2020年 台北與板橋個別 \bar{V}_1 、 \bar{S}_1 與 \bar{C}_1
	Target	2014~2020年 土城 \bar{V}_2 、 \bar{S}_2 與 \bar{C}_2
補遺資料集	Input	2010~2020年補遺資料 台北與板橋個別 \bar{V}_3 、 \bar{S}_3 與 \bar{C}_3
	Prediction	2010~2020年補遺資料 土城 \bar{V}_4 、 \bar{S}_4 與 \bar{C}_4

問題-板橋測站風向趨勢改變

- 浮洲合宜住宅於2012年6月開工，而板橋測站風速計高度為14.1公尺，約4層樓高，板橋測站2013年開始風向趨勢改變可歸咎於合宜住宅之興建。
- 資料訓練年份為2014~2020年，預測年份為2010~2020年，兩段年份風向趨勢不一，造成風向與風速預測有誤差。
- 對策-採用改變後(2014開始)的資料進行訓練，以符合現況。



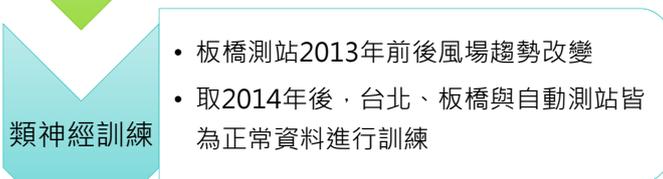
訓練與預測流程



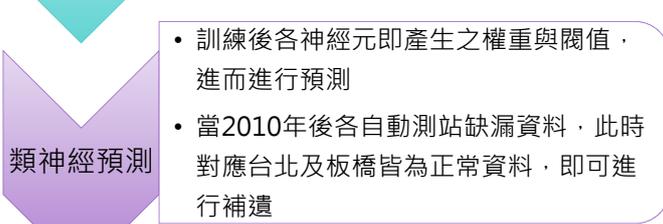
$$\bar{V} = \frac{V - V_{min}}{V_{max} - V_{min}}$$

$$\bar{S} = \frac{\sin\theta - \sin\theta_{min}}{\sin\theta_{max} - \sin\theta_{min}}$$

$$\bar{C} = \frac{\cos\theta - \cos\theta_{min}}{\cos\theta_{max} - \cos\theta_{min}}$$



➤ 正常資料定義為風速大於0.5m/s且不考慮颱風侵襲日之資料。



2014~2020年總資料數	61368
扣除颱風後資料數	60384
台北正常資料數(2014~2020)	55344(90.2%)
板橋正常資料數(2014~2020)	51254(83.5%)
土城正常資料數(2014~2020)	42446(69.2%)

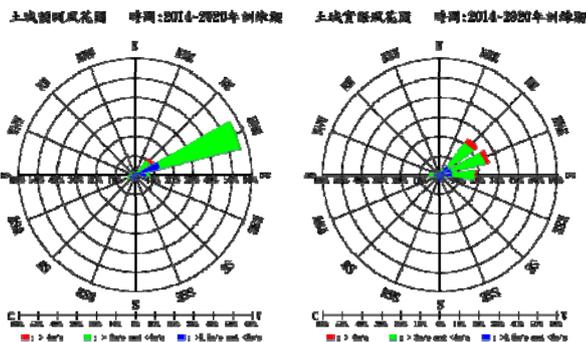
訓練結果-平均風速

	風向占比	預測平均風速 (m/s)	實際平均風速 (m/s)	差值 (預測平均風速-實際平均風速)
N	1.90%	1.74	1.83	-0.09
NNE	1.60%	1.65	2.04	-0.39
NE	10.80%	3.08	2.71	0.37
ENE	55.70%	2.48	2.65	-0.17
E	7.30%	1.81	2.31	-0.50
ESE	0.80%	1.56	1.65	-0.09
SE	0.10%	1.17	1.20	-0.03
SSE	0.80%	0.89	0.96	-0.08
S	3.60%	0.90	1.00	-0.10
SSW	1.80%	1.00	1.01	0.00
SW	1.90%	1.23	1.17	0.06
WSW	4.60%	1.92	1.56	0.36
W	3.40%	2.01	2.09	-0.08
WNW	2.60%	1.70	1.64	0.06
NW	1.00%	1.53	1.60	-0.08
N	1.90%	1.68	1.61	0.07
Total	100%	2.25	2.25	0.00

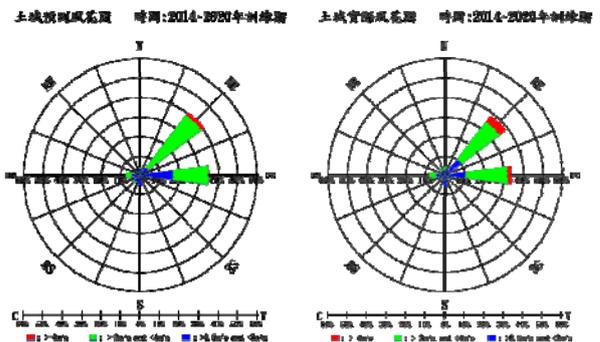
- 土城2014~2020年訓練結果
- 各風向平均風速與實測值接近
- 類神經網路在整體預測方面具有一定的準確性

訓練結果-風花圖

➤ 16風向



➤ 8風向



類神經預測後，進行風花圖分析，起初分為16個風向，每一個風向佔22.5度，因區分過細使得在風花圖稍有失真，若風花圖分為8個風向，每一個風向佔45度，實際與預測的風速在各風向佔比就相當接近。

補遺結果-資料數與風花圖

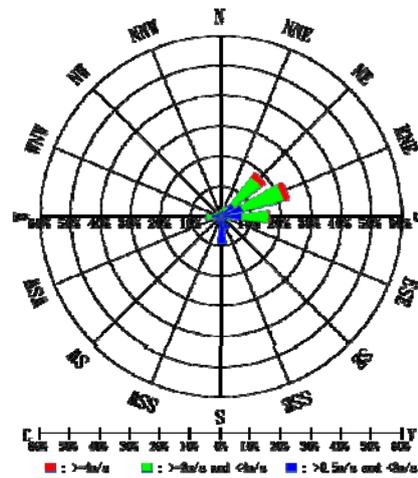
資料數

2010~2020年總資料數	96432
土城現有正常資料數	65379(67.8%)
土城可補遺資料數	15847(16.4%)
補遺後土城正常資料數	81226(84.2%)

- 補遺後，土城正常資料數為84.2%，其他自動測站也可達到8成左右。

風花圖

2010-2020年 正常資料+補遺資料 土城風花圖



- 土城測站依然是以北風(NE)、東北東風(ENE)及東風(E)為主要風向。

補遺結果-各風向統計

土城測站

風向	發生機率	總平均風速(m/s)	比例參數(a)	形狀參數(b)
N	2.5%	1.81	2.05	2.36
NNE	3.3%	1.87	2.11	2.27
NE	18.2%	2.60	2.92	2.76
ENE	23.0%	2.50	2.81	2.8
E	16.1%	2.18	2.45	2.81
ESE	3.2%	1.56	1.77	1.96
SE	1.3%	1.13	1.28	2.05
SSE	4.7%	0.91	1.00	2.88
S	9.3%	0.92	1.01	2.97
SSW	3.1%	0.97	1.07	3.62
SW	1.7%	1.12	1.24	3.01
WSW	2.5%	1.42	1.61	2.23
W	5.2%	1.91	2.16	2.1
WNW	2.1%	1.55	1.75	2.41
NW	2.1%	1.52	1.71	2.69
NNW	1.8%	1.50	1.69	2.85

- 韋伯分布(Weibull distribution)回歸公式

$$p(\geq x) = 1 - \exp\left(-\left(\frac{x}{a}\right)^b\right)$$

x為風速

a為比例參數(scale parameter)

b為形狀參數(shape parameter)

- 土城測站主要風向東北風(NE)、東北東風(ENE)及東風(E)，其總平均風速皆大於2m/s。

結果與討論

B. CFD、風洞試驗與風速地圖應用

19



模擬驗證區域

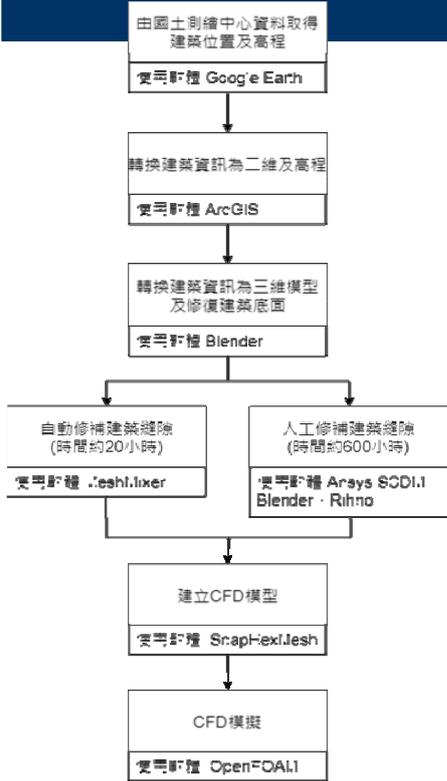
- 區域內含板橋、土城測站
- 東西向寬度為2 km，南北向長度為5 km
- 風洞實驗以及CFD模型製作
- 區域內約有4000棟左右的建築



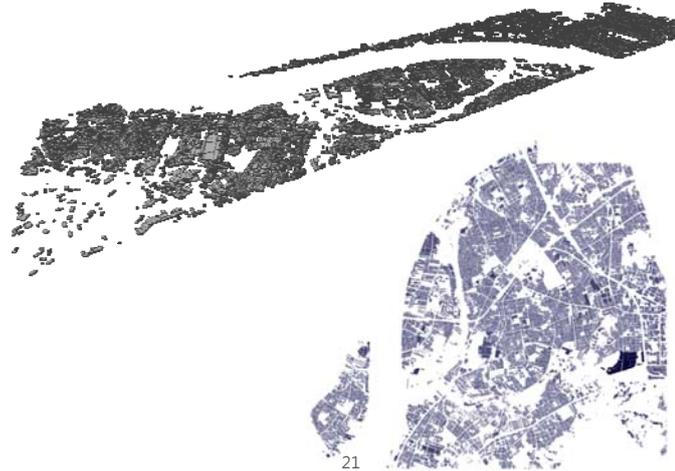
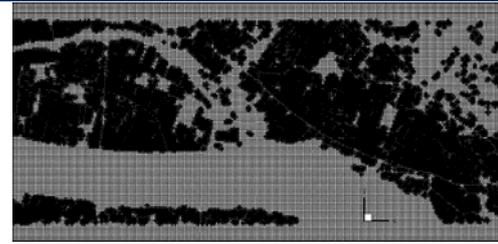
20



建築模型與網格製作

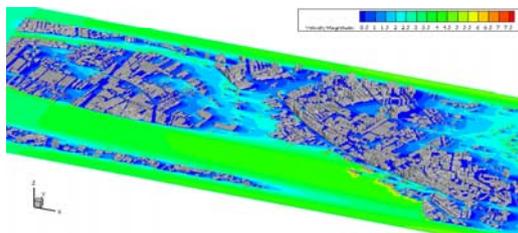


- 建築平面定位及高程輸出
 - Google Earth
- 轉換建築資訊為二維及高程
 - ArcGIS
- 轉換建築資訊為三維模型及修復建築底面
 - Blender
- 修補建築
 - 軟體自動: : MeshMixer
 - 人工: Ansys SCDM、Blender、Rhino
- 網格數量
 - 驗證區: 5,888,231
 - 板橋區: 99,591,019

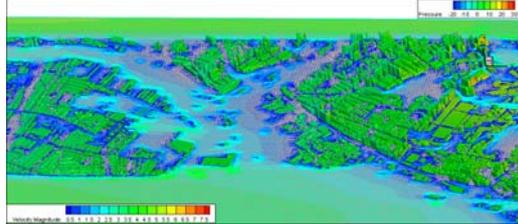


CFD與風洞實驗模擬比較

北風模擬結果

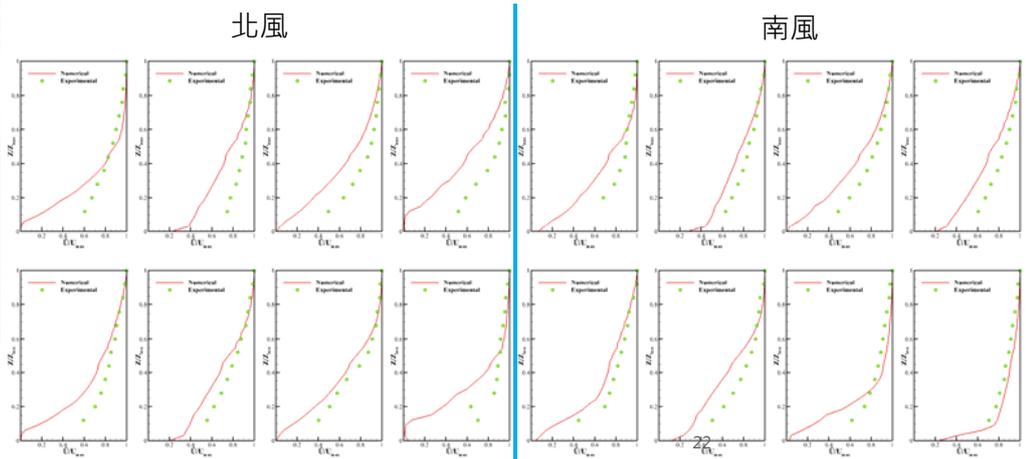


南風模擬結果

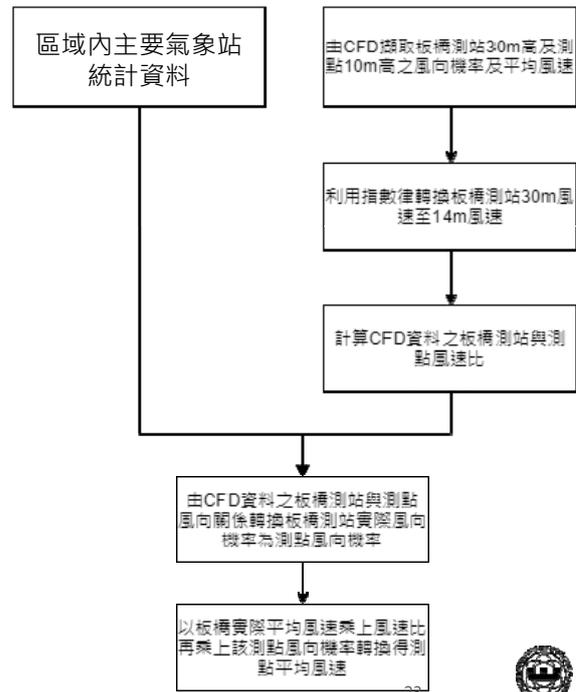
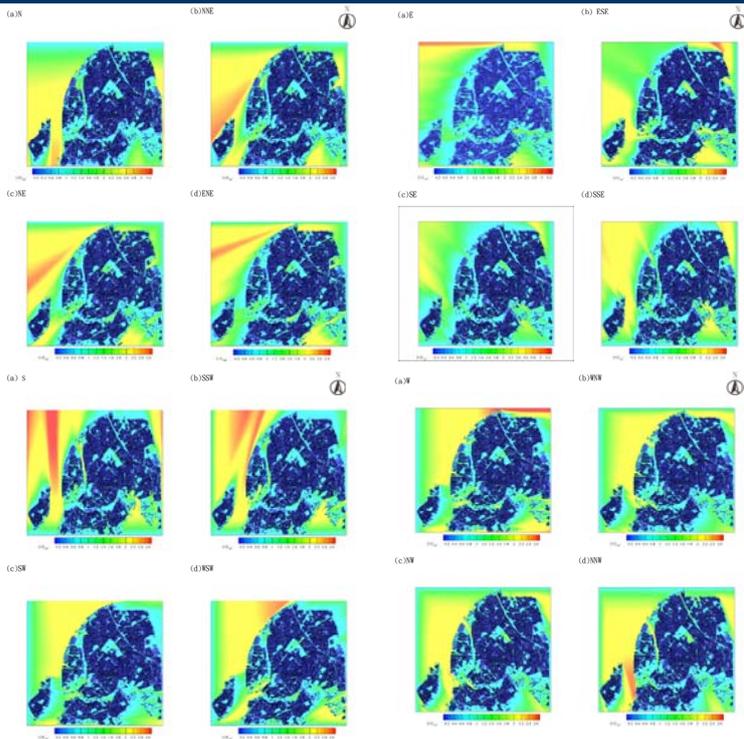


測站	北風		南風	
	板橋	土城	板橋	土城
無因次風速	0.118	0.5102	0.155	0.7837
風速比 (土城/板橋)	4.32		5.06	
風向	15.59	5.64	195.47	183.89
	NNE	N	SSW	S

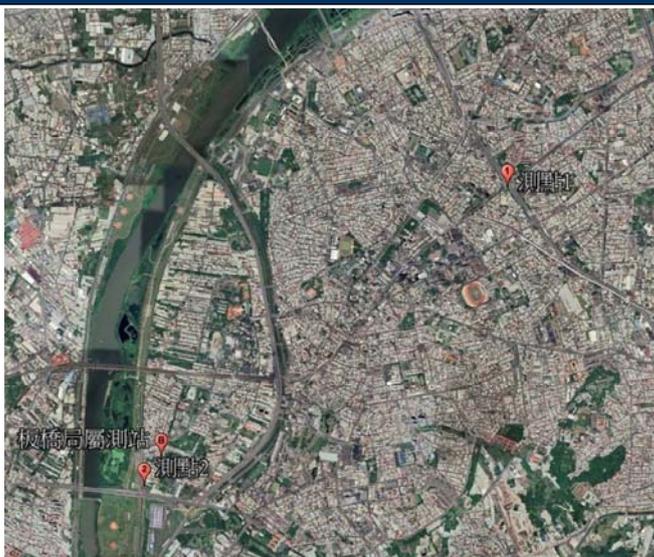
- 採用RANS模型的缺點
- 山區地形模型未納入CFD
- 風洞實驗縮尺效應與儀器誤差
- 除山區外，大部分近地表剖面特性與實驗結果相近



風速地圖轉換應用流程

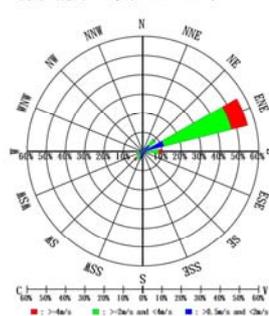


風速地圖轉換結果

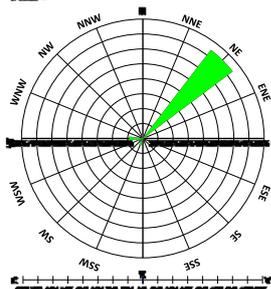


站點名稱	經度	緯度	轉換高度	地址
測點 1	121.471	25.01831	10 m	新北市板橋區民生路縣民大道路口
測點 2	121.4411	24.99574	10 m	新北市板橋區環河西路五段 419-417 號

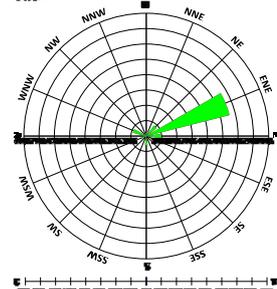
板橋風花園 時間:2014-2020年



測點 1



測點 2



研究發現

25



結論I

- 進行類神經預測時，平均風速可以掌握得很好，而在極值風速預測上略嫌不足，經適當選取輸入與輸出的變數種類後，可提升極值風速的預測結果，且對於整體預測風速與風向角的結果依然良好。
- 預測資料整合後利用韋伯分布回歸出其係數，與實測結果相比之誤差值低於0.1。
- 經過類神經補遺後，完成整理研究區內各氣象站近10年資料。
- 各測站之溫度年總平均與年標準差差異不大，應可採用短期資料進行統計即可代表。
- 建立相應之轉換技術，可快速建立行政區中建築與地形3D模型並進行CFD模擬。

26



結論II

- CFD模擬結果可以良好呈現該地區在受到地形地貌影響後的風速剖面特性，可作為後續建立風速地圖之工具。
- 建立板橋區風速地圖資料，藉由建立之風速地圖以及板橋氣象站之關係，在考量地形地貌之影響下轉換特定位置之各風向平均風速及機率，此應用技術提供之資訊可作為風環境或室內通風評估之前導資訊。

建議

建議

- 建議一

立即可行建議：進行都會區內自動測站風速補遺

主辦單位：內政部建築研究所、台灣科技大學

經測試後，在風速資料經過適當處理後，以前饋式類神經網路進行氣象站風速資料訓練與補遺，所得之風速以及風向與實測值具有高相關性以及可接受之誤差範圍。建議可進一步將本方法做推廣應用，將資料記錄不足之自動測站或局屬測站進行補遺，首先可針對較有應用需求之都會區測站來進行。此外，因氣象站資料為逐時累積，故氣象站訓練資料應逐年更新，以完善補遺資料庫之精確度。

建議II

- 建議二

中長期建議：提供風速地圖查找應用

主辦單位：內政部建築研究所、台灣科技大學、風工程學會

建議未來研究應開發自動地圖查找轉換技術，結合GIS圖資搜尋技術，提供更完整且友善之查找環境。另都會區建築或地貌會因開發、都市更新或其他因素改變，故CFD建立之風速地圖應逐年更新，或可依使用對象需求即時提供相關服務。



感謝聆聽
敬請指教