

竹構造於大跨距薄殼建築  
結構設計方法研究

內政部建築研究所協同研究報告

中華民國 111 年 12 月



# 竹構造於大跨距薄殼建築 結構設計方法研究

研究主持人： 巒中丕

協同主持人： 呂良正

研究員： 李建敏、李台光、周楷峻、黃國倫

研究助理： 李權恩、張智傑

研究期程： 中華民國 111 年 3 月至 111 年 12 月

內政部建築研究所協同研究報告

中華民國 111 年 12 月



# 目錄

目錄.....	I
表目錄.....	VII
圖目錄.....	XI
<b>第一章 緒論.....</b>	<b>1</b>
1.1 研究背景.....	1
1.2 研究主題.....	3
1.3 計畫預期目標.....	4
<b>第二章 研究方法與流程.....</b>	<b>5</b>
2.1 研究採用之方法.....	5
2.2 研究採用方法之原因.....	5
2.3 研究步驟.....	6
<b>第三章 文獻回顧.....</b>	<b>7</b>
3.1 竹構造之相關論文.....	7
3.1.1 竹材之楊氏模數與強度.....	7
3.1.2 接合之勁度與強度.....	8
3.2 竹構造相關設計規範.....	9
3.2.1 竹材之楊氏模數與強度.....	9
3.2.2 接合之勁度與強度.....	10
<b>第四章 專家小組會議.....</b>	<b>11</b>
4.1 第一次專家小組會議.....	11
4.2 第二次專家小組會議.....	14
<b>第五章 竹構造案例.....</b>	<b>17</b>
<b>5.1 國外案例.....</b>	<b>17</b>
5.1.1 國際學校竹體育館(泰國清邁).....	17
5.1.2 Vedana 餐廳(越南寧平省).....	20
5.1.3 森村社區中心(越南胡志明市).....	23
5.1.4 風水吧(越南平陽).....	25
5.1.5 零炭竹棚(中國香港).....	27
5.1.6 Guadua Jenny Garzón Bridge(哥倫比亞波哥大).....	29
5.1.7 Cucutá Bridge, Jörg Stamm (哥倫比亞庫庫塔).....	30
<b>5.2 國內案例.....</b>	<b>32</b>
5.2.1 共生-地景構造物(嘉義).....	32
5.2.2 食在滿竹歇腳亭(台中).....	33

5.2.3 桃米村竹棚(南投).....	35
5.2.4 大地華德福(台中).....	37
<b>第六章 竹材楊氏模數與強度.....</b>	<b>41</b>
6.1 竹材楊氏模數與強度文獻建議值.....	41
6.2 試驗資料、特徵值、設計值.....	42
6.3 竹材楊氏模數與強度之特徵值.....	42
6.4 竹材楊氏模數與強度之設計值.....	46
6.4.1 容許應力設計法.....	46
6.4.2 極限設計法.....	50
6.4.3 楊氏模數設計值.....	54
6.5 小結.....	56
<b>第七章 竹構接合之強度與勁度.....</b>	<b>57</b>
7.1 竹構接合之分類系統.....	57
7.1.1 構造方式.....	57
7.1.2 補強方式.....	60
7.1.3 用途.....	61
7.1.4 幾何.....	63
7.2 關於接合在整體模型中之模擬.....	64
7.3 試驗資料、特徵值、設計值.....	65
7.3.1 接合特徵值.....	65
7.3.2 容許設計接合強度.....	66
7.3.3 極限設計接合強度.....	67
7.3.4 接合撓曲勁度設計值.....	67
7.4 綁紮接合之接合強度與勁度.....	68
7.4.1 結點滑移試驗.....	68
7.4.2 大藏竹管續接抗剪試驗(僅使用綁紮接合).....	73
7.5 螺栓接合之接合強度與勁度.....	74
7.5.1 大藏竹管續接抗剪試驗(使用螺栓及綁紮接合).....	74
7.5.2 大藏竹管續接抗彎試驗.....	75
7.6 小結.....	77
<b>第八章 竹管螺栓接合之規範計算.....</b>	<b>79</b>
8.1 竹螺栓接合強度以 ISO 22156:2021[11]規範試算.....	80
8.1.1 受力方向與纖維平行.....	83
8.1.2 受力方向與纖維垂直.....	87
8.2 竹螺栓接合強度以歐洲木構造 EN 1995-1-1:2004[19]規範試算.....	89
8.2.1 受力方向與纖維平行.....	91

8.2.2 受力方向與纖維垂直.....	92
8.3 竹螺栓接合強度以台灣木構造建築物設計及施工技術規範 2003[15]試算.....	94
8.3.1 受力方向與纖維平行.....	94
8.3.2 受力方向與纖維垂直.....	99
8.4 各規範試算結果並與實驗值比較.....	101
8.5 接合勁度之規範試算.....	102
8.5.1 各規範之相關規定.....	103
8.5.2 以歐洲木構造規範 EN 1995-1-1:2004[19]試算.....	103
8.5.3 與實驗結果之比較.....	103
8.6 小結.....	104
<b>第九章 竹薄殼構造之模擬.....</b>	<b>105</b>
9.1 接合之模擬與影響.....	105
9.1.1 橫向接合中之橫向勁度設定.....	106
9.1.2 兩向竹管之主軸彎矩不可相互傳遞.....	108
9.1.3 兩向竹管之副軸彎矩不可相互傳遞.....	112
9.2 敏感度分析.....	112
9.2.1 如何判斷敏感與不敏感.....	113
9.2.2 藉由敏感度分析來輔助選擇接合形式.....	113
9.2.3 對細部設計的分析提供額外的安全性.....	115
9.3 幾何不完美之模擬與影響.....	116
9.3.1 單一桿件之幾何不完美.....	116
9.3.2 整體結構之幾何不完美.....	118
9.4 建議計算流程.....	119
9.5 設計參考規範.....	123
9.6 計算軟體 SOFISTIK.....	123
<b>第十章 竹薄殼計算案例一.....</b>	<b>125</b>
10.1 設計案說明.....	125
10.1.1 土壤反力係數 $K_v$ 與容許承载力 $Q_a$ .....	125
10.1.2 結構分析模擬與設計原則.....	125
10.2 結構系統.....	125
10.2.1 材料規格.....	125
10.2.2 斷面性質.....	127
10.2.3 結構組成.....	129
10.2.4 群組分布位置.....	130
10.2.5 頻率及模態.....	130
10.3 設計載重.....	134
10.3.1 靜載與活載.....	134

10.3.2	地震力 .....	136
10.3.3	風力 .....	141
10.4	載重組合 .....	145
10.4.1	分析載重之簡稱 .....	145
10.4.2	LRFD 與 ASD 載重組合 .....	146
10.5	幾何不完美 .....	147
10.6	構件設計 .....	148
10.6.1	竹構 .....	148
10.6.2	主要鋼構 .....	154
10.6.3	土壤反力 .....	160
10.7	變位量之分析 .....	160
10.8	竹接合之分析 .....	162
10.8.1	竹端接合之分析 .....	162
10.8.2	竹續接接合之分析 .....	170
10.8.3	竹搭接接合之分析 .....	172
<b>第十一章</b>	<b>竹薄殼計算案例二 .....</b>	<b>175</b>
11.1	設計案說明 .....	175
11.1.1	土壤反力係數 $K_v$ 與容許承载力 $Q_a$ .....	175
11.1.2	結構分析模擬與設計原則 .....	175
11.2	結構系統 .....	175
11.2.1	材料規格 .....	175
11.2.2	斷面性質 .....	177
11.2.3	結構組成 .....	180
11.2.4	群組分布位置 .....	182
11.2.5	頻率及模態 .....	183
11.3	設計載重 .....	186
11.3.1	靜載與活載 .....	186
11.3.2	地震力 .....	187
11.3.3	風力 .....	192
11.4	載重組合 .....	195
11.4.1	分析載重之簡稱 .....	195
11.4.2	LRFD 與 ASD 載重組合 .....	195
11.5	構件設計 .....	196
11.5.1	竹構 .....	196
11.5.2	主要鋼構 .....	203
11.5.3	加強圓鋼管 .....	211
11.6	土壤反力 .....	218



11.7 變位量之分析 .....	218
11.8 竹接合之分析 .....	220
11.8.1 竹端接合之分析 .....	220
11.8.2 竹續接接合之分析 .....	228
11.8.3 竹搭接接合之分析 .....	232
<b>第十二章 竹薄殼計算案例三 .....</b>	<b>237</b>
12.1 設計案說明 .....	237
12.1.1 土壤反力係數 $K_v$ 與容許承载力 $Q_a$ .....	237
12.1.2 結構分析模擬與設計原則 .....	237
12.2 結構系統 .....	237
12.2.1 材料規格 .....	237
12.2.2 斷面性質 .....	240
12.2.3 結構組成 .....	243
12.2.4 群組分布位置 .....	244
12.2.5 頻率及模態 .....	245
12.3 設計載重 .....	247
12.3.1 靜載與活載 .....	247
12.3.2 地震力 .....	248
12.3.3 風力 .....	254
12.4 載重組合 .....	258
12.4.1 分析載重之簡稱 .....	258
12.4.2 LRFD 與 ASD 載重組合 .....	259
12.5 幾何不完美 .....	260
12.6 構件設計 .....	260
12.6.1 孟宗竹管 .....	260
12.6.2 桂竹管 .....	265
12.6.3 主要鋼構 .....	269
12.6.4 土壤反力 .....	273
12.7 變位量之分析 .....	274
<b>第十三章 結論與建議 .....</b>	<b>275</b>
13.1 關於竹材之強度與楊氏模數 .....	275
13.2 關於接合之強度與勁度 .....	275
13.3 關於竹薄殼構造的模擬 .....	276
<b>參考文獻 .....</b>	<b>277</b>
<b>附錄一 期中審查會議記錄及研究團隊回應 .....</b>	<b>279</b>
<b>附錄二 期末審查會議記錄及研究團隊回應 .....</b>	<b>289</b>



## 表目錄

表 6.1 竹材楊氏模數與強度.....	41
表 6.2 結構特性的特徵值分類[10].....	42
表 6.3 $k_{mean}, 0.75$ [10].....	43
表 6.4 $k_{0.05}, 0.75$ [10].....	43
表 6.5 桂竹試體紀錄[14].....	44
表 6.6 桂竹平行纖維抗彎強度[14].....	44
表 6.7 桂竹、孟宗竹試體紀錄[14].....	45
表 6.8 竹材特徵值.....	45
表 6.9 容許應力法載重組合[1].....	46
表 6.10 容許應力法載重組合[16].....	47
表 6.11 構件贅餘度係數 $CR$ [1].....	48
表 6.12 服務等級分類[1].....	48
表 6.13 強度與載重持續時間修正係數 $CDF$ [11].....	49
表 6.14 高溫係數 $CT$ [1].....	49
表 6.15 材料安全係數 $FS_m$ [1].....	49
表 6.16 竹材容許應力.....	50
表 6.17 材料安全係數 $FS_m$ [11].....	52
表 6.18 強度折減係數 $\psi_i$ [1].....	52
表 6.19 竹材極限設計強度.....	53
表 6.20 模數與載重持續時間修正係數 $CDE$ [11].....	54
表 6.21 設計楊氏模數 $E_d$ (GPa).....	55
表 7.1 竹構造接合分類.....	57
表 7.2 接合安全係數 $FS_j$ [11].....	66
表 7.3 接合安全係數(極限設計法) $FS_j$ [11].....	67
表 7.4 結點滑移試驗結果[4].....	70
表 7.5 接合抗剪強度特徵值.....	72
表 7.6 容許設計接合抗剪強度.....	72
表 7.7 極限設計接合抗剪強度.....	72
表 7.8 接合抗剪勁度特徵值.....	72

表 7.9 接合抗剪勁度設計值.....	72
表 7.10 大藏竹管續接抗剪試驗紀錄[17].....	73
表 7.11 接合勁度計算(項次 6).....	74
表 7.12 大藏竹管續接抗剪試驗紀錄[18].....	75
表 7.13 接合勁度計算(項次 2).....	75
表 8.1 加載角度修正係數 $C_0$ .....	82
表 8.2 螺栓單剪接合計算(承載破壞 A).....	83
表 8.3 螺栓單剪接合計算(剪力撕裂破壞 B).....	84
表 8.4 螺栓單剪接合計算(劈裂破壞 C).....	84
表 8.5 單插梢強度試驗值比較.....	84
表 8.6 螺栓雙剪接合計算(承載破壞 A).....	85
表 8.7 螺栓雙剪接合計算(剪力撕裂破壞 B).....	86
表 8.8 螺栓雙剪接合計算(劈裂破壞 C).....	86
表 8.9 對應試驗強度比較.....	87
表 8.10 螺栓單剪接合計算(A)承載破壞.....	87
表 8.11 螺栓雙剪接合計算(A)承載破壞.....	88
表 8.12 螺栓單剪接合計算.....	92
表 8.13 螺栓雙剪接合計算.....	92
表 8.14 螺栓單剪接合計算.....	93
表 8.15 螺栓雙剪接合計算.....	93
表 8.16 螺栓單剪接合計算(原公式[15]).....	96
表 8.17 螺栓單剪接合計算(修正公式[20]).....	97
表 8.18 螺栓雙剪接合(項次 1)計算.....	98
表 8.19 木材纖維垂直方向之容許壓縮應力 (單位: $\text{kgf/cm}^2$ ).....	99
表 8.20 螺栓單剪接合計算[20].....	100
表 8.21 螺栓雙剪接合(依項次 1 配置)計算.....	101
表 8.22 各規範推算值(受力方向與纖維平行)與實驗結果比較.....	102
表 8.23 各規範破壞接合強度推算值(雙剪受力, 受力方向與纖維垂直).....	102
表 9.1 橫接接合勁度對屋面最大變位的影響.....	113
表 9.2 橫接接合勁度對其接合內力的影響.....	115
表 10.1 群組與斷面編號.....	127

表 10.2	自然振動頻率與對應質量.....	131
表 10.3	外加靜載重與活載重.....	134
表 10.4	極限設計法 (竹構造、鋼構造與 RC 構造).....	146
表 10.5	容許應力設計法 (土壤反力適用).....	146
表 10.6	實驗結果(8 號曲線).....	163
表 10.7	實驗結果.....	170
表 11.1	群組與斷面編號.....	177
表 11.2	自然振動頻率與對應質量.....	183
表 11.3	外加靜載重與活載重.....	186
表 11.4	極限設計法 (竹構造、鋼構造與 RC 構造).....	196
表 11.5	容許應力設計法 (土壤反力適用).....	196
表 11.6	實驗結果(8 號曲線).....	220
表 11.7	實驗結果.....	230
表 12.1	群組與斷面編號.....	240
表 12.2	外加靜載重與活載重.....	247
表 12.3	極限設計法 (竹構造、鋼構造與 RC 構造).....	259
表 12.4	容許應力設計法 (土壤反力適用).....	259



## 圖目錄

圖 1.1 越南武重義建築師之竹構造建築 (取自 <a href="https://vtnarchitects.net/en">https://vtnarchitects.net/en</a> ).....	1
圖 1.2 台灣大藏聯合之竹構造建築 (取自 <a href="https://architdz.com/">https://architdz.com/</a> ).....	2
圖 2.1 研究流程圖.....	6
圖 5.1 國際學校竹體育館(泰國清邁)之外觀一.....	17
圖 5.2 國際學校竹體育館(泰國清邁)之外觀二.....	18
圖 5.3 國際學校竹體育館(泰國清邁)之屋棚構造.....	18
圖 5.4 國際學校竹體育館(泰國清邁)之側視圖.....	19
圖 5.5 國際學校竹體育館(泰國清邁)之俯視圖.....	19
圖 5.6 Vedana 餐廳內之室內一隅.....	20
圖 5.7 Vedana 餐廳之屋棚構造.....	21
圖 5.8 Vedana 餐廳之外觀.....	21
圖 5.9 Vedana 餐廳之剖面一.....	22
圖 5.10 Vedana 餐廳之剖面二.....	22
圖 5.11 森村社區中心之室內一隅.....	23
圖 5.12 森村社區中心之屋棚構造.....	23
圖 5.13 森村社區中心的外觀.....	24
圖 5.14 森村社區中心之剖面圖.....	24
圖 5.15 風水之屋的屋頂構造.....	25
圖 5.16 風水之屋的外觀.....	26
圖 5.17 風水之屋的剖面與細部.....	26
圖 5.18 零碳竹棚之外觀.....	27
圖 5.19 零碳竹棚 1/20 的測試模型.....	28
圖 5.20 施工中的零碳竹棚.....	28
圖 5.21 Guadua Jenny Garzón Bridge 之外觀.....	29
圖 5.22 Guadua Jenny Garzón Bridge 之內部結構與橋面.....	30
圖 5.23 Cucutá Bridge, Jörg Stamm 之竹結構系統.....	31
圖 5.24 Cucutá Bridge, Jörg Stamm 之外觀.....	31
圖 5.25 共生-地景構造物之屋棚構造.....	32
圖 5.26 共生-地景構造物之外觀與設計圖.....	33
圖 5.27 食在滿竹歇腳亭外觀.....	34

圖 5.28 內部接合設計.....	34
圖 5.29 南投桃米村竹棚 B 棚外觀.....	35
圖 5.30 南投桃米村竹棚 B 棚之平面圖.....	36
圖 5.31 南投桃米村竹棚 B 棚之長向立面圖.....	36
圖 5.32 南投桃米村竹棚 B 棚之短向立面圖.....	37
圖 5.33 大地華德福外觀.....	38
圖 5.34 大地華德福-竹構半戶外教室.....	38
圖 5.35 大地華德福-特殊端部接合.....	39
圖 7.1 以螺栓接合之竹構造.....	57
圖 7.2 以麻繩綁紮接合之竹構造.....	58
圖 7.3 以鐵線綁紮接合之竹構造.....	58
圖 7.4 連接外包式夾具之金屬多向接頭.....	59
圖 7.5 內嵌式接頭.....	59
圖 7.6 填充混凝土之竹構接合.....	60
圖 7.7 以鐵件圍束之竹構接合.....	60
圖 7.8 以鋼纜圍束之竹構接合.....	61
圖 7.9 使用木樺接合的軸向續接.....	61
圖 7.10 以鐵線綁紮之正交橫接.....	62
圖 7.11 大藏聯合建築師事務所設計之支承端接合.....	62
圖 7.12 以金屬側板接合的共平面接合.....	63
圖 7.13 以尼龍繩綁紮接合之不共平面接合.....	63
圖 7.14 在整體有限元模型中藉由彈簧元素來模擬接合部的勁度.....	64
圖 7.15 每個接合可設 6 個彈簧元素: 3 個平行位移彈簧與 3 個旋轉位移彈簧 ..	64
圖 7.16 可從計算模型中讀取彈簧位移與內力.....	65
圖 7.17 結點滑移試驗裝置.....	68
圖 7.18 結點滑移試驗裝置.....	69
圖 7.19 結點滑移試驗試體.....	69
圖 7.20 載重與位移關係曲線.....	71
圖 7.21 大藏竹管續接抗剪試驗(僅使用綁紮接合).....	73
圖 7.22 載重與位移關係圖.....	74
圖 7.23 大藏竹管續接抗剪試驗(使用螺栓及綁紮接合).....	75



圖 7.24 大藏竹管續接抗彎試驗接合示意圖.....	76
圖 7.25 大藏竹管續接抗彎試驗示意圖.....	76
圖 7.26 載重與位移關係圖.....	77
圖 7.27 $\theta'$ 與 $\theta$ 關係示意圖.....	77
圖 8.1 單剪模擬試體示意圖.....	80
圖 8.2 插梢接合相關定義.....	81
圖 8.3 大藏竹管續接抗剪試驗[18]受力示意圖.....	85
圖 8.4. 接合破壞模式示意圖.....	89
圖 8.5 破壞模式對應之強度公式.....	90
圖 8.6 單剪接合形式之降伏模式[20].....	95
圖 8.7 雙剪接合形式之降伏模式[20].....	97
圖 9.1 橫接接合: 左為螺栓接合, 右為綁紮接合.....	106
圖 9.2 模擬竹管與連接之元素與對應之區域座標定義.....	106
圖 9.3 木質複合梁斷面主軸的抗彎勁度與接合面的抗剪強度正相關[19].....	107
圖 9.4 彈簧元素之指向(白色箭頭)隨曲面變化.....	107
圖 9.5 利用懸臂梁變位計算橫向位移.....	108
圖 9.6 在實際情況中不會出現的失穩型態.....	109
圖 9.7 兩個連接梁元素與對應之區域座標定義.....	110
圖 9.8 A 點對 B 點之彈簧區域座標定義.....	111
圖 9.9 B 點對 A 點之彈簧區域座標定義.....	111
圖 9.10 屋面最大變位 - 橫接接合勁度/40.....	114
圖 9.11 屋面最大變位 - $\ln(\text{橫接接合勁度}/40)$ .....	114
圖 9.12 橫接接合內力 - 橫接接合勁度/40.....	115
圖 9.13 橫接接合內力 - $\ln(\text{橫接接合勁度}/40)$ .....	115
圖 9.14 因幾何不完美之偏心造成的額外彎矩.....	117
圖 9.15 黃色曲線為黑色直線構件的初始弓形.....	117
圖 9.16 挫曲模態之波長與振幅.....	118
圖 9.17 竹薄殼構造的建議設計分析流程.....	122
圖 10.1 結構組成.....	129
圖 10.2 整體結構尺寸.....	129
圖 10.3 竹管之群組與分布: GRP 10,20,30.....	130

圖 10.4 鋼梁之群組與分布: GRP50.....	130
圖 10.5 第一模態 9.99 [Hz] .....	131
圖 10.6 第二模態 10.3 [Hz] .....	132
圖 10.7 第三模態 11.3 [Hz] .....	132
圖 10.8 第四模態 11.4 [Hz] .....	133
圖 10.9 外加靜載重_LC2: 0.25 [kN/m <sup>2</sup> ] .....	134
圖 10.10 活載重_LC11: 0.6 [kN/m <sup>2</sup> ] .....	135
圖 10.11 地震力 X 向_LC41 [kN] .....	139
圖 10.12 地震力 Y 向_LC43 [kN] .....	139
圖 10.13 地震力 Z 向_LC51 [kN] .....	140
圖 10.14 地震力扭矩_LC61 [kN] (扭矩轉換之節點載重) .....	140
圖 10.16 風力 X 向_LC38 [kN/m <sup>2</sup> ] .....	144
圖 10.17 風力 Y 向_LC32 [kN/m <sup>2</sup> ] .....	144
圖 10.18 風力扭矩_LC39 [kN] (扭矩轉換之節點載重) .....	145
圖 10.19 載重組合 (1.2D + 1.6Lr + 0.8W) 的第一挫屈模態 (Buckling factor: 3.1) .....	147
圖 10.20 最大軸力 N [kN] .....	148
圖 10.21 最小軸力 N [kN] .....	148
圖 10.22 最大彎矩 M <sub>Y</sub> [kNm] .....	149
圖 10.23 最小彎矩 M <sub>Y</sub> [kNm] .....	149
圖 10.24 最大彎矩 M <sub>Z</sub> [kNm] .....	150
圖 10.25 最小彎矩 M <sub>Z</sub> [kNm] .....	150
圖 10.26 最大軸應力 $\sigma_n = 35 \leq \sigma_{Rd} = 35$ [MPa] O.K. ....	151
圖 10.27 最大剪應力 $\tau = 1.7 < \tau_{Rd} = 2.3$ [MPa] O.K. ....	151
圖 10.28 最大軸力 N [kN] .....	154
圖 10.29 最小軸力 N [kN] .....	154
圖 10.30 最大彎矩 M <sub>Y</sub> [kNm] .....	155
圖 10.31 最小彎矩 M <sub>Y</sub> [kNm] .....	155
圖 10.32 最大彎矩 M <sub>Z</sub> [kNm] .....	156
圖 10.33 最小彎矩 M <sub>Z</sub> [kNm] .....	156
圖 10.34 最大等效應力 $\sigma_v = 243 < \sigma_{Rd} = 350$ [MPa], O.K. ....	157

圖 10.35 土壤反力 [kN/m <sup>2</sup> ] .....	160
圖 10.36 正面受風狀況之屋面垂直方向變位量 [mm] ( $\Delta/L=28/(2140 \times 2) = 1/153$ ) .....	161
圖 10.37 #10 鋼筋竹端接合圖.....	162
圖 10.38 支撐及加載位置.....	162
圖 10.39 實驗結果(2 號曲線).....	162
圖 10.40 破壞方式: 竹管與玻璃纖維完好, 由施力/位移之實驗曲線推測為鋼筋 降伏。.....	163
圖 10.41 竹端接合位置.....	164
圖 10.42 竹端接合最大軸力 N[kN].....	164
圖 10.43 竹端接合最小軸力 N[kN].....	165
圖 10.44 竹端接合最大彎矩 M <sub>Y</sub> [kN].....	165
圖 10.45 竹端接合最小彎矩 M <sub>Y</sub> [kN].....	166
圖 10.46 竹端接合最大彎矩 M <sub>Z</sub> [kN].....	166
圖 10.47 竹端接合最小彎矩 M <sub>Z</sub> [kN].....	167
圖 10.48 竹管續接接合圖.....	170
圖 10.49 實驗結果: 7 號曲線 .....	170
圖 10.50 破壞方式: 竹管與玻璃纖維完好, 由施力/位移之實驗曲線推測為鋼筋 降伏。.....	171
圖 10.51 竹管搭接接合最大剪力 V <sub>Y</sub> [kN].....	173
圖 10.52 竹管搭接接合最大剪力 V <sub>Z</sub> [kN] .....	173
圖 10.53 竹管搭接接合最大軸力 N [kN].....	174
圖 11.1 結構組成.....	181
圖 11.2 整體結構尺寸.....	181
圖 11.3 鋼梁之群組與分布.....	182
圖 11.4 竹管之群組與分布.....	182
圖 11.5 加強鋼管之群組與分布.....	183
圖 11.6 第一模態 4.76 [Hz] .....	184
圖 11.7 第二模態 5.17 [Hz] .....	184
圖 11.8 第三模態 8.30 [Hz] .....	185
圖 11.9 第四模態 9.29 [Hz] .....	185

圖 11.10 外加靜載重_LC2: 0.25 [kN/m <sup>2</sup> ]	186
圖 11.11 活載重_LC11: 0.6 [kN/m <sup>2</sup> ]	187
圖 11.12 地震力 X 向_LC41 [kN]	190
圖 11.13 地震力 Y 向_LC43 [kN]	190
圖 11.14 地震力 Z 向_LC51 [kN]	191
圖 11.15 地震力扭矩_LC61 [kN] (扭矩轉換之節點載重)	191
圖 11.17 風力 X 向_LC31 [kN/m <sup>2</sup> ]	193
圖 11.18 風力 Y 向_LC33 [kN/m <sup>2</sup> ]	194
圖 11.19 風力扭矩_LC39 [kN] (扭矩轉換之節點載重)	194
圖 11.20 最大軸力 N [kN]	197
圖 11.21 最小軸力 N [kN]	197
圖 11.22 最大彎矩 MY [kNm]	198
圖 11.23 最小彎矩 MY [kNm]	198
圖 11.24 最大彎矩 MZ [kNm]	199
圖 11.25 最小彎矩 MZ [kNm]	199
圖 11.26 最大軸應力 $\sigma_n = 45 < \sigma_{Rd} = 65$ [MPa] O.K.	200
圖 11.27 最大剪應力 $\tau = 4.0 < \tau_{Rd} = 6.2$ [MPa] O.K.	200
圖 11.28 最大軸力 N [kN]	203
圖 11.29 最小軸力 N [kN]	203
圖 11.30 最大彎矩 MY [kNm]	204
圖 11.31 最小彎矩 MY [kNm]	204
圖 11.32 最大彎矩 MZ [kNm]	205
圖 11.33 最小彎矩 MZ [kNm]	205
圖 11.34 最大等效應力 $\sigma_v = 215 < \sigma_{Rd} = 350$ [MPa], O.K.	206
圖 11.35 殼單元建立之模型與所施之載重	208
圖 11.36 最大等效應力 $\sigma_v = 196 < \sigma_{Rd} = 350$ [MPa] O.K.	209
圖 11.37 最大軸力 N [kN]	211
圖 11.38 最小軸力 N [kN]	211
圖 11.39 最大彎矩 MY [kNm]	212
圖 11.40 最小彎矩 MY [kNm]	212
圖 11.41 最大彎矩 MZ [kNm]	213

圖 11.42 最小彎矩 MZ [kNm] .....	213
圖 11.43 最大等效應力 $\sigma_v = 283 < \sigma_{Rd} = 350$ [MPa] O.K. ....	214
圖 11.44 土壤反力[kN/m <sup>2</sup> ] .....	218
圖 11.45 正面受風狀況之屋面垂直方向變位量 [mm] .....	219
圖 11.46 變位分析示意圖 .....	219
圖 11.47 #8 鋼筋竹端接合圖 .....	220
圖 11.48 支撐及加載位置 .....	220
圖 11.49 實驗結果(#8-2 號曲線) .....	220
圖 11.50 破壞方式: 根據試體外觀與荷載曲線判斷破壞為鋼筋降伏 .....	221
圖 11.51 #8 鋼筋竹端接合位置 .....	224
圖 11.52 #10 鋼筋竹端接合位置 .....	224
圖 11.53 竹管續接接合示意圖 .....	229
圖 11.54 破壞方式: 根據試體外觀與荷載曲線判斷破壞為鋼筋降伏 .....	230
圖 11.55 竹管搭接接合最大剪力 VY [kN] .....	234
圖 11.56 竹管搭接接合最大剪力 VZ [kN] .....	235
圖 11.57 竹管搭接接合最大軸力 N [kN] .....	236
圖 12.1 結構組成 .....	243
圖 12.2 整體結構尺寸 .....	243
圖 12.3 鋼梁之群組與分布: GRP10,20 .....	244
圖 12.4 竹管之群組與分布: GRP 30,40 .....	244
圖 12.5 第一模態 8.27 [Hz] .....	245
圖 12.6 第二模態 9.67 [Hz] .....	245
圖 12.7 第三模態 10.5 [Hz] .....	246
圖 12.8 第四模態 12.8 [Hz] .....	246
圖 12.9 外加靜載重_LC2: 0.25 [kN/m <sup>2</sup> ] .....	247
圖 12.10 活載重_LC11: 0.6 [kN/m <sup>2</sup> ] .....	248
圖 12.11 地震力 X 向_LC41 [kN] .....	252
圖 12.12 地震力 Y 向_LC43 [kN] .....	252
圖 12.13 地震力 Z 向_LC51 [kN] .....	253
圖 12.14 地震力扭矩_LC61 [kN] (扭矩轉換之節點載重) .....	253
圖 12.15 風力 X 向_LC38 [kN/m <sup>2</sup> ] .....	257

圖 12.16 風力 Y 向_LC32 [kN/m <sup>2</sup> ] .....	257
圖 12.17 風力扭矩_LC39 [kN] (扭矩轉換之節點載重) .....	258
圖 12.18: 載重組合 (1.2D + 1.6Lr + 0.8W) 的第一挫屈模態 (Buckling factor: 7.9) .....	260
圖 12.19 最大軸力 N [kN] .....	261
圖 12.20 最小軸力 N [kN] .....	261
圖 12.21 最大彎矩 M <sub>Y</sub> [kNm] .....	261
圖 12.22 最小彎矩 M <sub>Y</sub> [kNm] .....	262
圖 12.23 最大彎矩 M <sub>Z</sub> [kNm] .....	262
圖 12.24 最小彎矩 M <sub>Z</sub> [kNm] .....	263
圖 12.25 最大軸應力 $\sigma_n = 20 < \sigma_{Rd} = 35$ [MPa] O.K. ....	263
圖 12.26 最大剪應力 $\tau = 1.7 < \tau_{Rd} = 2.3$ [MPa] O.K. ....	264
圖 12.27 最大軸力 N [kN] .....	265
圖 12.28 最小軸力 N [kN] .....	265
圖 12.29 最大彎矩 M <sub>Y</sub> [kNm] .....	266
圖 12.30 最小彎矩 M <sub>Y</sub> [kNm] .....	266
圖 12.31 最大彎矩 M <sub>Z</sub> [kNm] .....	267
圖 12.32 最小彎矩 M <sub>Z</sub> [kNm] .....	267
圖 12.33 最大軸應力 $\sigma_n = 1249/42 = < \sigma_{Rd} = 48$ [MPa] O.K. ....	268
圖 12.34 最大剪應力 $\tau = 38.3/30 = 1.3 < \tau_{Rd} = 3.2$ [MPa] O.K. ....	268
圖 12.35 最大軸力 N [kN] .....	269
圖 12.36 最小軸力 N [kN] .....	269
圖 12.37 最大彎矩 M <sub>Y</sub> [kNm] .....	270
圖 12.38 最小彎矩 M <sub>Y</sub> [kNm] .....	270
圖 12.39 最大彎矩 M <sub>Z</sub> [kNm] .....	271
圖 12.40 最小彎矩 M <sub>Z</sub> [kNm] .....	271
圖 12.41 最大等效應力 $\sigma_v = 240 < \sigma_{Rd} = 350$ [MPa], O.K. ....	272
圖 12.42 土壤反力 [kN/m <sup>2</sup> ] .....	273
圖 12.43 正面受風狀況之屋面垂直方向變位量 [mm] ( $\Delta/L = 41/(2210 \times 2) = 1/108$ ) .....	274

## 摘要

本報告藉文獻回顧指出竹材楊氏模數與強度值差異甚大，當中可能包含試驗標準不統一，未明確標示其值為試驗值、特徵值或是設計值等原因。因此，過往在定義竹材基本參數時，並無一致的依循標準，造成設計上的不便。而竹構接合的強度與勁度值也有相似的情況，若要在未來有一致的標準供設計者使用，則進行大規模試驗是必須的。

本研究也介紹了在竹薄殼構造模擬中時常被設計者所忽略的接合勁度該如何設定，同時也藉由敏感度分析說明了接合勁度對整體結構勁度與內力分布會造成的影響。另研擬竹薄殼結構分析之建議流程，並藉由 3 個案例詳細說明。

**關鍵詞：**竹構造物、竹材參數、竹構接合、薄殼結構、大跨距結構

### 一、研究緣起

使用國產竹材是節能減碳、有助於保護環境、減緩全球氣候變遷的「綠色消費」。據林業試驗所表示，目前台灣竹林面積估計約有 18.3 萬公頃，是具有經濟生產規模的可再生性資源。為提振本土林產業，行政院農業委員會「新興竹產業發展綱要計畫」業奉行政院 110 年 10 月 4 日院臺農字第 1100019908 號函核定在案。

過去公部門對於竹構的相關研究投注資源甚少，近年來竹構造在世界及台灣逐漸獲得重視。最近台灣竹會匯集民間力量勉力編製「竹構築指南」，本所於 110 年度也已完成「竹構造建築物設計技術研究」研究計畫，本年度配合行政院農業委員會「新興竹產業發展計畫(111 至 114 年度)」(草案)之分工，探討竹構造於大跨距薄殼建築的應用。本案研究範圍為大跨距竹構造薄殼建築，以非防火構造建築物 500 平方公尺的規模為研究標的，其跨距約為 22 公尺。

## 二、研究方法

1. 「案例蒐集與分類」—蒐集並分類世界具有代表性之大跨距竹構造薄殼案例，並針對其跨距，幾何造型與接合形式等進行分類。
2. 「接合勁度與強度簡易評估」—蒐集既有竹構造接合研究資料，並參考國內外木構造或相關規範，對竹構造接合之勁度與強度提出簡易之評估方法。
3. 「重要接合有限元模擬」—選擇重要之竹接合形式及相關數據，建立有限元素模型以校正上述之評估方法。
4. 「重點參考案例之整體結構分析」—挑選三個重點大跨距竹薄殼案例，進行完整之結構分析，評估其材料利用率與接合適用性。
5. 「敏感度分析」—利用敏感度分析原理，研究大跨距竹薄殼整體結構對接合及竹管之勁度與強度之不確定性的影響。

## 三、重要發現

1. 由竹材力學性質的相關文獻分析整理，可發現過往的試驗並沒有依循統一的試驗程序與要求，導致結果差異甚大，建議未來在規劃試驗時，可依循 ISO 22157(2019)中所提供的試驗方法，使各試驗結果的比較更具價值性。
2. 使用台灣木構造建築物設計及施工技術規範(2003)計算螺栓的單剪接合強度時，當側材與主構材厚度及支壓強度皆相同( $\alpha=\beta=1$ )的情形下，接合強度為零，明顯不合理，查日本木質構造設計規準・同解說(2006)，於期末報告完整版之 8.11 式應改正為 8.15 式。
3. 歐美對於薄殼結構分析所廣泛使用的分析方法，就是使用幾何非線性分



析外也引入適當的幾何缺陷來考量整體挫屈可能帶來的影響，也在本研究中透過流程圖與三個案例分析被具體介紹。

4. 對於網格竹管間的連結關係，本研究介紹了用彈簧耦合或是以短梁桿件來模擬。但是使用的技巧與方法對於一般的設計者而言可能過於複雜與麻煩，特別是正確的耦合與梁桿件末端自由度的釋放都牽扯到區域座標系的設定。未來需要研究是否有更便捷的方法。此外，接合的勁度最好能比照歐洲木構造規範一樣，能透過試驗與歸納整理成可以反映出接合方式的計算式，以方便設計者使用。

# 第一章 緒論

## 1.1 研究背景

使用國產竹材是節能減碳、保護環境、減緩全球氣候變遷的「綠色消費」，並能振興國內相關竹產業。近年來竹構造在世界及臺灣逐漸獲得重視，但是與鋼構造、鋼筋混凝土構造與木構造等主流構造相比，在經濟發達國家中，竹構造甚難得到研究發展的挹注。反倒是在例如亞洲的越南與在中南美洲的哥倫比亞、秘魯與智利等，經濟較不發達的國家，可以見到竹構造的持續發展(圖 1.1)，但是礙於這些國家本身的學術與經濟條件，也缺乏對竹構造在創新與系統化的深入研究。

與竹構造相關的研究參考資料，主要可分建築設計與結構設計兩部分。其中與建築設計相關的論文與專書眾多。與結構設計相關的研究內容雖也有一定的數量，但是主要集中在竹材特性、接合作法與傳統竹構方法等，多圍繞在傳統與小型建築的範疇，缺乏對竹構造在創新與系統化的深入研究。

要將竹構造進一步推廣至中大型或較大跨距的建築時(圖 1.1 和圖 1.2)，基於安全與設計經濟性的雙重考量，設計者需要對於竹構造接合的力學性質與對於整體結構和細部接合的現代化結構分析有更多的掌握與指引，這是目前無論是在台灣或世界上皆十分缺乏的，也是本計畫的研究重點。



圖 1.1 越南武重義建築師之竹構造建築 (取自 <https://vtnarchitects.net/en>)



圖 1.2 台灣大藏聯合之竹構造建築 (取自 <https://architdz.com/>)

## 1.2 研究主題

### 1.2.1 研究主旨

本研究主要探討竹構造於大跨距薄殼建築的應用。藉案例蒐集、接合分析、整體結構分析與敏感度分析等，深化與系統化本研究課題。

### 1.2.2 研究緣起

使用國產竹材是節能減碳、有助於保護環境、減緩全球氣候變遷的「綠色消費」。據林業試驗所表示，目前台灣竹林面積估計約有 18.3 萬公頃，是具有經濟生產規模的可再生性資源。為提振本土林產業，行政院農業委員會「新興竹產業發展綱要計畫」業奉行政院 110 年 10 月 4 日院臺農字第 1100019908 號函核定在案。

過去公部門對於竹構的相關研究投注資源甚少，近年來竹構造在世界及臺灣逐漸獲得重視。最近臺灣竹會匯集民間力量勉力編製「竹構築指南」，本所於 110 年度也已完成「竹構造建築物設計技術研究」研究計畫，本年度配合行政院農業委員會「新興竹產業發展計畫(111 至 114 年度)」(草案)之分工，探討竹構造於大跨距薄殼建築的應用。本案研究範圍為大跨距竹構造薄殼建築，以非防火構造建築物 500 平方公尺的規模為研究標的，其跨距約為 22 公尺。

### 1.2.3 研究目的

本研究之研究目的包括：

1. 提供未來竹構造薄殼設計之重要參考：由大跨距竹薄殼建築案例分析、結構構成方式到整體結構分析與細部接合分析。
2. 研究接合勁度與強度值之評估方法：目前對於竹構造接合之系統性研究相對匱乏。此評估方法除可成為構造設計者之設計參考外，也可成為未來相關接合實體試驗之前導研究。
3. 敏感度與安全係數之建議：竹管屬天然材料，本研究將研提其相關構件之勁度與強度的不確定性的因應之道。
4. 研擬整體結構分析之建議流程：大跨距竹構造薄殼經整體結構分析，以本研究成果為基礎進行標準化。使未來相關結構設計，能更快速，便捷與安全。

#### 1.2.4 本研究計畫之重要性

本研究將銜接與彙整過往有關竹構造之基礎研究，輔之以現代化結構分析與模擬技術，來探討竹構造接合部與整體結構的強度與勁度。這是過往對竹構造所累積的研究與技術的重要檢視與整合的機會。本研究最後會呈現對三個竹薄殼案例的構造分析，會是往後相關設計案例的重要參考依據。

#### 1.3 計畫預期目標

本研究之預期目標包括：

1. 提供未來竹構造薄殼設計之重要參考：由大跨距竹薄殼建築案例分析、結構構成方式到整體結構分析與細部接合分析。
2. 提出研究接合勁度與強度值之評估方法：目前對於竹構造接合之系統性研究相對匱乏。此評估方法除可成為構造設計者之設計參考外，也可成為未來相關接合實體試驗之前導研究。
3. 提供敏感度與安全係數之建議：竹管屬天然材料，本研究將研提其相關構件之勁度與強度的不確定性的因應之道。
4. 研擬整體結構分析之建議流程：大跨距竹構造薄殼經整體結構分析，以本研究成果為基礎進行標準化。使未來相關結構設計，能更快速，便捷與安全。

## 第二章 研究方法與流程

### 2.1 研究採用之方法

本研究透過下列方式進行：

1. 「案例蒐集與分類」—蒐集並分類世界具有代表性之大跨距竹構造薄殼案例，並針對其跨距，幾何造型與接合形式等進行分類。
2. 「接合勁度與強度簡易評估」—蒐集既有竹構造接合研究資料，並參考國內外木構造或相關規範，對竹構造接合之勁度與強度提出簡易之評估方法。
3. 「重要接合有限元模擬」—選擇重要之竹接合形式及相關數據，建立有限元素模型以校正上述之評估方法。
4. 「重點參考案例之整體結構分析」—挑選三個重點大跨距竹薄殼案例，進行完整之結構分析，評估其材料利用率與接合適用性。
5. 「敏感度分析」—利用敏感度分析原理，研究大跨距竹薄殼整體結構對接合及竹管之勁度與強度之不確定性的影響。

### 2.2 研究採用方法之原因

本研究所採用方法之背景與原因如下：

1. 「案例蒐集與分類」—能快速地界定研究的範疇，並吸取過往他人之成功或失敗經驗。
2. 「接合勁度與強度簡易評估」—竹構造之接合在一定程度上與木構造有相似性，因此可以適當地參考相關規範內容對竹構造的接合做出對應之計算與評估。透過下一階段的有限元模擬，可以進一步對本簡易評估進行校正。經過校正的簡易評估方法，在實際設計中會有相當高的應用價值。
3. 「重要接合有限元模擬」—竹管特殊的中空構造與和與其對應的特殊接合方式，例如綁紮等，有其對應的特殊破壞行為，這是與其它構造形式存在較大差異的地方，因此也較難類推其力學性質。透過有限元素模擬，我們可以在簡易評估方法外，建立一個雖然成本較高更但是更為精確的評估方法，以檢驗簡易評估方法。
4. 「重點參考案例之整體結構分析」—用以驗證所有累積之知識與技術是否足以完成竹薄殼之結構設計，並驗證評估方法之實用性。

5. 「敏感度分析」—不同於鋼構與鋼筋混凝土構造，竹木構造接合部的勁度對於整體結構體的穩定性存在重要影響，這對於習慣鋼構與鋼筋混凝土構造的台灣結構設計人員是相對陌生且經常被忽略的結構特性，在台灣的木構造規範也沒有提及對接合部勁度的相關考量。此外，除了桿件挫屈外，薄殼結構又存在曲面挫屈的穩定性風險，因此關於穩定性的敏感度分析甚為重要。

### 2.3 研究步驟

本研究之流程與步驟如圖 2.1 所示

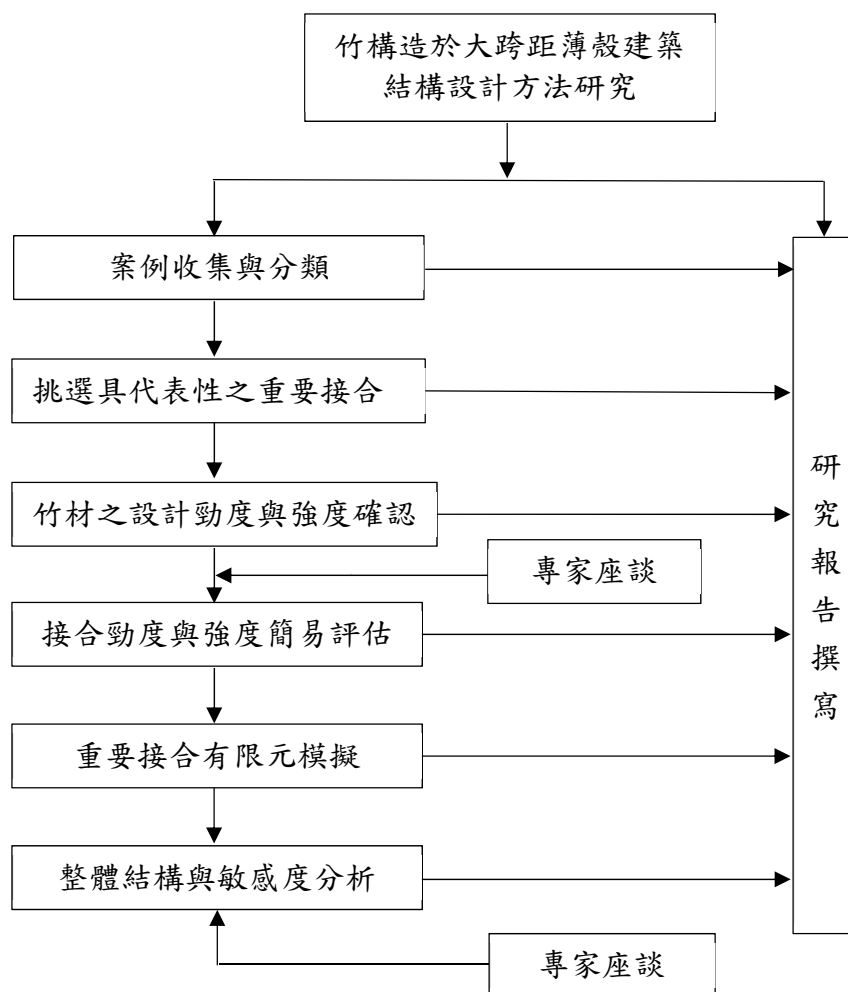


圖 2.1 研究流程圖

## 第三章 文獻回顧

### 3.1 竹構造之相關論文

#### 3.1.1 竹材之楊氏模數與強度

1. 杜怡萱(2021)，竹構造建築物設計技術研究資料蒐集分析報告 [1]

此研究彙整國內外相關的文獻與設計規範，研擬合適臺灣的竹構造設計規範草案，希望提供設計者有一套設計準則可以依循，同時也能促進本土竹材在建築上的應用。

2. 林家荷(2015)，竹材應用於薄膜式完全張力體之研究 [2]

此研究透過實驗操作及參數模擬作為研究方法，藉此交互驗證，並在試驗中求得桂竹的楊氏模數與平行纖維抗壓強度。

3. 馬子斌(1964)，臺灣產主要竹材之物理性質及力學性質 [3]

此研究針對桂竹、麻竹、刺竹、長枝竹及孟宗竹等五種臺灣常見竹種進行材料試驗，探討其物理性質(含水率、收縮率、比重)與力學性質(平行纖維抗壓試驗、垂直纖維抗壓試驗、平行纖維抗剪試驗、平行纖維抗拉試驗、平行纖維抗彎試驗)，並進行比較。

4. 游家誠(2009)，古蹟歷史建築修復施作過程竹材保護棚架系統之研擬與應用 [4]

該研究首先對國內竹棚常用竹材孟宗竹進行各種試驗，包括平行纖維抗壓試驗、垂直纖維抗壓試驗、平行纖維抗剪試驗、平行纖維抗拉試驗、竹材構件在橫向力作用下之行為探討(平行纖維抗彎試驗)、竹材構件在軸壓力作用下之行為探討(挫屈強度試驗)，藉此求得孟宗竹的楊氏模數與各強度試驗值。



### 3.1.2 接合之勁度與強度

1. 杜怡萱(2019)，竹構接頭設計委託試驗期末報告 [5]

此報告整理國內外接合相關之文獻，並依接合方式及部位進行分類。接合強度在國內無相關規範，若需要設計值則須先進行試驗獲得試驗資料，故此研究將文獻中的試驗依照前面提出的分類方式進行區分，歸納其結果，最後再委託大藏聯合建築師事務所進行接合試驗。

2. 杜怡萱(2021)，竹構造建築物設計技術研究資料蒐集分析報告 [1]

此研究彙整國內外相關的文獻與設計規範，研擬合適的竹構造設計規範草案，希望提供設計者有一套設計準則可以依循，同時也能促進本土竹材在建築上的應用。

3. 游家誠(2009)，古蹟歷史建築修復施作過程竹材保護棚架系統之研擬與應用 [4]

此研究有針對竹棚架中的接合進行試驗，包括旋轉勁度試驗及接合滑移試驗，試驗資料非常齊全，亦提供試驗破壞之描述以及載重與位移關係曲線。

4. Christopher Davies(2008), Bamboo Connections. [6]

此研究將接合區分為傳統工法及新式工法，並且對四種不同的垂直橫接進行抗拉、抗彎及抗剪試驗，接合方式包括了竹梢接合、木節點版接合、灌注混凝土之接合以及使用鐵製內套管之接合。

5. Munir Vahanvati (2015), The Challenge of Connecting Bamboo, Proceedings of the 10th World Bamboo Congress, Korea . [7]

此研究將接合進行分類，再介紹一種可由使用者自行設計之接合，此種接合可以用於搭建中小型建物，但接合之強度及勁度並未進行力學試驗，故無從得知。

## 3.2 竹構造相關設計規範

### 3.2.1 竹材之楊氏模數與強度

1. 中國工程建設協會標準(2016)，圓竹結構建築技術規程 [8]

此規範對於缺乏相關試驗數據的竹材(無說明特定竹種)，提供設計指標供設計者使用(見表 6.1)，包含自重、楊氏模數、波松比、平行纖維抗拉強度、平行纖維抗壓強度、平行纖維抗剪強度、垂直纖維抗剪強度，再將這些設計指標藉由規範所述轉換為設計值。

2. AF&PA/ASCE 16-95(1996), Standard for Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Engineered Wood Construction [9]

此為美國木構造建築物設計規範，適用於木構造結構、木集成材，提供各構材設計計算公式，並採極限強度設計法作為設計方法。因竹材與木材皆為天然材料，在設計上有諸多相似處，對於竹構設計頗具參考價值。

3. ISO 12122-1:2014, Timber structures — Determination of characteristic values — Part 1: Basic requirements [10]

針對木構造之木材強度與楊氏模數，以統計學上的方法決定接合之勁度與強度特徵值，並提供計算範例。

4. ISO 22156:2021, Bamboo structures — Bamboo culms — Structural design [11]

針對圓竹結構提供設計方法，內容涵蓋竹結構的力學行為、使用性與耐久性要求。

5. ISO 22157:2019 Bamboo structures — Determination of physical and mechanical properties of bamboo culms — Test methods [12]

此文件規定圓竹的試驗程序與要求，並提供評估竹材物理性質(含水率、密度、質量)及各項強度(平行纖維抗壓強度、平行纖維抗拉強度、平行纖維抗彎強度、平行纖維抗剪強度、垂直纖維抗拉強度、垂直纖維抗彎強度)的試驗方法。

6. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2017), Norma Técnica E.100 para el uso de Bambú [13]

此為秘魯竹構造設計規範，設計方法採用的是容許應力法，內容包含竹材各項強度的計算。

### 3.2.2 接合之勁度與強度

1. 中國工程建設協會標準(2016)，圓竹結構建築技術規程[8]

提供圓竹與基礎接合之規定，以及圓竹之間或圓竹與牆等等之接合相關規定，包括在不同接合情況下須做的力學驗算，以及使用的承載力公式。此規範亦規定在同一接合中若有多種不同接合方式，應只對一種接合方式提供力的傳遞；此外規範也建議所有接合應優先考量螺栓接合。

2. ISO 12122-1(2014), Timber structures — Determination of characteristic values — Part 1: Basic requirements [10]

本規範針對木構造接合之勁度及強度等之特徵值，給出統計學上之計算方法。

3. ISO 22156(2021), Bamboo structures — Bamboo culms — Structural design [11]

本規範針對圓竹結構之接合提供了對應於容許應力法與極限設計法之相關設計參數，但是本規範只針對插梢接合提供了強度計算式，對於其他結合方式皆為原則指引，需要搭配實驗或其他規範來決定設計強度。

4. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2017), Norma Técnica E.100 para el uso de Bambú [13]

此為秘魯竹構造設計規範，設計方法採用的是容許應力法，對多種接合方式均有詳細規定，並且針對軸向續接、正交橫接以及斜交橫接提供須使用的材料尺寸、比例，以及接合所能提供的應力強度。

## 第四章 專家小組會議

### 4.1 第一次專家小組會議

第一次專家諮詢會議(視訊會議)

時間：111年5月30日，上午10:00

出席人：甘銘源建築師、施忠賢技師、富田匡俊技師、陳冠帆技師、蔡孟廷教授

主持人：呂良正教授

報告人：呂良正教授、李建敏博士

紀錄人：李權恩、張智傑

#### 4.1.1 報告內容簡述

1. 計畫簡介及說明目前所面臨的挑戰，包含竹材之設計強度與勁度缺少統一且完整之定義、竹構造之接合設計缺少規範。
2. 過往文獻中有關竹材楊氏模數與強度之建議值整理與分析。
3. 簡述常見設計流程與方法，及如何將實驗數據轉換到特徵值再到設計值，並將其應用到現有的試驗數據中。
4. 介紹常見之竹構接何形式與補強方式並針對實驗數據進行分析，提出合理的接合強度與勁度建議值，並探討如何在有限元素分析軟體中進行設定。

#### 4.1.2 專家意見

甘銘源建築師：

1. 竹子因尺寸、形狀、厚度不一的特色，過往都被視為難以設計的材料，除非經過加工積層成材。但除此之外，如何利用自然變化的特性，運用於薄殼系統，將原本是缺點的圓形斷面，反倒較木材矩形斷面更易加工施作於型抗結構的薄殼系統。

### 施忠賢技師：

1. 執行團隊已蒐集整理竹構相關文獻、法規，目前所提架構完整、內容豐碩，非常用心，值得肯定，期待期末成果報告書可作為業界進行竹構結構分析設計實用手冊。
2. 簡報第 11 頁，竹材設計值針對 ASD 及 LRFD 兩種設計方法之比較表，內容非常實用，但不同設計法之強度以相同符號 $f_m$ 、 $f_c$ 、 $f_t$ 及 $f_v$ 來表示，較易混淆，建議可考慮採用不同符號或上下標來區別，或採用同樣強度值，再乘不同係數，以免誤用。

### 富田匡俊技師：

1. 竹材的強度因環境而異，所以建議表示清楚竹子材料試驗的試驗條件（試驗方法、試驗片尺寸、跟 CNS 試驗的關係、含水量等）。
2. 竹質構造的潛變量比較大。存在長期變位變化之外，材料強度也跟著時間會變化，因此在從實驗值假設設計值時必須要小心。
3. 竹子不一定只依竹種來分類（孟宗竹、桂竹等），例如如果按強度分類的話，應該材料誤差會更小（例如杉木有 E65、E75、E85 等。）
4. 由於實際竹子在長度方向的直徑和厚度不同，因此最好了解分析上的設定及分析結果的影響。
5. 彈簧條件因接合方法而異。因此，也許可以提議僅通過綁著接合的使用限制。

### 陳冠帆技師：

1. 若能藉由實驗明確定義出一個 E 值的區間，並且可提出不同竹種之建議 E 值即能幫助結構設計者在材料參數上之錨定。
2. 若能藉由實驗明確定義出一個 F 值(基準強度)的區間，並且可提出不同竹種之建議 F 值即能幫助結構設計者在強度參數上之錨定。舉例：日本木構法規有 F(基準強度)，長期容許耐力即為  $1/3$ \*基準強度，短期容許耐力即為  $2/3$ \*基準強度。
3. 竹材各種變異性如何考慮： 斷面不均、竹節與竹管、根部與端部 諸多相異性應如何因應?(目前實務上是視為平均斷面或稍小斷面的均質等向性來考慮)
4. 接頭之考慮於施工上的處理作法各異，如何能掌握住該類型施工接頭的力學特性才是對實務設計有所協助，故因先列出常用接頭的原型，並針對該構造予以進行實驗確定彈簧的數值以利設計。

5. 接合部之模擬如能提出一個詳細且完整之建議會是有利於實務設計之操作。

**蔡孟廷教授：**

1. 本計畫整體研究目標明確，現階段對於文獻及既有研究之成果蒐集完整，未來成果預期對於國內竹構造產業有很大的幫助。
2. 文獻中蒐集的各國實驗數值對於材料性質的初步了解極有助益，建議在可行的範圍內將各國材料在試驗時的基礎條件，如含水率、密度、取用的竹齡等填上，有助於建立未來國內的竹材資料庫。
3. 竹構材之接合形式的分類明確，建議在可行範圍內補充不同接合形式的可能破壞模式，在後續的數值模擬上亦可作為分析時破壞行為的參考依據。
4. 未來將針對不同結構系統及接合模式之數值模擬及應用，可明確定義分析時之組合載重及分析方法: ASD/LRFD，可供國內建築師/技師在設計時之重要參考依據。

**4.1.3 結論**

1. 提及竹材試驗時，會盡可能標明試驗條件（試驗方法、試體尺寸、含水率、破壞模式等）。
2. 針對不同結構系統及接合模式進行數值模擬時，將明確定義所採用的載重組合及分析方法。

## 4.2 第二次專家小組會議

第二次專家諮詢會議(視訊會議)

時間：111 年 10 月 28 日，上午 09：30

出席人：甘銘源建築師、施忠賢技師、富田匡俊技師、陳冠帆技師、蔡孟廷教授

主持人：呂良正教授

報告人：呂良正教授、李建敏博士

紀錄人：李權恩、張智傑

### 4.2.1 報告內容簡述

1. 針對竹管的螺栓接合強度以竹構造規範(ISO 22156:2021)及木構造規範(歐洲 EN 1995-1-1:2004、台灣木構造建築物設計及施工技術規範)進行試算，分別討論螺栓接合在單、雙剪的受力下，受力方向與纖維平行及垂直的接合強度，並與大藏的試驗結果比較。
2. 簡述不同規範間的差異，並提出台灣木構造建築物設計及施工技術規範在螺栓單剪接合強度的計算式中有誤。
3. 介紹竹薄殼構造如何在有限元素分析軟體中設定，並進行敏感度分析。
4. 竹薄殼案例分析介紹。

### 4.2.2 專家意見

**甘銘源建築師：**

1. 不同竹桿網格交疊之接合因數量龐大，其施作方式將大幅影響結構性能及建造成本，建議本案可針對層間接合方式，明確指認性能要求，將有利後續應用。

**施忠賢技師：**

1. 本研究成果豐碩，具實務應用價值，建議可在研擬相關範例，以利技師參考引用。
2. 簡報 p22，短期與長期對應之接合容許設計強度誤植，請再修正。
3. 接合之模擬相當精細，建議可能的話另有簡略模擬方法，以利一般技師實務應用。

**富田匡俊技師：**

1. 因為綁紮的實際施工與彈簧常數之間的關係很難設定，所以我贊成基於螺栓連接的方式來整理本次研究。
2. 參考現行日本【木質構造設計規準・同解説】(如附件檔案 1)，我也認同台灣【木構造建築物設計及施工技術規範】的單面剪斷螺栓的係數 C 值計算公式有誤植。我認同先採用現行日本規範的公式來估算的方式。
3. 本案竹構應該會有屋頂覆蓋材，所以應該要設定清楚設計條件(包含材質及屋頂覆蓋材的重量)。
4. 木材的強度因含水量而異。此外，建議考慮劣化和潛變(當長時間施加载荷時，最終潛變變形據說是氣乾條件下初始變形的兩倍、潮濕條件下會三倍)。附件檔案 2(日本構造設計一級建築士講習課本)有說明，日本規範規定的背景。請你們參考用。

**陳冠帆技師：**

1. 相當具有完整架構的研究與成果，對於後續之竹結構探索有相當程度的助益。個人非常肯定。
2. 接頭強度的試驗應採多樣性的取樣與探索，且應該針對破壞行為及接頭破壞路徑予以一定程度的檢討。
3. 設計的安全值不是越保守越好，我們應該要訂出合理性，目前數值差異性頗大應該逐一檢視正確與否，再訂出適合之方式。
4. 接頭設計之用意在於強度大於桿件設計，使破壞位置不在接頭而在桿件，可以利用「桿件+接頭」個別的破壞值，得出這樣竹構的極限值，建議能找出多個態樣讓設計者可以作為設計參考使用，若有需要我會樂意協助！



**蔡孟廷教授：**

1. 本研究資料蒐集完整，研究方法合理，研究成果反映預定研究目標且成果豐碩。其中，網格薄殼竹構造系統之數值分析可做為未來結構技師設計上之重要參考依據。
2. 本研究引用之標準及規範眾多，建議在各計算數值上標註使引用何種規範，以利讀者參考比較。
3. 簡報 p22 中長期容許應力與短期容許應力之數值應為誤植(一般短期容許應力應較大)。另外，本頁中之 ISO 接合部強度與計算出的短/長期容許應力差異甚大，由於計算容許應力的過程中會有若干調整係數，建議將本研究中考量的調整係數詳列，以供讀者在進行後續不同設計條件時之參考依據。

**4.2.3 結論**

1. 目前根據規範計算出的設計值與真實值差距過大，若可以將竹構接合試驗完善，可以探討含水率對竹材強度之影響，也可以根據試驗獲得較為合理之強度公式，對研究會有非常大的幫助。
2. 未來可增加更多相關案例，並且提出更加簡略之分析方式，以方便讀者使用。

## 第五章 竹構造案例

此節列出國內外之竹構造案例，其中包括單層殼、雙層殼、脊拱和橋梁等不同形式之竹構造。

### 5.1 國外案例

#### 5.1.1 國際學校竹體育館(泰國清邁)

名稱：Panyaden International School 國際學校竹體育館		
地點：泰國清邁	竣工時間：2017 年	屬性：永久性建物
尺寸：長 36m×寬 25m×高 12.3m	材質：竹管	
說明： <p>校方希望除了具備體育館的功能外，也能達到低碳建築要求，因此使用竹子做為材料。要搭建出大型建築的牆面和屋頂，在結構設計上是一大挑戰。負責設計的 Chiangmai Life Architects(CLA)，一直以來專注在竹材以及土造建築，為了這棟體育場開發出新的竹桁架，可使用的跨度超過 17 米，在現場組裝後透過起重機協助，立起整個結構，完成了這棟占地面積約 782 平方公尺的體育場。此竹構造的設計靈感來自於蓮花，屋頂形狀如花瓣般包覆著建物，自然地融入周遭環境。見圖 5.1 至圖 5.5。</p>		



圖 5.1 國際學校竹體育館(泰國清邁)之外觀一(取自 <https://forgemind.net/media/cla>)



圖 5.2 國際學校竹體育館(泰國清邁)之外觀二(取自 <https://forgemind.net/media/cla>)



圖 5.3 國際學校竹體育館(泰國清邁)之屋棚構造(取自 <https://forgemind.net/media/cla>)

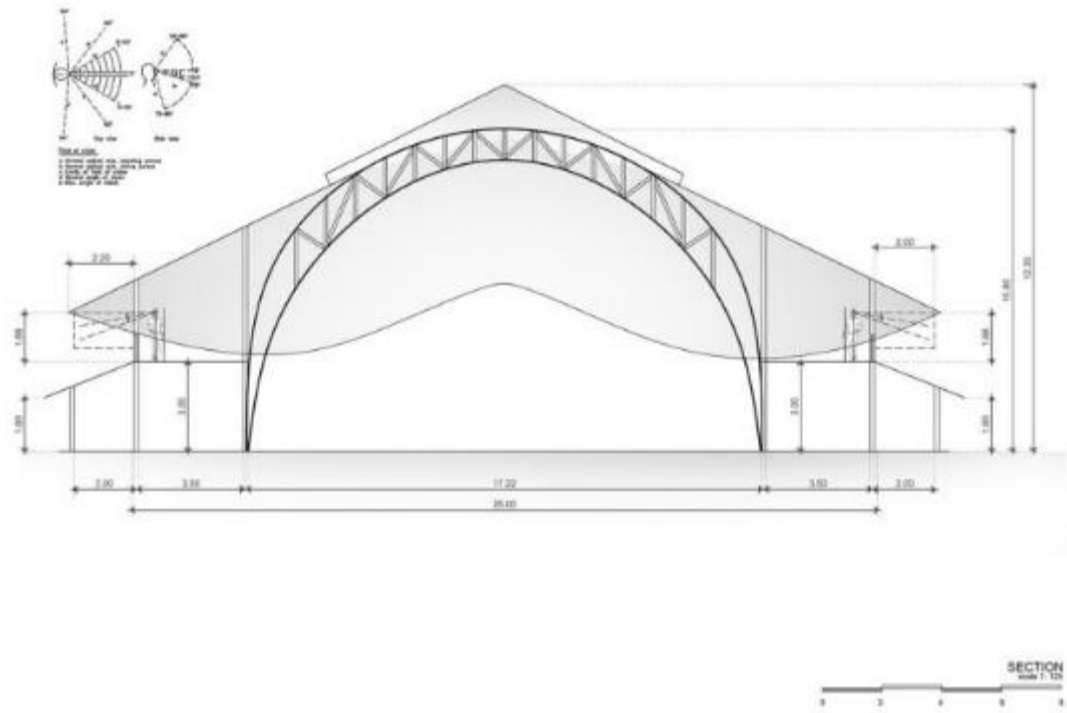


圖 5.4 國際學校竹體育館(泰國清邁)之側視圖(取自 <https://forgemind.net/media/cla>)

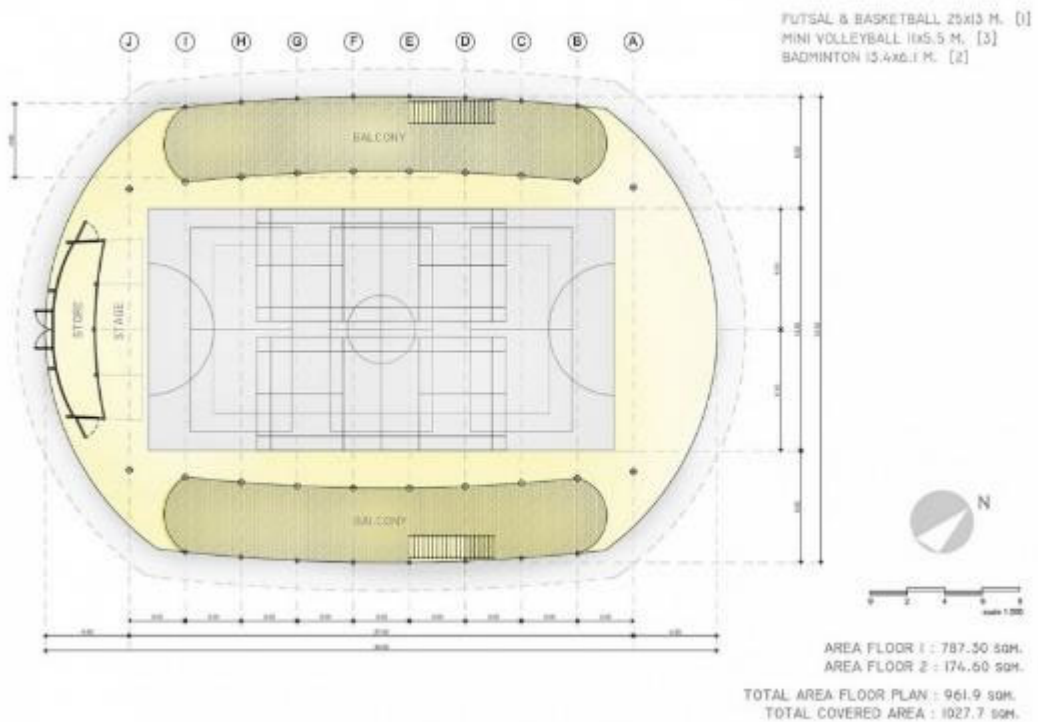


圖 5.5 國際學校竹體育館(泰國清邁)之俯視圖(取自 <https://forgemind.net/media/cla>)

### 5.1.2 Vedana 餐廳(越南寧平省)

名稱：Vedana 餐廳		
地點：越南寧平省	竣工時間：2020 年	屬性：永久性建物
尺寸：直徑 35.9m×高 16m	材質：竹管	
說明： 這是武重義建築師團隊設計的大型竹薄殼建築中最高的一個，屋頂外觀看似三個疊加的圓蓋，圓蓋間形成帶狀的採光與通風開口。其主要結構由 36 個以束集竹管預製而成之脊拱所組成，由位於地面的兩固接合出發，逐步向上開散並再次交匯。優美的結構設計自然創造出脊拱的結構梁深也完美對應到屋蓋間的開口。脊梁位於基礎的固接有利於結構靠近地面端的水平向穩定。屋面的水平圓環構造除了用來支撐屋面外也對屋頂部位的脊拱們形成整體圍束，面內並設置金屬斜拉桿以增進系統的整體勁度與穩定性。(見圖 5.6 至圖 5.10)		

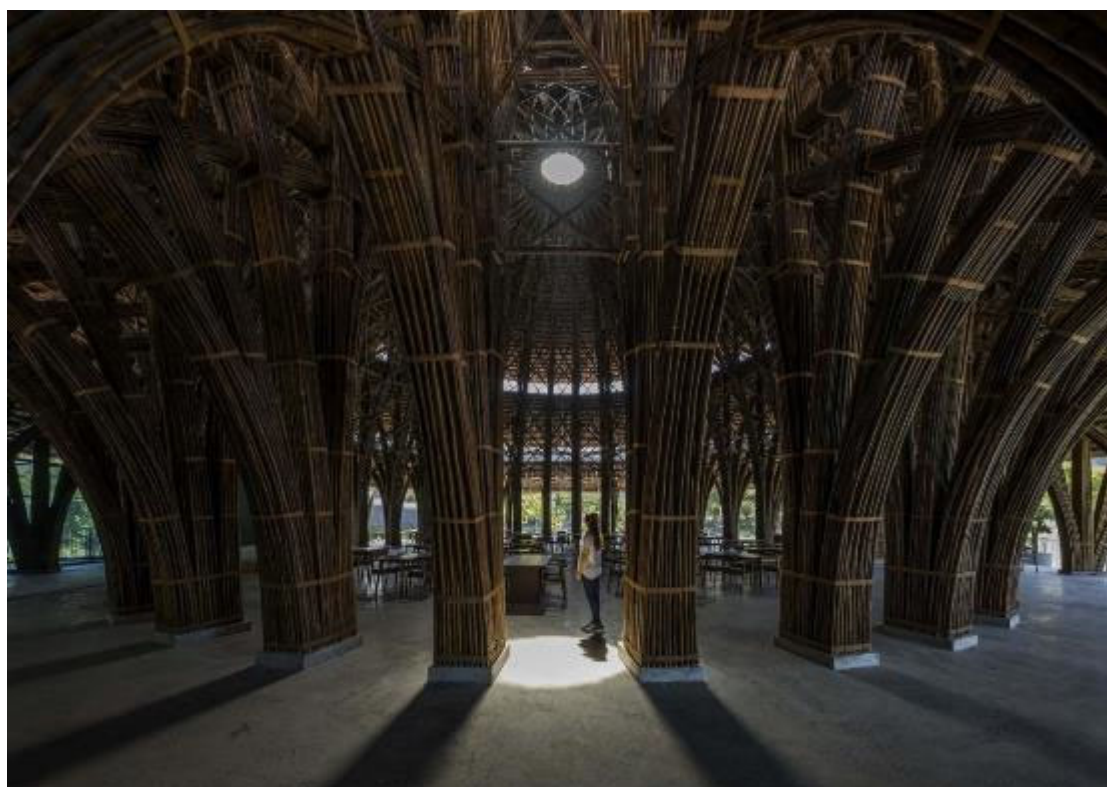


圖 5.6 Vedana 餐廳內之室內一隅 (取自 <https://vtnarchitects.net/en>)



圖 5.7 Vedana 餐廳之屋棚構造 (取自 <https://vtnarchitects.net/en>)

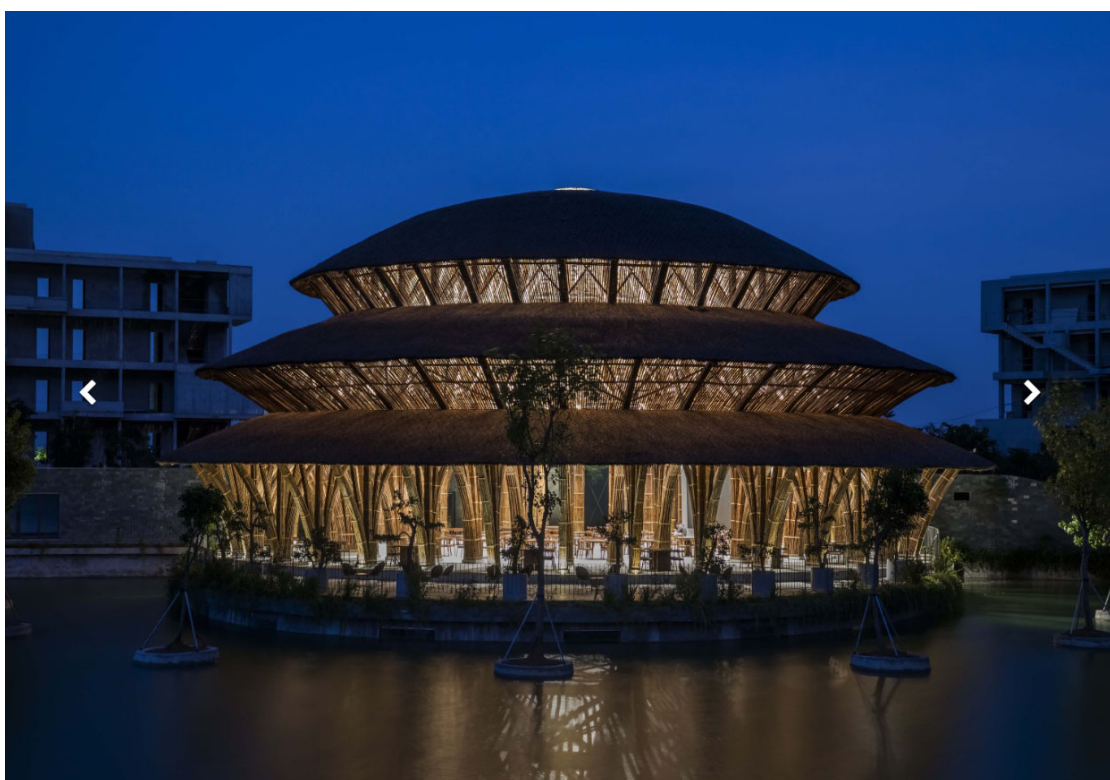
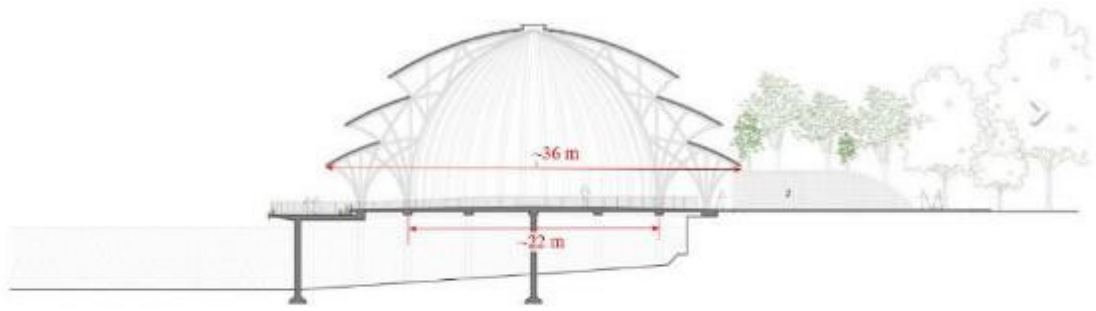


圖 5.8 Vedana 餐廳之外觀 (取自 <https://vtnarchitects.net/en>)



Section  
1. Restaurant

2. Service



圖 5.9 Vedana 餐廳之剖面一(取自 <https://vtnarchitects.net/en>)

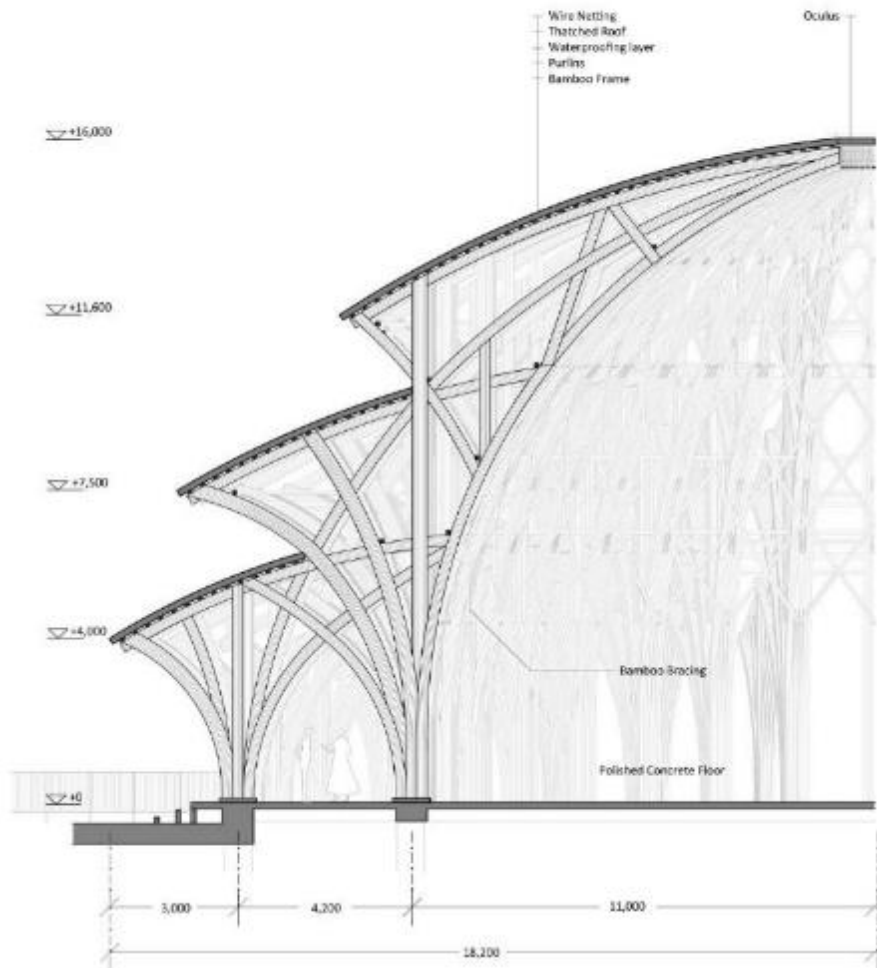


圖 5.10 Vedana 餐廳之剖面二(取自 <https://vtnarchitects.net/en>)

### 5.1.3 森村社區中心(越南胡志明市)

名稱：森村社區中心		
地點：越南胡志明市	竣工時間：2015 年	屬性：永久性建物
尺寸：直徑 30.6m×高 13.7m	材質：竹管	
說明： 此設計由武重義建築師團隊設計，主要結構由 28 個預製脊拱所組成，以穹頂中心為圓心成軸向對稱的單鉸拱系統。地面除了束集竹管製成的脊拱外，其餘盡是開口，因此脊梁位於基礎的固接有利於結構靠近地面端的水平向穩定。束集竹管形成的水平圓環除了作為支撐屋面的檁條外也對屋頂部位的脊拱們形成整體圍束。屋面面內設置金屬斜拉桿以增進此系統的整體勁度與穩定性。(見圖 5.11 至圖 5.14)		

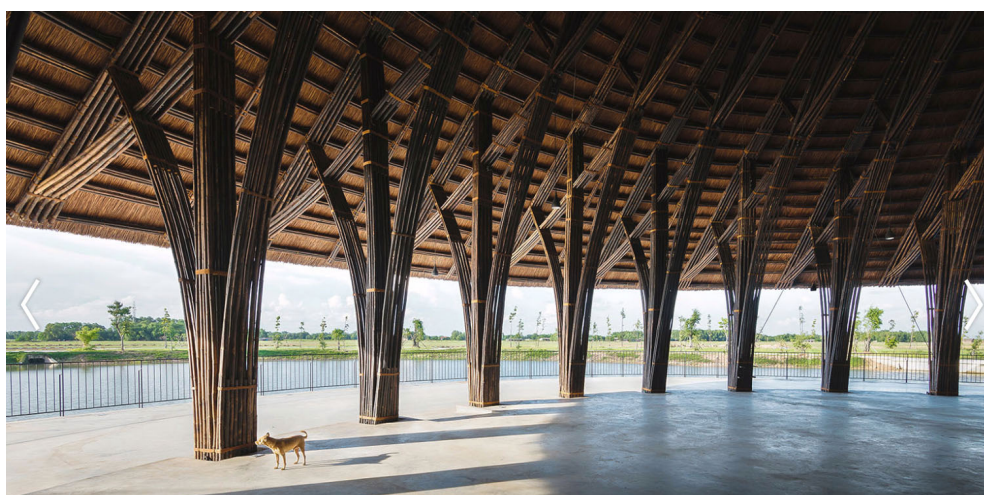


圖 5.11 森村社區中心之室內一隅(取自 <https://www.archdaily.com/775317/sen-village-community-center-vo-trong-nghia-architects>)



圖 5.12 森村社區中心之屋棚構造 (取自 <https://forgemind.net/media/>)





圖 5.13 森村社區中心的外觀 (取自 <https://forgemind.net/media/>)

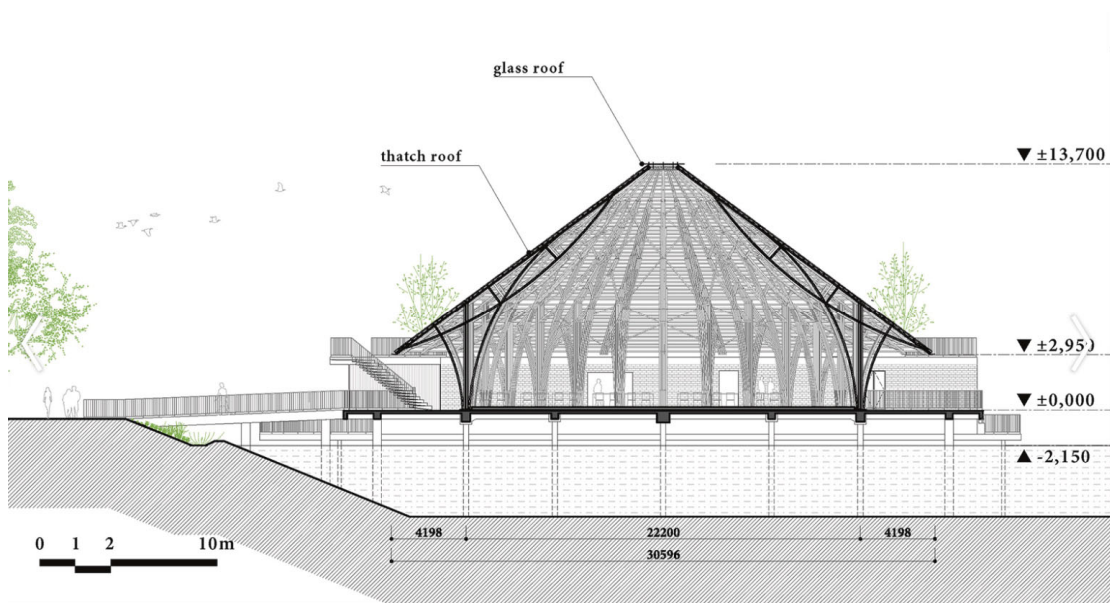


圖 5.14 森村社區中心之剖面圖(取自 <https://www.archdaily.com/775317/sen-village-community-center-vo-trong-nghia-architects>)

#### 5.1.4 風水吧(越南平陽)

名稱：風水之屋		
地點：越南平陽	竣工時間：2018 年	屬性：永久性建物
尺寸：跨度 15m×高 9.5m	材質：竹管	
說明： 此設計由武重義建築師團隊設計，主要結構由 48 個預製脊拱所組成，它們匯集於穹頂中央形成一自然開口，見圖 5.15。搭配水平向的數個圓環結構，對脊拱們形成整體圍束。位於基礎的竹管直接綁紮固定於 T 型鐵管基樁上，穹頂面內穿插竹管斜拉桿，增進了系統的整體勁度與穩定性，見圖 5.16、圖 5.17。		



圖 5.15 風水之屋的屋頂構造 (取自 <https://vtnarchitects.net/en>)



圖 5.16 風水之屋的外觀 (取自 <https://vtnarchitects.net/en>)

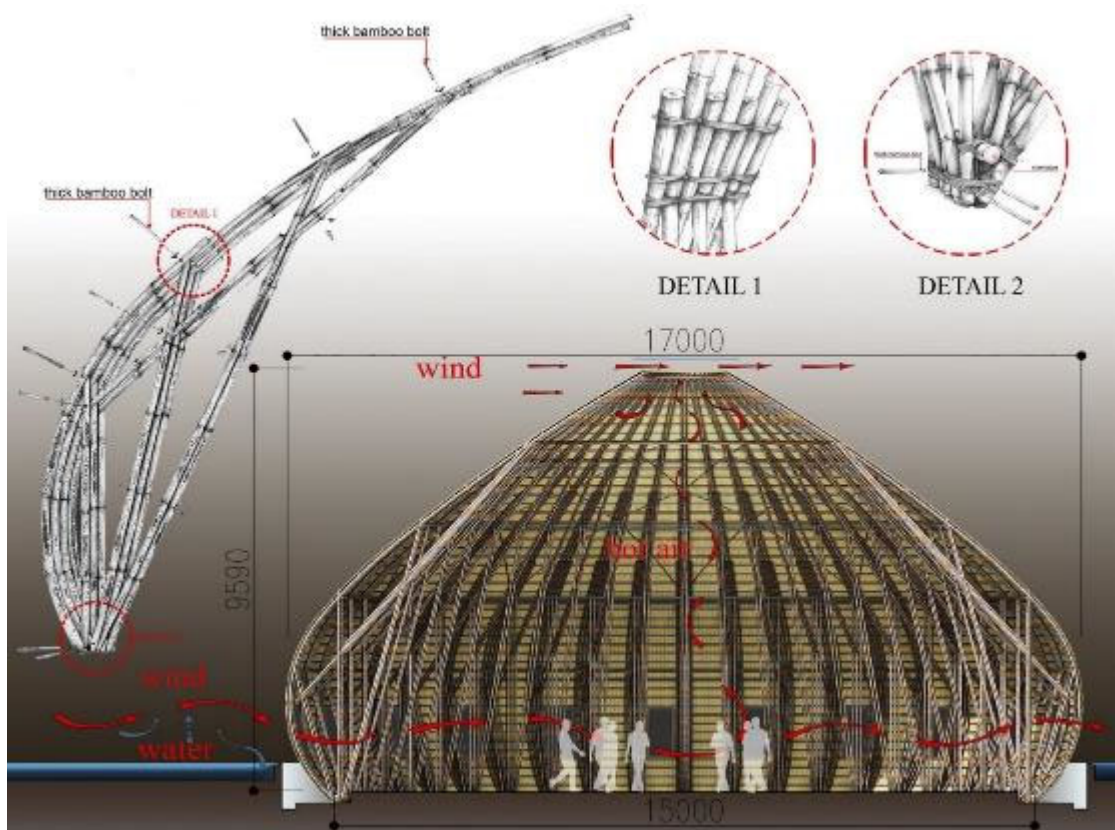


圖 5.17 風水之屋的剖面與細部 (取自 <https://vtnarchitects.net/en>)

### 5.1.5 零碳竹棚(中國香港)

名稱：零碳竹棚 (ZCB Bamboo Pavilion)		
地點：中國香港	竣工時間：2015 年	屬性：臨時建物
尺寸：高 12.3 m，最大跨度 37 m	材質：竹管	
說明： <p>此設計源自於中大建築學院舉辦的設計研討會，由學生參與並提出概念方案，再由研究團隊、結構工程師共同開發搭建。</p> <p>它的幾何形狀複雜，每根竹管的尺寸、結構性質都不盡相同，加上傳統竹棚都是在沒有詳細設計的情況下，利用專業直覺建造而成，種種因素都成了設計上的一大挑戰。就此，研發團隊結合了數位化設計系統和自然資源的方法來。此空間未來可作為展覽、表演及活動的場地，見圖 5.18 至圖 5.20。</p>		



圖 5.18 零碳竹棚之外觀 (Crolla 2017)

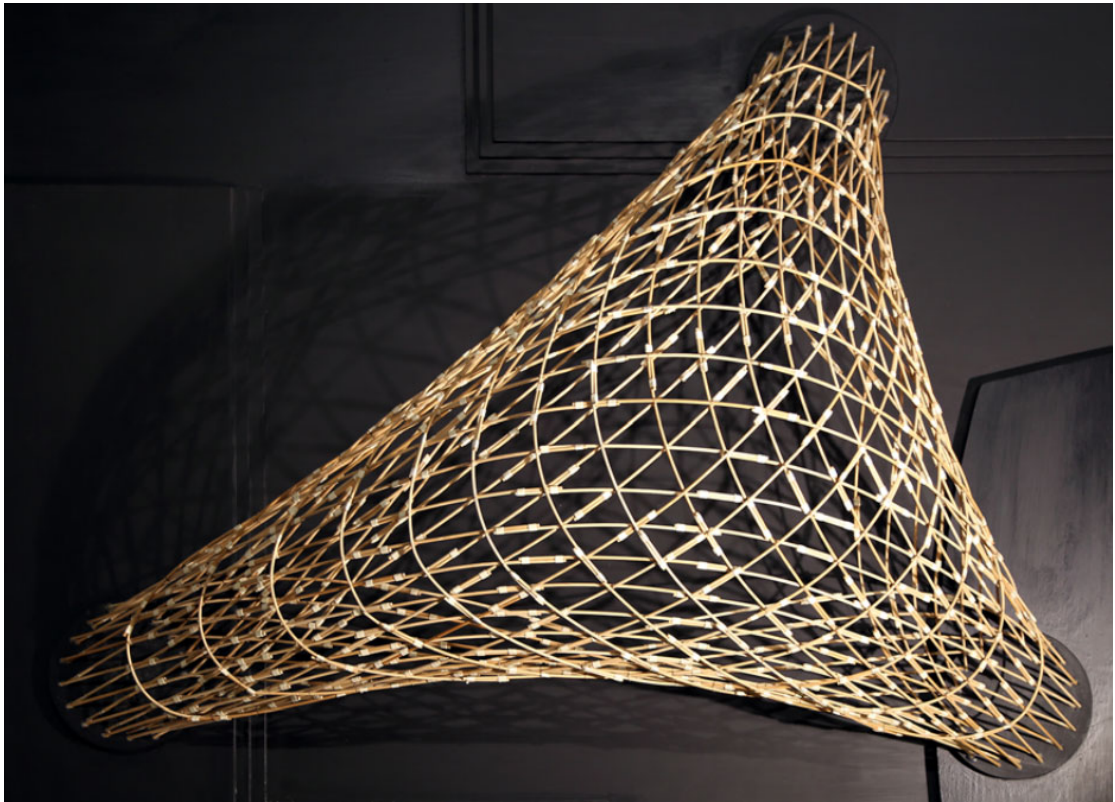


圖 5.19 零碳竹棚 1/20 的測試模型 (Crolla 2017)



圖 5.20 施工中的零碳竹棚(取自 <https://www.archdaily.com/800173>)

### 5.1.6 Guadua Jenny Garzón Bridge(哥倫比亞波哥大)

名稱：Guadua Jenny Garzón Bridge(Guadua Bridge)		
地點：哥倫比亞波哥大	竣工時間：2003 年	屬性：永久性建物
尺寸：長 45 米，寬 3 米	材質：瓜多瓦竹管	
說明： 此座跨度長達 45 米的人行陸橋為 Simón Vélez 所設計，結構裝配則是由 Marcelo Villegas 負責，該橋是由城市發展機構 Bambú de Colombia S.A 與國家培訓學院 SENA 所合作興建的。哥倫比亞地方政府透過與民間學術機構展開研究與試驗，藉此提供新技術，使每座橋梁都能因應當地的地質特性、地形條件、風俗民情而有最合適的設計，見圖 5.21、圖 5.22。		



圖 5.21 Guadua Jenny Garzón Bridge 之外觀 (取自 <http://www.ideassonline.org/public/pdf/PuentesBambuColombia-ENG.pdf>)



圖 5.22 Guadua Jenny Garzón Bridge 之內部結構與橋面 (取自 <https://arquitecturayempresa.es/noticia/un-cambio-pionero-sostenible-para-el-urbanismo-capitalino-puente-jenny-garzon>)

### 5.1.7 Cucutá Bridge, Jörg Stamm (哥倫比亞庫庫塔)

名稱：Cucutá Bridge, Jörg Stamm		
地點：哥倫比亞庫庫塔	竣工時間：2008 年	屬性：永久性建物
尺寸：長 31 米	材質：瓜多瓦竹管	
說明： 此橋為住在哥倫比亞的德國建築師 Jörg Stamm 所設計，它利用瓜多瓦竹在構建幾何形狀方面的靈活性打造優美曲線，融入當地自然美景中，見圖 5.23、圖 5.24。該橋梁跨距達 31 米，重達 130 噸，是由超過 600 根直徑 10 到 14 公分的瓜多瓦竹所搭建而成，此竹構造物的興建促進了瓜多瓦竹在哥倫比亞公共建設上的應用。		



圖 5.23 Cucutá Bridge, Jörg Stamm 之竹結構系統 (Carmioli-Umaña 2016)



圖 5.24 Cucutá Bridge, Jörg Stamm 之外觀 (Carmioli-Umaña 2016)



## 5.2 國內案例

### 5.2.1 共生-地景構造物(嘉義)

名稱：共生		
地點：臺灣嘉義竹崎車站	竣工時間：2021 年	屬性：臨時建物
尺寸：長 6.4m×寬 4.1m×高 2.95m	材質：竹管	
說明： 此作品出現於林務局與台灣竹會合作辦理的「2021 構竹林鐵新銳展」，由彭文苑建築師所設計打造，希望透過竹材打造出與當地文化、地景相呼應的地景構造物。 作品坐落於鐵路動線節點，透過竹林的線性，軌道的移動性，象徵林業鐵路過去的歷史軌跡與未來的交匯，同時創造飛起揚起意象，意寓著新舊交織共榮，見圖 5.25、圖 5.26。		



圖 5.25 共生-地景構造物之屋棚構造(取自 <https://www.mysaiology.com/craftsman-news/article/taiwan-bamboo-architecture>)



圖 5.26 共生-地景構造物之外觀與設計圖 (取自 [https://greenmedia.today/article\\_detail.php?cid=54&mid=496](https://greenmedia.today/article_detail.php?cid=54&mid=496))

### 5.2.2 食在滿竹歇腳亭(台中)

名稱：台中花博食在滿竹歇腳亭		
地點：台中市外埔區	竣工時間：2018 年	屬性：永久性建物
尺寸：長 35m×寬 26m×高 6.3m	材質：竹管	
說明： 此作品為大藏聯合建築師事務所設計，並於 2018 台中花博期間作為販賣輕食餐點之建物。設計造型採用三座竹棚的結合，運用竹材有強韌縱向纖維的特性，將此建物設計為竹桁架的型式，屋頂採用透明浪板及杉木模板以提供遮陰；接合多為結合鋼鐵之特殊形式接合，可提供較高的強度及勁度，見圖 5.27、圖 5.28。		



圖 5.27 食在滿竹歇腳亭外觀(取自 <https://architdz.com/project/>)



圖 5.28 內部接合設計 (取自 <https://architdz.com/project/>)

### 5.2.3 桃米村竹棚(南投)

名稱：桃米村竹棚(B 棚)		
地點：南投縣埔里鎮	竣工時間：2019 年	屬性：永久性建物
尺寸：長 12.1m×寬 12m×高 4m	材質：竹管	
說明： 此作品為大藏聯合建築師事務所聯合悅山工訪的劉昭明設計，目的為提供到農田參訪的民眾有可以遮陰休憩之場所。利用南投在地竹材直徑 5-6 公分之孟宗竹，以桁架型式製作而成，造型的設計以台灣的原生種植物大葉馬兜鈴及歐曼的葉子設計而成，共建造了兩座竹棚分別為：夢蝶亭、蝶夢亭，見圖 5.29 至圖 5.32。		



圖 5.29 南投桃米村竹棚 B 棚外觀(取自 <https://architdz.com/project/>)

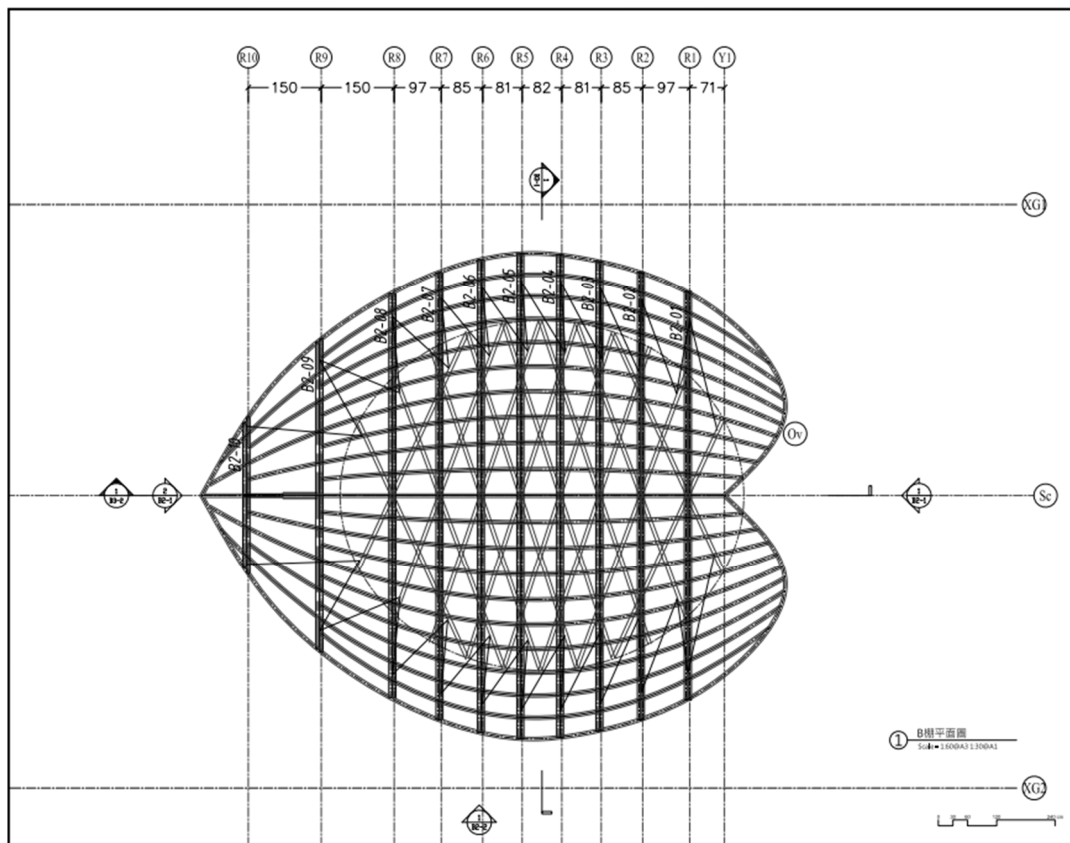


圖 5.30 南投桃米村竹棚 B 棚之平面圖(取自 <https://greenmedia.today/events/2020/bamboo-house/>)

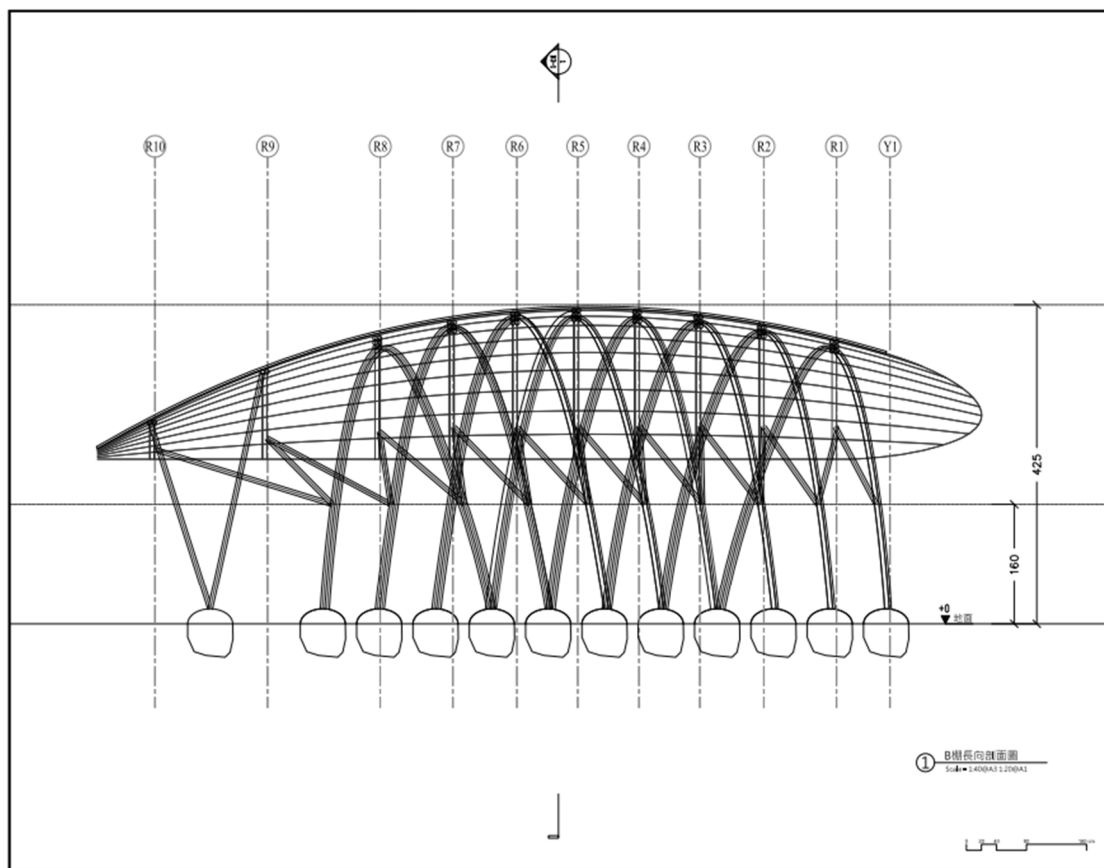


圖 5.31 南投桃米村竹棚 B 棚之長向立面圖(取自 <https://greenmedia.today/events/2020/bamboo-house/>)

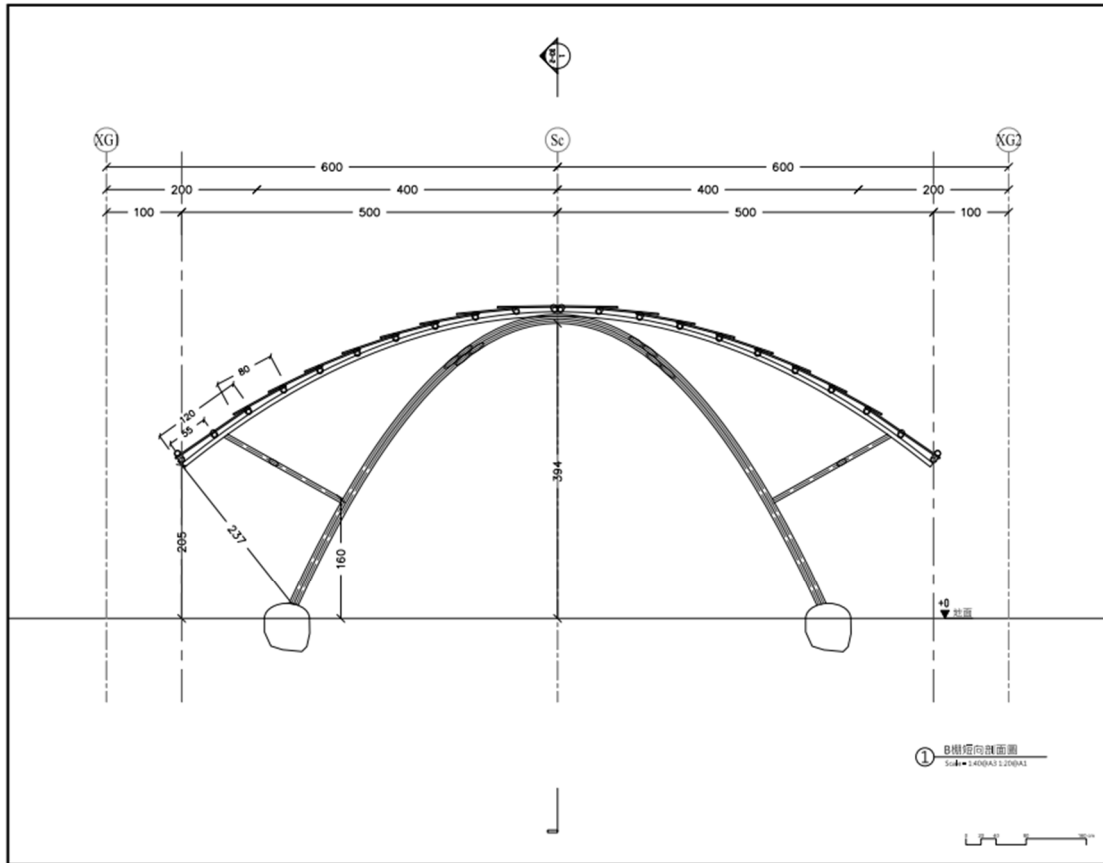


圖 5.32 南投桃米村竹棚 B 棚之短向立面圖(取自 <https://greenmedia.today/events/2020/bamboo-house/>)

#### 5.2.4 大地華德福(台中)

名稱：華德福大地實驗教育學校		
地點：台中市烏日區	竣工時間：2017 年	屬性：永久性建物
尺寸：直徑 16m×高 9m	材質：竹管	
說明： 此作品為大藏聯合建築師事務所設計，結構設計為原型結構事務所設計。此設計因設計用途，在法規上須具備防火條件，故在要用火及用水的空間採用 RC 建造。竹構設計包含了需搭配 RC 牆之半戶外之竹構多功能教室以及戶外竹棚，竹構的部分以桁架為主要工法，與 RC 柱墩的接合為特殊設計之接合，利用鋼纜纏繞竹管端部，使其受力時可產生圍束效果，避免竹管劈裂，見圖 5.33 至圖 5.35。		



圖 5.33 大地華德福外觀(取自 <https://architdz.com/project/>)

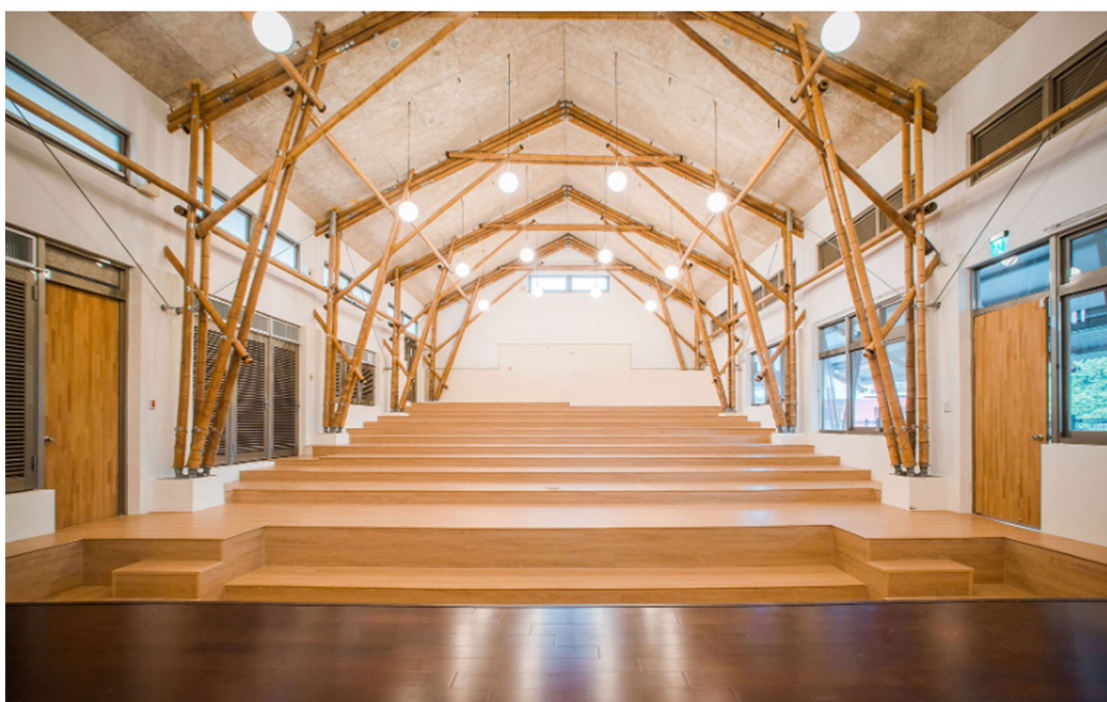


圖 5.34 大地華德福-竹構半戶外教室 (取自 <https://architdz.com/project/>)



圖 5.35 大地華德福-特殊端部接合 (取自 <https://architdz.com/project/>)





## 第六章 竹材楊氏模數與強度

定義材料的基本參數在結構設計中是最基本但也是最至關重要的，透過文獻的回顧與分析，整理其中的試驗數據，再由國內外相關設計規範所建議的方式計算，將試驗結果轉換至真實設計上可採用的設計值，希望藉此提供國內在竹構設計上取得竹材設計值的參考程序。

### 6.1 竹材楊氏模數與強度文獻建議值

參考國內外相關文獻的試驗數據與設計規範的建議值，將竹材的楊氏模數 $E$ 、平行纖維抗彎強度 $f_m$ 、平行纖維抗壓強度 $f_c$ 、垂直纖維抗壓強度 $f_{c90}$ 、平行纖維抗拉強度 $f_t$ 、平行纖維抗剪強度 $f_v$ 歸納整理於表 6.1。

表 6.1 竹材楊氏模數與強度

竹種	文獻	含水率 (%)	$E$ (GPa)	$f_m$ (MPa)	$f_c$ (MPa)	$f_{c90}$ (MPa)	$f_t$ (MPa)	$f_v$ (MPa)
孟宗竹	游家誠 (2009)	10~33	13	90	66	3.7	159	8.8
		各試驗含水率 (%)	10~13	13~24	13~21	16~33	10~13	14~23
	馬子斌 (1964)	16		12	65	17	165	13
桂竹	馬子斌 (1964)	17		31	64	22	128	7.8
	林家荷 (2015)	-	5.9		80			
通用	圓竹結構技術規程 (2016)	8~12	15		52		56	12
	秘魯竹構造 (2017)	-	9.5	5	13	1.3	16	1

在表 6.1 中，林家荷 2015[2]、馬子斌 1964[3]、游家誠 2009[4]之數值為試驗平均值，圓竹結構技術規程 2016[8]、秘魯竹構造 2017[13]之數值為特徵值。我們可以發現各參考文獻所提供的竹材楊氏模數與強度差異甚大，且秘魯竹構造 2017[13]所提供的各項建議值遠小於其他文獻，此外，馬子斌 1964[3]的平行纖維抗彎強度也有過小的可能性。因此，要如何從這些數據中決定足夠保守又不過於浪費的數值進行去進行參數設定是我們所面臨到的大難題。

## 6.2 試驗資料、特徵值、設計值

根據 ISO 12122-1:2014[10]，在進行竹材力學性質設定時，並非直接採用試驗結果，而是根據不同結構特性，如表 6.2 所示，計算其特徵平均值或特徵第五百分位數(詳 6.3 節)，再依不同設計方法修正得到設計值(詳 6.4 節)。

表 6.2 結構特性的特徵值分類[10]

Characteristic properties/value	Characteristic capacities and stiffnesses	Basis
Bending strength $f_m$	Bending capacity $M$	5th percentile
Tension strength $f_{t,0}$ parallel to grain	Tension capacity $N_t$	5th percentile
Compression strength $f_{c,0}$ parallel to grain	Compression capacity $N_c$	5th percentile
Shear strength $f_s$	Shear capacity $V$	5th percentile
Compression strength perpendicular to grain $f_{c,90}$	Compression capacity perpendicular to grain $N_{c,90}$	Mean
Tension strength perpendicular to grain $f_{t,90}$	Tension capacity perpendicular to grain $N_{t,90}$	5th percentile
Modulus of elasticity $E$	Flexural stiffness $EI$	Mean (5th percentile) <sup>a</sup>
	Tensile stiffness $EA$	
	Compressive stiffness $EA$	
Shear Modulus $G$	Shear stiffness $GA$	Mean (5th percentile) <sup>a</sup>

<sup>a</sup> Some products a 5th percentile value may be required in addition to the normal mean-based value.

## 6.3 竹材楊氏模數與強度之特徵值

將試驗結果依不同結構特性計算其特徵平均值或特徵第 5 百分位數，計算方式引自 ISO 12122-1:2014[10]、杜怡萱 2021[1]，如下所示：

具 75%可信度之特徵平均值應根據 6.2 式計算：

$$X_{mean,0.75} = X_{mean} \left( 1 - \frac{k_{mean,0.75}V}{\sqrt{n}} \right) \quad (6.2)$$

其中

$X_{mean,0.75}$  為具有 75%可信度之特徵平均值。

$X_{mean}$  為測試之平均值。

$k_{mean,0.75}$  為表 6.3 所示用於計算 75%可信度特徵平均值之係數。

$V$  為測試之標準差除以平均值所得之變異係數。

$n$  為試體數量。

表 6.3  $k_{\text{mean},0.75}$ [10]

Number of specimens $n$	$k_{\text{mean},0.75}$
3	0,82
5	0,74
10	0,70
30	0,68
50	0,68
100	0,68
>100	0,67

具 75%可信度之特徵第 5 百分位數應根據 6.3 式計算：

$$X_{0.05,0.75} = X_{0.05} \left( 1 - \frac{k_{0.05,0.75}V}{\sqrt{n}} \right) \quad (6.3)$$

其中

$X_{0.05,0.75}$  為具有 75%可信度之特徵第 5 百分位數。

$X_{0.05}$  為測試之第 5 百分位數。

$k_{0.05,0.75}$  為表 6.4 所示用於計算 75%可信度特徵第 5 百分位數之係數。

$V$  為測試之標準差除以平均值所得之變異係數。

$n$  為試體數量(當  $n$  小於 30 時，參考 ISO 12122-1:2014 [10]計算為例)

表 6.4  $k_{0.05,0.75}$ [10]

Number of specimens $n$	$k_{0.05,0.75}$
5 <sup>a</sup>	—
10 <sup>a</sup>	—
30	2,01
50	1,94
100	1,85
>100	1,76

NOTE Method of analysis: non-parametric AS/NZS 4063.  
<sup>a</sup> There are difficulties obtaining a reliable estimate of the 5th percentile value from small data sets.

將游家誠 2009[4]的試驗結果及委託大藏聯合建築師事務所 2022[14]針對桂竹、孟宗竹所做的平行纖維抗彎試驗結果，如表 6.5、

表 6.6、表 6.7 所示，代入 6.2 式、6.3 式計算，整理可得楊氏模數與各強度特徵值，如表 6.8 所示。

表 6.5 桂竹試體紀錄[14]

竹子試體紀錄						
日期:2022/04/08						
編號	長度(CM)	直徑(CM)		厚度(CM)		竹節數
		A端	B端	A端	B端	
1	205	4.3	3.9	0.6	0.7	7
2	205	3.9	4.2	0.6	0.35	5
3	200	3.5	3.9	0.4	1	8
4	198	3.1	3.4	0.5	0.4	6
5	207	4	4	0.45	0.6	8
6	206	3.7	3.5	0.3	0.4	6
*7	204	5.6	5.9	0.6	0.5	4
*8	203	6	5.6	0.4	0.9	6
9	207	5.7	5.7	0.5	0.8	7
10	203	5.35	5.85	0.5	0.45	5
11	200	6.5	7	0.75	0.8	6
12	200	6.3	7	0.7	0.5	4
註1:12支的支撐點與加載點皆在同個位置，兩點載種間距50cm，載重與支撐間距60cm。						
註2:編號單數1、3、5...為竹頭，雙數2、4、6...為竹尾。						
註3:編號7與8，可能編碼時搞錯，竹頭的竹節數應比較多。						

表 6.6 桂竹平行纖維抗彎強度[14]

No.	D*	T*	Δ*	F*	L*	$I=\pi/64*[D^4-(D-2T)^4]$	$z=I/(D/2)$	$M=F/2*L$	$\sigma=M/z$
[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[kgf]	[mm]	[mm <sup>4</sup> ]	[mm <sup>3</sup> ]	[kgfmm]	[kgf/cm <sup>2</sup> ]
1	41	6.5	132.1	209.6	600	108537	5295	31445	594
2	40.5	4.25	95.1	133.4	600	80594	3980	20016	503
3	37	7	141.6	127.8	600	78261	4230	19172	453
4	32.5	4.5	146.5	89.8	600	39794	2449	13472	550
5	40	5.25	106.8	175.3	600	88488	4424	26294	594
6	36	3.5	125.1	111.9	600	47729	2652	16788	633
7	57.8	5.5	40.6	263.4	600	312395	10810	39512	466
8	58	6.5	54.2	422.9	600	354208	12214	63429	519
9	57	6.5	66.9	544.5	600	334182	11726	81675	697
10	56	4.75	46.3	299.3	600	253250	9045	44891	496
11	67.5	7.8	51.6	711.3	600	662870	19641	106698	543
12	66.5	6	36.8	446.0	600	526900	15847	66893	422
*取自大藏聯合委託德豐木業之桂竹試驗結果									

表 6.7 桂竹、孟宗竹試體紀錄[14]

編號	材料	直徑(mm)		平均	厚度(mm)		平均	竹節數	最大施加負載(kN)	位移量(mm)	D:外徑(mm)	δ:壁厚(mm)	A:截面積(mm <sup>2</sup> )	I <sub>p</sub> :慣性矩(mm <sup>4</sup> )	M <sub>max</sub> :最大扭矩(N·mm)	F <sub>max</sub> :最大施加負載(N)	a:剪切跨距(mm)	f <sub>max</sub> :抗彎強度(N/mm <sup>2</sup> )
		A端	B端		A端	B端												
1	孟宗竹	88	77	82.5	9	6	7.5	7	1176.8	58.431	82.5	7.5	1767.14587	1254949.68	3462139.716	11540.46572	600	113.80
2	孟宗竹	78	68	73	5	5	5	5	765.13	50.73	73	5	1068.1415	620723.73	2251008.634	7503.362115	600	132.36
3	孟宗竹	86	71	78.5	8	5	6.5	9	847.89	59.115	78.5	6.5	1470.26536	960496.793	2494488.141	8314.960469	600	101.94
4	孟宗竹	71	63	67	5	4	4.5	6	799.6	41.392	67	4.5	883.572934	433668.641	2352419.202	7841.39734	600	181.72
5	孟宗竹	90	76	83	7	4	5.5	8	962.72	50.775	83	5.5	1339.10387	1010437.56	2832317.426	9441.058088	600	116.33
6	孟宗竹	75.5	66	70.75	5.5	4	4.75	6	656.35	62.445	70.75	4.75	984.889297	539049.918	1930978.418	6436.594728	600	126.72
7	孟宗竹	84	70	77	5	4	4.5	10	586.77	43.048	77	4.5	1024.9446	676015.025	1726274.406	5754.248021	600	98.31
8	孟宗竹	74	62	68	4	4	4	6	479.98	36.898	68	4	804.247719	413883.328	1412098.76	4706.995867	600	116.14
9	孟宗竹	82	69	75.5	11	6	8.5	10	788.72	61.336	75.5	8.5	1789.13702	1020087.65	2320410.296	7734.700988	600	85.87
10	孟宗竹	69	60	64.5	5	3	4	5	552.18	55.222	64.5	4	760.265422	349365.72	1624510.799	5415.035997	600	149.96
11	孟宗竹	81	63.5	72.25	8	4	4	10	701.28	67.699	72.25	6	1248.78308	690742.897	2063162.254	6877.207512	600	107.90
12	孟宗竹	65.5	56	60.75	4	4	4	7	504.65	78.33	60.75	4	713.141532	288515.893	1484677.777	4948.925923	600	156.31
13	孟宗竹	88.5	75	81.75	7.5	6	6.75	7	781.11	47.649	81.75	6.75	1590.43128	1127330	2298021.714	7660.072382	600	83.32
14	孟宗竹	72	67	69.5	5	5	5	5	673.49	51.863	69.5	5	1013.16363	530042.886	1981404.213	6604.680709	600	129.90
15	孟宗竹	76	66	71	7	5	6	9	744.44	77.145	71	6	1225.22113	652583.407	2190138.758	7300.462526	600	119.14
16	孟宗竹	64	58	61	5	3	4	6	565.72	96.922	61	4	716.283125	292333.05	1664345.411	5547.818038	600	173.65
17	孟宗竹	85	76	80.5	7	5	6	9	940.67	53.835	80.5	6	1404.29192	980590.715	2767446.437	9224.821456	600	113.59
18	孟宗竹	75	64	69.5	5	4	4.5	6	683.61	57.237	69.5	4.5	918.915851	487628.44	2011177.202	6703.924007	600	143.32
19	孟宗竹	94	80	87	9	6	7.5	6	1235.45	48.441	87	7.5	1873.17462	1493037.25	3634687.723	12115.62574	600	105.90
20	孟宗竹	81	71.5	76.25	6	6	6	5	760.64	49.053	76.25	6	1324.1813	822823.503	2237799.077	7459.330256	600	103.69
1	桂竹	50	56	53	8	5	6.5	6	699.63	128.39	53	6.5	949.54638	261659.374	2058307.962	6861.02654	600	208.46
2	桂竹	57	54	55.5	4	5	4.5	3	455.91	69.643	55.5	4.5	720.995514	236238.686	1341284.94	4470.949802	600	157.56
3	桂竹	56.5	62	59.25	9	4	6.5	7	653.5	67.512	59.25	6.5	1077.17358	380351.675	1922593.733	6408.645775	600	149.75
4	桂竹	62	56.5	59.25	3	2.5	2.75	3	406.19	43.573	59.25	2.75	488.124959	195238.543	1195008.949	3983.363164	600	181.33
5	桂竹	58	61	59.5	7	4	5.5	8	644.21	69.556	59.5	5.5	933.053018	343625.932	1895262.599	6317.541997	600	164.09
6	桂竹	60	52.5	56.25	3.5	3.5	3.5	5	444.45	55.853	56.25	3.5	580.016544	202629.686	1307569.678	4358.565593	600	181.49
7	桂竹	63	66	64.5	7	4	5.5	6	772.55	61.503	64.5	5.5	1019.44682	447441.579	2272838.237	7576.127458	600	163.82
8	桂竹	64	61	62.5	4	4	4	4	499.39	46.182	62.5	4	735.132681	315946.243	1469202.883	4897.342944	600	145.32
9	桂竹	59.5	64	61.75	7	4	5.5	6	670.16	52.603	61.75	5.5	971.930227	388081.109	1971607.369	6572.024564	600	156.86
10	桂竹	63.5	60	61.75	3.5	3	3.25	4	419.28	38.004	61.75	3.25	597.295303	256300.348	1233519.664	4111.732212	600	148.59
11	桂竹	54	57	55.5	6.5	3	4.75	6	446.01	53.668	55.5	4.75	757.320179	245951.561	1312159.19	4373.863967	600	148.05
12	桂竹	56	58	57	2.5	3	2.75	4	343.21	47.049	57	2.75	468.686354	172864.709	1009722.104	3365.740347	600	166.47
編號	材料	直徑		平均	厚度		平均	最大施加負載(kN)	位移量(mm)	D:外徑(mm)	δ:壁厚(mm)	A:截面積(mm <sup>2</sup> )	I <sub>p</sub> :慣性矩(mm <sup>4</sup> )	M <sub>max</sub> :最大扭矩(N·mm)	F <sub>max</sub> :最大施加負載(N)	a:剪切跨距(mm)	f <sub>max</sub> :抗彎強度(N/mm <sup>2</sup> )	
		A端	B端		A端	B端												
1	孟宗竹	88	79	83.5	6	6	6	947.72	50.323	83.5	6	1460.84058	1103345.5	2788187.501	9293.958338	600	105.50	
2	孟宗竹	80	68.5	74.25	6	4	5	691.25	49.136	74.25	5	1087.77646	655461.799	2033654.044	6778.84613	600	115.19	
3	孟宗竹	87	77	82	6	3	4.5	646.04	40.955	82	4.5	1095.63044	825352.104	1900646.45	6335.488166	600	94.42	
4	孟宗竹	77	64	70.5	5	3	4	630.66	60.058	70.5	4	835.663646	463610.522	1855398.567	6184.661889	600	141.07	
5	孟宗竹	96.5	75	85.75	10	5	7.5	950.13	65.758	85.75	7.5	1843.72219	1424116.95	2795277.709	9317.592635	600	84.16	
6	孟宗竹	74	65	69.5	5	3	4	581.49	50.134	69.5	4	823.097275	443057.83	1710740.673	5702.468909	600	134.18	
7	孟宗竹	89.5	73.65	81.575	6	4.5	5.25	876.36	44.856	81.58	5.25	1258.85581	921021.103	2578246.738	8594.155794	600	114.18	
8	孟宗竹	76	64	70	4.5	3	3.75	638.33	58.333	70	3.75	780.489425	429574.062	1877963.668	6259.878895	600	153.01	
9	孟宗竹	85	78	81.5	8	7	7.5	790.27	49.969	81.5	7.5	1743.58392	1205742.77	2324970.389	7749.901296	600	78.58	
10	孟宗竹	81	65	73	6	4	5	584.07	47.052	73	5	1068.1415	620723.73	1718331.02	5727.770666	600	101.04	
11	孟宗竹	94	78	86	10	5	7.5	1219.94	68.829	86	7.5	1849.61267	1437727.05	3589057.38	11963.5246	600	107.34	
12	孟宗竹	76	73	74.5	6	5	5.5	874.9	58.347	74.5	5.5	1192.23441	714036.641	2573951.426	8579.838085	600	134.28	
13	孟宗竹	93	76	84.5	7	4	5.5	916.95	47.808	84.5	5.5	1365.02201	1070049.28	2697662.315	8992.207718	600	106.51	
14	孟宗竹	76	63	69.5	5	4	4.5	687.65	54.069	69.5	4.5	918.915851	487628.44	2023062.862	6743.542873	600	144.17	
15	孟宗竹	94	73	83.5	9	4	6.5	996.28	59.522	83.5	6.5	1572.36712	1173624.65	2931050.779	9770.169262	600	104.27	
16	孟宗竹	77	65	71	4.5	3.5	4	814.6	64.823	71	4	841.946831	474121.309	2396549.127	7988.49709	600	179.44	
17	孟宗竹	74	69	71.5	5	1.5	3.25	384.5	51.413	71.5	3.25	696.84452	406663.219	1131197.078	3770.656925	600	99.44	
18	孟宗竹	68	60	64	1.5	1.5	1.5	216.28	44.36	64	1.5	294.524311	143893.534	636294.6786	2120.982262	600	141.50	
19	孟宗竹	80.5	70.5	75.5	5	4	4.5	766.55	66.718	75.5	4.5	1003.73885	635021.659	2255186.267	7517.287558	600	134.06	
20	孟宗竹	70	61	65.5	4	3	3.5	641.57	76.547	65.5	3.5	681.725606	328613.046	1887495.732	6291.652441	600	188.11	
1	桂竹	34.5	36	35.25	6	1.5	3.75	169.34	144.511	35.25	3.75	371.100632	46680.4006	498197.4333	1660.658111	600	188.10	
2	桂竹	34.5	31	32.75	1.5	1	1.25	125.21	136.364	32.75	1.25	123.700211	15366.852	368367.194	1227.890647	600	392.53	
3	桂竹	71.5	64	67.75	4.5	3	3.75	636.9	44.16	67.75	3.75	753.982237	387364.265	1873756.616	6245.855385	600	163.86	
4	桂竹	67.5	58	62.75	3	2	2.5	454.9	46.762	62.75	2.5	473.202393	215088.972	1338313.526	4461.045085	600	195.22	
5	桂竹	56	65.5	60.75	11	3.5	7.25	693.17	57.634	60.75	7.25	1218.54525	443978.866	2039302.674	6797.675581	600	139.52	
6	桂竹	66	62	64	4	2	3	666.29	64.018	64	3	574.911456	268052.466	1960221.849	6534.072829	600	234.01	
7	桂竹	63	65	64	7	3.5	5.25	841.96	62.425	64	5.25	968.984984	421402.485	2477042.11	8256.807034	600	188.10	
8	桂竹	65	63	64	3.5	2.5	3	521.35	47.771	64	3	574.911456	268052.466	1533809.093	5112.696978	600	183.11	
9	桂竹	57	60	58.5	10	3	6.5	602.4	60.539	58.5	6.5	1061.85832	364516.05	172257.788	5907.52596	600	142.21	
10	桂竹	61.5	56	58.75	3	2.5	2.75	383.26	41.855	58.75	2.75	483.805269	190109.012	1127549.004	3758.496679	600	174.23	
11	桂竹	56	60	58	8	3	5.5	658.13	69.718	58	5.5	907.134879	315966.417	1936215.169	6454.050665	600	177.71	
12	桂竹	60	66	63	3	2	2.5	378.55	42.374	6								

## 6.4 竹材楊氏模數與強度之設計值

取得竹材強度的特徵第 5 百分位數後，依不同設計方法，考慮載重組合並計算竹材強度設計值(參考 6.4.1、6.4.2 節)；在竹材楊氏模數的部份，取得特徵平均值後，不必區分設計方法，參考 6.4.3 節即可得其設計楊氏模數。

### 6.4.1 容許應力設計法

本節載重組合參考杜怡萱 2021[1]、木構造建築物設計及施工技術規範 2003[15]、ASCE/SEI 7-16:2017[16]，而容許應力的計算方式則引自 ISO 22156:2021[11]、杜怡萱 2021[1]。

#### 6.4.1.1 載重組合

參考杜怡萱 2021[1]、木構造建築物設計及施工技術規範 2003[15]、ASCE/SEI 7-16:2017[16]，歸納出兩種載重組合模式，如下表 6.9、表 6.10 所示。

表 6.9 容許應力法載重組合[1]

載重狀態	符號	一般地區	多雪地區
長期	經常	D+L	D+L+S <sub>2</sub>
短期	積雪時	D+L+S <sub>1</sub>	D+L+S <sub>1</sub>
	暴風時	D+L+W	D+L+W D+L+S <sub>3</sub> +W
	地震時	D+L+E	D+L+S <sub>3</sub> +E
	火災時	D+L	D+L+S <sub>2</sub>

符號

- D 靜載重。
- L 活載重(有施工載重時應計入)。
- S<sub>1</sub> 雪載重，依屋頂斜率或落雪情況得適當折減。
- S<sub>2</sub> 多雪地區之雪載重(最深積雪量之值的 70%)，依屋頂斜率或落雪情況得適當折減。
- S<sub>3</sub> 多雪地區之雪載重(最深積雪量之值的 35%)，依屋頂斜率或落雪情況得適當折減。
- W 風力。
- E 地震力。

表 6.10 容許應力法載重組合[16]

D
D + L
D + ( L <sub>r</sub> or S or R)
D + 0.75L + 0.75( L <sub>r</sub> or S or R)
D + W
D + 0.75L + 0.75W + 0.75( L <sub>r</sub> or S or R)
0.6D + W
D + 0.7E <sub>v</sub> + 0.7E <sub>h</sub>
D + 0.525E <sub>v</sub> + 0.525E <sub>h</sub> + 0.75L + 0.75S
0.6D - 0.7E <sub>v</sub> + 0.7E <sub>h</sub>

符號

- D 靜載重。
- L 活載重(有施工載重時應計入)。
- L<sub>r</sub> 屋頂活載重。
- S 雪載重。
- R 雨載重。
- W 風載重。
- E<sub>v</sub> 垂直向地震力。
- E<sub>h</sub> 水平向地震力。

在表 6.10 中所採用風載重 W 的係數與 ASCE7-10 並不相同，原因為 ASCE7-10 以後之新版規範中，重新定義了回歸期(return period)的計算方式，而台灣規範並沒有更改回歸期的定義，因此，風載重應由 0.6W 改為 W。

#### 6.4.1.2 容許應力

引自 ISO 22156:2021[11]、杜怡萱 2021[1]，材料的容許應力依 6.3 節所得之材料特徵強度乘以所有相關調整係數計算，如 6.4 式所示：

$$f_i = f_{ik} \times C_R \times C_{DF} \times C_T \times (1/FS_m) \quad (6.4)$$

其中

$f_i$  為設計強度， $f_i$  可為以下強度：

$f_c$  平行纖維抗壓強度

$f_t$  平行纖維抗拉強度

$f_m$  平行纖維抗彎強度



$f_v$  抗剪強度

$f_{t90}$  垂直纖維抗拉強度

$f_{m90}$  垂直纖維抗彎強度。

$f_{ik}$  為具有 75%可信度之第 5 百分位特徵強度。在 6.3 節中，該值表示為  $X_{0.05,0.75}$ 。

$C_R$  為構件贅餘度係數，如表 6.11 所示。

$C_{DF}$  強度與載重持續時間修正係數，如

表 6.12、表 6.13 所示。載重組合之持續時間係數應選擇組合中載重持續時間最短者之對應係數。

$C_T$  為服務溫度修正係數，如表 6.14 所示。對於可能持續暴露在高溫 65°C 以下之結構構件，應套用此係數。短於 24 小時之瞬時高溫暴露則不需套用此係數。 $FS_m$  為材料安全係數，如

表 6.15 所示。

表 6.11 構件贅餘度係數  $C_R$ [1]

結構之構件贅餘度	$C_R$
非贅餘	0.90
贅餘	1.10
其餘贅餘	1.00

表 6.12 服務等級分類[1]

服務等級 1	竹材中的平衡含水率如不超過 12%，歸類為服務等級 1。 服務等級 1 代表相對濕度保持在 65%以下的室內空調或暖房環境。
服務等級 2	竹材中的平衡含水率如不超過 20%，歸類為服務等級 2。 服務等級 2 代表大多數的室內非暖房或非冷房環境，但相對濕度經常或長期超過 85%的環境除外。
服務等級 3	如環境或氣候條件導致竹子含水率高於服務等級 2，歸類為服務等級 3。 服務等級 3 的載重持續時間係數 ( $C_{DF}$ 與 $C_{DE}$ ) 與高溫修正係數 ( $C_T$ )應透過試驗決定。

表 6.13 強度與載重持續時間修正係數  $C_{DF}$ [11]

載重持續時間	服務等級 1	服務等級 2	服務等級 3
永久與長期載重 (permanent and long term applied load)	0.60	0.55	透過試驗決定
短期載重(雪與火災) (transient loads)	0.75	0.65	
短期載重(風與地震) (instantaneous loads)	1.00	0.85	

表 6.14 高溫係數  $C_T$ [1]

	服務等級 1	服務等級 2	服務等級 3
$T \leq 38^\circ\text{C}$	1.00	1.00	透過試驗決定
$38^\circ\text{C} \leq T \leq 52^\circ\text{C}$	0.90	0.90	
$52^\circ\text{C} \leq T \leq 65^\circ\text{C}$	0.80	0.80	

表 6.15 材料安全係數  $FS_m$ [1]

	$f_c$	$f_t$	$f_m$	$f_v$	$f_{t90}$	$f_{m90}$
$FS_m$	2.0	2.0	2.0	4.0	4.0	2.0

採用服務等級 2、溫度小於  $38^\circ\text{C}$ 、同時考慮長期與短期(風與地震)載重，查表可得  $C_R=1.0$ ， $C_{DF}=0.55$ 、 $0.85$ ， $C_T=1.0$  及個別對應之安全係數，再將表 6.8 之特徵強度及各修正參數代入 6.4 式，可得竹材容許應力，並與圓竹結構建築技術規程 2016[8]所提供的設計指標比較，如表 6.16 所示。

表 6.16 竹材容許應力

		$f_m$ (MPa)	$f_c$ (MPa)	$f_{c90}$ (MPa)	$f_t$ (MPa)	$f_v$ (MPa)
圓竹結構 技術規程 (2016)[8]	通用		52		56	12
游家誠 (2009)[4] 孟宗竹	長期	16	13	0.98	32	0.86
	短期 (風與地 震)	25	20	1.52	49	1.3
大藏 (2022)[14] 孟宗竹	長期	21				
	短期 (風與地 震)	32				
大藏 (2022)[14] 桂竹	長期	28				
	短期 (風與地 震)	44				

## 6.4.2 極限設計法

本節引自鋼構造建築物鋼結構設計技術規範 2007[17]、杜怡萱 2021[1]定義載重組合，並使用 2 種極限設計強度的計算方式(分別引自 ISO 22156:2021[11]、杜怡萱 2021[1])進行比較。

### 6.4.2.1 載重組合

在此同樣歸納出兩種載重組合模式有待後續研究討論或使用。第一種載重組合引自鋼構造建築物鋼結構設計技術規範 2007[17]、杜怡萱 2021[1]，如下所示。

1.4D  
1.2D + 1.6L  
1.2D + 0.5L ± 1.6W  
1.2D + 0.5L ± E  
0.9D ± E  
0.9D ± 1.6W

其中

- D 靜載重，結構物構件重量及永久附加物重量。
- L 活載重，包括室內人員、傢俱、設備、貯存物品、活動隔間等。
- W 風力載重，依據「建築物耐風設計規範及解說」之規定。
- E 地震力載重，依據「建築物耐震設計規範及解說」之規定，惟其中起始降伏地震力放大係數  $\alpha_y$  取 1.0。

第二種載重組合引自 ASCE/SEI 7-16:2017[16]，然而在 ASCE7-10 以後之新版規範中，重新定義了回歸期(return period)的計算方式，而台灣規範並沒有更改回歸期的定義，因此，風載重應由 W 改為 1.6W，如下所示。

1.4D  
1.2D + 1.6L + 0.5( L<sub>r</sub> or S or R)  
1.2D + 1.6( L<sub>r</sub> or S or R) + (L or 0.5W)  
1.2D + 1.6W + L + 0.5( L<sub>r</sub> or S or R)  
0.9D + 1.6W  
1.2D + E<sub>v</sub> + E<sub>h</sub> + L + 0.2S  
0.9D - E<sub>v</sub> + E<sub>h</sub>

其中

- D 靜載重。
- L 活載重(有施工載重時應計入)。
- L<sub>r</sub> 屋頂活載重。
- S 雪載重。
- R 雨載重。
- W 風載重。
- E<sub>v</sub> 垂直向地震力。
- E<sub>h</sub> 水平向地震力。

### 6.4.2.2 極限設計強度

第一種極限設計強度計算方式引自 ISO 22156:2021[11]，該規範本文中所採用的設計強度計算方法為容許應力設計法，而極限強度設計法的計算方法則是放在附錄，與容許應力設計法的差異僅在材料安全係數 $FS_m$ 的不同，如表 6.17 所示，觀察可發現其數值皆為容許應力設計法(表 6.15)的 0.75 倍，也就是極限設計法所得的設計強度為容許應力法的 1.33 倍。

表 6.17 材料安全係數  $FS_m$ [11]

	$f_c$	$f_t$	$f_m$	$f_v$	$f_{t90}$	$f_{m90}$
$FS_m$	1.5	1.5	1.5	3.0	3.0	1.5

第二種極限設計強度計算方式引自杜怡萱 2021[1]，使用極限設計法進行設計時，材料強度的計算方式與容許應力設計法相似，唯一不同處在於改以強度折減係數代替安全係數項 ( $1/FS_m$ ) 計算設計強度。

材料的極限設計強度如 6.5 式所示：

$$f_i = f_{ik} \times C_R \times C_{DF} \times C_T \times \psi_i \quad (6.5)$$

強度折減係數如表 6.18 所示：

表 6.18 強度折減係數  $\psi_i$ [1]

用途	符號	強度折減係數
平行纖維壓力	$f_c$	0.90
平行纖維撓曲	$f_m$	0.85
挫屈穩定	$f_s$	0.85
平行纖維拉力	$f_t$	0.80
垂直纖維拉力	$f_{t90}$	0.65
垂直纖維撓曲	$f_{m90}$	0.65
剪力/扭矩	$f_v$	0.65
接頭	$f_z$	0.65

採用服務等級 2、溫度小於 38°C、同時考慮長期與短期(風與地震)載重，查表可得 $C_R=1.0$ ， $C_{DF}=0.55$ 、 $0.85$ ， $C_T=1.0$  及個別對應之強度折減係數，再將表 6.8 之特徵強度及各修正參數代入 6.5 式，可得竹材極限設計強度。

將兩種方法所得的極限設計強度與圓竹結構建築技術規程 2016[8]所提供的設計指標比較，如表 6.19 所示，可發現 ISO 22156:2021[11]的極限設計強度計算結果較杜怡萱 2021[1]來得保守。

表 6.19 竹材極限設計強度

		$f_m$ (MPa)	$f_c$ (MPa)	$f_{c90}$ (MPa)	$f_t$ (MPa)	$f_v$ (MPa)	
圓竹結構 技術規程 (2016)[8]	通用		52		56	12	
游家誠 (2009)[4] 孟宗竹	長期	ISO 22156:2021 [11]	21	17	1.3	42	1.1
		杜怡萱 2021 [1]	27	24	1.8	50	2.2
	短期 (風 與地 震)	ISO 22156:2021 [11]	33	27	2.0	65	1.8
		杜怡萱 2021 [1]	42	37	2.7	78	3.5
大藏 (2022)[14] 孟宗竹	長期	ISO 22156:2021 [11]	28				
		杜怡萱 2021 [1]	36				
	短期 (風 與地 震)	ISO 22156:2021 [11]	43				
		杜怡萱 2021 [1]	55				
大藏 (2022)[14] 桂竹	長期	ISO 22156:2021 [11]	38				
		杜怡萱 2021 [1]	48				
	短期 (風 與地 震)	ISO 22156:2021 [11]	59				
		杜怡萱 2021 [1]	75				

### 6.4.3 楊氏模數設計值

參考 ISO 22156:2021[11]與杜怡萱 2021[1]，無論是 ASD 或 LRFD 皆採用相同的設計楊氏模數 $E_d$ ，依 6.6 式計算：

$$E_d = E_k \times C_{DE} \times C_T \quad (6.6)$$

其中

$E_k$  為具有 75%可信度之特徵平均彈性模數。在 6.3 節中，該值表示為  $X_{mean,0.75}$ 。

$C_{DE}$  模數與載重持續時間修正係數，如表 6.20 所示。

$C_T$  為服務溫度修正係數，如表 6.14 所示。對於可能持續暴露在高溫 65°C 以下之結構構件，應套用此係數。短於 24 小時之瞬時高溫暴露則不須套用此係數。

表 6.20 模數與載重持續時間修正係數  $C_{DE}$ [11]

載重持續時間	服務等級 1	服務等級 2	服務等級 3
永久與長期載重 (permanent and long term applied load)	0.50	0.45	透過試驗決定
短期載重(雪與火災) (transient loads)	1.00	0.95	
短期載重(風與地震) (instantaneous loads)	1.00	1.00	

採用服務等級 2、溫度小於 38°C、同時考慮長期與短期(風與地震)載重，查表可得 $C_{DE}=0.45、0.85$ ， $C_T=1.0$ ，再將表 6.8 之楊氏模數特徵值及各修正參數代入 6.6 式，可得竹材設計楊氏模數，並與圓竹結構建築技術規程 2016[8]所提供的設計指標比較，如表 6.21 所示。

表 6.21 設計楊氏模數  $E_d$ (GPa)

<p>圓竹結構 技術規程 (2016)[8]</p>	<p>通用</p>	<p>15</p>
<p>游家誠 (2009)[4] 孟宗竹</p>	<p>長期</p>	<p>5.53</p>
	<p>短期 (風與地震)</p>	<p>12.29</p>



## 6.5 小結

由 6.1 節竹材力學性質的相關文獻分析整理，可發現過往的試驗並沒有依循統一的試驗程序與要求，導致結果差異甚大，建議未來在規劃試驗時，可依循 ISO 22157:2019[12]中所提供的試驗方法，使各試驗結果的比較更具價值性。

在 6.2 節中可得知 ISO 12122-1:2014[10]針對不同結構特性定義了不同特徵值，竹材強度方面通常保守採特徵第五百分位數(垂直纖維抗壓強度除外)，而楊氏模數則採特徵平均值；藉 6.3 節所述，可將試驗結果轉換為特徵值，再依不同設計方法，如 6.4 節所述，修正為設計值作為後續設計指標。

現實中，竹構造所處的環境常為表 6.12 所列的服務等級 3，設計時，其載重持續時間係數 ( $C_{DF}$ 與 $C_{DE}$ ) 與高溫修正係數( $C_T$ )須透過試驗決定，由於尚缺乏相關試驗資料，因此先採服務等級 2 查表得其修正係數進行計算(較不保守)，待後續取得相關試驗資料後再修正。

6.4.2 節中列出了兩種極限設計強度的計算方法，由表 6.19 可發現 ISO 22156:2021[11]的極限設計強度計算結果較杜怡萱 2021[1]來得保守。

## 第七章 竹構接合之強度與勁度

竹構造的強度並非單純由材料強度控制，接合的強度也會大大影響結構強度，而竹構造接合有非常多的形式，各種接合的力學特性也不盡相同，故本章將接合依照不同形式進行分類，探討薄殼結構的接合如何分析，再考慮對設計值的規範，最後藉由試驗找出接合的設計值。

### 7.1 竹構接合之分類系統

本研究將竹構接合依構造方式、補強方式、用途及幾何四種特徵進行分類，使任何接頭均可明確地由四種特徵定義。整理於表 7.1

表 7.1 竹構造接合分類

構造方式	螺栓	綁紮	特殊方式
補強方式	填充	圍束	無
用途	續接	橫接	支承端
幾何	共平面	不共平面	

#### 7.1.1 構造方式

竹構造接頭可依構造方式分為三類，分別為螺栓、綁紮、特殊方式。

##### 1. 螺栓接合

將螺栓穿過竹材並固定，屬於剪力型接合，如圖 7.1 所示。交接處乾淨美觀，但有應力集中的問題，若鑽孔位置太靠近端部，容易引致平行纖維方向之劈裂破壞。



圖 7.1 以螺栓接合之竹構造[7]

## 2. 綁紮接合

此種接合方式可以避免對竹材穿孔、切割，對綁紮材施加拉力進而將竹材接合，是最常見也最簡單的接合方式，如圖 7.2 與圖 7.3 所示。優點為施工快速、方便、價格便宜，缺點為施工品質不一。



圖 7.2 以麻繩綁紮接合之竹構造[7]



圖 7.3 以鐵線綁紮接合之竹構造[5]

### 3. 特殊方式接合

特殊方式接合通常會使用不同材料搭配接合，可以大幅提升接合強度，如圖 7.4 所示。也有如圖 7.5 所示的接合方式，但此類接合須將竹材挖孔，容易劈裂，也不易施工。



圖 7.4 連接外包式夾具之金屬多向接頭[7]

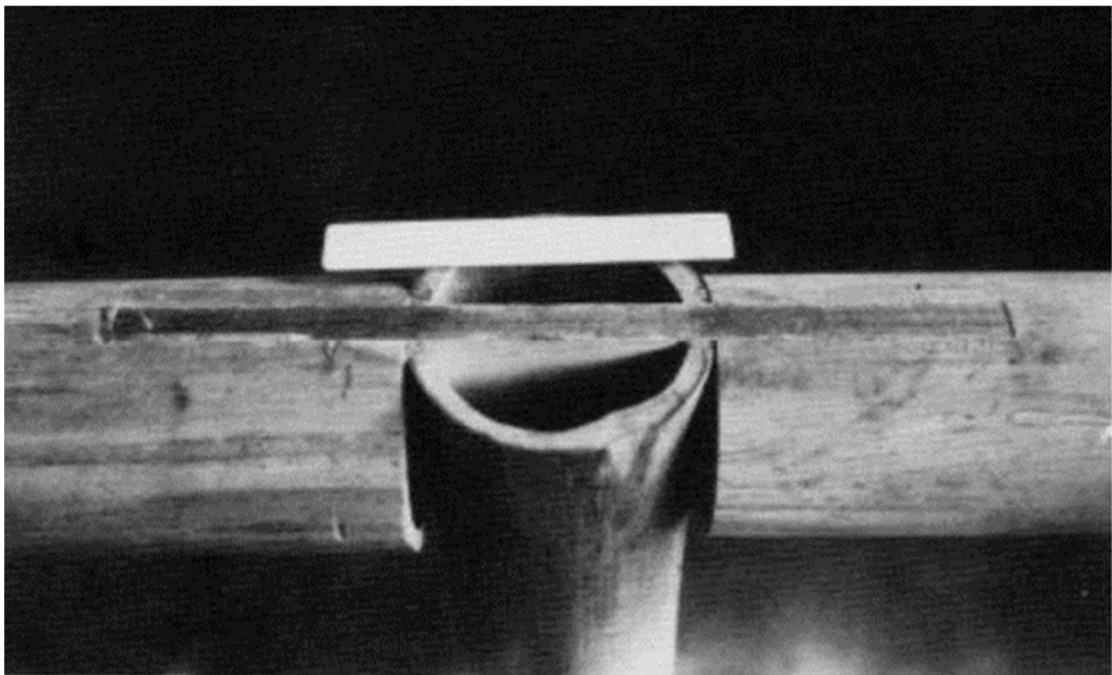


圖 7.5 內嵌式接頭[6]

### 7.1.2 補強方式

竹構造接頭可依補強方式分為填充及圍束，可以避免竹材因應力集中而產生劈裂。

#### 1. 填充補強

在竹材內部填充環氧樹脂或混凝土以增加強度並可傳遞應力避免應力集中，但此舉亦會使竹構材重量增加，如圖 7.6 所示。



圖 7.6 填充混凝土之竹構接合[6]

#### 2. 圍束補強

使用繩材或鐵件圍束接頭，增加接頭強度及避免劈裂，如圖 7.7 與圖 7.8 所示。



圖 7.7 以鐵件圍束之竹構接合[5]



圖 7.8 以鋼纜圍束之竹構接合(取自  
<https://greenmedia.today/events/2020/bamboo-house/>)

### 7.1.3 用途

竹構造接頭可依用途方式分為續接、橫接及支承端。

#### 1. 續接

指接合兩端竹材纖維方向平行，通常使用在單根竹材長度不夠時，如圖 7.9 所示。

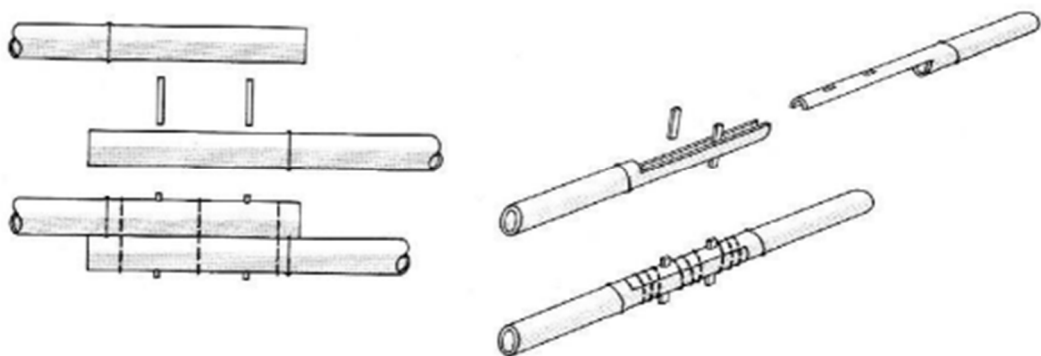


圖 7.9 使用木樺接合的軸向續接[6]

#### 2. 橫接

指接合兩端竹材纖維方向存在夾角，其形式類似於建築中的大小樑或是桁架系統，如圖 7.10 所示。



圖 7.10 以鐵線綁紮之正交橫接[5]

### 3. 支承端接合

表示竹材與支承的接合，竹結構之基礎設計應避免竹材直接接觸地面而受到水氣影響，一般採用混凝土構造作為基礎，並設計使竹構件高於可能淹水的高度，竹構件與基礎間通常利用鋼製中介構件轉換接合，如圖 7.11 所示。亦有將竹構件直接埋入混凝土之案例。



圖 7.11 大藏聯合建築師事務所設計之支承端接合[5]

#### 7.1.4 幾何

竹構造接頭可依幾何方式分為共平面及不共平面，根據幾何方式的不同，接合的傳力機制也會不同。

##### 1. 共平面

指兩竹材落在同一平面，如圖 7.12 所示。



圖 7.12 以金屬側板接合的共平面接合[7]

##### 2. 不共平面

指兩竹材不落在同一平面，如圖 7.13 所示。



圖 7.13 以尼龍繩綁紮接合之不共平面接合[7]



## 7.2 關於接合在整體模型中之模擬

在整體有限元模型中，可藉由彈簧元素來模擬接合部的勁度(圖 7.14)。其方法是將原本連續的梁元素在接合部的位置斷開，再利用彈簧元素將此斷開的兩節點耦合起來(圖 7.15)。

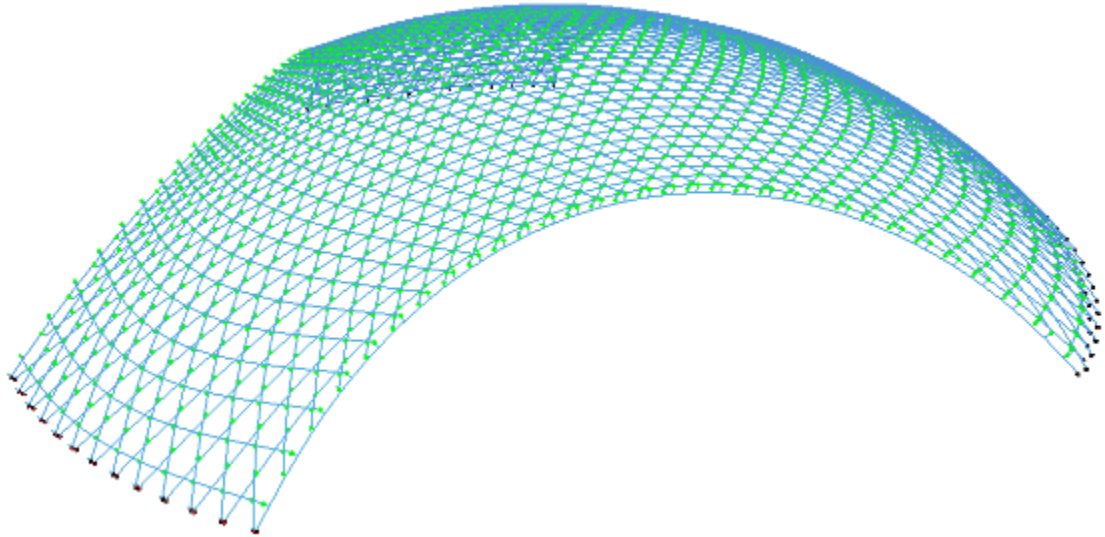


圖 7.14 在整體有限元模型中藉由彈簧元素來模擬接合部的勁度

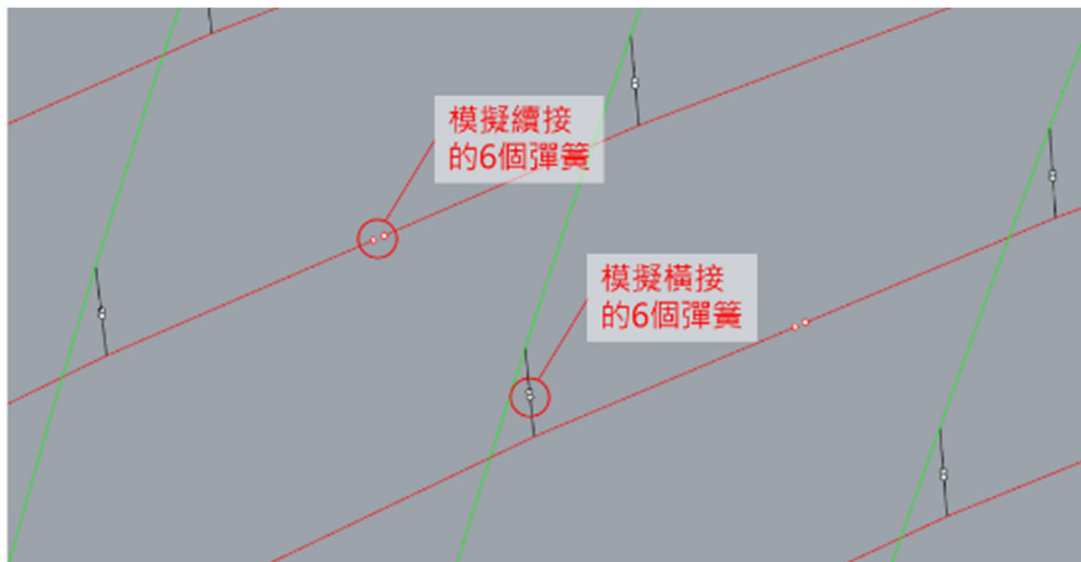


圖 7.15 每個接合可設 6 個彈簧元素: 3 個平行位移彈簧與 3 個旋轉位移彈簧

每個接合部可設置 6 個彈簧元素: 3 個平行位移彈簧與 3 個旋轉位移彈簧，並賦予相對應的彈簧勁度:  $\{ K_x; K_y; K_z; K_{\theta_x}; K_{\theta_y}; K_{\theta_z} \}$ 。經過計算，可從模型中讀取相對應之彈簧位移與內力:  $\{ \Delta x; \Delta y; \Delta z; \Delta \theta_x; \Delta \theta_y; \Delta \theta_z \}$  與  $\{ N; V_y; V_z; M_t; M_y; M_z \}$ 。

彈簧元素之軸力方向通常設為與原本梁元素同向，但是並非一定要如此。彈簧可設定為自訂的方向，一切以方便判讀與方便設計為原則 (圖 7.16)。



圖 7.16 可從計算模型中讀取彈簧位移與內力

### 7.3 試驗資料、特徵值、設計值

設計時使用的強度需考慮建築用途以及結構形式等，故本節講述如何根據規範將試驗資料轉為設計可使用的強度，根據 7.3.1 節規定獲得試驗資料，將試驗資料轉為特徵值，再根據 7.3.2 節至 7.3.4 節轉換為設計值。

#### 7.3.1 接合特徵值

本節內容引自 ISO 22156:2021[11]、杜怡萱 2021[1]，設計之接合須符合下列規定，並根據需檢核的接合形式進行試驗，再將試驗資料再經由 6.3 節獲得其特徵值。

接合一般規定

1. 接合應構成可在兩個或多個單桿或結構構件之間傳遞設計內力之路徑。
2. 接合應具備可預測的變形特性並與其實際使用及設計內力所採用的分析方法一致。
3. 接合之設計應使其具備足夠強度、勁度、韌性並能防止竹桿劈裂。
4. 接合處所有連接竹桿的軸心線應儘可能交於同一作用點。如無法交於同一作用點，則設計接頭與連接構件時應考慮竹桿力造成的偏心。

### 7.3.2 容許設計接合強度

本節內容引自 ISO 22156:2021[11]、杜怡萱 2021[1]，接頭容許設計強度應依照 7.3.1 節測定之接合特徵強度乘以所有相關調整係數計算，如 7.1 式所示：

$$F_y = F_{yk} \times C_{DF} \times (1/FS_j) \quad (7.1)$$

其中

$F_y$  為接合設計強度。

$F_{yk}$  為根據 7.3.1 節所測定具有 75%可信度之第 5 百分位特徵接合強度。

在 6.3 節中，該值表示為  $X_{0.05,0.75}$ 。

$C_{DF}$  為表 6.13 所示之服務等級與載重持續時間修正係數。載重組合之持續時間係數應選擇組合中持續時間最短者之對應係數。

$FS_j$  為表 7.2 所示之接合安全係數。

表 7.2 接合安全係數  $FS_j$ [11]

	$\mu < 1.5$	$1.5 \leq \mu \leq 4.0$	$\mu \geq 4$
$FS_j$	3.0	2.5	2.0

韌性  $\mu$  為極限位移  $\Delta_u$  與降伏位移  $\Delta_y$  的比例，引自 ISO 22156:2021[11]、杜怡萱 2021[1]，如下所示。

- (1)  $\mu < 1.25$  之接合不得用於承重結構。
- (2)  $\mu \leq 2.00$  之接合不得用於靜不定構架之抗彎矩接合。
- (3)  $\mu \leq 2.5$  之接合不得用於結構的主要抗震系統。

### 7.3.3 極限設計接合強度

使用兩種極限設計強度的計算方式(分別引自 ISO 22156:2021[11]、杜怡萱 2021[1])進行比較。

方法一為使用 ISO 22156:2021[11]計算極限設計接合強度，若為極限設計，須將表 7.2 修正，計算方法同 7.3.2 節，修正後的安全係數  $FS_j$  如表 7.3 所示。

表 7.3 接合安全係數(極限設計法)  $FS_j$ [11]

	$\mu < 1.5$	$1.5 \leq \mu \leq 4.0$	$\mu \geq 4$
$FS_j$	2.0	1.75	1.5

方法二採用杜怡萱 2021[1]提供之計算方式，如使用極限狀態設計法，須依 6.4.2 節規定，將 7.1 式中的  $(1/FS_j)$  替換為  $\psi_i$ ，接合極限設計強度計算式依 7.2 式所示：

$$F_y = F_{yk} \times C_{DF} \times \psi_i \quad (7.2)$$

其中

$F_y$  為接合設計強度。

$F_{yk}$  為根據 7.3.1 節所測定具有 75%可信度之第 5 百分位特徵接合強度。

在 6.3 節中，該值表示為  $X_{0.05,0.75}$ 。

$C_{DF}$  為表 6.13 所示之服務等級與載重持續時間修正係數。載重組合之持續時間係數應選擇組合中持續時間最短者之對應係數。

$\psi_i$  為強度折減係數，根據表 6.18 可得接合強度折減係數  $\psi_i$  為 0.65。

### 7.3.4 接合撓曲勁度設計值

本節內容引自 ISO 22156:2021[11]、杜怡萱 2021[1]，設計中使用之接合撓曲勁度  $K_e$  依 7.3 式計算：

$$K_e = K_{ek} \times C_{DE} \quad (7.3)$$

其中

$K_{ek}$  為具有 75%可信度之平均特徵接合勁度。在 6.3 節中，該值表示為  $X_{\text{mean},0.75}$ 。

$C_{DE}$  為表 6.20 所示之服務等級與載重持續時間修正係數。載重組合之持續時間係數應選擇組合中持續時間最短者之對應係數。

## 7.4 綁紮接合之接合強度與勁度

接合形式複雜，各種接合的力學模式也不盡相同，此處列出於薄殼竹構造會使用到的綁紮接合形式，透過試驗得到試驗值。若試驗組數足夠，可經 7.3 節規範計算即可得到設計值，由於大藏竹管抗剪試驗之試體數不足，故此節僅列出節點滑移試驗之設計值計算。

### 7.4.1 結點滑移試驗

參考游家誠 2009 [4]，此試驗使用綁紮及橫接的方式接合，試驗方式如圖 7.17 與圖 7.18 所示，使用油壓千斤頂施加力於上方試體之平行纖維方向，並且固定下方試體，傳力機制為剪力。試體以五種不同方式綁紮，如圖 7.19，第一種採用 #12 單鐵線綁紮，第二種採用 #10 單鐵線綁紮，第三種採用 #12 雙鐵線綁紮，第四種採用 #10 雙鐵線綁紮，各製作 5 座試體，此四種綁紮方式用以較綁紮鐵線粗細與數量之影響；第五組則測試不同形式之繩索與細鐵線綁紮，包括： $\varphi 5\text{mm}$  三股麻繩、 $\varphi 12\text{mm}$  八股尼龍繩、 $\varphi 5\text{mm}$  編織棉繩、以及 #16 鐵絲。

根據表 7.4 以及圖 7.20，若只考慮鐵絲作為綁紮材的情況下，可以觀察出綁紮位置的不同對強度及勁度的影響，當綁紮位置位於竹節上，接合強度皆大於 2kN，接合勁度皆大於 50kN/m，而當綁紮位置落在竹節間，接合強度及勁度會大約降低至 0.5 倍。而使用號數較低的鐵線、雙鐵線的綁紮方式亦可提高強度勁度。

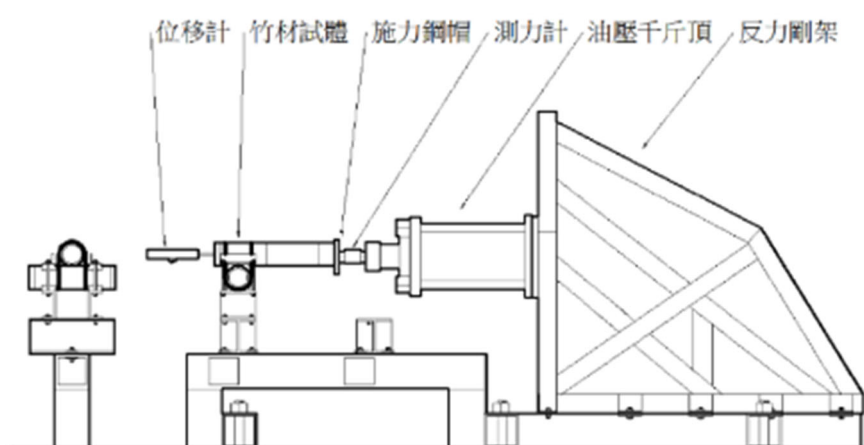


圖 7.17 結點滑移試驗裝置[4]



圖 7.18 結點滑移試驗裝置[4]

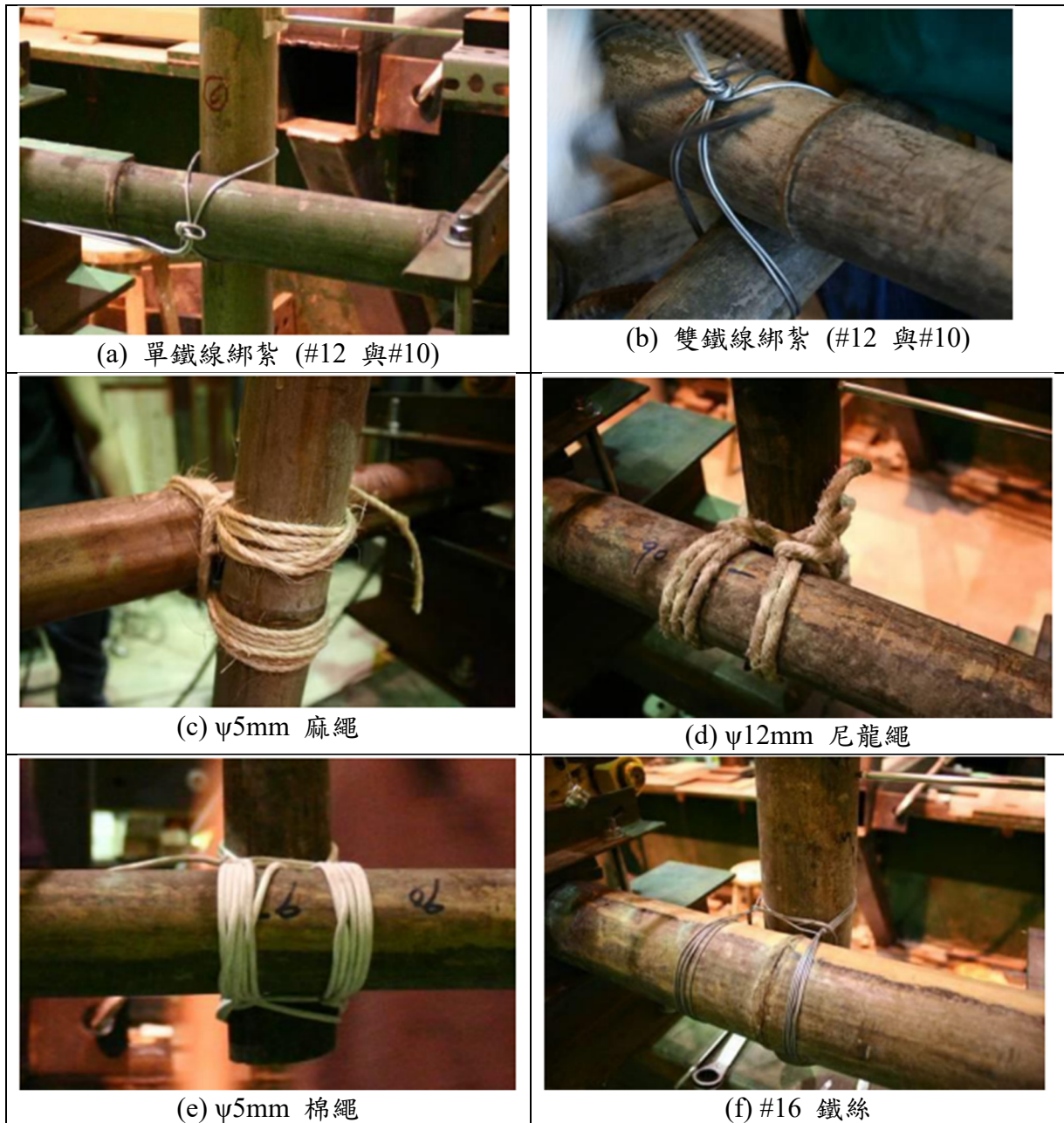


圖 7.19 結點滑移試驗試體[4]

表 7.4 結點滑移試驗結果[4]

試體編號	綁紮方式	平均外徑 (cm)	含水率 (%)	節點綁紮位置	破壞描述	初始滑移載重 (kgf)	破壞載重 (kgf)
B1-1	#12 鐵線 x1	5.5	23.7	綁於節間	滑移	110	110
B1-2		6.0	19.4	綁於節間	滑移	130	130
B1-3		6.9	18.1	上鐵線綁於節上	鐵絲拉斷	163	370
B1-4		7.8	19.5	綁於節間	滑移	187	187
B1-5		8.9	20.2	下鐵線綁於節上	過節滑移	159	336
B2-1	#10 鐵線 x1	5.1	18.4	下鐵線綁於節上， 上下鐵線多繞一圈	固定構件破壞	126	618
B2-2		6.5	27.2	下鐵線綁於節上	過節滑移	371	580
B2-3		7.7	20.5	上鐵線綁於節上	滑移	203	494
B2-4		8.7	19.9	上鐵線綁於節上	過節滑移	338	394
B2-5		9.1	18.7	上鐵線綁於節上	過節滑移	305	389
B3-1	#12 鐵線 x2	5.5	19.8	上鐵線綁於節上， 下鐵線多繞一圈	過節滑移	226	317
B3-2		5.9	20.1	綁於節間	滑移	117	117
B3-3		6.9	21.1	綁於節間	滑移	156	197
B3-4		7.7	22.8	上鐵線綁於節前	過節滑移	184	370
B3-5		8.8	19.3	上鐵線綁於節前	過節滑移	234	329
B4-1	#10 鐵線 x2	5.9	21.2	上下鐵線多繞一圈	滑移後 彎折破壞	173	806
B4-2		6.8	21.3	下鐵線綁於節上	過節滑移	256	514
B4-3		7.6	24.9	綁於節間	滑移	187	187
B4-4		8.1	19.8	綁於節間	滑移	249	348
B4-5		8.7	21.5	綁於節間	滑移	341	341
B5-1	φ 5mm 麻繩	5.5	18.5	上繩綁於節上	過節滑移時 麻繩拉斷	125	443
B5-2	φ 12mm 尼龍繩	6.2	22.5	上繩綁於節上	過節滑移	140	522
B5-3	φ 5mm 棉繩	8.0	27.6	上繩綁於節上	過節滑移	140	360
B5-4	#16 鐵絲	4.7	20.4	綁於節上	過節滑移時 鐵絲拉斷	281	405

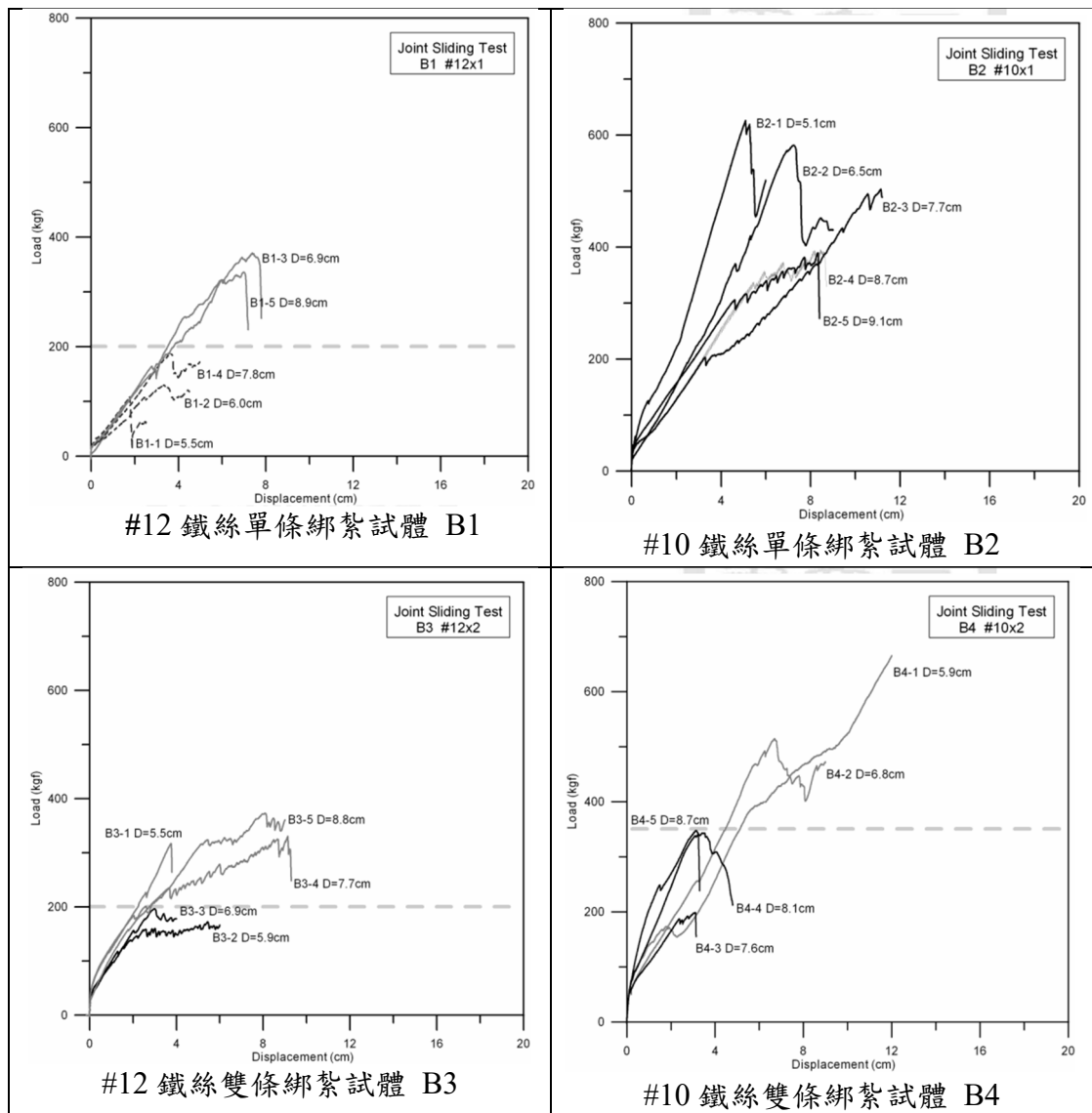


圖 7.20 載重與位移關係曲線[4]

根據表 7.4 以及圖 7.20，若僅考慮鐵線綁紮，且不考慮竹材管徑、含水率影響，可將試驗結果區分為 B1、B2、B3、B4，根據此試驗結果以及 7.3 節進行設計值的計算。

試驗強度採用破壞載重，根據 6.3 節可得  $F_{yk}$  如表 7.5 所示，採用服務等級 2，同時考慮長期與短期(風與地震)載重，查表 6.13 可得  $C_{DF}=0.55、0.85$ ，安全係數  $FS_j$  取 3.0，再將表 7.5 之特徵強度及各修正參數代入 7.1 式，可得接合容許設計抗剪強度  $F_y$ ，如表 7.6 所示。若採用極限設計法，方法一使用的安全係數根據表 7.3 為 2.0，使用方法二須根據表 6.18 得接頭強度折減係數  $f_i$  為 0.65，可以發現方法二(杜怡萱 2021[1])較方法一(ISO 22156:2021[11])計算出的強度更大，故 ISO 22156:2021[11]的極限設計強度計算結果較杜怡萱 2021[1]來得保守。接合極限設計抗剪強度如表 7.7 所示。



接合抗剪勁度特徵值參照 7.3.4 節的接合撓曲勁度特徵值的計算流程。而試驗勁度取最大載重與原點之割線斜率，若有明顯震盪則取震盪前之勁度，再根據 6.3 節具算出  $K_{ek}$  如表 7.8 所示。採用服務等級 2，同時考慮長期與短期(風與地震)載重，查表 6.20 可得  $C_{DF}=0.45、0.85$ ，再將表 7.8 之特徵強度及各修正參數代入 7.2 式，可得接合抗剪勁度  $K_e$ ，如表 7.9 所示。

表 7.5 接合抗剪強度特徵值

	B1 [N]	B2 [N]	B3 [N]	B4 [N]
$F_{yk}$	557	3076	731	933

表 7.6 容許設計接合抗剪強度

		B1 [N]	B2 [N]	B3 [N]	B4 [N]
$F_y$	長期	102	564	134	171
	短期 (地震、風)	158	871	207	264

表 7.7 極限設計接合抗剪強度

			B1 [N]	B2 [N]	B3 [N]	B4 [N]
$F_y$	長期	ISO 22156:2021[11]	153	846	201	256
		杜怡萱 2021[1]	199	1099	261	333
	短期 (地震、風)	ISO 22156:2021[11]	237	1307	311	396
		杜怡萱 2021[1]	308	1699	404	515

表 7.8 接合抗剪勁度特徵值

	B1 [kN/m]	B2 [kN/m]	B3 [kN/m]	B4 [kN/m]
$K_{ek}$	47.38	69.15	62.92	71.99

表 7.9 接合抗剪勁度設計值

		B1 [kN/m]	B2 [kN/m]	B3 [kN/m]	B4 [kN/m]
$K_e$	長期	21.32	31.11	28.31	32.39
	短期 (地震、風)	40.27	58.78	53.48	61.19

#### 7.4.2 大藏竹管續接抗剪試驗(僅使用綁紮接合)

參考大藏竹管續接抗剪試驗 2022[18]，此試驗的接合方式為綁紮及續接。如圖 7.21 所示，此試驗將力施加於中間竹管，並且兩邊各有一根竹管，傳力機制為剪力。由於兩邊各有一根竹管，且於試體上下各綁紮一次，故將此試驗考慮為四個接合點，此處使用三組不同號數的鐵絲綁紮，第四項次到第六項次使用的鐵絲號數分別為 #10、#12、#14，竹材的尺寸如表 7.9 所示。從圖 7.22 及表 7.10 可得最低的接合強度約為 900kgf，勁度為 40 kN/m，使用較低號數鐵絲綁紮的試體勁度與強度較高，表示使用較粗的材料綁紮可以增加強度及勁度。



圖 7.21 大藏竹管續接抗剪試驗[17](僅使用綁紮接合)

表 7.10 大藏竹管續接抗剪試驗紀錄[17]

項次	編號	直徑			厚度			最大施加負載(kgf)	位移量(mm)
4	#10 無螺桿	83	80.5	85.5	9.5	9.5	9.5	1360	31.8
5	#12 無螺桿	86	78.5	84.5	8.5	6.5	8.3	990	33.2
6	#14 無螺桿	79.5	77	84.5	9.5	9	9.5	1005	82.2

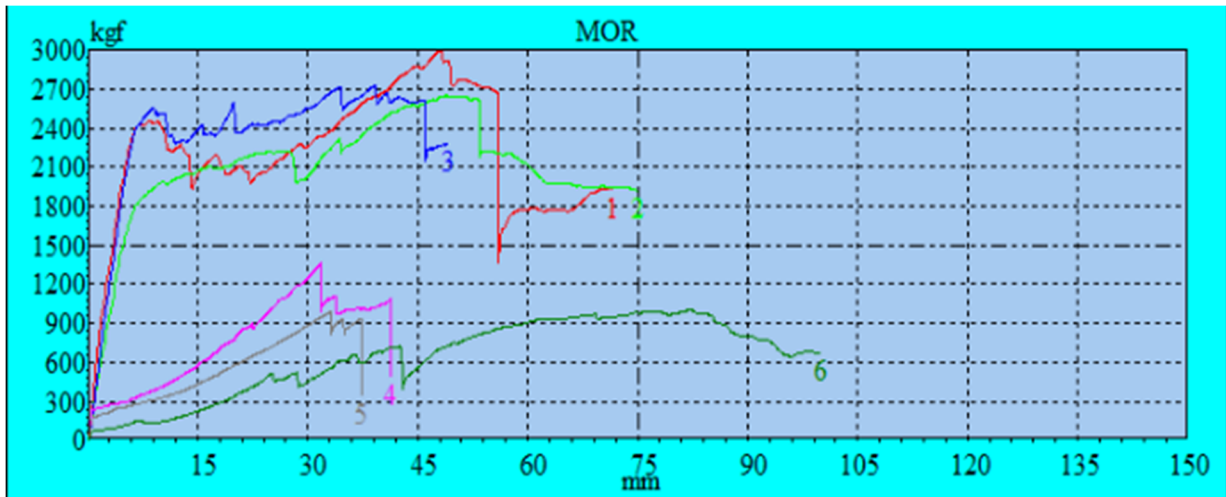


圖 7.22 載重與位移關係圖[17]

表 7.11 接合勁度計算(項次 6)

	$F$	$\Delta$	$K$	$n$	$K' = K/n$
單位	[kgf]	[mm]	[N/mm]	[-]	[N/mm]
無螺桿	700	42	163.5	4	40

## 7.5 螺栓接合之接合強度與勁度

接合形式複雜，各種接合的力學模式也不盡相同，此處列出於薄殼竹構造會使用到的螺栓接合形式，透過試驗得到試驗值，再經過 7.3 節規範即可得到設計值。此節之試驗之試體數皆不足，故沒有列出設計值之計算。

### 7.5.1 大藏竹管續接抗剪試驗(使用螺栓及綁紮接合)

參考大藏竹管續接抗剪試驗 2022[18]，此試驗的接合方式為綁紮結合螺栓及續接。如圖 7.23 所示，此試驗將力施加於中間竹管，並且兩邊各有一根竹管，傳力機制為剪力。試體由三根竹管組成，在試體上下各綁紮一次，且於試體中間處以螺栓接合，若只考慮螺栓接合，此試驗應考慮為兩個接合點。此處使用三組不同號數的鐵絲綁紮，第四項次到第六項次使用的鐵絲號數分別為#10,#12,#14，竹材的尺寸如表 7.11 所示。

根據表 7.12 與

表 7.13，可以觀察到最低的接合強度為 2700 kgf，勁度為 1307kN/m，且使用螺栓接合後，接合強度與勁度皆提升許多，且勁度較為一致，表示螺栓接合的強度與勁度皆較綁紮接合好上許多。



圖 7.23 大藏竹管續接抗剪試驗[18](使用螺栓及綁紮接合)

表 7.12 大藏竹管續接抗剪試驗紀錄[18]

項次	編號	直徑 (mm)			厚度 (mm)			最大施加負載 (kgf)	位移量 (mm)
1	#10 有螺桿	95	89	89	10	9	9	2988	47.8
2	#12 有螺桿	86.5	88.5	86.5	7	7.5	7	2649	49.0
3	#14 有螺桿	89.5	90	87.5	9.5	9.5	8.5	2723	39.3

表 7.13 接合勁度計算(項次 2)

單位	F	Δ	K	n	K'=K/n
	[kgf]	[mm]	[N/mm]	[-]	[N/mm]
有螺桿	2000	7.5	2613	2	1307

### 7.5.2 大藏竹管續接抗彎試驗

參考大藏竹管續接抗彎試驗 2022[18]，此試驗的接合方式為綁紮結合螺栓及續接。如圖 7.24 所示，竹種為孟宗竹，綁紮分別使用 #12、#10 的鐵絲，並且使用 4 分螺桿，因試體由四根竹管組成，且有兩處螺栓接合，故螺栓接合點共有 4 個。試驗受力方式如圖 7.25 所示，試體兩端為支承，距離支承 65 公分處施加向下力，接合受正彎矩。

由圖 7.26 可以觀察出最大壓力約為 1000 kgf，可以計算出最大彎矩為 1.59 kN/m，計算式如下。

$$M_{max} = \frac{\left(\frac{1000}{2 \times 2}\right) \times 9.8 \times 650}{1E6} = 1.59 \text{ kN} - \text{m}$$

由圖 7.27 可以計算出  $K_{\theta}$  為 5.17 kNm/rad，計算式如下。

$$\begin{aligned} \theta &= 2\theta' \\ \theta' &= \Delta / L \\ M &= PL \\ K_{\theta} &= \frac{M}{\theta} = PL^2 / (2\Delta) \\ &= \frac{50 \times 9.8 \times 6502}{2 \times 20} = 5175625 \text{ N} - \text{mm/rad} = 5.17 \text{ kNm/rad} \end{aligned}$$

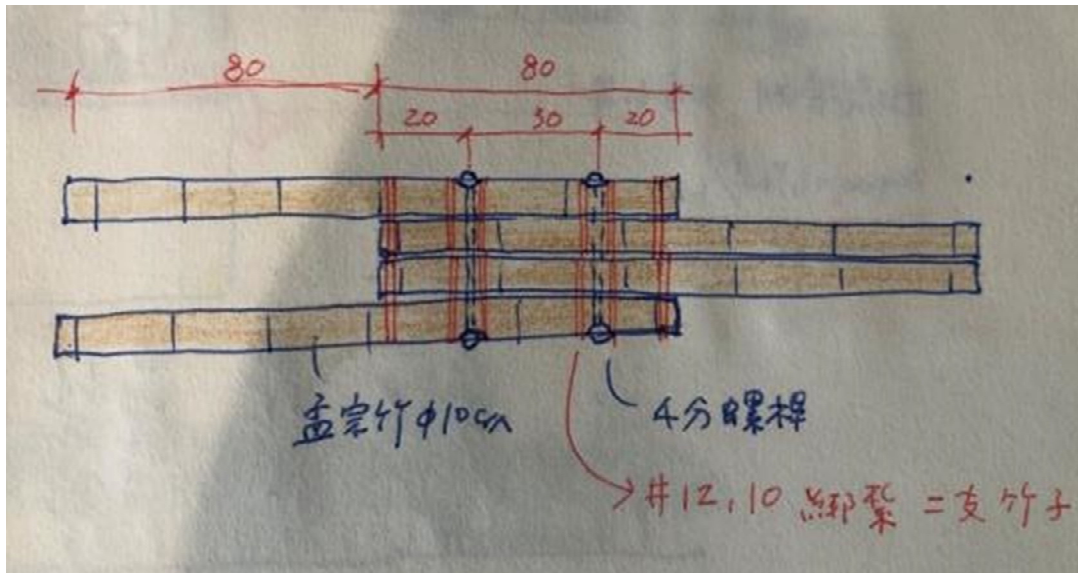


圖 7.24 大藏竹管續接抗彎試驗接合示意圖

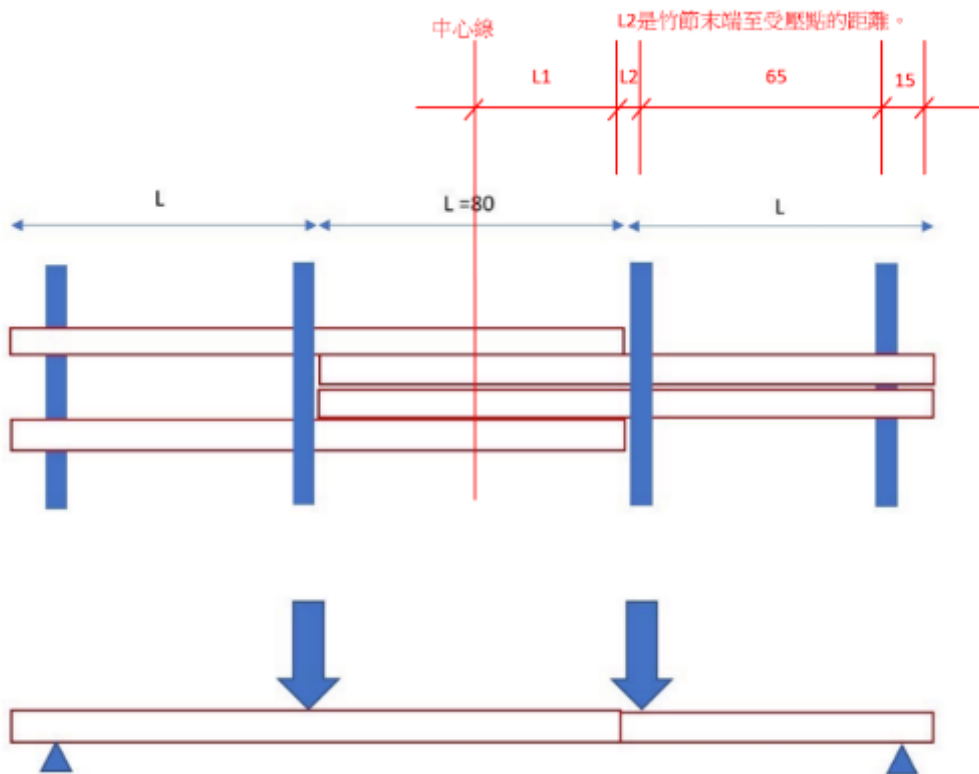


圖 7.25 大藏竹管續接抗彎試驗示意圖

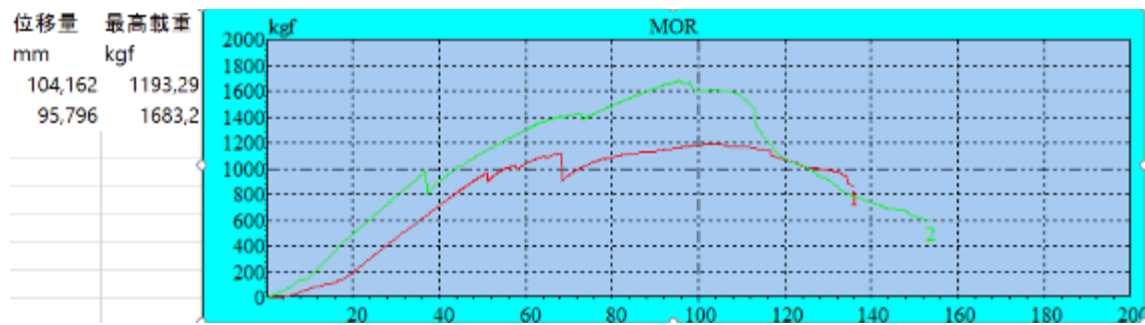


圖 7.26 載重與位移關係圖[18]

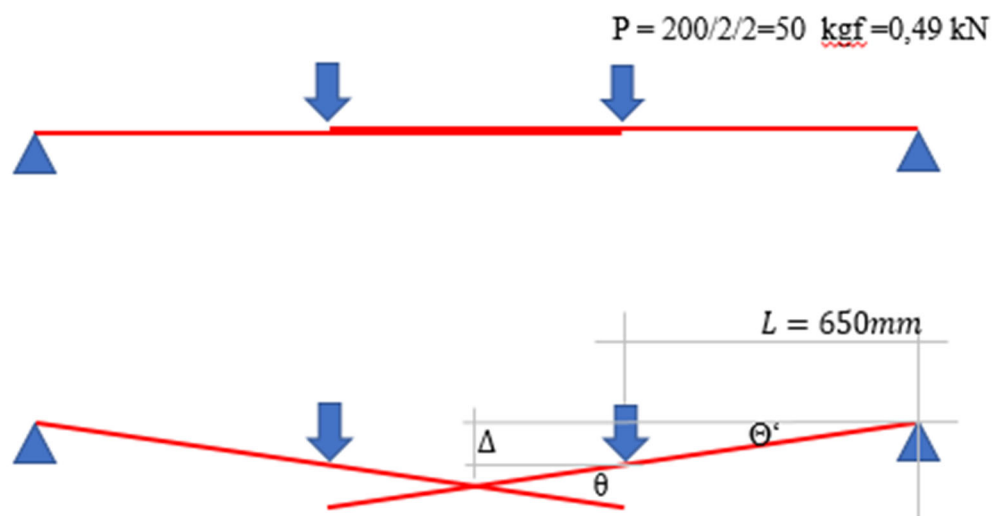


圖 7.27  $\theta'$  與  $\theta$  關係示意圖

## 7.6 小結

經過 7.0 節文獻回顧可以發現接合種類繁雜，接合試驗更是甚少，所以在 7.1 節對接合提出了接合分類的方法，以方便讀者能夠輕鬆辨識，但也可以發現還是有很多種特殊形式的接合沒有辦法被清楚定義。

在 7.2 節中即針對竹薄殼結構中的接頭提出詳細的力學分析，運用彈簧元素來模擬真實的竹構接合。彈簧元素的勁度須經過試驗及規範來定義，故在 7.3 節中，將試驗結果轉換為特徵值，再依不同設計方法，修正為設計值作為後續設計指標。

7.4 節與 7.5 節列出了竹薄殼結構會使用到的接合形式及試驗，可以觀察出竹構接合的強度及勁度受構造方式不同的影響較明顯，而用途、幾何方式的區別對強度及勁度的影響較小。另外在 7.4 節中有運用了 7.3 節的方式計算設計值，其中由於使用的材料尺寸、接合位置有所不同，觀察到強度有明顯的差異，勁度

則較不受其影響。故若要使用 7.3 節去計算設計值，則建議試體數皆須增加，且試體尺寸、含水率亦須盡量一致；接合位置因施工上不易將接合位置統一，而根據試驗可觀察到在竹節間接合的強度較低，故建議接合位置盡量統一在竹節間。

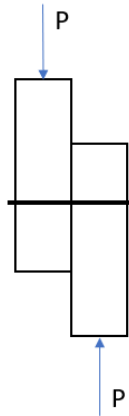
## 第八章 竹管螺栓接合之規範計算

螺栓接合因施作方便，是除了綁紮接合外最常見的接合形式，它屬於插梢式接合的一種，透過將竹材鑽孔並以插梢構件貫穿，以單剪或雙剪的形式傳遞剪力，再用螺帽鎖定形成的剪力型接合。其最大的缺點為接合處應力集中現象明顯，導致平行纖維方向容易產生劈裂破壞，因此螺栓接合常與其他加強方式結合，如綁紮產生圍束效應、填充 epoxy 或水泥砂漿降低應力集中現象等方式，藉此提升接合的強度與勁度。

由於接合設定在竹結構分析時至關重要，因此本章節以大藏竹管續接抗剪試驗 2022[18]做為計算範例(孟宗竹，接合形式為螺栓搭配鐵絲綁紮的雙剪接合，詳 7.5.1 節)，且因竹材與木材一樣皆為天然材料，所以分別採竹構造設計規範(ISO 22156:2021[11])及歐洲木構造設計規範(EN 1995-1-1:2004[19]、台灣木構造建築物設計及施工技術規範 2003[15])進行接合強度與勁度試算，其中，所採用的竹材強度(試驗強度、特徵強度、設計強度)來自第六章由游家誠(2009)所得之各強度值。觀察圖 7.22，項次 1 至項次 3(螺栓接合搭配鐵絲綁紮)的載重-位移曲線可發現其破壞前的斜率幾乎相同，也就是說螺栓接合在有鐵絲綁紮的情形下雖然提供了圍束效應，對劈裂破壞的發生有所抑制，但最終的破壞模式仍由螺桿控制，鐵絲直徑對接合強度的影響甚小，因此本章計算忽略鐵絲對接合強度的影響。

本章將分別討論在不同規範下，接合處受力方向與纖維方向平行或垂直的狀況，再將各受力情形分成單剪接合及雙剪接合兩種形式進行探討，其中大藏試驗對應的是受力方向與纖維方向平行且為雙剪接合的形式；另外，本章單剪接合的計算假設試體兩竹管壁厚皆為 9mm，如圖八.1 所示。



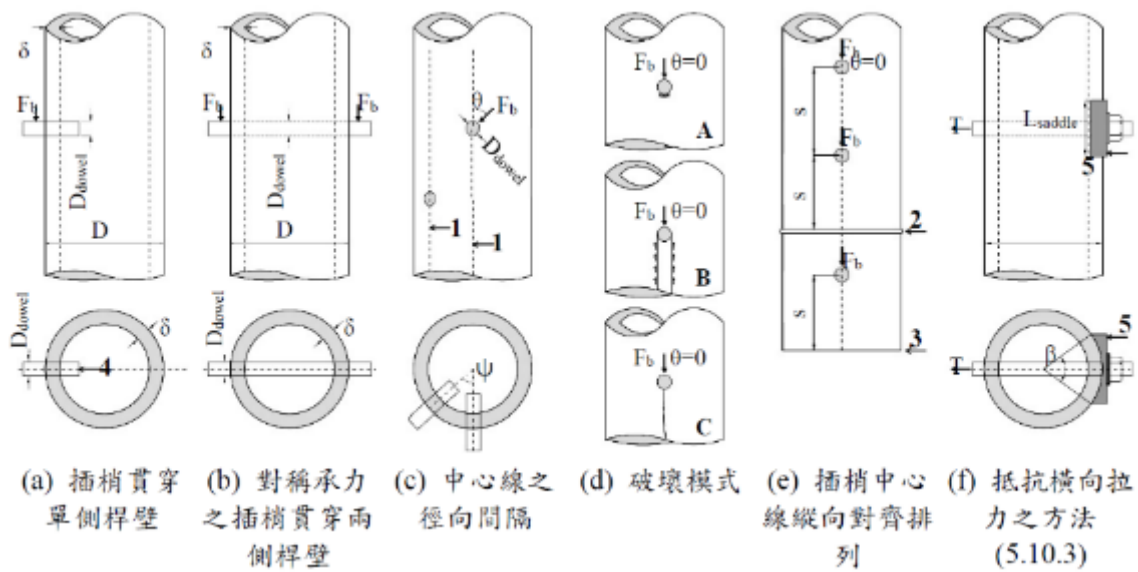


圖八.1 單剪模擬試體示意圖

### 8.1 竹螺栓接合強度以 ISO 22156:2021[11]規範試算

本節內容引自 ISO 22156:2021[11]、杜怡萱 2021[1]。觀察規範中之公式可以發現公式中並無安全係數，故於計算設計強度時使用 7.3.2 節提供之方式對強度折減。(備註：杜怡萱 2021[1]中翻譯本節強度為容許接合強度，此處修正為接合強度，以避免誤解為接合容許設計強度)

本節規定插梢本身的剪力強度須超過本節所計算的設計強度，故接合的破壞可不考慮螺栓破壞，規範中的破壞模式為圖八.2(d)分為 A(承載破壞)、B(剪力撕裂破壞)、C(劈裂破壞)。本節計算為貫穿單側桿壁之插梢強度，如單一連續插梢貫穿兩側桿壁，則接合強度可以雙倍計算。當單桿接合部中包含複數插梢時，不可直接將個別插梢的強度加總，必須根據杜怡萱2021[1]中之5.1節進行測試，以決定多插梢接合的折減係數。



圖八.2 插梢接合相關定義

(A) 承載破壞：

插梢之承載強度  $F_b$  依下8.1式計算：

$$F_b \leq D_{\text{dowel}} \times \delta \times f_c \times C_\theta \quad (8.1)$$

其中

$D_{\text{dowel}}$ : 為插梢之直徑。若為螺絲釘， $D_{\text{dowel}}$  為1.1 倍之螺絲釘根部直徑。

$\delta$ : 為竹材之桿壁厚。

$f_c$ : 為平行纖維抗壓強度。

$C_\theta$ : 為考慮相對於竹桿軸向( $0^\circ$ )之加載角度修正係數，如表八.1所示。

$F_b$  應施加於桿壁外側。載重  $F_b$  之偏心不應超過一倍桿壁厚或連接板厚。

表八.1 加載角度修正係數  $C_\theta$

插梢載重條件	相對於竹桿軸向( $0^\circ$ )之加載角度	
	$0^\circ < \theta \leq 5^\circ$	$\theta > 5^\circ$
插梢僅貫穿單側桿壁(圖八.2a)或不對稱承力之插梢貫穿兩側桿壁	0.3	0.2
對稱承力之插梢貫穿兩側桿壁(圖八.2b)	0.7	0.4

(B)剪力撕裂破壞：

在 $0^\circ < \theta \leq 5^\circ$ 的情況下，承載強度  $F_b$  不應超過依8.2式計算之剪力撕裂強度(圖八.2 d(B))：

$$F_b \leq 1.6 \times s \times \delta \times f_v \quad (8.2)$$

其中

$s$  為位於同一縱向中心線上的最小插梢間距，或插梢與載重方向上最近之竹節或桿端部的距離(見圖八.2)。

$\delta$  竹材之桿壁厚。

$f_v$  為抗剪強度。

(C)劈裂破壞：

此外，在 $0^\circ < \theta \leq 5^\circ$ 的情況下，容許承載強度 $F_b$  不應超過依8.3式計算之劈裂強度(圖八.2中的C)：

$$F_b \leq \frac{\pi \delta D_{\text{dowel}} f_{t90}}{2(1 - D_{\text{dowel}}/D)^2} \quad (8.3)$$

其中

$D_{\text{dowel}}$  為插梢之直徑。若為螺絲釘， $D_{\text{dowel}}$  為1.1 倍之螺絲釘根部直徑。

$D$  為竹材直徑。

$\delta$  為竹材之桿壁厚。

$f_{t90}$  為垂直纖維抗拉強度。

### 8.1.1 受力方向與纖維平行

根據規範可以發現在  $0^\circ < \theta \leq 5^\circ$  的情況下，三種破壞模式皆須考慮，固本小節為受力方向與纖維方向平行，需考慮三種破壞模式，並且還需要討論單剪與雙剪之受力情形，承載破壞公式(8.1 式)中的加載角度修正係數  $C_\theta$  根據表八.1 可以查到單剪受力時為 0.3，雙剪受力為 0.7。

#### 8.1.1.1 單剪受力

此處的計算為模擬兩根管壁為 9mm 之竹管以螺栓接合，材料之強度特徵值與試驗平均值均採用游家誠(2009)[4]孟宗竹所對應的值進行相關計算，其中劈裂破壞的公式使用到的材料強度為平行纖維抗拉強度，此強度參考台灣木構造建築物設計及施工技術規範 2003[15])中木材之平行纖維抗拉強度約為平行纖維抗壓強度之 1/10，故於劈裂破壞模式下公式的平行纖維抗拉強度採用表 6.16 中平行纖維抗壓強度的 1/10，表八.2 至表八.4 分別計算不同破壞模式下的接合強度。

表八.2 螺栓單剪接合計算(承載破壞 A)

螺桿直徑 $D_{\text{dowel}}$		12.7	[mm]
竹桿壁厚 $\delta$		9	[mm]
平行纖維抗壓強度試驗平均值 $f_{c, a}$		66	[MPa]
平行纖維抗壓強度特徵值 $f_{c, k}$		48	[MPa]
加載角度修正係數 $C_\theta$		0.3	[-]
載重持續時間修正係數 $C_{DF}$	長期	0.55	[-]
	短期	0.85	[-]
安全係數 $FS_j$		3	[-]
單插梢強度試驗值 $F_{b, a}$		4526	[N]
單插梢強度特徵值 $F_{b, k}$		3292	[N]
單插梢強度設計值 $F_{b, d}$	長期	604	[N]
	短期	933	[N]

表八.3 螺栓單剪接合計算(剪力撕裂破壞 B)

最小插梢間距s		200	[mm]
竹桿壁厚 $\delta$		9	[mm]
平行纖維抗剪強度試驗平均值 $f_{v,a}$		8.8	[MPa]
平行纖維抗剪強度試驗特徵值 $f_{v,k}$		6.3	[MPa]
載重持續時間修正係數 $C_{DF}$	長期	0.55	[-]
	短期	0.85	[-]
安全係數 $FS_j$		3	[-]
單插梢強度試驗值 $F_{b,a}$		50688	[N]
單插梢強度特徵值 $F_{b,k}$		36288	[N]
單插梢強度設計值 $F_{b,d}$	長期	6653	[N]
	短期	10282	[N]

表八.4 螺栓單剪接合計算(劈裂破壞 C)

螺桿直徑 $D_{dowel}$		12.7	[mm]
竹桿壁厚 $\delta$		9	[mm]
竹管標稱直徑D		89	[mm]
垂直纖維抗拉強度試驗平均值 $f_{90,a}$		15.9	[MPa]
垂直纖維抗拉強度試驗特徵值 $f_{90,k}$		11.5	[MPa]
載重持續時間修正係數 $C_{DF}$	長期	0.55	[-]
	短期	0.85	[-]
安全係數 $FS_j$		3	[-]
單插梢強度試驗值 $F_{b,a}$		7768	[N]
單插梢強度特徵值 $F_{b,k}$		5619	[N]
單插梢強度設計值 $F_{b,d}$	長期	1030	[N]
	短期	1592	[N]

表八.5 比較三個破壞模式之單插梢強度試驗值，可得受力方向與纖維平行且單剪受力下由承載破壞控制，其單剪受力下之接合試驗強度為 4526 N。

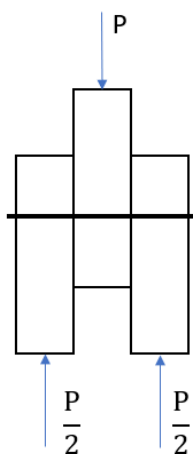
表八.5 單插梢強度試驗值比較

	單插梢強度試驗值 $F_{b,a}$ [N]
承載破壞A	4526
剪力撕裂破壞B	50688
劈裂破壞C	7768

### 8.1.1.2 雙剪受力

此處計算為大藏竹管續接抗剪試驗[18]，此試驗由三個桿件構成，其中中間竹桿為對稱承力，而兩側竹桿為非對稱承力，三者皆為貫穿兩側桿壁，故須對三根竹桿分別計算接合強度，並取最小值為控制強度。

在承載破壞模式時，需考慮對稱承力或非對稱承力，並參考表八.1 可得加載角度修正係數。大藏試驗中左右桿件分別對應到  $1/2$  的  $P$ ，而中間桿件對應到  $P$ ，如圖八.3 所示，可以發現桿件對應到的力不同，若要比較何者控制，需在此處增加一欄對應試驗強度  $P$ 。經過計算可得三個破壞模式下之接合強度，如表八.6 至表八.8 所示。



圖八.3 大藏竹管續接抗剪試驗[18]受力示意圖

表八.6 螺栓雙剪接合計算(承載破壞 A)

破壞模式A			左邊桿件	中間桿件	右邊桿件
螺桿直徑 $D_{dowel}$		[mm]	12.7	12.7	12.7
竹桿壁厚 $\delta$		[mm]	10	9	9
平行纖維抗壓強度試驗平均值 $f_{c, a}$		[MPa]	66	66	66
平行纖維抗壓強度特徵值 $f_{c, k}$		[MPa]	48	48	48
加載角度修正係數 $C_{\theta}$		[-]	0.3	0.7	0.3
載重持續時間修正係數 $C_{DF}$	長期	[-]	0.55	0.55	0.55
	短期	[-]	0.85	0.85	0.85
安全係數 $FS_j$		[-]	3	3	3
單插梢強度試驗值 $F_{b, a}$		[N]	5029	10561	4526
單插梢強度特徵值 $F_{b, k}$		[N]	3658	7681	3292
單插梢強度設計值 $F_{b, d}$	長期	[N]	671	1408	604
	短期	[N]	1036	2176	933
對應試驗強度 $P$		[N]	10058	10561	9053

表八.7 螺栓雙剪接合計算(剪力撕裂破壞 B)

破壞模式B			左邊桿件	中間桿件	右邊桿件
最小插梢間距s		[mm]	200	200	200
竹桿壁厚 $\delta$		[mm]	10	9	9
平行纖維抗剪強度試驗平均值 $f_{v,a}$		[MPa]	8.8	8.8	8.8
平行纖維抗剪強度試驗特徵值 $f_{v,k}$		[MPa]	6.3	6.3	6.3
載重持續時間修正係數 $C_{DF}$	長期	[-]	0.55	0.55	0.55
	短期	[-]	0.85	0.85	0.85
安全係數 $FS_j$		[-]	3	3	3
單插梢強度試驗值 $F_{b,a}$		[N]	56320	50688	50688
單插梢強度特徵值 $F_{b,k}$		[N]	40320	36288	36288
單插梢強度設計值 $F_{b,d}$	長期	[N]	7392	6653	6653
	短期	[N]	11424	10282	10282
對應試驗強度P		[N]	112640	50688	101376

表八.8 螺栓雙剪接合計算(劈裂破壞 C)

破壞模式C			左邊桿件	中間桿件	右邊桿件
螺桿直徑 $D_{dowel}$		[mm]	12.7	12.7	12.7
竹桿壁厚 $\delta$		[mm]	10	9	9
竹管標稱直徑D		[mm]	89	89	89
垂直纖維抗拉強度試驗平均值 $f_{t90,a}$		[MPa]	15.9	15.9	15.9
垂直纖維抗拉強度試驗特徵值 $f_{t90,k}$		[MPa]	11.5	11.5	11.5
載重持續時間修正係數 $C_{DF}$	長期	[-]	0.55	0.55	0.55
	短期	[-]	0.85	0.85	0.85
安全係數 $FS_j$		[-]	3	3	3
單插梢強度試驗值 $F_{b,a}$		[N]	8631	7768	7768
單插梢強度特徵值 $F_{b,k}$		[N]	6243	5619	5619
單插梢強度設計值 $F_{b,d}$	長期	[N]	1145	1030	1030
	短期	[N]	1769	1592	1592
對應試驗強度P		[N]	17263	7768	15537

在考慮三種破壞模式與三根桿件後，比較其對應試驗強度 P，由劈裂破壞模式的中間桿件控制，雙剪受力下之接合試驗強度為 7768 N，如表八.9 所示。

表八.9 對應試驗強度比較

		對應試驗強度 P [N]
承載破壞A	左邊桿件	10058
	中間桿件	10561
	右邊桿件	9053
剪力撕裂破壞B	左邊桿件	112640
	中間桿件	50688
	右邊桿件	101376
劈裂破壞C	左邊桿件	17263
	中間桿件	7768
	右邊桿件	15537

### 8.1.2 受力方向與纖維垂直

受力方向與纖維垂直，力與纖維的角度大於  $5^\circ$ ，根據規範無需考慮剪力撕裂破壞與劈裂破壞，僅使用承載破壞模式去計算接合強度，其中加載角度修正係數  $C_\theta$  根據表八.1 可以查到單剪受力時為 0.2，雙剪受力下為 0.4。

#### 8.1.2.1 單剪受力

此處計算與 8.1.1.1 節相比，僅將加載角度修正係數  $C_\theta$  從 0.3 改為 0.2，故強度折減為受力方向與纖維平行的 2/3 倍，接合試驗強度為 3018 N，如表八.10 所示。

表八.10 螺栓單剪接合計算(A)承載破壞

螺桿直徑 $D_{\text{dowel}}$		12.7	[mm]
竹桿壁厚 $\delta$		9	[mm]
平行纖維抗壓強度試驗平均值 $f_{c, a}$		66	[MPa]
平行纖維抗壓強度特徵值 $f_{c, k}$		48	[MPa]
加載角度修正係數 $C_\theta$		0.2	[-]
載重持續時間修正係數 $C_{DF}$	長期	0.55	[-]
	短期	0.85	[-]
安全係數 $FS_j$		3	[-]
單插梢強度試驗值 $F_{b, a}$		3018	[N]
單插梢強度特徵值 $F_{b, k}$		2195	[N]
單插梢強度設計值 $F_{b, d}$	長期	402	[N]
	短期	622	[N]



### 8.1.2.2 雙剪受力

雙剪受力下仍須討論不同桿件之受力情形，將加載角度修正係數  $C_{\theta}$  帶入後可以發現不同於 8.1.1.2 中承載破壞模式下的結果，此處中間桿件與右邊桿件所提供之試驗強度會相同，由中間與右邊桿件控制，如表八.11 所示。

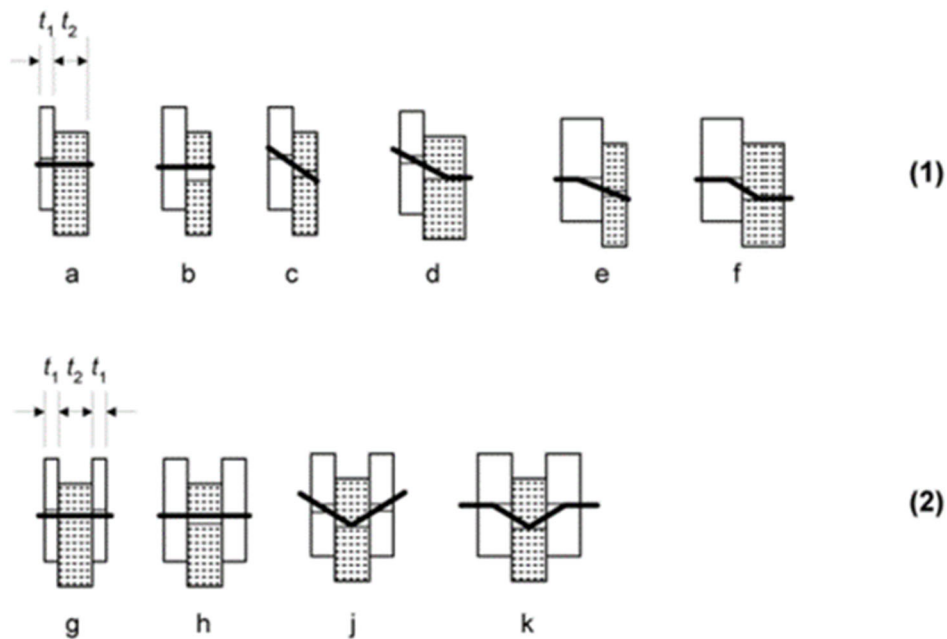
表八.11 螺栓雙剪接合計算(A)承載破壞

破壞模式A			左邊桿件	中間桿件	右邊桿件
螺桿直徑 $D_{dowel}$		[mm]	12.7	12.7	12.7
竹桿壁厚 $\delta$		[mm]	10	9	9
平行纖維抗壓強度試驗平均值 $f_{c, a}$		[MPa]	66	66	66
平行纖維抗壓強度特徵值 $f_{c, k}$		[MPa]	48	48	48
加載角度修正係數 $C_{\theta}$		[-]	0.2	0.4	0.2
載重持續時間修正係數 $C_{DF}$	長期	[-]	0.55	0.55	0.55
	短期	[-]	0.85	0.85	0.85
安全係數 $FS_j$		[-]	3	3	3
單插梢強度試驗值 $F_{b, a}$		[N]	3353	6035	3018
單插梢強度特徵值 $F_{b, k}$		[N]	2438	4389	2195
單插梢強度設計值 $F_{b, d}$	長期	[N]	447	805	402
	短期	[N]	691	1244	622
對應試驗強度P		[N]	6706	6035	6035

## 8.2 竹螺栓接合強度以歐洲木構造 EN 1995-1-1:2004[19]規範試算

歐洲木構造 EN 1995-1-1:2004[19]有根據破壞模式與受力方式做區分，與 ISO 竹構造不同的是歐洲木構造有考慮接合材被破壞的情形。規範可分為單剪與雙剪受力，再根據不同的破壞模式計算出單剪切面的特徵強度，最後取最小值控制。

歐洲木構造 EN 1995-1-1:2004[19]的破壞模式如圖八.4 所示，單剪的破壞模式 a 至 f，雙剪為 g 至 k，圖中深色為主構材，淺色為側材，其對應接合強度公式如圖八.5 中所示。



圖八.4. 接合破壞模式示意圖

$$\begin{aligned}
F_{v,Rk} &= \min \left\{ \begin{aligned} & f_{h,1,k} t_1 d && \text{(a)} \\ & f_{h,2,k} t_2 d && \text{(b)} \\ & \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{1+\beta} \left[ \sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[ 1 + \frac{t_2}{t_1} + \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left( 1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} && \text{(c)} \\ & 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2+\beta} \left[ \sqrt{2\beta(1+\beta) + \frac{4\beta(2+\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} && \text{(d)} \\ & 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_2 d}{1+2\beta} \left[ \sqrt{2\beta^2(1+\beta) + \frac{4\beta(1+2\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} && \text{(e)} \\ & 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} && \text{(f)} \end{aligned} \right. \\
F_{v,Rk} &= \min \left\{ \begin{aligned} & f_{h,1,k} t_1 d && \text{(g)} \\ & 0,5 f_{h,2,k} t_2 d && \text{(h)} \\ & 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2+\beta} \left[ \sqrt{2\beta(1+\beta) + \frac{4\beta(2+\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} && \text{(j)} \\ & 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} && \text{(k)} \end{aligned} \right.
\end{aligned}$$

圖八.5 破壞模式對應之強度公式

其中

- $F_{v,Rk}$ : 為單一螺栓下的單剪切面特徵承載強度(MPa)。
- $t_i$ : 構材厚度，取 2 倍管壁厚(mm)。
- $f_{h,i,k}$ : 竹材之特徵嵌入強度 embedment strength (MPa)。
- $d$ : 螺栓直徑(mm)。
- $M_{y,Rk}$ : 螺栓之特徵降伏彎矩(N-mm)。
- $\beta$ : 構材之嵌入強度比。
- $F_{ax,Rk}$ : 接合材的特徵軸向拔出強度，此處無法取得此數值，故根據規範可將此項忽略。

$f_{h,i,k}$  與  $M_{y,Rk}$  的計算式如下：

$$M_{y,Rk} = 0.3f_{u,k}d^{2.6} \quad (8.4)$$

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90}\sin^2\alpha + \cos^2\alpha} \quad (8.5)$$

$$f_{h,0,k} = 0.082(1 - 0.01d)\rho_k \quad (8.6)$$

$$k_{90} = 0.9 + 0.015d \quad (8.7)$$

其中

$M_{y,Rk}$ : 螺栓降伏彎矩特徵值(N-mm)。

$f_{u,k}$ : 螺栓抗拉強度特徵值(MPa)。

$d$ : 螺栓直徑(mm)。

$k_{90}$ : 採用歐洲木構造中的硬木公式。

$f_{h,0,k}$ : 平行纖維之嵌入強度特徵值(MPa)。

$\rho_k$ : 竹材密度特徵值(MPa)。

$\alpha$ : 力與纖維的角度。

$d$ : 螺栓直徑(mm)。

### 8.2.1 受力方向與纖維平行

規範計算出的強度為特徵強度，但為了與大藏試驗破壞值比較，本節的計算會根據公式找出與特徵強度有關的參數進行調整，其中特徵嵌入強度(embedment strength)中使用到竹材的特徵密度，更改為試驗平均密度，參考由馬子斌 1964[3] 提出的試驗報告，可得試驗平均密度為  $721\text{kg/m}^3$ ，而螺栓降伏彎矩公式中使用到的螺栓抗拉強度使用 4.8 級抗拉強度 420 MPa。

受力方向與纖維方向平行時，使用到的嵌入強度公式為 8.6 式，經過計算可得嵌入強度為 51.6 MPa，螺栓降伏彎矩值計算根據 8.4 式可得 93381 N-mm，構材之嵌入強度比  $\beta$  因材料皆為竹管，故嵌入強度一致，嵌入強度比  $\beta$  為 1。

### 8.2.1.1 單剪受力

針對圖八.1 之兩模擬試體進行計算，因兩試體管壁厚皆假設為 9 mm，故在主構材厚度與側材厚度皆為 18 mm，根據規範計算出的強度如表八.12，可得出破壞模式 c 的強度控制，其值為 4887 N。

表八.12 螺栓單剪接合計算

破壞模式		a	b	c	d	e	f
螺桿直徑 d	[mm]	12.7	12.7	12.7	12.7	12.7	12.7
構材厚度 t1	[mm]	18	-	18	18	18	-
構材厚度 t2	[mm]	-	18	-	-	-	-
構材之嵌入強度比 $\beta$	[-]	-	-	1	1	-	1
竹材嵌合強度 $f_{h,0,\alpha}$	[MPa]	51.6	51.6	51.6	51.6	51.6	51.6
螺栓降伏彎矩 $M_{y,Ra}$	[N-mm]	-	-	-	93381	93381	93381
承載強度試驗值 $F_{v,Ra}$	[N]	11799	11799	4887	8448	8448	12724

### 8.2.1.2 雙剪受力

此處計算範例為大藏竹管續接抗剪試驗[18]，經由歐洲木構造計算可得表八.13，接合強度由破壞模式 h 控制，其值為 5899 N。與單剪受力之破壞模式 b 相比，因破壞模式 h 之接合處增加為兩個，故計算出的單剪切面特徵承載強度會降為 1/2 倍。

表八.13 螺栓雙剪接合計算

破壞模式		g	h	j	k
螺桿直徑 d	[mm]	12.7	12.7	12.7	12.7
構材厚度 t1	[mm]	19	-	19	-
構材厚度 t2	[mm]	-	18	-	-
構材之嵌入強度比 $\beta$	[-]	-	-	1	1
竹材嵌合強度 $f_{h,0,\alpha}$	[MPa]	51.6	51.6	51.6	51.6
螺栓降伏彎矩 $M_{y,Ra}$	[N-mm]	-	-	93381	93381
承載強度試驗值 $F_{v,Ra}$	[N]	12454	5899	8524	12724

### 8.2.2 受力方向與纖維垂直

受力方向垂直時的計算同 8.2.1 節，僅須修正嵌合強度，根據 8.5 式，力與纖維角度  $\alpha$  代  $90^\circ$ ，可得與力與纖維方向垂直之嵌合強度為 47.3 MPa，根據下方計算可得受力方向與纖維的關係從水平到垂直，對強度的影響大約占 1/10。

### 8.2.2.1 單剪受力

根據規範計算出的接合強度如表八.14，與 8.2.1.1 節的結果相差不大，並且同樣是由破壞模式 c 的強度控制，其值為 4482 N。

表八.14 螺栓單剪接合計算

破壞模式		a	b	c	d	e	f
螺桿直徑 d	[mm]	12.7	12.7	12.7	12.7	12.7	12.7
構材厚度 t1	[mm]	18	-	18	18	18	-
構材厚度 t2	[mm]	-	18	-	-	-	-
構材之嵌入強度比 $\beta$	[-]	-	-	1	1	-	1
竹材嵌合強度 $f_{h,0.05}$	[MPa]	47.3	47.3	47.3	47.3	47.3	47.3
螺栓降伏彎矩 $M_{v,Rd}$	[N-mm]	-	-	-	93381	93381	93381
承載強度試驗值 $F_{v,Rd}$	[N]	10820	10820	4482	8040	8040	12185

### 8.2.2.2 雙剪受力

根據規範計算出的接合強度如表八.15，與 8.2.1.2 節的結果相差不大，同樣由破壞模式 h 的強度控制，其值為 5410 N。

表八.15 螺栓雙剪接合計算

破壞模式		g	h	j	k
螺桿直徑 d	[mm]	12.7	12.7	12.7	12.7
構材厚度 t1	[mm]	19	-	19	-
構材厚度 t2	[mm]	-	18	-	-
構材之嵌入強度比 $\beta$	[-]	-	-	1	1
竹材嵌合強度 $f_{h,0.05}$	[MPa]	47.3	47.3	47.3	47.3
螺栓降伏彎矩 $M_{v,Rd}$	[N-mm]	-	-	93381	93381
承載強度試驗值 $F_{v,Rd}$	[N]	11421	5410	8103	12185

### 8.3 竹螺栓接合強度以台灣木構造建築物設計及施工技術規範 2003[15]試算

台灣的木構造設計規範中依受力方向與纖維方向的不同，提供相對應的木材容許應力表，而本節所採用的竹材容許應力為表 6.16 中，游家誠(2009)[4]孟宗竹所對應的值進行相關計算。此外，規範中也有明確列出螺栓接合在單、雙剪下的破壞模式及其接合強度計算式，供使用者計算容許接合強度，以下將分別介紹。

#### 8.3.1 受力方向與纖維平行

查表 6.16 可得孟宗竹的平行纖維長期容許壓應力為 13 MPa，以此進行後續小節的計算。

##### 8.3.1.1 單剪受力

木構造建築物設計及施工技術規範 2003[15]中，螺栓接合之容許降伏力依 8.8 式求得：

$$P_{y,d} = C \times F_e \times d \times l \quad (8.8)$$

其中

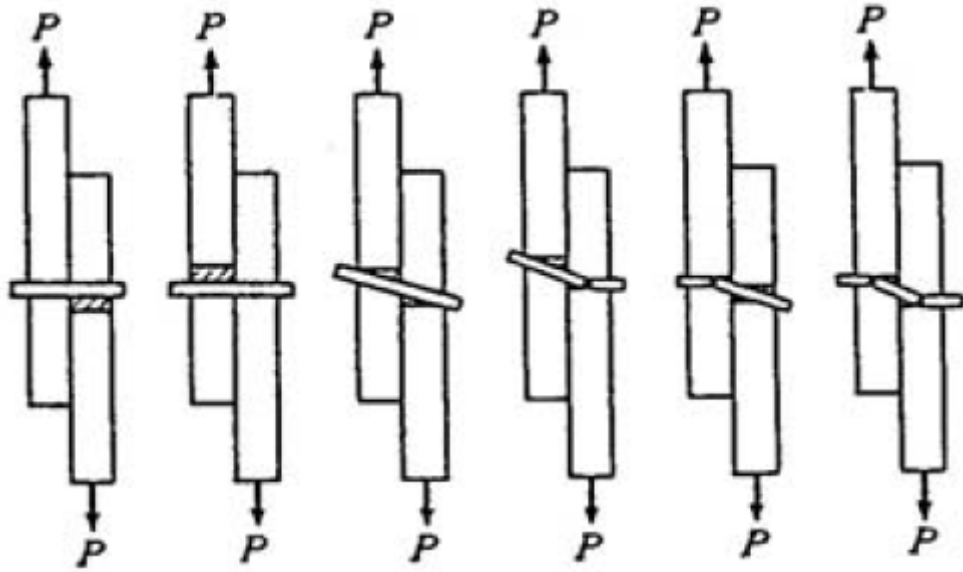
$P_{y,d}$ : 螺栓接合容許降伏力(N)。

$F_e$ : 主構材之承壓強度(MPa)，取主構材平行纖維長期容許壓應力之 3 倍。

D: 螺栓直徑(mm)。

$l$ : 主構材厚度(mm)，此處取 2 倍的竹管壁厚。

$C$ : 依接合形式與其破壞形式而定之係數，由圖八.6 的降伏模式依序對應 8.9 至 8.14 式計算，並取其最小者。



圖八.6 單剪接合形式之降伏模式[20]

$$C1 = 1 \quad (8.9)$$

$$C2 = \alpha\beta \quad (8.10)$$

$$C3 = \sqrt{\frac{\beta+2\beta^2(1+\alpha+\alpha^2)+\alpha^2\beta^2}{1+\beta}} - \beta(1+\alpha) \quad (8.11)$$

$$C4 = \sqrt{\frac{2\beta(1+\beta)}{(2+\beta)^2} + \frac{2\beta\gamma(\frac{d}{l})^2}{3(2\beta+1)}} - \frac{\alpha\beta}{2+\beta} \quad (8.12)$$

$$C5 = \sqrt{\frac{2\beta(1+\beta)}{(2+\beta)^2} + \frac{2\beta\gamma(\frac{d}{l})^2}{3(2\beta+1)}} - \frac{\alpha\beta}{2\beta+1} \quad (8.13)$$

$$C6 = \frac{d}{l} \sqrt{\frac{2\beta\gamma}{3(1+\beta)}} \quad (8.14)$$

以上各式中之符號定義如下：

$\alpha$ : 側材厚度/主構材厚度( $l'/l$ )。

$\beta$ : 側材與主構材之支壓強度比( $F_e'/F_e$ )。

$\gamma$ : 螺栓鋼材之基準強度與主構材之支壓強度比( $F/F_e$ )。

$F$ : 螺栓鋼材之基準強度(MPa)。

$F_e$ 及 $F_e'$ : 主構材及側材之承壓強度(MPa)，取其長期容許壓應力之3

倍。



以假定的單剪接合(管壁厚度皆為 9 mm)為例，側材與主構材厚度採兩倍的管壁厚度為 18 mm，且竹材皆為孟宗竹，因此，查表 6.16，平行纖維長期容許壓應力採 13 MPa，支壓強度為其 3 倍，螺栓鋼材之基準強度為 420 MPa，4 分螺桿直徑為 12.7 mm，代入 8.9 式至 8.14 式，計算過程及結果如表八.16 所示。

表八.16 螺栓單剪接合計算(原公式[15])

側材(左)厚度l'	=	1.8	[cm]	=	18	[mm]
主構材(右)厚度l	=	1.8	[cm]	=	18	[mm]
左側材長期容許壓應力 $f_{c,d}$	=	133	[kgf/cm <sup>2</sup> ]	=	13	[MPa]
側材支壓強度 $F_e'$	=	398	[kgf/cm <sup>2</sup> ]	=	39	[MPa]
主構材長期容許壓應力 $f_{c,d}$	=	133	[kgf/cm <sup>2</sup> ]	=	13	[MPa]
主構材支壓強度 $F_e$	=	398	[kgf/cm <sup>2</sup> ]	=	39	[MPa]
螺栓鋼材基準強度F	=	4281	[kgf/cm <sup>2</sup> ]	=	420	[MPa]
螺栓直徑d	=	1.27	[cm]	=	12.7	[mm]
$\alpha$	=	1	[-]			
$\beta$	=	1	[-]			
$\gamma$	=	10.8	[-]			
C1	=	1	[-]			
C2	=	1	[-]			
C3	=	0	[-]			
C4	=	0.946	[-]			
C5	=	0.946	[-]			
C6	=	1.34	[-]			
$C=\min(C1,C2,C3,C4,C5,C6)$	=	0	[-]			
螺栓接合容許降伏力 $P_{y,d}=C*F_e*d*1$	=	0	[kgf]	=	0	[N]
螺栓接合承載強度試驗值 $P_{y,a}$	=	0	[N]			

在上表中可發現，當側材與主構材厚度及支壓強度皆相同( $\alpha = \beta = 1$ )的情形下，參數 C 等於零(由 C3 控制)，意味著此螺栓單剪接合強度為零，明顯不合理，查日本木質構造設計規準.同解說 2006 [20]，8.11 式應修正為 8.15 式。依 8.15 式重新計算 C3，過程及結果如表八.17 所示。可發現接合強度由圖八.6 第三個滑移破壞模式所控制，螺栓單剪接合降伏力為 3693 N。

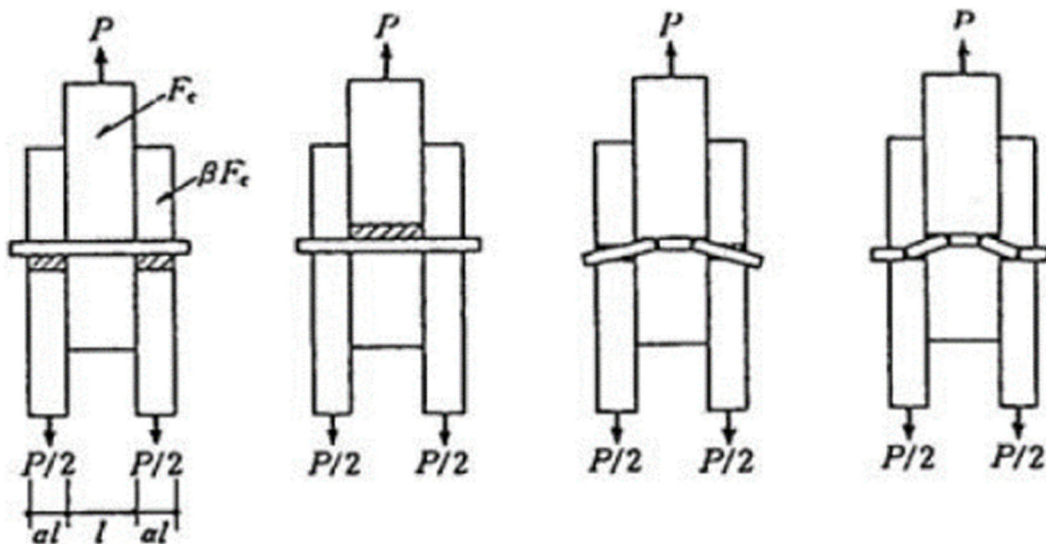
$$C3 = \frac{\sqrt{\beta+2\beta^2(1+\alpha+\alpha^2)+\alpha^2\beta^3-\beta(1+\alpha)}}{1+\beta} \quad (8.15)$$

表八.17 螺栓單剪接合計算(修正公式[20])

側材(左)厚度 $l'$	=	1.8	[cm]	=	18	[mm]
主構材(右)厚度 $l$	=	1.8	[cm]	=	18	[mm]
左側材長期容許壓應力 $f_{c,d}$	=	133	[kgf/cm <sup>2</sup> ]	=	13	[MPa]
側材支壓強度 $F_c'$	=	398	[kgf/cm <sup>2</sup> ]	=	39	[MPa]
主構材長期容許壓應力 $f_{c,d}$	=	133	[kgf/cm <sup>2</sup> ]	=	13	[MPa]
主構材支壓強度 $F_c$	=	398	[kgf/cm <sup>2</sup> ]	=	39	[MPa]
螺栓鋼材基準強度 $F$	=	4281	[kgf/cm <sup>2</sup> ]	=	420	[MPa]
螺栓直徑 $d$	=	1.27	[cm]	=	12.7	[mm]
$\alpha$	=	1	[-]			
$\beta$	=	1	[-]			
$\gamma$	=	10.8	[-]			
C1	=	1	[-]			
C2	=	1	[-]			
C3	=	0.414	[-]			
C4	=	0.946	[-]			
C5	=	0.946	[-]			
C6	=	1.34	[-]			
$C=\min(C1,C2,C3,C4,C5,C6)$	=	0.414	[-]			
螺栓接合容許降伏力 $P_{y,d}=C*F_c*d*1$	=	376	[kgf]	=	3693	[N]
螺栓接合承載強度試驗值 $P_{y,a}$	=	6249	[N]			

### 8.3.1.2 雙剪受力

雙剪形式的螺栓接合降伏力計算公式同 8.8 式，唯一不同處僅在參數 C 的部分，圖八.7 為雙剪接合的降伏模式，依序對應 8.16 式至 8.19 式，並取其最小者為參數 C。



圖八.7 雙剪接合形式之降伏模式[20]

$$C1 = 2\alpha\beta \quad (8.16)$$

$$C2 = 1 \quad (8.17)$$

$$C3 = \sqrt{\frac{8\alpha^2\beta^2(1+\beta)}{(2\beta+1)^2} + \frac{8\beta\gamma(\frac{d}{l})^2}{3(2\beta+1)}} - \frac{2\alpha\beta}{2\beta+1} \quad (8.18)$$

$$C4 = \frac{d}{l} \sqrt{\frac{8\beta\gamma}{3(1+\beta)}} \quad (8.19)$$

以大藏竹管續接抗剪試驗 2022[18]的項次一為例(表 7.12)，側材與主構材厚度皆採兩倍的管壁厚度，且竹材皆為孟宗竹，因此，查表 6.16，平行纖維長期容許壓應力採 13 MPa，支壓強度為其 3 倍，螺栓鋼材之基準強度為 420 MPa，4 分螺桿直徑為 12.7 mm，代入 8.16 式至 8.19 式，計算過程及結果如表八.18 所示。可發現接合強度由圖八.7 第二個承壓破壞模式所控制，螺栓雙剪接合降伏力為 8915 N。若要與大藏竹管續接抗剪試驗 2022[18]的試驗結果相比，則須將孟宗竹的支壓強度由 3 倍的長期容許壓應力 39 MPa 改為試驗值 66 MPa (表 6.1)，藉此推算相對應的破壞值為 15088 N。

表八.18 螺栓雙剪接合(項次 1)計算

左側材厚度 $l'$	=	2	[cm]	=	20	[mm]
右側材厚度 $l'$	=	1.8	[cm]	=	18	[mm]
主構材厚度 $l$	=	1.8	[cm]	=	18	[mm]
左側材長期容許壓應力 $f_{c,d}$	=	133	[kgf/cm <sup>2</sup> ]	=	13	[MPa]
左側材支壓強度 $F_e'$	=	398	[kgf/cm <sup>2</sup> ]	=	39	[MPa]
右側材長期容許壓應力 $f_{c,d}$	=	133	[kgf/cm <sup>2</sup> ]	=	13	[MPa]
右側材支壓強度 $F_e'$	=	398	[kgf/cm <sup>2</sup> ]	=	39	[MPa]
主構材長期容許壓應力 $f_{c,d}$	=	133	[kgf/cm <sup>2</sup> ]	=	13	[MPa]
主構材支壓強度 $F_e$	=	398	[kgf/cm <sup>2</sup> ]	=	39	[MPa]
					0	
螺栓鋼材基準強度 $F$	=	4281	[kgf/cm <sup>2</sup> ]	=	420	[MPa]
螺栓直徑 $d$	=	1.27	[cm]	=	12.7	[mm]
$\alpha$	=	1.06	[-]			
$\beta$	=	1	[-]			
$\gamma$	=	10.8	[-]			
C1	=	2.11	[-]			
C2	=	1	[-]			
C3	=	1.89	[-]			
C4	=	2.67	[-]			
$C=\min(C1,C2,C3,C4)$	=	1	[-]			
螺栓接合容許降伏力 $P_{y,d}=C*F_e*d*1$	=	909	[kgf]	=	8915	[N]
螺栓接合承載強度試驗值 $P_{y,a}$	=	15088	[N]			

### 8.3.2 受力方向與纖維垂直

常見的接合受力情形不只受力方向與纖維平行，也包括受力方向與纖維垂直的狀況，但本研究並無進行相關試驗。在單剪接合下仍假設兩竹管壁厚皆為 9 mm，雙剪接合的尺寸配置仍同大藏竹管續接抗剪試驗 2022[18]進行試算。

受力方向與纖維垂直的接合強度計算流程與 8.3.1 節相同，僅須改動孟宗竹長期容許壓應力的部分；由台灣木構造建築物設計及施工技術規範 2003[15]可發現，木材纖維垂直方向之容許壓縮應力依部分壓縮(壓陷)或全面壓縮而有不同的建議值，如表八.19 所示。

表八.19 木材纖維垂直方向之容許壓縮應力 (單位：kgf/cm<sup>2</sup>)

樹種		長期容許壓應力		短期容許應力 $f_s$
		容許部分壓縮 (壓陷) 應力 $f'_{c\perp}$	容許全面壓縮 應力 $f_{c\perp}$	
針 葉 樹	I類	30	9.5	長期容許應力之2倍
	II類	25	9.0	
	III類	25	8.0	
	IV類	20	7.5	
闊 葉 樹	I類	40	18	
	II類	35	14	
	III類	30	14	

上表中可發現，木材纖維垂直方向之容許壓縮應力依部分壓縮(壓陷)或全面壓縮而不同，兩者約有3倍的差異。查表6.16，孟宗竹垂直纖維長期容許壓應力  $f_{c90}$  為 0.98 MPa，該值對應的是容許全面壓縮應力  $f_{c\perp}$ ，若要轉換成容許部分壓縮(壓陷)應力  $f'_{c\perp}$  應再乘上3倍，以 2.94 MPa 進行後續相關計算(受力方向與纖維平行時用 13 MPa)。

#### 8.3.2.1 單剪受力

此處參數 C 的計算直接採日本木質構造設計規準.同解說 2006 [20]所提供的公式，計算過程及結果如表八.20 所示。控制接合強度的破壞模式與受力方向

與纖維平行相同，一樣由圖八.6 第三個滑移破壞模式所控制，然而受力方向與纖維垂直的螺栓單剪接合降伏力僅為 835 N(受力方向與纖維平行時為 3693 N)。

表八.20 螺栓單剪接合計算[20]

側材(左)厚度l'			=	1.8	[cm]	=	18	[mm]
主構材(右)厚度l			=	1.8	[cm]	=	18	[mm]
左側材長期容許壓應力 $f_{c,d}$			=	29.97	[kgf/cm <sup>2</sup> ]	=	2.94	[MPa]
側材支壓強度 $F'_e$			=	89.9	[kgf/cm <sup>2</sup> ]	=	8.82	[MPa]
主構材長期容許壓應力 $f_{c,d}$			=	29.97	[kgf/cm <sup>2</sup> ]	=	2.94	[MPa]
主構材支壓強度 $F_e$			=	89.9	[kgf/cm <sup>2</sup> ]	=	8.82	[MPa]
螺栓鋼材基準強度F			=	4281	[kgf/cm <sup>2</sup> ]	=	420	[MPa]
螺栓直徑d			=	1.27	[cm]	=	12.7	[mm]
$\alpha$			=	1	[-]			
$\beta$			=	1	[-]			
$\gamma$			=	48	[-]			
C1			=	1	[-]			
C2			=	1	[-]			
C3			=	0.414	[-]			
C4			=	2.06	[-]			
C5			=	2.06	[-]			
C6			=	2.81	[-]			
$C=\min(C1,C2,C3,C4,C5,C6)$			=	0.414	[-]			
螺栓接合容許降伏力 $P_{y,d}=C*F_e*d*1$			=	85.1	[kgf]	=	835	[N]
螺栓接合承載強度試驗值 $P_{y,a}$			=	1413	[N]			

### 8.3.2.2 雙剪受力

此處計算流程與 8.3.1.2 節完全相同，將孟宗竹的長期容許部分壓縮（壓陷）應力  $lf'_{c\perp}$  用 2.94 MPa 進行計算，過程及結果如表八.21 所示。接合強度一樣由圖八.7 第二個承壓破壞模式所控制，而受力方向與纖維垂直的螺栓雙剪接合降伏力僅剩 2016 N(受力方向與纖維平行時為 8915 N)。

表八.21 螺栓雙剪接合(依項次 1 配置)計算

左側材厚度l'		=	2	[cm]	=	20	[mm]
右側材厚度l'		=	1.8	[cm]	=	18	[mm]
主構材厚度l		=	1.8	[cm]	=	18	[mm]
左側材長期容許壓應力 $f_{c,d}$		=	29.97	[kgf/cm <sup>2</sup> ]	=	2.94	[MPa]
左側材支壓強度 $F_e'$		=	89.9	[kgf/cm <sup>2</sup> ]	=	8.82	[MPa]
右側材長期容許壓應力 $f_{c,d}$		=	29.97	[kgf/cm <sup>2</sup> ]	=	2.94	[MPa]
右側材支壓強度 $F_e'$		=	89.9	[kgf/cm <sup>2</sup> ]	=	8.82	[MPa]
主構材長期容許壓應力 $f_{c,d}$		=	29.97	[kgf/cm <sup>2</sup> ]	=	2.94	[MPa]
主構材支壓強度 $F_e$		=	89.9	[kgf/cm <sup>2</sup> ]	=	8.82	[MPa]
						0	
螺栓鋼材基準強度F		=	4281	[kgf/cm <sup>2</sup> ]	=	420	[MPa]
螺栓直徑d		=	1.27	[cm]	=	12.7	[mm]
$\alpha$		=	1.06	[-]			
$\beta$		=	1	[-]			
$\gamma$		=	48	[-]			
C1		=	2.11	[-]			
C2		=	1	[-]			
C3		=	4.10	[-]			
C4		=	5.62	[-]			
$C=\min(C1,C2,C3,C4)$		=	1	[-]			
螺栓接合容許降伏力 $P_{y,d}=C*F_e'*d*1$		=	205.5	[kgf]	=	2016	[N]
螺栓接合承載強度試驗值 $P_{y,a}$		=	3412	[N]			

### 8.4 各規範試算結果並與實驗值比較

在上述 8.1 至 8.3 節中，求得不同規範螺栓接合在受力方向與纖維平行及垂直的狀況下，單、雙剪的接合強度。為了與大藏竹管續接抗剪試驗 2022[18]的項次 1 試驗結果進行比較，須將各規範中所使用的強度參數及材料參數以試驗值(平均值)代入，在歐洲木構造規範中改用試驗平均密度計算嵌入強度，且其結果為單剪切面的接合強度，故計算結果須乘上 2 倍，所得的接合強度方可與大藏 2022[18]的實驗結果進行比較。歸納整理各規範在受力方向與纖維平行且雙剪受力狀況下(與試驗條件相同)的接合強度，並與實驗值比較，如表八.22 所示。

觀察可發現各規範推算的接合強度值均較真實試驗結果小，推估其可能原因如下：

1. 規範求得的是初始降伏時所對應的接合強度，對應到圖 7.22 載重-位移曲線中約為 2450 kgf (24010N)，而非極限荷載的 2988 kgf (29282N)。
2. 大藏 2022[18]試驗中有鐵絲綁紮，提供圍束效應以抑制劈裂破壞的發生，而在 8.1 至 8.3 節規範試算中忽略此項的貢獻。

表八.22 各規範推算值(受力方向與纖維平行)與實驗結果比較

大藏實驗結果 2022[18] [N]	ISO 竹構造 22156:20 21[11] [N]	歐洲木構造 EN 1995- 1-1:2004[19] [N]	台灣木構造建築 物設計及施工技 術規範 2003[15] [N]
29315	7768	11799	15087

整理各規範在受力方向與纖維垂直且雙剪受力狀況下的破壞接合強度，比較其試算結果，如表八.23 所示。可發現當受力方向與纖維方向由水平轉為垂直時，ISO 22156:2021[11]、歐洲 EN 1995-1-1:2004[19]的螺栓雙剪接合強度僅有微幅下降；而台灣木構造建築物設計及施工技術規範 2003[15]所計算出的接合強度則大幅下降。

表八.23 各規範破壞接合強度推算值(雙剪受力，受力方向與纖維垂直)

ISO 竹構造 22156:2021[11] [N]	歐洲木構造 EN 1995-1-1:2004[19] [N]	台灣木構造建築物設計及 施工技術規範 2003[15] [N]
6035	10820	3412

### 8.5 接合勁度之規範試算

本章節中先在文獻中尋找有關接合勁度之簡易評估公式，再利用公式對大藏竹管續接抗剪試驗[18]計算其接合勁度，最後比較計算值與試驗值，並討論其結果。

### 8.5.1 各規範之相關規定

ISO 竹構造有接合撓曲勁度的折減規定，需先透過試驗取得勁度特徵值，再經由 7.3.4 節計算其設計值。

歐洲木構造有對接合滑移抗剪勁度提出簡易評估公式，可以針對不同類型的接合材分別計算對應之抗剪勁度。

台灣木構造並無對接合勁度提出相關設計規定。

### 8.5.2 以歐洲木構造規範 EN 1995-1-1:2004[19]試算

歐洲木構造 EN 1995-1-1:2004[19]之接合抗剪勁度為服務極限狀態，根據規範可得螺栓接合抗剪勁度公式如下

$$K_{ser} = \rho_m^{1.5} d / 23 \quad (8.20)$$

其中

$K_{ser}$ : 服務極限狀態下之接合抗剪勁度(N/mm)

$\rho_m$ : 構材之平均密度(kg/m<sup>3</sup>)

d: 插梢直徑(mm)

大藏試驗螺桿直徑為 12.7mm，密度參考馬子斌 1964[3]之平均密度 721 kg/m<sup>3</sup>，帶入 8.20 式即可得接合抗剪勁度  $K_{ser}$  為 10690 N/mm。

### 8.5.3 與實驗結果之比較

大藏竹管續接抗剪試驗[18]得到的抗剪勁度根據第七章之表 7.13 約為 1300N/mm，與歐洲木構造 EN 1995-1-1:2004[19]相比甚小，原因可能是木構造接合使用的構材厚度相較竹材厚度大上不少，故根據歐洲木構造計算之勁度會較大藏竹管續接抗剪試驗[18]的結果更大。



## 8.6 小結

1. 在 8.1 節中，使用 ISO 竹構造 22156:2021[11]計算螺栓接合容許設計強度時，由於原先公式內並無折減係數，故採 7.3.2 節提供之接合容許設計強度計算方法，可以發現此時的接合強度會被折減得非常低，與試驗值相差了約 20 倍。
2. 在 8.3 節中，使用台灣木構造建築物設計及施工技術規範 2003[15]計算螺栓的單剪接合強度時，當側材與主構材厚度及支壓強度皆相同( $\alpha = \beta = 1$ )的情形下，接合強度為零，明顯不合理，查日本木質構造設計規準.同解說 2006 [20]，8.11 式應改正為 8.15 式。
3. 觀察表八.22，發現在受力方向與纖維平行且雙剪受力狀況下，各規範推算的破壞接合強度均較大藏實驗結果 2022[18]小，推估其可能原因如下：
  - (1) 規範求得的是初始降伏時所對應的接合強度，對應到圖 7.22 載重-位移曲線中約為 2450 kgf (24010N)，而非極限荷載的 2988 kgf (29282N)。
  - (2) 大藏 2022[18]試驗中有鐵絲綁紮，提供圍束效應以抑制劈裂破壞的發生，而在 8.1 至 8.3 節規範試算中忽略此項的貢獻。
4. 當探討受力方向與纖維方向對螺栓接合強度的影響時，由表八.22 及表八.23 可發現當受力方向與纖維方向由水平轉為垂直時，歐洲木構造規範的螺栓雙剪接合強度降幅最小，而台灣木構造規範所計算出的接合強度則大幅下降。
5. 根據 8.5 節之接合抗剪勁度之計算與比較，可以發現使用歐洲木構造 1995-1-1:2004[19]提供之抗剪勁度公式會高估竹構造之接合抗剪勁度。

## 第九章 竹薄殼構造之模擬

本章介紹竹薄殼模擬時特別需要注意的事項，其中包含接合的模擬與幾何不完美的設定。敏感度分析也被介紹於此章，它可以處理結合在強度與勁度上的不確定性，同時也有助於接合樣式的選擇。

在本章之末，是關於後續竹薄殼案例章節的一般性說明。其中包含建議計算流程、設計參考規範與所使用的計算軟體。

### 9.1 接合之模擬與影響

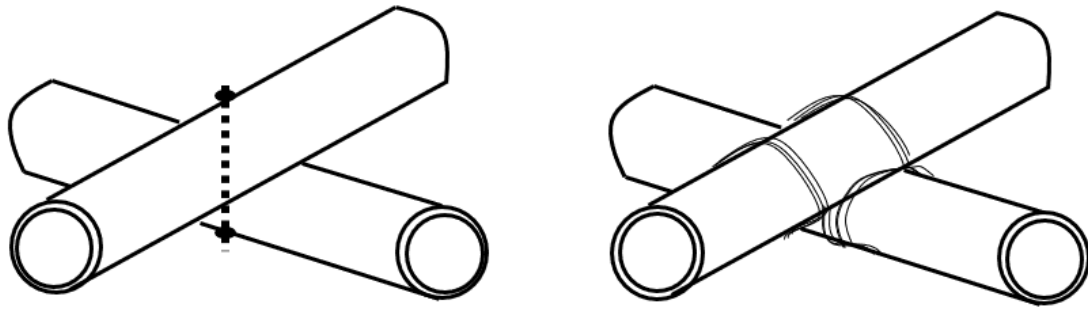
與台灣常見的鋼構造與鋼筋混凝土構造不同，竹木構造的接合通常既不是固接也不是完美的鉸接，在模擬時必需考量其接合的勁度才能正確的計算出各構件的內力與變位量。

在結構模擬中，愈高的接合勁度雖然可以使結構更穩定，使變位量較小，但是同時也會吸收更多內力至接合中。設定接近真實的接合勁度才會得到接近真實狀態的內力，其值通常較固接與完美鉸接所得的內力小得多，讓設計檢核不會因為考量了不合理的內力而無法繼續。

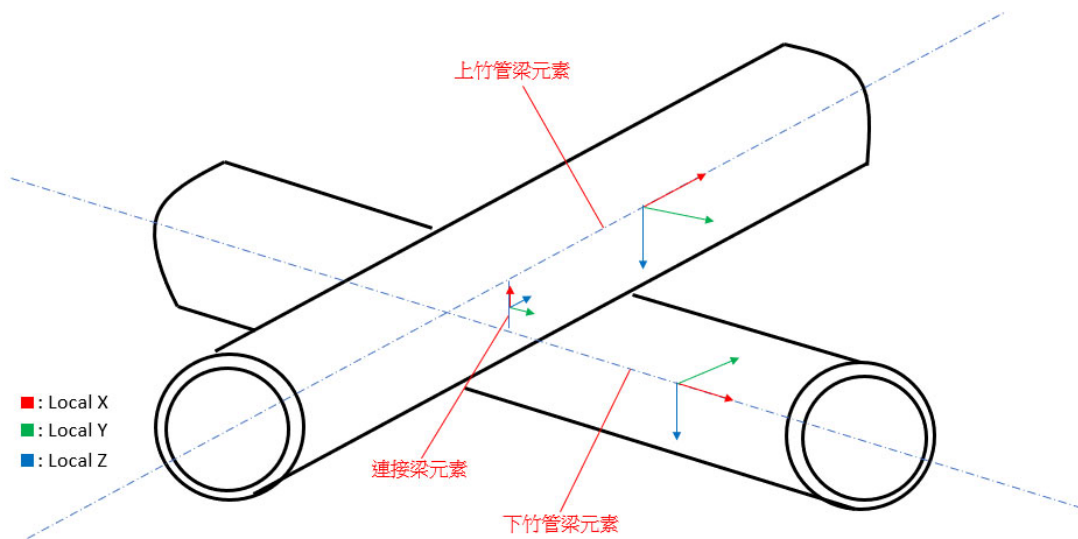
此外，設定接近真實的接合勁度才能正確考量結構的穩定性與變位量，避免對結構穩定性產生過份樂觀的評估。

在竹網格結構中，當不同方向的竹管橫搭接合在一起就會被視為一個橫接接合，最常見的橫接接合有螺栓接合與綁紮接合兩種(圖九.1)。在模擬中，對於竹管橫接接合最重要的考量事項為：

- 橫向勁度設定
- 兩向竹管之主軸彎矩  $M_Y$  不應相互傳遞(圖九.2、圖九.1)
- 兩向竹管之副軸彎矩  $M_Z$  不應相互傳遞
- 避免發生不穩定型態



圖九.1 橫接接合: 左為螺栓接合，右為綁紮接合

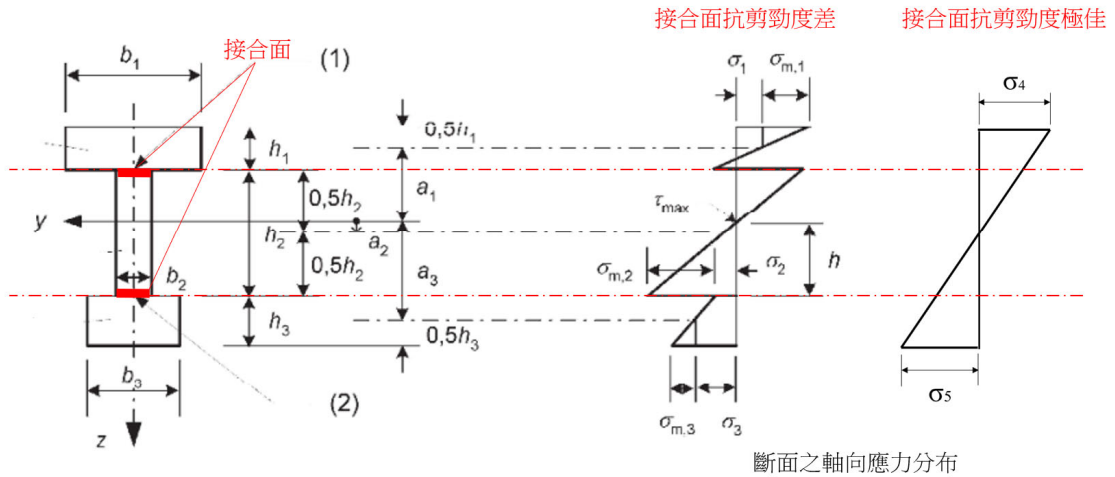


圖九.2 模擬竹管與連接之元素與對應之區域座標定義

### 9.1.1 橫向接合中之橫向勁度設定

橫向接合之橫向勁度可以透過實驗求得，歐洲木構造規範也有提供接合勁度的簡易計算式，請參考文獻杜怡萱 2021[1]、游家誠 2009[4]、歐洲木構造 EN 1995-1-1:2004[19]與本報告第七章。

橫向接合之橫向勁度  $KY$  與  $KZ$  遠比其軸向的勁度  $KX$  來的重要，其原因可以透過木質複合梁的整體抗彎勁度計算中關於各項勁度之設定來理解(EN 1995-1-1:2004[19]): 在計算複合梁整體抗彎勁度時，最重要的是接合面抗水平剪力的勁度(圖九.3)，而垂直於纖維方向的接合勁度對於複合梁整體抗彎勁度是沒有影響的。

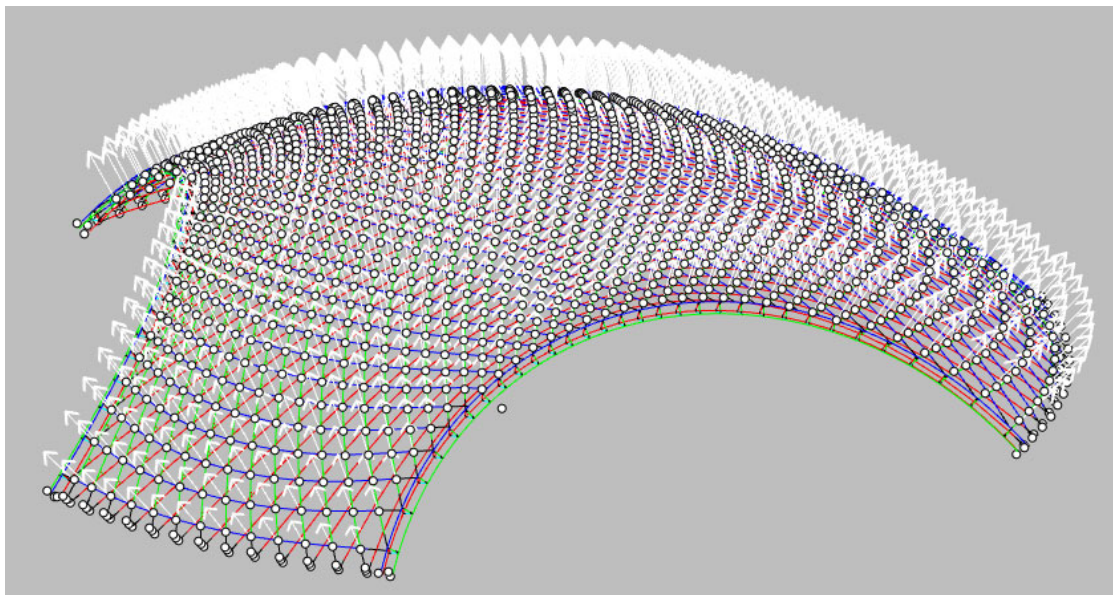


圖九.3 木質複合梁斷面主軸的抗彎勁度與接合面的抗剪強度正相關[19]

接合勁度之模擬可透過設定彈簧元素或梁元素來達成：

#### 彈簧元素方法

如 7.2 節所介紹，可設定彈簧元素於兩節點間來模擬接合之勁度。此方法的好處是接合的每個主要方向的勁度皆可獨立設定，但壞處是彈簧元素之方向設定比較繁瑣。由於竹網格常應用於曲面結構，故其彈簧元素之指向會隨曲面變化，因此必須撰寫前處理程式以輸入每個彈簧方向方向(圖九.4)。



圖九.4 彈簧元素之指向(白色箭頭)隨曲面變化

## 梁元素方法

與方法一比較起來，方法二可能對於多數人較為直觀且容易設定：其方法是在兩向竹管之間設兩個梁元素來模擬所有接合性質。本法中先假設該梁元素與竹管具有相同斷面，再透過模擬中對該梁元素勁度的折減來擬合橫向勁度至理想值。至於為何是兩個梁元素而不是一個，這將會在接下來的章節中被說明。

假設竹管斷面為 80x8 mm，其斷面慣性矩  $I$  為 1187070 mm<sup>2</sup>，設兩竹管中心線的最短距離，同時也為連接梁元素的長  $l$ ，其值為 80 mm。竹材平行纖維彈性模數  $E_0$  為 9 GPa。該梁元素受橫力作用下之受力與水平位移之比例，可用懸臂梁變位公式計算(9.1 式)：

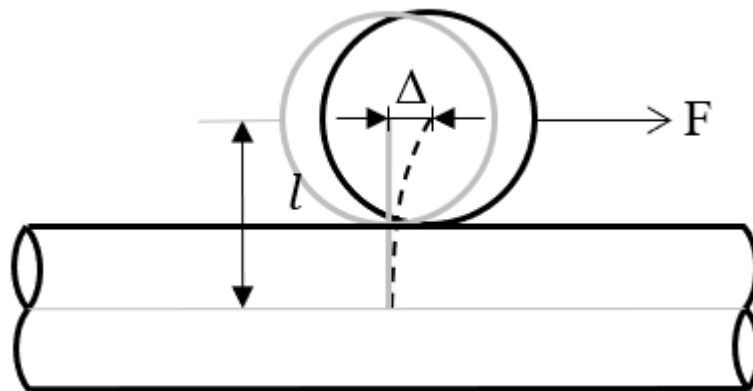
$$K' = \frac{F}{\Delta} = \frac{3EI}{l^3} \quad (9.1)$$

$K'$  值經計算為 62599 kN/m。

這  $K'$  值需擬合至橫接接合之勁度  $K$ 。依據 7.4 節對綁紮接合之實驗結果的觀察，這裡假設  $K$  值為 40 kN/m。在模擬中對該梁元素勁度的折減比例即為兩勁度的比值：

$$c = \frac{K}{K'} \quad (9.2)$$

$c$  值經計算為 1/1565。



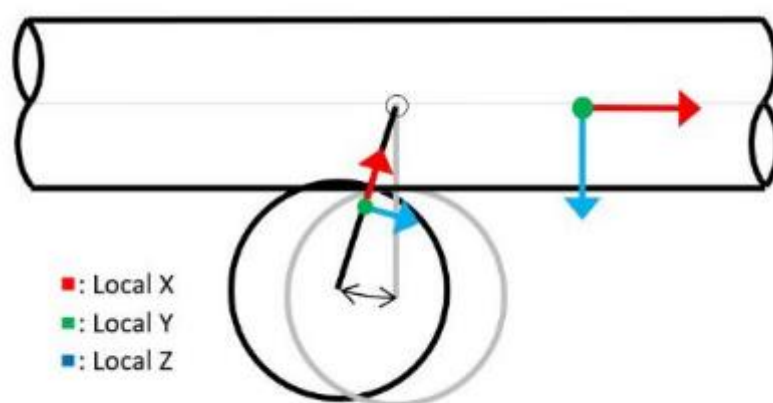
圖九.5 利用懸臂梁變位計算橫向位移

### 9.1.2 兩向竹管之主軸彎矩不可相互傳遞

因為鐵絲綁紮橫接或螺栓橫接甚難傳遞竹管之彎矩，故無論以彈簧元素或梁元素作為模擬接合的方法時，皆應該正確釋放某些彎矩，以阻斷橫接竹管間的彎矩相互傳遞。為了方便理解，此處先介紹梁元素釋放彎矩的設定方法，接著再介紹彈簧元素的對應方法。

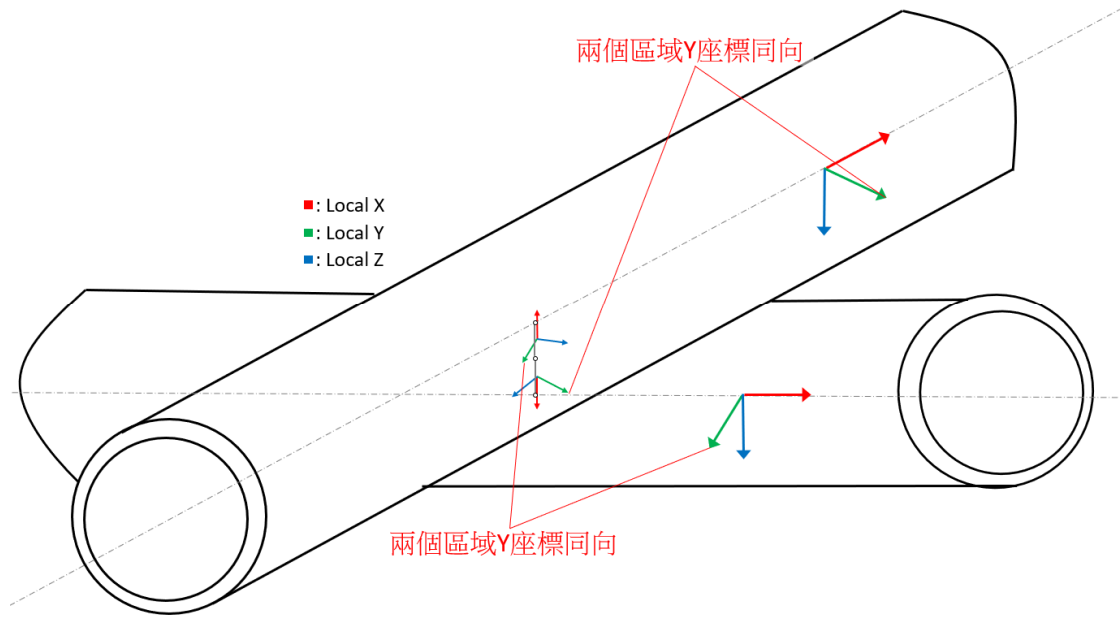
### 梁元素方法

如圖九.2 所示，兩正交橫接竹管由一梁元素連接，該連接梁元素的Y向與上方竹管的Y向同向。為了要阻斷上方竹管內的主軸彎矩向下傳遞，應在連接梁元素的上方或下方釋放 MY 彎矩。然而，正確的做法是在下方釋放 MY 彎矩，因為若在上方釋放 MY 彎矩，當竹網格距離固接端過遠時，結構容易失穩，產生如圖九.6 所示之失穩形態，而這樣的形態在實際情況中是不會發生的。同理，要阻斷下方竹管的主軸彎矩向上傳遞，應當在連接梁元素的上方，釋放連接梁元素的 MZ 彎矩。



圖九.6 在實際情況中不會出現的失穩型態

在圖九.2 所展示之情形中，上下竹管呈現正交狀態，所以只需要一個連接梁元素就能正確阻斷彎矩傳遞。然而，在大多數情形下，上下竹管並非是正交狀態，這時就需要設置兩個連接梁元素圖九.7 才能正確設定所需要阻斷的彎矩：下方的連接梁元素之Y向需與上方竹管的Y向一致，而上方的連接梁元素之Y向需與下方竹管的Y向一致，兩個連接梁元素皆釋放其端點之 MY 彎矩。

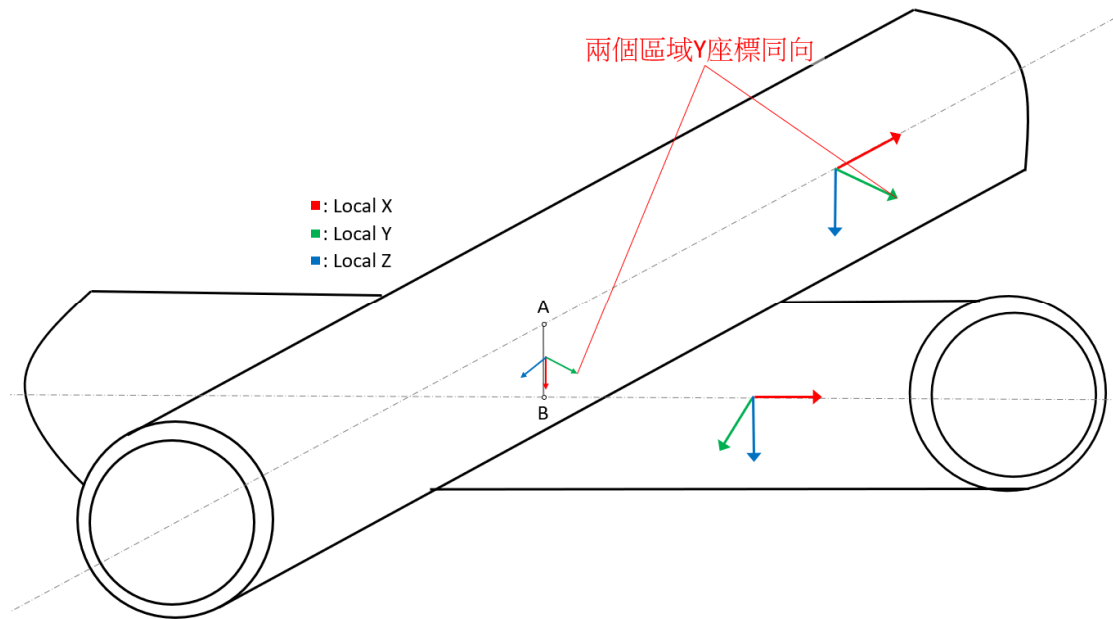


圖九.7 兩個連接梁元素與對應之區域座標定義

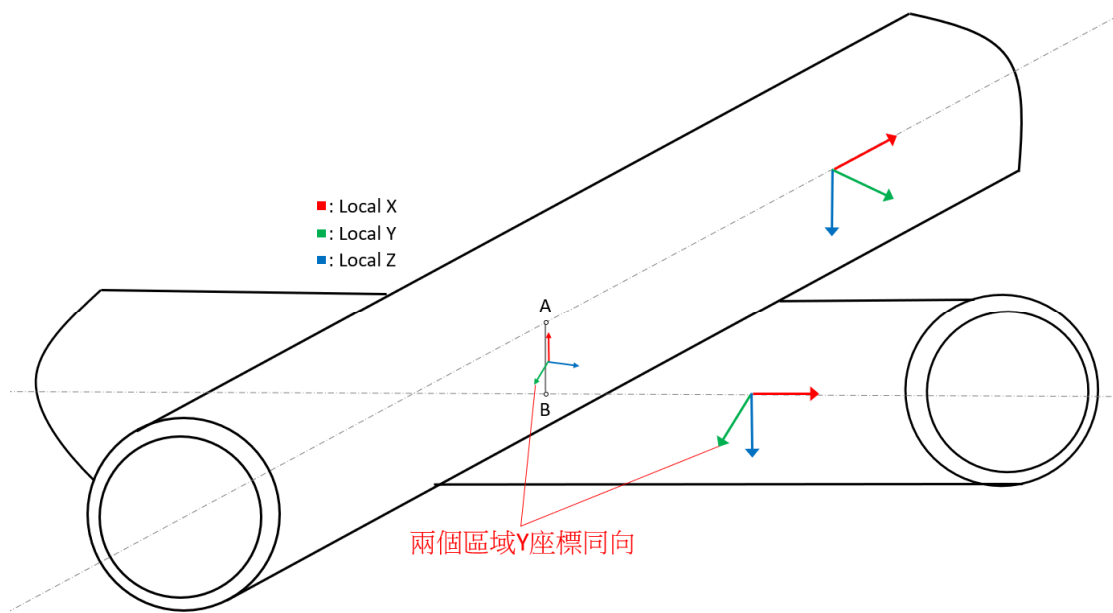
### 彈簧元素方法

與梁元素方法不同的是，為了維持接合在模擬中之穩定性與避免發生真實情況中不存在的失穩情況，必須設置某些轉動彈簧，以傳遞特定的彎矩。而沒有設置轉動彈簧的自由度，其彎矩自然就會被阻斷而無法傳遞。

彈簧元素也須設定特定方向(圖九.8 與圖九.9): A 點對 B 點須設置傳遞上方竹管 MZ 彎矩之轉動彈簧，該轉動彈簧的方向與上方竹管的軸向相同。同樣的，B 點對 A 點也需要設置傳遞下方竹管 MZ 彎矩之轉動彈簧，該轉動彈簧的方向與下方竹管的軸向相同。沒有設轉動彈簧的自由度，其彎矩自然就無法傳遞。



圖九.8 A 點對 B 點之彈簧區域座標定義



圖九.9 B 點對 A 點之彈簧區域座標定義

轉動彈簧勁度  $K_{MZ}$  之值，在本研究中設為：

$$K_{MZ} = c \frac{M}{\theta} = c \frac{EI/r}{l/r} = c \frac{EI}{l} \quad (9.3)$$

其中  $E$ 、 $I$  和  $l$  與連接梁元素之設定相同，而  $r$  與  $\theta$  為梁彎曲時中性軸之弧長與對應的轉角， $c$  值可用來調校  $K_{MZ}$  至實際之轉動勁度。由於此勁度並不關鍵，其主



要作用是要維持系統不發生失穩，又因目前暫無相關實驗數據，該 $c$ 值暫定為1/1565。

橫向移動彈簧勁度之設定為  $K_{VY} = K_{VZ} = 40/2 = 20 \text{ kN/m}$ 。軸向移動彈簧勁度  $K_N$  之設定為也為  $20 \text{ kN/m}$ 。

### 9.1.3 兩向竹管之副軸彎矩不可相互傳遞

同樣的，橫接竹管間之副軸彎矩  $MZ$  也不應該相互傳遞(圖九.7)，其兩種模擬方法介紹如下：

#### 梁元素方法

釋放兩個連接梁元素的其中一個的  $MT(MX)$  彎矩即可達成此目的。

#### 彈簧元素方法

不去設置 A 與 B 兩點之間的軸向彎矩彈簧，自然就無法傳遞橫接竹管間的  $MZ$  彎矩。

## 9.2 敏感度分析

在前節中，關於接合勁度在模擬中的重要性已經得到說明。但是，木竹構造的接合勁度其實並不容易掌握，雖然歐洲木構造規範有提供接合勁度的估算式，但是，如 7.5 節所介紹，該方法對竹構造螺栓接合勁度之估算值仍與實際試驗值相去甚遠。在極為有限的研究案例與參考資料之下，竹構造的接合勁度常常必須透過試驗才能得到正確的數值。

敏感度分析就是透過改變接合勁度的大小，觀察整體結構的變位與接合內力，來了解該接合勁度對整體結構的影響。此節主要討論竹網格的橫接接合對竹薄殼結構的敏感度分析。

### 9.2.1 如何判斷敏感與不敏感

當模擬中的接合勁度變成兩倍或者 1/2 倍時，竹薄殼之變位或接合之內力並無明顯改變是為不敏感，反之則為敏感。而不敏感的原因通常是因為接合的勁度過大。

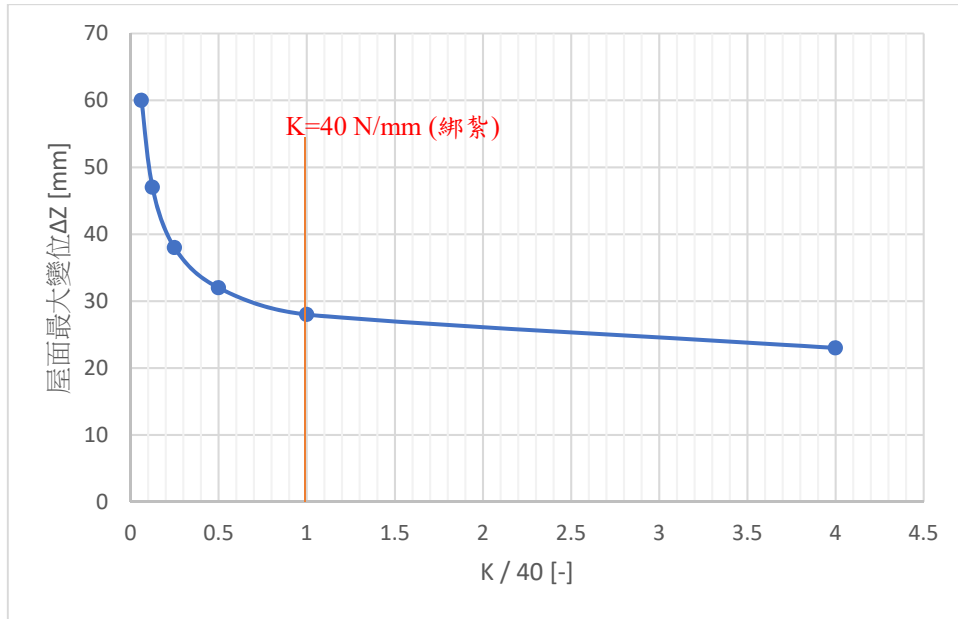
### 9.2.2 藉由敏感度分析來輔助選擇接合形式

根據 7.4 節與 7.5 節的計算，綁紮接合的勁度約為 40N/mm，而螺栓接合的勁度約為 1300N/mm。設計者可以將這些勁度值帶入模型，並觀察其對整體變位與接合內力的影響。

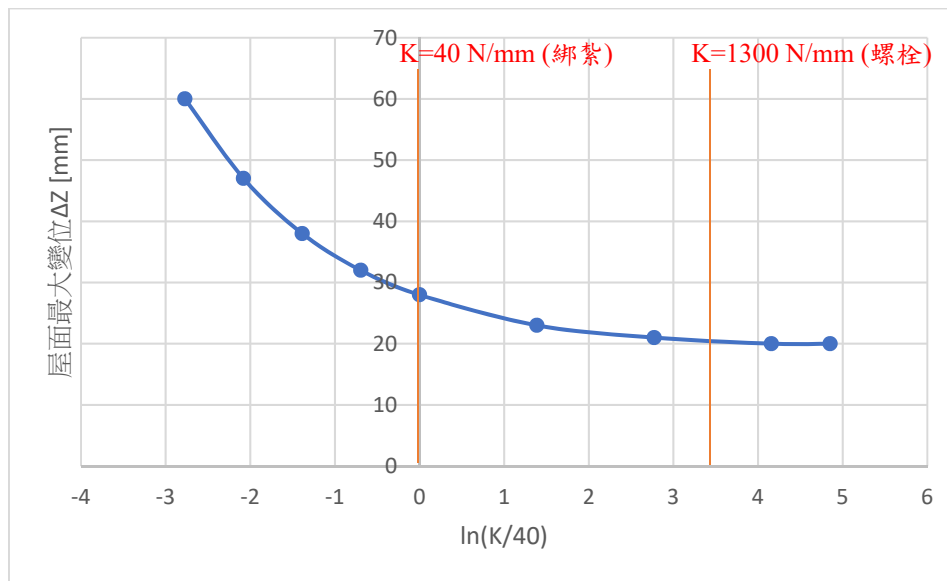
此處以第十章的竹薄殼結構為例，該案之橫接接合為綁紮接合，故其接合勁度  $K$  為 40N/mm。表九.1、圖九.10 與圖九.11 介紹了該接合勁度對屋面最大變位的影響。其中勁度項已經做了無因次的處理以方便比較。由該表可知，當  $K/40 > 4$  時，無論如何提升勁度，整體變位的改變都不大。這代表當  $K/40 > 4$ ，整體變位對橫接接合的勁度變得不敏感。

表九.1 橫接接合勁度對屋面最大變位的影響

K/40	[-]	1/16	1/8	1/4	1/2	1	4	16	64	128
屋面最大變位 $\Delta Z$	[mm]	60	47	38	32	28	23	21	20	20



圖九.10 屋面最大變位 - 橫接接合勁度/40



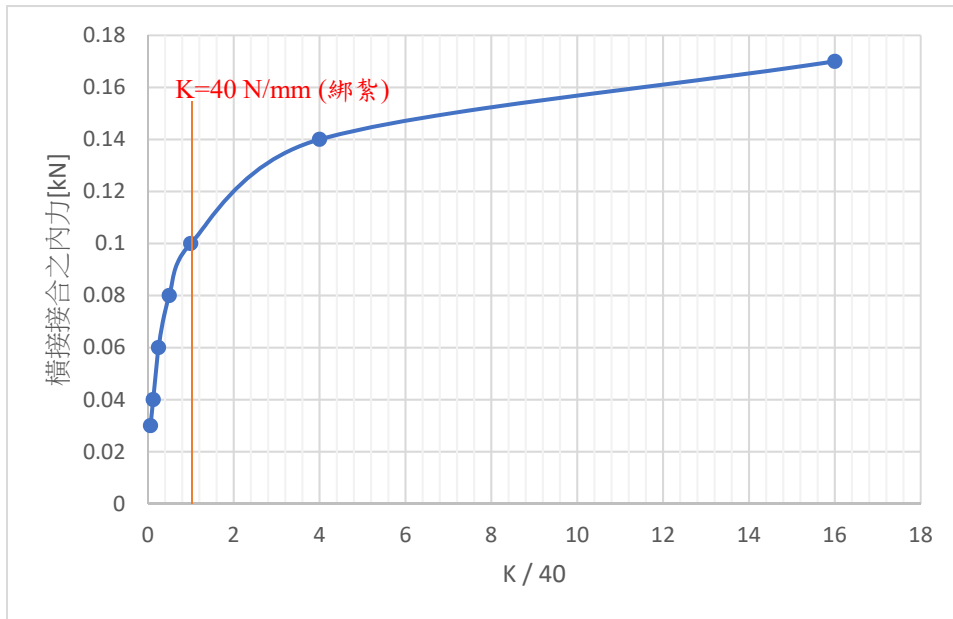
圖九.11 屋面最大變位 -  $\ln$ (橫接接合勁度/40)

同樣的，表九.2、圖九.12、圖九.13 介紹了該接合勁度對該接合內力的影響。圖九.13 說明接合內力與接合勁度之對數大約呈現線性關係。

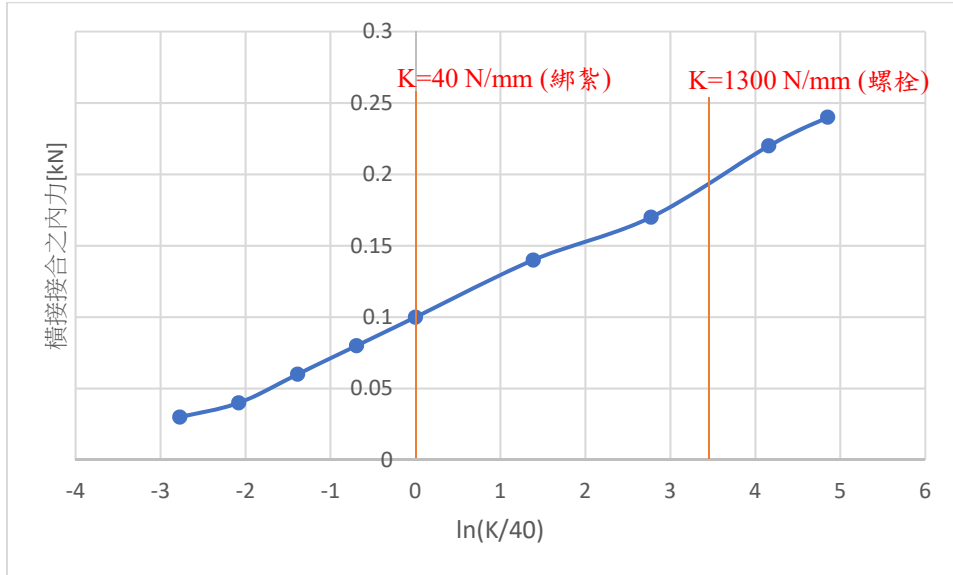
在接合的選擇上，如果整體變位在容許範圍，可以選擇勁度較小的接合方式，以降低建築成本。

表九.2 橫接接合勁度對其接合內力的影響

K/0.001	[-]	1/16	1/8	1/4	1/2	1	4	16	64	128
橫接接合內力 VY	[kN]	0,03	0,04	0,06	0,08	0,10	0,14	0,17	0,22	0,24



圖九.12 橫接接合內力 - 橫接接合勁度/40



圖九.13 橫接接合內力 - ln(橫接接合勁度/40)

### 9.2.3 對細部設計的分析提供額外的安全性

接合之實際勁度也會因為人為施工上的差異以及竹管天然材料的差異而產生變化。當設計者對接合的勁度無法完全正確掌握時，也可以利用敏感度分析的

原理來消除設計上的不確定性。其方法是，在預測勁度  $K$  的情況之外，額外考慮勁度為  $2K$  與  $0.5K$  的變異情況，甚至於  $4K$  與  $0.25K$  的變異情況。如果這些變異情況的接合、桿件與整體變位量都依然在容許範圍，那麼這個接合勁度上的不確定性就已經被充分考量了，它應該不會帶來結構上的危害。如表九.2 所示將勁度提升為 2 倍或降低為 1/2 倍，對橫接接合內力造成的影響約為 20%。

### 9.3 幾何不完美之模擬與影響

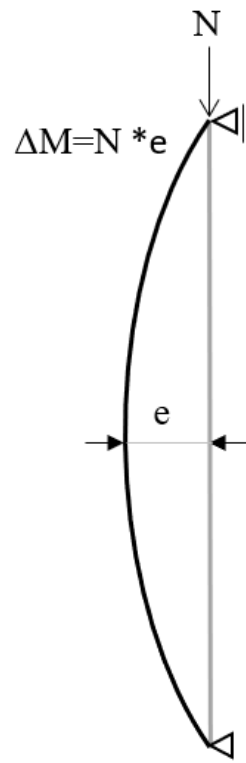
在細長桿件、拱與薄殼結構的分析中，當軸力大於一定程度時，通常需要考慮幾何不完美/幾何缺陷的影響。在本節中我們將對單一桿件與整體薄殼結構來介紹如何考量幾部完美。

#### 9.3.1 單一桿件之幾何不完美

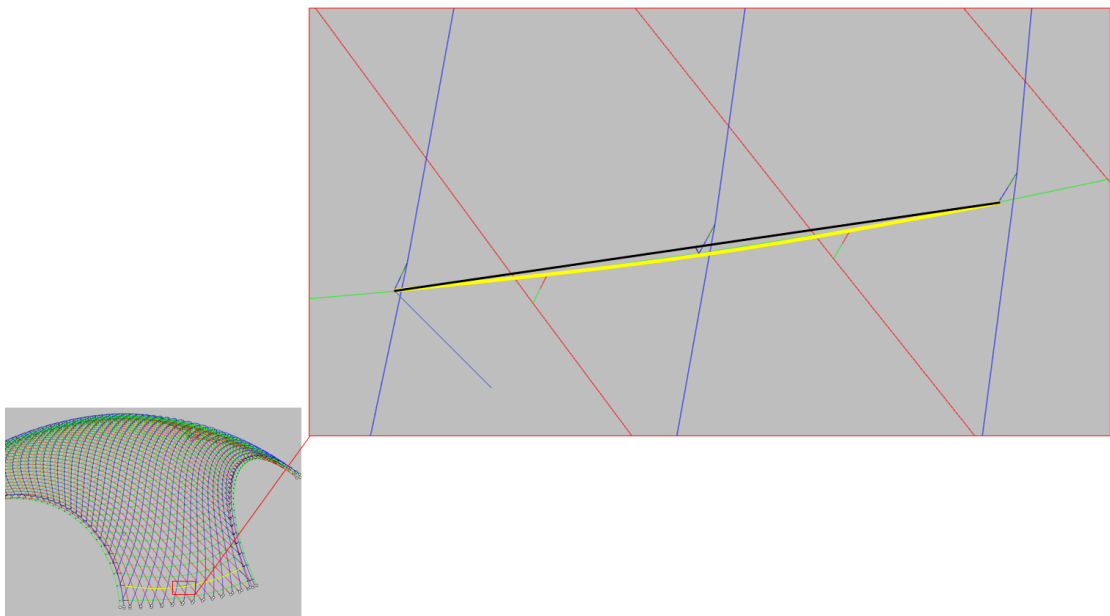
對於細長柱或梁的軸力分析中，設計者需要引入額外的側向變位或者透過施加特定彎矩促使細長之梁或柱變位，並考慮因這變位所形成的偏心影響下，軸力所造成的額外彎矩(圖九.14)。

無論在台灣的鋼構、木構與鋼筋混凝土構造的規範中，對桿件的軸力檢核公式，都含有了對這幾何不完美的考量，ISO 的竹構造規範也不例外。

這幾何不完美有時也是人為刻意造成的，例如利用竹子來建造連續彎曲的拱或薄殼，這時竹子的初始弓形，也會被視為幾何不完美(圖九.15)。在後續的案例分析篇章中我們會示範，如何利用 ISO 竹構造規範的公式對竹管受壓桿件進行相關的檢核計算。



圖九.14 因幾何不完美之偏心造成的額外彎矩



圖九.15 黃色曲線為黑色直線構件的初始弓形

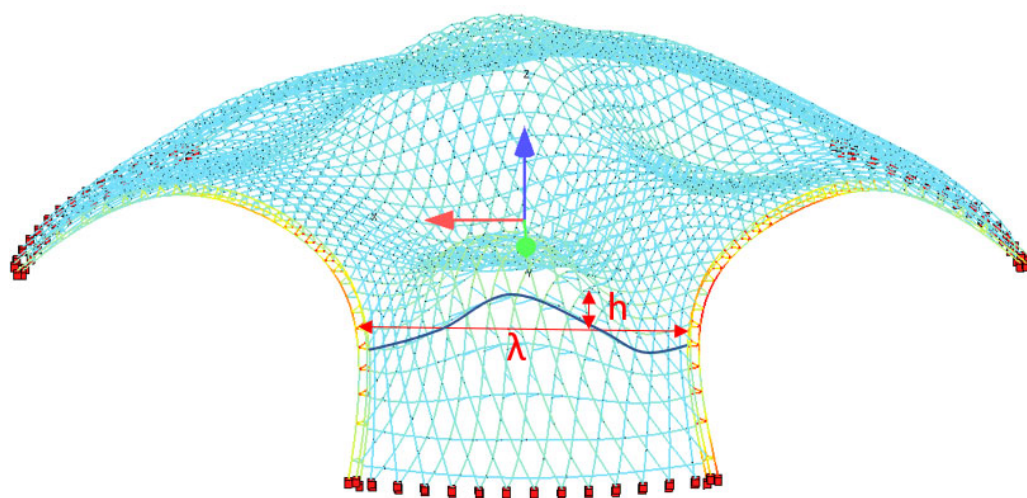
### 9.3.2 整體結構之幾何不完美

與單一細長桿件類似，對於拱與薄殼構造，設計者也須針對待分析的載種組合，對其構造的幾何形狀，引入額外的變位。這個變位是由，待分析的載重組合的前數個挫屈模態所得到的(通常第一模態是最關鍵的模態)。該模態的最大振幅，根據德國鋼結構規範 DIN 18800-2:2008-11[21]，需校正至該模態波長的 1/400 倍。

如圖九.16 所示，該振形是某竹薄殼結構在某一特定載種組合下的第一挫屈模態，其模態波長為  $\lambda$ 。當這個挫屈模態要被當作幾何缺陷時來使用時，其最大振幅  $h$  需校正至該模態波長的 1/400。幾何缺陷也須同時考量正幾何缺陷與負幾何缺陷，負幾何缺陷就是將調較後的幾何缺陷的所有振幅乘上負一倍。

因此，當計算某一極限設計法的某一載重組合(load combination)，且幾何缺陷只考慮其第一挫屈模態時，一個極限設計載重會有三個對應的設計情況，其分別為：無幾何缺陷、有幾何缺陷與有負幾何缺陷的三種載種情況。三種情況皆須獨力進行幾何非線性分析。

王亭復技師在期末審查會議中曾建議：以我國規範之  $P\Delta$  效應檢核全構架穩定係數  $\theta$ ，結構傾倒力矩及桿件挫屈。本研究團隊最後未採取此項建議，因為我們認為此處所採用之德國規範的計算方法，是目前普遍用來處理薄殼結構之標準方法，也為歐美最新規範之發展方向。其方法較傳統之線係近似方法更為正確有效，且適用於優美且形狀複雜之薄殼構造[28]。



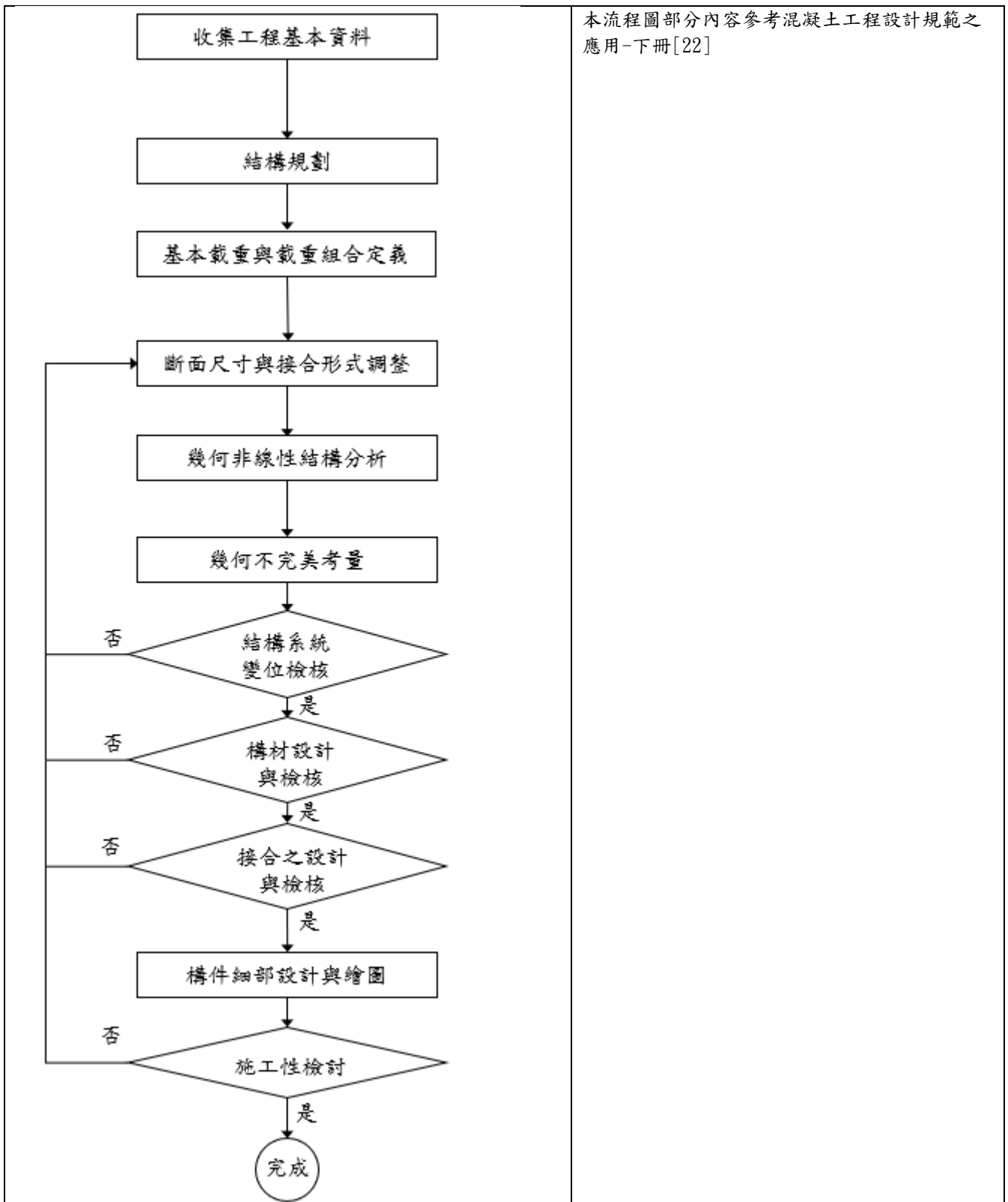
圖九.16 挫曲模態之波長與振幅

## 9.4 建議計算流程

竹薄殼構造的建議設計分析流程整理如

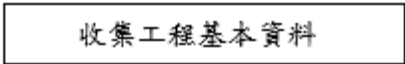
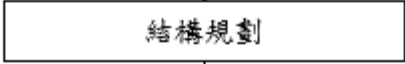
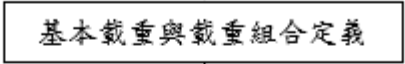
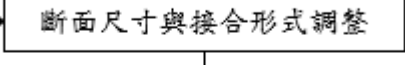


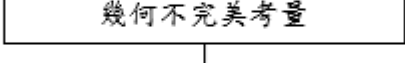
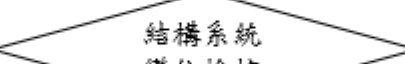

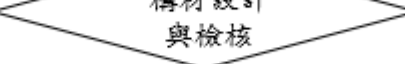

設計流程圖	備註說明
	<p>基地概況            建築設計概況            地質鑽探資料            設計規範</p>
	<p>決定結構系統            選用結構材料及規格            選用構材斷面尺寸            選用接合方式            決定基礎形式            選用結構分析程式</p>
	<p>完成基本載重與各項載重組合定義。載重組合中除了 1.4D 為長期載重組合外，其餘皆為短期載重組合</p>
	<p>各載重組合須單獨分析，才能正確考量幾何非線性的效應。載重組合區分為有引入與無引入幾何缺陷之情況。</p>
	<p>比較有無引入幾何不完美之情況，若構件內力變化小於 10%，則不須考慮幾何不完美。</p>
	<p>檢核各項載重之變位。由於竹薄殼為輕量化建築，最大變位通常由風力主導。</p>
	<p>竹構件與相關接合之檢核需區分長期載重與短期載重情況，但因為竹薄殼為輕量化結構，故常為短期載重組合主導。基礎設計中需檢核土壤反力，避免風力作用下結構傾倒。</p>
	<p>若接合超出設計容量，需重新選定接合方式，並輸入對應之勁度後重新進行結構分析。</p>





圖九.17。本圖格式及部分內容參考了財團法人中興工程顧問社 2011[22]的鋼筋混凝土建築結構設計總流程圖，並針對輕量化薄殼構造之特性做了調整與修改。例如，每個組合載重皆須獨立進行幾何非線性之計算，且接合之勁度經過修改後，個別載重組合也必須重新進行幾何非線性計算。



設計流程圖	備註說明
	基地概況 建築設計概況 地質鑽探資料 設計規範
	決定結構系統 選用結構材料及規格 選用構材斷面尺寸 選用接合方式 決定基礎形式 選用結構分析程式
	完成基本載重與各項載重組合定義。載重組合中除了 1.4D 為長期載重組合外，其餘皆為短期載重組合
	各載重組合須單獨分析，才能正確考量幾何非線性的效應。載重組合區分為有引入與無引入幾何缺陷之情況。
	比較有無引入幾何不完美之情況，若構件內力變化小於 10%，則不須考慮幾何不完美。
	檢核各項載重之變位。由於竹薄殼為輕量化建築，最大變位通常由風力主導。
	竹構件與相關接合之檢核需區分長期載重與短期載重情況，但因為竹薄殼為輕量化結構，故常為短期載重組合主導。基礎設計中需檢核土壤反力，避免風力作用下結構傾倒。
	若接合超出設計容量，需重新選定接合方式，並輸入對應之勁度後重新進行結構分析。
	本流程圖部分內容參考混凝土工程設計規範之應用-下冊[22]
	
	

圖九.17 竹薄殼構造的建議設計分析流程

## 9.5 設計參考規範

第十至第十二章之設計案例的設計細節參考了以下規範:

- (1) 台灣最新建築技術規則[23]
- (2) 建築物耐震設計規範及解說[24]
- (3) 建築物耐風設計規範及解說[25]
- (4) 混凝土工程設計規範與解說[26]
- (5) 鋼構造建築物鋼結構設計技術規範[17]
- (6) 建築物基礎構造設計規範[27]
- (7) ISO 22156:2021, Bamboo Structures – Bamboo Culms – Structural Design[11]

## 9.6 計算軟體 Sofistik

本研究使用的結構分析軟體 Sofistik FEA 是德國 Sofistik AG 公司之有限元素分析軟體。其發展歷史起於 1974 年，見證了電腦與有限元素法的理論與實務的發展過程。長達近 50 年的發展歷史，Sofistik FEA 已經發展成為歐洲首屈一指的建築及橋樑結構的分析軟體：包含施工階段模擬、時態分析、預力、基礎樁分析、幾何與材料非線性等，其獨特與功能強大的結構分析功能，使其不僅僅是在歐洲，在北美及亞洲的橋樑設計領域也極具競爭力。

除了分析功能強大以外，它的後處理功能對使用者也十分友善。使用者對於各項查詢的圖文結果，皆能保存查詢設定，方便重新計算後再次查詢該項資料。Sofistik FEA 的前處理功能也十分出名，它可以輕鬆處理複雜曲面的有限單元網格定義，支援 NURBS 等自由曲面的輸入格式。使用者可以使用 AutoCad 或 Rhinoceros 3D 定義結構的輸入格式，Sofistik 的前處理程式能輕鬆將其轉化為有限元的結構定義。

除了支援圖像化的操作介面外，Sofistik FEA 也支援使用指令集的程序化的操作方式，進階使用者得以擷取 Sofistik FEA 資料庫 (Database) 的資訊，撰寫客製化的計算與最佳化程序。



# 第十章 竹薄殼計算案例一

## 10.1 設計案說明

本案主要結構為一鋼竹混合構造之開放式球型棚頂。大竹棚有三個由鋼拱所支撐大開口，其跨距約為 11m。鋼拱基腳與竹棚封閉端落於三個圓弧形鋼筋混凝土基礎之上。

### 10.1.1 土壤反力係數 $K_v$ 與容許承载力 $Q_a$

本案之土壤反力係數  $K_v$  假設為  $2154 \text{ tf/m}^3$  ( $21109 \text{ kN/m}^3$ )，土壤容許承载力  $Q_a$  假設為  $24.6 \text{ tf/m}^2$  ( $241 \text{ kN/m}^2$ )。

### 10.1.2 結構分析模擬與設計原則

整體模型之梁與柱以梁元素 (beam element) 模擬，基礎版以殼元素 (shell element) 模擬。靜載重與活載重依後續章節內容設定之，其載種分別施加於殼元素或梁元素之上。

地震分析時考量 5% 質量偏心造成之靜態扭矩，風力分析考量意外扭矩。整體結構模擬考量幾何非線性分析，各構件斷面依法規規定之設計方法檢核之。

## 10.2 結構系統

### 10.2.1 材料規格

表 6.19 中，為求得在大藏試驗中，採杜怡萱(2021)[1]建議之方法所得的孟宗竹各項強度，因此將游家誠(2009)[4]孟宗竹，採杜怡萱(2021)[1]建議之方法所得的各項竹材強度，按其  $f_m$  的數值進行等比例縮放，且保守地簡化其值後，竹材參數如下所示。

#### 孟宗管

- 受拉強度  $f_t \geq 35 \text{ [MPa]} \sim 350 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$
- 受壓強度  $f_c \geq 35 \text{ [MPa]} \sim 350 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$
- 受彎強度  $f_b \geq 35 \text{ [MPa]} \sim 350 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$
- 受剪強度  $f_v \geq 2.3 \text{ [MPa]} \sim 23 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$

- 彈性模數 9.0e4 [kgf/cm<sup>2</sup>]
- 單位重 560 [kgf/m<sup>3</sup>]

### 結構鋼材

- 包松比 0.3 [-]
- 彈性模數 2.04e6 [kgf/cm<sup>2</sup>]
- 單位重 7850 [kgf/m<sup>3</sup>]
- 膨脹係數 1.15e-5 [1/°C]
- 鋼材種類 CNS SN490B/C , Fy ≥ 3500 [kgf/cm<sup>2</sup>]  
ASTM A572 Gr.50 , Fy ≥ 3500 [kgf/cm<sup>2</sup>]  
STK 500 , Fy ≥ 3500 [kgf/cm<sup>2</sup>]  
AS 1163 C350 , Fy ≥ 3500 [kgf/cm<sup>2</sup>]

### 混凝土

- 受壓強度  $f_c' \geq 280$  [kgf/cm<sup>2</sup>] = 4000 [psi]
- 包松比 0.2 [-]
- 彈性模數  $E_c = 15000 \sqrt{f_c'}$  [kgf/cm<sup>2</sup>]
- 單位重 2400 [kgf/m<sup>3</sup>]
- 膨脹係數 9.9e-6 [1/°C]

### 鋼筋

- 包松比 0.3 [-]
- 彈性模數 2.04e6 [kgf/cm<sup>2</sup>]
- 單位重 7850 [kgf/m<sup>3</sup>]
- 膨脹係數 1.15e-5 [1/°C]
- 鋼筋種類 #3, #4, #5 , SD420 , Fy ≥ 4200 [kgf/cm<sup>2</sup>]  
#6, #7, #8 , SD420W , Fy ≥ 4200 [kgf/cm<sup>2</sup>]

### 螺栓及焊接

- 高強度螺栓 ASTM A325(需熱浸鍍鋅)
- 錨定螺栓 ASTM A325(需熱浸鍍鋅)

-焊材 E70xx

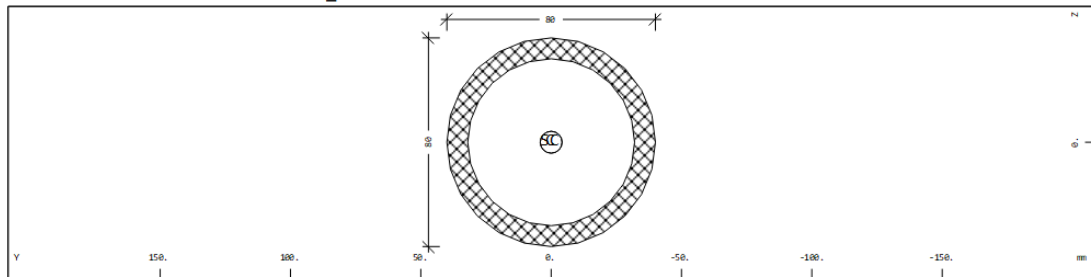
### 10.2.2 斷面性質

表十.1 群組與斷面編號

	群組編號	斷面編號
鋼邊梁	50	51
竹管	10, 20,30	10

#### 孟宗竹 80x8 (CS 10)

Cross section No. 10 - Tube\_80x8



Cross section No. 10 - Tube\_80x8

#### Static properties of cross section

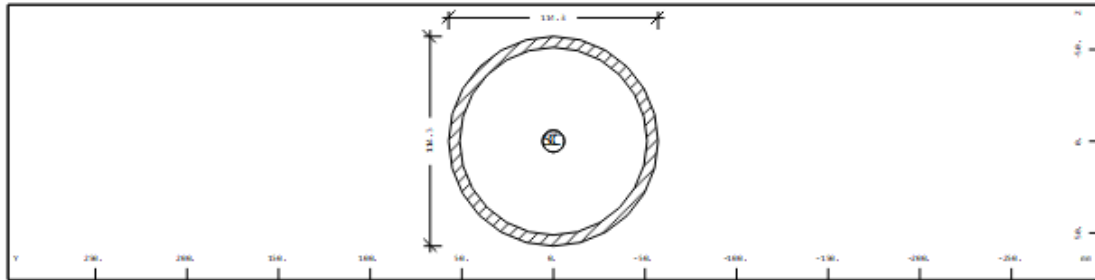
Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kg/m]	I-1[m4]
MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]		I-2[m4]
		Ayz[m2]	Iyz[m4]					α[°]
1	1.8096E-03	9.233E-04	1.187E-06	0.0	0.0	9000	1.0	
	2.373E-06	9.233E-04	1.187E-06	0.0	0.0	621	(BEAM)	

Mat material number  
 A[m2] sectional area  
 Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2] transverse shear deformation area  
 Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4] bending moment of inertia  
 I-1[m4],I-2[m4],α[°] principal moments of inertia and angle of the principal axes  
 MRf reinforcement material number  
 It[m4] torsional moment of inertia  
 G[N/mm2] Shear modulus  
 yc[mm],zc[mm] ordinate of elastic centroid  
 ysc[mm],zsc[mm] ordinate of shear centre  
 E[N/mm2] Young's modulus  
 g[kg/m] weight per length



## 組合拱之鋼圓管 114.3x6 (CS 51)

Cross section No. 51 - Tube\_114x6



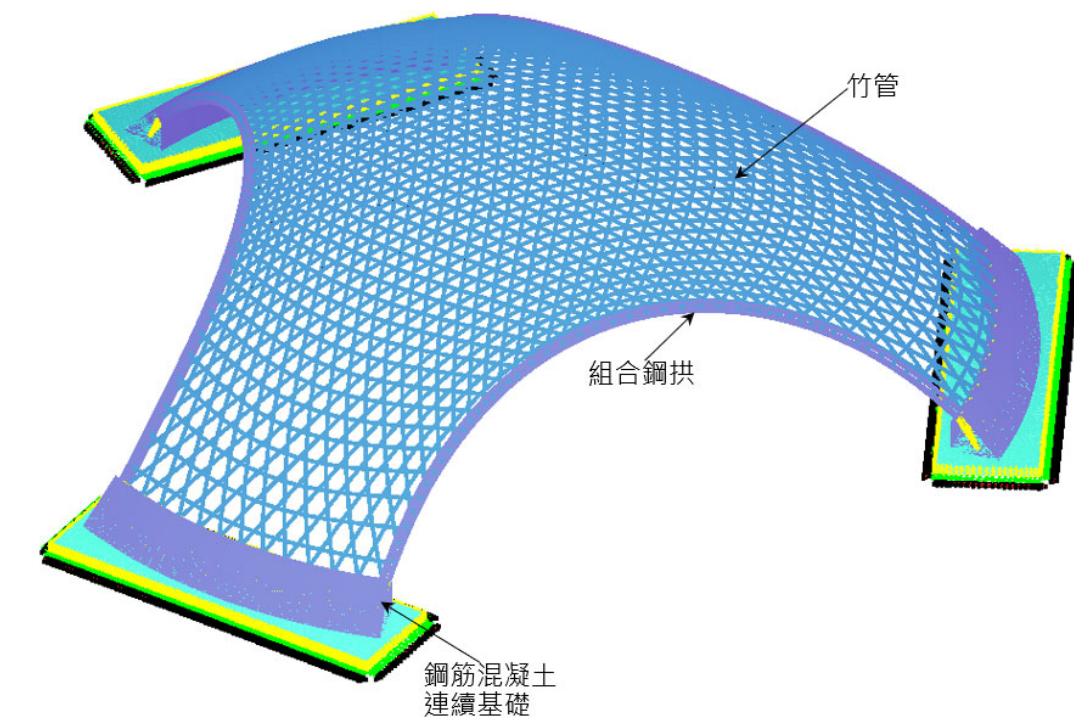
Cross section No. 51 - Tube\_114x6

### Static properties of cross section

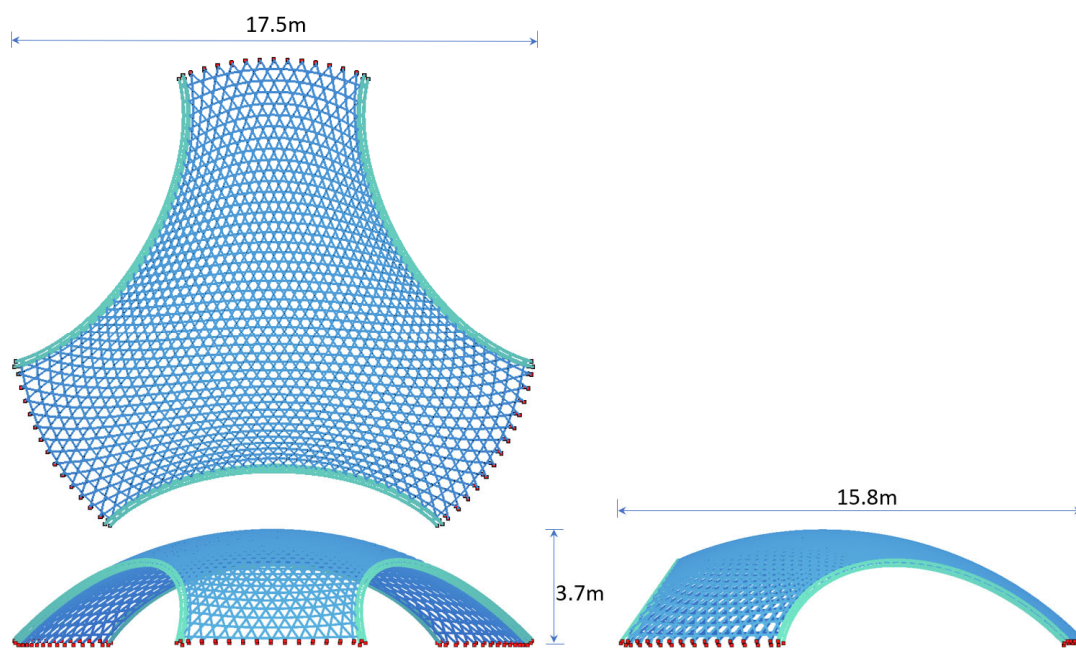
Mat	A[m <sup>2</sup> ]	Ay[m <sup>2</sup> ]	Iy[m <sup>4</sup> ]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm <sup>2</sup> ]	g[kg/m]	I-1[m <sup>4</sup> ]
MRf	It[m <sup>4</sup> ]	Az[m <sup>2</sup> ]	Iz[m <sup>4</sup> ]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm <sup>2</sup> ]		I-2[m <sup>4</sup> ]
		Ayz[m <sup>2</sup> ]	Iyz[m <sup>4</sup> ]					α[°]
13	2.0414E-03	1.026E-03	3.002E-06	0.0	0.0	210000	16.0	
	6.001E-06	1.026E-03	3.002E-06	0.0	0.0	80769	(BEAM)	
Mat	material number			yc[mm],zc[mm]		ordinate of elastic centroid		
A[m <sup>2</sup> ]	sectional area			ysc[mm],zsc[mm]		ordinate of shear centre		
Ay[m <sup>2</sup> ],Az[m <sup>2</sup> ],Ayz[m <sup>2</sup> ]	transverse shear deformation area			E[N/mm <sup>2</sup> ]		Young's modulus		
Iy[m <sup>4</sup> ],Iz[m <sup>4</sup> ],Iyz[m <sup>4</sup> ]	bending moment of inertia			g[kg/m]		weight per length		
I-1[m <sup>4</sup> ],I-2[m <sup>4</sup> ],α[°]	principal moments of inertia and angle of the principal axes							
MRf	reinforcement material number							
It[m <sup>4</sup> ]	torsional moment of inertia							
G[N/mm <sup>2</sup> ]	Shear modulus							

### 10.2.3 結構組成

結構主體為一鋼竹混合構造之開放式球型棚頂。鋼構為邊梁，三向三層的竹管網格形成球面的主要結構。竹管網格的開放端固接(剛接)於鋼拱，封閉端固接於基礎。計算模型如下圖所示：

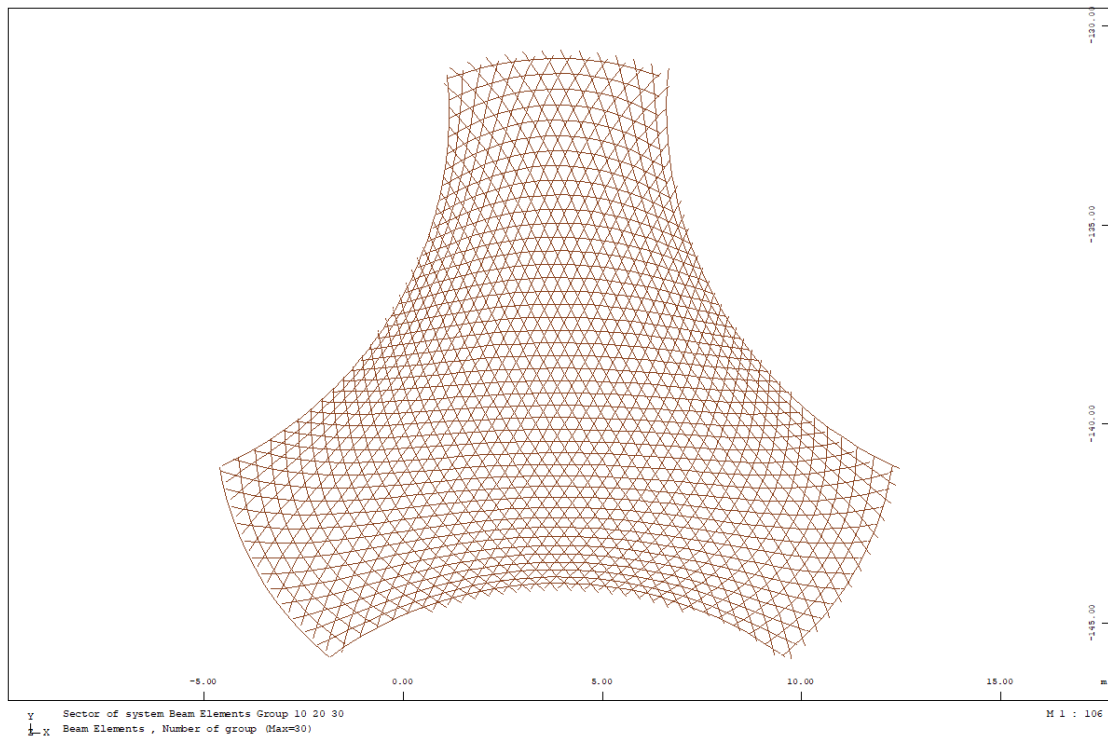


圖十.1 結構組成

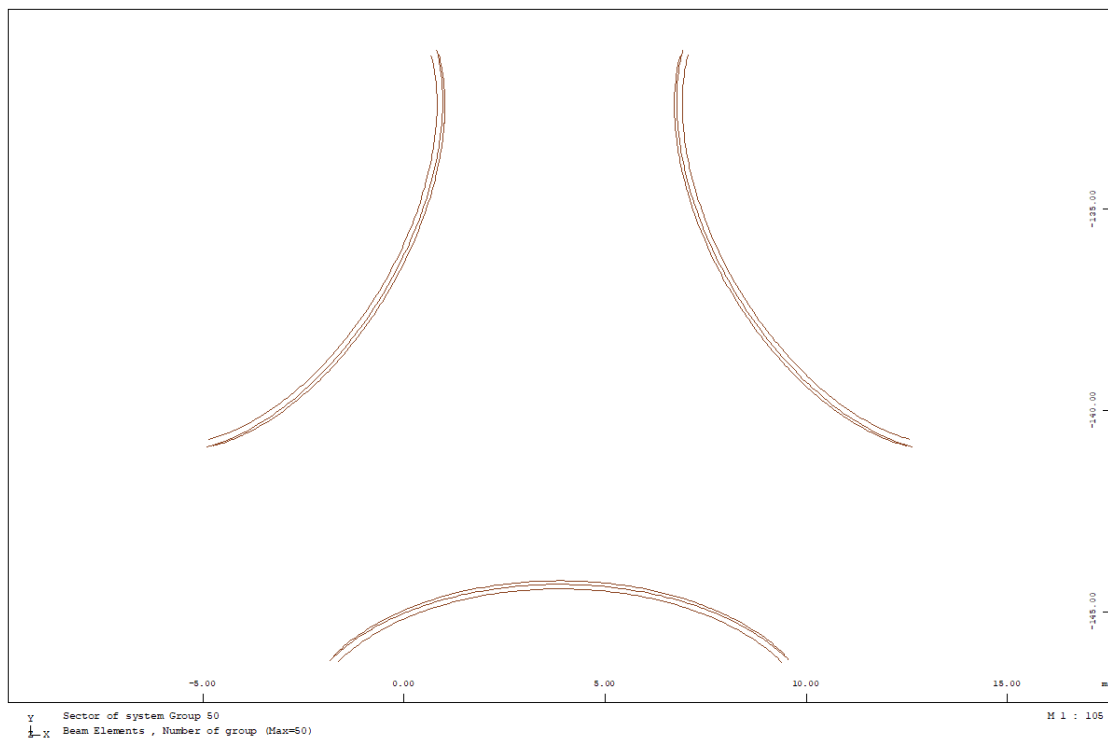


圖十.2 整體結構尺寸

## 10.2.4 群組分布位置



圖十.3 竹管之群組與分布: GRP(Grouping) 10,20,30



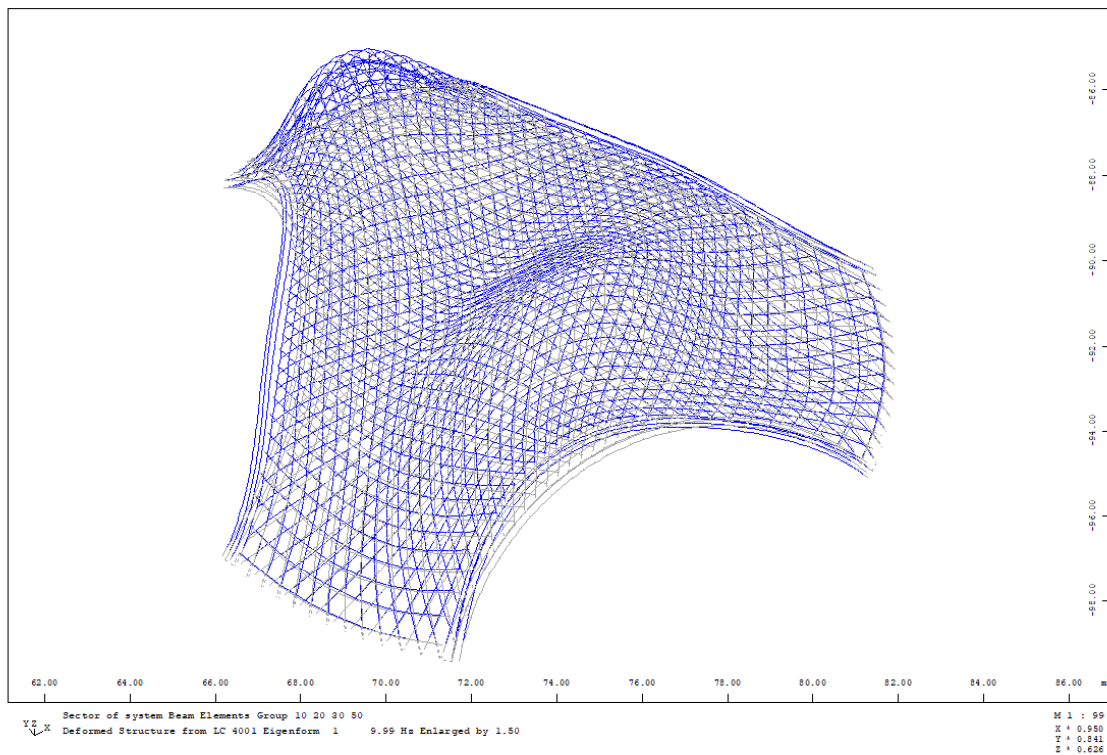
圖十.4 鋼梁之群組與分布: GRP(Grouping)50

## 10.2.5 頻率及模態

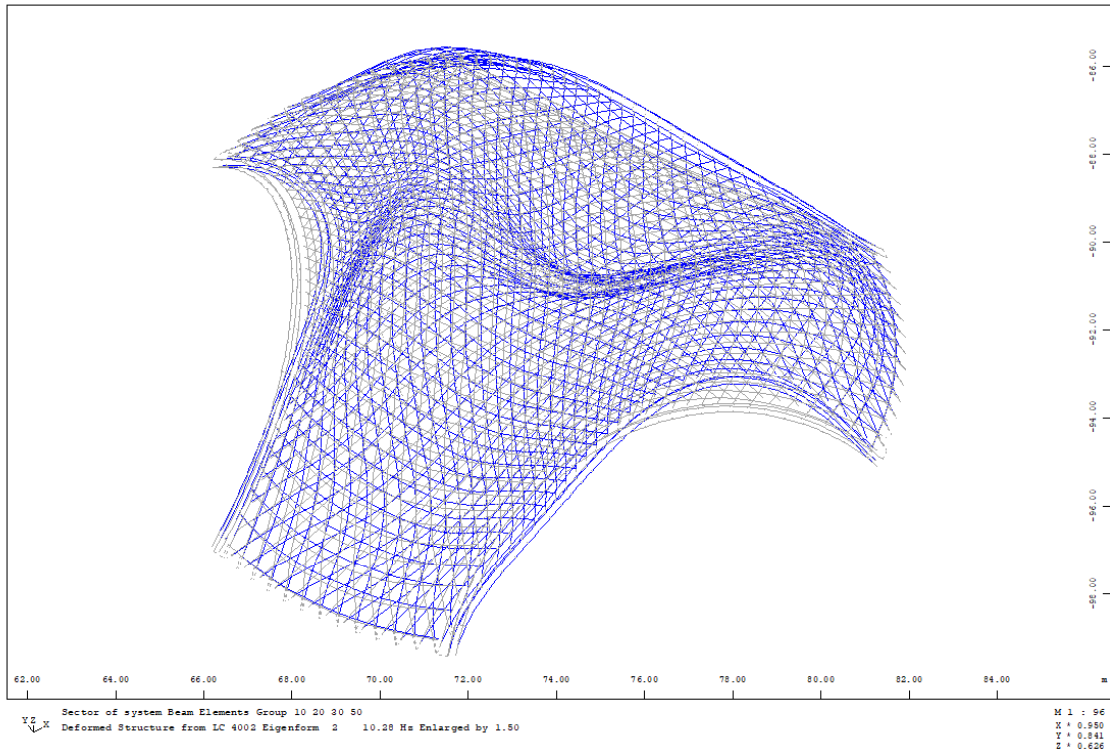
本建築之前四個自然震動頻率，其質量分布與幾何模態展示如下：

表十.2 自然振動頻率與對應質量

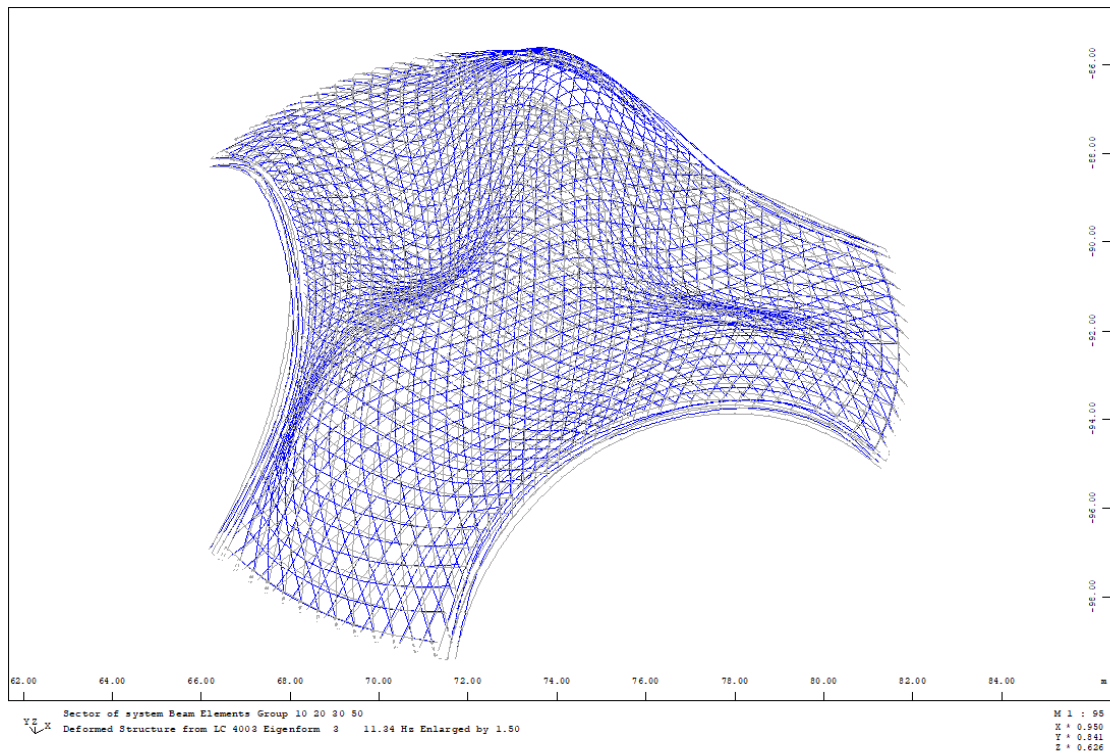
no	LC	frequency [Hertz]	effective modal mass			activated mass mass[%]	rotation around sys. center		
			X[%]	Y[%]	Z[%]		phiX[%]	phiY[%]	phiZ[%]
1	4001	9,99	0,99	29,29	0,00	13,31	8,82	0,25	0,09
2	4002	10,28		22,02	0,87	10,23	0,31	5,82	0,00
				0,00					
3	4003	11,34	0,04	3,84	0,03	9,80	1,14	0,07	0,10
4	4004	11,40		13,30	0,06	15,58	0,02	4,65	0,42
				0,00					



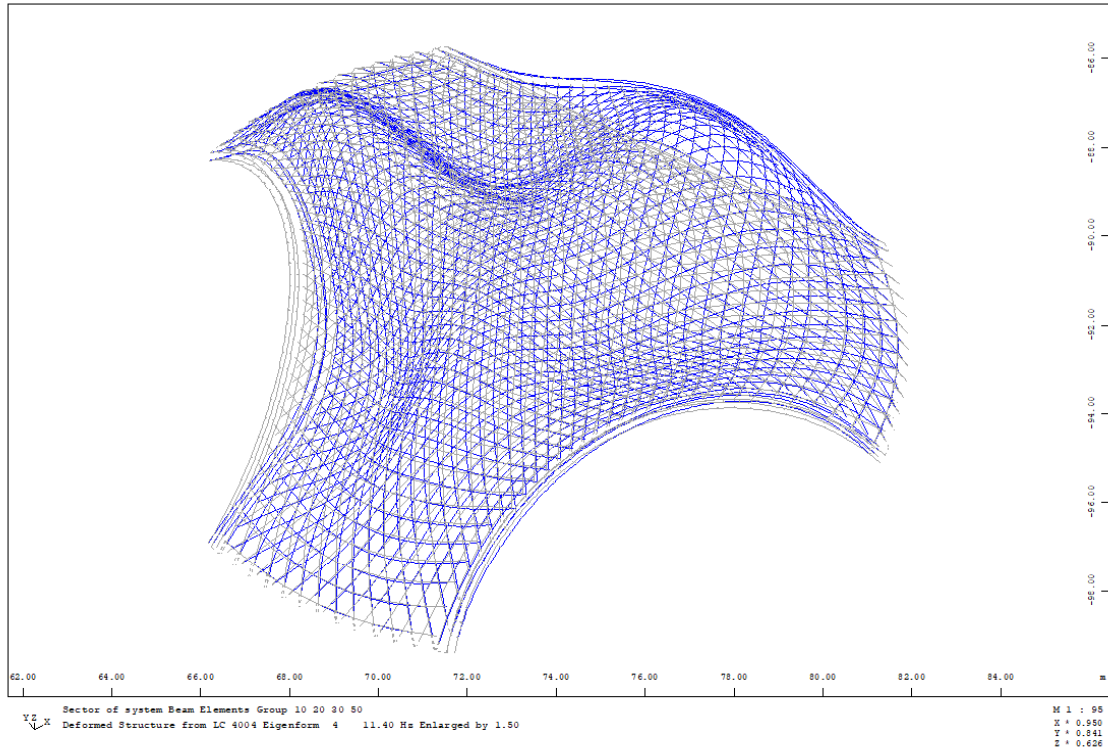
圖十.5 第一模態 9.99 [Hz]



圖十.6 第二模態 10.3 [Hz]



圖十.7 第三模態 11.3 [Hz]



圖十.8 第四模態 11.4 [Hz]

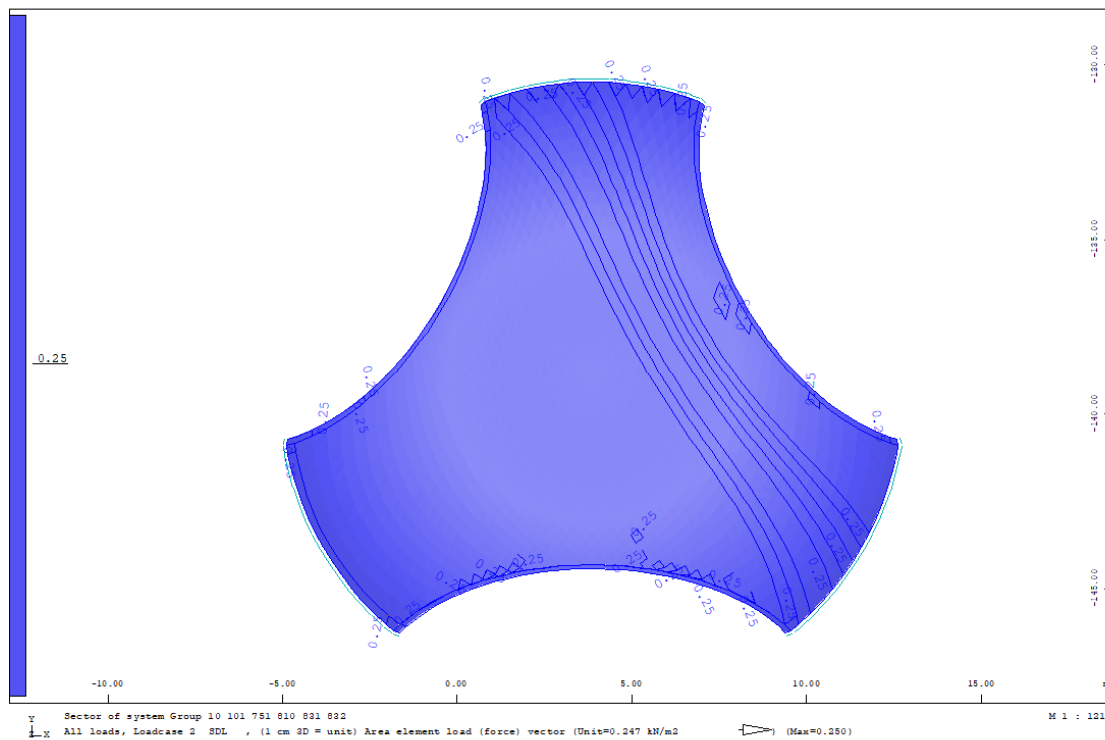
## 10.3 設計載重

### 10.3.1 靜載與活載

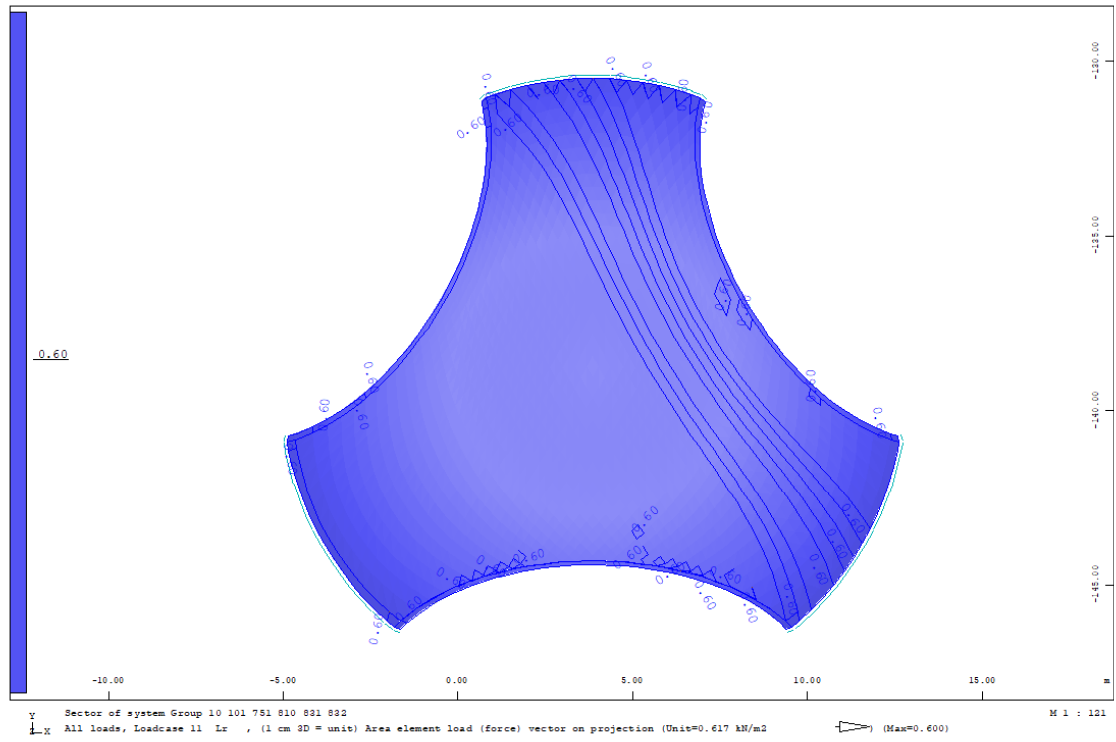
結構體之竹構、鋼構與RC基礎重量皆由結構計算軟體自行計算，其他非結構體重量如屋頂鋪面系統以及活載重皆設為外加面載重需額外考量，其值表列於下方：

表十.3 外加靜載重與活載重

各式空間 [-]	外加靜載重 [kgf/m <sup>2</sup> ]	活載重 [kgf/m <sup>2</sup> ]
屋面	25	60



圖十.9 外加靜載重: 0.25 [kN/m<sup>2</sup>]



圖十.10 活載重: 0.6 [kN/m<sup>2</sup>]



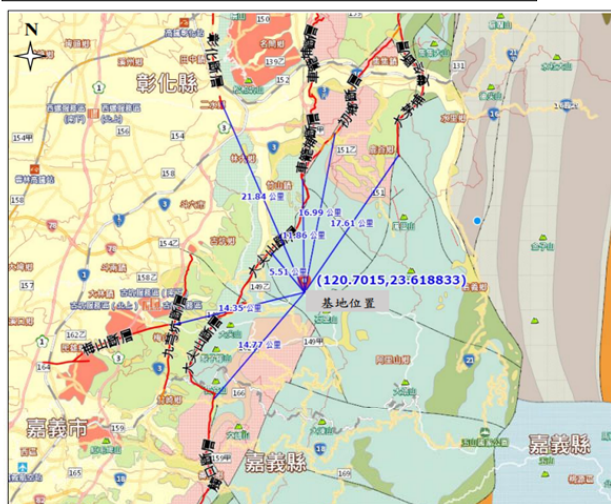
### 10.3.2 地震力

依據鑽探報告，本案距離第一類大尖山活動斷層5,51公里，故本案需考量近斷層因子。

#### 上部結構水平設計地震力

##### A 基本資料

基地位置	地盤分類	用途係數
雲林縣古坑鄉	第一類(P.18, 鑽探報告)	1
結構系統	構造形式	設計方法
規範無規定，故韌性容量R採保守值1.0	竹鋼混合構造	強度設計法
起始降伏地震力放大係數 $\alpha$	韌性容量R	樓高 $h_n$ (m)
1,0	1,00	4,00
近斷層因子		
大尖山斷層5,51 km		



備註：基地位置座標 23°37'07.8"N 120°42'05.4"E(WGS84)；資料來源為經濟部中央地質所台灣活動斷層網站。

圖 1.2 鄰近本案基地 30 公里範圍內之活動斷層分佈圖

##### B 一般工址水平譜加速度係數

$S_5^D$	$S_1^D$	$S_5^M$	$S_1^M$		
0,80	0,45	1,00	0,55		
工址放大係數					
設計地震		最大考量地震			
$N_a$	$N_v$	$N_a$	$N_v$		
1,03	1,10	1,03	1,15		
$F_a$	$F_v$	$F_a$	$F_v$		
1,00	1,00	1,00	1,00		
$S_{DS} = S_5^D F_a N_a$	$S_{D1} = S_1^D F_v N_v$	$S_{MS} = S_5^M F_a N_a$	$S_{M1} = S_1^M F_v N_v$	$T_0^D = S_{D1} / S_{DS}$	$T_0^M = S_{M1} / S_{MS}$
0,82	0,50	1,03	0,63	0,60	0,61

##### C 建築物基本水平震動週期 T

方向	$T_1$ 基本週期	經驗週期係數	$T_C$	$1,4T_C$	$T = \min(T_1; 1,4T_C)$
X向	0,10	$T_C = 0,050h_n^{3/4}$	0,14	0,20	0,10
Y向	0,10	$T_C = 0,050h_n^{3/4}$	0,14	0,20	0,10

I 最小設計水平總橫力

$$V = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left( \frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$$

方向	I	$\alpha_y$	$(S_{aD}/F_u)_m$	V/W
X向	1,000	1,000	0,524	0,374
Y向	1,000	1,000	0,530	0,378

J 中小度水平地震力

$$V^* = \frac{IF_u}{4.2\alpha_y} \left( \frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$$

方向	I	$\alpha_y$	$F_u$	$(S_{aD}/F_u)_m$	V*/W
X向	1,000	1,000	1,000	0,524	0,125
Y向	1,000	1,000	1,000	0,530	0,126

K 最大考量水平地震力

$$V_M = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left( \frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m W$$

方向	I	$\alpha_y$	$(S_{aM}/F_{uM})_m$	$V_M/W$
X向	1,000	1,000	0,631	0,451
Y向	1,000	1,000	0,641	0,458

L 設計水平地震力

方向	V/W	V*/W	$V_M/W$	$V_d/W = \max\{V; V^*; V_M\}/W$	$0.9V_d/W$
X向	0,374	0,125	0,451	<b>0,451</b>	0,406
Y向	0,378	0,126	0,458	<b>0,458</b>	0,412

## 上部結構垂直設計地震力

A 基本資料

基地位置	地盤分類	用途係數
雲林縣古坑鄉	第一類(P.14, 鑽探報告)	1
結構系統	構造形式	設計方法
規範無規定, 故韌性容量R採保守值1.0	竹鋼混合構造	極限設計法
起始降伏地震力放大係數 $\alpha_y$	韌性容量R	樓高 $h_n$ (m)
1,0	1,0	4,00

B 一般工址垂直譜加速度係數(取2/3倍之水平譜加速度係數)

$S_{D,V}^D$	$S_{1,V}^D$	$S_{D,V}^M$	$S_{1,V}^M$		
0,40	0,20	0,53	0,30		
工址放大係數					
設計地震		最大考量地震			
$N_a$	$N_v$	$N_a$	$N_v$		
1,03	1,10	1,03	1,15		
$F_a$	$F_v$	$F_a$	$F_v$		
1,00	1,00	1,00	1,00		
$S_{D5V} = S_a^D F_a N_a$	$S_{D1V} = S_1^D F_v N_v$	$S_{M5V} = S_a^M F_a N_a$	$S_{M1V} = S_1^M F_v N_v$	$T_0^D = S_{D1V}/S_{D5V}$	$T_0^M = S_{M1V}/S_{M5V}$
0,412	0,220	0,549	0,345	0,534	0,628

C 建築物基本垂直震動週期 T

方向	T=0,2T <sub>0</sub> <sup>D</sup>
垂直向	0,282

## 下部結構水平設計地震力

A 基本資料

基地位置	地盤分類	用途係數
雲林縣古坑鄉	第一類(P.18, 鑽探報告)	1
近斷層因子		
大尖山斷層5,51 km		

B 一般工址水平譜加速度係數

$S_s^D$	$S_1^D$	$S_s^M$	$S_1^M$		
0,80	0,45	1,00	0,55		
工址放大係數					
設計地震			最大考量地震		
$N_a$	$N_v$	$N_a$	$N_v$		
1,03	1,10	1,03	1,15		
$F_a$	$F_v$	$F_a$	$F_v$		
1,00	1,00	1,00	1,00		
$S_{D5} = S_s^D F_a N_a$	$S_{D1} = S_1^D F_v N_v$	$S_{M5} = S_s^M F_a N_a$	$S_{M1} = S_1^M F_v N_v$	$T_0^D = S_{D1} / S_{D5}$	$T_0^M = S_{M1} / S_{M5}$
0,82	0,50	1,03	0,63	0,60	0,61

C 設計水平地震力震度K

$$K = 0.1 \left(1 - \frac{H}{40}\right) S_{MS} I, \left(1 - \frac{H}{40}\right) \geq 0.5$$

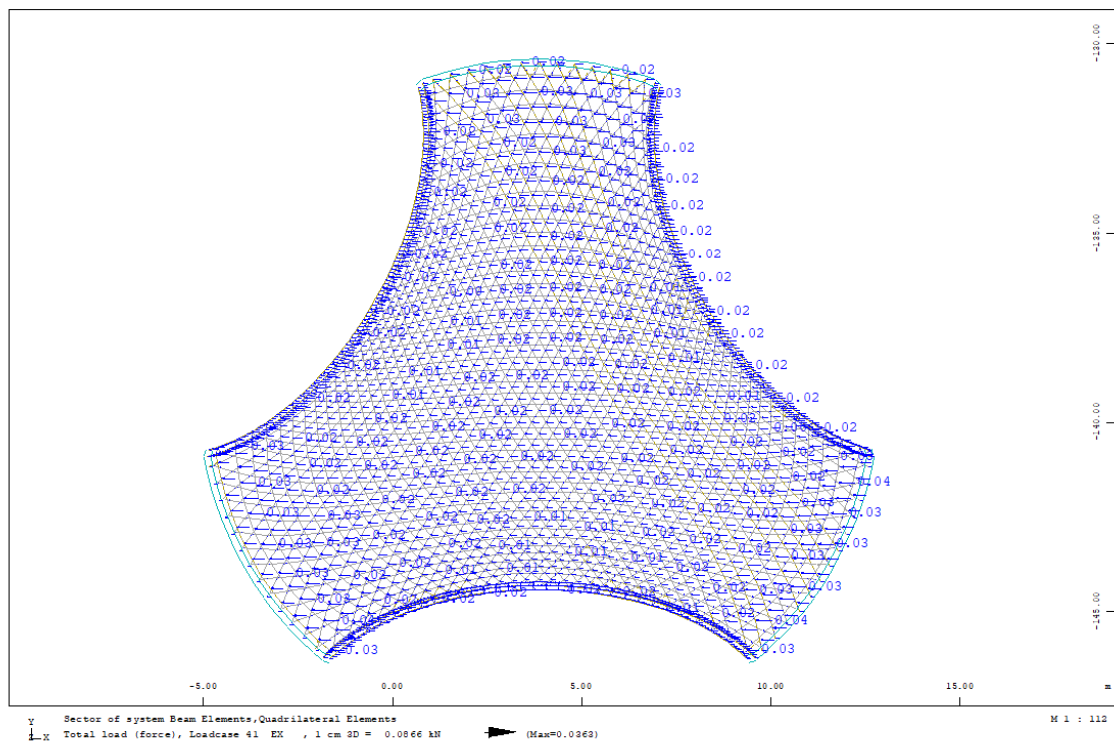
樓版	深度 H	1-H/40	K
1FL	0,000	1,000	0,103
BF(基礎版)	0,500	0,988	0,102

## 地震扭矩

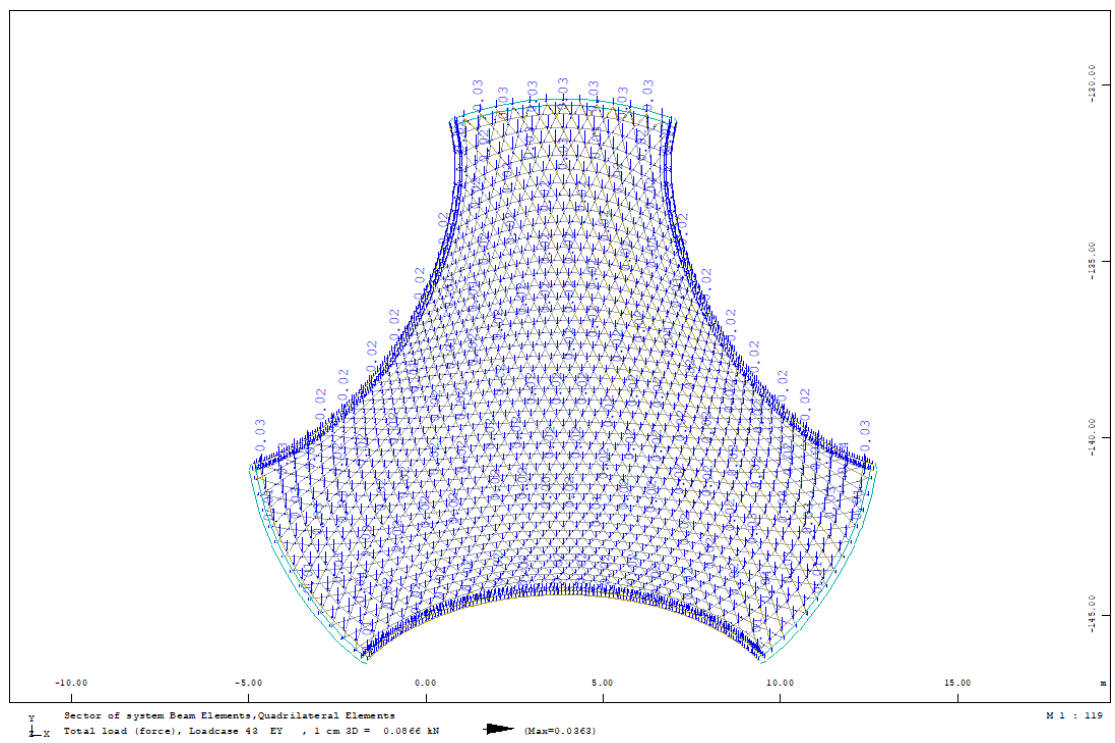
$$\begin{aligned}
 W_{\text{上部結構之總重}} &= 91,4 \quad [\text{kN}] \\
 F_{\text{地震力}} = W * 0.52 &= 47,528 \quad [\text{kN}] \\
 L = 17,5\text{m} * 0.05 &= 0,875 \quad [\text{m}] \\
 T_{\text{地震扭矩}} = F * L &= 41,6 \quad [\text{kNm}]
 \end{aligned}$$

## 載重圖像說明

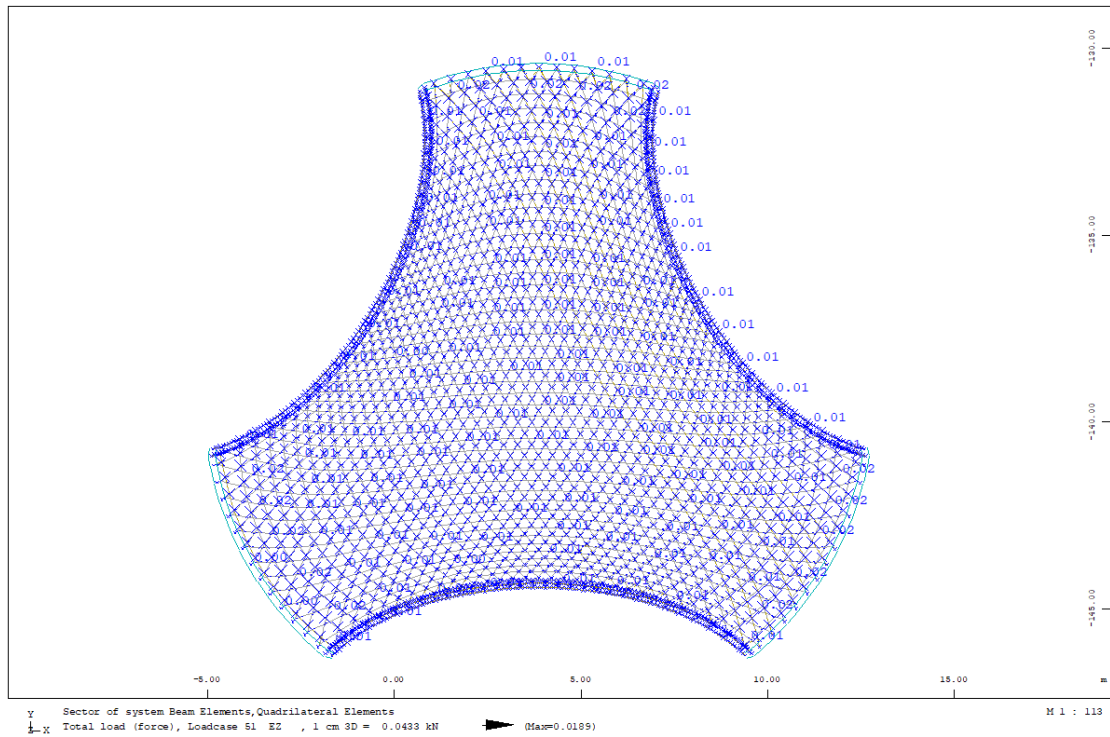
地震力轉換之節點載重展示如下：



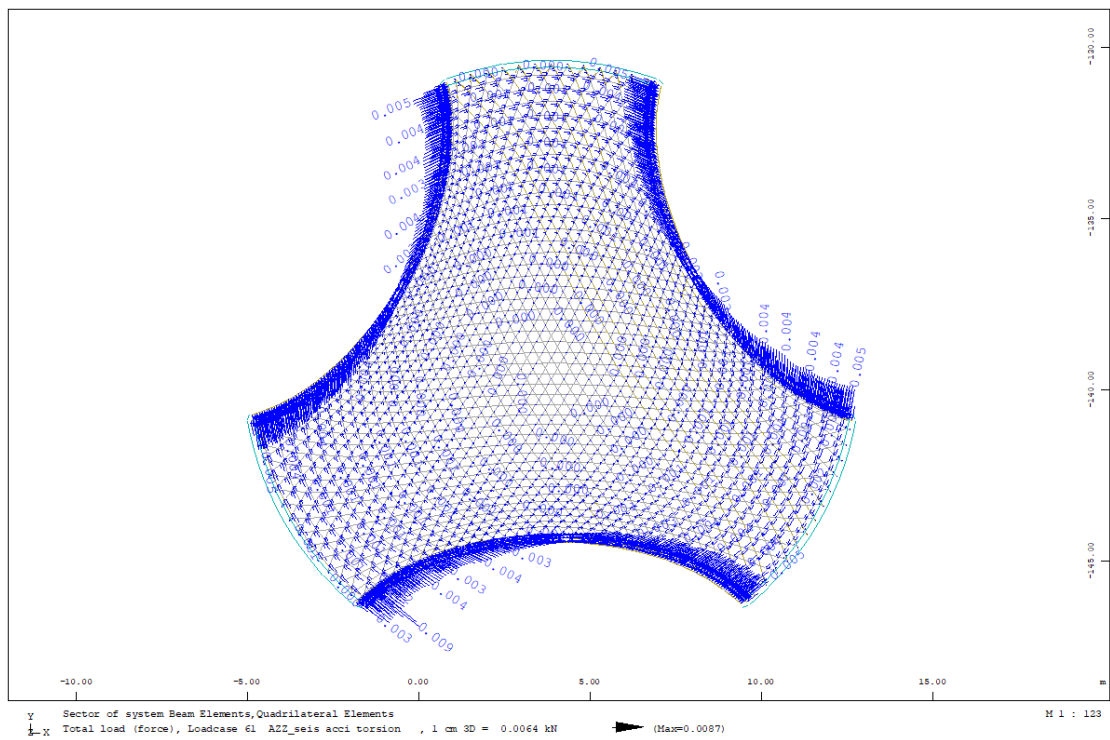
圖十.11 地震力 X 向[kN]



圖十.12 地震力 Y 向[kN]



圖十.13 地震力 Z 向[kN]



圖十.14 地震力扭矩[kNm] (扭矩轉換之節點載重)

### 10.3.3 風力

#### 設計風力

##### (1) 地況種類

<p>地況種類依建築物所在位置及其附近地表特性而定，分成以下三類：</p> <p>(1)地況 A：大城市市中心區，至少有 50%之建築物高度大於 20 公尺者。建築物迎風向之前方至少 800 公尺或建築物高度 10 倍的範圍(兩者取大值)係屬此種條件下，才可使用地況 A。</p> <p>(2)地況 B：大城市市郊、小市鎮或有許多像民舍高度(10~20 公尺)，或較民舍為高之障礙物分布其間之地區者。建築物迎風向之前方至少 500 公尺或建築物高度 10 倍的範圍(兩者取大值)係屬此種條件下，方可使用地況 B。</p> <p>(3)地況 C：平坦開闊之地面或草原或海岸或湖岸地區，其零星座落之障礙物高度小於 10 公尺者。</p> <p>若附近地況為介於地況 A 與地況 B 間或地況 B 與地況 C 間之過渡地況，原則上應採用會產生較大風力之地況，但也可利用可信賴之合理分析法，決定此一過渡地況之風速垂直分布。</p>
---

##### (2) 地況種類所對應之參數

表 2.2 地況相關參數

地況	$\alpha$	$z_g$ (m)	$\bar{b}$	$c$	$\lambda(m)$	$\bar{\varepsilon}$	$z_{\min}$ (m)
Exposure A	0.32	500	0.45	0.45	55	0.5	18
B	0.25	400	0.62	0.30	98	0.33	9
C	0.15	300	0.94	0.20	152	0.20	4.5

#### C 基本風壓

$z_{\text{height above ground level}}$	=	4	[m]
$z_g$ nominal height of the atmospheric boundary layer	=	300	[m]
$\alpha$ 10min gust-speed power law exponent	=	0,15	[-]
$K_z=2,774(z/z_g)^{2\alpha}, z>5m$	=	0,812	[-]
$K_{zt}$ topographic factor	=	1	[-]
$V_{10(C)}$ basic design wind speed at 10m height (ave.10min)	=	27,5	[m/sec]
$q_{\text{velocity pressure}}=0.06 K_z K_{zt} [I V_{10(C)}]^2$	=	36,85	[kgf/m <sup>2</sup> ]
	=	0,361	[kN/m <sup>2</sup> ]

#### D 陣風反應因子(10min)

G	=	1,88
---	---	------

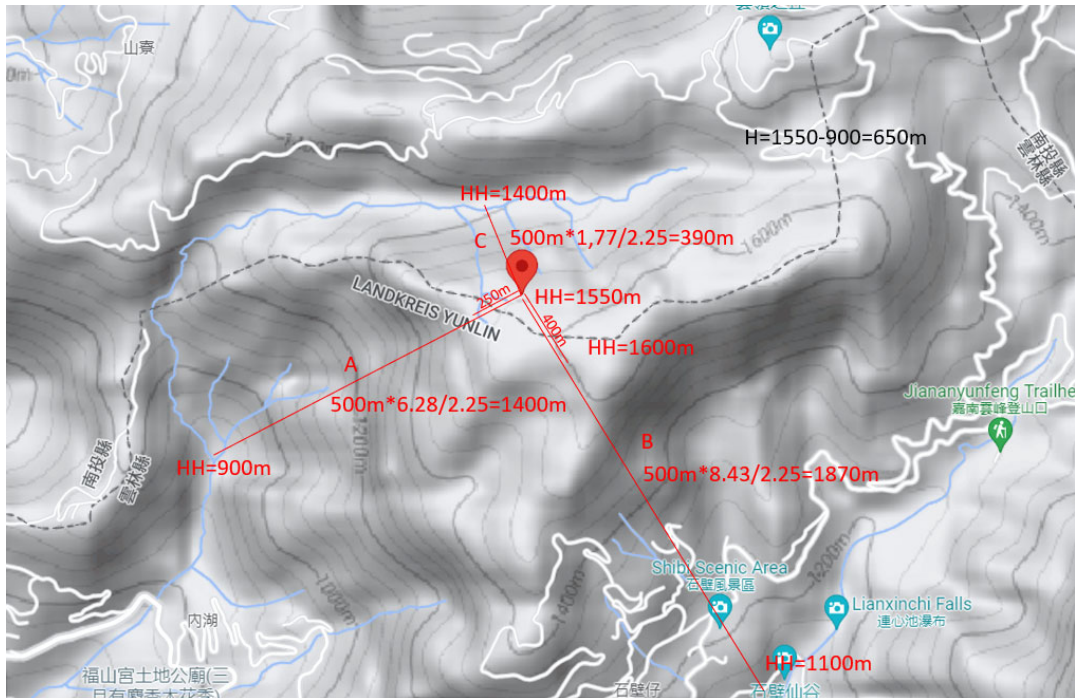
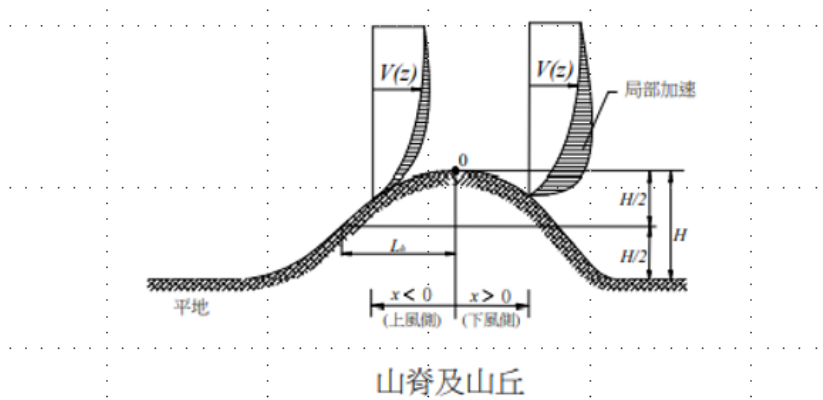
**E**  $F=qGC_fA_c$ : 外風壓 (MWFRS)

$q=q(Z_{AC})_{\text{面積}} A_c$  形心高度  $Z_{AC}$  處之風速壓 = 0,37 [kN/m<sup>2</sup>]

$C_f$  = 1,3 [-]

$F=qGC_f$  = 0,90 [kN/m<sup>2</sup>]

**F**  $K_{zt}$ : 針對局部地形之修正參數



$K_1$

$H=1550-900$  = 650 m

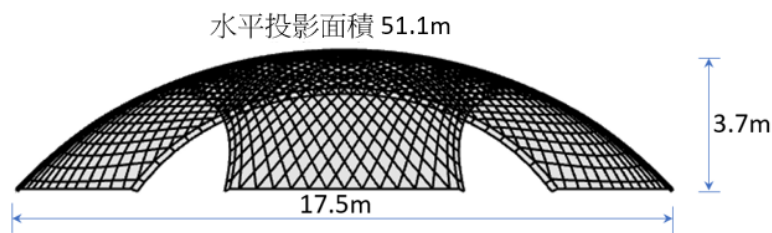
$L_h$  = 700 m

$$\begin{aligned}
H/L_h &= \min(H/L_h; 0,5) &= & 0,50 & - \\
K_1 & &= & 0,72 & - \\
K_2 & & & & \\
x & &= & 250 & \text{m} \\
L_h &= 2H &= & 1300 & \text{m} \\
x/L_h & &= & 0,19 & - \\
K_2 & &= & 1 & - \\
K_3 & & & & \\
z & &= & 3 & \text{m} \\
L_h &= 2H &= & 1300 & \text{m} \\
z/L_h & &= & 0,002 & - \\
K_3 & &= & 1 & - \\
K_{zt} & & & & \\
K_{zt} &= (1+K_1K_2K_3)^2 &= & 2,96 & -
\end{aligned}$$

**G** 施於結構模型水平投影面之風壓

$$P = FK_{zt} = 2,66 \text{ kN/m}^2$$

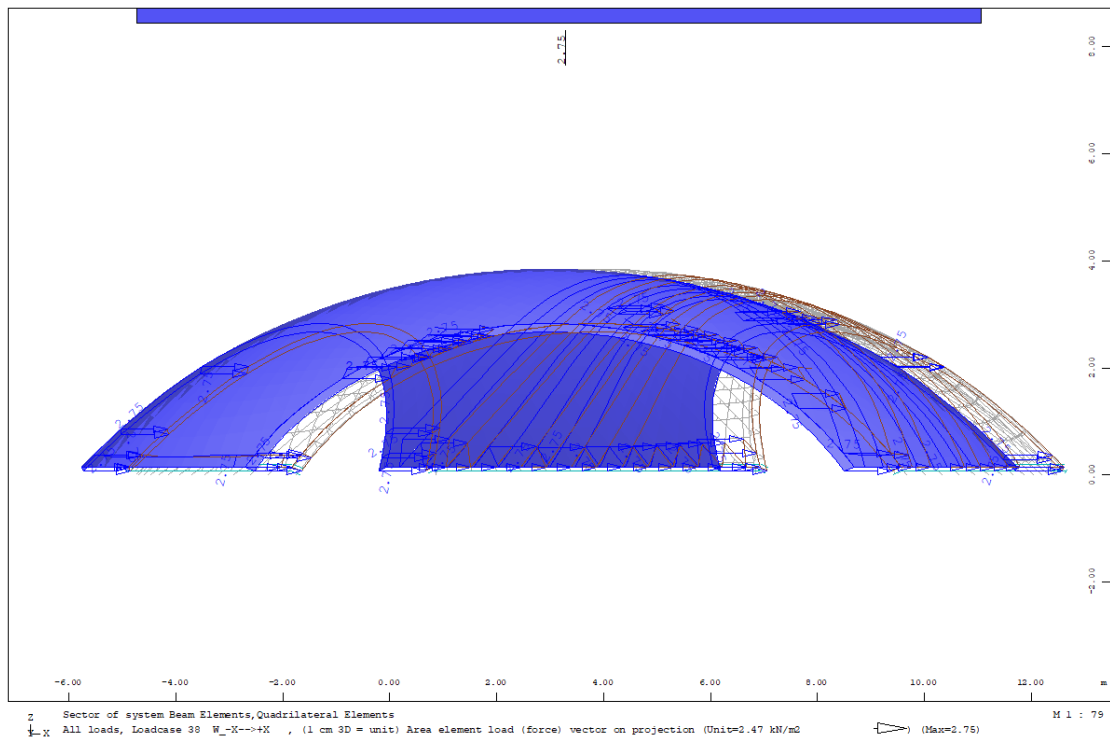
### 風力扭矩



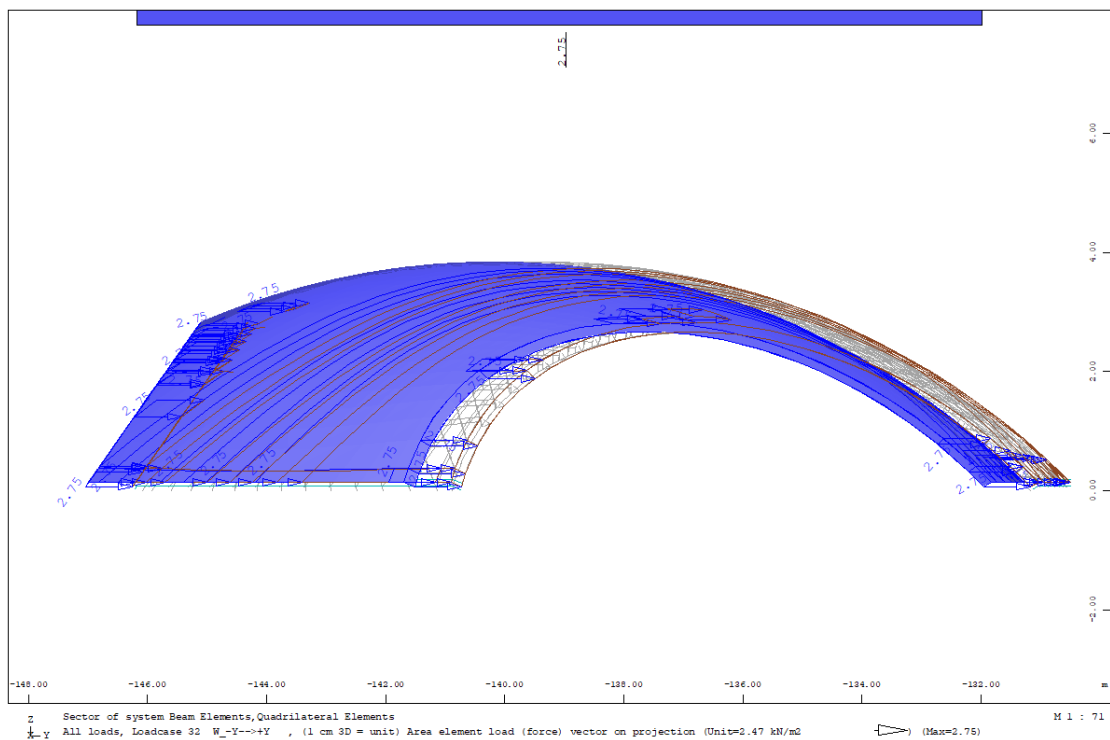
$$\begin{aligned}
B_{\text{受風面寬}} &= 17,5 & [\text{m}] \\
L_{\text{受風進深}} &= 3,7 & [\text{m}] \\
h_{\text{受風面平均高度}} &= 2,9 & [\text{m}] \\
h/(BL)^{0,5} &= 0,36 & < 3 \\
F_{\text{正面總風力}} &= 51,1 * 2,75 &= 140,4 & [\text{kN}] \\
T_{\text{風力扭矩}} &= 0,28 * B * F &= 688 & [\text{kNm}]
\end{aligned}$$



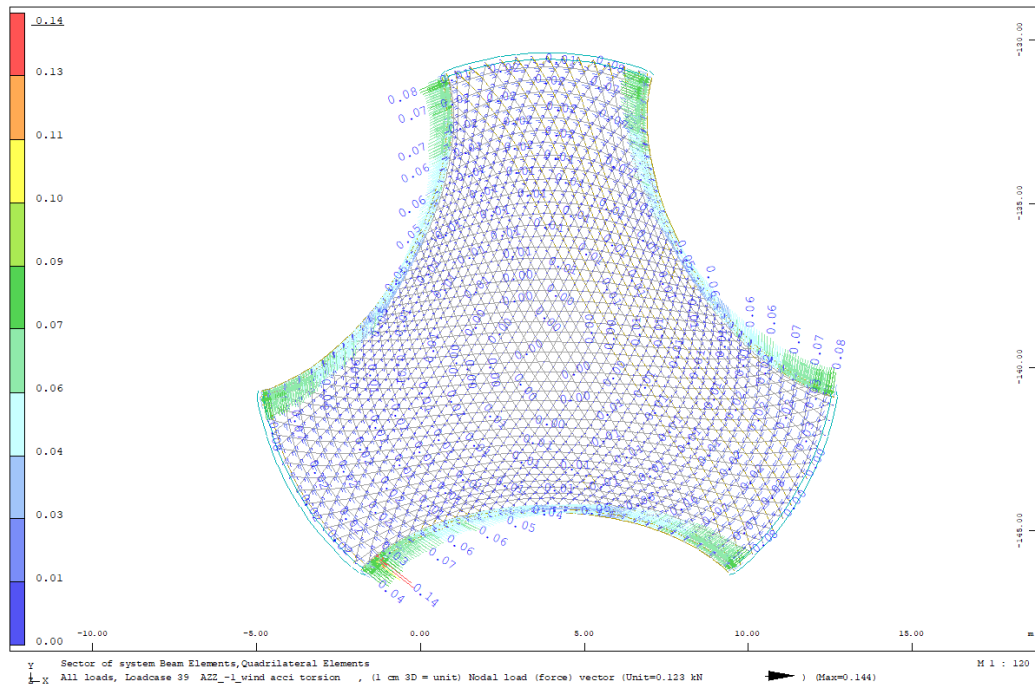
### 載重圖像說明



圖十.15 風力 X 向[kN/m<sup>2</sup>]



圖十.16 風力 Y 向[kN/m<sup>2</sup>]



圖十.17 風力扭矩[kNm] (扭矩轉換之節點載重)

## 10.4 載重組合

### 10.4.1 分析載重之簡稱

DL 結構自身重量

SDL 外加靜載重

D 總靜載重 (DL+SDL)

LL 樓板活載重

Lr 屋頂活載重

Ex X方向之水平地震力

Ey Y方向之水平地震力

Ev Z方向之垂直地震力

Er 質量偏心造成之靜態扭矩地震力

Eh 總水平地震力 (Ex或Ey，並包含Er之作用)

W1 來自方向 1 之風力

W2 來自方向 2 之風力

W3 來自方向 3 之風力

Wt 扭矩風力

W 總水風力 (W1、W2或W3，並包含Wt之作用)

## 10.4.2 LRFD 與 ASD 載重組合

本設計須同時考慮兩類型載種組合：極限設計法(LRFD)之載種組合，應用於竹構造、鋼構造與RC構造。容許應力設計法(ASD)之載種組合，應用於土壤反力。這兩類型載種組合表列如下：

表十.4 極限設計法 (竹構造、鋼構造與 RC 構造)

No.	載重組合
1	1.4D
3	1.2D + 1.6Lr + 0.8W
4	1.2D + 1.6W + 0.5Lr
5	1.2D + E
6	0.9D + 1.6W
7a	0.9D + (E <sub>h</sub> - 0.3E <sub>v</sub> )
7b	0.9D + (0.3E <sub>h</sub> - E <sub>v</sub> )

其中，No.5的地震力E，為考量地震正交效應100%-30%法則(E<sub>h</sub> + 0.3E<sub>v</sub>及0.3E<sub>h</sub> + E<sub>v</sub>)，惟E<sub>h</sub>尚須包括E<sub>hx</sub>與E<sub>hy</sub>的地震正交效應，依EN 8-1998.1 建議該兩部分可以10.1~10.3式取代：

$$E_{hx} \pm 0.3E_{hy} \pm 0.3E_v \quad (10.1)$$

$$0.3E_{hx} \pm E_{hy} \pm 0.3E_v \quad (10.2)$$

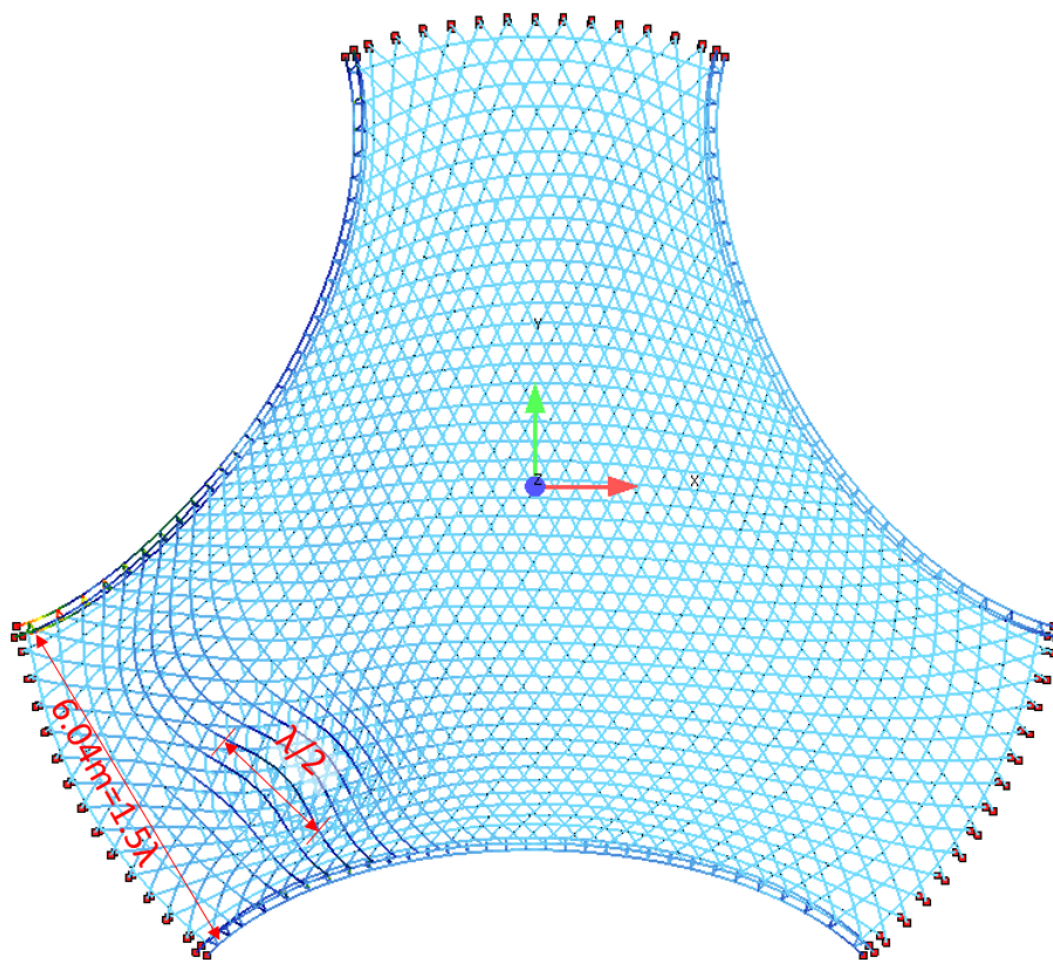
$$0.3E_{hx} \pm 0.3E_{hy} \pm E_v \quad (10.3)$$

表十.5 容許應力設計法 (土壤反力適用)

No.	載重組合
1	D + Lr
2	D + Lr + W
3	D + W
4	D + LL + (E <sub>h</sub> + 0.3E <sub>v</sub> )
5	D + LL + (E <sub>v</sub> + 0.3E <sub>h</sub> )

## 10.5 幾何不完美

利用 9.3.2 節介紹之方式考量幾何不完美。每個極限設計法載種組合皆須引入其第一挫屈模態作為幾何缺陷，該幾何缺陷之最大振幅應調較至該模態波長的 1/400 倍。圖十.18 展示定義為  $1.2D + 1.6Lr + 0.8W$  的某一載重組合的第一挫屈模態及其波長的定義：



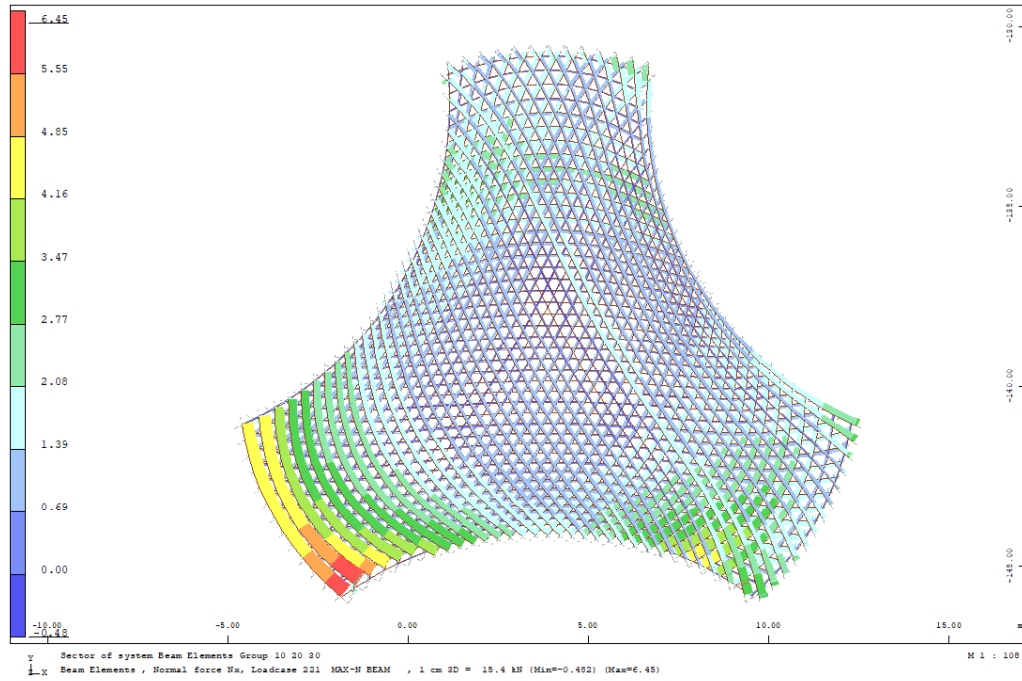
圖十.18 載重組合 ( $1.2D + 1.6Lr + 0.8W$ ) 的第一挫屈模態 (Buckling factor: 3.1)

經比較，考量幾何缺陷後，各接合的最大內力與彎矩上升 18%至 49%不等。

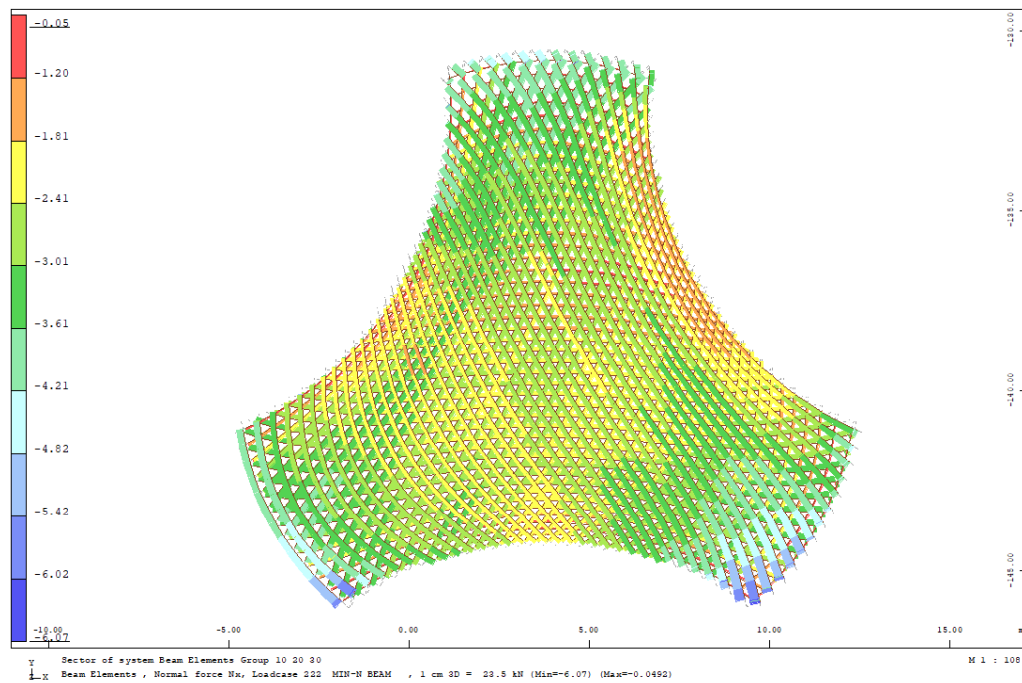
## 10.6 構件設計

### 10.6.1 竹構

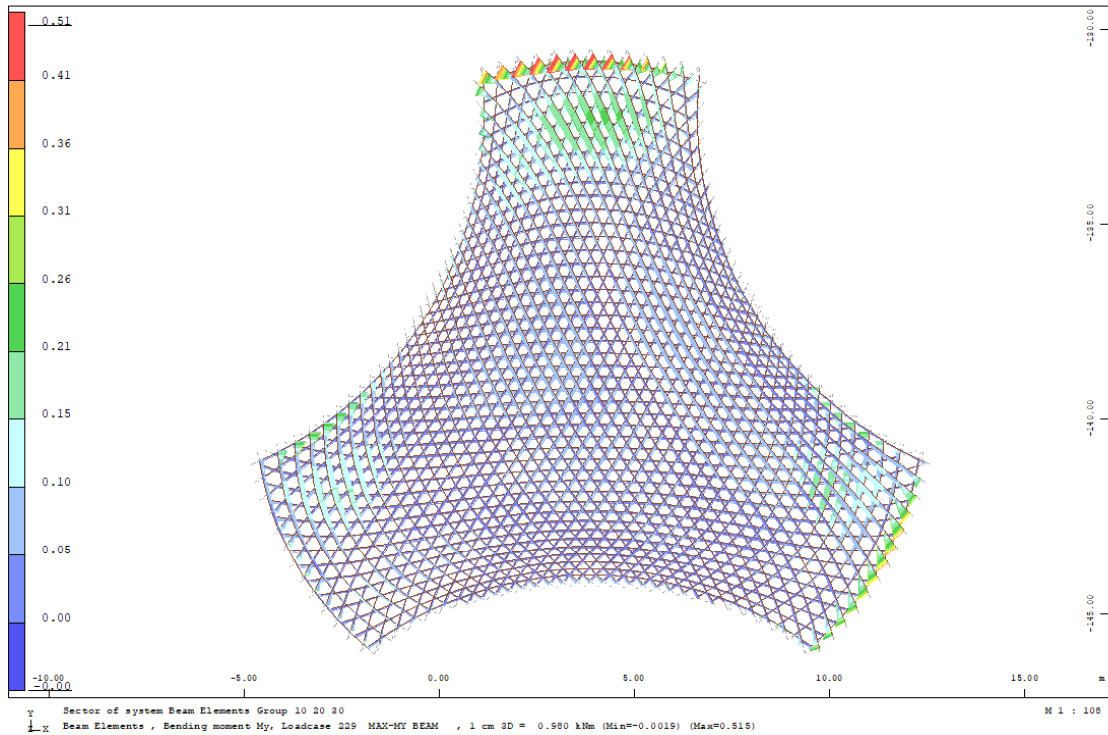
#### 内力



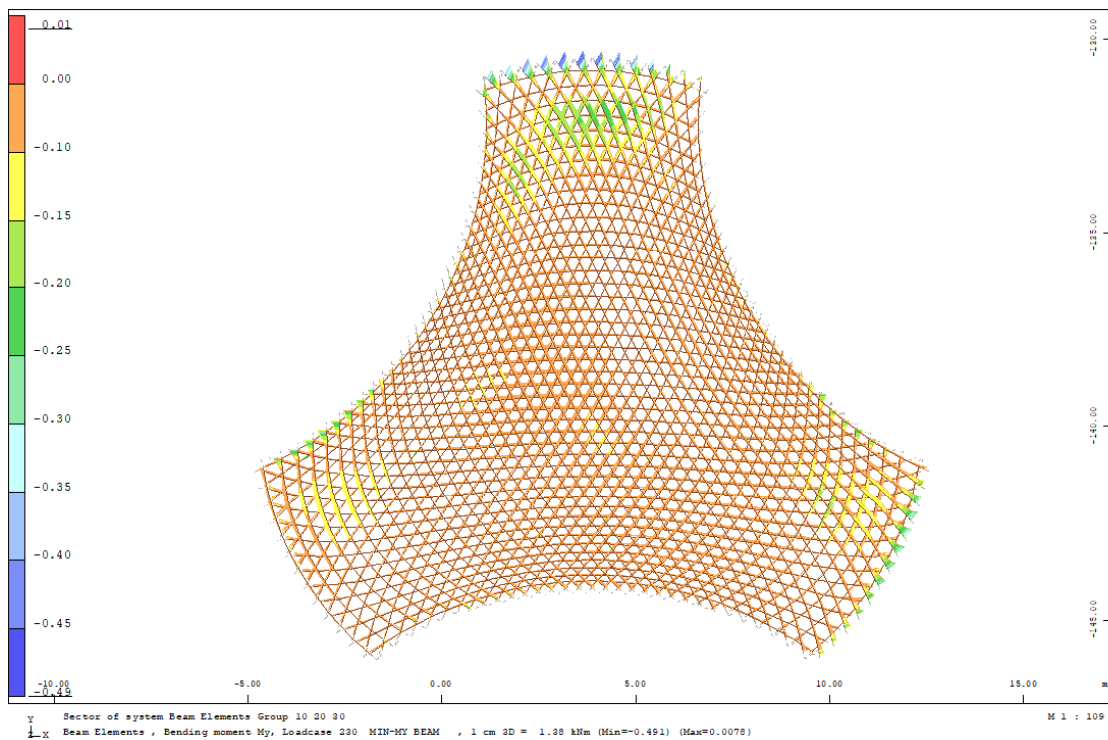
圖十.19 最大軸力  $N$  [kN]



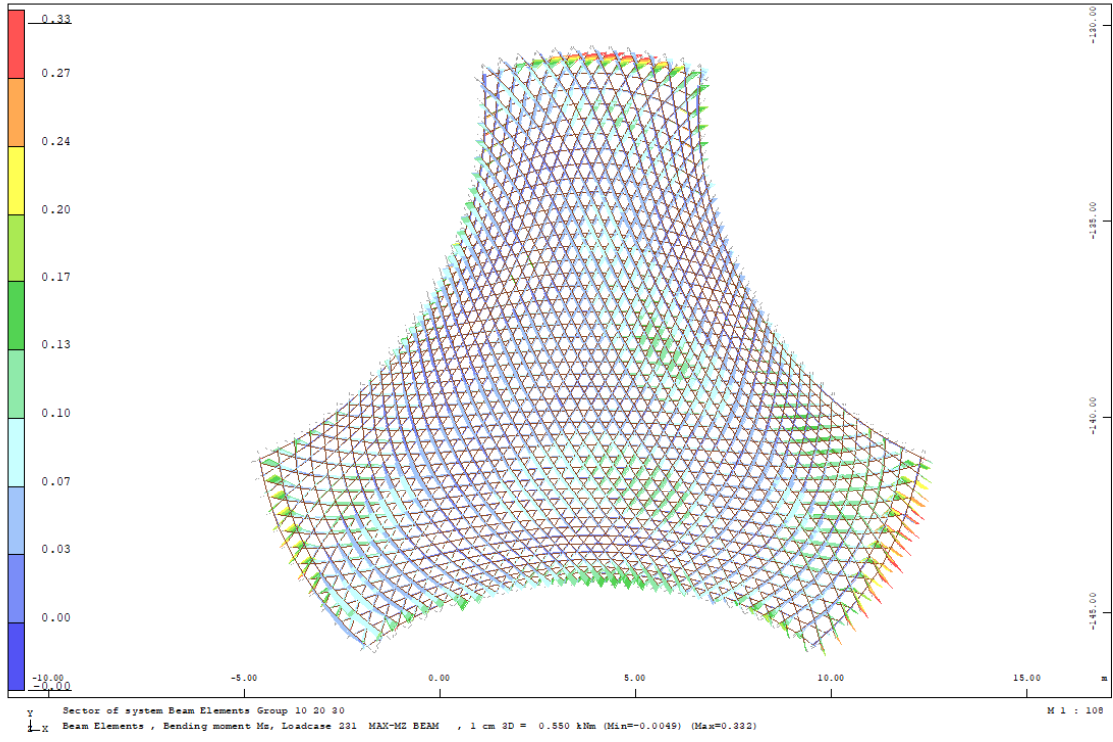
圖十.20 最小軸力  $N$  [kN]



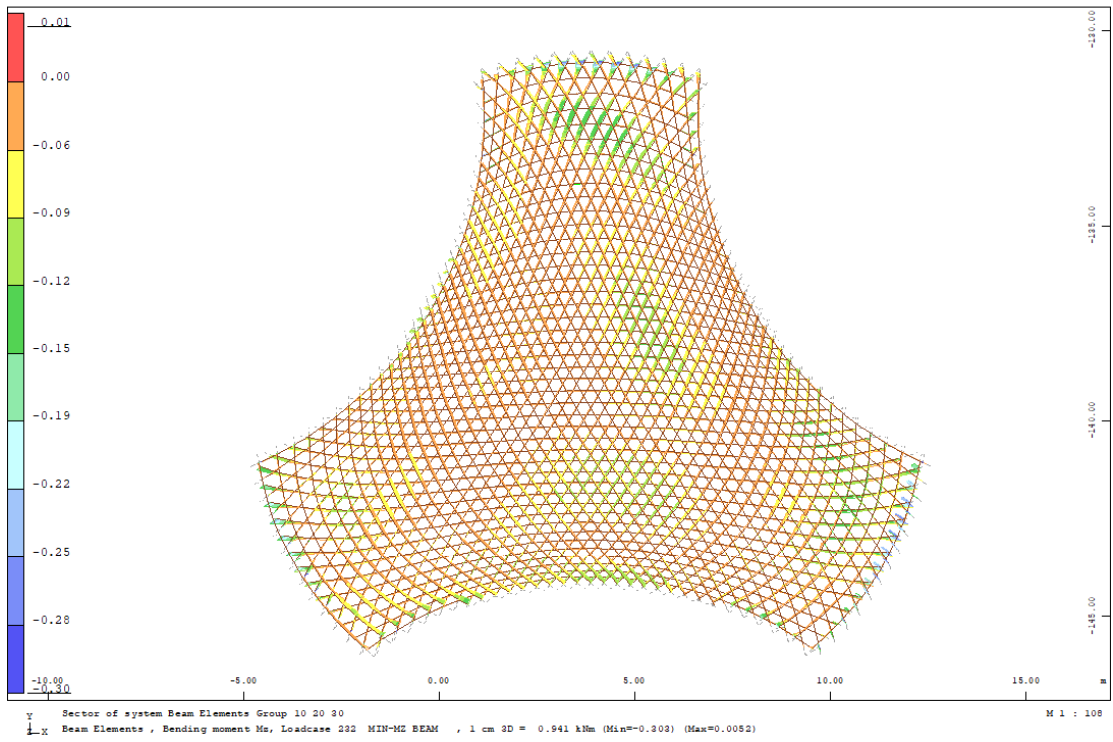
圖十.21 最大彎矩  $M_Y$  [kNm]



圖十.22 最小彎矩  $M_Y$  [kNm]

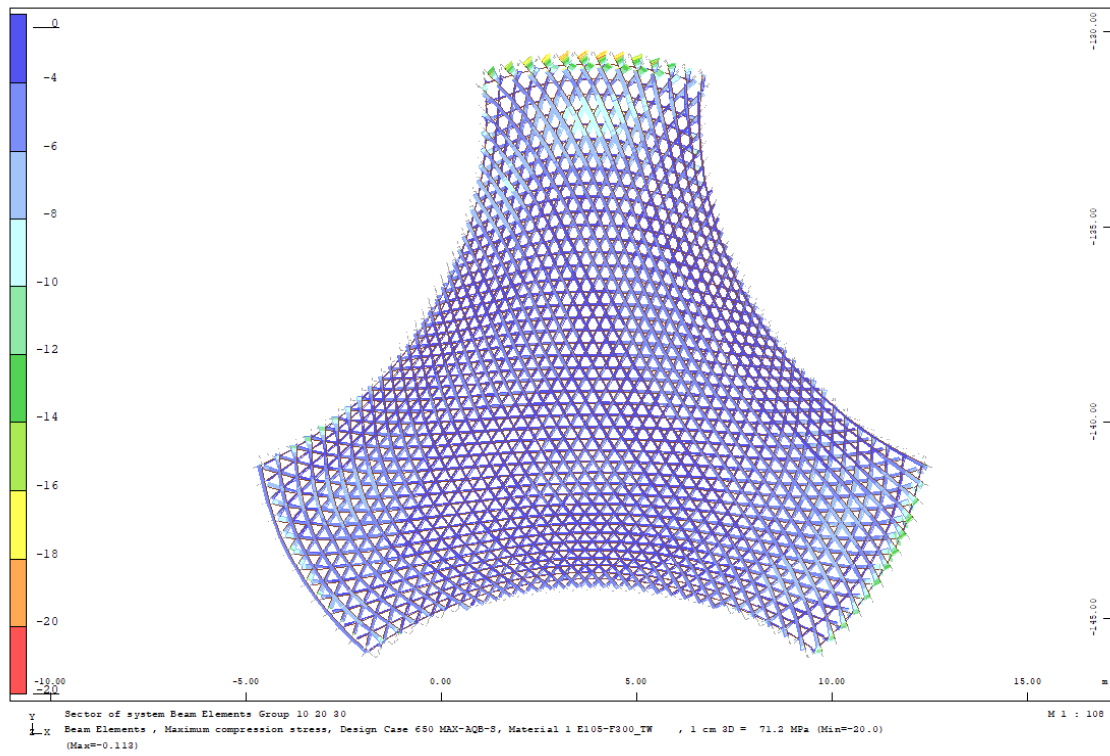


圖十.23 最大彎矩  $M_z$  [kNm]

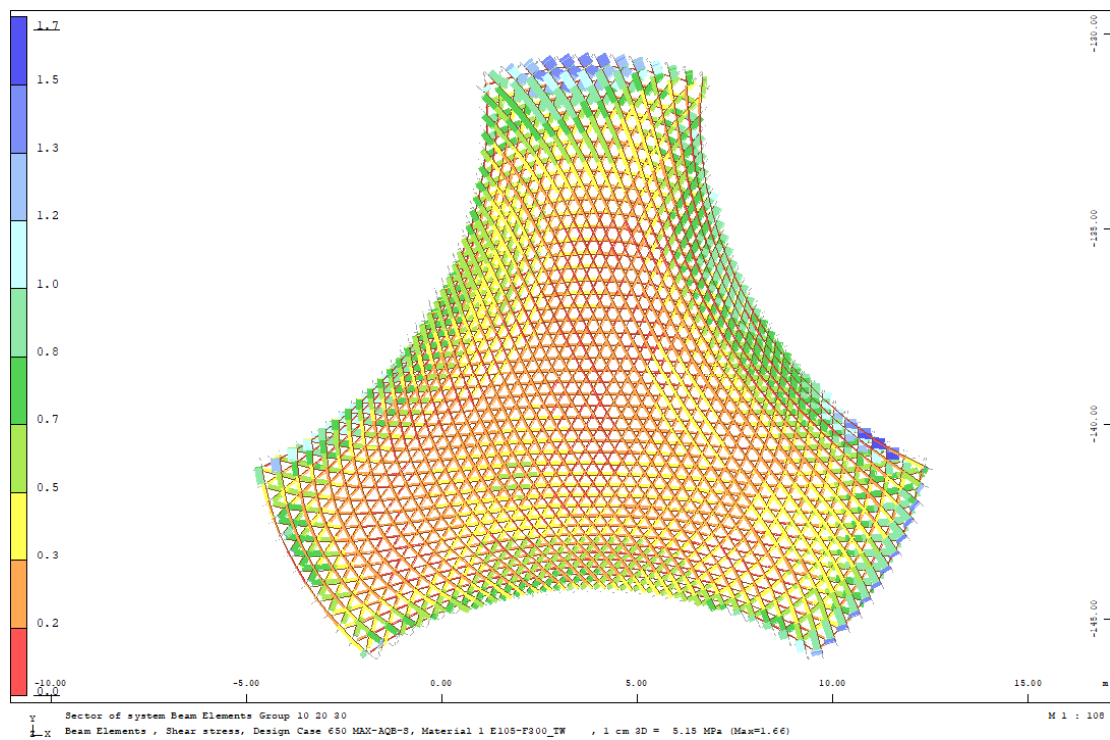


圖十.24 最小彎矩  $M_z$  [kNm]

# 應力



圖十.25 最大軸應力  $\sigma_n = 35 \leq \sigma_{Rd} = 35$  [MPa] O.K.



圖十.26 最大剪應力  $\tau = 1.7 < \tau_{Rd} = 2.3$  [MPa] O.K.



## 檢核

竹管 (平均斷面為 80x8 最小斷面為 70x6)

每根桿件皆對所有極限設計法之載重組合逐一檢驗，此處僅列利用率為最大

者之計算結果：

### 桿件內力

$N_d$	=	-3,2	[kN]
$V_y$	=	-0,01	[kN]
$V_z$	=	-0,85	[kN]
$M_t$	=	0,01	[kNm]
$M_y$	=	0,51	[kNm]
$M_z$	=	0,05	[kNm]
$N_{cd}$	=	3,2	[kN]
$N_{td}$	=	0	[kN]
$M_d=(M_y^2+M_z^2)^{0,5}$	=	0,51	[kNm]
$V_d=(V_y^2+V_z^2)^{0,5}$	=	0,85	[kN]
$L$	=	0,10	[m]

## 檢核

### Check of combined axial and flexural

#### loads

(1)  $N_{tRd}$ ,  $N_{cRd}$

$D=D_{min}$	=	70	[mm]
$T=T_{min}$	=	6	[mm]
$A_{min}=\pi/4 (D^2-(D-T)^2)$	=	1206	[mm <sup>2</sup> ]
$F_t=F_{ti,LRFD}$	=	35	[N/mm <sup>2</sup> ]
$N_{tRd}=F_t A_{min}$	=	42	[kN]
$F_c=F_{ci,LRFD}$	=	35	[N/mm <sup>2</sup> ]
$P_c=F_c A_{min}$	=	42	[kN]
$\phi_s=\phi_{s,LRFD}$	=	1,0	[-]
$E_k$	=	9000	[N/mm <sup>2</sup> ]
$C_{DE}$	=	1,0	[-]
$C_T$	=	1,0	[-]

$$\begin{aligned}
E_d &= E_k C_{DE} C_T &= & 9000,0 \quad [\text{N/mm}^2] \\
D &= D_{\min} &= & 70 \quad [\text{mm}] \\
T &= T_{\min} &= & 6 \quad [\text{mm}] \\
I &= I_{\min} = \pi/64 (D^4 - (D-2T)^4) &= & 623091 \quad [\text{mm}^4] \\
K & &= & 1,1 \quad [-] \\
b_{\max}/L & &= & 0,017 \quad [-] \\
b_0 &= \min(b_{\max}/L; 0,02) &= & 0,017 \quad [-] \\
C_{\text{bow}} &= 1 - (b_0/0,02) &= & 0,15 \quad [-] \\
P_e &= \varphi_s \pi^2 E_d I C_{\text{bow}} / (KL)^2 &= & 667 \quad [\text{kN}] \\
c & &= & 0,8 \quad [-] \\
a &= (P_c + P_e) / 2 / c &= & 443 \quad [\text{kN}] \\
N_{cRd} &= a - (a^2 - P_c P_e / c)^{0,5} &= & 42 \quad [\text{kN}]
\end{aligned}$$

(2)  $M_{Rd}$

$$\begin{aligned}
S &= S_{\min} = I_{\min} / (D/2) &= & 17803 \quad [\text{mm}^3] \\
f_m &= f_{m,LRFD} &= & 35 \quad [\text{N/mm}^2] \\
M_{Rd} &= f_m S &= & 0,62 \quad [-]
\end{aligned}$$

(3) Utilization

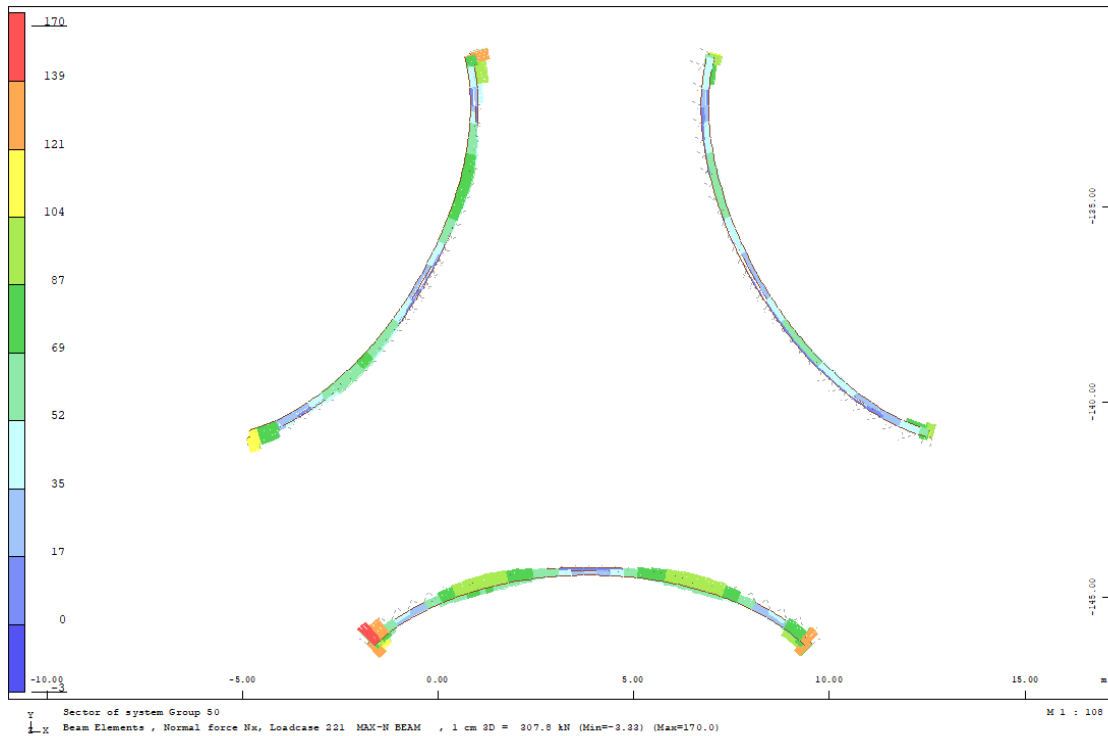
$$\begin{aligned}
B &= 1 / (1 - N_{cd} / P_e) &= & 1,0 \quad [-] \\
N_{td} / N_{tRd} & &= & 0,00 \quad [-] \\
N_{cd} / N_{cRd} & &= & 0,08 \quad [-] \\
M_d / M_{Rd} & &= & 0,8 \quad [-] \\
c_t &= N_{td} / N_{tRd} + M_d / M_{Rd} &= & 0,82 \quad [-] \\
c_c &= N_{cd} / N_{cRd} + B M_d / M_{Rd} &= & 0,90 \quad [-] \\
c_n &= \max(c_t; c_c) &= & 0,90 \quad [-]
\end{aligned}$$

Check of lateral restraint

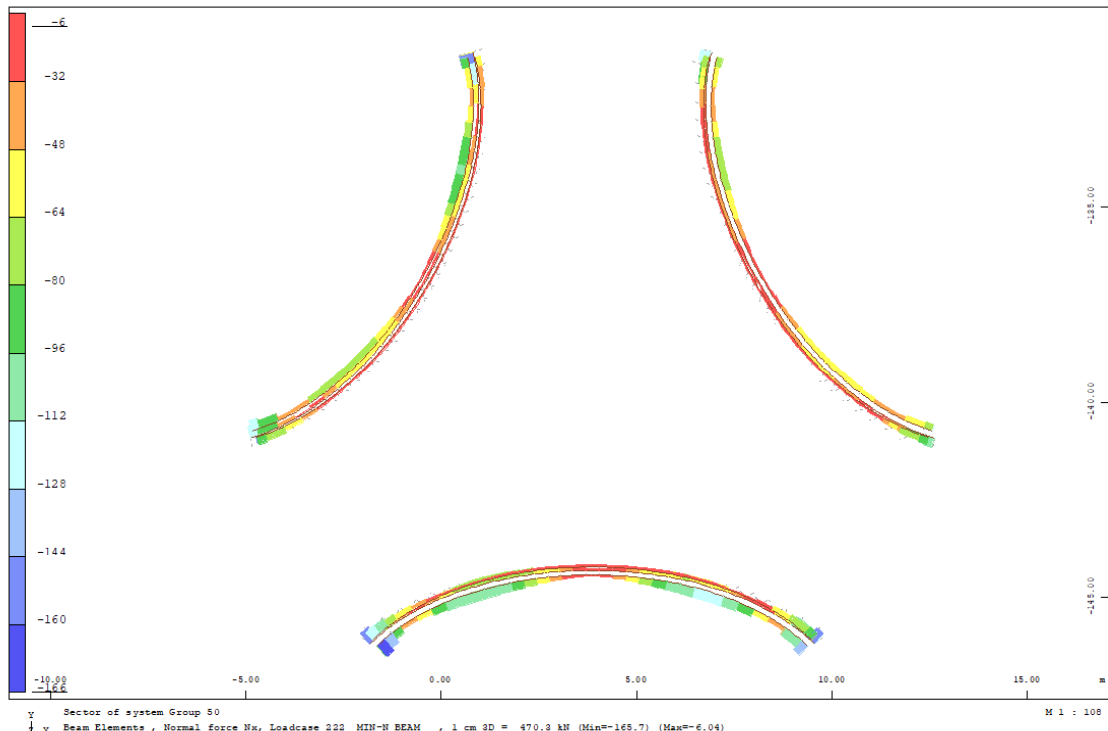
$$\begin{aligned}
F_{\text{resc}} & &= & 3 \quad [\text{kN}] \\
P_u &= N_{cRd} &= & 42 \quad [\text{kN}] \\
P_u / C_{\text{bow}} * 0,01 & &= & 2,86 \quad [\text{kN}] \\
F_{\text{resc}} \geq P_u / C_{\text{bow}} * 0,01 & &\rightarrow & \text{O.K.}
\end{aligned}$$

## 10.6.2 主要鋼構

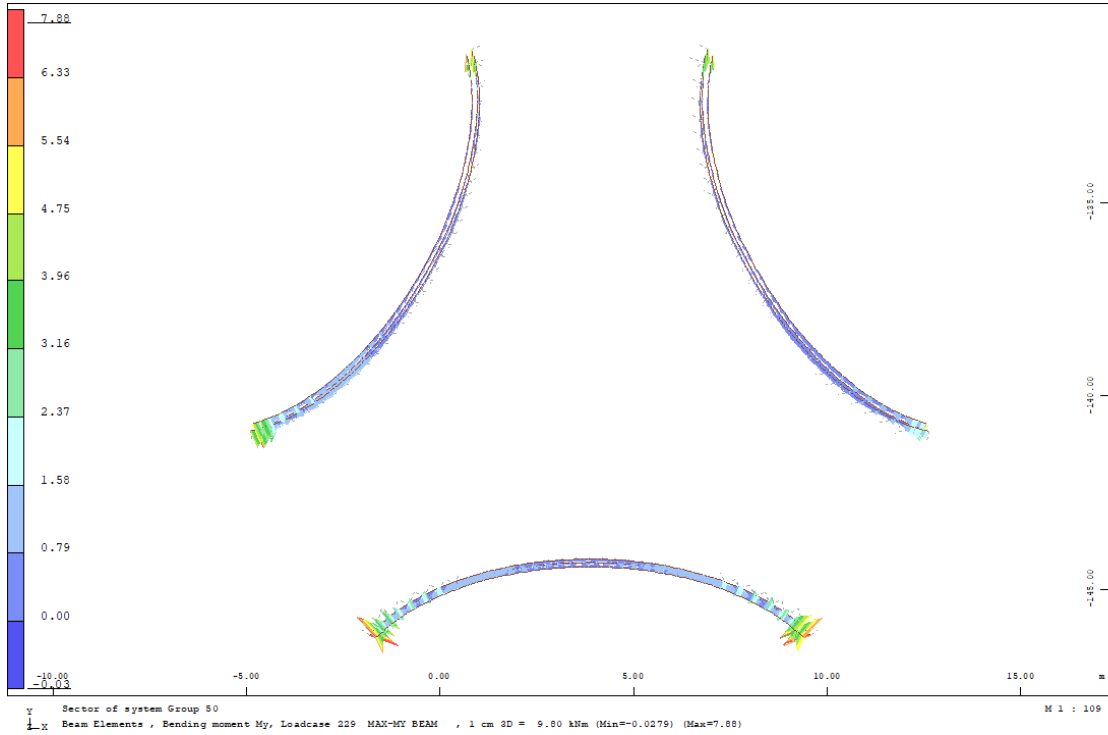
### 內力



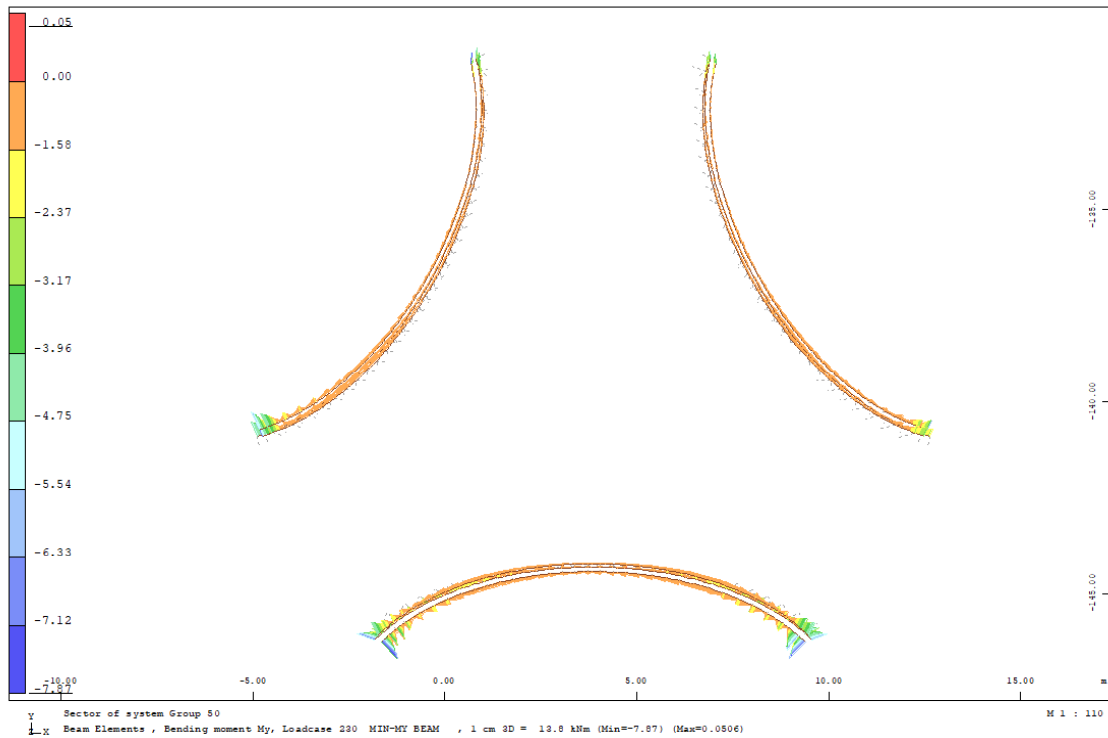
圖十.27 最大軸力 N [kN]



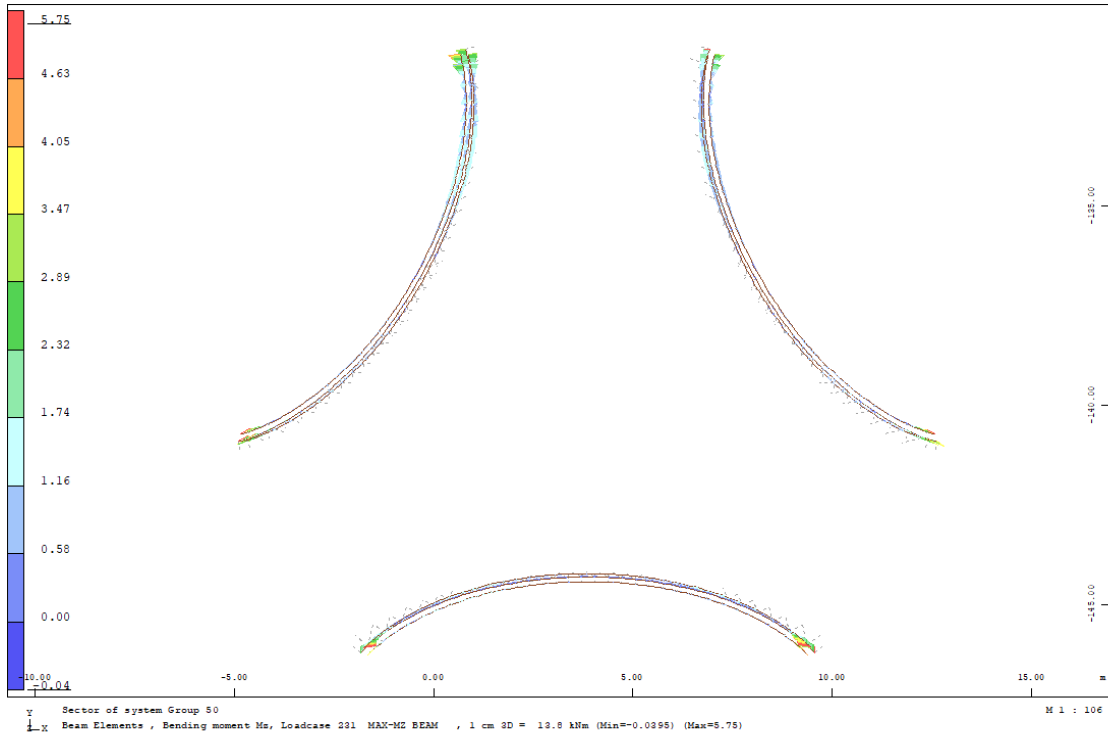
圖十.28 最小軸力 N [kN]



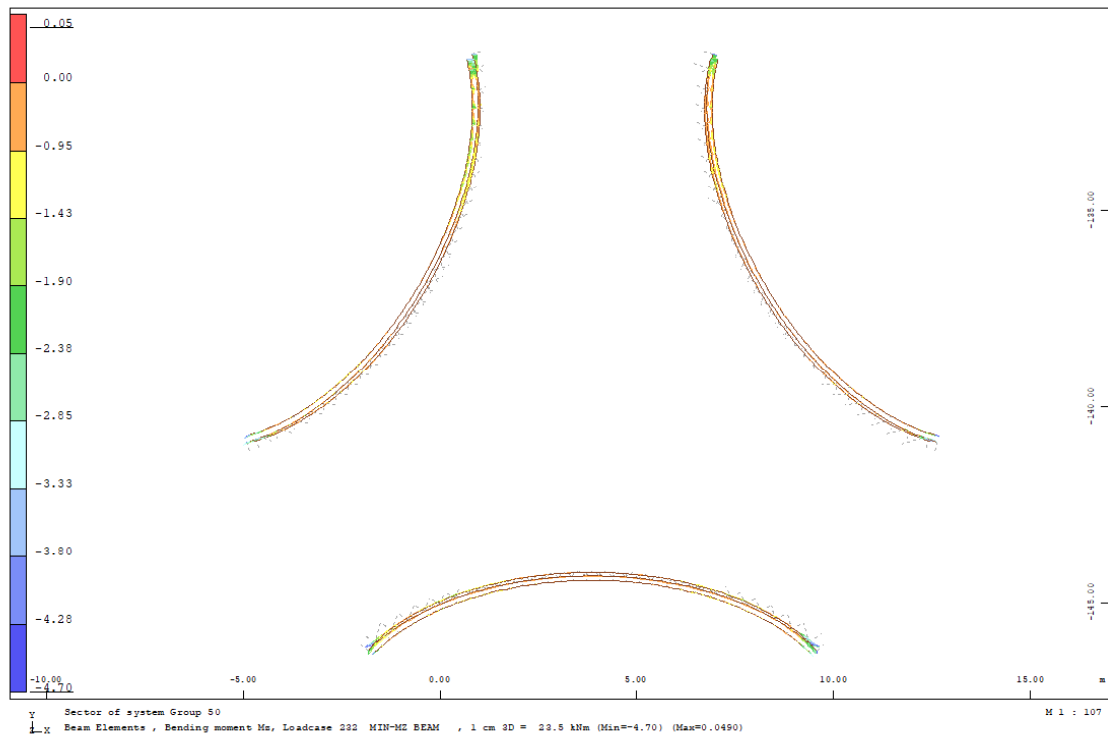
圖十.29 最大彎矩  $M_Y$  [kNm]



圖十.30 最小彎矩  $M_Y$  [kNm]

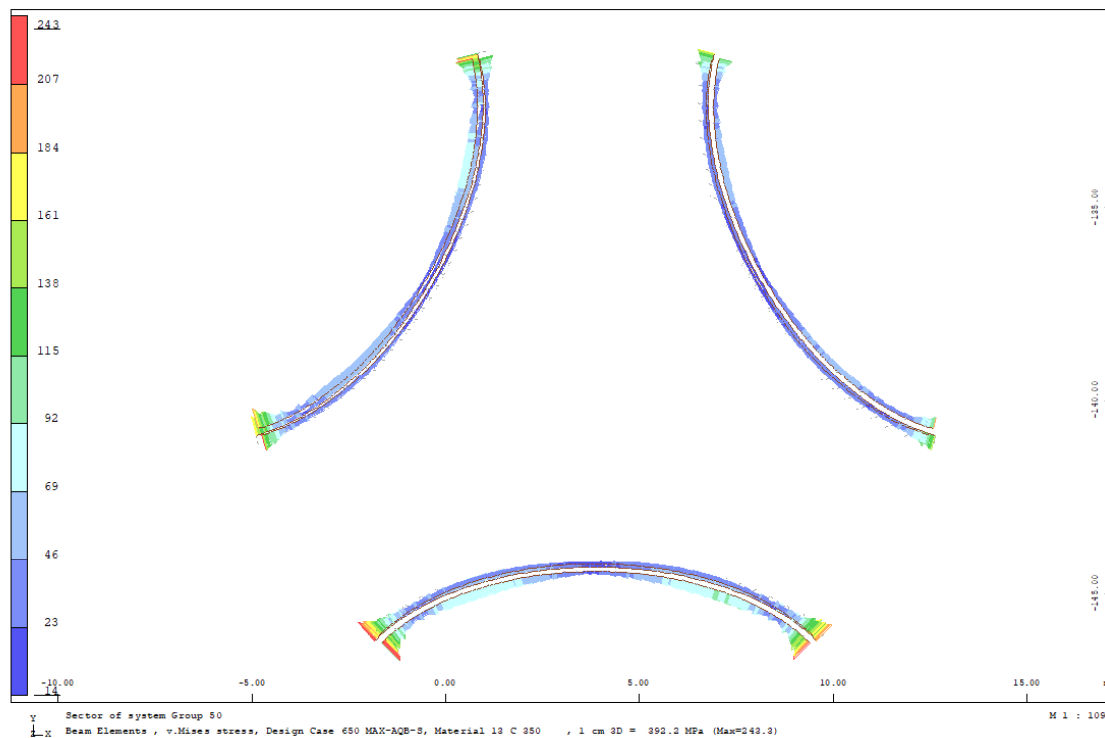


圖十.31 最大彎矩  $M_z$  [kNm]



圖十.32 最小彎矩  $M_z$  [kNm]

## 應力



圖十.33 最大等效應力  $\sigma_v = 243 < \sigma_{Rd} = 350$  [MPa], O.K.

## 檢核

組合拱之鋼圓管 114.3x6 (CS 51)

每根桿件皆對所有極限設計法之載重組合逐一檢驗，此處僅展示利用率為最大者之計算結果：

### 斷面定義和桿件約束條件

D_diameter	=	114	[mm]
t_thickness	=	6	[mm]
L (longest unbraced length)	=	1000	[mm]
Factor K	=	1,0	[mm]
Effectiv Length KL	=	1000	[mm]

### 材料性質

$F_{y,C350}$	=	350	[N/mm <sup>2</sup> ]
E	=	210000	[N/mm <sup>2</sup> ]

### 斷面性質

#### Area Properties

I	=	2977287	[mm <sup>4</sup> ]
A	=	2036	[mm <sup>2</sup> ]
S <sub>el</sub>	=	52233	[mm <sup>3</sup> ]
S <sub>pl</sub>	=	70056	[mm <sup>3</sup> ]
r	=	38	[mm]

#### Section Slenderness

D/t	=	19,0	[-]
$\lambda_{r,comp}=0,11*(E/Fy)$	=	63,8	[-]
$\lambda_{p,flec}=0,07*(E/Fy)$	=	40,6	[-]
$\lambda_{r,flec}=0,31*(E/Fy)$	=	179,7	[-]

#### Overall Slenderness

KL/r	=	26	[-]
------	---	----	-----

#### **Design forces 桿件內力**

N	=	169,5	[kN]
V <sub>y</sub> = V <sub>y</sub>	=	4,45	[kN]
V <sub>z</sub> = V <sub>z</sub>	=	16,12	[kN]
M <sub>t</sub> = M <sub>t</sub>	=	0,28	[kNm]
M <sub>y</sub>	=	-7,87	[kNm]
M <sub>z</sub>	=	2,94	[kNm]
N_Comp.	=	0	[kN]
N_Tens.	=	169,5	[kN]
$V_r=(V_y^2+V_z^2)^{0,5}$	=	17	[kN]
$M_r=(M_y^2+M_z^2)^{0,5}$	=	8	[kNm]

#### **Design varification 檢核**

##### Tension Strength

P <sub>n</sub> =F <sub>y</sub> *A	=	713	[kN]
φ	=	0,9	
P <sub>c_Tension</sub>	=	641	[kN]

##### Compression Strength

$4,71(E/Fy)^{0,5}$	=	115	
KL/r	=	26	< $4,71(E/Fy)^{0,5}$
$F_e=\pi^2*E/(KL/r)^2$	=	3031	[N/mm <sup>2</sup> ]

$$F_{cr} = F_y * 0,658^{(F_y/F_e)} = 329 \quad [N/mm^2]$$

$$\phi_c = 0,9$$

$$P_c = A * \phi_c * F_{cr} = 603 \quad [kN]$$

#### Moment Capacity (noncompact)

$$M_n = S_{pl} * F_y = 24 \quad [kNm]$$

$$M_n = S_{el} * (F_y + 0,021 * E / (D/t)) = 30 \quad [kNm]$$

$$\phi_b = 0,9$$

$$M_c = \phi_b * \min M_n = 22 \quad [kNm]$$

#### Shear Capacity in z- Direction

$$F_{cr} = 0,6 F_y \text{ if } D/t < 100 = 210 \quad [N/mm^2]$$

$$A_g = 2036 \quad [mm^2]$$

$$V_n = 214 \quad [kN]$$

$$\phi = 0,9$$

$$\phi V_n = 192 \quad [kN]$$

#### Torsion Capacity

$$F_{cr} = 0,6 F_y = 210 \quad [N/mm^2]$$

$$C = 109931 \quad [mm^3]$$

$$\phi = 0,9$$

$$T_n = 23 \quad [kN]$$

$$\phi T_n = 21 \quad [kN]$$

#### Combined Torsion, Shear, Flexure and Axial

##### Force

$$P_r / P_c \text{ _comp} = 0,00 \quad [-]$$

$$P_r / P_c \text{ _tens} = 0,26 \quad [-]$$

$$P_r / P_c = \max \{ P_r / P_c \text{ _comp}; P_r / P_c \text{ _tens} \} = 0,26 \quad [-]$$

$$M_r / M_c = 0,39 \quad [-]$$

$$P_r / P_c + M_r / M_c = 0,65 \quad [-]$$

$$V_r / V_c = 0,09 \quad [-]$$

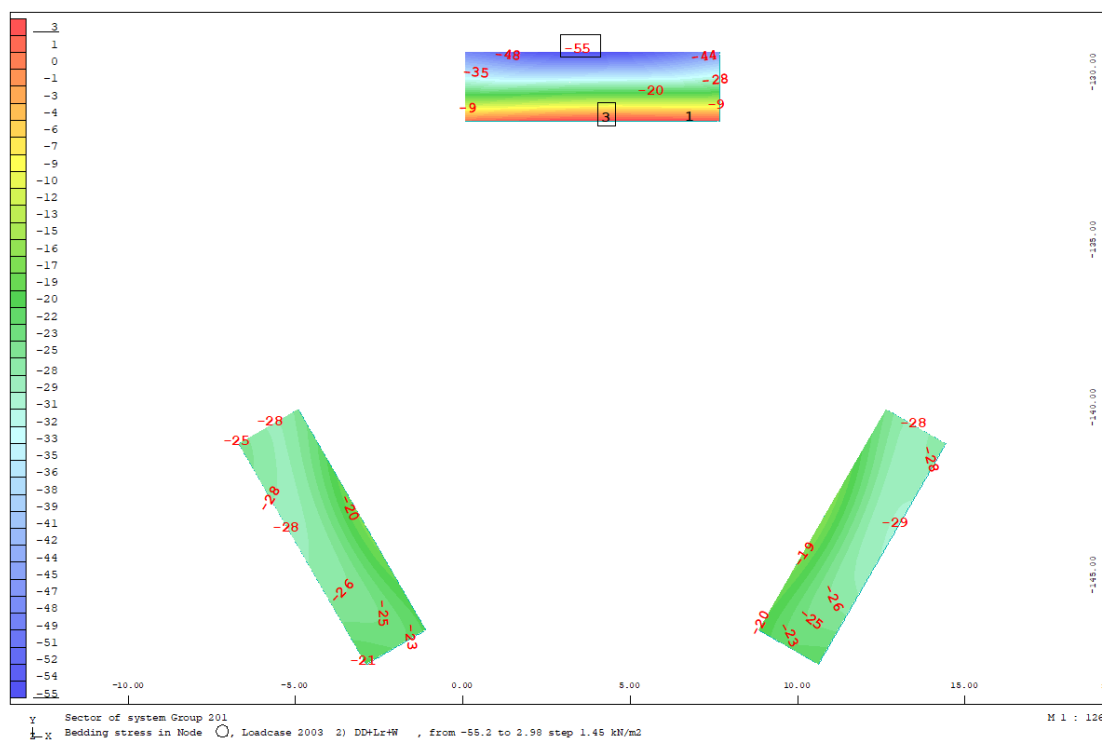
$$T_r / T_c = 0,01 \quad [-]$$

$$V_r / V_c + T_r / T_c = 0,10 \quad [-]$$



### 10.6.3 土壤反力

土壤支撐反力由 Sofistik 直接計算出，各 ASD 載種組合中土壤反力之最大值發生於的載種狀況 LC 2003\_D+Lr+W:

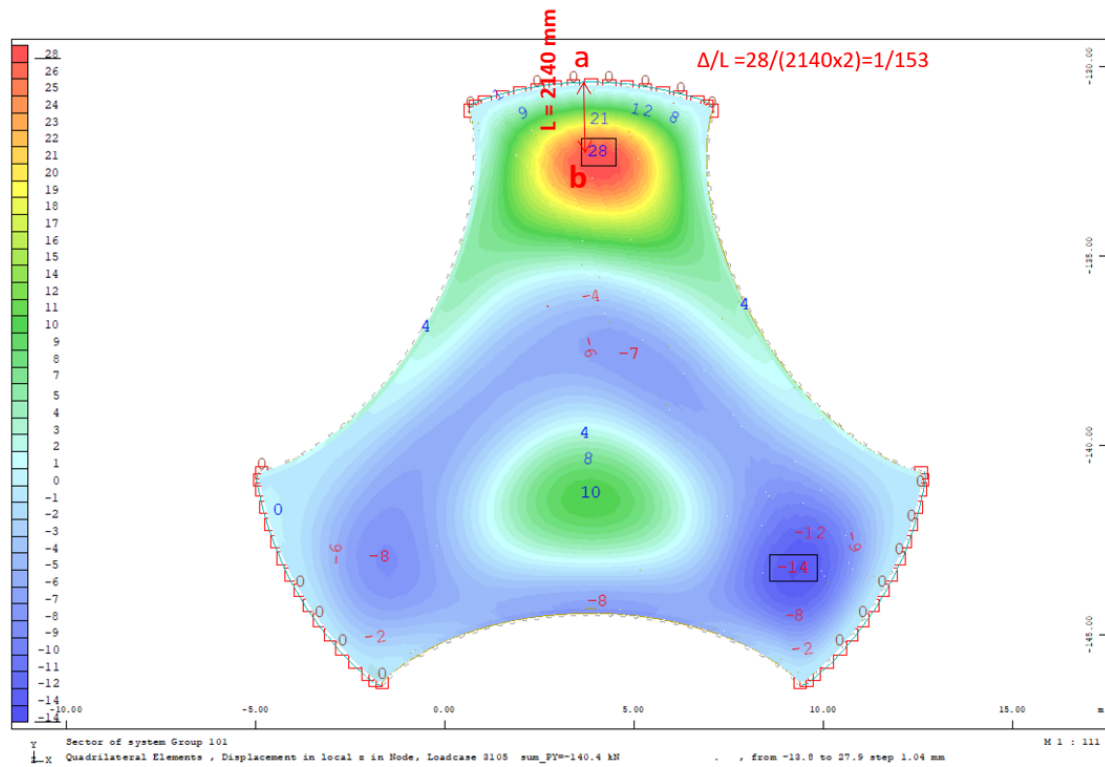


圖十.34 土壤反力 [kN/m<sup>2</sup>]

最大土壤反力分為 55 [kN/m<sup>2</sup>]，其值小於土壤容許乘載力  $Q_a = 241$  [kN/m<sup>2</sup>]。反力基本上皆為壓力，故無傾倒的風險。

### 10.7 變位量之分析

根據各載種狀況之分析結果，屋面變位以正面受風為最關鍵之載重狀況，其對應之變位量/跨度之分析如下:



圖十.35 正面受風狀況之屋面垂直方向變位量 [mm] ( $\Delta/L=28/(2140 \times 2) = 1/153$ )

該變位比例大於 1/180，屋鋪面構造方式需要有對應的處置。

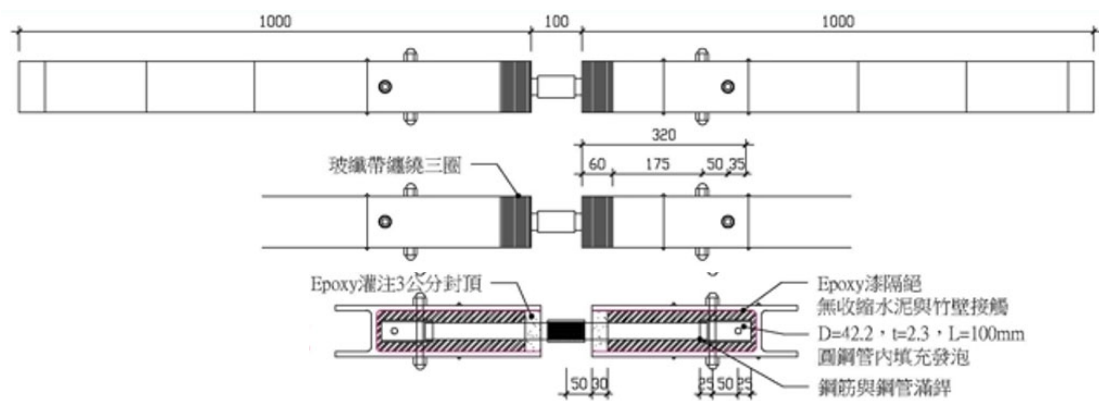
## 10.8 竹接合之分析

### 10.8.1 竹端接合之分析

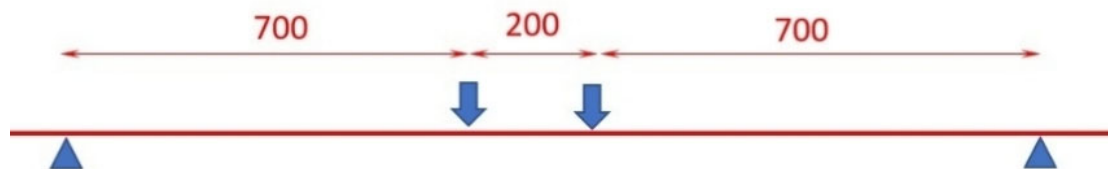
#### 極限強度之設定

##### (1) 極限彎矩強度

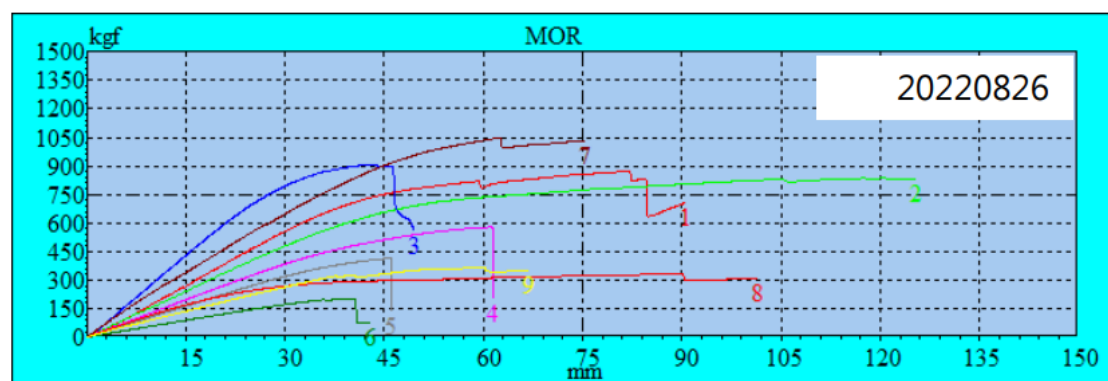
竹端接合之極限彎矩強度在結構計算中之設定是接合末端所使用鋼筋之極限彎矩強度。實驗表明，接合被施以彎矩時，破壞發生於鋼筋末端，所以接合之彎矩強度由鋼筋彎矩強度所決定。



圖十.36 #10 鋼筋竹端接合圖



圖十.37 支撐及加載位置



圖十.38 實驗結果(2號曲線)

表十.6 實驗結果(8 號曲線)

試驗日期：20220826							
編號	竹種類	直徑 (mm)	搭接形式	填充	位移量 (mm)	最高載重 (kgf)	備註
#2	孟宗竹	100	續接器	無收縮水泥+ Epoxy3公分封頂	120.46	834.83	內部： 10號鋼筋+ 鋼管D=42.2

由實驗得知，破壞彎矩強度為： $M=F*L=(834.83*9.8/2)/1000*0.7=2.86$  [kNm]，該值大於#10號鋼筋(420W)之極限彎矩強度： $M_p=1.61$  [kNm]。



圖十.39 破壞方式：竹管與玻璃纖維完好，由施力/位移之實驗曲線推測為鋼筋降伏。

### (2)極限抗剪強度

接合之極限剪力強度在結構計算中之設定是，鋼筋與所連接鋼管之極限抗剪強度之較小值，竹管之抗剪強度忽略不計。

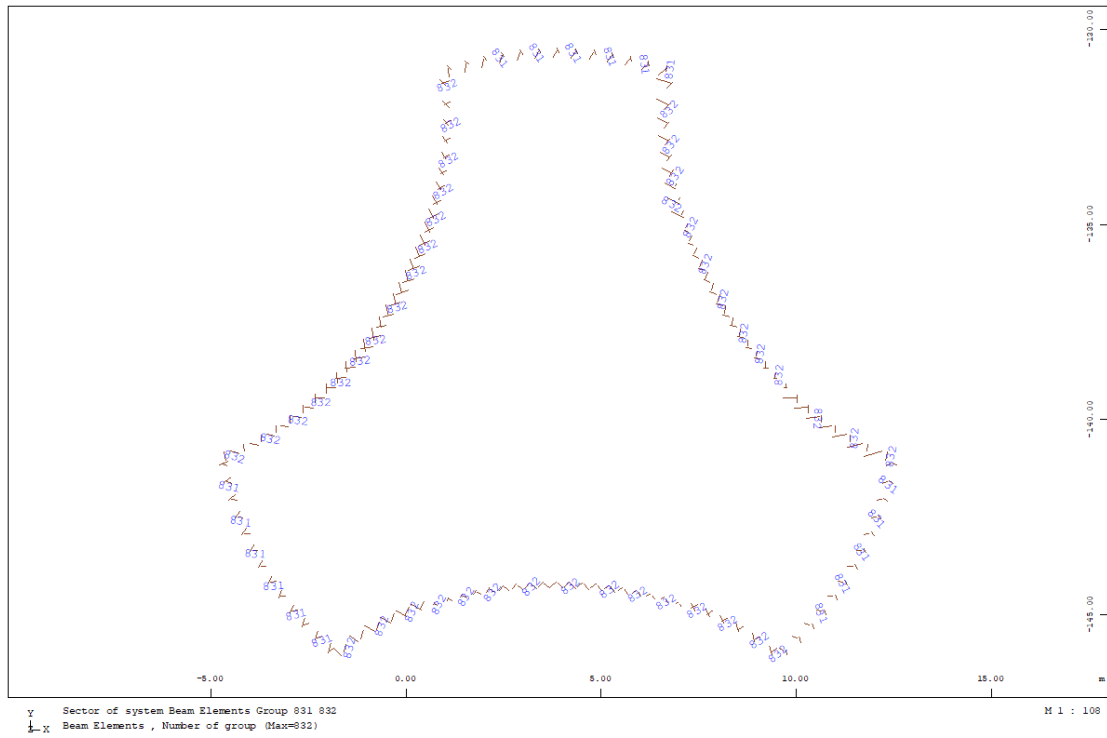
### (3)極限軸力強度

本接合之極限抗拉與抗壓強度，參考大滿竹棚結構計算書相關接點之設定，並根據竹管壁厚與竹材之差異做調整。大滿竹棚中之極限軸力設計值為9.4kN，故此處之設計值為：

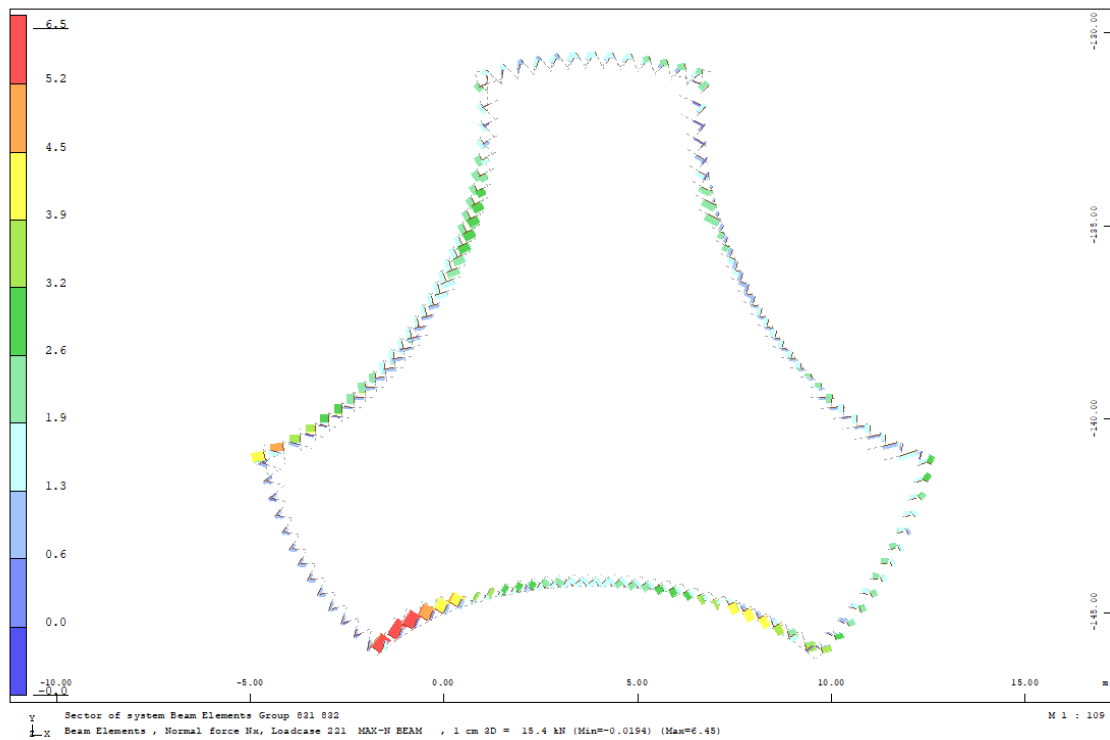
$$9.4*(32[\text{MPa}]/44[\text{MPa}]*(8[\text{mm}]/5[\text{mm}]))=9.4*0.727*1.6=10.9[\text{kN}]。$$

### 接合種類與分布

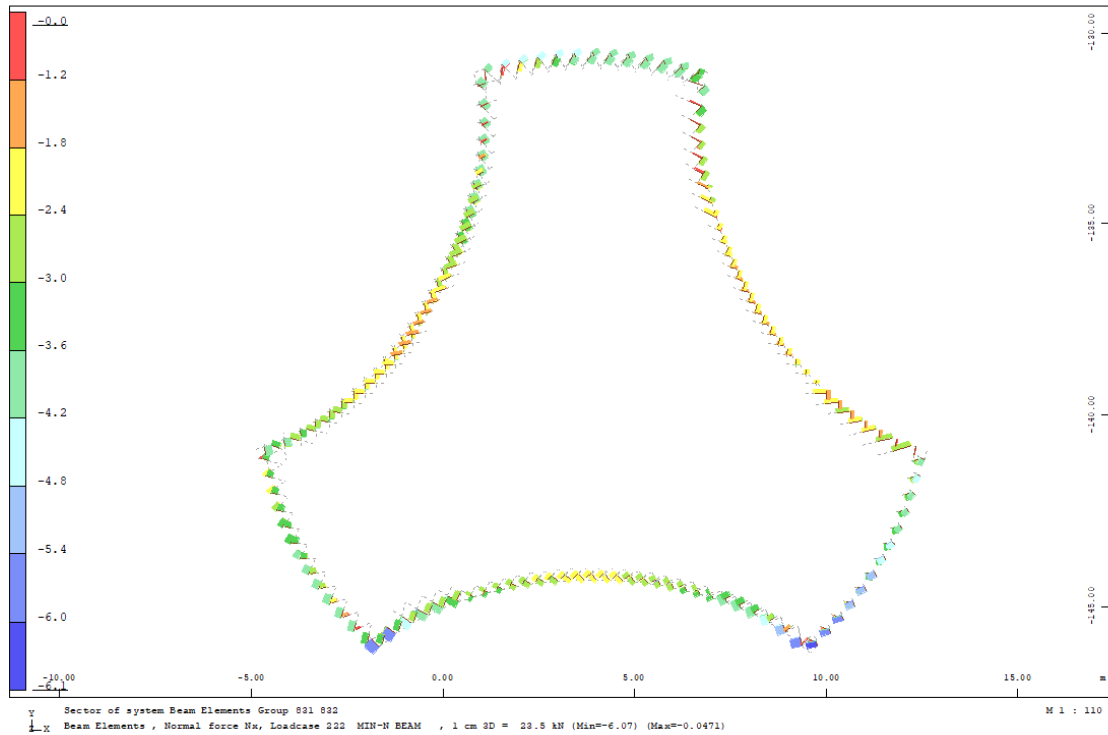
竹端接合只有一種，其所處位置由下圖說明之：



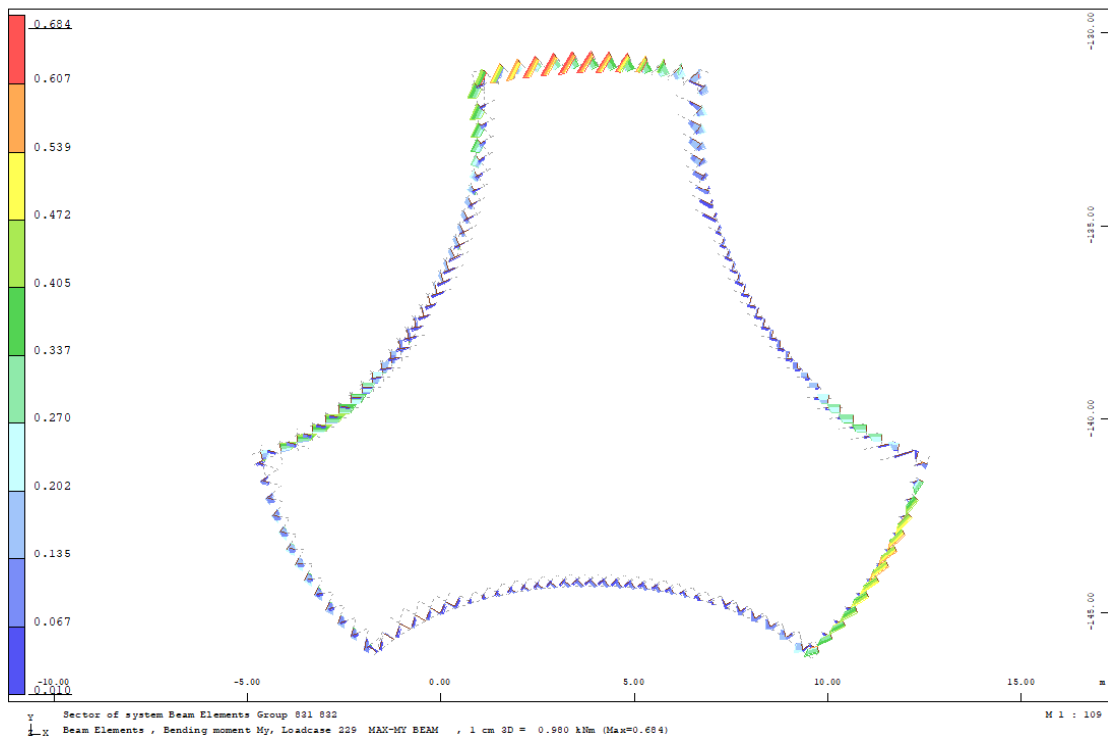
圖十.40 竹端接合位置



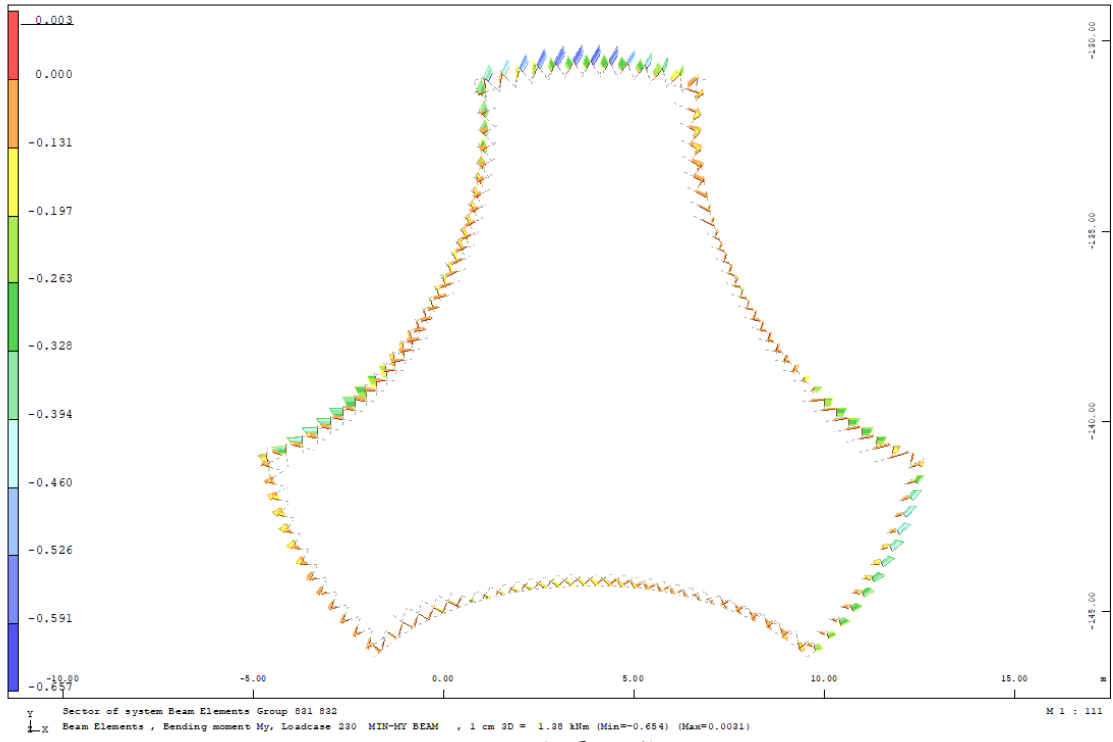
圖十.41 竹端接合最大軸力 N[kN]



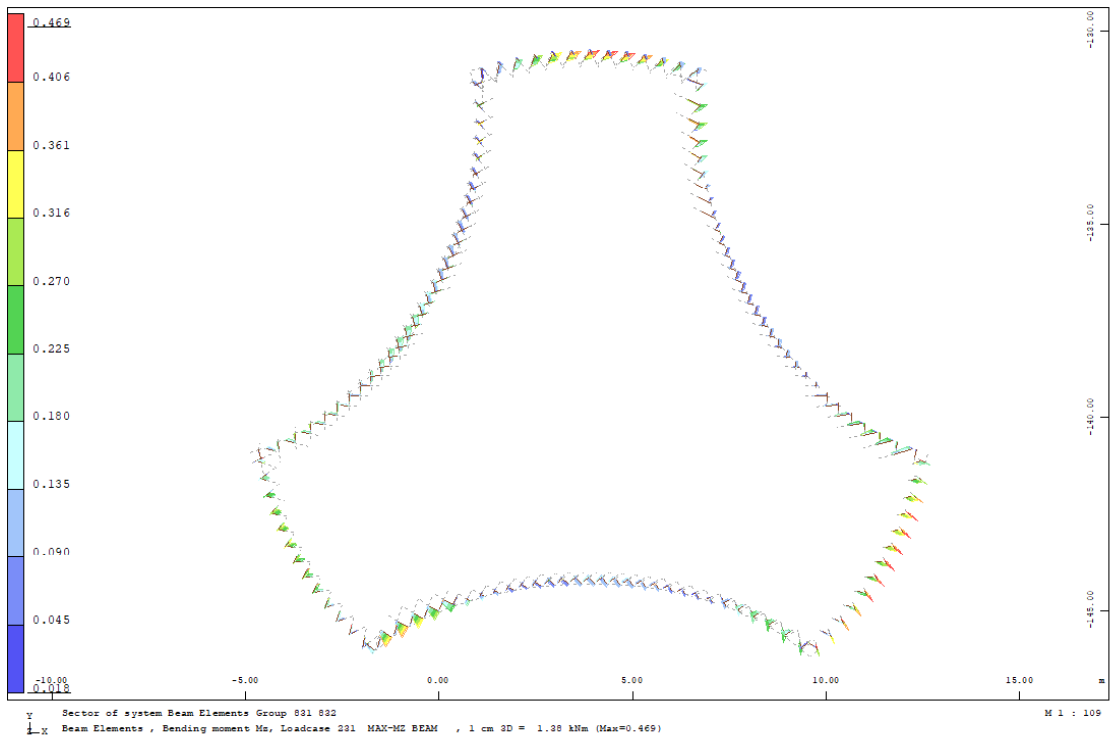
圖十.42 竹端接合最小軸力 N[kN]



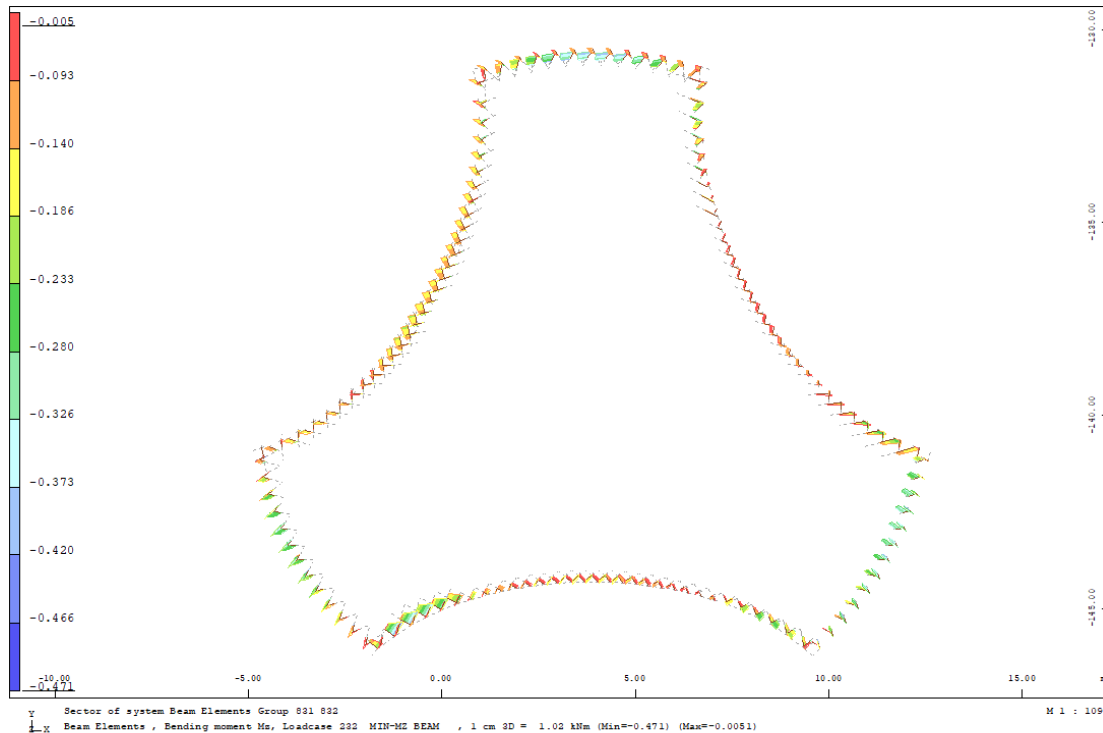
圖十.43 竹端接合最大彎矩 My[kNm]



圖十.44 竹端接合最小彎矩  $M_y$ [kN]



圖十.45 竹端接合最大彎矩  $M_z$ [kN]



圖十.46 竹端接合最小彎矩 Mz[kN]

## 檢核

### (1) 彎矩強度檢核

每根桿件皆對所有極限設計法之載重組合逐一檢驗，此處僅展示利用率為最大者之計算結果：

$F_y$	=	4200	[kgf/cm <sup>2</sup> ]
	=	412	[MPa]
$D_{\#10}$	=	28,6	[mm]
$M_P = D^3 F_y / 6$	=	1,605	[kNm]
$M_Y = \pi D^3 F_y / 32$	=	0,945	[kNm]
$1,6 M_Y$	=	1,512	[kNm]
$M_P = \min(M_P; 1,6 M_Y)$	=	1,512	[kNm]
$M_{Rd} = \phi M_P = 0,9 M_P$	=	1,361	[kNm]
$A = \pi D^2 / 4$	=	642	[mm <sup>2</sup> ]
$N_n = A F_y$	=	264	[kN]
$N_{Rd} = \phi N_n = 0,9 N_n$	=	238	[kN]
$N$	=	2,4	[kN]
$M_y$	=	0,54	[kNm]



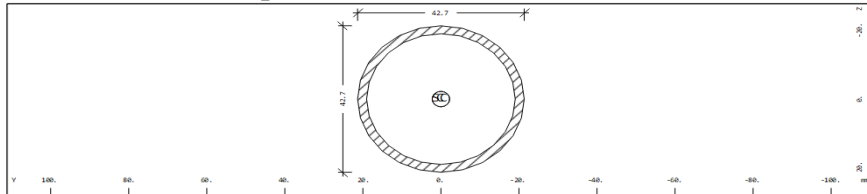
$$\begin{aligned}
 M_z &= 0,33 \quad [\text{kNm}] \\
 N/N_{Rd} &= 0,010 \quad [-] \\
 M_y/M_{Rd} &= 0,40 \quad [-] \\
 M_z/M_{Rd} &= 0,24 \quad [-] \\
 N/N_{Rd} + 8/9(M_y/M_{Rd} + M_z/M_{Rd}) &= 0,58 \quad [-]
 \end{aligned}$$

## (2) 剪力強度檢核

檢核中之設計剪力取所有鋼筋接合之剪力的最大值進行檢核：

$$\begin{aligned}
 V_y &= 0,86 \quad [\text{kN}] \\
 V_z &= 1,04 \quad [\text{kN}] \\
 V_d = (V_y^2 + V_z^2)^{0,5} &= 1,3 \quad [\text{kN}] \\
 V_1 = V_{Rd} \cdot 42,3 \times 2,3 &= 82,0 \quad [\text{kN}]
 \end{aligned}$$

Cross section No. 110 - Tube\_43x2



Cross section No. 110 - Tube\_43x2

### Static properties of cross section

SNo	Mat	A[m <sup>2</sup> ]		Ay[m <sup>2</sup> ]		Iy[m <sup>4</sup> ]		yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm <sup>2</sup> ]	g[kg/m]	I-1[m <sup>4</sup> ]	
		It[m <sup>4</sup> ]	Az[m <sup>2</sup> ]	Ayz[m <sup>2</sup> ]	Iz[m <sup>4</sup> ]	zc[mm]	zsc[mm]					I-2[m <sup>4</sup> ]	α[°]
110	13	2.9192E-04	1.467E-04	5.975E-08	0.0	0.0	210000	2.3					
= Tube_43x2													
Sno	section number		yc[mm],zc[mm]		ordinate of elastic centroid								
Mat	material number		ysc[mm],zsc[mm]		ordinate of shear centre								
A[m <sup>2</sup> ]	sectional area		E[N/mm <sup>2</sup> ]		Young's modulus								
Ay[m <sup>2</sup> ],Az[m <sup>2</sup> ],Ayz[m <sup>2</sup> ]	transverse shear deformation area		g[kg/m]		weight per length								
Iy[m <sup>4</sup> ],Iz[m <sup>4</sup> ],Iyz[m <sup>4</sup> ]	bending moment of inertia												
I-1[m <sup>4</sup> ],I-2[m <sup>4</sup> ],α[°]	principal moments of inertia and angle of the principal axes												
MRf	reinforcement material number												
It[m <sup>4</sup> ]	torsional moment of inertia												
G[N/mm <sup>2</sup> ]	Shear modulus												

### Design forces and moments

	N[kN]	Vy[kN]	Vz[kN]	Mt[kNm]	Mt2[kNm]	Mb[kNm <sup>2</sup> ]	My[kNm]	Mz[kNm]	y[mm]	z[mm]	BUCK
P <sup>1,2</sup>	102.2	38.41	38.41	1.19			1.32	1.32	0.0	0.0	- , c , c
E <sup>3,2</sup>	102.2	27.06	27.06	1.10			0.98	0.98	0.0	0.0	

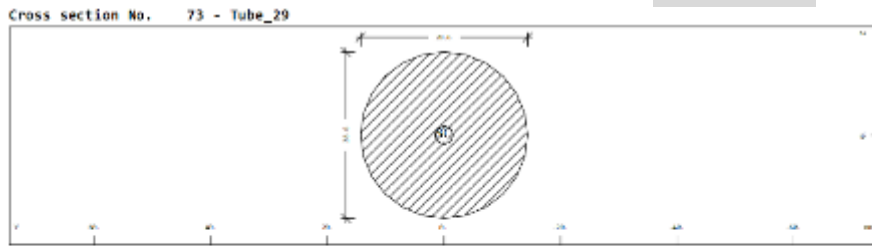
<sup>1</sup> P = plastic design values (ultimate bearing capacity)

<sup>2</sup> Material safety γ-M0 for structural steel = 1.00

<sup>3</sup> E = elastic design values (stress limit reached)

N[kN]	normal force	Mb[kNm <sup>2</sup> ]	warping moment
Vy[kN],Vz[kN]	shear force	My[kNm],Mz[kNm]	bending moment
Mt[kNm]	primary torsional moment	y[mm],z[mm]	ordinate of plastic centre
Mt2[kNm]	secondary torsional moment	BUCK	buckling curve (LTB, y-y, z-z)

$$V_2 = V_{Rd, \#10} = 148,7 \text{ [kN]}$$



Cross section No. 73 - Tube\_29

Static properties of cross section

Mat	A[m <sup>2</sup> ]	Ay[m <sup>2</sup> ]	Iy[m <sup>4</sup> ]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm <sup>2</sup> ]	α[kg/m]	I-1[m <sup>4</sup> ]
MRf	It[m <sup>4</sup> ]	Az[m <sup>2</sup> ]	Iz[m <sup>4</sup> ]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm <sup>2</sup> ]		I-2[m <sup>4</sup> ]
		Ayz[m <sup>2</sup> ]	Iyz[m <sup>4</sup> ]					α[°]
22	6.4467E-04	5.528E-04	3.307E-08	0.0	0.0	210000	5.1	
	6.614E-08	5.528E-04	3.307E-08	0.0	0.0	80760	(8F40)	

Mat material number  
 A[m<sup>2</sup>] sectional area  
 Ay[m<sup>2</sup>,Az[m<sup>2</sup>],Ayz[m<sup>2</sup>] transverse shear deformation area  
 Iy[m<sup>4</sup>,Iz[m<sup>4</sup>],Iyz[m<sup>4</sup>] bending moment of inertia  
 T-1[m],T-2[m],α[°] principal moments of inertia and angle of the principal axes  
 MRf reinforcement material number  
 I1[m<sup>4</sup>] lateral moment of inertia  
 G[N/mm<sup>2</sup>] shear modulus  
 yc[mm],zsc[mm] ordinate of elastic centroid  
 ysc[mm],zsc[mm] ordinate of shear centre  
 E[N/mm<sup>2</sup>] Young's modulus  
 α[kg/m] weight per length

Design forces and moments

	N[kN]	Vy[kN]	Vz[kN]	Mt[kNm]	Mt2[kNm]	Mb[kNm <sup>2</sup> ]	My[kNm]	Mz[kNm]	y[mm]	z[mm]	BUCK
p <sup>1,2</sup>	270.8	148.69	148.71	1.49			1.65	1.65	0.0	0.0	-, c, c
E <sup>3,2</sup>	270.8	104.26	104.26	1.08			0.97	0.97	0.0	0.0	

<sup>1</sup> p = plastic design values (ultimate bearing capacity)

<sup>2</sup> Material safety γ-M0 for structural steel = 1.00

<sup>3</sup> E = elastic design values (stress limit reached)

N[kN] normal force  
 Vy[kN],Vz[kN] shear force  
 Mt[kNm] primary torsional moment  
 Mt2[kNm] secondary torsional moment  
 Mb[kNm<sup>2</sup>] warping moment  
 My[kNm],Mz[kNm] bending moment  
 y[mm],z[mm] ordinate of plastic centre  
 BUCK buckling curve (LTB, y-y, z-z)

$$V_{Rd} = \min(V_1; V_2) = 82,0 \text{ [kN]}$$

$$V_d/V_{Rd} = 0,02 \text{ [-]}$$

### (3) 軸力強度檢核

設計軸力取所有鋼筋接合之拉力與壓力之絕對值的最大值進行檢核：

$$N_d = 6,5 \text{ [kN]}$$

$$D = D_{\min} = 70 \text{ [mm]}$$

$$T = T_{\min} = 6 \text{ [mm]}$$

$$A_{\min} = \pi/4 (D^2 - (D-T)^2) = 1206 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$F_n = F_{t,LRFD} = F_{c,LRFD} = 65 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$N_{Rd} = 0,5 * F_n A_{\min} = 39 \text{ [kN]}$$

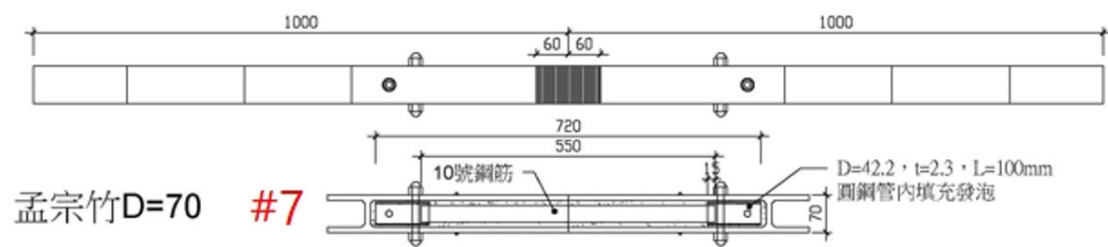
$$N_d/N_{Rd} = 0,17 \text{ [-]}$$

## 10.8.2 竹續接接合之分析

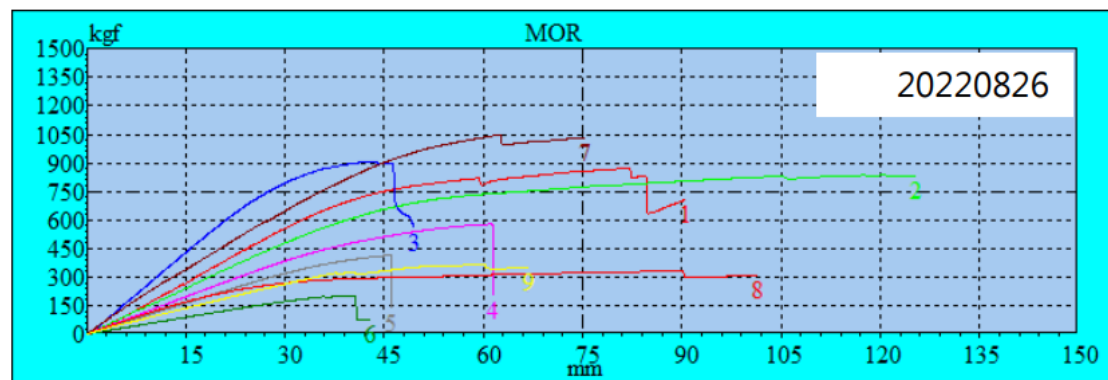
### 極限強度之設定

#### (1)極限彎矩強度

續接接合之極限彎矩強度在結構計算中之設定就是竹管的極限彎矩強度。實驗表明，續接接合之破壞彎矩強度由續接鋼管之極限彎矩強度所控制，該值明顯大於竹管的極限彎矩強度。



圖十.47 竹管續接接合圖



圖十.48 實驗結果: 7號曲線

表十.7 實驗結果

試驗日期：20220826							
編號	竹種類	直徑 (mm)	搭接形式	填充	位移量 (mm)	最高載重 (kgf)	備註
#7	孟宗竹	70	對接	Epoxy	62.732	1049.51	內部：10號鋼筋

由實驗得知破壞彎矩強度為： $M=F*L=(1049*9.8/2)/1000*0.7=3.60$  [kNm]，該值大於鋼管42.2x2.3(C350)之極限彎矩強度： $M_p=1.32$  [kNm]，也大於孟宗竹管最小斷面70x6的極限彎矩強度：0.62 [kNm]。



#7

圖十.49 破壞方式: 竹管與玻璃纖維完好，由施力/位移之實驗曲線推測為鋼筋降伏。

### (2)極限剪力強度

續接接合之極限剪力強度在結構計算中之設定就是竹管的極限剪力強度。鋼管的補強作用忽略不計。

### (3)極限軸力強度

本接合之極限抗拉與抗壓強度，參考大湍竹棚結構計算書相關接點之設定，並根據竹管壁厚與竹材之差異做調整。大湍竹棚中之極限軸力設計值為9.4kN，故此處之設計值為：

$$9.4 * (32[\text{MPa}] / 44[\text{MPa}]) * (8[\text{mm}] / 5[\text{mm}]) = 9.4 * 0.727 * 1.6 = 10.9[\text{kN}]。$$

### 接合種類與分布

竹管續接接合只有一種，可以應用於本結構竹網格中任一處之竹管。

### 檢核

#### (1)彎矩強度檢核

竹管續接接合之極限彎矩強度在結構計算中之設定就是竹管的極限彎矩強度，因此完成竹管的彎矩強度檢核即是完成竹管續接接合之彎矩強度檢核。

#### (2)剪力強度檢核

竹管續接接合之極限剪力強度在結構計算中之設定就是竹管的極限剪力強度，因此完成竹管的剪力強度檢核即是完成竹管續接接合之剪力強度檢核。

#### (3)軸力強度檢核

設計軸力取所有鋼筋接合之拉力與壓力之絕對值的最大值進行檢核：

$$N_d = 6,5 \text{ [kN]}$$

$$N_{Rd} = 10,9 \quad [\text{mm}]$$

$$N_d/N_{Rd} = 0,60 \quad [-]$$

### 10.8.3 竹搭接接合之分析

#### 極限強度之設定

##### (1)極限剪力強度:

接合之極限抗剪強度，參考案例二大滴竹棚中相關接點之實驗值，訂為2.1 [kN]。

##### (2)極限軸力強度

極限軸力強度，可由鐵絲之抗拉能力推估:

$$D_{\#18\text{鐵絲直徑}} = 1,22 \quad [\text{mm}]$$

$$A = \pi D^2/4 = 1,17 \quad [\text{mm}^2]$$

$$n_{\text{鐵絲纏繞圈數}} = 10 \quad [-]$$

$$f_y = 220 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$N = f_y * 4nA = 10,3 \quad [\text{kN}]$$

$$N_{Rd} = 0.9 N = 9,2 \quad [\text{kN}]$$

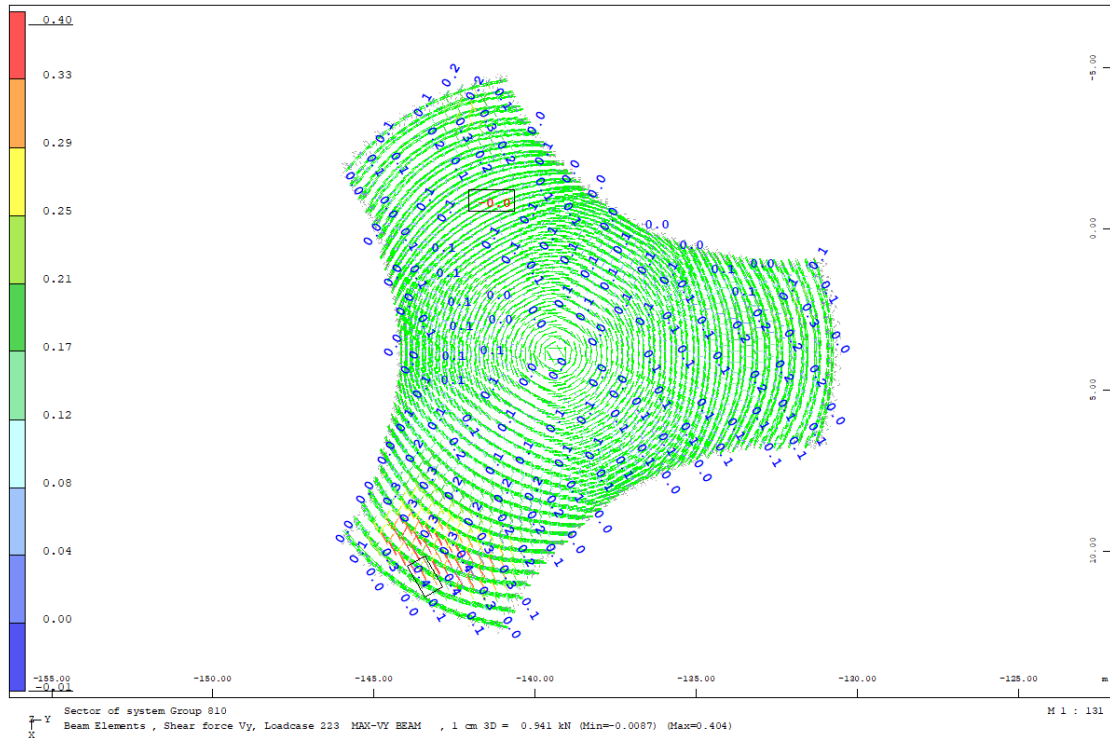
#### 接合種類與分布

竹管橫接接合只有一種，位於竹網格中任兩個橫向相鄰交錯的竹管間。

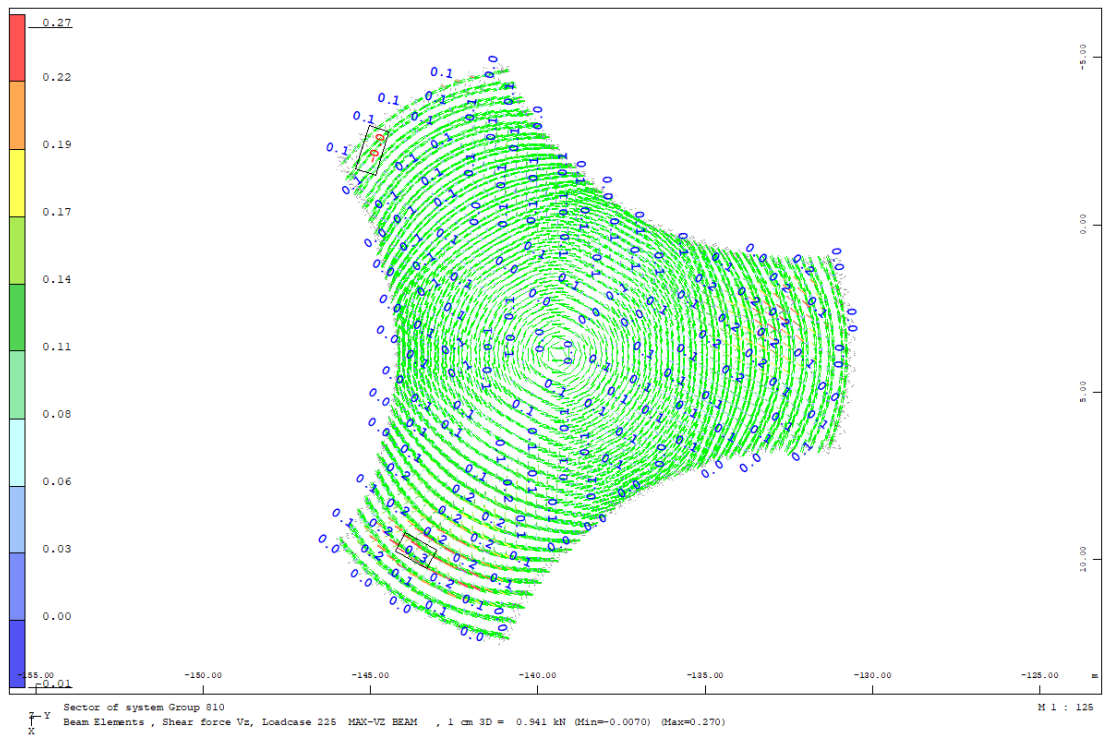
#### 檢核

##### (1)剪力強度檢核

搭接接合之剪力有 VY 與 VZ 兩個方向，由以下兩圖介紹之:



圖十.50 竹管搭接接合最大剪力  $V_Y$  [kN]

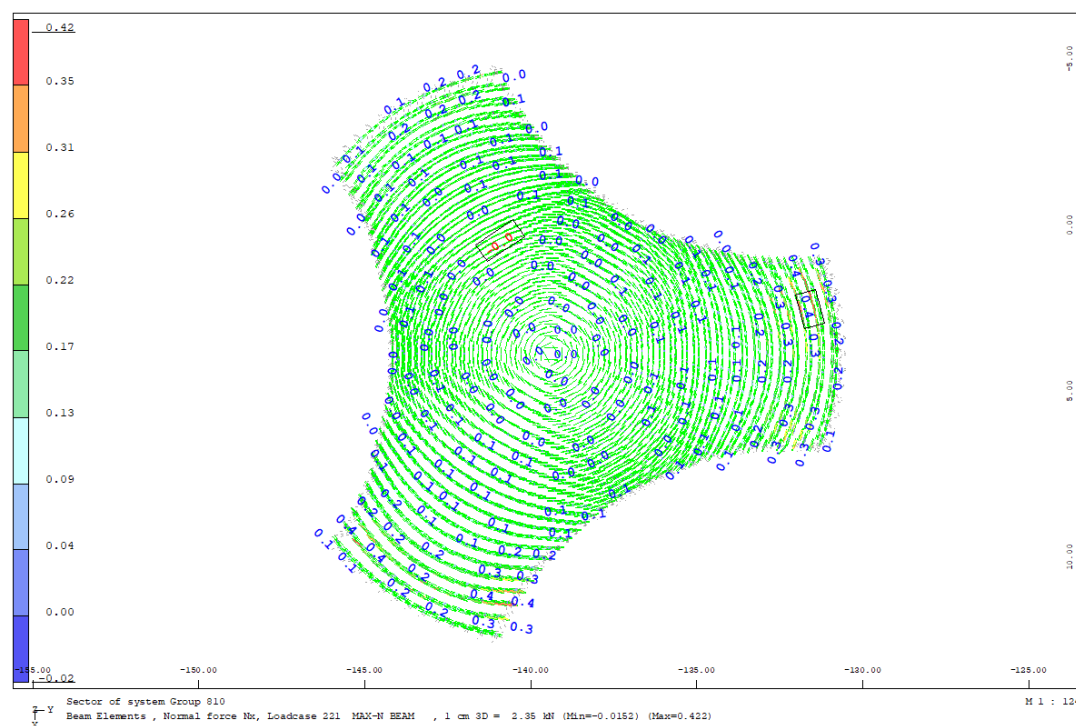


圖十.51 竹管搭接接合最大剪力  $V_Z$  [kN]

搭接接合之最大設計剪力當考慮  $V_Y$  與  $V_Z$  之向量和的絕對值，由模型資料分析可得其最大值为： $V_d = (V_Y^2 + V_Z^2)^{0.5} = (0.40^2 + 0.27^2)^{0.5} = 0.48$  [kN]

$|V_d/V_{Rd}| = 0.48/2.1 = 0.23 \leq 1.0$ ，O.K。

## (2) 拉力強度檢核



圖十.52 竹管搭接接合最大軸力 N [kN]

搭接接合之最大設計拉力  $N_d$  為 0.42 [kN]。

$$|N_d/N_{Rd}| = 0.42/9.2 = 0.05 \leq 1.0, \text{ O.K. }。$$

## (3) 拉力與軸力綜合效應之檢核

模型中連接件之拉力與剪力在鐵絲綁紮中，皆會轉化為鐵絲的拉力，所以模型中所得之拉力與剪力需要考量其綜合的效應：

$$|N_d/N_{Rd}| + |V_d/V_{Rd}| = 0.42/9.2 + 0.48/2.1 = 0.05 + 0.23 = 0.28 \leq 1.0, \text{ O.K. }。$$

# 第十一章 竹薄殼計算案例二

## 11.1 設計案說明

本案主要結構為一鋼竹混合構造之開放式球型棚頂，棚頂之開放側由鋼拱所支撐，跨距約為19m。棚頂之封閉側直接連接於鋼筋混凝土基礎之上，並設有兩通道開口。

### 11.1.1 土壤反力係數 $K_v$ 與容許承载力 $Q_a$

本案之土壤反力係數  $K_v$  假設為為  $2400 \text{ tf/m}^3$  ( $23520 \text{ kN/m}^3$ )，土壤容許承载力  $Q_a$  假設為  $20.8 \text{ tf/m}^2$  ( $204 \text{ kN/m}^2$ )。

### 11.1.2 結構分析模擬與設計原則

整體模型之梁與柱以梁元素 (beam element) 模擬，基礎版以殼元素 (shell element) 模擬。靜載重與活載重依後續章節內容設定之，其載種分別施加於殼元素或梁元素之上。

地震分析時考量 5% 質量偏心造成之靜態扭矩，風力分析考量意外扭矩。整體結構模擬考量幾何非線性分析，各構件斷面依法規規定之設計方法檢核之。

## 11.2 結構系統

### 11.2.1 材料規格

表 6.19 中，為求得在大藏試驗中，採杜怡萱(2021)[1]建議之方法所得的桂竹各項強度，因此將游家誠(2009)[4]孟宗竹，採杜怡萱(2021)[1]建議之方法所得的各項竹材強度，按其  $f_m$  的數值進行等比例縮放，且保守地簡化其值後，竹材參數如下所示。

#### 桂竹管

-受拉強度：  $f_t \geq 650 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$

-受壓強度：  $f_c \geq 650 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$

-受彎強度：  $f_b \geq 650 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$



-受剪強度：  $f_v \geq 61$  [kgf/cm<sup>2</sup>]

-彈性模數：  $9.0e4$  [kgf/cm<sup>2</sup>]

-單位重：  $560$  [kgf/m<sup>3</sup>]

### 結構鋼材

-包松比：  $0.3$  [-]

-彈性模數：  $2.04e6$  [kgf/cm<sup>2</sup>]

-單位重：  $7850$  [kgf/m<sup>3</sup>]

-膨脹係數：  $1.15e-5$  [1/°C]

-鋼材種類： CNS SN490B/C，  $F_y \geq 3500$  [kgf/cm<sup>2</sup>]

ASTM A572 Gr.50，  $F_y \geq 3500$  [kgf/cm<sup>2</sup>]

STK 500，  $F_y \geq 3500$  [kgf/cm<sup>2</sup>]

AS 1163 C350，  $F_y \geq 3500$  [kgf/cm<sup>2</sup>]

### 混凝土

-受壓強度：  $f_c' \geq 280$  [kgf/cm<sup>2</sup>] = 4000 [psi]

-包松比：  $0.2$  [-]

-彈性模數：  $E_c = 15000 \sqrt{f_c'}$  [kgf/cm<sup>2</sup>]

-單位重：  $2400$  [kgf/m<sup>3</sup>]

-膨脹係數：  $9.9e-6$  [1/°C]

### 鋼筋

-包松比：  $0.3$  [-]

-彈性模數：  $2.04e6$  [kgf/cm<sup>2</sup>]

-單位重：  $7850$  [kgf/m<sup>3</sup>]

-膨脹係數：  $1.15e-5$  [1/°C]

-鋼筋種類： #3, #4, #5， SD420，  $F_y \geq 4200$  [kgf/cm<sup>2</sup>]

#6, #7, #8， SD420W，  $F_y \geq 4200$  [kgf/cm<sup>2</sup>]

### 螺栓及焊接

-高強度螺栓： ASTM A325(需熱浸鍍鋅)

-錨定螺栓： ASTM A325(需熱浸鍍鋅)

-焊材： E70xx

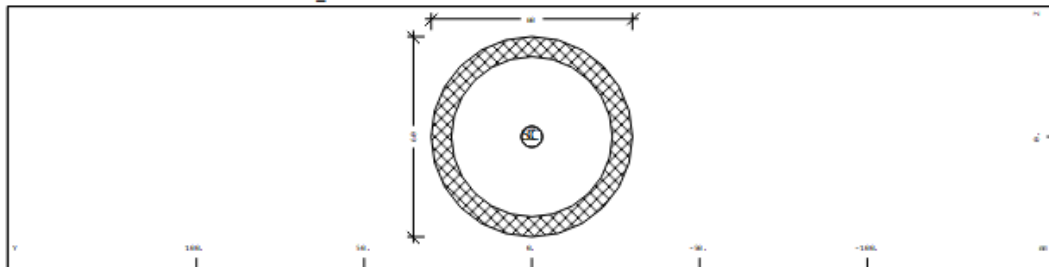
### 11.2.2 斷面性質

表十一.1 群組與斷面編號

	群組編號	斷面編號
鋼邊梁	51, 52, 53	51, 52, 53
竹管	10	10
加強鋼管	110, 210	110, 210

#### 桂竹 60x6 (CS 10)

Cross section No. 10 - Tube\_60x6



Cross section No. 10 - Tube\_60x6

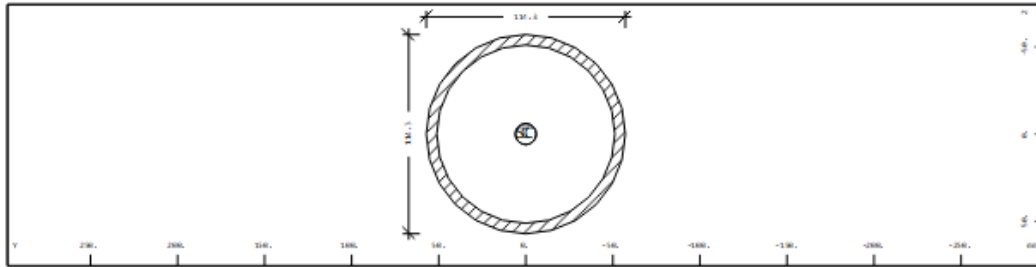
#### Static properties of cross section

Mat	A[m <sup>2</sup> ]	Ay[m <sup>2</sup> ]	Iy[m <sup>4</sup> ]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm <sup>2</sup> ]	g[kg/m]	I-1[m <sup>4</sup> ]
MRf	It[m <sup>4</sup> ]	Az[m <sup>2</sup> ]	Iz[m <sup>4</sup> ]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm <sup>2</sup> ]		I-2[m <sup>4</sup> ]
		Ayz[m <sup>2</sup> ]	Iyz[m <sup>4</sup> ]					α[°]
1	1.0179E-03	5.194E-04	3.756E-07	0.0	0.0	9000	0.6	
	7.510E-07	5.193E-04	3.756E-07	0.0	0.0	621	(BEAM)	

Mat material number  
 A[m<sup>2</sup>] sectional area  
 Ay[m<sup>2</sup>],Az[m<sup>2</sup>],Ayz[m<sup>2</sup>] transverse shear deformation area  
 Iy[m<sup>4</sup>],Iz[m<sup>4</sup>],Iyz[m<sup>4</sup>] bending moment of inertia  
 I-1[m<sup>4</sup>],I-2[m<sup>4</sup>],α[°] principal moments of inertia and angle of the principal axes  
 MRf reinforcement material number  
 It[m<sup>4</sup>] torsional moment of inertia  
 G[N/mm<sup>2</sup>] Shear modulus  
 yc[mm],zc[mm] ordinate of elastic centroid  
 ysc[mm],zsc[mm] ordinate of shear centre  
 E[N/mm<sup>2</sup>] Young's modulus  
 g[kg/m] weight per length

#### 組合拱之鋼圓管 114.3x6 (CS 51)

Cross section No. 51 - Tube\_114x6



Cross section No. 51 - Tube\_114x6

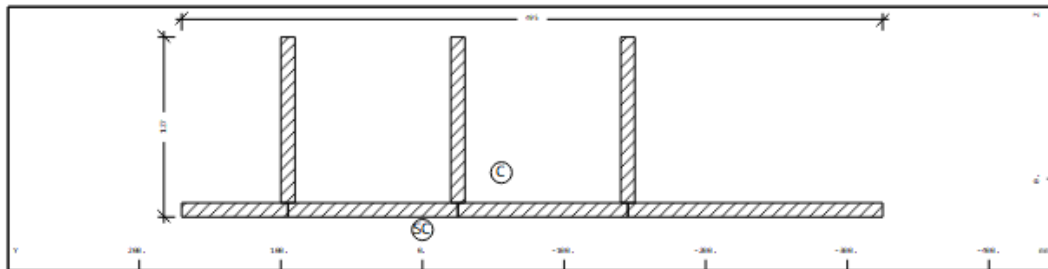
Static properties of cross section

Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kg/m]	I-1[m4]
MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]		I-2[m4]
		Ayz[m2]	Iyz[m4]					$\alpha$ [°]
13	2.0414E-03	1.026E-03	3.002E-06	0.0	0.0	210000	16.0	
	6.001E-06	1.026E-03	3.002E-06	0.0	0.0	80769	(BEAM)	

Mat material number  
 A[m2] sectional area  
 Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2] transverse shear deformation area  
 Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4] bending moment of inertia  
 I-1[m4],I-2[m4], $\alpha$ [°] principal moments of inertia and angle of the principal axes  
 MRf reinforcement material number  
 It[m4] torsional moment of inertia  
 G[N/mm2] Shear modulus  
 yc[mm],zc[mm] ordinate of elastic centroid  
 ysc[mm],zsc[mm] ordinate of shear centre  
 E[N/mm2] Young's modulus  
 g[kg/m] weight per length

鋼組合斷面 (CS 52)

Cross section No. 52



Cross section No. 52

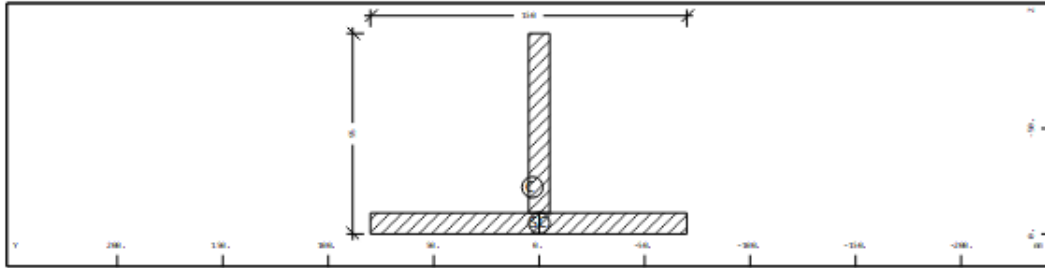
Static properties of cross section

Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kg/m]	I-1[m4]
MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]		I-2[m4]
		Ayz[m2]	Iyz[m4]					$\alpha$ [°]
13	8.4600E-03		1.229E-05	-55.7	0.0	210000	66.4	1.408E-04
	2.820E-07		1.404E-04	-4.3	36.0	80769	(BEAM)	1.192E-05
			-6.847E-06					86.95

Mat material number  
 A[m2] sectional area  
 Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2] transverse shear deformation area  
 Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4] bending moment of inertia  
 I-1[m4],I-2[m4], $\alpha$ [°] principal moments of inertia and angle of the principal axes  
 MRf reinforcement material number  
 It[m4] torsional moment of inertia  
 G[N/mm2] Shear modulus  
 yc[mm],zc[mm] ordinate of elastic centroid  
 ysc[mm],zsc[mm] ordinate of shear centre  
 E[N/mm2] Young's modulus  
 g[kg/m] weight per length

T型斷面 (CS 53)

Cross section No. 53



Cross section No. 53

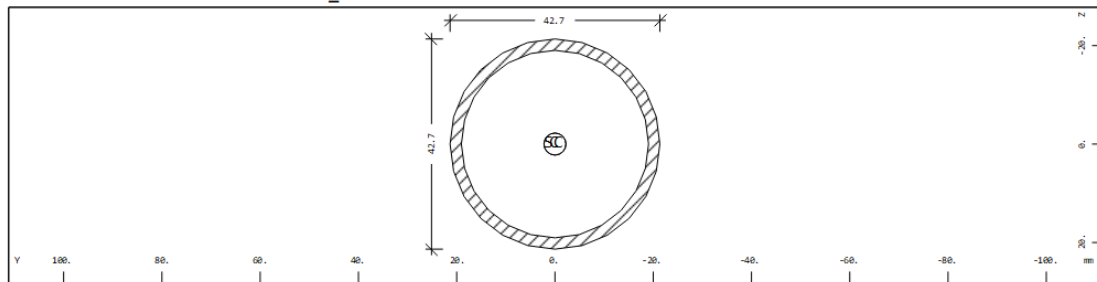
Static properties of cross section

SNo	Mat	A[m <sup>2</sup> ]	Ay[m <sup>2</sup> ]	Iy[m <sup>4</sup> ]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm <sup>2</sup> ]	g[kg/m]	I-1[m <sup>4</sup> ]
	MRF	It[m <sup>4</sup> ]	Az[m <sup>2</sup> ]	Iz[m <sup>4</sup> ]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm <sup>2</sup> ]		I-2[m <sup>4</sup> ]
			Ayz[m <sup>2</sup> ]	Iyz[m <sup>4</sup> ]					α[°]
53	13	2.3500E-03		1.736E-06	3.2	0.0	210000	18.4	2.841E-06
		9.226E-08		2.826E-06	-22.2	-5.2	80769	(BEAM)	1.721E-06
				1.289E-07					-83.35

SNo section number  
 Mat material number  
 A[m<sup>2</sup>] sectional area  
 Ay[m<sup>2</sup>],Az[m<sup>2</sup>],Ayz[m<sup>2</sup>] transverse shear deformation area  
 Iy[m<sup>4</sup>],Iz[m<sup>4</sup>],Iyz[m<sup>4</sup>] bending moment of inertia  
 I-1[m<sup>4</sup>],I-2[m<sup>4</sup>],α[°] principal moments of inertia and angle of the principal axes  
 MRF reinforcement material number  
 It[m<sup>4</sup>] torsional moment of inertia  
 G[N/mm<sup>2</sup>] shear modulus  
 yc[mm],zc[mm] ordinate of elastic centroid  
 ysc[mm],zsc[mm] ordinate of shear centre  
 E[N/mm<sup>2</sup>] Young's modulus  
 g[kg/m] weight per length

### 鋼圓管 42.7x2.3 (CS 110)

Cross section No. 110 - Tube\_43x2



Cross section No. 110 - Tube\_43x2

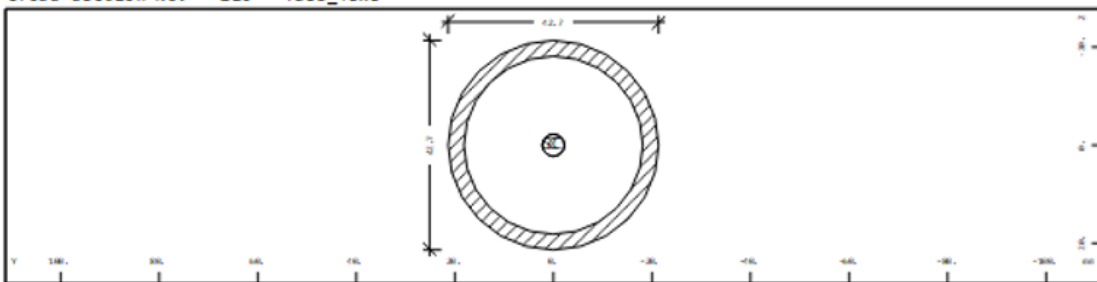
#### Static properties of cross section

Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kg/m]	I-1[m4]
MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]		I-2[m4]
		Ayz[m2]	Iyz[m4]					$\alpha$ [°]
13	2.9192E-04	1.467E-04	5.975E-08	0.0	0.0	210000	2.3	
	1.194E-07	1.467E-04	5.975E-08	0.0	0.0	80769	(BEAM)	

Mat material number  
 A[m2] sectional area  
 Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2] transverse shear deformation area  
 Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4] bending moment of inertia  
 I-1[m4],I-2[m4], $\alpha$ [°] principal moments of inertia and angle of the principal axes  
 MRf reinforcement material number  
 It[m4] torsional moment of inertia  
 G[N/mm2] Shear modulus  
 yc[mm],zc[mm] ordinate of elastic centroid  
 ysc[mm],zsc[mm] ordinate of shear centre  
 E[N/mm2] Young's modulus  
 g[kg/m] weight per length

### 鋼圓管 42.7x3.2 (CS 210)

Cross section No. 210 - Tube\_43x3



Cross section No. 210 - Tube\_43x3

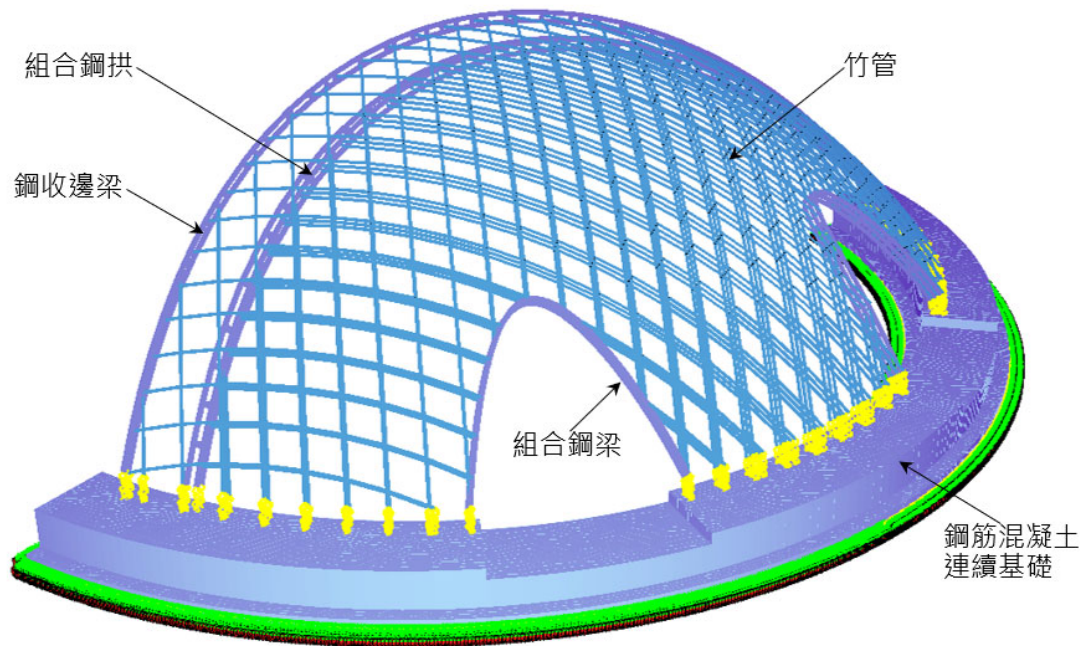
#### Static properties of cross section

SNo	Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kg/m]	I-1[m4]
	MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]		I-2[m4]
			Ayz[m2]	Iyz[m4]					$\alpha$ [°]
210	3	3.9710E-04	2.007E-04	7.795E-08	0.0	0.0	210000	3.1	
		1.558E-07	2.007E-04	7.795E-08	0.0	0.0	80769	(BEAM)	

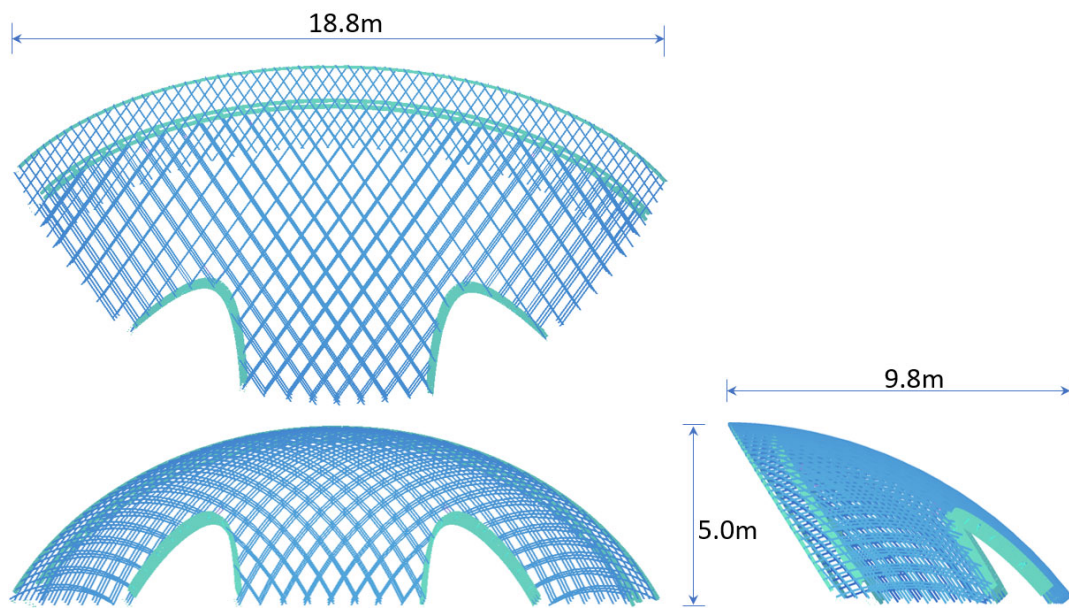
A[m2] sectional area  
 Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2] transverse shear deformation area  
 Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4] bending moment of inertia  
 I-1[m4],I-2[m4], $\alpha$ [°] principal moments of inertia and angle of the principal axes  
 MRf reinforcement material number  
 It[m4] torsional moment of inertia  
 G[N/mm2] Shear modulus  
 E[N/mm2] Young's modulus  
 g[kg/m] weight per length

## 11.2.3 結構組成

結構主體為一鋼竹混合構造之開放式球型棚頂。鋼構為邊梁，雙向六層的竹管網格形成球面的主要結構。竹管網格的開放端固接於鋼拱，封閉端固接於基礎與通道開孔之組合鋼樑上。計算模型如下圖所示，詳細尺寸與構造請參考建築結構平面圖。

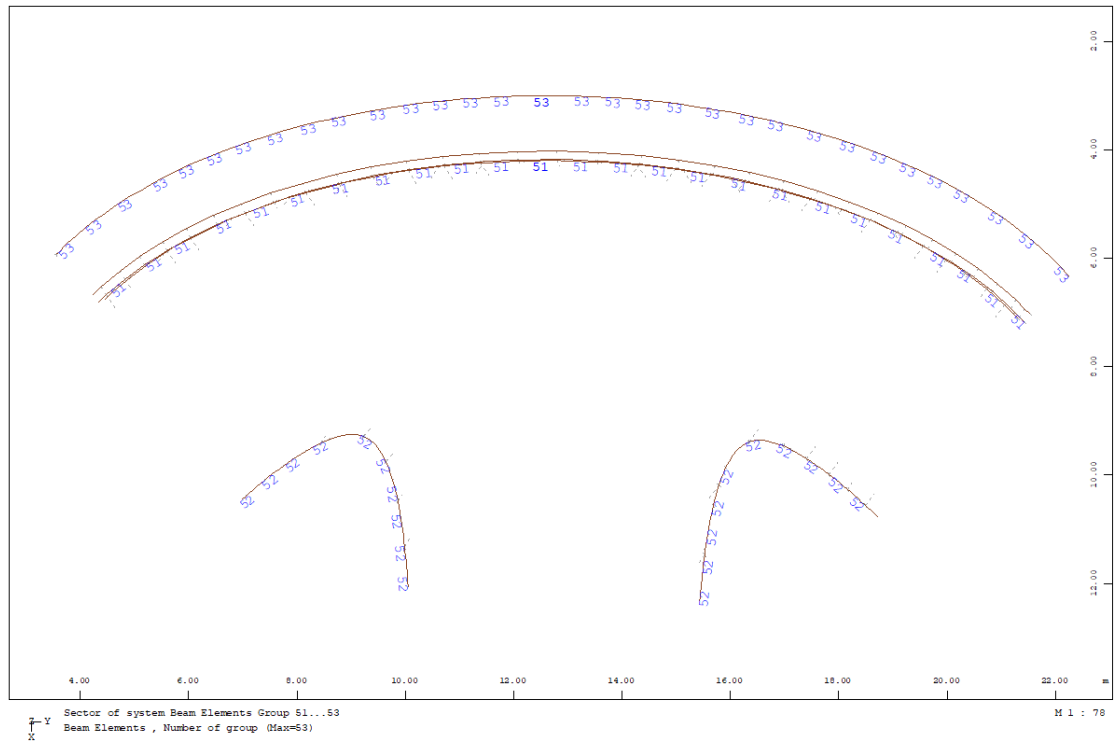


圖十一.1 結構組成

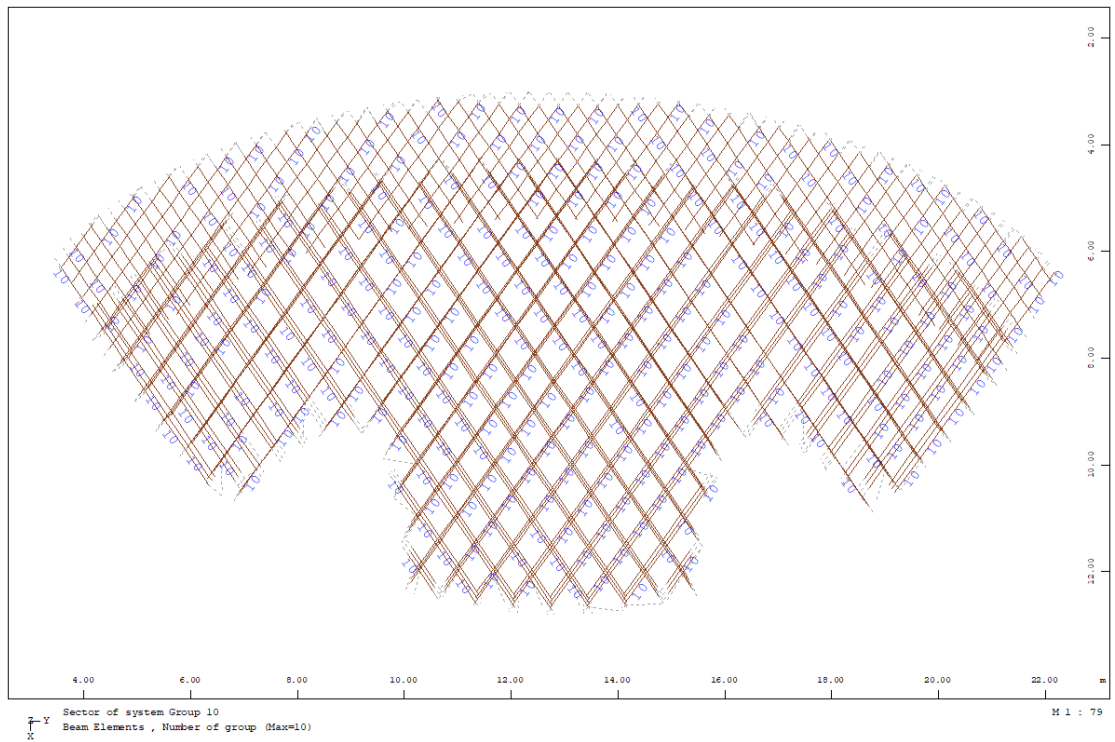


圖十一.2 整體結構尺寸

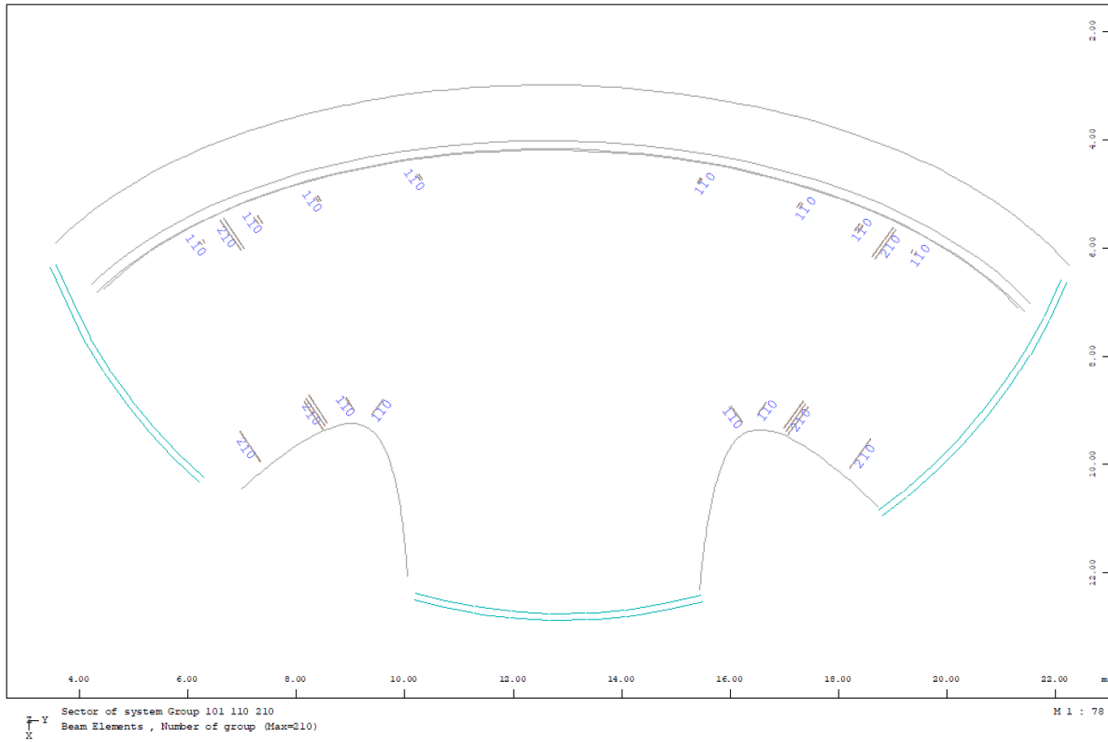
### 11.2.4 群組分布位置



圖十一.3 鋼梁之群組與分布



圖十一.4 竹管之群組與分布



圖十一.5 加強鋼管之群組與分布

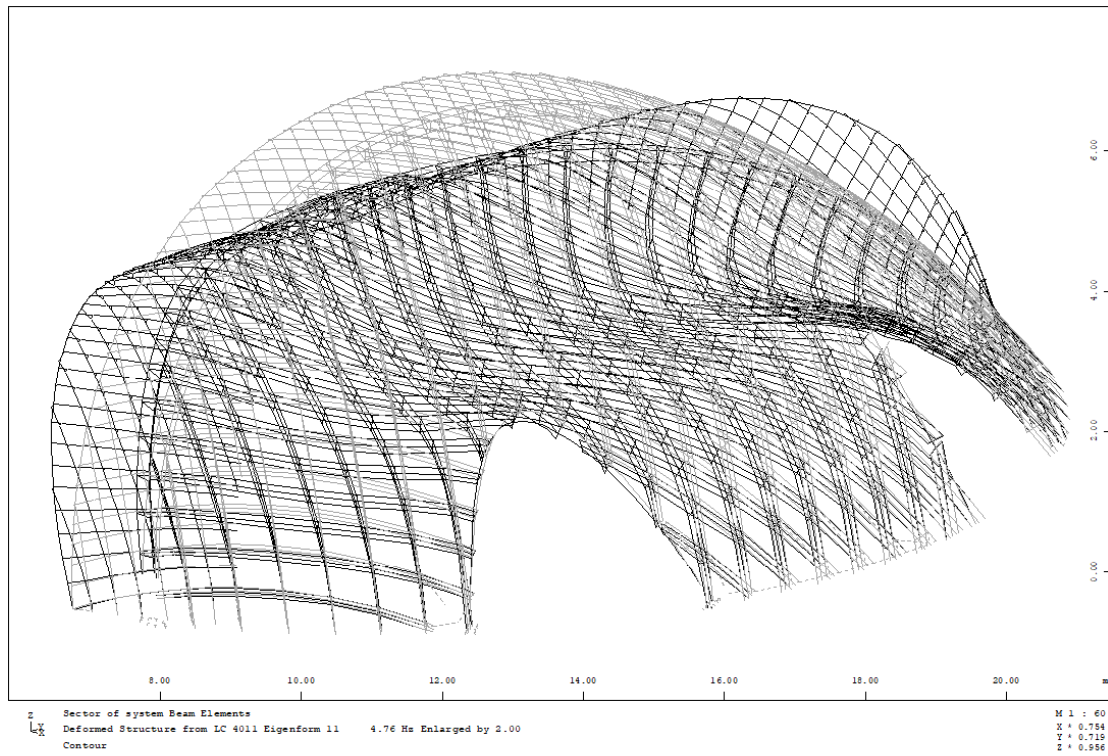
### 11.2.5 頻率及模態

本建築之前四個自然震動頻率，其質量分布與幾何模態展示如下：

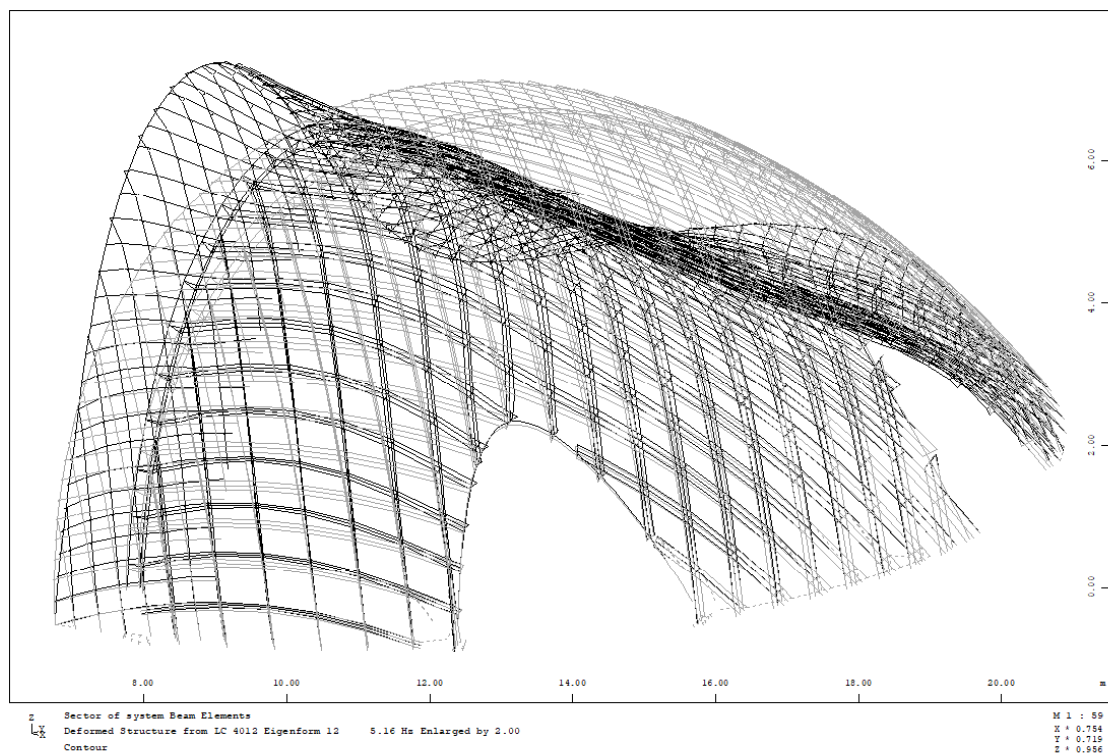
表十一.2 自然振動頻率與對應質量

no	LC	frequency [Hertz]	effective modal mass			activated mass mass[%]
			X[%]	Y[%]	Z[%]	
1	4011	4,76	20,54	0,02	17,83	13,75
2	4012	5,17	0,03	10,07	0,01	13,47
3	4013	8,30	13,97	0,07	3,74	7,76
4	4014	9,29	0,00	3,36	0,00	5,97

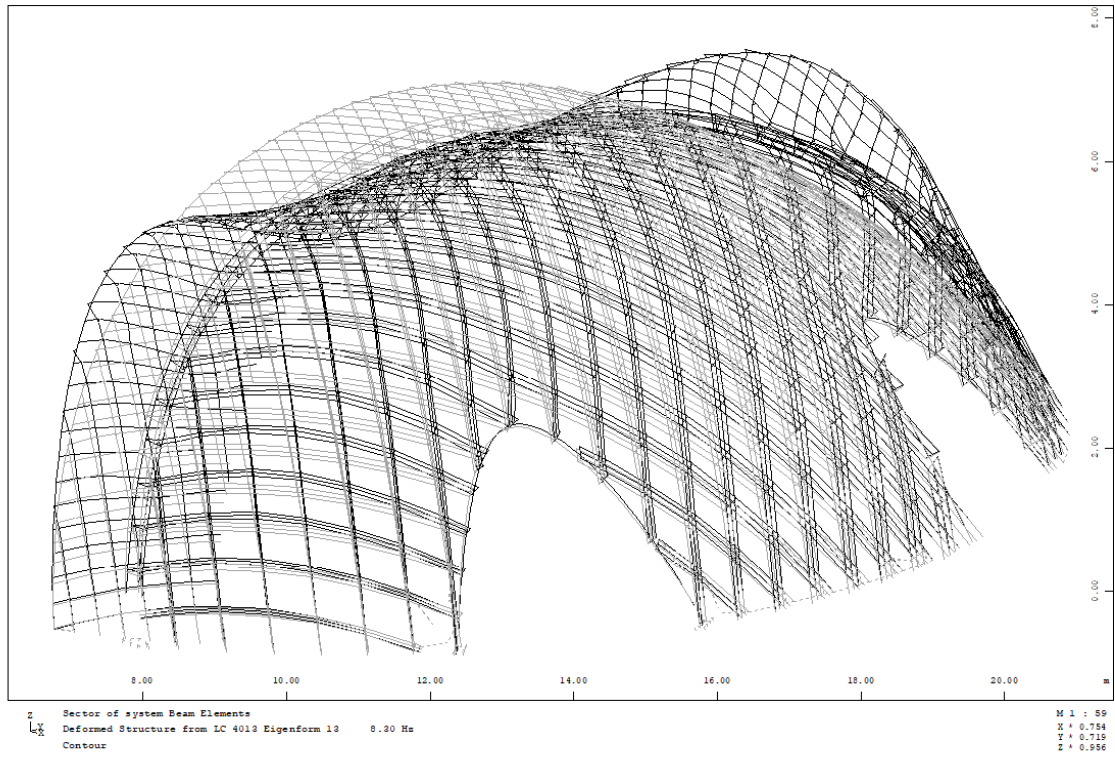




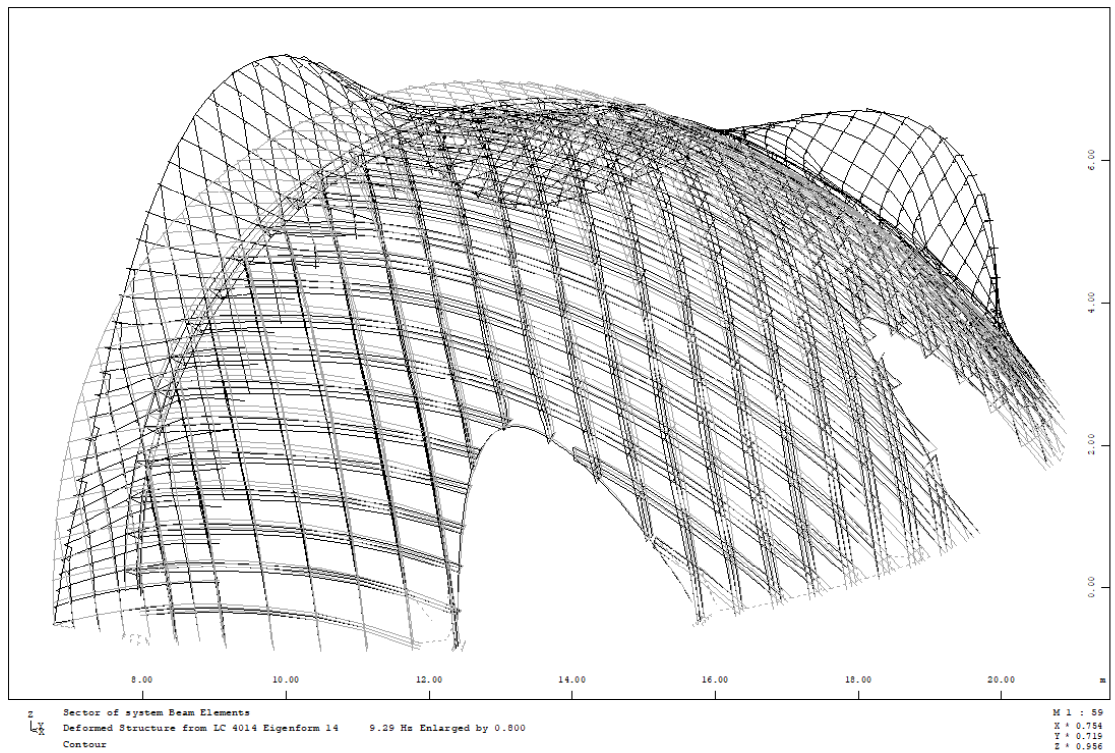
圖十一.6 第一模態 4.76 [Hz]



圖十一.7 第二模態 5.17 [Hz]



圖十一.8 第三模態 8.30 [Hz]



圖十一.9 第四模態 9.29 [Hz]

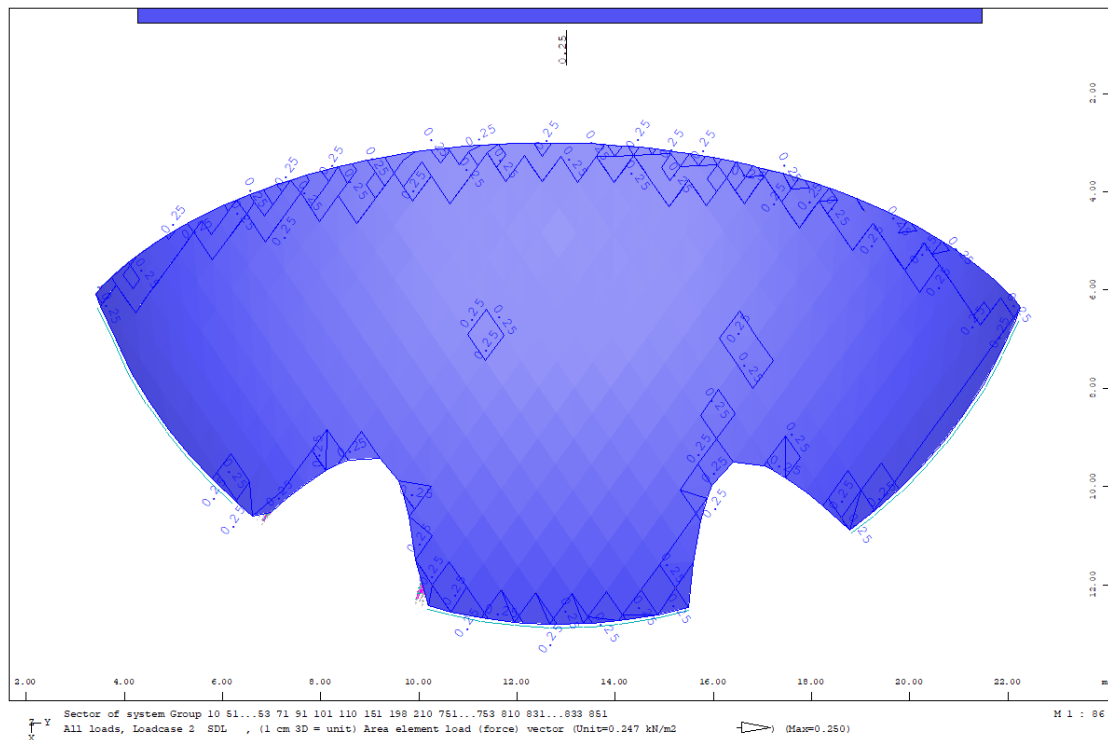
## 11.3 設計載重

### 11.3.1 靜載與活載

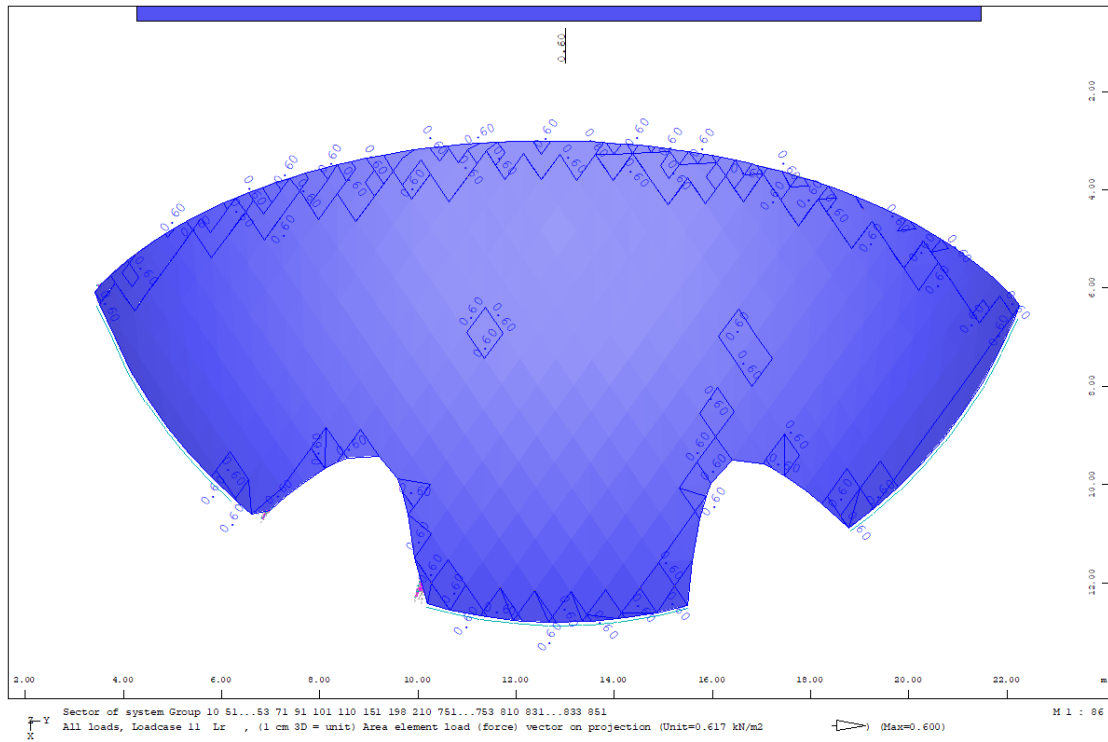
結構體之竹構、鋼構與RC基礎重量皆由結構計算軟體自行計算，其它非結構體重量如屋頂鋪面系統以及活載重皆設為外加面載重需額外考量，其值表列於下方：

表十一.3 外加靜載重與活載重

各式空間 [-]	外加靜載重 [kgf/m <sup>2</sup> ]	活載重 [kgf/m <sup>2</sup> ]
屋面	25	60



圖十一.10 外加靜載重: 0.25 [kN/m<sup>2</sup>]



圖十一.11 活載重: 0.6 [kN/m<sup>2</sup>]

### 11.3.2 地震力

#### 上部結構水平設計地震力：

依據鑽探報告，本案距離湖口斷層9.37公里。因該斷層為第二類活動斷層且距離甚遠，所以地震計算力不需考量近斷層因子。

A 基本資料

基地位置	地盤分類	用途係數
桃園市八德區	第一類(P.9, 鑽探報告)	1
結構系統	構造形式	設計方法
規範無規定，故韌性容量R採保守值1.0	竹鋼混合構造	極限設計法
起始降伏地震力放大係數 $\alpha_y$	韌性容量R	樓高 $h_n$ (m)
1,0	1,00	5,50
近斷層因子		
不須考慮		



5.2 地質構造

根據中央地質調查所“台灣活動斷層”查詢系統，套繪基地範圍與湖口斷層之相對關係，如圖5.3所示。基地鄰近分布之湖口斷層東端，係位於基地西南側，呈東北—西南走向通過，距基地範圍約為9.37公里。湖口斷層暫列為第二類活動斷層。因斷層距離基地甚遠，對於基地新建工程影響較小。

B 一般工址水平譜加速度係數

$S_5^D$	$S_1^D$	$S_5^M$	$S_1^M$		
0,60	0,30	0,80	0,45		
工址放大係數					
設計地震			最大考量地震		
$N_a$	$N_v$	$N_a$	$N_v$		
1,00	1,00	1,00	1,00		
$F_a$	$F_v$	$F_a$	$F_v$		
1,00	1,00	1,00	1,00		
$S_{D5} = S_5^D F_a N_a$	$S_{D1} = S_1^D F_v N_v$	$S_{M5} = S_5^M F_a N_a$	$S_{M1} = S_1^M F_v N_v$	$T_0^D = S_{D1} / S_{D5}$	$T_0^M = S_{M1} / S_{M5}$
0,60	0,30	0,80	0,45	0,50	0,56

C 建築物基本水平震動週期 T

方向	$T_1$ 基本週期	經驗週期係數	$T_c$	$1,4T_c$	$T = \min(T_1; 1,4T_c)$
X向	0,21	$T_c = 0,050h_n^{3/4}$	0,18	0,25	0,21
Y向	0,19	$T_c = 0,050h_n^{3/4}$	0,18	0,25	0,19

**上部結構垂直設計地震力：**

I 最小設計垂直總橫力

$$V_{dz} = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left( \frac{S_{aD,v}}{F_{uv}} \right)_m W$$

方向	I	$\alpha_y$	$(S_{aD}/F_u)_m$	V/W
垂直向	1,000	1,000	0,304	0,217

J 中小度垂直地震力

$$V_{Z^*} = \frac{IF_u}{3.5\alpha_y} \left( \frac{S_{aD,v}}{F_{uv}} \right)_m W$$

方向	I	$\alpha_y$	$F_u$	$(S_{aD}/F_u)_m$	V*/W
垂直向	1,000	1,000	1,000	0,304	0,087

K 最大考量垂直地震力

$$V_{zM} = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left( \frac{S_{aM,v}}{F_{uM,v}} \right)_m W$$

方向	I	$\alpha_y$	$(S_{aM}/F_{uM})_m$	$V_M/W$
垂直向	1,000	1,000	0,373	0,267

L 樓板系統設計垂直地震力

方向	V/W	V*/W	$V_M/W$	$V_d/W = \max\{V; V^*; V_M\}/W$
垂直向	0,217	0,087	0,267	0,267

M 柱牆系統設計垂直地震力

$$V_z = \frac{0.8S_{Ds}I}{3\alpha_y} W$$

方向	$S_{Ds}$	I	$\alpha_y$	$V_z/W$
垂直向	0,600	1,250	1,000	0,200

**下部結構水平設計地震力：**

設計水平地震力震度K

$$K = 0.1 \left( 1 - \frac{H}{40} \right) S_{MS} I, \left( 1 - \frac{H}{40} \right) \geq 0.5$$

樓版	深度H	1-H/40	K
1FL	0,000	1,000	0,080
BF(基礎版)	0,500	0,988	0,079

**地震扭矩：**

$$W_{\text{上部結構之總重}} = 183 \quad [\text{kN}]$$

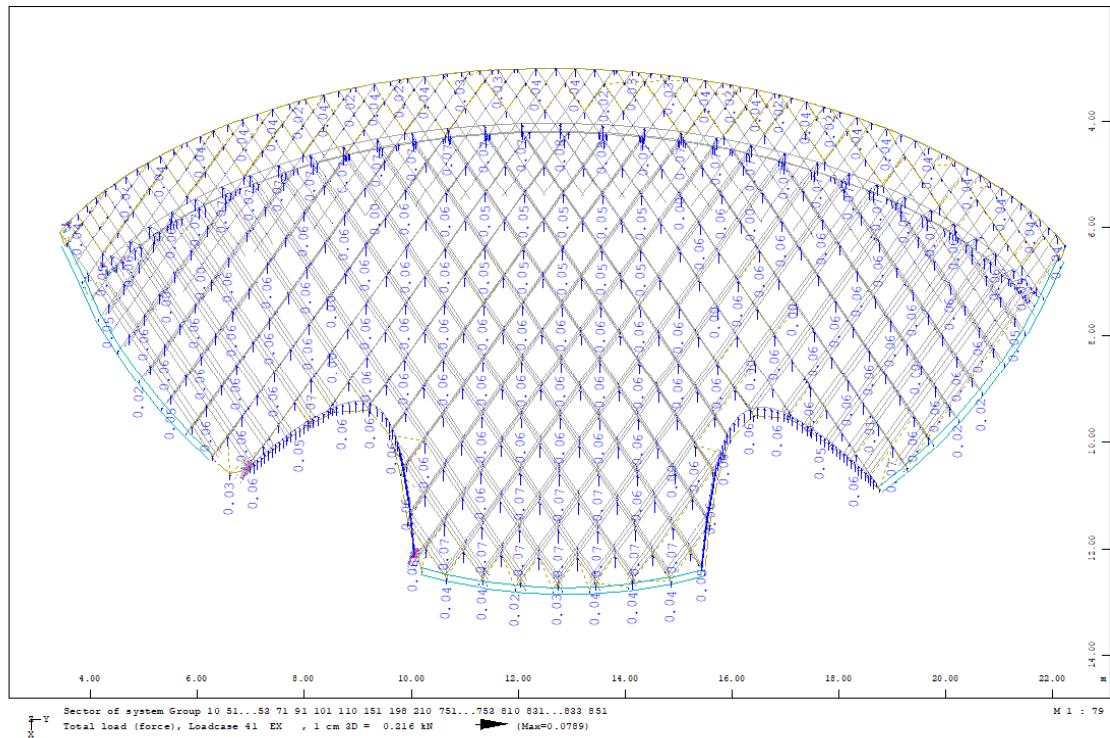
$$F_{\text{地震力}} = W * 0.40 = 73.2 \quad [\text{kN}]$$

$$L = 19\text{m} * 0.05 = 0.95 \quad [\text{m}]$$

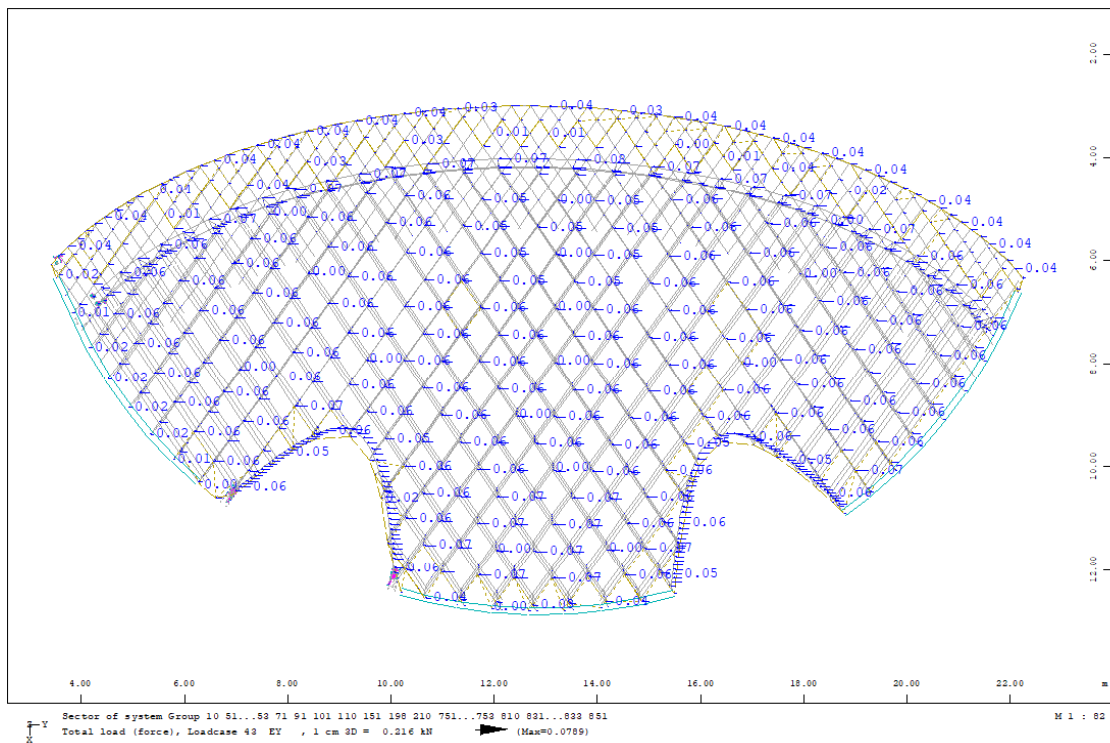
$$T_{\text{地震扭矩}} = F * L = 69.5 \quad [\text{kNm}]$$

### 載重圖像說明：

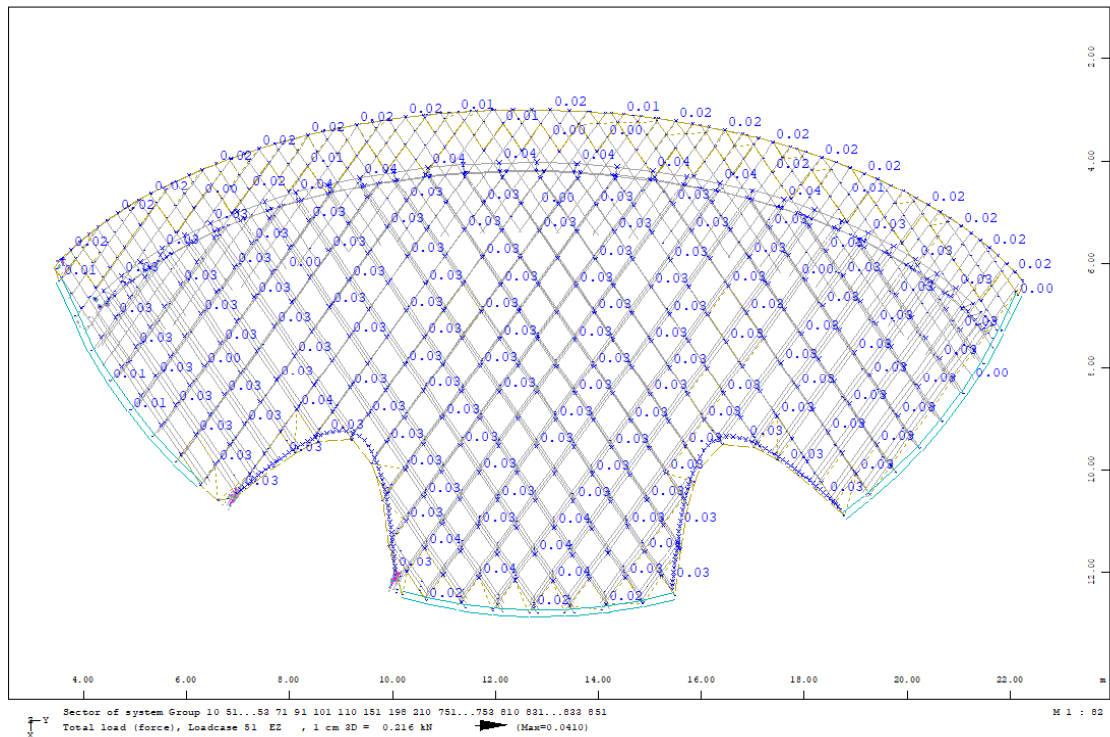
地震力轉換之節點載重展示如下：



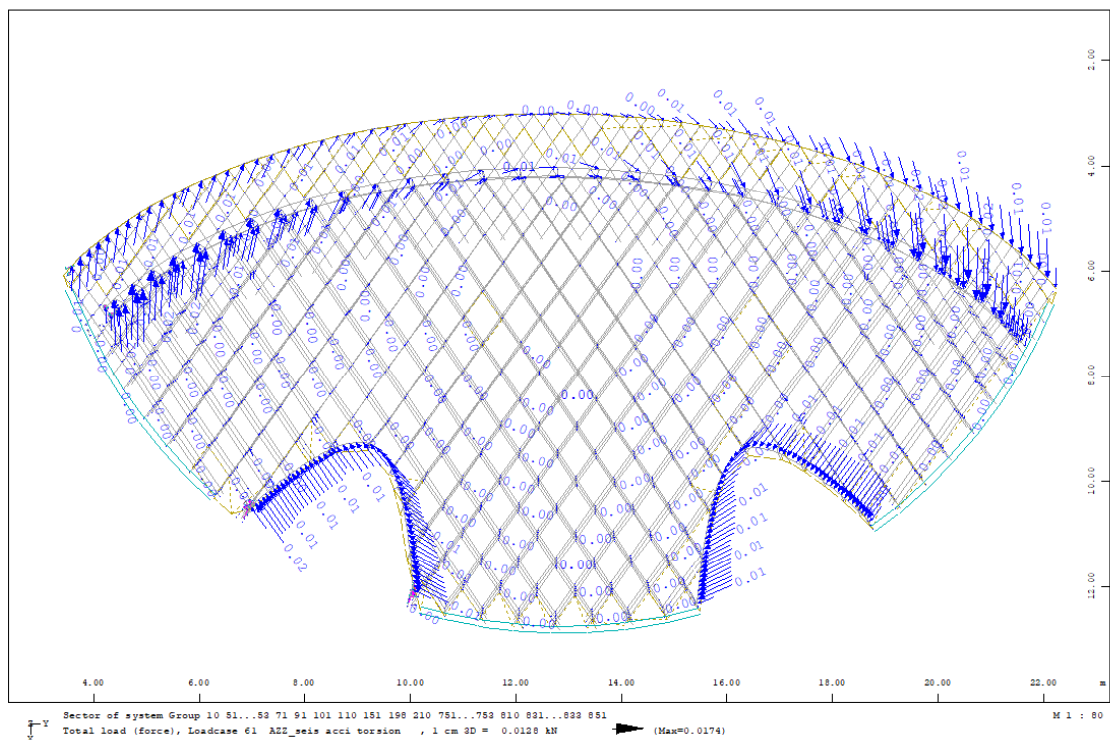
圖十一.12 地震力 X 向[kN]



圖十一.13 地震力 Y 向[kN]



圖十一.14 地震力 Z 向[kN]



圖十一.15 地震力扭矩[kNm] (扭矩轉換之節點載重)



### 11.3.3 風力

#### 設計風力：

A 建築物重要係數 = 1,0 [-]

#### B Exposure condition and corresponding coefficient

##### 1) 地況種類

<p>地況種類依建築物所在位置及其附近地表特性而定，分成以下三類：</p> <p>(1)地況 A：大城市市中心區，至少有 50%之建築物高度大於 20 公尺者。建築物迎風向之前方至少 800 公尺或建築物高度 10 倍的範圍(兩者取大值)係屬此種條件下，才可使用地況 A。</p> <p>(2)地況 B：大城市市郊、小市鎮或有許多像民舍高度 (10~20 公尺)，或較民舍為高之障礙物分布其間之地區者。建築物迎風向之前方至少 500 公尺或建築物高度 10 倍的範圍 (兩者取大值) 係屬此種條件下，方可使用地況 B。</p> <p>(3)地況 C：平坦開闊之地面或草原或海岸或湖岸地區，其零星座落之障礙物高度小於 10 公尺者。</p> <p>若附近地況為介於地況 A 與地況 B 間或地況 B 與地況 C 間之過渡地況，原則上應採用會產生較大風力之地況，但也可利用可信賴之合理分析法，決定此一過渡地況之風速垂直分布。</p>
--

##### 2) 地況種類所對應之參數

表 2.2 地況相關參數

地況 Exposure	$\alpha$	$z_g$ (m)	$\bar{b}$	$c$	$\lambda(m)$	$\bar{\varepsilon}$	$z_{min}$ (m)
A	0.32	500	0.45	0.45	55	0.5	18
B	0.25	400	0.62	0.30	98	0.33	9
C	0.15	300	0.94	0.20	152	0.20	4.5

#### C 基本風壓

$z_{height}$  above ground level = 3 [m]

$z_g$  nominal height of the atmospheric boundary layer = 300 [m]

$\alpha_{10min}$  gust-speed power law exponent = 0,15 [-]

$K_z = 2,774(z/z_g)^{2\alpha}$ ,  $z > 5m$  = 0,812 [-]

$K_{zt}$  topographic factor = 1 [-]

$V_{10}(C)$  basic design wind speed at 10m height (ave.10min) = 37,5 [m/sec]

$q_{velocity\ pressure} = 0.06 K_z K_{zt} [1 V_{10}(C)]^2$  = 68,53 [kgf/m<sup>2</sup>]

= 0,69 [kN/m<sup>2</sup>]

#### D 陣風反應因子(10min)

G = 1,88

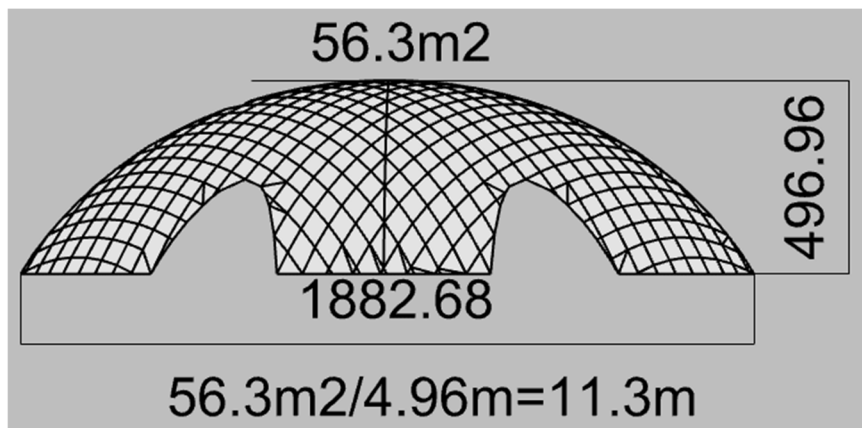
#### E $F=qGC_fA_c$ : 外風壓 (MWFRS)

$q=q(Z_{Ac})_{面積} A_c$  形心高度  $Z_{Ac}$  處之風速壓 = 0,69 [kN/m<sup>2</sup>]

$C_f$  = 1,3 [-]

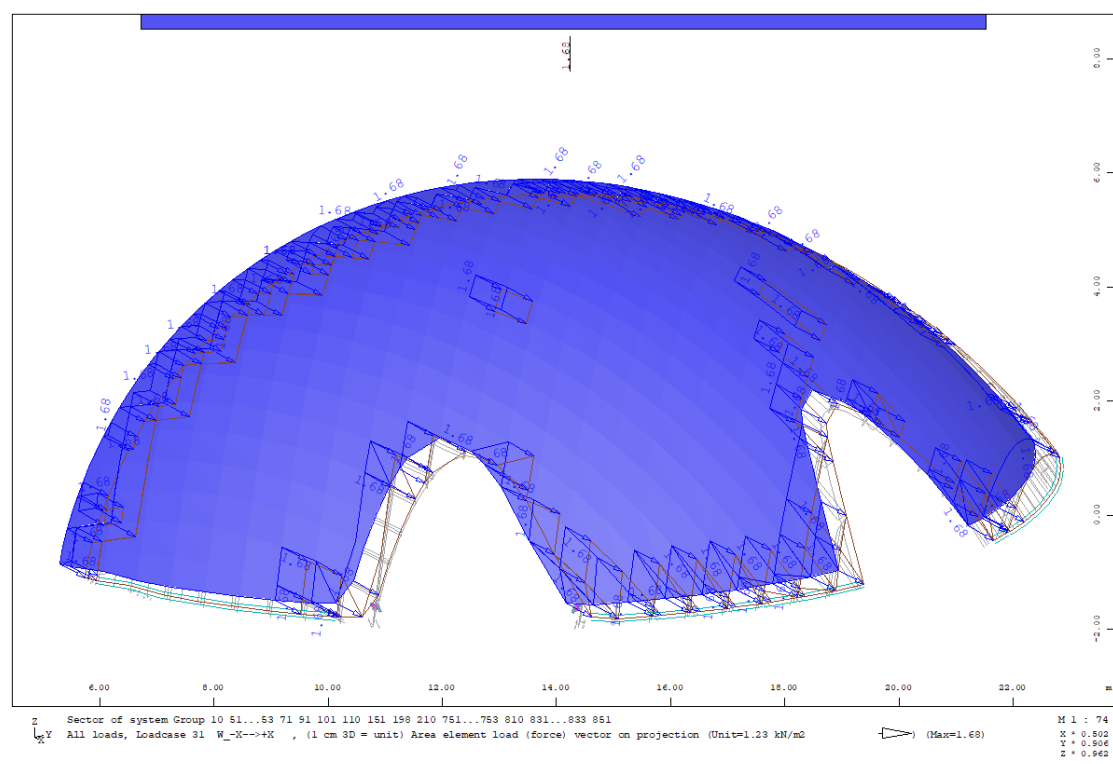
$F=qGC_f$  = 1,67 [kN/m<sup>2</sup>]

風力扭矩：

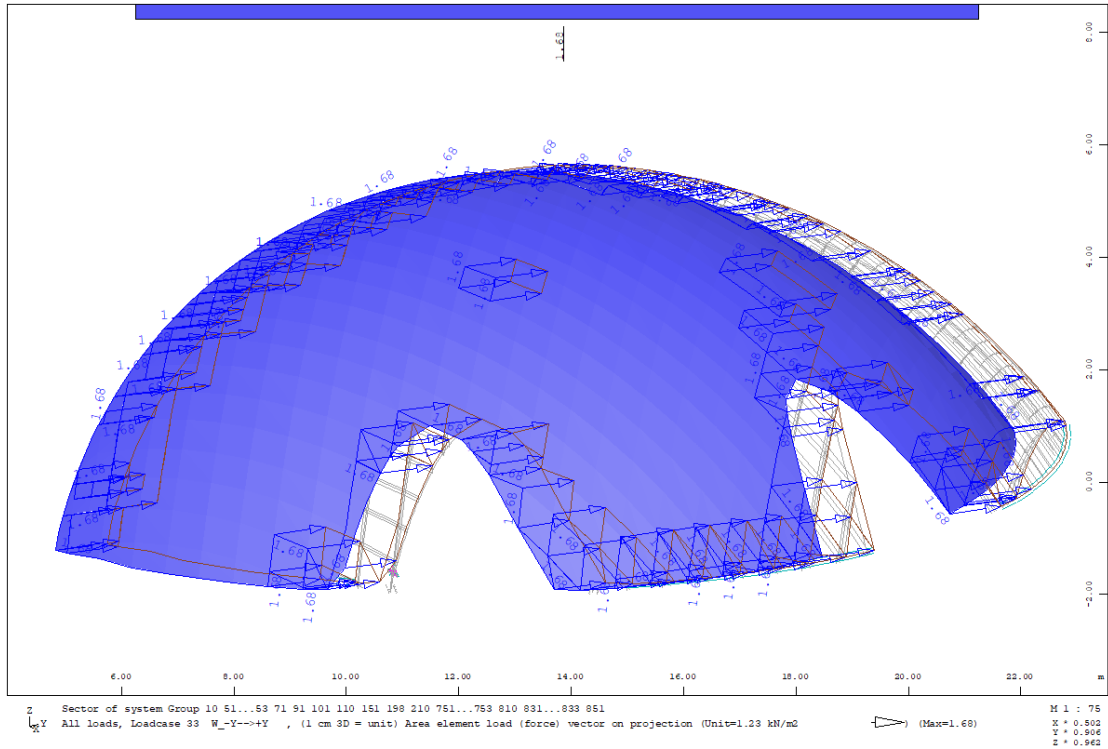


B_受風面寬	= 18,9 [m]
L_受風進深	= 8,1 [m]
h_受風面平均高度	= 11,1 [m]
h/(BL) <sup>0,5</sup>	= 0,90 < 3
F_正面總風力=56.3*1.67	= 94 [kN]
T_風力扭矩=0,28*B*F	= 498 [kNm]

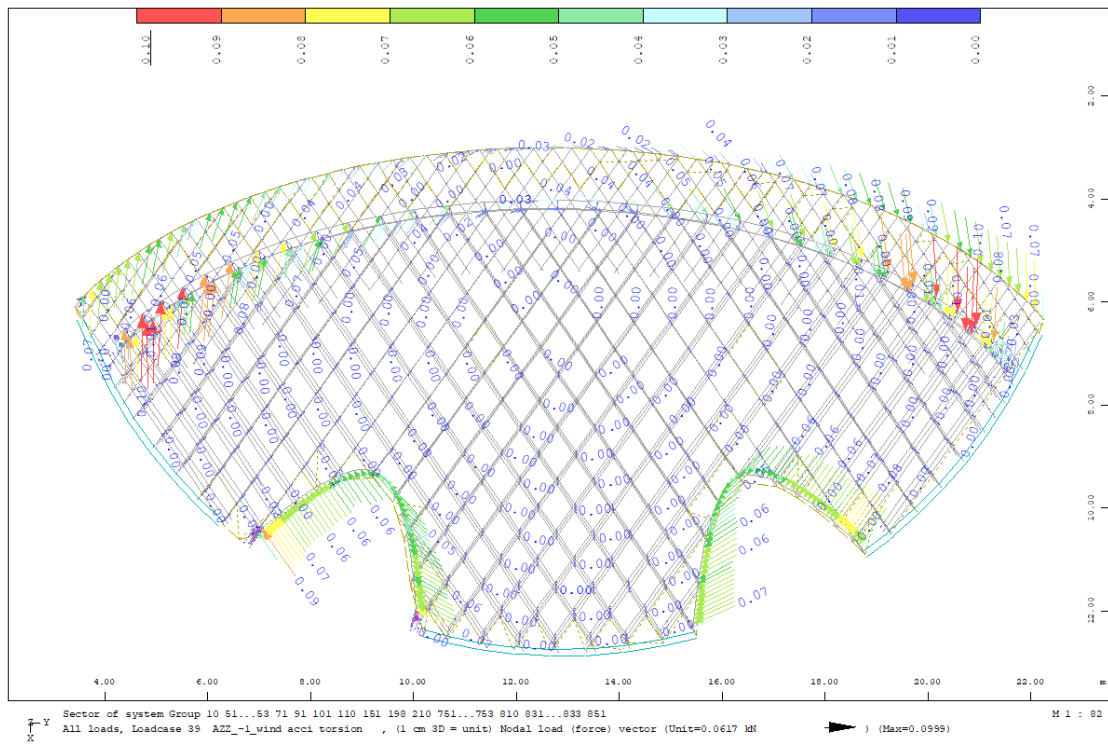
載重圖像說明：



圖十一.16 風力 X 向[kN/m<sup>2</sup>]



圖十一.17 風力 Y 向[kN/m<sup>2</sup>]



圖十一.18 風力扭矩[kNm] (扭矩轉換之節點載重)

## 11.4 載重組合

### 11.4.1 分析載重之簡稱

- DL: 結構自身重量
- SDL: 外加靜載重
- D: 總靜載重 (DL+SDL)
- LL: 樓板活載重
- L<sub>r</sub>: 屋頂活載重
- E<sub>x</sub>: X方向之水平地震力
- E<sub>y</sub>: Y方向之水平地震力
- E<sub>v</sub>: Z方向之垂直地震力
- E<sub>r</sub>: 質量偏心造成之靜態扭矩地震力
- E<sub>h</sub>: 總水平地震力 (E<sub>x</sub>或E<sub>y</sub>，並包含E<sub>r</sub>之作用)
- W<sub>1</sub>: 來自方向 1 之風力
- W<sub>2</sub>: 來自方向 2 之風力
- W<sub>3</sub>: 來自方向 3 之風力
- W<sub>t</sub>: 扭矩風力
- W: 總水風力 (W<sub>1</sub>、W<sub>2</sub> 或 W<sub>3</sub>，並包含 W<sub>t</sub> 之作用)

### 11.4.2 LRFD 與 ASD 載重組合

本設計須同時考慮兩類型載種組合：極限設計法(LRFD)之載種組合，應用於竹構造、鋼構造與RC構造。容許應力設計法(ASD)之載種組合，應用於土壤反力。這兩類型載種組合表列如下：

表十一.4 極限設計法 (竹構造、鋼構造與 RC 構造)

No.	載重組合
1	1.4D
3	1.2D + 1.6Lr + 0.8W
4	1.2D + 1.6W + 0.5Lr
5	1.2D + E
6	0.9D + 1.6W
7a	0.9D + (E <sub>h</sub> - 0.3E <sub>v</sub> )
7b	0.9D + (0.3E <sub>h</sub> - E <sub>v</sub> )

其中，No.5的地震力E，為考量地震正交效應100%-30%法則(E<sub>h</sub> + 0.3E<sub>v</sub>及0.3E<sub>h</sub> + E<sub>v</sub>)，惟E<sub>h</sub>尚須包括E<sub>hx</sub>與E<sub>hy</sub>的地震正交效應，依EN 8-1998.1 建議該兩部分可以11.1~11.3式取代：

$$E_{hx} \pm 0.3E_{hy} \pm 0.3E_v \quad (11.1)$$

$$0.3E_{hx} \pm E_{hy} \pm 0.3E_v \quad (11.2)$$

$$0.3E_{hx} \pm 0.3E_{hy} \pm E_v \quad (11.3)$$

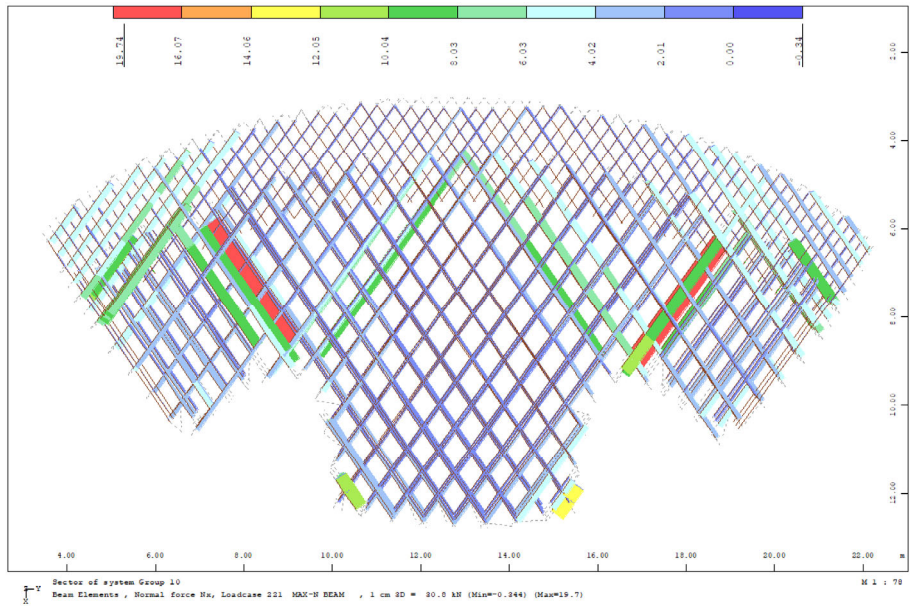
表十一.5 容許應力設計法 (土壤反力適用)

No.	載重組合
1	D + Lr
2	D + Lr + W
3	D + W
4	D + LL + (E <sub>h</sub> + 0.3E <sub>v</sub> )
5	D + LL + (E <sub>v</sub> + 0.3E <sub>h</sub> )

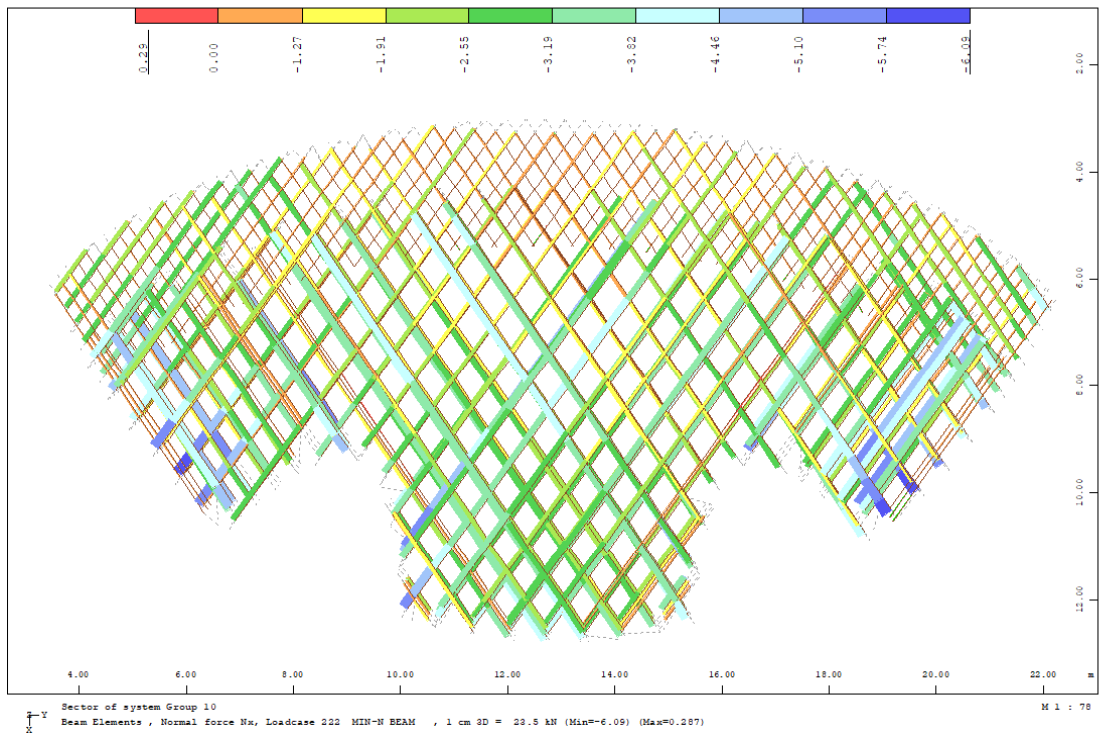
## 11.5 構件設計

### 11.5.1 竹構

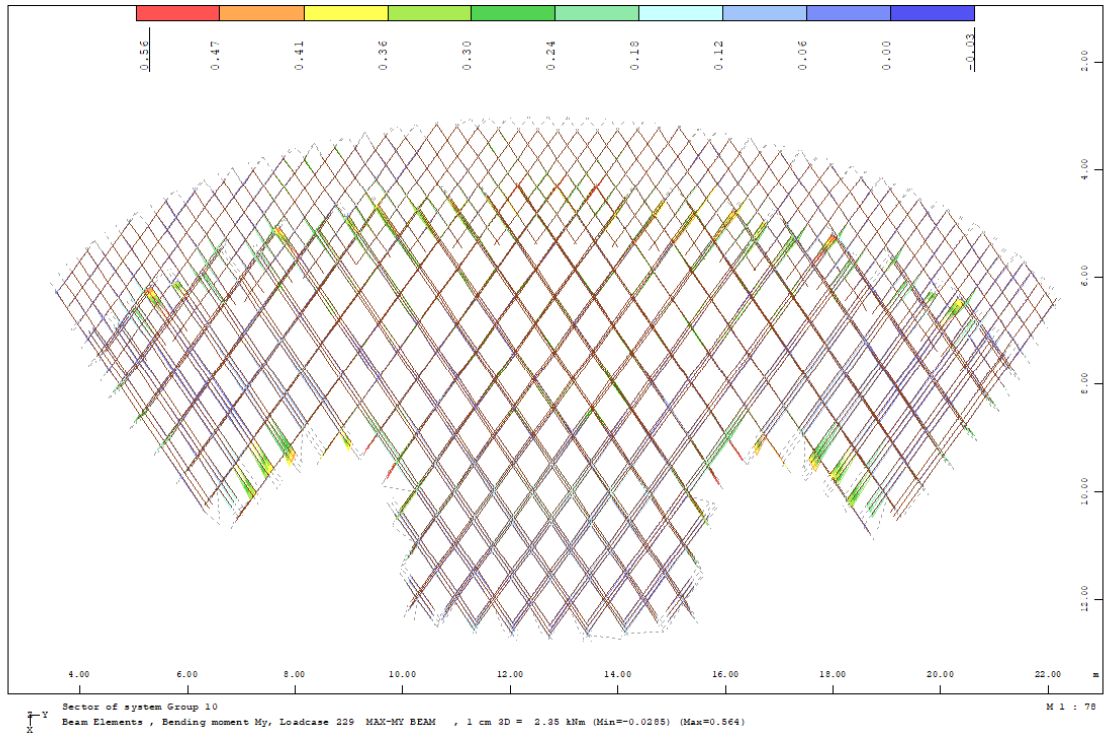
內力：



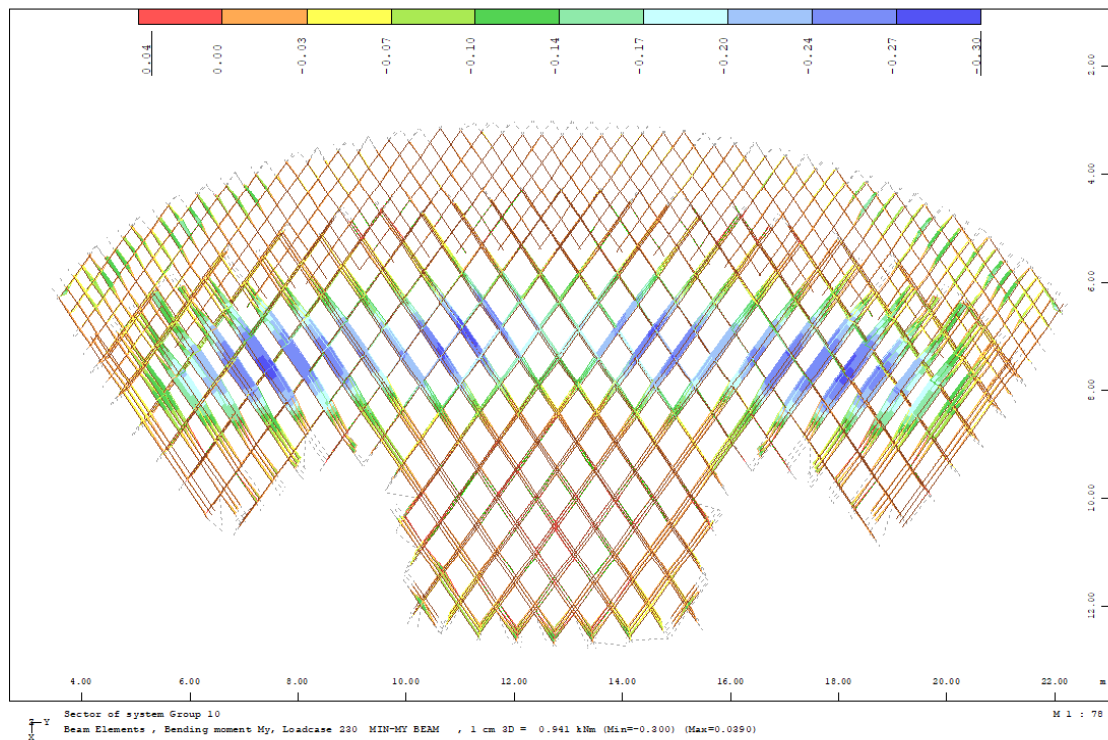
圖十一.19 最大軸力 N [kN]



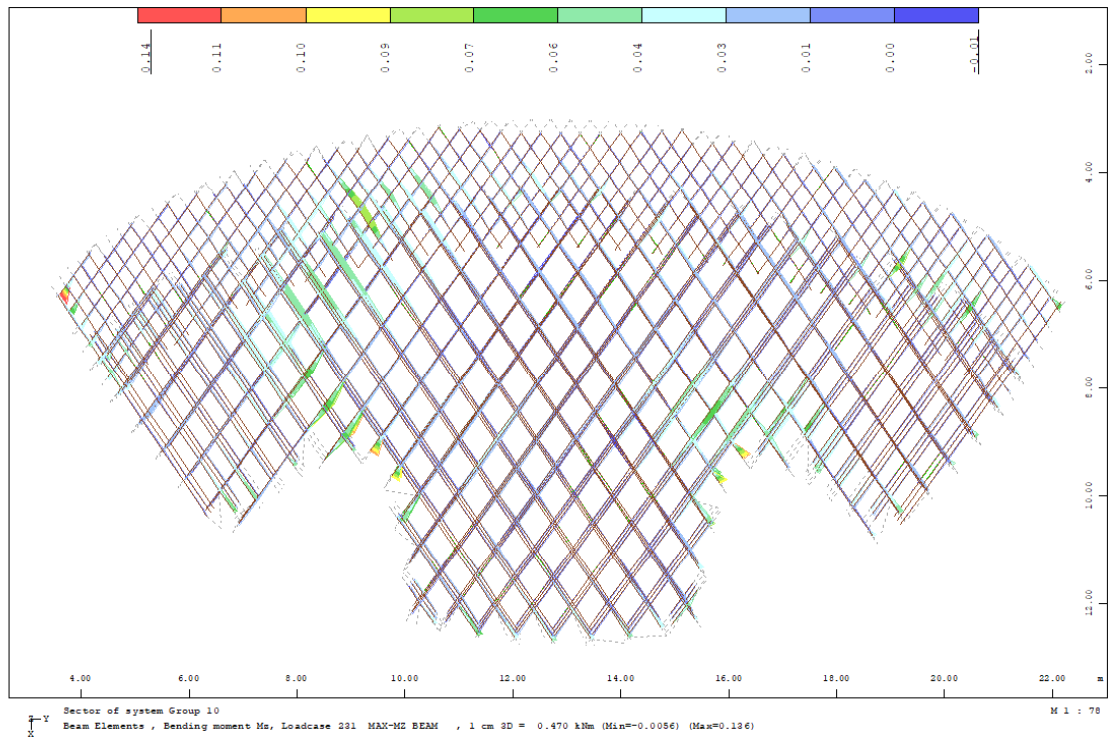
圖十一.20 最小軸力 N [kN]



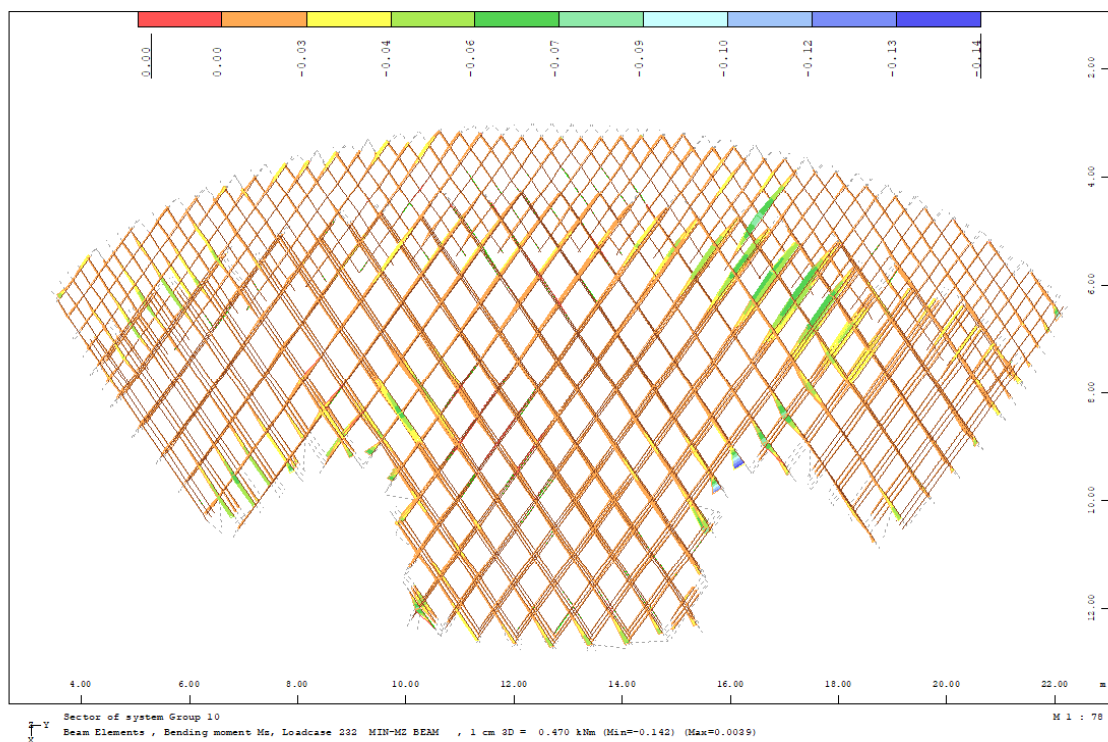
圖十一.21 最大彎矩 MY [kNm]



圖十一.22 最小彎矩 MY [kNm]



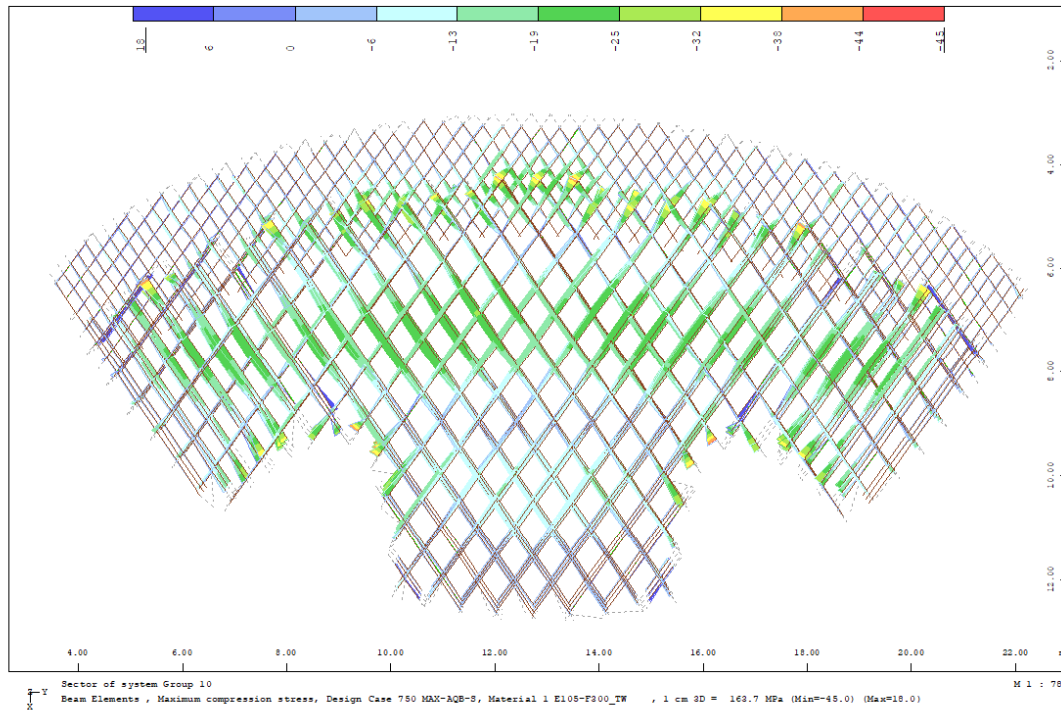
圖十一.23 最大彎矩  $M_Z$  [kNm]



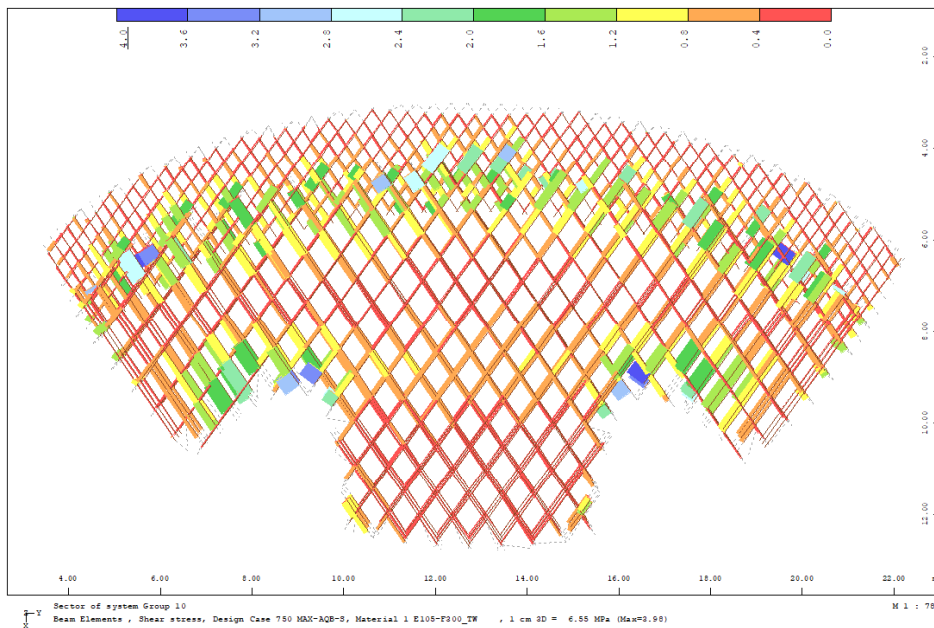
圖十一.24 最小彎矩  $M_Z$  [kNm]

**應力**





圖十一.25 最大軸應力  $\sigma_n = 45 < \sigma_{Rd} = 65$  [MPa] O.K.



圖十一.26 最大剪應力  $\tau = 4.0 < \tau_{Rd} = 6.2$  [MPa] O.K.

**檢核：**

竹管(平均斷面為 65x6 最小斷面為 60x5)，每根桿件皆對所有極限設計法之載重組合逐一檢驗，此處僅列利用率為最大者之計算結果。

桿件內力

$$N_d = -2,8 \text{ [kN]}$$

$$V_y = -0,03 \text{ [kN]}$$

$V_z$	=	0,75	[kN]
$M_t$	=	0,01	[kNm]
$M_y$	=	0,5	[kNm]
$M_z$	=	-0,03	[kNm]
$N_{cd}$	=	2,8	[kN]
$N_{td}$	=	0	[kN]
$M_d=(M_y^2+M_z^2)^{0,5}$	=	0,50	[kNm]
$V_d=(V_y^2+V_z^2)^{0,5}$	=	0,75	[kN]
$L$	=	0,68	[m]

檢核

Check of combined axial and flexural loads

1)  $N_{tRd}$ ,  $N_{cRd}$

$D=D_{min}$	=	60	[mm]
$T=T_{min}$	=	5	[mm]
$A_{min}=\pi/4 (D^2-(D-T)^2)$	=	864	[mm <sup>2</sup> ]
$F_t=F_{ti,LRFD}$	=	65	[N/mm <sup>2</sup> ]
$N_{tRd}=F_t A_{min}$	=	56	[kN]
$F_c=F_{ci,LRFD}$	=	65	[N/mm <sup>2</sup> ]
$P_c=F_c A_{min}$	=	56	[kN]
$\phi_s=\phi_{s,LRFD}$	=	1,0	[-]
$E_k$	=	9000	[N/mm <sup>2</sup> ]
$C_{DE}$	=	1,0	[-]
$C_T$	=	1,0	[-]
$E_d=E_k C_{DE} C_T$	=	9000,0	[N/mm <sup>2</sup> ]
$D=D_{min}$	=	60	[mm]
$T=T_{min}$	=	5	[mm]
$I=I_{min}=\pi/64 (D^4-(D-2T)^4)$	=	329376	[mm <sup>4</sup> ]
$K$	=	1,1	[-]
$b_{max}/L$	=	0,013	[-]
$b_0=\min(b_{max}/L;0,02)$	=	0,013	[-]
$C_{bow}=1-(b_0/0,02)$	=	0,38	[-]
$P_e=\phi_s\pi^2 E_d I C_{bow}/(KL)^2$	=	19	[kN]
$c$	=	0,8	[-]
$a=(P_c+P_e)/2/c$	=	47	[kN]
$N_{cRd}=a - (a^2 - P_c P_e/c)^{0,5}$	=	18	[kN]

2)  $M_{Rd}$

$S=S_{min}=I_{min}/(D/2)$	=	10979	[mm <sup>3</sup> ]
$f_m=f_{m,LRFD}$	=	65	[N/mm <sup>2</sup> ]

$$M_{Rd} = f_m S = 0,71 \quad [-]$$

3) Utilization

$$B = 1 / (1 - N_{cd} / P_e) = 1,2 \quad [-]$$

$$N_{td} / N_{tRd} = 0,00 \quad [-]$$

$$N_{cd} / N_{cRd} = 0,16 \quad [-]$$

$$M_d / M_{Rd} = 0,7 \quad [-]$$

$$c_t = N_{td} / N_{tRd} + M_d / M_{Rd} = 0,70 \quad [-]$$

$$c_c = N_{cd} / N_{cRd} + B M_d / M_{Rd} = 0,98 \quad [-]$$

$$c_n = \max(c_t; c_c) = 0,98 \quad [-]$$

Check of lateral restraint

$$F_{resc} = 1 \quad [\text{kN}]$$

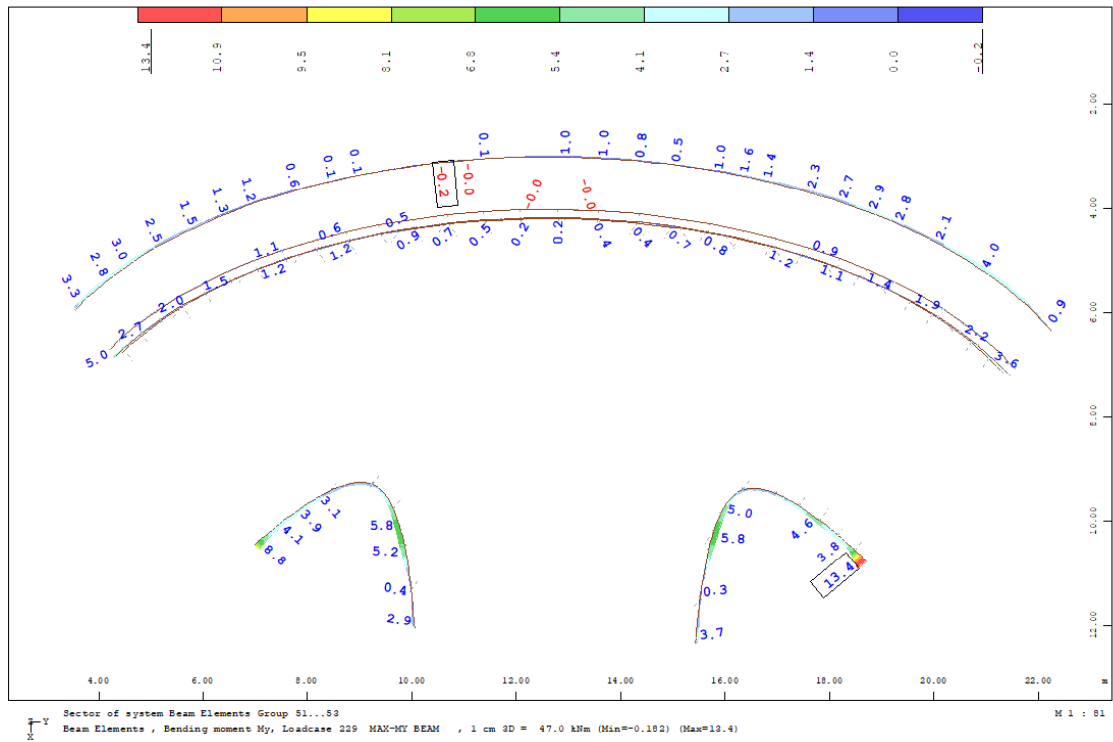
$$P_u = N_{cRd} = 18 \quad [\text{kN}]$$

$$P_u / C_{bow} * 0,01 = 0,47 \quad [\text{kN}]$$

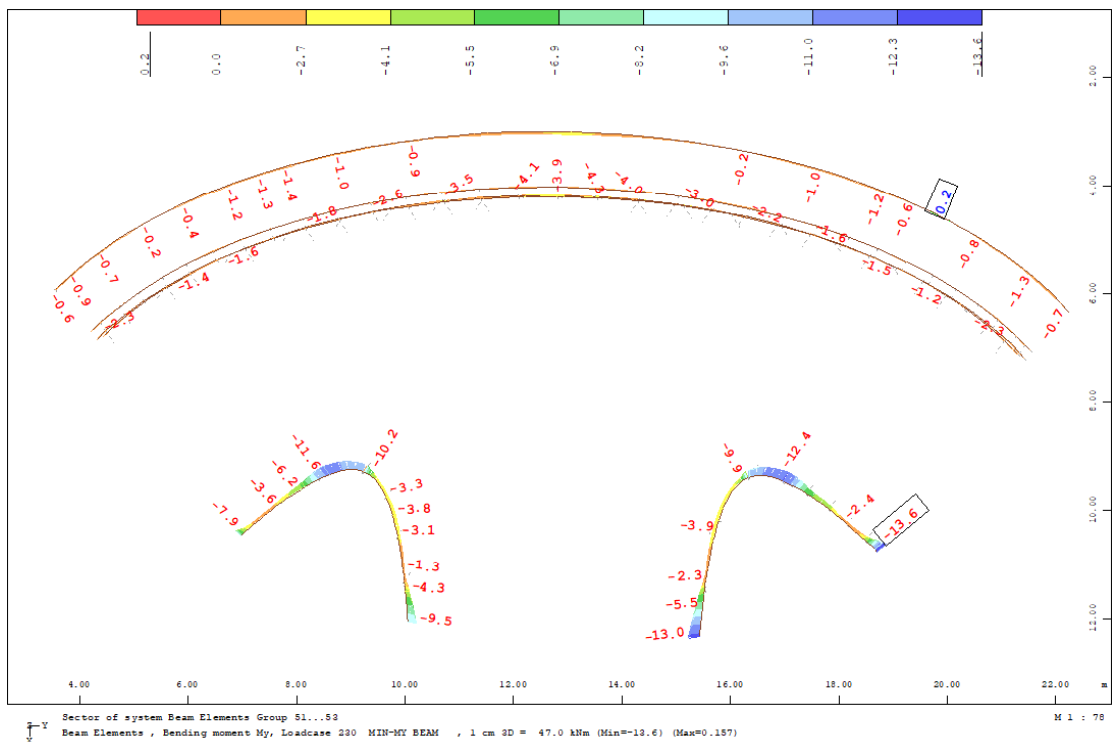
$$F_{resc} \geq P_u / C_{bow} * 0,01 \rightarrow \text{O.K.}$$

要確保鐵絲之束制力大於 1.0 [kN]。

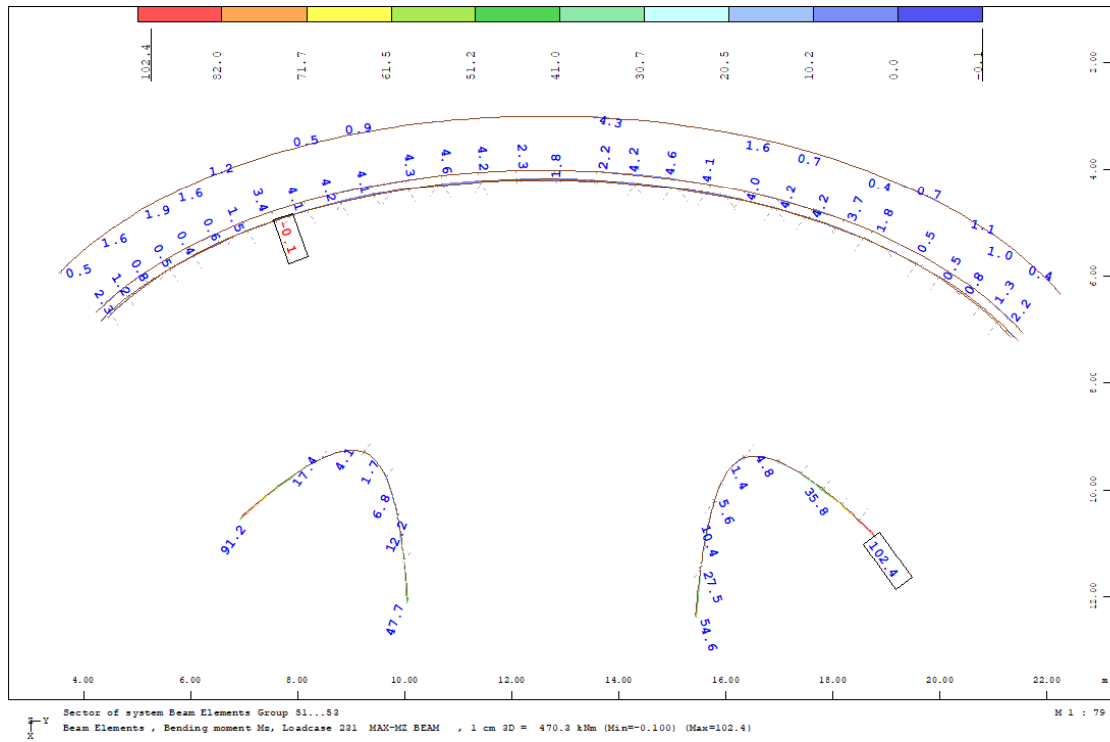




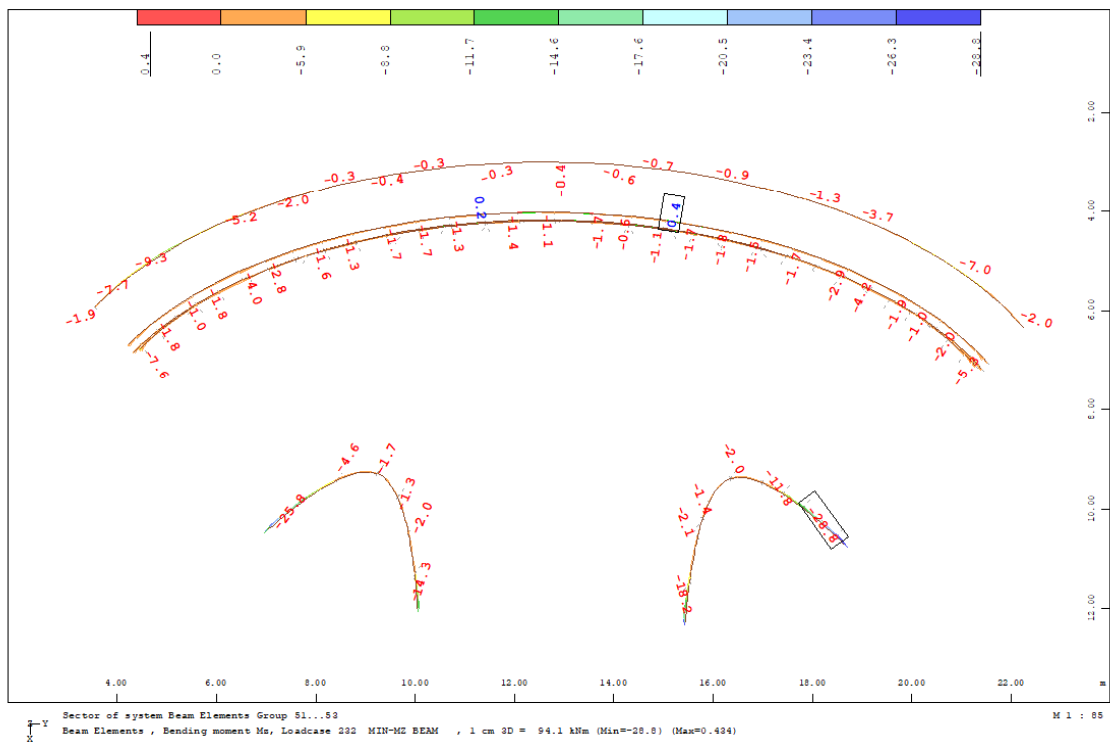
圖十一.29 最大彎矩 MY [kNm]



圖十一.30 最小彎矩 MY [kNm]

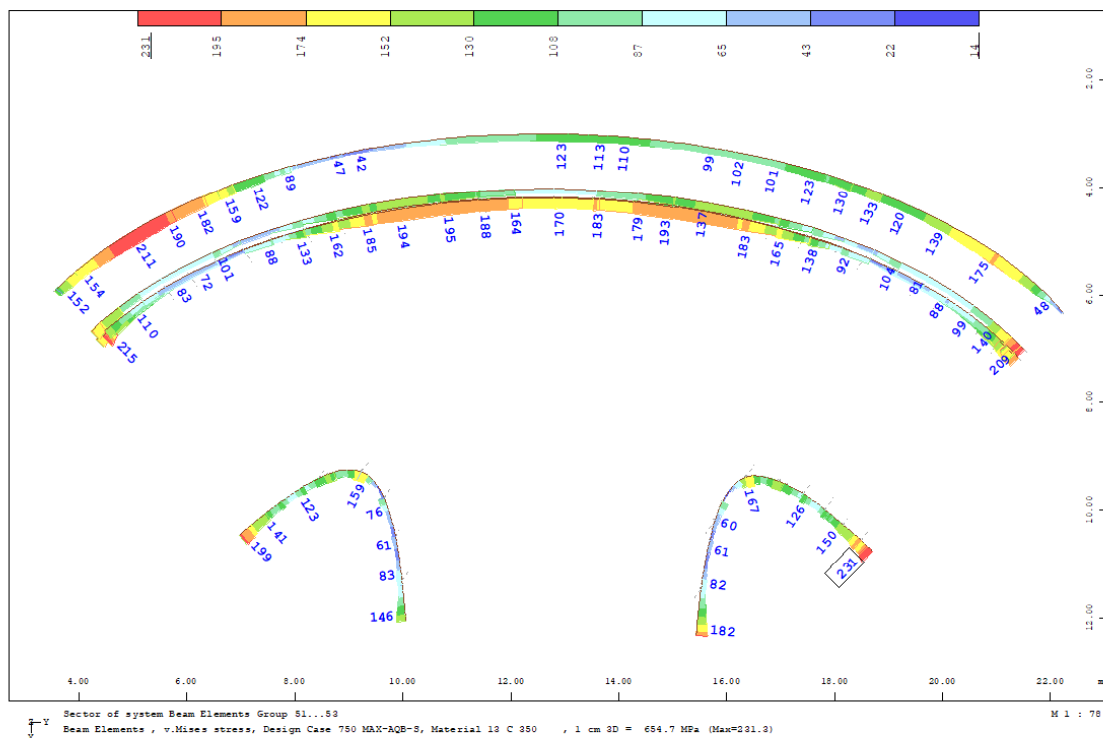


圖十一.31 最大彎矩 MZ [kNm]



圖十一.32 最小彎矩 MZ [kNm]

**應力：**



圖十一.33 最大等效應力  $\sigma_v = 215 < \sigma_{Rd} = 350$  [MPa], O.K.

**檢核：**

(1) 組合拱之鋼圓管 114.3x6 (CS 51)

每根桿件皆對所有極限設計法之載重組合逐一檢驗，此處僅列利用率為最大者之計算結果。

**斷面條件和桿件約束條件**

D_diameter	=	114	[mm]
t_thickness	=	6	[mm]
L (longest unbraced length)	=	1000	[mm]
Factor K	=	1,0	[mm]
Effectiv Length KL	=	1000	[mm]

**材料性質**

$F_{y,C350}$	=	350	[N/mm <sup>2</sup> ]
E	=	210000	[N/mm <sup>2</sup> ]

**斷面性質**

Area Properties

I	=	2977287	[mm <sup>4</sup> ]
A	=	2036	[mm <sup>2</sup> ]
S <sub>el</sub>	=	52233	[mm <sup>3</sup> ]
S <sub>pl</sub>	=	70056	[mm <sup>3</sup> ]

r	= 38	[mm]
<u>Section Slenderness</u>		
D/t	= 19,0	[-]
$\lambda_{r,comp}=0,11*(E/Fy)$	= 63,8	[-]
$\lambda_{p,flec}=0,07*(E/Fy)$	= 40,6	[-]
$\lambda_{r,flec}=0,31*(E/Fy)$	= 179,7	[-]
<u>Overall Slenderness</u>		
KL/r	= 26	[-]
<b>桿件內力</b>		
N	= -257,7	[kN]
$Vy= Vy $	= 13,37	[kN]
$Vz= Vz $	= 20,68	[kN]
$Mt= Mt $	= 4,56	[kNm]
My	= -2,79	[kNm]
Mz	= -6,67	[kNm]
N_Comp.	= 257,7	[kN]
N_Tens.	= 0	[kN]
$Vr=(Vy^2+Vz^2)^{0,5}$	= 25	[kN]
$Mr=(My^2+Mz^2)^{0,5}$	= 7	[kNm]
<b>檢核</b>		
<u>Tension Strength</u>		
$Pn=Fy*A$	= 713	[kN]
$\phi$	= 0,9	
$Pc\_Tension$	= 641	[kN]
<u>Compression Strength</u>		
$4,71(E/Fy)^{0,5}$	= 115	
KL/r	= 26	$<4,71(E/Fy)^{0,5}$
$Fe=pi^2*E/(KL/r)^2$	= 3031	[N/mm <sup>2</sup> ]
$Fcr=Fy*0,658^(Fy/Fe)$	= 329	[N/mm <sup>2</sup> ]
$\phi_c$	= 0,9	
$Pc=A*\phi_c*Fcr$	= 603	[kN]
<u>Moment Capacity (noncompact)</u>		
$Mn=SpI*Fy$	= 24	[kNm]
$Mn=Sel*(Fy+0,021*E/(D/t))$	= 30	[kNm]
$\phi_b$	= 0,9	
$Mc=\phi_b*\min Mn$	= 22	[kNm]
<u>Shear Capacity in z- Direction</u>		
$Fcr=0,6Fy$ if $D/t < 100$	= 210	[N/mm <sup>2</sup> ]
Ag	= 2036	[mm <sup>2</sup> ]
Vn	= 214	[kN]
$\phi$	= 0,9	
$\phi Vn$	= 192	[kN]
<u>Torsion Capacity</u>		
$Fcr=0,6Fy$	= 210	[N/mm <sup>2</sup> ]



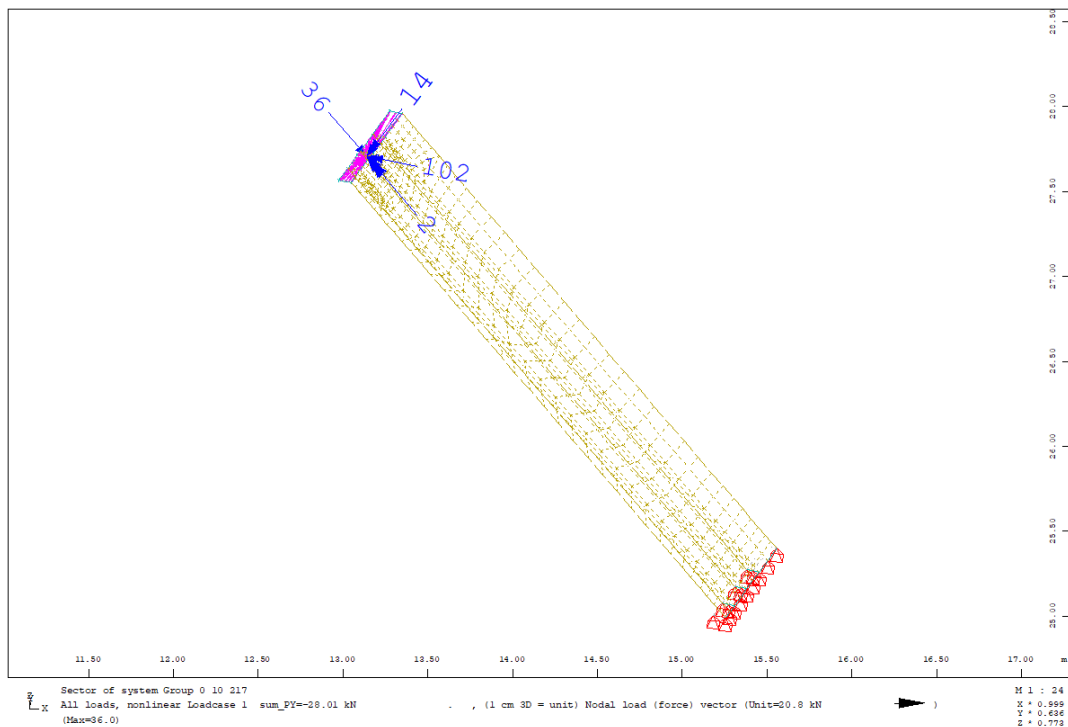
C	=	109931	[mm <sup>3</sup> ]
φ	=	0,9	
Tn	=	23	[kN]
φTn	=	21	[kN]

Combined Torsion, Shear, Flexure and Axial Force

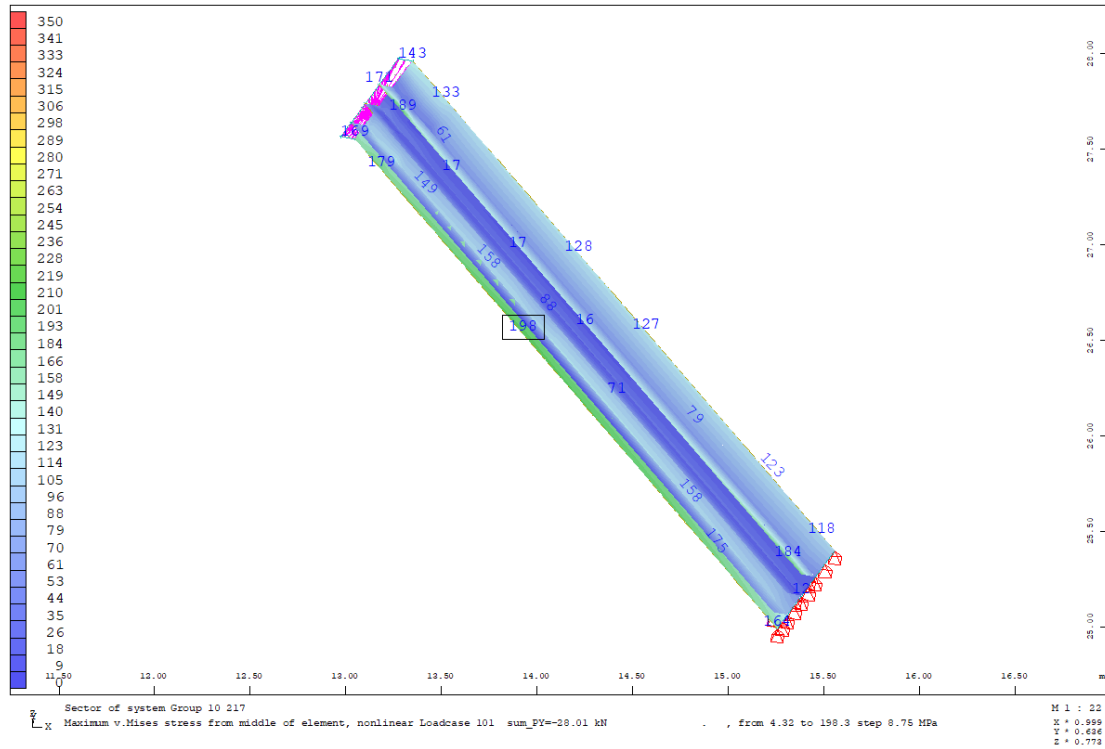
Pr/Pc_comp	=	0,43	[-]
Pr/Pc_tens	=	0,00	[-]
Pr/Pc=max{Pr/Pc_comp; Pr/Pc_tens}	=	0,43	[-]
Mr/Mc	=	0,33	[-]
Pr/Pc+Mr/Mc	=	0,76	[-]
Vr/Vc	=	0,13	[-]
T <sub>r</sub> /T <sub>c</sub>	=	0,22	[-]
Vr/Vc+T <sub>r</sub> /T <sub>c</sub>	=	0,35	[-]

(2) 組合斷面

本組合斷面特殊，難以用規範進行穩定性檢驗。故此處以殼元素建立一模型並施以該構件在整體模型中之最大受力狀況 (N=-36kN, MY=14kNm, MZ=102kNm) 以檢驗此種斷面之穩定性。該模型長4m，為該組合斷面梁從基礎版至最高點之曲線長度，模擬方法考量幾何非線性效應，過程中觀察計算有無發散現象。結果顯示，非線性計算穩定收斂，各版構件無挫屈現象。



圖十一.34 殼單元建立之模型與所施之載重



圖十一.35 最大等效應力  $\sigma_V = 196 < \sigma_{Rd} = 350$  [MPa] O.K.

### (3) T 型斷面 (CS 53)

每根桿件皆對所有極限設計法之載重組合逐一檢驗，此處僅列利用率為最大者之計算結果。

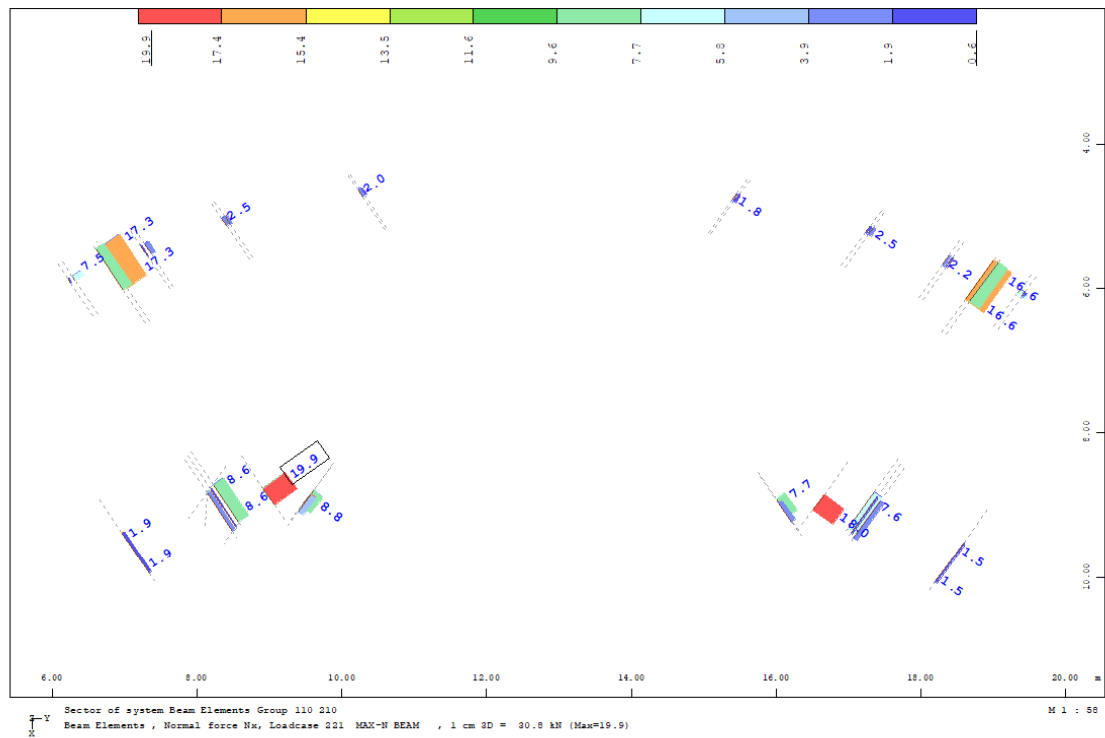
#### 斷面性質

A	=	3000	[mm <sup>2</sup> ]
I <sub>x</sub>	=	2866667	[mm <sup>4</sup> ]
I <sub>y</sub>	=	407	[mm <sup>4</sup> ]
J	=	96667	[mm <sup>4</sup> ]
y <sub>p</sub>	=	8	[mm]
S <sub>x min</sub>	=	33077	[mm <sup>3</sup> ]
S <sub>x max</sub>	=	122857	[mm <sup>3</sup> ]
S <sub>y</sub>	=	66750	[mm <sup>3</sup> ]
r <sub>x</sub>	=	31	[mm]
r <sub>y</sub>	=	47	[mm]
Z <sub>x</sub>	=	58750	[mm <sup>3</sup> ]
Z <sub>y</sub>	=	102500	[mm <sup>3</sup> ]
Flange	=	non compact	[-]
Web	=	non compact	[-]
材料性質			
F <sub>y,C350</sub>	=	350	[N/mm <sup>2</sup> ]
桿件內力			

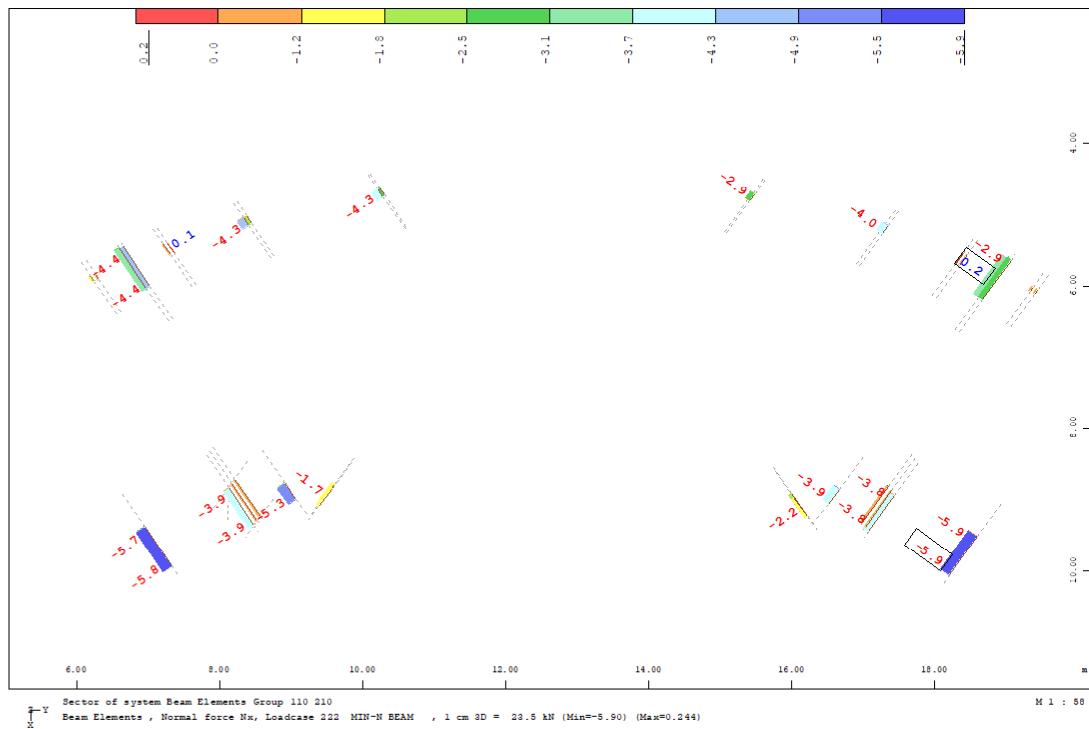
Pr	=	44,6	[kN]
Mry	=	7,6	[kNm]
Mrz	=	3,2	[kNm]
<b>檢核</b>			
<u>Flexural Resistance</u>			
Buckling Length			
Weak axis:	=	1000	[mm]
Strong Axis:	=	1000	[mm]
Strong Axis bBending_Limit State			
Mpy_plastic bending moment	=	11,4	[kNm]
Mcr_lateral torsional critical moment	=	70,8	[kNm]
Mcr_flangelocal buckling	=	41,6	[kNm]
Weak Axis Bending_Limit State			
Mpz_plastic bending moment	=	34,5	[kNm]
<u>Axial Compression</u>			
<u>Resistance</u>			
Pn_torsional and flexural critical buckling load	=	895,1	[kN]
<u>Axial Tension Resistance</u>			
Pn_yielding	=	1034,2	[kN]
Mcy	=	10,3	[kNm]
Mcz	=	31,1	[kNm]
Pc_comp	=	805,6	[kN]
Pc_tens	=	930,8	[kN]
<u>Utilization</u>			
Pr/Pc	=	0,06	[-]
c1 = Pr/Pc+8/9*(Mry/Mcy+Mrz/Mcz), for Pr/Pc ≥ 0.2	=	0,81	[-]
c2 = Pr/(2Pc)+(Mry/Mcy+Mrz/Mcz), for Pr/Pc < 0.2	=	0,88	[-]
Eq. 2) governs.			

### 11.5.3 加強圓鋼管

內力：

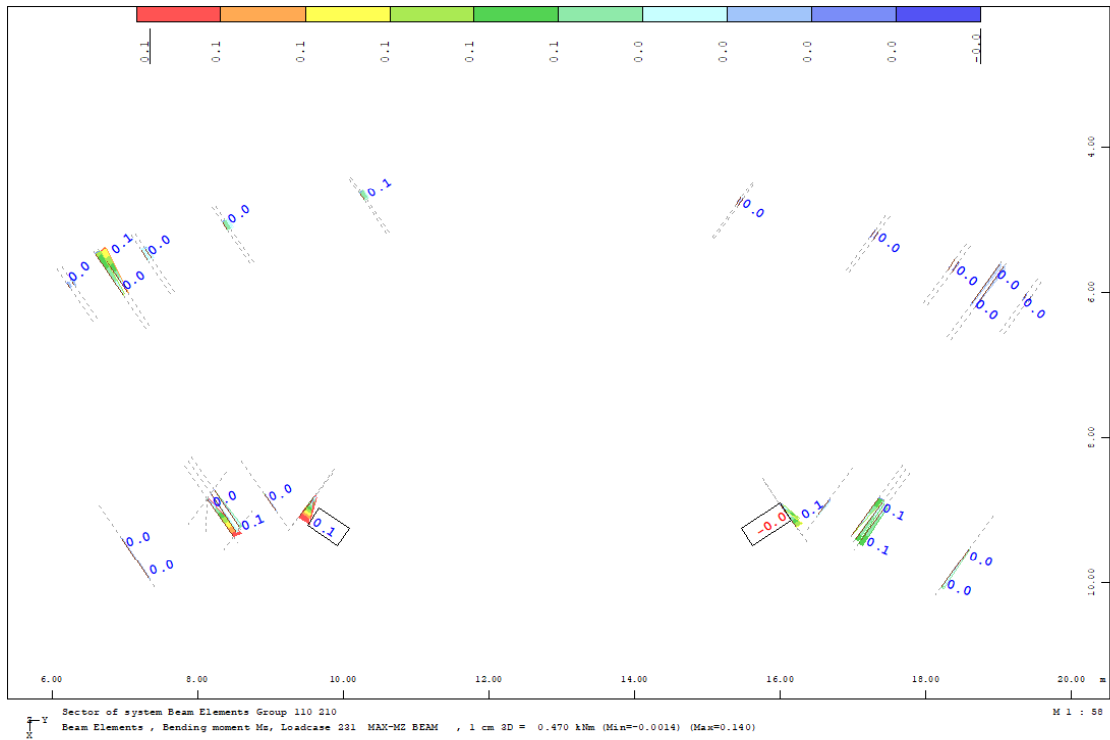


圖十一.36 最大軸力 N [kN]

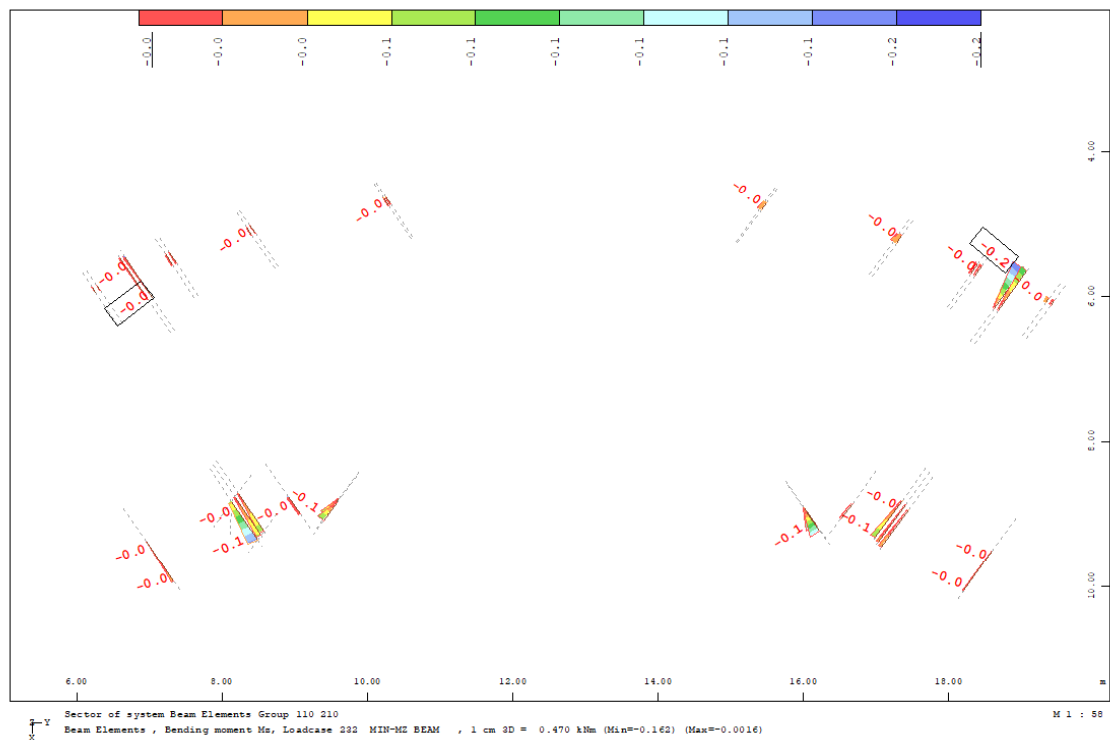


圖十一.37 最小軸力 N [kN]



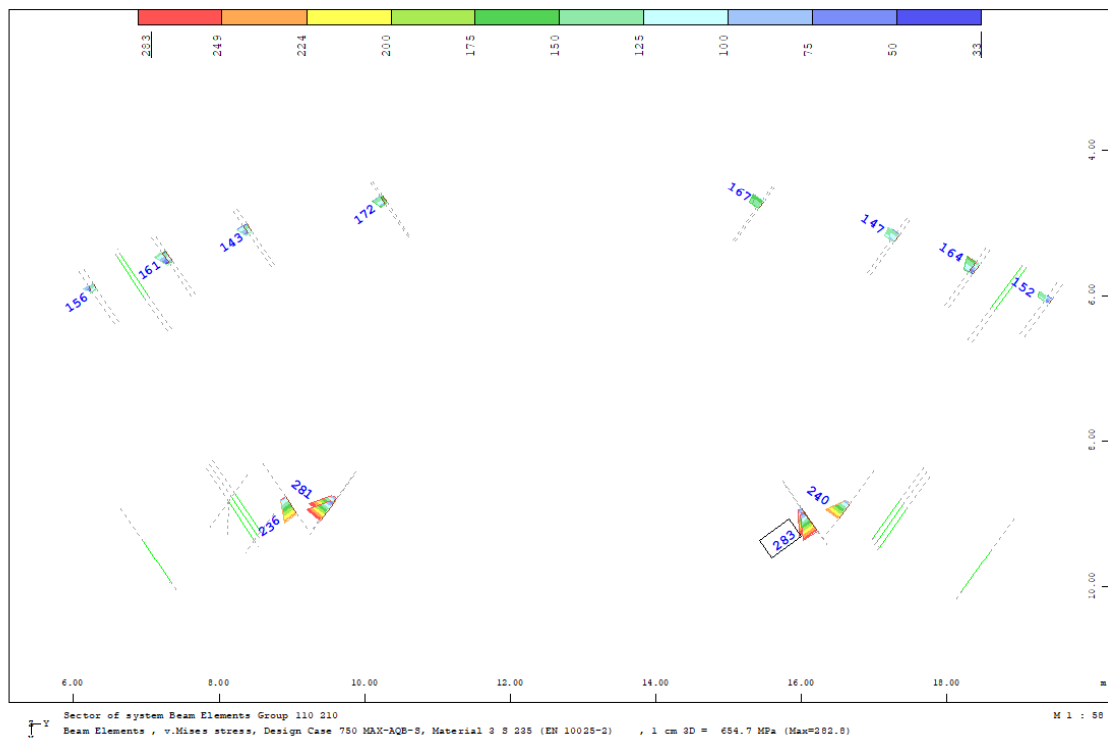


圖十一.40 最大彎矩 MZ [kNm]



圖十一.41 最小彎矩 MZ [kNm]

**應力：**



圖十一.42 最大等效應力  $\sigma_v = 283 < \sigma_{Rd} = 350$  [MPa] O.K.

**檢核：**

(1) 加強圓管 42.7x2.3

每根桿件皆對所有極限設計法之載重組合逐一檢驗，此處僅列利用率為最大者之計算結果。

**斷面定義和桿件約束條件**

D_diameter	=	42	[mm]
t_thickness	=	2,3	[mm]
L (longest unbraced length)	=	1000	[mm]
Factor K	=	1,0	[mm]
Effectiv Length KL	=	1000	[mm]

**材料性質**

$F_{y,350}$	=	350	[N/mm <sup>2</sup> ]
E	=	210000	[N/mm <sup>2</sup> ]

**斷面性質**

Area Properties

I	=	56704	[mm <sup>4</sup> ]
A	=	287	[mm <sup>2</sup> ]
$S_{el}$	=	2700	[mm <sup>3</sup> ]
$S_{pl}$	=	3629	[mm <sup>3</sup> ]

r	= 14	[mm]
<u>Section Slenderness</u>		
D/t	= 18,3	[-]
$\lambda_{r,comp}=0,11*(E/Fy)$	= 63,8	[-]
$\lambda_{p,flec}=0,07*(E/Fy)$	= 40,6	[-]
$\lambda_{r,flec}=0,31*(E/Fy)$	= 179,7	[-]
<u>Overall Slenderness</u>		
KL/r	= 71	[-]
<b>桿件内力</b>		
N	= 8,8	[kN]
$Vy= Vy $	= 0,25	[kN]
$Vz= Vz $	= 1,64	[kN]
$Mt= Mt $	= 0,01	[kNm]
My	= 0,69	[kNm]
Mz	= 0,11	[kNm]
N_Comp.	= 0	[kN]
N_Tens.	= 8,8	[kN]
$Vr=(Vy^2+Vz^2)^{0,5}$	= 2	[kN]
$Mr=(My^2+Mz^2)^{0,5}$	= 1	[kNm]
<b>檢核</b>		
<u>Tension Strength</u>		
$Pn=Fy*A$	= 100	[kN]
$\phi$	= 0,9	
$Pc\_Tension$	= 90	[kN]
<u>Compression Strength</u>		
$4,71(E/Fy)^{0,5}$	= 115	
KL/r	= 71	$<4,71(E/Fy)^{0,5}$
$Fe=pi^2*E/(KL/r)^2$	= 410	[N/mm2]
$Fcr=Fy*0,658^(Fy/Fe)$	= 243	[N/mm2]
$\phi_c$	= 0,9	
$Pc=A*\phi_c*Fcr$	= 63	[kN]
<u>Moment Capacity (noncompact)</u>		
$Mn=SpI*Fy$	= 1	[kNm]
$Mn=Sel*(Fy+0,021*E/(D/t))$	= 2	[kNm]
$\phi_b$	= 0,9	
$Mc=\phi_b*\min Mn$	= 1	[kNm]
<u>Shear Capacity in z- Direction</u>		
$Fcr=0,6Fy$ if $D/t < 100$	= 210	[N/mm2]
Ag	= 287	[mm2]
Vn	= 30	[kN]
$\phi$	= 0,9	
$\phi Vn$	= 27	[kN]
<u>Torsion Capacity</u>		
$Fcr=0,6Fy$	= 210	[N/mm2]



C	=	5694	[mm <sup>3</sup> ]
$\phi$	=	0,9	
T <sub>n</sub>	=	1	[kN]
$\phi T_n$	=	1	[kN]
<u>Combined Torsion, Shear, Flexure and Axial Force</u>			
Pr/Pc_comp	=	0,00	[-]
Pr/Pc_tens	=	0,10	[-]
Pr/Pc=max {Pr/Pc_comp; Pr/Pc_tens}	=	0,10	[-]
M <sub>r</sub> /M <sub>c</sub>	=	0,62	[-]
Pr/Pc+M <sub>r</sub> /M <sub>c</sub>	=	0,72	[-]
V <sub>r</sub> /V <sub>c</sub>	=	0,06	[-]
T <sub>r</sub> /T <sub>c</sub>	=	0,01	[-]
V <sub>r</sub> /V <sub>c</sub> +T <sub>r</sub> /T <sub>c</sub>	=	0,07	[-]

(2) 加強圓管 42.7x3.0

每根桿件皆對所有極限設計法之載重組合逐一檢驗，此處僅列處利用率為最大者之計算結果。

**斷面定義和桿件約束條件**

D_diameter	=	42,7	[mm]
t_thickness	=	3	[mm]
L (longest unbraced length)	=	1000	[mm]
Factor K	=	1,0	[mm]
Effectiv Length KL	=	1000	[mm]

**材料性質**

F <sub>y,C350</sub>	=	350	[N/mm <sup>2</sup> ]
E	=	210000	[N/mm <sup>2</sup> ]

**斷面性質**

Area Properties

I	=	74135	[mm <sup>4</sup> ]
A	=	374	[mm <sup>2</sup> ]
S <sub>el</sub>	=	3472	[mm <sup>3</sup> ]
S <sub>pl</sub>	=	4737	[mm <sup>3</sup> ]
r	=	14	[mm]

Section Slenderness

D/t	=	14,2	[-]
$\lambda_{r,comp}=0,11*(E/F_y)$	=	63,8	[-]
$\lambda_{p,flec}=0,07*(E/F_y)$	=	40,6	[-]
$\lambda_{r,flec}=0,31*(E/F_y)$	=	179,7	[-]

Overall Slenderness

KL/r	=	71	[-]
------	---	----	-----

## 桿件内力

N	=	7,6	[kN]
$V_y= V_y $	=	0,24	[kN]
$V_z= V_z $	=	1,66	[kN]
$M_t= M_t $	=	0,01	[kNm]
$M_y$	=	1,1	[kNm]
$M_z$	=	-0,08	[kNm]
N_Comp.	=	0	[kN]
N_Tens.	=	7,6	[kN]
$V_r=(V_y^2+V_z^2)^{0,5}$	=	2	[kN]
$M_r=(M_y^2+M_z^2)^{0,5}$	=	1	[kNm]

## 檢核

### Tension Strength

$P_n=F_y \cdot A$	=	131	[kN]
$\phi$	=	0,9	
$P_c$ _Tension	=	118	[kN]

### Compression Strength

$4,71(E/F_y)^{0,5}$	=	115	
$KL/r$	=	71	$<4,71(E/F_y)^{0,5}$
$F_e=\pi^2 E/(KL/r)^2$	=	411	[N/mm <sup>2</sup> ]
$F_{cr}=F_y \cdot 0,658^{(F_y/F_e)}$	=	243	[N/mm <sup>2</sup> ]
$\phi_c$	=	0,9	
$P_c=A \cdot \phi_c \cdot F_{cr}$	=	82	[kN]

### Moment Capacity (noncompact)

$M_n=S_{pl} \cdot F_y$	=	2	[kNm]
$M_n=S_{el} \cdot (F_y+0,021 \cdot E/(D/t))$	=	2	[kNm]
$\phi_b$	=	0,9	
$M_c=\phi_b \cdot \min M_n$	=	1	[kNm]

### Shear Capacity in z- Direction

$F_{cr}=0,6F_y$ if $D/t < 100$	=	210	[N/mm <sup>2</sup> ]
$A_g$	=	374	[mm <sup>2</sup> ]
$V_n$	=	39	[kN]
$\phi$	=	0,9	
$\phi V_n$	=	35	[kN]

### Torsion Capacity

$F_{cr}=0,6F_y$	=	210	[N/mm <sup>2</sup> ]
$C$	=	7427	[mm <sup>3</sup> ]
$\phi$	=	0,9	
$T_n$	=	2	[kN]
$\phi T_n$	=	1	[kN]

### Combined Torsion, Shear, Flexure and Axial

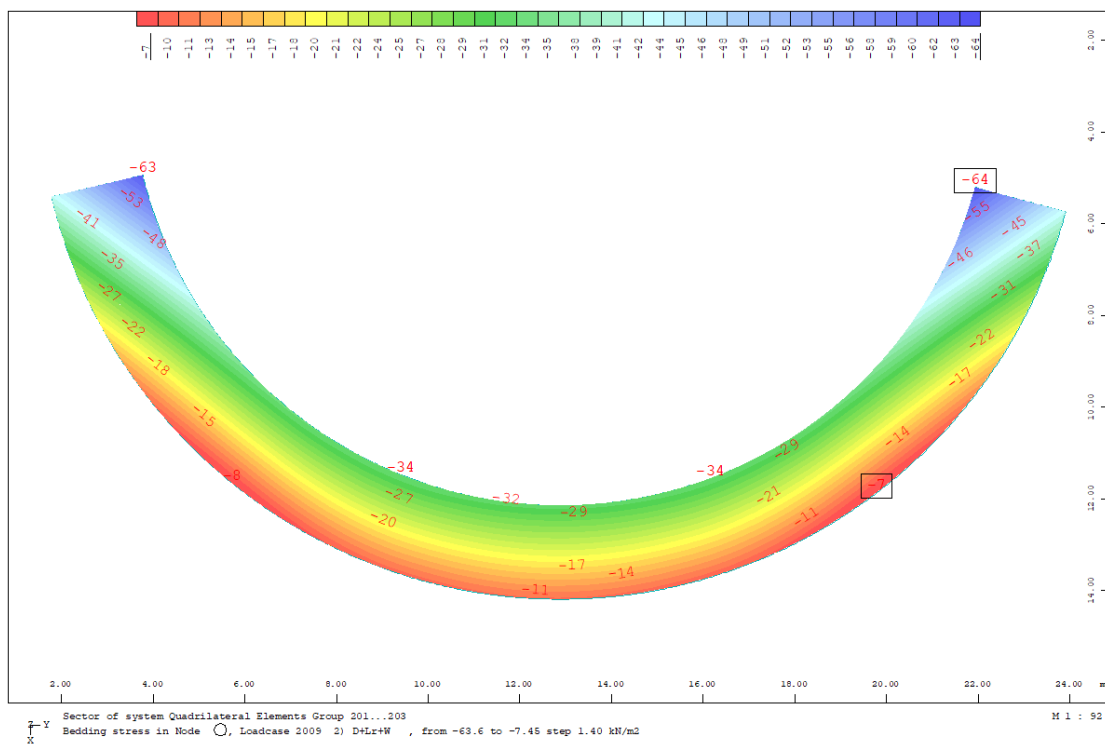
#### Force

$P_r/P_c$ _comp	=	0,00	[-]
$P_r/P_c$ _tens	=	0,06	[-]

$P_r/P_c = \max\{P_r/P_{c\_comp}; P_r/P_{c\_tens}\}$	=	0,06	[-]
$M_r/M_c$	=	0,75	[-]
$P_r/P_c + M_r/M_c$	=	0,81	[-]
$V_r/V_c$	=	0,05	[-]
$T_r/T_c$	=	0,01	[-]
$V_r/V_c + T_r/T_c$	=	0,05	[-]

### 11.6 土壤反力

土壤支撐反力由 Sofistik 直接計算出，各 ASD 載種組合中土壤反力之最大值發生於的載種狀況 LC 2009\_D+Lr+W。

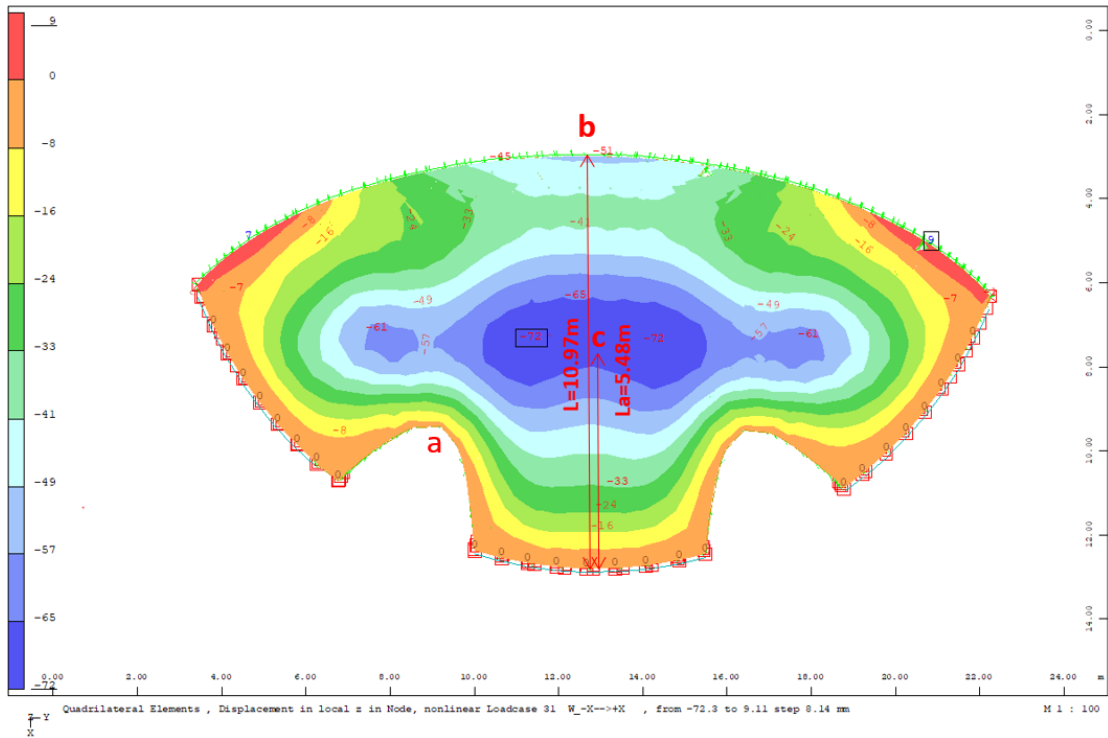


圖十一.43 土壤反力[kN/m<sup>2</sup>]

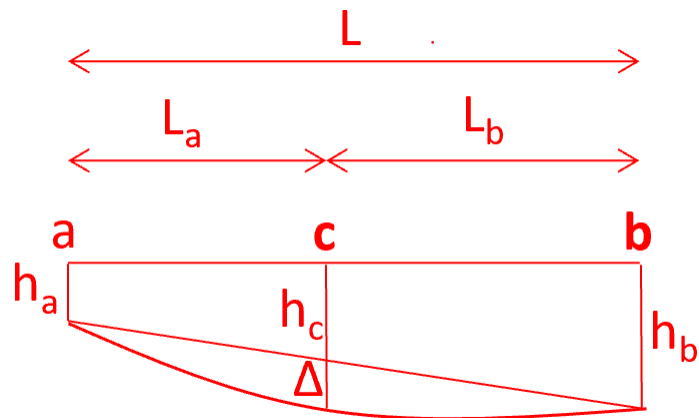
最大土壤反力分為764 [kN/m<sup>2</sup>],其值小於土壤容許乘載力 $Q_a = 204$  [kN/m<sup>2</sup>]。反力皆為壓力，故無傾倒的風險。

### 11.7 變位量之分析

根據各載種狀況之分析結果，屋面變位以正面受風為最關鍵之載重狀況，其對應之變位量/跨度之分析如下。



圖十一.44 正面受風狀況之屋面垂直方向變位量 [mm]



圖十一.45 變位分析示意圖

$$h_c = h_a \cdot L_b / L + h_b \cdot L_a / L = 0 \cdot 5.48 / 10.97 + 51 \cdot 5.48 / 10.97 = 25.5 \text{ mm}$$

$$\Delta = 72 - h_c = 72 - 26 = 46$$

$$\Delta / L = 46 / 10970 = 1 / 238 < 1 / 180, \text{ O.K.}$$

## 11.8 竹接合之分析

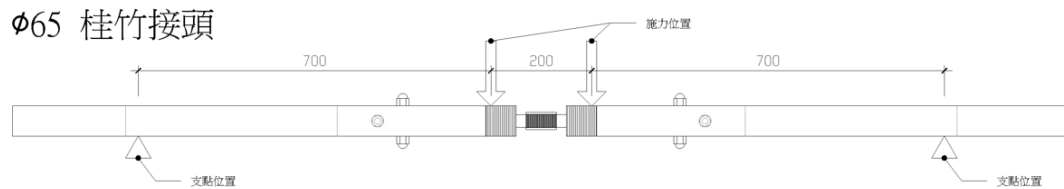
### 11.8.1 竹端接合之分析

#### 極限強度之設定：

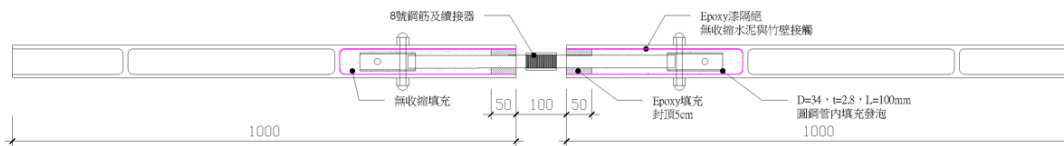
##### (1) 極限彎矩強度

竹端接合之極限彎矩強度在結構計算中之設定是接合末端所使用鋼筋之極限彎矩強度。

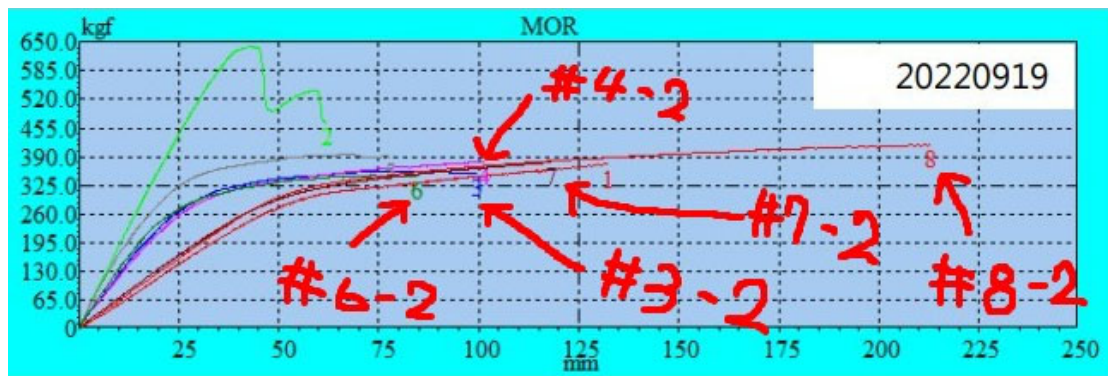
實驗表明，接合被施以彎矩時，破壞發生於鋼筋末端，所以接合之彎矩強度由鋼筋彎矩強度所決定。



圖十一.46 支撐及加載位置



圖十一.47 #8 鋼筋竹端接合圖



圖十一.48 實驗結果(#8-2 號曲線)

表十一.6 實驗結果(8 號曲線)

試驗日期：20220919							
編號	竹種類	直徑 (mm)	搭接形式	填充	位移量 (mm)	最高載重 (kgf)	備註
#8-2	桂竹	65	續接器	無收縮水泥+ Epoxy5公分封頂	212.004	415.85	內部：8號鋼筋

由實驗得知，破壞彎矩強度為： $M=F*L=(415.85*9.8/2)/1000*0.7=1.43$  [kNm] ，  
該值大於#8號鋼筋(420W)之極限彎矩強度： $M_p=1.15$  [kNm] 。



圖十一.49 破壞方式：根據試體外觀與荷載曲線判斷破壞為鋼筋降伏

### (2) 極限抗剪強度

接合之極限剪力強度在結構計算中之設定是，鋼筋與所連接鋼管之極限抗剪強度之較小值，竹管之抗剪強度忽略不計。

### (3) 極限軸力強度

竹端接合之抗拉試體之製作如圖 十一-50所示，其試驗結果如圖 十一-51與

表 十一-7所示。

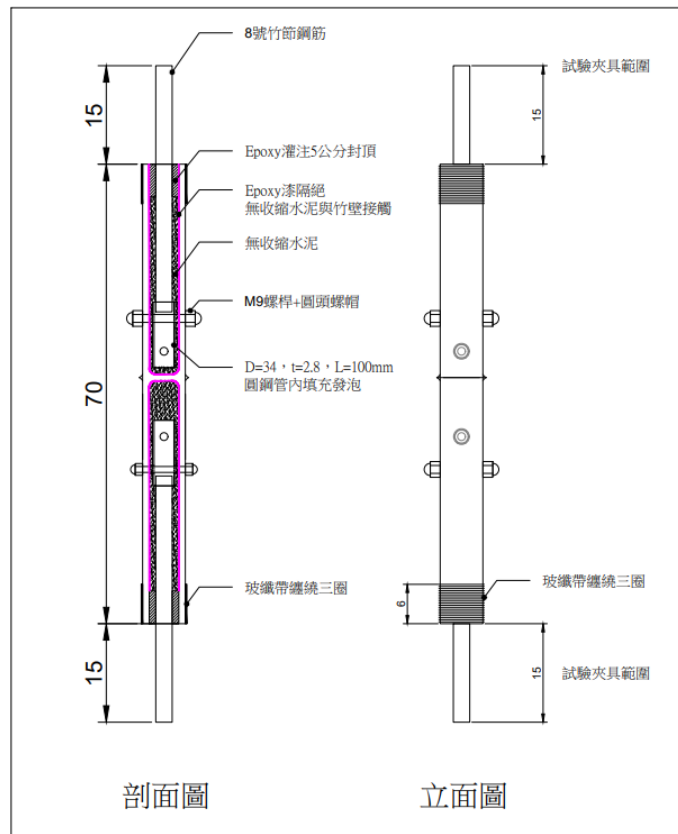


圖 十一-50: #8鋼筋竹端接合抗拉測試之 試體示意圖

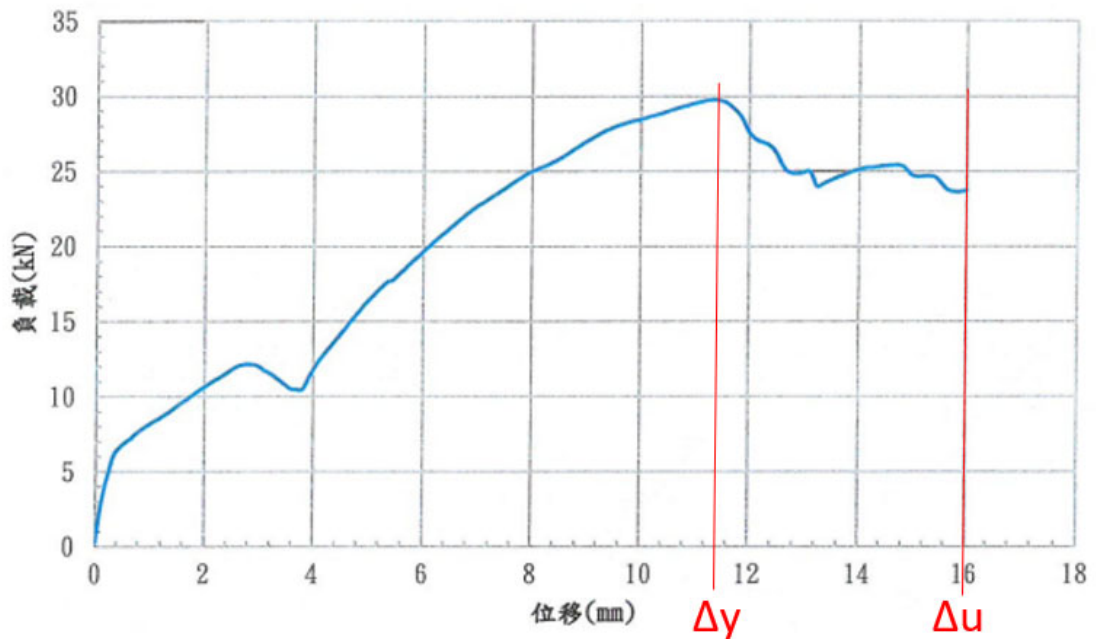


圖 十一-51: 竹端接合抗拉強度試驗結果

表 十一-7: 竹端接合抗拉強度試驗結果

試驗日期：20221012							
編號	竹種類	直徑 (mm)	接頭	固定形式	最大位移量 (mm)	最高抗拉荷重(kN)	備註
A	桂竹	65	#8鋼筋	M9螺桿+螺帽	16	29.8	內部：鋼管D=34.8

表 十一-8: ISO竹構規範之接合安全係數

	$\mu < 1,5$	$1,5 \leq \mu < 4,0$	$\mu \geq 4$
$FS_j$	2,00	1,75	1,50

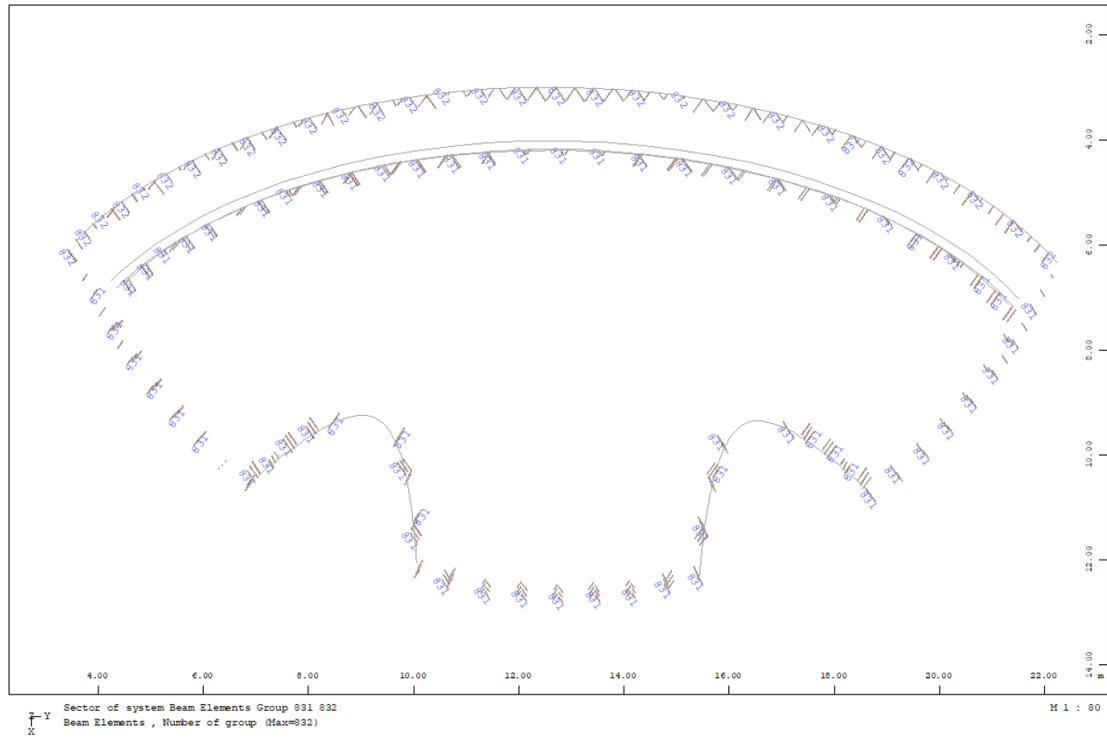
由錯誤! 找不到參照來源。可知，該接合之抗拉破壞強度為29.8 kN，根據ISO竹構造規範，需要將其修正成為特徵值，根據建研所2022之研究報告，孟宗竹之壓應力特徵強度與壓應力破壞強度之比值48/65。由於缺凡桂竹之相關實驗資料，此處假設桂竹之壓應力特徵強度與壓應力破壞強度之比值與孟宗竹之相同。此外，由於接合韌性參數 $\mu = \Delta u / \Delta y = 16 / 11.5 = 1.39$ ，其值小於1.5 (表 十一-8)，故其在極限設計法中之安全係數 $FS_j$ 為2.0。該接合之設計強度計算整理如下：

$$\begin{aligned}
 F_{yk} &= 29.8 * 48 / 65 &= & 22 & \text{[kN]} \\
 C_{DF} \text{ 服務等級2之短期載重} & &= & 0.85 & \text{[-]} \\
 FS_j & &= & 2.0 & \text{[-]} \\
 F_y &= F_{yk} * C_{DF} * 1 / FS_j &= & 9.4 & \text{[kN]}
 \end{aligned}$$

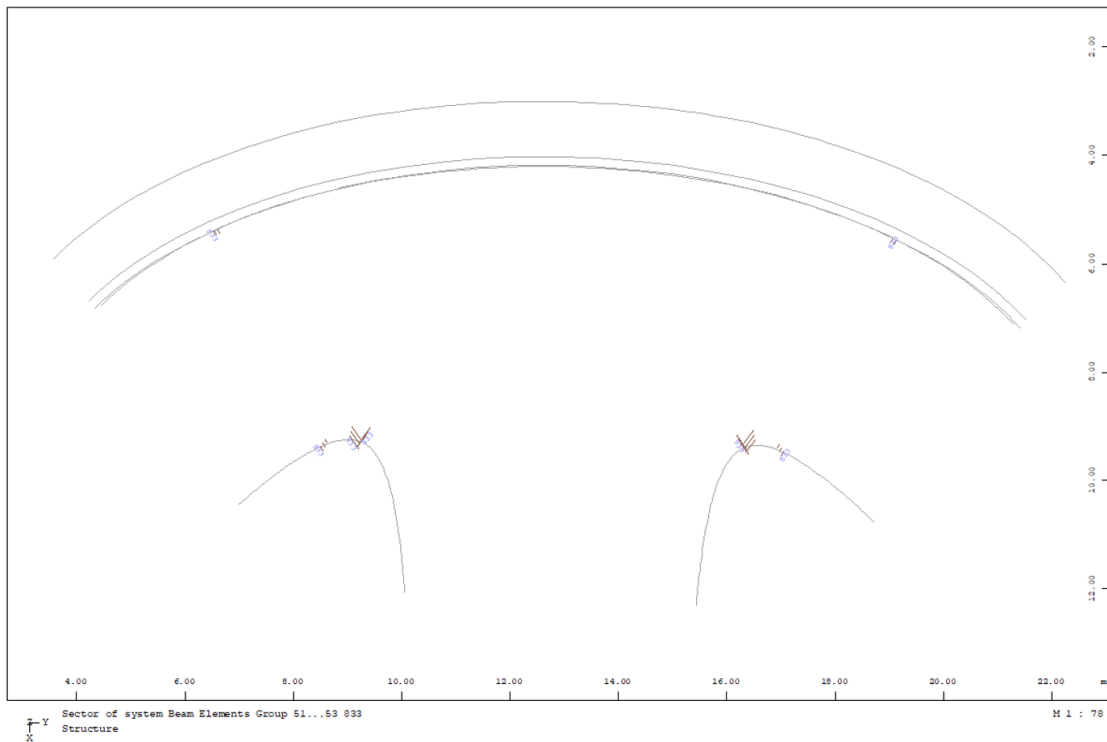
接合種類與分布：

竹端接合有兩種，其所處位置由下圖說明之。





圖十一.52 #8 鋼筋竹端接合位置



圖十一.53 #10 鋼筋竹端接合位置

**檢核：**

(1) 彎矩強度檢核

#8鋼筋竹端接合

每根桿件皆對所有極限設計法之載重組合逐一檢驗，此處僅列利用率為最大者之計算結果：

$$\begin{aligned}
 F_y &= 4200 \text{ [kgf/cm}^2\text{]} \\
 &= 412 \text{ [MPa]} \\
 D &= 25,6 \text{ [mm]} \\
 M_P &= D^3 F_y / 6 = 1,151 \text{ [kNm]} \\
 M_Y &= \pi D^3 F_y / 32 = 0,678 \text{ [kNm]} \\
 1,6 M_Y &= 1,085 \text{ [kNm]} \\
 M_P &= \min(M_P; 1,6 M_Y) = 1,085 \text{ [kNm]} \\
 M_{Rd} &= \phi M_P = 0,9 M_P = 0,976 \text{ [kNm]} \\
 A &= \pi D^2 / 4 = 515 \text{ [mm}^2\text{]} \\
 N_n &= A F_y = 212 \text{ [kN]} \\
 N_{Rd} &= \phi N_n = 0,9 N_n = 191 \text{ [kN]} \\
 N &= 14,8 \text{ [kN]} \\
 M_y &= 0,9 \text{ [kNm]} \\
 M_z &= 0,11 \text{ [kNm]} \\
 N / N_{Rd} &= 0,078 \text{ [-]} \\
 M_y / M_{Rd} &= 0,92 \text{ [-]} \\
 M_z / M_{Rd} &= 0,11 \text{ [-]} \\
 N / N_{Rd} + 8/9 (M_y / M_{Rd} + M_z / M_{Rd}) &= 1,00 \text{ [-]}
 \end{aligned}$$

#### #10鋼筋竹端接合

每根桿件皆對所有極限設計法之載重組合逐一檢驗，此處僅列利用率為最大者之計算結果：

$$\begin{aligned}
 F_y &= 4200 \text{ [kgf/cm}^2\text{]} \\
 &= 412 \text{ [MPa]} \\
 D &= 28,6 \text{ [mm]} \\
 M_P &= D^3 F_y / 6 = 1,605 \text{ [kNm]} \\
 M_Y &= \pi D^3 F_y / 32 = 0,945 \text{ [kNm]} \\
 1,6 M_Y &= 1,512 \text{ [kNm]} \\
 M_P &= \min(M_P; 1,6 M_Y) = 1,512 \text{ [kNm]} \\
 M_{Rd} &= \phi M_P = 0,9 M_P = 1,361 \text{ [kNm]} \\
 A &= \pi D^2 / 4 = 642 \text{ [mm}^2\text{]} \\
 N_n &= A F_y = 264 \text{ [kN]} \\
 F_y &= 4200 \text{ [kgf/cm}^2\text{]} \\
 &= 412 \text{ [MPa]}
 \end{aligned}$$

$$N_{Rd} = \varphi N_n = 0,9 N_n = 238 \quad [\text{kN}]$$

$$N = 7,7 \quad [\text{kN}]$$

$$M_y = 1,23 \quad [\text{kNm}]$$

$$M_z = 0,23 \quad [\text{kNm}]$$

$$N/N_{Rd} = 0,032 \quad [-]$$

$$M_y/M_{Rd} = 0,90 \quad [-]$$

$$M_z/M_{Rd} = 0,17 \quad [-]$$

$$N/N_{Rd} + 8/9(M_y/M_{Rd} + M_z/M_{Rd}) = 0,99 \quad [-]$$

## (2) 剪力強度檢核

檢核中之設計剪力取所有鋼筋接合之剪力的最大值進行檢核。

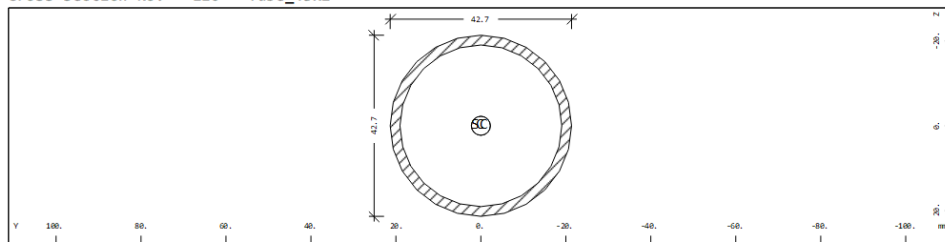
$$V_y = 0,73 \quad [\text{kN}]$$

$$V_z = 4,72 \quad [\text{kN}]$$

$$V_d = (V_y^2 + V_z^2)^{0,5} = 4,8 \quad [\text{kN}]$$

$$V_1 = V_{Rd} \cdot 42.3 \times 2.3 = 82,0 \quad [\text{kN}]$$

Cross section No. 110 - Tube\_43x2



Cross section No. 110 - Tube\_43x2

### Static properties of cross section

SNo	Mat	A[m <sup>2</sup> ]	Ay[m <sup>2</sup> ]	Iy[m <sup>4</sup> ]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm <sup>2</sup> ]	g[kg/m]	I-1[m <sup>4</sup> ]
	MRf	It[m <sup>4</sup> ]	Az[m <sup>2</sup> ]	Iz[m <sup>4</sup> ]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm <sup>2</sup> ]		I-2[m <sup>4</sup> ]
			Ayz[m <sup>2</sup> ]	Iyz[m <sup>4</sup> ]					α[°]
110	13	2.9192E-04	1.467E-04	5.975E-08	0.0	0.0	210000	2.3	
		1.194E-07	1.467E-04	5.975E-08	0.0	0.0	80769	(BEAM)	

= Tube\_43x2

SNo	section number	yc[mm],zc[mm]	ordinate of elastic centroid
Mat	material number	ysc[mm],zsc[mm]	ordinate of shear centre
A[m <sup>2</sup> ]	sectional area	E[N/mm <sup>2</sup> ]	Young's modulus
Ay[m <sup>2</sup> ],Az[m <sup>2</sup> ],Ayz[m <sup>2</sup> ]	transverse shear deformation area	g[kg/m]	weight per length
Iy[m <sup>4</sup> ],Iz[m <sup>4</sup> ],Iyz[m <sup>4</sup> ]	bending moment of inertia		
I-1[m <sup>4</sup> ],I-2[m <sup>4</sup> ],α[°]	principal moments of inertia and angle of the principal axes		
MRf	reinforcement material number		
It[m <sup>4</sup> ]	torsional moment of inertia		
G[N/mm <sup>2</sup> ]	Shear modulus		

### Design forces and moments

	N[kN]	Vy[kN]	Vz[kN]	Mt[kNm]	Mt2[kNm]	Mb[kNm <sup>2</sup> ]	My[kNm]	Mz[kNm]	y[mm]	z[mm]	BUCK
P <sup>1,2</sup>	102.2	38.41	38.41	1.19			1.32	1.32	0.0	0.0	-, c, c
E <sup>3,2</sup>	102.2	27.06	27.06	1.10			0.98	0.98	0.0	0.0	

<sup>1</sup> P = plastic design values (ultimate bearing capacity)

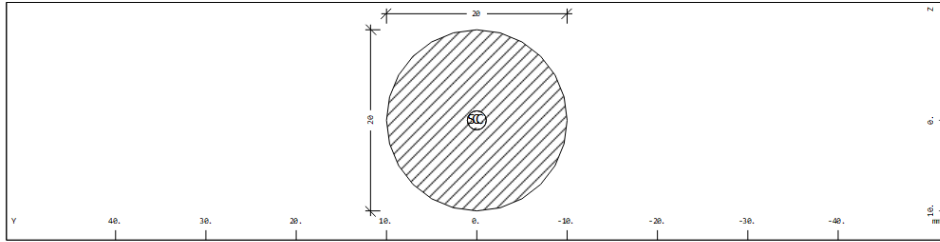
<sup>2</sup> Material safety γ-M0 for structural steel = 1.00

<sup>3</sup> E = elastic design values (stress limit reached)

N[kN]	normal force	Mb[kNm <sup>2</sup> ]	warping moment
Vy[kN],Vz[kN]	shear force	My[kNm],Mz[kNm]	bending moment
Mt[kNm]	primary torsional moment	y[mm],z[mm]	ordinate of plastic centre
Mt2[kNm]	secondary torsional moment	BUCK	buckling curve (LTB, y-y, z-z)

$$V_2 = V_{Rd} \cdot \#8 = 27,1 \quad [\text{kN}]$$

Cross section No. 71 - Tube\_20



Cross section No. 71 - Tube\_20

Static properties of cross section

SNo	Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kg/m]	I-1[m4]
	MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]		I-2[m4]
			Ayz[m2]	Iyz[m4]					α[°]
71	13	3.1416E-04	2.694E-04	7.854E-09	0.0	0.0	210000	2.5	
		1.571E-08	2.694E-04	7.854E-09	0.0	0.0	80769	(BEAM)	
= Tube_20									
SNo	section number		yc[mm],zc[mm]		ordinate of elastic centroid				
Mat	material number		ysc[mm],zsc[mm]		ordinate of shear centre				
A[m2]	sectional area		E[N/mm2]		Young's modulus				
Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2]	transverse shear deformation area		g[kg/m]		weight per length				
Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4]	bending moment of inertia								
I-1[m4],I-2[m4],α[°]	principal moments of inertia and angle of the principal axes								
MRf	reinforcement material number								
It[m4]	torsional moment of inertia								
G[N/mm2]	Shear modulus								

Design forces and moments

	N[kN]	Vy[kN]	Vz[kN]	Mt[kNm]	Mt2[kNm]	Mb[kNm2]	My[kNm]	Mz[kNm]	y[mm]	z[mm]	BUCK
P <sup>12</sup>	212.8	116.92	116.85	1.04			1.15	1.15	0.0	0.0	-, C, C
E <sup>32</sup>	212.8	81.94	81.95	0.75			0.67	0.67	0.0	0.0	
<sup>1</sup> P = plastic design values (ultimate bearing capacity) <sup>2</sup> Material safety γ-M0 for structural steel = 1.00 <sup>3</sup> E = elastic design values (stress limit reached)											
N[kN]	normal force		Mb[kNm2]		warping moment						
Vy[kN],Vz[kN]	shear force		My[kNm],Mz[kNm]		bending moment						
Mt[kNm]	primary torsional moment		y[mm],z[mm]		ordinate of plastic centre						
Mt2[kNm]	secondary torsional moment		BUCK		buckling curve (LTb, y-y, z-z)						

$$V_{Rd} = \min(V_1; V_2) = 27,1 \quad [\text{kN}]$$

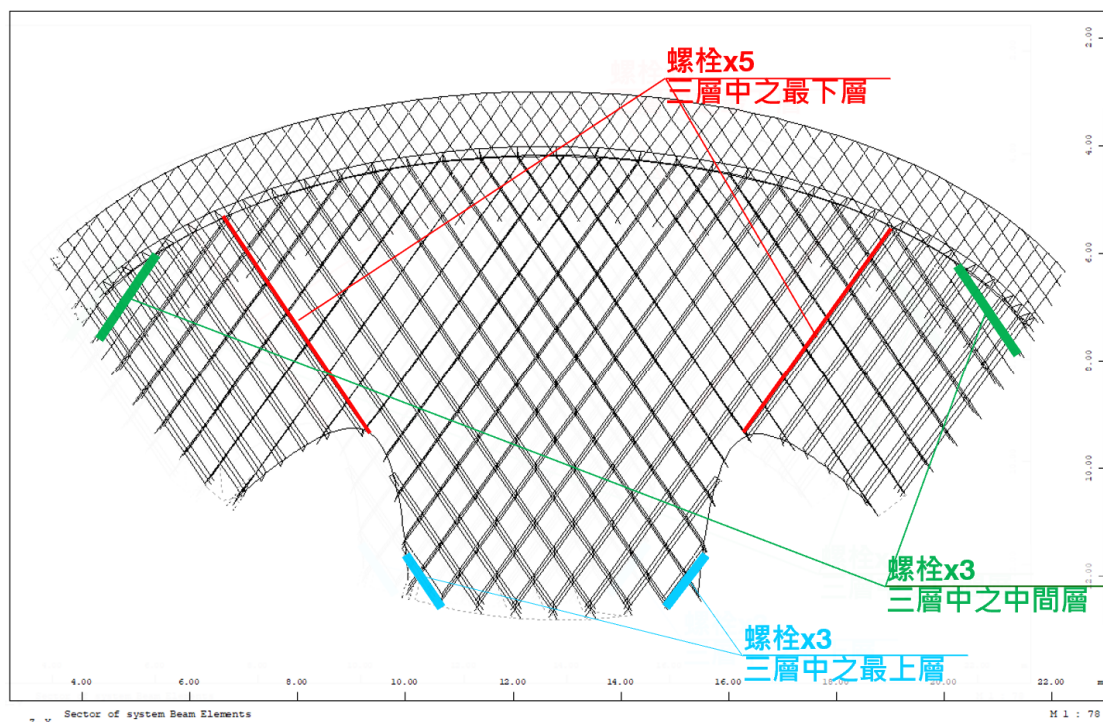
$$V_d/V_{Rd} = 0,18 \quad [-]$$

### (3) 軸力強度檢核

根據 11.8.1 節之計算結果，加固之雙螺栓竹端接合其極限抗拉/抗壓強度為 9.4kN，平均每個螺栓為 4.7kN。大多數抗拉接合 2 支螺栓以充足，部分抗拉接點需要 3 至 5 根螺栓，

此處針對接合之拉力與壓力之絕對值的最大值進行檢核：

$$\begin{aligned} N_d &= 19,9 \quad [\text{kN}] \\ N_{Rd} = 4.7 * 5 &= 23,5 \quad [\text{kN}] \\ N_d / N_{Rd} &= 0,85 \quad [-] \end{aligned}$$



圖十一.54 端接需要加強之竹管

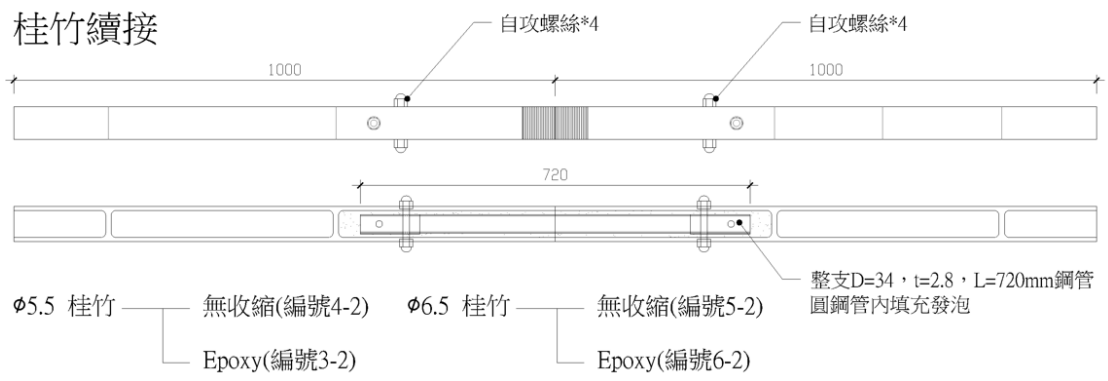
## 11.8.2 竹續接接合之分析

### 極限強度之設定：

#### (1) 極限彎矩強度

續接接合之極限彎矩強度在結構計算中之設定就是竹管的極限彎矩強度。

續接接合之破壞彎矩強度實驗的支撐設定與竹端接合實驗相同。結果表明，續接接合之破壞彎矩強度由續接鋼管之極限彎矩強度所控制，該值明顯大於竹管的極限彎矩強度。



圖十一.55 竹管續接接合示意圖

表十一.9 實驗結果

試驗日期：20220919							
編號	竹種類	直徑 (mm)	搭接形式	填充	位移量 (mm)	最高載重 (kgf)	備註
#3-2	桂竹	55	對接	Epoxy	82.506	357.05	內部： 鋼管D=34.8
#4-2	桂竹	55	對接	無收縮水泥	101.523	378.76	內部： 鋼管D=34.8
#5-2	桂竹	65	對接	無收縮水泥	67.968	396.06	內部： 鋼管D=34.8
#6-2	桂竹	65	對接	Epoxy	74.05	347.54	內部： 鋼管D=34.8

由實驗得知破壞彎矩強度為： $M=F*L=(347.54*9.8/2)/1000*0.7=1.19$  [kNm]，該值大於鋼管34.8x2.8(C350)之極限彎矩強度： $M_p=1.01$  [kNm]，也大於桂竹管60x5的極限彎矩強度：0.71 [kNm]。



圖十一.56 破壞方式：根據試體外觀與荷載曲線判斷破壞為鋼筋降伏

## (2) 極限剪力強度

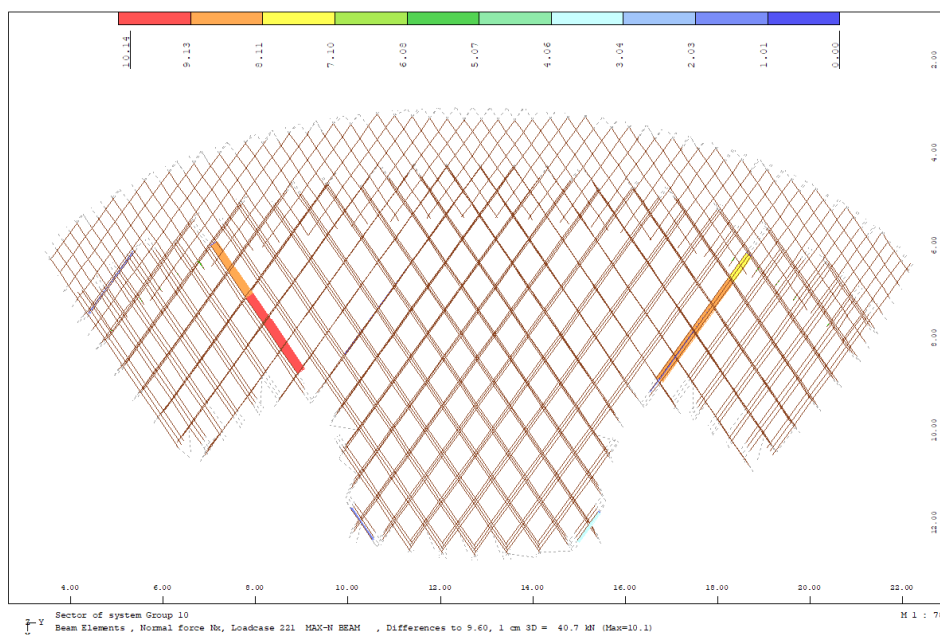
續接接合之極限剪力強度在結構計算中之設定就是竹管的極限剪力強度。鋼管的補強作用忽略不計。

### (3) 極限軸力強度

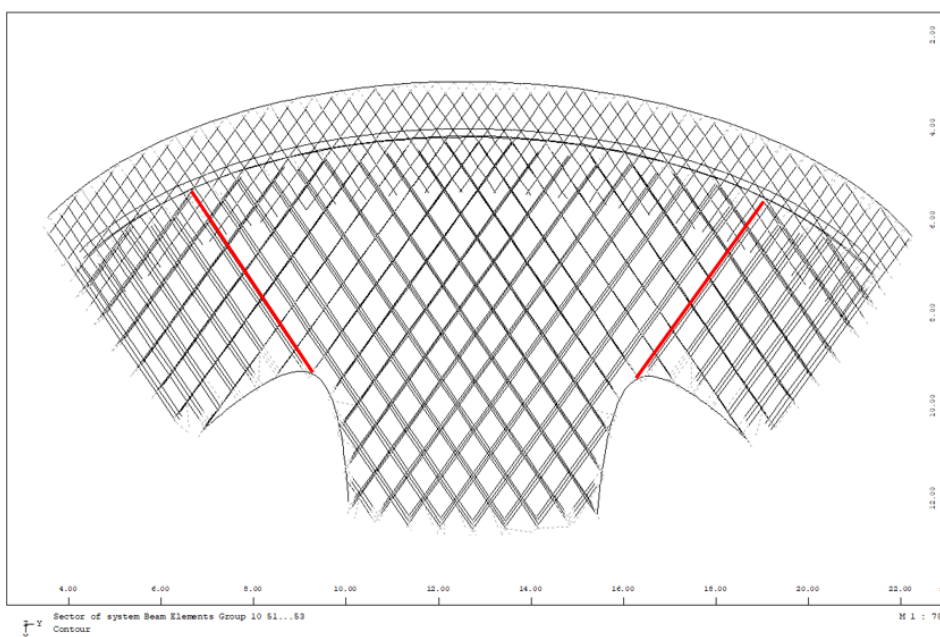
本強度設定與 11.8.1 節之極限軸力強度設定相同，為 9.4[kN]。

#### 接合種類與分布：

標準之竹管續接接合如圖十一.57 所示使用兩隻螺栓。但是部分竹管須採用 5 支螺栓圖十一.58。



圖十一.57 軸力超過 9.6kN 的竹管 (超出 10.1kN， $4.7 \times 5 = 23.5 > 9.6 + 10.1 = 19.7 \text{kN}$ )



圖十一.58 續接接合需要採用 5 支螺栓的竹管(皆為該軸向之最下層竹管)

#### 檢核：



(1) 彎矩強度檢核

竹管續接接合之極限彎矩強度在結構計算中之設定就是竹管的極限彎矩強度，因此完成竹管的彎矩強度檢核即是完成竹管續接接合之彎矩強度檢核。

(2) 剪力強度檢核

竹管續接接合之極限剪力強度在結構計算中之設定就是竹管的極限剪力強度，因此完成竹管的剪力強度檢核即是完成竹管續接接合之剪力強度檢核。

(3) 軸力強度檢核

標準之竹管續接使用兩隻螺栓。部分竹管須採用3或5支螺栓：

$4.7 \times 5 = 23.5 > 9.6 + 10.1 = 19.7 \text{ kN}$ ，OK。

### 11.8.3 竹搭接接合之分析

極限強度之設定：

(1) 極限剪力強度



圖 十一-59: 竹橫向搭接之抗剪試驗之試體示意圖

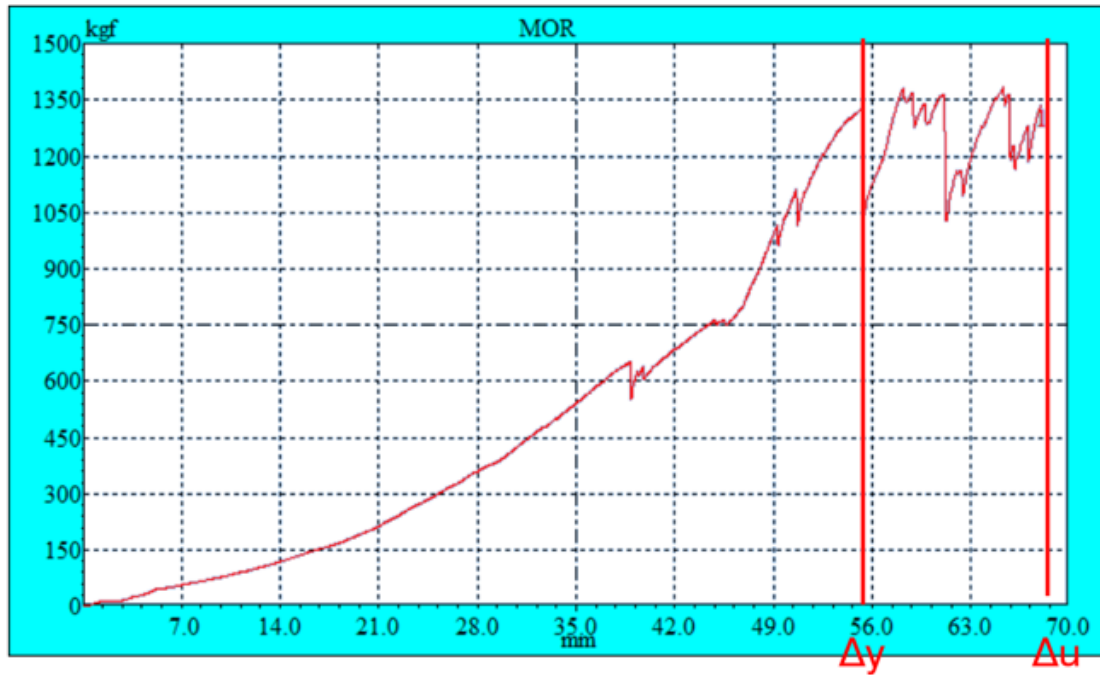


圖 十一-60: 竹橫向搭接之抗剪試驗結果(一對試體)

表 十一-10: 竹橫向搭接之抗剪試驗結果(一對試體)

試驗日期：20221108						
編號	竹種類	直徑 (mm)	固定形式	位移量 (mm)	最高載重(kgf)	備註
F	桂竹	65	十股#18 + 自攻螺絲+小墊片	65.32	1386.83	

由表 十一-10可知，該接合之抗剪破壞強度為13.6kN(1387kgf)，此為一對試體一起受壓之試驗值，故單接合之破壞強度為13.6/2=6.8。根據ISO竹構造規範，需要將其修正成為特徵值，根據建研所2022之研究報告，孟宗竹之壓應力特徵強度與壓應力破壞強度之比值48/65。由於缺凡桂竹之相關實驗資料，此處假設桂竹之壓應力特徵強度與壓應力破壞強度之比值與孟宗竹之相同。此外，由於接合韌性參數 $\mu=\Delta u/\Delta y=68/55=1.23$ ，其值小於1.5(表 十一-8)，故其在極限設計法中之安全係數 $FS_j$ 為2.0。該接合之設計強度計算整理如下：

$$\begin{aligned}
 F_{yk} &= 6.8 * 48 / 65 &= 5.0 & \text{[kN]} \\
 C_{DF} \text{ 服務等級 2 之短期載重} & &= 0.85 & \text{[-]} \\
 FS_j & &= 2.0 & \text{[kN]} \\
 F_y = F_{yk} * C_{DF} * 1 / FS_j & &= 2.1 & \text{[kN]}
 \end{aligned}$$

## (2) 極限軸力強度

極限軸力強度，可由鐵絲之抗拉能力推估：

D_#18 鐵絲直徑	= 1,22	[mm]
$A=\pi D^2/4$	= 1,17	[mm <sup>2</sup> ]
n_鐵絲纏繞圈數	= 10	[-]
$f_y$	= 220	[N/mm <sup>2</sup> ]
$N=f_y*4nA$	= 10,3	[kN]
$N_{Rd}= 0.9 N$	= 9,2	[kN]

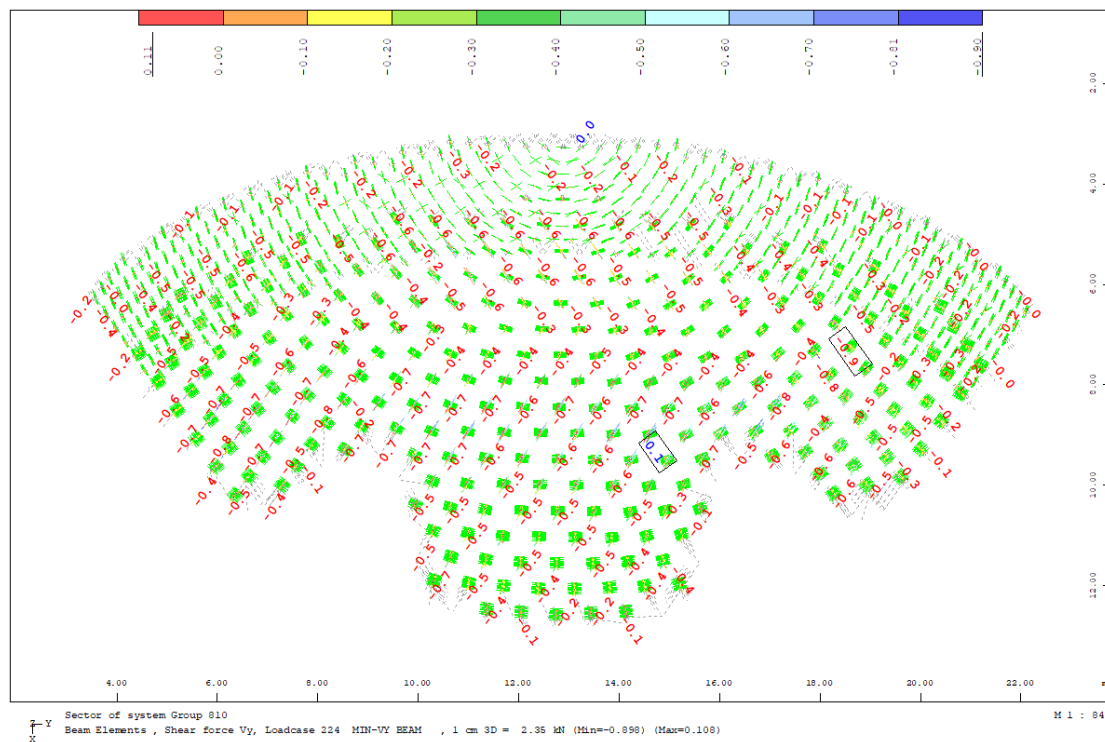
## 接合種類與分布：

竹管搭接接合只有一種，位於竹網格中任兩個橫向相鄰交錯的竹管間。

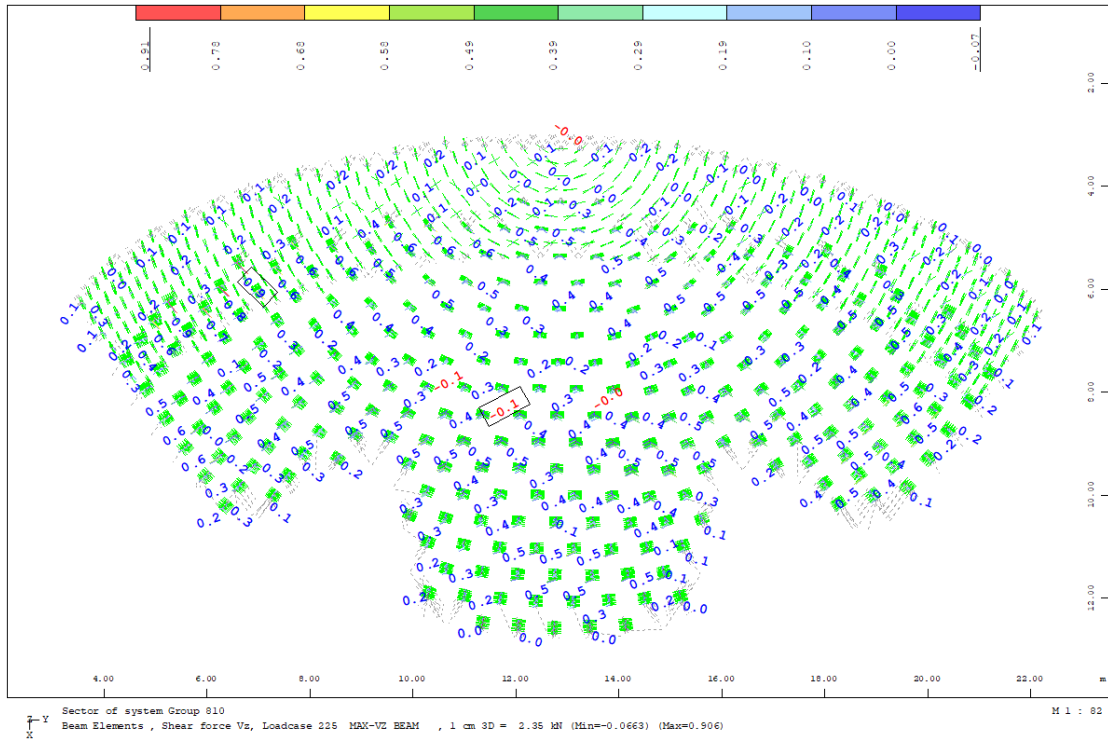
## 檢核：

### (1) 剪力強度檢核

搭接接合之剪力有 VY 與 VZ 兩個方向，由以下兩圖介紹之。



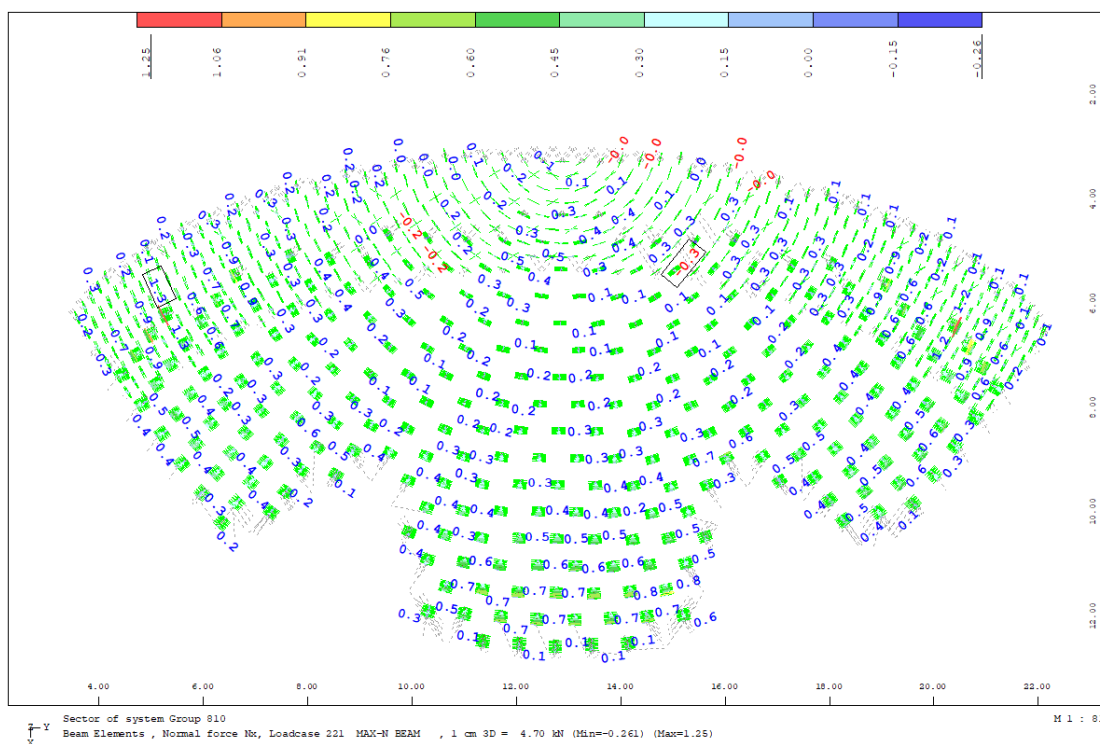
圖十一.61 竹管搭接接合最大剪力 VY [kN]



圖十一.62 竹管搭接接合最大剪力 VZ [kN]

搭接接合之最大設計剪力當考慮 VY 與 VZ 之向量之和的絕對值，由模型資料分析可得其最大值为： $V_d = (VY^2 + VZ^2)^{0.5} = (0.85^2 + 0.44^2)^{0.5} = 0.96$  [kN]  
 $|V_d/VR_d| = 0.96/2.1 = 0.46 \leq 1.0$ , O.K.

(2) 拉力強度檢核



圖十一.63 竹管搭接接合最大軸力 N [kN]

搭接接合之最大設計拉力  $N_d$  為 1.3 [kN]。

$|N_d/NR_d| = 1.3/9.2 = 0.14 \leq 1.0$ , O.K.

(3) 拉力與軸力綜合效應之檢核

模型中連接件之拉力與剪力在鐵絲綁紮中，皆會轉化為鐵絲的拉力，所以模型中所得之拉力與剪力需要考量其綜合的效應：

$|N_d/NR_d| + |V_d/VR_d| = 1.3/9.2 + 0.96/2.1 = 0.14 + 0.46 = 0.60 \leq 1.0$ , O.K.。

## 第十二章 竹薄殼計算案例三

由於本案細部分析之方法與案例一和案例二之分析方法雷同，故本章僅就結構系統整體分析作介紹。

### 12.1 設計案說明

本案主要結構為一鋼竹混合構造之半橢圓形棚頂。橢圓形長向為開口，以鋼拱支撐，跨距為 12m。除鋼拱作為邊梁外，另有五支竹梁跨越長向。短向有桂竹管密布於屋面，將所有的長向竹梁與邊梁拉在一起。

基礎為一弧形鋼筋混凝土線型結構，鋼拱落於基礎之兩端。鐵管支架沿弧形基礎架設，用以固定最後兩跨竹梁。

#### 12.1.1 土壤反力係數 $K_v$ 與容許承载力 $Q_a$

本案之土壤反力係數  $K_v$  假設為  $2154 \text{ tf/m}^3$  ( $21109 \text{ kN/m}^3$ )，土壤容許承载力  $Q_a$  假設為  $24.6 \text{ tf/m}^2$  ( $241 \text{ kN/m}^2$ )。

#### 12.1.2 結構分析模擬與設計原則

整體模型之梁與柱以梁元素 (beam element) 模擬，基礎版以殼元素 (shell element) 模擬。靜載重與活載重依後續章節內容設定之，其載種分別施加於殼元素或梁元素之上。

地震分析時考量 5% 質量偏心造成之靜態扭矩，風力分析考量意外扭矩。整體結構模擬考量幾何非線性分析，各構件斷面依法規規定之設計方法檢核之。

### 12.2 結構系統

#### 12.2.1 材料規格

表 6.19 中，為求得在大藏試驗中，採杜怡萱(2021)[1]建議之方法所得的孟宗竹及桂竹各項強度，因此將游家誠(2009)[4]孟宗竹，採杜怡萱(2021)[1]建議之方法所得的各項竹材強度，按其  $f_m$  的數值進行等比例縮放，且保守地簡化其值後，竹材參數如下所示。

#### 孟宗管

- 受拉強度：  $f_t \geq 35$  [MPa] ~ 350 [kgf/cm<sup>2</sup>]
- 受壓強度：  $f_c \geq 35$  [MPa] ~ 350 [kgf/cm<sup>2</sup>]
- 受彎強度：  $f_b \geq 35$  [MPa] ~ 350 [kgf/cm<sup>2</sup>]
- 受剪強度：  $f_v \geq 2.3$  [MPa] ~ 23 [kgf/cm<sup>2</sup>]
- 彈性模數： 9.0e4 [kgf/cm<sup>2</sup>]
- 單位重： 560 [kgf/m<sup>3</sup>]

### 桂竹管

- 受拉強度：  $f_t \geq 650$  [kgf/cm<sup>2</sup>]
- 受壓強度：  $f_c \geq 650$  [kgf/cm<sup>2</sup>]
- 受彎強度：  $f_b \geq 650$  [kgf/cm<sup>2</sup>]
- 受剪強度：  $f_v \geq 61$  [kgf/cm<sup>2</sup>]
- 彈性模數： 9.0e4 [kgf/cm<sup>2</sup>]
- 單位重： 560 [kgf/m<sup>3</sup>]

### 結構鋼材

- 包松比： 0.3 [-]
- 彈性模數： 2.04e6 [kgf/cm<sup>2</sup>]
- 單位重： 7850 [kgf/m<sup>3</sup>]
- 膨脹係數： 1.15e-5 [1/°C]
- 鋼材種類： CNS SN490B/C，  $F_y \geq 3500$  [kgf/cm<sup>2</sup>]  
 ASTM A572 Gr.50，  $F_y \geq 3500$  [kgf/cm<sup>2</sup>]  
 STK 500，  $F_y \geq 3500$  [kgf/cm<sup>2</sup>]  
 AS 1163 C350，  $F_y \geq 3500$  [kgf/cm<sup>2</sup>]

### 結構鋼材

- 包松比： 0.3 [-]
- 彈性模數： 2.04e6 [kgf/cm<sup>2</sup>]
- 單位重： 7850 [kgf/m<sup>3</sup>]
- 膨脹係數： 1.15e-5 [1/°C]

- 鋼材種類： CNS SN490B/C， $F_y \geq 3500$  [kgf/cm<sup>2</sup>]  
ASTM A572 Gr.50， $F_y \geq 3500$  [kgf/cm<sup>2</sup>]  
STK 500， $F_y \geq 3500$  [kgf/cm<sup>2</sup>]  
AS 1163 C350， $F_y \geq 3500$  [kgf/cm<sup>2</sup>]

### 混凝土

- 受壓強度： $f_c' \geq 280$  [kgf/cm<sup>2</sup>] = 4000 [psi]
- 包松比： 0.2 [-]
- 彈性模數： $E_c = 15000 \sqrt{f_c'}$  [kgf/cm<sup>2</sup>]
- 單位重： 2400 [kgf/m<sup>3</sup>]
- 膨脹係數：  $9.9e-6$  [1/°C]

### 鋼筋

- 包松比： 0.3 [-]
- 彈性模數：  $2.04e6$  [kgf/cm<sup>2</sup>]
- 單位重： 7850 [kgf/m<sup>3</sup>]
- 膨脹係數：  $1.15e-5$  [1/°C]
- 鋼筋種類： #3, #4, #5，SD420， $F_y \geq 4200$  [kgf/cm<sup>2</sup>]  
#6, #7, #8，SD420W， $F_y \geq 4200$  [kgf/cm<sup>2</sup>]

### 螺栓及焊接

- 高強度螺栓： ASTM A325(需熱浸鍍鋅)
- 錨定螺栓： ASTM A325(需熱浸鍍鋅)
- 焊材： E70xx



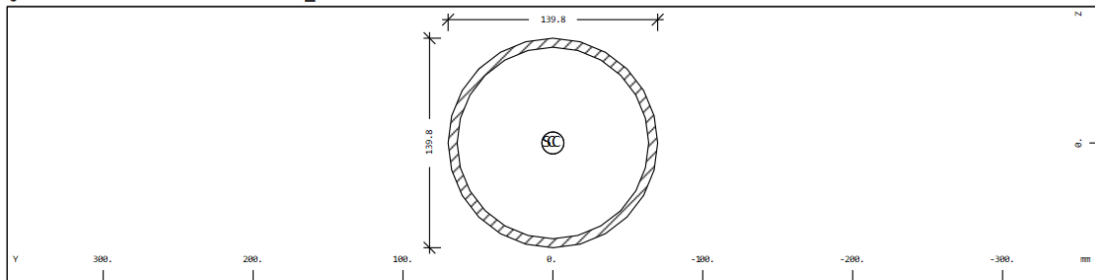
## 12.2.2 斷面性質

表十二.1 群組與斷面編號

	群組編號	斷面編號
鋼邊梁	10	10
鋼支架	20	20
長向竹管	30	30
短向竹管	40	40

## 鋼圓管 139.8x6 (CS 10)

Querschnitt Nr. 10 - Tube\_140x6



Querschnitt Nr. 10 - Tube\_140x6

### Querschnittswerte

Mat	A[m <sup>2</sup> ]	Ay[m <sup>2</sup> ]	Iy[m <sup>4</sup> ]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm <sup>2</sup> ]	g[kg/m]	I-1[m <sup>4</sup> ]
MBw	It[m <sup>4</sup> ]	Az[m <sup>2</sup> ]	Iz[m <sup>4</sup> ]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm <sup>2</sup> ]		I-2[m <sup>4</sup> ]
		Ayz[m <sup>2</sup> ]	Iyz[m <sup>4</sup> ]					α[°]
3	2.5221E-03	1.265E-03	5.655E-06	0.0	0.0	210000	19.8	
	1.130E-05	1.265E-03	5.655E-06	0.0	0.0	80769	(BIEGE)	

Mat Materialnummer yc[mm],zc[mm] Ordinate des elastischen Zentrums  
 A[m<sup>2</sup>] Querschnittsfläche ysc[mm],zsc[mm] Ordinate des Schubmittelpunkts  
 Ay[m<sup>2</sup>],Az[m<sup>2</sup>],Ayz[m<sup>2</sup>] Schubverformungsfläche E[N/mm<sup>2</sup>] Elastizitätsmodul  
 Iy[m<sup>4</sup>],Iz[m<sup>4</sup>],Iyz[m<sup>4</sup>] Flächenträgheitsmoment g[kg/m] längenbezogenes Eigengewicht  
 I-1[m<sup>4</sup>],I-2[m<sup>4</sup>],α[°] Hauptträgheitsmomente und Winkel der Hauptachsen  
 MBw Bewehrungsmaterialnummer  
 It[m<sup>4</sup>] Torsionsträgheitsmoment  
 G[N/mm<sup>2</sup>] Schubmodul

	N[kN]	Vy[kN]	Vz[kN]	Mt[kNm]	Mt2[kNm]	Mb[kNm <sup>2</sup> ]	My[kNm]	Mz[kNm]	y[mm]	z[mm]	BUCK
P <sup>1,2</sup>	592.7	221.70	221.70	22.90	0.51	0.85	25.26	25.26	0.0	0.0	-, c, c
E <sup>3,2</sup>	592.7	158.51	158.51	21.26	0.43	0.00	18.96	18.96	0.0	0.0	

<sup>1</sup> P = plastische Bemessungswerte (Grenztragfähigkeit)

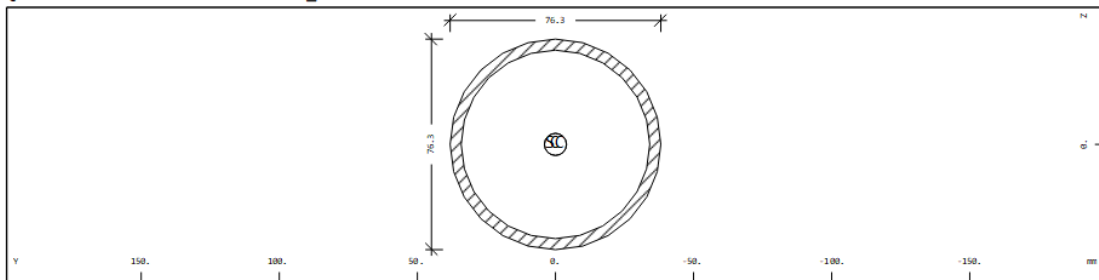
<sup>2</sup> Materialsisicherheit γ-M0 für Baustahl = 1.00

<sup>3</sup> E = elastische Bemessungswerte (Erreichen der Grenzspannung)

N[kN]	Normalkraft	Mb[kNm <sup>2</sup> ]	Wölbmoment
Vy[kN],Vz[kN]	Schubkraft	My[kNm],Mz[kNm]	Biegemoment
Mt[kNm]	primäres Torsionsmoment	y[mm],z[mm]	Ordinate des plastischen Schwerpunkts
Mt2[kNm]	sekundäres Torsionsmoment	BUCK	Knickspannungskurve (BDK, y-y, z-z)

## 鋼圓管 76.3x4 (CS 20)

Querschnitt Nr. 20 - Tube\_76x4



Querschnitt Nr. 20 - Tube\_76x4

### Querschnittswerte

Mat	A[m <sup>2</sup> ]	Ay[m <sup>2</sup> ]	Iy[m <sup>4</sup> ]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm <sup>2</sup> ]	g[kg/m]	I-1[m <sup>4</sup> ]
MBw	It[m <sup>4</sup> ]	Az[m <sup>2</sup> ]	Iz[m <sup>4</sup> ]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm <sup>2</sup> ]		I-2[m <sup>4</sup> ]
		Ayz[m <sup>2</sup> ]	Iyz[m <sup>4</sup> ]					α[°]
3	9.0855E-04	4.564E-04	5.955E-07	0.0	0.0	210000	7.1	
	1.190E-06	4.564E-04	5.955E-07	0.0	0.0	80769	(BIEGE)	

Mat Materialnummer yc[mm],zc[mm] Ordinate des elastischen Zentrums  
 A[m<sup>2</sup>] Querschnittsfläche ysc[mm],zsc[mm] Ordinate des Schubmittelpunkts  
 Ay[m<sup>2</sup>],Az[m<sup>2</sup>],Ayz[m<sup>2</sup>] Schubverformungsfläche E[N/mm<sup>2</sup>] Elastizitätsmodul  
 Iy[m<sup>4</sup>],Iz[m<sup>4</sup>],Iyz[m<sup>4</sup>] Flächenträgheitsmoment g[kg/m] längenbezogenes Eigengewicht  
 I-1[m<sup>4</sup>],I-2[m<sup>4</sup>],α[°] Hauptträgheitsmomente und Winkel der Hauptachsen  
 MBw Bewehrungsmaterialnummer  
 It[m<sup>4</sup>] Torsionsträgheitsmoment  
 G[N/mm<sup>2</sup>] Schubmodul

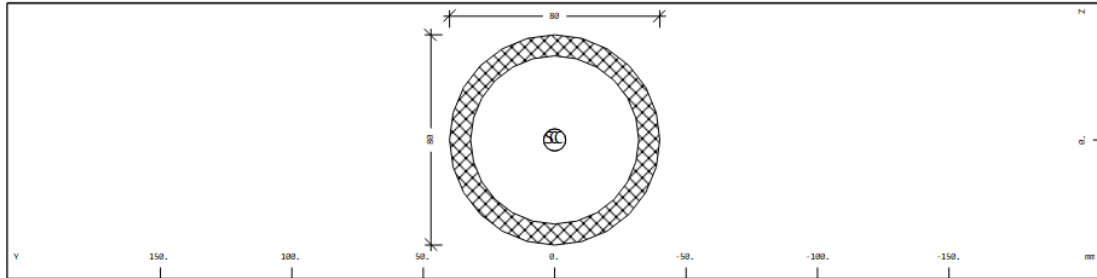
	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mt [kNm]	Mt2 [kNm]	Mb [kNm2]	My [kNm]	Mz [kNm]	y [mm]	z [mm]	BUCK
P <sup>1,2</sup>	213.5	80.20	80.20	4.46			4.92	4.92	0.0	0.0	-, C, C
E <sup>3</sup>	213.5	56.62	56.62	4.11			3.66	3.66	0.0	0.0	

<sup>1</sup> P = plastische Bemessungswerte (Grenztragfähigkeit)  
<sup>2</sup> Materialsisicherheit γ-M0 für Baustahl = 1.00  
<sup>3</sup> E = elastische Bemessungswerte (Erreichen der Grenzspannung)

N [kN]	Normalkraft	Mb [kNm2]	Wölbmoment
Vy [kN], Vz [kN]	Schubkraft	My [kNm], Mz [kNm]	Biegemoment
Mt [kNm]	primäres Torsionsmoment	y [mm], z [mm]	Ordinate des plastischen Schwerpunkts
Mt2 [kNm]	sekundäres Torsionsmoment	BUCK	Knickspannungskurve (BDK, y-y, z-z)

## 孟宗竹 80x8 (CS 30)

Querschnitt Nr. 30 - Bamboo\_80x8



Querschnitt Nr. 30 - Bamboo\_80x8

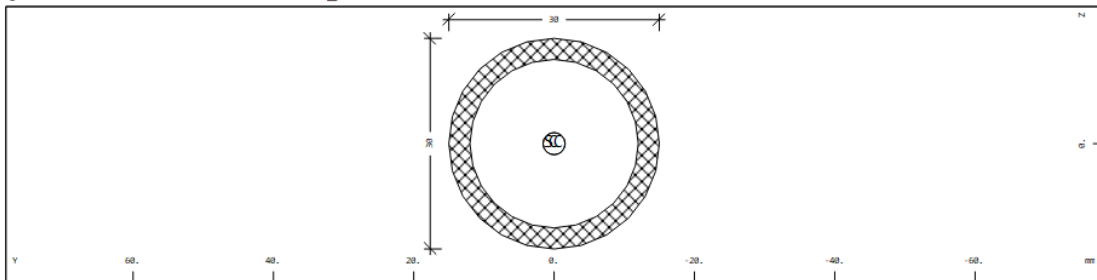
Querschnittswerte

Mat	A [m2]	Ay [m2]	Iy [m4]	yc [mm]	ysc [mm]	E [N/mm2]	g [kg/m]	I-1 [m4]
MBw	It [m4]	Az [m2]	Iz [m4]	zc [mm]	zsc [mm]	G [N/mm2]		I-2 [m4]
		Ayz [m2]	Iyz [m4]					α [°]
1	1.8096E-03	9.233E-04	1.187E-06	0.0	0.0	12410	1.0	
	2.373E-06	9.233E-04	1.187E-06	0.0	0.0	621	(BIEGE)	

Mat	Materialnummer	yc [mm], zc [mm]	Ordinate des elastischen Zentrums
A [m2]	Querschnittsfläche	ysc [mm], zsc [mm]	Ordinate des Schubmittelpunkts
Ay [m2], Az [m2], Ayz [m2]	Schubverformungsfläche	E [N/mm2]	Elastizitätsmodul
Iy [m4], Iz [m4], Iyz [m4]	Flächenträgheitsmoment	g [kg/m]	Längenbezogenes Eigengewicht
I-1 [m4], I-2 [m4], α [°]	Hauptträgheitsmomente und Winkel der Hauptachsen		
MBw	Bewehrungsmaterialnummer		
It [m4]	Torsionsträgheitsmoment		
G [N/mm2]	Schubmodul		

## 桂竹 30x3 (CS 40)

Querschnitt Nr. 40 - Bamboo\_30x3



Querschnitt Nr. 40 - Bamboo\_30x3

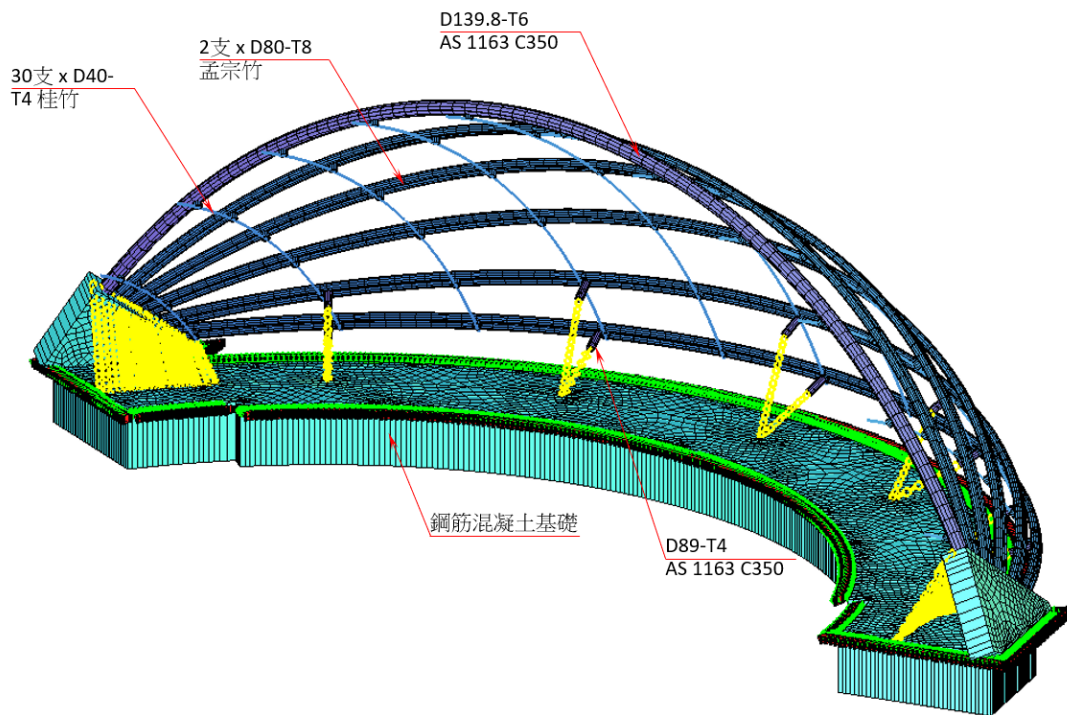
Querschnittswerte

Mat	A [m2]	Ay [m2]	Iy [m4]	yc [mm]	ysc [mm]	E [N/mm2]	g [kg/m]	I-1 [m4]
MBw	It [m4]	Az [m2]	Iz [m4]	zc [mm]	zsc [mm]	G [N/mm2]		I-2 [m4]
		Ayz [m2]	Iyz [m4]					α [°]
1	2.5447E-04	1.299E-04	2.347E-08	0.0	0.0	12410	0.1	
	4.694E-08	1.299E-04	2.347E-08	0.0	0.0	621	(BIEGE)	

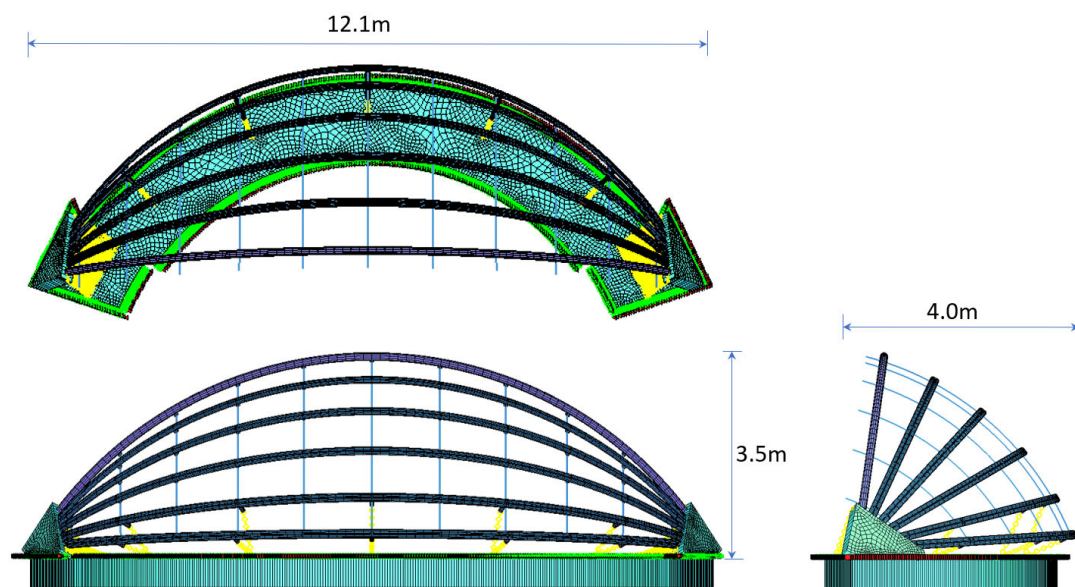
Mat	Materialnummer	yc [mm], zc [mm]	Ordinate des elastischen Zentrums
A [m2]	Querschnittsfläche	ysc [mm], zsc [mm]	Ordinate des Schubmittelpunkts
Ay [m2], Az [m2], Ayz [m2]	Schubverformungsfläche	E [N/mm2]	Elastizitätsmodul
Iy [m4], Iz [m4], Iyz [m4]	Flächenträgheitsmoment	g [kg/m]	Längenbezogenes Eigengewicht
I-1 [m4], I-2 [m4], α [°]	Hauptträgheitsmomente und Winkel der Hauptachsen		
MBw	Bewehrungsmaterialnummer		
It [m4]	Torsionsträgheitsmoment		
G [N/mm2]	Schubmodul		

### 12.2.3 結構組成

計算模型之結構組成如下圖所示：

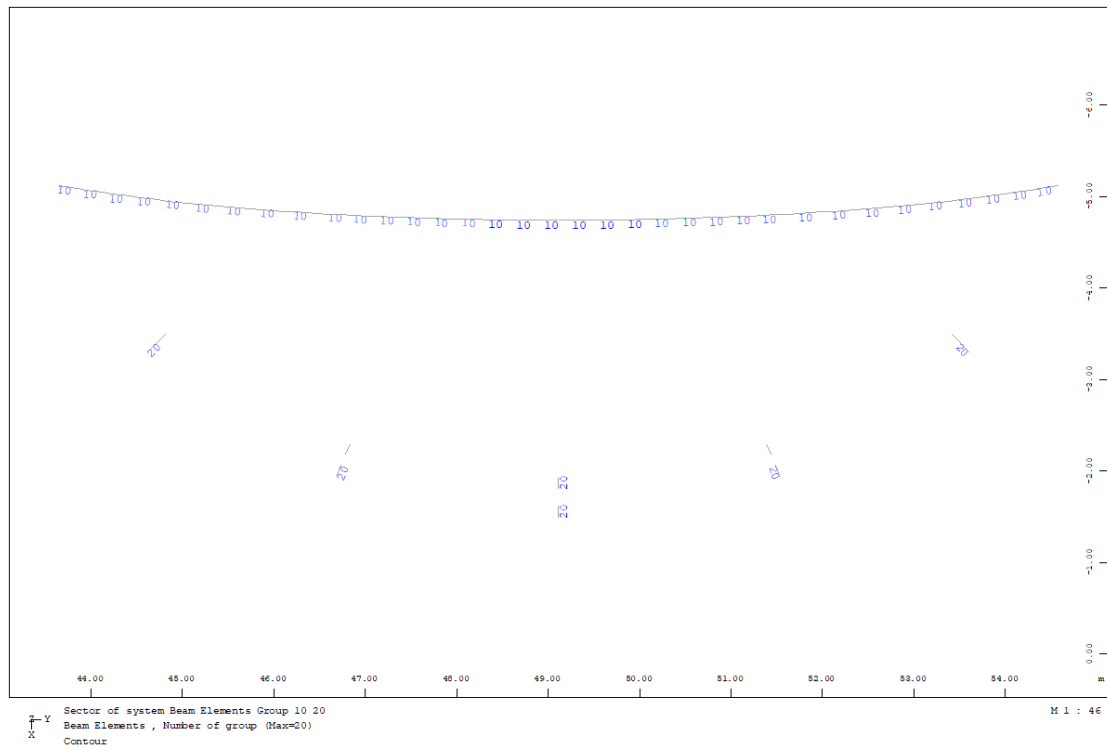


圖十二.1 結構組成

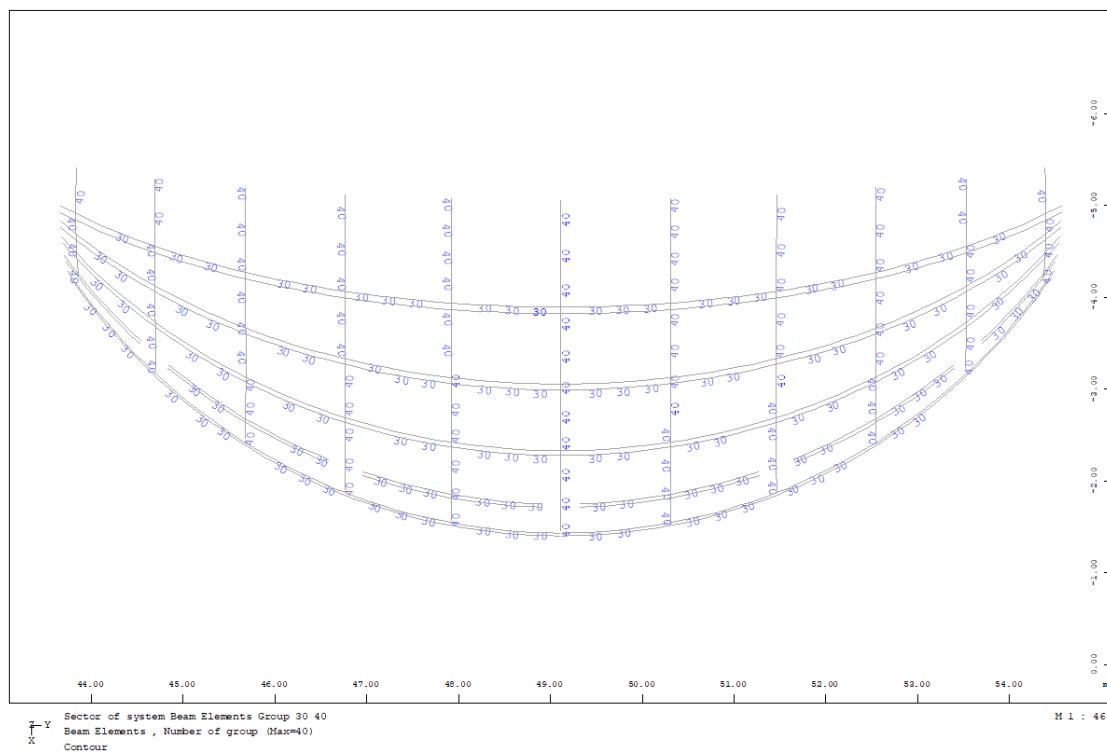


圖十二.2 整體結構尺寸

## 12.2.4 群組分布位置



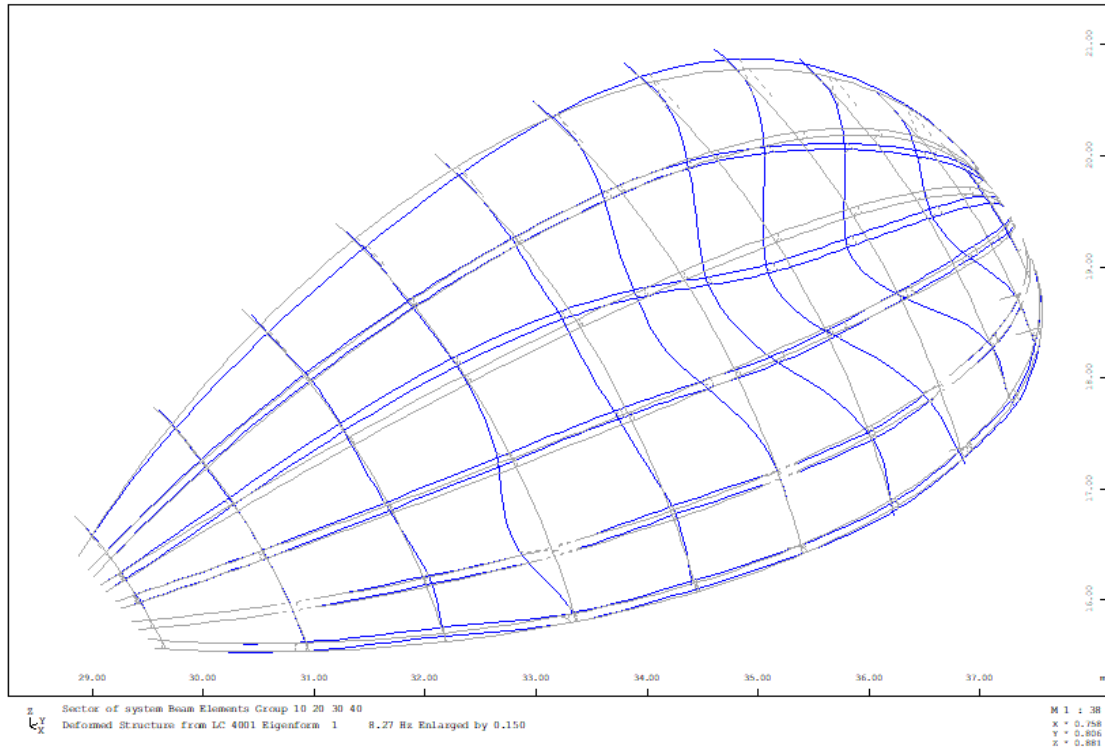
圖十二.3 鋼梁之群組與分布: GRP10,20



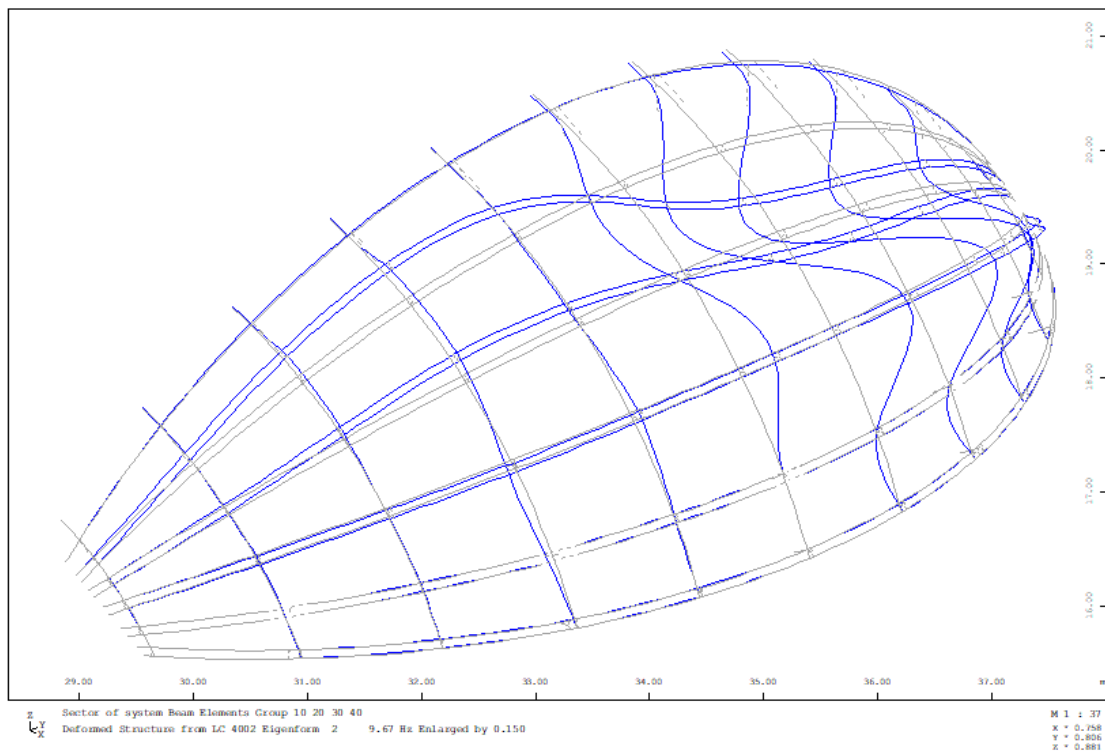
圖十二.4 竹管之群組與分布: GRP 30,40

## 12.2.5 頻率及模態

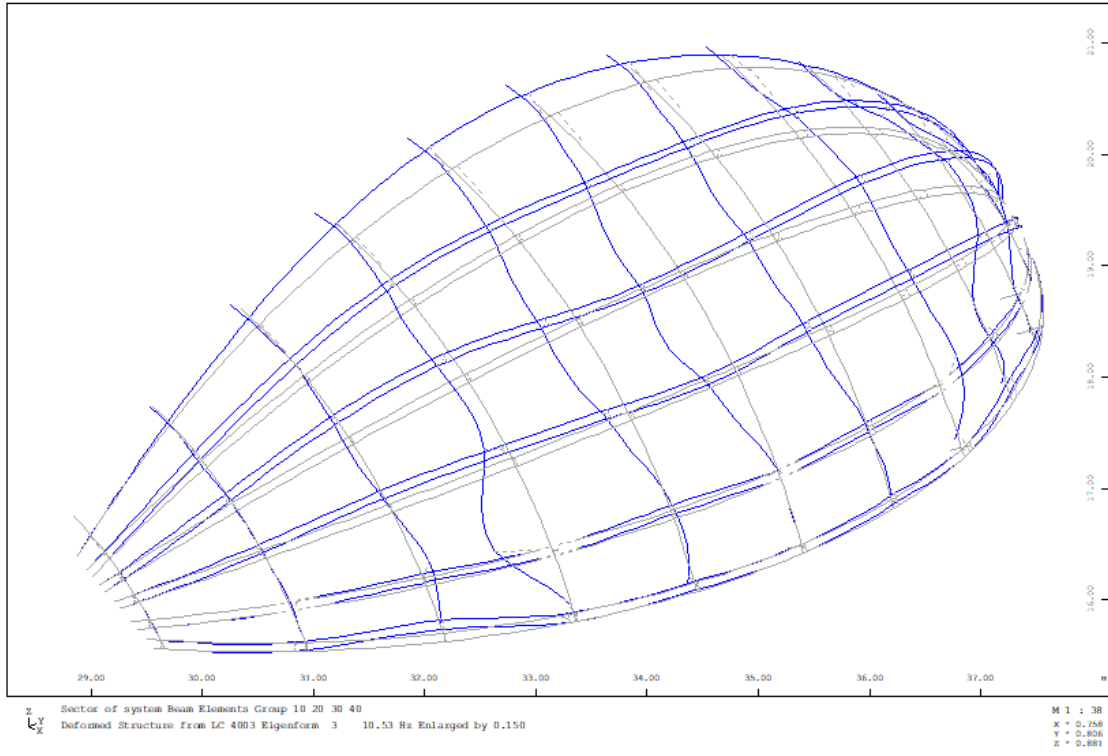
本建築之前四個自然震動頻率，其質量分布與幾何模態展示如下：



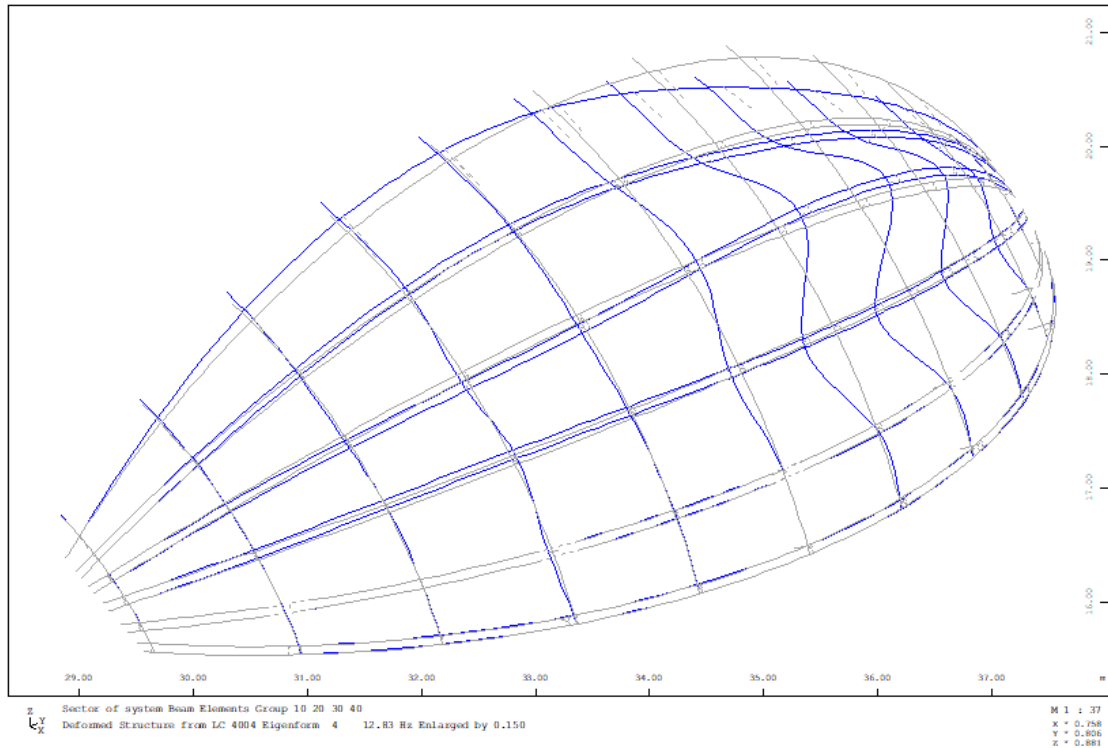
圖十二.5 第一模態 8.27 [Hz]



圖十二.6 第二模態 9.67 [Hz]



圖十二.7 第三模態 10.5 [Hz]



圖十二.8 第四模態 12.8 [Hz]

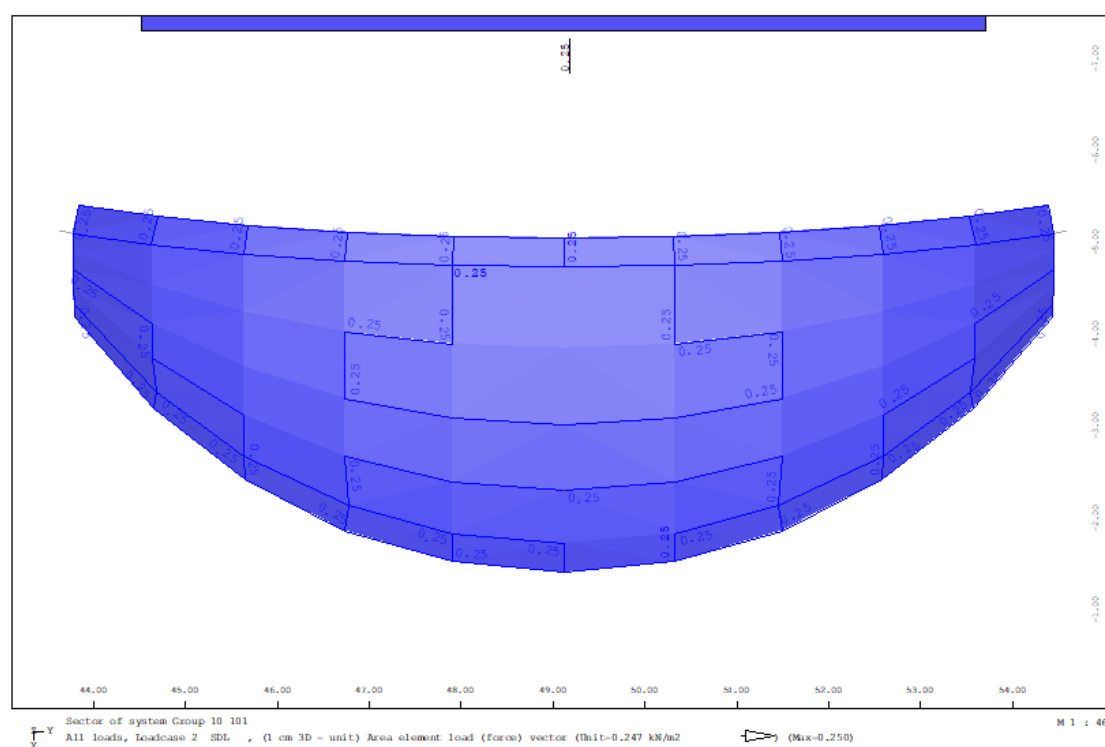
## 12.3 設計載重

### 12.3.1 靜載與活載

結構體之竹構、鋼構與RC基礎重量皆由結構計算軟體自行計算，其它非結構體重量如屋頂鋪面系統以及活載重皆設為外加面載重需額外考量，其值表列於下方：

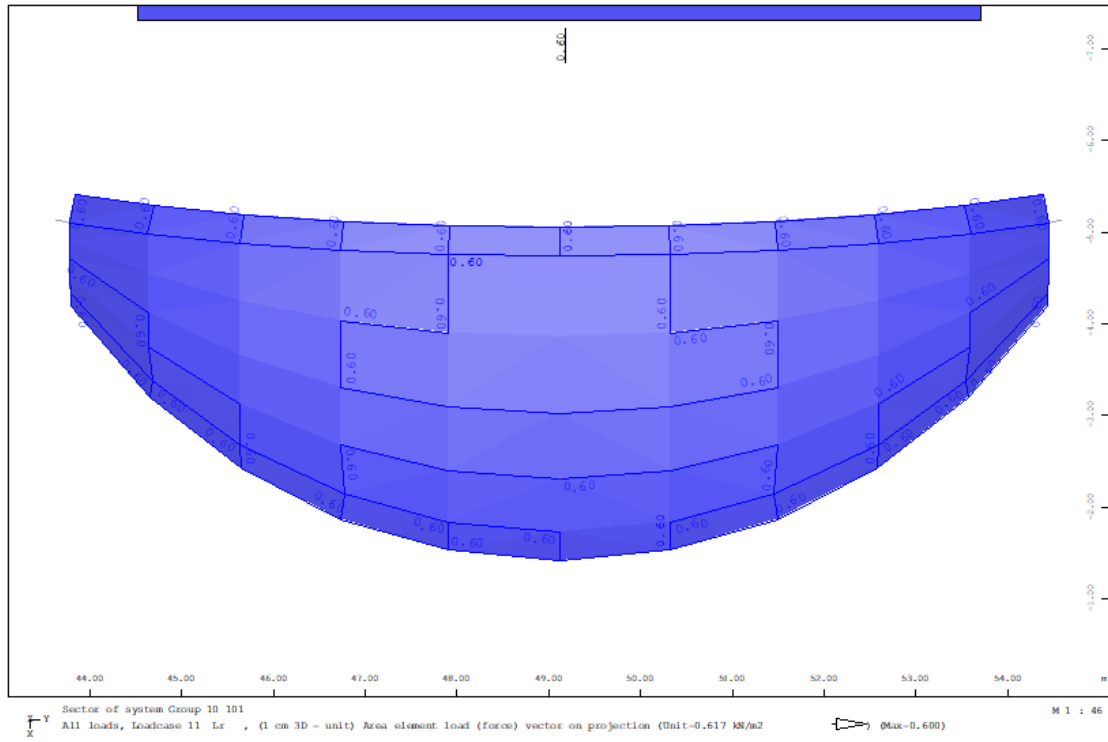
表十二.2 外加靜載重與活載重

各式空間 [-]	外加靜載重 [kgf/m <sup>2</sup> ]	活載重 [kgf/m <sup>2</sup> ]
屋面	25	60



圖十二.9 外加靜載重: 0.25 [kN/m<sup>2</sup>]





圖十二.10 活載重:0.6 [kN/m<sup>2</sup>]

### 12.3.2 地震力

依據鑽探報告，本案距離第一類大尖山活動斷層5,51公里，故本案需考量近斷層因子。

## 上部結構水平設計地震力

### A 基本資料

基地位置	地盤分類	用途係數
雲林縣古坑鄉	第一類(P.18, 鑽探報告)	1
結構系統	構造形式	設計方法
規範無規定，故韌性容重R採保守值1.0	竹鋼混合構造	強度設計法
起始降伏地震力放大係數 $\alpha_y$	韌性容重R	樓高 $h_n$ (m)
1,0	1,00	4,00
近斷層因子		
大尖山斷層5,51 km		



備註：基地位置座標 23°37'07.8"N 120°42'05.4"E(WGS84)；資料來源為經濟部中央地質所台灣活動斷層網站。

圖 1.2 鄰近本案基地 30 公里範圍內之活動斷層分佈圖

### B 一般工址水平譜加速度係數

$S_5^D$	$S_2^D$	$S_5^M$	$S_1^M$		
0,80	0,45	1,00	0,55		
工址放大係數					
設計地震		最大考量地震			
$N_5$	$N_2$	$N_5$	$N_2$		
1,03	1,10	1,03	1,15		
$F_5$	$F_2$	$F_5$	$F_2$		
1,00	1,00	1,00	1,00		
$S_{DS} = S_5^D \cdot F_5 \cdot N_5$	$S_{D1} = S_1^D \cdot F_2 \cdot N_2$	$S_{MS} = S_5^M \cdot F_5 \cdot N_5$	$S_{M1} = S_1^M \cdot F_2 \cdot N_2$	$T_0^D = S_{D1} / S_{DS}$	$T_0^M = S_{M1} / S_{MS}$
0,82	0,50	1,03	0,63	0,60	0,61

### C 建築物基本水平震動週期 T

方向	$T_1$ 基本週期	經驗週期係數	$T_c$	$1,4T_c$	$T = \min(T_1; 1,4T_c)$
X向	0,10	$T_c = 0,050h_n^{3/4}$	0,14	0,20	0,10
Y向	0,12	$T_c = 0,050h_n^{3/4}$	0,14	0,20	0,12

I 最小設計水平總橫力

$$V = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left( \frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$$

方向	I	$\alpha_y$	$(S_{aD}/F_u)_m$	V/W
X向	1,000	1,000	0,537	0,383
Y向	1,000	1,000	0,577	0,412

J 中小度水平地震力

$$V^* = \frac{IF_u}{4.2\alpha_y} \left( \frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$$

方向	I	$\alpha_y$	$F_u$	$(S_{aD}/F_u)_m$	V*/W
X向	1,000	1,000	1,000	0,537	0,128
Y向	1,000	1,000	1,000	0,577	0,137

K 最大考量水平地震力

$$V_M = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left( \frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m W$$

方向	I	$\alpha_y$	$(S_{aM}/F_{uM})_m$	$V_M/W$
X向	1,000	1,000	0,653	0,466
Y向	1,000	1,000	0,714	0,510

L 設計水平地震力

方向	V/W	V*/W	$V_M/W$	$V_d/W = \max\{V; V^*; V_M\}/W$	$0.9V_d/W$
X向	0,383	0,128	0,466	<b>0,466</b>	0,420
Y向	0,412	0,137	0,510	<b>0,510</b>	0,459

## 上部結構垂直設計地震力

A 基本資料

基地位置	地盤分類	用途係數
雲林縣古坑鄉	第一類(P.14, 鑽探報告)	1
結構系統	構造形式	設計方法
規範無規定，故韌性容量R採保守值1.0	竹鋼混合構造	極限設計法
起始降伏地震力放大係數 $\alpha_y$	韌性容量R	樓高 $h_n$ (m)
1,0	1,0	4,00

B 一般工址垂直譜加速度係數(取2/3倍之水平譜加速度係數)

$S_{S,V}^D$	$S_{1,V}^D$	$S_{S,V}^M$	$S_{1,V}^M$		
0,40	0,20	0,53	0,30		
工址放大係數					
設計地震		最大考量地震			
$N_s$	$N_v$	$N_s$	$N_v$		
1,03	1,10	1,03	1,15		
$F_s$	$F_v$	$F_s$	$F_v$		
1,00	1,00	1,00	1,00		
$S_{DS,V} = S_{S,V}^D \cdot F_s \cdot N_s$	$S_{D1,V} = S_{1,V}^D \cdot F_v \cdot N_v$	$S_{MS,V} = S_{S,V}^M \cdot F_s \cdot N_s$	$S_{M1,V} = S_{1,V}^M \cdot F_v \cdot N_v$	$T_D^D = S_{D1,V} / S_{DS,V}$	$T_D^M = S_{M1,V} / S_{MS,V}$
0,412	0,220	0,549	0,345	0,534	0,628

C 建築物基本垂直震動週期 T

方向	$T = 0,2T_0^D$
垂直向	0,282

## 下部結構水平設計地震力

A 基本資料

基地位置	地盤分類	用途係數
雲林縣古坑鄉	第一類(P.18, 鑽探報告)	1
近斷層因子		
大尖山斷層5.51 km		

B 一般工址水平譜加速度係數

$S_3^D$	$S_1^D$	$S_3^M$	$S_1^M$		
0,80	0,45	1,00	0,55		
工址放大係數					
設計地震		最大考量地震			
$N_3$	$N_1$	$N_3$	$N_1$		
1,03	1,10	1,03	1,15		
$F_3$	$F_1$	$F_3$	$F_1$		
1,00	1,00	1,00	1,00		
$S_{DS} = S_3^D F_3 N_3$	$S_{D1} = S_1^D F_1 N_1$	$S_{MS} = S_3^M F_3 N_3$	$S_{M1} = S_1^M F_1 N_1$	$T_0^D = S_{D1} / S_{DS}$	$T_0^M = S_{M1} / S_{MS}$
0,82	0,50	1,03	0,63	0,60	0,61

C 地下結構設計水平地震力震度K

$$K = 0.1 \left(1 - \frac{H}{40}\right) S_{MS} I, \left(1 - \frac{H}{40}\right) \geq 0.5$$

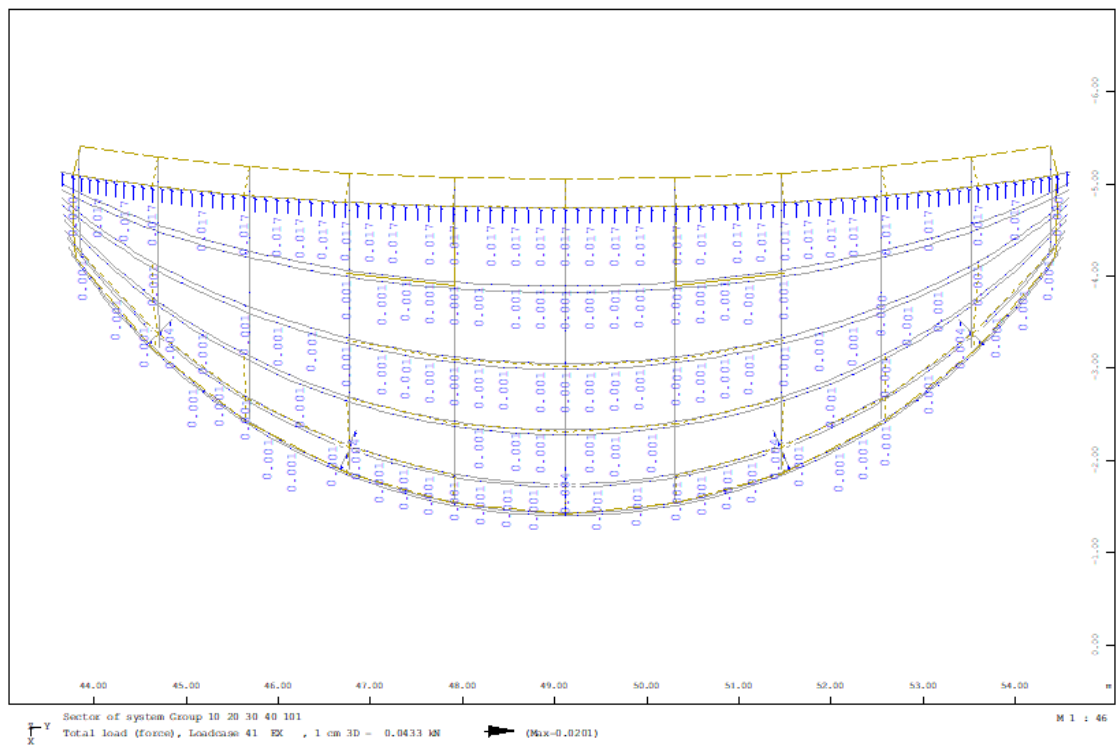
樓版	深度H	1-H/40	K
1FL	0,000	1,000	0,103
BF(基礎版)	0,500	0,988	0,102

## 地震扭矩

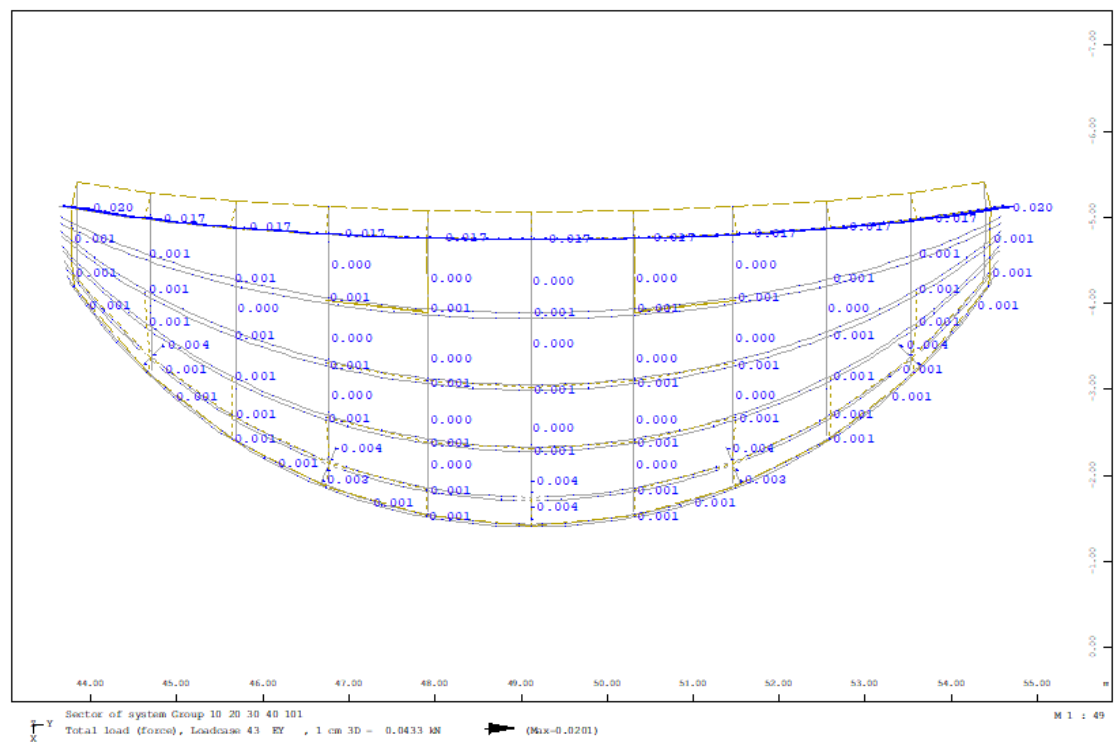
$$\begin{aligned}
 W_{\text{上部結構之總重}} &= 16.4 \quad [\text{kN}] \\
 F_{\text{地震力}} = W * 0.52 &= 8.53 \quad [\text{kN}] \\
 L = 12,1\text{m} * 0.05 &= 0.605 \quad [\text{m}] \\
 T_{\text{地震扭矩}} = F * L &= 5.2 \quad [\text{kNm}]
 \end{aligned}$$

## 載重圖像說明

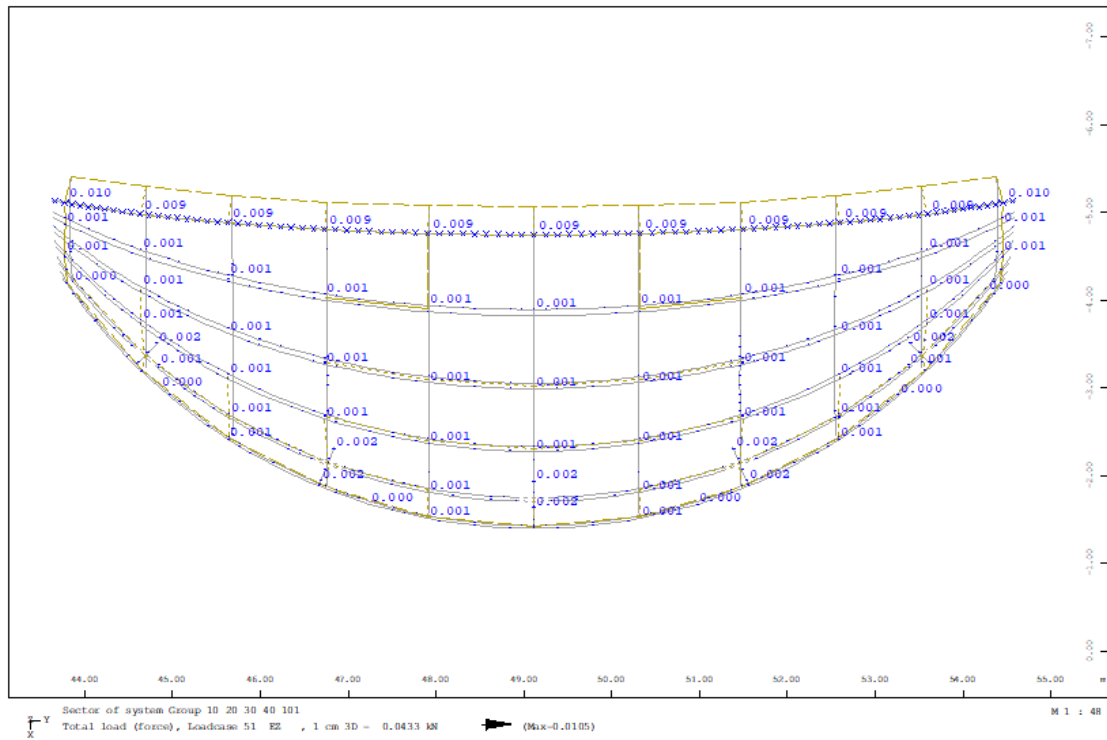
地震力轉換之節點載重展示如下：



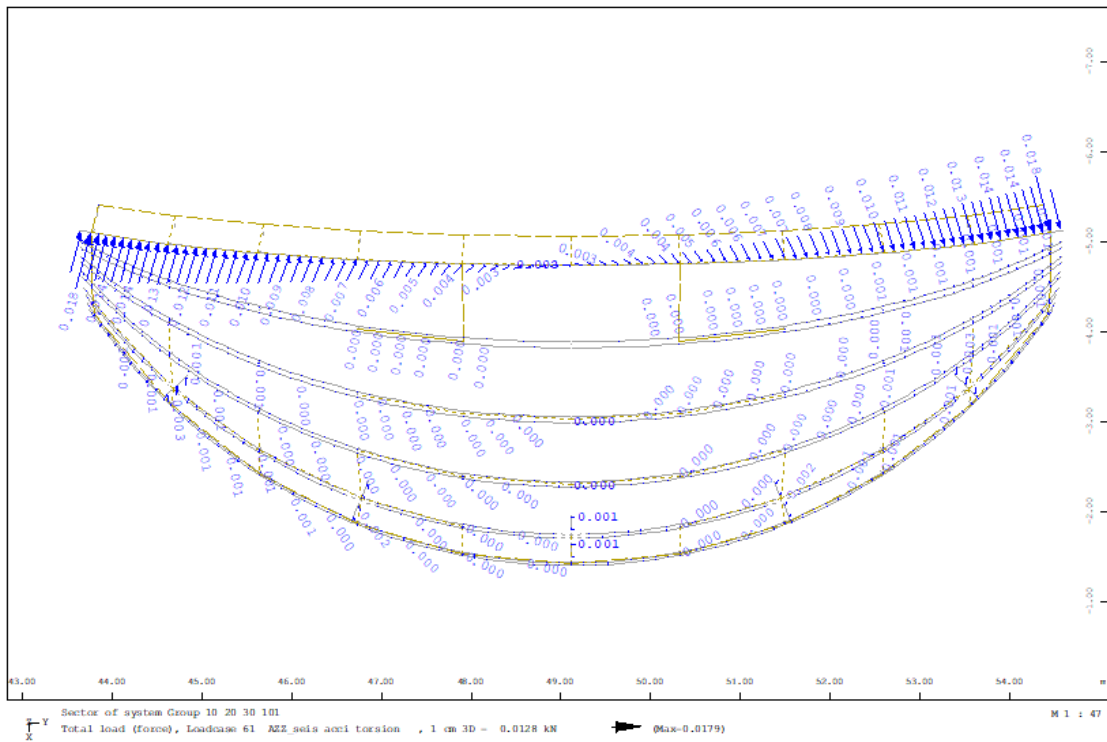
圖十二.11 地震力 X 向[kN]



圖十二.12 地震力 Y 向[kN]



圖十二.13 地震力 Z 向[kN]



圖十二.14 地震力扭矩[kNm] (扭矩轉換之節點載重)

### 12.3.3 風力

#### 設計風力

##### (1) 地況種類

<p>地況種類依建築物所在位置及其附近地表特性而定，分成以下三類：</p> <p>(1)地況 A：大城市市中心區，至少有 50%之建築物高度大於 20 公尺者。建築物迎風向之前方至少 800 公尺或建築物高度 10 倍的範圍(兩者取大值)係屬此種條件下，才使用地況 A。</p> <p>(2)地況 B：大城市市郊、小市鎮或有許多像民舍高度(10~20 公尺)，或較民舍為高之障礙物分布其間之地區者。建築物迎風向之前方至少 500 公尺或建築物高度 10 倍的範圍(兩者取大值)係屬此種條件下，方可使用地況 B。</p> <p>(3)地況 C：平坦開闊之地面或草原或海岸或湖岸地區，其零星座落之障礙物高度小於 10 公尺者。</p> <p>若附近地況為介於地況 A 與地況 B 間或地況 B 與地況 C 間之過渡地況，原則上應採用會產生較大風力之地況，但也可利用可信賴之合理分析法，決定此一過渡地況之風速垂直分布。</p>
--

##### (2) 地況種類所對應之參數

表 2.2 地況相關參數

地況	$\alpha$	$z_g$ (m)	$\bar{b}$	$c$	$\lambda$ (m)	$\bar{\varepsilon}$	$z_{\min}$ (m)
Exposure A	0.32	500	0.45	0.45	55	0.5	18
B	0.25	400	0.62	0.30	98	0.33	9
C	0.15	300	0.94	0.20	152	0.20	4.5

#### C 基本風壓

$z_{\text{height above ground level}}$	=	4	[m]
$z_g$ _nominal height of the atmospheric boundary layer	=	300	[m]
$\alpha$ _10min gust-speed power law exponent	=	0,15	[-]
$K_z=2,774(z/z_g)^{2\alpha}$ , $z>5m$	=	0,812	[-]
$K_{zt}$ _topographic factor	=	1	[-]
$V_{10(C)}$ _basic design wind speed at 10m height (ave.10min)	=	27,5	[m/sec]
$q$ _velocity pressure= $0.06 K_z K_{zt} [I V_{10(C)}]^2$	=	36,85	[kgf/m <sup>2</sup> ]
	=	0,361	[kN/m <sup>2</sup> ]

#### D 陣風反應因子(10min)

G	=	1,88
---	---	------

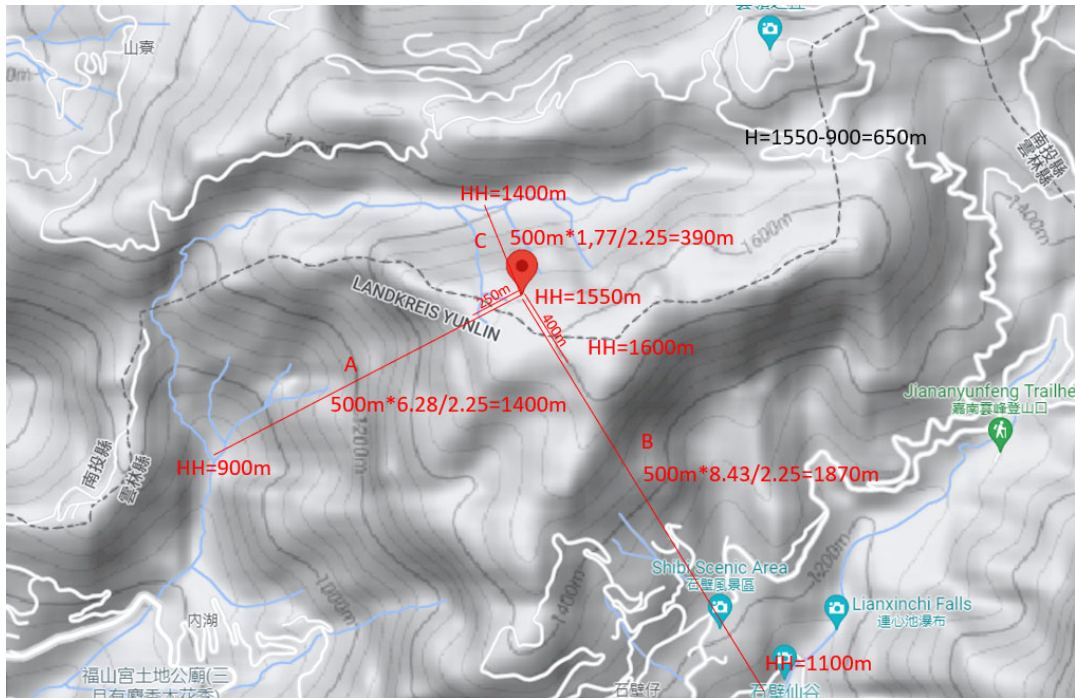
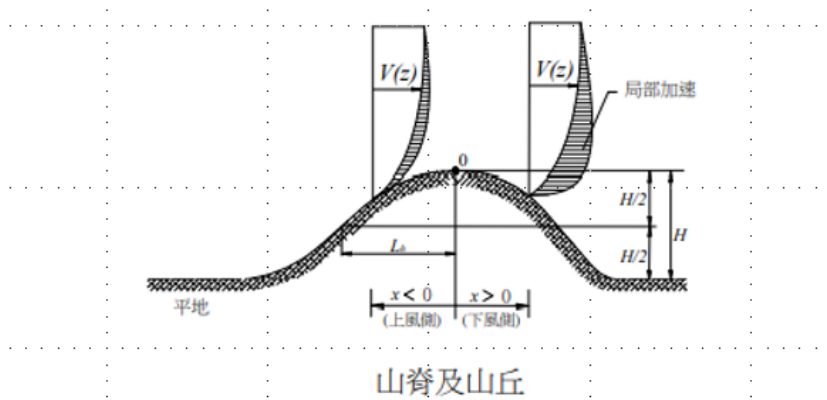
**E**  $F=qGC_fA_c$ : 外風壓 (MWFRS)

$q=q(Z_{AC})_{\text{面積}} A_c$  形心高度  $Z_{AC}$  處之風速壓 = 0,37 [kN/m<sup>2</sup>]

$C_f$  = 1,3 [-]

$F=qGC_f$  = 0,90 [kN/m<sup>2</sup>]

**F**  $K_{zt}$ : 針對局部地形之修正參數



$K_1$

$H=1550-900$  = 650 m

$L_h$  = 700 m

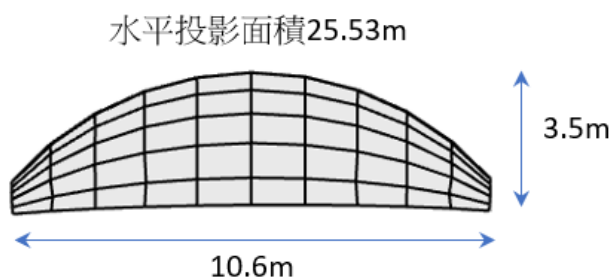


$H/L_h = \min(H/L_h; 0,5)$	=	0,50	-
$K_1$	=	0,72	-
$K_2$			
$x$	=	250	m
$L_h = 2H$	=	1300	m
$x/L_h$	=	0,19	-
$K_2$	=	1	-
$K_3$			
$z$	=	3	m
$L_h = 2H$	=	1300	m
$z/L_h$	=	0,002	-
$K_3$	=	1	-
$K_{zt}$			
$K_{zt} = (1 + K_1 K_2 K_3)^2$	=	2,96	-

**G** 施於結構模型水平投影面之風壓

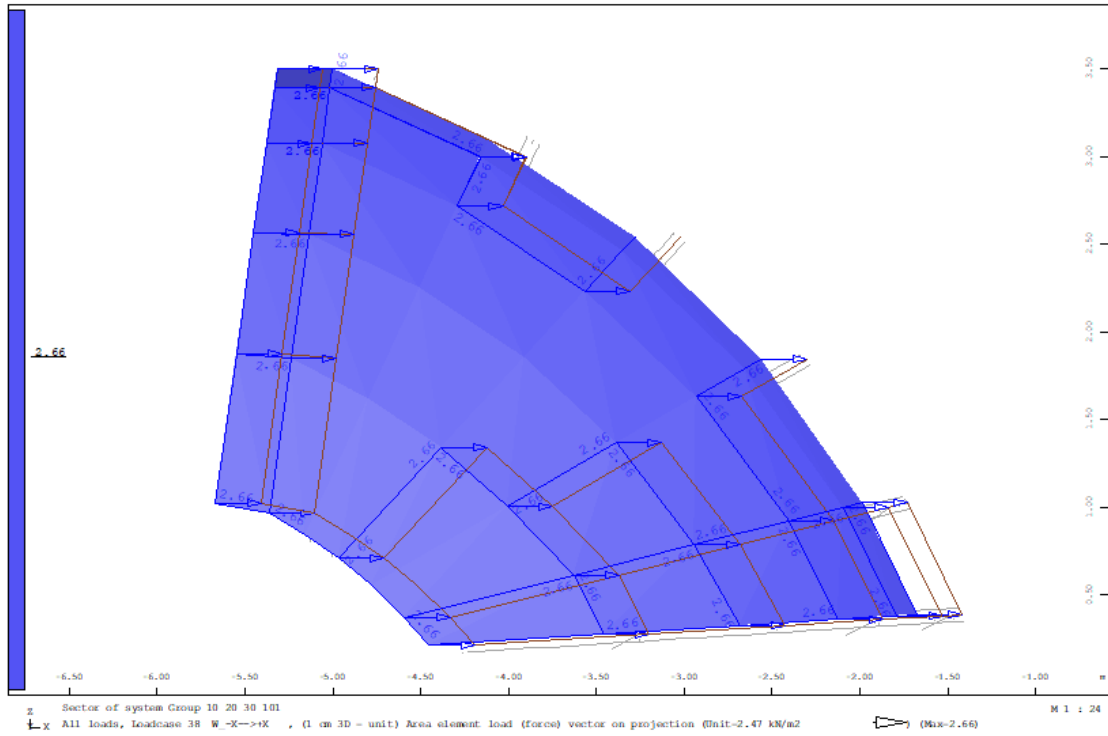
$P = FK_{zt}$	=	2,66	kN/m <sup>2</sup>
---------------	---	------	-------------------

### 風力扭矩

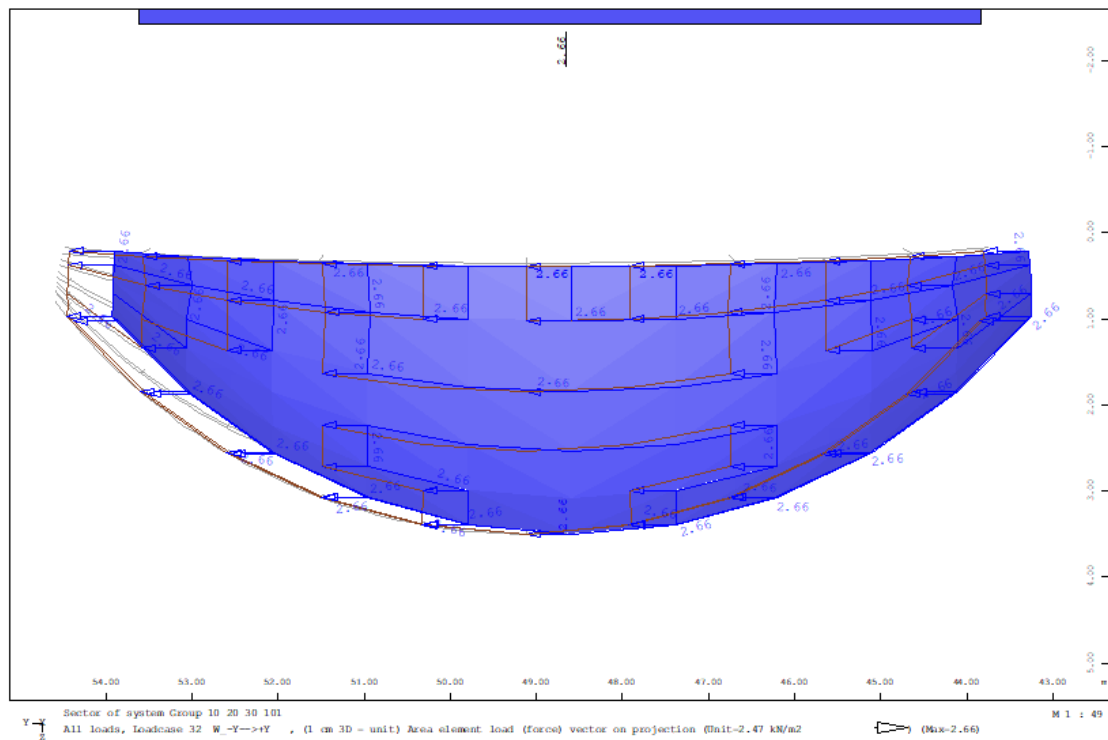


$B_{\text{受風面寬}}$	=	10,6	[m]
$L_{\text{受風進深}}$	=	4.0	[m]
$h_{\text{受風面平均高度}} = 25.53/10.6$	=	2.4	[m]
$h/(BL)^{0.5}$	=	0.37	< 3
$F_{\text{正面總風力}} = 25.5 * 2.66$	=	67.9	[kN]
$T_{\text{風力扭矩}} = 0,28 * B * F$	=	202	[kNm]

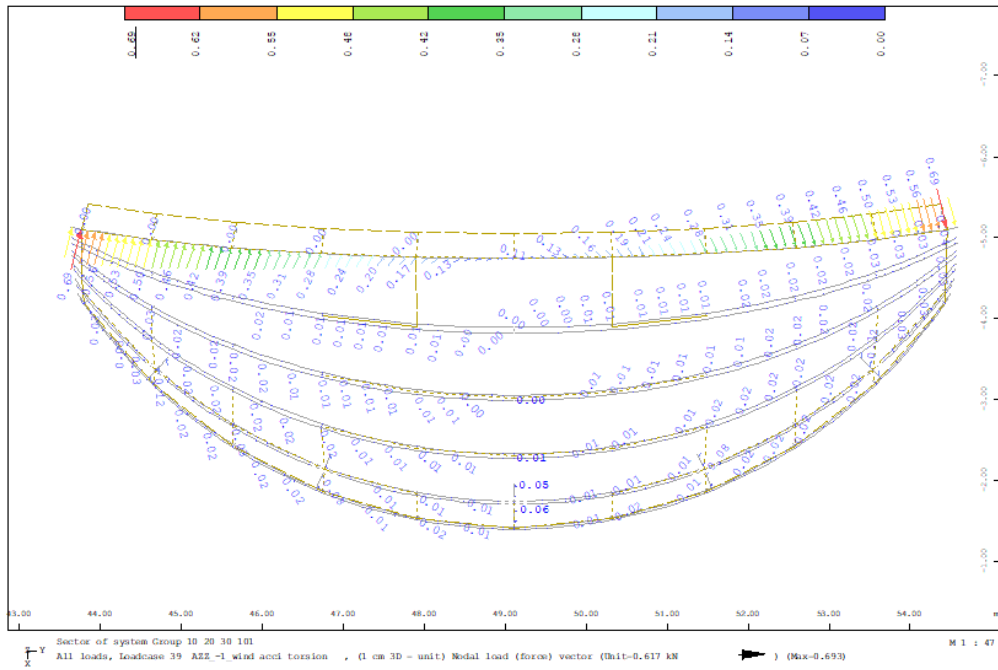
### 載重圖像說明



圖十二.15 風力 X 向[kN/m<sup>2</sup>]



圖十二.16 風力 Y 向[kN/m<sup>2</sup>]



圖十二.17 風力扭矩 [kNm] (扭矩轉換之節點載重)

## 12.4 載重組合

### 12.4.1 分析載重之簡稱

DL 結構自身重量

SDL 外加靜載重

D 總靜載重 (DL+SDL)

LL 樓板活載重

Lr 屋頂活載重

Ex X方向之水平地震力

Ey Y方向之水平地震力

Ev Z方向之垂直地震力

Er 質量偏心造成之靜態扭矩地震力

Eh 總水平地震力 (Ex或Ey，並包含Er之作用)

W1 來自方向 1 之風力

W2 來自方向 2 之風力

W3 來自方向 3 之風力

Wt 扭矩風力

W 總水風力 (W1、W2或W3，並包含Wt之作用)

### 12.4.2 LRFD 與 ASD 載重組合

本設計須同時考慮兩類型載種組合：極限設計法(LRFD)之載種組合，應用於竹構造、鋼構造與RC構造。容許應力設計法(ASD)之載種組合，應用於土壤反力。這兩類型載種組合表列如下：

表十二.3 極限設計法 (竹構造、鋼構造與 RC 構造)

No.	載重組合
1	1.4D
3	1.2D + 1.6Lr + 0.8W
4	1.2D + 1.6W + 0.5Lr
5	1.2D + E
6	0.9D + 1.6W
7a	0.9D + (E <sub>h</sub> - 0.3E <sub>v</sub> )
7b	0.9D + (0.3E <sub>h</sub> - E <sub>v</sub> )

其中，No.5的地震力E，為考量地震正交效應100%-30%法則(E<sub>h</sub> + 0.3E<sub>v</sub>及0.3E<sub>h</sub> + E<sub>v</sub>)，惟E<sub>h</sub>尚須包括E<sub>hx</sub>與E<sub>hy</sub>的地震正交效應，依EN 8-1998.1 建議該兩部分可以12.1~12.3式取代：

$$E_{hx} \pm 0.3E_{hy} \pm 0.3E_v \quad (12.1)$$

$$0.3E_{hx} \pm E_{hy} \pm 0.3E_v \quad (12.2)$$

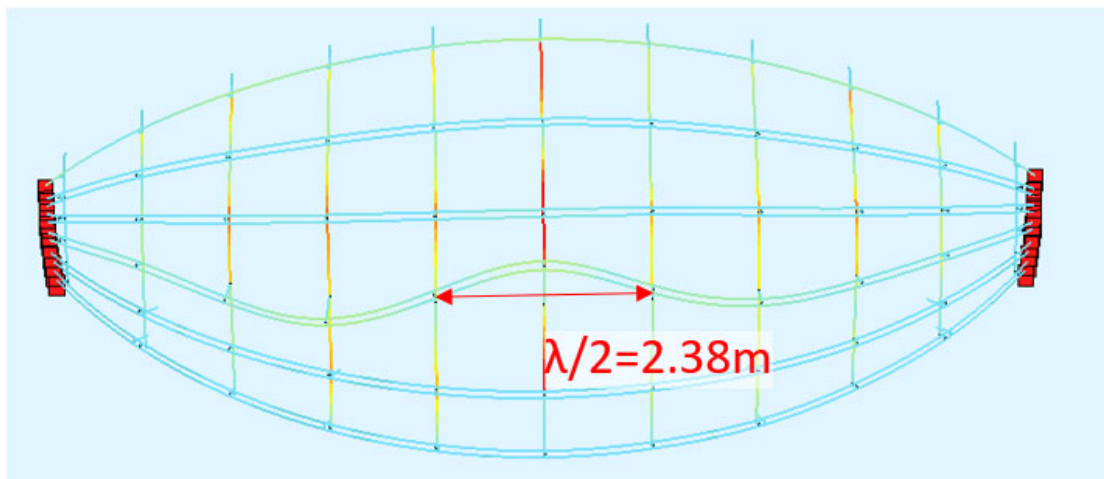
$$0.3E_{hx} \pm 0.3E_{hy} \pm E_v \quad (12.3)$$

表十二.4 容許應力設計法 (土壤反力適用)

No.	載重組合
1	D + Lr
2	D + Lr + W
3	D + W
4	D + LL + (E <sub>h</sub> + 0.3E <sub>v</sub> )
5	D + LL + (E <sub>v</sub> + 0.3E <sub>h</sub> )

## 12.5 幾何不完美

利用 9.3.2 節介紹之方式考量幾何不完美。每個極限設計法載種組合皆須引入其第一挫屈模態作為幾何缺陷，該幾何缺陷之最大振幅應調較至該模態波長的 1/400 倍。圖十二.18 展示定義為  $1.2D + 1.6Lr + 0.8W$  的某一載重組合的第一挫屈模態及其波長的定義：

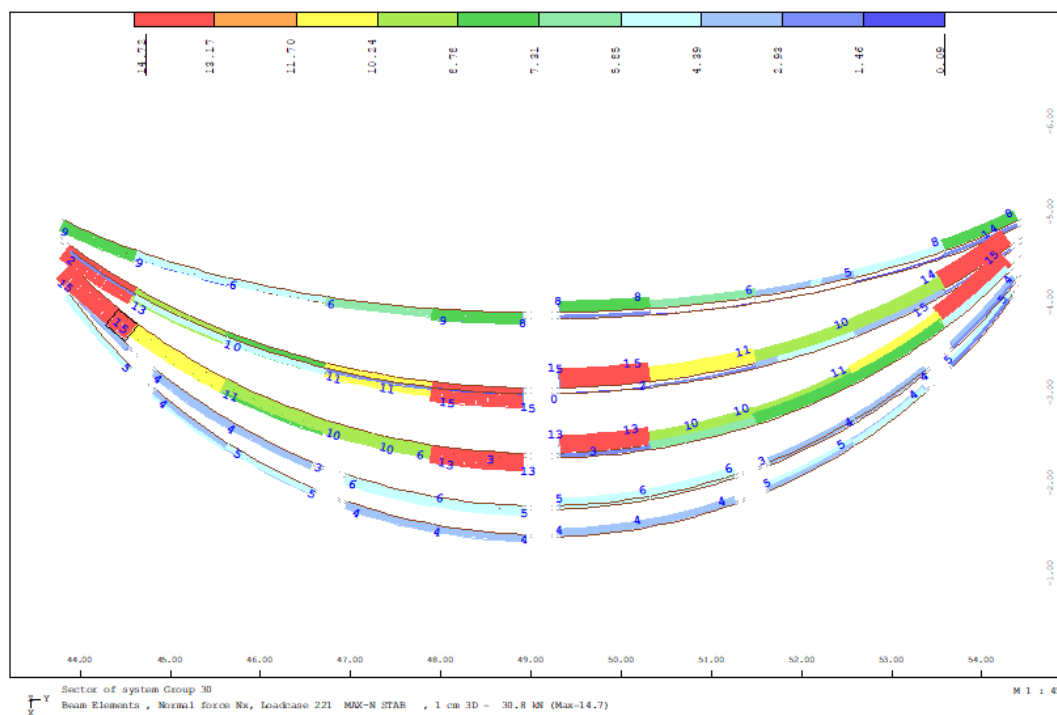


圖十二.18: 載重組合 ( $1.2D + 1.6Lr + 0.8W$ ) 的第一挫屈模態 (Buckling factor: 7.9)

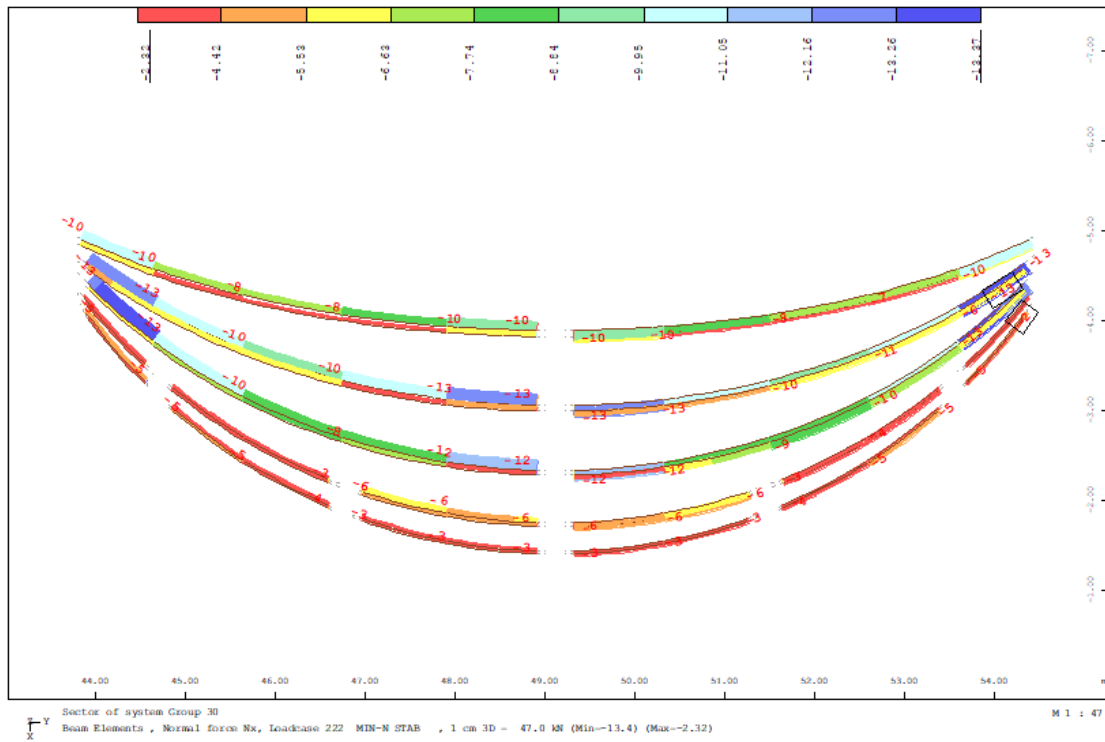
## 12.6 構件設計

### 12.6.1 孟宗竹管

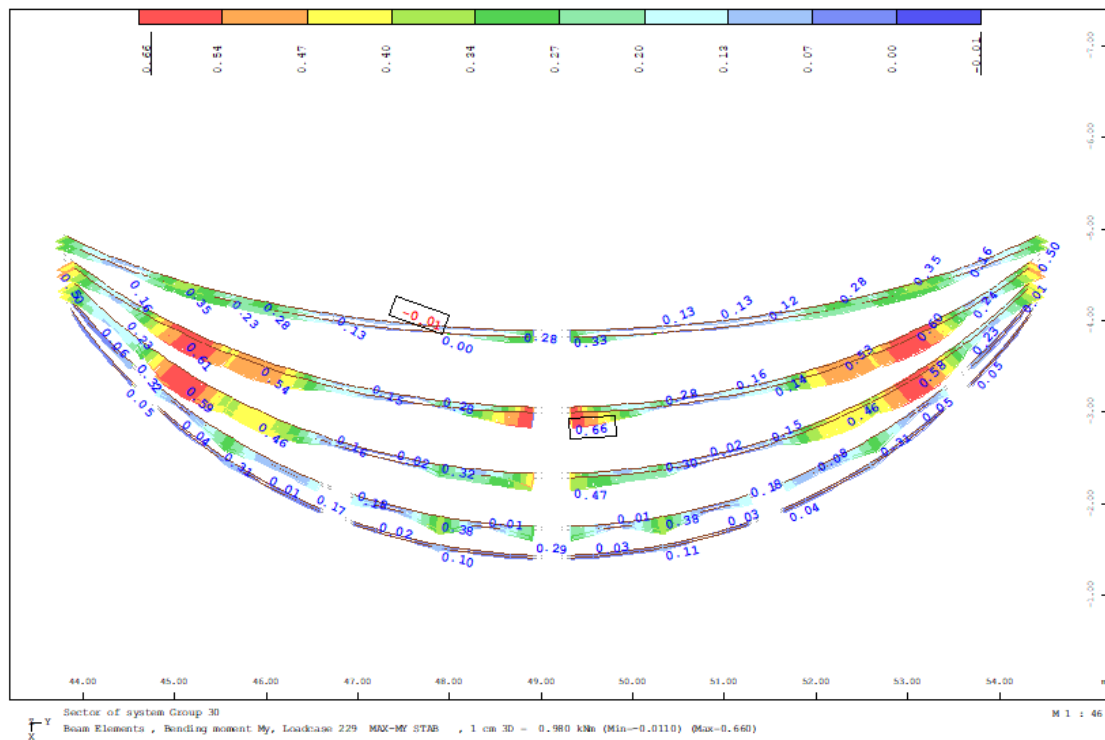
#### 內力



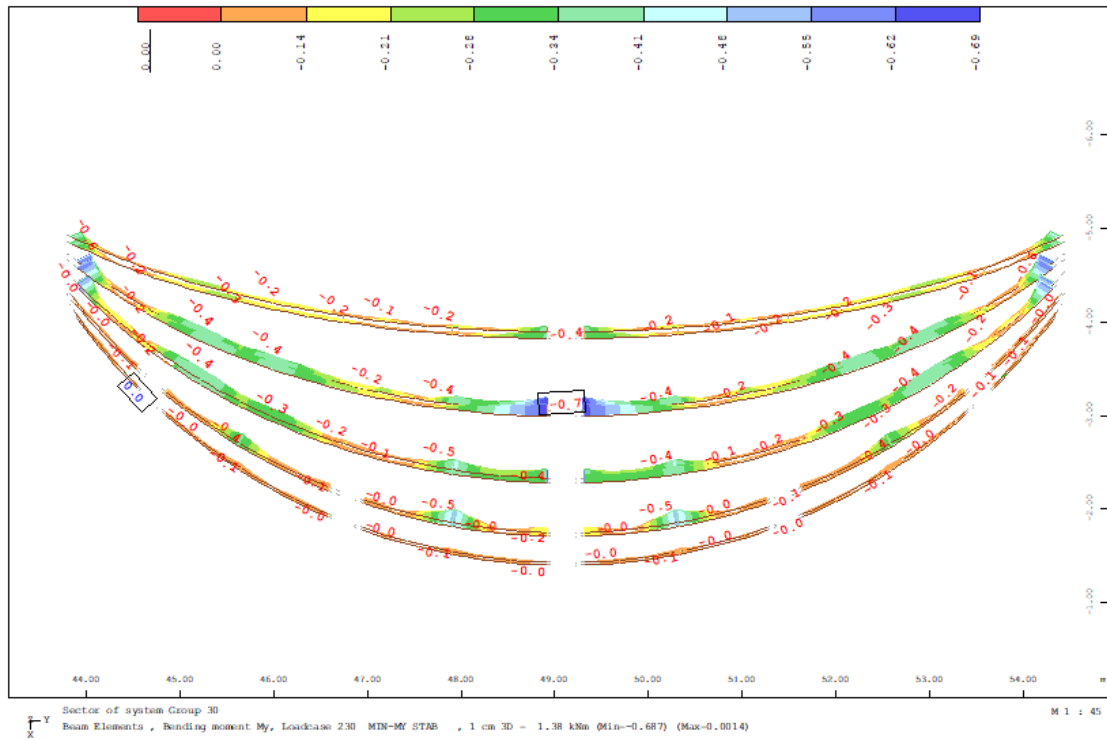
圖十二.19 最大軸力 N [kN]



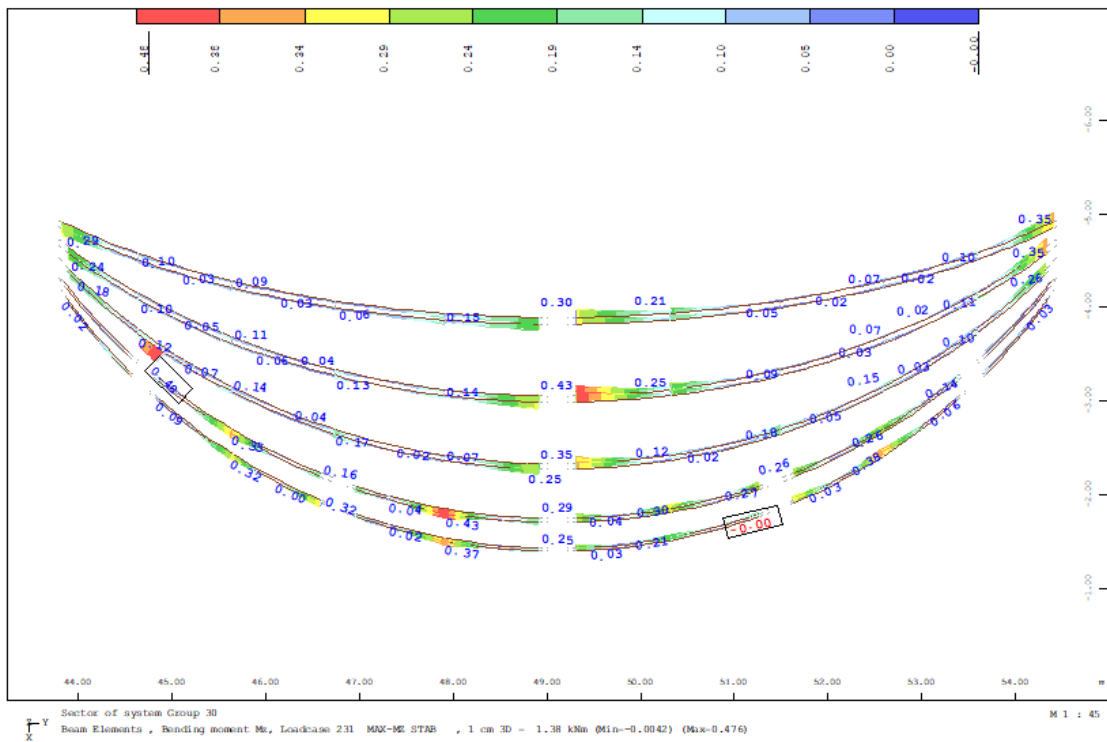
圖十二.20 最小軸力 N [kN]



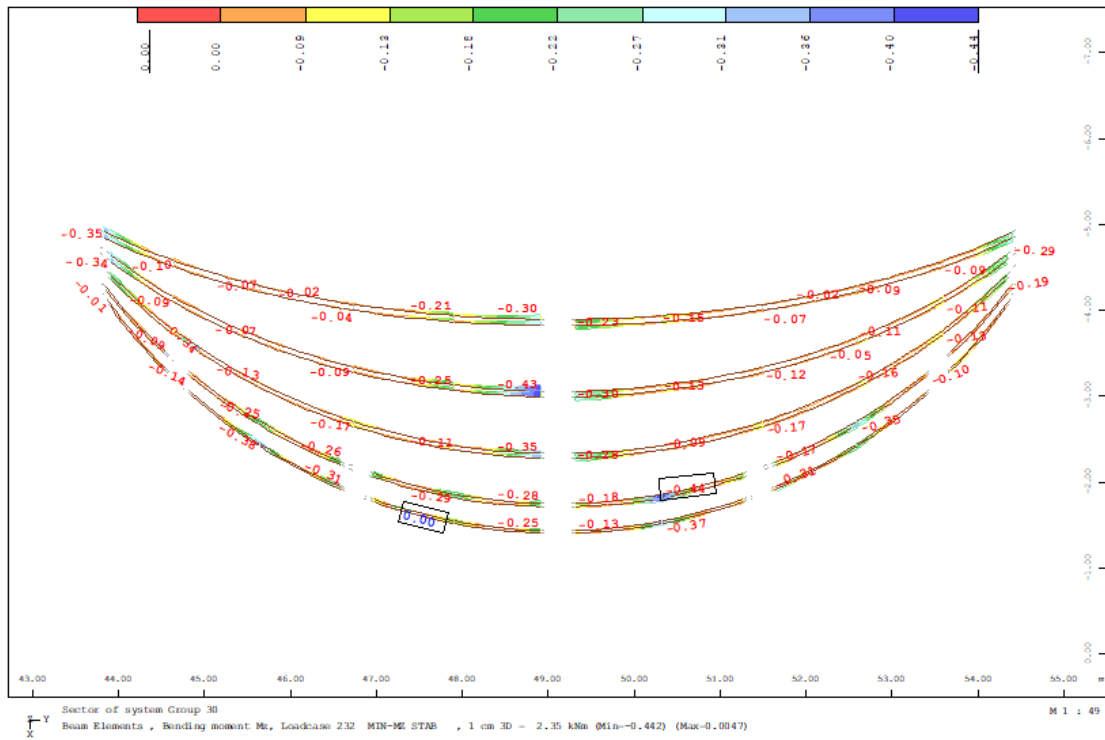
圖十二.21 最大彎矩 My [kNm]



圖十二.22 最小彎矩 My [kNm]

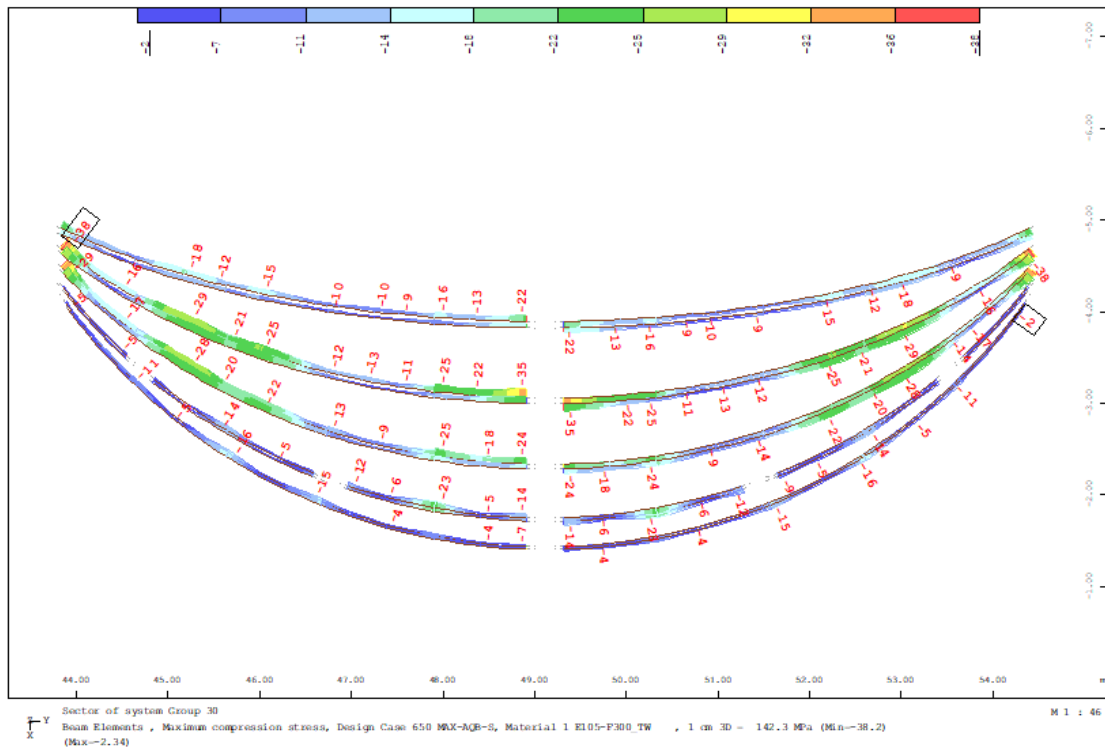


圖十二.23 最大彎矩 Mz [kNm]



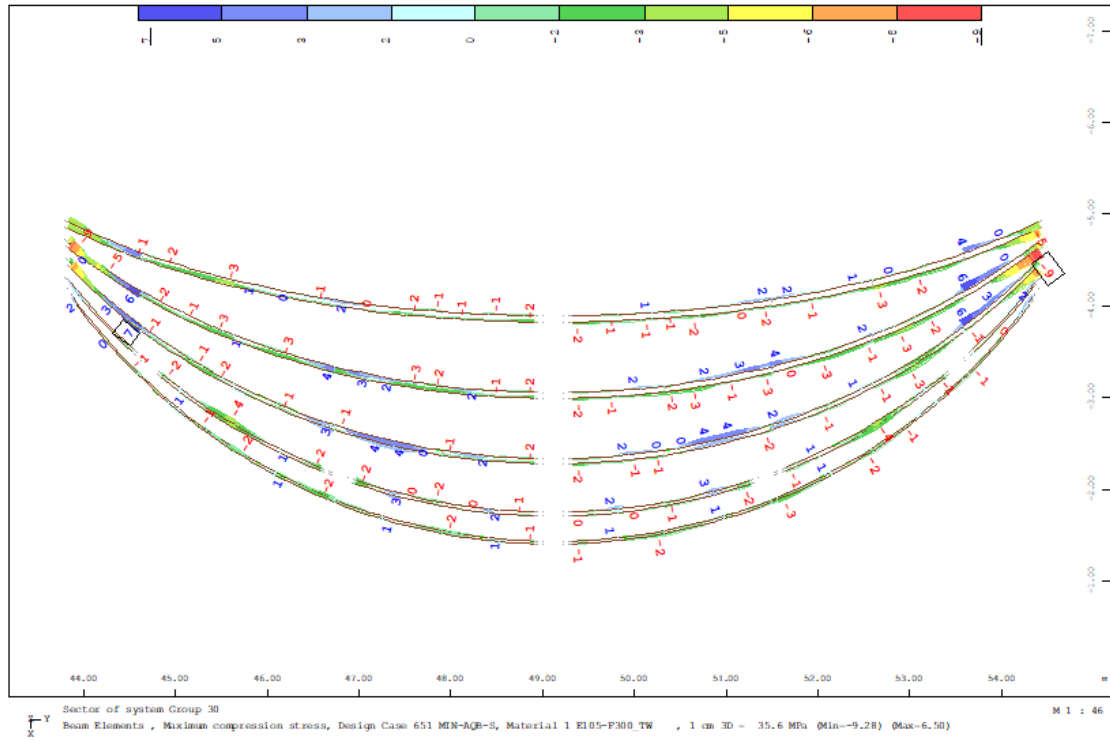
圖十二.24 最小彎矩  $M_z$  [kNm]

### 應力



圖十二.25 最大軸應力  $\sigma_n = 20 < \sigma_{Rd} = 35$  [MPa] O.K.





圖十二.26 最大剪應力  $\tau = 1.7 < \tau_{Rd} = 2.3$  [MPa] O.K.

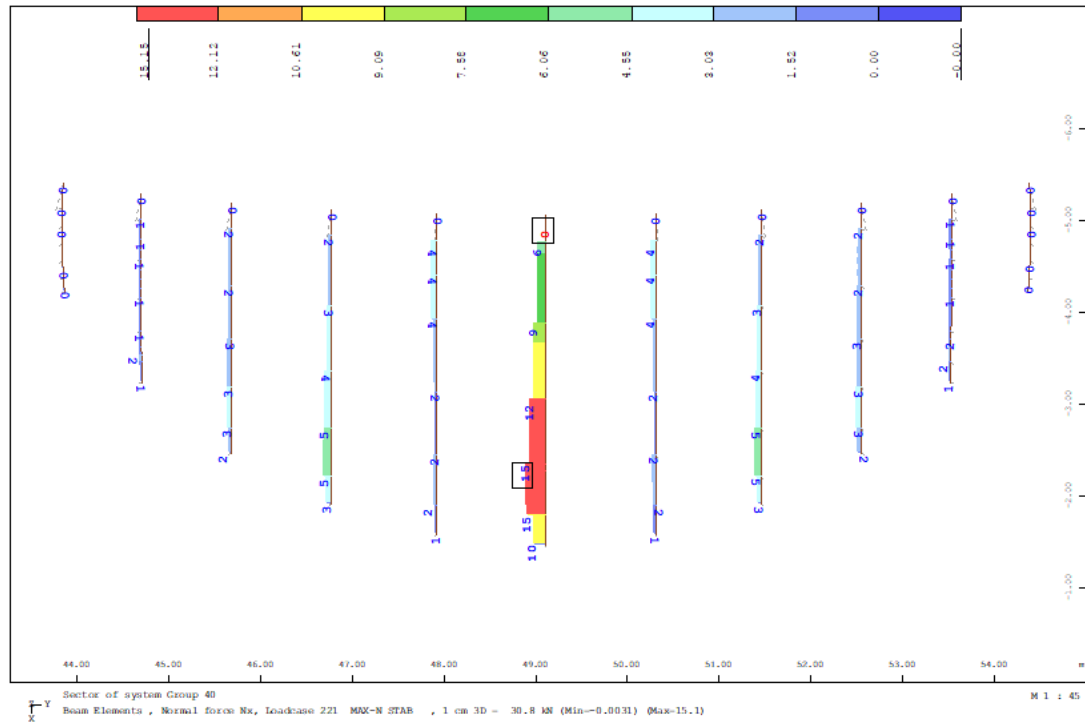
**檢核**

檢核方式請參照第十章與第十一章之相關內容。

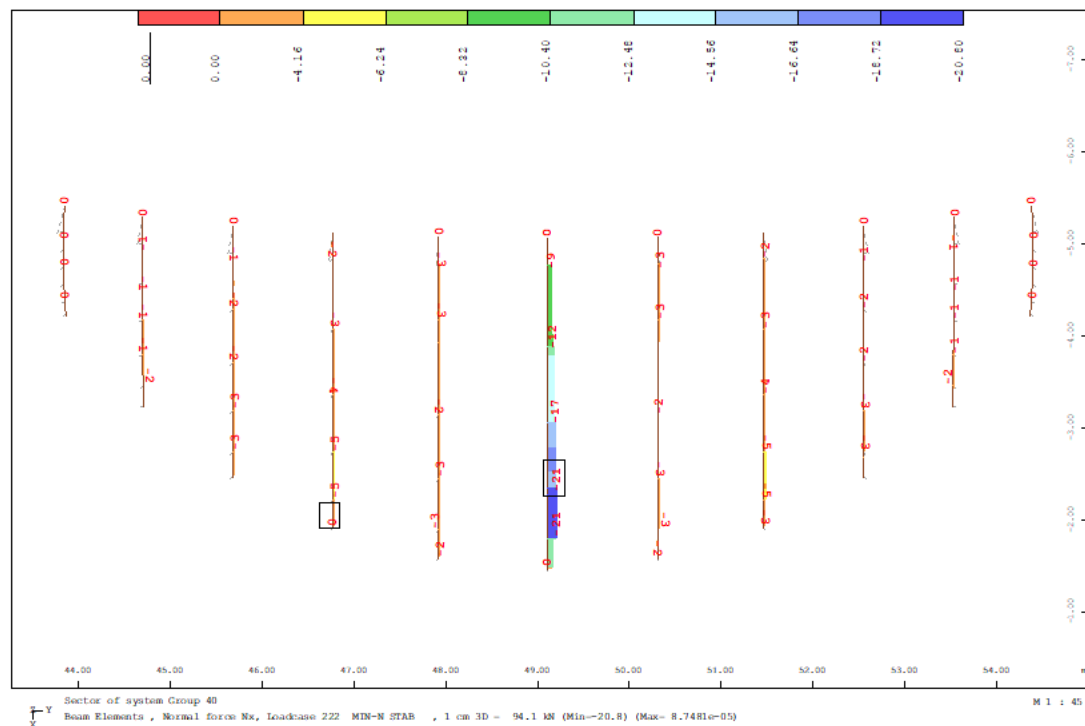
## 12.6.2 桂竹管

此處呈現之內力與應力皆為30支竹管的總和，故計算單竹管之內力與應力時，須將模擬計算結果值乘上1/30倍。

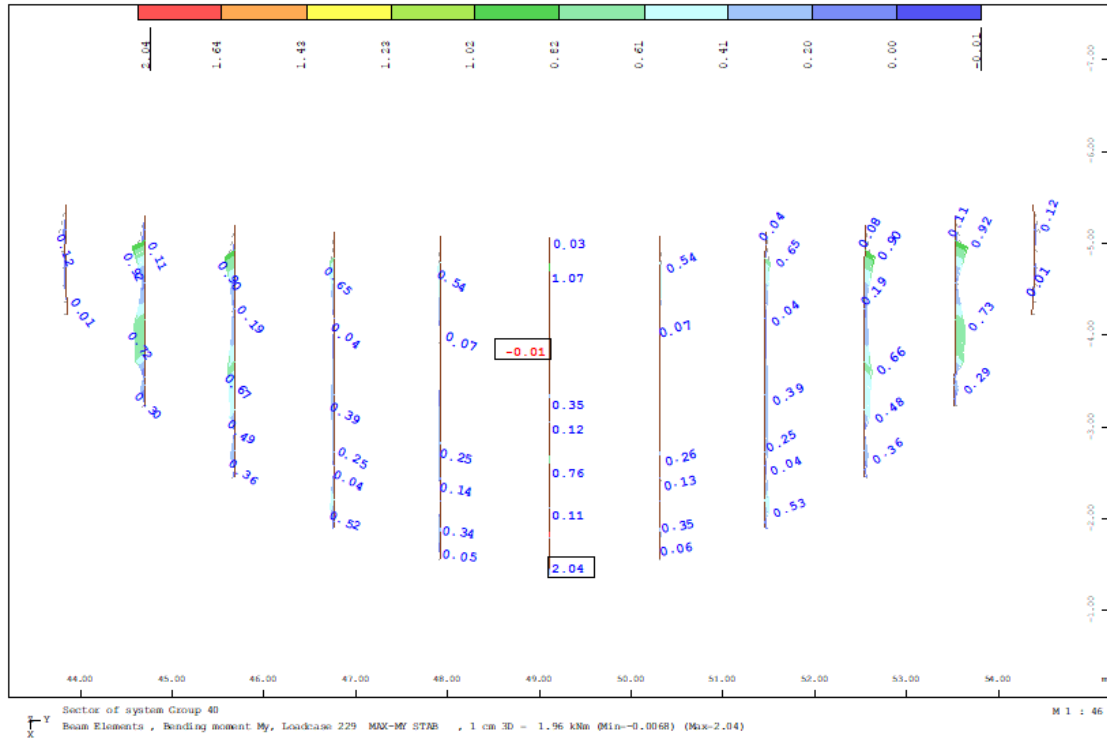
### 內力



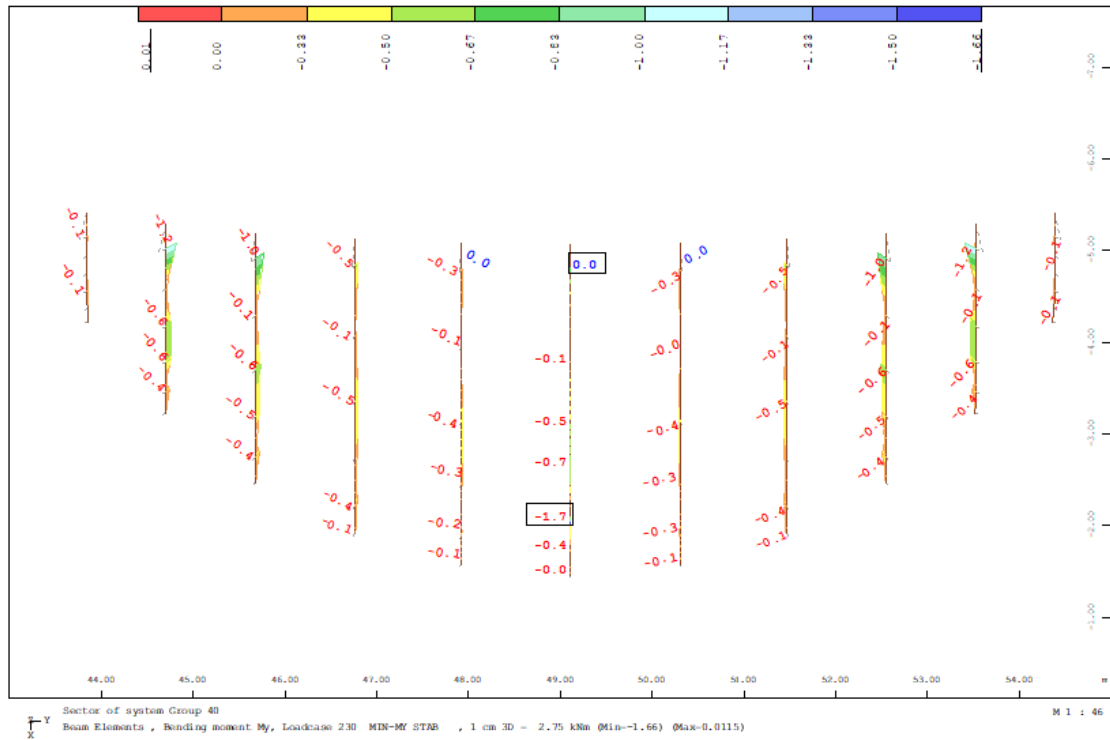
圖十二.27 最大軸力 N [kN]



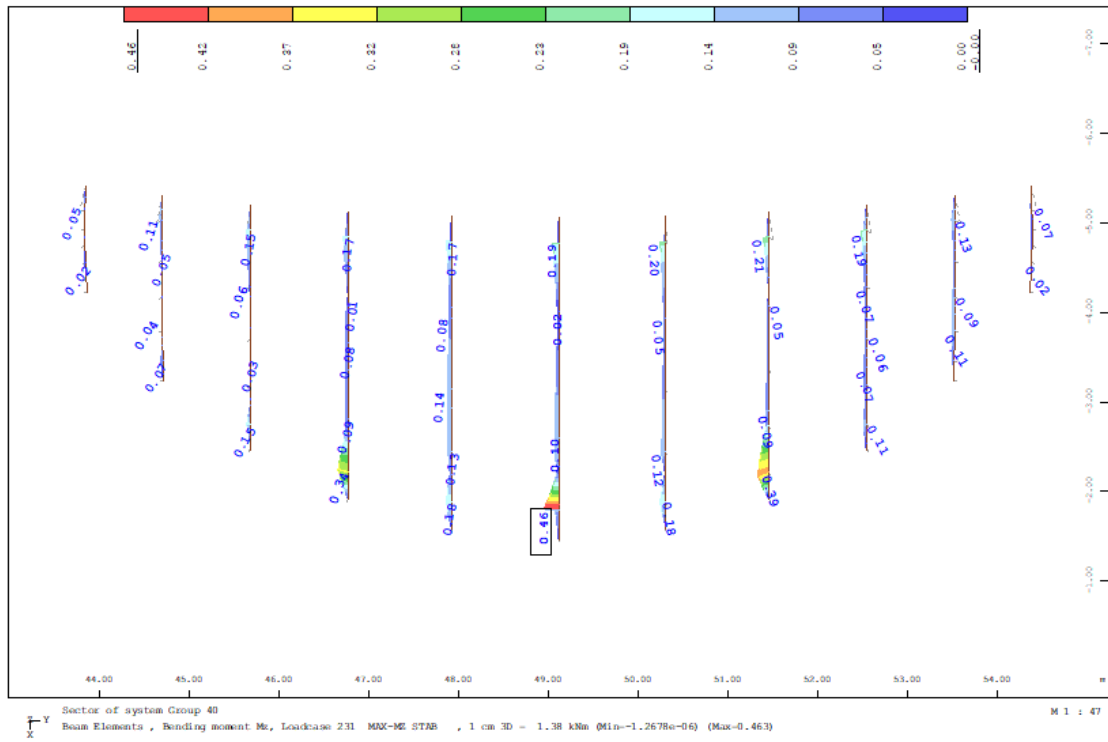
圖十二.28 最小軸力 N [kN]



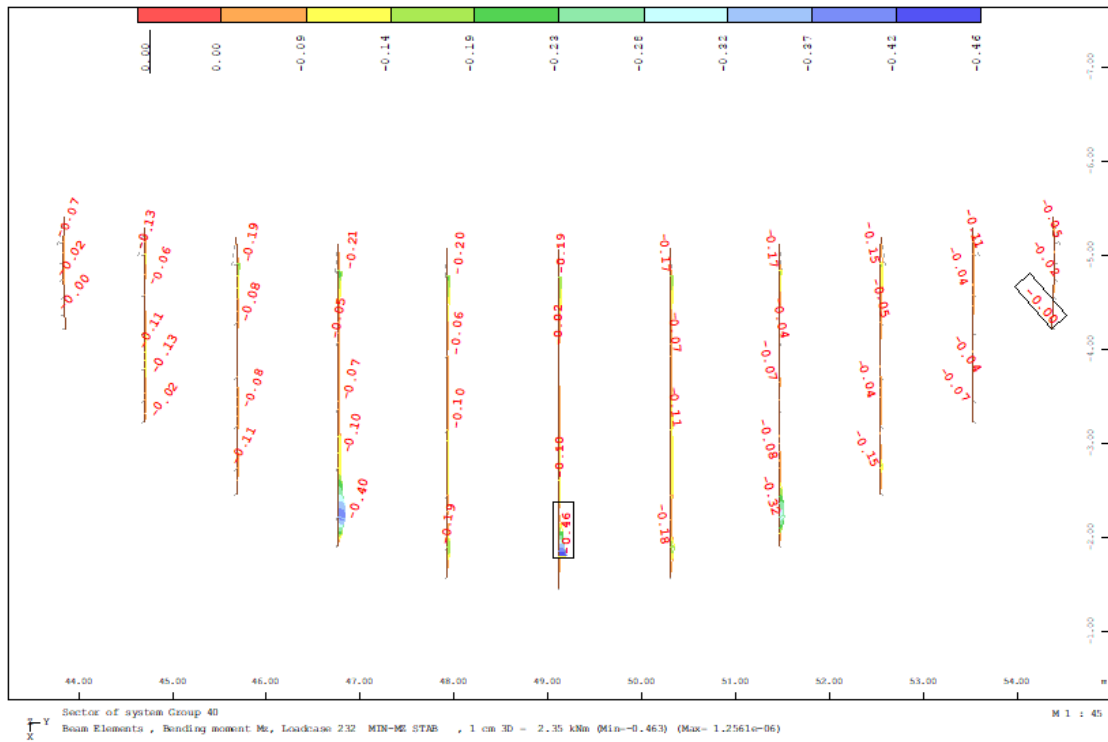
圖十二.29 最大彎矩  $M_Y$  [kNm]



圖十二.30 最小彎矩  $M_Y$  [kNm]

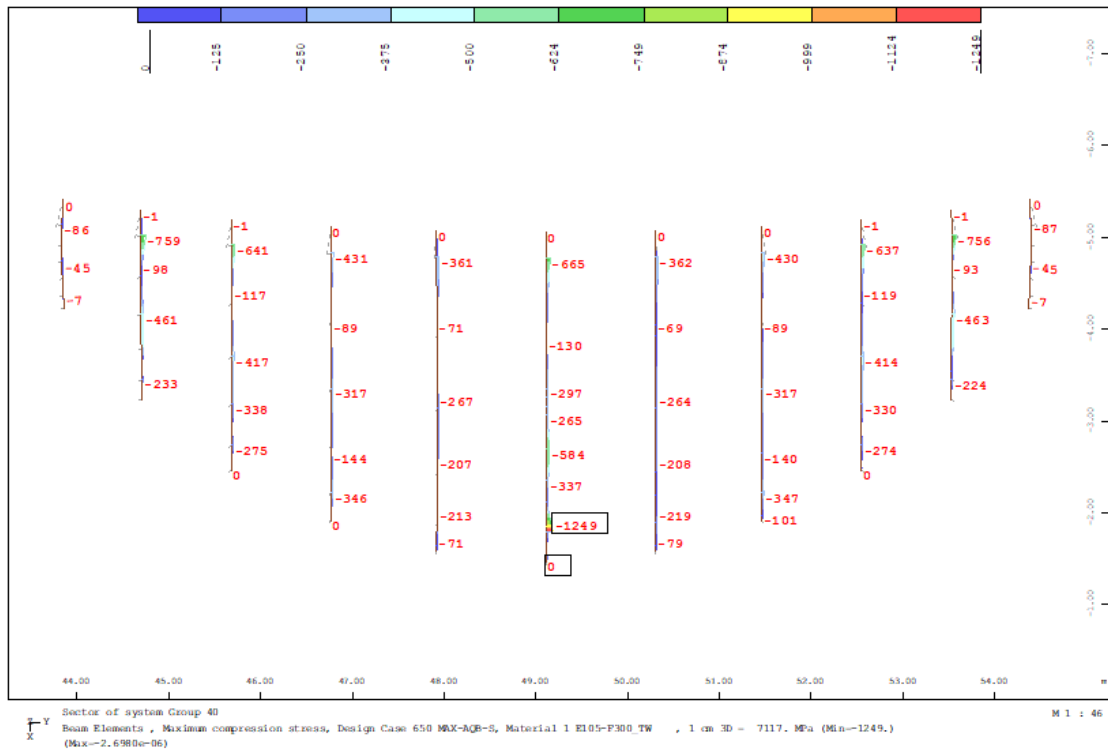


圖十二.31 最大彎矩  $M_z$  [kNm]

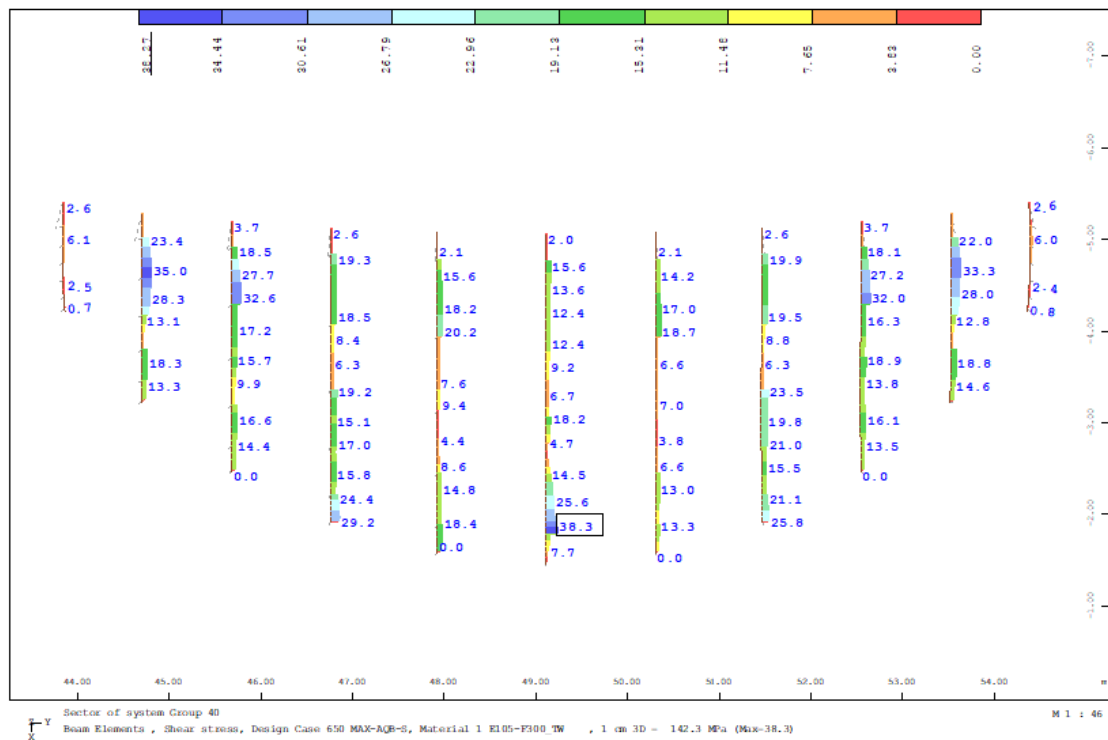


圖十二.32 最小彎矩  $M_z$  [kNm]

## 應力



圖十二.33 最大軸應力  $\sigma_n = 1249/42 = \sigma_{Rd} = 48$  [MPa] O.K.



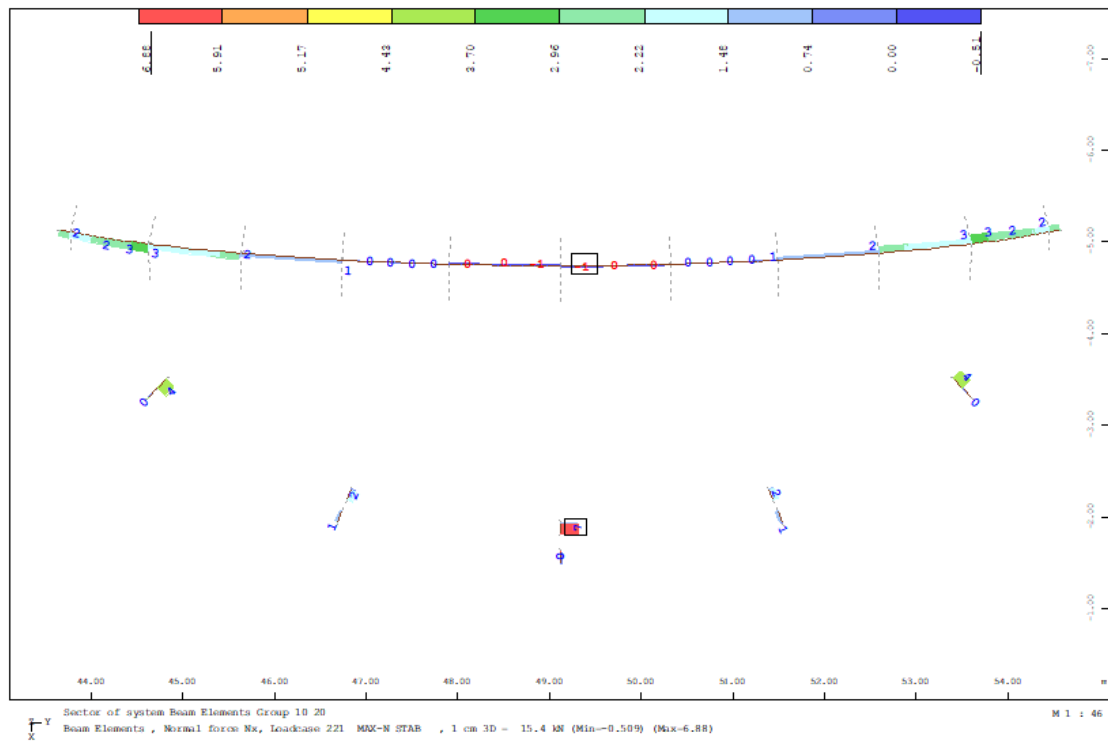
圖十二.34 最大剪應力  $\tau = 38.3/30 = 1.3 < \tau_{Rd} = 3.2$  [MPa] O.K.

## 檢核

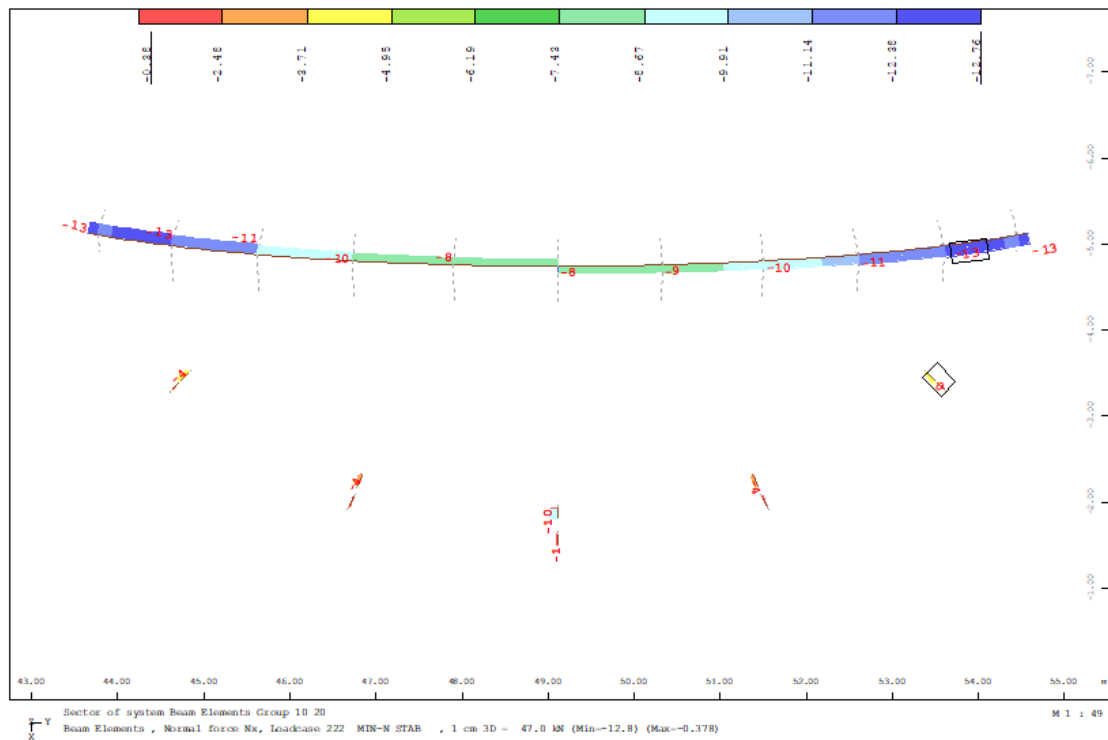
檢核方式請參照第十章與第十一章之相關內容。

### 12.6.3 主要鋼構

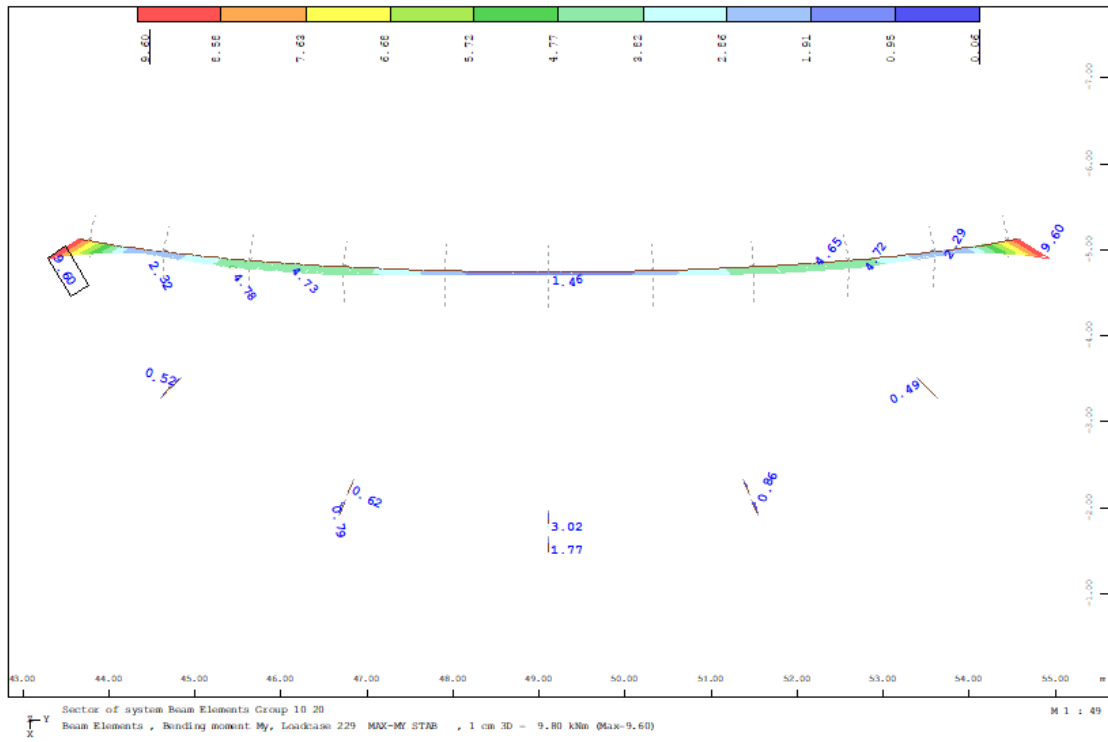
#### 內力



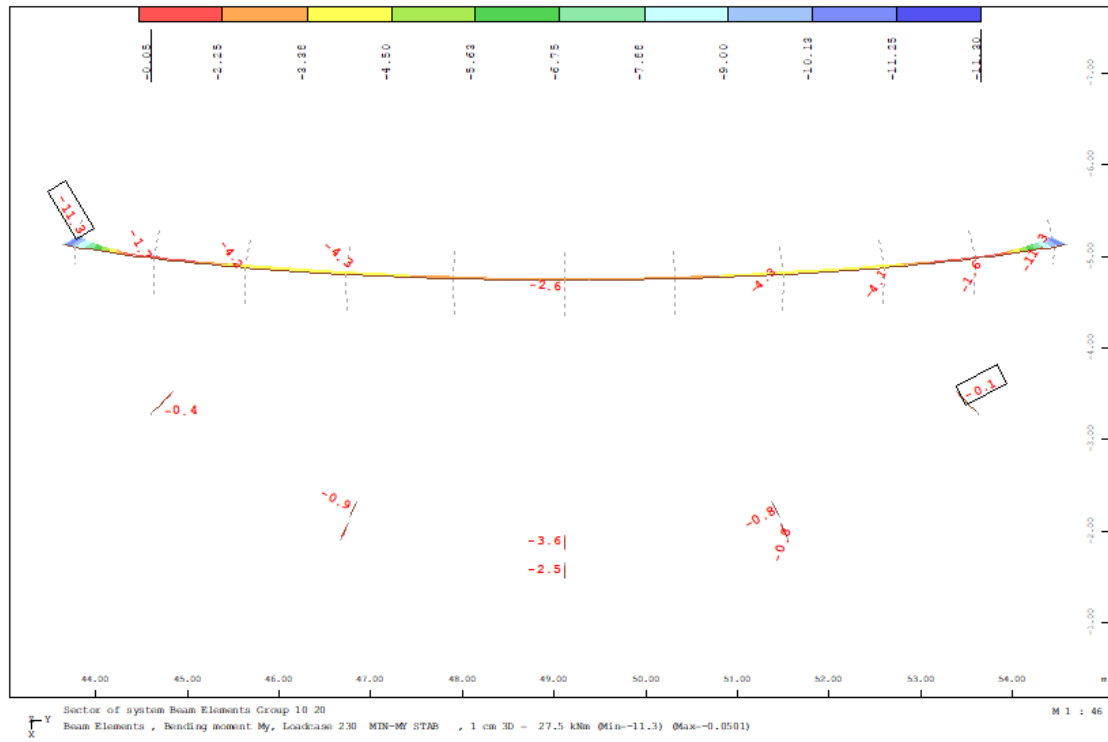
圖十二.35 最大軸力 N [kN]



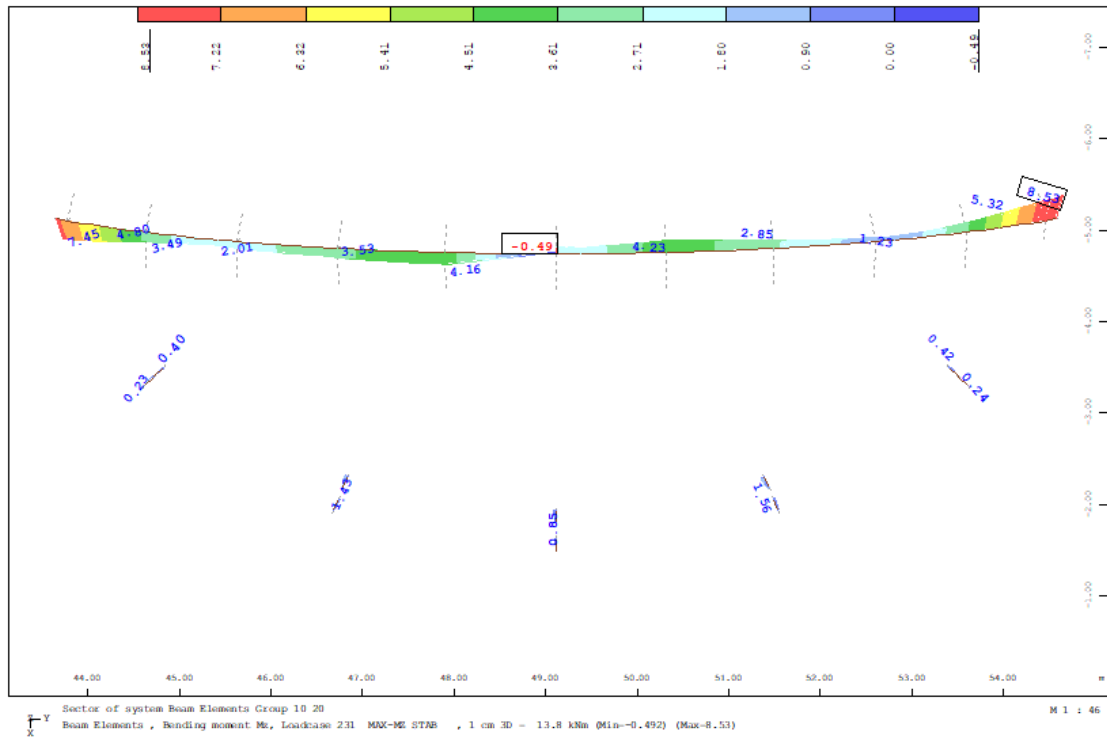
圖十二.36 最小軸力 N [kN]



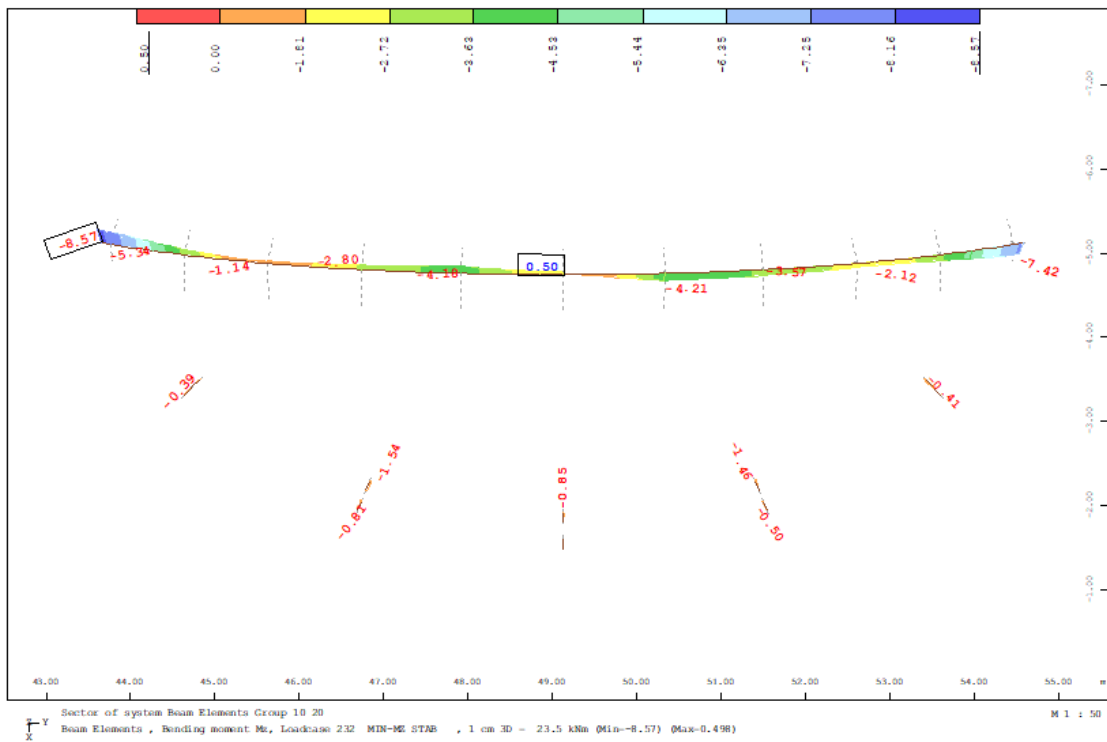
圖十二.37 最大彎矩  $M_Y$  [kNm]



圖十二.38 最小彎矩  $M_Y$  [kNm]



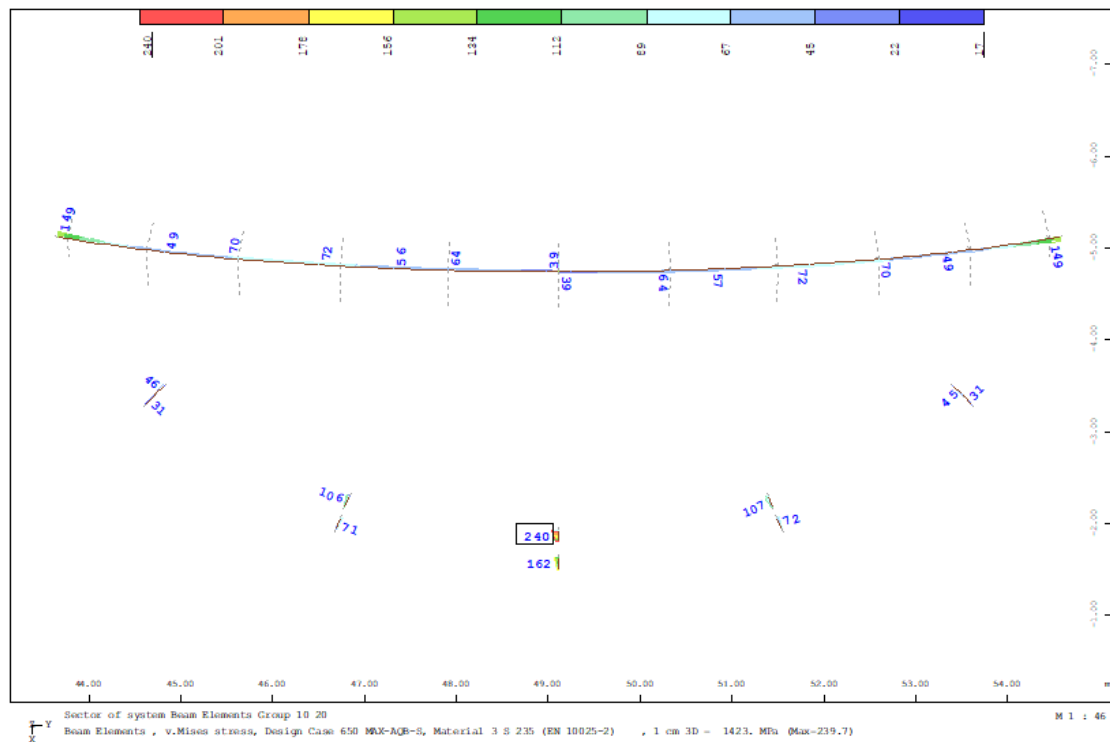
圖十二.39 最大彎矩  $M_z$  [kNm]



圖十二.40 最小彎矩  $M_z$  [kNm]



## 應力



圖十二.41 最大等效應力  $\sigma_v = 240 < \sigma_{Rd} = 350$  [MPa], O.K.

## 檢核

(1) 鋼圓管 139.8x6 (CS 10)

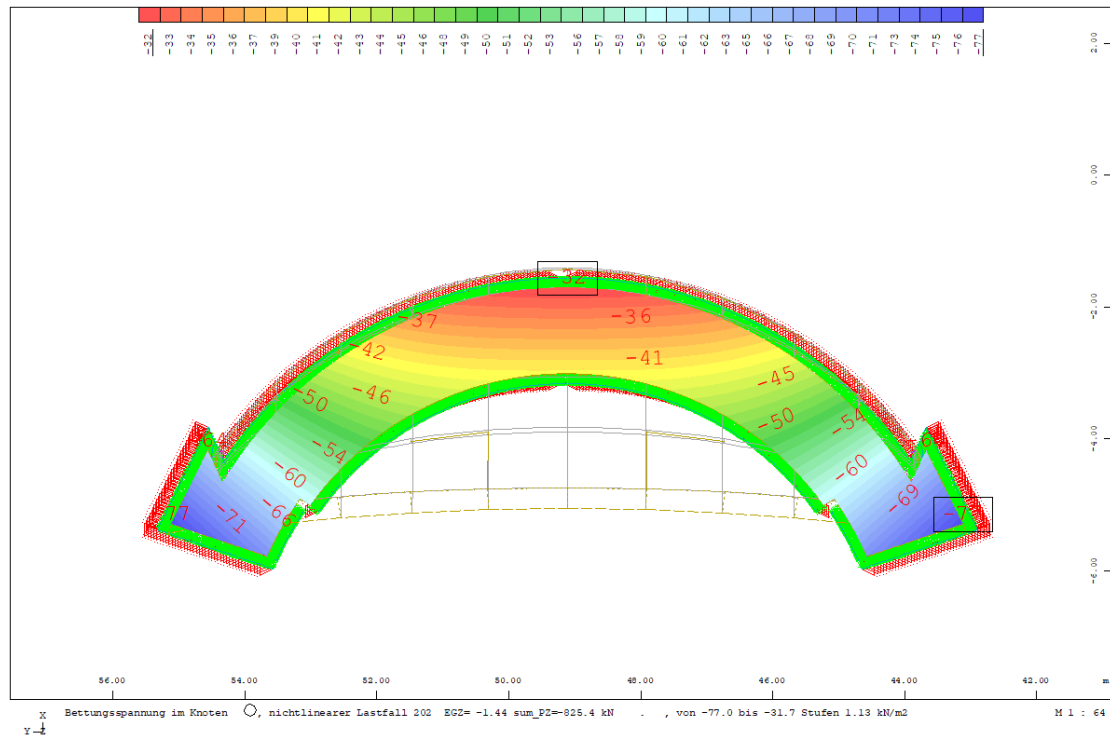
檢核方式請參照第十章與第十一章之相關內容。

(2) 鋼圓管 76.3x6 (CS 20)

檢核方式請參照第十章與第十一章之相關內容。

## 12.6.4 土壤反力

土壤支撐反力由 Sofistik 直接計算出，各 ASD 載種組合中土壤反力之最大值發生於的載種狀況 LC202\_D+W:

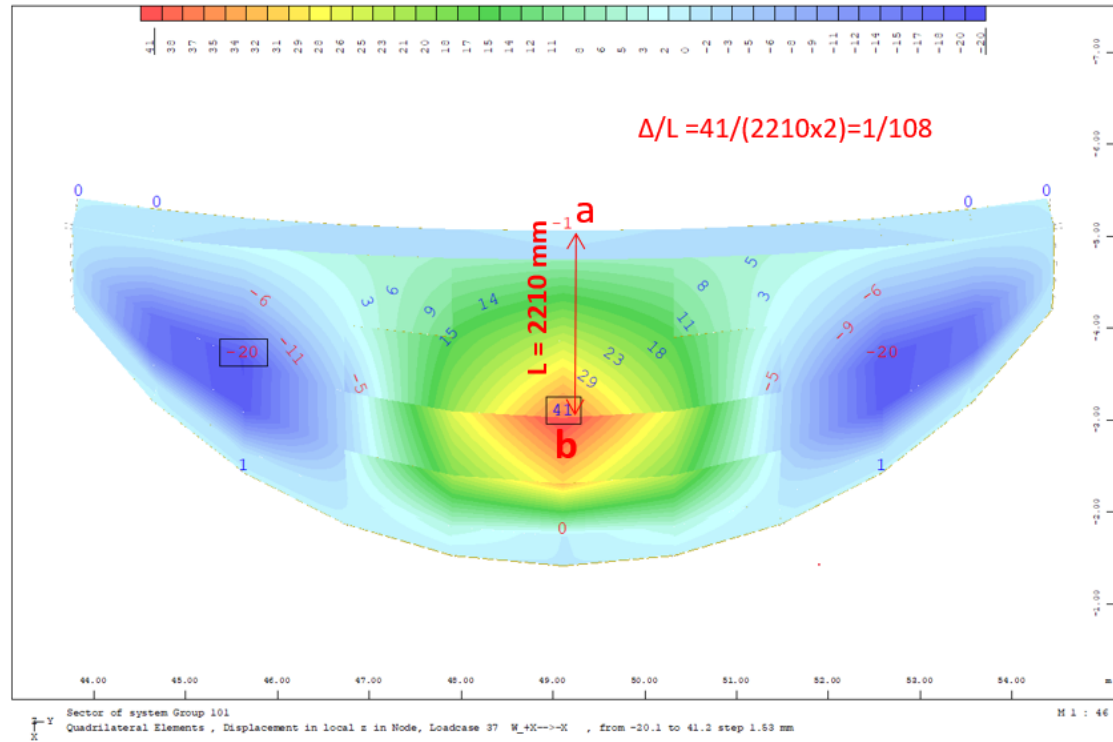


圖十二.42 土壤反力 [kN/m<sup>2</sup>]

最大土壤反力分為77 [kN/m<sup>2</sup>]，其值小於土壤容許乘載力 $Q_a = 241$  [kN/m<sup>2</sup>]。反力基本上皆為壓力，故無傾倒的風險。

## 12.7 變位量之分析

根據各載種狀況之分析結果，屋面變位以正面受風為最關鍵之載重狀況，其對應之變位量/跨度之分析如下：



圖十二.43 正面受風狀況之屋面垂直方向變位量 [mm] ( $\Delta/L=41/(2210 \times 2) = 1/108$ )

該變位比例大於 1/180，屋鋪面構造方式需要有對應的處置。

## 第十三章 結論與建議

本研究的研究結論與建議將分別針對竹材、竹桿件接合及竹薄殼構造的模擬分別討論如下。

### 13.1 關於竹材之強度與楊氏模數

定義材料的基本參數在結構設計中是最基本但也是最重要的，在文獻回顧的過程中，發現各參考文獻所提供的竹材楊氏模數與強度值差異甚大，當中可能包含試驗標準不統一，未明確標示其值為試驗值、特徵值或是設計值等原因。因此，過往在定義竹材基本參數時，並無一致的依循標準，造成設計上的不便。

若要使竹材基本參數有一致的標準供設計者使用，則應進行大規模試驗，其試驗程序與要求建議可參考 ISO22157:2019[12]所提供的試驗方法，進行台灣竹構造常用竹材(桂竹、孟宗竹)的參數試驗，包含波松比 $\nu$ 、楊氏模數 $E$ 、平行纖維抗彎強度 $f_m$ 、平行纖維抗壓強度 $f_c$ 、垂直纖維抗壓強度 $f_{c90}$ 、平行纖維抗拉強度 $f_t$ 、垂直纖維抗拉強度 $f_{t90}$ 、平行纖維抗剪強度 $f_v$ ，藉此得竹材參數試驗值後，參考 ISO 12122-1:2014[10]，根據不同結構行為特性且為避免因試體組數過少導致特徵強度過度折減，建議試體數量至少達 30 組，再計算其特徵值(特徵平均值或特徵第五百分位數)，最後依據 ISO 22156:2021[11]，按不同設計方法修正得設計值。

此外，現實中的竹結構所處環境常為表 6.12 所列的服務等級 3，設計時，其載重持續時間係數 ( $C_{DF}$  與  $C_{DE}$ ) 與高溫修正係數 ( $C_T$ ) 須透過試驗決定，因此也有必要對此進行相關試驗。

### 13.2 關於接合之強度與勁度

在結構設計裡除了要定義材料基本參數外，亦須給定接合之強度與勁度值，參考文獻中的接合試驗與接合種類介紹，發現接合形式繁雜，無系統性的區分，並且強度間變異性大，若要提出統一標準供設計者使用應進行大規模試驗，並依據 ISO 22156:2021[11]，按不同設計方法修正得設計值。

針對竹構接合之構造方式、補強方式、用途、幾何可以將接合形式簡單區分，其中最常見的構造方式為螺栓與綁紮，經由大藏竹管續接抗剪試驗[18]可

以發現螺栓接合的強度與勁度都比綁紮接合高上不少。另外依照 7.3 節提供之方法計算接合強度設計值，強度將大幅折減。

接合形式繁雜，若要進行大規模的試驗，擬定好接合形式才能更好的了解影響其強度與勁度的關鍵為何，根據文獻中的試驗可以發現除了構造方式、補強方式、用途、幾何之外，竹管管徑與接合位置對強度也有明顯影響。這些影響因子也當在未來大規模試驗中被充分考量。

### 13.3 關於竹薄殼構造的模擬

本研究介紹了在竹薄殼構造模擬中時常被設計者所忽略的接合勁度該如何設定，同時也藉由敏感度分析說明了接合勁度對整體結構勁度與內力分布會造成如何重大的影響。

歐美對於薄殼結構分析所廣泛使用的分析方法，就是使用幾何非線性分析外也引入適當的幾何缺陷來考量整體挫屈可能帶來的影響，也在本研究中透過流程圖與三個案例分析被具體介紹。

對於網格竹管間的連結關係，本研究介紹了用彈簧耦合或是以短梁桿件來模擬。但是使用的技巧與方法對於一般的設計者而言可能過於複雜與麻煩，特別是正確的耦合與梁桿件末端自由度的釋放都牽扯到區域座標系的設定。未來需要研究是否有更便捷的方法。此外，接合的勁度最好能比照歐洲木構造規範一樣，能透過試驗與歸納整理成可以反映出接合方式的計算式，以方便設計者使用。

## 參考文獻

1. 杜怡萱(2021)，竹構造建築物設計技術研究資料蒐集分析報告，內政部建築研究所建築工程技術發展與整合應用計畫。
2. 林家荷(2015)，竹材應用於薄膜式完全張力體之研究，碩士論文，國立成功大學建築系。
3. 馬子斌(1964)，臺灣產主要竹材之物理性質及力學性質，台灣省林業試驗所報告第 106 號。
4. 游家誠(2009)，古蹟歷史建築修復施作過程竹材保護棚架系統之研擬與應用，碩士論文，國立成功大學建築系。
5. 杜怡萱(2019)，竹構接頭設計委託試驗期末報告，行政院農業委員會林業試驗所委託試驗。
6. Christopher Davies(2008), “Bamboo Connections”, Master Thesis, University of Bath.
7. Munir Vahanvati (2015), The Challenge of Connecting Bamboo, Proceedings of the 10th World Bamboo Congress, Korea.
8. 中國工程建設協會標準，(2016)，圓竹結構建築技術規程：CECS434。
9. American Society of Civil Engineers, AF&PA/ASCE 16-95(1996), Standard for Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Engineered Wood Construction, New York, USA.
10. ISO 12122-1:2014, Timber structures — Determination of characteristic values —Part 1:Basic requirements, Geneva, Switzerland.
11. ISO 22156:2021, Bamboo structures — Bamboo culms — Structural design, Geneva, Switzerland.
12. ISO 22157:2019, Bamboo structures — Determination of physical and mechanical properties of bamboo culms — Test methods, Geneva, Switzerland.
13. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2017), Norma Técnica E.100 para el uso de Bambú.
14. 大藏聯合，(2022)，桂竹與孟宗竹之竹管抗彎試驗資料。
15. 中華民國內政部營建署，(2003)，木構造建築物設計及施工技術規範。
16. ASCE/SEI 7-16(2017), Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures.

17. 中華民國內政部營建署，(2007)，鋼構造建築物鋼結構設計技術規範。
18. 大藏聯合，(2022)，竹管續接之抗彎與抗剪試驗資料。
19. EN 1995-1-1 (2004), Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings.
20. 日本建築學會，(2006)，木質構造設計規準・同解説一許容應力度・許容耐力設計法。
21. DIN 18800-2:2008-11, Stahlbauten - Teil 2: Stabilitätsfälle - Knicken von Stäben und Stabwerken。
22. 財團法人中興工程顧問社，(2011)，混凝土工程設計規範之應用(土木 404-100)下冊。
23. 中華民國內政部，建築技術規則。
24. 中華民國內政部營建署，(2011)，建築物耐震設計規範及解說。
25. 中華民國內政部營建署，(2014)，建築物耐風設計規範及解說。
26. 中華民國內政部營建署，(2011)，混凝土工程設計規範與解說。
27. 中華民國內政部營建署，(2001)，建築物基礎構造設計規範。
28. 彭瑞麟、呂良正、陳紹禮、劉耀鵬、陳惠發，(2022)，淺談二階分析於鋼結構設計之應用。結構分析，37， 51-95。

## 附錄一 期中審查會議記錄及研究團隊回應

審查委員	審查意見	答覆
徐力平	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 竹子做為結構材料較佳的含水率範圍為何?</li> <li>2. 大跨距薄殼之竹結構設計是否需考慮潛變行為?</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 含水率建議控制在 20%以下。</li> <li>2. 進行設計時須考慮潛變行為，一般而言，長期所造成的撓度約是短期撓度的兩倍。</li> </ol>
萬俊雄	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 不同竹材的強度分類是否能提供類似木材的分類建議。</li> <li>2. 是否能提供竹材設計基本參數的參考依據(竹齡、強度、直徑、厚度、含水量、密度、加工處理方法)或經驗參數。</li> <li>3. 不同類型的竹材其耐久性不同，竹構造的耐久性及使用年限是否能提供相關資料。</li> <li>4. 對於靜不定度較低的構造系統，有關支承座的接合做法及設計是否能提供相關建議。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 若要對竹材的耐久性、使用性、強度有更進一步的了解，需倚賴更多的試驗以建立完善的資料庫。目前台灣並無關於結構竹材分等的規範。</li> <li>2. 不同參數對竹材強度之敏感度不一，根據目前統整的資料及試驗，可能只能給出較為保守的建議值。</li> <li>3. 在期中報告的參考文獻[5]與[11]中有列出竹構支承座的鉸接作法。</li> </ol>
林法勤	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 因竹材為生物性材料，綁紮係人工所為，兩者的變異性極大；所得的特徵值、設計</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 竹材強度之變異性大，但在文獻中的接合試驗的破壞幾乎不在竹材上，且試驗還</li> </ol>



	<p>值係依據試驗值而來，然試驗值頂多樣本數只有 5 個 (如表 7.3)，而且變異極大 (如表 7.4 的 B2：3076，表 7.7 的 B1：47.38)。如此算出的設計值是否可信賴進而影響結構分析的結果？是否應增加試驗的樣本數？</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>2. 圖 7.9 的方法在表 7.1 中的構造方式並未納入。</li> <li>3. 7.3.2 中的<math>F_{yk}</math> 出現在 7.3.1 節中的那一部分 (ISO 22156 ?)請補充說明或修改敘述方式。</li> <li>4. 7.4.1 中接合強度皆大於 0.5kN，數據出現在何處??</li> <li>5. 圖 7.20 應有初始滑動量，是否已刪除?是否妥當?</li> <li>6. 圖 7.23 係混用案例，是否恰當？</li> <li>7. 表 7.3 建議重新繕打；圖 7.25 建議重繪。</li> <li>8. 第五章所收集的案例細節是否足夠？可否再詳細一些？</li> </ol>	<p>有參數不統一的問題，故若將參數盡量統一，即可將變異性降低。</p> <p>試驗值樣本數一般建議在 30 組以上，因目前可參考的試驗資料有限，所以本報告著重於設計流程的釐清及演示。</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>2. 圖 7.9 所示的接合方式屬於表 7.1 的特殊方式。</li> <li>3. 將依委員建議另做補充說明。</li> <li>4. 7.4.1 節 0.5kN 更正為 2kN。</li> <li>5. 文獻中並未特別說明初始滑動量是否刪除。</li> <li>6. 大藏竹管續接抗剪試驗(同時使用螺栓及綁紮接合)中可以觀察到勁度與強度並沒有與鐵絲號數有明顯之關係。主要強度由螺栓提供，鐵絲可以作為預防劈裂之補強。</li> <li>7. 將依委員建議修改。</li> <li>8. 會針對這些案例的特色、設計流程與工法加強說明。</li> </ol>
杜怡萱	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 文獻 14 及 18 非正式出版資料，是否適合引用？</li> <li>2. 承上點，請敘明這兩組試驗</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 文獻[14]及[18]屬於尚未公開之實驗資料。</li> <li>2. 因為既存文獻中關於竹管</li> </ol>

	<p>與本研究的關係為何？是否屬於本研究之一部分？</p> <p>3. 7.4.2 節及 7.5.1 節之試驗，每種試體都只有一組，是否具統計意義？同時，圖 7.24 與圖 7.22 重複。</p> <p>4. 報告第 73 頁 <math>K_{\theta}</math> 之意義為何？此數值要如何應用於實務結構分析？</p> <p>5. 本報告涵蓋內容甚廣，但欠缺系統性的論述脈絡，例如 7.1 節竹構接合之分類系統和其他部分之關係甚為薄弱，對竹構造薄殼設計亦無決定性之影響，可不需要納入。</p> <p>6. 表 6.6、表 7.10 中 F、D、T、K 等符號之定義應說明。單位標準不一，例如長度有時用 mm 有時用 cm，力單位有時為 kgf 有時為 N，應採用一致單位。</p> <p>7. 53 頁表 6.10 應為表 6.12 之誤植。</p>	<p>抗彎強度的數值差異過大。且部分試驗年代久遠，難以考察當時實驗之條件。因此參考大藏最近關於竹管之抗彎試驗，以利判斷既存資料之適用性及抗彎強度之合理範圍。</p> <p>3. 該試驗不具統計意義，因此該試驗並沒有提供特徵值與設計值。但因為此接合是竹薄殼中的重要接合方式，所以了解其抗彎性能是必須的。</p> <p>4. 圖 7.24 將會取消。</p> <p>5. 該 <math>K_{\theta}</math> 是續接接合的旋轉彈簧勁度，能在整體竹薄殼模型中模擬接合之旋轉勁度。其設定請參見 7.2 節的說明。</p> <p>6. 謝謝委員的意見。因為竹構造接合過於龐雜，為了簡化與清楚說明在後續章節中重複出現的接合方式，故特別在 7.1 節做一般性的說明。</p> <p>7. 表格中部分單位不同是因為保留了原始數據的單位。未來如果保留原始數據的單位，會增加相關說明。對</p>
--	---	--

		<p>於再製的數據會力求單位一致。</p> <p>8. 將依委員意見修正。</p>
丘昌平	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 研究計畫名稱?(薄殼二字宜改為圓弧形屋頂或穹頂)</li> <li>2. 竹管或圓竹在產地或加工廠之基本處理宜交代。</li> <li>3. 竹材之耐久性如何?使用年限(依日曬、受(雨)潮等之環境、蟲害、菌害等而定)如何做損害部份之局部更換。</li> <li>4. 竹管較適合於結構體，而剖開後之竹片材則適用於非結構物或裝飾材，因此結構試驗，結構設計宜集中於竹管就好，竹材之試驗等做為補充。</li> <li>5. 第七章竹構接合中 <ol style="list-style-type: none"> <li>I. 先列舉接合材並給予英文代號，如螺栓(B)、線材(S)、外接鋼件(CN)、圍束件(WR)、端夾具(EJ)、木樁(HW)、填充混凝土(IC)等。</li> <li>II. 縱向接合(對接、同心或偏心搭接、集束)、橫向接合、端部墩座或強力環。</li> <li>III. 端部補強施作細節及</li> </ol> </li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 計畫名稱已無法修改，本計畫的重點將著重於大跨距建築結構的探討。</li> <li>2. 竹管之在產地或加工廠之基本處理方式，請參見期中報告之參考文獻[1]。</li> <li>3. 竹材之耐久性受所處環境之濕度影響極大，若所處環境乾燥，則使用百年以上不成問題。如何避免雨淋並儘可能使環境通風乾燥，是設計重點。同時也須搭配定期巡視檢修以避免漏水並即時清除蟻道。</li> <li>4. 報告中的多項試驗，除拉力試驗外皆為竹管試驗而非竹片試驗。</li> <li>5. 將會採納委員建議，適當利用英文代號以簡化敘述。</li> <li>6. 謝謝委員建議。本研究仍以模擬為主，主要探討結構的設計方法。實驗數據皆是既存資料或是由團隊之協力單位提供。</li> <li>7. 本研究之敏感度分析，與委員之簡化結構設計之理念</li> </ol>

	<p>注意事項(含防蟲蛀、防菌害)。</p> <p>IV. 接合之代號含 I、II、III 在內就一目了然。</p> <p>6. 風力之改量如何? 建議做簡易試驗法(室內簡易鐵框、木框、空心磚支承,用人吊重、用水桶加水都行)、簡易設計法(因竹構接合與傳統 RC、SC 大不相同,故結構分析法宜簡化之,即宜適度放大載重以使簡易結構分析之誤差可以 cover 過去),如此,採用 ASD、不必 LRFD(Factor 很難定)</p> <p>7. 接合材料之耐久性、易破壞性等差異很大,故宜有安全性提高之雙重保證措施。(例如以麻繩綁紮時,其內可用鐵絲先紮,而麻繩打結可加做 1、2 個等)</p>	<p>有類似的精神,皆可簡化計算並降低竹穹頂之結構設計所耗費之精力。</p> <p>8. 謝謝委員的建議,相關建議作法可作為未來設計參考。</p>
<p>王亭復</p>	<p>1. 本案提供國內外甚多優美的大跨距竹構造建築案例、增強國人使用的信心,值得鼓勵!</p> <p>2. 大跨距薄殼竹構造系統相當複雜,特別節點接合材料及接合方式的多樣,本期中</p>	<p>1. 謝謝委員鼓勵。</p> <p>2. 本研究會就選定的接合方式進行強度規格說明。</p> <p>3. 本研究後續之案例分析會參照耐風設計規範進行相關載重設定與模擬。</p> <p>4. 謝謝委員的提問,我們會在</p>

	<p>報告尚未就此接合材料如麻繩、鐵絲網綁、金屬夾具鐵件、內嵌型式及螺絲等材料強度規格說明。請於期末報告時與有限元素模擬時一併補充。</p> <p>3. 竹構造系統較輕量，構材應力大多為風力控制，特別屋簷局部風壓或風升係數特別大，建請案例分析時參照耐風設計規範模擬分析。</p> <p>4. 表 6.9 容許應力法之材料短期容許應力若何？與表 6.10 比較及 <math>FS_m</math> 公式 6.3 之 <math>FS_m</math> 安全係數(表 6.15)是否合理？</p> <p>5. 表 6.10 之符號 <math>E_v, E_h</math> 方向性請註明完整。</p> <p>6. 6.4.2.1 極限設計法的二種載重組合有關風力載重 <math>W</math> 係數差異達 1.6 倍，請予說明那一種載重組合較合理。第二種載重組合的 <math>L</math> 有例外及 <math>E_v, E_h</math> 方向性請註明完整。</p> <p>7. 7.2 整體模型彈簧勁度 <math>K_x</math> ; <math>K_y</math> ; <math>K_z</math> ; <math>K_{\theta x}</math> ; <math>K_{\theta y}</math> ; <math>K_{\theta z}</math> 數據如何模擬以供 3D 大跨距薄殼竹構造結構分析。</p>	<p>期末報告中提出相關回答與說明。</p> <p>5. 符號 <math>E_v, E_h</math> 之方向性將依委員意見修改。</p> <p>6. 關於風載之係數，當依台灣規範之極限設計法中規定之數值 1.6。</p> <p>在 ASCE 舊版規範中(ASCE 7-05)該風載係數也為 1.6。但在 ASCE7-10 以後之新版規範中，該係數已經改為 1.0。這是因為 ASCE 新版規範重新定義了回歸期(return period) 的計算方式 (<a href="https://cppwind.com/wind-speed-increase-in-asce-7-10">https://cppwind.com/wind-speed-increase-in-asce-7-10</a>)。台灣並沒有更改回歸期的定義，故仍應沿用 1.6 之風載係數。</p> <p>7. 其方法是將原本連續的梁元素在接合部的位置斷開再利用彈簧元素將此斷開的兩節點耦合起來。</p>
--	--	--

洪崇展	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 建議總整國外相關設計規範。</li> <li>2. 建議總整國內外設計案例、案例特色與其設計流程與工法之重點。</li> <li>3. 建議總整竹種與品質差異對設計參數之影響。</li> <li>4. 建議總整國內應用之挑戰與解決策略。</li> <li>5. 建議根據本計畫成果，研擬竹構相關手冊與檢驗標準。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 這部分工作已經由杜怡萱教授團隊，於內政部建研所110年的研究計畫中執行過，請參見期中報告之文獻[1]。</li> <li>2. 對本研究所收集的案例，會針對特色、設計流程與工法加強說明。</li> <li>3. 竹種與品質差異會反映在竹材之設計強度與設計勁度等設計參數上。</li> <li>4. 這部分工作已經由杜怡萱教授團隊，於內政部建研所110年的研究計畫中執行過，請參見期中報告之文獻[1]。</li> <li>5. 建研所已經提出〈竹構造建築物設計規範草案〉。本研究之案例分析會盡可能依循該規範草案進行相關設計，並提出回饋意見。</li> </ol>
中華民國全國建築師公會/江支川	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 臺灣盛產竹子，竹材取得容易，但長久以來沒有竹構造建築物，必定有其弱點，不能改善則發展必受限制。竹構造受法規限制，面積、用圖、樓層數等都受限制，如以平房為限，結構分析並不是最重要，竹材的接合法，</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 我們與委員意見相同。</li> <li>2. 我們與委員意見相同。</li> <li>3. 接合規格化之研究十分有價值，但是並不在本案研究範圍。</li> </ol>

	<p>耐久性等，形成重點。</p> <p>2. 竹材與木材(最長 500 年以上)的最大差異在構件的接合方式與密合度、耐久性等，逐一改善才能擴大發展。</p> <p>3. 建議將接合規格化，多種案例參考，以利擴展公有建物容易執行，獎勵民間投資也許可行。</p>	
<p>中華民國 土木技師 公會全國 聯合會/林 自勤</p>	<p>1. 竹構造是一種古老的建築材料，只可惜一直無設計規範可使用，現在有團隊願意投入研究，值得肯定。</p> <p>2. 竹構架在力量傳遞分析時須經過分析，然而竹子整枝頭尾斷面厚度與尺寸會有粗細變化，在分析時(竹子的斷面特性)I 值(EI/L)會有不同，實務上如何處理？</p> <p>3. 竹子材料與鋼構材料有些類似，因此以鋼構設計規範架構觀之，桿件設計與接頭設計都要考慮張力或壓力(<math>F_a</math>)、剪力(<math>F_v</math>)與彎矩(<math>F_b</math>)的檢核，只是不知各類竹子的容許強度與極限強度是否與鋼構材料一樣容易定義出設計容許強度？(各季節</p>	<p>1. 謝謝委員鼓勵。</p> <p>2. 實務上，在強度上可取頭尾斷面之最小值，而勁度可取斷面之平均值。</p> <p>3. 與鋼構造相同，根據相關規範可進行相關竹材試驗，並從之決定出竹材各設計強度。根據相關研究，竹子之強度與竹種、竹齡、乾燥程度、直徑與厚度較為相關。不同季節採收之竹子，若經乾燥達到相同含水率，其因採收季節不同所造成之影響應該可以降低。</p> <p>4. 針對常用竹構接合，這是有可能辦到的。但是這有賴後續相關研究的持續投入。</p>

	<p>的產出竹子強度是否差異極大?)</p> <p>4. 竹構造是否可依據尺寸大小繪出各種設計要求的接合型式與可承受的容許張壓力、剪力與彎矩數值表?</p>	
<p>建研所蔡 組長綽芳</p>	<p>1. 建議探討竹構造建築適用的類型。</p> <p>2. 本案蒐集許多越南竹構造建築案例，建議可蒐集越南竹構造建築設計規範或準則提供參考。</p> <p>3. 建議探討以竹材製作 CLT 之可行性。</p>	<p>1. 本研究探討竹薄殼構造之設計方法，並不包含其它傳統之竹構造建築。</p> <p>2. 規範收集並非本研究之研究範圍。請參見期中報告之文獻[1]的相關研究。</p> <p>3. 利用竹材製作成集成材或 CLT 是十分有價值的研究，但是並不屬於本研究之研究範圍。</p>





## 附錄二 期末審查會議記錄及研究團隊回應

審 查 委 員	審 查 意 見	答 覆
丘 昌 平	<p>1. 本計畫依研究目的和目標，2.2 節所採用的研究方法(1 至 5 點)，配合專家小組會議及期中審查會議之修正建議，已很完整的完成期末報告，內容豐富，值得學界、業界之參考應用，建議通過。</p> <p>2. 文字及內容之增刪及建議</p> <p>文字增刪:</p> <p>I. 各章標題前之數字刪去。</p> <p>II. p19, 倒數第二行:行抗結構。</p> <p>III. p68, 圖 7.8, 鋼纜。</p> <p>IV. p68, 倒數第二行, 接合兩端。</p> <p>V. P70, 第 3 行建議加文字:或正交桿端採用金屬側板接合, 如圖 7.12</p> <p>VI. p131, 鋼筋單位重之單位有誤。</p> <p>建議:</p> <p>I. p77 中單鐵線、雙鐵線材料之優缺點及有無鍍鋅?</p> <p>II. 麻繩(耐水之馬尼拉棉繩)</p> <p>III. 尼龍繩(耐久性、劣化性)</p> <p>IV. 棉繩(強度及耐久性)</p>	<p>1.謝謝委員鼓勵。</p> <p>2.0 參考委員建議修改文字敘述與編排。</p> <p>2.1-2.6 本實驗為成大碩士游家誠之論文研究成果，所列之各種接合方式之耐久性與劣化性還需未來相關實驗來確認之。</p> <p>2.7 兩種接合件同時使用是有可能的，例如螺栓與綁紮同時使用。但是由於兩種接合方式之進度相差過大，其荷載時是由螺栓接合主導。</p> <p>2.9 外加靜載重為 25kgf/m<sup>2</sup>，活載重為 60kgf/m<sup>2</sup>。該值有表列於同頁之表格中並解釋於圖片編號旁。</p>

<p>V. P79 圖中所述之鐵絲與文中所述之鐵線的差異?</p> <p>VI. 以上，建議在 7.1 節中列表說明。</p> <p>VII. 重要接頭是否宜用兩種接合件為宜?</p> <p>VIII.P131，基礎版以殼元素模擬，請加圖並說明元素特性(包括與地面之傾角)。</p> <p>IX. P139 所加的淨載重、活載重為何?</p> <p>3. 建議未來有合理的結構系統(如加用鋼管外包覆竹管取代部分竹桿,作為次結構物)及簡易分析方法。</p> <p>理由: 竹桿及接合等的研究，受許多參數、施工品質等影響，需有很多之簡化假定，比 SC 及 RC 造過度簡化。但卻使用 3D 之精密 FEM 法分析，未來會使用的設計者不多。</p> <p>4. 使用、管理、維護(修理)等設計。</p> <p>5. 未來研究方向建議: I. 依第三點之建議，由主結構和次結構為承重及受側力之主體，其他竹構作為附屬物結構，必要時進行一些小</p>	<p>3. 鋼管在三個案例中，被用來當作邊梁及補強構件的材料，竹管則是用來當作網格的主要構材。本研究認為這樣的構造方式，在 18m 跨距內的薄殼結構中，與木構造與鋼構造來比，在預算上具有競爭力，在滿足美學上要求的同時，又能滿足減碳及活用林產循環資源的環保趨勢。</p> <p>4. 成大杜怡萱教授於先前的研究案中，有對相關議題做出建議 [1]。該研究對於材料的前處理方式，參考了 ISO 竹構規範之附錄及祕魯的竹構造技術規範。</p> <p>5. 參考委員意見，將部分委員建議內容列入未來研究方向。</p>
---	---

	<p>型試驗，作為合理化結構分析及設計之依據。</p> <p>II. 主要環境因素之長久劣化試驗研究。在學校實驗室或大樓屋頂做長期日曬、雨淋等之階段性試驗研究。</p>	
<p>王亭復</p>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 本報告§6.4.2.1 載重組合風載重係數引自「ASCE/SEI 7-16」的「1.0」W，似嫌過於保守。查當初剛構規範係引自日本規範(亦即:建築技術規則建築構造偏鋒力規定)，而目前我國「2014 耐風設計規範」的方法及風壓 p 及設計風力 F 係數公是絕大部分源自 ASCE 7，同樣我國「混凝土結構設計規範」源自 ACI 318 及美國剛結構規範 ANSI/AISC 360 亦均採用 ASCE 7 的「1.0」W。</li> <li>2. 本報告「§9.3 幾何不完美之模擬與影響」及「幾何非線性分析」，請以我國相當的規範規定予說明力如 P-Delta Effects；P<math>\Delta</math>效應檢核全構架穩定係數<math>\theta</math>，結構傾倒力矩及桿件挫屈等。我國規範或 ASCE 7 似未見紙本§9.3.2 所稱「校正該模態波長的 1/400 倍」的規定。</li> <li>3. 除非採振態反應譜法，表 10.2 不須計算 modal mass 及 activated</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1.關於風載之係數，本研究團隊認為，當依台灣規範之極限設計法中規定之數值 1.6。 在 ASCE 舊版規範中(ASCE 7-05)該風載係數也為 1.6。但在 ASCE7-10 以後之新版規範中，該係數已經改為 1.0。這是因為 ASCE 新版規範重新定義了回歸期(return period)的計算方式(<a href="https://cppwind.com/wind-speed-increase-in-asce-7-10">https://cppwind.com/wind-speed-increase-in-asce-7-10</a>)。台灣並沒有更改回歸期的定義，故仍應沿用 1.6 之風載係數。</li> <li>2. 本團隊尚在研究委員此項建議之可行性，待有近一步結論後會在報告中呈現。</li> <li>3. 將在查明後，說明或更正相關內容。</li> </ol>

	<p>mass，惟必要時應列出垂直向振動頻率(週期<math>T_V</math>)以提供垂直向地震分析之用。p142 的 <math>T_V = 0.2T_0^D</math>，似不精確，請查明出處。</p> <p>4. 上部結構水平設計地震力計算於 110 年耐震設計規範業已將 <math>N_a</math>、<math>N_v</math>併入<math>S_s^D</math>、<math>S_1^D</math>、<math>S_s^M</math>、<math>S_1^M</math>，請查明簡化。</p> <p>5. 上部結構垂直設計地震力若依耐震設計規範§2.18;近斷層區域震譜<math>S_{aD,V} = \left(\frac{2}{3}\right) S_{aD}</math>，既已動力分析得<math>T_V</math>，則求取此週期之水平震譜<math>S_{aD}</math>及<math>S_{aD,V}</math>，在依 ASCE 7 §12.4.2.2 震譜分析垂直地震效應<math>E_v = 0.3S_{av}D</math>，此震譜法較繁複且需較準確的垂直震譜<math>S_{aD,V}</math>(ASCE 7 或 EN8)，惟 ASCE 7 規定採淨力分析時不管<math>T_V</math>大小，一慮採用<math>E_v = 0.2S_{DS}D</math>計算垂直地震力，則對於後續的載重組合及正交效應簡化許多。</p> <p>6. 本報告三案例風力計算均為開放式建築物較單純，若為封閉式或部分封閉式建築物則相對繁複，本所要求原規範主持人提供風力計算前處理軟體可供運用。</p> <p>7. 本報告§11.4.2 載重組合，表 11.4 之 <math>(E_h + 0.3E_v)</math>及<math>(0.3E_h + E_v)</math>應為考量地震正交效應 100%-</p>	<p>4. 將在查明後，說明或更正相關內容。</p> <p>5.將在查明後，說明或更正相關內容。</p> <p>6. 該問題需要由建研所相關單位來回答。</p> <p>7. 載重組合將依委員建議修改。</p>
--	---	--

	<p>30%法則，惟<math>E_h</math>尚須包括<math>E_{hx}</math>與<math>E_{hy}</math>的地震正交效應，依 EN 8-1998.1 建議該兩部分可以下三式計 12 組合取代：</p> <p>I. <math>E_{hx} \pm 0.3E_{hy} \pm 0.3E_v</math></p> <p>II. <math>0.3E_{hx} \pm E_{hy} \pm 0.3E_v</math></p> <p>III. <math>0.3E_{hx} \pm 0.3E_{hy} \pm E_v</math></p> <p>8. 有經驗結構設計工程師經驗判斷，此類輕型一、二層構造物應均為風力控制，更若經比較結構水平設計總地震力及風力後即可省去繁複的地震力分析。</p> <p>9. 有關載重組合建議另行成立研究計畫，在建築技術規則載重組合做研究，希望能統一規定。</p>	<p>8. 本結構確實如同委員所猜想，是由風力主導，地震力明顯小於風力。</p> <p>9. 該問題需要由建研所相關單位來回答。</p>
萬俊雄	<p>1. 不同竹材的強度特性、耐久性差異很大，未來請持續研究，針對常用的竹材提供設計的經驗參數，以落實在實務上的應用。</p>	<p>1. 謝謝委員鼓勵，本研究團隊會持續爭取研究補助，持續深化研究並推廣其成果。</p>
林法勤	<p>1. 竹管交叉固定點所使用的 Beam elements，看來是可以有效模擬整個竹結構的行為，也討論了接點剛性，未來可作為電腦結構分析標準。</p> <p>2. 第六章宜彙整出建議採用之材料性質。</p> <p>3. 案例中為何沒有採用報告第七、第八章相關內容？</p> <p>4. 通篇使用之代號、符號應有說</p>	<p>1. 謝謝委員肯定。</p> <p>2. 竹材性質可參考中國圓竹結構建築技術規程[8]。</p> <p>3. 將增加部分說明，解釋其與第七與第八章之相關性。</p>

	<p>明，以利閱讀。另期末報告應有結論與建議。</p> <p>5. 報告中的三個案例：</p> <p>I. 是否均依循報告 p128 中提出建議的設計分析流程？如是，建議案例應依循該流程步驟編排撰寫。如否，請說明研究報告提出該流程之意義？</p> <p>II. 結構分析模擬與設計原則亦提到，”整體模型之梁與柱以梁元素模擬，基礎版以殼元素模擬”(p131、p181、p235)，而三案結構模型皆為拱結構，兩者實不相符。且與本案研究主題為”大跨距薄殼建築”亦不相同。可能需要修正一下敘述方式。</p> <p>6. 案例一：</p> <p>I. p130 材料規格顯示為”孟宗管”，斷面性質顯示為”桂竹”，何者正確？竹材材料規格所引用數值與報告第六章內容是否相關？</p> <p>II. 表 10.1 何謂群組？請附清晰圖面，以利辨識結構中桿件種類與位置。</p> <p>III. 斷面性質資料字體太小。表格中 I-1、I-2 為何空白？</p>	<p>4. 將補充結論與建議乙章。</p> <p>5.1 三個案例基本上皆是依循該流程完成設計。結構變位檢核於論文中之序位與部分章節名稱將做出調整，使之在呈現上更為符合流程表之內容。</p> <p>5.2 三個案例皆為三維的薄殼結構(shell structure)而不是二維的拱結構(arc structure)。</p> <p>殼元素(shell element)是有限元素法中對於某一類元素的專有名稱，其可以模擬面單元之面內與面外之應力與應變之作用。</p> <p>6.1 P.132 中之桂竹標題將修改為孟宗竹。材料規格之決定方式將補充說明於 10.2.1、11.2.1、12.2.1 節中。</p> <p>6.2 設立編組為結構模擬中方便分析之常用手段，能針對同一編組之元素單元設定同一斷面性質，方便模擬之前/後處理的設定。</p> <p>部分圖片將依委員意見更新。</p>
--	---	--

	<p>(p133、p134)</p> <p>IV. p133 上方之鋼圓管 42.7x2.3 (CS110)，表 10.1 中未納入，何故？</p> <p>V. 第 10.2.3 節結構組成中所謂竹管網格的”開放端”、”封閉端”為何？”固接”之意為何？其行為是鉸接/剛接？結構系統描述過為簡略。</p> <p>VI. 圖 10.3、10.4 所稱”GRP”是？案例中圖形字體普遍過小，且欠缺說明。</p> <p>VII. p146，36.85kgf=0.361kN 才對。</p> <p>VIII. 圖 10.15、10.16、10.17 標題 LC38、LC32、LC39 為何意？</p> <p>IX. p151 請提供載重組合之數值。</p> <p>X. 圖 10.20、10.22、10.24、10.28、10.30、10.32、10.42、10.44、10.46 標題所謂”最小”何意？負值？軸力有拉/壓力，如何區別？</p> <p>XI. 圖 10.25、10.26、10.33 應力檢核僅以分析值與材料性質簡單比較，是否恰當？</p> <p>XII. 錯字：p163 第 13 行”趕建內壩”應為”桿件內力”。</p>	<p>6.3 將依委員意見放大部分文字。表格中之空白，為計算軟體之預設，因該斷面對 x 軸與 y 軸皆為對稱，故不須計算該值。</p> <p>6.4 已將 42.7x2.3 (CS110) 之內容於 P.133 刪除。</p> <p>6.5 將依委員建議補充對結構系統之描述。“固接”與“剛接”意義相同。</p> <p>6.6 GRP 為編組(grouping)之簡寫。圖片中之文字將依委員意見適度放大。</p> <p>6.7 將依委員意見修正。</p> <p>6.8 “LC” 為載重組合(load combination)之簡寫。已將該編號自圖說中刪除。</p> <p>6.9 載重組合之各項數值已經詳列於 10.3 之各小節中。</p> <p>6.10 在結構分析中通常定正值為拉力，負值為壓力。一構件之軸力其最大值有可能為壓力（負值），同時其最小值也有可能為拉力(正值)。正負值可依圖片中之顏色區分。</p> <p>6.11 該檢核為應力檢核，更為詳盡的構件檢核，陳列在 P.157 與 P.162 之條列內容。</p> <p>6.12 將依委員意見修正。</p> <p>6.13 將委員意見列入未來相關</p>
--	--	--



<p>XIII.p167 圖 10.36 所示，接合件總長度約 740，圖 10.37 支承與加載位置所示，加載點間 200，小於接合件長度，試驗時接合件整體與鄰接的竹材沒有同時承受一致大小的彎矩，報告所描述之破壞樣態，是否合理？</p> <p>XIV. 案例中多處接合分析之極限強度設定，顯示”待實驗結果”，是否妥適？(p176、p177、178、p179、p231)</p> <p>7. 案例二:</p> <p>I. p181 竹材材料規格所引用數值與報告第六章內容是否相關？</p> <p>II. 表 10.1 何謂群組？請附清晰圖面，以利辨識結構中桿件種類與位置。</p> <p>III. 斷面性質資料字體太小。表格中 I-1、I-2 為何空白?(p183、p184)部分表格 <math>A_y</math>、<math>A_z</math>、<math>A_{yz}</math> 為何空白？(p185)</p> <p>IV. 第 112.3 節結構組成中所謂竹管網格的”開放端”、”封閉端”為何？”固接”之意為何?其行為是</p>	<p>接合試驗之建議。</p> <p>6.14 將更新報告內容。</p> <p>7.1 將增加部分說明，解釋其與第六章之相關性。</p> <p>7.2 設立編組為結構模擬中方便分析之常用手段，能針對同一編組之元素單元設定同一斷面性質，方便模擬之前/後處理的設定。部分圖片將依委員意見更新。</p> <p>7.3 將依委員意見放大部分文字。表格中之空白，為計算軟體之預設，因該斷面對 x 軸與 y 軸皆不對稱且為開放斷面，故不計算該值。</p> <p>7.4 將依委員建議補充對結構系統之描述。“固接”與“剛接”意義相同。</p>
--	--

<p>鉸接/剛接？結構系統描述過為簡略。</p> <p>V. 案例中圖形字體普遍過小，且欠缺說明。</p> <p>VI. p198 ， <math>68.53\text{kgf}=0.672\text{KN}</math> 才對。</p> <p>VII. 圖 11.10~11.18 標題 LC2、LC11、LC41、LC43、LC61... 為何意？</p> <p>VIII.p201 請提供載重組合之數值。</p> <p>IX. 圖 11.20、11.22、11.24、11.28、11.30、11.32、11.37、11.39、11.41 標題所謂”最小”何意？負值？軸力有拉/壓力，如何區別？</p> <p>X. 圖 11.25、11.26、11.33 應力檢核，僅以分析值與材料性質簡單比較，是否恰當？</p> <p>XI. p226 圖 11.46、11.47 標題顛倒。圖 11.47 所示，接合件總長度約 800，圖 11.46 支承與加載位置所示，加載點間距 200，小於接合件長度，試驗時接合件整體與鄰接的竹材沒有同時承受一致大小的彎矩，報告所描述之破壞樣態，是否合理？</p> <p>XII. 案例中多處接合分析之極</p>	<p>7.5 部分圖片將依委員意見更新。</p> <p>7.6 將依委員意見修正。</p> <p>7.7 “LC“ 為載重組合(load combination)之簡寫。已將該編號自圖說中刪除。</p> <p>7.8 載重組合之各項數值已經詳列於 11.3 之各小節中。</p> <p>7.9 在結構分析中通常定正值為拉力，負值為壓力。一構件之軸力其最大值有可能為壓力（負值），同時其最小值也有可能為拉力(正值)。正負值可依圖片中之顏色區分。</p> <p>7.10 該檢核為應力檢核，更為詳盡的構件檢核，陳列在 P.205 與 P.210 之條列內容。</p> <p>7.11 將委員意見列入未來相關接合試驗之建議。</p> <p>7.12 將更新相應之報告內容。</p>
---	---

	<p>限強度設定，顯示”待實驗結果”，是否妥適？(p231、p233)</p> <p>8. 案例三:</p> <p>I. P237 竹材材料規格所引用數值與報告第六章內容是否相關？</p> <p>II. 表 10.1 何謂群組？請附清晰圖面，以利辨識結構中桿件種類與位置。</p> <p>III. 斷面性質資料字體太小。表格中 I-1、I-2 為何空白？(p241、p242)表格請改為英文。</p> <p>IV. 結構系統描述過為簡略。</p> <p>V. 圖 12.3、12.4 所稱”GRP”是？案例中圖形字體普遍過小，且欠缺說明。</p> <p>VI. P254，<math>36.85\text{kgf}=0.361\text{kN}</math> 才對。</p> <p>VII. 圖標題”IC”為何意？</p> <p>VIII.p256 請提供載重組合之數值。</p> <p>IX. 圖 12.20、12.22、12.24、12.28、12.30、12.32、12.36、12.38、12.40 標題所謂”最小”何意？負值？軸力有拉/壓力，如何區別？</p> <p>X. 圖 12.25、12.26、12.33 應力</p>	<p>8.1 將增加部分說明，解釋其與第六章之相關性。</p> <p>8.2 設立編組為結構模擬中方便分析之常用手段，能針對同一編組之元素單元設定同一斷面性質，方便模擬之前/後處理的設定。部分圖片將依委員意見更新。</p> <p>8.3 將依委員意見放大部分文字。表格中之空白，為計算軟體之預設，因該斷面對 x 軸與 y 軸皆對稱，故不計算該值。部分表格將依委員意見更新。</p> <p>8.4 將依委員建議補充對結構系統之描述。“固接”與“剛接”意義相同。</p> <p>8.5 GRP 為編組(grouping)之簡寫。圖片中之文字將依委員意見適度放大。</p> <p>8.6 將依委員意見修正。</p> <p>8.7 “LC” 為載重組合(load combination)之簡寫。已將該編號自圖說中刪除。</p> <p>8.8 載重組合之各項數值已經詳列於 12.3 之各小節中。</p>
--	--	--

	<p>檢核僅以分析值與材料性質簡單比較，是否恰當？</p>	<p>8.9 在結構分析中通常定正值為拉力，負值為壓力。一構件之軸力其最大值有可能為壓力（負值），同時其最小值也有可能為拉力(正值)。正負值可依圖片中之顏色區分。</p> <p>8.10 該檢核為應力檢核，更為詳盡的構件檢核，已在先前的兩個案例中示範過，因此在本案例中不再重複敘述。</p>
<p>洪 崇 展</p>	<p>1. 研究成果涵蓋廣泛，包含充實文獻回顧、代表性之計算案例、分析方法細節等，整體而言，對國內使用竹構造於大跨距薄殼建築結構設計方法將有很大的幫助，值得肯定。報告僅有些小問題須修正：</p> <p>I. P104：首段缺字。</p> <p>II. 缺少結論章節。</p> <p>III. 存在不少亂碼字。</p> <p>IV. 建議提供總表與流程圖說明所建議之結構分析流程與重要參數，對國內技師將有很大幫助。</p> <p>V. 針對預期成果所提之敏感度與安全係數建議，建議提供總表，說明不同情境下之建議係數。</p>	<p>1.0 感謝委員鼓勵。</p> <p>1.1 將依委員建議修改。</p> <p>1.2 將依委員建議增加結論與建議乙章。</p> <p>1.3 將依委員建議修正。</p> <p>1.4 將依委員建議修改。</p> <p>1.5 將依委員建議修改。</p>

甘銘源	<p>1. 不同竹桿網格交疊之接合因數量龐大，其施作方式將大幅影響結構性能及建造成本，建議本案可針對層間接合方式，明確指認性能要求，將有利後續應用。</p>	<p>1. 不同的跨距與結構型態，對於網格接合性能的要求也會不同。本研究已針對案例研究中之情形提出相關接合的設計性能建議，但是對於每個個案的差異不同的跨距、載重條件與構造，設計者可能仍需特別注意。</p>
葉祥海	<p>1. 應用大跨距竹薄殼建築頗有特色，易成為地標建築，如第五章國內外竹構造的案例所示。相信國內竹構造亦將日漸增多，本案揭示其研究的必要性；又提供的三個案例結構計算分析，可為相關設計之參考。</p> <p>2. 本研究對竹構造設計涉及竹材接合之勁度與強度，與竹材特性之模數與強度等參數，此與其接合工法技術，鎖固的構材，以及竹材嚴選規格(如生竹的處理、有無乾裂、管徑、節長)...等攸關。宜按國內工法常規，明示其施工規範，予以要求規範之；否則，設計係處於諸多不定性(或量化)的條件下進行。</p> <p>3. 整體結構分析之流(過)程，於p127頁能以大要的流程圖表</p>	<p>1. 謝謝委員的鼓勵。</p> <p>2. 本研究提出之計算及分類乃根據文獻提供之試驗作分析，並根據 ISO 竹構規範之規定，考量了安全係數及統計分析上之折減。關於部分實驗之母體數過低，引響統計分析之結果，仍有賴日後相關實驗補其不足。關於施工規範及竹材嚴選規格，目前國內尚無標準可依據，國際上可供參考的有 ISO 竹構規範之附錄及秘魯的竹構造技術規範。</p> <p>3. 將依委員建議於備註欄適度增加說明內容。</p>

	<p>現，惟建議該表中之備註欄能附註其可運用的程式與模組，其設計核算的步驟程序可進步細分，以利後學者參閱應用。</p> <p>4. 目前報告中缺少結論與建議乙章，以總結陳述竹構造於大跨距竹薄殼建築結構設計方法之概要，並建議提供竹構造於國內產業推展之課題。</p>	<p>4.將依委員意見加入結論與建議乙章。</p>
張大鵬	<p>1. 建議刪除各章前之阿拉伯數字(如刪除「1 第一章」之”1”。</p> <p>2. (p i~v)字體過小，宜放大。</p> <p>3. 如可行，可考慮將各章使用之圖、表放在各章「本文」之後，而不必放在本文之中，避免造成編排上之困難，以及可消除為數不少之每頁空白處。</p> <p>4. (p 51,59, 149, 174, …等)字體略小，可考慮適度放大。</p> <p>5. (p 115, 118, …)請加公式編號。</p> <p>6. (p 131, 182…)請改單位重之單位為kgf/m<sup>3</sup>。</p> <p>7. (p 67-68)圖7.6及圖7.8之參考文獻引用格式宜前後一致。</p>	<p>1-7 將參考委員提供之各項建議對期末報告進行修編。</p>
黃然	<p>1. 本計劃成果已提供三個已完工的大跨距竹薄殼建築參考案例並已完成大跨距薄殼建築竹構造的結構分析之流程。期中報</p>	<p>1. 謝謝委員的鼓勵。</p>

	<p>告相關審查意見均已回覆。</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>2. 建議補充說明3個案例是否有論述竹構件使用竹子的材料參數與材料前處理方式如防火、防腐或強化等，及竹構件加工的方式。</li> <li>3. 利用3D桁架分析大跨度竹薄殼建築可否推估最大跨距的限制，跨距是否會受到竹構件節點數的控制。</li> <li>4. 建議由國內外相關文獻歸納國內目前可用的竹子種類與需求性質。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>2. 竹子的材料參數的決定，已經於第三章中做出說明。對於材料前處理方式請參考，ISO 竹構規範之附錄及秘魯的竹構造技術規範。</li> <li>3. 委員的問題十分有意義，我們會將此議題列入未來持續研究的議題之一。</li> <li>4. 國內目前用來當作結構的竹種，主要是桂竹與孟宗竹兩種。本研究之第六章盡可能收集了目前國內可得關於這兩種竹種的力學性質。如第六章結論所述，部分結構所需之力學性質仍然從缺，需要透過未來更全面的試驗來決定之。</li> </ol>
王芳	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 從竹材原料供應角度來看，建請提供不同竹種、規格、前處理方式等參考資訊，以及後續維護應注意事項，以利未來推廣應用。</li> <li>2. 報告書第11頁有關臺灣竹林面積之敘述，建請可參考林務局網站/山林資源/森林資源調查成果資料，以竹類佔林分50%以上者均視為竹林，如此臺灣全島竹林面積約有18.3萬公頃。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 杜怡萱教授於先前的研究案中，有對相關議題做出建議[1]。其中對於材料的前處理方式，該研究參考了ISO 竹構規範之附錄及秘魯的竹構造技術規範。</li> <li>2. 報告書將參考林務局提供之竹林分布面積進行修正。</li> </ol>

林 自 勤	<p>1. 竹構造於大跨距薄殼建築結構的設計法研究內容很詳盡，建議後續可再接再續研究此類構造物在使用後安全檢查層面，當發現此構造物有哪些狀況時，需進行修補、補強或拆除；例如當目視發現主要構件發生乾燥縱向劈裂、局部腐爛、變形或變位增加至多少或彎扁(折)等狀況時應儘速做何處置？</p> <p>2. 竹構造於大跨距薄殼建築結構設計方法研究報告內在最後是否曾結論與建議？述明此設計研究方法是否可靠與可行？有哪些設計參數需要設計者特別注意的事項？亦可建議如何推廣方法？</p>	<p>1.感謝委員之鼓勵。將會詳列委員之建議於未來/後續研究議題之建議。</p> <p>2.將依委員建議增列結論與建議乙章，並就委員所提事項檢討。</p>
-------------	--	---