

都市危險及老舊建築物鋼構造、木構造及
磚構造之安全耐震能力初步評估表講習會

鋼構造及輕鋼構建築物結構安全耐震 能力初步評估之評估內容及評分表

主講人：宋裕祺 教授



耐震能力初步評估方法研究



案例分析



結論與建議



耐震能力初步評估方法研究



一般鋼結構耐震能力初步評估方法



廠房(輕鋼構)耐震初步評估方法



一般鋼結構建築物基本資料表

建物名稱		建物編號		建物地址	
評估者		評估日期		e-mail	
設計年度		建物高度 h_n (m)		用途係數I	
地盤種類		地上樓層數		地下樓層數	
建築物依側撐分類： ☐ 無側撐構架 ☐ 有側撐構架					
建築物依樓層分類： ☐ 五樓以下 ☐ 六樓以上					
建築物依結構形式分類： ☒ 一般鋼結構建築物 ☐ 廠房類建築物 ☐ 其它：_____					
建築物依使用用途分類： ☐ 辦公室 ☐ 公寓 ☐ 集合住宅 ☐ 商場 ☐ 住商混合 ☐ 其它：_____					
本評估參考資料： ☐ 設計圖說 ☐ 計算書 ☐ 現場調查或推估					



一般鋼結構建築物初步評估表

定性 1 4 項 定量 2 項

項次	項目	配分	評估內容	權重	評分
1	靜不定程度	4	☐ 單跨(1.0) ☐ 雙跨(0.67) ☐ 三跨(0.33) ☐ 四跨以上(0)		
2	地下室面積比, r_a	2	$0 \leq (1.5 - r_a) / 1.5 \leq 1.0$; r_a : 地下室面積與建築面積之比 $r_a =$		
3	平面對稱性	3	☐ 不良(1.0) ☐ 尚可(0.5) ☐ 良(0)		
4	立面對稱性	3	☐ 不良(1.0) ☐ 尚可(0.5) ☐ 良(0)		
5	斜撐型式	3	☐ 同心斜撐(1.0) ☐ 偏心斜撐(0.5) ☐ BRB(0) ☐ 無(0)		
6	梁之跨深比b	3	當 $b < 3$, $w = 1.0$; 當 $3 \leq b < 8$, $w = (8 - b) / 5$; 當 $b \geq 8$, $w = 0$ $b =$		
7	柱之高深比c	3	當 $c < 2$, $w = 1.0$; 當 $2 \leq c < 6$, $w = (6 - c) / 4$; 當 $c \geq 6$, $w = 0$ $c =$		
8	塑鉸區梁之細部	4	☐ 未處理(1.0) ☐ 加蓋鈑或其他(0.4) ☐ 梁經切削(0)		
9	未支撐長度	3	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
10	斷面結實性	3	☐ 半結實斷面(1.0) ☐ 結實斷面(0.5) ☐ 耐震與塑性設計斷面(0)		
11	柱之損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
12	梁之損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
13	斜撐損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
14	鋼材鏽蝕程度	3	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
15	475年耐震能力初步評估	30	當 $\frac{A_{c1}}{IA_{475}} \leq 0.25$, $w = 1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{c1}}{IA_{475}} \leq 1$, $w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{c1}}{IA_{475}} \right)$; 當 $\frac{A_{c1}}{IA_{475}} > 1$, $w = 0$ $A_{c1,x} = A_{c1,y} = A_{c1} = \min[A_{c1,x}, A_{c1,y}] =$		
16	2500年耐震能力初步評估	30	當 $\frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \leq 0.25$, $w = 1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \leq 1$, $w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \right)$; 當 $\frac{A_{c2}}{IA_{2500}} > 1$, $w = 0$ $A_{c2,x} = A_{c2,y} = A_{c2} = \min[A_{c2,x}, A_{c2,y}] =$		
分數總計		100	評分總計(P):		



1 靜不定程度



項次	項目	配分	評估內容	權重	評分
1	靜不定程度	4	☐ 單跨(1.0) ☐ 雙跨(0.67) ☐ 三跨(0.33) ☐ 四跨以上(0)		
2		2	$0 \leq (1.5 - r_a) / 1.5 \leq 1.0$; r_a : 地下室面積與建築面積之比 $r_a =$		
3		3	☐ 不良(1.0) ☐ 尚可(0.5) ☐ 良(0)		
4		3	☐ 不良(1.0) ☐ 尚可(0.5) ☐ 良(0)		
5	地下室面積	3	☐ 同心斜撐(1.0) ☐ 偏心斜撐(0.5) ☐ BRB(0) ☐ 無(0)		
6		3	當 $b < 3$, $w = 1.0$; 當 $3 \leq b < 8$, $w = (8 - b) / 5$; 當 $b \geq 8$, $w = 0$ $b =$		
7		3	當 $c < 2$, $w = 1.0$; 當 $2 \leq c < 6$, $w = (6 - c) / 4$; 當 $c \geq 6$, $w = 0$ $c =$		
8	結構細部	4	☐ 未處理(1.0) ☐ 加蓋板或其他(0.4) ☐ 梁經切削(0)		
9	柱之高深比c	3	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
10	斷面結實性	3	☐ 半結實斷面(1.0) ☐ 結實斷面(0.5) ☐ 耐震與塑性設計斷面(0)		
11	柱之損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
12	梁之損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
13	斜撐損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
14	鋼材鏽蝕程度	3	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
15	定量分析	30	當 $\frac{A_{c1}}{IA_{475}} \leq 0.25$, $w = 1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{c1}}{IA_{475}} \leq 1$, $w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{c1}}{IA_{475}} \right)$; 當 $\frac{A_{c1}}{IA_{475}} > 1$, $w = 0$ $A_{c1,x} = A_{c1,y} = A_{c1} = \min[A_{c1,x}, A_{c1,y}] =$		
16	分析	30	當 $\frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \leq 0.25$, $w = 1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \leq 1$, $w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \right)$; 當 $\frac{A_{c2}}{IA_{2500}} > 1$, $w = 0$ $A_{c2,x} = A_{c2,y} = A_{c2} = \min[A_{c2,x}, A_{c2,y}] =$		
分數總計		100	評分總計(P):		

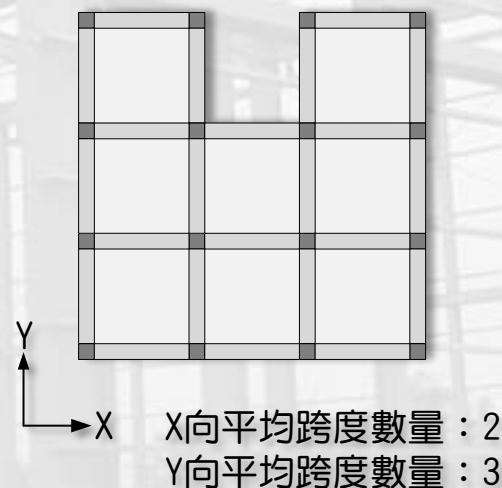
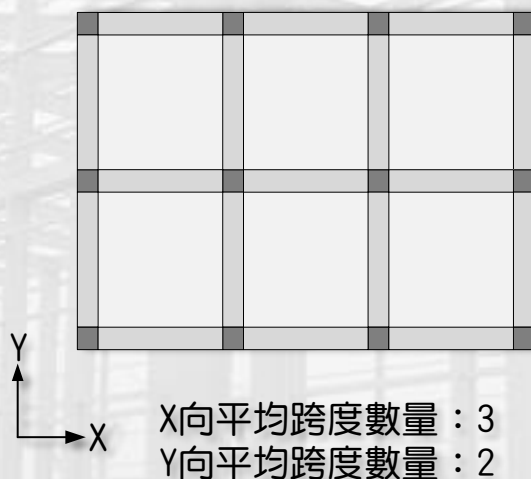


1 靜不定程度



構架跨數越多，靜不定程度就越大，其耐震能力會越好。

求取**平均跨數 (四捨五入)**，且要取X向與Y向平均跨數之小者。





2地下室面積比



項次	靜不定程度	配分	評估內容	權重	評分
1	地下室面積比	4	☐ 單跨(1.0) ☐ 雙跨(0.67) ☐ 三跨(0.33) ☐ 四跨以上(0)		
2		2	$0 \leq (1.5 - r_a) / 1.5 \leq 1.0$; r_a : 地下室面積與建築面積之比 $r_a =$		
3		3	☐ 不良(1.0) ☐ 尚可(0.5) ☐ 良(0)		
4		3	☐ 不良(1.0) ☐ 尚可(0.5) ☐ 良(0)		
5	平面對稱性	3	☐ 同心斜撐(1.0) ☐ 偏心斜撐(0.5) ☐ BRB(0) ☐ 無(0)		
6	梁柱之高度比	3	當 $b < 3$, $w = 1.0$; 當 $3 \leq b < 8$, $w = (8 - b) / 5$; 當 $b \geq 8$, $w = 0$ $b =$		
7	柱之高度比	3	當 $c < 2$, $w = 1.0$; 當 $2 \leq c < 6$, $w = (6 - c) / 4$; 當 $c \geq 6$, $w = 0$ $c =$		
8	結構細部	4	☐ 未處理(1.0) ☐ 加蓋板或其他(0.4) ☐ 梁經切削(0)		
9	未支撐長度	3	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
10	斷面結實性	3	☐ 半結實斷面(1.0) ☐ 結實斷面(0.5) ☐ 耐震與塑性設計斷面(0)		
11	柱之損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
12	梁之損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
13	斜撐損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
14	鋼材鏽蝕程度	3	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
15	定量分析	30	當 $\frac{A_{c1}}{IA_{475}} \leq 0.25$, $w = 1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{c1}}{IA_{475}} \leq 1$, $w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{c1}}{IA_{475}} \right)$; 當 $\frac{A_{c1}}{IA_{475}} > 1$, $w = 0$ $A_{c1,x} = A_{c1,y} = A_{c1} = \min[A_{c1,x}, A_{c1,y}] =$		
16	分析	30	當 $\frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \leq 0.25$, $w = 1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \leq 1$, $w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \right)$; 當 $\frac{A_{c2}}{IA_{2500}} > 1$, $w = 0$ $A_{c2,x} = A_{c2,y} = A_{c2} = \min[A_{c2,x}, A_{c2,y}] =$		
分數總計		100	評分總計(P):		



2地下室面積比



建築物的地下室面積(含超挖面積)若較大，對於抵抗傾倒彎矩之能力也較高。

r_a :地下室面積 A_2 /建築投影面積 A_1





3 平面對稱性



項次	評估內容	配分	評估內容	權重	評分
1	地下室面積	4	☐ 單跨(1.0) ☐ 雙跨(0.67) ☐ 三跨(0.33) ☐ 四跨以上(0)		
2	平面對稱性	2	$0 \leq (1.5 - r_a) / 1.5 \leq 1.0$; r_a : 地下室面積與建築面積之比 $r_a =$		
3	平面對稱性	3	☐ 不良(1.0) ☐ 尚可(0.5) ☐ 良(0)		
4	平面對稱性	3	☐ 不良(1.0) ☐ 尚可(0.5) ☐ 良(0)		
5	立面對稱性	3	☐ 同心斜撐(1.0) ☐ 偏心斜撐(0.5) ☐ BRB(0) ☐ 無(0)		
6	柱之	3	當 $b < 3$, $w = 1.0$; 當 $3 \leq b < 8$, $w = (8 - b) / 5$; 當 $b \geq 8$, $w = 0$ $b =$		
7	柱之	3	當 $c < 2$, $w = 1.0$; 當 $2 \leq c < 6$, $w = (6 - c) / 4$; 當 $c \geq 6$, $w = 0$ $c =$		
8	結 塑鉸區梁之細部	4	☐ 未處理(1.0) ☐ 加蓋板或其他(0.4) ☐ 梁經切削(0)		
9	構 未支撐長度	3	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
10	部 斷面結實性	3	☐ 半結實斷面(1.0) ☐ 結實斷面(0.5) ☐ 耐震與塑性設計斷面(0)		
11	結 柱之損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
12	構 梁之損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
13	現 斜撐損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
14	況 鋼材鏽蝕程度	3	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
15	定 475年耐震能力初步 量 評估	30	當 $\frac{A_{c1}}{IA_{475}} \leq 0.25$, $w = 1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{c1}}{IA_{475}} \leq 1$, $w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{c1}}{IA_{475}} \right)$; 當 $\frac{A_{c1}}{IA_{475}} > 1$, $w = 0$ $A_{c1,x} = A_{c1,y} = A_{c1} = \min[A_{c1,x}, A_{c1,y}] =$		
16	分 2500年耐震能力初步 析 評估	30	當 $\frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \leq 0.25$, $w = 1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \leq 1$, $w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \right)$; 當 $\frac{A_{c2}}{IA_{2500}} > 1$, $w = 0$ $A_{c2,x} = A_{c2,y} = A_{c2} = \min[A_{c2,x}, A_{c2,y}] =$		
分數總計		100	評分總計(P):		



3 平面對稱性



結構系統

結構系統平面之對稱性愈佳，則勁度中心與質量中心之間通常不致有太大的偏心距，地震時引致整體結構之偏心扭矩通常較小，反之則亦然。



良

方形、圓形、多邊形、寬長方形建築及結構配置對稱平面



尚可

屬方形、圓形、多邊形、寬長方形建築，但結構配置不完全對稱者；或屬於翼緣扁厚之平面



不良

屬方形、圓形、多邊形、寬長方形建築，但樓梯、電梯配置偏平面隅角、載重極度偏心者或屬於翼緣扁薄之平面



4 立面對稱性



項次		配分	評估內容	權重	評分
1	平面對稱性 立面對稱性 斜撐型式	4	☐ 單跨(1.0) ☐ 雙跨(0.67) ☐ 三跨(0.33) ☐ 四跨以上(0)		
2		2	$0 \leq (1.5 - r_a) / 1.5 \leq 1.0$; r_a : 地下室面積與建築面積之比 $r_a =$		
3		3	☐ 不良(1.0) ☐ 尚可(0.5) ☐ 良(0)		
4		3	☐ 不良(1.0) ☐ 尚可(0.5) ☐ 良(0)		
5		3	☐ 同心斜撐(1.0) ☐ 偏心斜撐(0.5) ☐ BRB(0) ☐ 無(0)		
6		3	當 $b < 3$, $w = 1.0$; 當 $3 \leq b < 8$, $w = (8 - b) / 5$; 當 $b \geq 8$, $w = 0$ $b =$		
7		3	當 $c < 2$, $w = 1.0$; 當 $2 \leq c < 6$, $w = (6 - c) / 4$; 當 $c \geq 6$, $w = 0$ $c =$		
8	結構細部	4	☐ 未處理(1.0) ☐ 加蓋板或其他(0.4) ☐ 梁經切削(0)		
9	未支撐長度	3	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
10	斷面結實性	3	☐ 半結實斷面(1.0) ☐ 結實斷面(0.5) ☐ 耐震與塑性設計斷面(0)		
11	柱之損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
12	梁之損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
13	斜撐損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
14	鋼材鏽蝕程度	3	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
15	定量分析	30	當 $\frac{A_{c1}}{IA_{475}} \leq 0.25$, $w = 1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{c1}}{IA_{475}} \leq 1$, $w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{c1}}{IA_{475}} \right)$; 當 $\frac{A_{c1}}{IA_{475}} > 1$, $w = 0$ $A_{c1,x} = A_{c1,y} = A_{c1} = \min[A_{c1,x}, A_{c1,y}] =$		
16	定量分析	30	當 $\frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \leq 0.25$, $w = 1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \leq 1$, $w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \right)$; 當 $\frac{A_{c2}}{IA_{2500}} > 1$, $w = 0$ $A_{c2,x} = A_{c2,y} = A_{c2} = \min[A_{c2,x}, A_{c2,y}] =$		
分數總計		100	評分總計(P):		



4 立面對稱性



結構系統之立面對稱性通常與樓層質量與樓層勁度之分配是否均勻與對稱有關。對稱性愈佳者，其耐震能力愈高。

 **良** 建築物同時具有各向立面**結構配置對稱**、各樓層**高度均勻相當**、**立面無退縮**及立面各樓層**載重配置相當**者



尚可



不良

若建築物立面高度、樓層高度不同、立面退縮、立面懸挑、立面各樓層載重配置不均、位於山坡地、立面於高層分為多棟建築者。



5 斜撐型式



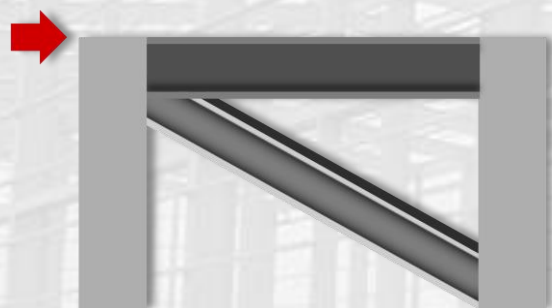
項次	項目	配分	評估內容	權重	評分
1	立面對稱性 斜撐型式 梁之跨深比	4	☐ 單跨(1.0) ☐ 雙跨(0.67) ☐ 三跨(0.33) ☐ 四跨以上(0)		
2		2	$0 \leq (1.5 - r_a) / 1.5 \leq 1.0$; r_a : 地下室面積與建築面積之比 $r_a =$		
3		3	☐ 不良(1.0) ☐ 尚可(0.5) ☐ 良(0)		
4		3	☐ 不良(1.0) ☐ 尚可(0.5) ☐ 良(0)		
5		3	☐ 同心斜撐(1.0) ☐ 偏心斜撐(0.5) ☐ BRB(0) ☐ 無(0)		
6	梁之跨深比	3	當 $b < 3$, $w = 1.0$; 當 $3 \leq b < 8$, $w = (8 - b) / 5$; 當 $b \geq 8$, $w = 0$ $b =$		
7		3	當 $c < 2$, $w = 1.0$; 當 $2 \leq c < 6$, $w = (6 - c) / 4$; 當 $c \geq 6$, $w = 0$ $c =$		
8		4	☐ 未處理(1.0) ☐ 加蓋板或其他(0.4) ☐ 梁經切削(0)		
9	構 細 部	3	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
10	斷面結實性	3	☐ 半結實斷面(1.0) ☐ 結實斷面(0.5) ☐ 耐震與塑性設計斷面(0)		
11	結 構	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
12	梁之損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
13	斜撐損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
14	現 況	3	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
15	定 量 分 析	30	當 $\frac{A_{c1}}{IA_{475}} \leq 0.25$, $w = 1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{c1}}{IA_{475}} \leq 1$, $w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{c1}}{IA_{475}} \right)$; 當 $\frac{A_{c1}}{IA_{475}} > 1$, $w = 0$ $A_{c1,x} = A_{c1,y} = A_{c1} = \min[A_{c1,x}, A_{c1,y}] =$		
16	2500年耐震能力初步評估	30	當 $\frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \leq 0.25$, $w = 1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \leq 1$, $w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \right)$; 當 $\frac{A_{c2}}{IA_{2500}} > 1$, $w = 0$ $A_{c2,x} = A_{c2,y} = A_{c2} = \min[A_{c2,x}, A_{c2,y}] =$		
分數總計		100	評分總計(P):		



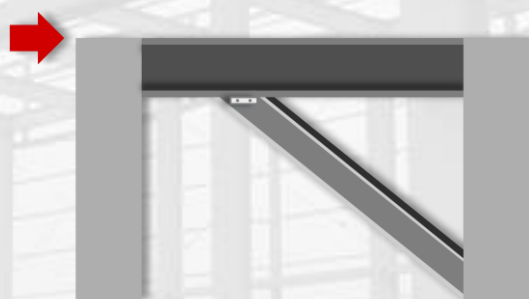
5 斜撐型式



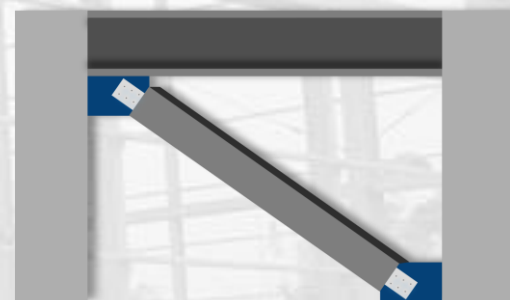
同心斜撐受壓時會產生挫屈現象，能承受之軸力急遽下降，消能能力喪失；**偏心斜撐**之連桿梁會產生剪力塑鉸，消能行為良好。**BRB**受壓時不會產生挫屈，耐震消能行為良好。因此依據不同斜撐形式所能發揮之**消能能力**，給予不同權重。



同心斜撐



偏心斜撐



挫屈束制斜撐



6 梁之跨深比



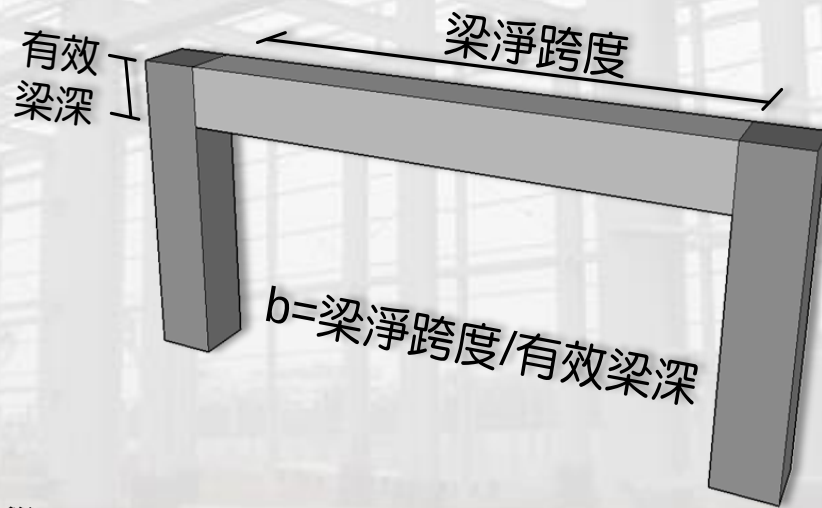
項次	項目	配分	評估內容	權重	評分
1	立面對稱性	4	☐ 單跨(1.0) ☐ 雙跨(0.67) ☐ 三跨(0.33) ☐ 四跨以上(0)		
2		2	$0 \leq (1.5 - r_a) / 1.5 \leq 1.0$; r_a : 地下室面積與建築面積之比 $r_a =$		
3		3	☐ 不良(1.0) ☐ 尚可(0.5) ☐ 良(0)		
4		3	☐ 不良(1.0) ☐ 尚可(0.5) ☐ 良(0)		
5	斜撐型式	3	☐ 同心斜撐(1.0) ☐ 偏心斜撐(0.5) ☐ BRB(0) ☐ 無(0)		
6		3	當 $b < 3$, $w = 1.0$; 當 $3 \leq b < 8$, $w = (8 - b) / 5$; 當 $b \geq 8$, $w = 0$ $b =$		
7	梁之跨深比	3	當 $c < 2$, $w = 1.0$; 當 $2 \leq c < 6$, $w = (6 - c) / 4$; 當 $c \geq 6$, $w = 0$ $c =$		
8		4	☐ 未處理(1.0) ☐ 加蓋板或其他(0.4) ☐ 梁經切削(0)		
9	未支撐長度	3	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
10	斷面結實性	3	☐ 半結實斷面(1.0) ☐ 結實斷面(0.5) ☐ 耐震與塑性設計斷面(0)		
11	柱之損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
12	梁之損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
13	斜撐損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
14	鋼材鏽蝕程度	3	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
15	定量評估	30	當 $\frac{A_{c1}}{IA_{475}} \leq 0.25$, $w = 1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{c1}}{IA_{475}} \leq 1$, $w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{c1}}{IA_{475}} \right)$; 當 $\frac{A_{c1}}{IA_{475}} > 1$, $w = 0$ $A_{c1,x} = A_{c1,y} = A_{c1} = \min[A_{c1,x}, A_{c1,y}] =$		
16	分析評估	30	當 $\frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \leq 0.25$, $w = 1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \leq 1$, $w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \right)$; 當 $\frac{A_{c2}}{IA_{2500}} > 1$, $w = 0$ $A_{c2,x} = A_{c2,y} = A_{c2} = \min[A_{c2,x}, A_{c2,y}] =$		
分數總計		100	評分總計(P):		



6 梁之跨深比



梁之跨深比為梁之**淨跨度**與**有效梁深**的比值，其值越大，發生彎矩降伏的機會越大，結構體韌性越佳。本項目建議以建築物中數量**最多、最具代表性的梁**進行評估。





7 柱之高深比



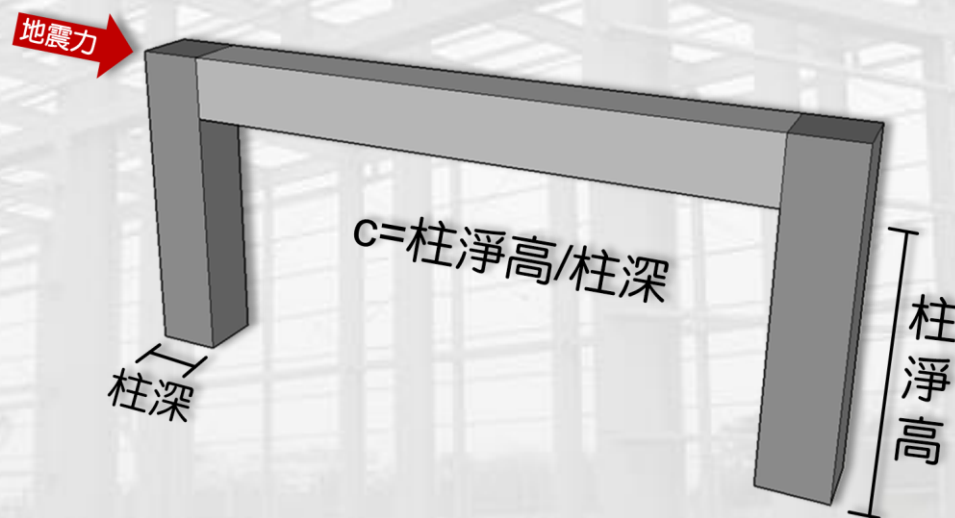
項次	項目	配分	評估內容	權重	評分
1	靜不定程度	4	☐ 單跨(1.0) ☐ 雙跨(0.67) ☐ 三跨(0.33) ☐ 四跨以上(0)		
2	地下室面積比, r_a	2	$0 \leq (1.5 - r_a) / 1.5 \leq 1.0$; r_a : 地下室面積與建築面積之比 $r_a =$		
3	梁之跨深比	3	☐ 不良(1.0) ☐ 尚可(0.5) ☐ 良(0)		
4	柱之高深比c	3	☐ 不良(1.0) ☐ 尚可(0.5) ☐ 良(0)		
5	塑鉸區梁之	3	☐ 同心斜撐(1.0) ☐ 偏心斜撐(0.5) ☐ BRB(0) ☐ 無(0)		
6	斷面	3	當 $b < 3$, $w = 1.0$; 當 $3 \leq b < 8$, $w = (8 - b) / 5$; 當 $b \geq 8$, $w = 0$ $b =$		
7	柱之損害程度	3	當 $c < 2$, $w = 1.0$; 當 $2 \leq c < 6$, $w = (6 - c) / 4$; 當 $c \geq 6$, $w = 0$ $c =$		
8	梁之損害程度	4	☐ 未處理(1.0) ☐ 加蓋板或其他(0.4) ☐ 梁經切削(0)		
9	斜撐損害程度	3	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
10	鋼材鏽蝕程度	3	☐ 半結實斷面(1.0) ☐ 結實斷面(0.5) ☐ 耐震與塑性設計斷面(0)		
11	鋼材鏽蝕程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
12	鋼材鏽蝕程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
13	鋼材鏽蝕程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
14	鋼材鏽蝕程度	3	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
15	475年耐震能力初步評估	30	當 $\frac{A_{c1}}{IA_{475}} \leq 0.25$, $w = 1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{c1}}{IA_{475}} \leq 1$, $w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{c1}}{IA_{475}} \right)$; 當 $\frac{A_{c1}}{IA_{475}} > 1$, $w = 0$ $A_{c1,x} = A_{c1,y} = A_{c1} = \min[A_{c1,x}, A_{c1,y}] =$		
16	2500年耐震能力初步評估	30	當 $\frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \leq 0.25$, $w = 1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \leq 1$, $w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \right)$; 當 $\frac{A_{c2}}{IA_{2500}} > 1$, $w = 0$ $A_{c2,x} = A_{c2,y} = A_{c2} = \min[A_{c2,x}, A_{c2,y}] =$		
分數總計		100	評分總計(P):		



7 柱之高深比



柱之高深比為柱之淨高與沿地震剪力方向之柱深的比值，其值越大，發生彎矩降伏的機會越大，結構體韌性越佳。本項目建議以建築物中數量最多、最具代表性的柱進行評估。





8 塑鉸區梁之細部



項次	項目	配分	評估內容	權重	評分
1	靜不定程度	4	☐ 單跨(1.0) ☐ 雙跨(0.67) ☐ 三跨(0.33) ☐ 四跨以上(0)		
2	地下室面積比, r_a	2	$0 \leq (1.5 - r_a) / 1.5 \leq 1.0$; r_a : 地下室面積與建築面積之比 $r_a =$		
3	平面對稱性	3	☐ 不良(1.0) ☐ 尚可(0.5) ☐ 良(0)		
4	立面對稱性	3	☐ 不良(1.0) ☐ 尚可(0.5) ☐ 良(0)		
5	柱之高深比	3	☐ 同心斜撐(1.0) ☐ 偏心斜撐(0.5) ☐ BRB(0) ☐ 無(0)		
6	柱之高深比	3	當 $b < 3$, $w = 1.0$; 當 $3 \leq b < 8$, $w = (8 - b) / 5$; 當 $b \geq 8$, $w = 0$ $b =$		
7	柱之高深比	3	當 $c < 2$, $w = 1.0$; 當 $2 \leq c < 6$, $w = (6 - c) / 4$; 當 $c \geq 6$, $w = 0$ $c =$		
8	塑鉸區梁之細部	4	☐ 未處理(1.0) ☐ 加蓋鈑或其他(0.4) ☐ 梁經切削(0)		
9	未支撐長度	3	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
10	未支撐長度	3	☐ 半結實斷面(1.0) ☐ 結實斷面(0.5) ☐ 耐震與塑性設計斷面(0)		
11	結構損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
12	梁之損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
13	斜撐損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
14	鋼材鏽蝕程度	3	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
15	定量評估	30	當 $\frac{A_{c1}}{IA_{475}} \leq 0.25$, $w = 1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{c1}}{IA_{475}} \leq 1$, $w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{c1}}{IA_{475}} \right)$; 當 $\frac{A_{c1}}{IA_{475}} > 1$, $w = 0$ $A_{c1,x} = A_{c1,y} = A_{c1} = \min[A_{c1,x}, A_{c1,y}] =$		
16	分析評估	30	當 $\frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \leq 0.25$, $w = 1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \leq 1$, $w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \right)$; 當 $\frac{A_{c2}}{IA_{2500}} > 1$, $w = 0$ $A_{c2,x} = A_{c2,y} = A_{c2} = \min[A_{c2,x}, A_{c2,y}] =$		
分數總計		100	評分總計(P):		

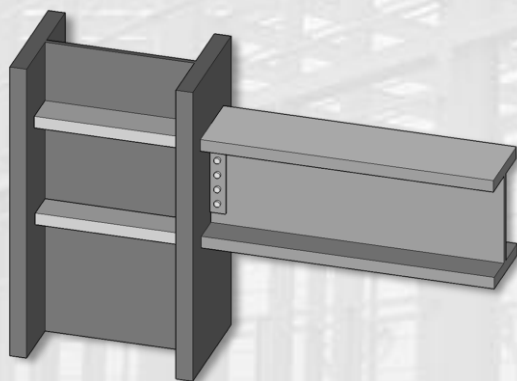


8 塑鉸區梁之細部

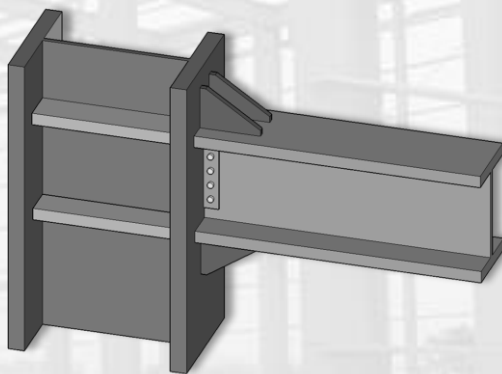


結構細部

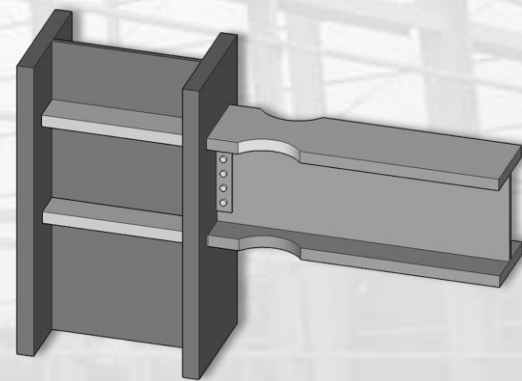
傳統鋼骨抗彎構架在遭受地震力作用時，構架易於柱產生塑性變形，以消散地震能量，而梁柱交接面銲接品質不易確保，導致接頭破壞；若利用補強或減弱式接頭之方式將塑鉸區移出梁柱交會區，可達到韌性耗能目的。



傳統接頭



補強式接頭



減弱式接頭



9 未支撐長度

✓ 結構細部

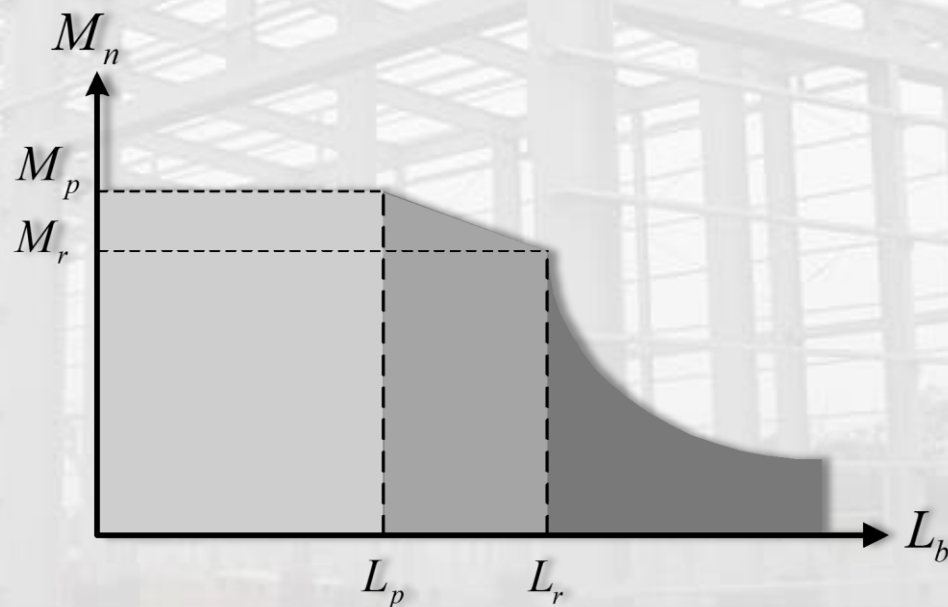
項次	項目	配分	評估內容	權重	評分
1	靜不定程度	4	☐ 單跨(1.0) ☐ 雙跨(0.67) ☐ 三跨(0.33) ☐ 四跨以上(0)		
2	地下室面積比, r_a	2	$0 \leq (1.5 - r_a) / 1.5 \leq 1.0$; r_a : 地下室面積與建築面積之比 $r_a =$		
3	平面對稱性	3	☐ 不良(1.0) ☐ 尚可(0.5) ☐ 良(0)		
4	立面對稱性	3	☐ 不良(1.0) ☐ 尚可(0.5) ☐ 良(0)		
5	斜撐型式	3	☐ 同心斜撐(1.0) ☐ 偏心斜撐(0.5) ☐ BRB(0) ☐ 無(0)		
6	塑鉸區梁之 未支撐長度不	3	當 $b < 3$, $w = 1.0$; 當 $3 \leq b < 8$, $w = (8 - b) / 5$; 當 $b \geq 8$, $w = 0$ $b =$		
7		3	當 $c < 2$, $w = 1.0$; 當 $2 \leq c < 6$, $w = (6 - c) / 4$; 當 $c \geq 6$, $w = 0$ $c =$		
8		4	☐ 未處理(1.0) ☐ 加蓋板或其他(0.4) ☐ 梁經切削(0)		
9	斷面結實性	3	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
10		3	☐ 半結實斷面(1.0) ☐ 結實斷面(0.5) ☐ 耐震與塑性設計斷面(0)		
11		2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
12	構架	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
13	現斜撐損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
14	況鋼材鏽蝕程度	3	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
15	定量分析 475年耐震能力初步評估	30	當 $\frac{A_{c1}}{IA_{475}} \leq 0.25$, $w = 1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{c1}}{IA_{475}} \leq 1$, $w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{c1}}{IA_{475}} \right)$; 當 $\frac{A_{c1}}{IA_{475}} > 1$, $w = 0$ $A_{c1,x} = A_{c1,y} = A_{c1} = \min[A_{c1,x}, A_{c1,y}] =$		
16	2500年耐震能力初步評估	30	當 $\frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \leq 0.25$, $w = 1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \leq 1$, $w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \right)$; 當 $\frac{A_{c2}}{IA_{2500}} > 1$, $w = 0$ $A_{c2,x} = A_{c2,y} = A_{c2} = \min[A_{c2,x}, A_{c2,y}] =$		
分數總計		100	評分總計(P):		



9 未支撐長度



斷面的未支撐長度將影響梁柱構件的極限狀態，當斷面未支撐長度不符規範時，將會使斷面產生側向扭轉挫屈，致使其無法承受較大彎矩及無法容許產生較大的變形。





10 斷面結實性



項次	項目	配分	評估內容	權重	評分
1	靜不定程度	4	☐ 單跨(1.0) ☐ 雙跨(0.67) ☐ 三跨(0.33) ☐ 四跨以上(0)		
2	地下室面積比, r_a	2	$0 \leq (1.5 - r_a) / 1.5 \leq 1.0$; r_a : 地下室面積與建築面積之比 $r_a =$		
3	平面對稱性	3	☐ 不良(1.0) ☐ 尚可(0.5) ☐ 良(0)		
4	立面對稱性	3	☐ 不良(1.0) ☐ 尚可(0.5) ☐ 良(0)		
5	斜撐型式	3	☐ 同心斜撐(1.0) ☐ 偏心斜撐(0.5) ☐ BRB(0) ☐ 無(0)		
6	梁之跨深比b	3	當 $b < 3$, $w = 1.0$; 當 $3 \leq b < 8$, $w = (8 - b) / 5$; 當 $b \geq 8$, $w = 0$ $b =$		
7	柱之跨深比c	3	當 $c < 2$, $w = 1.0$; 當 $2 \leq c < 6$, $w = (6 - c) / 4$; 當 $c \geq 6$, $w = 0$ $c =$		
8	未支撐長度	4	☐ 未處理(1.0) ☐ 加蓋板或其他(0.4) ☐ 梁經切削(0)		
9	斷面結實性	3	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
10	斷面結實性	3	☐ 半結實斷面(1.0) ☐ 結實斷面(0.5) ☐ 耐震與塑性設計斷面(0)		
11	斷面結實性	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
12	柱之損害程	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
13	柱之損害程	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
14	鋼材鏽蝕程度	3	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
15	475年耐震能力初步評估	30	當 $\frac{A_{c1}}{IA_{475}} \leq 0.25$, $w = 1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{c1}}{IA_{475}} \leq 1$, $w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{c1}}{IA_{475}} \right)$; 當 $\frac{A_{c1}}{IA_{475}} > 1$, $w = 0$ $A_{c1,x} = A_{c1,y} = A_{c1} = \min[A_{c1,x}, A_{c1,y}] =$		
16	2500年耐震能力初步評估	30	當 $\frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \leq 0.25$, $w = 1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \leq 1$, $w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \right)$; 當 $\frac{A_{c2}}{IA_{2500}} > 1$, $w = 0$ $A_{c2,x} = A_{c2,y} = A_{c2} = \min[A_{c2,x}, A_{c2,y}] =$		
分數總計		100	評分總計(P):		



10 斷面結實性



斷面受壓肢之寬厚比將影響梁柱構件的極限狀態，當斷面受壓肢之寬厚比不足時，梁或柱構件在受壓尚未達整體挫屈前，將會先行產生局部挫屈的極限狀態，而致其無法承受較大彎矩及無法容許產生較大的變形。

斷面	耐震與塑性設計斷面	結實斷面	半結實斷面
寬厚比限制	$b / t < \lambda_{pd}$	$\lambda_{pd} < b / t \leq \lambda_p$	$\lambda_p < b / t \leq \lambda_r$



11 柱之損害程度



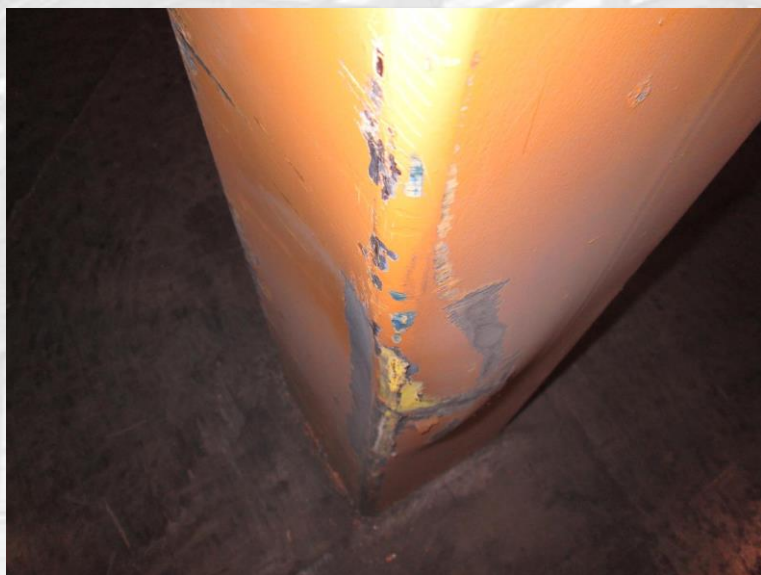
項次	項目	配分	評估內容	權重	評分
1	靜不定程度	4	☐ 單跨(1.0) ☐ 雙跨(0.67) ☐ 三跨(0.33) ☐ 四跨以上(0)		
2	地下室面積比, r_a	2	$0 \leq (1.5 - r_a) / 1.5 \leq 1.0$; r_a : 地下室面積與建築面積之比 $r_a =$		
3	平面對稱性	3	☐ 不良(1.0) ☐ 尚可(0.5) ☐ 良(0)		
4	立面對稱性	3	☐ 不良(1.0) ☐ 尚可(0.5) ☐ 良(0)		
5	斜撐型式	3	☐ 同心斜撐(1.0) ☐ 偏心斜撐(0.5) ☐ BRB(0) ☐ 無(0)		
6	梁之跨深比b	3	當 $b < 3$, $w = 1.0$; 當 $3 \leq b < 8$, $w = (8 - b) / 5$; 當 $b \geq 8$, $w = 0$ $b =$		
7	柱之高深比c	3	當 $c < 2$, $w = 1.0$; 當 $2 \leq c < 6$, $w = (6 - c) / 4$; 當 $c \geq 6$, $w = 0$ $c =$		
8	結構	4	☐ 未處理(1.0) ☐ 加蓋鈑或其他(0.4) ☐ 梁經切削(0)		
9	斷面結實性	3	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
10	柱之損害程度	3	☐ 半結實斷面(1.0) ☐ 結實斷面(0.5) ☐ 耐震與塑性設計斷面(0)		
11	柱之損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
12	柱之損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
13	梁之損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
14	梁之損害程度	3	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
15	定量分析 475年耐震能力初步評估	30	當 $\frac{A_{c1}}{IA_{475}} \leq 0.25$, $w = 1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{c1}}{IA_{475}} \leq 1$, $w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{c1}}{IA_{475}} \right)$; 當 $\frac{A_{c1}}{IA_{475}} > 1$, $w = 0$ $A_{c1,x} = A_{c1,y} = A_{c1} = \min[A_{c1,x}, A_{c1,y}] =$		
16	定量分析 2500年耐震能力初步評估	30	當 $\frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \leq 0.25$, $w = 1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \leq 1$, $w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \right)$; 當 $\frac{A_{c2}}{IA_{2500}} > 1$, $w = 0$ $A_{c2,x} = A_{c2,y} = A_{c2} = \min[A_{c2,x}, A_{c2,y}] =$		
分數總計		100	評分總計(P):		



11 柱之損害程度



柱因外在損害引起構材所能承受的強度，如**挫屈**、**鋼板拉裂**、**整體變形**及**接頭破壞**等，均將影響結構安全。





12梁之損害程度

✓ 結構現況

項次	項目	配分	評估內容	權重	評分
1	靜不定程度	4	☐ 單跨(1.0) ☐ 雙跨(0.67) ☐ 三跨(0.33) ☐ 四跨以上(0)		
2	地下室面積比, r_a	2	$0 \leq (1.5 - r_a) / 1.5 \leq 1.0$; r_a : 地下室面積與建築面積之比 $r_a =$		
3	平面對稱性	3	☐ 不良(1.0) ☐ 尚可(0.5) ☐ 良(0)		
4	立面對稱性	3	☐ 不良(1.0) ☐ 尚可(0.5) ☐ 良(0)		
5	斜撐型式	3	☐ 同心斜撐(1.0) ☐ 偏心斜撐(0.5) ☐ BRB(0) ☐ 無(0)		
6	梁之跨深比b	3	當 $b < 3$, $w = 1.0$; 當 $3 \leq b < 8$, $w = (8 - b) / 5$; 當 $b \geq 8$, $w = 0$ $b =$		
7	柱之高深比c	3	當 $c < 2$, $w = 1.0$; 當 $2 \leq c < 6$, $w = (6 - c) / 4$; 當 $c \geq 6$, $w = 0$ $c =$		
8	塑鉸區梁之細部	4	☐ 未處理(1.0) ☐ 加蓋板或其他(0.4) ☐ 梁經切削(0)		
9	未支撐長度	3	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
10	斷面	3	☐ 半結實斷面(1.0) ☐ 結實斷面(0.5) ☐ 耐震與塑性設計斷面(0)		
11	柱之損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
12	梁之損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
13	梁之損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
14	梁之損害程度	3	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
15	斜撐損害程度	30	當 $\frac{A_{c1}}{IA_{475}} \leq 0.25$, $w = 1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{c1}}{IA_{475}} \leq 1$, $w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{c1}}{IA_{475}} \right)$; 當 $\frac{A_{c1}}{IA_{475}} > 1$, $w = 0$ $A_{c1,x} = A_{c1,y} = A_{c1} = \min[A_{c1,x}, A_{c1,y}] =$		
16	2500年耐震能力初步評估	30	當 $\frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \leq 0.25$, $w = 1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \leq 1$, $w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \right)$; 當 $\frac{A_{c2}}{IA_{2500}} > 1$, $w = 0$ $A_{c2,x} = A_{c2,y} = A_{c2} = \min[A_{c2,x}, A_{c2,y}] =$		
分數總計		100	評分總計(P):		



12 梁之損害程度



梁因外在損害引起構材所能承受的強度，如**挫屈**、**鋼板拉裂**、**整體變形**及**接頭破壞**等，均將影響結構安全。





13斜撐損害程度



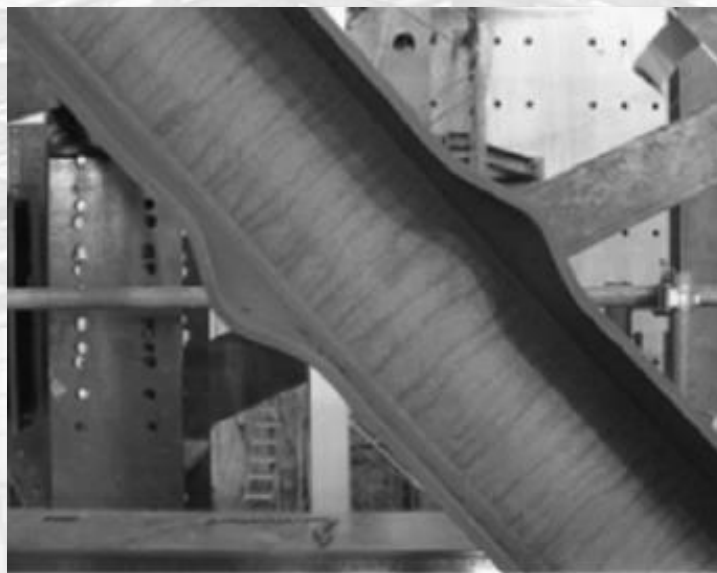
項次	項目	配分	評估內容	權重	評分
1	靜不定程度	4	☐ 單跨(1.0) ☐ 雙跨(0.67) ☐ 三跨(0.33) ☐ 四跨以上(0)		
2	地下室面積比, r_a	2	$0 \leq (1.5 - r_a) / 1.5 \leq 1.0$; r_a : 地下室面積與建築面積之比 $r_a =$		
3	平面對稱性	3	☐ 不良(1.0) ☐ 尚可(0.5) ☐ 良(0)		
4	立面對稱性	3	☐ 不良(1.0) ☐ 尚可(0.5) ☐ 良(0)		
5	斜撐型式	3	☐ 同心斜撐(1.0) ☐ 偏心斜撐(0.5) ☐ BRB(0) ☐ 無(0)		
6	梁之跨深比b	3	當 $b < 3$, $w = 1.0$; 當 $3 \leq b < 8$, $w = (8 - b) / 5$; 當 $b \geq 8$, $w = 0$ $b =$		
7	柱之高深比c	3	當 $c < 2$, $w = 1.0$; 當 $2 \leq c < 6$, $w = (6 - c) / 4$; 當 $c \geq 6$, $w = 0$ $c =$		
8	塑鉸區梁之細部	4	☐ 未處理(1.0) ☐ 加蓋板或其他(0.4) ☐ 梁經切削(0)		
9	未支撐長度	3	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
10	斷面	3	☐ 半結實斷面(1.0) ☐ 結實斷面(0.5) ☐ 耐震與塑性設計斷面(0)		
11	梁之損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
12	梁之損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
13	斜撐損害程度	3	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
14	斜撐損害程度	3	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
15	鋼材鏽蝕程度	30	當 $\frac{A_{c1}}{IA_{475}} \leq 0.25$, $w = 1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{c1}}{IA_{475}} \leq 1$, $w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{c1}}{IA_{475}} \right)$; 當 $\frac{A_{c1}}{IA_{475}} > 1$, $w = 0$ $A_{c1,x} = A_{c1,y} = A_{c1} = \min[A_{c1,x}, A_{c1,y}] =$		
16	2500年耐震能力初步評估	30	當 $\frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \leq 0.25$, $w = 1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \leq 1$, $w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \right)$; 當 $\frac{A_{c2}}{IA_{2500}} > 1$, $w = 0$ $A_{c2,x} = A_{c2,y} = A_{c2} = \min[A_{c2,x}, A_{c2,y}] =$		
分數總計		100	評分總計(P):		



13 斜撐損害程度



斜撐因外在損害引起構材所能承受的強度，如**挫屈**、**鋼板拉裂**、**整體變形**及**接頭破壞**等，均將影響結構安全。





14 鋼材鏽蝕程度

✓ 結構現況

項次	項目	配分	評估內容	權重	評分
1	靜不定程度	4	☐ 單跨(1.0) ☐ 雙跨(0.67) ☐ 三跨(0.33) ☐ 四跨以上(0)		
2	地下室面積比, r_a	2	$0 \leq (1.5 - r_a) / 1.5 \leq 1.0$; r_a : 地下室面積與建築面積之比 $r_a =$		
3	平面對稱性	3	☐ 不良(1.0) ☐ 尚可(0.5) ☐ 良(0)		
4	立面對稱性	3	☐ 不良(1.0) ☐ 尚可(0.5) ☐ 良(0)		
5	斜撐型式	3	☐ 同心斜撐(1.0) ☐ 偏心斜撐(0.5) ☐ BRB(0) ☐ 無(0)		
6	梁之跨深比b	3	當 $b < 3$, $w = 1.0$; 當 $3 \leq b < 8$, $w = (8 - b) / 5$; 當 $b \geq 8$, $w = 0$ $b =$		
7	柱之高深比c	3	當 $c < 2$, $w = 1.0$; 當 $2 \leq c < 6$, $w = (6 - c) / 4$; 當 $c \geq 6$, $w = 0$ $c =$		
8	塑鉸區梁之細部	4	☐ 未處理(1.0) ☐ 加蓋板或其他(0.4) ☐ 梁經切削(0)		
9	未支撐長度	3	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
10	斷面結實性	3	☐ 半結實斷面(1.0) ☐ 結實斷面(0.5) ☐ 耐震與塑性設計斷面(0)		
11	斜撐損害程	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
12	鋼材鏽蝕程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
13	475年耐震	30	當 $\frac{A_{c1}}{IA_{475}} \leq 0.25$, $w = 1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{c1}}{IA_{475}} \leq 1$, $w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{c1}}{IA_{475}} \right)$; 當 $\frac{A_{c1}}{IA_{475}} > 1$, $w = 0$ $A_{c1,x} = A_{c1,y} = A_{c1} = \min[A_{c1,x}, A_{c1,y}] =$		
16	2500年耐震能力初步評估	30	當 $\frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \leq 0.25$, $w = 1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \leq 1$, $w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \right)$; 當 $\frac{A_{c2}}{IA_{2500}} > 1$, $w = 0$ $A_{c2,x} = A_{c2,y} = A_{c2} = \min[A_{c2,x}, A_{c2,y}] =$		
分數總計		100	評分總計(P):		



14 鋼材鏽蝕程度



鋼材因環境因素或未定期進行維護工作，使其產生鏽蝕。鏽蝕產生後，恐使構件強度降低，影響進而整體結構物使用性與安全性。

鋼材鏽蝕程度				
鏽蝕程度	無	低	中	高
鏽蝕內容	鋼材表面已完全覆蓋氧化層， 無紅色鐵鏽 或僅出現極 少量紅鏽 。	鋼鐵表面開始鏽蝕， 部分氧化層剝落 ，出現紅色鐵銹。	鋼鐵表面已產生全面性鏽蝕， 大部分氧化層已剝落或鬆解 ，並有少許的孔蝕。	氧化層完全剝落，鋼鐵表面產生很多鏽孔，呈 全面性嚴重腐蝕狀態 。



15達容許韌性容量耐震能力初步評估

✓ 結構現況

項次	項目	配分	評估內容	權重	評分
1	靜不定程度	4	☐ 單跨(1.0) ☐ 雙跨(0.67) ☐ 三跨(0.33) ☐ 四跨以上(0)		
2	地下室面積比, r_a	2	$0 \leq (1.5 - r_a) / 1.5 \leq 1.0$; r_a : 地下室面積與建築面積之比 $r_a =$		
3	平面對稱性	3	☐ 不良(1.0) ☐ 尚可(0.5) ☐ 良(0)		
4	立面對稱性	3	☐ 不良(1.0) ☐ 尚可(0.5) ☐ 良(0)		
5	斜撐型式	3	☐ 同心斜撐(1.0) ☐ 偏心斜撐(0.5) ☐ BRB(0) ☐ 無(0)		
6	梁之跨深比b	3	當 $b < 3$, $w = 1.0$; 當 $3 \leq b < 8$, $w = (8 - b) / 5$; 當 $b \geq 8$, $w = 0$ $b =$		
7	柱之高深比c	3	當 $c < 2$, $w = 1.0$; 當 $2 \leq c < 6$, $w = (6 - c) / 4$; 當 $c \geq 6$, $w = 0$ $c =$		
8	塑鉸區梁之細部	4	☐ 未處理(1.0) ☐ 加蓋板或其他(0.4) ☐ 梁經切削(0)		
9	未支撐長度	3	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
10	斷面結實性	3	☐ 半結實斷面(1.0) ☐ 結實斷面(0.5) ☐ 耐震與塑性設計斷面(0)		
11	柱之損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
12	梁之損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
13	鋼材鏽蝕程	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
14	鋼材鏽蝕程	3	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
15	475年耐震能 (達容許韌性)	30	當 $\frac{A_{c1}}{IA_{475}} \leq 0.25$, $w = 1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{c1}}{IA_{475}} \leq 1$, $w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{c1}}{IA_{475}} \right)$; 當 $\frac{A_{c1}}{IA_{475}} > 1$, $w = 0$ $A_{c1,x} = A_{c1,y} = A_{c1} = \min[A_{c1,x}, A_{c1,y}] =$		
16	2500年耐震	30	當 $\frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \leq 0.25$, $w = 1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \leq 1$, $w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \right)$; 當 $\frac{A_{c2}}{IA_{2500}} > 1$, $w = 0$ $A_{c2,x} = A_{c2,y} = A_{c2} = \min[A_{c2,x}, A_{c2,y}] =$		
分數總計		100	評分總計(P):		



15 達容許韌性容量耐震能力初步評估



以一樓柱、RC牆與斜撐為對象，考量各構材在地震作用下力與韌性之分配與貢獻，綜整計算整體結構物之**降伏地表加速度 A_y** 與**結構系統地震力折減係數 F_u^*** ，並依據耐震設計規範，評估該建築物對應475年回歸期地震之地表加速度 A_{c1} 。

	$0.25 \geq \frac{A_{c1}}{A_{475}}$	$0.25 < \frac{A_{c1}}{A_{475}} < 1$	$\frac{A_{c1}}{A_{475}} \geq 1$
權重 w	1.0	$\frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{c1}}{A_{475}}\right)$	0



16達韌性容量耐震能力初步評估

✓ 結構現況

項次	項目	配分	評估內容	權重	評分
1	靜不定程度	4	☐ 單跨(1.0) ☐ 雙跨(0.67) ☐ 三跨(0.33) ☐ 四跨以上(0)		
2	地下室面積比, r_a	2	$0 \leq (1.5 - r_a) / 1.5 \leq 1.0$; r_a : 地下室面積與建築面積之比 $r_a =$		
3	平面對稱性	3	☐ 不良(1.0) ☐ 尚可(0.5) ☐ 良(0)		
4	立面對稱性	3	☐ 不良(1.0) ☐ 尚可(0.5) ☐ 良(0)		
5	斜撐型式	3	☐ 同心斜撐(1.0) ☐ 偏心斜撐(0.5) ☐ BRB(0) ☐ 無(0)		
6	梁之跨深比b	3	當 $b < 3$, $w = 1.0$; 當 $3 \leq b < 8$, $w = (8 - b) / 5$; 當 $b \geq 8$, $w = 0$ $b =$		
7	柱之高深比c	3	當 $c < 2$, $w = 1.0$; 當 $2 \leq c < 6$, $w = (6 - c) / 4$; 當 $c \geq 6$, $w = 0$ $c =$		
8	塑鉸區梁之細部	4	☐ 未處理(1.0) ☐ 加蓋鈑或其他(0.4) ☐ 梁經切削(0)		
9	未支撐長度	3	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
10	斷面結實性	3	☐ 半結實斷面(1.0) ☐ 結實斷面(0.5) ☐ 耐震與塑性設計斷面(0)		
11	柱之損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
12	梁之損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
13	斜撐損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
14	鋼材	3	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
15	475年耐震 (達容許韌性)	30	當 $\frac{A_{c1}}{IA_{475}} \leq 0.25$, $w = 1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{c1}}{IA_{475}} \leq 1$, $w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{c1}}{IA_{475}} \right)$; 當 $\frac{A_{c1}}{IA_{475}} > 1$, $w = 0$ $A_{c1,x} = A_{c1,y} = A_{c1} = \min[A_{c1,x}, A_{c1,y}] =$		
16	2500年耐震初 (達韌性容量)	30	當 $\frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \leq 0.25$, $w = 1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \leq 1$, $w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \right)$; 當 $\frac{A_{c2}}{IA_{2500}} > 1$, $w = 0$ $A_{c2,x} = A_{c2,y} = A_{c2} = \min[A_{c2,x}, A_{c2,y}] =$		
分數總計		100	評分總計(P):		



16 達韌性容量耐震能力初步評估



以一樓柱、RC牆與斜撐為對象，考量各構材在地震作用下力與韌性之分配與貢獻，綜整計算整體結構物之**降伏地表加速度 A_y** 與**結構系統地震力折減係數 F_u^*** ，並依據耐震設計規範，評估該建築物對應2500年回歸期地震之地表加速度 A_{c2} 。

	$0.25 \geq \frac{A_{c2}}{A_{2500}}$	$0.25 < \frac{A_{c2}}{A_{2500}} < 1$	$\frac{A_{c2}}{A_{2500}} \geq 1$
權重 w	1.0	$\frac{4}{3}(1 - \frac{A_{c2}}{A_{2500}})$	0



定量評估表

建築物資訊		
2樓~j樓之樓地板面積靜載重 $w_{1D}(tf/m^2)$		☐ 推估值 ☐ 設計值
(j+1)樓~k樓之樓地板面積靜載重 $w_{2D}(tf/m^2)$		☐ 推估值 ☐ 設計值
(k+1)樓~屋頂之樓地板面積靜載重 $w_{3D}(tf/m^2)$		☐ 推估值 ☐ 設計值
2樓~j樓之樓地板面積活載重 $w_{1L}(tf/m^2)$		☐ 推估值 ☐ 設計值
(j+1)樓~k樓之樓地板面積活載重 $w_{2L}(tf/m^2)$		☐ 推估值 ☐ 設計值
(k+1)樓~屋頂之樓地板面積活載重 $w_{3L}(tf/m^2)$		☐ 推估值 ☐ 設計值
2樓~j樓之總樓地板面積 $A_1 (m^2)$		☐ 推估值 ☐ 設計值
(j+1)樓~k樓之總樓地板面積 $A_2 (m^2)$		☐ 推估值 ☐ 設計值
(k+1)樓~屋頂之總樓地板面積 $A_3 (m^2)$		☐ 推估值 ☐ 設計值
建築物靜載重 $W_D = \sum_{i=1}^3 w_{iD} \times A_i (kgf)$		
建築物總載重 $W = \sum_{i=1}^3 (w_{iD} + \frac{1}{2}w_{iL}) \times A_i (kgf)$		

一樓柱材料參數		
柱鋼材降伏強度 $f_y (kgf/cm^2)$		☐ 推估值 ☐ 設計值

一樓牆材料參數		
RC牆混凝土抗壓強度 $f_c (kgf/cm^2)$		☐ 推估值 ☐ 設計值
RC牆主筋降伏強度 $f_y (kgf/cm^2)$		☐ 推估值 ☐ 設計值

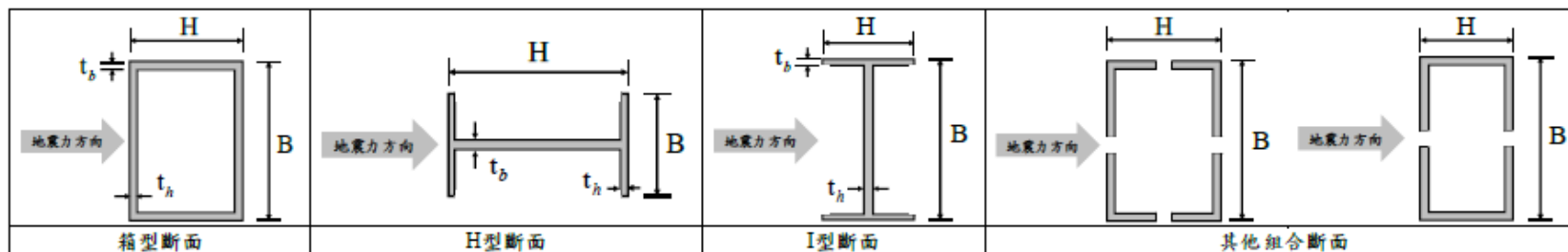
一樓斜撐材料參數		
斜撐鋼材降伏強度 $f_y (kgf/cm^2)$		☐ 推估值 ☐ 設計值



一般柱極限剪力強度計算

X向定量評估		建築物週期(sec) : ☐ $0.085h_n^{0.75}$ ☐ $0.07h_n^{0.75}$												
柱類別	柱型式 (type)	柱寬 (mm) (B_c)	柱深 (mm) (H_c)	板厚 (mm) (t_b)	板厚 (mm) (t_h)	柱斷面積 (cm^2) (A)	斷面 慣性矩 (cm^4) (I_b)	無側撐長度 之淨高 (cm) (h_l)	柱受剪面積 總斷面積 (cm^2) (A_v)	柱根數 (N_{ci})	撓曲破壞 控制 (kgf) ($V_{m, coli}$)	剪力破壞 控制 (kgf) (V_{sui})	V_{coli} (kgf)	$V_{coli} \times N_{ci}$ (kgf)
柱之極限強度 $\Sigma V_{coli} \times N_{ci}$ (kgf)														

註：柱深(H_c)、板厚(t_h)平行地震力作用方向。





LRFD



柱極限剪力強度-撓曲控制



耐震能力評估

各單柱軸力

$$P_u = \frac{W_D + \frac{1}{2}W_L}{\sum A_{col,i} + \sum A_{sw,i}} \times A_{col,i}$$

柱受壓軸力

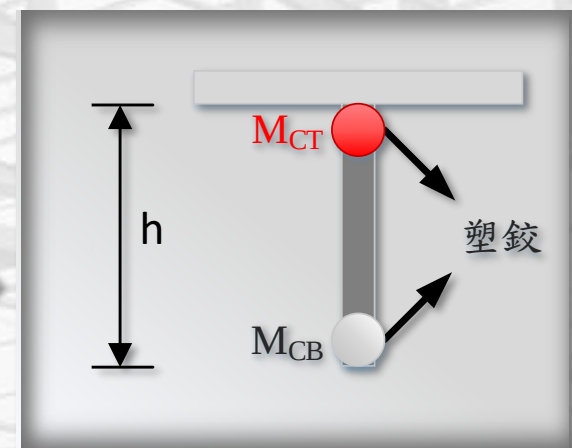
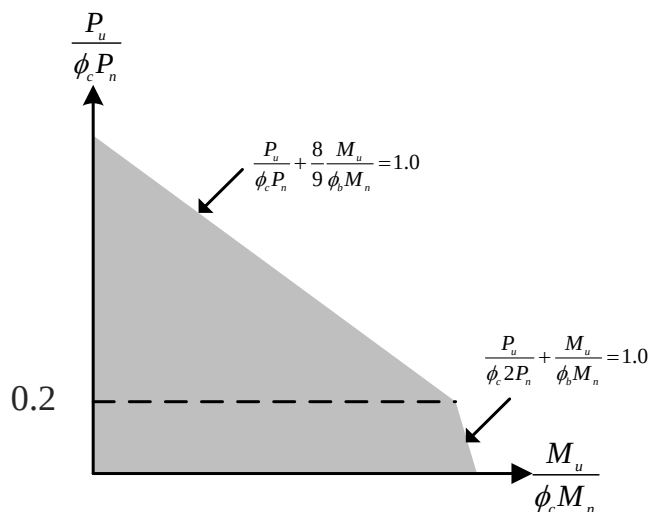
$$P_n = A_g F_{cr}$$

F_{cr} 為挫屈應力(tf/cm²)

柱彎矩強度

$$P_u / \phi_c P_n \geq 0.2 \quad \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_u}{\phi_b M_n} \right) = 1.0$$

$$P_u / \phi_c P_n < 0.2 \quad \frac{P_u}{\phi_c 2P_n} + \left(\frac{M_u}{\phi_b M_n} \right) = 1.0$$



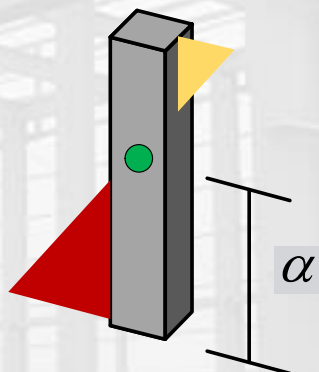
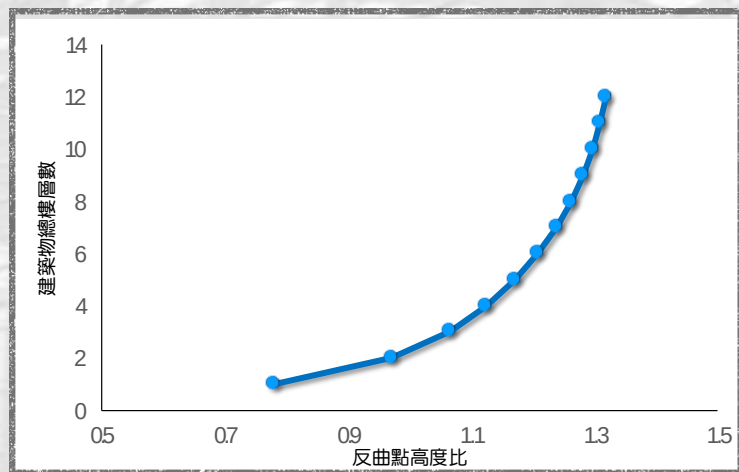


柱極限剪力強度-撓曲控制



耐震能力評估

鋼結構建築物構材韌性較佳，當地震作用時，其反曲點不一定發生在柱中間，利用12層樓建築物進行分析，變化其樓層數，求得當建築物總樓層數不同時，其一樓層反曲點的變化關係。



建築物總樓層數	反曲點高度比 α
12	1.319
11	1.310
10	1.298
9	1.282
8	1.264
7	1.240
6	1.209
5	1.171
4	1.126
3	1.067
2	0.972
1	0.781



柱極限剪力強度-撓曲控制



耐震能力評估

透過建築物總樓層數與一樓層反曲點的變化關係，可研擬出建築物一樓柱頂彎矩 M_{CT} 與柱底彎矩 M_{CB} 關係的計算公式。

當建築物總樓層數為1樓~3樓時

$$M_{CT} = 0.1 \times (3 - \text{Floor}) \times M_{CB}$$

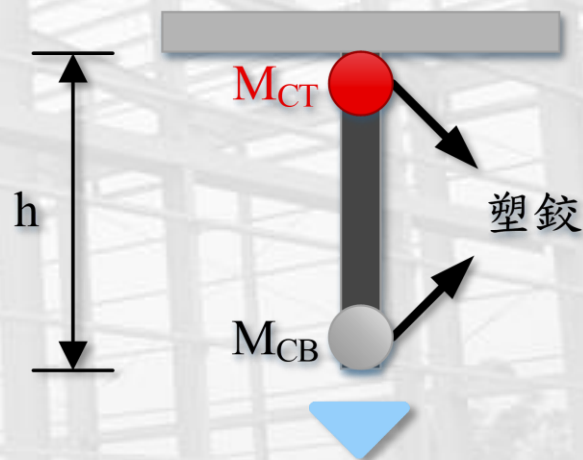
當建築物總樓層數為4樓~10樓時

$$M_{CT} = 3 \times \frac{(3 - \text{Floor})}{70} \times M_{CB}$$

當建築物總樓層數為10樓以上時

$$M_{CT} = -0.3 \times M_{CB}$$

Floor為建築物
總樓層數

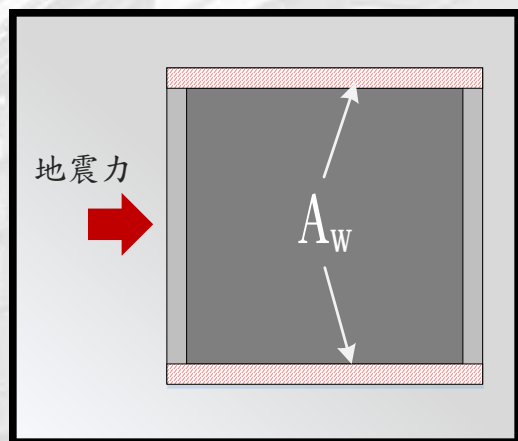


撓曲控制
剪力強度

$$V_m = \frac{M_{CT} + M_{CB}}{h}$$



柱極限剪力強度-剪力控制



剪力控制剪力強度

$$V_{sui} = 0.6 F_y A_w$$



柱極限剪力強度判定



耐震能力評估

兩者中最小之剪力強度，即為柱之極限剪力強度。

$$V_{coli} = \phi \times \min(V_{m,coli}, V_{sui})$$

	$\frac{V_{sui}}{V_{m,coli}} \leq 0.5$	$0.5 < \frac{V_{sui}}{V_{m,coli}} \leq 1.0$	$\frac{V_{sui}}{V_{m,coli}} > 1.0$
修正係數 ϕ	0.75	$0.5 + 0.5 \times \left(\frac{V_{sui}}{V_{m,coli}} \right)$	1.0

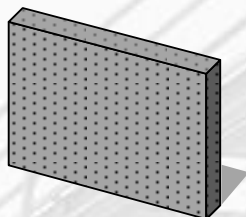


RC牆、斜撐極限剪力強度計算

RC牆 (包括剪力牆與 非結構RC牆)		牆厚度(cm) (T_b)	長度(cm) (W_b)	高度(cm) (H_b)	RC牆鋼筋比 (ρ_{zw})	數量 (N_{zwi})	單片牆之剪力強度 (kgf) (V_{zwi})	RC牆剪力強度小計 (kgf) ($V_{zwi} \times N_{zwi}$)				
RC牆之極限剪力強度 $\Sigma V_{zwi} \times N_{zwi}$ (kgf)												
受壓斜撐	斜撐型式	斷面 寬度 (mm) (B_{bc})	斷面 高度 (mm) (H_{bc})	板厚 (mm) (t_b)	板厚 (mm) (t_h)	斷面積 (cm^2) A	斷面 慣性矩 (cm^4) I_b	水平投影 長度 (cm) (w_b)	垂直投影 高度 (cm) (h_b)	數量 (N_{bci})	單支受壓斜撐強度 之水平分量(kgf) (V_{bci})	受壓斜撐強度之 水平分量小計(kgf) ($V_{bci} \times N_{bci}$)
受壓斜撐之極限水平強度 $\Sigma V_{bci} \times N_{bci}$ (kgf)												
受拉斜撐	斜撐型式	斷面 寬度 (mm) (B_{bt})	斷面 高度 (mm) (H_{bt})	板厚 (mm) (t_b)	板厚 (mm) (t_h)	斷面積 (cm^2) A	水平投影 長度 (cm) (w_b)	垂直投影 高度 (cm) (h_b)	數量 (N_{bti})	單支受拉斜撐強度 之水平分量(kgf) (V_{bti})	受拉斜撐強度之 水平分量小計(kgf) ($V_{bti} \times N_{bti}$)	
受拉斜撐之極限水平強度 $\Sigma V_{bti} \times N_{bti}$ (kgf)												
BRB	BRB設計軸力 (tf) (P_{brb})						水平投影 長度 (cm) (w_b)	垂直投影 高度 (cm) (h_b)	數量 (N_{brbi})	單支BRB強度之 水平分量(kgf) (V_{brbi})	BRB強度之水平 分量小計(kgf) ($V_{brbi} \times N_{brbi}$)	
BRB之極限水平強度 $\Sigma V_{brbi} \times N_{brbi}$ (kgf)												



RC牆、斜撐極限剪力強度



RC牆極限剪力強度

$$V_{swi} = (0.53\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) T_b W_b$$



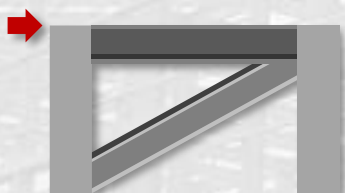
斜撐受壓軸力

$$P_{bc} = A_g F_{cr}$$

F_{cr} 為挫屈應力 (tf/cm²)

受壓斜撐極限剪力強度

$$V_{bc} = \frac{P_{bc} \times W_b}{\sqrt{W_b^2 + H_b^2}}$$

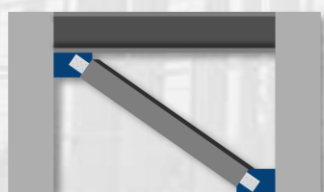


斜撐受拉軸力

$$P_{bt} = A_g F_y$$

受拉斜撐極限剪力強度

$$V_{bt} = \frac{P_{bt} \times W_b}{\sqrt{W_b^2 + H_b^2}}$$



BRB設計軸力

$$P_{brb}$$

BRB極限剪力強度

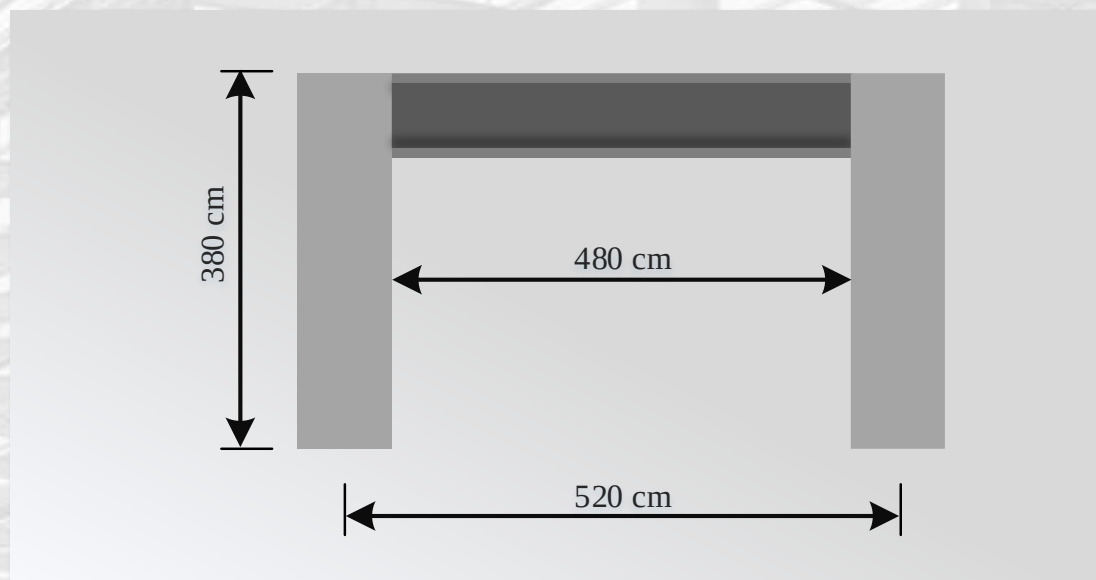
$$V_{brb} = \frac{P_{brb} \times W_b}{\sqrt{W_b^2 + H_b^2}}$$



構件破壞順序



耐震能力評估



本研究研擬柱構件為一構架型式，斜撐長度為582.5 cm，BRB則以國震中心BOD軟體計算出置於此構架可承受100 tf 軸力之材料參數。



構件破壞順序



耐震能力評估

	柱	梁	斜撐	BRB
斷面				
尺寸	□400×400×22 (mm)	H500×350×12×16 (mm)	H294×200×8×12 (mm)	等值面積 36.06(cm ²)
降伏 強度	3300 (kgf/cm ²)	2400 (kgf/cm ²)	2400 (kgf/cm ²)	3520 (kgf/cm ²)

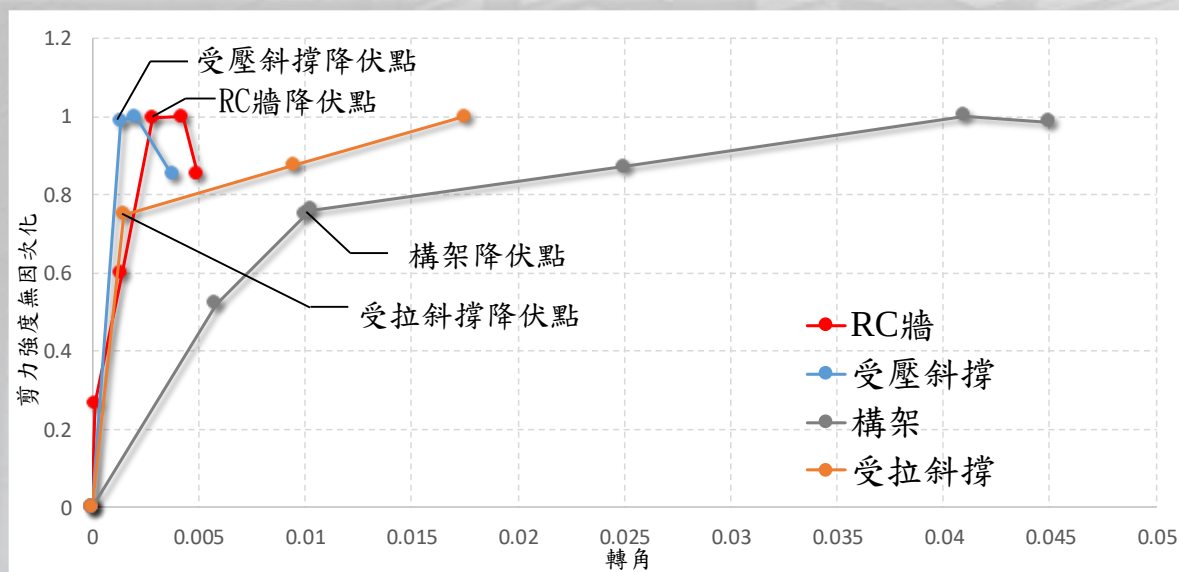


構件破壞順序



耐震能力評估

參考FEMA-356塑鉸定義進行側推分析，縱座標為各構件除自身最大水平剪強度將其正規化，橫座標以水平位移除以柱淨高度330 cm為轉角量。





構件破壞順序

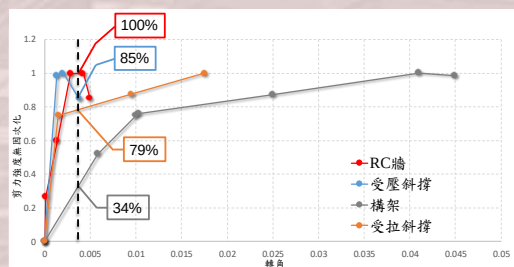


耐震能力評估

各構件之強度充分發揮情形。

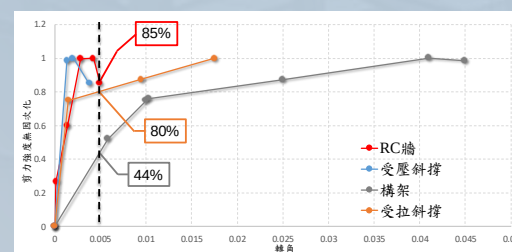
受壓斜撐充分發揮強度與韌性(j=1)

各構件強度發揮比



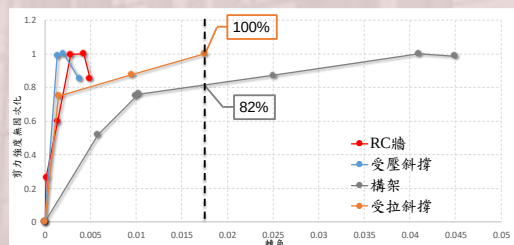
RC牆充分發揮強度與韌性(j=2)

各構件強度發揮比



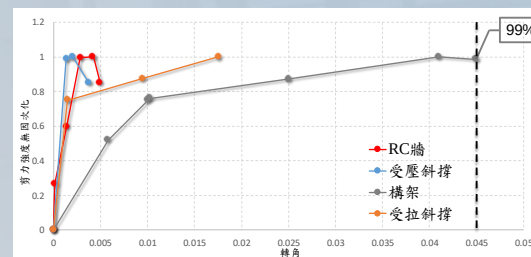
受拉斜撐充分發揮強度與韌性(j=3)

各構件強度發揮比



構架充分發揮強度與韌性(j=4)

各構件強度發揮比





構件破壞順序

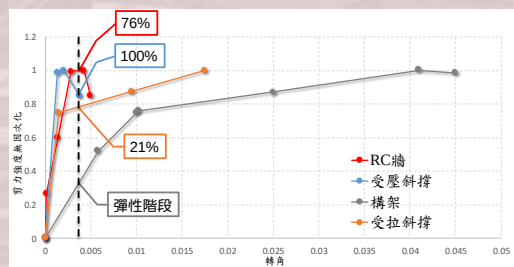


耐震能力評估

各構件之韌性充分發揮情形。

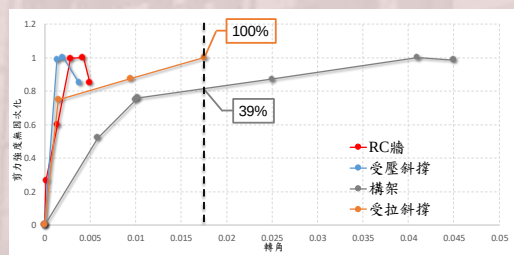
受壓斜撐充分發揮強度與韌性(j=1)

各構件韌性發揮比



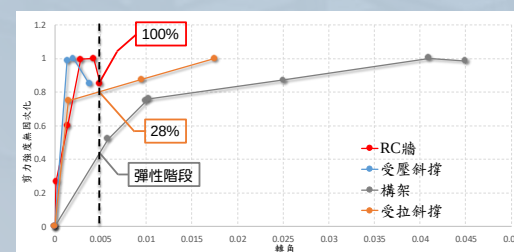
受拉斜撐充分發揮強度與韌性(j=3)

各構件韌性發揮比



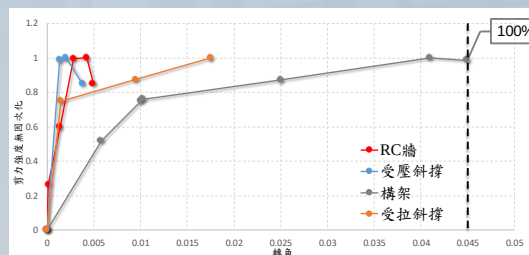
RC牆充分發揮強度與韌性(j=2)

各構件韌性發揮比



構架充分發揮強度與韌性(j=4)

各構件韌性發揮比





構件破壞順序



根據各構件充分發揮其強度與韌性時，擬定構材強度與韌性之折減係數。

		受壓斜撐	RC牆	受拉斜撐	構架
		J=1	J=2	J=3	J=4
V_{bci}	C_{vbcj}	0.85	0	0	0
	C_{Rbcj}	1.0	0	0	0
V_{swi}	C_{vswj}	1.0	0.85	0	0
	C_{Rswj}	0.4	1.0	0	0
V_{bti}	C_{vbtj}	0.75	0.80	1.0	0
	C_{Rbtj}	0.15	0.20	1.0	0
V_{coi}	C_{vcj}	0.30	0.45	0.80	1.0
	C_{Rcj}	0	0	0.30	1.0



構件破壞順序



耐震能力評估

既有鋼結構建築物興建年代較晚，故採用統一的R值。

	R_{col}	R_{bt}	R_{bc}
改良式接頭	4.8	4.0	1.5
傳統接頭	3.2	4.0	1.5

一樓層極限剪力強度

$$V_{uj} = [C_{vcj} \sum V_{col} \times N_{ci} + C_{vswj} \sum V_{swi} \times N_{swi} + C_{vbcj} \sum V_{bci} \times N_{bci} + C_{vbtj} (\sum V_{bti} \times N_{bti} + \sum V_{brbi} \times N_{brbi})] \times \phi_{pi} \times \phi_{fa}$$

整體結構韌性容量

$$R_j^* = \frac{[C_{Rcj} (R_{col} - 1) + 1] (C_{vcj} \sum V_{col} \times N_{ci}) + [C_{Rbcj} (R_{bc} - 1) + 1] (C_{vbcj} \sum V_{bci} \times N_{bci}) + [C_{Rswj} (R_{sw} - 1) + 1] (C_{vswj} \sum V_{swi} \times N_{swi}) + [C_{Rbtj} (R_{bt} - 1) + 1] [C_{vbtj} (\sum V_{bti} \times N_{bti} + \sum V_{brbi} \times N_{brbi})]}{C_{vcj} \sum V_{col} \times N_{ci} + C_{vswj} \sum V_{swi} \times N_{swi} + C_{vbcj} \sum V_{bci} \times N_{bci} + C_{vbtj} (\sum V_{bti} \times N_{bti} + \sum V_{brbi} \times N_{brbi})}$$

- N_{ci} 柱數量
- N_{swi} RC牆數量
- N_{bci} 受壓斜撐數量
- N_{bti} 受拉斜撐數量
- N_{brbi} 挫屈束制斜撐數量
- C_{vcj} 柱強度折減係數
- C_{vswj} RC牆強度折減係數
- C_{vbcj} 受壓斜撐強度折減係數
- C_{vbtj} 受拉斜撐強度折減係數
- C_{Rcj} 柱韌性折減係數
- C_{Rswj} RC牆韌性折減係數
- C_{Rbcj} 受壓斜撐韌性折減係數
- C_{Rbtj} 受拉斜撐韌性折減係數
- ϕ_{pi} 平面對稱性折減係數
- ϕ_{fa} 立面對稱性折減係數



構件破壞順序



耐震能力評估

平立面對稱性折減係數

對於定性評估部分中，平面對稱性選擇「**尚可**」者，在定量評估中將對計得一樓層極限剪力強度乘以**0.95**以考量偏心扭力之影響；若選擇「**不良**」者，將在定量評估中對計得一樓層極限剪力強度乘以**0.85**進行修正。

	不良	尚可	良
修正係數	0.85	0.95	1.0



475年地震回歸期耐震能力評估



耐震能力評估

建築物降伏地表加速度 A_{yj}

$$A_{yj} = \frac{V_{uj}}{S_{aD} W_D} = \frac{V_{uj} S_{DS}}{2.5 S_{aD} W_D} ; j = 1 \sim 4$$

容許韌性容量

$$R_{aj}^* = \begin{cases} 1 + \frac{(R_j^* - 1)}{1.5} & \text{(一般工址)} \\ 1 + \frac{(R_j^* - 1)}{2.0} & \text{(台北盆地)} \end{cases}$$

結構系統地震力折減係數

$$F_{uj}^* = F_u(T, R_{aj}^*) ; j = 1 \sim 4$$

建築物耐震能力

$$A_c = \max[A_{yj} F_{uj}^* ; j = 1 \sim 4]$$



2500年地震回歸期耐震能力評估



耐震能力評估

建築物降伏地表加速度 A_{yj}

$$A_{yj} = \frac{V_{uj}}{S_{aD}W_D} = \frac{V_{uj}S_{DS}}{2.5S_{aD}W_D} ; j = 1 \sim 4$$

結構系統地震力折減係數

$$F_{uj}^* = F_u(T, R_j^*) ; j = 1 \sim 4$$

建築物耐震能力

$$A_c = \max[A_{yj}F_{uj}^* ; j = 1 \sim 4]$$



與一般鋼結構建築物相同



廠房類 (輕鋼構) 建築物基本資料表

建物名稱		建物編號		建物地址	
評估者		評估日期		e-mail	
設計年度		建物高度 h_n (m)		用途係數I	
地盤種類		地上樓層數		地下樓層數	
建築物依側撐分類： ☐ 無側撐構架 ☐ 有側撐構架					
建築物依樓層分類： ☐ 五樓以下 ☐ 六樓以上					
建築物依結構形式分類： ☐ 一般鋼結構建築物 ☒ 廠房類建築物 ☐ 其它：_____					
建築物依使用用途分類： ☐ 辦公室 ☐ 公寓 ☐ 集合住宅 ☐ 商場 ☐ 住商混合 ☐ 其它：_____					
本評估參考資料： ☐ 設計圖說 ☐ 計算書 ☐ 現場調查或推估					



與一般鋼結構建築物相同



廠房類(輕鋼構)建築物初步評估表

定性14項 定量2項

項次	項目	配分	評估內容	權重	評分
1	靜不定程度	4	☐ 單跨(1.0) ☐ 雙跨(0.67) ☐ 三跨(0.33) ☐ 四跨以上(0)		
2	地下室面積比, r_a	2	$0 \leq (1.5 - r_a) / 1.5 \leq 1.0$; r_a : 地下室面積與建築面積之比 $r_a =$		
3	平面對稱性	3	☐ 不良(1.0) ☐ 尚可(0.5) ☐ 良(0)		
4	立面對稱性	3	☐ 不良(1.0) ☐ 尚可(0.5) ☐ 良(0)		
5	斜撐型式	3	☐ 同心斜撐(1.0) ☐ 偏心斜撐(0.5) ☐ BRB(0) ☐ 無(0)		
6	梁之跨深比b	3	當 $b < 3$, $w = 1.0$; 當 $3 \leq b < 8$, $w = (8 - b) / 5$; 當 $b \geq 8$, $w = 0$ $b =$		
7	柱之高深比c	3	當 $c < 2$, $w = 1.0$; 當 $2 \leq c < 6$, $w = (6 - c) / 4$; 當 $c \geq 6$, $w = 0$ $c =$		
8	塑鉸區梁之細部	4	☐ 未處理(1.0) ☐ 加蓋板或其他(0.4) ☐ 梁經切削(0)		
9	未支撐長度	3	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
10	斷面結實性	3	☐ 半結實斷面(1.0) ☐ 結實斷面(0.5) ☐ 耐震與塑性設計斷面(0)		
11	柱之損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
12	梁之損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
13	斜撐損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
14	鋼材鏽蝕程度	3	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
15	475年耐震能力初步評估	30	當 $\frac{A_{c1}}{IA_{475}} \leq 0.25$, $w = 1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{c1}}{IA_{475}} \leq 1$, $w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{c1}}{IA_{475}} \right)$; 當 $\frac{A_{c1}}{IA_{475}} > 1$, $w = 0$ $A_{c1,x} = A_{c1,y} = A_{c1} = \min[A_{c1,x}, A_{c1,y}] =$		
16	2500年耐震能力初步評估	30	當 $\frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \leq 0.25$, $w = 1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \leq 1$, $w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \right)$; 當 $\frac{A_{c2}}{IA_{2500}} > 1$, $w = 0$ $A_{c2,x} = A_{c2,y} = A_{c2} = \min[A_{c2,x}, A_{c2,y}] =$		
分數總計		100	評分總計(P):		



定量評估表

建築物資訊		
2樓~j樓之樓地板面積靜載重 $w_{1D}(tf/m^2)$		☐ 推估值 ☐ 設計值
(j+1)樓~k樓之樓地板面積靜載重 $w_{2D}(tf/m^2)$		☐ 推估值 ☐ 設計值
(k+1)樓~屋頂之樓地板面積靜載重 $w_{3D}(tf/m^2)$		☐ 推估值 ☐ 設計值
2樓~j樓之樓地板面積活載重 $w_{1L}(tf/m^2)$		☐ 推估值 ☐ 設計值
(j+1)樓~k樓之樓地板面積活載重 $w_{2L}(tf/m^2)$		☐ 推估值 ☐ 設計值
(k+1)樓~屋頂之樓地板面積活載重 $w_{3L}(tf/m^2)$		☐ 推估值 ☐ 設計值
2樓~j樓之總樓地板面積 $A_1 (m^2)$		☐ 推估值 ☐ 設計值
(j+1)樓~k樓之總樓地板面積 $A_2 (m^2)$		☐ 推估值 ☐ 設計值
(k+1)樓~屋頂之總樓地板面積 $A_3 (m^2)$		☐ 推估值 ☐ 設計值
建築物靜載重 $W_D = \sum_{i=1}^3 w_{iD} \times A_i (kgf)$		
建築物總載重 $W = \sum_{i=1}^3 (w_{iD} + \frac{1}{2}w_{iL}) \times A_i (kgf)$		

一樓柱材料參數		
柱鋼材降伏強度 $f_y (kgf/cm^2)$		☐ 推估值 ☐ 設計值

一樓壁板材料參數		
壁板鋼材降伏強度 $f_y (kgf/cm^2)$		☐ 推估值 ☐ 設計值

一樓斜撐材料參數		
斜撐鋼材降伏強度 $f_y (kgf/cm^2)$		☐ 推估值 ☐ 設計值



此材料只用於廠房類建築物



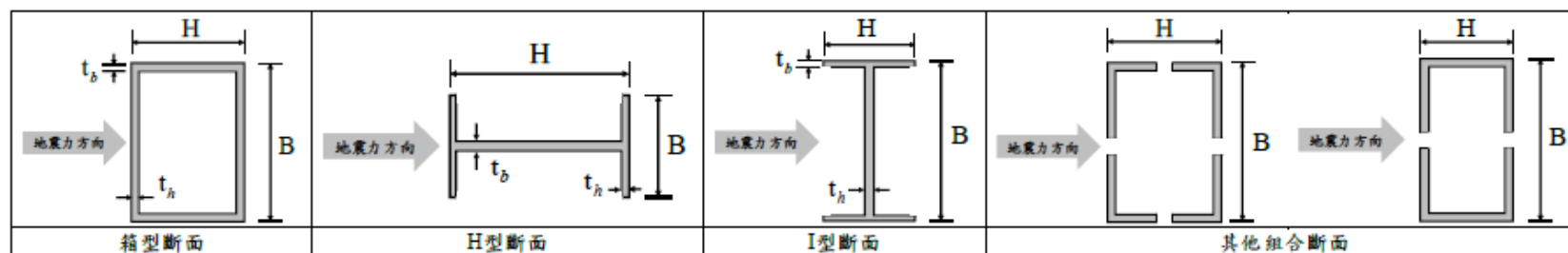
與一般鋼結構建築物相同



一般柱極限剪力強度計算

X向定量評估		建築物週期(sec) : ☐ $0.085h_n^{0.75}$ ☐ $0.07h_n^{0.75}$												
柱類別	柱型式 (type)	柱寬 (mm) (B_c)	柱深 (mm) (H_c)	板厚 (mm) (t_b)	板厚 (mm) (t_h)	柱斷面積 (cm^2) (A)	斷面 慣性矩 (cm^4) (I_b)	無側撐長度 之淨高 (cm) (h_l)	柱受剪面積 總斷面積 (cm^2) (A_v)	柱根數 (N_{ci})	撓曲破壞 控制 (kgf) ($V_{m, coli}$)	剪力破壞 控制 (kgf) (V_{sui})	V_{coli} (kgf)	$V_{coli} \times N_{ci}$ (kgf)
柱之極限強度 $\Sigma V_{coli} \times N_{ci}$ (kgf)														

註：柱深(H_c)、板厚(t_h)平行地震力作用方向。





LRFD



柱極限剪力強度-撓曲控制



耐震能力評估

各單柱軸力

$$P_u = \frac{W_D + \frac{1}{2}W_L}{\sum A_{col,i}} \times A_{col,i}$$

柱受壓軸力

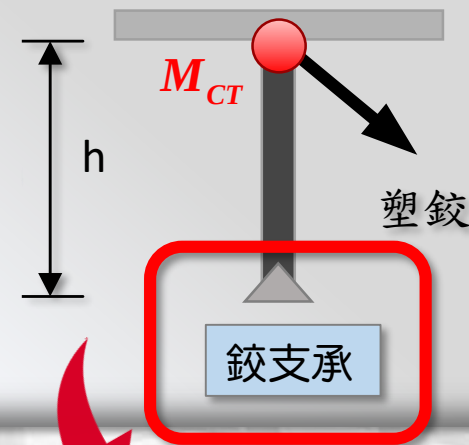
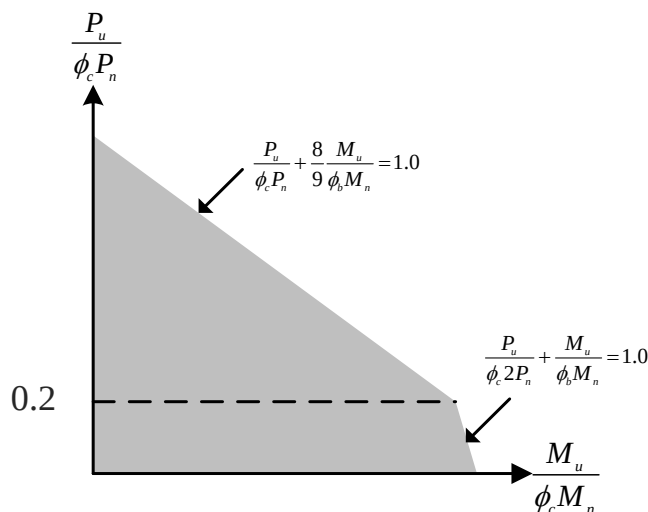
$$P_n = A_g F_{cr}$$

F_{cr} 為挫屈應力(tf/cm²)

柱彎矩強度

$$P_u / \phi_c P_n \geq 0.2 \quad \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_u}{\phi_b M_n} \right) = 1.0$$

$$P_u / \phi_c P_n < 0.2 \quad \frac{P_u}{\phi_c 2P_n} + \left(\frac{M_u}{\phi_b M_n} \right) = 1.0$$



撓曲控制
剪力強度

$$V_m = \frac{M_{CT}}{h}$$

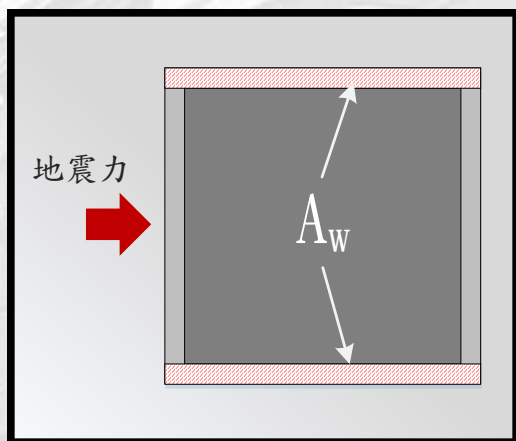
不同於一般鋼構建築物



與一般鋼結構建築物相同



柱極限剪力強度-剪力控制



剪力控制剪力強度

$$V_{sui} = 0.6 F_y A_w$$



與一般鋼結構建築物相同



柱極限剪力強度判定



耐震能力評估

兩者中最小之剪力強度，即為柱之極限剪力強度。

$$V_{coli} = \phi \times \min(V_{m,coli}, V_{sui})$$

	$\frac{V_{sui}}{V_{m,coli}} \leq 0.5$	$0.5 < \frac{V_{sui}}{V_{m,coli}} \leq 1.0$	$\frac{V_{sui}}{V_{m,coli}} > 1.0$
修正係數 ϕ	0.75	$0.5 + 0.5 \times \left(\frac{V_{sui}}{V_{m,coli}} \right)$	1.0



金屬壁版、斜撐極限剪力強度計算

金屬壁板 (Metal Siding)	等值壁板厚度(cm) (T_{ms})	等值壁板長度(cm) (W_{ms})	數量 (N_{msi})	單一壁板之剪力強度(kgf) (V_{msi})	壁板剪力強度小計(kgf) ($V_{msi} \times N_{msi}$)
此材料只用於廠房類建築物			金屬壁板之極限剪力強度 $\Sigma V_{msi} \times N_{msi}$ (kgf)		

受壓斜撐	斜撐型式	斷面 寬度 (mm) (B_{bc})	斷面 高度 (mm) (H_{bc})	板厚 (mm) (t_b)	板厚 (mm) (t_h)	斷面積 (cm^2) A	斷面 慣性矩 (cm^4) I_b	水平投影 長度 (cm) (w_b)	垂直投影 高度 (cm) (h_b)	數量 (N_{bci})	單支受壓斜撐強度 之水平分量(kgf) (V_{bci})	受壓斜撐強度之 水平分量小計(kgf) ($V_{bci} \times N_{bci}$)
受壓斜撐之極限水平強度 $\Sigma V_{bci} \times N_{bci}$ (kgf)												

受拉斜撐	斜撐型式	斷面 寬度 (mm) (B_{bt})	斷面 高度 (mm) (H_{bt})	板厚 (mm) (t_b)	板厚 (mm) (t_h)	斷面積 (cm^2) A	水平投影 長度 (cm) (w_b)	垂直投影 高度 (cm) (h_b)	數量 (N_{bti})	單支受拉斜撐強度 之水平分量(kgf) (V_{bti})	受拉斜撐強度之 水平分量小計(kgf) ($V_{bti} \times N_{bti}$)
受拉斜撐之極限水平強度 $\Sigma V_{bti} \times N_{bti}$ (kgf)											



金屬壁版、斜撐極限剪力強度



金屬壁版極限剪力強度

$$V_{ms} = 0.58 \times f_y \times W_{ms} \times T_{ms}$$



斜撐受壓軸力

$$P_{bc} = A_g F_{cr}$$

F_{cr} 為挫屈應力(tf/cm²)

受壓斜撐極限剪力強度

$$V_{bc} = \frac{P_{bc} \times W_b}{\sqrt{W_b^2 + H_b^2}}$$



斜撐受拉軸力

$$P_{bt} = A_g F_y$$

受拉斜撐極限剪力強度

$$V_{bt} = \frac{P_{bt} \times W_b}{\sqrt{W_b^2 + H_b^2}}$$



構件破壞順序



耐震能力評估

廠房類建築物為保守起見，假設構架、金屬壁板、受壓斜撐、受拉斜撐均無韌性，所有構件同時破壞，即皆 $j=1$ ，所有的折減係數皆設為1.0。

一樓層極限剪力強度

$$V_{uj} = [\sum V_{coli} \times N_{ci} + \sum V_{msi} \times N_{msi} + \sum V_{bci} \times N_{bci} + \sum V_{bti} \times N_{bti}] \times \phi_{pi} \times \phi_{fa}$$

N_{ci} 柱數量

N_{swi} RC牆數量

N_{bci} 受壓斜撐數量

N_{bti} 受拉斜撐數量

N_{brbi} 挫屈束制斜撐數量

ϕ_{pi} 平面對稱性折減係數

ϕ_{fa} 立面對稱性折減係數



構件破壞順序



耐震能力評估

平立面對稱性折減係數

對於定性評估部分中，平面對稱性選擇「**尚可**」者，在定量評估中將對計得一樓層極限剪力強度乘以**0.95**以考量偏心扭力之影響；若選擇「**不良**」者，將在定量評估中對計得一樓層極限剪力強度乘以**0.85**進行修正。

	不良	尚可	良
修正係數	0.85	0.95	1.0



鋼廠房耐震能力計算



耐震能力評估

鋼廠房耐震能力計算

(遠容許韌性容量地震之地表加速度)

一樓層極限剪力強度

$$V_u^* = [\sum V_{col} \times N_{cl} + \sum V_{msl} \times N_{msl} + \sum V_{bcl} \times N_{bcl} + \sum V_{bti} \times N_{bti} + \sum V_{brbi} \times N_{brbi}] \times \phi_{pl} \times \phi_{fa}$$

(kgf)

$$\text{受評估建築物之降伏地表加速度 } A_{y,x} = \frac{V_u}{\frac{S_{aD} W_D}{0.4 S_{DS}}} = \frac{V_u S_{DS}}{2.5 S_{aD} W_D} \text{ (g)}$$

$$V_u / W_D$$

建築物X向耐震能力 $A_{c,x} = A_{y,x} F_u^*$

$$(F_u^* = 1) \text{ (g)}$$

$$\frac{A_{c,x}}{A_{475}}$$

j=1

設定為無韌性，同時破壞

建築物降伏地表加速度 A_y

$$A_y = \frac{V_y}{\frac{S_{aD} W_D}{0.4 S_{DS}}} = \frac{V_y S_{DS}}{2.5 S_{aD} W_D}$$

建築物耐震能力

$$A_c = A_y F_u^* ; (F_u^* = 1)$$

折減係數設為1.0

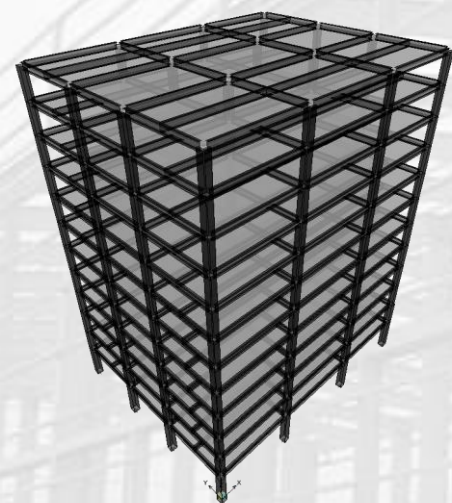


案例分析



案例一

基本資料



基本概述	地上12層樓
平面配置	矩形
X向尺度	29.5 m
Y向尺度	23 m
韌性容量R	4.8
週期經驗公式	$0.085h_n^{0.75}$
使用用途	$I=1.25$
地盤種類	臺北盆地
建築物總高	38.3 m
樓層總面積	8142 m ²

鋼材降伏強度 $F_y=3.5 \text{ tf/cm}^2$

	單位：mm
梁尺寸	H600x300x13x24
7F~RF柱尺寸	□600x600x24
3F~6F柱尺寸	□600x600x28
1F~2F柱尺寸	□600x600x32

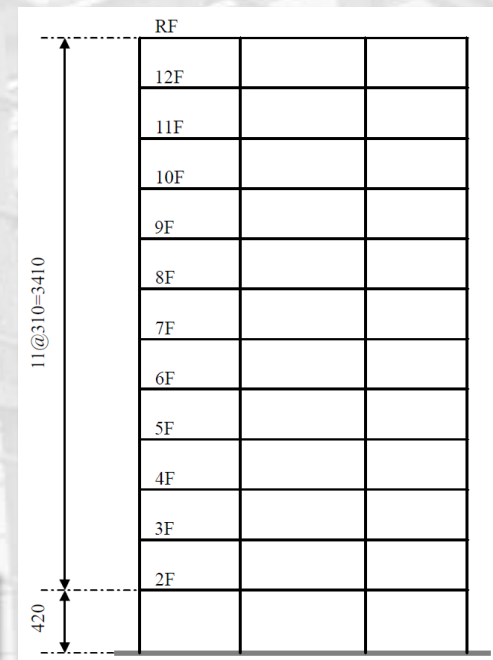
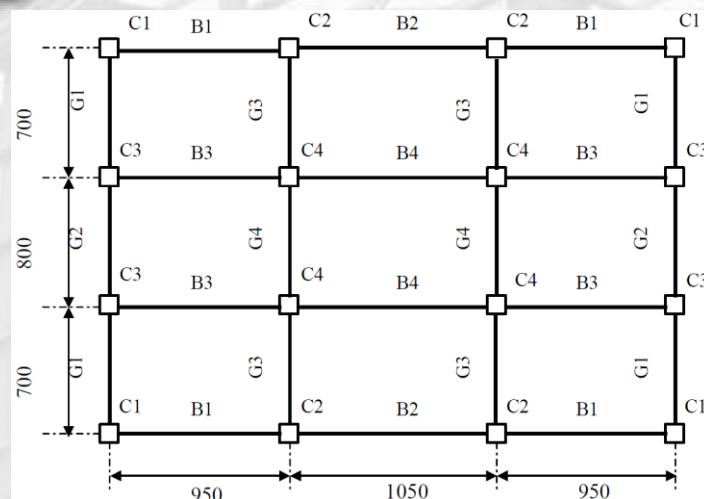
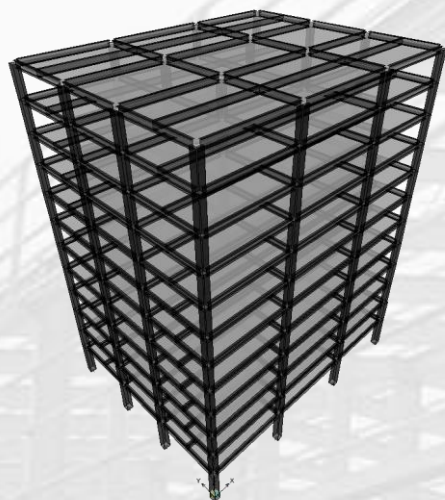


案例一

基本資料

二樓平面圖

立面圖



樓層	樓板面積 (m ²)	單位靜載重 (tf/m ²)	單位活載重 (tf/m ²)
RF	678.5	1.27	0.2
3F~12F	678.5	0.91	0.2
2F	678.5	1.0	0.2



案例一

耐震能力初步評估

項次	項目	配分	評估內容	權重	評分
1	靜不定程度	4	☐ 單跨(1.0) ☐ 雙跨(0.67) ☒ 三跨(0.33) ☐ 四跨以上(0)	0.33	1.32
2	地下室面積比, r_a	2	$0 \leq (1.5 - r_a) / 1.5 \leq 1.0$; r_a : 地下室面積與建築面積之比 $r_a=0$	1.00	2.00
3	平面對稱性	3	☐ 不良(1.0) ☐ 尚可(0.5) ☒ 良(0)	0.00	0.00
4	立面對稱性	3	☐ 不良(1.0) ☒ 尚可(0.5) ☐ 良(0)	0.50	1.50
5	斜撐型式	3	☐ 同心斜撐(1.0) ☐ 偏心斜撐(0.5) ☒ BRB(0) ☐ 無(0)	0.00	0.00
6	梁之跨深比 b	3	當 $b < 3$, $w = 1.0$; 當 $3 \leq b < 8$, $w = (8 - b) / 5$; 當 $b \geq 8$, $w = 0$ $b = 10.5$	0	0.00
7	柱之高深比 c	3	當 $c < 2$, $w = 1.0$; 當 $2 \leq c < 6$, $w = (6 - c) / 4$; 當 $c \geq 6$, $w = 0$ $c = 5.14$	0.22	0.66
8	塑鉸區梁之細部	4	☒ 未處理(1.0) ☐ 加蓋鈑或其他(0.4) ☐ 梁經切削(0)	1.00	4.00
9	未支撐長度	3	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☒ 無(0)	0.00	0.00
10	斷面結實性	3	☐ 半結實斷面(1.0) ☒ 結實斷面(0.5) ☐ 耐震與塑性設計斷面(0)	0.50	1.50
11	柱之損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☒ 低(0.33) ☐ 無(0)	0.33	0.66
12	梁之損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☒ 低(0.33) ☐ 無(0)	0.33	0.66
13	斜撐損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☒ 無(0)	0.00	0.00
14	鋼材鏽蝕程度	3	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☒ 低(0.33) ☐ 無(0)	0.33	0.99
15	475 年耐震能力初步評估	30	當 $\frac{A_{e1}}{IA_{475}} \leq 0.25$, $w = 1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{e1}}{IA_{475}} \leq 1$, $w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{e1}}{IA_{475}} \right)$; 當 $\frac{A_{e1}}{IA_{475}} > 1$, $w = 0$ $A_{e1,x} = 0.19$ $A_{e1,y} = 0.19$ $A_{e1} = \min[A_{e1,x}, A_{e1,y}] = 0.19$	0.49	14.70
16	2500 年耐震能力初步評估	30	當 $\frac{A_{e2}}{IA_{2500}} \leq 0.25$, $w = 1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{e2}}{IA_{2500}} \leq 1$, $w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{e2}}{IA_{2500}} \right)$; 當 $\frac{A_{e2}}{IA_{2500}} > 1$, $w = 0$ $A_{e2,x} = 0.27$ $A_{e2,y} = 0.27$ $A_{e2} = \min[A_{e2,x}, A_{e2,y}] = 0.27$	0.43	12.90
分數總計		100	評分總計(P): 40.89		



案例一

耐震能力初步評估

一般鋼結構建築物 475 年地震回歸期耐震能力計算
(達容許韌性容量地震之地表加速度)

一樓層極限剪力強度 $V_{uj}^* = [C_{vuj} \times \sum V_{colj} \times N_{ci} + C_{vuj} \times \sum V_{swj} \times N_{swi} + C_{vbj} \times \sum V_{bcj} \times N_{bci} + C_{vbj} \times (\sum V_{btj} \times N_{bti} + \sum V_{brbj} \times N_{brbi})] \times \phi_{pl} \times \phi_{fa}$ $j=1 \sim 4$ (kgf)	j=1	j=2	j=3	j=4
	--	--	--	1841575.501
受評估建築物之降伏地表加速度 $A_{yj,x} = \frac{V_{uj}}{\frac{S_{ad}W_D}{0.4S_{DS}}} = \frac{V_{uj}S_{DS}}{2.5S_{ad}W_D}$ (g); $j=1 \sim 4$	--	--	--	0.095
$R_j^* = \frac{[C_{bi} \times (R_{ui} - 1) + 1] C_{bi} \times \sum F_{ui} \times N_{ui} + C_{bi} \times (R_{ui} - 1) + 1 C_{bi} \times \sum F_{ui} \times N_{ui} + C_{bi} \times (R_{ui} - 1) + 1 C_{bi} \times \sum F_{ui} \times N_{ui} + C_{bi} \times (R_{ui} - 1) + 1 C_{bi} \times \sum F_{ui} \times N_{ui}}{C_{bi} \times \sum F_{ui} \times N_{ui} + C_{bi} \times \sum F_{ui} \times N_{ui} + C_{bi} \times \sum F_{ui} \times N_{ui} + C_{bi} \times \sum F_{ui} \times N_{ui} + C_{bi} \times \sum F_{ui} \times N_{ui}}$ $j=1 \sim 4$	--	--	--	3.200
$R_{aj}^* = \begin{cases} 1 + \frac{(R_j^* - 1)}{1.5} & (\text{一般工址}) \\ 1 + \frac{(R_j^* - 1)}{2.0} & (\text{臺北盆地}) \end{cases}$; $j=1 \sim 4$	--	--	--	2.100
$F_{uaj}^* = F_u(T, R_{aj}^*)$; $j=1 \sim 4$	--	--	--	1.958
V_{uj} / W_D	--	--	--	0.239
建築物 X 向耐震能力 $A_{cI,x} = \max [A_{yj,x} F_{uaj}^*; j=1 \sim 4]$ (g)	0.187			
$\frac{A_{cI,x}}{A_{475}}$	0.779			



案例一

耐震能力初步評估

一般鋼結構建築物 2500 年地震回歸期耐震能力計算
(達韌性容量地震之地表加速度)

一樓層極限剪力強度 $V_{uj}^* = [C_{vbcj} \times \sum V_{colj} \times N_{colj} + C_{vswj} \times \sum V_{swj} \times N_{swj} + C_{vbcj} \times \sum V_{bcj} \times N_{bcj} + C_{vbj} \times (\sum V_{btj} \times N_{btj} + \sum V_{brbj} \times N_{brbj})] \times \phi_{pi} \times \phi_{fu}$ $j=1\sim 4$ (kgf)	j=1	j=2	j=3	j=4
	--	--	--	1841575.501
受評估建築物之降伏地表加速度 $A_{yf,x} = \frac{V_{uj}}{\frac{S_{u0}W_D}{0.4S_{DS}}} = \frac{V_{uj}S_{DS}}{2.5S_{u0}W_D}$ (g); $j=1\sim 4$	--	--	--	0.095
$R_j = \frac{[C_{bcj} \times (R_{sw} - 1) + 1] C_{bcj} \times \sum F_{c,j} \times N_{c,j} + [C_{btj} \times (R_{sw} - 1) + 1] C_{btj} \times \sum F_{t,j} \times N_{t,j} + [C_{bcj} \times (R_{sw} - 1) + 1] C_{bcj} \times \sum F_{c,j} \times N_{c,j} + [C_{btj} \times (R_{sw} - 1) + 1] C_{btj} \times \sum F_{t,j} \times N_{t,j}}{C_{bcj} \times \sum F_{c,j} \times N_{c,j} + C_{btj} \times \sum F_{t,j} \times N_{t,j} + C_{bcj} \times \sum F_{c,j} \times N_{c,j} + C_{btj} \times \sum F_{t,j} \times N_{t,j}}$ $j=1\sim 4$	--	--	--	3.200
$F_{uj}^* = F_u(T, R_j^*)$; $j=1\sim 4$	--	--	--	2.801
V_{uj}/W_D	--	--	--	0.239
建築物 X 向耐震能力 $A_{c2,x} = \max[A_{yf,x} F_{uj}^*; j=1\sim 4]$ (g)	0.267			
$\frac{A_{c2,x}}{A_{2500}}$	0.834			

R_{bc} 、 R_{sw} 、 R_{bt} 及 R_{col} 建議如下：

	R_{bc}	R_{sw}	R_{bt}	R_{col}
傳統接頭	1.5	2.0	4.0	3.2
改良接頭	1.5	2.0	4.0	4.8

註：j=1 為受壓斜撐韌性充分發揮； j=2 為 RC 牆韌性充分發揮；

j=3 為受拉斜撐韌性充分發揮； j=4 為構架韌性充分發揮；

係數 C_{vbcj} 、 C_{vswj} 、 C_{vbj} 、 C_{vcj} 、 C_{Rbcj} 、 C_{Rswj} 、 C_{Rbj} 與 C_{Rcj} 建議如下：

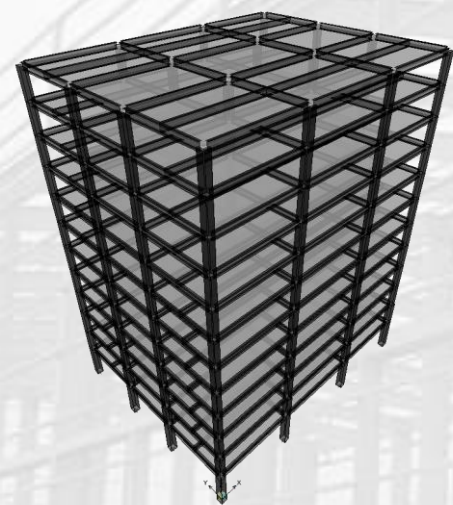
	j	1	2	3	4
V_{bci}	C_{vbcj}	0.85	0	0	0
	C_{Rbcj}	1	0	0	0
V_{swi}	C_{vswj}	1	0.85	0	0
	C_{Rswj}	0.40	1	0	0
V_{bti}	C_{vbj}	0.75	0.80	1	0
	C_{Rbj}	0.15	0.20	1	0
V_{coi}	C_{vcj}	0.30	0.45	0.80	1
	C_{Rcj}	0	0	0.30	1



案例一

初評與詳評結果比較

本案例耐震能力初步評估結果 A_c 與耐震能力詳細評估結果 PL_B^* 相比，兩者耐震能力結果相當接近。



初評耐震能力 A_{c1}	詳評耐震能力 PL_B^*	耐震標準 A_{475}
0.187 g	0.2124 g	0.24 g

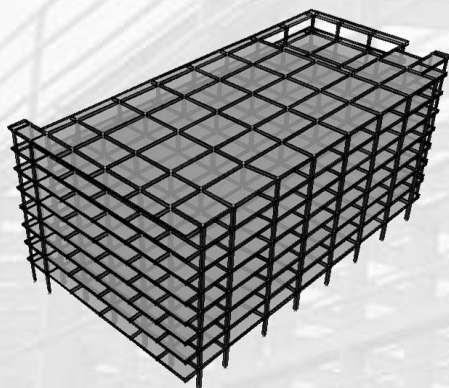
初評耐震能力 A_{c2}	詳評耐震能力 PL_C^*	耐震標準 A_{2500}
0.267 g	0.2800 g	0.32 g

初評耐震能力檢核	詳評耐震能力檢核
$A_{C1} < I A_{475}$ (NG)	$PLB^* < A_{475}$ (NG)
$A_{C2} < I A_{2500}$ (NG)	$PLC^* < A_{2500}$ (NG)



案例二

基本資料



基本概述	地上8層樓
平面配置	不規則形
X向尺度	88.8 m
Y向尺度	4.7 m
韌性容量R	4.8
週期經驗公式	$0.085h_n^{0.75}$
使用用途	$I=1.25$
地盤種類	臺北盆地
建築物總高	36.45 m
樓層總面積	29126.2 m ²

鋼材降伏強度

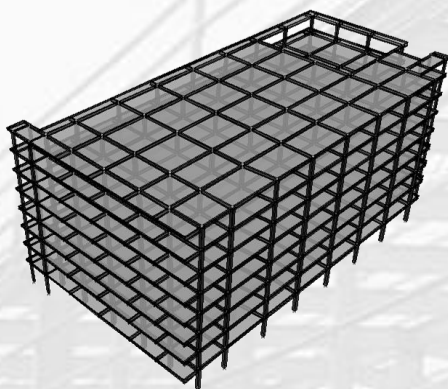
$$F_y = 3.5 \text{ tf/cm}^2$$

	單位：mm
梁尺寸	H800x300x18x34 H800x350x19x40 H800x300x18x34 H600x350x19x40 H600x304x18x34 H580x300x12x20 H490x300x11x18 H400x250x11x18 H250x250x39x14
7F~RF柱尺寸	□600x600x25 □500x600x25 □400x600x25
3F~6F柱尺寸	□600x700x40 □600x700x28 □400x600x32
1F~2F柱尺寸	□600x800x45 □500x700x40 □400x600x40 □600x700x40



案例二

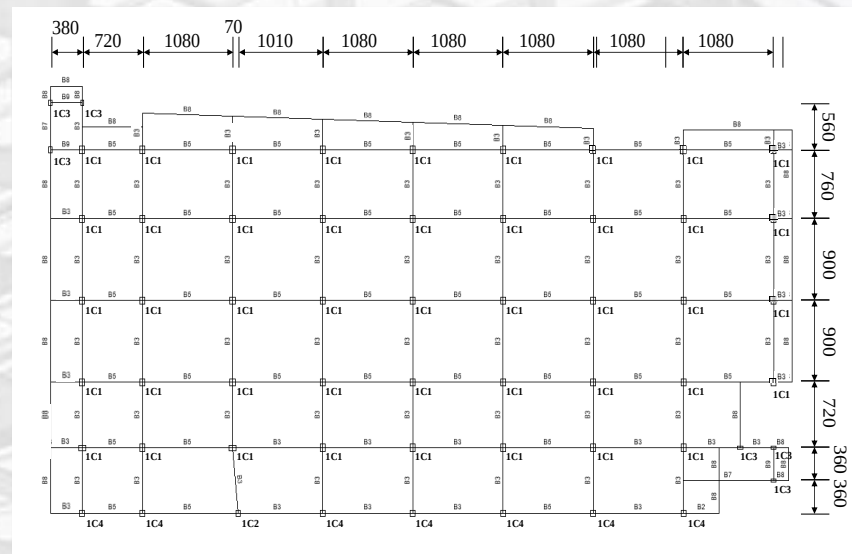
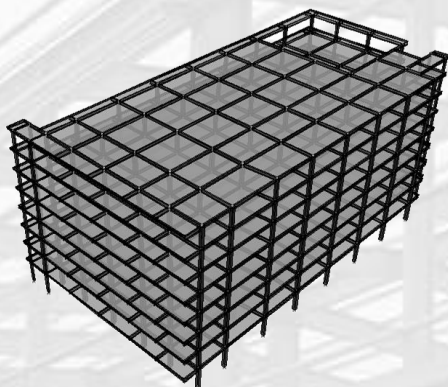
基本資料



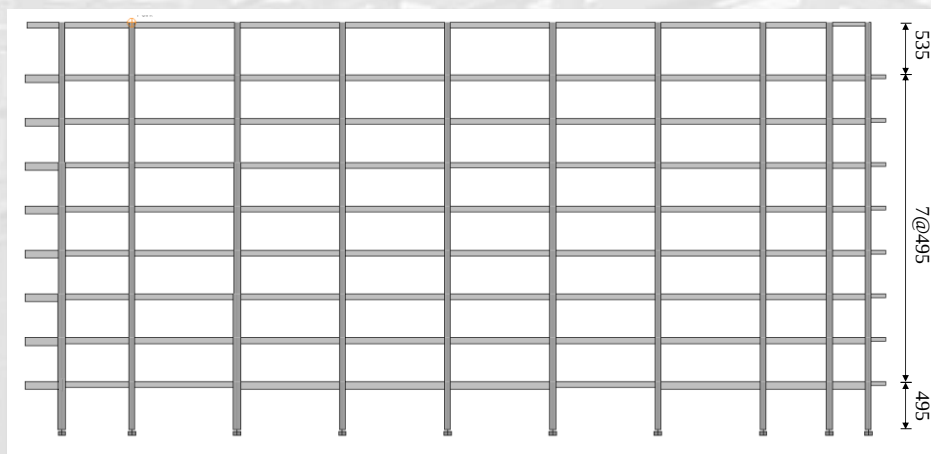
樓層	樓板面積 (m ²)	單位靜載重 (tf/m ²)	單位活載重 (tf/m ²)
RF	3135.24	1.025	0.3
8F	3688.2	0.8	0.3
7F	3702.6	0.8	0.3
6F	3702.6	0.8	0.3
5F	3702.6	0.825	0.3
4F	3702.6	0.845	0.3
3F	3702.6	0.845	0.3
2F	3789.72	0.885	0.3



基本資料



二樓平面圖



立面圖



案例二

耐震能力初步評估

項次	項目	配分	評估內容	權重	評分
1	靜不定程度	4	☐ 單跨(1.0) ☐ 雙跨(0.67) ☐ 三跨(0.33) ☒ 四跨以上(0)	0.00	0.00
2	地下室面積比, r_a	2	$0 \leq (1.5 - r_a) / 1.5 \leq 1.0$; r_a : 地下室面積與建築面積之比 $r_a=0$	1.00	2.00
3	平面對稱性	3	☒ 不良(1.0) ☐ 尚可(0.5) ☐ 良(0)	1.00	3.00
4	立面對稱性	3	☐ 不良(1.0) ☒ 尚可(0.5) ☐ 良(0)	0.50	1.50
5	斜撐型式	3	☐ 同心斜撐(1.0) ☐ 偏心斜撐(0.5) ☒ BRB(0) ☐ 無(0)	0.00	0.00
6	梁之跨深比 b	3	當 $b < 3$, $w = 1.0$; 當 $3 \leq b < 8$, $w = (8 - b) / 5$; 當 $b \geq 8$, $w = 0$ $b = 12.5$	0	0.00
7	柱之高深比 c	3	當 $c < 2$, $w = 1.0$; 當 $2 \leq c < 6$, $w = (6 - c) / 4$; 當 $c \geq 6$, $w = 0$ $c = 5.19$	0.20	0.60
8	塑鉸區梁之細部	4	☒ 未處理(1.0) ☐ 加蓋鈑或其他(0.4) ☐ 梁經切削(0)	1.00	4.00
9	未支撐長度	3	☒ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)	1.00	3.00
10	斷面結實性	3	☐ 半結實斷面(1.0) ☒ 結實斷面(0.5) ☐ 耐震與塑性設計斷面(0)	0.50	1.50
11	柱之損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☒ 低(0.33) ☐ 無(0)	0.33	0.66
12	梁之損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☒ 低(0.33) ☐ 無(0)	0.33	0.66
13	斜撐損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☒ 無(0)	0.00	0.00
14	鋼材鏽蝕程度	3	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☒ 低(0.33) ☐ 無(0)	0.33	0.99
15	475 年耐震能力初步評估	30	當 $\frac{A_{c1}}{I_{A475}} \leq 0.25$, $w = 1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{c1}}{I_{A475}} \leq 1$, $w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{c1}}{I_{A475}} \right)$; 當 $\frac{A_{c1}}{I_{A475}} > 1$, $w = 0$ $A_{c1,x} = 0.23$ $A_{c1,y} = 0.28$ $A_{c1} = \min[A_{c1,x}, A_{c1,y}] = 0.23$	0.31	9.30
16	2500 年耐震能力初步評估	30	當 $\frac{A_{c2}}{I_{A2500}} \leq 0.25$, $w = 1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{c2}}{I_{A2500}} \leq 1$, $w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{c2}}{I_{A2500}} \right)$; 當 $\frac{A_{c2}}{I_{A2500}} > 1$, $w = 0$ $A_{c2,x} = 0.34$ $A_{c2,y} = 0.42$ $A_{c2} = \min[A_{c2,x}, A_{c2,y}] = 0.34$	0.20	6.00
分數總計		100	評分總計(P):		
			33.21		



案例二

耐震能力初步評估

一般鋼結構建築物 475 年地震回歸期耐震能力計算
(達容許韌性容量地震之地表加速度)

一樓層極限剪力強度 $V_{uj}^* = [C_{vij} \times \sum V_{col} \times N_{ci} + C_{vij} \times \sum V_{rmt} \times N_{rmt} + C_{vij} \times \sum V_{brt} \times N_{brt} + C_{vij} \times (\sum V_{brt} \times N_{brt} + \sum V_{brt} \times N_{brt})] \times \phi_{pl} \times \phi_{fs}$ $j=1\sim4$ (kgf)	j=1	j=2	j=3	j=4
	--	--	--	5598111.183
受評估建築物之降伏地表加速度 $A_{j,x} = \frac{V_{uj}}{\frac{S_{ad} W_D}{0.4 S_{DS}}} = \frac{V_{uj} S_{DS}}{2.5 S_{ad} W_D}$ (g); $j=1\sim4$	--	--	--	0.090
$R_j = \frac{[C_{uq} \times (R_w - 1) + 1] C_u \sum F_v \times N_v + C_{uq} \times (R_w - 1) + 1 C_u (\sum F_v \times N_v + C_{uq} \times (R_w - 1) + 1 C_u (\sum F_v \times N_v + \sum F_w \times N_w))}{C_u (\sum F_v \times N_v) + C_u (\sum F_v \times N_v) + C_u (\sum F_v \times N_v) + C_u (\sum F_v \times N_v + \sum F_w \times N_w)}$ $j=1\sim4$	--	--	--	4.800
$R_{aj}^* = \begin{cases} 1 + \frac{(R_j^* - 1)}{1.5} & \text{(一般工址)} \\ 1 + \frac{(R_j^* - 1)}{2.0} & \text{(臺北盆地)} \end{cases}; j=1\sim4$	--	--	--	2.900
$F_{uaj}^* = F_u(T, R_{aj}^*); j=1\sim4$	--	--	--	2.524
V_{uj} / W_D	--	--	--	0.226
建築物 X 向耐震能力 $A_{c1,x} = \max [A_{j,x}, F_{uaj}^*; j=1\sim4]$ (g)	0.228			
$\frac{A_{c1,x}}{A_{475}}$	0.950			



案例二

耐震能力初步評估

一般鋼結構建築物 2500 年地震回歸期耐震能力計算
(達韌性容量地震之地表加速度)

一樓層極限剪力強度 $V_{uj}^* = [C_{vbj} \times \sum V_{bci} \times N_{ci} + C_{vbj} \times \sum V_{bci} \times N_{ci} + C_{vbj} \times \sum V_{bci} \times N_{ci} + C_{vbj} \times \sum V_{bci} \times N_{ci} + C_{vbj} \times \sum V_{bci} \times N_{ci} + C_{vbj} \times \sum V_{bci} \times N_{ci}] \times \phi_{pl} \times \phi_{fa}$ $j=1 \sim 4$ (kgf)	j=1	j=2	j=3	j=4
	--	--	--	5598111.183
受評估建築物之降伏地表加速度 $A_{uj,x} = \frac{V_{uj}}{\frac{S_{aw} W_D}{0.4 S_{DS}}} = \frac{V_{uj} S_{DS}}{2.5 S_{aw} W_D}$ (g); $j=1 \sim 4$	--	--	--	0.090
$R_j^* = \frac{[C_{bci} \times (R_{bci} - 1) + 1] \times C_{bci} \times \sum V_{bci} \times N_{ci} + C_{bci} \times (R_{bci} - 1) + 1 \times C_{bci} \times \sum V_{bci} \times N_{ci} + C_{bci} \times (R_{bci} - 1) + 1 \times C_{bci} \times \sum V_{bci} \times N_{ci}}{C_{bci} \times \sum V_{bci} \times N_{ci} + C_{bci} \times \sum V_{bci} \times N_{ci} + C_{bci} \times \sum V_{bci} \times N_{ci} + C_{bci} \times \sum V_{bci} \times N_{ci}}$ $j=1 \sim 4$	--	--	--	4.800
$F_{uj}^* = F_u(T, R_j^*)$; $j=1 \sim 4$	--	--	--	3.811
V_{uj}/W_D	--	--	--	0.226
建築物 X 向耐震能力 $A_{c2,x} = \max[A_{uj,x} F_{uj}^*; j=1 \sim 4]$ (g)	0.345			
$\frac{A_{c2,x}}{A_{2500}}$	1.078			

R_{bc} 、 R_{sw} 、 R_{bt} 及 R_{col} 建議如下:

	R_{bc}	R_{sw}	R_{bt}	R_{col}
傳統接頭	1.5	2.0	4.0	3.2
改良接頭	1.5	2.0	4.0	4.8

註: $j=1$ 為受壓斜撐韌性充分發揮; $j=2$ 為 RC 牆韌性充分發揮;

$j=3$ 為受拉斜撐韌性充分發揮; $j=4$ 為構架韌性充分發揮;

係數 C_{vbj} 、 C_{vswj} 、 C_{vbtj} 、 C_{vcj} 、 C_{Rbj} 、 C_{Rswj} 、 C_{Rbtj} 與 C_{Rcj} 建議如下:

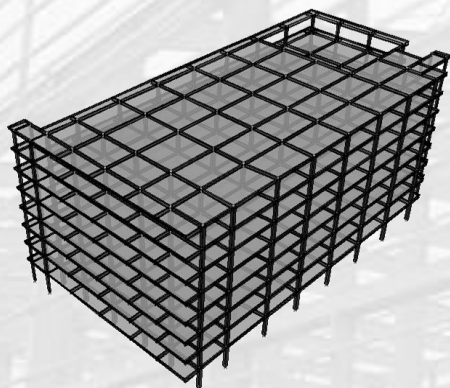
	j	1	2	3	4
V_{bci}	C_{vbj}	0.85	0	0	0
	C_{Rbj}	1	0	0	0
V_{swi}	C_{vswj}	1	0.85	0	0
	C_{Rswj}	0.40	1	0	0
V_{bti}	C_{vbtj}	0.75	0.80	1	0
	C_{Rbtj}	0.15	0.20	1	0
V_{coi}	C_{vcj}	0.30	0.45	0.80	1
	C_{Rcj}	0	0	0.30	1



案例二

初評與詳評結果比較

本案例耐震能力初步評估結果 A_c 與耐震能力詳細評估結果 PL_B^* 相比，顯示初評結果相當接近。



初評耐震能力 A_{c1}	詳評耐震能力 PL_B^*	耐震標準 A_{475}
0.228 g	0.2783 g	0.24 g

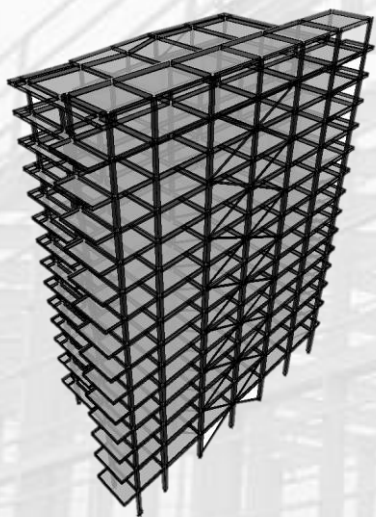
初評耐震能力 A_{c2}	詳評耐震能力 PL_C^*	耐震標準 A_{2500}
0.345 g	0.3525 g	0.32 g

初評耐震能力檢核	詳評耐震能力檢核
$A_{C1} < I A_{475}$ (NG)	$PLB^* > A_{475}$ (OK)
$A_{C2} > I A_{2500}$ (OK)	$PLC^* > A_{2500}$ (OK)



案例三

基本資料



基本概述	地上14層樓
平面配置	不規則形
X向尺度	60.6 m
Y向尺度	33.1 m
韌性容量R	3.2
週期經驗公式	$0.07h_n^{0.75}$
使用用途	$I=1.25$
地盤種類	臺北盆地
建築物總高	68.75 m
樓層總面積	24449.88 m ²

柱、斜撐鋼材
降伏強度

$$F_y = 3.5 \text{ tf/cm}^2$$

梁鋼材
降伏強度

$$F_y = 3.2 \text{ tf/cm}^2$$



案例三

基本資料

梁尺寸	單位：mm
H600x300x13x24	H580x300x12x17
H580x300x12x17	H600x200x10x15
H600x200x10x15	H690x300x13x20
H700x300x13x24	H790x300x14x22
H800x300x14x26	H810x300x16x30
H900x300x16x28	H910x300x18x34
H918x303x19x37	H500x220x13x15

	單位：mm
14F、RF柱尺寸	□500x500x19 H490x300x11x18
11F~13F柱尺寸	□600x600x22
8F~10F柱尺寸	□700x700x25 □600x600x22
5F~7F柱尺寸	□750x750x32 □600x600x25
3F、4F柱尺寸	□750x750x50 □750x750x40 □600x600x32
1F、2F柱尺寸	□750x750x50 □750x800x50 □600x600x36

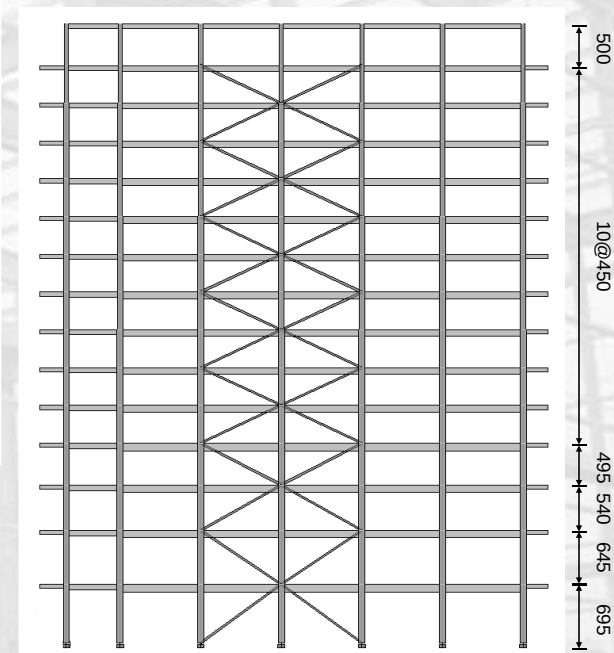
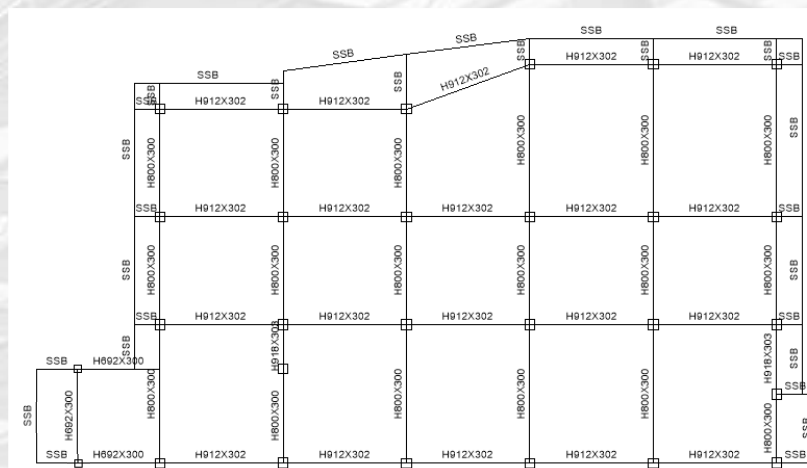
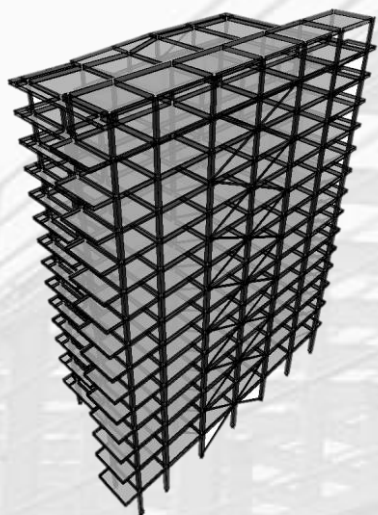


案例三

基本資料

二樓平面圖

立面圖



樓層	樓板面積 (m ²)	單位靜載重 (tf/m ²)	單位活載重 (tf/m ²)
RF	1717.86	0.561	0.3
3F~12F	1717.86	0.609	0.3



案例三

耐震能力初步評估

項次	項目	配分	評估內容	權重	評分
1	靜不定程度	4	☐ 單跨(1.0) ☐ 雙跨(0.67) ☐ 三跨(0.33) ☒ 四跨以上(0)	0.00	0.00
2	地下室面積比, r_a	2	$0 \leq (1.5-r_a)/1.5 \leq 1.0$; r_a : 地下室面積與建築面積之比 $r_a=0$	1.00	2.00
3	平面對稱性	3	☐ 不良(1.0) ☒ 尚可(0.5) ☐ 良(0)	0.50	1.50
4	立面對稱性	3	☐ 不良(1.0) ☐ 尚可(0.5) ☒ 良(0)	0.00	0.00
5	斜撐型式	3	☒ 同心斜撐(1.0) ☐ 偏心斜撐(0.5) ☐ BRB(0) ☐ 無(0)	1.00	3.00
6	梁之跨深比 b	3	當 $b < 3$, $w = 1.0$; 當 $3 \leq b < 8$, $w = (8-b)/5$; 當 $b \geq 8$, $w = 0$ $b = 11.2$	0	0.00
7	柱之高深比 c	3	當 $c < 2$, $w = 1.0$; 當 $2 \leq c < 6$, $w = (6-c)/4$; 當 $c \geq 6$, $w = 0$ $c = 8.05$	0	0.00
8	塑鉸區梁之細部	4	☒ 未處理(1.0) ☐ 加蓋板或其他(0.4) ☐ 梁經切削(0)	1.00	4.00
9	未支撐長度	3	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☒ 無(0)	0.00	0.00
10	斷面結實性	3	☐ 半結實斷面(1.0) ☒ 結實斷面(0.5) ☐ 耐震與塑性設計斷面(0)	0.50	1.50
11	柱之損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☒ 低(0.33) ☐ 無(0)	0.33	0.66
12	梁之損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☒ 低(0.33) ☐ 無(0)	0.33	0.66
13	斜撐損害程度	2	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☒ 低(0.33) ☐ 無(0)	0.33	0.66
14	鋼材鏽蝕程度	3	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☒ 低(0.33) ☐ 無(0)	0.33	0.99
15	475 年耐震能力初步評估	30	當 $\frac{A_{c1}}{IA_{475}} \leq 0.25$, $w = 1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{c1}}{IA_{475}} \leq 1$, $w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{c1}}{IA_{475}} \right)$; 當 $\frac{A_{c1}}{IA_{475}} > 1$, $w = 0$ $A_{c1,x}=0.19$ $A_{c1,y}=0.19$ $A_{c1}=\min[A_{c1,x}, A_{c1,y}]=0.19$	0.49	14.70
16	2500 年耐震能力初步評估	30	當 $\frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \leq 0.25$, $w = 1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \leq 1$, $w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \right)$; 當 $\frac{A_{c2}}{IA_{2500}} > 1$, $w = 0$ $A_{c2,x}=0.29$ $A_{c2,y}=0.29$ $A_{c2}=\min[A_{c2,x}, A_{c2,y}]=0.29$	0.37	11.10
分數總計		100	評分總計(P): 40.77		



案例三

耐震能力初步評估

一般鋼結構建築物 475 年地震回歸期耐震能力計算
(達容許韌性容量地震之地表加速度)

一樓層極限剪力強度 $V_{uj}^* = [C_{col} \times \sum V_{col} \times N_{col} + C_{brg} \times \sum V_{brg} \times N_{brg} + C_{vbrg} \times \sum V_{vbrg} \times N_{vbrg} + C_{bct} \times \sum V_{bct} \times N_{bct} + C_{vbrt} \times (\sum V_{brt} \times N_{brt} + \sum V_{brbt} \times N_{brbt})] \times \phi_{pt} \times \phi_{fs}$ $j=1 \sim 4$ (kgf)	j=1	j=2	j=3	j=4
	1101870.717	--	2702095.626	3190862.141
受評估建築物之降伏地表加速度 $A_{N,x} = \frac{V_{uj}}{\frac{S_{aD} W_D}{0.4 S_{DS}}} = \frac{V_{uj} S_{DS}}{2.5 S_{aD} W_D}$ (g); $j=1 \sim 4$	0.031	--	0.076	0.090
$R_j = \frac{[C_{col} \times (R_{col} - 1) + 1] C_{col} \sum V_{col} \times N_{col} + [C_{brg} \times (R_{brg} - 1) + 1] C_{brg} \sum V_{brg} \times N_{brg} + [C_{vbrg} \times (R_{vbrg} - 1) + 1] C_{vbrg} \sum V_{vbrg} \times N_{vbrg} + [C_{bct} \times (R_{bct} - 1) + 1] C_{bct} \sum V_{bct} \times N_{bct} + [C_{vbrt} \times (R_{vbrt} - 1) + 1] C_{vbrt} \sum V_{brt} \times N_{brt} + [C_{vbrbt} \times (R_{vbrbt} - 1) + 1] C_{vbrbt} \sum V_{brbt} \times N_{brbt}}{C_{col} \sum V_{col} \times N_{col} + C_{brg} \sum V_{brg} \times N_{brg} + C_{vbrg} \sum V_{vbrg} \times N_{vbrg} + C_{bct} \sum V_{bct} \times N_{bct} + C_{vbrt} \sum V_{brt} \times N_{brt} + C_{vbrbt} \sum V_{brbt} \times N_{brbt}}$ $j=1 \sim 4$	1.061	--	1.789	3.200
$R_{aj}^* = \begin{cases} 1 + \frac{(R_j^* - 1)}{1.5} & \text{(一般工址)} \\ 1 + \frac{(R_j^* - 1)}{2.0} & \text{(臺北盆地)} \end{cases}$; $j=1 \sim 4$	1.030	--	1.395	2.100
$F_{uaj}^* = F_u(T, R_{aj}^*)$; $j=1 \sim 4$	1.030	--	1.395	2.100
V_{uj} / W_D	0.075	--	0.183	0.216
建築物 X 向耐震能力 $A_{c1,x} = \max [A_{N,x} F_{uaj}^*; j=1 \sim 4]$ (g)	0.189			
$\frac{A_{c1,x}}{A_{475}}$	0.787			



案例三

耐震能力初步評估

一般鋼結構建築物 2500 年地震回歸期耐震能力計算
(達韌性容量地震之地表加速度)

一樓層極限剪力強度 $V_{uj} = [C_{vj} \times \sum V_{colj} \times N_{col} + C_{svj} \times \sum V_{swl} \times N_{swl} + C_{vbj} \times \sum V_{bcj} \times N_{bcj} + C_{vbj} \times (\sum V_{bt} \times N_{bt} + \sum V_{brt} \times N_{brt})] \times \phi_{pl} \times \phi_{fa}$ $j=1\sim4$ (kgf)	j=1	j=2	j=3	j=4
	1101870.717	--	2702095.626	3190862.141
受評估建築物之降伏地表加速度 $A_{N,x} = \frac{V_{uj}}{\frac{S_{ad} W_D}{0.45 I_m}} = \frac{V_{uj} S_{DS}}{2.5 S_{ad} W_D}$ (g); $j=1\sim4$	0.031	--	0.076	0.090
$R_j = \frac{[C_{bcj} \times (R_{bc} - 1) + 1] C_{svj} \times N_{swl} + [C_{vbj} \times (R_{bt} - 1) + 1] C_{svj} \times N_{brt} + C_{vbj} \times (R_{bcj} - 1) + 1 C_{svj} \times N_{bcj} + C_{vbj} \times (R_{bt} - 1) + 1 C_{svj} \times N_{brt}}{C_{vj} (\sum V_{colj} \times N_{col}) + C_{svj} (\sum V_{swl} \times N_{swl}) + C_{vbj} (\sum V_{bcj} \times N_{bcj}) + C_{vbj} (\sum V_{bt} \times N_{bt} + \sum V_{brt} \times N_{brt})}$ $j=1\sim4$	1.061	--	1.789	3.200
$F_{uj}^* = F_u(T, R_j^*)$; $j=1\sim4$	1.061	--	1.789	3.200
V_{uj}/W_D	0.075	--	0.183	0.216
建築物 X 向耐震能力 $A_{c2,x} = \max[A_{N,x} F_{uj}^*; j=1\sim4]$ (g)	0.288			
$\frac{A_{c2,x}}{A_{2500}}$	0.900			

R_{bc} 、 R_{sw} 、 R_{bt} 及 R_{col} 建議如下:

	R_{bc}	R_{sw}	R_{bt}	R_{col}
傳統接頭	1.5	2.0	4.0	3.2
改良接頭	1.5	2.0	4.0	4.8

註: $j=1$ 為受壓斜撐韌性充分發揮; $j=2$ 為 RC 牆韌性充分發揮;

$j=3$ 為受拉斜撐韌性充分發揮; $j=4$ 為構架韌性充分發揮;

係數 C_{vbcj} 、 C_{vswj} 、 C_{vbj} 、 C_{vcj} 、 C_{Rbcj} 、 C_{Rswj} 、 C_{Rbtj} 與 C_{Rcj} 建議如下:

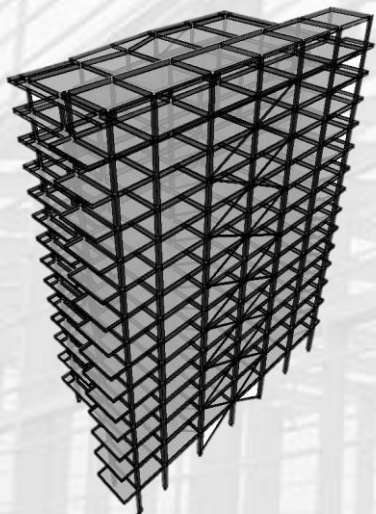
	j	1	2	3	4
V_{bci}	C_{vbcj}	0.85	0	0	0
	C_{Rbcj}	1	0	0	0
V_{swi}	C_{vswj}	1	0.85	0	0
	C_{Rswj}	0.40	1	0	0
V_{bti}	C_{vbj}	0.75	0.80	1	0
	C_{Rbtj}	0.15	0.20	1	0
V_{coi}	C_{vcj}	0.30	0.45	0.80	1
	C_{Rcj}	0	0	0.30	1



案例三

初評與詳評結果比較

本案例耐震能力初步評估結果 A_c 與耐震能力詳細評估結果 PL_B^* 相比，兩者耐震能力結果相當接近。



初評耐震能力 A_{c1}	詳評耐震能力 PL_B^*	耐震標準 A_{475}
0.189 g	0.2113 g	0.24 g

初評耐震能力 A_{c2}	詳評耐震能力 PL_C^*	耐震標準 A_{2500}
0.288 g	0.2636 g	0.32 g

初評耐震能力檢核	詳評耐震能力檢核
$A_{C1} < I A_{475}$ (NG)	$PLB^* < A_{475}$ (NG)
$A_{C2} < I A_{2500}$ (NG)	$PLC^* < A_{2500}$ (NG)



結論



結 論

- ✓ 本研究擬定**鋼結構耐震能力初步評估表**及其**雲端評估平台**，係針對影響耐震能力重要因素研擬而成，並將初步評估表分為**定性**與**定量**兩大部分。
- ✓ 定量評估係透過計算**建築物475年與2500年地震回歸期耐震能力**，依其耐震能力不足或其餘裕程度給予定量分數，藉此降低不同使用者進行耐震初評而產生評估結果變異性。
- ✓ 本研究透過三棟鋼結構建築物進行耐震能力初步評估與詳細評估，**三者初評與詳評結果顯示，結果相當接近**，證明本系統所研擬之鋼結構耐震能力初步評估系統之準確性。

Thank you for listening.

