

# 校舍結構耐震詳細評估及補強設計

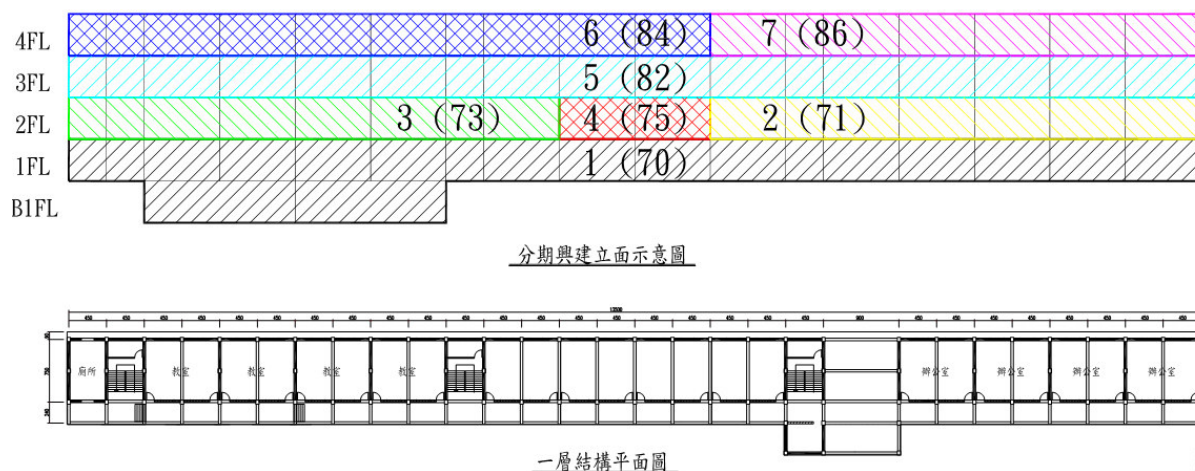
## 壹、耐震詳細評估及補強設計審查要點

### 1. 建築物概述。

各樓層面積、用途，是否曾經變更（增建、磚牆拆除、用途變更）等。

### 2. 各樓層分期興建資料調查：

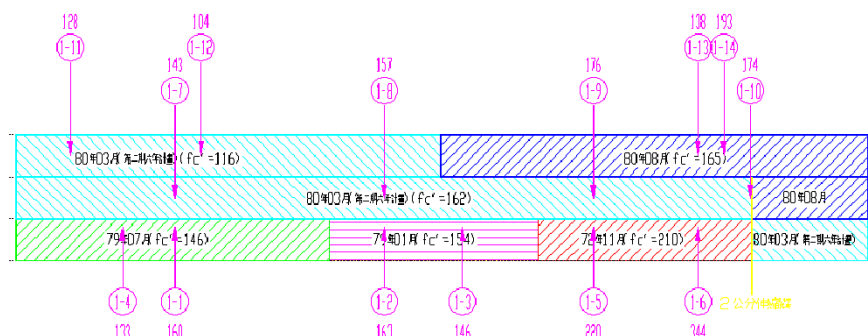
範例：



### 3. 各樓層混凝土鑽心取樣數量規劃：

- (1) 每層樓面積 600m<sup>2</sup> 以下（含）至少三個混凝土鑽心試體(施作強度及中性化試驗)；每增加 400m<sup>2</sup>，增加一個混凝土鑽心試體。  
註：鑽心取樣前，需先用儀器掃描避開鋼筋位置，取樣位置以小梁為主，事後須以無收縮水泥填補。
- (2) 若有分期興建情事，依各樓層分期興建區域取樣至少 3 個試體為原則（各樓層分期面積小於 300m<sup>2</sup> 時，至少 2 個）。
- (3) 每層樓至少一個氯離子含量檢測試驗；若有分期興建，每一分期興建區域氯離子含量檢測試驗至少一個（若有不合格，須增加 2 個試體確認）。

範例：



#### 4. 原始建築、結構設計圖說蒐集：

缺乏時，需重建建築、結構平面圖及結構桿件尺寸、配筋量（須由鋼筋掃描驗證）。

#### 5. 建築結構體現況調查：

- (1) 梁、柱、牆、版等裂紋寬度 0.2mm 以上、滲水、油漆剝落等損害現象拍照、記錄。
- (2) 須有各樓層損害照片之位置平面圖、調查記錄表及清晰照片。
- (3) 梁、柱、牆及版裂紋、滲水、油漆剝落等原因探討。

#### 6. 現況結構斷面尺寸與原設計圖說比對。

- (1) 若有分期興建情事，依各樓層分期興建區域取樣。
- (2) 有原始施工圖說時：  
須有各樓層檢測位置之平面圖、記錄表，並與原始施工圖說比對(註：每層樓面積 600m<sup>2</sup> 以下，梁、柱至少各檢測三根以上；每增加 400m<sup>2</sup>，增加檢測梁、柱各一根)。  
檢測成果需與原始施工圖說相對應。若有差異，須說明詳評分析時處理方式，並重建各樓層結構平面圖，梁柱桿件編號、尺寸於報告書中。
- (3) 若無原始施工圖說時：  
重建各樓層結構平面圖，梁柱桿件編號、尺寸，並與非破壞性鋼筋檢測成果相對應。

#### 7. 鋼筋配置查核：

- (1) 若有分期興建情事，依各樓層分期興建區域取樣。
- (2) 有原始施工圖說時：  
非破壞性檢測鋼筋號數、數量及間距，並與原始施工圖說比對(註：每層樓面積 600m<sup>2</sup> 以下，梁、柱至少各檢測三根以上；每增加 400m<sup>2</sup>，增加檢測梁、柱各一根)。  
鋼筋檢測成果需與原始施工圖說相對應。若有差異，須說明詳評分析時處理方式，並重建各樓層結構平面圖，梁柱桿件編號、尺寸、配筋圖於報告書中。
- (3) 若無原始施工圖說時：  
須量測尺寸、研判，重繪各樓層結構平面圖；並以興建時法規地震力與垂直力重新設計，重建梁柱桿件編號及所研判之配筋圖。此配筋圖說須由非破壞性鋼筋檢測成果驗證。各樓層分期興建區域取樣至少梁、柱各檢測三根以上，以滿足驗證需求為原則。

#### 8. 各樓層混凝土強度評估以供耐震能力評估時使用：

依據施工規範第 18.5.5 節規定評估：

鑽心試體合格之標準為同組試體之平均強度不低於規定強度 $f'_c$ 之 85%，且任一試體之強度不低於 $f'_c$ 之 75%。

若有分期興建情事，依各樓層分期興建區域分別評估。

### 混凝土鑽心取樣試驗結果及強度評估（參考）

建築物名稱	取樣 樓層	編號	抗壓強度 ( <i>kgf/cm<sup>2</sup></i> )	中性化深度 ( <i>cm</i> )	氯離子含量 ( <i>kg/m<sup>3</sup></i> )	平均強度 ( <i>kgf/cm<sup>2</sup></i> )	最小強度/0.75 ( <i>kgf/cm<sup>2</sup></i> )	強度評估取小值 ( <i>kgf/cm<sup>2</sup></i> )	備註
後棟校舍	壹樓	1F-1	144	2.2	0.9896	112	120	112	中性化深度 不含水泥砂 漿粉光層。
		1F-2	90	2.5	0.8874				
		1F-3	102	4.7	0.9757				
	貳樓	2F-1	85	4.5	0.4065	116	113	113	
		2F-2	117	6.7	1.1034				
		2F-3	145	3.1	1.0291				
	參樓	3F-1	101	4.7	0.4251	95	113	95	
		3F-2	99	7.7	0.1951				
		3F-3	85	6.6	1.5913				
	肆樓	4F-1	228	6.5		155	127	127	
		4F-2	95	6.1	0.1626				
		4F-3	142	6.2					

## 9. 蒐集地質調查報告等相關資料：

蒐集該校或附近學校地質調查鑽探報告資料（請學校協助）。若缺乏，可依中央地質調查所資料庫之附近地區地盤資料，研判工址地盤類別（依規範規定計算地表 30m 內地質）。

## 10. 磚牆強度模擬方式：

不切除取樣為原則，以免破壞原始結構。

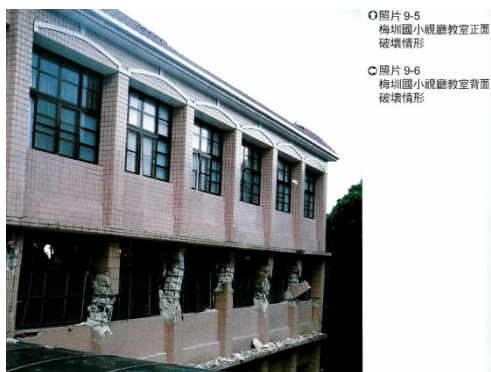
（1）1B 磚牆窗台、高窗、隔間牆須模擬分析：

紅磚單軸抗壓強度 採用  $150 \text{ kgf/cm}^2$ 。

1B 磚牆窗台、高窗：砂漿單軸抗壓強度採用  $150 \text{ kgf/cm}^2$ 。

1B 磚牆隔間牆：砂漿單軸抗壓強度採用  $100 \text{ kgf/cm}^2$ 。





(2) 若翼牆與窗台同時存在時以模擬窗台分析為主。



(3) 1B 磚隔間牆須注意模擬分析方式：

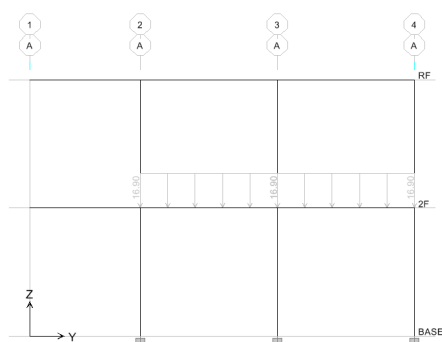
1B 磚牆重量須計入樓層重量及地震力之計算。但是 ETABS 輸入時樓板重量不宜含 1B 磚牆重；磚牆載重模擬，要區分：

- (a) 1B 磚牆未中斷狀況及
- (b) 1B 磚牆中斷狀況。

務必精準模擬 1B 磚牆旁的柱及教室窗台旁中間柱之軸力狀態及塑鉸能力之不同。1B 磚牆中斷狀況時，宜以線載模擬磚牆中斷以上之磚牆載重狀況，確實模



擬載重偏心狀況。



軟弱層震損

## 11. 鋼筋強度：

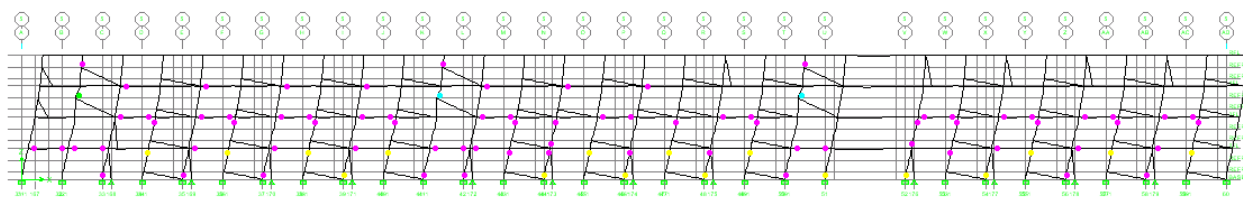
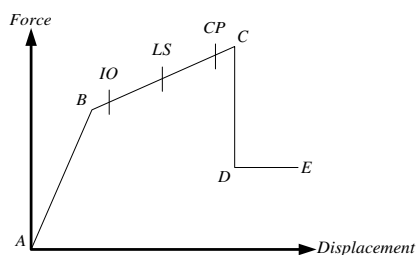
不切斷取樣為原則，以免破壞原始結構。

## 12. 耐震能力詳細評估分析：

須包含下列內容：

- (1) 詳細評估分析方法。
- (2) 目標地表加速度  $A_T$ 。
- (3) 用途係數  $I$  值（校舍用途）。  
一般校舍： $I=1.25$ 。  
緊急避難： $I=1.5$ 。
- (4) 建物耐震能力評估標準。
- (5) 水箱、各樓層載重計算（含樓層單位重）。
- (6) 窗台及 1B 磚牆模擬方式：
- (7) 原設計耐震能力評估結果。
- (8) 現況耐震能力評估結果（含 1B 磚牆）。

+X向、-X向、+Y向、-X向性能目標地表加速度  $A_P$  值及容量震譜、各構架破壞塑鉸機制彩色圖。



(9) 補強方法及位置標示於建築平面圖。

確認各構架破壞塑鉸機制中塑鉸顏色首先出現黃色（結構達到極限承载力之C點）或塑鉸變成橘色（外力卸載達D點）位置應優先考慮補強。並將補強方法及位置標示於建築平面圖，且與校方溝通，同意補強方式。

(10) 補強後耐震能力評估結果。

容量震譜、各構架破壞塑鉸機制彩色圖，並與補強前各構架破壞塑鉸狀況對比，證明有效。

(11) 補強數量合理性探討。

補強後耐震能力評估 $A_p$ 值不宜超出目標地表加速度 $A_T$ 值太多。

### 13. 說明碰撞問題之處理：



### 14. 補強建議須提供兩方案，補強工程經費與修復工程經費需分細目編列：

總經費單價以2,500-4,000元/ $m^2$ 為限，修復工程經費以30%為限。

(1) 當面積 $A < 600 m^2$ 時：「補強工程」費用 = 實際面積\*

4,000元/ $m^2$ 。

(2) 當 $600 \leq \text{面積} A < 3,600 m^2$ 時：

甲、「補強工程」費用 = 計價面積\* 浮動單價(元/ $m^2$ )。

乙、「計價面積」係由「實際面積」以無條件進位為2的倍數之方式轉換而成；其中「計價面積」為2的倍數且為整數。例如：實際面積 $601 m^2$ ，應轉換為計價面積 $602 m^2$ 。

丙、「浮動單價」=  $[(-1/2) * \text{計價面積}] + 4,300$

(3) 當面積 $A \geq 3,600 m^2$ 時：「補強工程」費用 = 實際面積\*2,500元/ $m^2$ 。

### 15. 若結論建議拆除，需有殷實依據佐證。

### 16. 報告書內容應包括下列資料為附件：

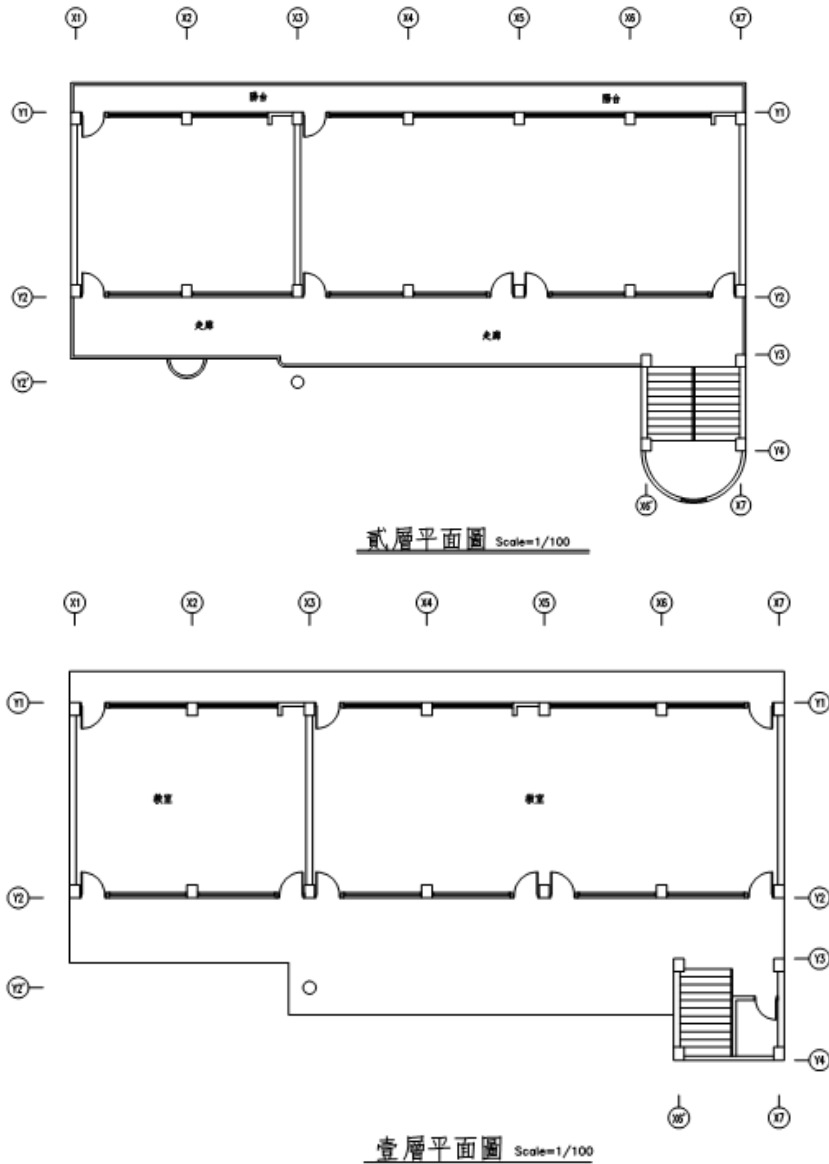
- (1) 原始建築、結構設計圖說及地盤資料：  
含建築物使用執照、權狀影本及地盤資料。
- (2) 各樓層建築平面圖：  
缺乏時，需量測、重繪。
- (3) 各樓層結構平面圖及梁柱桿件配筋圖：  
缺乏時，需量測尺寸、研判、重繪，配筋圖須由鋼筋掃描成果驗證。
- (4) 建築物損壞現況及照片：  
須有各樓層照片位置平面圖、調查記錄表及損害照片。
- (5) 結構斷面尺寸比對成果。
- (6) 鋼筋非破壞檢測成果：  
含掃描位置平面圖、照片、掃描成果及鋼筋尺寸、數量、間距。
- (7) 混凝土鑽心取樣、抗壓強度、中性化試驗及氯離子含量檢測試驗：  
取樣位置平面圖、照片，試驗室試驗報告、混凝土鑽心取樣試驗結果整理表及各樓層混凝土強度評估值。
- (8) 結構分析計算相關資料及ETABS 分析模式。
- (9) 建築物原設計耐震能力詳細評估成果。
- (10) 建築物現況耐震能力詳細評估（含 1B 磚牆）成果：  
含+X向、-X向、+Y向、-Y向容量震譜、各構架破壞塑鉸機制彩色圖。
- (11) 建築物補強後耐震能力詳細評估成果。  
含補強方向之雙向容量震譜、各構架破壞塑鉸機制彩色圖。
- (12) 耐震能力詳細評估檢核要項。
- (13) 補強建議圖說。  
含兩方案之各樓層補強位置建築平面圖、結構平面圖及補強建議細部圖說（含基礎補強）。
- (14) 修復補強費用概估。  
補強工程經費與修復工程經費需分細目編列。
- (15) 耐震詳評上傳資料。
- (16) 各次審查會意見及回覆表。

## 貳、耐震詳細評估分析方法：

### 1. 各樓層混凝土強度及窗台、隔間牆重量位置須確實模擬：

各樓層混凝土強度及梁柱鋼筋量確實模擬才能反應樓層脆弱處。



















範例 1：





鑽心抗壓實驗結果表 (共 9 顆試體)			
試體編號	試體抗壓強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	平均抗壓強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	評估採用強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )
1F-1	283	$199/0.75=265$ $253>210$	210
1F-2	199		
1F-3	277		
2F-1	89	$89/0.75=119$ $124<210$	119
2F-2	180		
2F-3	103		
3F-1	232	$210/0.75=280$ $229.3>210$	210
3F-2	210		
3F-3	246		

表7-3 分析時採用柱配筋

	C1	C2	C4	G1	G2	CG1
RF 3F	 12#7 Conf #3#19	 12#6 Conf #3#19	 10#7 Conf #3#19	 6#6 Conf #3#21	 8#7 Conf #3#21	 8#7 Conf #3#21
	35x50	35x50	50 ∅	30x50	30x60	30x55
2F	 12#8 Conf #3#16	 12#7 Conf #3#16	 10#7 Conf #3#16	 6#6 Conf #3#21	 9#8 Conf #3#21	 11#8 Conf #3#21
	35x50	35x50	50 ∅	30x50	30x60	30x55
1F	 14#8 Conf #3#19	 14#7 Conf #3#19	 10#7 Conf #4#19	 6#7 Conf #3#20	 9#8 Conf #3#20	 11#8 Conf #3#20
	35x50	35x50	50 ∅	30x50	30x60	30x55

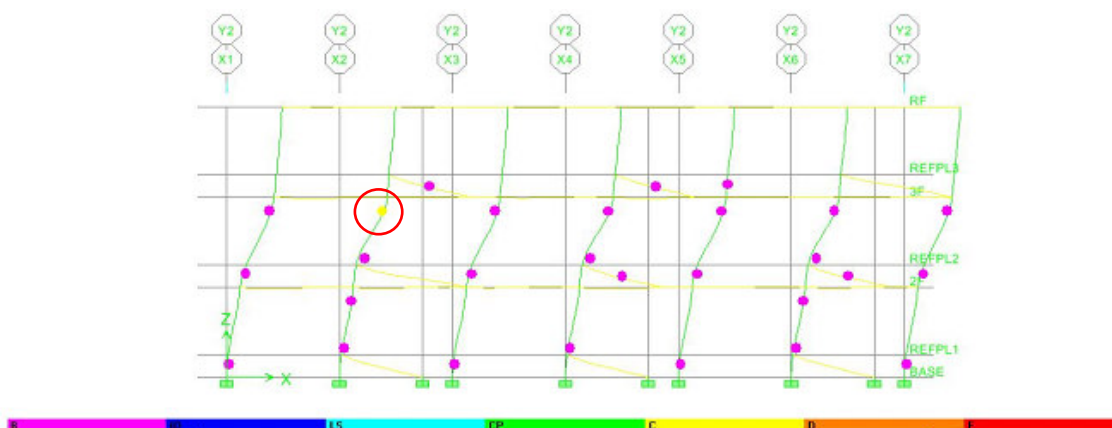


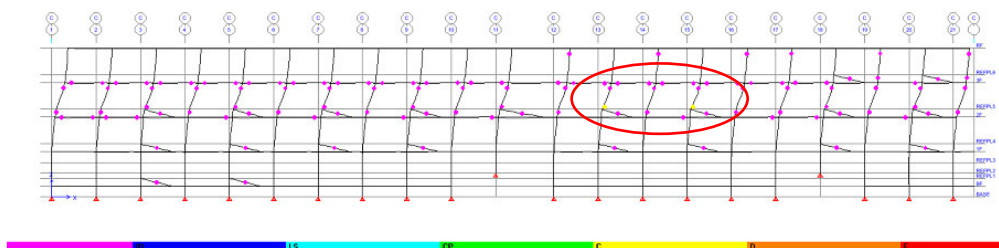
圖 7-7：側推分析X向Y2 line(正立面)塑鉸產生位置圖

範例 2:

取樣部位	試體抗壓強度	抗壓強度/0.75	平均抗壓強度	評估採用強度
3F-1	96kgf/cm <sup>2</sup>		103kgf/cm <sup>2</sup>	103kgf/cm <sup>2</sup>
3F-2	84kgf/cm <sup>2</sup>	112kgf/cm <sup>2</sup>		
3F-3	129kgf/cm <sup>2</sup>			
3F-4	182kgf/cm <sup>2</sup>	243kgf/cm <sup>2</sup>	183kgf/cm <sup>2</sup>	183kgf/cm <sup>2</sup>
3F-5	184kgf/cm <sup>2</sup>			
3F-6	147kgf/cm <sup>2</sup>		119kgf/cm <sup>2</sup>	119kgf/cm <sup>2</sup>
3F-7	91kgf/cm <sup>2</sup>	121kgf/cm <sup>2</sup>		
2F-1	166kgf/cm <sup>2</sup>		166kgf/cm <sup>2</sup>	166kgf/cm <sup>2</sup>
2F-2	172kgf/cm <sup>2</sup>	229kgf/cm <sup>2</sup>	178kgf/cm <sup>2</sup>	178kgf/cm <sup>2</sup>
2F-3	176kgf/cm <sup>2</sup>			
2F-4	186kgf/cm <sup>2</sup>			
2F-5	77kgf/cm <sup>2</sup>		63kgf/cm <sup>2</sup>	63kgf/cm <sup>2</sup>
2F-6	48kgf/cm <sup>2</sup>	64kgf/cm <sup>2</sup>		
2F-7	192kgf/cm <sup>2</sup>		175kgf/cm <sup>2</sup>	175kgf/cm <sup>2</sup>
2F-8	158kgf/cm <sup>2</sup>	211kgf/cm <sup>2</sup>		
1F-1	190kgf/cm <sup>2</sup>		175kgf/cm <sup>2</sup>	175kgf/cm <sup>2</sup>
1F-2	175kgf/cm <sup>2</sup>			
1F-3	161kgf/cm <sup>2</sup>	215kgf/cm <sup>2</sup>	193kgf/cm <sup>2</sup>	193kgf/cm <sup>2</sup>
1F-4	168kgf/cm <sup>2</sup>	224kgf/cm <sup>2</sup>		
1F-5	218kgf/cm <sup>2</sup>		150kgf/cm <sup>2</sup>	150kgf/cm <sup>2</sup>
1F-6	128kgf/cm <sup>2</sup>	171kgf/cm <sup>2</sup>		
1F-7	171kgf/cm <sup>2</sup>		156kgf/cm <sup>2</sup>	156kgf/cm <sup>2</sup>
B1F-1	154kgf/cm <sup>2</sup>			
B1F-2	172kgf/cm <sup>2</sup>		138kgf/cm <sup>2</sup>	115kgf/cm <sup>2</sup>
B1F-3	143kgf/cm <sup>2</sup>	191kgf/cm <sup>2</sup>		
B1F-4	86kgf/cm <sup>2</sup>	115kgf/cm <sup>2</sup>	183kgf/cm <sup>2</sup>	183kgf/cm <sup>2</sup>
B1F-5	189kgf/cm <sup>2</sup>			
B1F-6	198kgf/cm <sup>2</sup>		183kgf/cm <sup>2</sup>	183kgf/cm <sup>2</sup>
B1F-7	168kgf/cm <sup>2</sup>	224kgf/cm <sup>2</sup>		

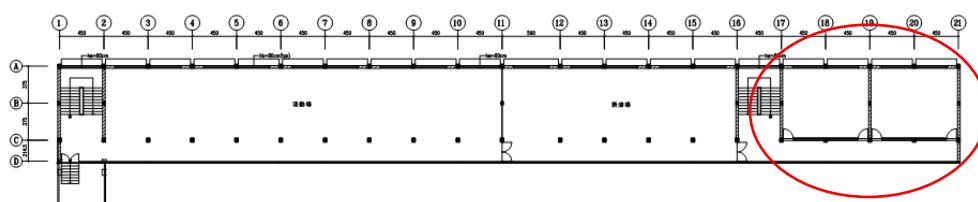
梯間					廁所				梯間		
梯間			67.1		廁所		70.9		梯間		
梯間		66.12			廁所	川	68.6		梯間	72.3	
梯間			地下室				地下室		梯間		地下室

分期興建立面圖

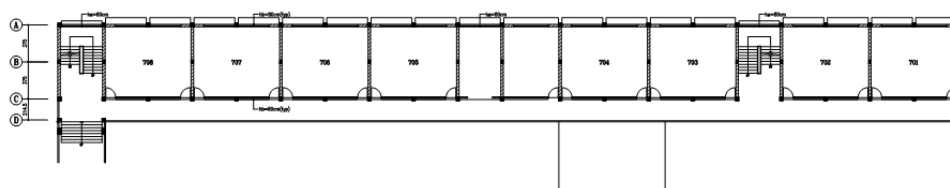


Frame\_D

窗台、隔間牆重量位置確實模擬才能反應各樓層之質心及剛心位置，樓層扭力影響才會顯現。



三層平面圖

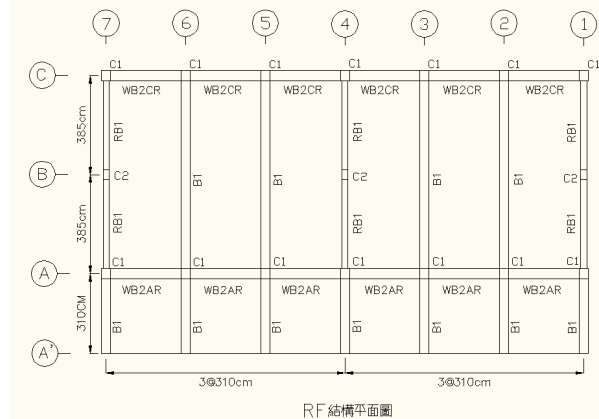
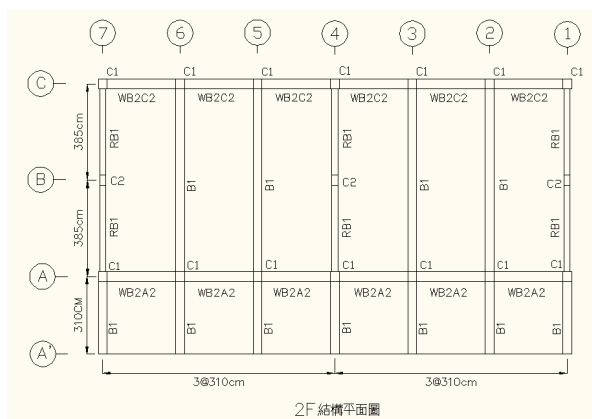
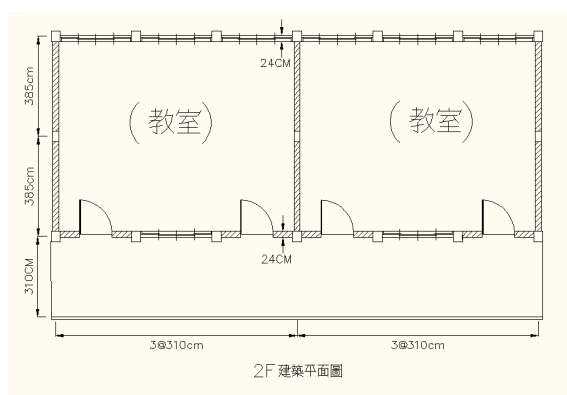
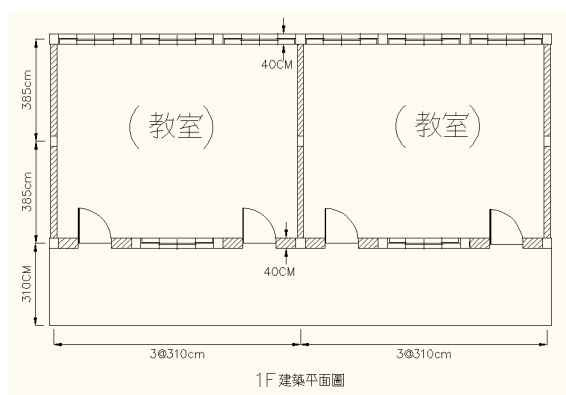


二層平面圖

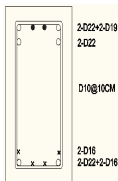
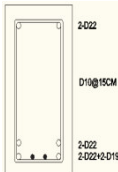
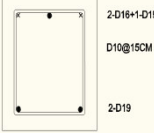
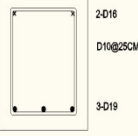


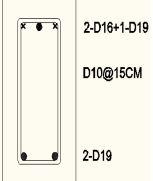
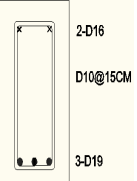
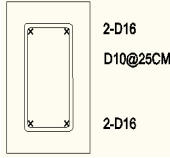
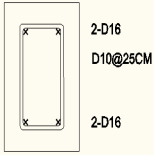
## 2. 實體推垮試驗與理論分析之比較：

桃園縣瑞埔國小校舍側移量為 2% 時之破壞情形。



柱斷面資料		
編號	1C1,2C1 (35x40)	1C2,2C2 (24x40)

梁斷面資料					
編號	端部	中央	編號	端部	中央
B1 (35x60)			WB2A2 (40x40), WB2C2 (40x45)		

編號	端部	中央	編號	端部	中央
WB2AR (24x45), WB2CR (24x45)			RB1 (24x35)		

	Kgf/cm <sup>2</sup>
混凝土抗壓強度	148
主筋降伏強度	2814
箍筋降伏強度	4677
水泥砂漿抗壓強度	210
紅磚抗壓強度	150

## 1. 分析模式建立時重點：

- (1) 窗台、隔間牆之重量，基本上以線載的方式施加，地震力計算予以加入。但是 Y 方向隔間牆為加強磚造型式施作且若底層以上並無中斷時，可認定梁上磚牆重量將直接經由下層磚牆承載傳遞至地面，梁柱並不承受此重量，因此分析模式建立時，此類磚牆重量應不予施加。
- (2) 柱、梁勁度修正值為 0.35，其中梁以 2 倍矩形梁 I 值模擬 T 型梁。
- (3) 紅磚單軸抗壓強度 採用  $150 \text{ kgf/cm}^2$ 。1B 磚牆隔間牆之砂漿單軸抗壓強度可採用  $100 \text{ kgf/cm}^2$ ，但是 1B 磚牆窗台或高窗之砂漿單軸抗壓強度採用  $150 \text{ kgf/cm}^2$  以上為宜。

## 2. 分析模式比較如下：

### (1) 基本模式比較：

Case 1: 純構架(未加窗台斜撐)。

Case 2: 加窗台斜撐。(Y 方向壹樓隔間牆未中斷時)

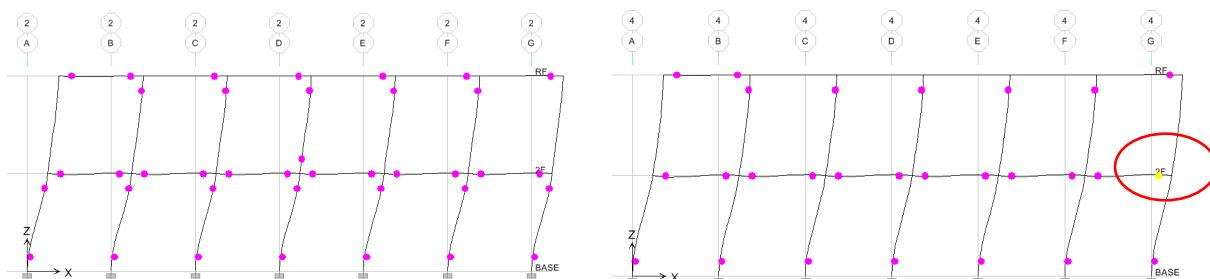


Case 3: Y 方向磚牆的重量以增加貳樓地板的厚度的方式增加。(一般技師常用的方法)  
樓層面積約  $143.22m^2$ ，10cm 版厚可算出混凝土重量約為 34.37 tf，而磚牆的總重量為 34.98 tf。所以總版厚 =  $\frac{(34.37 + 34.98)}{143.22 \times 2.4} = 0.202m$ ，因此版厚改用 20.2cm。

Case 4: 若壹樓隔間牆中斷後，貳樓 Y 方向隔間牆之重量以線載的方式施加於 2F 第 A、D、G Line 的梁上。(Y 方向壹樓隔間牆中斷時)

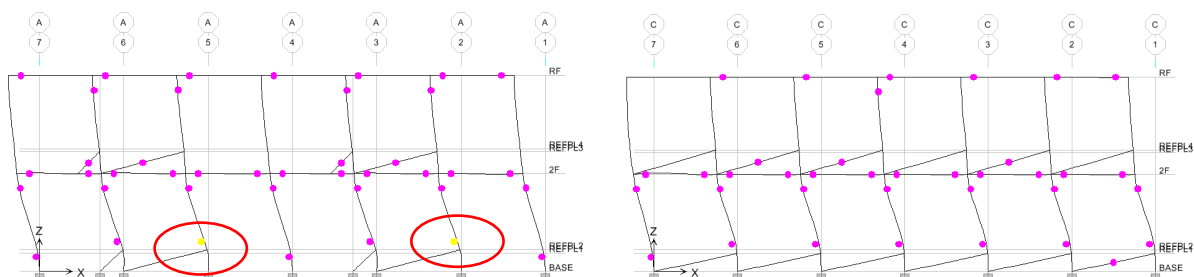
### X 向結果:

Case 1(+X) 破壞機制為梁端先發生， $A_p=0.3501g$ 。



結構體忽略窗台之影響，造成結構體韌性很好，發生梁端破壞與事實不符合！

Case 2(-X) 破壞機制為窗台柱下端先發生， $A_p=0.3600g$ 。



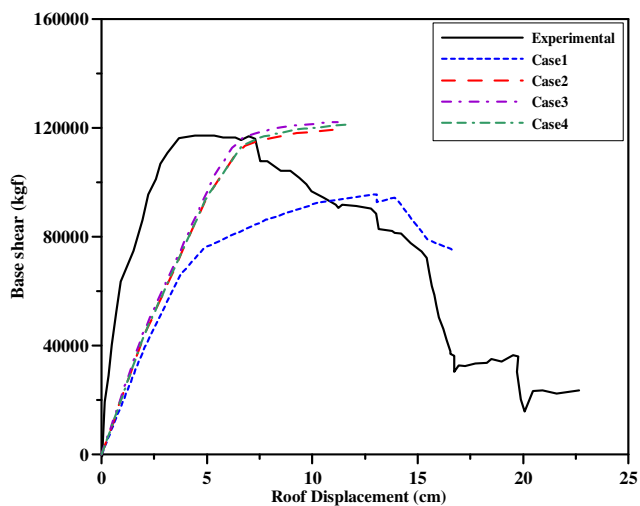
此模式之破壞機制大致符合實體試驗成果：走廊旁窗台柱先發生塑鉸，後窗窗台柱較後發生塑鉸。但是實體破壞顯示窗台柱上端應該先發生塑鉸，非窗台柱下端才是，仍有些誤差，且梁幾乎無損害，不應該有塑鉸出現！

若 1B 磚牆窗台或高窗之砂漿強度採用  $100 kgf/cm^2$  模擬，破壞機制將為窗台破壞，如此將低估建物之耐震能力。



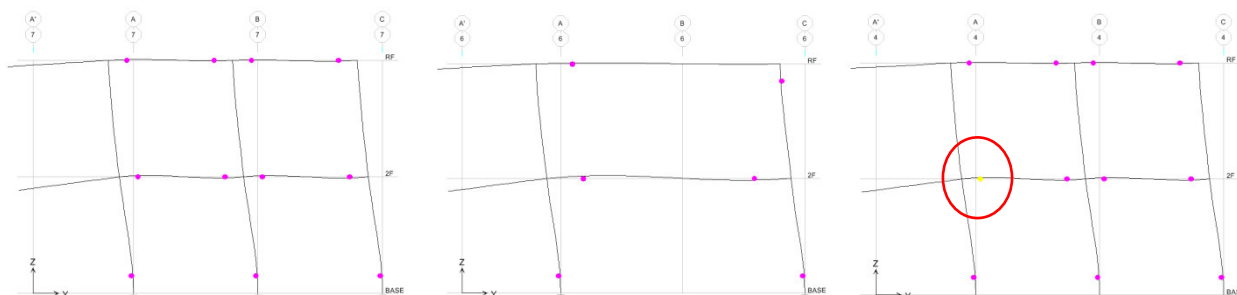


Case 3 與 Case 4 之破壞機制雷同 Case 2 為壹樓窗台柱下端先發生，X 向耐震能力分別為  $A_p=0.3589g$  及  $A_p=0.3630g$ ，差異並不顯著。容量曲線比較如下圖，可發現 Case 1 以純構架模擬，其變形能力高估，造成耐震能力的提升，雖然  $A_p$  值差異不多，但是破壞機制是錯誤，將誤判補強的構件位置。

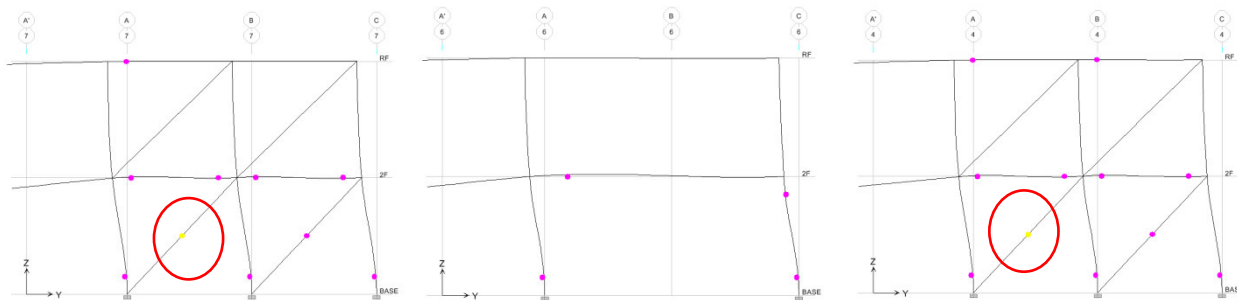


### Y 向結果:

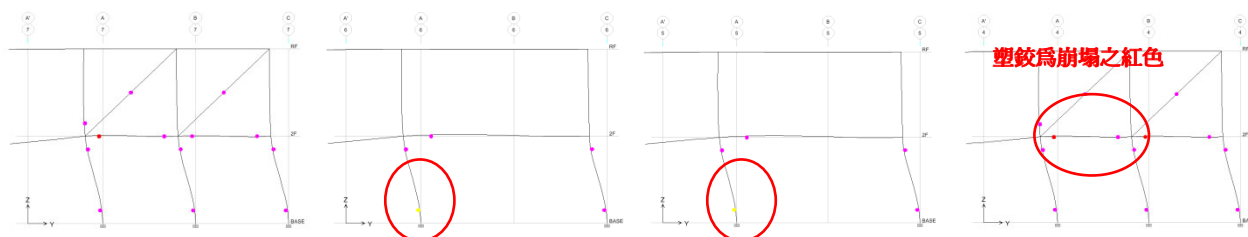
Case 1(-Y) 破壞機制為壹樓隔間牆上方梁先發生， $A_p=0.3006g$ 。



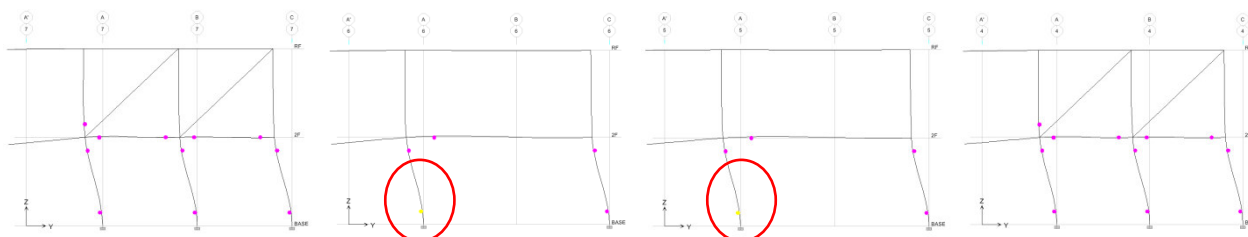
Case 2(-Y) 破壞機制為壹樓隔間牆先發生， $A_p=0.5785g$ 。此乃因為 1B 磚牆之砂漿強度採用  $100 \text{ kgf/cm}^2$  模擬故，低估建物之耐震能力。



Case 4(-Y) Y 方向於壹樓隔間牆中斷時，由於此例之隔間牆上方梁鋼筋量較少，因此破壞機制雷同 Case1 為壹樓隔間牆上方梁及壹樓窗台柱下端先發生， $A_p=0.3460g$ 。



Case 3(-Y) 若 Y 方向於壹樓隔間牆中斷時，將 Y 方向磚牆的重量以增加貳樓地板的厚度的方式處理。此例在 X 向時其破壞機制與其他方式差異並不顯著，但是在 Y 向破壞機制，並不雷同 Case4 為壹樓隔間牆上方梁破壞較嚴重，而在壹樓窗台柱下端先發生， $A_p=0.3433g$ 。

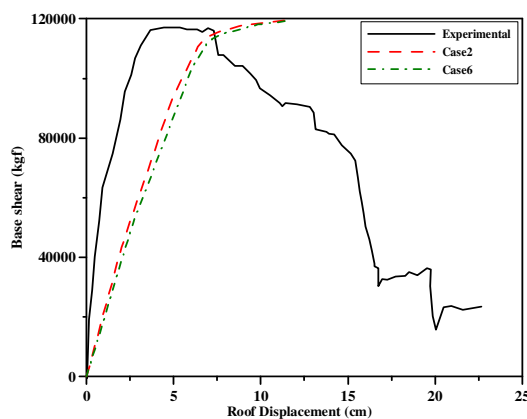
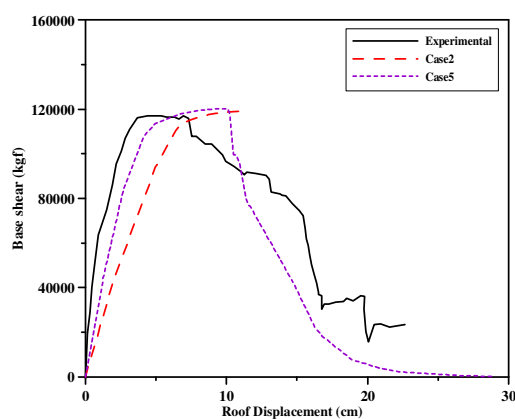


由 Case 3 成果顯示，將 Y 方向磚牆的重量以增加貳樓地板的厚度的方式處理，其破壞機制並不精準，並不合宜使用。而此破壞機制顯示下面樓層隔間牆之中斷，將的確會降低建築物之耐震能力。

## (2) 模式分析與實體試驗成果比較：

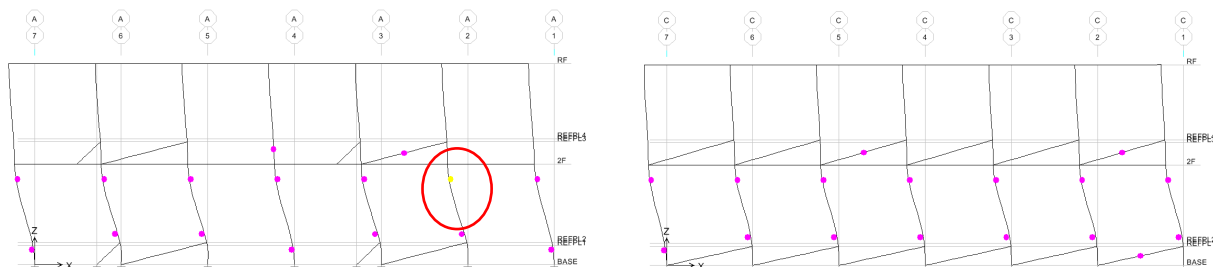
Case 5: Case 2 延伸，但是柱的勁度 EI 值修正為  $0.7EI$ ，餘相同。

Case 6: Case 2 延伸，但是梁勁度以矩形梁計算（即  $0.35EI$ ），餘相同。



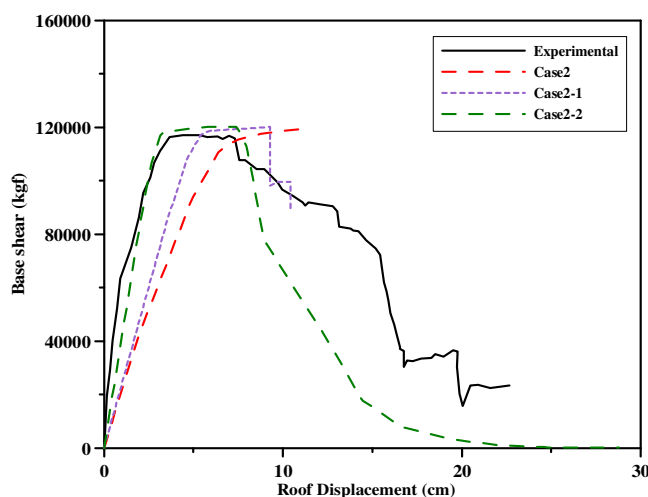
Case 5 顯示 NCREE 程式要求柱的勁度 EI 值修正為  $0.35EI$ ，的確偏低，柱的勁度 EI 值修正為  $0.7EI$  較合理。Case 6 顯示梁勁度以矩形梁計算（即  $0.35EI$ ）或 T 型梁模擬，差異並不顯著！

Case 2-1: Case 2 延伸，實體試驗之梁並無開裂，因此梁以 T 型梁全斷面計算其勁度，且不加梁塑鉸，餘相同。



此案例顯示窗台柱上端先發生塑鉸，與實體破壞雷同，為較準確之模擬方式。

Case 2-2: Case 2-1 延伸，但是柱的勁度 EI 值修正為  $0.7EI$ ，餘相同。由容量曲線圖比較，更可發現幾乎與試驗值重疊！



## 參、補強設計：

### 1. 補強後之設計地震力：

依耐震規範設計之最小設計水平總橫力為  $V = \frac{S_{ad}I}{1.4\alpha_y F_u} W$ ，即圖中之  $V_w$ 。此考量構

件設計時之載重組合方法因素  $Y$  (即起始降伏地震力放大倍數  $\alpha_y$ ) 及非彈性反應譜因素：

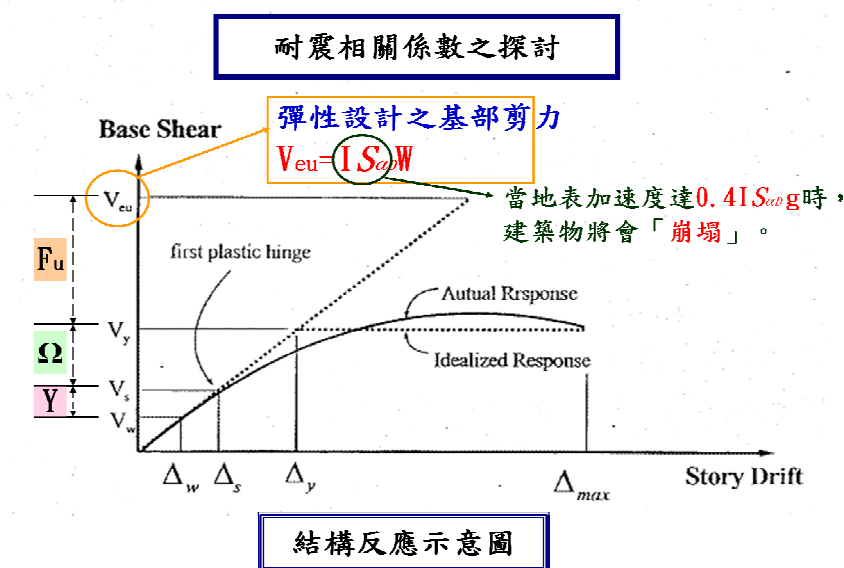
設計地震力可依結構系統韌性能力而折減 ( $F_u$ ：結構系統地震力折減係數)，而  $\Omega=1.4$  為整體結構系統崩塌與第一根構件開始降伏間之地震力倍數。故真正設計之崩塌地震力為

$V_{eu} = IS_{ad}W$ ，所對應之崩塌地表加速度為  $0.4IS_{ad}g$ ；將整體結構系統變形行為視為雙線

性時，所對應之降伏設計地震力為  $V_y = \frac{V_{eu}}{F_u}$ 。故耐震評估時之  $V_{max}$  即為降伏設計地震力  $V_y$ ，

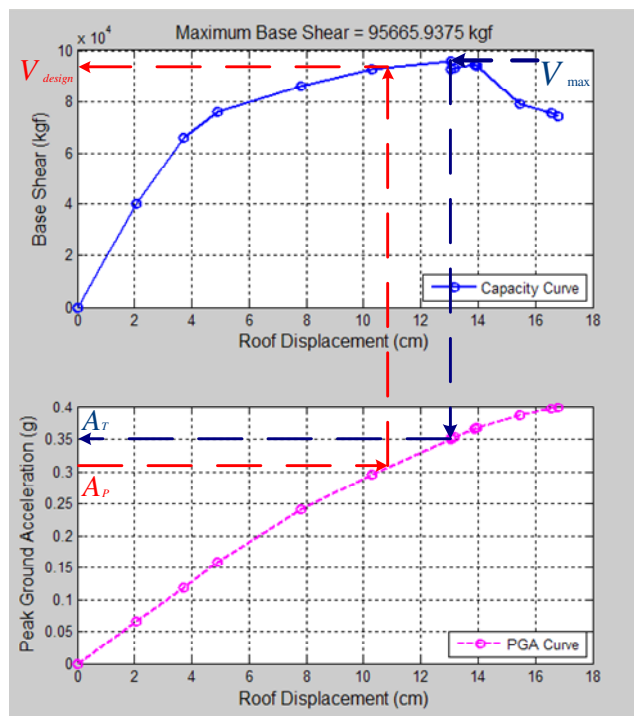
因此補強構件設計時所對應之設計水平總橫力為  $V = \frac{V_{max}}{1.4\alpha_y}$ 。  $V$  經由豎向分配計算構造物

各層之作用地震力，再依程式分析此地震力作用下構件受力  $E$ ，經由載重組合求得構件設計力  $U$ ，例如  $U=0.75(1.4D+1.7L+1.87E)$ 。



若補強後  $A_p$  值高出耐震能力需求  $A_T$  值太多，可依下圖方法，由容量曲線推算符合耐震能力需求  $A_T$  值之設計水平總橫力為  $V_{design}$ 。



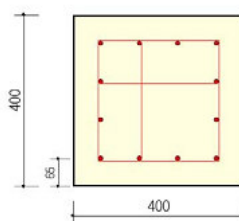


## 2. 剪力牆端構材檢核：

X向

### 1. Geometry and Materials

Design Code : Taiwan-USD91  
 Stress Profile : Equivalent Stress Block  
 Material Data :  $f_c' = 280 \text{ kgf/cm}^2$  ( $\beta_1 = 0.850$ )  
 $f_y = 4200$ ,  $f_{yk} = 2800 \text{ kgf/cm}^2$   
 Section Dim. :  $40 \times 40 \text{ cm}$   
 Effective Len. :  $KL_u = 295 \text{ cm}$   
 Steel Distribut. :  $12 - 4 - D25$  ( $d_s = 6.50 \text{ cm}$ )  
 Total Steel Area  $A_{st} = 60.84 \text{ cm}^2$  ( $\rho_{st} = 0.0380$ )



### 2. Magnified Moment

$$KL_u/r_k = 295/12 = 24.58 > 34 - 12(M_1/M_2) = 22.00$$

$$\delta_x = \text{MAX}[1.00/(1 - P_u/0.75/1726), 1.0] = 1.167$$

$$KL_u/r_y = 295/12 = 24.58 > 34 - 12(M_1/M_2) = 22.00$$

$$\delta_y = \text{MAX}[1.00/(1 - P_u/0.75/1726), 1.0] = 1.167$$

### 3. Member Force and Moment

$$P_u = 185.62 \text{ tf}$$

$$M_{ux} = 4.48, \quad M_{uy} = 5.54 \text{ tf-m}$$

$$\delta_x M_{ux} = \delta_x * \text{MAX}[M_{ux}, P_u \theta_{max}] = 5.85 \text{ tf-m}$$

$$\delta_y M_{uy} = \delta_y * M_{uy} = 6.47 \text{ tf-m}$$

#### 4. Check Axial and Moment Capacity

Rotation Angle and Depth to the Neutral Axis  $\theta = -42.11^\circ$ ,  $c = 46.40$  cm

Strength Reduction Factor  $\phi = 0.7000$

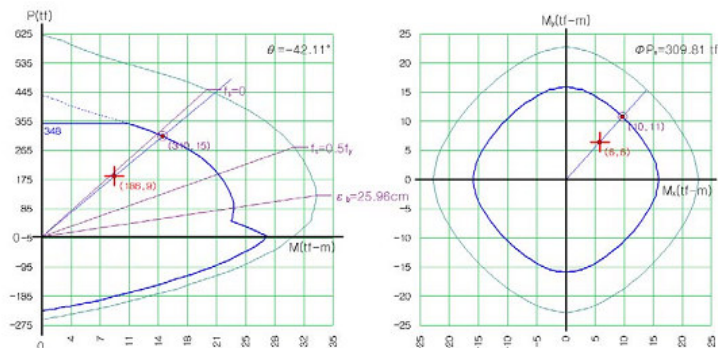
Maximum Axial Load  $\phi P_{n(max)} = 348.23$  tf

Design Axial Load Strength  $\phi P_n = 309.81$  tf

Design Moment Strength  $\phi M_{nx} = 9.76$  tf-m

$\phi M_{ny} = 10.79$  tf-m

Strength Ratio : Applied/Design = 0.600 < 1.000 ..... O.K.



#### 5. Check Shear Capacity

Strength Reduction Factor  $\phi = 0.850$

Y-Y Direction

Design Force  $V_{uy} = 5.84$  tf ( $P_u = 185.62$  tf)

Required Tie Spacing : 3 - D10 @ 400 mm

Provided Tie Spacing : 3 - D10 @ 150 mm

$\phi V_{wy} + \phi V_{wy} = 18.47 + 11.32 = 29.79$  tf >  $V_{uy} = 5.84$  tf ..... O.K.

X-X Direction

Design Force  $V_{ux} = 3.56$  tf ( $P_u = 185.62$  tf)

Required Tie Spacing : 3 - D10 @ 400 mm

Provided Tie Spacing : 3 - D10 @ 150 mm

$\phi V_{wx} + \phi V_{wy} = 18.47 + 11.32 = 29.79$  tf >  $V_{ux} = 3.56$  tf ..... O.K.

Y向 作法雷同。

### 3. 剪力摩擦筋檢核：

DL：為ETABS中桿件之靜載重

LL：為ETABS中桿件之活載重

將原分析後之斜撐軸力  $P/(1.4 \times \alpha_y) = E$

再經過  $0.75(1.4DL + 1.7LL + 1.87E)$  運算即得到修正後之軸力

剪力牆在SERC中以斜撐模擬，其軸力  $P = 151.65$  tf

水平力  $V_T = 151.65 \times \cos(\tan^{-1}(295/560)) = 134.17$  tf

垂直力  $V_H = 151.65 \times \sin(\tan^{-1}(295/560)) = 70.68$  tf

剪力牆之植筋為雙層雙向#4@15

$\mu = 1.0\lambda$  (規範第4.8.9節：混凝土澆置於硬化混凝土面，為符合第4.8節以剪力摩擦傳遞剪力，應清除界面之水泥乳皮並使之潔淨。若 $\mu$ 設為 $1.0\lambda$ 則其接觸面應有約 $0.6$  cm之粗糙度。)

$\lambda = 1.0$  (常重混凝土)

在水平向提供之剪力強度為： $V_n = \mu A_{vf} f_y = 1.27 \times (36 \times 2) \times 2800 / 1000 = 256.03$  tf

$$V_u = \phi V_n = 0.85 \times 256.03 = 217.63 \text{tf} > 134.17 \text{tf} \quad \text{OK}$$

在垂直向提供之剪力強度為： $V_n = \mu A_{vf} f_y = 1.27 \times (19 \times 2) \times 2800 / 1000 = 152.02 \text{tf}$

$$V_u = \phi V_n = 0.85 \times 152.02 = 129.22 \text{tf} > 70.68 \text{tf} \quad \text{OK}$$