

鋼筋混凝土建築物耐震能力詳細 評估系統SERCB之介紹



蔡益超¹ 宋裕祺² 賴明俊³ 邱毅宗³
趙國宏⁴ 黃瑞琪⁵ 林洋志⁵ 鄭禾豐⁵

- ¹國立台灣大學土木工程學系 名譽教授
- ²國立台北科技大學 教授
- ³國立台北科技大學 博士
- ⁴國立台北科技大學 博士生
- ⁵國立台北科技大學 碩士生

1 前言

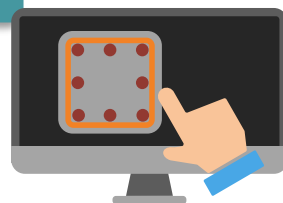
2 鋼筋混凝土建築結構非線性行為

3 鋼筋混凝土構件補強理論探討與分析驗證

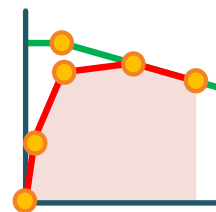
4 鋼筋混凝土建築結構耐震能力評估

5 動態歷時分析

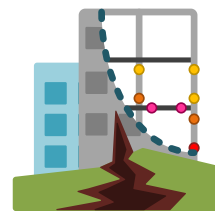
6 結論



視覺操作



塑鉸定義



破壞機制



成果顯示

建築物耐震能力評估流程

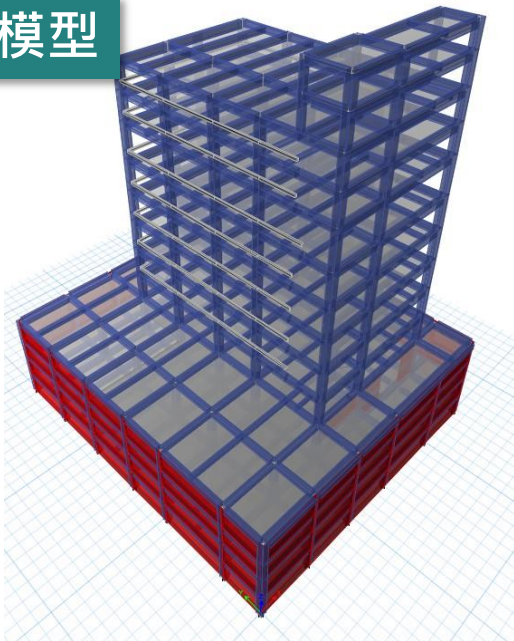


前言

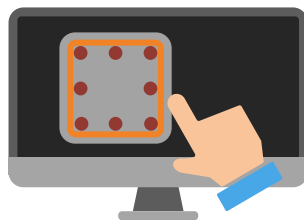
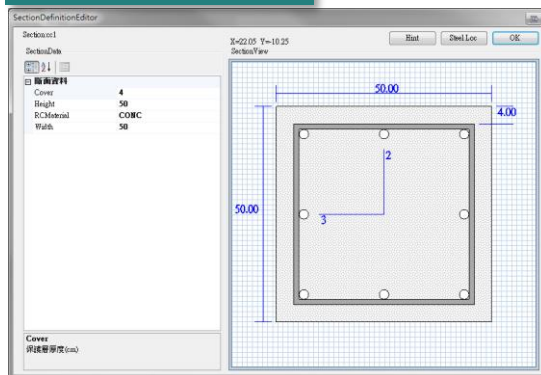


建築物耐震能力詳細評估

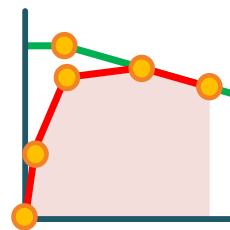
模型



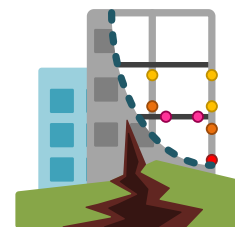
視覺化呈現



視覺操作



塑鉸定義



破壞機制



成果顯示

鋼筋混凝土建築結構非線性行為



1 前言

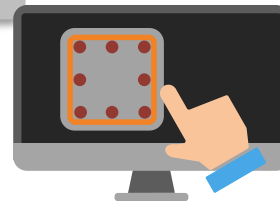
2 鋼筋混凝土建築結構非線性行為

3 鋼筋混凝土構件補強理論探討與分析驗證

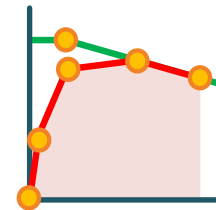
4 鋼筋混凝土建築結構耐震能力評估

5 動態歷時分析

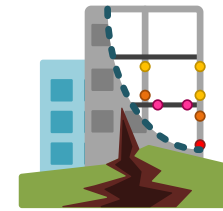
6 結論



視覺操作



塑鉸定義



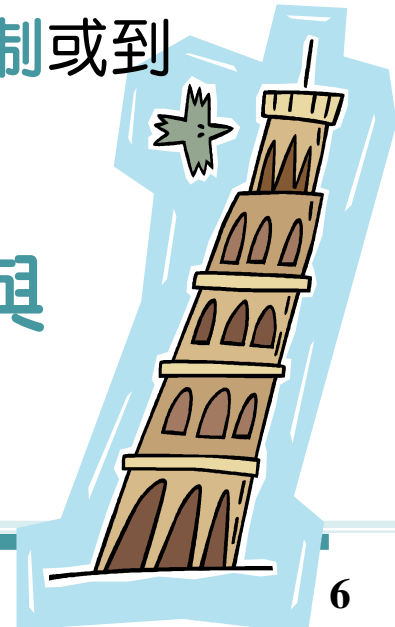
破壞機制



成果顯示

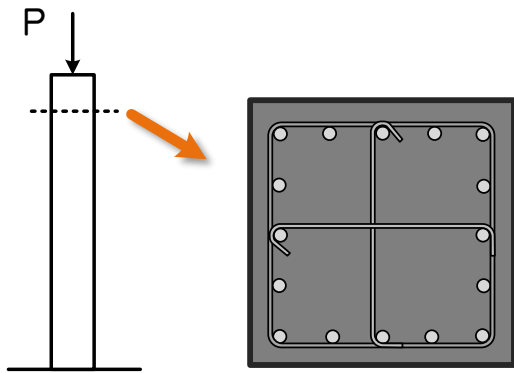
靜態側推分析 (Pushover Analysis)

1. 藉由施加側向力於結構物上，隨著力量緩慢增加，記錄構材**開裂**、**降伏**、**塑性變形**和**結構失敗**等發展行為，並在一連串的迭代過程中，依各不同受力階段之結構行為，修正構材有效勁度與不平衡力，採用階段線性分析的方式，直到**塑性鉸發展至崩塌機制**或到**達極限塑性變形**為止。
2. 能清楚地提供結構物在**各性能階段的受力與變形行為**。

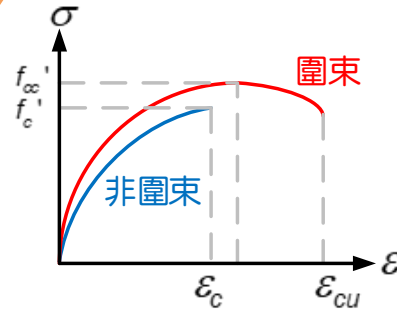


柱構材彎矩-轉角關係之建立

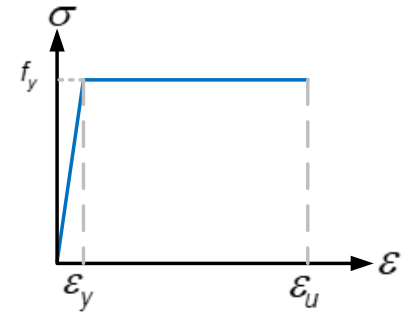
1. 固定軸力之構件及斷面資訊



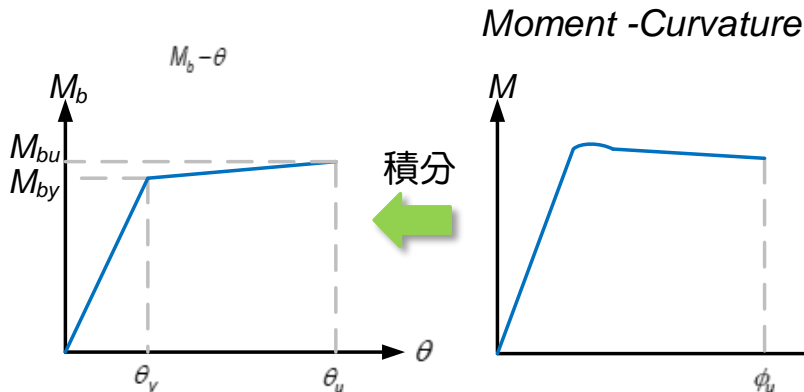
2. 混凝土應力應變關係



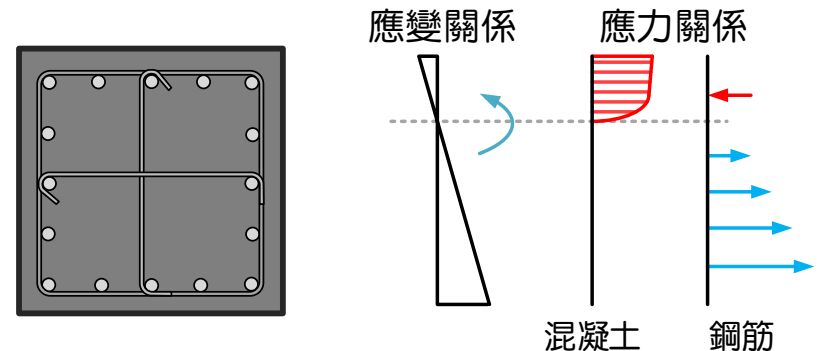
鋼筋應力應變關係



4. 彎矩-曲率關係轉換為彎矩-轉角關係



3. 利用斷面切片法將斷面切片，由變形諧和條件及力平衡條件，透過迭代的方式求取某一軸力作用下，彎矩與曲率的關係。

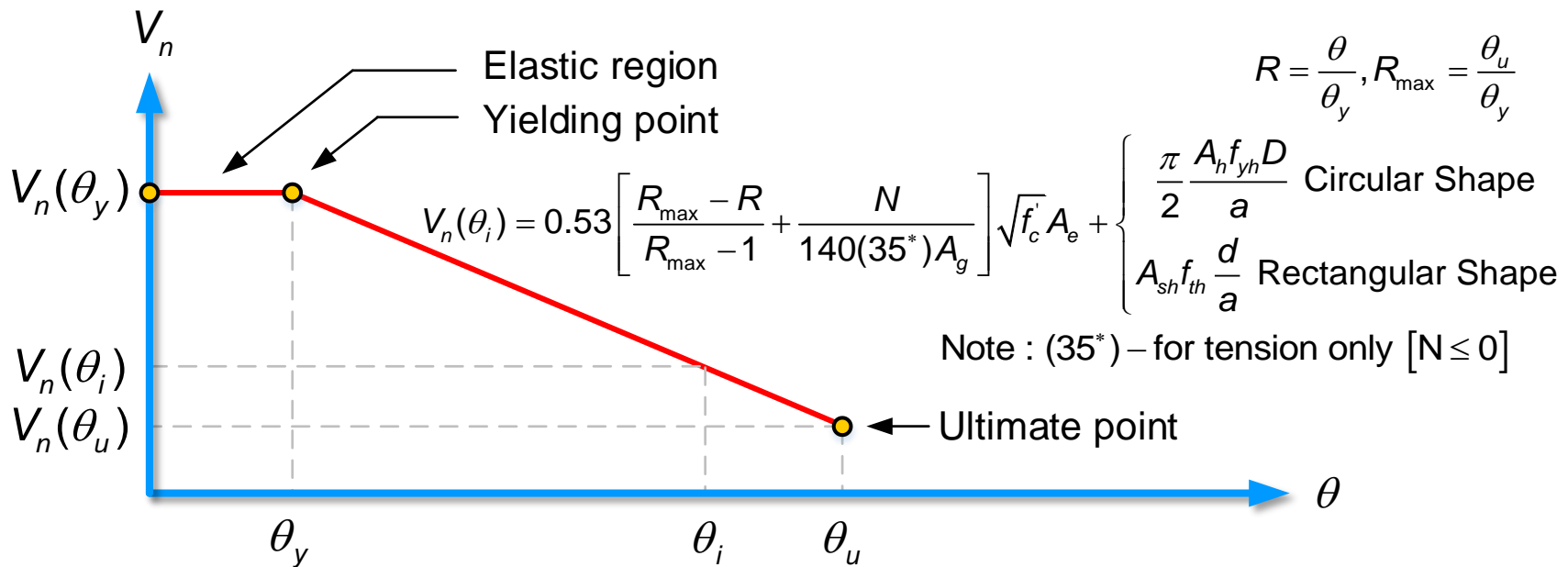


柱剪力強度-韌性比關係之建立

內政部營建署混凝土結構設計規範： $V_n = V_c + V_s$

箍筋提供之剪力強度： $V_s = A_{sh} f_{yh} \frac{d}{a}$ (矩形斷面) $V_s = \frac{\pi A_h f_{yh} D}{2 a}$ (圓形斷面)

塑鉸區混凝土剪力強度： $V_c = 0.53(k + F)\sqrt{f'_c} A_e \geq 0$; $k = \frac{4.2 - R}{3.2} \geq 0$



柱剪力強度-韌性比關係之建立

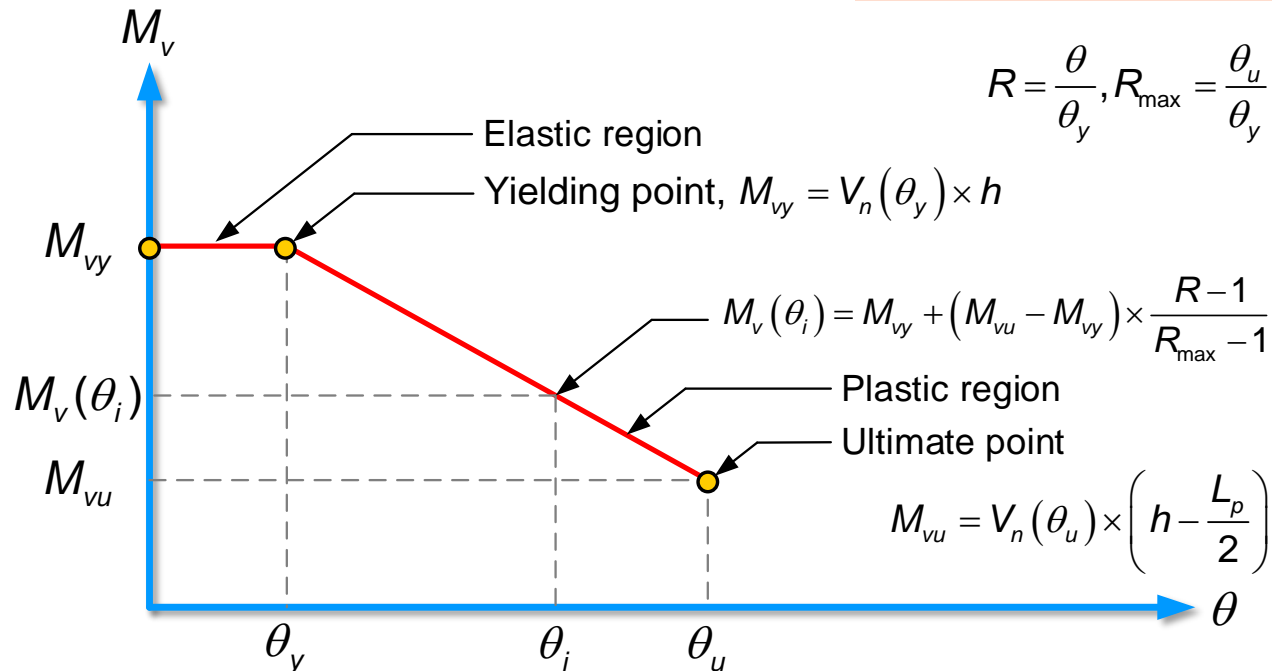
為綜合討論柱的撓曲行為與剪力行為，將所得柱剪力強度-轉角的關係依不同狀況轉換為彎矩-轉角的關係。

1. 彈性階段與降伏階段

$$M_{vy} = V_n(\theta) \times h$$

2. 極限階段

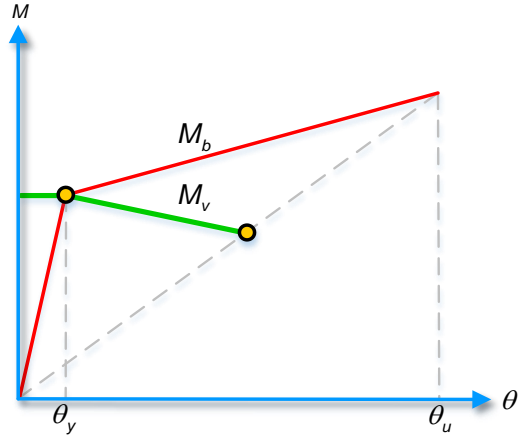
$$M_{vu} = V_n(\theta) \times \left(h - \frac{L_p}{2} \right)$$



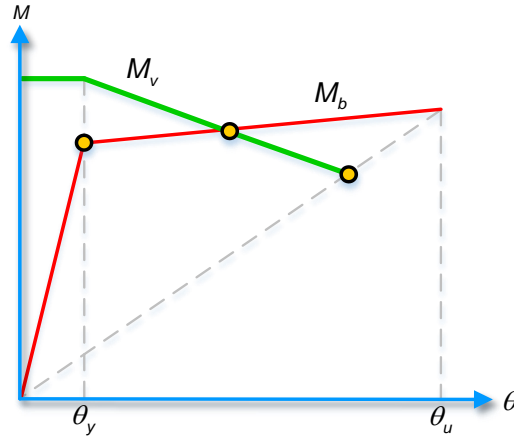
$$R = \frac{\theta}{\theta_y}, R_{max} = \frac{\theta_u}{\theta_y}$$

$$M_{vu} = V_n(\theta_u) \times \left(h - \frac{L_p}{2} \right)$$

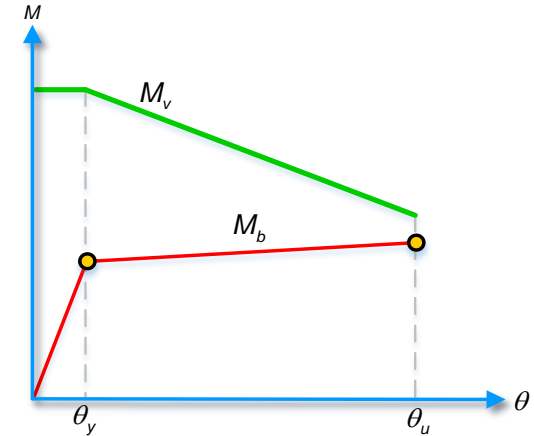
鋼筋混凝土柱破壞模式之判別



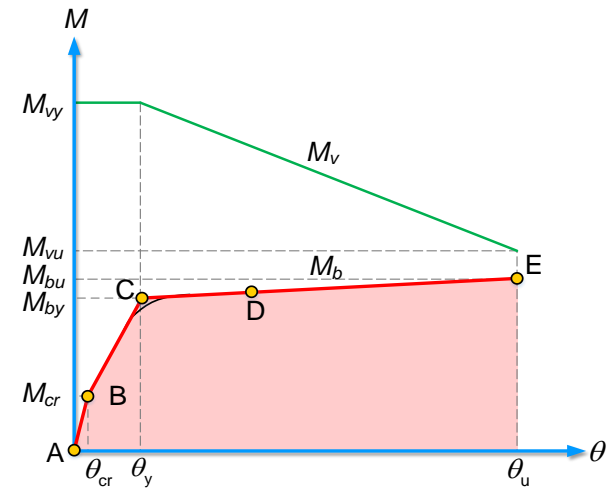
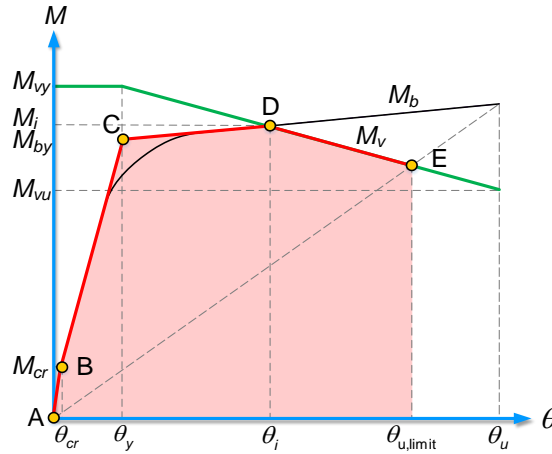
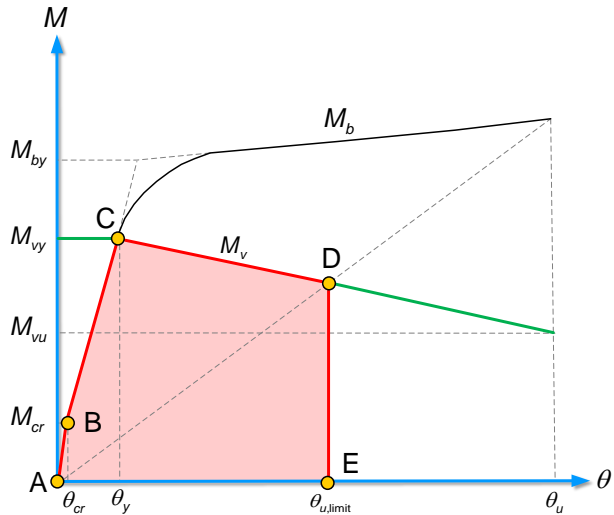
(a) 剪力破壞



(b) 撓曲剪力破壞



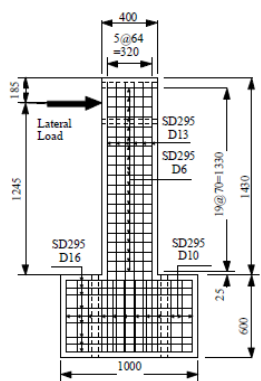
(c) 撓曲破壞



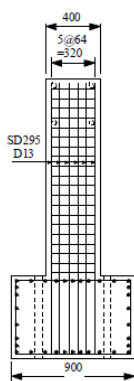
單柱式鋼筋混凝土柱塑性鉸之設定



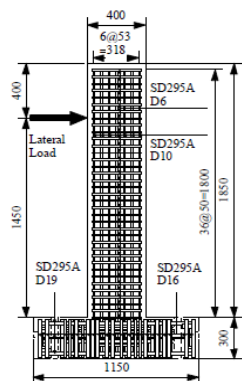
東京工業大學 川島一彥研究室



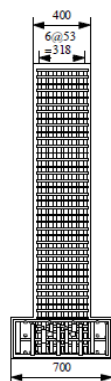
TP2



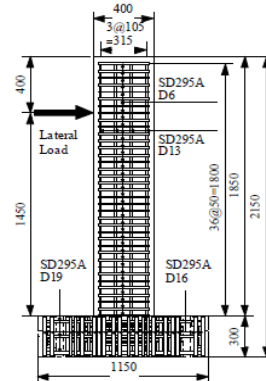
TP10



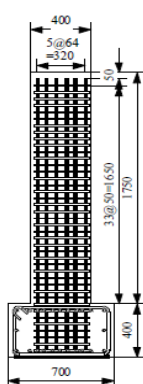
TP11



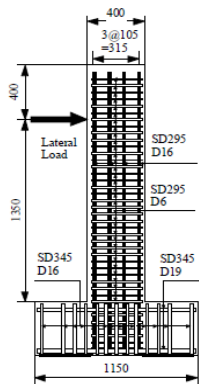
TP13



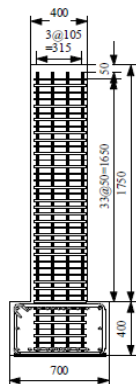
TP29



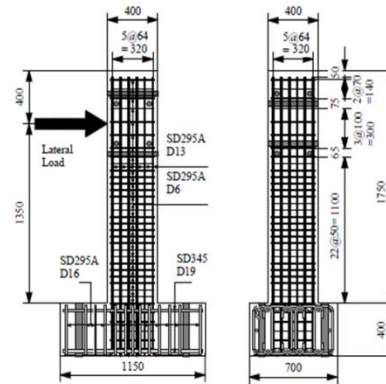
TP30



TP68



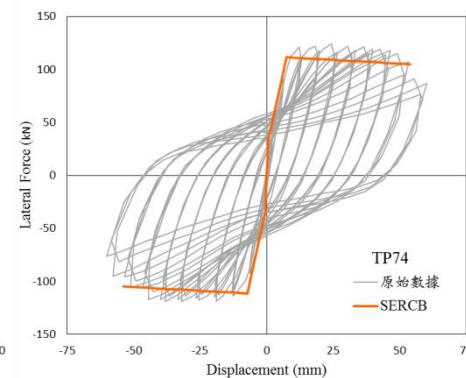
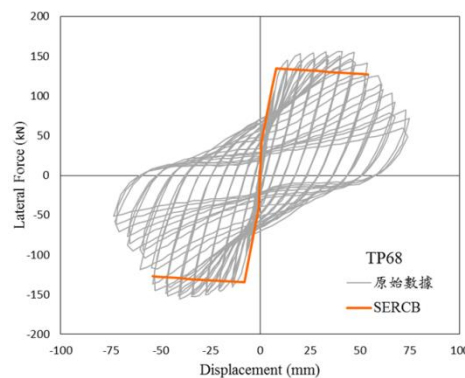
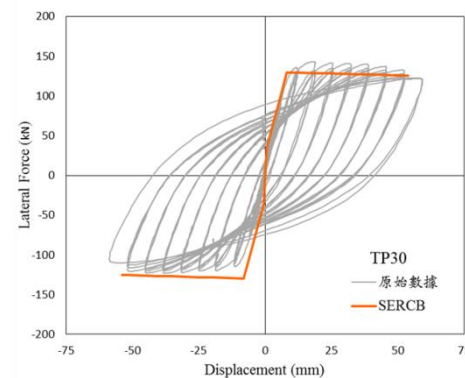
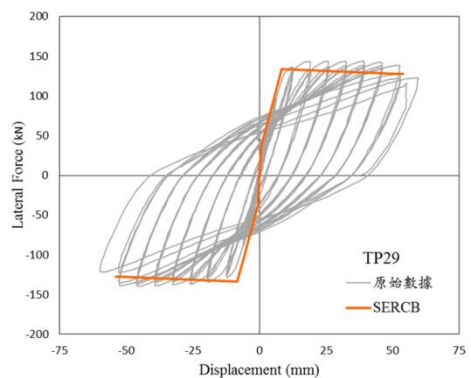
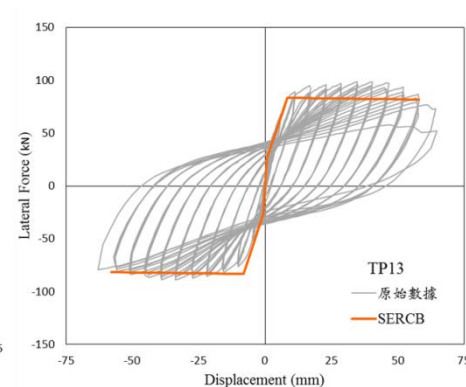
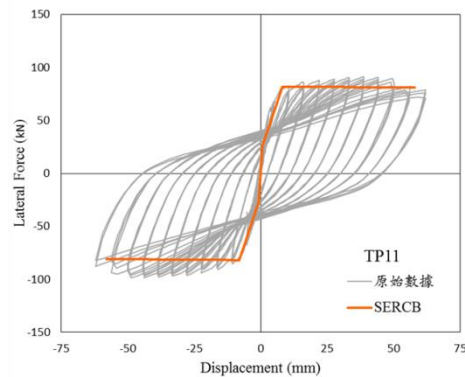
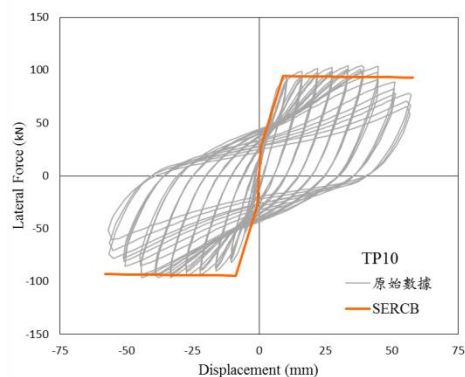
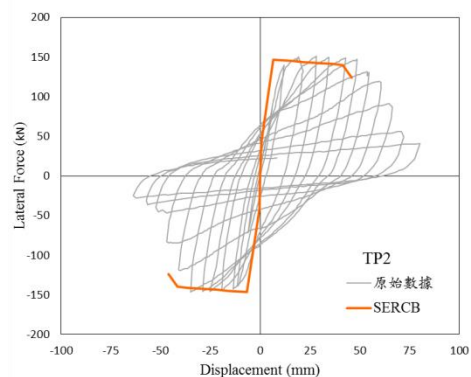
TP74



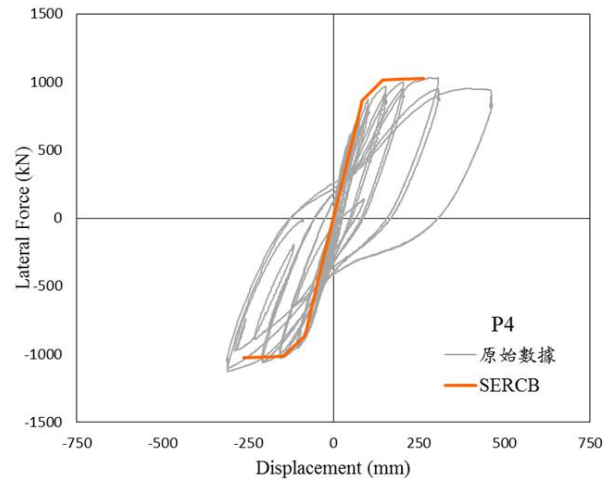
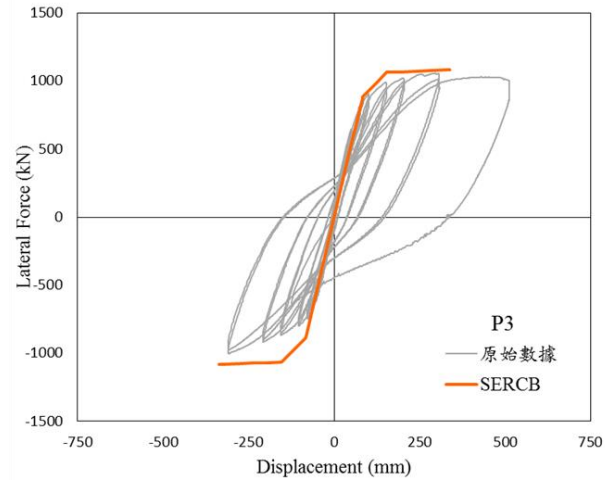
單柱式鋼筋混凝土柱塑性鉸之設定



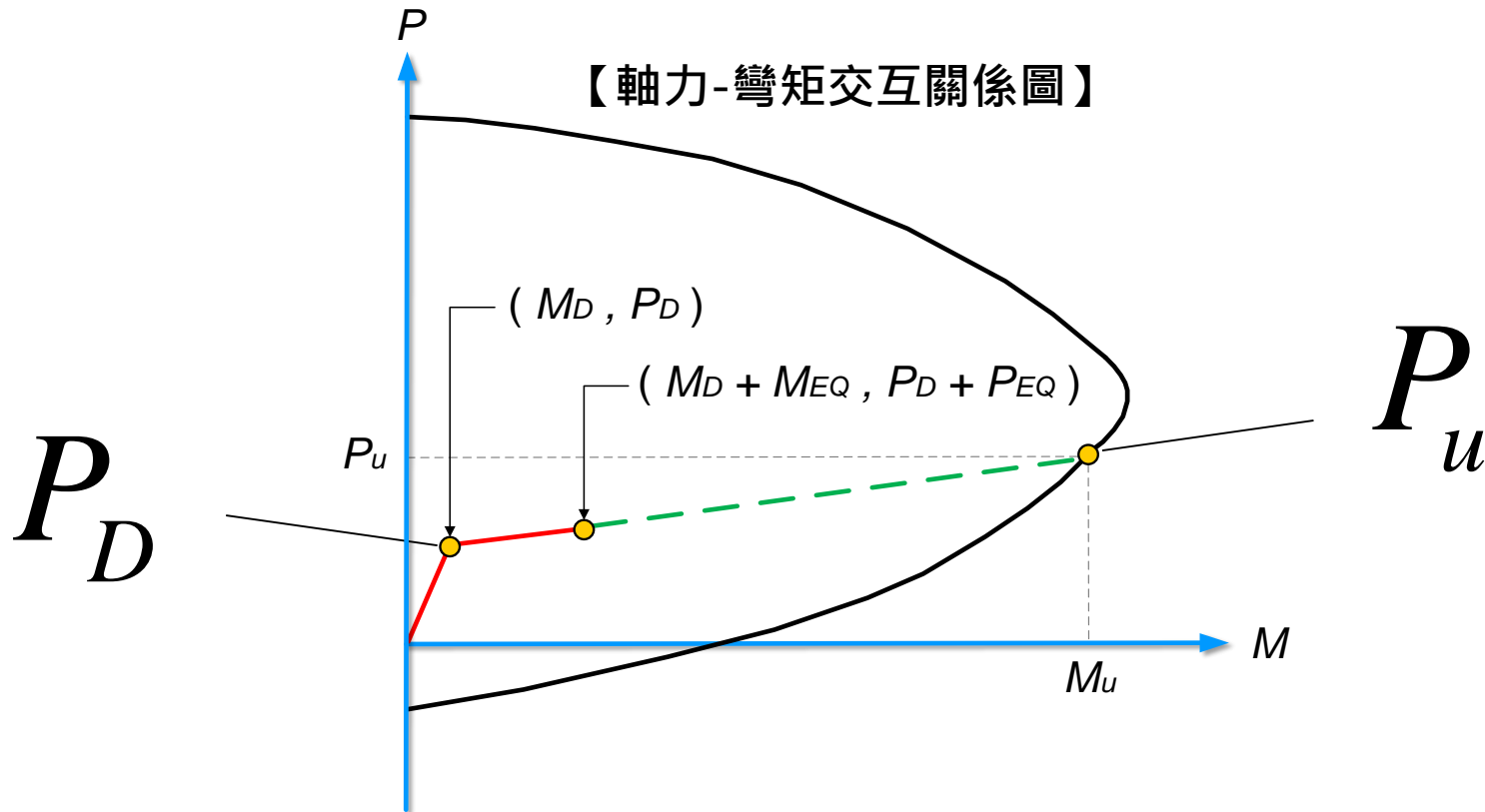
東京工業大學 川島一彥研究室



牛鬥橋單柱試體

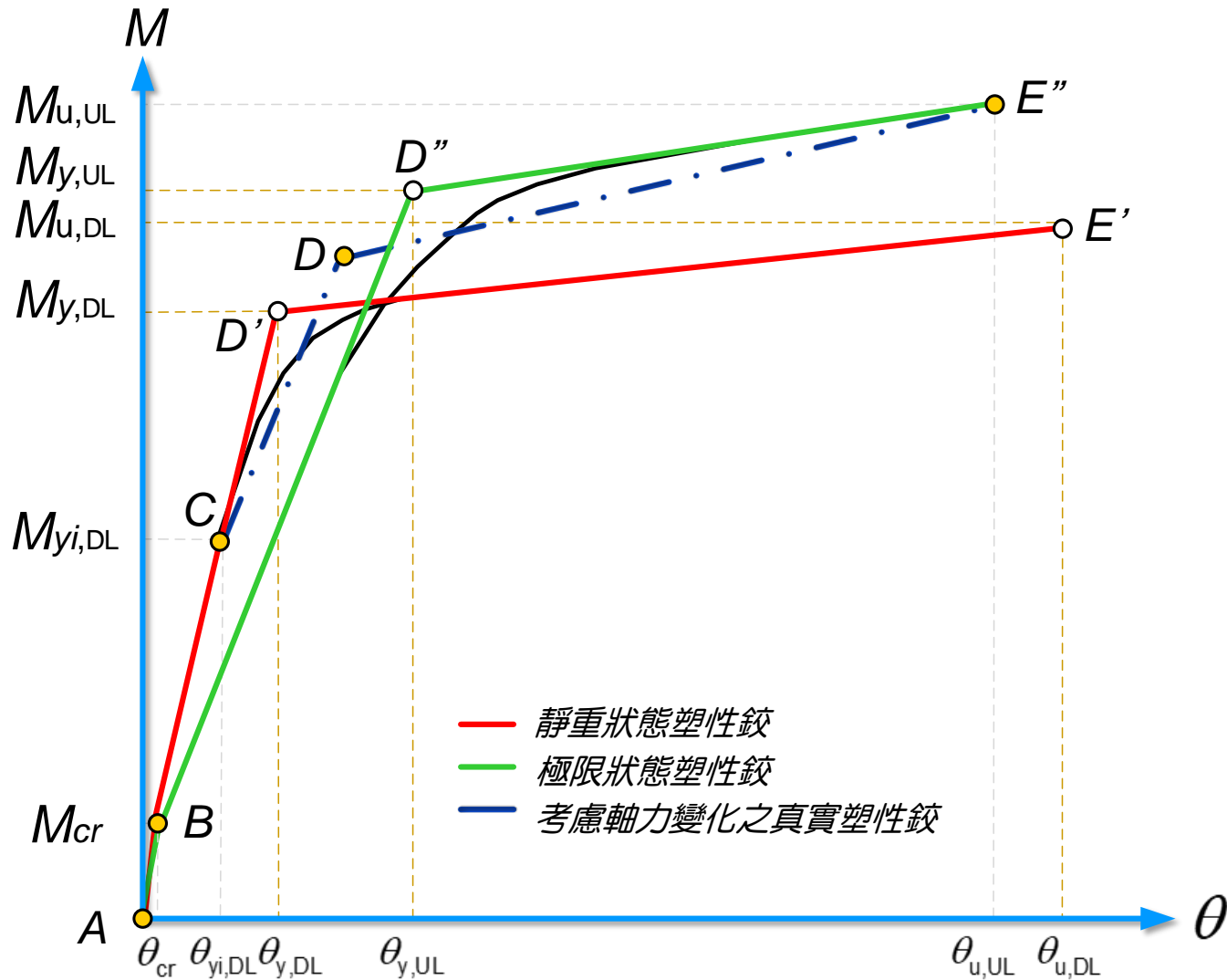


構架式鋼筋混凝土柱塑鉸之設定



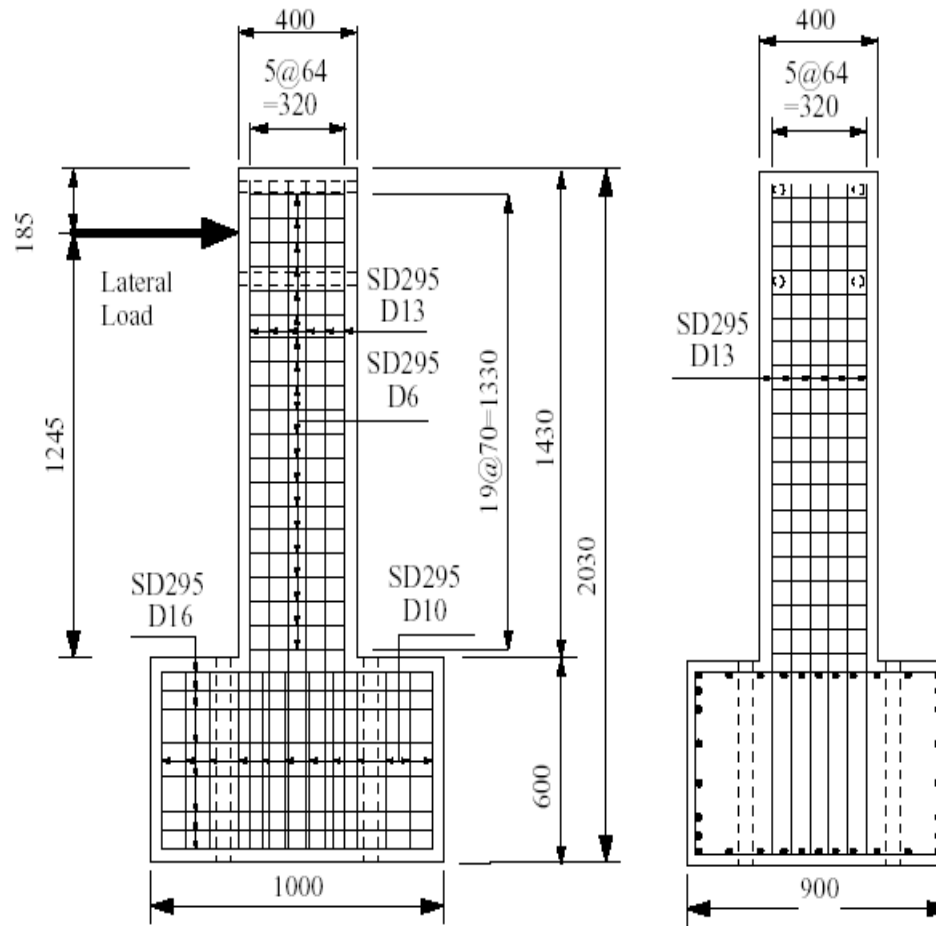
➔ 尋找柱斷面軸力

考慮軸力變化之塑鉸定義方式



Case1. 混凝土固定($f_c' = 350$)-軸力變化(10ton~30ton)

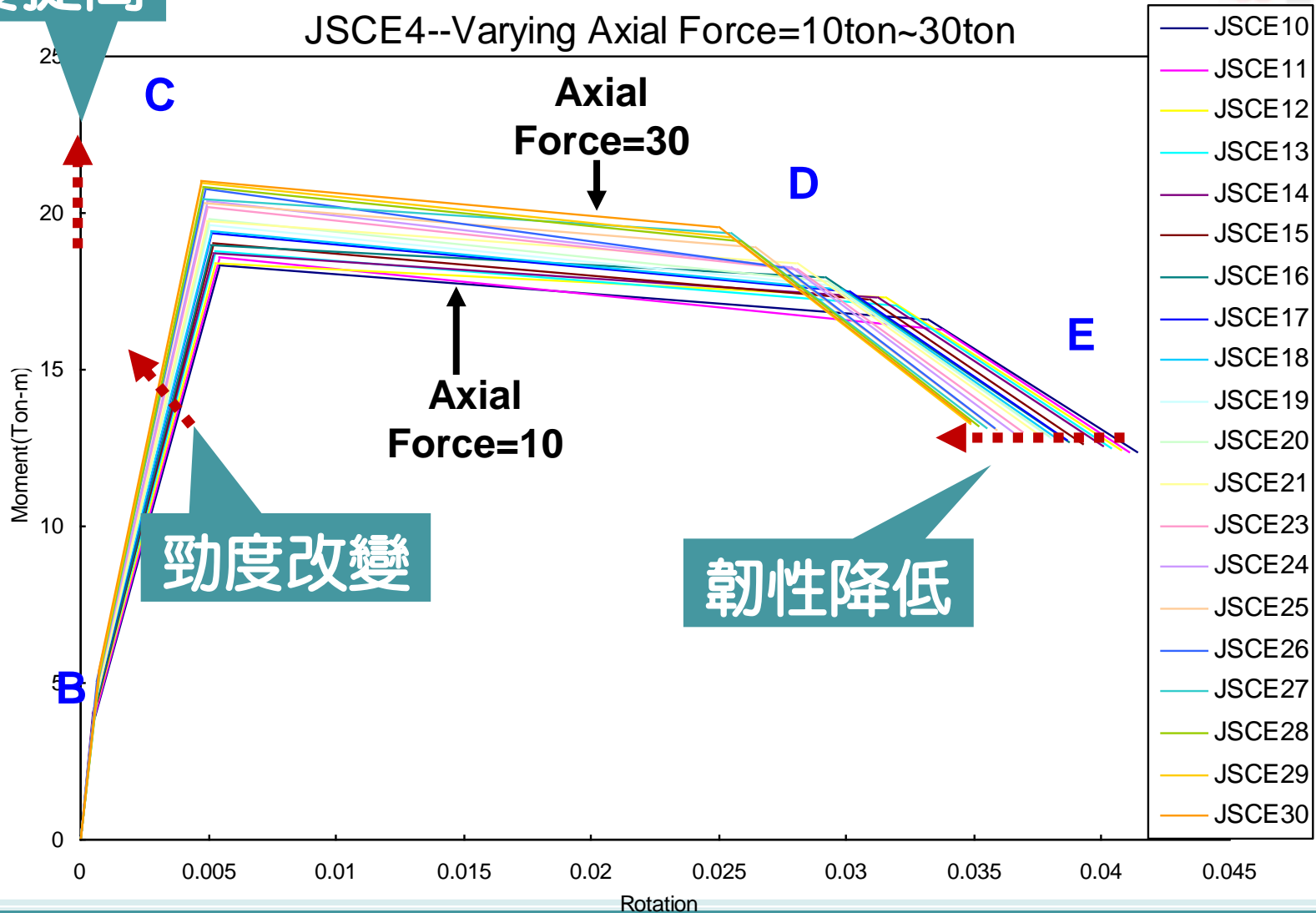
JSCE4



Case1. 混凝土固定($f_c'=350$)-軸力變化(10ton~30ton)

強度提高

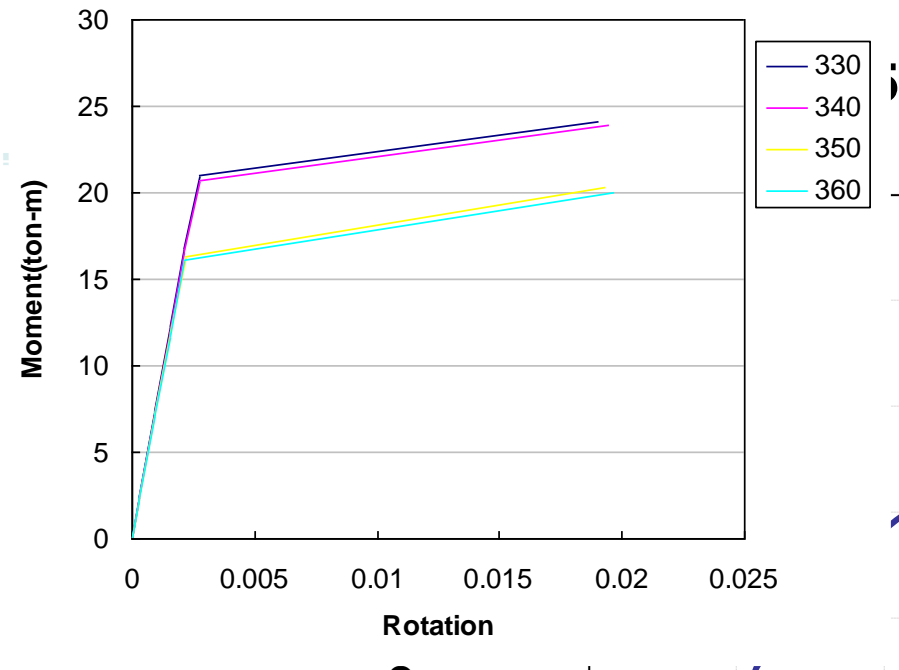
JSCE4--Varying Axial Force=10ton~30ton



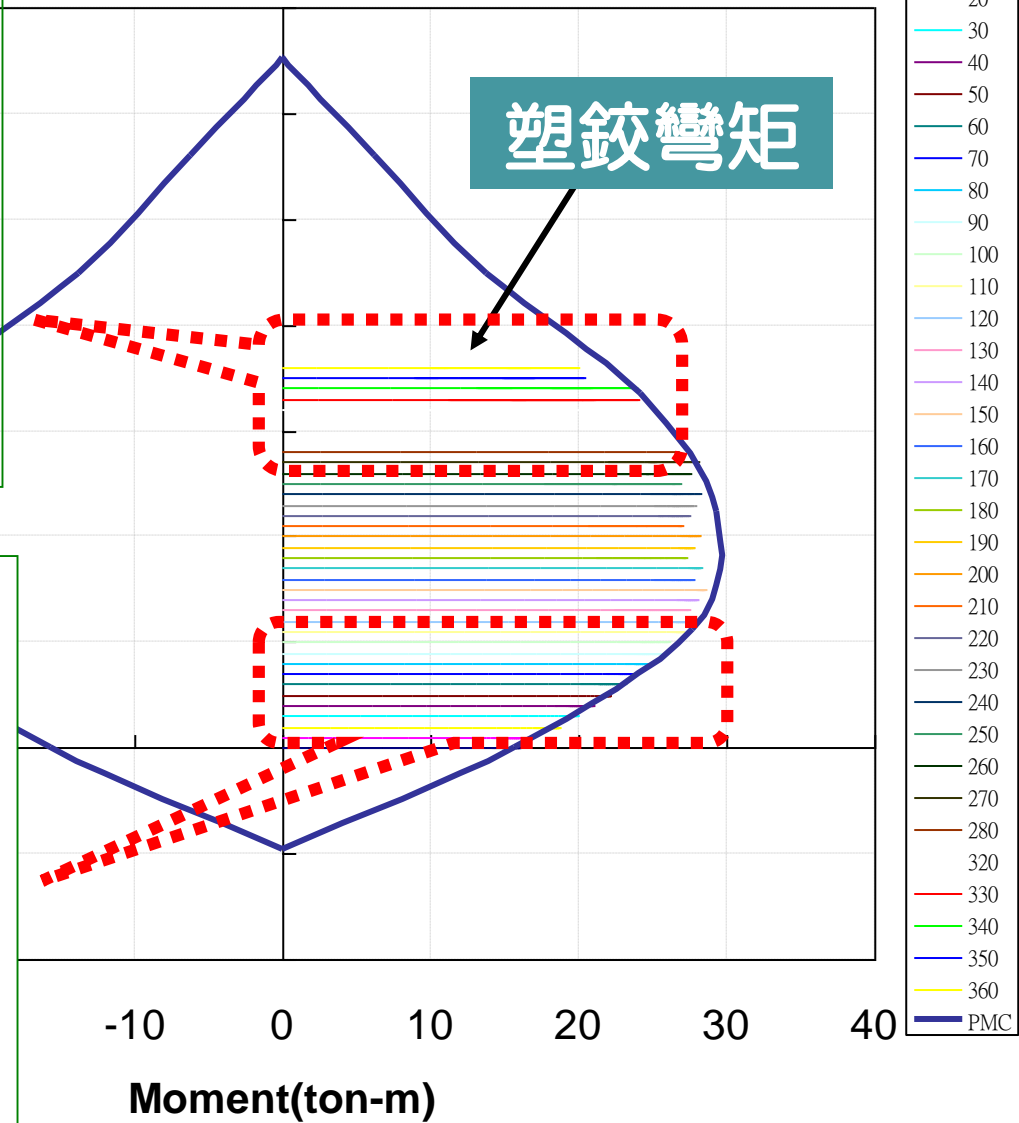
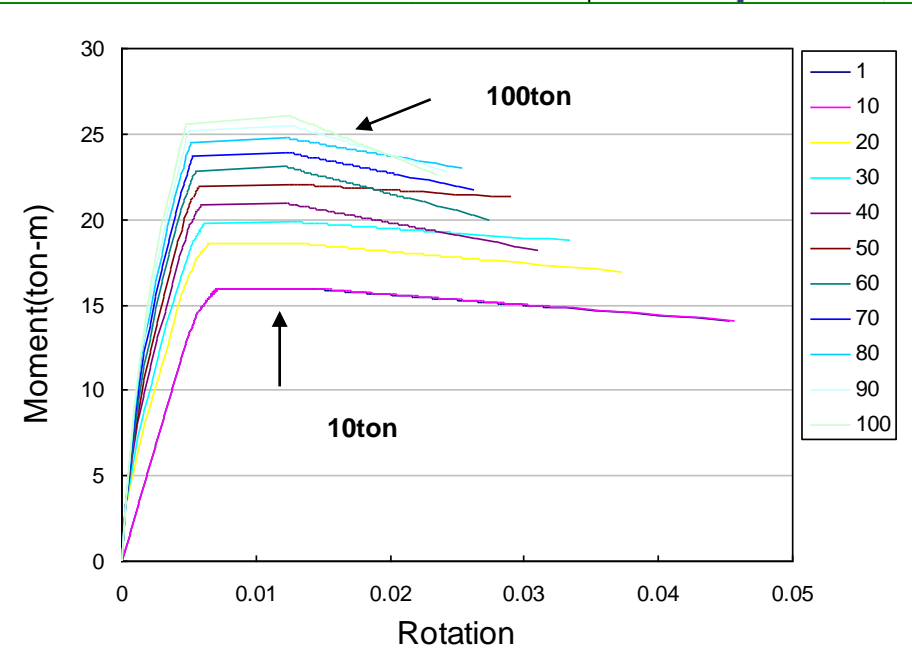
勁度改變

韌性降低

10)-軸力變化(10ton~30ton)

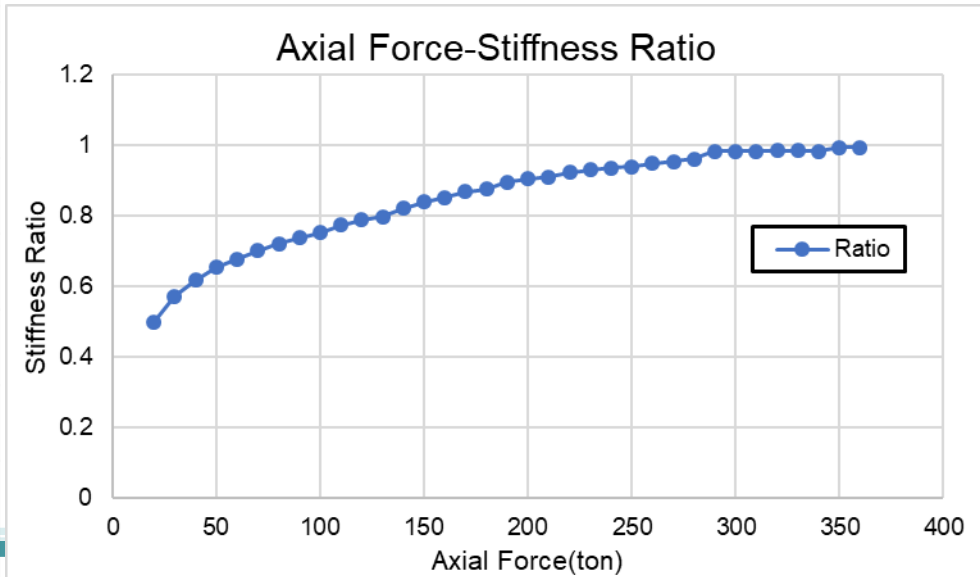
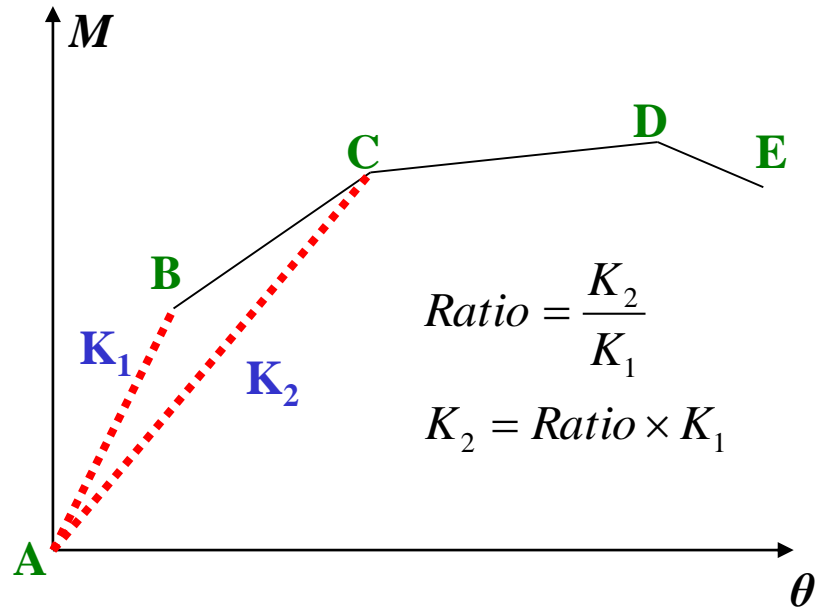


IFO 200



Axial Force	Ratio
20(ton)	0.500126
30	0.572653
40	0.617576
50	0.654692
60	0.677131
70	0.701033
80	0.721649
90	0.737022
100	0.752531
110	0.773794
120	0.788129
130	0.797386
140	0.821175
150	0.838802
160	0.851769
170	0.869229
180	0.875656
190	0.895279

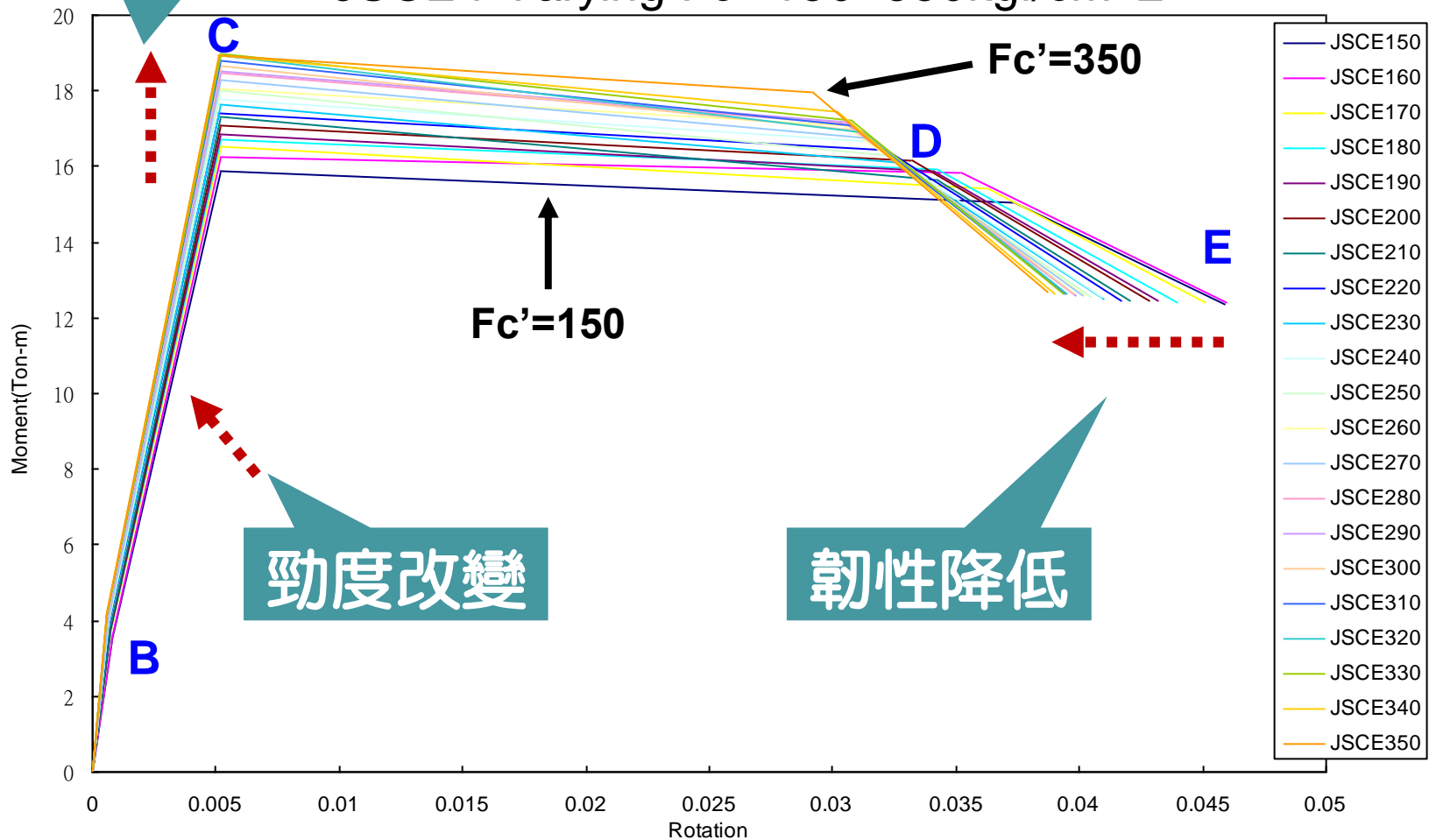
Axial Force	Ratio
200(ton)	0.905517
210	0.910601
220	0.923186
230	0.93012
240	0.936486
250	0.940281
260	0.94852
270	0.953338
280	0.962182
290	0.983667
300	0.983783
310	0.983838
320	0.984352
330	0.984071
340	0.98372
350	0.994867
360	0.993796



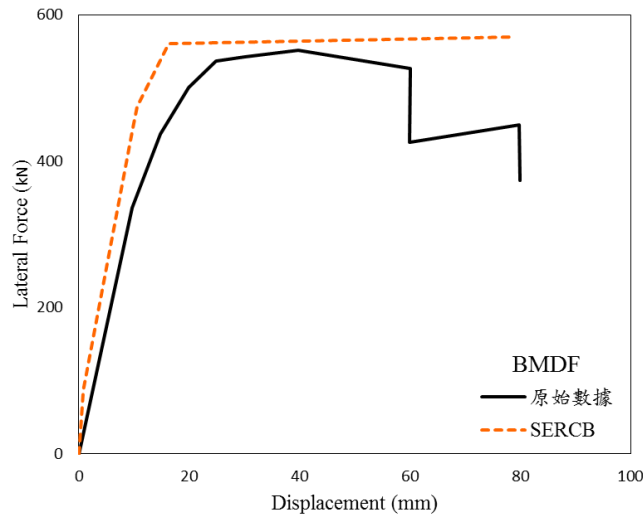
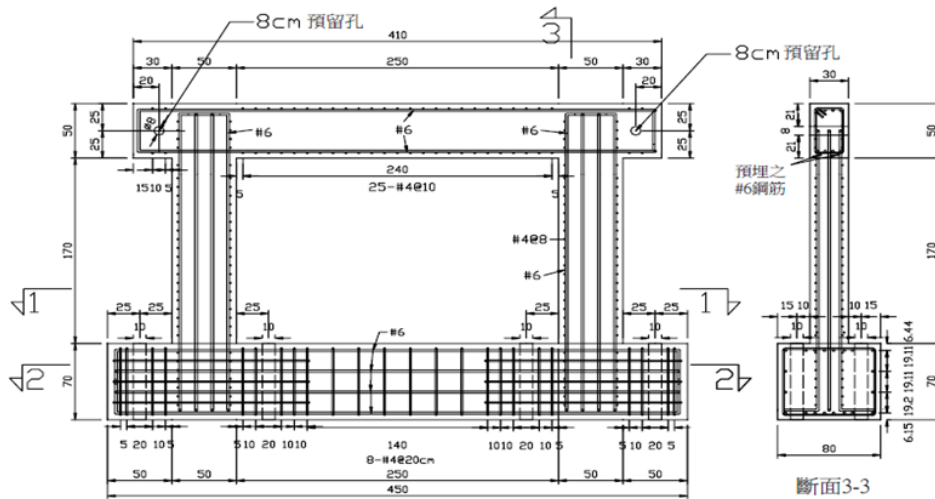
Case2. 混凝土變化($f_c' = 150 \sim 350$)-軸力固定(16ton)

強度提高

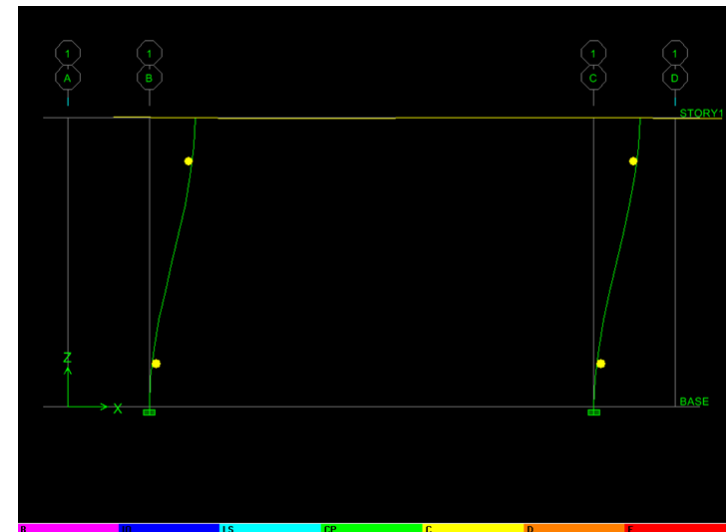
JSCE4-Varying $F_c' = 150 \sim 350 \text{ kgf/cm}^2$



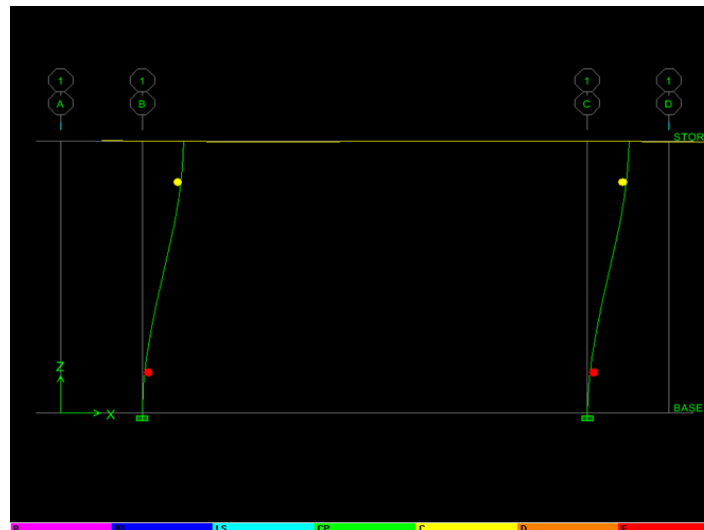
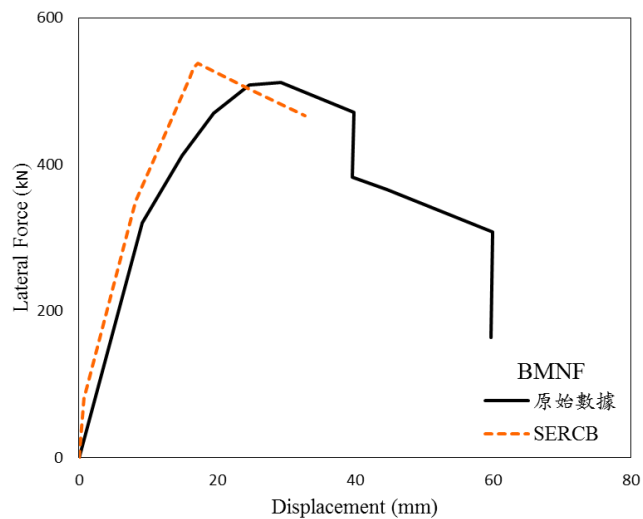
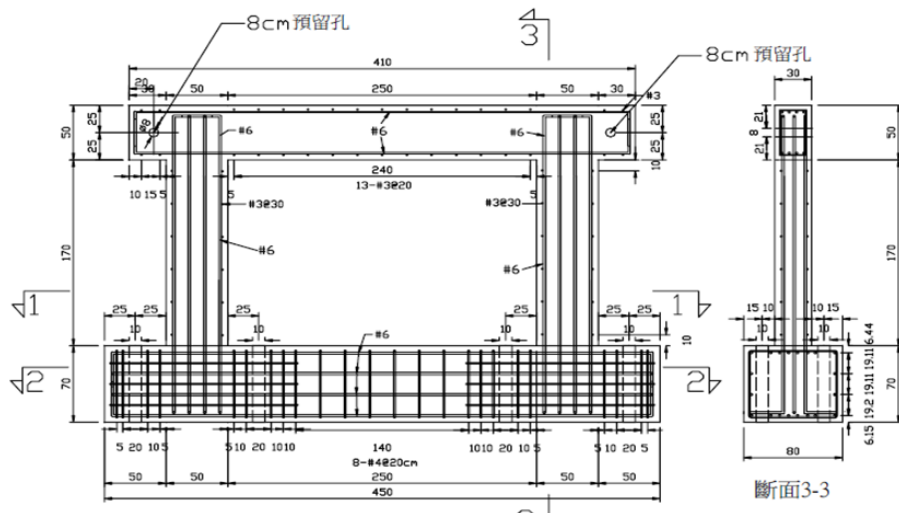
構架BMDF試體



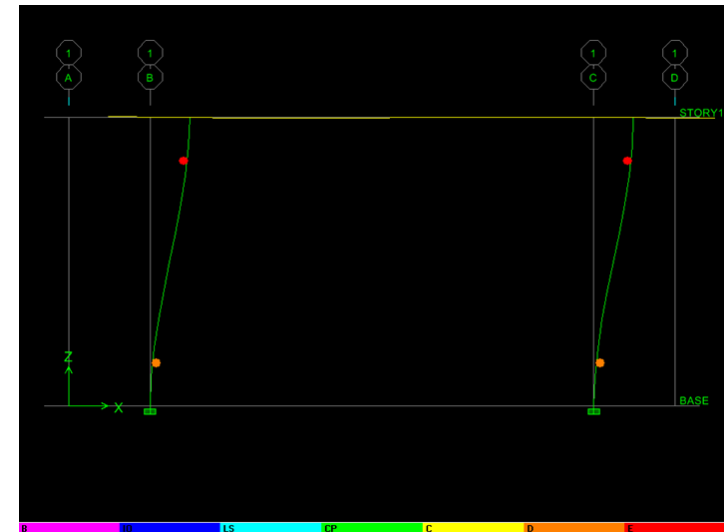
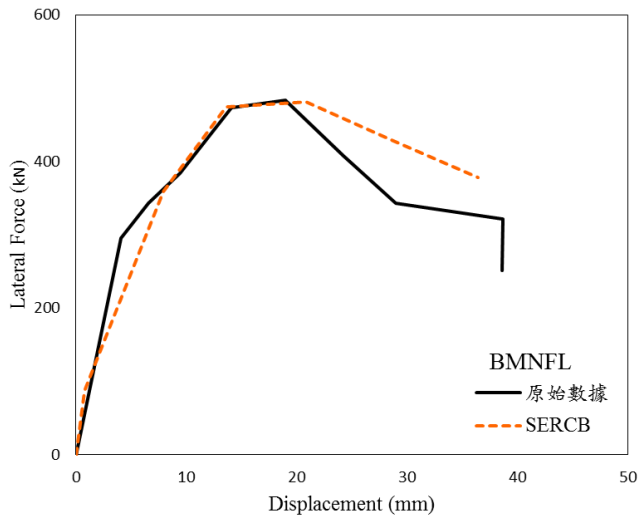
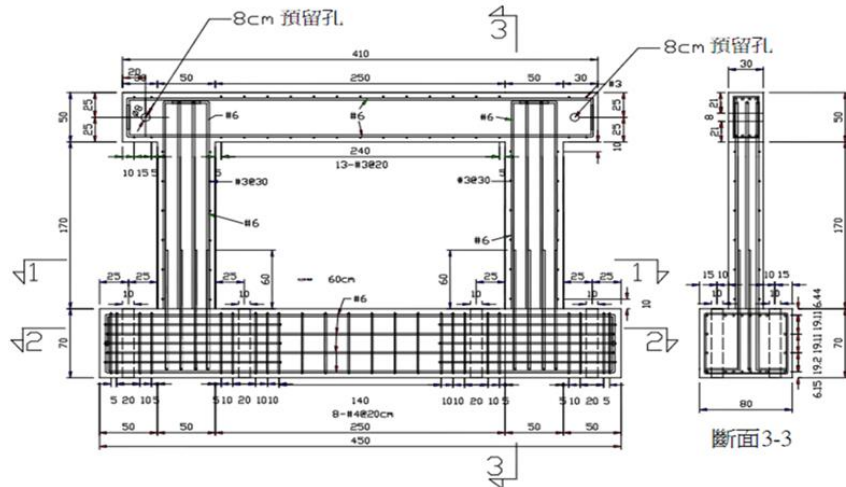
(含開口RC牆非韌性構架之耐震行為研究，黃世建、陳力平、陳俊宏，2003)



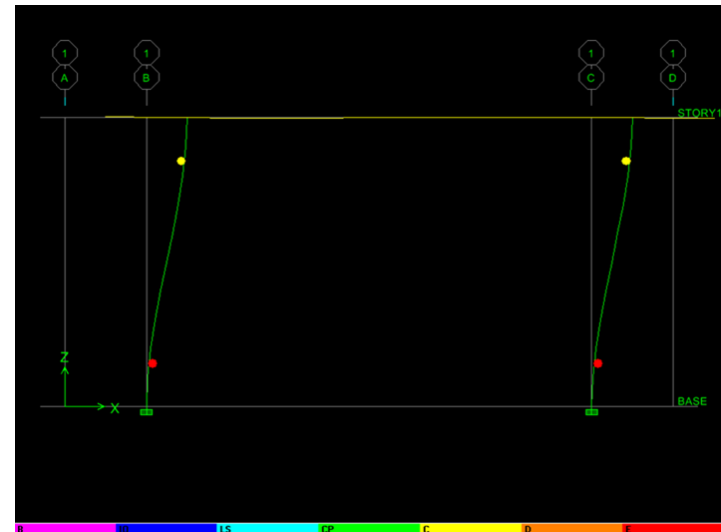
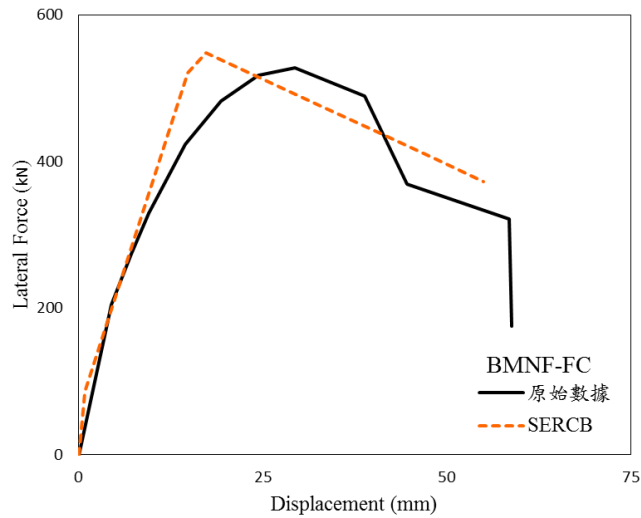
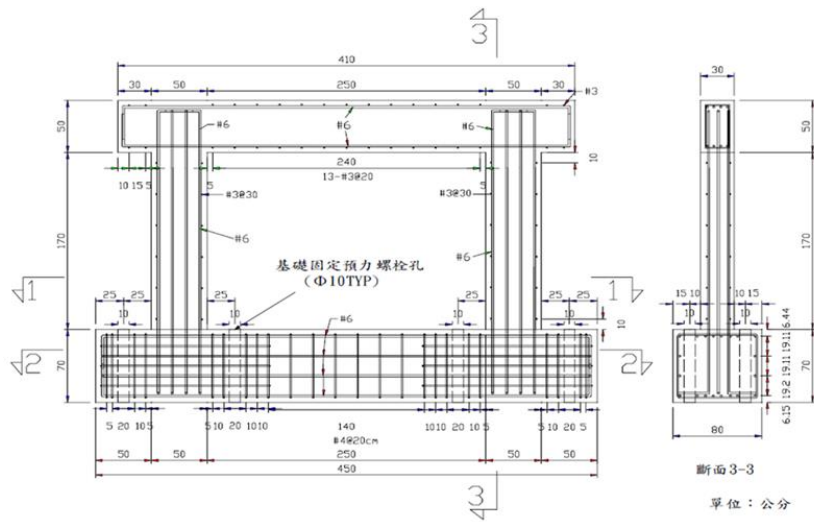
構架BMNF試體



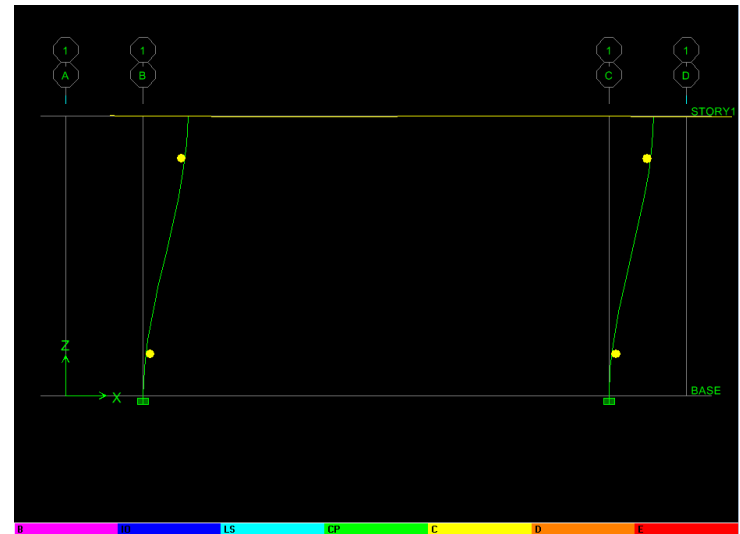
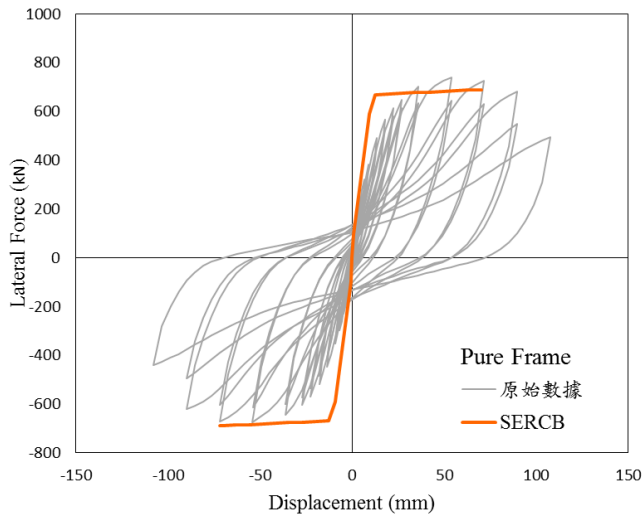
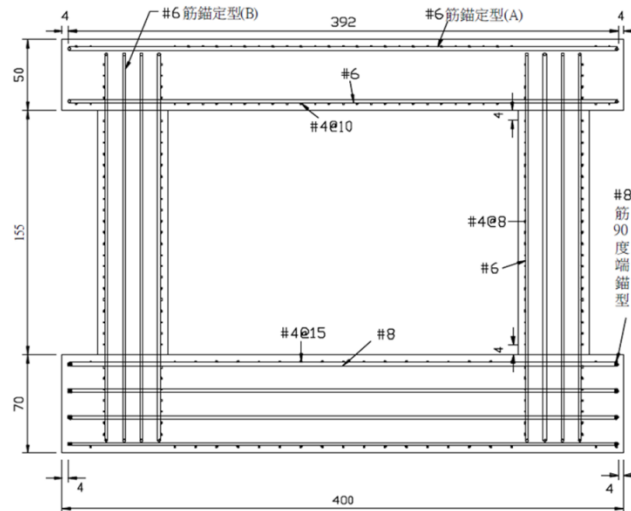
構架BMNFL試體



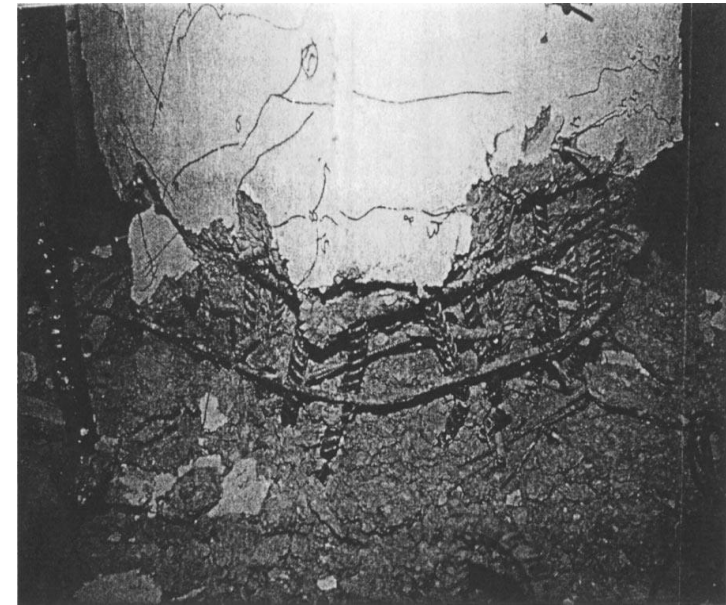
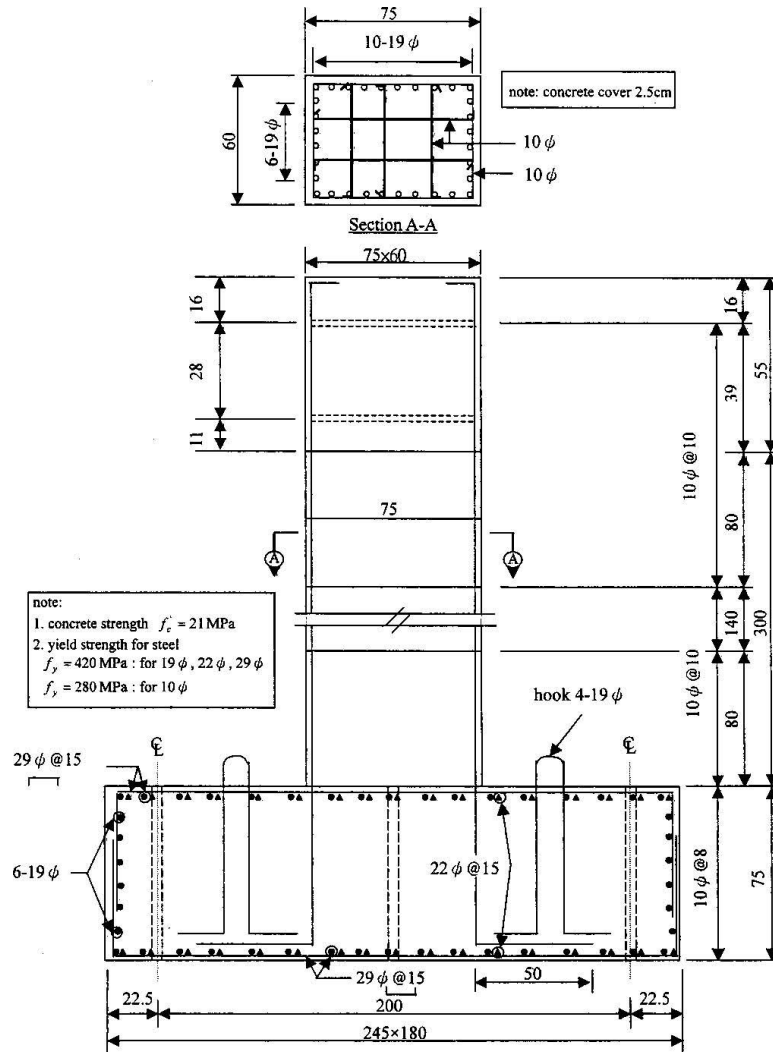
構架BMNF-FC試體



構架Pure Frame試體



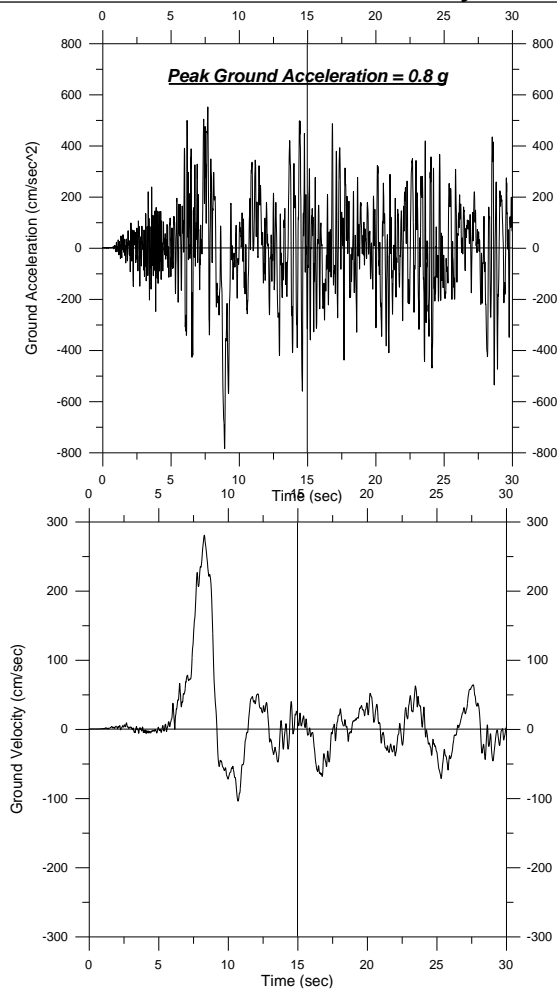
Pseudodynamic test of reinforced concrete columns



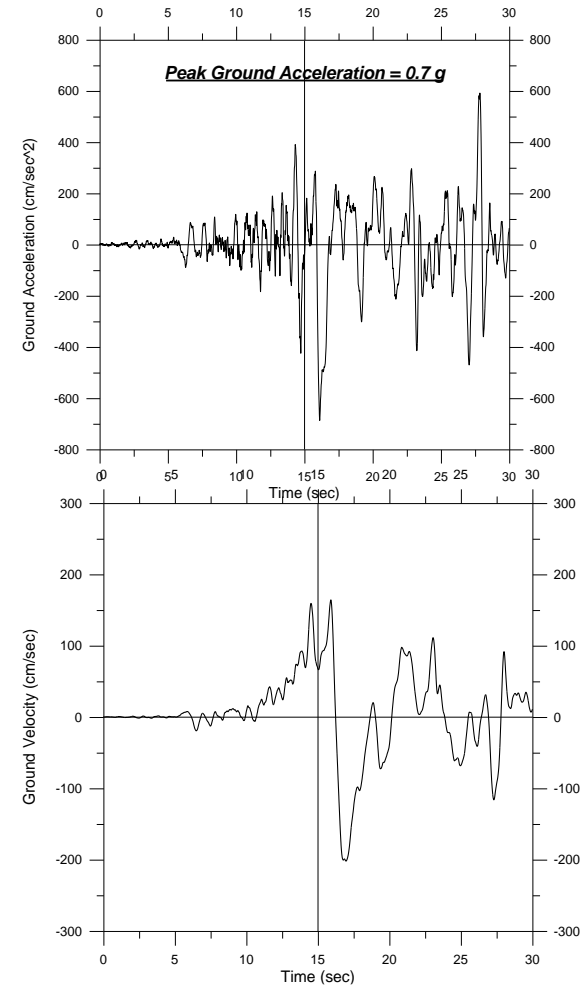
Ground acceleration and velocity for TCU075、TCU102



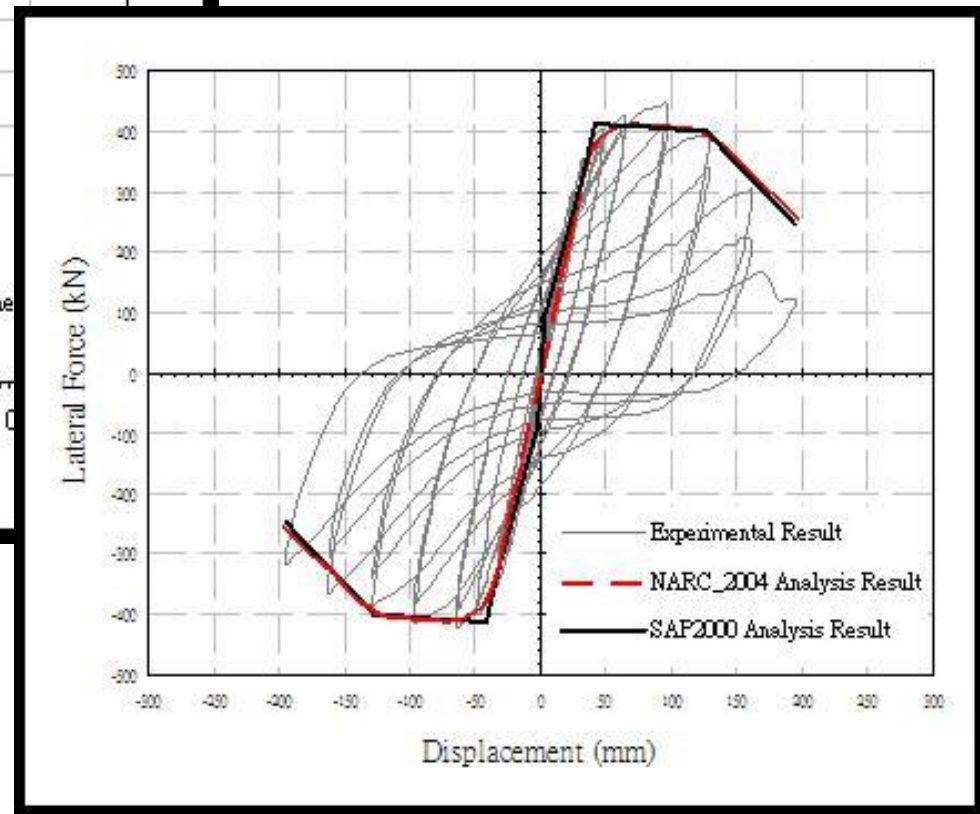
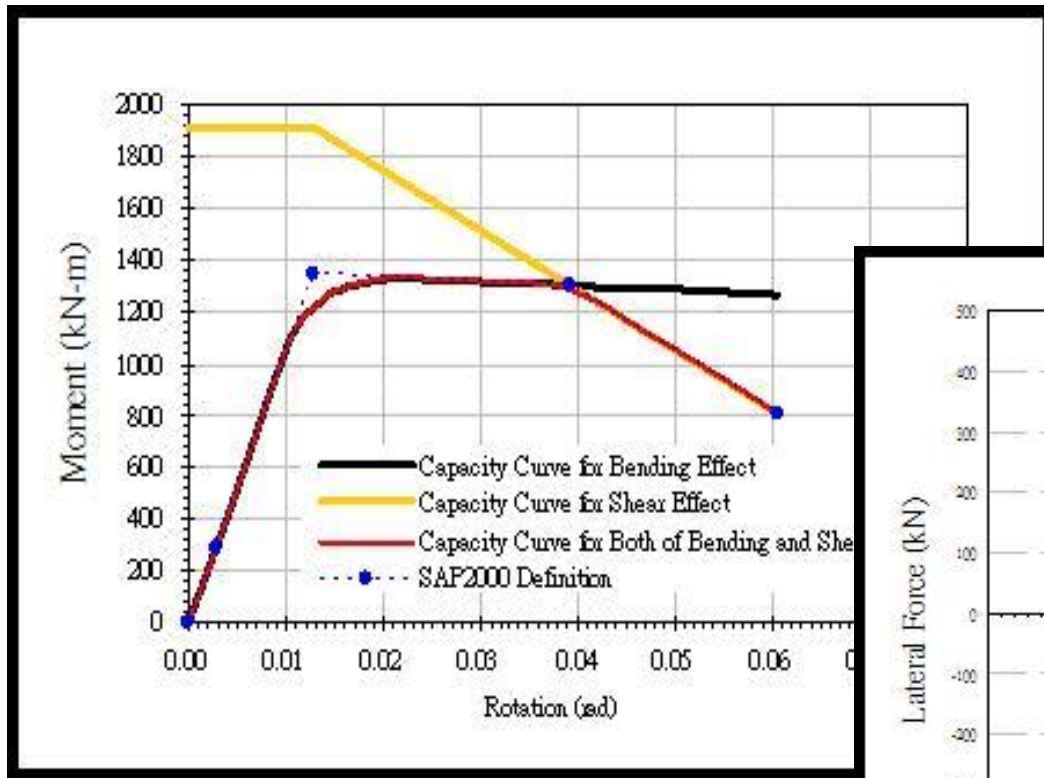
Ground acceleration and velocity for TCU075



Ground acceleration and velocity for TCU102

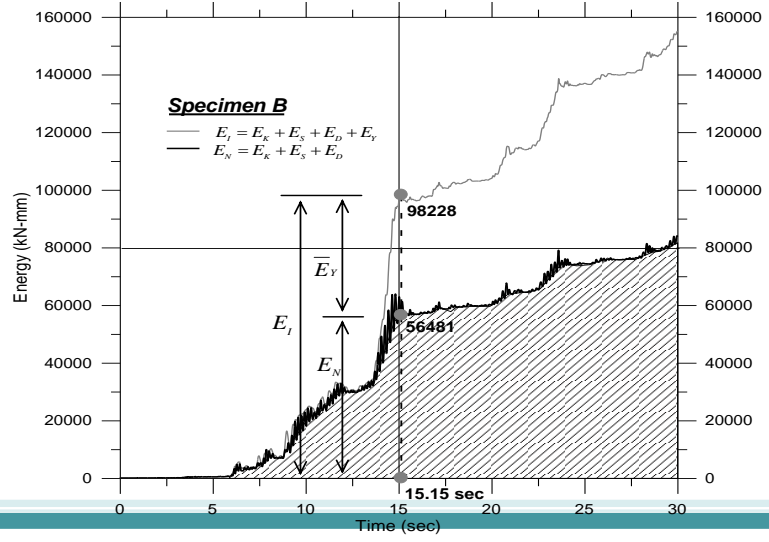
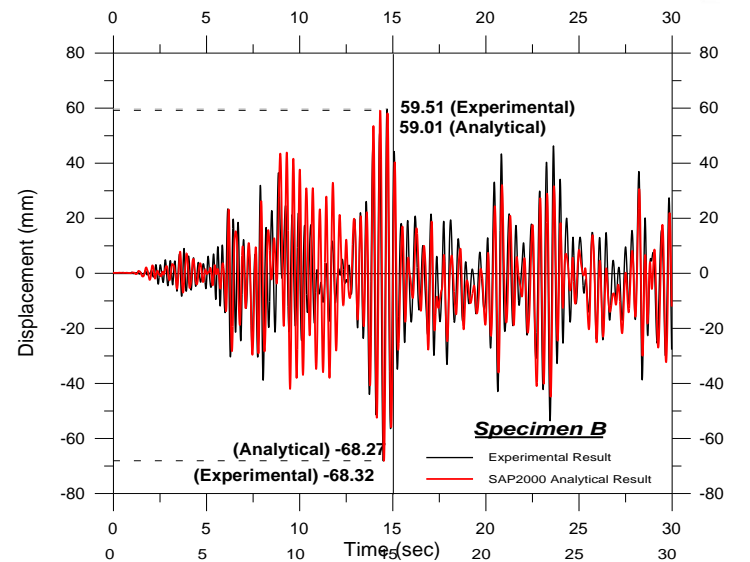
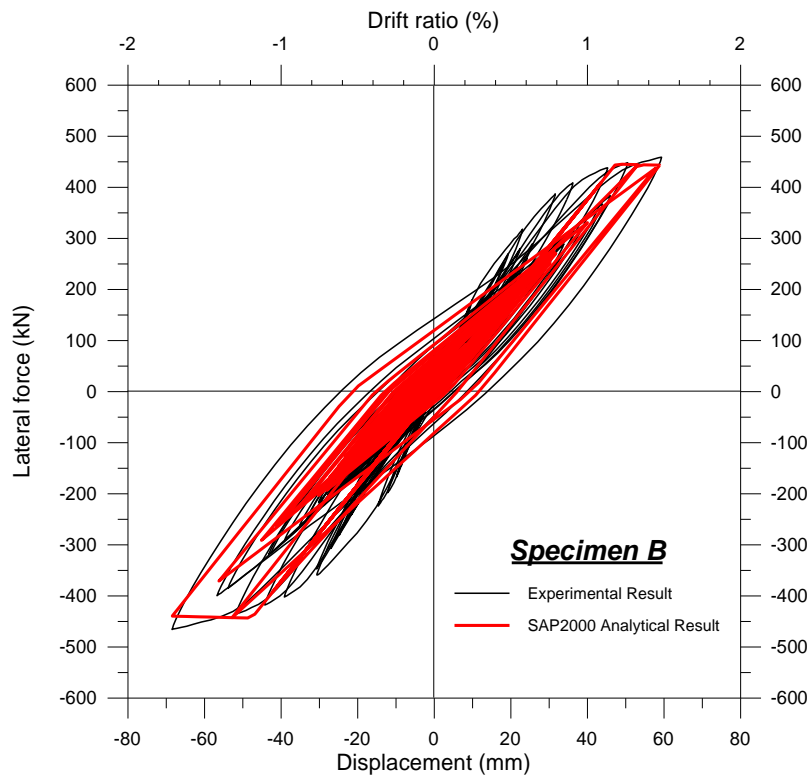


Specimen A – cyclic loading test and analysis result

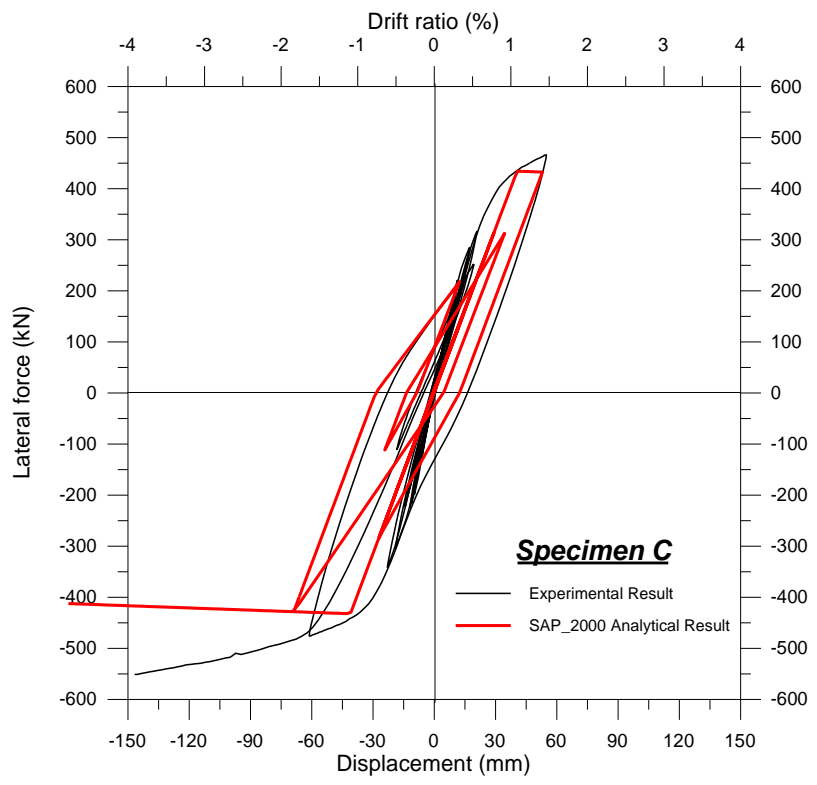


Specimen B –

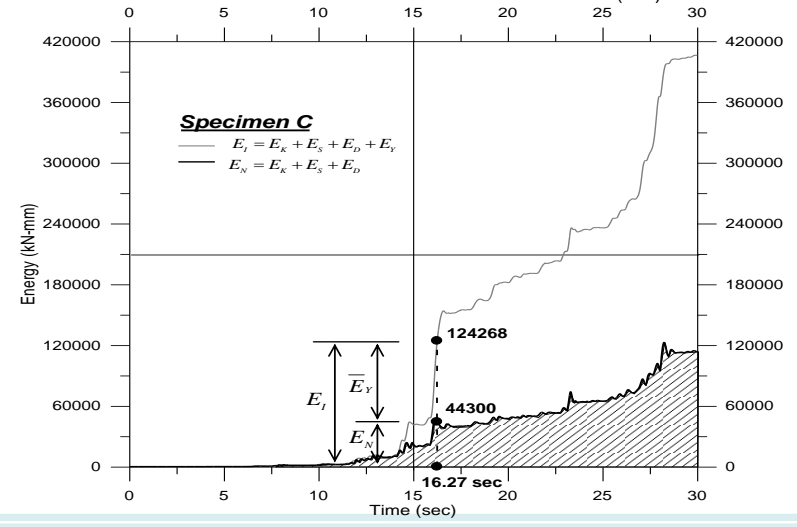
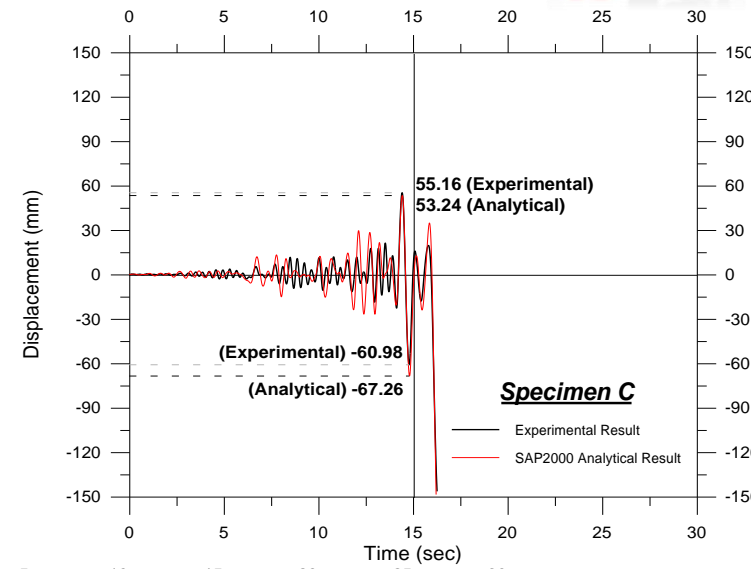
Pseudodynamic and analysis results for as-built Specimen subject to TCU075



Specimen C – Pseudodynamic and analysis results for as-built Specimen subject to TCU102



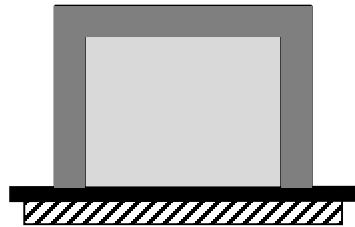
Yu-Chi Sung, Shuenn-Yih Chang and Chin-Kuo Su, "Analytical and Experimental Responses of Reinforced Concrete Bridge Columns under Strong Near-Fault Ground Motion" submitted to Journal of Earthquake Engineering.



RC牆模擬分析

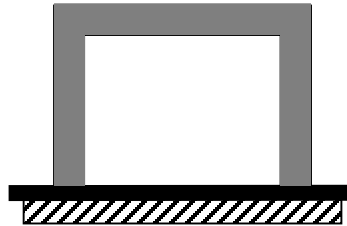


Frame structure
infilled with RC wall



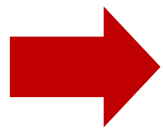
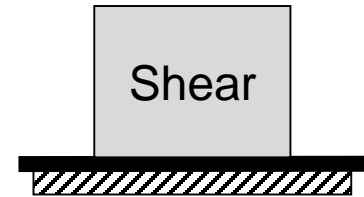
=

Frame structure
[Bending]

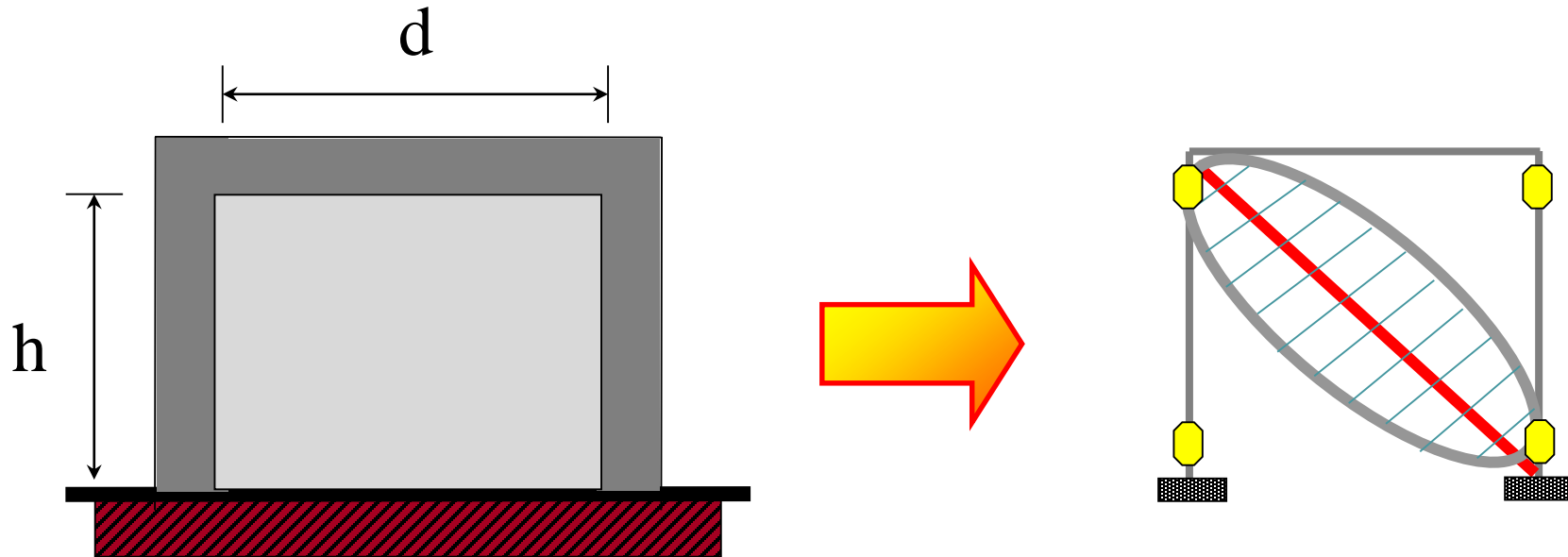


+

RC wall
[Shear]



Pushover analysis is highly sensitive to the structural nonlinearity of frame and RC wall



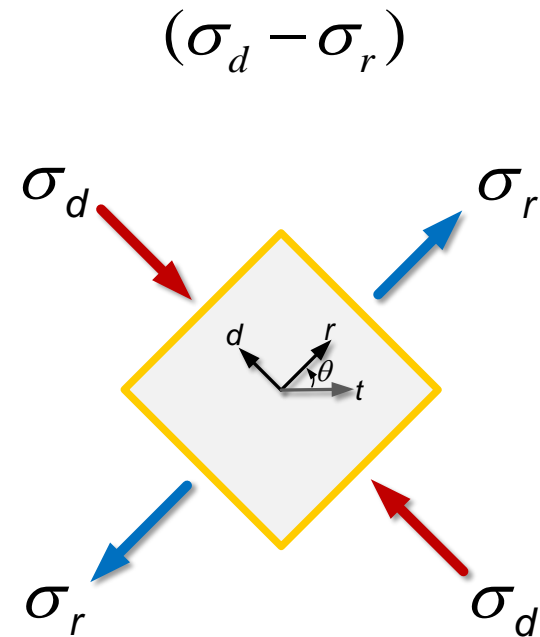
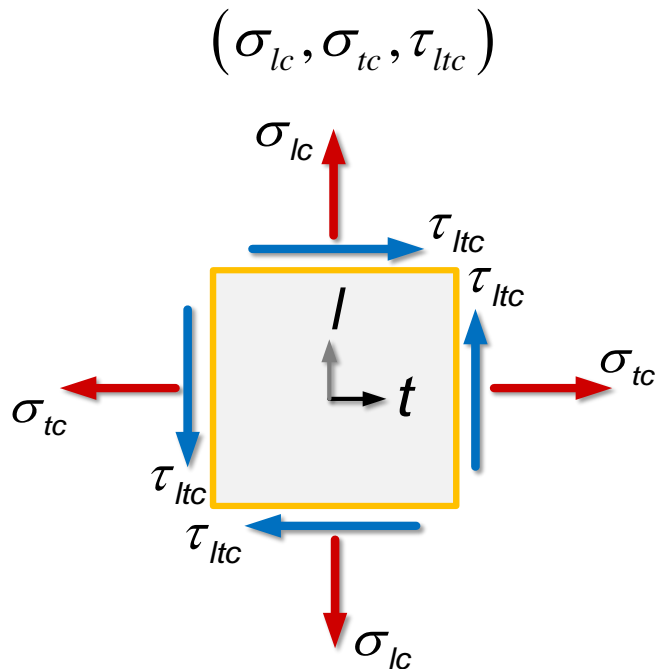
SOFTEN STRUT-TIE MODEL

Equivalent diagonal structural strut of an RC wall

RC牆模擬分析 Equilibrium (1/2)

Based on the theory of **fixed angle softened truss model**, the angle of cracks in the postcracking concrete coincides with the angle

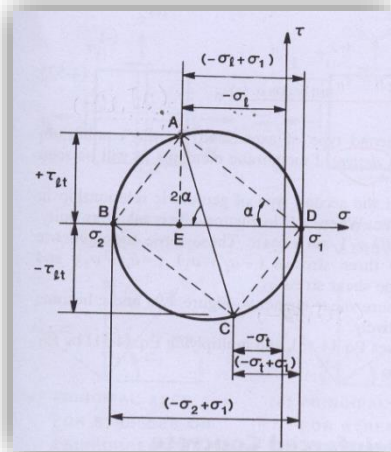
$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{h}{d} \right)$$



RC牆模擬分析 Equilibrium (2/2)



The equilibrium can be expressed as following Eqs., according to the Mohr circle of stress.



$$\sigma_{lc} = \sigma_d \cos^2 \theta + \sigma_r \sin^2 \theta$$

$$\sigma_{tc} = \sigma_d \sin^2 \theta + \sigma_r \cos^2 \theta$$

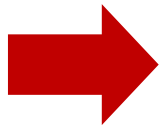
$$\tau_{ltc} = (-\sigma_d + \sigma_r) \sin \theta \cos \theta$$

$$V_c = \tau_{ltc} \times b_w \times d$$

The total shear force applied on the RC wall

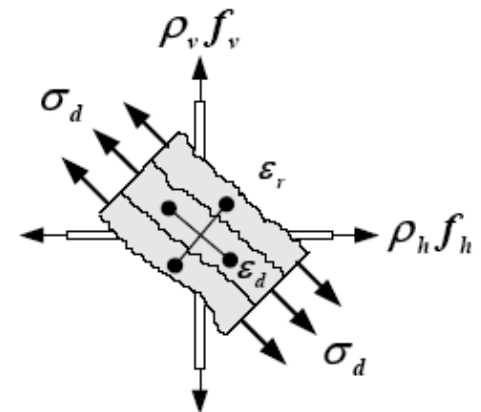
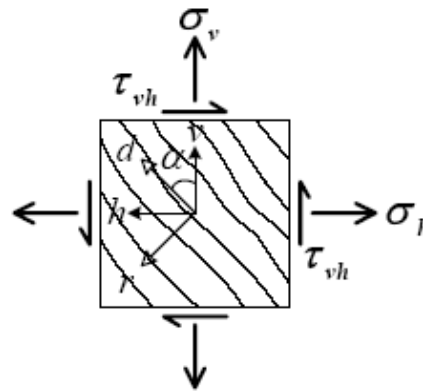
$$V = V_c + V_s = \tau_{ltc} \times b_w \times d + A_{st} \times f_t \times \frac{d}{s} \tan \theta$$

Both the strength and stiffness of cracked reinforced concrete in compression are lower than those of uniaxial compressed concrete.

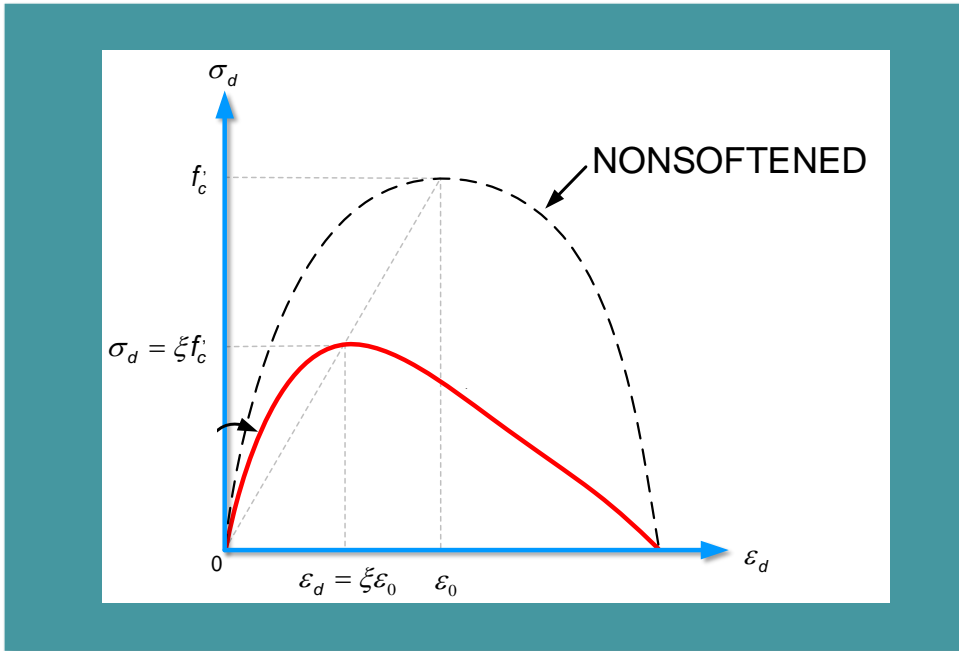


Softening effect on the biaxial constitute laws of concrete

$$\zeta = \frac{0.9}{\sqrt{1 + 600\varepsilon_r}}$$



RC牆模擬分析 Constitutive Laws of Concrete(2/3)



Belarbi and Hsu

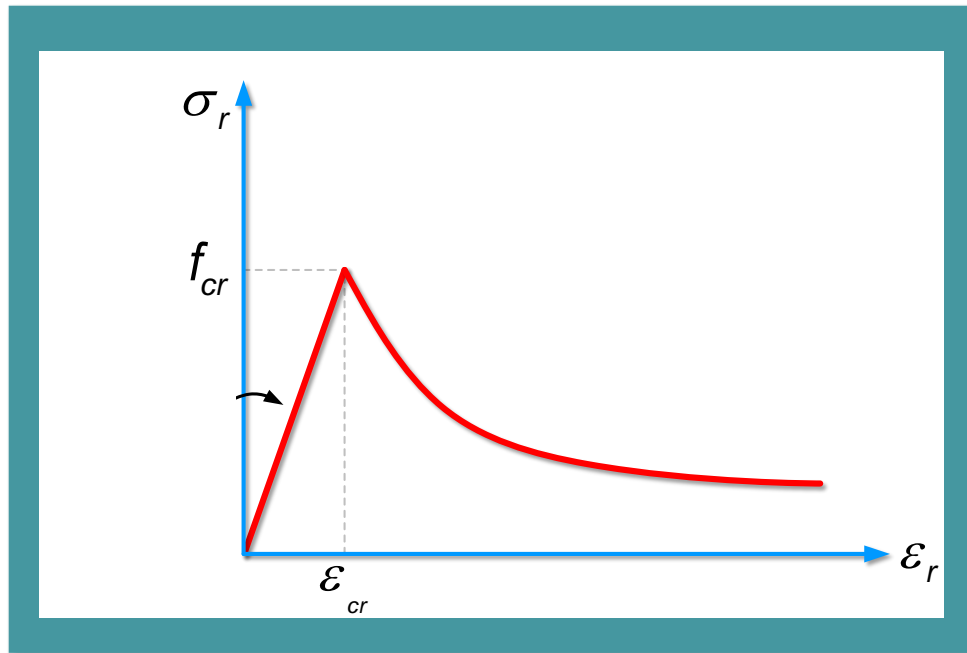
$$\varepsilon_d / \zeta \varepsilon_0 \leq 1$$

$$\sigma_d = \zeta f'_c \left[2 \left(\frac{\varepsilon_d}{\zeta \varepsilon_0} \right) - \left(\frac{\varepsilon_d}{\zeta \varepsilon_0} \right)^2 \right]$$

$$\varepsilon_d / \zeta \varepsilon_0 > 1$$

$$\sigma_d = \zeta f'_c \left[1 - \left(\frac{\varepsilon_d / \zeta \varepsilon_0 - 1}{2 / \zeta - 1} \right)^2 \right]$$

$$\zeta = \frac{0.9}{\sqrt{1 + 600 \varepsilon_r}}$$



Vecchio and Collins

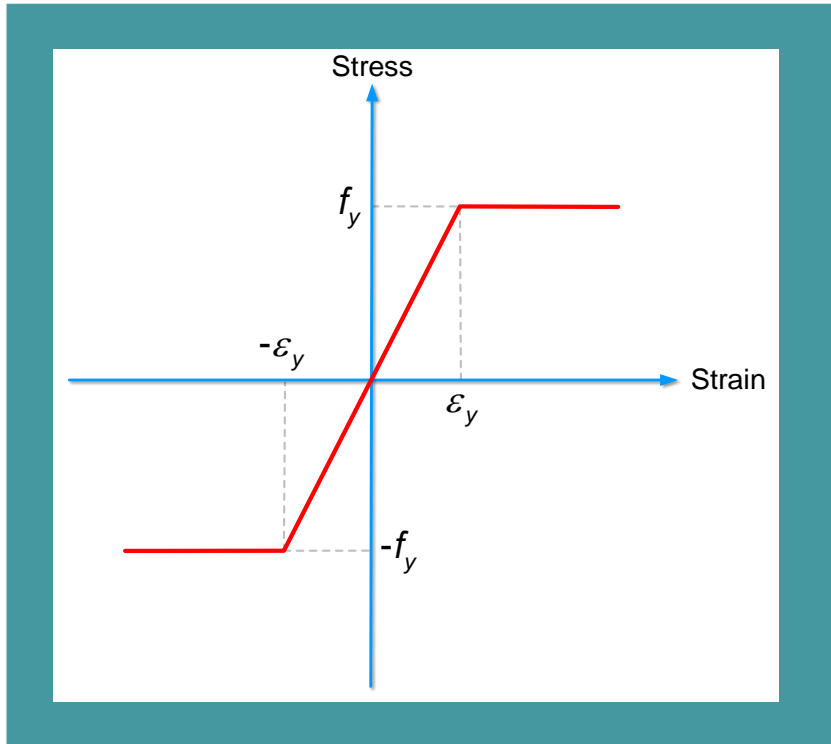
$$\epsilon_r \leq \epsilon_{cr}$$

$$\sigma_r = E_c \epsilon_r$$

$$\epsilon_r > \epsilon_{cr}$$

$$\sigma_r = f_{cr} \left(\frac{\epsilon_{cr}}{\epsilon_r} \right)^{0.4}$$

RC牆模擬分析 Constitutive Laws of Reinforcement



$$\varepsilon_s \leq \varepsilon_y$$

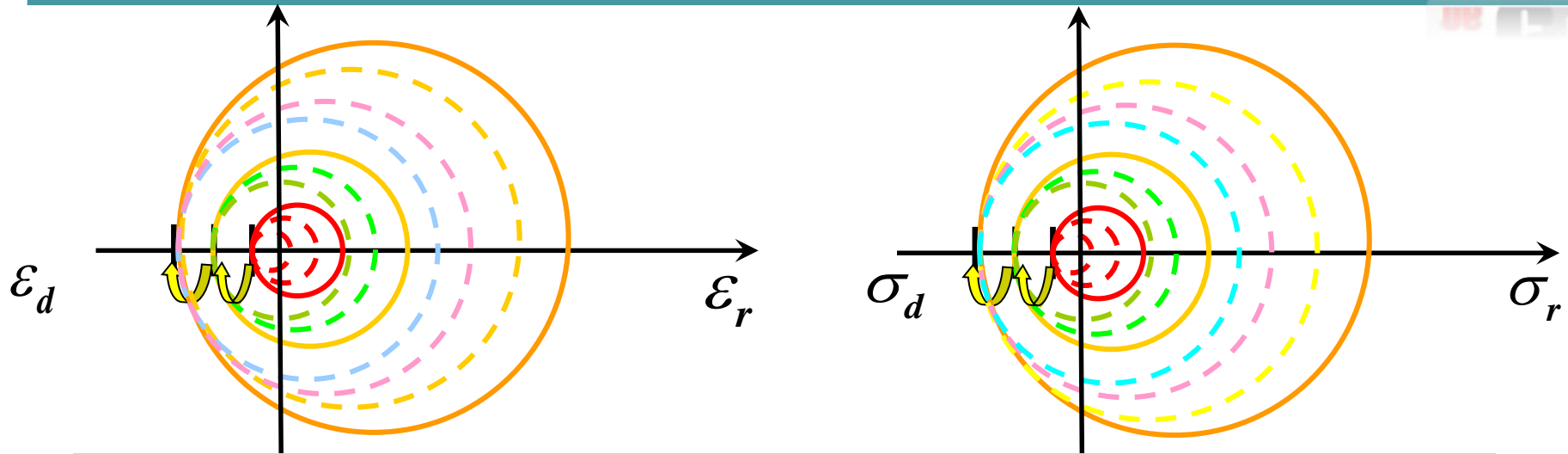
$$f_s = E_s \varepsilon_s$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_y$$

$$f_s = f_y$$

$$V_s = A_{st} \times f_t \times \frac{d}{s} \tan \theta$$

RC牆模擬分析



$$\varepsilon_l = \varepsilon_d \cos^2 \theta + \varepsilon_r \sin^2 \theta$$

$$\varepsilon_t = \varepsilon_d$$

$$\gamma_{lt} / 2 = (-$$



$$\sigma_l = \sigma_c \cos^2 \theta + \sigma_s \sin^2 \theta$$

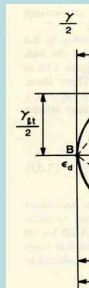
$$\sigma_c \cos^2 \theta$$

$$\theta \cos \theta$$

$$\mathbf{V} \equiv \mathbf{V}_c + \mathbf{V}_s \quad ?$$

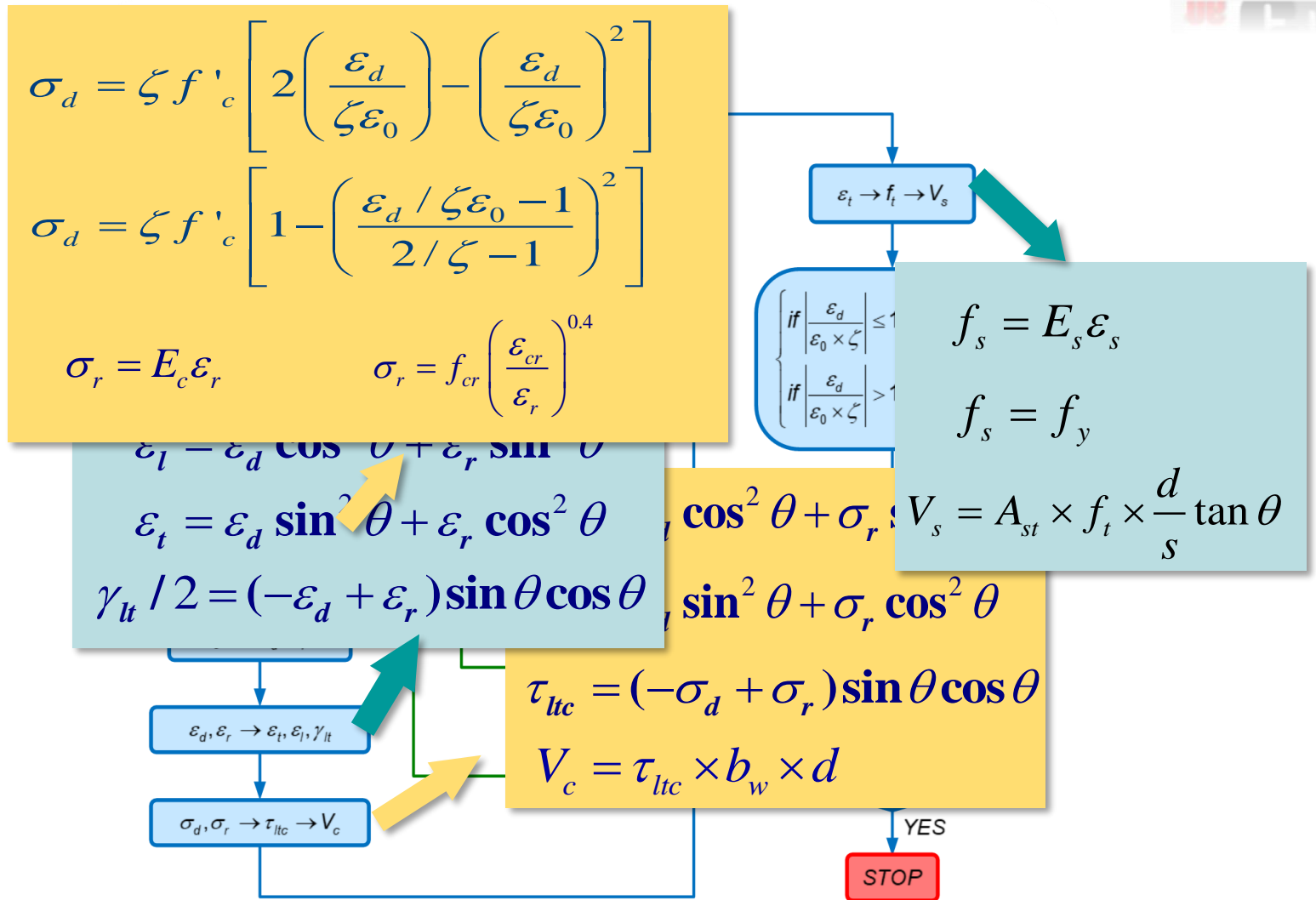
$$V_c = \tau_{ltc} \times b_w \times d$$

$$V_s = A_{st} \times f_t \times \frac{d}{s} \tan \theta$$



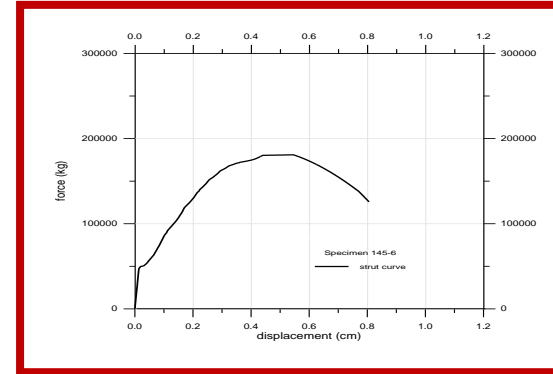
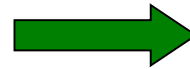
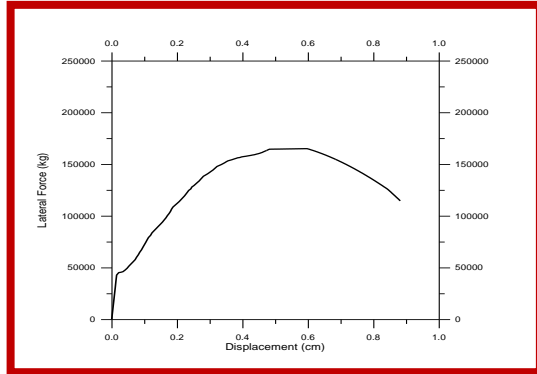
RC牆模擬分析

RC牆剪力分析流程



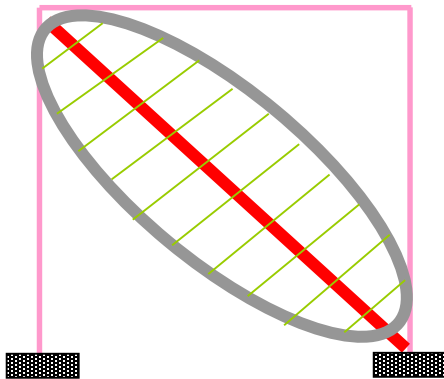
RC牆模擬分析

A_{eff} of equivalent diagonal structural strut



$$V = V_c + V_s$$

$$\delta = \gamma_{lt} \times h$$



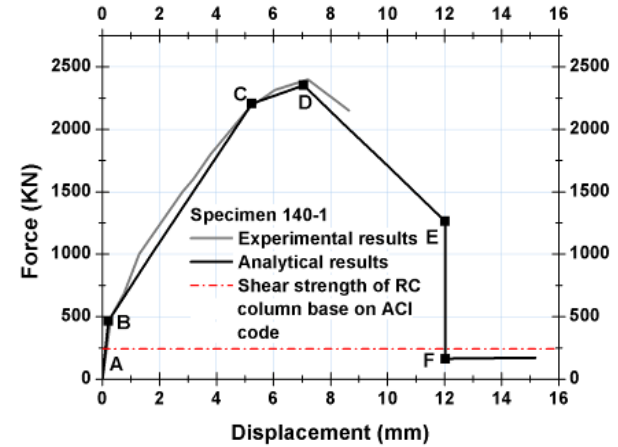
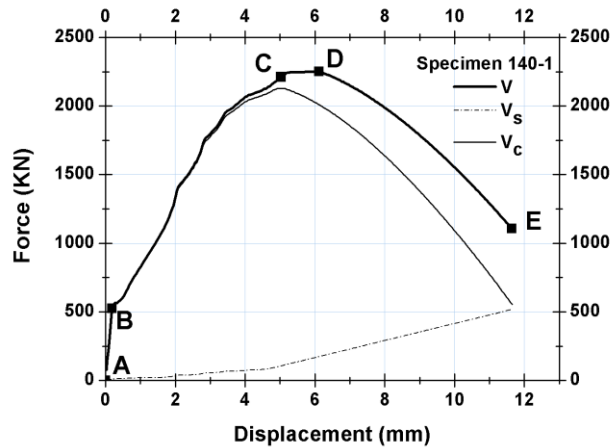
$$V_{strut} = \frac{V}{\cos \theta}$$

$$\delta_{strut} = \delta \times \cos \theta$$

$$\Rightarrow A_{eff} = \frac{P}{\delta} \times \frac{L}{E_c}$$

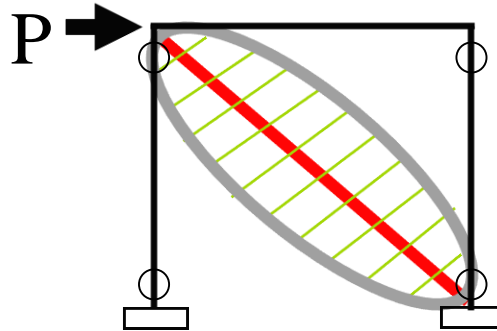
Lai, M.C., Sung, Y.C., "A Study on Pushover Analysis of Frame Structure Infilled with Low-rise Reinforced Concrete Wall", *Journal of Mechanics*, Vol. 24, 2008, p.p. 437-449

RC牆模擬分析 Pushover Analysis Results (specimen 140-1)



Shear strength of RC wall

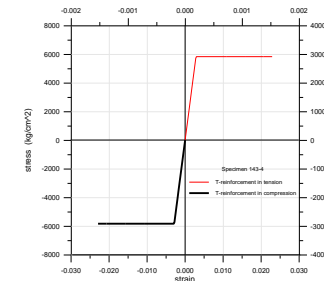
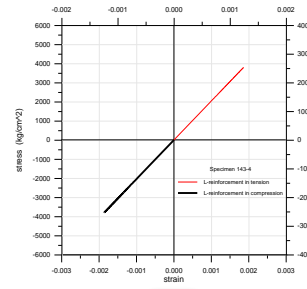
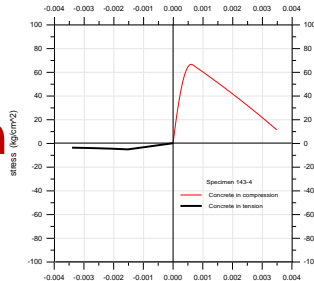
Pushover Analysis Results



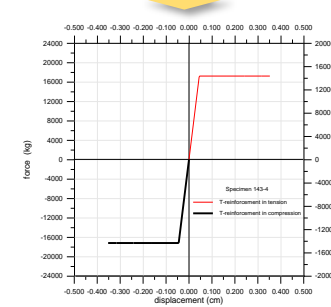
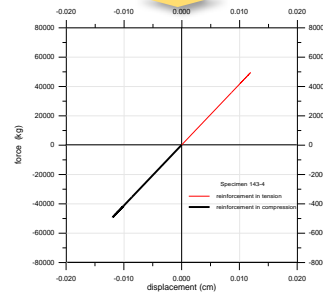
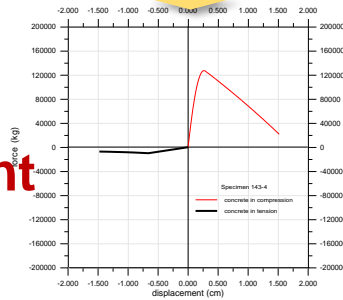
RC牆模擬分析 分析方式



Stress-Strain



Force-Displacement

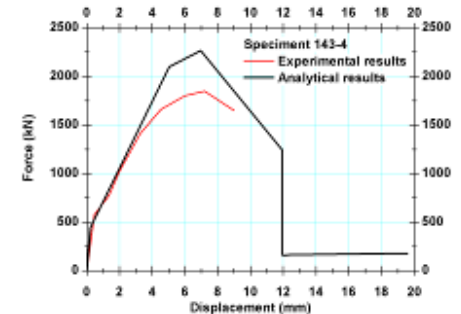
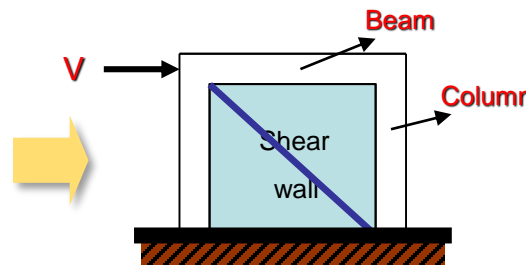
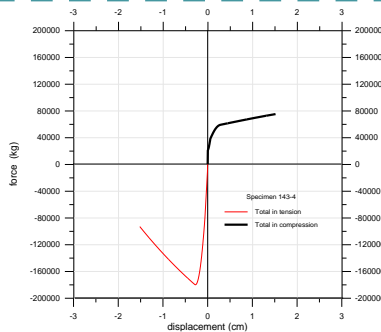


Σ

Concrete

Longitudinal
reinforcements

Transverse
reinforcements



1 前言

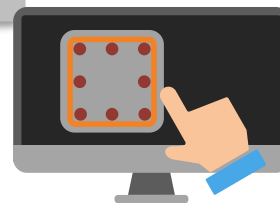
2 鋼筋混凝土建築結構非線性行為

3 鋼筋混凝土構件補強理論探討與分析驗證

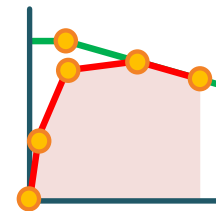
4 鋼筋混凝土建築結構耐震能力評估

5 動態歷時分析

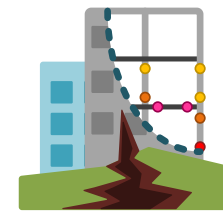
6 結論



視覺操作



塑鉸定義

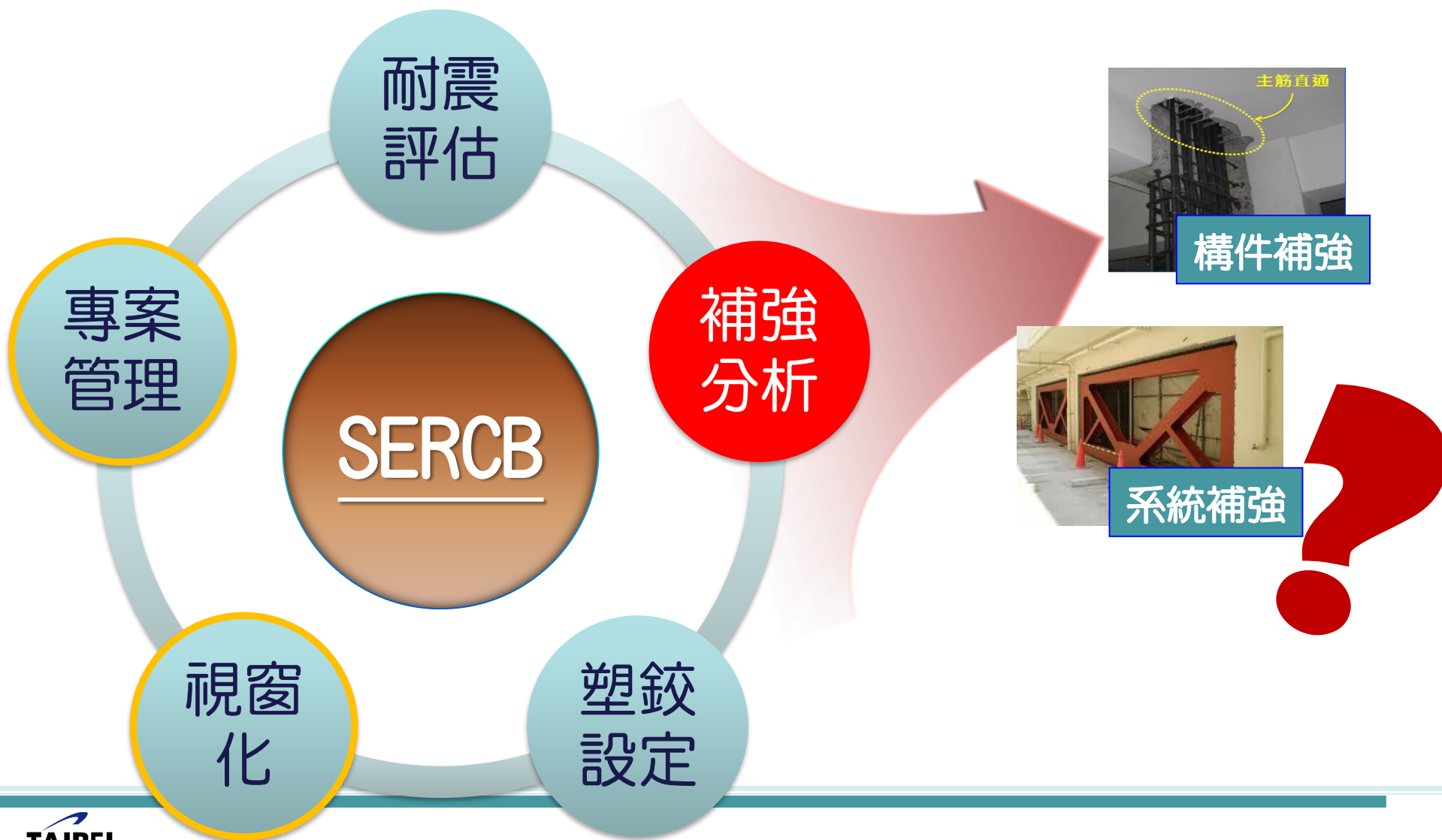


破壞機制



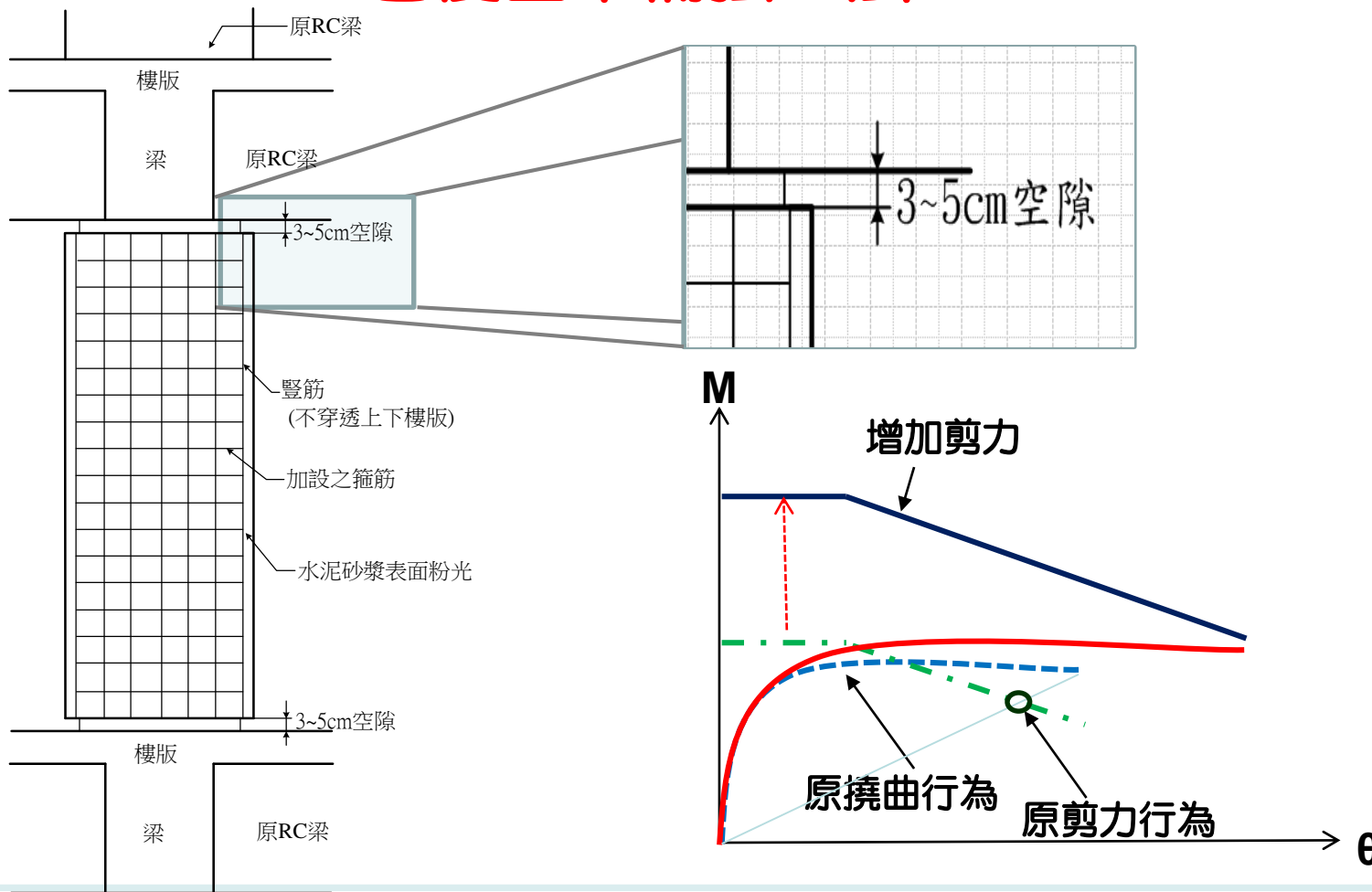
成果顯示

鋼筋混凝土構件補強理論探討與分析驗證



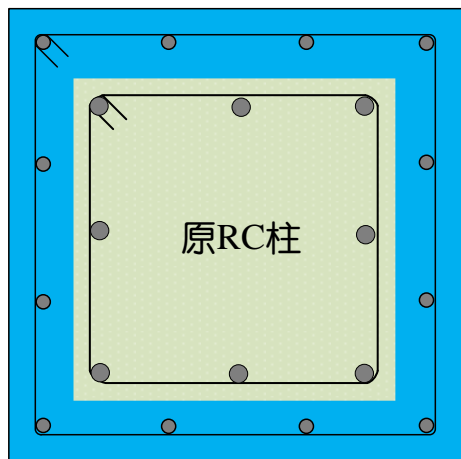
構件補強非線性行為分析方法

RC包覆圍束補強工法

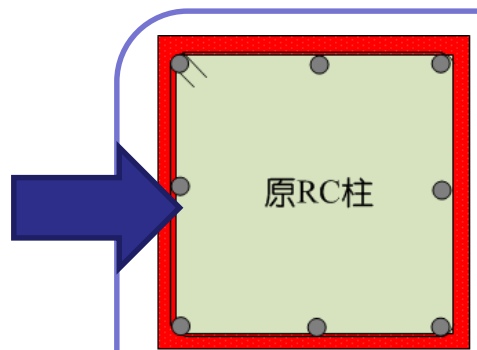


構件補強非線性行為分析方法

RC包圍圍束補強工法

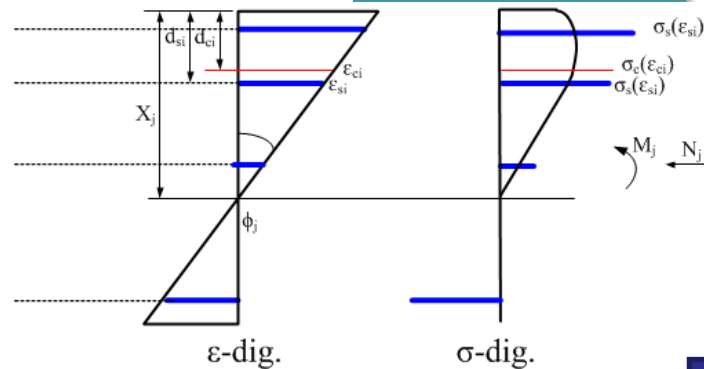


新設 既有

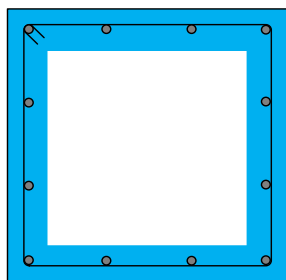
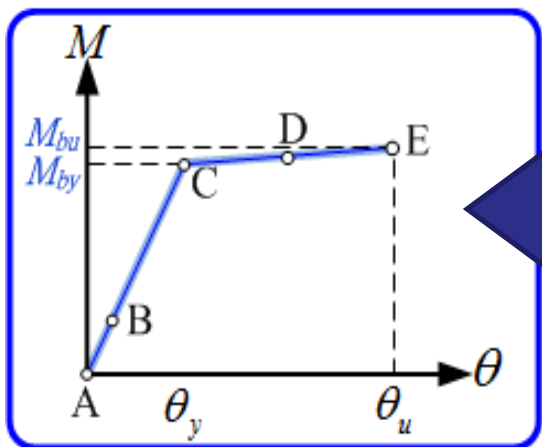


組成律A 組成律B

撓曲分析

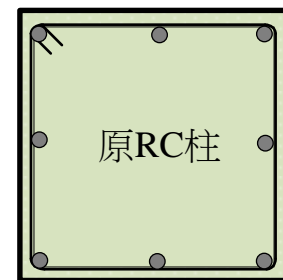


剪力分析



$V_{cj} + V_{sj}$

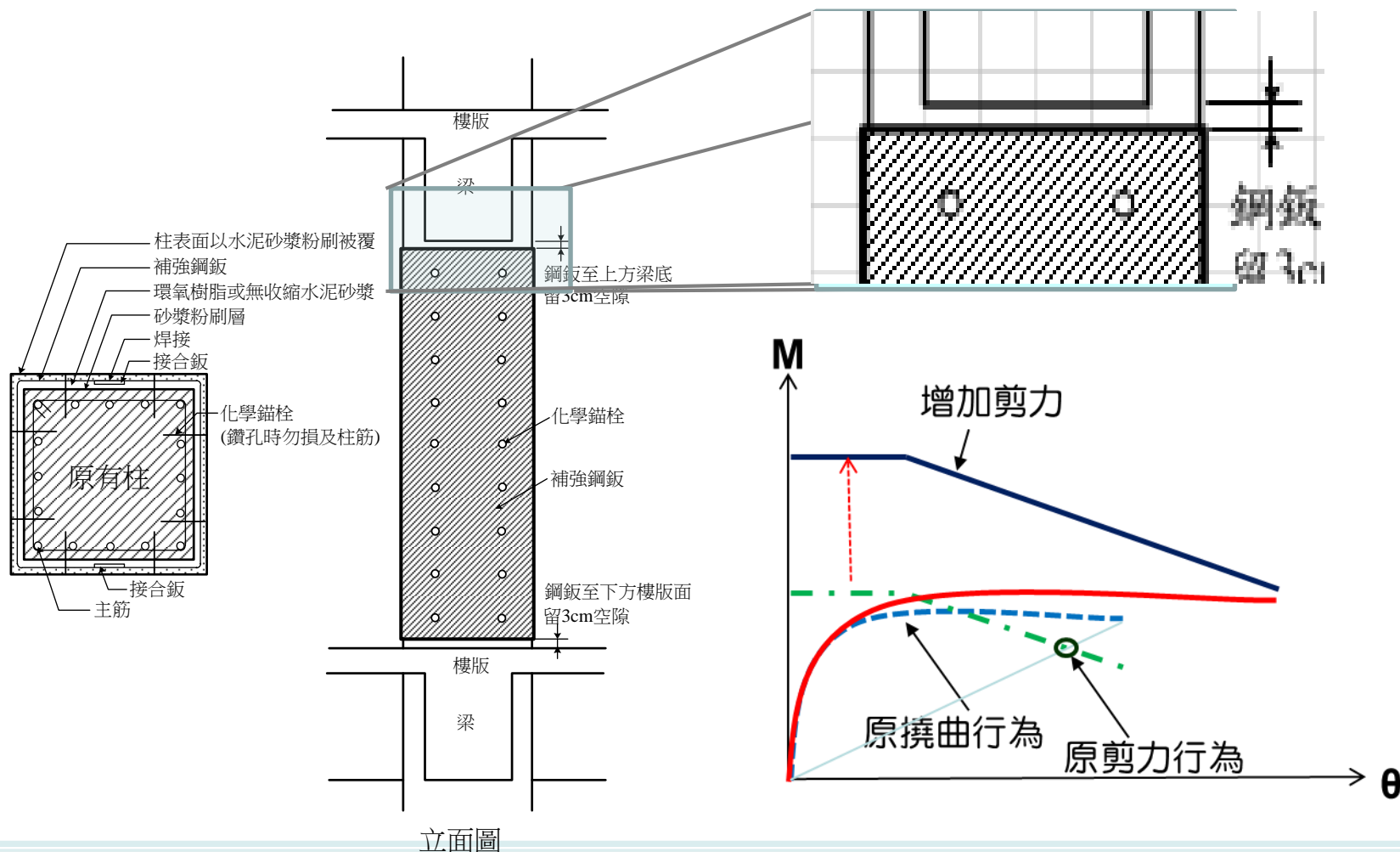
+



$V_c + V_s$

構件補強非線性行為分析方法

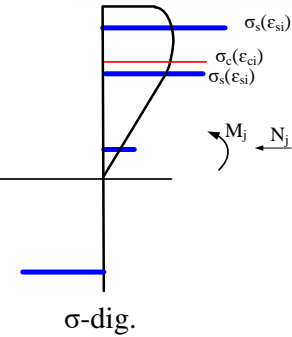
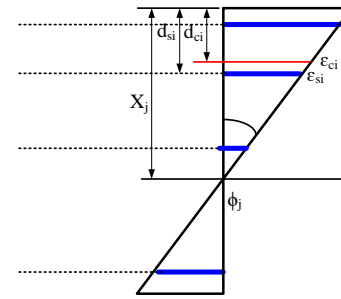
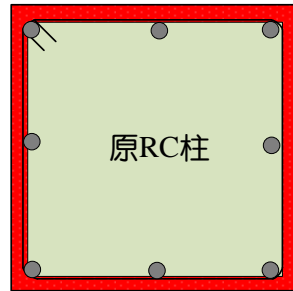
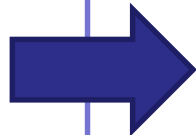
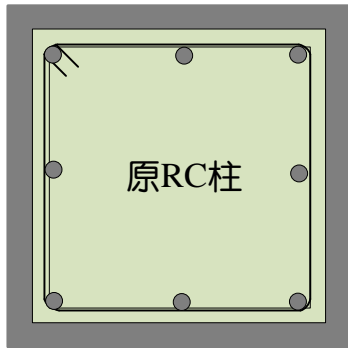
鋼板包覆圍束補強工法



構件補強非線性行為分析方法

鋼板包覆圍束補強工法

撓曲分析



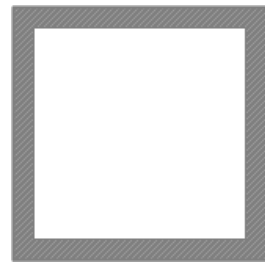
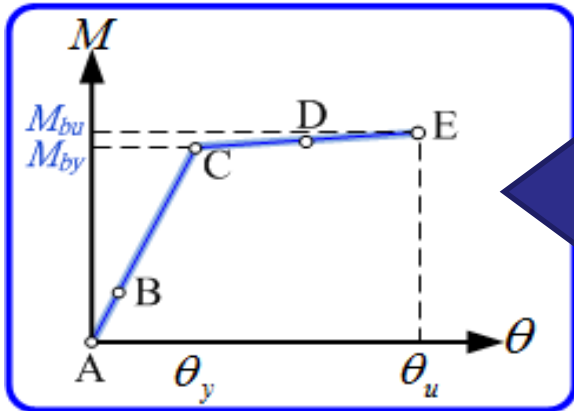
鋼板 既有

組成律A 組成律B

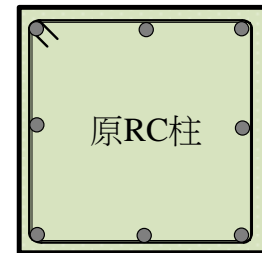
$$\rho_{steel} = 2t/b_2 \text{ 矩型}$$

$$\rho_{steel} = 4t/D \text{ 圓型}$$

剪力分析



+



V_{sj}

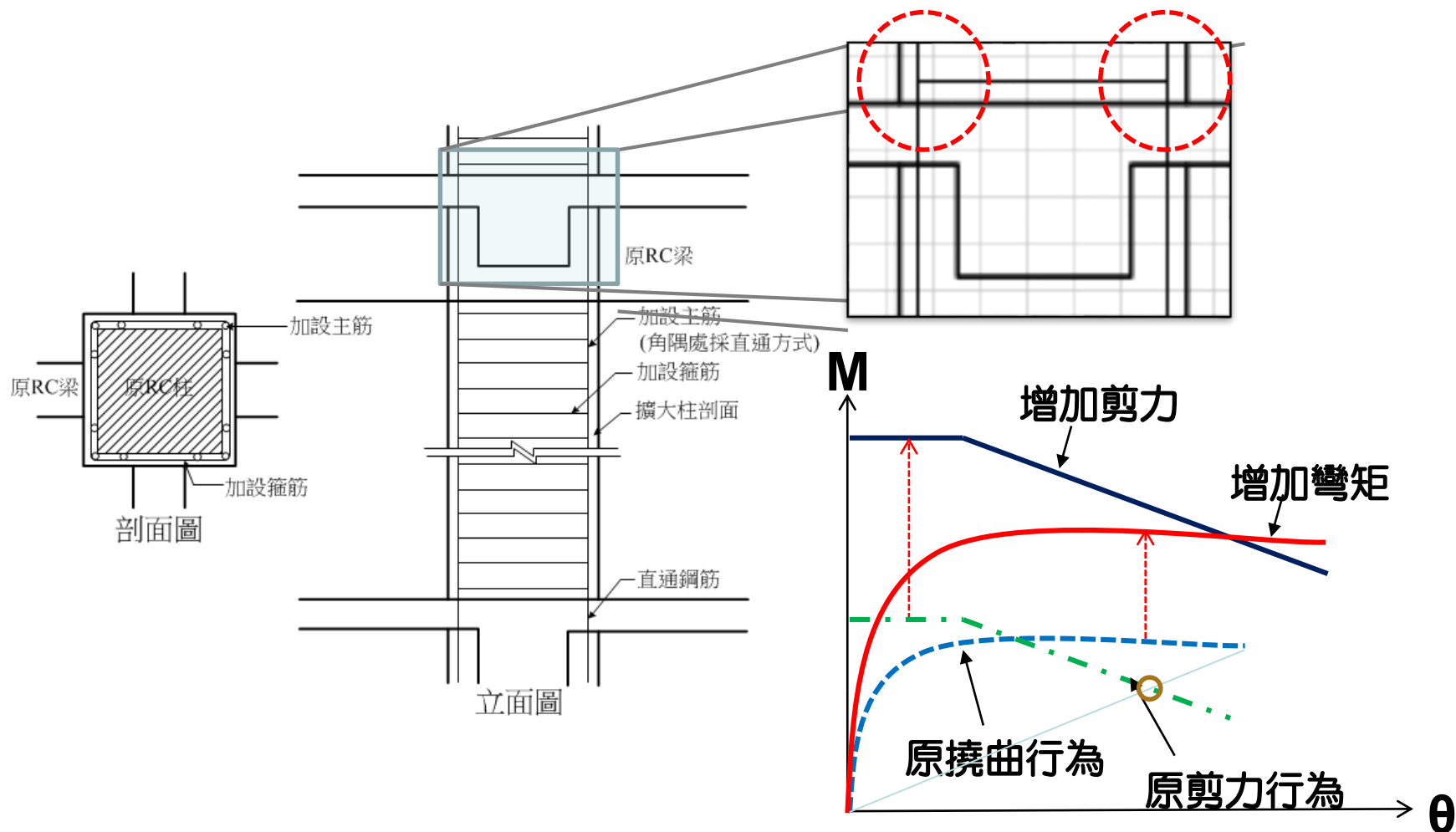
$$V_{sj} = \frac{\pi}{2} t_j f_{yj} DC \cot \theta \text{ 圓型}$$

$$V_{sj} = t_j f_{yj} DC \cot \theta \text{ 矩型}$$

$V_c + V_s$

構件補強非線性行為分析方法

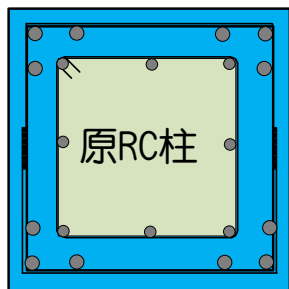
RC包覆強度補強工法



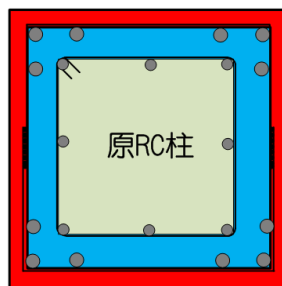
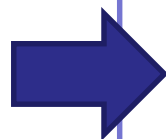
構件補強非線性行為分析方法

RC包覆強度補強工法

撓曲分析



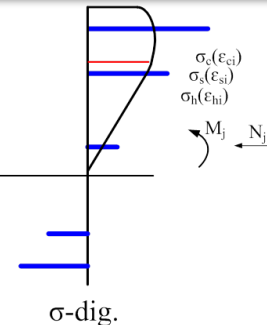
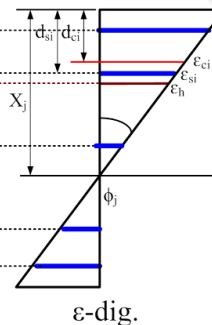
新設 既有



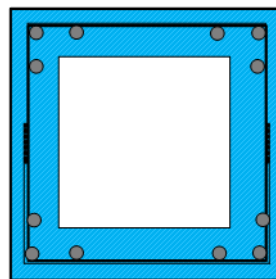
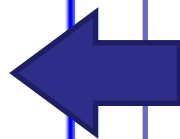
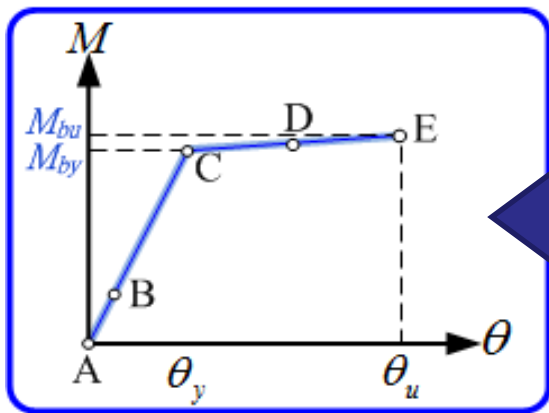
組成律A

組成律B

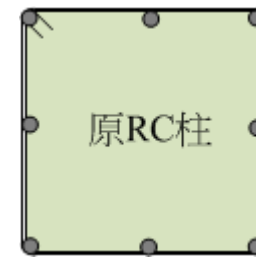
組成律C



剪力分析

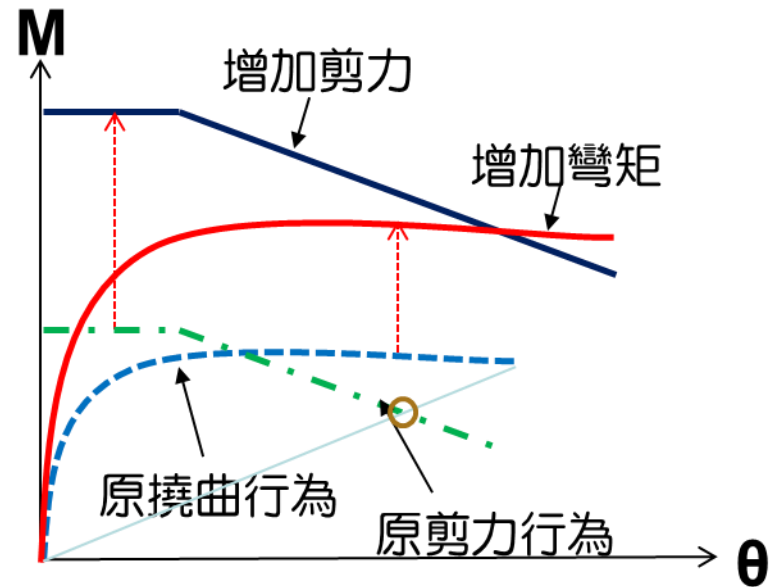
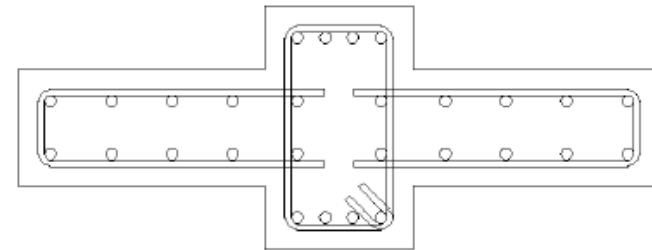
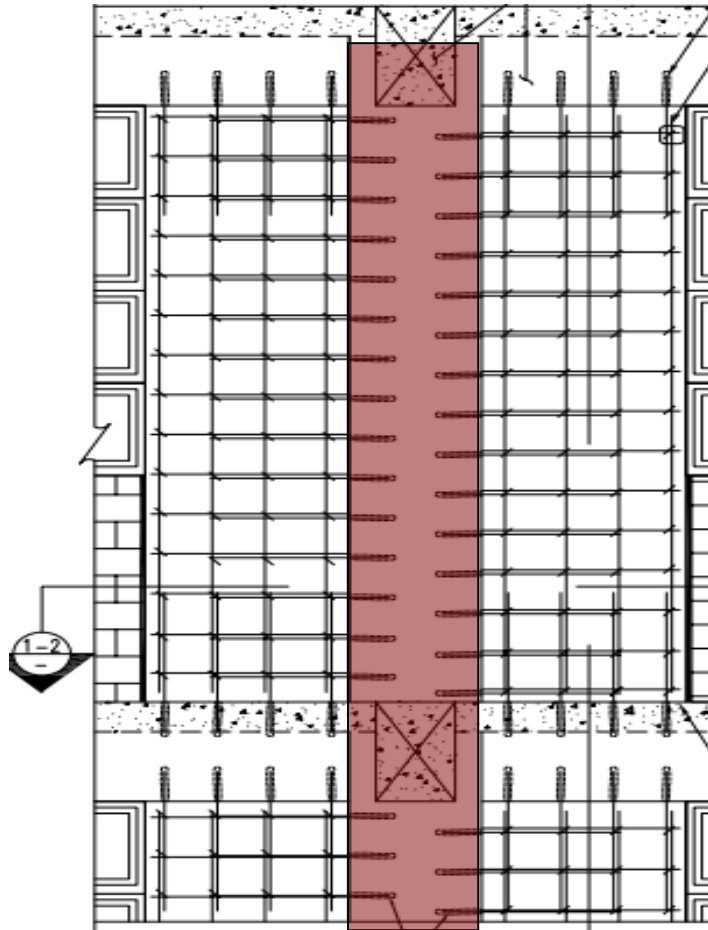


+



構件補強非線性行為分析方法

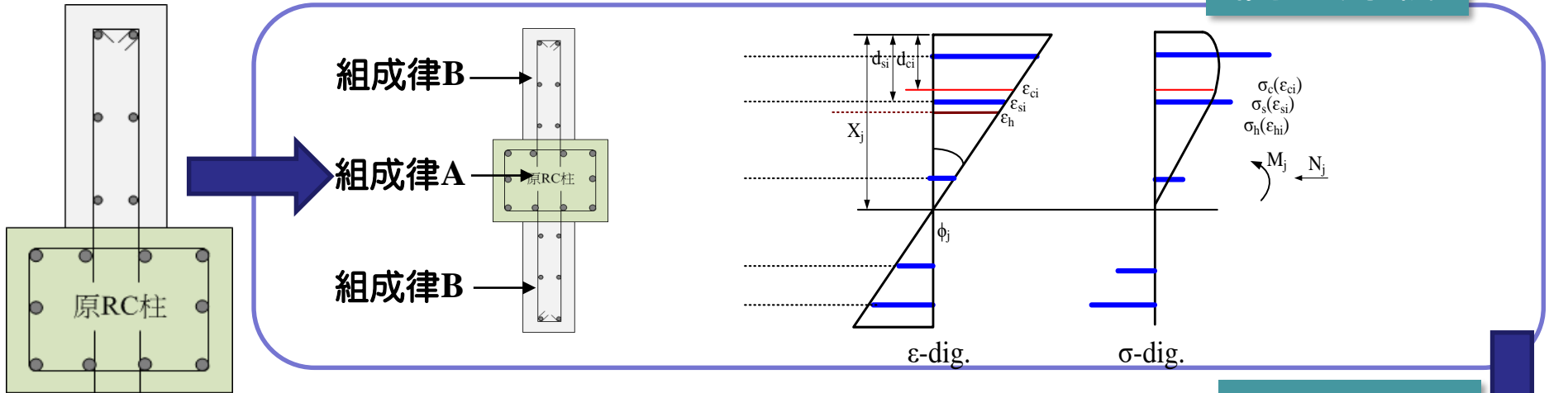
翼牆補強工法



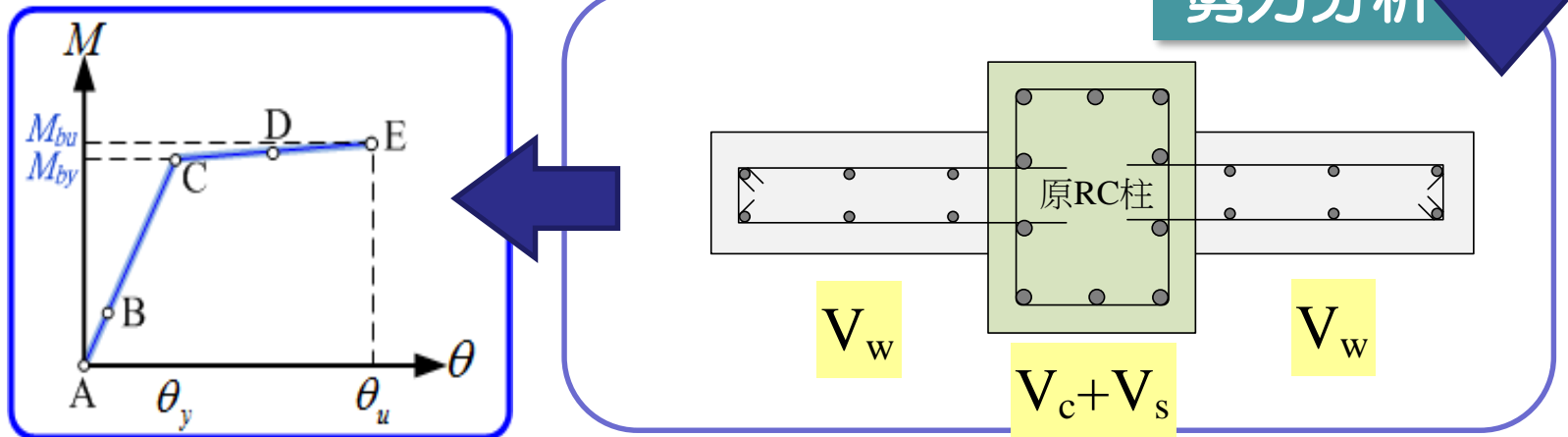
構件補強非線性行為分析方法

翼牆補強工法分析

撓曲分析



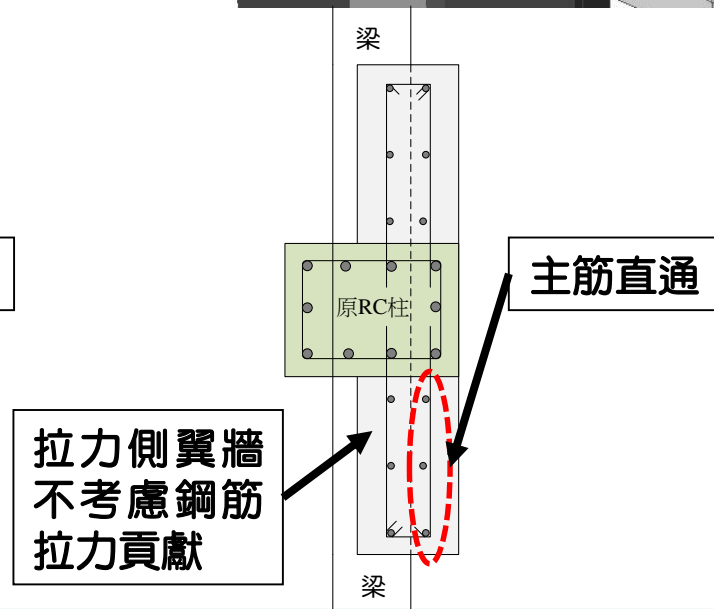
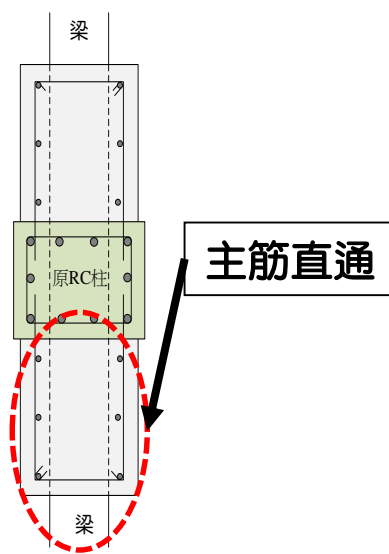
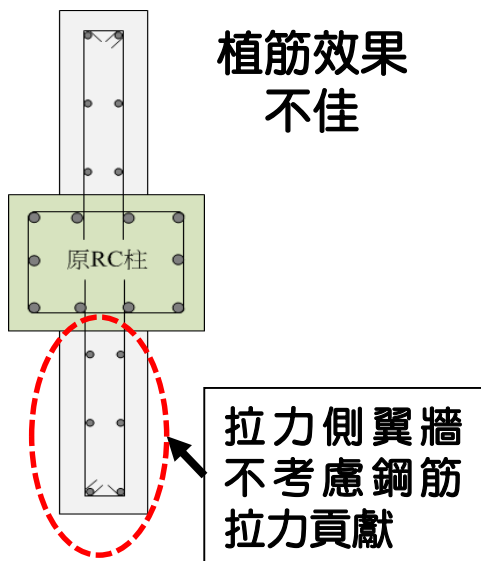
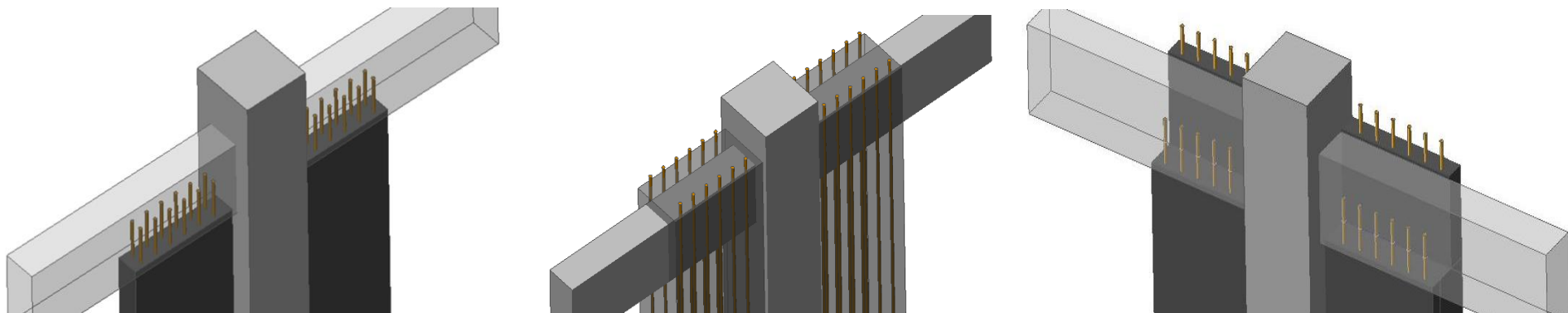
剪力分析



新設 既有

構件補強非線性行為分析方法

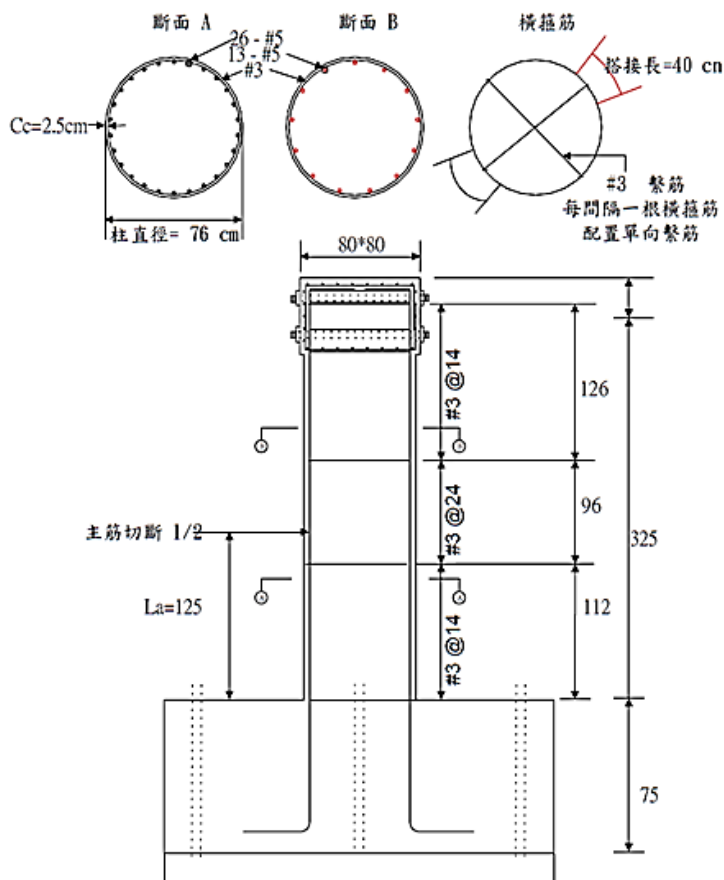
翼牆補強工法分析種類



構件補強非線性行為分析驗證



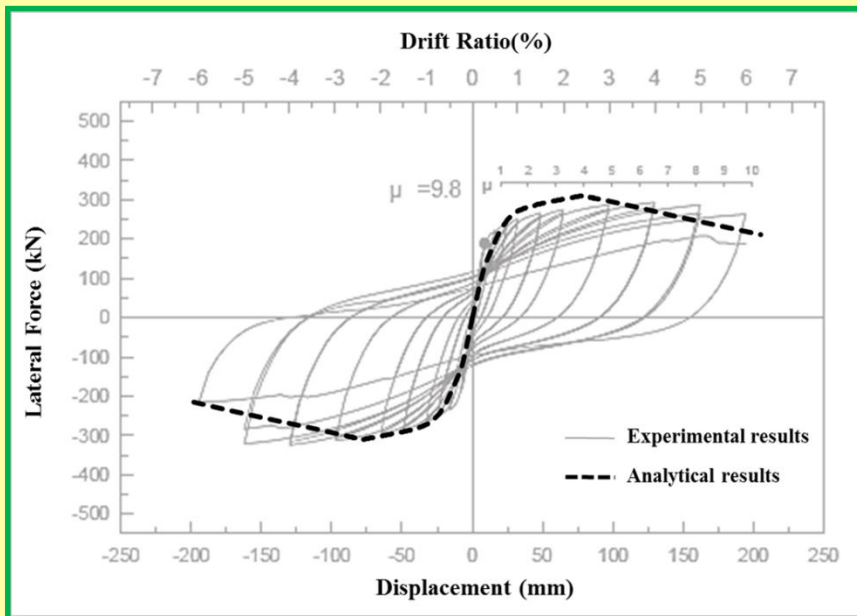
鋼板包覆圍束補強



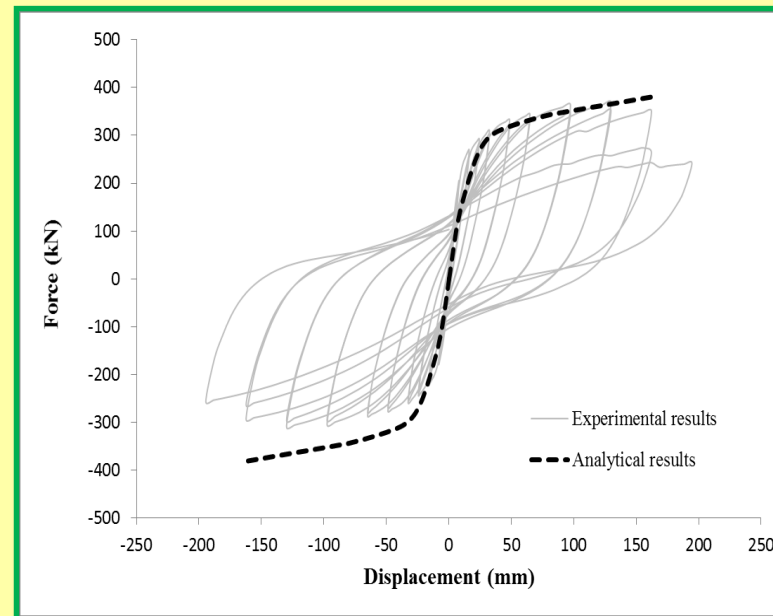
試體SC2(SC1) 配筋示意圖 (黃震興, 1999)

試體編號		SC2	SC3
斷面形狀		圓形	圓形
混凝土抗壓強度	kgf/cm ²	260	260
混凝土保護層	cm	2.5	2.5
斷面尺寸(深×寬)	cm	76 × 76	76 × 76
柱高	cm	325	325
主筋降伏強度	kgf/cm ²	3500	3500
主筋配置	—	26-#5	30-#5
箍筋降伏強度	kgf/cm ²	5000	5000
塑鉸區箍筋間距	cm	#3@13	#3@13
補強鋼板厚度	cm	0.3	0.3
柱軸力	tonf	143	143

構件補強非線性行為分析驗證



試體編號：SC2

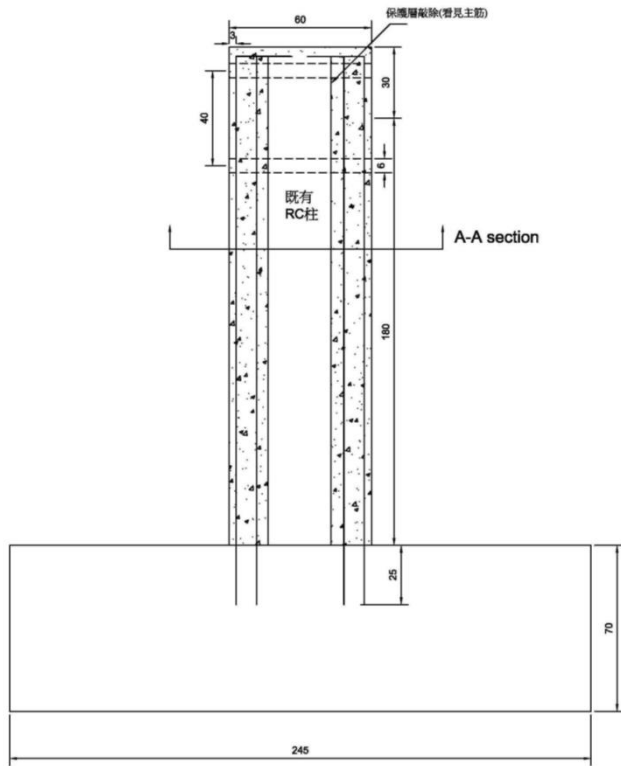


試體編號：SC3

構件補強非線性行為分析驗證



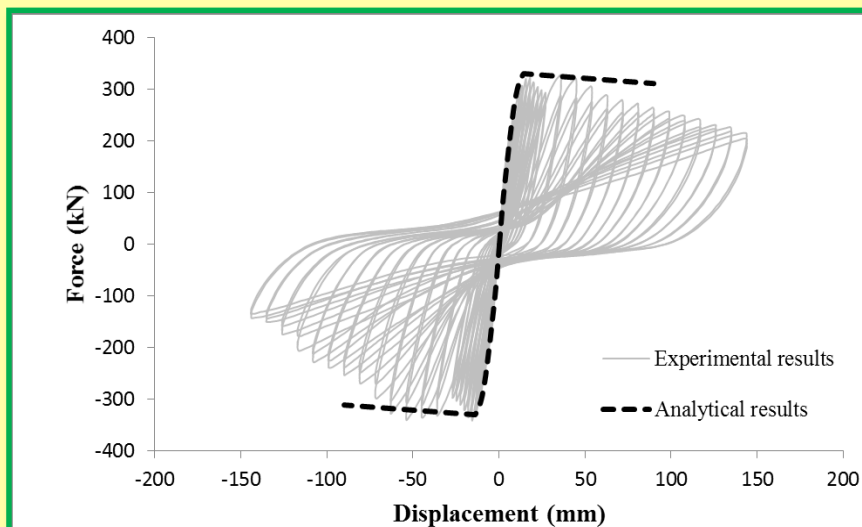
RC包覆強度補強



擴柱補強柱S2之立面圖(張順益，2010)

試體編號		S2
斷面形狀		矩形
混凝土抗壓強度	kgf/cm ²	175
混凝土保護層	cm	4
斷面尺寸(深×寬)	cm	40 × 30
柱高	cm	180
主筋降伏強度	kgf/cm ²	3547
主筋配置	—	14-#5
箍筋降伏強度	kgf/cm ²	4257
塑鉸區箍筋間距	cm	#3@25

構件補強非線性行為分析驗證



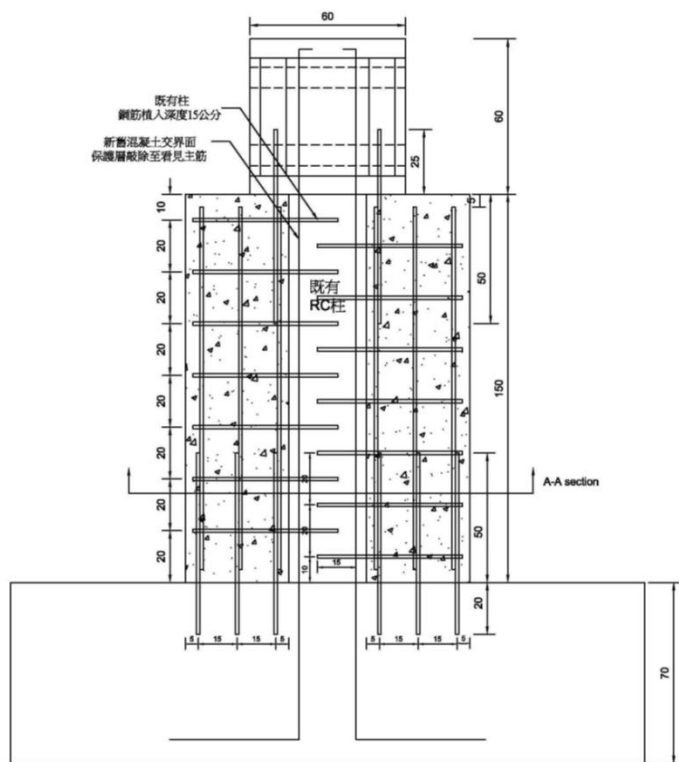
試體編號：S2

試體編號(補強資料)		S2
斷面形狀		矩形
補強混凝土厚度	cm	15
補強斷面(深×寬)	cm	70 × 60
補強區保護層	cm	3
補強混凝土強度	kgf/cm ²	245
補強主筋配置	—	12-#6
補強箍筋配置	cm	#3@10
補強主筋降伏強度	kgf/cm ²	4995
補強箍筋降伏強度	kgf/cm ²	4257
RC包覆與基礎間隙	cm	—
柱軸力	Tonf	28

構件補強非線性行為分析驗證



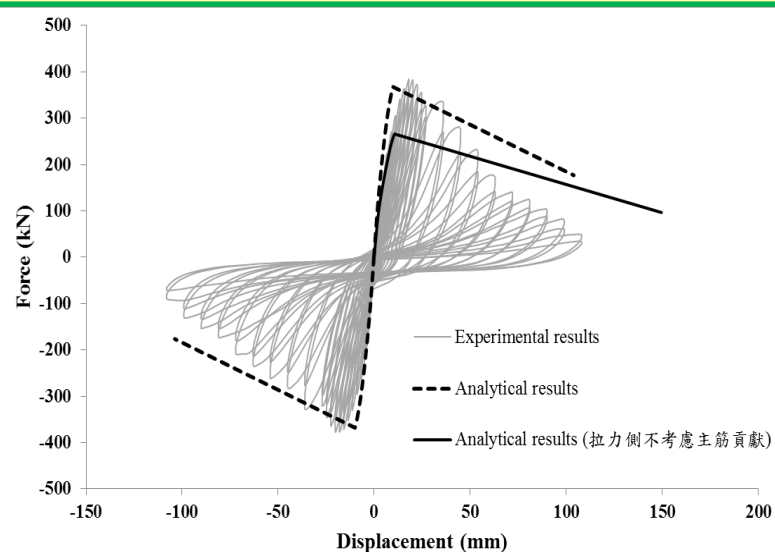
翼牆補強



翼牆補強柱S5之立面圖(張順益, 2010)

試體編號		S5
斷面形狀		矩形
混凝土抗壓強度	kgf/cm ²	175
混凝土保護層	cm	4
斷面尺寸(深×寬)	cm	40 × 30
柱高	cm	150
主筋降伏強度	kgf/cm ²	3547
主筋配置	—	14-#5
箍筋降伏強度	kgf/cm ²	4257
塑鉸區箍筋間距	cm	#3@25

構件補強非線性行為分析驗證

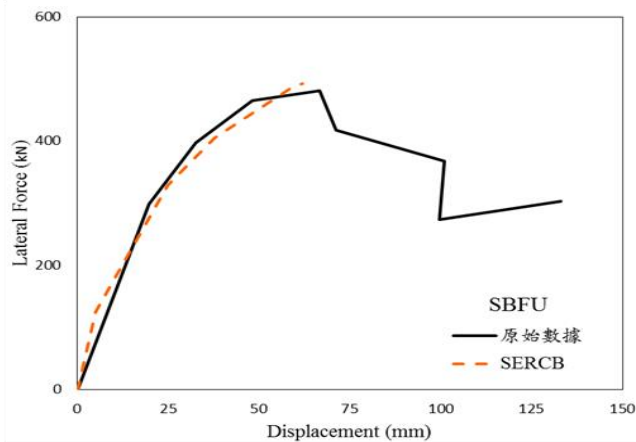
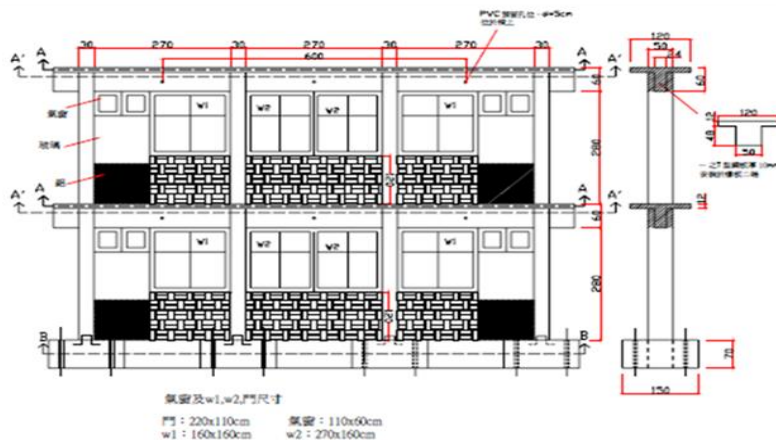


試體編號：S5

試體編號(補強資料)	S5	
斷面形狀	矩形	
翼牆斷面(深×寬)	cm	18×40
補強區保護層	cm	2.7
補強混凝土強度	kgf/cm ²	245
補強主筋配置	—	6-#4
補強箍筋配置	cm	#4@20
補強主筋降伏強度	kgf/cm ²	4159
補強箍筋降伏強度	kgf/cm ²	4159
基礎間隙	cm	—
柱軸力	Tonf	28

構件補強非線性行為分析驗證

鋼筋混凝土構架

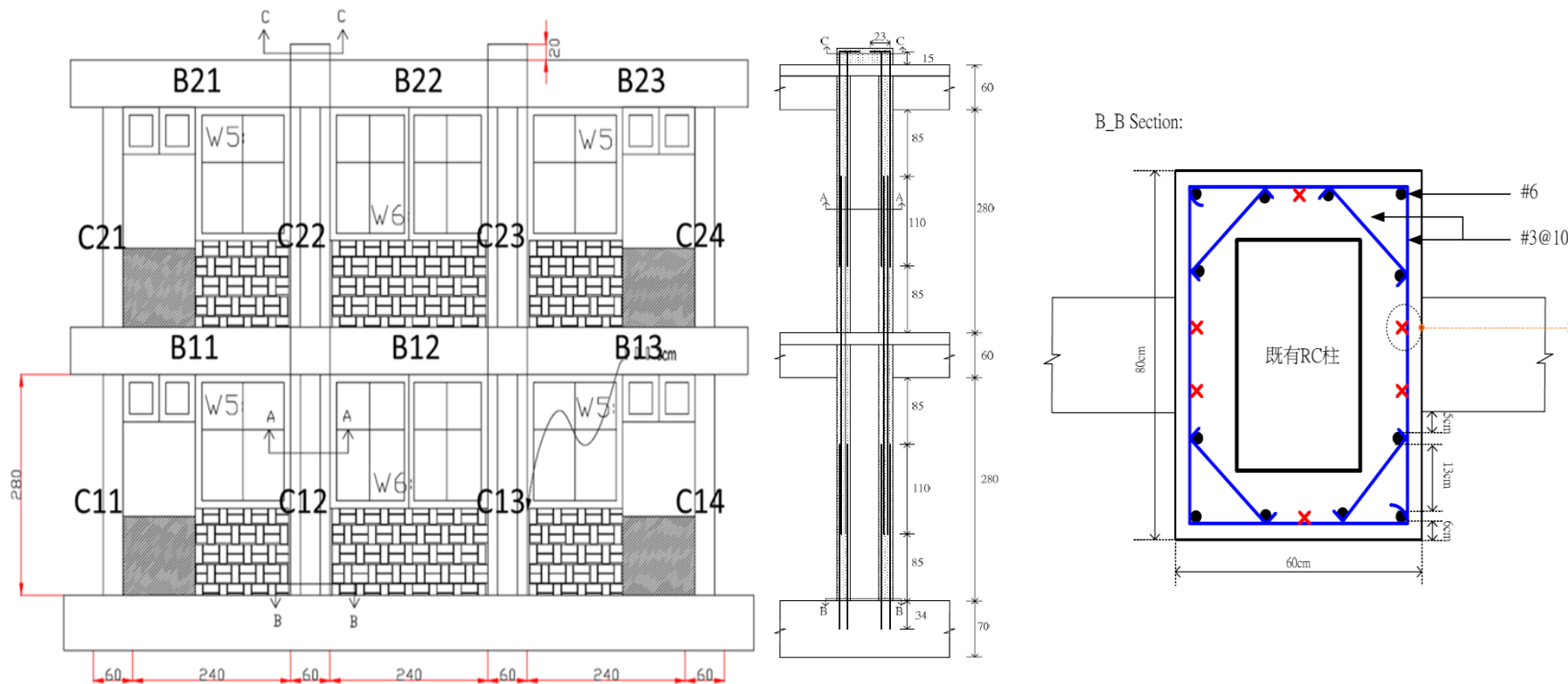


(典型校舍耐震補強設計與驗證，邱聰智、邱建國、葉勇凱、簡文郁、鐘立來、周德光，2008)

構件補強非線性行為分析驗證



鋼筋混凝土構架- RC包覆強度補強(SBFU-C)

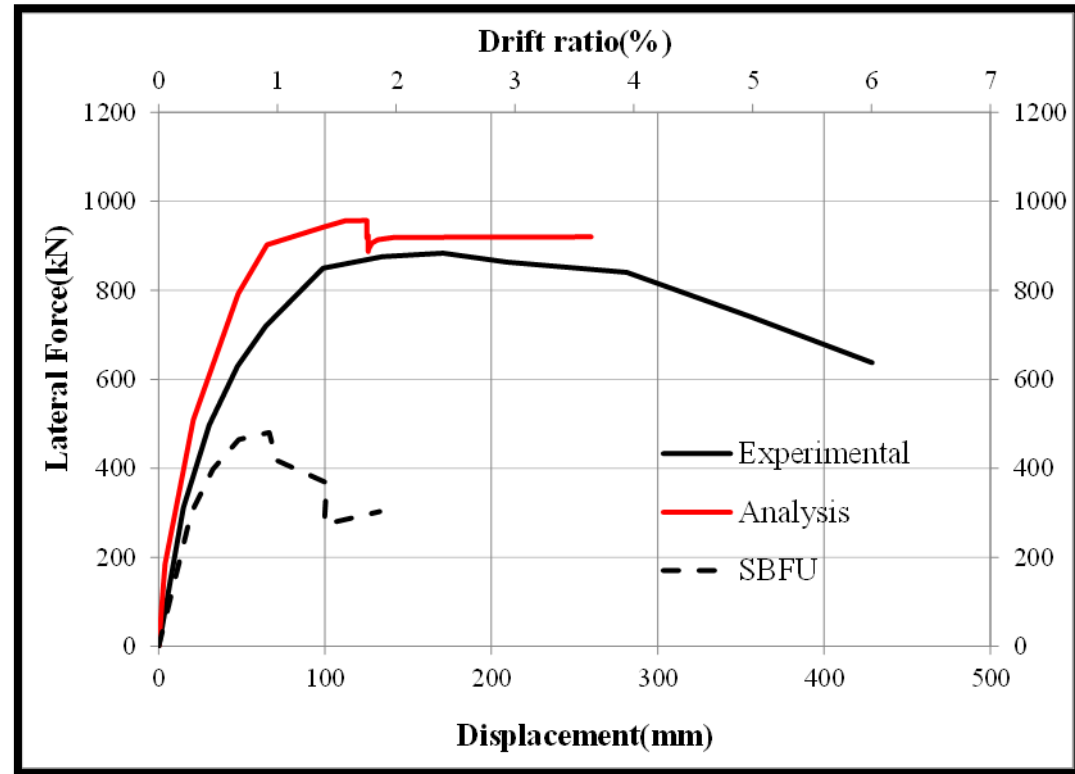
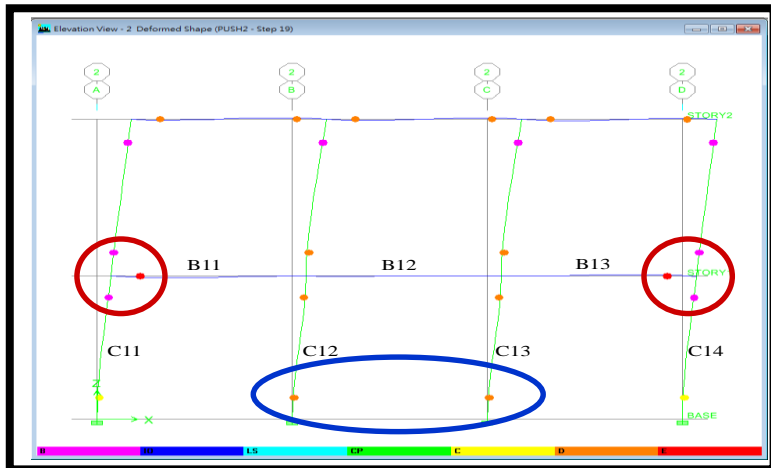


國家地震中心SBFU-C試體

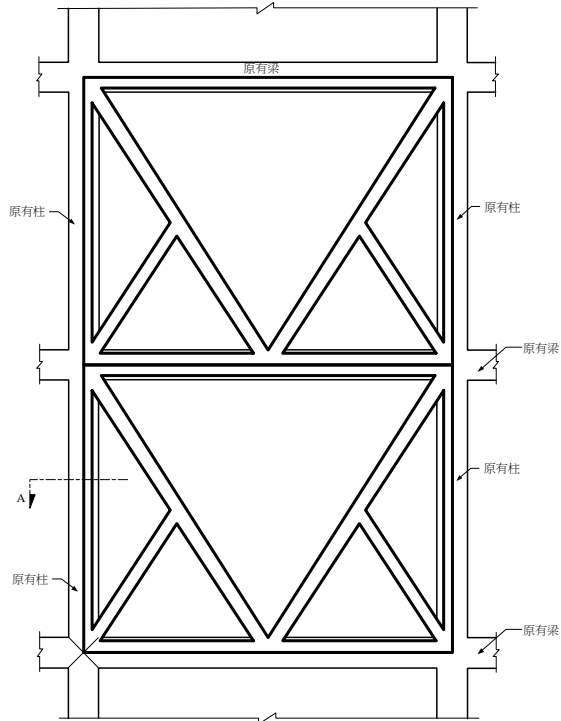
構件補強非線性行為分析驗證



鋼筋混凝土構架- RC包覆強度補強(SBFU-C)

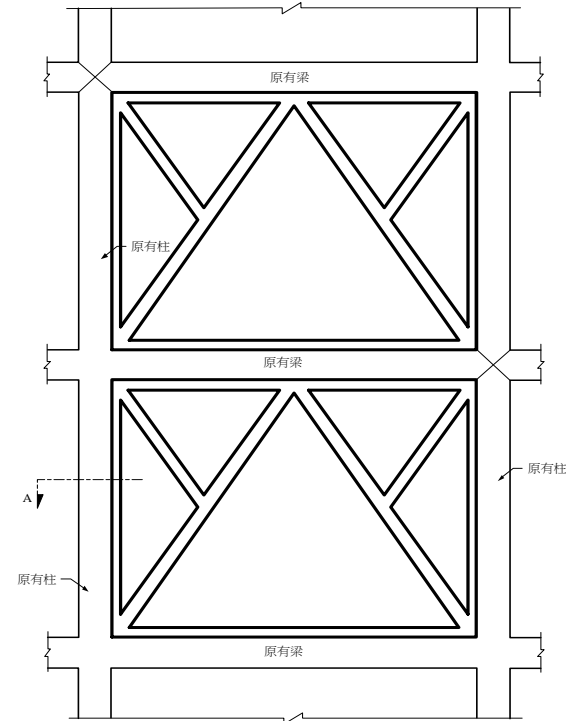


鋼斜撐框架補強理論探討與分析驗證



外部鋼框架補強示意圖

外附式鋼斜撐框架補強

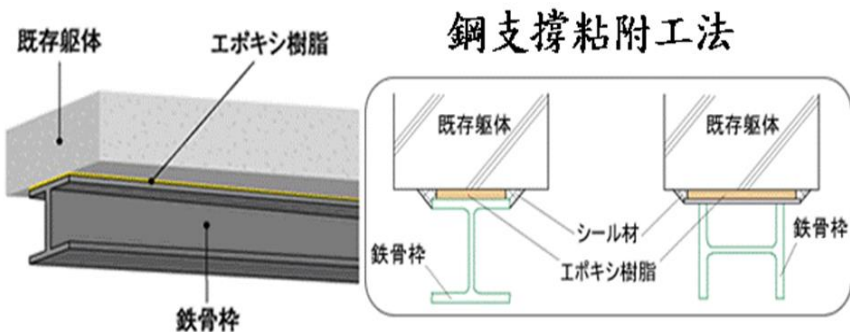


增設鋼框架補強示意圖

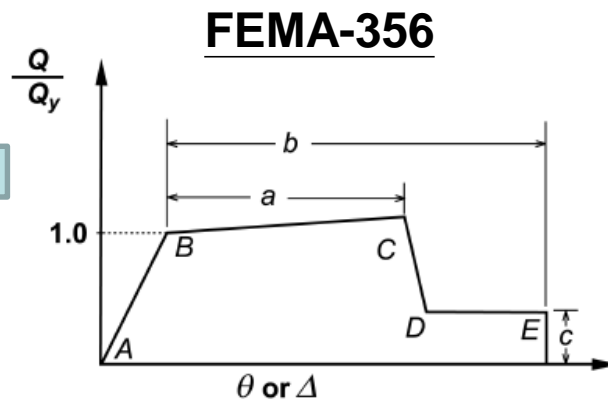
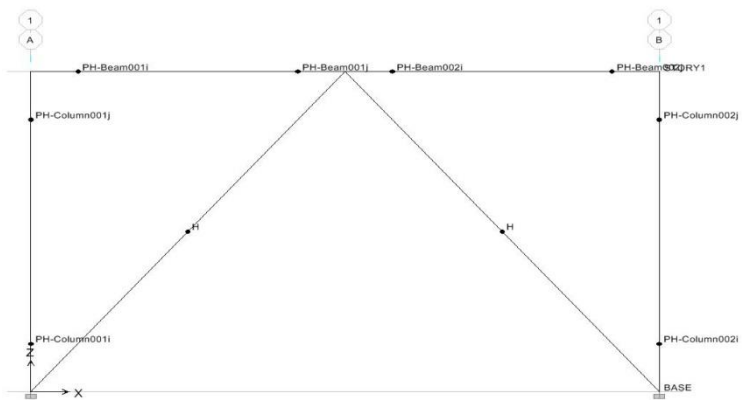
內嵌式鋼斜撐框架補強

鋼斜撐框架補強理論探討與分析驗證

內嵌式-環氧樹脂接合

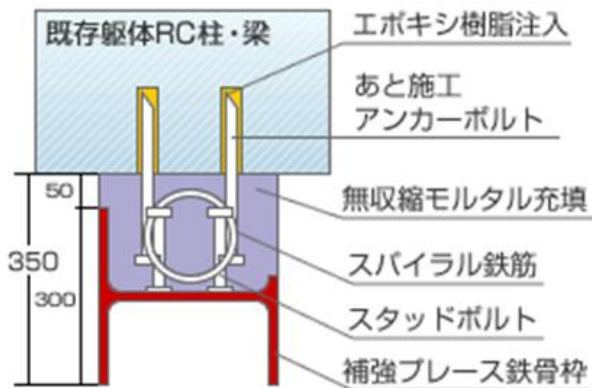


忽略鋼框架
僅考慮鋼斜撐



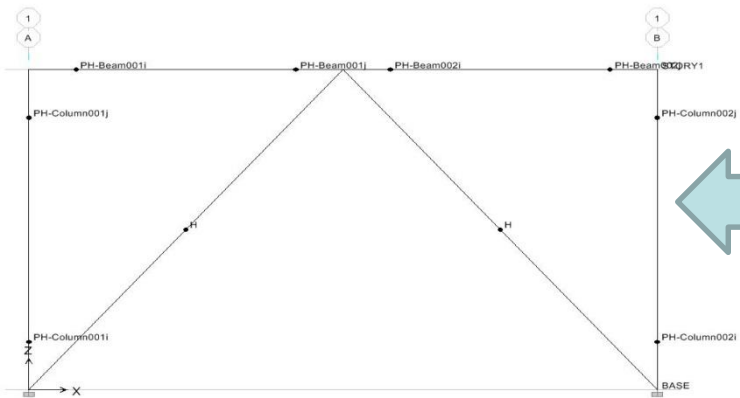
鋼斜撐框架補強理論探討與分析驗證

內嵌式-錨碇接合

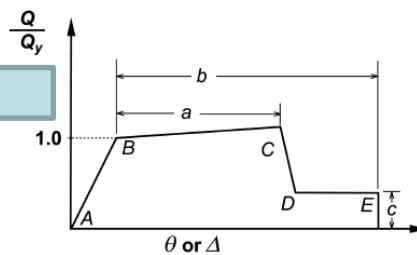


梁、柱以合成斷面
進行切面法分析

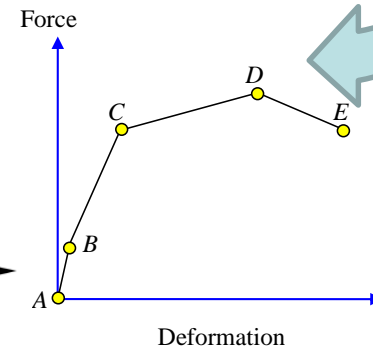
鋼斜撐-FEMA-356



FEMA-356

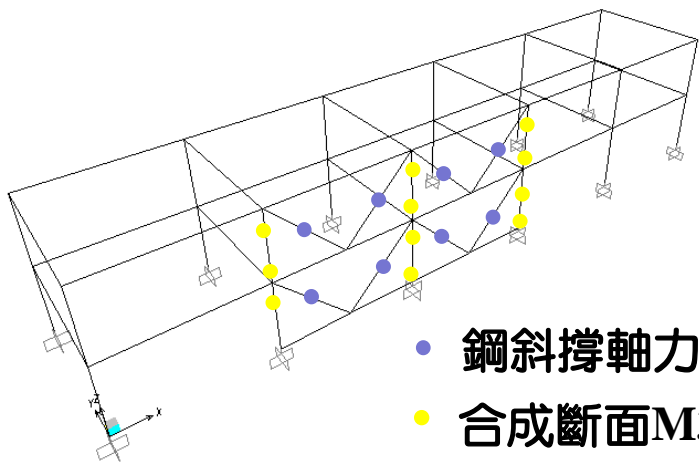


SERCB-合成斷面

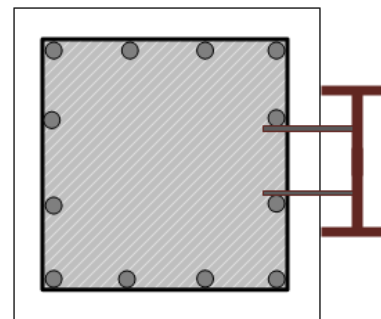


鋼斜撐框架補強理論探討與分析驗證

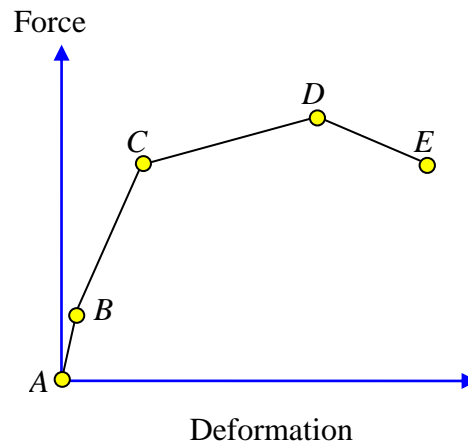
外附式鋼斜撐框架



- 鋼斜撐軸力塑性鉸
- 合成斷面M3塑性鉸



切片法

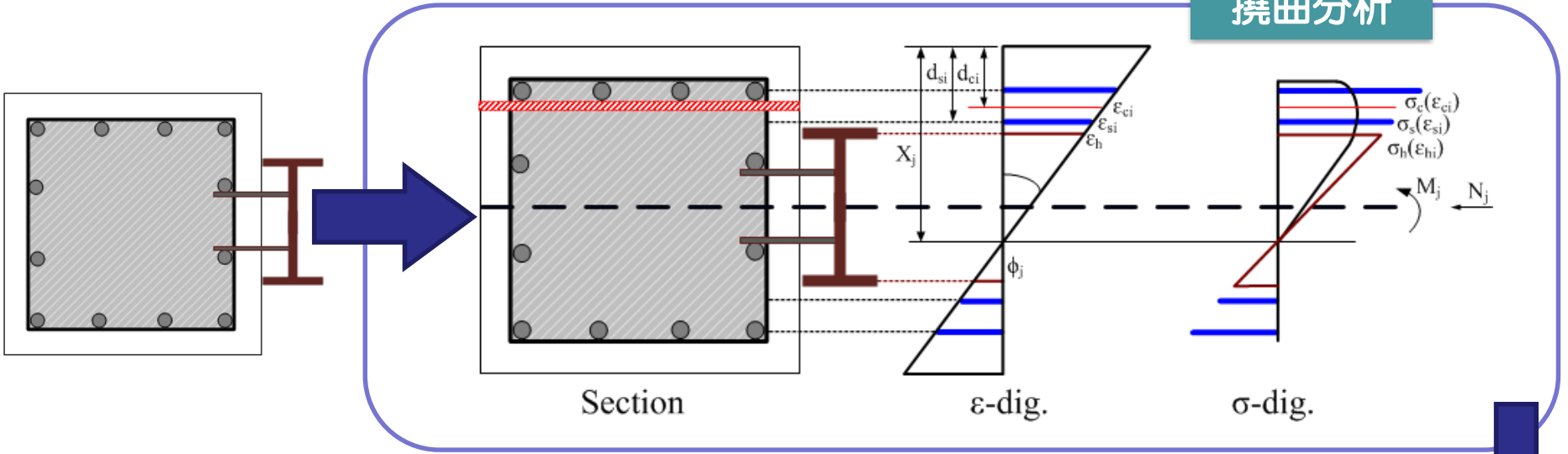


塑性鉸

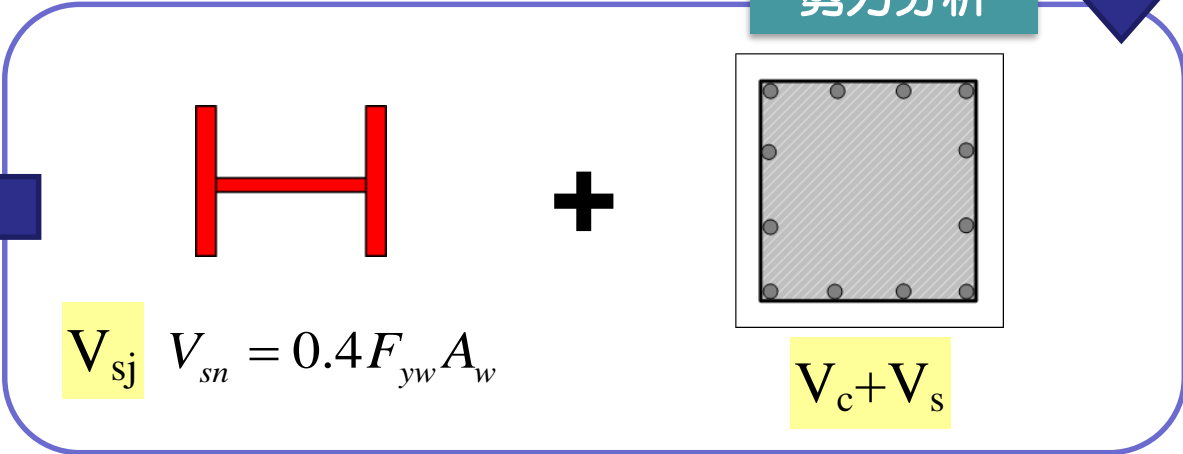
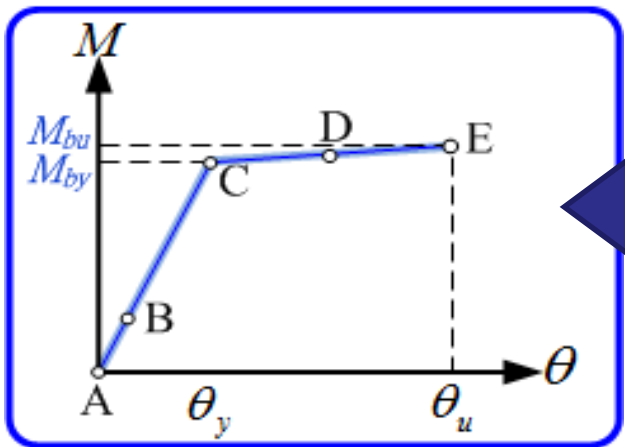


鋼斜撐框架補強理論探討與分析驗證

撓曲分析



剪力分析



鋼斜撐框架補強理論探討與分析驗證

拉力構件

$$Q_{CE} = T_n = A_g F_y$$

A_g 斜撐斷面積

壓力構件

$$Q_{CE} = P_n = A_g F_{cr}$$

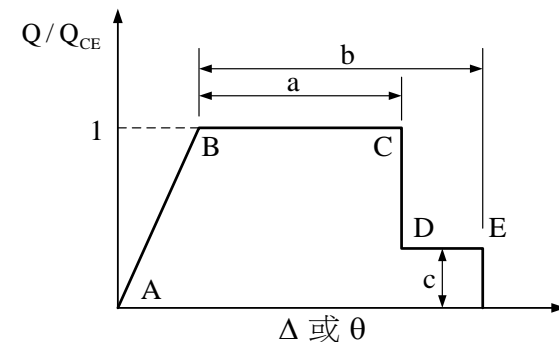
$$\lambda_c \leq 1.5$$

$$F_{cr} = 0.658 \lambda_c^2 F_y$$

$$\lambda_c > 1.5$$

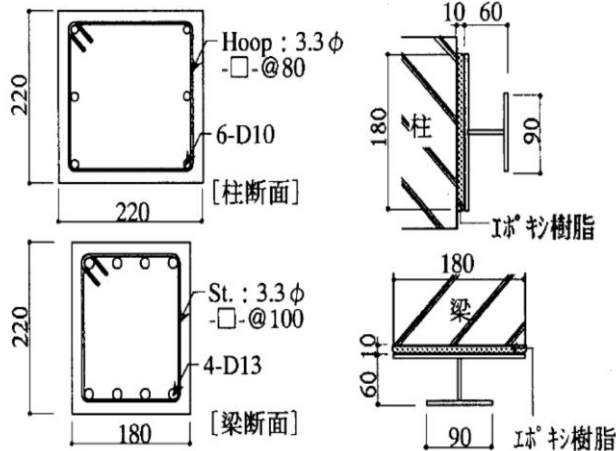
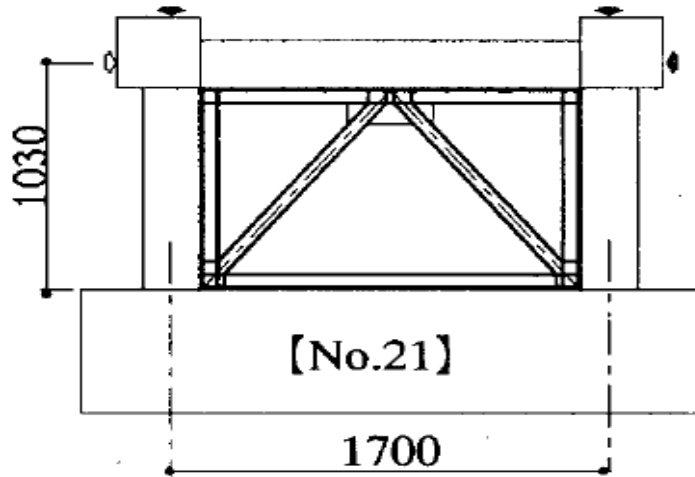
$$F_{cr} = 0.877 F_y / \lambda_c^2$$

桿件	模型參數			可接受標準				
	塑性變形		殘餘強度比 c	IO	塑性變形			
	a	b			主要桿件		次要桿件	
				LS	CP	LS	CP	
受壓斜撐 (EBF斜撐除外)								
a. 雙角鋼面內挫屈	$0.5\Delta_c$	$9\Delta_c$	0.2	$0.25\Delta_c$	$5\Delta_c$	$7\Delta_c$	$7\Delta_c$	$8\Delta_c$
b. 雙角鋼面外挫屈	$0.5\Delta_c$	$8\Delta_c$	0.2	$0.25\Delta_c$	$4\Delta_c$	$6\Delta_c$	$6\Delta_c$	$7\Delta_c$
c. W或I型	$0.5\Delta_c$	$8\Delta_c$	0.2	$0.25\Delta_c$	$5\Delta_c$	$7\Delta_c$	$7\Delta_c$	$8\Delta_c$
d. 雙槽型鋼面內挫屈	$0.5\Delta_c$	$9\Delta_c$	0.2	$0.25\Delta_c$	$5\Delta_c$	$7\Delta_c$	$7\Delta_c$	$8\Delta_c$
e. 雙槽型鋼面外挫屈	$0.5\Delta_c$	$8\Delta_c$	0.2	$0.25\Delta_c$	$4\Delta_c$	$6\Delta_c$	$6\Delta_c$	$7\Delta_c$
f. 鋼管混凝土	$0.5\Delta_c$	$7\Delta_c$	0.2	$0.25\Delta_c$	$4\Delta_c$	$6\Delta_c$	$6\Delta_c$	$7\Delta_c$
受拉斜撐 (EBF斜撐除外)								
	$11\Delta_T$	$14\Delta_T$	0.8	$0.25\Delta_T$	$7\Delta_T$	$9\Delta_T$	$11\Delta_T$	$13\Delta_T$

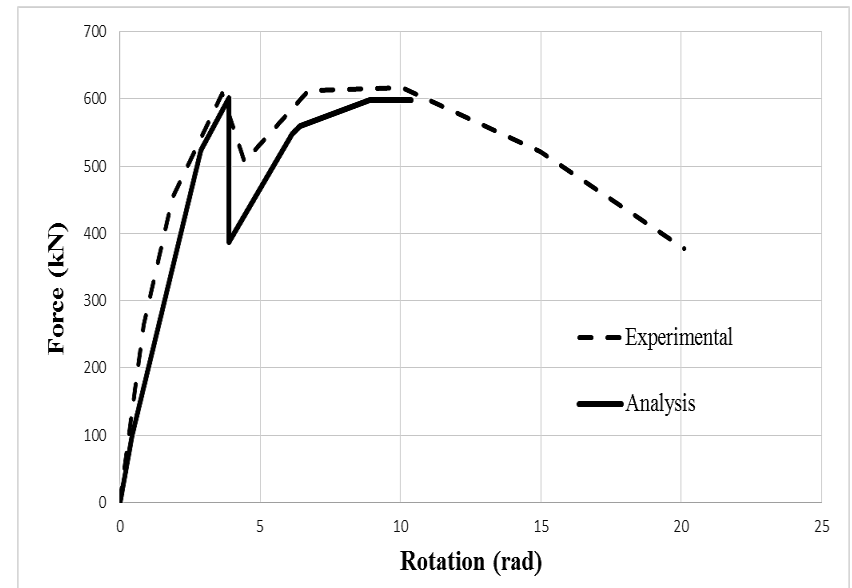


FEMA-356軸力位移關係圖

內嵌式鋼斜撐框架補強試體分析比對

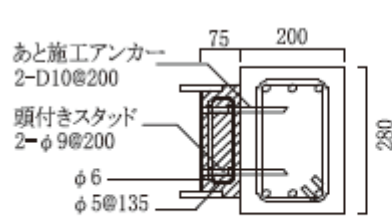
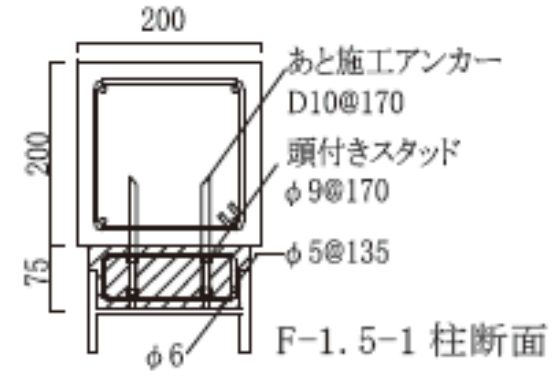
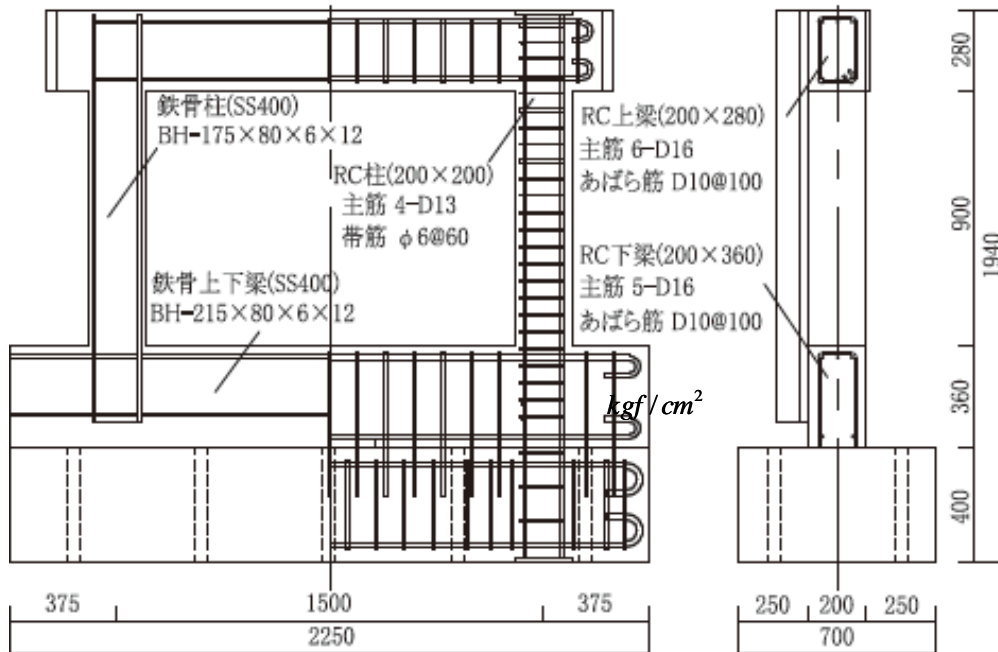


試體編號		No.21
混凝土抗壓強度	kgf/cm^2	330
型鋼降伏應力	kgf/cm^2	3180
D10 主筋降伏應力	kgf/cm^2	3720
D13 主筋降伏應力	kgf/cm^2	3710
箍筋降伏應力	kgf/cm^2	4821

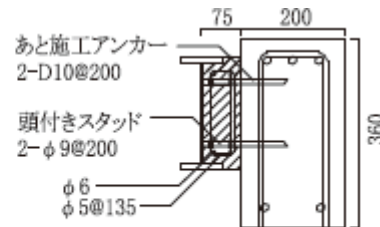


大塚真祐，毛井崇博(1999)

外附式鋼框架補強試體分析比對



Fシリーズ上梁断面



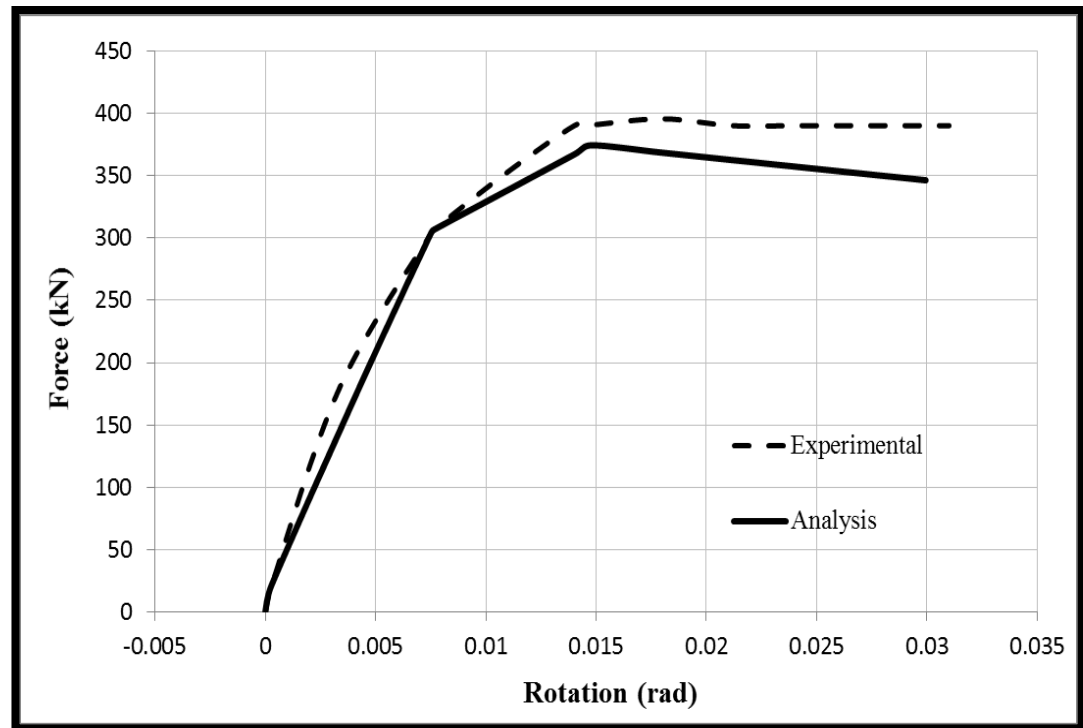
Fシリーズ下梁断面

試體編號		F-1.5-1
混凝土抗壓強度	kgf/cm ²	277
型鋼降伏應力	kgf/cm ²	3506
D10 主筋降伏應力	kgf/cm ²	3792
D13 主筋降伏應力	kgf/cm ²	3578

(Rieko UEKI, Katsuhiko IMAI)

外附式鋼框架補強試體分析比對

外加鋼框架試體F-1.5-1



鋼筋混凝土建築結構耐震能力評估



1 前言

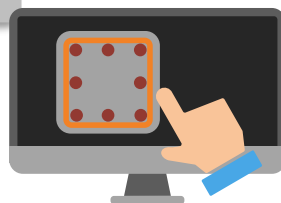
2 鋼筋混凝土建築結構非線性行為

3 鋼筋混凝土構件補強理論探討與分析驗證

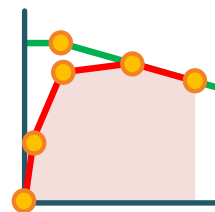
4 鋼筋混凝土建築結構耐震能力評估

5 動態歷時分析

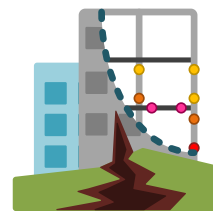
6 結論



視覺操作



塑鉸定義



破壞機制

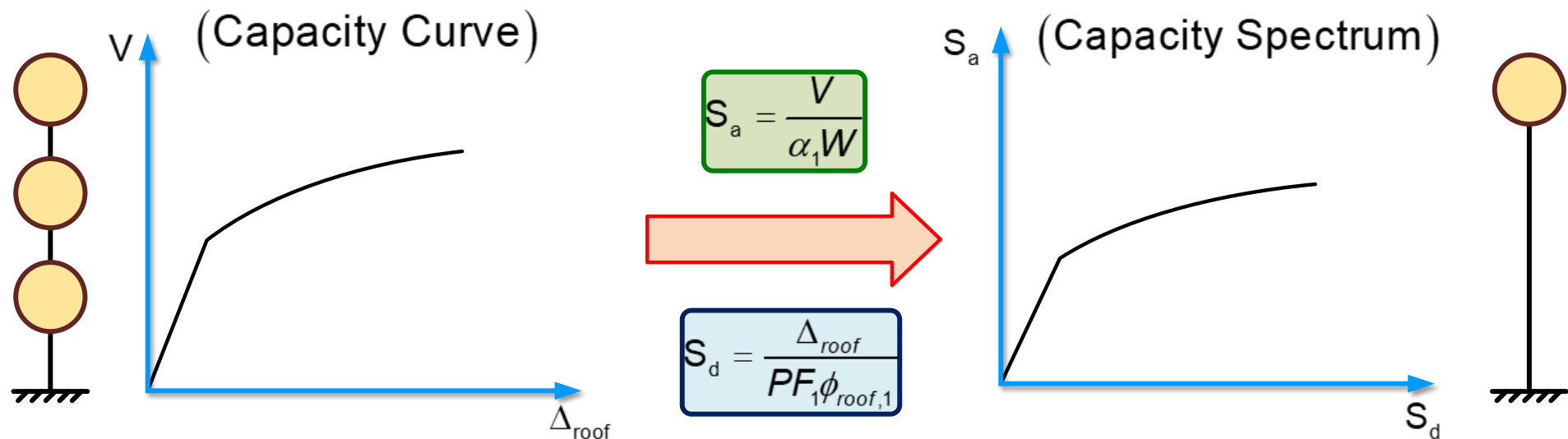


成果顯示

容量震譜法



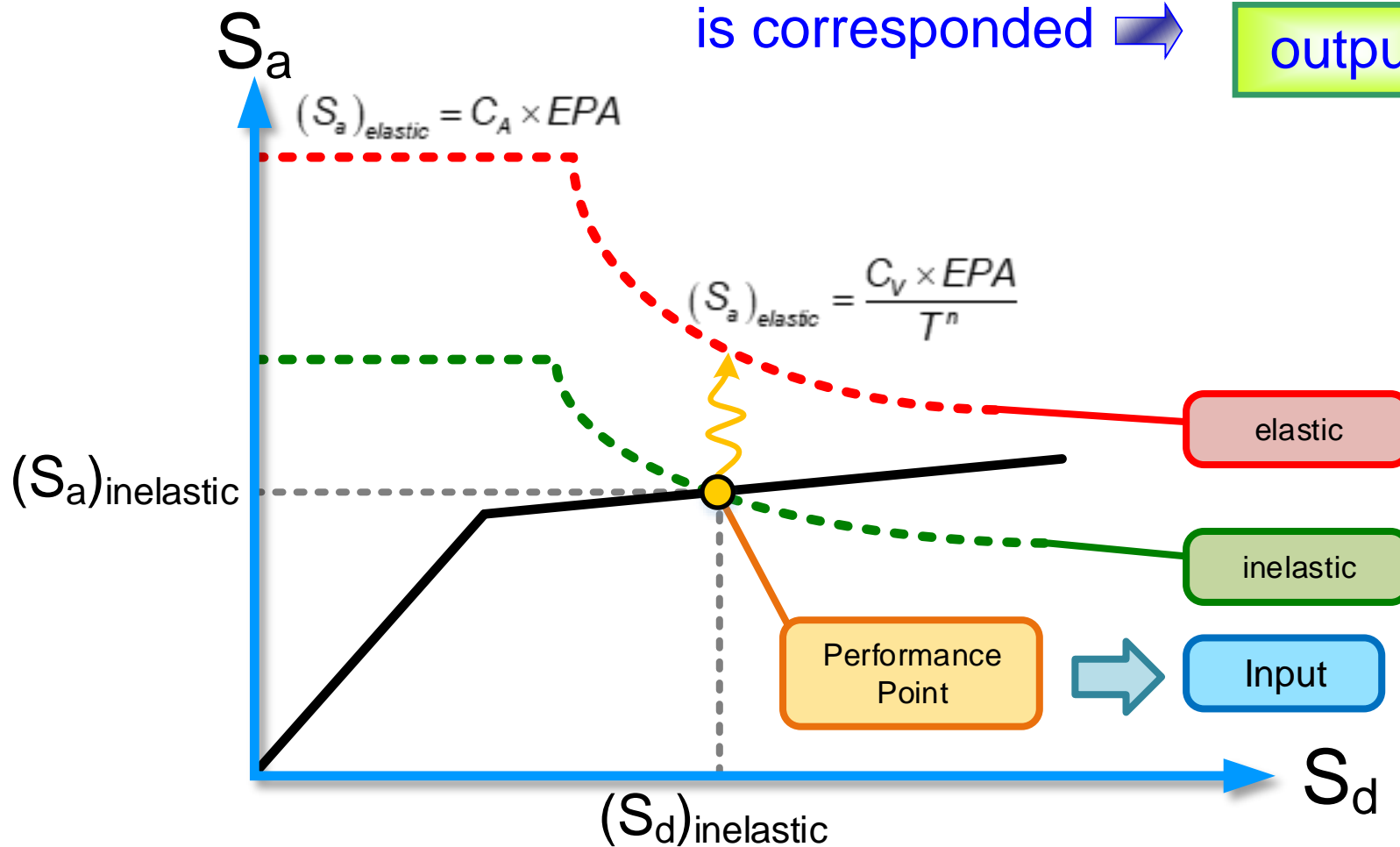
Transform Capacity Curve to Capacity Spectrum



容量震譜法



Find EPA which every performance is corresponded \Rightarrow **output**

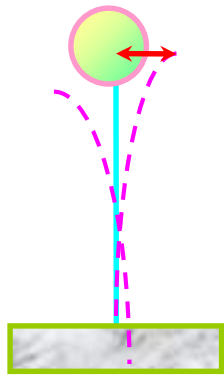


耐震設計規範中各種地震力之定義

(475年回歸期地震)

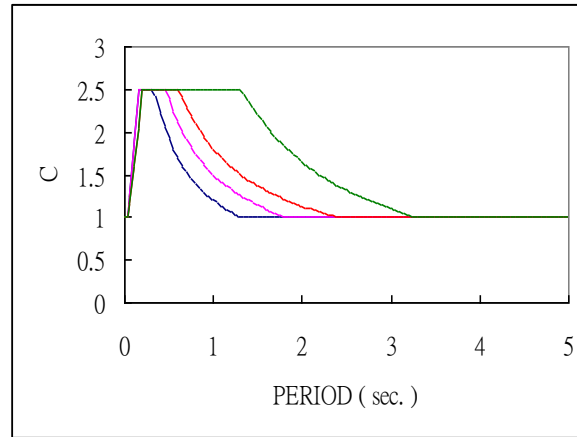
$$S_a = EPA \times C = S_{DS}$$

$$S_{ai} = EPA \times C / F_U = S_{DS} / F_U$$

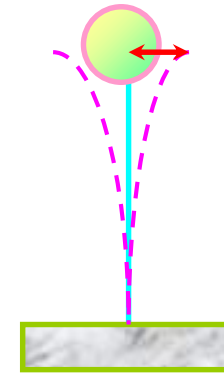


EPA

彈性



C



EPA

非彈性

短週期彈性結構

短週期非彈性結構

$$S_a = S_{DS} = EPA \times 2.5$$

$$EPA = S_{DS} / 2.5 = 0.4 S_{DS}$$

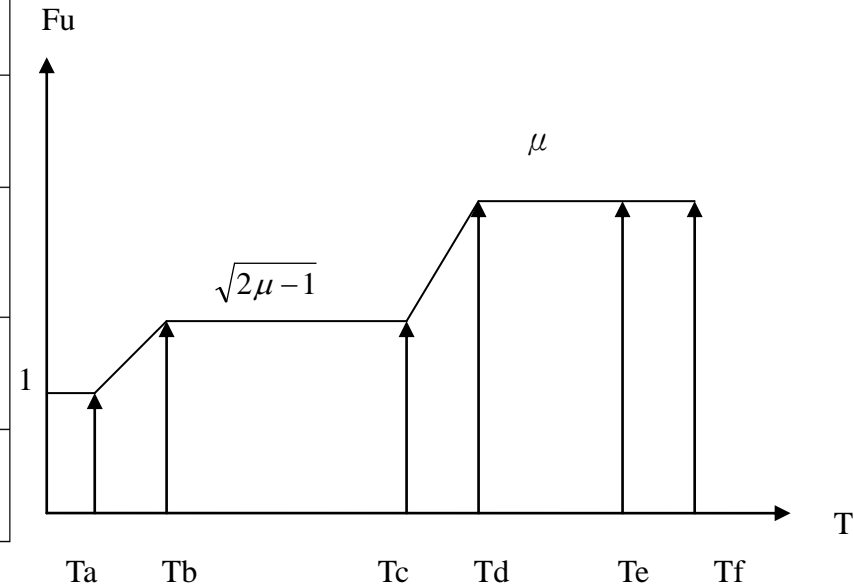
$$S_{ai} = S_{DS} / F_U = EPA \times 2.5 / F_U$$

$$EPA = S_{DS} / 2.5 = 0.4 S_{DS}$$

F_u - μ - T 結構系統地震力折減係數法



彈性週期	F_u
$T \leq 0.2T_0^D$	$F_{u,1} = F_{u,2} + [F_{u,2} - 1] \frac{T - 0.2T_0^D}{0.2T_0^D}$
$0.2T_0^D < T \leq 0.6T_0^D$	$F_{u,2} = \sqrt{[1 + \alpha(R^* - 1)] [2R^* - 1 - \alpha(R^* - 1)]}$
$0.6T_0^D < T < T_0^D$	$F_{u,3} = F_{u,2} + [F_{u,4} - F_{u,2}] \frac{T - 0.6T_0^D}{0.4T_0^D}$
$T_0^D \leq T$	$F_{u,4} = \frac{u_u}{u_y^*} = R^*$



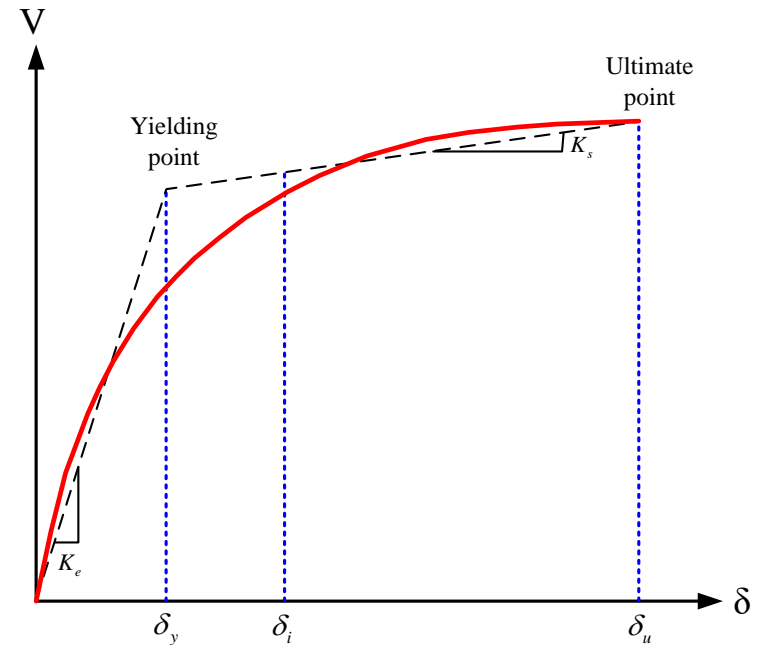
$F_u-\mu-T$ 結構系統地震力折減係數法



$$F_u(R) = \begin{cases} R_i & ; T \geq T_0^D \\ A + (R_i - A) \times \frac{T - 0.6T_0^D}{0.4T_0^D} & ; 0.6T_0^D \leq T < T_0^D \\ A & ; 0.2T_0^D \leq T < 0.6T_0^D \\ A + (A - 1) \times \frac{T - 0.2T_0^D}{0.2T_0^D} & ; T \leq 0.2T_0^D \end{cases}$$

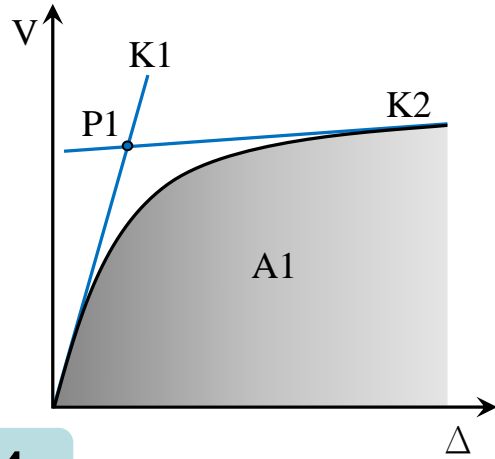
$$A = \sqrt{[1 + \alpha(R_i - 1)][2R_i - 1 - \alpha(R_i - 1)]}$$

$$R_i = \frac{\delta_i}{\delta_y}$$

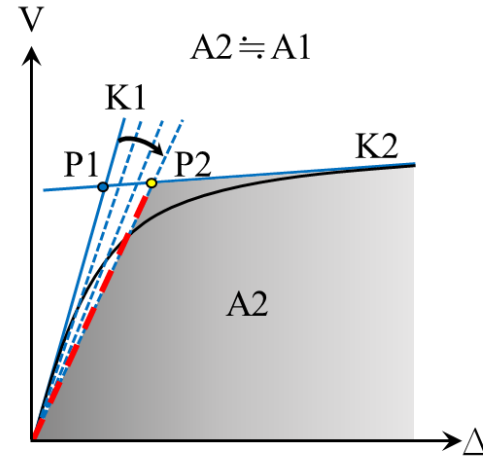


容量曲線降伏點選取辦法(1/2)

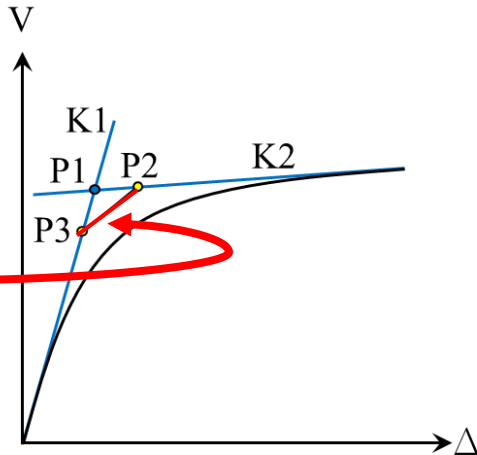
Step 1



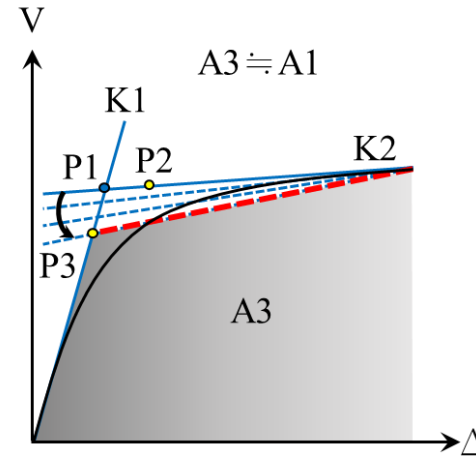
Step 2



Step 4



Step 3

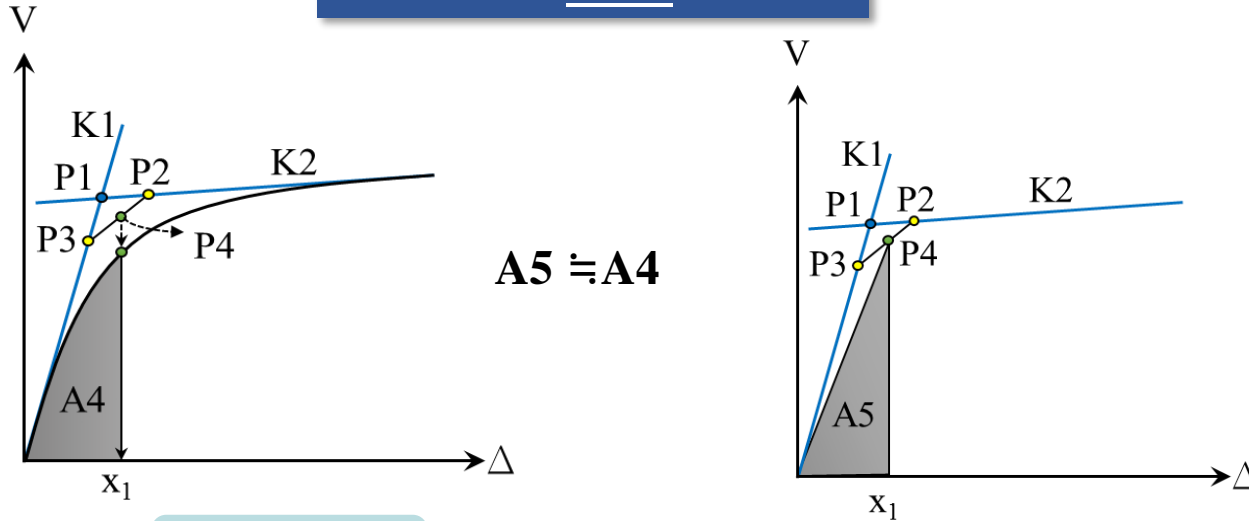


滿足等極限能量

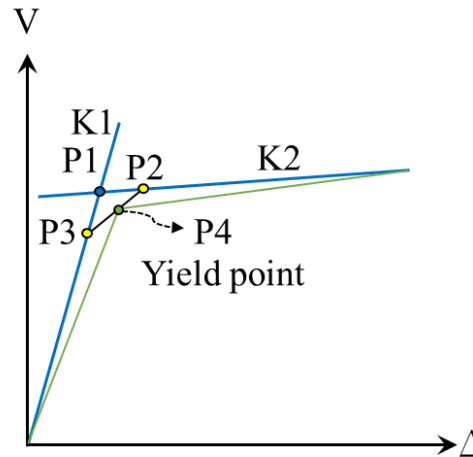
容量曲線降伏點選取辦法(2/2)

Step 5

滿足等降伏能量



Step 6



F_u - μ - T 結構系統地震力折減係數法



一般工址 有效最大加速度(EPA)

較短週期	短週期	中週期	長週期
$T \leq 0.2T_0^D$	$0.2T_0^D \leq T < T_0^D$	$T_0^D \leq T < 2.5T_0^D$	$T \geq 2.5T_0^D$
$\frac{a_{pi} \times F_u(R)}{\left[\frac{S_{aD}(T)}{0.4S_{DS}} \right]} = \frac{a_{pi} \times F_u(R)}{\left[1 + \frac{3T}{0.4T_0^D} \right]}$	$\frac{a_{pi} \times F_u(R)}{\left[\frac{S_{aD}(T)}{0.4S_{DS}} \right]} = \frac{a_{pi} \times F_u(R)}{2.5}$	$\frac{a_{pi} \times F_u(R)}{\left[\frac{S_{aD}(T)}{0.4S_{DS}} \right]} = \frac{a_{pi} \times F_u(R)}{\frac{S_{D1}}{0.4S_{DS}T}}$	

F_u - μ - T 結構系統地震力折減係數法



台北盆地

有效最大加速度(EPA)

較短週期	短週期	中週期	長週期
$T \leq 0.2T_0^D$	$0.2T_0^D \leq T < T_0^D$	$T_0^D \leq T < 2.5T_0^D$	$T \geq 2.5T_0^D$
$\frac{a_{pi} \times F_u(R)}{\left[\frac{S_{aD}(T)}{0.4S_{DS}} \right]} = \frac{a_{pi} \times F_u(R)}{\left[1 + \frac{3T}{0.4T_0^D} \right]}$	$\frac{a_{pi} \times F_u(R)}{\left[\frac{S_{aD}(T)}{0.4S_{DS}} \right]} = \frac{a_{pi} \times F_u(R)}{2.5}$	$\frac{a_{pi} \times F_u(R)}{\left[\frac{S_{aD}(T)}{0.4S_{DS}} \right]} = \frac{a_{pi} \times F_u(R)}{\frac{T_0^D}{0.4T}}$	

有效最大加速度(EPA)

非彈性譜加速度與彈性譜加速度之比

$$B_1 \text{ or } B_s = \frac{(S_a)_{elastic}}{(S_a)_{inelastic}}$$

$$(S_a)_{inelastic} = a_{pi} \quad (S_d)_{inelastic} = d_{pi}$$

側推分析所得容量震譜中任何一處譜加速度 a_{pi}

對應的有效最大速度(EPA)與所在工址之地震需求特性(如 S_{aD} & S_{DS} 等)，橋梁結構物等效振動週期 T 、等值黏滯性阻尼 (β_{eff}) 與阻尼比異於5%加速度修正係數 B_1 或 B_s

等有關，可表示如下：

等值遲滯阻尼法



一般工址

有效最大加速度(EPA)

較短及短週期	中週期	長週期
$T \leq T_0^D \frac{B_s(\beta_{eff})}{B_1(\beta_{eff})}$	$T_0^D \frac{B_s(\beta_{eff})}{B_1(\beta_{eff})} < T \leq 2.5T_0^D \frac{B_s(\beta_{eff})}{B_1(\beta_{eff})}$	$2.5T_0^D \frac{B_s(\beta_{eff})}{B_1(\beta_{eff})} < T$
$EPA = \frac{a_{pi} \times B_s(\beta_{eff})}{\left(\frac{2.5S_{aD}(T)}{S_{DS}}\right)} = \frac{a_{pi} \times B_s(\beta_{eff})}{2.5}$	$EPA = \frac{a_{pi} \times B_1(\beta_{eff})}{\left(\frac{2.5S_{aD}(T)}{S_{DS}}\right)}$	$EPA = \frac{a_{pi} \times B_1(\beta_{eff})}{\left(\frac{2.5S_{D1}(T)}{S_{DS}T}\right)}$

等值遲滯阻尼法



台北盆地

有效最大加速度(EPA)

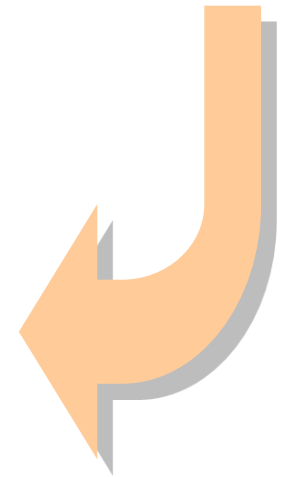
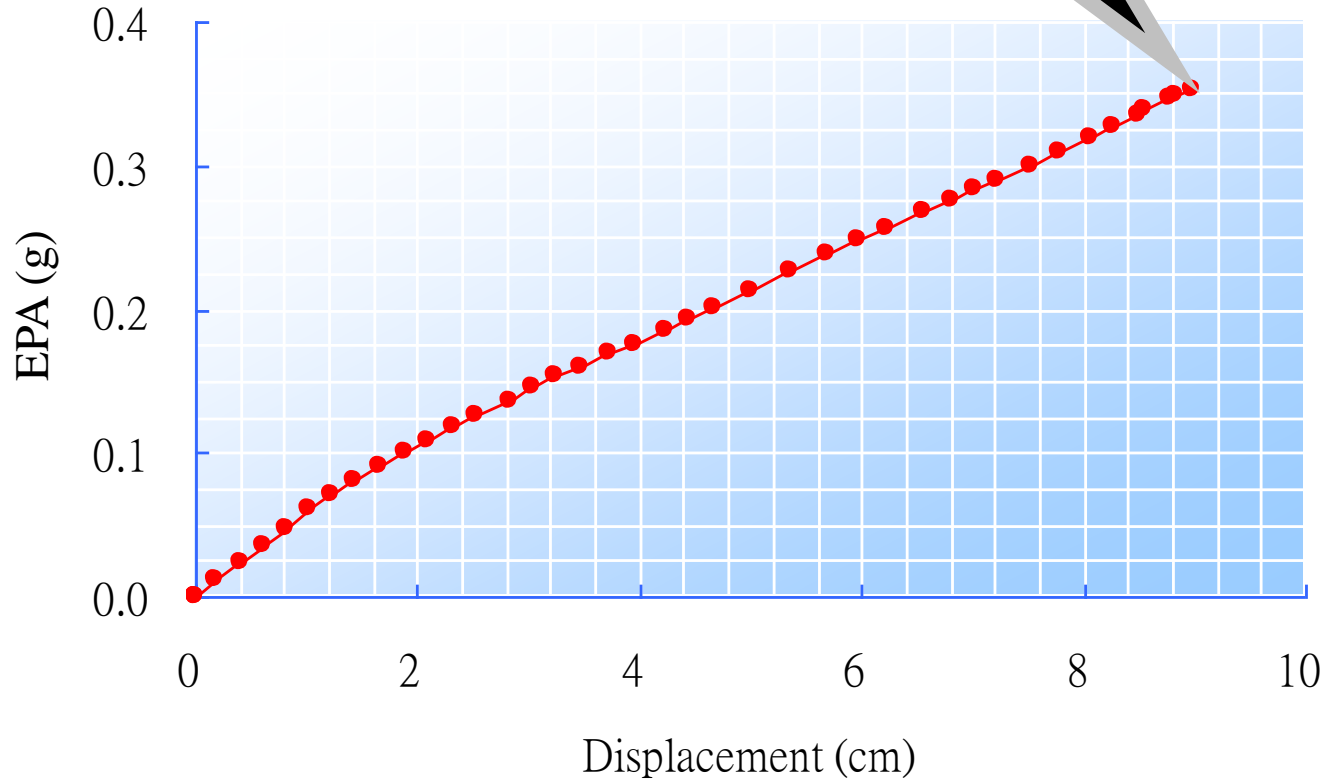
較短及短週期	中週期	長週期
$T \leq T_0^D \frac{B_s(\beta_{eff})}{B_1(\beta_{eff})}$	$T_0^D \frac{B_s(\beta_{eff})}{B_1(\beta_{eff})} < T \leq 2.5T_0^D \frac{B_s(\beta_{eff})}{B_1(\beta_{eff})}$	$2.5T_0^D \frac{B_s(\beta_{eff})}{B_1(\beta_{eff})} < T$
$EPA = \frac{a_{pi} \times B_s(\beta_{eff})}{\left(\frac{2.5S_{aD}(T)}{S_{DS}}\right)} = \frac{a_{pi} \times B_s(\beta_{eff})}{2.5}$	$EPA = \frac{a_{pi} \times B_1(\beta_{eff})}{\left(\frac{2.5S_{aD}(T)}{S_{DS}}\right)}$	$EPA = \frac{a_{pi} \times B_1(\beta_{eff})}{\left(\frac{2.5T_0^D}{T}\right)}$

EPA對位移關係圖



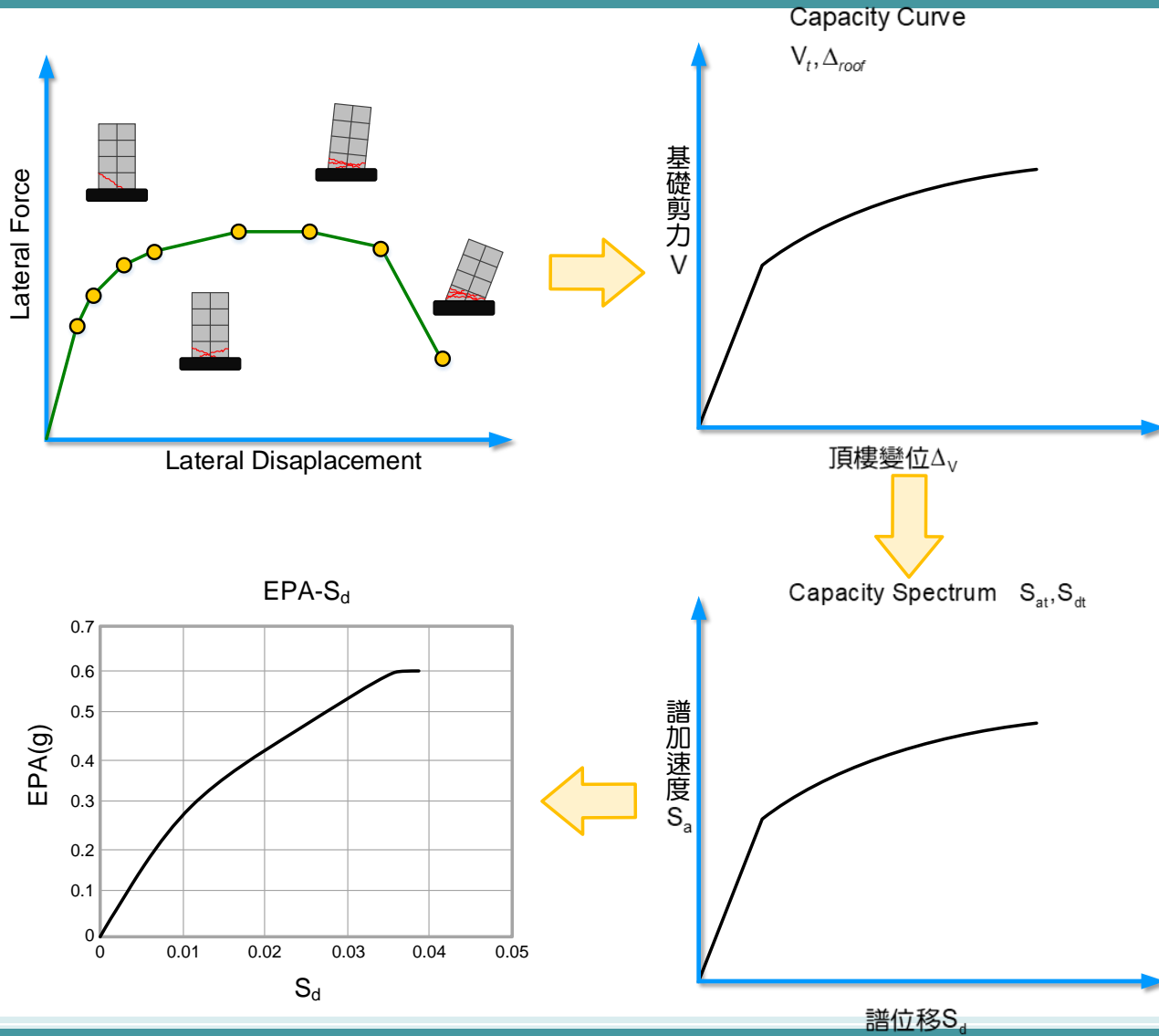
EPA
= 0.353g

EPA -Displacement



Yu-Chi Sung, Chin-Kuo Su, Chuan-Wei Wu, and I-Chau Tsai, “Performance-Based Damage Assessment of Low-Rise Reinforced Concrete Buildings”, submitted to the Journal of China Institute of Engineer. **[SCI · EI]**

結構性能耐震評估



8.2 耐震能力評估與耐震補強

1. 建築物進行耐震能力評估前，應對主要結構部分(如梁、柱、剪力牆與斜撐系統等)作實地調查。並應充分了解建築物之現況、震害經驗與修復補強情形等影響耐震能力之各項因素。
2. 耐震能力評估與補強的基準應為主管建築機關所認可者，耐震能力評估的方法應為公認之學理。
3. 耐震補強應依據耐震能力評估之結果，作通盤檢討後確認建築物之耐震安全性。如有必要作補強以提昇其耐震能力時，應依主管建築機關規定之程序辦理。
4. 耐震補強應依其補強的目標，採用改善結構系統、增加結構體韌性與強度等方式進行，惟應注意各項抗震構材之均衡配置，以使建築物整體結構系統耐震能力之均衡提昇。
5. 耐震補強或改修不得產生有害基礎安全之情形(如沈陷、變形等)。

解說：

行政院已於民國 89 年 6 月 16 日核定「建築物實施耐震能力評估及補強方案」，期以公有建築物先行執行，作為民間表率，供爾後全面實施之參考，對於私有建築物擬以宣導方式推動。為確實有效進行建築物耐震評估及補強，該方案於 97 年 11 月 27 日修正部分條文，其對於耐震能力評估及補強基準如下，可供參考：

一、建築物之耐震能力評估分初步評估與詳細評估，初步評估供快速篩選優先評估順序對象之用。經初步評估判定為無疑慮者，得不必進行詳細評估；判定為有疑慮及確有疑慮者，除拆除重建外，應進行詳細評估或耐震設計補強。

二、實施耐震能力詳細評估之建築物，其不需補強或補強後之耐震能力應達下列基準：

- (一) 建築物之耐震能力以其能抵抗之最大地表加速度表示，其耐震能力應達本規範所規定工址回歸期475年之設計地震地表加速度乘以用途係數 I 。
- (二) 建築物亦得以性能目標作為耐震能力之檢核標準，確保該建築物在工址回歸期475年之設計地震力下所需達到之性能水準。
- (三) 進行結構耐震能力評估與補強設計時，應考慮非結構牆之效應，並檢討軟弱層存在之情況。

三、用途係數 $I=1.5$ 之建築物，應檢討其供水、供電及消防設備系統固定之耐震能力；並應考慮墜落物對建築使用機能之影響。設備系統固定處之耐震能力以其所在樓層加速度檢核之，其耐震能力應達本規範之加速度規定。

建築物耐震設計規範及解說

8.2 耐震能力評估與耐震補強

1. 建築物進行耐震能力評估前，應對主要結構部分(如梁、柱、剪力牆與斜撐系統等)作實地調查。並應充分了解建築物之現況、震害經驗與修復補強情形等影響耐震能力之各項因素。
2. 耐震能力評估與補強的基準應為主管建築機關所認可者，耐震能力評估的方法應為公認之學理。
3. 耐震補強應依據耐震能力評估之結果，作通盤檢討後確認建築物之耐震安全性。如有必要作補強以提昇其耐震能力時，應依主管建築機關規定之程序辦理。
4. 耐震補強應依其補強的目標，採用改善結構系統、增加結構體韌性與強度等方式進行，惟應注意各項抗震構材之均衡配置，以使建築物整體結構系統耐震能力之均衡提昇。
5. 耐震補強或改修不得產生有害基礎安全之情形(如沈陷、變形等)。

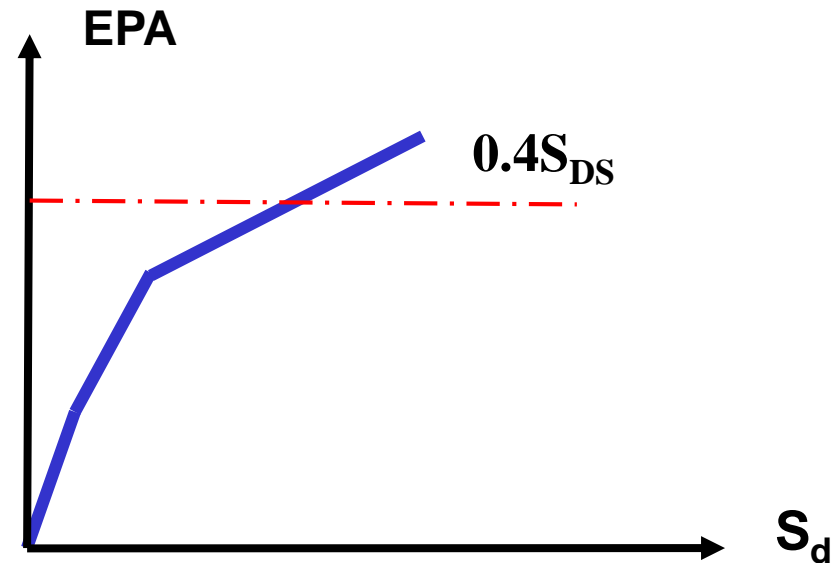
解說：

行政院已於民國 89 年 6 月 16 日核定「建築物實施耐震能力評估及補強方案」，期以公有建築物先行執行，作為民間表率，供爾後全面實施之參考，對於私有建築物擬以宣導方式推動。為確實有效進行建築物耐震評估及補強，該方案於 97 年 11 月 27 日修正部分條文，其對於耐震能力評估及補強基準如下，可供參考：

- 一、建築物之耐震能力評估分初步評估與詳細評估，初步評估供快速篩選優先評估順序對象之用。經初步評估判定為無疑慮者，得不必進行詳細評估；判定為有疑慮及確有疑慮者，除拆除重建外，應進行詳細評估或耐震設計補強。
- 二、實施耐震能力詳細評估之建築物，其不需補強或補強後之耐震能力應達下列基準：
 - (一) 建築物之耐震能力以其能抵抗之最大地表加速度表示，其耐震能力應達本規範所規定工址回歸期475年之設計地震地表加速度乘以用途係數I。
 - (二) 建築物亦得以性能目標作為耐震能力之檢核標準，確保該建築物在工址回歸期475年之設計地震力下所需達到之性能水準。
 - (三) 進行結構耐震能力評估與補強設計時，應考慮非結構牆之效應，並檢討軟弱層存在之情況。

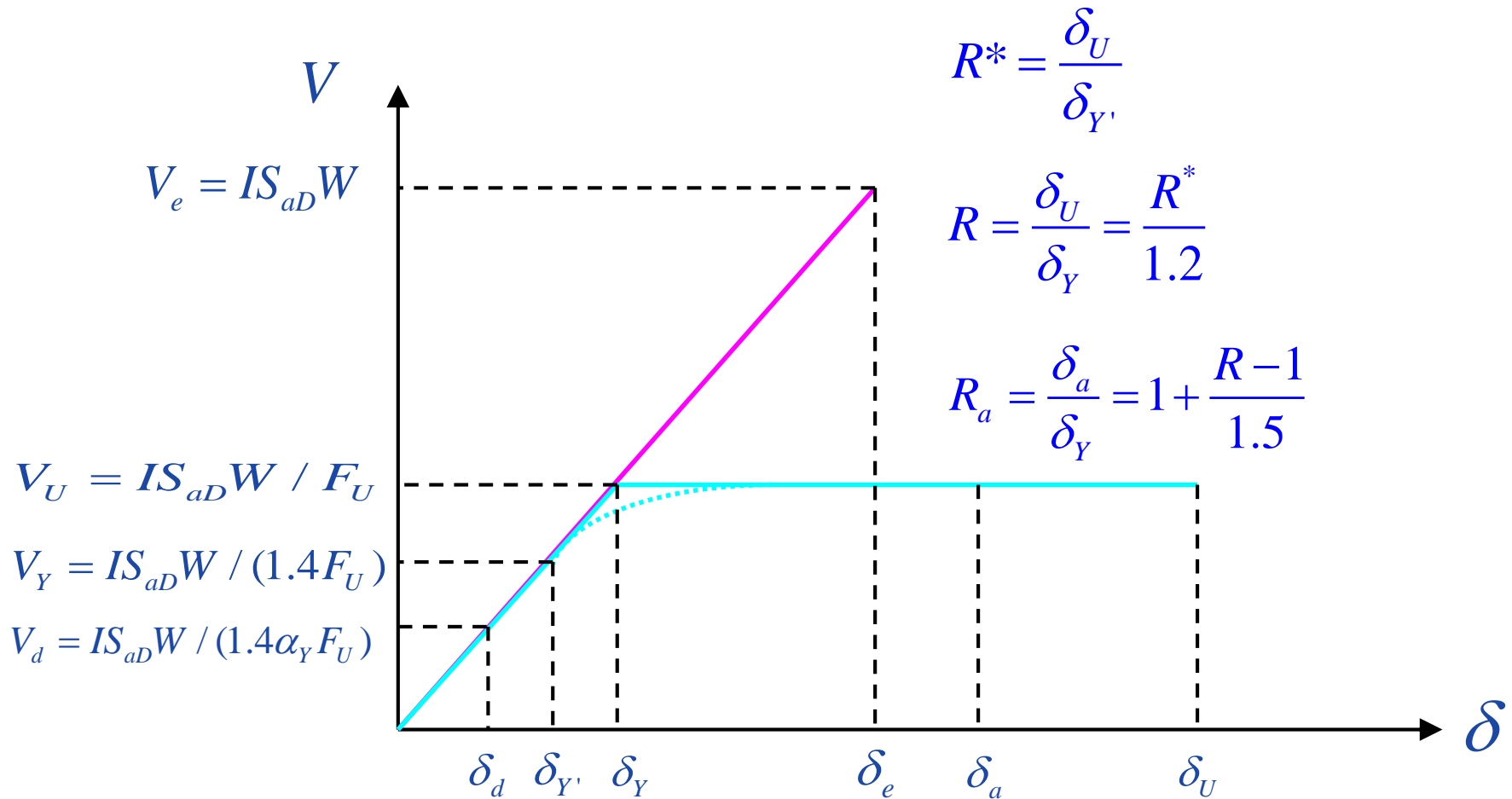
三、用途係數 $I=1.5$ 之建築物，應檢討其供水、供電及消防設備系統固定之耐震能力；並應考慮墜落物對建築使用機能之影響。設備系統固定處之耐震能力以其所在樓層加速度檢核之，其耐震能力應達本規範之加速度規定。

設計地震： $0.4S_{DS}$
檢核



耐震設計規範中各種地震力之定義

彈性系統與非彈性系統



建築物之耐震性能 (適用於一般工址或台北盆地)



性能狀態	安全性	使用性	修復性	
			短期	長期
PL_A PL_A^* PL_A^{**}	結構保持彈性	與地震前機能相同	臨時維修	無
PL_B PL_B^* PL_B^{**}	結構產生可修復之塑性變形防止倒塌	短期搶修可恢復震前機能	緊急修復或更換受損構件	局部整修或結構補強

建築物之性能目標 (適用於一般工址或台北盆地)



地震等級	用途係數		
	I=1.0	I=1.25	I=1.5
設計地震	PL_B	PL_B^*	PL_B^{**}

建築物非彈性位移與非彈性位移容量之比值 r

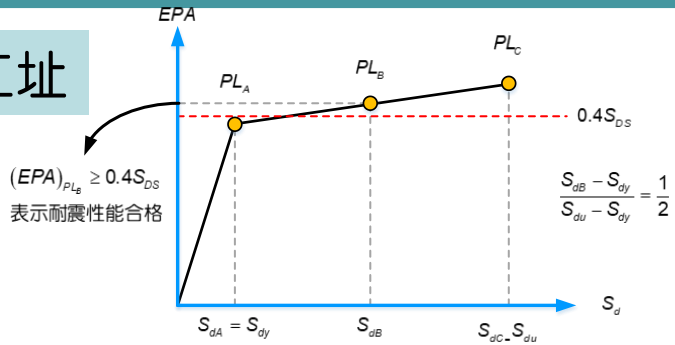
性能狀態	一般工址			台北盆地		
	I=1.0	I=1.25	I=1.5	I=1.0	I=1.25	I=1.5
PL_B	1/2	—	—	1/3	—	—
PL_B^*	—	5/12	—	—	7/24	—
PL_B^{**}	—	—	1/3	—	—	1/4

註： $r = \frac{S_d - S_{dy}}{S_{du} - S_{dy}}$ S_d : 非彈性譜位移 S_{dy} : 降伏譜位移 S_{du} : 極限譜位移

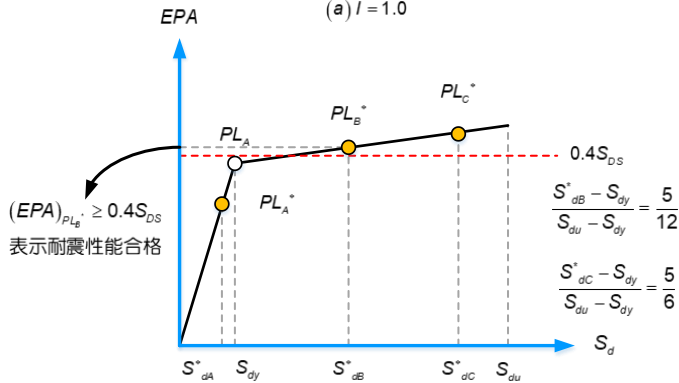
建築物耐震性能目標



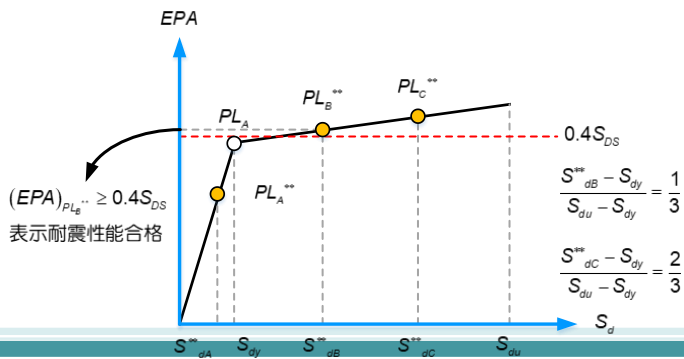
一般工址



(a) $I = 1.0$

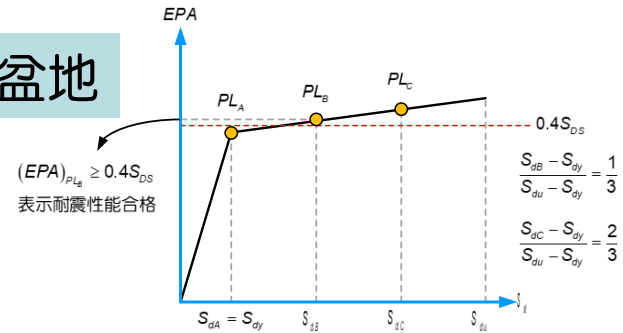


(b) $I = 1.25$

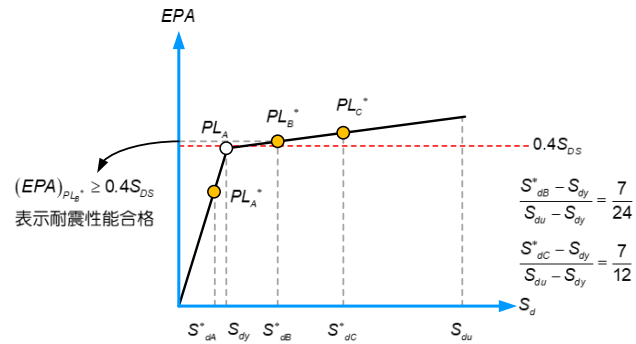


(c) $I = 1.5$

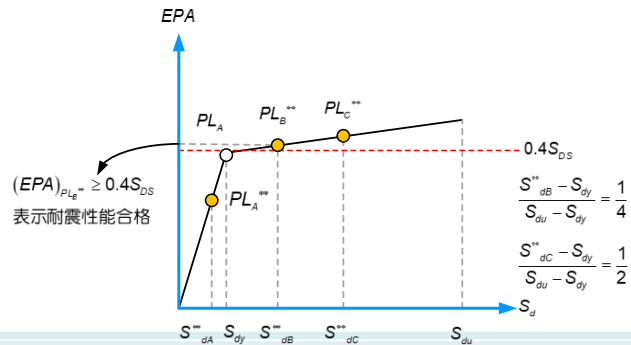
臺北盆地



(a) $I = 1.0$



(b) $I = 1.25$



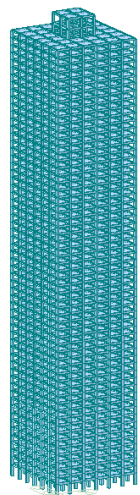
(c) $I = 1.5$

高樓層建築物耐震能力分析

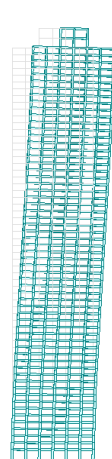


Modal Pushover Analysis (MPA)

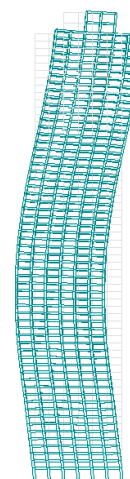
Step 1



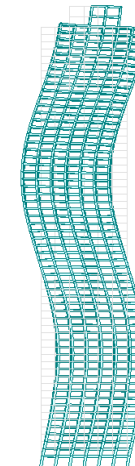
Mode Analysis



Mode 1



Mode 2



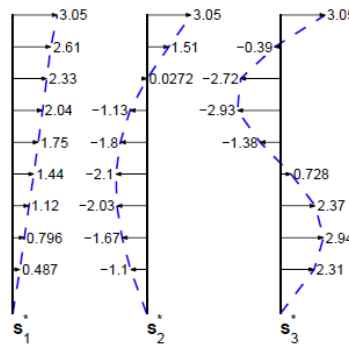
Mode 3 ··· Mode n

Mode shape Φ_n Frequency W_n

Step 2

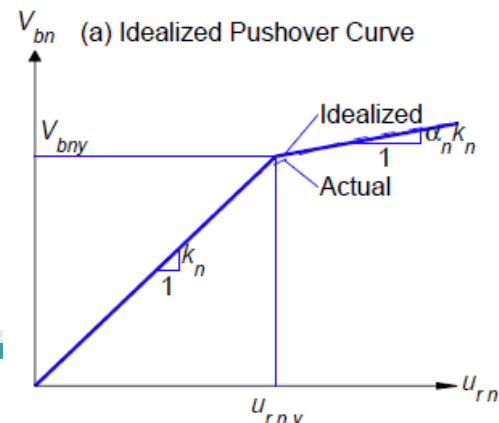
Force distributions

$$s_n^* = m\phi_n$$



Step 3

Pushover Analysis



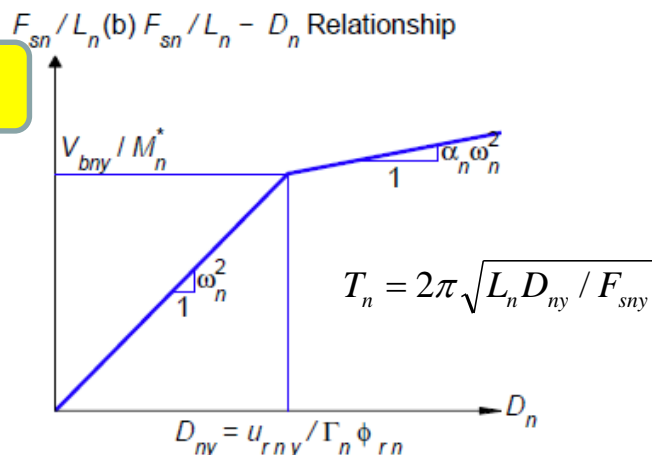
高樓層建築物耐震能力分析

Modal Pushover Analysis (MPA)

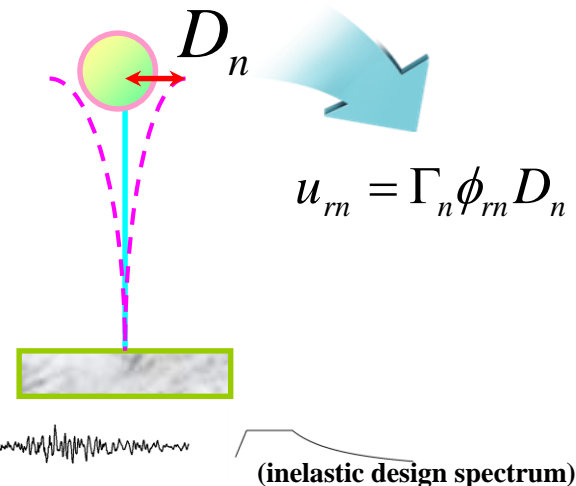


Step 4

Inelastic SDF

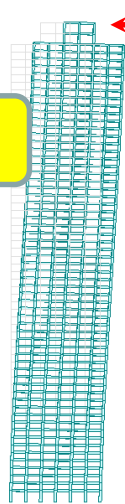


Step 5



Nonlinear Time History Analysis

Step 6



模態分配

Repeat Steps 3-6 for as many “modes” as required for sufficient accuracy.

Step 7

SRSS

$$u_r = \sqrt{\sum_n u_{rn}^2}$$

Complete Quadratic Combination Method (CQC)



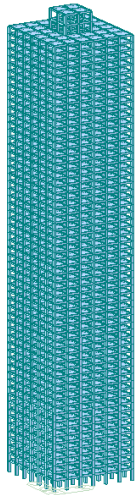
$$r_a = \left(\sum_{j=1}^N \sum_{k=1}^N S_{jk} r_j r_k \right)^{1/2}$$

$$S_{jk} = \frac{8\sqrt{\xi_j \xi_k} (\xi_j + r \xi_k) r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\xi_j \xi_k r(1+r^2) + 4(\xi_j^2 + \xi_k^2) r^2}$$

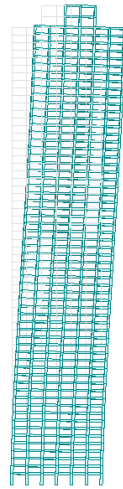
$$r = \frac{w_k}{w_j}$$

其中， r_j ， r_k 分別為第 j 振態及第 k 振態最大反應值， S_{jk} 為第 j 振態與第 k 振態之關係係數。 ξ_j 、 ξ_k 分別為第 j 、 k 振態的阻尼比， w_j 、 w_k 分別為第 j 、 k 振態的圓周頻率。

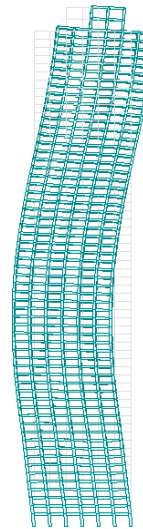
Complete Quadratic Combination Method (CQC)



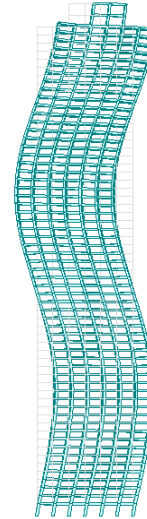
Mode Analysis



Mode 1(1)



Mode 2(4)

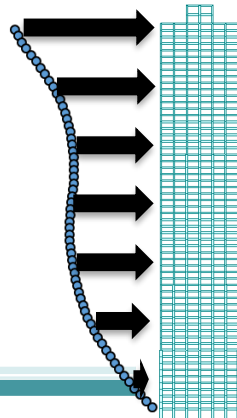


Mode 3(7) . . . Mode n

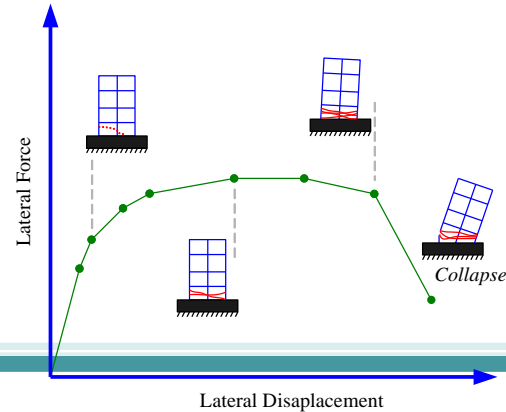
. . .

整體模態

CQC



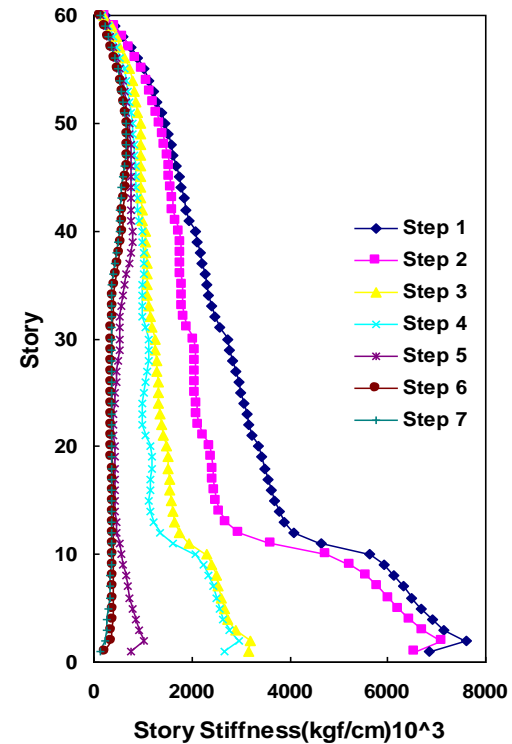
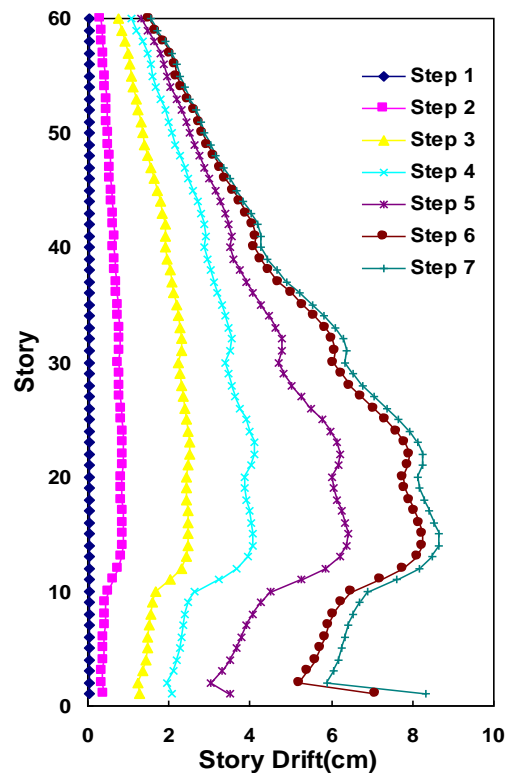
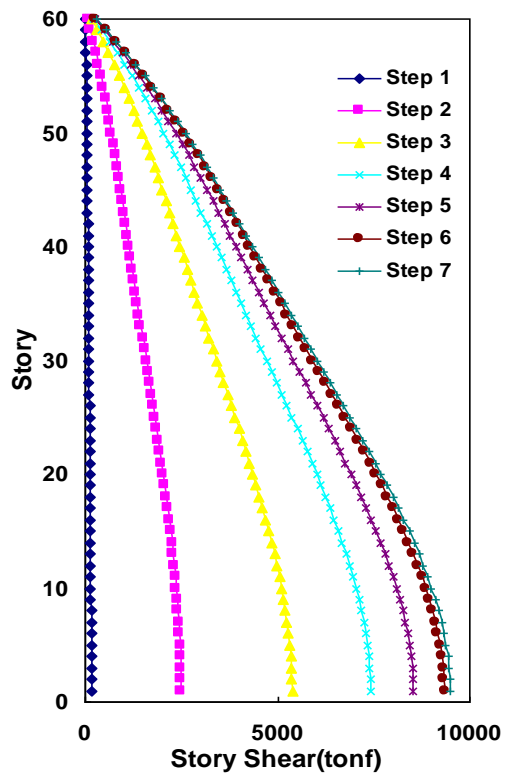
PUSHOVER



Time History Analysis

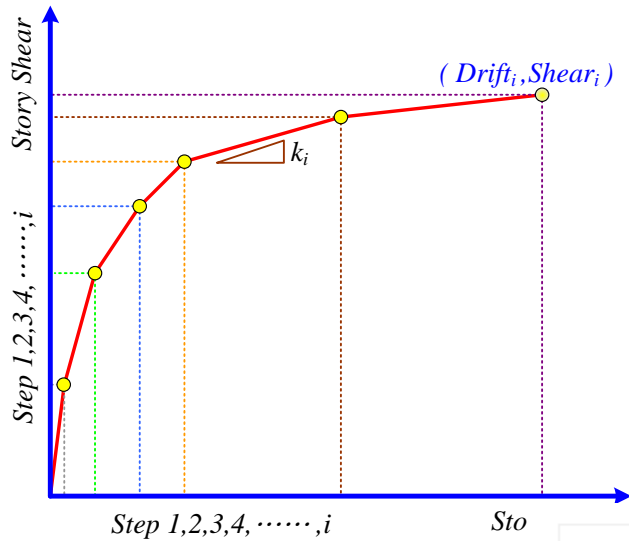


PUSHOVER可得各樓層之層間位移、層間剪力與層間勁度

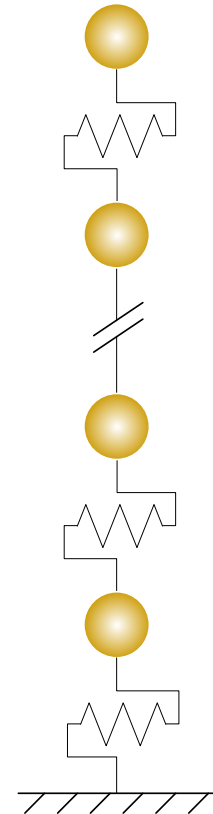


Time History Analysis

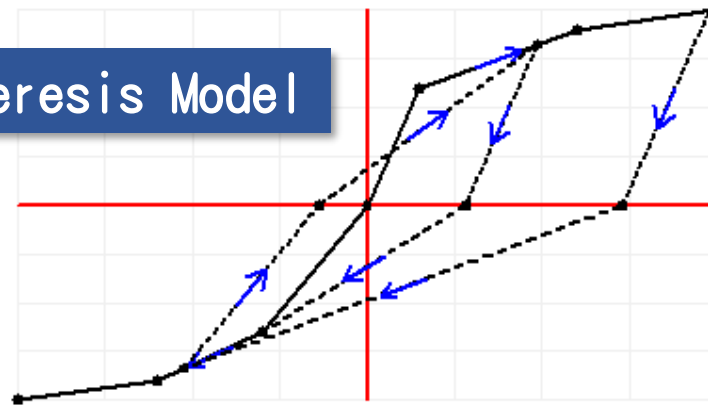
建立層間位移與層間剪力關係



Stick Model



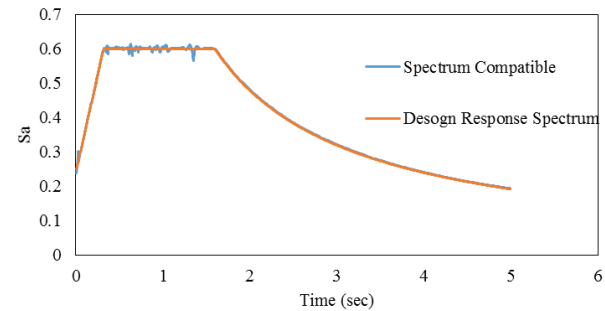
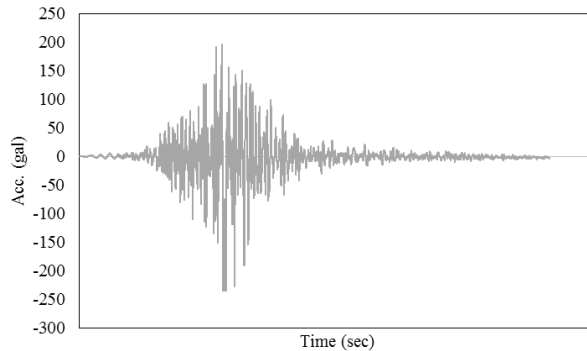
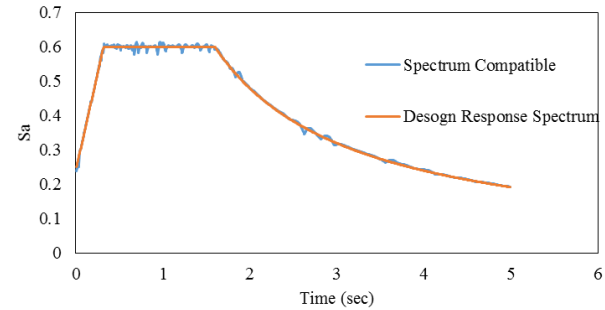
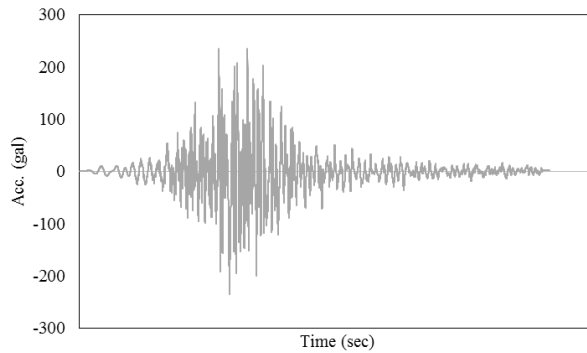
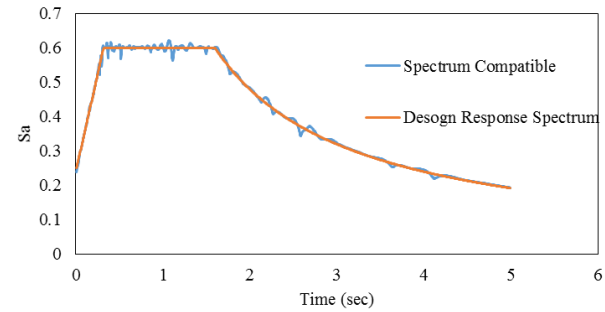
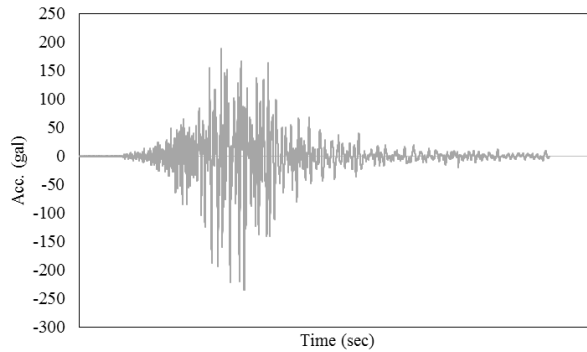
Hysteresis Model



Time History Analysis



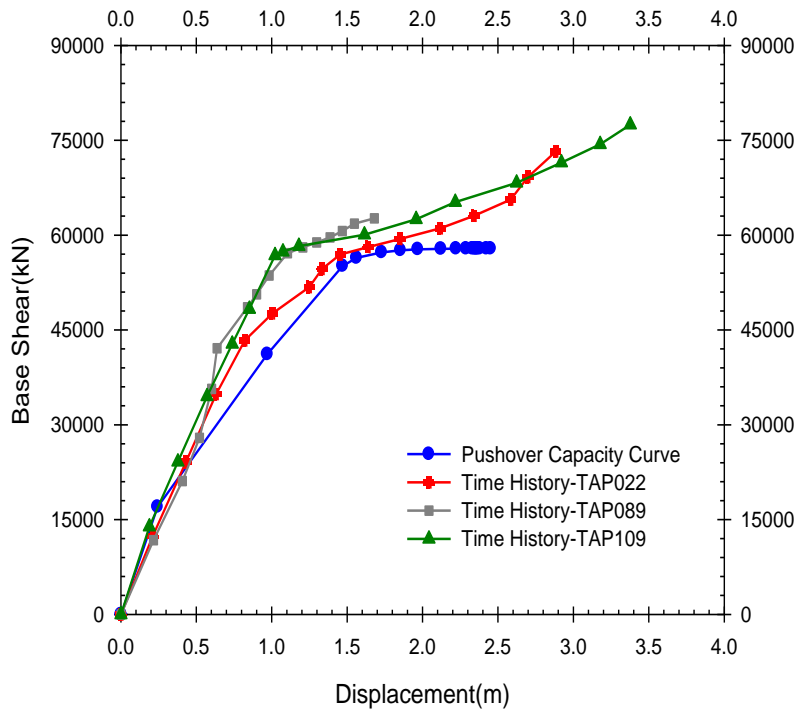
Spectrum Compatible



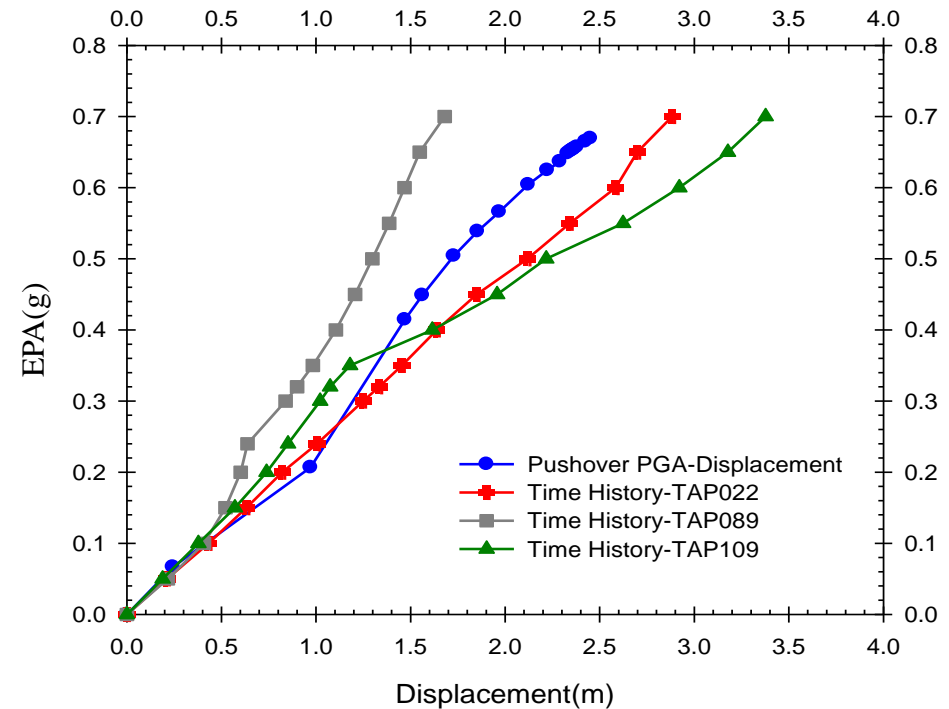
Comparison of capacity curves obtained by time history analysis and pushover analysis



Base shear vs roof displacement



EPA vs roof displacement



動態歷時分析

1

前言

2

鋼筋混凝土建築結構非線性行為

3

鋼筋混凝土構件補強理論探討與分析驗證

4

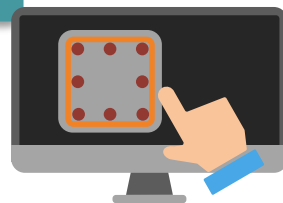
鋼筋混凝土建築結構耐震能力評估

5

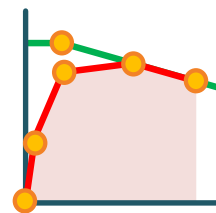
動態歷時分析

6

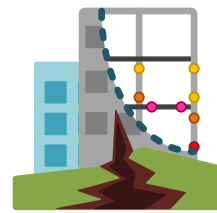
結論



視覺操作



塑鉸定義



破壞機制



成果顯示

第三章 動力分析方法

3.1 適用範圍

凡有下述任一情況之建築物，需以動力分析方法設計之：

1. 高度等於或超過 50 公尺或 15 層以上之建築物。
2. 建築物超過 20 公尺或 5 層以上，且其勁度、重量配置或立面幾何形狀具有表 1-1 第 1 至第 3 種立面不規則性，或具有表 1-2 平面扭轉不規則性者。
3. 建築物超過 5 層或 20 公尺，非全高度具有同一種結構系統者。

動力分析方法可為反應譜分析法或歷時分析法。

解說：

一般而言，建築物不規則者，須進行動力分析。

動態歷時分析 (Dynamic Time-history Analysis)



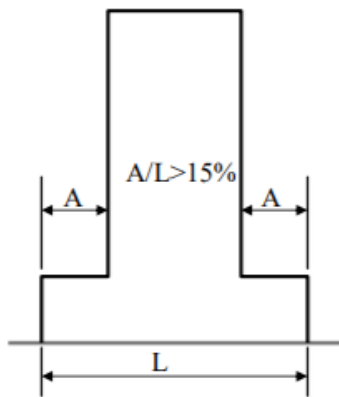
表 1-1 立面不規則性結構

不規則種類與定義	參考章節
1a. 勁度不規則性—軟層 軟層者係指該層之側向勁度低於其上一層者之 70%或其上三層平均勁度之 80%。	3.1
1b. 勁度不規則性—極軟層 極軟層者係指該層之側向勁度低於其上一層者之 60%或其上三層平均勁度之 70%。	不容許
2. 質量不規則性 任一層之質量，若超過其相鄰層質量的 150%者，稱此建築物具質量不規則性。屋頂下一層之質量大於屋頂層質量 150%者，不視為不規則。	3.1
3. 立面幾何不規則性 任一層抵抗側力結構系統之水平尺度若大於其相鄰層者之 130%以上，視此建築物具立面幾何不規則性，但閣樓面積甚小時，可不必考慮。	3.1
4. 抵抗側力的豎向構材立面內不連續 抵抗側力的豎向構材立面內錯位距離超過該構材長度者。	6.2.12
5. 強度不連續性—弱層 弱層為該層強度與該層設計層剪力的比值低於其上層比值 80%者。樓層強度係指所考慮方向上所有抵抗地震層剪力構材強度之和。	1.8 2.17

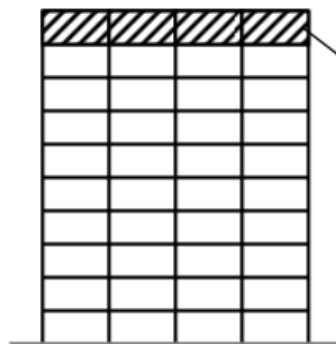
動態歷時分析 (Dynamic Time-history Analysis)



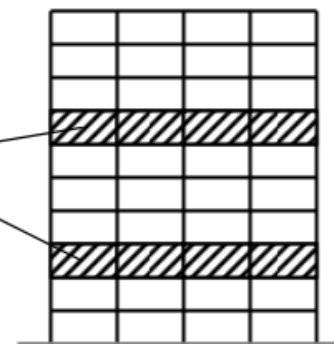
建築物立面不規則



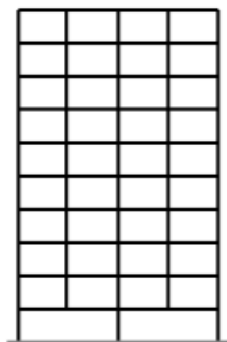
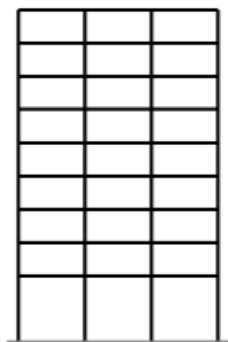
幾何形狀不規則



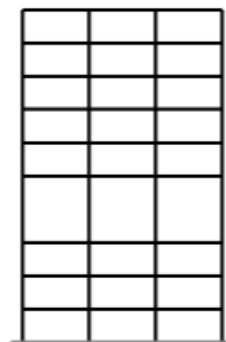
較重質量



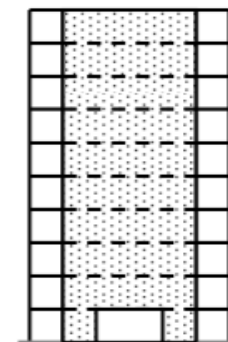
質量不規則



抗彎矩構架



勁度不規則



剪力牆

動態歷時分析 (Dynamic Time-history Analysis)



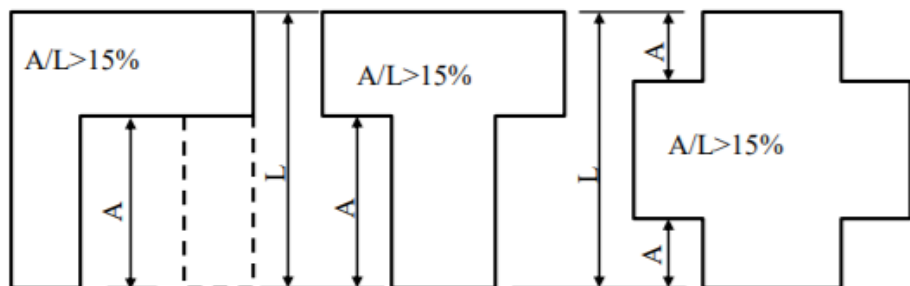
表 1-2 平面不規則性結構

不規則種類與定義	參考章節
1. 扭轉不規則性—橫隔版非柔性時需予考慮 在包含意外扭矩的地震力作用下，沿地震力方向最大側邊層變位大於兩側邊平均層變位的 1.2 倍以上時，應視為具扭轉不規則性。	2.14、3.1 3.7、6.1 6.2.9
2. 具凹角性 結構及其側力抵抗系統的平面幾何形狀具有凹角者，超過凹角部分之結構尺寸大於沿該方向結構總長之 15% 以上者謂之。	6.2.9
3. 橫隔版不連續性 橫隔版具有急遽不連續性或勁度不連續性，包含切角或開孔，其面積超過全部面積 50% 以上者，或兩層間有效橫隔版勁度之變化超過 50% 者。	6.2.9
4. 面外之錯位性 側向力傳遞之路徑具不連續性，如豎向構材有面外錯位者。	6.2.9 6.2.12
5. 非平行結構系統 豎向側力抵抗構材不平行或對稱於側力抵抗系統之兩正交主軸者。	6.1

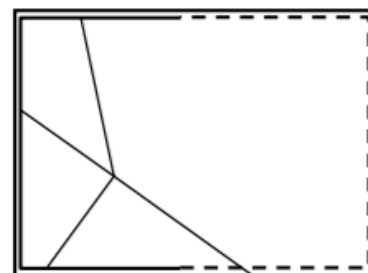
動態歷時分析 (Dynamic Time-history Analysis)



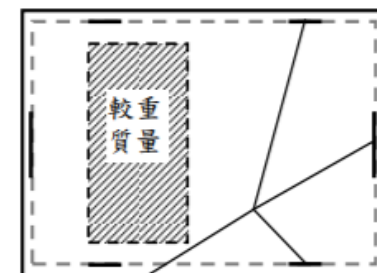
建築物平面不規則



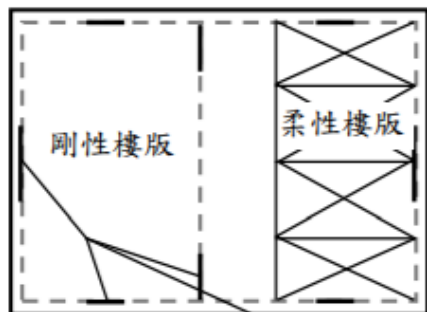
幾何形狀不規則



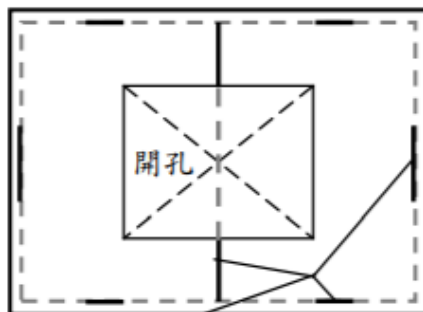
抗側力系統之垂直構材



質心與剛心之偏心



抗側力系統之垂直構材



樓版勁度之不連續

3.6 歷時分析法

3.6.1 輸入地震要求

至少三個與設計反應譜相符之水平地震紀錄，其應能確切反映工址設計地震(或最大考量地震)之地震規模、斷層距離與震源效應。

針對任一個水平地震紀錄，計算其 5% 阻尼之反應譜。同時，調整地震紀錄使得位於 $0.2T$ 至 $1.5T$ 週期範圍內任一點之譜加速度值不得低於設計譜加速度值之 90% 及於此週期範圍內之平均值不得低於設計譜加速度值之平均值，其中 T 為建物基本模態之振動週期。

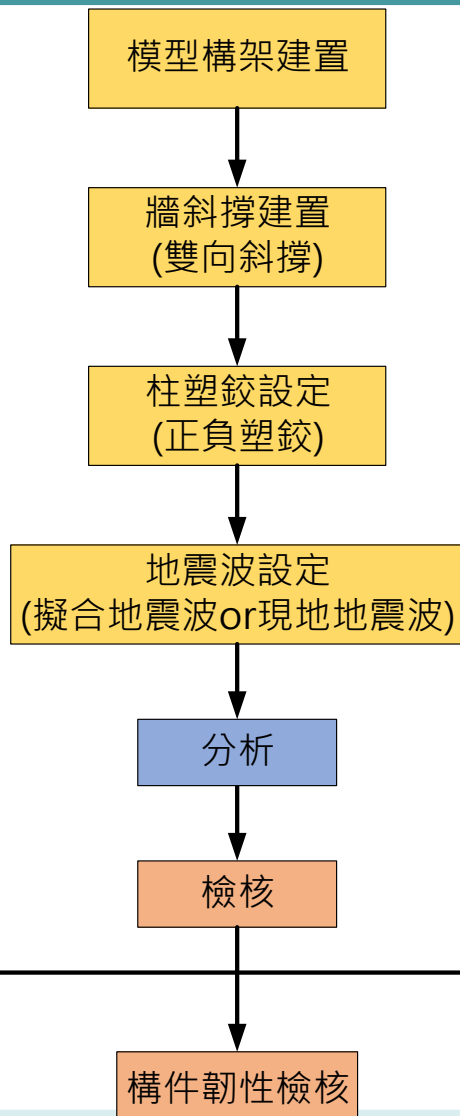
3.6.2 線性歷時分析

線性歷時分析之調整係數為 $I/(1.4\alpha_y F_u)$ ，但為避免中小度地震時建築物過早降伏，對一般工址與近斷層區域，調整係數不得低於 $I/(4.2\alpha_y)$ ，對臺北盆地，調整係數不得低於 $I/(3.5\alpha_y)$ 。分析所得任一主軸方向之總橫力，亦須依 3.3 節之規定進行調整。對多組地震紀錄分析所得之反應值，採最大反應值進行設計。

3.6.3 非線性歷時分析

進行非線性歷時分析，結構之模擬除須按 3.4 節之規定進行，構材之非線性分析模型須要能確切反應構材真實之非線性行為；非線性歷時分析所得之反應值不得再以調整係數 $I/(1.4\alpha_y F_u)$ 予以折減。

建築物耐震能力非線性動力歷時評估流程

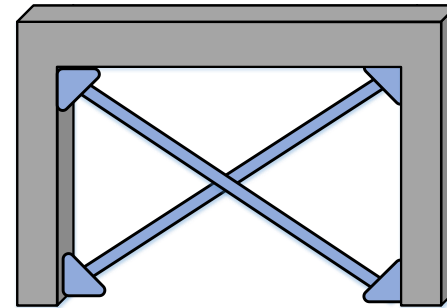
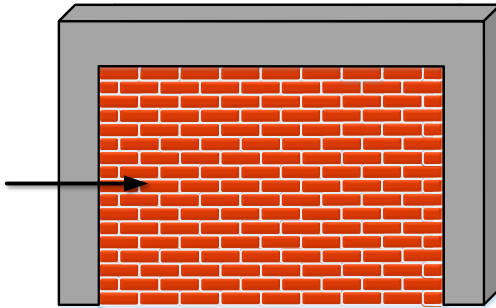


結構分析模擬條件

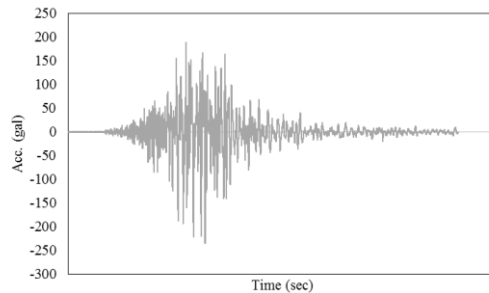
- (1). 建物平面X及Y向RC牆以RC牆等值斜撐模擬，RC牆僅承受軸壓力之構材。
- (2). 鋼筋混凝土梁柱接頭部分視為剛體。
- (3). 採用剛性樓版分析。
- (4). 垂直載重採用(靜載重DL+1/2活載重LL)。
- (5). 以SERCB分析正負X、Y向柱塑鉸，判斷柱之正負塑鉸後，彙整成一個檔案進行後續分析。
- (6). 動力歷時分析時，需更改梁、柱、牆遲滯模型。

牆斜撐模擬及地震波設定

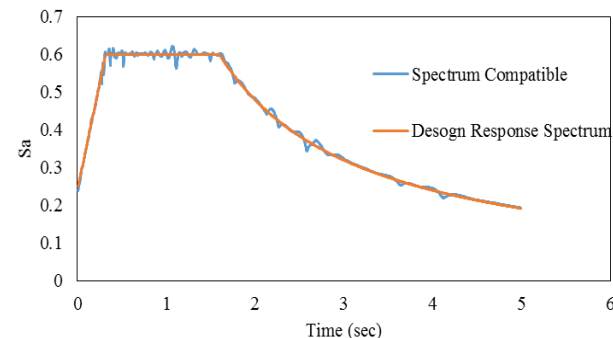
RC牆或磚牆



結構系統中包含RC牆或磚牆構件時，在建立模型時須使用者以雙向斜撐方式模擬，並設定成只承受壓力(Compression Only)



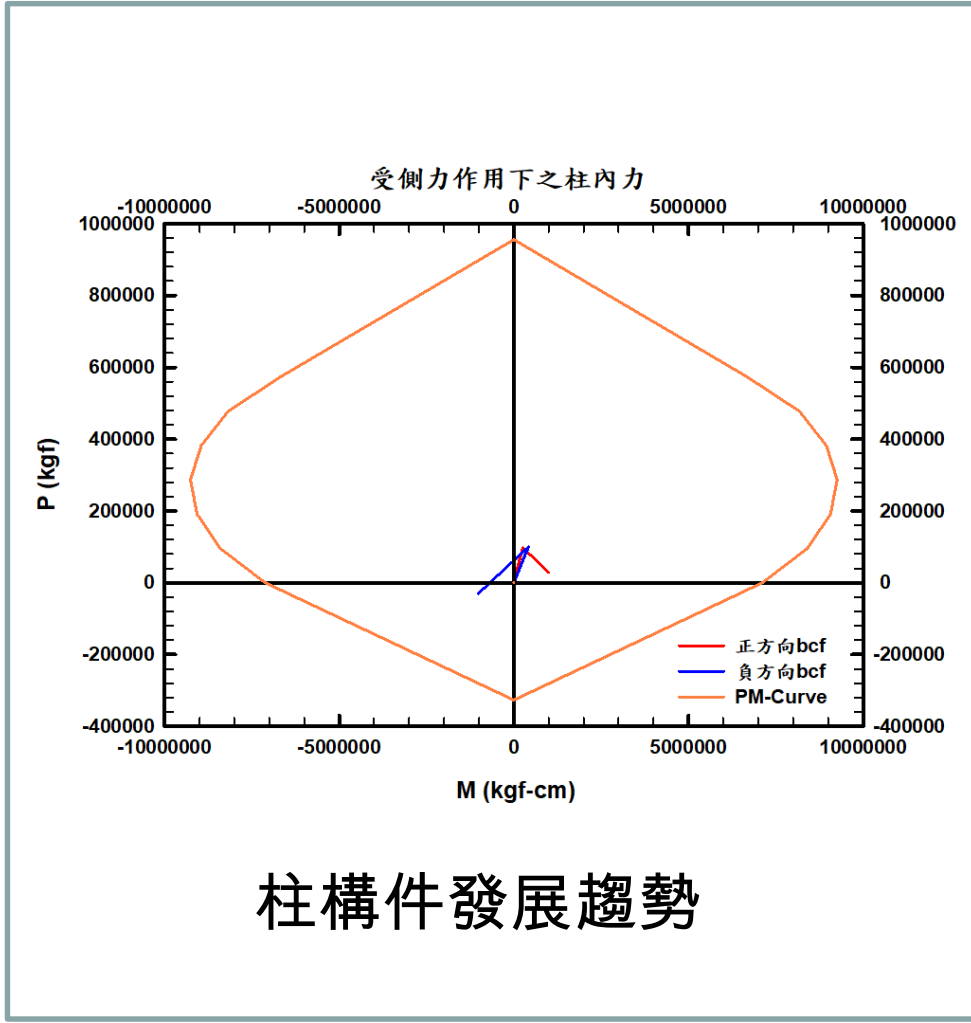
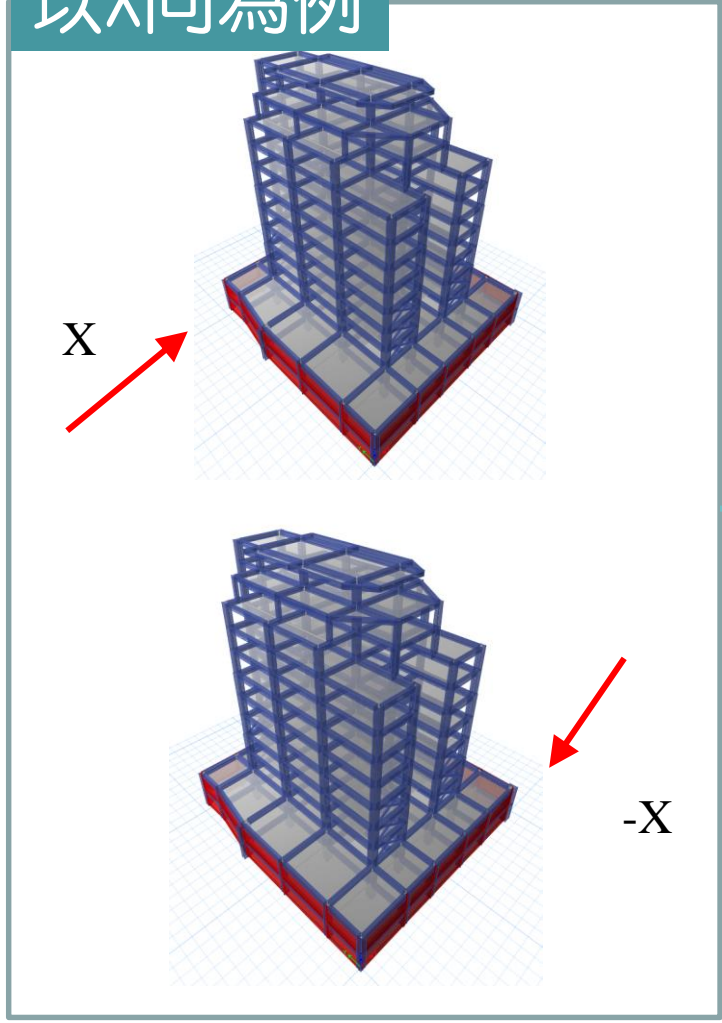
現地地震波



擬合地震波

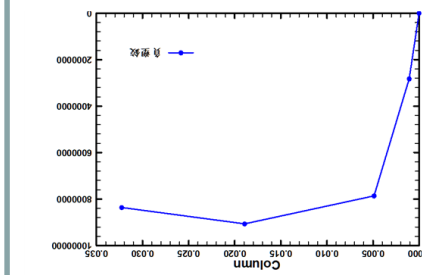
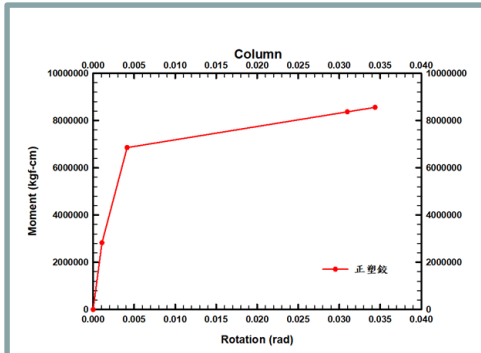
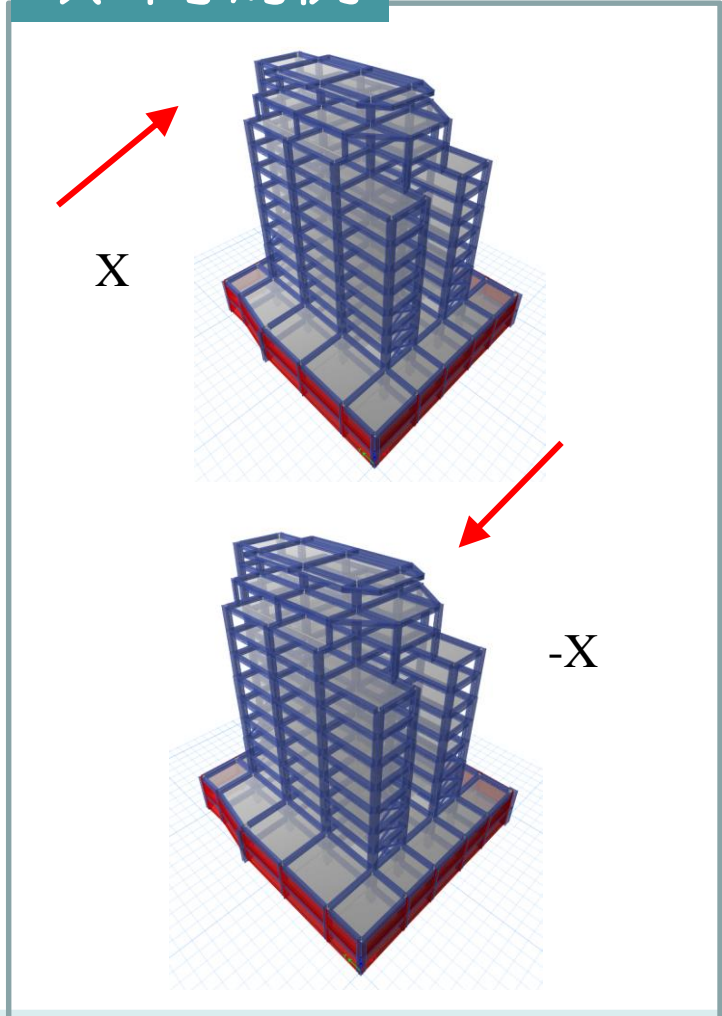
動力歷時分析斷面塑鉸設定 (正負塑鉸設定流程)

以X向為例

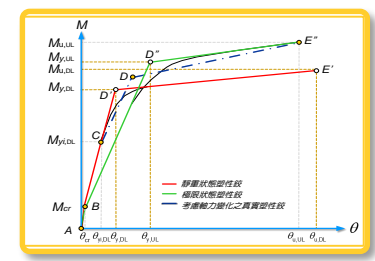
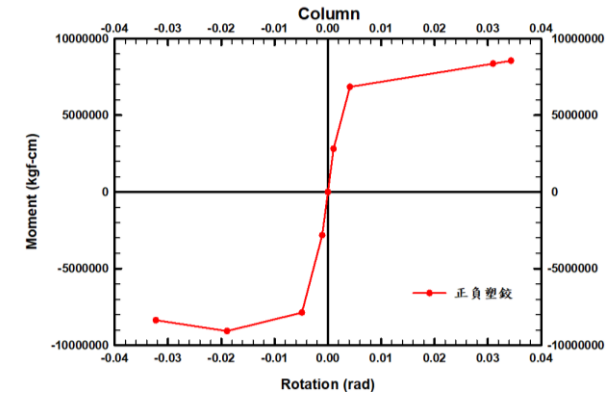


動力歷時分析斷面塑鉸設定 (正負塑鉸設定流程)

以X向為例



+

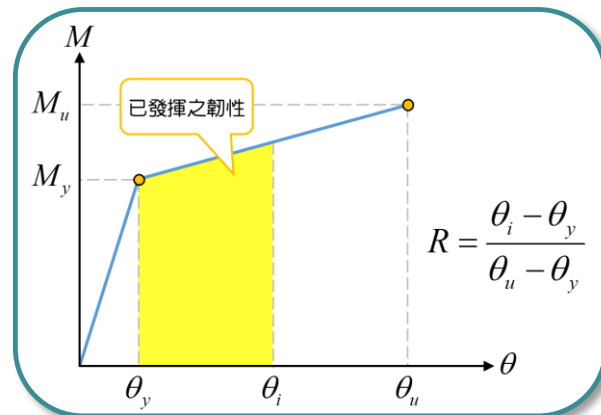


一、三象限非對稱塑鉸

構件韌性檢核



構件韌性對於不同用途係數下之折減



475年檢核標準

2500年檢核標準

構件韌性
檢核

$$R = \frac{\theta - \theta_y}{(\theta_u - \theta_y)}$$

塑鉸發展
未達降伏

$$R \leq \frac{2}{3I}$$

$$R > \frac{2}{3I}$$

塑鉸發展
未達降伏

$$R \leq \frac{1}{I}$$

$$R > \frac{1}{I}$$

尚未發揮
韌性

OK

NG

尚未發揮
韌性

OK

NG

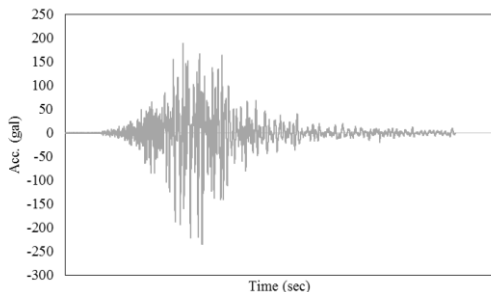
層間位移角對於不同用途係數下之折減

用途係數	I=1.0	I=1.25	I=1.5
475年 地震回歸期	3%	2.4%	2%
2500年 地震回歸期	4.5%	3.6%	3%

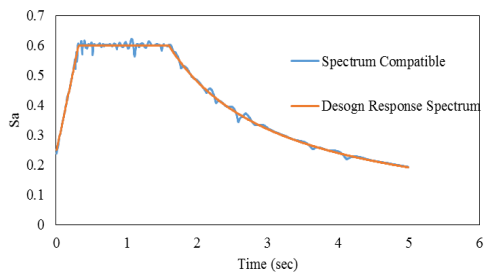
註：紅字為I=1.5下，透過475年回歸期與2500年回歸期之倍率關係求得

動力歷時分析檢核項目

地震波

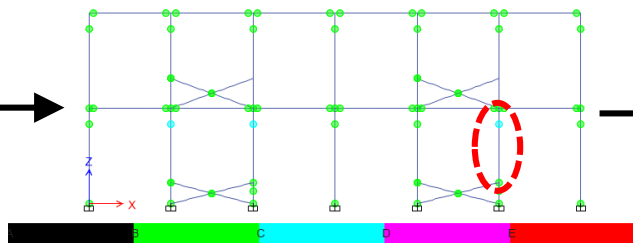


現地地震波

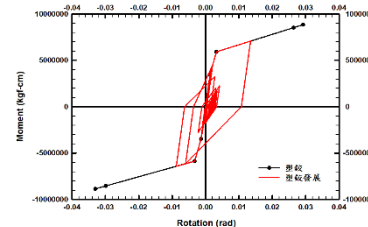


擬合地震波

塑鉸狀態



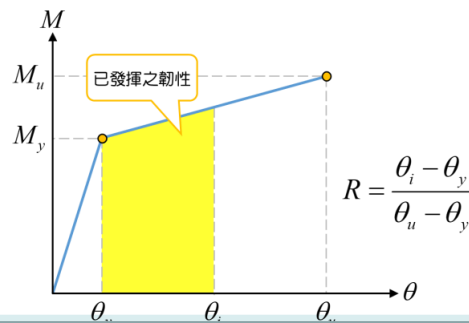
遲滯迴圈



層間位移角檢核

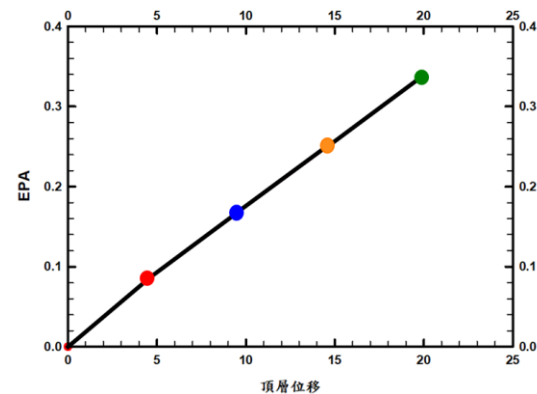
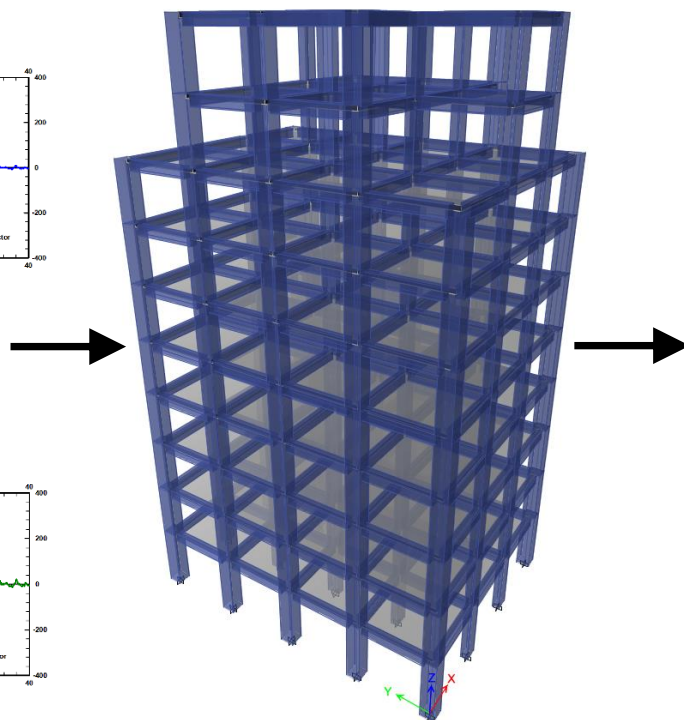
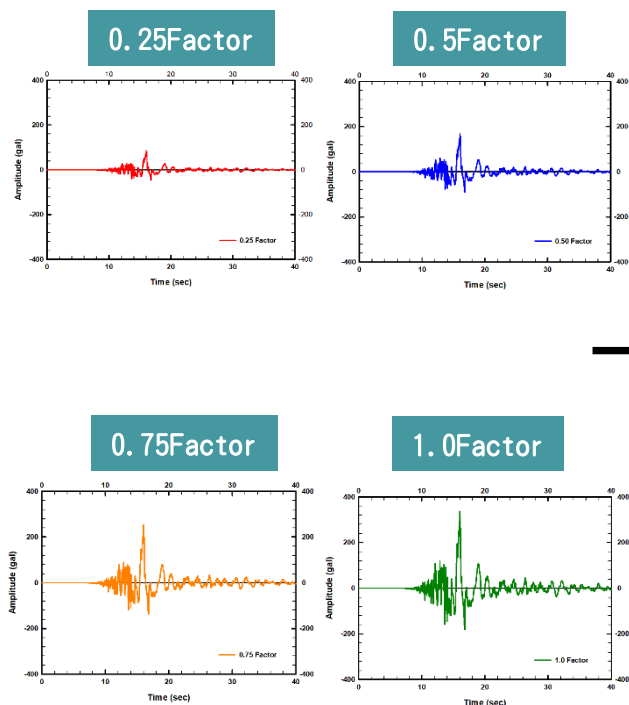
用途係數	I=1.0	I=1.25	I=1.5
475年 地震回歸期	3%	2.4%	2%
2500年 地震回歸期	4.5%	3.6%	3%

構件韌性檢核



Incremental Dynamic Analysis (IDA)

增量動態分析：地震波以逐步增加的方式輸入，對建築物進行非線性動力歷時分析，進而得到每個階段地震力對結構體造成的影響，此結果類似於側推分析以控制位移逐步增加直到結構失去垂直承載能力。



I. D. A.

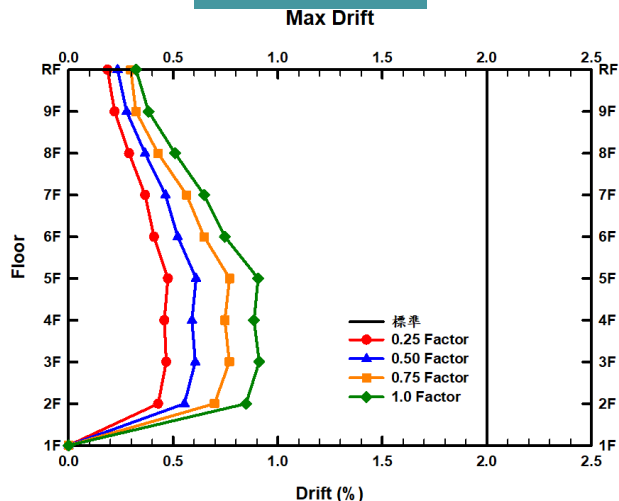
逐步增加之地震波

結構物

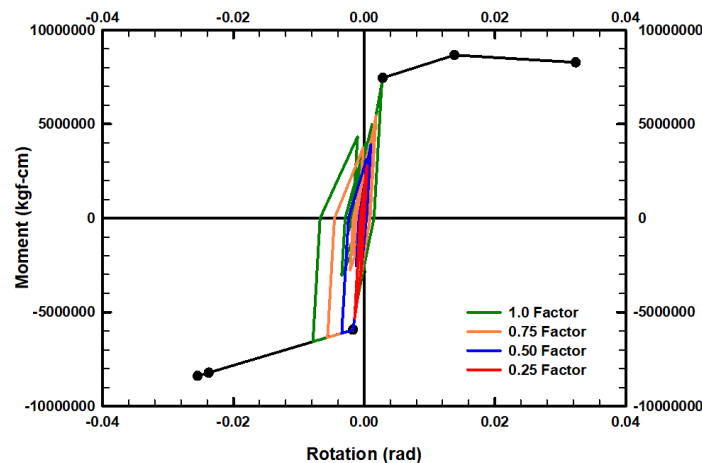
Incremental Dynamic Analysis(IDA)



層間位移



構件塑鉸發展狀態



韌性檢核

475年回歸期	梁柱構件	梁柱構件	梁柱構件	梁柱構件	合格標準
	0.25 Factor	0.5 Factor	0.75 Factor	1.0 Factor	
分析塑鉸總數	520	520	520	520	$R \leq \frac{2}{3I}$
合格塑鉸總數	520(0)	520(3)	520(15)	520(41)	
不合格總數	0	0	2	13	$R > \frac{2}{3I}$

註：括號內為韌性發展之數量

1

前言

2

鋼筋混凝土建築結構非線性行為

3

鋼筋混凝土構件補強理論探討與分析驗證

4

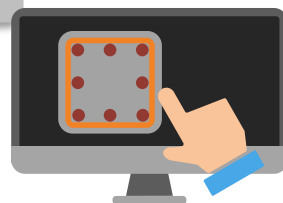
鋼筋混凝土建築結構耐震能力評估

5

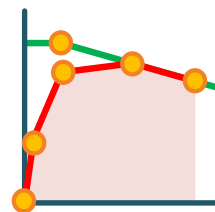
動態歷時分析

6

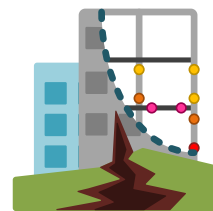
結論



視覺操作



塑鉸定義



破壞機制



成果顯示

結論

SERCB特色

- 內政部營建署**97年3月**審核通過。
- 修正**ATC-40**所提出之容量震譜法(或稱PushOver Method)觀念，提出**改良式建築物耐震能力評估方法**。
- 考量材料非線性組成率，由考量彎矩-剪力互制行為建立塑鉸，理論背景完整，並已與**實驗比對驗證**。
- 可提供**ETABS(V8.4.8與V9.0以上之版本)**與**MIDAS GEN(V761與V820)**執行PUSHOVER分析。(持續銜接最新版)
- 考量地震力作用下，**軸力變化**對構件性能之影響。
- 應用上**無樓層數限制**。
- 操作**全視窗化**，易操作，易檢核分析後結果。
- 開闢專屬網頁供使用者免費下載軟體，並設立Q & A專欄作為各界意見溝通之平台。**定期(每年元旦)與不定期通知使用者最新資訊**。專屬網站：

<http://sercb.dyndns.org/SERCBWeb/Default.aspx>

結論

SERCB特色

- 不同地震波輸入結構體會得到不同結果
- 構材非線性塑性鉸特性與遲滯回圈定義要有根據
- IDA在實務應用上不太可行(耗時太久)，僅需以特定地震歷時輸入(如475年或2500年回歸期地震)，檢核：
 - (1)結構整體行為(層間位移比)
 - (2)構材局部行為(構件韌性檢核)

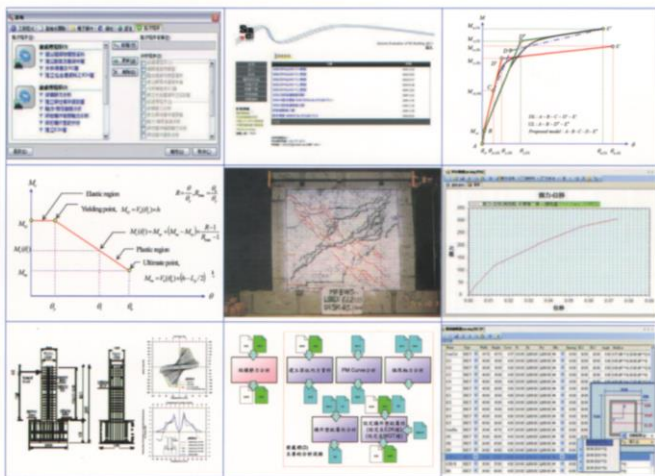
鋼筋混凝土建築物耐震能力評估與補強手冊



SERCB-Win2012

鋼筋混凝土建築物耐震能力評估手冊
— 視窗化輔助分析系統 SERCB Win2012 —

內政部建築研究所



中華民國 101 年 4 月

SERCB-2017

鋼筋混凝土建築物耐震能力詳細評估SERCB — 理論背景與系統操作

鋼筋混凝土建築物耐震能力
詳細評估SERCB
— 理論背景與系統操作

SERCB手冊



SERCB
手冊

宋裕祺
蔡益超
著

宋裕祺
蔡益超
著

Thank You !

