

應用梁腹開孔設計於既有鋼梁柱接頭韌性改良之問題研究

Study on Steel Beam-to-column Connections with Beam Web Openings

張惠雲^{1*} 賴啟銘² 王亭懿³

¹國立高雄大學土木工程學系 教授

²國立成功大學土木工程學系 特聘教授

³國立成功大學土木工程學系 研究生

Email: hychang@nuk.edu.tw (通訊作者*)

摘要

本研究針對梁腹板開孔減弱接頭 (Web Opening) 之鋼梁柱接頭，以有限元素分析探討耐震行為，並進行設計改良。分析結果發現，設計改良的接頭可以有效地將塑鉸移離柱面處，並。

關鍵字：鋼梁柱接頭、減弱式接頭、腹板開孔、耐震性能

一、前言

1994 年北嶺地震與 1995 年阪神地震先後有鋼梁柱接頭破壞案例報告，更甚者，有的接頭幾乎未經塑性變形即發生脆性破壞 [1-3]。許多學者對鋼梁柱接頭進行研究，總結出兩種設計方法可以避免上述接頭脆性破壞，其一為減弱式接頭設計，即使梁局部斷面積減少，以使塑鉸發生位置遠離柱面 [3,4]。減弱式鋼梁柱接頭，特別是梁翼切削 (Reduced Beam Section, RBS)，在近年已廣為國內外工程界所採用。但以往的實驗研究，有些鋼梁柱接頭的破壞仍然是發生在柱面與梁翼的銲道附近，甚至接頭未發揮預期的強度或塑性變形[e.g. 5, 6]。本研究針對既有鋼梁柱接頭韌性改良問題，配合有限元素分析進行梁腹板開孔設計研究。

二、研究方法

本研究採用 ANSYS 有限元素軟體的結構模組進行非線性分析 (Nonlinear Static Structural) [7,8]。模擬流程如圖 1。

2.1 模型假設

分析模型不考慮銲接施作時產生之殘留應力及熱影響區之影響。分析模型亦不考慮鋼材開裂及螺栓或銲道拉斷之破壞情形。模型梁腹板、剪力板與螺栓間之相對滑動係數採用 0.45。

2.2 材料參數

鋼材與銲道之材料模型均模擬為雙線性且為均質材料，於線性階段採用等向線性 (Linear Isotropic) 材料模型，彈性模數皆設定為 200,000 MPa，波松比 (Poisson Ratio) 為 0.3。採用多線性應變硬化 (Multilinear Kinematic) 材料模型。各類鋼材、銲材與螺栓

對應之降伏強度、極限強度與應變硬化係數設定如表 1。

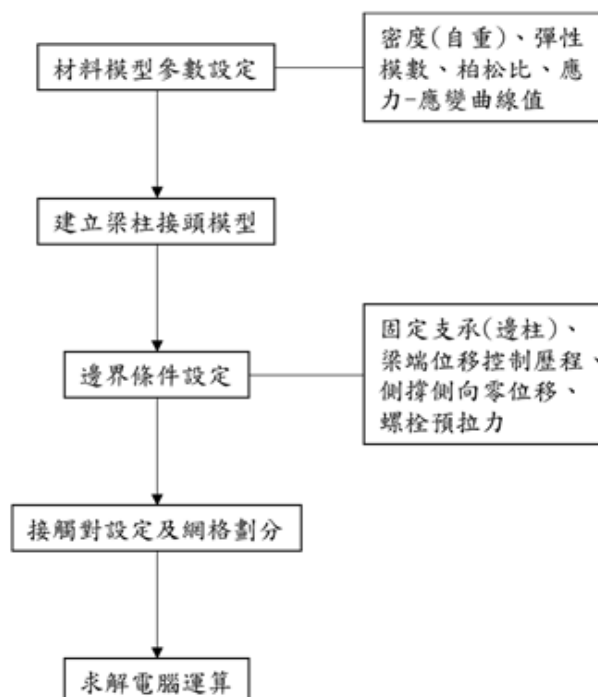


圖 1 有限元素模擬流程圖

表 1 模型材料參數

		降伏強度(MPa)	極限強度(MPa)	應變硬化係數 E_{sh}
鋼材 SN490 B	剪力板、柱板	324	490	0.05E
	梁翼板	341	516	0.05E
	梁腹板	385	549	0.05E
鋁材 E7018		480	592	0.004E
螺栓 S10T		900	1200	0.05E

2.3 網格/接觸設定

模擬鋼材之分析元素採用三維結構固體元素 SOLID186, 3-D 20-Node Structural Solid, 每個節點有三個平移自由度, 模型網格以六面體為主, 每個元素有二十個節點。模型內形狀不規則處採用四面體 SOLID187, 3-D 10-Node Tetrahedral Structural Solid, 每個元素有十個節點。

本研究模型中, 與鋁道接觸對皆將其設定為 Bonded; 螺栓與螺帽間設定 Bonded; 剪力板與梁腹板、螺栓與剪力板、螺帽與梁腹板使用 Frictional, 滑動係數使用 0.45 設定之。螺栓與梁腹板、剪力板與柱面設定 Frictionless, 無摩擦。

2.4 邊界條件設定

箱型柱上下兩端模擬為固定端，Fixed support。為避免梁往側邊偏轉，於梁臂中央置一側撐，模型將其模擬為位移控制為零，Displacement Z=0，給定螺栓初始預拉力 240 kN。加載方式為於梁端施加反覆或單向載重，並以位移控制方式進行加載。圖 2 為邊界條件設定示意圖。圖 3 為反覆加載位移控制歷程圖。

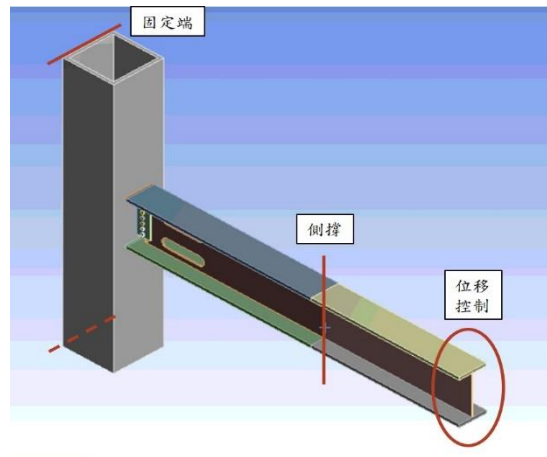


圖 2 邊界條件設定示意圖

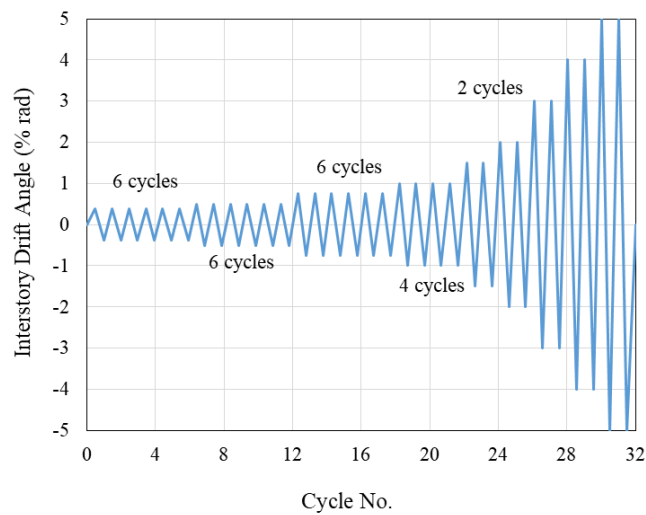


圖 3 反覆加載位移控制歷程圖

2.5 破壞指標

1. von Mises 應力

$$\sigma_{\theta} = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} \quad (1)$$

其中， σ_θ 為 von Mises 應力； σ_1 、 σ_2 、 σ_3 為主軸應力。

2. 破裂指數

$$RI = \frac{PEEQ}{e^{(-1.5^{ST})}} \quad (2)$$

其中，RI 為破裂指數(Rupture Index)；PEEQ 為等效塑性應變指數；ST 為應力三軸度 (Stress Triaxility)。

利用破裂指數作為破壞指標判斷接頭損壞模式，幾個最常見的可能破壞位置為，翼板靠近鉚道處/翼板扇形開孔處(WAH-F)；翼板腹板開孔處(BF-F)；腹板挫屈(BW-B)。其中挫屈破壞可以從載重位移關係觀察，本研究不討論。破裂指數之觀察位置如圖 4 所示。

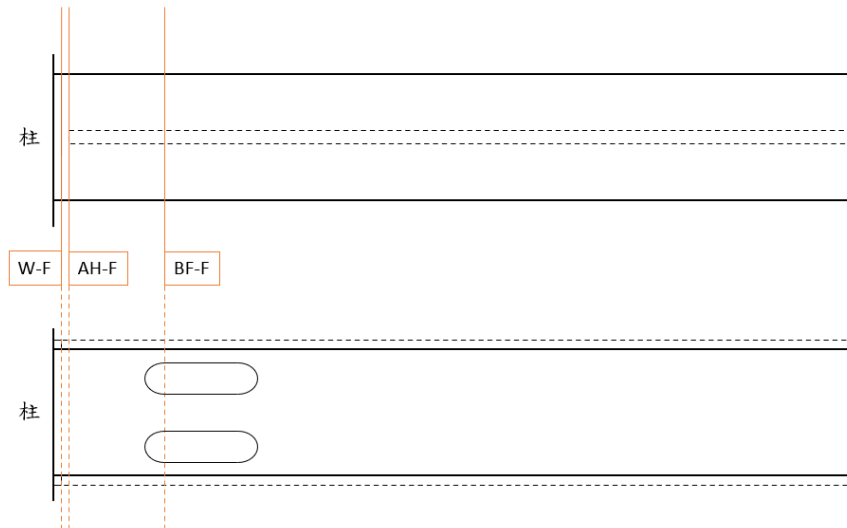


圖 4 破裂指數之觀察位置示意圖

2.6 設計方法

開孔設計參數及示意圖如圖 5 所示。

1. 開孔間距及深度

為確保梁腹板開孔後仍有足夠的剪力強度，故先檢核梁淨斷面足夠而有良好剪力強度。於計算剪力強度時考慮梁腹板，此方法僅適用於深梁 [9,10]，本研究因此將翼板一併納入計算剪力強度。

$$\phi V_n = 0.9 \times 0.6 \times F_y \times A_g \quad (3)$$

其中， ϕV_n 為設計剪力強度； F_y 為梁的標稱降伏強度； A_g 為梁的淨斷面積。

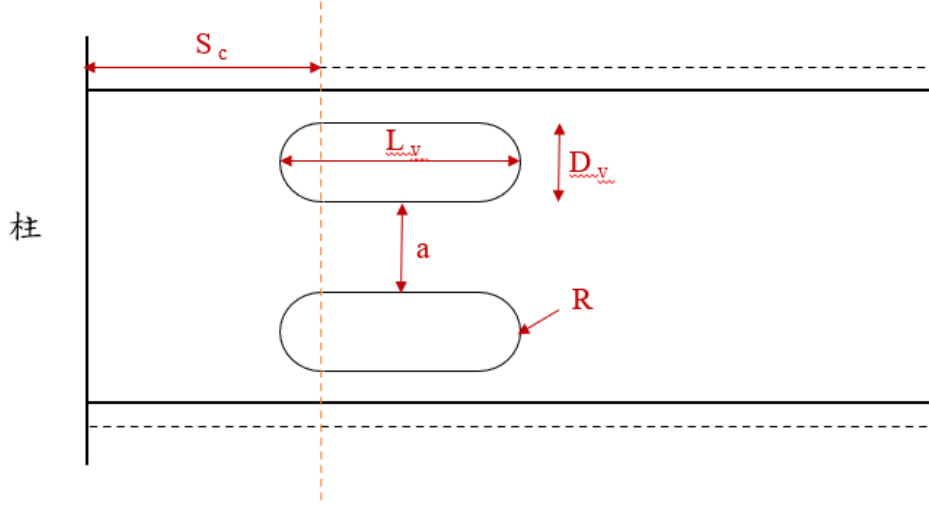


圖 5 開孔設計參數及示意圖

以柱面處之剪力需求計算得下式。

$$a = \frac{3.704 \times Z_b}{L_n \times t_w} - 2t_f \quad (4)$$

其中， a 為雙長條開孔淨間距； Z_b 為梁塑性斷面模數； L_n 為兩柱面間距(即梁長)； t_w 為梁腹板厚度； t_f 為梁翼板厚度。

梁斷面削減設計原理之彎矩梯度計算如下式。

$$M_{df} = \frac{M_{prh} \times \frac{L_n}{2}}{\left(\frac{L_n}{2}\right) - S_c} \leq M_{pef} \quad (5)$$

其中， M_{df} 為柱面彎矩需求； S_c 為塑性鉸位置距柱面距離； L_n 為兩柱面間距(即梁長)； M_{pef} 為柱面真實彎矩強度。

2. 開孔尺寸

$$L_v = \alpha \times D + 2R \quad (6)$$

其中， L_v 為開孔長度； α 為開孔長度參數； D 為梁深； R 為開孔圓弧半徑。

3. 開孔位置

$$S_c = \frac{L_n}{2} - \frac{M_{prh} \times \frac{L_n}{2}}{M_u} \quad (7)$$

其中， S_c 為塑性鉸位置距柱面距離； L_n 為兩柱面間距(即梁長)； M_{prh} 為腹板開孔處真實估計塑性彎矩； M_u 為柱面彎矩極限強度。

2.7 開孔長度參數研究

雙長條開孔改良梁柱接頭試體 (以下稱 T1 試體，如圖 7(b)所示) 之臨界斷面位置距柱面 427.5 mm，用彎矩梯度計算彎矩強度，結果得梁腹板開孔深度須為 66.8 mm 以上；而剪力強度計算梁斷面面積，結果得梁腹板開孔深度須為 152.5 mm 以下。

故開孔長度參數之分析，本研究分三組進行模擬，單長條開孔深度為 70 mm、105 mm 及 140 mm。圖 6 為試體 T1 臨界斷面處正規化彎矩比值與開孔長度參數關係圖。為確保開孔長度參數不影響設計彎矩強度，使不致因開孔過長而提早挫屈，筆者認為正規化彎矩比值應至少大於 0.95 較為保守。如圖所示，開孔長度參數在 0.5 至 0.8 之間，臨界斷面能發展較好之彎矩強度。

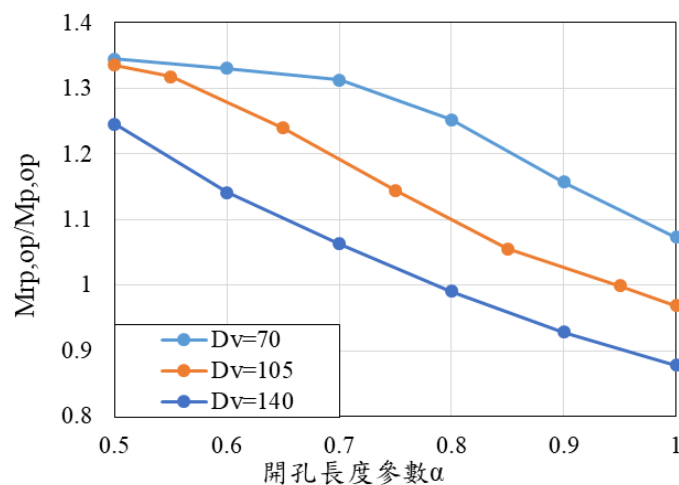
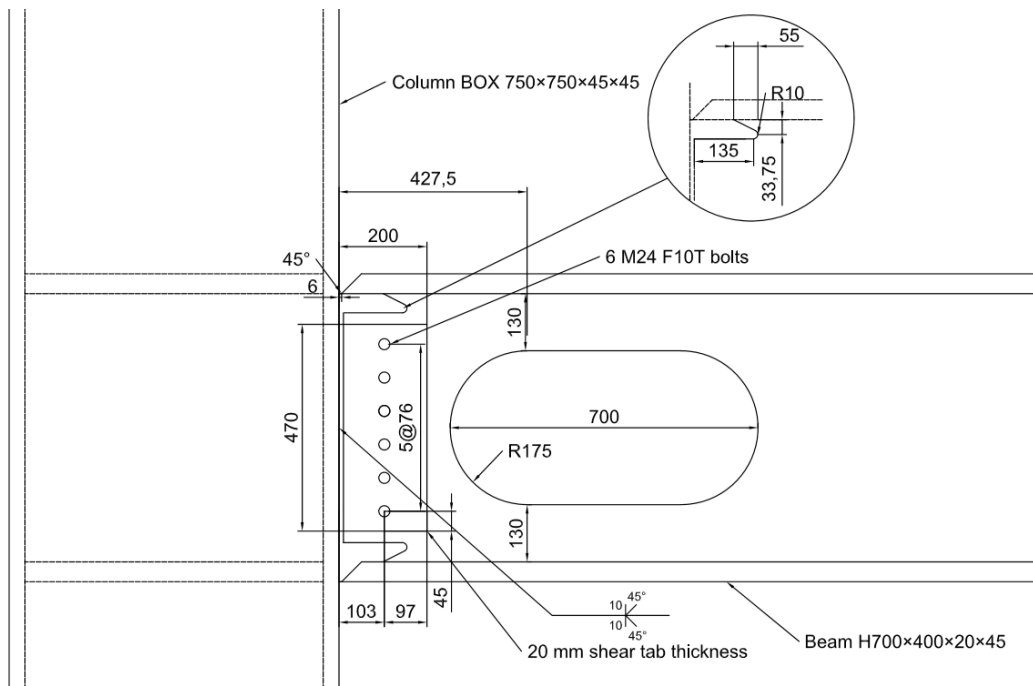


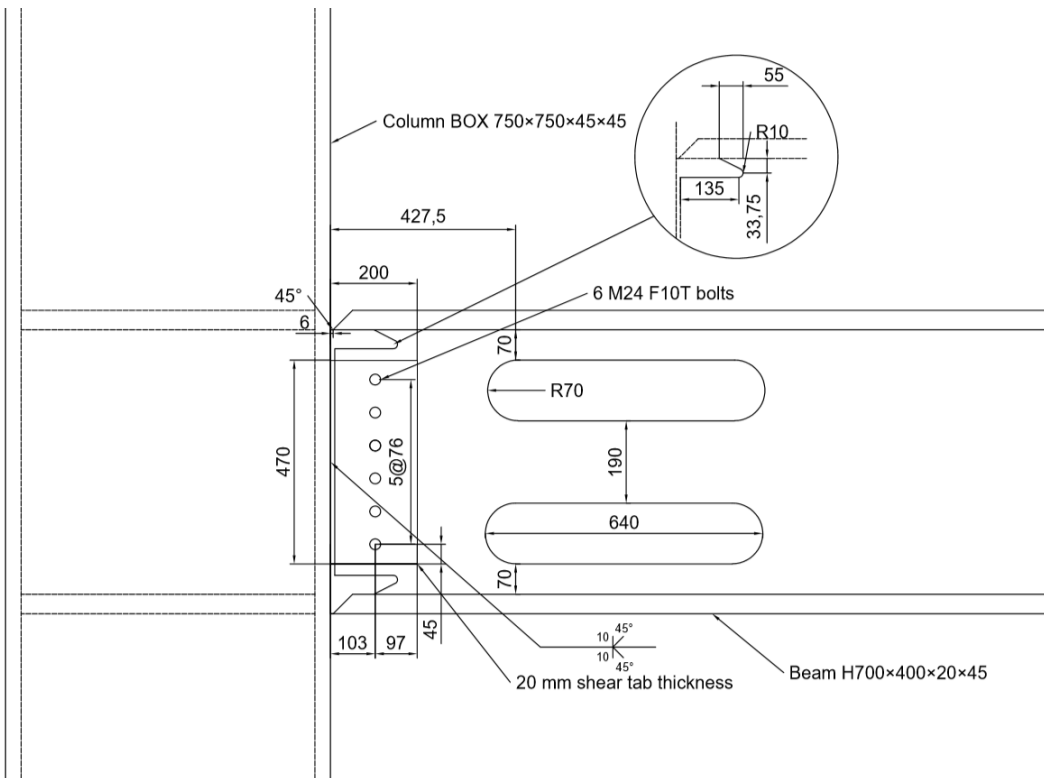
圖 6 試體 T1 臨界斷面處正規化彎矩比值與開孔長度參數關係圖

三、結果

本研究對既有梁腹開孔設計進行改良與有限元素分析驗證。既有設計接頭以 OP1 試體表示，本研究改良之開孔設計接頭以 T1 試體表示，如圖 7。



(a) OP1 試體 [8]



(b) T1 試體

圖 7 梁腹板開孔設計圖

3.1 彎矩-轉角曲線

圖 8 為兩組試體的彎矩強度-轉角變形關係圖。OP1 試體與 T1 試體的接頭分別在位移角達 2% 弧度與 3% 弧度，柱面彎矩強度達到規範要求的梁斷面全塑性彎矩強度 M_p ($=4423 \text{ kN-m}$)。相較之下，T1 試體的應變硬化效應較為和緩。

層間位移角達耐震規範要求的 4% 弧度時，OP1 試體的彎矩強度為 5522 kN-m ，而 T1 試體的彎矩強度為 4802 kN-m 。前者柱面彎矩強度為梁斷面塑性彎矩強度 1.25 倍，後者為 1.02 倍，且兩者均無明顯之強度折減跡象。

3.2 破裂指標

觀察圖 9 及表 2 之梁翼板破裂指數，改良設計之 T1 試體有效的將破壞位置由柱面銲道附近翼板處(W-F)移至開孔角隅梁腹板處(BF-F)，進而改善鋼梁柱接頭整體之耐震性。

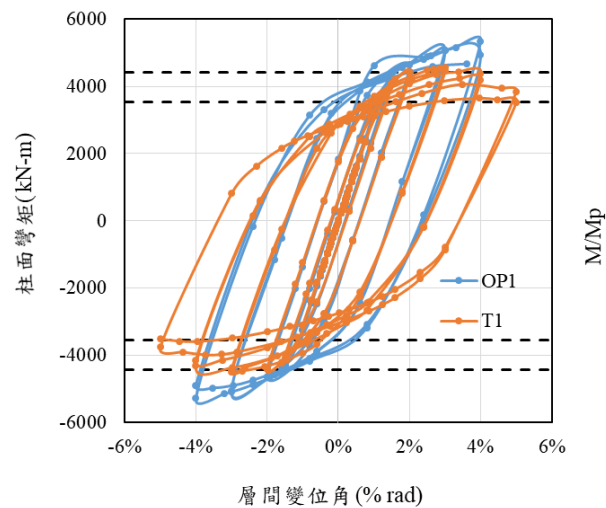


圖 8 彎矩強度-轉角變形關係圖

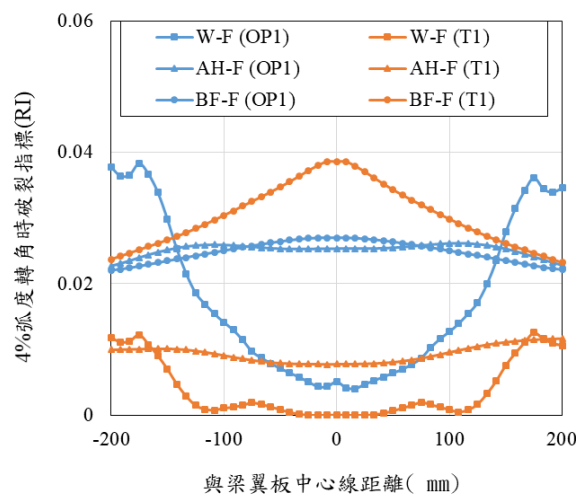


圖 9 梁翼板破裂指數

表 2 梁翼板破裂指數列表

RI max	OP1試體			T1試體		
	W-F	AH-F	BF-F	W-F	AH-F	BF-F
1.5%弧度	0.007	0.004	0.004	0.005	0.002	0.011
2%弧度	0.014	0.010	0.013	0.011	0.007	0.024
4%弧度	0.038	0.025	0.027	0.012	0.01	0.039

四、結論

有限元素分析結果顯示，改良型式接頭試體 T1 之塑鉸位置移至開孔角隅，且達規範要求 4%弧度時柱面抗彎強度超過梁斷面塑性彎矩 0.8 倍。

五、參考文獻

- [1] 內政部營建署，2016，「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」，民國 105 年。
- [2] 日本建築學會，2012，「鋼構造接合部設計指針」，東京。
- [3] FEMA, 2000, *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*, FEMA-350.
- [4] 中華民國結構工程學會，2013，「鋼構造梁柱抗彎接合設計手冊與參考圖」，台北，民國 102 年。
- [5] 陳紀勛，2008，「鋼柱與鋼梁腹板開孔位處塑性區樑柱接頭之耐震行為」，國立交通大學土木工程學系碩士論文。
- [6] 蔡岳勳，2010，「實尺寸鋼結構梁柱彎矩接頭試驗與分析」，國立交通大學土木工程研究所，碩士論文。
- [7] ANSYS, 2007, *ANSYS Contact Technology Guide*, SAS, Inc.
- [8] 陳佳郁，2017，「鋼梁柱接頭剪力板螺栓接合設計與分析驗證」，國立成功大學土木工程研究所，碩士論文。
- [9] SCI, 2011, *Design of Composite Beams with Large Web Openings*, Berkshire UK.
- [10] Hedayat, A.A., Celikag, M., 2009, Post-Northridge connection with modified beam end configuration to enhance strength and ductility, *Journal of Constructional Steel Research*, 65, 1413-1430.

鋼板阻尼器之設計實例

新構造工程顧問股份有限公司

劉賢凱

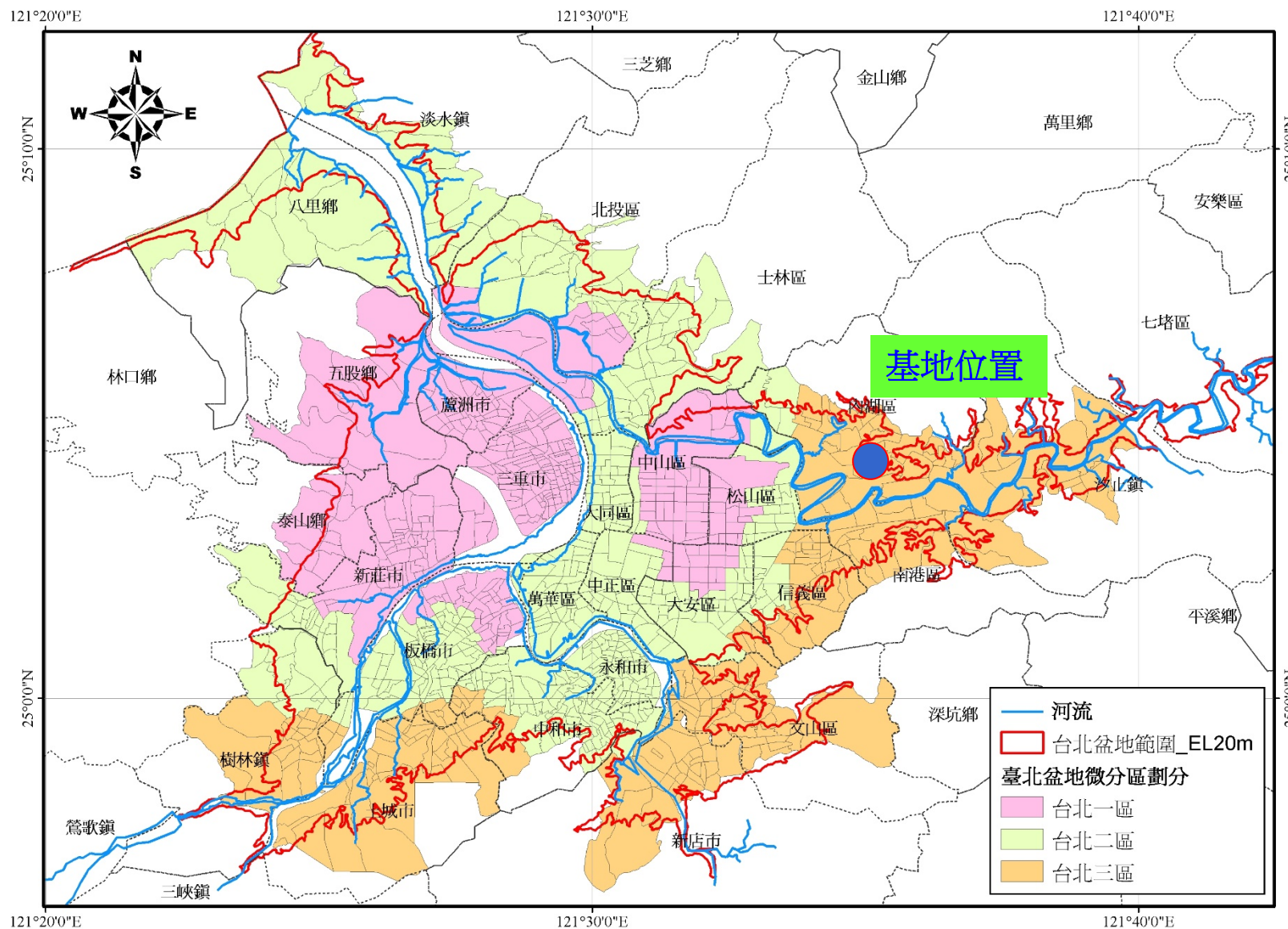
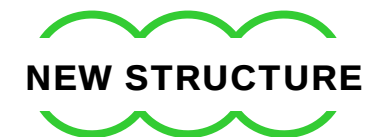
2020/12/18

簡報內容

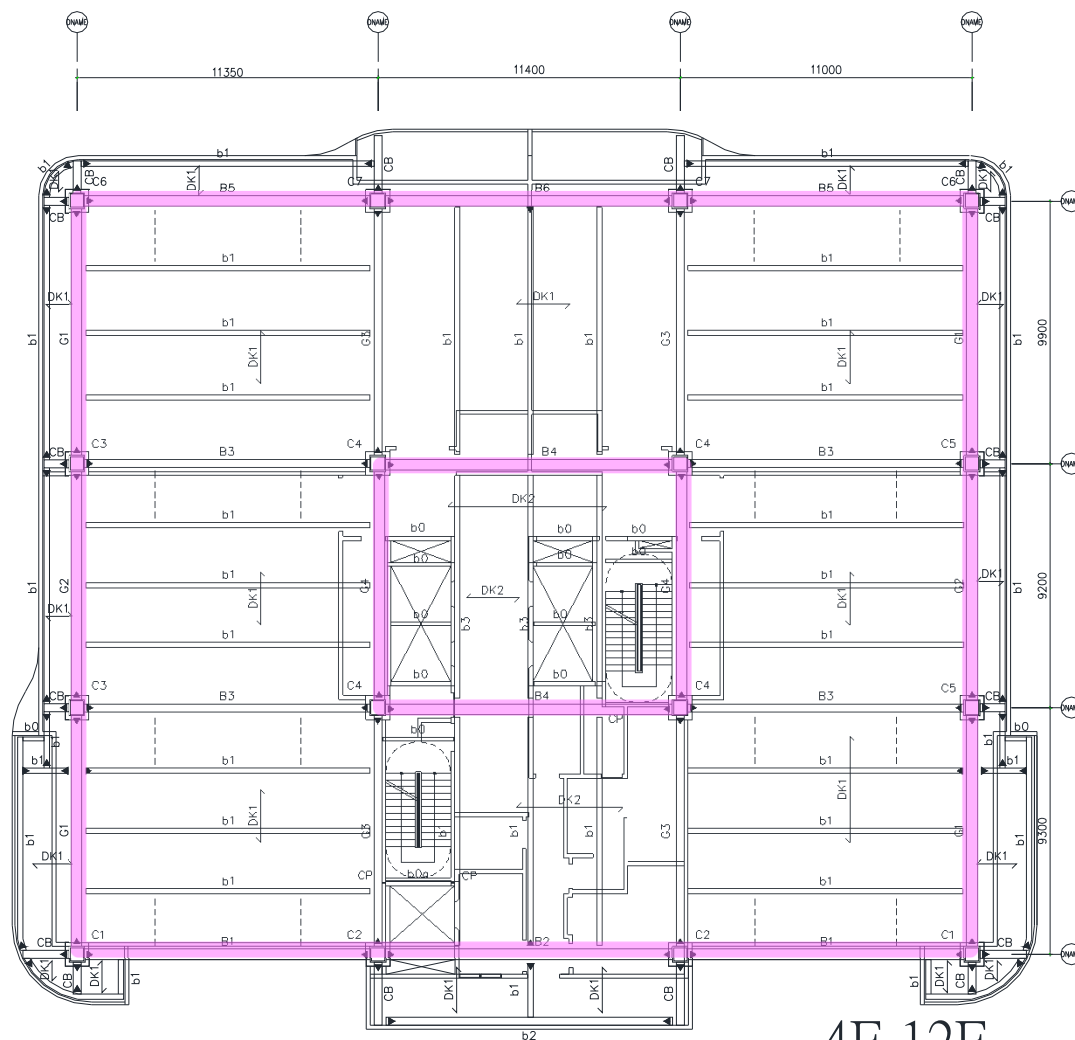
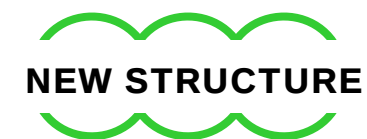
- 一.案例簡介
- 一.彈性分析
- 二.非線性靜力側推分析

案例簡介

地震分區 (台北三區)



上部結構系統



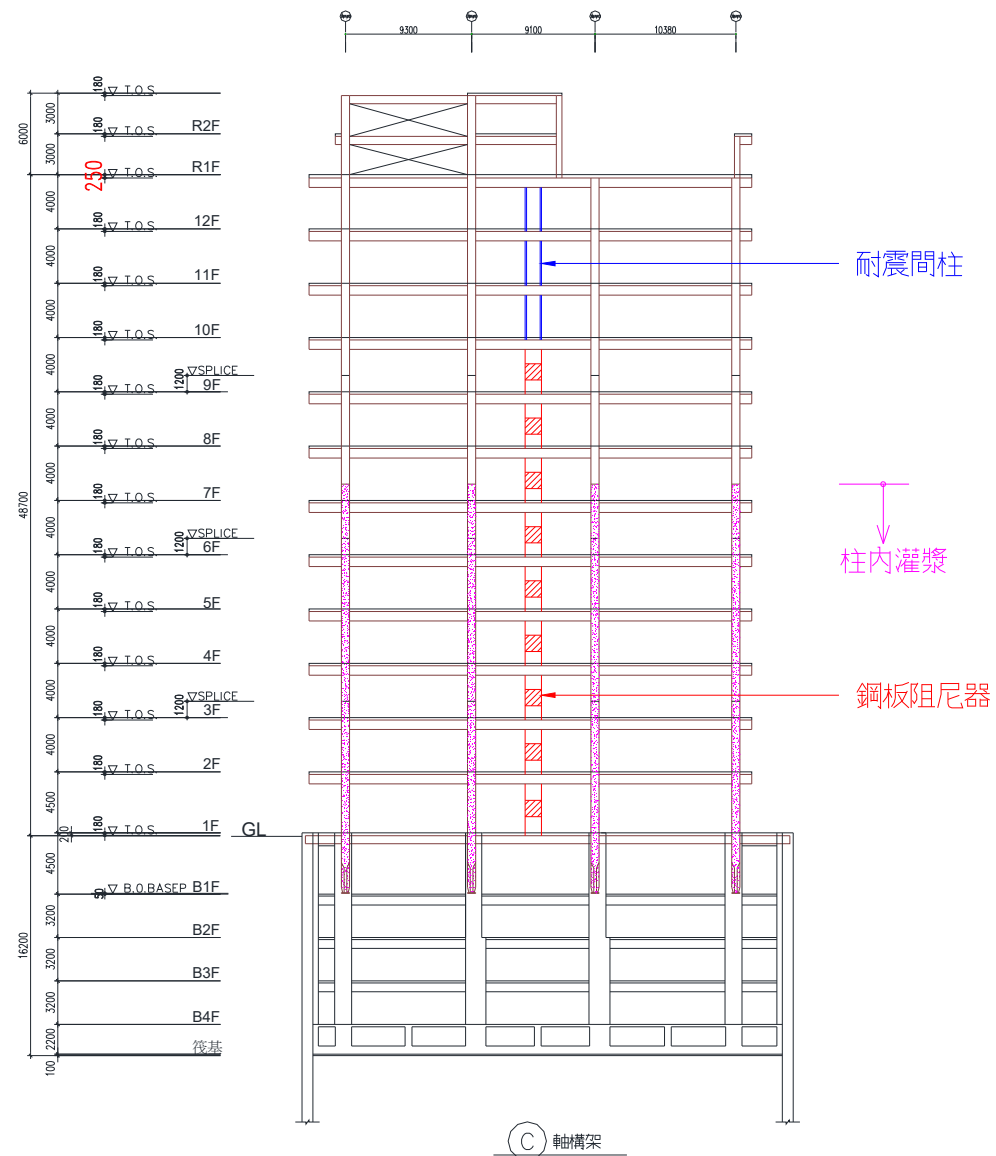
梁:H700x(300~400)

柱:口600x600

MEMFBER 編號	MEMFBER SECTION 斷面尺寸
C1-C7	口-600x600
CP	RH-150x150
B1,B2,B4-B6	H-700x400
B3,CB	H-700x300
G1,G2,G4	H-700x400
G3	H-700x300
b0	RH-300x150x6.5x9
b0a	RH-400x200x8x13
b1	RH-600x200x11x17
b2	RH-588x300x12x20
b3	RH-469x199x9x14
DK1	Deck+RC t=180
DK2	Deck+RC t=230
CS	t=180

4F-12F

構造形式



1F:H=4.2m
2F~12F=4.0m

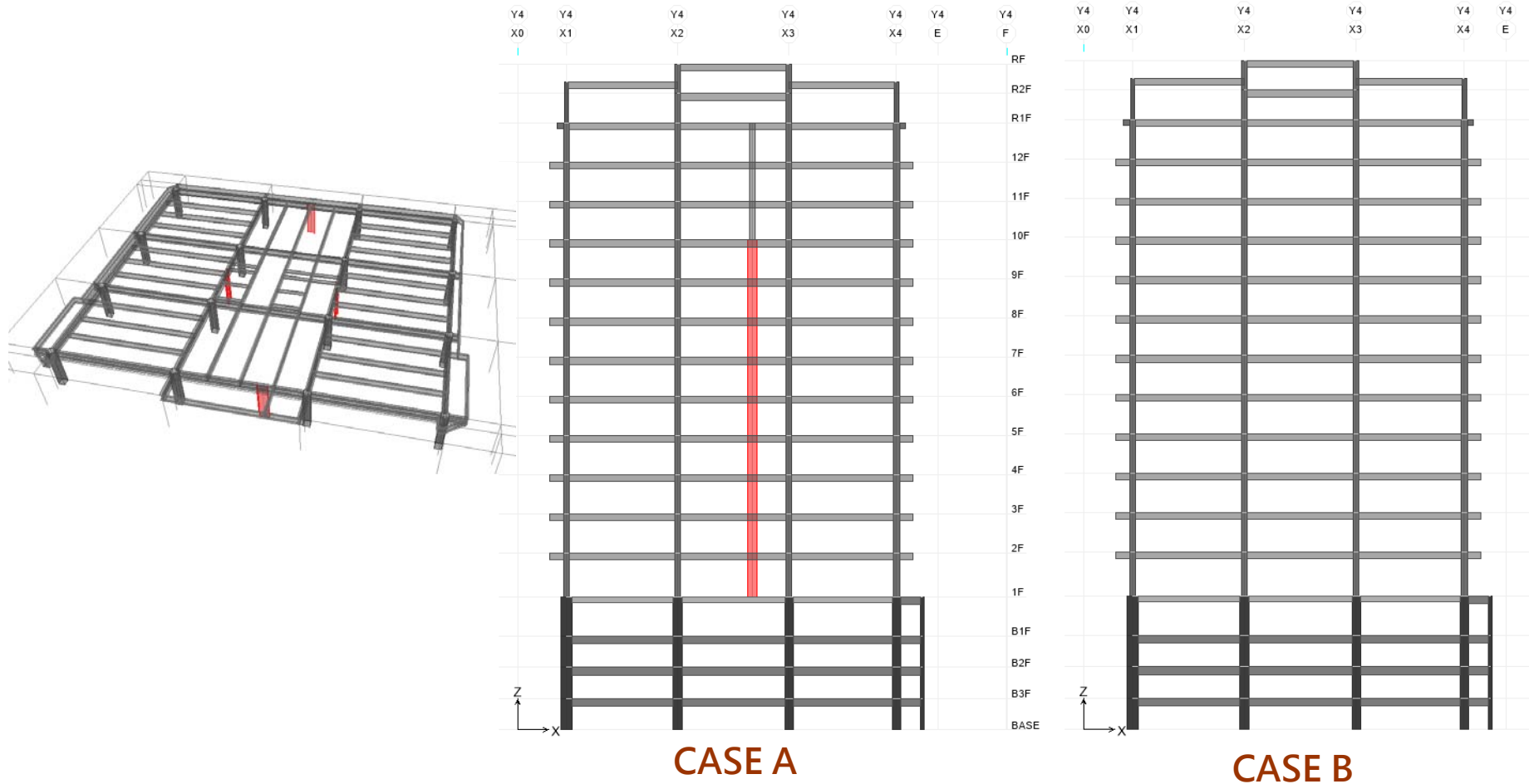
彈性分析

結構系統比較



CASE A: NS-STP構架，設計地震力提升至0.28G

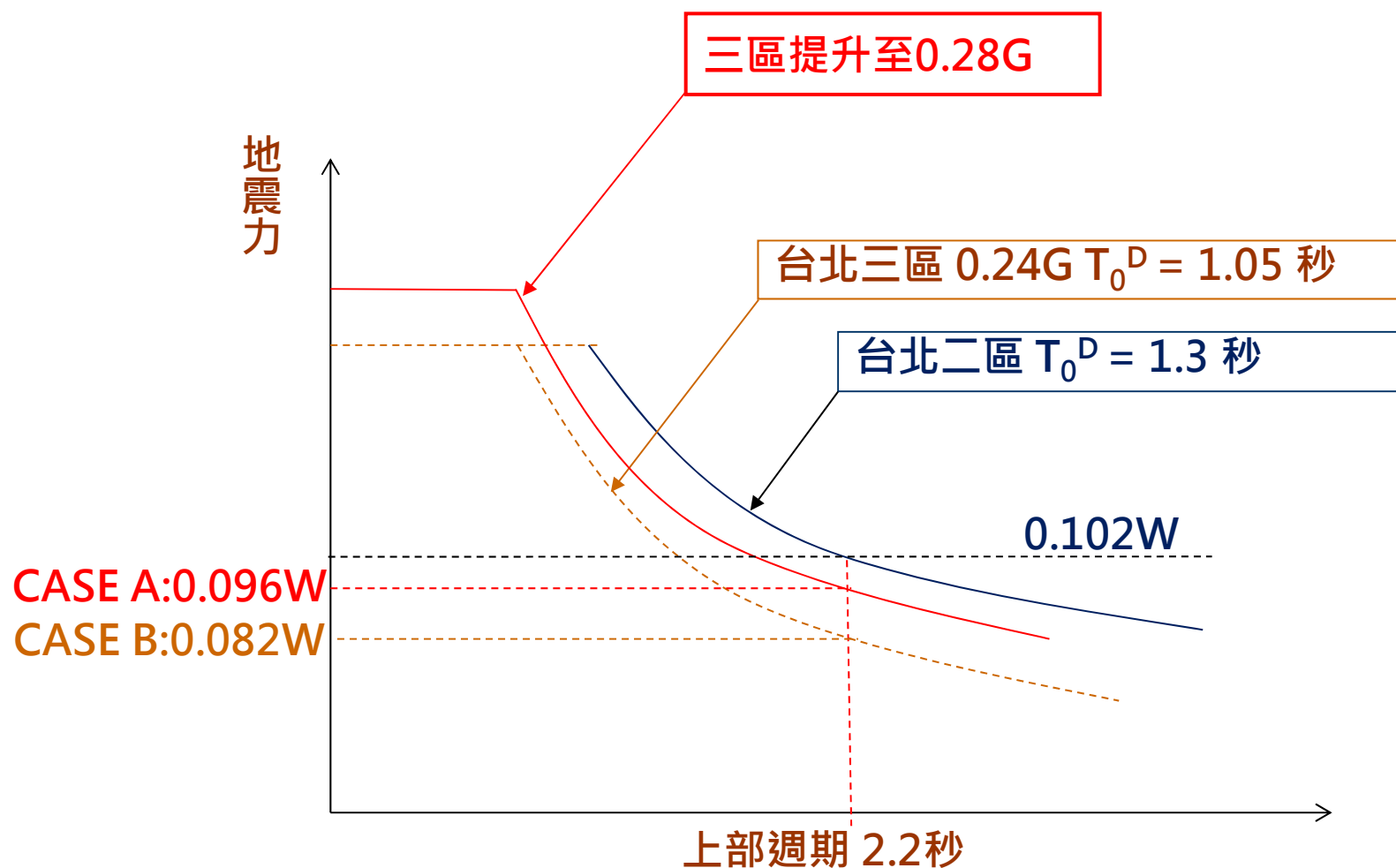
CASE B: 空構架，設計地震力0.24G



地震力說明



本基地位於台北三區



鋼板制震壁採雙性型等值構件輸入



Calculation of Stick Model

General Information

Floor Height	h	=	4000	mm
Upper Beam Depth	d	=	850	mm

Bracket Information

Depth of Bracket	Hb	=	900	mm
Width of Bracket	Db	=	250	mm
Web Thickness of Bracket	Tbw	=	22	mm
Flange Thickness of Bracket	Tbf	=	22	mm
Length of Bracket	Lb	=	1,075	mm
Sectional Area of Bracket	Ab	=	29,832	mm ²
Moment of Inertia	Ibx	=	3,270,281,696	mm ⁴
	Iby	=	58,051,224	mm ⁴
St. Venant's torsion	Jb	=	4,812,896	mm ⁴
T_{max} / T_{mean}	kb	=	1.837	

Steel Panel Information

Designation			6x980x900	
Half length of Steel Panel	Lp	=	490	mm
Sectional Area of Steel Panel	Ap	=	16,288	mm ²
Moment of Inertia of Steel Panel	Ipx	=	1,426,257,800	mm ⁴
	Ipy	=	4,743,435	mm ⁴
St. Venant's torsion	Jp	=	5,609,409	mm ⁴
T_{max} / T_{mean}	Kp	=	1.975	

Stick Model Information

1) Bi-Linear

Sectional Area of Stick Model	A	=	23,670	mm ²
Shear Area of Stick Model	As	=	9,473	mm ²
Moment of Inertia of Stick Model	Ix	=	3,009,640,741	mm ⁴
	Iy	=	43,162,702	mm ⁴
St. Venant's torsion of Stick Model	J	=	5,036,827	mm ⁴

Property Data

Section Name

SPD6X980X900

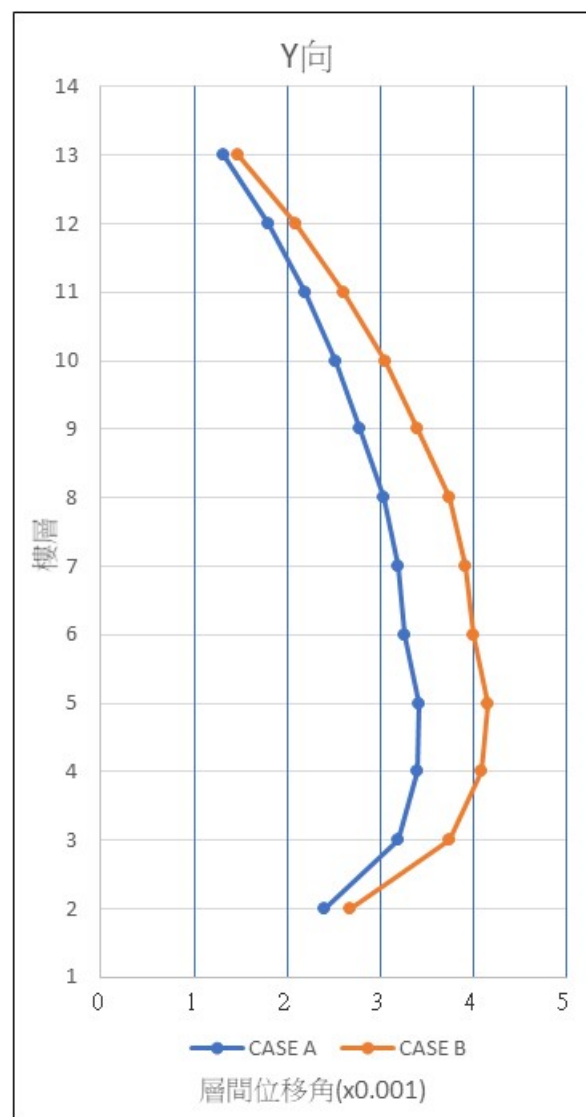
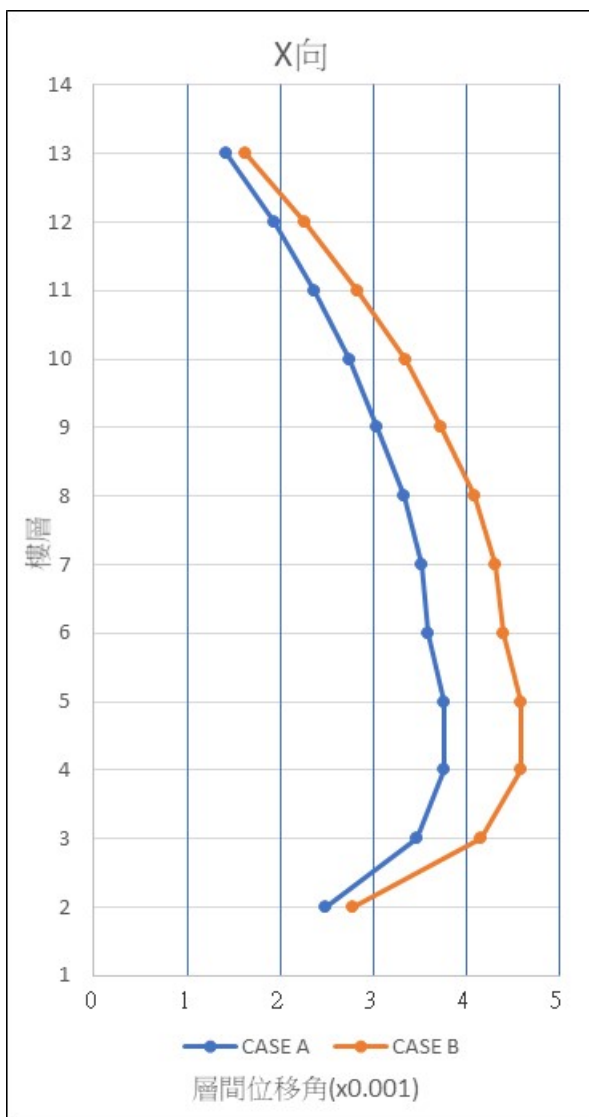
Properties

Cross-section (axial) area	23670.	Section modulus about 3 axis	1000.
Torsional constant	5036827.	Section modulus about 2 axis	1000.
Moment of Inertia about 3 axis	3.010E+09	Plastic modulus about 3 axis	1000.
Moment of Inertia about 2 axis	43162702.	Plastic modulus about 2 axis	1000.
Shear area in 2 direction	9473.	Radius of Gyration about 3 axis	10.
Shear area in 3 direction	1.	Radius of Gyration about 2 axis	10.

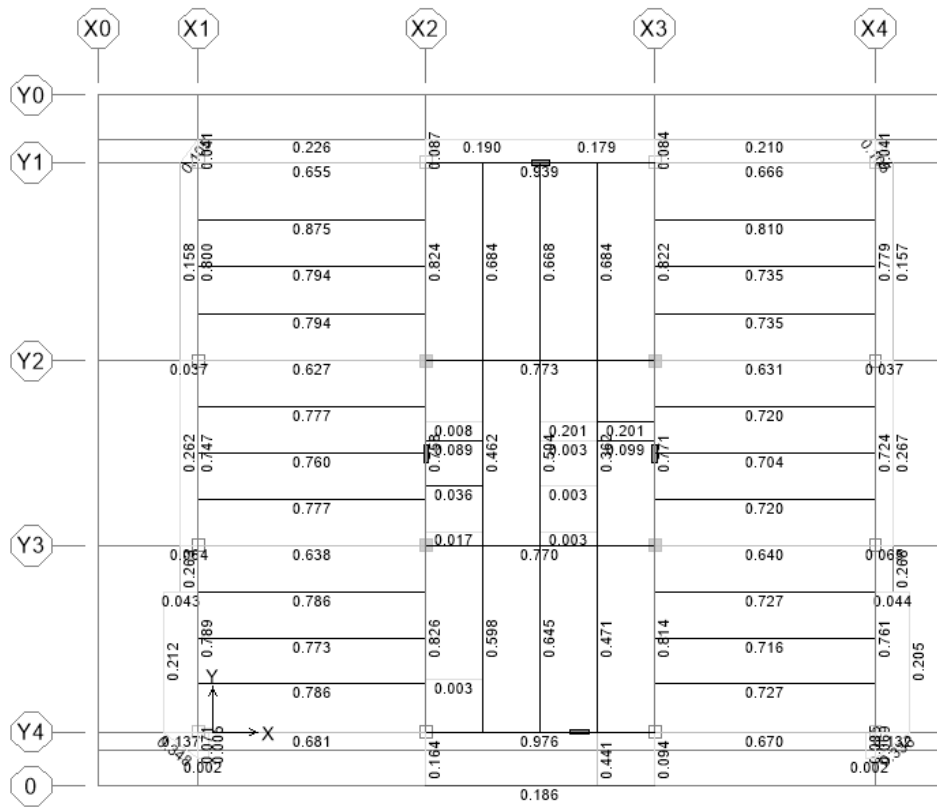
OK

Cancel

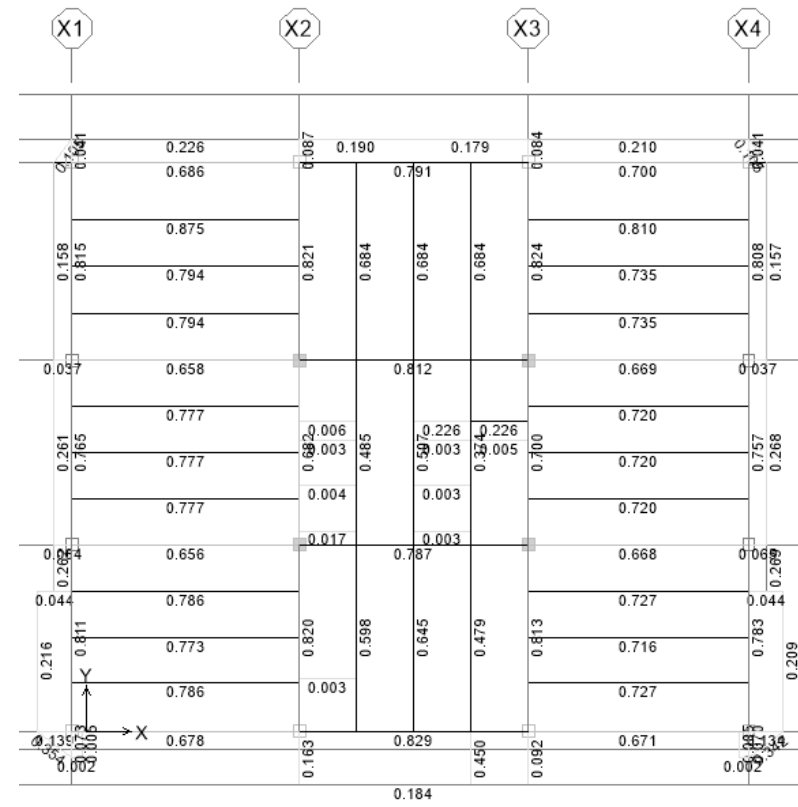
設計結果比較-層間變形角



設計結果比較-梁應力比(5F)

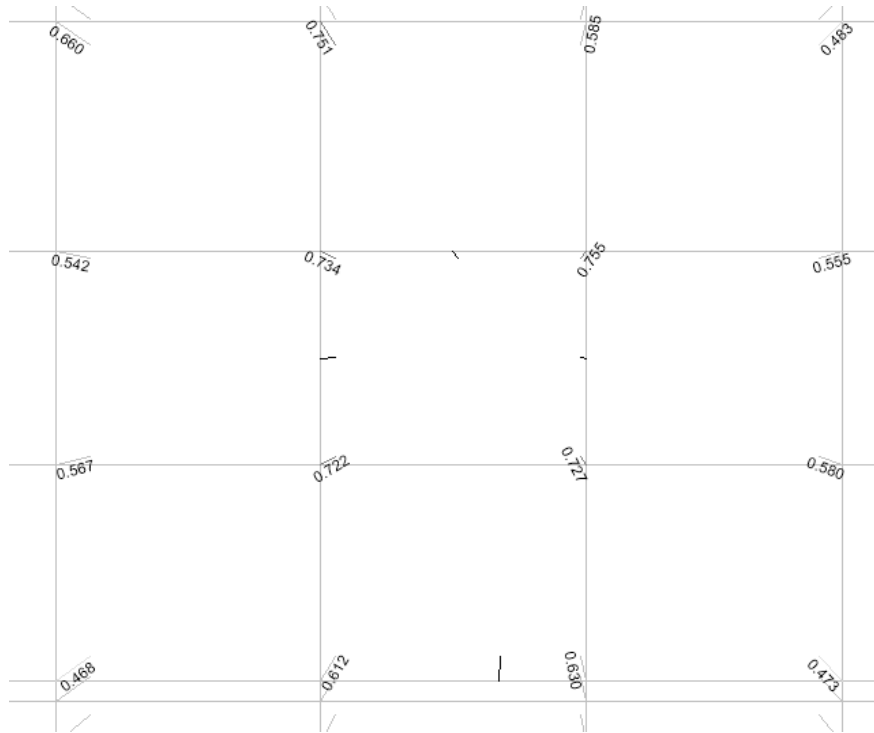


CASE A

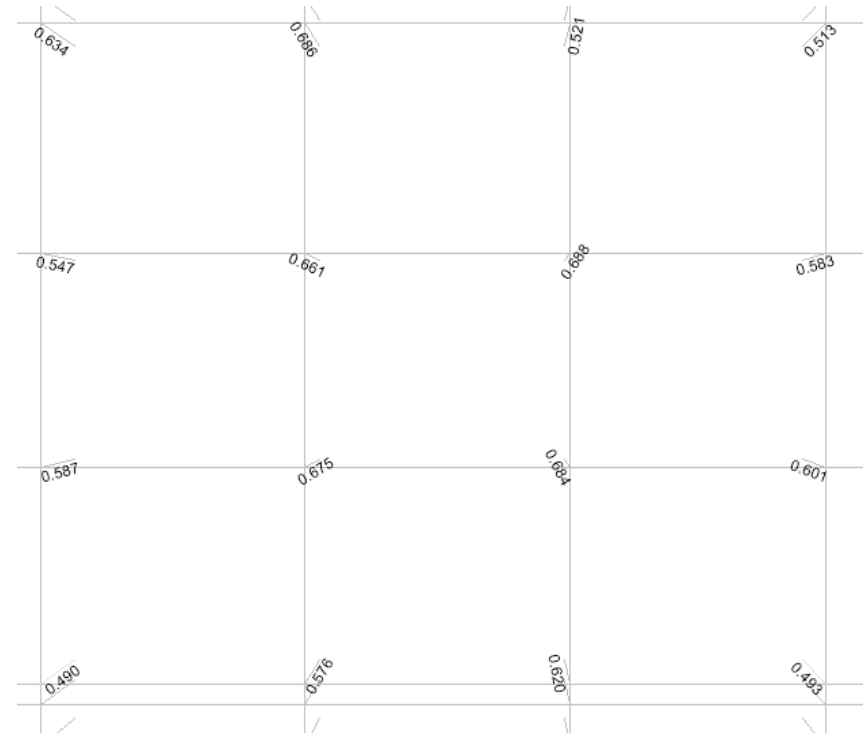


CASE B

設計結果比較-柱應力比(2F)



CASE A



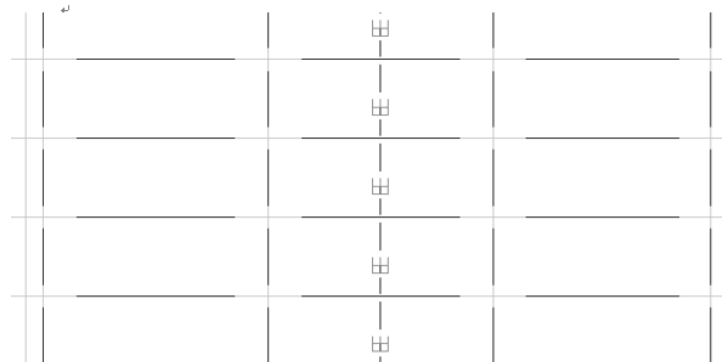
CASE B

彈性分析-構件檢核

中小度地震降伏檢核

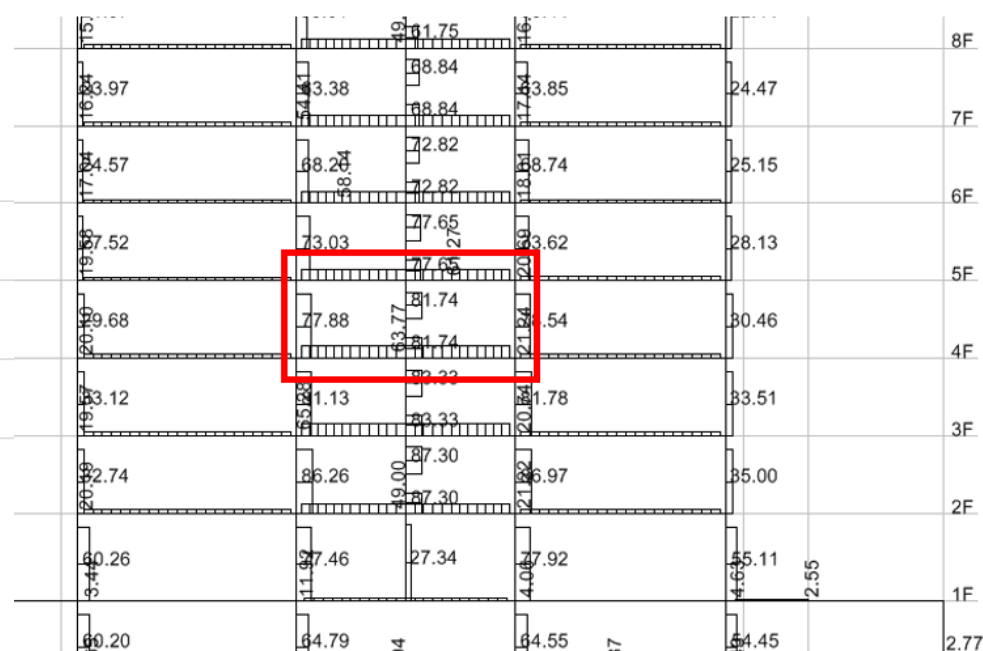
鋼板剪力牆以三段式模擬

1. 托梁以實際 H 型鋼斷面模擬
2. 鋼板剪力牆本體以 LINK 模擬等值勁度



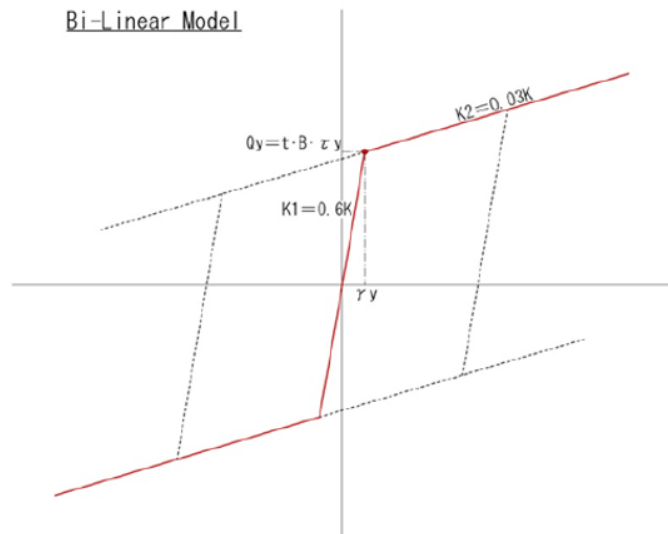
MODEL

以三段式分析構架剪力



shear (ton)

中小度地震降伏檢核



For $F_y = 325\text{N/mm}^2$

Bi-Linear Model											
Name	$K_1 (=0.6K)$		$K_2 (=0.03K)$		Q_y	Q_y (3%)	Q_y (5%)	γ_y	δ_y	δ_y (3%)	δ_y (5%)
PD-490	kN/rad	kN/mm	kN/rad	kN/mm				rad		mm	
6x1820x900	435,231	250	21,762	13	1,013	1,615	2,051	0.00233	4.1	52.2	87.0
9x1820x900	532,894	317	26,645	16	1,520	2,243	2,776	0.00285	4.8	50.4	84.0
12x1820x900	590,255	351	29,513	18	2,026	2,811	3,401	0.00343	5.8	50.4	84.0
6x980x900	339,250	377	16,963	19	1,013	1,471	1,811	0.00299	2.7	27.0	45.0
9x980x900	534,236	636	26,712	32	1,520	2,245	2,779	0.00284	2.4	25.2	42.0
12x980x900	545,355	649	27,268	32	2,026	2,743	3,289	0.00372	3.1	25.2	42.0

NLLink Property Data

Property Name: SPDEX Type: Linear

Total Mass and Weight

Mass: 0 Rotational Inertia 1: 0

Weight: 0 Rotational Inertia 2: 0

Rotational Inertia 3: 0

Directional Properties

Direction	NonLinear	Properties
☐ U1	☐	Modify/Show for U1...
☒ U2	☐	Modify/Show for U2...
☐ U3	☐	Modify/Show for U3...
☐ R1	☐	Modify/Show for R1...
☐ R2	☐	Modify/Show for R2...
☐ R3	☐	Modify/Show for R3...

P-Delta Parameters

Advanced...

OK Cancel

NLLink Directional Properties

Identification

Property Name: SPDEX

Direction: U2

Type: Linear

NonLinear: No

Linear Properties

Effective Stiffness: 377

Effective Damping: 0

Shear Deformation Location

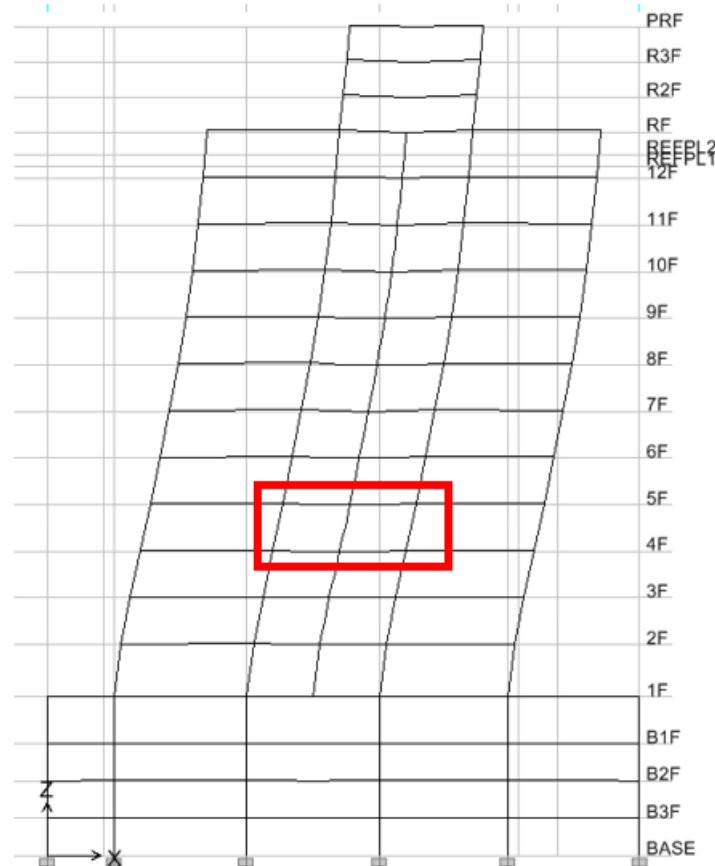
Distance from End-J: 0

OK Cancel

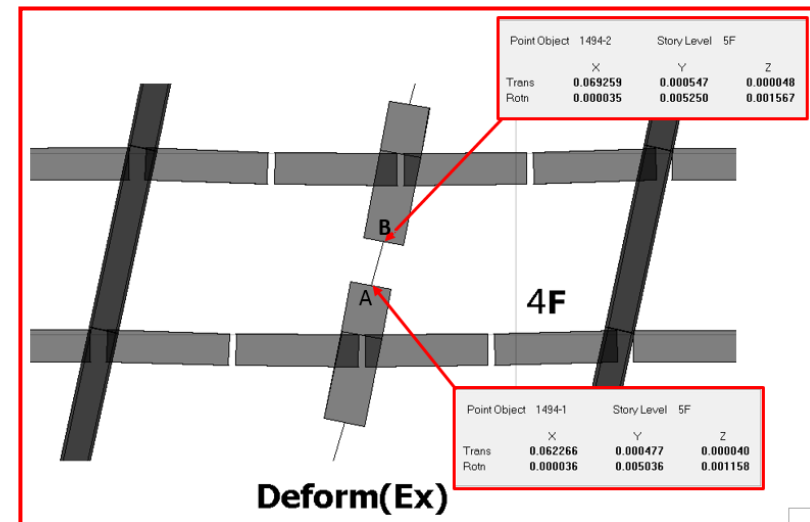
LINK 輸入參數

中小度地震降伏檢核

以三段式分析構架變形



Deform



鋼板剪力牆 剪力-變形 檢核

A 點起始轉角=0.005036

$\delta_1 = 0.005036 \times 980 = 4.935 \text{ mm}$

座標總變形= $(0.069259 - 0.062266) \times 1000 = 6.993 \text{ mm}$

相對變形 $\delta_2 = \delta_t - \delta_1 = 6.993 - 4.935 = 2.058 \text{ mm}$

SPD-6x980x900 $F_y = 325 \text{ KN/mm}^2$

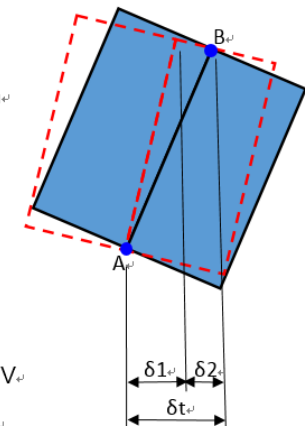
水平勁度 $K_1 = 377 \text{ KN/mm}$

剪力 $V_1 = K_1 \times \delta_2 = 377 \times 2.058 / 9.8 = 79.17 \text{ ton}$

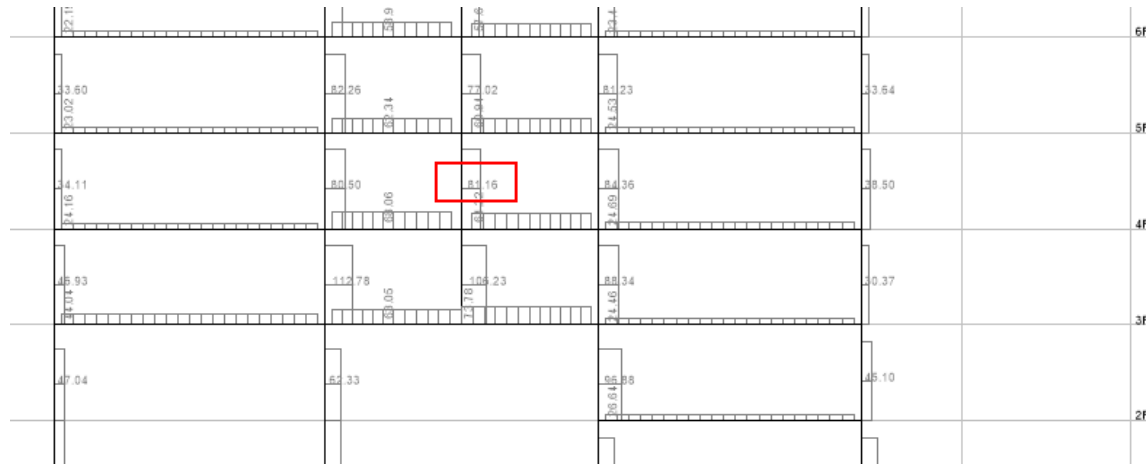
近似於模形分析結果剪力 $V = 81.74 \text{ ton}$

降伏剪力 $Q_y = 1013 \text{ KN} / 9.8 = 103.37 \text{ ton} > \text{分析剪力 } V$

故鋼板剪力牆在中小度地震下仍在彈性範圍。



NS-STP連接梁強度容量檢核



設計地震力下制震壁剪力值(採雙線型分析)

For $F_y = 325\text{N/mm}^2$

Bi-Linear Model											
Name	$K_1 (=0.6K)$		$K_2 (=0.03K)$		Q_y	$Q_y (3\%)$	$Q_y (5\%)$	γ_y	δ_y	$\delta_y (3\%)$	$\delta_y (5\%)$
PD-490	kN/rad	kN/mm	kN/rad	kN/mm	kN			rad	mm		
6x1820x900	435,231	250	21,762	13	1,013	1,615	2,051	0.00233	4.1	52.2	87.0
9x1820x900	532,894	317	26,645	16	1,520	2,243	2,776	0.00285	4.8	50.4	84.0
12x1820x900	590,255	351	29,513	18	2,026	2,811	3,401	0.00343	5.8	50.4	84.0
6x980x900	339,250	377	16,963	19	1,013	1,471	1,811	0.00299	2.7	27.0	45.0
9x980x900	534,236	636	26,712	32	1,520	2,245	2,779	0.00284	2.4	25.2	42.0
12x980x900	545,355	649	27,268	32	2,026	2,743	3,289	0.00372	3.1	25.2	42.0

$$Q_e = 81.16t = 795\text{KN}$$

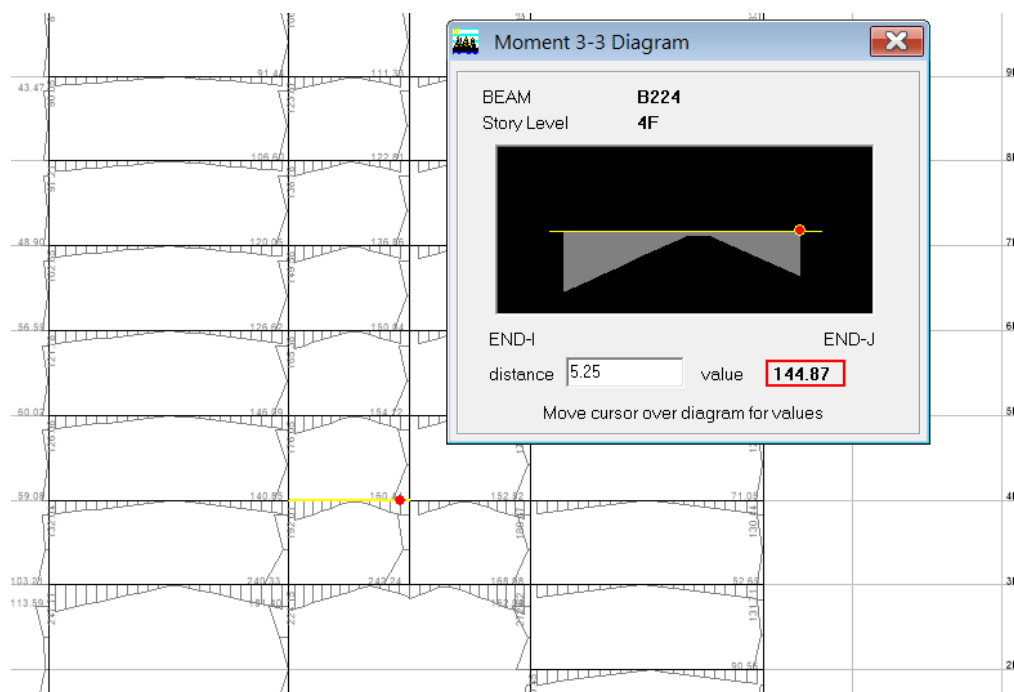
$$\Delta e = 795/377 = 2.11\text{mm}$$

$$\Delta u = 1.4 \times \alpha_y \times F_{ux} \Delta e \\ = 1.4 \times 1.0 \times 2.5 \times 2.11 = 7.38\text{mm}$$

$$Q_u = 1013 + 19 \times (7.38 - 2.7) = 1102\text{KN} = 112t$$

$$\alpha = 112/81.16 = 1.38$$

NS-STP連接梁強度容量檢核



設計地震力下支承梁彎矩值

考量MCE時之地震力

$$M_{eq} = 144.87 \times 1.38 = 200t$$

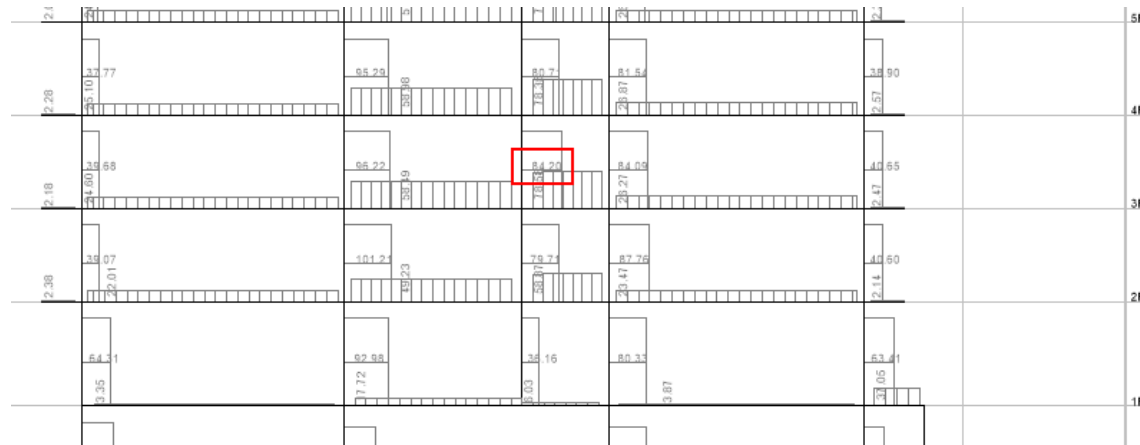
$$M_dL = 50t$$

$$M_u = 1.05 \times 50 + 200 = 253t$$

該梁斷面為

$$H700 \times 400 \times 16 \times 28 \quad \phi M_n = 272t > M_u \text{ OK.}$$

NS-STP連接梁強度容量檢核



設計地震力下制震壁剪力值(採雙線型分析)

For $F_y = 325\text{N/mm}^2$											
Bi-Linear Model											
Name	$K_1 (=0.6K)$		$K_2 (=0.03K)$		Q_y	$Q_y (3\%)$	$Q_y (5\%)$	γ_y	δ_y	$\delta_y (3\%)$	$\delta_y (5\%)$
	kN/rad	kN/mm	kN/rad	kN/mm	kN			rad	mm		
PD-490											
6x1820x900	435,231	250	21,762	13	1,013	1,615	2,051	0.00233	4.1	52.2	87.0
9x1820x900	532,894	317	26,645	16	1,520	2,243	2,776	0.00285	4.8	50.4	84.0
12x1820x900	590,255	351	29,513	18	2,026	2,811	3,401	0.00343	5.8	50.4	84.0
6x980x900	339,250	377	16,963	19	1,013	1,471	1,811	0.00299	2.7	27.0	45.0
9x980x900	534,236	636	26,712	32	1,520	2,245	2,779	0.00284	2.4	25.2	42.0
12x980x900	545,355	649	27,268	32	2,026	2,743	3,289	0.00372	3.1	25.2	42.0

$$Q_e = 84.2t = 825\text{KN}$$

$$\Delta e = 825/377 = 2.19\text{mm}$$

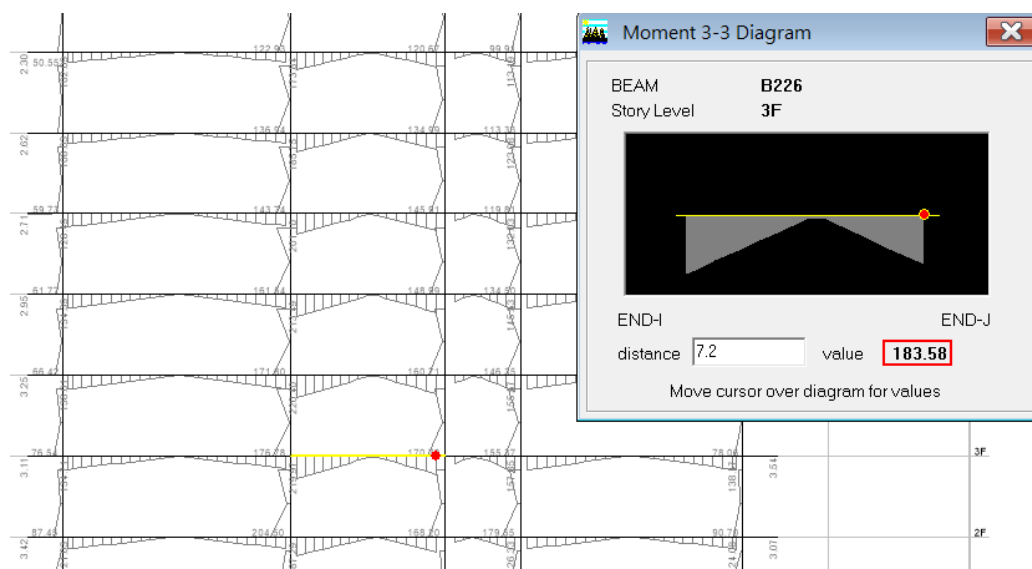
$$\Delta u = 1.4 \times \alpha \gamma \times F_{ux} \Delta e$$

$$= 1.4 \times 1.0 \times 2.5 \times 2.19 = 7.66\text{mm}$$

$$Q_u = 1013 + 19 \times (7.66 - 2.7) = 1107\text{KN} = 113t$$

$$\alpha = 113/84.2 = 1.34$$

NS-STP連接梁強度容量檢核



設計地震力下支承梁彎矩值

考量MCE時之地震力

$$M_{eq} = 183.6 \times 1.34 = 246t$$

$$M_dL = 20t$$

$$M_u = 1.05 \times 20 + 246 = 267t$$

該梁斷面為

$$H700 \times 400 \times 16 \times 32 \quad \phi M_n = 302t > M_u \text{ OK.}$$

NS-STP 拱頭強度檢核



Use H900x250x22x35 $S=9608\text{cm}^3$

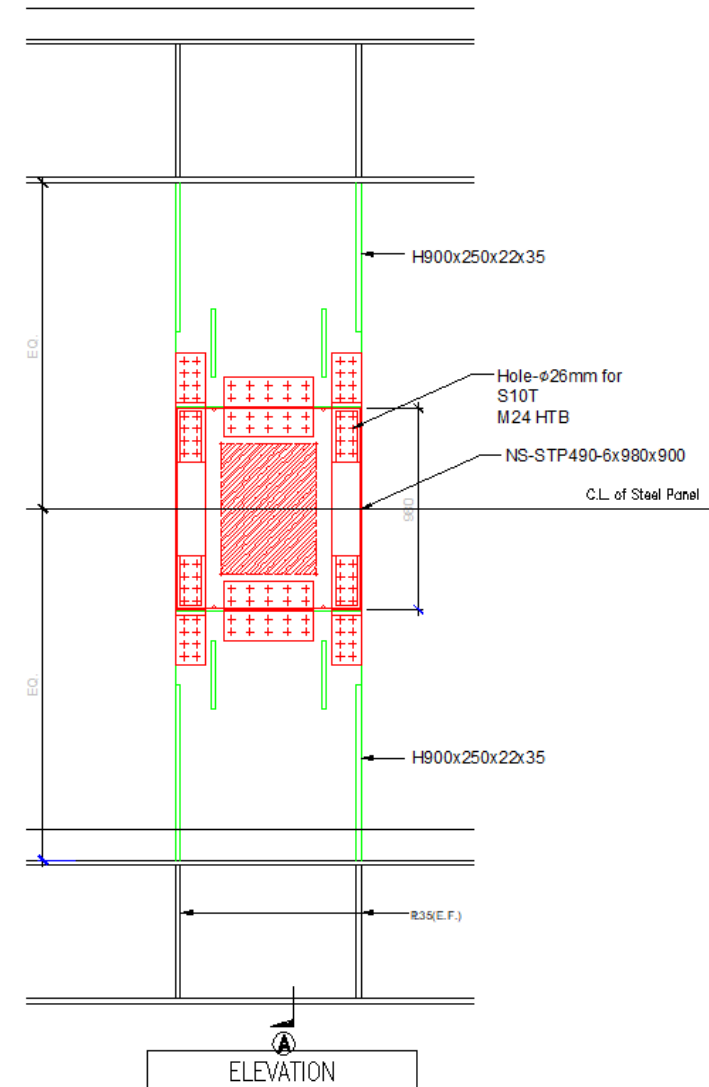
$Q_{\max}=113\text{t}$

$M_u=Q_{\max} \times (H/2)=113\text{t} \times ((4-0.88)/2)=176.3\text{t}\cdot\text{m}$

$\sigma=M/S=176.3 \times 10^5 / 9608=1834\text{kgf/cm}^2$

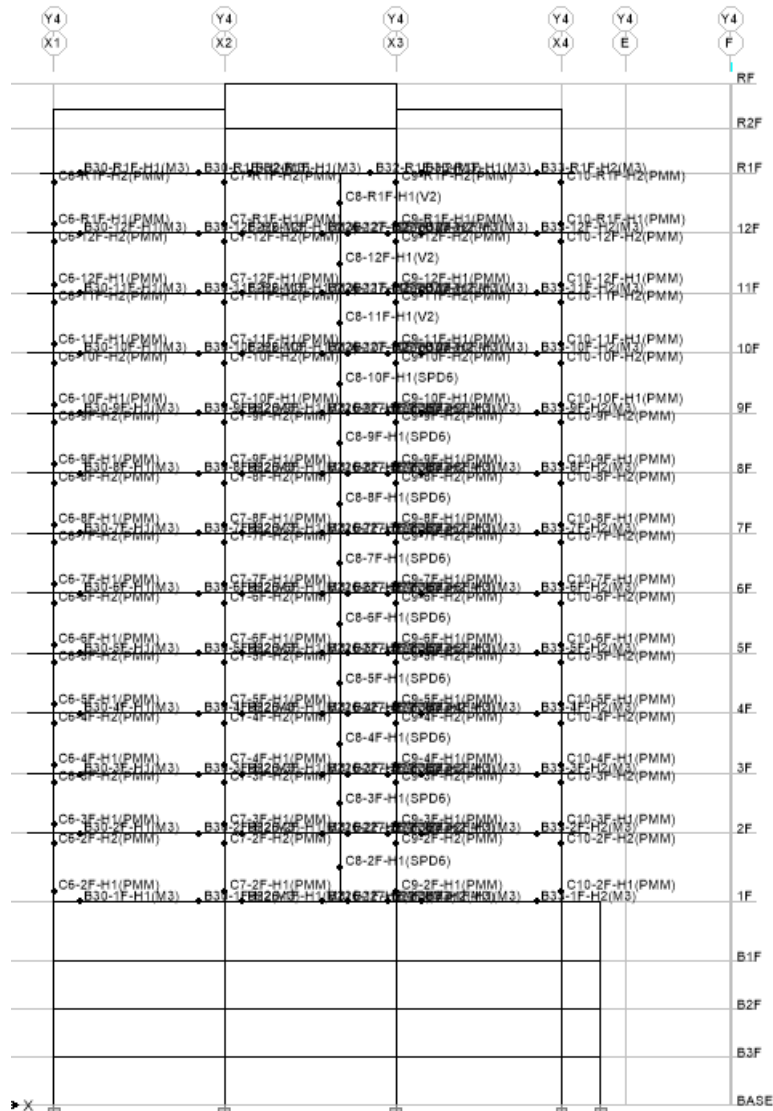
$< 0.6F_y=0.6 \times 3300\text{kgf/cm}^2=1980\text{kgf/cm}^2$ OK

$\psi V_n=0.9 \times 0.6F_y A_w=0.9 \times 0.6 \times 3.3 \times 90 \times 2.2=352\text{t} > V_{\max}$ OK.



非線性靜力側推分析

非線性側推分析



Frame Hinge Property Data for SPD6 - V2

Edit

Point	Force/SF	Disp/SF
E-	-0.2	-14
D-	-0.2	-10
C-	-1.45	-10
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.45	10
D	0.2	10
E	0.2	14

☒ Hinge is Rigid Plastic
☒ Symmetric

Scaling for Force and Disp

☐ Use Yield Force Force SF 101.3

☒ Use Yield Disp Disp SF

Acceptance Criteria (Plastic Disp/SF)

Immediate Occupancy 0.

Life Safety 7.

Collapse Prevention 9.

Type

☒ Force - Displacement

☐ Stress - Strain

Hinge Length

☐ Relative Length

OK Cancel

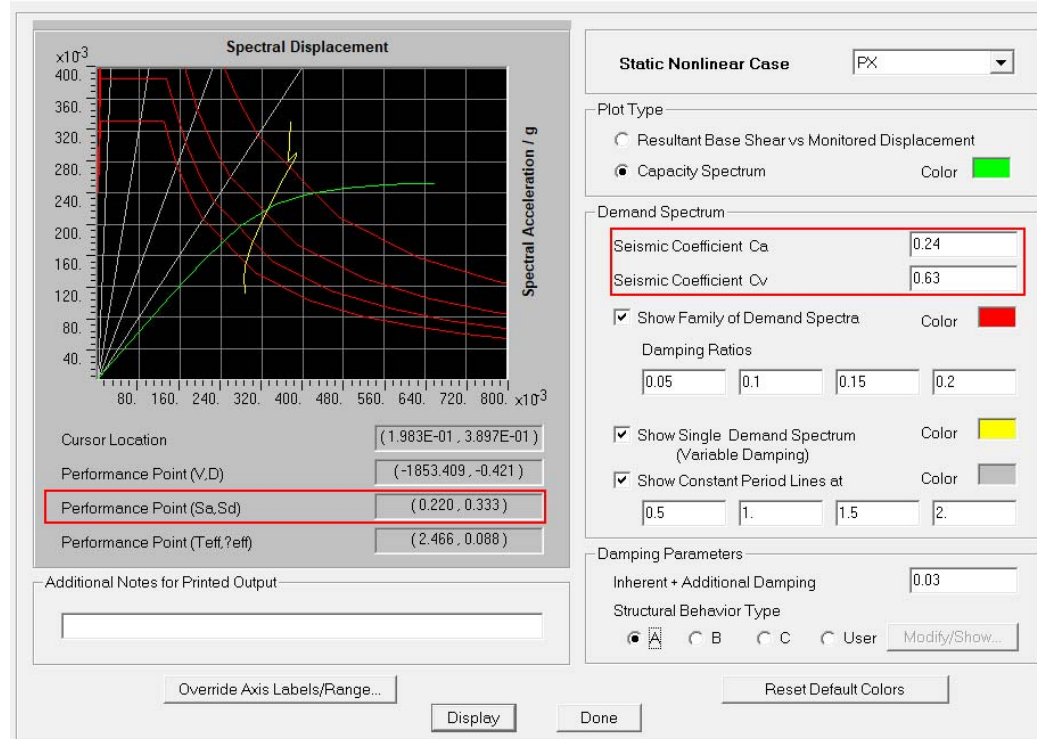
NS-STP 塑角參數

DBE性能點



PUSHOVER CURVE - CASE PX

File



PUSHOVER CAPACITY/DEMAND COMPARISON

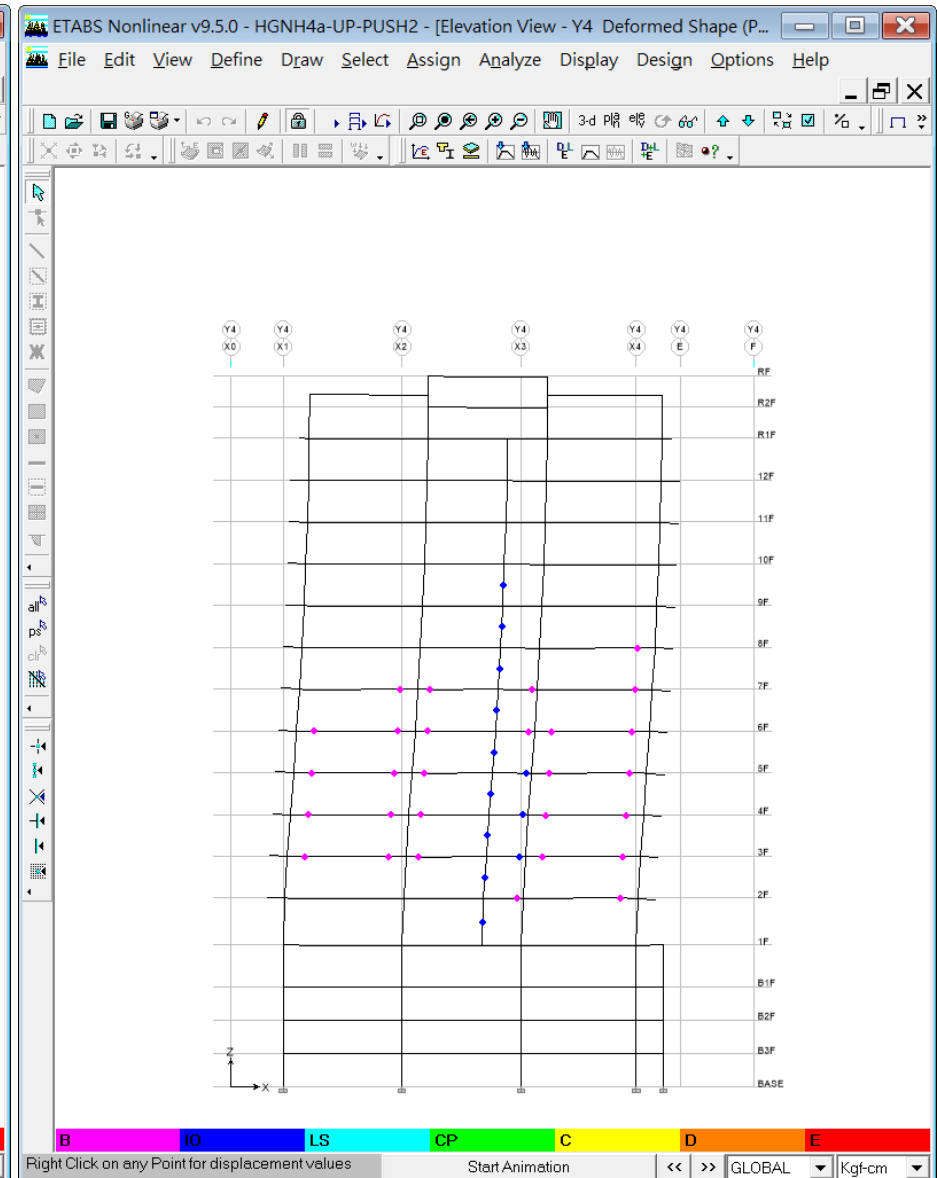
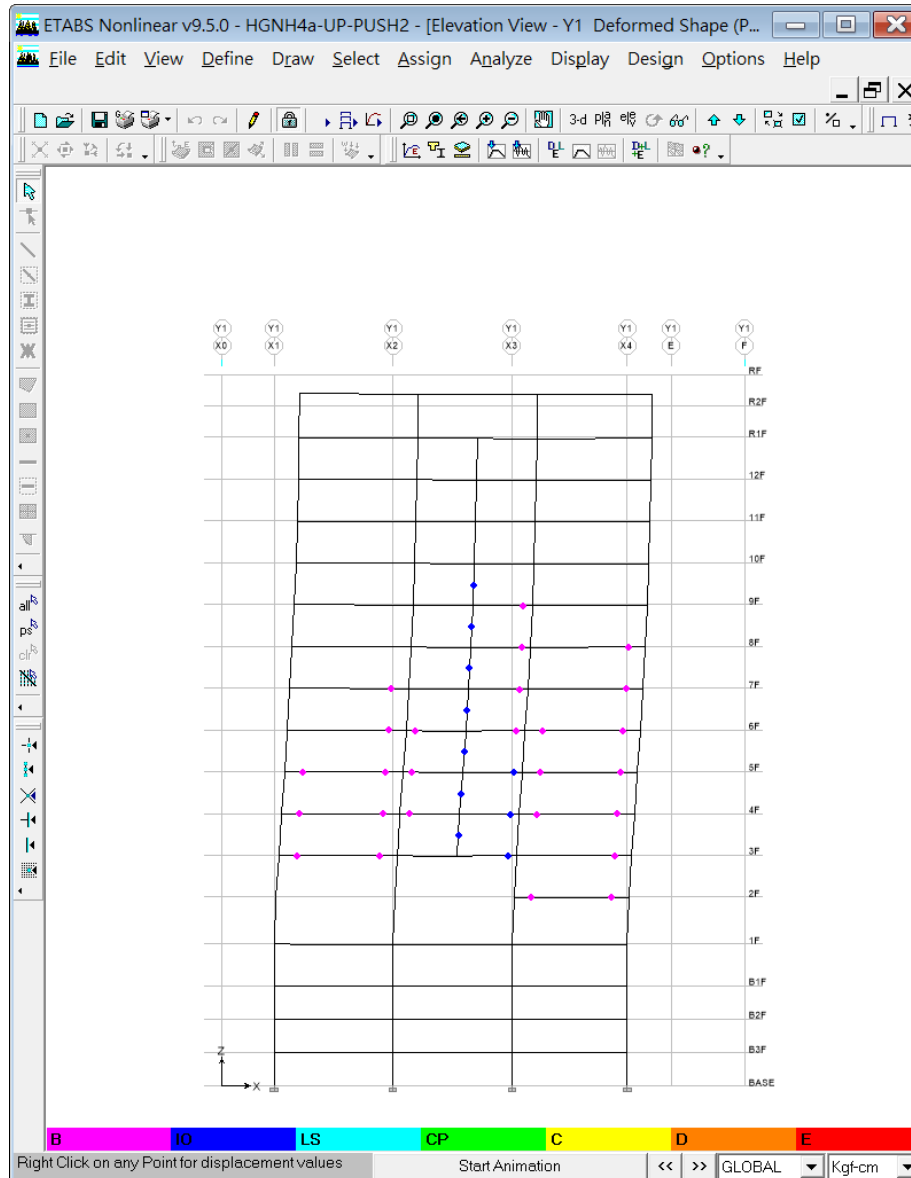
File

Step	Teff	?eff	Sd (C)	Sa (C)	Sd (D)	Sa (D)	ALPHA	PF**?
0	2.141	0.030	0.000	0.000	0.503	0.442	1.000	1.000
1	2.141	0.030	0.011	9.782E-03	0.503	0.442	0.254	0.898
2	2.306	0.044	0.081	0.061	0.496	0.376	0.405	1.232
3	2.316	0.038	0.144	0.108	0.517	0.388	0.415	1.253
4	2.330	0.039	0.210	0.156	0.516	0.383	0.420	1.262
5	2.377	0.055	0.278	0.198	0.484	0.345	0.424	1.261
6	2.489	0.097	0.347	0.225	0.434	0.282	0.426	1.252
7	2.635	0.148	0.412	0.239	0.402	0.233	0.427	1.241
8	2.811	0.201	0.484	0.246	0.384	0.195	0.429	1.231
9	3.004	0.243	0.562	0.251	0.381	0.170	0.430	1.221

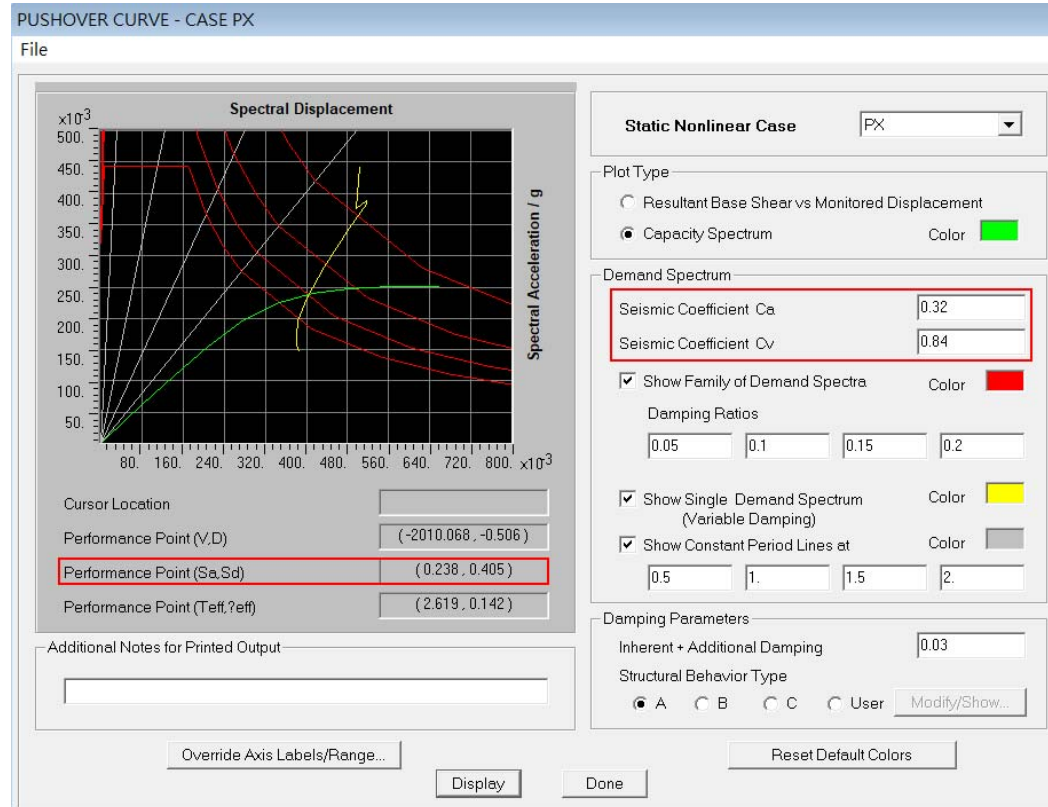
DBE 塑角分佈



NEW STRUCTURE



MCE性能點

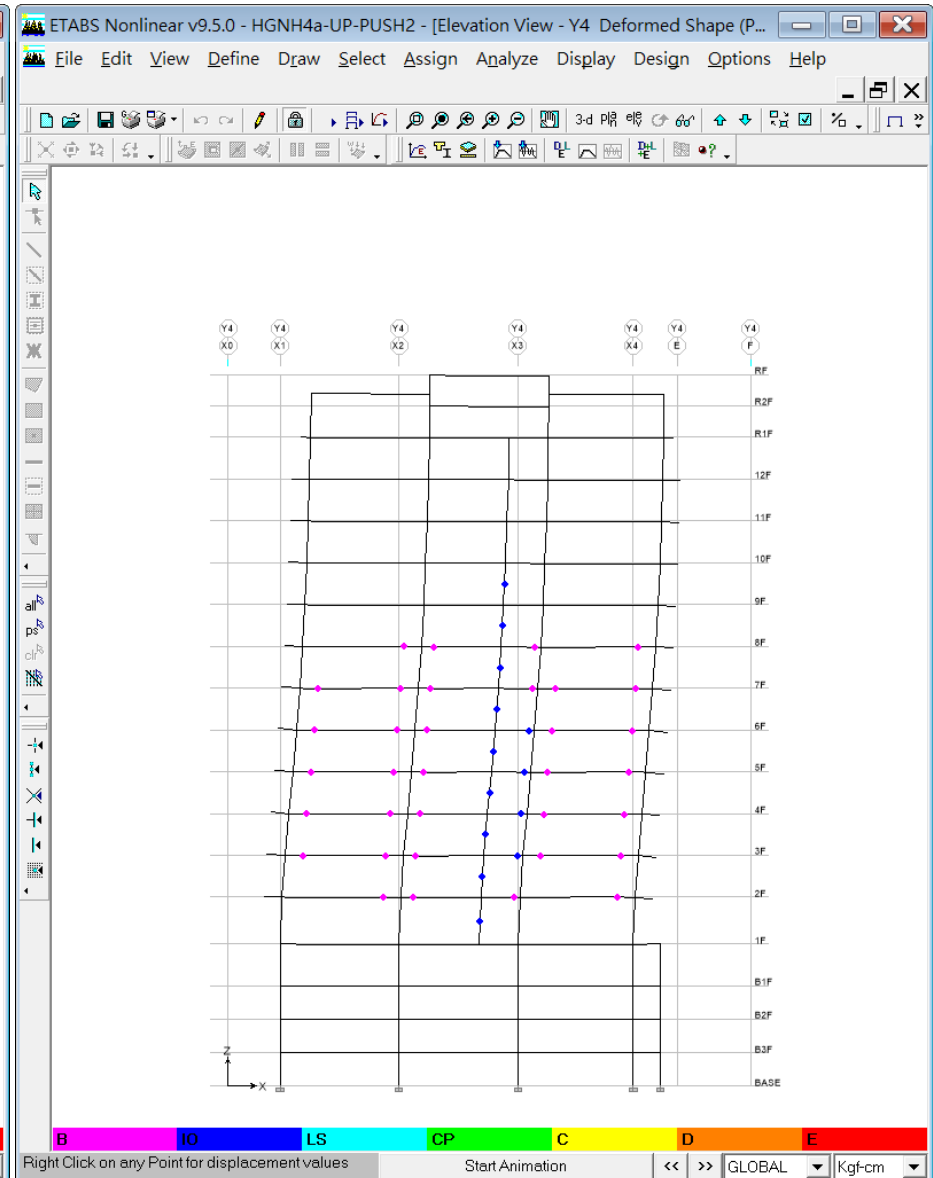
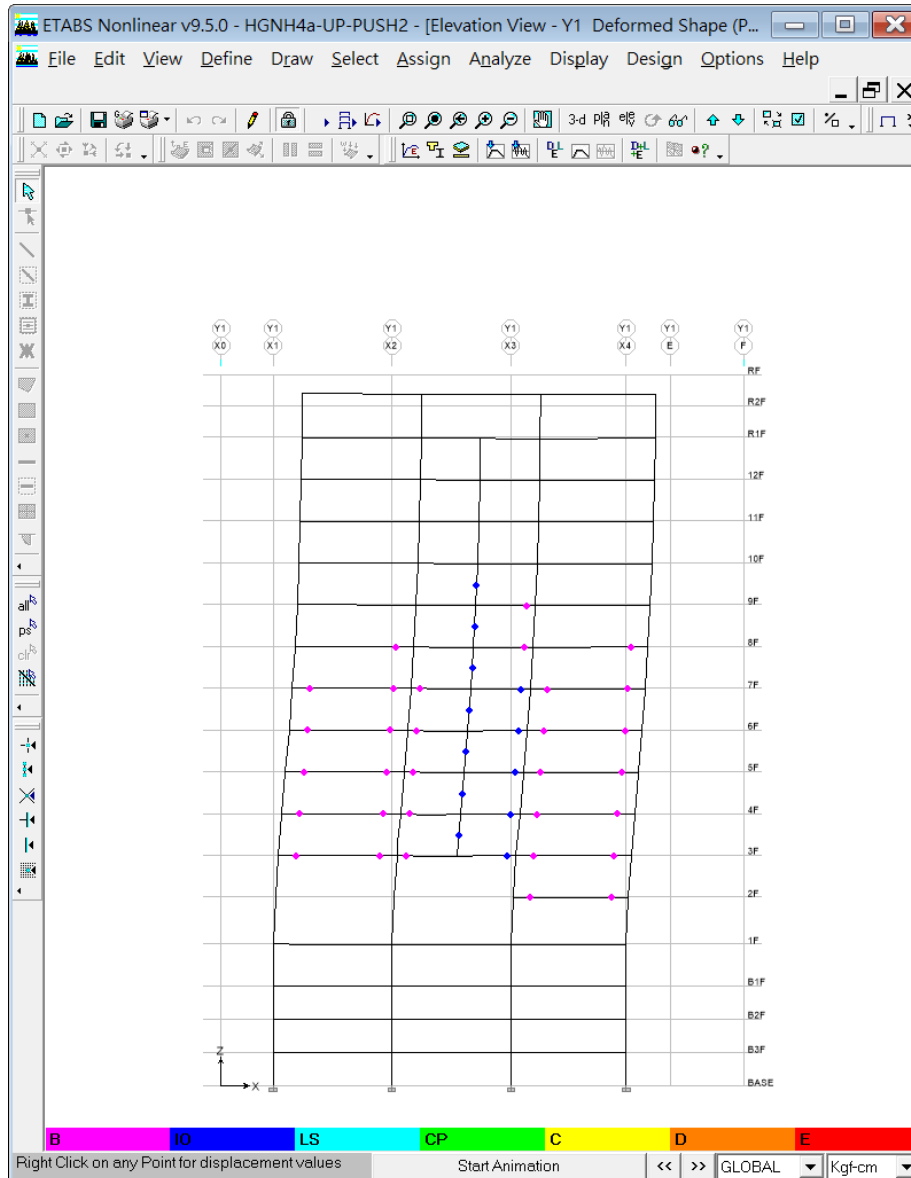


PUSHOVER CAPACITY/DEMAND COMPARISON

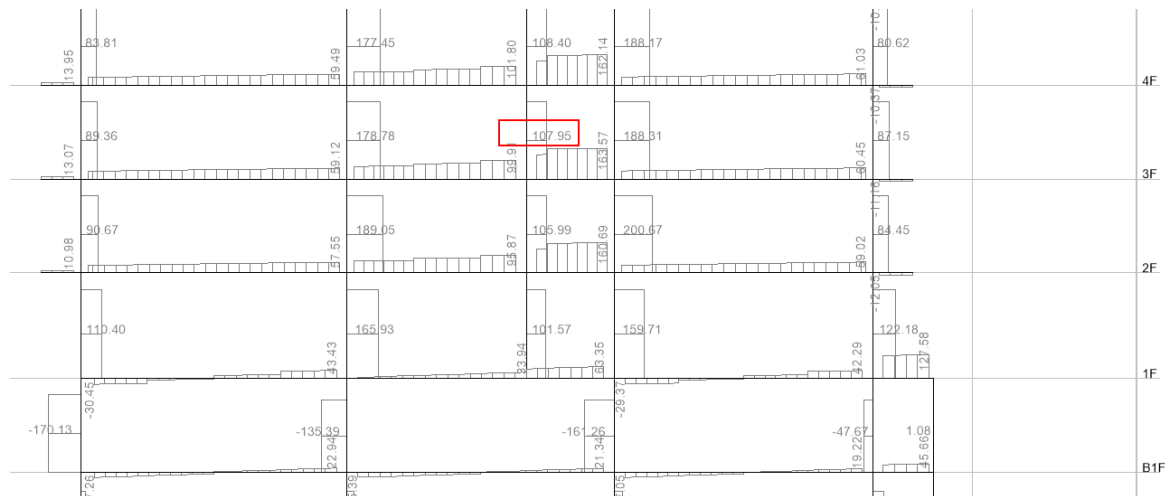
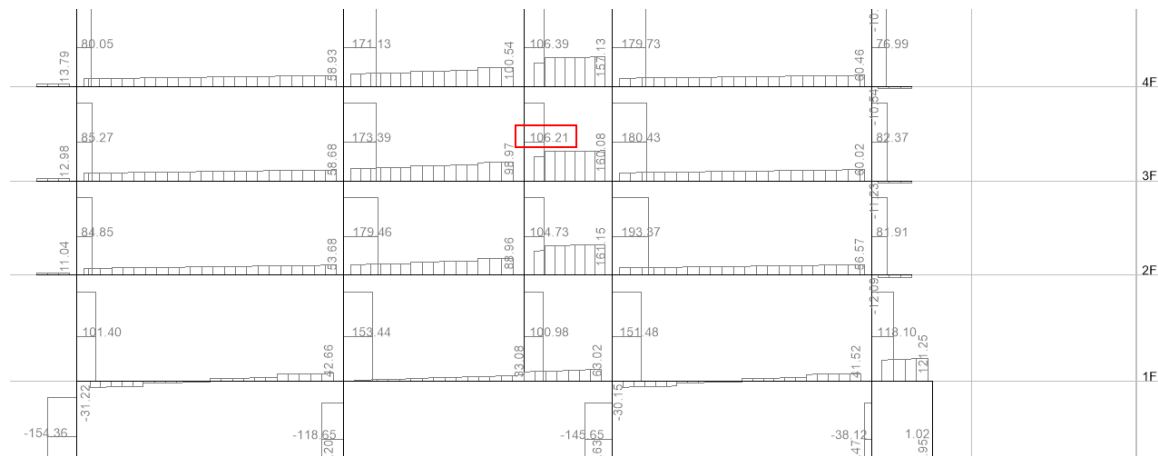
File

Step	T_{eff}	η_{eff}	$S_d(C)$	$S_a(C)$	$S_d(D)$	$S_a(D)$	ALPHA	PF**?
0	2.141	0.030	0.000	0.000	0.503	0.442	1.000	1.000
1	2.141	0.030	0.011	9.782E-03	0.503	0.442	0.254	0.898
2	2.306	0.044	0.081	0.061	0.496	0.376	0.405	1.232
3	2.316	0.038	0.144	0.108	0.517	0.388	0.415	1.253
4	2.330	0.039	0.210	0.156	0.516	0.383	0.420	1.262
5	2.377	0.055	0.278	0.198	0.484	0.345	0.424	1.261
6	2.489	0.097	0.347	0.225	0.434	0.282	0.426	1.252
7	2.635	0.148	0.412	0.239	0.402	0.233	0.427	1.241
8	2.811	0.201	0.484	0.246	0.384	0.195	0.429	1.231
9	3.004	0.243	0.562	0.251	0.381	0.170	0.430	1.221

MCE 塑角分佈

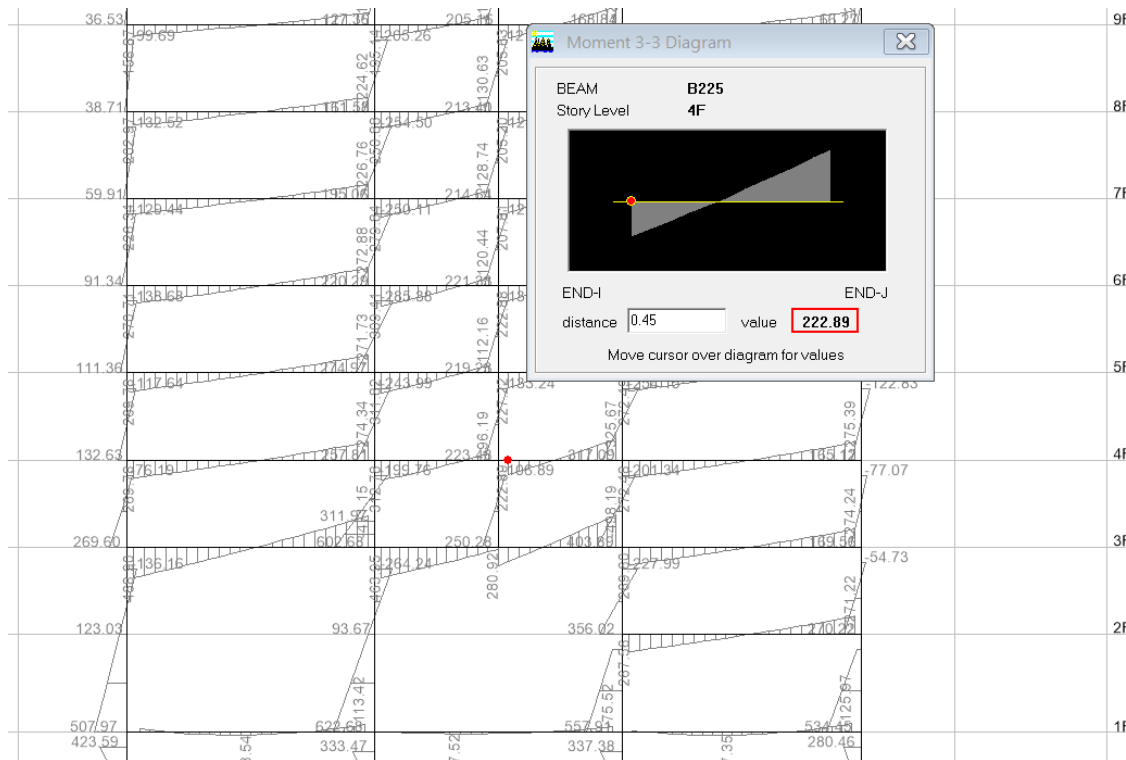


NS-STP 剪力值



接近彈性設計預估值Q=113t

NS-STP連接梁 MCE彎矩值

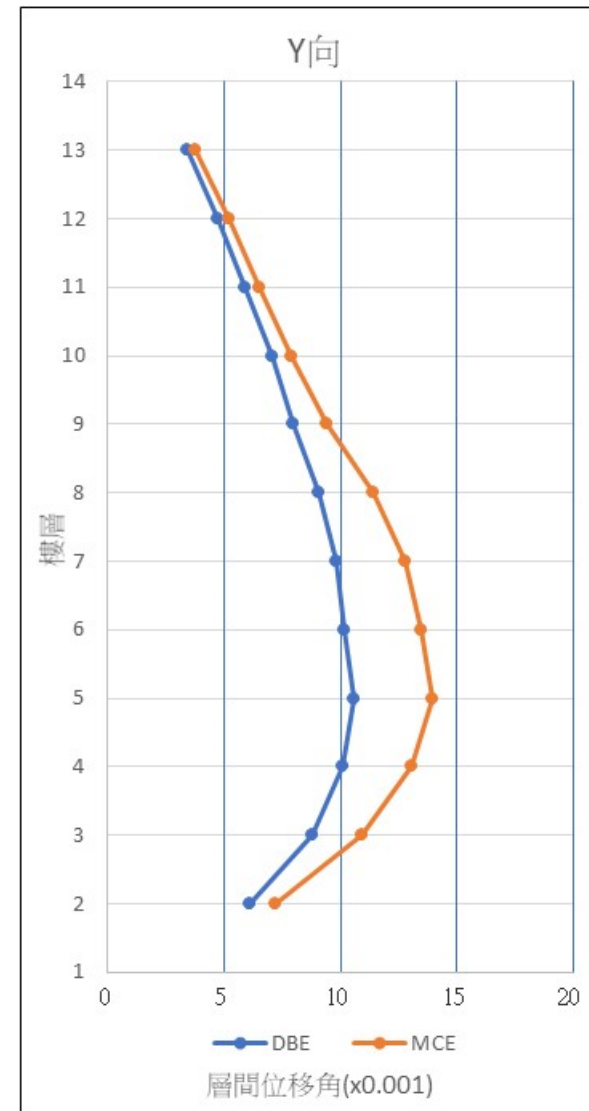
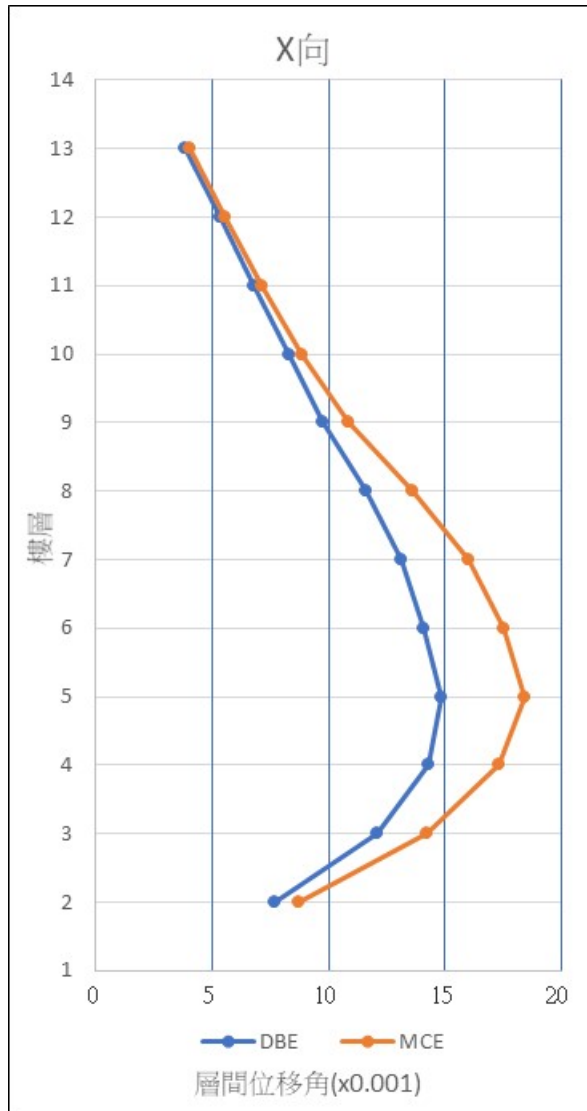


MCE

$M=222.89\text{t-m}$

彈性預估值為253t-m

側推分析結果-層間變形角



-
- 一.NS-STP制震壁可有效降低層間位移，分擔樓層剪力，降低整體應力比
 - 二.設計地震力下，制震壁保持彈性，符合設計規範。
 - 三.彈性分析之預估連接梁需求，其值較非線性分析保守。
 - 三.制震壁連接梁如設置位置非在梁跨中央時，其塑角重分配後，連接梁之彎矩需求會加大，故須注意在彈性分析計算斷面時，其放大係數應採較保守之設計。

含鋼板阻尼器構架耐震與優化設計

Seismic Design and Optimization of Steel Panel Dampers in Moment Resisting Frames

蔡克銓¹ 張舉虹²

¹ 國立台灣大學土木系教授

² 國立台灣大學土木系碩士研究助理

Email: kctsai@ntu.edu.tw

摘要

鋼板阻尼器(Steel Panel Damper, SPD)為三段式寬翼構件，中段為非彈性核心段，上下兩段為彈性連接段，在核心段配置加勁板，可延遲受剪挫屈的發生。在抗彎構架配置 SPD，核心段腹板能反覆受剪降伏來消能，本研究利用 MATLAB 最佳化工具箱，結合模擬退火法與梯度下降法成混合式演算法，考慮上下層 SPD 相同且皆於梁跨中心，僅探討 SPD、邊界梁與其交會區之設計，以最少 SPD、加勁板、邊界梁全長、交會區疊合板與連續板總用鋼量為目標函數。SPD、加勁板、邊界梁斷面與交會區疊合板厚為設計變數；以滿足 SPD、邊界梁與交會區容量設計、SPD 核心段加勁板設計及防止斷面局部與側向扭轉挫屈為基本限制條件，研究最少用鋼量為「基本設計」。因 SPD 勁度強度可分離，在固定強度下可增加勁度，然增加 SPD 或邊界梁勁度，皆能提升構架勁度，本研究根據反曲點取出 SPD 與邊界梁十字子構架，在選定 SPD 強度下，以子構架側向勁度增加 50%為新增限制條件，再次進行最佳化設計，稱所得最少用鋼量為「1.5 倍勁度設計」。設計範例顯示在滿足基本限制條件下，只須增約 9%用鋼量，即可達 1.5 倍勁度設計。為提高勁度，主要以增加邊界梁深與腹板厚較有效，但將導致梁強度增加 40%。另對梁強度增量設 25%上限，發現須較基本設計增約 11%用鋼量，才可得 1.5 倍勁度設計。若另對梁深也設上限，須增約 30%用鋼量，才可得 1.5 倍勁度設計；此時梁強度為基本設計的 1.2 倍。本研究也討論垂直載重對邊界梁設計之效應，並表列實際可供工程應用之最佳化 SPD 與邊界梁的設計尺寸案例。

關鍵字：鋼板阻尼器、耐震設計、容量設計、受剪挫屈、最佳化設計、抗彎構架

一、鋼板阻尼器與抗彎構架耐震設計

在抗彎構架(Moment Resisting Frame, MRF)中，配置鋼板阻尼器(Steel Panel Damper, SPD)，能有效提升構架側向勁度、強度與韌性[1]。圖 1(a)所示為在鋼造 MRF 中加入 SPD 作為消能元件之 SPD-MRF 系統。如圖 1(b)所示，本研究之鋼板阻尼器為三段式寬翼構件，中段為非彈性核心段(Inelastic Core, IC)，其腹板較薄且降伏強度較低，為主要消能段，視為耐震構架中的變形控制元件[2]；上下兩段為彈性連接段(Elastic Joint, EJ)，兩段之長度與斷面相同，其腹板較厚且降伏應力較高，IC 段發展出最大剪力時，設計 EJ 段

保持彈性，視為耐震構架中的力量控制元件[2]。SPD 兩側翼由連續板組成，鋼材規格與 EJ 段相同。在地震作用下 SPD 主要透過核心段反覆受剪來達到消能之目的。在核心段配置加勁板，可延緩 SPD 挫屈之時機，使受力變形遲滯消能行為飽滿，如圖 1(c)所示，端部加勁板為連接 IC 段與 EJ 段之鋼板，將塑性變形侷限在 IC 段以內；面外束制加勁板提供面外方向的束制能力，以延緩挫屈發生之時機。SPD 之剪力降伏強度 V_y 由 IC 段剪力面積與剪降伏應力相乘可得，增加 SPD 翼板厚、EJ 段長度或 EJ 段腹板厚，皆能增加 SPD 勁度而不改 SPD 剪力強度。然增加 SPD 或邊界梁勁度，皆能提升整體構架勁度；傳統多以試誤法設計含 SPD 構架，無法保證最經濟之設計。本研究根據反曲點，從構架中取出 SPD 與邊界梁十字子構架，如圖 2(a)假設 SPD 彎矩反曲點在中心，邊界梁彎矩反曲點間距為 $2\lambda'$ ，圖 2(b)為邊界梁彎矩分布圖， M_{b1} 為 SPD 發展至極限剪力狀態時，考慮材料超強因子與應變硬化係數後，傳至梁之彎矩， M_{b2} 為邊界梁的極限彎矩，已知 M_{b1} 、 M_{b2} 與 L' 即可推得 λ' 。在選定 SPD 降伏強度下，以滿足耐震設計及提升十字子構架側向勁度為條件，研究最少用鋼量之設計。所探討之 SPD 配置於梁跨中心，上下層 SPD 斷面相同，僅探討 SPD、邊界梁與其交會區之設計。

二、含鋼板阻尼器構架最佳化設計

最佳化設計流程如圖 3 所示，以樓高 h 為 3.6 公尺，SPD 強度 V_y 從 600 至 1500kN，邊界梁跨距 $L_b=8\text{m}$ 至 12m，邊界梁未支撐長度 $L_{ub}=2.25\text{m}$ 至 3m 之構架為例，共 95 個設計。SPD 兩側柱深 d_c 如表 1 所示，IC 段腹板採 SN400B，其他皆為 SN490B。透過最佳化演算法找到符合安全性、韌性與穩定性等條件下，最少用鋼量之設計斷面為「基本設計」。另根據所提之十字子構架各變形分量，由式(1)計算基本設計下，SPD 降伏時十字子構架的層間位移角，以子構架側向勁度增加 50%為新增限制條件，再次進行最佳化設計，稱最少用鋼量之斷面為「1.5 倍十字架勁度之設計」。

$$\theta = \frac{V_y}{h} \left\{ \frac{h \left[(h-d_b) - \frac{d_{SPD}h}{2\lambda'} \right]}{d_b d_{SPD} t_{pz} G} + \left[\frac{(h-d_b)^3}{12EI_{eff}} + \frac{(h-d_b)}{GA_{v,eff}} \right] + \left[\frac{h^2(\lambda' - \frac{d_{SPD}}{2})^3}{6EI_b \lambda'^2} + \frac{h^2(\lambda' - \frac{d_{SPD}}{2})}{2GA_{v,b} \lambda'^2} \right] \right\} \quad (1)$$

其中 d_{SPD} 與 d_b 分別為 SPD 與梁深度， t_{pz} 為交會區厚度， G 為剪力模數， E 為楊氏模數， I_{eff} 與 $A_{v,eff}$ 分別為 SPD 等效慣性矩與等效剪力面積[1]， I_b 與 $A_{v,b}$ 為梁慣性矩與剪力面積。

2.1 優化數值模型與演算法簡介

本研究中有 15 個設計變數，分別為 SPD 斷面、梁斷面、交會區疊合板厚與 SPD 加勁板尺寸。以 SPD、加勁板、邊界梁全長、交會區疊合板與連續板的總用鋼量為目標函數。限制條件主要分為強度、斷面穩定性、加勁板設計、子構架勁度與其他限制條件。強度設計限制條件[1]為當 IC 段發展至最大設計剪力時，IC 段不能有彎矩塑鉸發生，EJ

段仍要保持彈性；交會區、邊界梁未剪力降伏，邊界梁靠近 SPD 側未產生彎矩塑鉸。斷面穩定性之條件為防止斷面在達到目標強度前，部分肢材先發生局部挫屈而失穩，因此對斷面翼板之寬厚比與腹板之深厚比採適當限制[3]。考慮 EJ 段不會發生塑性彎矩，故以 p 限制其翼板與腹板。考慮邊界梁會發展至塑性彎矩，以 pd 限制其翼板與腹板。為防止設計斷面之弱軸勁度不足，在達到目標強度前發生側向扭轉挫屈而失穩，故對 SPD 斷面之有效弱軸迴轉半徑做限制。考慮 SPD 上下兩端依設計建議會設置側向支撐，故採 SPD 淨高為 SPD 未支撐長度，設計 SPD 之 L_p [3] 不大於 SPD 淨高。考慮梁接柱端會產生彎矩塑鉸，故依設計規範 [3] 2.5 至 3 公尺範圍內會設置面外側撐，限制邊界梁弱軸迴轉半徑。IC 段加勁板設計建議主要參考[1、4、5] 為限制條件，假設加勁板縱向、橫向加勁數量相同，介於 1 至 3 之間，採等間距加勁。核心段腹板寬厚比參數應滿足式(2)之規定，以避免消能腹板寬厚比太大，核心段腹板高寬比應介於 0.5 至 1.5 間，以避免消能腹板高度、寬度差距太大。將縱向、橫向加勁版尺寸分別帶入式(4)，皆應滿足式(3)之規定，並限制橫向與端部加勁板需滿足[1]張力場效應之規定，以確保其能抵抗腹板內縮力，減緩邊界失穩問題。最後，將個別檢核縱向、橫向與端部加勁板之寬厚比分別滿足 λ_r 、 λ_p 與 λ_{pd} 。子構架勁度限制條件為針對「1.5 倍十字架勁度之設計」，限制其十字架勁度須為「基本設計」之 1.5 倍。其他條件為將核心段高度與 SPD 全高比值 α 限制在 0.3 至 0.5 之間，以免 α 太小造成 IC 段有過大的剪應變需求，或 α 太大造成 SPD 勁度不佳。由於施工上之要求，SPD 設計寬度不大於邊界梁寬。為了防止加勁板寬度太窄，限制端部加勁板寬度不可小於 SPD 寬度之半。防止交會區疊合板厚度過厚，限制單片交會區疊合板厚度不可超過梁腹板之厚度。其中為 b_w 腹板寬度， n_s 為加勁板數量， $t_{w,IC}$ 為 IC 段腹板厚， τ_y 為核心段之剪力降伏應力， k_s 為板受剪彈性挫屈係數， b_s 為加勁板寬度， t_s 為加勁板厚度， β 為核心段腹板高寬比。本研究利用 MATLAB 的最佳化工具箱，先利用 Simulannealbnd 函式(模擬退火法)逼近全域最佳解，再利用 fmincon 函式(梯度下降法)找到全域最佳解。

$$R_w = \frac{b_w}{(n_s + 1)t_{w,IC}} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)\tau_y}{k_s \pi^2 E}} \leq 0.3 \quad (2)$$

$$\frac{\gamma_s}{\gamma_s^*} \geq 3 \quad (3)$$

$$\gamma_s = \frac{\frac{Et_s b_s^3}{3}}{\frac{b_w Et_{w,IC}^3}{12(1-\nu^2)}} \quad (4)$$

$$\gamma_s^* = \left(\frac{23.1}{n_s^{2.5}} - \frac{1.35}{n_s^{0.5}} \right) \frac{(1 + \beta^{-3/n_s + 0.3})^{2n_s - 1}}{1 + \beta^{-5.3 + 0.6n_s + 3/n_s}} \quad (5)$$

2.2 耐震與優化設計結果討論考慮垂直載重後之效應

圖 4 為梁跨距 $L_b=9\text{m}$ 最佳化設計結果，其餘結果參考[6]，其中以「Basic」表示基本設計，「1.5×K」表示 1.5 倍十字架勁度之設計。

如圖 4(a)所示，僅增約 13%之用鋼量，即可使十字架勁度增加 50%。勁度加倍主要以增加邊界梁深與梁腹厚為最有效之設計變數，主因為增加深度能有效提高寬翼斷面之剪力與撓曲勁度，而腹板厚度將受斷面深厚比所限，而和深度有相同增加趨勢，此外，梁深度變大會使 SPD 淨高度變短，對 SPD 容量設計有幫助，且亦能增大 SPD 的勁度，但梁塑性彎矩強度會隨之增大，如圖 4(c)所示，梁的強度幾乎增加 1.4 倍，影響強柱弱梁之設計。故本研究另外探討限制梁塑性彎矩強度不可增加超過 25%之效應，如圖 5 所示。然而梁深度幾乎增至 1.2m，不利空間使用效益，故應對邊界梁深另做如表 1 所示之限制，圖 6 為對梁深設上限後之最佳化設計結果。

以 SPD 降伏強度 1500 kN，梁跨 9 公尺為例，欲使十字子構架側向勁度增加 50%，用鋼量增加 9%，如圖 4(a)所示，梁強度增加 40%，如圖 4(c)所示，梁深增為 1200 mm，如圖 4(d)所示，單位重量勁度為 5.5/mm，如圖 4(b)所示。對梁強度設 1.25 倍限制後，用鋼量增加 11%，如圖 5(a)所示，梁深為 1175 mm，如圖 5(c)所示，單位重量勁度為 5.4/mm，如圖 5(b)所示。對梁深設 800mm 之上限後，用鋼量增加 30%，如圖 6(a)所示，梁強度為基本設計的 1.2 倍，如圖 6(c)所示，單位重量勁度降為 3.4/mm，如圖 6(b)所示。

以上所探討之設計皆為連續型設計變數結果，然而難以實現在工程應用中，故將探討離散型設計變數結果，深度以 50 mm 為間隔，寬度以 25 mm 為間隔，並參考 CNS 3013, G 1015 鋼板標準厚度設計。如表 2 至 5 所示，以梁跨 9 公尺，SPD 降伏強度為 700kN 為例，若離散化設計變數，需比基本設計增加約 44%之用鋼量，才可使十字子構架側向勁度增加 50%。且以增加鋼板阻尼器 EJ 段腹板厚、鋼板阻尼器翼板厚、邊界梁腹板厚與交會區疊合板厚，來達到 1.5 倍十字架勁度。由表 4 可知，要使十字架勁度增加 50%，交會區疊合板厚增為 56 mm，然在某些特殊情形中，額外焊接交會區疊合板較不經濟，本研究以 2 倍權重懲罰交會區疊合板用鋼量，避免交會區疊合板厚度過厚，設計結果如表 2 至 5 所示，為了達到 1.5 倍十字架勁度，將把限制交會區疊合板之效應，反應在邊界梁翼板厚度上。

2.3 考慮垂直載重後之效應

上述最佳化設計結果，皆未考慮邊界梁受垂直載重之效應，假設垂直載重對梁造成的彎矩需求為原來的 ξ 倍，考慮垂直載重後梁彎矩分布如圖 2(c)所示，其中 $(1+\xi)M_{b1}$ 為考慮 SPD 在極限狀態下傳遞到梁端之彎矩與垂直載重對梁造成之彎矩疊加， $\omega Z_b F_y$ 為近柱端之梁產生的極限彎矩。根據此彎矩分布圖設計邊界梁，防止梁靠近 SPD 側產生彎矩塑鉸、梁跨中產生剪力塑鉸。在此考慮垂直載重對梁造成的彎矩需求為原來的 25%，設計結果如 2 至 5 所示，考慮邊界梁受垂直載重，將導致邊界梁翼板寬度與厚度較大以承受其造成之額外彎矩。

表 1 鋼板阻尼器兩側柱子深度範例表

V_y (kN)	$600 \leq V_y \leq 700$	$700 < V_y \leq 800$	$800 < V_y \leq 900$	$900 < V_y \leq 1250$	$1250 < V_y \leq 1500$
d_c (mm)	700	800	900	1000	1100
d_b (mm)	600	650	700	750	800

表 2 梁跨 9 公尺離散化最佳化設計結果

V_y (kN)	Design case	Design state	Story drift ratio ($\times 10^{-3}$)	Weight (kg)	Increment of weight (%)
735	1.0 weighted doubler plates	Basic	6.06	2123	44
		1.5×K	4.01	3052	
	2.0 weighted doubler plates	Basic	6.06	2209	45
		1.5×K	4.04	3197	
	With gravity load effect	Basic	5.62	2472	35
		1.5×K	3.74	3349	

表 3 梁跨 9 公尺 SPD 離散化最佳化設計結果

V_y (kN)	Design case	Design state	d_{SPD} (mm)	$b_{f,SPD}$ (mm)	$t_{w,IC}$ (mm)	$t_{w,EJ}$ (mm)	$t_{f,SPD}$ (mm)	α
735	1.0 weighted doubler plates	Basic	700	300	7	12	30	0.3
		1.5×K	700	300	7	22	40	0.3
	2.0 weighted doubler plates	Basic	700	300	7	12	30	0.3
		1.5×K	700	300	7	22	40	0.3
	With gravity load effect	Basic	700	350	7	12	25.4	0.3
		1.5×K	700	350	7	32	25.4	0.3

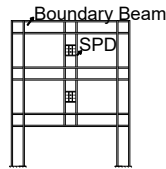
表 4 梁跨 9 公尺邊界梁與交會區疊合板離散化最佳化設計結果

V_y (kN)	Design case	Design state	d_b (mm)	$b_{f,b}$ (mm)	$t_{w,b}$ (mm)	$t_{f,b}$ (mm)	t_{dp} (mm)
735	1.0 weighted doubler plates	Basic	600	300	16	22	30
		1.5×K	600	300	28	25	56
	2.0 weighted doubler plates	Basic	600	300	16	22	30
		1.5×K	600	300	28	28	36
	With gravity load effect	Basic	600	350	16	25	30
		1.5×K	600	350	30	28	50

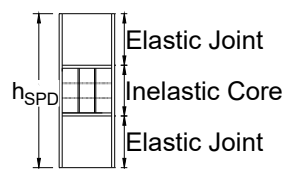
表 5 梁跨 9 公尺 SPD 加勁板離散化最佳化設計結果

V_y (kN)	Design case	Design state	n_s	Longitudinal stiffeners (mm)			Transverse stiffeners (mm)			End stiffeners (mm)		
				$t_{s,L}$	b_s	$h_{s,L}$	$t_{s,T}$	b_s	$h_{s,T}$	$t_{s,end}$	$b_{s,end}$	$h_{s,end}$

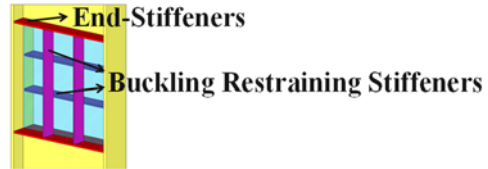
735	1.0 weighted doubler plates	Basic	3	4	75	960	12.7	75	640	9	150	640
		1.5×K	3	4	75	930	12	75	620	9	150	620
	2.0 weighted doubler plates	Basic	3	4	75	960	12.7	75	640	9	150	640
		1.5×K	3	4	75	921	12	75	620	9	150	620
	With gravity load effect	Basic	3	5	88	974	11	88	649	11	176	649
		1.5×K	3	5	88	974	11	88	649	11	176	649



(a)

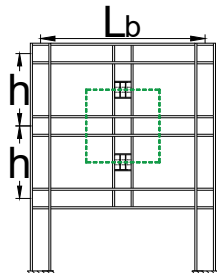


(b)

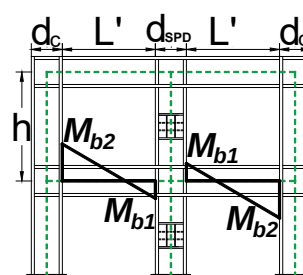
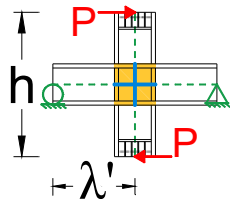


(c)

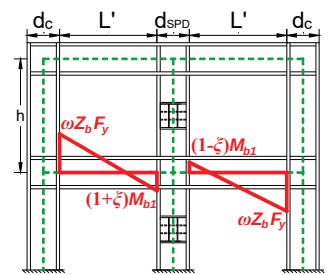
圖 1 (a)含鋼板阻尼器構架示意圖，(b)鋼板阻尼器示意圖，(c)核心段加勁板示意圖



(a) SPD 與邊界梁十字子構架模型示意圖



(b) 邊界梁彎矩分布圖



(c) 考慮垂直載重後邊界梁彎矩分布示意圖

圖 2 含鋼板阻尼器構架受力示意圖

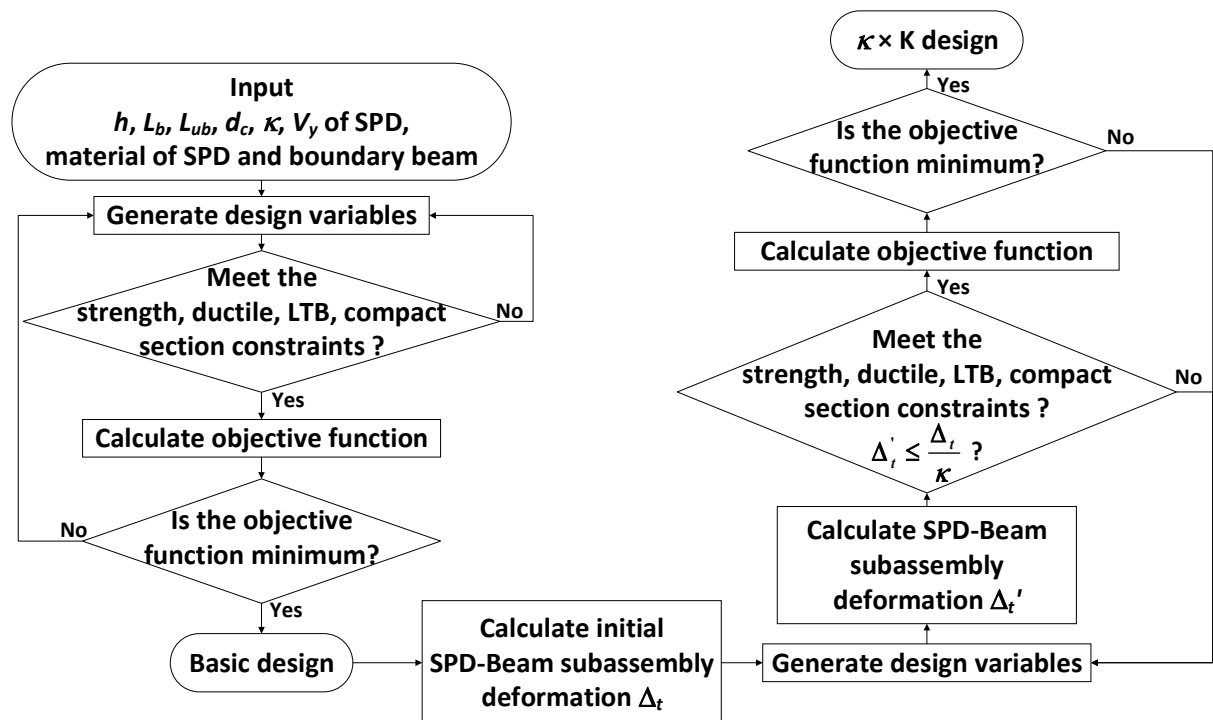
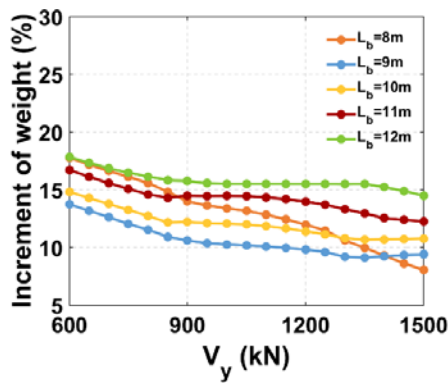
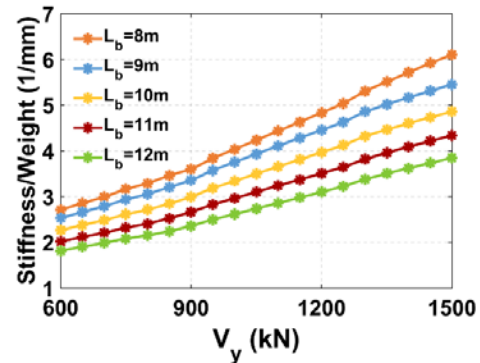


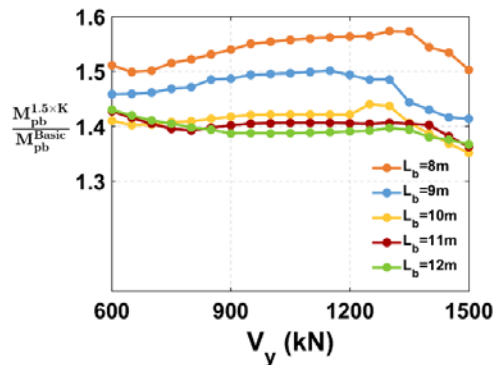
圖 3 最佳化設計流程圖



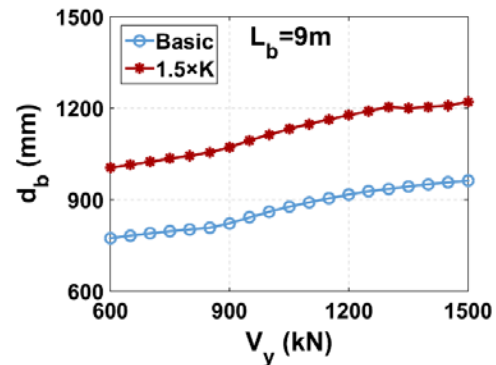
(a) 1.5 倍十字架勁度後重量增量變化圖



(b) 「1.5×K」單位重量勁度

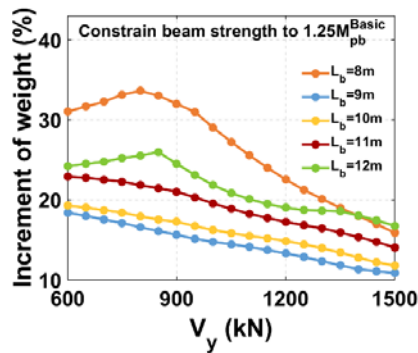


(c) 「1.5×K」與「Basic」邊界梁強度比

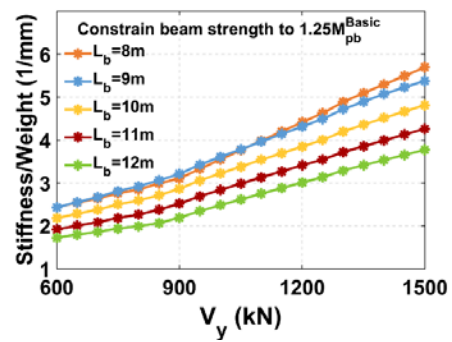


(d) 邊界梁深度之最佳化設計結果

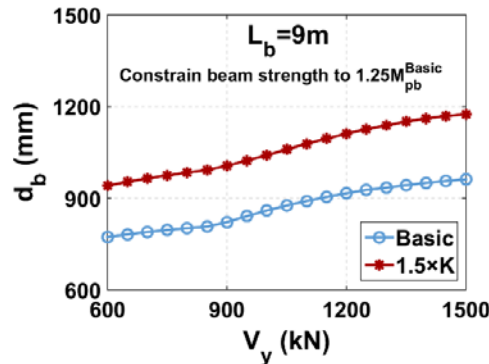
圖 4 原始設計



(a) 1.5 倍十字架勁度後重量增量變化圖



(b) 「1.5×K」單位重量勁度



(b) 邊界梁深度之最佳化設計結果

圖 5 限制梁塑性彎矩強度之效應

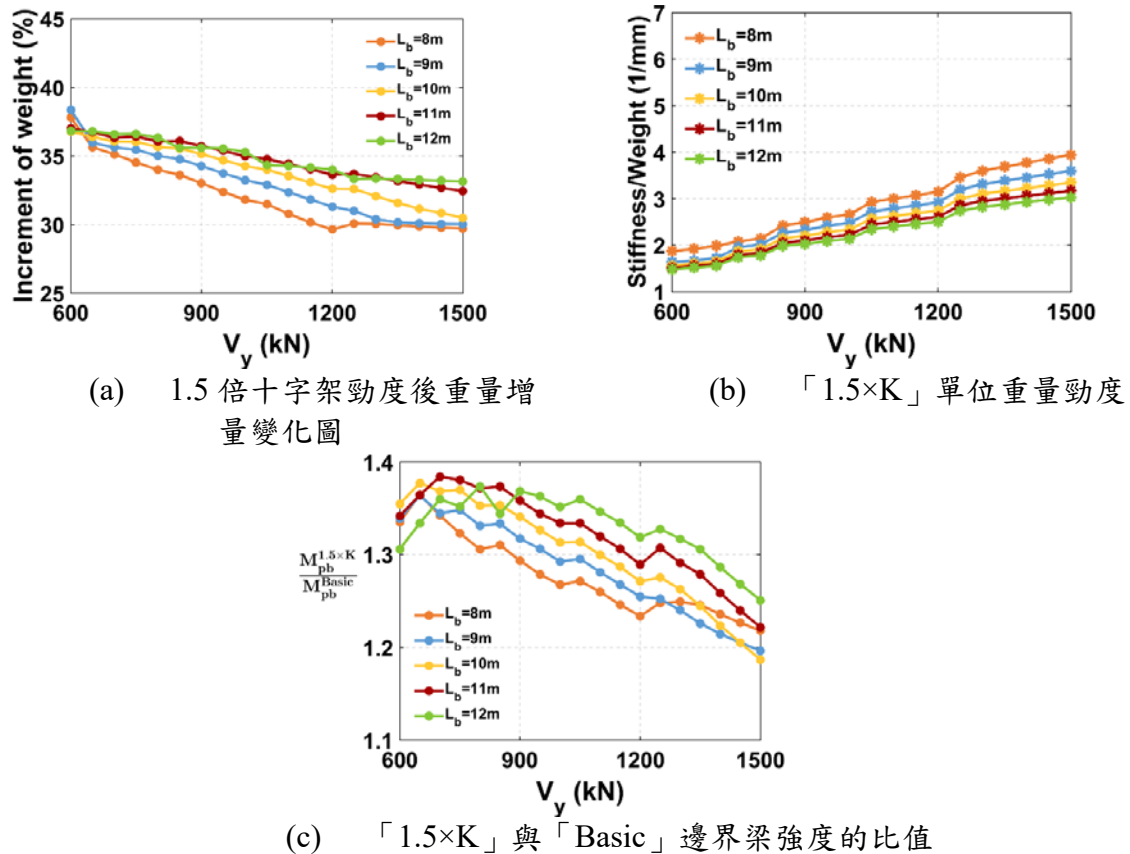


圖 6 限制梁深度之效應

三、結論與建議

1. 本研究利用混合式最佳化演算法，能有效設計滿足限制條件下最少用鋼量之設計斷面。
2. 工程師能利用本研究所提之最佳化設計斷面表，設計滿足容量設計法、結實斷面、側向扭轉挫屈與加勁板設計要求下，最少用鋼量之 SPD、邊界梁與交會區斷面尺寸。
3. 隨著梁跨減少或 SPD 降伏強度之增加，單位重量勁度增加，合理顯示所得設計斷面具有更高之勁度效益。
4. SPD 與邊界梁皆為寬翼斷面，為提高勁度，以增加深度與腹板厚較有效。
5. 欲使十字子構架側向勁度增加 50%，以增大邊界梁尺寸較為有效，但梁強度會增為基本設計之 1.4 倍，影響強柱弱梁設計，故應對邊界梁強度設限。
6. 若未對邊界梁深設限，1.5 倍十字架勁度的設計，將使梁深過深，幾乎增長到 900 mm 至 1200 mm，不利建築空間使用效益，考量工程實際應用，可對梁深適當設限。
7. 以 SPD 降伏強度 1500 kN，梁跨 9 公尺為例，欲使十字子構架側向勁度增加 50%，用鋼量增加 9%，梁強度增加 40%，梁深增為 1200 mm，單位重量勁度為 5.5/mm。對梁

強度設 1.25 倍限制後，用鋼量增加 11%，梁深為 1175 mm，單位重量勁度為 5.4/mm。對梁深設 800mm 之上限後，用鋼量增加 30%，梁強度為基本設計的 1.2 倍，單位重量勁度降為 3.4/mm。

8. 以梁跨 9 公尺，SPD 降伏強度為 700kN 為例，若離散化設計變數，需比基本設計增加約 44%之用鋼量，才可使十字子構架側向勁度增加 50%。且以增加鋼板阻尼器 EJ 段腹板厚、鋼板阻尼器翼板厚、邊界梁腹板厚與交會區疊合板厚，來達到 1.5 倍十字架勁度。

9. 為因應特殊情形，若額外焊接交會區疊合板較不經濟，本研究證實能有效藉由權重懲罰交會區疊合板用鋼量，避免交會區疊合板厚度過厚。

10. 根據所提之考慮邊界梁垂直載重容量設計法，能有效尋求滿足容量設計法、核心段加勁板設計與斷面穩定性要求下最少用鋼量設計斷面。

11. 本研究僅針對 95 個設計範例，探討最佳化設計結果，然而不同梁跨、樓高等結構資訊皆會影響最佳化結果，可考慮將此最佳化設計研究開發成雲端服務軟體，供使用者輸入樓高、梁淨跨距、梁未支撐長度、SPD 降伏強度、SPD 與邊界梁材料，即可得到滿足容量設計法、結實斷面、側向扭轉挫屈與加勁板設計要求下，最少用鋼量斷面，能供工程師設計應用。

四、參考文獻

- [1] K.C. Tsai, C.H. Hsu, C.H. Li, P.Y. Chin, “Experimental and analytical investigations of steel panel dampers for seismic applications in steel moment frames” *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, 47(6):1416-1439. (2018)
- [2] ASCE 7-10, “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures” American Society of Civil Engineers. (2010)
- [3] 「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範-鋼結構極限設計規範與解說」，內政部營建署。(2007)
- [4] Chen, Z., Ge, H., and Usami, T. “Hysteretic Model of Stiffened Shear Panel Dampers.” *Journal of structural engineering*, 132, 478-483. (2006)
- [5] Ge, H., Kaneko, K., and Usami, T. “Capacity of stiffened steel shear panels as a structural control damper.” In *The 14th World Conference on Earthquake* (2008)
- [6] 張舉虹、蔡克銓 (2019) 「含鋼板阻尼器構架最佳化設計」，*結構工程*，第 34 卷，第 1 期，第 27-56 頁。