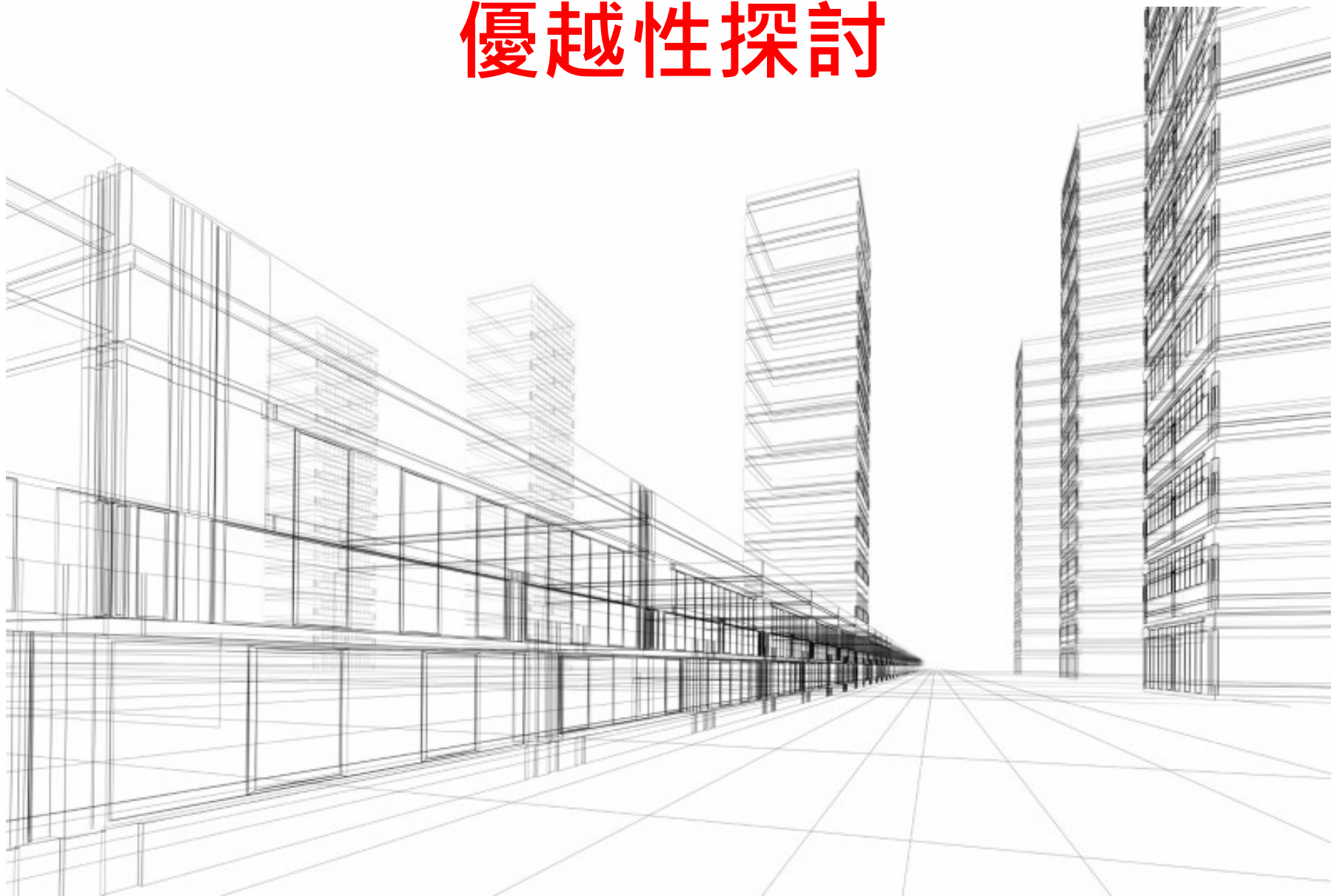


雙核心-柱中柱結構耐震工法 優越性探討



大綱

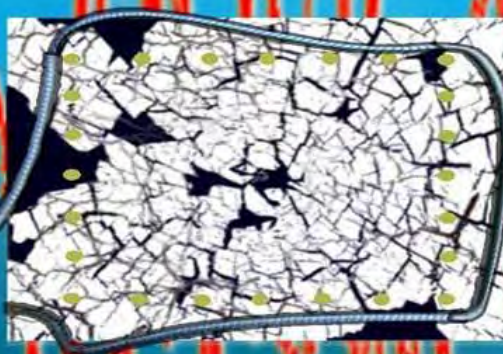
1. 鋼筋混凝土結構傳統柱與雙核心柱中柱在耐震性能的差異、比較、探討。
2. 以雙核心柱中柱結構取代SRC 結構的優越性探討。
3. 鋼筋預組工法改變傳統工地現場鋼筋綁紮組立的優越性探討。

傳統柱遭受大地震侵襲 損壞之問題點探討

結構因地震損壞三部曲



柱體開裂
保護層脫落

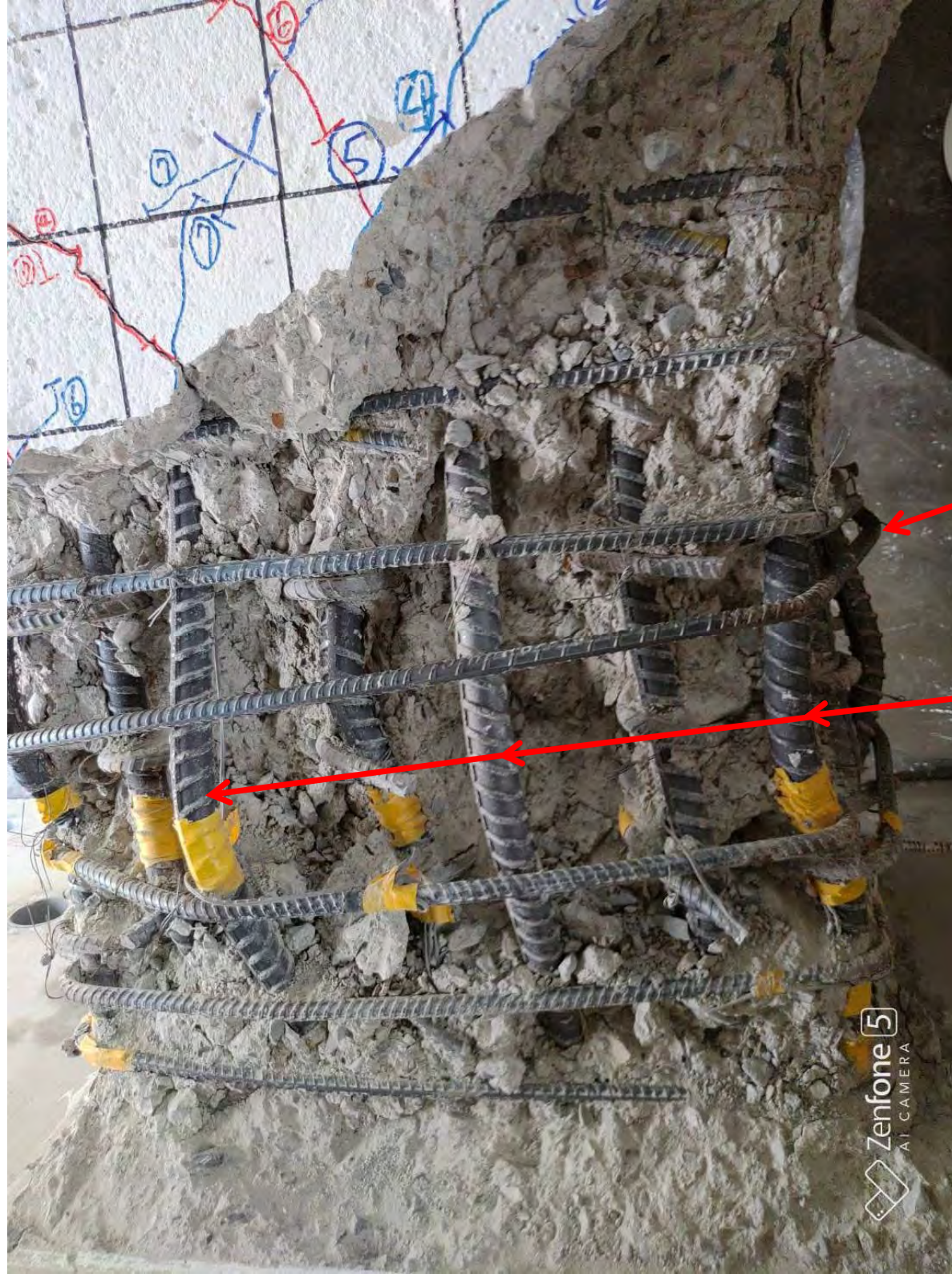


箍筋脫鉤
核心爆裂



主筋挫屈
柱體壓潰

SC1



外箍筋脫鉤

主筋挫曲

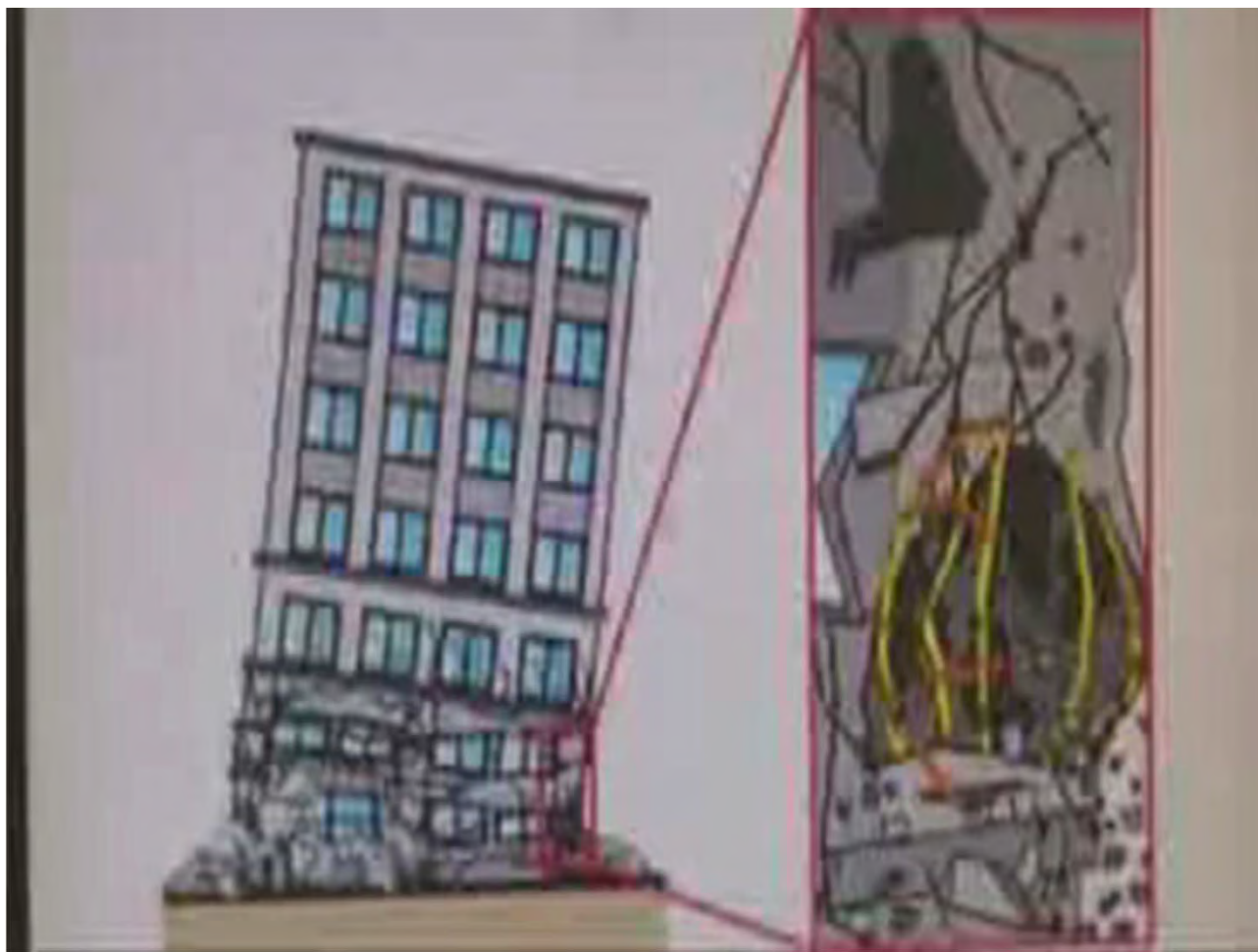
SC1



SC1



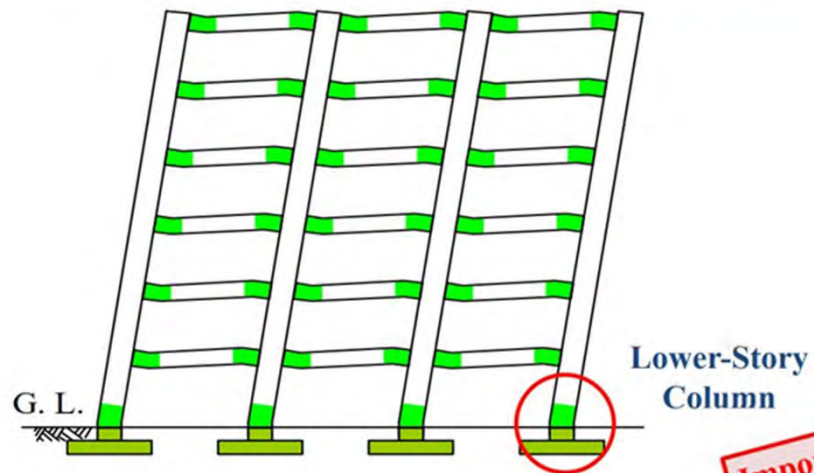
建築物倒塌過程



- 柱子開裂
- 混凝土保護層脫落
- 柱剪斷及箍筋脫鉤
- 核心混凝土爆裂
- 主筋挫屈
- 柱子壓潰
- 房屋傾斜倒塌



Deformation Capacity



- High Axial Load
 - Small Deformation Capacity
- ➔ **Confinement Effectiveness?**

Important



建物柱底破壞模式

- 柱底失去承載力的原因，主要包括

① 柱的剪斷

② 柱箍筋**圍束**力量**不足**，核心混凝土被擠壓碎，造成主筋**挫屈**



建物柱底破壊模式



地點：台中市五權南路德昌新世界大樓

損壞現況：低層處之柱壓碎、崩塌，梁兩端折斷、破壞（照片一、二）。

照片提供：吳鎮鯤 結構技師

照片一



照片二



照片四



照片三

損壞現況：一樓之騎樓柱（照片三）與地下室柱（照片四）均有混凝土壓碎、箍筋鬆脫與主筋挫屈情形。

D 46
2001

Series on Innovation in Structures and Construction — Vol. 3

Series Editors: **A. S. Elnashai & P. J. Dowling**

DESIGN OF MODERN HIGHRISE REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

Editor
Hiroyuki Aoyama
University of Tokyo, Japan



Imperial College Press

To overcome large seismic overturning moment which produces dominating axial forces in the exterior columns in lower stories, additional axial bars (core bars) are frequently located in the central portion of these column sections. Some examples are shown in Fig. 1.6.

Girders are of rectangular section with height not greater than 80 cm and with relatively large width of about 60 cm, providing space for four large diameter axial bars in a row, as shown in Fig. 1.7. Four-leg stirrups are generally used. High strength deformed PC steel is often used for stirrups to increase shear resistance. In most cases girders are located below the floor slab, and thus form a T-shaped section with the monolithic slab. But in a few cases wall girders were used in the exterior frames which consisted of girders below the slab and spandrels above the floor connected monolithically into girders of large depth. The prevalent architectural design to provide balconies around the floor plan prohibits the use of wall girders. When and where balconies are

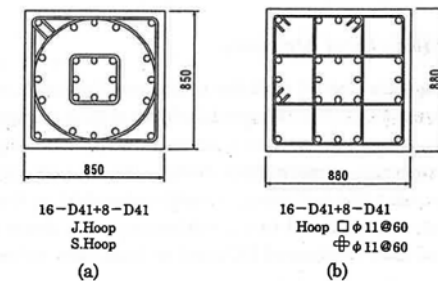


Fig. 1.6. External columns with core bars.

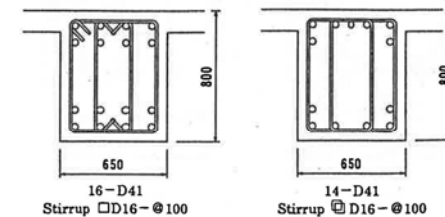


Fig. 1.7. Typical girder sections.



建筑抗震设计规范

Code for seismic design of buildings

条文说明

2001—07—20 发布

2002—01—01 实施

中华人民共和国建设部 联合发布
国家质量监督检验检疫总局

第1页, 共1页

混凝土强度作用时, 箍筋直径不宜小于 $\phi 10\text{mm}$, 净螺距不宜大于 75mm 。考虑便于施工, 采用螺旋间距不大于 100mm , 箍筋直径不小于 $\phi 12\text{mm}$ 。矩形截面柱采用连续矩形复合螺旋箍是一种非常有效的提高延性措施, 这已被西安建筑科技大学的试验研究所证实。根据日本川铁株式会社 1998 年发表的试验报告, 相同柱截面、相同配筋、配箍率、箍距及箍筋肢距, 采用连续复合螺旋箍比一般复合箍筋可提高柱的极限变形角 25%。采用连续复合矩形螺旋箍可按圆形复合螺旋箍对待。用上述方法提高柱的轴压比后, 应按增大的轴压比由表 6.3.12 确定配箍量, 且沿柱全高采用相同的配箍特征值。

试验研究和工程经验都证明在矩形或圆形截面柱内设置矩形核芯柱, 不但可以提高柱的受压承载力, 还可以提高柱的变形能力。在压、弯、剪作用下, 当柱出现弯、剪裂缝, 在大变形情况下芯柱可以有效地减小柱的压缩, 保持柱的外形和截面承载力, 特别对于承受高轴压的短柱, 更有利于提高变形能力, 延缓倒塌。

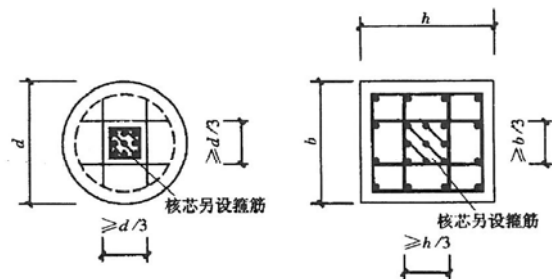


图 6.3.7 芯柱尺寸示意图

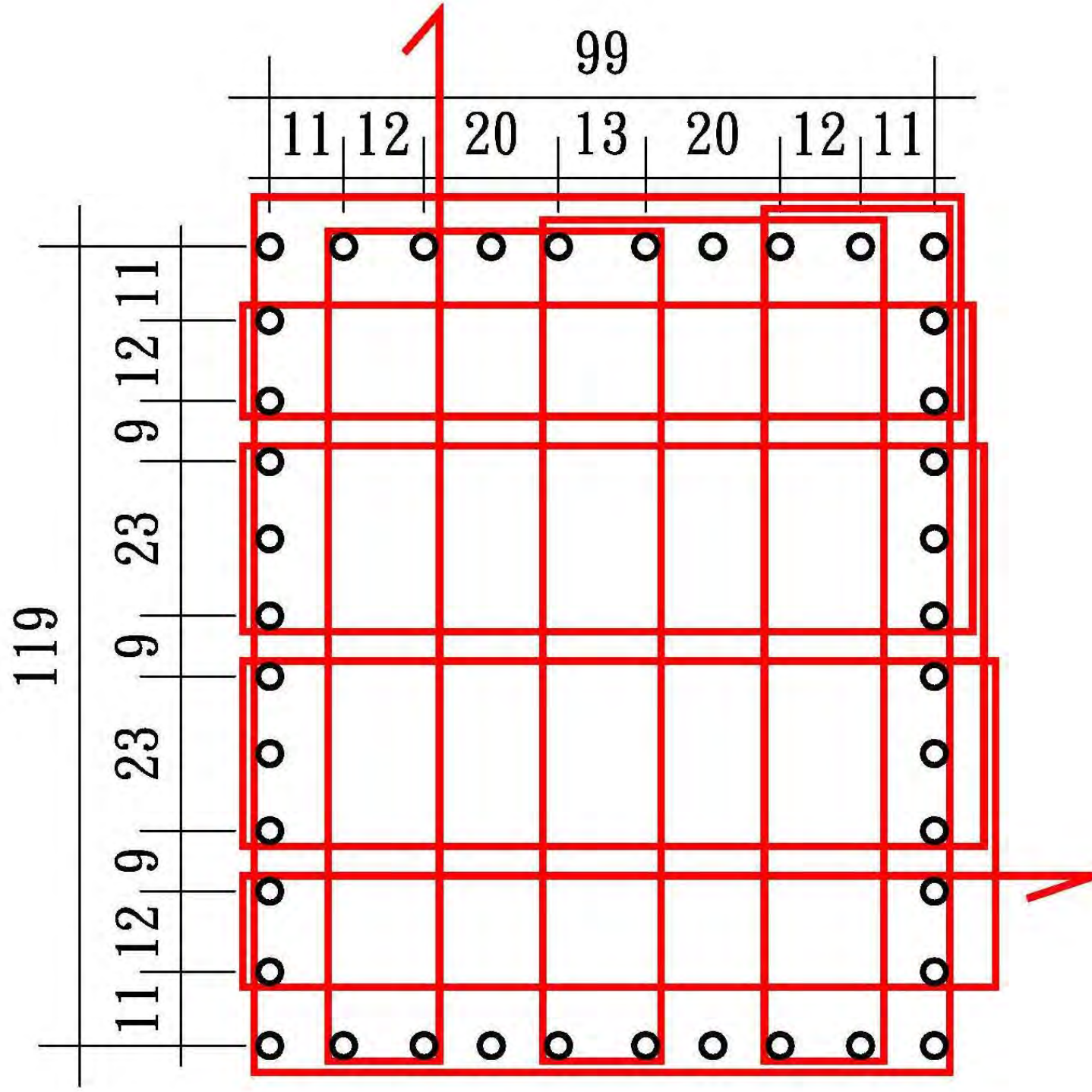
为了便于梁筋通过, 芯柱边长不宜小于柱边长或直径的 $1/3$, 且不宜小于 250mm 。

6.3.8 试验表明, 柱的屈服位移角主要受纵向受拉钢筋配筋率支配, 并大致随拉筋配筋率的增大呈线性增大。89 规范的柱截面最小总配筋率比 78 规范有所提高, 但仍偏低, 很多情况小于非抗震配筋率, 本次修订再次适当调整。

当柱子在地震作用组合时处于全截面受拉状态, 规定柱纵筋总截面面积计算值增加 25%, 是为了避免柱的受拉纵筋屈服后再受压时, 由于包兴格效应, 导致纵筋压屈。

6.3.9~6.3.12 柱箍筋的约束作用, 与柱轴压比、配箍量、箍筋形式、箍筋肢距, 以及混凝土强度与箍筋强度的比值等因素有关。

第 60 页, 共 60 页



119

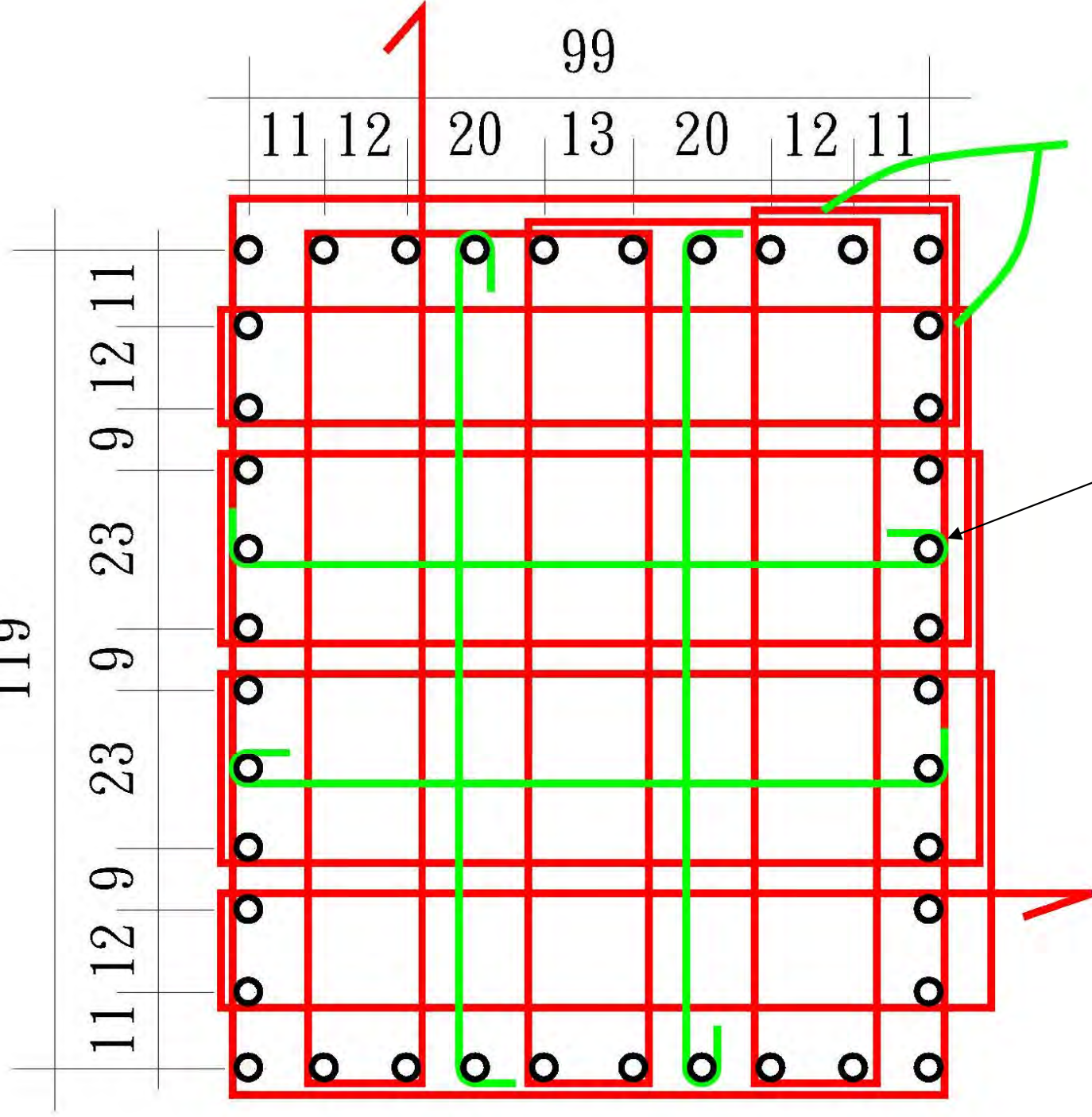
11 12 9 23 9 23 9 12 11

11 12 20 13 20 12 11

99

3層

現行規範
每支主筋
必須用繫
筋勾住



美國 ACI 318-14 規範 對柱耐震圍束箍筋量之變革

沈文成／國家地震工程研究中心助理研究員

李翼安／國家地震工程研究中心專案助理研究員

黃世建／國立臺灣大學土木工程系教授、國家地震工程研究中心副主任

橫向鋼筋於鋼筋混凝土柱中扮演諸多重要角色，如抵抗剪力、避免主筋挫屈以及圍束核心區域內混凝土等。當保護層開始剝落，橫向鋼筋使得圍束區域內混凝土可以持續承受更大之軸向壓力，較好的圍束效果確保柱構件在強度衰減後仍有足夠的變形能力。但許多實驗數據顯示，依美國 ACI 318-11 規範之設計公式計算得到之圍束箍筋量，無法保證承受高軸力柱構件之變形能力能夠符合要求，探究原因發現設計公式並未因承受不同之軸力而調整所需之箍筋量，使得柱構件在承受高軸力作用下之變形能力可能不佳。爰此，美國 ACI 318 規範委員會針對圍束鋼筋量之設計公式提出修訂建議，於設計公式中納入軸力參數，以解決現行規定之不足處。本文將分別探討現行規定與改版內容在圍束箍筋量之規定，並整理出差異之處。最後，提供一示範例說明美國 ACI 318 規範於柱耐震圍束箍筋量之現行規定與改版建議，並比較其差異，期能做為國內工程界於設計高樓建築物結構時之參考。

簡介

臺灣地狹人稠，隨著都市的發展，位於都會區的建築物因土地取得不易只能向上發展，樓層數越蓋越高，高樓建築物之底層柱必須負擔整體建築物重量，承受極大之軸向力量。若依美國 ACI 318-11 規範 [1] 之設計公式計算圍束箍筋量，最底層柱在承受高軸力作用下，其變形能力可能無法滿足規範所要求之 3% 層間位移比。而目前國內使用之混凝土工程設計規範與解

說（土木 401-100）於耐震圍束之相關規定與美國 ACI 318-11 規範相同，亦有前述不保守之問題。

Elwood 等人 [2] 利用 PEER 資料庫 [3] 中 145 個矩形鋼筋混凝土柱之測試數據進行分析（如圖 1），以試體箍筋量除以規範建議量之比值為橫軸，當兩者比值為 1 時，表示試體箍筋量滿足規範建議之標準；以試體變形能力（層間位移比）為縱軸，當縱軸值為 3 時，表示試體變形能力符合韌性指標（Performance Target）之標準。接著逐一將測試數據予以描繪，比較各國規範於圍束箍筋量之規定是否恰當。由圖 1 可以發現，

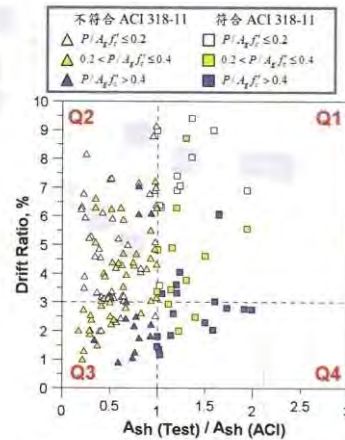


圖 1 美國 ACI 318-11 規範建議之橫樑柱箍筋量與測試結果之比較

示範例

為使讀者更容易瞭解美國 ACI 318 規範對於柱耐震圍束箍筋量之變革，分別以現行規定及改版建議計算所需之箍筋量。

假設一矩形柱斷面尺寸為 105 cm × 135 cm，配置 44-D36 之主筋，使用 D13 之箍筋及繫筋予以圍束，混凝土抗壓強度 f'_c 為 560 kgf/cm²；橫向鋼筋降伏強度 f_{yt} 為 4200 kgf/cm²，承受軸向力量 P_u 為 3800 tf。

ACI 318-11 規範

由於兩方向斷面尺寸不同，必須分別針對 X 方向及 Y 方向計算其所需之鋼筋量。依式 (1) 計算結果為：

$$X \text{ 方向: } \frac{A_{sh,x}}{s} = 0.3b_{c,x} \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) = 0.577 \text{ cm} ;$$

Y 方向:

$$\frac{A_{sh,y}}{s} = 0.3b_{c,y} \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) = 0.758 \text{ cm}$$

依式 (2) 計算可得：

$$X \text{ 方向: } \frac{A_{sh,x}}{s} = 0.09b_{c,x} \frac{f'_c}{f_{yt}} = 1.149 \text{ cm} ;$$

$$Y \text{ 方向: } \frac{A_{sh,y}}{s} = 0.09b_{c,y} \frac{f'_c}{f_{yt}} = 1.509 \text{ cm}$$

取式 (1) 及式 (2) 之大值，結果如下：

$$X \text{ 方向: } \frac{A_{sh,x}}{s} = 1.149 \text{ cm} ;$$

$$Y \text{ 方向: } \frac{A_{sh,y}}{s} = 1.509 \text{ cm} , \text{ 計算結果由式 (2) 控制。}$$

考慮以閉合箍筋或繫筋圍束每一根主筋，D13 橫向鋼筋之間距需求為：

$$X \text{ 方向: } s_x = \frac{11 \times 1.27}{1.149} = 12.16 \text{ cm} ;$$

$$Y \text{ 方向: } s_y = \frac{13 \times 1.27}{1.509} = 10.94 \text{ cm}$$

取間距 s 為 10 cm，檢核間距是否超出下列三者之值：

$$s_{\max} = \min \begin{cases} \min(105, 135) / 4 = 26.25 \text{ cm} \\ 6 \times d_b = 21.48 \text{ cm} \\ 10 + (35 - h_c) / 3 = 18.22 \text{ cm} \end{cases}$$

因此，可以配置 D13@10cm 之橫向鋼筋，並以閉合箍筋或繫筋圍束每一根主筋。

若以 D16@10 cm 之橫向鋼筋設計，依式 (1) 計算

結果為：

X 方向:

$$\frac{A_{sh,x}}{s} = 0.3b_{c,x} \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) = 0.575 \text{ cm} ;$$

Y 方向:

$$\frac{A_{sh,y}}{s} = 0.3b_{c,y} \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) = 0.756 \text{ cm}$$

依式 (2) 計算可得：

$$X \text{ 方向: } \frac{A_{sh,x}}{s} = 0.09b_{c,x} \frac{f'_c}{f_{yt}} = 1.145 \text{ cm} ;$$

$$Y \text{ 方向: } \frac{A_{sh,y}}{s} = 0.09b_{c,y} \frac{f'_c}{f_{yt}} = 1.505 \text{ cm}$$

取式 (1) 及式 (2) 之大值，結果如下：

$$X \text{ 方向: } \frac{A_{sh,x}}{s} = 1.145 \text{ cm} ;$$

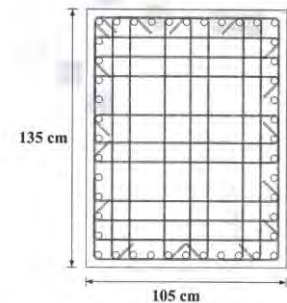
$$Y \text{ 方向: } \frac{A_{sh,y}}{s} = 1.505 \text{ cm} , \text{ 計算結果仍由式 (2) 控制。}$$

考慮不以閉合箍筋或繫筋圍束每一根主筋，D16 橫向鋼筋之間距需求為：

$$X \text{ 方向: } s_x = \frac{9 \times 1.98}{1.145} = 15.56 \text{ cm} ;$$

$$Y \text{ 方向: } s_y = \frac{11 \times 1.98}{1.505} = 14.47 \text{ cm}$$

取間距為 10 cm，符合前述間距之規定。無論以 D13 或 D16 之橫向鋼筋配置所需之箍筋量均可符合現行規定，但採用 D16 之橫向鋼筋可不須將所有主筋以閉合箍筋或繫筋圍束，故決定以 D16@10 cm 方式配置橫向鋼筋。橫向鋼筋之配置建議如圖 6 所示：



主筋：44-D36；橫向鋼筋：D16@10 cm

圖 6 依美國 ACI 318-11 規範設計之橫向鋼筋配置

ACI 318-14 規範（改版建議）

由於 $P_u = 3800 \text{ tf} > 0.3 A_g f'_c = 2381.4 \text{ tf}$ ，除須滿足現行規定，再須考量式 (5) 之計算結果：

X 方向：

$$\frac{A_{sh,x}}{s} = 0.2 b_{c,x} k_f k_n k_p \frac{f'_c A_g}{f_{yt} A_{ch}} = 1.473 \text{ cm}$$

Y 方向：

$$\frac{A_{sh,y}}{s} = 0.2 b_{c,y} k_f k_n k_p \frac{f'_c A_g}{f_{yt} A_{ch}} = 1.935 \text{ cm}$$

取式 (1)、式 (2) 及式 (5) 之最大值：

$$\text{X 方向：} \frac{A_{sh,x}}{s} = 1.473 \text{ cm} ;$$

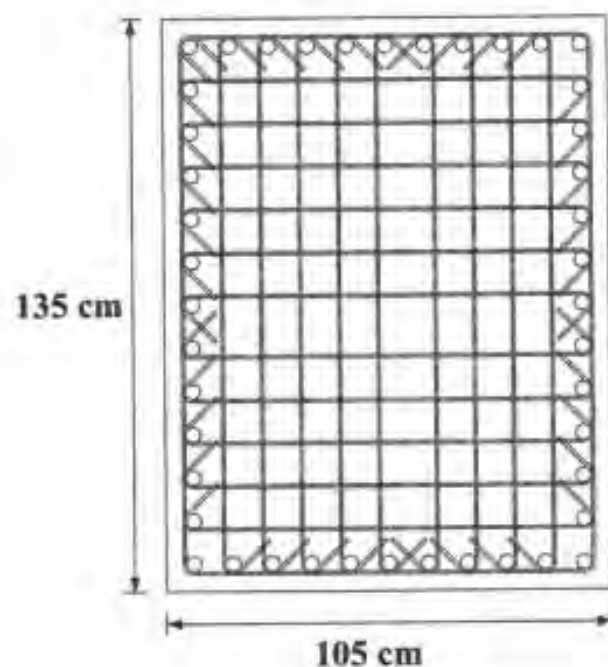
$$\text{Y 方向：} \frac{A_{sh,y}}{s} = 1.935 \text{ cm} , \text{ 計算結果由式 (5) 控制。}$$

以耐震彎鉤（箍筋或繫筋採 $\geq 135^\circ$ 彎鉤）圍束每一根主筋，D13 橫向鋼筋之間距需求為：

$$\text{X 方向：} s_x = \frac{11 \times 1.27}{1.473} = 9.48 \text{ cm} ;$$

取間距 s 為 10 cm，符合前述間距之規定。

因耐震圍束箍筋量之需求增加，改採 D16@10 方式配置橫向箍筋方能符合美國 ACI 318-14 規範（版建議）之規定。橫向鋼筋之配置建議如圖 7 所示：



主筋：44-D36；橫向鋼筋：D16@10 cm
（每一根主筋均採 135° 耐震彎鉤）

圖 7 依美國 ACI 318-14 規範（改版建議）設計之橫向鋼筋

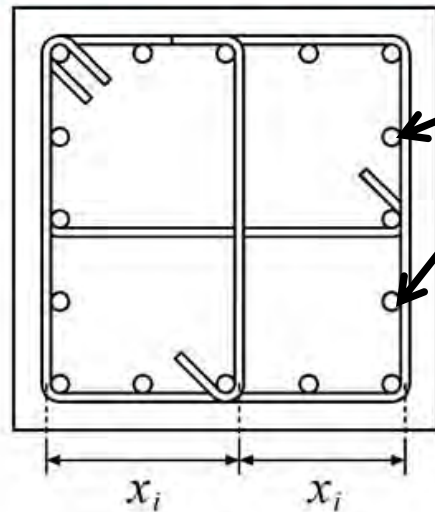
塑鉸區橫向鋼筋細節

18.4.5.2 橫向鋼筋須符合(a)至(f)之規定：

(a) 略

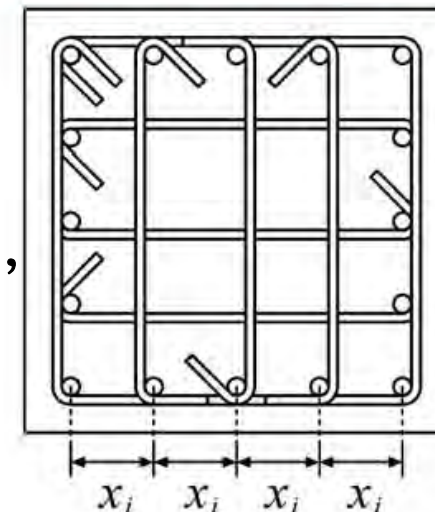
...

(f) 在 $P_u > 0.3A_g f'_c$ 或 $f'_c > 700 \text{ kgf/cm}^2$ 之直線型閉合箍筋柱，沿柱核心周邊之每一縱向鋼筋或束筋應有閉合箍筋轉角或繫筋彎轉段所提供之側向支撐，且 h_x 之值應不超過 20 cm。 P_u 應為含 E 之因數化載重組合所得之最大壓力。



$$x_i \leq 35 \text{ cm}$$

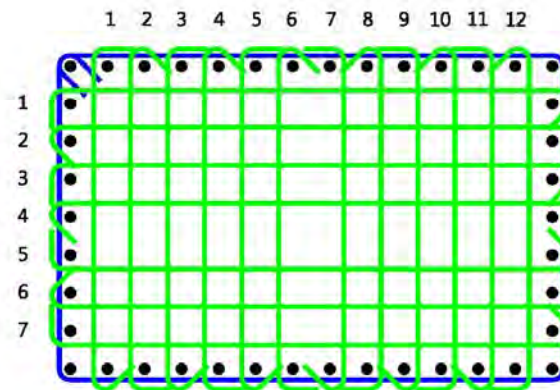
舊規範



$$x_i \leq 20 \text{ cm}$$

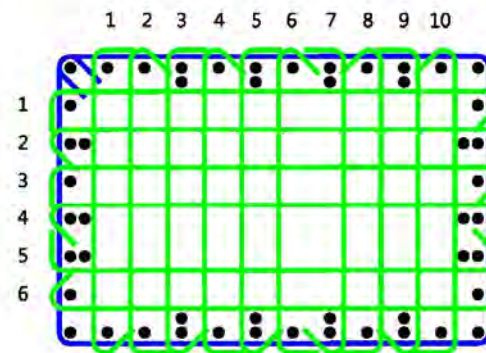
現行規範

(1) 傳統柱



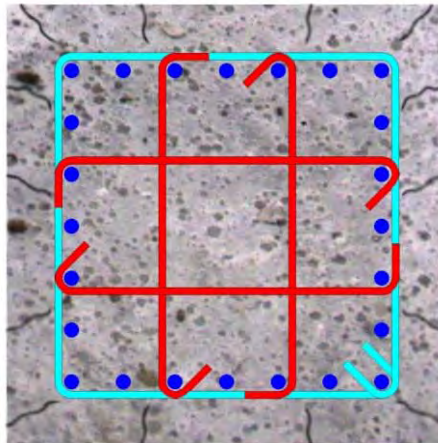
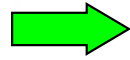
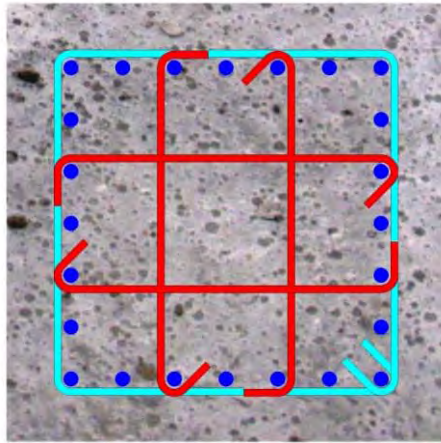
$12+7=19$ 支繫筋
每插入一支約1分鐘,19支繫筋共計19分

(2) 傳統柱 (有束筋)

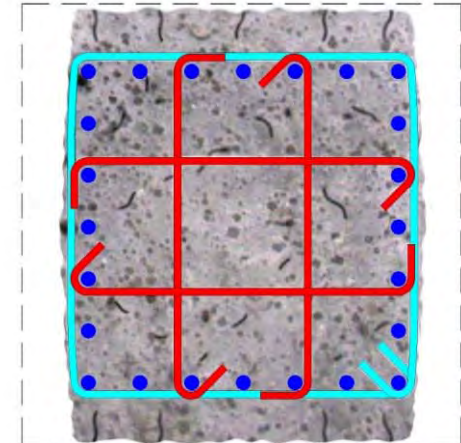


$10+6=16$ 支繫筋
每插入一支約1分鐘,16支繫筋共計16分

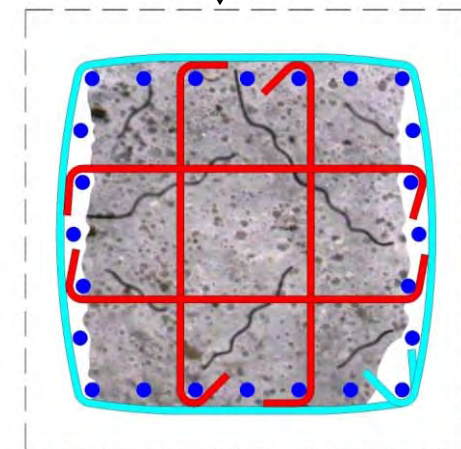
傳統柱承載與反應



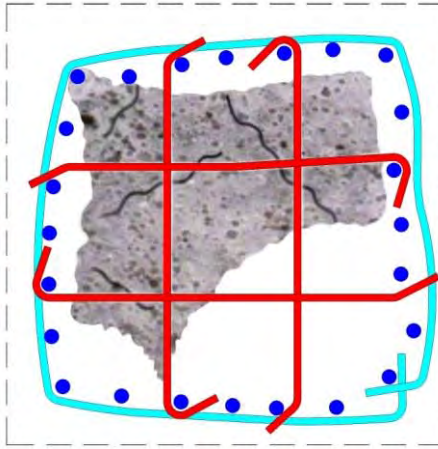
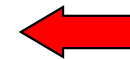
柱子開裂



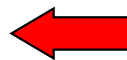
混凝土保護層脫落



主筋挫屈及
核心混凝土破裂

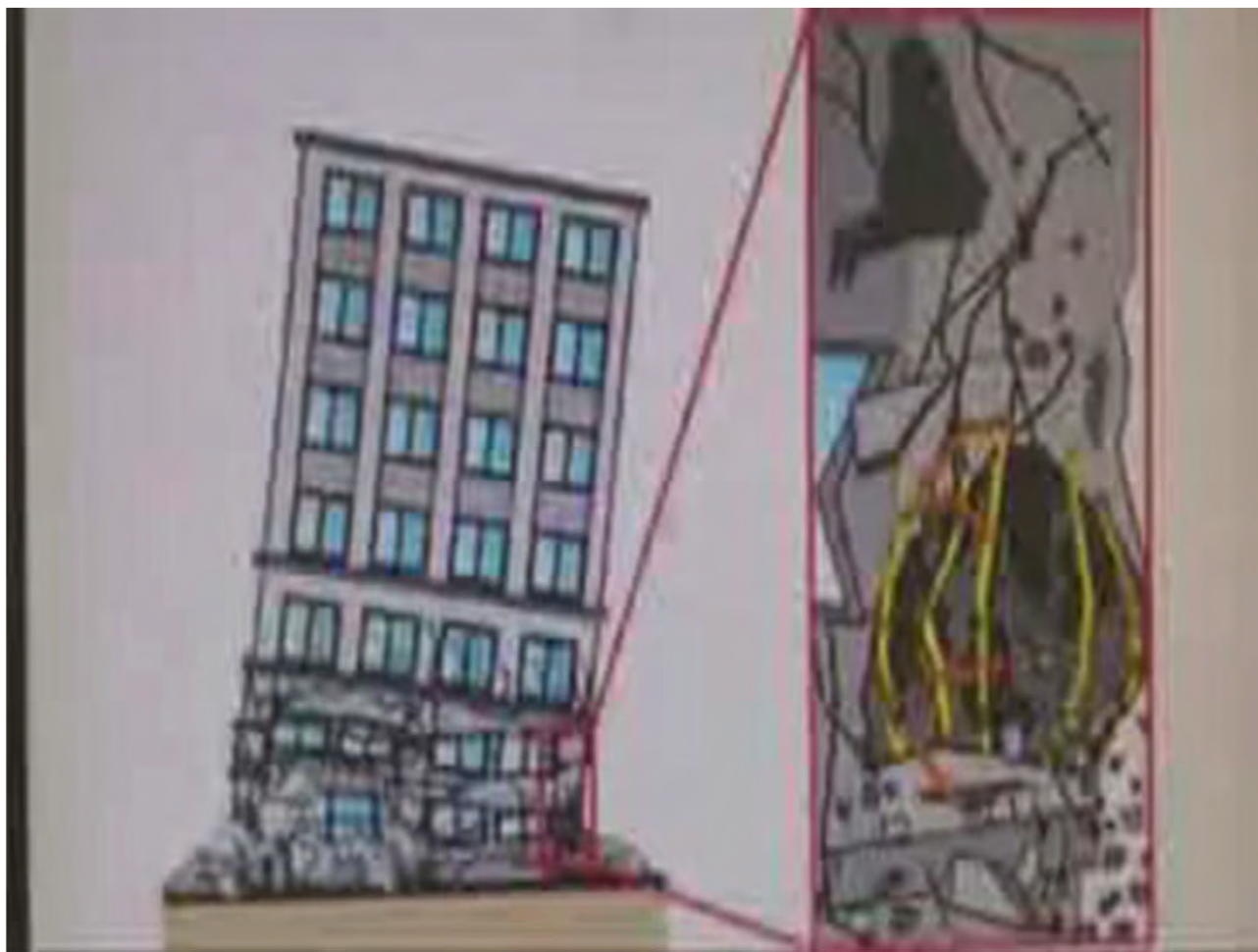


主筋挫屈及箍筋脫鉤
核心混凝土爆裂



柱子壓潰

建築物倒塌過程



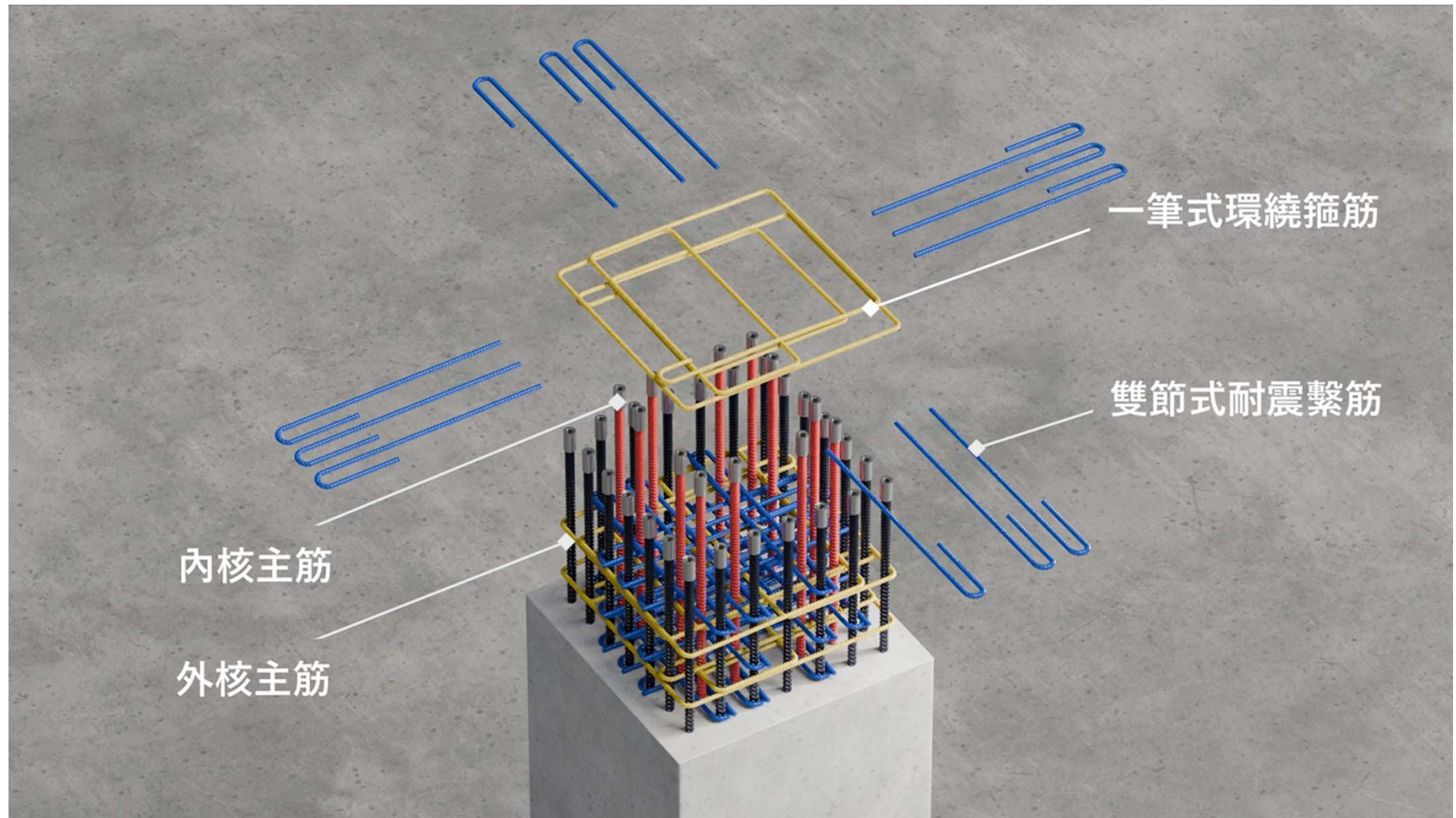
- 柱子開裂
- 混凝土保護層脫落
- 柱剪斷及箍筋脫鉤
- 核心混凝土爆裂
- 主筋挫屈
- 柱子壓潰
- 房屋傾斜倒塌



雙核心柱中柱2.0 • 建築安全捍衛者

The best Column 2.0 • Building safety defender

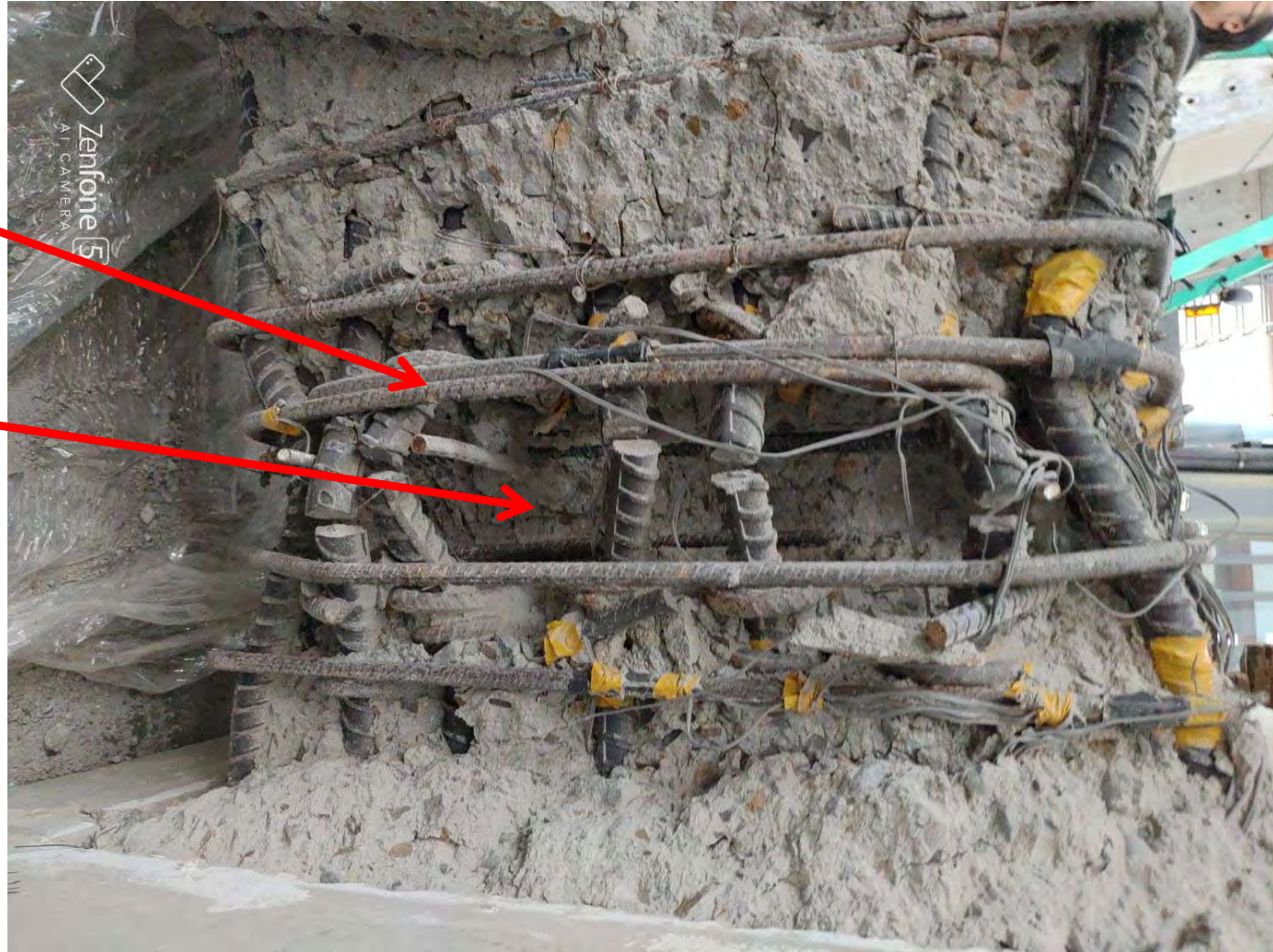
雙核心柱中柱作為一種新型結構形式，藉由優化傳統柱之鋼筋配置細節及增加一個可靠的柱核心結構，以降低柱構件受高軸力時外層混凝土保護層剝落後的影響，從而提升柱構件的耐震性能及建築物的耐震能力。



SC3

外圍一筆箍筋
完好沒有脫勾

柱體最大變形
量高達6%弧
度，外圍主筋
達最大強度而
斷裂，但是在
內圍區柱體仍
可支撐上部結
構重量，保持
完整



SC3



4. 4試體破壞模式

傳統柱



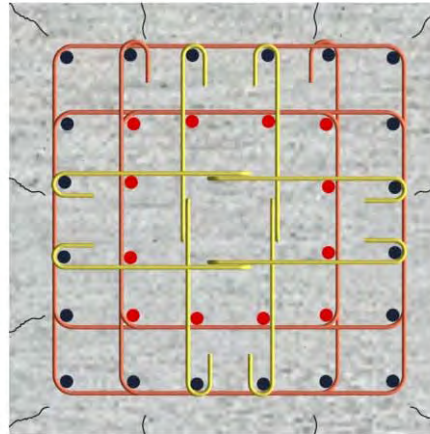
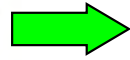
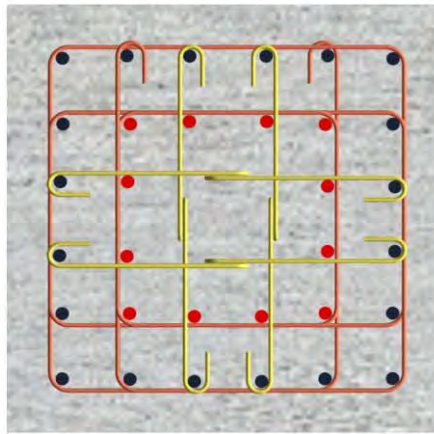
雙核心柱中柱2.0



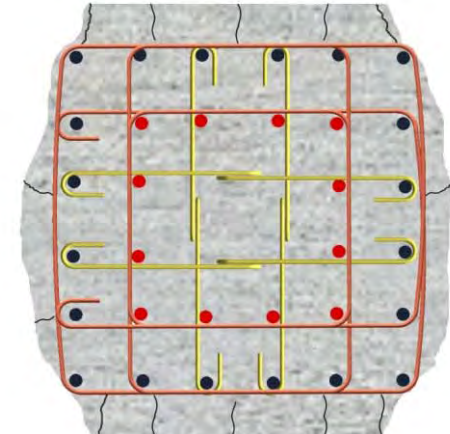
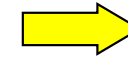
傳統柱試驗過程



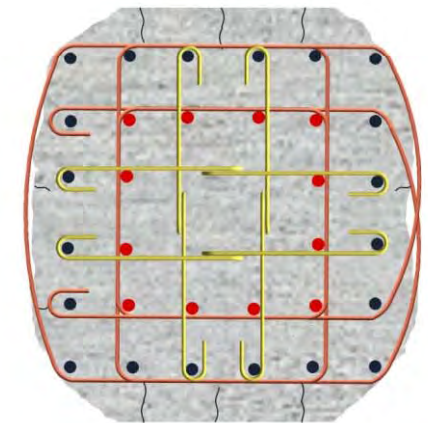
雙核心柱中柱承載與反應



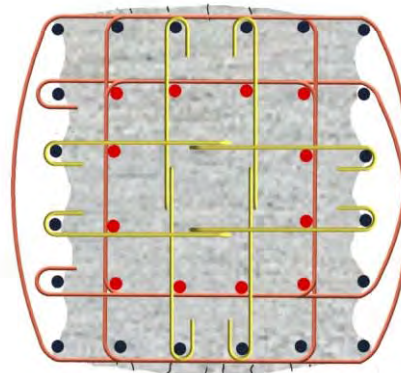
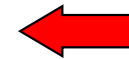
柱子開裂



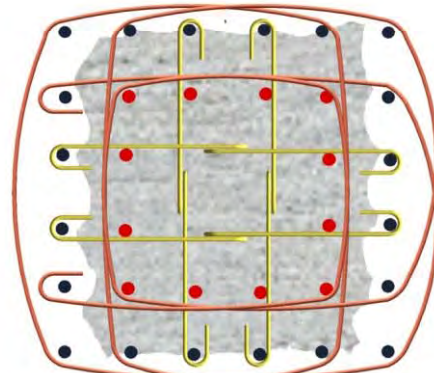
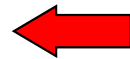
混凝土保護層脫落



混凝土開裂
推開外圈箍筋



外部主筋挫屈
外圈混凝土破裂

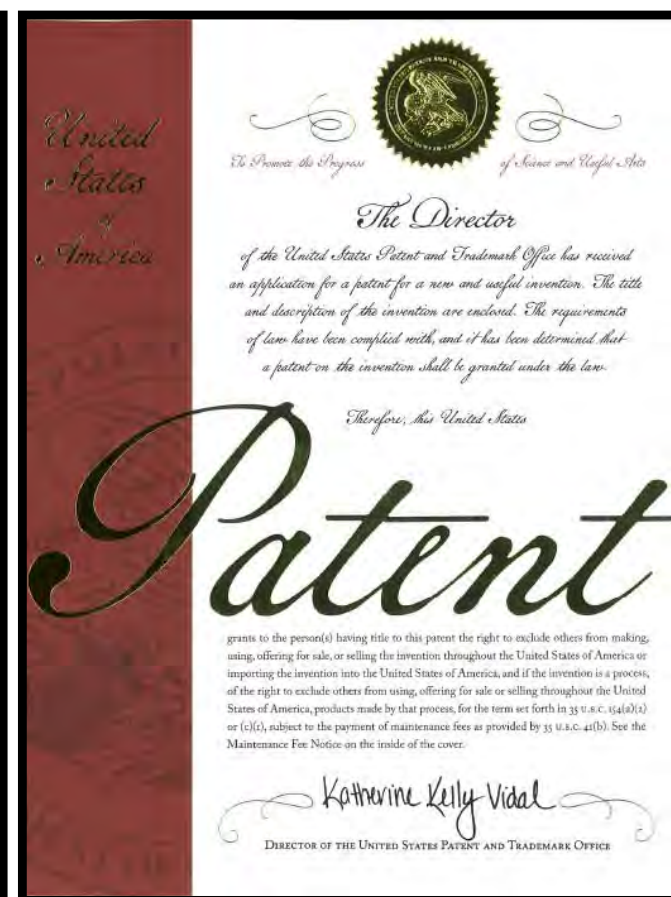


外部主筋挫屈
核心混凝土完整

「**雙核心-柱中柱**」柱體試驗結果：

- 一、「**雙核心-柱中柱**」在國家地震中心試驗結果，耐震性能超乎想像中的好，打破歷年來在國家地震中心柱體在高軸力下耐震性能沒有超過**4%**的境界，柱體最大變形量高達**6%**弧度，外圍主筋達最大強度而斷裂，但是在內圍區柱體仍可支撐上部結構重量，保持完整，因此兩年前還在國家地震中心特別舉辦了一個學術研討會。
- 二、目前榮獲台灣、日本及美國的發明專利。

正宗柱中柱：榮獲台日美20年發明專利



台灣20年發明專利

日本20年發明專利

美國20年發明專利

鋼筋混凝土柱中柱 2.0 工法 試驗報告

試驗報告使用說明：

1. 委託單位使用此報告時，須整份使用，非經本實驗室同意，不得任意摘錄複製。
2. 本報告僅提供測試件之測試項目實驗結果，並不對測試結果之合格與否進行判讀，並不對測試產品進行認證，故委託單位於引用本報告時不得有「通過國家地震工程研究中心測試」或「經國家地震工程研究中心認證」等擴大解釋實驗結果之用詞。

計畫主持人：林克強

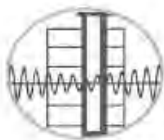
林克強

研究人員：黃竣楷、紀凱甯、莊勝智

技術人員：閔慎佑、楊家旻、陳安志、陳安村

委託單位：九固工程顧問有限公司

震鼎工程技術顧問有限公司



財團法人國家實驗研究院

國家地震工程研究中心

National Center for Research on Earthquake Engineering

中華民國 一百零九 年 九 月

第 1 份，共 10 份



2020 鋼筋混凝土與鋼結構設計技術研討會

議程表(12/17)

時間	論文題目	主講人	主持人
08:30 § 08:50	報到		
08:50 § 09:15	開幕致詞	黃世建 鍾立來	林克強
09:15 § 10:30	預力自復位系統的應用與研究- 摩擦接合板結合自復位斜撐耐震性能 抗彎矩消能斜撐耐震行為研究與設計 高性能隔撐鋼結構之研發	周中哲 蕭博謙 許協隆	
休息			
10:50 § 12:30	包覆 FRP 加勁鋼管 SRC 柱之 軸壓行為分析 鋼板複合高強度鋼筋混凝土剪力牆連接梁 耐震行為研究 低降伏鋼板與混凝土複合剪力牆耐震性能研究	李中生 林敏郎 鄭錦鋼	
綜合討論			
午餐			
13:20 § 15:00	鋼筋混凝土橋樑柱之耐震開裂行為 鋼筋混凝土矩形柱中柱於高軸力下之 耐震性能研究 RC 梁樑件於使用載重下裂縫控制之 直接設計法	沈文成 紀凱賓 邱建國	葉光銘
綜合討論			
休息			
15:20 § 17:00	鋼筋混凝土柱火害後之耐震行為曲線研究 超高性能混凝土(UHPC)與其在 國內外結構工程之實務應用 高流動性應變硬化鋼纖維混凝土於 New RC 結構系統之應用研究 高強度竹節鋼筋於混凝土之直線劈裂握裹性能	劉光晏 洪崇展 廖文正 林克強	黃震興
綜合討論			
休息			
綜合討論			

2020 鋼筋混凝土與鋼結構設計技術研討會

議程表(12/18)

時間	論文題目	主講人	主持人
08:30 § 08:50	報到		
08:50 § 10:30	國內鋼構與預鑄高樓施工簡介 預鑄工法的品質作業與施工規劃 預鑄設計實務探討	林泰煌 林淑淮 吳子良	廖穎雯
綜合討論			
休息			
10:50 § 12:30	鋼筋混凝土彎曲樑件往復載重下之變形能力 預力與非預力混凝土梁剪力強度設計 高強度鋼筋機械式續接之設計與施工要領	鄭敏元 李昇安 李宏仁	江世雄
綜合討論			
午餐			
13:20 § 15:00	以熔射防銹塗層提升摩擦型接合強度 火害前後 H 型鋼柱之耐震性能研究 近斷層地震效應之鋼骨梁柱接合耐震性能	陳誠直 鍾興陽 莊勝智	陳伯昭
綜合討論			
休息			
15:20 § 17:00	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 鋼板阻尼器之設計實例 含鋼板阻尼器構架之耐震與優化設計	張惠雲 劉賢凱 蔡克銓	王昭烈
綜合討論			



鋼筋混凝土雙核心柱於 高軸力下之耐震性能研究

作者：林克強、黃竣楷、紀凱甯、莊勝智
江文財、陳哲生、邱耕璋

國家地震工程研究中心 助理研究員

2020 Workshop on Design Technologies of Reinforced Concrete and Steel Structures
Taipei, Taiwan, December 17-18, 2020

鋼筋混凝土雙核心柱於高軸力下之耐震性能研究

林克強¹ 黃竣楷² 紀凱甯³ 莊勝智³ 江文財⁴ 陳哲生⁵ 邱耕璋⁶

¹財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心 研究員

國立台灣科技大學營建系 合聘教授

Email: kclinnree@narilabs.org.tw

²國立台灣科技大學營建系研究所 碩士生

³財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心 助理研究員

⁴九圓工程顧問有限公司 總經理

⁵宸鼎工程技術顧問有限公司 總經理

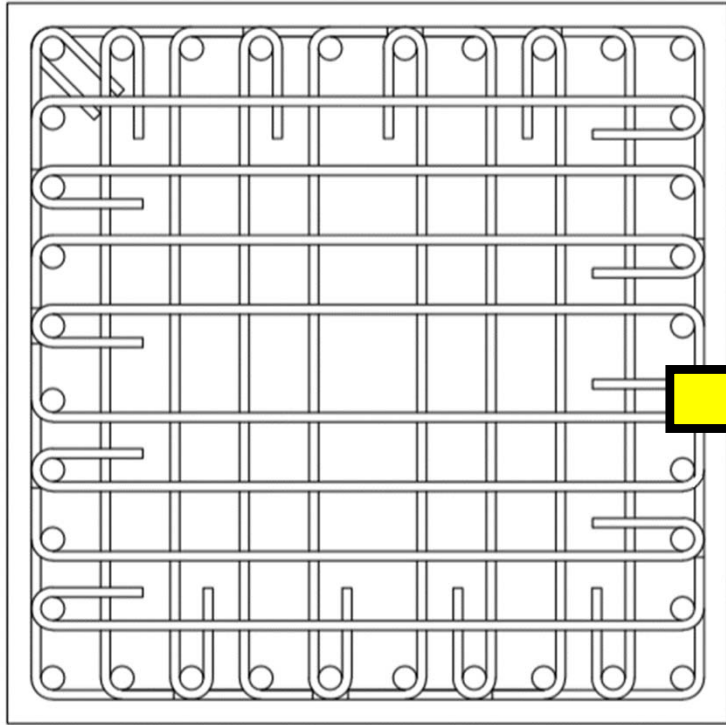
⁶九圓工程顧問有限公司 經理

摘要

高樓層鋼筋混凝土建築底層之柱構件需承受極大的結構自重與地震作用下所導致的軸力。受地震力作用下，柱構件橫向變形能力取決於圈束箍筋的圈束效果與軸力比大小等因素。在相同的變形能力需求下，隨著柱構件承受的軸力越大，所需的橫向鋼筋量越趨嚴格，以提升縱向主筋的挫曲強度，延緩挫曲的發生，才能提供足夠的變形容量。本研究進行3組實尺寸柱構件試體試驗，試體斷面均為700×700 mm，高度3150 mm，高寬比為4.5，混凝土採用強度 $f'_c = 28$ MPa，搭配強度 $f_y = 500$ MPa的盤元鋼筋加工成一筆式矩形箍，以及降伏強度 $f_y = 420$ MPa的主筋及箍筋。柱構件斷面縱向主筋採用內、外雙層配置，額外增加縱向鋼筋於內層，提升斷面強度；另外，為了提升圈束效果，使用一筆式矩形箍與一端為90度一端為180度的短繫筋配置進行比較。透過圓索中心之多軸向測試系統(MATS)進行測試，三組試體均施加固定軸力 $0.5A_g f'_c$ ，再進行水平反覆載重試驗，經由試驗結果顯示，三組試體均於端部發生撓剪破壞，且剪力強度下降至最大剪力強度的80%時，分別具有3.64%、4.19%及5.19%弧度的側向變形容量，以及在變形位移角3%、4%及5%弧度尚能維持軸力容量。

關鍵字：鋼筋混凝土柱、箍筋配置、極限層間變位角、韌性容量

研究背景



地震力作用下

高軸力+高彎矩

一般而言，柱構件側向變形轉角目標為3%

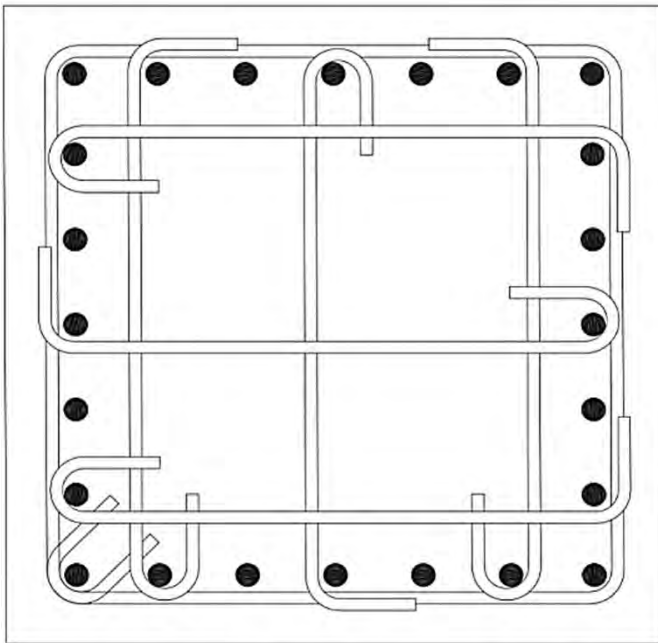
**柱構件耐震性能
為建築結構之重要指標**



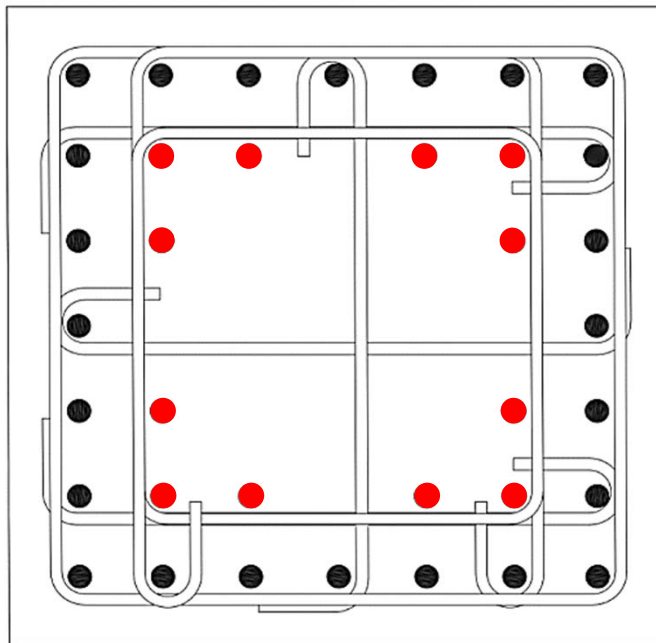
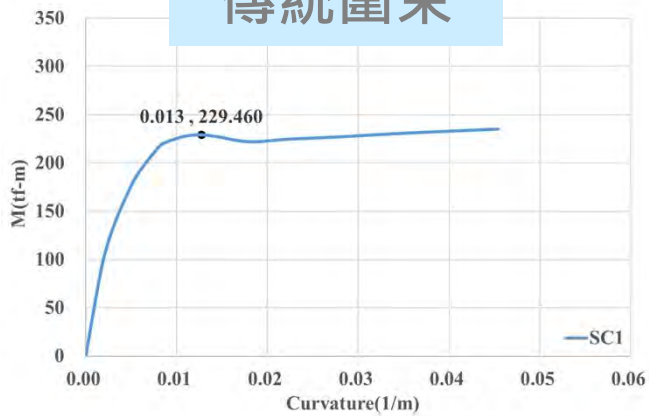
鋼筋挫曲
強度不足？
韌性不足？

研究動機

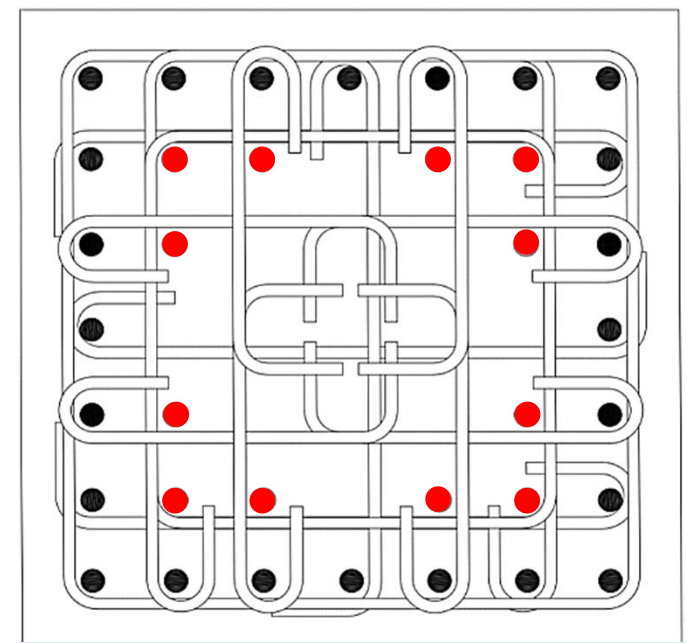
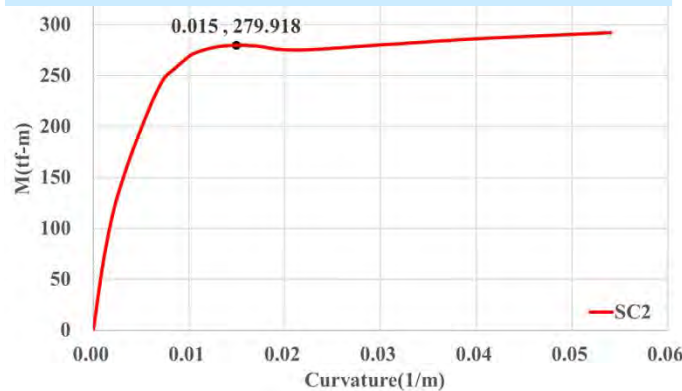
防止主筋挫曲、提升強度、提升變形能力



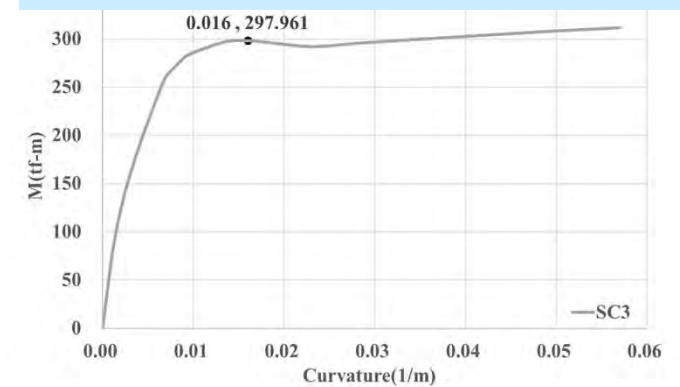
傳統圍束



一筆式箍筋+傳統繫筋



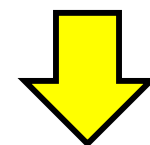
一筆式箍筋組复合型圍束



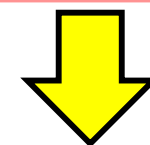
柱構件試驗計畫



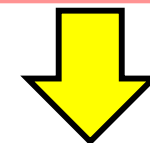
試體設計



試體製作

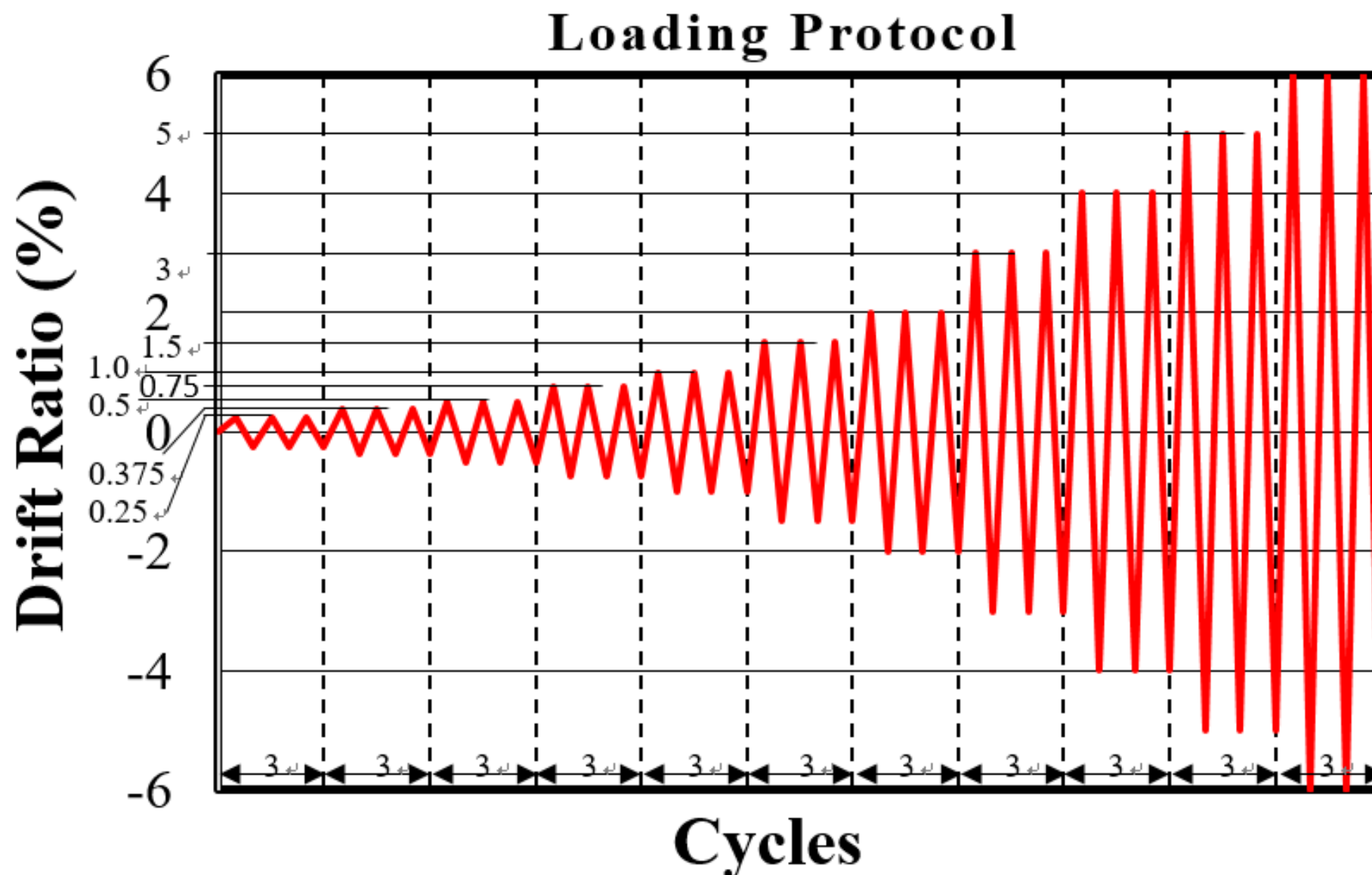


材料試驗

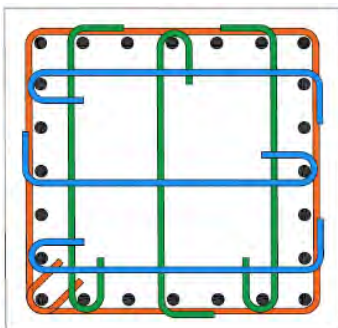
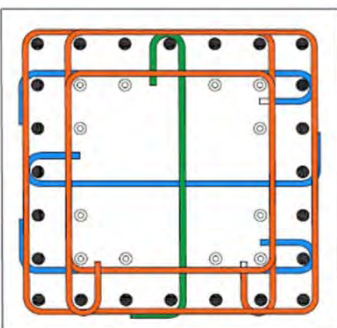
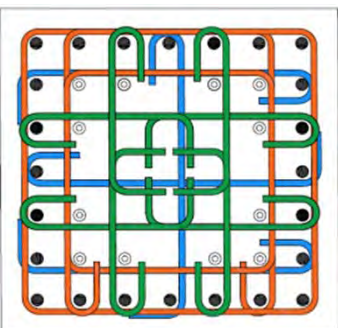


水平反復
載重試驗

水平反復位移載重試驗加載歷程

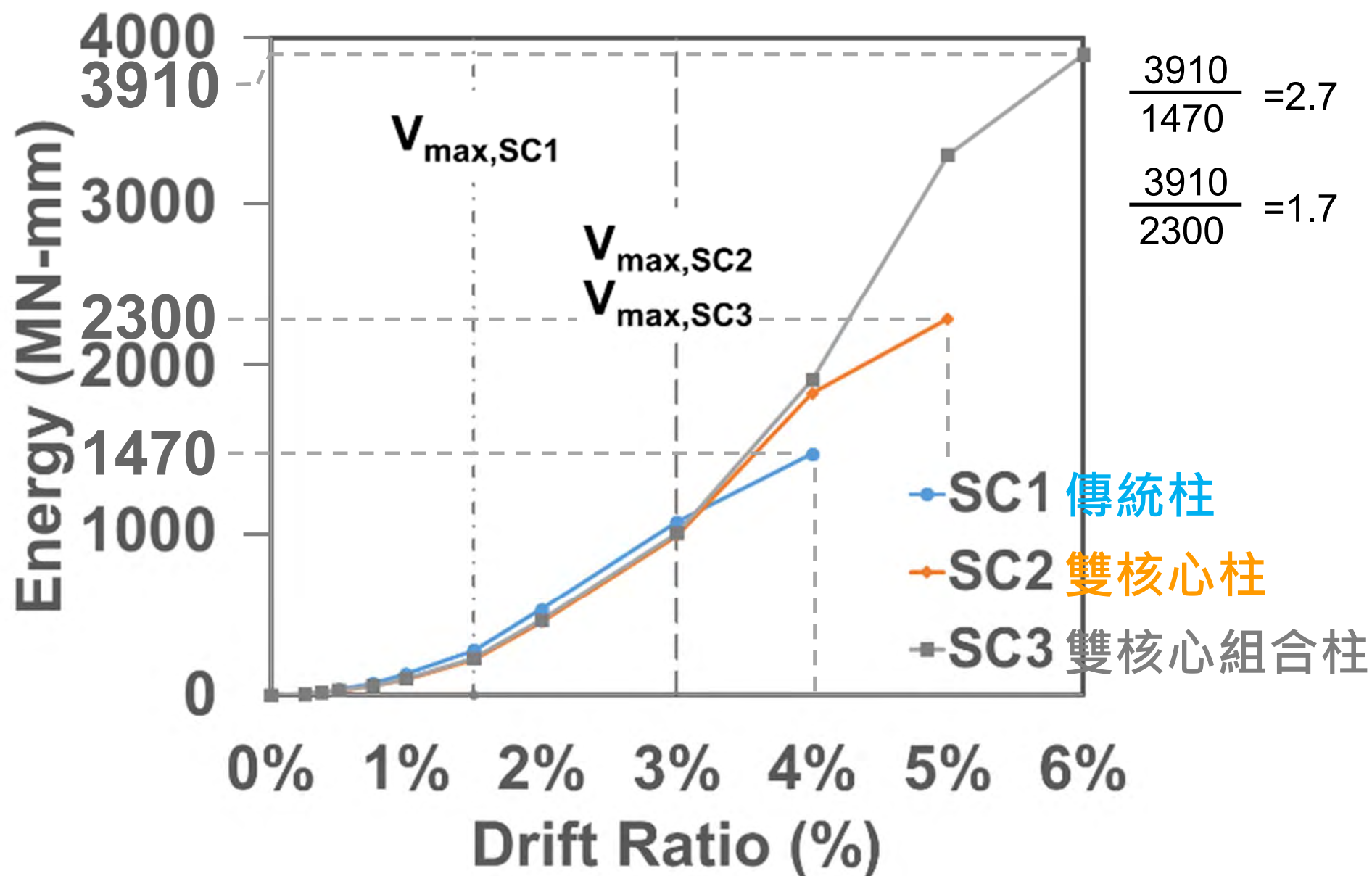


柱構件試體之破壞模式

試體編號		SC1-傳統柱	SC2-雙核心柱	SC3-雙核心組合柱
斷面配置				
平行受力方向	S			
	N			
結束位移		4%弧度	5%弧度	6%弧度

柱構件試體之遲滯消能比較

累積
消能



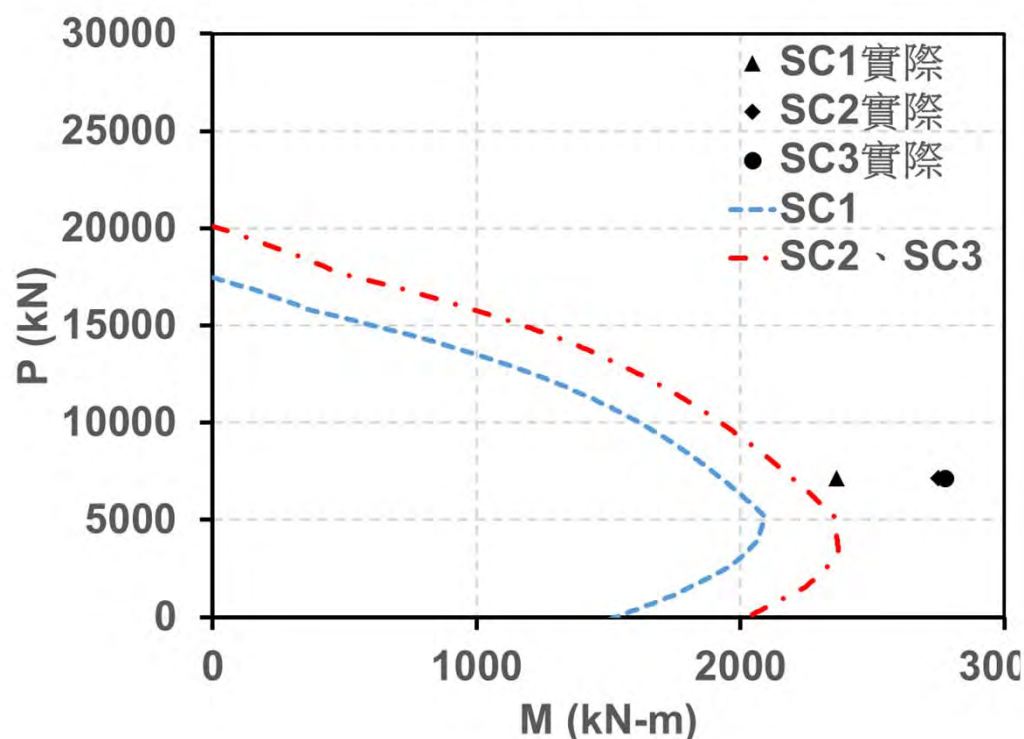
斷面分析之彎矩數值比較

ACI formula

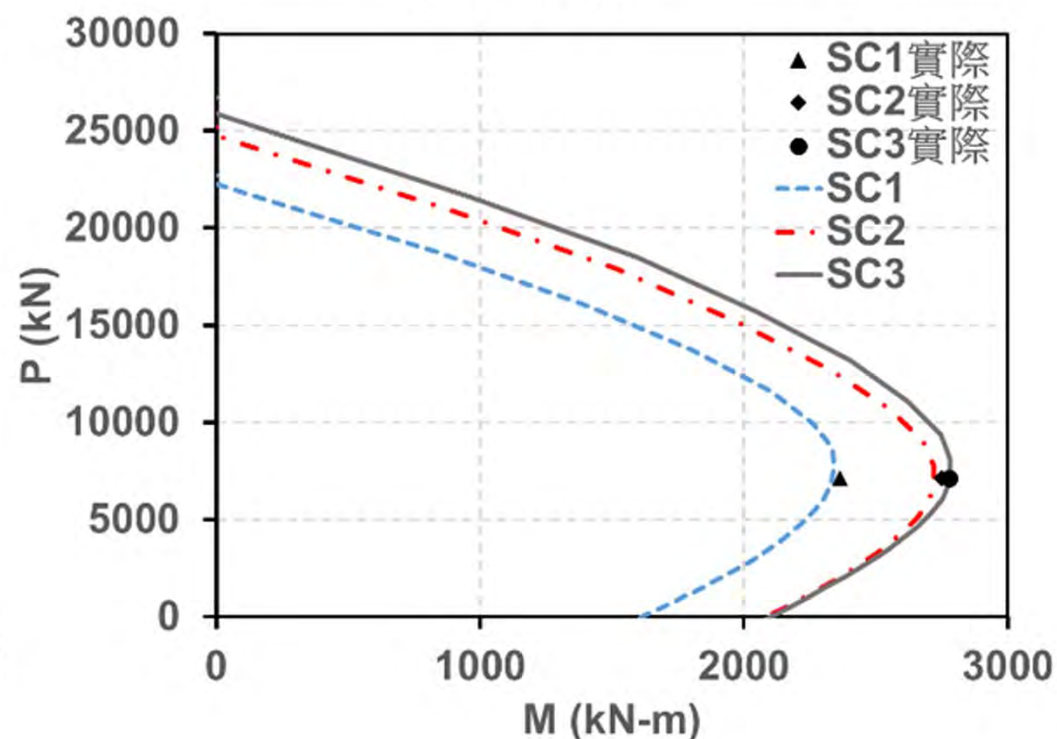
XTRACT

(Mander Model)

P-M curve



P-M curve



數據分析: 柱中柱/傳統柱

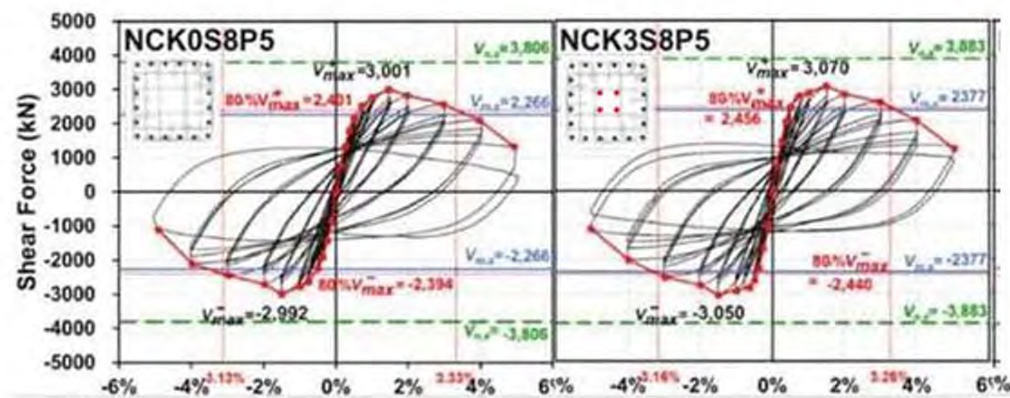
地震力(V): 3060 / 2997 = 1.021

提高抗震力: 2.1%

傳統柱

柱中柱

	f_{ca}' (MPa)	(1) $V_{max,avg}$ (kN)	(2) $V_{max(e)}$ (kN)
NCK0S8P5	74.7	2997	2346
NCK3S8P5	79.4	3060	2440
NCK2S8P5	78.3	3106	2346
NCK4S8P5	78.3	2912	2264
TCK4S9P5	84.3	2759	2332
TCK0S8P5	84.8	2975	2547

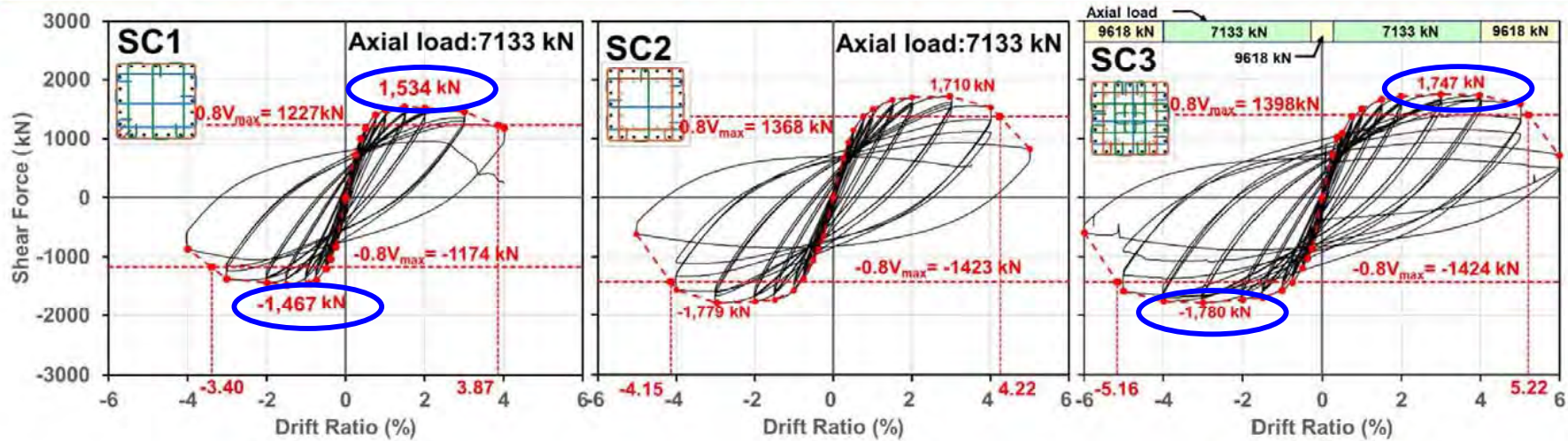


		NCK0S8P5	NCK3S8P5
Section type			
f_c' (MPa)			
Longitudinal	Grade		
	Periphery Reinforcements	20-#8	20-#8
	Kernel Reinforcements	0	4-#11
	R_{xc}	0%	23%
	Longitudinal ratio ρ	2.82%	3.95%
Transverse	size and spacing	#4@80	#4@80
		#4@80	#4@80
	f_t (MPa)	690	690
	R_t	1.83%	1.83%
	$R_{t(e)}$	1.01%	1.01%
	$R_{t(c)}$	0.91%	0.91%
	$R_{t(e)}$	1.62%	1.62%

地震力提升：1764/1501=1.17 $\xrightarrow{\text{提高}}$ 17%

NAR Labs

柱構件試體之強度與變形遲滯行為



4%
結束

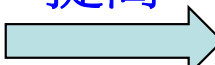


5%
結束



6%
結束



地震力提升：1764/1501=1.17  17%

提高

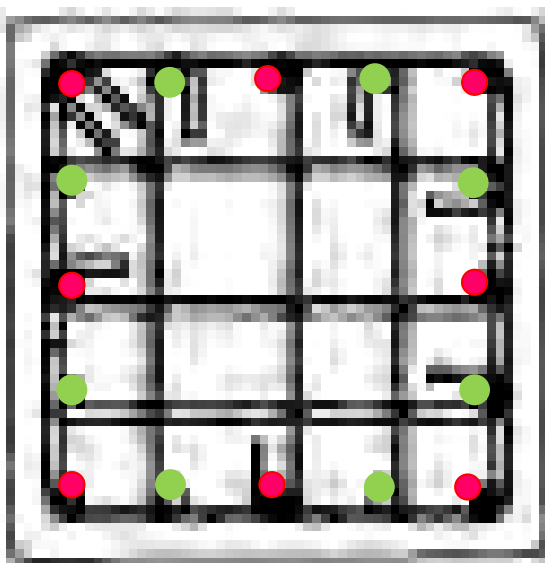
NAR Labs

柱構件試體之剪力強度與側向變形能力發展

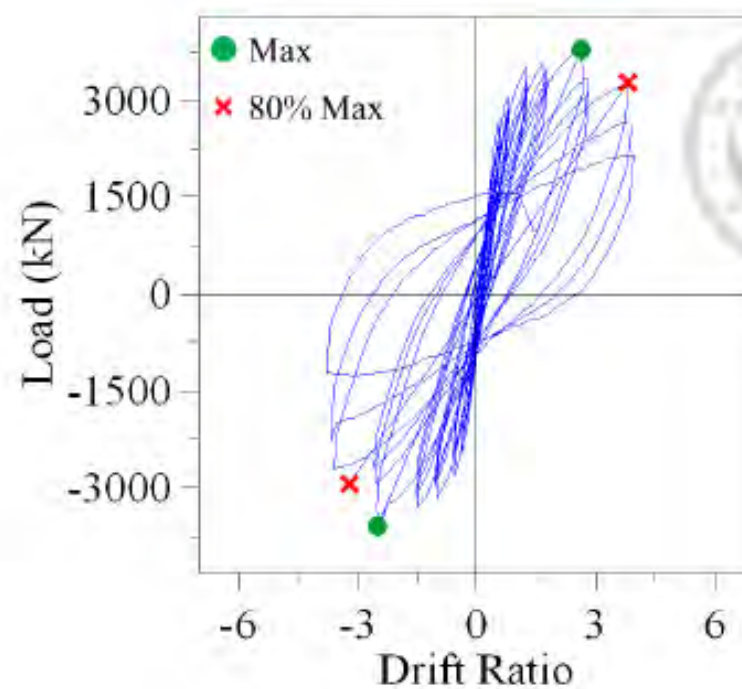
Drift Ratio	SC1-傳統柱				SC2-雙核心柱				SC3-雙核心組合柱			
	V^+ (kN)	V^- (kN)	V_{avg} (kN)	$\frac{V_{avg}}{V_{max,avg}}$	V^+ (kN)	V^- (kN)	V_{avg} (kN)	$\frac{V_{avg}}{V_{max,avg}}$	V^+ (kN)	V^- (kN)	V_{avg} (kN)	$\frac{V_{avg}}{V_{max,avg}}$
0.75%	1407	1389	1398	0.932	1368	1361	1364	0.782	1368	1442	1405	0.797
1%	1496	1446	1471	0.981	1500	1571	1536	0.880	1494	1571	1533	0.869
1.5%	1534	1447	1501	1.000	1654	1730	1692	0.970	1662	1687	1674	0.949
2%	1518	1438	1478	0.985	1693	1760	1726	0.990	1713	1727	1720	0.975
3%	1462	1369	1415	0.943	1711	1779	1745	1.000	1747	1780	1764	1.000
4%	1190	861	1025	0.683	1528	1556	1542	0.884	1727	1753	1740	0.987
5%	-	-	-	-	821	621	721	0.413	1581	1578	1580	0.896
6%	-	-	-	-	-	-	-	-	706.1	593.9	650	0.369
	$V_{max,avg} = 1501 \text{ kN}$				$V_{max,avg} = 1745 \text{ kN}$				$V_{max,avg} = 1764 \text{ kN}$			

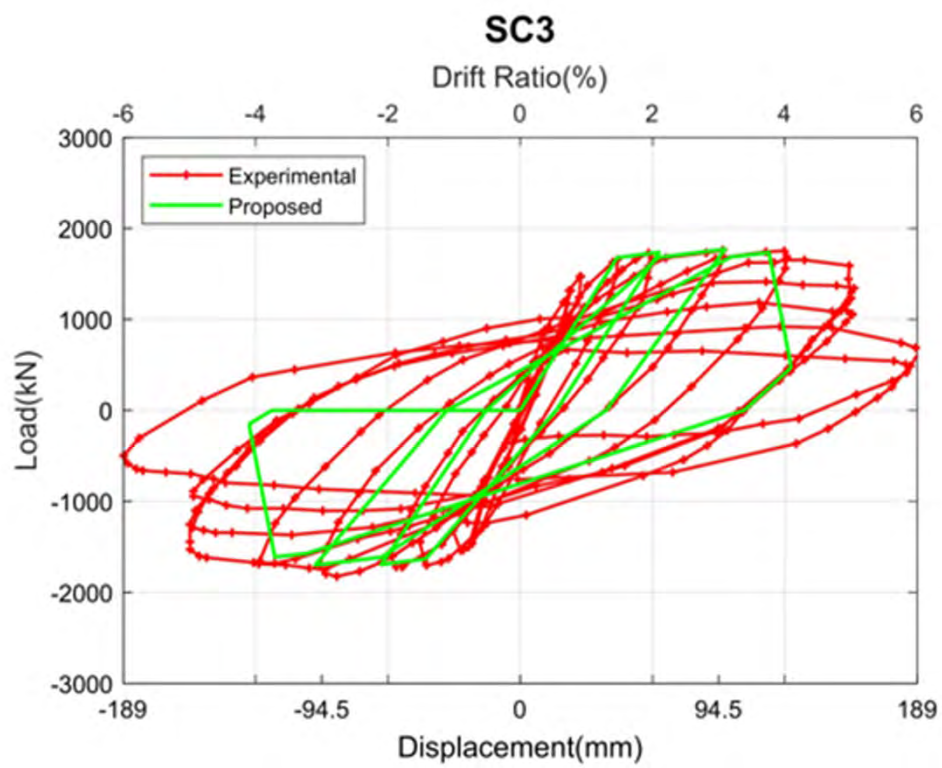
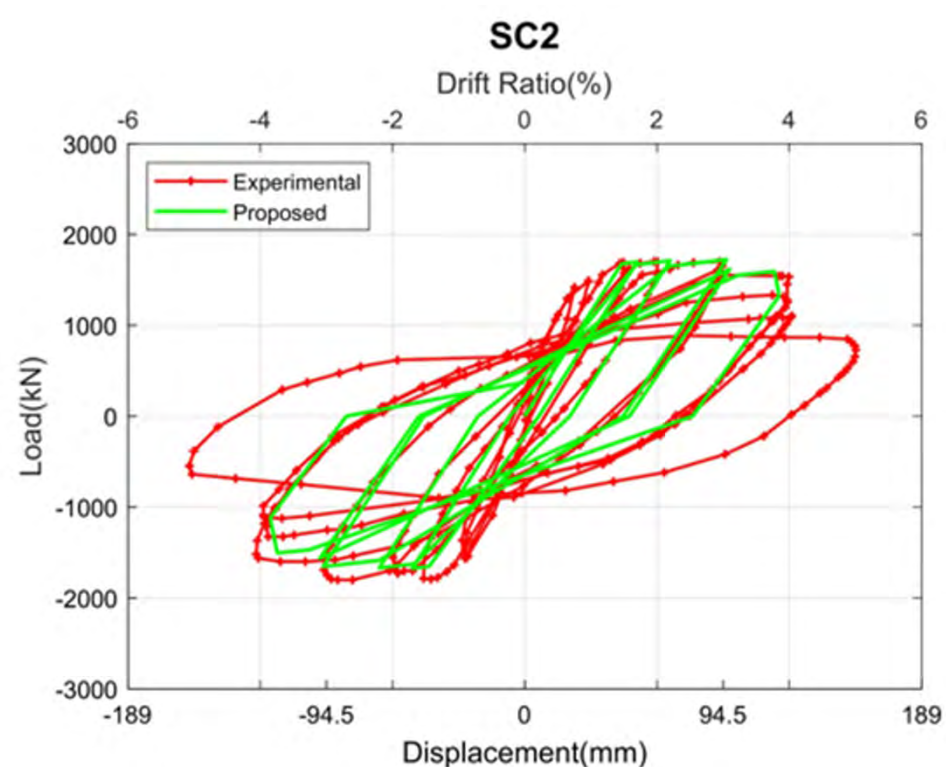
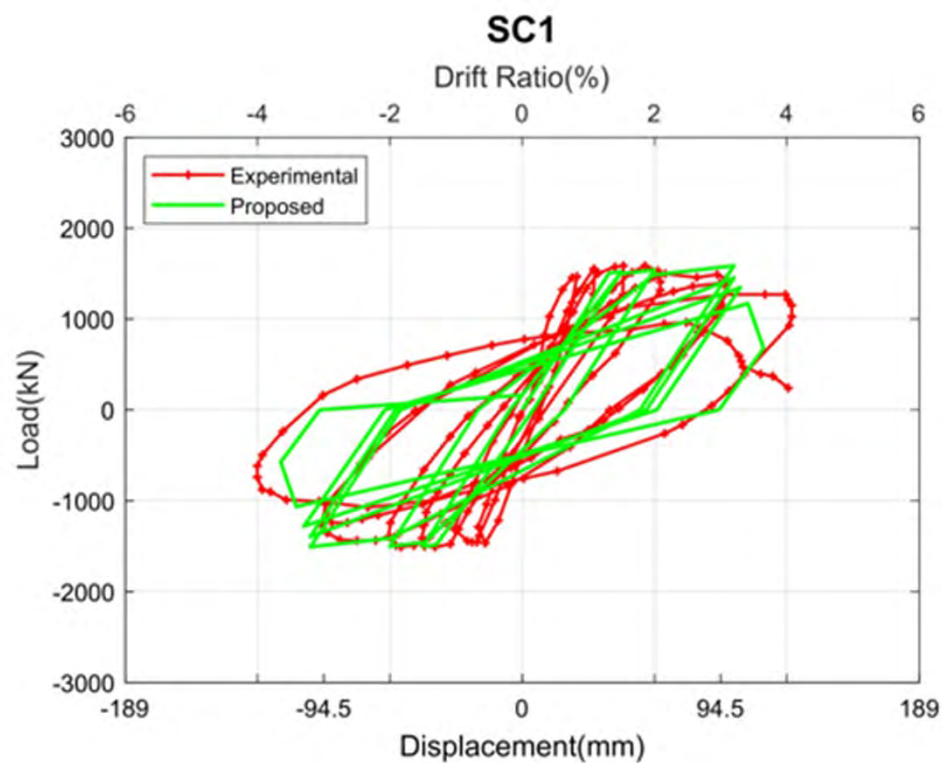
Spec.		DR_{max} (%)	V_{max} (kN)	$V_{max,avg}$ (kN)	$DR_{80\%}$ (%)	$DR_{80\%,avg}$ (%)
SC1	+	1.5	1534	1501	3.87	3.64
	-	1.5	-1467		-3.40	
SC2	+	3.0	1710	1745	4.22	4.19
	-	3.0	-1779		-4.15	
SC3	+	3.0	1747	1764	5.22	5.19
	-	3.0	-1780		-5.16	

論文	試體名稱	section*Ln		主筋				箍筋				混凝土		軸壓比	DR _{ult} (%)	DR _{end} (%)
				配置	ρ _l	f _y (Mpa)		配置	ρ _s	f _{yt} (Mpa)		f _c '(Mpa)				
						Gr	實測值			Gr	實測值	Gr	實測值			
102年 黃冠傑	T100-2		60*60*180cm	8-#8+ 8-#10	2.94%	685	724(#8) 733(#10)	#5@9	2.19%	785	816	100	114	0.36	3.51	3.80



Section*Ln=60*60*180cm
配置= ● 8-#8+ ● 8-#10





您提供的試體我們測試過

17:49

僅有SC1的結果我們認為還算準確

17:50

SC2跟SC3屬於較先進的圍束方式，我們的AI模型訓練時並沒有類似的試體，所以結果的確不理想

17:50

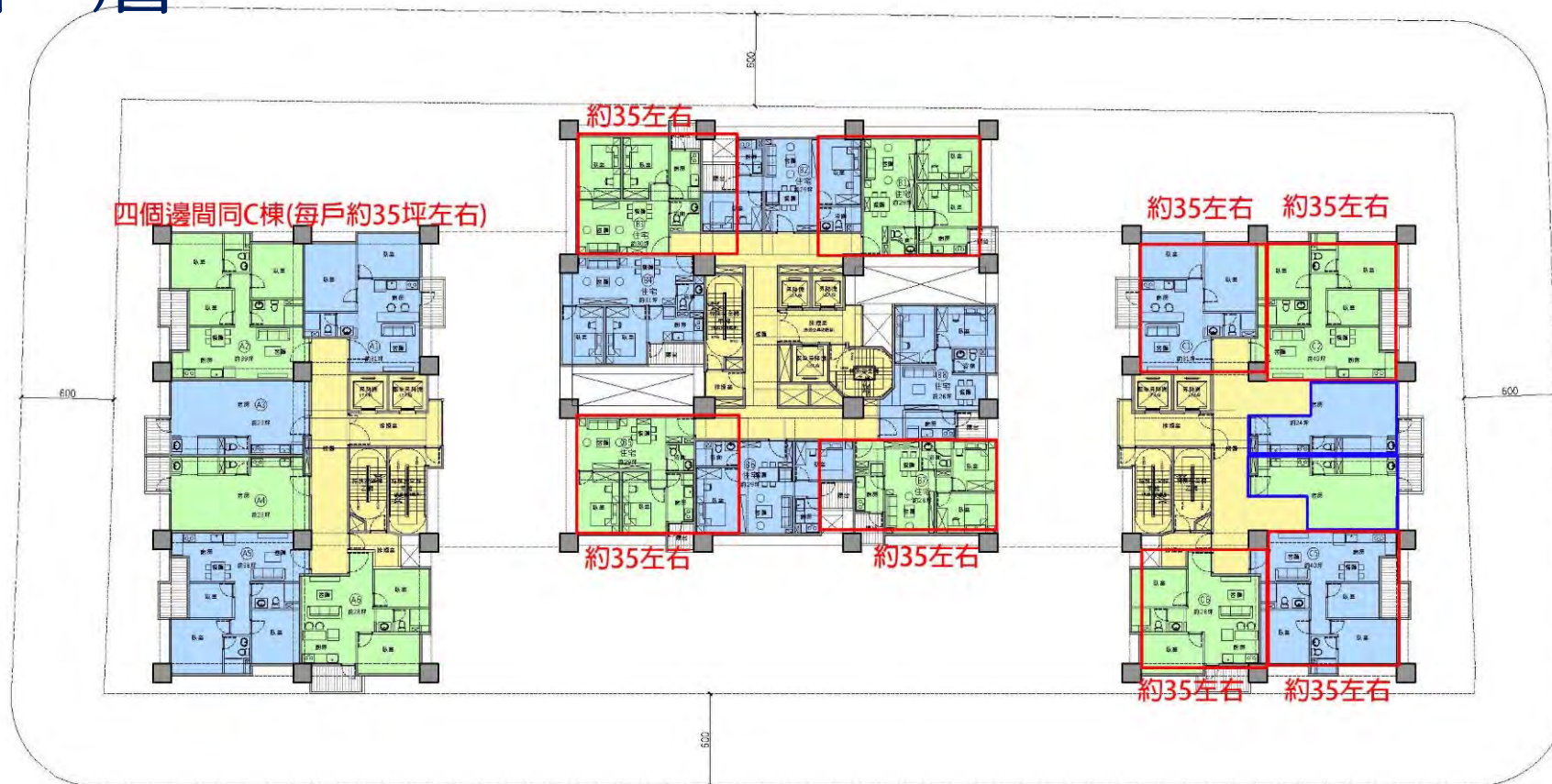
以上供您參考

17:51

地上26層 地下5層

10M 文聖街135巷 已開闢計畫道路

12M 文聖街 已開闢計畫道路



10M 文聖街149巷23弄 已開闢計畫道路

10M 文聖街149巷 已開闢計畫道路



ETABS v9.5.0 - File: 16-RC1312-fc490-fix20 - February 26, 2025 14:49
Elevation View - Y7 - Ton-m Units

ACI 318-05/IBC 2003 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: Ton-m (Envelope)

Level : 2F L=4.200
 Element : C44 B=1.200 D=1.200 dc=0.075
 Section ID : C120X120HS E=2656000.000 Fc=4900.000 Lt.Wt. Fac.=1.000
 fy=50000.000 fys=42000.000
 RLLF=0.400

Phi(Compression-Spiral): 0.700 Overstrength Factor: 1.25
 Phi(Compression-Tied): 0.650
 Phi(Tension Controlled): 0.900
 Phi(Shear): 0.750
 Phi(Seismic Shear): 0.600
 Phi(Joint Shear): 0.500

Axial Force & Biaxial Moment Check for Pu-Mu2-Mu3 Interaction

Column End	Rebar Area	Rebar %	D/C Ratio
Top	0.076	5.312	0.665
Bottom	0.076	5.312	0.967

Column End	Design Pu	Design Mu2	Design Mu3	Station Loc	Controlling Combo
Top	3287.340	-168.443	-29.947	3.200	DX1A
Bottom	3160.459	-168.150	-948.039	0.000	CX18A

Shear Reinforcement for Major Shear (U2)

Column End	Rebar Av/s	Design Vu	Station Loc	Controlling Combo
Top	0.009	262.293	3.200	CX26A
Bottom	0.009	262.293	0.000	CX26A

Shear Reinforcement for Minor Shear (U3)

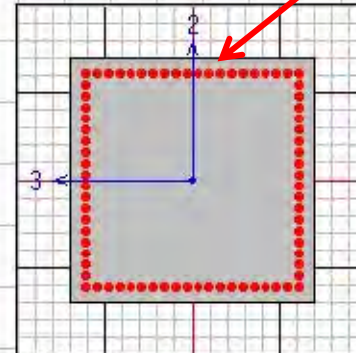
Column End	Rebar Av/s	Design Vu	Station Loc	Controlling Combo
Top	0.006	174.847	3.200	CY28A
Bottom	0.006	174.847	0.000	CY28A

Joint Shear Check/Design

	Joint Shear Ratio	Shear VuTot	Shear phi*Uc	Joint Area	Controlling Combo
Major(U2)	0.081	702.047	8621.044	1.440	DX1
Minor(U3)	0.094	807.084	8621.044	1.440	DX1

Beam/Column Capacity Ratios

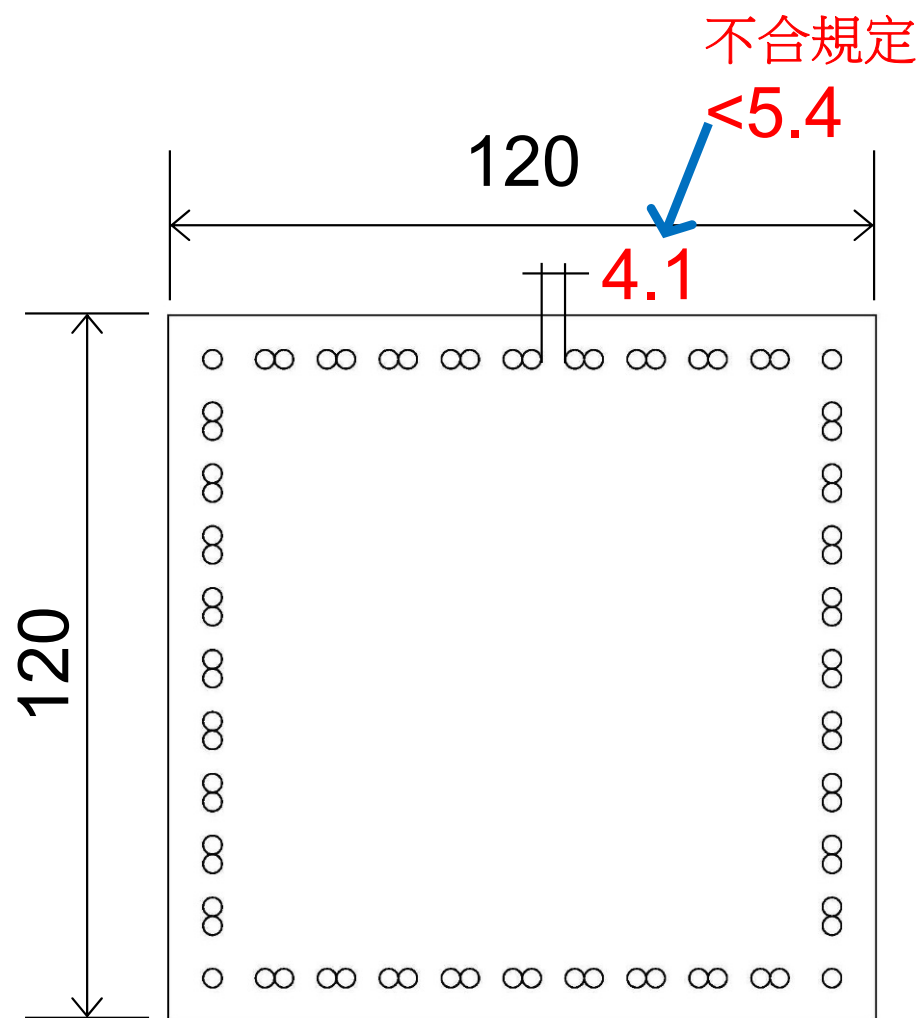
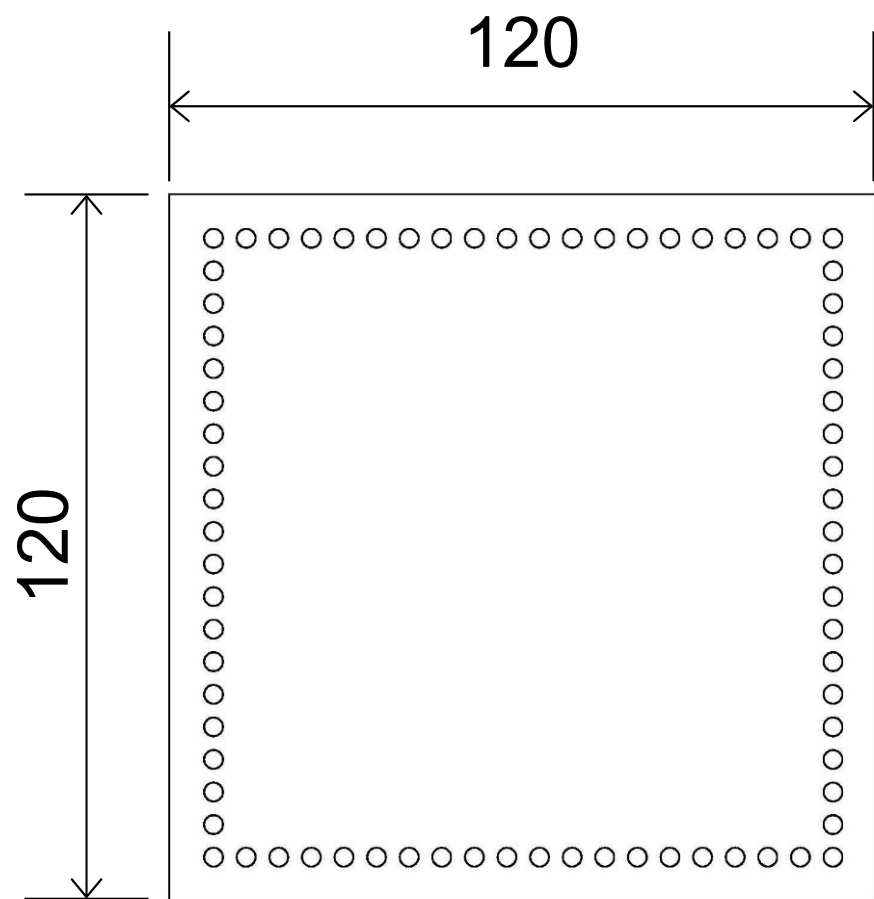
	(6/5)(B/C) Ratio	Column/Beam Ratio	SumBeamCap Moments	SumColCap Moments	Controlling Combo
Major(33)	0.196	6.129	559.165	3426.889	DX13
Minor(22)	0.218	5.493	623.814	3426.889	DX13

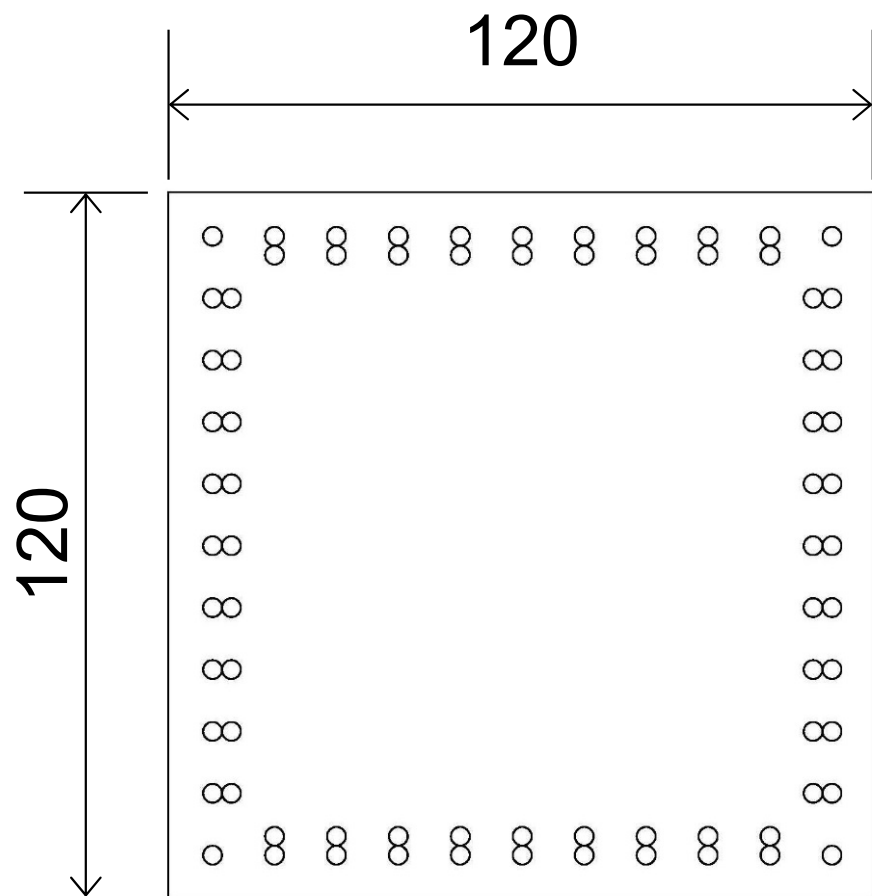


76-#11

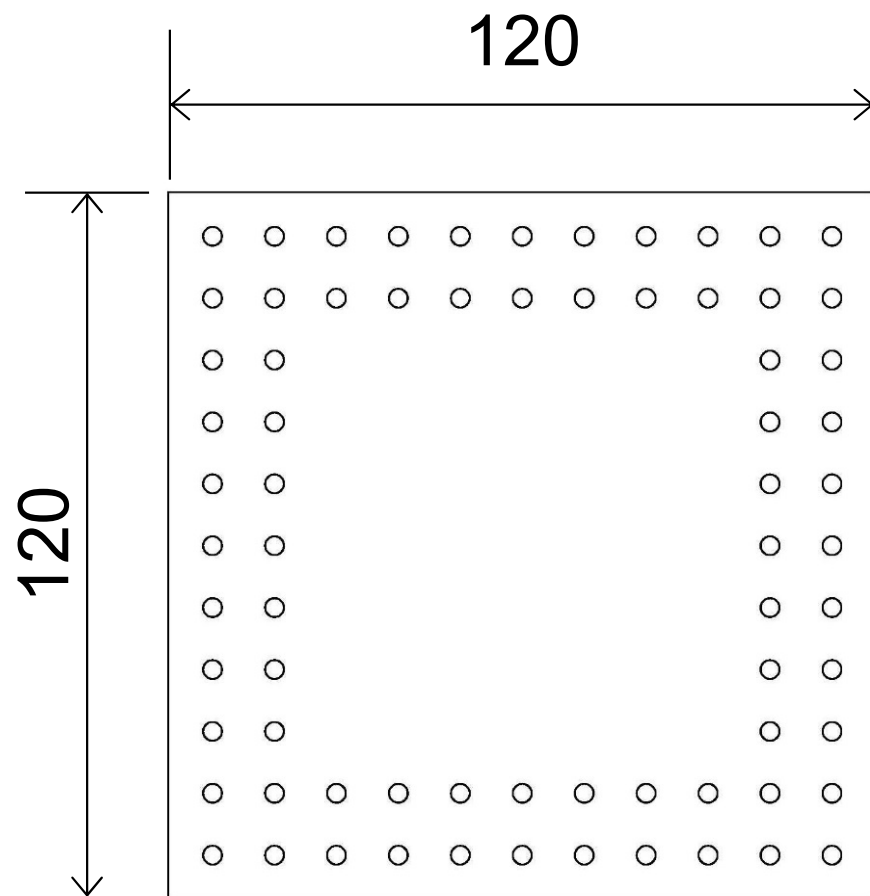
$$76 * 10.07 = 764.5 \text{ cm}^2$$

$$764.5 / (120 * 120) = 5.31\%$$



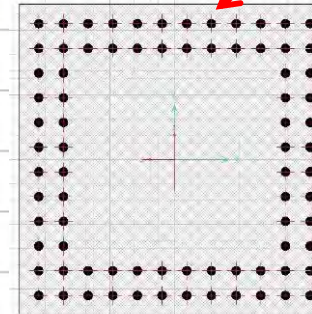


二根束筋



三根束筋

ACI 318-05/IBC 2003 COLUMN SECTION DESIGN						Type: Sway Special	Units: Ton-m (Envelope)
Level	: 2F	L=4.200					
Element	: C44	B=1.200	D=1.200	dc=0.000			
Section ID	: C120X120HSB	E=2656000.000	fc=4900.000	Lt.Wt. Fac.=1.000			
		fy=50000.000	fys=42000.000				
		RLLF=0.400					
Phi(Compression-Spiral):		0.700	Overstrength Factor: 1.25				
Phi(Compression-Tied):		0.650					
Phi(Tension Controlled):		0.900					
Phi(Shear):		0.750					
Phi(Seismic Shear):		0.600					
Phi(Joint Shear):		8.500					
Axial Force & Biaxial Moment Check for Pu-Mu2-Mu3 Interaction							
Column End	Rebar Area	Rebar %	D/C Ratio				
Top	0.081	5.591	0.653				
Bottom	0.081	5.591	0.987				
Column End	Design Pu	Design Mu2	Design Mu3	Station Loc	Controlling Combo		
Top	3287.340	-91.474	-168.443	3.200	DX1A		
Bottom	3160.459	168.150	-948.039	0.000	CX18A		
Shear Reinforcement for Major Shear (U2)							
Column End	Rebar Av/s	Design Vu	Station Loc	Controlling Combo			
Top	0.009	262.293	3.200	CX26A			
Bottom	0.009	262.293	0.000	CX26A			
Shear Reinforcement for Minor Shear (U3)							
Column End	Rebar Av/s	Design Vu	Station Loc	Controlling Combo			
Top	0.006	174.847	3.200	CY28A			
Bottom	0.006	174.847	0.000	CY28A			
Joint Shear Check/Design							
	Joint Shear Ratio	Shear VuTot	Shear phi*Uc	Joint Area	Controlling Combo		
Major(U2)	0.081	702.047	8621.044	1.440	DX1		
Minor(U3)	0.094	807.084	8621.044	1.440	DX1		
Beam/Column Capacity Ratios							
	(6/5)(B/C) Ratio	Column/Beam Ratio	SumBeamCap Moments	SumColCap Moments	Controlling Combo		
Major(33)	0.200	6.005	559.165	3357.903	DX13		
Minor(22)	0.223	5.383	623.814	3357.903	DX13		

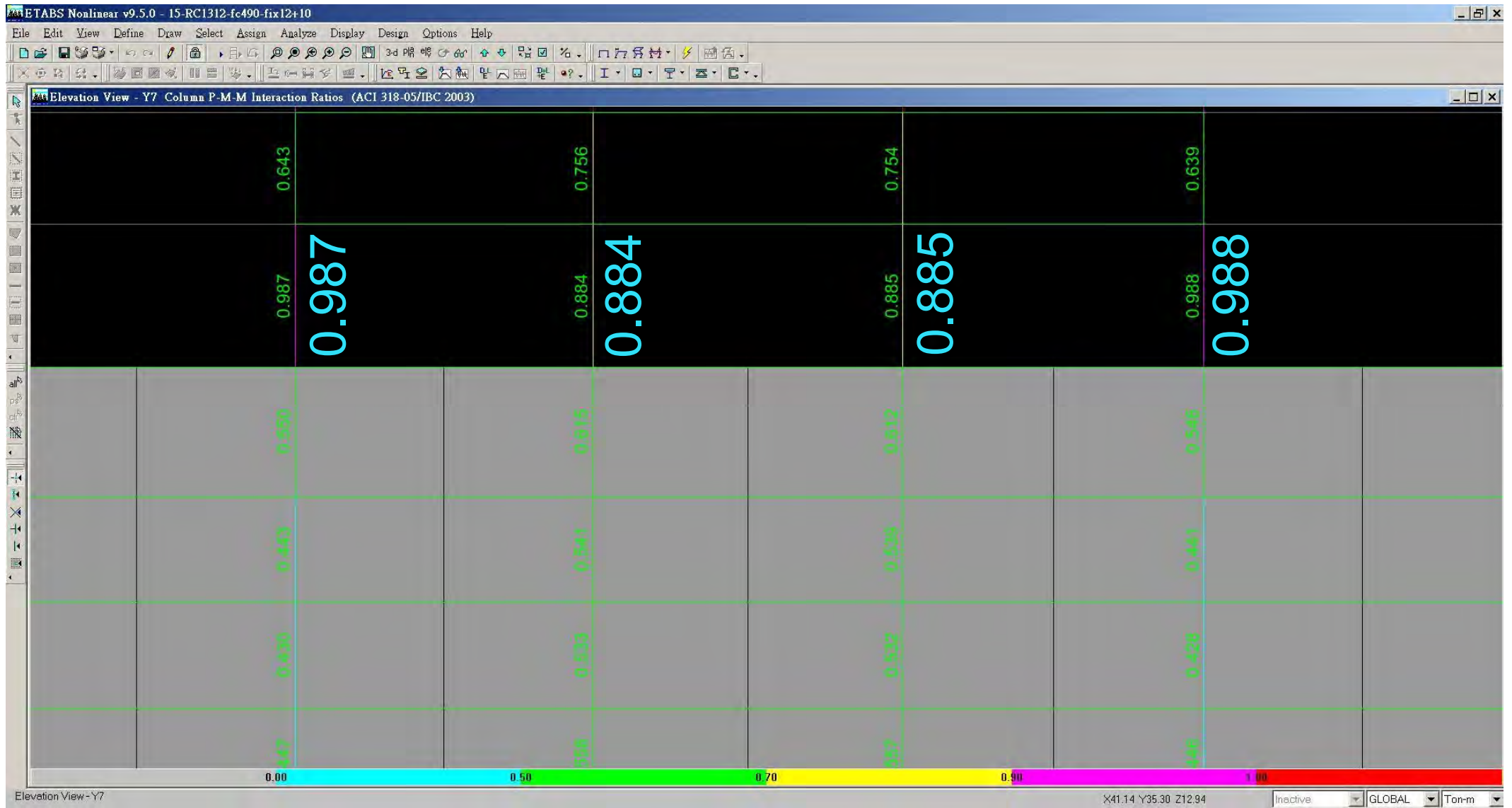


80-#11

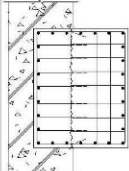
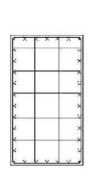
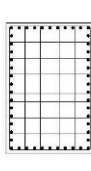
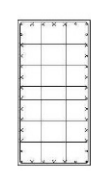
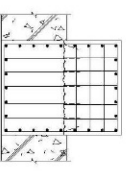
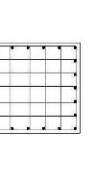
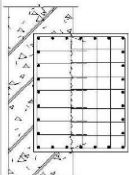
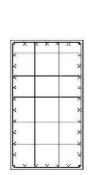
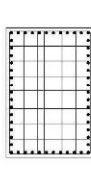
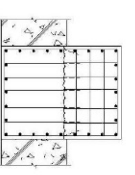
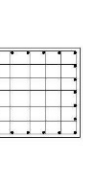
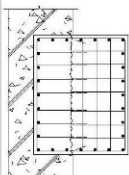
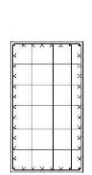
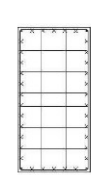
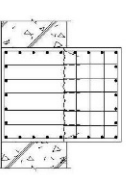
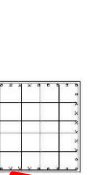
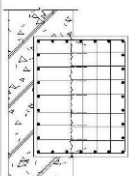
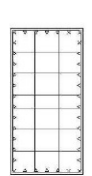
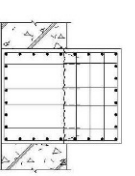
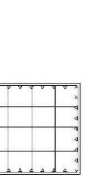
$$80 * 10.07 = 805.6 \text{ cm}^2$$

$$805.6 / (120 * 120)$$

$$= 5.59\%$$



[illegible]

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
B2F	 ●28-#10 B.C #4@15 Conf #4@15 Tie #4@15 130x155	 64#1 B.C #4@15 Conf #4@15 Tie #4@15 100x180	 ●50-#11 B.C #4@15 Conf #4@15 Tie #4@15 120x180	 66#1 B.C #4@15 Conf #4@15 Tie #4@15 100x200	 78#1 B.C #4@15 Conf #4@15 Tie #4@15 100x190	 ●28-#10 B.C #4@15 Conf #4@15 Tie #4@15 165x130	 ●26-#10 B.C #4@15 Conf #4@15 Tie #4@15 165x125
B3F	 ●28-#10 B.C #4@15 Conf #4@15 Tie #4@15 130x155	 64#1 B.C #4@15 Conf #4@15 Tie #4@15 100x180	 ●50-#11 B.C #4@15 Conf #4@15 Tie #4@15 120x180	 66#1 B.C #4@15 Conf #4@15 Tie #4@15 100x200	 81#1 B.C #4@15 Conf #4@15 Tie #4@15 100x190	 ●28-#10 B.C #4@15 Conf #4@15 Tie #4@15 165x130	 ●26-#10 B.C #4@15 Conf #4@15 Tie #4@15 165x125
B4F	 ●28-#10 B.C #4@15 Conf #4@15 Tie #4@15 130x155	 70#1 B.C #4@15 Conf #4@15 Tie #4@15 100x180	 70#1 B.C #4@15 Conf #4@15 Tie #4@15 120x180	 72#1 B.C #4@15 Conf #4@15 Tie #4@15 100x200	 85#1 B.C #4@15 Conf #4@15 Tie #4@15 100x200	 ●28-#10 B.C #4@15 Conf #4@15 Tie #4@15 165x130	 80#1 B.C #4@15 Conf #4@15 Tie #4@15 165x125
B5F	 ●28-#10 B.C #4@15 Conf #4@15 Tie #4@15 130x155	 106#1 B.C #4@15 Conf #4@15 Tie #4@15 100x200	 126#1 B.C #4@15 Conf #4@15 Tie #4@15 120x190	 124#1 B.C #4@15 Conf #4@15 Tie #4@15 100x200	 124#1 B.C #4@15 Conf #4@15 Tie #4@15 100x200	 ●30-#10 B.C #4@15 Conf #4@15 Tie #4@15 165x130	 102#1 B.C #4@15 Conf #4@15 Tie #4@15 165x125

附註1・B.C：梁柱接頭區箍筋
2・Conf：圍束區箍筋
3・Tie：一般區箍筋
4・x束筋（兩根一束）
△束筋（三根一束）

5・柱距與連續梁的鋼筋重疊處取兩者大值，應柱與連續梁預留鋼筋另詳 S572002。
6・柱距上下樓層支數不同時，鋼筋固定伸長方式另詳標準圖7/S11004。
7・地下室不同層數就連續梁應配實配在鋼筋最少之樓層。

附註 1・B.C：梁柱接頭區箍筋

2・Conf：圍束區箍筋

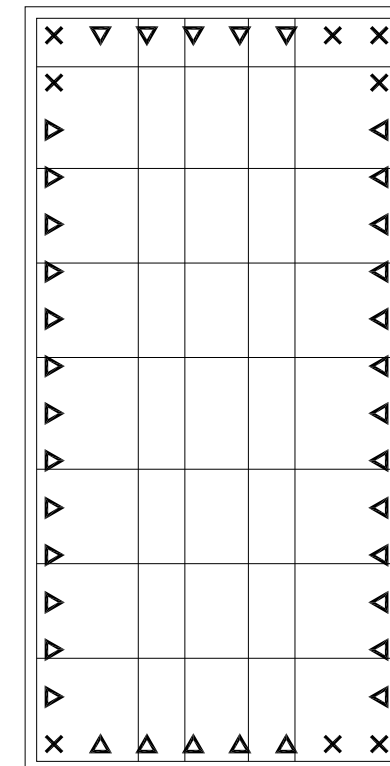
3・Tie：一般區箍筋

4・x束筋（兩根一束）

△束筋（三根一束）

C5

B5F



124 #11

B.C #4@15

Conf #4@15

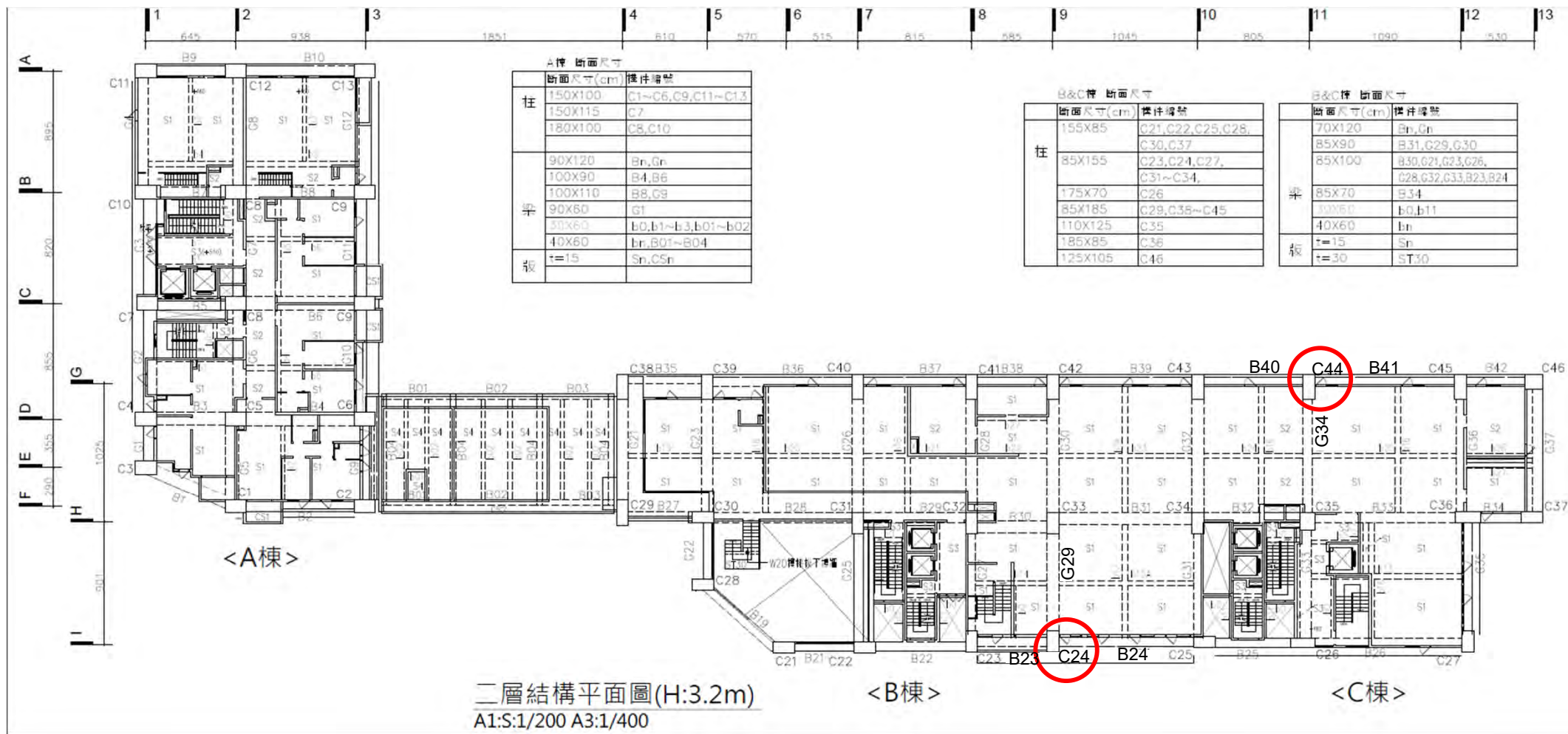
Tie #4@10

100x200

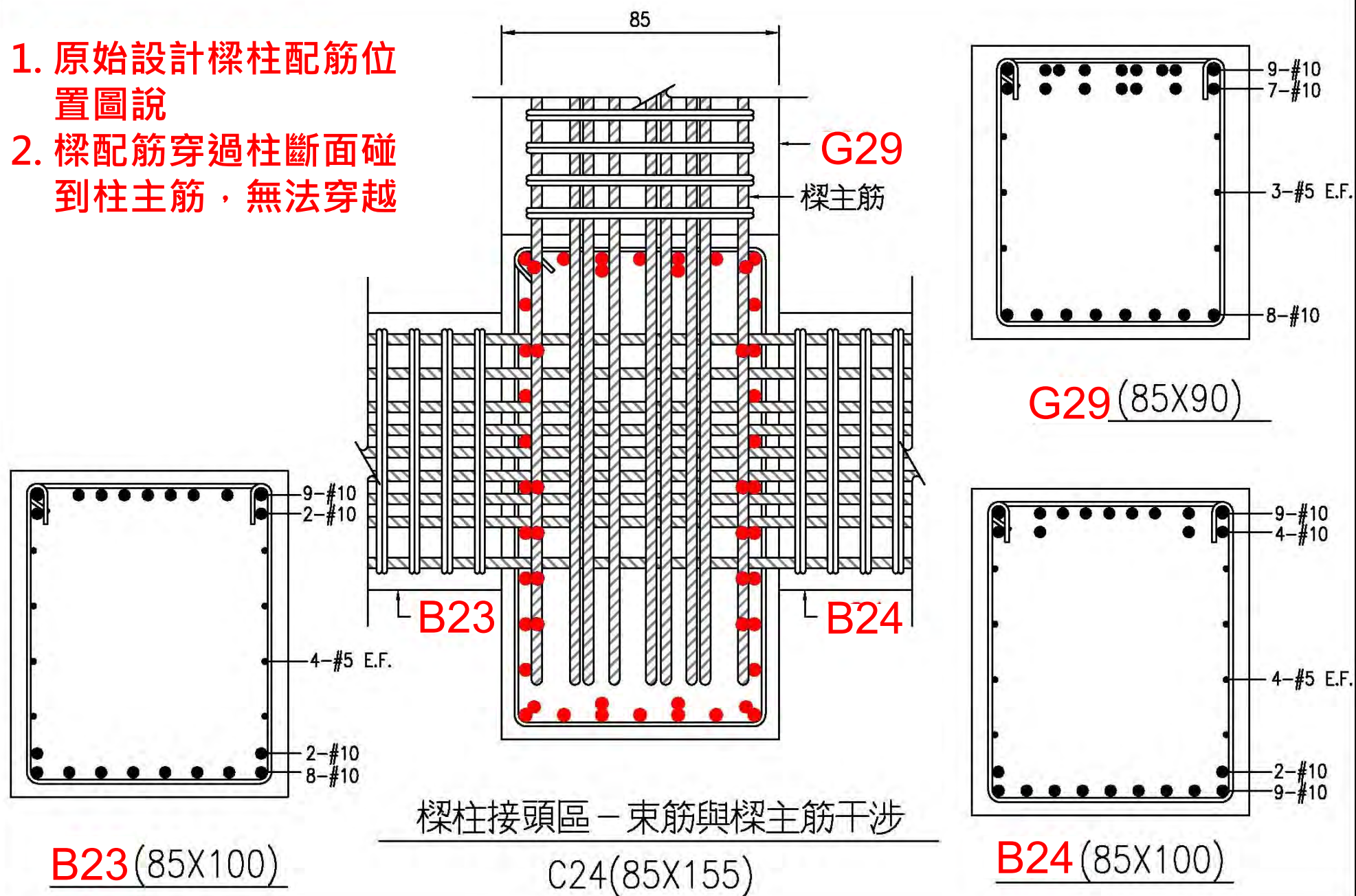
124-#11

$R=124 \times 10.07 / (100 \times 200)$

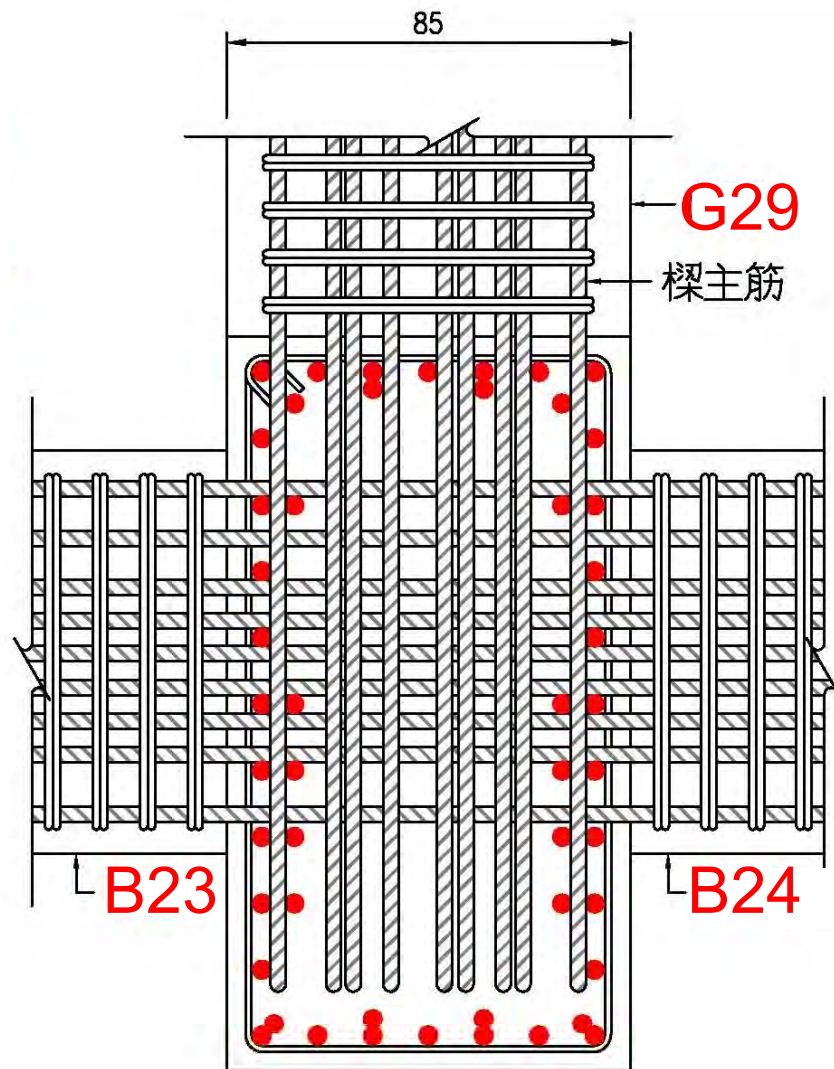
=6.24%



1. 原始設計樑柱配筋位置圖說
2. 樑配筋穿過柱斷面碰到柱主筋，無法穿越



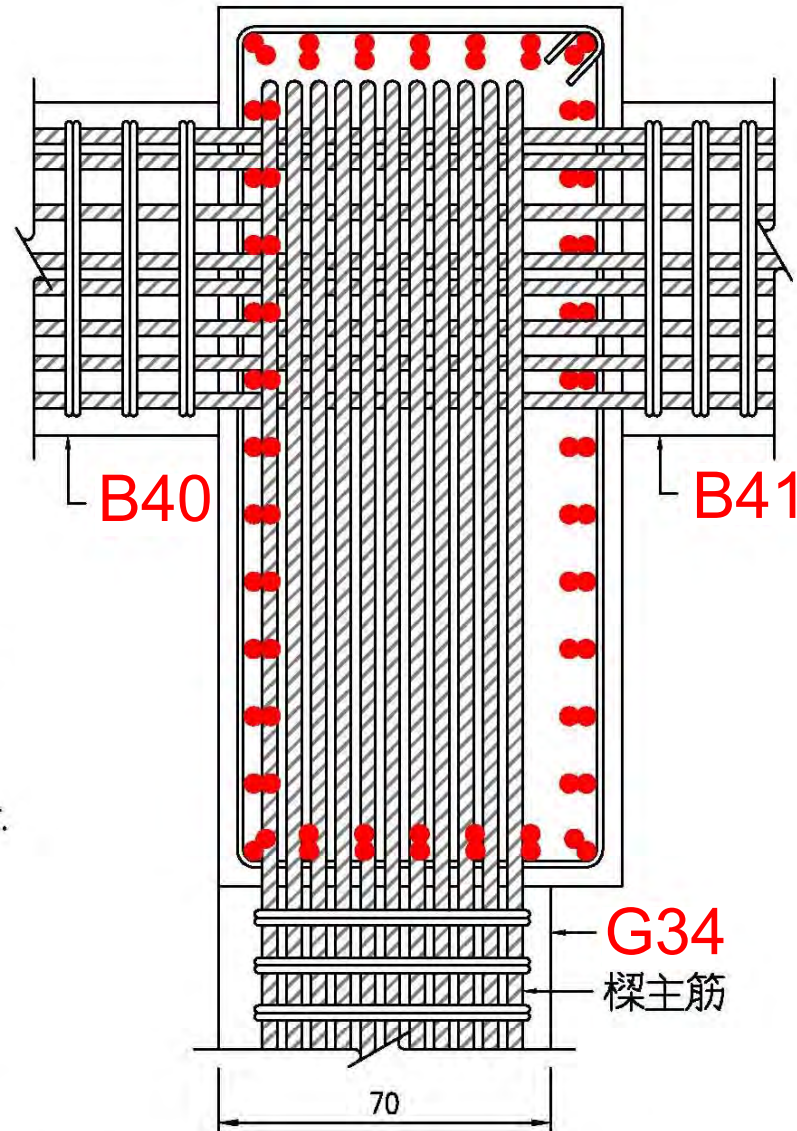
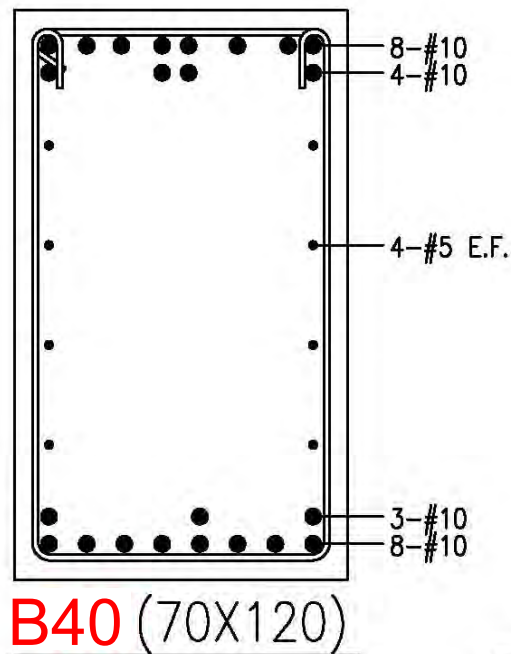
1. 把柱束筋移開，
讓樑筋可以穿越
柱斷面。
2. 這又與原始設計
分析不同，必須
變更設計。



樑柱接頭區－束筋與樑主筋干涉

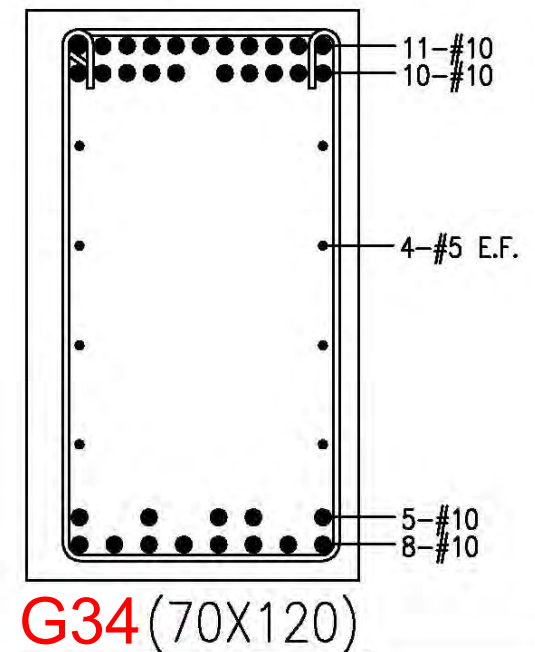
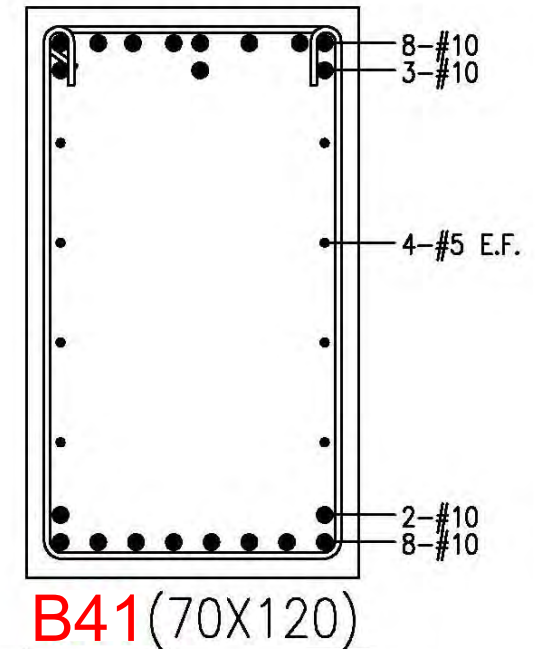
C24(85X155)

1. 原始設計樑柱配筋位置圖說
2. 樑配筋穿過柱斷面碰到柱主筋，無法穿越

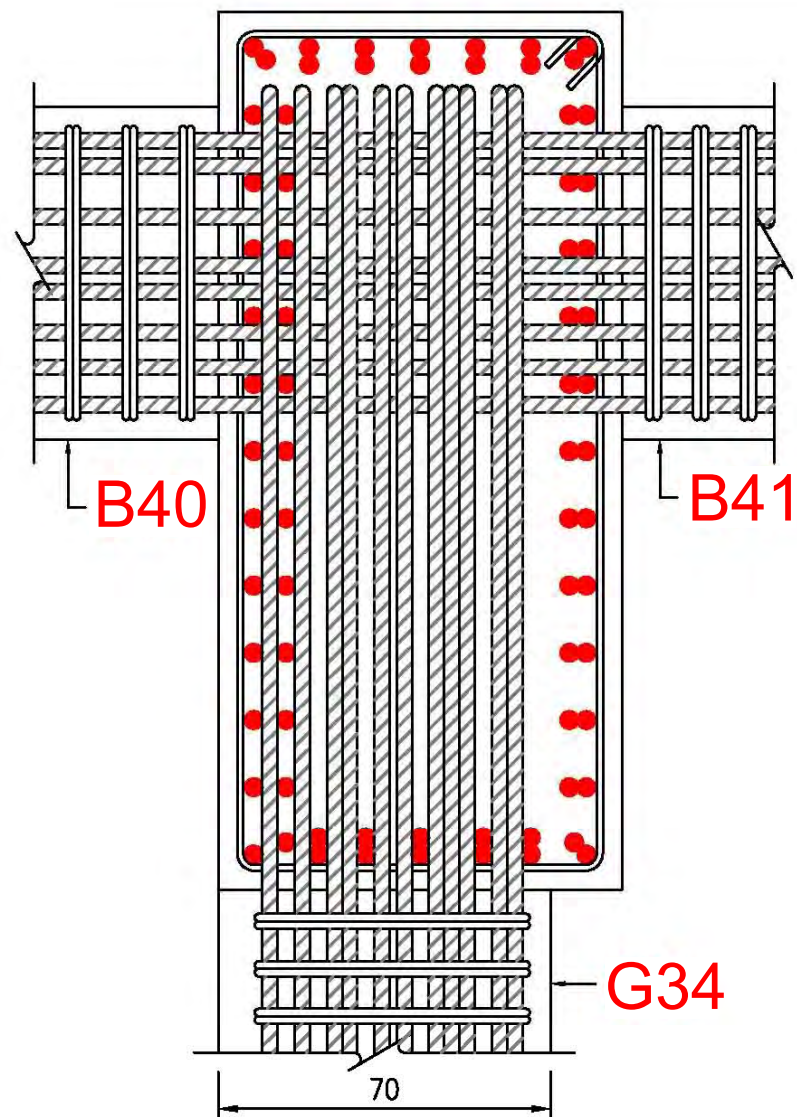


樑柱接頭區－束筋與樑主筋干涉

C44(85X185)



1. 把柱束筋移開，
讓樑筋可以穿越
柱斷面。
2. 這又與原始設計
分析不同，必須
變更設計。



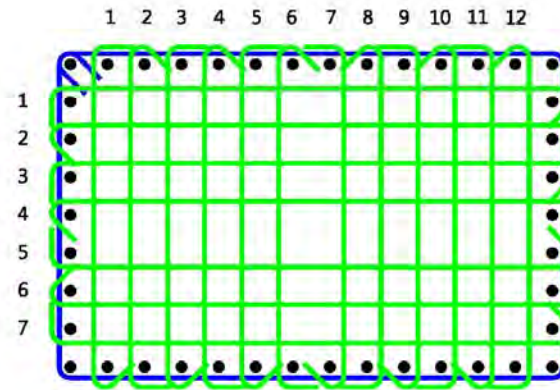
樑柱接頭區－束筋與樑主筋干涉

C44(85X185)

從施工層面的差異、比較、探討

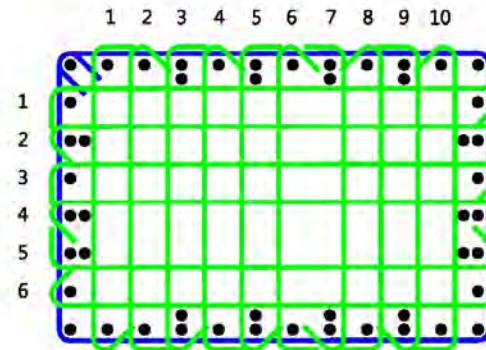
- 1.傳統柱在主筋方面只有配在外圍一圈，為了配合設計的強度 不得已往往會增加主筋的密度外再不得已就配了束筋來彌補設計的強度，這不但會影響施工的品质造成混凝土的蜂窩還有鋼筋綁紮的困難，尤其在樑柱接頭，當樑主筋要穿越時更是更加困難，而雙核心柱中柱不但解決了上面所有問題，施工容易又可縮短工時降低施工成本。
2. 傳統柱外箍筋是採用 135° 的搭接方式，因為會有爆開的弱點問題所以在施工上必須要換來換去不可以同一個點上連續安置，而雙核心柱中柱是採用高強度的低碳鋼 在柱子進行內圍區及外圍區沒有斷點的纏繞，這不但不會有爆開的問題 而且還對柱主筋提供了雙層的圍束，增加柱的韌性效果，不但施工容易又可以提升柱的定位品質。
3. 傳統柱在繫筋方面是採用一邊 135° 一邊 90° 的彎鉤來進行施工，這不但對柱主筋 的圍束效果不良，而且因為 90° 彎勾沒有圍束效果，所以是一個弱點必須要換來換去造成施工的困擾以外，當繫筋要插入柱內層時，由於 90° 彎鉤的長度都大於柱主筋的間距，造成施工非常困難必須要調整，浪費很多工時，而雙核心柱中柱的繫筋是採用雙J或雙U直接插入式的施工，這不但對柱主筋提供了完美的圍束效果，而且施工非常容易，縮短工時降低施工成本。

(1) 傳統柱



12+7=19支繫筋
每插入一支約1分鐘,19支繫筋共計19分

(2) 傳統柱（有束筋）



10+6=16支繫筋
每插入一支約1分鐘,16支繫筋共計16分









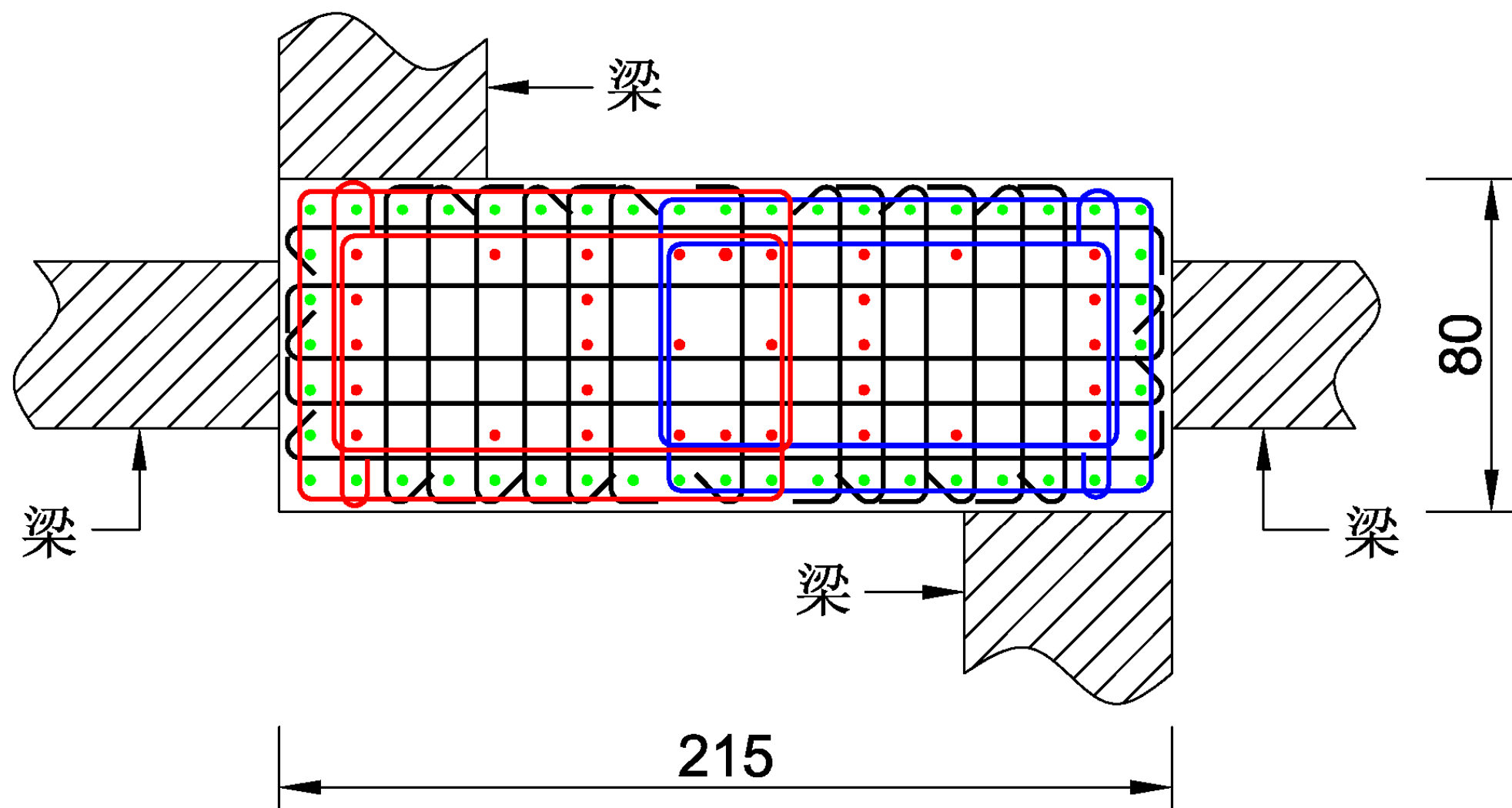


雙核心柱中柱2.0 • 建築安全捍衛者

The best Column 2.0 • Building safety defender



扁長柱中柱配筋(抗扭力強度佳)



施工案例

- 臺北市內湖區康寧段地上**5**層住宅新建工程案
- 新北市五股區芳洲段地上**22**層集合住宅新建工程
- 新北市三重區仁愛段地上**12**層集合住宅大樓新建工程
- 新北市樹林區育英段地上**12**層商辦大樓新建工程
- 新北市中和區景福段地上**15**層集合住宅大樓新建工程
- 新北市三重區長壽段地上**19**層集合住宅大樓新建工程
- 桃園市中壢區新街段地上**18**層集合住宅大樓新建工程
- 桃園市桃園區同安段地上**15**層集合住宅大樓新建工程
- 台北市萬華區莒光段地上**12**層集合住宅大樓新建工程
- 台北市萬華區莒光段地上**15**層集合住宅大樓新建工程













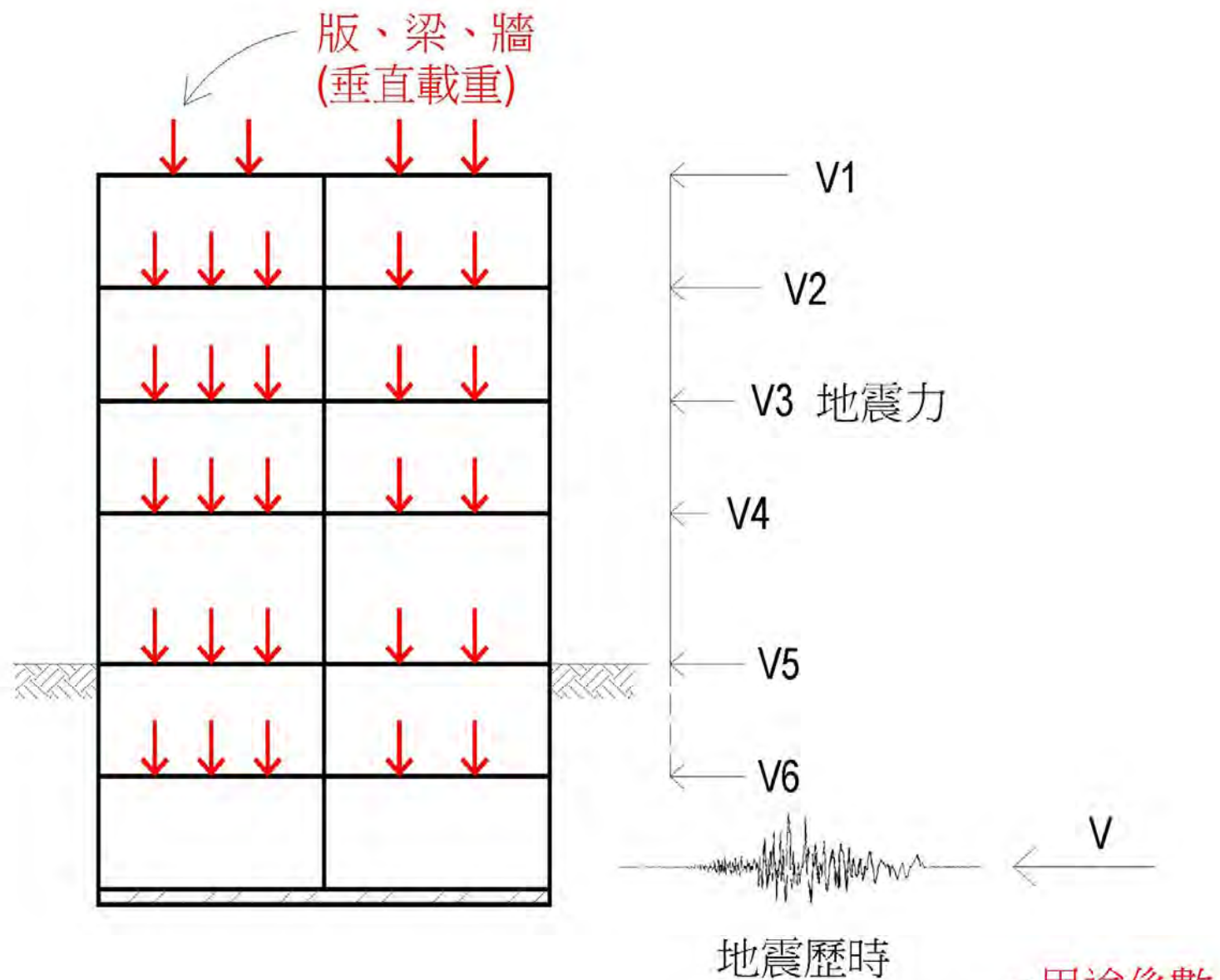






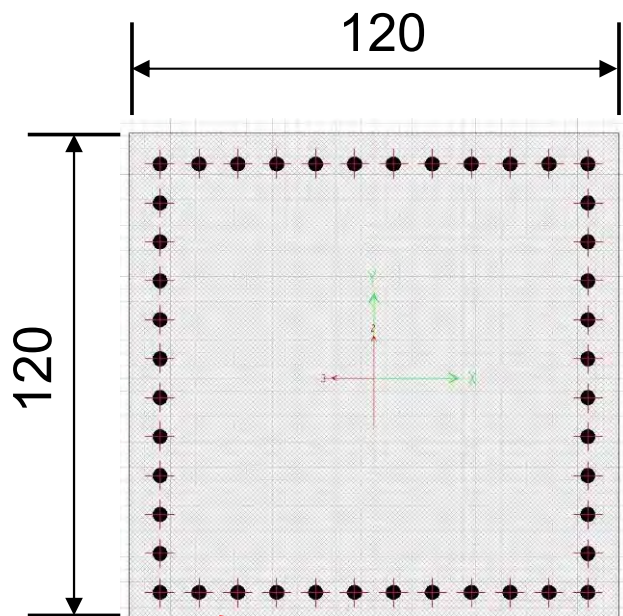
從價值工程方面的差異比較來探討：

針對建築物 的用途 或是要提高建築物的 耐震能力，基本上我們都是提高設計地震力，對傳統柱來說不得已只好放大柱斷面來增加鋼筋量，這對所增加的工程成本衝擊是蠻大的，所以往往最多只有提升10~20%而已，對柱的強度雖然有提升，但是對柱的韌性似乎沒有增加，但是如果採用雙核心柱中柱設計，不但不用放大柱斷面，只要內核心夠強大要提升柱的設計強度20%以上是輕而易舉的事, 這不但不會增加多少工程成本，而且對柱的耐震性能也會有顯著的增加。因此採用雙核心柱中柱設計在價值工程方面的CP值是遠大於傳統柱。



用途係數

$$\text{地震力 } V = \frac{S_a D I}{1.4 \alpha_y F_u} \cdot W$$



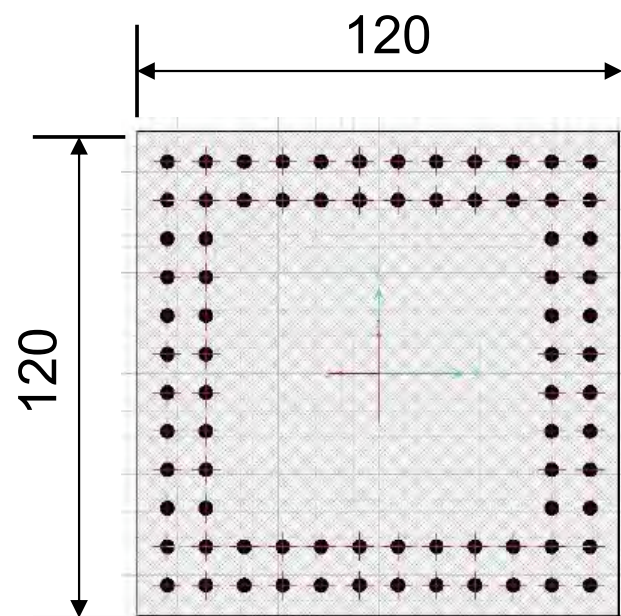
44-#11

$$R = 44 \times 10.07 / (120 \times 120)$$

=3%

Factors	
Base Shear Coefficient, C	0.078
Building Height Exp., K	1.

$$V = 0.078w$$



80-#11

$$R = 80 \times 10.07 / (120 \times 120)$$

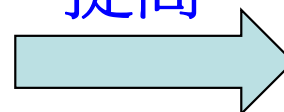
=5.5%

Factors	
Base Shear Coefficient, C	0.1
Building Height Exp., K	1.

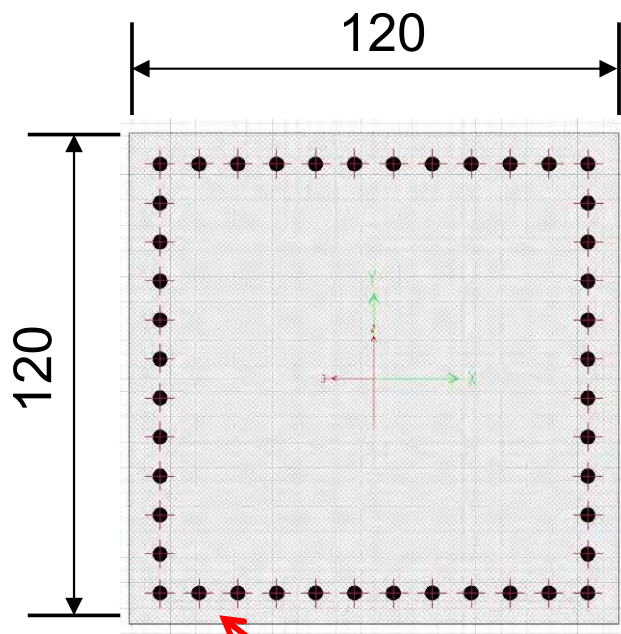
$$V = 0.1w$$

地震力提升 $0.1/0.078=1.28$

提高



28%



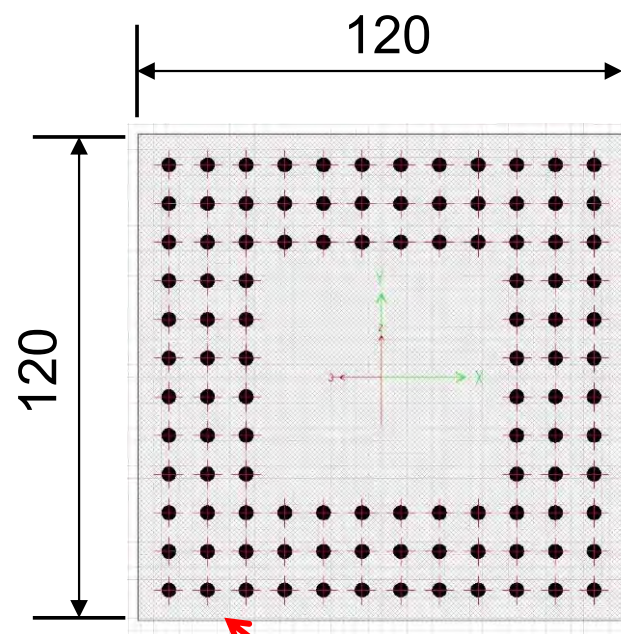
$f_c' = 490 \text{ kg/cm}^2$
 $f_s = 5000 \text{ kg/cm}^2$

44-#11

$$R = \frac{44 \times 10.07}{(120 \times 120)} = 3\%$$

Factors	
Base Shear Coefficient, C	0.078
Building Height Exp., K	1.

$$V = 0.078w$$



108-#11

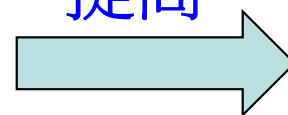
$$R = \frac{108 \times 10.07}{(120 \times 120)} = 7.5\%$$

Factors	
Base Shear Coefficient, C	0.11
Building Height Exp., K	1.

$$V = 0.11w$$

地震力提升 $0.11/0.078 = 1.41$

提高

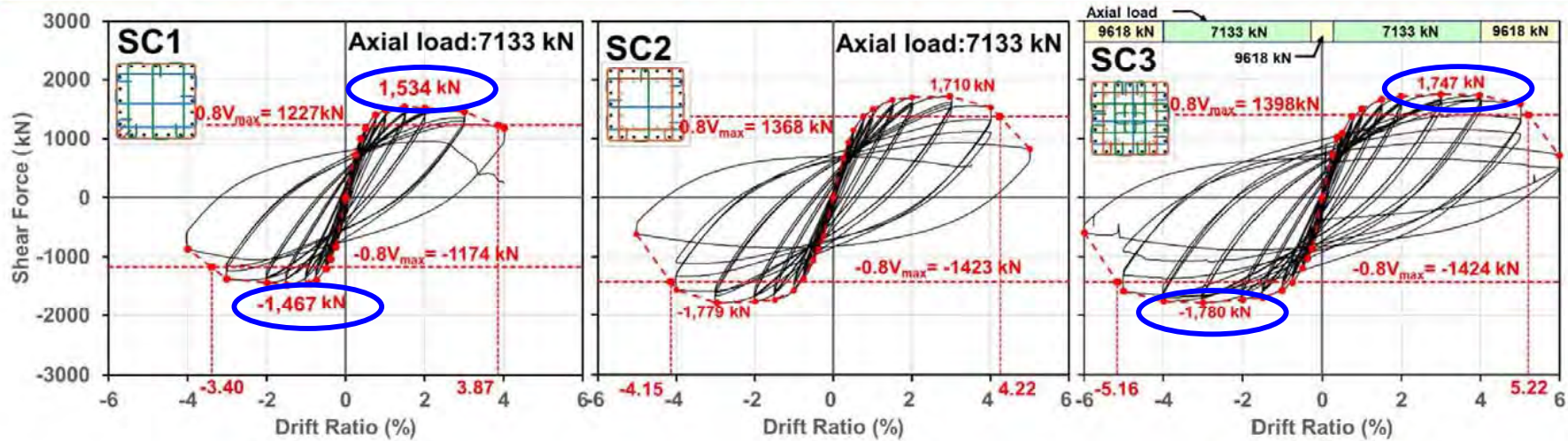


41%

地震力提升：1764/1501=1.17 $\xrightarrow{\text{提高}}$ 17%

NAR Labs

柱構件試體之強度與變形遲滯行為



4%
結束

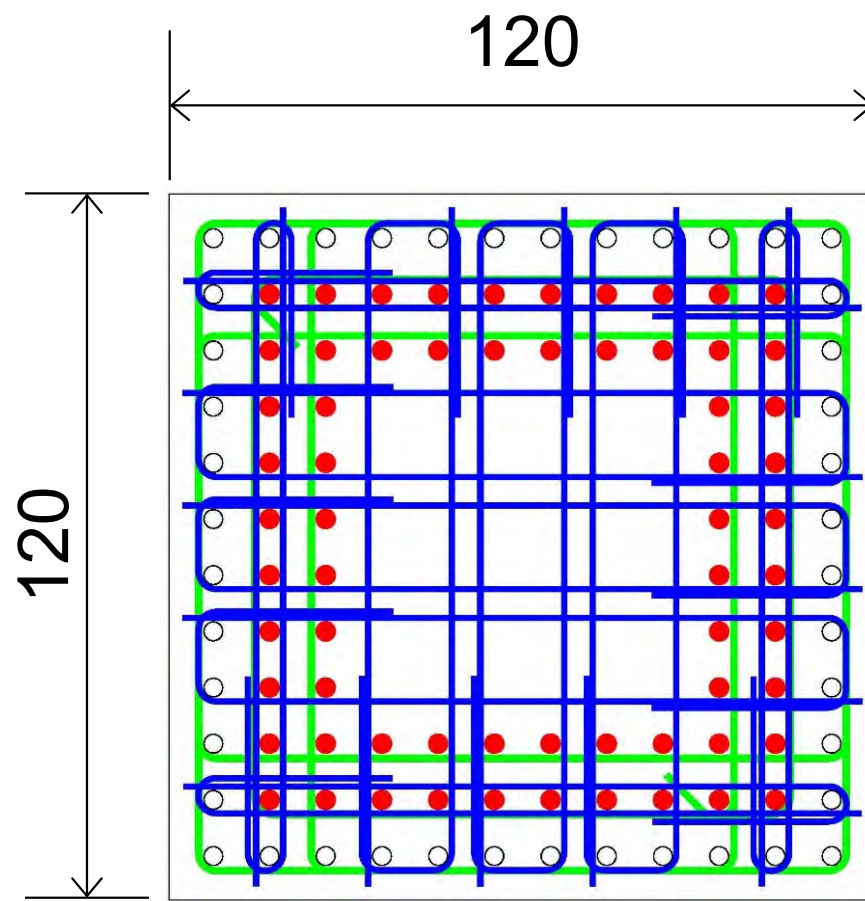
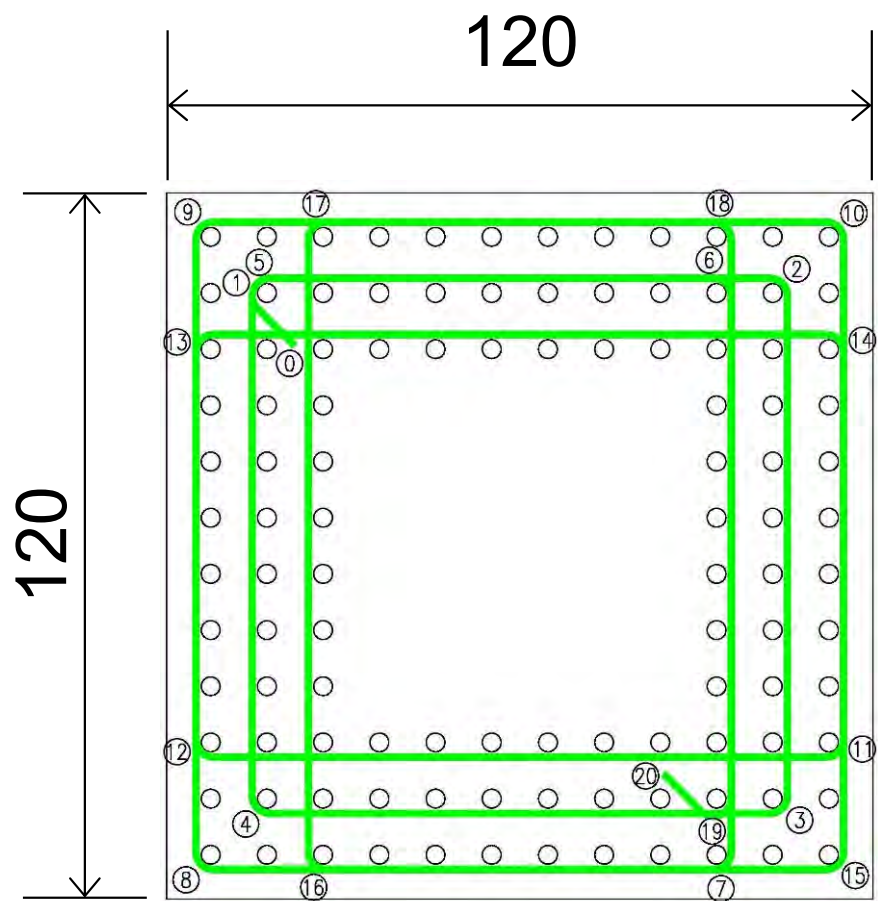


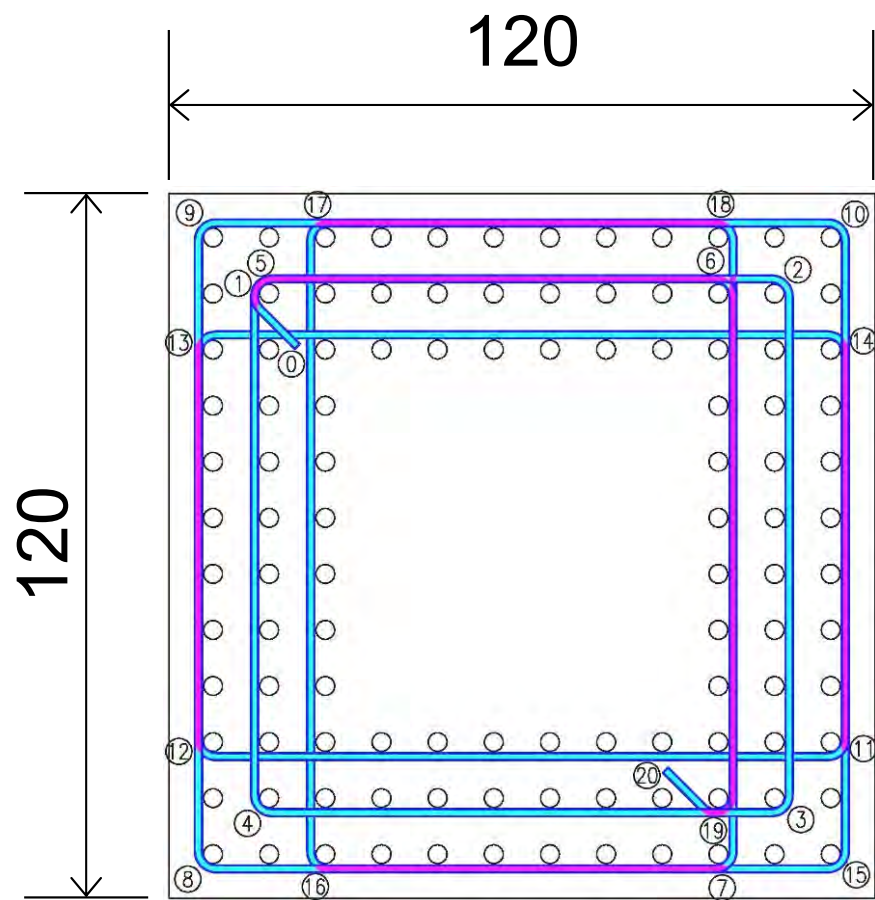
5%
結束



6%
結束

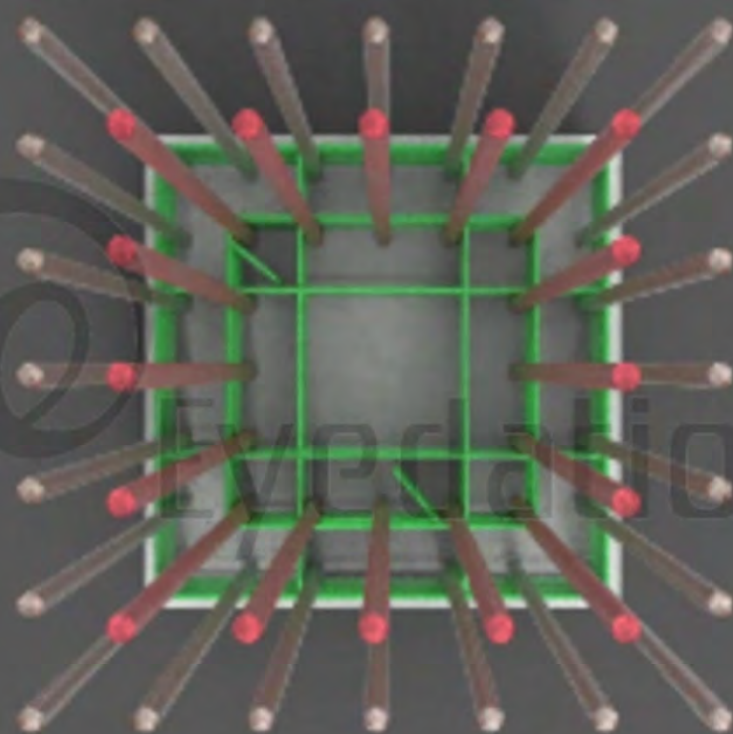




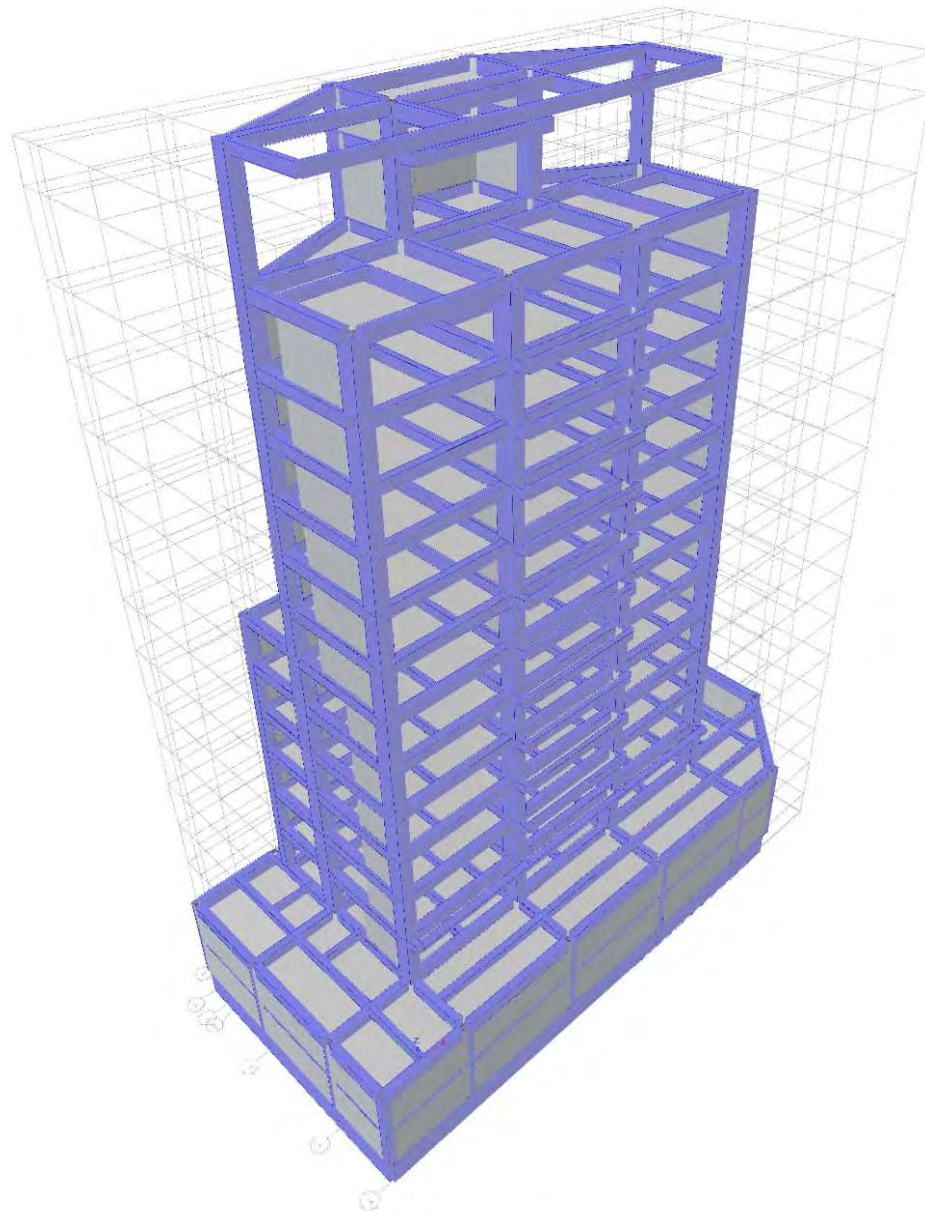


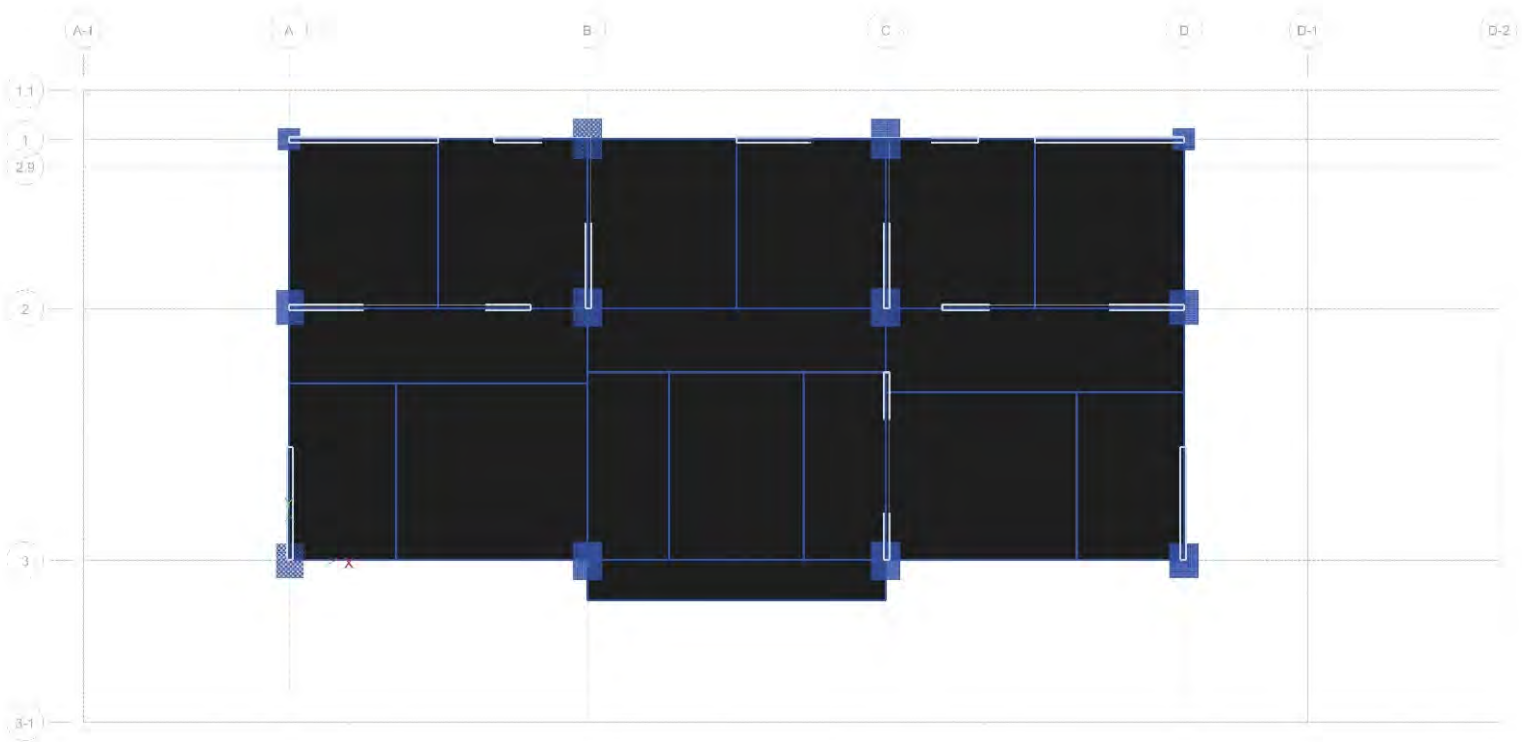
— 兩層

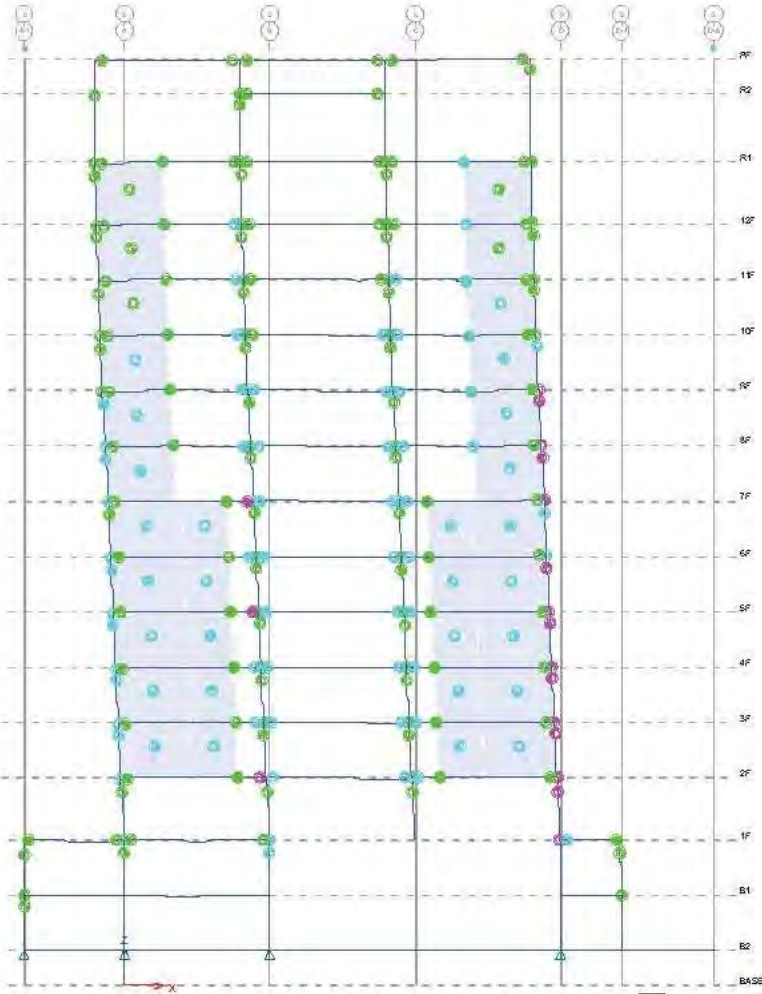
— 單層



一筆箍安裝：
由上往下套入主筋







Frame 2 構架圖及桿件塑鉸發展圖

5、耐震設計性能評估結果

側推分析模型及分析資料詳附件三，彙整分析結果如下

設計地震 EPA_{475} (g) $0.4 \cdot S_{DS} \cdot I = 0.4 \cdot 0.6 \cdot 1 =$ **0.24**

最大考量地震 EPA_{2500} (g) $0.4 \cdot S_{MS} \cdot I = 0.4 \cdot 0.8 \cdot 1 =$ **0.32**

耐震設計性能評估	正X向	負X向	正Y向	負Y向
性能點PLC 之基底剪力(kgf)	2159707	2124088	2604773	2613994
性能點PLC 之質心位移(cm)	50.14	-44.69	22.38	-23.71
性能點PLC 之譜位移 Sd_C (cm)	38.71	34.266	20.8693	21.4859
性能點PLC 之 EPA_C (g)	0.4079	0.3864	0.3832	0.432
降伏點 PLA 譜位移 Sd_A (cm)	18.56	16.5801	15.3864	11.4713
降伏點 PLA 之 EPA_A (g)	0.1995	0.1925	0.2867	0.2423
性能點PLB 之譜位移 Sd_B (cm)	28.63	25.4231	18.1278	16.4786
性能點PLB 之 EPA_B (g)	0.3037	0.2894	0.335	0.3371
$CDR_{2500} = EPA_C / EPA_{2500} =$	1.275	1.208	1.198	1.350
$CDR_{475} = EPA_C / EPA_{475} =$	1.265	1.206	1.396	1.405
檢核結果	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!

PFT Input File

D:\1838\Srcb110\PY\epA\PY.PFT

匯入PFT資料

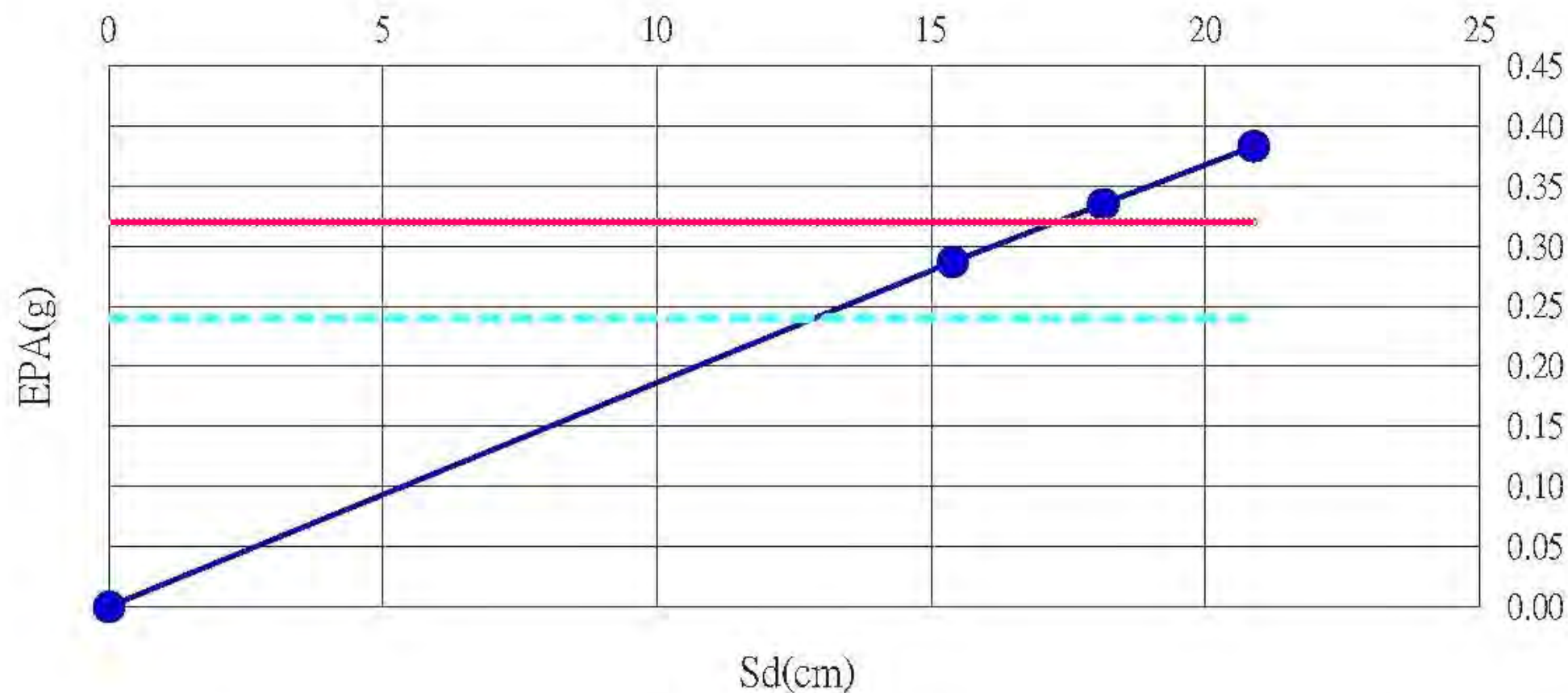
台北市 大同區 * 台北盆地 0 Km I=1.0,新建

性能目標		
PerformanceTarget	Sd(cm)	EPA(g)
PL	0	0
PLA	15.3864	0.2867
PLB	18.1278	0.335
PLC	20.8693	0.3832
DesignDemand	0	0.24
MaxDemand	0	0.32

$\leq$ PLB=0.k!

$\leq$ PLC=0.k!

性能目標



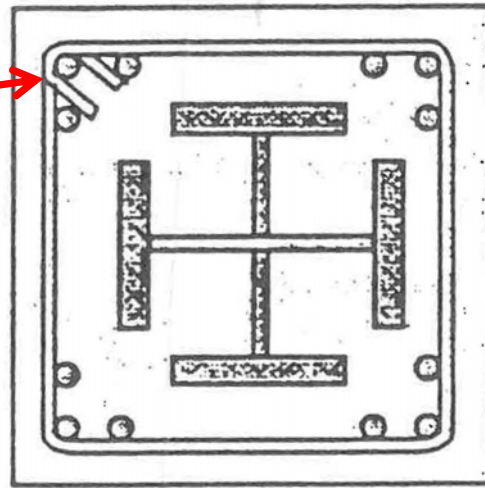
—●— PerformanceTarget - - - 0.4xS_DSxI — 0.4xS_MSxI

以『雙核心-柱中柱』取代 SRC的優越性探討



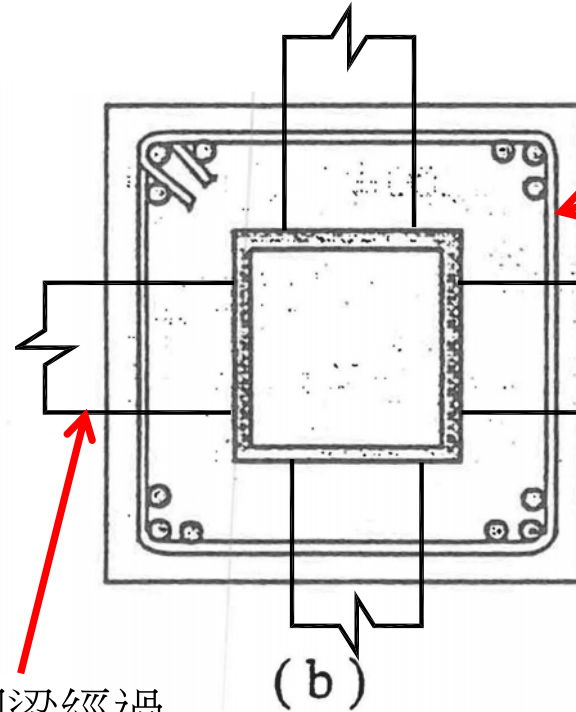
SRC柱之主筋鋼骨及箍筋配置示意圖：

外圍箍筋有斷點，圍束效果差



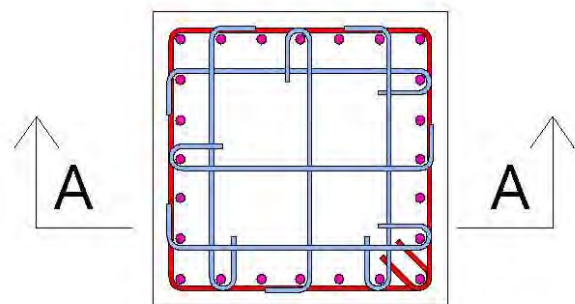
(a)

四邊鋼梁經過
無法排放主筋，
損失了前期應
有的強度

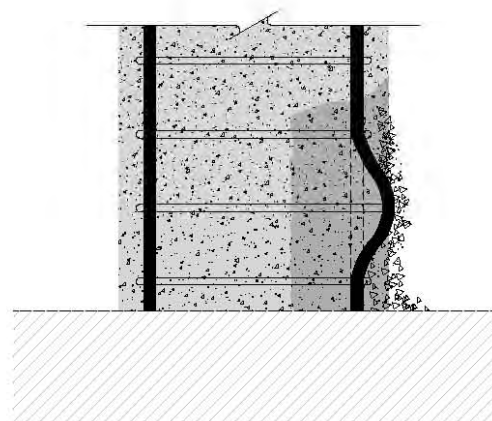
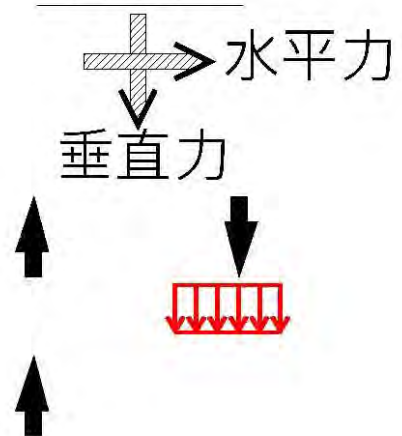


(b)

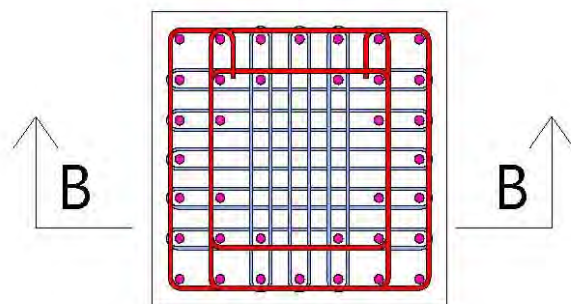
實際工地施工時，
因鋼骨柱先組立，
外箍筋只有採用2-
L型箍筋（），
或2-□ 箍筋（）
圍束效果更差。



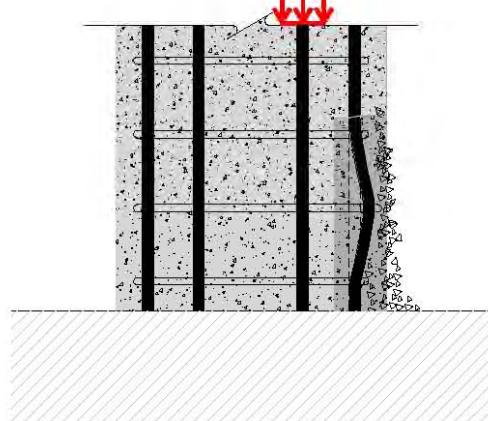
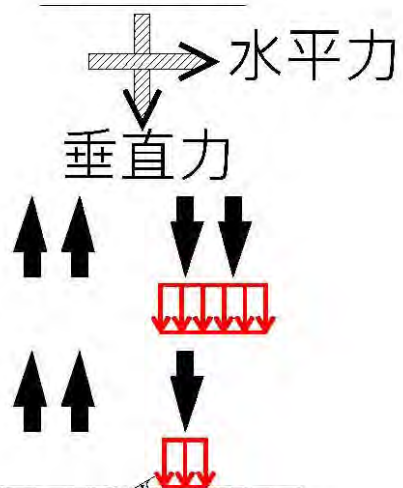
柱断面



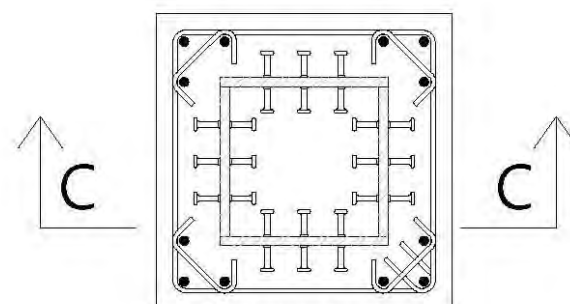
A-A



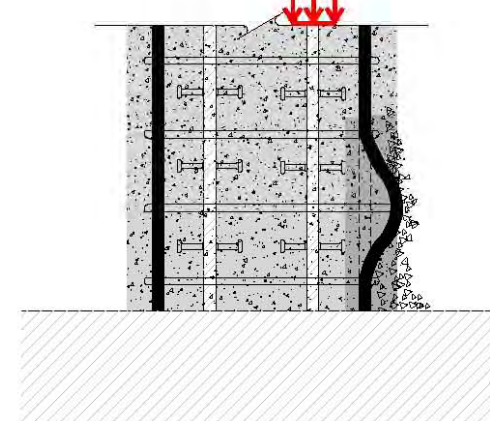
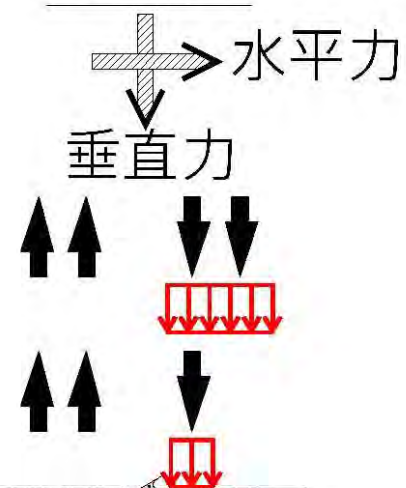
柱断面



B-B

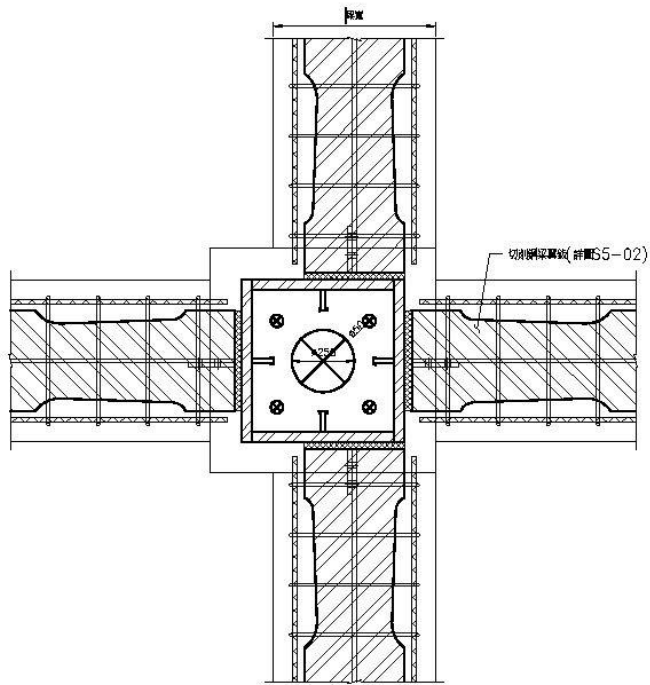


柱断面

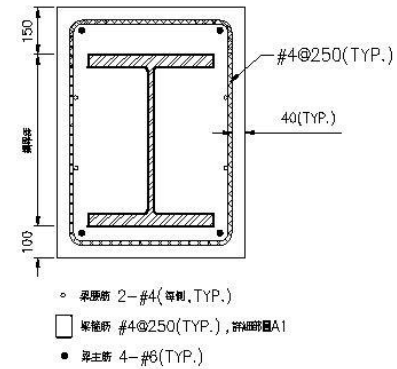


C-C

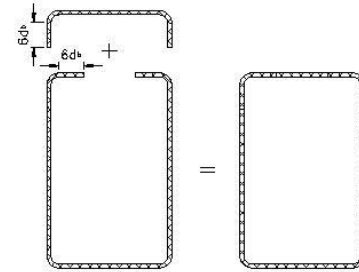
SC柱配筋示意圖：



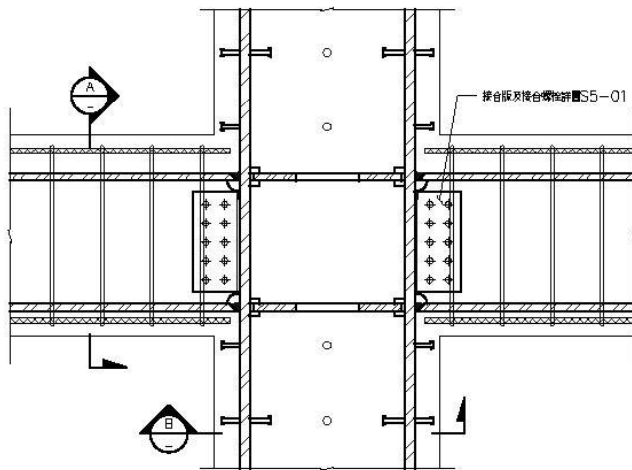
梁柱接合平面圖



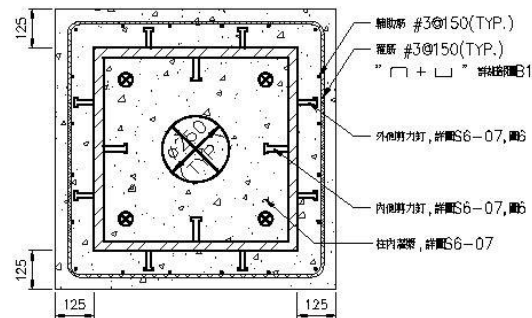
A1 包覆型鋼梁剖面示意圖



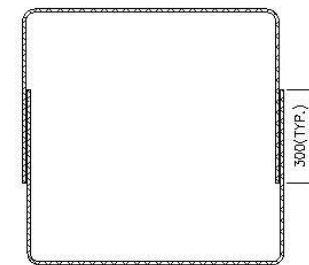
A1 梁箍筋細部圖



梁柱接合立面圖



B 包覆型鋼柱剖面示意圖



B1 柱箍筋細部圖

技師期刊

85

PROFESSIONAL ENGINEER JOURNAL

June 2019



中華民國土木技師
台北市主

以 RC「雙核心 - 柱中柱」 取代 SRC 柱的優越性探討

陳正平 會士／中華民國結構工程學會

江文財 總經理／九固工程顧問有限公司

摘要

國內「建築物耐震設計規範」之設計精神係採「韌性」設計的觀念，結構物抵抗地震力之模式

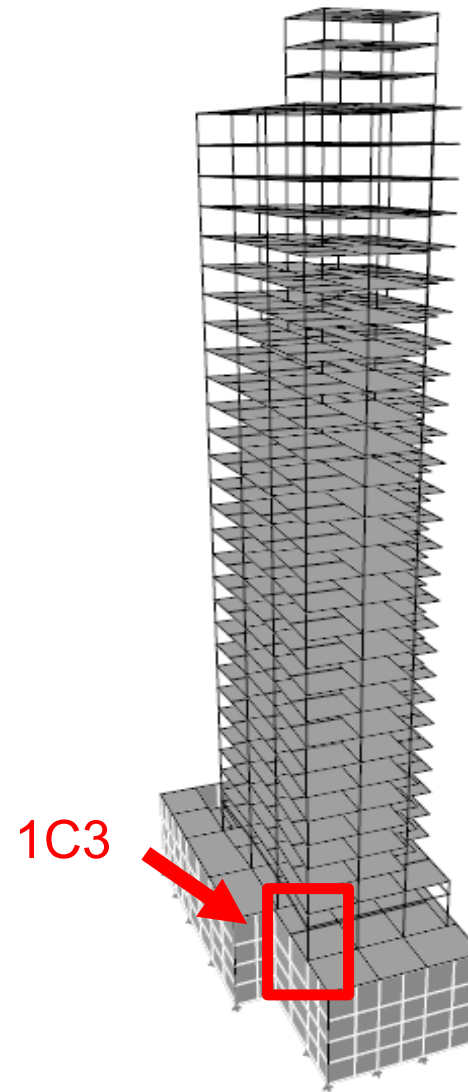
以 RC「雙

二、SRC 結構之安全性探討

由於 921 地震中倒塌的鋼筋混凝土 (RC) 房屋不計其數，因而近來一些建設公司以「鋼骨鋼筋混凝土結構 (SRC) 房屋建築物」來作為房屋銷售的賣點，此種現象亦為一般想購屋的民眾常問起問題，到底是買鋼筋混凝土結構的房子安全性較高？還是鋼結構房屋，或是鋼骨鋼筋混凝土結構的房子較好？會有這個疑問，其肇因應是民國 88 年 9 月 21 日發生的 921 地震。

以“雙核心柱中柱”取代SRC柱之設計案例檢討

- 新北市板橋區地上28層
地下4層集合住宅
- SRC構造
- SMRF結構系統
- 建築物結構總樓高
96.95m
- 總樓地板面積 155538m^2



1C3-原設計SRC柱設計斷面及參數

• 材料參數：

混凝土 $f_c' = 385 \text{ kgf/cm}^2$

鋼筋 $f_{yr} = 4200 \text{ kgf/cm}^2$

鋼骨 $f_{ys} = 3250 \text{ kgf/cm}^2$

C1:100x130

$A_g = 100 \times 130 = 13000 \text{ cm}^2$

BOX-700x1000x65mm

$A_{s1} = 70 \times 100 - 57 \times 87 = 2041 \text{ cm}^2$

• 12-32 ϕ $A_{s2} = 12 \times 8.17 = 98.04 \text{ cm}^2$

◦ 10-19 ϕ $A_{s3} = 10 \times 2.85 = 28.5 \text{ cm}^2$

合計 $A_s = A_{s1} + A_{s2} + A_{s3} = 2167 \text{ cm}^2$

$R = A_s / A_g = 2167 / 13000 = 16.7\%$

2139cm²

NO.	C3(100X130)
JOINT	HOOP: 13 ϕ @10
+500 1F	SHEAR STUD: 19ϕx76mm@30cm BOX-700X1000X65mm
STEEL	• 12-32ϕ ◦ 10-19ϕ
HOOP TIE	T.& B.: 13ϕ@10 MIDDLE: 13ϕ@10 TIE: 13ϕ - 4

以“雙核心柱中柱”取代SRC柱之可行性探討

1C3-雙核心柱中柱設計斷面及參數

- 材料參數：

混凝土 $fc' = 560 \text{ kgf/cm}^2$

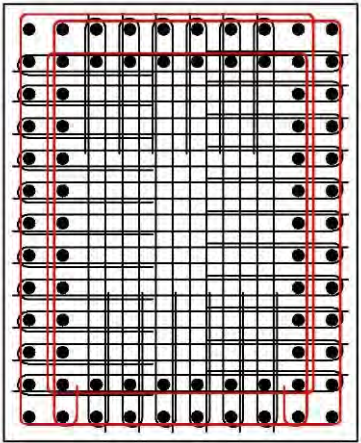
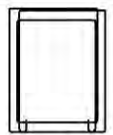
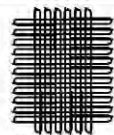
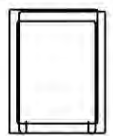
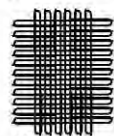
鋼筋 $fyr = 5500 \text{ kgf/cm}^2$

- 採用強度設計法設計

$$A_g = 105 \times 130 = 13650 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 76 \times 10.07 = 765.3 \text{ cm}^2$$

$$R = A_s / A_g = 765.3 / 13650 = 5.6\%$$

NO.	C3(105X130)
+500 1F	
STEEL	• 42-#11+34-#11(核心主筋)
HOOB	T.& B.:  +  $\phi 12@10$ 2#4@10 MIDDLE:  +  $\phi 12@10$ 2#4@10

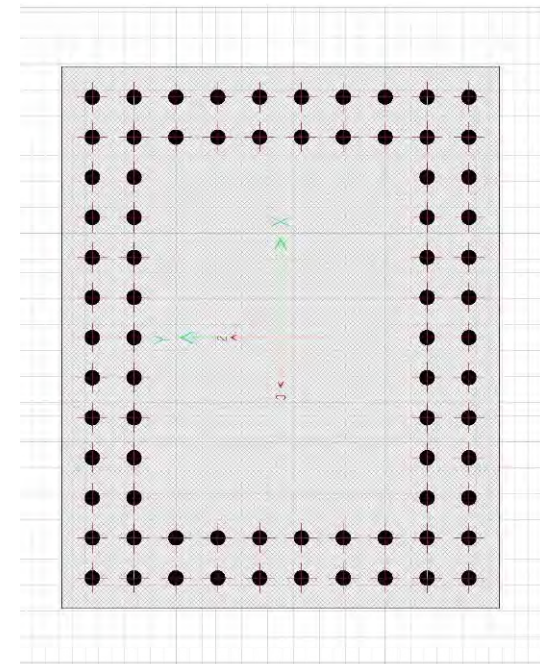
1C3-以雙核心柱中柱取代 SRC柱設計檢核結果

PMM最大應力容量比=0.939 <1.0 "O.K!"

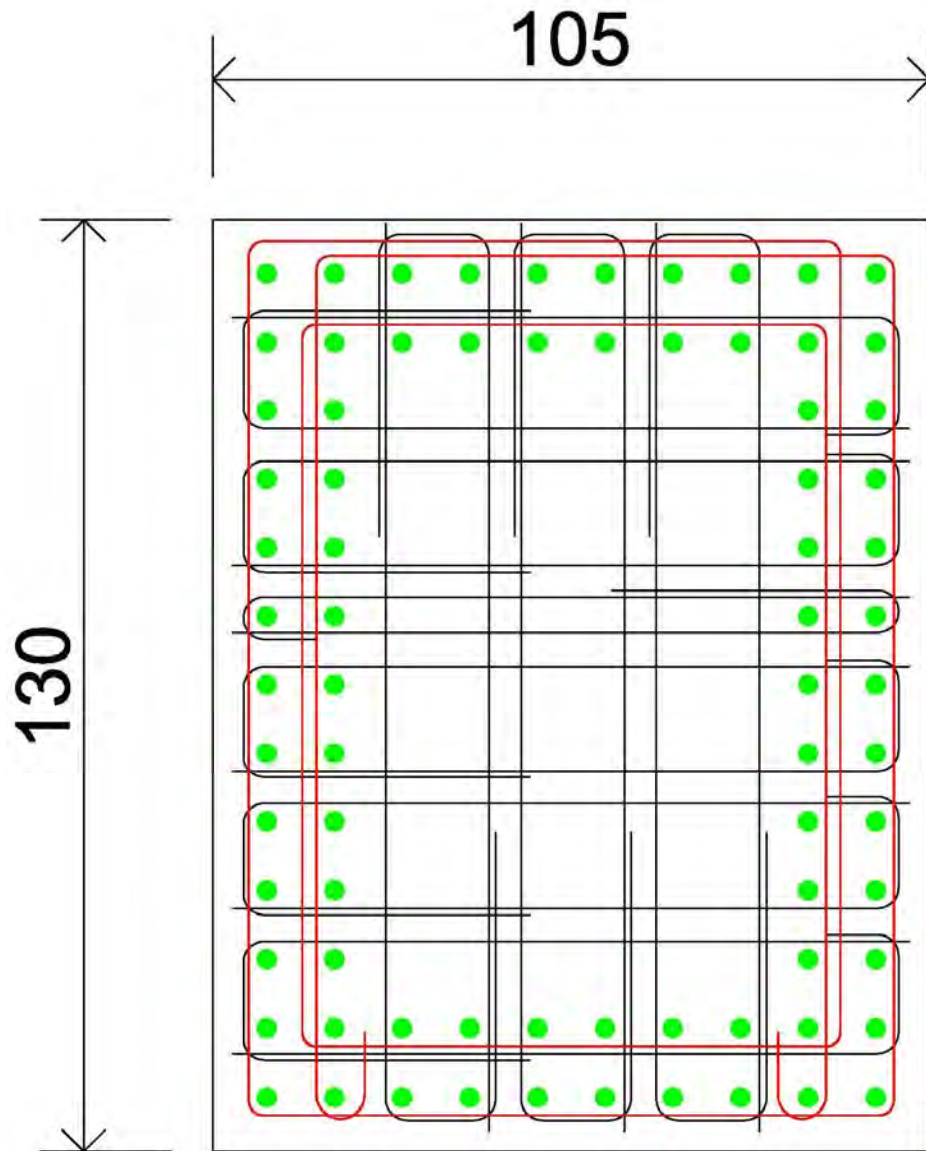
ETABS Concrete Design

Engineer _____
Project _____
Subject _____

ACI 318-02 COLUMN SECTION DESIGN		Type: Sway Special	Units: Ton-cm	(Envelope)
Level	: 1MF	L=500.000		
Element	: C8	B=130.000	D=105.000	dc=0.000
Section ID	: 1CIC3	E=294.000	fc=0.560	Lt.Wt. Fac.=1.000
		fy=5.500	fys=4.200	
		RLLF=0.400		
Phi(Compression-Spiral):	0.700	Overstrength Factor: 1.25		
Phi(Compression-Tied):	0.650			
Phi(Tension Controlled):	0.900			
Phi(Shear):	0.750			
Phi(Seismic Shear):	0.600			
Phi(Joint Shear):	0.850			
Axial Force & Biaxial Moment Check for Pf-Mu2-Mu3 Interaction				
Column End	Rebar Area	Rebar %	D/C Ratio	
Top	764.902	5.604	0.715	
Bottom	764.902	5.604	0.939	0.939
Column End	Design Pu	Design Mu2	Design Mu3	Station Loc
Top	3846.058	20861.020	259.938	415.000
Bottom	3273.900	-21656.838	76558.774	0.000
				Controlling Combo
				DY3A
				CX18
Shear Reinforcement for Major Shear (V2)				
Column End	Rebar Av/s	Design Vu	Station Loc	Controlling Combo
Top	0.706	186.684	415.000	CX18
Bottom	0.706	186.684	0.000	CX18
Shear Reinforcement for Minor Shear (V3)				
Column End	Rebar Av/s	Design Vu	Station Loc	Controlling Combo
Top	0.382	125.126	415.000	CY20
Bottom	0.382	125.126	0.000	CY20



改用柱中柱配筋



• #11鋼筋 $A_{s1}=10.07\text{cm}^2$

外圍42支

內圍34支

合計76支

混凝土 $f_c' = 560\text{kg/cm}^2$

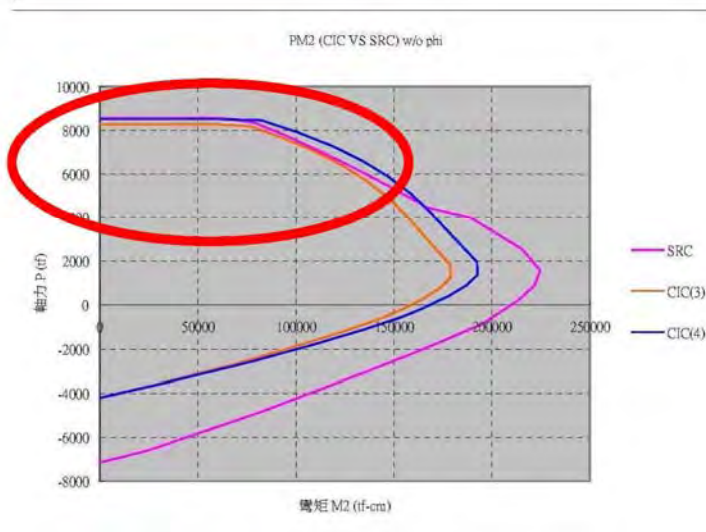
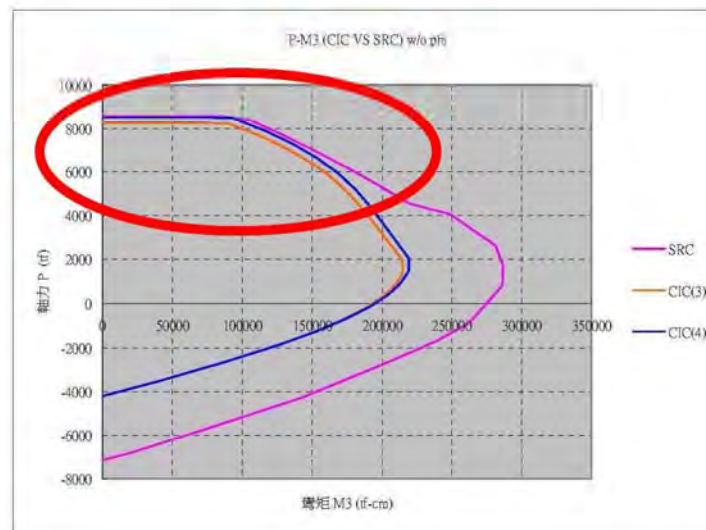
鋼筋 $f_y = 5500\text{kg/cm}^2$

$$A_g = 105 \times 130 = 13650\text{cm}^2$$

$$A_s = 76 \times 10.07 = 765.3\text{cm}^2$$

$$R = A_s / A_g = 765.3 / 13650 = 5.6\%$$

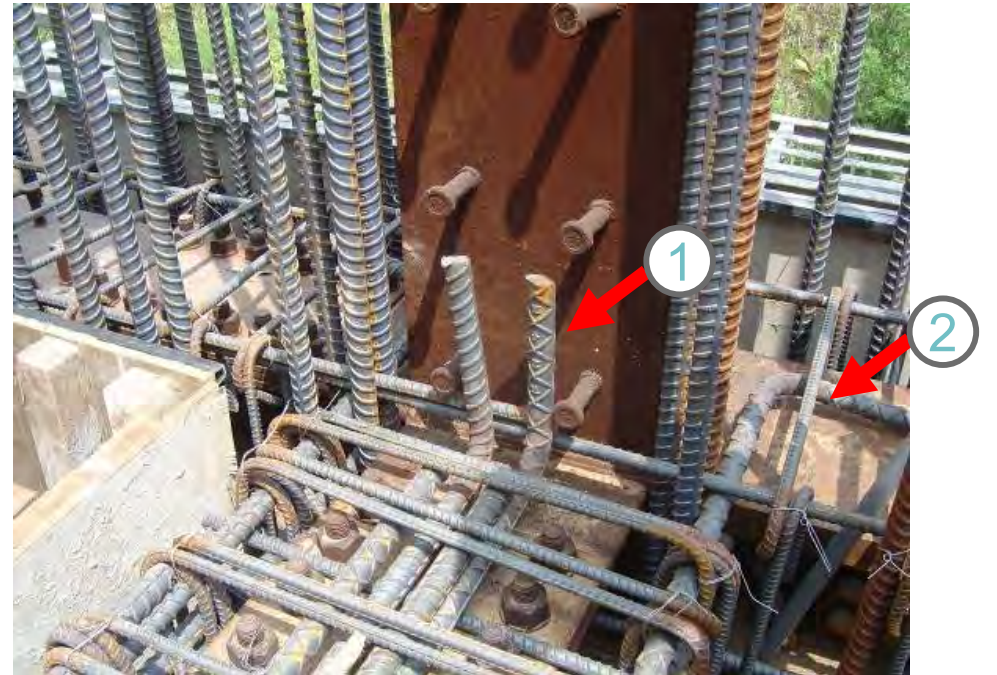
從實際結構分析出來的 P-M 曲線得知這三條曲線在畫紅色圈的部分，其抗壓、抗彎強度都相當。



	SRC			CIC(3)	CIC(4)	
section :	100*130			105*130	110*130	cm
fc=	385			560	560	kgf/cm ²
fy=	4200			5500	5500	kgf/cm ²
fys=	3300			N.A.	N.A.	kgf/cm ²
				76#11	76#11	

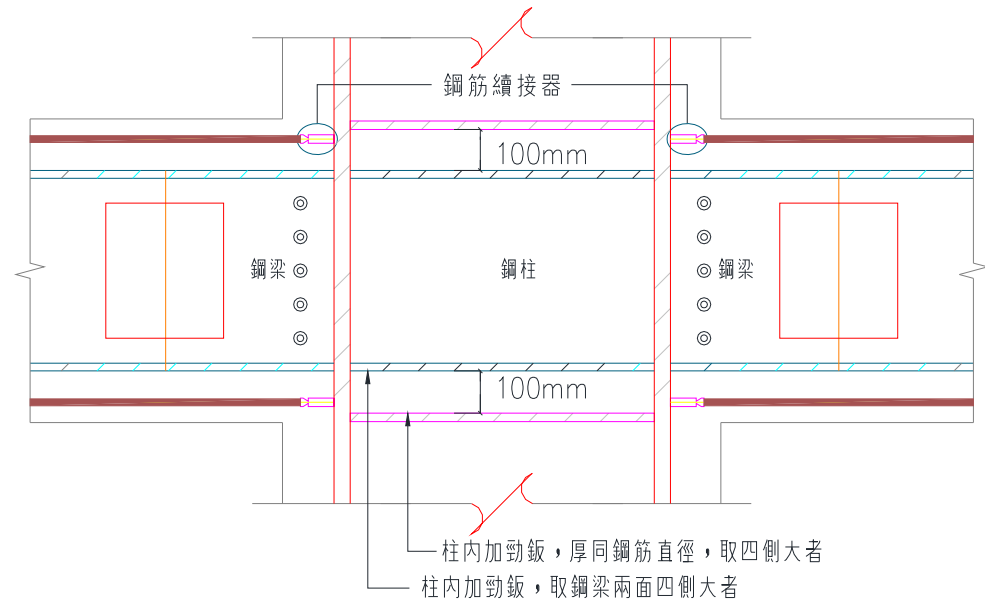
SRC結構常見之施工缺失(1)

- ① 梁主筋之標準彎鉤本應延伸至柱核心之遠端錨定，但因被鋼骨柱阻擋而常有停在鋼骨之前端，或直接切斷標準彎鉤的情形，因而失去梁主筋標準彎鉤在梁柱接頭內錨定須達應有功能的目標。
- ② 從鋼骨柱二側直通之梁主筋，其標準彎鉤本應在梁柱接頭內，但因受橫向鋼骨梁阻擋而無法向下彎入梁柱接頭內。



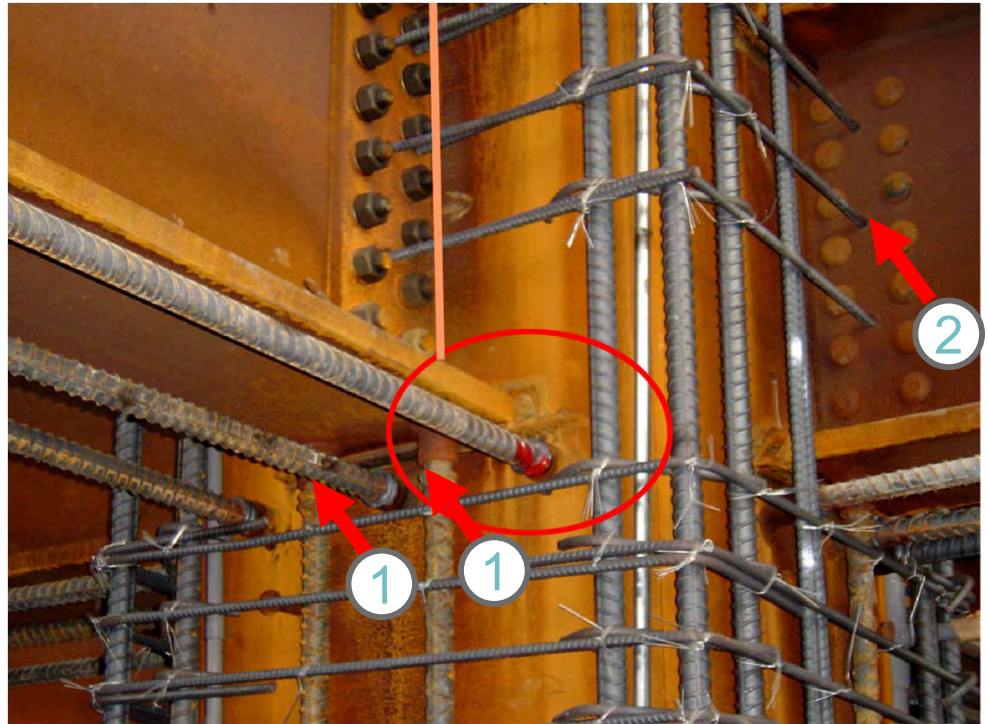
SRC結構常見之施工缺失(2)

- 梁之主筋進入梁-柱接頭以鋼筋續接器直接銲於柱板，但箱型柱內側橫隔板無法完整對應梁主筋高程，致使梁主筋會因箱型柱柱板面外勁度較低而無法達到設計強度。
- 對應鋼梁翼板高程及梁主筋高程之二橫隔板間之淨距或太近而無法施作，或二橫隔板之電熱熔渣銲之熱影響區重疊，致鋼板受高溫而改變材質，影響箱型柱柱板與梁翼板銲接接合處之強度降低及影響耐震性能。



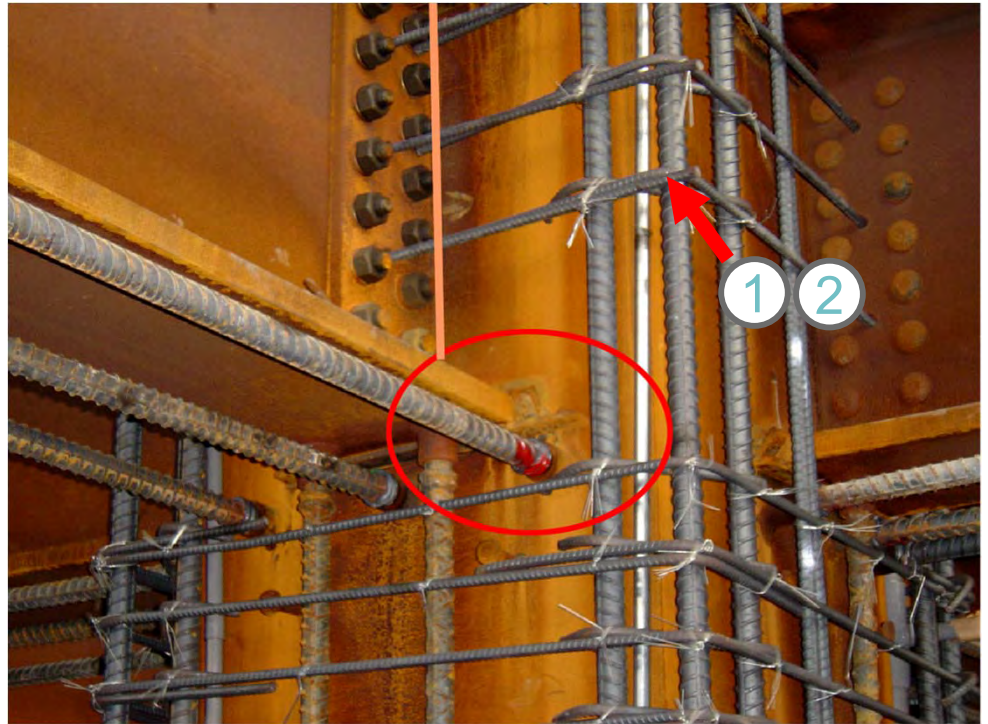
SRC結構常見之施工缺失(3)

- ① 柱之主筋配置較多，致部分受到梁翼板寬度阻擋而無法上、下直通，只好直接銲於梁翼板，無法達到柱主筋連續直接通過梁-柱接頭的目的。
- ② 在梁-柱接頭區內之箍筋須在梁之腹板接合板上鑽孔使箍筋得以穿過，但此舉可能導致腹板接合板扣除螺栓所需之鑽孔外，尚須扣除穿過箍筋之鑽孔，致剪力淨斷面積常有不足的情形。



SRC結構常見之施工缺失(4)

- ① 接頭結點區內之箍筋於角隅處有一邊不易施作標準彎鉤，致影響圍束效果。
- ② 箍筋135度彎鉤常會與鋼骨柱衝突而不易排紮。閉合箍筋無法整箍套入而必須分4個“L”形或二個門形搭接或銲接疊接。按一般規定正常施作之外箍筋角隅接頭，於柱之抗壓試驗過程至最後階段，常有脫間之現象，何況在未施作彎鉤之情況更無法使箍筋發展達降伏強度。

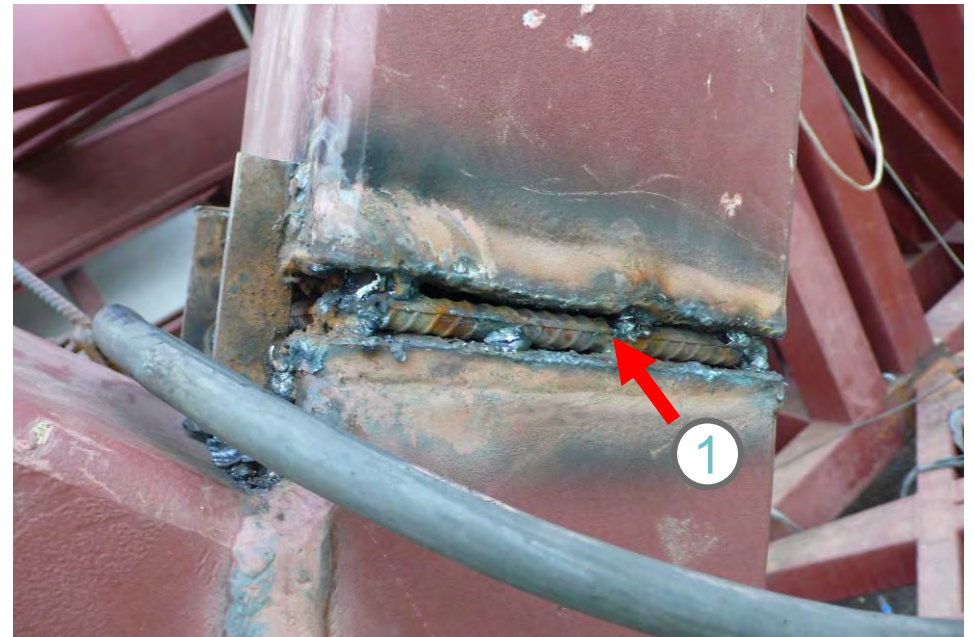


SRC結構常見之施工缺失(5)

- ① 混凝土澆灌時，受到鋼骨梁、柱及豎向、橫向鋼筋及箍繫筋，以及鋼骨柱上之剪力釘等之阻擋，混凝土灌注困難，常有產生蜂窩的現象。
- ② 柱繫筋受鋼骨柱干擾而不易施作，常有施工缺失，致使柱主筋側向支撐不如預期。
- ③ 鋼骨柱放樣位置有偏差，而最後以混凝土外包部分調整，而產生外覆混凝土之厚度各邊不同，甚至有不足之現象。

SRC結構常見之施工缺失(6)

- ① 鋼結構的銲接施工品質也是一般業界較耽心的一環，尤其是會採用鋼骨鋼筋混凝土結構之工法，一般均為高樓結構，其梁翼板與柱板間之銲接通常為採工地銲，而銲工工資之計價方式，通常為以每公尺銲道進行計算，銲工為了趕工，常有加大電流、銲道內塞鋼筋或銲條等情形。但因高度太高，監造人員不敢上去檢查，致銲道常存有瑕疵。



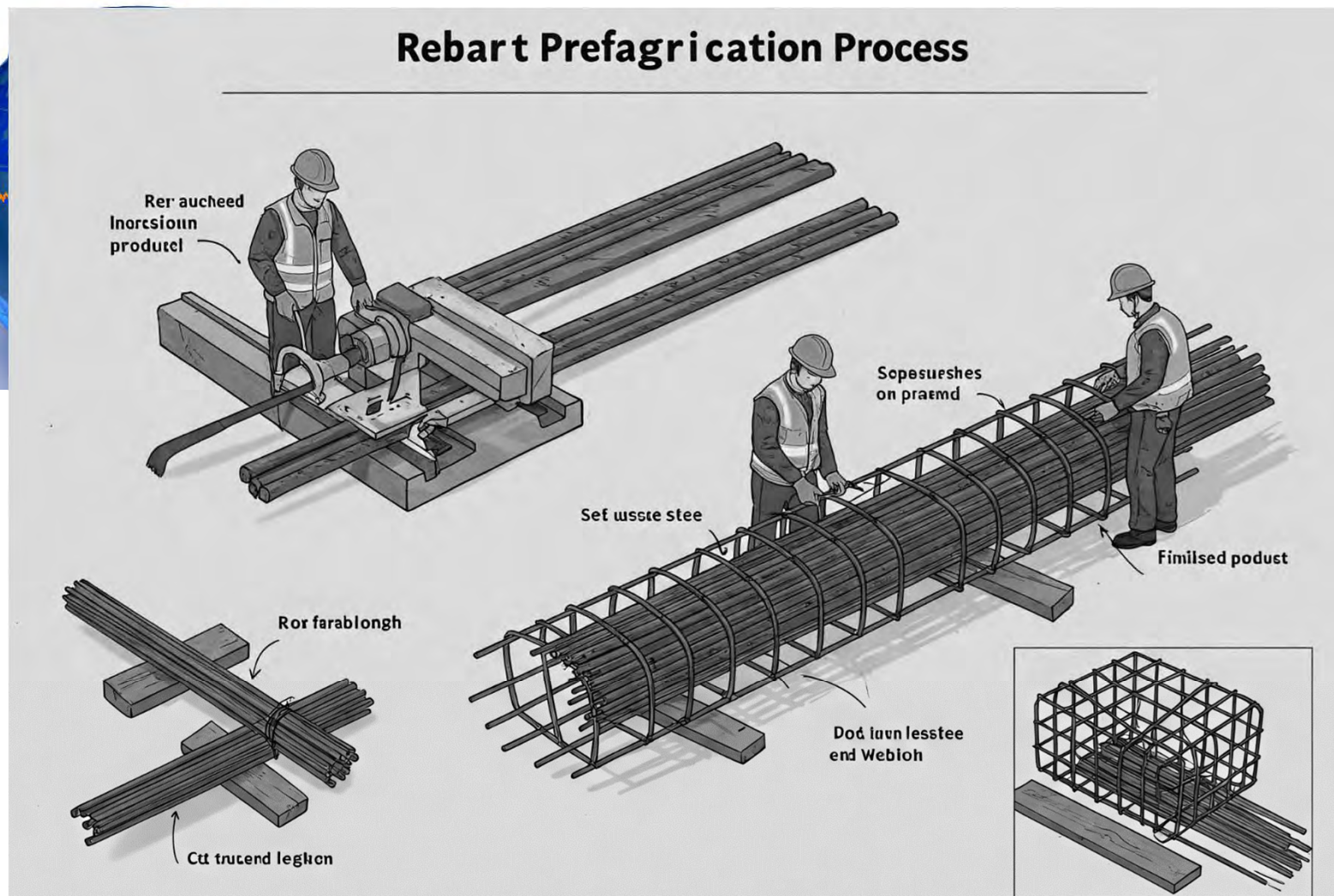
總結

雙核心-柱中柱 耐震專利工法

俱有以下優越特點：

- 一. 雙核心一筆箍筋可提升柱主筋的定位品質。
- 二. 雙節式耐震繫筋直接插入式的搭接方式，對柱主筋形成一個完美的圍束效果。
- 三. 強大的內核心結構，不但可提升柱的抗彎、抗剪以及韌性強度，而且具有雙重保障的效果。
- 四. 簡單輕而易舉就可以提升建築物的耐震能力達6~7級。

鋼筋預組工法之研究 與其優越性之探討



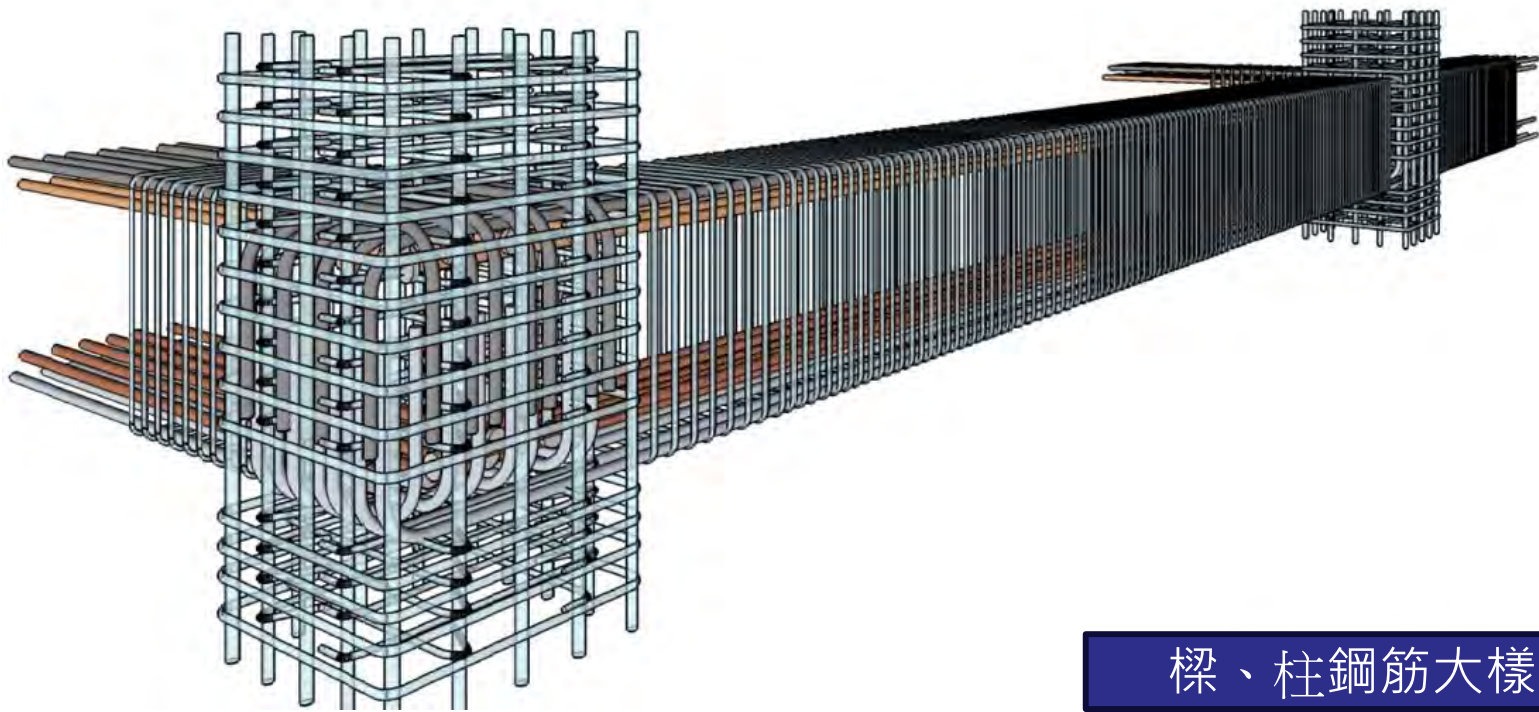
簡報內容

- 前言
- 鋼筋場鑄工法與預組工法之介紹
- 系統式預組工法介紹
- 系統式預組工法施工流程
- 總結與討論

前言

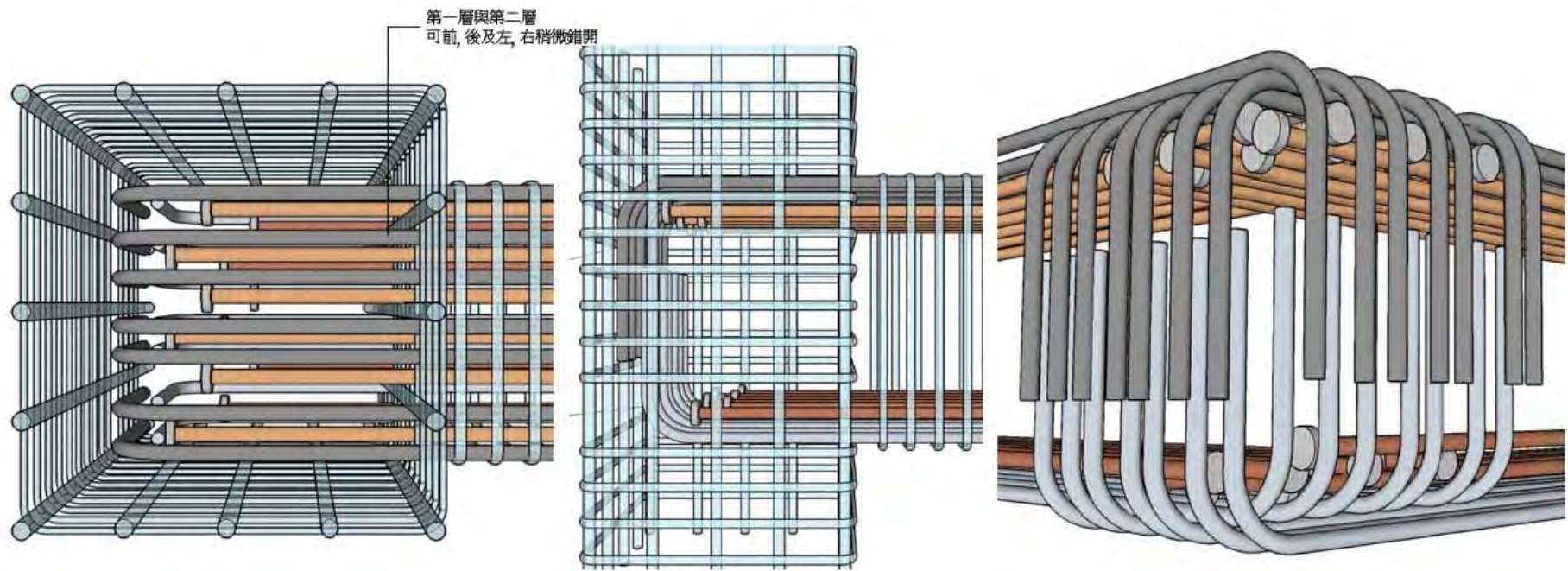
- 鋼筋混凝土結構具非固定規格的外型尺寸，可塑性高，具有容易依據設計師及使用者需求來建造的特點，是目前**最普遍**的構造型式。
- 鋼筋組立是鋼筋混凝土結構中至關重要的工項，其施工方法包括**場鑄（傳統工法）及預組工法**。

樑單元及柱單元鋼筋

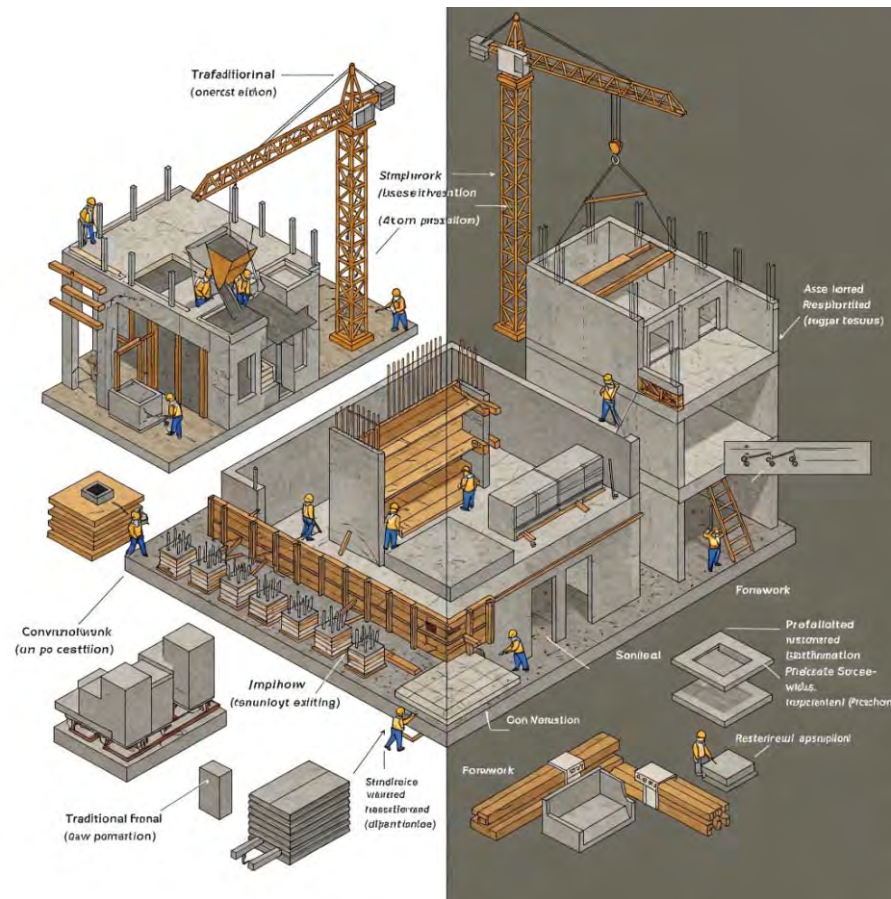


樑、柱鋼筋大樣

樑、柱接頭單元鋼筋



鋼筋場鑄工法與預組工法之介紹



場鑄工法

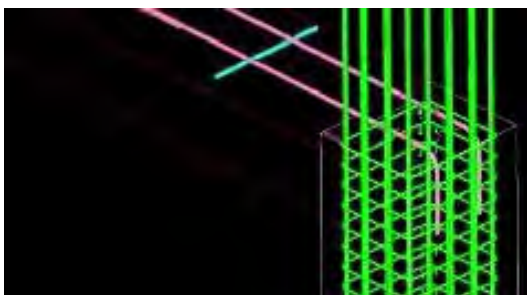
- 鋼筋在工地現場組裝及綁紮，主要依賴工人技術與經驗，不需複雜的前置計劃及大型機具既可構築的工法，適用於非標準化之結構。



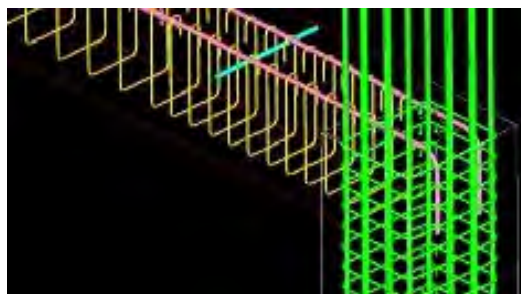
場鑄工法

- 優點：施工方式靈活、方便、無需大型吊裝機具，營建成本較低。
- 缺點：需要大量的現場人力，鋼筋組立品質及損料不易控制，現場施工受天氣影響較大，工期較長。

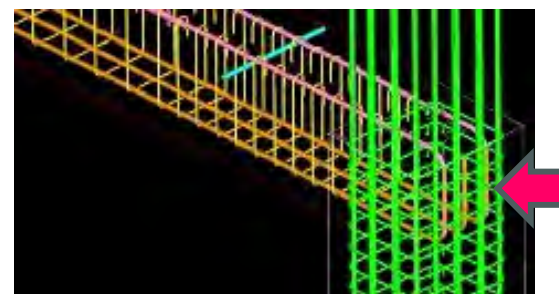
場鑄工法-樑鋼筋安裝流程



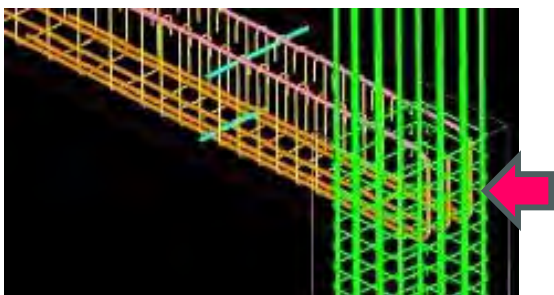
1、架設上層邊筋



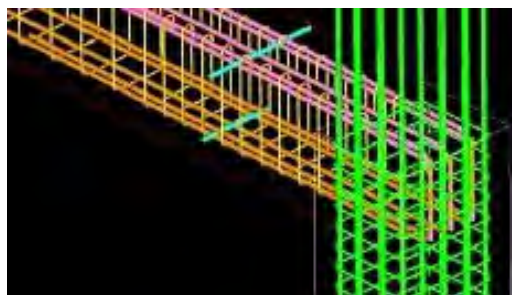
2、安裝U型箍筋



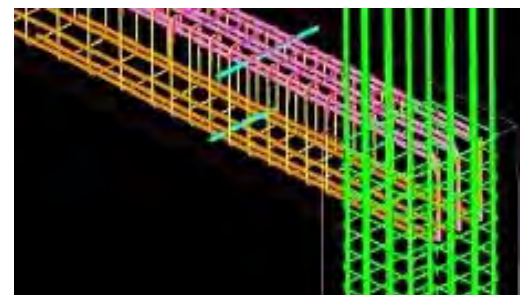
3、安裝下層鋼筋



4、安裝下二層筋

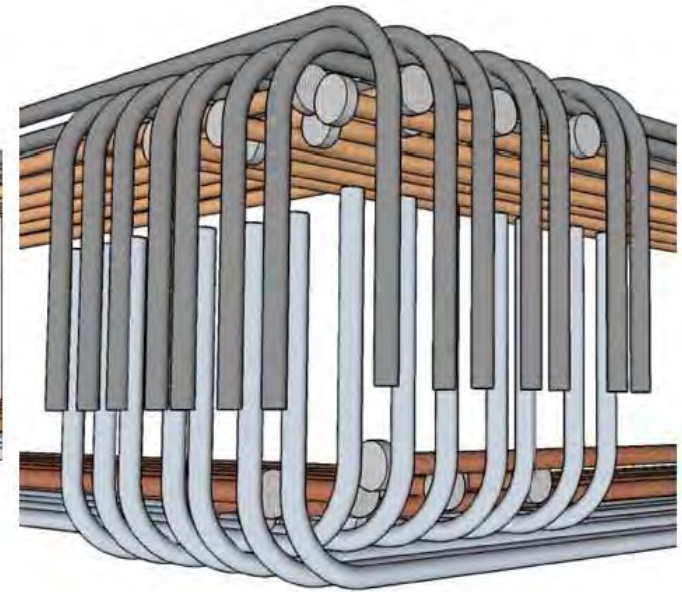
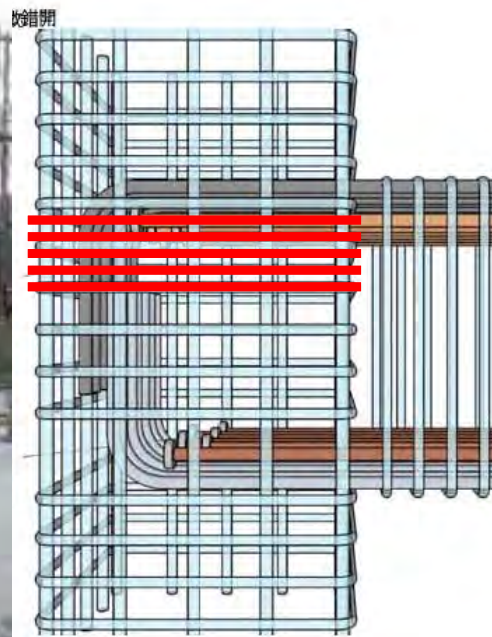


5、調整樑柱接頭箍筋
及安裝上二層筋



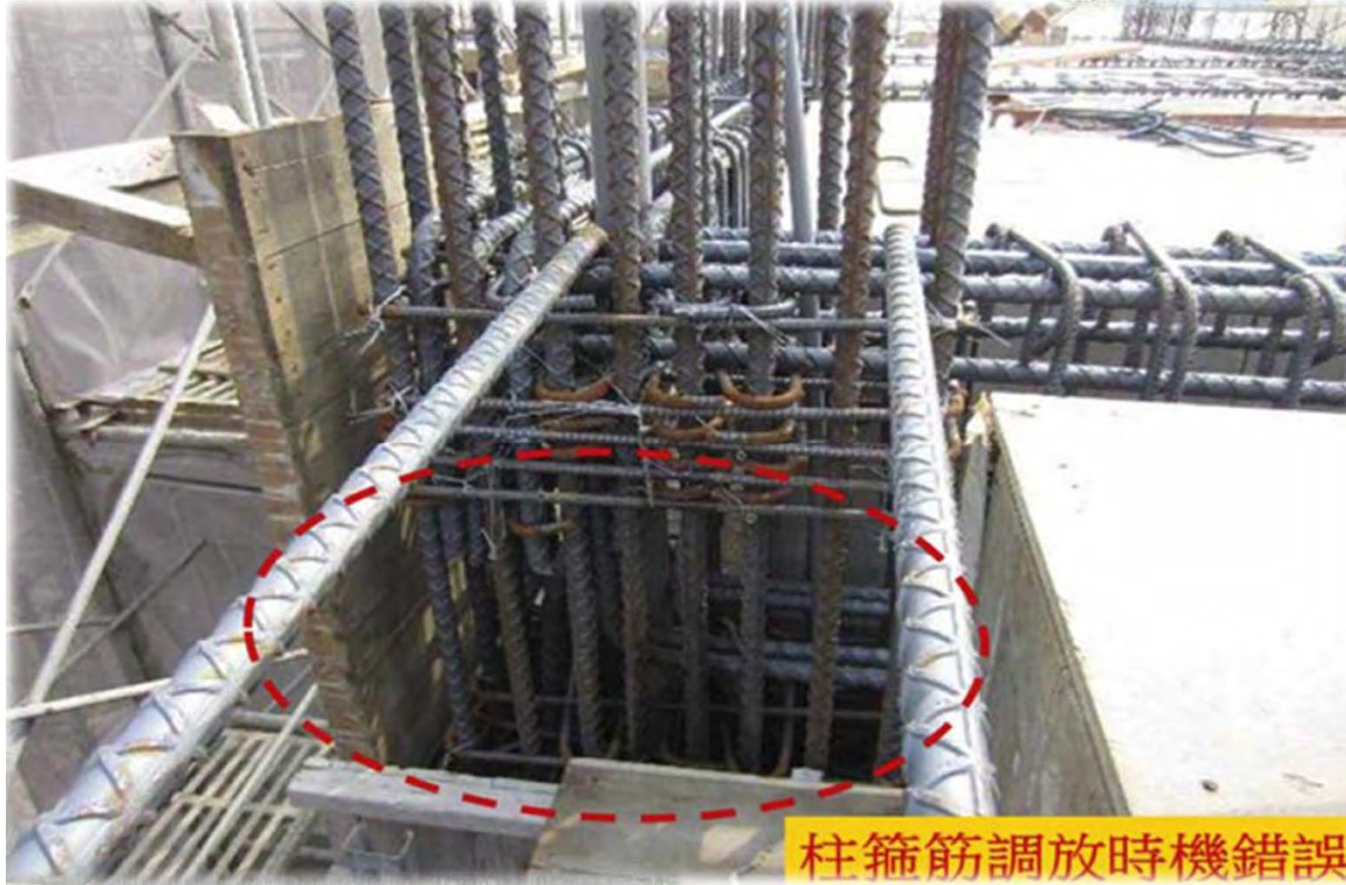
6、安裝上層鋼筋
及安裝箍筋帽蓋

在安裝樑柱接頭鋼筋時的問題





場鑄工法常見的施工缺失





場鑄工法常見的施工缺失





場鑄工法常見施工缺失





場鑄工法常見的施工缺失



頂版柱筋未施作錨碇鋼筋





場鑄工法常見的施工缺失



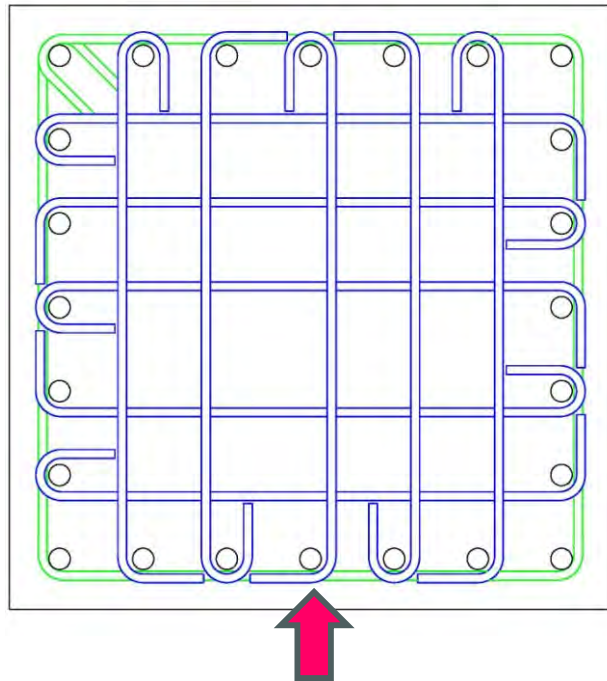
原因；箍筋大小不同

防範措施：加工剪裁時應檢查



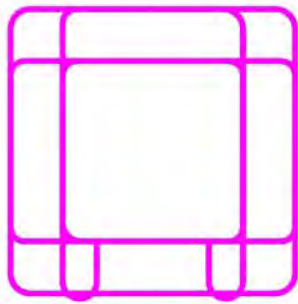
場鑄工法柱構件的耐震缺陷

- 繫筋一端為 135° 或 180° 彎鉤，一端為 90° 彎鉤，由實驗試體最終破壞情形發現，當主筋受壓挫屈外擠時，繫筋 90° 彎鉤端有失效現象，不利於發揮耐震能力。

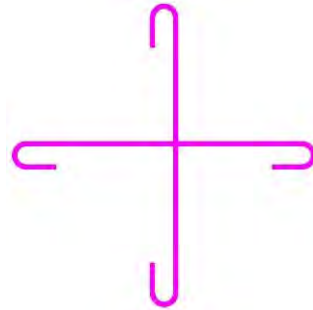


柱中柱鋼筋預組法與一般RC柱在組合元件差異的比較

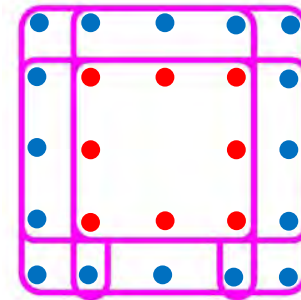
1. 雙核心柱中柱預組之組合元件



雙核心一筆箍筋



180° 彎鉤耐震繫筋

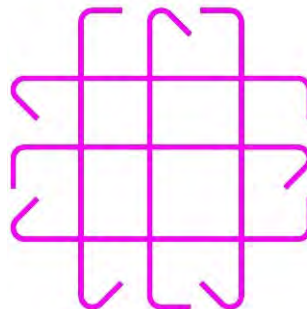


● 外圍主筋
● 內核主筋

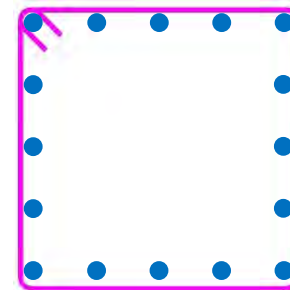
2. 傳統柱之組合元件



箍筋

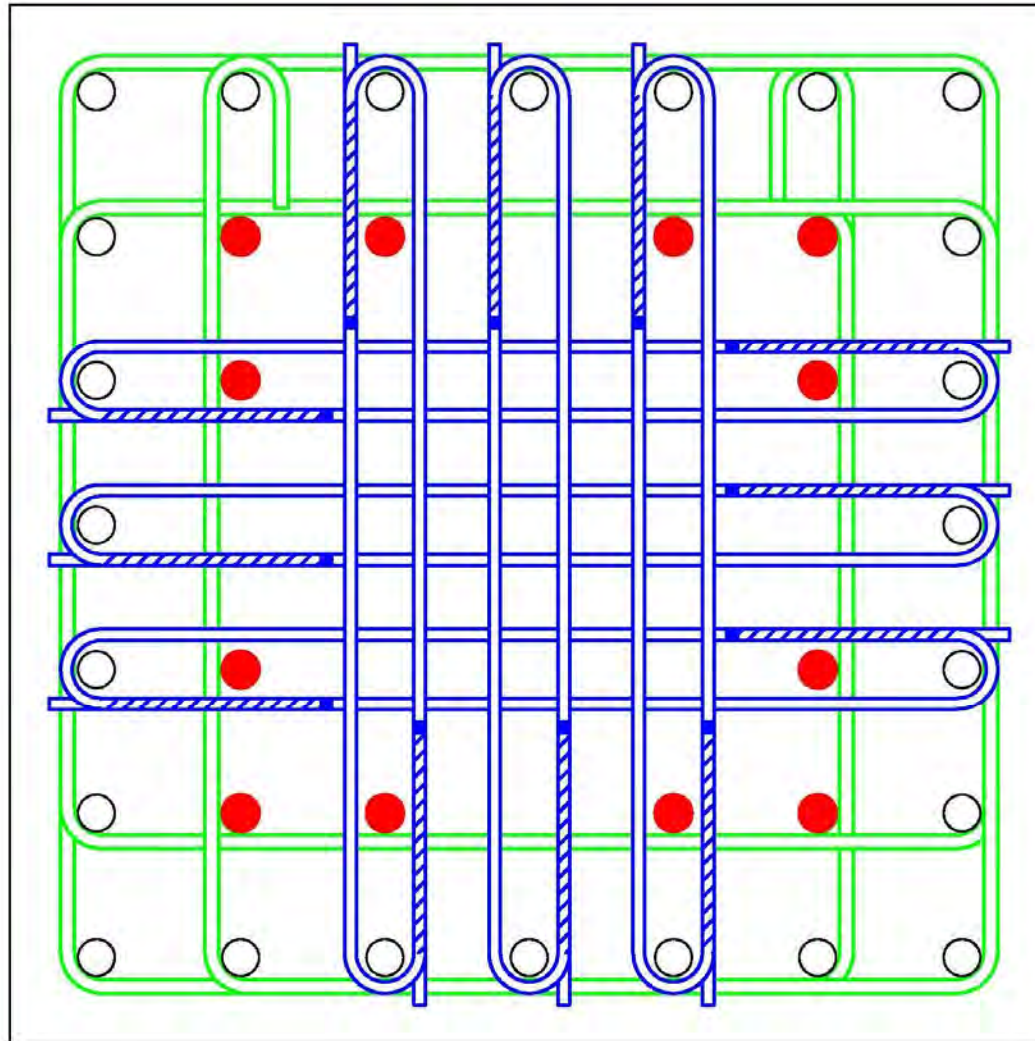


135°與 90°繫筋



● 外圍主筋

雙核心柱中柱元件組合完成圖



預組工法

- 透過適當的前置計劃，將大部份的鋼筋組立工作改至工廠預製，再運至工地吊裝及安裝，特別適用應用於模組化及標準化之結構。



預組工法

- 優點：

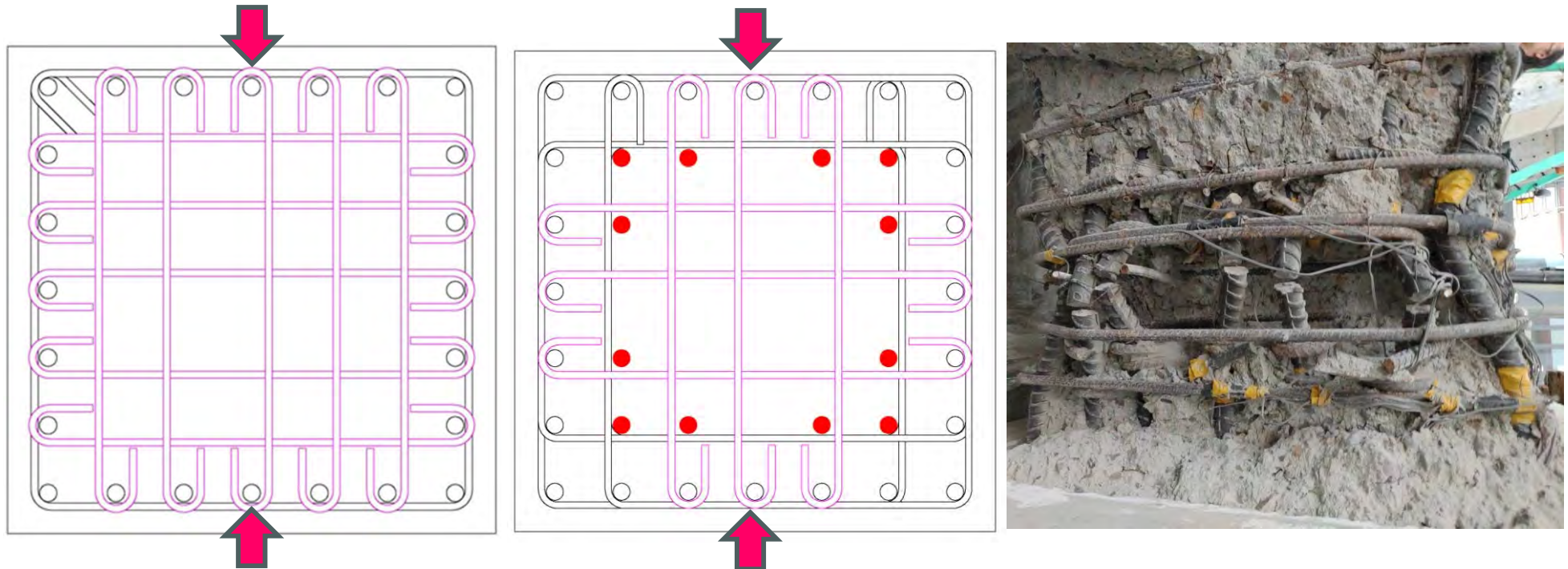
預製構件在工廠生產，藉由製具及自動化工具，提升鋼筋組立品質及生產力，降低勞力需求、縮短部份工期、對環境的影響較少且較不受天氣的影響。

- 缺點：

需要大型運輸機具及吊裝設備（如吊車或塔吊）、可能受交通及場地限制，營建成本可能較傳統工法略為增加。

預組工法柱構件耐震優勢

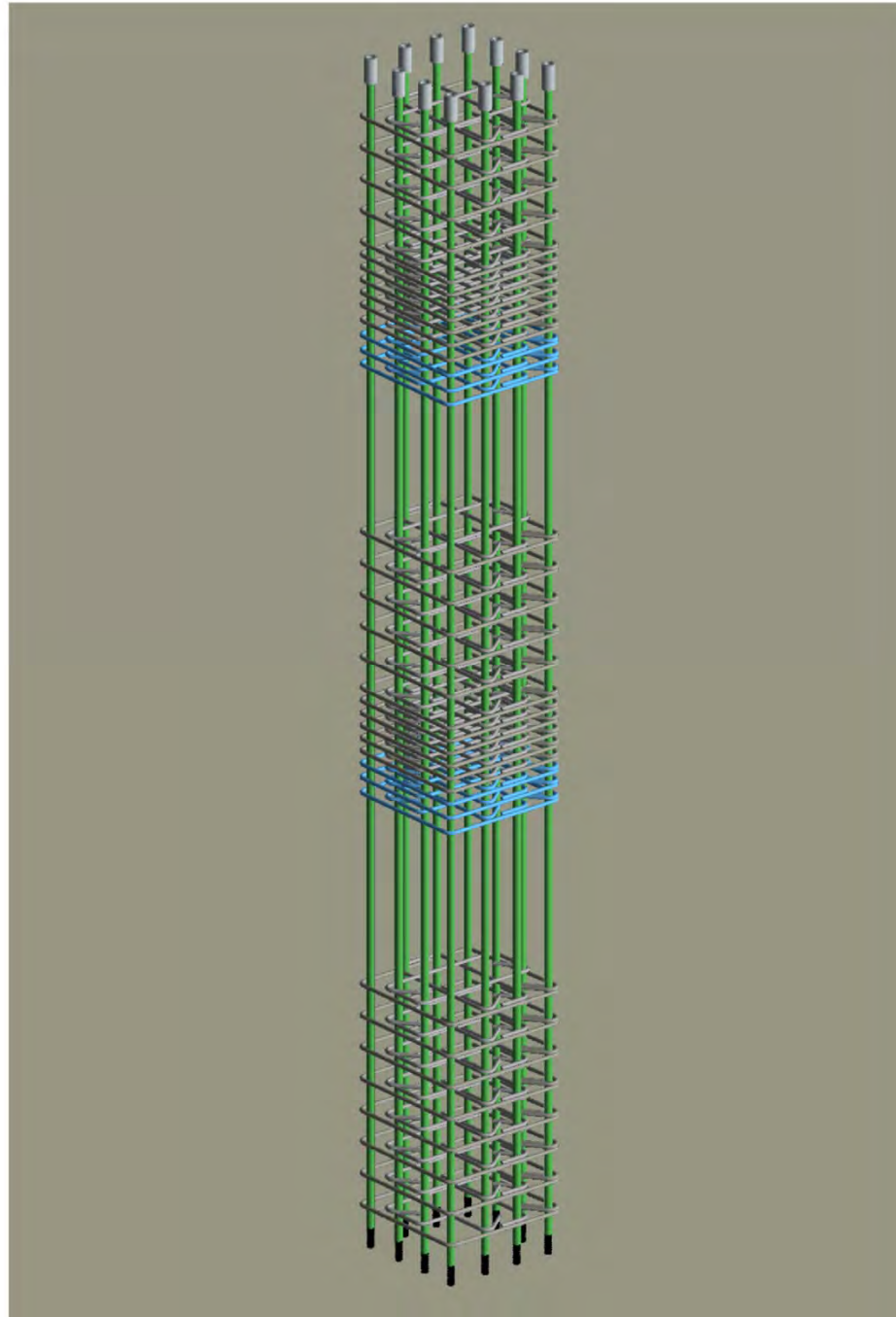
- 繫筋二端為 135° 或 180° 彎鉤，繫筋不易繃開，當主筋受壓時不易挫屈時，可有效提升柱體的耐震能力。



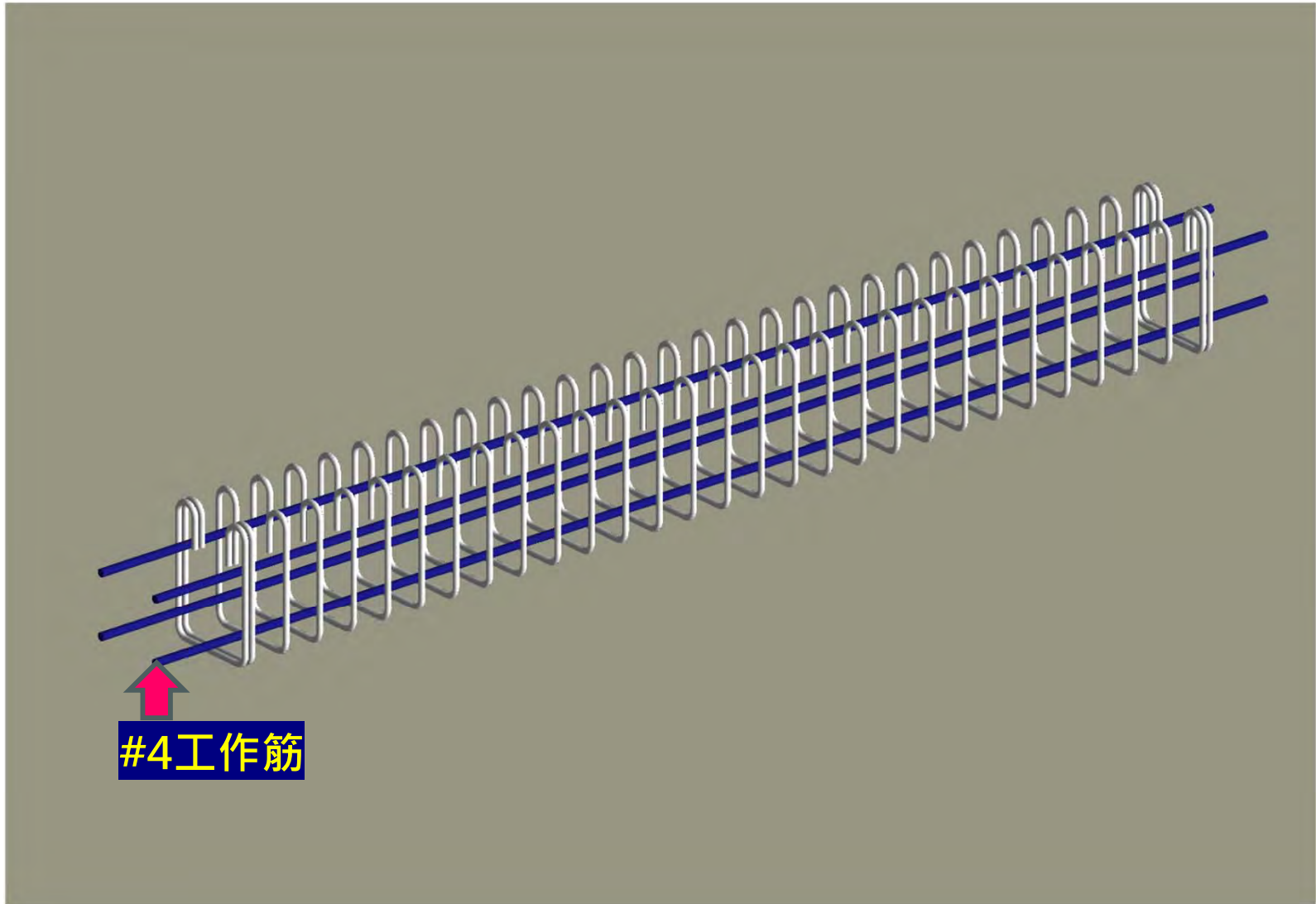
系統式 預組單元

- 柱單元：主筋+續接器、箍筋+繫筋。
- 樑單元：箍筋+繫筋、工作筋。

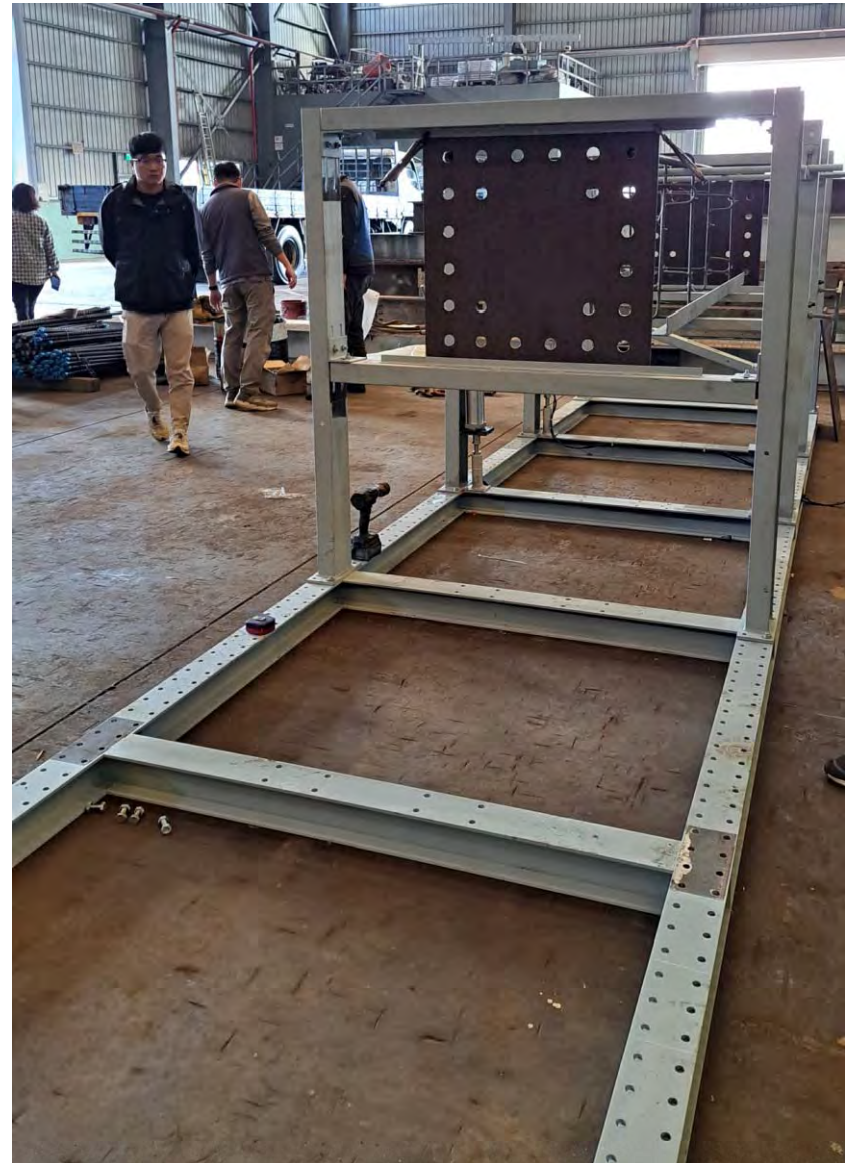
柱單元(適用於傳統柱及柱中柱結構)



樑單元



製具



續接器的種類:

大致可分為以下三種

1. 套筒填充式續接器

2. 與鋼筋母材摩擦銲接續接器

3. 鋼筋母材冷鍛擴頭滾牙直牙式續接器

SSA 級續接器

- Special-SA級續接器，採用特殊擴頭滾牙方式製作，無損及母材原斷面積，續接性能較一般SA級續接器可靠、穩定，特別適用於同斷面續接情況。



冷鍛擴頭滾牙直式螺紋鋼筋續接系統

鋼筋與續接器各細部強度計算

	降伏強度	抗拉強度
	kg/mm ²	kg/mm ²
鋼筋	49.95	63.20 (SD 490W)
續接器	40.00	66.00 (S55C 非熱處理)

規格					鋼筋				續接器						
號數	標稱直徑	單位重量	螺紋規格	有效直徑	斷面積	標稱強度	螺紋強度	安全係數	外徑	螺紋長度	斷面積	斷面強度	安全係數	螺紋強度	安全係數
#	mm	kg	M	mm	mm ²	kgf	kgf		mm	mm	mm ²	kgf		kgf	
5	15.9	1.56	M20 X 2.5	18.376	198.6	12,549	36,486	2.91	27	20	307.34	20,284	1.62	38,102	3.04
6	19.1	2.25	M24 X 3.0	22.051	286.5	18,108	52,540	2.90	34	24	526.01	34,717	1.92	54,867	3.03
7	22.2	3.04	M26 X 3.0	24.051	387.1	24,464	64,469	2.64	38	27	679.79	44,866	1.83	67,324	2.75
8	25.4	3.98	M30 X 3.5	27.727	506.7	32,024	82,578	2.58	42	30	781.65	51,589	1.61	86,235	2.69
9	28.7	5.08	M33 X 3.5	30.727	646.9	40,886	100,664	2.46	48	33	1068.04	70,491	1.72	105,122	2.57
10	32.2	6.39	M36 X 4.0	33.402	814.3	51,467	129,324	2.51	53	39	1329.93	87,775	1.71	135,052	2.62
11	35.8	7.90	M40 X 4.0	37.402	1006.6	63,618	155,951	2.45	60	42	1728.74	114,097	1.79	162,858	2.56
12	39.4	9.57	M43 X 4.0	40.402	1219.2	77,056	192,525	2.50	65	48	2036.29	134,395	1.74	201,052	2.61
14	43.0	11.40	M47 X 4.0	44.402	1452.2	91,781	229,218	2.50	70	52	2300.02	151,801	1.65	239,370	2.61

≥1.35

≥2.0

★螺紋強度=螺紋抗剪強度=F / 2(π X 有效直徑 X 螺牙長度)

★抗拉強度=斷面積 X 標稱抗拉強度

★鋼筋螺牙長度=續接器長度 / 2

★牙數=鋼筋螺牙長度 / 牙距

PS . 例M36 X 4.0為#10鋼筋續接器所使用之標準公制螺紋規格，M36代表螺紋外徑，4.0代表螺牙間距，則#10續接器鋼筋上之牙長為36mm。

設計標準

★續接器斷面強度≥1.35

★續接器螺紋強度≥2.0

如下圖示,以SD490W- #10鋼筋為例,計算續接器及螺紋安全係數

鋼筋材料SD490W強度 $F_{ub}=63.2 \text{ kgf/mm}^2$; #10鋼筋標稱斷面積=814.3 mm^2

鋼筋抗拉強度 $814.3 \times F_{ub}=51467 \text{ kgf}$;

鋼筋螺紋強度 $(F_{ub}/2) \times (\pi \times 33.402 \times 39)=129324 \text{ kgf}$;

鋼筋螺紋強度安全係數 $FS_1=129324/51467=2.51$

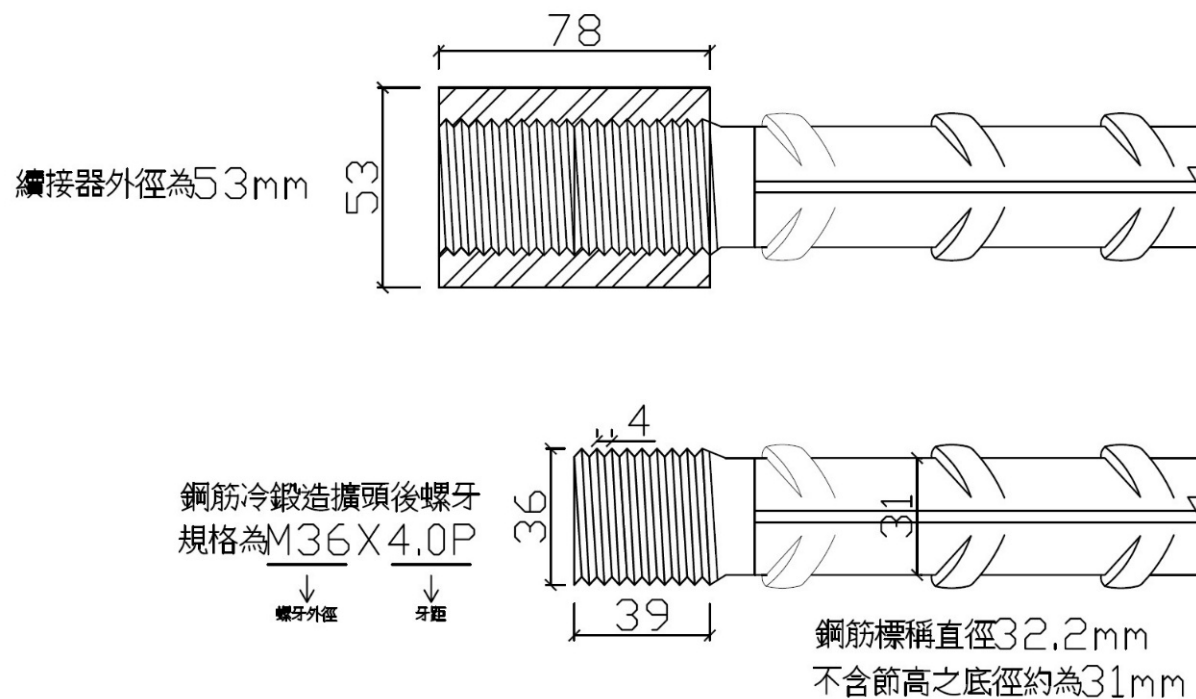
續接器材料S55C強度 $F_{uc}=66 \text{ kgf/mm}^2$; 鋼筋續接器標稱斷面積=1329.93 mm^2

續接器拉強度 $=1329.93 \times F_{uc}=87775 \text{ kgf}$

續接器強度安全係數 $FS_2=87775/51467=1.71 > 1.35 \text{ O.K!}$

續接器螺紋強度 $(F_{uc}/2) \times (\pi \times 33.402 \times 39)=135052 \text{ kgf}$;

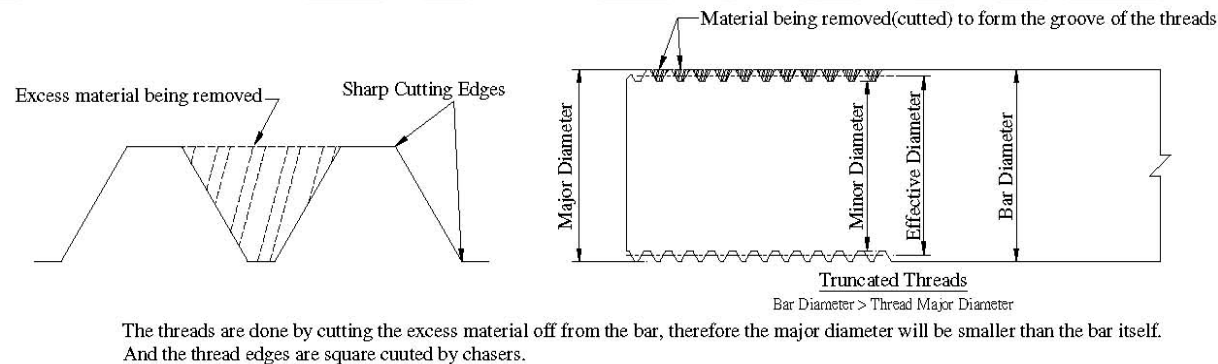
續接器螺紋強度安全係數 $FS_3=135052/51467=2.62 > 2.0 \text{ O.K!}$



車牙與滾牙的比較

螺紋應用於機械構造的接頭以有數十年的歷史，是一種相當快速、方便與經濟的方法。隨著科技的進步，螺紋加工的方式也不斷的在改良，目前延用最為廣泛的不外乎車牙與滾牙的加工方式。因加工方式的不同，其品質當然也有差距，事實證明滾牙加工的品質較車牙的加工為高。

1. 車牙加工



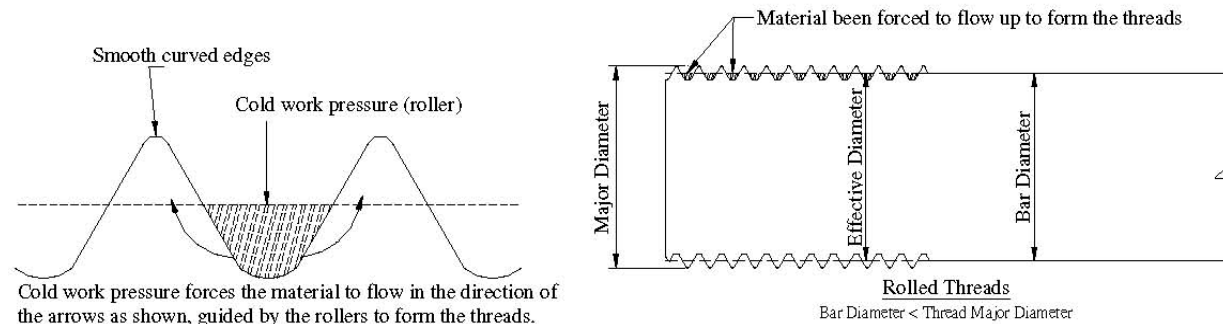
於理想的加工狀況之下，螺紋加工後形成如上示圖形

螺紋加工方式中，車牙的加工是最基本的方法，乃利用刀具將螺紋溝部份的材料切除而形成螺紋。此種方式的加工，工件的直徑必須大於欲加工螺紋的最大直徑，然後再將多餘部份的材料切除。螺紋的剪力強度相當於工件材料的強度，而整個工件的最大拉力強度則位於螺紋的最小直徑斷面處。

螺紋的性能則仰賴於加工後的品質。使用不夠鋒利的刀具或不良的加工方式時，刀具切削可能以撕裂的方式來移除材料，其所加工出來的螺紋表面易呈魚鱗狀，甚或容易造成不完整的螺紋，進而影響螺紋接合的緊密度與強度。於理想切削的狀況下，螺紋的表面比較平整，角度亦比較尖銳，形成完整的螺紋。

車牙與滾牙的比較

2. 滾牙加工

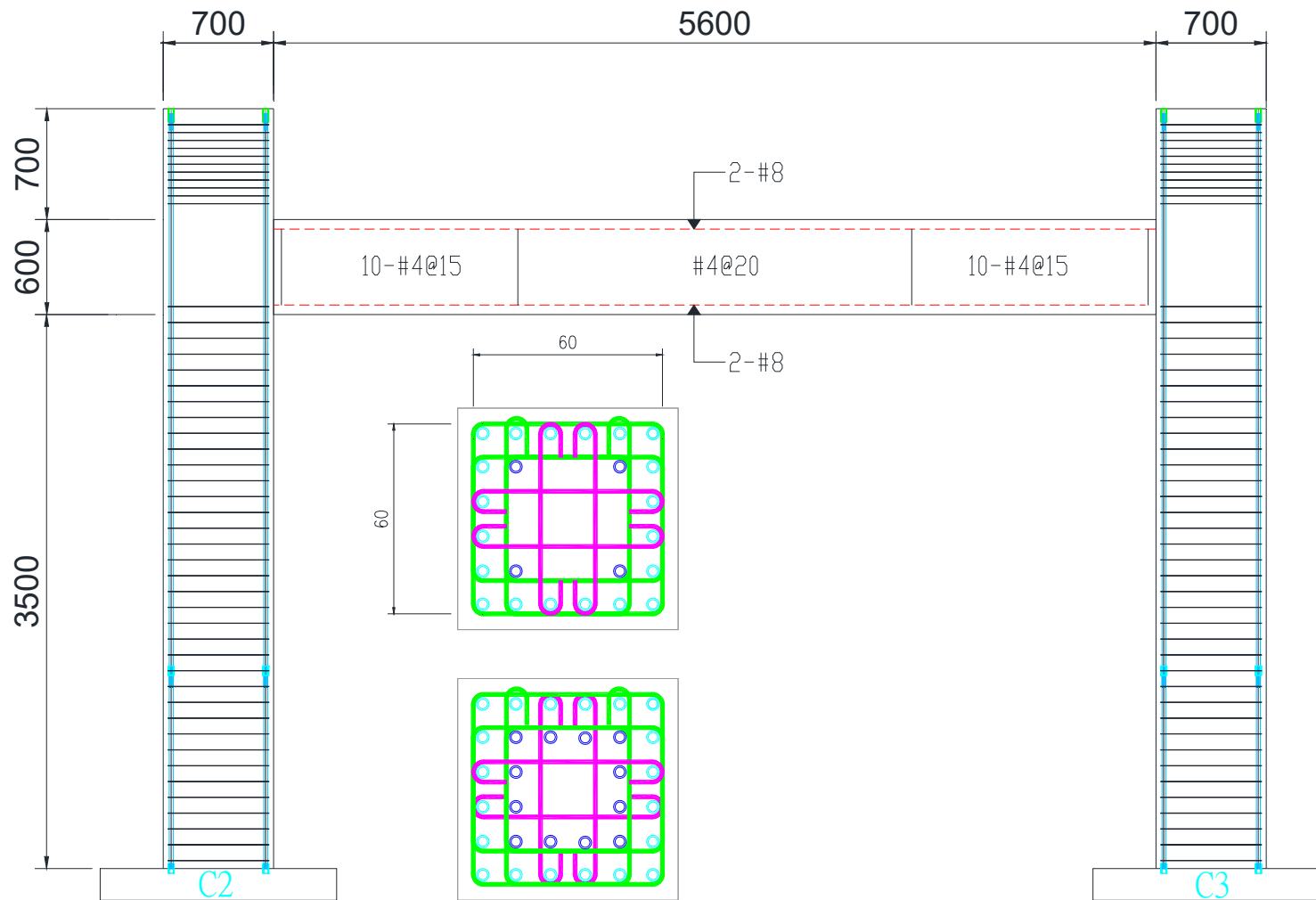


The threads are done by cold work pressure from the rollers, which forced the material to flow in the direction guided by the rollers to form the threads. The edges of the threads are smooth curves than the sharp edges from cut threads.

滾牙的加工方式是比較先進技術，加工後的螺紋，其品質與強度均較車牙加工的方式為高。此加工方式乃以滾輪模具取代切削刀具，施加壓力於工件的表面，迫使材料流動而形成螺紋。於加工過程當中，材料經過擠壓變形，加工部位的密度亦相對增加，進而提高材質的強度。

因此加工方式乃利用擠壓材料以及模具成形，故其表面均為平整光滑，且滾輪模具的磨損對成品品質的影響亦較不顯著。滾牙加工時，雖然工件的直徑小於欲加工螺紋的最大直徑，且大於螺紋的最小直徑，因加工的過程所造成的材質變化，使其工件的最大拉力強度仍位於工件的直徑。

系統式 預組工法施工流程



實施例

柱單元• 預組工法流程

- 柱單元工廠預製
- 柱單元吊裝及安裝

柱單元工廠預製-（1）



組立橫筋單元（箍筋及繫筋）

柱單元工廠預製-（2）



將橫筋單元排至製具上及安裝柱底定位版

柱單元工廠預製- (3)



柱單元工廠預製- (4)



安裝主筋

柱單元工廠預製- (5)



柱單元工廠預製-（6）



柱單元工廠預製



柱單元吊裝及安裝流程

Step 1 : 續接內核心主筋。

Step 2 : 續接角隅主筋。

Step 3 : 續接外圍主筋。

Step 4 : 整理續接處之箍筋及繫筋。

柱單元吊裝及安裝



柱單元吊裝及安裝完成



樑單元• 預組工法流程

- 樑單元工廠預製
- 樑單元吊裝及安裝

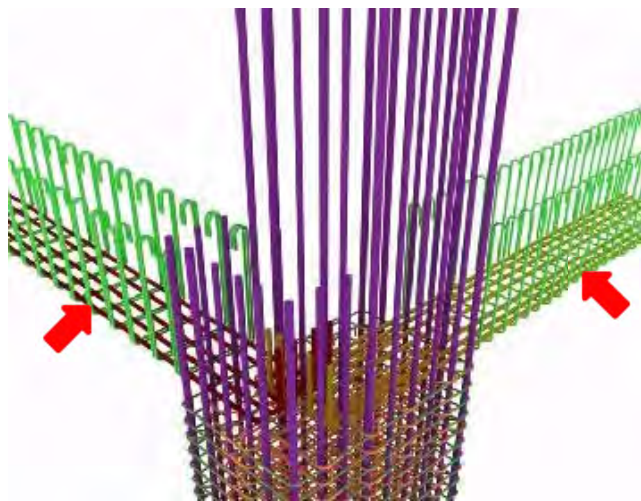
樑單元工廠預製



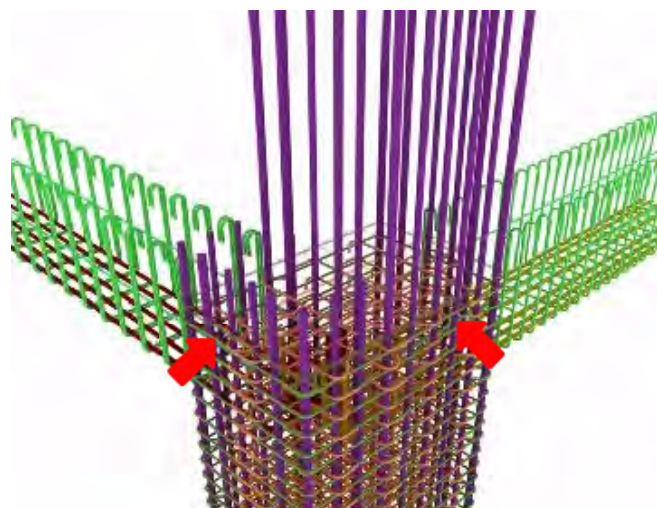
樑單元工廠預製完成



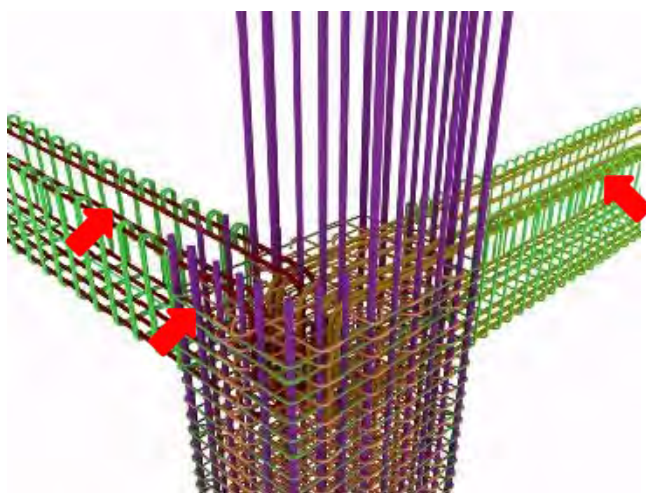
樑單元吊裝及安裝流程



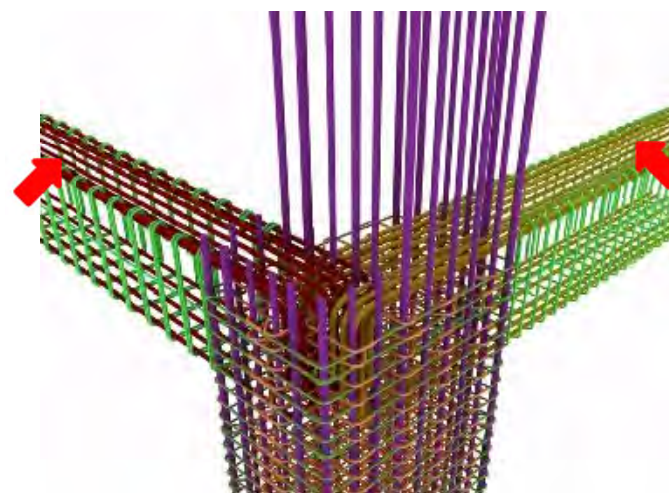
1、安裝下層鋼筋



2、下放樑柱接頭鋼筋

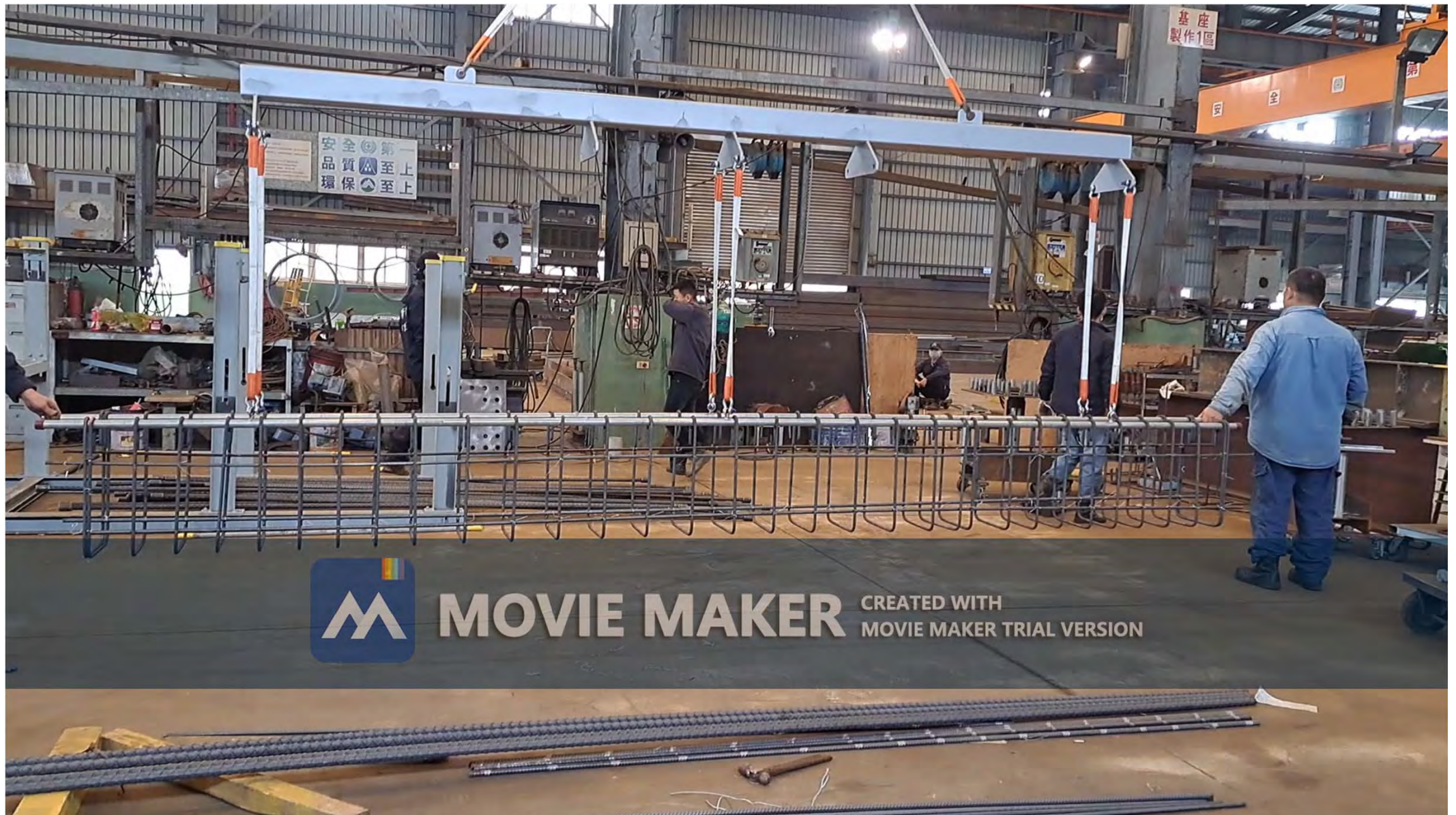


3、調整樑柱接頭箍筋
及安裝上二層筋



4、安裝上層鋼筋
及安裝箍筋帽蓋

樑單元吊裝



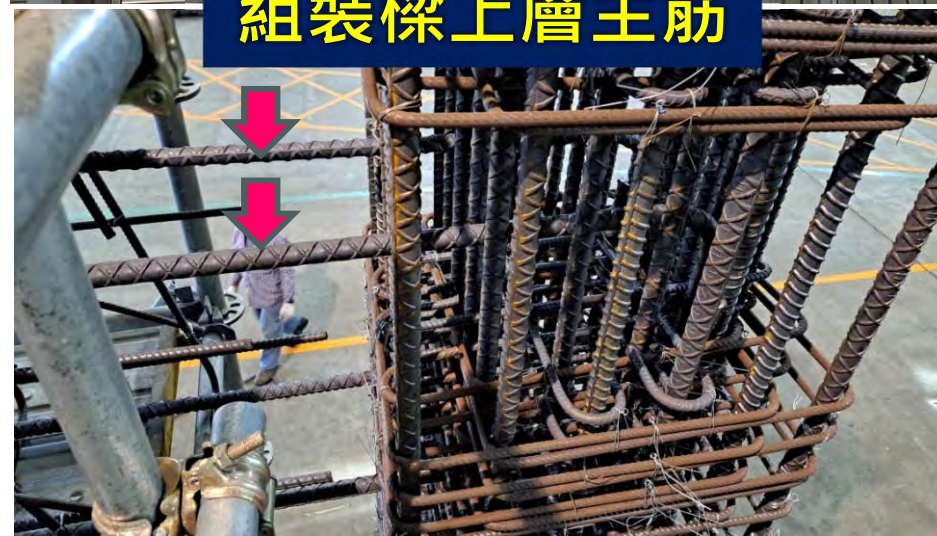
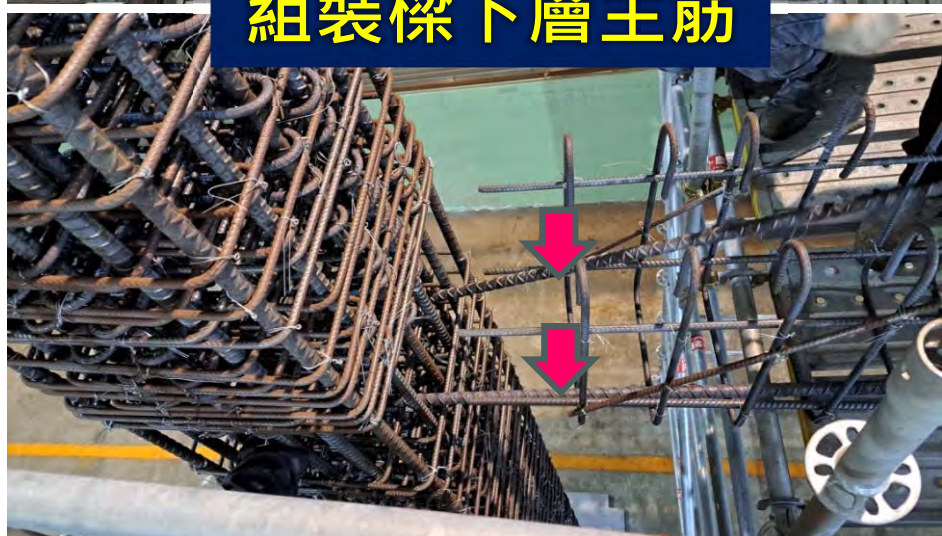
樑單元安裝主筋



組裝樑下層主筋



組裝樑上層主筋



樑單元吊裝及安裝完成



總結與討論

鋼筋場鑄工法在現代建築工程中面臨著多重挑戰，這些問題不僅影響施工效率，還可能對施工品質和安全造成威脅，以下是一些主要的挑戰與問題：

1. 施工效率與工期延誤
2. 施工品質難以保證
3. 施工安全風險高
4. 環境影響
5. 天候影響

在鋼筋場鑄施工面臨諸多挑戰的背景下，鋼筋預組工法應運而生，為現代建築工程提供了一種更高效、更安全、更環保的解決方案，其主要優勢如下：

1. 提升施工效率，縮短工期
2. 提高施工品質，確保結構安全
3. 改善施工安全，降低事故風險
4. 減少環境影響，實現綠色施工
5. 適應現代建築需求
6. 可藉由結構尺寸的標準化、模組化，降低營建成本

Rebar Prefabrication Process

『慎微篤行，精築致遠』

Rebar
Incorporate
product

Supports
on ground

Set up steel

Finished product

END!

Rebar
far along

Cut
truncation

Do not
less steel
end Web

