

高拉力鋼筋 T 頭錨定梁柱接頭行為研究

Anchorage Behavior of T Headed Reinforcements in Beam-Column Connection

林克強¹ 陳政宇²

¹ 國家地震工程研究中心副研究員(E-mail: kclin@ncree.narl.org.tw)

² 國家地震工程研究中心專任助理

摘要

本研究共進行 9 組實尺寸鋼筋混凝土梁柱接頭試驗(六組內柱,三組外柱),探討 T 頭錨定鋼筋在梁柱交會區中之錨定行為,其中研究參數包括交會區剪力需求與剪力容量比、T 頭鋼筋於梁柱接頭之配置型式、梁柱交會區內不同 T 頭鋼筋量之效果、T 頭鋼筋配置間距等。試驗結果顯示,在內柱接頭中,梁鋼筋採用 T 頭鋼筋以 $2.2d_b$ 淨間距埋置於梁柱接頭中,其強度及變形能力不亞於 $4d_b$ 淨間距之 T 頭鋼筋與 $2.2d_b$ 直通鋼筋之試體,且搭接與對接型式之彎矩強度與變形能力無明顯差異。顯示以 T 頭鋼筋於梁柱接頭搭接或對接配置取代直通鋼筋具可行性,梁鋼筋不須相互閃避構造。在外柱接頭中,也顯示,當 T 頭鋼筋與標準 90 度彎鉤鋼筋採用相同之錨定長度時,兩者具有相同之受力變形行為。顯示 T 頭鋼筋取代彎鉤鋼筋錨定具可行性,也可有效舒緩實際接頭中鋼筋擁擠情形並提升工作性。

關鍵字：梁柱接頭、T 頭鋼筋、90 度標準彎鉤、交會區剪力需求、交會區剪力容量

一、前言

梁柱接頭在梁端塑鉸之塑性機構發生時，梁柱交會區 (panel zone)，或節點區 (joint) 受到嚴重的剪力作用，故交會區剪力強度及剪力需求的大小，直接控制梁柱接頭的韌性行為，進而影響抗彎構架系統耐震性能。梁柱交會區不僅為結構中受力最複雜的元素之一，同時為柱構件與一或兩方向梁構件交會點，在此兩或三向構件的交會處，其鋼筋的配置擁擠，特別在邊柱、角柱或在頂層柱之梁柱節點 (joints)，因不連續的梁或柱構件之主筋端部需彎鉤錨定，且鋼筋彎鉤一般均朝向交會區核心錨定，導致交會區的鋼筋配置更為擁擠。若採用 T 頭鋼筋取代傳統彎鉤鋼筋則可為工程施工提供有效的解決辦法。T 頭鋼筋於梁柱接頭中除可有效減緩接頭因鋼筋端部 90 度彎鉤所導致之鋼筋擁擠情形，以提升混凝土澆注品質外，並有助於預鑄工法之應用。因此，採用 T 頭鋼筋取代傳統彎鉤鋼筋有下列優點：(1) 有助減緩接頭因彎鉤所導致之鋼筋擁擠情形，提升混凝土澆注品質；(2) T 頭鋼筋綁紮作業簡單，可減少工時；(3) 若應用於大號鋼筋，T 頭的製作費用較彎鉤鋼筋的成本為經濟；(4) 可縮短鋼筋之埋置長度，使 RC 構件尺寸及鋼筋配置更具彈性；(5) T 頭鋼筋於製作時其鋼筋必須裁剪平整，精度較高，但施工方便，若能廣泛使用有助於提升 RC 構造的施工精度；(6) 提升預鑄 RC 構造在現場澆置 RC 梁柱交會區之施工品質。

鋼筋採機械式錨定工法製作，可於工廠中事先加工，確保材料尺寸精度及其品質，機械化大量生廠可增進生產速率並降低成本，減緩現場施作趕工壓力並確實控制施工品質。若搭配預鑄工法施作，其鋼筋籠綁紮、搭接、組裝皆可於工廠內進行，免除天候影響工期因素，並於組裝及混凝土澆置後可確實養護，提高工程品質，減少人力需求及施作工期，並降低建造成本。

1.1 梁柱交會區剪力

為使梁柱交會區滿足剪力強度要求，交會區剪力強度 $V_{jh,n}$ 應大於剪力需求 $V_{jh,u}$ 。交會區剪力需求為當梁端產生塑鉸時，所傳入梁柱交會區的水平剪力，可以下式計算

$$V_{jh,u} = 1.25(A_s + A'_s)f_y - V_{col} \quad (1)$$

其中 A_s 、 A'_s 分別為梁上、下層鋼筋斷面積， f_y 為鋼筋標稱降伏強度， V_{col} 為柱剪力。本研究之梁柱交會區剪力強度主要依 ACI 318-08 [1] 規範與軟化壓拉桿模型之建議計算，軟化壓拉桿模型之剪力強度 $V_{jh,ssr}$ 乃參考黃世建教授 2002 年所建議之預測模型計算。ACI 318-08 規範於耐震設計規定中之梁柱接頭交會區標稱剪力強度 V_n 為

$$V_n = \gamma\sqrt{f'_c}b_jh_c \quad (psi) \quad (2)$$

$$V_n = 0.083\gamma\sqrt{f'_c}b_jh_c \quad (MPa)$$

其中剪力容量係數 γ 依束制條件分類，可分為：(1) 接頭四面皆受圍束者， γ 為 20；(2) 三面或兩對面圍束者， γ 為 15；(3) 其他型式者， γ 為 12； $b_j \times h_c$ 為交會區有效抗剪面積 (mm^2)， b_j 為交會區有效抗剪寬度， h_c 為交會區受剪方向之深度。為確保安全之梁柱接頭剪力設計，規範要求強度應考慮材料的不確定性與構件受力種類等因素，而需經強度折減因子 ϕ 的折減，其設計公式如下：

$$\phi V_n \geq V_{jh,u} \quad \phi = 0.85 \quad (3)$$

同時 ACI 318-08 規範也規定應檢核柱梁的撓曲強度比 R_m ，其值須大於 1.2，以確保梁柱接頭在側向力作用下，梁端比柱端先達降伏條件。梁柱撓曲強度比定義為

$$R_m = \sum M_{nc} / \sum M_{ng} \quad (4)$$

$\sum M_{nc}$ 、 $\sum M_{ng}$ 分別為梁柱接頭在受地震力作用方向之柱構件與梁構件標稱撓曲強度總和。

1.2 鋼筋拉力發展長度

ACI 318-08 規範之耐震設計條文中建議，梁構件主筋採用標準 90 度彎鉤與 T 頭錨定時，於梁柱接頭中之拉力埋置長度 l_{dh} 、 l_{dt} 分別為

$$l_{dh} = 0.24 \frac{f_y d_b}{\sqrt{f'_c}} \geq \max[8d_b, 152 \text{ mm}(6 \text{ in.})] \quad (5)$$

$$l_{dt} = 0.19 \frac{f_y d_b}{\sqrt{f'_c}} \geq \max[8d_b, 152 \text{ mm}(6 \text{ in.})]$$

其中 f_y 為梁主筋之降伏強度， d_b 為梁主筋直徑， f'_c 混凝土之抗壓強度。此規定顯示，採用 T 頭錨定可較 90 度標準彎鉤縮短 20% 鋼筋拉力埋置長度。

二、試體參數設計與試驗規劃

2.1 試體設計

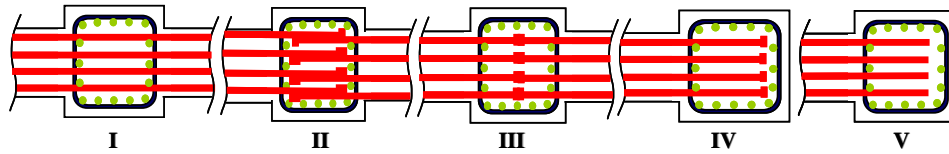
本研究預計共進行九組梁柱接頭試驗，六組內柱接頭，三組外柱接頭試體，試體柱斷面尺寸均為 $650 \text{ mm} \times 650 \text{ mm}$ ，梁斷面尺寸均為 $400 \text{ mm} \times 700 \text{ mm}$ ，試體之混凝土材料設計強度 34.3 MPa (5000 psi)，主筋及交會區箍筋分別採用 SD420W 及 SD420 鋼筋，降伏強度為 412 MPa (60000 psi)。每組試體整體尺寸柱長為 3700 mm ，支承中心距離為 3200 mm ，梁長度從柱中心至試體梁端之距離為 2700 mm ，柱心至梁端施力中心為 3000 mm ，所有試體均符合 ACI 318-08 規範中柱梁撓曲強度比 R_m 大於 1.2 之規定。梁、柱縱向鋼筋量均採用 #8 鋼筋，柱構件主筋均採用 16 支，梁主筋支數隨著梁柱交會區剪力需求而調整，故梁端塑鉸彎矩強度與交會區剪力需求為本研究之重要參數。詳細研究參數及變化如表 1 所示，各試體梁主筋於接頭中配置形式詳表 1 中 I 至 V 類型。

本研究主要探討 T 頭鋼筋應用於耐震梁柱接頭之適用性，並聚焦於下列研究參數：

1. 交會區剪力需求與剪力容量比 (R_s)：藉由調整梁柱交會區剪力需求與容量之比值，探討 T 頭鋼筋於不同交會區剪應力之柱梁接頭之力學行為。試體 T1 與 T2、試體 T3 至 T6、及試體 T7 至 T9 之 R_s 值分別為 0.88、1.06 及 0.66，因此試體 T1 與 T3、及試體 T2、T4 與 T8 之試驗結果可分別進行比較分析。
2. T 頭鋼筋於梁柱接頭之配置型式：為使 T 頭鋼筋可確實有效地應用於鋼筋混凝土梁柱接頭中，因此本研究比較梁鋼筋採用 T 頭、一般直通及傳統彎鉤鋼筋之力學行為差異，因此梁鋼筋排列共採用五種型式：(I) 內柱直通鋼筋；(II) 內柱 T 頭鋼筋搭接；(III) 內柱 T 頭鋼筋對接；(IV) 外柱 T 頭鋼筋；及 (V) 外柱傳統 90 度彎鉤鋼筋。其中

- (1) 試體 T1 與 T2 於梁柱接頭中梁上下層鋼筋的不同配置型式，可比較梁鋼筋間距 $4d_b$ 時，直通鋼筋、T 頭鋼筋搭接型式、與 T 頭鋼筋對接型式的力學行為差異；
 - (2) 試體 T3 與 T4 對應於試體 T1 與 T2，可比較梁鋼筋間距 $2.2d_b$ 時，直通鋼筋、T 頭鋼筋搭接型式、與 T 頭鋼筋對接型式的力學行為差異；
 - (3) 試體 T7、T8 與 T9 為外柱接頭試體，梁鋼筋間距採用 $2.2d_b$ ，利用上下層鋼筋埋置接頭深度的不同，比較標準 90 度彎鉤鋼筋、T 頭鋼筋埋入梁柱接頭 528、309、與 216mm 之耐震錨定性能差異。
3. 不同鋼筋量之握裹效果：試體 T4、T5 與 T6，鋼筋間距均採用 $2.2d_b$ ，此試驗結果預期可探討梁柱接頭中梁鋼筋採用直通與 T 頭對接型式配置，對 4、6 與 8 根 8 號梁主筋之不同鋼筋量對其混凝土握裹效應之影響。
 4. T 頭鋼筋淨間距限制：以 ACI 318-08 規定 T 頭鋼筋淨間距 $4d_b$ 的限制為基礎，將其間距縮小至 $2.2d_b$ ，探討 T 頭鋼筋縮小間距應用之可行性。試體 T1、T3 與 T7，及試體 T2 與 T4 之試驗結果，可分別比較梁主筋間距 $4d_b$ 與 $2.2d_b$ 之 T 頭錨定行為差異。
 5. T 頭鋼筋錨定長度：外柱試體 T7 與 T8 之梁上下層 T 頭鋼筋分別以 ACI 318-08 及 ACI 352-02 建議[2]之不同錨定長度設計，其錨定長度 l_a 分別採用 528、309 與 216mm，探討梁柱接頭中 T 頭鋼筋錨定長度對梁柱接頭耐震性能之影響。

表 1 試體參數設計表



Spec.	beam bars		$R_m = \frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{ng}}$	$R_s = \frac{V_{jh,u}}{V_n}$	$\frac{V_{jh,u}}{V_{jh,sst}}$	type		Minimum spacing of bars	ρ		l_a (mm)	
	Top beam bars	bottom beam bars				Top beam bars	bottom beam bars		Top beam bars	bottom beam bars	Top beam bars	bottom beam bars
T 1	5-#8	5-#8	1.47	0.87	1.12	I	II	$4.0d_b$	0.012	0.012	none	528
T 2	5-#8	5-#8	1.47	0.87	1.14	I	III	$4.0d_b$	0.012	0.012	none	309
T 3	6-#8	6-#8	1.24	1.08	1.40	I	II	$2.2d_b$	0.015	0.015	none	528
T 4	6-#8	6-#8	1.26	1.01	1.30	I	III	$2.2d_b$	0.015	0.015	none	309
T 5	8-#8	4-#8	1.23	1.04	1.35	I	I	$2.2d_b$	0.020	0.010	none	none
T 6	8-#8	4-#8	1.22	1.06	1.37	III	III	$2.2d_b$	0.020	0.010	309	309
T 7	6-#8	6-#8	2.64	0.59	0.62	IV	IV	$2.2d_b$	0.015	0.015	528	528
T 8	6-#8	6-#8	2.66	0.57	0.60	IV	IV	$2.2d_b$	0.015	0.015	309	216
T 9	6-#8	6-#8	2.66	0.58	0.60	V	V	$2.2d_b$	0.015	0.015	528	528

Notes : R_m = ratio of column to beam flexural strength ;

$V_{jh,u}$ = joint shear demand ;

V_n = nominal joint shear capacity (EQ(2)) ;

$V_{jh,sst}$ = joint shear capacity (computed based on Softened Strut and Tie model, SST) ;

ρ = reinforcement ratio of beam top or bottom main bars ;

l_a = anchored length of T headed bar in joint measured from column face.

2.2 試驗計畫

本研究之內柱及外柱梁柱接頭之試驗裝置配置圖分別如圖 1 及圖 2 所示。試體梁端藉由鋼造轉接盒與一端固定於強力地板之油壓伺服閥千斤頂接合，試體梁端部預埋 20mm 厚鋼板，此端板與試體梁主筋電鍍錨定，且預埋 10 支螺栓與轉接盒接合。試體柱上、下端部各採用一 20mm 厚鋼板，大小與試體柱橫斷面相同，作為柱主筋錨定用，並於靠近上、下端附近處各預留 4 個穿透式孔洞，以螺桿貫穿鎖固，下端座落於一短柱上，側面固定於三角形反力架上，上端側向與一端固定於反力牆上之水平油壓伺服閥千斤頂相接。試驗構架從柱中心線至梁端施力點中心距離為 3000mm，梁高中央至上、下端點之支承中點距離均為 1600mm，梁端與柱端均模擬鉸支承。本研究之試驗乃利用與梁端相接之油壓伺服閥千斤頂施加反向反覆逐漸增大之垂直載重，以模擬實際結構中梁柱接頭承受水平力之受力效應。試驗時軸力施加 725 kN 為 $0.05A_g f'_c$ 。此柱軸力利用柱上端配置鋼梁並兩端放置預力鋼棒錨定於強力地板，使用置於鋼梁兩端之千斤頂施加之；在距柱心 2m 處之梁側面配置側向支撐，以防止試體梁於實驗中產生側向變形。

試驗採用施加梁端位移載重之方式進行。梁端位移以結構物之層間變位角 (Drift Ratio) 為基礎，乘以柱心至梁施力點間距離求得，施加反覆之三角形位移。試驗層間尖峰變位角分別為 0.25%、0.375%、0.5%、0.75%、1%、1.5%、2%、3%、4%、6%、8% 等逐漸增大，每個尖峰位移角進行三個迴圈[3]。試驗至試體破壞或強度嚴重衰減後結束試驗。試驗過程中於每個尖峰位移角之第一迴圈正反向最大位移後，分別進行混凝土表面裂縫描繪，並量測與記錄裂縫之寬度。

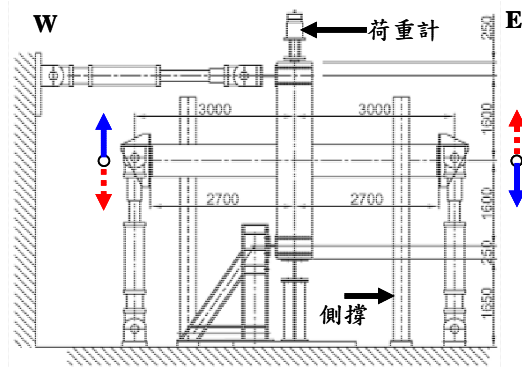


圖 1 內柱梁接頭試驗構架圖

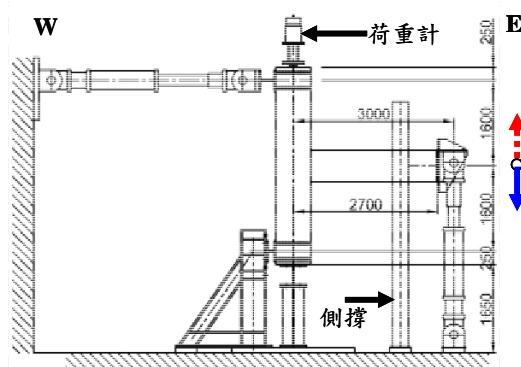


圖 2 外柱梁接頭試驗構架圖

三、試驗結果與討論

試驗設計參數與試驗結果依實際材料強度與試驗之彎矩、剪力相關參數詳列於表 2。

3.1 交會區剪力需求與剪力容量比

試體 T1 與 T3 之交會區剪力需求與剪力容量比 (R_s)，分別為 0.87 與 1.08，由試驗結果得知試體 T1 為梁端塑角破壞，試體 T3 為梁柱交會區破壞；試體 T2、T4 與 T6 之交會區剪力需求與剪力容量比 (R_s)，分別為 0.87、1.01 與 1.06，由試驗結果得知試體 T2 為梁端塑角破壞，試體 T4、T6 為梁柱交會區破壞。由此可見，剪力比愈大造成梁柱交會區破壞的狀況愈嚴重。

3.2 T 頭鋼筋於梁柱接頭之配置型式

1. 試體 T1 上層直通鋼筋與下層 T 頭鋼筋搭接型式比較，試體 T2 上層直通鋼筋與下層 T 頭鋼筋對接型式比較。由圖 3 可知，試體最大變形轉角皆可達 4% 弧度，且採 T 頭鋼筋搭接或對接之彎矩強度皆略高於直通鋼筋配置之型式。且 T 頭鋼筋搭接與對接型式其彎矩強度相當。
2. 試體 T3 上層直通鋼筋與下層 T 頭鋼筋搭接型式比較，試體 T4 上層直通鋼筋與下層 T 頭鋼筋對接型式比較。由圖 3 可知，試體最大變形轉角皆可達 4% 弧度，且採 T 頭鋼筋搭接與對接之彎矩強度皆略高於直通鋼筋配置之型式。且 T 頭鋼筋搭接與對接型式其彎矩強度相當。
3. 試體 T1 與 T2 之梁鋼筋間距為 $4d_b$ ，試體 T3 與 T4 之梁鋼筋間距為 $2.2d_b$ ，雖鋼筋配置型式相同，鋼筋量不同，但其彎矩強度並無明顯下降趨勢，且差異不大。
4. 試體 T7、T8 與 T9 利用上下層鋼筋埋置接頭深度的不同，比較標準 90 度彎鉤鋼筋、T 頭鋼筋埋入梁柱接頭 528、309、與 216 mm 之耐震錨定性能差異。試體 T8 於試驗階段下層筋疑似埋置深度不足，導致試驗進行至變形轉角 1.5% 弧度時造成拉拔破壞情形。於變形轉角 2% 弧度開始對上層筋進行單向施力作用，其最大變形轉角雖為 4% 弧度，但難保不受下層筋拉拔作用影響，而導致彎矩強度降低。由試體 T7 與 T9 相比較，其 T 頭鋼筋埋置梁柱接頭 528 mm 與 90 度彎鉤鋼筋型式，由圖 3 可知，試體最大變形轉角皆可達 4% 弧度，且兩者配置所造成之彎矩強度無顯著差異。

3.3 不同鋼筋量之握裹效果

由圖 3 可知，試體 T6 於試驗中進行至變形轉角 3% 弧度時產生東面柱上方開裂現象，導致彎矩強度驟降。由破壞行為推測，可能為 8 根 T 頭鋼筋拉拔力過大，造成破壞狀況。由圖 4 可知，試體 T4、T5 與 T6，採不同鋼筋量進行試驗，除試體 T6 的 T 頭鋼筋彎矩強度因拉拔效應而致使強度降低外，其餘試體之握裹反應都足以提供試體達 4% 弧度變形轉角能力。

3.4 T 頭鋼筋淨間距限制

由圖 5 可知，T 頭鋼筋採 $4d_b$ 與 $2.2d_b$ 排置時，於內柱接頭試體，不論搭接或對接形式，雖有略低狀況，但差異性並不大。另由試體 T7 外柱接頭試驗結果顯示，試體 T7 採 $2.2d_b$ 與試體 T1 採 $4d_b$ 排置時，其彎矩強度比值略高。

3.5 T 頭鋼筋錨定長度

外柱梁接頭試驗中，其錨定長度 l_a 採用 528、309 與 216 mm。於試驗中因試體 T8 梁下層筋發生拉拔破壞現象，導致試驗結果無法正確評估。在試體 T8 不列入考慮的狀況下，依試驗結果顯示，T 頭鋼筋錨定長度採 528 mm 的狀況，與直通鋼筋之彎矩強度相比較，無明顯差異。但錨定長度採 216 mm 之排置無法提供適當錨定強度，而須進一步進行探討梁柱接頭圍束條件與錨定長度的狀況，方可正確判讀。如圖 6 所示，依其錨定長度與彎矩強度排列可知，錨定長度與彎矩強度略呈線性關係，下次試驗可考慮採用錨定長度 440 mm 進行測試，或借由箍筋增加其梁柱接頭圍束力，以確認 T 頭鋼筋置於梁柱接頭中之錨定長度與耐震性能相關性。

四、結論與建議

1. 試體 T1 與 T2 之交會區剪力需求與剪力容量比 (R_s) 皆為 0.87，試體 T3 至 T6 其剪力比皆超過 1.0，試體 T7 至 T9 其剪力比約為 0.58。試驗結果也顯示，剪力比小於 1.0 者，其梁柱交會區未發生明顯之剪力破壞（試體 T1、T2 及 T7 至 T9），剪力比超過 1.0 之試體確實造成梁柱交會區顯著剪力破壞（試體 T3 至 T6）。
2. 試體 T1 上層直通鋼筋與下層 T 頭鋼筋搭接型式比較之彎矩強度比值，於東梁為 1.19 與 1.23，於西梁為 1.22 與 1.29，且試體最大變形轉角皆可達 4% 弧度。由此可知，T 頭鋼筋淨間距 $4d_b$ 以搭接型式埋置於梁柱接頭中，其耐震能力與淨間距 $4d_b$ 直通鋼筋相當。
3. 試體 T2 上層直通鋼筋與下層 T 頭鋼筋對接型式比較之彎矩強度比值，於東梁為 1.21 與 1.23，於西梁為 1.24 與 1.24，且均發生於變形轉角 4% 弧度。由此可知，T 頭鋼筋淨間距 $4d_b$ 以對接型式埋置於梁柱接頭中，其耐震能力不亞於淨間距 $4d_b$ 直通鋼筋。
4. 由試體 T1 與 T2 下層 T 頭鋼筋型式之彎矩強度比值比較可知，當淨間距採 $4d_b$ 時，於內柱接頭中以 T 頭鋼筋採搭接或對接型式配置，其強度與變形並無明顯差異。
5. 試體 T3 上層直通鋼筋與下層 T 頭鋼筋搭接型式比較之彎矩強度比值，於東梁為 1.19 與 1.22，於西梁為 1.19 與 1.22，且均發生於 4% 弧度之變形轉角。此結果顯示，當鋼筋採 $2.2d_b$ 淨間距時，T 頭鋼筋以搭接型式配置於梁柱接頭之受力變形能力不亞於直通鋼筋者。
6. 試體 T4 上層直通鋼筋與下層 T 頭鋼筋搭接型式比較之彎矩強度比值，於東梁為 1.16 與 1.17，於西梁為 1.13 與 1.19，且均發生於 4% 弧度之變形轉角。此結果顯示，當鋼筋採 $2.2d_b$ 淨間距時，T 頭鋼筋以搭接型式配置於梁柱接頭之受力變形能力不亞於直通鋼筋者。
7. 由試體 T3 與 T4 下層 T 頭鋼筋型式之彎矩強度比值比較可知，於內柱梁接頭中淨間距採 $2.2d_b$ 之 T 頭鋼筋搭接與對接型式，並無明顯差異。
8. 由試體 T3 與 T4 下層 T 頭鋼筋採淨間距 $2.2d_b$ 搭接與對接型式與由試體 T1 與 T2 下層 T 頭鋼筋採淨間距 $4d_b$ 搭接與對接型式相比較，其彎矩強度與變形能力皆無明顯差異。由以上幾點顯示 T 頭鋼筋取代直通鋼筋錨定具可行性。且可適當縮減 T 頭鋼筋之淨間距，提供相同之耐震性能。
9. 比較外柱試體由試體 T7 與 T9 之試驗結果顯示，當錨定長度相同時，採 T 頭鋼筋或傳統彎鉤配置，其正負彎矩強度比值平均值為 1.34。故外柱接頭採 T 頭鋼筋取代傳統彎鉤錨定具可行性。
10. 由試體 T8 之試驗結果發現，採 ACI 352-02 或 ACI 318-08 設計之 T 頭鋼筋錨定長度（216 或 309 mm），無法提供適當錨定強度，此錨定強度之不足是否單純與錨定長度有關或與梁柱接頭區圍束條件有關，仍需進一步研究加以證實。

參考文獻

- [1] ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary (ACI 318R-08)," American Concrete Institute, Farmington Hills, 2008.
- [2] ACI-ASCE Committee 352, "Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures," ACI Journal, Proceedings, 2002.
- [3] ACI Innovation Task Group 1 and Collaborators, "Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing (T1.1-01)," American Concrete Institute, Farmington Hills, 2001.

表 2 實際材料強度與試驗之彎矩、剪力表

Spec.	Beam bar	f'_c (MPa)	type	Design Strength			Test Strength					Failure mode
				V_n (kN)	$M_{n,125}$ (kN-m)	M_n (kN-m)	$\frac{V_{pz}}{V_n}$	M_{test_E} (kN-m)	$\frac{M_{test_E}}{M_n}$	M_{test_W} (kN-m)	$\frac{M_{test_W}}{M_n}$	
T1	3-#8 + 2-#8	43.19	I	2832	815	664	0.82	817	1.23	858	1.29	Beam Plastic
	3-#8 + 2-#8		II		-815	-664	-0.81	-787	1.19	-808	1.22	
T2	3-#8 + 2-#8	42.27	I	2801	813	663	0.83	817	1.23	820	1.24	Hinge Failure
	3-#8 + 2-#8		III		-813	-663	-0.81	-801	1.21	-819	1.24	
T3	4-#8 + 2-#8	40.47	I	2741	953	781	0.98	953	1.22	952	1.22	Panel Zone Joint Failure
	4-#8 + 2-#8		II		-953	-781	-0.96	-931	1.19	-931	1.19	
T4	4-#8 + 2-#8	46.32	I	2933	968	790	0.90	925	1.17	940	1.19	
	4-#8 + 2-#8		III		-968	-790	-0.86	-914	1.16	-891	1.13	
T5	4-#8 + 4-#8	43.19	I	2932	709	575	0.98	686	1.19	698	1.21	
	4-#8		I		-1233	-1017	-0.94	-1245	1.22	-1222	1.20	
T6	4-#8 + 4-#8	41.98	III	2792	708	574	0.72	661	1.15	707	1.23	
	4-#8		III		-1228	-1013	-0.72	-1039	1.03	-1043	1.03	
T7	4-#8 + 2-#8	46.84	IV	2359	924	753	0.63	1009	1.34	-	-	Beam Plastic
	4-#8 + 2-#8		IV		-924	-753	-0.58	-1009	1.34	-	-	
T8	4-#8 + 2-#8	49.98	IV	2437	930	757	0.44	770	1.02	-	-	Hinge Failure
	4-#8 + 2-#8		IV		-930	-757	-0.51	-864	1.14	-	-	
T9	4-#8 + 2-#8	49.39	V	2423	929	756	0.62	1017	1.35	-	-	
	4-#8 + 2-#8		V		-929	-756	-0.56	-1007	1.33	-	-	

Note : # 4 鋼筋 $f_y = 398.74$ MPa $f_u = 627.42$ MPa ; # 8 鋼筋 $f_y = 447.76$ MPa $f_u = 645.30$ MPa 。

$M_{n,125}$ 為梁主筋在柱面處達應變硬化效應下之 1.25 f_y 之應力。

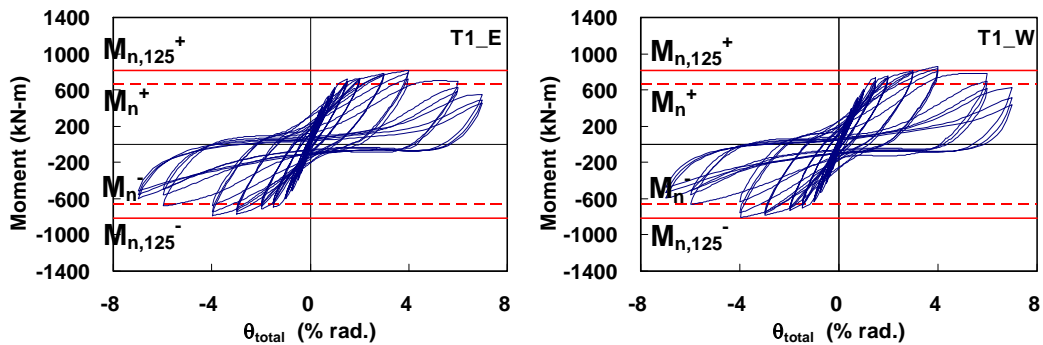
$M_n = A_s f_y (d - a/2)$, f_y 為實際材料強度 ; M_{test} 為實驗數據而得知。

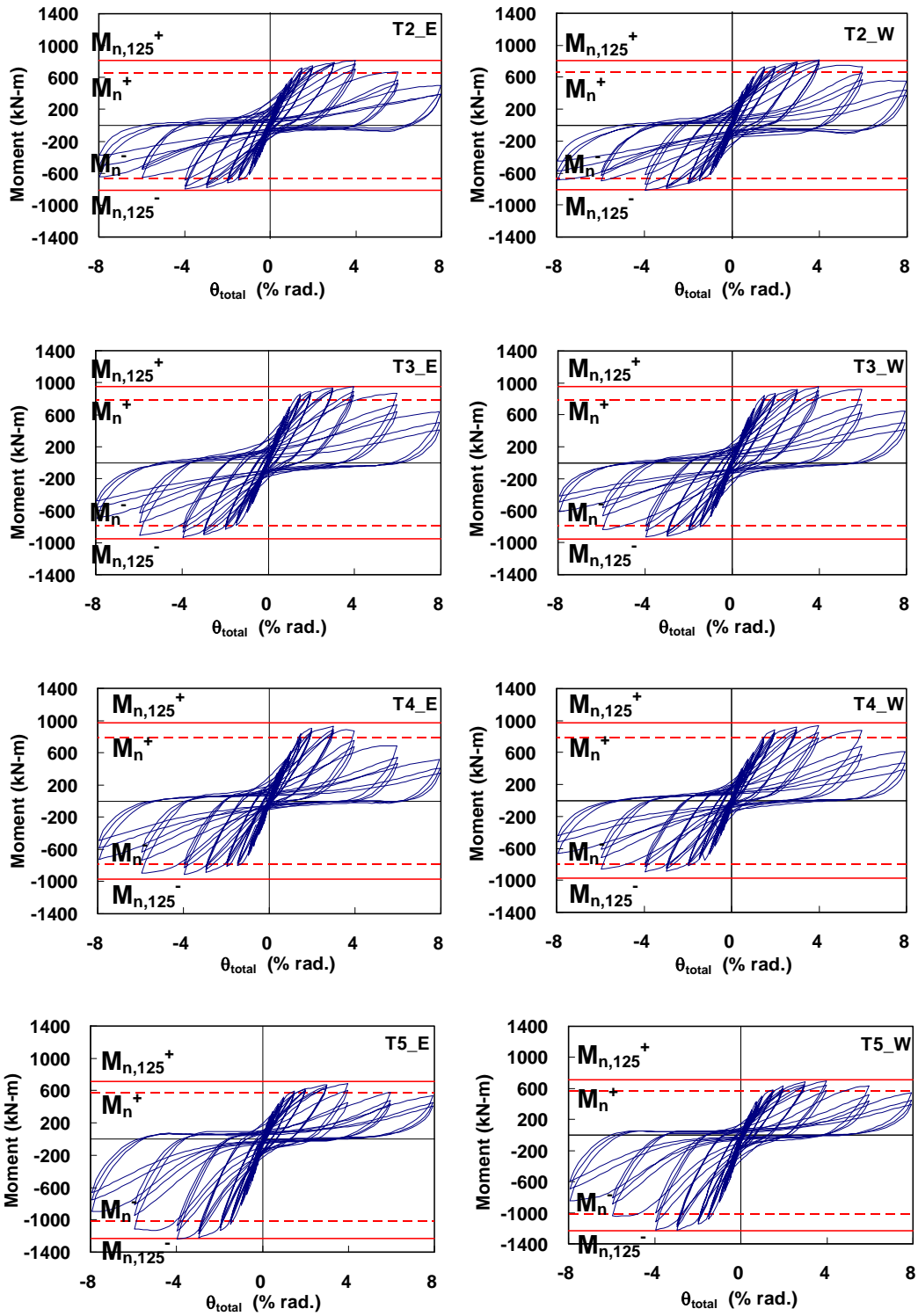
$V_n = \gamma \sqrt{f'_c} A_j$, γ 為 ACI 318-08 束制條件之參數 , f'_c 為實際材料強度。

$V_{pz} = (M_{test_E} + M_{test_W}) / jd - V_{col}$ 。 $jd = 0.875d$ 。

Beam Plastic Hinge Failure 為梁端塑角破壞。

Panel Zone Joint Failure 為梁柱交會區節點破壞。





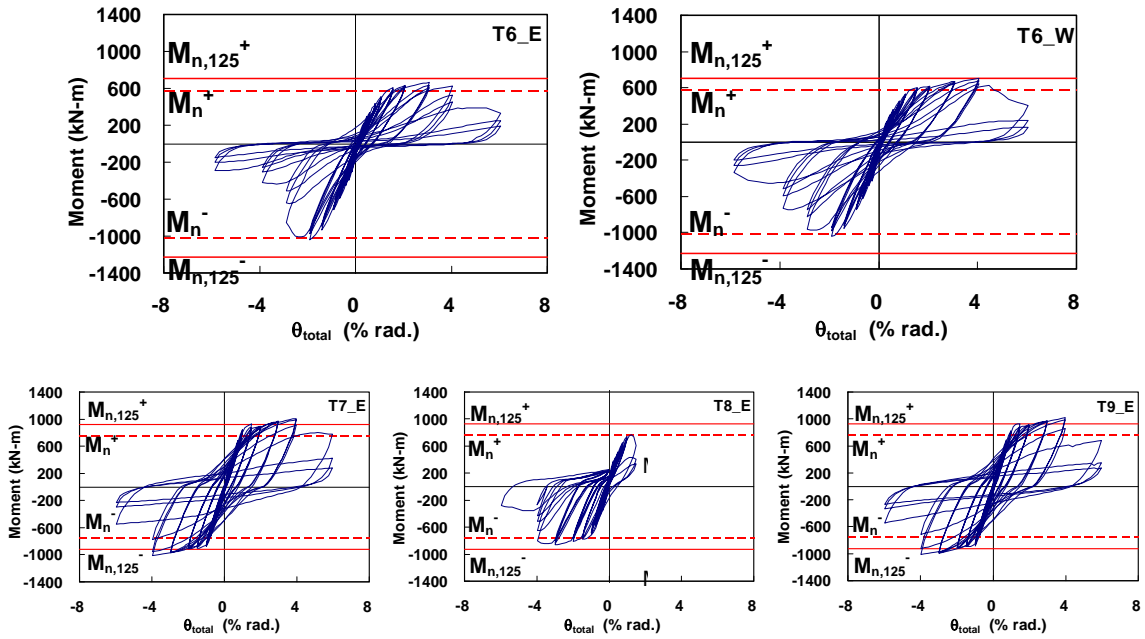


圖3 試體彎矩與變形轉角關係圖

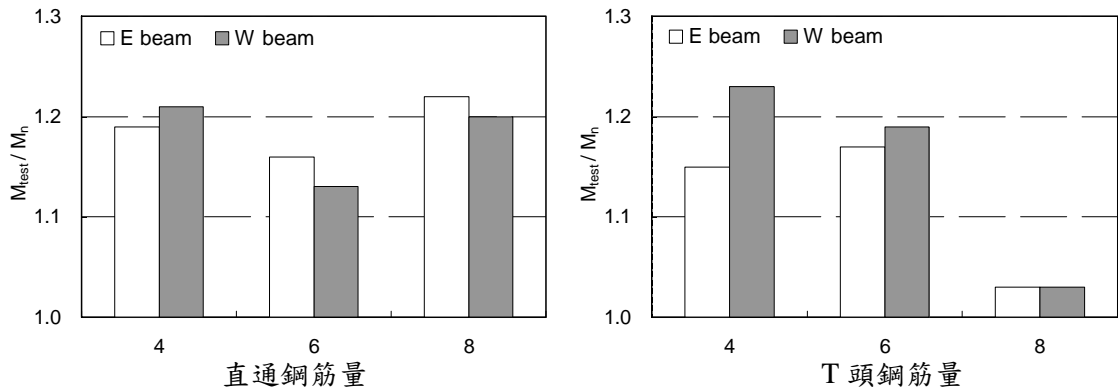


圖4 彎矩強度與鋼筋量關係圖

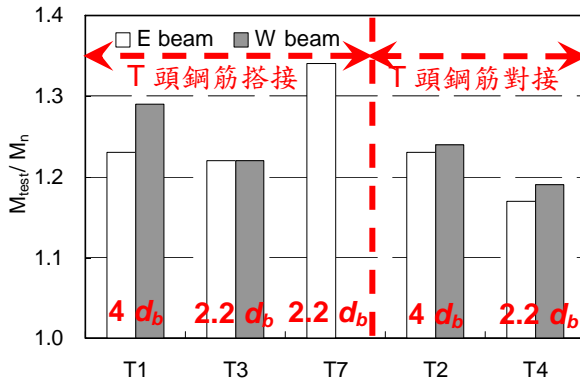


圖5 試體彎矩強度比關係圖

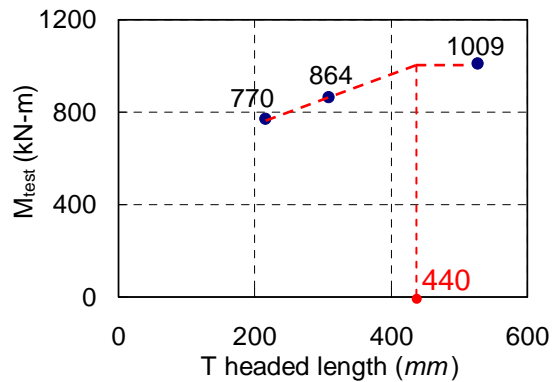


圖6 T頭鋼筋錨定長度與彎矩強度關係圖