

鋼筋混凝土梁柱接頭抗震剪力強度之研究

SHEAR STRENGTH OF REINFORCED CONCRETE BEAM-COLUMN JOINTS FOR SEISMIC RESISTANCE

計畫編號：NSC 88-2211-E-011-011

執行期間：八十七年八月一日至八十八年七月三十一日

計畫主持人：黃世建 國立臺灣科技大學營建系教授

一. 中文摘要

本研究測試試體包括 4 支由軟化壓拉桿模型設計之高強度混凝土角隅梁柱接頭試體及 1 支 ACI 標準試體，主要測試變數為接頭箍筋之細部配置，其餘設計參數均符合 ACI 規範之規定。本研究首先將符合 ACI 318-95 規範之標準梁柱接頭試體的接頭區箍筋量予以大幅折減，並進一步在低柱軸力的條件下，逐步放寬箍筋間距，甚至不配置箍筋，以探討箍筋在接頭水平剪力的傳遞上所扮演的角色為何。結果顯示若對 ACI 318-95 規範所要求的接頭區圍束箍筋量加以大幅折減，接頭區裂縫寬度與初始勁度仍能滿足使用性的要求，且接頭剪力強度及韌性也並不會明顯降低，但配置高箍筋量可緩和接頭區混凝土的劣化，使梁塑鉸得以充分發展，因此消能行為較佳。在接頭剪力強度衰減方面，若接頭區箍筋降伏，會造成接頭區混凝土加劇劣化，使

得接頭抗剪強度進一步衰減，導致接頭剪力破壞。

Abstract

The role of joint hoop reinforcement is investigated by the testing of five specimens of the corner beam-column joints. One is designed according to the seismic provisions of ACI 318-95 Code and others are detailed with reduced transverse reinforcement together with greater spacing. The shear strength predictions by the softened strut-and-tie model show sufficient agreement with test results. This study indicates that the greater reduction of joint hoop reinforcement from the ACI 318-95 Code is feasible and that there is no significant changes on shear strength, ductility and the serviceability requirements of crack width and initial stiffness. However, the greater joint hoop reinforcement can improve energy dissipation behavior. Additionally, test

results also exhibit that joint hoop yielding cause rapid deterioration of concrete within joint core, and the shear strength of the beam-column joint is therefore decreased.

二.計畫緣由及目的

ACI 318-95 規範[1]認為接頭之抗剪強度完全由對角壓桿機制所提供，因此接頭之抗剪端賴接頭內的混凝土，而接頭內箍筋之配置僅對混凝土提供圍束作用並非傳力桿件，故箍筋量和接頭作用剪力之大小無直接相關。此一將接頭區箍筋之功能設定為圍束接頭混凝土的觀念，已造成工地施作困難，況乎應用於高強度混凝土。基於此，文獻[2]提出一『軟化壓拉桿模型』，藉以分析梁柱接頭之耐震性能，其模型將接頭混凝土設定為抗壓桿件，提高混凝土強度將有助於接頭抗剪，而箍筋係提供拉力傳遞之桿件，故其佈置方式和提供混凝土束制者大有不同。本實驗即在軟化壓拉桿模型之前提下，執行梁柱接頭之耐震測試工作，以對此模型加以認證檢核。

三.試驗規劃與結果之討論

本研究首先設計一支符合 ACI 318-95 規範[1]之標準梁柱接頭試體，命名為 ACI-70-3 試體。若以軟化壓拉桿模型分析 ACI-70-3 試體的接頭抗剪強度，其接頭剪力容量大於梁主筋發展至超額強度 $1.25f_y$ 所傳入接頭的作用剪力，因此在梁塑鉸產生之前，接頭可望不會發生破壞。若進一步將 ACI-70-3 試體接頭區箍筋全部捨棄不配，

命名為 SST-70-0，再以軟化壓拉桿模型分析之，其接頭抗剪強度約略等於梁主筋發展至超額強度 $1.25f_y$ 所傳入接頭的作用剪力，因此接頭區箍筋量介於 ACI-70-3 與 SST-70-0 之間的試體，其接頭強度都足以保障梁塑鉸的發展。基於此分析結果，本研究另三支試體接頭區箍筋量的設計擬將 ACI-70-3 的接頭區箍筋量予以大幅折減，摒棄以圍束的觀念來設計接頭區箍筋量，並進一步在低柱軸力的條件下，逐步放寬箍筋間距，以探討箍筋在接頭水平剪力的傳遞上所扮演的角色為何，各試體詳細尺寸及性質，詳如表 1。

本實驗裝置係參考文獻[3]將柱部份水平放置於基座，使整個試體狀似倒 T 字形，並於垂直梁之遠端施加反覆荷重，模擬實際結構在強烈地震下，梁承受因地震引起之彎矩，同時在柱端施加 1.6% 混凝土抗壓強度之軸力(約 20ton)，防止試體產生水平滑移，詳細之試驗裝置情形可參見圖 1。試驗之加載系統採位移控制，若將梁載重端位移，除以梁構件長(算至柱中心線)，即可得試體模擬之層間變位角(Drift Ratio)。施載時係採三角形位移波輸出，各階段最大層間變位角依次為 0.25%、0.5%、1%、2%、4%、6%、8%及 10%，且各取 2 個週期，如圖 2 所示。

圖 3 至圖 7 為各試體之載重-位移遲滯迴圈關係圖，表 2 則為測試結果之參數表。實驗結果顯示，試體之撓曲強度均達預期

之超額強度 $1.25 f_y$ ，代表梁主筋已進入相當大的應變硬化階段，也表示梁塑鉸已有相當程度的發展，圖 8 也顯示試體強度的發展與接頭區箍筋量的多寡並無明顯關連，但配置較高箍筋量可使極限載重達到後的強度衰減較為緩和，勁度衰減率因此也較低。在韌性方面，除 SST-70-0 試體韌性比 $\mu_{0.8P_{max}}$ 較低為 6.9 外，其餘試體則高達 8.4~9.7 之間，變形能力卓越，因此以本研究來看，若對 ACI 318-95 規範[1]所要求的接頭區圍束箍筋量加以大幅度折減，並不會明顯降低其韌性比，且若接頭具有足夠之抗剪強度，就算不配置接頭箍筋，其韌性比亦在可接受之範圍。

在能量消散方面，從圖 9 可知，ACI-70-3 試體的消能行為明顯優於其它試體，雖然 SST-70-3 的極限載重略高於 ACI-70-3，但其載重-位移遲滯迴圈曲線不如 ACI-70-3 試體飽滿，而略有束縮現象(Pinching)。再者，兩試體的破壞模式截然不同，ACI-70-3 在梁塑鉸充分發展後，梁主筋受壓挫屈而破壞，梁塑鉸負擔絕大部分之能量消散，接頭並無明顯剪力變形。反之，SST-70-3 試體在梁塑鉸充分發展後，最終破壞於接頭，能量消散由梁構件與接頭區共同分擔，但接頭剪力消能遠比梁塑鉸之撓曲消能差，因此其總消散能量低於 ACI-70-3。

根據美國 Uniform Building Code[4]的規定，在設計地震力作用下，層間變位角不得超過 0.5%，以避免非結構構材因層間變

位角過大，產生影響使用性之損壞。基於使用性的要求，ACI 318-95[1]第 10.6 節對於裂縫控制部分，也規定於室內之場合允許的裂縫寬度為 0.4mm，室外則為 0.3mm，因此在層間變位角達 0.5%時的裂縫寬度必須加以檢核。本實驗各試體接頭區剪力裂縫在 0.5%層間變位角時並未形成，在 1%層間變位角時接頭區才出現剪力裂縫，且其裂縫寬度 $\leq 0.3\text{mm}$ ，在塑鉸區的裂縫寬度也符合使用性要求。在勁度方面，各試體在 0.5%層間變位角時仍處於線性階段，其初始勁度並無明顯差別(表 2)，因此本實驗顯示減少接頭區箍筋量並不會降低初始勁度，仍可滿足使用性的要求。

在接頭剪力強度的衰減方面，如表 2 所示，軟化壓拉桿模型對於接頭抗剪強度的預測相當準確。至於破壞模式的預測方面，如圖 10 所示，若試體之超額強度僅發展至 $1.25 f_{y,act}$ ，則可望符合軟化壓拉桿模型對接頭不會發生破壞之預測，但本實驗各試體之梁構件超額強度均大於 $1.25 f_{y,act}$ ，甚至高達 $1.50 f_{y,act}$ (表 2)，導致剪力需求增大，因此破壞模式之預測除 ACI-70-3 正確外，其餘試體皆失真。另外，由實驗結果也發現 ACI-70-3 接頭區箍筋並未降伏，其接頭也未破壞，而 SST-70-3、SST-70-2 及 SST-70-1 試體接頭區箍筋在接頭明顯剪力變形發生之前均已降伏，且最終破壞於接頭，因此推論接頭核心混凝土會隨箍筋降伏而加劇劣化，但模型將韌性

比達 4 以上之剪力容量視為定值，並未考慮箍筋降伏亦會造成核心混凝土劣化之效應，且其在韌性比為 4 時之剪力容量衰減的估算過於保守。

四. 結論

1. 本實驗顯示在接頭剪力強度足夠之條件下，若對 ACI 318-95 規範所要求的接頭區圍束箍筋量加以折減，甚至不配，接頭區裂縫寬度仍能滿足使用性的要求，且並不會造成初始勁度的下降。
2. 本實驗顯示接頭區箍筋量的多寡與強度發生前的勁度衰減率沒有明顯關連，但配置較高箍筋量則可緩和強度發生後的勁度衰減率。
3. 本實驗試體之撓曲強度均達預期之超額強度 1.25，且對於本實驗之高強度混凝土而言，試體強度的發展與接頭區箍筋量的多寡並無明顯關連，但配置較高箍筋量則可使極限載重達到後的強度衰減較為緩和。
4. 若對 ACI 318-95 規範所要求的接頭區圍束箍筋量加以大幅度折減，以本研究來看，並不會明顯降低其韌性比，且若接頭具有足夠之抗剪強度，就算不配置接頭箍筋，其韌性比亦在可接受之範圍。
5. 本實驗 ACI-70-3 試體之梁塑鉸為主要消能機制，其餘試體(SST 系列)之能量消散由梁構件與接頭區共同分擔，此一結果顯示接頭區配置高箍筋量可緩和接頭混凝土的劣化，使梁塑鉸得以充分發展，因

此消能行為較佳。

6. 實驗結果顯示接頭區箍筋分散於兩側，在強度方面略優於在中間段集中配置，但在勁度、延展性及消能行為方面，並無明顯差異。
7. 軟化壓拉桿模型對於接頭抗剪強度的預測相當準確，在本實驗中對於預測梁構件最高達 $1.25 f_y$ 超額強度的破壞模式，也有其準確性，但超額強度若大於 $1.25 f_y$ ，則其在韌性比為 4 時之剪力容量衰減的估算過於保守，且未考慮接頭區箍筋降伏所造成的核心混凝土軟化效應，其接頭剪力容量評估曲線應可進一步修正，使其更為完備。

五. 參考文獻

- [1]ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95)," American Concrete Institute, Farmington Hills, 1995, 369 pp.
- [2]Hwang, S. J., and Lee, H. J., "Analytical Model for Predicting Shear Strengths of Exterior Reinforced Concrete Beam-Column Joints for Seismic Resistance," accepted by the ACI Structural Journal, 1998.
- [3]陳智賢，「鋼筋混凝土角隅梁柱接頭之耐震性能測試」，碩士論文，國立台灣工業技術學院營建工程技術研究所，台北，291 頁(1997)。
- [4]International Conference of Building

表1 試體尺寸及性質

設計參數	ACI-70-3	SST-70-3	SST-70-2	SST-70-1	SST-70-0
尺寸(cm)	32×45×190	32×45×190	32×45×190	32×45×190	32×45×190
主筋	4-#8	4-#8	4-#8	4-#8	4-#8
主筋比	0.0166	0.0166	0.0166	0.0166	0.0166
箍筋尺寸	2-#4	2-#4	2-#4	2-#4	2-#4
箍筋間距(mm)	90	90	90	90	90
尺寸(cm)	42×42×270	42×42×270	42×42×270	42×42×270	42×42×270
主筋	8-#10	8-#10	8-#10	8-#10	8-#10
主筋比	0.0371	0.0371	0.0371	0.0371	0.0371
箍筋尺寸	2-#4	2-#4	2-#4	2-#4	2-#4
箍筋間距(mm)	100	100	100	100	100
HR	2.88	2.88	2.88	2.88	2.88
ϕ	48.84	48.84	48.84	48.84	48.84
總箍筋量(mm^2)	2304	639	512	512	0
$A_{sv}(\text{mm}^2)$	1536	426	512	512	0
$A_{sh}(\text{mm}^2)$	1638	1638	1638	1638	1638
$i_{sh}(\text{mm})$	360	360	360	360	360
箍筋尺寸	3 sets(2-#4)	3 sets #3	2 sets #4	1 set (2-#4)	---
箍筋間距(mm)	97	97	146	293	---

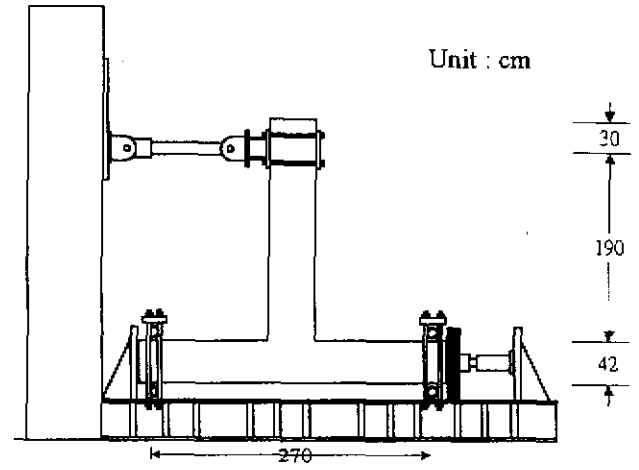


圖1 試驗佈置圖

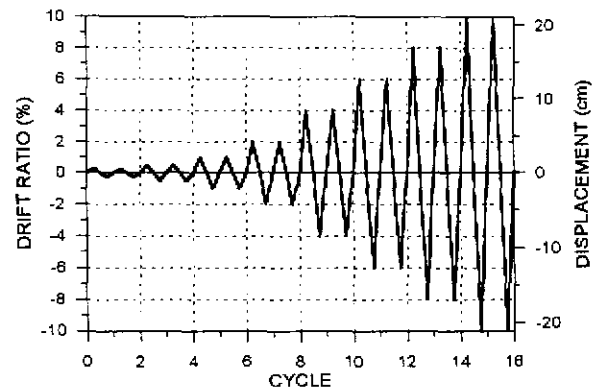


圖2 施載程序圖

表2 測試結果參數表

試體名稱	ACI-70-3	SST-70-3	SST-70-2	SST-70-1	SST-70-0
P_y (kN)	158	158	158	158	158
P_{max} (kN)	205	220	205	197	187
P_{max}/P_y	1.30	1.39	1.30	1.25	1.18
M_{max}/M_{pr}	0.99	1.07	0.99	0.95	0.91
$f_{s,max}/f_{s,est}$	1.40	1.50	1.39	1.34	1.27
Δ_y (mm)	23	22	23	21	22
勁度 (kN/mm)	6.87	7.18	6.87	7.52	7.18
$M_{0.8P_{max}}$	9.7	9.3	8.4	9.1	6.9
能量 (kN-m)	355	295	266	267	146
$V_{th,calc}$ (kN)	1185	1003	1022	1034	953
$V_{th,est}$ (kN)	1063	1143	1063	1022	972
$V_{th,est}/P_{max}$	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
V_{col} (kN)	160	172	160	154	146
$V_{th,est}/V_{col}$	6.6	6.6	6.6	6.6	6.6
$V_{th,est}/V_{th,calc}$	0.90	1.14	1.04	0.99	1.02
破壞模式	梁端曲降伏後 梁柱剪破壞	梁端曲降伏後 梁柱剪破壞	梁端曲降伏後 梁柱剪破壞	梁端曲降伏後 梁柱剪破壞	梁端曲降伏後 梁柱剪破壞

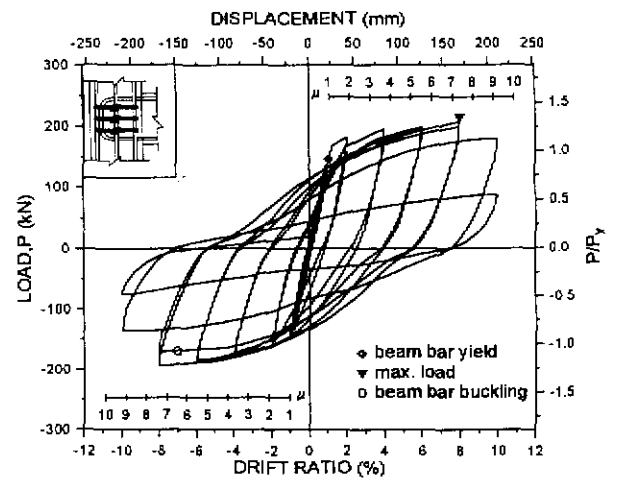


圖3 ACI-70-3 試體載重-位移曲線

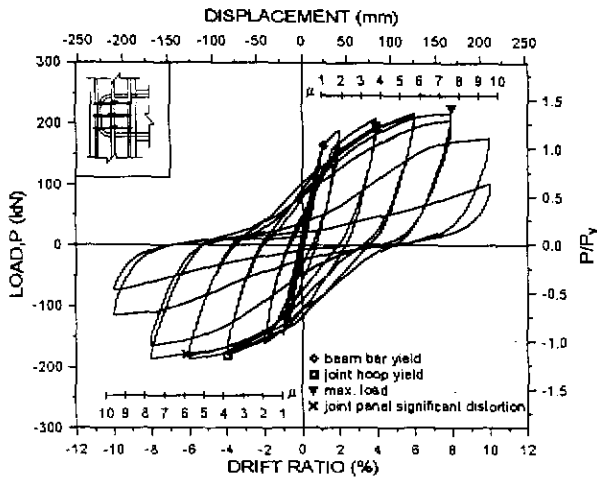


圖 4 SST-70-3 試體載重-位移曲線

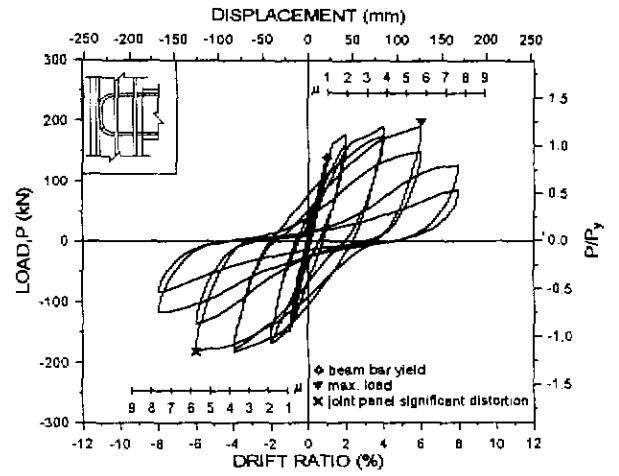


圖 7 SST-70-0 試體載重-位移曲線

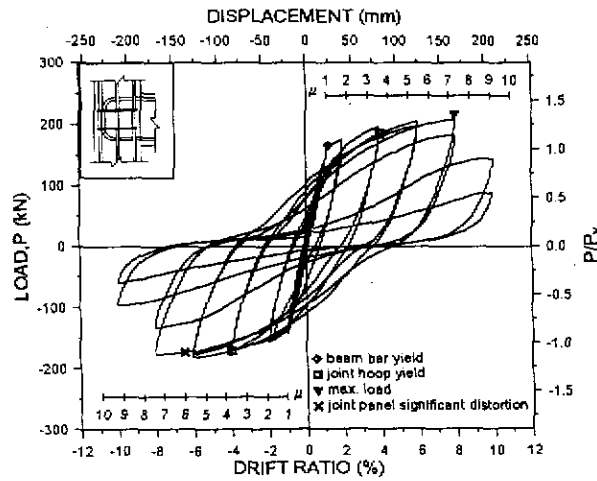


圖 5 SST-70-2 試體載重-位移曲線

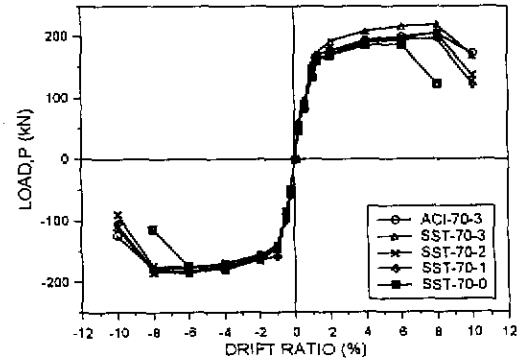


圖 8 各試體包絡線比較

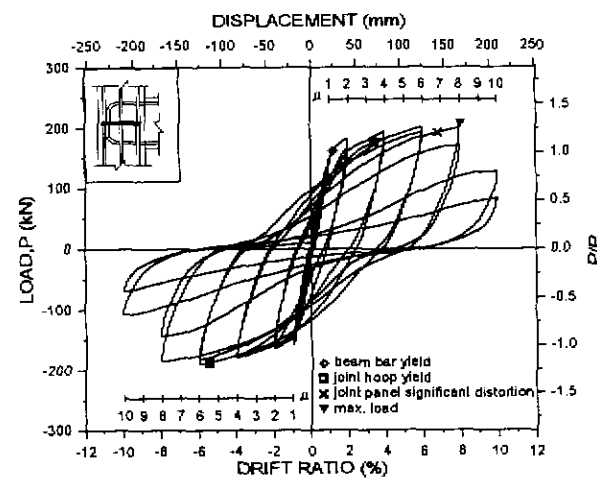


圖 6 SST-70-1 試體載重-位移曲線

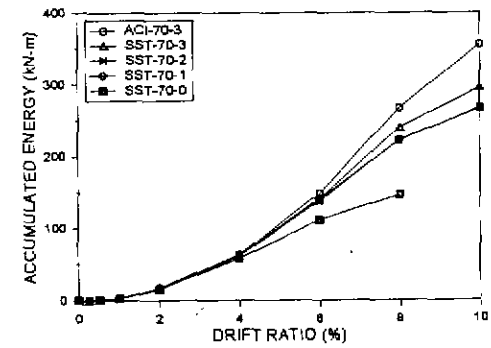


圖 9 各試體累積消散能量比較

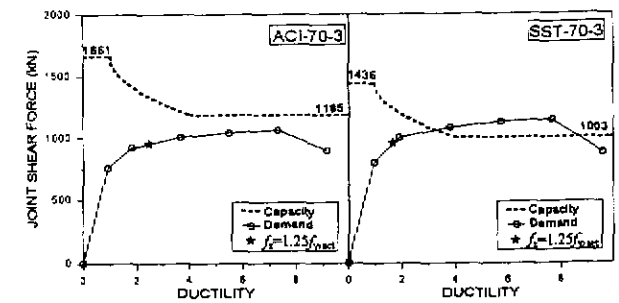


圖 10 接頭作用剪力與剪力容量