1315 柱中間部の帯鉄筋量と帯鉄筋形状に着目した 既設高架橋柱の破壊性状について

正 [土]	○渡邉	竜太	(東急電鉄)	正 [土]	岩本	敏彦	(東急電鉄)
正[土]	戸塚	信弥	(東急設計)	正 [土]	黒岩	俊之	(東急建設)
正[+]	川暉	有祐	(1 R総研エン	ジニアリング)			

Study on failure mode of existing reinforced concrete columns focusing on the quantity and the

configuration of lateral reinforcement outside plastic hinge region

Ryuta WATANABE, Tokyu Co. 31-2, Sakuragaoka-cho, Shibuya-ku, Tokyo Toshihiko IWAMOTO, Tokyu Co. Shinya TOTSUKA, Tokyu Architects & Engineers Inc. Toshiyuki KUROIWA, Tokyu Construction Co.,Ltd. Yusuke KAWANO, JR Soken Engineering Co.,Ltd.

The purpose of this study is to investigate the seismic performance of existing reinforced concrete columns designed by old code. Six full scaled columns with different aspect ratio and the configuration of lateral reinforcement were constructed and tested under cyclic lateral loading. The shear test units with different configuration of lateral reinforcement showed no difference in failure mode. The flexure test units with different configuration of lateral reinforcement showed different available ductility.

Keywords : existing reinforced concrete columns, lateral reinforcement, failure mode, shear failure, flexural failure

1. はじめに

阪神・淡路大震災以降,当社は鉄道高架橋柱の耐震補 強を順次進めているところである.既設高架橋柱の耐震 診断はせん所耐力比を指標としているが,帯鉄筋量の少 ない中間部を有する柱部材では,同じ配筋条件であって もせん断スパン比によっては,せん断破壊と判定される ことがある.また,建設年度が比較的古い旧基準¹⁾に準 拠した既設高架橋の中には,現行の基準²⁾(以下 RC 標 準)とは帯鉄筋の鉄筋量,配置間隔および形状寸法など といった横拘束鉄筋の仕様について相違するものがある.

そこで本研究では、柱中間部で帯鉄筋を減少させた柱 試験体を用いて、せん断スパン比および帯鉄筋のフック 形状を変化させた正負交番載荷を行い、既設高架橋柱の 破壊性状の把握を試みた。

2. 実験概要

表1に試験体の諸元と各耐力の算定値を示す。各耐力 は表2,3に示す材料試験結果を使用し,安全係数を1.0 表2 材料試験結果(コンクリート)

試験体	圧縮強度 N/mm ²	弾性係数 kN/mm ²		
A-1	33.6	22.1		
A-2	34.8	24.5		
B-1	26.9	21.5		
B-2	29.0	28.8		
B-3	28.6	29.1		
B-4	29.5	27.4		

表3 材料試験結果(鉄筋)

鉄筋の種類	降伏応力 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	降伏ひずみ µ	ヤング係数 kN/mm ²
SD345-D25 軸方向鉄筋	392	589	2080	192
SD345-D29 軸方向鉄筋	388	588	2070	191
SR235-φ9 帯鉄筋	363	471	1780	203
SD295A-D16 帯鉄筋	374	542	1980	191

	断面	寸法	せん断	軸方向鉄筋	帯鉄筋		曲げ耐力	中間部せ	ん断耐力	基部せん	の断耐力
試験体	幅	高さ	スパン比	相格 很 木数	相格-径-問隔(由間部)	フック形状	Vmu	Vyı	耐力比	Vy ₂	耐力比
	mm	mm	a/D	AT10 12 4 30	为1日 1王 间内的(十间日内)	1 1 1 1 1 1 1	kN	k N	Vy1/Vm	kN	Vy2/Vm
A-1	750	1100	2.36	SD345-D25-26	SR235- \$\$\phi 9-150 (300)	90° 直角	1067	553	0.52	692	0.65
A-2	750	1100	2.36	SD345-D25-26	SR235- \$\$\phi 9-150 (300)	135° 鋭角	1070	557	0.52	697	0.65
B-1	700	800	3.5	SD345-D29-22	SD295-D16-150 (300)	90° 直角	668	633	0.95	948	1.42
B-2	700	800	2.75	SD345-D29-22	SD295-D16-150 (300)	90° 直角	857	641	0.75	956	1.11
B-3	700	800	2.25	SD345-D29-22	SD295-D16-150 (300)	90° 直角	1046	640	0. 61	954	0.91
B-4	700	800	2.75	SD345-D29-22	SD295-D16-150 (300)	135° 鋭角	859	643	0.75	957	1.12

表1 試験体諸元および耐力算定値

[No. 12-79] 日本機械学会 第 19 回鉄道技術連合シンポジウム講演論文集 [2012-12.5~7.東京]



試験体形状および配筋 図 1



写真1 載荷試驗装置

として RC 標準に準拠して算出した. 試験体は, A-1, A-2, B-1~B-4 試験体の計6体とし、各試験体はラーメ ン高架橋柱のせん断スパンを取り出した形の実物大モデ ルである.

図1に試験体形状および配筋を示す.帯鉄筋の間隔お よびフックの形状は旧基準や古い構造物を参考とした. 帯鉄筋の間隔は、Aタイプ試験体では基礎から 1.5m, B タイプ試験体では 1.2m の範囲を 150mm 間隔とし、中間 部ではそれぞれ 300mm とした. A-2, B-4 試験体の帯鉄 筋は鋭角フックとし、その他は直角フックとした. 鋭角 フックの余長は6d (d:鉄筋径), 直角フックの大きさは 120mmとした.Aタイプ試験体のせん断スパン比は2.36、 Bタイプ試験体は、2.25~3.5とした.

Aタイプ試験体は、帯鉄筋フック形状をパラメータと したせん断破壊タイプの試験体である. B タイプ試験体 は、 せん断スパン比および帯鉄筋フックをパラメータと

表4 実験結果一覧

試験体		最ブ	「荷重	最大じ	1		
	正側		負側		正側	負側	破壞形態
	kN	R. Sy	kN	R. Sy	δ	î y	
A-1	923.0	1/150	-883.0	-1/150	-	-	せん断破壊
A-2	902.9	1/150	-901.9	-1/150	-	-	せん断破壊
B-1	691.2	3	-662.2	-3	5	5	曲げ破壊
B-2	882.9	3	-847.0	-2	5	4	曲げ破壊
B-3	1092.1	2	-1037.2	-2	5	4	曲げ破壊
B-4	882.2	3	-860.2	-2	6	6	曲げ破壊

し, 柱基部の帯鉄筋量では曲げ破壊タイプ, 柱上部の帯 鉄筋量ではせん断破壊タイプと判定される試験体である.

3. 載荷方法

写真1に載荷試験装置を示す.載荷試験は試験体を反 力床に固定し,油圧ジャッキで死荷重相当の一定軸力(軸 力比 3%)を作用させた状態で、反力壁に取り付けたア クチュエータを用いて水平方向に正負漸増交番載荷を行 った。

Aタイプ試験体の載荷パターンは、部材角Rによる1 サイクル載荷とした. B タイプ試験体は, 軸方向鉄筋の 降伏以降、降伏変位δyの整数倍について3サイクル載 荷を行った. 降伏変位δyは、軸方向鉄筋の鉄筋初降伏 をモニタリングし、初降伏変位の正負平均値とした.

4. 実験結果

表4に実験結果の一覧を示す.

4.1 Aタイプ試験体

図2に各試験体の水平荷重と水平変位の関係を,写真 2に各試験体の破壊状態を示す. A-1 試験体は, ±1/150 載荷中に斜めひび割れが発生し荷重低下を生じ、±1/100 載荷中に斜めひび割れが大きく開き載荷を終了した. ま た, A-2 試験体も A-1 試験体とほぼ同様な破壊経過とな った





図3に断面高さ中央位置で計測した帯鉄筋のひずみに ついて,柱高さ方向の分布を示す.各試験体の帯鉄筋の ひずみは水平荷重の増加に伴い,せん断スパン全域にわ たり増大し,+1/150載荷中に降伏ひずみに到達した.ま た,A-1 試験体とA-2 試験体の柱高さ方向のひずみ分布 は,同様な形状を示した.軸方向鉄筋は 1/150載荷時に 降伏に至っており,破壊形態は曲げ降伏後のせん断破壊 であった.

以上のことから、A-1 試験体と A-2 試験体はほぼ同様 な破壊経過となり、帯鉄筋のフック形状の違いによる破 壊性状およびせん断耐力の差はみられなかった.

4.2 Bタイプ試験体

図4~図6に各試験体の水平荷重と水平変位の関係を, 写真3に各試験体の破壊状態を示す. B-1 試験体は $\pm 5\delta$ y載荷中に, B-2, B-3 試験体は $\pm 4\delta$ yの繰返し時に, 柱 脚部のかぶりコンクリートが大きくはらみ出すとともに, 帯鉄筋の直角フックが抜出して荷重低下を生じた.

帯鉄筋の定着を鋭角フックとした B-4 試験体は, 直角 フックの B-2 試験体と比較して,3δyまでは同様な破壊 性状を示したが荷重低下を生じたのは±5δyの繰返し 時であり, B-2 試験体より変形性能は優れていた. これ



写真3 最終破壊状況(Bタイプ試験体)



は, 直角フックよりも鋭角フックの方が帯鉄筋の拘束効 果が高いことを示している。

図7に断面高さ中央位置で計測した帯鉄筋のひずみに ついて,柱高さ方向の分布を示す.水平荷重の増加に伴 い帯筋量の少ない中間部のひずみが先行して増大し,2 δyの載荷中に降伏ひずみに到達した.その後,塑性ヒ ンジ部のひずみが増加して,4δy時に降伏した.塑性ヒ ンジ部のひずみは,B-4 試験体の方が大きい値を示し, 鋭角フックの拘束効果が高いことを示唆している.

中間部の帯鉄筋が降伏したものの,各試験体とも中間 部の斜めひび割れが大きく開いて荷重低下することはな かった. 柱脚部が塑性ヒンジ化し, RC 標準による設計 曲げ耐力に達していたことなどから,破壊形態は曲げ破 壊であったと考えられる.

5. まとめ

本研究では、旧基準に準拠した既設高架橋柱の破壊性 状について検討した.実験の範囲から得られた知見を以 下に示す.

- ・ 柱のせん断耐力および曲げ耐力は、帯鉄筋のフック 形状が直角フックと鋭角フックの違いで大きな差は 生じず、RC標準による計算値に達した。
- ・ 柱の変形性能は、帯鉄筋のフック形状が直角フック より鋭角フックの方が優れていた。
- 本実験の試験体諸元とせん断スパン比の範囲において、中間部でせん断破壊すると判定された試験体であっても、曲げ破壊となった。





参考文献

- 1) 土木学会:国鉄建造物設計標準解説, 1974.11
- 2) 鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同解 説 コンクリート構造物,2004.4