

柱頭柱脚を拘束した鋼板巻立補強RC柱の開発

Development of RC Column Retrofitted by Steel Jacket with Steel Angle

森 浩二* 井上 重信*
山内 豊英*

要 旨

鋼板巻立補強を施したRC柱の柱頭柱脚をアングル材で拘束する構法について、その変形性能を検証するために実験を行なった。その結果、拘束アングル材の有無に関わらず主筋が引張降伏するまでの性状には差がないが、拘束アングル材付きの試験体ではアングル材のない場合に比べて最大耐力が上回り、変形性能が向上することを確認した。

キーワード：耐震補強／鋼板巻立補強／アングル材／拘束効果

1. はじめに

建物の耐震性能を高める目的で、せん断破壊型の柱に鋼板巻立補強を施してせん断耐力を向上させる耐震補強構法が一般に行なわれている¹⁾が、一方で柱頭・柱脚部コンクリートの拘束を終局時まで保持することの重要性が指摘²⁾されている。柱脚部のコンクリートを拘束する手法として文献²⁾では鋼板巻立を行なった角形RC柱脚をアングル材で補強する案が示されているが、拘束による効果を実験によって確認した例は見られない。

本報は、鋼板巻立補強を施した角形RC柱の柱頭・柱脚部に、拘束のためのアングル材を溶接した場合の変形性能について報告するものである。

する補強を行った試験体をTYPE-Sとした。

試験体のRC部分の形状および配筋を図-1に示す。RC柱部分は断面の大きさ $b \times D$ (b :柱幅, D :柱せい) が $360\text{mm} \times 360\text{mm}$ 、内法高さ h が 1080mm (せん断スパン比 $M/QD=1.5$) である。主筋は12-D13 (引張鉄筋比 $p=0.4\%$) とし、せん断補強筋D6をピッチ 60mm (せん断補強筋比 $p_w=0.29\%$) で配筋した。

補強の概要を図-2に示す。鋼板巻立補強は、RC柱の外側にコの字型に折曲げた鋼板 ($t=4.5\text{mm}$, t :板厚) を囲い込むように溶接し、RC柱部との隙間をモルタルで充填して行った。鋼板の折曲げ部分の内法半径は 13.5mm ($=3t$) とした。

2. 実験方法

2.1 試験体形状

実大の1/2.5相当のRC柱に鋼板巻立補強を施した試験体をTYPE-Nとし、さらに柱頭柱脚をアングル材で拘束

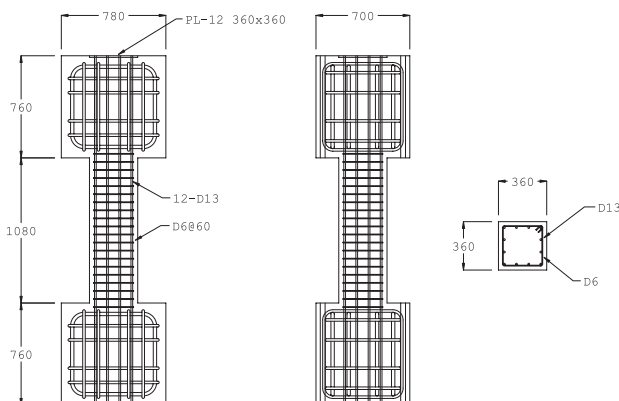


図-1 試験体配筋

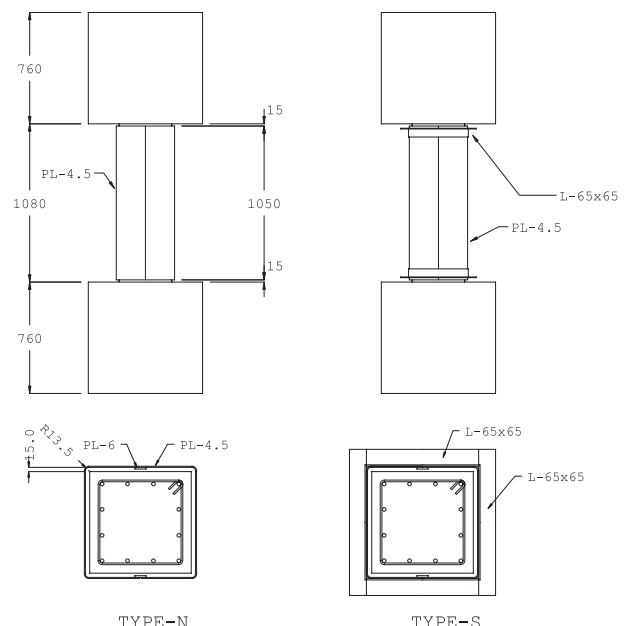


図-2 補強概要

*構造研究グループ

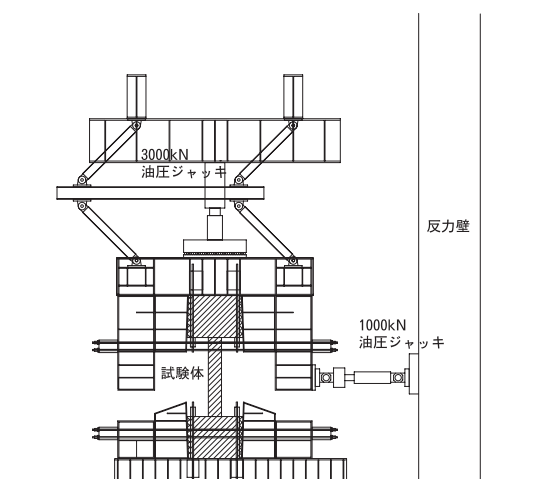
表－１ 材料試験結果（コンクリート・モルタル）

種 別	強度(N/mm ²)
コンクリート	34.0
モルタル	4.2

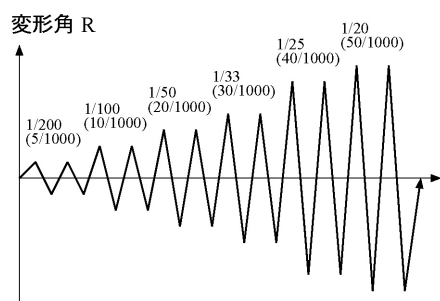
モルタルの強度は充填性を優先したため低くなっている。

表－２ 材料試験結果（鉄筋・鋼板・アングル材）

部 位	種 別	形 状	降 伏 (N/mm ²)	強 度 (N/mm ²)
主 筋	SD295A	D13	347	485
せん断補強筋	SD295A	D6	399	544
鋼 板	SS400	4.5mm	266	337
ア ン グ ル 材	SS400	5.5mm	325	505



図－３ 加力装置



図－４ 载荷スケジュール

柱頭柱脚を補強するアングル材は65mm×65mm×6mmのものを図－２のように組み立て、巻立鋼板とアングル材を溶接により接合した。

2.2 使用材料

実験に使用した材料の試験結果を表－１、表－２に示す。RC柱およびスタブのコンクリートは調査強度を24N/mm²とした。RC柱と鋼板の間に充填したモルタルは、流動性を優先させた調合としたため通常より強度が低くなっている。また、主筋・せん断補強筋にはSD295Aを、巻立鋼板とアングル材はSS400を使用した。鋼材の材料試験結果の中で、降伏点が明確でないものについては0.2%オフセット法による降伏点強度を記載した。

2.3 载荷方法

実験には図－３に示す建研式逆対称加力装置を用いた。軸力は3000kN油圧ジャッキを用い、軸力比0.4（ $0.4bD\sigma_B$ 、 σ_B :コンクリート圧縮強度）相当の一定加力を行った。水平力は1000kN油圧ジャッキを用い、柱の変形角Rによる载荷制御を行った。図－４に水平载荷のスケジュールを示す。変形角R=5/1000, 10/1000, 20/1000, 30/1000, 40/1000, 50/1000のそれぞれについて各２回正負交番载荷を行った。

2.4 計測

試験体上下スタブ間の水平変位 δ を計測し、柱内法高さhで除したものを変形角Rとした（ $R=\delta/h$ ）。また、主筋・せん断補強筋・鋼板のひずみをワイヤストレインゲージで計測した。

3. 実験結果

3.1 実験経過

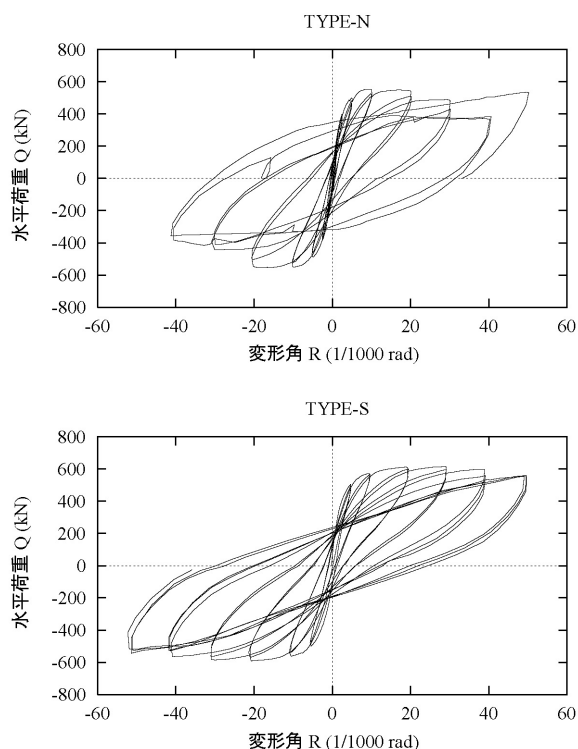
試験体の実験時耐力を表－３に、荷重変形関係を図－５に示す。

試験体TYPE-Nは変形角R=3.1/1000で圧縮側主筋が降伏、R=6.8/1000で引張側主筋が降伏し、R=9.1/1000で最大荷重となった。変形角R=10/1000の時点では柱脚部側面鋼板にわずかな膨らみが観察され、RC柱とスタブの境界部分にはひび割れが観察された。変形角R=20/1000では柱頭・柱脚部側面の鋼板の膨らみは顕著になり、せん断補強筋が降伏した。変形角R=30/1000までに巻立鋼板が降伏した。この時、スタブコンクリートにはひび割れが生じた。変形角R=40/1000では圧縮側側面で鋼板とスタブが接触し、柱頭部では鋼板の座屈が観察された。以降、正負交番载荷を行なうにつれて鋼板の座屈は顕著となり、軸縮み量は増大した。変形角R=50/1000では水平荷重は増加したが軸縮み量は増大する傾向を強めたため、実験を中断した。

試験体TYPE-Sは変形角R=3.6/1000で圧縮側主筋が降伏、R=7.3/1000で引張側主筋が降伏した。変形角R=10/1000の時点では補強アングルより材軸方向中央よりの箇所では鋼板の膨らみが観察された。変形角R=30/1000では最大荷重となり、柱頭部コンクリートの圧壊が観察された。また、スタブコンクリートに引き抜きによるひび割れが生じた。変形角R=40/1000では巻立鋼板が降伏した。鋼板の圧縮側側面では鋼板とスタブが接触し、補強アングルの鉛直部には膨らみが観察され、水平部には曲げ変形が観察された。変形角R=50/1000までにせん断補強筋が降伏し、柱上部の補強アングルより中央よりの箇所では鋼

表－３ 実験時耐力

	TYPE-N		TYPE-S	
	せん断力 (kN)	変形角 ($\times 10^{-3}$)	せん断力 (kN)	変形角 ($\times 10^{-3}$)
主筋圧縮降伏時	433	3.1	468	3.6
主筋引張降伏時	535	6.8	554	7.3
最大せん断力	554	9.1	615	28.9
せん断補強筋降伏時	506	20.3	483	41.2
鋼板降伏時	485	23.8	599	38.9



図－５ 荷重変形関係（せん断力）

板の座屈が観察された。

3.2 最終状況

実験終了後の試験体の状況を写真－１に示す。試験体TYPE-Nでは柱頭柱脚部分のコンクリートは圧壊しており、鋼板がスタブと接触し座屈した状態になっていた。試験体TYPE-Sについても柱頭柱脚部分のコンクリートは圧壊しており、鋼板はスタブと接触していたが、鋼板の座屈箇所はアングル材で補強された部分よりも材軸方向に中央よりであった。補強アングルの鉛直部は全体的に外側に膨らむように変形しており、水平部は中央がスタブの方向に変形していた。また、上下スタブ間の距離から算出した残留軸縮み量はTYPE-Nが90mm、TYPE-Sが25mmであった。

3.3 鋼板除去後

実験終了後に巻立鋼板を切断し、かぶりコンクリートを除去した。各試験体の状況を写真－２に示す。両試験体とも柱頭柱脚部分の充填モルタル、かぶりコンクリートは粉体化していた。



写真－１ 試験体最終状況



写真－２ 鋼板除去後の柱頭部の状況

主筋については、TYPE-Nでは柱頭柱脚部で座屈が著しく、TYPE-Sでは主に柱頭部に座屈が集中していた。また、柱頭柱脚部の座屈していない箇所ではコアコンクリートからの剥離やずれなどが生じていた。

コアコンクリートは柱頭柱脚部分の座屈した主筋の付近で粉体化を生じており、中央部では多数の斜めひび割れや鉛直方向のひび割れが生じていた。

座屈した主筋のうち、コーナーに位置するものはフープ筋を節として折曲げたような形状となっていたが、内側の主筋はフープ筋の2～3ピッチの範囲にまたがるように座屈しており、フープ筋の結束位置が座屈の腹に位置するものも見られた。フープ筋のフックは最大で90°程度まで拡大したが、フックの外れやフープの切断などは見られなかった。

4. 検討・評価

4.1 耐力

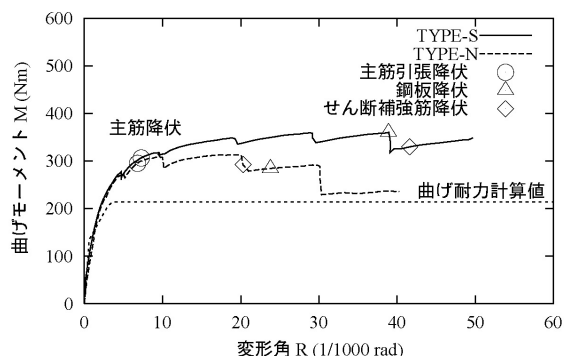
実験時耐力と文献^{1), 3)}に示される耐力計算値との比較を表－４に示す。実験時曲げモーメントは $Qh/2$ (Q :水平荷重, h :柱内法高さ) に $P-\delta$ 効果を考慮して算定した。また、巻立鋼板は文献¹⁾に従いせん断補強筋に算入して評価し、補強アングル材の影響は耐力計算に含めないものとした。

主筋引張降伏時の柱脚曲げモーメントについて、等価応力分布法³⁾で算定した終局曲げモーメント M_u に対する比はTYPE-Nで1.38、TYPE-Sで1.43であり、最大曲げモー

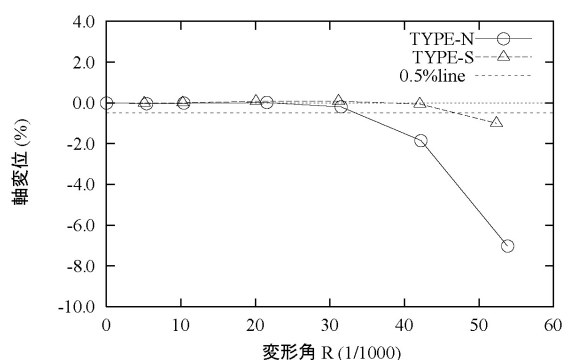
表－４ 実験時耐力と計算値の比較

	TYPE-N	TYPE-S
曲げ終局強度計算値 M_u (Nm)	214	214
曲げ終局強度計算値(略算式) M_u' (Nm)	241	241
実験時最大曲げモーメント $_{ex}M_{max}$ (Nm)	313	360
曲げ終局時せん断強度計算値 Q_{su} (kN)	462	462
せん断強度計算値 Q_{su} (kN)	478	478
実験時最大せん断力 $_{ex}Q_{max}$ (kN)	554	615

M_u , M_u' は文献¹⁾に、 Q_{su} は文献¹⁾による。



図－６ 荷重変形関係（モーメント包絡線）



図－７ 軸変位量の比較

メント $_{ex}M_{max}$ の M_u に対する比はそれぞれ1.46, 1.68であった。また、TYPE-Sの最大せん断力のTYPE-Nに対する比は1.11であった。

4.2 荷重変形関係の比較

TYPE-N、TYPE-S両試験体の曲げモーメント変形角関係の包絡線の比較を図－６に示す。

変形角 $R=5/1000$ 付近までは初期剛性や主筋引張降伏時耐力など両試験体の荷重変形関係に差は見られず、主筋が引張降伏した時期もほぼ同じである。しかし、TYPE-Sにおける主筋降伏後の剛性低下はTYPE-Nに比べて小さく、主筋降伏時耐力に対する最大耐力がTYPE-Nの22%に対してTYPE-Sでは30%であるなど、主筋降伏後の変形状態には大きな差が見られた。また、TYPE-Sでは最大曲げモーメント時の変形角が40/1000であり、50/1000時の耐力低下は10%であった。

4.3 軸変位量の比較

図－７に各サイクルの所定変形時における軸変位量の

比較を示す。変形角 $R=10/1000$ までは両試験体の差は見られなかった。

TYPE-Nでは $R=30/1000$ までの軸変位量は0.5%以下であったが、40/1000以降の軸変位量が急激に増加した。この時、柱に巻立てた鋼板がスタブと接触して局部座屈を生じたことが確認されており、RC柱のみで軸力を負担していた初期状態から巻立鋼板と鋼板に拘束される粉体と化したコンクリートによって軸力を支持するモードに変化したものと推測される。 $R=40/1000$ 以降では繰り返し荷重を進める毎に軸変位量が急激に増加しており、脆性的な破壊ではないが軸力保持限界に達したと考えられる。

TYPE-SではTYPE-Nに比べて軸変位の程度は小さく、 $R=40/1000$ まで軸変位量は0.5%以下であった。50/1000ではやや軸変位量が増加し、1.0%となった。この時、鋼板とスタブは接触しており、柱上部のアンクル材の下側で鋼板の局部座屈が観察された。これは、柱頭柱脚をアンクル材によって補強したことにより、コンクリートの劣化によって鋼板が座屈する位置が材端から中央よりに変化したものと推測される。

5. まとめ

本実験結果から、鋼板巻立補強RC柱の柱頭柱脚にアンクル補強を行なうことによる以下の効果が確認された。

- ・アンクル補強を行った試験体の最大せん断力は補強を行っていない試験体に対して11%増加した。
- ・アンクル補強を行った試験体の耐力低下率は $R=50/1000$ 時で10%であった。

従って、既存建物のRC柱の鋼板巻立による耐震補強に対して追加のアンクル補強を行なうことにより、建物の耐震性能が向上することがわかった。

[謝辞]

本研究を行うにあたり、福井工業大学の鈴木計夫教授(大阪大学名誉教授)に御指導いただきました。ここに記して感謝の意を表します。

[参考文献]

- 1) 日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリートの耐震改修設計指針・同解説, 2001年
- 2) 日本コンクリート工学協会: コンクリート構造物の靱性設計手法に関するシンポジウム, 2001年11月
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1988年7月