

報告 鋼板巻き曲げ補強した RC 柱の変形性能に関する実験的研究

瀧口 将志*1・渡辺 忠朋*2・佐藤 勉*3

要旨：既設 RC 高架橋柱部材等にアンカー鉄筋を用いて鋼板巻き曲げ補強をおこなう場合、くり返し载荷によりアンカー鉄筋が破断し、耐力が急激に低下するという問題がある。本研究においては、破断を避けるため、アンカー鉄筋が圧縮力を負担せず引張力のみを負担する機構を考案し、その効果を既設 RC 高架橋柱部材をモデル化した実物大供試体による 2 軸交番载荷試験により確認した。実験パラメータは RC 柱と補強鋼板間のジベル鉄筋の有無とした。その結果、アンカー鉄筋を引張のみに作用させる機構は有効に作用し、耐力の急激な低下を回避できることを明らかにした。

キーワード：耐震補強, 鋼板巻立て, 曲げ補強, 変形性能, 付着, 鉄筋破断

1. はじめに

既設 RC ラーメン高架橋柱や橋脚の耐震補強工法として鋼板巻き補強工法が広く適用されている。このなかで、せん断補強およびじん性補強を目的としたものについては、多くの研究例と施工例がある。しかしながら曲げ耐力が不足したままでじん性のみを向上させた場合、大地震時には構造物に大きな塑性変形が生じ、残留変形も大きくなるという問題がある。

鋼板巻きによるせん断補強・じん性補強に加え、アンカー鉄筋を用いてフーチングと鋼板とを連結することにより、曲げ補強をも目的としたものは、道路の分野において研究例・施工例がある¹⁾。しかしながら従来より提案されてきた曲げ補強方法では、くり返し载荷によりアンカー鉄筋が破断し、耐力が急激に低下するという問題がある¹⁾。また曲げ補強において、既設 RC 柱と補強鋼板間の付着の有無が耐力・変形性能に与える影響についても十分に明らかにされているとは言い難い。

そこで本研究では、鋼板巻き曲げ補強にお

いて、アンカー鉄筋の破断を避けるため、圧縮力を負担せず引張のみに作用する機構を考案し、その効果を既設 RC ラーメン高架橋柱部材を模した実物大供試体を用いた 2 軸交番载荷試験により確認した。その際、既設 RC 柱と補強鋼板間のジベル鉄筋の有無が耐力および変形性能に与える影響を比較するため、既設 RC 柱と補強鋼板間のジベル鉄筋の有無を実験パラメータとしている。以下にその概要を報告する。

2. 実験概要

2.1 供試体の諸元

供試体は、鉄道既設 RC ラーメン高架橋柱を、実物大で片持ち梁にモデル化した。供試体諸元を図-1 および表-1 に、補強前の形状および配筋を図-2 に示す。供試体 T-2²⁾は、じん性補強を目的として、6mm 鋼板を巻き立て、RC 柱と鋼板の間に無収縮モルタルを充填した。供試体 TB-1 は曲げ補強を目的とし、T-2 を基に、载荷方向の 2 面に鋼板とフーチング間のアンカー鉄筋を設置したものである。な

*1 九州旅客鉄道(株) 施設部工事課 工修 (正会員)

*2 北武コンサルタント(株) (正会員)

*3 (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部 コンクリート構造担当主幹技師 工博 (正会員)

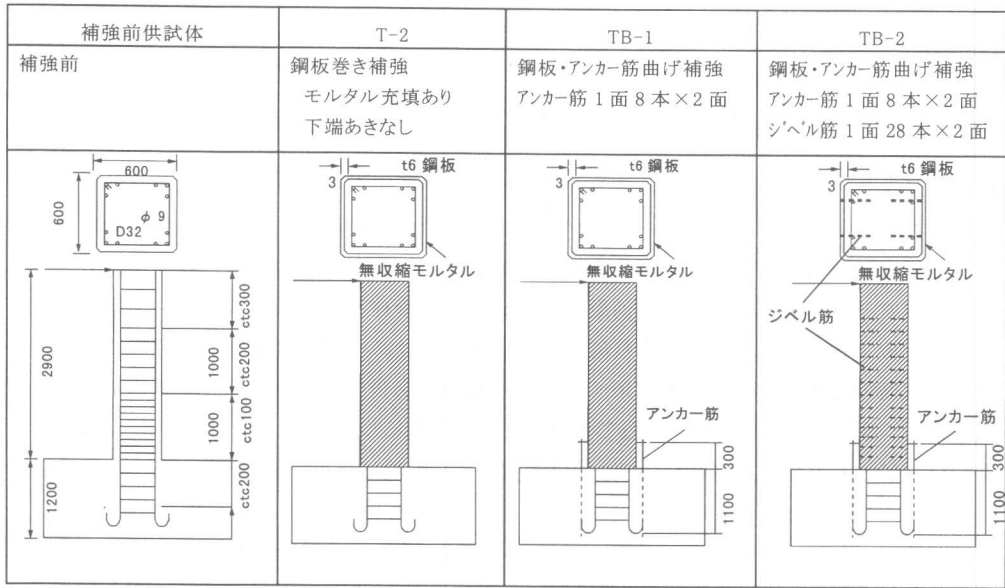


図-1 供試体一覧図

表-1 供試体諸元

供試体	T-2 じん性補強	TB-1 曲げ補強	TB-2 曲げ補強
補強前柱断面	600 mm×600 mm		
補強後柱断面	660 mm×660 mm		
充填モルタル	30 mm		
せん断スパン	2.9 m, a/d=5.1 (補強後断面)		
軸方向鉄筋	SD295A 12-D32		
引張鉄筋比	0.84% (補強後断面)		
帯鉄筋	SR235 φ9@100 (柱基部) φ9@200 (柱上部)		
帯鉄筋比	0.19% (柱基部, 補強後断面)		
補強鋼板	—	SS400 t=6 mm	
アンカー鉄筋	—	SD345 4-D32/面×2面 (ねじふし鉄筋)	
ジベル鉄筋	—	—	SD345 28-D16/面 ×2面
軸力 (軸力比)	1180 kN (0.097)	1180 kN (0.080)	1180 kN (0.084)

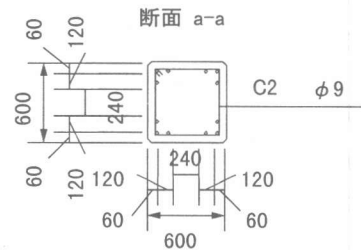
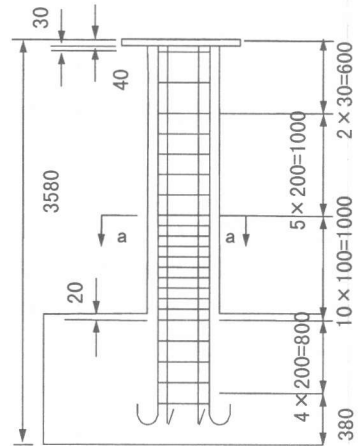


図-2 供試体配筋図 (補強前)

お繰り返し荷によるアンカー鉄筋の破断を避けるため、アンカー鉄筋は引張のみに作用する構造としている (図-3)。供試体 TB-2 は、曲げ補強時に既設 RC 柱と補強鋼板間の付着が耐力、変形性能に与える影響について

検討することを目的とし、供試体 TB-1 を基に、荷重方向の 2 面に既設 RC 柱と鋼板間のジベル鉄筋を設置したものである。なお各供試体とも鋼板とフーチング間には隙間を設けていない。

供試体製作は、実補強を想定し、無補強供試体を製作したのち、鋼板を巻立て、既設 RC 柱と鋼板間の空隙に無収縮モルタルを充填した。ただし軸力の荷重は製作上の都合により鋼板巻立て後とした。供試体 TB-1, TB-2 のアンカー鉄筋の施工は、あらかじめ設けておいたフーチングの箱抜き部に、アンカー鉄筋を挿入し、無収縮モルタルを充填することにより

おこなった。供試体 TB-2 のジベル鉄筋の施工は、既設 RC 柱と補強鋼板間の付着の影響を評価するため、ジ

ベルが理想的に施工された状態を想定し、柱コンクリート打設時に柱部よりあらかじめジベル鉄筋を立ち上げておき、また鋼板のジベル位置にはあらかじめ穴あけを施し、鋼板の設置が完了した後にジベル鉄筋と鋼板とを溶接することによりおこなった。

2. 2 使用材料

セメントは普通ポルトランドセメント、鉄筋は SD295 および SD345、補強鋼材は SS400 を用いた。鉄筋、鋼材の機械的性質を表-2 ~ 表-4 に、コンクリート強度を表-5 に示す。

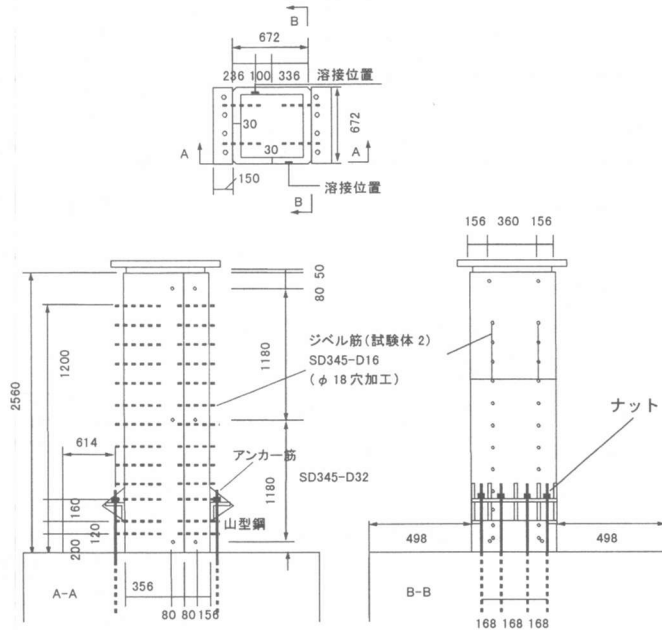


図-3 供試体補強図 (TB-2)

表-2 軸方向鉄筋の機械的性質

供試体	軸方向鉄筋			アンカー筋		
	種類	降伏強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)	種類	降伏強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)
T-2	SD295-D32	349	1.91×10 ⁵	—	—	—
TB-1	SD295-D32	324	2.02×10 ⁵	SD345-D32	354	1.96×10 ⁵
TB-2	SD295-D32	324	2.02×10 ⁵	SD345-D32	354	1.96×10 ⁵

表-3 帯鉄筋・ジベル鉄筋の機械的性質

供試体	帯鉄筋		ジベル鉄筋	
	種類	降伏強度 (N/mm ²)	種類	降伏強度 (N/mm ²)
T-2	SR235-φ9	317	—	—
TB-1	SR235-φ9	345	SD345-D16	386
TB-2	SR235-φ9	345	SD345-D16	386

表-4 補強鋼板の機械的性質

供試体	種類	降伏強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)
T-2	SS400 t=6	325	1.88×10 ⁵
TB-1	SS400 t=6	331	2.04×10 ⁵
TB-2	SS400 t=6	331	1.86×10 ⁵

表-5 コンクリート材料強度

供試体	柱		充填モルタル
	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)
T-2	27.9	2.33×10 ⁴	59.4
TB-1	33.8	2.56×10 ⁴	71.1
TB-2	32.3	2.62×10 ⁴	64.1

2. 3 載荷方法

載荷は、アクチュエータを用いた水平方向の正負交番載荷とした。軸力は、既設RCラーメン高架橋柱を想定し、1180kNとした。加力サイクルは、既設柱部分の最外縁軸方向鉄筋が引張降伏した時点の載荷点変位 δ_y を基準とし、 $\pm 1 \delta_y, \pm 2 \delta_y, \pm 4 \delta_y, \pm 6 \delta_y \dots$ とし、各 δ_y ごとに正負各3ループおこなうこととした。測定は、荷重、変位置、鉄筋および鋼板のひずみとした。

3. 実験結果

実験結果の概要を表-6に、荷重変位曲線を図-4に示す。なお、これらは軸力による2次モーメントの影響(P- Δ 効果)を補正したものである。

じん性補強供試体 T-2 は、 $\pm 4 \delta_y$ で鋼板とフーチングの接触のため鋼板基部が多少はらみ出し、 $10 \delta_y \sim 12 \delta_y$ で同一変位での第2、第3サイクルの耐力低下が顕著となった。その後 $14 \delta_y$ でかぶりコンクリートが剥離し、 $14 \delta_y$ 1回目の正載荷から負載荷へ向かうときに軸方向鉄筋が破断した。その後2回目の正載荷に向かうときにさらに軸方向鉄筋が破断し、耐力が急激に低下したため載荷を終了した。

曲げ補強供試体 TB-1 (ジベルなし) は、軸方向鉄筋の降伏後 $2 \delta_y \sim 4 \delta_y$ でアンカー鉄筋が降伏した。その後 $12 \delta_y \sim 14 \delta_y$ で同一変位での第2、第3サイクルの耐力低下が顕著となり、また鋼板のはらみ出しが顕著にみられた。 $14 \delta_y$ の3回目の正載荷から負載荷へ向かうときに

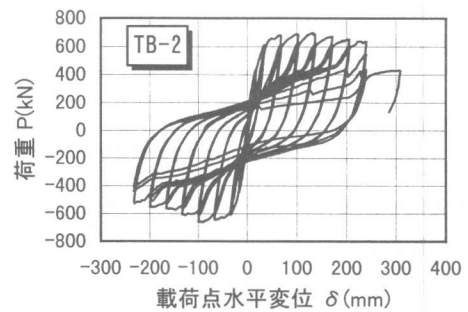
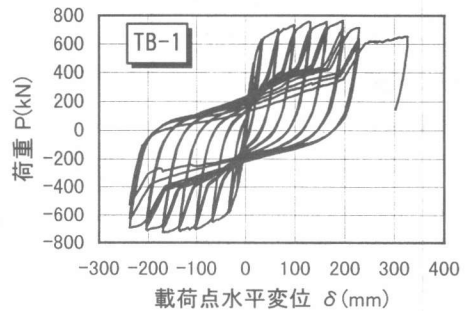
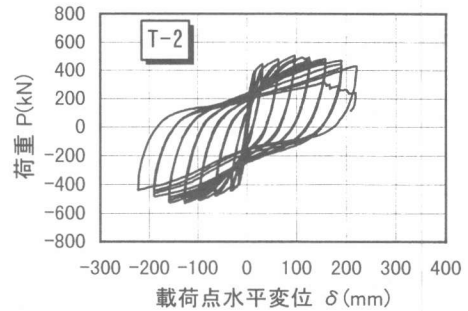


図-4 荷重変位曲線

表-6 実験結果の概要

供試体		鉄筋降伏時		最大耐力時	終局1時		終局2時
		荷重	変位	荷重	荷重	変位	変位
		(kN)	(mm)	(kN)	(kN)	(mm)	(mm)
T-2	+	390	15.8	503	478	158	220.5
	-	-402	-16.4	-527	527	-127	-223.0
TB-1	+	464	16.8	762	755	164	326.5
	-	-364	-13.3	-725	-706	-203	-237.5
TB-2	+	431	17.1	694	649	205	306.6
	-	-446	-16.6	-661	562	-166	-232.5

終局1は同一変位での繰り返し第2、第3サイクルにおいて、顕著な耐力低下が見られない最大変位とした。

終局2は、荷重-変位曲線の包絡線が降伏荷重を下回らない最大変位とした。

軸方向鉄筋が破断し、耐力が低下したため、それ以降は $20\delta y$ まで片押し载荷をおこなった。最終段階においてもアンカー鉄筋は有効に作用していた。

曲げ補強供試体 TB-2 (ジベルあり) は、TB-1 と同様に、軸方向鉄筋の降伏後 $2\delta y \sim 4\delta y$ でアンカー鉄筋が降伏し、その後 $12\delta y \sim 14\delta y$ で同一変位での第2、第3サイクルの耐力低下が顕著となった。 $14\delta y$ の1回目の負荷荷から2回目の正荷荷へ向かうときに軸方向鉄筋が破断し、その後正側のすべての引張鉄筋が破断し、耐力が急激に低下したため、それ以降は $18\delta y$ まで片押し载荷をおこなった。最大耐力は TB-1 と比較して幾分低めの結果となり、また鋼板のはらみ出しは、ジベルの作用のため顕著にはみられなかったが、逆に軸方向鉄筋の破断が早くなり、耐力が急激に低下するという結果となった。なお最終段階においてもアンカー鉄筋は有効に作用していた。

4. 考察

4.1 復元力特性

図-5 に供試体 T-2 と TB-1 の荷重変位曲線をまとめて示す。TB-1 の荷重変位曲線のうち、アンカー鉄筋降伏以降に着目すると、新たな変位領域の第1サイクルは正負とも包絡線上をたどる。第2サイクル以降は途中までは RC 柱本体のみが有効のため T-2 と同じ経路をたどり、その後アンカー鉄筋が作用し始めることにより、過去の最大変位点を目指すことがわかる。また除荷時にはアンカー鉄筋は作用しないため、T-2 と同じ経路をたどることがわかる。

4.2 アンカー鉄筋のひずみ履歴

図-6 に供試体 TB-1 のアンカー鉄筋のひずみ履歴を示す。TB-1、TB-2 とともにアンカー鉄筋は引張のみに作用していることがわかる。なお、TB-1 は耐力低下域の $14\delta y$ においてもひずみが増加しているが、TB-2 は $8\delta y$ 以降はひずみが増加していない。これは TB-2 にはジ

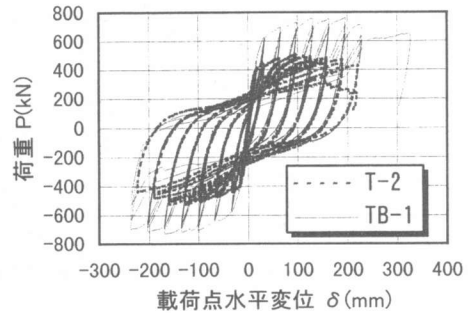


図-5 荷重変位曲線の比較

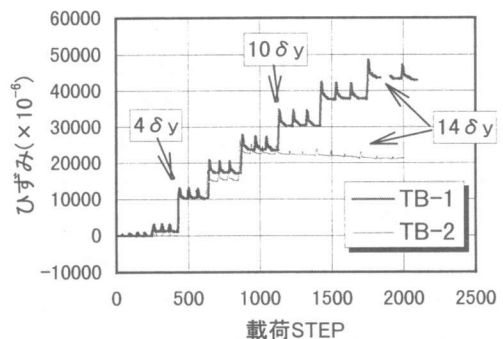


図-6 アンカー鉄筋ひずみ履歴の比較

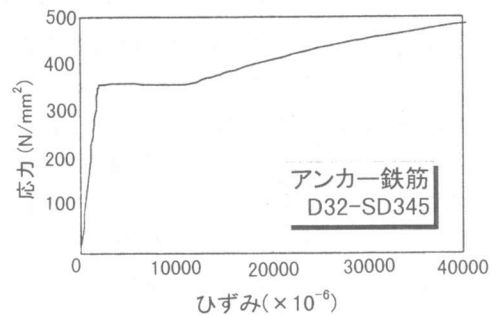


図-7 アンカー鉄筋の応力ひずみ関係

ベル鉄筋が設置されているため、既設 RC 柱と鋼板がずれにくくなっており、そのために大変形の交番载荷においてフーチングの損傷がやや大きくなり、その結果アンカー筋の抜け出しが増加したためであると考えられる。

表-7 耐力の実験値と計算値

供試体	降伏荷重			最大荷重				
	Pyex (kN)	Pycal (kN)	Pyex / Pycal	Puex (kN)	Pucal① (kN)	Puex / Pucal①	Pucal② (kN)	Puex / Pucal②
T-2	+	390	322	1.21	503	374	1.34	/
	-	-402		1.25				
TB-1	+	464	/	762	593	/	660	1.15
	-	-364		-725				1.10
TB-2	+	431	/	694	589	/	623	1.11
	-	-446		-661				1.06

4. 3 実験値と計算値の比較

降伏荷重、最大荷重の実験値と計算値の比較を表-7に示す。ここで計算値は、モデル化されたコンクリートの応力ひずみ関係³⁾を用い、アンカー鉄筋以外に平面保持を仮定することにより算定した。その際、無収縮モルタルによる断面増加は考慮したが、圧縮側の補強鋼板とフーチングの接触は無視した。またアンカー鉄筋により曲げ補強をおこなったTB-1、TB-2の曲げ耐力は、アンカー鉄筋応力を外力評価して算定した。その際アンカー鉄筋のひずみ硬化の考慮の有無により、2ケースの計算値を示している。アンカー鉄筋応力として、計算値①は降伏応力を用いている。計算値②はアンカー鉄筋のひずみ硬化を考慮し、概ね $12\delta_y$ 時のひずみ(TB-1は 40000μ 、TB-2は 23000μ)に相当する単調引張時の応力を用いている(図-6、図-7)。曲げ耐力計算値と最大耐力実験値を比較すると、ひずみ硬化を考慮しない計算値①は、実験値を2~3割程度過小評価しているのに対し、ひずみ硬化を考慮した計算値②は1割程度の過小評価となっている。このことより、鋼板巻き曲げ補強部材の曲げ耐力算定にあたっては、ひずみ硬化を適切に評価する必要があるものと考えられる。

5. まとめ

本論で明らかになったことを以下に要約して示す。

1) 鋼板巻き曲げ補強において、考案した機

構によりアンカー鉄筋を引張のみに作用させることにより、アンカー鉄筋の破断およびそれに起因する耐力の急激な低下を回避できることが確認された。

2) 鋼板巻き曲げ補強において、RC柱と鋼板との間のジベル鉄筋の有無による変形性能の大きな差は見られなかった。ただし、柱基部にジベル鉄筋を設けた場合、フーチングの損傷がやや大きくなり、最大耐力が若干小さくなる傾向がみられた。さらに、既設RC部分の軸方向鉄筋破断による耐力低下が大きくなる結果となった。

3) 鋼板巻き曲げ補強において、アンカー鉄筋のひずみ硬化を考慮せずに算定した曲げ耐力は、実験値をかなり過小評価する結果となった。

参考文献

- 1) 川島一彦・星隈順一・大塚久哲・長屋和宏・中野正則：鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強法とその設計，橋梁と基礎，No.1, pp.27-34, 1996.1
- 2) 田畑裕・佐藤勉・渡辺忠朋・安原真人：鋼板巻き補強におけるディテールの影響に関する実験的研究，土木学会第51回年次学術講演会，V-529, pp.1056-1057, 1996.9
- 3) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編，丸善，pp.23, 1996.3