

ジベル鉄筋を省略した補強方法の効果に関する研究

東日本旅客鉄道(株) 上信越工事事務所 正会員 ○和田 旭弘
 東日本旅客鉄道(株) 上信越工事事務所 正会員 築嶋 大輔
 東日本旅客鉄道(株) 高崎支社 正会員 井口 重信
 東日本旅客鉄道(株) 研究開発センター 正会員 杉崎 向秀

1. はじめに

新潟県中越地震など過去の大地震によって、橋脚の主鉄筋段落し部で鉄筋がはらみ出してコンクリートが剥がれ落ちる被害が生じている(写真-1)。鉄道構造物等設計標準・同解説では、基部が曲げ耐力に達したときに段落し部に発生する曲げモーメントやせん断力に対して段落し部の曲げ耐力やせん断耐力を十分大きくすることで、段落し部を損傷させないこととしているが、古い設計基準によって構築された橋脚の中には、段落し部に十分な耐力を有していないものも多く、前記した地震時の損傷事例が発生している。そのため、段落し部の曲げ補強を含めた橋脚の耐震補強が必要となっている。

橋脚の段落し部分を曲げ補強する場合、追加した軸方向鉄筋を有効に働かせるため、アンカージベル鉄筋を打設して補強部と既設部を一体化させている。この場合の段落し部分の曲げ耐力は、既設部と補強部を一体構造と考えた断面で計算される。しかし、ソケット式継手のように、既設部と補強部を一体化しない構造でも曲げ耐力を伝達できることが知られている。そこで、既設部と補強部を別体にした補強方法の効果について検討するため、模型試験体による曲げ載荷試験を行った。本稿ではその試験結果を報告する。

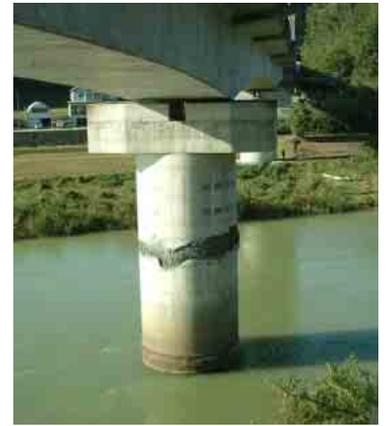


写真-1 橋脚段落し部の損傷

2. 載荷試験概要

試験体の概要を図-1および表-1に示す。試験は、梁試験体に対する2点載荷で行った。

試験体は、中央部(A-A断面)を橋脚の段落し部と想定して主鉄筋量を少なくした既設部に、既設部と補強部との間に剥離材を塗布して付着を切った上で、鉄筋コンクリート巻き補強を行った。

表-1 試験体諸元

試験体No		Type1	Type2
梁全長	(mm)	3000	
支点スパン	(mm)	2600	
載荷スパン	(mm)	1600	
断面幅(長辺)	(mm)	900	
断面高さ(短辺)	(mm)	300	
有効高さ	(mm)	260	
鉄筋種別(全て)	-	SD345	
一般部 引張鉄筋比	(%)	1.67	
中央部 引張鉄筋比	(%)	0.183	
帯鉄筋比	(%)	0.563	
コンクリート強度	(N/mm ²)	46.7	48.2
補強長さ(片側)	(mm)	600	
断面幅	(mm)	1000	
断面高さ	(mm)	420	
主鉄筋比	(%)	0.78	0.32
帯鉄筋比	(%)	1.43	
モルタル強度	(N/mm ²)	48.7	44.9

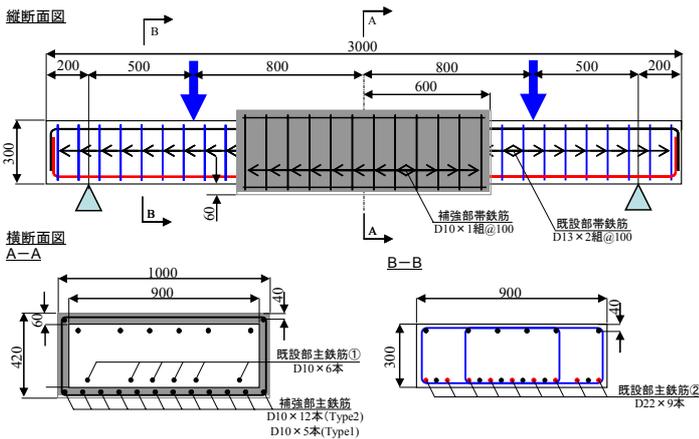


図-1 試験体概要図

実際の橋脚では、地震時外力が橋脚上端に作用する片持梁となり、橋脚躯体にはせん断力が作用し曲げモーメントも基部を底辺とした三角形分布となる。しかし、本実験では段落し部の曲げ補強効果のみに着目するため、段落し部を等曲げ区間に配置し、この部分を補強した。試験体形状は、実構造物の1/6程度の縮尺を想定して既設部断面を300×900とした。補強部の巻き厚は腹部で50mmとした。Type1・2は補強部の引張鉄筋量のみをパラメーターとしている。

キーワード 橋脚 耐震補強 段落し アンカージベル鉄筋 RC巻き補強

連絡先 〒370-8543 群馬県高崎市栄町6番26号 東日本旅客鉄道(株) 上信越工事事務所 027-324-9361

3. 実験結果

試験体中央変位と荷重，梁中央部の引張鉄筋ひずみおよび補強部の帯鉄筋ひずみの関係を図-2~4に示す。Type1・2とも下記のようなステップで損傷が進んだ。

- ① 試験体中央変位約1mmで梁中央部の引張鉄筋ひずみが補強部より既設部のほうが大きくなり，平面保持が成立しなくなった。この時点から，補強部から既設部の抜け出しが始まり補強部と既設部の挙動が異なり始めた。補強部腹部には，端部下縁付近から梁中央上縁に向けてせん断ひび割れが発生し始めた。また，補強部下面中央の引張鉄筋のひずみが，断面中央部より断面端部のほうが大きくなり，断面中央と端部で補強部のたわみ形状が異なり始めた。
- ② 既設部中央の引張鉄筋ひずみが降伏すると，補強部の引張鉄筋ひずみの増加が緩やかになり，前者のひずみが著しく増大した。また，補強部腹部のせん断ひび割れの幅および本数も増加した(図-3)。
- ③ 補強部側面の帯鉄筋ひずみが増加しなくなり最大荷重に達した。また，この頃，補強部下縁端部から発生したせん断ひび割れが，梁中央部上縁に到達し，新たなせん断ひび割れの発生が少なくなった(図-4)。
- ④ せん断ひび割れが上縁に到達した後も，急激な荷重低下はせず変形のみ進み，既設部中央の引張鉄筋が破断して荷重が低下した。

試験終了時の補強部側面の損傷状況を写真-2に示す。

4. 考察

既設部引張鉄筋の降伏時荷重および最大荷重の実験値と計算値の比較を表-2に示す。計算値①は既設部のみでの曲げ耐力，計算値②は既設部と補強部が一体と考えた場合の曲げ耐力に達する際の荷重の計算値である。Type1・2ともに，既設部のみで考えた計算値①よりも実験値のほうが大きく，本研究の補強方法で一定の曲げ補強効果があることが判明した。

本研究では，Type1とType2で，補強部の引張鉄筋量をパラメーターに実験を行ったが，既設鉄筋降伏時と最大荷重時それぞれにおいて両試験体の荷重の差は小さく，補強部の引張鉄筋量が補強効果に与える影響が少なかった。これは，既設部の引張鉄筋が降伏する前の段階で補強部が既設部から抜き別々に挙動し始めるため，補強部の引張鉄筋が有効に働かなかつたためだと推測される。その一方で，曲げ補強効果があった理由として，既設部中央の曲げ耐力のほかに，ソケット式継手と同様に補強部と既設部の間に生じる支圧力の偶力が，作用する曲げモーメントに抵抗するなどの別の耐荷機構が成立しているものと考えられる。

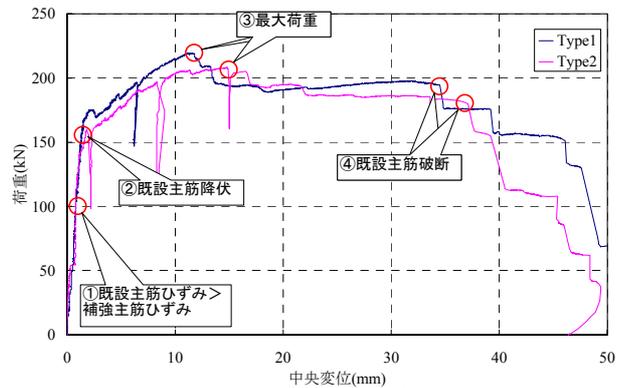


図-2 中央変位-荷重

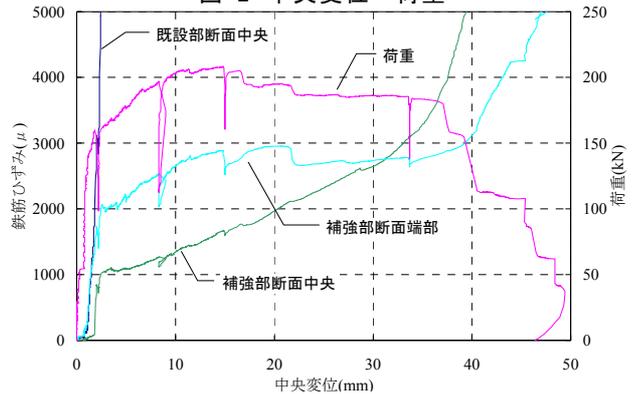


図-3 中央変位-引張鉄筋ひずみ (Type2)

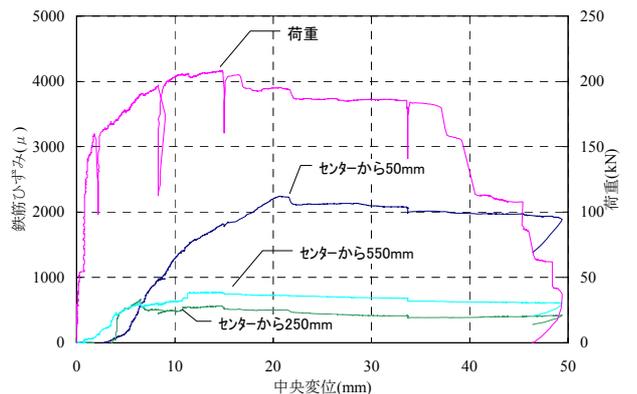


図-4 中央変位-帯鉄筋ひずみ (Type2)



写真-2 試験終了時損傷状況 (Type2)

表-2 降伏時と最大荷重時の荷重の比較

	既設引張鉄筋降伏時(kN)			最大荷重時(kN)		
	計算値①	計算値②	実験値	計算値①	計算値②	実験値
Type1	74.2	281.2	175.0	86.2	337.0	219.2
Type2	74.2	163.6	157.3	86.2	212.8	208.4

※計算値①は既設部のみでの断面，計算値②は既設部と補強部が一体断面と考えた場合