段落しを有する橋脚の側面から補強する 耐震補強工法の曲げ補強効果に関する研究

渡部 太一郎¹・小林 薫²・菅野 貴浩³・斉藤 成彦⁴

¹正会員 東日本旅客鉄道株式会社 東京工事事務所 (〒151-8512 東京都渋谷区代々木2-2-6)

E-mail: tai-watanabe@jreast.co.jp

²フェロー会員 東日本旅客鉄道株式会社 JR東日本研究開発センター

(〒331-8513 埼玉県さいたま市北区日進町2丁目)

E-mail: kaoru-kobayashi@jreast.co.jp

³フェロー会員 東日本旅客鉄道株式会社 東京工事事務所 (〒151-8512 東京都渋谷区代々木2-2-6)

E-mail: kanno@jreast.co.jp

⁴正会員 山梨大学准教授 大学院医学工学総合研究部 (〒400-8511 甲府市武田4-3-11)

E-mail: ssaito@yamanashi.ac.jp

高架下を移設が困難な機器室等を使用している橋脚に対して、機器室等に支障をきたさないよう橋脚側面に補強部材を設置して主鉄筋段落し部を補強する耐震補強工法を提案し、その曲げ補強効果を検討した。本研究では、橋脚を模擬したRC製の既設はり側面に補強はりをアンカー鉄筋で固定したはり試験体の曲げ載荷実験を行った。その結果、補強はりが分担する荷重は既設はりと同補強はりの曲げ剛性と補強範囲で比較的精度良く表せることを明らかにした。さらに本耐震補強工法を実橋脚に適用することを目的として縮小模型試験体を用いた交番載荷実験を行い、補強後の損傷形態判別係数が1.3程度となるように補強することで段落し部の損傷を防止できることを明らかにした。

Key Words : RC bridge pier, termination of main reinforcement, side retrofitting method, ratio of carried load, ratio of rigidity, ratio of reinforced length to effective depth

1. はじめに

1995年に発生した兵庫県南部地震等の過去の大地震による鉄道高架橋の被害を踏まえ、今後発生が予測されている首都直下型地震に対して首都圏を中心に耐震補強工事が進められている。過去の地震で発生した橋脚構造物における特徴的な損傷形態の一つとして、主鉄筋段落し部の損傷が挙げられる。これは既存の橋脚において図-1に示すように、段落し部でかぶりコンクリートの剥落や鉄筋のはらみ出しなどの損傷が発生するものである。段落し部で損傷した場合、基部で損傷する場合に比べて、最大耐力や変形性能が小さくなることが既往の研究において示されている¹⁾。そのため、地震時に発生する曲げモーメントに対して段落し部の曲げ耐力が基部の曲げ耐力に比べて相対的に小さい橋脚では、鉄筋コンクリート(以下、RCという)巻き立てや鋼板巻き立てによる耐震補強工事が行われている。

高架下が店舗や事務所等として利用されている箇所では、

図-1 橋脚段落し部の損傷

は、これらの移設を行った上で補強工事を進めているが、図-2に示すように高架下が機器室に利用されている箇所では、機器室の移設に多くの工事費と工期を要することが課題となっている。そのような箇所に適用可能な補強

工法として、著者らは図-3に示すように橋脚側面となる2面に補強部材をあと施工アンカーで固定する耐震補強工法（以下、側面補強工法という）を検討してきた^{2)~4)}。この補強工法は、地震時の発生曲げモーメントに対して段落し部の曲げ耐力が基部の曲げ耐力に比べて相対的に小さい橋脚において、橋脚側面に設置した補強部材に所要の曲げモーメントを負担させ、段落し部が曲げ損傷するのを防止することを目的としている。なお、側面補強工法は段落し部の曲げ補強を目的としているので、補強部材はフーチングには定着していない。

既往の研究において著者らは、側面補強工法による橋脚段落し部の曲げ補強効果を確認するため、既設橋脚を模擬したRCはり（以下、既設はりという）側面に補強部材を模擬したRCはり（以下、補強はりという）をアンカー鉄筋で固定したはり試験体の曲げ載荷実験を行い、補強はりが分担する荷重に与える補強はりの曲げ剛性の影響について検討を行っている²⁾。本研究では、曲げ載荷実験を更に追加実施し、せん断スパン内の補強範囲（以下、補強範囲という）等の影響についても検討を行い、既設はり降伏時に補強はりが分担する荷重の定量化を行った。

次に、側面補強工法の適用が見込まれている東北新幹線の実橋脚を模擬した縮小模型試験体の交番載荷実験を行った。交番載荷実験の結果から段落し部の降伏曲げ耐力と基部が降伏曲げ耐力に達する時に段落し部に発生する曲げモーメントの比率と損傷部位の関係について考察を行い、段落し部が基部に比べて相対的に弱い橋脚への側面補強工法の適用性の検証を行った。

2. 側面補強工法を模擬したはり試験体の曲げ載荷実験

(1) 試験体概要

地震時に水平荷重を受ける既設橋脚から橋脚側面に固定された補強部材への応力伝達に関する基本的な構造特性を検討するため側面補強工法を模擬したはり試験体の曲げ載荷実験を行った。はり試験体では、載荷点を段落し位置と想定したとき、せん断スパン内の曲げモーメント分布は橋脚と近似できると考えられるため、各実験要因による曲げ補強効果への影響をはり試験体で検討することとした。試験体の配筋概要例を図-4に、試験体諸元を表-1に示す。

既設の壁式橋脚の調査結果では、断面の長辺 b_e と短辺 h_e の比（ b_e/h_e 、以下、辺長比という）は最大で6.0程度であることが報告されている⁵⁾。今回側面補強工法の適用を見込んである東北新幹線の実橋脚の辺長比 b_e/h_e は6.0であったことから、試験体の既設はり辺長

比 b_e/h_e は2.0~6.0の範囲で変化させた。その他の実験要因は、曲げ補強効果に影響を及ぼすと想定される補強はりの曲げ剛性と補強範囲、及び既設はりとは補強はりの一体性に直接関係すると想定されるアンカー鉄筋比とした。

アンカー鉄筋比に関しては、著者らの既往の研究⁴⁾を参考に0.26%程度以上配置することとした。アンカー鉄筋の定着長は13φ程度以上とし、橋軸方向のアンカー鉄筋の最小間隔を50mm以上として均等に配置した。

本研究では側面補強工法による曲げ補強効果の検討を目的としたため、既設はり及び補強はりともにせん断補強鉄筋を十分に配置して曲げ破壊するようにした。

図-2 高架下を機器室に使用している橋脚

図-3 提案する耐震補強工法

図-4 試験体配筋概要 (No.11 試験体)

表-1 試験体諸元

試験体 No.	既設はり						補強はり						アンカー鉄筋									
	幅 b_e (mm)	高さ h_e (mm)	有効 高さ d (mm)	辺長比 b_e/h_e	軸方向 引張 鉄筋	引張 鉄筋比 p_e (%)	降伏 耐力 M_{yreal} (kNm)	終局 耐力 M_{ureal} (kNm)	幅 b_r (mm)	高さ h_r (mm)	軸方向 引張 鉄筋	引張 鉄筋比 p_r (%)	単体の 破壊 モード	降伏 耐力 M_{yreal} (kNm)	終局 耐力 M_{ureal} (kNm)	補強はり 曲げ剛性 比 EI_r/EI_e	せん断 スパン L_a (mm)	補強 範囲 L_r (mm)	補強範囲 有効高さ 比 L_r/d	L_r/L_a	径・間隔・段数	アンカー 鉄筋比 p_a (%)
1 ²⁾	1720	350	315	4.91	16-D10	0.25	147	161	190	290	3-D19 ×2段	3.79	曲げ破壊	212	238	1.09	1100	720	2.29	0.65	D13ctc50×2.3段	1.94
2	1370	400	365	3.43	14-D10		148	165	220	340	4-D16 ×2段	2.50		203	244		630	2.00	0.57	D10ctc55×2.8段	0.86	
3							152	167	240	320	4-D16 ×2段	2.47		260	308		1300	425	1.16	0.33	D16ctc50×2.8段	3.02
5						1350	3.38	150	166	240	320	239		293	1500	810	2.22	0.54	D16ctc90×2.3段	1.61		
9 ²⁾	500	250	215	6.00	11-D10	0.29	64	68	400	250	5-D19	1.86		218	229	3.15	1250	1150	5.35	0.92	D19ctc50×2.8段	4.58
11 ²⁾	68						76	218						226	2.58							
12	71						79	226						238	2.56							
13	71						79	211						224	2.66							
14	65						74	215						225	2.52							
15	65						76	217						228	2.47							
16	65						74	64						75	0.946							
17	65						74	154						164	1.99							
																5-D10						
							5-D16	1.35														

(2) 補強はりの曲げ剛性及び補強範囲の評価方法

曲げ載荷実験では、主な実験要因として補強はりの曲げ剛性及び補強範囲を選定している。ここでは曲げ剛性及び補強範囲の評価方法を述べる。

a) 補強はり曲げ剛性比

橋脚側面に設置する補強部材は、橋脚段落し部での曲げ変形に抵抗することで、曲げモーメントを分担すると考えられる。そのため、RC 部材が分担する曲げモーメントは曲げ剛性 (EI) に比例すると考えられるので、既設はりが分担する荷重 (P_e) に対する補強はりが分担する荷重 (P_r) の比率 (P_r/P_e 、以下、補強はり荷重分担比という) は、既設はりの曲げ剛性 (EI_e) に対する補強はりの曲げ剛性 (EI_r) の比率 (EI_r/EI_e 、以下、補強はり曲げ剛性比という) と相関があると想定される。ここで、既設はり及び補強はりそれぞれの曲げ剛性 (EI_e , EI_r) は、降伏荷重時には各部材に曲げひび割れが発生していることを考慮し、図-5 に示すように引張側コンクリートを無視し、既設はりと補強はりが一体の合成断面であると仮定して求めた中立軸に関する圧縮側コンクリートと全ての鉄筋の断面二次モーメントの合計値とした。既設はり及び補強はりのコンクリートの弾性係数は、曲げ載荷実験時の圧縮強度試験結果から鉄道構造物等設計標準 コンクリート構造物⁹⁾により算定した。鉄筋の弾性係数 E_s は 200kN/mm^2 とした⁹⁾。以上に述べた算定方法による補強はり曲げ剛性比の算定式を式(1)に示す。

$$\frac{EI_r}{EI_e} = \frac{\frac{2E_{cr}b_r x_r^3}{3} + 2E_s \sum A_{rsi} x_{rsi}^2}{\frac{E_{ce}b_e x_e^3}{3} + E_s \sum A_{esi} x_{esi}^2} \quad (1)$$

ここで、 EI_r ：補強はりの曲げ剛性($\text{N}\cdot\text{mm}^2$)、 EI_e ：既設はりの曲げ剛性($\text{N}\cdot\text{mm}^2$)、 E_{cr} ：補強はりにおけるコンクリートの弾性係数(kN/mm^2)、 b_r ：補強はりの断面幅(mm)、 x_r ：合成断面の中立軸から補強はり圧縮縁コンクリートまでの距離(mm)、 E_s ：鉄筋の弾性係数($=200\text{kN/mm}^2$)、

図-5 曲げ剛性の算定方法

A_{rsi} ：補強はりに配置された各軸方向鉄筋の断面積(mm^2)、 x_{rsi} ：合成断面の中立軸から補強はりに配置された各軸方向鉄筋までの距離(mm)、 E_{ce} ：既設はりにおけるコンクリートの弾性係数(kN/mm^2)、 b_e ：既設はりの断面幅(mm)、 x_e ：合成断面の中立軸から既設はり圧縮縁コンクリートまでの距離(mm)、 A_{esi} ：既設はりに配置された各軸方向鉄筋の断面積(mm^2)、 x_{esi} ：合成断面の中立軸から既設はりに配置された各軸方向鉄筋までの距離(mm)である。

b) 補強範囲有効高さ比

側面に補強部材を設置する耐震補強工法では、補強部材が既設橋脚と一体となって曲げモーメントを負担するためある程度の補強部材長が必要になると想定される。そのため本実験では、補強部材長の影響をせん断スパン内の補強範囲 (L_r) を既設はりの有効高さ (d) で除した補強範囲有効高さ比 (L_r/d) で評価することとし、これを実験要因として設定した。

(3) 試験体の製作方法と材料強度

試験体の製作は、既設はりの鉄筋組立時にアンカー鉄筋を配置して既設はりのコンクリート打設を行い、既設はりの脱型後に補強はりの鉄筋組立とコンクリート打設

表-2 材料試験結果

試験体 No.	既設はり コンクリート	補強はり コンクリート	既設はり 軸方向鉄筋		補強はり 軸方向鉄筋		アンカー鉄筋	
	圧縮強度 f'_c (MPa)		降伏強度 f_{sy} (MPa)	弾性係数 E_s (GPa)	降伏強度 f_{sy} (MPa)	弾性係数 E_s (GPa)	降伏強度 f_{sy} (MPa)	弾性係数 E_s (GPa)
1	20.9	20.9	388	178	390	183	352	153
2	23.6	38.3	394	187	371	172	394	187
3	17.6	35.1			399	187	399	187
5	19.5	44.3	388	178				
9	21.0	30.0	385	169	388	183	388	183
11		23.5						
12	23.2	31.6	400	168	404	190	404	190
13	23.3	37.4			373	164	366	159
14	25.5	29.3	368	169	383	180	383	180
15	29.4	34.0			386	178		
16	22.7	27.1	369	172	369	172	369	179
17	24.1	29.6			382	187		

を行った。実橋脚の補強では、既設橋脚側面の表面処理を行わずに補強部材を設置することを想定していることから、試験体では、既設はりとは補強はりの接合面の表面処理を行わずに補強はりのコンクリートを打ち込んだ。

試験体に用いたコンクリート及び鉄筋の材料試験結果を表-2に示す。既設はりのコンクリート強度は、実橋脚におけるコンクリートの設計強度と同等程度となるように載荷時の目標強度を 21N/mm^2 に設定した。補強はりのコンクリート強度は、実際の補強部材の設計強度を想定して 30N/mm^2 を載荷時の目標強度とした。鉄筋は全てSD345を使用した。

(4) 実験方法と計測項目

図-6にNo.14試験体の載荷状況を示す。No.2,3,5試験体はスパン中央での1点集中載荷とし、それ以外の試験体は2点集中載荷とした。

実験では、試験体が破壊するまで単調漸増曲げ載荷を行った。橋脚の耐震補強を想定した場合、地震時の慣性力を受けた既設橋脚から補強部材に順次応力が伝達されて補強効果を発揮すると考えられる。そのため、曲げ載荷実験では既設はり全幅で載荷を行い、補強はりには直接載荷しないようにした。

曲げ載荷実験では、鉛直荷重、載荷点における鉛直変位及び引張鉄筋ひずみを計測した。また、引張鉄筋が降伏に達した時点や剛性が変化した時点で載荷を止めてひび割れ進展状況を記録した。

3. 曲げ載荷実験結果

(1) 破壊性状

試験体の破壊性状は、補強部材端部でひび割れが大きく開いて荷重が低下するものと既設はりとは補強はりが一

図-6 載荷状況 (No.14)

図-7 補強はり端部ひび割れ性状 (No.14)

図-8 はり下面ひび割れ性状 (No.14)

体で曲げ破壊するものの大きく2つに分かれた。ここでは、これら2つの異なる破壊形態をそれぞれ示したNo.14,15試験体の破壊性状について述べる。No.14,15試験体は、補強範囲 L_r を $2.67d$ (No.14), $3.60d$ (No.15)と変化させ、それ以外の要因は全て同じにしたものである。

No.14試験体の最大荷重付近におけるひび割れ発生状況を図-7に示す。図-7は補強はり端部のひび割れ発生状況を示したものである。既設はりとは接する側の補強はり下面から斜めひび割れが進展しひび割れ幅も広がっている。図-8はNo.14試験体が最大荷重($P=473\text{kN}$)に達した直後における既設はり及び補強はり下面のひび割れ発生状況を示したものである。荷重点付近に発生した曲げひび割れが補強はり端部に向かって斜め方向に進展して補強はり端部に達しておりひび割れ幅も大きく広がっている。実験終了時の損傷状況を図-9に示す。補強はり端部で既設はりとの段差が観察され、補強はりが既設はりの変形に追随していない状況が確認できる。また、既設はりの荷重点付近で圧縮縁コンクリートが圧壊している状況が観察された。No.14試験体は、アンカー部付近のひび割れにより、最終的に補強はりが有効に作用しなくなって既設はりが曲げ破壊したものと考えられる。

No.15試験体の最大荷重時($P=568\text{kN}$)の損傷状況を図-10に示す。荷重点において、既設はり及び補強はりの圧縮縁コンクリートが圧壊しており、既設はり及び補強はりが一体性を発揮して曲げ破壊した。No.15試験体の実験終了時の試験体下面のひび割れ性状を図-11に示す。荷重点付近において既設はりから補強はりにかけて発生した曲げひび割れが大きく開いている。荷重点から支点に近づくにつれ、既設はりの曲げひび割れは補強はり端部方向に向かう斜めひび割れに進展していたが、実験終了時までこの斜め方向のひび割れが大きく開くことはなかった。

No.14,15試験体の破壊形態から、既設はり辺長比 b_e/h_e が6.0、補強はり曲げ剛性比 EI_r/EI_e が2.5程度の諸元を有する試験体では、補強範囲 L_r が $3.6d$ 程度以上だと既設はり及び補強はりが一体で曲げ破壊し、補強範囲 L_r が $2.7d$ 程度以下だと既設はり及び補強はり一体での曲げ破壊に先行して補強はり端部の損傷が大きくなることが確認できた。本実験条件では、補強範囲は、側面補強されたはりの破壊形態に大きな影響を与えることが分かった。

(2) 荷重－変位関係

ここでは各実験要因毎に荷重－変位関係の比較を行う。

a) 補強はりの曲げ剛性の影響

図-12は補強はりの引張鉄筋量をNo.11:D19×5本、No.16:D10×5本、No.17:D16×5本と変えて補強はり曲げ剛性比 EI_r/EI_e を0.95~2.58に変化させたNo.11,16,17試験体

図-9 破壊性状 (No.14)

図-10 破壊性状 (No.15)

図-11 はり下面ひび割れ性状 (No.15, 実験終了後)

図-12 荷重－変位関係 (曲げ剛性の影響)

の鉛直荷重－荷重点変位関係を示したものである。補強はり曲げ剛性比(EI_r/EI_e)が大きくなると荷重－変位関係の傾き及び最大荷重が大きくなることが確認できる。最大荷重 P は、 EI_r/EI_e が0.95のNo.16試験体では 300kN

なのに対して、 EI_r/EI_e が 1.99 の No.17 試験体では 470kN、 EI_r/EI_e が 2.58 の No.11 試験体では 618kN となった。最大荷重が大きくなった理由は、補強はりの引張鉄筋量が増えるにしたがって補強はりの終局曲げ耐力が大きくなったためである。

b) 補強範囲の影響

図-13 は、補強範囲有効高さ比 L_r/d を 1.86~5.35 に変化させた No.11,12,14,15 試験体の鉛直荷重－載荷点変位関係を示したものである。 L_r/d が大きくなるにしたがって、最大荷重 P は 397,473,568,618kN と順に大きくなった。補強はり端部のひび割れが広がって荷重が低下した No.12,14 試験体 ($L_r/d = 1.86, 2.67$) は最大荷重以降の荷重低下が大きい。これに対して既設はりと補強はりが一体性を発揮して曲げ破壊した No.11,15 試験体 ($L_r/d = 3.60, 5.35$) では、最大荷重以降載荷ジャッキのストロークが最大となって実験を終了するまでほとんど荷重の低下は見られず、変形性能に富んだ荷重－変位関係を示した。

c) アンカー鉄筋比の影響

図-14 はアンカー鉄筋比を変化させた No.11,13 試験体の鉛直荷重－載荷点変位関係を示したものである。アンカー鉄筋比 p_a は、補強範囲に配置されたアンカー鉄筋の総断面積を既設はりと補強はりが接している面積 ($L_r \times h_e$ 又は h_r) で除した値である。アンカー鉄筋比 p_a を 4.58% (D19,2 段 50mm ピッチ) から 0.26% (D6,2 段 100mm ピッチ) と大きく低下させても荷重－変位関係はほぼ同様の形状となっており、最大荷重 P も No.11 試験体 ($p_a = 4.58\%$) が 618kN、No.13 試験体 ($p_a = 0.26\%$) が 612kN とほぼ同等の値となった。補強範囲有効高さ比 L_r/d が 5.35 の場合、既往の研究⁴⁾に示されている通りアンカー鉄筋比 p_a を 0.26%と小さくしても荷重－変位関係には影響を与えないことが分かった。

d) 既設はり辺長比の影響

図-15 は既設はりの辺長比 b_e/h_e を 2.0, 6.0 と変化させた No.9,11 試験体の鉛直荷重－載荷点変位関係を示したものである。ここで、No.9 試験体の既設はりは引張鉄筋に D10 を 11 本配置し、No.11 試験体と同じ引張鉄筋量としている。最大荷重 P は b_e/h_e が 2.0 の No.9 試験体が 571kN、 b_e/h_e が 6.0 の No.11 試験体が 618kN と大きな違いは見られず、荷重－変位曲線も概ね同様の形状となった。補強はり曲げ剛性比 EI_r/EI_e が 2.58~3.15、補強範囲有効高さ比 L_r/d が 5.35 となる今回の実験条件では、既設はり辺長比の違いによる荷重－変位関係への影響はあまり見られなかった。

(3) 載荷点断面内引張鉄筋の発生引張力分布

図-16~18 は、No.11,16,17 試験体の載荷点断面における引張鉄筋の発生引張力の分布を示したものである。各

図-13 荷重－変位関係（補強範囲の影響）

図-14 荷重－変位関係（アンカー鉄筋比の影響）

図-15 荷重－変位関係（既設はり辺長比の影響）

図-16 引張鉄筋の引張力分布 (No.16, $EI_r/EI_e = 0.946$)

図中には既設はりとは補強はりの境界を点線で示している。既設はりではひずみを計測しているいずれかの引張鉄筋が最初に降伏に達した荷重（以下、既設初降伏荷重という）に至る各荷重段階における発生引張力の分布を示した。発生引張力は、引張鉄筋のひずみ測定値に弾性係数と鉄筋断面積を乗じて求めた。ここで既設初降伏荷重に着目したのは、耐震補強の検討において、既設橋脚の段落し部が降伏する時点で補強部材が負担する曲げモーメントを検討するためである。

a) 補強はりの曲げ剛性の影響

図-16 に No.16 試験体の荷重点断面における引張鉄筋の発生引張力の分布を示す。No.16 試験体は既設はり断面 ($b_e \times h_e$) を 1500mm×250mm, 補強はり断面 ($b_r \times h_r$) を 400mm×250mm として、補強はり曲げ剛性比 EI_r/EI_e を 0.95 とした試験体である。既設はりの最大発生引張力と補強はりの最大発生引張力はほぼ同程度 (26kN) となっていることが確認できる。

図-17 に No.17 試験体の荷重点断面における引張鉄筋の発生引張力の分布を示す。No.17 試験体は既設はり断面、補強はり断面とも No.16 試験体と同一にして、補強はりの引張鉄筋量のみを変化させた試験体である (No.16 試験体: D10×5 本, No.17 試験体: D16×5 本)。これにより補強はり曲げ剛性比 EI_r/EI_e を 1.99 と No.16 試験体に比べて大きくしている。No.17 試験体の補強はりにおける発生引張力は最大で 61kN 程度となり、No.16 試験体 (26kN) の 2.3 倍程度となった。これは、No.17 試験体の補強はりが No.16 試験体の補強はりよりも曲げモーメントをより負担していることを示している。

図-18 に No.11 試験体の荷重点断面における引張鉄筋の発生引張力の分布を示す。No.11 試験体は既設はり断面、補強はり断面とも No.16,17 試験体と同一にして、補強はりの引張鉄筋量のみを D19×5 本と変化させて補強はり曲げ剛性比 EI_r/EI_e を 2.58 と大きくしている。No.11 試験体の補強はりにおける発生引張力は最大で 83kN 程度となり、No.16 試験体 (26kN) の 3.2 倍程度、No.17 試験体 (61kN) の 1.4 倍程度となった。

以上の結果から、補強はり曲げ剛性比 EI_r/EI_e が大きくなるにつれて補強はりにおける引張鉄筋の発生引張力は大きくなり、補強はりが負担する曲げモーメントも大きくなることが確認できた。

(4) 荷重点断面内引張鉄筋のひずみ分布

図-19~24 は、No.9,11~15 試験体において既設初降伏荷重に至る各荷重段階における荷重点断面内の引張鉄筋のひずみ分布を示したものである。No.9,11~15 試験体は既設はり及び補強はりの引張鉄筋量がそれぞれ同一のため、ひずみ分布で比較した。

概ね全ての試験体において既設はりの断面中央付近で

図-17 引張鉄筋の引張力分布 (No.17, $EI_r/EI_e = 1.99$)

図-18 引張鉄筋の引張力分布 (No.11, $EI_r/EI_e = 2.58$)

図-19 引張鉄筋ひずみ分布 (No.11, $L_r/d = 5.35$)

図-20 引張鉄筋ひずみ分布 (No.12, $L_r/d = 1.86$)

最初に降伏ひずみに達し、既設はり端部、補強はりの順にひずみが順次小さくなる傾向が見られた。以下に各実験要因毎にひずみ分布の違いを述べる。

a) 補強範囲の影響

図-19～22は、補強範囲有効高さ比 L_r/d を1.86, 2.67, 3.60, 5.35に変化させたNo.11, 12, 14, 15試験体のひずみ分布を示している。補強範囲有効高さ比が小さくなるほど既設はり端部及び補強はりのひずみは小さくなる傾向にあることが分かる。

既設はりが降伏ひずみ(2177~2337 μ)に達した時点の補強はりのひずみは、No.11試験体で1228~1578 μ (既設はり最大ひずみの54~69%程度)、No.12試験体で293~644 μ (同13~28%程度)、No.14試験体で472~835 μ (同22~38%程度)、No.15試験体で779~1033 μ (同36~47%程度)となった。 L_r/d が小さくなるにつれて補強はりのひずみも小さくなることが確認できる。すなわち、補強範囲有効高さ比 L_r/d が小さくなると、既設初降伏荷重時に補強はりが負担する曲げモーメントも小さくなると考えられる。

b) アンカー鉄筋比の影響

図-23はアンカー鉄筋比 p_a を0.26%(D6, 2段100mmピッチ)としたNo.13試験体のひずみ分布を示している。No.13試験体は、No.11試験体($p_a=4.58\%$ (D19, 2段50mmピッチ))に比べてアンカー鉄筋比を約1/18に低下させている。No.13試験体において既設はりが降伏ひずみ(2347 μ)に達した時点における補強はりのひずみは1408~1843 μ (既設はり最大ひずみの60~79%程度)となり、No.11試験体(1228~1578 μ (既設はり最大ひずみの54~69%程度))と概ね同等程度のひずみ値を示した。補強範囲 L_r を5.35dとした場合本実験におけるアンカー鉄筋比の範囲内では、アンカー鉄筋比の違いによる引張鉄筋ひずみ分布への影響は見られなかった。これは、ある一定量以上のアンカー鉄筋を配置すれば、補強はりが負担する曲げモーメントには影響しないことを示唆していると考えられる。

c) 既設はり辺長比の影響

図-24は既設はりの辺長比 b_e/h_e を2.0としたNo.9試験体のひずみ分布を示している。既設はりが降伏ひずみ(2280 μ)に達した時点における補強はりのひずみは1470~1642 μ (最大ひずみの64~72%程度)であり、 b_e/h_e が6.0であるNo.11試験体と概ね同等程度のひずみ値を示した。本実験の範囲内では、既設はり辺長比の違いによる引張鉄筋ひずみ分布への影響は見られなかった。

4. 曲げ補強効果の検討

既往の研究¹⁾では、橋脚段落し部で損傷すると基部で損傷する場合に比べて最大耐力が低下するとともに最大耐力後の耐力低下度合も大きくなり、耐震性能の観点からは段落し部で損傷させないことが重要であると述べら

図-21 引張鉄筋ひずみ分布 (No.14, $L_r/d = 2.67$) 図-22 引張鉄筋ひずみ分布 (No.15, $L_r/d = 3.60$) 図-23 引張鉄筋ひずみ分布 (No.13, $p_a = 0.26\%$) 図-24 引張鉄筋ひずみ分布 (No.9, $b_e/h_e = 2.0$)

れている。また、段落し部での損傷を防止するためには段落し部で曲げ損傷させないことが重要であるとも述べられている。段落し部で曲げ損傷させないためには段落

し部で引張鉄筋を降伏させないことが重要であると考えられる。

側面補強を行ったはりの曲げ載荷実験結果からは、載荷点断面の既設はり中央部付近で引張鉄筋の降伏が先行して発生することが確認された。また、既設初降伏荷重時には補強はりには降伏には達していないものの、補強はりの曲げ剛性や補強範囲に応じて補強はりが曲げモーメントを負担していることが分かった。すなわち、既設初降伏時に補強はりが分担する曲げモーメントの値が既知となれば、側面補強されたはりの降伏曲げ耐力を算定できると考えられる。そのため本研究では既設初降伏荷重に着目し、既設初降伏荷重時において既設はり及び補強はりが分担する曲げモーメントの検討を行った。

(1) 既設はり及び補強はりの分担荷重の算定

ここでは、既設初降伏時に既設はり及び補強はりが分担している曲げモーメントからそれぞれが分担している鉛直荷重（以下、分担荷重という）を算定した。既設はりの分担荷重（ P_e ）及び補強はりの分担荷重（ P_r ）は、既設はり及び補強はりがそれぞれ分担している曲げモーメント（ M_e, M_r ）をせん断スパンで除して2倍することにより求めた。ここで M_e, M_r は、既設初降伏時における載荷点断面内の既設はり、補強はりそれぞれの引張鉄筋ひずみの平均値を用い、引張側のコンクリートは無視して算定した。

図-25はこの方法で算定した既設初降伏時における既設はり及び補強はりの分担荷重の合計値（計算値： $P_{ycal} = P_e + P_r$ ）と既設初降伏時の載荷荷重の実験値（ P_{yexp} ）を比較したものである。実験値が計算値を少し上回っているものの両者は概ね一致しており、引張鉄筋ひずみの平均値から既設はり及び補強はりの分担荷重を比較的精度よく算定できると考えられる。

(2) 既設はり及び補強はりの分担荷重に与える各実験要因の影響

既設初降伏時の補強はりの引張鉄筋ひずみは、補強はりの曲げ剛性及び補強範囲が大きくなるにしたがって大きくなる傾向にあることが確認された。ここでは、既設初降伏時における既設はり及び補強はりの分担荷重に与える曲げ剛性と補強範囲の影響について検討を行った。

a) 補強はり曲げ剛性比（ EL_r/EL_e ）の影響

既設初降伏時における補強はりの引張鉄筋の発生引張力は、補強はりの曲げ剛性（ EL_r ）と関係があると推定される。したがって、既設初降伏時における補強はりの分担荷重を既設はりの分担荷重で除した補強はり荷重分担比（ P_r/P_e ）は補強はり曲げ剛性比（ EL_r/EL_e ）と関係があると考えられる。なお本研究では、（ P_r/P_e ）と（ EL_r/EL_e ）といった既設はりに対する補強はりの分担

図-25 降伏荷重の計算値と実験値の比較

図-26 補強はり曲げ剛性比と荷重分担比の関係

図-27 補強範囲有効高さ比と荷重分担比の関係

図-28 $(L_r/d) \times (EL_r/EL_e)$ と荷重分担比の関係

荷重, 曲げ剛性の比率の形で実験結果を整理した.

図-26 は曲げ載荷試験体の補強はり曲げ剛性比 (EI_r/EI_e) と既設初降伏時における補強はり荷重分担比 (P_r/P_e) の関係として, EI_r/EI_e 以外の実験要因を全て等しくした No.11,16,17 試験体の結果を示したものである. 補強はり荷重分担比は補強はり曲げ剛性比に比例して増加することが分かる.

b) 補強範囲有効高さ比 (L_r/d) の影響

図-27 は補強範囲有効高さ比 (L_r/d) と既設初降伏時における補強はり荷重分担比 (P_r/P_e) の関係として, L_r/d 以外の実験要因を全て等しくした No.11,12,14,15 試験体の結果を示したものである. 補強はり荷重分担比は, 補強範囲有効高さ比に比例して増加することが確認できる.

c) 曲げ剛性及び補強範囲($(EI_r/EI_e), (L_r/d)$)の影響

以上の検討結果より, 補強はり荷重分担比 (P_r/P_e) は補強はり曲げ剛性比 (EI_r/EI_e) 及び補強範囲有効高さ比 (L_r/d) それぞれと概ね比例関係にあることが分かった.

次に, 補強はり曲げ剛性比 (EI_r/EI_e) 及び補強範囲有効高さ比 (L_r/d) と補強はり荷重分担比 (P_r/P_e) の関係について検討した結果, P_r/P_e は $(L_r/d) \times (EI_r/EI_e)$ と最も相関が高いことが分かった. 図-28 は $(L_r/d) \times (EI_r/EI_e)$ と P_r/P_e の関係を示したものである. 補強はり荷重分担比 (P_r/P_e) は $(L_r/d) \times (EI_r/EI_e)$ と比例関係にあることが分かる. 図中には, この関係を線

形で近似した直線も示している. この結果より, 本実験の範囲内では補強はり荷重分担比は式(2)で算定できると考えられる.

$$\frac{P_r}{P_e} = 0.183 \left(\frac{L_r}{d} \right) \left(\frac{EI_r}{EI_e} \right) \quad (2)$$

なお, 本実験における各実験要因の範囲は, 既設はり辺長比 b_e/h_e : 2.0~6.0, 補強はり曲げ剛性比 EI_r/EI_e : 0.95~3.2, 補強範囲有効高さ比 L_r/d : 1.2~5.4, せん断スパンに対する補強範囲の比 L_r/L_a : 0.32~0.92, 既設はりの引張鉄筋比 p_e : 0.25~0.88%, 補強はりの引張鉄筋比 p_r : 0.61~3.8%, アンカー鉄筋比 p_a : 0.26~4.6%, 既設はりのコンクリート強度 f'_{ce} : 17.6~29.4N/mm², 補強はりのコンクリート強度 f'_{cr} : 20.9~44.3N/mm² である.

5. 実橋脚を模擬した縮小模型試験体の交番載荷実験による曲げ補強効果の検証

(1) 実橋脚の概要

東北新幹線の実橋脚に側面補強工法を適用することを目的として, 当該橋脚を模擬した縮小模型橋脚試験体による静的正負水平交番載荷実験を行った. 図-29 は東北新幹線の K 橋脚の概要を示している. K 橋脚は 4P~6P 橋脚間の高架下が信号通信機器室として利用されている.

図-29 東北新幹線 K 橋脚の概要

表-3 実橋脚構造諸元

橋脚 No.	幅 b_e × 高さ h_e (mm)	コンクリート 設計強度 f'_c (MPa)	部位	基部から 段落し までの高さ (mm)	引張鉄筋	引張 鉄筋比 p_e (%)	鉄筋規格	せん断 スパン L_a (mm)
4P	9000 × 1500	21.0	基部	—	71-D32,37-D25	0.62	SD345	12000
			段落し(1)	2350	71-D32	0.49		
			段落し(2)	4850	37-D32	0.27		
5P			基部	—	71-D29	0.38		
			段落し(1)	2350	59-D29	0.32		
			段落し(2)	4850	37-D29	0.21

図-30 橋脚の曲げモーメント分布と補強前後の降伏曲げ耐力の分布

そのため、機器室の支障移転工事に伴う工事費の低減と工期の短縮を図るため、4P 橋脚及び 5P 橋脚を対象として機器室の移設を省略できる側面補強工法の適用性を検討することにした。

4P 橋脚及び 5P 橋脚の構造諸元を表-3 に示す。4P,5P 橋脚ともフーチング上面から高さ 2350mm, 4850mm の 2 箇所において軸方向鉄筋が段落しされている（以下、橋脚基部側から高さ方向に段落し(1), 段落し(2)という）。4P 橋脚と 5P 橋脚では上部工（桁）の支持条件が異なるため（4P 橋脚は固定支承, 5P 橋脚は可動支承）、4P 橋脚の引張鉄筋量は 5P 橋脚に比べて大きくなっている。

(2) 補強前の段落し部の曲げに関する耐力評価

橋脚構造の曲げモーメント分布と補強前及び補強後における基部及び段落し部の降伏曲げ耐力分布を模式的に図-30 に示す。川島ら¹⁾は、段落し部での曲げ損傷の可能性を、段落し部で発生する曲げモーメントに対する段落し部の降伏曲げ耐力の比率（段落し位置における耐震安全率）と基部で発生する曲げモーメントに対する基部の降伏曲げ耐力の比率（基部における耐震安全率）を比べることにより評価している。本研究においてもこれを参考にして、基部が降伏曲げ耐力に達する時点で段落し部に発生する曲げモーメントに対する段落し部の降伏曲げ耐力の比率として、既往の研究¹⁾で示されている式(3)に示す損傷形態判別係数 S を用いて段落し部における曲げ損傷の可能性を検討することにした。

$$S = \frac{M_y^T / M^T}{M_y^B / M^B} \quad (3)$$

ここで、 M_y^T , M_y^B : 段落し部及び基部における降伏曲げ耐力, M^T , M^B : 設計地震力を作用させた時に段落し部

表-4 補強前後の損傷形態判別係数

橋脚No. 試験体No.	段落し No.	損傷形態 判別係数 S (補強前)	損傷形態 判別係数 S' (補強後)
実橋脚	4P	段落し(1)	0.90
		段落し(2)	0.71
	5P	段落し(1)	0.95
		段落し(2)	0.87
試験体	No.7	段落し(1)	0.81
		段落し(2)	0.61
	No.8	段落し(1)	0.84
		段落し(2)	0.66

及び基部に生じる曲げモーメントである。本研究では、便宜的に $M^B = M_y^B$ として M^T を求めた。

既往の研究⁷⁾において、実大 RC 橋脚模型の加震実験結果から地震時には段落しされた軸方向鉄筋の付着切れが発生することが示されている。本研究ではこれを参考にして、段落し部で損傷が進展した際の付着切れ長さ (l_{d0}) として 38ϕ (ϕ : 軸方向鉄筋径) だけカットオフ点より下がった断面を段落し部の検討断面に設定することとし、段落し部の検討断面において損傷形態判別係数 S を算定した。

(3) 実橋脚の損傷形態判別係数

実橋脚 (4P,5P) の損傷形態判別係数 S を表-4 に示す。補強前における 4P,5P 橋脚の損傷形態判別係数 S の値は 0.71~0.95 となっており、段落し部の耐震安全率が基部の耐震安全率よりも小さい値となっている。したがって耐震補強をしない場合、4P,5P 橋脚は地震時に段落し部での曲げ損傷が基部に先行して発生する可能性があると考えられる。

表-5 縮小模型試験体諸元

試験体 No.	既設橋脚							補強部材					補強部 材曲げ 剛性比 El_r/El_e	補強範 囲有効 高さ比 L_r/d	アンカー鉄筋		
	幅 $b_e \times$ 高さ h_e (mm)	コン クリ ート 強度 f'_c (MPa)	部 位	基 部 か ら の 距 離 (mm)	引 張 鉄 筋 比 $p_e(\%)$	鉄 筋 降 伏 強 度 $f_y(\text{MPa})$	せん 断 ス パ ン $L_a(\text{mm})$	幅 $b_r \times$ 高さ h_r (mm)	コン クリ ート 強度 f'_c (MPa)	引 張 鉄 筋 比 $p_r(\%)$	引 張 鉄 筋 降 伏 強 度 $f_y(\text{MPa})$	径・間隔 ×段数			アンカー 鉄筋比 $p_a(\%)$		
No.7	2100 × 350	20.5	基 部	—	55,55-D10	1.15	394	2200	—	—	—	—	—	—	—	—	
			段 落 し(1)	650	55,15-D10	0.76			200× 550	34.7	3-D13	0.82	346	0.75	1.91	D13ctc65 ×3段	1.67
			段 落 し(2)	1350	28-D10	0.33								1.48	1.94		
No.8		18.3	基 部	—	35,35-D10	0.75			—	—	—	—	—	—	—	—	—
			段 落 し(1)	750	35,8-D10	0.49			150× 550	40.5	3-D16	1.37	366	1.37	2.25	D10ctc150 ×3段	0.41
			段 落 し(2)	1350	18-D10	0.23								2.66	1.97

図-31 交番载荷試験体配筋概要 (No.7)

なお、実橋脚では橋脚基部が土中にあることが多いため、基部に土の抵抗が加算されることで段落し部に曲げ損傷がより発生しやすくなることが既往の研究⁸⁾において指摘されている。

(4) 補強後の段落し部の曲げに関する耐力評価

橋脚側面に補強部材を設置して既設橋脚を補強する場合、既設橋脚が降伏する時点で補強部材が負担する曲げモーメント(分担荷重)は、曲げ载荷実験結果を適用すると式(2)で算定できるので、補強後の段落し部の降伏曲げ耐力は式(4)で算定できる。

$$M_{y(e+r)}^T = M_y^T \left\{ 1 + 0.183 \left(\frac{L_r}{d} \right) \left(\frac{EI_r}{EI_e} \right) \right\} \quad (4)$$

ここで、 $M_{y(e+r)}^T$ ：補強後の段落し部の降伏曲げ耐力である。その他の記号は式(2),(3)による。ただし、 L_r の値としては段落しから補強部材上下端までの距離のうち短い方を用いることとする。

したがって、図-30に示すように補強後の損傷形態判別係数 S' は式(5)で表すことができる。

$$S' = \frac{M_{y(e+r)}^T / M^T}{M_y^B / M^B} \quad (5)$$

(5) 縮小模型試験体の損傷形態判別係数

No.7,8 縮小模型試験体の補強前及び補強後における損傷形態判別係数(S, S')を表4に示す。No.7,8 試験体では、補強前の段落し(1),(2)の損傷形態判別係数 S の値が4P,5P 橋脚と同等程度($S = 0.61 \sim 0.84$)となるように既設橋脚の設計を行った。また、既往の研究⁹⁾を参考に、補強後に段落し部での曲げ損傷を防止できると想定される値として補強後の損傷形態判別係数 S' の値が概ね1.0と1.3程度($S' = 0.93 \sim 1.31$)となるように補強部材の設計を行った。

(6) 縮小模型試験体の概要

4P 橋脚及び5P 橋脚をそれぞれ模擬した No.7,8 縮小模型試験体の構造諸元を表5に示し、配筋の例として、図-31にNo.7試験体の配筋概要を示す。

No.7,8 試験体の既設橋脚部材は、実橋脚に合わせて断

(a) No.7

(b) No.8

図-32 損傷状況 ($12\delta_y$)

面形状を辺長比 b_e/h_e が 6.0 となるように設定した。軸方向鉄筋の段落しは実橋脚に合わせて試験体高さ方向の 2 箇所で設けた。基部、段落し(1)及び段落し(2)における引張鉄筋量は、損傷形態判別係数 S が 4P,5P 橋脚と同等程度の値となるように設定した。そのため、既設橋脚の引張鉄筋比は、試験体と実橋脚とで若干差異が生じた。

補強部材の形状と寸法は、実橋脚において現地で設置可能な補強部材の寸法を考慮して、それを縮小した補強部材寸法とした。その結果、補強部材の断面高さ h_r は既設橋脚部材の断面高さ h_e より大きくなっている。その上で補強後の損傷形態判別係数 S' が概ね 1.0~1.3 程度となるように、補強部材の引張鉄筋量を調整して曲げ剛性を設定した。

段落し部の損傷形態判別係数以外の試験体諸元としては、基部及び段落し部の曲げせん断耐力比が実橋脚と同等程度の値となるようにせん断補強鉄筋を配置した。

(7) 実験概要

4P,5P 橋脚と同等程度の軸圧縮応力度 (0.75N/mm^2) を鉛直ジャッキにて载荷した状態で、せん断スパン 2200mm での静的正負水平交番载荷を行った。最初に最外縁の軸方向鉄筋が降伏ひずみに達するまで载荷を行い、この変位を $1\delta_y$ としてそれ以降は降伏変位の整数倍の変位 ($10\delta_y$ 以降は降伏変位の偶数倍の変位) を各 1 サイクルずつ正負水平交番载荷し、水平荷重が低下するまで载荷を行った。鉄筋降伏ひずみの値は、事前に行った同一ロットの鉄筋の試験片による引張試験結果をもとに定めた。

(8) 実験結果

a) 破壊性状

No.7,8 試験体ともに橋脚基部の軸方向鉄筋が段落し部より先に降伏した。No.7,8 試験体の $12\delta_y$ 载荷後の損傷状

(a) No.7

(b) No.8

図-33 荷重-変位関係

況を図-32 に示す。

No.7 試験体の損傷状況は次の通りであった。 $1\delta_y$ で段落し(1)に曲げひび割れが発生した。 $8\sim12\delta_y$ で段落し(1)の曲げひび割れが開き気味となり基部から段落し(1)にかけてコンクリートのはらみ出しが観察された後、基部から 200~300mm 程度の範囲においてかぶりコンクリー

トの剥落が発生した。最終的に No.7 試験体は $12\delta_y$ 以降、基部の曲げ損傷が顕著となり、段落し(1)ではかぶりコンクリートの剥落は発生しなかった。なお、段落し(2)には曲げひび割れは発生したものの実験終了時までひび割れ幅が広がることはなく、損傷は見られなかった。

一方 No.8 試験体では、 $2\delta_y$ で段落し(1)に曲げひび割れは発生したものの実験終了時までひび割れ幅が広がることはなく、段落し部に損傷は見られなかった。橋脚基部では、 $5\delta_y$ で曲げひび割れ幅が大きくなり、 $10\delta_y$ でかぶりコンクリートの剥落が発生し、それ以降基部に損傷が集中した。なお、段落し(2)には実験終了時まで曲げひび割れは発生しなかった。

補強部材には、No.7,8 試験体ともに段落し位置を中心に曲げひび割れが概ね 100~150mm 間隔で発生したが、実験終了時までひび割れ幅は広がることはなかった。

以上の結果から、No.7 試験体は段落し(1)で曲げ損傷が一部見られたものの最終的に基部での曲げ損傷が顕著となり、補強部材設置により段落し部の損傷を抑制できたと考えられる。また、No.8 試験体は基部で曲げ損傷が進展し、補強部材設置により段落し部の損傷を防止できたと考えられる。なお、補強部材高さ h_r を既設橋脚部材高さ h_e より大きくしたことによる曲げ補強効果への影響は確認されなかった。

b) 荷重－変位関係

載荷点における水平荷重－水平変位関係を図-33 に示す。No.7 試験体は $10\delta_y$ 付近まで水平荷重の顕著な低下は見られず、その後の荷重低下も緩やかであった。No.8 試験体は $10\delta_y$ 付近まで水平荷重の低下は負側の荷重で僅かに見られる程度であり、その後の荷重低下も非常に緩やかであった。

No.7 試験体が No.8 試験体に比べて $10\delta_y$ 以降の荷重低下の度合いが少し大きくなったのは、No.7 試験体では段落し(1)でコンクリートのはらみ出しが一部発生したため、段落し(1)で途中定着された軸方向鉄筋の付着劣化が一部発生したためと推定される。

c) 引張鉄筋のひずみ分布

図-34 は、No.7 試験体の既設橋脚の断面中央部及び断面端部において、段落しされていない引張鉄筋（以下、連続鉄筋という）の橋脚高さ方向のひずみ分布を主要な変位段階（ $n\delta_y$ ）でそれぞれ示したものである。段落し部に先行して橋脚基部で引張鉄筋が降伏しており、基部の引張鉄筋には $3\delta_y$ では断面中央部で 13000μ 程度、断面端部で 26000μ 程度のひずみが発生している。その後、 $10\delta_y$ ではそれぞれ $31000, 40000\mu$ 程度にひずみ値が進展している。

段落し(1)では、断面中央部において $3\delta_y$ で連続鉄筋が降伏し、 $6\delta_y$ で 21000μ 程度にひずみ値が進展して実験終了時までで最大の値を示している。一方、断面端部では

図-34 橋脚高さ方向の引張鉄筋ひずみ分布 (No.7)

図-35 段落し(1)における引張鉄筋ひずみ分布

10 δ_y で1700 μ 程度のひずみ値に留まっており、実験終了時まで連続鉄筋は降伏しなかった。以上のことから、段落し(1)では断面中央部で引張鉄筋の降伏が発生したため、コンクリートのはらみ出しを伴う曲げ損傷が一部発生したものと推定される。

一方、段落し(2)の連続鉄筋は、10 δ_y において断面中央部で1900 μ 程度、断面端部で600 μ 程度のひずみ値となっており、実験終了時まで降伏しなかった。

図-35は、No.7,8試験体の段落し(1)における断面内の引張鉄筋ひずみ分布を示したものである。No.7試験体は段落し(1)において3 δ_y で断面中央付近の連続鉄筋が降伏に達しており、既設橋脚端部及び補強部材に向かうにしたがって順次ひずみ値が減少している状況が確認できる。これは曲げ載荷実験の結果と同様の傾向である。補強部材の引張鉄筋には、既設橋脚が降伏した3 δ_y において、既設橋脚断面中央付近で最大のひずみ値を示した連続鉄筋の55~61%程度のひずみが発生しており、曲げ載荷実験と同様に交番載荷実験の場合においても補強部材は段落し部において曲げモーメントを負担していることが確認できた。

No.8試験体の段落し(1)における引張鉄筋のひずみ分布もNo.7試験体と同様の傾向であったが、No.8試験体は10 δ_y において既設橋脚断面中央部で最大1600 μ 程度のひずみ値となっており、実験終了時まで段落し(1)の引張鉄筋は降伏しなかった。補強部材の引張鉄筋には10 δ_y において既設橋脚断面中央部の引張鉄筋の42~45%程度のひずみが発生しており、No.8試験体においても補強部材が段落し部で曲げモーメントを負担していることが確認できた。

d) 補強後の損傷形態判別係数 S' と損傷部位の関係

No.7試験体は、表-4に示す補強後の損傷形態判別係数 S' が1.02の段落し(1)において一部曲げ損傷が見られたものの、最終的に基部での曲げ損傷が顕著となった。 S' が1.3程度の諸元であるNo.8試験体は、段落し部の損傷は見られず基部のみで損傷が進展した。

以上の結果より、本実験の条件では補強前の損傷形態判別係数 S が0.61~0.84程度の諸元を有する既設橋脚において、補強後の損傷形態判別係数 S' が1.3以上となるように補強することで、段落し部の損傷を防止できることが確認できた。

6. 結論

本研究では、既設はり側面に補強はりを設置した模型はり試験体による曲げ載荷実験及び実橋脚での補強を模擬して橋脚側面に補強部材を設置した縮小模型橋脚試験体による交番載荷実験を行い、橋脚側面に補強部材を設

置して主鉄筋段落し部を補強する耐震補強工法の曲げ補強効果に関する検討を行った。本研究により得られた知見をまとめると以下の通りである。

- (1) 補強はり曲げ剛性比 EI_r/EI_e が2.5程度の場合、補強範囲有効高さ比 L_r/d が2.7程度以下と補強範囲を小さくすると補強はり端部での損傷が顕著となって荷重が低下する損傷形態を示した。一方、 L_r/d が3.6程度以上と補強範囲を大きくすると既設はりとは補強はりが一体で曲げ破壊することが確認できた。
- (2) 本実験の条件では、補強はり曲げ剛性比 EI_r/EI_e と補強範囲有効高さ比 L_r/d が大きくなるほど、はりの最大荷重は大きくなった。
- (3) はりの載荷点断面における引張鉄筋の引張力分布及びひずみ分布から、補強はりの引張鉄筋には引張応力が発生していることが確認できた。これは補強はりが曲げモーメントを負担していることを示しており、既設はり側面に補強はりを設置することによる曲げ補強効果を確認することができた。
- (4) 既設初降伏時の補強はり荷重分担比は、補強はり曲げ剛性比と補強範囲有効高さ比の積に比例すると考えて式(2)で算定できることが分かった。なお、式(2)のもととなった各実験要因の範囲は、既設はり辺長比 b_e/h_e ：2.0~6.0、補強はり曲げ剛性比 EI_r/EI_e ：0.95~3.2、補強範囲有効高さ比 L_r/d ：1.2~5.4、せん断スパンに対する補強範囲の比 L_r/L_a ：0.33~0.92、既設はりの引張鉄筋比 p_e ：0.25~0.88%、補強はりの引張鉄筋比 p_r ：0.61~3.8%、アンカー鉄筋比 p_a ：0.26~4.6%、既設はりのコンクリート強度 f'_{ce} ：17.6~29.4N/mm²及び補強はりのコンクリート強度 f'_{cr} ：20.9~44.3N/mm²である。
- (5) 交番載荷試験体のカットオフ点断面における引張鉄筋ひずみ分布の測定結果から、補強部材の引張鉄筋には引張応力が発生しており、補強部材は曲げモーメントを負担していることが確認できた。
- (6) 補強前の損傷形態判別係数 S が0.61~0.84で段落し部の曲げ損傷が基部の曲げ損傷より先行すると想定される諸元の橋脚試験体を用いた交番載荷実験を行った結果、本実験の条件では、側面にRC補強部材を設置する補強方法により、基部での曲げ損傷が顕著となり、段落し部の損傷を抑制できることを確認した。
- (7) 補強後の段落し部の降伏曲げ耐力は、はりの曲げ載荷実験より明らかとなった、補強部材の曲げ剛性比と段落しからの補強範囲有効高さ比の積と、補強部材荷重分担比との関係から式(4)で算定することができる。この値を用いて、段落し部の損傷が進展した際の付着切れ長さ l_d を 38ϕ (ϕ ：軸方向鉄筋径)と仮定し、カットオフ点から 38ϕ 下がりの断面を

段落し部の検討断面として交番載荷試験体の補強後の損傷形態判別係数 S' を算定した。その結果、 S' の値が概ね 1.3 以上となるように補強することで段落し部の損傷を防止できることを確認した。

参考文献

- 1) 川島一彦, 星隈順一, 運上茂樹: 鉄筋コンクリート橋脚・主鉄筋段落し部の耐震判定法とその適用, 土木学会論文集, No. 525/I-33, pp. 83-95, 1995.10.
- 2) 渡部太一郎, 小林薫, 菅野貴浩, 斉藤成彦: 補強部材の曲げ剛性が側面補強された RC はりの曲げ性能に与える影響に関する実験的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol. 37, No. 2, pp. 859-864, 2015.
- 3) 渡部太一郎, 小林薫: 側面から補強する RC 橋脚の耐震補強工法に関する交番載荷実験, 土木学会第 62 回年次学術講演会講演概要集, 部門 V, pp. 319-320, 2007.
- 4) 太田浩一郎, 斉藤成彦, 渡部太一郎, 小林薫: 側面補強された RC はりの曲げ補強効果に関する解析的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 31, No. 2, pp. 1033-1038, 2009.
- 5) 玉井真一, 佐藤勉, 宮城敏明, 岡本大: 鉄筋を途中定着した壁式橋脚の鋼板巻立て補強に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 21, No. 3, pp. 1315-1320, 1999.
- 6) 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物, 丸善, 2004.4.
- 7) 佐々木智大, 川島一彦: E-ディフェンス震動実験に基づく RC 橋脚の段落し部の付着切れに関する検討, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 65, No. 1 (地震工学論文集第 30 巻), pp. 434-441, 2009.
- 8) 山本強, 石橋忠良, 大坪正行, 小林晋爾: 鉄筋を途中定着した橋脚の耐震性能に関する実験的研究, 土木学会論文集, 第 348 号/V-1, pp. 61-70, 1984.8.

(2015. 10. 9 受付)

STUDY ON FLEXURAL REINFORCING EFFECT OF SEISMIC RETROFITTING METHOD REINFORCING ONLY TWO-SIDES OF RC BRIDGE PIER WITH BAR CUT-OFF SECTIONS

Taichiro WATANABE, Kaoru KOBAYASHI, Takahiro KANNO
and Shigehiko SAITO

A new seismic retrofitting method reinforcing the termination zone of the longitudinal bars of RC bridge pier in which reinforcing members were placed only two-sides of the pier and enables to retrofit without removing machine room under viaduct was developed, and its flexural reinforcing effect was clarified. Beam tests were carried out using RC beam specimens in which two-sides of the existing beam were retrofitted by fixing RC reinforcing beams with anchor bars. From the beam test results, it was clarified that the ratio of the load carried by reinforcing beams to the load carried by existing beam was proportional to the products of the ratio of the rigidity of reinforcing beams to the rigidity of existing beam and the ratio of reinforced length within shear span to the effective depth of existing beam. Cyclic loading tests were also carried out using model pier specimens of the actual pier structures of the Tohoku-Shinkansen, in which the new seismic retrofitting method was expected to applicate. From the test results, it was clarified that the damage at the bar cut-off sections of the pier, in which failure mode factors S before retrofitting were under 1.0, could be avoided by reinforcing two-sides of the pier with RC reinforcing members such that the failure mode factors S' after retrofitting were about 1.3.