

論文 RC1層ラーメン橋脚梁部の補強に関する研究

高野 光司*1・睦好 宏史*2・桜井 順*3・藤田 亮一*4

要旨 : RC1層ラーメン橋脚の梁部に、鋼板接着および鉄筋を梁の側面に配置することによってせん断補強を行い、静的正負交番載荷実験により、ラーメン橋脚の耐震性状を明らかにした。その結果、鋼板接着、あるいは鉄筋を梁の外側に配置し、補強することによって、ラーメン橋脚の耐震性が改善されることが明らかになった。特に鉄筋を梁の外側に配置することによって、靱性、破壊性状とも大幅に改善されることが明らかになった。

キーワード : RC1層ラーメン橋脚、梁部せん断補強、鉄筋外側配置工法、拘束効果

1. はじめに

兵庫県南部地震を契機に、多くの道路、鉄道RC高架橋およびRC橋脚に耐震補強が実施されてきた。この中で高速道路用RC1層ラーメン橋脚において、柱部の耐震補強が実施された結果、梁部のせん断耐力が不足し、大地震時において梁がせん断破壊する可能性が指摘されている。このようなことから、本研究ではRC1層ラーメン橋脚の梁部をせん断補強して、構造物全体の耐震性を向上させることを検討した。本研究で対象としたラーメン橋脚の梁には、落橋防止及び桁の連続化のために鋼製ブラケットが既に取り付けられており、これによりせん断補強方法に制約が生じている。このようなことを考慮して、本研究では梁部のせん断補強に2種類の方法を用いた。一つは鋼板をエポキシ樹脂で接着し、アンカーボルトで留めたものである。他の一つは、鉄筋を梁の外側にスターラップのように配置する方法である(鉄筋外側配置工法)。前者の方法は、これまで多くの研究成果ならびに実績がある¹⁾。後者の方法は、柱におけるせん断、靱性補強工法として研究例²⁾³⁾があるが、ラーメン構造物の梁の補強に用いた例はなく、せん断あるいは耐震補強効果についても明らかにさ

れていない。本研究は、実RC1層ラーメン橋脚のモデル供試体を作製し、上述した2種類のせん断補強工法を用いて梁部を補強し、静的正負交番載荷実験を行ってラーメン橋脚の耐震性を実験的に明らかにしたものである。

2. 実験概要

2.1 供試体概要

実験に用いたラーメン供試体の形状寸法を図-1に、実験概要を表-1に示す。ラーメン供試体は高速道路用高架橋1層2柱式RCラーメン橋脚を想定したもので、実験設備の制約により実構造の1/8程度のスケールとした。実験の主目的は梁部におけるせん断補強が耐震性に及ぼ

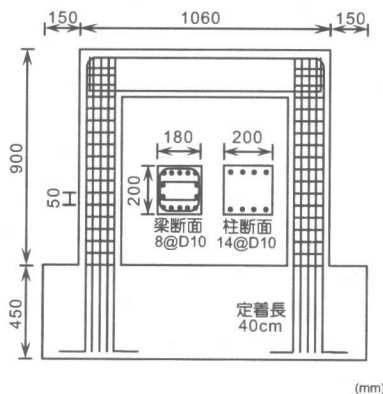


図-1 ラーメン供試体の形状寸法

*1東日本旅客鉄道(株) [執筆時:埼玉大学大学院 理工学研究科 建設材料研究室] (正会員)

*2埼玉大学 工学部 建設工学科 教授(正会員)

*3首都高速道路公団 東東京管理局 保全部 設計課長補佐

*4日本技術開発(株) 環境防災事業部 地震防災部

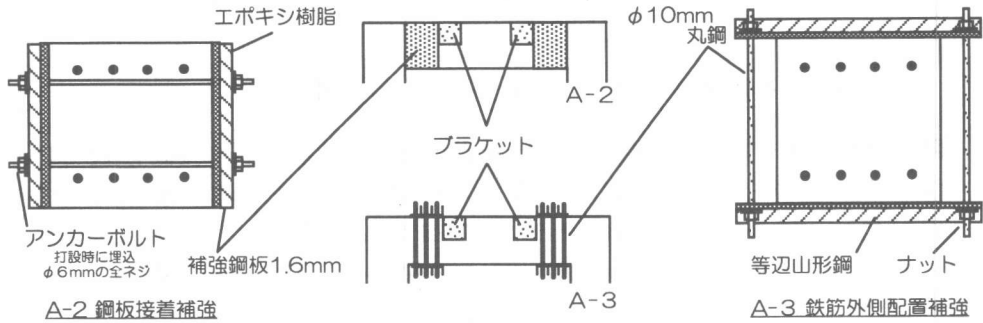


図-2 A-2、A-3 供試体梁部の補強概要

表-1 実験概要

A-1	無補強供試体
A-2	鋼板接着補強供試体
A-3	鉄筋外側配置補強供試体

表-2 使用材料諸元

コンクリート (早強セメント)	一軸圧縮強度	37.0 MPa
	最大骨材寸法	20 mm
鉄筋 D10	降伏強度	363.1 MPa
	降伏ひずみ	2310 μ
鉄筋 D6	降伏強度	340.0 MPa
	降伏ひずみ	2070 μ
鋼棒 ϕ 10	降伏強度	590.3 MPa
	降伏ひずみ	3380 μ
鋼板 t=1.6mm	降伏強度	257.3 MPa
鋼板 t=4.5mm	降伏強度	397.9 MPa

す効果を評価することである。補強効果を把握するために、基本となる無補強供試体の梁部でせん断破壊が生じるように供試体を設計した。3体とも同一寸法かつ同一配筋である。柱は200×180mm、梁は200×200mmの矩形断面である。実構造物の柱はすでに鋼板巻き補強が施されているので、鋼板を鉄筋量に換算して柱断面に配筋した。またブラケットを模した100×100×4.5mmの鋼板をすべての供試体に4枚ずつ梁に設置した。供試体の製作に使用した材料の諸元を表-2に示す。

2.2 補強概要

梁部の補強概要を図-2に示す。鋼板接着補強では梁断面の腹部に200×145×1.6mmの鋼板をアンカーボルトに固定し、鋼板端部をシールした後にエポキシ樹脂を注入して1週間以上

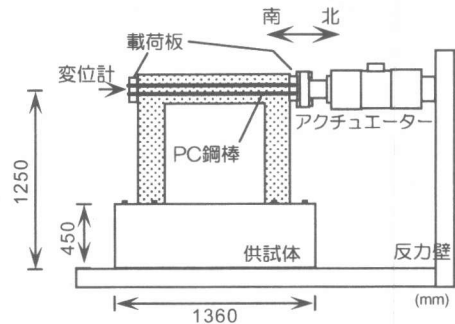


図-3 供試体の設置および荷重状況

養生した。その際には樹脂厚が1~2mm程度になるようにあらかじめスペーサーを設置した。このようにして鋼板をA-2供試体梁両端側面に計4枚接着した。鉄筋外側配置補強では、40×40×5mm、長さ300mmの等辺山形鋼を梁両端部の上下面に計6組取付け、両端をネジ切りした ϕ 10mm鋼棒を50mmピッチで配筋し山形鋼にナットで固定した。この場合、すべての鋼棒にひずみゲージを取付け、鋼棒に約200 μ のひずみが生じるように引張力を導入した。これによる鋼棒1本あたりの張力は約2.7kNで、これが梁高方向に対して拘束力として作用することになる。なお、補強鋼板と外側鉄筋の補強量(梁高方向の総断面積)はほぼ等しくしてある。

2.3 荷重方法

供試体の設置および荷重状況を図-3に示す。荷重は $2\delta_y$ までは2mm(1/400rad)の整数倍毎に、それ以降は δ_y 毎に1ステップ3サイクルの変位制御により荷重を行った。降伏変位 δ_y の取り方は、まず柱基部の軸方向鉄筋に作用してい

る引張力の合合作用位置が降伏するときの荷重を降伏荷重 P_y として、この P_y に達した時の変位を δ_y とした。なお終局変位 δ_u は荷重変位曲線の包絡線において、荷重が降伏荷重 P_y を下回らない最大の変位とした。

3. 実験結果

3.1 実験結果の概要

表-3 に実験結果を示す。ここで述べる変位は梁軸線上の南側隅角部の変位データを使用している。終局変位 δ_u 、最大荷重 P_{max} 、靱性率 μ 、最大荷重と降伏荷重の比については正負両側の値を記載した。実験結果より無補強に比べて A-2 で 2 倍、A-3 で 5.5 倍程度変形性能が改善されたことが確認できる。

表-3 実験結果

	降伏変位	終局変位	降伏荷重	最大荷重	靱性率	
	δ_y (mm)	δ_u (mm)			δ_u / δ_y	P_{max} / P_y
A-1	5.64	8.18	90.3	110.3	1.45	1.22
		-10.64		-116.9	1.89	1.29
A-2	6.00	17.52	90.3	129.1	2.92	1.43
		-18.28		-127.3	3.04	1.41
A-3	5.96	50.77	90.3	129.9	8.52	1.44
		-48.93		-122.5	8.21	1.36

3.2 荷重-変位関係、損傷状況

図-4 から6 に荷重-変位関係（降伏順序を併記）、図-7 に荷重-変位関係の包絡線、図-8 から10 に各供試体のひび割れ図を示す。ただし図-7 については繰り返し回数 $n=1$ と $n=3$ のものを併記する。A-1 では柱基部の軸方向鉄筋降伏後、押側において変位が 8.2mm で北側載荷板から梁下端中央部に向けて脆性的にせん断破壊が生じた。その後も荷重を続け引側でも変位が 10.0mm の時にせん断破壊が生じた。梁のせん断破壊により耐力が約 50KN 低下した。A-2 では変位が 12mm 過ぎから鋼板が剥離する音が生じ、変位が 17.5mm (2.9 δ_y) の時に補強鋼板間においてせん断破壊が生じた。この際、鋼板の上下端がコンクリートとエポキシ樹脂の界面で剥離を起していた。なおアンカーボルトによって固定していたが、せん断ひび割れはアン

カーボルトを避けるように生じたためアンカーボルトによる接着効果はほとんどなかったものと考えられる。せん断破壊が生じるまでに柱基部、上部、梁両端の軸方向鉄筋はすべて降伏した。A-3 では他の 2 体のように急激に耐力が低下せず、変位が 50.8mm (8.5 δ_y) まで変形が進み、隅角部と柱基部での曲げ圧縮破壊により終局を迎えた。他の 2 体と比較して隅角部に曲げひび割れが発生したが、梁の損傷度は非常に軽

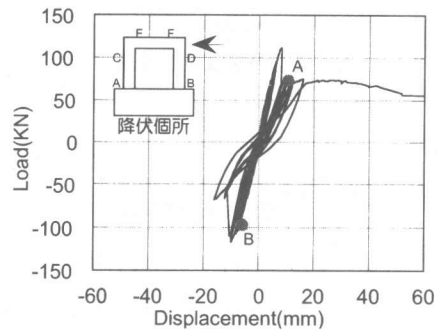


図-4 A-1 無補強供試体 荷重変位関係

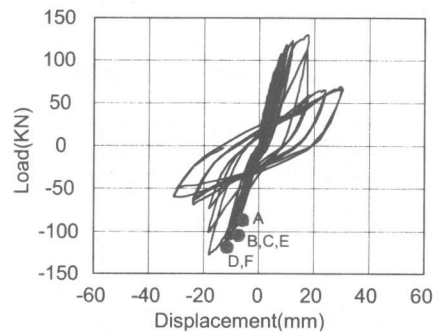


図-5 A-2 鋼板補強供試体 荷重変位関係

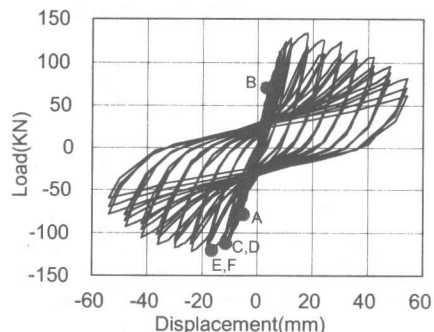


図-6 A-3 外側鉄筋補強供試体 荷重変位関係

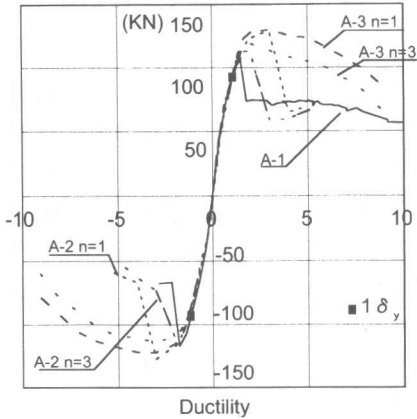


図-7 荷重変位包絡線



図-8 A-1 供試体 ひび割れ図

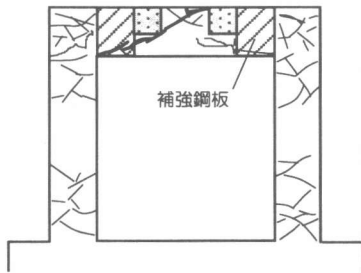


図-9 A-2 供試体 ひび割れ図

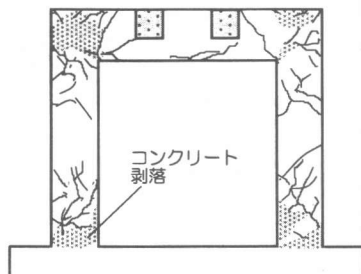


図-10 A-3 供試体 ひび割れ図

微であった。また A-3 では載荷繰返し回数 ($n=1, 3$) により、荷重-変位履歴曲線が異なる現象が見られた (図-7)。これは降伏点以後、特に隅角部における損傷が載荷繰返し回数の増加により大きくなったためであると思われる。

3.3 補強効果

図-11 に A-2 供試体のサイクル毎の補強鋼板に生じたひずみの包絡線を示す。ここで言うひずみとは、鋼板に貼り付けたゲージの縦ひずみの平均値である。図-12 は A-3 供試体のサイクル毎の外側鉄筋に生じた平均引張ひずみの包絡線を示す。なお各々の外側鉄筋の初期ひずみ量は 200μ である。A-2、A-3 とともに $2\delta_y$ までは引張ひずみが増加していることが分かる。A-1 無補強供試体が $1.5\delta_y$ でせん断破壊が生じたことを考えると、この時点で A-2、A-3 の補強材が引張力を分担し補強効果を発揮し始めていると言える。しかし $2\delta_y$ 以降、A-2 では鋼板が音を立て剥離を開始する兆候を示し、鋼板引張ひずみが低下したため、補強効果が小さくなった。一方、A-3 では押側 $2\delta_y$ 以降、急激に外側鉄筋の引張ひずみ量が増加している。これは $2\delta_y$ 過ぎから梁に A-1 と同様のせん断ひび割れが発生し始め、 $3\delta_y$ で隅角部から梁下端中央部にかけてせん断ひび割れが貫通したことにより、せん断ひび割れが広がろうとするものを外側鉄筋が拘束することに起因するものと思われる。外側鉄筋は降伏しないため終局状態までせん断ひび割れ抑止効果を発揮しており、梁の損傷はそれ以上に進展しなかった。A-2 では $3\delta_y$ で鋼板の端が梁から剥離すると同時に補強鋼板間でせん断破壊が生じた (図-9 参照)。これに対し A-3 では $3\delta_y$ で最大荷重を迎え徐々に耐力低下が始まった。これに並行するようにゲージ S2、S3 位置での外側鉄筋は $3\delta_y$ から引張ひずみの低下が始まるが、隅角部近傍の S1 外側鉄筋は $8\delta_y$ まで引張ひずみが増加した。この時、S1 は初期引張ひずみ導入量の約 4 倍にまで増加しており、これは降伏ひずみの $1/4$ 程度である。このことは

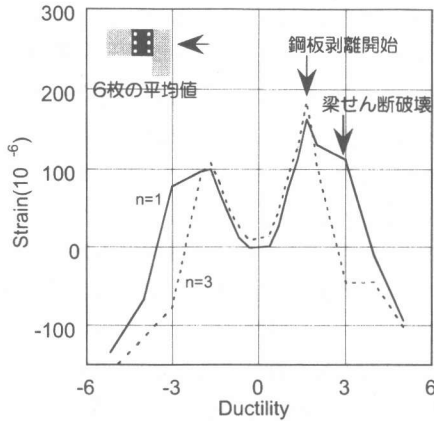


図-11 補強鋼板のひずみ分布 (A-2 供試体)

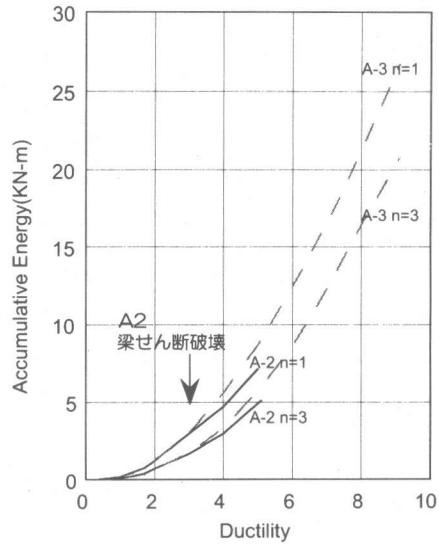


図-14 累積吸収エネルギー

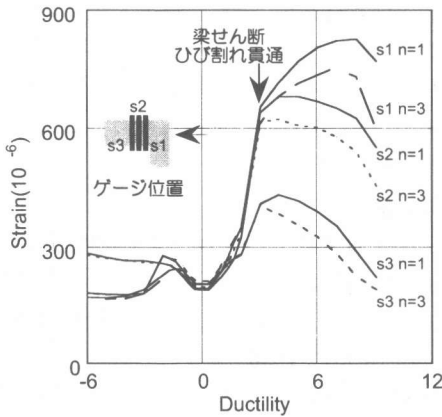


図-12 外側鉄筋のひずみ分布 (A-3 供試体)

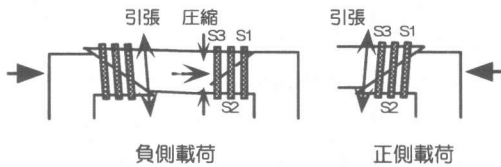


図-13 外側鉄筋の補強メカニズム (A-3 供試体)

外側鉄筋の補強効果を適切に評価することができれば経済的な補強が可能であることを示唆している。またひずみ分布の特徴として荷重の正負でひずみ分布が異なっている。 $2\delta_y$ までは外側鉄筋は梁の変形に追随していたので対称分布である。しかし梁にせん断ひび割れが入った後は押側ではひずみが増加するが、引側では増減があまり見られない。この理由として図-13の

ようなメカニズムが考えられる。正側荷重ではひび割れが開口しようとするのでS1~S3は引張を受けるが、負側荷重ではひび割れは開口しないのでS1~S3は引張を受けにくいことが考えられる。外側鉄筋の効果はせん断ひび割れの方向性、発生角度に左右されると言える。繰り返し回数に関して見てみるとA-2、A-3ともに $2\delta_y$ まではほぼ同程度のひずみ量を示している。しかし $3\delta_y$ 以降、繰り返し回数により変化が見られ、A-3ではn=1と3では約10%程度ひずみ量に差が生じている。A-2とA-3の変形性能から、いかに補強材の付着性能と拘束性能を終局状態まで保ちつづけるかということが重要になってくる。特に鋼板接着工法では付着効果が得られるような鋼板の形状とアンカーボルトの位置が今後の課題と言える。

3.4 累積吸収エネルギー

図-14は各サイクル毎の累積吸収エネルギーを示したものである。1ループ毎の荷重変位の履歴面積を累積することにより全荷重過程で供試体が吸収したエネルギーの総和となる。A-2供試体がせん断破壊するまではA-2、A-3ともに同程度のエネルギー吸収量であった。しかしA-2のせん断破壊後、吸収能は低下したが、A-3

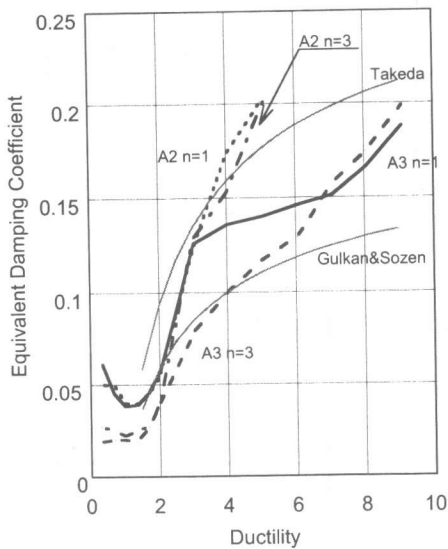


図-15 等価粘性減衰定数

では終局状態まで漸増傾向を示した。次に1サイクル当たりの吸収エネルギーを等価粘性減衰定数 h_{eq} で表すと図-15 のようになる。

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} \quad (1)$$

ここで、 ΔW は1サイクル当たりの吸収エネルギー、 W は弾性エネルギーである。A-2 供試体では $n=1, 3$ とともにほぼ同様の値を示してせん断破壊を迎えたのに対して、A-3 供試体では繰り返し回数の違いにより相違点が見られた。 $2\delta_y \sim 3\delta_y$ にかけて $n=1$ では急激に増加しているが、それ以降は $n=3$ の値に近くなっていき、 $h_{eq}=0.17$ 程度で終局を迎えた。これは A-2 供試体にせん断破壊が生じた $2\delta_y \sim 3\delta_y$ にかけて1サイクル目でエネルギーを多く吸収したためである。また A-2、A-3 供試体の等価粘性減衰定数は Takeda⁵⁾、Gulkan&Sozen⁶⁾ の等価粘性減衰定数の間に位置することが分かる。

4. まとめ

静的正負交番載荷実験から梁両端部を補強した1層2柱式RC ラーメン橋脚の耐震性状を検討した。その結果、以下のことが結論づけられる。

1) 鉄筋外側配置工法により梁部を補強した RC1

層ラーメン橋脚供試体の終局破壊形式は、梁部のせん断破壊から、柱、梁の隅角部と柱脚部の曲げ破壊へと移行することが確認できた。その際、靱性は5倍以上に改善された。

2) 鋼板接着工法においても梁部のせん断性状の改善が確認された。今回の場合、ブラケットが既に配置されているため、補強鋼板の接着位置に制約があったため補強鋼板が剥離し、梁にせん断破壊が生じた。鋼板補強工法の場合には良好な附着性能が得られるような鋼板の接着位置、アンカーボルトの配置、鋼板形状が重要になってくる。

謝辞

本研究を実施するに際し、埼玉大学建設材料研究室 牧 剛史助手および小泉秀之君、山田伝一郎君、佐々木満範君、藤巻嘉和君、井上智之君の多大なる協力により遂行できた。ここに謝意を表する。

参考文献

- 1) 例えば 高橋博威、睦好宏史、近藤悦郎：各種補強工法を用いた鉄筋コンクリートはりの力学的性状 コンクリート工学年次論文報告集 pp.1493-1498 Vol.18 No.2 1996
- 2) 田附伸一、小林将志、津吉 毅、石橋忠良：帯鉄筋を柱外周に配置した RC 柱の交番載荷試験 コンクリート工学年次論文報告集 pp1333-1338 Vol.21 No.3 1999
- 3) 鴨川茂義、山川哲雄、倉重正義：PC 鋼棒によるプレストレスで横補強した RC 柱の耐震補強実験 コンクリート工学年次論文報告集 pp.415-420 Vol.21 No.1 1999
- 4) 土木学会：阪神淡路大震災被害分析と靱性率評価式「阪神大震災調査研究特別委員会 WG 報告」
- 5) Takeda, T. Nielsen, N. and Sozen, M.A : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes. Proc. of ASCE, ST, 1970.12
- 6) Gulkan, P. and Sozen, M.A : Inelastic Response of Reinforced Concrete Structures to Earthquakes Motion. Journal of ACI, 1974.12