論文　繊維シートで梁を補強したＲＣ１層ラーメン橋脚の耐震性状に関する研究

山田　伝一郎[*1]・睦好　宏史[*2]・小西　由人[*3]・藤田　亮一[*4]

要旨：せん断破壊する可能性がある RC1 層ラーメン橋脚の梁部を連続繊維シートおよび鋼板接着により補強した供試体を用いて静的正負交番載荷実験を行い，補強後の耐震性状について明らかにした。その結果，梁をせん断補強することによりラーメン橋脚の耐震性が改善されることが明らかとなった。特に梁を連続繊維シートで完全に閉合して補強することによって，靭性，破壊性状とも大幅に改善することができた。

キーワード：RC1 層ラーメン橋脚，梁部せん断補強，梁部帯鉄筋比，連続繊維シート補強

1.　はじめに

兵庫県南部地震を契機に，道路や鉄道の 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に耐震補強が実施された結果，柱部では所要の耐震性能が確保されているが梁部のせん断耐力が相対的に不足しているため，大地震時において梁部でせん断破壊する可能性が指摘されている。そこで本研究では，既設高速道路用高架橋を模した RC ラーメン橋脚のモデル供試体を用いて静的正負交番載荷実験を行い，(Ⅰ)梁部の帯鉄筋比の違いが破壊性状に与える影響を明らかにして補強の必要性の有無等について検討すること(無補強シリーズ，4 体)，(Ⅱ)梁部をせん断補強してラーメン橋脚全体の耐震性を向上させること(補強シリーズ, 5 体)を目的とした。対象とした実ラーメン橋脚の梁上面に支承等が設置されているなどの理由から補強を行う際の制約があること，および現場での作業を簡易にすることが望まれているといった背景から，本実験では補強材料として炭素繊維シート，アラミド繊維シート，鋼板を用いた接着工法を採用した。

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，実験要因を**表－1** に示す。実験供試体は既設高速道路に供用されている 1 層 2 柱式 RC ラーメン橋脚を想定したもので，柱は 300×300 mm，梁は 300×240mm の矩形断面で実構造物の約 1/7 スケールである。梁の帯鉄筋量を除いて全ての供試体で同一寸法，同一配筋とし，基準供試体となる No.1 供試体では梁部帯鉄筋比を 0.05%と設定した。これは対象とした実橋脚の中で最も小さい鉄筋量を想定したものである。補強シリーズでは全ての供試体で梁部帯鉄筋比を 0.05%とした。また無補強シリーズでは 0.05%~0.30%まで段階的に梁部の帯鉄筋量を変化させた。No.4 供試体の 0.30%は実橋脚の平均的な値よりもやや大きな帯鉄筋量となっている。さらに実構造物ですでに行われている柱の鋼板巻き立て補強は鋼板を鉄筋量に換算し柱に配筋することで考慮した。

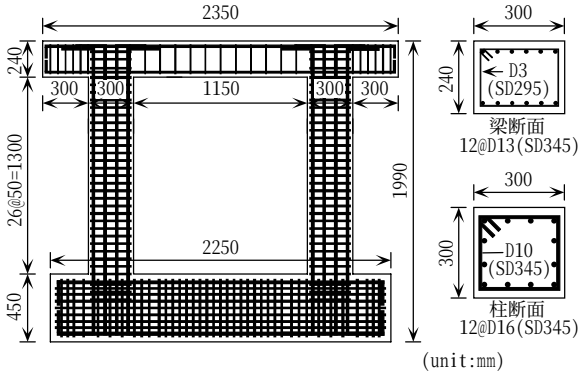
2.2　補強方法

梁部の補強方法を**図－2** に，補強に用いた材料の諸元を**表－2** に示す。鋼板接着補強は，梁

*1　日本道路公団　［元埼玉大学大学院 理工学研究科 建設工学専攻］（正会員）
*2　埼玉大学 工学部 建設工学科 教授 工博（正会員）
*3　首都高速道路公団 東東京管理局 工修（非会員）
*4　日本技術開発(株) 国土整備マネジメント本部 国土保全技術センター 工修（非会員）

表－1　実験要因

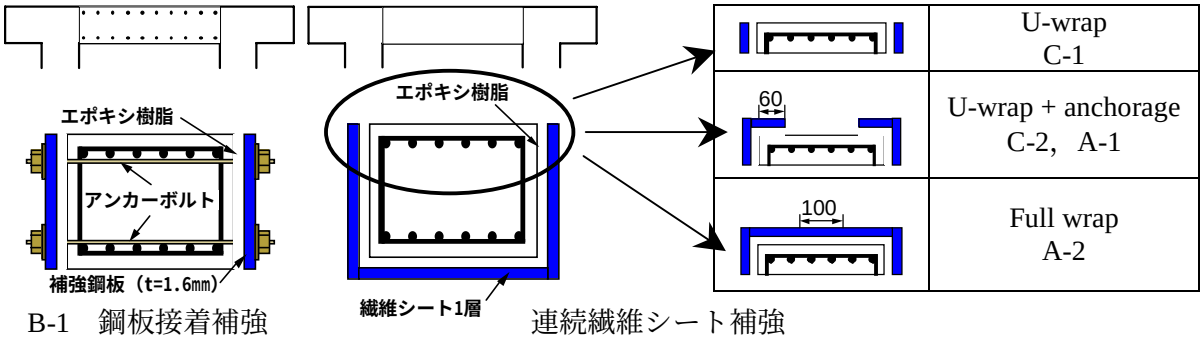
Ⅰ　無補強シリーズ		
	梁帯鉄筋比	fc' (MPa)
No.1	0.05% (control) D3@100mm ﾋﾟｯﾁ	35.2
No.2	0.10% D3@50mm ﾋﾟｯﾁ	37.6
No.3	0.15% D3@32mm ﾋﾟｯﾁ	28.0
No.4	0.30% D6@70mm ﾋﾟｯﾁ	34.1
Ⅱ　補強シリーズ		
	補強工法	fc' (MPa)
C-1	炭素繊維シート補強 U-wrap	36.4
C-2	炭素繊維シート補強 U-wrap + anchorage	28.8
A-1	アラミド繊維シート補強 U-wrap + anchorage	37.2
A-2	アラミド繊維シート補強 Full wrap	35.2
B-1	鋼板接着補強 アンカーボルト付	36.1



図－1　供試体の形状寸法(No.1)

表－2　補強材料諸元

	厚さ (mm)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (kN/mm2)
炭素繊維シート	0.167	3400	230.0
アラミド繊維シート	0.286	2000	120.0
鋼板	1.60	(降伏強度) 326.0	202.5



B-1　鋼板接着補強　　連続繊維シート補強

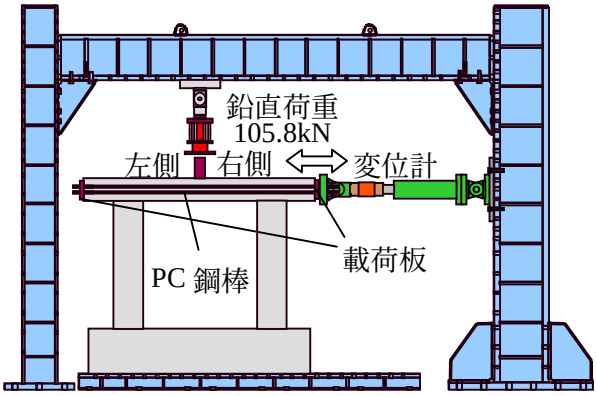
図－2　梁部の補強方法

部両側面に厚さ 1.6mmの鋼板をエポキシ樹脂で接着し，コンクリート打設前にあらかじめ軸方向に 120mmピッチで設置しておいたアンカーボルト(φ6mm鋼棒)で固定した。連続繊維シート補強では繊維シートを梁両側面および底面に１層１方向で接着した。連続繊維シートを全周では無く一面に貼り付ける場合，シート端部の定着方法がせん断補強効果に影響を及ぼすことが知られている [1)]。そこで本研究では定着方法を①梁上面で定着しない場合(C-1)，②梁上面に折り曲げて定着する場合(C-2，A-1)，③完全に閉合した場合(A-2)の３種類とし，定着方法によるせん断補強効果の違いについて検討することとした。折曲げ定着については，事前に行われた梁実験の結果から最外縁の軸方向鉄筋位置以上に繊維シートを折曲げて定着をとれば有効な補強効果が得られることが報告されている [1)] ので本実験では折曲げ長さを 60mm(最外縁の鉄筋のかぶり=約 25mm)とし, A-2 供試体では梁上部で 100mm 程度繊維シートを重ねて完全に閉合した。なお補強を行う際には梁断面コーナー部で半径 10mm 程度の面取りを施している。また全ての補強材でせん断補強効果がほぼ等しくなるとともに [2)]，梁部材のせん断耐力が曲げ

耐力を上回るようにせん断補強量を決定した。

2.3　載荷方法

供試体の設置および載荷概要を**図－3** に示す。正側(押側)載荷の時には供試体の張出し部に取付けた載荷板を直接載荷し，負側(引側)載荷の時には 4 本の PC 鋼棒を介して逆側の載荷板を引くという方式で行い，押側載荷板に取付けた外部変位計による回転角制御とした。柱基部回転角で 1/600，2/600rad と載荷したあと，δy の整数倍毎に 1 ステップ 3 サイクルの変位制御で載荷した。降伏変位δy は，柱基部の軸方向鉄筋に作用している引張力の合力作用位置の軸方向鉄筋が降伏する時の荷重を降伏荷重 Py とし，この Py に達したときの変位をδy とした[3)]。



図－3　供試体の設置および載荷状況

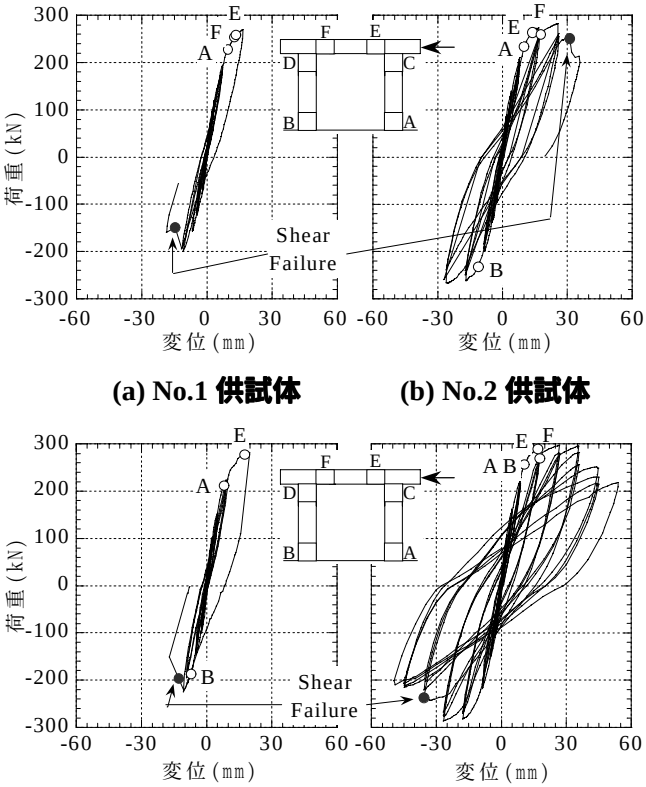
3.　実験結果

3.1　無補強シリーズ

実験結果を**表－3** に示す。降伏変位δy は上記の定義に従って算出された変位の正負の平均値，終局変位δu は耐力が最大耐力の 80%に低下したときの変位とした。各供試体の荷重－変位関係を**図－4** に，荷重－変位関係包絡線の比較を**図－5** に示す。**図－4** には，ひずみから得られた軸方向鉄筋の降伏箇所も併記している。全ての供試体において柱基部，梁端部の順で軸方向鉄筋が降伏し，No.1 は変位-11.5mm，No.2 は 30.7 mm，No.3 は-10.5mm，No.4 は-35.7 mm の時に梁端部においてせん断破壊が生じた。ここで，No.3 供試体ではコンクリートの圧縮強度が他の供試体に比べて小さかったため変位が小

表－3　無補強シリーズ実験結果

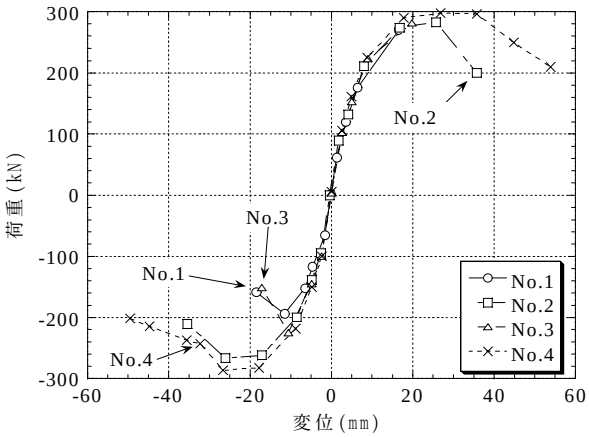
	δ_y (mm)	δ_u (mm)	δ_u/δ_y	P_y (kN)	P_{max} (kN)	P_{max}/P_y
No.1	10.8	16.6	1.3	238.5	270.5	1.0
		-11.5			-200.2	
No.2	11.4	30.7	2.5	240.8	282.7	1.1
		-27.1			-267.1	
No.3	9.2	19.8	1.8	217.3	281.7	1.2
		-12.7			-224.7	
No.4	9.4	50.0	4.5	226.9	297.4	1.3
		-39.9			-286.2	



(a) No.1 供試体　**(b) No.2 供試体**

(c) No.3 供試体　**(d) No.4 供試体**

図－4　荷重－変位関係



図－5　荷重－変位関係包絡線比較(1 波目)

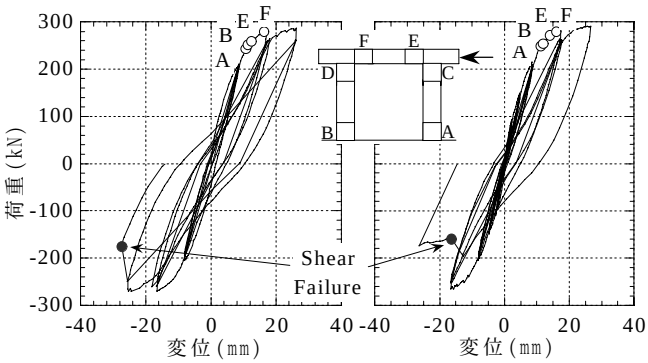
さい段階でせん断破壊した。また，No.4 供試体では他の供試体のように急激に耐力が低下するのではなく，梁端部で徐々に斜めひび割れが開口するとともに耐力を失っていくという破壊形式で, さらに載荷を続けたところ正側 50.0mm, 負側 39.9mm で耐力が最大耐力の 80%まで低下したため載荷を終了した(**図－4(d)**)。無補強シリーズの実験結果より，最大耐力に至る前にせん断破壊している供試体はあるが包絡線(**図－5)**や降伏過程に大きな変化が無いことから，梁部帯鉄筋量はラーメン橋脚の最大耐力ではなく変形性能に大きく影響を与えることが確認された。

3.2　補強シリーズ

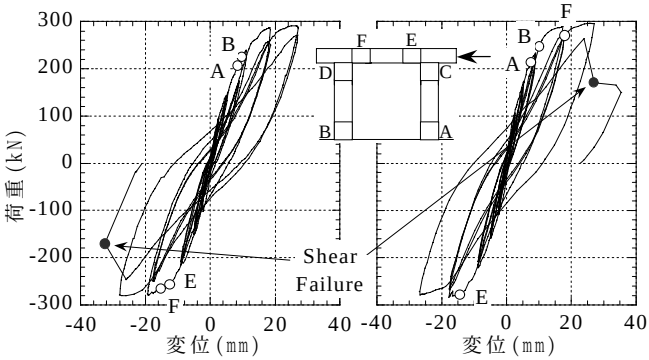
実験結果を**表－4** に示す。また，補強シリーズの荷重－変位関係を**図－6** に示す。補強シリーズでも全ての供試体で柱基部の軸方向鉄筋が降伏後, 梁端部において主鉄筋が降伏した。No.1 供試体が 18mm 振幅(2δy)の途中でせん断破壊したことを考えると全ての供試体において変形性能が改善されているといえるが，C-1 供試体は-12.7mm (27mm 振幅・繰返し 1 波目)，B-1 供試体では-25.6mm(27mm 振幅・繰返し 2 波目)の時に補強材が剥離することで，C-2 供試体は -26.0mm，A-1 供試体では 23.9mm (以上 27mm 振幅・繰返し 2 波目)の時に補強材が剥離するとともにかぶりコンクリートが剥落することにより梁端部においてせん断破壊が生じた。これに対し，A-2 供試体では梁部を繊維シートで完全に閉合し巻き立てることで他の供試体のように急激に耐力が低下せず，変位 80.9mm 付近まで変形が進み終局を迎えた。**図－7** に載荷終了後に繊維シートを剥がした後の A-2 供試体と，比較のため No.1 供試体のひび割れ性状を示す。幾つかの斜めひび割れが確認できるものの No.1 (無補強)供試体と比較しても梁の損傷は非常に軽微であり，損傷が柱基部と隅角部に集中しているのがわかる。また隅角部に配置した鉄筋も多くが降伏しており，このことから終局状態は柱基部と隅角部の曲げ破壊であると考えられる。

表－4　補強シリーズ実験結果

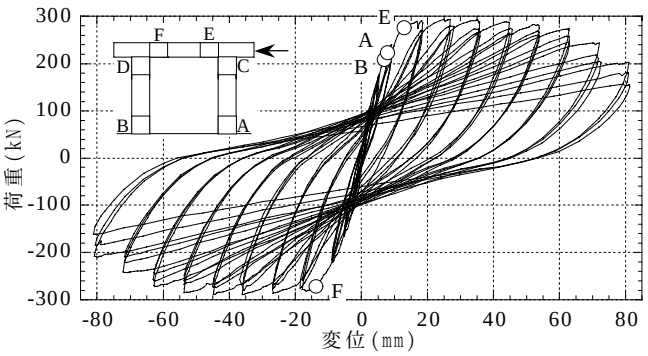
	δ_y (mm)	δ_u (mm)	δ_u/δ_y	P_y (kN)	P_{max} (kN)	P_{max}/P_y
No.1	10.8	16.6	1.3	238.5	270.5	1.1
		-11.5			-200.2	
C-1	10.7	26.6	2.0	239.7	291.5	1.2
		-16.6			-265.7	
C-2	9.2	27.0	3.0	218.2	291.5	1.3
		-27.9			-280.2	
A-1	8.8	26.9	3.1	226.4	296.7	1.3
		-26.9			-283.1	
A-2	8.5	76.1	8.9	224.6	293.9	1.3
		-76.1			-289.5	
B-1	10.7	26.2	2.4	239.3	286.7	1.2
		-25.6			-270.2	



(a) B-1 供試体　　**(b) C-1 供試体**



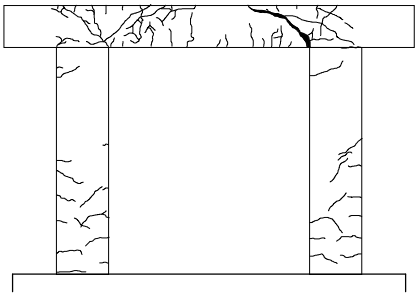
(c) C-2 供試体　　**(d) A-1 供試体**



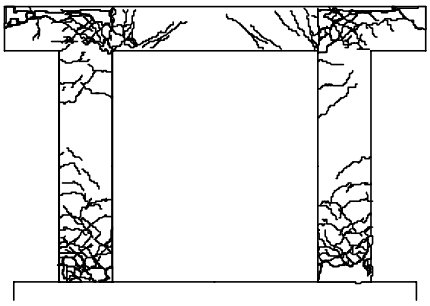
(e) A-2 供試体

図－6　補強シリーズ荷重－変位関係

次に，荷重－変位関係包絡線の比較を**図－8** に示す。供試体の梁部を補強しても柱基部から梁端部という降伏順序に変化は無く，履歴曲線を比較しても最大耐力に供試体間で大きな差は無かった。変形性能については，C-1，B-1 供試体で 2 倍程度，C-2，A-1 供試体で 2.5 倍程度，A-2 供試体では No.1 供試体に比べて 7 倍程度靭性を改善することができた。以上より，本実験で用いたような梁部のせん断補強工法はラーメン構造物の最大耐力に影響を与えることなく，変形性能を改善できることが明らかとなった。

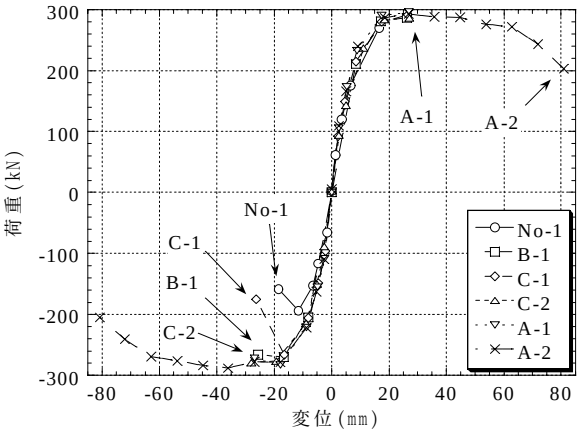


(a) No.1 供試体



(b) A-2 供試体

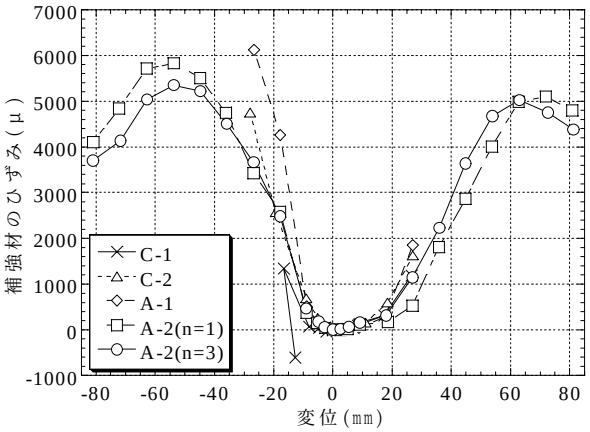
図－7　ひび割れ性状



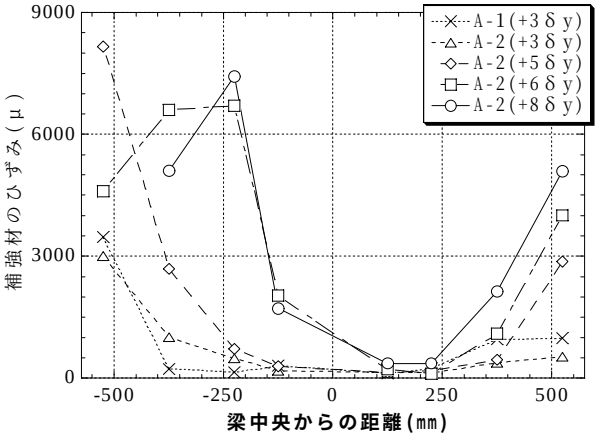
図－8　荷重－変位関係包絡線比較(1 波目)

3.3　補強効果

補強材に発生したひずみについて**図－9** に示す。ここでいうひずみとは，補強材に貼り付けたひずみゲージの梁高方向のひずみの最大値である。No.1 供試体がせん断破壊した変位約 18mm (2δy)付近から，各供試体ともに補強材にひずみが発生し補強効果を発揮し始めていると言える。しかし，それ以降梁上面で定着をとっていない C-1 供試体では，梁側面でのシートの付着のみで抵抗するためシートの剥離と同時にその補強効果を失っている。これに対し，C-2，A-1 供試体ではその後の急激にひずみが増加している。これは，梁上面でシートを折り曲げて定着することで梁側面のシートが剥離した後も梁部において斜めひび割れが開口するのを拘束することによると考えられる。しかし，約 27mm (3δy)付近から梁上面の折曲げ部分が音を立てて剥離し始め，さらに供試体の梁上面においてかぶりコンクリートがシートに引張られる形で剥落し，補強材が補強効果を発揮できなくなり梁端部でせん断破壊する結果となった。今後，終局状態まで剥離やかぶりコンクリートの剥落が起きないような折り曲げ長さ・定着方法の検討が必要である。これに対し，梁部を完全に閉合した A-2 供試体では 2δy 付近から梁側面でシートが剥離したものの，終局状態まで梁上面が剥離することは無かった。また，梁中央からのシートのひずみ分布では(**図－9(b)**)，27mm 振幅(約 3δy)付近までは全ての供試体で，塑性率の増加に伴い梁端部でのひずみは急増するものの梁中央付近では補強材はほとんどその補強効果を発揮していない。これに対し，A-2 供試体では約 5δy 付近から梁中央から約 400mm に取付けたゲージのひずみが 5δy で約 2700μ，6δy で約 6600μと増加した。また，その後 6δy では梁中央から約 250mm，120mm 付近のひずみが増加し始める。このことから，梁の長さ方向に広く分布して補強材が補強効果を発揮することが重要であると考えられる。



(a) 梁端部の補強材のひずみ比較



(b) 梁中央からの距離でのひずみ比較

図－10　補強材のひずみ比較

4.　まとめ

梁部でせん断破壊する可能性が指摘されている RC1 層ラーメン橋脚の(Ⅰ)梁部の帯鉄筋比をパラメータにした供試体，(Ⅱ)梁部を補強した供試体を用いた静的正負交番載荷実験を行った結果，以下のことが結論づけられる。

1)ラーメン橋脚梁部の帯鉄筋量の増加に伴い梁部におけるせん断破壊の発生は遅れるとともに，ラーメン構造物全体の変形性能が増加することが確認された。また，梁の帯鉄筋比が 0。3%程度であれば斜めひび割れは開口するが急激に耐力が減少しないということも明らかとなった。

2)ラーメン橋脚の梁部を補強することで，無補強供試体に比べ(1)梁上面に定着しない供試体で 2 倍程度，(2)梁上面で定着した供試体で 2.5 倍程度に靭性を改善できた。しかし塑性率が増加するに従い(1)ではシートが剥離することで，(2)ではシートが剥離するとともに梁部のかぶりコンクリートが剥落することでせん断破壊が生じた。今後は，せん断破壊を防ぐのに必要な繊維シートの折曲げ長さ等の検討が必要である。

3)梁部を連続繊維シートで完全に閉合することで，梁側面ではシートが剥離するが梁上面でシートが剥離することなく，梁部全面に巻き立てたシートが有効に補強効果を発揮し終局まで補強効果を失うことは無かった。終局破壊形式は梁端部のせん断破壊から柱基部と隅角部の曲げ破壊へと移行し，無補強供試体と比較して靭性も 7 倍程度改善することができた。

4)全ての供試体において柱基部から梁端部という軸方向鉄筋の降伏過程または橋脚の最大耐力に大きな差はないことから，梁の帯鉄筋量および本実験で用いた補強方法はラーメン構造物の耐力ではなく変形性能に影響を与えることが明らかとなった。

謝辞

本研究は, 2000 年～2001 年の 2 年間にわたって行われた。2 年間にわたり埼玉大学建設材料研究室 牧　剛史助手, 小泉　秀之氏(現 東日本旅客鉄道(株))には多くの助言を頂いた。また, 実験を行うにあたり杉田 清隆君, 沖津 充紀君, 中村 光寿君ほか多くの方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)Muhammad ASHRAF，Hiroshi MUTSUYOSHI，Bimal BABU ADHIKARY，Keiji WATANABE：Shear upgrading of Reinforced Concrete Beams with externally bonded composite sheets，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.24，2001.6(投稿中)

2)土木学会：連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針，コンクリートライブラリー101，pp.23-29，2000.7

3) 土木学会：阪神淡路大震災被害分析と靭性率評価式，コンクリート技術シリーズ No.12，阪神大震災調査研究特別委員会 WG 報告，1996.7