

論文 連続繊維による基部曲げ補強を施したRC橋脚の交番載荷実験

澤松 俊寿^{*1}・三田村 浩^{*2}・秀熊 佑哉^{*3}・塩畑 英俊^{*4}

要旨: 既設 RC 橋脚の耐震補強としてアラミド繊維製ロープによるじん性補強を施すとともに、FRP 化した炭素繊維ストランドをすだれ状に加工したシートの接着による曲げ補強を施した RC 橋脚供試体の交番載荷試験を実施してその補強効果を検証した。その結果、塑性ヒンジ部でシートと躯体をアンボンドとした場合では、載荷中にシートが剥離したものの無補強と比較して耐力が最大で 40%程度増加した。塑性ヒンジ部を変形性能の高いアラミド繊維製ベルトにより補強した場合は無補強と比較して耐力が 20%程度増加し、補強機構が大きな変形まで機能して曲げ耐力の向上の効果が大きな部材変形まで保持された。

キーワード: RC 橋脚, 耐震補強, 曲げ補強, 連続繊維, 交番載荷試験

1. はじめに

近年、多くの橋梁の耐震補強が進められている。今後これら補強工事は増加するものと予想されるため、効率的・効果的な事業の実施が必要である。こうした中、特に積雪寒冷地域においては、冬期の低温環境や施工期間が短い等の施工面における厳しい条件を有するため、耐震補強工事の効率的・効果的な実施には既往の耐震補強工法だけでなく、これらの条件に適応した新たな耐震補強工法を検討し採用していくことも必要である。

連続繊維は鉄筋コンクリートや鋼板に比べて、補修後の断面増加が極めて少なく、また軽量であることから施工時において人力による取り扱いが可能であるなどの利点を有している。筆者らは、積雪寒冷地域での経済性と施工性に配慮した既設 RC 橋脚の耐震補強工法として、アラミド繊維製のロープ（以後、「アラミドロープ」という。）の巻付けによるじん性補強手法について検討を行ってきた¹⁾。じん性補強により既設 RC 橋脚は変形性能が向上し、エネルギー吸収能が増加する。しかしなが

ら、変形性能の向上に過度に期待すると地震後の残留変位が大きくなる。そのため、適度な変形性能の向上に合わせて曲げ耐力の向上によるエネルギー吸収能の増加が要求される場合がある。

本研究では、アラミドロープの巻付けによるじん性補強に、連続繊維を用いた曲げ補強を併用した RC 橋脚供試体の正負交番載荷試験を実施し、その補強効果について検討した。曲げ補強材としては、FRP 化した炭素繊維ストランドをすだれ状に加工したシート（以後、「ストランドシート」という。）と、アラミド繊維製のベルト（以後、「アラミドベルト」という。）を使用した。

2. 正負交番載荷試験方法

2.1 実験ケース

実験は表-1 に示す 5 ケースについて実施した。Case1 は基準となる無補強の供試体である。Case2 はアラミドロープ巻付けによるじん性補強のみを行った供試体である。Case3 から Case5 はストランドシートまたはアラ

表-1 供試体一覧

	曲げ補強					じん性補強		コンクリート 圧縮強度 (N/mm ²)	軸方向鉄筋 降伏強度 (N/mm ²)
	補強材	アンボンド長 (mm)	定着鋼板	σ_{uAr}/A_c ^{*1} (N/mm ²)	曲げ終局耐力 の計算値(kN)	補強材	巻付け間隔 (mm)		
Case1	—	—	—	—	286.2	—	—	27.3	391.5
Case2	—	—	—	—	286.2	アラミド ロープ	25	27.3	391.5
Case3	ストランドシート	300	なし	2.11	426.4			30.0	364.7
Case4	ストランドシート	650	あり	2.11	426.4			30.0	364.7
Case5	ストランドシート +アラミドベルト	625	あり	0.472 ^{*2}	322.0			24.3	395.0

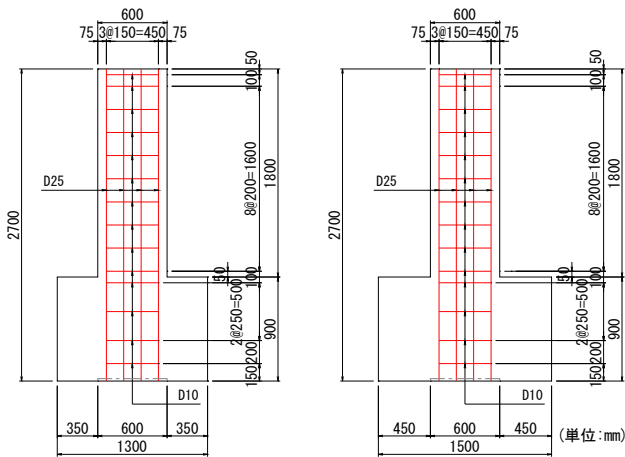
※1 σ_u : 曲げ補強材の破断強度, A_r : 柱部一面あたりの曲げ補強材断面積, A_c : 柱部の断面積 ※2 アラミドベルトの σ_{uAr}/A_c

*1 (独) 土木研究所寒地土木研究所 寒地基礎技術研究グループ 寒地構造チーム (正会員)

*2 (独) 土木研究所寒地土木研究所 寒地基礎技術研究グループ 寒地構造チーム 博士(工学) (正会員)

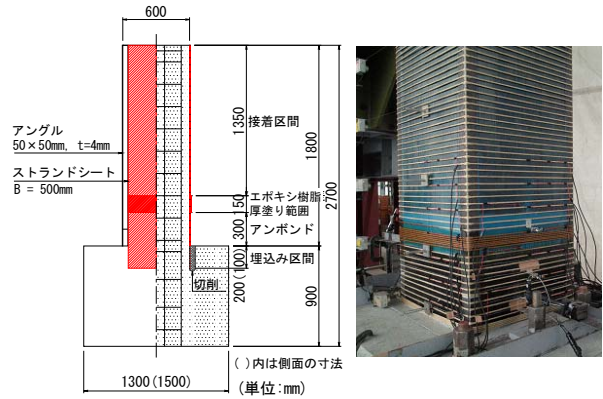
*3 新日本マテリアルズ(株) 日鉄コンポジット社 技術部 (正会員)

*4 高速道路総合技術研究所 道路研究部 橋梁研究室 (正会員)



(a) 正面図 (b) 側面図

図-1 供試体形状および配筋概略図



(a) 正面図, 断面図 (b) 柱基部

図-3 Case3 補強概要図

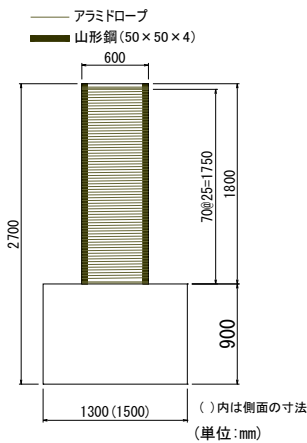


図-2 Case2 補強概要図

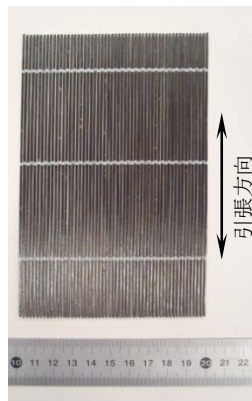


写真-1 スtrandシート

表-2 補強材の材料特性

補強材料	項目	
アラミドロープ	ヤング係数 ^{※1}	45.7 kN/mm ²
	引張強度	2,414 N/mm ²
	繊維純断面積	11.5 mm ²
ストランドシート	ヤング係数 ^{※1}	261 kN/mm ²
	引張強度	4,579 N/mm ²
	破断伸度 ^{※2}	1.5 %
	設計厚さ	0.333 mm
アラミドベルト	ヤング係数 ^{※1}	38.4 kN/mm ²
	引張耐力	34.0 kN/本
	繊維純断面積	21.6 mm ² /本
	幅	45 mm
	設計厚さ	0.479 mm

※1 見掛けのヤング係数
※2 品質管理値

ミドベルトによる基部の曲げ補強と、アラミドロープ巻付けによるじん性補強を併用した供試体である。基部の曲げ補強については、Case3 では補強材としてストランドシートを用い、Case4 ではCase3の補強仕様にストランドシートの剥離を抑制するための定着鋼板を追加した場合、Case5 は、アラミドベルトによる補強を行ったものである。それぞれのケースについて1体の供試体を製作した。表-1には、曲げ補強材の補強量を表す指標として $\sigma_{ru}A_r/A_c$ を示している。ここに、 σ_{ru} は曲げ補強材の破断強度、 A_r は柱部一面あたりの曲げ補強材断面積、 A_c は柱部の断面積である。

2.2 供試体形状および配筋

RC 橋脚供試体の形状および配筋概略図を図-1に示す。供試体は600×600mmの正方形断面、高さ1800mmの柱式で、せん断スパン比は4.0である。柱部には柱軸方向鉄筋としてSD345のD25を150mm間隔で、帯鉄筋としてSD295のD10を200mm間隔で配筋した。引張鉄筋比は0.643%、せん断補強筋比は0.119%である。コン

クリート標準示方書²⁾に基づいて算出した無補強供試体の耐力は、曲げ降伏時の耐力が228.9kN、曲げ終局時の耐力が286.2kN、せん断耐力が260.3kNであり、曲げ降伏後のせん断破壊型の破壊形態である。実験実施日材齢でのコンクリートの圧縮強度および軸方向鉄筋の降伏強度の試験結果を表-1に示す。

2.3 補強方法

(1) Case2 (じん性補強)

Case2では柱部のじん性の向上を目的に、図-2に示すように、アラミドロープを供試体柱部の全高に対して25mm間隔で螺旋状に巻付けた。柱の四隅には、コンクリートへのロープの食込みを防ぐために、ロープの巻付け前に山形鋼を設置している。なお、ロープは人力により巻付けており、その端部は、ロープワークのみで定着している。また、ロープへの樹脂の含浸は行っていない。アラミドロープの材料諸元を表-2に示す。

(2) Case3 (じん性補強+曲げ補強)

Case3では、ストランドシート(写真-1)の引張抵

抗に期待した基部の曲げ耐力の向上と、アラミドロープ巻付けによるじん性の向上を図った供試体である。ストランドシートは図-3 に示すように、供試体柱部の全周面に対してエポキシ樹脂により接着し、その下端部はフーチングの柱基部周辺にウォータージェットで削溝した深さ 200mm 程度の溝に埋め込んで、エポキシ樹脂を用いて定着した。なお、定着長は事前の引抜き試験に基づいて決定している。フーチング内の鉄筋はストランドの結束紐を切断しストランドシートを割いてかわした。

基部の塑性ヒンジにおける応力集中によるストランドシートの損傷を軽減するために、基部から高さ 300mm の区間をアンボンドとした。ストランドシートの材料諸元を表-2 に示す。

じん性補強として、Case2 と同様にアラミドロープを 25mm 間隔で巻付けた。ただし、アンボンド区間の上端から 150mm の区間においては接着用のエポキシ樹脂を厚く塗り、アラミドロープを密な間隔で巻付けた。この密に巻付けた区間のみアラミドロープにエポキシ樹脂を含浸させ、ストランドシートの剥離防止を図った。

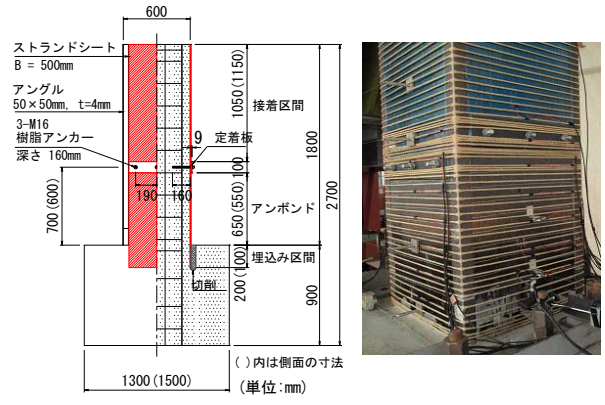
(3) Case4 (じん性補強+曲げ補強)

Case4 は、Case3 と同様のストランドシートによる曲げ補強に、ストランドシートの剥離防止用の定着鋼板を追加したものである。図-4 に示すように塑性ヒンジ部におけるストランドシートの損傷を軽減するために基部から 650mm の区間をアンボンドとし、接着区間とアンボンド区間の境界でのストランドシートの剥離を防ぐために補強材表面に幅 100mm の鋼板を樹脂アンカーにより固定した。鋼板、アンカーの仕様は炭素繊維シートの剥離抑止に端部に用いられる一般的なものとした。

じん性補強として、ストランドシートおよび定着用鋼板の上から 25mm 間隔でアラミドロープを巻付けた。ただし、定着プレート上では、アンカーのボルトの上下に 3 巻きずつアラミドロープを密な間隔で巻きつけた。

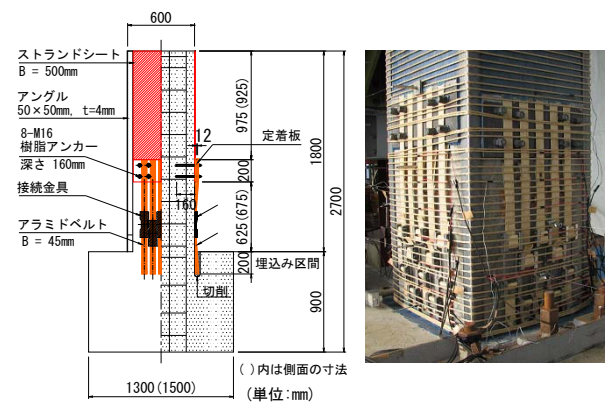
(4) Case5 (じん性補強+曲げ補強)

Case5 は、Case4 の補強方法に対して、基部のアンボンド区間を変形性能の高い樹脂含浸していないアラミドベルトとした供試体である。アラミドベルトの材料諸元を表-2 に示す。図-5 に示すように、アラミドベルトによる補強は塑性ヒンジ部のかぶりコンクリートのはらみ出しが生じやすい基部から 600mm 程度の区間の柱部全周面に対して施した。アラミドベルト補強区間の上部は Case3, 4 と同様の方法によりストランドシートを設置した。アラミドベルトの上端は、樹脂アンカーにより躯体に固定した幅 200mm の鋼板に引っかけることで固定し、下端はフーチングの柱基部周辺にウォータージェットで削溝した深さ 200mm 程度の溝に埋め込んで、エポキシ樹脂を用いて定着した。鋼板および樹脂アンカー



(a) 正面図, 断面図 (b) 柱基部

図-4 Case4 補強概要図



(a) 正面図, 断面図 (b) 柱基部

図-5 Case5 補強概要図

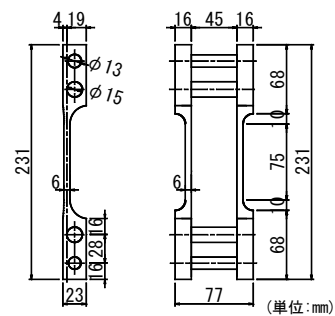


図-6 Case5 アラミドベルト接続金具

は Case4 のものにアラミドベルトの引張強度を考慮して決定した。アラミドベルトには図-6 に示す鋼製の接続金具を介している。この接続金具を塑性変形させることにより補強機構の変形性能を大きくすることで、曲げ耐力の向上の効果をより大きな部材変形まで保持することを目的としている。

じん性補強として、曲げ補強材の上から 25mm 間隔でアラミドロープを巻付けた。ただし、定着プレート上のみ Case4 と同様にアンカーのボルトの上下に 2 巻きずつアラミドロープを密な間隔で巻きつけた。

2.4 載荷方法

載荷装置および供試体の設置状況を図-7 に示す。供

試体のフーチング部を床に固定し、柱部天端にピン支承を設置した。上部工死荷重反力を想定して、120kN (0.33N/mm²) の鉛直荷重をピン支承を介して柱部天端に載荷し、交番載荷中において一定に保持した。水平方向の交番荷重は、フーチング天端から高さ 2105mm の位置のピン支承の中心部に、水平方向のジャッキにより載荷した。載荷は変位制御により実施した。計算上の降伏耐力の 50% の水平荷重を 1 サイクル載荷してコンクリートにひび割れを導入した後、橋脚基部の軸方向鉄筋のひずみが降伏ひずみに達する際の載荷点変位 δy の整数倍ごとに 3 サイクルの繰り返し載荷を実施した。なお、載荷点変位および載荷荷重はジャッキの押し側を正とし、ストランドシートひずみは引張を正としている。

2.5 計測方法

載荷点変位および載荷荷重をそれぞれ変位計、ロードセルにより測定した。また、ひずみゲージにより柱基部の軸方向鉄筋、ストランドシート、アラミドベルトおよびアラミドベルト接続金具のひずみを測定した。ストランドシートおよびアラミドベルトには、エポキシ樹脂を薄く塗布して硬化させた上にひずみゲージを貼付けた。

3. 正負交番載荷試験実験結果

3.1 載荷荷重-載荷点変位関係包絡線と最大荷重

図-8 に載荷荷重-載荷点変位関係の包絡線を示す。図に示した包絡線は載荷ステップ (δy) ごとに 3 サイクル行う交番載荷のうち、1 サイクル目変位ピーク時の載荷荷重と載荷点変位の関係を示したものである。

無補強の Case1 とじん性補強のみを行った Case2 を比較すると、載荷点変位 ± 80 mm 付近までは 2 体の供試体の包絡線は重なっているが、これ以降は無補強の Case1 で耐力が急激に低下するのに対し、Case2 はその後も耐力を維持し緩やかに耐力が低下する傾向が確認できる。

ストランドシートによる曲げ補強を行った Case3 および Case4 においては、最大荷重を示した載荷ステップは Case3 で $2\delta y$ (載荷点変位 26.4 mm)、Case4 で $3\delta y$ (載荷点変位 47.5 mm) であった。このように定着プレートを設置した Case4 の方が、より大きな変位で大きな最大荷重を示したものの、いずれの供試体も最大荷重を示した載荷ステップにおいて、ストランドシートと躯体との接着が剥離することで補強材が引張力を負担しなくなり、急激に曲げ補強の効果を失った。補強材の剥離後の包絡線は、Case2 の包絡線に沿うような傾向を示した。

アラミドベルトによる曲げ補強を行った Case5 では、Case3 および Case4 に見られたような急激な耐力の低下は生じずに、徐々に耐力が増加して $5\delta y$ (載荷点変位 -75.9 mm) で最大荷重を示した。

図-9 に最大荷重の計算値、実験値 (正負平均)、およ

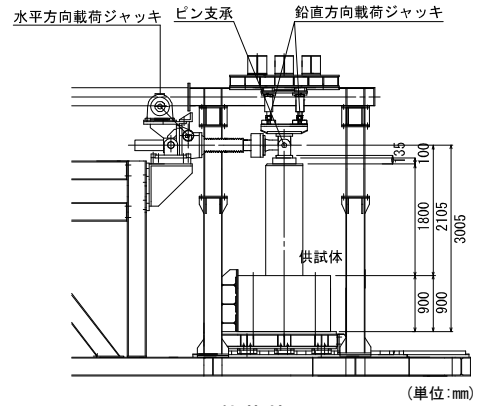


図-7 載荷装置

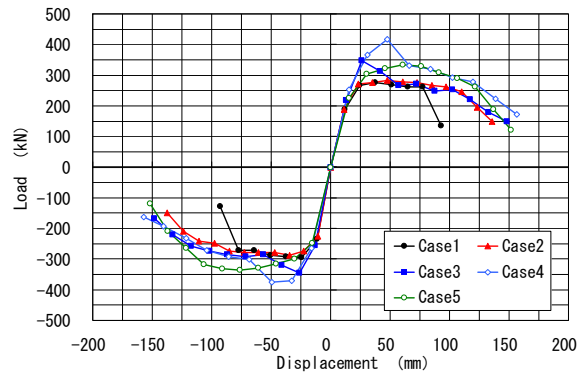


図-8 載荷荷重-載荷点変位包絡線

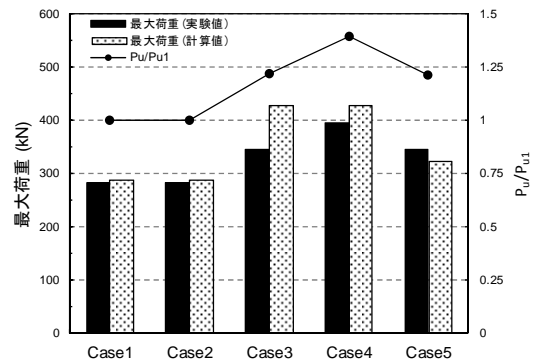


図-9 最大荷重の実験値と計算値

び Case1 に対する各ケースの最大荷重の実験値の比 P_u/P_{u1} を示す。ここで、最大荷重の実験値は正負の平均とした。計算値は柱の引張側フランジの曲げ補強材のみを考慮し、簡単のために補強材のアンボンドの影響を無視して平面保持を仮定しコンクリート標準示方書²⁾に基づいて算出した曲げ終局耐力とした。ストランドシートを用いた Case3,4 は Case1 に比べて最大耐力がそれぞれ 22%、40%増加しているものの、実験値が計算値を下回っており適切な補強効果が得られていないと考えられる。これは後述するストランドシートの剥離によりストランドシートが材料の破断強度より小さい応力までしか機能できなかったためであると考えられる。一方で、アラミドベルトを用いた Case5 においては最大耐力は Case1 に比べて 21%増加し、また実験値が計算値を上回

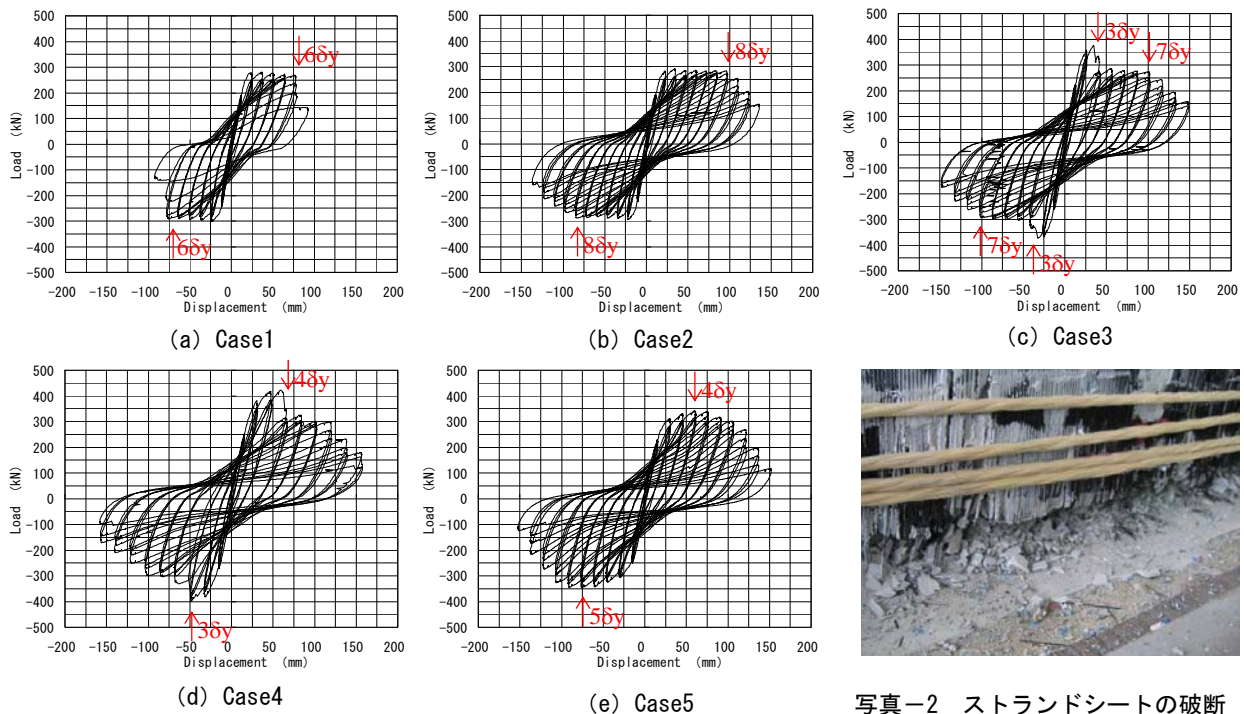


図-10 載荷荷重-載荷点変位関係



写真-2 スtrandシートの破断 (Case3)

っており適切な補強効果を発揮していると考えられる。

3.2 損傷状況と載荷荷重-載荷点変位関係履歴曲線

図-10に、各供試体の載荷荷重-載荷点変位関係の履歴曲線を示す。Case1 および Case2 の柱部表面のひび割れの観察によると、載荷ステップ $1\delta y$ において柱全高にわたって供試体の載荷面に水平方向の曲げひび割れが発生し、それは載荷点の水平変位の増加とともに柱側面で斜め方向にひび割れが伸展した。

Case1 (無補強) においては、その後、 $4\delta y$ において柱部軸方向鉄筋に沿った縦方向のひび割れが柱基部に生じた後、 $6\delta y$ で柱基部周辺のかぶりコンクリートが剥落するとともに軸方向鉄筋が座屈し、図-10(a) に見られるように耐力が急激に低下した。一方、Case2 においては Case1 と同様に軸方向鉄筋の座屈が開始した後もアラミドロープの拘束によりかぶりコンクリートが剥落せずに圧縮力を伝えるため、図-10(b) のように Case1 に比べて大きな変位まで耐力を保持するとともに、耐力低下開始後も緩やかに耐力が低下する傾向を示した。

Strandシートによる曲げ補強を行った Case3 は、Case1 に比べて最大耐力が増加したもののシート表面からの打音検査により、 $2\delta y$ (載荷点変位 26.4 mm) でアンボンド区間の上部からStrandシートの剥離が開始し、図-10(c) に示す $3\delta y$ (載荷点変位 39.6 mm) で完全に剥離したことが確認された。また $7\delta y$ では、基部周辺のかぶりコンクリートのはらみだしにより押し出され、写真-2 に示すようにStrandシートが破断した。

定着板によりStrandシートの定着を図った Case4

では、3.1 節で述べたように Case3 に比べて最大耐力および最大荷重に達する変位が増加しているものの、Case3 と同様に定着鋼板上端を起点としてStrandシートが剥離することで、 $3\delta y$ から $4\delta y$ にかけて図-10(d) に見られるように耐力が急激に低下した。

アラミドベルトによる補強を行った Case5 は、Case3 および Case4 に見られた橋脚基部のはらみ出しの開始前の段階における補強材の剥離や損傷は見られず、変位の増加に伴い徐々に耐力が大きくなり、図-10(e) に示すように正側載荷時には $4\delta y$ (載荷点変位 60.8 mm)、負側載荷時には $5\delta y$ (載荷点変位 -76.0 mm) で最大荷重を示した。最大荷重後は、はらみ出しの開始に伴い緩やかに耐力が低下した。なお、載荷中において Case3~5 において曲げ補強材のフーチングからの拔出しや、Case4, 5 においてアンボンド区間上端の樹脂アンカー部の損傷は生じなかった。

3.3 補強材のひずみ

Case3, Case4 の $1\delta y$ から $5\delta y$ におけるStrandシートのひずみと載荷点変位の履歴関係を図-11, 12 に示す。上述のように Case3 および Case4 では載荷の比較的早い段階でStrandシートの剥離が生じたことから、ここでは接着区間のシートのひずみに着目し、アンボンド区間よりも上のStrandシートと躯体が接着された区間のひずみを示した。図より、Strandシートの剥離が確認された Case3 の $3\delta y$ 、Case4 の $4\delta y$ (ともに正側載荷時) までは、いずれの供試体においても、載荷点変位の増加に応じてひずみが増加しているが、剥離が確認さ

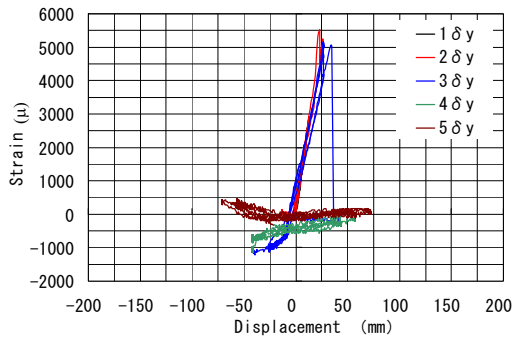


図-11 スtrandシートひずみ-荷点変位関係
(Case3 背面側_基部から310mmの位置)

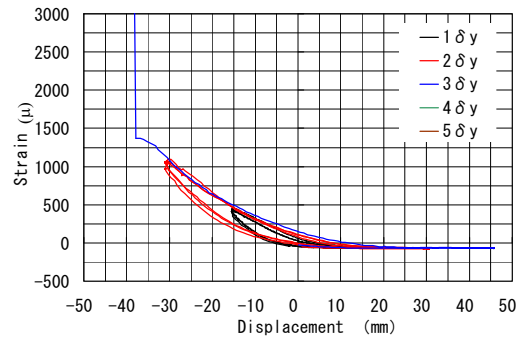


図-13 接続金具のひずみ-荷点変位関係
(Case5 正面側, 中央のアラミドベルト)

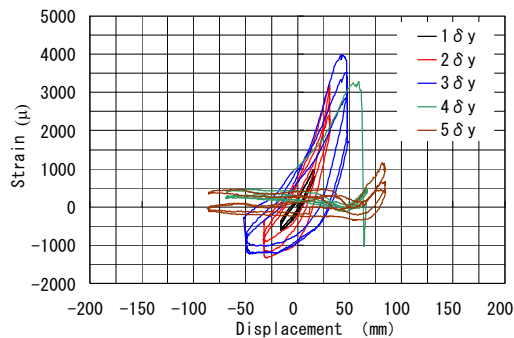


図-12 スtrandシートひずみ-荷点変位関係
(Case4 背面側_基部から800mmの位置)

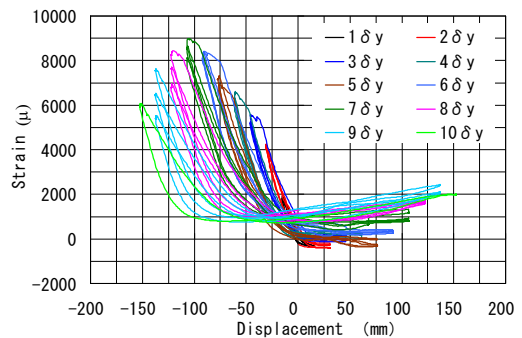


図-14 アラミドベルトひずみ-荷点変位関係
(Case5 正面側, 基部から90mmの位置)

れた荷重ステップでひずみが急激に低下し、その後は荷重点変位によらずひずみはほぼゼロであり、strandシートは引張力を負担していないことが確認できる。

Case5 のアラミドベルトに設けた接続金具のひずみと荷重点変位関係を図-13 に示す。図に示したひずみは、負側荷重時に引張力が作用する供試体正面側の中央のアラミドベルトの計測値である。図より、3δy においてひずみが急激に増加しており、接続金具が塑性変形していることが確認された。供試体背面側の接続金具についても同様に3δy においてひずみの急増が見られた。

Case5 の基部から90mmの位置におけるアラミドベルトのひずみと荷重点変位関係を図-14 に示す。図より、アラミドベルトのひずみは、3δy において接続金具が降伏してからも増加しており、7δy で最大値を示した後は、徐々にひずみのピーク値が低下していった。このようにアラミドベルトにおいては、荷重中に引張力を負担し続けたことが確認できる。

4. まとめ

本研究では、連続繊維を用いた橋脚基部の曲げ補強手法に関する検討を行うために、strandシートまたはアラミドベルトによる橋脚基部の曲げ補強と、アラミドロープ巻付けによるじん性補強を併用したRC橋脚供試体の正負交番荷重試験を実施した。本研究で得られた知見を以下に示す。

- (1) strandシートによる基部の曲げ補強を行った供試体 ($\sigma_{ruAr}/\sigma_{c} = 2.11$) においては、無補強の供試体に対してアンボンド区間の上端に設置した剥離防止用の定着板を設置しなかった供試体で22%、設置した供試体で40%程度最大荷重が増加した。なお、荷重中にstrandシートが剥離したものの、剥離後の荷重荷重-荷重点変位関係の包絡線はロープ補強と同様な傾向を示した。
- (2) strandシートのアンボンド区間の上端に定着鋼板を設けることにより、より大きな部材変形までstrandシートの剥離が抑制できる。
- (3) strandシートとアラミドベルトを用いて補強を行った供試体 ($\sigma_{ruAr}/\sigma_{c} = 0.472$) においては、無補強の供試体に対して最大耐力が21%程度増加した。また、補強機構が曲げ耐力の向上とともに大きな変形まで機能し、曲げ耐力の向上の効果がより大きな部材変形まで保持された。

参考文献

- 1) 塩畑 英俊, 三田村 浩, 渡辺忠朋, 下村 匠, 丸山 久一: アラミドロープを用いた既設鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.440-453, 2010
- 2) 土木学会: 2007年制定 コンクリート標準示方書【設計編】, pp.83-86, 2008.3