

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

Experimental study on seismic strengthening scheme of RC pier by aramid fiber rope

塩畑英俊*, 三田村浩**, 渡邊忠朋***, 下村 匠****, 丸山久一*****

Hidetoshi Shiohata, Hiroshi Mitamura, Tadatomo Watanabe, Takumi Shimomura, Kyuichi Maruyama

*(株)高速道路総合技術研究所 (〒194-8508 東京都町田市忠生 1-4-1)

**博士(工学), (独)土木研究所 寒地土木研究所 (〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1 条 3 丁目 1 番 34 号)

***博士(工学), 北武コンサルタント(株) (〒062-0020 札幌市豊平区月寒中央通 7 丁目)

****博士(工学), 長岡技術科学大学准教授, 工学研究科 (〒940-2188 新潟県長岡市上豊岡町 1603-1)

*****Ph.D., 長岡技術科学大学教授 (〒940-2188 新潟県長岡市上豊岡町 1603-1)

Recently, seismic retrofit method by continuous fiber for the RC pier is researched to put to practical use. In this work, new seismic retrofit method using aramid fiber rope for RC pier was investigated in order to build the design method. The loading test was carried out with the specimen that changed its cross-section shape and pitch of the aramid fiber rope. And we investigated the strengthening effect and its mechanism based on the experimental results.

Key Words: seismic retrofit, RC pier, aramid fiber rope, cyclic loading test

キーワード: 耐震補強, RC 橋脚, アラミド繊維ロープ, 交番載荷試験

1. はじめに

既設鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強として連続繊維シートを補強材に用いる研究が進められ、実構造物への適用も行なわれている。この補強工法は、補強後の断面増加が極めて少なく、かつ材料が軽量であるなどの長所があるが、現場において樹脂で固めて FRP 化して補強材とするため、施工に手間がかかるなどの短所がある。

一方、アラミドロープを既設橋脚に巻き付ける工法¹⁾では、アラミドロープを樹脂で固めずに補強材として用いても、樹脂で固めた場合と比べて補強効果にほとんど差が無いことが既往の研究²⁾により明らかにされており、施工性に優れる工法であるとともに経済的な工法として期待が高い。しかしながら、じん性補強に対する効果を有する事はわかっているが、そのメカニズムについては、未解明な点が多い。

そこで、本研究は、この新たな耐震補強技術である既設鉄筋コンクリート橋脚にアラミドロープを巻き付ける工法の補強効果のメカニズムについて明らかにするために、破壊形態や断面形状、アラミドロープの巻付け間隔などを実験変数とした橋脚模型供試体による水平方向の正負交番載荷実験を行い、その結果から各実験変数の影響を分析し、ロープ補強のメカニズムを考察する。

2. 実験概要

2.1 供試体形状および諸元

a) 供試体

実験に用いた供試体は、市中心部の高速道路における一般的な橋脚の1/5の規模である。供試体の形状、配筋および諸元を表-1および図-1に、供試体の断面形状を図-2に示す。それぞれ、破壊形態、ロープ巻付け間隔、断面形状を実験変数として、合計9体製作した。このうち、無補強は、補強効果の確認用となる基準供試体である。

設計上の破壊形態は、断面高さ600mm、断面幅600mmの断面形状1:1 (以下「断面形状Ⅰ」)において、無補強の状態、曲げ破壊型 (以下「M型」)、曲げ降伏後のせん断破壊型 (以下「MS型」)、曲げ降伏前のせん断破壊型 (以下「S型」)の3通りとした。断面高さ600mm、断面幅1200mmの断面形状1:2 (以下「断面形状Ⅱ」)は、MS型とした。

帯鉄筋には、SD295のD10をそれぞれ、M型は100mm間隔、MS型は200mm間隔、S型は300mm間隔とした。各供試体の曲げせん断耐力比の計算結果を表-1に示す。この各耐力は、土木学会示方書³⁾によって算出したものである。帯鉄筋の定着方法は、全てのケースで鋭角フックである。

表-1 供試体諸元

供試体 No.	断面 形状	設計 破壊 形態	ロープ巻付け補強				せん段 スパン 比 La/d	引張鉄筋		帯鉄筋			コンクリート圧縮強度		曲げせん断耐力比	
			高さ方向巻付け 間隔 [mm]			巻付け 補強区 間		鉄筋 種別	鉄筋比 pt [%]	鉄筋 種別	間隔 [mm]	鉄筋比 pw [%]	柱部材 f _c [N/mm ²]	フーチング ¹⁾ f _{cf} [N/mm ²]	降伏点	最大 耐力点
			無 補強	25	50										V _{yd} ・L _a /M _y	V _{yd} ・L _a /M _m
1	I	M	○			—	4.0	SD345 D25	0.643	SD295 D10	100	0.238	26.7	39.6	1.61	1.29
2	I	M		○		L _p ×1.5									1.61	1.29
3	I	MS	○			—									1.15	0.92
4	I	MS		○		全高					200	0.119			1.15	0.92
5	I	MS			○	全高									1.15	0.92
6	I	S	○			—					300	0.079			0.99	0.79
7	I	S		○		全高							0.99	0.79		
8	II	MS	○			—					200	0.059	27.4		1.12	0.97
9	II	MS		○		全高									1.12	0.97

注) 断面形状 : I, II は図-2参照

設計破壊形態 M : 曲げ破壊型
MS : 曲げ降伏後のせん断破壊型
S : せん断破壊型 L_p

: 塑性ヒンジ長

 $L_p = 0.5d + 0.05L_a$

d : 有効高さ

 L_a : せん断スパン引張鉄筋比 ρ_t : $\rho_t = A_t / (b \cdot d)$ A_t : 最外縁の軸方向鉄筋の断面積

b : 部材幅

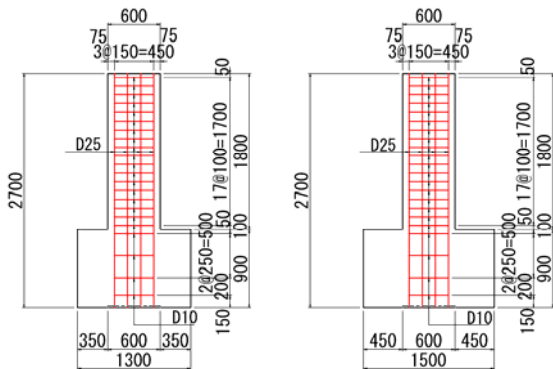
 V_{yd} : 設計せん断耐力 M_y : 設計降伏曲げ耐力 M_m : 設計最大耐力点曲げ耐力

図-1(a) 供試体形状および配筋 (供試体 No. 1, 2)

(単位: mm)

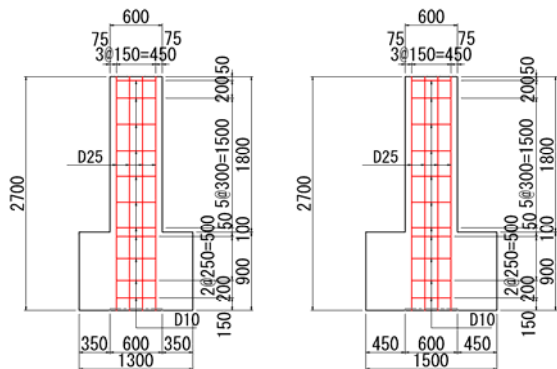


図-1(c) 供試体形状および配筋 (供試体 No. 6, 7)

(単位: mm)

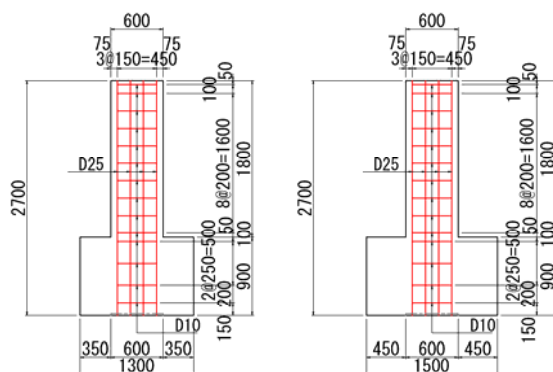


図-1(b) 供試体形状および配筋 (供試体 No. 3~5)

(単位: mm)

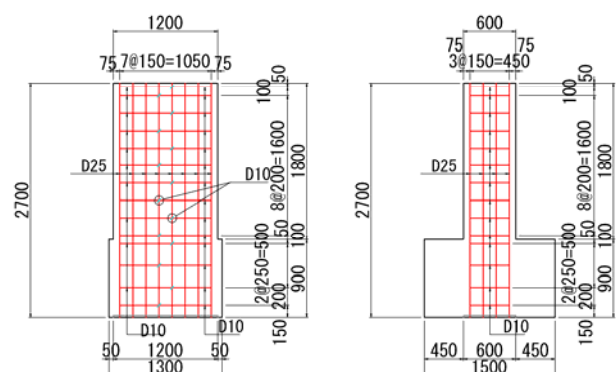


図-1(d) 供試体形状および配筋 (供試体 No. 8, 9)

(単位: mm)

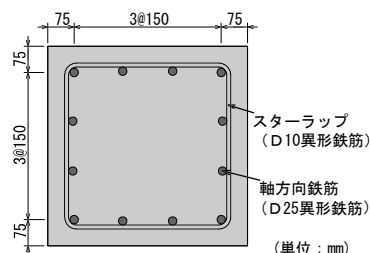


図-2(a) 供試体断面図 (断面形状 I)

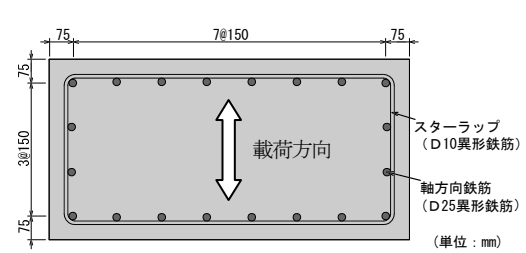


図-2(b) 供試体断面図 (断面形状 II)

軸方向鉄筋は、SD345 の D25 を 150mm 間隔とし、途中定着は行わず、引張鉄筋比は 0.643%とした。また、特性値は、降伏強度 391.5N/mm²、降伏ひずみ 2164 μ 、ヤング係数 180.9kN/mm²である。

b) 補強概要

アラミドロープによる補強は、ロープが自重で垂れ下がらない程度の緊張力を導入しながら、表-1に示す 25mm若しくは50mmの巻付け間隔で柱基部から上部に向かって、螺旋状に人力により巻付けた。ロープの巻付け開始部および終了部は、ロープ同士を結束した。写真-1は柱基部におけるその状況である。角部においてロープ同士を強固に結んだ。なお、いずれのケースにおいても、アラミドロープは、樹脂含浸などによる定着を行っていない。

既往の研究²⁾により、柱角部のひび割れたコンクリートにアラミドロープが食込むとロープに緩みが生じ、補強効果が低減することが明らかとなっているため、柱角部に等辺山形鋼50×50×4 (SS400) を添えた上からロープを巻付け、ひび割れへのロープの食込みを防止した。柱基部からの補強範囲は、供試体No.1およびNo.2計算上の塑性ヒンジ長の1.5倍までの範囲とし、それ以外は全高とした。

アラミドロープによる補強の例として、供試体No.4における補強概略図を図-3に示す。これは、アラミドロープによる補強を高さ方向に25mm間隔で全高の範囲を巻付けたケースである。また、写真-2に補強状況を示す。また、本実験に用いたアラミドロープの材料諸元⁴⁾を表-2に示す。

2.2 載荷方法

実験装置の概要図を図-4に示す。載荷点位置は、柱基部から2105mmとした。実験は上部工死荷重を考慮した鉛直荷重を軸力として一定に保持した状態で、図-5に示す載荷サイクルで正負交番載荷実験を行った。コンクリートに曲げひび割れを導入することを目的に、計算上の降伏耐力の50%の荷重を1サイクル載荷した後、軸方向鉄筋の橋脚基部が、降伏ひずみに達する際の載荷点変位 δ_y を基準に、定変位の繰返し載荷を行った。載荷終了は、載荷荷重が初回降伏荷重を下回った時点とした。なお、断面形状Ⅱ供試体の載荷方向は図-2に示すとおりである。

鉛直方向の荷重は、上部工死荷重反力による軸力を想定し、供試体天端に一定の鉛直荷重を載荷した。鉛直荷重の大きさは、断面形状Ⅰ供試体で120kN、断面形状Ⅱ供試体で240kNとした。

表-2 アラミドロープ材料諸元

断面積	(mm ²)	11.5
引張力	(kN)	27.8
引張強度	(N/mm ²)	2414
弾性係数	(kN/mm ²)	45.7



写真-1 アラミドロープの定着状況

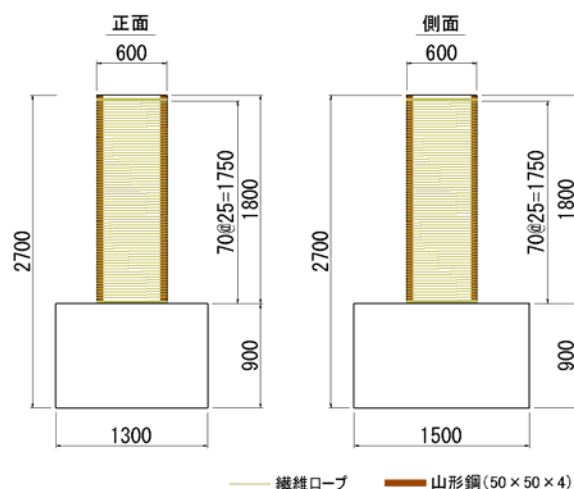


図-3 補強概略図 (供試体 No. 4) (単位 : mm)



写真-2(a) 供試体 No. 2 写真-2(b) 供試体 No. 4
水平方向載荷ジャッキ ピン支承 鉛直方向載荷ジャッキ

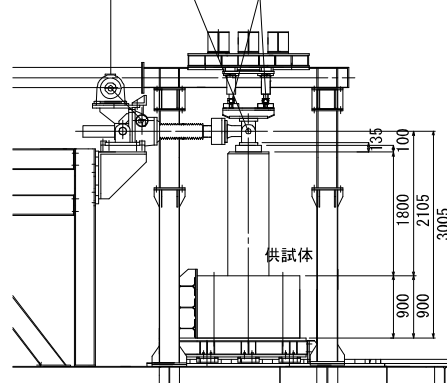


図-4 載荷装置概略図 (単位 : mm)

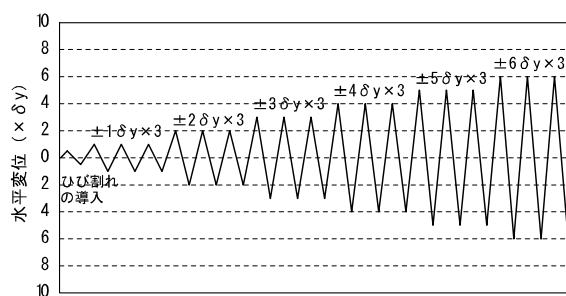


図-5 正負交番载荷の载荷サイクル

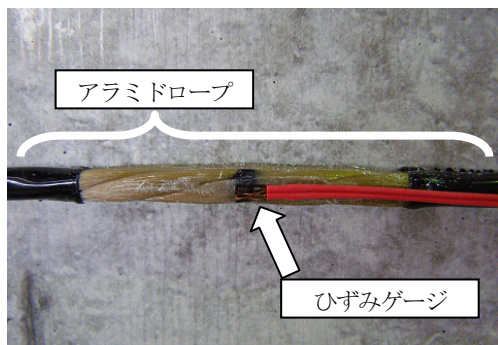


写真-3 ひずみゲージの貼付け状況

2.3 計測項目

計測項目は、供試体柱部の水平変位、フーチングの水平および鉛直変位、軸方向鉄筋および帯鉄筋のひずみ、アラミドロープのひずみ、柱基部のかぶりコンクリートのはらみだし量などである。

かぶりコンクリートのはらみ出し量は、柱正面および背面の中央位置について、柱基部から200mmと400mmの高さにおいて水平変位計により計測した。図-6に計測位置の一例を示す。

軸方向鉄筋のひずみは、角部の軸方向鉄筋を計測対象とした。柱部については300mm間隔、フーチング部は250mm間隔でそれぞれ全高にひずみゲージを設置した。

帯鉄筋のひずみは、柱基部から650mmの区間に配筋されている帯鉄筋を対象とした。柱部4面それぞれの中央位置にひずみゲージを設置した。図-7に鉄筋のひずみ計測位置の一例を示す。

アラミドロープのひずみは、基部から断面高さの範囲における柱部4面の中央位置を基本とした。ひずみの計測方法は、アラミドロープに直接ひずみゲージを貼り付けた。その方法は、ひずみゲージを貼り付ける範囲にエポキシ樹脂を含浸させ硬化させた上に、ひずみゲージを貼付けた。図-8に計測位置および写真-3にひずみゲージの貼付け状況を示す。

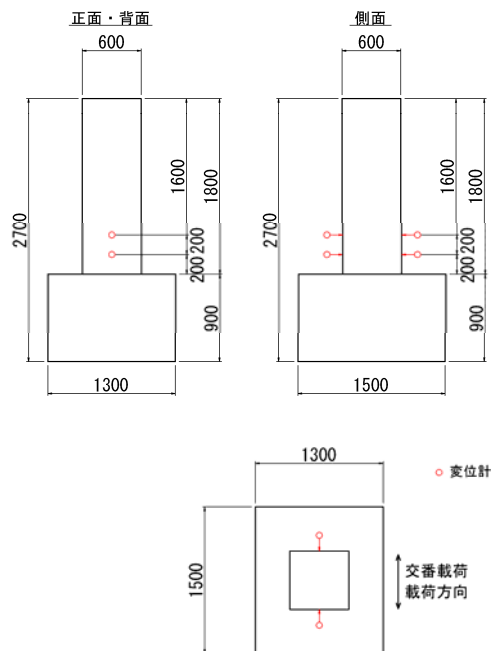


図-6 はらみだしの計測 (断面形状 I) (単位: mm)

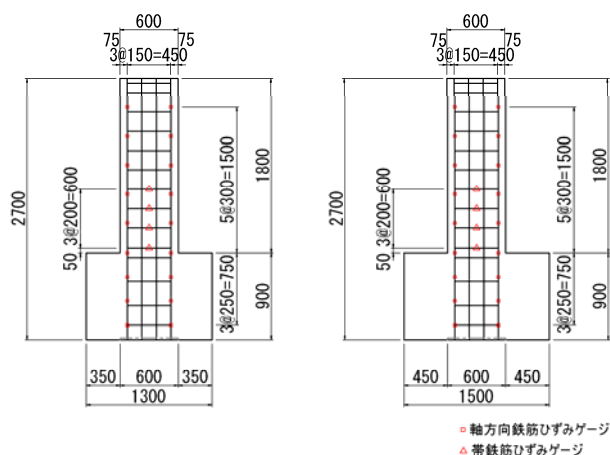


図-7 鉄筋のひずみ計測位置 (断面形状 I MS 型)
(単位: mm)

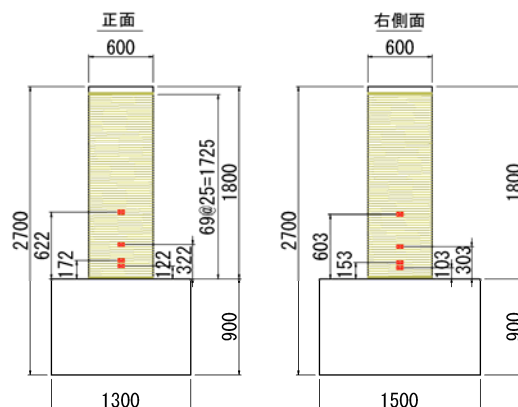


図-8 アラミドロープのひずみ計測位置 (供試体 No. 4)
(単位: mm)

3. 実験結果

3.1 ひび割れおよび破壊状況

全ての供試体において $1\delta y$ の載荷終了までに、基部から前背面に生じたひび割れが、側面まで達し、柱全面でほぼ等間隔な水平方向のひび割れが生じ、柱基部の軸方向鉄筋が降伏した。

それ以降、無補強については、供試体 No.1 は、水平変位の増加とともに、基部の前背面の水平方向のひび割れ幅が大きくなるとともに、側面の水平方向ひび割れから新たな斜め方向ひび割れが隣り合う水平方向のひび割れまで伸展した。やがて、柱前背面では、縦方向のひび割れが発生するとともに、かぶりコンクリートが徐々にはらみ出し、軸方向鉄筋が座屈するとともに水平方向のひび割れと縦方向のひび割れにより塊となったかぶりコンクリートが剥落し、耐力が低下した。柱側面で斜め方向のひび割れも発生したが、これにより急激に荷重が低下することは無かったため、破壊モードは曲げ破壊と考えられる。

供試体 No.3 は、かぶりコンクリートが剥落する少し前に、柱側面の斜め方向のひび割れが、供試体 No.1 に比べると、やや急な角度で生じたが、最終的には、供試体 No.1 と同様に、軸方向鉄筋が座屈することで耐力が徐々に低下した。したがって、供試体 No.1 と同様に、破壊モードは曲げ破壊と考えられる。

供試体 No.6 は、ひび割れの伸展状況は、供試体 No.1 および No.3 と、さほど大きな違いは無かったが、耐力の低下は、軸方向鉄筋が座屈するよりも前に、せん断ひび割れが大きく伸展し、急激に耐力の低下が生じた。軸方向鉄筋が降伏した後であるため、破壊モードは曲げ降伏後のせん断破壊である。

供試体 No.8 は、供試体 No.3 と同様に、柱側面のひび割れが、やや急な角度で生じたが、最終的に、軸方向鉄筋が座屈することで耐力が徐々に低下した。このことから、破壊モードは曲げ破壊と考えられる。

写真-4 に供試体 No.1, No.3, No.6 および No.8 の実験終了後の状況を示す。曲げ破壊した供試体 No.1, No.3 および No.8 は、かぶりコンクリートが剥落し、軸方向鉄筋が座屈した状況が確認できる。供試体 No.6 は、せん断ひび割れが確認できる。

実験前の設計計算結果で、破壊形態を M 型、MS 型、S 型と呼んでいるが、無補強の実際の破壊形態は、上述のとおりであった。

一方、アラミドロープによる補強を行った供試体については、無補強でかぶりコンクリートが剥落するような載荷ステップでも、かぶりコンクリートが剥落することは無かった。写真-5 は供試体 No.7 における $7\delta y$ の載荷ステップ時の柱基部の状況である。また、写真-6 は供試体 No.6 の $6\delta y$ の載荷ステップ時の状況である。これらは、後述する載荷実験での載荷荷重および載荷点変位関係において、最大荷重を保持する最終の載荷ステップである。

供試体 No.6 では、かぶりコンクリートがはらみ出し、一部剥落するとともに、耐力が低下している状況であったのに対し、供試体 No.7 では、かぶりコンクリートの大きなはらみ出しも生じていないことが確認できる。

その後、供試体 No.7 では、水平変位の増加とともに、かぶりコンクリートのはらみ出しが生じ、はらみ出し量の増加とともに、耐力が徐々に低下した。写真-7 に供試体 No.7 の載荷実験終了後の柱基部の状況を示す。



写真-4(a)
実験終了後の供試体
(供試体 No. 1)



写真-4(b)
実験終了後の供試体
(供試体 No. 3)



写真-4(c)
実験終了後の供試体
(供試体 No. 6)



写真-4(d)
実験終了後の供試体
(供試体 No. 8)

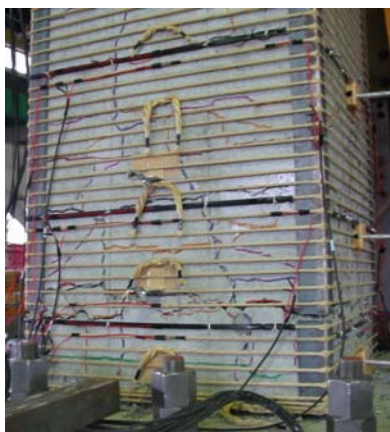


写真-5 載荷ステップ 7 δy の状況 (供試体 No. 7)



写真-6 載荷ステップ 6 δy の状況 (供試体 No. 6)



写真-7 実験終了後の供試体 (供試体 No. 7)



写真-8 剥離コンクリート除去後の供試体
(供試体 No. 7)

アラミドロープによる補強を行った供試体では、写真-7に示すように、載荷終了まで、アラミドロープによって、かぶりコンクリートが剥落する事は無かった。

供試体 No.7 では、軸方向鉄筋が座屈することで耐力が徐々に低下したため、曲げ破壊と考えられる。

写真-8 に供試体 No.7 の実験終了後に剥離したコンクリートを除去した状況を示す。この写真から軸方向鉄筋が座屈した状況が確認できる。対比する供試体 No.6 の破壊モードが、曲げ降伏後のせん断破壊だったのに対し、供試体 No.7 の破壊モードが曲げ破壊だったのは特徴的である。

アラミドロープによる補強を行った他の供試体における実験終了後の状況も同様に剥離したコンクリートを除去して観察したところ、供試体 No.7 と類似した状況であった。急激な耐力低下も見られなかったため、これらの供試体の破壊モードは全て曲げ破壊である。

なお、いずれの供試体においてもはらみ出したコンクリートによってアラミドロープが破断する事は無かった。

3.2 載荷荷重-載荷点変位関係

図-9 に、載荷実験から得られた載荷荷重と載荷点変位関係を示す。いずれの実験結果でも、アラミドロープ補強を行った場合の耐力の増加は認められなかった。以降、荷重変位曲線の包絡線は正側と負側で大差がないため、正側について示す。なお、ここで記述する最大荷重を保持する載荷点変位は、後で示す耐力が低下し始める時の荷重および変位点 (C 点) とは、異なるため注意を要す。

供試体 No.1 (M 型無補強) では、6 δy の載荷ステップ中にかぶりコンクリートが剥落し、7 δy で耐力が降伏荷重を下回った。

供試体 No.2 (M 型ロープ 25mm 間隔巻付け) では、8 δy まで最大荷重を保持し、9 δy で降伏荷重に耐力が低下し、10 δy で耐力が降伏荷重を下回った。

供試体 No.3 (MS 型無補強) では、供試体 No.1 と同様に、6 δy の載荷ステップ中にかぶりコンクリートが剥落し、7 δy で大幅に耐力が低下した。

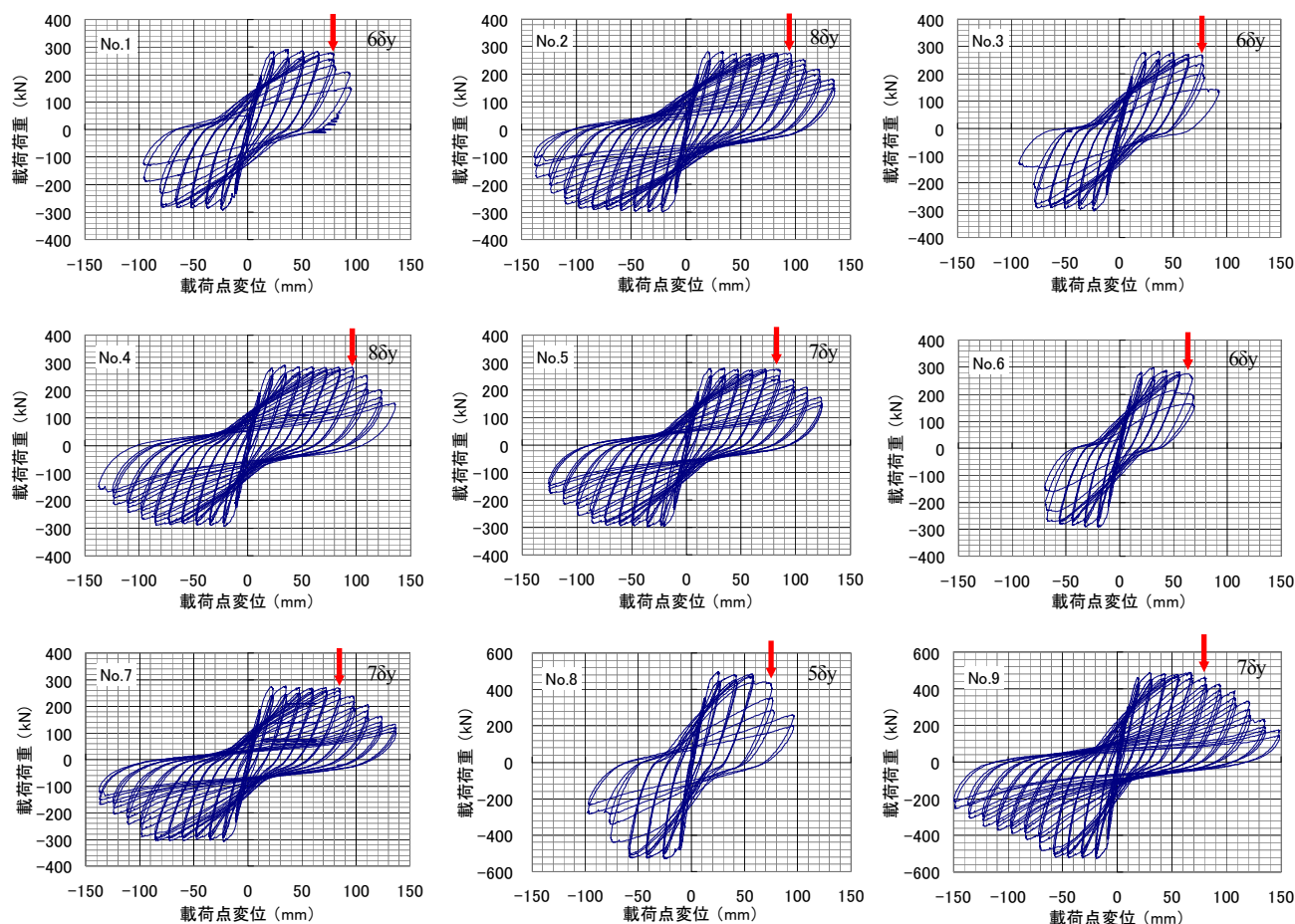


図-9 載荷荷重-載荷点変位関係

供試体 No.4 (MS 型ロープ 25mm 間隔巻付け) では、供試体 No.2 と同様に、 $8\delta_y$ まで最大荷重を保持し、 $9\delta_y$ で降伏荷重を低下し、 $10\delta_y$ で耐力が降伏荷重を下回った。

供試体 No.5 (MS 型ロープ 50mm 間隔巻付け) では、 $7\delta_y$ まで最大荷重を保持し、 $8\delta_y$ で降伏荷重を低下し、 $9\delta_y$ で耐力が降伏荷重を下回った。

供試体 No.6 (S 型無補強) では、 $6\delta_y$ の載荷ステップ中にせん断ひび割れが急激に伸展して耐力が低下した。

供試体 No.7 (S 型ロープ 25mm 間隔巻付け) では、 $7\delta_y$ まで最大荷重を保持し、 $8\delta_y$ で降伏荷重を低下し、 $9\delta_y$ で耐力が降伏荷重を下回った。

供試体 No.8 (MS 型無補強、断面形状Ⅱ) では、 $5\delta_y$ の載荷ステップ中に斜めひび割れが発達し、かぶりコンクリートが剥落し、 $6\delta_y$ の載荷ステップで耐力が大幅に低下した。

供試体 No.9 (MS 型ロープ 25mm 間隔巻付け、断面形状Ⅱ) では、 $7\delta_y$ まで最大荷重を保持し、 $8\delta_y$ で降伏荷重を低下し、 $9\delta_y$ で耐力が降伏荷重を下回った。

3.3 ひずみの計測結果

a) 帯鉄筋

図-10(a), (b)および図-11(a), (b)に、載荷実験中に

計測した帯鉄筋のひずみと載荷点変位の関係の一例を示す。これらは、供試体No.3およびNo.4のものである。いずれも同計測位置であり、柱基部から高さ50mmの柱中央部における載荷方向正面および左側面の計測結果である。載荷荷重と載荷点変位関係より、最大荷重を保持できる載荷点変位はそれぞれ、供試体No.3で $6\delta_y$ 、供試体No.4で $8\delta_y$ である。

正面の計測結果では、帯鉄筋のひずみが急増するのは、耐力が低下し始める時と関係が深いことが確認できる。

この傾向は、破壊形態に関わらず、共通して見られる現象であり、背面も同様の傾向であった。したがって、帯鉄筋のひずみは、載荷方向正背面側に着目することとした。

b) アラミドロープ

図-12(a), (b)および図-13(a), (b)に、載荷実験中に計測したアラミドロープのひずみと載荷点変位の関係の一例を示す。これらは、供試体No.4および供試体No.5であり、計測高さは、ほぼ同じで、柱基部からおおよそ100mmの柱中央部の載荷方向背面および右側面の計測結果である。また、それぞれの供試体で、計測高さが最も基部に近いデータである。

最大荷重を保持できる載荷点変位はそれぞれ、供試体No.4で $8\delta_y$ 、供試体No.5で $7\delta_y$ であり、帯鉄筋と同様に、

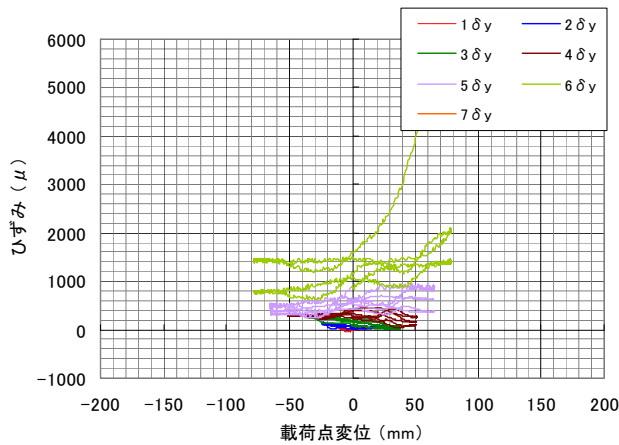


図-10(a) 帯鉄筋ひずみ-載荷点変位関係
(供試体 No. 3 正面基部からの高さ 50mm の中央位置,
最大荷重を保持する載荷点変位 : 6 δy)

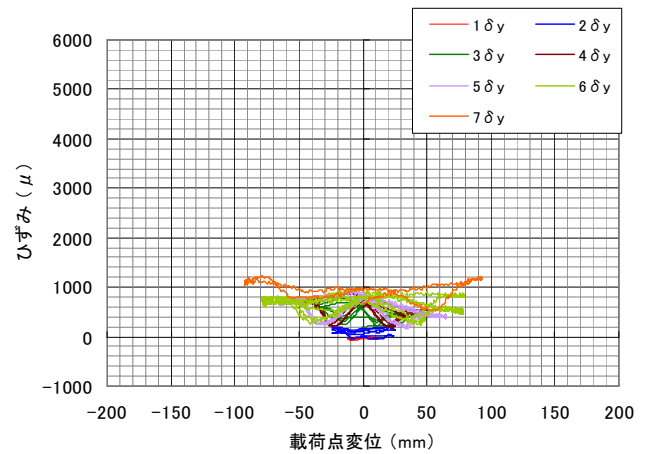


図-10(b) 帯鉄筋ひずみ-載荷点変位関係
(供試体 No. 3 左側面基部からの高さ 50mm の中央位置,
最大荷重を保持する載荷点変位 : 6 δy)

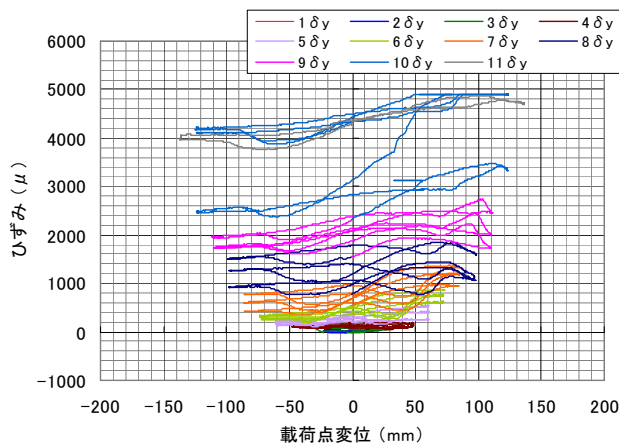


図-11(a) 帯鉄筋ひずみ-載荷点変位関係
(供試体 No. 4 正面基部からの高さ 50mm の中央位置,
最大荷重を保持する載荷点変位 : 8 δy)

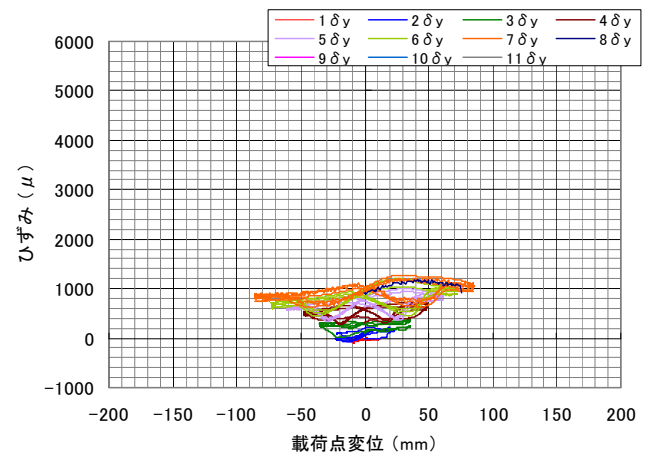


図-11(b) 帯鉄筋ひずみ-載荷点変位関係
(供試体 No. 4 左側面基部からの高さ 50mm の中央位置,
最大荷重を保持する載荷点変位 : 8 δy)

アラミドロープのひずみが増加するのは、耐力が低下し始める時と関係が深いことが確認できる。この傾向は、アラミドロープによる補強を行ったケースで共通して見られる現象であった。また、これらのケースは、アラミドロープの巻付け間隔をパラメータとした実験であるが、同じ載荷点変位で比較すると、背面の計測データでは、巻付け間隔が広い供試体 No. 5 の方が、ロープのひずみ計測値が高い傾向である。

3.4 かぶりコンクリートのはらみだし

図-14(a), (b) に、載荷実験中に計測した、かぶりコンクリートのはらみだし量と載荷点変位の関係の一例を示す。これらは、供試体柱部の正面および背面での表面

における躯体からのかぶりコンクリートのはらみだし量を計測した結果である。これらは、供試体 No. 6 および No. 7 の結果である。なお、はらみ出し量の計測は、供試体 No. 2 および No. 6～No. 9 で行った。

供試体 No. 6 は、6 δy の載荷ステップ中に斜めひび割れが急激に伸展して耐力が低下したケースであり、供試体 No. 7 に見られるようなかぶりコンクリートのはらみだし計測値の急増は確認されなかった。供試体 No. 7 では、帯鉄筋およびアラミドロープのひずみ計測値と同様に、耐力が低下し始める時と関係が深いことが確認できる。この傾向は、供試体 No. 2, No. 7 および No. 9 で見られ、アラミドロープによって補強した場合に共通する現象である。

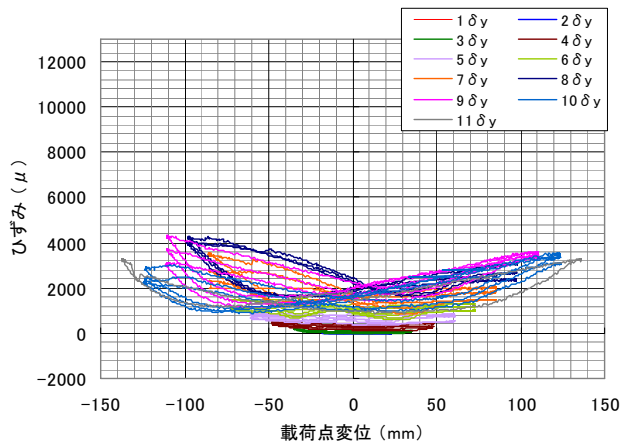


図-12(a) ロープひずみ-載荷点変位関係
(供試体 No. 4 背面基部からの高さ 109mm の中央位置,
最大荷重を保持する載荷点変位 : $8\delta y$)

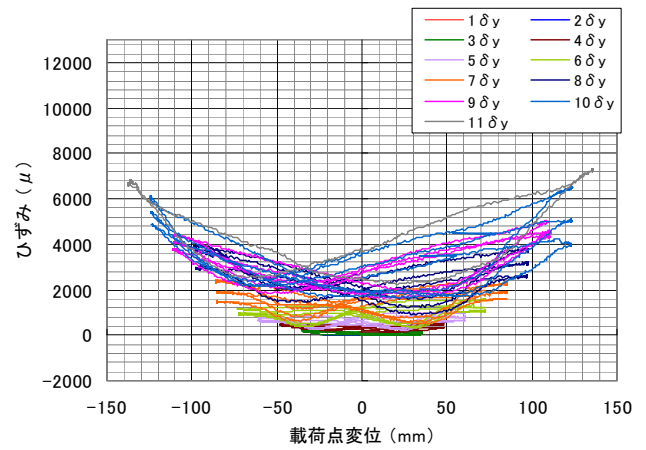


図-12(b) ロープひずみ-載荷点変位関係
(供試体 No. 4 右側面基部からの高さ 103mm の中央位置,
最大荷重を保持する載荷点変位 : $8\delta y$)

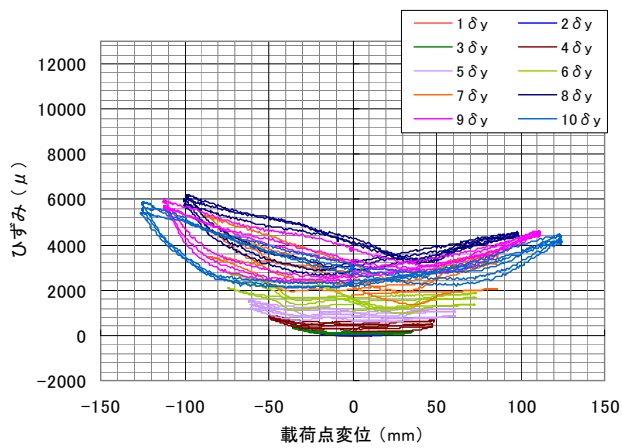


図-13(a) ロープひずみ-載荷点変位関係
(供試体 No. 5 背面基部からの高さ 119mm の中央位置,
最大荷重を保持する載荷点変位 : $7\delta y$)

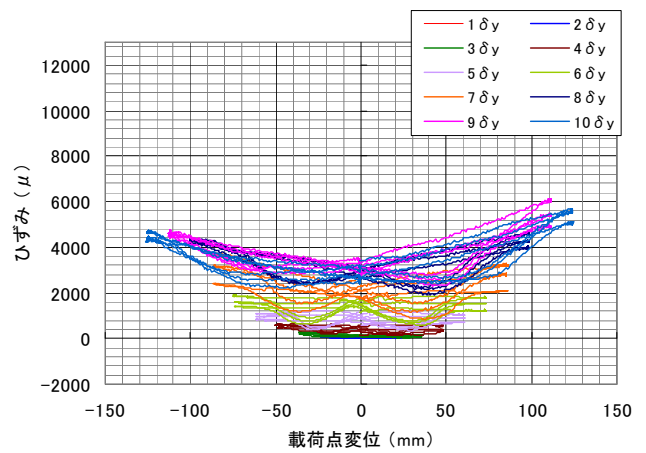


図-13(b) ロープひずみ-載荷点変位関係
(供試体 No. 5 右側面基部からの高さ 106mm の中央位置,
最大荷重を保持する載荷点変位 : $7\delta y$)

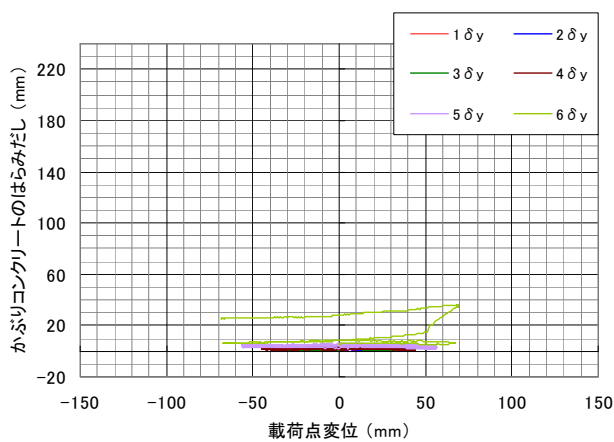


図-14(a) はらみだし量-載荷点変位関係
(供試体 No. 6 正面基部からの高さ 200mm の位置,
最大荷重を保持する載荷点変位 : $6\delta y$)

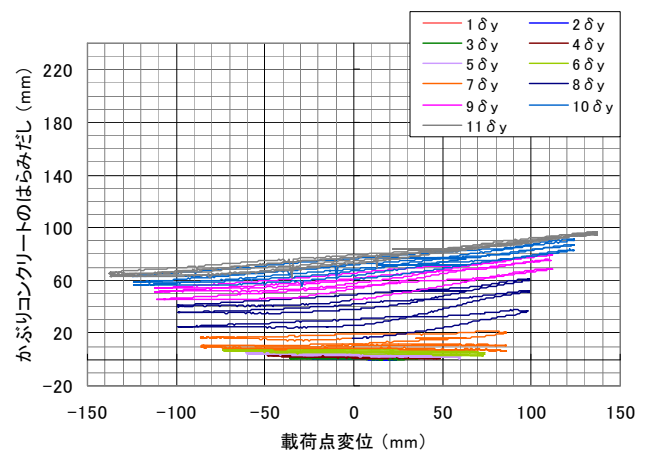


図-14(b) はらみ出し量-載荷点変位関係
(供試体 No. 7 正面基部からの高さ 200mm の位置,
最大荷重を保持する載荷点変位 : $7\delta y$)

4. 考察

4.1 載荷荷重-載荷点変位関係のモデル化

繊維ロープ巻付け補強による補強効果について考察するために、載荷荷重-載荷点変位関係を、図-15のようにモデル化し、各限界点をそれぞれ以下のとおり定義した。

A 点：最外縁の軸方向鉄筋が降伏ひずみに達するときの荷重および変位点。

B 点：最大荷重に達するときの荷重および変位点。

C 点：耐力が低下し始めるときの荷重および変位点。

D 点：A 点の荷重を保持できる荷重および変位点。

ここで、A 点は、軸方向鉄筋の柱基部のひずみの測定値が、材料試験から得られた降伏ひずみ 2164μ に達したときの荷重および変位に達する状態である。また、C 点は同一変位での 2 サイクル目以降の繰返し載荷において顕著な耐力低下が生じない状態の変位⁹⁾とした。

4.2 鉄筋、ロープひずみおよびコンクリートはらみ出し量と変形性能の関係

アラミドロープ補強による補強効果のメカニズムについて考察するために、帯鉄筋ひずみ、アラミドロープひずみおよびかぶりコンクリートのはらみ出し量と変位の関係について整理した。図-16 および図-17 はその一例であり、それぞれ、供試体 No.6 および供試体 No.7 の結果である。グラフの縦軸は、各載荷点変位における 3 サイクルの載荷履歴のうち、1 サイクル目の計測値を示すものである。また、図中の青線は C 点を示す。

これらに対比して、最も異なるのは、供試体 No.7 では、C 点の変位が大きいこと、およびせん断ひび割れの発生により急激な耐力低下が生じ、D 点の計測が行えなかった供試体 No.6 に対して、供試体 No.7 では D 点を計測できていることである。

このような現象となるのは、無補強供試体では、軸方向鉄筋が降伏する前に生じた曲げひび割れは、履歴載荷に伴って伸展する。履歴載荷の圧縮時には、ひび割れたコンクリートは再接触を繰り返し、徐々に粉砕化が進むが、軸方向鉄筋の座屈に伴ってわずかに外側に押し出されると、再接触の噛み合わせがずれ、粉砕化がさらに進む。そして、ひび割れたかぶりコンクリートは剥落し、軸方向鉄筋の座屈が加速し、耐力が低下すると考えられる。図-16(b)でこのことが確認できる。すなわち、耐力低下が開始する直前の状態である C 点では、はらみだし量に変化が無く、C 点以降に急激な耐力の低下が生じている。

ここで、かぶりコンクリートの外側にアラミドロープによる補強を行った場合、巻付けたアラミドロープによる抵抗力によって、ひび割れが生じた後もかぶりコンクリートの剥落が防止され、圧縮力を受持つコンクリートが留まり、耐力を保持するとともに、無補強供試体より

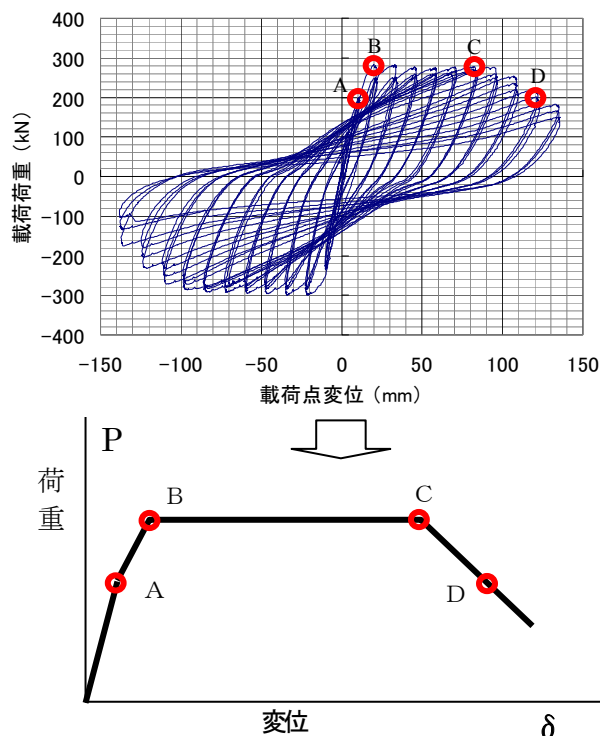


図-15 載荷荷重-載荷点変位関係のモデル化

も C 点の変位が増加する。この段階では、かぶりコンクリートの互いのひび割れ面が健全であり、鉛直荷重を十分に伝達するため、アラミドロープには大きな張力が伝わらない。図-17(b)では、無補強と同様に、かぶりコンクリートのはらみ出し量は C 点まで増加していないことが確認できる。また、図-17(d)より、C 点まではアラミドロープのひずみが緩やかに上昇しているのが確認できる。

C 点を過ぎると、かぶりコンクリートの粉砕も進行し、軸方向鉄筋の座屈によって、ひび割れたかぶりコンクリートが外側に押し出される。無補強は、この段階で、かぶりコンクリートが剥落し、軸方向鉄筋が座屈して急激な耐力低下となるが、アラミドロープ補強では、巻付けたアラミドロープが、かぶりコンクリートの剥落を防ぎ、このかぶりコンクリートを通じて、軸方向鉄筋が座屈する外側の力⁹⁾に抵抗するため、急激な耐力低下とならず、徐々に荷重が低下する。そして、図-17(b)および図-17(d)に見られるとおり、C 点以降、アラミドロープのひずみが急増するとともに、かぶりコンクリートのはらみ出し量も急増する。

供試体 No.6 では、せん断ひび割れによって耐力低下が生じたが、せん断ひび割れが伸展するまでは、曲げ破壊型と類似したひびわれ状況であった。供試体 No.7 では、アラミドロープ補強によって、せん断ひび割れの伸展が抑えられ、最終的に曲げ破壊したものと考えられる。

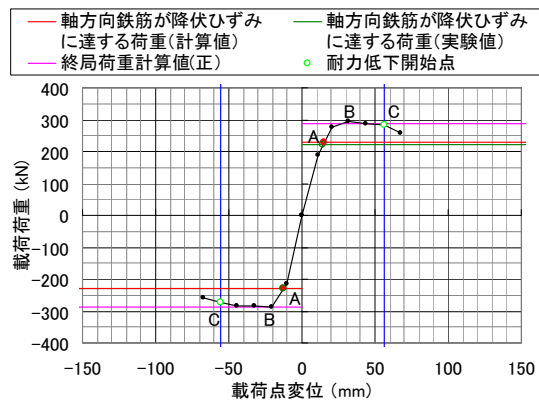


図-16(a) 載荷荷重-載荷点変位関係包絡線
(供試体 No. 6)

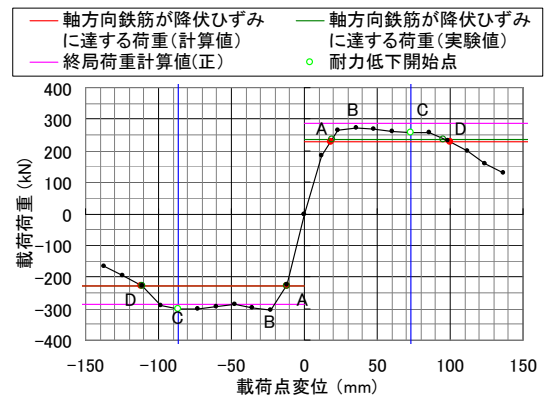


図-17(a) 載荷荷重-載荷点変位関係包絡線
(供試体 No. 7)

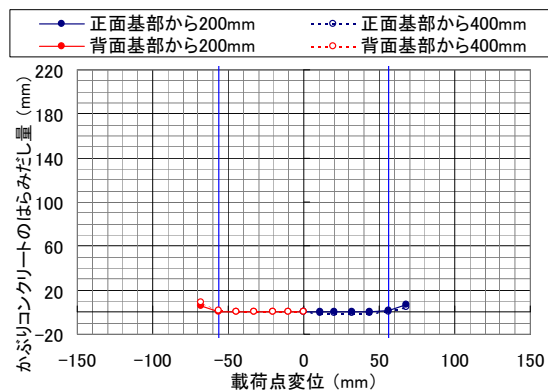


図-16(b) はらみ出し量-載荷点変位関係包絡線
(供試体 No. 6)

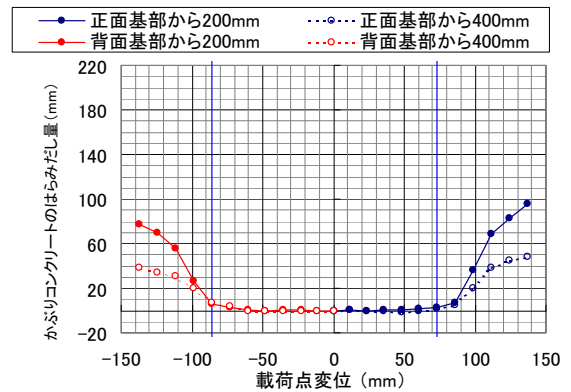


図-17(b) はらみ出し量-載荷点変位関係包絡線
(供試体 No. 7)

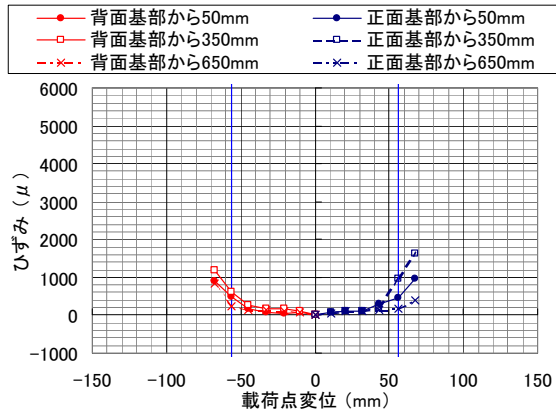


図-16(c) 帯鉄筋ひずみ-載荷点変位関係包絡線
(供試体 No. 6)

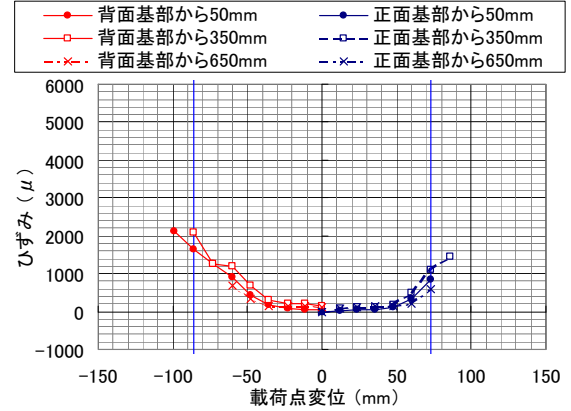


図-17(c) 帯鉄筋ひずみ-載荷点変位関係包絡線
(供試体 No. 7)

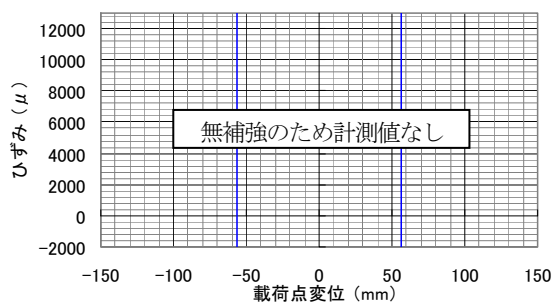


図-16(d) ロープひずみ-載荷点変位関係包絡線
(供試体 No. 6)

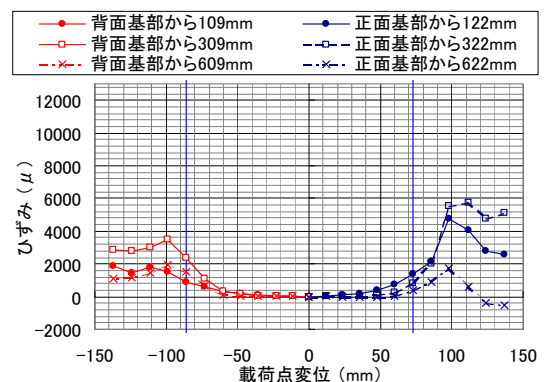


図-17(d) ロープひずみ-載荷点変位関係包絡線
(供試体 No. 7)

4.3 変形性能

表-3 は、C 点および D 点の荷重および変位についてとりまとめたものである。値は、正側荷重と負側荷重の損傷状況に顕著な違いが見られなかったため、正側のみ着目したものである。なお、供試体 No.6 は、前述のとおり急激な耐力低下が生じ、載荷実験を中断したため、D 点の変位測定が行なえなかった。

a) アラミドロープの巻付け間隔と変形性能の関係

アラミドロープの巻付け間隔を無補強、25mm および 50mm と変化させたのが供試体 No.3～No.5 である。図-18 は、これらの実験結果の包絡線である。

表-3 および図-18 より、同一断面形状の場合では、アラミドロープの巻付け間隔の狭い方が、変形性能が高い事が確認された。

b) 供試体断面形状と変形性能の関係

同じアラミドロープ巻付け間隔に対して断面形状を変化させたのが供試体 No.4 および供試体 No.9 である。図-19 は、これらの実験結果の包絡線である。

表-3 および図-19 より、断面形状を変化させてもアラミドロープによる補強を行った場合には、変形性能が向上することが確認できる。

図-20(a), (b) は、C 点および D 点のアラミドロープ巻付け間隔および断面幅と補強効果に着目したグラフである。グラフの縦軸は、表-3 をもとに算出した変形性能の増加割合であり、式(1a)で定義され、この値が大きいほど補強効果が高いと考えられる。横軸は、アラミドロープの巻付け間隔の逆数と断面幅の逆数の積である。

$$\Delta\theta_i = (\theta_i - \theta_{i0}) / \theta_{i0} \quad (1a)$$

ここに、 θ_i : C 点または D 点における部材角[rad]
 θ_{i0} : 無補強における C 点または D 点における部材角[rad]

表-3 各供試体の C 点, D 点

供試体 No.	断面形状	C点			D点		
		Pm [kN]	δ_m [mm]	θ_m [rad]	Pn [kN]	δ_n [mm]	θ_n [rad]
1	I	280.85	65.34	0.03104	221.15	90.29	0.04289
2	I	287.77	83.66	0.03974	224.35	117.30	0.05572
3	I	284.36	64.60	0.03069	222.80	82.73	0.03930
4	I	284.30	85.04	0.04040	217.90	116.40	0.05530
5	I	278.51	73.08	0.03472	220.50	103.90	0.04936
6	I	290.93	56.00	0.02660	224.34	—	—
7	I	288.92	72.88	0.03462	233.17	95.62	0.04543
8	II	507.52	57.93	0.02752	428.45	72.45	0.03442
9	II	497.37	68.08	0.03234	422.55	93.05	0.04420

注) θ : 部材全体回転角

$\theta = \delta / L_a$

δ : 載荷点変位

L_a : セン断スパン (=2105mm)

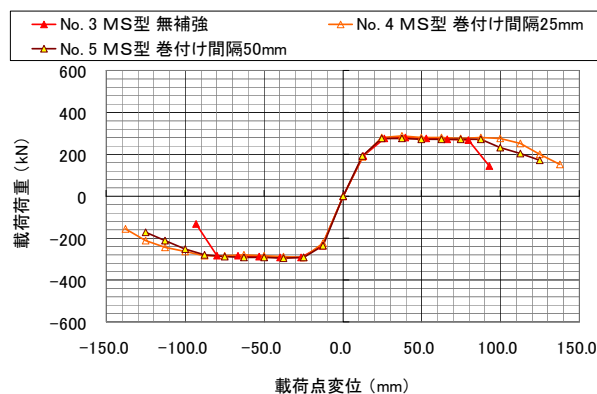


図-18 荷重-変位関係包絡線の比較 (巻付け間隔)

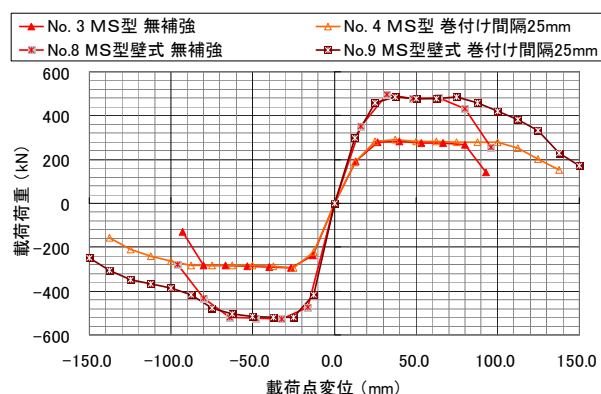


図-19 荷重-変位関係包絡線の比較 (断面形状)

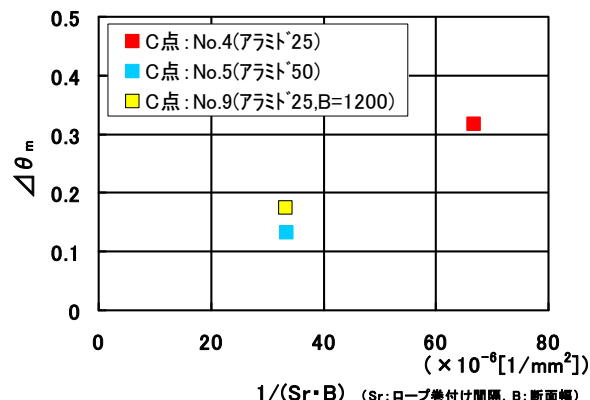


図-20(a) ロープ巻付け間隔および断面幅と補強効果の関係 (C 点)

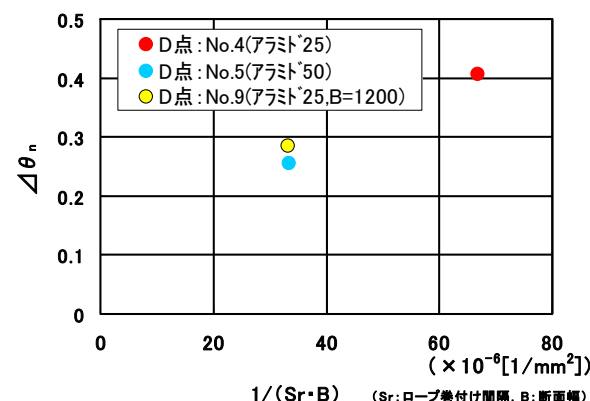


図-20(b) ロープ巻付け間隔および断面幅と補強効果の関係 (D 点)

図-20(a), (b)では, $\Delta\theta_i$ の値は, C 点よりも D 点の方が大きい。つまり, D 点の方が, 補強効果が顕著になると言える。

このことは, 4.2 で記述したとおり, C 点ではロープは, かぶりコンクリートのはらみ出しを防ぐだけなのに対して, D 点では軸方向鉄筋の座屈による外側への力に抵抗しなければならないので, 大きな張力が発生し, ロープによる補強効果が顕著に現れるためと推測される。

また, 同じ断面形状では, アラミドロープの巻付け間隔を小さくすると補強効果は増加する。一方, 同じ巻付け間隔の場合, 供試体の断面幅が広いと補強効果は減少する。

このことは, アラミドロープは, 軸方向鉄筋の座屈による外側への力に対して, 巻付け間隔が狭いと抵抗が増加するため変形性能が向上する。一方, 断面幅が広いと狭い場合に比べ, アラミドロープによる抵抗は減少するため変形性能が低下する。今回は, 定式化するまでには至らなかったが, 定式化ではこれらの関係を明らかにする必要がある。

c) 破壊形態と変形性能の関係

設計上の無補強時の破壊形態が異なる供試体で, アラミドロープの巻付け間隔を 25mm としたのが, 供試体 No.2, No.4 および No.7 である。図-21 は, これらの実験結果の包絡線である。

図-22(a), (b)は, C 点および D 点の設計破壊形態と補強効果に着目したグラフである。縦軸は, 図-20 と同一である。横軸は, 曲げせん断耐力比であり, それぞれ, 表-1 に示す曲げせん断耐力比の値である。なお, 前述したとおり, D 点では, 基準となる無補強の供試体 No.6 の変位計測が行えなかったため, 供試体 No.7 の値は記載していない。

図-21 では, 破壊形態の違いで, 変形性能に大きな差が無いが, 補強効果に着目すると, 図-22(a)に示す, 差の少ない C 点に比べて図-22(b)に示す D 点では, 供試体 No.4 の補強効果が高いことが確認できる。

供試体 No.2 の場合, C 点以降の耐力が低下する度合いが, 供試体 No.4 に比べて, もともと緩やかであるため, アラミドロープによる補強を行っても, 効果が低かったと考えられる。ただし, D 点で約 30%の補強効果を有している。

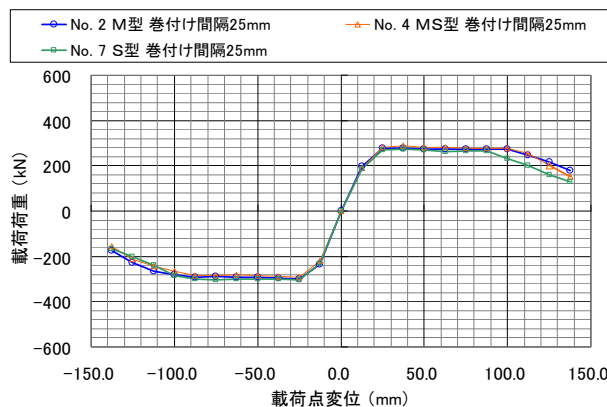


図-21 荷重-変位関係包絡線の比較 (破壊形態)

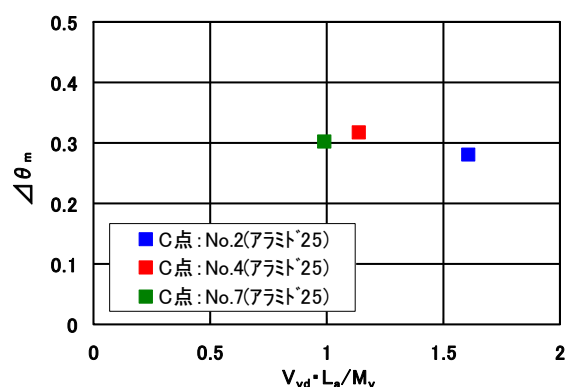


図-22(a) 破壊形態と補強効果の関係 (C 点)

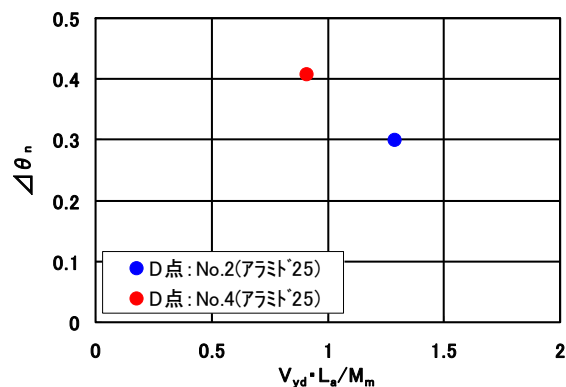


図-22(b) 破壊形態と補強効果の関係 (D 点)

5. 結論

新たな耐震補強技術であるアラミドロープを既設鉄筋コンクリート橋脚に巻き付ける工法の補強メカニズムについて明らかにするために、破壊形態や断面形状、アラミドロープの巻付け間隔などを実験変数とした橋脚模型供試体による水平方向の正負交番載荷実験を実施した結果、以下の結論が得られた。

- a) アラミドロープによる補強では、最大曲げ耐力は増加しない。
- b) アラミドロープによる補強では、4.1 で定義した C 点および D 点の変位を大きくできる。相対的に D 点の変位を大きくできるため、荷重-変位関係では、C 点以降の下降勾配が緩やかになる。
- c) 軸方向鉄筋の降伏後、せん断ひび割れによって急激に耐力低下が生じる破壊形態をアラミドロープによる補強を行った場合に曲げ破壊型に移行することができる。
- d) 帯鉄筋ひずみ、アラミドロープひずみ、およびかぶりコンクリートのはらみ出し量は、C 点を境に急増する。
- e) アラミドロープの巻付け間隔を狭くすると C 点および D 点の変位を大きくすることができる。断面幅が広がっても同様であるが、その増加割合は低くなる。
- f) アラミドロープによる補強において、C 点の変位が大きくなるのは、巻付けたアラミドロープが、かぶりコンクリートの剥落を防止し、ひび割れたコンクリートの再接触をスムーズにさせ、圧縮力を受持つコンクリートを変位が大きくなっても留めておくことにより、軸方向鉄筋の座屈するタイミングを遅らせることによるものだと考えられる。
- g) アラミドロープによる補強において、D 点の変位が

大きくなるのは、かぶりコンクリートが履歴載荷によりひび割れた後でも、アラミドロープによって剥落せずに留まり、アラミドロープおよびかぶりコンクリートが、軸方向鉄筋の座屈が進むのを抑制するためだと考えられる。

- h) C 点に対し、D 点の補強効果が顕著なのは、はらみ出したかぶりコンクリートにより、アラミドロープに張力が加わることで内側への抵抗力が増加するためだと考えられる。

参考文献

- 1) 松本章裕, Nguyen Hung Phong, 下村匠, 関島謙蔵: 既設コンクリート部材の補強における連続繊維ロープの適用, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.1423-1428, 2006.
- 2) 三田村浩, 本間淳史, 下村 匠, 丸山久一: アラミドロープを用いた RC 橋脚の鉄筋段落し部のじん性補強に関する検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.1267-1272, 2008.
- 3) 土木学会: 2007 年制定 コンクリート標準示方書[設計編], 2008.3.
- 4) 関島謙蔵, 川上清隆, 田丸武, 出雲淳一: 連続繊維ロープの性能評価 (第 2 報), 関東学院大学工学研究所報 第 36 号, pp.11-20, 2008.
- 5) 渡邊忠朋, 谷村幸裕, 瀧口将志, 佐藤勉: 鉄筋コンクリート部材の損傷状況を考慮した変形性能算定方法, 土木学会論文集, 第 683 号/v-52, pp.31-45, 2001.8.
- 6) 島弘, 伊藤圭一, 水口裕之: 曲げ破壊型 RC 橋脚における鉄筋座屈モデルによる靱性解析, コンクリート工学年次論文集, Vol.12, No.2, pp.741-746, 1990.

(2010 年 1 月 15 日受付)