

# 論文 AFRP シート巻き付けと貫通鉄筋拘束法を用いた長方形断面 RC 橋脚の靱性補強効果

畑山 朗<sup>\*1</sup>・池田 憲二<sup>\*2</sup>・長谷川 正<sup>\*3</sup>・岸 徳光<sup>\*4</sup>

**要旨:** 縦横比 1 : 3 の長方形断面を有する RC 橋脚試験体に対して, 靱性能向上を目的としたアラミド繊維強化プラスチックシート (以下 AFRP シート) 巻立て補強を施し, かつ断面長辺方向の横拘束効果を向上させるために貫通鉄筋を配置した試験体を用い, AFRP シート補強量および貫通鉄筋の高さ方向配置をパラメータとした正負交番載荷実験を行った。実験の結果, 最下段貫通鉄筋を基部より  $0.25 D$  ( $D$ : 載荷方向に平行な橋脚断面幅) の位置に配置する場合に, シートのはらみ出しを効果的に抑制し, 靱性能が大きく向上すること等が明らかとなった。

**キーワード:** AFRP シート, 貫通鉄筋, 靱性能, 壁式橋脚

## 1. はじめに

AFRP シート巻き付けによる RC 橋脚の靱性補強に関しては, 各研究機関で盛んに研究が進められている。AFRP シート巻き付けによるコンクリートの拘束効果に関しては, AFRP シートの巻き付け効果を拘束筋量に換算することとし, コンクリートの最大圧縮応力に達する前後で AFRP シートと鉄筋の弾性率換算と強度換算に分離して評価する方法が提案されている<sup>1)</sup>。

しかしながら, このようなコンクリートの拘束効果に関しては, 円形断面, 正方形断面, あるいは辺長比 1 : 1.5 以下の正方形に近い矩形断面 RC 橋脚試験体を用いた載荷実験によって確認が為されているのみであり, 壁式橋脚のような辺長比の大きな長方形断面については, 検証が為されていないのが現状である。

本研究では, AFRP シートの拘束効果を効果的に発揮させることを目的に, 断面長辺部に貫通鉄筋を配置することとし, その配置位置, シート巻き付け量を変化させた大型試験体による水平交番載荷実験を実施して, 長方形断面 RC 橋脚の靱性能向上に関する考察を行った。

## 2. 実験概要

### 2.1 実験方法

図-1 に実験装置の概要図を示す。本実験装置は, 上部工死荷重に相当する荷重を一定荷重として載荷する鉛直方向ジャッキ, 地震時慣性力に相当する水平力を交番載荷する水平方向ジャッキ, RC 橋脚試験体 (以下, 単に橋脚) 及びそれらを支持する架台で構成されている。実験は, 上部工死荷重に相当する鉛直荷重 150 kN (0.3 MPa) を軸力として一定に保持した状態で, 水平ジャッキによる交番載荷実験を行った。

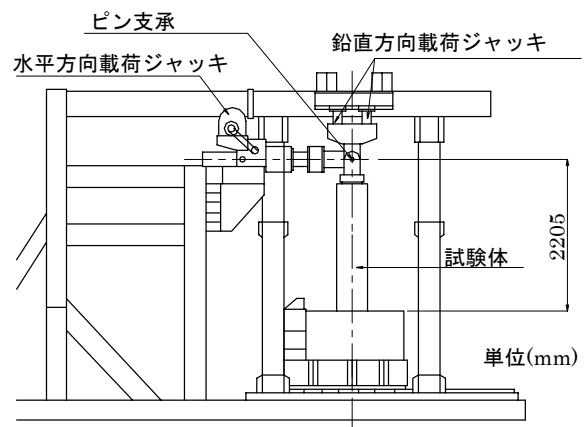


図-1 実験装置の概要図

\*1 (独) 北海道開発土木研究所 研究員 構造研究室 (正会員)  
 \*2 (独) 北海道開発土木研究所 室長 構造研究室 (正会員)  
 \*3 (株) 長大 技術部門 技師 札幌支店  
 \*4 室蘭工業大学教授 建設システム工学科 工博 (正会員)

交番荷重は、鉄筋の降伏ひずみを材料試験より得られた  $1,700 \mu$  と設定し、橋脚基部における軸方向鉄筋が降伏ひずみに達した時点の載荷点（橋脚基部より  $220.5 \text{ cm}$ ）変位を降伏変位  $\delta_y$ 、その時点の荷重を降伏荷重  $P_y$  とし、 $2 \delta_y$ 、 $3 \delta_y \cdots$  と、降伏変位の整数倍毎に変位振幅を漸増させる方法により実施した。

水平荷重の載荷速度は、 $1 \delta_y$  載荷時に  $0.3 \text{ mm/s}$ 、 $2 \delta_y$  載荷以降に  $1.0 \text{ mm/s}$  とした。繰り返し回数は、各変位振幅で3回である。

終局変位は、道路橋示方書の地震時保有水平耐力法における終局変位に相当する最大荷重付近で安定していた荷重が低下し始める点を  $\delta_{u1}$ 、各変位振幅の1回目載荷時における正負いずれかの載荷荷重が降伏荷重  $P_y$  を下回る時点、あるいは1回目載荷以降に急激に降伏荷重を下回り、載荷不能となった時点の変位を  $\delta_{u2}$  と定義し、変位が  $\delta_{u2}$  に達した時点で載荷を終了している。

## 2.2 実験試験体

図-2には、試験体の形状・配筋状況を示している。試験体は、既設道路橋で一般的に採用されている壁式 RC 橋脚を想定し、実橋脚の  $1/4$  程度の規模とした。形状寸法は、躯体高  $2.0 \text{ m}$ 、断面寸法  $0.38 \times 1.14 \text{ m}$  の長方形断面（辺長比  $1:3$ ）である。また、引張主鉄筋比は  $P_t = 0.45\%$ 、横拘束筋の体積比は  $\rho_s = 0.2\%$  である。なお、本実験では AFRP シートおよび貫通鉄筋による靱性補強効果を明確にするため、横拘束筋は帯鉄筋のみとし、中間拘束筋は配置しないものとした。

使用したコンクリートの実験時における平均圧縮強度は  $f_c = 26 \text{ MPa}$  である。鉄筋は SD345 を用いた。その平均降伏点強度は  $362 \text{ MPa}$  であった。

橋脚基部靱性補強範囲は、一般的には  $1.5 D$  ( $D$ : 載荷方向に平行な橋脚断面幅) 程度で十分補強効果が発揮できるとされている<sup>1)</sup>。しかしながら、AFRP シート巻き付けを行う場合には、その拘束効果により補強断面の抵抗曲げモ

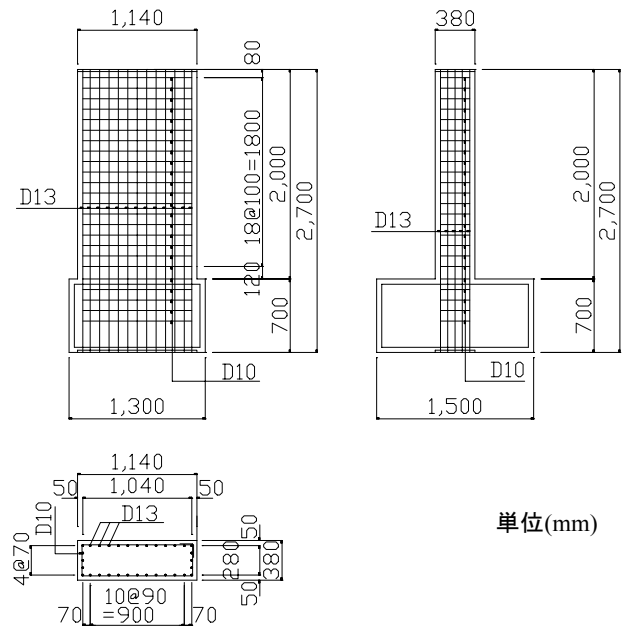


図-2 試験体形状・配筋概要図

ーメントが増大することから、補強範囲の上端で損傷を受ける可能性がある。そのため、本実験では、補強範囲上端での損傷を防止し確実に橋脚基部に損傷を集中させるため、補強範囲を橋脚基部より  $900 \text{ mm}$  ( $2.4 D$ ) の範囲までとしている。

また、壁式橋脚の断面長辺部の AFRP シートのはらみ出しを防止しコンクリートの拘束効果を向上させるために、貫通鉄筋を配置している。貫通鉄筋の配置は、AFRP シートと貫通鉄筋によって拘束されるコンクリート断面がほぼ正方形となるように、1断面を3分割するように配置した。貫通鉄筋は D13 鉄筋 (SD345) を用いることとし、その橋脚高さ方向の配置間隔は、AFRP シートと貫通鉄筋の引張剛性がほぼ等しくなるように  $150 \text{ mm}$  とした。

なお、過去の実験において、橋脚基部最下段貫通鉄筋位置を塑性ヒンジ長 ( $L_p = 0.5 D$ ) 以上とする場合には、貫通鉄筋より下側の AFRP シートが大きいはらみ出す結果が得られている<sup>2)</sup>。そのため、本研究では、1) 橋脚基部最下段貫通鉄筋位置を  $0.5 D (= 190 \text{ mm})$  とする場合および、2)  $0.25 D (= 95 \text{ mm})$  とする場合の2種類を設定した。

また、過度に靱性補強を施す場合には引張主

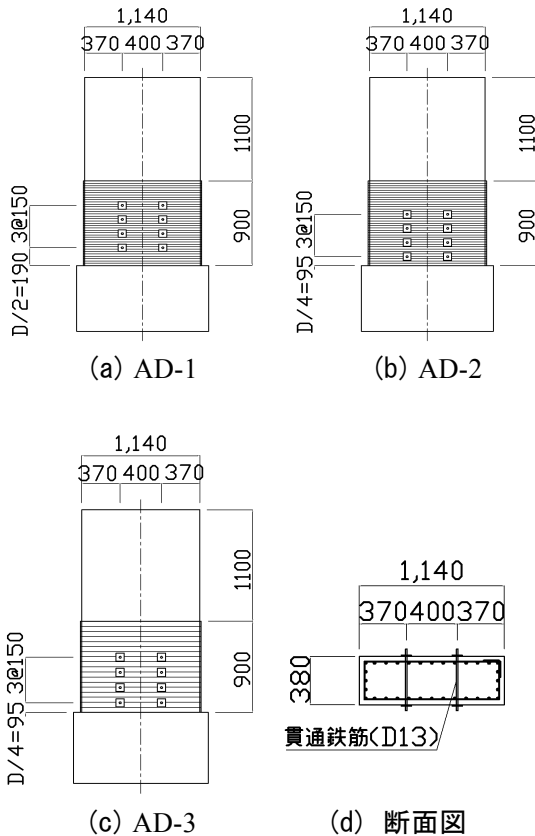


図-3 試験体補強概要図

鉄筋の破断等の影響が考えられることから、道路橋示方書における横拘束筋体積比の上限值  $\rho_s \leq 0.018$  を考慮し、貫通鉄筋と帯鉄筋の体積比を式 (1)、AFRP シートの体積比を式 (2) により算出し、これらを合計した補強材の体積比 ( $\rho_s + \rho_{AF}$ ) が 0.018 程度となるように、AFRP シートと貫通鉄筋による補強量を設定した。

$$\rho_s = 4 A_s / (s d) \quad (1)$$

$$\rho_{AF} = 4 n_p t_{AF} / d_{AF} \quad (2)$$

ここで、 $s$  : 貫通鉄筋の橋脚高さ方向間隔

$d$  : 貫通鉄筋の有効長

$n_p$  : AFRP シートの積層数

$t_{AF}$  : AFRP シート 1 層当たりの厚さ

$d_{AF}$  : AFRP シートの有効長

補強に用いた AFRP シートは、厚さ  $t_{AF} = 0.193$  mm、弾性係数  $E_A = 118$  GPa、引張強度  $f_A = 2.06$  GPa、破断ひずみ  $\varepsilon_{Au} = 1.8\%$  の AK40 である。

表-1 には試験体の補強一覧、図-3 には補強概要図を示している。

表-1 試験体補強一覧

試験体名	最下段貫通鉄筋位置	AFRP シート量	$\rho_s$	$\rho_{AF}$	$\rho_s + \rho_{AF}$
N-0	—	—	0.0020	—	0.0020
AD-1	190 mm	AK40 2 層	0.0086	0.0041	0.0127
AD-2	95 mm	AK40 2 層	0.0153	0.0041	0.0194
AD-3	95 mm	AK40 1 層	0.0153	0.0020	0.0173

表-2 実験結果一覧

試験体名	変位 (mm)			荷重 (kN)		終局塑性率	
	$\delta_y$	$\delta_{u1}$	$\delta_{u2}$	$P_y$	$P_a$	$\delta_{u1} / \delta_y$	$\delta_{u2} / \delta_y$
N-0	14.2	84.4	112.6	88.1	123.6	6	8
AD-1	11.8	80.4	115.6	87.7	123.2	7	10
AD-2	12.2	115.7	128.5	92.3	122.2	9	10
AD-3	12.0	98.6	134.6	91.5	121.0	8	11

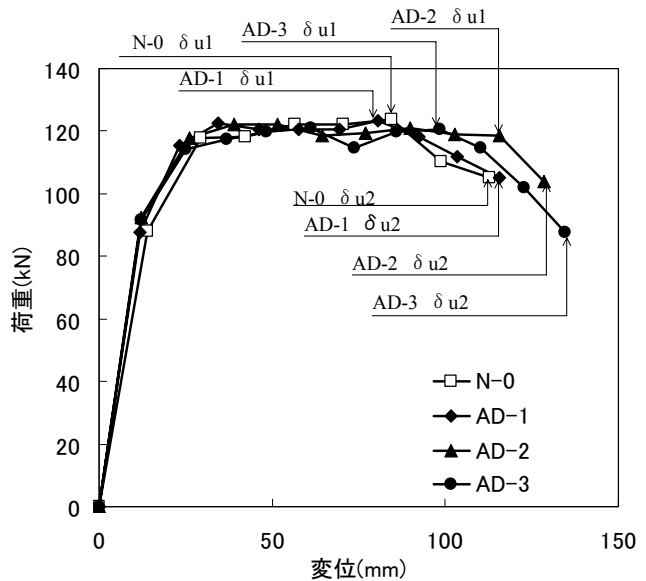


図-4 荷重-変位包絡線

### 3. 実験概要

#### 3.1 実験方法

表-2 には実験結果の一覧を、図-4 には各試験体の荷重 1 ループ目における荷重-変位関係の包絡線を示している。表中の  $\delta_y$ 、 $P_y$  はそれぞれ基部軸方向鉄筋降伏時の荷重点変位、荷重荷重、 $P_a$  は荷重荷重の最大値を示している。

表及び図より、補強を施した各試験体の降伏変位は無補強の N-0 試験体と比較して 85% 程度の値を示していることが分かる。これは、

AFRP シート巻き付けや貫通鉄筋による拘束効果によって、荷重初期のひび割れの発生が抑制されるためと推察される。

終局変位  $\delta_{u1}$  は、N-0 試験体が 84.4 mm ( $6 \delta_y$ ) であるのに対して、AD-1 試験体では 80.4 mm ( $7 \delta_y$ )、AD-2 試験体では 115.7 mm ( $9 \delta_y$ )、AD-3 試験体では 98.6 mm ( $8 \delta_y$ ) を示し、前述した  $\rho_s + \rho_{AF}$  の大きさに対応して、塑性率  $\delta_{u1} / \delta_y$  も向上する結果となった。

終局変位  $\delta_{u2}$  は N-0 試験体が 112.6 mm ( $8 \delta_y$ ) であるのに対して、AD-1 試験体では 115.6 mm ( $10 \delta_y$ )、AD-2 試験体では 128.5 mm ( $10 \delta_y$ )、AD-3 試験体では 134.6 mm ( $11 \delta_y$ ) を示し、AD-3 試験体が終局変位  $\delta_{u2}$ 、塑性率  $\delta_{u2} / \delta_y$  ともに最も大きな値を示す結果となった。

最下段貫通鉄筋位置を  $0.5 D (= 190 \text{ mm})$  とした AD-1 試験体の場合には、終局変位  $\delta_{u1}$ 、 $\delta_{u2}$  ともに N-0 試験体と類似の値を示していることから、AFRP シートと貫通鉄筋による拘束効果が十分に発揮されていないものと推測される。

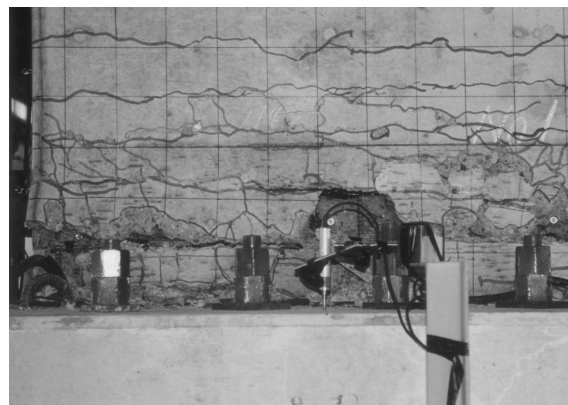
### 3.2 試験体損傷状況

写真-1には、各試験体の実験終了後の損傷状況（試験体正面，基部付近）を示している。

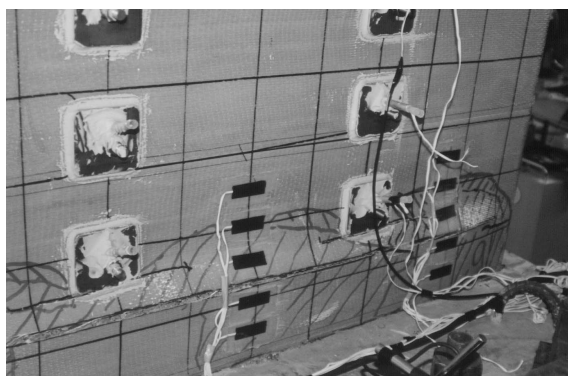
無補強の N-0 試験体は、 $1 \delta_y$  荷重時に高さ方向に 20 cm 程度の間隔でひび割れが発生した。その後、 $3 \delta_y$  荷重以降では橋脚基部に損傷が集中し、 $6 \delta_y$  荷重時にかぶりコンクリートがはらみ出し ( $\delta_{u1}$ )、かぶりコンクリートが剥離した後、 $8 \delta_y$  荷重時に主鉄筋破断により荷重が急激に降伏荷重を下回り ( $\delta_{u2}$ )、実験を終了した。

AD-1 試験体は、荷重初期段階では補強を施した部分の損傷はほとんど見られず、変位振幅の増加に伴い、基部断面のひび割れが徐々に開口する損傷形態を示した。その後  $7 \delta_y$  荷重時に橋脚基部から最下段貫通鉄筋下端までの 20 cm 程度の区間において AFRP シートが大きくはらみ出して荷重が低下し始め ( $\delta_{u1}$ )、 $10 \delta_y$  荷重時に主鉄筋の破断により荷重が急激に降伏荷重を下回り ( $\delta_{u2}$ )、実験を終了した。

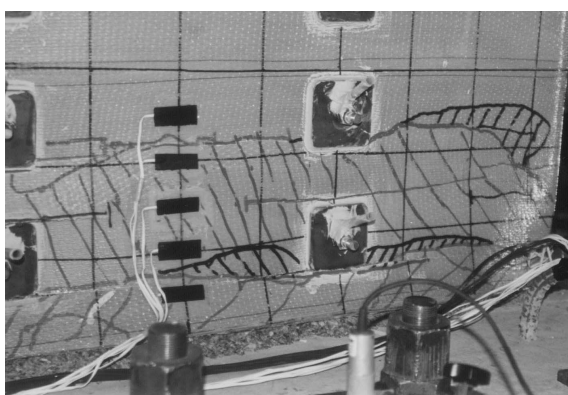
AD-2 試験体は、荷重初期段階では AD-1 試験



(a) N-0



(b) AD-1



(c) AD-2



(d) AD-3

写真-1 試験体損傷状況（橋脚基部）

体と同様に基部断面のひび割れが徐々に開口し、その後、9  $\delta_y$  載荷時に基部から 25 cm 程度の位置における AFRP シートがはらみ出し ( $\delta_{u1}$ )、その直後 10  $\delta_y$  載荷時に主鉄筋破断により荷重が急激に降伏荷重を下回り ( $\delta_{u2}$ )、実験を終了した。

AD-3 試験体は、載荷初期段階に高さ方向に 10 cm 程度の間隔でひび割れが生じるとともに、基部断面のひび割れが徐々に開口した。その後、8  $\delta_y$  載荷時に橋脚基部から 20 cm 程度の AFRP シートがはらみ出し ( $\delta_{u1}$ )、徐々に荷重が低下した後、11  $\delta_y$  載荷時に主鉄筋破断により荷重が急激に降伏荷重を下回り ( $\delta_{u2}$ )、実験を終了した。最終状態では、最下段貫通鉄筋定着座金端部に AFRP シートの破断が認められた。

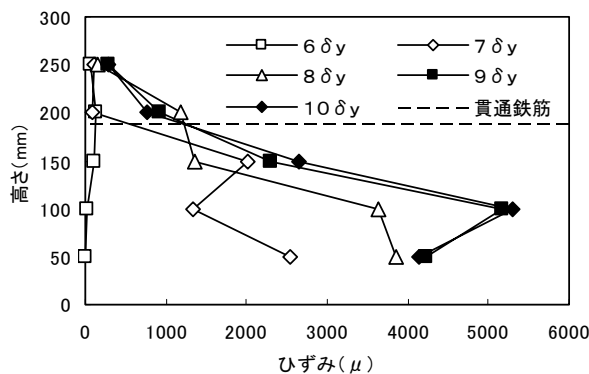
これらの結果より、荷重低下直後に主鉄筋破断により終局に至った AD-2 試験体 ( $\rho_s + \rho_{AF} = 0.0194$ ) の場合は靱性補強の上限に近い状態であることから、補強材の体積比 ( $\rho_s + \rho_{AF}$ ) の上限値は、0.018~0.020 程度であるものと推察される。

### 3.3 AFRP シートひずみ分布

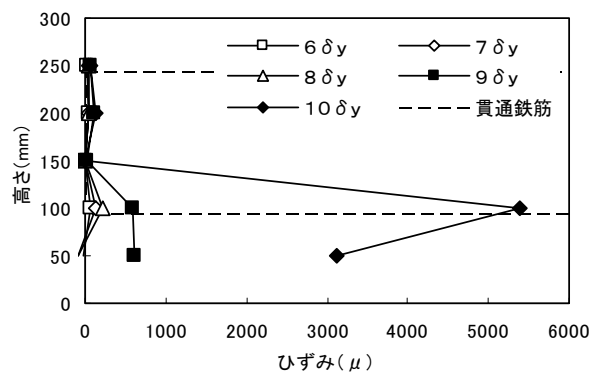
図-5 には、補強を施した各試験体の基部から上方 300 mm の区間における 5  $\delta_y$  載荷以降の AFRP シートの周方向ひずみ (断面長辺側中央) の高さ方向分布を示している。図より、AD-1 試験体では、7  $\delta_y$  載荷以降、最下段貫通鉄筋より下側の部分においてひずみが増加している。

AD-2 試験体では、8  $\delta_y$  載荷までは微小な値を示していたひずみが 10  $\delta_y$  載荷時に基部から 100 mm の区間で急激に増加していることが分かる。

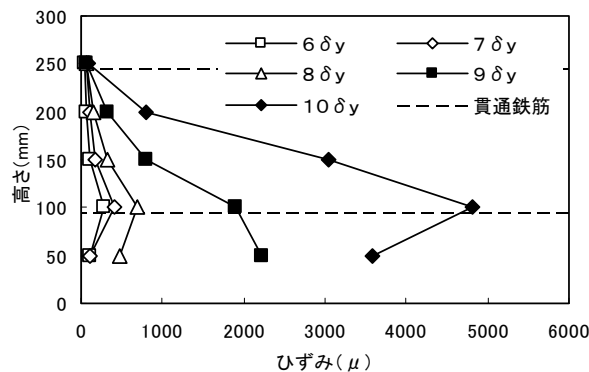
AD-3 試験体は、AFRP シート巻き付け量が AD-2 試験体の 1/2 である。そのため、6  $\delta_y$  の段階から 8  $\delta_y$  までは 25 cm の高さを起点として下方に緩やかな増加の傾向を示している。その後 9  $\delta_y$  でほぼ線形の分布性状を示し、10  $\delta_y$  では、AD-2 試験体と同様貫通鉄筋位置で 5000  $\mu$  程度のひずみを示し、基部に向かって減少している。



(a) AD-1



(b) AD-2



(c) AD-3

図-5 AFRP シートひずみ分布

これら AFRP シートのひずみ分布からも、貫通鉄筋位置を  $0.25D (= 95 \text{ mm})$  とする場合には、AFRP シートのはらみ出しが効果的に抑制されていることが分かる。

### 3.4 貫通鉄筋ひずみ分布

図-6 には、補強を施した各試験体の貫通鉄筋ひずみ分布を示している。図より、AD-1 試験体では、変位振幅の増加に伴って最下段貫通鉄筋のひずみが徐々に増加し、9  $\delta_y$  載荷時に最

大ひずみ  $650 \mu$ を示した後、 $10 \delta_y$  載荷時には  $580 \mu$ と若干小さな値を示している。

AD-2 試験体では、AD-1 試験体と同様に、変位振幅の増加に伴って最下段貫通鉄筋のひずみが徐々に増加し、 $9 \delta_y$  載荷時に最大ひずみ  $570 \mu$ を示した後、 $10 \delta_y$  載荷時には  $530 \mu$ と若干小さな値を示している。

AFRP シート巻き付け量が少ない AD-3 試験体では、 $6 \delta_y$  載荷時に最下段貫通鉄筋ひずみが  $750 \mu$ を示し、その後変位振幅の増加に伴ってひずみが徐々に増加し、 $8 \delta_y$  載荷時に最大ひずみ  $1050 \mu$ を示している。また、 $10 \delta_y$ 、 $11 \delta_y$  載荷時には、最下段貫通鉄筋定着座金端部にて AFRP シートが破断したことにより、ひずみが減少し、 $11 \delta_y$  載荷時のひずみは  $340 \mu$ となった。

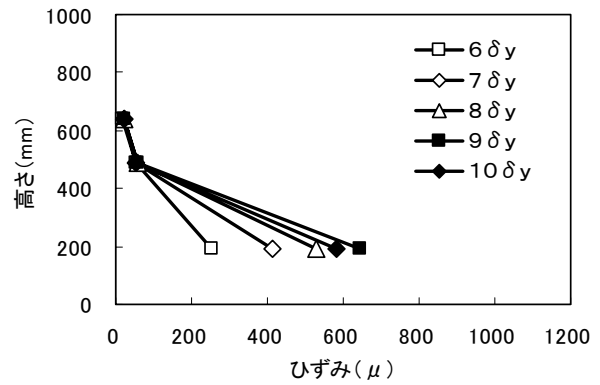
これらの結果より、AFRP シート巻き付け量が少なく、シートの軸剛性が低い場合には、貫通鉄筋が負担するコンクリートの拘束力が増加することが推察される。

#### 4. まとめ

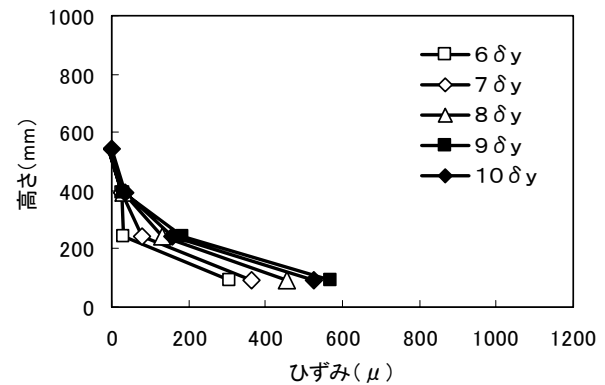
AFRP シートと貫通鉄筋により靱性補強を施した壁式 RC 橋脚の橋脚基部の貫通鉄筋配置位置及び AFRP シート補強量に着目し、その靱性能向上効果に関する検討を行った。

本研究で得られた結果を、以下に示す。

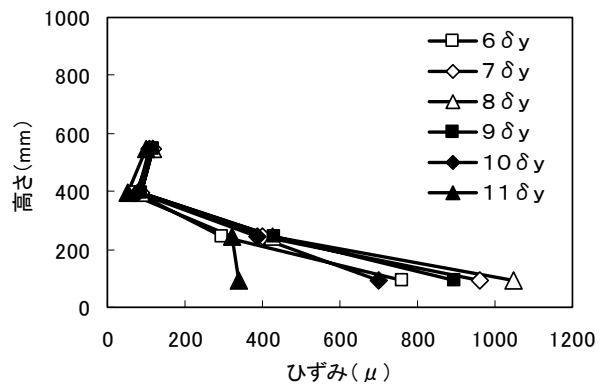
- (1) 最下段貫通鉄筋位置を  $0.5 D$  とする場合には、AFRP シート、貫通鉄筋による拘束効果が十分に発揮されない。
- (2) 最下段貫通鉄筋位置を  $0.25 D$  とする場合には、最大荷重付近で安定していた荷重が低下し始める変位 ( $\delta_{ul}$ ) が大きくなり、靱性能が向上する。
- (3) 補強材の体積比 ( $\rho_s + \rho_{AF}$ ) =  $0.0194$  とする場合には、荷重低下直後に主鉄筋破断により終局に至る破壊形態を示すことから、補強材の体積比の上限値は、 $0.018 \sim 0.020$  程度であるものと考えられる。



(a) AD-1



(b) AD-2



(c) AD-3

図-6 貫通鉄筋ひずみ分布

#### 参考文献

- 1) アラミド補強研究会:アラミド繊維シートによる鉄筋コンクリート橋脚の補強工法設計・施工要領(案), 1998
- 2) 畑山 朗ほか:AFRPシートを用いた壁式RC橋脚の段落し部補強に関する実験的研究, 第26回地震工学研究発表会講演論文集, pp. 1405-1408, 2001.8