

長方形断面 RC 橋脚に対する AFRP シート巻立て補強の靱性能向上に関する一考察

池田 憲二¹・畑山 朗²・長谷川 正³

¹正会員 北海道開発土木研究所 構造研究室（〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1 条 3 丁目）

²正会員 北海道開発土木研究所 構造研究室（〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1 条 3 丁目）

³正会員 (株)長大 札幌支店 技術部門（〒062-0031 札幌市中央区北 1 条東 2 丁目 5 番 3）

1. はじめに

RC 橋脚に対するアラミド繊維シート（以下 AFRP シート）巻き付けによる靱性補強に関しては、各研究機関において研究が進められており、AFRP シートにより拘束されたコアコンクリートの応力-ひずみ関係として、コンクリートの応力が最大応力に達する以前は AFRP シートを弾性係数比で帯鉄筋に換算し、最大応力以降は引張強度比で帯鉄筋に換算する手法が提案されている。¹⁾

しかしながら、このようなコア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 柱によって確認実験がな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、その拘束効果に関する検証がなされていないのが現状である。

著者らは、AFRP シートの拘束効果を向上させることを目的として断面長辺方向に貫通鉄筋を配置した試験体による水平交番載荷実験を行い、長方形断面 RC 橋脚の靱性能向上に関する考察を行った。

載荷実験におけるパラメータとしては、長方形断面 RC 橋脚基部に生ずる塑性ヒンジ近傍における貫通鉄筋配置および AFRP シート補強量である。

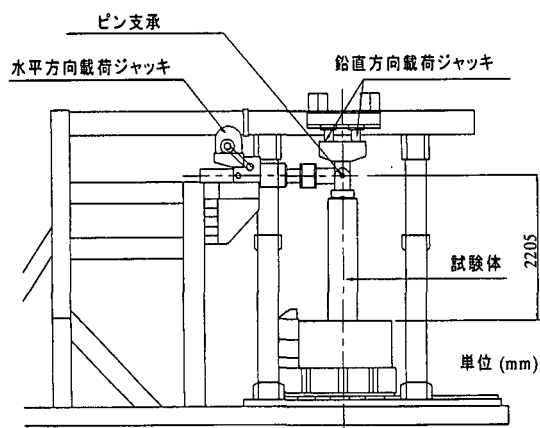


図-1 実験装置概要図

2. 実験概要

2. 1 実験装置

図-1 に実験装置概要図を示す。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、および RC 橋脚試験体、それらを支持する架台で構成されている。

2. 2 実験方法

実験は、上部工死荷重に相当する鉛直荷重 150kN 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水平方向交番載荷を行うことにより実施した。

交番載荷は、軸方向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、橋脚基部における鉄筋ひずみが降伏ひずみに達した時点の載荷点変位を降伏変位 δy 、その時点の荷重を降伏荷重 P_y とし、 $2\delta y$ 、 $3\delta y$ ・・・と変位振幅を漸増させて繰り返し載荷する方法とした。

繰り返し載荷回数は、各変位振幅で 3 回とした。終局変位は、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 ($\delta u1$)、および 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 を下回った時点 ($\delta u2$) の 2 種類を定義した。

2. 3 実験試験体

試験体は、既設橋梁で一般的に見られる壁式 RC 橋脚を想定し、実橋脚の 1/4 程度の規模のものをを用いた。

試験体形状は、躯体高 2.0m、断面寸法 $0.38\text{m} \times 1.14\text{m}$ の長方形断面（辺長比 1:3）であり、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拘束効果を確認することを目的としているため、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。

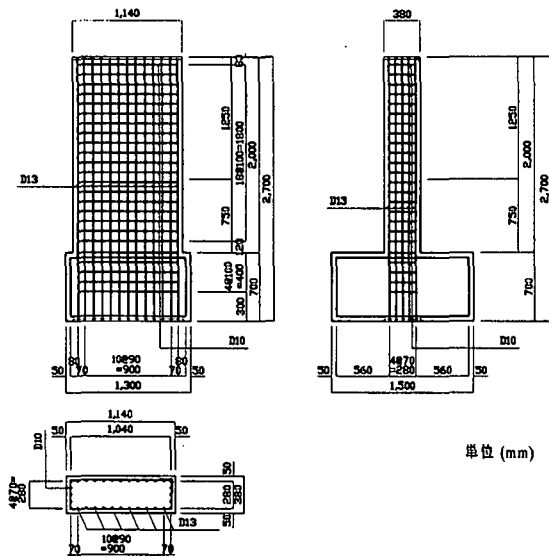


図-2 試験体形状・配筋概要図

実験時のコンクリートの平均圧縮強度は $f'_c=26\text{MPa}$ 、鉄筋は SD345 を用い、その平均降伏点強度は 362MPa であった。

図-2 に試験体の形状・配筋概要図を示す。

柱基部塑性補強範囲は、一般的には $1.5D$ (D : 橋脚壁厚) 程度確保していれば、補強効果を発揮できるとされている¹⁾が、AFRP シート巻き付けを行った場合、かぶりコンクリートの剥離が防止され、断面の抵抗モーメントが増大することから、補強範囲上端部での損傷を防止するため、柱基部より 900mm ($2.4D$) の範囲とした。

また、壁式橋脚の断面長辺方向における AFRP シートのはらみ出しを防止し、コアコンクリート拘束効果を向上させるために、AFRP シートと貫通鉄筋によって拘束される断面がほぼ正方形となるように、 $D13$ 鉄筋 (SD345) を用いた貫通鉄筋を 1 断面に 2 本配置している。

なお、これまでの実験では、柱基部最下段貫通ボルト高を塑性ヒンジ長 ($l_p=0.5D$) 以上とした場合、補強範囲下端で AFRP シートのはらみ出しが発生している。²⁾

そこで、本研究では、柱基部最下段貫通鉄筋高を 1) 塑性ヒンジ長 ($0.5D=190\text{mm}$) としたケースおよび 2) 塑性ヒンジ長の $1/2$ ($0.25D=95\text{mm}$) としたケースの 2 種類を用いた。

また、AFRP シートと貫通鉄筋による補強量は、過度に塑性補強を施した場合、引張主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 ρ_s の上限値 (0.018) を考慮して、貫通鉄筋と帯鉄筋の体積比

$$\rho_s = 4A_s / (s \cdot d)$$

と、AFRP シートの体積比

$$\rho_{AF} = 4n_p t_{AF} / d_{AF} \quad 1)$$

を合計した補強材の体積比 $\rho_s + \rho_{AF}$ がこの上限値程度となるように設定した。

表-1 試験体補強一覧

試験体	貫通鉄筋高 (基部より)	AFRPシート量	ρ_s	ρ_{AF}	$\rho_s + \rho_{AF}$
N-0	—	—	0.0020	—	0.0020
AD-1	190mm	AK40 2層	0.0086	0.0041	0.0127
AD-2	95mm	AK40 2層	0.0153	0.0041	0.0194
AD-3	95mm	AK40 1層	0.0153	0.0020	0.0173

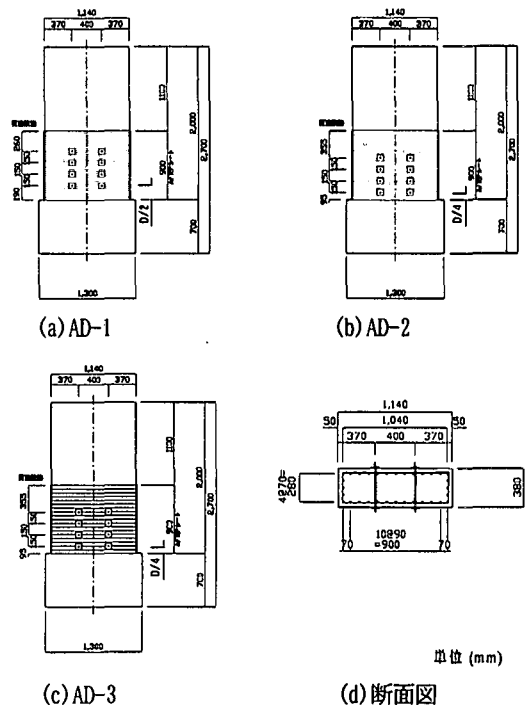


図-3 試験体補強概要図

ここで、 s : 横拘束筋の高さ方向間隔、 d : 横拘束筋の有効長、 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 シートの有効長である。

表-1 に試験体の補強一覧を、図-3 に補強概要図を示す。

3. 実験結果および考察

3. 1 荷重-変位関係

表-2 に実験結果の一覧を示す。表中の δ_y 、 P_y は軸方向鉄筋降伏時の載荷点変位、載荷荷重を、 P_a は載荷荷重の最大値を示している。

表-2 実験結果一覧

試験体	変位 (mm)			荷重 (kN)		終局塑性率	
	δ_y	δ_{u1}	δ_{u2}	P_y	P_a	δ_{u1} / δ_y	δ_{u2} / δ_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

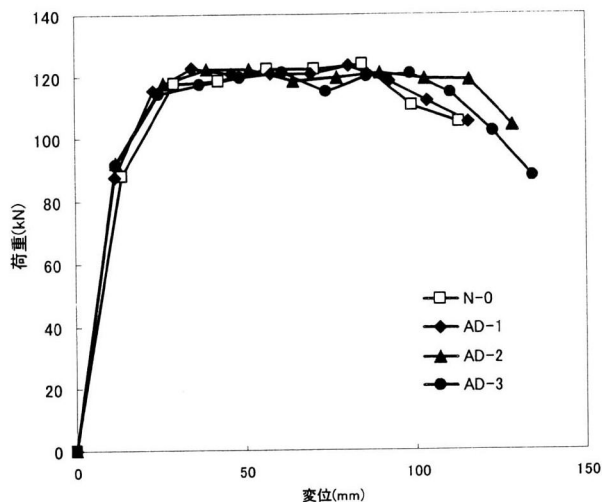


図-4 荷重-変位包絡線

終局変位は、主鉄筋の座屈が生じ、最大荷重付近で安定していた荷重が低下し始める点の変位を $\delta u1$ 、載荷荷重が降伏荷重を下回る点の変位を $\delta u2$ としている。

また、図-4には各試験体の載荷1ループ目における荷重-変位関係の包絡線を示す。なお、包絡線は、押載荷、引載荷の平均を示している。

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%程度の小さな値を示しており、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り、載荷初期のひび割れ発生が抑制された影響であるものと考えられる。

終局変位 $\delta u1$ は、N-0試験体が84.4mm ($6\delta y$) であるのに対して、AD-1試験体では80.4mm ($7\delta y$)、AD-2試験体では115.7mm ($9\delta y$)、AD-3試験体では98.6mm ($8\delta y$) を示し、前述した $\rho_s + \rho_{AF}$ が大きいほど、塑性率 $\delta u1 / \delta y$ とともに向上する結果となった。

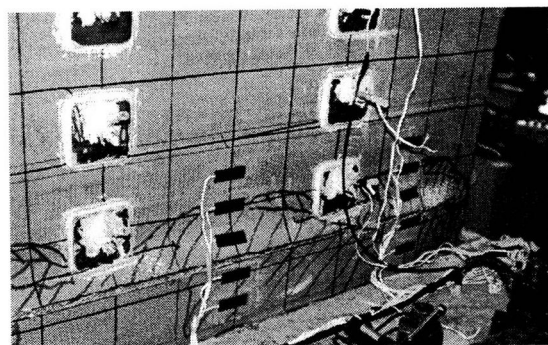
終局変位 $\delta u2$ は、N-0試験体が112.6mm ($8\delta y$) であるのに対して、AD-1試験体では115.6mm ($10\delta y$)、AD-2試験体では128.5mm ($10\delta y$)、AD-3試験体では134.6mm ($11\delta y$) を示し、AD-3試験体が終局変位 $\delta u2$ 、塑性率 $\delta u2 / \delta y$ とともに最も大きな値を示す結果となった。

AD-1試験体に対し、AD-2、AD-3試験体は、終局変位、塑性率ともに大きな値を示していることや、N-0試験体とAD-1試験体の終局変位がほぼ等しい値を示していることから、最下段貫通鉄筋を塑性ヒンジ長の1/2に配置することによりAFRPシートと貫通鉄筋による拘束効果が十分に発揮されたものと推測される。

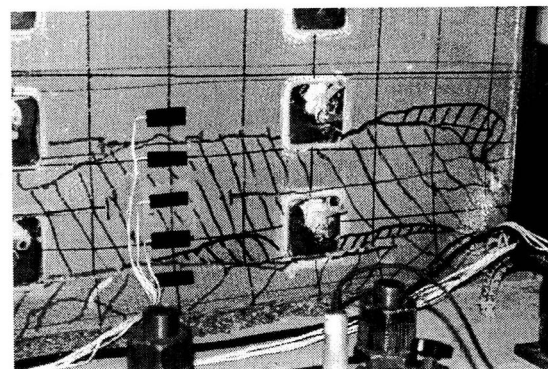
3. 2 試験体損傷状況

写真-1に補強を施した各試験体の実験終了後の破

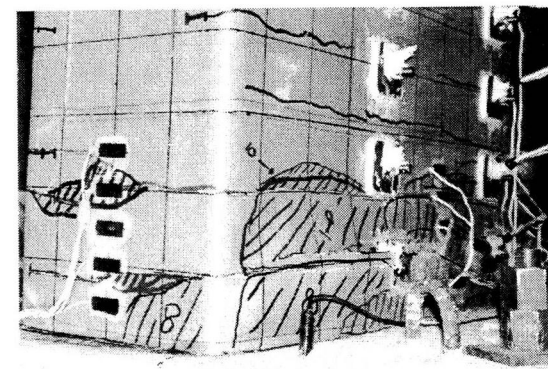
壊性状（試験体正面）を示す。



(a) AD-1



(b) AD-2



(c) AD-3

写真-1 試験体損傷状況（橋脚基部）

無補強のN-0試験体は、 $1\delta y$ 載荷時に高さ方向に20cm程度の間隔でひび割れが発生した。 $3\delta y$ 載荷以降では柱基部のみに損傷が集中し、 $6\delta y$ 載荷時にかぶりコンクリートがはらみ出し ($\delta u1$)、 $8\delta y$ 載荷時に主鉄筋破断により急激に荷重が低下し、終局状態 ($\delta u2$) に至った。

AD-1試験体は、載荷初期段階では基部断面のひび割れが徐々に開口し、その後 $7\delta y$ 載荷時に柱基部から最下段貫通鉄筋下端までの20cm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 ($\delta u1$)、 $10\delta y$ 載荷時に主鉄筋の破断により急激に荷重が低下し、終局状態 ($\delta u2$) に至った。

AD-2 試験体は、荷重初期段階では AD-1 試験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 δy 荷重時に柱基部から 25cm 程度の位置における AFRP シートがはらみ出し ($\delta u1$)、その直後の 10 δy 荷重時に主鉄筋破断により急激に荷重が低下し、終局状態 ($\delta u2$) に至った。

AD-3 試験体は、荷重初期段階に高さ方向に 10cm 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 δy 荷重時に柱基部から 20cm 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 δy 荷重時に主鉄筋破断により急激に荷重が低下し、終局状態 ($\delta u2$) に至った。最終状態では、最下段貫通鉄筋定着座金端部にて AFRP シートの破断が認められた。

これらの結果より、AD-2 試験体 ($\rho_s + \rho_{AF} = 0.0194$) が荷重低下後に主鉄筋破断により終局に至ったことから、靱性補強量の上限值を算出する場合、鉄筋と AFRP シートの体積比 ($\rho_s + \rho_{AF}$) が適用できると考えられる。

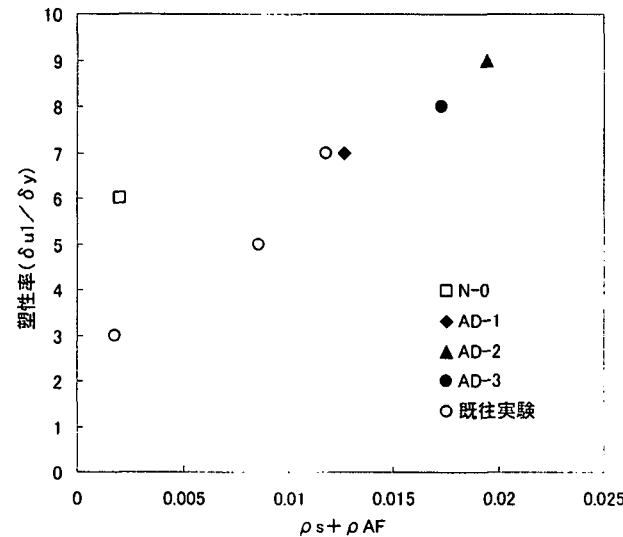
3. 3 塑性率－補強材体積比の関係

図－5 に終局変位 $\delta u1$ 時における塑性率と、前述の補強材体積比 $\rho_s + \rho_{AF}$ との関係を示す。

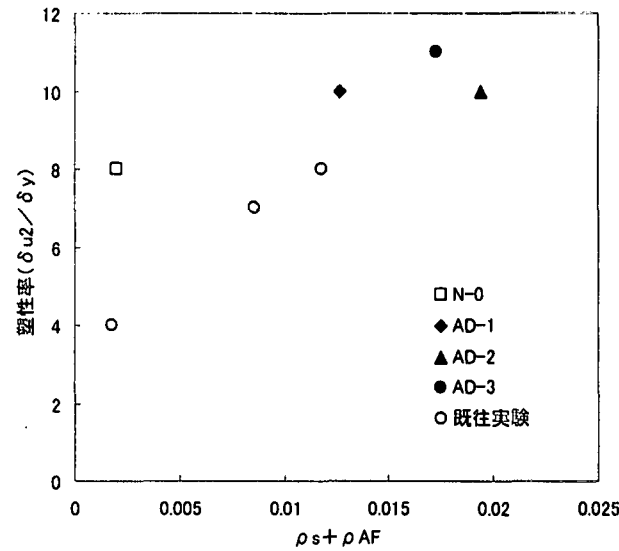
図中、既往実験の試験体は、文献 2) において実験を実施したものであり、最下段貫通鉄筋位置を塑性ヒンジ長 (0.5D=190mm) としたケースと、塑性ヒンジ長の 1.5 倍 (0.75D=285mm) としたケースのものである。

なお、本実験で用いた試験体とは、基本形状が等しく、軸方向鉄筋比が異なるものである。

図より、塑性率と補強材体積比の関係は、 $\rho_s + \rho_{AF}$ が 0.01～0.02 程度の区間で線形的な増加傾向を示すことがわかる。



図－5 塑性率 ($\delta u1$ 時)－補強材体積比



図－6 塑性率 ($\delta u2$ 時)－補強材体積比

また、図－6 に終局変位 $\delta u2$ 時における塑性率と、補強材体積比 $\rho_s + \rho_{AF}$ との関係を示す。

ここでは、 $\rho_s + \rho_{AF} = 0.0173$ の AD-3 試験体までは、補強量の増加に伴い、塑性率が線形的な増加傾向を示しているが、 $\rho_s + \rho_{AF} = 0.0194$ の AD-2 試験体の塑性率が減少している。

これらの結果から、 $\rho_s + \rho_{AF}$ の上限値が、0.018～0.020 程度であると推察される。

4. まとめ

- (1) 最下段貫通鉄筋位置を塑性ヒンジ長の 1/2 (0.25D=95mm) とした場合には、AFRP シート、貫通鉄筋による拘束効果が十分に発揮される。
- (2) $\rho_s + \rho_{AF}$ が 0.01～0.02 程度の場合、補強材の体積比の増加に伴い、線形的に塑性率が向上する。
- (3) $\rho_s + \rho_{AF} = 0.0194$ とした場合、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したことや、塑性率と補強材体積比の関係から $\rho_s + \rho_{AF}$ の上限値は、0.018～0.020 程度であると推察される。

参考文献

- 1) 三田村, 吉田, 佐藤, 岸: 実規模二径間連続桁模型を用いた RC 橋脚の荷重－変位特性, コンクリート工学論文報告集 Vol. 21, No3, 1999.
- 2) 畑山ほか: 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. 2000