

論文 せん断補強筋の定着不良がPC梁部材の曲げせん断耐荷特性に及ぼす影響

三方 康弘^{*1}・前田 真吾^{*2}・瀬戸 馨^{*3}・宮川 豊章^{*4}

要旨：本研究では、せん断補強筋の定着の有無、プレストレス量の変化、ならびに、せん断補強筋、PC鋼材等の付着の有無を要因としたASRを模擬した劣化コンクリートを用いたPC梁部材の載荷試験を実施し、破壊形式、耐荷特性、せん断補強筋ひずみ等のPC部材に及ぼす影響を検討した。また、土木学会コンクリート標準示方書を用いて耐力を算定し、実験値と比較検討した。

キーワード：定着不良、付着劣化、ASR、PC梁部材

1. はじめに

アルカリ骨材反応（以下、ASR）による劣化作用を受けたコンクリート構造物においては、コンクリートの膨張によるひび割れの発生やコンクリート強度および弾性係数の低下のみならず、鉄筋の損傷に至る場合が報告されている¹⁾。

このようなコンクリート内部の鉄筋損傷やコンクリート強度の低下は、部材耐力への影響が懸念され、適切な補強対策を施す必要があり、既存RC構造物においては、種々の補強工法について各種の検討がなされてきた²⁾。しかしながら、PC部材においては、ASRが部材の耐荷性能に及ぼす影響が現在のところ明確でない。

例えば、せん断補強筋の曲げ加工部における鉄筋の損傷による定着不良やコンクリートと鋼材の付着劣化等の要因がPC部材の耐荷性能に及ぼす影響については、研究例が少ないのが現状である。

このような背景から本実験では、せん断補強筋の定着不良や鋼材の付着低下等がPC部材に及ぼす影響について、実験的に検証し、ASR劣化したPC部材の基本的耐荷特性を把握することを目的とした。

2. 実験概要

実験に用いる供試体の詳細を表-1に、供試体の側面図を図-1に、断面形状を図-2に示す。実験要因として、(1)プレストレス量：プレストレス量を小、中、大と変化させ、プレストレス導入時の断面下縁の応力として $\sigma_{ct}=2.2, 4.1, 5.7\text{N/mm}^2$ の3種類を選定した。(2)せん断補強筋の状態：せん断補強筋が健全な基本ケース(A1シリーズ)、せん断補強筋の付着低下を考慮したケース(A2シリーズ)、せん断補強筋の破断(定着不良)を考慮したケース(A3シリーズ)、せん断補強筋の破断(定着不良)および付着低下を考慮したケース(A4シリーズ)の4種類を選定した。なお、せん断補強筋の破断を再現させたケースは、せん断補強筋の引張側の曲げ加工部を切断している。(図-2参照)付着低下はせん断スパン内の全てのせん断補強筋にビニールテープを巻き、グリスを塗布することにより再現した。(3)PC鋼材の付着：PC鋼材の付着の有無を要因とした。付着低下はシース管の全長にわたりビニールテープを巻き、グリスを塗布することにより再現した。これらの実験要因から合計14体の供試体を作成した。

また、ASR劣化を模擬させるため、コンクリ

*1 (財)海洋架橋・橋梁調査会 近畿支部橋梁第一課 課長代理 博(工) (正会員)

*2 (株)鴻池組 土木本部技術部 主任

*3 国土交通省近畿地方整備局 大阪国道事務所 所長

*4 京都大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻 教授 工博 (正会員)

表-1 供試体の詳細および実験結果

*1 供試体	せん断 補強筋	断面 下縁の 応力 σ_c (N/mm ²)	*2 せん断 破壊 荷重 (計算値) P_{us} (kN)	*3 曲げ破 壊荷重 (規格) (計算値) P_{ub1} (kN)	*4 曲げ破 壊荷重 (実材料) (計算値) P_{ub2} (kN)	最大荷重 (実測値) P_u (kN) () 内は P_u/P_{ub2}	破壊 形式
A1-case2-1	健全	2.2	157.9	106.7	132.5	121.1 (0.91)	曲げ
A1-case2-2		4.1	173.9	111.4	134.9	129.0 (0.96)	曲げ
A1-case2-3		5.7	191.0	112.2	135.5	142.2 (1.05)	曲げ
A2-case2-1	付着 低下	2.2	157.9	106.7	132.5	126.5 (0.95)	曲げ
A2-case2-2		4.1	173.9	111.4	134.9	131.9 (0.98)	曲げ
A2-case2-3		5.7	191.0	121.6	135.5	140.2 (1.03)	曲げ
A2-case2-2* ¹		4.1	173.9	102.5	123.5	123.1 (1.00)	曲げ
A3-case2-1	破断	2.2	157.9	106.7	132.5	131.4 (0.99)	曲げ
A3-case2-2		4.1	173.9	111.4	134.9	138.8 (1.03)	曲げ
A3-case2-3		5.7	191.0	121.6	135.5	149.6 (1.10)	曲げ
A4-case2-1	破断 + 付着 低下	2.2	157.9	106.7	132.5	119.6 (0.90)	せん断
A4-case2-2		4.1	173.9	111.4	134.9	139.7 (1.04)	せん断
A4-case2-3		5.7	191.0	121.6	135.5	147.1 (1.09)	曲げ
A4-case2-2* ¹		4.1	173.9	102.5	123.5	120.1 (0.97)	曲げ

*1 〇〇を施した供試体はせん断補強筋とシース管の双方にビニールテープを巻き、グリスを塗布し付着低下を再現した。

*2 せん断破壊荷重 P_{us} は土木学会コンクリート標準示方書式による。なお、材料強度は実材料強度を用いた。

*3 曲げ破壊荷重 P_{ub1} は等価応力ブロック法により算出した。なお、コンクリートの強度は実材料強度、鋼材の材料強度は規格値を用いた。

*4 曲げ破壊荷重 P_{ub2} は断面切断法により算出した。なお、材料強度は実材料強度を用いた。A2-case2-2*¹、A4-case2-2*¹においては、平面保持の仮定の下でPC鋼材位置のコンクリートひずみに0.2を乗じることにより、PC鋼棒ひずみを算定した。

ート強度と弾性係数を低下させた軽量コンクリートを用いた。コンクリート強度はASR橋脚等に関する対策検討委員会（委員長：宮川豊章京都大学教授）における審議の結果、ASR劣化した橋梁構造物のコンクリート強度は $f'_c = 10 \text{ N/mm}^2$ を下回ったものは確認されていないことから、安全側を考慮して $f'_c = 10 \text{ N/mm}^2$ 、 $E_c = 7 \text{ kN/mm}^2$ のコンクリートを用いて耐荷挙動等を把握することとした。なお、PC鋼材としてB種 $\phi 11 \text{ mm}$ ($f_{py} = 1082 \text{ N/mm}^2$, $p = 0.45\%$) PC鋼棒を用いた。引張鉄筋として3-D6 (SD295A, $p = 0.11\%$),

せん断補強筋として D6@150 (SD295A, $p_w = 0.14\%$) を配置した。載荷試験時におけるコンクリートの特性を表-2に、鋼材の特性を表-3に示す。本実験は軽量コンクリートを用い圧縮強度や弾性係数を低下させ、ASRにより劣化したコンクリートを模擬している。しかしながら、ASR劣化を生じたPC部材はプレストレス導入方向に沿ったひび割れが生じることが知られている。このような部材の軸方向と軸直角方向において、部材の力学的性状が異なる点については考慮できていない。

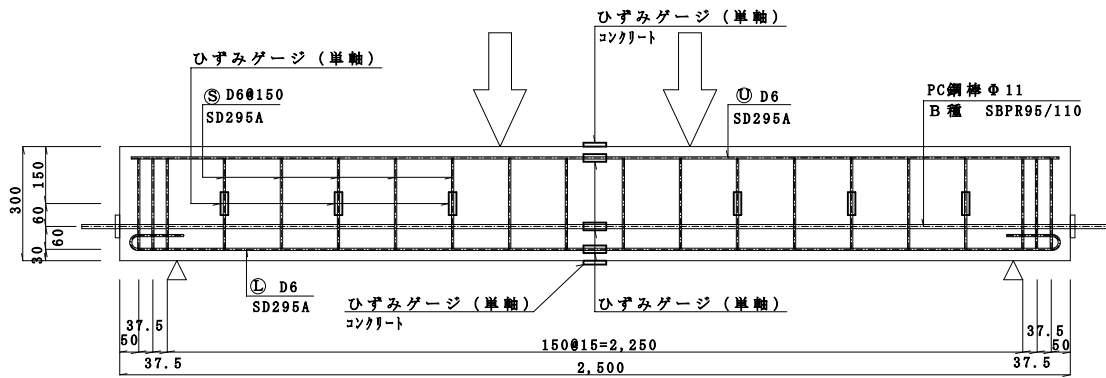


図-1 供試体の側面図(単位:mm)

表-2 コンクリートの材料特性

圧縮強度 f'_c (N/mm^2)	弾性係数 E_c (kN/mm^2)	引張強度 f_t (N/mm^2)	脆度係数 f'_c/f_t
9.9	7.4	1.1	9.0

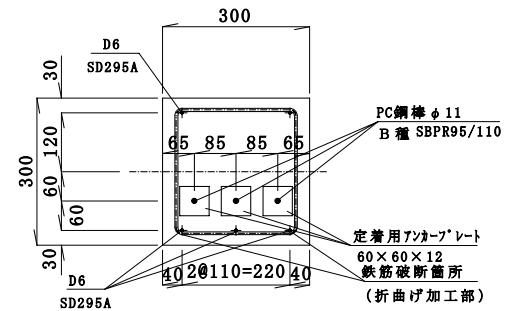


図-2 供試体の断面形状(単位:mm)

表-3 鋼材の材料強度

鋼材種別	*1 降伏点 f_y (N/mm^2)	引張強さ f_u (N/mm^2)	すべり量が 0.002D における付着応力度 (N/mm^2)	*2 最大付着応力度 (N/mm^2)	
				付着健全	付着低下
鉄筋 D6 (SD295A)	440	532	4.32	5.29	—
PC 鋼棒 φ11 (SBPR 930/1080)	1082	1130	1.78	6.79	2.32

*1 D6 鉄筋, PC 鋼棒においては, 明瞭な降伏点が存在しなかったため, 0.2%の残留ひずみを生じる点を降伏点とした。

*2 付着強度試験は JSCE-G503「引抜き試験による鉄筋とコンクリートとの付着強度試験方法」に準じて実施した。

付着低下の試料は, D6 鉄筋の場合は鉄筋の表面に, PC 鋼棒の場合はグラウトを注入しシース管にビニールテープを巻き, グリスを塗布した。D6 鉄筋とコンクリートとの付着が過小であるため, 測定できなかった。

3. 実験結果

3.1 破壊形式

実験結果ならびに破壊荷重の計算値を表-1に, 載荷終了後の写真を写真-1に示す。せん断補強筋の破断と付着低下の両方を考慮した A4-case2-1 (プレストレス量小), A4-case2-2 (プレストレス量中) の 2 体はせん断圧縮破壊に至ったが, それら以外の供試体については曲げ破壊を呈した。なお, 終局時において PC 鋼材は降伏していない。

A4-case2-1, A4-case2-2 については, せん断補

強筋の破断と付着低下を考慮しており, トラス機構が機能しにくい状況であると考えられる。

したがって, A4-case2-1 については, 約 80kN, A4-case2-2 については, 約 100kN で写真-1 (d),

(e) で示すせん断ひび割れが発生しているものの, せん断ひび割れ発生後においてせん断ひび割れ上部のコンクリートと引張鋼材によりタイドアーチ的耐荷機構が形成され, せん断ひび割れ発生後もさらに大きな荷重に耐えることができた。このように, せん断補強筋を有しない PC 部材と同様のせん断抵抗メカニズムが形成され

た³⁾。最終的には、荷重点付近のせん断ひび割れ上部のコンクリートが圧壊することによりせん断圧縮破壊に至った。

一方、せん断補強筋の付着低下のみを考慮した A2-case2-1 ならびに、せん断補強筋の破断のみを考慮した A3-case2-1 は、せん断ひび割れが発生したものの、最終的には曲げ圧縮部のコンクリートが圧壊することにより、曲げ破壊に至った。(写真-1 (b), (c)参照)

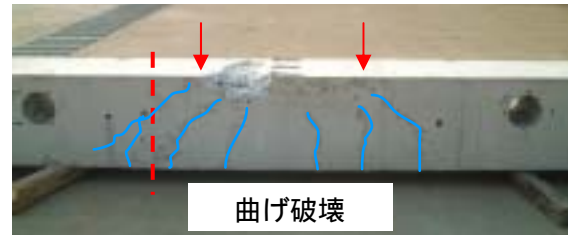
今回の実験においては、せん断補強筋の付着低下のみ (A2 シリーズ) や破断のみ (A3 シリーズ) を考慮したケースの供試体はプレストレス量の増減にかかわらず、全て曲げ破壊に至った。両ケースにおける曲げ破壊荷重の計算値 P_{ub2} に対する実測値 P_u の比は、0.95~1.10 となり、コンクリートの応力-ひずみ関係に土木学会コンクリート標準示方書式を用いた断面切断法による計算値は実測値をほどよく推測した。

また、A4-case2-3 については、A4-case2-1, A4-case2-2 と同様にせん断補強筋の破断と付着低下を考慮しているが、A4-case2-3 は断面下縁の応力 σ_t を 5.7N/mm^2 (プレストレス量大) としており、A4-case2-1 (プレストレス量小, $\sigma_t = 2.1\text{N/mm}^2$), A4-case2-2 (プレストレス量中, $\sigma_t = 4.1\text{N/mm}^2$) と比較して導入プレストレス量が大きい。既往の研究からプレストレスの増加に伴って、コンクリート負担せん断力が増加することが報告されている⁴⁾。A4-case2-3 はせん断補強筋の破断と付着低下を考慮しているにもかかわらず、A4-case2-1, A4-case2-2 において生じたせん断ひび割れが発生しておらず、(写真-1 (f)参照) それらの供試体と比較して、コンクリート負担せん断力が増加し、最終的に曲げ破壊に至ったものと推察される。

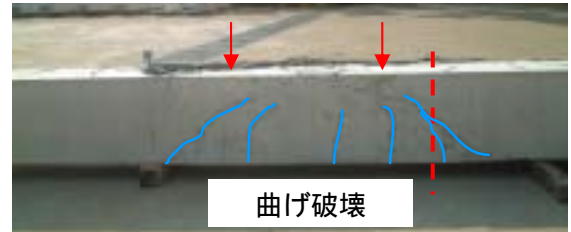
また、A4-case2-2^{*1} においては、せん断補強筋の破断と付着低下とともに、PC 鋼材の付着低下も考慮しているため、A4-case2-2 と比較して曲げ耐力が低下し、最終的に曲げ破壊に至った。

3.2 荷重 - スターラップひずみ関係

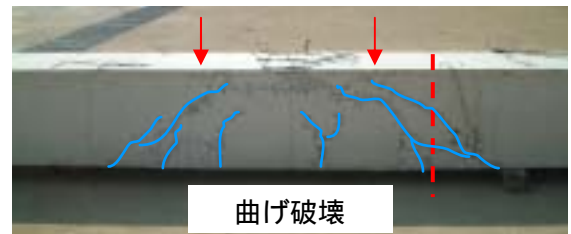
A*-case2-1 (プレストレス量小) における荷重



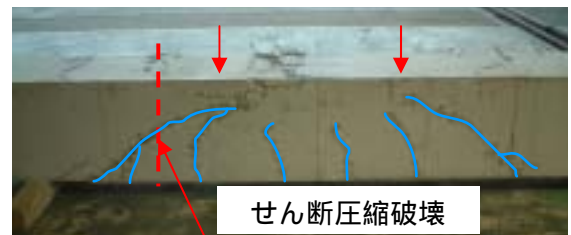
(a) A1-CASE2-1 (健全) プレストレス量小



(b) A2-CASE2-1 (付着低下) プレストレス量小



(c) A3-CASE2-1 (破断) プレストレス量小

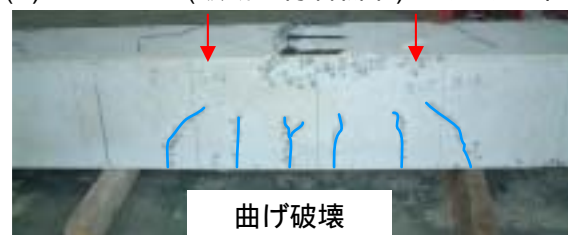


スターラップひずみゲージ位置

(d) A4-CASE2-1 (破断 + 付着低下) プレストレス量小



(e) A4-CASE2-2 (破断 + 付着低下) プレストレス量中



(f) A4-CASE2-3 (破断 + 付着低下) プレストレス量大

--- (破線): スターラップひずみゲージ位置

写真-1 荷重試験終了時

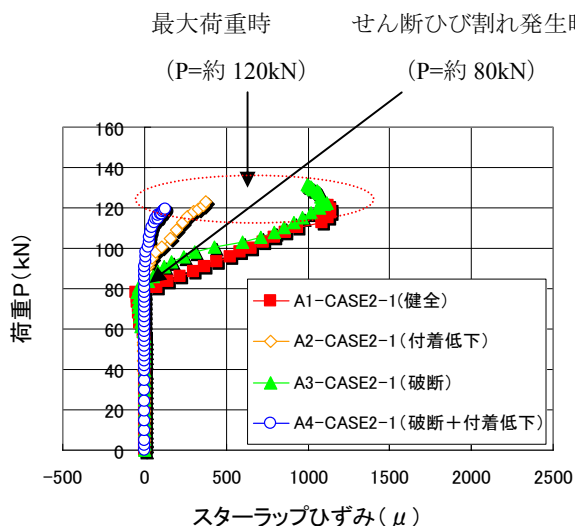


図-3 荷重—スターラップひずみ関係

スターラップひずみ関係を図-3に示す。なお、載荷点近傍のスターラップのひずみを比較した。

(図-1, 写真-1 (a) ~ (d) 参照)

A3-case2-1 (せん断補強筋の破断を考慮したケース) 供試体において、せん断ひび割れが発生後、荷重の増加に伴いスターラップのひずみが増加しており、最大荷重時において約 1100 μ のひずみが発生しており、A1-case2-1 (せん断補強筋が健全な基本ケース) 供試体と比較して、ほぼ同様の挙動を示した。

一方、A2-case2-1 (せん断補強筋の付着低下を考慮したケース) 供試体は、せん断ひび割れ発生後、スターラップひずみが増加するものの、A1-case2-1, A3-case2-1 供試体と比較して、ひずみの増加が少なく、最大荷重時において約 400 μ のひずみが発生するに留まった。また、A4-case2-1 (せん断補強筋の破断および付着低下を考慮したケース) 供試体は、せん断ひび割れ発生後、荷重の増加に伴い、せん断ひび割れが交差しているスターラップのひずみを計測しているものの、付着を低下させたためスターラップに適切に応力が伝達されなかった。

以上のことから、本実験の供試体ではせん断補強筋の破断のみを考慮した場合には、せん断ひび割れ発生以降において、荷重の増加に伴い、スターラップに適切に応力が伝達された。

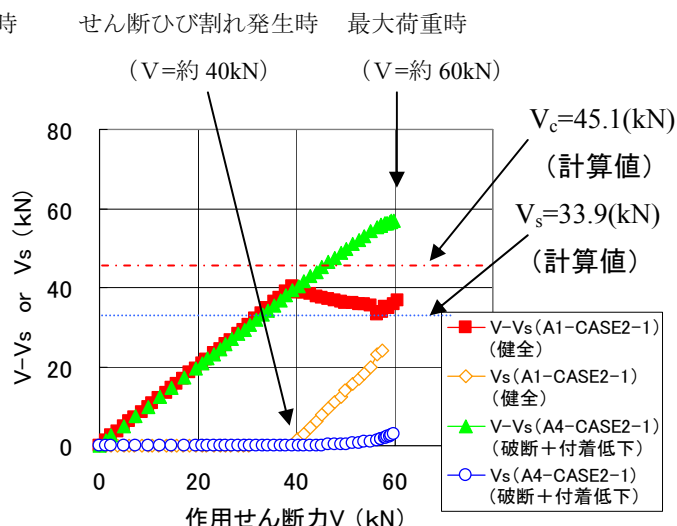


図-4 作用せん断力—分担せん断力関係

一方、せん断補強筋の付着低下を考慮した場合には、付着低下の再現手法に影響を受けるものの、せん断ひび割れ発生以降において、スターラップに適切に応力が伝達されず、トラス機構が形成されにくい傾向を示した。とりわけ、せん断補強筋の付着低下と破断の両方を考慮した場合には、その傾向を顕著に示した。

3.3 分担せん断力関係

A1-case2-1 (健全なケース) と A4-case2-1 (せん断補強筋の破断と付着低下を考慮したケース) におけるせん断補強筋負担せん断力ないしは作用せん断力からせん断補強筋負担せん断力を差し引いたせん断力を図-4に示す。

なお、土木学会コンクリート標準示方書のせん断耐力式による V_c , V_s の計算値を図中に示す。

また、 V_s の実測値は、支配的なせん断ひび割れと交差するスターラップひずみの実測値 (本実験においては、せん断破壊した供試体において、支配的なせん断ひび割れが載荷点近傍のスターラップを交差していたため、その位置のスターラップひずみの値を採用した。(写真-1 (d) 参照)) とせん断ひび割れの傾斜角からトラス理論により算定したものである。(既往の研究³⁾ から、筆者らが提案した PC はり部材のせん断ひび割れの傾斜角 θ を算定する式(1)より算定した。A1-case2-1, A4-case2-1 供試体においては、せん

断ひび割れの傾斜角は $\theta=36^\circ$ となった。）

$$\cot\theta = \sqrt{1 + \frac{\sigma_{cg}}{f_t}} \quad (1)$$

$$f_t = 0.23f'_{ck}{}^{2/3} \quad (2)$$

ここに、 θ ：せん断ひび割れ傾斜角、 f'_{ck} ：コンクリートの設計基準強度（ここでは実圧縮強度を採用）、 σ_{cg} ：断面内の平均プレストレス

A1-case2-1（健全なケース）においては、作用せん断力が 40kN 程度でせん断ひび割れ発生し、その後、せん断補強筋負担せん断力 V_s が増加する挙動を示した。また、計算値との比較において、 $V-V_s$ の実測値は V_c の計算値とほぼ等しい値を示し、せん断補強筋が降伏に達する以前に曲げ破壊に至った。

一方、A4-case2-1（せん断補強筋の破断と付着低下を考慮したケース）においては、せん断ひび割れ発生後、せん断補強筋に応力が適切に伝達されず、 V_s の実測値は、A1-case2-1 供試体や計算値と比較して、小さな値を示した。しかしながら、せん断ひび割れ上部のコンクリートと引張鋼材によりタイドアーチ的耐荷機構が形成され、せん断ひび割れ発生後もさらに大きな荷重に耐えることができ、 $V-V_s$ の実測値は V_c の計算値と比較してかなり大きな値を示した。

4. 結論

本実験から得られた主な結果を要約すると、以下のとおりである。

- (1) せん断補強筋の破断（定着不良）と付着低下の両方を考慮し、せん断破壊を呈した供試体において、せん断ひび割れ発生後、せん断補強筋に応力が適切に伝達されず、せん断補強筋負担せん断力の実測値は、計算値と比較して小さな値を示した。しかしながら、せん断ひび割れ上部のコンクリートと引張鋼材によりタイドアーチ的耐荷機構が形成され、せん断ひび割れ発生後もさらに大きな荷重に耐えることができた。
- (2) せん断補強筋の曲げ加工部の破断（定着不

良）のみを考慮した供試体（A3 シリーズ）は、せん断補強筋を破断させているにもかかわらず、せん断ひび割れ発生以降において、せん断補強筋に適切に応力が伝達され、全て曲げ破壊に至った。

- (3) せん断補強筋の付着低下のみを考慮したケースの供試体（A2 シリーズ）はせん断ひび割れ発生後、せん断補強筋に適切に応力が伝達されず、トラス機構が形成されにくい傾向を示すものの、タイドアーチ的耐荷機構が卓越し、全て曲げ破壊に至った。
- (4) プレストレス量の増加に伴って、破壊形式がせん断破壊から曲げ破壊に移行した。

謝辞

本論文は ASR 橋脚等に関する対策検討委員会（委員長：宮川豊章京都大学教授）における研究成果の一部を紹介したものであり、委員の方々にご指導およびご協力を頂きました。ここに深甚に謝意を表します。

参考文献

- 1) 西園達男，瀬戸馨，三方康弘，宮川豊章：26号堺高架橋のASR対策に関する報告，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレード論文報告集，Vol. 3，pp. 45-50，日本材料学会，2003
- 2) 例えば，岩川正美，瀬戸馨，三方康弘，前田真吾，宮川豊章：大型供試体を用いたASR損傷を生じた梁部材の補強に関する実験的研究，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレード論文報告集，Vol. 3，pp. 51-56，日本材料学会，2003
- 3) 三方康弘，井上晋，小林和夫，仁枝保：PCはり部材のせん断耐力に及ぼすプレストレスの効果，土木学会論文集，No.669/V-50，pp149-159，2001.2
- 4) 小林和夫：はり部材のせん断耐荷特性に対する導入プレストレスの効果，セメント・コンクリート論文集，No. 46，pp750-755，1992