

アラミド繊維を用いた PC 構造物の延命化技術に関する研究

－アラミド繊維補強材を適用したはりの載荷実験－

The Study on the High Durability Technology of PC Structures using Aramid Fiber Reinforcement
- The Loading Test of the Beams using Aramid Fiber Reinforcement-

浅井 洋 HIROSHI ASAI
中島 規道 NORIMICHI NAKAJIMA
三加 崇 TAKASHI SANGA
三上 浩 HIROSHI MIKAMI

塩害が厳しい地区では、かぶりの確保やコンクリート表面塗装、エポキシ樹脂塗装鉄筋の使用などによる塩害対策が講じられている。橋梁の延命化を図るため、塩害によって腐食しないアラミド繊維を補強筋に用いる橋梁を提案している。アラミド繊維を帯状に加工して樹脂を含浸しないことにより、現場での加工を容易にしたせん断補強筋を開発した。本研究では、PC はりの載荷実験により、開発したせん断補強筋が所定の補強効果を有することを示した。

キーワード：アラミド繊維補強材，せん断補強筋，曲げ耐力，せん断耐力

In the area where salt damage is severe, keeping thickness of cover, concrete surface coating, using of an epoxy coated reinforcing bar, etc. have been adopted as measures against corrosion due to salt. In order to make a bridge into high durability, the authors have been proposing the bridge using the aramid fiber reinforcements which are not damaged by salt. The aramid fiber into which resin is not soaked was manufactured in the shape of a ribbon, and easy to bend it on site was developed for shear reinforcements. The results of loading tests on PC beams demonstrated that the developed aramid fiber reinforcement had an effect on shear capacities of the beams.

Key Words: Aramid Fiber Reinforcement, Shear Reinforcement, Flexural Capacity, Shear Capacity

1. はじめに

海浜地区など飛来塩分による塩害環境では、供用期間中に鉄筋位置の塩化物イオン濃度が鋼材腐食発生限界濃度に達しないように対策を講じている。一般に、かぶりの確保やコンクリート表面塗装、エポキシ樹脂塗装鉄筋の使用などが行われているが、厳しい環境では、かぶりだけで対処することは困難である。コンクリート表面塗装は、定期的なメンテナンスが必要であり、エポキシ樹脂塗装鉄筋は、エポキシ樹脂塗膜の品質によっては経年劣化を示す場合がある¹⁾。このような厳しい環境における橋梁の長寿命化を図るため、PC 鋼材や鉄筋代替としてアラミド繊維を用いた緊張材および補強筋の開発を行った^{2),3)}。連続繊維補強筋をせん断補強筋に使用する場合には、あらかじめ所定の形状に工場で曲げ成型を行わな

ければならない。そこで、アラミド繊維補強材に樹脂を含浸して固着しないことにより容易に曲げ配置を可能にした補強材を開発した。本研究では、アラミド繊維を帯状に加工した補強材のひび割れ制御の効果を RC はりの曲げ耐力と破壊形状によって評価する。次に、せん断補強筋に用いた PC はりの載荷実験を行いせん断補強効果の評価を行った。

2. アラミド繊維補強材

(1) 補強材の形状

本研究では、ひび割れ制御が有効に作用するようにコンクリートとの付着面積を広く確保できる帯形状のアラミド繊維補強材を使用した。試験体の一覧を表-1に示し、形状を写真-1に示す。TA と KT の 2 種類のアラミド繊維

を使用し、各補強材の記号の頭部に付している。TA と表示した試験体は、引張強度 3,430N/mm²、ヤング係数 72.6kN/mm²の性能を有するアラミド繊維である。KTは、引張強度 2,744N/mm²、ヤング係数 1,30kN/mm²の性能を有するアラミド繊維である。補強材の軸方向繊維はアラミド繊維であり、軸直角方向はポリエステル繊維で加工している。補強材表面は、軸方向繊維と軸直角方向繊維を織り込むことで凹凸を形成している。補強材の幅は、最大粗骨材寸法 (25mm) 程度を目安とし、かぶりコンクリートが内部と分離しない程度とした。

(2) 補強材の引張荷重

試験体全長を 700mm とし、両端部をエポキシ樹脂で固着して鋼製くさびで定着して引張試験を行った。規格引張荷重は、製造者から示された値である。補強材の引張試験結果を表-1 に示す。実験値は規格引張強度の 31 ~94%で、補強材厚さが薄い材料ほどその比率は大きくなっている。破壊形状は、補強材を構成している繊維束が順次破断する現象が認められた。TA-S30 や KA-S30 の薄い補強材は定着部から破断する場合があります、T A-S20 や TA-27 の厚い補強材は、補強材外部の繊維が定着部で破断し、内部の繊維がすべり抜ける現象が認められた。この破壊形態から、厚さが薄い補強材は、ひび割れ位置で繊維が順次破断することが考えられる。一方、厚い補強材は、内部と外部の繊維に作用する応力度が不均一になり、外部繊維の破断と内部繊維のすべりが考えられる。引張荷重については、次に示す RC はりの曲げ耐力においても検討した。

3. アラミド繊維補強材のひび割れ制御効果

(1) 試験概要

補強材とコンクリートとの付着を評価するため、引張材にアラミド繊維を使用したはりの載荷試験を行った。補強材がせん断補強効果を発揮するためには、コンクリートとの付着が確保され、ひび割れ位置において引張力を負担する必要がある。付着が十分でない場合には、補強材に作用する引張力が小さく、ひび割れ幅が拡大しても十分な補強効果が得られないと考えられる。そこで、RC はりの載荷実験を行い、曲げ耐力と破壊性状から補強材のひび割れ制御効果を評価し、せん断補強筋としての適用性を検討した。試験体一覧を表-2 に示す。試験体および載荷方法を図-1 に示す。試験体は、全長 2.7m の RC はりで、アラミド繊維補強材を引張補強材として配置している。補強材の引張荷重が各々異なることから、比較として鉄筋径を変えた 3 種類の試験体を加えた。ま

表-1 アラミド繊維補強材

記号	形状	幅 (mm)	厚さ※ (mm)	規格引張荷重(kN)	引張荷重実験値(kN)
TA-S20	帯	20	5.5	168.0	81.1
TA-S27		27	4.4	156.0	49.1
TA-S30		30	1.0	36.8	30.7
TA-S70		70	2.0	184.8	108.0
KA-S30		30	1.4	36.8	34.8

※厚さ:繊維加工による凹凸を含む試験体の全厚さ

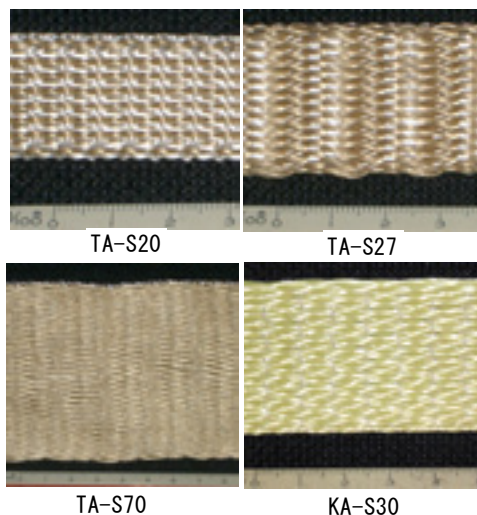


写真-1 アラミド繊維補強材形状

表-2 曲げ試験体

記号	補強材	配置本数	曲げ耐力(kN)	
			計算値	実測値
B-D10	D10	2	35.7	46.7
B-D13	D13	2	55.0	71.4
B-D16	D16	2	80.3	111.8
B-S70	TA-S70	1	55.2	30.0
B-S27	TA-S27	2	78.5	48.1
B-S20	TA-S20	2	82.5	26.1
B-AR7	AR φ 74	2	60.6	63.1
B-TS30	TA-S30	2	29.4	22.7
B-KS30	KA-S30	2	49.6	40.9

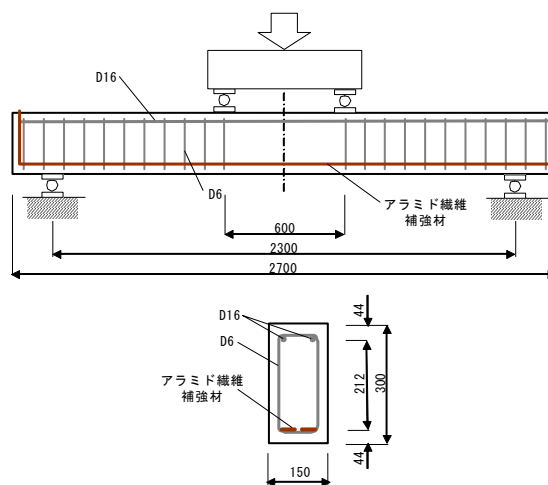


図-1 曲げ載荷試験

た、良好な付着が確認されている異形アラミド FRP ロッドを使用した試験体 (B-AR7) も比較として加えた。補強材の配置は、幅が広い TA-S70 を除いて 2 本とした。

(2) 試験結果

曲げ試験体の破壊形状を写真-2 に示す。図-2 に各試験体の載荷荷重とたわみの関係を示す。鉄筋および B-AR7 は、ひび割れの分散がよく、はり上縁コンクリートが圧縮破壊して終局に至っている。B-AR7 は、曲げひび割れ発生時にたわみが若干増加するが、その後は線形的に増加し、たわみ 55mm では B-D13 と同程度の荷重になっている。B-S70 や B-S27, B-S20 は、載荷スパンに曲げひび割れが発生すると、はりのたわみが一気に増加する。曲げひび割れが上縁に達し、はりが 2 つに折れるが、引張補強材が抵抗し始め、上縁を支点として回転を始める。引張補強材は破断することなくコンクリート内から伸び出して引張力を負担する。このように、補強材とコンクリートとの付着が十分ではなく、はり上縁が破壊して大変形を生じながら引張補強材の張力増加と載荷荷重の増加が認められた。さらに載荷を続けると、引張補強材が破断して耐力の低下を示した。すなわち、付着性能が良好でない補強筋は、ひび割れ幅の拡大に対して抵抗する力が小さく、引張性能を十分発揮できないと判断できる。また、RC はりとして期待する構造とは異なった状態で最大荷重が生じている。そこで、上縁コンクリートが終局ひずみ (0.0035) に達したときの耐力を表-2 に示す。計算値は、補強材の規格引張荷重を用いて算出した。計算値と実測値との比を図-3 に示す。B-TS30 および B-KS30 の終局荷重時の耐力は、計算値に対して 80% 程度であり、他の補強材より良好であった。また、写真-2 に示す破壊形状においても、鉄筋 (B-D13) や異形 AFRP ロッド (B-AR7) に次いでひび割れ分散が良好であった。

曲げ試験の結果から、TA-S30 および KA-S30 は補強効果が期待できることが示された。なお、KA-S30 をせん断補強材に使用した RC はりの載荷実験では、良好なせん断耐力を有することが示されている 4),5),6)。

4. PC はり載荷試験

(1) 試験概要

本試験では、プレテンション方式によるホロー桁のせん断補強筋に KA-S30 を使用して、せん断補強効果の検討を行った。ホロー桁は、T 桁などに比べて橋梁下面の凹凸が少ないため、飛来塩分による塩害に対して有利と考えられる。外桁を除けば桁下端のかぶりを確保すればよく、供用期間内に塩化物イオンが浸透すると予測され



写真-2 曲げ試験体ひび割れ形状

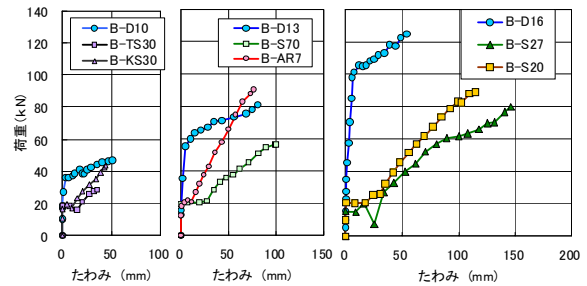


図-2 載荷荷重とたわみの関係

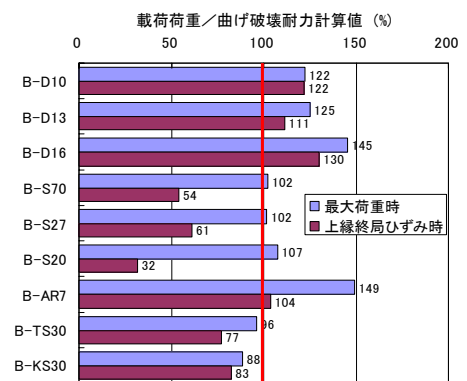


図-3 曲げ耐力と計算値との比較

る範囲の PC 鋼材や帯鉄筋にアラミド繊維緊張材やアラミド繊維補強材を使用すれば、耐久性に優れた PC 橋梁が実現できる。たとえば、海岸線から 0.1km の位置に架橋される橋梁の供用期間を 100 年と想定すれば、必要と

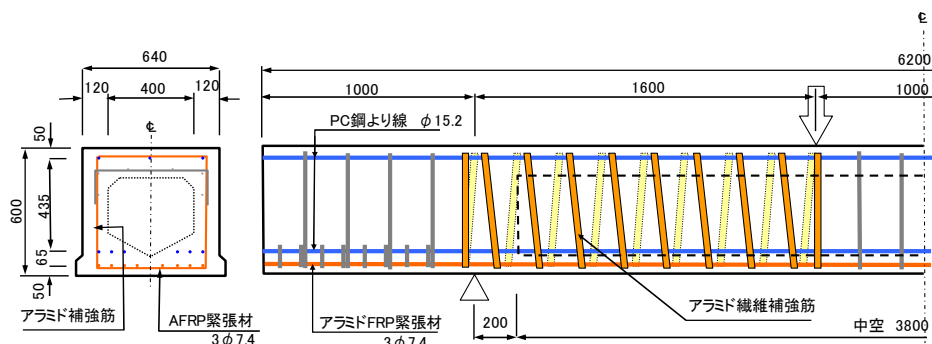


図-4 PCはり試験体

するかぶりは約 100mm である。ここで、塩化物イオンの浸透は、コンクリート標準示方書⁷⁾に従い、呼び強度 50 (W/C=36%)、安全係数 1.0、鋼材位置における塩化物イオンの鋼材腐食発生限界濃度 1.2kg/m³、ひび割れは発生しないという条件で算出した。本実験の試験体を図-4 に示す。PC はりの最下段緊張材にアラミド繊維緊張材 (3φ7.4) を 8 本配置し、帯筋にアラミド繊維補強材 (KA-S30) を用いることで 2 段目の緊張材 (PC 鋼より線 15.2mm) まで 107mm の範囲に腐食する補強材は配置されていない。緊張材の張力は、試験時に引張強度の 60% になるように計画した。せん断補強筋は、螺旋状に配置して端部をエポキシ樹脂で固定した。はり端部より 1.2m の断面は充実断面であり、この範囲のせん断補強筋は、緊張材の定着を確実にを行うため鉄筋を使用した。はり中央 3.8m は中空断面 (発泡スチロール) である。せん断補強筋および緊張材の材料特性を表-3 に示す。

試験体は、表-4 に示す 3 体である。No.1 試験体のせん断補強筋は、KA-S30 にアクリル樹脂を含浸し、簡易的に固着したものをを使用した。このようにすることで、施工時に繊維間のたるみを抑制し、繊維に均等に力が作用することを期待した。簡易的に固着しているため、補強材は容易に曲げることができる。No.2 および No.3 は、樹脂を含浸しない試験体であり、No.3 の補強筋配置間隔は、No.2 の半分である。載荷方法は、支間 4.2m、載荷スパン 1.0m とし、せん断スパンに斜めひび割れが発生した時点で除荷し、その後、はりが破壊するまで荷重を増加した。

(2) 連続繊維補強材を用いたはりのせん断耐力計算値

連続繊維補強材を用いたコンクリート構造物の設計施工指針 (案)⁸⁾ (以下、指針 (案)) では、連続繊維補強材のヤング係数が鉄筋に比べて小さいことや降伏しないことを考慮したせん断耐力算定式が示されている。せん断補強筋が破断しない場合には、終局状態のひずみを求め、せん断補強筋が受け持つせん断耐力を算出する。終

表-3 材料特性

補強筋・緊張材	材質	形状 (mm)	断面積 (mm ²)	引張荷重 (kN)	ヤング係数 (kN/mm ²)
せん断補強筋	アラミド	帯形状幅30mm	19.50	28.0	96.3
PC緊張材	アラミド	異形ロッド 3φ7.4	146.4	244.2	46
PC緊張材	鋼	より線 φ15.2	138.7	261.0	200

表-4 PCはり試験体

試験体 No.	せん断補強筋	含浸樹脂	補強筋間隔 (mm)
1	アラミド繊維帯材	アクリル系樹脂	200
2	アラミド繊維帯材	無	200
3	アラミド繊維帯材	無	100

局状態におけるせん断補強筋ひずみ ϵ_{fwd} は式(1)で算出される。

$$\epsilon_{fwd} = 0.0001 \sqrt{f'_{mcd} \frac{p_w E_{fu}}{p_{web} E_{web}}} \left[1 + 2 \left(\frac{\sigma'_N}{f'_{mcd}} \right) \right] \quad (1)$$

ここに、 p_w : 引張補強筋比、 E_{fu} : 引張補強筋のヤング係数、 p_{web} : せん断補強筋比、 E_{web} : せん断補強筋のヤング係数、 σ'_N : プレストレス力を部材断面積で除した値、 f'_{mcd} : 寸法効果を考慮したコンクリートの圧縮強度で式(2)による、 h : 梁の高さ(m)、 f'_{cd} : コンクリートの圧縮強度

$$f'_{mcd} = \left(\frac{h}{0.3} \right)^{-1/10} f'_{cd} \quad (2)$$

ここに示された算定式は、非線形有限要素解析による数値解析により得られた予測式^{9),10)}を基本とし、安全側に簡略化されたものである。この研究成果には、実際のせん断耐荷機構を考慮したせん断耐力推定法¹¹⁾ (以下、推定法) が示されている。推定法によるせん断補強筋が受け持つせん断力は、式(3)で示されるせん断補強筋の平均引張ひずみ ϵ_{web} から算出される。ただし、ここに示された算出式は、せん断圧縮破壊を想定している。

$$\epsilon_{web} = 0.0053 \frac{\sqrt{f'_{cd}}}{\sqrt{a/d + 1}} \exp\left(-\frac{1000}{p_w E_{fu}} - 0.05\sqrt{p_{web} E_{web}}\right) \times \left[1 + \left(\frac{\sigma'_N}{f'_{cd}}\right)^{0.2}\right] \quad (3)$$

ここに、 a : せん断スパン、 d : 有効高さ

はりの破壊形式は、主筋およびせん断補強筋の剛性によって異なる。すなわち、主筋およびせん断補強筋の剛性が小さい場合には、斜め引張破壊が生じやすく、剛性が大きくなるにつれてせん断圧縮破壊へと変化する。また、プレストレス力などによる軸圧縮力が作用する場合、せん断圧縮破壊を起こしやすくなる。指針(案)では、破壊形式を式(4)で判定している。

$$p_w E_{fu} + 10p_{web} E_{web} \begin{cases} < 5000k & \text{斜めせん断破壊} \\ \geq 5000k & \text{せん断圧縮破壊} \end{cases} \quad (4)$$

$$ここに、k = \left(\frac{\sigma'_N}{f'_{mcd}}\right)$$

本実験における PC はりを式(4)で判定すると左辺(2791)が右辺(744)より大きく、せん断圧縮破壊を示す結果となる。ちなみに、緊張材にプレストレス力を与えない場合は斜めせん断破壊と判定される。表-5 に指針(案)および推定法に基づいて算出した PC はりのせん断耐力およびせん断補強筋のひずみを示す。

(3) 試験結果

a) 破壊経過

はりの破壊は、最初に曲げひび割れが荷重スパンに生じ、荷重荷重の増加にともなって上方に進展した。せん断スパンの曲げひび割れは、荷重点に向かって進展した。各試験体は、荷重荷重 1,000kN 前後で、せん断スパンのウェブに荷重点と支点とを結ぶ方向の斜めひび割れが生じた。斜めひび割れは、荷重荷重の増加にともなって、徐々に荷重点および支点側に進展した。最後に、斜めひび割れに沿って荷重点付近のコンクリートが急激に破壊し、はりの耐力が失われた。破壊直前までせん断補強筋の破断音は観察されなかったが、破壊後には斜めひび割れに沿って破断が観察された。荷重点近傍(せん断スパン側)のコンクリートの損傷が著しく、上段の PC 鋼より線の座屈が認められた。引張側 PC 鋼より線およびアラミド繊維緊張材の破断は認められなかった。また、スパン中央およびせん断スパン中央で緊張材ひずみを測定したが、PC はりが破壊するまで降伏ひずみおよび破断ひずみには達していない。はり端部において、引張側 PC 鋼より線およびアラミド繊維緊張材のすべり量を測定したが、破壊に至るまで移動は認められず、引張弦材が破

表-5 荷重試験結果および計算値

項目	単位	No.1	No.2	No.3
荷重試験時の圧縮強度	N/mm ²	51.9	48.7	54.0
せん断耐力	kN	1403	1490	1435
斜めひび割れ発生荷重	kN	950	990	1180
せん断補強筋により受け持たれるせん断耐力 ^{※1}	kN	144	170	332
せん断補強筋の平均ひずみ ^{※2}	×10 ⁻⁶	6424	5691	4911
(平均ひずみ測定時荷重荷重)	(kN)	(1290)	(1430)	(1430)
せん断耐力	kN	477	476	510
コンクリートにより受け持たれるせん断耐力	kN	400	400	400
せん断補強筋により受け持たれるせん断耐力	kN	77	76	110
終局限界状態におけるせん断補強筋のひずみ	×10 ⁻⁶	4714	4652	3362
せん断耐力	kN	1330	1267	1366
コンクリートにより受け持たれるせん断耐力	kN	1132	1070	1001
せん断補強筋により受け持たれるせん断耐力	kN	198	197	365
終局限界状態におけるせん断補強筋のひずみ	×10 ⁻⁶	8746	8517	7403

※1 式(5)により算出した値

※2 せん断破壊した側のせん断補強筋で測定が可能であった補強筋の平均ひずみ

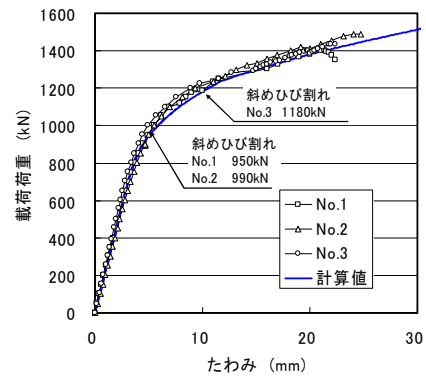


図-5 荷重とたわみの関係

壊時まで機能していたことを確認した。

荷重試験結果を表-5 に示す。3 試験体の斜めひび割れ荷重、および破壊荷重に明確な差は認められない。図-5 に荷重とスパン中央たわみとの関係を示す。図には除荷時の履歴データは表示していない。荷重たわみ曲線では明確な差は認められない。図中に各試験体の斜めひび割れ発生荷重を示した。斜めひび割れが生じた後、はりが破壊するまで 200~310kN の耐力増加が認められた。荷重とたわみの関係は、曲げによる計算値と一致しており、著しいせん断変形は認められない。

b) せん断補強筋ひずみ

せん断破壊が生じた側のひび割れ図とせん断補強筋のひずみ測定位置を図-6 に示す。アラミド繊維帯材の軸方向 30mm×全幅の範囲をエポキシ樹脂で固着し、その表面にひずみゲージを取り付けて測定した。はりが破壊する直前のせん断スパン中央付近のせん断補強筋のひずみ

を図-7 に示す。なお、No.1 は補強筋ひずみを載荷途中までしか測定できなかったため、載荷荷重 1,290kN (破壊荷重の 92%) 時の値を示した。高さ 350mm 位置の測定値が得られなかったため、繰り返し載荷の中で得られた 1,200kN 時のひずみを履歴内の値として示した。せん断補強筋には、はり高の中央付近で最大ひずみが生じており、斜めひび割れと交差する点に位置している。3 試験体ともひび割れ近傍で 7,100~7,600 μ のひずみが生じ、ひび割れから離れるに従ってひずみは小さくなっている。これより、補強筋はコンクリートとの付着があり、ひび割れ部の補強筋に生じた引張荷重は、付着によって低減されて曲げ配置部に作用していると考えられる。

はり軸方向分布を図-8 に示す。測定位置は斜めひび割れが生じた近傍に位置しており、せん断補強筋軸方向分布の中でも、おおむね最大ひずみが測定できているものと考えられる。図中の黒印測定値は、図-7 の黒印測定値に対応している。No.1 の黒印測定値は、履歴内で測定した 1,200kN 時の値である。補強筋のひずみはせん断スパン中央付近で大きく、載荷点および支点近傍では小さい傾向を示している。これは、斜めひび割れ幅がせん断スパン中央で大きく、載荷点や支点到近づくとき小さいことが影響していると考えられる。補強筋量を増加した No.3 の補強筋ひずみは No.2 に比べて小さい。表-5 に平均ひずみを示したが、この値も No.3 が小さい。しかしながら、図-7 に示したように、最大ひずみで比較すると No.2 と No.3 に差がないことがわかる。すなわち、このような部位でせん断補強筋の破断が先行すれば、補強筋を増加した効果が十分得られない場合があることを示唆している。

3 試験体で 1.0%を超えるひずみを示した補強筋は、8 箇所存在した。このうち、7 箇所は試験終了後の観察で破断していなかった。1 箇所は、No.1 の圧縮縁に近い部分に位置しており、はりの破壊とともに破断した。破壊直前のひずみは 1.1%である。図-7 および図-8 に示した補強筋は、1.0%を超えていないが梁が破壊した後に観察するとひび割れ位置で破断しているものが多かった。これら補強筋のひずみは、1.1%に対して約 70%程度であり、補強筋の破断には余裕があったと判断でき、はりの破壊は補強筋の破断に起因するものではないと考えられる。

c) ひび割れ幅とせん断補強筋ひずみ

せん断スパン中央における斜めひび割れ幅とせん断補強筋ひずみの関係を図-9 に示す。ひび割れ幅は試験開始前から取り付けた π 型変位計によって測定した結果であり、ひび割れ幅のほかに変位計が跨ぐ範囲のコンクリートひずみやひび割れ面に沿ったずれ変形量が含まれる。No.1 の補強筋ひずみは、ひび割れが発生して初期の段階で補強筋ひずみが小さく、除荷と載荷により他の試験体

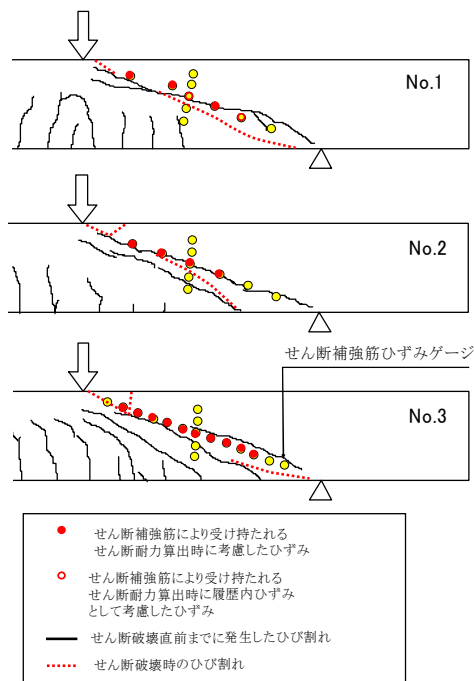


図-6 ひび割れとひずみ測定位置

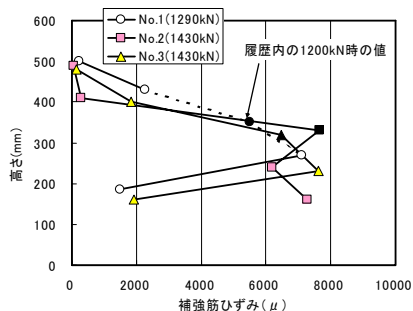


図-7 せん断スパン中央補強筋ひずみ分布

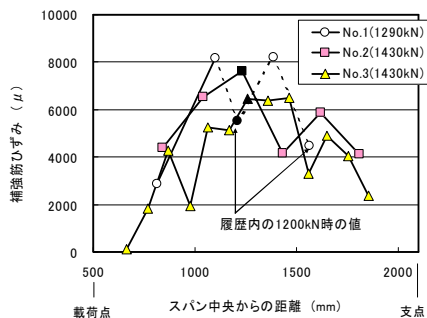


図-8 はり軸方向補強筋ひずみ分布

の履歴と同じ履歴曲線に近づく傾向を示した。No.3 のひび割れ発生直後は、0.3mm のひび割れ幅が生じ、補強筋ひずみは 4,600 μ を示した。No.3 においても除荷すると No.2 と同じ履歴を描くことがわかる。せん断補強筋ひずみが 8,000 μ を超えるとひび割れ幅に対して、補強筋のひずみ増加が緩やかになる。せん断補強筋の引張力の増加に伴い、コンクリートとの付着定着長が増加し、ひび

割れ面における補強筋の伸び出し量が大きくなったことが原因と考えられる。この結果、補強筋ひずみが 8,000 μ を超えると、ひび割れ幅を許して他の補強筋に荷重を分配していると考えられる。

d) 圧縮縁コンクリートひずみ

圧縮縁コンクリートひずみを図-10 に示す。曲げによる圧縮縁コンクリートひずみの計算値を図中に示した。また、円柱供試体 ($\phi 100 \times 200\text{mm}$) 圧縮試験より得られた最大荷重時のひずみも示した。載荷スパンのひずみは、破壊に至るまで曲げによる計算どおりのひずみ増加を示しており、円柱供試体の最大荷重時ひずみに達していない。載荷点のせん断スパン側のひずみは、斜めひび割れが生じたあたりからスパン中央のひずみに比べて増加し始め、終局時には圧縮強度試験で得られた最大荷重時のひずみに達している。この結果から、はりの破壊は、せん断圧縮破壊であると判断できる。

e) せん断補強筋が受け持つせん断耐力

表-5 に図-8 で示したせん断補強筋の平均ひずみを示す。なお、No.1 は載荷荷重 1,290kN (破壊荷重の 92%) のときの値を示した。各式で用いたせん断補強筋断面積およびせん断補強筋のヤング係数は、表-3 の値を用いた。指針 (案) によるせん断補強筋ひずみは、推定法による値の約半分であり、約 2 倍の安全率を見込んでいると考えられる。図-7 および図-8 に示した実測ひずみの最大値は、推定法による値の 90~103% でほぼ同じ値であった。平均ひずみは、推定法による値の 66~74% の低い値であったが、指針 (案) による値に対しては、122~146% で安全側の値であった。

せん断補強筋が受け持つ耐力 V_s は、終局限界状態におけるせん断補強筋ひずみから補強筋に作用する荷重を算出し、想定される斜めひび割れを跨ぐ補強筋本数とその角度を考慮して求められる。実験値は、式(5)で算出した。4面あるウェブのうち、図-6 に示したせん断破壊面を跨ぐせん断補強筋の断面積と平均ひずみを用いて、各面のせん断補強筋の配置角度を考慮した。

$$V_s = 4A_{web} \cdot E_{web} \cdot \epsilon_w \cdot n (\sin\alpha + \cos\alpha) \quad (5)$$

ここに、 A_{web} : せん断補強筋の断面積、 ϵ_w : せん断補強筋実測ひずみの平均値、 n : せん断破壊面を跨ぐせん断補強筋の本数、 α : 部材軸とせん断補強筋のなす角度

指針 (案)、推定法、および実測値のせん断補強筋により受け持たれるせん断耐力の比較を表-5 および図-11 に示す。指針 (案) の計算値と実験値とを比較すると、すべての試験体で計算値以上の耐力を示すことが明らかである。推定法の計算値と比較すると、No.2 および No.3 は計算値に対してそれぞれ 86% および 91% であり、FRP せん断補強筋と同程度の性能を有していると考えられる。

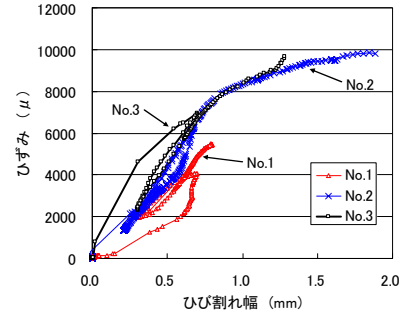


図-9 ひび割れ幅と補強筋ひずみの関係

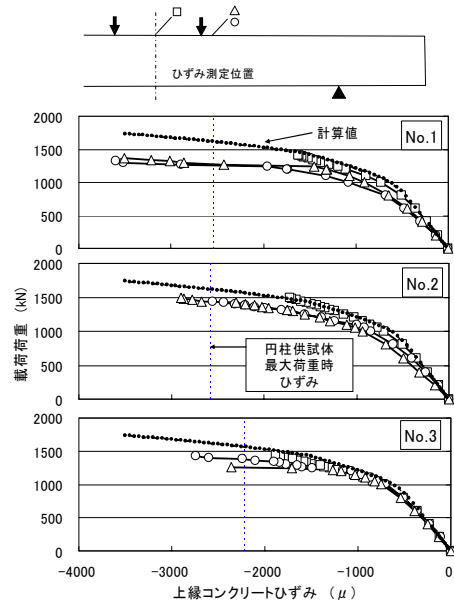


図-10 上縁コンクリートひずみ

アクリル系樹脂を含浸した No.1 は、計算値の 73% であるが、ひずみが測定できなかった補強筋のひずみを履歴内(1,200kN)の値相当が作用していたとして算出した場合には、計算値とほぼ同程度の耐力を受け持っていたと推察される。せん断補強筋の平均ひずみは、推定法による計算値に比べて小さいが、せん断補強筋によって受け持たれるせん断耐力は大きい。これは、ひび割れ角度の推定値に対して実験で生じたひび割れ角度が小さく、ひび割れを跨ぐせん断補強筋の数が多いためである。

せん断補強筋間隔を 2 倍にした No.3 の実験値は、No.2 より若干小さい。推定法によってせん断補強筋間隔を変えた場合のせん断耐力とせん断補強筋が受け持つ耐力を図-12 に示す。コンクリート強度は、50N/mm² として算出した。この結果によれば、補強筋間隔 100mm と 200mm ではせん断耐力にほとんど差が出ないことがわかる。補強筋間隔が大きくなれば、せん断補強筋が受け持つ耐力が減少し、中立軸深さが大きくなり、圧縮域のコンクリート断面積が増加するため、コンクリートが受け持つ荷

重は増加する傾向を示している。No.3は実測コンクリート強度が高いため計算値に差が生じたが、実験では圧縮強度の影響が顕著に表れなかったと考えられる。

5. 結論

帯形状に加工したアラミド繊維補強材の引張試験、RCはりの載荷実験およびせん断補強筋に使用した PC はりの載荷実験を行った結果、以下の結果が得られた。

- ①くさび定着具を用いて織り加工が厚いアラミド繊維補強材の引張試験を行うと、内側と外側に位置する繊維が一体として挙動しないため、外側繊維は破断し、内側繊維にはすべりが生じる。
- ②アラミド繊維補強材を引張補強材に用いたはりの載荷試験結果から、TA-S30 および KA-S30 を用いたはりのひび割れ分散がよく、補強効果が期待できる。
- ③アラミド繊維帯材をせん断補強筋として用いた PC はりのせん断耐力は、連続繊維補強材を用いたコンクリート構造物の設計・施工指針（案）に基づいた計算値で安全側に評価され、従来の連続繊維補強材と同様の設計法を適用できる。
- ④アラミド繊維補強材に作用する荷重は、せん断ひび割れ位置で最大値を示し、ひび割れ面から離れるに従い低下する。曲げ配置部近傍にひび割れが生じることを除けば、曲げ加工部の破断は認められない。
- ⑤アラミド繊維補強材は、ひび割れ幅に対して8,000 μ 程度まで線形的に張力増加を示すが、ひび割れ幅がさらに広がると張力増加は小さくなり、複数のせん断補強筋に荷重を分散する挙動を示す。

参考文献

- 1) 浅井洋, 石井浩司, 守屋進, 大澤隆英: 海上飛沫部に20年暴露したエポキシ樹脂塗装鉄筋の引張性能, 第15回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.213-218, 2006.10
- 2) 子守安博, 篠塚章, 水谷淳, 浅井洋: アラミド FRP を緊張材に用いた PC 栈橋の建設, 連続繊維補強材のコンクリート構造物への適用に関するシンポジウム, JSCE, pp.33-38, 1992
- 3) 三上浩, 加藤正利, 竹内光, 田村富雄: 組紐状 FRP ロッドによるスパイラル筋を用いた RC 梁の曲げ・せん断性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.11-1, pp.813-818, 1989
- 4) 浅井洋, 中島規道, 川上健太郎, 竹之井勇: 可撓性に優れたアラミド繊維せん断補強材の研究, 三井住友建設技術研究所報告, 第5号, 2007

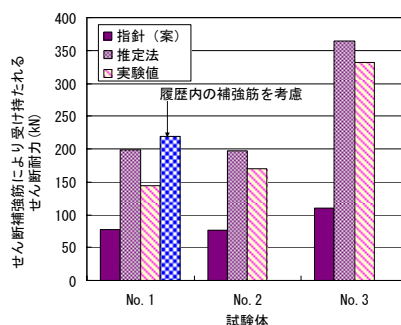


図-11 せん断補強筋が受け持つせん断耐力

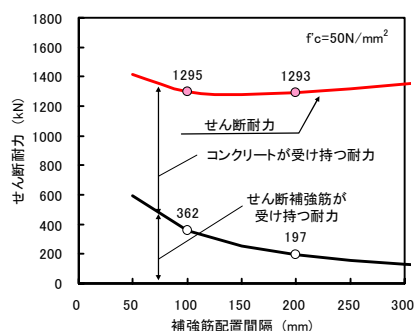


図-12 せん断補強筋間隔とせん断耐力の関係

- 5) 竹之井勇, 浅井洋, 中島規道, 藤田学: アラミド繊維をせん断補強筋に用いた梁のせん断耐力に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.1483-1488, 2006
- 6) 浅井洋, 竹之井勇, 中島規道, 藤田学: アラミド繊維をせん断補強材に用いた梁のせん断耐力, 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, 第6巻, 2006.10
- 7) 土木学会: 2007 制定コンクリート標準示方書 [構造的な性能照査編], 2008
- 8) 土木学会: 連続繊維補強材を用いたコンクリート構造物の設計・施工指針 (案), コンクリートライブラリー88, 1995
- 9) 佐藤靖彦, 上田多門, 角田與史雄: せん断補強筋を有する連続繊維補強コンクリートはりのせん断耐力の定量的評価, 土木学会論文集, No.520, V-28, PP.157-169, 1995.8
- 10) 佐藤靖彦, 上田多門, 角田與史雄: せん断補強筋を有する連続繊維補強プレストレストコンクリートはりのせん断耐力, 土木学会論文集, No.520, V-28, PP.213-224, 1995.8
- 11) 佐藤靖彦, 上田多門, 角田與史雄: せん断補強筋を有する鉄筋コンクリート及びプレストレストコンクリートはりのせん断耐力, 土木学会論文集, No.544, V-32, PP.43-52, 1996.