

炭素繊維プレートで補強した RCはりの曲げ特性に関する実験的研究

井上真澄¹・鈴川研二²・高木宣章³・児島孝之³

¹学生会員 工修 立命館大学大学院 理工学研究科総合理工学専攻 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1)

²正会員 工修 東レ株式会社 機能資材・商品開発センター (〒520-2141 滋賀県大津市大江1-1-1)

³正会員 工博 立命館大学教授 理工学部土木工学科 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1)

本研究では、引抜き成型された炭素繊維プレートで曲げ補強したRCはりの曲げ耐荷性状を把握することを目的として、補強したRCはりの静的曲げ試験および曲げ疲労試験を実施し、その補強効果について検討を行った。さらに、炭素繊維プレートの材料特性や補強方法がRCはりの補強効果に及ぼす影響について既報告との比較検討を行った。その結果、プレート補強したRCはりの曲げ耐力は大きく向上し、200万回疲労強度は静的曲げ耐力の約50%であることが確認された。また、中弾性型炭素繊維プレートを用いる場合は接着補強を、高強度型炭素繊維プレートを用いる場合は緊張接着補強することで、炭素繊維プレートの能力を有効に利用した曲げ補強が可能であることを明らかにした。

Key Words : CFRP plate, flexural strengthening, peeling, fatigue strength, prestress

1. はじめに

1993年に道路構造令、車両制限令および保安規準が改正され、車両の総質量が20tfから25tfに引き上げられた。これにより、1994年道路橋示方書も設計荷重がTL-20から、B活荷重に変更された。このような車両の大型化に伴う既設コンクリート橋梁の耐荷力不足や疲労寿命の低下などにより、RC橋梁ならびにPC橋梁の補修・補強の必要性が増してきている。また、兵庫県南部地震後の耐震補強など、短期的な補強の需要という点ではなく、20世紀に構築されてきた多くの社会基盤施設の耐用期間が終える21世紀における、これらの社会基盤施設を次世代に残していくための最適解として、解体・再構築に替わる補強の姿が見えてくると思われる。一般に、解体・再構築と比べると必要エネルギー、資源の量は、補強の方がはるかに少ないと考えられるからである。

このような背景から、これまで各地で補強工事が盛んに実施されてきており、数ある補強工法の中でも鋼板接着工法、RC巻立て工法などが多く採用されてきた。特に鋼板接着工法は、既設コンクリート部材の主鉄筋量不足を補い、部材の一体化を図って合成構造とすることにより、必要な耐力を確保する工法で、橋梁下面から補強することが多く、交通を阻害することなく施工できるなど施工が比較的簡単であるため、広く用いられている。

しかし、鋼板の自重の過大さにより作業性が悪いなどの問題があるため、鋼材の代替として繊維強化プラスチック(以下、FRPと称す)を用いる発想が80年代末に生まれた。これは、FRP接着工法とよばれ、既設コンクリート部材の外面に炭素繊維シートやアラミド繊維シートなどを現場で含浸しながら貼り付け、FRP層を形成することによって曲げモーメント、せん断力や水平力、軸力に対して補強する工法である。シートを貼り付けるだけで補強ができる点やシートが軽量であり狭い空間内でも容易に施工できるなど作業性に優れている。FRPは鋼材に比べはるかに高価であるが、繊維が鋼材に比べ著しく高い引張強度を与える可能性を秘めており、FRPの性能が十分に引き出せれば高価であっても、その高強度、耐腐食性、軽量、非磁性などといった特徴を有効に利用することで、今後補強材料としてFRPの需要が拡大していくものと考えられる。

一方で、FRPシートを一方方向に引き揃えて板状に成型したFRPプレートは施工性に優れることから注目されている。FRPプレートは、現場でのFRPシートへの樹脂含浸作業がないことや、FRPプレートを接着剤で貼り付けるだけであるため、上向き作業での樹脂の垂れ下がりが少なく優れた施工性を発揮する。さらに、FRPシートに比べ剛性が高いため、大きな補強効果が得られるとともに、下地処理を広範囲に行う必要もないことや幾層

表-1 炭素繊維プレートの力学的特性

設計幅 (mm)	50
設計厚 (mm)	1
保証耐力 (kN)* ¹	90.2
弾性係数 (kN/mm ²)	261
破断ひずみ (μ)* ²	6920

注)*¹: 3 σ 法, *²: {保証耐力/(設計幅×設計厚)}/弾性係数

表-2 炭素繊維シートの力学的特性

目付量 (g/m ²)	200
設計厚 (mm)	0.111
引張強度 (N/mm ²)	3400
弾性係数 (kN/mm ²)	350

にも貼り付ける必要がないため大幅な工期短縮が可能となる。しかし、FRP シートおよび FRP プレートで曲げ補強した RC 部材の耐力および変形性状は、その剥離に支配される場合が多く、FRP の能力を十分に発揮できないことも指摘されている。従って、FRP シートおよび FRP プレートの接着端部を鋼板や FRP シートなどで補強し剥離を抑制する方法^{1)~3)}や、FRP シートを緊張接着して曲げ補強することにより、FRP の能力を有効的に利用する補強方法が提案されている⁴⁾。しかし、これらの補強方法は、FRP の材料特性値によっては、その補強効果が大きく異なり、場合によっては FRP の能力を十分に発揮できないこともある。また、RC 部材における FRP プレートとコンクリート間の付着・定着特性や FRP プレートにより曲げ補強した RC 部材の疲労性状については、未だ十分に解明されていないのが現状である。

本研究では中弾性型炭素繊維プレート(以下、プレートと称す)をはり下面に貼り付けて曲げ補強した RC はりの静的曲げ試験を実施し、プレートで接着補強した RC はりの耐荷性状および炭素繊維シート(以下、シートと称す)の U 字巻付け補強(以下、U 字補強と称す)によるプレート接着端部の剥離抑制効果について実験検討を行った。さらに、プレート接着補強した RC はりの曲げ疲労試験を実施し、その耐疲労性状やプレートの付着特性に及ぼす繰返し荷重の影響等を検討した。一方で、著者らは高強度型プレートを緊張・接着することにより、既設コンクリート部材にプレストレスを導入して補強する工法を提案してきた⁵⁾。本補強工法は、導入されたプレストレスにより、補強前から作用している死荷重あるいは過大荷重などによる応力状態および変形性能を改善することができ、ひび割れを積極的に制御することも可能となる。また、補強された部材の曲げ耐力は大きく向上する。実構造物の補強では、補強対象となる構造物の要求性能や補強の施工条件、コスト等の問題から、その構造物に最適な補強工法と使用材料が選定される。この点で、プレートのような優れた力学的特性を有する補強材

表-3 コンクリートの示方配合

W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				混和剤* (cc/m ³)	
		W	C	S	G	AE 減水剤	AE 助剤
66	47	175	266	860	1004	2660	1330

注)C:セメント, S:細骨材, G:粗骨材(MS=20mm)

*: AE 減水剤は 25%溶液, AE 助剤は 1%溶液を使用

表-4 コンクリートの力学的特性

	静的載荷時 [材齢 50 日]	疲労載荷時 [材齢 60 日]
圧縮強度 (4)	36.6	37.2
引張強度 (3)	2.90	2.60
曲げ強度 (3)	5.14	5.30
弾性係数 (3)	30900	30300

注)単位: N/mm², (): 供試体数

のメリットを有効に利用し、かつ効果的な補強が可能な補強工法を選定することは極めて重要であると考えられる。そこで本研究では、上記に関する知見を得ることを目的として、プレートの材料特性や曲げ補強方法が RC はりの補強効果および耐疲労性状に及ぼす影響に着目し、既報告⁵⁾との比較検討を行った。

2. 供試体概要および載荷条件

(1) 使用材料

プレートは、連続繊維に樹脂を含浸させ、張力を加えながら引き揃え、成形・加熱を連続して行うプルルージョン法により成型した。連続繊維には炭素繊維を使用し、引抜き成型寸法は 50×1mm とした。プレートの引張試験(供試体数 5 体)に基づいた力学的特性を表-1 に示す。本実験では、比較的弾性係数の高い中弾性型のプレートを使用した。引張耐力の変動係数は 1.5%であり、平均引張耐力 94.6kN から標準偏差の 3 倍を減じて算定した保証耐力は 90.2kN となった。繊維体積含有率は 68%である。プレートとコンクリートとの接着には、2 液性のエポキシ樹脂系接着剤を使用した。プレートの端部 U 字補強に用いたシートの力学的特性を表-2 に示す。シートは、端部のみを補強するという目的で汎用製品の中で幅が最も小さい高強度型シート(幅: 250mm)を使用した。

コンクリートの示方配合を表-3 に示す。セメントには普通ポルトランドセメント(密度: 3.16g/cm³)を使用し、水セメント比は 66%とした。目標スランプは 7.5±1cm、目標空気量は 4±1%とした。表-4 に載荷試験時のコンクリートの力学的特性を示す。各供試体とも同一のコンクリートで製作した。

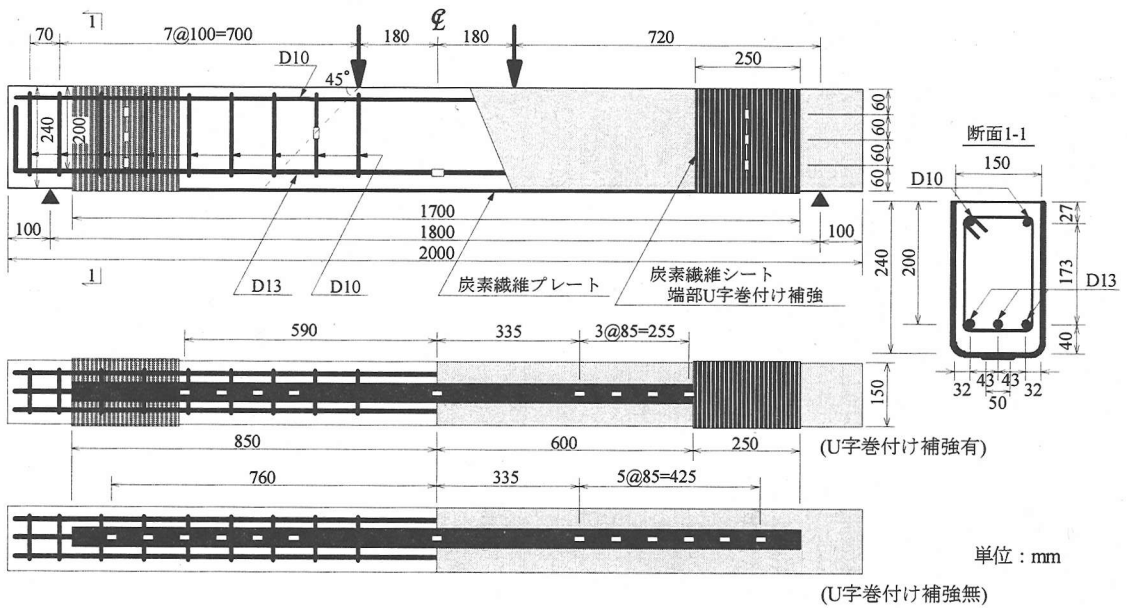


図-1 供試体概要およびひずみゲージ貼付位置

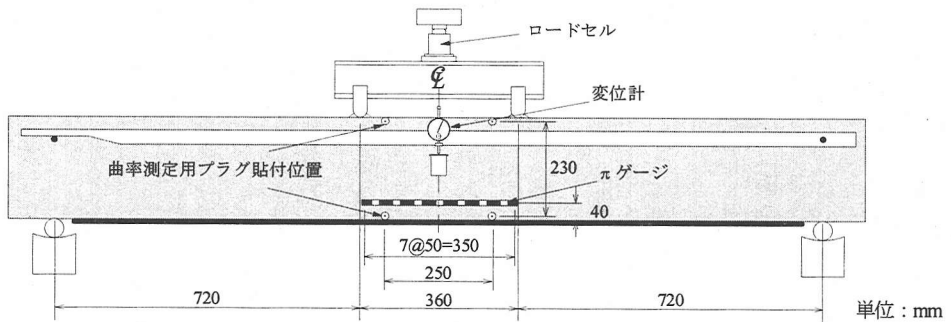


図-2 荷重条件および計測概要

(2) RCはり供試体

図-1に供試体の概要を示す。供試体は、TL-20荷重で設計された3径間連続 RC 中空床版道路橋に B 活荷重を載荷した場合の引張鉄筋応力度を低減する耐力補強を想定している。RC はり供試体の寸法は、 $150 \times 240 \times 2000\text{mm}$ とし、引張鉄筋には、D13(SD345, $f_y = 377 \text{ N/mm}^2$, $f_t = 575 \text{ N/mm}^2$)を3本配置した。有効高さは200mm、引張鉄筋比は実橋とほぼ同様の12.7%である。曲げ破壊に先行してせん断破壊が生じないように、スターラップにはD10(SD345, $f_y = 349 \text{ N/mm}^2$, $f_t = 514 \text{ N/mm}^2$)を100mm間隔で配置した。

(3) 補強方法

プレートの接着補強およびシートによる端部 U 字補強は、コンクリートを打設後材齢 28 日において、以下に示す手順で行った。

まず、①プレート接着位置の寸法取りを行う。②コン

表-5 供試体要因 (静的曲げ試験)

供試体名	補強方法
N	無補強
S-P	下面接着補強
S-PCS	下面接着補強+端部 U 字補強

クリート表面の凹凸やレイタンスをディスクサンダーにより研磨し、表面処理を行う。③掃除機を用いて接着面に付着しているダストを吸い取る。④エポキシ樹脂系接着剤をプレート接着面およびコンクリート下面に塗布する。⑤はり下面の所定の位置にプレートを接着する。なお、本実験で使用したプレート接着用のエポキシ樹脂系接着剤は、粘性が高くプレート接着と同時に、表面の細かい不陸を埋める役割も果たすことからパテおよびプライマーによるコンクリート面の表面処理は行っていない。

シートによりプレート端部を U 字補強する場合は、プレート接着後 1 日養生の後に次の工程を行う。

表-6 静的曲げ試験結果

供試体名	ひび割れ発生荷重	引張鉄筋降伏荷重	剥離荷重	終局曲げ耐力	計算耐力 ^{*1}			破壊形式 ^{*3}
					5000μ ^{*2}	6000μ ^{*2}	7000μ ^{*2}	
N	15	76	—	86 [1.00]	74 (1.18)			F
S-P	20	98	115	115 [1.33]	109 (1.06)	116 (0.99)	123 (0.93)	P → F
S-PCS	17	101	121	121 [1.40]	109 (1.12)	116 (1.05)	123 (0.99)	P → F

注) *1: SP 供試体と S-PCS 供試体の曲げ耐力は、プレートの剥離ひずみを仮定して、断面分割法により計算

*2: プレートの剥離ひずみ, *3: Fは曲げ破壊, Pはプレート剥離,

[]: N 供試体の終局曲げ耐力に対する比率, (): 終局曲げ耐力の実験値/計算耐力, 単位: kN

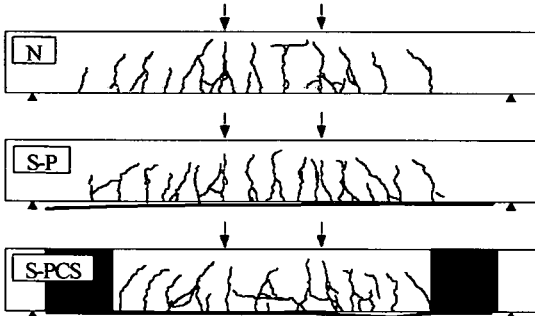


図-3 ひび割れ状況図(静的曲げ試験終了時)

⑥ディスクサンダーによりはり側面の表面処理およびはり下面のコーナー部における応力集中を緩和させるためコーナー部に面取り処理を行う。⑦掃除機を用いて接着面に付着しているダストを吸い取る。⑧下地処理としてプライマーを塗布する。⑨プライマー乾燥後、含浸・接着用樹脂をローラーにより塗布する。⑩その上にシート1層をU字状に貼り付け、樹脂を含浸させながらコンクリート面に接着させる。

以上の工程が終了した後、7日以上での養生期間において載荷試験を実施した。

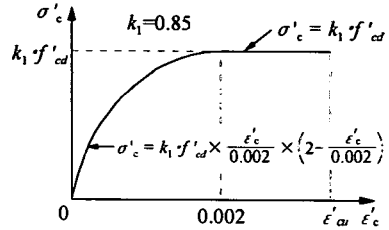
(4) 載荷条件および計測項目

図-1 にひずみゲージ貼付位置、図-2 に載荷条件および計測概要を示す。静的および曲げ疲労試験の載荷条件は、支点間距離 1800mm, 曲げスパン 360mm, せん断スパン有効高さ比(a/d)3.6 の対称 2点集中載荷とした。計測項目は、スパン中央の引張鉄筋ひずみ、曲げ引張方向のプレートひずみ、シートひずみ、スパン中央たわみおよび曲げスパン内の引張鉄筋位置でのひび割れ幅である。

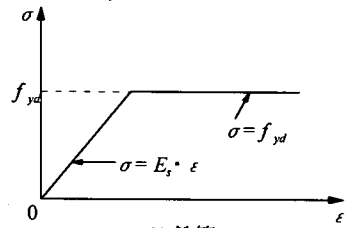
3. プレートで接着補強したRCはり 静的曲げ試験

(1) 実験概要

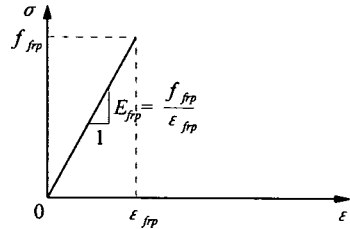
表-5 に供試体の名称および要因を示す。実験に用いたRCはり、プレートを下面に接着したP供試体と、プレート接着端部の剥離を抑制することを目的としてP



a) コンクリート



b) 鉄筋



c) プレート

図-4 各種構成材料の応力～ひずみモデル

レート接着後にシートによりプレート端部をU字補強したPCS供試体の2種類とした。また、比較用として無補強供試体(N)も製作した。

(2) 載荷方法

載荷条件は、図-2 に示す対称 2点集中載荷とした。荷重は、曲げひび割れの発生を確認した後に一旦除荷し、その後、供試体が破壊するまで単調増加した。

(3) 実験結果および考察

a) 破壊性状

表-6 に静的曲げ試験結果を示す。無補強供試体は、引張鉄筋降伏後、曲げスパン圧縮部コンクリートが圧縮して終局に至った。一方、プレート補強した供試体は、

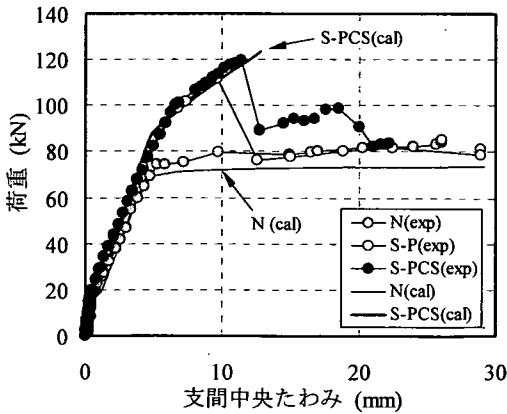


図-5 荷重と支間中央たわみの関係

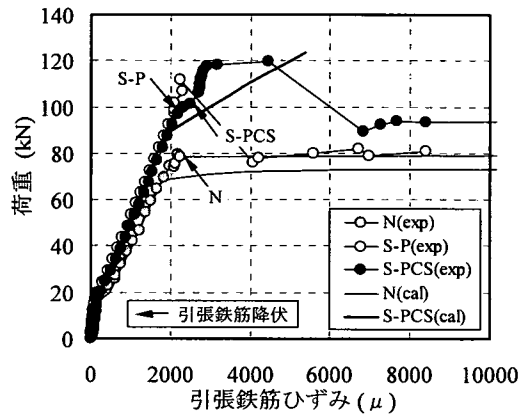


図-6 荷重と引張鉄筋ひずみの関係

シートによる端部 U 字補強の有無に関わらず、プレート剥離時に最大荷重に達し、その後コンクリートが圧壊して終局に至った。プレートの剥離は、曲げせん断ひび割れ部での面外変形に起因(ピーリング剥離)するものであり、爆音とともに全スパンに進展した。U 字補強に用いたシートはプレートの剥離の進行に伴い、RC はり下面で破断した。また、試験後プレートの剥離面を観察すると、プレートの剥離面にコンクリートが附着しており、コンクリート表層部の破壊によりプレートが剥離したことを確認した。

図-3 に各供試体の載荷試験終了時におけるひび割れ状況図を示す。S-P および S-PCS 供試体は、プレートによる接着補強により、無補強供試体よりも多くの曲げひび割れが発生し、全スパンにわたりひび割れ間隔が小さくなっており、ひび割れ分散効果が確認された。

b) 曲げ耐力

表-6 に静的曲げ耐力の実験値と計算値を示す。プレート接着補強した RC はりの引張鉄筋降伏荷重および曲げ耐力は、無補強供試体の約 13~14 倍であった。U 字補強した S-PCS 供試体の曲げ耐力は、U 字補強無し S-P 供試体の約 1.05 倍であり、U 字補強による耐力の増加は小さかった。これは、本実験でプレートの接着端部に貼り付けたシートの補強量が小さいものであったため、十分な補強効果が得られなかったものと推察される。

プレート補強した RC はりの曲げ耐力は、プレート剥離時にコンクリートが圧壊していないことを考慮し、プレート位置でのひずみをプレートの剥離ひずみと仮定して、コンクリートの圧縮合力と全補強材の引張合力の釣り合いから断面分割法により、以下の仮定を用いて曲げ耐力を計算した⁹⁾。

- 1) 供試体断面を部材高さ方向に 2.5mm 間隔の 96 分割、部材軸方向に 100mm 間隔で分割する。
- 2) プレートは、はりが破壊に至るまではり下面に完全接

着しており、維ひずみは部材断面中立軸からの距離に比例する。(平面保持の仮定)

- 3) コンクリートの引張強度は無視する。
- 4) 図-4 に示す構成材料の応力~ひずみモデルを使用する。コンクリートおよび鉄筋の応力~ひずみ関係は、土木学会 2002 年制定コンクリート標準示方書[構造型態照査編⁹⁾]に規定されているモデルを用いる。コンクリートの f_{cd} には、表-4 に示す圧縮強度を使用する。プレートの応力~ひずみ関係は、表-1 に示すプレートの保証引張強度(f_{fp})と破断ひずみ(ϵ_{fp})の交点と原点を直線で結ぶモデルを使用する。
- 5) プレートで接着補強した供試体は、プレートの剥離時に最大耐力を示したことを考慮して、実験においてプレート剥離により破壊する直前のプレートひずみを参考に、5000、6000、7000 μ と仮定して終局曲げ耐力を計算する。
- 6) 無補強供試体は、コンクリートの終局圧縮ひずみ(ϵ'_{cd})を 3500 μ として曲げ耐力を計算する。

また、後述する荷重と支間中央たわみ、引張鉄筋ひずみ、プレートひずみの関係およびプレートひずみ分布の計算値は、断面分割法により各載荷荷重における部材軸方向の曲率分布を求め、弾性荷重法を用いて計算した。

S-P 供試体ではプレートの剥離ひずみを 6000 μ 、S-PCS 供試体では 7000 μ を仮定した時、実験値と計算値の比率が 0.99 程度であり、実験結果と高い整合性が得られた。計算より得られたプレート剥離時の圧縮縁のコンクリートひずみは、S-P 供試体が 2320 μ 、S-PCS 供試体が 2700 μ であり、プレート剥離時のコンクリートのひずみ分布状況を適切に把握していると推察される。プレート剥離がコンクリートの圧壊に先行して破壊に至る場合の曲げ耐力は、プレートの剥離ひずみと断面分割法を用いて、十分評価できるものと考えられる。

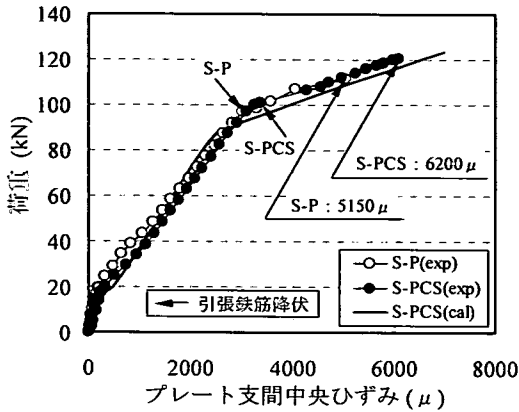


図7 荷重とプレート支間中央ひずみの関係

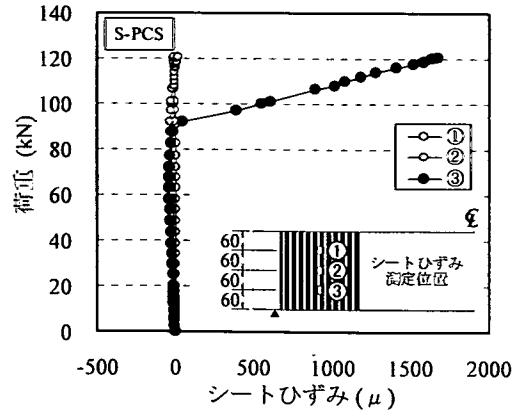
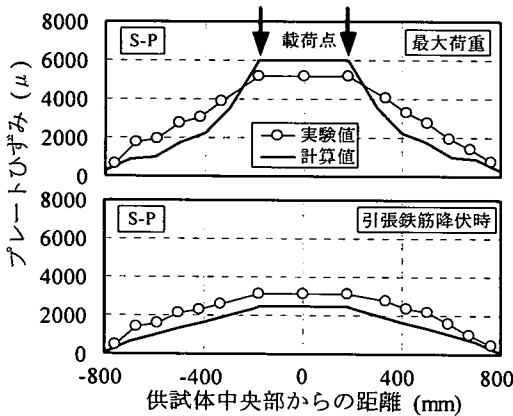
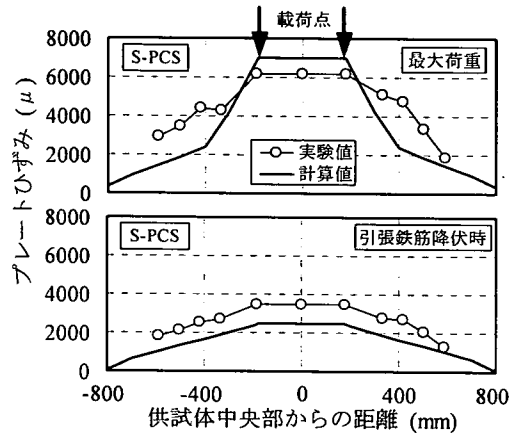


図8 荷重とシートひずみの関係



a) S-P 供試体



b) S-PCS 供試体

図9 プレートのひずみ分布

c) 変形性状

図5に荷重と支間中央たわみの関係を示す。図には、NとS-PCS供試体の計算値も同時に示す。無補強供試体は、引張鉄筋降伏後、荷重の増加は小さく変位が急増した。プレート補強したS-P供試体は、引張鉄筋降伏以降も荷重は増加し、最大荷重時のプレート剥離により急激に低下した。その後はほぼ無補強供試体の荷重レベルに至った。一方、U字補強したS-PCS供試体は、引張鉄筋降伏時まではS-P供試体とほぼ同様の変形性状を示したが、剥離発生後の傾向が若干異なる。剥離後、一旦荷重は低下するものの、その低下はS-P供試体より幾分か小さい。これは、U字補強により、プレートの剥離の進行が緩和されたためであると推察される。実験値と計算値と比較すると、プレート補強した供試体は変形性状が概ね一致しており、荷重初期から破壊近傍に至るまでプレートが曲げ補強材として効果的に抵抗していることが確認できた。

d) 引張鉄筋およびプレートのひずみ

図6にプレート補強した供試体の荷重と引張鉄筋ひずみの関係を、図7に荷重とプレート支間中央ひずみの関係を計算値とあわせて示す。引張鉄筋およびプレートひずみは、U字補強の有無に関わらず、鉄筋が降伏するまではほぼ同程度の値を示した。引張鉄筋降伏後のプレートひずみは、最大荷重に至るまで、荷重に対してほぼ一定の割合で急激に増加した。プレート補強した供試体の引張鉄筋ひずみは、無補強供試体よりも小さく引張鉄筋応力が低減されており、曲げ補強効果が確認できた。また、計算値と比較すると、プレートは引張鉄筋降伏後も破壊近傍まで概ね一致した。これは、破壊直前までコンクリートとプレート間の付着が完全であったことを示しており、プレートが引張鉄筋降伏後も有効に載荷荷重に抵抗することが確認できた。

図8に荷重とシートひずみの関係を示す。端部シートひずみは、引張鉄筋降伏までは全く変化がないが、降伏付近よりシートの下側ひずみ(計測位置③図8参照)が

表-7 供試体要因および荷重条件(曲げ疲労試験)

シリーズ	供試体名	補強方法	疲労荷重条件*	
			上限荷重(kN)	下限荷重(kN)
1	F1-P	下面接着補強	34.7~103.4 (9.8kNずつ増加)	14.2 [12.4%]
	F1-PCS	下面接着補強+端部U字補強		14.2 [11.7%]
2	F2-P-80	下面接着補強	92.1 [80%] 80.6 [70%] 69.1 [60%] 97.1 [80%] 85.0 [70%] 72.8 [60%] 60.7 [50%]	14.2 [12.4%]
	F2-P-70			
	F2-P-60			
	F2-PCS-80	下面接着補強+端部U字補強		14.2 [11.7%]
	F2-PCS-70			
	F2-PCS-60			
	F2-PCS-50			

注) 疲労荷重条件* シリーズ1: 図-11に示すように順次上限荷重を増加, 下限荷重は一定
 シリーズ2: 上限荷重および下限荷重は一定

[]: 上限荷重比= 上限荷重/静的曲げ耐力(実験値: 表-6参照)

表-8 曲げ疲労試験結果(シリーズ1)

供試体名	最終上限荷重(kN)	最終上限荷重比(%)	疲労寿命(N)	破壊形式
F1-P	103.4	89.8	9,848 [3,209,848]	引張鉄筋疲労破断 →プレート剥離
F1-PCS	93.6	77.1	148,375 [3,148,375]	

注)[]: 累積繰返し回数

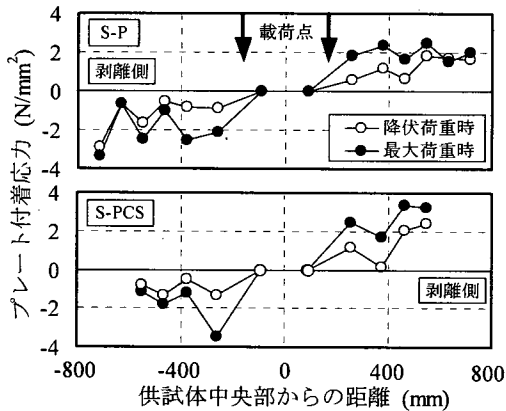


図-10 プレートの付着応力分布

急激に増加した。本実験の範囲において、プレート端部に巻付けたシートは、プレートの剥離抑制に対する補強効果を有していたものと推察される。また、プレートの終局ひずみ 6920μ (表-1 参照) に対するプレートの剥離ひずみの比は、S-P 供試体で約 74%、S-PCS 供試体で約 90% であり、プレート端部を十分に補強すれば、プレートの能力を有効に利用できるものと考えられる。

e) プレートひずみおよび付着応力分布

図-9 にプレートのひずみ分布とその計算値を、図-10 に付着応力分布を示す。プレートの付着応力は、隣接するひずみゲージ間のひずみ差と、プレートの弾性係数、厚さ(表-1 参照)の積をゲージ間の長さで割った値とした。プレートとコンクリートが完全付着していると仮定したプレートひずみ分布の計算値と実験値を比較すると、両

供試体とも引張鉄筋降伏時にはほぼ等しく、プレートが完全付着に近い状態であることがわかる。しかし、最大荷重時にはせん断スパンのひずみ分布の実験値が、計算値よりも大きな値を示した。これは、引張鉄筋降伏以降、ピーリング剥離の原因となる曲げせん断ひび割れの顕在化に伴い、プレートとコンクリート間の付着劣化が進行したため、ひずみ分布が大きくなったものと推察される。一方、付着応力分布も、せん断スパンにおいて曲げせん断ひび割れが顕在した付近でプレート付着応力が著しく増加した。また、付着応力は、プレート端部を補強した S-PCS 供試体の方が全体的に大きな値を示した。

4. プレートで接着補強したRCはりの曲げ疲労試験

(1) 実験概要

表-7 に供試体要因および荷重条件を示す。疲労試験ではシリーズ 1 として、TL-20 荷重に対して設計された橋梁に B 活荷重が作用した時の疲労に対するプレートの補強効果について検討を行った。また、シリーズ 2 では、プレート補強した RC はりの疲労強度およびプレートの付着・定着特性に及ぼす繰返し荷重の影響等について検討を行った。

実験に用いた RC はりは、静的曲げ試験と同様プレートで接着補強した P 供試体とプレート接着後にシートでプレート端部を U 字補強した PCS 供試体の 2 種類とした。

表-9 曲げ疲労試験結果(シリーズ2)

供試体名	上限荷重 (kN)	静的曲げ耐力 P_{uep} (kN)	上限荷重比 (%)	下限荷重比 (%)	疲労寿命 N	破壊形式
F2-P-80	92.1	115	80	12.4	310,487	引張鉄筋 疲労破断
F2-P-70	80.6		70		1,085,253	
F2-P-60	69.1		60		2,000,000*	
F2-PCS-80	97.1	121	80	11.7	175,864	プレート 剥離
F2-PCS-70	85.0		70		484,580	
F2-PCS-60	72.8		60		763,838	
F2-PCS-50	60.7		50		2,000,000*	

注) * : 200万回繰返し載荷終了後、残存曲げ耐力確認試験を実施

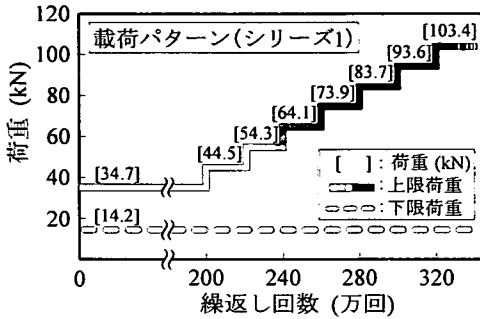


図-11 疲労載荷パターン(シリーズ1)

(2) 載荷方法

シリーズ1における載荷パターンを図-11に示す。シリーズ1では、曲げひび割れの発生を確認した後、初期上限荷重(34.7kN)まで静的載荷を行い、上限荷重到達後、下限荷重を14.2kNとして200万回繰返し載荷を行った。その後、上限荷重を9.8kNずつ増加して順次20万回の繰返し載荷を供試体が破壊するまで行った。なお、初期上限荷重は、TL-20荷重で設計された道路橋にB活荷重を載荷した場合の試設計を行い、引張鉄筋応力度を算定した結果を供試体に反映して決定した。すなわち、プレート補強前の橋梁にB活荷重が作用した時、支間中央断面の引張鉄筋応力度は191N/mm²であった。そこで、無補強供試体の引張鉄筋応力度が191N/mm²になる荷重を逆算して上限荷重とした。この上限荷重がプレート補強したRCはりに作用した場合の引張鉄筋応力度は143N/mm²となる。また、下限荷重(14.2kN)は、支間中央断面の死荷重作用時の引張鉄筋応力度が78.5N/mm²であったことに基づき、初期上限荷重と同じ方法で逆算して求めた。

一方、シリーズ2における各供試体の上限荷重は、静的曲げ耐力の実験値に対する比率(上限荷重比)が各々80%、70%、60%、50%(PCS供試体のみ)、下限荷重はシリーズ1と同じ14.2kNとして、一定振幅繰返し載荷を行った。なお、一定荷重振幅で200万回の繰返し載荷を行っても供試体が疲労破壊しない場合は、疲労載荷を終了

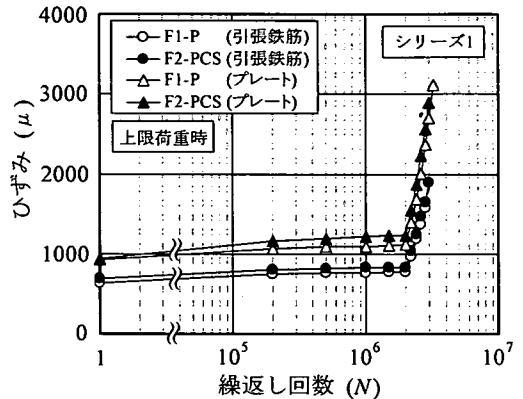


図-12 引張鉄筋およびプレートのひずみと繰返し回数の関係

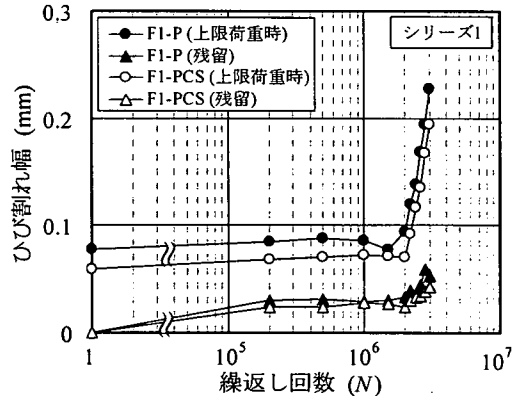


図-13 ひび割れ幅と繰返し回数の関係

して静的曲げ試験を実施し、供試体の残存曲げ耐力を確認した。

疲労載荷は正弦波による部分片振り繰返し載荷とし、繰返し載荷速度は各上限荷重に追従するように、0.6~4Hzの範囲で変化させた。また、1万回から50万回毎に繰返し載荷を中断して上限荷重まで静的曲げ載荷を実施し、供試体のスパン中央たわみ、引張鉄筋ひずみ、プレートおよびシーートのひずみ、ひび割れ幅の計測を行った。

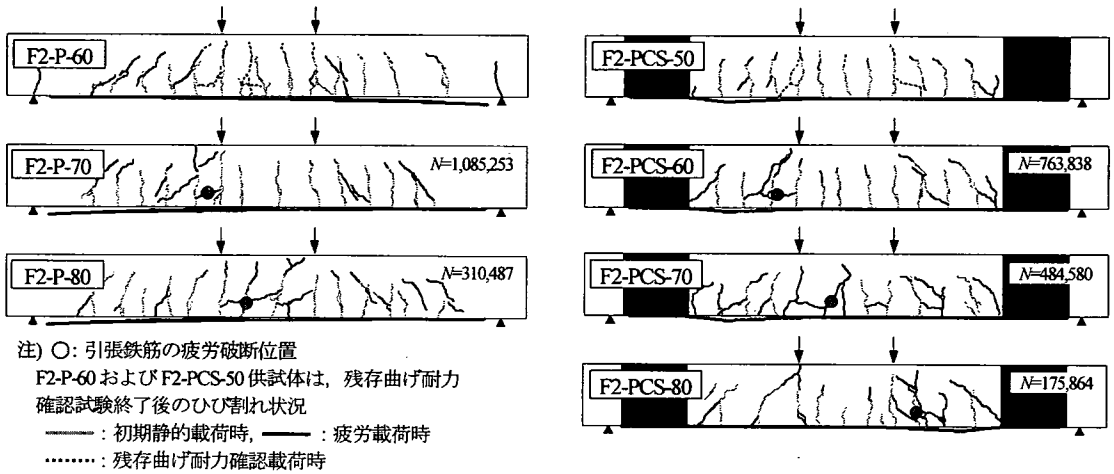


図-14 ひび割れおよびプレートの剥離状況図 (曲げ疲労試験終了後, シリーズ2)

(3) 実験結果および考察

a) シリーズ1

シリーズ1の曲げ疲労試験結果を表-8に示す。B活荷重に相当する上限荷重(34.7kN)を200万回繰返し載荷しても、プレートを接着補強したRCはりには、プレート端部U字補強の有無に関わらず、プレートの剥離や引張鉄筋の疲労破断は観察されず、疲労に対して十分な安全性を有していた。F1-P供試体は、上限荷重103.4kNの載荷中に破壊し、破壊時の累積繰返し回数は約321万回であった。一方、F1-PCS供試体は、上限荷重93.6kNの載荷中に累積繰返し回数約315万回で破壊に至った。破壊形式は、両供試体ともに引張鉄筋の疲労破断であり、その直後にプレートが剥離して終局に至った。

図-12に引張鉄筋およびプレートのひずみと繰返し回数の関係を示す。図中には、上限荷重載荷時のひずみを示している。両供試体の引張鉄筋ひずみの増加傾向はほぼ一致している。静的試験同様、繰返し載荷下においてもプレート端部のシート補強が引張鉄筋の応力軽減にほとんど影響を及ぼしていない。プレートで接着補強したRCはりの疲労寿命は、引張鉄筋の疲労寿命に大きく影響を受けると考えられるため、両供試体の疲労寿命に大きな差異はないものと推察される。

図-13にひび割れ幅と繰返し回数の関係を示す。図中には、上限荷重載荷時の曲げひび割れ幅の最大値と除荷時の残留値を示している。プレートで接着補強した供試体は、U字補強の有無に関わらず、繰返し回数200万回までの初期上限荷重の載荷中においては、最大ひび割れ幅および残留ひび割れ幅は徐々に増加するものの、繰返し載荷に伴う大きな変化は観察されなかった。N=10⁶以降に最大ひび割れ幅の減少がみられるが、これは新たなひび割れの発生によるものと考えられる。また、両供試

体の曲げひび割れ幅に顕著な差はなく、上限荷重増加後も同様の傾向を示した。

b) シリーズ2

シリーズ2の曲げ疲労試験結果を表-9に示す。破壊形式は2例を除き、シリーズ1と同様、引張鉄筋の疲労破断であり、その直後プレートが剥離して終局に至った。F2-P-60およびF2-PCS-50供試体は、200万回の繰返し載荷を終えても破壊に至らなかった。

図-14にシリーズ2の各供試体のひび割れおよびプレートの剥離状況図を示す。図中には引張鉄筋の疲労破断位置も同時に示す。ひび割れの発生状況およびひび割れ間隔は、静的載荷時とほぼ同様であった。しかし、引張鉄筋の疲労破断位置においては、曲げひび割れおよび曲げせん断ひび割れに直交する引張鉄筋軸方向のひび割れが発生し、かぶりコンクリート部がブロック化していることが確認できる。疲労破壊時には、引張鉄筋が疲労破断直後、この付近のかぶりコンクリートがはり下面に押し下げられ、プレートの剥離(ピーリング剥離)が生じたものと推察される。

図-15に上限荷重時および除荷時の引張鉄筋ひずみと繰返し回数の関係を示す。F2-PCS-60供試体は、破壊近傍の繰返し回数60万回の上限荷重時において引張鉄筋ひずみが急増しているものの、それ以外の供試体ではU字補強の有無に関わらず、引張鉄筋ひずみの増加量は小さく、疲労破断に至るまで安定した状態を示した。本研究の繰返し載荷条件下においては、プレートで接着補強したRCはりは、通常のRCはりで気中曲げ疲労試験において鉄筋が疲労破断する場合の鉄筋ひずみと繰返し回数の関係と同様の傾向を示した。

図-16に上限荷重時および除荷時のプレート支間中央ひずみと繰返し回数の関係を示す。プレートひずみも引

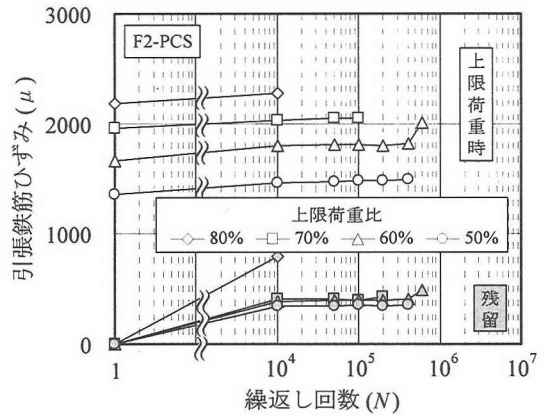
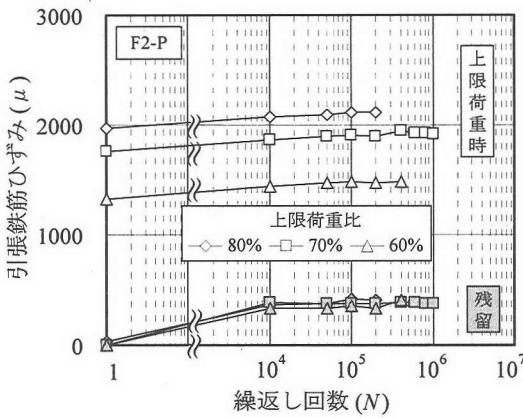


図-15 引張鉄筋ひずみと繰返し回数(シリーズ2)

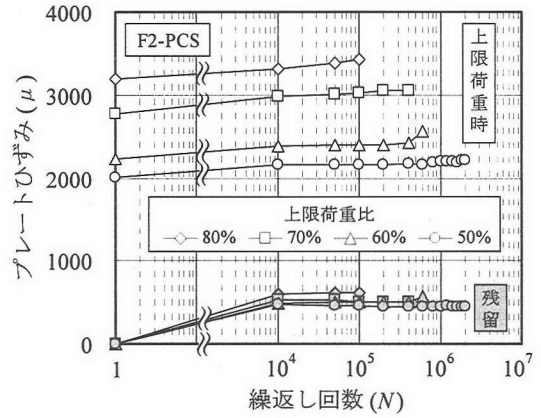
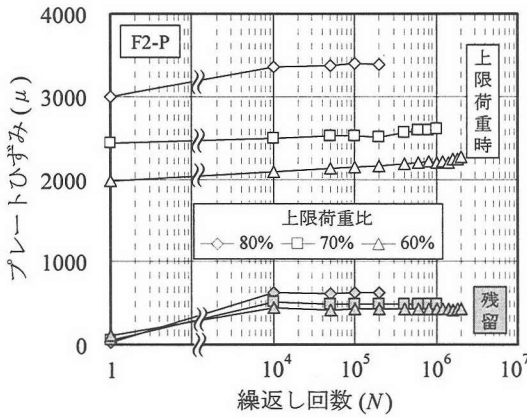


図-16 プレート支間中央ひずみと繰返し回数(シリーズ2)

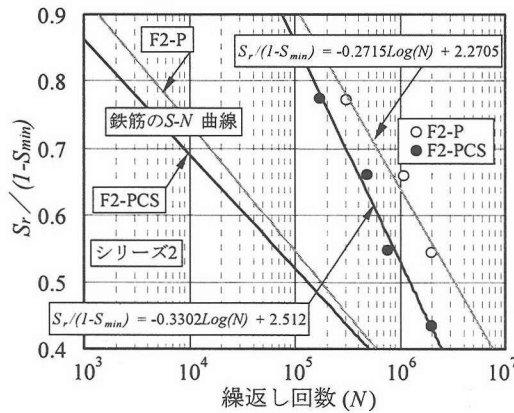


図-17 S-N 曲線(シリーズ2)

図-17 にシリーズ 2 における S-N 曲線とその回帰式を示す。縦軸の S_r および S_{min} は、各々荷重振幅と静的曲げ耐力との比および下限荷重と静的曲げ耐力との比である。また、図中には鉄筋の S-N 曲線も示す。鉄筋の S-N 曲線は、3 章 3 節 b) で述べた断面分割法を用いて引張鉄筋の応力振幅を計算し、一定応力振幅繰返し荷重を受ける鉄筋の疲労寿命 (N_f) を、土木学会 2002 年制定コンクリート標準示方書[構造性能照査編]⁹⁾ の式(1)より逆算した。この手法により計算した各供試体の引張鉄筋の疲労寿命と、各供試体の S_r および S_{min} に基づいてプロットした点を最小二乗法で回帰したものである。

$$f_{srd} = 190 \frac{10^\alpha}{N^k} \left(1 - \frac{\sigma_{sp}}{f_{ud}}\right) / \gamma_s \quad (1)$$

N : 一定振幅における疲労寿命

f_{srd} : 引張鉄筋の疲労強度(応力振幅)

σ_{sp} : 永久荷重による引張鉄筋応力度

f_{ud} : 引張鉄筋の引張強度

γ_s : 鉄筋に対する材料係数(=1.0)

張鉄筋ひずみと同様、破壊に至るまでひずみの増加量は小さかった。プレートとコンクリート間の付着性状は、疲労荷重下においても、引張鉄筋の疲労破断により終局に至るまで良好であったと推察される。

表-10 残存曲げ耐力確認試験結果(シリーズ2)

供試体名	F2-P-60	F2-PCS-50
残存曲げ耐力 P_{ueq2} (kN)	125	122
静的曲げ耐力 P_{uep} (kN)	115	121
プレート剥離時ひずみ (μ)	5500	5800
計算値 P_{ucal} (kN)*	113	115
P_{ueq2}/P_{ucal}	1.11	1.06

注)*: 残存曲げ耐力確認試験時のプレート剥離時ひずみを用いて断面分割法により計算

$$\alpha = k_0(0.81 - 0.003 \phi) = 0.772, \quad \phi: \text{鉄筋直径}(=13\text{mm})$$

k_0 : 鉄筋のふし形状に関する係数(=1.0)

k : 係数(=0.12)

シートによる端部 U 字補強の有無に関わらず、プレートで接着補強した RC はりの疲労破壊モードは引張鉄筋の疲労破断であった。図中に示す S-N 曲線の回帰式は、各供試体の S_e および S_{nm} と繰返し回数に基づいてプロットした点を最小二乗法で直接回帰したものである。その結果、S-N 曲線の回帰式とプロット点との相関係数は、F2-P 供試体および F2-PCS 供試体で各々 0.979 および 0.994 となり、高い相関関係が得られた。従って、本研究の範囲においては、この回帰式を用いてプレートで接着補強した RC はりの疲労強度を求めることが可能であると考えられる。疲労強度を静的曲げ耐力に対する上限荷重の比(上限荷重比)で表すと、プレートで接着補強した RC はりの 200 万回疲労強度は、シートによる端部補強のない F2-P 供試体で約 61% [$S_e/(1-S_{nm}) = 0.56$]、シートにより端部補強した F2-PCS 供試体で約 50% [$S_e/(1-S_{nm}) = 0.43$] となり、端部補強した F2-PCS 供試体の方が疲労強度は低くなった。シートによるプレート端部の補強により静的曲げ耐力は増加(F2-P 供試体に対して 1.05 倍)する。従って、上限荷重比を同一に設定した場合には、上限荷重はシートにより U 字補強を行った F2-PCS 供試体の方が大きくなるため、疲労強度が低くなったものと考えられる。本研究で用いた鉄筋と同程度の強度を有する鉄筋を使用した矩形断面 RC はり(コンクリート強度: 55N/mm², 引張鉄筋比: 2.8%)の疲労試験を行った結果、気中で引張鉄筋破断型の破壊をした RC はりの 200 万回疲労強度は上限荷重比で 60% であることが報告されている。これらの結果と比較すると、プレートで接着補強した RC はりの疲労強度は、一般的な RC はりと破壊モードが同じであり、ほぼ同等の疲労強度を有するものと考えられる。一方、各供試体の疲労寿命と引張鉄筋の疲労寿命を比較すると、鉄筋の疲労寿命の方がかなり小さな値を示した。これは、式(1)が鉄筋の疲労寿命を安全側に与えているためである。

c) 残存曲げ耐力確認試験

シリーズ 2 において、F2-P-60 および F2-PCS-50 供試体

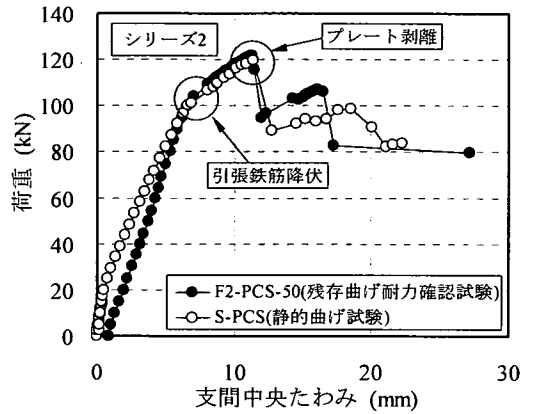


図-18 荷重と支間中央たわみの関係 (残存曲げ耐力確認試験)

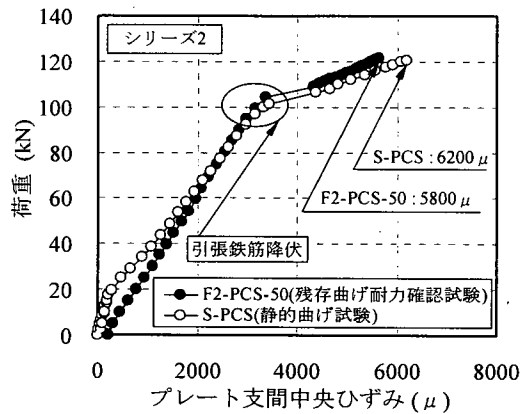


図-19 荷重とプレート支間中央ひずみの関係 (残存曲げ耐力確認試験)

は、200 万回の繰返し载荷を行っても疲労破壊に至らなかった。そこで、これらの供試体は静的曲げ試験を実施し、繰返し载荷後の残存曲げ耐力を確認した。表-10 に残存曲げ耐力確認試験結果を、図-18 に荷重と支間中央たわみの関係の 1 例を示す。静的曲げ試験(S-PCS 供試体)時と比較すると、疲労損傷を生じている F2-PCS-50 供試体は、初期のたわみが幾分か大きいものの、両供試体ともに引張鉄筋降伏以降においても同様の傾向を示している。しかし、破壊近傍では部分的な剥離の進展を示す小さな剥離音が生じ、その後静的曲げ試験と同様爆音とともにプレートが剥離し、コンクリートが圧壊して終局に至った。残存曲げ耐力は、静的曲げ耐力とほぼ同程度であり、荷重と支間中央たわみの関係からも供試体の変形状性はほぼ一致した。

図-19 に荷重とプレートひずみ支間中央の関係の 1 例を示す。载荷開始からプレート剥離に至るまでのプレートひずみの増加量は、静的曲げ試験時と比較すると、幾

表-11 プレートの材料特性

補強方法	接着補強 [本実験]	緊張接着補強 [既報告 ⁹⁾]
プレートの種類	中弾性型	高強度型
設計幅(mm)	50	50
設計厚(mm)	1	2
保証耐力(kN)*	90.2	234
弾性係数(kN/mm ²)	261	150
引張強度(N/mm ²)	1800	2340
破断ひずみ(μ)	6920	15600

注)*: 3σ法

表-12 供試体寸法および補強要因の比較

補強方法	接着補強 [本実験]	緊張接着補強 [既報告 ⁹⁾]
供試体寸法(mm)	150×240 ×2000	400×200 ×3000
引張鉄筋比(%)	1.27	1.29
補強量 ΣEA/Σ(EA) _s	1.17	1.09
載荷条件(a/d)	3.6	8.31
定着長(mm)* ¹	600(S-PCS)	930
プレート緊張量(%) ^{*2}	0	0.50
端部定着	有/無	有

注) *1: 載荷点から端部定着部までの長さ

*2: 目標緊張力/保証耐力

分異なる。しかし、このプレート剥離ひずみを用いて断面分割法により曲げ耐力を算定した結果、実験値と計算値の比は1.05であった。

以上より、プレートで接着補強した RC はりに200万回疲労強度にあたる上限荷重比で200万回繰返し載荷を行っても、荷重の増加に伴うプレートひずみの増加量が若干低下するものの、ほぼ同等の曲げ耐力を保持していることが確認できた。

5. プレートによる接着補強工法と緊張接着補強工法の比較検討

本実験では、プレートを接着補強した RC はりの静的および曲げ疲労試験を実施し、その補強効果について検討を行った。一方で著者らは、プレートを緊張接着して既設コンクリート部材にプレストレスを導入して補強する工法を提案し、プレート補強された RC はりの曲げ補強効果や耐疲労性状について報告している⁹⁾。そこで、本節では補強方法や補強材の材料特性などの要因が、プレート補強した RC はりの曲げ補強効果および疲労強度に及ぼす影響について、既報告とあわせて比較検討した。

表-13 比較対象供試体の名称および補強要因

供試体名	補強方法	端部定着方法	目標緊張量 *3(%)	
本実験	N1	無補強	0	
	S-P	無		
	S-PCS	シートU字補強		
	F1-PCS	無		
	F2-P	無		
	F2-PCS	シートU字補強		
既報告 ⁹⁾	N2	無補強	5(1) 50(38) 50(31) 50(49~53) 50(48)	
	N-00	接着		
	N-50	緊張接着		プレート緊張用定着 具をはり下面にアン カーボルトで直接 固定
	D-50* ¹			
	N-50P* ²			
	D-50P* ¹²			

注)*1: ひび割れ損傷を与えた RC はりを補強

*2: 中間定着具設置, *3: 目標緊張力/保証耐力

(): 有効緊張力/保証耐力(%)

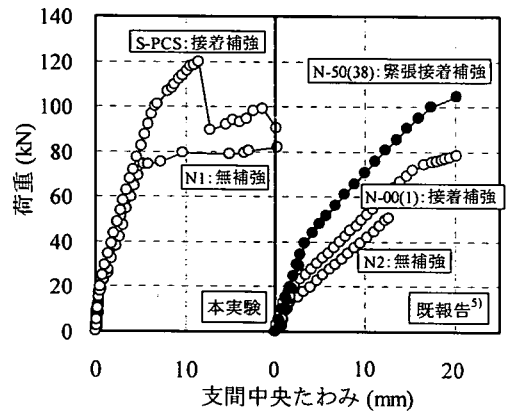


図-20 荷重と支間中央たわみの関係

(1) プレートの材料特性

表-11に接着補強に用いた本実験のプレートと既報告⁹⁾の緊張接着補強に用いたプレートの材料特性を示す。接着補強で使用したプレートは弾性係数が比較的高く、引張強度が小さいもの(中弾性型)であるのに対し、緊張接着補強に用いたプレートは弾性係数が低く、引張強度が高いもの(高強度型)である。

(2) 供試体および補強要因の比較

表-12に各実験の供試体寸法および補強要因の比較一覧表を示す。本実験と既報告で使用した供試体の寸法は異なるものの、引張鉄筋比はともに実橋を想定し、各々1.27%、1.29%である。なお、表中の補強量[ΣEA/Σ(EA)_s]は、無補強供試体の補強材量(弾性係数E×断面積A)に対するプレート補強後の補強材量の比率を示す。緊張接着補強供試体は、予め供試体に設置した埋込み金具とアンカーボルトを用いて、プレート緊張に用いた定着

表-14 静的曲げ耐力および計算耐力

供試体名	静的曲げ耐力(kN)	計算耐力(kN)*1			
		5000 μ *2	6000 μ *2	7000 μ *2	
本実験	N1	86[1.00]	—		
	S-P	115[1.34]	109 {1.06}	116 {0.99}	123 {0.93}
	S-PCS	121[1.41]	109 {1.12}	116 {1.05}	123 {0.99}
既報告 ⁹⁾	N2	67[1.00]	—		
	N-00(1)	86[1.28]	82.6 {1.04}	87.1 {0.99}	91.5 {0.94}
	N-50(38)	113[1.69]	106 {1.07}	110 {1.02}	115 {0.99}
	D-50(31)	110[1.64]	101 {1.09}	106 {1.04}	110 {1.00}

注) *1: プレートの剥離ひずみを仮定して、断面分割法により算定, *2: プレートの仮定剥離ひずみ
 []: 無補強供試体の静的曲げ耐力に対する比率
 { }: 静的曲げ耐力/計算耐力

具をはり下面に直接定着してプレストレスを導入すると同時に、接着剤でプレートを接着した。表-13に、比較対象とした供試体の名称および補強要因を示す。なお、D-50(31)供試体は、補強前に引張鉄筋が降伏するまでひび割れを導入した損傷 RC はりにプレートを緊張接着補強した供試体である。また、N-50P 供試体は、プレートを緊張接着後、プレートの剥離を防止あるいは遅延することを目的として、プレート定着後、せん断スパン内に中間定着具を設置した。

(3) 静的曲げ試験

プレートの緊張の有無に関わらず、プレート補強した RC はりの破壊形式は、プレート剥離後のコンクリートの圧壊であった。

a) 変形性状および曲げ耐力

図-20に荷重と支間中央たわみの関係を示す。緊張接着した供試体は、接着補強した供試体に比較して、曲げ剛性および耐力が増加する傾向にあった。

表-14に無補強供試体の静的曲げ耐力に対する補強供試体の比率を示す。接着補強した S-P, S-PCS, N-00 供試体の静的曲げ耐力は、無補強供試体の約 1.3~1.4 倍となった。これに対して、緊張接着補強した供試体では 1.64~1.69 倍となり、接着補強よりも耐力増加が大きく、プレストレス導入の有効性が確認された。

b) プレートひずみ

図-21にプレート支間中央ひずみと終局ひずみの比率を示す。供試体寸法、荷重条件は異なるが、プレートを接着補強してシートにより端部定着を施した S-PCS 供試体および既報告の N-00 供試体の荷重によるひずみの合計値は、各々 6200 μ 、6480 μ であり、プレートの材料特性に関わらずほぼ一致した。また、緊張接着した N-50 およ

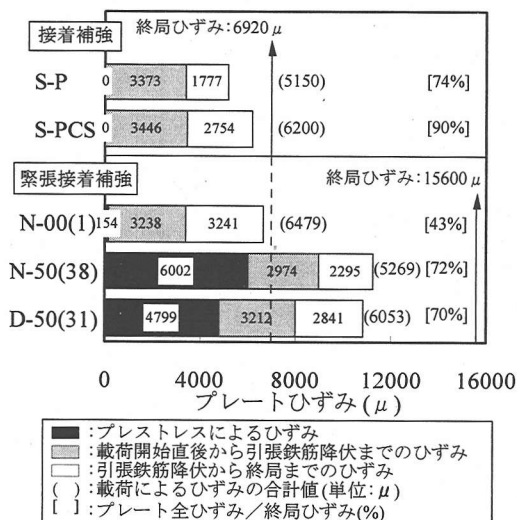


図-21 プレート支間中央ひずみと終局ひずみの比率

び D-50 供試体の荷重時ひずみの増加量は、各々 5270 μ 、6050 μ 程度であった。一方、幅 48mm、厚さ 0.96mm、弾性係数 156kN/mm²、引張強度 2660N/mm² の高強度型プレートを載荷点から 800mm の定着長を確保し接着して曲げ補強した既報告においては、プレートの剥離ひずみは 4000~5000 μ であったことが報告されている⁹⁾。一般に、プレートの剥離ひずみは、プレートの厚さ、接着するコンクリートの強度、接着剤の種類などの諸要因に影響を受けると考えられる。しかし、幅 50mm、厚さ 1~2mm 程度のプレートを着用し、定着長を 600~900mm 程度確保して曲げ補強を行った場合、プレートの剥離ひずみは緊張の有無に関わらず約 5000~7000 μ の値を示すものと推察される。

プレートの終局ひずみに対する全ひずみ(プレート緊張時ひずみ+載荷試験時の増加ひずみ)の比率に着目すると、高強度型プレートをを用いた場合、接着補強した N-00 供試体が 43% であるのに対し、緊張接着補強した N-50 供試体が 72% であった。一方、中弾性型プレートをを用いた本実験の場合、接着補強するだけで 74~90% を示した。従って、高強度型プレートにより曲げ補強を行う場合は、緊張接着補強方法が効果的である。一方、比較的弾性係数の高いプレートをを用いる場合は、接着補強方法を採用することで損傷はりのひび割れ幅やたわみなどの使用性能を改善することはできないものの、RC はりの耐力補強の面に関しては、プレートの能力を比較的効果的に利用できるものと考えられる。

c) 曲げ耐力算定

表-14に静的曲げ耐力の実験値に対する計算値の比率を示す。プレートで補強した RC はりの静的曲げ耐力は、

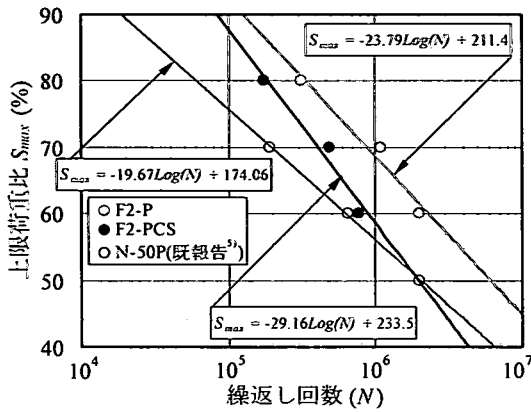


図-22 S-N曲線

3章3節b)に述べた計算方法と同様、プレートの剥離ひずみを仮定し、断面分割法により計算した。なお、緊張接着補強した供試体については、アンボンドPC構造や外ケーブルPC構造の曲げ耐力を算定する簡易法として提案されているコンクリートと付着のない緊張材の終局時の引張応力度を式(2)により計算し、コンクリートの圧縮合力と全補強材の引張合力の釣り合いから部材断面の曲げ耐力を算定する方法⁷⁾により計算した。

$$f_{ps} = f_{pe} + \Delta f_{ps} \quad (2)$$

ここに、

f_{ps} : 終局時における緊張材の引張応力度

f_{pe} : 有効緊張応力度

Δf_{ps} : 終局時における緊張材の引張応力度の増加量

プレートの剥離ひずみは、本実験および既報告⁹⁾の実験結果に基づいて、5000~7000 μ と仮定した。その結果、プレート緊張および端部定着の有無に関わらず、プレートの剥離ひずみを6000 μ と仮定すれば、実験値と計算値の比率は概ね1.00であり、プレート補強したRCはりの静的曲げ耐力を比較的精度よく評価できるものと考えられる。

(4) 曲げ疲労試験

a) 破壊形式

本実験において、プレートで接着補強した供試体の疲労破壊モードは、全て引張鉄筋の疲労破断であった。これに対し、既報告のプレートで緊張接着補強し、中間定着具を設置したN-50PおよびD-50P供試体はプレート剥離であり、接着補強した場合と異なる結果となった。これは、プレストレスを導入した供試体では、引張鉄筋の負担度が大きく低減され、引張鉄筋の損傷度が小さくな

るため、プレート剥離が先行したものと考えられる。このように、プレート補強したRCはりの疲労破壊形式は、引張鉄筋の応力負担の軽減度により、プレートの剥離破壊と引張鉄筋の疲労破断の2パターンに分類できるものと考えられる。

b) 疲労強度

図-22にプレートにより曲げ補強したRCはりのS-N曲線およびS-N曲線の回帰式を示す。縦軸の S_{max} は、静的曲げ耐力に対する上限荷重の比である。N-50P供試体(既報告⁹⁾)のS-N曲線は、各供試体の破壊モードをプレート剥離と仮定して回帰したものである。破壊モードは異なるものの、端部定着を有するS-PCSおよびN-50P供試体の200万回疲労強度(上限荷重比)は各々50%、51%程度であり、ほぼ一致した。プレートで曲げ補強しプレート端部に十分な補強を施したRCはりの200万回疲労強度は、プレート緊張の有無に関わらず、50%程度であると推察される。しかし、プレートの緊張の有無でS-N曲線の傾きが若干異なる。また、プレートの補強量やプレートの緊張量によって引張鉄筋の応力負担度が変化する場合には補強したRCはりの疲労破壊モードが異なることが考えられる。従って、プレート補強したRCはりの疲労強度は、RCはりの構成材料である引張鉄筋の疲労強度の特性値¹⁰⁾と、プレートの剥離疲労強度の特性値に基づいて推定する必要があると考えられる。今後は、プレートの剥離疲労強度を求めることを念頭に置き、プレートとコンクリート間の付着疲労特性について検討を進める予定である。

6. まとめ

本研究では、引抜き成型された炭素繊維プレートにより接着補強したRCはりの静的曲げ試験および曲げ疲労試験を実施し、その補強効果について検討を行った。また、既報告の緊張接着補強したRCはりの実験結果と比較検討を行った。本研究より明らかになった点を以下に示す。

- (1) 中弾性型プレートをRCはり下面に接着補強することにより、RCはりの曲げ降伏荷重および曲げ耐力は向上した。
- (2) プレートで補強したRCはりの静的曲げ耐力は、プレート剥離がコンクリートの圧壊に先行して破壊に至る場合には、プレートの剥離ひずみと断面分割法を用いて、十分評価が可能である。
- (3) TL-20荷重に対して設計されたRCはりをプレートで接着補強することにより、B活荷重相当の繰返し荷重が作用しても、十分な耐疲労性能が得られた。
- (4) プレートをはり下面に緊張接着補強または接着補強

- と端部定着を有する RC はりの 200 万回疲労強度は、静的曲げ耐力の約 50%であった。
- (5) 疲労破壊形式は、プレートで接着補強した RC はりでは引張鉄筋の疲労破断、プレートで緊張接着補強した RC はりではプレートの剥離破壊であった。
- (6) 高強度型プレートにより RC 部材の曲げ補強を行う場合は緊張接着補強を、比較的弾性係数の高いプレートを用いる場合は接着補強することで、RC はりの耐力補強の面に関しては、プレートの能力を比較的有效に利用した補強ができるものと考えられる。

謝辞：実験に際しては、立命館大学大学院理工学研究科環境社会学専攻の大島正記氏、池端隼人氏にご協力頂きました。ここに記して、厚く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 高橋義裕, 佐藤靖彦, 前田敏也, 上田多門: 炭素繊維シートにより曲げ補強した鉄筋コンクリートはりの耐力及び変形, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.1611-1616, 1997.
- 2) 原田哲夫, 永藤政敏, 久保田慶太, 岳尾弘洋: 端部増貼りによる炭素繊維シートの定着耐力向上に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.1, pp.469-474, 2000.

- 3) 木村耕三, 小島克朗, 平田 亮, 土屋好男: CFRP 板の定着方法による補強部材の曲げ性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.1, pp.527-532, 1998.
- 4) 呉 智深, 松崎智優, 福沢公夫, 神田 建: CFRPシート緊張接着による鉄筋コンクリート曲げ部材の補強効果に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.641/V-46, pp.153-165, 2000.
- 5) 濱田 譲, 井上真澄, 小林 朗, 高木宣章, 児島孝之: 緊張した炭素繊維プレートによる既設コンクリート部材の補強に関する研究, 土木学会論文集, No.711/V-56, pp.27-44, 2002.
- 6) 土木学会: 2002 年制定コンクリート標準示方書[構造性能照査編], pp.19-45, 2002.
- 7) 土木学会: コンクリート構造物の補強指針(案), コンクリートライブラリー95, pp.38-42, 1999.
- 8) 西林新蔵, 井上正一, 吉野 公, 熊野智司: 水中環境下における RC はりの疲労寿命予測に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.12, No.2, pp.287-292, 1990.
- 9) 木村耕三, 小島克朗, 平田 亮, 土屋好男: CFRP 板による既存 RC はりの曲げ補強, 第 40 回日本学術会議材料連合講演会講演前刷集, pp.216-217, 1996.
- 10) 松下博通, 高倉克彦: 限界状態設計法におけるコンクリートの疲労強度の特性値とせん断疲労耐力の設計用値, コンクリート工学, Vol.22, No.8, pp.14-23, 1984.

(2002. 12. 25 受付)

STUDY ON FLEXURAL BEHAVIORS OF RC BEAMS STRENGTHENED BY CARBON FIBER REINFORCED POLYMER PLATE

Masumi INOUE, Kenji SUZUKAWA, Nobuaki TAKAGI and Takayuki KOJIMA

In this study, the static loading and fatigue loading tests of RC beams strengthened with Carbon Fiber Reinforced Polymer(CFRP) plate were carried out in order to investigate the flexural strengthening effects, and the effects of material property of CFRP plate and strengthening methods by using CFRP plate on the bending capacity and deformability of RC beam were evaluated. By strengthening with CFRP plate, the bending capacity of RC beam was improved largely and the sufficient fatigue performance was obtained. The use of high-strength type of plate for beams strengthened with tensioned CFRP plate and the use of middle high-elasticity type of CFRP plate for beams strengthened with adhesion resin were more effective.