

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

濱田 譲¹・井上 真澄²・小林 朗³・高木 宣章⁴・児島 孝之⁴

¹正会員 工博 トービー建設工業(株) 技術センター (〒170-0004 東京都豊島区北大塚1-16-6)

²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)

³正会員 工修 日鉄コンポジット(株) トウシート部 (〒103-0024 東京都中央区日本橋小舟町3-8)

⁴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、引抜き形成された炭素繊維プレートを緊張・定着することにより、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方法を実用化することを目的として、補強したRCはりの静的曲げ載荷試験および疲労曲げ載荷試験を実施し、その補強効果を検討した。その結果、補強したRCはりの曲げ破壊耐力は、炭素繊維プレートの緊張力が大きいほど大きくなった。中間定着具を設置すると、炭素繊維プレートの剥離を遅延することができ、部材の変形性状と曲げ破壊耐力を効果的に改善できることが明らかとなった。また、炭素繊維プレートの緊張力を大きくすると補強したRCはりの疲労寿命は大きくなり、200万回疲労強度は静的曲げ耐力の約50%程度であることが確認された。

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

1. はじめに

社会資本として建設されてきた多数のコンクリート構造物を今後も有効に供用していくために、コンクリート構造物の維持管理システムを早期に構築することが望まれている。維持管理において、補強は、構造物の耐荷力を回復あるいは向上させることを目的とした重要な維持管理対策と位置づけられる¹⁾。しかし、補強工法の選定手法や各補強工法の設計手法は必ずしも確立されているわけではない。これは、各補強事例の補強理由や対象構造物の施工条件が多様で、それに対応するための補強工法も多様にならざるをえないためであると考えられる。今後は、維持管理システムを構築するためにも、各補強工法の補強効果や適用性などを総合的に整理し、その設計・施工マニュアルなどを整備する必要がある。

鉄筋コンクリート部材に対する補強工法としては、従来より鋼板接着工法および鋼板もしくはRC巻立て工法などが広く適用されている。これらの補強工法は、汎用的な鋼板、鉄筋およびコンクリートを主要材料として用いるため、経済的に優れていると思われる。また、補強材料と既設コンクリート部材の一体性を確保すれば、通常鉄筋コンクリート部材

とほぼ同じ手法で補強構造物の設計ができるなどの利点も有している。しかし、死荷重の増加、腐食環境下における鋼板の耐久性および補強工事特有の閉塞空間での施工性などの問題を有しているため、すべての補強事例に適用できるわけではない。

一方、連続繊維シートは、高強度で耐腐食抵抗性を有する優れた補強材料である。また、鋼材に比較して軽量かつ柔軟であるため、連続繊維シートをエポキシ樹脂などで既設コンクリート構造物に接着もしくは巻き付けた補強工法は、施工性に優れた補強工法として注目されている。特に、兵庫県南部地震以降、既設鉄筋コンクリート橋脚に対するせん断補強およびじん性補強が急務とされ、連続繊維シートを用いた補強工法の補強効果を確認するための研究が活発に行われた。また、最近では、コンクリート床版やコンクリート桁の補強効果等に関する研究成果も蓄積され、炭素繊維シート接着工法による道路橋コンクリート部材の補修・補強に関する設計・施工指針²⁾などが整備されつつある。しかし、連続繊維シートもしくは鋼板をコンクリート部材引張縁に接着して曲げ補強を行なった場合、補強効果は補強後に作用する荷重にしか期待できない。構造物の自重によって生じている鉄筋応力度を減少させたり、

既存ひび割れの幅を減少させることはできないので、使用状態においては十分な補強効果が得られない場合もあると考えられる。また、連続繊維シートを接着して補強したコンクリート部材の曲げ耐力は、連続繊維シートの剥離の有無を考慮して算定しなければならないことが指摘されており³⁾、連続繊維シートの高強度が必ずしも有効に利用されていないのが現状である。

このような背景から、本研究では、引抜き成形された炭素繊維プレート（以下、プレートと称す）を緊張・定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方法を実用化することを目的として、その曲げ補強効果や曲げ耐力算定法などを検討した。プレートを保証耐力の50%程度まで緊張してコンクリート部材に定着することにより、プレートの高強度を有効に利用することができる。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になる。また、補強した部材の曲げ耐力は、著しく向上する。

プレストレスを導入する補強方法は、上述したような補強効果を有するが、橋梁の分野では外ケーブル工法が多く⁴⁾の補強実績を有している⁵⁾。一般に外ケーブルには大容量ケーブルが用いられ⁶⁾、多くの場合、その外ケーブルを定着するための定着部材を新設することが必要となる。また、外ケーブルや新設定着部材を配置するための空間が必要となるので、ポストテンション方式のT桁橋や箱桁橋などの比較的規模の大きい橋梁に適用される場合が多い。これに対し、本方法では、プレートの緊張に使用した定着具を直接コンクリート部材に定着し、板状のプレートをコンクリート表面に接着する。そのため、定着部材を新設する必要がないので、比較的簡単に補強工事を行うことができる。また、緊張材の配置空間を必要とせず、連続繊維シートを接着する方法と同様にプレート接着面を平坦に仕上げることができる。しかし、プレートの容量を大きくするために幅もしくは厚さを大きくすると、プレートに均等に張力を加えて定着することが難しくなるため、プレートの容量は外ケーブル用緊張材より小さくなる。したがって、本方法は、橋梁部材としては比較的規模の小さい道路橋の床版や中空床版橋などの曲げ補強に適した補強方法であるといえる。

実験に用いたプレートは、幅50mm×厚さ2mmの断面寸法を有している。プレートの引張強度および定着具の定着特性などの諸性能は、引張試験を実施

表-1 構成材料の特性とプレートの仕様

炭素繊維		
弾性係数	(kN/mm ²)	235
引張強度	(N/mm ²)	4850
結合樹脂材		
弾性係数	(kN/mm ²)	2.94
引張強度	(N/mm ²)	75
炭素繊維プレートの仕様(理論値)		
幅	(mm)	50
厚み	(mm)	2
繊維体積含有率	(%)	62.2
弾性係数	(kN/mm ²)	148
引張強度	(N/mm ²)	3050

して確認した。補強した部材の曲げ補強効果は、鉄筋コンクリートはり（以下、RCはりと呼ぶ）を緊張したプレートで補強し、静的曲げ載荷試験を実施して検討した。また、補強したRCはりの曲げ疲労載荷試験を実施し、補強した部材の疲労強度やプレートの付着・定着特性に与える繰返し荷重の影響等を検討した。補強は、予め供試体に配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具をRC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て実施した。また、一部のRCはりにおいては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、補強効果に及ぼす中間定着の影響を検討した。

2. プレート引張試験

(1) 実験概要

プレートの引張強度および定着具の定着特性を確認するために、RCはりの曲げ補強試験に先だってプレートの引張試験を実施した。表-1に、プレートを構成する材料の特性とプレートの仕様を示す。表中のプレートの引張強度および弾性係数は、炭素繊維と結合材の付着が完全であると仮定して算定した理論値⁶⁾である。

連続繊維には炭素繊維を使用し、引抜き成形型枠寸法を50×2mmとしてプルトルージョン法により製作した。繊維体積含有率は62.2%である。プレートの定着具は、外径60.5mm、肉厚3.9mmの圧力配管用炭素鋼鋼管(STPG 375、降伏点応力度:216N/mm²)を加工して作製した。定着具には規格膨張圧30N/mm²(材齢48時間、養生温度20℃)の定着用膨張材を充填し、鋼管とプレートを一体化した⁷⁾。

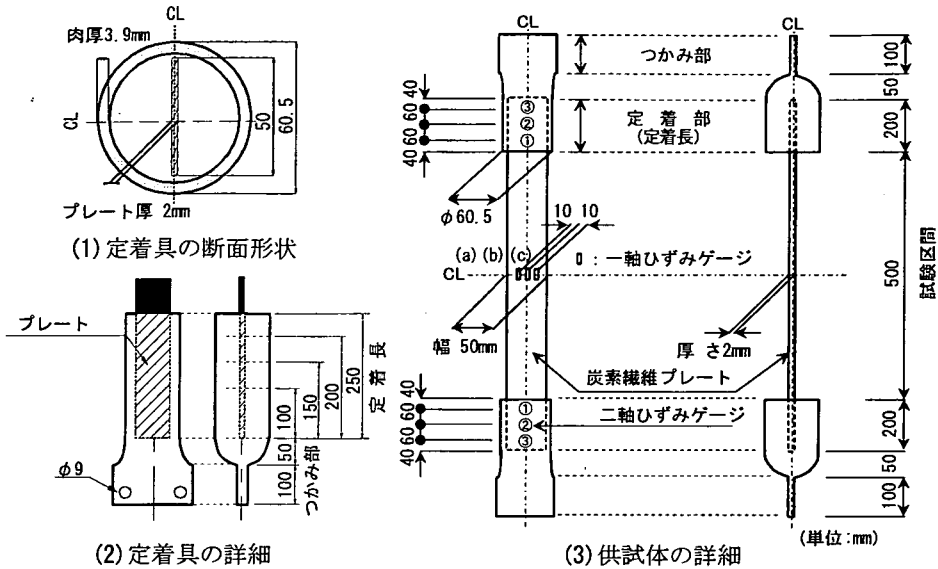


図-1 引張試験供試体

供試体は定着用膨張材の注入後、7日間以上、恒温恒湿室（温度 $20 \pm 1^\circ\text{C}$ 、湿度 $90 \pm 5\%$ ）において気中養生し、その後引張試験を実施した。

図-1に、引張試験供試体の概要を示す。供試体の試験長は、プレート幅の10倍に相当する500mmとした。軽量であるという連続繊維補強材の特徴を十分に発揮させるためには、定着具も軽量化する必要がある。そこで、円形断面を有する定着部の長さを100mm、150mm、200mm、250mmの4水準とし、定着長が定着性能に及ぼす影響について検討した。

載荷試験は、供試体に偏心力などが作用しないように、定着具の油圧装置つかみ部を試験機の上下のチャックに注意深く取り付けて実施した。ただし、定着用膨張材の膨張圧により油圧装置つかみ部が大きく変形し、チャックで油圧装置つかみ部をつかめない場合は、定着部をチャックで直接つかんで載荷した。測定項目は最大荷重およびプレートひずみであり、目視により破壊状況を確認した。プレートひずみは、図-1(3)に示すように、試験長中央の3ヶ所に一軸ひずみゲージを貼付して計測した。また、定着用膨張材の膨張状況を把握するために、定着用膨張材注入後から引張試験直前まで、定着具のひずみを計測した。

(2) 実験結果および考察

表-2に引張試験結果を示す。同じ定着長を有するプレートの最大荷重の平均値については、表-1に示す理論強度より算定した理論耐力に対する比率も示している。定着長100mm、150mm、200mmの供試体は、全てプレートが定着具から抜出して破壊

表-2 引張試験結果

供試体	定着長 (mm)	最大荷重 (kN)	破壊形式
C10-1	100	136	S
C10-2		129	S
平均		132 (43%)	
C15-1	150	204	S
C15-2		182	S
平均		193 (63%)	
C20-1	200	254	S
C20-2		216	S
平均		235 (77%)	
C25-1 #	250	245	B
C25-2 #		269	B
C25-3 #		265	B
C25-4		252	B
C25-5 #		250	B
C25-6 #		266	B
C25-7 #		252	B
C25-8 #		261	B
C25-9 #		254	B
C25-10		259	B
平均	257 (84%)		

注) #:チャックで定着部を直接つかんだ供試体
破壊形式 S: プレートの抜出し

B: プレートの破断

(): 最大荷重/理論耐力 (=305 kN)

した。一方、定着長250mmの供試体は、10体中8体の供試体が片方もしくは両側の定着部を直接チャックでつかんで試験を実施した。その結果、プレートの抜出しは観察されず、全てプレートが破断して破壊した。最大荷重は定着長の増加と共に増加する

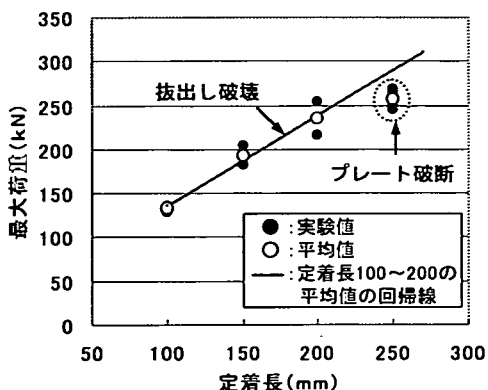


図-2 プレートの最大荷重と定着長の関係

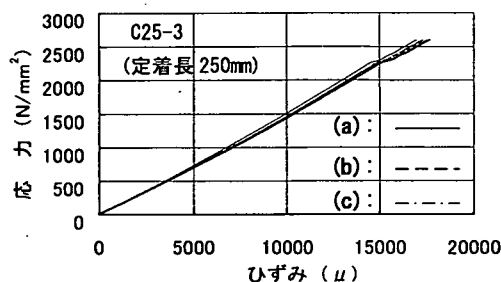


図-3 プレートの応力とひずみの関係

ものの、定着長 100mm および 150mm の場合、最大荷重は理論耐力よりかなり小さくなった。

図-2 に、各供試体の定着長と最大荷重の関係を示す。定着用膨張材を用いた定着具において拔出し破壊が生じる場合、最大荷重と定着長の関係は、ほぼ直線で近似できることが報告されている⁷⁾。そこで図には、拔出し破壊した定着長 100mm, 150mm, 200mm の供試体の最大荷重の平均値から最小二乗法で算定した回帰直線を、定着長 250mm の範囲まで示している。定着長 250mm の供試体の最大荷重は、上述した回帰直線より外挿した最大荷重より全て小さくなった。これは、破壊形式が変化しているためである。定着長 250mm 供試体では、最大荷重のばらつきは比較的小さく、つかみ部をつかんだ供試体と定着部をつかんだ供試体の最大荷重の間に有意な差は認められなかった。したがって、定着長 250mm 以上の定着具を使用すれば、プレートの破壊形式は供試体のつかみ方に関係なくプレート破断となり、プレートの高強度を有効に活用できるものと考えられる。定着長 250mm 供試体の最大荷重の平均値は 257kN となった。また、最大荷重の変動係数は 3.07% であり、最大荷重の平均値から標準偏差の 3 倍を減じて算定した保証耐力は 234kN とな

表-3 炭素繊維プレートの断面寸法と力学的特性

幅	(mm)	50
厚さ	(mm)	2
保証耐力	(kN)	234
弾性係数	(kN/mm ²)	150
終局ひずみ	(μ)	15600

表-4 コンクリートの示方配合

W/C (%)	s/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)				
		W	C	S	G	SP
52	41.9	157	302	756	1077	0.755

注) スランプ : 80mm 空気量 : 4.5%

表-5 コンクリートの力学的特性

	ひび割れ 導入時	載荷試験時
圧縮強度	29.5	38.9
引張強度	2.72	2.96
曲げ強度	5.41	6.06
弾性係数	31000	32000

(単位: N/mm²)

った。

図-3 に、プレートの応力～ひずみ曲線の一例を示す。図には試験長中央の 3ヶ所に貼付したひずみゲージの計測結果を示しているが、各計測結果にはほとんど差が認められず、プレートには均等に引張力が作用していると考えられる。破壊に至るまで、プレートの応力～ひずみ曲線は直線的な形状を示した。定着長 250mm の供試体において、最大荷重の 20%時および 60%時のひずみから算出した弾性係数の平均値は 150kN/mm² となり、理論弾性係数(表-1 参照) とほぼ同じ値となった。

3. RC はり供試体および補強方法の概要

(1) 使用材料

RC はりは、引張試験を実施したのと同じ炭素繊維プレートにより補強した。プレートの断面寸法および引張試験結果に基づいた力学的特性を表-3 に示す。プレートの接着には、エポキシ樹脂系接着剤を使用した。

表-4 に、コンクリートの示方配合を示す。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 52% とした。表-5 に、曲げひび割れ導入時と載荷試験実施時のコンクリートの力学的特性を示す。

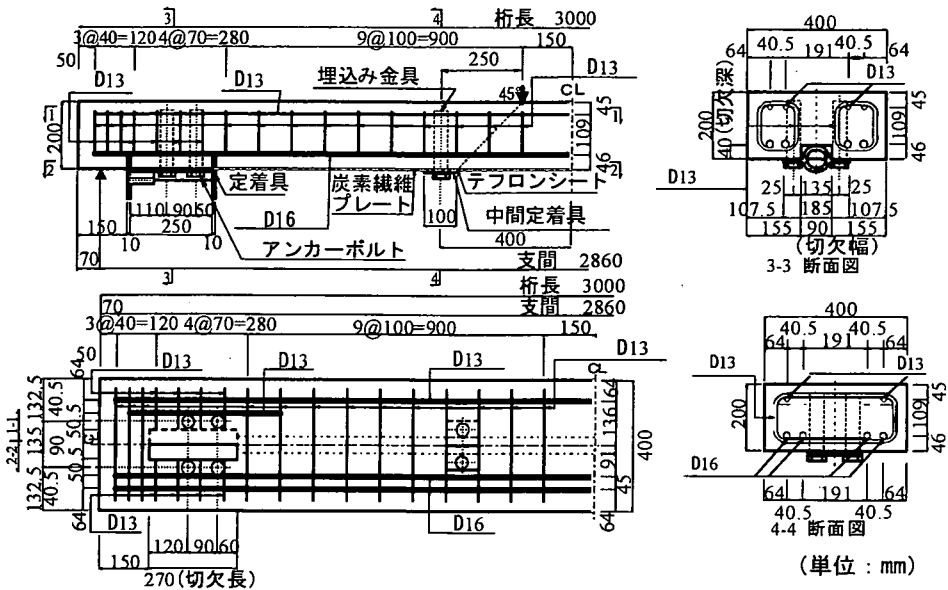


図-4 RCはり供試体

(2) RCはり供試体

図-4に、RCはり供試体の概要を示す。RCはりの寸法は、 $400 \times 200 \times 3000\text{mm}$ である。引張鉄筋には、D16 (SD295, 降伏点応力度: 355N/mm^2 , 引張強度: 517N/mm^2) を4本使用した。有効高さは154mmであり、引張鉄筋比は1.29%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D13 (SD295, 降伏点応力度: 368N/mm^2 , 引張強度: 528N/mm^2) を100mm間隔で配置した。プレート緊張に用いた定着具をRCはりに定着するために、支点近傍には幅90mm、深さ40mm、長さ270mmの切り欠きを設けた。

(3) 補強方法

図-5に、プレート定着具の概要を示す。プレートの引張試験結果に基づき、プレートの定着には、定着長250mmの付着型定着具を使用した。定着具は、スリーブに外径76.3mm、肉厚9.5mmの圧力配管用炭素鋼鋼管 (STPG 375, 降伏点応力度: 216N/mm^2) を用い、定着用鋼板をスリーブ側面に溶接して作製した。定着具には、プレート引張試験と同様に規格膨張圧 30N/mm^2 の定着用膨張材を充填し、鋼管とプレートを一体化した⁷⁾。定着用鋼板の溶接長、埋込みアンカーの仕様や本数等は、プレートの保証耐力に基づいて決定した。

図-6に、プレストレス導入方法の概要を示す。本補強方法を実構造物に適用する場合、プレストレスは、固定側定着具をコンクリート部材に定着した後、専用の緊張装置を用いて緊張側定着具を緊張・

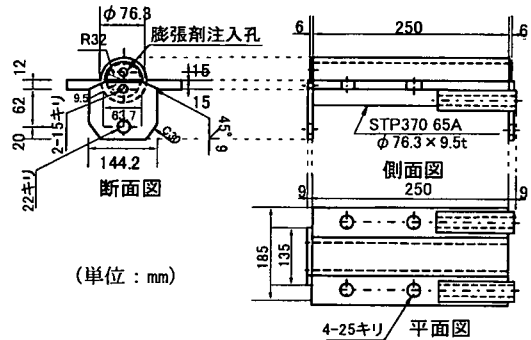


図-5 プレート定着具の概要

定着して導入するのが一般的である。しかし、小型のRCはり供試体に本方法を適用する場合は、図-6に示すように緊張用反力フレームを用いてプレストレスを導入する方が簡便である。そこで、本研究では、形鋼を組み合わせて製作した簡易な緊張用フレームを用いて、プレストレスを導入することとした。導入手順は、以下に示すとおりである。

まず、プレートを所定の長さに切断し、定着用膨張材を用いて両端に定着具を取り付け、定着具を養生する。桁のプレート接着面をディスクサンダーで表面処理した後、プライマーを塗布する。プライマーの養生後、緊張用フレームにプレートをセットし、油圧ジャッキで所定の緊張力まで緊張する。続いて、緊張用フレームにプレートを仮固定したあとプレートにエポキシ樹脂系接着剤を塗布し、供試体に予め設置した埋込み金具 ($\phi 40\text{mm}$) とアンカーボルト (F10T, M22mm) を用いて、定着具を供試体に定

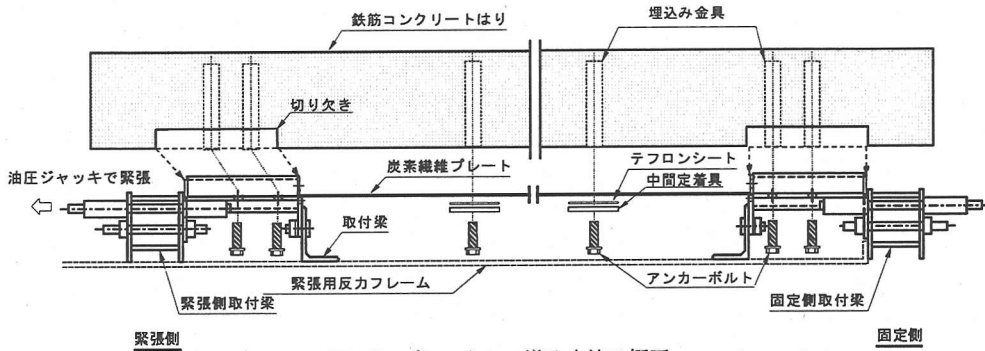


図-6 プレストレス導入方法の概要

着する。その後速やかに緊張用フレームの仮固定装置を開放することにより、供試体にプレストレスが導入され、プレートはコンクリート面に接着される。

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中間定着具を設置する場合は、一連の緊張作業が終了した後、予め設置した埋込み金具とアンカーボルトを用いて、鋼板（軸方向長さ 100mm×幅 150mm×厚さ 9mm）を供試体に固定した。本方法では、一般の連続繊維シートよりも厚さの厚いプレートを用いているため、曲げせん断ひび割れ部での面外変形に起因するピーリング剥離が発生する可能性が高くなる。そこで、中間定着具は、ピーリング剥離を効果的に抑制するために、載荷点から 250mm 離れたせん断スパン内にそれぞれ設置した。鋼板端部におけるプレートの角折れを緩和するため、プレートと鋼板の間にテフロンシートを挿入した。中間定着具の取付け状況を、写真-1 に示す。

本補強方法は、プレート緊張に使用した定着具を利用して、コンクリート部材に機械的にプレストレスを導入するという特徴を有している。緊張したプレートをコンクリート部材に接着し、接着剤硬化後、プレート端部を切断してコンクリートとプレートの付着によりプレストレスを導入する方法⁹⁾と比較した場合、本補強方法はプレート定着後直ちに緊張装置を取り外して緊張作業を終了することができるので施工性に優れている。また、緊張した連続繊維シートを上記と同じ方法で接着・切断してプレストレスを導入する方法においては、プレストレス導入時に接着端部からシートが剥離する可能性があることが指摘されている⁹⁾。プレートを用いる場合でも同様の現象が生じることが予想されるが、機械的に定着された本補強方法の定着具は、プレート端部からの剥離を防止する機能も有している。一方、施工を省力化しようとした場合、外ケーブル工法と同様に、プレートをコンクリート表面に接着せずに使用することも考えられる。しかし、付着のないプレートに

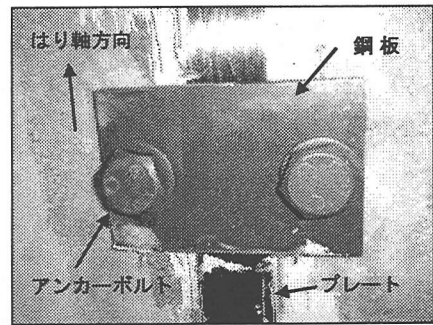


写真-1 中間定着具

は平面保持の仮定が適用できないため、荷重の増加に伴うプレートの引張応力度の増加量は付着のある場合よりも小さくなり、補強部材の曲げ耐力も小さくなる。これに対し、プレートをコンクリート表面に接着する本方法では、プレートの剥離が生じるまでは平面保持の仮定が適用できるので、プレートの引張応力度の増加量は付着のない場合より増加する。また、中間定着具を用いてプレートの剥離を防止あるいは遅延すれば、さらにプレートの引張応力度は増加し、補強部材の曲げ耐力は向上すると考えられる。

以上より、本方法を用いると、比較的大きなプレストレス力を導入することが可能であると同時に、中間定着具を用いてプレートの剥離を防止あるいは遅延することにより終局時においてもプレートの高強度を有効に利用することができる。したがって、本方法は合理的な補強方法といえる。

(4) 載荷条件および計測項目

図-7 に、載荷条件および計測概要を示す。静的および疲労曲げ載荷試験の載荷条件は、支点間距離 2860mm、曲げスパン 300mm、せん断スパン有効高さ比 (a/d) 8.31 の対称 2 点集中載荷とした。計測項目は、スパン中央圧縮縁のコンクリートひずみ、

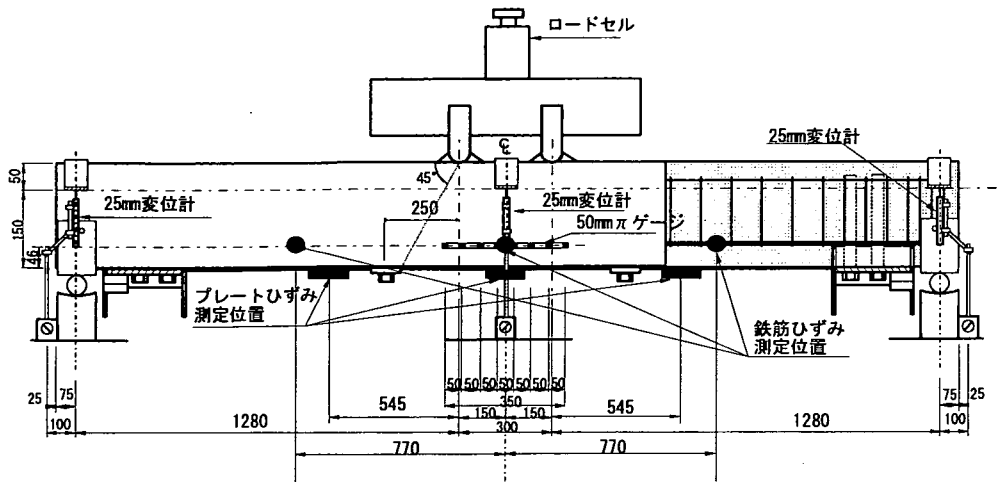


図-7 荷重条件および計測概要

引張鉄筋ひずみ、プレートひずみ、スパン中央たわみおよび曲げスパン内のひび割れ幅である。引張鉄筋ひずみおよびプレートひずみは、図-7に示すように、支間中央と各せん断スパン内の一ヶ所で計測した。プレートのひずみは、プレストレス導入前から荷重終了まで継続的に計測した。

4. 補強したRCはりの静的曲げ荷重試験

(1) 実験概要

表-6に、供試体の名称および実験要因を示す。実験に用いたRCはりは、補強前に荷重履歴を受けていないはり(健全はり: Type N)と、引張鉄筋が降伏するまで曲げ荷重してひび割れ損傷を与えたはり(損傷はり: Type D)の2種類とした。損傷はりの初期荷重は、事前に実施した無補強RCはりの曲げ降伏荷重を参考に決定した。プレートの目標緊張力は、プレートの保証耐力の0%、25%、50%の3水準とし、中間定着具の有無を適宜組み合わせた。ただし、目標緊張力0%の場合、実際に張力を導入しないでプレートを定着すると、プレートのたるみ等の不具合が生じることが考えられる。そこで、この場合、プレートに保証耐力の5%程度の緊張力を導入することとした。

(2) 荷重方法

荷重条件は、図-7に示す対称2点集中荷重とした。荷重は、曲げひび割れの発生を確認した後に除荷した。その後、供試体が破壊するまで単調増加した。

表-6 供試体の概要

供試体名称	ひび割れ損傷	目標緊張力 (kN)	中間定着具
N	無補強はり		
N-00	無し (健全はり)	11.4[5%]	—
N-25P		58.2[25%]	有り
N-50		116.8[50%]	—
N-50P		116.8[50%]	有り
D-25P	有り (損傷はり)	58.2[25%]	有り
D-50		116.8[50%]	—
D-50P		116.8[50%]	有り

[]: 目標緊張力 / 保証耐力 (=234kN)

(3) 実験結果および考察

表-7に、実験結果の概要を示す。補強したRCはりでは、荷重点付近の曲げひび割れとプレートが交差する位置で最初のプレート剥離が観察されたが、荷重を増加しても剥離はほとんど進展しなかった。さらに荷重を増加すると、最大荷重近傍においてプレートは爆音とともにスパン全長にわたって剥離し、それとほぼ同時に、供試体は曲げスパン圧縮部コンクリートが圧壊して破壊した。しかし、RCはりが破壊しても、端部定着具、中間定着具およびそれら周囲のコンクリートは健全であり、プレートの破断は観察されなかった。

a) 有効緊張力

表-7に、各供試体のプレートの有効緊張力と保証耐力の比率(η)を示す。有効緊張力は、荷重直前のプレートひずみにプレートの弾性係数と断面積を乗じて算定した。D-25PおよびD-50P供試体では、目標とする緊張力を導入することができた。しかし、これら以外の供試体では、目標緊張力より15%程度小さい緊張力しか導入できなかった。これは、埋込

表-7 静的曲げ載荷試験結果 (単位: kN)

供試体名称	有効緊張力比(η)	ひび割れ荷重	引張鉄筋降伏荷重	プレートの剥離荷重	曲げ破壊耐力 ($P_{u.exp}$)	曲げ破壊耐力の計算値 ($P_{u.cal}$)			
						完全付着*	A法	B法	C法
N	—	11	58	—	67	61 [1.10]	—	—	—
N-00	1%	18	72	86	86	114 [0.75]	66 [1.30]	83 [1.04]	85 [1.02]
N-25P	10%	10	81	109	110	117 [0.94]	72 [1.53]	99 [1.11]	100 [1.10]
N-50	38%	39	100	110	113	129 [0.88]	90 [1.26]	106 [1.07]	108 [1.05]
N-50P	34%	34	106	126	126	127 [0.99]	87 [1.45]	114 [1.10]	115 [1.10]
D-25P	26%	(10)	86	110	110	124 [0.89]	82 [1.34]	109 [1.01]	110 [1.00]
D-50	31%	(7)	89	104	104	126 [0.82]	85 [1.23]	101 [1.03]	103 [1.01]
D-50P	48%	(5)	106	126	126	133 [0.95]	96 [1.32]	122 [1.03]	123 [1.02]

有効緊張力比(η): (有効緊張力/保証耐力) (): 曲げひび割れ導入時(補強前)のひび割れ荷重
 完全付着*: 維はずみが中立軸からの距離に比例すると仮定して算定した曲げ破壊耐力の計算値
 [] : 曲げ破壊耐力の実験値 ($P_{u.exp}$)/計算値 ($P_{u.cal}$)

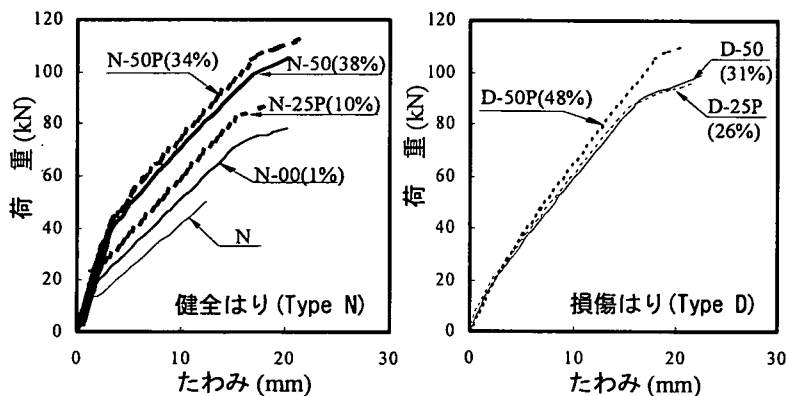


図-8 荷重とたわみの関係

み金具の設置誤差, プレートの製作誤差および埋込み金具とアンカーボルトの馴染み量の違い等によるものと考えられる. 実構造物の補強に本方法を適用する際には, 上記の誤差を吸収し, 十分な精度で緊張管理を行うことができる定着具固定システムを用いる必要がある.

b) 変形状

図-8に, 荷重と支間中央たわみの関係を示す. 損傷はり (Type D) については, プレート補強後に実施した曲げ破壊試験の結果を示す. 健全はり (Type N) の曲げひび割れ荷重は, 有効緊張力の増加に伴って増加した. また, 曲げ降伏荷重は, 損傷の有無に関わらず, 有効緊張力に比例して増加する傾向が認められた. 有効緊張力が同程度である N-50 供試体と N-50P 供試体のたわみ曲線を比較すると, 中間定着を設置した N-50P 供試体の曲げ降伏荷重, 曲げ破壊耐力および曲げ剛性は増加する傾向にある. これは, 中間定着具がコンクリートとプレートとの相対変位を抑制し, RC はりとプレートの一体性を高めたことによるものと考えられる.

図-9に, プレートの目標緊張力を 50%として

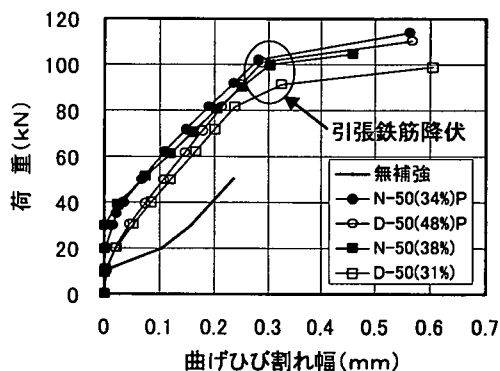


図-9 荷重と曲げひび割れ幅の関係

補強した RC はりおよび無補強 RC はりの荷重と曲げひび割れ幅の関係を示す. ここでも, 損傷はりについては, プレート補強後に実施した曲げ破壊試験の結果を示す. 損傷はりでは, 初期載荷により約 0.1mm のひび割れが残留した. しかし, プレストレスを導入すると, この残留ひび割れは目視では確認できない程度に閉合することが確認された. そこで, 補強後のひび割れ挙動を図-9において比較すると,

損傷はりでは、補強後、新たな曲げひび割れが発生することはなく、ひび割れ幅は載荷直後からほぼ一定の割合で増加した。その結果、損傷はりのひび割れ幅は、有効緊張力が同程度であっても健全はりより幾分大きくなった。また、損傷はりのたわみも、**図-8**に示すように、健全はりより幾分大きくなった。しかし、損傷の有無に関わらず、補強した RC はりのひび割れ幅は無補強 RC はりより小さくなり、本補強方法により損傷はりの曲げひび割れ幅を抑制できることが明らかとなった。

c) 引張鉄筋およびプレートのひずみ

図-10 に、荷重とスパン中央の引張鉄筋およびプレートのひずみの関係を示す。健全はりのプレートひずみは、曲げひび割れが発生するまではほとんど増加せず、ひび割れ発生から引張鉄筋降伏までは荷重の増加に伴いほぼ一定の割合で増加した。これに対し、損傷はりの引張鉄筋およびプレートのひずみは、載荷初期から引張鉄筋降伏まで、ほぼ一定の割合で増加した。一方、引張鉄筋降伏後のプレートひずみは、ひび割れ損傷の有無に関わらず、破壊に至るまでほぼ一定の割合で急激に増加した。これは、破壊前に曲げひび割れ近傍で観察された剥離は局部的なもので、破壊直前までコンクリートとプレートの付着が健全であったことを示しており、弾性材料であるプレートは引張鉄筋降伏後も有効に荷重に抵抗していたと推察される。**図-11** に、スパン中央のプレートの全ひずみ量と終局ひずみの比率を示す。ここで、終局ひずみは、プレートの保証耐力に対応するひずみである。有効緊張力が保証耐力の25%以上である場合、中間定着具の有無に関わらず、プレートの全ひずみ量は終局ひずみの70%以上になった。さらに、中間定着具を設置すると、全ひずみ量は終局ひずみの89%~97%となり、プレートを有効に利用できることが確認された。

図-12 に、スパン中央のプレートの剥離ひずみと有効緊張力によるプレートひずみの関係を示す。プレートがスパン全長にわたって剥離した直後に供試体は破壊したので、プレートの剥離ひずみは、最大荷重時のプレートひずみから有効緊張力によるプレートひずみを減じて算定した。プレートの剥離ひずみは、**図-11**における荷重によるプレートひずみの合計値に相当する。中間定着具を設置していない供試体の剥離ひずみは、有効緊張力の増加とともに小さくなる傾向にある。しかし、損傷の有無に関わらず、剥離ひずみは5000 μ 以上であった。ただし、載荷点から端部定着具前面までのプレート接着長は、930mmである。一方、幅48mm、厚さ

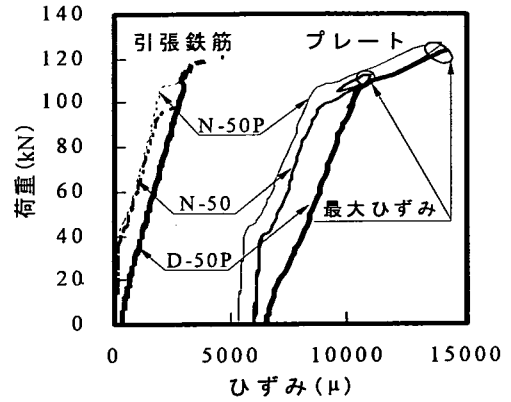


図-10 荷重と引張鉄筋およびプレートひずみの関係

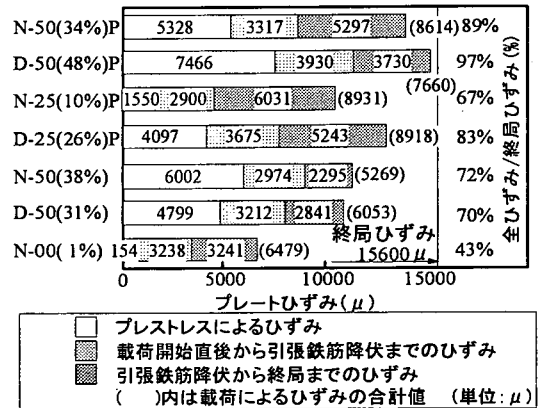


図-11 プレートの全ひずみ量と終局ひずみの比率

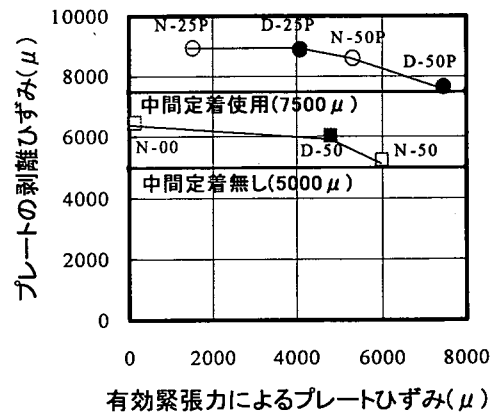


図-12 プレートの剥離ひずみと有効緊張力によるプレートひずみの関係

0.96mmの炭素繊維プレートを緊張せずに載荷点から800mm接着して曲げ補強したRCはりの曲げ載荷実験を行なった既往の研究では、プレートの剥離ひずみは4000~5000 μ であったと報告している¹⁰⁾。

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および接着面の仕上げ処理等の影響を受けると考えられる。しかし、本研究および既往の研究結果¹⁰⁾によると、幅 50mm、厚さ 2mm 以下の炭素繊維プレートを用いた約 900mm の定着長を確保して接着した場合、プレートの剥離ひずみは、5000 μ 程度であると推察できる。

中間定着具を設置した供試体のプレート剥離ひずみは、ひび割れ損傷の有無に関わらず、設置していない供試体より増加した。同じ有効緊張力で比較した場合、剥離ひずみは 2500 μ 程度一律に増加している。また、中間定着具の鋼板は、ボルトを手締めで可能な限り締め込んで定着しただけで、プレートに作用する面圧力の管理等は行っていない。しかし、剥離ひずみは 2500 μ 程度一律に増加しているため、ボルトの締付け精度の影響も受けていないと考えられる。中間定着具を設置した場合のプレートの剥離ひずみは、7500 μ 以上であった。

d) 曲げ破壊耐力

表一七に、各供試体の静的曲げ破壊耐力を示す。供試体の上縁には圧縮鉄筋を配置しているが、圧縮鉄筋量は比較的小さいので、単鉄筋断面として曲げ破壊耐力を算定した。補強した RC はりの曲げ破壊耐力は、ひび割れ損傷の有無に関わらず、すべて無補強 RC はりの耐力を上回り、補強効果が認められた。しかし、部材断面の維ひずみが中立軸からの距離に比例するとした一般的な平面保持の仮定に従って算定した曲げ破壊耐力の計算値は、実験値を上回り、補強した RC はりの曲げ破壊耐力を過大評価した。以下においては、コンクリート圧壊前にプレートが剥離して各供試体が破壊に至ったことを考慮し、補強した RC はりの曲げ破壊耐力を安全に、かつ簡易に算定する方法を検討する。なお、曲げ破壊耐力の算定において、コンクリートおよび鉄筋の応力～ひずみ関係は、コンクリート標準示方書〔設計編〕¹¹⁾に示されるモデルを用いた。プレートの応力～ひずみ関係は、応力～ひずみ図において、プレートの保証引張強度と終局ひずみの交点と原点を直線で結ぶモデルを使用した。

アンボンド PC 構造や外ケーブル PC 構造の曲げ破壊耐力を算定する簡易法として、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(1)により算出し、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破壊耐力を算定する方法が提案されている⁹⁾。

$$f_{ps} = f_{pe} + \Delta f_{ps} \quad (1)$$

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

この方法は、 Δf_{ps} を適切に設定することにより、安全かつ合理的に外ケーブル構造部材等の曲げ破壊耐力を推定できることが確認されている¹²⁾。本研究では、式(1)を用いることを基本として表一八に示す 3 方法を検討し、プレート補強した RC はりの曲げ破壊耐力を評価する方法の提案を試みた。

補強した RC はりは、プレート剥離後、コンクリートが圧壊して破壊に至っており、プレート剥離直後からコンクリートが圧壊するまでの非常に短い期間はアンボンド PC 構造として荷重に抵抗していると考えられる。そこで、A 法では、補強した RC はりをアンボンド PC 構造と仮定して Δf_{ps} を算定することとした。 Δf_{ps} には、付着のない PC 鋼材に対する Naaman らの提案式¹³⁾を採用することとした。提案式を式(2)に示す。この式は、AASHTO¹⁴⁾に採用されており、国内においてもアンボンド PC 構造が採用された単純桁に対する適用が妥当であることが確認されている¹²⁾。ここで、終局時における付着低減係数 (Ω_u) は、AASHTO に採用されている式(3)を用いて算定した。また、終局時の圧縮縁から中立軸までの高さ C は、終局時のコンクリートの圧縮応力度分布を長方形分布 (等価応力ブロック) と仮定して断面内の力の釣り合いより求めた式(4)に式(1)～式(3)を代入し、 C に関する二次方程式を解いて算定した。

$$\Delta f_{ps} = \Omega_u E_p \varepsilon_{cu} \left(\frac{d_p}{C} - 1 \right) \frac{L_1}{L_2} \quad (2)$$

$$\Omega_u = \frac{3.0}{\left(\frac{L}{d_p} \right)} \quad (3)$$

$$A_{ps} f_{ps} + A_s f_{sy} = \alpha \cdot f_c' b_w \cdot 0.8C \quad (4)$$

ここに、

- Ω_u : 終局時における付着低減係数(式(3))
- E_p : プレートの弾性係数
- ε_{cu} : コンクリートの終局ひずみ(= 3500 μ)
- d_p : プレートの有効高さ(=201mm)
- C : 圧縮縁から中立軸までの高さ
- L : 支間長

- L_1 : 載荷支間長
- L_2 : 緊張材の定着間距離
- A_{ps} : プレートの断面積
- A_s : 引張鉄筋の断面積
- f_{ps} : 終局時における緊張材の引張応力度
- f_{sy} : 引張鉄筋の降伏点強度
- f_c' : コンクリートの圧縮強度
- α : コンクリート圧縮ブロック低減係数 (=0.85)
- b_w : はり断面幅

表-8 曲げ破壊耐力算定法の概要

	Δf_{ps} の算定法	コンクリートの圧縮応力度の分布
A 法	アンボンド PC を対象とした Naaman らの算定法 ¹³⁾	終局ひずみを 3500μ とした等価応力ブロック ¹¹⁾
B 法	プレートの剥離ひずみより定義する方法	断面分割法により応力～ひずみ関係から算定
C 法		終局ひずみを 3500μ とした等価応力ブロック ¹¹⁾

注：各方法とも圧縮鉄筋は考慮せず

一方、B法およびC法は、プレートの剥離ひずみを直接利用して、補強した RC はりの曲げ破壊耐力を算定しようとするものである。 Δf_{ps} は、それぞれ式(5)により算定した。B法では、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、断面分割法により曲げ破壊耐力を算定した。断面分割法は、はり高さ方向に分割した各断面要素の維ひずみが中立軸からの距離に比例すると仮定し、各要素に作用するひずみからコンクリートの応力～ひずみ関係に従ってコンクリート応力度を算出する方法で、断面内の圧縮合力と引張合力が釣り合うまで圧縮縁から中立軸までの高さ (C) を繰返し計算により求める方法である。この方法によると、プレート剥離時の断面内のひずみ分布状況を適切に評価することができる。ここでは、供試体断面を高さ方向に 80 等分して計算を行った。

これに対し、C法では、A法と同じようにコンクリート圧縮縁の終局ひずみを 3500μ と仮定した等価応力ブロックにより曲げ破壊耐力を算定した。本実験の供試体のように曲げ破壊時に引張鉄筋が降伏している場合は、直ちに圧縮縁から中立軸までの高さ (C) を求めることができ、B法よりも簡単に曲げ破壊耐力を算定することができる。

$$\Delta f_{ps} = E_p \varepsilon_{peel} / \gamma_p \quad (5)$$

ここに、

- ε_{peel} : スパン中央のプレートの剥離ひずみ
 中間定着具を設置しない場合 ; 5000μ
 中間定着具を設置した場合 ; 7500μ
- γ_p : 剥離ひずみに対する材料係数 (=1.0)

なお、プレートの剥離ひずみは、前項の考察を参考に、中間定着具の設置の有無によりそれぞれを決定した。また、プレートの剥離ひずみの材料係数 (γ_p) は、1.0 とした。

表-7 に曲げ破壊耐力の計算結果を、図-13 に曲げ破壊耐力の実験値 ($P_{u.exp}$) と計算値 ($P_{u.cal}$)

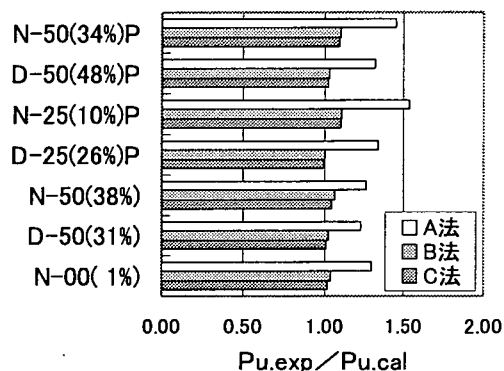


図-13 曲げ破壊耐力の実験値 ($P_{u.exp}$) と計算値 ($P_{u.cal}$) の比

の比をそれぞれ示す。A法は、コンクリートとプレートの付着を期待しないアンボンド PC 構造として Δf_{ps} を算定したが、終局時におけるプレートの引張ひずみの増加量 ($\Delta f_{ps} / E_p$) は $400 \sim 600\mu$ の範囲にあり、プレートの剥離ひずみの 1/10 程度であった。その結果、A法による曲げ破壊耐力の計算値は、実験値を過小評価した。これは、プレートをコンクリート表面に接着しないで使用した場合、補強部材の曲げ破壊耐力は接着した場合より小さくなることを示唆しており、プレートをコンクリート表面に接着することの有効性を示すものである。

次に、曲げ破壊耐力の実験値と断面分割法を用いた B法により算出した計算値の比率は、概ね 1.0 であり、B法は補強した RC はりの曲げ破壊耐力を精度よく評価している。また、等価応力ブロックの仮定を適用した C法を用いても、本研究の範囲において、補強した RC はりの曲げ破壊耐力の実験値と計算値の比率は概ね 1.0 となった。しかし、補強した RC はりでは、圧縮縁のコンクリートひずみが終局ひずみの設計値 (3500μ) に達する前にプレートが剥離して最大荷重に達しており、C法のように等価応力ブロックの仮定 (圧縮縁ひずみ: 3500μ) を

表-9 曲げ疲労試験の概要

シリーズ	供試体名称	ひび割れ損傷	目標緊張量 (kN)	中間定着具	疲労载荷条件		
					上限荷重* (kN)	下限荷重 (kN)	载荷速度 (Hz)
I	I-N-00	無し	11.4 [5%]	—	26.0 ~ 85.1 (9.8kN づつ増加)	11.0	0.5~3.0
	I-D-50P	有り	116.8 [50%]	有り			0.6~4.0
II	II-N-50P-70	無し	116.8 [50%]	有り	88.2 (70%)	11.0(8.7%)	1.5
	II-N-50P-60				75.6 (60%)		1.0
	II-N-50P-50				63.0 (50%)		0.5

注) 上限荷重* シリーズI : 図-14 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II : 上限荷重および下限荷重は一定

[] : 目標緊張量/保証耐力, () : (上限荷重/ (D-50P 供試体の静的曲げ破壊耐力; 126kN))

適用することは必ずしも妥当でないと考えられる。これに対し、B 法により算出したプレート剥離時の圧縮縁のコンクリートひずみは 1500~2600 μ の範囲にあり、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。したがって、補強した RC はりの曲げ破壊耐力の算出には、プレートの剥離ひずみに基づいて断面のひずみ分布状況を適切に把握できる B 法を適用するのが妥当であると考えられる。

5. 補強したRCはりの曲げ疲労载荷試験

(1) 実験概要

表-9 に、供試体の名称および実験要因を示す。シリーズI は、旧道路橋示方書¹⁵⁾に規定されている TL-20 活荷重に対して設計された橋梁に、現行の道路橋示方書¹⁶⁾に規定されている B 活荷重が作用した場合の疲労に対するプレート補強効果を検討するシリーズである。シリーズII は、プレート補強した橋梁の曲げ疲労特性を検討するシリーズである。

シリーズI では、健全はりおよび損傷はりをそれぞれ1体製作し、現場での緊張管理状況を考慮してプレート緊張力を変化させて補強を行なった。プレートの保証耐力に対する目標緊張力の比率は、健全はりおよび損傷はりでそれぞれ0%および50%とした。また、損傷はりには中間定着具を設置し、補強効果を高めた。

シリーズII では、健全はりを3体製作し、プレート補強を行なった。プレートの保証耐力に対する目標緊張力の比率は50%とし、各供試体には中間定着具を設置した。上限荷重を静的曲げ破壊耐力の50%、60%、70%の3水準とした一定振幅の部分片振り繰返し载荷を行ない、プレートにより補強したRC部材の疲労性状を検討した。なお、200万回の繰返し载荷を行なっても供試体が疲労破壊しない場合は、

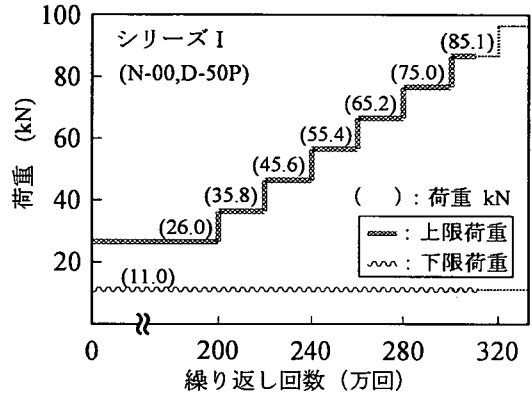


図-14 荷重と繰返し回数の関係(シリーズI)

200万回繰返し後、静的曲げ载荷試験を実施し、供試体の残存曲げ破壊耐力を確認した。

(2) 载荷方法

载荷条件は、静的曲げ载荷試験と同様に、図-7 に示す対称2点集中载荷とした。図-14 に、シリーズIにおける荷重と繰返し回数の関係を示す。シリーズIでは、ひび割れの発生を確認した後、初期上限荷重(26.0kN)まで静的载荷を行い、上限荷重到達後、下限荷重を11.0kNとして200万回繰返し载荷を行なった。その後、供試体が破壊するまで、上限荷重を9.8kNづつ増加して順次20万回の繰返し载荷を行った。なお、初期上限荷重は、TL-20活荷重で設計された5径間連続RC中空床版道路橋(支間=5×15m=75m)に、B活荷重を载荷したときの引張鉄筋応力度から決定した。補強前の橋梁にB活荷重が作用した場合、支間中央断面の引張鉄筋応力度は181N/mm²であった。そこで、無補強RCはり(N供試体)の引張鉄筋応力度が181N/mm²になる荷重を逆算して上限荷重とした。また、下限荷重(11.0kN)は、支間中央断面の死荷重作用時の引張鉄筋応力度が76.7N/mm²であったことに基づき、初

表-10 曲げ疲労試験結果 (シリーズ I)

上限荷重 (kN)	I-N-00 (有効緊張力比 $\eta=15\%$)					I-D-50P (有効緊張力比 $\eta=50\%$)				
	繰返し回数 N	f_{sd} (N/mm ²)	N_{sf}	N/N_{sf}	M	繰返し回数 N	f_{sd} (N/mm ²)	N_{sf}^{**}	N/N_{sf}	M
26.0	2,000,000	84.9	1.74×10^9	0.0011	0.0011	2,000,000	(-11~-0.5)	—	—	—
35.8	200,000	138.2	2.99×10^7	0.0067	0.0078	200,000	(-11~-7.6)	—	—	—
45.6	200,000	189.4	2.17×10^6	0.0922	0.1000	200,000	88.7	1.27×10^9	0.0002	0.0002
55.4	200,000	240.0	3.02×10^5	0.6623	0.7623	200,000	141.2	2.66×10^7	0.0075	0.0077
65.2	200,000	290.7	6.09×10^4	3.2841	4.0464	200,000	192.1	2.04×10^6	0.0980	0.1057
75.0	92,461	341.4	1.60×10^4	5.7788	9.8252	92,461	242.8	2.91×10^5	0.3177	0.4234
	—	—	—	—	—	107,539			0.3695	0.7929
85.1	—	—	—	—	—	67,024	294.9	5.74×10^4	1.1677	1.9606
合計*	2,892,461	累積繰返し回数比 $M = \sum(N/N_{sf}) = 9.83$				3,067,024	累積繰返し回数比 $M = \sum(N/N_{sf}) = 1.96$			
破壊形式	引張鉄筋の疲労破断					プレート剥離後、引張鉄筋の破断				

注) * : 疲労寿命 (累積繰返し回数 = $\sum N$)

** : 永久荷重による応力度 $\sigma_{sp}=0$ として、鉄筋の設計疲労強度式より疲労寿命を算定

表-11 曲げ疲労試験結果 (シリーズ II)

供試体名称	有効緊張力比 (η)	上限荷重 (kN)	曲げ破壊耐力* (kN)	上限荷重比 (%)	下限荷重比 (%)	疲労寿命 N
II-N-50P-70	53	88.2	125.4	70.3	8.8	192,581
II-N-50P-60	51	75.6	124.2	60.9	8.9	647,417
II-N-50P-50**	49	63.0	123.0	51.2	8.9	2,000,000

注) * : 各供試体の有効緊張力比を考慮して、B法を用いて算定した曲げ破壊耐力

** : 200万回で繰返し載荷を終了

期上限荷重を求めたのと同じ方法で逆算して求めた。

シリーズIIの各供試体の上限荷重は、導入プレストレス量がほぼ同じ D-50P 供試体の曲げ破壊耐力 (126kN) に対する比率が、それぞれ 70%、60%、50%となるように決定した。下限荷重は、それぞれシリーズIと同じ 11.0kN (8.7%) とした。

なお、疲労載荷は、正弦波による部分片振り繰返し載荷とした。載荷速度は、各上限荷重が供試体のたわみに追従して載荷されていることを確認して、表-9に示すように 0.5~4Hz の範囲で変化させた。また、1万回~50万回毎に繰返し載荷を中断して静的載荷を実施し、所定の計測を行なった。

(3) 実験結果および考察

表-10 および表-11 に、各シリーズの疲労試験結果を示す。本研究の載荷速度の範囲では、疲労試験結果に及ぼす載荷速度の影響は小さいと考え、以下の考察ではその影響を考慮しなかった。

静的曲げ試験用供試体においては、一部を除いて、目標緊張力の 15%程度小さい緊張力しか導入できなかった。そこで、疲労試験用供試体では、切断長を設計値より幾分短くしたプレートを用いてプレ

ストレスを導入した。その結果、目標緊張力を 50% とした供試体には、概ね目標とする緊張力を導入することができた。

なお、全ての供試体において、プレートは疲労破断しなかった。繰返し載荷が終了するまで、定着具からのプレートの抜出しは見られなかった。また、端部定着具および中間定着具付近のコンクリートおよびアンカーにも、繰返し載荷に伴う変状は認められなかった。

a) シリーズ I

シリーズIの曲げ疲労試験結果を表-10に示す。B活荷重に相当する上限荷重 (26.0kN) を 200万回繰返し載荷しても、プレート補強した RC はりは、補強前の損傷程度およびプレート緊張力に関わらず疲労に対して十分な安全性を有していた。I-N-00 供試体は、上限荷重 75.0kN の載荷中に破壊し、破壊時の累積繰返し回数は約 289万回であった。破壊形式は、引張鉄筋の疲労破断であり、プレートの剥離は観察されなかった。これに対し、プレートの有効緊張力が大きい I-D-50P 供試体では、上限荷重 85.1kN の載荷中に累積繰返し回数約 307万回で破壊に至り、疲労寿命は I-N-00 供試体より大きくな

った。破壊形式は、プレートの剥離である。破壊近傍では、プレートが剥離したことを示す爆音が生じた。その後、数十回の繰返し载荷を受けた後に引張鉄筋が破断し、供試体は最終的な破壊に至った。プレート剥離後、RC はりはアンボンド PC 状態になるため、最大荷重時のプレートの引張応力度は減少する。その結果、鉄筋に作用する引張応力度は増加し、引張鉄筋は破断したと推察される。

気乾状態の RC はりの曲げ疲労破壊に対する安全性の検討は、一般に変動応力下にある引張鉄筋について行えばよい¹⁷⁾。そこで、変動応力下にある引張鉄筋の累積繰返し回数比を算出し、各供試体の繰返し载荷による損傷の蓄積状況を検討した。表-10に、引張鉄筋の累積繰返し回数比を示す。ここで、累積繰返し回数比は、式(6)より計算した。引張鉄筋の応力振幅は、4節 d) で使用した各材料の応力～ひずみ関係を用いて、コンクリートや鉄筋と同様に、荷重によるプレートのひずみも中立軸からの距離に比例すると仮定して断面分割法を用いて計算した。また、一定応力振幅繰返し载荷を受ける鉄筋の疲労寿命 (N_{sf}) は、材料係数 (γ_s) を 1.0 とし、コンクリート標準示方書 [設計編]¹¹⁾ に示されている式(7)より逆算した。ただし、式(7)は、引張応力下の部分片振り疲労試験結果に基づいたものである。そこで、下限荷重時の引張鉄筋応力度が圧縮となる I-D-50P 供試体においては、応力振幅は部分両振り応力状態に対して算出したが、永久荷重による鉄筋応力度は $\sigma_{sp} = 0$ として疲労寿命を計算した¹⁸⁾。なお、累積繰返し回数比の計算において、 i 番目の応力による繰返し回数比が 0.0001 未満の場合は、疲労の影響を受けていないものとして繰返し回数比を累積しなかった。

$$M = \sum_{i=1}^m \frac{N_i}{N_{sfi}} \quad (6)$$

$$f_{srd} = 190 \frac{10^a}{N^k} \left(1 - \frac{\sigma_{sp}}{f_{ud}}\right) / \gamma_s \quad (7)$$

ここに、

- M : 累積繰返し回数比
- N_i : i 番目の応力における繰返し回数
- N_{sfi} : S-N 線図から求められる i 番目の応力における疲労寿命
- f_{srd} : 引張鉄筋の応力振幅の計算値 (疲労強度)
- 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)

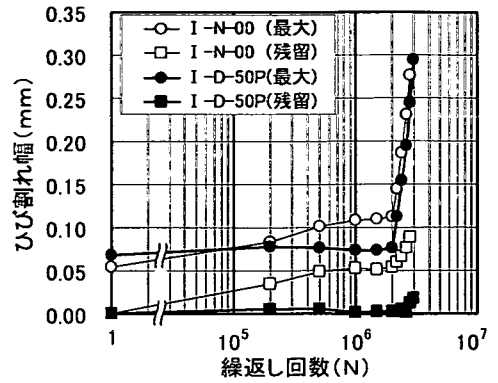


図-15 ひび割れ幅と繰返し回数の関係(シリーズ I)

$$a = k_0(0.81 - 0.003 \phi) = 0.762$$

ϕ : 鉄筋直径 (=16mm)

k_0 : 鉄筋のふし形状に関する係数 (=1.0)

k : 係数 (=0.12)

I-N-00 供試体では、プレート緊張力が小さいため引張鉄筋の応力振幅は比較的大きくなり、载荷初期より繰返し载荷による損傷が蓄積された。その結果、累積繰返し回数比は $M=9.83$ となり、引張鉄筋はプレートが剥離する前に疲労破断したと考えられる。これに対し、I-D-50P 供試体では、プレート緊張力が大きいため引張鉄筋の応力振幅は比較的小さくなる。このため、累積繰返し回数比は、I-N-00 供試体で引張鉄筋が疲労破断した累積繰返し回数 (約 289 万回) に到達した段階においても $M=0.42$ と非常に小さく、引張鉄筋には繰返し载荷による損傷がほとんど蓄積されなかった。その結果、I-D-50P 供試体は、I-N-00 供試体よりも 1 段階高い上限荷重による繰返し载荷を受け、プレートの剥離が先行して生じたと推察される。

図-15 に、ひび割れ幅と繰返し回数の関係を示す。図には、上限荷重载荷時の最大ひび割れ幅と、除荷時の残留ひび割れ幅を示している。I-N-00 供試体では、繰返し回数 200 万回までの初期上限荷重の载荷中においても、最大ひび割れ幅および残留ひび割れ幅は増加した。これに対し、I-D-50P 供試体は、補強前に荷重履歴を受けているので、载荷初期のひび割れ幅は I-N-00 供試体よりも大きくなった。しかし、B 活荷重相当の初期上限荷重の载荷中 (200 万回まで) に、最大ひび割れ幅は増加しなかった。また、上限荷重を段階的に増加しても、残留ひび割れ幅は 0.015mm 程度であり、プレートの有効緊張力が大きい場合には優れたひび割れ抑制効果を発揮することが確認された。

図-16に、上限荷重時のプレートひずみの増加量と繰返し回数の関係を示す。I-N-00供試体のプレートひずみの増加量は、プレート緊張力が小さいために最大ひび割れ幅と同様に、初期上限荷重の載荷中においても増加した。I-D-50P供試体のプレートひずみの増加量は、プレート緊張力が大きいためにひび割れ抑制効果が有効に発揮され、上限荷重75.0kNまではI-N-00供試体よりも小さくなった。そのため、繰返し載荷に伴うプレート剥離は、遅延したと考えられる。

b) シリーズII

シリーズIIの曲げ疲労試験結果を表-11に示す。II-N-50P-70およびII-N-50P-60供試体の疲労寿命は、それぞれ約19万回および約65万回であった。破壊形式は、I-D-50P供試体と同様にプレートの剥離であり、プレート剥離後、引張鉄筋が破断した。これに対し、上限荷重が比較的小さいII-N-50P-50供試体は、200万回の繰返し載荷を終えても疲労破壊しなかった。引張鉄筋も、破断しなかった。しかし、比較的幅の広い曲げひび割れ付近では、部分的にプレートが剥離していることが確認された。

図-17に、上限荷重時の引張鉄筋ひずみと繰返し回数の関係を示す。図には、初期載荷時(N=1)の鉄筋ひずみに対する最終計測時の鉄筋ひずみの比を示してある。II-N-50P-60供試体の鉄筋ひずみは、破壊近傍の繰返し回数60万回時(最終計測時)に急増した。II-N-50P-50供試体においても繰返し回数200万回近傍で鉄筋ひずみが増加していることから、II-N-50P-60供試体では、この時点でプレート剥離が部分的に進行していたと推察される。一方、II-N-50P-60供試体およびII-N-50P-50供試体の最終計測時を除外すると、各供試体の鉄筋ひずみの増加量は比較的小さく、通常のRCはりの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。これはプレートの付着が健全であったためで、プレート補強したRCはりの鉄筋ひずみは、プレート剥離が進行するまでは断面分割法などを用いて推定することができるものと考えられる。

図-18に、シリーズIIにおけるS-N曲線とS-N曲線の回帰式を示す。縦軸の S_r は、荷重振幅と静的曲げ耐力との比であり、上限荷重と静的曲げ耐力との比(S_{max})から下限荷重と静的曲げ耐力との比(S_{min})を減じて算出した。静的曲げ耐力は、各供試体のプレートの有効緊張力の違いを考慮し、4節のB法を用いて算定した。なお、図には鉄筋のS-N曲線も示してある。このS-N曲線は、シリーズIで

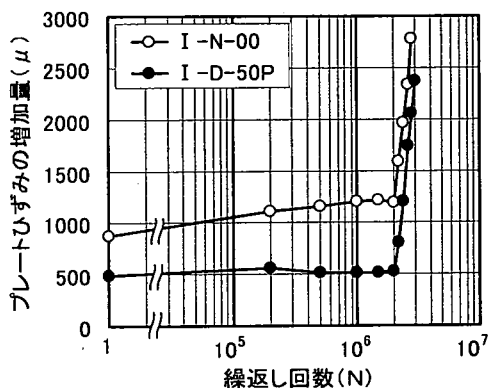


図-16 プレートひずみの増加量と繰返し回数の関係(シリーズI)

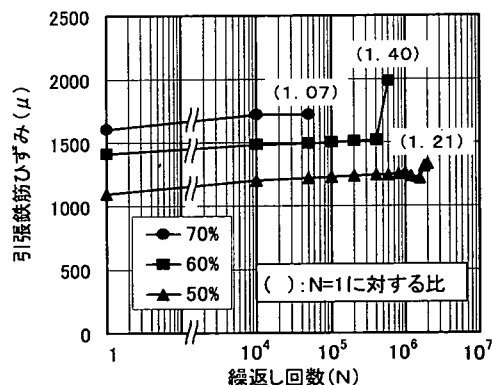


図-17 引張鉄筋ひずみと繰返し回数の関係(シリーズII)

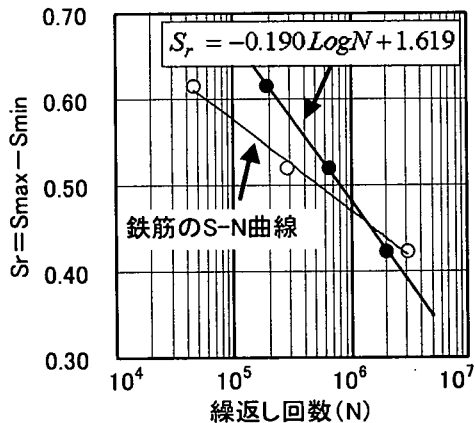


図-18 S-N曲線(シリーズII)

引張鉄筋の累積繰返し回数比を検討する際に用いた方法と同じ方法で算出した各供試体の引張鉄筋の疲労寿命と、各供試体の S_r 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。

II-N-50P-70およびII-N-50P-60供試体の破壊形式は、プレート剥離であった。また、II-N-50P-50供試体では、繰返し載荷終了時点で、部分的ではあるがプレートの剥離が進行していた。そこで、全ての供試体の破壊形式をプレート剥離と仮定し、各供試体の S_r と繰返し回数の関係をS-N曲線図にプロットした(図中の●)。プロット点を最小二乗法で直線回帰すると、S-N曲線の回帰式とプロット点の相関係数は0.999となり、高い相関関係が認められた。したがって、本研究の範囲においては、この回帰式を用いてプレート補強したRCはりのプレート剥離疲労強度を求めることができると考えられる。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、プレート補強したRCはりの200万回疲労強度は51%($S_{min}=8.9\%$)であり、破壊形式はプレート剥離となった。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:約 55N/mm^2 ,引張鉄筋比:2.8%)の疲労試験を行った結果、気乾状態で引張鉄筋の疲労破断により破壊したRCはりの200万回疲労強度は、60%(上限荷重比)であることが明らかにされている¹⁹⁾。この結果と比較すると、プレート補強したRCはりの200万回疲労強度は小さくなった。

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、 S_r が0.45以上の場合、鉄筋の疲労寿命の方が幾分小さくなった。これは試験結果と異なるものであり、式(7)が鉄筋の疲労寿命を安全側に与えている²⁰⁾ためである。また、上限荷重を順次増加して繰返し載荷したシリーズIでは、プレート緊張力の違いにより、破壊形式が鉄筋破断とプレート剥離に分かれた。したがって、プレート補強したRC部材の実務設計における曲げ疲労限界状態に対する検討は、鉄筋の疲労強度の特性値に基づいて行う¹⁷⁾と同時に、プレートの剥離疲労強度の特性値に基づいて行う必要があると考えられる。

c) 残存曲げ破壊耐力確認試験

II-N-50P-50供試体は、200万回の繰返し載荷を行っても疲労破壊に至らなかった。そこで、この供試体に対して静的曲げ載荷試験を実施し、繰返し載荷後の残存曲げ破壊耐力を確認した。

残存曲げ破壊耐力確認試験結果を表-12に、荷重と支間中央たわみの関係を図-19にそれぞれ示す。図には、プレートの有効緊張力がほぼ同じD-50P供試体の静的載荷試験時の荷重～たわみ曲線も示している。繰返し載荷により生じた部分的なプレートの剥離は、静的載荷中にはほとんど進展しなかった。破壊近傍で、プレートは爆音とともにスパン全長に

表-12 残存曲げ耐力確認試験結果
(II-N-50P-50)

プレートの剥離ひずみ(μ)	曲げ破壊耐力(kN)		
	実験値 ①	計算値* ②	①/②
7170	114	121	0.94

注)*: $\epsilon_{peel}=7170\mu$ としてB法により算定

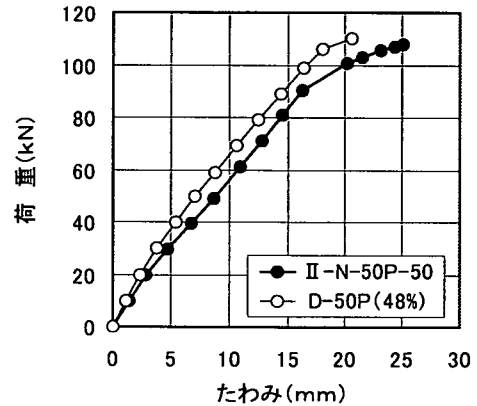


図-19 荷重と支間中央たわみの関係
(残存曲げ破壊耐力試験時)

わたって剥離し、それとほぼ同時に、供試体は曲げスパン圧縮部のコンクリートが圧壊して破壊した。

II-N-50P-50供試体のたわみは、上限荷重レベル(63.0kN)ではD-50P供試体より2mm程度しか増加していない。しかし、破壊近傍でたわみはかなり大きくなり、II-N-50P-50供試体の残存耐力は、D-50P供試体の静的曲げ破壊耐力(126kN)より小さい114kNとなった。これは、プレート補強したRCはりの200万回疲労強度(上限荷重比:51%)に相当する上限荷重(50%)を200万回繰返し載荷したことにより、プレートとコンクリートの付着が劣化してRCはりの剛性が低下し、プレートのピーリング剥離が比較的早期に発生したためであると考えられる。結果として、荷重の増加に伴うプレートひずみの増加量も、D-50P供試体の増加量(7660 μ)および式(5)で仮定したプレートの剥離ひずみ(7500 μ)より小さい7170 μ となった。そこで、式(5)のプレートの剥離ひずみ(ϵ_{peel})を7170 μ としてB法により曲げ破壊耐力を計算した結果、実験値と計算値の比は0.94となった。したがって、繰返し載荷終了後に実施した静的曲げ載荷試験のプレートの剥離ひずみを適用してB法を用いれば、補強したRCはりの残存曲げ破壊耐力を概ね評価できると考えられる。プ

プレートの剥離疲労強度の特性値を設定することも念頭に置き、今後は、プレートとコンクリートの付着疲労性状についてさらに検討を進める必要がある。

6. 結論

本研究では、引抜き形成された炭素繊維プレートを緊張・定着することにより、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方法を実用化することを目的として、プレート補強したRCはりの静的曲げ載荷試験および疲労曲げ載荷試験を実施し、その補強効果を検討した。本研究の範囲において明らかになった点を、以下に示す。

- (1) 本研究で用いた幅 50mm、厚さ 2mm の炭素繊維プレートは、円形断面を有する定着長 250mm 以上の定着具を用いれば破壊形式をプレート破断とすることができ、プレートの高強度を有効に活用することができる。プレートの保証耐力は、234kNであった。
- (2) 炭素繊維プレートを緊張・定着した RC はりは、プレートの剥離とほぼ同時に曲げスパン圧縮部コンクリートが圧壊して破壊した。しかし、曲げ破壊耐力は、補強していない RC はりよりも向上し、プレートの有効緊張力が大きいほど補強効果が認められた。
- (3) 中間定着具を設置した RC はりでは、プレートの剥離遅延効果により、プレートの剥離ひずみが大きくなった。本補強方法においては、プレートの有効緊張力を大きくして中間定着具を用いることにより、曲げ補強効果は向上した。
- (4) 本研究の静的曲げ載荷試験の範囲において、スパン中央のプレートの剥離ひずみは、中間定着具のない場合とある場合で、それぞれ 5000 μ および 7500 μ であった。プレートにより補強した RC はりの曲げ破壊耐力は、このプレート剥離ひずみと断面分割法を用いて (B 法)、比較的精度よく推定することができた。
- (5) 同じ載荷条件で繰返し載荷を行った場合、保証耐力の 50% の緊張力を導入したプレートにより補強した RC はりの疲労寿命は、15% の緊張力を導入したプレートにより補強した RC はりよりも大きくなった。しかし、補強した RC はりは、プレート緊張力に関わらず、B 活荷重に相当する上限荷重を 200 万回繰返し載荷しても疲労に対して十分な安全性を有していた。
- (6) 疲労強度を静的曲げ破壊耐力に対する上限荷重

の比で表すと、本実験の範囲において、プレートにより補強した RC はりの 200 万回疲労強度は約 50% 程度であり、破壊形式はプレート剥離となった。

- (7) プレートにより補強した RC はりの 200 万回疲労強度に相当する上限荷重 (50%) を 200 万回繰返し載荷した供試体の残存曲げ破壊耐力は、プレートの有効緊張力がほぼ同じ静的曲げ載荷試験供試体の曲げ破壊耐力より小さくなった。繰返し載荷終了後に実施した静的曲げ載荷試験のプレートの剥離ひずみと断面分割法を用いると (B 法)、補強した RC はりの残存曲げ破壊耐力を概ね評価することができた。

謝辞: 本研究の遂行に当たっては、(株)国際建設技術研究所 葛目和宏氏に貴重な助言を賜りました。また、立命館大学大学院理工学研究科環境社会工学専攻 阪上徳行君 (現 (株)ピー・エス)、大島正記君に多大な協力を得ました。ここに記して、厚く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会：2001年制定 コンクリート標準示方書 [維持管理編]，2001。
- 2) 建設省土木研究所 構造橋梁部橋梁研究室，炭素繊維補修・補強工法技術研究会：コンクリート部材の補修・補強に関する共同研究報告書(Ⅲ)－炭素繊維シート接着工法による道路橋コンクリート部材の補修・補強に関する設計・施工指針(案)一，1999。
- 3) 土木学会：連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針，コンクリートライブラリー101，pp. 21-23，2000。
- 4) (社)プレストレスト・コンクリート建設業協会：外ケーブル方式によるコンクリート橋の補強マニュアル(案)，pp.75-91，1998.10
- 5) 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95，1999。
- 6) 真嶋光保，幸左賢二，大野定俊：繊維補強セメント/コンクリート複合材料，技報堂出版，pp. 45-50，1994。
- 7) 原田哲夫，出光 隆，Myo Khin，副田孝一，渡辺明：定着用膨張材による連続繊維緊張材の定着法に関する研究，土木学会論文集，No.627/V-44，pp. 77-90，1999。
- 8) 関島謙蔵，木暮明人，鈴木秀人，大塚 靖：FRPプレートを緊張材に用いたPC補強工法の開発，コンク

- リート構造物の補修工法と電気防食に関するシンポジウム論文報告集, pp.85-92, 1994.
- 9) 吳 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.
 - 10) 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.
 - 11) 土木学会: 平成8年制定 コンクリート標準示方書 [設計編], pp.17-44, 1996.
 - 12) 小坂寛巳, 川田成彦, 津野和男: 外ケーブルを用いたPC橋の終局曲げ挙動に関する研究, 土木学会論文集, No.613/V-42, pp. 147-164, 1999.
 - 13) Naaman, A.E. and Alkhairi, F.M.: Stress at Ultimate in Unbonded Post-Tensioning Tendons: Part 2 - Proposed Methodology, *ACI STRUCTURAL JOURNAL*, Vol.88, No.6, pp.683-692, November-December 1991.
 - 14) AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, SI Units First Edition, 1994.
 - 15) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説Ⅲ コンクリート橋編, 1978.
 - 16) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説Ⅲ コンクリート橋編, 1996.
 - 17) 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.
 - 18) (財)鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説-コンクリート構造物, 丸善, pp.69-77, 1999.
 - 19) 西林新蔵, 井上正一, 吉野 公, 熊野知司: 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.
 - 20) 岡村 甫, 二羽淳一郎: 鉄筋コンクリート部材の疲労, *コンクリート工学*, Vol.21, No.1, pp.22-30, 1983.

(2001. 1. 31 受付)

STUDY ON STRENGTHENING METHOD FOR EXISTING CONCRETE STRUCTURES WITH TENSIONED CFRP PLATE

Yuzuru HAMADA, Masumi INOUE, Akira KOBAYASHI,
Nobuaki TAKAGI and Takayuki KOJIMA

This paper presents the results of static and fatigue tests of RC beams strengthened with tensioned CFRP plate. This plate was fabricated by Pultrusion method with carbon fiber, which has a guaranteed tensile capacity of 234kN and elastic modulus of 150 kN/mm². From this investigation, it is evident that the flexural capacity of RC beams strengthened with tensioned CFRP plate increased, when compared with that of the reference beam without strengthening, no matter how the beam was deteriorated. This was further enhanced by installing the intermediate anchoring device in the shear span of the beam, because the peeling of the plate was delayed. It is also evident that the fatigue life of RC beams was increased by using tensioned CRRP plates.