

炭素繊維シートにより補強されたPC梁供試体の曲げ疲労試験

Bending Fatigue Test of a Prestressed Concrete Beam, Reinforced with a Carbon Fiber Sheet

坂本浩行*, 西崎到**, 佐々木巖***, 阿部宗人****, 神内隆行*****, 八木謙介*****

Hiroyuki SAKAMOTO, Itaru NISIZAKI, Iwao SASAKI, Muneto ABE, Takayuki JINNAI, and Kensuke YAGI

- * 建設省土木研究所 材料施工部化学研究室 (〒305 茨城県つくば市大字旭一番地)
 ** 建設省土木研究所 材料施工部化学研究室 (〒305 茨城県つくば市大字旭一番地)
 *** 建設省土木研究所 材料施工部化学研究室 (〒305 茨城県つくば市大字旭一番地)
 **** (株) ビー・エス 技術研究所 (〒330 大宮市北袋町1-297)
 ***** (株) ビー・エス メンテナンス室 (〒170 東京都豊島区南大塚3-36-7)
 ***** 三菱化学(株) CF・コンポジット部 (〒100 東京都千代田区丸の内2-5-2)

The situation draws attention to the strategies of reinforcing the existing concrete structures with lightweight carbon fiber sheets that have excellent features such as high strength, high elasticity and high durability. Carbon fiber sheet, when used for the reinforcement of a prestressed concrete bridge, will experience repetitive dynamic loads over its entire life span, and it is necessary to test and assess the combined fatigue strength of concrete structure and carbon fiber sheet under repetitive stress conditions. This paper deals with bending fatigue tests conducted on a prestressed concrete beam reinforced with a carbon fiber sheet to determine an S-N diagram.

Key Words: fatigue strength, prestressed concrete beam, crack, S-N diagram.

1. はじめに

橋梁構造物の維持補修に関して、プレストレストコンクリート（以下PCと称す）橋梁を含めたコンクリート構造物は、一般にメンテナンスフリーの半永久的な寿命を持つと考えられていた。

しかし、実際にはこれらのコンクリート構造物は、建設時に比べ、環境条件等が変化し劣化が促進され、ひびわれの発生、コンクリートの剥落等という現象となって現れる場合がある。劣化の原因としては、高度成長期において飛躍的に交通量が増大し、輪荷重の増加等設計値を越えた構造物への負荷が考えられる。

さらに、コンクリートの締め固め不足等の建設時の施工や品質管理の問題、アルカリ骨材反応のようなコンクリートの材料および配合の問題、あるいは塩害による鋼材の腐食によって劣化の問題が発生している。

上述した状況下で、PC橋の分野に目を向けてみると、我国のPC橋は、昭和28年ころから建設され始め、これまでの既設総数は約15万橋といわれており、ポストテンション橋が約5万橋、プレテンション橋が約10万橋と推定され、古いものでは既に40年経過している既述したように、PC橋はメンテナンスフリーの半永

久的な構造物といわれているが、建設から15～20年経過したものの中にはメンテナンスが必要となっているものもあり全国的に毎年補修工事が行われている。

コンクリート構造物全般についていえば、劣化現象は社会問題化しつつあり、より信頼性が高く、かつ簡便な補強工法技術の開発が強く望まれている。

このような状況下にあつて、最近注目されている工法として軽量、高強度、高弾性、高耐久性などの優れた性能を有する炭素繊維を既存コンクリートの補強に用いる工法がある。この工法は、既存部材のコンクリート表面にシート状の炭素繊維を樹脂で貼り付けて補強する工法で、損傷した鉄筋コンクリート（以下RCと称す）床版、耐震補強を必要とする既存RC橋脚、RC煙突、塩害を受けたPC桁等に採用され始めている。本研究の目的は、炭素繊維をPC桁の補強に使用する場合、

- (1) PC桁の補強への適用性の評価をする。
- (2) 塩害を受けたPC橋への適用性の評価をする。
- (3) 補強効果に及ぼす炭素繊維シートの弾性係数および積層数の影響の評価をする。
- (4) 合理的設計手法を確立する。

等の基本的な事項について確認することにある。

本報告は、上述の目的の一環としてPCプレテンション梁供試体を用いて、炭素繊維シートで補強した場合、無補強のものに比べて静的および動的疲労に関する曲げ耐力がどの程度増加するかを実験によって確認するものである。

曲げ疲労試験については、S-N線図を求め、炭素繊維で補強した効果の評価を行う。

2. 実験概要

2. 1 材料およびその性質

本実験に用いたコンクリートの配合を表-1に示す。

炭素繊維の物性を表-2に示す。炭素繊維シートについては炭素繊維のみの断面によって求めた物性について示した。炭素繊維シートは1m²当たりの炭素繊維量が300gであり炭素繊維としての設計厚さは0.017mmであるPC鋼より線の性質を表-3に示す。

表-1 コンクリートの配合表

粗骨材 の最大 寸法 (mm)	スラ ブの 範囲 (cm)	空気量 の 範囲 (%)	水セ メント比 W/C (%)	細骨材 率 S/A (%)	単位量 (kg/m ³)				
					水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
					W	C	S	G	Mt
20	8.0	1.5	37.1	39.0	156	420	710	1128	4.62
	±1.5	±1.0							

表-2 炭素繊維シートの物性

炭素繊維量 (g/m ²)	炭素繊維断面積 (cm ² /m)	引張強度 kgf/cm ² (MPa)	弾性係数 kgf/cm ² (MPa)	伸び (%)
300	1.67	35,000	2.4×10 ⁶	1.5
—	—	(3,432)	(1.93×10 ⁵)	—

表-3 PC鋼より線の力学的性質

	降伏点 強度 kgf/mm ² (MPa)	引張 強度 kgf/mm ² (MPa)	伸び (%)	ヤング 係数 kgf/mm ² (MPa)	リラクゼー ション (%)
JIS 規格値	150	175	3.5	—	2.5
	以上	以上	以上		以下
	(1,471)	(1,720)	—		—
試験値	174	194	6.5	1.97×10 ⁴	1.6
	(1,706)	(1,902)		(1.93×10 ⁵)	

2. 2 供試体

試験に用いた供試体寸法を図-1に示す。供試体は、幅225mm、高さ225mm、長さ2650mmの正方形断面のプレテンション方式PC梁とし、コンクリート打設後高温蒸気養生を行い、材令1日で鋼線を切断してプレストレスを導入し以後気中養生とした。プレストレスはPCストランドφ9.3mmを6本用いて導入し導入緊張応力は90kgf/mm²(883MPa)、有効緊張応力は63kgf/mm²(618MPa)である。従って、有効プレストレスはコンクリートの圧縮応力に換算して、梁の上縁で17.5kgf/cm²(1.72MPa)、下縁で59.7kgf/cm²(5.85MPa)である。

また梁供試体と同時にφ15×30cm円柱供試体を打設し圧縮強度および弾性係数を測定した。

コンクリートの圧縮強度(材令約60日)は供試体3本の平均値で586kgf/cm²(57.5MPa)、ヤング係数は

309,000kgf/cm²(30,300MPa)(1/3割線勾配)であった次に、炭素繊維シートを貼り付けて補強した供試体の概要を図-2, 3, 4に示す。図-2は無補強の基準供試体N0.1を示し、図-3は無補強供試体の引張側下縁に2層の炭素繊維シートを貼り付けたうえに、2層のシートが剥離しないよう下縁および側面に1層のシートを貼り付けた供試体を示し、N0.2とする。

この供試体は、曲げに対して、2層のシートが抵抗し剥離対策1層は抵抗しない。

したがって、本供試体の場合、実橋では曲げに対して炭素繊維シートを2層貼り、補強することになる。

図-4は、無補強供試体の引張側下縁に3層の炭素繊維シートを貼り付けた、供試体N0.3を示す。

この供試体の場合、実橋では3層の炭素繊維シートを曲げ補強として貼ることになる。

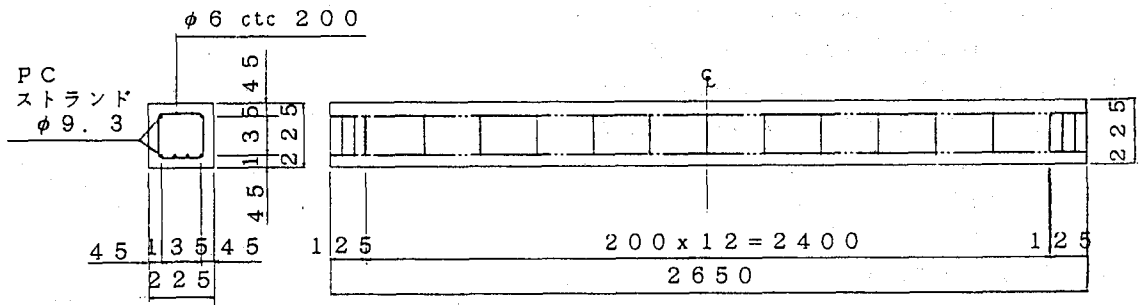


図-1 供試体寸法

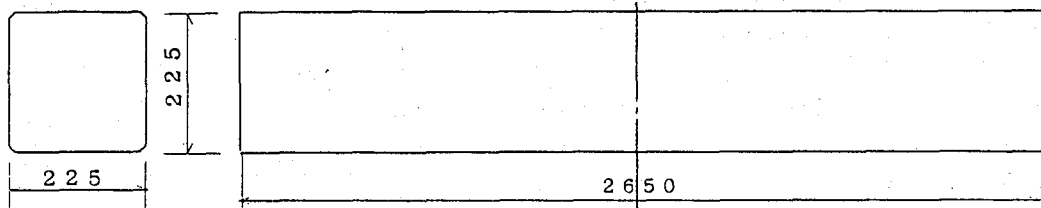


図-2 無補強供試体 (NO. 1)

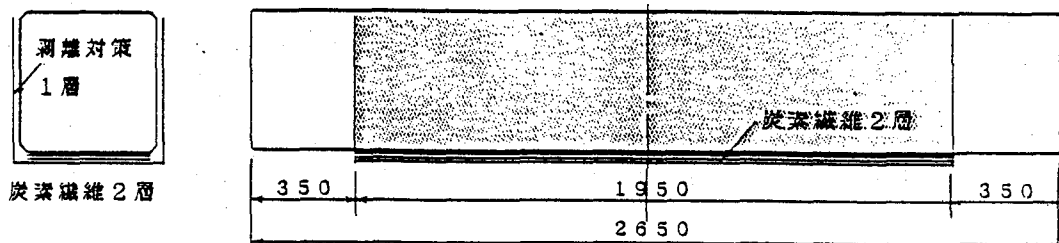


図-3 炭素繊維2層剥離対策1層供試体 (NO. 2)

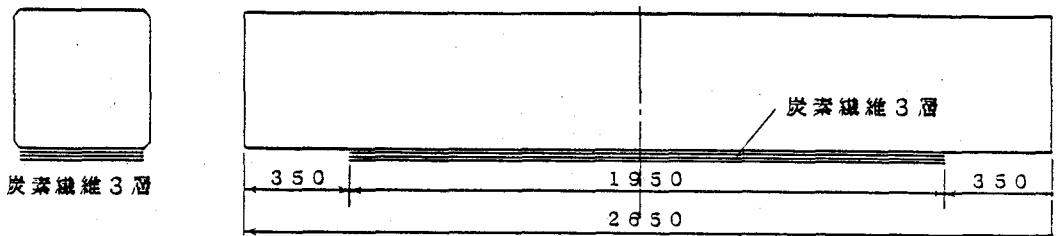


図-4 炭素繊維3層供試体 (NO. 3)

2.3 載荷方法

本試験では、曲げ強度を調べる目的の供試体に対して単純支持で2点載荷（図-5）とした。疲労試験では正弦波繰返し荷重を30~180cpm(0.5~3.0Hz)の間で試験機が対応できる最大の繰返し速度とした。本試験における疲労試験機は「サ-ボハ-ル」を用いた試験機で、繰返し速度は梁の最大変位に大きく影響を受け、常に一定の繰返し速度とすることは困難であった。最大荷重はひびわれ荷重以上として変動させ、下限荷重はすべての供試体でほぼ片振りに近い1tf(9.6kN)とした。なお、通常用いられるように最大荷重も最小荷重も静的破壊荷重で除した最大荷重比および最小荷重比の表現を用い、また、それらの差

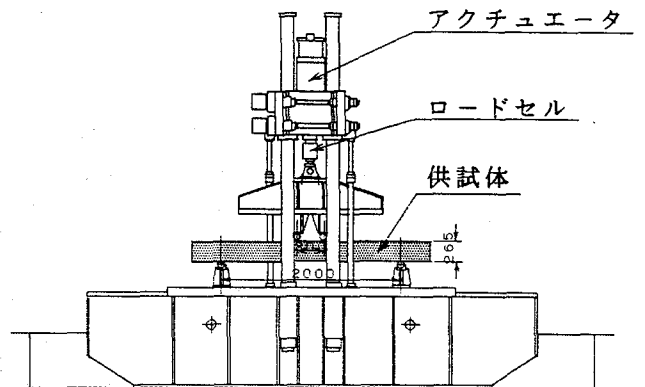


図-5 載荷方法

は荷重振幅の比と表現した。本疲労試験においては 10^i ($i=0,1,2,\dots$)ごとに静的に繰返し最大荷重まで載荷試験をしてたわみ量を測定し、荷重繰返しによるPC梁の力学的性状の変化を測定した。たわみは、図-6に示すように、ダイヤルゲージによりスパン中央点、スパンの1/4点、支点的5箇所で測定した。荷重段階は静的試験と同様に荷重を増加させながら計測を行った。

3. 静的試験結果および考察

3. 1 荷重-たわみ関係

図-7に荷重と中央点のたわみの関係を3種類の供試体について示す。大きな特徴として次のことがいえる。

載荷初期段階の荷重 $6tf(59KN)$ 位までは、NO.1のたわみが大きく、NO.2,3に顕著な差はない。

$8\sim 9tf(78\sim 88KN)$ にかけて3種ともにひびわれが発生するとたわみが急増し、NO.1,2,3の順でスパン中央点でのたわみが大きくなり、NO.2,3はひびわれ発生後も炭素繊維シートの曲げ補強効果が認められる。

NO.1とNO.3について荷重 $10tf(98KN)$ から $15tf(147KN)$ にかけてたわみの増加量を比較するとNO.3はNO.1の約1/2であり、剛性の低下が非常に小さい。

また、破壊直前のたわみは、NO.1が $18.3mm$ 、NO.2が $16.1mm$ 、NO.3が $13.7mm$ であり、炭素繊維貼り付けによるたわみの抑制効果が期待できると考えられる。

なお、供試体NO.3と較べてNO.2の方が補強効果が大きくみえるが、側面まで伸ばしたシートは剥離対策用であって炭素繊維の方向が供試体の曲げ引張応力の方向と直角になっており、曲げに対する補強の機能はない。従って供試体NO.2は曲げに対しては2層のシートしか抵抗しない。

3. 2 ひびわれ性状

図-8, 9は供試体NO.1およびNO.3のひびわれ図であり、上方半分が上縁圧縮部、下方半分が片側側面、中央の縦線はスパンセンターを示す。NO.2は剥離対策用の炭素繊維シートが供試体側面に貼り付けてあるためひびわれの観測はできなかった。NO.1およびNO.3ともに $8tf(78KN)$ 付近でスパン中央あるいは載荷点直下に曲げひびわれが発生した。その後、荷重増加につれて既存のひびわれがその幅

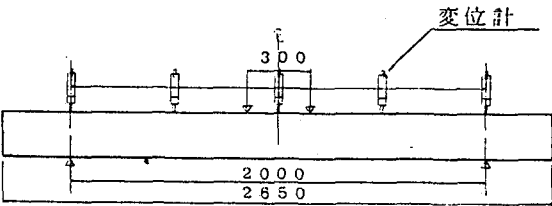


図-6 変位計の位置

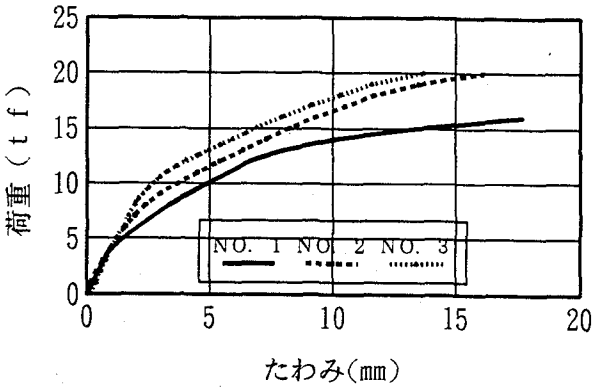


図-7 荷重-たわみ関係

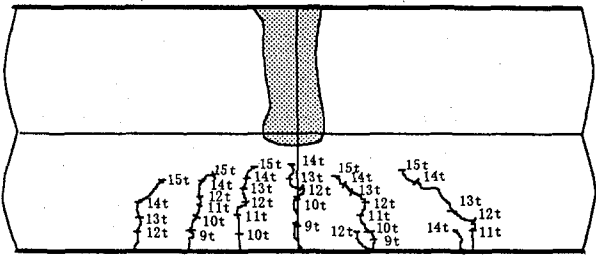


図-8 ひびわれ図 (供試体NO.1)

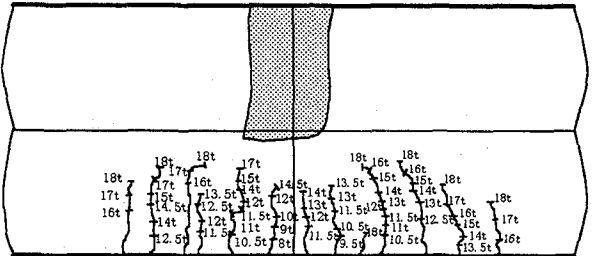


図-9 ひびわれ図 (供試体NO.3)

表-4 静的試験結果

供試体名	実験値	計算値	実験値	実験値		計算値	実験値
	ひびわれ発生荷重 tf(KN)	ひびわれ発生荷重 tf(KN)		破壊荷重 tf(KN)	破壊曲げモーメント tfm(KNm)	破壊曲げモーメント tfm(KNm)	
NO.1	8.0 (78)	5.2 (51)	1.54	16.0 (159)	6.8 (67)	6.5 (64)	1.05
NO.2	—	—	—	20.7 (203)	8.8 (86)	7.9 (77)	1.11
NO.3	8.0 (78)	5.4 (53)	1.48	20.3 (199)	8.6 (84)	8.0 (78)	1.08

を増大するとともに新しいひびわれが等モーメント区間に発生した。N0.1では、下縁から発生したひびわれは載荷点方向に斜めに進展しているのに比べ、N0.3は真上方向に進展している。また、N0.3の方が小さい幅のひびわれが数多く発生している。ひびわれ発生荷重は、表-4に示す通りN0.1では計算値5.2tf(51KN)に対し実験値8.0tf(78KN)、N0.3では計算値5.4tf(53KN)に対し実験値8.0tf(78KN)であった。N0.1,3ともに破壊直前でのひびわれは供試体の高さの8割位まで進展している。

3. 3 破壊状況²⁾

N0.1, N0.2およびN0.3のすべての供試体は上縁圧縮部コンクリートの圧壊によるものであった。

破壊曲げモーメントの実験値と計算値およびそれらの比を表-4に示す。破壊モーメントの計算値はコンクリート標準示方書に示されるようにコンクリート断面に対して矩形応力ブロックを仮定し、P C鋼材の降伏点強度としては試験成績に基づき $174\text{kgf}/\text{mm}^2$ (1.706MPa)を用いた。破壊曲げモーメントは、N0.2, N0.3はN0.1と比較して約1.25倍高くなるが、実験値と計算値との比は約1.1倍程度である。なお、N0.2, N0.3の破壊曲げモーメントの計算の際炭素繊維シートの曲げ引張基準強度は $20,000\text{kgf}/\text{cm}^2$ (1.961MPa)として計算した。

N0.2は20.7tf(203MPa)まで載荷した段階で試験体の側面および下面の中央部付近の炭素繊維が剥離し、同時にコンクリートが圧縮破壊を起こし、荷重が大きく低下した。

N0.3は20.3tf(199MPa)まで載荷した段階で、試験体の下面中央部から左側にかけて、貼り付けた炭素繊維シートが剥離し、同時にコンクリートが圧縮破壊した。

4. 疲労試験結果と考察

4. 1 P C構造と疲労

これまで、P C構造、特にフルプレストレスのP C部材は疲労に対して非常に有利な構造であるとし、橋梁上部工のような繰返し荷重を受けるP C部材においては、フルプレストレスの設計方法を採用し、さらに設計荷重時にも引張縁に多少の圧縮応力が残るような設計方法が一般に行われてきた。設計どおりのP C部材が造られ、設計荷重以下の荷重しか載荷されない場合には、フルプレストレスのP C部材は疲労に対して十分な安全性と信頼性をもつことができるであろう。

しかし、設計荷重より大きい荷重が載荷されるような場合、あるいは塩害等で部材が損傷した場合には、これまでの実験の結果からも明らかなようにフルプレストレスとして設計されたP C部材は急速にその機能を失うことになる。P C構造は一般に設計荷重の範囲内では、曲げによってひびわれが生じないように設計され、このような状態では活荷重によるP C鋼材およびコンクリートの応力の変化量は小さく、疲労により破断する可能性が非常に小さいが、一度ひびわれが発生するとR C

構造と同じように、P C鋼材応力の変化量は大きいものとなる。一般に、P C鋼材量はR Cの鉄筋量に較べると少ないため応力の変化量は増大する。

すなわち、ひびわれ発生後の応力変化は、理論上R Cと同じであるが、ひびわれ間の付着が破壊されなければ計算値より小さい。またP C鋼材量が少ない場合はひびわれ間隔やひびわれ幅が大きくなり、中立軸の位置が著しく移動するためにコンクリートとP C鋼材の応力は共に著しく増大する。³⁾ 上述したように、P C構造はR Cに較べてかなり高い曲げモーメントまで曲げひびわれが発生せず、全断面有効の有利な構造部材として扱われるが、ひびわれ発生後は、静的破壊荷重以下の荷重でも繰返しによる疲労破壊が生じる。

このため、実働荷重下でのP C構造物の安全率、いいかえればその終局耐力を知ろうとすると、橋梁などの繰返し変動荷重が作用する部材においては、繰返し荷重下の疲労強度を把握することが重要となる。

従って、塩害等で損傷したP C桁を炭素繊維シートで補強する場合、P C桁にひびわれが発生しているため、疲労に対する検討が必要である。

本試験における炭素繊維シートで補強されたP C梁供試体の疲労破壊は、コンクリートの圧縮疲労、P C鋼材の疲労、炭素繊維シートの疲労のいずれかによって生ずると考えられる。本疲労試験の結果を検討するに際し、これまで行われてきたP C梁の疲労に関する主な研究を調べてみると、1953年、繰返し荷重の大きさの影響について、猪股⁴⁾は、プレテンション方式のP C桁で試験を行い、桁の疲労強度は計算で求めた静的破壊強度の48~60%の間である。

大体の標準として疲労強度は静的破壊強度の50%と考えてよい、と報告している。

1965年、Venuti⁵⁾は、90本のプレテンションP C梁の疲労試験から疲労強度は静的破壊強度の約53.6%を示すことを報告している。

さらに、繰返し最大荷重の大きさにより疲労破壊形式は異なり、低いときはP C鋼線の引張破断による破壊、高いときはコンクリートの圧縮破壊による破壊を示すことも報告している。1979年、松下ら⁶⁾は、プレテンション方式の5本の矩形断面および15本のI形断面P C梁供試体を用いて疲労強度に関する試験を行い、5本の矩形断面供試体の200万回疲労強度は、静的破壊荷重に対する比で56%となることを報告している。

4. 2 疲労破壊回数と破壊形式

疲労試験結果を表-5に示す。表中、最大荷重12.8tf(126KN)は表-4に示す供試体N0.1の静的破壊荷重16.0tf(157KN)の80%、12.0tf(118KN)は75%、11.2tf(110KN)は70%にあたる。

最大荷重12.8tf(126KN)および12.0tf(118KN)の場合、破壊時繰返し回数を3種類について比較してみると、

N0.3-1,2からN0.2-1,2、続いてN0.1-1,2の順の大きさに
なっている。

言い換えれば、3種の疲労寿命は、無補強、2層剥離
対策1層、3層の順で長くなっていることを示している
破壊形式は、3種類、9供試体全てがコンクリートの
圧縮破壊であり、前述した松下らの報告の矩形断面形状
をしたPC梁供試体の破壊形式と類似の傾向を示した。

4. 3 S-N線図

繰返し最大荷重と供試体が破壊を生ずるまでの疲労寿
命との関係を検討する。繰返し最小荷重が一定のもとで
、横軸に疲労寿命Nの対数logNを、縦軸に最大荷重の、
無補強での静的破壊荷重に対する荷重比S(%)をとり、最
小二乗法を用いてlogNとSとの関係を求めてみると、
PC梁の疲労は1次式で表される関係が成立する。

表-4に示す無補強供試体N0.1の静的破壊荷重と表-5
に示す最大荷重との比から最大荷重比を求め、同じく表
-5に示す破壊時繰返し回数を疲労寿命として、各S-
-N線を求めると図-10、11、12となる。

なお、本試験においては、同一繰返し条件下では1本
の供試体しか行っておらず、ばらつきは無視している。

3種類の供試体のS-N線は次のように求まる。

供試体1グループ

$$S_1 = 143.2 - 6.059 \log N$$

供試体2グループ

$$S_2 = 177.8 - 7.865 \log N$$

供試体3グループ

$$S_3 = 284.1 - 15.462 \log N$$

上式より疲労寿命 10^6 回および 2×10^6 回の静的
破壊荷重に対する比ならびに推定疲労破壊荷重を求め、
表-6に示す。

表-6 各供試体の推定疲労破壊荷重

供試体	10 ⁶ 回		2×10 ⁶ 回	
	比 (%)	推定疲労 破壊荷重 tf(KN)	比 (%)	推定疲労 破壊荷重 tf(KN)
1グループ	59.5	9.5 (93)	55.3	8.8 (86)
2グループ	69.1	11.1 (109)	63.7	10.2 (100)
3グループ	70.5	11.3 (111)	59.8	9.6 (94)

注) 1グループとは、表-5に示す供試体N0.1-1,2,
3,4、2グループとはN0.2-1,2、3グループとは
N0.3-1,2,3を示す。

表-5 疲労試験結果

供試体 NO.	最小荷重 tf(KN)	最大荷重 tf(KN)	破 壊 時 繰返し回数	破 壊 形 式
1-1	1.0 (9.8)	12.8 (126)	3.0×10^4	圧 壊
1-2	1.0 (9.8)	12.0 (118)	8.5×10^4	"
1-3	1.0 (9.8)	11.2 (110)	22.0×10^4	"
1-4	1.0 (9.8)	9.6 (94)	78.7×10^4	"
2-1	1.0 (9.8)	12.8 (126)	25.1×10^4	"
2-2	1.0 (9.8)	12.0 (118)	47.4×10^4	"
3-1	1.0 (9.8)	12.8 (126)	52.8×10^4	"
3-2	1.0 (9.8)	12.0 (118)	79.3×10^4	"
3-3	1.0 (9.8)	11.2 (110)	99.0×10^4	"

注) 1. 供試体1-1,2,3,4は無補強、2-1,2は炭素繊維2
層剥離対策1層、3-1,2,3は炭素繊維3層の各供試
体を示す。

2. 圧壊とは圧縮破壊のことを示す。

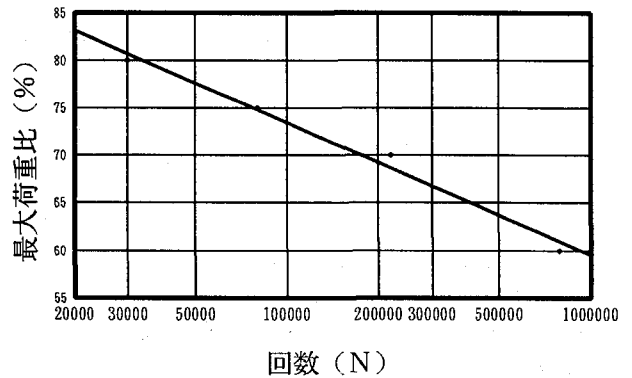


図-10 S-N線図 (供試体N0.1-1,2,3,4)

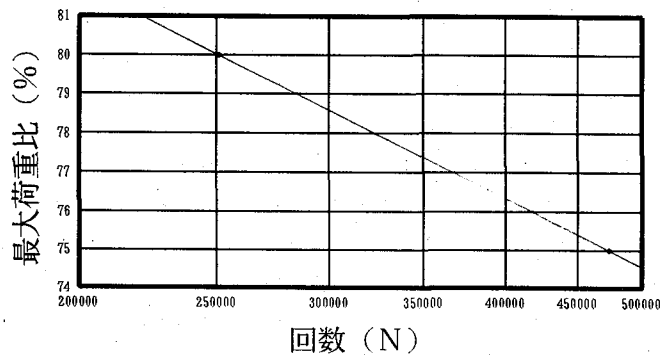


図-11 S-N線図 (供試体N0.2-1,2)

本試験では、 10^6 回推定疲労荷重を求めることを目的としたため、破壊時繰返し回数は表-5に示す通り 10^6 回以下である。しかしながら橋梁の設計では 2×10^6 回疲労強度を用いることが多いことから表-6中に 2×10^6 回推定疲労破壊荷重を、参考程度として、S-N線図から求めた。表-6において1グループの 2×10^6 回推定疲労破壊荷重は静的破壊荷重の55.3%である。

4. 1 PC構造と疲労で述べたように、猪股の報告⁴⁾では、疲労によって鋼線が切断して桁が破壊する疲労強度は計算によって求めた静的破壊強度の48~60%である。

大体の標準としてPC桁の疲労強度は静的破壊強度の50%と考えてよいと述べている。

また、松下ら⁴⁾の報告では200万回疲労破壊荷重の静的破壊荷重に対する比は56%としている。以上のことを踏まえて、1グループはほぼ妥当なS-N線を示しているといえる。

10^6 回推定疲労破壊荷重は、1グループで9.5tf(64KN)、2グループで11.1tf(109KN)、3グループで11.3tf(111KN)となり、無補強の静的破壊荷重に対する比は、順に59.5%、69.1%、70.5%となった。

4. 4 炭素繊維シートの剥離の状態⁷⁾

2グループについて、N0.2-1は疲労破壊回数 25.1×10^4 回で供試体のスパン中央部の上縁コンクリートの圧縮破壊とスパン中央部の下縁の炭素繊維シートの破断とがほとんど同時に起こったように見受けられた。

N0.2-2は、疲労破壊回数 47.4×10^4 回でスパン中央部の上縁コンクリートが圧縮破壊し、この時、炭素繊維2層剥離対策1層シートの貼り付け総長さの半分の部分で付着が切れ、コンクリート部とシートの間で約1cmのずれを生じた。

2グループは、炭素繊維シートが破断あるいは付着が切れたことによって供試体全体の剛性が下がり圧縮破壊したと考えられる。

3グループについて、N0.3-1,3-2,3-3すべて疲労破壊時、スパン中央部の上縁コンクリートが圧縮破壊している。

圧縮破壊するまでは炭素繊維シートとコンクリートとの付着は切れていない。

破壊後、炭素繊維シート自体を観察してみると、N0.3-1,3-2,3-3すべてコンクリートのペーストが付着していた。

また、炭素繊維シート自体の損傷は見られなかった。

3グループも、2グループと同じように、炭素繊維シートとコンクリートの付着が切れたので供試体全体の剛性が下がり圧縮破壊に到ったと考えられる。

4. 5 荷重-中央点のたわみ関係

疲労試験に先行して、最初、全ての供試体を炭素繊維で補強せずに静的に、表-7に示す通り、最大荷重と最小荷重1.0tf(9.8KN)の間で3回繰返し载荷を行い、たわみを測定しひびわれ発生状況を目視で観察した。

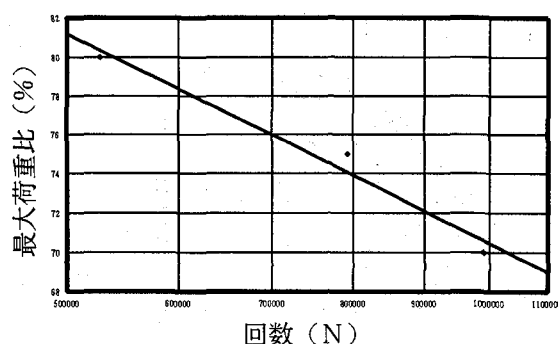


図-1 2 S-N線図 (供試体N0.3-1,2,3)

表-7 静的3回繰返し、最小・最大荷重

供試体名	最小荷重tf(KN)	最大荷重tf(KN)
1-1	1.0(9.8)	12.8(126)
1-2	1.0(9.8)	12.0(118)
1-3	1.0(9.8)	11.2(110)
1-4	1.0(9.8)	9.6(94)
2-1	1.0(9.8)	12.8(126)
2-2	1.0(9.8)	12.0(118)
3-1	1.0(9.8)	12.8(126)
3-2	1.0(9.8)	12.0(118)
3-3	1.0(9.8)	11.2(110)

図-1 3, 1 4, 1 5に最大荷重12.0tf(118KN)、最小荷重1.0tf(9.8KN)の供試体N0.1-2,2-2,3-2の代表的な荷重-中央点のたわみ曲線を示す。

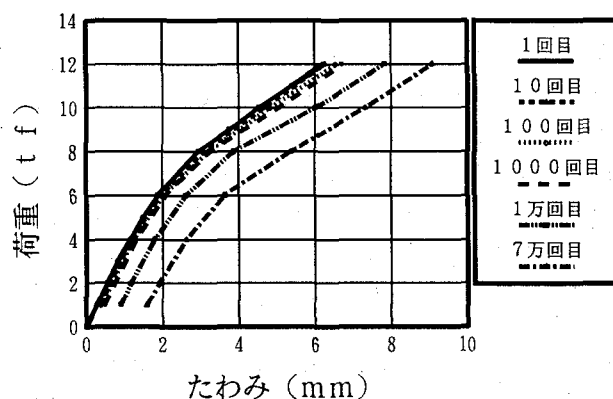


図-1 3 荷重-たわみ関係 (供試体N0.1-2)

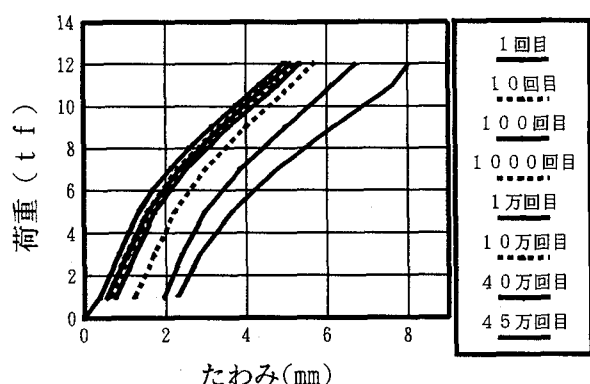


図-14 荷重-たわみ関係 (供試体N0.2-2)

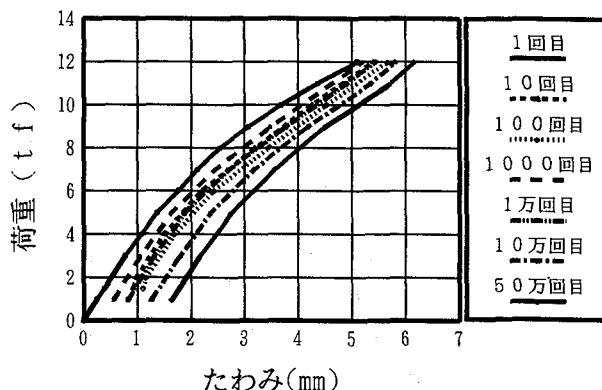


図-15 荷重-たわみ関係 (供試体N0.3-2)

次に、中央点のたわみの変形状において、各供試体の繰返し荷重の大きさの影響を調べる。

各供試体の荷重～たわみ関係より、図-16に示すように各繰返し回数ごとにたわみ曲線の最小荷重付近の立ち上がり部の弾性域と最大荷重付近の塑性域内の2カ所で、それぞれ荷重～たわみ曲線に近い、近似直線を求め近似直線の勾配から、単位たわみ量 δ を生ずるのに要する荷重 P を求め、 $K=P/\delta$ を剛性とした。

各グループの供試体の剛性～載荷回数の関係を図-17、18、19に示す。

図中の0に近い下側のグラフが最大荷重に近い塑性域内の直線部分の傾きで、上側のグラフが最小荷重付近の弾性域の立ち上がり部の傾きを示す。

図-17は1グループの剛性 K の減少を示し、弾性域では、最大荷重の大きいN0.1-1の剛性低下が大きい。

塑性域では3供試体共に剛性の減少は小さい。

図-18は2グループの剛性の変化を示すが、弾性域では最大荷重の大きいN0.2-1が1000回を過ぎると剛性の減少が目立つ。

図-19は3グループの剛性の減少を示す。

弾性域では、最大荷重の最も大きいN0.3-1が10000回を過ぎると剛性が大きく減少している。

塑性域では、3供試体の剛性は共に変化無い状態となっている。

無補強の1グループと炭素繊維シート補強の2、3グループを比較してみると、弾性域では、1グループが最初の繰返し回数1から剛性が大きく減少し始めたのに対し、2、3グループは疲労破壊する直前まで剛性はあまり低下していない。塑性域では、1グループの剛性は微減しているが、2、3グループの剛性の増減はほとんど無い状態となっている。

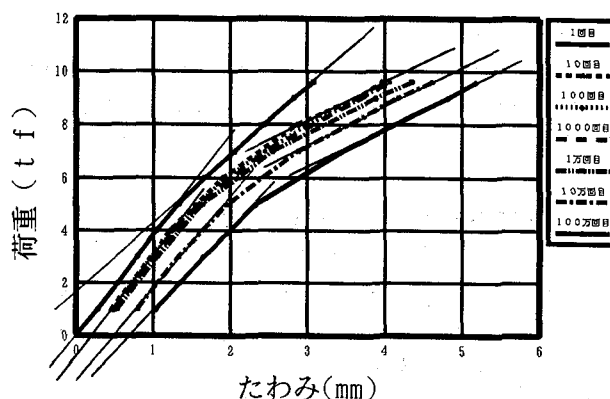


図-16 剛性 K の近似直線

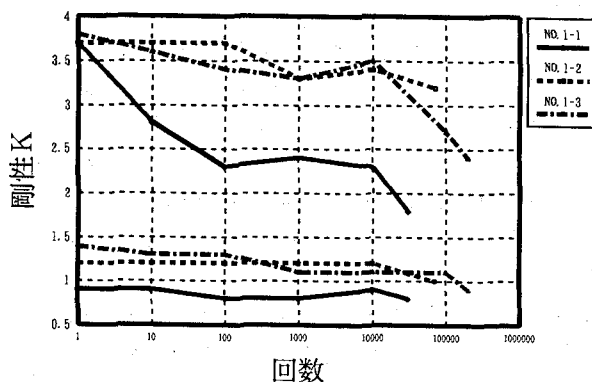


図-17 剛性 K ～載荷回数(1グループ)

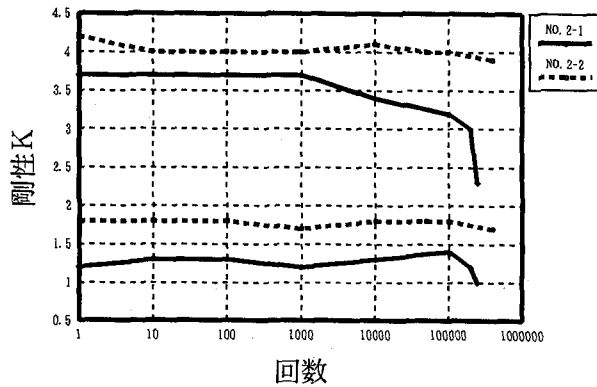


図-18 剛性K～載荷回数(2'ル-7')

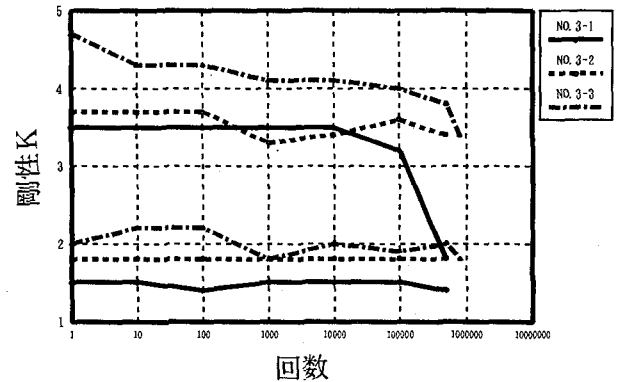


図-19 剛性K～載荷回数(3'ル-7')

各繰返し回数における最大荷重時のたわみと最小荷重時のたわみの差をたわみ振幅として表-8に示した。

全ての供試体について、繰返し回数1回目では最小荷重が0なので、この時のたわみは0とした。また、10回目からの最小荷重が1.0tf(9.8KN)の時のたわみ振幅は、残留たわみを含んだ値を最大荷重時のたわみから差し引いた。表中、NO.1-1とNO.1-2の 10^5 回の値が示していないが、これらは 10^5 回以下で破壊したからである。

最大荷重、12.8tf(126KN), 12.0tf(118KN), 11.2tf(110KN)の3段階全てにおいて、無補強供試体のたわみ振幅は炭素繊維シート補強供試体を上回っている。

表-8 各繰返し回数におけるたわみ振幅

供試体 NO.	最大 荷重 tf(KN)	繰返し回数					
		1	10	10^2	10^3	10^4	10^5
1-1		9.1	8.0	9.0	7.6	7.3	-
2-1	12.8	6.9	6.3	6.2	6.2	6.1	5.9
3-1	(126)	6.3	5.6	5.6	5.3	5.5	5.5
1-2		6.2	6.0	6.2	6.2	6.9	-
2-2	12.0	4.9	4.4	4.5	4.6	4.5	4.5
3-2	(118)	5.1	4.8	5.0	4.5	4.4	4.5
1-3	11.2	5.3	5.2	6.2	5.7	5.6	5.8
3-3	(110)	3.7	3.5	3.7	3.8	3.8	4.0

4.6 ひびわれ性状⁹⁾

図-20、21は供試体NO.1-2,3-2のひびわれ図である。既に4.5 荷重-中央点のたわみ関係で述べたように、疲労試験に先行して、NO.1-2,3-2共に無補強の状態です静的に最大荷重12tf(118KN)と最小荷重1.0tf(9.8KN)の間で3回繰返し載荷を行った。

NO.1-2の荷重12tf(118KN)までのひびわれの進展する方向は、図-8に示すNO.1の静的載荷12tf(118KN)までのひびわれとよく一致しており、両方共にほぼ真上方向に上がっている。

また、12tf(118KN)までひびわれの進展した高さはNO.1よりNO.1-2の方が高いが、これはNO.1は1回の載荷に比べ、NO.1-2は3回繰返し載荷を行ったためと考えられる。

次にNO.1-2とNO.3-2とを比較してみる。

最大荷重12tf(118KN)までの静的載荷時を比較してみるとひびわれ本数は、NO.1-2が4本発生しているのに比べNO.3-2では7本発生しているが、ひびわれ本数の違いは、ひびわれ幅の違いとなって現れた。

この程度のひびわれ本数の違いは、他の無補強状態の供試体においても現れており、ばらつきの範囲と考えられる。疲労試験では、NO.1-2が静的載荷重12tf(118KN)までに発生していたひびわれが 10^4 回、 5×10^4 回、 7×10^4 回と繰返し回数を重ねることに進展していくのに対して、NO.3-2ではほとんど進展していない。

また、NO.1-2が新たに2本ひびわれが発生したのに対してNO.3-2では全く発生していない。

上記の2つの現象は、他の供試体についても同様な傾向が見受けられた。

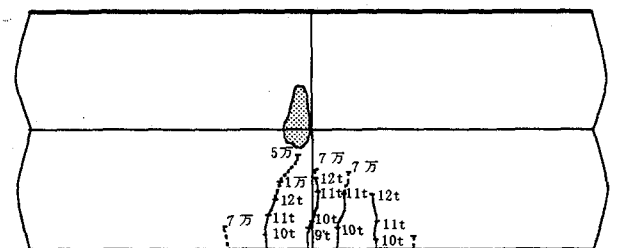


図-20 ひびわれ図(供試体NO.1-2)

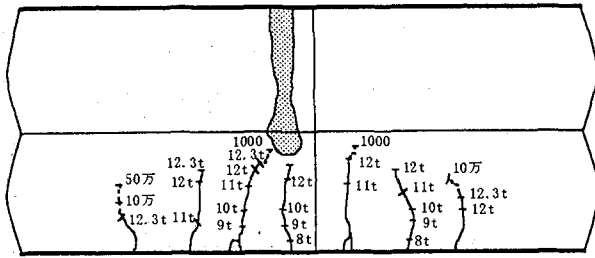


図-21 ひびわれ図(供試体N0.3-2)

5. まとめ

- 1) PC桁の場合、ひびわれ荷重以下では、炭素繊維補強の有無による桁のたわみに差異はないが、ひびわれ発生後は桁の曲げ剛性が増大し、たわみが抑制され、最大耐力は大きく上昇し補強の効果がある。
- 2) 炭素繊維シートの剥離に対する評価について。
本供試体の設計荷重を、下縁の有効プレストレスと設計荷重との合成応力度が0の時、すなわちフルプレストレスの状態の時として求めてみると2.6tfとなる。
この設計荷重に較べて、本疲労試験では最大荷重11.2~12.8tfと設計荷重の約4.5倍の大きさの載荷を行っており、 10^6 回以下の疲労寿命で剥離することはあり得る。
- 3) 静的試験の結果、炭素繊維シート貼り付け供試体のひびわれ荷重の実験値は計算値より大きく、無補強供試体とは同程度であった。
また、炭素繊維シート貼り付け供試体の破壊曲げモーメントの実験値は計算値より大きく、無補強供試体と比較してみると30%程度増加することがわかった。
- 4) 本曲げ疲労試験に限定して結果を検討してみると、炭素繊維シート貼り付け供試体は無補強供試体と較べて、 10^6 回推定疲労破壊荷重は、約1.2倍位大きくなった。
- 5) 無補強供試体の 2×10^6 回疲労破壊荷重は静的破壊荷重の55.3%であり、この比率は猪股²⁾、Venuti³⁾、松下ら⁴⁾が報告している値とよく合っている。
- 6) 塩害等により劣化したPC桁を炭素繊維シートで曲げに対して補強する際の設計法について述べてみる。⁹⁾

(1) 設計荷重時の検討

PC桁下縁の劣化部をはつり取った後、コンクリート欠損断面、有効PC鋼材量によって、死荷重作用時のコンクリート応力度を計算し、許容値に入っていることを確認する。

次にコンクリート欠損部修復後の断面で活荷重作用時のPC桁応力度を計算する。

この場合、修復部分は後付けなので活荷重作用時引張応力度が発生する。

活荷重作用時、PC桁下縁に生じた全引張応力を

PC桁下縁に貼る炭素繊維シートの抵抗引張力で受け持たせる。

(2) 終局荷重作用時の検討

PCケーブル欠損による破壊抵抗曲げモーメントの減少分を計算すると共に設計荷重時、求めた炭素繊維シート量による破壊抵抗曲げモーメントの増分を計算し、終局荷重作用時のPC桁の破壊抵抗曲げモーメントを求め、元設計での破壊抵抗曲げモーメントと比較することにより設計荷重時に算出した炭素繊維シート補強量の妥当性の判断をする。

参考文献

- 1) 坂本浩行、西崎到、神内隆行、松浦栄；炭素繊維シートによるPC桁の補強実験、第5回PCの発展に関するシンポジウム論文集、pp.545~550、平成7年10月。
- 2) 谷木謙介、田中常雄、神内隆行、松浦栄；炭素繊維シートによるPC桁の補強効果に関する試験、コンクリート構造物の補修工法と電気防蝕に関するシンポジウム、1994.10
- 3) 岡田清・神山一；プレストレストコンクリートの設計、国民科学社、pp.336~339。
- 4) 猪股俊司；プレストレストコンクリートに関する研究、土木学会論文報告集、第17号、昭28、pp.47~80。
- 5) Venuti, W. J. : A Statistical Approach to the Analysis of Fatigue Failure of Prestressed Concrete Beams, ACI Journal, Vol. 62, No. 11, pp.1375~1394, Nov. 1965。
- 6) 松下博通、牧角龍憲；プレテンションPC梁の疲労強度に関する研究、プレストレストコンクリート、Vol. 21, No. 5, Oct. 1979。
- 7) 岡野素之、中西克佳、田中常雄、小島克朗；シート状炭素繊維を貼付けて補強した既存部材の耐久性に関する試験、土木学会第46回年次学術講演会講演概要集、V-214, pp.444~445、平成3年9月。
- 8) 安藤博文、松田哲夫、緒方紀夫、岡野素之、小島克朗；炭素繊維による桁補強の検討、土木学会第48回年次学術講演会講演概要集、V-1, pp.28~29、平成5年9月。
- 9) 北野能生、奥田由法、松尾陸；炭素繊維シートによるPC桁補強の一事例、第5回PCの発展に関するシンポジウム論文集、pp.551~554、平成7年10月。
- 10) CRS研究会；炭素繊維シートを貼付けて補強したRC部材の要素試験、技術資料No.1、1992年10月

(1996年09月06日受付)