

V-41 せん断補強筋を持たない連続繊維補強コンクリートはり部材のせん断疲労性状

北海道大学工学部 学生員 水河 洋介
 北海道大学工学部 正 員 佐藤 靖彦
 北海道大学工学部 正 員 上田 多門
 北海道大学工学部 正 員 角田 與史雄

1. はじめに

連続繊維補強材は高強度で軽量かつ耐食性に優れている有益な材料である。これまでに、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多くの研究がなされてはいるが、未だ明らかにされていないところも多い。その一つが疲労に関する検討であり、その中でせん断疲労の研究は皆無と言える。そこで本研究は、せん断補強筋を持たない連続繊維補強コンクリートはり部材の疲労性状を実験的に明らかにし、鉄筋コンクリートはりに対して提案されている疲労強度式の連続繊維補強コンクリートはりへの適用の妥当性を確認する。

2. 実験概要

本研究において、主筋に炭素繊維補強材（以下「CFRP」）を用いたせん断補強筋を持たない3体のRC梁を作成した。3体の実験供試体は、断面寸法が200mm×300mm、せん断スパンが700mm、有効高さが260mm、主筋比1.3%と等しい。供試体図を図1に、使用した炭素繊維補強材の力学的特性値を表1に示す。

供試体NO.1は、静的せん断耐力の確認を目的としたものである。供試体No.2及びNo.3は、せん断疲労強度を求めることを目的としたものであり、作用最大せん断力の大きさが異なる。供試体No.2における作用最大せん断力は45kNであり、供試No.3の作用最大せん断力は40kNであり、本実験では、作用最小せん断力は、5kNと一定としている。

測定は、図1に示す位置における炭素繊維補強材のひずみ、及びスパン中央位置での変位である。

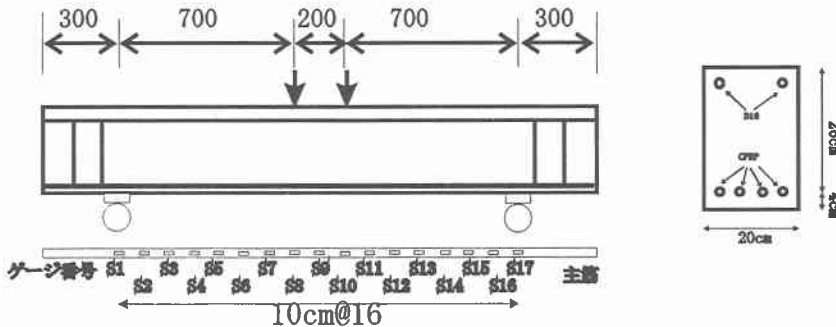


図1 供試体図及び歪みゲージの位置

表1 補強筋の特性値

種類	公称直径(mm)	公称断面積(mm ²)	ヤング係数(GPa)	引張強度(MPa)
CFRP	15	170	132	205

表2 実験結果

供試体名	f_c (MPa)	V_{cr-cal} (kN)	V_{cu-cal} (kN)	$V_{cr-test}$ (kN)	$V_{cu-test}$ (kN)	V_{max} (kN)	V_{min} (kN)	V_{min}	V_{max}	N $\times 10^4$ (回)
								V_{min}	V_{max}	
No. 1	34.7	43.1	57.3	56.4	62.2	—	—	—	—	—
No. 2	38.0	44.4	59.0	—	—	45	5	0.11	0.76	0.27
No. 3	39.8	45.1	60.0	—	—	40	5	0.13	0.67	100<

f_c : コンクリート圧縮強度 V_{cr-cal} : 斜めひび割れ発生荷重の計算値(式(1)) V_{cu-cal} : 静的せん断耐力の計算値(式(2))

$V_{cr-test}$: 斜めひび割れ発生荷重の実験値 $V_{cu-test}$: 静的せん断耐力の実験値

V_{max} : 作用最大せん断力 V_{min} : 作用最小せん断力 N : 疲労寿命

3. 実験結果

3.1 静的載荷実験

供試体 No.1 は静的載荷実験を行った。計算斜めひび割れ発生せん断力(式(1))は43.1kNで、計算静的せん断耐力(式(2))は57.3kNであった。それに対して実験値は、斜めひび割れ発生せん断力が56.3kNで静的せん断耐力が62.2kNであり、計算値と実験値がほぼ一致した。よって本研究において、斜めひび割れ発生せん断力、静的せん断力はそれぞれ式(1)、(2)により計算する。¹⁾破壊形式は斜め引張破壊で供試体のひび割れ性状を図2に示す。

$$V_{cr} = 0.2 f_c^{1/3} (100 p_w)^{1/3} (d/100)^{-1/4} b_w d \times (E_f/E_o)^{1/3} \quad (1)$$

$$V_{cu} = 0.2 f_c^{1/3} (100 p_w)^{1/3} (d/100)^{-1/4} (0.75 + 1.4 d/a) b_w d \times (E_f/E_o)^{1/3} \quad (2)$$

f_c : コンクリート圧縮強度 p_w : 主筋比 d : 有効高さ

b_w : 供試体の断面幅

E_f : CFRPのヤング係数 E_o : 基準のヤング係数(200GPa)

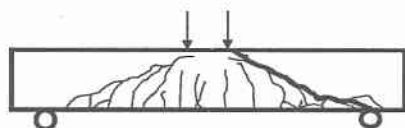


図2 ひび割れ性状(No.1)

3.2 疲労実験

供試体 No.2 の作用最大せん断力は斜めひび割れ発生荷重より大きいため、処女載荷により斜めひび割れが発生し、その後の繰返し回数の増加に伴い斜めひび割れが上方へ進展した。繰返し回数が約2200回で斜めひび割れが載荷点方向へ進展し、約2300回で完全に上まで貫通し約2700回で破壊した。破壊形式は斜め引張破壊で供試体ひび割れ性状を図3に示す。

供試体 No.3 の作用最大せん断力は斜めひび割れ発生荷重より小さく、繰返し回数が約1000回で斜めひび割れが発生し、約20000回で載荷点付近まで斜めひび割れが進展した。その後、ひび割れ性状に変化はなく、100万回に達しても破壊しなかった。供試体 No.3 の20000回におけるひび割れ性状を図4に示す。

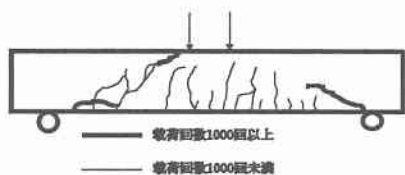


図3 ひび割れ性状(No.2)

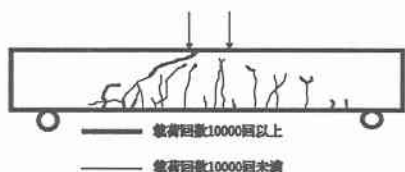


図4 ひび割れ性状(No.3)

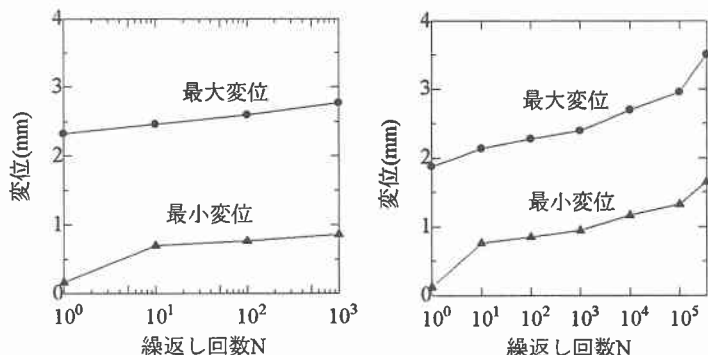


図4 変位—繰返し回数曲線

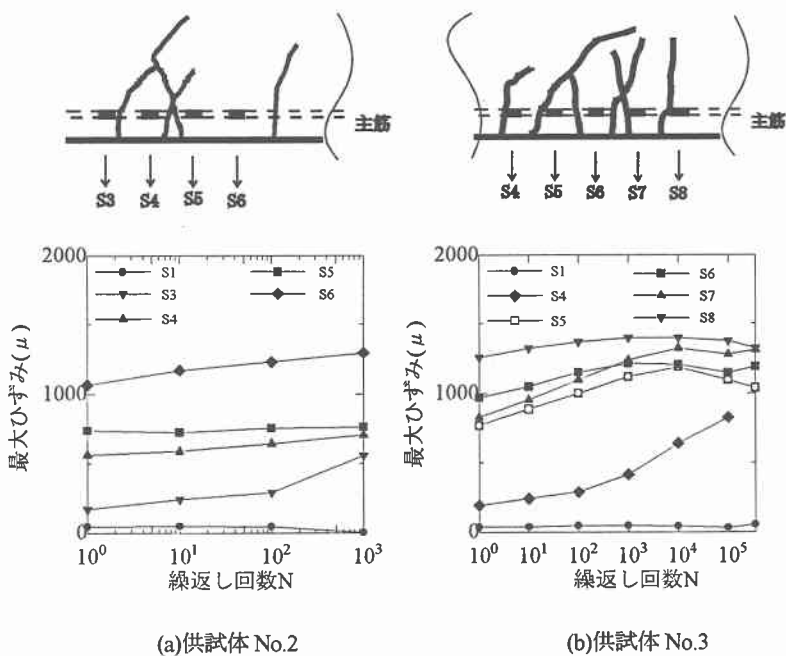


図5 最大変位と繰返し回数との関係

図4は供試体 No.2 及び No.3 のスパン中央位置における最大せん断力作用時の変位（最大変位）、最小せん断力作用時の変位（最小変位）と繰返し回数との関係を表したものである。図5は供試体 No.2 及び No.3 の最大ひずみと繰返し回数の関係を表したものである。

最大ひずみ—繰返し回数曲線において図示しているゲージ番号は、他との比較のために表示した支点位置での測定点 S1 以外は供試体 No.2、No.3 とも荷重が変動することによるひび割れ幅の開閉が顕著な位置におけるものである。図5には、測定位置とひび割れ位置との関係をも示している。連続繊維補強材は軸方向の剛性と比較して軸垂直方向の剛性が極端に小さいため軸方向に繰返し引張力を受ける場合に付着の劣化が起こることが予想されたが、本実験からはそのような現象は見られなかった。供試体 No.3 のひずみゲージ S4 はひび割れと補強筋が交差する部分に位置しているため繰返し回数 10^5 回以降に破損している。

4. 鉄筋コンクリートはりに対する疲労強度式との比較

ここで、本実験供試体のせん断疲労強度に関する検討を行う。式(3)は上田²⁾により提案された鉄筋コンクリートはりに対する疲労強度式であり、この式に基づいた式(4)が現行のコンクリート標準示方書³⁾における設計式である。なお、連続繊維補強コンクリート構造の設計指針(案)において、連続繊維補強コンクリート部材のせん断疲労強度式として鉄筋コンクリートはりの疲労強度式である式(4)が用いられている。またこの時、静的せん断耐力は式(1)により求めることとされている。

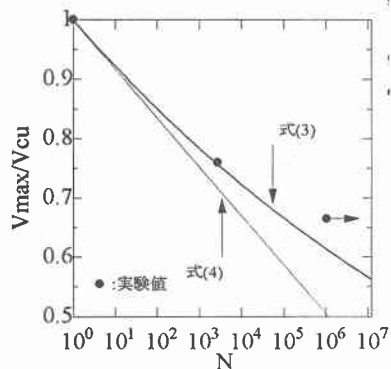


図6 疲労強度式

$$\log(V_{max}/V_{cu}) = -0.036(1-r^2)\log N \quad (3)$$

$$r = V_{min}/V_{max}$$

$$V_{rcd} = V_{cu} (1 - V_{pd}/V_{cu}) (1 - \log N / 11) \quad (4)$$

V_{rcd} : せん断力振幅 ($V_{max} - V_{min}$) V_{pd} : 永久せん断力 (V_{min})

図6に示す最大作用せん断力と静的せん断耐力の比と疲労寿命の関係より明らかな様に連続繊維補強コンクリートはりの疲労強度は鉄筋コンクリートはりの疲労強度式(上田式)により概ね評価できる(なおこの時静的せん断耐力は式(2)によった)。すなわち、上田式を安全側に近似した設計指針(案)式(示方書式)により、本実験結果を十分安全側に評価できることが明らかになった。

5. まとめ

本研究の範囲内で得られた結論を以下に示す。

- (1) 主筋に用いた炭素繊維補強材の繰返し回数の増加に伴う付着の劣化は観察されなかった。
- (2) 本実験供試体の破壊形式は静的荷重試験、疲労試験の $V_{max}/V_{cu} = 0.76$ の供試体は斜めひび割れがコンクリート圧縮部を貫通する斜め引張破壊であった。一方、 $V_{max}/V_{cu} = 0.67$ の供試体は繰返し回数100万回で破壊しなかった。破壊した供試体のせん断疲労強度は鉄筋コンクリートはりに対する疲労強度式により概ね評価できた。

参考文献

- 1) 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) [設計編]、土木学会、1995年
- 2) Tamon Ueda, Behavior in Shear of Reinforced Concrete Beams under Fatigue Loading, 東京大学博士論文、1982年
- 3) コンクリート標準示方書(平成3年版) 設計編、土木学会、1991年