

論文 緩衝材を用いた炭素繊維シート補強 RC はりの曲げ挙動

佐藤 靖彦*1・伊藤 智之*2・小牧 秀之*3・前田 敏也*4

要旨：剥離抑制を目的として弾性係数が小さい緩衝材を用いた炭素繊維シート補強鉄筋コンクリートはりの静的及び疲労載荷試験を行った。静的試験結果より，接着端部から約 300mm の区間における炭素繊維シートの平均付着応力の最大値は緩衝材を用いた方が大きく，その結果，剥離が抑制され耐力が増加すること，また，200 万回の繰返し荷重を受けた後であっても，緩衝材を用いない場合と同等かそれ以上の残存耐力を有していることを明らかにした。

キーワード：緩衝材，平均付着応力，剥離耐力，疲労，炭素繊維シート

1. はじめに

一般に，炭素繊維シート（以下「CFS」）により補強された部材の耐力は，CFS の剥離により決定される。それゆえ，これまでに，端部での巻き上げ¹⁾やシートの積層化²⁾などの方法による剥離耐力の向上が試みられてきた。近年，著者らは，これらと異なる方法，すなわち，CFS の剥離耐力を向上させるために CFS を用いるのではなく，緩衝材と言う新しい材料を CFS とコンクリート間に付与することによる剥離の抑制を試みている。

緩衝材とはその弾性係数が 1MPa と極めて小さく伸び能力に優れた材料である。これまでに，緩衝材をコンクリートとシートとの間に挿入した場合，CFS の剥離が抑制され曲げ耐力が大きく増加することを明らかにした³⁾。しかし破壊機構に大きな影響を及ぼすと考えられる CFS の積層数の影響，さらには，剥離抑制のメカニズムを明らかにするまでには至っていない。

本研究は，積層数及び緩衝材の有無を実験変数とした炭素繊維シート補強 RC はりの静的及び疲労試験を行い，緩衝材を用いた場合に見られる剥離の抑制機構に関して検討すること，及び緩衝材を用いたはり部材の疲労特性を明らかにすることを目的に行った。なお，緩衝材の厚

さが部材の挙動に影響を及ぼすことが考えられるが，本研究では，緩衝材の厚さを 500 μm と一定とした。

2. 実験概要

2.1 使用材料

本研究で使用した CFS は 弾性係数が 236GPa，引張強度が 4120MPa，設計厚さが 0.167mm の一方向強化材である。使用した緩衝材は，引張弾性係数が 1MPa，引張強度が 1.7MPa である高粘度のエポキシ系樹脂である。本研究では，2.2 に詳述するようにはり供試体を用いており，主鉄筋には D13（降伏強度 370MPa），せん断補強鉄筋に D10（降伏強度 356MPa）もしくは D10（降伏強度 360MPa）を用いた。なお，使用したセメントは普通ポルトランドセメントであり，圧縮強度の目標値を 35MPa に設定し，配合を決定した。

2.2 実験供試体

実験に使用した供試体は全長 2200mm，高さ及び幅ともに 200mm の正方形断面を有する鉄筋コンクリートはりである（Fig.1 参照）。

CFS の貼付けは，コンクリート面に下地処理，プライマー塗布後，緩衝材を用いない場合は CFS を貼付け，緩衝材を用いる場合は緩衝材を

*1 北海道大学大学院助手 工学研究科社会基盤工学専攻 博士（工学）（正会員）

*2 北海道大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻

*3 日石三菱株式会社 中央研究所 修士（工学）（正会員）

*4 清水建設株式会社 土木本部 博士（工学）（正会員）

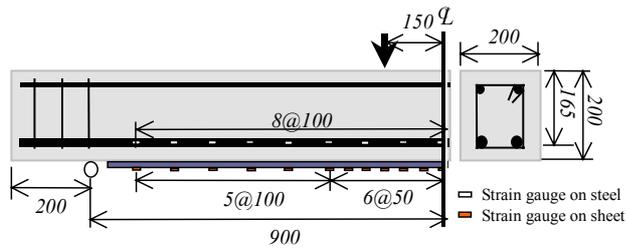


Fig.1 Specimen

塗布し CFS を貼付けた。緩衝材の厚さは 500 μ m で一定とした。実験は CFS 貼付け後、1 週間以上養生した後に実施した。なお、CFS は引張力作用面に接着されており、支点から接着端部までの距離は 30mm である。

本研究において合計 12 体のはり供試体が作製された (Table 1 参照)。そのうち、7 体が静的試験に、残りの 5 体が疲労試験に用いられた。

供試体 SP-0 は CFS が貼り付けられていない基準供試体である。供試体 SP-C1, SP-C2, SP-C3 は CFS がそれぞれ 1 層、2 層、3 層貼り付けられているものであり、それらに緩衝材が塗布されているものが供試体 SP-C1s, SP-C2s, SP-C3s である。

2.3 測定項目及び試験方法

本実験では、静的及び疲労試験ともに供試体中央に 2 点集中荷重 (荷重点間距離 300mm, 支点間距離 1800mm) を作用させた (Fig.1 参照)。疲労荷重は、上限荷重を 40kN, 下限荷重を 10kN とし、4Hz の正弦波を作用させた。なお、上限荷重時の鉄筋の作用応力を降伏応力との割合で表せば、1 層の場合ほぼ 90%, 2 層の場合ほぼ 75%, 3 層の場合ほぼ 60% である。

実験では、変位、荷重、鉄筋及び CFS のひずみを計測した。なお、疲労試験においては、200 万回荷重しても破壊しなければ、疲労荷重を中断し、静的試験を行いその残存耐力を測定した。

3. 実験結果および考察

3.1 耐力と破壊形式

(1) 静的荷重のみを受ける場合

各供試体の破壊荷重及び破壊形式が Table 1 に示されている。

Table 1 Specimens and experimental results

Specimen	Type of test	Concrete strength (MPa)	Ultimate load (kN)	Type of failure mode
SP-0	Static	30.0	44.1	A
SP-C1	Static	30.0	78.3	C
SP-C1s	Static	30.0	101.0	B
	Fatigue	36.2	-	B'
SP-C2	Static	33.1	109.0	C
	Fatigue	37.0	101.9	C
SP-C2s	Static	33.1	148.0	D
	Fatigue	36.2	109.8	C+D
SP-C3	Static	33.0	108.0	D
	Fatigue	36.5	115.6	D
SP-C3s	Static	33.0	114.0	D
	Fatigue	40.6	117.6	D

A: Crashing of concrete after yielding of re.bar

B: Breakage of CFS

B': Breakage of re.bar under fatigue loading

C: Delamination of CFS

D: Concrete cover failure



(a) Failure mode C



(b) Failure mode D



(c) Failure mode C+D

Photo 1 Failure mode

供試体 SP-0 は主鉄筋降伏後に圧縮破壊を起こした。緩衝材が用いられている供試体 SP-C1s

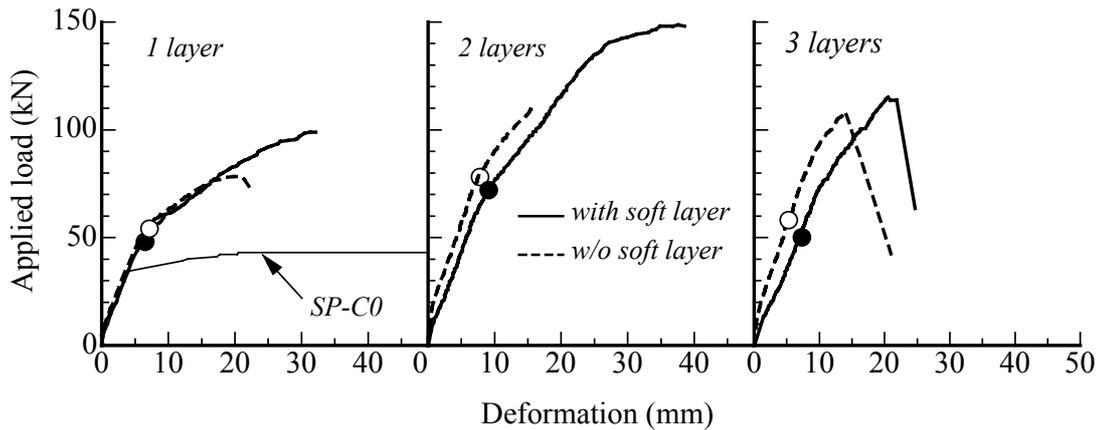


Fig.2 Load-deformation curves

は CFS が破断することにより破壊した。一方、緩衝材が用いられていない供試体 SP-C1 及び SP-C2 は、荷重作用位置からほぼ 150mm の位置から端部までの CFS が剥離して破壊した(Photo 1(a))。なお、その際、等曲げ区間において、かぶりコンクリートの破壊が見られた。供試体 SP-C2s, SP-C3 及び SP-C3s は、CFS 端部からかぶりコンクリートが引き剥がされることにより破壊した (Photo 1(b))。

Table 1 より、CFS が 1 層もしくは 2 層接着された場合、緩衝材を用いることにより耐力が大きく増加することが明らかである。しかし、3 層接着された場合には、耐力に差異は見られない。つまり、CFS の破断や剥離耐力よりも、かぶりコンクリートの破壊耐力の方が小さく、かつ、緩衝材がコンクリートの破壊耐力へ及ぼす影響は小さいと言える。供試体 SP-2S の破壊形式もかぶりコンクリートの破壊であったが、その終局耐力は 3 層貼り付け供試体のそれよりも大きい。本実験結果からは、積層数が多いほど、端部のコンクリートの応力状態がより厳しく、積層数が少ないものよりも小さな荷重レベルで破壊に至るものと推測でき、かつ、CFS の剥離とともに積層数の影響を考慮できるかぶりコンクリートの破壊に対する評価方法の開発が重要な課題であると言える。

(2) 疲労荷重を受ける場合

供試体 SP-C1s は 約 130 万回において主鉄筋

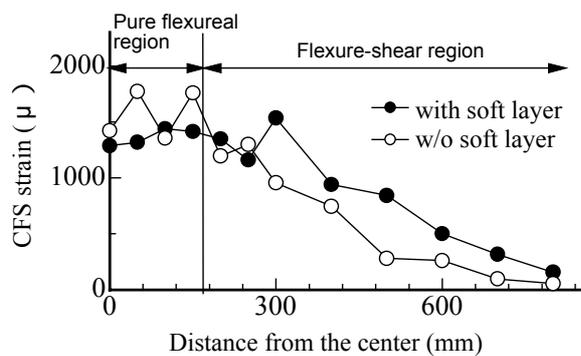
が破断した。緩衝材の有無に関わらず、2 層または 3 層貼り付けた供試体は、疲労破壊しなかった。

ここで疲労試験後の静的耐力 (以下「残存耐力」) に着目する (Table 1 参照)。供試体 SP-C2s を除き、静的耐力と残存耐力に大きな違いは見られない。SP-C2s においては、109.8kN 時に内部曲線を得るために除荷を行ったが、その除荷過程において供試体が破壊した。なぜ疲労試験後の静的耐力が他に比べ大きく低下したかは今のところ明らかにできないが、本実験に用いた供試体に関しては、200 万回の繰返し荷重を受けた後であっても緩衝材を用いない場合と同等かそれ以上の耐力を有していることが確認することができた。なお、供試体 SP-C2s を除き、いずれの供試体においても、疲労試験後の静的試験における破壊形式は、静的荷重のみを受けた場合の破壊形式と同一であった。SP-C2s の静的試験における破壊形式は、かぶりコンクリートの破壊であったが、疲労試験後の静的試験においては、緩衝材の剥離とかぶりコンクリートの破壊の双方が見られる形式となった (Photo 1(c))。

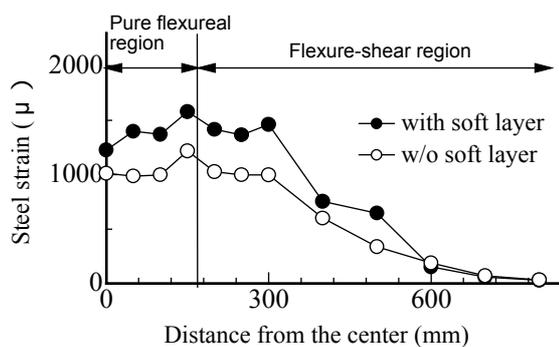
3.2 変形及びひずみ挙動

(1) 静的試験における変形及びひずみ挙動

静的試験により得られた荷重-変位曲線を Fig.2 に示す。緩衝材を用いた方が等しい荷重に対する変形が大きい傾向にある。図には、主鉄



(a) CFS strain



(b) Steel strain

Fig.3 Strain distributions in CFS and steel

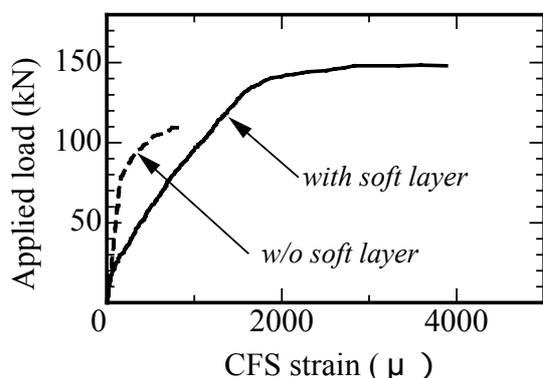


Fig.4 Load - CFS strain curves

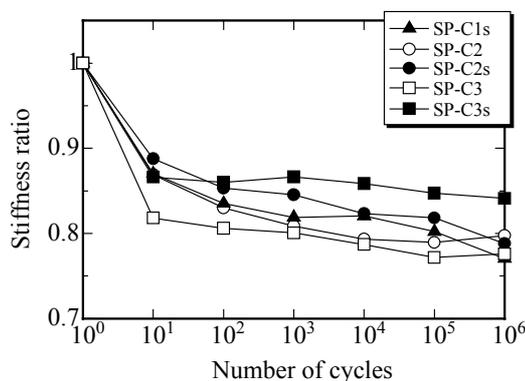


Fig.5 Variation of member stiffness

筋降伏時の荷重が及び印で示されているが、緩衝材を用いた方が10%程度小さい。

Fig.3にCFSを2層貼り付けた供試体の50kN時におけるCFSと鉄筋のひずみ分布を示す。等曲げ領域に着目した場合、緩衝材を用いた方がCFSのひずみが小さく、鉄筋のひずみが大きい。これは緩衝材を用いた方が付着界面の剛性が小さいことによる。しかし、曲げせん断領域では、緩衝材を用いた方がCFSのひずみが大きい。

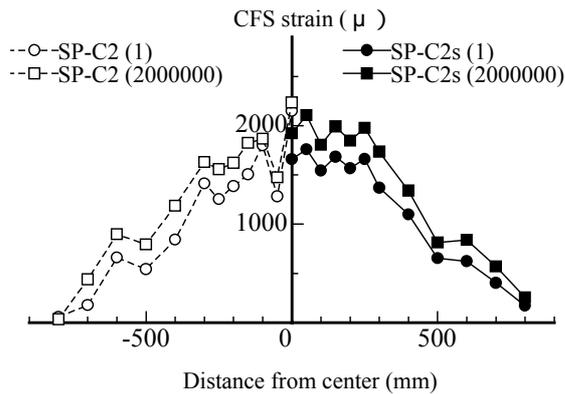
Fig.4に支点到最も近い測定位置(接着端部から70mm)のCFSのひずみと荷重との関係を示す。緩衝材を用いた場合には、端部付近に大きなひずみが発生していることが明らかである。Daiらは、せん断付着試験において、樹脂の弾性係数が小さいほどひずみ勾配が小さくなる、すなわち、有効付着長が長くなることを報告している⁴⁾。本実験より、緩衝材を用いた場合には、はり部材の曲げせん断領域においても上述

の性状が現れることが明らかとなった。

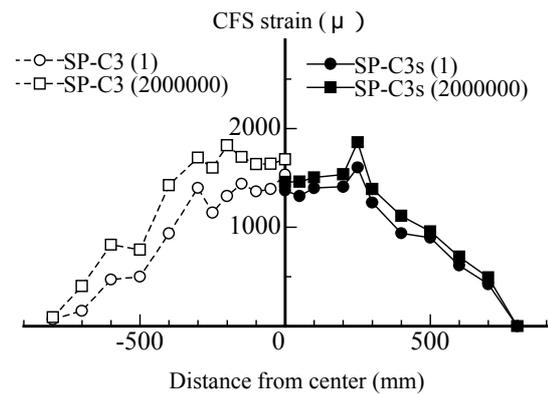
(2) 疲労試験における変形及びひずみ挙動

ここで、荷重-変位関係における内部曲線の傾きを用い、繰返しに対する部材剛性の低下割合を比較する。Fig.5は、任意の回数における内部曲線の傾きを1回目の傾きで除した値(以下「剛性比」と繰返し回数との関係を示す。いずれの場合も、剛性比は、繰返し10回目に大きく低下し、その後は徐々に低下する傾向にある。緩衝材を用いた供試体の200万回時の剛性比は、緩衝材を用いない場合と同等か若干大きい傾向にある。

Fig.6は、CFSを2層もしくは3層貼り付けた供試体におけるCFSのひずみ分布を示す。図の左側には緩衝材がない場合、右側には緩衝材がある場合の繰返し回数1回目及び200万回目の最大荷重時の分布が示されている。2層の場合、CFSのひずみの増加割合に及ぼす緩衝材の影響

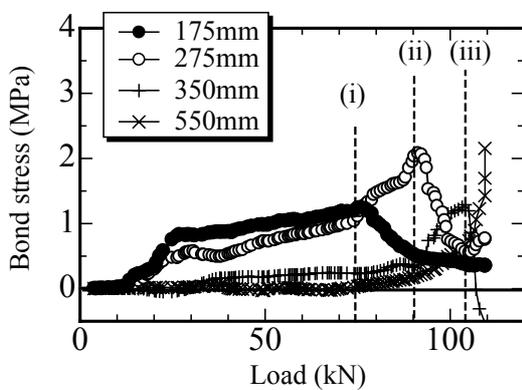


(a) 2 layers

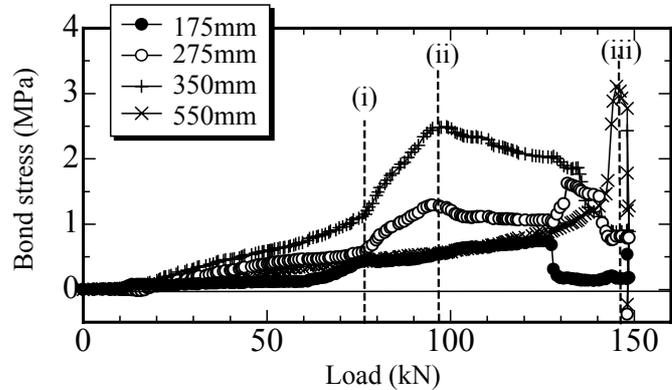


(b) 3 layers

Fig.6 CFS strain distribution



(a) w/o soft layer (SP-C2)



(b) with soft layer (SP-C2s)

Fig.7 Relationships between bond stress and load

は見られない。しかし、3層貼り付けた場合、緩衝材を用いた場合の方がひずみの増加が明らかに小さい。今後、付着疲労試験を実施し、緩衝材が局部付着特性に及ぼす影響を明らかにしたいと考えている。

3.3 付着応力

(1) 静的試験における剥離進展性

Fig.7は、供試体 SP-C2 と SP-C2s の付着応力と作用荷重との関係を示す。なお、付着応力は次式により求めた。

$$\tau_{CFS} = \frac{tE_{CFS}d\epsilon_{CFS}}{dx} \quad (1)$$

ここで、 τ_{CFS} : CFS の付着応力(MPa)

t : CFS の厚さ(mm)

E_{CFS} : CFS の弾性係数(MPa)

d : 隣接する位置のひずみ差

dx : ひずみの測定間距離(mm)

まず SP-C2 に着目する。鉄筋が降伏した 75kN 付近 (図中の (i)) で等曲げ領域近傍の 175mm 地点において付着応力が低下し (印), 275mm 地点の付着応力が急激に増加している (印)。続いて、約 90kN (図中の(ii)) で 275mm 地点の付着応力が低下し、350mm 地点の付着応力が急激に増加している。そして、終局直前 (図中の (iii)) に 350mm 地点の付着応力が低下し、550mm 地点の付着応力が急激に増加し終局を迎えた。以上より、荷重の増加とともに、付着破壊が支点方向に進行し、最終的に 550mm から接着端

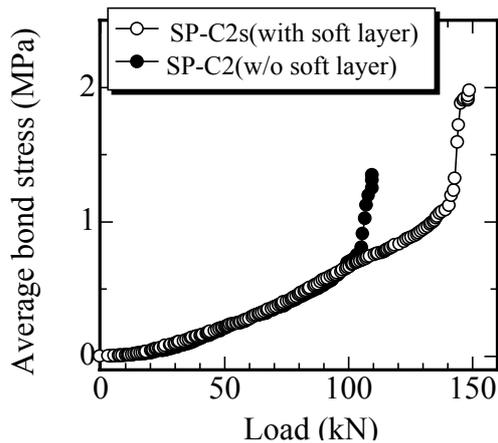


Fig.8 Variation of average bond stress

部までの付着力が作用引張力と釣り合い、その領域が剥離することにより破壊したものと推測することができる。また、Fig.7(b)より、緩衝材がある場合にも同様のことが言える。ただし、両者の違いは、緩衝材がある方が、荷重に対する付着応力の低下が緩やかであり、かつ付着応力の最大値が大きいことにある。

Fig.8 は、550mm 地点から接着端部までの区間（接着長 330mm に対応）における CFS の平均付着応力と荷重との関係を示す。100kN 付近まで両者の関係は概ね等しい。しかし、供試体 SP-C2 においては、100kN 以降に付着応力が急激に増加し、平均付着応力が約 1.5MPa の時点で終局を迎えた。一方 緩衝材がある場合には、その後も平均付着応力が増加し、終局直前において平均付着応力が約 2MPa となり終局を迎えた。この平均付着応力の差が、部材の耐力に大きな影響を及ぼしたものと考えられる。なお、SP-C2s はかぶりコンクリートの破壊を引き起こしたが、CFS の剥離とかぶりコンクリートの破壊がほぼ等しかったために、剥離破壊を起こした SP-C2 と類似した付着挙動を示したと思われる。また、3 層貼り付けた供試体に関しても同様な考察を行ったが、平均付着応力と荷重との関係は緩衝材の有無によらずほぼ等しく、平均付着応力の最大値は 1MPa であり、かつ、終局時において Fig.8 に示されるような急激な平均付着応力の増加は見られなかった。すなわ

ち、CFS が付着破壊する前にかぶりコンクリートが破壊した事実と一致する。

4. まとめ

本研究で得られた主な知見を以下に示す。

- (1) 緩衝材を用いた場合、CFS を 1 及び 2 層貼り付けた供試体において、終局耐力が大きく増加した。しかし 3 層貼り付けた場合には、かぶりコンクリートの破壊が起こり、緩衝材があることの影響が見られなかった。
- (2) 端部から 330mm の区間における CFS の平均付着応力の最大値は、緩衝材を用いた方が大きく、この平均付着応力が剥離耐力に大きな影響を及ぼしているものと考えられる。
- (3) CFS を 2 層もしくは 3 層貼り付けた場合、本研究で行った応力振幅の範囲では、緩衝材を用いた場合であっても 200 万回の繰返し振幅を受けても疲労破壊せず、かつ、200 万回後の静的耐力（残存耐力）は、緩衝材を用いない場合と同等かそれ以上であった。

参考文献

- 1) 原田哲夫ほか：端部増貼り補強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.469-474，2001.
- 2) 佐川康貴ほか：曲げ補強用炭素繊維シートの新しい定着方法に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.22，No.1，pp.475-480，2001.
- 3) 前田敏也ほか：緩衝材を用いた炭素繊維シート接着工法の補強効果，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.1，pp.817-822，2001.
- 4) Dai Jianguo et al. : Experimental Study on Effects of Resins on Bond Force Transfer of Carbon Fiber Sheet-Concrete Interface, Proceedings of 7th Japan International SAMPE Symposium & Exhibition, pp.379-386, 2001.