

ひび割れ損傷RC床版のCFRP補強工法における端部処理と補強効果

Edge-treatment and Strengthening Effect of CFRP (Carbon Fiber Reinforced Plastics) for Damaged RC Decks

加藤暢彦*, 横山広**, 堀川都志雄***, 園田恵一郎****

Nobuhiko KATO, Hiroshi YOKOYAMA, Toshio HORIKAWA, Keiichiro SONODA

* ショーボンド建設株式会社本社技術部 (〒536 0022 大阪市城東区永田 3-12-15)

** ショーボンド建設株式会社補修工学研究所 (〒305 0003 つくば市桜 1-17)

*** 工博 大阪工業大学教授土木工学科 (〒535 0002 大阪市旭区大宮 5-16-1)

**** 工博 大阪市立大学工学部教授土木工学科 (〒558 8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

Main concern of this paper is placed on reliability of CFRP (Carbon Fiber Reinforced Plastics) strengthening method for damaged RC bridge decks. Two types of studies were carried out. One was concerning the edge-treatment of carbon fiber sheet. Beam-type fatigue tests were done on focusing shear bond failure near anchor zone. The fatigue strength was controlled by peeling of carbon fiber sheet, and anchor bolts installed on haunch zone were effective to prevent the peeling of carbon fiber sheet. On the other hand, simple model tests and FEM analyses were done to investigate relationships between the number of carbon fiber sheet and the effect of bending crack control. Only one layer of carbon sheet could reduce the crack opening to 9% of that on no carbon sheet model.

Key Words : strengthening method for bridge RC deck, CFRP bonding method, shear bond failure, fatigue characteristics.

1. まえがき

道路橋鉄筋コンクリート床版(以下、RC床版と略称する)の補強工法の一つに鋼板接着工法がある。この工法は非常に実績の多い工法であり、多くの実験・研究が行われている。例えば、ハンチ部すなわち補強材定着部の補強材の挙動に着目した繰返し載荷実験も行われており、その結果、鋼板に剥離が発生すること、鋼板に剥離が発生した後はコンクリートアンカーボルトがせん断ひび割れの進行を阻止すること、また、コンクリートアンカーボルトが余剰耐力の向上に対して効果を発揮することが報告されている。

一方、最近になって、鋼板の代わりに炭素繊維を補強材とするCFRP接着工法が採用されるようになってきている。CFRP接着工法は、コンクリート表面に、しなやかな状態の炭素繊維シートを、エポキシ樹脂を含浸させながら接着する補強工法であり、前述の鋼板接着工法と異なり、通常コンクリートアンカーボルトは設置されない。また、鋼板接着工法の場合、接着材厚が4~5mmであるのに対し、CFRP接着工法での接着材厚は非常に薄い。一般に、補強材の剥離に対して、定着を保持するためのアンカーが無いことは不利に、また接着材厚が薄いことは有利になると言われている^{2),3)}。CFRP接着工法は、各研究機関において曲げに対する補強効果が

確認されているが、さらに本工法の信頼性を確かめるためには、定着部の付着せん断特性に着目した実験が必要であろう。

そこで、本論文では、RC床版を模したはり供試体にCFRP接着工法を施したものに対して、補強材の付着せん断特性の検討を行う。供試体としてはコンクリートアンカーボルトが設置されない通常工法のものだけでなく、コンクリートアンカーボルトを設置したもの、また補強範囲をハンチ部まで接着せずにハンチ手前で留めたものを作製し、実験を行った。同時に、鋼板接着工法を適用したはり供試体による実験も行い、両者の比較を行った。

ところで、RC床版の下面に補強材を設置した場合は、鋼板接着工法⁴⁾、CFRP接着工法^{5),6)}の両者ともに、補強材が既存のひび割れの動きを拘束して、損傷の進行を大幅に遅延させる効果があり、疲労耐力の向上をもたらすといわれている。ここでは、疑似ひび割れを導入した無筋コンクリートにCFRPの積層数を変えて接着したはり供試体を対象とした載荷実験とFEM解析を行い、積層数とひび割れ拘束効果の関係を明らかにした。

2. 補強工法の概要

表1にCFRP接着工法と鋼板接着工法に用いる材料

の物性値等の諸元を比較して示している。また、それぞれの工法の概要を次に示した。

2.1 CFRP接着工法

CFRPは、炭素繊維とマトリックス樹脂により形成される複合材料である。炭素繊維はポリアクリロニトル(PAN)、レーヨンなどの有機繊維を、数段階の温度で炭化焼成して製造される⁷⁾。マトリックス樹脂としては、エポキシ樹脂が最も多く用いられている。CFRPは、軽量・高強度であり、耐久性に優れ、また施工性がよい等の長所を有している。

箱桁内部等の鋼板接着補強が困難な狭隘部のRC床版への適用と、床版下面に格子状に接着することにより床版のひび割れの進展調査が可能であるとの理由から、首都高速道路公団で、初めて本工法のRC床版への適用が検討された。室内実験によりその補強効果が調査され⁸⁾⁹⁾、さらに、この結果を踏まえ、約30年間供用されたRC床版を対象とした、施工性の調査と試験車による載荷試験の結果、有力な補強工法であるとの結論が得られた¹⁰⁾。

阪神高速道路公団¹¹⁾でも、現場テスト施工を行い、その補強効果を確認している。また、大型輪荷重移動装置による移動繰返し載荷実験¹²⁾も行われており、疲労耐久性が、無補強のものに比較して14倍以上も向上すると言われている。

2.2 鋼板接着工法

鋼板接着工法は、ひび割れ損傷を受けたRC床版の下面に、鋼板を接着させて床版の耐荷力の向上を図るとともに、ひび割れ間へのエポキシ樹脂の注入によってひび割れの動きを抑制するものである。RC床版下面に鋼板(SS400, $t=4.5\text{mm}$)を約4~5mmの隙間を確保しつつアンカーボルトで固定し、鋼板周囲をシールした後に、エポキシ樹脂を注入して既存の床版と一体化させる。RC床版の損傷問題が提起された昭和40年代より各研究機関等において、多岐にわたる補強効果の確認実験が行われてきた。

3. 供試体の形状および種類

文献1)では、実物大の供試体を作製しているが、ここでは、CFRP接着工法と鋼板接着工法における付着せん断破壊の性状の違いを確認することが目的であることから、実物大床版の約60%に縮小したモデルを採用した。同様に載荷幅も輪帯幅500mmの60%である300mmとする。

実験に用いた供試体の種類を表2にまとめて示した。静的載荷用も含め全部で10体である。また、損傷の有無による補強効果の差を調査する目的で、補強に先立って予めひびわれを導入したものも含まれている。F1~F7は繰返し載荷用の供試体、S8~S10は静的載荷用の供試

体である。また、F6とF7は、補強前にひび割れ損傷を与えたものである。ひび割れ損傷の導入時では、荷重載荷点直下の断面における鉄筋に発生するひずみが600 μ 程度になる曲げ載荷荷重の下で、3,000回の繰返し載荷を行った。

無補強供試体は、床版厚12cm、有効高さ $d=10\text{cm}$ 、かぶり $d'=2\text{cm}$ 、鉄筋D10、引張鉄筋間隔7.5cm、および

表1 鋼板接着工法とCFRP接着工法

項目	鋼板接着	CFRP接着
補強材	SS400	CFRP
降伏強度(N/mm ²)	245以上	2,500*以上
引張強度(N/mm ²)	400~510	2,500*以上
ヤング率(N/mm ²)	205,882	430,000*
補強材設計厚	4.5mm	0.163mm/層
接着材	エポキシ樹脂	エポキシ樹脂
接着材厚	5mm	非常に薄い
アンカー	有	無
アンカー径	10mm	—

* 補強材設計厚 (0.163mm)

表2 供試体の種類

No.	補強材	ハンチ接着	アンカー	備考
F1	無補強	—	—	疲労
F2	SS400	有	有	疲労
F3	CFRP	無	無	疲労
F4	CFRP	有	無	疲労
F5	CFRP	有	有	疲労
F6	SS400	有	有	疲労、損傷有
F7	CFRP	有	無	疲労、損傷有
S8	無補強	—	—	静的
S9	SS400	有	有	静的
S10	CFRP	有	無	静的

表3 材料試験結果 (単位: N/mm²)

材料名	降伏強度	引張強度	ヤング率
コンクリート	29.7	—	27,059
鉄筋	386	516	186,275
鋼板	387	447	205,882
CFRP*	3,100	3,100	421,569
接着剤	77	—	2,059
含浸材	78	—	2,353

* 補強材設計厚 (0.163mm)

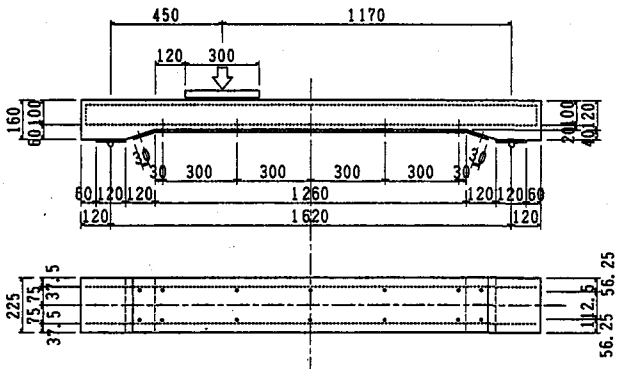


図1 供試体の形状および載荷方法 (単位: mm)

圧縮鉄筋間隔 15.0cm とした。図 1 に供試体の形状を示した。

鋼板接着供試体は、サンディングペーパーにて下地処理後、補強鋼板 (SS400, $t=2.3\text{mm}$) を直径 6mm のコンクリートアンカーボルト (鋼板 1 枚につき 2 列, 300mm 間隔) により、間隙 5mm を確保して固定した。その後、鋼板端部のシールを行い、鋼板と RC 床版の間にエポキシ樹脂を注入した。因みに、付着を向上させるため、鋼板の内面はショットブラスト処理後、長ばく形エッチングプライマーを塗布し、また、コンクリート面は埃の除去を行った。実橋の鋼板接着工法ではコンクリートアンカーボルトが最大 500mm 間隔で配置されるが、60% に縮小したモデルであることから、ここではアンカー間隔を 300mm として供試体を作製した。

CFRP 接着工法では、鋼板接着工法における鋼板の終局時の曲げ挙動と同等とするため、CFRP の積層数を 3 層とした。本供試体は、RC はり下面の補強材設置箇所をサンディングペーパーにてサンダーケレン後、エポキシ樹脂系プライマーを塗布しカーボン繊維シートをエポキシ樹脂を含浸させながら 1 枚ずつ貼付けた。貼付けの際、熱回転ローラーを用いて、熱により樹脂の含浸性を向上させ、カーボン繊維のたるみやゆがみの矯正を行った。1 層の出来上がり厚さは約 1.0mm である。カーボン繊維の貼付け方向は主鉄筋方向とした。1 体だけコンクリートアンカー有り、残りはアンカー無しとする。アンカーを設置した供試体には、配力鉄筋方向にもカーボン繊維を貼付けた。その際、アンカーボルトはカーボン繊維を貼付ける前に予め設置しており、カーボン繊維貼付け後、直ちにワッシャーを取付け、ナットを締め込んだ。また、CFRP をハンチまで接着しない供試体も比較のため作製した。

表 3 に材料試験の結果を示した。ここで、CFRP については、含浸材であるエポキシ樹脂を無視し炭素繊維シート単体の断面積当たりに換算している。

4. 載荷実験

4.1 静的載荷実験

1) 実験方法

供試体の寸法と載荷方法を図 1 に示した。荷重は線荷重とし、厚さ 22mm の鋼板と 3mm 程度のゴムシートを介して供試体に載荷した。荷重の載荷位置は、せん断力の影響がハンチ部で厳しくなるように、ハンチ部より 45° の位置に載荷板の端部が来るように設定した。

ひずみゲージ、パイゲージ、変位計の設置位置を図 2 に示した。変位計は支間中央と最大曲げモーメントの発生する位置の 2 箇所を設置した。また、パイゲージにより補強材端部の水平移動量、ハンチの断面変化する位置 (以下、ハンチ隅角部という) での鉛直移動量、曲げひ

ず割れの開き量の測定を行った。ひずみゲージは、コンクリート面、引張鉄筋、鋼板あるいは CFRP の補強材に貼り付けている。なお、ハンチの隅角部はひずみゲージ G3 と G4 の間に位置する。

2) 実験結果

図 3 に各供試体のたわみの比較を、また、図 4 に載荷点直下の鉄筋ひずみの比較を示した。各供試体ともに、全断面有効時から引張無視時の計算値に移行しているのがわかる。

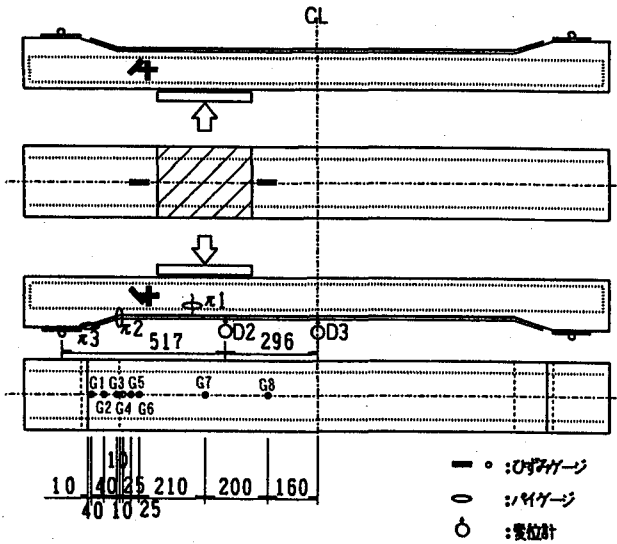


図 2 ひずみゲージ、パイゲージ、変位計の設置位置 (単位: mm)

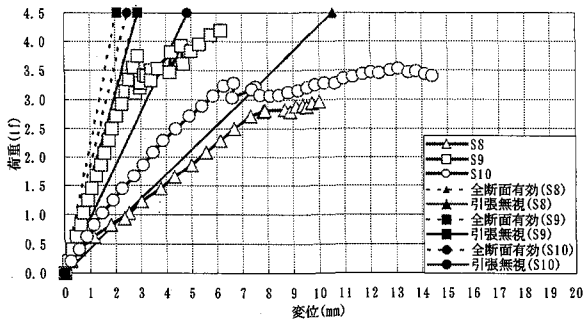


図 3 中央点のたわみの比較

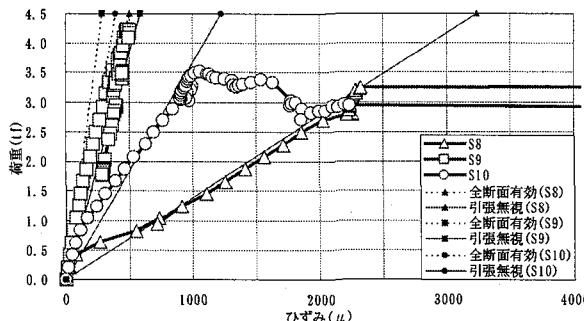


図 4 載荷点直下の鉄筋ひずみの比較

表 4 に各供試体の曲げ耐力およびせん断耐力の計算値と実験結果を示した。曲げ耐力の計算は道路橋示方書¹³⁾により、せん断耐力はコンクリート標準示方書〔平成 8 年制定〕¹⁴⁾により行った。CFRP 接着工法の場合についての曲げ耐力の計算式を式 (1) に、せん断耐力の計算式を式 (2) に示した。

$$M_u = (T_{cf} + T_s) (d_{cf+s} - kx) \tag{1}$$

ここに、 M_u ：破壊抵抗曲げモーメント、 T_{cf} ：鉄筋が降伏した時のCFRPの引張力、 T_s ：鉄筋が降伏した時の鉄筋の引張力、 d_{cf+s} ：圧縮縁から引張合力までの距離、 kx ：圧縮縁からコンクリートの圧縮応力度の合力の作用点までの距離である。

$$V_{cd} = \beta_d \beta_p \beta_n f_{vcd} b_w d \tag{2}$$

ここに、 V_{cd} ：せん断補強鋼材を用いない棒部材の設計せん断耐力 ($\gamma_b=1.0$ とする)、 $\beta_d=(1/d)^{1/4}$ 、 $\beta_p=(100p_w)^{1/3}$ 、 $\beta_n=1$ 、 b_w ：腹部の幅、 d ：有効高さ、 $f_{vcd}=0.23(f'_{cd})^{1/3}$ 、 f'_{cd} ：コンクリートの圧縮強度である。

実験による耐力は、無補強のものが 3.2tf (31.4kN)、鋼板接着のものが 4.2tf (41.2kN)、CFRP のものが 3.5tf (34.3kN) であり、全てせん断破壊であった。無補強供試体は、実験値の方が計算値よりも高い値を示したが、補強供試体は両者ともに低い値を示した。その比率は、表 4 に示したように、S9 が 0.86、S10 が 0.91 であった。

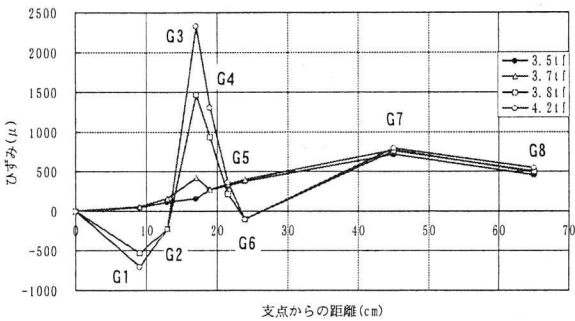


図 5 鋼板のひずみ変化 (S9)

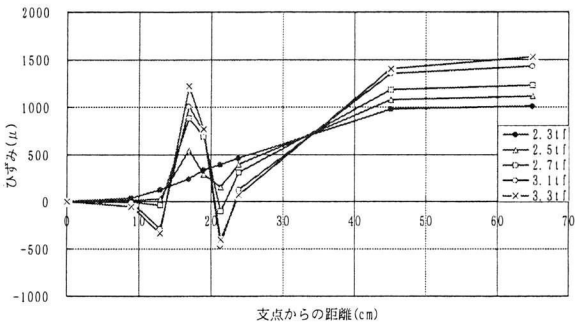


図 6 CFRP のひずみ変化 (S10)

表 4 静的実験結果 (kgf)

供試体	曲げ耐力	せん断耐力 A	実験値 B	B/A
無補強(S8)	2,512	2,905	3,200	1.10
鋼板接着(S9)	8,483	4,900	4,200	0.86
CFRP 接着(S10)	6,280	3,866	3,500	0.91

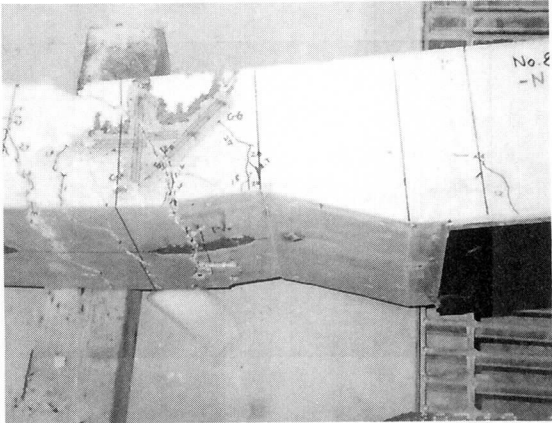


写真 1 無補強供試体の破壊状況

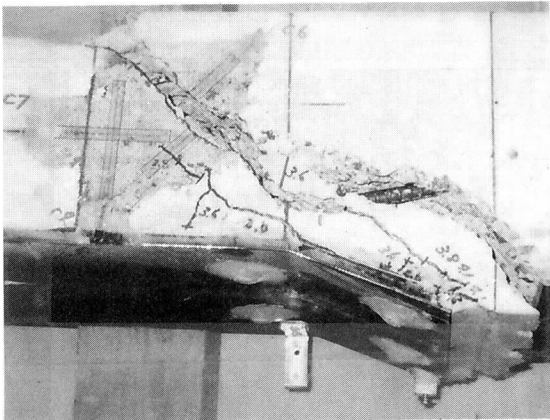


写真 2 鋼板接着供試体の破壊状況

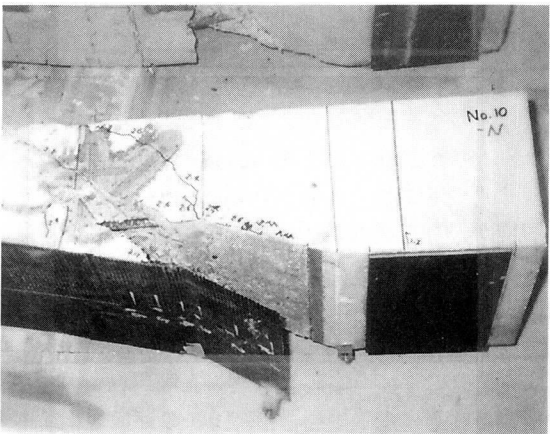


写真 3 CFRP 接着供試体の破壊状況

これは、補強材が付着せん断破壊したことにより、所定の耐力を発揮できなかったためと考えられる。

図 5 は、供試体下面に接着した鋼板のひずみ分布を荷重ごとに示したものである。また、CFRPについて図 6 に示した。ハンチ隅角部は支点より 18cm の位置であるが、ある荷重、例えば S9 供試体では 3.7tf (36.3kN)、S10 供試体では 2.5tf (24.5kN) で、この位置においてひずみが急増する傾向がみられた。ハンチ隅角部に設置したパイゲージの値が、この時に急激に変動しており、補強材とコンクリートの間で剥離が発生したと符号している。なお、補強材端部に設置したパイゲージは終局状態に至ってもほとんど動きはなかった。

写真 1～3 にそれぞれの破壊状況を、図 7 に各供試体の破壊直前でのひび割れ状況を示した。無補強供試体 S8 は、載荷点とハンチ中間部を結ぶせん断ひび割れが進展した後に崩壊した。鋼板接着供試体 S9 とCFRP接着供試体 S10 では、ともに、ハンチ隅角部に剥離が生じ、かつ剥離発生点から載荷点に向かうせん断ひび割れがほぼ同時に発生した。

S9 では剥離の発生後、その剥離が徐々に進行していたが、ある段階で停留してしまい、最終的には支点と載荷板端部を結ぶせん断ひび割れのみが発達して破壊した。ハンチ部の補強材は実験終了まで、コンクリートアンカーボルトの存在により完全に剥離することはなかった。

S10 は、荷重を増加するにつれて、剥離、およびひび割れが進展した。観察によれば、剥離は支間中央方向に進展し、さらに剥離部先端と載荷板中央部を結ぶせん断ひび割れに発達して破壊に至った。

その結果、ハンチ部の補強材は全て剥離していた。

3) 接着界面に発生する応力のFEM解析

補強材の接着面に着目したFEM解析を行った。図 8

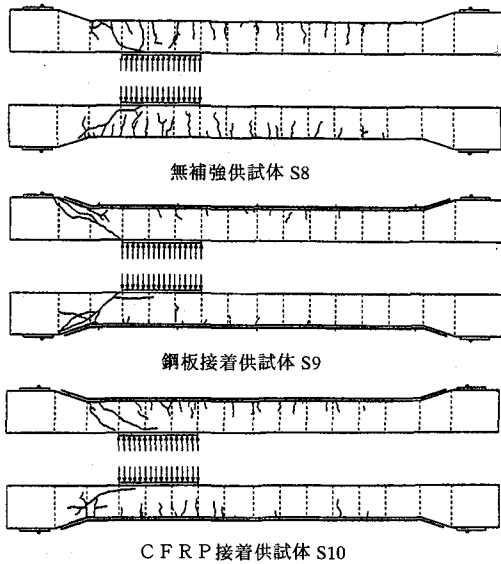


図 7 ひび割れ状況図

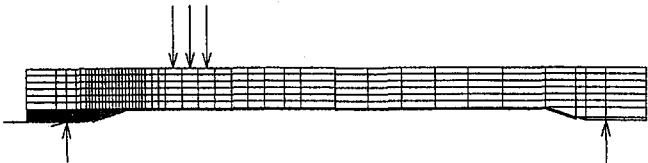
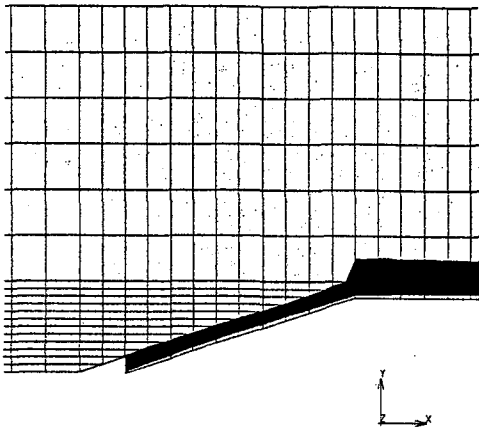
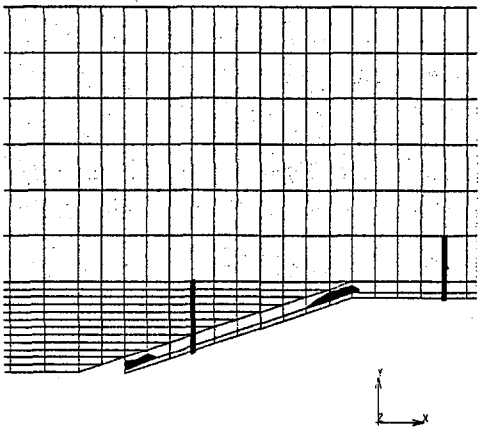


図 8 モデル形状およびメッシュ分割状況



(a) アンカーボルト無し



(b) アンカーボルト有り

図 9 鋼板接着供試体のせん断ひずみ γ_{xy} の分布
(黒塗りは 600μ 以上のひずみ領域)

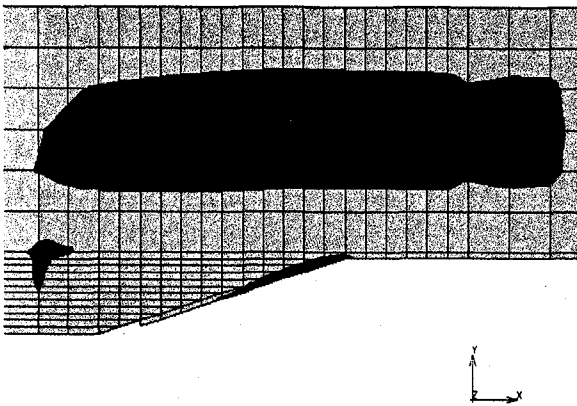


図 10 CFRP 接着供試体のせん断ひずみ γ_{xy} の分布
(黒塗りは 200μ 以上のひずみ領域)

にモデルの形状、およびメッシュ分割を示した。モデルは、平面応力要素とし、荷重値を1.0tf (9.8kN) とした。コンクリートは、全断面有効時を想定し、ひび割れを考慮していない。コンクリートのヤング率を $2.76 \times 10^5 \text{kgf/cm}^2$ ($2.7 \times 10^4 \text{N/mm}^2$)、ポアソン比を 0.167 とした。鋼板接着モデルでは、鋼板のヤング率 $2.1 \times 10^6 \text{kgf/cm}^2$ ($2.1 \times 10^5 \text{N/mm}^2$)、厚さ 2.3mm、ポアソン比 0.3、接着材のヤング率は $2.1 \times 10^4 \text{kgf/cm}^2$ ($2.1 \times 10^3 \text{N/mm}^2$)、厚さ 5mm、ポアソン比 0.4 とした。アンカーボルトは、ヤング率 $2.1 \times 10^6 \text{kgf/cm}^2$ ($2.1 \times 10^5 \text{N/mm}^2$)、ポアソン比 0.3 とした。また、アンカーボルトの無いものも比較のために作成した。CFRP接着モデルのCFRPのヤング率は、表 3 の値を実際に使用されている補強材厚 1.0mm/層程度に置換して、 $7.0 \times 10^5 \text{kgf/cm}^2$ ($6.9 \times 10^4 \text{N/mm}^2$) とした。厚さは3層で 3.0mm、ポアソン比 0.4 とし、接着材厚をゼロとした。

図 9 に鋼板接着モデル、図 10 にCFRP接着モデルの接着界面近傍におけるせん断ひずみ γ_{xy} の分布を示した。

アンカーボルト無しの鋼板接着モデルでは、補強材端部とハンチ隅角部において大きなせん断ひずみが発生している。補強材端部のせん断応力 τ_{xy} は、鋼板と接着材の界面で接着材が 11.4kgf/cm^2 (1.1N/mm^2)、コンクリートと接着材の界面で、接着材が 5.6kgf/cm^2 (0.5N/mm^2)、コンクリートが 88.1kgf/cm^2 (8.6N/mm^2) であった。またハンチ隅角部のせん断応力は鋼板と接着材の界面で接着材が 9.5kgf/cm^2 (0.8N/mm^2)、コンクリートと接着材の界面で、接着材が 8.0kgf/cm^2 (0.8N/mm^2)、コンクリートは 125.3kgf/cm^2 (12.3N/mm^2) であった。

アンカーアンカーボルトを設置するとせん断応力は減少し、補強材端部のせん断応力 τ_{xy} は、鋼板と接着材の界面で接着材が 7.6kgf/cm^2 (0.7N/mm^2)、コンクリートと接着材の界面で、接着材が 3.4kgf/cm^2 (0.3N/mm^2)、コンクリートが 53.2kgf/cm^2 (5.2N/mm^2) であった。またハンチ隅角部のせん断応力は鋼板と接着材の界面で接着材が 5.5kgf/cm^2 (0.5N/mm^2)、コンクリートと接着材の界面で、接着材が 4.3kgf/cm^2 (0.4N/mm^2)、コンクリートが 67.4kgf/cm^2 (6.6N/mm^2) となった。なお、アンカーボルトの位置は実験供試体に合わせており、図中の太線で示している。

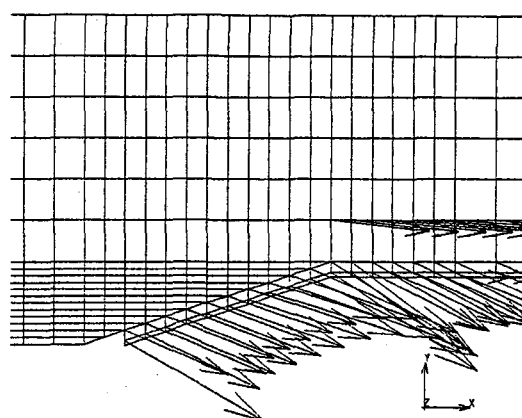
CFRP接着モデルでは、ハンチ隅角部から支点側に1cmの位置とコンクリート内部の中央付近で、同じぐらいのせん断ひずみが発生している。この位置で、CFRPとコンクリートの界面におけるコンクリートのせん断応力値は 34.6kgf/cm^2 (3.4N/mm^2) であった。

以上の値によれば、各モデルのコンクリートに発生するせん断応力には大きな差異が見受けられた。

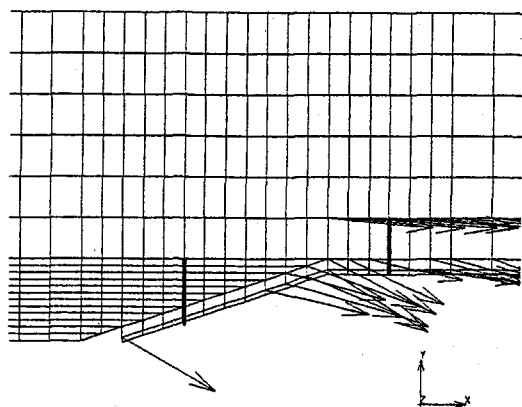
図 11 は鋼板接着モデルの最大主ひずみの方向と大きさを示したものである。ただし、その値が 600μ 以上と算定される位置についてのみ示している。アンカーボ

ルトが無い場合は、ハンチ隅角部と鋼板端部において鋼板を引剥がすような応力が発生していることがわかる。因みにその値は、ハンチ隅角部で $1,148 \mu$ 、鋼板端部で $1,009 \mu$ であった。アンカーボルトを設置した場合も鋼板を引剥がすような応力が発生しているが、その値は 829μ と 673μ に減少した。

図 12 は、CFRP接着モデルについての結果であり、 400μ 以上の最大主ひずみの方向と大きさを記している。



(a) アンカーボルト無し



(b) アンカーボルト有り

図 11 鋼板接着供試体の最大主ひずみの方向と大きさ

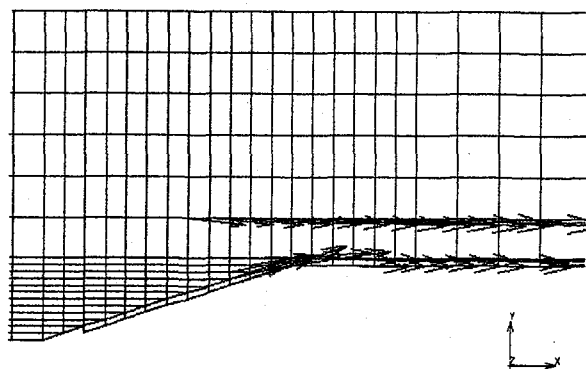


図 12 CFRP接着供試体の最大主ひずみの方向と大きさ

CFRP 接着モデルでは、鋼板接着モデルと異なり、CFRP を引剥がすような応力は発生していない。このことは、接着材厚および補強材厚が薄いことに起因しているものと思われる。

以上により、鋼板接着モデル、CFRP 接着モデルともに、ハンチ隅角部より支点側に 2~3cm 離れた位置で大きなせん断応力が作用する傾向にあること、また、補強材厚、および接着材厚が厚くなると、ハンチ隅角部および補強材端部において、補強材を引剥がすような力が作用することがわかった。

4.2 繰返し载荷実験

1) 実験方法

前節で明らかにしたように、静的载荷実験でも FEM 解析の結果においても、補強を行った供試体にはハンチ部近傍の補強材に大きなせん断応力が発生し、補強材が剥離する可能性のあることがわかった。従って、繰返し载荷を行う場合においても、剥離の発生が供試体の耐力に大きく影響すると考えるのが自然であり、繰返し载荷実験を行うに当たり、剥離発生までは段階的に荷重を漸増させ、剥離発生以後はその時の荷重を持続してひび割れの進展等の観察を行った。F3 供試体は、補強材に剥離が発生しなかったため、荷重を増加している。なお、载荷方法、およびひずみと変位の測定位置は静的試験に準じた(図 1, 図 2)。

図 13 に各供試体の载荷プログラムを示した。ここで、F6 と F7 は、実験中過大に荷重が载荷されたため、途中で実験を中止した。図中に、剥離発生時期とせん断ひび割れ発生時期を示している。

2) 実験結果

図 14 には破壊直前のひび割れ状況を示した。CFRP 接着供試体は、F3, F4, F5, および F7 である。

F3 は、ハンチ部まで補強材を設置していないタイプであるが、曲げひび割れはあまり発生しなかった。ハンチ部に発生した曲げひび割れが徐々に進行し、2.1tf (20.6kN) を 5×10^4 回载荷した時に、ハンチ隅角部の曲げひび割れから、荷重載荷点に向かうようにせん断ひび割れが発生した。最終的には、支点と载荷板端部を結ぶせん断ひび割れが発達して、2.4tf (23.5kN) を 15×10^4 回载荷した時に破壊に至ったが、最後まで補強材が剥離することはなかった。

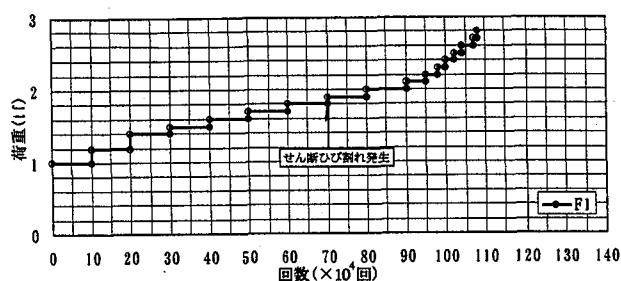
これに対し、ハンチまで補強材を設置している F4 は 2.2tf (21.6kN) を 10×10^4 回载荷した時、ハンチ隅角部において剥離が発生すると同時に、この位置から载荷点に向かってせん断ひび割れが発生した。同じ荷重でさらに 15×10^4 回载荷した時、ハンチ部の補強材が完全に剥離すると同時にせん断型で破壊した。

F5 は、アンカーボルトを設置したものである。2.4tf

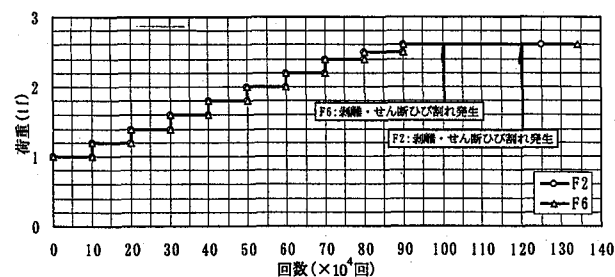
(23.5kN) を 5×10^4 回载荷した時、ハンチ隅角部に剥離が発生すると同時にせん断ひび割れが発生した。さらに 5×10^4 回载荷した時にせん断破壊したが、ハンチ部の補強材が完全に剥離することはなかった。

F7 は、補強材設置前に予めひび割れ損傷を導入したものである。ひび割れ幅は、0.1mm 程度であった。2.3tf (22.5kN) を 5×10^4 回载荷した時にハンチ部の剥離とせん断ひび割れが発生した。損傷を与えていないものとの差異は発見できなかった。

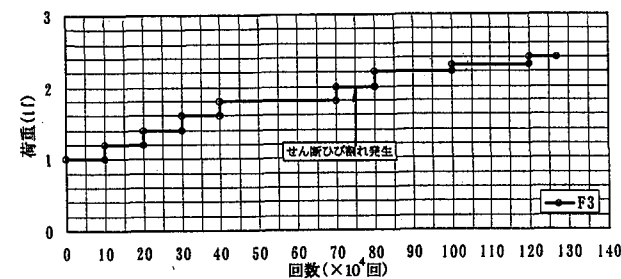
F2 と F6 は、鋼板接着供試体である。F2 は初期損傷無し、F6 は初期損傷を与えたものである。両者ともに、2.6tf



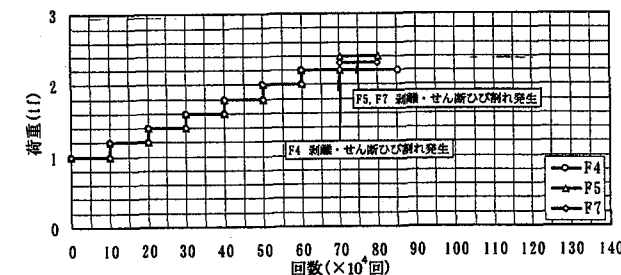
(a) 供試体 F1



(b) 供試体 F2, F6



(c) 供試体 F3



(d) 供試体 F4, F5, F7

図 13 载荷プログラム

(25.5kN) の繰返し载荷中にハンチ隅角部の剥離とせん断ひび割れが同時に発生した。F2 は、その後 5×10^4 回 载荷した時にせん断型で破壊したが、破壊面におけるアンカーボルトの破断は認められなかった。

図 15 に各供試体の载荷回数に対する補強材のひずみ

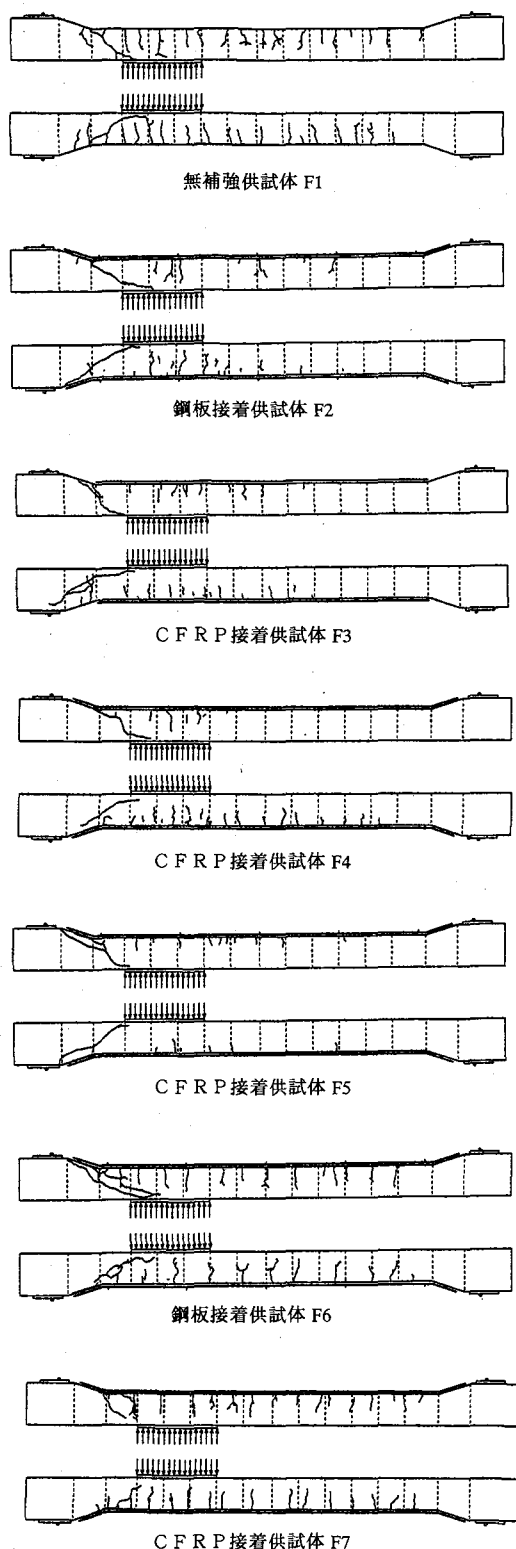


図 14 繰返し载荷実験供試体のひび割れ状況図

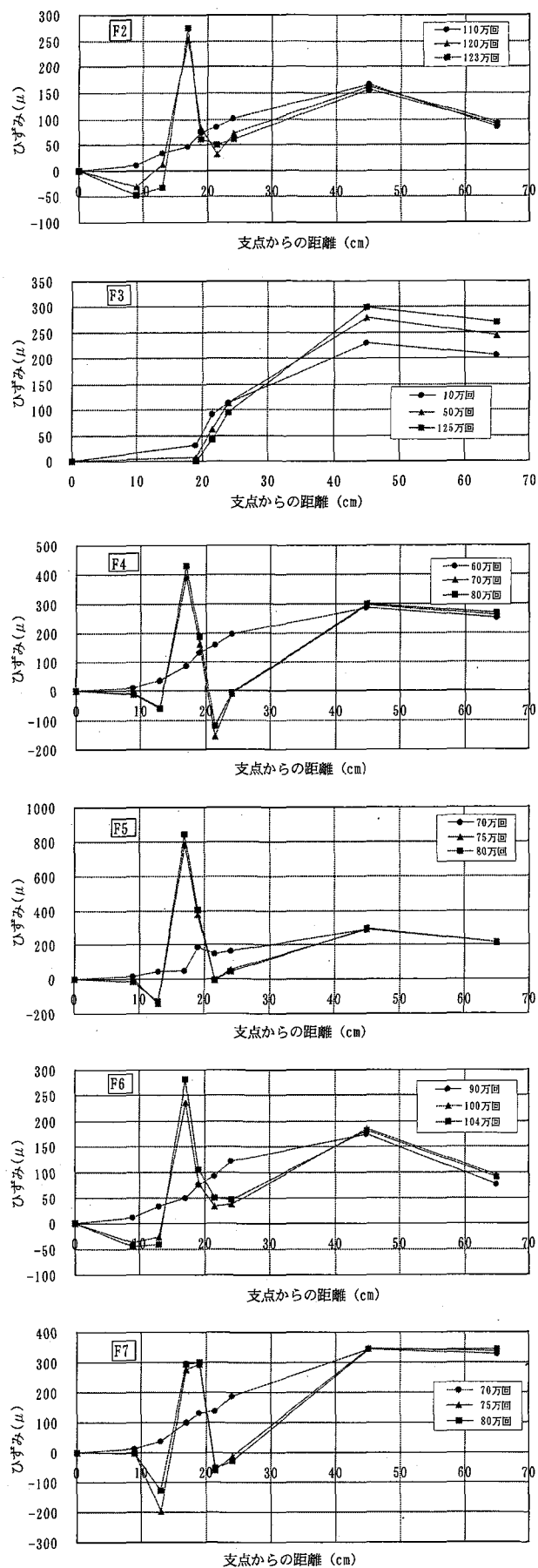


図 15 補強材の载荷回数に対する弾性ひずみの変化

の変化を示した。F3 は、ハンチ部まで接着を施していないCFRP接着供試体である。補強材のひずみは最後まで同様の分布を示しており、剥離が発生しなかったものと思われ、観察結果とも一致している。それ以外の供試体では、ハンチ隅角部近傍（ひずみゲージ G3～G5）で急激な変化がみられ、この位置で剥離が発生し始めていることがわかる。支点側のひずみ G3 の値が大きいことより、ハンチ隅角部のうち G3 の位置でまず剥離が発生したものと思われる。すなわち、ハンチ隅角部では、補強材下面に引張ひずみが局所的に大きく発生しており、その周辺の補強材の応力には急激な変化が見られた。剥離発生荷重による繰返し載荷で、全ての供試体が崩壊に至っていることより、疲労強度には剥離発生が大きく影響することがわかる。破壊耐力について、繰返し載荷実験の結果を静的載荷実験と比較すると、鋼板接着供試体が 4.2tf (41.2kN) に対し 2.6tf (25.5kN)、CFRP接着供試体が 3.5tf (34.3kN) に対し 2.2～2.4tf (21.6～23.5 kN) であり、その比率は前者が 0.62、後者が 0.63～0.69 であった。

図 16 は、載荷繰返し回数に対する、最大曲げモーメント点の弾性たわみの変化を示したものである。荷重を段階的に増加させたため、すべて荷重値 1tf (9.8kN) に換算している。

F1 は無補強供試体である。最後まで漸増する傾向がみられた。目視観察によると 70×10⁴ 回でせん断ひび割れが発生しているが、この時点からたわみの変化率が若干大きくなっている。

F2～F7 供試体は、剥離やせん断ひび割れの発生時点ではたわみが急増し、次第にたわみが増加している。

F6 と F7 は、初期損傷を与えたものであるが、他の供試体に比較して、実験の初期段階から引張側コンクリート無視時の計算値に近い値を示した。

4.3 CFRPの積層数と曲げひび割れの拘束効果

本節では、疑似ひび割れを導入した無筋コンクリートにCFRPの積層数を変えて接着したはり供試体を対象とした載荷実験とFEM解析を行い、積層数とひび割れの拘束効果との関係を明らかにする。

1) 実験方法

図 17 に供試体の形状を示した。10cm×10cm×40cm の無筋コンクリートの中央部に幅 5mm×深さ 4cm の溝をコンクリートカッターにより導入し、これを疑似ひび割れとした。ひび割れを跨ぐようにCFRPを積層数を変えて接着した。CFRPの物性値は、表 3 と同じものである。CFRPの積層数は 1 層 (CF1)、2 層 (CF2)、および 3 層 (CF3) とし、無補強のものも作製した。パイゲージをコンクリート下面より上方 1cm (図 18 の B-B 線上) の位置のひび割れ部に取付け、図 17 に示す方

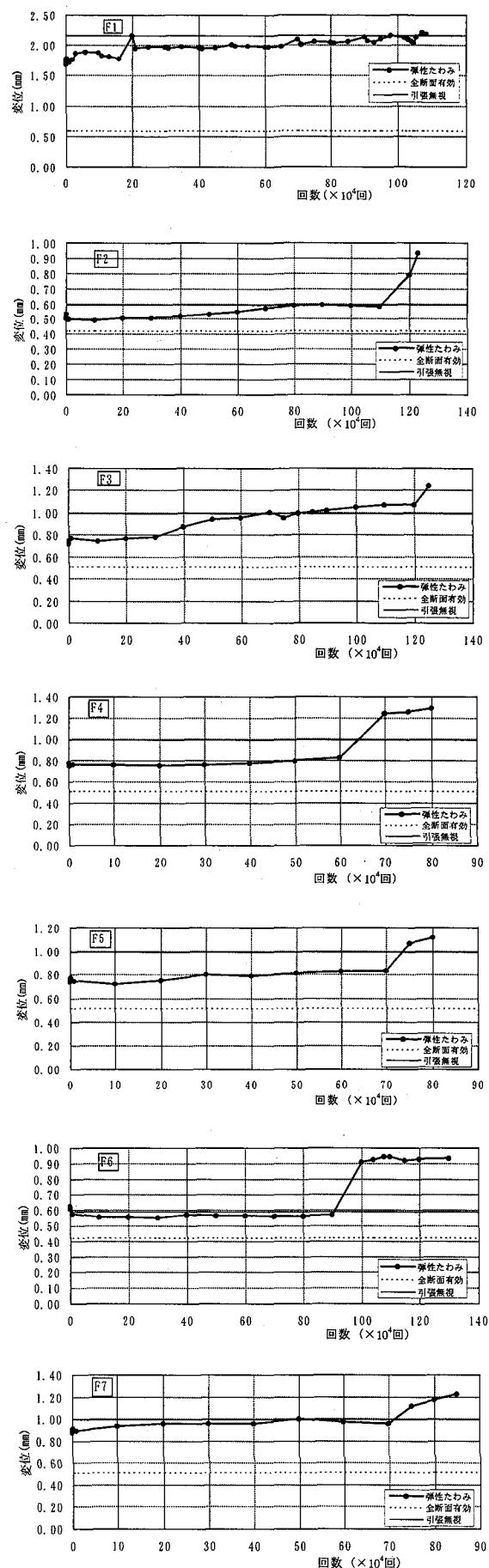


図 16 最大曲げモーメント点の弾性たわみの変化

法で載荷した。

2) 実験結果

図 19 に荷重とパイゲージ位置のひび割れの開き量関係を示した。積層数の増加とともにひび割れ拘束効果が高まることがわかる。しかし、その効果は必ずしも積層数に比例して上昇するわけではなく、各層の拘束効果の大きさに差があることがわかる。各積層数に対するひび割れ開き量の比は、無補強供試体の開き量を基準とすると、1 層で 0.56, 2 層で 0.35, 3 層で 0.31 と次第に減少していた。

この実験モデルについての平面応力要素による FEM 解析で採用した材料諸元は、コンクリートのヤング率は $3.0 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ ($2.9 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$)、ポアソン比は 0.167, また CFRP のヤング率は前述のモデルと同様に $7.0 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ ($6.9 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$)、ポアソン比は 0.4 とした。モデルの形状とメッシュ分割を図 18 に示した。

FEM 解析による、コンクリート下面より上方 1cm の位置でのひび割れ開き量と載荷荷重との関係を、図 20 に示した。図 19 と図 20 を比較すると、実験結果の方が開き量が大きくなった。実験供試体では、ひび割れ近傍において CFRP とコンクリートの間に水平方向のずれが発生していたと考えられる。一方、FEM 解析では、樹脂層のせん断変形を近似的に考慮した CFRP とコンクリートとの間に完全合成の仮定を設けているため、ひび割れの開き量の値が小さく算定される傾向にある。しかし、定性的には図 19 と同様であり、積層数が増えるにつれてひび割れの開き量が減少していた。各積層数のひび割れの開き量の無補強供試体のものに対する比は、1 層が 0.29, 2 層が 0.22, 3 層が 0.18 であった。すなわち、この比率が小さい程ひび割れの拘束効果が大きいと推測される。

図 21 は、300kgf (2.9kN) 載荷時における、各供試体の開き量を比較したものである。CFRP を 1 層接着することにより著しくひび割れの動きを拘束することがわかる。コンクリート下面 (A-A 線上) における積層数で比較したひび割れ開き量の比率は、1 層が 0.09, 2 層が 0.06, 3 層が 0.05 であり、下面より 1cm 上方 (B-B 線上) のものよりさらにひび割れ拘束効果が大きいことを示している。

5. 実験結果のまとめ

本論文では、CFRP 接着工法で RC 床版を補強した時のひび割れの拘束効果、および定着部の挙動を確認する目的で、はり供試体による実験を実施した。本実験より得られた結果は、以下の通りである。

1) 定着部の挙動に着目した静的載荷実験では、各供試

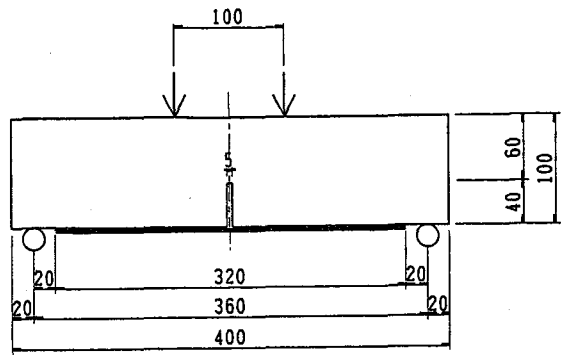


図 17 供試体の形状および載荷方法 (単位: mm)

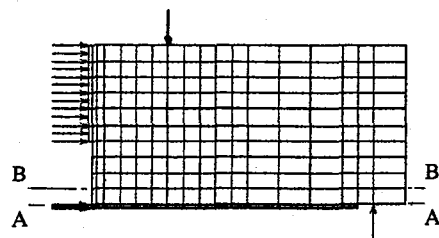


図 18 モデルの形状とメッシュ分割状況

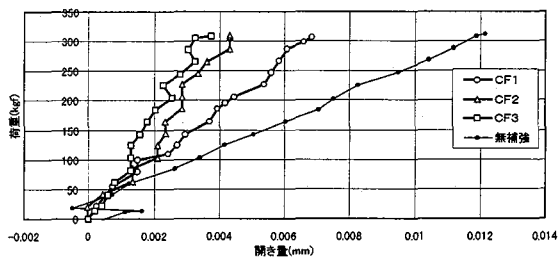


図 19 荷重とひび割れ開き量の関係 (実験)

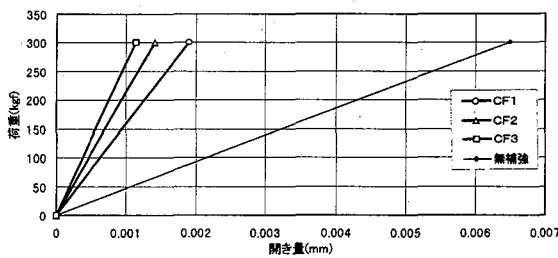


図 20 荷重とひび割れ開き量の関係 (FEM 解析)

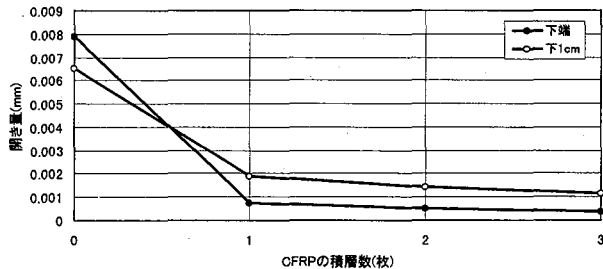


図 21 各供試体のひび割れ開き量の比較 (FEM 解析)

体とも荷重の増加につれて、たわみ、鉄筋ひずみの値が徐々に全断面有効時から引張無視時の計算値に移行していった。耐荷力は、無補強供試体では平成8年度版コンクリート標準示方書に基づく計算値よりも高い値となり、補強供試体では低い値であった。この原因としては、補強材の剥離により、所定の強度が発揮できなかったことが挙げられる。

- 2) 静的載荷実験、繰返し載荷実験のいずれにおいても、ハンチ部まで補強を行った供試体は、ハンチ隅角部（ハンチ先端の凹部）において補強材の剥離が発生すると同時に、この位置から載荷点に向かうせん断ひび割れが発生した。
- 3) 静的載荷実験では、CFRP接着供試体は実験終了時においてハンチ部の補強材が全て剥離した。これに対し、鋼板接着供試体は全て剥離することはなかった。これは、コンクリートアンカーボルトが寄与しているためと推測される。
- 4) 静的載荷実験、およびFEM解析の結果より、補強材の剥離は、ハンチ隅角部において発生することがわかった。
繰返し載荷実験では、補強材に剥離が発生した時点で、荷重の振幅を一定に保って繰返し載荷を行ったが、全ての供試体が崩壊に至っており、疲労強度には剥離発生現象が大きく影響すると考えられる。破壊耐力について、繰返し載荷実験の結果を静的載荷実験と比較すれば、鋼板接着供試体が4.2tf (41.2kN) に対し2.6tf (25.5kN)、CFRP接着供試体が3.5tf (34.3kN) に対し2.2~2.4tf (21.6~23.5kN) であり、その比率は前者が0.62、後者が0.63~0.69である。
- 5) 繰返し載荷実験において、ハンチ部の補強を行っていないCFRP接着供試体は、補強材が剥離することなくせん断破壊に至った。また、CFRP接着供試体の場合、ハンチ部までの補強の有無による耐荷力の差は確認できなかった。
- 6) 繰返し載荷実験において、コンクリートアンカーボルトを設置していない供試体は、実験終了時にハンチ部の補強材が全て剥離したが、コンクリートアンカーボルトを設置している供試体では完全に剥離することはなかった。コンクリートアンカーボルトの有無による耐力の違いを確認することはできなかったが、コンクリートアンカーボルトを設置した場合は、設置しなかった場合と異なり、実験の最後まで定着部の補強材が完全には剥離せず、また、コンクリートアンカーボルトの切断は生じなかったことより、コンクリートのせん断強度が高い場合には、両者に違いが現れることも考えられる。
- 7) 初期損傷を与えたものは、実験の初期段階から引張側コンクリート無視時の計算値に近いたわみ値を示したが、破壊形状については損傷を与えていない供

試体との差異はみられなかった。CFRP接着供試体の場合、初期損傷の有無、コンクリートアンカーボルト設置の有無による耐荷力の違いは確認できなかった。また鋼板接着供試体についても、初期損傷の有無による耐荷力の違いを確認できなかった。

- 8) ひび割れを跨いでCFRPを接着した時の、CFRPによるひび割れの開きを拘束する効果が、実験とFEM解析の両者において確認された。ひび割れ拘束の効果を、各積層数のひび割れ開き量の無補強供試体を基準とする比率で表すと、コンクリート下面より1cm上方の位置において、実験では1層が0.56、2層が0.35、3層が0.31であり、解析では1層が0.29、2層が0.22、3層が0.18であった。両者ともに減少する傾向を示したが、実験値の方が開き量が大きくなった。この原因として、実験供試体ではCFRPとコンクリートの間にずれが発生していたこと等が考えられる。また、コンクリート下面においてのひび割れ拘束効果を表す比率は、1層が0.09、2層が0.06、3層が0.05であり、コンクリート下面より1cm上方の値に比べて大きい。従って、第1層の拘束効果が大きく、第2層から第3層になるにつれてその効果が小さくなることがわかった。

6. あとがき

RC床版の下面を鋼板接着工法やCFRP接着工法によって補強すると疲労寿命が格段に延びるが、この原因の一つとして補強材によるひび割れの拘束効果が指摘されている^{4),5),6)}。今回、モデル実験とFEM解析によりこのひび割れ拘束効果を実証した。

また、CFRP接着工法を採用した時の定着部の挙動の調査を行い、補強材の剥離が補強部材の疲労寿命を支配することがわかった。

参考文献

- 1) 阪神高速道路公団、鉄筋コンクリート床版補修設計委員会：床版補修設計に関する検討業務報告書、1979年2月。
- 2) R. Jones, R. N. Swamy and A. Charif : Plate Separation and Anchorage of Reinforced Concrete Beams Strengthened by Epoxy-bonded Steel Plates, The Structural Engineer, Vol. 66, No. 5, pp. 85-94, March 1988.
- 3) 佐野正、三浦尚：鋼板接着によるコンクリート部材の補強設計法に関する研究、土木学会論文集、第550号/V-33, pp. 117-129, 1996年11月。
- 4) 堀川都志雄、加藤暢彦、吉川紀、山口良弘、園田恵一郎：鋼板接着工法で補強されたひび割れ損傷

- R C 床版の耐久性について，構造工学論文集，土木学会，Vol. 44A，pp. 1083-1094，1998 年 3 月．
- 5) 高井剣，松井繁之，林田充弘：炭素繊維シートによる床版補強に関する研究，土木学会第 52 回年次学術講演会講演概要集，I-A185，pp. 368-369，1997 年 9 月．
 - 6) 西川和廣，内田賢一，松尾伸二：炭素繊維シートにより補強された R C 床版の疲労耐久性に関する実験的研究，第 22 回日本道路会議論文集，日本道路協会，pp. 840-841，1997 年 11 月．
 - 7) 複合材料技術集成編集委員会：複合材料技術集成，産業技術センター，pp. 214-218，1976 年 2 月．
 - 8) 菊地正剛，一柵久允，渡辺英夫：炭素繊維接着による床版補強の検討，土木学会第 46 回年次学術講演会講演概要集，V-216，pp. 448-449，1991 年 9 月．
 - 9) 丸山眞佐雄，塩沢健次，渡辺英夫，広瀬知晃：炭素繊維接着による床版補強の検討（第 2 報），土木学会第 47 回年次学術講演会講演概要集，V-129，pp. 288-289，1992 年 9 月．
 - 10) 田中樹由，丸山眞佐雄，牧添初：R C 床版下面へのカーボン繊維接着による補強効果について，土木学会第 48 回年次学術講演会講演概要集，I-19，pp. 72-73，1993 年 9 月．
 - 11) 林田充弘，林秀侃，川北司郎，金海鉦：3 号神戸線における C F シート床版補強実験，土木学会第 52 回年次学術講演会講演概要集，I-A186，pp. 370-371，1998 年 9 月．
 - 12) 森成道，若下藤紀，松井繁之，西川和廣：炭素繊維シートによる床版下面補強効果に関する研究，橋梁と基礎，pp. 25-32，1995 年 3 月．
 - 13) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅲ-2.2.4，1996 年 12 月．
 - 14) 土木学会：[平成 8 年制定] コンクリート標準示方書，設計編，1996 年 3 月．

(1998 年 9 月 18 日受付)