

論文 炭素繊維シートでせん断補強された RC 梁のせん断抵抗性状に関する非線形有限要素解析

余湖 兼右^{*1}・後藤 康明^{*2}・城 攻³

要旨：炭素繊維シート補強を行った梁を対象として、汎用有限要素解析ソフトを用いて、炭素繊維シートによるせん断補強効果を解析的に再現することを目的として3次元非線形有限要素解析を行った。炭素繊維シートとコンクリート間の応力伝達は最大耐力時の実験観察結果より梁断面コーナー部分で行われると仮定してモデル化を行った。その結果、荷重変形関係において解析値と実験値において良い対応を示した。また、補強によるコンクリート圧縮ストラット応力分布の変化を示した。

キーワード：鉄筋コンクリート、耐震補強、炭素繊維シート、有限要素解析

1. はじめに

既存 RC 建物の耐震補強方法を開発する目的で、当研究室では 1995 年から柱や耐震壁を対象に炭素繊維シート(以下, CF シート)を利用した補強・補修方法を実験的に検討してきた。本研究は CF シート補強を行った梁型試験体を対象として、汎用有限要素解析ソフト ATENA (ver.3.2.6) を用いて、CF シートを用いた梁の荷重変形挙動を数値解析的に再現することと、せん断抵抗性状を解析的に把握することを目的として解析を行う。

2. 解析対象試験体およびモデル化

2.1 対象試験体

解析対象試験体は当研究室で 1997 年度に行った CF シートによる補強方法をパラメータとした梁型試験体である¹⁾。試験機の都合で試験体形状は梁型であるが、実建物対象部位としてはシアスパン比 1.0 程度の短柱を想定している。図-1に解析対象試験体概要を示す。基準となる無補

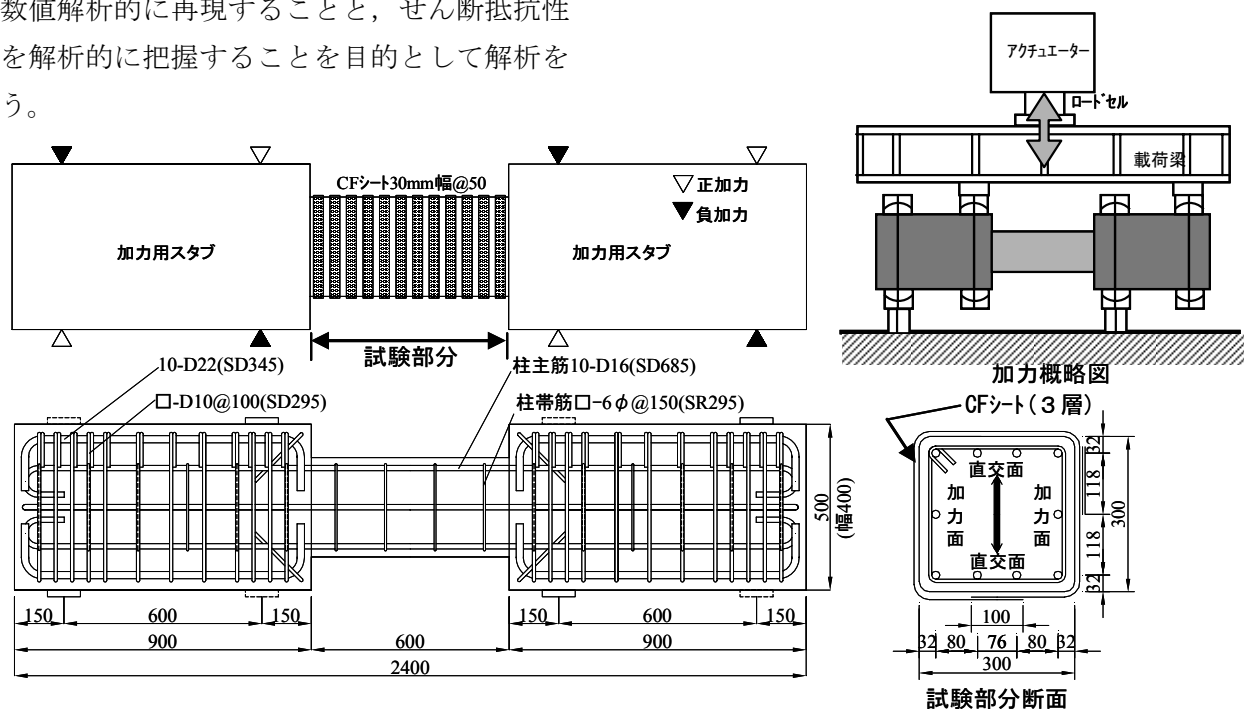


図-1 解析対象試験体 (CF シート補強試験体)

*1 NTT ファシリティーズ 建築事業本部 工修 (正会員)

*2 北海道大学大学院教授 工学研究科 空間性能システム専攻 工博 (正会員)

*3 北海道大学名誉教授 工博 (正会員)

強試験体 BS は、断面は 300mm×300mm の正方形で柱高さは 600mm である。主筋には 10-D16 ($p_g=2.21\%$, SD685), せん断補強筋には $\square-6\phi @150$ ($p_w=0.124\%$) を用い、コンクリートには設計基準強度 20MPa の低強度のものを使用してせん断破壊が先行するように断面設計をしている。補強試験体 BS-3A は図-1 に示す通り CF シートの無い無補強試験体 BS を基に、柱コーナー部分を $r=20$ に面取した後、断面外周に 30mm 幅の CF シートを 50mm ピッチで 3 層巻き付けて補強した ($p_f=0.133\%$)。

2.2 試験体のモデル化

図-1 の試験体に対して、CF シートの補強効果を考慮できる立体解析のモデル化を行った。図-2 に解析モデル図を示す。モデルの寸法は実験試験体と一致している。8 節点ソリッド要素を用い、試験部分では基本的に 1 辺が 50mm の立方体となるように要素分割した。加力用スタブは 1 辺が 100mm の立方体とした。加力鉄板は 4 節点ソリッド要素を用いた。鉄筋は試験体製作図に基づき全鉄筋を忠実に埋込み鉄筋要素でモデル化した。鉄筋の付着モデルには CEB-FIP'90 モデルの鉄筋拘束条件と本試験体の鉄筋拘束状況との対応を考慮し、主筋については拘束条件を「Unconfined」、付着条件を「All other conditions」とし、帯筋と加力用スタブの主筋については破壊状況から判断して完全付着とした。支持条件は、実験時と同様に载荷および支持位置の加力鉄板をモデル化し左下端を水平・鉛直方向を固定し(ピン支持), 右上端位置は鉛直方向を固定した(ローラー支持)。実験時には試験体上部に加力

用の载荷梁を設けて大野式逆対称加力を行ったが、解析では内側の加力点に逆対称に鉛直方向強制変位を与えて、実験時と同じ変形状態となるようにした。実験では繰り返し加力を行ったが解析では単調载荷とし、強制変位量は 15Step までは 0.025mm/Step, 以降は 0.05mm/Step とし $R=1/25$ 程度まで加力を行った。

2.3 材料および構成則

材料特性値は表-1~3 に示すように基本的に実験時に行った材料試験の値を用いた。コンクリートの応力-ひずみ関係は圧縮上昇域に CEB-FIP'90 の提案式を用い、ひずみ軟化域は塑性変位 w_d を定義して決まる直線とした(図-3)。 w_d の算出では Nakamura ら²⁾の圧縮破壊エネルギー (G_{fc}) を用い、要素寸法 L は試験部分のコンクリート要素と体積が等価な球の直径とした。引張上昇域は引張強度まで線形で表し、軟化域は Hordijk の実験に基づく指数関数を用いて破壊エネルギーを考慮して表現した。せん断剛性は Kolmar 則³⁾を用いて、ひび割れ後の剛性低下を考慮した。鉄筋の応力ひずみ関係はバイリニア型とした。加力用スタブ部分は弾性としてコンクリート弾性係数を与えた。

2.4 CF シートのモデル化

CF シートのモデル化にあたっては実際の設計厚さである 0.333mm(3 層分)を厚さとしコンクリート要素に合わせて 25mm 四方の要素寸法で他の材料と同様に 8 節点ソリッド要素でモデル化した。実験時においては最終変形状況に至るまでに CF シートの破断が見られなかったため、解析上は弾性要素とし取り扱った。また、実験時

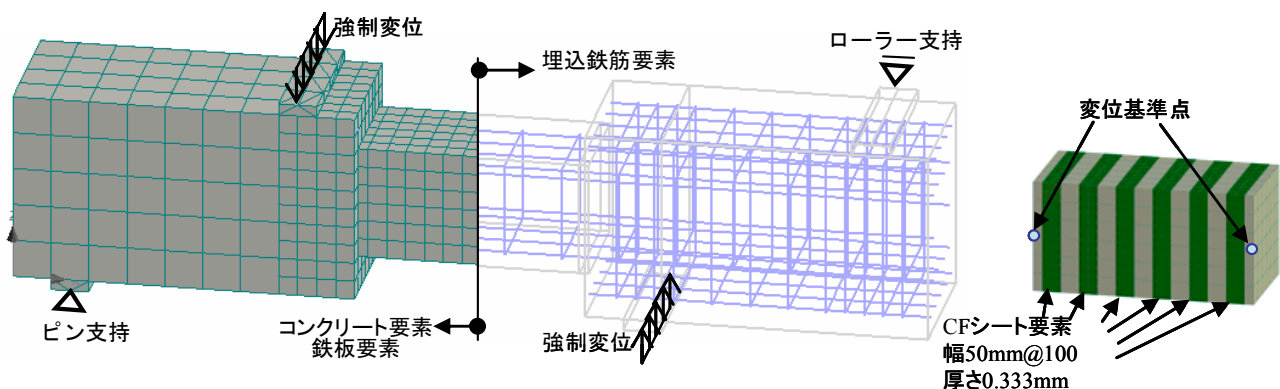


図-2 解析モデル

表-1 コンクリートの材料特性値

解析モデル	E_c (GPa)	ν	F_{cu} (MPa)	f_c (MPa)	ϵ_c	w_d (mm)	f_t (MPa)	G_F (N/mm)
BS	19.3	0.2	-22.2	-18.9	-2.538E-03	-3.794	1.98	4.745E-05
BS-3A	18.6	0.2	-21.4	-18.2	-2.625E-03	-3.861	1.90	4.626E-05

ν :ポアソン比, F_{cu} :Cube Strength, G_F :引張破壊エネルギー その他の記号は図-3参照のこと。

表-2 鉄筋の材料特性値

鉄筋	使用位置	σ_y (MPa)	E_s (GPa)	ϵ_y	A_s (mm ²)
D16	主筋	767	204.5	3.75E-03	194
6φ	せん断補強筋	367	216.3	1.70E-03	28.4
D22	スタブ主筋	382	163.2	2.34E-03	371
D10	スタブ帯筋	369	185.8	1.99E-03	67.4

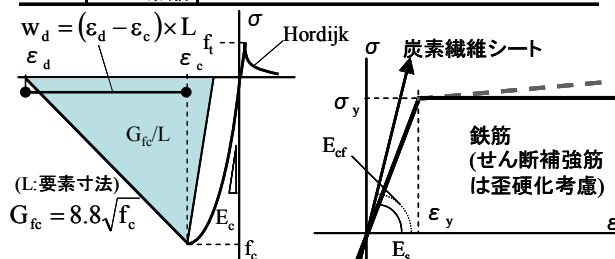


図-3 コンクリートの σ - ϵ 関係

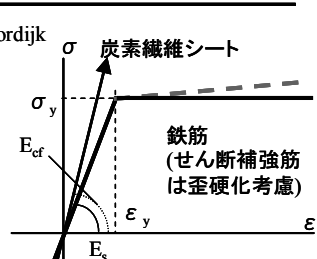


図-4 鉄筋とCFシートの σ - ϵ 関係

表-3 炭素繊維シートの材料特性値

設計厚さ(mm)	設計強度(MPa)	設計弾性率(GPa)
0.111※	3480	231

※:1層あたりの厚さ

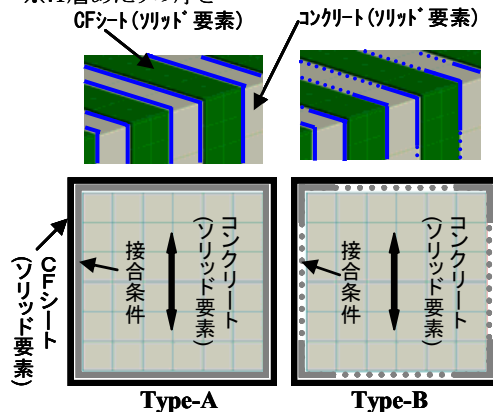


図-5 コンクリート要素とCFシート要素の付着条件

には幅 30mm のシートをピッチ 50mm(全 12 段)で貼り付けていたのを解析では、コンクリート要素の分割に合わせる都合により、幅 50mm, ピッチ 100mm(全 6 段)とした。

2.5 CF シートとコンクリートの付着のモデル化

実験試験体において CF シートは専用のエポキシ系樹脂を繊維に含浸させながらコンクリート表面に巻きつけている。よってコンクリート表面と CF シートはエポキシ系樹脂により接着されている状態となっている。実験時の観察において最大耐力時および大変形時にはこの接着は切れていることが観察されており、CF シートの負担せん断力は柱断面コーナー部分(定着部分)における支圧力によってコンクリートに伝達すると考えられる。今回の解析においては図-5に示すように全領域でコンクリートと CF シートを接合したモデル(Type-A)と、断面コーナー部分においてのみ両要素を連続させ、それ以外の部分については要素間の縁を切り非接合としたモデル(Type-B)との 2 種類について解析を行った。実際の試験体においては断面コーナー部分に CF シートの応力集中を低減させる目的で $r=20\text{mm}$ の面取りを設けてあるが、解析モデルでは考慮していない。

3. 解析結果および考察

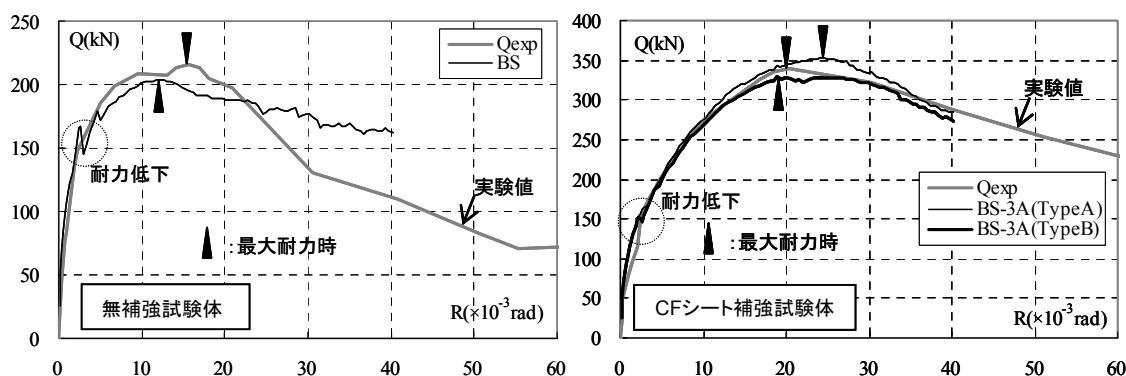
3.1 荷重変形関係

図-6に各試験体の荷重変形関係を実験値(正加力時包絡線)と比較して示す。荷重 Q は加力鉄板位置での支点反力を合計した値、層間変形角 R は実験値との整合を計るために、加力スタブの回転を考慮し変位基準点の相対変位を 2 倍した値を柱高さで除した値である。

各解析ケースとも解析値は実験値に近い挙動となった。最大耐力解析値は無補強試験体(BS)では 6%ほど耐力値が低くなり、ピーク付近においては全体的に実験値より低い荷重で推移した。

補強試験体(BS-3A)については耐力解析値は Type-A が高く Type-B は低くなったが、どちらのケースにおいてもその最大耐力の実験値との差は 5%未満であり、耐力値を精度よく評価できていると考えられる。

無補強試験体(BS)は $R=2.95 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に実験時に現れなかった耐力低下が生じた。また、実験時には最大耐力以降急激に耐力低下を示したが、解析では緩やかに耐力が低下する傾向を示し、急激な耐力低下は再現できていない。補強



図－6 荷重変形関係

試験体(BS-3A)については $R=10 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 程度までは解析値と実験値はほぼ同じ値を示し、 $R=10 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 以降は Type-A は実験値より高めに、Type-B は実験値より低めに推移した。

最大耐力以降については Type-A がなだらかに耐力低下を示したのに対し、Type-B では $R=30 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 付近まで最大耐力値をほぼ保ったまま推移した後、耐力低下を示した。全般的にはどちらのタイプにおいても実験結果をよく再現できていると考えられる。

3.2 破壊性状

無補強試験体(BS)の荷重変形関係において、 $R=2.95 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 付近の実験時に現れなかった耐力低下は、このステップ前後においてスパン中央部分にせん断ひび割れが生じ、試験部分の対角線上にひび割れ発生領域が拡大する傾向が見られた。同じステップにおいてせん断補強筋が降伏耐力に達している。主筋の付着応力度については付着強度以下で推移しており顕著な抜け出しは認められず、降伏にも至っていなかった。

補強試験体(BS-3A)では無補強試験体(BS)で見られた $R=2.95 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 付近の耐力低下が Type-A では認められなかった。Type-B では耐力低下が見られたものの、その低下量は無補強試験体(BS)のものより小さかった。ひび割れ発生の耐力低下時に無補強試験体(BS)では試験部分にある 4 本すべてのせん断補強筋に降伏が見られたが、補強試験体(BS-3A)ではどちらのタイプにおいてもスパン中央寄りの 2 本のみが降伏しているだけだった。これは断面外周部の CF シートの存在によりせん断ひび割れの拡幅が抑制された

ことによるものと考えられる。なお最大耐力時においてはすべてのせん断補強筋が降伏していた。実験時における補強試験体(BS-3A)のせん断補強筋の降伏は $R=3 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 付近から始まっており、解析における耐力低下ポイントとほぼ同じ部材角であった。

3.3 コンクリート主応力分布

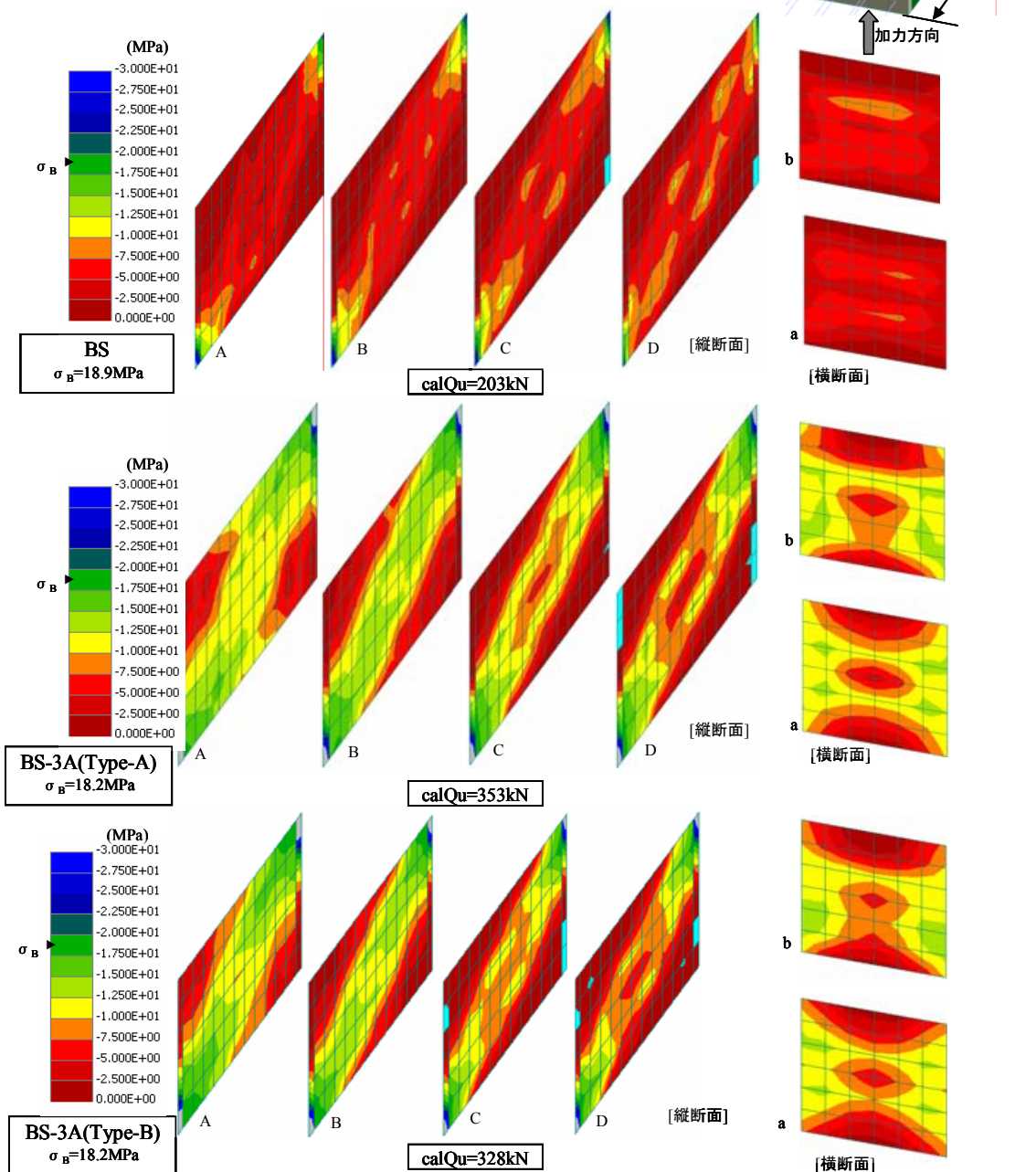
図－7に最大耐力時の試験部分のコンクリート主応力分布を示す。無補強試験体(BS)は部材端の圧縮域付近で一軸圧縮強度に達しているが、対角線上のコンクリート要素では一軸圧縮強度の半分程度の応力度にとどまっている。一方、補強試験体(BS-3A)では対角線上の領域ではほぼ一軸圧縮強度に達している部分が多く見られ、無補強試験体(BS)よりも圧縮ストラットが明瞭に形成されている。スパン中央付近の断面の主応力分布は無補強試験体(BS)では幅方向にはほぼ一様の圧縮主応力度であるが、補強試験体(BS-3A)では加力方向の A、B 面付近の主応力が大きくなった。これは CF シート引張力の反力が断面コーナー部分から伝達してきたものと考えられる。この主応力は断面中心の要素ほど小さくなった。補強試験体のモデル化の違いについては、どちらのタイプもほぼ同様の主応力度および分布形状を示しており明確な差異は認められない。

3.4 CF シートの耐力分担

図－8に最大耐力時の CF シート最大主歪分布図を、図－9に最大耐力時および解析における最終変形時の CF シート歪を示す。図－9において実験時の値は各方向両面の CF シート中央位置

に直接貼付けた歪ゲージの平均値であり、解析値は歪ゲージ位置周辺の4つの要素の積分点(合計32点)における繊維引張方向の歪を平均したものである。実験時において見られた部材両端部分では歪度が小さく、スパン中央に至るにつれて歪度が大きくなる傾向が解析によっても現れている。全列のCFシート歪を平均すると実験では加力方向で0.46%であったのに対し解析では、Type-Aが0.45%、Type-Bでも0.42%となっており、CFシートの補強効果についても実験結果と対応している。Type-AとType-Bを比較する

と、最大耐力時の部材角が大きかった分、Type-Aの方が歪が大きくなったが、歪度の分布形状についてはどちらのタイプについても同じような形状を示した。CFシートの破断歪は1.5%であるので、最大耐力時においては最も歪が大きいところでも破断歪の半分程度の値であった。加力直交方向の歪については、CFシート全列の加力直交方向上下面の実験時歪を平均した値は



図一七 最大耐力時圧縮主応力分布図

0.32%であったのに対し、Type-A では 0.28%，Type-B では 0.25%と若干小さくなる傾向が見られた。最終変形時の加力方向の歪を見ると、Type-B については全列の CF シート歪が増大したが Type-A ではスパン中央 2 列の CF シート歪が減少した。また最終変形時の加力直交方向の歪が Type-A では最大耐力時とあまり変わらなかったのに対して、Type-B では全体で 5 割ほど歪度の増大が生じた。分布形状については同じような形状を示しているため、加力直交方向の歪度の差は断面コーナー部分における CF シートとコンクリートの応力伝達のモデル化の影響によるものと考えられる。

4. まとめ

炭素繊維シート補強 RC 梁を対象に非線形 3 次元有限要素解析を行い、以下の結果を得た。

1) CF シートを 8 節点ソリッド要素でモデル化して、補強効果を検討した。その結果、荷重変形関係、CF シートの歪分布において実験結果との良い対応が見られた。

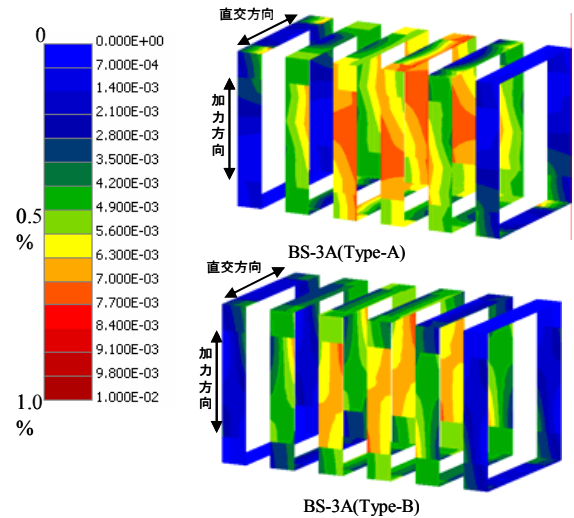
2) 解析では、CF シートで補強することにより対角線上に形成されるコンクリート圧縮ストラットの応力度が大きくなり断面中央と表面部分での応力分布が変わることを示した。

3) CF シートとコンクリートの付着を全面接合と断面コーナー部分のみの接合で比較したところ断面コーナー部分のみで考慮したモデルの方が、荷重変形関係の対応が若干良い傾向が見られた。また、最終変形時の加力直交方向の CF シート歪に CF シートの接合条件の違いによる影響が見られた。

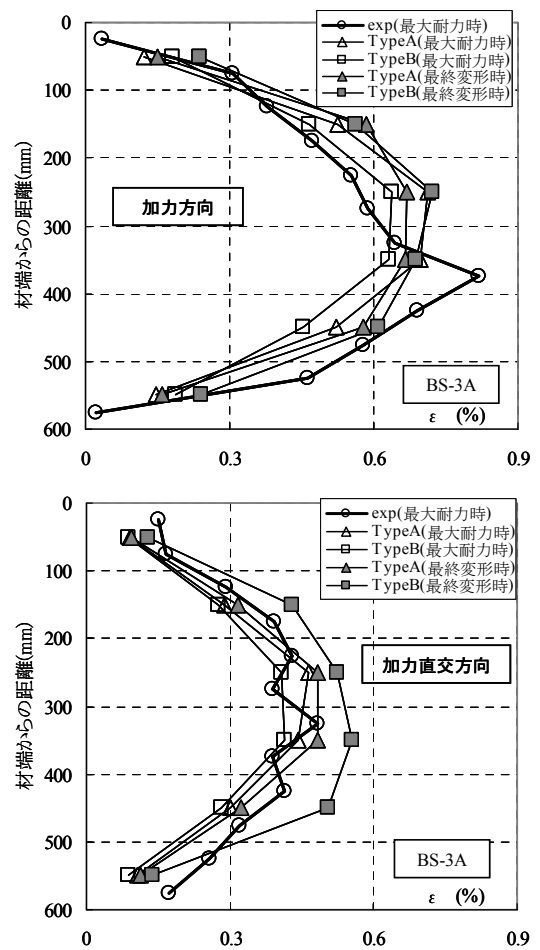
4) 最大耐力時における CF シートの耐力分担が最大でも CF シート破断歪の半分程度であるという実験結果を解析的にも示すことができた。

参考文献

1) 城, 北野, 後藤, 余湖 : CF シートを用いた特殊補強を含む RC 柱の剪断抵抗性能, コンクリート工学年次論文報告集, pp.1195-1200,



図－8 最大耐力時引張主歪分布図



図－9 CF シート歪分布

Vol.20, No.3, 1998.7

- 2) Nakamura,H and Higai,T. : Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Seminar on Post-Peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Loads, JCI-C51E, Vol.2, pp.259-272, 1999. 10
- 3) Cervenka Consulting : ATENA Version 3. Program Documentation Part1 Theory,2005.10