

論文 炭素繊維による RC フレーム柱の補強効果に関する実験的研究

米奥久貴^{*1}・澁川正四郎^{*2}・中出 睦^{*2}

要旨: 層間変形角が 1/100 程度の損傷を一度受けた中高層 RC 建造物の下層階を想定したフレームを対象に、補修および炭素繊維シートによる補強を施して再加力実験を行った結果から以下の知見を得た。①補修により初期剛性、最大耐力がほぼ復元し、CFS 補強による初期剛性への影響は見られない。②せん断破壊型を補修後に CFS 補強することで、曲げ降伏型に移行することができる。③CFS の拘束効果を考慮した曲げ耐力計算値に対して、実験値は 1.04 倍となった。

キーワード: 炭素繊維シート(CFS)、一度損傷を受けた RC フレーム柱、拘束効果

1. はじめに

建造物の耐震補強において炭素繊維(以下 CFS)やアラミド繊維などのシート状連続繊維補強の研究が進み、独立柱のみならず、袖壁付柱、梁および耐震壁と多方面に適用されてきている。シート状連続繊維による補強は施工性、経済性に優れており、コンクリート構造部材の曲げ補強、せん断補強、靱性能の改善といった効果が得られる。

現状の CFS による耐震補強工法では、CFS の補強量を考慮してせん断耐力を評価している。しかし、CFS 補強を行うと内部コンクリートを拘束することからコンクリートの圧縮強度と圧縮靱性が上昇し(拘束効果)、その結果曲げ強度にも影響を与えられられる。また、これまで耐震補強実験は多数実施されているが、一度損傷を受けたものや独立柱ではなくフレーム形状にして変動軸力の影響を考慮したものは少ない。

そこで、本報では一度せん断破壊による損傷を受けた中高層 RC 建造物の下層階を想定したフレームを補修した後に、CFS による補強を行い、再載荷実験により確認したフレームの曲げおよびせん断耐力の改善効果について報告

する。また、既に得られた拘束効果を考慮したコンクリートモデルを基に解析した結果についても報告する。

2. 実験概要

2.1 フレーム試験体諸元

実験に用いたフレーム試験体諸元の一覧を表-1に、試験体の形状・配筋を図-1にそれぞれ示す。本実験に使用した試験体は3体で F0, FC, FM である。中高層 RC 建造物の下層階を想定した縮尺 1/4 の1層1スパンの純ラーメンで、コンクリート設計基準強度は $F_c=21\text{N/mm}^2$ (6 週強度 $\sigma_B=22.3\text{N/mm}^2$, 58 週強度 $\sigma_B=28.0\text{N/mm}^2$) で、このフレーム試験体は事前に実施した動的加力により層間変形角 $R=1/100$ (FM は $1/70$) までの強制変形を与えたため損傷を受けている。今回、エポキシでひびわれ補修を行い、F0 と FM は補修のみ、FC は補修後に隅角部を半径 10mm で面取りをして高強度 CFS (厚さ 0.111mm) を 1 層巻き付けて補強した。

全試験体とも柱部材の形状と主筋の配筋は同一であるが、せん断補強筋比 $p_w=0.21\%$ の F0 と FC はせん断破壊型に、 $p_w=0.95\%$ の FM

*1 日産建設(株) 技術研究所 (正会員)

*2 日産建設(株) 技術研究所 工修(正会員)

表-1 フレーム試験体の諸元

| 名称 | 無補強 F0 | CFS 補強 FC | 無補強 FM | |
|-------------------------------|--|--------------------------------------|-----------|------|
| 階高 柱断面 | 内法高さ H=600(せん断スパン比 1.5) 200×200 | | | |
| 主筋 | 8-D13 SD345 ($p_t=0.95\%$, $p_g=2.53\%$) | | | |
| 帯筋 | □-D6@150 SD295 ($p_w=0.21\%$) | 田-D6@50 SD295 ($p_w=0.95\%$) | | |
| コンクリート強度 | $\sigma_B=28.0 \text{ N/mm}^2$; 58 週 | | | |
| 軸力比 | 0.2 | | | |
| CFS 厚さ (mm) | — | 0.111×1 | — | |
| せん断補強 帯筋 | $p_w \cdot \sigma_w$ | 0.81 | 3.66 | |
| | CFS | 0 | 0 | |
| $\Sigma(p_w \cdot \sigma_w)$ | 0.81 | 3.56 | 3.66 | |
| 終局せん断強度 (Q_{su})kN | 141.0 | 293.4 | 301.4 | |
| せん断余裕度 (Q_{su}/Q_{mu}) | 0.61 | 1.26 | 1.29 | |
| 補修前 実験 | 試験体名 | FV0 | FV1 | FV4 |
| | コンクリート強度 | $\sigma_B=22.3 \text{ N/mm}^2$; 6 週 | | |
| | 軸力比 | 0 | | |
| | せん断余裕度 | 0.82 | 0.82 | 1.80 |
| | 破壊形式 | せん断 | せん断 | 曲げ |

は曲げ降伏型になっている。FC の補強量は CFS と鉄筋それぞれの補強量 ($= p_w \cdot \sigma_w$ p_w :せん断補強筋比, σ_w :設計強度)の合計 $\Sigma(p_w \cdot \sigma_w)$ が曲げ降伏型 FM とほぼ同等になるように設定した。このため、FC のせん断余裕度 (Q_{su}/Q_{mu}) は FC が 1.26 となっている。

2.2 材料特性

CFS, コンクリートおよび鋼材の試験結果を表-2に示す。コンクリートはそれぞれ各実験時に測定した。また CFS のテストピースは接着樹脂を含侵・硬化させたものを用いた。CFS は破断するまで完全に弾性であった。

2.3 実験方法

軸力は鉛直ジャッキにより軸力比が 0.2 となるように制御しながら、水平ジャッキにより変位制御で繰り返し加力を行った。

載荷履歴は $R=1/800$ を 1 サイクル, $1/400$,

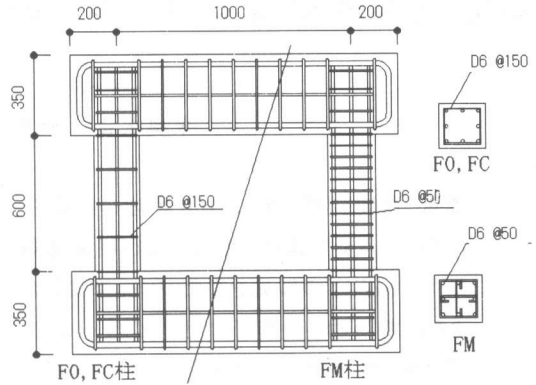


図-1 フレーム形状・配筋

表-2 材料特性

| | | 圧縮強度 N/mm ² | 割裂強度 N/mm ² | 弾性係数 kN/mm ² | ポアソン比 |
|---------|------|---------------------------|---------------------------|----------------------------|----------|
| コンクリート | 6 週 | 22.3 | 2.08 | 27.7 | - |
| | 58 週 | 28.0 | — | 27.5 | 0.21 |
| | | 降伏応力 N/mm ² | 引張強度 N/mm ² | 弾性係数 kN/mm ² | 伸び量 % |
| D6 | | 386 | 589 | 217 | 11.0 |
| D13 | | 356 | 524 | 184 | 21.3 |
| 高強度 CFS | | | 4170 | 248 | 1.74 |

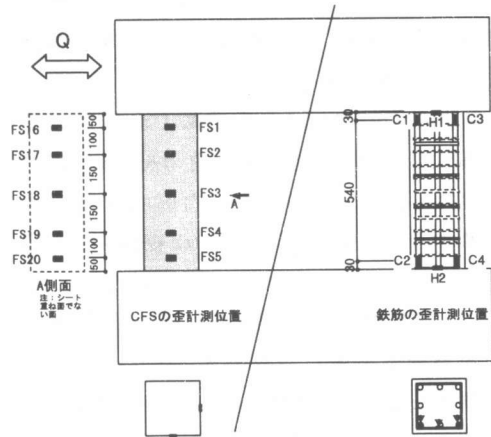


図-2 歪計測位置

$1/200, 1/150, 1/100, 1/67, 1/50, 1/33, 1/25$ 各 2 サイクルとした。荷重はジャッキにつけたロードセルで、また図-2 に示すように主筋、せん断補強筋、CFS 表面に一軸ゲージを貼付してそれぞれの歪を計測した。

2.4 補修前の損傷状態

フレームの加力は、変位で制御して 1 及び 2Hz の sin 波を 4 サイクルづつの動的強制加力とした。履歴は $R=1/400, 1/200, 1/175,$

1/150, 1/120, 1/100 である。なお, FM は 1/70 まで加力した。写真-1の実験最終状況に示すように, F0 と FC はせん断破壊, FM は曲げ降伏して損傷を受けた¹⁾。図-3に F0(前実験時は FV0)と FM(同 FV4)の 1Hz での動的載荷実験時の層せん断力-層間変形の関係を示す。FV4 には粘弾性ダンパーをとりつけて加力を行い, $R=1/70$ の加力で主筋が降伏した。図ではダンパーの負担力を差し引いたフレームの層せん断力として示した。

3. 実験結果

3.1 破壊状況

実験結果一覧を表-3(次項)に, 各試験体の最終ひび割れ状況を写真-2に示す。せん断破壊型の F0 では, $R=1/200$ (変位 3mm) で発生したせん断ひび割れが進展してせん断破壊した。これらのひび割れは, 補修した跡には入っておらず, エポキシ注入によって前のひび割れは完全にふさがれていたと考えられる。

FM では, $R=1/200$ で曲げひび割れ, 曲げせん断ひび割れが発生した。最終段階では主筋に沿ったひび割れが大きく進展して隅角部のコンクリートを剥落させ崩壊した。初期のひび割れは, 補修前のひび割れの跡とは別の場所に発生しており, 補修によって表面に近い以前のひび割れは完全にふさがれていると考えられる。しかし, 主筋周りに補修材が完全に充填されなかったことが最終的には主筋に沿った付着破壊性状となった一因と考えられる。

CFS 補強した FC では, 外見上ほとんど変化は観察できなかった。 $R=1/67$ で柱頭および柱脚から 100~150mm の部分でシートが膨らんでいるのが目視で確認できた。最終的に膨らみが大きくなって CFS が幅 1cm 程度破断した。シートを剥がして観察したところ, CFS 内のコンクリートが圧壊し細かく砕けている部分や主筋に沿った付着破壊の形跡が見られた。

3.2 層せん断力-層間変形

各試験体の層せん断力-層間変形関係を

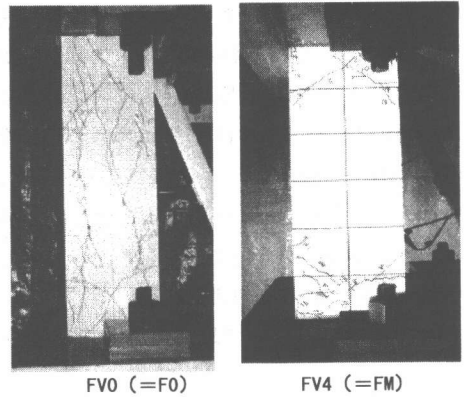


写真-1 動的加力での損傷状

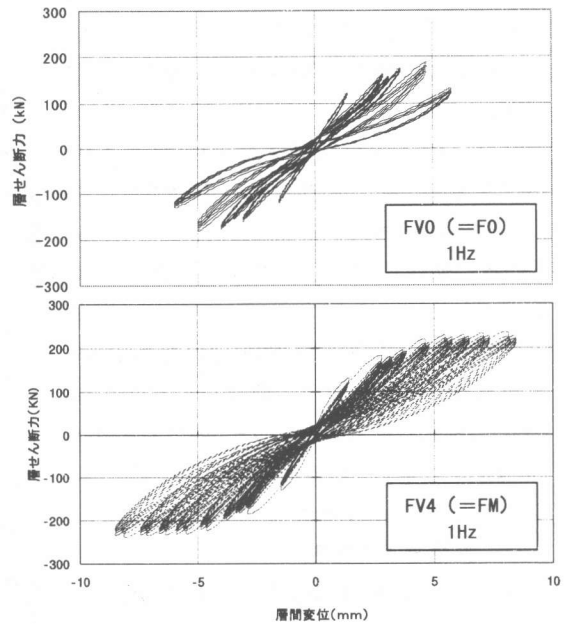
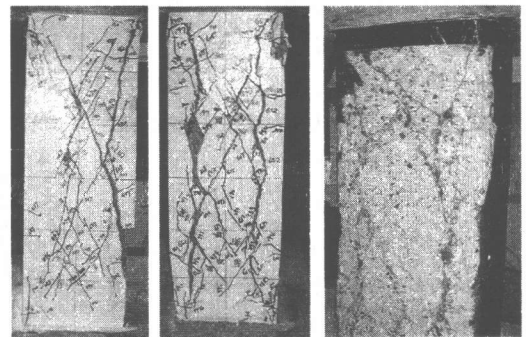


図-3 動的載荷実験での層せん断力-層間変形



F0 FM FC (CFS 除去後)

写真-2 最終状況

曲げおよびせん断ひびわれ(cr)発生の結果も併せて図-4にそれぞれ示す。F0 では、正加力、負加力ともに $R=\pm 1/150$ (変位 4mm) で最大耐力を示した。ここでは主筋は降伏していない。その後の耐力低下は $R=1/100$ で-4%、 $R=1/67$ で-15%、 $R=1/50$ で-36%となった。原点付近でスリップ性状となっていることから、せん断破壊したものと考えられる。

FM では $R=\pm 1/50$ で最大耐力を示した。主筋は $R=1/67$ で降伏した。以降の変形では $R=1/33$ で-5%と耐力低下が少なく、履歴面積の大きい性状を見せていることから、曲げ破壊と考えられるが、 $R=1/25$ では-36%と主筋とコンクリートの付着破壊と考えられる急激な耐力低下をおこしている。

FC は、 $R=\pm 1/33$ で最大耐力に達しており、F0 と比較して最大耐力が 1.51 倍大きくなっている。主筋は $R=1/100\sim 1/67$ で降伏した。またその後の靱性能は非常に良好で $R=+1/15$ の加力でも-10%しか耐力低下していない。初期剛性はF0 とほぼ同じでCFSを巻いたことによる影響はないと考えられる。前項に述べたようにCFS 内部には鉄筋とコンクリートの付着劣化がみられるが、最大耐力以後の耐力低下は小さく、CFS の拘束効果の有効性が確認できる。

3.3 損傷前との比較

図-5にせん断破壊型と曲げ降伏型それぞれの試験体の包絡線を示す。せん断破壊型のF0 は動的加力時(FV0)と比べると最大耐力と初期剛性に大きな変化が見られず補修で復元していることがわかる。

曲げ降伏先行型は動的加力時(FV4)と比べると履歴性状に大きな変化は見られないが、FM では初期剛性が小さくなっている。3.1 項で述べたように動的加力で主筋が降伏していたことと、ひび割れが微細なため主筋と周辺コンクリートとの僅かな隙間まで補修材がうまく充填されなかったことが影響したと考えられる。

3.4 CFS の歪

図-6に CFS の歪の推移を示す。FS16~

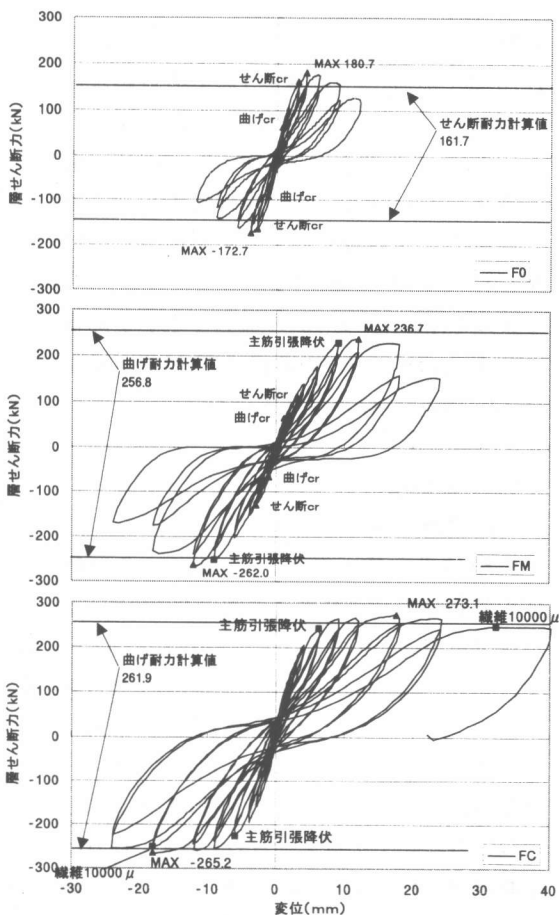


図-4 層せん断力-層間変形

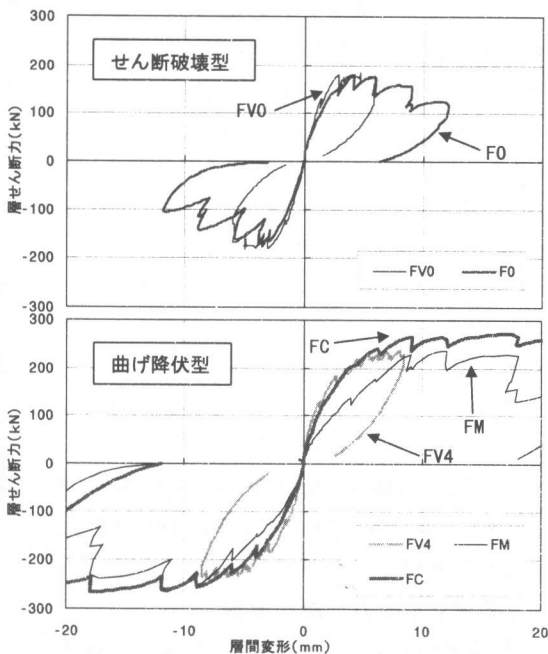


図-5 包絡線

FS20 は左柱の加力方向と直交な面(側面)における一軸歪ゲージの値である。歪の値は $R=1/150$ までは 300μ 程度と小さな値であったが $R=1/100$ で約 1000μ , $R=1/50$ で約 2500μ となり, $R=1/25$ になると約 5000μ となって急激に増大した。大変形時には, 部分的にはあるが CFS の歪は 10000μ に達した。

分布状況を見ると, $R=1/67$ まではほぼ一様に上昇しているが, その後せん断ストラットが大きくなる柱頭柱脚から $1/3H$ (H : 柱内法高さ) 辺りが急上昇する傾向になった (FS17, 19)。そして 3.1 項で述べたように FS19 の周辺で CFS が破断している。これは最大耐力に達した後はコンクリートが剥落して急激に耐力低下を起こすのに対し, CFS がコンクリートの膨らみを抑えて剥落を防ぐことで耐力を維持して(拘束効果), 最大耐力後の耐力低下を小さくしている要因と考えられる。なお, 柱頭柱脚の端部がスタブにより拘束されているため歪が小さくなる傾向が見られる。

4. 考察

4.1 既存評価式による耐力の検討

表-3 に既往耐力評価式による計算値と実験値との比較を示す。計算では水平荷重を両側2本の柱で均等負担していると仮定して力の釣り合い状態から求めた変動軸力を考慮した。また FC では, CFS の限界歪を 10000μ と仮定し, せん断補強筋に換算してせん断耐力を計算した²⁾。せん断破壊した F0 の最大耐力の実験値は終局強度型指針 A 法³⁾ による計算値に対して 1.12 倍となった。曲げ破壊した FM, FC の最大耐力は, 実験値が e 関数法による計算値に対して 1.05~1.10 倍となった。

4.2 ファイバー法による検討

帯筋による拘束効果の評価に Mander⁴⁾らによる構成則を適用し, さらに CFS で囲まれた部分には図-7, 式-1 に示す CFS 拘束効果モデルを累加してとりいれて曲げ耐力をファイバー法で解析した。ここで CFS 拘束効果モデル

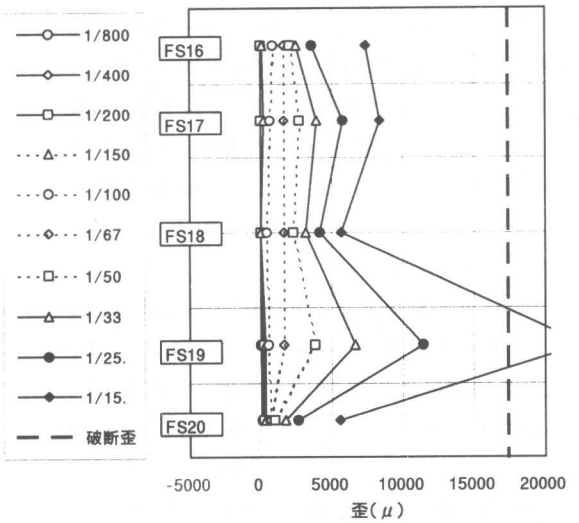


図-6 CFS の歪推移

表-3 実験結果一覧と計算値との比較

| 試験体名称 | | F0 | FC | FM |
|--------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| 1Hz での補修前耐力 (kN) | | 187.8 | 199.8 ^{*1} | 238.1 ^{*1} |
| 変形角 (rad.) | | 1/120 | 1/136 | 1/70 |
| 実験値 | 最大耐力 (kN) | 180.7 | 273.1 | -262.0 |
| | 変形角 (rad.) | 1/150 | 1/33 | -1/50 |
| | 曲げひび割れ (kN) | 62.3 | - | 64.4 |
| | 変形角 (rad.) | 1/800 | - | 1/500 |
| | せん断ひび割れ (kN) | 159.5 | - | 113.0 |
| 変形角 (rad.) | 1/200 | - | 1/200 | |
| 主筋降伏 (kN) | 降伏せず | -241.2 | -250.9 | |
| 変形角 (rad.) | - | -1/100 | -1/67 | |
| 1/50 時 CFS 歪 μ | - | 3801 ^{*2} | - | |
| 1/25 時 CFS 歪 μ | - | 11460 ^{*2} | - | |
| 計算値 | 曲げ耐力 (kN) | 251.1 | 247.8 | 249.4 |
| | e 関数法 ³⁾ | (0.72) | (1.10) | (1.05) |
| | せん断耐力 (kN) | 161.7 | 350.7 | 354.3 |
| 強度型指針 (A 法) | (1.12) | (0.78) | (0.74) | |
| 曲げ耐力 (kN) | 256.0 | 261.9 | 256.8 | |
| ファイバー法 | (0.71) | (1.04) | (1.02) | |

^{*1}ダンパー負担分を差し引いた値。^{*2}FS19 のゲージより。^{*3}終局圧縮強度時歪を $\epsilon_u=0.3\%$ として算出した。() 内数値は実験値/計算値を示す。

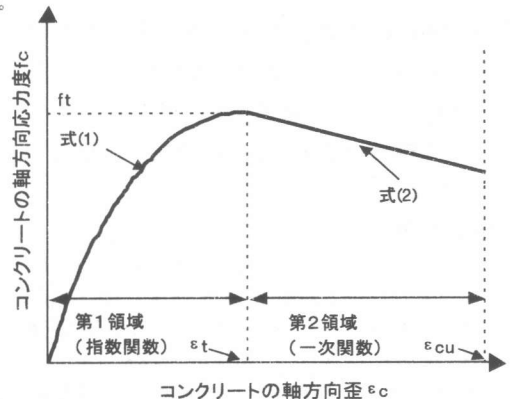


図-7 適用した CFS 拘束効果モデル

は筆者らが小型角柱供試体(200×200×400)を用いた実験から細谷,川嶋ら⁵⁾の手法を基に得たもので,最大耐力(f_t)までを表す第1領域(式1)とその後の靱性を表す第2領域(式2)を合成したコンクリートの圧縮応力度-軸歪関係である。これは最大耐力以降の耐力低下が緩やかになる特徴を有している。

図-8に解析による曲げ耐力から求めた柱のせん断力と軸力の関係(Q-N 関係)を示す。図中の破線は変動軸力を考慮した作用軸力の推移を示し,この破線と Q-N 曲線の交点が各柱の負担するせん断力であると考えてその和を曲げ耐力とした(表-3 参照)。なお,図中の数字はFCについて示している。解析値に対して曲げ降伏型の FM と FC の実験値は 1.02 ~ 1.04 となり,e関数法に比べ良い対応を示した。

5. まとめ

層間変形角で 1/100 程度の損傷を受けた柱を補修し,CFS 補強したRCフレームの加力実験を行った結果,以下の知見を得た。

- ①ひび割れを補修することで,最大耐力はほぼ復元できた。初期剛性は曲げ降伏型では低下する傾向が見られたが,充填不良による柱鉄筋の付着低下が原因と見られる。
- ②CFS 補強により最大耐力が上昇し,その後の耐力低下は非常に緩やかとなり,せん断破壊型から曲げ降伏型へ移行することができた。
- ③CFS による初期剛性の影響は見られない。
- ④変動軸力を考慮して,帯筋とCFS の拘束効果をとり入れたモデルを使用してファイバー法により解析を行った結果,曲げ耐力計算値に対する実験値の比率は,1.04 倍と良い精度で評価できた。

参考文献

- 1) 米奥,東,一ノ瀬他:粘弾性ダンパーを用いたRCフレームの耐震補強効果に関する実験的研究(その1~その3),日本建築学会学術講演梗概集C2,pp.179~183,1999.9
- 2) 荒木,中野,松崎他:シート状連続繊維に

第1領域 ($0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_t$)

$$f_c = E_c \epsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left(1 - \frac{E_g}{E_c} \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_t} \right)^{n-1} \right) \right\}, n = \frac{(E_c - E_g) \epsilon_t}{E_c \epsilon_t - f_t} \dots (式1)$$

第2領域 ($\epsilon_t \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu}$)

$$f_c = f_t + E_g (\epsilon_c - \epsilon_t) \dots (式2)$$

ただし,

$$\frac{f_t}{f_{co}} = 1.0 + 1.31 \frac{\rho_{CF} \epsilon_{CF} E_{CF}}{f_{co}}, \frac{\epsilon_t}{\epsilon_{co}} = 1.0 + 2.0 \left\{ \left(\frac{f_t}{f_{co}} - 1 \right) \right\}$$

$$E_g = -3.92 \frac{f_{co}^2}{\rho_{CF} \epsilon_{CF} E_{CF}} + 0.032 \sqrt{\rho_{CF} E_{CF}} \dots (式3)$$

$$\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{co}} = 1.2 + 2.0 \times 10^6 \left(\frac{\rho_{CF} f_{CF}}{f_{co}} \right)^{0.5} \left(\frac{f_{CF}}{E_{CF}} \right)^3$$

ϵ_{cu} = コンクリートの終局軸歪, ϵ_{co} = 無補強コンクリートの最大圧縮応力度時の歪, ϵ_t = 第1領域から第2領域への変化点でのコンクリート軸歪
 ϵ_{CF} = 第1領域から第2領域への変化点でのCFSの横歪 (=2,000 μ), E_c = 初期弾性係数 (N/mm^2), E_g = 第2領域における勾配 (N/mm^2), E_{CF} = CFSの弾性係数 (N/mm^2)
 f_t = 第1領域から第2領域への変化点でのコンクリートの圧縮応力度 (N/mm^2) ($E_g \leq 0$ の場合, $f_t = f_{co}$), f_{CF} = CFSの引張強度 (N/mm^2)
 f_{co} = 無補強コンクリートの最大圧縮応力度 (N/mm^2)
 ρ_{CF} = CFSの体積比 ($4 \times N \times t_{CF} / d$), N : CFS巻数,
 t_{CF} : CFS厚さ, d : 辺長

式-1 CFS 拘束効果モデル式

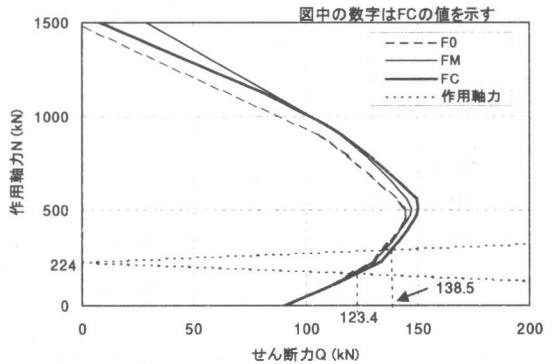


図-8 拘束効果を考慮した Q-N 曲線

よりせん断補強された鉄筋コンクリート部材のせん断耐力及び靱性能評価に関する実験研究,日本建築学会学術講演梗概集C2, p261~262, 1998

- 3) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説,1990
- 4) J.B.Mander, M.J.N.Priestley and R.Park "THEORETICAL STRESS-STRAIN MODEL FOR CONFINED CONCRETE", ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol114, No.8, pp.1804~1826, August, 1988
- 5) 細谷学,川島,星隅:炭素繊維シートで横拘束したコンクリート柱の応力度-ひずみ関係の定式化,土木学会論文集 No.592/V-39, 37-52, 1998.5