

1.はじめに

本研究では、耐震補強の代表的な工法に挙げられる炭素繊維シート補強に着目し、せん断補強を施した鉄筋コンクリート(RC)梁の実験を行い、また、試験体を非線形解析し得られた実験結果と非線形解析との比較検討を行う。

2.実験概要

2.1 実験目的

コンクリート構造物の破壊形式は大きく分けると、曲げ破壊とせん断破壊に分けられる。特にせん断破壊は非常に脆性的な破壊であり、危険である。そこで本実験では、炭素繊維シート無補強の場合せん断破壊に至るように設計した鉄筋コンクリート梁を作成し、その鉄筋コンクリート梁に対して炭素繊維シート補強を施す。炭素繊維シートの幅や種類を変化させ、補強効果や補強効率を明確にすることを目的とする。

2.2 試験体概要

本実験の試験体は、部材長 1340mm、断面 150×200mm、せん断スパン 420mm である。試験体の配筋図を図 1 に示す。すべての試験体において、右側にひび割れを発生させるため、左側せん断スパン内に D6 を 75mm ピッチで 5 本、右側にせん断スパン内に D4 を 100mm ピッチで 4 本配筋した。荷重方法は、300kN アクチュエータを使用し、変位制御による 2 点集中荷重とした。荷重時には、荷重、中央点変位、支点沈下量、スターラップ、炭素繊維シートにひずみゲージを貼り付け、各ひずみを測定した。

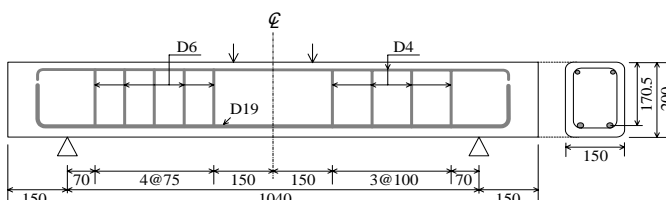


図 1 試験体配筋図

また、試験体 No.1 は無補強で、その他の試験体は炭素繊維シート補強を施した。炭素繊維シートの応力集中を避けるため、すべての試験体コーナー部に R=20mm

で面取りを行った。炭素繊維シートは試験体を 1 周巻きつけ、重ね合わせる部分を 80mm とした。また試験体 No.3B では、繊維目付量を他の試験体と変化させている。炭素繊維シートの寸法等は No.3A と同様である。

2.4 実験結果

無補強の試験体 No.1 はせん断破壊になったが、炭素繊維シート補強を施した試験体 No.2 ~ No.5 は、せん断スパン内に斜めひび割れが発生したが、圧縮縁側のコンクリートが圧壊となり、曲げ破壊で終局を迎えた。各試験体の荷重 変位曲線を図 2 に示す。これよりシート補強を施した試験体を比較しても荷重や変位に差はあまり生じない結果となった。初期勾配に関してはすべての試験体でほぼ一致した。試験体 No.2 のみ最大荷重後の荷重が極端に下がっているが、これは試験体を荷重中に油圧をあげたことが考えられる。

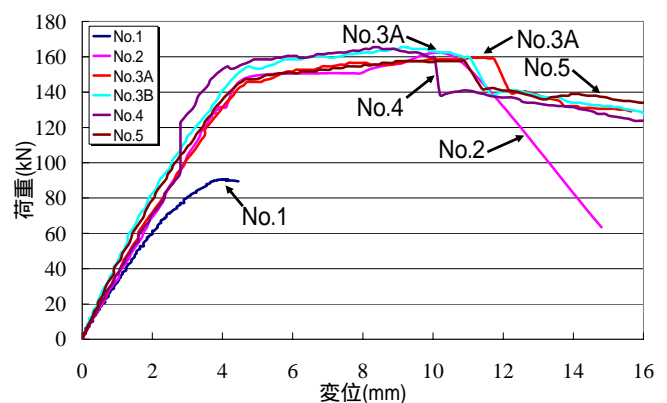


図 2 荷重 - 変位曲線

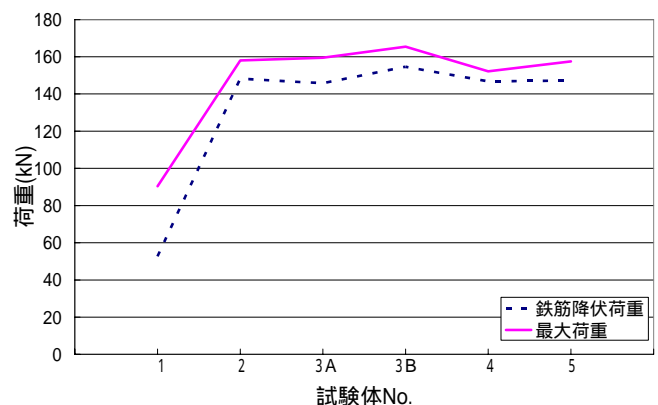


図 3 荷重比較

キーワード：炭素繊維シート、ファイバーモデル、非線形解析

図3に各試験体における荷重比較を示す。これより、鉄筋降伏荷重及び最大荷重を比較してもシート補強を施した試験体での差はあまり生じない結果となった。繊維目付量の異なる試験体 No.3B は、他のシート補強を施した試験体に比べて鉄筋降伏荷重及び最大荷重が増加した結果となった。

3.解析結果¹⁾

本実験はせん断補強を施し終局は曲げ破壊となったので、解析上では断面に炭素繊維シートを貼り付けるのではなく、炭素繊維シートを横拘束材料として捉えることとし、せん断スパン内のコンクリートに炭素繊維シート補強量に応じて与え、解析を行った。また荷重の与え方は微少増分载荷とし、1ステップに0.2mmの変位を与え合計100ステップの荷重を与えた。試験体 No.2 の解析結果を図4に示す。

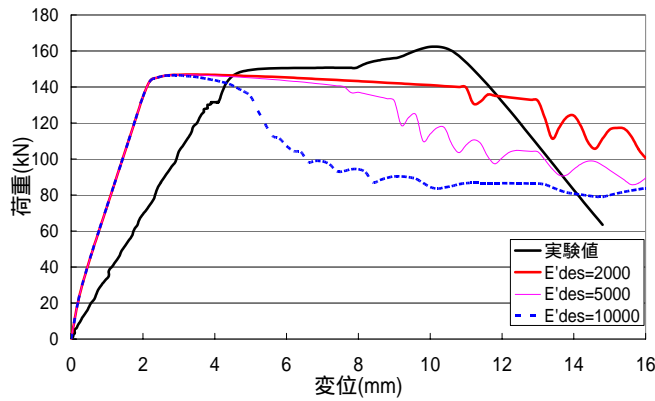


図4 解析結果(試験体 No.2)

実験値と解析値を比較すると、鉄筋降伏荷重はほぼ一致する結果となったが、初期勾配及び鉄筋降伏変位(にかなりの差が生じた。特に変位に関しては、実験値が解析値の1.96倍となった。また、実験値は鉄筋降伏後荷重が減少せず変位のみ増加していることを考慮し、コンクリートの応力ひずみ曲線の軟化勾配を着目した。軟化勾配が大きくなると、それに比例するように終局ひずみが大きくなる。E'des=5000μは、計算上の安定性を考慮して決められたプログラムの初期値である。E'des=2000μは土木学会コンクリート標準示方書[耐震性能照査編]の応力ひずみ曲線に相当する値で、E'des=10000μはプログラムの上限值で、以上の3パターンで解析を行った。図4のグラフを見てわかるように、軟化勾配E'desの値を変化させることによって、鉄筋降伏後の荷重低下の状態が変化していることがわかる。本実験の解析では土木学会コンクリート標準示方書[耐震性能照査編]に相当する応力-ひずみ曲線の値が実験値

と近い値となった。

4.弾性域の検討

実験値と解析値で変位の開きがあったので、弾性域(初期勾配)の検討を行った。

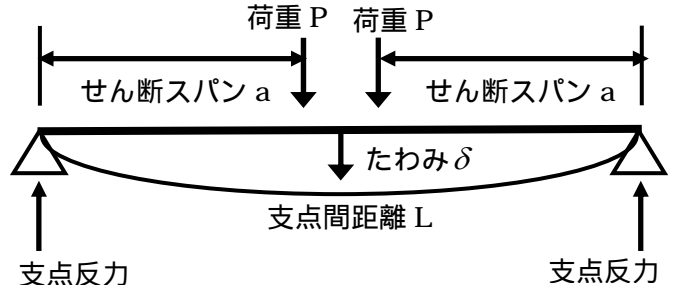


図5 梁モデル図

図5のような梁を仮定すると、たわみ(δ)は式(1)より算出することができる。

$$\delta = \frac{PL^3}{24EI} \alpha(3-4\alpha^2) \quad (1)^2$$

このとき、荷重は30kNで算出した。式(1)で算出したたわみの理論値及び各試験体の実験値及び解析値を表1に示す。たわみの理論値は0.400mmとなり、理論値と解析値は一致したが、実験値は理論値の1.6~2.3倍となり、大きく差が生じてしまった。その理由として、コンクリートの弾性係数は通常20~40kN/mm²だが、その値よりも高かったことや、载荷実験の際の変位計の測定誤差、試験体養生中に微細なひび割れが発生していたことなどが考えられる。

表1 各弾性域の変位

試験体名	実験値(mm)	解析値(mm)	弾性解(mm)
No.1	0.950	0.400	0.400
No.2	0.850	0.400	
No.3A	0.850	0.400	
No.3B	0.721	0.400	
No.4	0.702	0.400	
No.5	0.683	0.400	

5.まとめ

炭素繊維シート無補強の試験体と補強を施した試験体での破壊形式の違い(無補強:せん断破壊,シート補強:曲げ破壊)や荷重増加を確認することはできたが、炭素繊維シートの補強量(シート面積及びシート繊維目付量)を変化させた時の鉄筋降伏荷重及び最大荷重への変化はあまり生じなかった。実験値と解析値を比較すると、鉄筋降伏荷重はほぼ一致する結果となったが、初期勾配及び各変位に差が生じる結果となった。

[参考文献]

- 1) フォーラムエイトUC-winFRAME(3D)電子マニュアル
- 2) コンクリートライブラリー:連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強設計