

# 載荷方法の異なる RC 造有孔基礎梁のせん断耐力に関する解析的研究

せん断耐力  
応力推移

最小主応力  
片持ち梁

有限要素法解析  
逆対称曲げモーメント

1250115 長岡 紗那\*  
指導教員 鈴木 卓

## 1. はじめに

鉄筋コンクリート造（以下、RC）建物の基礎梁には、設備点検などのために径 600mm 程度の人通孔が設けられる。文献 1)では、孔径と梁せい比（以下、貫通孔比）を 1/3 以下とし、曲げモーメントの影響を受けにくいスパンの中央に貫通孔を設けることが推奨されている。しかし、こうした背景から小規模な RC 建物に対して過剰なせいとなる場合も存在する。

筆者らの研究グループは曲げモーメントを受けるシアスパン中央に貫通孔比 1/3 以上の大貫通孔を有する基礎梁の静的載荷実験を実施した<sup>2)</sup>。実験の結果、現行の有孔梁のせん断耐力評価法は試験体の最大耐力を過小評価する傾向を示した。

一方で有孔梁の既往研究<sup>3)</sup>では主に逆対称型の曲げモーメントを作用させる載荷方法が採用されるのに対して、前述の実験では片持ち型の曲げモーメントを作用させる載荷方法が採用されている。しかし、載荷方法の差異による反曲点付近の応力状況の違いからせん断耐力に影響を及ぼす可能性がある。

本研究では、文献 2)に示された試験体をもとに片持ち型と逆対称型の曲げモーメント分布を作用させた有孔基礎梁の 2 次元有限要素法（以下、FEM）解析を実施した。本論では、解析のモデル化方法を示すとともに、解析における内部応力状態からせん断耐力に及ぼす載荷方法の違いによる検討結果を述べる。

## 2. 解析対象実験

### 2.1 試験体

試験体は文献 2)に示されたせん断破壊型で貫通孔比 1/2.3 の試験体 170F および貫通孔比 1/2 の試験体 200F の 2 体である。試験体のスケールは実大の約 1/3 である。

表 1 に試験体の詳細およびコンクリートの材料特性を、図 1 に試験体形状および解析モデルの要素分割を、図 2 に配筋詳細を示す。本報では、貫通孔の上下投影位置を弦材と呼称する（図 1 のハッチ位置参照）。表 2 に鉄筋の材料特性を示す。

図 3 に載荷装置を示す。試験体は PC 鋼棒によりスタブを載荷フレームに固定されている。実験では、載荷フレームに取り付けた 2 台の水平ジャッキ（各 500 kN）によって水平力を作用させた。水平力の載荷は、長期および短期許容

せん断力による荷重制御を行った後、水平変位  $\delta$  をスタブ上端から載荷点までの高さ  $h$  で除した変形角  $R$  による変位制御としている。

### 2.2 実験結果

図 4 にせん断力－変形角関係を、表 1 に両試験体の実験によって得られた最大耐力およびせん断耐力の計算値を示す。せん断耐力の式および記号は文献 2)を参照されたい。

実験の最大耐力およびせん断耐力計算値の比は、試験体 170F では 1.35、試験体 200F では 0.90 であり、精度よい評価とは言い難い。今後、せん断耐力評価法の検討が必要であり、そのために載荷方法の影響を把握する必要がある。

## 3. FEM 解析

### 3.1 モデル化

前章に示した片持ち型の試験体を CB 型（以下、CB170F および CB200F と称す）、載荷点位置を基準に逆対称曲げモ

表 1 試験体詳細とコンクリートの材料特性

| 試験体名                           | 170F                         | 200F |
|--------------------------------|------------------------------|------|
| 幅×せい (mm)                      | 250×400                      |      |
| シアスパン比                         | 2.75 ( $h = 1,000$ mm)       |      |
| 貫通孔径 (mm)                      | 170                          | 200  |
| 貫通孔比 ( $H/D$ )                 | 1/2.3                        | 1/2  |
| 主筋                             | 5-D16, $p_{t1} = 1.09$ (%)   |      |
| あばら筋                           | 4-D6@80, $p_{wt} = 0.63$ (%) |      |
| 孔隙補強筋                          | 4-D6, $p_s = 0.31$ (%)       |      |
| 弦材あばら筋                         | 2-D6@80, $p_{w2} = 0.32$ (%) |      |
| 貫通孔補強筋                         | 4-S6, $p_r = 0.44$ (%)       |      |
| 水平筋                            | 3-D6, $p_{t2} = 0.46$ (%)    |      |
| 最大耐力 (kN)                      | 250                          | 159  |
| せん断耐力 (kN)                     | 185                          | 176  |
| コンクリート圧縮強度 ( $\text{N/mm}^2$ ) | 30.0                         | 30.3 |

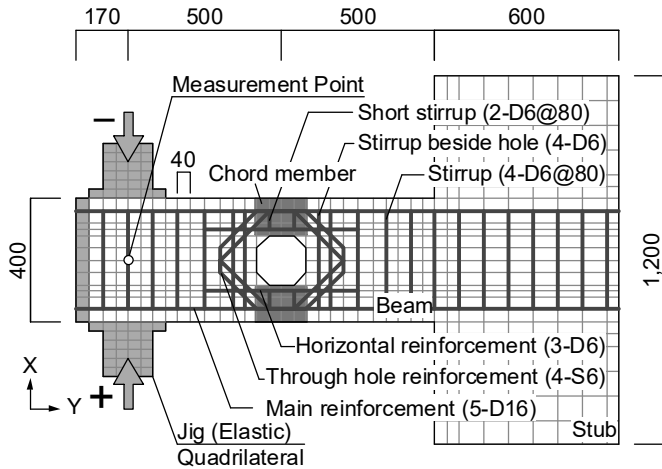


図 1 試験体形状と解析モデルの要素分割（試験体 170F）

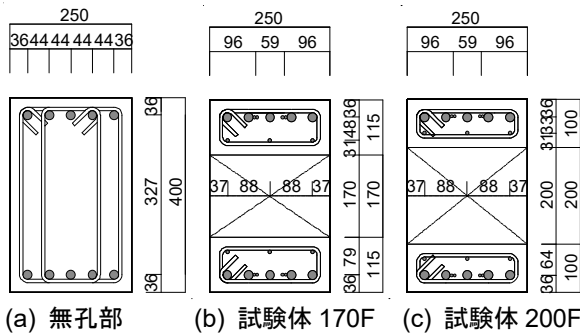


図2 配筋詳細

表2 鉄筋の材料特性

| 径   | 材種     | 降伏点<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | ヤング係数<br>(kN/mm <sup>2</sup> ) | 引張強度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) |
|-----|--------|-----------------------------|--------------------------------|------------------------------|
| D6  | SD295  | 412                         | 218                            | 532                          |
| S6  | KSS785 | 1,006                       | 187                            | 1,204                        |
| D16 | 785 相当 | 806                         | 214                            | 1,017                        |

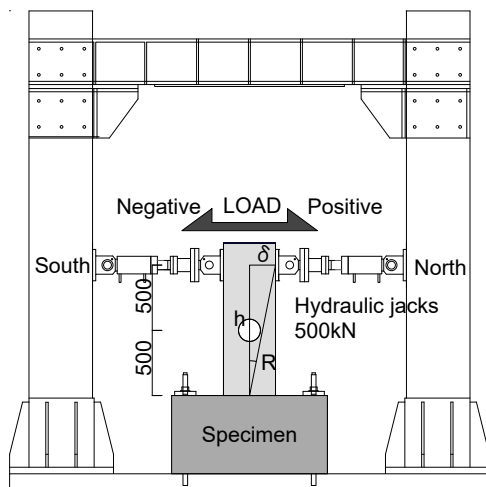


図3 荷装置

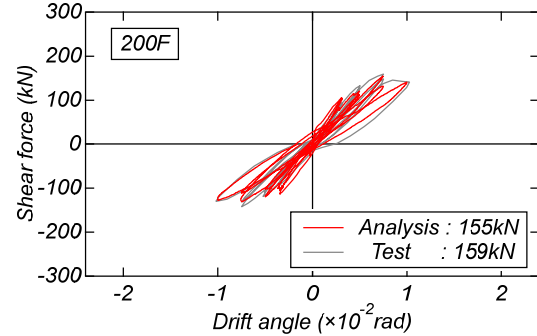
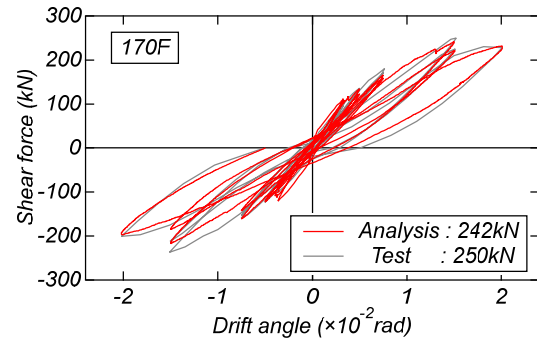


図4 せん断力-変形角関係

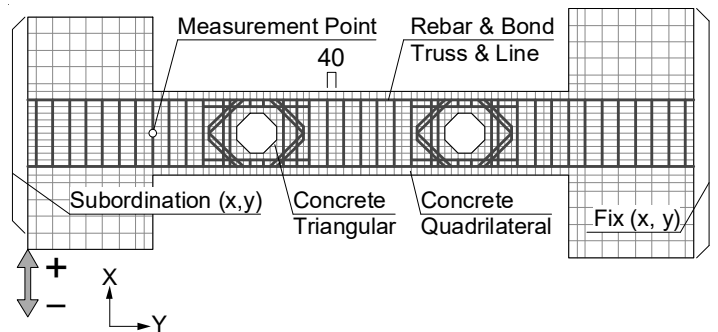


図5 解析モデル (モデル AS200F)

ーメントを作用させる試験体を AS 型（以下，AS170F および AS200F と称す）とし，4 体の解析を実施する。

図1にモデル CB170F を，図5にモデル AS200F の解析モデルを示す。解析には市販の有限要素法解析プログラム FINAL<sup>4)</sup>を用いた。解析は2次元モデルとした。コンクリートは4節点平面応力要素，鉄筋は2節点トラス要素に置換した。コンクリートと主筋の要素間にはライン要素を定義し，鉄筋の付着すべりを考慮した。

スタブ右端における節点すべての自由度は固定とした。梁両端の主筋は鉄板に溶接されていたため，コンクリート要素と鉄筋要素を剛接合とした。

CB 型のモデルでは梁上下の荷重治具の中央に変位を与えることで実験の荷重状況を再現した。AS 型のモデルでは新たに作成したスタブ左端における最下部節点を変位の基準として，その他の節点を最下部節点の全方向の変位に従属させた。荷重はスタブ左端の最下部に強制変位を与えた。

解析は変位制御により実験と同様の加力プログラムとし，実験において最大耐力発生直後の変形角まで実施した。

### 3.2 材料モデル<sup>4)</sup>

コンクリートの応力-ひずみ構成モデルは等価一軸ひず

みに基づく直交異方性モデルを用いており，圧縮破壊条件は Kupfer-Gerstle らの提案にしたがった。応力-ひずみ関係の上昇域は修正 Ahmad モデル，下降域は Nakamura らのモデルとした。引張側はひび割れ発生まで線形とし，ひび割れ後のテンションスティフニング特性は出雲らのモデルを用いた。ここで，鉄筋の付着性状を考慮するパラメータは試行錯誤的に 1.0 とした。ひび割れは最大4方向のひび割れを考慮できる非直交分布モデルを用いた。せん断伝達特性はそれぞれ長沼の提案を採用した。

鉄筋の応力-ひずみ関係は等方硬化則に基づくバイリニアモデルとした。主筋とコンクリート間の付着応力-すべり関係は Naganuma らのモデルを用いた。ここで，最大付着応力およびそのときのすべり量は文献 5)の算定方法に従い算定した。

### 3.3 実験結果と解析結果の比較

図4に CB 型における実験および解析のせん断力-変形角関係の比較を示す。両試験体ともに解析の初期剛性は実験と比べてわずかに高くなるものの，その他の解析における履歴形状は実験のものと良好に対応した。解析および実験における最大耐力の比は試験体 170F と 200F とともに 0.97

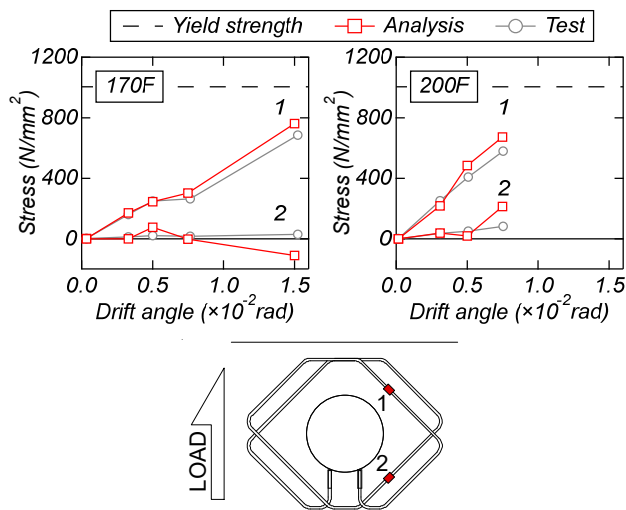


図6 貫通補強筋の応力推移

であり、両試験体の最大耐力を記録した载荷サイクルは実験と解析で対応していた。

図6にCB型における最大耐力を記録した変形角までの貫通孔補強筋の応力推移を示す。実験の応力は下図に示した赤色の位置のひずみゲージから算出した値であり、解析の応力はひずみゲージ位置に最も近い要素の値である。

両試験体の解析とともに、貫通孔補強筋1の変形角の進行に伴う応力の増加傾向および貫通孔補強筋2の全変形角にみられた低い応力は実験結果とよく対応していた。

以上より、本論に示した解析モデルはせん断スパンの中央に大貫通孔を有するRC基礎梁の実験における試験体のせん断力-変形角関係、貫通孔補強筋の応力分布を良好に再現可能であった。

### 3.4 载荷方法を変数としたパラメトリック解析

図7にCB型およびAS型のせん断力-変形角関係の解析結果の比較を示す。

モデル170Fでは $0.75 \times 10^{-2}$  radのサイクルまで、モデル200Fでは $0.5 \times 10^{-2}$  radのサイクルまでにCB型およびAS型の履歴ループに大きな差はみられなかった。しかし、各モデルともにAS型の最大耐力はCB型のものと比べて低く、その最大耐力の比はモデル170Fでは0.90、モデル200Fでは0.84であった。一方でCB型およびAS型の最大耐力発生時の変形角に差異は認められなかった。また、紙面の都合で変形状況の記載はしていないものの、モデル200Fでは両モデルとも上下弦材の変形が顕著であり、破壊モードに大きな差は認められなかった。モデル170Fでは、両モデルともに貫通孔右側からスタブにかけての大きな変形が確認された。さらに、モデルAS170Fでは、反曲点から貫通孔左側にかけての変形も顕著であった。

### 3.5 コンクリートの最小主応力コンター

図8に最大耐力を記録した変形角1サイクル目ピーク時(モデル170F:  $1.5 \times 10^{-2}$  rad, モデル200F:  $0.75 \times 10^{-2}$  rad)におけるコンクリートの最小主応力コンターを示す。また、

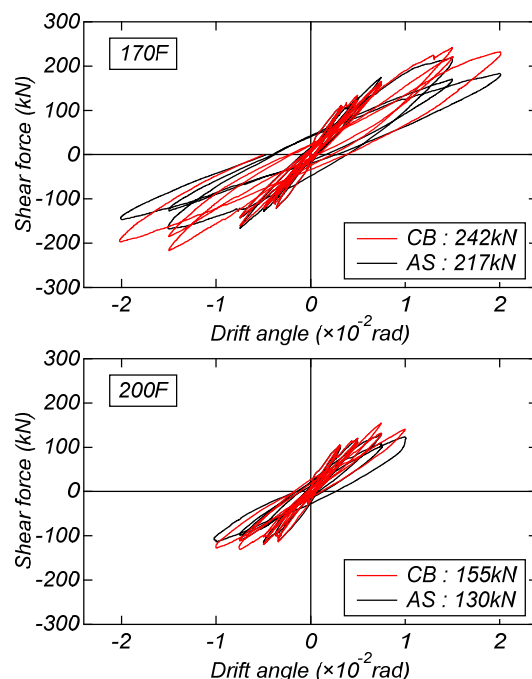


図7 せん断力-変形角関係

AS型は反曲点から右側のみを示している。

全モデルにおいて反曲点から貫通孔上部にかけての斜め方向の応力の角度は上弦材においてはほぼ水平方向に変化する傾向が認められた。下弦材からスタブ端にかけての斜め方向の応力伝達も確認された。これらは後述するように貫通孔周囲の補強筋の引張力の影響によるものと判断される。

载荷方法の差異に着目すると、モデルAS型はモデルCB型と比べて、圧縮応力分布の幅が広く、軸方向からの角度が小さい。図9に示す梁せい中心位置におけるせん断補強筋の応力分布をみると、モデルCB170Fでは、貫通孔左側付近に高い応力が認められ、载荷点付近の応力はほぼ0であった。一方のモデルAS170Fでは、貫通孔左側の全体で高い応力の発生が確認され、圧縮応力分布の幅が広がった要因と考えられる。両モデルとも、貫通孔右側では、主応力および補強筋の応力分布に大きな差は認められなかった。モデル200Fでは、AS型とCB型ともに貫通孔左側付近に高い応力が認められ、载荷点付近での応力は0に近かった。これは、モデル200Fのせん断力のレベルがモデル170Fのものに比べて低いことに起因するものと推察される。

### 3.6 弦材のせん断力

図10に最大耐力を記録した変形角1サイクル目ピーク時における弦材のせん断力を示す。せん断力の算定位置は軸方向における貫通孔中心位置の値である。なお、AS型のせん断力は右側の貫通孔を指している。

全モデルにおいて曲げ引張側となる下弦材のせん断力が曲げ圧縮側となる上弦材のものに比べて高くなっている。

モデル170Fの上弦材のせん断力は同程度であるものの、下弦材のせん断力はCB型の方がAS型より高い値を示した。一方のモデル200Fでは、上弦材のせん断力はAS型と比べ

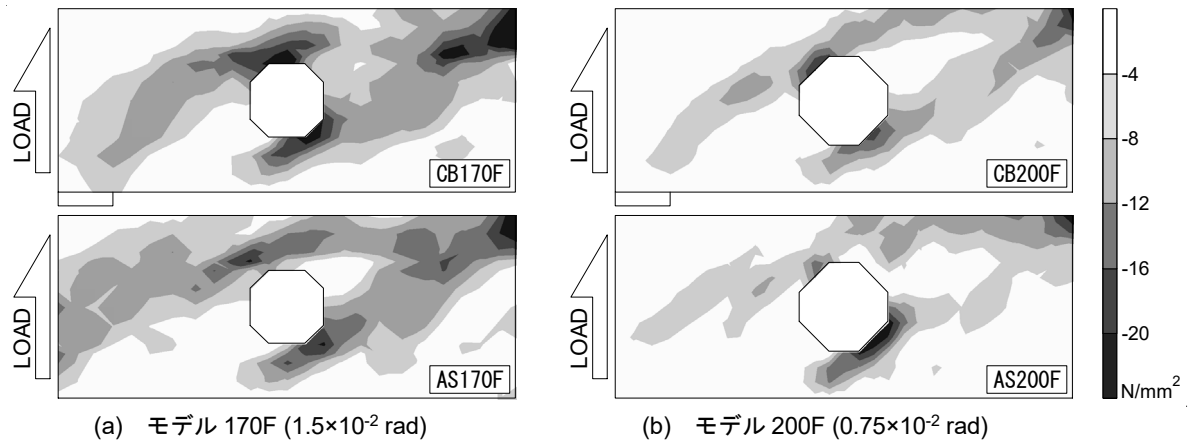


図8 最小主応力コンター

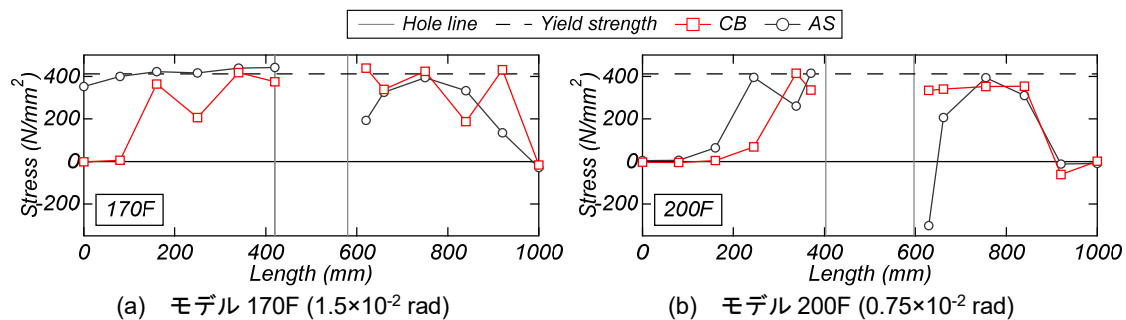


図9 せん断補強筋の応力分布

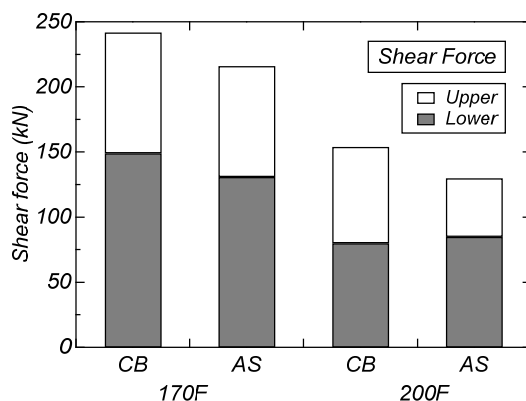


図10 最大耐力時における弦材のせん断力

てCB型が高く、下弦材のせん断力は同程度であった。

#### 4. まとめ

本研究では、シアスパン中央に大貫通孔を有する基礎梁のせん断耐力に及ぼす荷重方法の影響を検討するために2次元FEM解析を実施した。本論より得られた知見を以下に示す。

- 1) 本論に示した解析モデルはシアスパンの中央に大貫通孔を有するRC基礎梁の実験における試験体のせん断力-変形角関係、貫通孔補強筋の応力分布を良好に再現可能であった。
- 2) 逆対称曲げモーメントを受けるモデルの最大耐力は片

持ち型曲げモーメントのものと比べて低くなる傾向が認められた。

- 3) 逆対称曲げモーメントを受けるモデルの反曲点から圧縮側弦材にかけての圧縮応力は片持ち型曲げモーメントのものと比べて水平軸からの角度が小さく、荷重方法による最大耐力の差の主要因と考えられた。
- 4) 貫通孔径および荷重方法にかかわらず、最大耐力発揮時に貫通孔上下の弦材の負担せん断力は引張側弦材のものが圧縮側弦材のものと比べて高い。

#### 参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2018
- 2) 佐藤弘都，その他5名：大貫通孔を有するRC造基礎梁の構造性能に関する基礎研究（その1）（その2），日本建築学会四国支部研究報告集，No.24，pp.45-48，2024.3
- 3) 田口孝，深津尚人，井上啓，福迫浩一：RC造基礎梁における大貫通孔補強工法の実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.40，No.2，pp.157-162，2018.7
- 4) 伊藤忠テクノソリューションズ：FINAL/V11 HELP，2013.9
- 5) CEB：CEB-FIP Model Code 1990，First Draft，Bulletin d'Information，No.195，Mar. 1990