

RC 梁のせん断ひび割れ幅によるせん断耐力評価に関する研究

静的荷重実験 せん断ひび割れ幅 平均応力
ひび割れ幅合計値 トラス機構 残余機構

1230112
指導教員

中島 真吾*1
鈴木 卓

1. はじめに

現在多くの建物に用いられている鉄筋コンクリート（以下、RC）構造は地震によるひび割れの発生から居住性悪化の可能性がある。構造設計において考慮されているひび割れ幅の許容値が鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説¹⁾に定められている。しかし、そのひび割れ幅の許容値は設計に直接用いられず、鉄筋の長期許容引張応力度で間接的に考慮されている。すなわち、現状の考え方は、地震時に生じるひび割れ幅を評価することができない。

この問題に対して坂下らは高強度せん断補強筋を用いた RC 梁の実験を行い、トラス機構と残余機構を用いたひび割れ幅-せん断力評価の可能性を示した²⁾。その評価法では、せん断スパン比 1.5 の実験結果と計算結果は対応しているものの、その他のせん断スパン比の実験と計算結果の対応に課題が認められている。

そこで本研究では、せん断ひび割れ発生から破壊に至るまでに焦点を当て、せん断ひび割れ幅-せん断耐力の評価を目的とした RC 梁試験体の静的荷重実験を実施した。本論では、せん断ひび割れ幅および補強筋の応力分布の検討結果を報告するとともに、坂下らの評価手法を基にせん断ひび割れ幅-せん断耐力関係の評価結果を報告する。

2. 実験概要

2.1 試験体

図 1 に試験体形状を、図 2 に試験体断面を、表 1 に試験体概要をそれぞれ示す。試験体は実物の約 1/3 縮尺のもの 4 体である。表 2 に終局耐力計算の結果を示す。計算式は文献 3) の荒川 mean 式、文献 4) のストレスブロック法を用いた。いずれの試験体もせん断力が曲げ耐力より低い値を示していることから破壊形式はせん断破壊型を想定している。試験体の梁断面は 190×250mm とし、梁中央部のせん断スパン長さは 250mm（梁中央部のせん断スパン比 $M/(QD)=1.0$ ）である。

実験変数はせん断補強筋比および引張鉄筋比の種別である。試験体 A2 はせん断補強筋比を 0.33%、B1 および B2 はせん断補強筋比を 0.67%、C2 はせん断補強筋比を 1.33%とした。また、試験体 A2、B2 および C2 は引張主筋を 6-D13、USD685 とし、試験体 B1 は引張主筋を 4-D13、

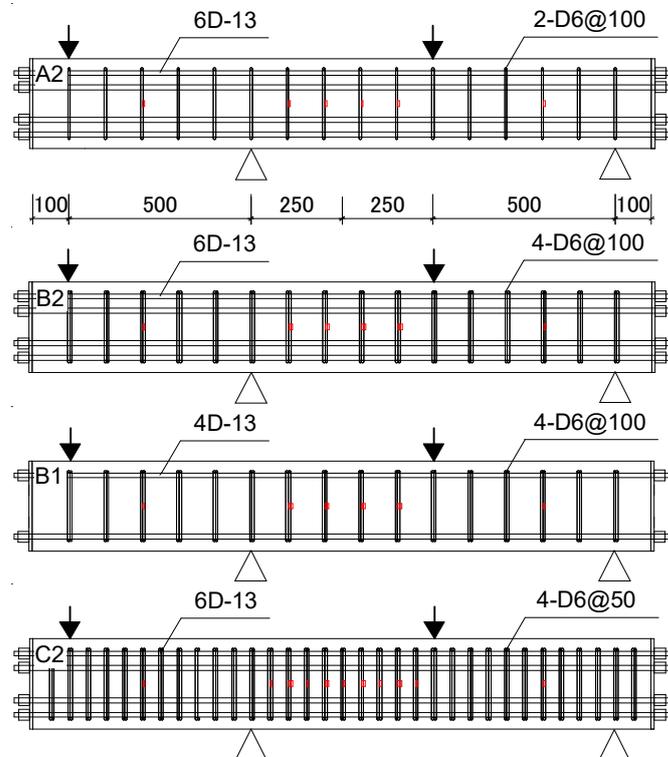
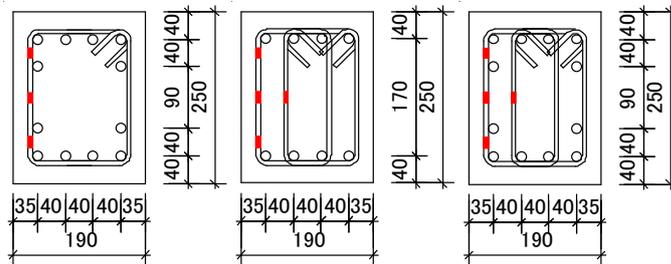


図 1 試験体形状



■ : ひずみゲージ貼付け位置

図 2 試験体断面（左：A2，真ん中：B1，右：B2,C2）

表 1 試験体概要

	A2	B2	B1	C2
$b \times D$ (mm)	190×250			
主筋	6-D13	6-D13	4-D13	6-D13
補強筋	USD685			
	2-D6@100 $\rho_w=0.33\%$	4-D6@100 $\rho_w=0.67\%$	4-D6@50 $\rho_w=1.33\%$	

USD685 とした。表 3 にコンクリートの材料特性を、表 4 に鉄筋の材料特性をそれぞれ示す。

2.2 荷重計画

図 3 に荷重装置を示す。鉛直力荷重は荷重フレームの上部に取り付けたオイルジャッキ（3,000kN）によって鉛直

表 2 終局耐力計算の結果

単位 (kN)	A2	B2	B1	C2
せん断耐力	120	133	137	150
曲げ耐力	364	364	285	364

表 3 コンクリートの材料特性

	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	圧縮強度時のひずみ (μ)
実験前	30.1	26.9	1,940

表 4 鉄筋の材料特性

	降伏強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
D13(USD685)	790	198	942
D6(SD295)	372	197	555

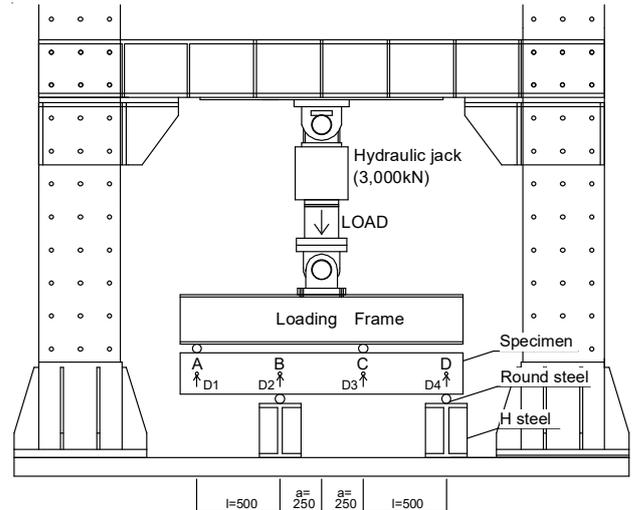


図 3 荷重装置

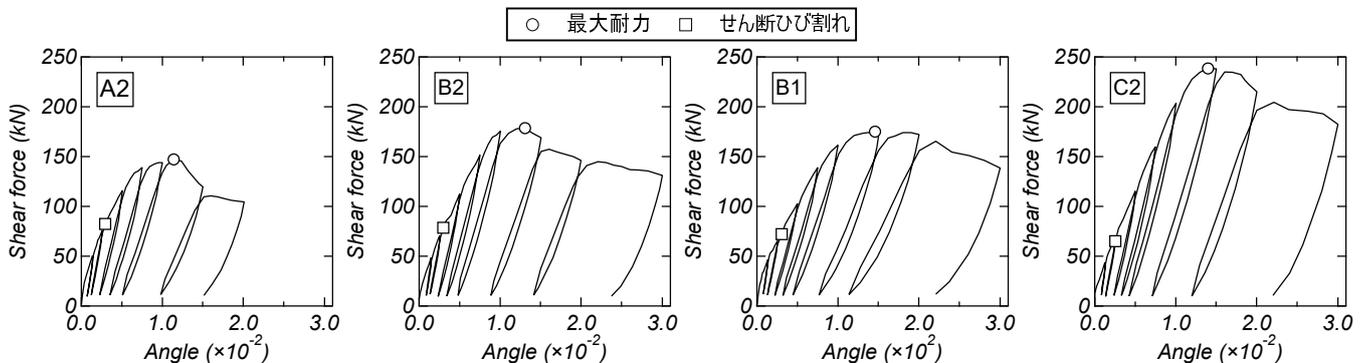


図 4 せん断力-変形角関係

力を作用させた。鉛直力荷重は、試験体左右の加力点 A と支点 D を結ぶ基準線を考慮した支点 B と加力点 C の相対変位 δ を点 B-C 間の水平距離 ($2a=500\text{mm}$) で除した変形角 R で制御する。ここで a とはせん断スパン長さである。

加力プログラムは 1/800, 1/400, 1/200, 1/133, 1/100, 1/67, 1/50 rad および 1/33 rad を片側 1 サイクルである。

3. 実験結果

3.1 荷重-変形角関係

図 4 に各試験体のせん断力-変形角関係を示す。同図にはせん断ひび割れ発生点□, 最大耐力点○を示している。

各試験体ともに 1/400rad 以下の変形角において曲げひび割れが発生した後、せん断ひび割れの発生が確認された。最大耐力が記録された後、せん断ひび割れの拡幅および進展に伴い耐力低下する傾向が認められた。

せん断補強筋比の異なる試験体 A2, B2 および C2 では、各試験体の初期剛性に大きな差異は認められない。しかしながら、せん断補強筋比の増加に伴いせん断ひび割れ後の剛性、最大耐力および最大耐力時の変形角の増加が確認された。

主筋本数の異なる試験体 B2 および B1 では両試験体の

初期剛性および最大耐力に大きな差異は認められない。しかし、主筋の本数の増加に伴い最大耐力時の変形角の減少が認められた。

3.2 せん断補強筋の応力とひび割れ幅の分布

図 5 に 1/100rad の荷重ピーク時におけるひび割れ状況、1/200 および 1/100rad の荷重ピーク時におけるせん断ひび割れ幅の合計値およびせん断補強筋比の応力分布をそれぞれ示す。せん断補強筋比の応力分布の赤線はせん断補強筋の降伏強度を表している。ひび割れ幅は 100mm スパンのグリッドに生じたせん断ひび割れの合計値を示している。ひび割れ幅はクラックスケールを用いて計測した。ひび割れ図中の赤線は拡幅したせん断ひび割れの始点と終点を結んだ線である。

せん断補強筋比の増加に伴いひび割れ幅の合計値の分布および応力分布の低下が認められた。また主筋本数の増加に伴いひび割れ幅合計値の低下が認められた。応力分布は主筋本数の差異に拘わらず同程度であった。

せん断補強筋比の異なる試験体のひび割れの分布では、補強筋比 0.33% の試験体 A2 のひび割れは補強筋比 0.67% の試験体 B2 のものと比べて多く発生した。しかし、補強筋比 1.33% の試験体 C2 のひび割れは試験体 B2 のものと比べて多く発生した。これは試験体 C2 のひび割れ幅が試験

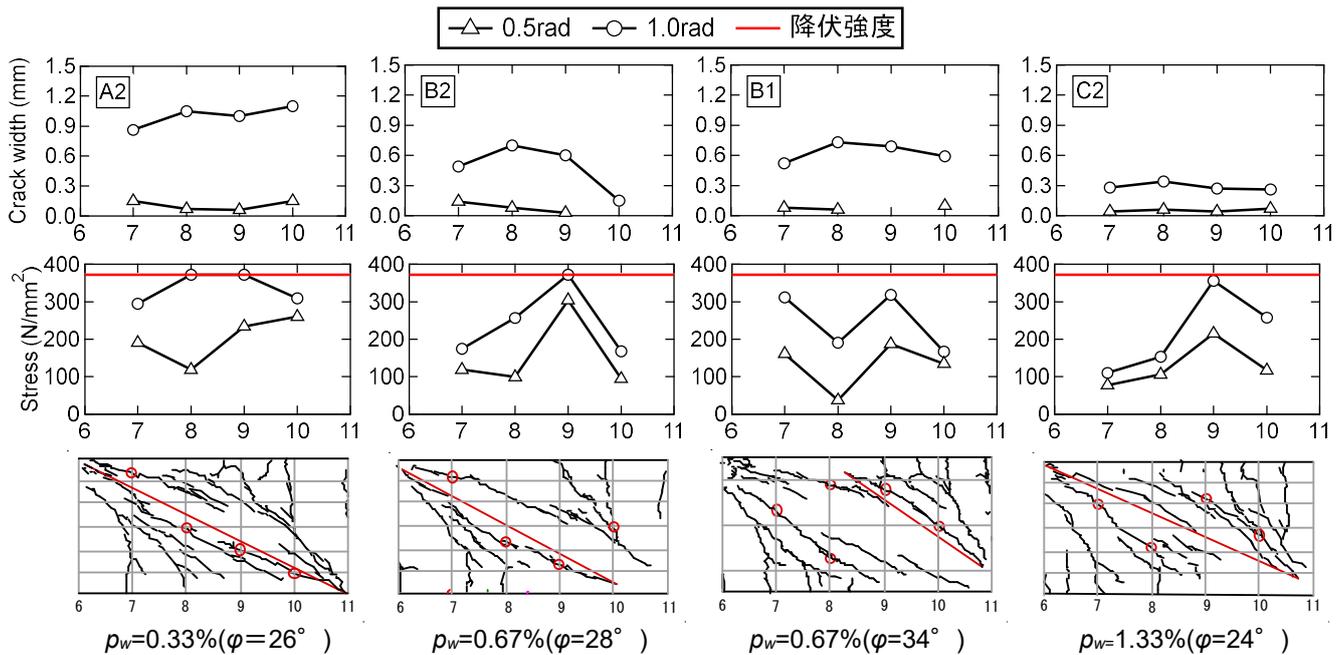


図5 破壊性状およびひび割れ幅の合計値とせん断補強筋の応力分布

体 B2 のものと比べて小さいことに起因している。主筋本数の異なる試験体のひび割れの分布では、補強筋比 0.67% の試験体 B1 のひび割れは試験体 B2 のものと比べて多く発生した。これは主筋本数の少ない試験体 B1 の付着割裂強度が主筋本数の多い試験体 B2 のものと比べて低いことに起因しているものと推定される。せん断補強筋比の異なる試験体において拡張したせん断ひび割れの角度 ϕ は同程度となった。主筋本数の異なる B1 のみ角度 ϕ は大きくなった。

4. せん断補強筋による負担せん断力の評価

4.1 評価モデル

図6に文献2)で提案されたせん断ひび割れを横切るせん断補強筋による応力伝達概念を示す。当該応力伝達ではRC梁はせん断補強筋のトラス機構、コンクリートのアーチ機構や主筋のダボ作用などを含む残余機構の抵抗機構(以下、残余機構)によってせん断力に抵抗しているものと仮定されている。

トラス機構によるせん断力 Q_T はせん断ひび割れを横切る n 本のせん断補強筋の平均ひずみ ϵ_{ave} にせん断補強筋のヤング係数 E_s および n 本のせん断補強筋の断面積 a_w の総和を乗じた引張力の合計値とし、次式で評価した。

$$Q_T = \epsilon_{ave} E_s n a_w = \epsilon_{ave} E_s p_w b j_t \cot \phi \quad (1)$$

ここで、 E_s : 補強筋のヤング係数、 b : 梁幅、 j_t : 梁の主筋間距離、 ϕ : トラス機構のコンクリート圧縮束の角度である。

せん断補強筋の応力は断面せいの中心に張り付けたひずみゲージの値を用いた(図2)。材軸に対するせん断ひび割れの角度 ϕ は実験においてせん断ひび割れの拡張が著

しいひび割れの始点と終点を結んだ線より設定することとした(図5の赤線)。

一方、せん断力 Q からせん断補強筋によるトラス機構せん断力 Q_T を引いた値が残余機構の負担せん断力 Q_R として定義されている。

4.2 平均応力とひび割れ幅の関係

図7に各試験体の1/100radまでの各サイクルにおける無次元化合計ひび割れ幅 $\Sigma W_{cr}/j_t \cos \phi$ - トラス機構の応力 $p_w \sigma_{ave} b j_t$ 関係を示す。

すべての試験体において、2,000 から 4,000 μ 程度において応力増大の抑制および顕著なひび割れ幅の拡張が認められた。また、主筋本数の異なる試験体 B1 および B2 の推移に大きな差異は認められない。一方で、せん断補強筋比の増加に伴うトラス機構応力の増加が認められた。

以上の結果より、本論では拡張の顕著なせん断ひび割れを対象にピーク時の最大せん断ひび割れ幅の合計-平均応力の関係を式(2)および(3)の二折れ線で仮定した(図7中の赤線)。

$$p_w \sigma_{ave} b j_t = 0.03 \frac{\Sigma W_{cr}}{j_t \cos \phi} \quad (2)$$

$$p_w \sigma_{ave} b j_t = 0.001 \frac{\Sigma W_{cr}}{j_t \cos \phi} + 65 p_w \quad (3)$$

5. 損傷耐力の評価

損傷耐力はひび割れ幅合計値を変数とし、トラス機構の負担せん断力 Q_T と残余機構の負担せん断力 Q_R を累加することによって次式で与えるものとした。

$$Q = Q_T + Q_R \quad (4)$$

式(4)中の右辺第1項に示すトラス機構の負担せん断力

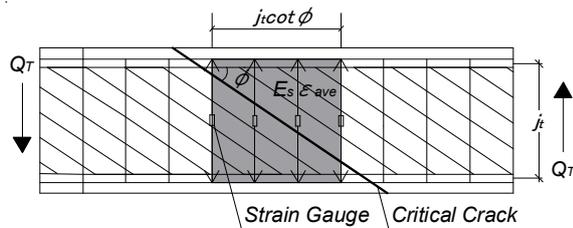


図6 補強筋によるせん断力伝達モデル

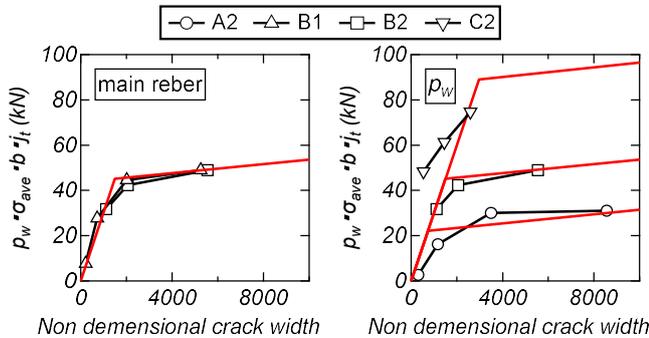


図7 ひび割れ幅—平均応力関係

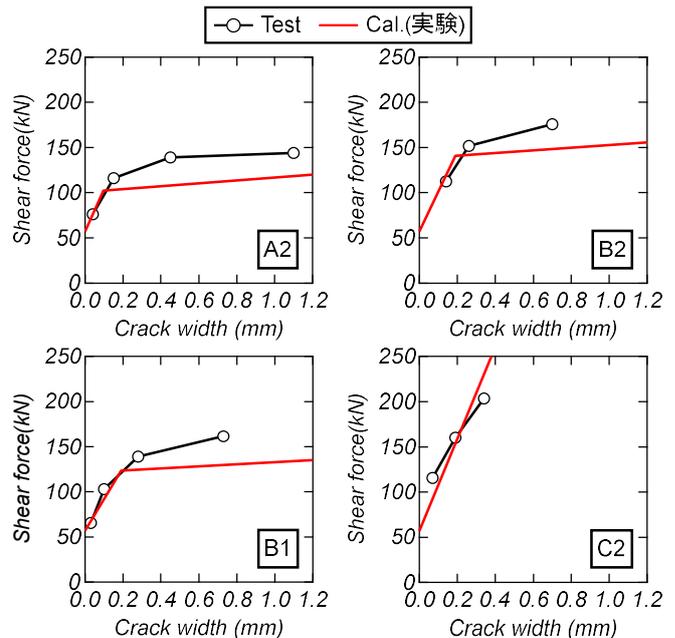


図8 実験値と計算結果の比較

Q_T は、4.1 節で示した式(1)に式(2), (3)より算出したひび割れ幅の合計 ΣW_{cr} に対応する平均応力 σ_{ave} を代入することで求めた。また、トラス機構のコンクリート圧縮束の角度 ϕ は図5に示した値を用いた。一方で文献2)では、残余機構の負担せん断力は概ね一定で推移する傾向がみられた。また、トラス機構はせん断ひび割れの発生後に形成されるものと考えられている。そこで本論では、式(4)中の右辺第2項に示す残余機構のせん断力 Q_R は式(5)に示すせん断ひび割れ強度⁵⁾の値で推移するものと仮定した。

$$Q_R = \sqrt{\sigma_{cr}^2 + \sigma_0 \sigma_{cr}} b D / \kappa \quad (5)$$

ここで、 σ_{cr} : コンクリートのひび割れ強度、 σ_0 : 軸応力度、 D : 梁せい、 κ : 断面形状係数 (=1.5) である。

図8に1/100radまでの実験値と提案式による計算結果をそれぞれ示す。試験体C2を除く試験体では計算は実験と比べて、初期の傾きが概ね対応するものの、折れ点後の耐力を過小評価している。また、補強筋比1.33%の試験体では、計算の初期の傾きは実験のものと概ね対応している。

以上より、損傷耐力の折れ点後の過小評価は本研究において詳細な検討をしていない残余機構耐力の不整合に起因している可能性があり、今後の検討課題としたい。

6. まとめ

本研究では、せん断破壊型RC梁の静的載荷実験を実施し、せん断ひび割れ幅の合計値とせん断力の検討をした。本論文より得られた知見を以下に示す。

- 1) せん断補強筋比の増加に伴いせん断ひび割れ幅合計値と補強筋の応力平均値の減少が確認された。
- 2) 主筋本数の増加に伴いひび割れとひび割れ幅合計値の減少が確認された。
- 3) 実験結果に基づくひび割れ幅合計値—平均応力関係を提案した。
- 4) ひび割れ幅合計値—平均応力関係を坂下らの損傷耐力式に代入した場合、すべての試験体において初期の傾きを評価可能である。しかし、折れ点後の耐力をせん断補強筋比が0.33%となる試験体および0.67%のものを過小評価し、せん断補強筋比が1.33%の試験体を過大評価した。実験結果との差異に関しては残余機構耐力の不整合が起因している可能性がある。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造構造計算規準・同解説，2018.12
- 2) 坂下由佳，鈴木卓，倉本洋：高強度補強筋を用いたRC梁の損傷制御レベルにおける構造的な性能，コンクリート工学年次論文集，Vol38，No.2，pp.715-720，2016.7
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準(案)・同解説，2016.5
- 4) American Concrete Institute：Building Code and Commentary，2014.9
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999.8

*1 高知工科大学
システム工学群 建築・都市デザイン専攻