

論文 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性能

坂下 由佳*1・鈴木 卓*2・倉本 洋*3

要旨：本研究では、降伏強度 1,275N/mm² 級の高強度せん断補強筋を用いた RC 梁の損傷制御レベルにおける構造性能の把握を目的として、せん断スパン比およびせん断補強筋比の異なる試験体を用いた静的載荷実験を実施した。実験結果に基づいて最大せん断ひび割れ幅から推定可能な損傷耐力式を提案した。提案式はトラス機構と残余機構の負担せん断力の累加で与えられるものであり、せん断スパン比の大きな試験体の実験結果を若干過大評価するものの、その他の試験体については実験結果を良好に評価できることを示した。

キーワード：構造実験, せん断ひび割れ幅, トラス機構, 損傷耐力

1. はじめに

本研究において取り扱う 1,275N/mm² 級の高強度せん断補強筋は一般的に用いられる 300~400N/mm² 級のせん断補強筋に比べて降伏強度が 3 倍程度大きく、少量で効果的なせん断補強が可能であるため、超高層鉄筋コンクリート（以下、RC）造建物などの柱および梁のせん断補強筋として多用されてきた。

一方、RC 部材の損傷制御の観点からは、降伏強度が高いほど降伏ひずみも大きくなるため、必ずしも普通強度のせん断補強筋に対して優位性があるとはいえない面もある。特に、2010 年版の RC 規準¹⁾の改定に際して導入された RC 部材の損傷制御のための許容せん断力の考え方は、中小地震時において部材のひび割れ幅の許容値が重要になっている。また、RC 規準では当該許容せん断力式（式(1)）が提示されているが、SD490 以下の普通強度せん断補強筋を対象としており、高強度せん断補強筋について適用範囲外となっている。そこで、高強度せん断補強筋を用いた RC 部材の新たな損傷制御における許容せん断力式の開発にあたり損傷制御レベルにおける

構造性能の把握は必須となる。

$$Q_{AS} = b \cdot j \cdot \left\{ \frac{2}{3} \cdot \alpha \cdot f_s + 0.5 \cdot w_f f_t (p_w - 0.002) \right\} \quad (1)$$

ここで、 b ：梁幅、 j ：梁の応力中心間距離で $7/8d$ 、 d ：梁の有効せい、 α ：梁のせん断スパン比による割増係数、 f_s ：コンクリートの短期許容せん断応力度、 $w_f f_t$ ：せん断補強筋の短期許容引張応力度（ $\leq 490\text{N/mm}^2$ ）である。

本研究では、降伏強度 1,275N/mm² 級の高強度せん断補強筋を用いた RC 梁を対象として、せん断スパン比およびせん断補強筋比を変数とした 5 体の試験体を用いた静的載荷実験を実施し、当該試験体の損傷制御レベルにおける損傷状況、補強筋のひずみ状況などの基本的な構造性能を検討した。

2. 実験概要

2.1 試験体

図-1 に試験体形状および配筋状況を、図-2 に試験体断面図を表-1 に試験体概要をそれぞれ示す。試験体は 5 体作成し、いずれの試験体も破壊形式はせん断破壊

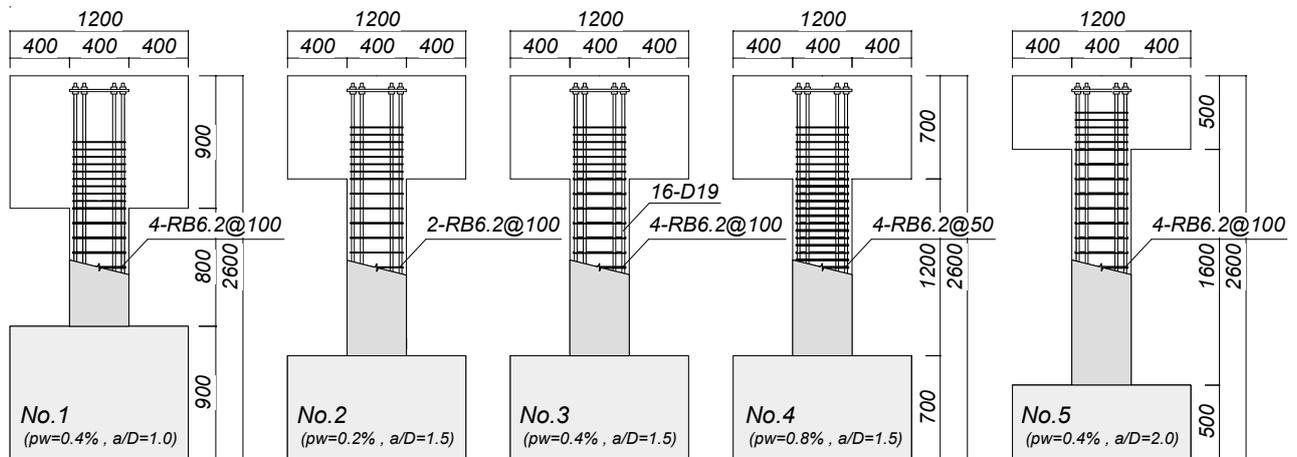


図-1 試験体形状

*1 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 (正会員)

*2 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 助教 博士(工学) (正会員)

*3 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 教授 博士(工学) (正会員)

型である。

梁断面は300×400mmであり、主筋には16-D19(SD685)を、せん断補強筋にはφ6.2(RB1275フック付き閉鎖形)をそれぞれ用いた。実験変数にはせん断スパン比 a/D およびせん断補強筋比 p_w を選択し、それぞれ $a/D=1.0, 1.5$ および 2.0 , $p_w=0.2\%, 0.4\%$ および 0.8% とした。

表-2 にコンクリートの材料特性を、表-3 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。試験体は荷重フレームにPC鋼棒で固定し、水平力の荷重は反力壁に取り付けた水平オイルジャッキ(2,000kN)によって行った。また、荷重フレームに取り付けた2台の鉛直オイルジャッキ(各2,000kN)により軸力0kNを保持しつつ、上スタブに回転が生じないように当該ジャッキを制御した。実験では試験体頂部の水平変位 δ を試験体の内法長さ l で除した部材角 $R (= \delta/l)$ で制御した。

荷重サイクルは変位制御により、 $R=0.33 \times 10^{-2} \text{rad}$ および $0.5 \times 10^{-2} \text{rad}$ を1サイクル、 $0.75 \times 10^{-2} \text{rad}$, $1.0 \times 10^{-2} \text{rad}$, $1.5 \times 10^{-2} \text{rad}$, $2.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ および $2.5 \times 10^{-2} \text{rad}$ を2サイクル行った後、 $3.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ を1サイクル行った。また、荷重の初期段階において試験体にせん断ひび割れの発生が確認された部材角、および文献2)に示される降伏強度 785N/mm^2 級の高強度せん断補強筋を用いたRC部材における損傷制御のための許容せん断力式(式(2))のせん断力に達した部材角をそれぞれ1サイクル行った。

$$Q_{AS2} = b \cdot j \cdot \{2/3 \cdot \alpha \cdot f_s + 0.5 \cdot w_f (p_w - 0.001)\} \quad (2)$$

ここで、 w_f : せん断補強筋の短期許容引張応力度 ($\leq 590 \text{N/mm}^2$) である。

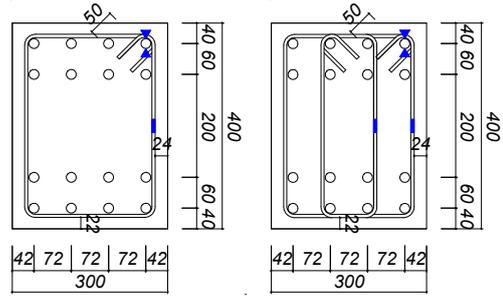
3. 実験結果

3.1 履歴特性

図-4 に各試験体のせん断力-部材角関係を示す。同図にはせん断ひび割れ発生点△, 最大耐力点○および第4章に示すせん断ひび割れ強度 Q_{cr} の計算結果を併せて示している。

各試験体ともに $0.25 \times 10^{-2} \text{rad}$ 以下の変形角において梁の両端に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。その後、梁の両端においてコンクリートの圧壊の兆候を伴い最大耐力が記録された。最大耐力を記録した後、コンクリートの圧壊およびせん断ひび割れの拡幅と伸展に伴い耐力は徐々に低下する傾向が認められた。

せん断スパン比が異なる試験体 No.1, No.3 および No.5 では、せん断スパン比が小さくなるに従い初期剛性、せん断ひび割れ後の剛性および最大耐力の増加が確認され



▲ : ひずみゲージ貼付け位置

図-2 試験体断面 (左: 試験体 No.2, 右: その他)

表-1 試験体概要

	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5
a/D	1.0	1.5		2.0	
(l)	(800mm)	(1,200mm)		(1,600mm)	
Variable	4-RB6.2	2-RB6.2	4-RB6.2	4-RB6.2	4-RB6.2
Shear Reinf. (p_w)	@100 (0.4%)	@100 (0.2%)	@100 (0.4%)	@50 (0.8%)	@100 (0.4%)
$b \times D$ (j)	300×400mm (260mm)				
Main bars	16-D19 ($\rho=2.30\%$)				

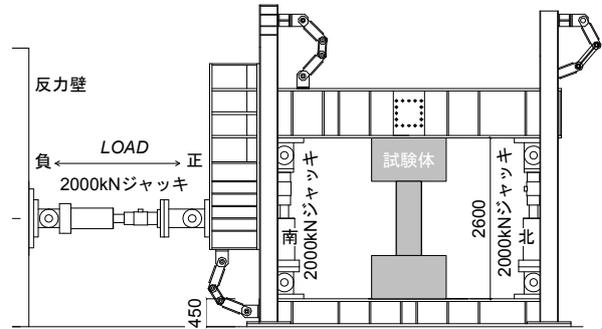


図-3 荷重装置

表-2 コンクリートの材料特性

	Compressive strength (N/mm ²)	Elastic modulus (kN/mm ²)	Strain at strength (μ)
No.1	29.3	26.4	2,168
No.2	26.9	26.2	2,287
No.3	25.7	23.3	2,363
No.4	28.4	27.1	2,173
No.5	24.2	24.4	2,042

表-3 鉄筋の材料特性

	Yield strength (N/mm ²)	Elastic modulus (kN/mm ²)	Tensile strength (N/mm ²)
D19 (SD685)	673	175	879
RB6.2 (RB1275)	1,397	198	1,430

た。また、最大耐力を記録した部材角は試験体 No.1 および No.3 では $1.5 \times 10^{-2} \text{rad}$ の正載荷時、試験体 No.5 では $1.5 \times 10^{-2} \text{rad}$ の負載荷時となっており、せん断スパン比による顕著な差異は認められなかった。

せん断補強筋比が異なる試験体 No.2, No.3 および No.4 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および最大耐力の増加が確認された。また、最大耐力を記録した部材角は、試験体 No.2 では $1.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ の正載荷時、試験体 No.3 では $1.5 \times 10^{-2} \text{rad}$ の正載

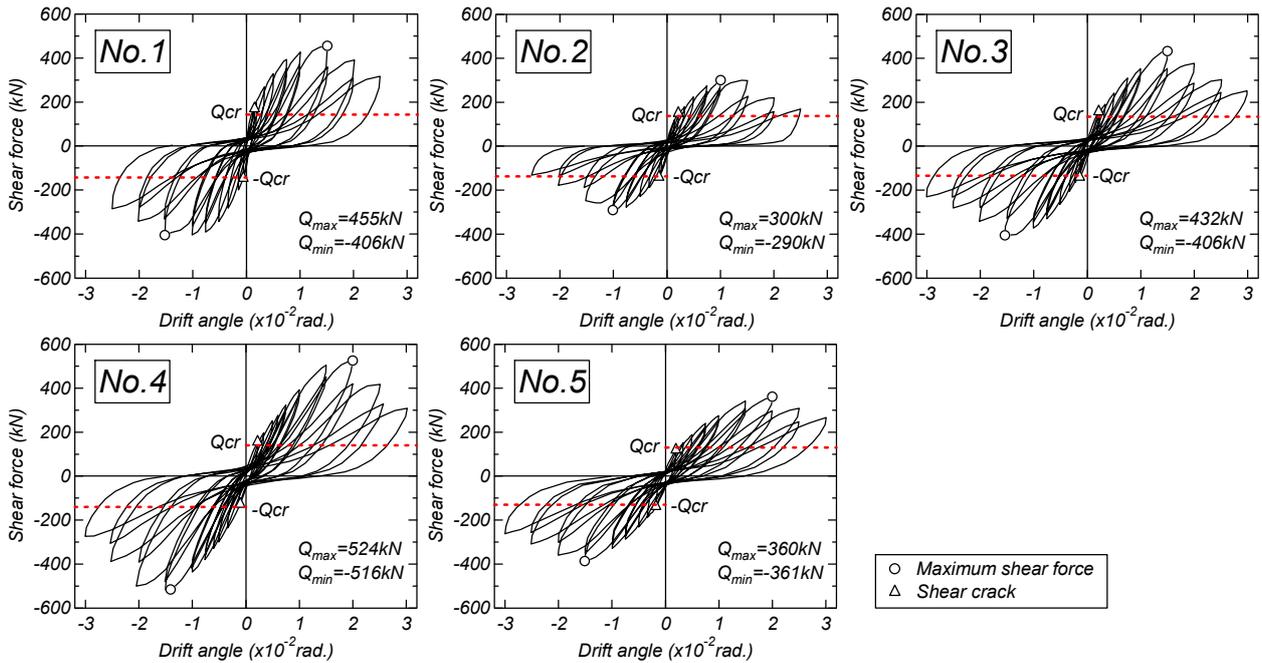


図-4 せん断力-部材角関係

荷時、および試験体 No.4 では 2.0×10^{-2} rad. の正載荷時となっており、せん断補強筋比の増加に伴い大きくなる傾向が確認された。

なお、すべての試験体において主筋の降伏は確認されなかった。

3.2 せん断補強筋のひずみとひび割れ幅の推移状況

図-5 に 1.0×10^{-2} rad. の載荷サイクルピーク時におけるひび割れ状況、式(2)に示す Q_{AS2} 到達時、 0.5×10^{-2} rad. および 1.0×10^{-2} rad. の載荷サイクルピーク時におけるせん断補強筋のひずみ分布およびせん断ひび割れ幅の分布をそれぞれ示す。ひび割れ幅はひずみゲージを貼付けた補強筋と同じ高さに発生したせん断ひび割れのうちの最大のもを示している。なお、ひび割れ幅は文献3)に示されるマイクロスコープを用いて図中の○印で示した位置でひび割れを計測した。また、同図のひび割れ図の太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。

すべての試験体において、せん断ひび割れは梁端部から梁せいの1.0~1.5倍程度の領域で発生している。またせん断補強筋のひずみは材料試験より得られた降伏ひずみ $\epsilon_s = 6,220\mu$ 未満であった。また、 1.0×10^{-2} rad. サイクルでは、ひび割れ幅と補強筋のひずみが最大となる位置は概ね対応している。

せん断スパン比が異なる試験体 No.1, No.3 および No.5 では、拡幅したせん断ひび割れを示す太線の材軸に対する角度 ϕ (図-5) はせん断スパン比の増大に伴い僅かに小さくなり、せん断ひび割れが横切るせん断補強筋の本数が増える傾向が確認された。また、 1.0×10^{-2} rad. においてせん断補強筋のひずみの最大値は 3000μ 未満となっ

ており、各試験体でほぼ同程度の値を示す傾向が認められた。

せん断補強筋比が異なる試験体 No.2, No.3 および No.4 では、拡幅したせん断ひび割れを示す太線の角度 ϕ は各試験体で同程度となり、せん断補強筋比の増加に伴いひび割れを横切るせん断補強筋の本数は多くなった。また、せん断補強筋比の増加に伴いせん断補強筋のひずみの最大値は小さくなる傾向が認められる。なお、試験体 No.2 と No.3 の最大ひび割れ幅は同程度であるものの、試験体 No.4 では他の2体の試験体と比べて小さい値となった。

3.3 せん断ひび割れ幅の残留ひび割れ率

図-6 に各載荷サイクルのピーク時のひび割れ幅 pW_{cr} に対する除荷際の長期荷重時のひび割れ幅 ALW_{cr} の比率(以下、残留ひび割れ率)の関係を示す。ここで、長期荷重時は文献1)および2)に示される長期許容せん断力(式(3))の値を採用した。

$$Q_{AL} = b \cdot j \cdot \{ \alpha \cdot f_s + 0.5 \cdot w_f i (p_w - 0.002) \} \quad (3)$$

すべての試験体において、ピーク時のひび割れ幅 pW_{cr} が 0.50mm 以下では残留ひび割れ率は pW_{cr} の $1/3$ から $1/2$ の範囲内で推移する傾向がみられた。

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-7 にせん断ひび割れを横切るせん断補強筋による応力伝達の概念図を示す。本論では、RC 梁はせん断補強筋のトラス機構およびトラス機構を除くコンクリートのアーチ機構や主筋のダボ作用等を含む残余の抵抗機構(以下、残余機構)によってせん断力に抵抗しているも

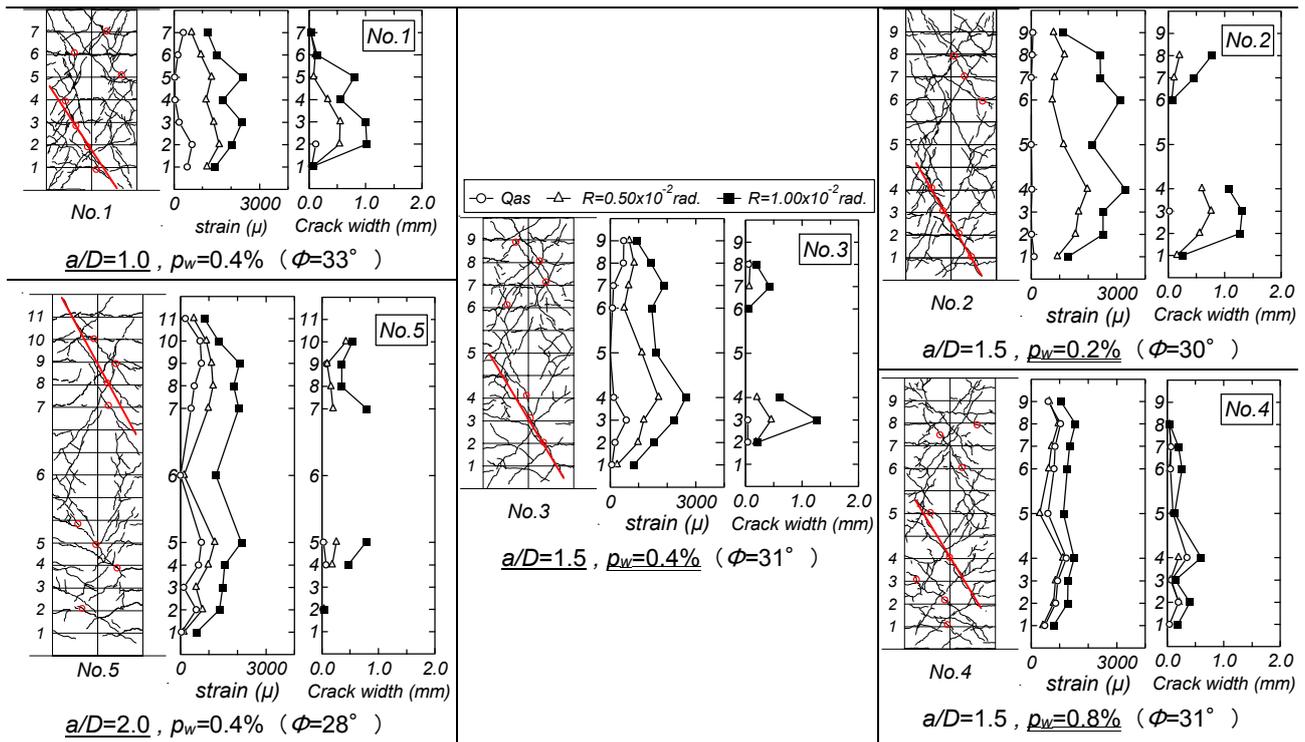


図-5 破壊性状およびひび割れ幅とせん断補強筋の高さ方向ひずみ分布

のと仮定する。

せん断補強筋によるトラス機構によるせん断力 Q_T はせん断ひび割れ面を横切る 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。

$$Q_T = \varepsilon_{ave} E_s n a_w = \varepsilon_{ave} E_s p_w b j_t \cot \phi \quad (4)$$

ここで、せん断補強筋のひずみは断面せいの中心に貼り付けたひずみゲージの値を用いている (図-2)。また、平均ひずみの算出においてひずみゲージを貼り付けていないせん断補強筋のひずみは上下のせん断補強筋のひずみを線形補間して求めた。せん断ひび割れの材軸に対する角度 ϕ は実験においてせん断ひび割れの拡幅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 の太線)。

一方、部材に作用するせん断力 Q からせん断補強筋によるトラス機構の負担せん断力 Q_T を引いた値を残余機構の負担せん断力 Q_R として定義した。

4.2 トラス機構および残余機構の負担せん断力

図-8 に各抵抗機構の負担せん断力-せん断補強筋の平均ひずみ関係を示す。同図において黒抜きはトラス機構の負担せん断力を、白抜きは残余機構の負担せん断力をそれぞれ示したものであり、各試験体の最大耐力を發揮した変形角までの結果を示している。

せん断スパン比が異なる試験体 No.1, No.3 および No.5 では、せん断スパン比の増加に伴いトラス機構の負担せ

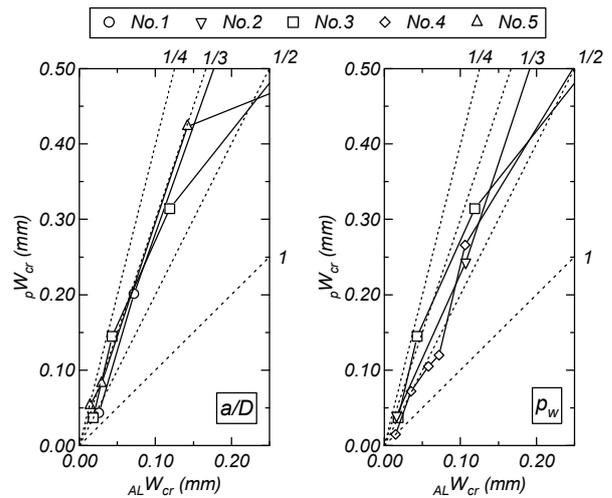


図-6 せん断ひび割れ幅の残留ひび割れ率関係

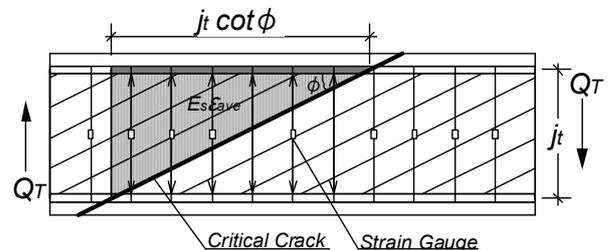


図-7 補強筋によるせん断力伝達モデル

ん断力は上昇している。また、残余機構の負担せん断力は平均ひずみの増加に伴い、せん断スパン比 $a/D=1.0$ の試験体 No.1 においては増加し、 $a/D=1.5$ の試験体 No.3 では概ね一定の値で推移し、 $a/D=2.0$ の試験体 No.5 では減少している。

せん断補強筋比の異なる試験体 No.2, No.3 および No.4 では、せん断補強筋比の増加に伴いトラス機構の負担せん断力は大きくなる傾向が確認できる。せん断補強筋比 0.4%の試験体 No.3 のトラス機構の負担せん断力と比較して、せん断補強筋比 0.2%の試験体 No.2 のものは 0.5 倍程度、せん断補強筋比 0.8%の試験体 No.4 のものは 2.0 倍程度となり、せん断補強筋比の増加割合と対応している。また、試験体 No.2 および No.3 において、残余機構の負担せん断力はせん断補強筋比の差異に拘らず概ね一定の値で推移しているが、せん断補強筋比の大きい試験体 No.4 における残余機構の負担せん断力は他の 2 体の試験体と比べて若干小さい値で推移する傾向が認められる。

4.3 せん断補強筋の平均ひずみとひび割れ幅の関係

図-9 にひび割れ幅を計測した 1.0×10^{-2} rad. までの各サイクルにおけるせん断補強筋の平均ひずみ ϵ_{ave} と 3.3 節に示した最大せん断ひび割れ幅 pW_{cr} の関係を示す。

すべての試験体において、せん断補強筋の平均ひずみの増大に伴いせん断ひび割れ幅は大きくなる傾向が認め

られる。また、ひび割れ幅の増加率は平均ひずみが 500μ 程度から大きくなっていることがわかる。

以上の実験結果を踏まえて、本論ではひび割れの拡幅が顕著となる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とせん断補強筋の平均ひずみの関係を式(5)で仮定した(図-9 中の太線を参照)。

$$\epsilon_{ave} = 1250 p W_{cr} + 500 \quad (5)$$

5. 損傷耐力の評価

損傷耐力は最大ひび割れ幅を変数として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する。

$$Q_{AS} = Q_T + Q_R \quad (6)$$

式(6)中の右辺第 1 項に示すトラス機構の負担せん断力 Q_T は、4.1 節で示した式(4)に式(5)より算出したひび割れ幅 pW_{cr} に対応するせん断補強筋の平均ひずみ ϵ_{ave} を代入することで求める。

一方、図-8 に示すように残余機構の負担せん断力は試験体 No.5 では僅かに低下しているものの他の試験体で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る。そこで本論では、式(6)中の右辺第 2 項に示す残余機構の負担せん断力 Q_R は式(7)に示すせん断ひび割れ強度⁴⁾の値で推移するものと仮定した。なお、式(7)中の記号は文献 4) を参照されたい。

$$Q_R = \sqrt{\sigma_{cr}^2 + \sigma_0 \sigma_{cr}} bD / \kappa \quad (= Q_{cr}) \quad (7)$$

図-10 にせん断ひび割れ幅から損傷耐力を評価するための概念図を、図-11 に 1.0×10^{-2} rad. までの実験値と提案式による計算結果をそれぞれ示す。また、同図には文献 5) に示されるトラス機構の角度 ϕ の値(式(8))による計算結果を比較のため併せて示す。式中の記号については文献 5) を参照されたい。

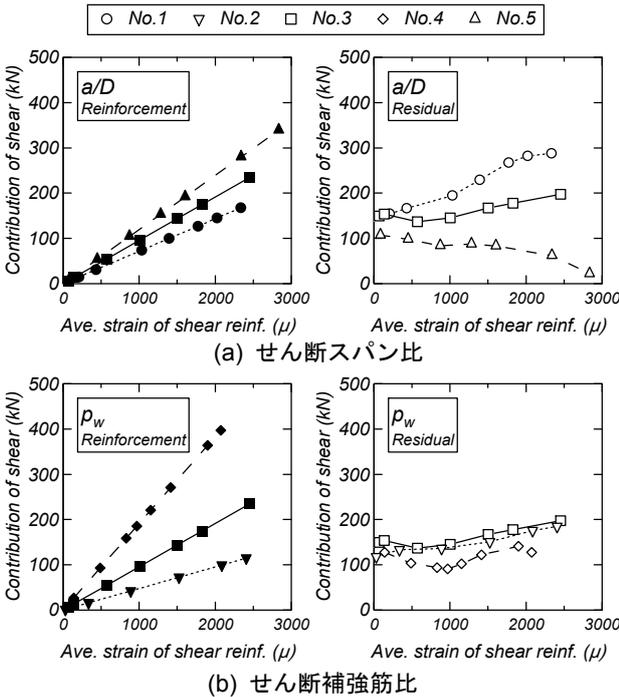


図-8 各抵抗機構の負担せん断力-平均ひずみ関係 (左側：トラス機構，右側：残余機構)

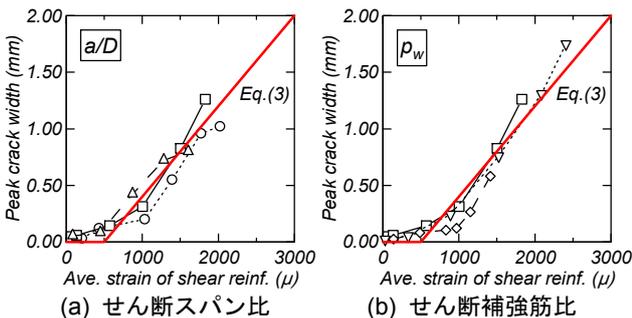


図-9 ひび割れ幅-平均ひずみ関係

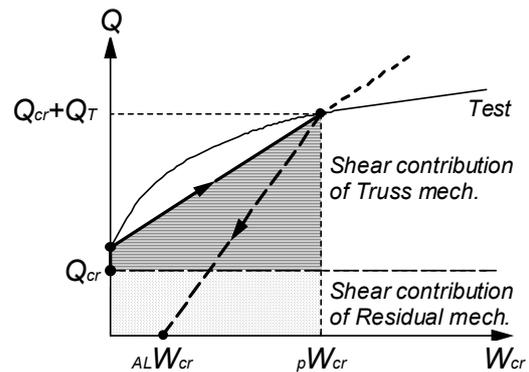


図-10 損傷耐力の評価モデル

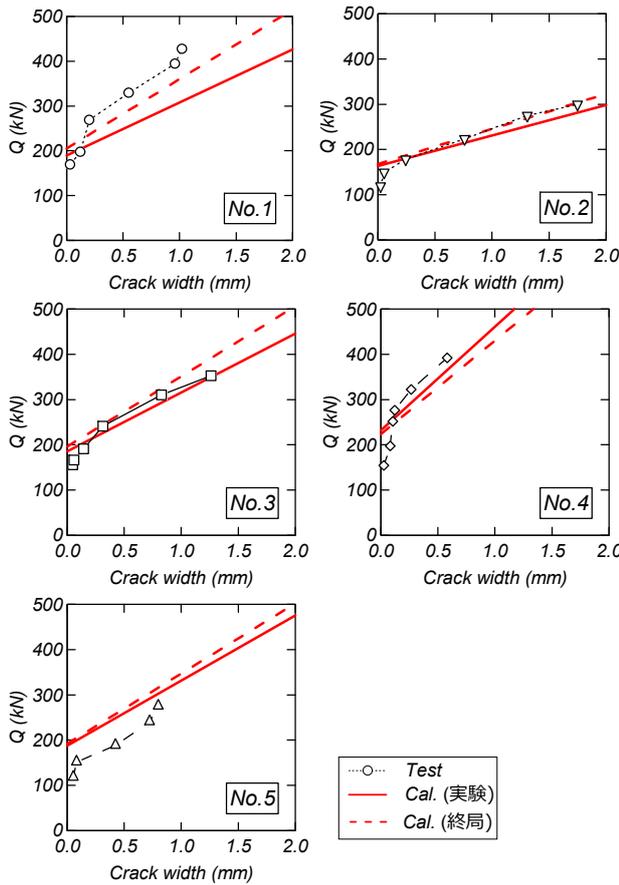


図-11 実験値と計算結果の比較

$$\phi = \min \left(2.0, \frac{j_i}{D \tan \theta}, \sqrt{\frac{V \sigma_B}{p_w \sigma_{wy}}} - 1.0 \right) \quad (8)$$

実験結果の角度 ϕ を設定した計算結果は式(8)より設定したもの比べてせん断補強筋比の大きな試験体 No.4 では僅かに高くなるものの、その他の試験体では僅かに低くなることわかる。

実験結果よりトラス機構の角度 ϕ を設定した計算結果は実験結果と比べて試験体 No.1 では過小評価し、試験体 No.5 では過大評価した。これは、図-8 に示すように実験結果では残余機構負担せん断力の推移は平均ひずみの増加に伴い、せん断スパン比 1.0 の試験体 No.1 では増加し、せん断スパン比 2.0 の試験体 No.5 では減少したものの、残余機構の負担せん断力に仮定した計算結果ではせん断ひび割れ強度にせん断スパン比の影響が考慮されていないためと考えられる。一方、せん断スパン比が 1.5 となる試験体 No.2, No.3 および No.4 では、せん断補強筋比に拘わらず計算結果は実験結果を評価可能である。

なお、上記の検討では最大せん断ひび割れ幅からせん断補強筋の平均ひずみを式(5)によって推定し、損傷耐力を評価した。しかし、損傷制御の観点からは、残留ひび割れ幅をどの程度に抑えるかが重要なポイントとなる。この場合、上記の手順に①許容できる残留ひび割れ幅 ALW_{cr} の設定および②残留ひび割れ幅 ALW_{cr} から最大せん

断ひび割れ幅 pW_{cr} の推定を加えればよい。なお、本研究の場合には $pW_{cr} \approx 3ALW_{cr}$ の関係が概ね成立している (図-6)。

6. まとめ

本研究では、降伏強度 1,275N/mm² 級の高強度せん断補強筋を用いた RC 梁の静的載荷実験を行い、当該部材の損傷制御レベルにおける構造性能を検討した。

本論文で得られた知見を以下に示す。

- 1) すべての試験体においてせん断補強筋の降伏前にコンクリートのせん断破壊が生じた。
- 2) せん断スパン比の増加に伴いひび割れを横切るせん断補強筋の本数が増加することから、せん断補強筋による負担せん断力 (トラス機構) は増加し、トラス機構を除くコンクリートのアーチ機構や主筋のダボ作用等を含む残余の抵抗機構 (残余機構) の負担せん断力は減少した。
- 3) せん断補強筋比の増加に伴いトラス機構の負担せん断力は増加するものの、残余機構の負担せん断力はほぼ一定であった。
- 4) ピーク時のひび割れ幅に対する除荷の際の長期許容せん断力時のひび割れ幅の比率は 1/3 程度である。
- 5) 実験結果に基づいて、最大せん断ひび割れ幅から推定可能な損傷耐力式を提案した。損傷耐力はトラス機構と残余機構の負担せん断力の累加で与えられる。
- 6) 提案式は、せん断スパン比の小さい試験体 No.1 の実験値を過小評価し、大きい試験体 No.5 の実験値を過大評価するものの、その他の試験体の実験結果を評価することが可能である。

謝辞

本研究は JFE テクノワイヤとの共同研究として実施された。関係各位に感謝の意を表す。

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，2010
- 2) JFE テクノワイヤ株式会社：高強度せん断補強筋「リバーボン 785」を用いた鉄筋コンクリート部材の設計施工指針・同解説，2015.2
- 3) 藤井稔己，田中圭介，中澤淳，南宏一：高強度せん断補強筋を用いた RC 部材のせん断ひび割れ性状に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.37, No.2, pp.163-168, 2015.7
- 4) 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
- 5) 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，1990.1