

論文 高強度せん断補強筋を有する RC 梁におけるせん断力と残留せん断ひび割れ幅の関係

小野寺 花南^{*1}・菱川 善就^{*2}・Trevor Zhiqing Yeow^{*3}・河野 進^{*4}

要旨：高強度せん断補強筋を有する RC 梁 9 体の実験結果を用いて、残留せん断ひび割れ幅に対応するせん断力評価法の検討を行った。最初に、篠原・林提案式の修正を行い、サイクルピーク時最大せん断ひび割れ幅に対応するせん断力の予測精度を高めた。次に、サイクルピーク時最大せん断ひび割れ幅と残留せん断ひび割れ幅の関係を回帰分析から定式化した。この結果、高強度せん断補強筋を有する RC 梁の設計用せん断力に対する残留せん断ひび割れ幅が予測可能となった。

キーワード：RC 梁、せん断ひび割れ、残留せん断ひび割れ幅、損傷制御

1. はじめに

近年、鉄筋コンクリート（以下、RC）構造物の高層化に伴う耐震性能向上のため、高強度材料が広く使われている。特に高層化に伴う過密配筋による施工性、コンクリートの充填性の問題を解決するために高強度せん断補強筋は必要不可欠な材料となった。しかし、普通強度せん断補強筋と比較して高強度せん断補強筋を用いた部材を対象とした修復性に関する研究は少なく¹⁾³⁾など、性能評価型設計体系における損傷の予測方法の確立が求められる。

2010 年には「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（以下、RC 規準）⁴⁾に、せん断ひび割れ幅を制限値以下にする、「損傷制御のための短期許容せん断力式」が規定された。この式を用いれば、せん断ひび割れ幅を機能上および耐久性上問題とならない残留せん断ひび割れ幅の範囲内に抑えることができる。しかし、同式は、せん断補強筋の降伏強度が 390MPa 以下に制限されており、任意の残留せん断ひび割れ幅に対応するせん断力を求める式ではないため、設計時に残留せん断ひび割れ幅の予測を行うことはできない。

一方、篠原・林⁵⁾は、サイクルピーク時の最大せん断ひび割れ幅とせん断補強筋ひずみから対応するせん断力を算出する式を提案した。この式では、2 章に詳細を述べる三つのせん断抵抗機構から部材せん断力が算出される。本稿では、篠原・林の考えを発展させ、高強度せん断補強筋を有する RC 梁 9 体の試験体⁹⁾¹⁰⁾に対して、任意の残留せん断ひび割れ幅に対応するせん断力を求める式を提案する。

2. 損傷制御のためのせん断力評価法

本稿では、任意のサイクルピーク時最大せん断ひび割れ幅に対応するせん断力を求めることができる篠原・林⁵⁾による実験式を修正して用いる。

篠原・林⁵⁾による式では、図—1 に示すようなせん断補強筋負担せん断力(V_T)に、コンクリート負担せん断力($V_a + V_i$)を累加した式となっている(式(1))。コンクリート負担せん断力は、アーチ機構負担せん断力(V_a)と李・前川⁶⁾の骨材かみ合いによるせん断力(V_i)の和で表される。式を構成する各せん断抵抗機構を以下に説明する。

- V_T ：ひび割れ角度 45° を仮定した全補強式から得られるトラス機構寄与分(式(2), (3))。
- V_a ：式(5)に示すせん断ひび割れ強度を最大値とし、トラス機構に用いるコンクリート圧縮束応力がコンクリートの有効強度に達したときに消滅するとして、せん断補強筋ひずみに応じて低減したアーチ機構寄与分(式(4), (5))。
- V_i ：骨材のかみ合い機構⁶⁾に基づいて、サイクルピーク時最大せん断ひび割れ幅とすべり量から得られる同機構寄与分(式(6), (7), (8), (9), (10))。

篠原・林⁵⁾式では、サイクルピーク時最大せん断ひび割れ幅に対応するせん断力を求めることができる。しかし、同式はサイクルピーク時最大せん断ひび割れ幅およびせん断補強筋ひずみの実験値の 2 変数の関数となっている。本稿では、設計段階において残留せん断ひび割れ幅のみの関数としてせん断力を算出できるよう、2 章において式を修正し、サイクルピーク時最大せん断ひび割れ幅のみの関数として対応するせん断力を求める。次に 3 章において実験値とこの式の計算値を比較して、式の妥当性を検討する。さらに、残留せん断ひび割れ幅から

*1 東京科学大学 環境・社会理工学院 建築学系 (学生会員)

*2 三井住友建設株式会社 建築本部 構造設計部 修士(工学)

*3 東京科学大学 総合研究院 特任助教 Ph.D. (正会員)

*4 東京科学大学 総合研究院 教授 Ph.D. (正会員)

せん断力を算出するために、4 章においてサイクルピーク時最大せん断ひび割れ幅と残留せん断ひび割れ幅の関係を実験結果から回帰的に求める。5 章では、2 章と 4 章をあわせて、载荷サイクルの残留せん断ひび割れ幅に対応するサイクルピーク時のせん断力を求め、その精度を検討する。

本章において二つの修正点を以下に示し、4 章に記載する式(12)、式(13)と合わせたものを以降篠原・林修正式と呼ぶ。修正点に関しては、3 章にてその根拠を示し、検討を行う。

- (1) 文献 7)に基づいて、せん断補強筋の伸び量が鉛直方向のせん断ひび割れ幅と等しいと仮定し、せん断補強筋ひずみ($\varepsilon_{psc(i)}$)をサイクルピーク時最大せん断ひび割れ幅($w_{p(i)}$)から求める (式(3))。
- (2) サイクルピーク時せん断すべり($\delta_{p(i)}$)とサイクルピーク時最大せん断ひび割れ幅($w_{p(i)}$)の関係式を、高強度せん断補強筋を用いた RC 梁 9 体(表—1)の実験結果に基づいて原式を修正する (式(10))。

$$V = V_T + V_a + V_i \quad (1)$$

$$V_T = p_w \cdot \varepsilon_{psc(i)} \cdot E_s \cdot b \cdot j \quad (2)$$

$$\varepsilon_{psc(i)} = \left(\frac{w_{p(i)} \cdot n}{\cos \theta} \cdot \frac{1}{1.5} \right) \cdot \frac{1}{l_{wv}} \text{ (篠原・林式に追加)} \quad (3)$$

$$V_a = V_{sc} \left(1 - \frac{p_w \cdot E_s \cdot (1 + \cot^2 \theta)}{v \sigma_B} \varepsilon_{psc(i)} \right) \quad (4)$$

$$V_{sc} = \varphi \left(\sqrt{\sigma_T^2 + \sigma_T \cdot \sigma_0} \right) b \cdot \frac{D}{\kappa} \quad (5)$$

$$V_i = (\tau \cdot \sin \theta + \sigma \cdot \cos \theta) \cdot b \cdot j \cdot \frac{1}{\sin \theta} \quad (6)$$

$$\tau = m \left(\frac{\delta_{p(i)}^2}{w_{p(i)}^2 + \delta_{p(i)}^2} \right) \quad (7)$$

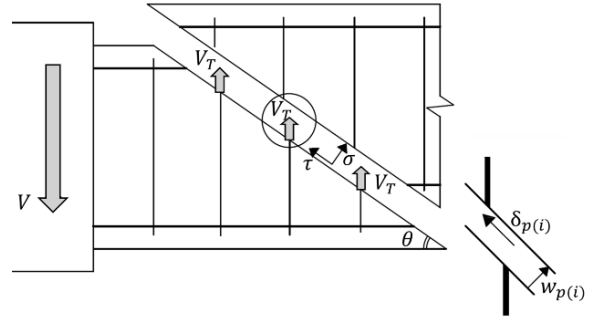
$$\sigma = -m \left(\frac{\pi}{2} - \tan^{-1} \left(\frac{w_{p(i)}}{\delta_{p(i)}} \right) - \frac{w_{p(i)} \delta_{p(i)}}{w_{p(i)}^2 + \delta_{p(i)}^2} \right) \quad (8)$$

$$m = 3.83 \sigma_B^{\frac{1}{3}} \quad (9)$$

$$\delta_{p(i)} = 0.40(w_{p(i)})^{1.34} \text{ (篠原・林式を修正)} \quad (10)$$

記号： p_w ：せん断補強筋比， $\varepsilon_{psc(i)}$ ：第 i 番目のサイクルピーク時せん断補強筋ひずみの計算値， E_s ：せん断補強筋のヤング係数， b ：梁幅， j ：有効せい， $w_{p(i)}$ ：第 i 番目のサイクルピーク時最大せん断ひび割れ幅， n ：せん断補強筋を跨るせん断ひび割れの本数， l_{wv} ：せん断補強筋の材軸直交方向における芯々間の長さ， θ ：材軸に対す

るせん断ひび割れ方向の角度， τ ：せん断ひび割れ面で伝達されるせん断応力， σ ：せん断ひび割れ面に対する直応力， $\delta_{p(i)}$ ：第 i 番目のサイクルピーク時せん断すべり， V_{sc} ：せん断ひび割れ強度， v ：コンクリート有効圧縮応力， σ_B ：コンクリート圧縮強度， φ ：耐力低減係数(= 0.51)， σ_T ：コンクリート引張強度(= $0.33\sqrt{\sigma_B}$ [MPa])， σ_0 ：作用軸応力， D ：梁せい， κ ：断面形状係数



図—1 セン断抵抗機構とせん断ひび割れ幅、せん断すべりの概略図(文献 5)に加筆修正)

3. セン断抵抗機構の検討

本章ではせん断力修正式の計算結果と、実験結果の比較を行う。なお、2 章に示す式は、主筋、せん断補強筋がどちらも弾性範囲内のデータを用いて検証する。鉄筋の降伏後には、式(2)や式(10)が成立しないためであり、鉄筋降伏後における式の検討は今後の課題とする。

3.1 試験体・計測概要

表—1 に検証に用いた RC 梁 9 体⁹⁾¹⁰⁾の試験体諸元を、図—2 に試験体断面図を示す。9 体とも高強度せん断補強筋を有し、破壊モードは、曲げ降伏先行型が 3 体、せん断破壊型が 6 体である。主な実験変数の範囲について以下に示す。

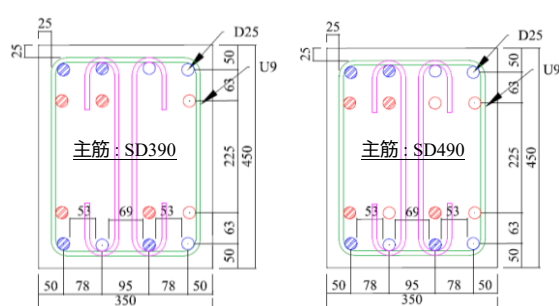
- セン断スパン比 $\frac{M}{QD}$ ：1.5～3.0
- コンクリート圧縮強度 σ_B ：22.7～31.8[MPa]
- セン断補強筋比 p_w ：0.20～1.20[%]
- セン断補強筋降伏強度 σ_{wy} ：788[MPa]と 1358[MPa]の 2 種類 (D10 は竹節，U9.0 は溝切り型の異形鉄筋)である。

全ての試験体で、図—3 に示す逆対称モーメントとなるよう正負交番繰返し载荷を行った。これ以降は、各部材角 2 サイクル目正载荷ピーク時のせん断力について検討を行う。検証に用いるひび割れ幅は、サイクルピーク時および除荷時の最大のせん断ひび割れ幅であり、そ

表—1 試験体諸元

No.	試験体名	梁幅 b [mm]	梁せい D [mm]	内法スパン L [mm]	せん断 スパン比 M/QD	コンクリート 圧縮強度 σ_B [Mpa]	せん断補強筋			主筋			破壊※ モード
							配筋	鉄筋比 p_w [%]	降伏強度 σ_{wy} [Mpa]	配筋	鉄筋比 p_t [%]	降伏強度 σ_{fy} [Mpa]	
1	NH25 ⁹⁾	350	450	2250	2.5	31.8	4-U9.0@125	0.59	1358	4+3-D25	2.75	408	F
2	NH30 ⁹⁾	350	450	2700	3.0	31	4-U9.0@125	0.59	1358	4+4-D25	3.14	530	F
3	CH25 ⁹⁾	350	450	2250	2.5	31.8	4-U9.0@125	0.59	1358	4+3-D25	2.75	408	F
4	B24-02-SS ¹⁰⁾	340	450	1350	1.5	23	2-D10@210	0.2	788	3+3-D25	2.43	646	S
5	B24-06-SS ¹⁰⁾	340	450	1350	1.5	22.7	2-D10@70	0.6	788	3+3-D25	2.43	646	S
6	B24-02-SL ¹⁰⁾	340	450	2250	2.5	24.6	2-D10@210	0.2	788	3+3-D25	2.43	646	S
7	B60-02-SS ¹⁰⁾	340	450	1350	1.5	47.2	2-D10@210	0.2	788	3+3-D25	2.43	646	S
8	B24-12-SS ¹⁰⁾	340	450	1350	1.5	23.6	3-D10@52.5	1.2	788	3+3-D25	2.43	646	S
9	B24-02-XS ¹⁰⁾	420	560	1680	1.5	24.1	2-D10@170	0.2	788	5+3-D25	2.02	646	S

※F：曲げ降伏先行型，S：せん断破壊型



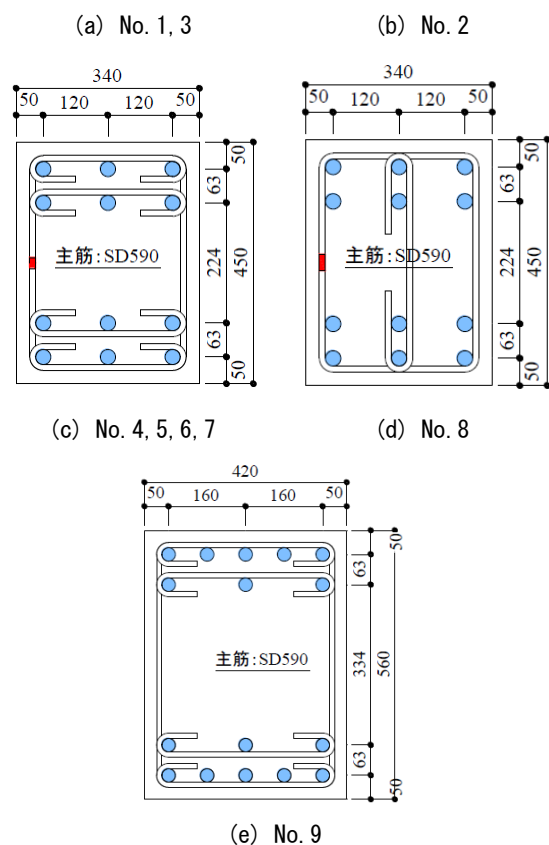
図—3 荷重システム

れぞれ $w_{p(i)}$ 、 $w_{0(i)}$ とする。また、 $w_{p(i)}$ 計測時に測定したひび割れに沿ったせん断すべり量を $\delta_{p(i)}$ と表す(図—1)。

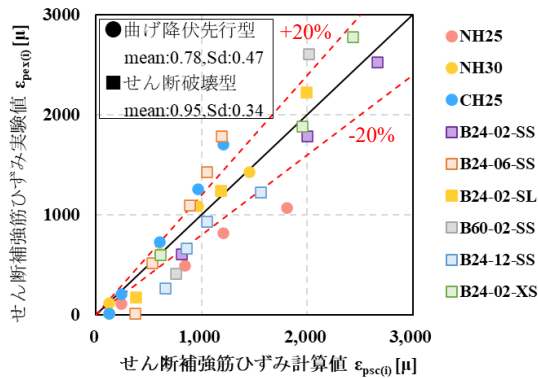
3.2 せん断補強筋ひずみに関する式(3)の検証

本節では2章の修正点(1) (式(3))について検証する。式(3)では、文献7)に基づき、せん断ひび割れ角度(θ)が 45° 、ひび割れ本数(n)が1本であると仮定する。実験では、ひび割れ角度は $35^\circ \sim 68^\circ$ 、対象となるような大きいひび割れは概ねどの試験体でも1, 2本程度であった。

図—4に各サイクルピーク時のせん断補強筋ひずみ実験値($\varepsilon_{pex(i)}$)と、式(3)を用いて実測した $w_{p(i)}$ から計算した値($\varepsilon_{psc(i)}$)の比較を示す。ここで、 $\varepsilon_{pex(i)}$ は主なせん断ひび割れが横切る全てのせん断補強筋のひずみ平均値を示す。図中では、 $\varepsilon_{pex(i)} / \varepsilon_{psc(i)}$ の平均値と標準偏差を示した。なお、曲げ降伏先行型とせん断破壊型ではせん断ひび割れ性状が異なることから、破壊モード別にこれらの値を示す。平均値は曲げ降伏先行型では0.78、せん断破壊型では0.95、標準偏差はそれぞれ0.47, 0.34となった。精度は必ずしも高いとは言えないが、式(2)、(4)の計算に式(3)を用いて議論を進める。



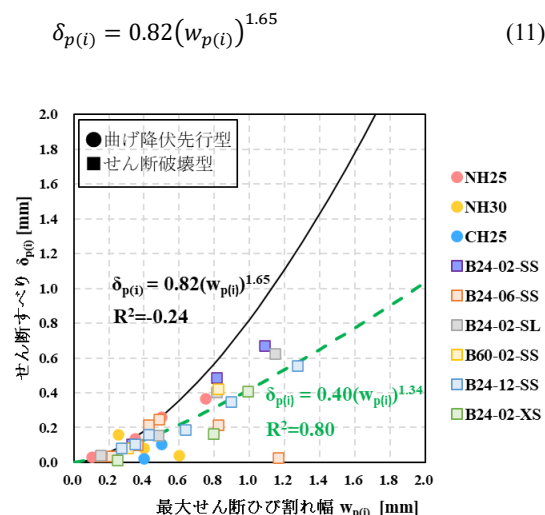
図—2 試験体断面図



図—4 セン断補強筋ひずみの実験値($\varepsilon_{pex(i)}$)と計算値($\varepsilon_{psc(i)}$)の比較

3.3 $\delta_{p(i)}$ と $w_{p(i)}$ の関係(式(10))の検証

本節では2章の修正点(2)について検証する。文献7)はサイクルピーク時最大せん断ひび割れ幅とせん断すべりの関係を式(11)で定義した。しかし、篠原・林7)は焼き入れを行った丸鋼をせん断補強筋に用いているのに対し、表—1の試験体では高強度異形鉄筋(溝切り型を含む)を用いている。図—5に示す通り、文献7)より提案された式(11)(図—5内実線)を表—1の実験結果に用いると、低い精度($R^2=0.24$, R^2 は決定係数)を示した。そこで、指数関数を用いて式を再定義したところ、2章に示す式(10)(図—5内点線)となった($R^2=0.80$)。せん断補強筋の付着性状が異なることが原因で、同程度のひび割れ幅が発生した際、高強度異形鉄筋を用いた方がせん断すべりが発生しにくいいため、式に違いが生じたと考えられる。

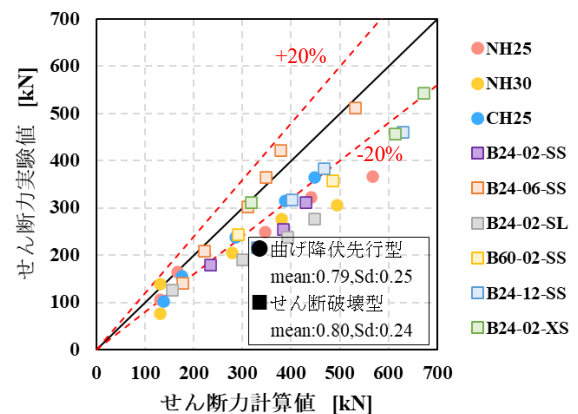


図—5 $\delta_{p(i)}$ — $w_{p(i)}$ 関係

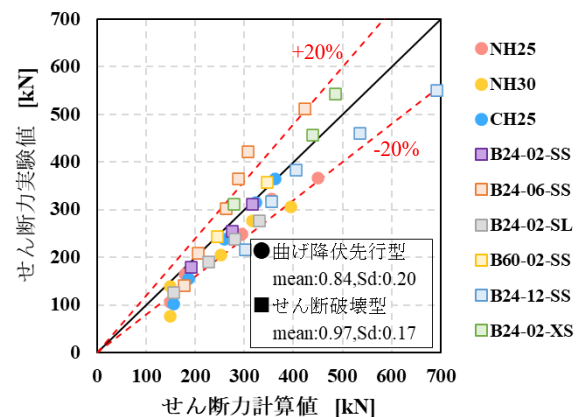
3.4 セン断力実験値とせん断力計算値(式(1))の検証

本節では、式(1)に示すせん断力について、各サイクルピーク時のせん断力実験値と計算値を比較する。図

—6に各サイクルピーク時のせん断力実験値と $w_{p(i)}$ を用いて求めた篠原・林修正式計算値との比較を示す。式(10)の計算において、図—6(a)には篠原・林5)が提案する式(11)を式(10)の代わりに用いた各サイクルピーク時せん断力計算値を、図—6(b)には修正後の式(10)を用いて求めた各サイクルピーク時せん断力計算値と実験値との比較を示す。図中では、実験値/計算値の平均値と標準偏差を破壊モード別に示した。図—6(a)と比較し、図—6(b)において予測精度の向上が見られた。骨材かみ合いによるせん断力(V_i)は、せん断ひび割れを介して伝達される力の軸方向直交成分である。せん断すべりと開きが発生しにくい高強度異形鉄筋の場合、 V_i は計算上小さくなり、図—6(a)の各点は、図—6(b)においてせん断力計算値が小さくなった。そのため、各点が左方向にシフトし、計算値が実験値に近づいたと考えられる。



(a) 文献5)に示す式(11)を用いた場合

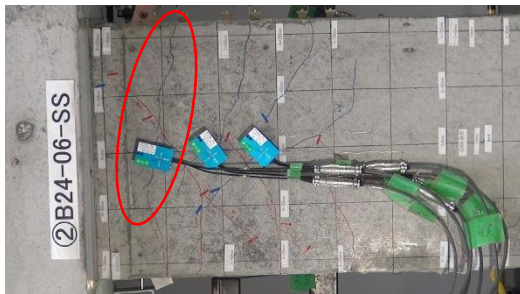


(b) 式(10)を用いた場合

図—6 各サイクルピーク時せん断力実験値と $w_{p(i)}$ を用いて求めたせん断力計算値の比較

また、図—6(b)において+20%を超える範囲にある試験体(B24-06-SS)については、せん断補強筋負担せん

断力(V_T)が過小評価されていることが原因であると考えられる。これは、せん断補強筋負担せん断力(V_T)における計算にて、 $w_{p(i)}$ の鉛直成分を鉄筋の伸び量と対応させて $\varepsilon_{psc(i)}$ を求めており、せん断ひび割れ角度が大きい場合には $\varepsilon_{psc(i)}$ も大きく算出されるためである。B24-06-SS では、幅が最大となるせん断ひび割れの角度は 68° (写真— 1)であった。計算には仮定値の 45° を用いて算出しているため、せん断力計算値が実際より小さくなったと考えられる。



写真— 1 B24-06-SS ひび割れ写真

4. 最大せん断ひび割れ幅 $w_{p(i)}$ と残留せん断ひび割れ幅 $w_{0(i)}$ の関係

ここでは表— 1 に示す試験体を用いて、破壊モード別に $w_{p(i)}$ と $w_{0(i)}$ の関係を実験結果から定義する。図— 7 に、 $w_{p(i)}$ と $w_{0(i)}$ の関係を示す。回帰分析の結果、破壊モード別に最も R^2 値(R^2 は決定係数)が大きい指数関数を用いた回帰曲線式(12), (13)を採用した。曲げ降伏先行型では $R^2=0.86$ 、せん断破壊型では $R^2=0.69$ となった。図— 7 (a)では高い精度を示したが、図— 7 (b)では、残留せん断ひび割れ幅 $w_{0(i)}$ が 0.2mm を超えると回帰曲線との誤差が大きくなった。実線で囲む 5 点については、除荷時とピーク時で異なるひび割れを対象としており、回帰曲線に対して下側に位置する傾向がみられた。一方、破線で囲む 8 点については、回帰曲線の上側に位置する傾向がみられたが、その理由は不明であり、今後の検討課題とする。

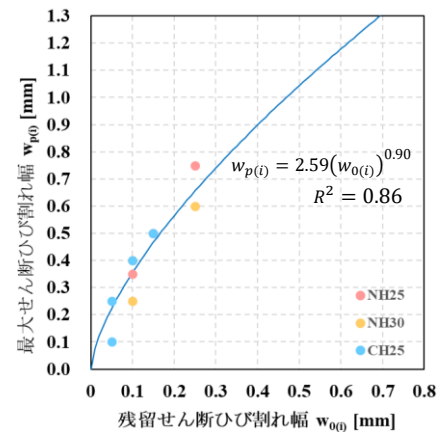
$$\cdot \text{曲げ降伏先行型} : w_{p(i)} = 2.59(w_{0(i)})^{0.90} \quad (12)$$

$$\cdot \text{せん断破壊型} : w_{p(i)} = 1.28(w_{0(i)})^{0.50} \quad (13)$$

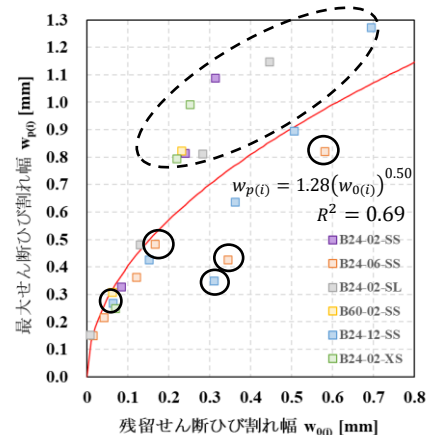
5. 残留せん断ひび割れ幅 $w_{0(i)}$ に対応するせん断力の実験値と計算値の比較

図— 8 に各サイクルピーク時のせん断力実験値と篠原・林修正式に式(12), (13)を用い、 $w_{0(i)}$ から計算したせん断力計算値との比較を示す。図中では、実験値/計算値の平均値と標準偏差を破壊モード別に示した。

図— 6 (b)と比較し、実験値/計算値の標準偏差は曲

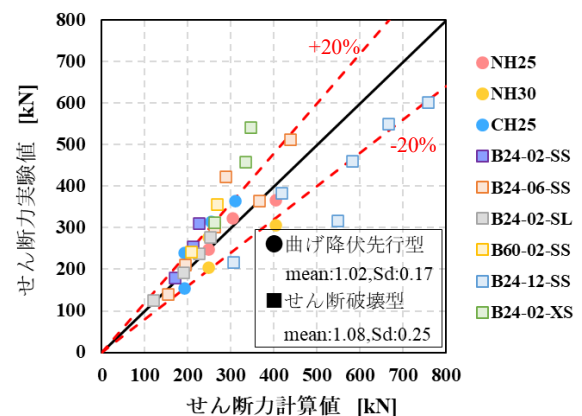


(a) 曲げ降伏先行型試験体



(b) せん断破壊型試験体

図— 7 $w_{p(i)}$ と $w_{0(i)}$ の関係



図— 8 実験での各サイクルピーク時のせん断力と $w_{0(i)}$ を用いて求めたせん断力計算値の比較

げ降伏先行型では小さく、せん断破壊型では大きくなった。実験値/計算値の平均値については、破壊モードによらず、概ね 1.00 程度であり、 $w_{p(i)}$ から算出した結果と同様の精度を示した。図— 8 には三つのせん断抵抗機構(V_T , V_a , V_i)(図— 4, 5, 6)と $w_{p(i)}$ と $w_{0(i)}$ の関係(図— 7)が総合的に影響している。同図では、3 つのデ

ータが-20%を下回り、これは3章・4章に示す複合的な要因のためである。せん断破壊型の試験体では、曲げ降伏先行型の試験体と比べて $w_{p(i)}$ と $w_{0(i)}$ の関係式(図—7(b))にて R^2 が0.69と小さいことから、図—6(b)と比較して標準偏差が増加した。一方で曲げ降伏先行型の試験体では比較的高い精度を示した。

以上の結果は3.1節に示す実験変数の範囲内において適用できる。 $w_{0(i)}$ のみの関数としてこれに対応するせん断力を算出することにより、残留せん断ひび割れ幅を用いた損傷の予測が可能となった。

6. 結論

高強度せん断補強筋を有するRC梁9体の試験体を用いて、 $w_{0(i)}$ とこれに対応するせん断力の関係について検討を行い以下の知見を得た。なお、鉄筋はすべて弾性範囲内であることが条件である。

- ピーク時の最大せん断ひび割れ幅とせん断補強筋ひずみを変数にもつ篠原・林式を、 $w_{p(i)}$ のみの関数となるよう修正し、サイクルピーク時のせん断力を求める式を提案した。
- 破壊モード別に $w_{p(i)}$ と $w_{0(i)}$ の関係を定義した。
- 式(1)~(10)及び式(12), (13)に示す篠原・林修正式より、任意の $w_{0(i)}$ に対応するせん断力を曲げ降伏先行型では平均1.02、標準偏差0.17、せん断破壊型では平均1.08、標準偏差0.25の精度で求めることができた。このことから、3.1節に示す実験変数の範囲内において、残留せん断ひび割れ幅を用いた損傷の予測が可能となった。

今後は $w_{p(i)}$ と $w_{0(i)}$ の関係の向上や図—8で+20%を上回る試験体についても検討を行い、予測の精度を高める必要があると考える。

謝辞

本研究を進めるにあたり、高周波熱錬株式会社、株式会社長谷工コーポレーションおよび株式会社構造物LT開発に貴重な助言をいただきました。厚くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 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性能, 日本コンクリート工学会年次論文集, pp.715-720, Vol.38, No.2, 2016

- 2) 池沼良章, 中出順友, 磯雅人他: 785N/mm²級せん断補強筋を用いたRC造梁部材の損傷評価に関する研究(その1~2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.147-150, 2013
- 3) 遠藤千尋, 足立将人: 高強度せん断補強筋を用いたRC造梁におけるせん断補強筋配置形式がせん断ひび割れ幅に及ぼす影響(その1~2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.77-80, 2017
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2018
- 5) 篠原保二, 林静雄: 鉄筋コンクリート柱の損傷過程におけるせん断伝達メカニズムに及ぼす軸力の影響, 日本建築学会構造系論文集, 第74巻, 第639号, pp.897-905, 2009
- 6) 李宝禄, 前川宏一: 接触面密度関数に基づくコンクリートひび割れ面の応力伝達構成式, コンクリート工学, Vol.26, No.1, 1988.1
- 7) 中村陽介, 長江拓也, 香取慶一, 林静雄: 鉄筋コンクリート柱の損傷過程におけるせん断ひび割れ挙動および評価法に関する研究, 日本コンクリート工学会年次論文集, pp.211-216, 27-2, 2005
- 8) 河南孝典, 磯雅人, 丸田誠, 越路正人: SD490のせん断補強筋を用いたRC梁部材のせん断ひび割れ挙動, 日本コンクリート工学会年次論文集, pp.145-150, 36-2, 2014
- 9) 岡崎奏大, 菱川善就, 河野進, 中野洋之: 1275MPa級のせん断補強筋を有するRC梁部材の構造性能に関する実験的研究, 日本コンクリート工学会年次論文集, pp.331-336, Vol.46, No.2, 2024
- 10) Rinaldi, Obara, Kono, Mukai: Relation between shear crack width and shear drift component in RC beams with high strength transverse reinforcement, 日本建築学会大会学術講演梗概集梗概集, pp.223-224, 2018
- 11) ハッサン, ホイセン・モクタル, 上田多門, 玉井真一, 岡村甫: せん断補強筋のタイプの異なる鉄筋コンクリートはりの疲労試験, 日本コンクリート工学会年次論文集, pp.529-532, 1985