

「連載」高強度・太径鉄筋を用いた配筋設計施工の品質保証 第⑥回

新開発の高強度せん断補強筋

益尾 潔 ●一般社団法人建築構造技術支援機構 代表理事

高強度せん断補強筋開発の推移

RC 柱、梁の高密度配筋軽減の目的より、1980 年頃から順次、以下の高強度せん断補強筋が開発されている。

- 1) 高周波熱錬(株)：1275N/mm²級ウルボン
- 2) JFE テクノワイヤ(株)：1275N/mm²級リバーボン 1275
- 3) JFE テクノワイヤ(株)：785N/mm²級リバーボン 785
- 4) 神戸製鋼所(株)、住友金属(株)、住友電気工業(株)：
785N/mm²級 KSS785
- 5) 北越メタル(株)：685N/mm²級 UHY フープ
- 6) 東京鉄鋼(株)：785N/mm²級パワーリング 785
- 7) 岸和田金属(株)、岸和田製鋼(株)：スーパーフープ¹⁾
- 8) (株)向山工場：MK H00P 785
- 9) 昭和産業グループ、大谷製鉄(株)：OT685 フープ²⁾

近年、電炉鉄筋メーカーや鉄筋加工メーカーによる高強度せん断補強筋の開発機運が高まっている。7)～9)は技術基準解説書³⁾の発刊後の2012年～2013年に第三者機関の技術評価を取得し、その他は同発刊前に技術評価を取得している。ただし、1)と6)は同発刊以降に技術評価を更新している。

技術基準解説書発刊以降に技術評価を取得または更新している高強度せん断補強筋は、2010年版 RC 計算規準⁴⁾で新たに定義された損傷制御短期許容せん断力が設計指針に取り入れられている。この場合、短期設計用せん断力を割増さなくてもよいことが特長である。

当機構では、7)と9)の高強度せん断補強筋の技術開発支援を行った。これらの開発支援では、主として、筆者がこれまでに携わった柱、梁 175 本の実験を基に、それぞれの設計指針が作成されている。本稿では、最新の OT685 フープ設計施工指針の特筆すべき規定とその背景について紹介する。

OT685 フープ設計施工指針の基本事項

(1) 設計の基本

本指針では、下記のように、許容応力度設計と終局強度設計を行うことを基本としている。

- 1) 許容応力度設計は、RC 計算規準⁴⁾に準拠する。
- 2) 終局強度設計は、荒川 mean 式または修正塑性式による。

荒川 mean 式は技術基準解説書³⁾に示されたせん断耐力算定式である。修正塑性式は、従来、685N/mm²級や 785N/mm²級高強度せん断補強筋で多用されている算定式と同じであり、設計者の便を考慮して選定されている。

(2) 適用範囲

- 1) コンクリートの設計基準強度 F_c の適用範囲は 21N/mm²以上 60N/mm²以下である。
- 2) 横補強筋比(せん断補強筋比とも言う) p_w の適用範囲は、梁実験(83 体)、柱実験(92 体)を基に、許容応力度設計および終局強度設計に係わらず、0.2%以上とし、上限は下式で規定される。

$$p_w \leq (1.2\%) \times (F_c/27)、かつ、p_w \leq 1.2\% \quad (1)$$

ただし、長期荷重時は、 $p_w \leq 0.6\%$ とする。

許容応力度設計

(1) 概要

短期許容応力度設計では、RC 計算規準と同様、梁、柱ともに、損傷制御と地震時安全性の検討を行う。ただし、終局強度設計を行う場合、地震時安全性の検討は省略できる。

(2) 梁の短期許容せん断力

梁の損傷制御短期許容せん断力は、OT685 フープ実験と既往実験⁵⁾を基に、RC 計算規準式に準じ、梁横補強筋の補正係数 β_c を考慮した式(2)で算定する。ただし、 $L/D < 3$ の場合、実験が行われていないので、 $\beta_c = 2/3$ とした。L は内法スパン長、D は梁せいを示す。

$$Q_{As} = b \cdot j \cdot \{ \beta_c \cdot \alpha \cdot f_s + 0.5 w_{ft} \cdot (p_w - 0.001) \} \quad (2)$$

$$\beta_c = 1 - (100 p_w - 0.2) / 3 \quad (3)$$

ここに、 α ：せん断スパン比(M/Qd)による割増し係数

f_s ：コンクリートの短期許容せん断応力度

w_{ft} ：せん断補強用の短期許容引張応力度

β_c ：梁横補強筋の補正係数

β_c は、図 1(a)に示すように、 $p_w = 0.2\%$ 時 $\beta_c = 1$ 、 $p_w = 1.2\%$ 時 $\beta_c = 2/3$ とし、 $0.2\% < p_w < 1.2\%$ 時の β_c は直線補間して求められる。

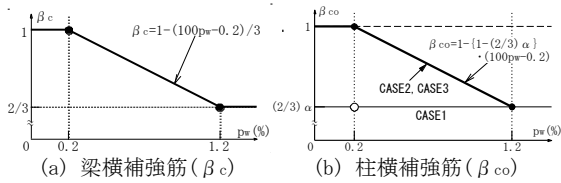


図1 横補強筋の補正係数

既往実験⁵⁾によると、RC計算規準⁴⁾による損傷制御短期許容せん断力は、横補強筋比 p_w が小さい時、横補強筋の存在に係わらず、コンクリートひび割れ発生荷重の影響を強く受ける。これらの点を考慮し、OT685 フープ実験と SD295～1275N/mm² 級横補強筋の既往実験⁵⁾に対し、下記の3CASEの損傷制御短期許容せん断力 Q_{ASi} ($i=1\sim3$) について検討した。下記の ($p_w=0.002$) および ($p_w=0.001$) は、式(2)の右辺 { } 内の第2項に対応する。

$$\text{CASE1 (} Q_{AS1} \text{)} : \beta_c = 2/3, \quad (p_w=0.002)$$

$$\text{CASE2 (} Q_{AS2} \text{)} : \beta_c = \text{式(3)}, \quad (p_w=0.002)$$

$$\text{CASE3 (} Q_{AS3} \text{)} : \beta_c = \text{式(3)}, \quad (p_w=0.001)$$

その結果、図2に示すように、SD295～785N/mm² 級横補強筋鋼種、横補強筋比 p_w に係わらず、損傷制御短期許容せん断力 (Q_{AS3}) 経験後の最大残留せん断ひび割れ幅 (w_{sr})_{AS3} は 0.1mm 程度であり、RC計算規準による残留ひび割れ幅制限値 0.3mm の 1/3 倍程度であることが確認された。

	本実験 (OT685)		梁既往実験				
	Fc30	Fc60	横補強筋	σ_B	横補強筋	σ_B	
6リブ千鳥	◇	◆	▲	SD295	33	○	785N/mm ² 30～32
4リブ千鳥	▽	▼	■	SD490	34～35	●	785N/mm ² 66～71

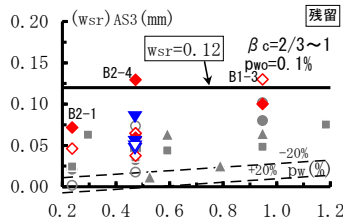


図2 CASE3(本設計指針)の (w_{sr})_{AS3} - p_w 関係

(3) 柱の短期許容せん断力

柱の損傷制御短期許容せん断力は、梁と同様、柱横補強筋の補正係数 β_{co} を考慮した式(4)で算定する。ただし $h_o/D < 2.5$ の場合、 $\beta_{co} = (2/3)\alpha$ とした。 h_o は内法高さ、 D は柱せいを示す。

$$Q_{AS} = b \cdot j \cdot \{ \beta_{co} \cdot f_s + 0.5w_f t \cdot (p_w - 0.001) \} \quad (4)$$

$$\beta_{co} = 1 - \{ 1 - (2/3)\alpha \} \cdot (100p_w - 0.2) \quad (5)$$

β_{co} は、図1(b)に示すように、 $p_w=0.2\%$ 時 $\beta_{co}=1$ 、 $p_w=1.2\%$ 時 $\beta_{co}=(2/3)\alpha$ とし、 $0.2\% < p_w < 1.2\%$ 時の β_{co} は直線補間して求められる。

今回、式(4)の妥当性を確認するために、軸力比 σ_o/σ_B が低い(0, 0.15)の柱実験(10体)を行った。 σ_o は軸応力度、

σ_B はコンクリートの実圧縮強度を示す。

検討結果によると、軸力比 0 柱試験体の損傷制御短期許容せん断力 (Q_{AS3}) 経験後の最大残留せん断ひび割れ幅 (w_{sr})_{AS3} は、図2の梁の上限値(0.12mm)を超えず、軸力比 0.15 柱試験体の (w_{sr})_{AS3} は梁試験体よりも明らかに小さい。

これらより、損傷制御短期許容せん断力 Q_{AS} は、梁では式(2)、柱では式(4)で算定することとしている。

終局強度設計

(1) 概要

本指針では、梁、柱のせん断終局耐力および曲げ降伏後の変形性能について、SD295～1275N/mm² 級横補強筋の実験を基に、荒川 mean 式と修正塑性式による終局強度設計の設計条件として、基本条件と特別条件が定められている。

(2) 荒川 mean 式および修正塑性式

荒川 mean 式は、1971年版 RC計算規準⁴⁾から、梁、柱の短期許容せん断力の算定式の基になっており、また技術基準解説書³⁾でも採用されているので、我国の建築構造設計者に馴染みのあるせん断耐力式である。

修正塑性式は、塑性理論によるせん断耐力 Q_{su} と付着割裂耐力 Q_{bu} の小さい方としたせん断耐力式である。 Q_{su} の算定式は終局強度型設計指針式⁶⁾を修正した算定式であり、付着割裂耐力 Q_{bu} の算定式は、藤井・森田⁷⁾の付着割裂強度の算定式に、角ら提案⁸⁾の付着割裂強度に対する中子筋の効果を考慮して導出されている。

(3) 基本条件

荒川 mean 式、修正塑性式ともに、基本条件は、技術基準解説書³⁾と同様、下式によっている。

(梁の場合)

$$\text{両端ヒンジ部材} : Q_{su} \geq Q_L + \alpha_f \cdot Q_M$$

$$\text{上記以外の部材} : Q_{su} \geq Q_L + \alpha_s \cdot Q_M \quad (6)$$

(柱の場合)

$$\text{両端ヒンジ部材} : Q_{su} \geq \alpha_f \cdot Q_M$$

$$\text{上記以外の部材} : Q_{su} \geq \alpha_s \cdot Q_M \quad (7)$$

Q_{su} : 梁および柱のせん断終局耐力

Q_L : 長期荷重による鉛直せん断力

Q_M : D_s 算定時の作用せん断力

α_f : 変形性能確保のための割増し係数

α_s : せん断耐力確保のための割増し係数

表1に示すように、実験を基に、荒川 mean 式の α_f 、 α_s は技術基準解説書と同じ値とし、修正塑性式の α_f 、 α_s は、それぞれ荒川 mean 式の値の (1/1.1) 倍としている。

表1 荒川 mean 式、修正塑性式の α_f および α_s

	梁		柱	
	両端ヒンジ	それ以外	両端ヒンジ	それ以外
荒川 mean 式	1.1	1.2	1.1	1.25
修正塑性式	1.0	1.2/1.1	1.0	1.25/1.1

(注) 両端ヒンジは両端ヒンジ部材、それ以外はそれ以外の部材を指す。

(4) 荒川 mean 式および修正塑性式の検証結果

(a) 変形性能確保のための割増し係数 α_f

梁変形性能の検証結果を図3に示す。同図中、 $(R_u)_{test}$ は耐力が最大耐力の80%に低下した時の限界部材角実験値、 Q_{su} は荒川 mean 式および修正塑性式のせん断終局耐力、 Q_{fu} は平面保持仮定による曲げ終局耐力である。

同図によると、荒川 mean 式の場合 $\alpha_f \geq 1.1$ 、修正塑性式の場合 $\alpha_f \geq 1.0$ とすれば、限界部材角実験値 $(R_u)_{test}$ は靱性保証型指針⁹⁾に示された梁の終局限界時部材角目安値(1/50)の2倍(1/25)以上になる。同図に示すように、 α_f は横軸のせん断余裕度 Q_{su}/Q_{fu} と同じ意味である。

ただし、内法スパン長と梁せいの比 L/D が6を超える場合、 $\alpha_f \geq 1.1$ または 1.0 でも、材端部ヒンジ領域でのせん断破壊防止の観点より、材端部ヒンジ領域の横補強筋は中子筋併用の溶接閉鎖型とすることが望ましいとした。

(注) 図3~図6の凡例は図2と同じ。

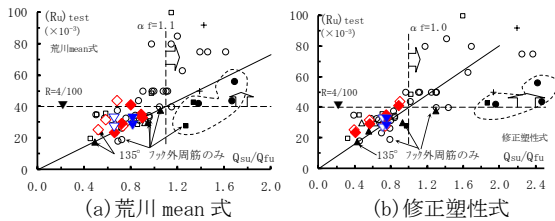


図3 梁変形性能の検証結果

軸力比 $\sigma_o/\sigma_B \leq 0.35$ の柱変形性能の検証結果を図4に示す。同図によると、梁と同様、荒川 mean 式の場合 $\alpha_f \geq 1.1$ 、修正塑性式の場合 $\alpha_f \geq 1.0$ とすれば、限界部材角実験値 $(R_u)_{test}$ は柱の終局限界時部材角目安値(1/67)⁹⁾の1.5倍(2.25/100)以上になる。

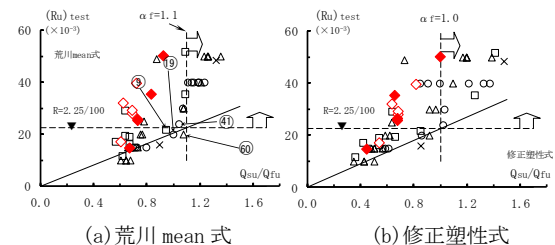


図4 $\sigma_o/\sigma_B \leq 0.35$ の柱変形性能の検証結果

(b) せん断耐力確保のための割増し係数 α_s

梁せん断終局耐力の検証結果を図5に示す。同図中、 Q_{max} は最大耐力実験値であり、 $Q_{su}/Q_{fu} < 1.0$ のせん断破壊型試験体の耐力安全率 Q_{max}/Q_{su} の回帰勾配を示した。 Q_{su}/Q_{fu} は

せん断余裕度であり、回帰勾配とは回帰式 $(Y=m \cdot X)$ の勾配 m を指す。同図中の回帰勾配は、SD295~1275N/mm² 級横補強筋を用いた全試験体について求めた値である。

同図によると、荒川 mean 式、修正塑性式ともに、各試験体の最大耐力実験値 Q_{max} はすべてせん断終局耐力計算値よりも大きい。また、修正塑性式の場合回帰勾配の値(1.37)は、荒川 mean 式の値(1.28)の1.1倍程度である。

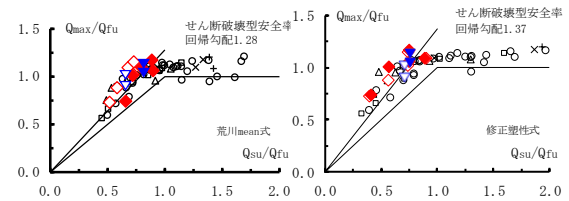


図5 梁せん断終局耐力の検証結果

柱せん断終局耐力の検証結果を図6に示す。同図(a)の荒川 mean 式の場合、1275N/mm² 級横補強筋を用いた軸力比 0.5 の試験体を除き、最大耐力実験値 Q_{max} はすべてせん断終局耐力計算値よりも大きく、 Q_{max}/Q_{su} のばらつきは、同図(b)の修正塑性式の場合よりも小さい。これは、荒川 mean 式の場合、せん断耐力式の中に軸応力度の効果 $(0.1 \sigma_o)$ を考慮しているためである。

同図(b)の修正塑性式の場合、横補強筋鋼種に係わらず、各試験体の最大耐力実験値 Q_{max} はすべてせん断終局耐力計算値よりも大きい。ただし、前述のように、OT685 フープを用いた試験体の軸力比 σ_o/σ_B は 0 と 0.15 であり、既往実験の場合(0.25~0.6 程度)よりも低いため、耐力安全率 Q_{max}/Q_{su} のばらつきは、荒川 mean 式の場合よりも大きい。修正塑性式の場合回帰勾配の値(1.36)は、荒川 mean 式の値(1.23)の1.1倍程度である。

これらの点を考慮し、梁、柱ともに、修正塑性式によるせん断耐力確保のための割増し係数 α_s は、荒川 mean 式の値の(1/1.1)倍とした。

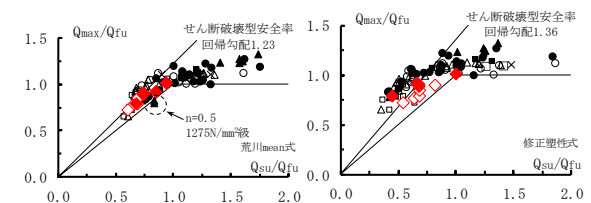


図6 柱せん断終局耐力の検証結果

(5) 特別条件

(a) 基本事項

両端ヒンジ部材を想定した柱は、荒川 mean 式、修正塑性式ともに、割増し係数 α_f を 1.0 とし、 $0 \leq \sigma_o/F_c \leq 0.6, M/Q_{fu}D$

≥ 1.75 、 $p_t \leq 1.0\%$ 、 $\tau_u/F_c \leq 0.125$ の場合、設計限界部材角 R_u が式(8)を満足するように、横補強筋を配置すれば、保証回転角 R_p に応じて、降伏ヒンジ部材またはそれ以外の部材としてもよい。

F_c はコンクリートの設計基準強度、 D は柱せい、 p_t は引張鉄筋比、 τ_u は平均せん断応力度を示す。 M/QM は、図7の崩壊機構を想定した D_s 算定時の最大曲げモーメントと最大せん断力の比である。

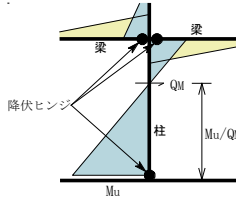


図7 想定崩壊機構

$$R_u \geq R_p \cdot \phi_s \quad (8)$$

ϕ_s : 保証回転角に対する安全率 ($\phi_s \geq 1.5$ とする。)

保証回転角 R_p は、表2の値と D_s 算定時の材端位置回転角の大きい方の値以上とした。また、軸力比 σ_o/F_c が0.35を超える場合、横補強筋は中子筋併用とするとした。

表2 保証回転角 R_p

	降伏ヒンジ以外の部材	降伏ヒンジ部材
梁	1/75	1/50
柱	1/100	1/67

保証回転角 R_p は、降伏ヒンジ部材では、靱性保証型設計指針⁹⁾に示された終局限界状態での部材角の目安値(梁 1/50、柱 1/67)と同じとし、それ以外の部材では、潜在ヒンジ柱(1/100)と降伏ヒンジ柱(1/67)の部材角の目安値の比(2/3)を降伏ヒンジ部材の値に乘じた値としている。

(b) 設計限界部材角 R_u

設計限界部材角 R_u は、文献10)の提案式を基に算定することとしている。同式は、ヒンジ領域のコアコンクリートの圧縮靱性を考慮した限界曲率を用いて導出されている。文献10)では、図8のように、材端部1D(D:柱せい)の区間で測定した変位量

を用いて材端部・圧縮鉄筋位置のひずみ ϵ_c を求め、限界部材角 R_{80} 時ひずみをコアコンクリートの限界圧縮ひずみ実験値 $(\epsilon_{cu})_{test}$ としている。

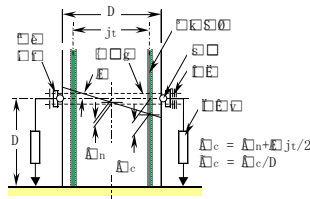


図8 材端部変位量の定義

検討対象柱試験体の $(\epsilon_{cu})_{test}$ を図9に示す。図中、 $\Delta S_c = S_c - 1$ 、 S_c は横補強筋の拘束効果を表す係数であり、 $(\epsilon_{cu})_{test}$ の下限はプレーンコンクリートの限界ひずみ ($\epsilon_{pu} = 4 \times 10^{-3}$) を用いて求めた場合と概ね一致する。

$(\epsilon_{cu})_{test}$ の下限式を用いて算定した限界部材角計算値 $(R_u)_{cal}$ と実験値 $(R_u)_{test}$ の関係を図10に示す。これによると、柱高さ比 $h_o/D = 2.0$ の1体を除き、 $(R_u)_{test}$ は $(R_u)_{cal}$ の

概ね1~2倍となり、 $(R_u)_{cal}$ は安全側に評価される。

柱既往実験	注) $n = N / (\alpha B b D)$			
	SD345	SD490	785N/mm ² 級	1275N/mm ² 級
$n \leq 0.35$	×	□	○	△
$n > 0.35$	なし	■	●	▲

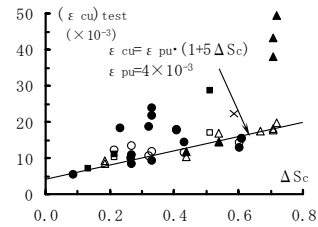


図9 $(\epsilon_{cu})_{test} - \Delta S_c$ 関係

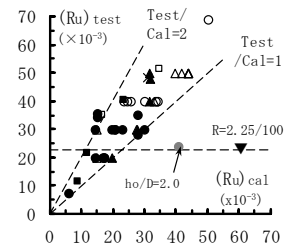


図10 $(R_u)_{test} - (R_u)_{cal}$ 関係

あとがき

本稿で紹介した 685N/mm² 級高強度せん断補強筋の設計施工指針の要点を以下に示す。

- 1) 短期許容応力度設計では、梁、柱の横補強筋の補正係数を考慮することによって、高い損傷制御短期許容せん断力を算定できる。
- 2) 終局強度設計は、荒川mean式または修正塑性式によることができる。また、両式ともに、設計条件として基本条件と特別条件が定められている。
- 3) 終局強度設計で用いる修正塑性式は、従来、685N/mm² 級や 785N/mm² 級高強度せん断補強筋で多用されている算定式と同じであり、設計者の利便性を考慮して選定されている。
- 4) 特別条件の場合、軸力比 σ_o/F_c が0.6以下までの柱の靱性を保証した設計が可能となる。

【参考文献】

- 1) 岸和田金属(株)、岸和田製鋼(株)：スーパーフープ(改定)、建築技術性能証明評価概要報告書((財)日本建築総合試験所)、2011年9月27日
- 2) 昭和産業グループ(代表会社 (株)昭和産業)、大谷製鉄(株)：OT685 フープ、建築技術性能証明評価概要報告書((一財)日本建築総合試験所)、2013年1月22日
- 3) 国土交通省住宅局監修：2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書、2007
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、2010

- 5) 市岡有香子、田川浩之、足立将人、益尾潔：SD295～785N/mm² 級横補強筋を用いた RC 梁の残留せん断ひび割れ幅制限値に基づく短期許容せん断力、日本建築学会構造系論文集、Vol. 76、No. 662、pp. 821-828、2011. 4
- 6) 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
- 7) 藤井栄、森田司郎：異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究—第 2 報—付着割裂強度算定式の提案—、日本建築学会論文報告集、No. 324、pp. 45-53、1983. 2
- 8) 角徹三、張建東、飯塚真一、山田守：高強度コンクリートレベルをも包含する RC 部材の付着割裂強度算定式の提案、コンクリート工学論文集、第 3 巻第 1 号、pp. 97-108、1992. 1
- 9) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説、1999
- 10) 益尾潔：曲げ降伏先行型鉄筋コンクリート柱の限界部材角の評価、日本建築学会構造系論文報告集、第 447 号、pp. 119-128、1993. 5