

曲げ・せん断破壊遷移鉄筋量を考慮したRCはりの合理的設計法に関する研究

日大生産工(院) ○高野真希子 日大生産工 木田哲量 日大生産工 加藤清志
日大生産工 阿部 忠 浅野工専 加藤直樹

1. はじめに

せん断強度は曲げ、引張、付着強度とならぶ重要なコンクリートの基本特性値であるという視点から、汎用性のあるせん断強度推定式を提案し、曲げ・せん断破壊を支配する鉄筋量の算定に関する研究を行っている。これまでは、従来の試験法を改善したモードⅡ型一面せん断試験方法によりせん断強度推定式を提案した¹⁾。また、寸法効果の影響を考慮した断面積比の異なる供試体を用いた実験により、曲げ・せん断破壊を支配する鉄筋量を特定し、寸法効果に関しても断面積比により放物線的な強度低下を示し、せん断強度も寸法効果の影響を受ける組織敏感な物理量であることを明らかにした²⁾。さらに、せん断強度に関し、実橋により検証した結果、鉄筋の曲げ上げ近傍の応力集中による破壊が実験的にも危惧されるため、鉄筋を曲げ上げせず延伸定着し、せん断強度に関してはスターラップのみで対処するという新たな配筋方法を提案した³⁾。一方、主鉄筋量が限界値を超えると引張破壊が生じることが明らかとなった。そこで本研究では、引張破壊に抵抗する鉄筋量を算出し、その配筋方法を求めることとする。

2. せん断強度推定式および遷移鉄筋量の算定

2.1 せん断強度推定式の算定

著者らによってすでに得られた単純一面せん断試験法のデータを踏まえ、従来のスリット入り供試体を使用したせん断試験法を改善すべく、高強度コンクリートにも適用できるモードⅡ型一面せん断試験法を開発した。かくして、図1に示すように、圧縮強度が20～120N/mm²にわたり、従来のバイリニア型を一元的なパラボラ相関式で表現できることを実験によって明らかにした。この絶対的せん断強度式を式(1)に示す。

$$f_{sk} = 0.54f_{ck}^{2/3} \quad (1)$$

2.2 遷移鉄筋量の算定

せん断強度特性値も他の強度と同様に寸法効果を受けることを明らかにするために、断面積比 $\xi = A/A_0$ ($A_0 = 100 \times 100\text{mm}$) の角柱供試体を基

準)1倍(100×100×400)、2倍(141×141×600)、2.25倍(150×150×530)、3倍(173×173×700)、4倍(200×200×800)、5倍(224×224×900)のせん断補強筋を有しないRCはりを用いて、その破壊性状から断面積比、鉄筋比、強度の相関性を検証した。破壊モードの一例を図2に示す。この破壊モードは2D13の鉄筋を配置した場合であり、鉄筋量が多くなるにつれて曲げ・せん断複合破壊が顕著となって表れている。破壊モードよりせん断破壊と曲げ破壊とを区別する鉄筋量、すなわち曲げ・せん断破

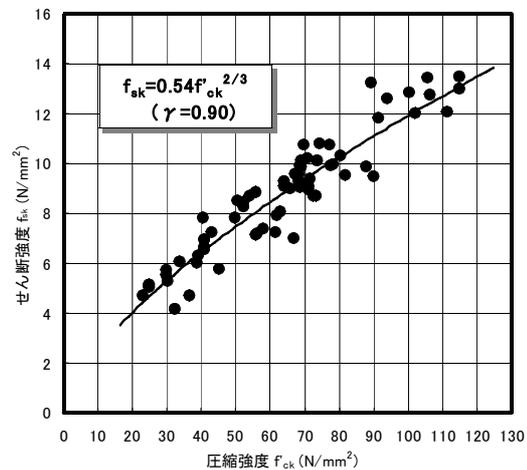


図1 圧縮強度とせん断強度との関係

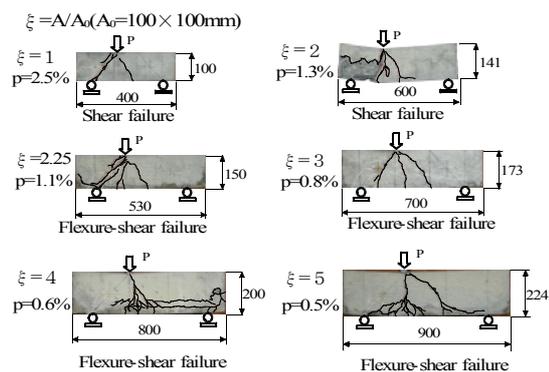


図2 RC破壊モードの一例

RATIONAL DESIGN METHOD OF RC BEAM CONSIDERING FLEXURE-SHEAR TRANSITION STEEL RATIO

by

Makiko TAKANO, Tetsukazu KIDA, Kiyoshi KATO,
Tadashi ABE and Naoki KATO

壊遷移鉄筋量を実験的に確認し、限界状態設計法およびひび割れモーメント法により理論的に解析した。限界状態設計法による理論曲げ・せん断破壊遷移鉄筋量算出方法を次に示す。

45°作用線載荷面の理論曲げ・せん断破壊遷移鉄筋量は45°作用線載荷断面の抵抗曲げモーメントとせん断力による曲げモーメントの平衡条件より次のようになる⁴⁾。

$$\text{曲げ耐力式: } \overline{M}_u = b_w d^2 f_{yd} \rho \left(1 - \overline{m}/2\right)$$

せん断力による曲げモーメント式:

$$sM_u = 0.54ab_w h f_{ck}^{2/3}$$

ここで、 b_w : 断面幅、 d : 有効高さ、 f_{yd} : 鉄筋の設計降伏強度、 a : せん断スパン、 h : 断面高さ、 \overline{m} : 強度比 $\{f_d/(0.85f_u) \cong f_d/(0.85f_c)\}$

よって、次の平衡条件より理論曲げ・せん断破壊遷移鉄筋量は式(2)となる。

$$\begin{aligned} \overline{M}_u &\equiv_s M_u \\ p_c &= \left(\frac{\overline{m}}{1-\overline{m}}\right) \left(1 - \sqrt{1 - 4\left(\frac{\overline{m}}{1-\overline{m}}\right) \times (0.635ah) / (d^2 \sqrt{f_c})}\right) \\ &= \left(\frac{\overline{m}}{1-\overline{m}}\right) \left(1 - \sqrt{1 - (1.270ah) / (d^2 \sqrt{f_c})}\right) \\ &= \left(\frac{\overline{m}}{1-\overline{m}}\right) (1 - \sqrt{1 - \lambda}) \end{aligned} \quad (2)$$

したがって、式(2)による理論曲げ・せん断破壊遷移鉄筋量(p_c)より主鉄筋量が多くなるとせん断破壊が先行し、少なくなると曲げ破壊が支配的となることを示した。さらに、断面寸法の影響を厳密に算出するために、ひび割れ開始モーメントで扱うこととし、Bazantのせん断耐力式⁵⁾による曲げモーメントとひび割れモーメント⁴⁾の関係より鉄筋量を検討する方法も示した。

3. 引張応力に対する検討

せん断強度式や遷移鉄筋量で求めたように、コンクリートのせん断耐力はかなり大きな強度を有することが確認できた。一方、鉄筋量が適量を超える場合、斜め引張破壊が生じることが判明している。したがって、引張強度について検討する必要がある。引張強度は式(3)で与えられている⁶⁾。

$$\text{引張強度: } f_{tk} = 0.23f_{ck}^{2/3} \quad (3)$$

本研究で求めたせん断強度式(1)と比較すると引張強度より約2倍もせん断強度が大きいことがわかる。このような事実からも最弱な強度特性値、引張強度で検討する必要がある。

3.1 スターラップの分担する斜め引張力

スターラップの分担する斜め引張力は図4に示すように次式で表される⁴⁾。

$$T_{bw} = \sigma_s A_w \cos 45^\circ \quad (4)$$

したがって、式(5)が求まる。

$$T_{bw} = \frac{A_w}{\sqrt{2}} \sigma_s = \frac{F_{vw}}{\sqrt{2}z} = \frac{bF_{vw}}{\sqrt{2}} = bF_{dw} \quad (5)$$

ここに、 A_w : 区間 x に配置したスターラップ

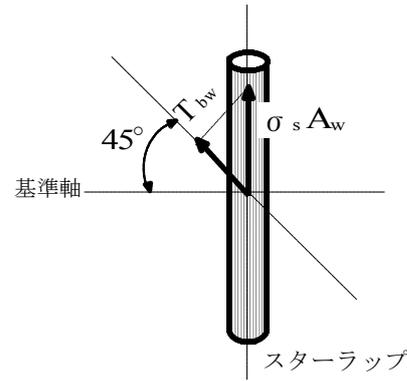


図3 斜め引張力

の断面積、 F_{vw} : スターラップが分担するせん断力、 $F_{\tau w}$: せん断応力、 F_{dw} : 斜め引張応力の区間 x の面積

よって、区間 x のスターラップ量は次のようになる。

$$\begin{aligned} A_w &= \frac{F_{vw}}{\sigma_{sa} z} \left(\cong \frac{1.15 F_{vw}}{\sigma_{sa} d} \right) \\ &= \frac{bF_{\tau w}}{\sigma_{sa}} \\ &= \frac{\sqrt{2} bF_{dw}}{\sigma_{sa}} \end{aligned} \quad (6)$$

スターラップを s 間隔で配置するときの1組のスターラップに作用するせん断応力度 τ_w は次式で与えられる⁴⁾。

$$\tau_w = \frac{\sigma_s A_w}{bs} \quad (7)$$

3.2 コンクリートの分担する斜め引張応力

コンクリート部材の区間 x に作用する斜め引張応力 T_{bc} は、式(8)、(9)で与えられる⁴⁾。

$$T_{bc} = \frac{F_{vc}}{\sqrt{2}z} \left(\cong \frac{0.8F_{vc}}{d} \right) \quad (8)$$

$$= \frac{V_c \cdot x}{\sqrt{2}} \quad (9)$$

ここに、 F_{vc} : 区間 x の V_c の面積、 V_c : 部材断面のコンクリートが分担するせん断力(= τabd)、 τ_a : コンクリートの許容せん断応力度

したがって、本研究では折曲鉄筋を使用しないことから、スターラップの分担する斜め引張力とコンクリートの分担する斜め引張応力の和と、区間 x の全斜め引張応力 T_b とは式(10)を満足する必要がある。

$$T_{bc} + T_{bw} > T_b \quad (10)$$

3.3 全斜め引張応力の算定

$$\begin{aligned} T_b &= \int_0^x \tau (bdx) \\ &= b \int_0^x \frac{\tau}{\sqrt{2}} dx = bF_b \end{aligned}$$

$$= \frac{b}{\sqrt{2}} \int_0^x \tau dx = \frac{b}{\sqrt{2}} F_\tau$$

$$T_b = \frac{b}{\sqrt{2}} \int_0^x \frac{V}{bz} dx = \frac{1}{\sqrt{2z}} \int_0^x V dx = \frac{1}{\sqrt{2z}} F_v$$

ここに、 $z=jd=(7/8)d \cong (1/1.15)d$

$$\therefore T_b = \frac{1}{\sqrt{2}} \times \frac{1.15}{d} F_v = 0.81/d \cdot F_v \cong \frac{0.8}{d} F_v$$

スターラップ分担引張力は、図4に示すように次式で与えられる。

$$\Delta T = \frac{0.8}{d} F_v = \sqrt{2} b h f_{id}$$

一方、

$$\Delta T = \frac{A_w}{\sqrt{2}} \sigma_s \cong \frac{0.8}{d} F_v - \sqrt{2} b h f_{id}$$

$$\therefore A_w = \frac{\sqrt{2}}{\sigma_s} \left(\frac{0.8}{d} F_v - \sqrt{2} b h f_{id} \right)$$

$\sigma_s \rightarrow f_{yd}$ (鉄筋の降伏強度) の場合
区間 x のスターラップ量：

$$\therefore A_w = \frac{1}{f_{yd}} \left(\frac{1.13}{d} F_v - 2 b h f_{id} \right) \quad (11)$$

[Ex.1] スパン $l=10\text{m}$ 、等分布荷重(自重を含むものと仮定) $w=30\text{kN/m}$ 、動荷重 $P=150\text{kN}$ (本例の場合、支間の1/3点に荷重を載荷； $x=a=3d=3 \times 770=2310\text{mm} \cong 2300\text{mm}$)、 $f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$ 、 $f_{id}=f_{tk}=0.23f'_{ck}{}^{2/3}$ ($=0.23 \times 30^{2/3}=2.22\text{N/mm}^2$)、SD345、図5に示す断面を持つはりの場合の破壊性状を検証する。

$$V_1 = \frac{Pb}{l} = \frac{150 \times 10^3 \times (10000 - 2300)}{1000}$$

$$= 116 \times 10^6 \text{ N}$$

$$V_a = wl/2 = 30 \times 10/2 = 150 \text{ kN}$$

$$V_x = V_a - wx = 150 - 30x$$

$$x=2.3\text{m}, V_b=81\text{kN}$$

$$F_v = \frac{(V_a + V_b)\alpha}{2} = \frac{(150 + 81) \times 10^3 \times 2.3 \times 10^3}{2}$$

$$= 265.7 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$A_w = \frac{1}{345} \left(\frac{1.13}{770} \times 265.7 \times 10^6 - 2 \times 600 \times 850 \times 2.22 \right)$$

$$= -5433 \text{ mm}^2$$

よって、スターラップは不要となる。

3.4 有効高さの算出

上記の計算による断面で必要とする有効高さを算出する。ここでは、 $A_w \cong 0$ 、かつ、 $h \cong d$ とする。

$$\frac{1.13}{d} F_v - 2 b d f_{id} = 0$$

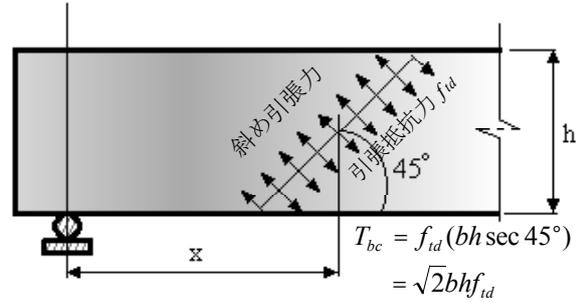


図4 スターラップの分担引張力

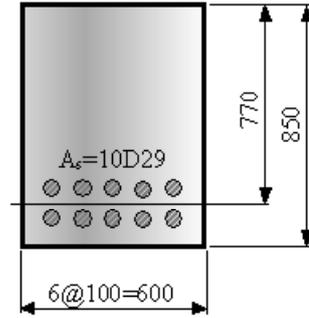


図5 検証断面1 (mm)

$$d^2 = \frac{1.13 F_v}{2 b f_{id}}$$

$$\therefore d = \sqrt{\frac{0.57 F_v}{b f_{id}}}$$

本例では、

$$d = \sqrt{\frac{0.57 \times 266 \times 10^6}{600 \times 2.22}}$$

$$= 337 \text{ mm} \cong 340 \text{ mm}$$

よって、有効高さ $d=340\text{mm}$ より大きい場合には斜め引張破壊、支点せん断破壊を生起せず、曲げ破壊のみが生じることになり、はり下縁に多く分散される曲げひび割れと大変形(大たわみ)により吸収エネルギーが増大化し、急速破壊の拘束が可能となる。

したがって、遷移鉄筋量が確保されていれば、使用限界状態設計法により算出された断面はせん断破壊も引張破壊も生じないこととなる。さらに、曲げ上げ近傍で破壊が生じている実現象を加味して、折り曲げ点上での応力集中に伴う折損を防止するために、主筋の曲げ上げをせず、すべて定着端へ延伸させるのが望ましい。また、せん断補強筋には折曲鉄筋なしのスターラップのみで対処するのが望ましい。

3.5 終局限界状態による断面の決定

視点を変えて終局限界状態法を適用すると、次式によって有効高さは算出できる⁴⁾。

$$d_d = \sqrt{\frac{M_u}{b f_{yd} p_d \left(1 - \frac{p_d m}{2} \right)}} \quad (12)$$

ここで、等分布荷重 w 、移動荷重 P を担う支間長 l の単純ばりでは次式ようになる。

$$\begin{aligned} M_u &= \frac{pl}{4} + \frac{wl^2}{8} \\ &= \frac{150 \times 10}{4} + \frac{30 \times 10^2}{8} \\ &= 750 \text{ kN} \cdot \text{m} = 750 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} \end{aligned}$$

$$p_d = \frac{A_s}{bd} = \frac{6424}{600 \times 770} = 0.0139$$

$$m = \frac{f_{yd}}{0.85f'_{cd}} = \frac{345}{0.85 \times (30/1.3)} = 17.59$$

$$\begin{aligned} \therefore d_d &= \sqrt{\frac{750 \times 10^6}{600 \times 345 \times 0.0139 \times \left(1 - \frac{0.0139 \times 17.59}{2}\right)}} \\ &= 545 \text{ mm} \geq 340 \text{ mm} \end{aligned}$$

よって、斜めせん断破壊、換言すると、斜め引張破壊は生じない。

3.6 実橋例による算出

せん断強度は十分強く、引張破壊に対する断面も理論的に算出可能となった。ここで、実存する鉄筋コンクリート T げた橋を例⁷⁾にとり、実用性を確認することとする。

スパン $l=13\text{m}$ 、等分布荷重(自重を含むものと仮定) $w=30\text{kN/m}$ 、動荷重 $P=78\text{kN}$ (本例の場合、支間の $1/3$ 点に荷重を載荷; $x=a=3d=3 \times 1195 \approx 3500\text{mm}$), $f'_{ck}=20.6\text{N/mm}^2$, $f_{td}=f_{tk}=0.23f'_{ck}{}^{2/3}(=0.23 \times 20.58^{2/3}=1.73\text{N/mm}^2)$, SD30 の図 6 に示す断面を持つ単鉄筋長方形単純はりとする。

式(11)より、

$$\begin{aligned} A_w &= \frac{1}{f_{yd}} \left(\frac{1.13}{d} F_v - 2bh f_{td} \right) \\ &= \frac{1}{295} \left(\frac{1.13}{1195} \times 1216.3 \times 10^6 - 2 \times 450 \times 1300 \times 1.73 \right) \\ &= -2962.57 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

よって、スターラップ不要。

斜め引張破壊を考慮すると、有効断面高は次式で求まる。

$$\begin{aligned} d &= \sqrt{\frac{0.57 \times 1216.3 \times 10^6}{450 \times 1.73}} \\ &= 943.69 \text{ mm} \approx 940 \text{ mm} \end{aligned}$$

また、終局限界状態による有効断面高は次式で求まる。

$$\begin{aligned} d_d &= \sqrt{\frac{1795.6 \times 10^6}{450 \times 295 \times 0.0148 \times \left(1 - \frac{0.0148 \times 21.9}{2}\right)}} \\ &= 1044 \text{ mm} \approx 1050 \text{ mm} \end{aligned}$$

よって、終局限界状態設計法による有効高さ

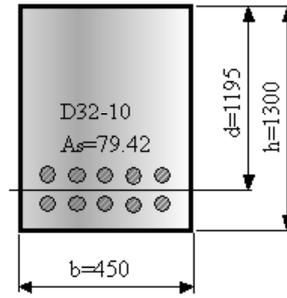


図 6 検証断面 2 (mm)

(1050mm) を確保すれば、斜め引張破壊にもせん断応力にも抵抗でき、もっぱら延性的な曲げ破壊が発生することになる。

4. 結論

(1)従来の試験法を改善したモード II 型一面せん断試験方法によりせん断強度推定式を提案した。

(2)曲げ・せん断破壊を支配する遷移鉄筋量を特定し、寸法効果に関しても断面積比により放物線的な強度低下を示し、せん断強度も寸法効果の影響を受ける組織敏感な物理量であることを明らかにした。

(3)応力集中を考慮し、主筋の曲げ上げをせず、すべて定着端へ延伸させるのが望ましいことを実橋を例に明らかにした。また、せん断補強筋には折曲鉄筋なしのスターラップのみで対処するのが望ましいことを示した。

(4)斜め引張鉄筋量に関する算定法を明らかにした。

謝辞: 供試体の作製・実験にご協力頂いた浅野工専卒研生各位に謝意を表します。

参考文献:

- 1) 高野真希子, 他, コンクリートのせん断強度特性値に定式化と寸法効果に関する研究, 第 47 回日本学術会議材料研究連合講演会講演論文集, (2003), pp.352-353
- 2) 高野真希子, 他, RC はりのせん断・曲げ遷移破壊平衡限界主筋量に関する研究, 日本大学生産工学部第 36 回学術講演会講演論文集, (2003), pp.47-50
- 3) 高野真希子, 他, RC はりの破壊遷移鉄筋量を考慮したせん断補強筋配置法に関する研究, 第 48 回日本学術会議材料研究連合講演会講演論文集, (2004), pp.163-164
- 4) 加藤清志, 他, 鉄筋コンクリート工学, 共立出版, (1999)
- 5) Bazant, Z.P., et al., Size Effect in Shear Failure of Longitudinally Reinforced Beam, JACI, Vol.81, No.5, (1984), pp.456-468
- 6) 土木学会, コンクリート標準示方書, (2002)
- 7) 国広哲男, 他, 鉄筋コンクリート橋の設計計算例, (1982)