

低強度コンクリート部材の耐震性能評価に関する基礎的研究 (その8)

正会員 ○南 宏一*1 準会員 吉岡 大介*2
 正会員 高月 行治*3 正会員 根口 百世*4

低強度コンクリート 耐震補強 耐震性能
 丸鋼 大野・荒川式 塑性理論

1. はじめに

本論では、(その6) および (その7) で述べられた実験結果について、大野・荒川式および塑性理論を用いて耐力の検討を行う。

2. 大野・荒川式による検討

式(1)に示す大野・荒川式は、RC 部材の終局せん断耐力を求める耐力式としてよく用いられている¹⁾。

$$Q_{sU1} = 0.053 p_t^{0.23} \frac{\sigma_B + 18}{\frac{M}{Q \cdot d} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \quad (1)$$

ここに、 p_t : 引張鉄筋比
 σ_B : コンクリート圧縮強度
 $M/(Q \cdot d)$: 反曲点高さ
 p_w : せん断補強筋比
 σ_{wy} : せん断補強筋降伏強度
 σ_0 : 軸方向応力度

式(1)の大野・荒川式に対して、山本は、低強度コンクリートに対するせん断耐力の修正の方法として、式(3)に示されるようなコンクリート強度に応じて耐力を低減させる低減係数 k_r の導入を提案している²⁾。

$$Q_{sU2} = k_r \times \left[0.053 p_t^{0.23} \frac{\sigma_B + 18}{\frac{M}{Q \cdot d} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right] \quad (2)$$

ここに、 $k_r = 0.244 + 0.056 \sigma_B$ (ただし、 $k_r \leq 1.000$) (3)

式(1)および式(2)に基づいて計算した結果を実験結果とともに、表-1に示す。

式(1)の大野・荒川式は、第1項目のコンクリートの項、第2項目のせん断補強筋の項、第3項目の軸力の項で構成されている。図-1は、 Q_1 および Q_2 を $b \cdot j$ [b : 柱幅, j : 応力中心間距離] で除してせん断応力度 τ_1, τ_2 とし、各せん断応力度についてコンクリート (τ_c)、せん断補強筋 (τ_w)、軸力 (τ_N) の項目ごとに表したものと正

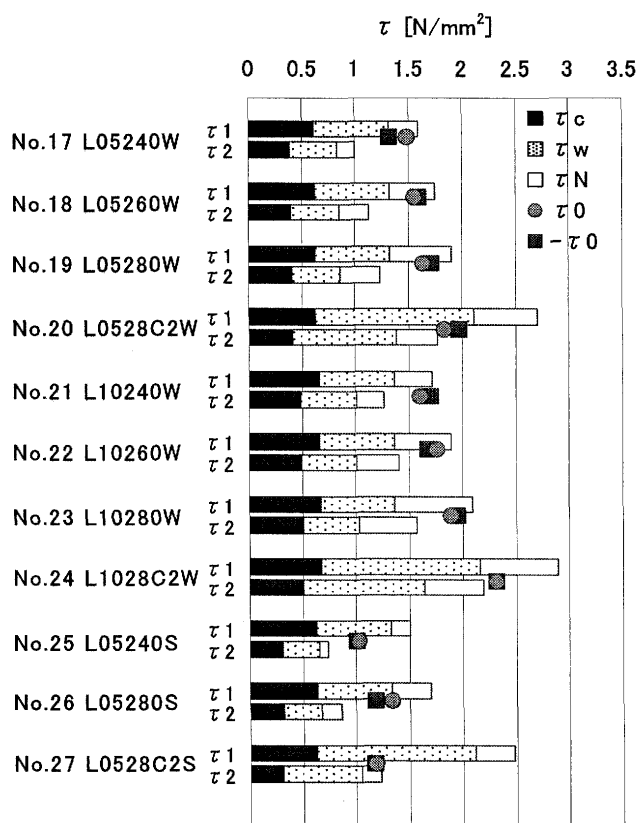


図-1 大野・荒川式による終局せん断耐力の検討

荷重時および負荷重時の実験値 $Q_{sU0}, -Q_{sU0}$ を $b \cdot j$ で除してせん断応力度として表した $\tau_0, -\tau_0$ を比較したグラフである。大野・荒川式で概ね評価できていている試験体もあるが、実験値が大野・荒川式と山本式の間位置するような試験体もあり、ばらつきが大きいことが指摘される。

3. 塑性理論による検討

ここでは、文献3) [以下、終局強度指針という] の第6章「せん断と付着に対する設計」に準拠して、鉄筋コンクリート部材の終局強度を算定することを試みる。

まず、せん断抵抗機構は、トラス機構とアーチ機構の混在を許容するが、トラス機構による耐力は、図-2に示されるように、主筋の付着力によって決まると考え、

表-1 実験結果の検討

試験体 No.	試験体名	圧縮強度 σ_B [N/mm ²]	実験結果		大野・荒川式			塑性理論式				
			正荷重時 Q_{sU0} [kN]	負荷重時 Q_{sU0} [kN]	Q_{sU1} [kN]	Q_{sU2} [kN]	k_r	Model 1		Model 2		
								Q_{sU3} [kN]	Q_{sU4} [kN]	Q_{sU5} [kN]	Q_{sU6} [kN]	Q_{sU7} [kN]
17	L05240W	6.87	105.8 (1.49)	-93.9 (-1.32)	112.4 (1.59)	70.7 (1.00)	0.63	50.2 (0.71)	64.4 (0.91)	77.5 (1.09)	89.7 (1.27)	104.2 (1.47)
18	L05260W	7.13	110.4 (1.56)	-113.5 (-1.60)	123.7 (1.75)	79.6 (1.12)	0.64	52.1 (0.73)	66.8 (0.94)	80.4 (1.13)	93.1 (1.31)	107.6 (1.52)
19	L05280W	7.24	115.7 (1.63)	-121.9 (-1.72)	134.6 (1.90)	87.4 (1.23)	0.65	52.8 (0.75)	67.8 (0.96)	81.6 (1.15)	94.4 (1.33)	108.9 (1.54)
20	L0528C2W	7.34	129.8 (1.83)	-140.1 (-1.98)	191.2 (2.70)	125.2 (1.77)	0.66	53.6 (0.76)	68.8 (0.97)	82.8 (1.17)	95.8 (1.35)	110.3 (1.56)
21	L10240W	8.84	113.8 (1.61)	-120.9 (-1.71)	121.4 (1.71)	89.7 (1.27)	0.74	64.5 (0.91)	82.8 (1.17)	99.6 (1.41)	115.3 (1.63)	129.8 (1.83)
22	L10260W	8.88	124.8 (1.76)	-118.8 (-1.68)	134.2 (1.89)	99.5 (1.40)	0.74	64.9 (0.92)	83.2 (1.17)	100.2 (1.41)	115.9 (1.64)	130.4 (1.84)
23	L10280W	9.07	134.5 (1.90)	-138.5 (-1.95)	148.2 (2.09)	111.4 (1.57)	0.75	66.2 (0.93)	85.0 (1.20)	102.3 (1.44)	118.4 (1.67)	132.9 (1.87)
24	L1028C2W	9.17	163.9 (2.31)	-164.1 (-2.31)	204.8 (2.89)	155.1 (2.19)	0.76	67.0 (0.95)	86.0 (1.21)	103.4 (1.46)	119.7 (1.69)	134.2 (1.89)
25	L05240S	4.40	72.6 (1.02)	-71.3 (-1.01)	106.0 (1.49)	52.0 (0.73)	0.49	32.1 (0.45)	47.3 (0.67)	49.6 (0.70)	62.7 (0.88)	76.4 (1.08)
26	L05280S	4.68	95.0 (1.34)	-83.6 (-1.18)	120.5 (1.70)	61.0 (0.86)	0.51	34.1 (0.48)	50.3 (0.71)	52.7 (0.74)	66.6 (0.94)	80.3 (1.13)
27	L0528C2S	4.51	84.2 (1.19)	-83.1 (-1.17)	175.1 (2.47)	87.0 (1.23)	0.50	32.9 (0.46)	48.5 (0.68)	50.9 (0.72)	64.2 (0.91)	77.9 (1.10)

その付着力を伝達するための未降伏のせん断補強筋 [帯筋] と傾斜角を 45° と仮定したようなコンクリートの圧縮場は、コンクリート圧縮強度 σ_B を保持するものとして終局せん断力 Q_{U1} を求める。なお、付着応力度 τ_b は、式(4)によって求める。

$$\tau_b = \min(0.09\sigma_B, 0.098 \times 20.25) \quad (4)$$

ここに、 σ_B : コンクリート圧縮強度 [N/mm²]

この τ_b を用いて、トラス機構による終局せん断力 Q_{U1} は

$$Q_{U1} = \tau_b \cdot \Sigma \phi \cdot j_t \quad (5)$$

ここに、 ϕ : 主筋の周長 [mm]

j_t : 主筋間距離 [mm]

として求められる。

なお、トラス機構が成立するときのコンクリートの圧縮場の幅 b_t は、次式で求められる。

$$b_t = 2 \cdot \frac{\tau_b}{\sigma_B} \cdot \Sigma \phi \quad (6)$$

一方、部材の対角線上に直接的に圧縮されるコンクリート

の圧縮束の形成によるせん断力の伝達機構であるアーチ機構については、図-3 および図-4 に示される 2 種類について検討を行う。

図-3 に示される Model 1 は、対角線上に一樣な断面積をもつ圧縮束を考えたものである。いま、このアーチ機構によってのみせん断力が伝達されると考えると、その終局せん断耐力 Q_{sU3} は

$$Q_{sU3} = \left[\sqrt{1 + \eta^2} - \eta \right] \cdot \frac{b \cdot D \cdot \sigma_B}{2} \quad (7)$$

ここに、 $\eta = h/D$

として求めることができる。

次に、式(5)による付着力で決定されるトラス機構の耐力 Q_{U1} とアーチ機構の耐力 Q_{Ua1} との累加による終局せん断耐力 Q_{sU4} を

$$Q_{sU4} = Q_{U1} + Q_{Ua1} \quad (8)$$

としたものを考える。

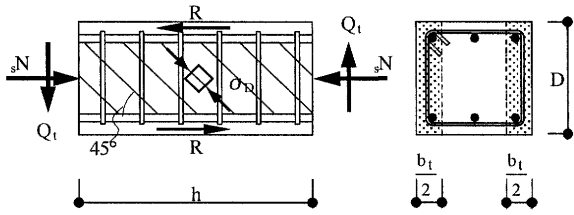


図-2 付着破壊を考慮したトラス機構

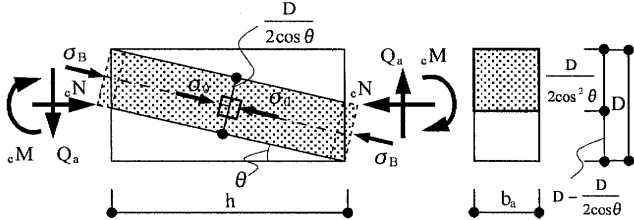


図-3 一様な圧縮応力場とした場合のせん断抵抗機構 [Model 1]

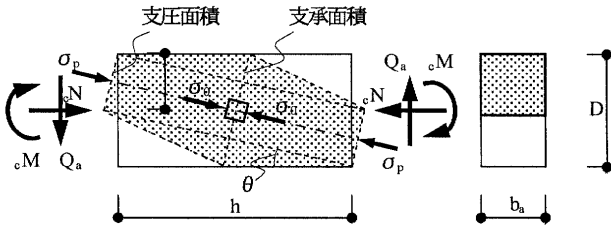


図-4 局所的な圧縮応力場とした場合のせん断抵抗機構 [Model 2]

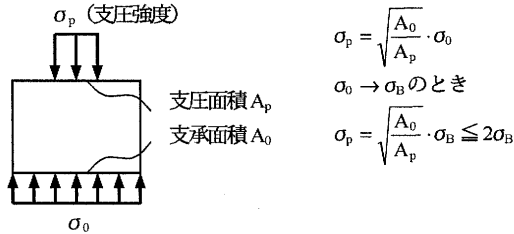


図-5 支圧強度の考え方

$$Q_{Ua1} = \left[\sqrt{1 + \eta^2} - \eta \right] \cdot \frac{b_a \cdot D \cdot \sigma_B}{2} \quad (9)$$

$$\text{ここに, } b_a = b - b_t \quad (10)$$

この Model 1 において、トラス機構とアーチ機構が混在する場合のアーチ機構のコンクリートの圧縮束のせいは $D/(2\cos^2\theta)$ であり、かつ、その圧縮束の有効な幅は、トラス機構で用いられた b_t の残りの幅である b_a が寄与するものと考えている。

一方、図-4 に示される Model 2 は、南ら⁴⁾によって提案された、局所的な圧縮効果を考慮した対角線方向のコンクリートの圧縮束の断面積が線形的に変化すると考えたものである。その場合の支圧強度の考え方は図-5 に示される通りである。

コンクリートの圧縮束のせいは柱せい D の $1/2$ にあると仮定し、かつ、その圧縮束の有効な幅は、トラス機構で用いられた b_t の残りの幅である b_a が寄与するものと考えて、式(10)

- τ_3 : Model 1 アーチ耐力
- τ_4 : Model 1 アーチ耐力+トラス耐力
- τ_5 : Model 2 アーチ耐力
- τ_6 : Model 2 アーチ耐力+トラス耐力
- τ_7 : Model 2 アーチ耐力(拘束効果)+トラス耐力

- トラス耐力 τ_t
- ▨ アーチ耐力 τ_a
- 実験値 τ_0
- 実験値 $-\tau_c$

τ [N/mm²]
0 0.5 1 1.5 2 2.5 3 3.5

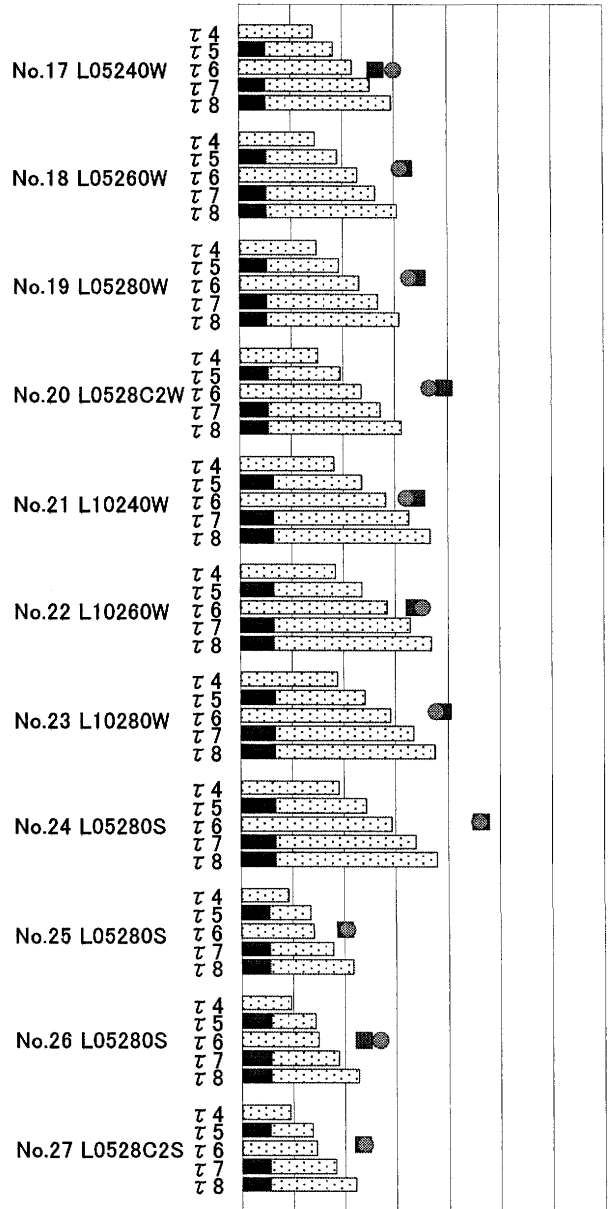


図-6 塑性理論式による終局せん断耐力の検討

によって求める。この場合の終局せん断耐力 Q_{Ua2} は

$$Q_{Ua2} = \left[\sqrt{4 + \left(\frac{\eta}{c n_0} \right)^2} - 4 c n_0^2 - \left(\frac{\eta}{c n_0} \right) \right] \cdot \frac{b_a \cdot D \cdot \sigma_B}{2} \quad (11)$$

ここに、

$$c_{n0} = \sqrt{\frac{\sqrt[3]{\eta^2 + \eta^2 \sqrt{1 + \eta^2}}}{2} + \frac{\sqrt[3]{\eta^2 - \eta^2 \sqrt{1 + \eta^2}}}{2}} \quad (12)$$

として求められる。

式(11)における b_a を $b_a = b$ としたとき、つまり、アーチ機構のみによって発揮される耐力を Q_{sU5} として表-1 に示す。

次に、式(11)によるアーチ機構の耐力 Q_{Ua2} と式(5)による付着力で決定されるトラス機構の耐力 Q_{Ut} の累加による耐力 Q_{sU6} を

$$Q_{sU6} = Q_{Ut} + Q_{Ua2} \quad (13)$$

として計算したものを表-1 に示す。

さらに、せん断補強筋によるコンクリート圧縮強度に対する拘束効果を考慮したコンクリートの圧縮強度 σ_B' は Richart ら⁹⁾の研究を基に、

$$\sigma_B' = \lambda \sigma_B \quad (14)$$

$$\text{ここに、} \lambda = 1 + 2.05 \frac{p_w \cdot \sigma_{wy}}{\sigma_B} \quad (15)$$

として評価し、式(11)の σ_B を式(14)の σ_B' に置換すると、 Q_{Ua2} に拘束効果を考慮したアーチ耐力 Q_{Ua3} となり、

$$Q_{Ua3} = \lambda \cdot Q_{Ua2} \quad (16)$$

と表すことができる。この Q_{Ua3} と Q_{Ut} とを累加して求めた終局せん断耐力を Q_{sU7} として下式によって求める。

$$Q_{sU7} = Q_{Ut} + Q_{Ua3} \quad (17)$$

以上の式に基づいた Model 1 および Model 2 による計算結果を表-1 および図-6 に示す。図-6 は、終局せん断耐力 $Q_{sU3} \sim Q_{sU7}$ をそれぞれ $b \cdot j$ で除して、せん断応力度にしたものを $\tau_3 \sim \tau_7$ として示したものである。図中の τ_t はトラス機構によるせん断応力度を示し、 τ_a はアーチ機構によるせん断応力度を示している。また、 τ_0 および $-\tau_0$ は、それぞれ正荷重時および負荷重時の実験値を示している。

Model 1 による計算値 τ_3 および τ_4 は、実験値に対して小さく評価することが示されるが、Model 2 によって評価すると、せん断補強筋による拘束効果を考慮したアーチ機構とトラス機構の累加によるもの仮定した場合の τ_7 について特に実験値との対応が良いことが特徴である。

図-7 は、塑性理論による耐力を $b \cdot D \cdot \sigma_B$ で除して無次元化した n - q 相関関係に、強軸方向に加力した試験体 [S シリーズ] の実験値と、参考値として、同様に強軸方向について実験された文献 6) の実験値をプロットしている。

同図によると、通常の軸力の範囲では、軸力に関わらず、耐力が一定値となっていることが示されている。このことは、実験値が軸力比に関係なくほぼ一定の耐力となっていること

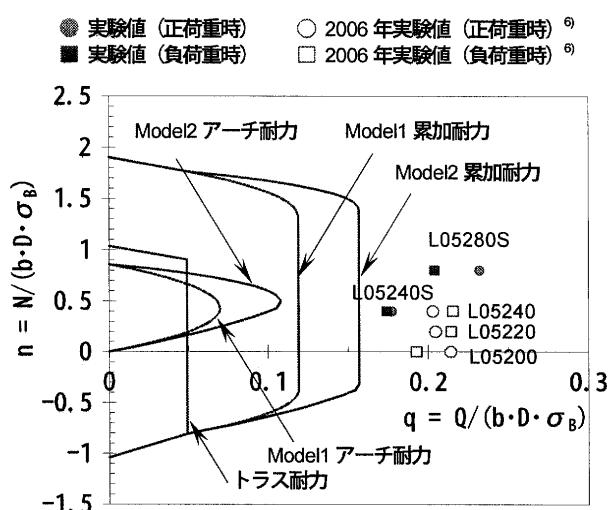


図-7 n-q 相関関係 [強軸方向]

についての説明ができ、塑性理論による耐力の評価の妥当性を示すものである。

しかしながら、耐力の大きさについては、若干の差が生じているため、せん断補強筋の拘束効果によるコンクリート強度の評価手法については、更なる検討が必要である。

4. まとめ

主筋に丸鋼を用いた低強度コンクリート柱の終局せん断耐力は、塑性理論を用いることで、適切に評価できる。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会：2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・耐震改修設計指針・同解説，2001.1
- 2) 山本泰稔：「第30回建築士事務所全国大会埼玉大会分科会，地震と補強 — 耐震改修における低強度コンクリートの問題点」，pp.77-91，2005.9
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の終局強度型耐震設計指針・同解説，1997.7
- 4) 若林實，南宏一：鉄筋コンクリート柱のせん断破壊防止法に関する実験的研究，京都大学防災研究所年報，第22号B-1，pp.295-316，1979
- 5) Richart, F. E., Brandtzaeg, A. and Brown, R. L. : The Failure of Plain and Spirally Reinforced Concrete in Compression, 1929.4
- 6) 根口百世，藤原顕太郎，高月行治，南宏一：低強度コンクリートを用いた丸鋼を主筋とするRC柱のせん断破壊性状，コンクリート工学年次論文集，vol. 29, No.3, pp.157-162, 2007.7

*1 福山大学工学部建築・建設学科 教授・工博

Prof., Dept. of Architecture and Civil Engineering, Faculty of Eng., Fukuyama Univ., Dr. Eng.

*2 福山大学工学部建築学科

Dept. of Architecture, Faculty of Eng., Fukuyama Univ.

*3 広島県東部生コンクリート協同組合

East Hiroshima Ready Mixed Concrete Cooperative

*4 福山大学大学院博士課程地域空間工学専攻・修士(工学) Course of Regional Space Planning and Systems Eng., Doctoral Program, Grad. School, Fukuyama Univ., Ms. Eng.