

論文 5N/mm²級の低強度コンクリートを用いた高圧縮力を受けるRC柱の弾塑性性状

根口 百世^{*1}・吉岡 大介^{*2}・高月 行治^{*3}・南 宏一^{*4}

要旨:本研究では、5N/mm²級の低強度コンクリートを用いたRC柱の弾塑性性状を実験的に検討するために、5体の実験を行った。実験変数は、引張鉄筋比の違いおよび作用軸力比の違いとした。特に、健全なコンクリートが低強度コンクリートになったことによる影響を調べるために、作用軸力比を0.6および0.8という高圧縮力を作用させ、主筋には丸鋼を使用し、主筋量は一定にして加力方向を変えることで引張鉄筋比を0.44%、0.74%としたことが特徴である。その結果、低強度コンクリートで、かつ、高軸力比の場合でも、柱部材角 3.0×10^{-2} radの変形能力を持つことが示され、その耐力は塑性理論によって概ね評価できることが示された。

キーワード: 低強度コンクリート, 丸鋼, 終局せん断耐力, 大野・荒川式, 塑性理論

1. はじめに

現行の日本建築防災協会の耐震診断基準¹⁾では、コンクリート圧縮強度が13.5 N/mm²未満のもの〔以下、低強度コンクリートという〕については、耐震診断および耐震補強の対象外とされている。その理由の一つとしては、コンクリート強度の低い部材や架構の実験的および理論的研究が十分ではなく、力学的性能の把握が不明確なことが起因していると考えられる。

そこで、低強度コンクリート柱部材の力学的性能について、昨年度までに行われた実験²⁾に引き続き、本論ではコンクリート圧縮強度が5 N/mm²級のコンクリートを用いて、主筋量を小さくした場合にどのような破壊性状となるのかを調べ、その耐力の評価方法について検討を行う。

2. 実験計画

本論では、コンクリート圧縮強度が5 N/mm²級のコンクリートを用いた柱試験体〔柱断面300×300 mm²、内法高さ900 mm〕を5体製作する。

図-1の試験体形状寸法に示されるように、本論では、主筋に丸鋼[13φ]を用いているのが大きな特徴である。主筋に丸鋼を用いたのは、1965年以前に建てられたもので低強度コンクリートとなっている学校校舎には、丸鋼を用いられたものが多いからである。ただし、せん断補強筋については、材料の入手が困難であったため、異形鉄筋を用いた。なお、主筋の定着は、主筋の上下端の定着部を介して行った。

本実験の主要な実験変数を表-1に示す。実験変数は、引張鉄筋比、作用軸力比とした。引張鉄筋比の違いとは、

主筋量が等しく、力の作用方向による影響を調べるために、強軸方向に力を受ける場合と弱軸方向に力を受ける場合の2種類について行うものとする。既存建築物の柱

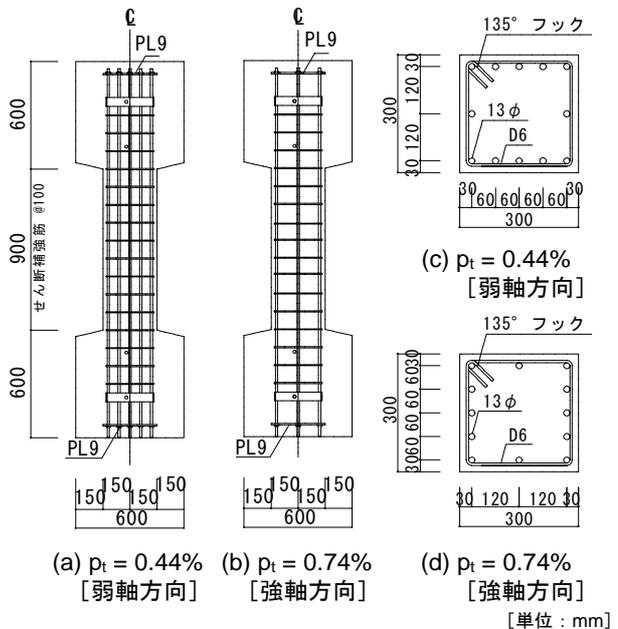


図-1 試験体形状寸法

表-1 実験変数

シリーズ名 (加力方向)	試験体 No.	試験体名	軸力比 $N/(b \cdot D \cdot \sigma_B)$	引張 鉄筋比 p_t [%]
W シリーズ (弱軸方向)	17	L05240W	0.4	0.44
	18	L05260W	0.6	
	19	L05280W	0.8	
S シリーズ (強軸方向)	20	L05240S	0.4	0.74
	21	L05280S	0.8	

N: 軸力[N], b: 柱幅[mm], D: 柱せい[mm], σ_B : コンクリート強度[N/mm²]

*1 福山大学大学院 博士課程工学研究科地域空間工学専攻 修士(工学) (正会員)

*2 安藤建設(株) 広島支店工事部門

*3 広島県東部生コンクリート協同組合

*4 福山大学 工学部建築・建設学科 教授 工博 (正会員)

表-2 調合表

水 [kg/m ³]	セメント [kg/m ³]	石粉 [kg/m ³]	混和剤 [kg/m ³]	細骨材率 [%]	水結合材比 [%]
210	95.0	228.1	2.58	49.9	65.0
210	107.8	215.2	2.58	50.0	65.0

表-3 材料試験結果

W シリーズ コンクリート	圧縮強度 [N/mm ²]	6.93
	ヤング係数 [10 ⁴ N/mm ²]	0.82
S シリーズ コンクリート	圧縮強度 [N/mm ²]	4.55
	ヤング係数 [10 ⁴ N/mm ²]	0.62
主筋 13φ	降伏強度 [N/mm ²]	320
	ヤング係数 [10 ⁵ N/mm ²]	2.01
せん断補強筋 D6	降伏強度 [N/mm ²]	320
	ヤング係数 [10 ⁵ N/mm ²]	1.92

は、設計段階から低強度コンクリートとなるように意図して作られたものではなく、何らかの原因で低強度コンクリートになったと考えられることから、部材に作用する軸力比は、コンクリート強度が小さくなるほど大きくなるといえる。また、地震時には、さらに高軸力を受けることも考えられるため、0.6や0.8といった高軸力比の実験を行うものとする。

3. 使用材料

コンクリートは引張鉄筋比別に2度にわたって打設を行った。コンクリートの調合は表-2に示されるとおりである。表-3に使用材料の機械的性質を示し、図-2に応力度-ひずみ度関係を示す。

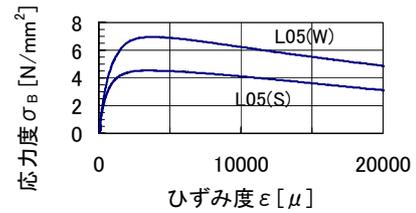
4. 載荷方法

載荷は建研式載荷装置を用い、制御方法は変位振幅を材長で除して表した部材材角Rによる変位制御によって行う。0.2×10⁻²radの変位部材材角で正負2回ずつ繰り返した後に、0.2×10⁻²radずつ増加させて載荷を行い、変位部材材角3.2×10⁻²radで2回繰り返した時点で実験を終了する。

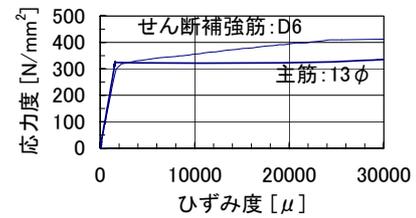
5. 実験結果

図-3に荷重-変形関係を、写真-1に最終破壊状況の写真を示す。図-3には、コンクリートの圧壊が生じたときの位置を○印で示している。

加力方向に関わらず、逆S字形のループを描き、最大耐力以降の耐力低下があまり生じていないのが特徴である。弱軸方向に加力した、No.19(L05280W)の試験体は、変位部材材角3.0×10⁻²radのときに軸力の保持ができなくなり、写真-1(c)に示されるように、主筋が座屈しているのが確認された。いずれの試験体も、材端部のコンクリートの圧壊を伴いながらも、3.0×10⁻²radあるいは最終変



(a) コンクリート



(b) 主筋、せん断補強筋
図-2 応力度-ひずみ度関係

位部材材角 3.2×10⁻²rad という大きな変形に対しても耐力を維持していることが特徴である。

弱軸方向に加力した試験体と強軸方向に加力した試験体では実験開始時のコンクリート強度に差があるため、水平力Qをb・D・σ_Bで除して無次元化したqを縦軸にとった図-4に示される包絡線を描き、軸力比別、加力方向別に比較を行う。図-4(a), (b)は、それぞれ加力方向別に軸力比を比較した包絡線である。加力方向の違いに関わらず、全体的な傾向としては、軸力比が大きいほど耐力は大きく、最大耐力以後の耐力低下は軸力比が大きいものほど激しいことが示された。図-4(c), (d)は、軸力比別に加力方向の違いについて比較を行ったものである。軸力比に関わらず、強軸方向の試験体の方が高い耐力を示しているが、最大耐力以後の耐力低下の違いはみられなかった。

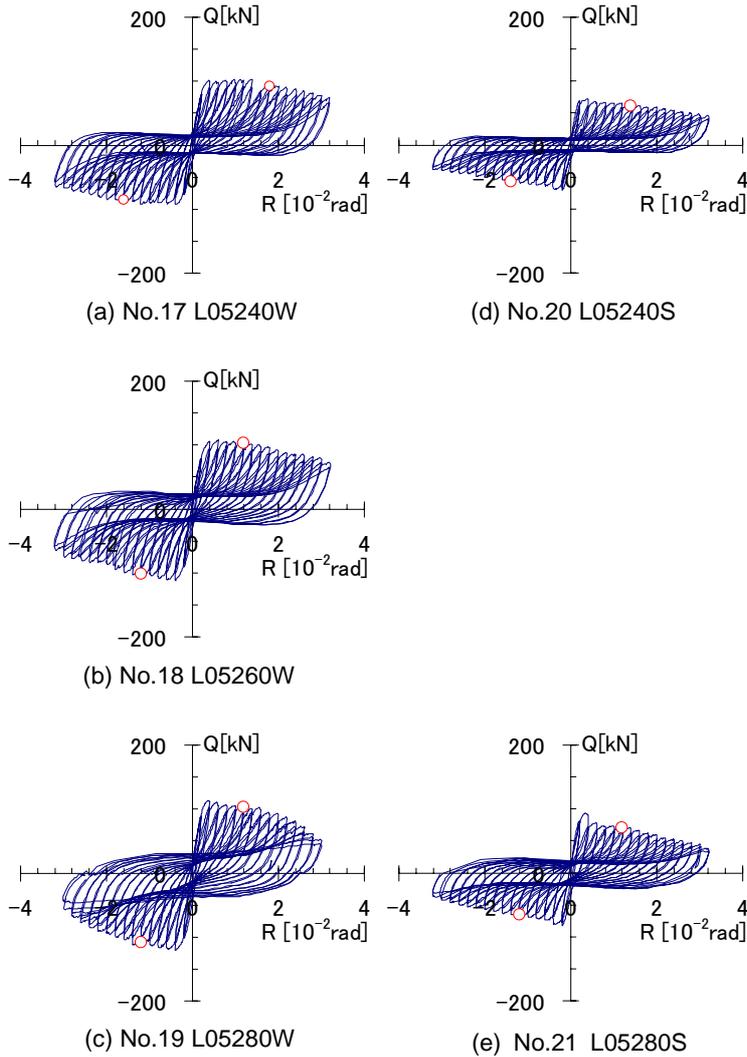
6. 大野・荒川式による耐力の検討

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 [N/mm²], M/(Q・d): 反曲点高さ [mm], p_w: せん断補強筋比, σ_{wy}: せん断補強筋降伏強度 [N/mm²], σ₀: 軸方向応力度 [N/mm²]

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_tの導入を提案している³⁾。



[○はコンクリートの圧壊が生じ始めた位置]

図-3 荷重-変形関係

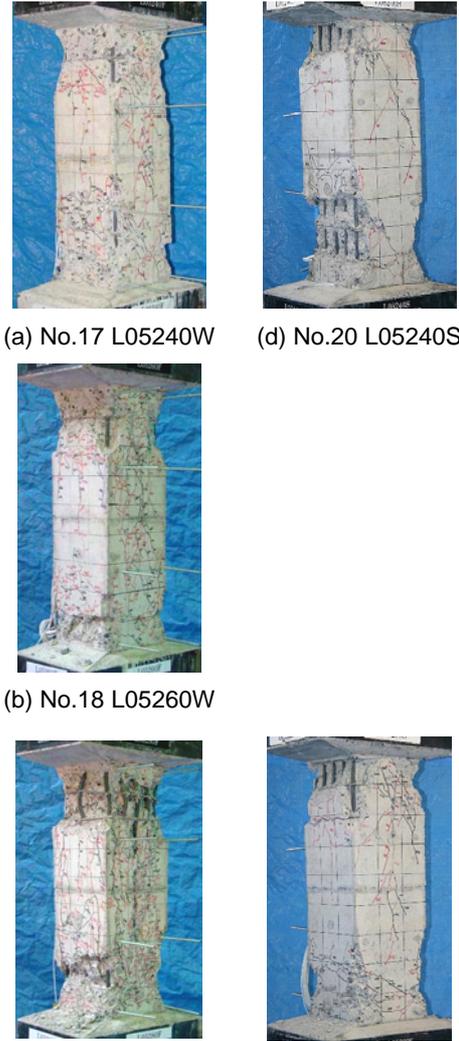
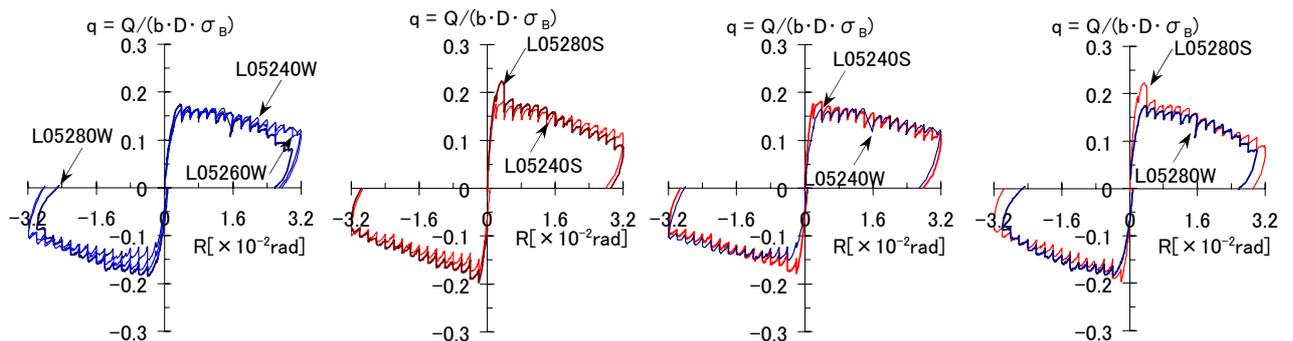


写真-1 最終破壊状況



(a) 軸力比の違い [弱軸方向]

(b) 軸力比の違い [強軸方向]

(c) 加力方向の違い [軸力比 0.4]

(d) 加力方向の違い [軸力比 0.8]

図-4 包絡線

$$Q_{sU2} = k_r \times Q_{sU1} \quad (2)$$

$$\text{ここに, } k_r = 0.244 + 0.056 \sigma_B \leq 1.00 \quad (3)$$

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-4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-5は、 Q_{sU1} および Q_{sU2} 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 τ_0 , $-\tau_0$ を比較

表-4 大野・荒川式による実験結果の検討

試験体 No.	試験体名	圧縮強度 σ_B [N/mm ²]	実験結果		累加強度式による曲げ耐力	大野・荒川式		
			正荷重時 Q_{sU0} [kN]	負荷重時 Q_{sU0} [kN]	Q_{mU} [kN]	Q_{sU1} [kN]	Q_{sU2} [kN]	k_r
17	L05240W	6.97	105.8	-93.9	118.3	117.2	74.4	0.63
18	L05260W	7.17	110.4	-113.5	119.7	125.8	81.2	0.65
19	L05280W	7.25	115.7	-121.9	120.3	134.2	87.2	0.65
20	L05240S	4.57	72.6	-71.3	146.4	107.1	53.6	0.50
21	L05280S	4.69	95.0	-83.6	128.6	120.8	61.2	0.51

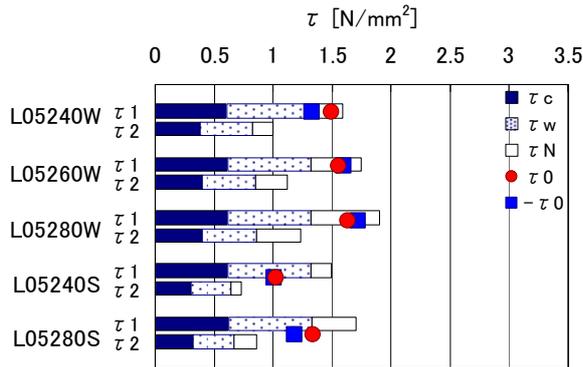
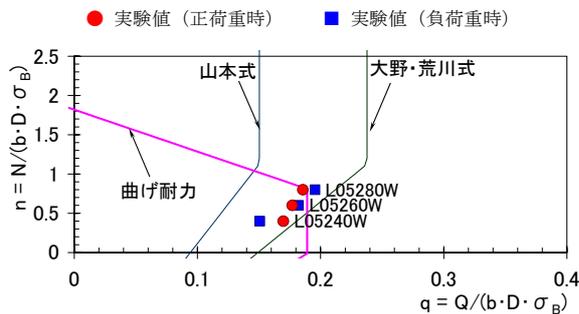
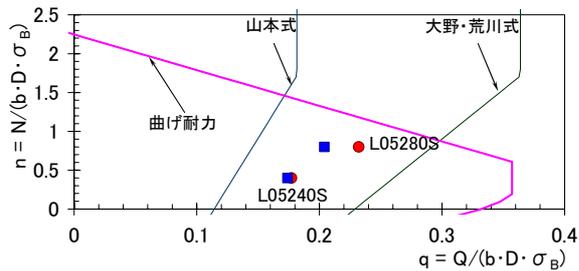


図-5 大野・荒川式による終局せん断耐力の検討



(a) W シリーズ



(b) S シリーズ

図-6 n-q 相関関係

したグラフである。弱軸方向に加力した3体に対しては大野・荒川式で概ね評価できているが、強軸方向に加力した2体については、良い対応が得られておらず、低減係数を用いた場合の対応も良くないことが指摘される。

図-6に、終局曲げ耐力、大野・荒川式および山本式によるせん断耐力のn-q相関関係を示す。図中の耐力線は、Wシリーズではコンクリート強度6.97N/mm²を用い、S

シリーズでは4.57N/mm²を用いて算定している。Wシリーズは、実験値は大野・荒川式に近い値が得られているのに対してSシリーズでは、実験値は大野・荒川式と山本式の間位置していることが特徴である。

7. 塑性理論による検討

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-7に示されるように、主筋の付着力によって決まると考え、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°と仮定した様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_{Ut} 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_{Ut} は

$$Q_{Ut} = \tau_b \cdot \sum \phi \cdot j_t \quad (5)$$

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。

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

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-8および図-9に示される2種類について検討を行う。

図-8に示されるModel 1は、対角線上に様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、 $\eta = h/D$

表-5 実験結果の検討

試験体 No.	試験体名	σ_B [N/mm ²]	p_w [%]	実験結果		塑性理論式					τ_b [N/mm ²]	λ
				正荷重時	負荷重時	Model 1		Model 2				
				Q_{sU0} [kN]	Q_{sU0} [kN]	Q_{sU3} [kN]	Q_{sU4} [kN]	Q_{sU5} [kN]	Q_{sU6} [kN]	Q_{sU7} [kN]		
17	L05240W	6.97	0.21	105.8	-93.9	50.9	65.3	78.6	91.0	105.5	0.63	1.20
18	L05260W	7.17		110.4	-113.5	52.3	67.2	80.8	93.6	108.0	0.65	1.19
19	L05280W	7.25		115.7	-121.9	52.9	67.9	81.7	94.6	109.1	0.65	1.19
20	L05240S	4.57		72.6	-71.3	33.4	49.1	51.5	65.1	78.8	0.41	1.30
21	L05280S	4.69		95.0	-83.6	34.2	50.4	52.9	66.8	80.5	0.42	1.30

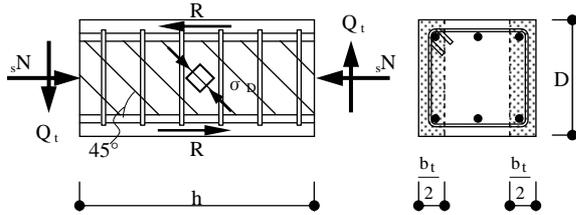


図-7 付着破壊を考慮したトラス機構

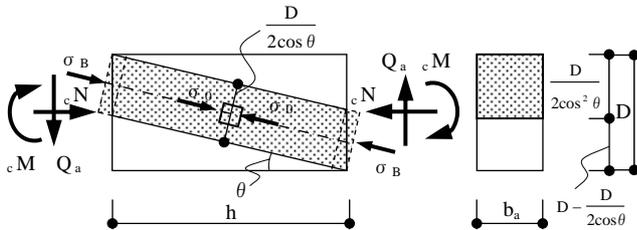


図-8 一様な圧縮応力場とした場合のせん断抵抗機構 [Model 1]

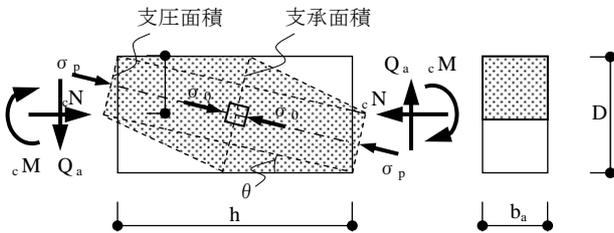


図-9 局所的な圧縮応力場とした場合のせん断抵抗機構 [Model 2]

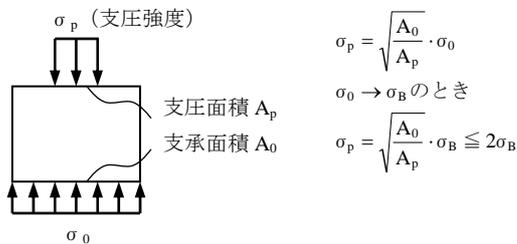


図-10 支圧強度の考え方

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_{Ut} 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

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

としたものを考える。

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

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

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-9 に示される Model 2 は、若林・南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圧縮束ものである。その場合の支圧強度の考え方は図-10 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)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、

$$c n_0 = \sqrt{\frac{\sqrt[3]{\eta^2 + \eta^2 \sqrt{1 + \eta^2}}}{2} + \frac{\sqrt[3]{\eta^2 - \eta^2 \sqrt{1 + \eta^2}}}{2}} \quad (12)$$

として求められる。

式(11)における b_a を $b_a = b$ としたときの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-5 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-5 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'

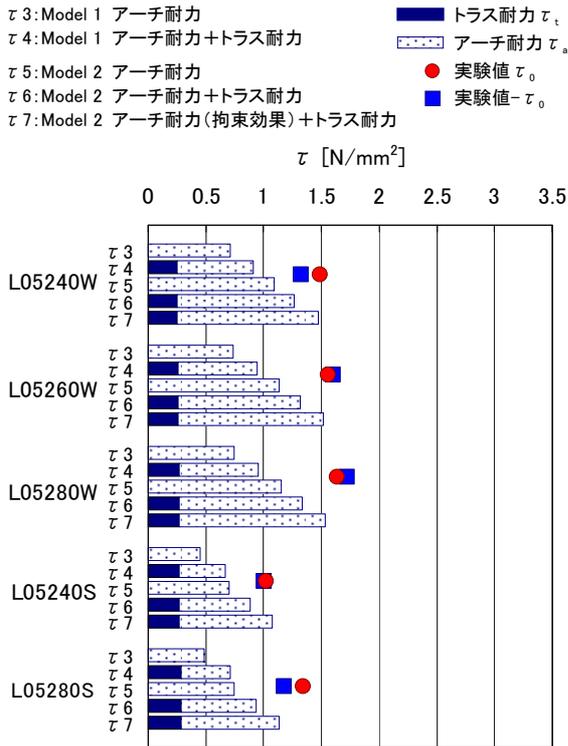


図-11 塑性理論式による終局せん断耐力の検討

は Chan⁵⁾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-5 および図-11 に示す。図-11 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-12 は、強軸方向の実験値と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 $n-q$ 相関関係である。ま

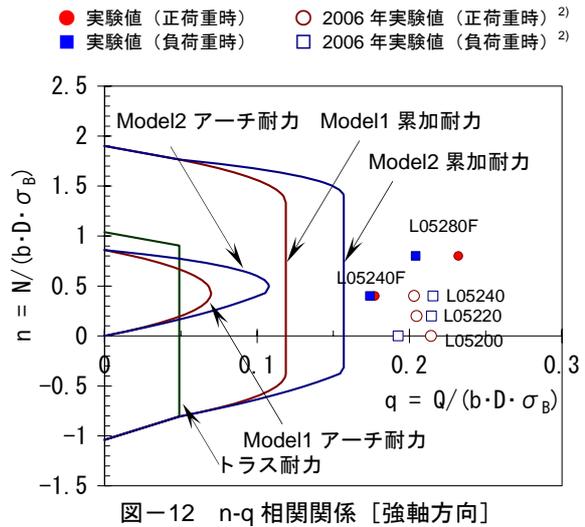


図-12 n-q 相関関係 [強軸方向]

た、参考値として、文献2)の実験値をプロットしている。主筋が丸鋼の場合には、付着力がほとんどないことから、軸力に対してせん断力は一定値をとるといえる。

8. まとめ

主筋に丸鋼を用いた 5 N/mm^2 級の低強度コンクリート RC 柱は、引張鉄筋量に関わらず $3.0 \times 10^{-2} \text{ rad}$ 程度まで耐力の低下があまり生じないことが示された。終局せん断耐力は、塑性理論を用いれば、低減係数を考えずとも精度良く評価できることが示された。

大野・荒川式は丸鋼の場合、主筋の付着力が喪失されることによる影響は直接的に説明できていないが、塑性論では、主筋の付着力はトラス機構の喪失に関連し、その代わりに、アーチ機構によるせん断力の伝達が支配的になるという、せん断力の伝達機構の移行を考慮することによって、低強度コンクリートのせん断耐力を合理的に評価することができる。

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・同解説，2001.1
- 2) 根口，南 他：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
- 3) 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
- 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) Chan, W. W. L. : The Ultimate Strength and Deformation of Plastic Hinges in Reinforced Concrete Frameworks, Magazine of Concrete Research, Vol.7, No.21, pp.121-132, 1955.11