

論文 低強度コンクリート RC 部材の合理的なせん断設計法の構築

根口 百世*1・南 宏一*2

要旨：本論では、圧縮強度 13.5N/mm² 未満の低強度コンクリート RC 部材のせん断強度を、合理的に評価する手法を提案する。提案手法は、トラス機構とアーチ機構の累加によってせん断強度を評価するもので、トラス機構では、主筋の付着強度、主筋の降伏強度、せん断補強筋の降伏強度をそれぞれ適切に評価し、その最小値をもってトラス強度を決定するものである。また、アーチ機構は、既往の低強度コンクリート RC 部材の破壊性状を反映した局部支圧を考慮した圧縮束による応力伝達機構によってアーチ強度を評価し、さらに拘束効果を考慮することに特徴がある。

キーワード：低強度コンクリート、せん断強度、塑性理論、トラス機構、アーチ機構、付着強度

1. はじめに

圧縮強度 13.5 N/mm² 未満の低強度コンクリート RC 部材のせん断強度は、大野・荒川式¹⁾で算出された強度を低減係数²⁾を用いて補正することで評価されているのが現状であるが、大野・荒川式および低減係数はともに、実験に基づく式であるため、低強度コンクリート RC 部材のせん断抵抗機構は明確ではない。

本論では、塑性理論を用いて、低強度コンクリートの強度と主筋の付着特性を適切に反映した合理的なせん断設計法を構築する。

2. 塑性理論を用いた柱のせん断強度

2.1 トラス機構による強度

トラス機構は、図-1 に示されるように引張あるいは圧縮に抵抗する主筋と、引張に抵抗するせん断補強筋および材軸に対してφの角度をなし、b_tの幅を有するコンクリート束材によって構成される。コンクリート束材のなす角度φは、終局状態に達する以前に生ずる斜張力ひび割れ角度とは無関係なものである。図中のσはコンクリート圧縮強度σ_Bに達した時に、最大の値が得られる。

トラス機構における無次元化軸力n_tと無次元化せん断強度q_tの関係は、式(1)および式(2)によって示される。

$$n_t = q_t \cdot \left(\cot \phi - \frac{\eta}{r D_1} \right) + 2\lambda_1 \mu_t \quad (1)$$

$$n_t = q_t \cdot \left(\cot \phi + \frac{\eta}{r D_1} \right) - 2\lambda_2 \mu_t \quad (2)$$

ここに、φ：トラス機構を形成する角度、45°とする

$$\eta = \frac{h}{D} \quad (3)$$

h：部材長さ[mm]

D：部材せい[mm]

$$r D_1 = \frac{r D}{D} \quad (4)$$

r D：主筋中心間距離[mm]

λ₁：圧縮鉄筋係数、圧縮鉄筋と引張鉄筋が同一材料の場合は、λ₁=1としてよい

λ₂：引張鉄筋係数、圧縮鉄筋と引張鉄筋が同一材料の場合は、λ₂=1としてよい

$$\mu_t = \text{引張鉄筋係数}, \mu_t = \frac{p_t \cdot \sigma_{ry}}{\sigma_B} \quad (5)$$

p_t：引張鉄筋比

σ_{ry}：引張鉄筋の降伏強度 [N/mm²]

σ_B：コンクリート圧縮強度 [N/mm²]

さらに、中間主筋は軸方向に作用しトラス機構に寄与すると考えると、無次元化軸力μ_mは

$$\mu_m = \frac{n \cdot a_m \cdot \sigma_{my}}{b D \sigma_B} \quad (6)$$

ここに、n：中間主筋本数

a_m：中間主筋 1 本あたりの断面積[mm²]

σ_{my}：中間主筋の降伏強度[N/mm²]

b：部材幅[mm]

として求められる。

トラス機構における無次元化せん断強度q_{U_t}は、主筋の降伏強度q_{t1}、主筋の付着強度q_{t2}、または、せん断補強筋の降伏強度q_{t3}の最小値で決定される。

*1 高知工業高等学校 定時制建築科 教諭 博士 (工学) (正会員)

*2 福山大学 工学部建築学科 教授 工博 (名誉会員)

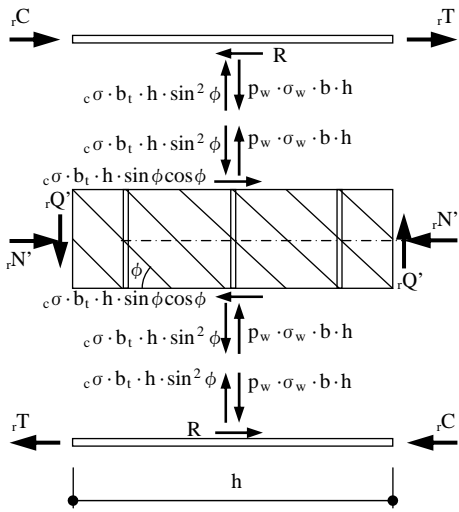


図-1 トラス機構

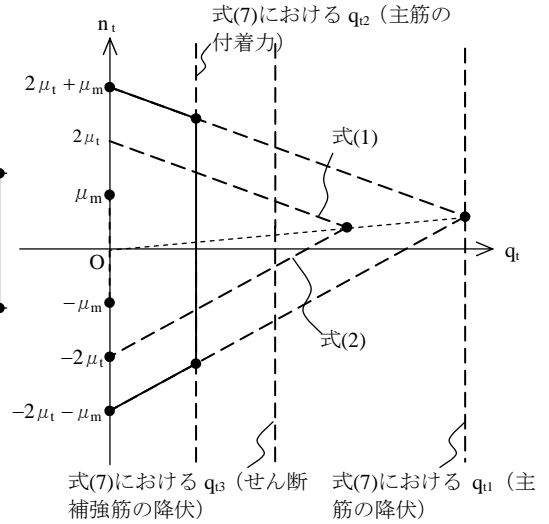


図-2 トラス機構 [主筋の付着力によって決定される場合]

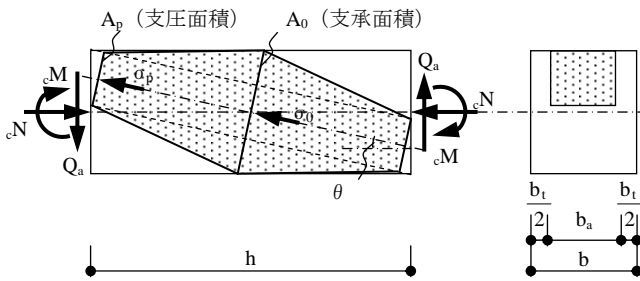


図-3 アーチ機構

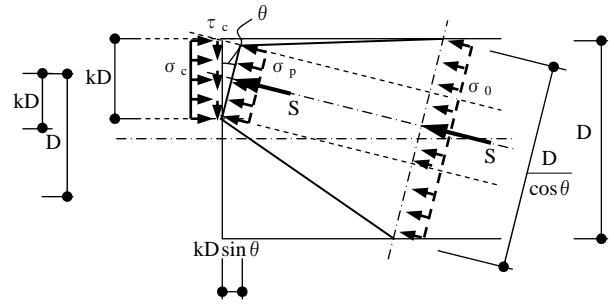


図-4 アーチ機構の部分的な自由体図

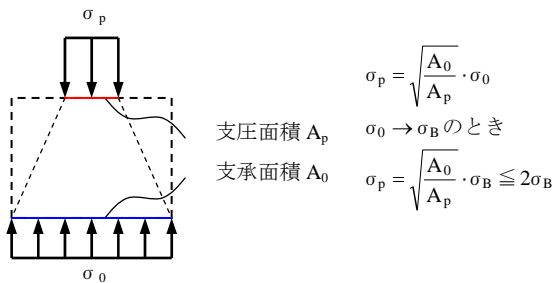


図-5 局部支圧の取扱い

$$q_{Ut} = \min(q_{t1}, q_{t2}, q_{t3})$$

$$= \min\left(\frac{2\mu_t \cdot r \cdot D_1}{\eta}, \frac{r \cdot r \cdot D_1}{\eta}, \mu_w \cdot \beta \cdot r \cdot D_1 \cdot \cot \phi\right) \quad (7)$$

$$\text{ここに, } r = \frac{R}{bD\sigma_B} = \frac{\tau_b \cdot r \cdot d \cdot h}{bD\sigma_B} \quad (8)$$

τ_b : 主筋の付着応力度 [N/mm²]³⁾

d : 主筋の周長 [mm]

$$\mu_w = \frac{p_w \cdot \sigma_{wy}}{\sigma_B} \quad (9)$$

p_w : せん断補強筋比

σ_{wy} : せん断補強筋降伏強度[N/mm²]

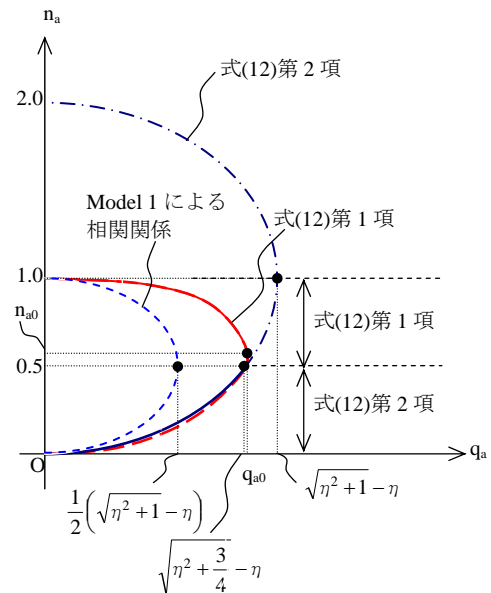


図-6 アーチ機構における n_a - q_a 相関関係

$$\text{Model 1 } n_a - q_a \text{ 相関関係: } q_a = \frac{1}{2} \cdot \left(\sqrt{\eta^2 + 4n_a - 4n_a^2} - \eta \right)$$

$$\beta: \text{せん断補強筋係数, } \beta = \frac{\sigma_w}{\sigma_{wy}} \quad (10)$$

トラス機構におけるコンクリートストラットの幅 b を

部材幅 b で除した無次元化幅 $t b_1$ は、式(11)によって求められる。

$$t b_1 = \frac{t b}{b} = \frac{q_{ut}}{r D_1 \cdot \sin \phi \cdot \cos \phi} \quad (11)$$

トラス機構における無次元化軸力 n_t と無次元化せん断強度 q_t の関係は、主筋の付着強度またはせん断補強筋の降伏強度で決定される場合には、 λ_1 、 λ_2 、 $\cot \phi$ をそれぞれ 1 とすれば、図-2 の実線で示されるような相関関係となる。

2.2 アーチ機構による強度

低強度コンクリートおよび主筋に丸鋼を用いた RC 柱にせん断力を作用させた時の破壊状況は、材中央部にはせん断ひび割れが発生するものの、ひび割れ幅は成長せず、材端部のコンクリートが局部的に圧壊するせん断圧縮破壊である。このような破壊形式をもつコンクリート部材の強度評価を行うとき、より破壊状況に即し、かつ、理論的で高精度な圧縮応力場を考えると、材端部に局部的に大きな応力場が形成されるようなモデルが必要となる。既に、南・若林によって、局部的に大きな圧縮応力場が形成されるモデルが提案され、軸力とせん断力の関係が導かれており⁴⁾、実験的にもその効果が確認されている⁵⁾。本論では、この局部的な圧縮応力場をもつモデルを Model 2 として発展させ、無次元化せん断力と無次元化軸力の最大値を与える理論解を式(16)および式(17)に示している。

図-3 に示される部材全体の自由体図は、部材中央部

にせい全体にわたる傾斜した圧縮応力場と、材端部に局部的に形成される圧縮応力場を描いたものである。材端部における圧縮応力場のせいは、部材せい D の k 倍であるとし、材中央部の圧縮応力場における応力度 σ_0 は、コンクリートの圧縮応力度 σ_B の時にアーチ機構におけるせん断強度の最大の値をとることから、 $\sigma_0 = \sigma_B$ と考える。この内部の力に対し、材軸線上の軸方向力 cN 、せん断力 Q_a 、曲げモーメント cM によって抵抗するという機構を用いる。

材端部における力の釣り合い状態を示した自由体図が図-4 である。図-3 で示された cN 、 Q_a 、 cM は、それぞれ応力度の状態に戻され、材端部における軸方向応力度 $c\sigma$ とせん断応力度 τ_c として示される。

また、対角線方向にコンクリートが圧縮される時、部材中央では一様に、部材端部では局部的な支圧が生じることは実験的にも確認されており⁵⁾、これを圧縮力の大きさによって、局部的に変化するモデルとして、図-5 に示される考え方をを用いて検討した。同図中の式は実験的に誘導されたものである⁶⁾。

図-3～図-5 に基づき、局部支圧を考慮した応力場を考慮したアーチ機構における無次元化軸力 n_a と無次元化せん断強度 q_a の関係を求めると、アーチ機構におけるコンクリートストラットの無次元化幅 $a b_1$ を考慮した無次元化せん断強度 q_{ua} は次のように示される。

$$q_{ua} = q_a \cdot a b_1$$

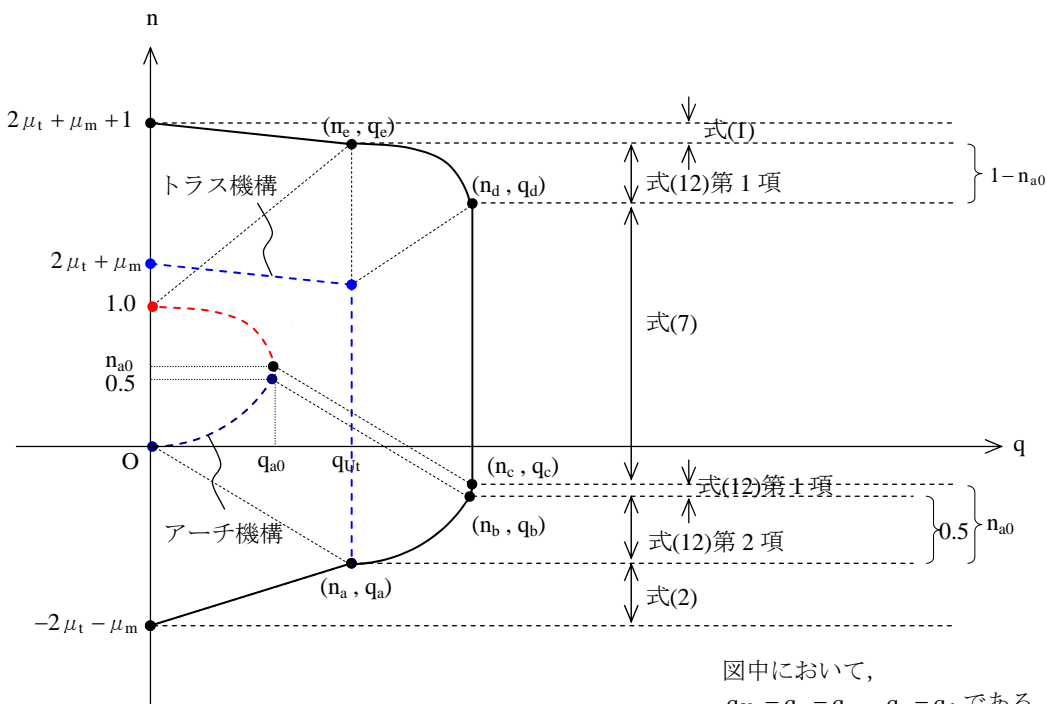


図-7 アーチ機構として model 2 を用いた場合の $n-q$ 相関関係

$$= \min \left[\frac{1}{2} \cdot \left\{ \sqrt{4 + \left(\frac{\eta}{n_a} \right)^2} - 4n_a^2 - \frac{\eta}{n_a} \right\}, \right. \\ \left. \left(\sqrt{\eta^2 + 2n_a - n_a^2} - \eta \right) \right] \cdot {}_a b_1 \quad (12)$$

$$\text{ここに, } n_a = \frac{\sqrt{k} \cdot \eta}{\sqrt{(1-k)^2 + \eta^2}} \quad (13)$$

$$k = 1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{\eta^2}{n_a^2} \pm \sqrt{\frac{\eta^2}{n_a^2} + \frac{1}{4} \left(\frac{\eta^2}{n_a^2} \right)^2} - \eta^2 \quad (14)$$

${}_a b_1$: アーチ機構におけるコンクリートストラットの無次元化幅で、トラス機構におけるコンクリートストラットの無次元化幅の残りとなる。

$${}_a b_1 = 1 - {}_t b_1 \quad (15)$$

なお、局部圧縮の応力場における最大無次元化せん断力 q_{a0} とその時の無次元化軸力 n_{a0} は、

$$q_{a0} = \frac{2n_{a0}^3}{\eta} \\ = \sqrt{1 - \frac{3}{2} \left[\sqrt{\eta^2 + \eta^2 \sqrt{1 + \eta^2}} + \sqrt{\eta^2 - \eta^2 \sqrt{1 + \eta^2}} \right]} \quad (16)$$

$$n_{a0} = \sqrt{\frac{\sqrt{\eta^2 + \eta^2 \sqrt{1 + \eta^2}}}{2} + \frac{\sqrt{\eta^2 - \eta^2 \sqrt{1 + \eta^2}}}{2}} \quad (17)$$

となる。アーチ機構の無次元化軸力と無次元化せん断力の関係を図-6 に実線で示し、図-3 の中央部に破線で示される一様な圧縮応力場 [Model 1] の相関関係を細破線で示す。

2.3 拘束効果

本論ではアーチ機構に寄与する拘束効果としては、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が考えられる。矩形断面の部材の拘束効果は、Chan⁷⁾の提案式があるが、本論では、せん断補強筋の拘束効果は、トラス機構で使用された残りの未降伏のせん断補強筋が、アーチ機構に拘束効果として寄与すると考え、下式を提案する。

$$\lambda = 1 + 2.05(1 - \gamma) \frac{p_w \cdot \sigma_{wy}}{\sigma_B} \quad (18)$$

$$\text{ここに, } \gamma = \frac{q_{Ut}}{r D_1 \cdot \mu_w \cdot \cot \phi} \quad (\text{ただし, } \gamma \leq 1) \quad (19)$$

アーチ機構をせん断補強筋による拘束効果を含めて評価する場合は、アーチ機構における無次元化せん断耐力に乗じる σ_B を $\sigma'_B = \lambda \sigma_B$ としてアーチ強度を求める。

2.4 累加強度

これまでに述べてきたトラス機構による強度とアーチ機構による強度を累加し、材全体の強度を求められる。

$$Q_{SU} = q_{SU} \cdot b D \sigma_B = (q_{Ut} + q_{Ua}) \cdot b D \sigma_B \quad (20)$$

低強度コンクリートのせん断強度 Q_{SU} をトラス機構とアーチ機構によるそれぞれの強度を累加することによって求める手法は、コンクリート強度を直接用いて理論解が得られることが特徴である。

累加強度の考え方には、単純累加強度理論と一般化累加強度理論があるが、ここでは、簡便な単純累加強度理論を用いた $n-q$ 相関関係の例を図-7 に示す。トラス機構およびアーチ機構における $n-q$ 相関関係を求め、それぞれの座標を移動させることによって、部材の $n-q$ 相関関係が求まる。

3. 実験値との比較

3.1 低強度コンクリート RC 部材の実験結果

前項で示した塑性理論に基づくせん断強度評価手法による計算結果と筆者らが行った 36 体の低強度コンクリートを用いた RC 部材の実験結果の比較を行う。

実験された部材のコンクリート強度の範囲は、3.69~14.65 N/mm² で、せん断補強筋比は 0.12~0.42%、主筋には丸鋼 [$\phi 13$, $\phi 16$] または異形鋼 [D16] を用いている。軸力比の範囲は、0~0.8 である。そのうち、炭素繊維シート [0.5, 1, 2 層巻き] による耐震補強を施した柱が 10 体含まれている⁸⁾⁻¹¹⁾。なお、炭素繊維シート 2 層巻きまでの範囲では、300mm 角の部材に対する拘束効果は認められなかったため⁸⁾、耐震補強部材のせん断強度においても、未降伏のせん断補強筋のみを拘束効果として考慮した計算を行い、 Q_{SU3} および Q_{SU6} として示した。

表-1 は、試験体名とコンクリート強度、拘束効果 λ の値、実験結果および塑性理論式を用いて計算した 6 種類のせん断強度を示している。計算結果は、アーチ機構として、Model 1 および Model 2 を用いたものに大別され、 Q_{SU1} および Q_{SU4} は、アーチ強度のみでせん断強度が決定すると考えた場合を、 Q_{SU2} および Q_{SU5} は、アーチ強度とトラス強度の累加によってせん断強度が決定すると考えた場合を、 Q_{SU3} および Q_{SU6} は、アーチ強度に拘束効果を考慮し、トラス強度と累加することでせん断強度が決定すると考えた場合を示している。

図-8 は、塑性理論に基づいて評価したせん断強度 Q_{SU} と正荷重時の実験値 $\tilde{Q}_{\max-p}$ の比率のヒストグラムを示したもので、 $Q_{SU1} \sim Q_{SU6}$ は、表-1 に対応するものである。図中における \bar{X} は平均値、 σ は標準偏差を表す。

計算の結果、トラス機構の決定条件は、36 体中 27 体が主筋の付着強度によって、また 9 体がせん断補強筋の引張強度によるものとなった。従来用いられている一様な圧縮応力場の Model 1 のアーチ強度を用いて算定した場合に対して、Model 2 の局所的な圧縮応力場によるアーチ強度を用いて算定した方が平均値および標準偏差と

もに精度が良いといえる。さらに、同図(f)のせん断補強筋による拘束効果を考慮した Model 2 によるアーチ強度の場合が最も実験値との対応が良くばらつきも小さいことが示された。

以上より、低強度コンクリート RC 部材のせん断強度は、アーチ強度として、局所的な圧縮応力場にせん断補強筋による拘束効果を考慮して評価したものに、トラス強度として、中間主筋を含めて評価したものを累加した場合に、最も精度よく評価できるといえる。

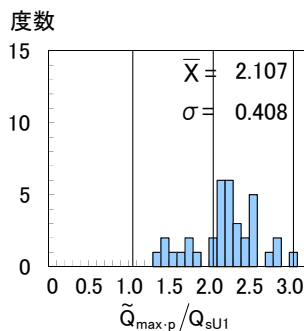
4. まとめ

本論では、塑性理論を用いてせん断強度を合理的に評価することを試みた。本論による手法を用いれば、低強度コンクリートそのものの圧縮強度を用いて、部材強度を評価できるという特徴がある。

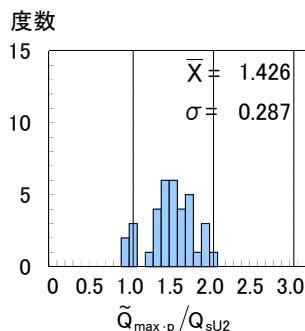
低強度コンクリート RC 部材のせん断強度は、アーチ強度として、局所的な圧縮応力場にせん断補強筋による拘束効果を考慮して評価したものに、トラス強度として、中間主筋を含めて評価したものを累加した場合に、最も

表-1 実験結果の検討

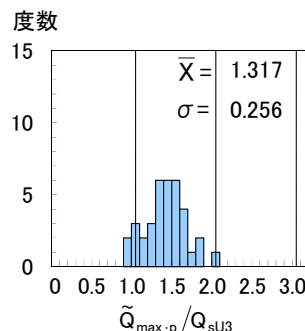
試験体 No.	試験体名	σ_B [N/mm ²]	λ	実験結果 正加力時	塑性理論式による計算結果					
					Model 1			Model 2		
					Q _{sU0} [kN]	Q _{sU1} [kN]	Q _{sU2} [kN]	Q _{sU3} [kN]	Q _{sU4} [kN]	Q _{sU5} [kN]
1	L05200	4.11	1.43	69.0	30.0	47.8	54.8	46.4	61.7	72.4
2	L05220	4.18	1.42	65.9	30.5	48.6	55.5	47.1	62.7	73.3
3	L05240	4.41	1.40	65.4	32.2	51.3	57.9	49.7	66.1	76.4
4	L05400	3.69	1.95	61.3	26.9	42.9	61.1	41.6	55.3	83.5
5	L05420	3.88	1.90	74.2	28.4	45.2	63.2	43.8	58.3	86.1
6	L05440	3.95	1.89	78.1	28.8	45.9	63.9	44.5	59.3	87.0
7	L10200	13.05	1.09	117.6	95.3	128.7	128.7	147.2	175.9	175.9
8	L10240	13.51	1.09	160.8	98.6	132.0	132.0	152.3	181.1	181.1
9	L10400	12.59	1.19	144.1	92.0	146.4	149.2	142.0	188.9	193.1
10	L10440	13.13	1.18	142.9	95.9	152.7	154.9	148.0	197.0	200.3
11	DL10200	13.66	1.09	160.1	99.8	133.1	133.1	154.0	182.8	182.8
12	DL10240	13.89	1.09	212.5	101.4	134.8	134.8	156.6	185.4	185.4
13	L1024C1	9.53	1.25	171.4	69.6	110.9	116.0	107.5	143.0	151.0
14	L1024C2	9.59	1.63	154.4	70.0	111.5	118.5	108.1	143.8	154.7
15	DL1024C1	9.66	1.25	164.8	70.6	146.8	150.7	109.0	180.6	186.6
16	DL1024C2	9.74	1.62	206.7	71.1	153.1	158.7	109.9	180.5	189.1
17	L15200	14.19	1.12	135.9	103.6	152.7	152.7	160.0	202.3	202.3
18	L15240	13.46	1.13	203.7	98.3	147.4	147.4	151.8	194.1	194.1
19	L15400	14.65	1.24	144.5	107.0	170.4	178.1	165.2	219.8	231.7
20	L15440	13.59	1.26	201.6	99.3	158.1	166.8	153.3	203.9	217.4
21	L05240W	6.97	1.20	105.8	50.9	65.6	71.4	78.6	91.3	100.3
22	L05260W	7.17	1.19	110.4	52.3	67.5	73.2	80.8	93.9	102.7
23	L05280W	7.25	1.19	115.7	52.9	68.2	73.9	81.7	94.9	103.7
24	L10240W	8.86	1.16	113.8	64.7	83.4	88.3	99.9	116.0	123.5
25	L10260W	8.89	1.16	124.8	64.9	83.7	88.5	100.3	116.4	123.9
26	L10280W	9.07	1.15	134.5	66.2	85.4	90.1	102.3	118.8	126.1
27	L0528C2W	7.33	1.86	129.8	53.5	69.0	78.2	82.6	95.9	110.1
28	L1028C2W	9.17	1.68	163.9	67.0	86.3	95.5	103.4	120.1	134.2
29	L05240S	4.57	1.30	72.6	33.4	49.4	54.7	51.5	65.4	73.4
30	L05280S	4.69	1.30	95.0	34.2	50.7	55.8	52.9	67.1	75.0
31	L10240S	10.64	1.13	152.4	77.7	115.1	115.4	120.0	152.2	152.7
32	L10280S	10.69	1.13	170.6	78.0	115.6	115.9	120.5	152.9	153.3
33	L0528C2S	4.62	2.36	84.2	33.7	50.0	58.7	52.1	66.1	79.5
34	L1028C2S	10.87	1.58	168.0	79.4	117.6	126.1	122.6	155.6	168.6
35	RA(DL10240)	10.87	1.14	185.3	79.4	122.5	122.5	122.6	159.7	159.7
36	RB(DL10140)	10.92	1.07	196.2	79.8	101.3	101.3	123.2	141.8	141.8



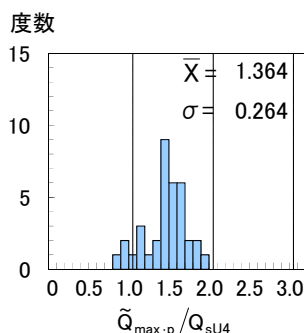
(a) Model 1 アーチ強度



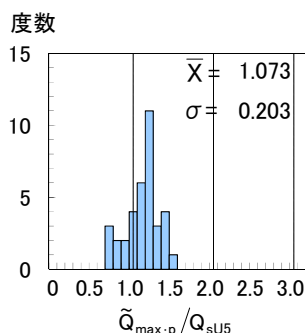
(b) Model 1 アーチ
・トラスの累加強度



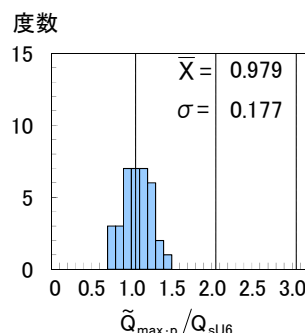
(c) Model 1 アーチ[拘束効果考慮]
・トラスの累加強度



(d) Model 2 アーチ強度



(e) Model 2 アーチ
・トラスの累加強度



(f) Model 2 アーチ[拘束効果考慮]
・トラスの累加強度

図-8 塑性理論式に基づいて算定された $\tilde{Q}_{\max-p}/Q_{sU}$ のヒストグラム

精度よく評価できることが示された。

参考文献

- 1) 荒川 卓：鉄筋コンクリートはりのせん断抵抗に関する研究（実験結果の総括），日本建築学会論文報告集，第 66 号，pp.437-440，1960.10
- 2) 山本泰稔：低強度コンクリート構造に関する調査・研究資料，「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」，大宮ソニックシティ，pp.77-91，2005.9.16
- 3) 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，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) 山本裕康，佐々木良一，南 宏一：高軸力を受ける短柱の角形鋼管で被覆した X 形配筋の合成柱の弾塑性性状，コンクリート工学年次論文報告集，第 13 巻，第 2 号，pp.969-974，1991.6
- 6) 日本建築学会：プレストレストコンクリート設計施

工規準・同解説，1998.11

- 7) 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
- 8) 根口百世，大久保静香，三谷和司，高月行治，塚越英夫，南 宏一：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 11），日本建築学会中国支部研究報告集，第 34 巻，261，pp.1-4 (CD-R)，2011.3
- 9) 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，第 29 巻，No.3，pp.157-162，2007.7
- 10) 根口百世，川上裕佳，高月行治，南 宏一：10N/mm²級の低強度コンクリートを用いた RC 柱のせん断破壊性状，コンクリート工学年次論文集，第 30 巻，No.3，pp.1129-1134，2008.7
- 11) 根口百世：低強度コンクリートを用いた RC 部材の弾塑性性状に関する実験的研究，福山大学学位請求論文，2011.1