

論文 モールクーロンの破壊基準に基づく RC 柱部材のせん断挙動評価

花井 伸明^{*1}・平林 聖尊^{*2}・市之瀬 敏勝^{*3}

要旨：繰り返しせん断力を受ける RC 柱において、コンクリートの軸応力度と横補強筋による拘束応力度を用いてモールの応力円を描き、これがクーロンの破壊基準に接するときにはせん断破壊が生じると仮定した。そして、モールクーロンの破壊基準に基づき、トラス・アーチ機構を考慮した RC 柱のせん断強度および変形能力の予測法を提案し、既往の実験結果と対比し検証した。その結果、コンクリート内部の応力状態を考慮した合理的な方法で、既往の算定方法と同等以上の精度でせん断強度および変形能力を予測することができた。

キーワード：モールの応力円、クーロンの破壊基準、せん断破壊、トラス・アーチ機構

1. はじめに

近年、建物の設計方針が従来の仕様設計から性能設計に移行しつつあるが、建物の性能を評価するためには RC 部材のせん断強度および変形能力を精度よく算定することが不可欠である。RC 部材の設計や耐震診断¹⁾等で広く用いられている荒川・広沢式は横補強筋の降伏を前提とした強度型の式であるため、応力の流れが明確でなく、変形能力の予測も困難である。

一方、建築学会の靱性指針²⁾はトラス・アーチ理論を取り入れ、物理的に理解しやすいものとなった。しかし、コンクリートの有効強度係数 ν の物理的説明が曖昧であること、圧縮軸力によりせん断強度と変形能力が向上するという現象を説明できないこと等の問題がある。

Pujol, Sozen ら³⁾は、繰り返しせん断力を受ける RC 柱について、軸応力度 σ_a と横補強筋による拘束応力度 σ_t を用いてモールの応力円を描き、これがクーロンの破壊基準に接するという仮定から変形能力を予測した。この手法では、軸力や主筋の引張力が反映されている。しかし、せん断破壊時に横補強筋が降伏しない場合や、曲げ降伏前にせん断破壊する場合が考慮されていない。

本研究の目的は、Pujol ら³⁾の手法に基に、様々なせん断破壊モードに対応できる論理的なせん断挙動評価式を構築することである。

2. コンクリートの破壊条件に関する仮定

せん断破壊は、コンクリートが図-1に示す破壊条件に達したとき生じるものとする。

破壊条件1は、圧縮・引張応力度 σ とせん断応力度 τ の関係において、式(1)

$$\tau = k_1 \cdot \beta_1 \sigma_B + k_2 \cdot \sigma \quad (1)$$

によって表されるクーロンの破壊基準である。ここで、 σ_B はコンクリート圧縮強度、 β_1 はACI規準⁴⁾による有効係数であり、式(2a)(2b)(2c)

$$\beta_1 = 0.85 \quad (\sigma_B \leq 28 \text{N/mm}^2) \quad (2a)$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05(\sigma_B - 28)/7 \quad (28 < \sigma_B \leq 56 \text{N/mm}^2) \quad (2b)$$

$$\beta_1 = 0.65 \quad (\sigma_B > 56 \text{N/mm}^2) \quad (2c)$$

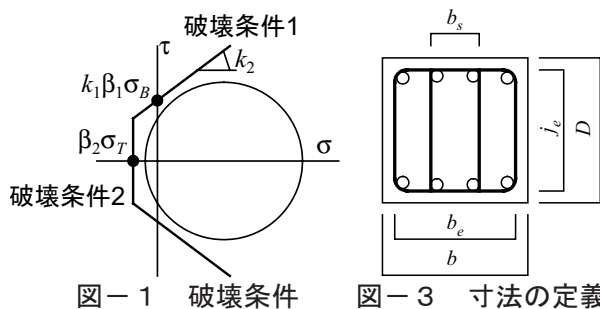
による。 k_2 は0.75とする³⁾。 k_1 は初期値を0.25とし、曲げ降伏後は微小なひび割れの蓄積により変形とともに低減させる。

破壊条件2はコンクリート引張強度 σ_T を係数 β_2 により低減した値とする。ここで、 β_2 は文献⁵⁾の実験結果(図-2)のほぼ平均値となる0.6とする。なお、図-2の縦軸の σ_1 はせん断応力

*1 名古屋工業大学大学院 博士後期課程社会工学専攻 修士(工) (正会員)

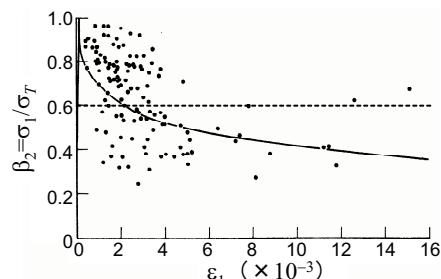
*2 (株)竹中工務店 修士(工)

*3 名古屋工業大学 建築・デザイン工学科教授 工博 (正会員)



図－１ 破壊条件

図－３ 寸法の定義



図－２ コンクリート引張強度の低減係数²⁾

を受ける RC パネルにおけるコンクリートの主引張応力度であり、横軸は主ひずみである。

3. 検討対象とした試験体

文献^{3), 6)~12)}から抽出した試験体について検討する。試験体一覧を表－１に示す。

4. トラス機構に基づく検討

4.1 トラス機構に関する仮定

コンクリートのせん断応力度 τ は、せん断力 Q を有効断面積 A_e で除した値とする。

$$\tau = Q/A_e \quad (3)$$

有効断面積 A_e は、曲げ降伏しない場合はコアコンクリート断面積 $A_{\text{core}} = b_e j_e$ (b_e, j_e : 靱性指針²⁾による有効幅・せい。図－３参照)を用いる。曲げ降伏後にせん断破壊する場合は、靱性指針²⁾のトラス機構の有効係数を考慮した A_{min}

$$A_{\text{min}} = \left(1 - \frac{s}{2j_e} - \frac{b_s}{4j_e} \right) A_{\text{core}} \quad (4)$$

を A_e とする。なお、 s は横補強筋間隔である。

主筋の引張力 T は、軸力 N の一次関数として図－４で与えられるものとする。

図－５のような応力状態を考える。軸方向平均応力度 σ_a を式(5)

$$\sigma_a = \frac{N+T}{A_e} \quad (5)$$

表－１ 試験体一覧

文献	試験体	σ_B (N/mm ²)	軸力比	p_g (%)	p_w (%)	Mode	
3)	CA025C	26.0	0.26	2.4	0.91	曲げ降伏後せん断破壊	
3)	2	30.0	0.16	3.3	0.27		
	3	35.0	0.14		0.54		
	4	32.0	0.15		0.81		
	6	37.0	0.13		0.42		
	7	39.0					
3)	1	99.0	0.35	2.6	0.52		
	2				0.78		
	3				0.63		
	4				0.52		
	5				0.52		
	6				0.51		
	7				0.52		
3)	19-T10-0.1P	76.0	0.10	3.6	1.64		
	19-T10-0.2P		0.20				
	16-T10-0.1P	86.0	0.10	2.5			0.74
	16-T10-0.2P		0.19				
	16-T6-0.1P		0.10				
	16-T6-0.2P		0.19				
6)	LYW	26.7	0.14	1.3	0.30		
	LNW		0.13	2.5	0.62		
	SYW	28.9	0.15	1.3	0.25		
	SNW		0.18	2.5	0.60		
	HL	57.2	0.17	3.3	0.78		
	HS				0.75		
7)	NB3	28.8	0.12	2.5	0.25		
	CB3				0.12		
	A	31.3	0.06	2.5	0.25		
	NA		0				
8)	2C	25.2	0.19	2.7	0.21		
	3C		0.28				
	2C13		0.19	1.7			
9)	No.1	98.7	0.13	3.8	0.51		
	No.2		0.32				
	No.3		0.51				
	No.5		0.13		1.02		
	No.6		0.32				
	No.7 ※		0.51				
10)	S-2	24.7	0.30	2.7	0.21		
	S-4 ※				0.42		
11)	N-250-A	39.4	0.50	2.0	0	アーチ機構のみ	
	N-375-A	31.8	0.34				
	N-500(1)-A	33.0	0.49				
	N-500(2)-A	32.1	0.41				
	N-625-A	32.4	0.53				
	N-750-A	32.6	0.52				
	N-875-A	32.1	0.28				
	H-250-A	64.9	0.20				
	H-375-A	67.2	0.35				
	H-500(1)-A	65.3	0.35				
	H-500(2)-A	66.5	0.31				
	H-625-A	65.0	0.48				
	H-750-A	66.2	0.51				
	H-875-A	66.7	0.49				
	N-250-C	29.3	0.22	3.9			
	N-375-C	32.4	0.28				
	N-500-C	32.4	0.28				
	N-625-C	31.5	0.29				
	N-750-C	33.1	0.26				
	N-875-C	31.4	0.26				
	H-250-C	65.0	0.22				
	H-375-C	64.7	0.23				
	H-500-C	62.4	0.20				
	H-625-C	63.2	0.21				
	H-750-C	64.5	0.25				
	H-875-C	66.8	0.25				
12)	S-9	41.9	0.04 引張	1.0 付着なし	0.19		
	S-10		0.04				
	S-11	42.9	0.16		0.39		
	S-12		0.09 引張				

とする。ただし、コンクリートの主応力は圧縮－圧縮とならないものとする。

4.2 検討方法

モール円がクーロンの破壊基準を超えることができないという条件に基づいて検討を進める。検討手順を図－6に示す。

(1) STEP 1

せん断破壊時に主筋および横補強筋が降伏していると暫定的に仮定し、横方向の応力度 σ_t を式 (6)

$$\sigma_t = p_{we} \sigma_{wy}$$

とする。ここで、

$$p_{we} = a_w / (b_e s)$$

は有効横補強筋比、 σ_{wy} は横補強筋強度、 a_w は横補強筋断面積である。そして、中心が $(\sigma_a + \sigma_t)/2$ で図－1の破壊条件に内接するモール円を描く(図－7)。なお、 $A_e = A_{core}$ とする。

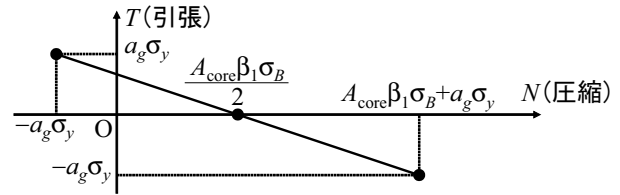
この際、主応力

が圧縮－圧縮となった場合には、横補強筋の存在応力度が降伏応力度に達していないと考え、モール円が τ 軸に接するように σ_t を低減する。このモール円よりせん断強度 τ_{su} を求める。

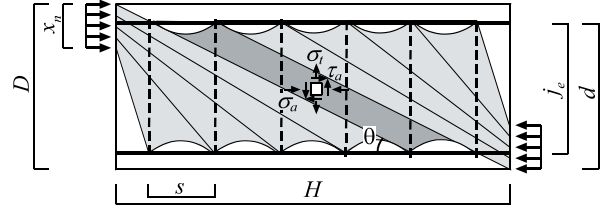
(2) STEP 2

曲げ強度 M_u を $A_e = A_{core}$ およびシアスパンで除してせん断力 τ_{fu} を求める。せん断強度 τ_{su} とせん断力 τ_{fu} を比較して破壊モードを分類する。 $\tau_{su} < \tau_{fu}$ ならば曲げ降伏前のせん断破壊(せん断破壊先行型)、 $\tau_{su} > \tau_{fu}$ ならば曲げ降伏後のせん断破壊(曲げ降伏先行型)と判定する。なお、曲げ強度 M_u は式 (7)

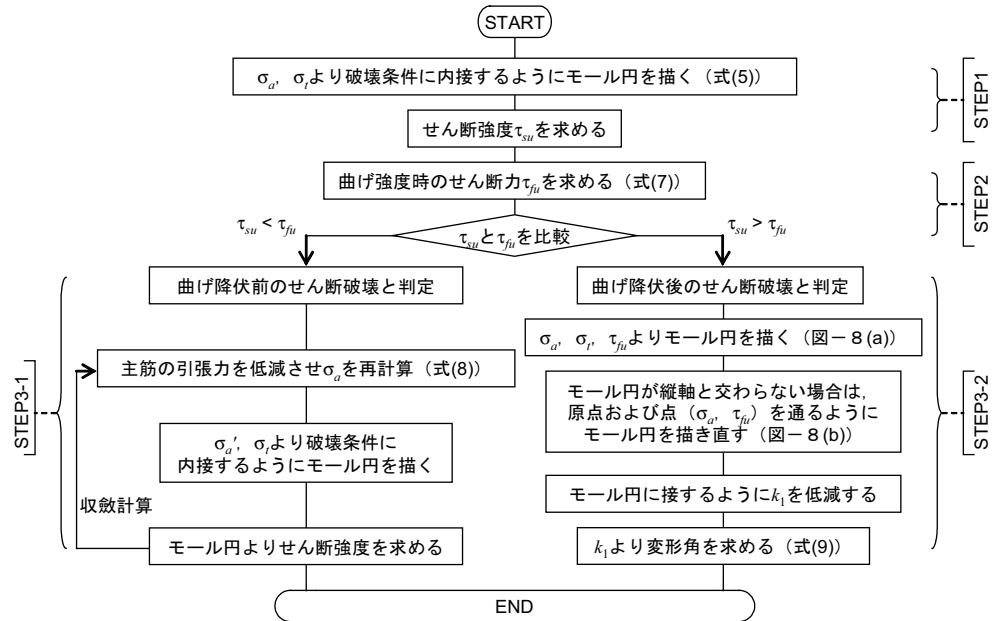
$$M_u = 0.5 a_g \sigma_y g_1 D + \frac{ND}{2} \left(1 - \frac{N}{\beta_1 \sigma_B b D} \right) \quad (7)$$



図－4 主筋引張力 T

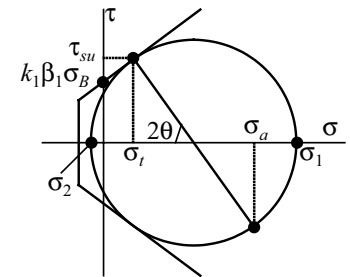


図－5 トラス機構



図－6 検討手順のフロー

による¹³⁾。ここで、 a_g は主筋全断面積、 σ_y は主筋降伏強度、 g_1 は引張筋重心と圧縮筋重心との距離の全せい



図－7 STEP 1のモール円

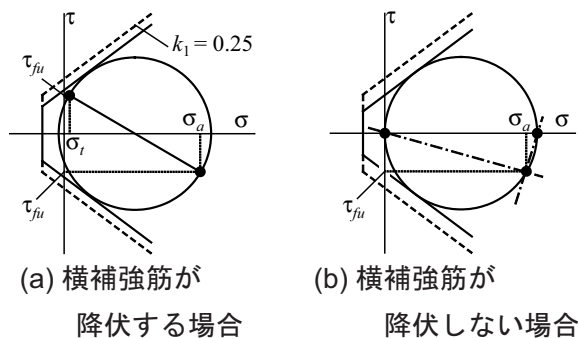
に対する比、 b は柱幅、 D は柱せいである。

(3) STEP 3-1

主筋が降伏していないため、式 (8)

$$T' = \frac{\tau_{su}}{\tau_{fu}} T \quad (8)$$

により主筋引張力 T' を再計算し、 σ_a を再計算(図



図－8 STEP 3-2 のモール円

－6では σ_a' と表記)してモール円を描き直す。このモール円によりせん断強度 τ_{su} を再度求める。さらに、再計算された τ_{su} を式(8)に再び代入し、収斂するまで繰り返す。

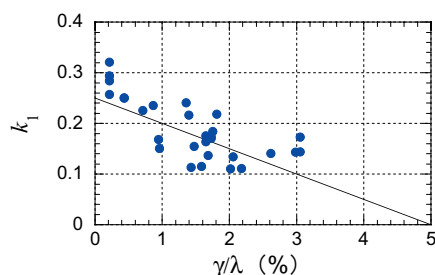
(4) STEP 3-2

曲げ降伏先行型であるため、 τ_{fu} を用いてモール円を描き直す。STEP 1と同様に、せん断破壊時に横補強筋が降伏すると仮定し、線分 $(\sigma_a, \tau_{fu})(\sigma_i, \tau_{fu})$ を直径とするモール円を描く(図－8(a))。ただし、 σ_a および τ_{fu} は、 $A_e = A_{min}$ として算定し直したものをを用いる。主応力が圧縮－引張となる場合は横補強筋が降伏すると判定し、主引張応力が破壊条件2を超えていないことを確認する。主応力が圧縮－圧縮となる場合は横補強筋が降伏しないと判定し、点 (σ_a, τ_{fu}) を通り τ 軸に接するようにモール円を描き直す(図－8(b))。

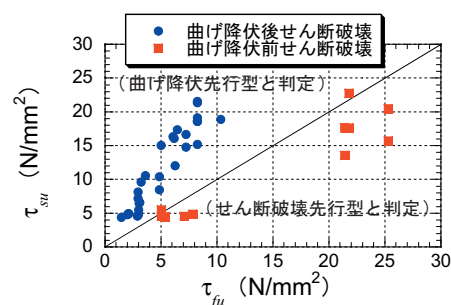
そして、破壊条件1がモール円に接するような k_1 を算定し、後述する式(9)よりせん断破壊時の変形角 γ を求める。

4.3 クーロンの破壊基準と変形の関係

曲げ降伏先行型の試験体(計29体)について、実験結果より拾った σ_a 、 σ_i 、 τ を用いてモール円を描き、そのモール円と破壊条件から算定した k_1 と、せん断破壊時の変形角 γ を λ ($\lambda = H/d$:有効せい d と柱高さ H の比)で除した値(γ/λ)の関係を図－9にプロットした。図より、バラツキは大きいですが、せん断破壊時の変形角 γ が増加するとともに k_1 は減少する傾向が見られ、 $k_2 = 0.75$ に対応する k_1 の初期理論値0.25を考慮して最小二乗法により以下の近似式



図－9 k_1 と変形の関係



図－10 破壊モードの分類結果

$$k_1 = 0.25 - 5(\gamma/\lambda) \geq 0 \quad (9)$$

を得た。

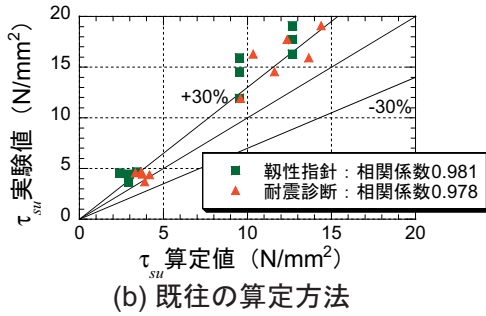
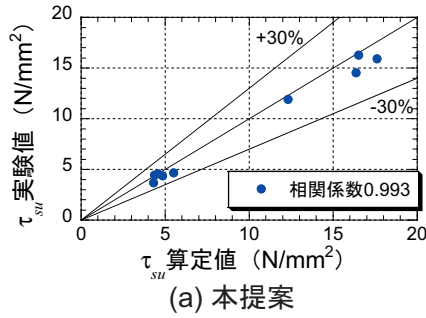
4.4 提案法の検証

トラス機構が作用している試験体(計40体)について、4.2節の方法を検証した。

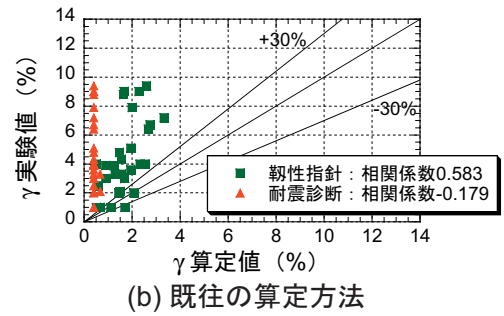
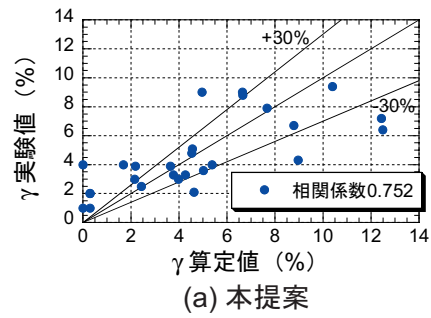
破壊モードの分類結果を図－10に示す。図中、実線より上のプロットは曲げ降伏先行型、下のプロットはせん断破壊先行型とそれぞれ判定されたことを示している。図より、実際にはせん断破壊先行型であったにもかかわらず曲げ降伏先行型と判定された試験体が2体あった(表－1中※印)以外は、実験結果と一致した。

せん断破壊先行型の試験体について、提案した方法により算定したせん断応力度の予測値と実験値の比較を図－11(a)に示す。実験値は予測値をやや下回る傾向にあるが、相関係数は0.993と、非常に高い相関性を示した。図－11(b)に既往の算定法による予測結果を示す。相関係数は0.98前後であり、本提案法により既往の算定法と同等以上の精度が得られた。

曲げ降伏先行型の試験体について、提案した方法により算定した変形能力の予測値と実験値の比較を図－12(a)に示す。一部の試験体において予測値が負となったので、今回はこれら



図－11 せん断強度の評価（せん断破壊先行型）



図－12 変形能力の評価（曲げ降伏先行型）

を0としてプロットした。図－12(b)に示す既往の算定法による予測結果と比較すると、図－12(b)よりは（予測値）＝（実験値）のラインに近づいており相関係数も1に近いが、バラツキは小さいとはいえず、さらなる検討を要する。

5. アーチ機構に基づく検討

5.1 アーチ機構に関する仮定

コンクリート全断面積 A_g を式 (10)

$$A_g = bD \quad (10)$$

で算定する。主筋引張力 T は、図－4 の A_{core} を A_g と読み替えて算定する。

コンクリートの圧縮力 C を式 (11)

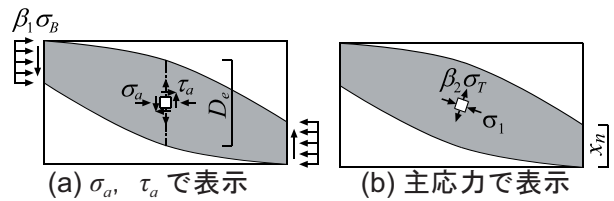
$$C = N + T \quad (11)$$

で算定する。また、圧縮縁から中立軸までの距離 x_n を式 (12)

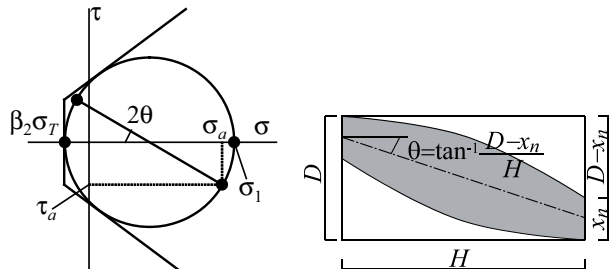
$$x_n = \frac{C}{b\beta_1\sigma_B} \quad (12)$$

で算定する。

部材の応力状態を図－13(a) のようになっていると考える。このとき、部材中央部では直交方向に引張応力度が発生するので、モール円は破壊条件 1, 2 の両方に接すると仮定する（図－13(b), 図－14）。



図－13 アーチ機構



図－15 圧縮束の角度

5.2 検討方法

圧縮束の角度 θ を式 (13)

$$\theta = \tan^{-1} \frac{D - x_n}{H} \quad (13)$$

で算定する（図－15）。図－14 のモール円から θ を用いて σ_a, τ_a を求める。力のつり合いより、中央部の圧縮ストラットのせい D_e は式 (14)

$$D_e = \frac{\beta_1\sigma_B}{\sigma_a} x_n \quad (14)$$

で計算できる。よって、せん断強度 Q_{su} は式 (15)

$$Q_{su} = bD_e\tau_a \quad (15)$$

で算定できる。

5.3 提案法の検証

アーチ機構のみが作用している試験体（計 30 体）について、前節の方法を検証した。なお、文献¹¹⁾による試験体（26 体）は横補強筋がないため、当然アーチ機構のみを形成していると考えられる。また文献¹²⁾による試験体（4 体）は主筋の付着がなく横断補強筋の効果が全くなかったと報告されているので、トラス機構の寄与分はゼロであったと解釈した。

前節により算定したせん断応力度の予測値と実験値の比較を図-16(a)に示す。なお、縦軸横軸とも Q_{su} を bD で基準化して τ_{su} で表示している。図より、バラツキは一部の試験体において $\pm 30\%$ を超えているが、図-16(b)に示す既往の算定法による予測結果と同等以上の精度で整合している。

6. まとめ

本稿では、モールクーロンの破壊基準に基づいた RC 柱のせん断強度および変形能力の予測法を提案し、既往の実験結果と対比し検証した。また、予測精度について既往の算定方法と比較検討した。その結果、有効強度係数 ν を用いることなく力学的に合理的な方法で、既往の算定方法と同等以上の精度が得られた。ただし、式(9)の物理的意味については今後の課題としたい。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建物の耐震診断基準・同解説，2001
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
- 3) Pujol, S.; Sozen, M.A. and Ramirez, J.: Transverse Reinforcement for Columns of RC Frames to Resist Earthquakes, *J. Struct. Eng.*, pp.461-466, Apr. 2000
- 4) American Concrete Institute: Building Code and Commentary ACI 318-02/318R-02, 2002
- 5) Vecchio, F.J.; Collins, M.P.: The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, *J. ACI*, pp.219-231, Mar.-Apr. 1986
- 6) 新田兼也，平林聖尊，花井伸明，梅村恒，市之瀬

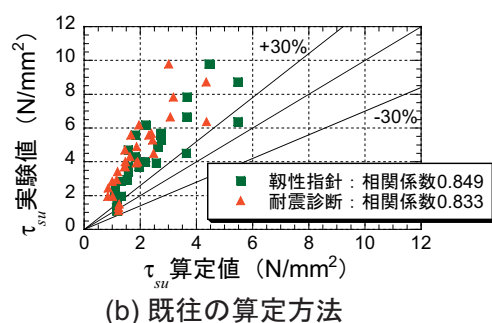
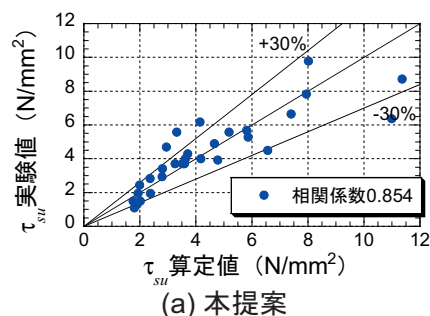


図-16 せん断強度の評価（アーチ機構のみ）

- 敏勝：RC 柱の耐力低下性状に関する寸法効果（その 1～その 3），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.145-150，2005.9
- 7) 花井伸明，梅村恒，市之瀬敏勝：曲げ降伏後にせん断破壊する RC 柱の耐力低下に影響する因子，日本建築学会構造系論文集，第 593 号，pp.129-136，2005.7
 - 8) 石上誠一，大和征良，中村孝也，芳村学：せん断破壊型鉄筋コンクリート短柱の軸力保持能力に関する研究（その 1～その 3），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.391-396，2002.8
 - 9) 高見信嗣，吉岡研三：超高強度コンクリートを用いた RC 柱のせん断強度に関する研究（軸力比，横補強筋量，載荷方向の影響），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.25-26，1997.9
 - 10) 大野義照，宮本芳樹：鉄筋コンクリート柱の力学的性状におよぼす帯筋フック形状の影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20，No.3，pp.493-198，1998.7
 - 11) 滝口克己，西村康志郎：せん断補強筋のない RC 柱部材の斜め圧縮力伝達能力，日本建築学会構造系論文集，第 534 号，pp.113-119，2000.8
 - 12) 白石一郎，宮脇毅，高木仁之：主筋付着の有無が RC 柱のせん断挙動に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.24，No.2，pp.871-876，2002.6
 - 13) 日本建築センター：建築物の構造規定，1994