

機械式定着を用いた RC 造ト形接合部の形状がせん断強度に与える影響に関する実験的研究

Experimental Study on Shear Strength with Joint Panel Shape of RC

Exterior Beam-Column Joint using Mechanical Anchor

趙敏洙¹⁾, 三浦耕太²⁾, 迫田丈志³⁾, 前田匡樹⁴⁾

Minsu JO¹, Kota MIURA², Joji SAKUTA³, Msaki MAEDA⁴

1) 東北大学大学院工学研究科都市・建築学専攻

¹ Graduate School of Engineering, Tohoku Univ.

e-mail : choms@sally.str.archi.tohoku.ac.jp

2) 東北大学大学院工学研究科都市・建築学専攻

² Graduate School of Engineering, Tohoku Univ.

e-mail : miura@sally.str.archi.tohoku.ac.jp

3) 東北大学大学院工学研究科都市・建築学専攻助手 修士 (工学)

Research Associate, Graduate School, Tohoku Univ., M. Eng.

e-mail : sakuta@archi.tohoku.ac.jp

4) 東北大学大学院工学研究科都市・建築学専攻准教授 博士 (工学)

⁴ Assoc. prof., Graduate School, Tohoku Univ., Dr. Eng.

e-mail : maeda@sally.str.archi.tohoku.ac.jp

ABSTRACT: Recently, the AIJ's design guideline has been used for the evaluation of joint shear strength. However, this formula is based on the test results of square joint panel which connects same depth beam and column. That is, it is not considered about rectangular joint panel shape. As a result, it would be expected not to estimate the shear strength accurately. In this report, 4 rectangular joint test results are shown. Comparing with the shear strength of square joint, the shear strength in the rectangular joint with deep beam decreased and with deep column increased. Also, truss-arch mechanism is applied to evaluation of shear strength of the rectangular joint. Results calculated by truss-arch formula estimated accurately the test results.

キーワード: ト形接合部, 接合部形状, せん断強度, 機械式定着, 接合部せん断変形

1. はじめに

近年, 図 1 に示すように RC 造中高層建物の柱梁接合部の配筋簡素化を目的として, ト形接合部における梁主筋の定着に機械式定着工法が用いられている。接合部せん断強度については建築学会「終局強度指針¹⁾」や「靱性保証型耐震設計指針²⁾」において規定される強度式(1)を基本に図 2 に示した定着長 L_d と接合部有効幅 b_j , およびコンクリート強度 σ_B によって定められている。

現行指針式(1)の背景となるト形接合部に関する研究は, 接合部立面形状が正方形に近い柱せいと梁せいがほぼ等しい試験体の実験や解析³⁾に基づき, 柱せいが梁せいに比べて大きい (以下, 横長) 接合部や梁せいが柱せいに比べて大きい (以下, 縦長) 接合部については, 研究例が殆ど無い。

十字形架構について, アスペクト比 (=梁せい/柱せい) を変化させた既往の研究⁴⁾では, アスペクト比が大きくなる (縦長) と接合部せん断強度が低下することが実験結果により示されているが, その

理論的根拠が示されるまでには至っていない。

以上の背景から本研究では、長方形ト形接合部のせん断強度を推定することを目的として既往のトラス・アーチ理論に基づくせん断強度式を接合部に適用し、構造実験により検討を行う。現行指針式(1)は、接合部のせん断強度の算定に対して、ストラット角度や横補強筋の影響を考慮できないことに問題があると考えられる。

$$V_{ju} = \kappa \cdot \phi \cdot F_j \cdot B_j \cdot D_j \quad (1)$$

ここで、 κ : 形状により 0.7 (ト型), 1.0 (十字形) ϕ : 直交梁の有無により 1.0 (両側), 0.85 (その他), B_j : 接合部有効幅, D_j : 定着長 (L_d), F_j : 接合部せん断強度基準値 (コンクリート強度により $0.8 \cdot \sigma_B^{0.7}$)

2. ト形接合部の柱・梁せいに着目した静的実験

2.1 実験概要

本研究では、正方形接合部となる試験体及び柱せい、あるいは梁せいを大きくした長方形接合部となる試験体について静的加力実験を行うことで、接合部形状が破壊性状、変形、耐力に及ぼす影響を検討することを目的とした。

2.2 試験体計画

表1に試験体の諸元を示し、表2に使用材料特性を示す。試験体は1/2スケールのRC造建物のト形部分架構5体とした。試験体名のPは機械式定着を示し、数字4045は、柱せい40cmと梁せい45cmを示し、0.3, 0.6は接合部せん断補強筋比を表す。P4045_0.3 基準試験体は、正方形接合部のせん断破壊型とし、P6035_0.3, P8045_0.3, P4090_0.3 試験体はP4045に対して、柱せいあるいは梁せいを1.5倍, 2倍とした横長及び縦長接合部の試験体である。また、P4090_0.6 試験体はP4090_0.3に対し、せん断補強筋を2倍とした。

2.3 加力計画

加力装置図を図3に示す。梁反曲点位置に取り付けた油圧ジャッキにより正負交番繰り返し漸増载荷を行った。梁端を押し下げる方向を正加力とし、梁端の変位を梁スパンで割った層間変形角に対して $\pm 1/800\text{rad}$.を1サイクル, $\pm 1/400, 1/200, 1/100, 1/67, 1/50, 1/33, 1/25$ を2サイクルずつ加力した後、ジャッキのストローク限界である正側 $1/23\text{rad}$.まで加力した。

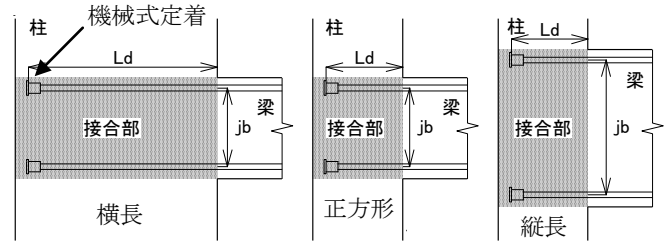


図1 機械式定着と接合部の形状

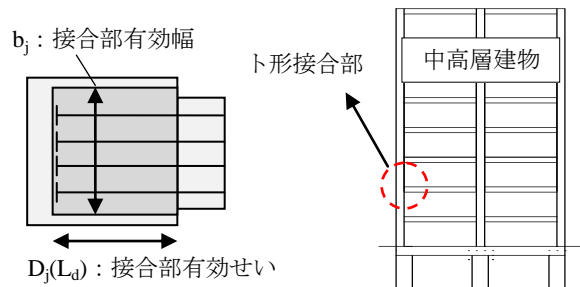


図2 既往の強度式の想定

表1 試験体諸元

試験体名	P4045 -0.3	P8045 -0.3	P4090 -0.3	P4090 -0.6	P6035 -0.3	
σ_B (N/mm ²)	24			27		
スパン L(mm)	3800					
梁	断面B×D(mm)	350×450		350×900	350×350	
	引張主筋	4-D25 (SD980)		4-D25 (SD685)	4-D29 (SD685)	
	横補強筋	2-D10@60 (SPR785)		2-D10@60 (SD295)		
	定着長Ld(mm)	300			600	
柱	スパンH(mm)	2200				
	断面B×D(mm)	400×400	400×800	400×400		400×600
	全主筋	12-D22 (SD490)		10-D25 (SD685)	10-D19 (SD590)	
	横補強筋	4-D10@100 (SPR785)			4-D10@100 (SD295)	
接合部	横補強筋	2-D10@100 (SD295)		4-D10@100 (SD295)	2-D10@100 (SD295)	

表2 使用材料特性

コンクリート	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	圧縮強度歪 ϵ_a (μ)	ヤング係数 E_C (N/mm ²)	割裂強度 σ_T (N/mm ²)
PS4045_0.3	23.8	1710	2.66×10^4	2.16
PS8045_0.3	23.5	1700	2.69×10^4	2.29
PS4090_0.3	24.6	1780	2.71×10^4	2.15
PS6035_0.3	27.0	1944	2.59×10^4	2.28
PS4090_0.6	27.0	1025	2.62×10^4	2.52
鉄筋	降伏強度 σ_v (N/mm ²)	降伏歪 ϵ_s (μ)	ヤング係数 E_C (N/mm ²)	引張強度 σ_u (N/mm ²)
D10(SD295)	376	2024	1.86×10^5	524
D10(SD785)	878	4408	1.99×10^5	1045
D25(SD980)	1142	7950	1.92×10^5	1260
D22(SD490)	540	2870	1.88×10^5	706
D25(SD685)	743	3963	1.88×10^5	954
D29(SD685)	713	3624	1.97×10^5	936
D19(SD590)	619	3348	1.86×10^5	838

3. 実験結果

3.1 破壊状況

図4に各試験体の荷重変形関係を示し、図5に各試験体の最大強度時のひび割れ状況を示す。いずれの試験体においても、層間変形角 $1/400\text{rad.} \sim 1200\text{rad.}$ において、機械式定着部を基点とした接合部せん断ひび割れが発生した。正方形接合部 P4045_0.3 試験体は $+1/50\text{rad.}$ 時に最大耐力に達した後、接合部のひび割れが背面にまで貫通すると共に接合部中央付近のコンクリートが剥落し、最終破壊に達した。縦長接合部 P4090_0.3, P4090_0.6 試験体は $+1/67\text{rad.}$ 時に最大耐力に至り、最終的には被りコンクリートが剥落した。他の試験体に比べるとひび割れは分散しており、角度が縦方向に向いていた。横長接合部 P6045_0.3 試験体は $\pm 1/50\text{rad.}$ 時に最大耐力に達した後、定着板を基点に斜めひび割れが広がり、せん断破壊に至った。

一方、P8045_0.3 試験体では、 $\pm 1/33\text{rad.}$ 時に最大耐力に達した後、接合部のひび割れはそれほど進行せず、代わって梁危険断面のひび割れが開くと同時に梁主筋の抜け出しが進み、最終的に定着破壊に至った。

3.2 接合部のせん断補強筋歪

図6に接合部のせん断ひずみ分布を示す。いずれの試験体でも接合部のせん断ひび割れ発生の影響により変形角 $1/200\text{rad.}$ 時に歪が急激に増加している。また、最大強度時までは全てのせん断補強筋が降伏した。定着破壊した P8045_0.3 試験体とせん断破壊した P6035_0.3 試験体は、同じ変形角 ($1/100\text{rad.}$)で接合部せん断補強筋が降伏歪に達した。P4090_0.3 試験体は $1/200\text{rad.}$ で降伏歪に達した。これに対し、せん断補強筋量を2倍とした P4090_0.6 試験体は変形角 $1/100\text{rad.}$ で降伏歪に至った。

3.3 接合部せん断強度

図7に接合部のせん断応力度とせん断変形角関係を示す。接合部のせん断補強筋を0.3%とした試験体の接合部ひび割れ後の剛性が縦長になるほど下がる傾向が見られた。また、P8045_0.3 試験体より P6035_0.3 試験体は2倍の剛性を示している。

一方、接合部せん断補強筋を2倍とした P4090_0.6 試験体は P4090_0.3 試験体より剛性が2倍であった。P6035_0.3 試験体以外の試験体では最大耐力以降に接合部変形が進み接合部せん断破壊に至ったが、P8045_0.3 試験体は最大耐力に達した後、急激に耐力が低下して定着破壊に至った。せん断強度については P4090_0.3 試験体以外には計算値(式1)に対し、実験値が上回っていた。

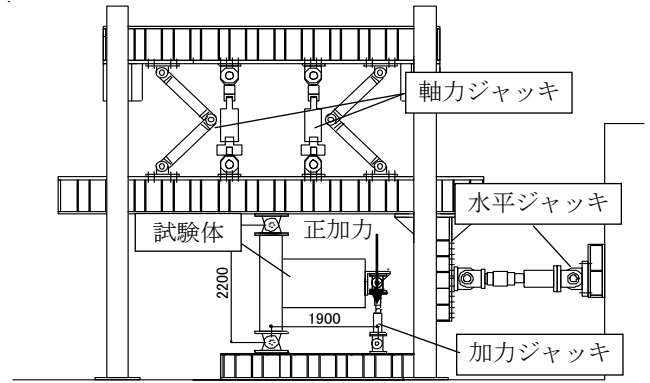


図3 加力装置

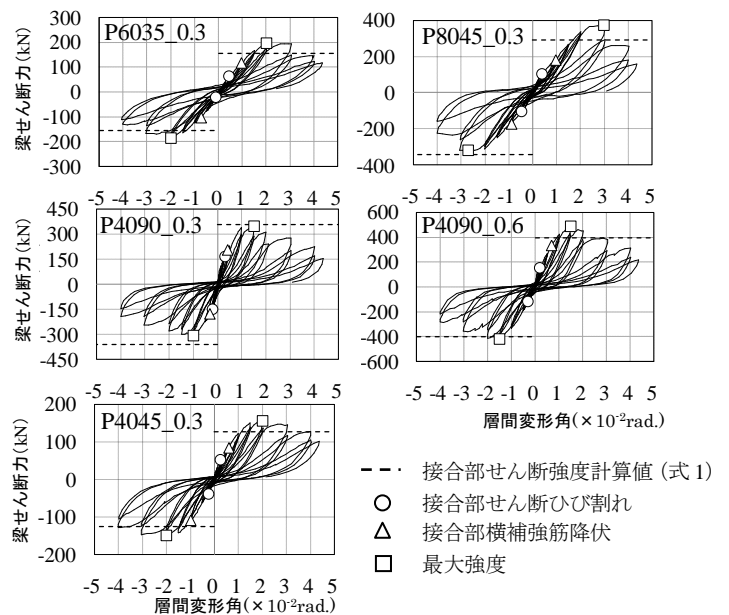


図4 荷重変形関係

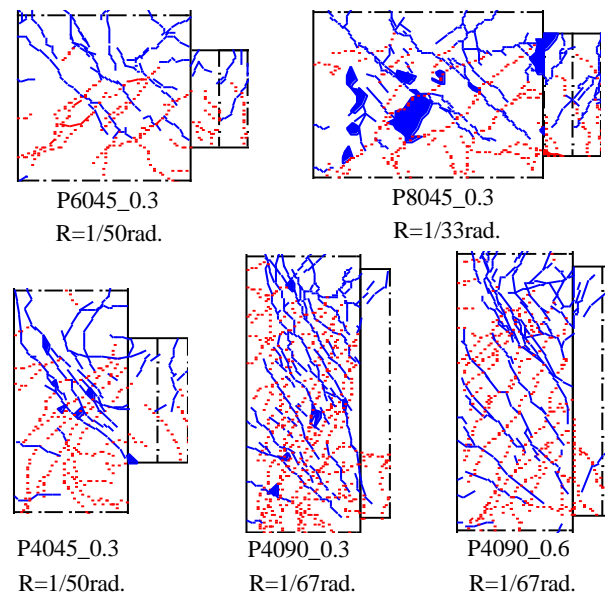


図5 試験体破壊状況

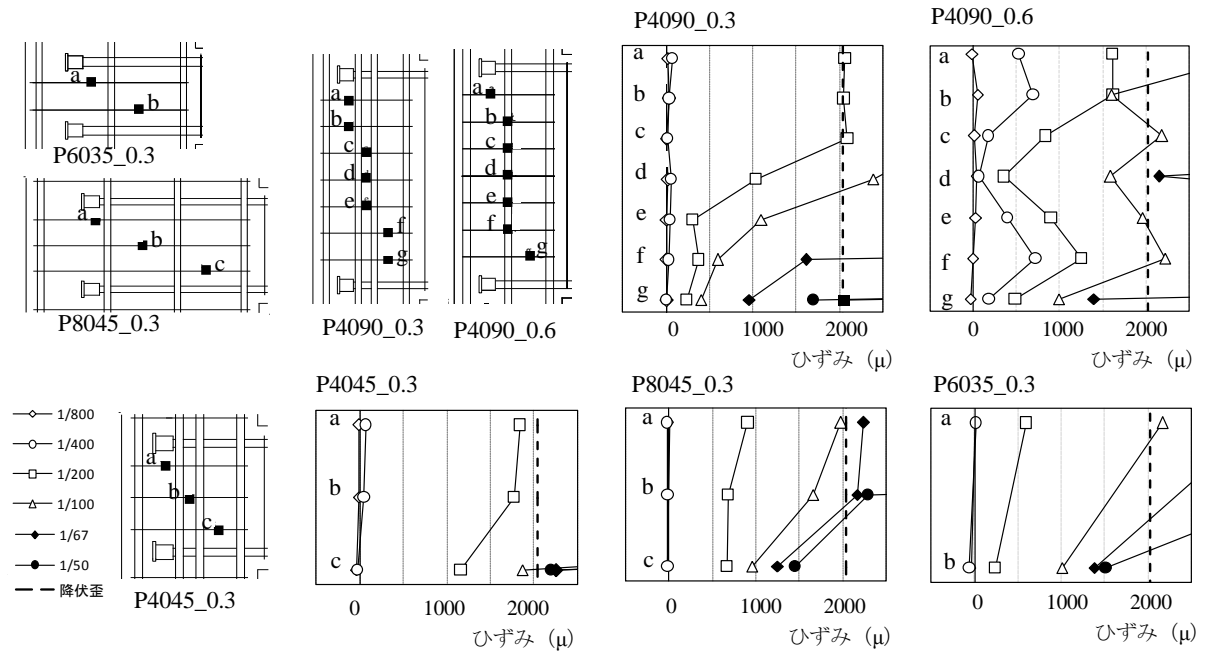


図6 接合部の変形成分とト形架構の変形状態

3. 4 接合部変形が全体変形に与える影響

図8に各層間変形角における接合部せん断変形成分を示す。層間変形角における接合部の変形成分は接合部が変形した時に梁と柱の変形角との関係から求めた。接合部せん断補強筋比を0.3%とした試験体4体を比較すると、接合部変形成分は横長から縦長になるほど大きくなる。一方、P4090_0.3試験体よりせん断補強筋量を2倍としたP4090_0.6試験体はせん断変形成分が小さく抑えられた。これは、接合部せん断補強筋の拘束効果の影響だと考えられる。

4. 接合部せん断強度の評価

4.1 トラス・アーチ機構の仮定

P6045_0.3, P8045_0.3試験体を例として横長接合部を図9に、P4090_0.3, P4090_0.6試験体を例として縦長接合部のトラス・アーチ機構の仮定を図10に示す。トラス・アーチ式を式(2)~(4)に示す。計算に用いた接合部高さは、図11示すような接合部せん断力が一定値で最大となる領域を梁引張主筋からコンクリート圧縮基点までの $j_b=0.8 \cdot d$ と仮定した。有効圧縮強度係数 v_j (0.58)は、靱性指針の柱の有効圧縮強度係数を用いた。トラス機構は柱主筋の付着力と接合部横補強筋の降伏力、コンクリート圧縮力が釣合うとして柱主筋間距離

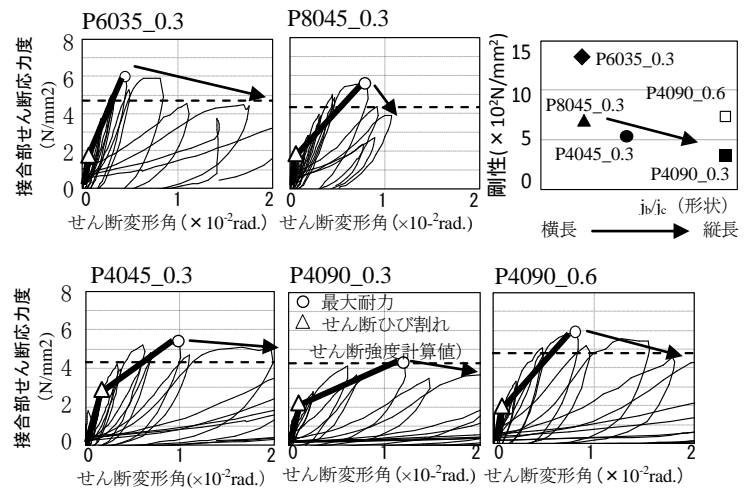


図7 接合部せん断力とせん断変形角関係

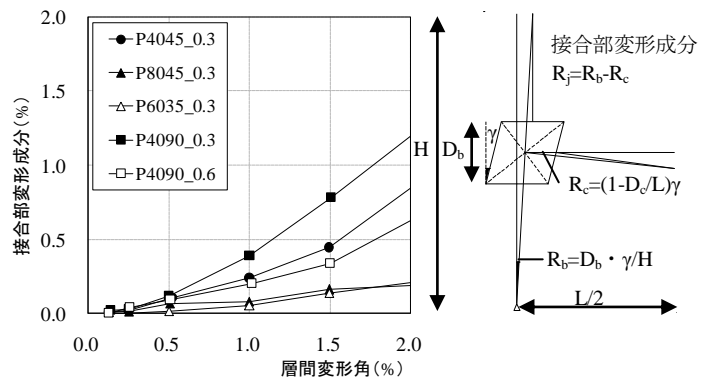


図8 接合部の変形成分とト形架構の変形状態

するため、各試験体のトラス・アーチ式から求めせん断強度計算値と実験値が一致するように算出した。いずれの試験体においても柱の有効圧縮強度係数0.58より接合部の有効圧縮係数が上回っていた。これは、接合部では梁が取りつくため、柱よりも拘束効果が増すためだと考えられる。

4. 接合部せん断補強筋の影響

図 16 に接合部せん断補強筋比とせん断応力力の関係を示す。靱性指針の計算値はせん断補強筋が増加しても一定の傾向を示すのに対して、トラス・アーチ式はせん断補強筋量が増加するほど強度が上がる傾向を示し、実験値の傾向とよく対応した。

4.5 接合部立面形状によるせん断強度の比較

図 17 に靱性指針(式 1)による接合部のせん断強度の計算値(下限値)と実験値を比較する。P4045_0.3 試験体は計算値より 1.2 倍となり、P8045_0.3, P6035_0.3 試験体は 1.3 倍、1.2 倍でやや上がる傾向が見られたが、P4090_0.3 試験体は 0.9 倍で危険側となった。トラス・アーチ機構の計算値に対しては P4045_0.3 試験体の実験値は 1.4 倍であり、P8045_0.3, P6035_0.3 試験体は 1.1 倍、P4090_0.3 試験体は 1.4 倍であり、全試験体が安全側に評価された。また、接合部の形状が縦長になるほどせん断強度が下がる傾向が見られ、実験値に対応した。

5. まとめ

(1) 接合部せん断補強筋比を 0.3%とした試験体については、現行式に対して、正方形接合部・横長接合部の終局強度実験値は、正側で 1.25 倍となったが、縦長接合部では正側で 0.9 倍となり、過大評価され、縦長になるほどせん断強度が下がる傾向が見られた。

(2) 縦長接合部ではせん断ひび割れが接合部領域で分散し、せん断補強筋の効果が見られ、更にせん断補強筋を増やした縦長接合部では、せん断変形成分が小さく、せん断強度が高くなった。

(3) 立面形状が異なるト形接合部にストラットの角度やせん断補強筋の影響を考慮できるトラス・アーチ機構を適用した結果、全試験体の終局強度を安全側に評価した。

(4) 縦長接合部のせん断強度は、実験の傾向と対応したが、横長では、実験結果の傾向よりも上がるため、トラス・アーチ機構の適用方法を修正する必要がある。

謝辞

本研究は、(財)日本建築防災協会に設置された高炉鉄筋に適用する機械式定着工法研究委員会(窪田敏行委員長)のもとに設置された実験担当 WG の研究プロジェクトの一貫として実施されたものである。また、東京鉄鋼(株)より鉄筋等の材料を提供して頂いた。ここに記して関係各位に謝意を表す。

参考文献

- 1) 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，1990.11
- 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，2001.9
- 3) 藤井栄，森田司郎：鉄筋コンクリート外部柱・梁接合部のせん断抵抗機構，日本建築学会構造系論文報告集，第 398 号，pp61-71，1989.4
- 4) 田中信也，小林宗悟，林静雄，上村智彦：鉄筋コンクリート造内部梁・柱接合部の破壊性状への接合部アスペクト比の影響，コンクリート工学年次論文集，vol.26, No.2, PP433~PP438, 2004

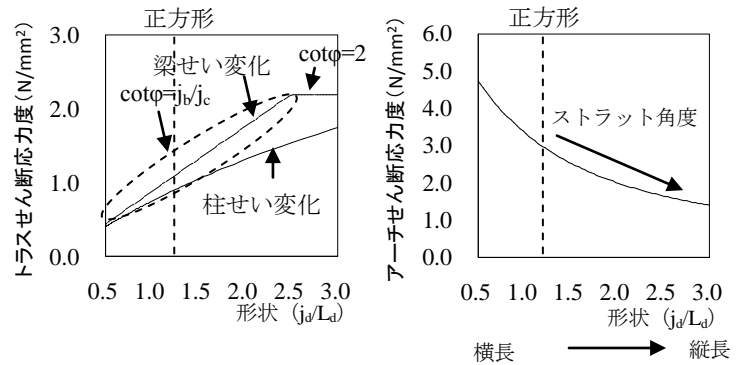


図 14 トラス・アーチ機構によるせん断強度

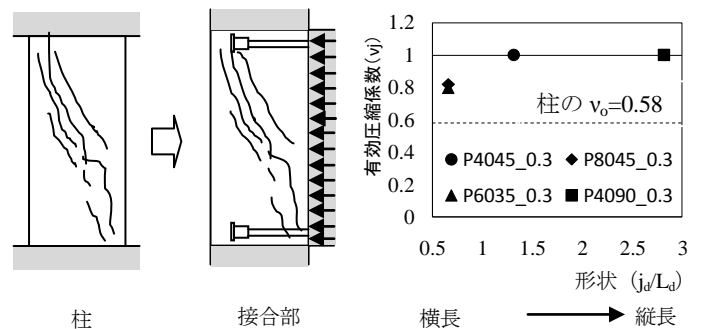


図 15 接合部の有効圧縮強度係数

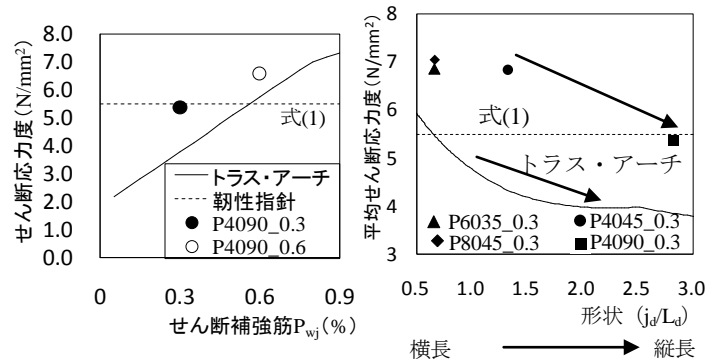


図 16 p_{wj} の影響

図 17 トラス・アーチによるせん断強度と実験値