

立面形状の異なる RC 造ト形接合部の終局強度に関する実験的研究

Experimental Study on Ultimate Shear Strength of RC Exterior Beam-Column Joint with Different Joint Panel Shape

趙敏洙 (リハビリテーション工学分野)

Minsu JO

Abstract:

Recently, the ultimate strength design guideline has been used for the evaluation of joint shear strength. However, this formula is based on the test results of square 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, to apply truss-arch mechanism for the rectangular joints is suggested and test results are compared with the truss-arch formula. Truss-arch model expressed correctly about rectangular joint with deep beam, but not with deep column.

Keywords : Exterior Beam-Column Joint, Joint panel shape, Ultimate Shear Strength, Mechanical Anchor, Panel Shear Deformation

ト形接合部, 接合部形状, せん断終局強度, 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。また, 終局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耐力式(1)を基本に定着長 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。

図2と設計式(1)の背景となる実験や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終局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する場合について構造実験を実施し, 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。

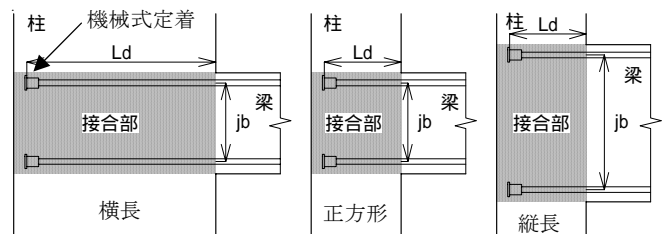


図1 機械式定着と接合部の形状

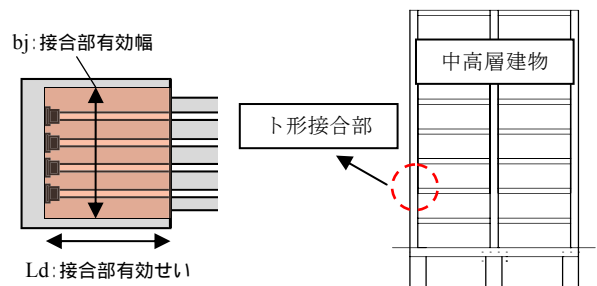


図.2 既往の強度式の想定

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

ここで, κ : 形状により 0.7 (ト形), 1.0 (十字形)

ϕ : 直交梁の有無により 1.0 (両側), 0.85 (その他)

F_j : コンクリート強度 (σ_B) 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、正方形接合部を持つ試験体及び柱せい、あるいは梁せいを大きくした長方形接合部を持つ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。試験体名の数字4045等は、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と表す。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。

3. 実験結果

3.1 破壊状況

図4に各試験体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 $1/400\text{rad} \sim 1/200\text{rad}$ において、引張側梁主筋の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試験体は定着板から 45° の斜めひび割れが柱背面まで貫通し接合部せん断破壊に至った。縦長接合部P4090_0.6試験体は接合部領域に入ったせん断ひび割れが全体的に横補強筋の影響で分散し接合部せん断破壊に至ったが、P6045_0.3試験体は最大強度時以降に定着板を基点に斜めひび割れが広がってせん断破壊に至った。

3.2 接合部せん断強度

図5に接合部のせん断応力度とせん断変形角関係を示す。P4090_0.3試験体以外の試験体は接合部のせん断ひび割れ後の剛性がほぼ同じであるが、せん断補強筋を2倍としたP4090_0.6試験体では、ひび割れ後の剛性がP4090_0.3試験体と比べて高かった。これは、接合部のせん断ひび割れ後にせん断補強筋が強度を発揮したためと考えられる。P8045_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(靱性指針)に対し、実験値が上回っていた。

3.3 接合部の変形が全体変形に与える影響

図6に各層間変形角における接合部せん断変形成分を示す。定着破壊したP8045_0.3試験体は変形角 $1/33\text{rad}$ 以降

表1 試験体諸元

試験体名	P4045-0.3	P8045-0.3	P4090-0.3	P4090-0.3	P6035-0.6
Fe (N/mm ²)	18				
スパンL (mm)	3800				
断面B×D (mm)	350×450	350×900	350×900	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(SPR295)		
定着長Ld (mm)	300			600	
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	4-D10@100	
接合部	横補強筋(比) 2-D10@100(3組) (0.31%)		2-D10@100(7組) (0.31%)	4-D10@100(7組) (0.62%)	2-D10@100(2組) (0.31%)

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_c (μ)	ヤング係数 E_c (N/mm ²)	割裂強度 σ_f (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_y (N/mm ²)	降伏歪 ϵ_s (μ)	ヤング係数 E_s (N/mm ²)	引張強度 σ_t (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

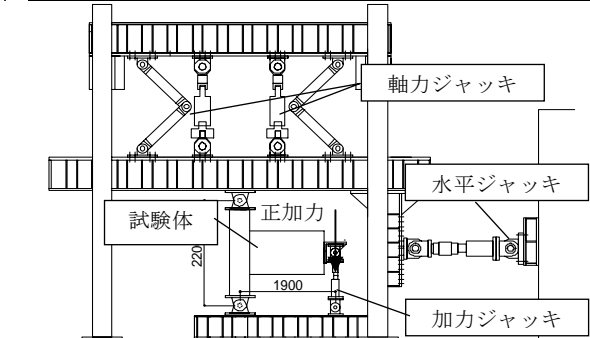


図3 加力装置

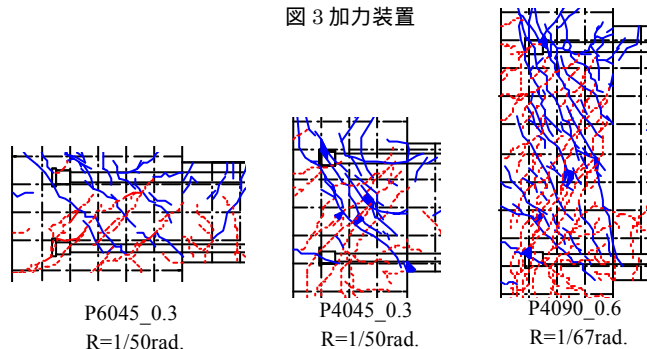


図4 試験体破壊性状一覧

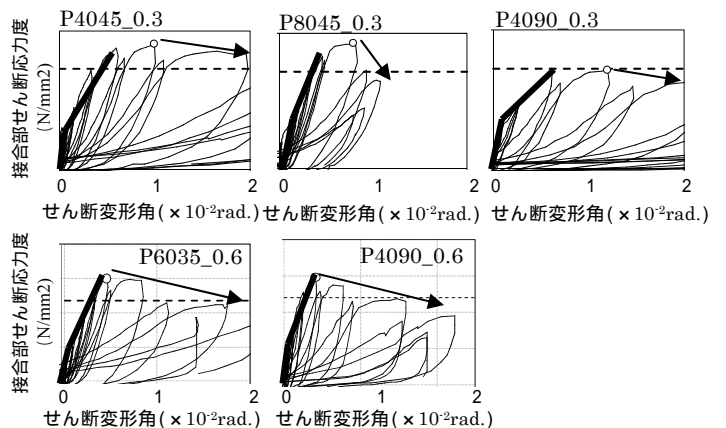


図5 接合部せん断応力度とせん断変形角関係

頭打ちになったが、接合部せん断破壊した P6035_0.3 試験体は R=1/33rad.以降にせん断変形が進んでいた。

3.4 接合部のせん断補強筋歪

図7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1/200rad.時に歪が急激に増加している。また、最大強度時以降で全てのせん断補強筋が降伏した。定着破壊した P8045_0.3 試験体はせん断破壊した P6035_0.3 試験体に対し、せん断補強筋の降伏する変形角が遅れていた。せん断補強筋を2倍に増やした P4090_0.6 試験体も P4090_0.3 試験体より降伏変形角が遅かった。これはせん断補強筋による拘束効果のためだと考えられる。

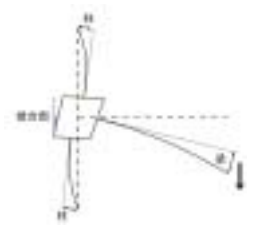
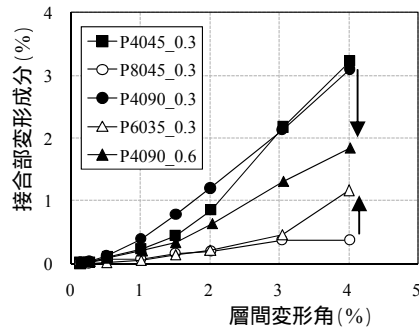


図6 接合部の変形成分とT形架構の変形状態

4. トラス・アーチ機構による接合部せん断強度の評価

立面形状が異なる接合部のせん断終局強度をトラス・アーチ機構により評価を行う。

4.1 トラス・アーチ機構の仮定

トラス機構については図8と図9に示すように、梁引張主筋からコンクリートの圧縮基点までを接合部のせん断応力一定領域と仮定し、柱の引張と圧縮主筋の距離を接合部のトラス有効せいとして仮定した。さらに、塑性条件として横補強筋の降伏を仮定し、コンクリートの斜め圧縮力との釣合条件から接合部せん断強度を求めた。

アーチ機構については梁主筋定着部のコンクリートの支圧により応力伝達される定着板位置から梁危険断面までの定着長をアーチ有効せいとして用い、ストラットを仮定し、全体の有効圧縮強度からトラス機構の有効圧縮強度を引いた値を用いてアーチ機構の有効圧縮強度として算定した。トラス・アーチ式を式(2)~(4)に示す。

$$V_{ja} = V_{jt} + V_{ja} \quad (2)$$

$$V_{jt} = b_j \cdot j_c \cdot p_{jw} \cdot \sigma_{wy} \cdot \cot\phi \quad (3)$$

$$V_{ja} = (b_j \cdot L_d/2) \cdot \sigma_{ja} \cdot \tan\theta \quad (4)$$

ここで、 b_j :接合部有効幅、 j_c :柱主筋間距離

p_{jw} :接合部横補強筋比(0.3%, 0.6%), σ_{wy} :降伏応力

$\cot\phi: \min[\{v_j \sigma_B / (p_{jw} \sigma_{wy}) - 1\}^{0.5}, 2]$

v_j :有効圧縮強度係数、 σ_B :コンクリート圧縮強度

$\tan\theta: \{(0.8 \cdot d^2 + L_d^2)^{0.5} - 0.8 \cdot d\} / L_d$

d :梁引張主筋~圧縮面距離、 L_d :定着長(柱面~定着板)

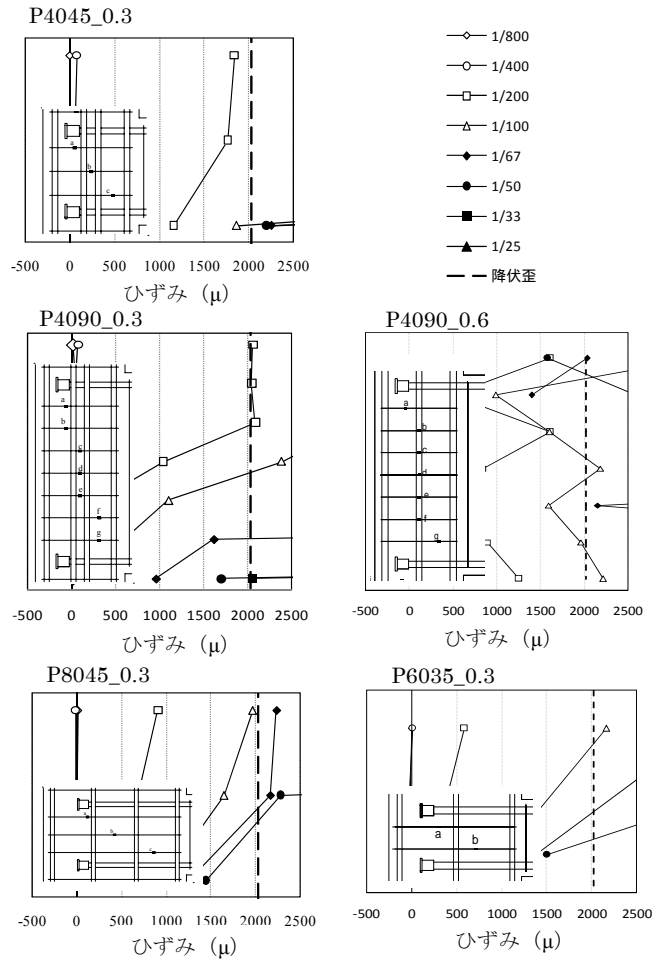


図7 接合部せん断補強筋ひずみ

4.2 トラス機構によるせん断強度の評価

図10に解析に用いた接合部形状を示し、図11に解析結果を示す。P4045_0.3の正方形接合部に対して梁せいを450mmに固定し、柱せいを200~1200mmに変化させた横長接合部と柱せいを400mmで固定し、梁せいを200~1200mmに変化させた縦長接合部の接合部せん断強度を評価し、求めたせん断力をせん断応力として比較するために接合部の有効断面積と F_j で除し、その値に計算値で用いたコンクリート基準強度 (24N/mm²) をかけた結果を図9に示す。接合部の立面形状に対してトラスせん断応力は縦長になっても一定の値を示している。これはトラスの仮定条件の $\cot\phi$ が、一定値となるためである。

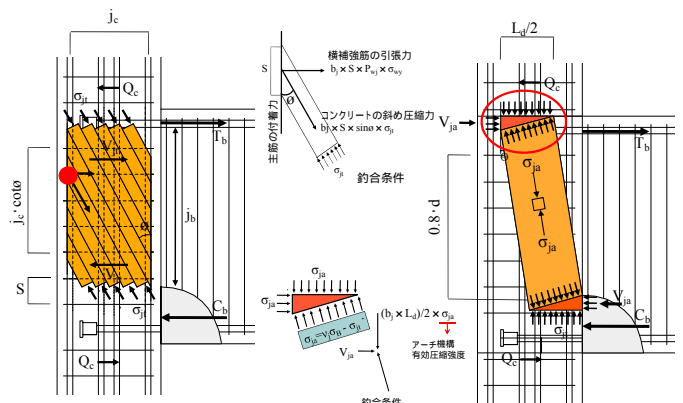


図8 縦長接合部のトラス・アーチ機構

アーチの場合では接合部の形状が縦長になるほどせん断強度は下がる傾向を示している。これはアーチのストラット角度の影響である。

4.4 有効圧縮強度 (v_j)

図12に接合部の形状と有効圧縮係数関係を示す。各試験体のトラス・アーチ式から求めたせん断強度計算値と実験値が一致するように有効圧縮係数を算定した。いずれの試験体は柱の有効圧縮係数 0.58 より接合部の有効圧縮係数上回っていた。

4.5 接合部のせん断強度

図13に接合部せん断補強筋比とせん断応力度の関係を示す。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。

4.3 接合部立面形状によるせん断強度比較

図14に靱性指針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、実験値に対応したが横長の場合は実験値と計算値の傾向が異なる結果となった。横長のトラス・アーチ機構の仮定には修正が必要と考えられる。

5. まとめ

(1) 接合部せん断補強筋を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) せん断破壊した横長接合部では、定着破壊した横長接合部に対して接合部せん断変形成分が大きかった。

(3) 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、せん断変形成分が低く、終局強度が高くなる結果を得た。

(4) 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・アーチ機構の適用方法を提案し、全試験体の終局強度を安全側に評価した。

(5) 縦長接合部のせん断終局強度は、実験の傾向とよく対応したが、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。

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

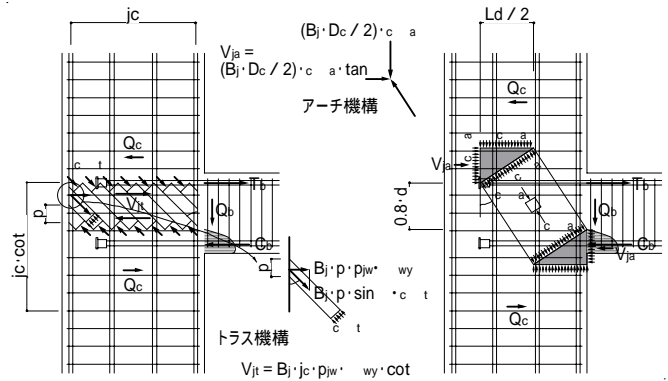


図9 縦長接合部のトラス・アーチ機構

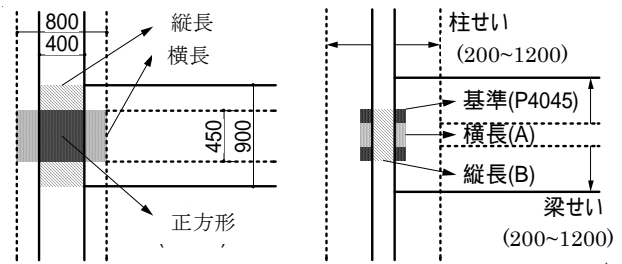


図10 解析形状

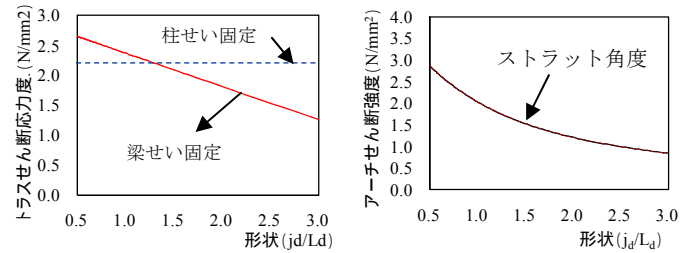


図11 トラス・アーチ機構によるせん断強度

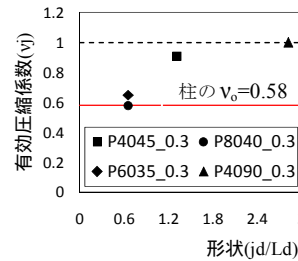


図12 有効圧縮係数

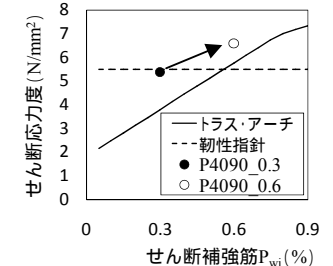


図13 せん断補強筋の影響

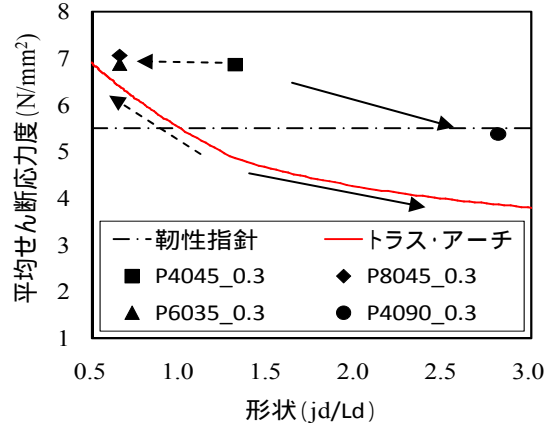


図14 トラス・アーチ機構によるせん断強度と実験値