

論文 変動軸力が鉄筋コンクリート柱のせん断性状に与える影響

横尾一知^{*1}・北山和宏^{*2}・小山明男^{*3}・豊田浩一^{*1}

要旨：引張りから圧縮まで大幅に変動する軸力下の鉄筋コンクリート（以下RC）柱のせん断性状やせん断抵抗機構の変化については不明な点が多い。本研究では引張りおよび圧縮一定軸力、2種類の変動軸力下で正負逆対称曲げせん断加力実験を行い一定軸力時と変動軸力時のせん断強度の差や、軸力変動時のせん断抵抗機構の変化を検討した。その結果、変動軸力時のせん断強度は一定軸力時の62～89%に低下すること、軸力が変動することによって影響を受けるのはアーチ機構であること、引張り軸力下ではアーチ機構が形成されにくいこと等を示した。

キーワード：鉄筋コンクリート、柱、変動軸力、せん断強度、せん断抵抗機構、載荷経路

1. はじめに

RC柱のせん断強度には軸力が大きく影響すると考えられる。しかし引張りから圧縮まで大幅に変動する軸力下のせん断強度やせん断抵抗機構の変化については不明の点が多い。そこで本研究では圧縮一定軸力、引張り一定軸力および引張りから圧縮まで変動する軸力がRC柱のせん断強度およびせん断抵抗機構に与える影響を実験によって説明することを目的とする。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は約1/3スケールで柱断面が250mm×250mm、せん断スパン比が1の同一寸法・配筋の4体で、せん断破壊を曲げ破壊より先行させ、また付着割裂破壊しないように設計

表-1. 材料強度

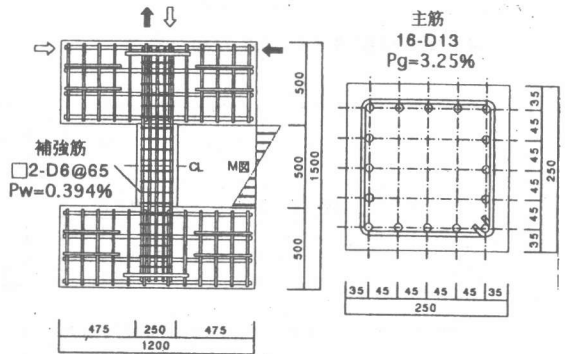
試験体	K1	K2	K3	K4
主筋降伏応力度	828.6 (16-D13)			
補強筋降伏応力度	346.1 (2-D6@65)			
コンクリート圧縮強度	27.0	28.5	29.2	
コンクリート割裂強度	2.3	2.3	2.4	

(単位:MPa)

した。寸法および配筋を図-1に、材料強度を表-1に示す。

2.2 加力方法

試験体の上下スタブをバンタグラフで平行に維持し、逆対称曲げせん断加力を繰り返し行った。軸力は荷重制御、水平力は変位制御した。軸力と部材角の履歴を表-2に示す（以降、正：圧縮軸力、負：引張り軸力とする）。軸力比は引張りで-0.08～-0.3、圧縮で0.16～0.5である。なお、釣り合い軸力比は0.37である。



Pg：主筋比 Pw：せん断補強筋比

図-1. 試験体配筋図

*1 東京都立大学大学院 工学研究科建築学専攻 修士課程（正会員）

*2 東京都立大学大学院 工学研究科建築学専攻 助教授・工博（正会員）

*3 東京都立大学大学院 工学研究科建築学専攻 助手・工修（正会員）

表-2. 軸力と部材角

変形角	1/400	1/200	1/100	1/50	1/25	大変形
サイクル番号	1	2, 3	4, 5	6, 7	8, 9	10
軸力 (kN)	K1	-490(引張り)				
	K2	882(圧縮)				
	K3	-147 ~	-294 ~	-490(引張り) ~		
	K4	294	588	882(圧縮)		

ように×形となる。試験体K3、K4では柱部材の損傷の偏在を防ぐために同一部材角の1回目と2回目の载荷履歴を図-2のように変えた。図-2のA、B、C、Dは各領域の目標点を示し、例えばA1とは1サイクル目のA点(座標では(1.25mm (1/400)、-15ton))を意味する。

2. 3 加力履歴

試験体K1、K2では軸力を一定に保持した後、水平力を加えた。試験体K3では、層間変位を一定に保持して軸力を変動させる場合と、軸力を一定に保持して層間変位を与える場合との組み合わせとした。すなわち、層間変位-軸力関係では図-2(a)に示すように矩形となる。試験体K4では軸力と層間変位とを同時に変動させ、図-2(b)に示す

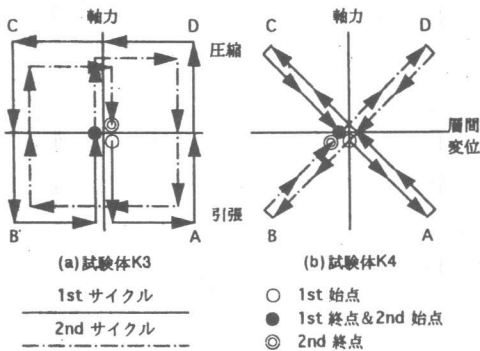
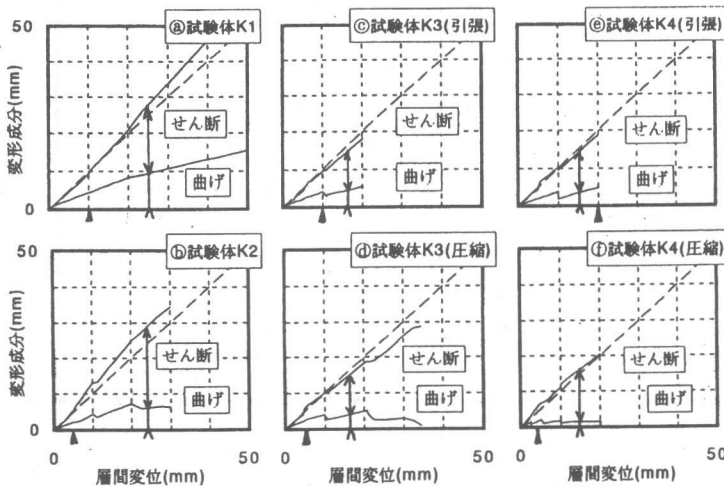


図-2. 試験体K3、K4の加力履歴



▲せん断強度時期
図-3. 層間変位の変形成分

3. 実験結果

3. 1 破壊性状

層間変位に占めるせん断変形と曲げ変形の成分を図-3に示す。またせん断変形と曲げ変形の測定方法を図-4に示し、それぞれ次式(1)~(3)と次式(4)~(6)を用いて求めた。

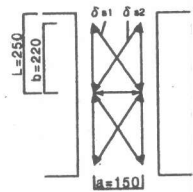
$$\epsilon_1 = \frac{\delta s_1}{\sqrt{a^2 + b^2}}, \quad \epsilon_2 = \frac{\delta s_2}{\sqrt{a^2 + b^2}} \quad (1)$$

$$\gamma = \frac{a^2 + b^2}{2ab} (\epsilon_2 - \epsilon_1) \quad (2)$$

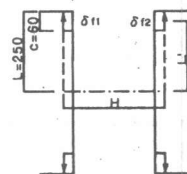
$$Ds = 2L\gamma_{AVE} \quad (3)$$

$\delta s_1, \delta s_2$: 斜め変位計の測定値 (引張り: 正、圧縮: 負)、 $a(15\text{cm})$ 、 $b(22\text{cm})$: ボルト間隔、 $L(25\text{cm})$: 反曲点高さ、 γ : せん断変形角、 Ds : せん断変形、 γ_{AVE} : 上下測定区間のせん断変形角の平均値、である。

$$\theta = \frac{\delta r_1 - \delta r_2}{H} \quad (4)$$



(a)せん断変形



(b)曲げ変形

図-4 変形測定箇所

$$Df = 2\theta_{AVE}L' \quad (5)$$

$$L' = L - \frac{C}{2} \quad (6)$$

δ_{f1}, δ_{f2} : 変位計の測定値 (引張り: 正、圧縮: 負)、 H : 変位計間距離(試験体ごとに計測)、 C (6 cm): ボルト位置から危険断面までの距離、 θ : 材端部回転角、 Df : 曲げ変形、 θ_{AVE} : 上下の材端部回転角の平均値である。

試験体K3、K4では引張りおよび圧縮軸力を受ける場合を分離し

て示した。せん断強度時のせん断変形の割合は引張り軸力下では50~60%、圧縮軸力下では60~70%であり、以後引張り・圧縮軸力下ともに全体変形に対するせん断変形の割合が増加した。柱主筋はほとんど降伏せず、せん断補強筋は危険断面近くのを除いて全て降伏した。これらのことから4体ともせん断破壊したと判断した。一定軸力下、変動軸力下ともにせん断変形が層間変位に占める割合は引張り軸力下の方が小さい。7サイクル(部材角1/50)終了時のひびわれ状況を図-5に示す。圧縮軸力下では引張り軸力下と比べると面外方向のコンクリート膨張が著しく、危険断面の圧壊時期(目視により判断)も早く、せん断ひびわれの角度は急であった。変動軸力でも引張り軸力下と圧縮軸力下のひびわれには一定軸力時と同様な角度の違いが見られ、コンクリートの圧壊は圧縮軸力下で生じた。

3. 2 荷重変形曲線

P- δ 効果を考慮し、補正したせん断力-層間変位関係を図-6に、せん断強度の実験値と計算値を表-3に示す。

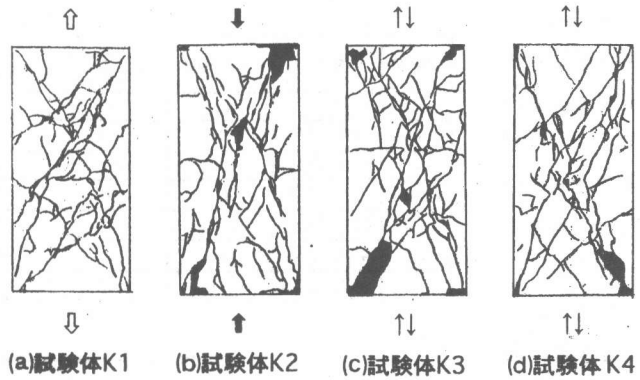


図-5. 7サイクル終了時ひび割れ図

荒川式を使用する際には引張り軸力時は軸力0として計算した。引張り軸力を受ける試験体K1では、部材角1/50(6サイクル)で最大強度に達したのちせん断耐力は緩やかに低下した。圧縮軸力を受ける試験体K2では、部材角1/100(4サイクル)でせん断強度に達し、以降急激に耐力が低下した。変動軸力を受ける試験体K3、K4では同一象限内で引張りおよび圧縮軸力が交互に現出するため複雑な履歴形状となったが、せん断耐力の低下は引張り軸力下で緩やかで、圧縮軸力下では急激であったことは、一定軸力の試験体K1およびK2と同様であった。圧縮一定軸力時のせん断強度は引張り

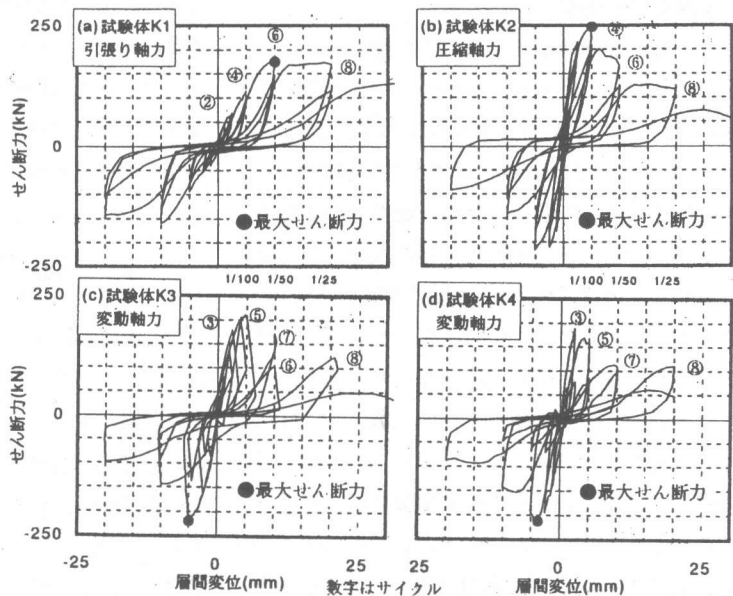


図-6. せん断力-層間変位関係

一定軸力時よりも41%増大した。変動軸力を受ける柱の引張り軸力時のせん断強度は一定軸力下のその62~75%であり、同様に圧縮軸力時

のせん断強度は一定軸力下の86~89%であった。大きく変動する軸力を受ける柱ではこのように圧縮、引張り軸力時ともにせん断強度が低下するが、引張り軸力時に特に顕著であり引張り軸力を考慮できないAIJ終局強度型指針式¹⁾、荒川mean式とも実験値を過大評価した。引張り軸力を考慮しているAIJ靱性保証型指針式²⁾は引張り一定軸力時では安全側の評価になった。変動軸力の引張り軸力時では、軸力とせん断力とを同時に載荷する試験体K4のせん断強度が、軸力とせん断力とを交互に載荷する試験体K3よりも17%小さかった。

4. 実験結果の考察

4.1 軸力変動時のせん断力の推移

図-7に試験体K1、K2の正サイクルの包絡線と試験体K3の軸力変動時のせん断力の変化を示す。試験体K3については引張り軸力から圧縮軸力への変動時を太線、圧縮から引張り軸力への変動時を細線で表わし、せん断力の推移を矢印で示した。圧縮軸力一定の試験体K2では加力初期は試験体の剛性が大きいためせん断力は大きくなるが、せん断強度到達後は急速に破壊が進みせん断力が大きく低下した。引張り軸力一定の試験体K1では既往の研究³⁾に示されているように、剛性は低下するが靱性は向上し、せん断破壊後の耐力の低下は圧縮軸力下より緩やかになった。このため本実験では部材角1/50付近で試験体K1とK2のせん断

表-3. せん断強度

試験体	軸力	せん断強度	せん断強度時の層間変位	せん断強度到達サイクル	荒川mean式	AIJ終局強度型指針式 ¹⁾	AIJ靱性保証型指針式 ²⁾
	kN	kN	mm		kN	kN	kN
K1	-487.1(引張)	175.3	10.0	+6peak	173.0	184.3	135.2
K2	882.0(圧縮)	247.2	5.0	+4peak	212.7	189.0	150.9
K3	-478.2(引張)	131.7	10.0	A6peak	177.4	189.0	135.2
	882.0(圧縮)	-219.0	-5.0	C4peak	212.7	189.0	150.9
K4	-490.0(引張)	109.4	20.0	A8peak	179.4	191.2	135.2
	662.5(圧縮)	-211.7	-3.7	C4peak前	191.2	191.2	152.9

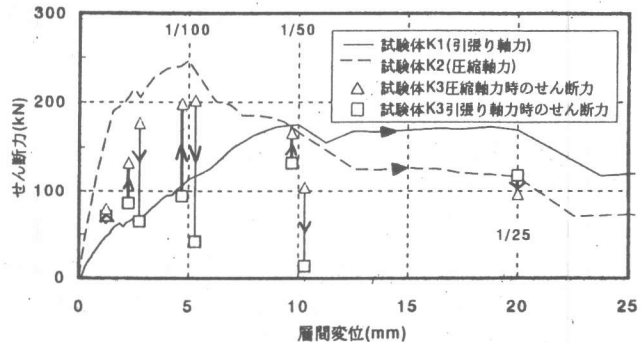


図-7. 試験体K1、K2の包絡線およびK3のせん断力の変化

力の大小関係が逆転した。

本実験ではこのような軸力によるせん断力の差が原因で、試験体K3の変位一定で軸力変動時のせん断力に変化が生じた。すなわち、6、7サイクル(部材角1/50)までは、引張りから圧縮への軸力の変動によりせん断力は増加したが、8サイクル(部材角1/25)の引張りから圧縮への軸力の変動では逆にせん断力は減少した。

4.2 トラス機構とアーチ機構への影響

トラス機構とアーチ機構の負担せん断力を次式(7)~(9)を用いて求めた。

$$V_t = n \times \varphi \times \tau_{AV} \times j \quad (7)$$

$$\tau_{AV} = \frac{2\tau_c + 3\tau_m}{5} \quad (8)$$

$$V_a = P - V_t \quad (9)$$

ここで、 n ：最外列の主筋本数(5本)、 φ ：1本の主筋周長、 τ_{AV} ：平均付着応力度で測定した主筋歪みを応力に変換して求めたもの、 j ：応力中心間距離(18cm)、 τ_c, τ_m ：1段筋の隅角部、中央部の付着応力度、 P ：測定せん断力、 V_a ：アーチ機構の負担せん断力、 V_t ：トラス機構の負担せん断力。

断力、である。

試験体K3の4サイクル(部材角 1/100)の軸力変動時のトラス機構およびアーチ機構の負担せん断力を図-8に示す。軸力を変動させてもトラス機構の負担せん断力はほぼ一定であるのに対して、アーチ機構の負担せん断力は大きく変化した。これは文献2)で想定されたように、軸力が変動することによって影響を受けるのはアーチ機構であることを示す。

各試験体の4サイクル(部材角 1/100)時の全せん断力に占める両機構の負担割合の推移を図-9に示す。せん断力の増減や、軸力変動によってトラス機構とアーチ機構の負担割合が変化した。また試験体K4の結果から軸力を変動させながら水平力を加えると、変位一定で軸力変動のみの場合と軸力一定で水平力を加える場合との両方の影響を受けていることが分かる。例えば(f)試験体、K4の圧縮軸力を増加しながらの載荷は、(b)試験体K2の圧縮軸力一定で載荷と(c)試験体K3の変位一定で圧縮軸力が増加の2つを組み合わせたものである。そのため図-9(f)の負担割合はせん断力に関わらずほぼ一定であった。

4. 3 コンクリート圧縮束の角度と主歪み角度

前節で求めたトラス機構の負担分と、終局

強度型指針式を参照にした式(10)より求められるトラス機構の負担分は等しいと考えて、トラス機構のコンクリート圧縮束の角度 ϕ (以後トラスの角度)を求めた。式(10)で求めた角度 ϕ は材軸とのなす角度なので材軸と直交する軸(以後x軸)とのなす角度に変換した。

$$V_t = b \times j \times P_w \times \sigma_s \times \cot \phi \quad (10)$$

ただし、 b : 部材幅、 P_w : せん断補強筋比、 σ_s : せん断補強筋の測定応力度(危険断面付近のものを除いた6本の平均)、 ϕ : トラスの角度、である。

鉄筋応力度は測定歪みを Ramberg-Osgood モデルによって変換して求めた。以上のようにして求めたトラスの角度と圧縮主歪みの角度の正サイクルでの包絡線を図-10に示す。圧縮主歪みの角度

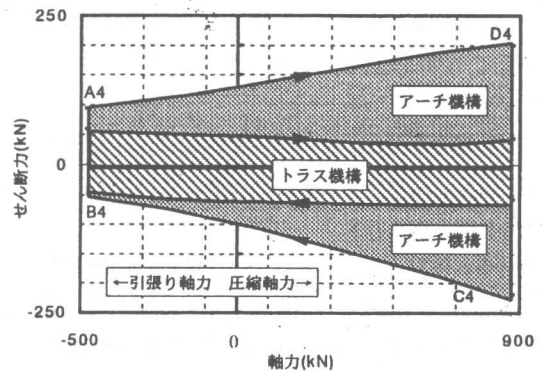


図-8. 試験体K3の軸力変動時の負担せん断力の変化

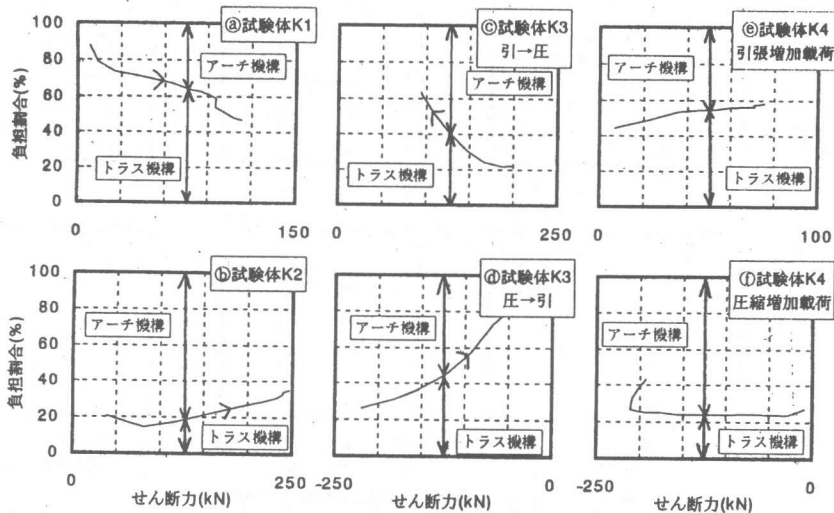


図-9. 負担せん断力の割合

は反曲点上下の領域に設置した水平、鉛直および斜め方向の変位計（図-4(a)）の出力から計算した。ただし、試験体K3においては軸力変動時のトラスの角度が一様になった時期のものを示した。

トラスの角度がほぼ一様になってからは、引張り軸力一定の試験体K1では圧縮主歪みの角度とトラスの角度はほぼ同じだが、圧縮一定軸力の試験体K2は圧縮主歪み角度のほうが大きかった。ここで圧縮主歪みの角度はひび割れの角度とほぼ等しいとすると引張り軸力下ではひび割れが開いて、骨材のかみ合い作用によるせん断伝達を期待できなくなる。またトラスの角度とひび割れの角度がほぼ平行になると、ひび割れを横切って圧縮力を伝達しにくくなるため引張り軸力下ではアーチ機構が形成されにくくなる。これに対して圧縮軸力下ではひび割れを横切って圧縮力が伝達され、アーチ機構を形成することができる。これは既往の研究³⁾でのFEM解析の結果と一致する。

5. まとめ

- (1)変動軸力を受ける柱のせん断強度は、本実験では引張り、圧縮一定軸力下のそれと比べて62～75%、86～89%に低下した。
- (2)引張り軸力を考慮できないAIJ終局強度型指針式¹⁾、荒川mean式とも実験値を過大評価した。引張り軸力を考慮しているAIJ靱性保証型指針式²⁾

は引張り一定軸力時では安全側の評価になり、実験値はそれより30%大きかった。

- (3)軸力に関わらずトラス機構の負担せん断力はほぼ一定であり、軸力が変動することによって影響を受けるのはアーチ機構であることを実験によって確認した。

(4)トラス機構およびアーチ機構の負担割合は軸力の変動およびせん断力の増減の影響を受けた。

- (5)引張り軸力下では圧縮主歪みの角度とトラス機構のコンクリート圧縮束の角度とがほぼ等しく、アーチ機構は形成されにくかった。これに対して圧縮軸力下ではひび割れを横切って圧縮力が伝達され、アーチ機構を形成することができた。

謝辞：本研究は文部省科学研究費（基盤研究C）によって行われた。

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年11月。
- 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(案)・同解説、1997年7月。
- 3) 吉田裕英、北山和宏、西川孝夫：引張り軸力を受ける鉄筋コンクリート柱のせん断強度に関する研究、コンクリート工学年次論文報告集 Vol.18、No.2、pp.875-880、1996年6月。

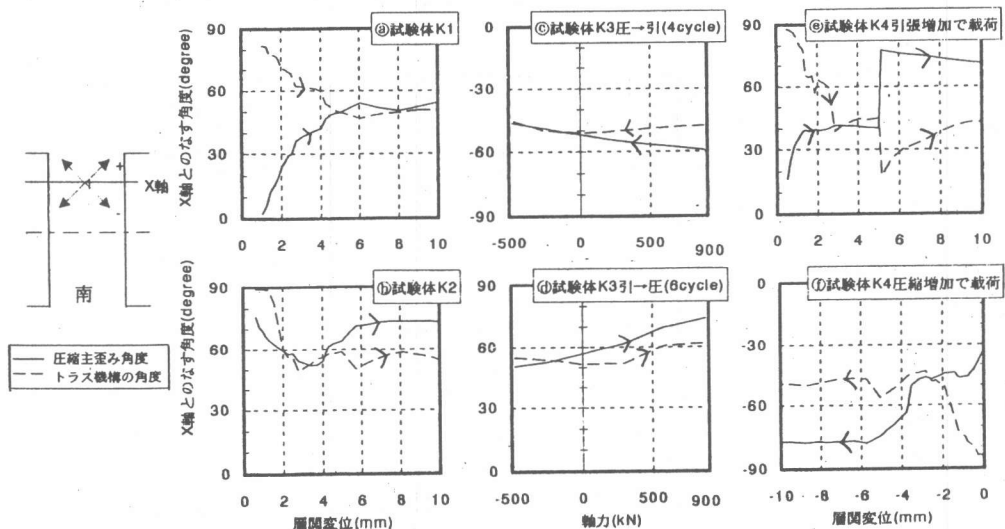


図-10. トラス機構と主歪み角度の比較