

論文 鋼管横補強正方形 RC 短柱の変形性能に関する実験的研究

安田健太郎^{*1}・Aklan Amin^{*2}・孫 玉平^{*3}・崎野健治^{*4}

要旨：鋼管横補強正方形 RC 短柱の変形性能に及ぼすせん断スパン比と横補強用鋼管の板厚の影響を実験的に明らかにするために、これらを実験変数とした 250×250mm の正方形断面を有する RC 柱供試体に対して一定軸力下における繰返し曲げせん断実験を行った。その結果、柱のせん断スパン比が短くなると鋼管は曲げ圧縮変形に起因するコンクリートの横膨らみのみならずせん断変形に起因するコンクリートの横膨らみをも拘束することになるため、柱に十分な変形性能を保持させるためにはより厚肉の鋼管で補強する必要があることが分かった。

キーワード：鋼管横補強 RC 柱，鋼管の板厚，せん断スパン比，変形能力

1. はじめに

1981年以前に建造されたRC建物の柱部材には、帯筋のような横補強材が十分に配置されていないものが多い。それらの柱が耐震性能に乏しいことは、1995年の兵庫県南部沖地震による被害でも実証された。このような既存不適格 RC 柱の耐震性能を高める方法のひとつとして鋼管横補強法が注目されており、これに関しては実用に向けた実験的研究が積極的に行われている。鋼管横補強法を合理的に実施するためには、補強用鋼管の板厚や柱のせん断スパン比等が鋼管横補強柱の耐震性能に及ぼす影響を実験的に明らかにする必要があるが、この問題に関しては現在までのところ研究が不十分である。

著者らはこれまでにせん断スパン比が2.0の通常のプロポーションを有する鋼管横補強柱についての実験的研究を行い、以下のことを明らかにしてきた¹⁾。せん断スパン比が2.0の柱では、曲げ変形が支配的で、鋼管は主に曲げ圧縮によるヒンジ領域の膨らみを拘束することになる。そのため、軸力比が0.67と高い軸力を受ける柱の耐震性能は鋼管の板厚が厚いほど大きく改善される。一方、軸力比が0.33の軸力を受ける柱の場合は、断

面内の圧縮を受けるコンクリート部分が比較的少ないため、柱の耐震性能に及ぼす鋼管の板厚の影響はあまり顕著でなく、幅厚比 $B/t=117$ 程度の薄肉鋼管を用いても、柱に十分な変形能力をもたらすことができる。

しかしながら、せん断スパン比が小さい柱の場合、鋼管は曲げ圧縮を受けるコンクリートの横方向の膨らみだけでなく、柱の全長に沿って生じるせん断ひび割れの進展によるコンクリートの横膨らみをも拘束することになる。そのため、せん断スパン比が小さくなるにつれて、同じ板厚の鋼管による補強効果は低くなり、より厚肉の鋼管による補強が必要になることが予想される。

このような観点から、本論ではせん断スパン比が鋼管の補強効果に及ぼす影響を実験的に明らかにするために、せん断スパン比が1.5と1.0の計6体のRC短柱試験体について、一定軸力下における繰返し曲げせん断実験を行った。

2. 実験概要

試験体はすべて内幅が250mmの正方形鋼管により柱全長が横補強された内法高さ750mm(せん断スパン比1.5)および500mm(せん断スパン

*1 九州大学大学院 工学研究科建築学専攻 (正会員)

*2 九州大学大学院 工学研究科建築学専攻 工修 (正会員)

*3 九州大学助教授 工学部建築学科 工博 (正会員)

*4 九州大学教授 工学部建築学科 工博 (正会員)

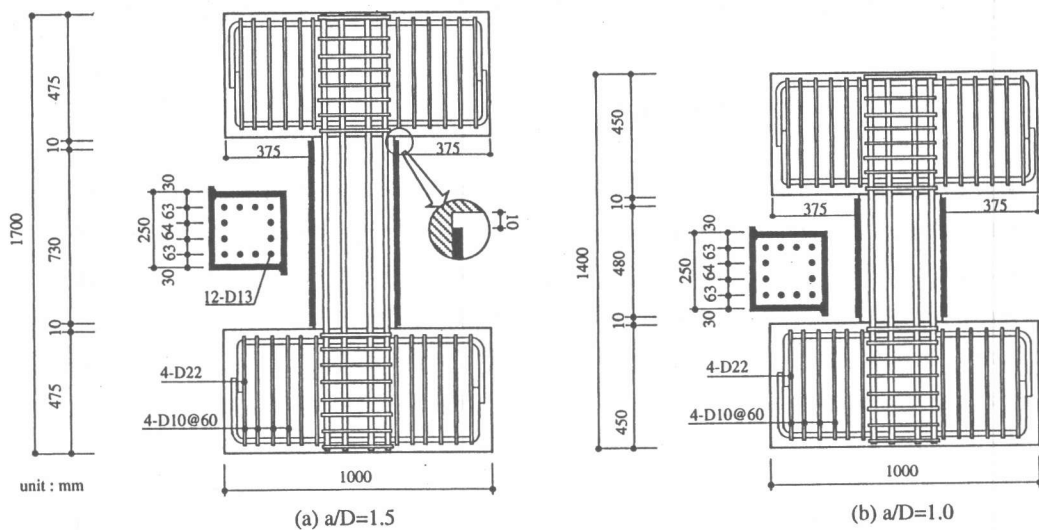


図-1 試験体形状・寸法および配筋詳細

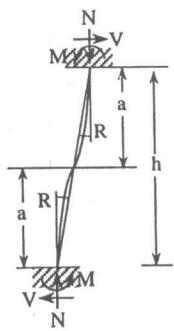


図-2 柱の変形

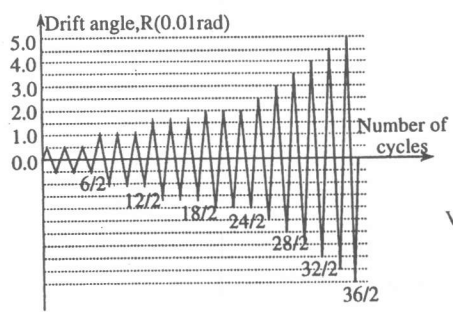


図-3 载荷プログラム

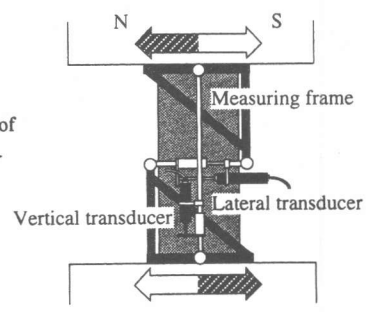


図-4 変位測定装置

比 1.0) の正方形断面柱である。柱には主筋として D13 異形鉄筋 (降伏応力 318MPa) を 12 本配筋し、主筋比は 2.44% となっている。

実験変数は補強用鋼管の幅厚比と柱のせん断スパン比である。鋼管の幅厚比 B/t が 43, 60 及び 82 の 3 種類、せん断スパン比 a/D が 1.5 と 1.0 の 2 種類となっている。また、すべての試験体に作用する軸力比を、日本建築学会の「鉄筋コンクリート構造計算規準」²⁾ で推奨されている軸力比の制限値である 0.33 に設定した。試験体詳細を表-1 に示す。

鋼管には曲げおよび軸力による軸方向応力を直接負担させないために、鋼管端部と上下加力スタップとの間に 10mm のクリアランスを設け、試

験体上下加力スタップには主筋の滑りによる抜け出しを止めるため、D6 異形鉄筋を 50mm 間隔で配筋した。試験体の形状・寸法および配筋詳細を図-1 に示す。横補強用の薄肉鋼管は市販されていないため、鋼板を必要な大きさに切断しそれを L 字型にプレス加工したものを 2 つ合わせて溶接する方法で、鋼管を制作した。コンクリートは圧縮強度 30MPa の普通強度のコンクリートを使用した。セメントは普通ポルトランドセメントで、粗骨材の最大粒径は 13mm である。

加力は建研式加力装置を用いて図-2 のような逆対称変形を試験体に与えた。一定軸力は 5MN 試験機により、水平力は図-3 に示す载荷プログラムに従って油圧ジャッキにより加えた。

表-1 試験体詳細および主な実験結果一覧

Specimen	Details of specimens						Experimental results			Analytical results			
	a/D	n	f _c (MPa)	t (mm)	B/t	f _{yt} (MPa)	V _{max} (kN)	R _{max} (rad)	R _u (rad)	V _f (kN)	V _s (kN)	V _{max} /V _{flex}	V _{max} /V _{shear}
T3-33-3B	1.5	0.33	34.6	3.11	82	285	295	0.020	0.041	282	280	1.05	1.05
T4-33-3B	1.5	0.33	34.9	4.29	60	292	295	0.020	0.055	288	302	1.02	0.98
T6-33-3B	1.5	0.33	34.8	6.09	43	305	308	0.020	0.060	299	329	1.03	0.94
T3-33-2B	1.0	0.33	30.4	3.11	82	285	405	0.015	0.027	391	313	1.04	1.29
T4-33-2B	1.0	0.33	29.8	4.29	60	292	390	0.015	0.031	395	330	0.99	1.18
T6-33-2B	1.0	0.33	29.4	6.09	43	305	395	0.015	0.045	409	356	0.97	1.11

Notation :

a/D : Shear span ratio

f_c : Cylinder strength of concrete

B : Outside width of steel tube

V_{max} : Experimental maximum load

R_u : Drift angle at 0.90V_{max}

V_f : Flexural strength calculated by the method proposed in Ref.[3]

V_s : Shear strength calculated by Arakawa's formula proposed in Ref.[4]

n : Axial load ratio

t : Wall thickness of steel tube

f_{yt} : Yield stress of steel tube

R_{max} : Drift angle at V_{max}

Name of specimen

T2 - 33 - 2B

└── aspect ratio

└── axial load ratio(%)

└── wall thickness of steel tube

試験体の水平変位および鉛直変位は4台の変位計を用いて測定した。図-4に変位測定装置を示す。また、鋼管表面のひずみおよび主筋のひずみはひずみゲージにより測定した。

3. 実験結果

3.1 破壊状況

実験終了後にすべての試験体の鋼管をガス切断によりはぎ取り、充填コンクリートの破壊状況を観察した。ウェブ面の破壊状況を図-5に示す。

せん断スパン比1.5の試験体の場合、鋼管の膨らみは実験終了時においてもほとんど観察されず、内部コンクリートにはわずかな付着割裂ひび

ん断スパン比1.0の試験体の場合は、いずれも頭割れと材端の曲げひび割れを生じていたが、明瞭なせん断ひび割れは観察されなかった。一方、せ著なせん断ひび割れと付着割裂ひび割れを生じており、鋼管が薄肉になるほどひび割れ幅が大きくなることが観察された。

3.2 せん断力V-部材角R関係

図-6に各試験体のせん断力Vと部材角Rの関係を示す。図中の実線と点線は、それぞれ崎野・孫により提案されている略算法³⁾で求めた曲げ終局強度に基づく水平耐力と鋼管を等量の帯筋に置換して修正大野・荒川式⁴⁾を用いて求めたせん断耐力を表している。これらの諸計算法の概要については次節で述べる。

せん断スパン比1.5の試験体はいずれも曲げ終局強度の理論値を発揮し、復元力特性にわずかな

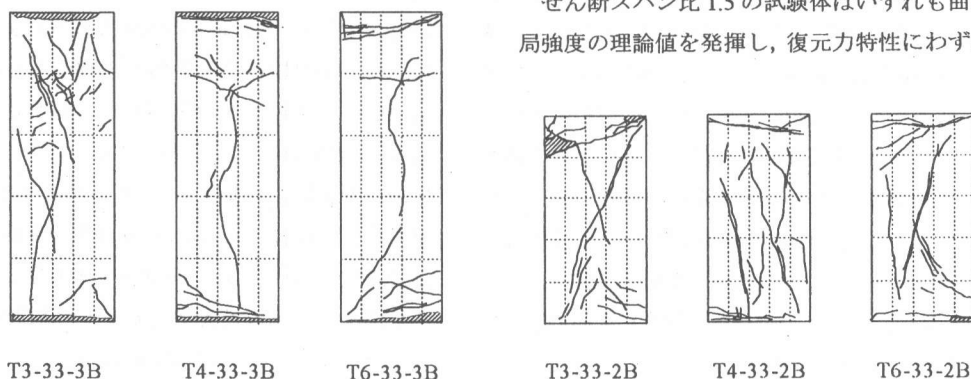
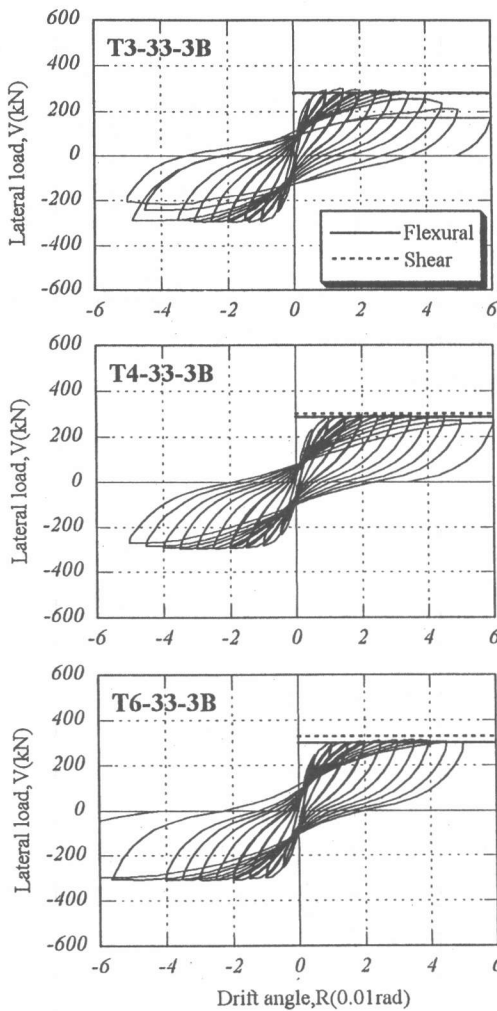
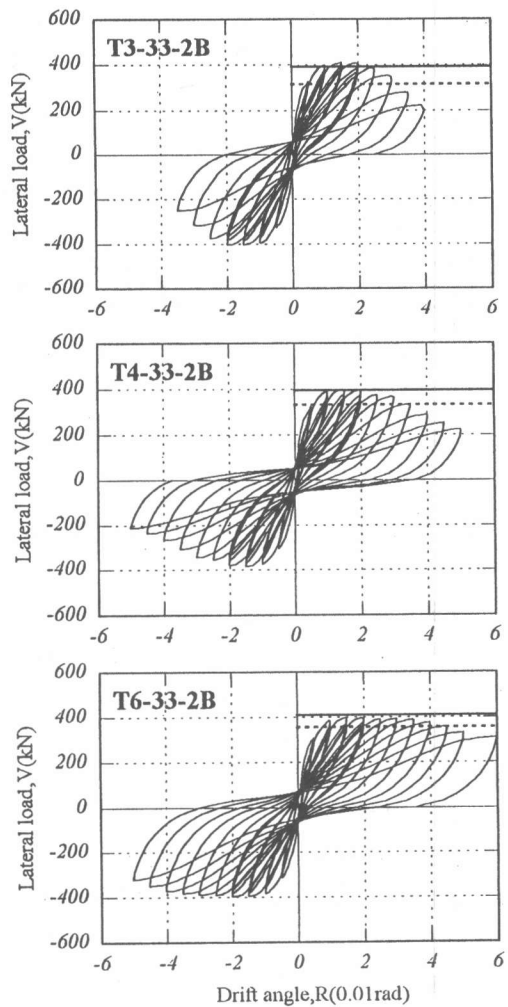


図-5 ウェブ面の破壊状況



(a) $a/D=1.5$



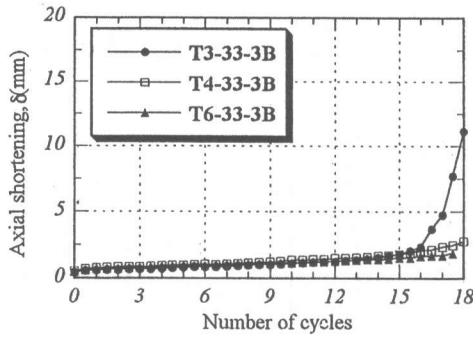
(b) $a/D=1.0$

図-6 せん断力V-部材角R関係

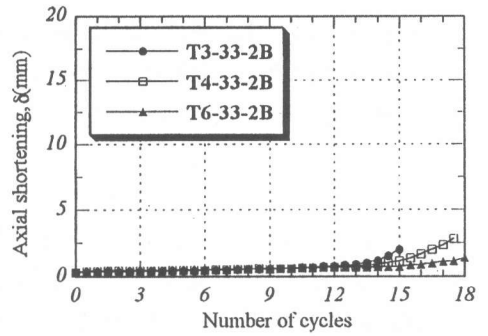
ピンチング現象が見られるものの非常に安定した履歴性状を示している。補強用鋼管の板厚が最も薄い幅厚比 $B/t=82$ の試験体 T3-33-3B は、部材角が 0.045rad に達してから耐力低下を生じたが実用上十分な耐震性能を確保している。他の試験体は実験を終了するまで著しい耐力の低下は見られなかった。また、軸力比が 0.33 と比較的低いため水平耐力にはほとんど板厚の影響は見られず、変形能力については大変形時に板厚の違いによる若干の差異が認められた。

一方、せん断スパン比 1.0 の柱の場合、幅厚比 $B/t=82$ の鋼管により横補強された試験体 T3-33-

2B は、部材角が 0.020rad を過ぎてから耐力低下が急激になり、部材角 0.040rad で破壊した。幅厚比 $B/t=60$ の試験体 T4-33-2B は、繰り返しに伴い耐力が徐々に低下したが部材角が 0.050rad になるまで軸方向支持力を維持できた。また、比較的厚肉の鋼管により横補強された幅厚比 $B/t=43$ の試験体 T6-33-2B は、曲げ終局強度の理論値は発揮できなかったものの、実験終了までほとんど耐力低下することなく比較的安定した履歴性状を示した。なお、すべての試験体において、実験終了時まで鋼管の溶接部の破断は観察されなかった。



(a) $a/D=1.5$



(b) $a/D=1.0$

図-7 軸方向縮み

3. 3 軸方向縮み

図-7に各試験体の水平変位が零に戻ったときの軸方向縮み δ と水平力のサイクル数 n との関係を示す。せん断スパン比1.5の柱の場合、試験体T3-33-3Bには16回目の載荷(部材角 $R=0.045\text{rad}$)から急激な軸方向縮みの増加が見られ、この点は水平耐力が低下し始める点とほぼ一致している。他の2体の試験体については軸方向縮みの顕著な増加は見られなかった。一方、せん断スパン比1.0の柱の場合、板厚が比較的薄い試験体T3-33-2BとT4-33-2Bでは、履歴曲線はやや脆性的な性状を示したにもかかわらず軸方向縮みの増加は顕著ではない。これはせん断スパン比1.5の柱の結果と異なる。この現象と柱の亀裂状況を合わせて考察すると、せん断スパン比1.0の試験体がせん断型の破壊を生じたことが考えられる。

4. 実験結果の評価

4. 1 水平耐力

曲げ終局耐力 V_f の算定にあたっては、崎野・孫が提案した鋼管の拘束効果を考慮に入れた等価応力ブロックおよび材端加力スタップの付加拘束の影響による危険断面の移動を考慮に入れた実験式を用いて計算した。計算方法の詳細については文献3)を参照されたい。せん断耐力 V_s は、補強用鋼管を等量の帯筋に置換したうえで修正大野・荒川式(式(1))⁴⁾を用いて算定した。式(1)における k_u と k_p はそれぞれ寸法効果と主筋比の影響を表す係数であるが、本実験で用いた試験

体の場合は、 $k_u=0.93$ 、 $k_p=0.81$ となる。なお、鋼管を帯筋に置換する際に横補強筋量の制限値 $p_w \leq 0.012$ を無視した。

$$\frac{V_s}{b_j} = \frac{0.115k_u k_p (17.6 + f'_c)}{a/D + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w f_{yt}} + 0.1 \frac{N}{bD} \quad (1)$$

(MPa)

これらの算定法で求めた V_f と V_s を表-1に示す。また、図-8は上述した曲げ終局耐力およびせん断耐力の算定式の精度を検証したものである。参考のため、著者らが文献1)で行ったせん断スパン比2.0の試験体の実験結果も示している。図-8より分かるように、せん断型の破壊を生じたと思われるせん断スパン比1.0の試験体はすべて理論上のせん断破壊領域に入り、これらの算定式を組み合わせる使用することにより、鋼管横補強RC柱の破壊モードを推定することができる。また、曲げ型破壊を生じたせん断スパン比1.5以

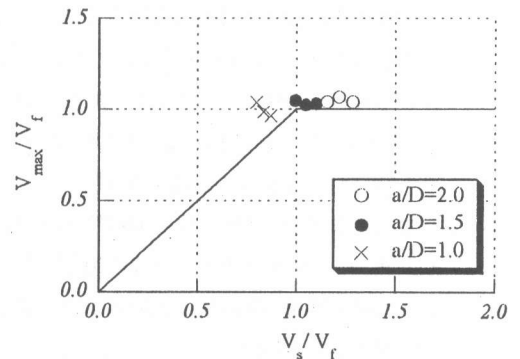


図-8 水平耐力の実験結果と計算結果の比較

上の試験体については、崎野・孫が提案した手法で求めた曲げ終局耐力の計算値は平均約 3%の誤差で実験結果を精度良く評価している。

4. 2 変形性能

文献 1) で述べた試験体を含めた計 9 体の試験体の V-R 履歴曲線の包絡線を図-9 に示す。図中の縦軸は各試験体の最大耐力で無次元化している。図-9 よりせん断スパン比が小さくなるとせん断変形に起因するコンクリートの横膨らみが大きくなるため、鋼管の板厚が柱の変形性能に及ぼす影響がより顕著に現れることが分かる。

5. 結論

補強用鋼管の幅厚比と柱のせん断スパン比が鋼管横補強柱の変形性能に及ぼす影響を調べるために、幅厚比 43~82 の正方形鋼管により横補強された鉄筋コンクリート短柱の一定軸力下 (軸力比 0.33) における繰り返し曲げせん断実験を行い、以下の結論を得た。

- (1) せん断スパン比 1.5 の柱については、幅厚比 $B/t=82$ と比較的薄肉の鋼管を用いた横補強でも脆性的な破壊を防ぐことができた。柱は部材角が 0.04rad の大変形時においても、最大耐力の 9 割以上を維持することができた。
- (2) せん断スパン比 1.0 の短柱の場合、せん断変形が卓越し、鋼管は曲げ圧縮変形以外にせん断亀裂の進展によるコンクリートの横膨らみをも拘束する必要がある。そのため、幅厚比 $B/t=60$ 程度の鋼管を用いて横補強しても、柱の大変形時に生じる耐力低下を防ぐことができなかった。せん断スパン比 1.0 の短柱に安定した変形性能をもたらすには、幅厚比 $B/t=43$ 程度の鋼管で横補強する必要がある。
- (3) 正方形鋼管横補強 RC 柱の曲げ終局耐力とせん断耐力は、それぞれ崎野・孫の提案した手法および修正大野・荒川式を用いることにより比較的精度よく評価することができる。また、これらの算定式の組み合わせで鋼管横補強 RC 柱の破壊形式を概ね精度良く推定できる。

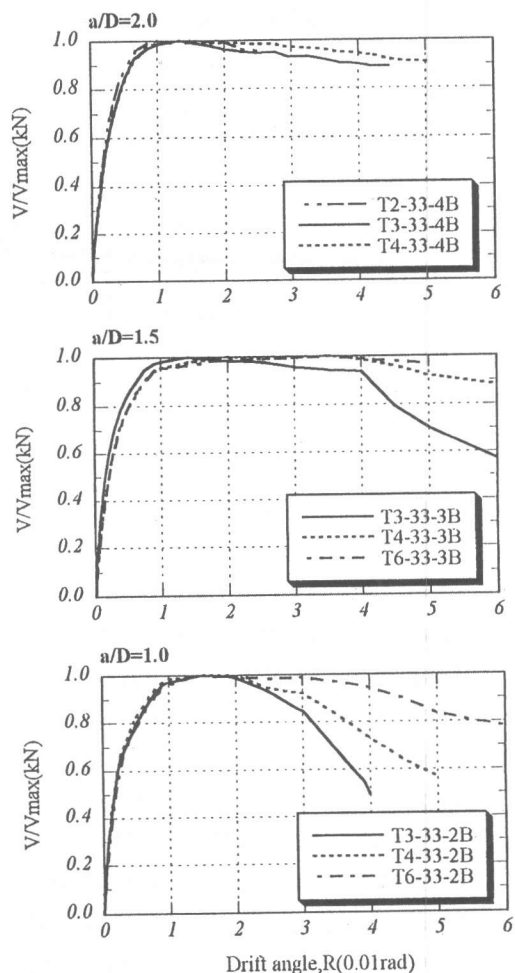


図-9 変形性能の比較

【謝辞】

本実験を行うにあたり、九州大学文部技官の川口、浜、久島、津賀山、松岡諸氏の多大な協力を得た。ここに深く感謝の意を表します。

【参考文献】

- 1) Aklan, A., Sakino, K., Sun, Y., and He, W.: Wall-Thickness Effect of Square Steel Tubed RC Columns on Their Seismic Behavior, Proceedings of the JCI, vol.19, No.2, pp.303-308, Jun.1997
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規程・同解説, p.149, 1991.10
- 3) 孫玉平, 崎野健治, AKLAN Amin: 正方形鋼管横補強 RC 柱の曲げ終局強度の算定法, コンクリート工学年次論文集, vol.18, No.2, pp.131-136, 1996.6
- 4) 柴田沢二: 鉄筋コンクリート部材の脆性破壊時耐力推定式の検討, コンクリート工学, vol.18, No.1, pp.26-37, 1980.1