

論文

[2007] 混合構造におけるRCプレキャスト柱に関する実験的研究

正会員○佐々木仁（フジタ工業技術研究所）

正会員 三瓶昭彦（フジタ工業技術研究所）

正会員 吉野次彦（フジタ工業技術研究所）

§ 1 はじめに

最近、建設労務事情はますます悪化する傾向にあり、建物の施工法においては、プレキャスト部材を使用した工法が多くなってきた。一方、構造形式においては従来のように単一の構造部材で建物を構成するのではなく、鉄骨（S）造、鉄筋コンクリート（RC）造、鉄骨鉄筋コンクリート（SRC）造などの長所を組み合わせた混合構造によって、より合理的、経済的な設計が行なわれるようになってきた。

筆者らはその中で、柱RC造、梁S造の混合構造形式を基本とし、柱をプレキャスト化した省力化工法の開発を行なっている。このような混合構造においては、地震時における柱・梁接合部での応力伝達機構、柱のプレキャスト化にともなうジョイント部の力学的性能など不明解な問題が生じる。柱RC・梁Sとする柱・梁接合部に関する既往の実験研究でも[1][2]、単に梁鉄骨を貫通させた柱・梁接合部は、SRC造の柱のように柱に鉄骨が埋め込まれたものに比べて性能的に劣ることが報告されている。そこで、著者等は、梁から柱への応力伝達を円滑に行う方法として：①床厚さ程度の幅の鉄骨バンドプレートで柱頭、柱脚部の周囲を拘束して、梁鉄骨からRC柱へ応力を伝達する方法、②柱頭、柱脚部のみに鉄骨（または鋼管）を埋め込みそのフランジ面の支圧力で伝達する方法の2通りを考案した。

本報告は、柱RC、梁Sより成る混合構造におけるRCプレキャスト柱に関するものであり、考案したディテールが柱部材の耐力、履歴性状に及ぼす影響について実験的に検討したものである。併せて、柱端部に鉄骨を埋め込んだ試験体に関しては、SRC柱としての性能を有しているかどうかについても検討を加えた[3]。

§ 2 試験体

表1に試験体一覧を、図1に試験体の形状および寸法を示す。試験体は、実大の1/2程度を想定した3体で、柱断面(B×D)は400×400mmであり、シアスパン比(a/D)は2.0ですべての試験体に共通である。NO. 1は、右スタブ（柱頭側）と柱とを一体に製作し、プレキャスト柱を想定して左スタブ（柱脚側）を打ち継いだ試験体である。柱脚にはモルタル充填式の鉄筋継手用スリーブが内蔵されており、所定のコンクリート強度が発現した後、実施設計と同様にスタブを縦方向にセットして試験体を組み立て、鉄筋継手用スリーブ内に無収縮モルタルを注入した。また、柱頭、柱脚の外周には鉄骨バンドプレートが取り付けられている。このプレートは厚さ9mm、幅75mmでスタブ鉄骨フランジ面に溶接されている。主筋はD19、D16をそれぞれ4本(Pg=1.22%)、帯筋は表1中に示すように、溶接閉鎖型を用い、Ⅲ-D10@75mmで配筋した。

NO. 2は柱頭、柱脚に鉄骨、NO. 3は同様に鋼管が内蔵されており、柱の中間部はRC断面の試験体である。NO. 2の柱頭、柱脚の鉄骨はH-250×125×6×9を、NO. 3の鋼管はφ-216.3×8.2とし、埋め込み長さはNO. 2、NO. 3とも鉄骨せいの2倍(ℓ_o=500mm)とした。主筋はNO. 2、NO. 3のいずれもD19を4本(Pg=0.72%)配筋した。NO. 2、3と

も帯筋は□-D10 @70mmであるが、NO. 2 は中間のRC造部分 110cmの区間を□-D10 @70mmとして補強した。NO. 3 のRC造部分は柱頭、柱脚と同等とした。

試験体は全て横打ちとしたが、NO. 2、NO. 3 のコンクリートは、NO. 1 とは異なり打継ぎを設けず両側スタブと試験部とを一体に打込んだ。また、表2には使用材料の機械的性質を示した。

表1 試験体一覧

試験体名	NO. 1	NO. 2	NO. 3
断面詳細図		端部 中央部	端部 中央部
シャスパン比: a/D	2.0		
主筋: SD30 (Pg)	4-D19, 4-D16 (1.22%)	4-D19 (0.72%)	
帯筋: SD30 (Pw)	□-D10@75 (0.95%)	端部 □-D10@70 (0.51%) 中央部 □-D10@70 (1.02%)	□-D10@70 (0.51%)
鋼材: SS41 (sP)	バンドプレート t=9 (mm) w=75 (mm)	H-250×125×6×9 ℓ _o =500 (mm) (2.35%)	216.3φ×8.2t ℓ _o =500 (mm) (3.35%)
軸力σ _o (kgf/cm ²)	60		
ジョイント	有	無	

§3 実験方法

加力および測定方法を図2に示す。加力は、大野式で行ない軸力σ_o=60kgf/cm²を作用させた後、試験体部分に正負逆モーメントが作用するようにした。左右のジャッキはそれぞれ別系統とし、加力点位置側面の左右スタブ別々に取り付けたゲージホルダーと柱中央との相対変位が、左右等しくなるように制御した。

測定は、荷重、加力点間の層間変形、柱端部とスタブとの相対変形および鉄筋、鉄骨のひずみを計測した。

§4 実験結果および検討

4.1 実験経過

図3に各試験体の最終破壊状況を示す。NO. 1 はバンドプレート位置に曲げひび割れが発生し、その後材端部に曲げせん断ひび割れが発生した。主筋は R=7.7×10⁻³rad. で降伏し、R=25×10⁻³rad. で最大荷重を迎え、その後の繰返しによっても耐力の低下は小さく、最終加力時R=50×10⁻³rad. に至っても最大耐力に対して90%の耐力を保持していた。実験終了時のひび割れ状況は、バンドプレート位置のコンクリートに多少圧

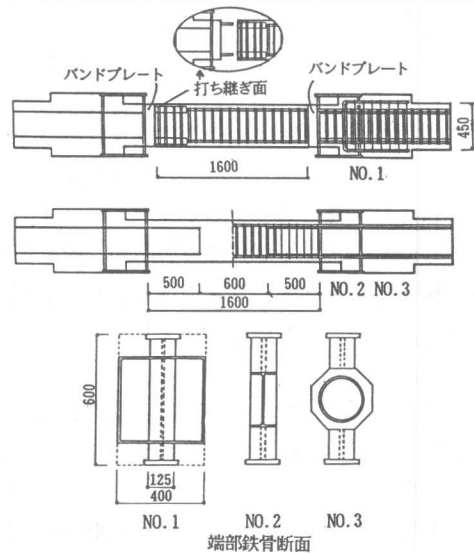


図1 試験体形状

表2 使用材料の機械的性質

鋼材	降伏点 σ _y (kgf/cm ²)	引張強度 σ _u (kgf/cm ²)	ヤング係数 sE (×10 ⁴ kgf/cm ²)
鉄筋	D10 3456 D16 3627 D19 3453	4877 5257 5240	1.67 1.71 1.54
鉄骨	E-6 4307 E-8.2 3887 E-9 3290	4914 4520 4747	2.00 1.96 1.96
コンクリート	圧縮強度 σ _c (kgf/cm ²)	割裂強度 σ _t (kgf/cm ²)	ヤング係数 cE (×10 ⁴ kgf/cm ²)
NO.1~NO.3	296	31.4	2.45

壊が見られ、またコンクリート打込み面の主筋に沿ったひび割れが発生したが、著しいせん断ひび割れは見られなかった。

NO. 2については、主筋は $R=8.2 \times 10^{-3} \text{rad.}$ で柱材端位置が降伏し、その後徐々にスタブフランジ位置のコンクリートの圧壊が始まり、 $R=20 \times 10^{-3} \text{rad.}$ の繰返して柱との境界付近のスタブにも材軸方向のひび割れが生じ、変形が増すにつれそのひび割れはスタブ内へ進展していった。 $R=30 \times 10^{-3} \text{rad.}$ の繰返して柱との境界付近のスタブかぶりコンクリートが剥落し始め、実験終了時にはスタブを含む柱頭、柱脚の主筋が露出した。NO. 3では、柱端に曲げひび割れが生じ、その後材端部に斜め方向のひび割れが発生した。 $R=12.5 \times 10^{-3} \text{rad.}$ の繰返して、鋼管の埋め込み先端位置に数多く斜めひび割れが発生し、また材端から中央部へかけた斜めひび割れも見られ、繰返しによる耐力低下が激しくなった。 $R=15.9 \times 10^{-3} \text{rad.}$ で材端から中央部にかけて斜めひび割れの幅が急激に広がり、その後 $R=25 \times 10^{-3} \text{rad.}$ で軸力の保持が不能となったため加力を中止した。

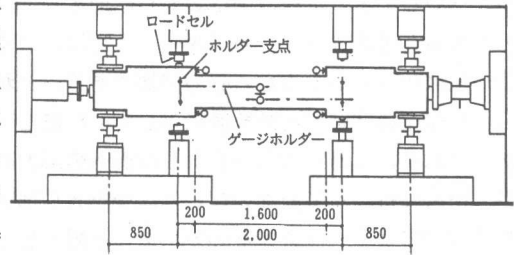


図2 加力装置

NO. 2の柱頭、柱脚の破壊状況は、NO. 1とは著しく異なっていることが認められる。これはバンドプレートが曲げ圧縮域のコンクリートを拘束することで、スタブ内へのひび割れの進展を防いでいるものと思われる。

4.2 諸強度

表3に実験結果一覧を示す。NO. 2のe法による計算値の算定にあたって、鉄骨は曲げに対してフランジのみが抵抗するとした。

曲げひび割れ強度に関しては、SRC断面の試験体NO. 2、NO. 3では、軸力と鉄筋および鉄骨の剛性を考慮した計算値と実験値は良く一致している。一方、RC断面の試験体NO. 1では、実験値は計算値の1.23倍となった。主筋の降伏強度に関しては、NO. 1、

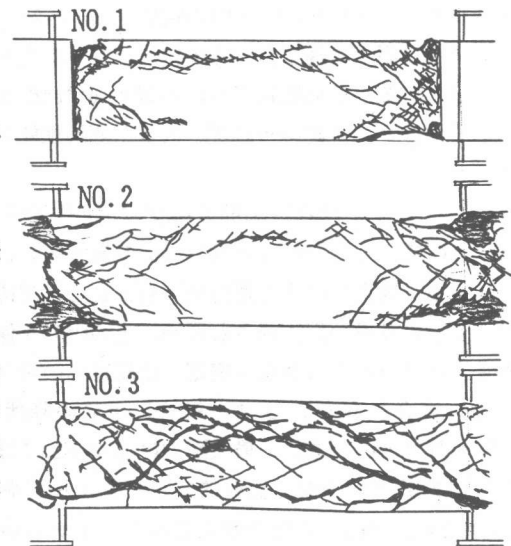


図3 最終破壊状況

表3 実験結果一覧

試験体	曲げひび割れ発生時			主筋初降伏発生			鉄骨初降伏発生			最大荷重発生						
	実験値 Q_{rer}	計算値 cQ_{rer}	実計	実験値 Q_{ry}	計算値 cQ_{ry}	実計	実験値 Q_{sy}	計算値 cQ_{sy}	実計	実験値 Q_{max}	計算値			実計 1	実計 2	実計 3
											cQ_{bu1}	cQ_{bu2}	cQ_{su}			
NO.1	17.1	13.9	1.23	33.2 (7.7)	29.1	1.14	—	—	—	36.3 (25.2)	32.5	30.4	44.2	1.12	1.19	0.82
NO.2	13.1	13.1	1.00	37.5 (8.2)	35.8	1.05	30.1 (4.9)	33.8	0.89	44.1 (15.1)	40.6	38.7	43.0	1.00	1.14	1.03
NO.3	12.4	12.4	1.00	38.7 (7.7)	—	—	29.1 (4.4)	—	—	43.2 (12.5)	51.4	—	37.1	0.84	—	1.16

注) 表中()内は、部材角R。単位: Q[ton], R[$\times 10^{-3} \text{rad.}$]

計算: $cQ_{rer}=1.8\sqrt{c}\sigma_c \cdot Z_0 + ND/6$, $cQ_{ry}, cQ_{sy}=e$ 関数法による鉄筋、鉄骨の初降伏時せん断力

cQ_{bu1} =建築学会曲げ耐力略算式による計算値(NO.1), SRC規準(単純累加)(NO.2, NO.3)

$cQ_{bu2}=e$ 関数法による曲げ耐力時せん断力,

cQ_{su} =荒川mean式によるせん断耐力,(NO.2, NO.3は中央RC部分の P_w で計算)

NO. 2 は計算値に対して1.14倍、1.05倍と上回った。また、NO. 2の鉄骨フランジの降伏強度は、計算値の0.89倍となった。

最大強度に関しては、NO. 1は、RC規準による計算値に対して、1.12倍となり、RC柱としての耐力評価で設計が可能であると思われる。NO. 2は、SRC規準の単純累加強度式で求めた曲げ耐力計算値に良く一致しており、柱端部はSRC断面としてほぼ評価できると言えよう。一方、NO. 3では、破壊状況が短柱に見られるような斜張力破壊であることから、SRC規準の曲げ耐力計算値に対して0.84倍と下回った。これは、SRC断面からRC断面への応力の伝達が、円滑に行われていないことと、中央RC部のせん断補強量には十分注意する必要があると思われる。

4.3 荷重-変形関係

図4にせん断力-層間変形曲線を示す。NO. 1は、 $R=7.7 \times 10^{-3} \text{rad.}$ で主筋が降伏し、 $R=25 \times 10^{-3} \text{rad.}$ で曲げ耐力に達した。その後、スリップ性状がややあらわれるが、実験終了時の $R=50 \times 10^{-3} \text{rad.}$ まで耐力低下はほとんど認められず、大きな変形性能を示した。

NO. 2は、鉄骨、主筋の降伏は、 $R=4.9 \sim 8.2 \times 10^{-3} \text{rad.}$ で生じ、 $R=15.1 \times 10^{-3} \text{rad.}$ で最大耐力に達した以後も、繰返しによる耐力低下もほとんど認められず、鉄筋と鉄骨の累加強さと同等以上の耐力を保持し鉄骨系に見られるような、安定した紡錘形の履歴特性を示した。また、NO. 3は、鋼管、主筋の降伏は $R=4.4 \sim 7.7 \times 10^{-3} \text{rad.}$ で生じ、最大耐力に達するまでは繰返しによる耐力低下も少なく比較的安定したループを示すが、 $R=12.5 \times 10^{-3} \text{rad.}$ で最大耐力に至り、それ以後は繰返しによる耐力低下も大きく、 $R=15.9 \times 10^{-3} \text{rad.}$ で材端から中央部にかけて斜めひび割れに沿ってせん断ずれが生じ、最大耐力の82%まで耐力は低下した。これは、最大耐力以後は中央RC部の性状が支配的になったためと思われる。

NO. 2およびNO. 3について、材端とスタブ部との相対変形角 θ と層間変形角 R の関係を図5に示す。2つの試験体の相対変形角 θ は、 $R=6.4 \times 10^{-3} \text{rad.}$ のまでは同程度であるが、それ以降、NO. 2が線形的に増大するのに対し、NO. 3の増加は緩やかである。これは、NO. 3では、 $R=6.4 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 以降、中央RC部から材端へつながる斜めせん断ひびわれの幅が次第に大きくなり、柱の層間変形は中央RC

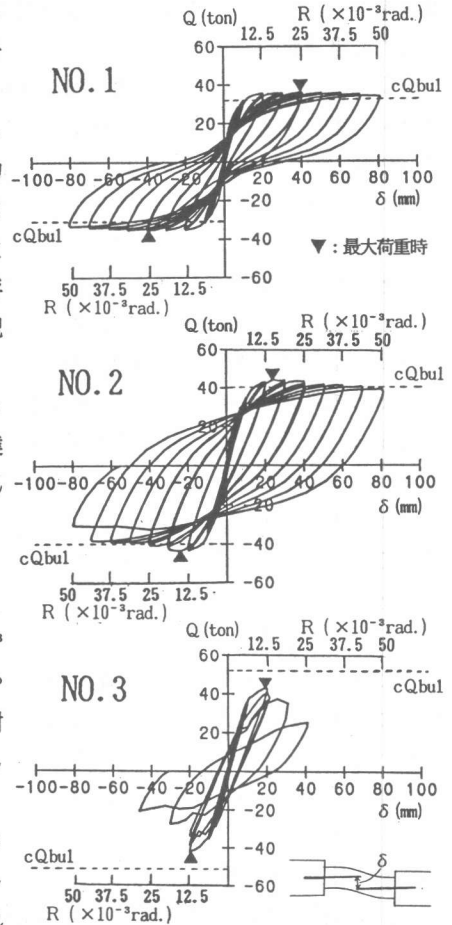


図4 せん断力-層間変形曲線

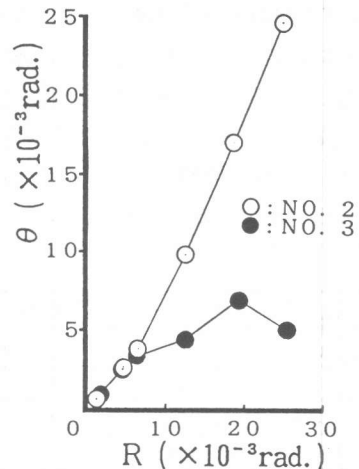


図5 相対変形角-層間変形角

部のせん断変形で専らかせがれているものと考えられる。

4.4 せん断補強筋のひずみ分布

図6にせん断補強筋のひずみ分布を示す。NO. 1では柱脚側は、柱頭側に比べひずみが小さく、継手が補強筋のせん断力の一部を負担しているものと思われる。

NO. 3は、最大荷重時では鋼管の埋め込み先端付近のひずみが急激に降伏ひずみまで達し、かぶりコンクリート部分の劣化が顕著でSRCからRCへのせん断伝達がスムーズに行なわれていないことが伺える。NO. 2では、鉄骨の埋め込み先端付近でも降伏ひずみに達することなく、最大荷重時に至ってもひずみは0.1%以下であった。

4.5 曲げの分担

鉄骨、鋼管の曲げ分担力は、柱端のフランジ面および鋼管の上下面に貼付したストレインゲージのひずみ測定値 ε_1 と ε_2 とを用いて次式より求めた。弾性域では、平面保持の仮定により曲げ分担力を求めることができる。

$$sM = sZ \cdot sE \cdot \varepsilon \quad \text{--- (1)}$$

ここで、 sZ : 鉄骨または鋼管の断面係数

$$\varepsilon = (\varepsilon_1 - \varepsilon_2) / 2$$

図7には、(1)式で求めた鉄骨(NO.2)、鋼管(NO.3)の曲げ分担力と試験体の外力とを層間変形 R との関係で示した。鉄骨、鋼管ともに曲げ分担力は、変形の増加につれて大きくなっている。弾性域の最終では、鉄骨の曲げ分担力は全塑性モーメント sMp の近傍まで達しており、一方、鋼管のそれは sMp の7割程度である。鉄骨は、試験体の最大耐力時には鉄骨の全塑性モーメントを十分に発揮していることが推測され、柱端部はSRC断面としての曲げ耐力評価ができると思われる。

図8に、試験体の外力に占める鉄骨、鋼管の曲げ負担力の割合を示した。曲げひび割れが生じ、 $R=2 \times 10^{-3}$ rad. 付近までは、鋼管の曲げ負担割合は鉄骨に比べ小さく、 $R=2 \times 10^{-3}$ rad. の時点でそれぞれ35%、41%ほどである。その後変形が増加するにつれ、鋼管の sZ が鉄骨のそれに比べ小さいにも拘らず、鋼管の曲げ負担割合は鉄骨より次第に大きくなっていくことが認められ、最終的には、鋼管、鉄骨のそれは52%、46%である。これは、弾性域では、鋼管は、変形の増大とともに

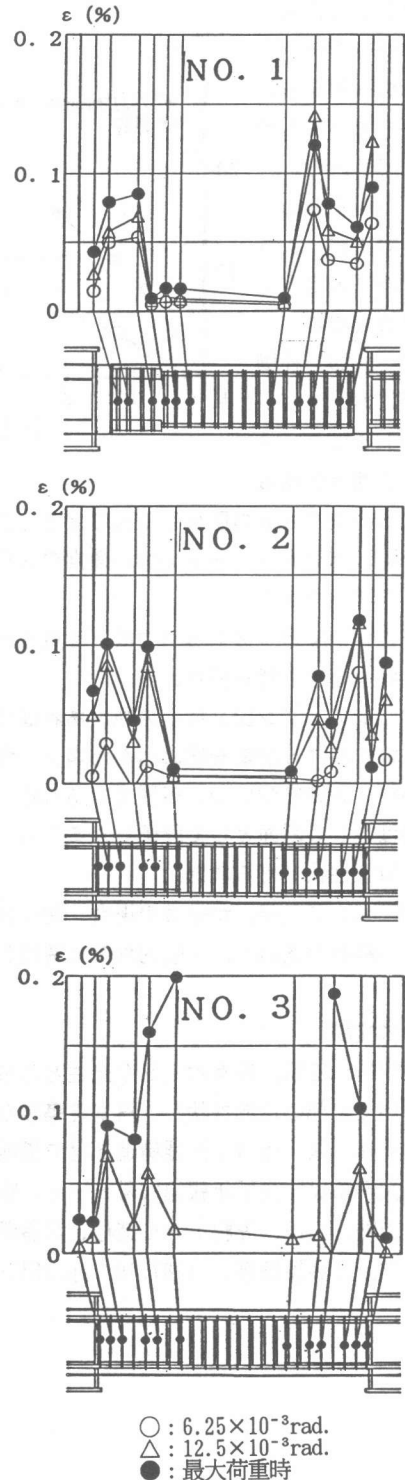


図6 せん断補強筋のひずみ分布

にRCの負担する
 曲げモーメントの一部をも負担しているもの
 と思われる。

§5 まとめ

本実験によって以下のような結論を得た。

① 柱頭、柱脚部にバンドプレートを取りつけても曲げ圧縮域

のコンクリートの圧壊を早めるようなことはなく、バンドプレートの無い通常のRC柱として評価できる。

また、繰返しによる耐力低下は見られず、良好な履歴性状が得られた。

② シアスパン比2程度の柱であれば柱頭、柱脚のみにH形鋼を埋め込んだ場合、埋め込み長さが鉄骨せいの2倍程度であれば、柱端部はSRC断面として評価できると共に良好な履歴性状が得られた。

③ スタブ（梁）が鉄骨の場合、曲げ圧縮域におけるコンクリートの拘束が小さく、スタブ内にひび割れが進展し、一般的なRC造柱とは多少異なるひび割れ性状を示した。

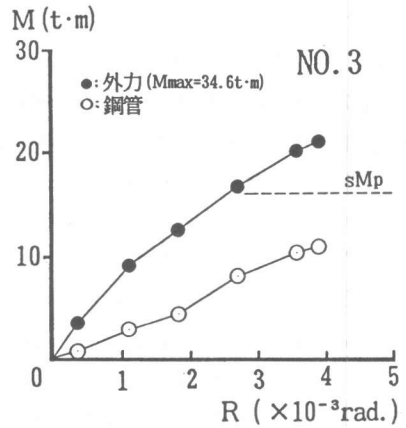
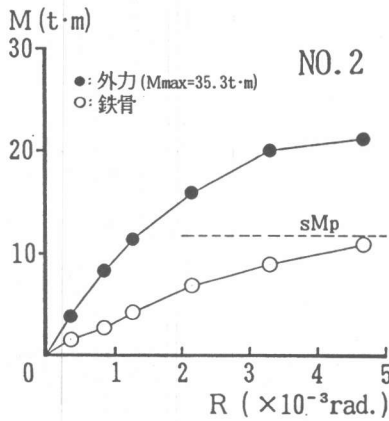


図7 曲げ分担力

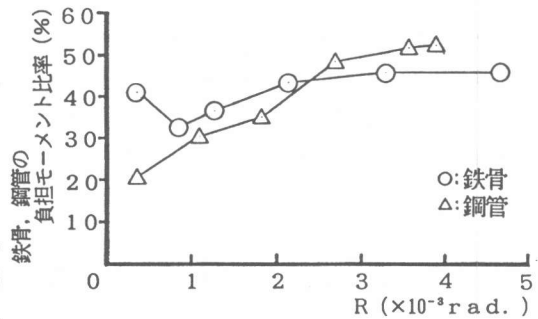


図8 曲げ負担割合

参考文献

- 1) 吉野、三瓶、佐々木：RC造柱とS造梁の複合骨組みに関する実験的研究（その2 十字形柱梁接合部の変形性状）、日本建築学会大会梗概集、1987.10、pp.1571-1572
- 2) 若林、南、西村：異種構造部材で構成される合成構造の設計法に関する研究（その1）、京都大学防災研究所年報第26号B-1、昭和58年4月、pp.1-16
- 3) 吉野、山田、佐藤：RC造柱とS造梁の複合骨組みに関する実験的研究（その1）、日本建築学会大会梗概集、1987.10、pp.1315-1316