

論文 片側及び両側袖壁付き柱の耐力評価に関する検討

大宮幸^{*1}・香取慶一^{*2}・林静雄^{*3}

要旨:袖壁形状、壁筋が柱の耐力、応力伝達機構に与える影響を明らかにするために、3次元有限要素法による解析を行った。その結果、壁横筋のダボ効果を考慮しない場合、壁と柱の境界にせん断ひび割れが発生すると柱と壁の一体性が薄れ、柱と壁に個別の応力の流れが形成され、耐力が低下することがわかった。ダボ効果を考慮した場合、壁から柱に応力の伝達が見られるようになり、耐力が上昇することを示し、袖壁付き柱の応力伝達機構を明らかにするためには、壁横筋のモデル化が重要であることを示した。

キーワード:袖壁付き柱、応力伝達機構、3次元有限要素法解析、ダボ効果

1. はじめに

既存鉄筋コンクリート建物の耐震診断や構造設計を行うためには、非構造壁付き部材の耐力を適切に行う必要がある。そのためには壁厚さや壁長さ、壁補強筋といった様々な要因が、袖壁付き柱の応力伝達機構や耐力に及ぼす影響を明らかにする必要がある。しかし、これまで袖壁付き柱の破壊メカニズムや応力伝達機構に関する検討はほとんど行われていない。本報では、前報1)の両側袖壁付き柱の有限要素法解析に引き続き、片側袖壁付き柱の解析を行い、袖壁形状、壁筋が袖壁付き柱の応力伝達機構や耐力に与える影響について検討する。

2. 解析試験体

解析試験体一覧を表-1に示す。試験体名

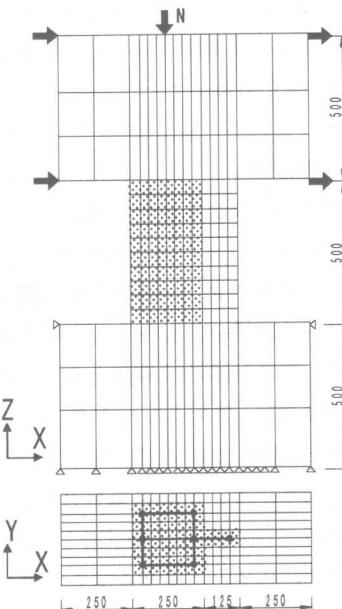


図-1 解析試験体一覧 (単位:mm)
(片側袖壁付き柱, $a/d=1$, $\alpha=0.24$, $\beta=0.5$)

表-1 解析試験体一覧

試験体名	壁厚比 α	張出比 β	せん断スパン比 a/d^* ¹	柱補強筋比 $pw(\%)$	壁横筋比 $psh(\%)$	壁付加
3b105	0.24	0.5	1	0.45	0.75	両側
4b215	0.24	1.5	2	0.09	0.75	両側
その他	0.24, 0.48の2種	0.5, 1.5の2種	1, 2の2種	0.45	0.33	両側及び片側

*1 柱に対するせん断スパン

共通要因:柱断面 $250 \times 250\text{mm}$, コンクリート強度 14.8N/mm^2 , 柱主筋 6-D10 (引張鉄筋比 $pt=0.34\%$, 降伏強度 $\sigma_y=399\text{N/mm}^2$), 壁縦筋 6 $\phi - @ 125\text{mm}$ (鉄筋比 $psv=0.37\%$ 、降伏強度 $\sigma_{wy}=365\text{N/mm}^2$), 軸方向応力 $2.57\text{ (N/mm}^2)$

*1 東京工業大学大学院 総合理工学研究科 工修 (正会員)

*2 東京工業大学助手 建築物理センター 工博 (正会員)

*3 東京工業大学教授 建築物理センター 工博 (正会員)

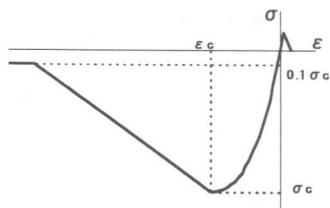


図-2 コンクリートの応力-歪関係

3b105と4b215は既往の実験結果²⁾をもとに解析を行ったものである。このうち3b105を基準の試験体とし、壁厚比 α ($=t/B$ 、 t : 壁厚、 B : 柱幅)、張出比 β ($=l_w/D$ 、 l_w : 壁長、 D : 柱せい)、せん断スパン比 a/d 、壁付加位置(両側及び片側)を変動させ解析を行った。解析試験体総数は18体である。

3. 解析方法

コンクリート要素は9個の非適合モードを含むアイソパラメトリック6面体を用いている。コンクリート要素の応力-歪み関係は図-2に示すとおり、圧縮域を非線形とし、最大耐力以降の軟化域、及び引張域は線形とした。ひび割れ及び圧縮破壊は、コンクリートの主応力が多軸応力状態を考慮した最大強度を超えたときに発生すると判断する。鉄筋は線材とし、応力-歪み関係はbi-liner型で表現する。柱主筋、及び壁縦筋とコンクリートの付着はボンドリンクで表現し、付着応力-滑り関係はbi-liner型で表現する。柱補強筋、及び壁補強筋はコンクリートと完全付着とした。材料特性を表-2に示す。加力は図-1に示すとおり、試験体下部を固定し、上部両側に強制変位を与えることで行った。なお、軸力は、試験体断面重心位置に一定軸力160 kN(柱断面に対し、軸力比0.17)を作用させた。

4. 解析結果

4-1. 破壊過程、荷重-変位関係

図-3にひび割れ図及び最小主応力図の一例を、図-4に荷重-変位関係を示

表-2 材料特性

①コンクリート

圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	圧縮強度時歪 ε_c	ヤング係数 (N/mm ²)
14.8	1.48	0.002	1.62×10^4

②鉄筋

種別	降伏強度 (N/mm ²)	初期剛性 (N/mm ²)	2次剛性 (N/mm ²)
D10	399.4	2.01×10^5	2.01×10^3
6φ	365.2	2.06×10^5	2.06×10^3

す。 $a/d=1$ の試験体は、曲げひび割れが発生した後、部材角 $0.3 \sim 0.6 \times 10^{-3}$ radで壁中央部にせん断ひび割れが発生した。このせん断ひび割れが柱と壁の境界に広がってゆくにつれ剛性は低下し、最終的には壁端部の圧壊がおこり最大耐力に至った。また、 $a/d=2$ の試験体のうち、壁長さが短い試験体($\beta=0.5$)は、曲げひび割れ発生後剛性が低下し、柱主筋が降伏したのち最終的に壁端部が圧壊し最大耐力に達し、曲げ降伏型の柱と似た挙動を示した。それ以外の試験体については、 $a/d=1$ の破壊過程と同様である。

ここで、3b105と4b215について、実験と解析の荷重-変位関係を比較する。両試験体とも破壊過程は実験とほぼ同様であった。しかし、せん断スパンが短く袖壁長さの小さい($=\beta$ が小さい)3b105は荷重-変位関係もほぼ実験と一致したのに対し、せん断スパン比が大きく壁長

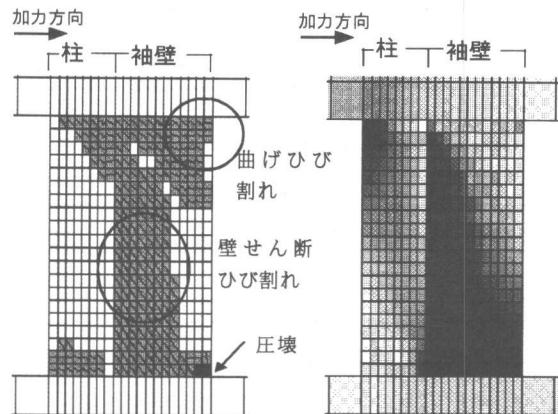


図-3 ひび割れ図(左)及び最小主応力図(右)
(片側袖壁, $\alpha=0.24$, $\beta=1.5$ $a/d=2.0$)

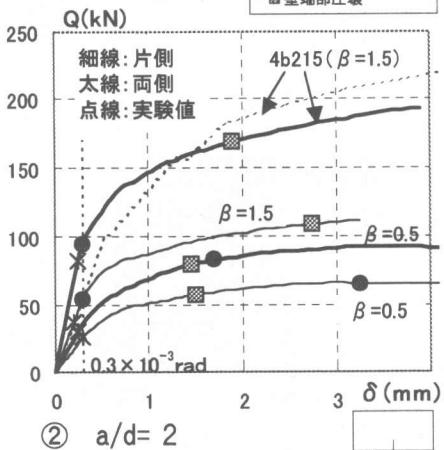
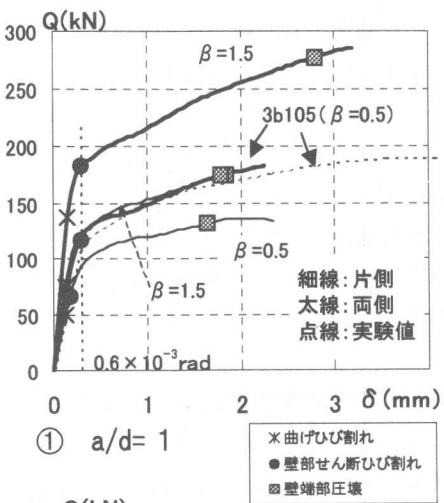
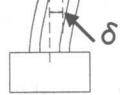


図-4 荷重-変位関係
($\alpha = 0.24$ のもの)



の長い4b215は、解析における壁せん断ひび割れ発生後の剛性低下が実験値より大きく、また最大耐力については、実験値(247 kN)より解析値(192 kN)が2割程度低くなかった。この現象の原因を探るため、以下、応力分布の検討を行った。

4-2. 応力分布

図-5に、壁端部圧壊時の柱脚位置での軸方向応力(σ_z)分布を示す。せん断スパンが大きく β が小さい試験体については、壁取り付き位置(片側、両側)によらず、柱から圧縮側袖壁にかけて圧縮応力は連続的な値となっている。しかし、その他の試験体では、柱と圧縮側袖壁の境界(図の二重線位置)と、袖壁圧縮縁

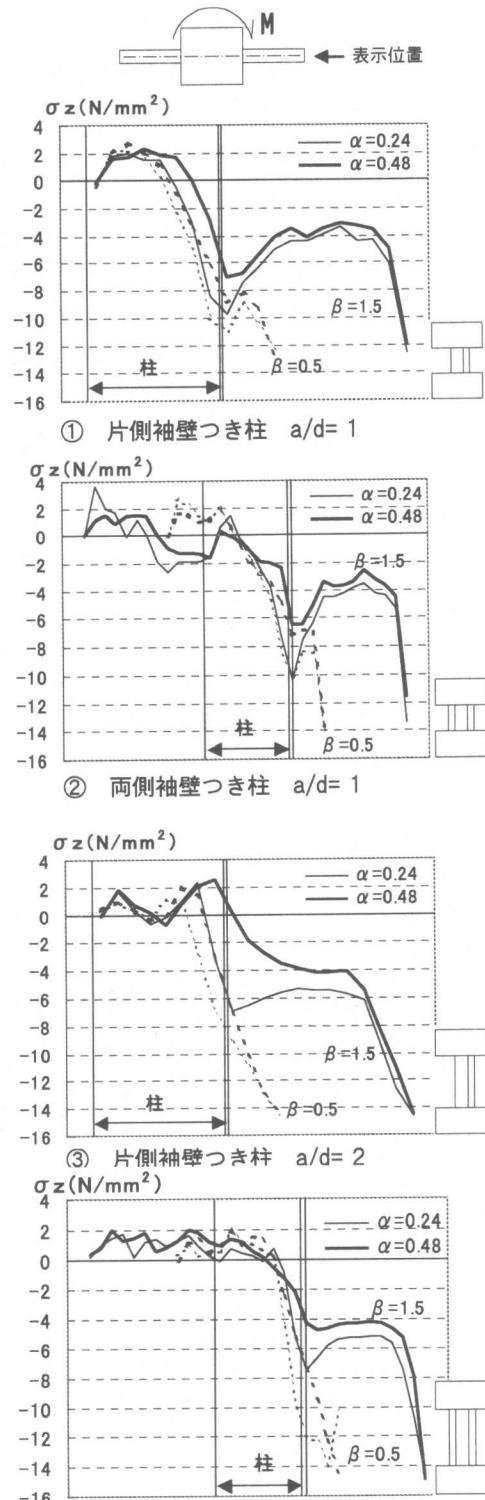
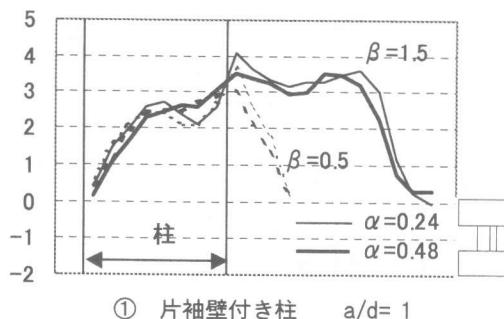


図-5 柱脚での軸方向応力度分布
(壁端部圧壊時)

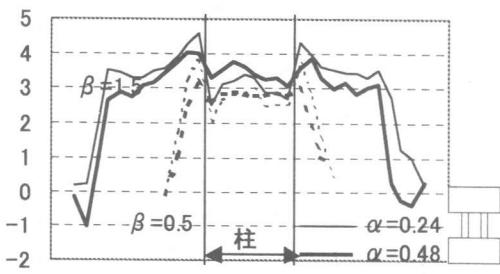
の2箇所に圧縮応力のピークが見られる。この傾向は特に α の小さい試験体に顕著である。また、両側袖壁付き柱のうち、せん断スパン比が小さく、 β が大きい試験体では(図-5, ②), 引張側袖壁と柱の境界上にも圧縮応力が働いている。柱と壁の境界にせん断ひび割れが発生し、コンクリート要素の剛性が低下した後は、壁横筋のダボ効果を考慮していない場合、壁と柱の一体性が薄れるため、柱と壁の各部材がそれぞれせん断力を負担するような応力状態になり、壁と柱の境界に圧縮応力のピークができることが推測される。

図-6には、壁端部圧壊時の柱中央部におけるせん断応力($\tau \times z$)分布を示す。せん断スパン比と α が大きく、 β の小さい試験体では、柱中央部において、柱に近いせん断応力分布となっており、柱と壁の一体性が見られるが、それ以外の試験体については、柱と壁の境界でせん断応力の集中が見られる。

これらの結果から、4b215の解析におけ



① 片袖壁付き柱 $a/d = 1$

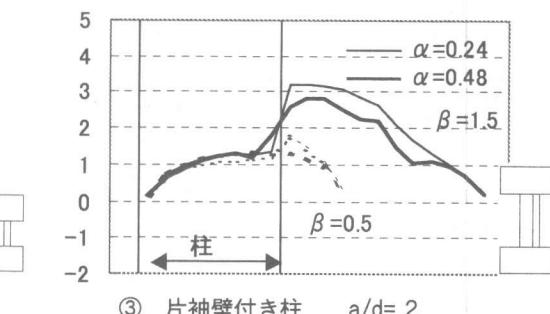
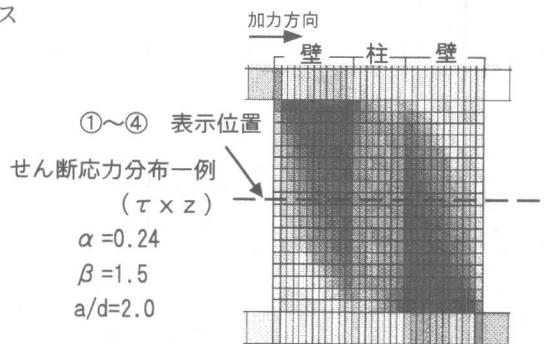


② 両側袖壁付き柱 $a/d = 1$

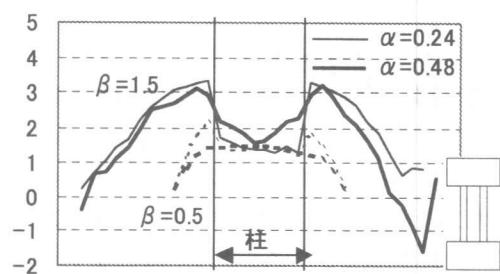
る耐力が実験値よりも低かった理由として、柱と壁の境界上にひび割れが発生すると、その部分で滑りが生じ、柱と壁の一体性が失われ、柱と壁とが別個の変形を起こすこと、また4b215はせん断スパン比が長く β が大きいため、一体性が薄れた後は袖壁のせん断力負担分が柱に比べ大きくなり、結果として早期に袖壁圧縮縁に圧壊が生じるためであることが考えられる。

5. 壁筋のダボ効果についての検討

前章までの結果をふまえ、壁横筋のダボ効果が袖壁付き柱の耐力、応力伝達機構に与える影響を明らかにするために、これを考慮した解析



③ 片袖壁付き柱 $a/d = 2$



④ 向側袖壁付き柱 $a/d = 2$

図-6 セン断応力度($\tau \times z$)分布(壁端部圧壊時)

を行った。ダボ効果によるせん断力の伝達は、壁横筋節点間に図-7に示すような応力-滑り関係を仮定することで表現した。応力-滑り関係は、既往の一体打ち接合部のせん断実験3)を参考に決定した。図の縦軸 q は壁横筋のダボ効果による負担力、横軸 δd はすべり量である。解析対象とした試験体は、実験値より最大耐力が2割低かった4b215と、柱と壁の境界で応力の変化が大きかった $a/d=2$, $\alpha=0.24$, $\beta=1.5$ の片側袖壁付き柱の2体である。

図-8に荷重-変位関係比較を示す。図に示すとおり、壁横筋のダボ効果を考慮した試験体は、考慮しなかった試験体よりも耐力が2割程度上昇した。また、実験値よりも耐力が低かった4b215は、ダボ効果を考慮することで耐力、荷重-変位関係とも実験と良い対応を示した。

図-9に、4b215の最小主応力分布を、図-10に柱脚部での軸方向応力度分布比較を示す。図-9より、ダボ効果を考慮した場合、壁から柱内部に続く応力の流れが見られるよう

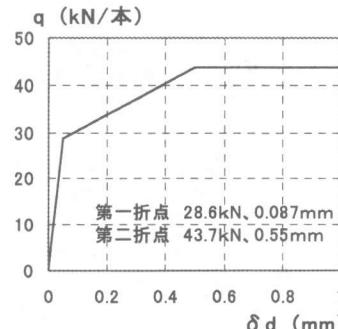


図-7 壁縦筋のタボ効果のモデル化

なった。また図-10より、ダボを考慮することで圧縮側袖壁全体で圧縮力を負担するようになり、4b215については引張側袖壁から柱にかけての応力分布がなだらかになった。図-11には柱中央部でのせん断応力度分布を示す。ダボを考慮すると、壁と柱の境界上でせん断力の差は見られるものの、壁部全体でせん断力を負担するようになることがわかる。また、図-12には片側袖壁付き柱の曲げモーメント反曲点位置の変化を示す。図中の縦軸は、反曲点と

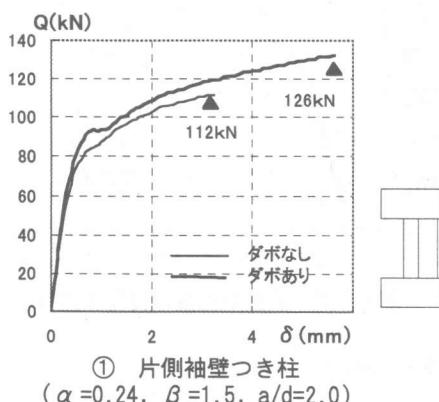


図-8 荷重-変位関係比較

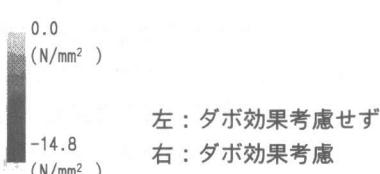
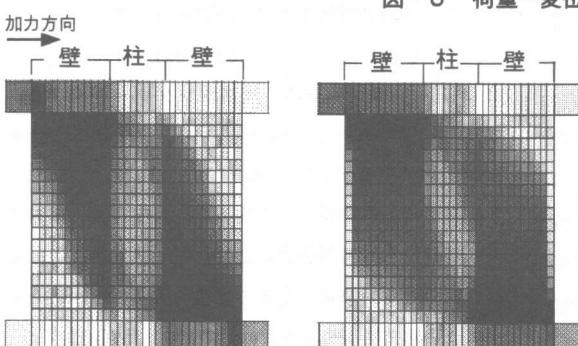
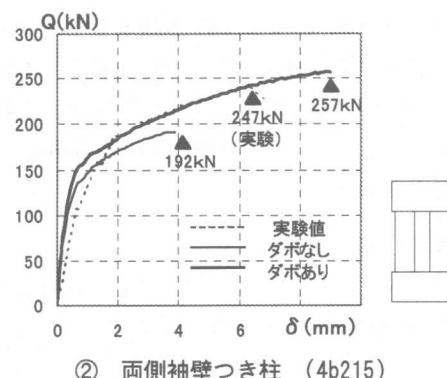


図-9 最小主応力度分布比較
(4b215 壁圧縮限界時)

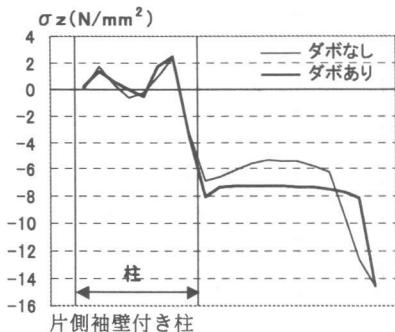


図-10 柱脚での軸方向応力度分布比較（壁端部圧壊時）

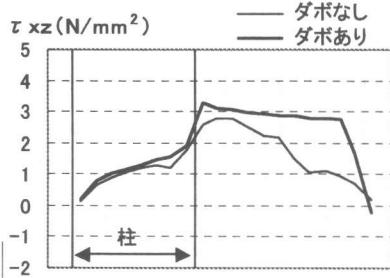
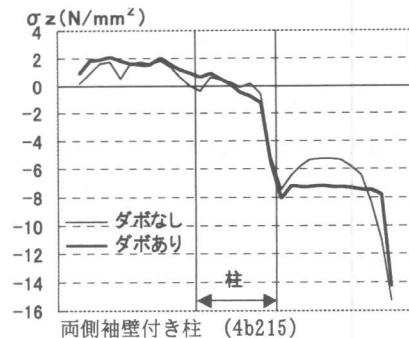
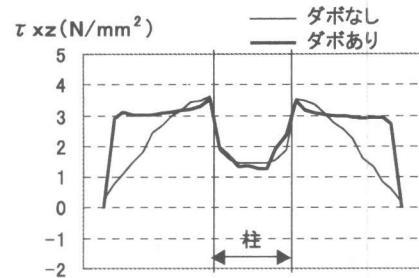


図-11せん断応力度分布比較（壁端部圧壊時）



柱中央部の距離 Δx を柱高さ H で割ったものである。ダボを考慮しない試験体は反曲点位置があまり変化しないのに対し、考慮したものは柱高さの1.2割(=12cm)程度移動している。これはダボを考慮することで柱と壁の一体性が増し、柱の上端と下端の断面形状の違いによる剛性の差により、反曲点が柱中央から移動したためと思われる。

6. まとめ

袖壁付き柱の壁形状、壁筋が袖壁付き柱の応力伝達機構に与える影響を明らかにするために、3次元有限要素法解析を行った。その結果、せん断スパンが大きく壁長さが大きい試験体は、壁と柱の境界にせん断ひび割れが発生すると、壁筋のタボ効果を考慮していない場合には壁と柱の一体性が失われ、柱と壁に個別の応力の流れを形成し、耐力が低下することがわかった。壁横筋のタボ効果を考慮した試験体は耐力が上昇し、壁と柱が一体となった応力伝達機構が形成されるようになった。袖壁付き柱の応力伝達機構を明らかにするためには、タボ効果を適切に評価する必要があることを示した。

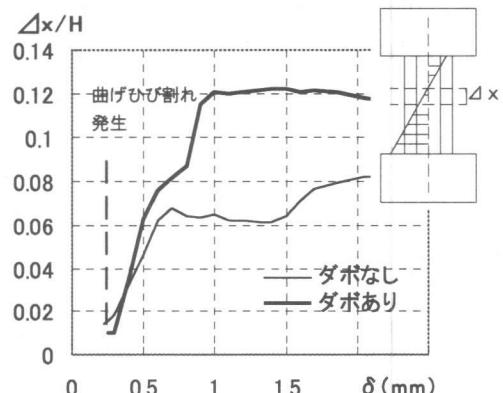


図-12 反曲点位置の変化の比較

[参考文献]

- 1) 大宮幸、香取慶一、林静雄：RC造柱の耐力に及ぼす袖壁長さ及び袖壁厚さの影響に関する解析、コンクリート工学年次報告論文集、pp. 1351～1356
- 2) 東洋一、大久保全陸：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究（その9）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1305-1306、1974
- 3) 林静雄、香取慶一、太田道彦、吉田啓喜、東端泰夫：接合筋を傾斜配筋させたプレキャスト耐震壁-床接合部のせん断挙動に関する実験的研究、日本建築学会構造系論文集、No.457、pp. 47-59、1994. 3