

令和 6 年 6 月 18 日現在

機関番号：32702

研究種目：基盤研究(B)（一般）

研究期間：2021～2023

課題番号：21H01482

研究課題名（和文）鉄筋コンクリート柱部材の材端部拘束による曲げ・せん断挙動への影響に関する研究

研究課題名（英文）A Study on the Effects of Edge Restraints on the Bending and Shear Behavior of Reinforced Concrete Column Members

研究代表者

島崎 和司（SHIMAZAKI, KAZUSHI）

神奈川大学・建築学部・教授

研究者番号：00343632

交付決定額（研究期間全体）：（直接経費） 12,300,000円

研究成果の概要（和文）：せん断破壊型・曲げ降伏先行型共に、  
1) アーチ機構が最も有効となり、平面保持仮定の成立するスタップを有した試験体の耐力は端部が梁の場合よりも大きくなるため、実際の柱の耐力を過大評価してしまっている。2) 梁の偏心の有無はせん断耐力に影響を与える。3) 偏心梁の梁が取り付く側と取り付かない側で破壊の進展が異なる。今回は、実験による検討にとどまり、FEMによる今回の実験の検討は、時間の都合で実施できなかったが、今後検討をして、報告するつもりである。

研究成果の学術的意義や社会的意義

せん断破壊型・曲げ降伏先行型共に、端部にスタップをつけた試験体で実験を行った、設計用の実験式では、危険側になる可能性があることを示した点。

研究成果の概要（英文）：The following three factors were observed in both shear-failure and flexural-yield-precedence types: 1) the actual bearing capacity of columns was overestimated because the bearing capacity of specimens with stubs, in which the arch mechanism is most effective and the plane retention assumption holds, is greater than that of specimens with beams at the ends; 2) the presence or absence of eccentric beams affects shear capacity; 3) the evolution of failure differs between the side where the beam is attached and that where the beam is not attached in the eccentric beams. The present study was limited to experimental investigations.

The present study was limited to an experimental investigation, and the FEM study of this experiment could not be conducted due to time constraints, but will be discussed and reported in the future.

研究分野：構造

キーワード：柱 せん断耐力 端部境界条件 曲げ耐力 平面保持仮定

## 1. 研究開始当初の背景

### 1)せん断耐力

現在の建築物の柱のせん断耐力評価式は、保有耐力計算によらない場合には、実験式である荒川 min 式を安全側に簡略化した日本建築学会 RC 規準式（コンクリートの項とせん断補強筋の項からなる式）が用いられ、保有耐力計算時の終局せん断耐力としては荒川 min 式そのものが用いられている。近年行われた実験結果に対し、この耐力式の再評価が行われ、2015年版「建築物の構造関係技術基準解説書」では、この式で1.32倍の余裕度を持ち、安全側に評価できるとしている。実験の平均値としては、下記(2)式の値が近いとされている。耐震診断では、軸力によるせん断耐力増加を考慮している。

これらの実験における試験体は、図 1(a)に示すように、加力のために両端に強剛な加力用のスタップを持ち、これが反力となり、柱全断面でアーチ機構を考えることができる。一方、実際の建築部材である柱においては、図 1(b)に示すように、アーチ機構の反力相手は梁であり、柱断面より小さくなる。梁断面の外側部分も、側面での抵抗力によりアーチ機構に抵抗できると考えられるが、その場合には、せん断スパンが長くなりアーチ機構によるせん断耐力が減少する。実際の柱部材では実験で得られたアーチ機構によるせん断耐力がフルに発揮できるとは考えられない。このアーチ機構の有効度を検証しておく必要がある。

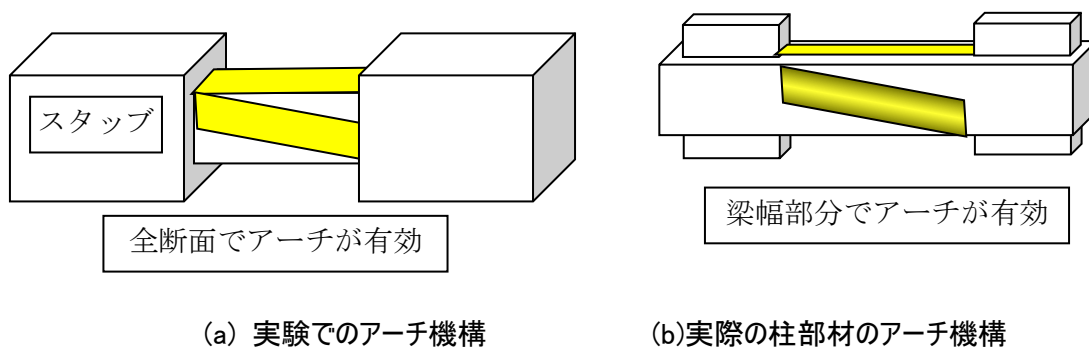


図 1 柱部材のアーチ機構の模式図

一方、耐荷機構に基づくアーチ機構とトラス機構によるせん断耐力算定式として日本建築学会「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」に示された下界定理による算定式も図 1(a)に示す試験体を用いて行われた実験結果で精度を検証しており、実際の柱部材が図 1(b)の状況であるとすれば、実際の部材に対する算定式の余裕度についての検証が必要である。

### 2)曲げ耐力と靱性

柱の曲げ耐力評価式は、保有耐力計算によらない場合には、平面保持仮定を用いた日本建築学会 RC 規準式が用いられ、保有耐力計算時の終局曲げ耐力としては、平面保持仮定に基づいて、コンクリートの終局歪でストレスブロックを仮定する算定式か、略算式が用いられている。

これらの算定方法は、柱の全幅を有効と見なし、実験結果との対応によりその精度が検証されているが、これらの実験における試験体は、せん断の場合と同様に図 2(a)に示すように、加力のために両端に強剛な加力用のスタップを持ち、これが反力となり、柱全断面で圧縮コンクリートが有効であり、柱の全幅を有効断面と考えることができる。一方、実際の建築部材である柱においては、次ページ図 2(b)に示すように、圧縮側コンクリートの反力相手は梁であり、柱断面より小さくなる。梁断面の外側部分も、側面での抵抗力により最終的には圧

縮力に対する反力として抵抗できると考えられるが、その場合には、平面保持仮定は成り立たないため、靱性能の評価には注意が必要となる。一方、引張側の主筋も、梁の外側で定着されている鉄筋は、平面保持が成立しないため、中心部が降伏ひずみに達した時には、降伏ひずみに達しないため、降伏耐力が低くなる可能性があり、その評価が必要となる。

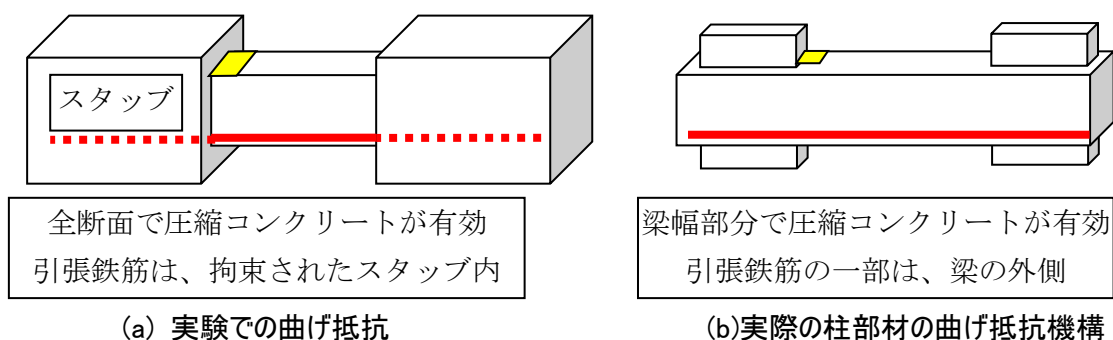


図 2 柱部材の曲げ抵抗機構の模式図

## 2. 研究の目的

せん断に関しては、実験パラメータより、一般的な建物の柱におけるアーチ機構のせん断スパン算定法を示す。アーチ機構の有効断面積を直接導くと複雑な算定式となることが予想されるため、せん断スパン算定の部材長を等価せん断スパンとして与える手法を提案する。高強度材料に対しては、継続的な研究により提案できると考える。

一方、曲げ耐力と靱性能の評価に対しても、実験パラメータより、一般的な建物の柱における曲げ耐力と変形能評価のための有効断面算定法を示す。有効断面積を、拘束域を仮定して導くと複雑な算定式となることが予想されるため、柱梁接合部と同様な等価有効断面を算定する簡単な式として与える手法を提案する。

これと平行して、実施試験体の FEM 解析を行うことで、柱梁幅比の異なる場合の、柱内の応力分布を確認する。実験の鉄筋などのひずみデータなどとの整合性の検証を行いながら、FEM 解析を進め、抵抗機構の相違を推定する。

## 3. 研究の方法

せん断破壊型試験体試験体は、表 1 に試験体、図 1 に試験体形状一覧を示す。試験体は、梁幅 250 mm を No.5、端部がスタップ 700 mm の試験体を No.6、梁位置を偏心させたものを No.7、梁幅 500 mm のものを No.8 とし、計 4 体とした。試験体に用いた材料の試験結果は表 2 に示す。加力装置及び加力方法は既往の研究と同様の方法で行い、試験体に逆対称モーメントを作用させた。加力サイクルは、計算せん断耐力  $Q_{smean}$  の 1/3, 2/3 を 1 サイクル、層間変形角  $R=1/400, 1/200, 1/133$  を 3 サイクルずつ行った後、荷重が上からなくなることを確認し実験終了とした。

表 1 試験体一覧

試験体No.		No.5	No.6	No.7	No.8	
梁幅	[mm]	250	700	250	500	
柱断面 (b × D)	[m × m]	500 × 500				
内法スパン l	[mm]	750				
せん断スパン比	—	0.83				
主筋 (SD345)	—	10-D22				
せん断補強筋 (SD295A)	—	2-D6@50				
荒川mean式	[kN]	734				
荒川min式	[kN]	614				
予想破壊形式	—	せん断破壊				
実験結果	せん断クランク時せん断力	[kN]	581	623	499	611
	せん断クランク時層間変形角	[rad]	1/400	1/400	1/400	1/400
	最大せん断力 Qmax	[kN]	644	716	631	611
	最大せん断力時層間変形角	[rad]	1/133	1/133	1/83	1/400

表 2 材料試験結果

鉄筋 径・鋼種	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏点ひずみ $\epsilon_y$ $\times 10^{-6}$	ヤング係数 $\times 10^3$ (N/mm <sup>2</sup> )
D22・SD345	366	570	1841	207
D6・SD295A	322	523	3982	169
コンクリート 試験体番号	材齢 (week)	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 $\times 10^3$ (N/mm <sup>2</sup> )
No.5	9	27.8	2.14	22.8
No.6	11	27.2	1.97	26.8
No.7	13	28.4	1.97	26.8
No.8	10	27.2	1.98	28.3

※0.2%オフセット法により求めた

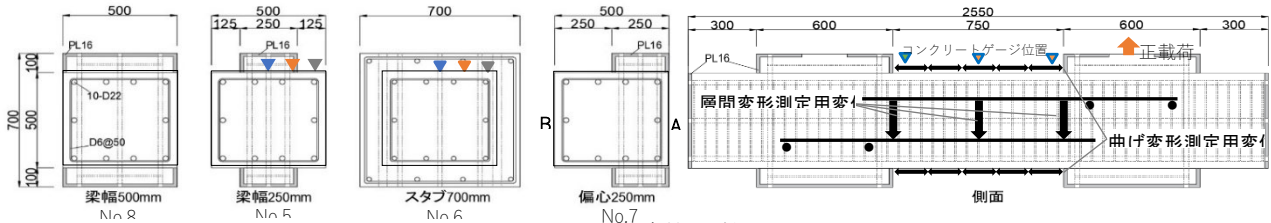


図1 試験体形状

図-2 にせん断力一層間変形角関係を示す。

表3 試験体一覧

曲げ降伏先行型の試験体は、表3に、試験体一覧を示す。試験体は梁幅・梁の取り付け位置の違いから計4通りとした。No.9は加力が柱幅半分中央位置のもの、No.10はスタブのもの、No.11を柱幅半分偏心のものとした。柱の切断面の主筋はPL16に溶接することで定着を確保した。コンクリート調合強度はFc24とした。試験体に用いた材料の試験結果は表4に示す。加力装置図、加力方法、軸力、測定方法はその12)に示すものと同様である。加力サイクルは層間変形角  $R=1/800, 1/400$  を1サイクルずつ行った後、 $1/200, 1/133, 1/100, 1/67, 1/50, 1/33$  を3サイクルずつ行ない、荷重が上がらないことを確認し実験終了とした。

試験体	No. 9	No. 10	No. 11	No. 12	
内法スパン	750				
柱断面 (b×b)	500×500				
梁幅	250	700	250	500	
主筋 (SD345)	10-D16				
帯筋 (SD295A)	4-D6E50				
せん断耐力 (修正荒川mean) $Q_{su}$	802	785	787	814	
せん断耐力 (曲げ終局時) $Q_{sm}$	696	705	702	704	
せん断余裕度	1.15	1.09	1.12	1.15	
予想破壊形式	曲げ				
実験結果	最大せん断力 $Q_{max}$	690	757	666	762
	せん断クラック発生時せん断力	586	596	586	615
	せん断クラック発生時層間変形角	1/391	1/296	1/269	1/316

表4 材料試験結果

径・鋼種	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏点ひずみ $\epsilon_y$ × 10 <sup>-6</sup>	ヤング係数 × 10 <sup>3</sup> (N/mm <sup>2</sup> )
D16・SD345	390	552	1847	207
D6・SD295A	340	515	2238	195
コンクリート試験体	材齢 (week)	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 × 10 <sup>3</sup> (N/mm <sup>2</sup> )
No. 9	13	30.5	2.08	28.3
No. 10	15	27.1	2.03	30.3
No. 11	24	29.1	1.97	27.1

#### 4. 研究成果

せん断破壊型試験体で得られた結果として、せん断力一層間変形角関係を図2に示す。梁幅250mmのNo.5は、予想せん断耐力  $Q_{sumean}$  の±2/3のサイクルで曲げクラックが生じ、 $R=+1/400$ の1回目でせん断クラックが生じ、剛性が低下した。その後、 $R=+1/133$ の1回目でせん断破壊した。スタブ幅700mmのNo.6は、予想せん断耐力  $Q_{sumean}$  の±2/3のサイクルで曲げクラックが生じ、 $R=+1/400$ の1回目でせん断クラックが生じた。その後、 $R=-1/400$ の1回目、 $R=+1/400$ の3回目、 $R=-1/133$ の1回目でせん断破壊し、変形が進んだ。偏心250mmのNo.7は、予想せん断力の±2/3のサイクルで曲げクラックが入った。 $R=-1/400$ の1回目でせん断クラックが生じて剛性が低下し、梁が取り付け側(図1:A面)がせん断破壊した。その後引ききりでの  $R=1/83$  で梁が取り付けかない側(図1:B面)がせん断破壊した。梁幅500mmのNo.8は、予想

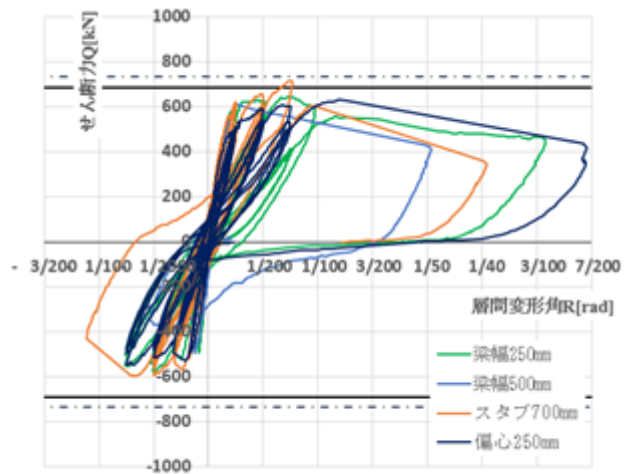


図2 せん断力一層間変形角関係

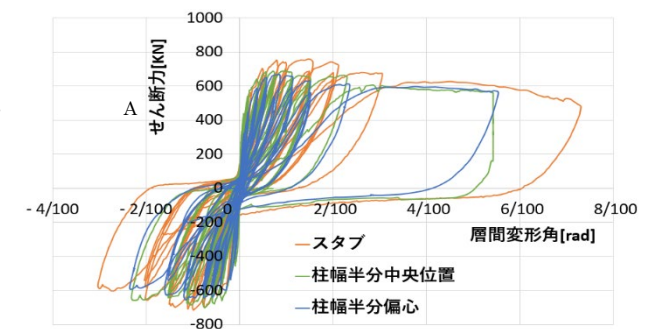


図3 曲げ降伏先行型のせん断力一層間変形角関係

せん断耐力  $Q_{sumean}$  の $\pm 1/3$  のサイクルで曲げクラックが生じ、層間変形角  $R=+1/400$  の 1 回目でせん断クラックが入ると同時に最大せん断力に達してせん断破壊し、せん断力の低下とともに変形が急激に増加した。その後、 $R=-1/400$  の 1 回目のサイクルでせん断力が低下したため、押し側で破壊し実験終了とした。

曲げ降伏先行型の試験体のせん断力一層間変形関係を図 3 に示す。すべての試験体において  $R=1/800$  のサイクルで曲げクラックが入った。図 4 に主筋が降伏する段階までのサイクルのせん断力一層間変形角関係を示す。No.10 の試験体からとなる試験体は  $R=1/200$  の 1 回目のサイクル・正載荷で主筋が降伏した。No.9、No.11 の試験体は  $R=1/400$  のサイクル・負載荷で主筋が降伏した。すべての試験体において、 $R=1/400$  のサイクルでせん断クラックが発生し、剛性が低下した。

結論として、せん断破壊型では、

- 1) アーチ機構が最も有効となるスタブを有した試験体のせん断耐力は端部が梁の場合よりも大きくなるため、実際の柱の耐力を過大評価してしまっている。
- 2) 梁幅により圧縮ストラットの幅、せん断クラックの角度が変わり、せん断耐力に影響を与える。
- 3) せん断スパン比が小さく、クラックと同時にせん断耐力に達した試験体に対しても、荒川 min 式では評価することができる。
- 4) 梁の偏心の有無はせん断耐力に影響を与える。
- 5) 偏心梁の梁が取り付く側と取り付かない側で破壊の進展が異なる。

曲げ降伏先行型では、

- 1) 梁幅によって、せん断耐力、曲げ耐力が変わる。スタブとした試験体では、耐力を大きく評価している可能性がある。
- 2) 曲げ変形成分は、梁幅内と外では大きく異なり、平面保持過程が成立していない。スタブとした試験体では、平面保持仮定が成り立っていた。
- 3) 柱主筋の歪分布は、梁幅内にある主筋と梁幅外にある主筋とでは大きな差は見られなかったが、平面保持仮定は成立していない。スタブとした試験体では、平面保持仮定が成り立っていた。
- 4) 梁幅の外の柱主筋は定着部で付着割裂破壊を起こした。柱梁接合部の横補強筋は、柱部分より少ないことが多いので、この部分の定着部の付着の検討が必要である。

今回は、実験による検討にとどまり、FEM による今回の実験の検討は、時間の都合で実施できなかったが、せん断破壊型のせん断スパン算定の部材長を等価せん断スパンとして与える手法を提案と曲げ降伏先行型の柱梁接合部と同様な等価有効断面を算定する簡単な式として与える手法を提案は、今後検討をして、報告するつもりである。

5. 主な発表論文等

〔雑誌論文〕 計0件

〔学会発表〕 計5件（うち招待講演 0件 / うち国際学会 0件）

1. 発表者名 島崎和司、白井佑樹
2. 発表標題 逆対称曲げを受ける柱の端部境界条件の違いによる耐力の評価 その1 概要
3. 学会等名 日本建築学会
4. 発表年 2022年

1. 発表者名 白井佑樹、島崎和司
2. 発表標題 逆対称曲げを受ける柱の端部境界条件の違いによる耐力の評価 その2 実験結果とその考察
3. 学会等名 日本建築学会
4. 発表年 2022年

1. 発表者名 西郷凜太郎、島崎和司、白井佑樹
2. 発表標題 逆対称曲げを受ける柱の端部境界条件の違いによる耐力の評価 その3 既往実験の解析的検討
3. 学会等名 日本建築学会
4. 発表年 2023年

1. 発表者名 野崎一哉、西郷凜太郎、白井佑樹、島崎和司、佐藤宏貴
2. 発表標題 逆対称曲げを受ける柱の端部境界条件の違いによる耐力の評価 その4 梁幅および偏心の有無によるせん断耐力に対する影響の検討
3. 学会等名 日本建築学会
4. 発表年 2024年

1. 発表者名 西郷凜太郎、野崎一哉、白井佑樹、島崎和司、佐藤宏貴
2. 発表標題 逆対称曲げを受ける柱の端部境界条件の違いによる耐力の評価 その5 曲げ性能の実験的検討
3. 学会等名 日本建築学会
4. 発表年 2024年

〔図書〕 計0件

〔産業財産権〕

〔その他〕

-

6. 研究組織

	氏名 (ローマ字氏名) (研究者番号)	所属研究機関・部局・職 (機関番号)	備考
研究分担者	白井 佑樹  (shirai yuki)  (00779720)	神奈川大学・建築学部・助教   (32702)	
研究分担者	佐藤 宏貴  (satou hiroki)  (70648922)	神奈川大学・公私立大学の部局等・教務技術職員   (32702)	

7. 科研費を使用して開催した国際研究集会

〔国際研究集会〕 計0件

8. 本研究に関連して実施した国際共同研究の実施状況

共同研究相手国	相手方研究機関
---------	---------