

論文 壁梁が偏心接合されたRC柱の弾塑性性状と耐震補強法に関する研究

町頭 洋平<sup>\*1</sup>・塩屋 晋一<sup>\*2</sup>・北野 博俊<sup>\*3</sup>・白石 博文<sup>\*4</sup>

要旨：壁梁が偏心接合されるRC柱の水平加力実験と弾塑性有限要素解析を行った。その結果，壁梁の偏心接合により柱断面内で壁梁側にせん断応力が集中して柱のせん断耐力が低下し，柱の破壊形式が曲げ破壊形式からせん断破壊形式に変わる場合がある。また曲げ破壊する場合でも，ヒンジ領域でせん断応力と垂直応力が壁梁側に集中して大変形域で脆性的な軸方向破壊が生じる。窓台・庇に相当するRC補強板を設けた柱ではそれらの応力集中がかなり緩和されて，偏心接合によるせん断耐力の低下や，曲げ降伏後の軸方向破壊を防ぐことができる，などが明らかになった。

キーワード：偏心接合，ねじりモーメント，鉄筋コンクリート，柱，壁梁，柱梁接合部

1. はじめに

1997年鹿児島県北西部地震で壁梁が偏心接合されたRC校舎が大破し，既存の強度式においては曲げ破壊形式と判定される柱のヒンジ領域で軸方向変形が増大する激しい破壊が生じた。<sup>1)</sup>

これまで，壁梁が偏心接合されたRC柱・梁接合部の力学的特性については明らかにされている<sup>2)</sup>が，その偏心接合が柱の弾塑性性状に及ぼす影響についてはほとんど明らかにされていない。

本研究は文献<sup>3)</sup>に引き続くもので，壁梁が偏心接合されるRC柱のせん断破壊性状と曲げ破壊性状および，その偏心接合により生じる柱の性能の劣化を改善する補強方法を明らかにするために柱の加力破壊実験と三次元有限要素解析を行った。本論文では，実験結果と解析結果について述べる。

2. 実験計画

2.1 試験体

図-1に試験体の基本形状と寸法・配筋を示す。試験体は実大の約1/4の縮尺にモデル化されている。柱は偏平な矩形断面である。被災した建物では梁幅と同

表-1 試験体の番号・名称・変数

試験体番号	試験体名称	補強板厚(mm)	柱主筋	帯筋	軸力の制御(図-3参照)
No.1	COO-A	無	5.5φ	2.5φ @80	A-type
No.2	CWO-A				せん断力に比例
No.3	CWO-B				一定
No.4	CWE-A				せん断力に比例
No.5	CWE-B				一定
No.6	CWE-B	10, 20	9φ	3.5φ @40	一定

じ厚さの腰壁が設けられている形式の壁梁となっていたため，壁部分の配筋はシングル配筋としている。ここでは，腰壁を含めた壁梁を対象にしている。研究では柱の性状を把握することを目的にしているため，上下の壁梁にはスタブを設けて梁変形を拘束している。壁梁が設けられている試験体には壁梁の両外側に柱と同じ断面の側柱が設けられている。表-1に試験体の番号・名称・変数の一覧を示す。試験体は，開口内法長さを柱長さとする柱の性能を調べるCOOの1体，壁梁の偏心接合が柱の性能に及ぼす影響を調べるCWOの2体，その影響を改善するために設置されるRC補強板の効果を調べるCWEのNo.4, No.5の2体，およびRC補強板の破壊する条件を調べるために補強板を薄くして柱の耐力を増加させたNo.6の1体の，計6体である。試験体の変数としては，補強板の有無，補強板の厚さのほか，柱軸力も変数とした。これは文献<sup>3)</sup>

表-2 コンクリートと鉄筋の力学的特性 (応力単位: N/mm<sup>2</sup>)

コンクリート	E <sub>c</sub> (×10 <sup>4</sup> )			備考	
	σ <sub>B</sub>	ε <sub>B</sub> (%)			
No.1~3,6	2.77	37.8	0.26		
No.4,5	2.57	37.6	0.24		
補強板	3.24	42.9	0.23	No.4,5に設置	
補強板	1.45	11.5	0.27	No.6に設置	
鉄筋	E <sub>s</sub> (×10 <sup>5</sup> )			σ <sub>y2</sub>	
	σ <sub>y</sub>	σ <sub>B</sub>	E <sub>s2</sub> (×10 <sup>2</sup> )		
	9φ	1.87	312	387	—
	5.5φ	1.96	380	464	8.14
	3.5φ	1.86	633	778	—
	2.5φ	1.93	569	569	—
D6	1.65	359	506	—	

E<sub>c</sub>: コンクリートのヤング係数, σ<sub>c</sub>: 圧縮強度, ε<sub>c</sub>: 圧縮強度時ひずみ度  
 E<sub>s</sub>: 鉄筋のヤング係数, σ<sub>y</sub>: 降伏強度, σ<sub>B</sub>: 引張強度  
 E<sub>s2</sub>: ひずみ硬化域の接線剛性, σ<sub>y2</sub>: 補修後の降伏強度  
 2.5, 3.5, D6の降伏応力度は0.2%offsetで求めた

\*1 鹿児島大学大学院理工学研究科建築学専攻 (正会員)  
 \*2 鹿児島大学工学部建築学科助教授・博士(工学) (正会員)  
 \*3 エスパス建築事務所(元鹿児島大学大学院理工学研究科建築学専攻, 工学)  
 \*4 大木建設(元鹿児島大学工学部建築学科)

で述べているように壁梁が偏心接合されていると曲げ降伏後、軸崩壊が生じやすくなることから変数に加えた。図 - 2 に補強板の設置状況を示す。CWEのNo.6では、図 - 1 (c)に示すように、柱の水平変形に対して圧縮抵抗する補強板の厚さを変え、それは正加力時では10mmとし負加力時では20mmとしている。また、補強板の破壊が生じやすくなるように、そのコンクリート強度を低強度にするとともに柱の耐力を増加させる配筋としている。

No.4, 5は、試験体作製を省力化するため、加力実験終了後のNo.2, 3の試験体の、柱部分とそれに接する壁梁の一部のコンクリートをハツリ取り、再び同じ強度の膨張コンクリートを打設して製作している。この製作過程で柱の主筋には約2%の引張ひずみを生じさせ、帯筋はすべて新たに配筋している。これによりNo.4, 5の柱主筋は加力開始時からひずみ硬化域の特性を示すことになる。補強板はすべて後施工されているが、ここでは、全ての接合面のコンクリートの目荒らしと接着系の後施工アンカー(M 3-ボルト@80,埋め込み長さ8d)を施し、無収縮剤を添加したコンクリートが打設されている。表 - 2 に使用材料の力学的特性を示す。

## 2.2 加力方法

加力については、柱に軸力を作用させて柱に逆対称

モーメントが生じるように繰り返しの水平加力を行っている。加力方法・変形の測定方法の詳細は文献3)を参照されたい。図 - 3 に軸力の加力履歴を示す。水平力に比例して増加するA-typeと、ほぼ一定のB-typeとしている。

## 2.3 測定方法

荷重については水平荷重、柱軸力の鉛直荷重、ねじりモーメントを、それぞれロードセルにより測定している。変形については層間変形を試験体の表と裏でそれぞれ3カ所ずつ測定し、その他、柱主筋と帯筋および壁横筋のひずみをひずみゲージで測定し、下部補強板のひずみをコンクリートゲージで測定した。

## 3. 実験結果

### 3.1 破壊状況

図 - 4 に各試験体の最終破壊状況を示す。

No.1, No.2, No.4は、水平力に比例して軸力が増加するA-typeのものである。柱だけのNo.1は柱頭・柱脚に曲げ降伏ヒンジが形成され、曲げ破壊した。これに対してNo.2は写真 - 1にも示すように、壁梁が接合されている面(以後、表面)で柱にせん断ひび割れが生じ、壁梁が接合されていない面(以後、裏面)で

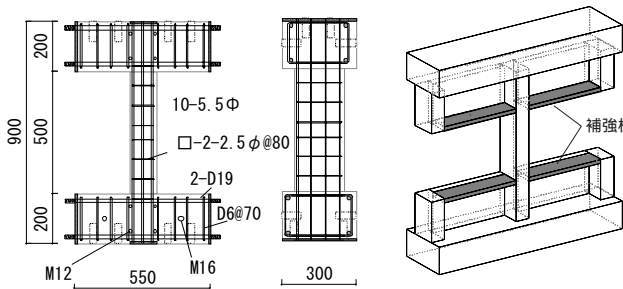


図 - 2 補強板設置状況

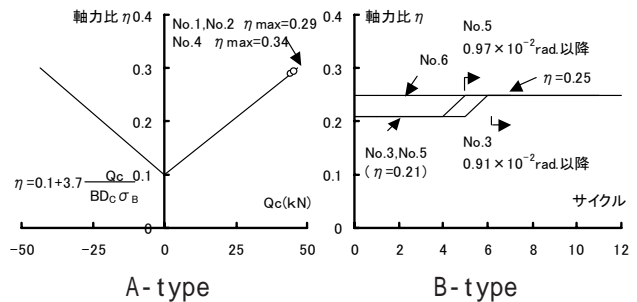
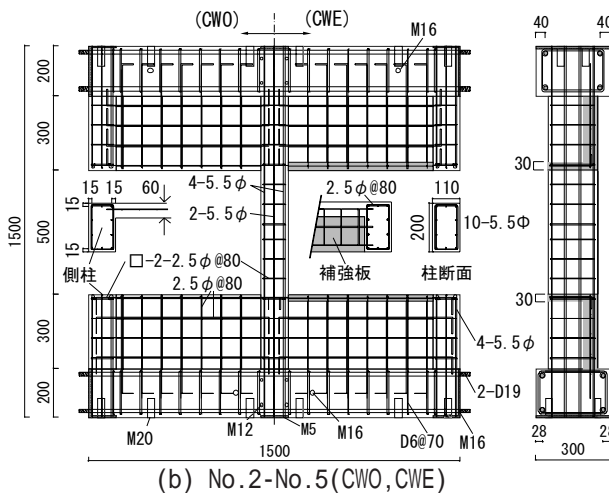
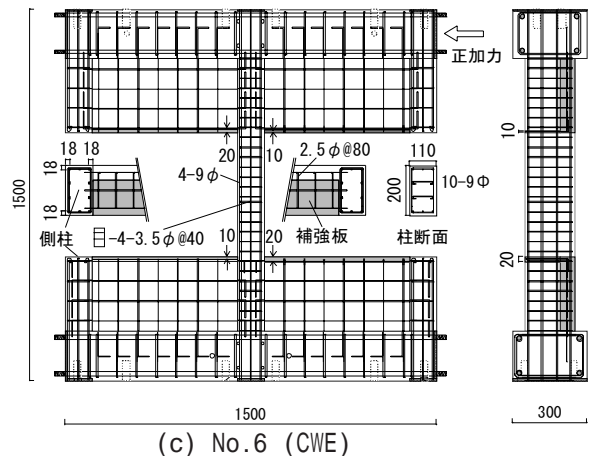


図 - 3 柱軸力の加力履歴



(b) No.2-No.5(CWO, CWE)



(c) No.6 (CWE)

図 - 1 試験体の形状と寸法

は生じなかった。これは、ねじりモーメントにより柱に生じる螺旋状のひび割れとは異なっている。4章でも示されるが、開口内法区間の柱断面内でせん断応力が壁梁側に集中したことによる。一方、補強板が設置されているNo.4は、No.1と同様に曲げ降伏により最大耐力が決定し、曲げ破壊性状を示したが、-7サイクルの $R_c = -1.20 \times 10^{-2} \text{rad}$ でせん断ひび割れが拡大してせん断破壊した。しかし、そのひび割れ状況はNo.2と異なり柱の表面・裏面の両面でせん断ひび割れが生じた。このことから補強板の設置により柱断面内でせん断応力の応力集中が緩和されることが確認できる。

No.3, No.5, No.6は、軸力がほぼ一定のB-typeのものである。いずれの試験体も開口の上下端近傍に降伏ヒンジが形成され、曲げ降伏により最大耐力が決定された。No.3では壁梁が接合されていない裏面で、曲げひび割れが開口内法端より柱頭側または柱脚側に広がり、大変形域の $R_c = +2.4 \times 10^{-2} \text{rad}$ で鉛直荷重を保持できなくなり、開口下端のヒンジのコンクリートが爆裂破壊した。これに対して、補強板が設けられているNo.5では曲げひび割れと圧縮破壊領域が開口内法側に生じて最終変形まで曲げ破壊性状を示した。このことから補強板には降伏ヒンジを安定させる効果があることが確認される。No.6では、正加力側の最大耐力の95%の時、厚さ10mmの柱脚側の補強板で柱と接する領域に圧縮破壊が生じ、最大耐力時にその領域部分は完全に圧縮破壊していた。厚さ20mmの補強板には圧縮破壊は全く生じていなかった。

### 3.2 柱の水平せん断力 - 変形角関係

図-5に柱の水平せん断力 - 変形角関係を示す。横軸の変形角 $R_c$ は、層間変形を壁梁付き柱の材長(1100mm)で除した値とし、図中には開口内法長さ(500mm)で除した補助目盛も挿入している。また図中には軸力の加力タイプが同じ試験体の包絡線も比較して示している。

No.1は約 $\pm 0.5 \times 10^{-2} \text{rad}$ で主筋の引張降伏とわずかな曲げ圧縮破壊が生じて最大耐力に達した。これに対してNo.2は最大荷重がNo.1のものと同様等しくなっているが、+4サイクルの $+0.8 \times 10^{-2} \text{rad}$ でせん断ひび割れの発生と同時にせん断破壊した。No.1は最終変形まで安定した曲げ破壊性状を示していたことから壁梁が偏心接合している柱のせん断耐力は開口内法長さを柱長さとする柱の耐力より低下することが確認される。

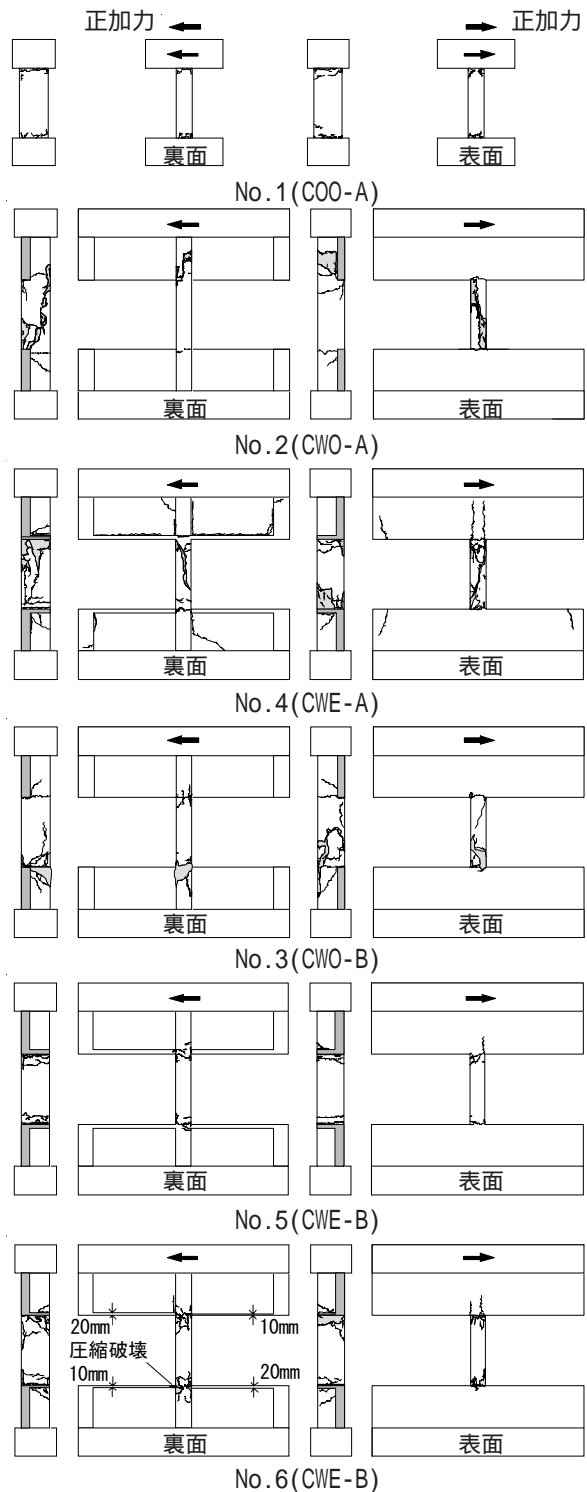


図-4 最終破壊状況

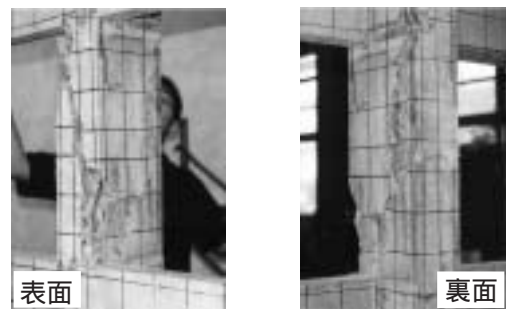


写真-1 No.2の柱のひび割れ状況



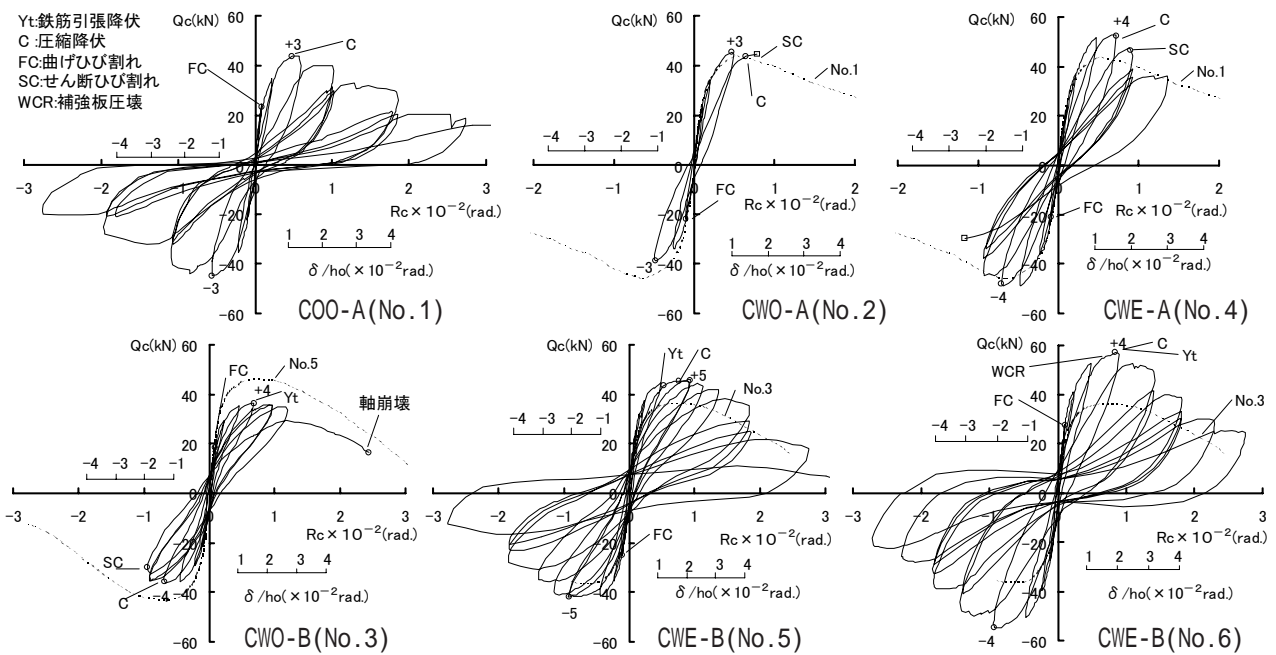


図 - 5 柱の水平せん断力 - 部材角

補強板が設けられているNo.4は、柱の補修により主筋の降伏強度が増加して正加力側で最大荷重がNo.1より19%増加しているが、せん断破壊しないで最大耐力は曲げ降伏により決定した。このことから補強板の設置により偏心接合による柱のせん断耐力の低下を防ぐことが確認される。

試験体No.3, No.5, No.6は、軸力がほぼ一定とされたB-typeで、いずれの試験体も曲げ降伏で最大耐力を決定した。

No.3は、約 $\pm 0.7 \times 10^{-2}$ rad.で曲げ降伏して最大耐力が決定した。その後、-7サイクルの変形角 $0.95 \times 10^{-2}$ rad.で、壁梁が偏心接合されている表面でせん断ひび割れが生じたため、これ以降、正加力側に一方向加力を行った。約 $+2.5 \times 10^{-2}$ rad.でヒンジの爆裂破壊と同時に柱の鉛直耐力と水平耐力を失った。これに対し、補強板を設けたNo.5は、No.3と同様に柱の補修を行ったため、最大荷重がNo.3より25%増加しているが、せん断ひび割れを生じることなく曲げ破壊性状を示して水平力が零に近づく最終変形まで軸力を保持した。このことから、補強板の設置により曲げ破壊する柱の降伏ヒンジの応力状態を安定させ、壁梁が偏心接合することにより生じる軸耐力の低下を防ぐことが確認される。

No.6は、他の試験体に比べ曲げ耐力とせん断耐力を増加させたため最大荷重は増大しているが、最終変形まで曲げ破壊性状を示し所定の軸力を保持した。

これらの他、曲げ破壊したすべての試験体では、最大荷重以降、繰り返し加力により剛性と耐力が低下し

ているが、これは丸鋼のため主筋に生じた付着劣化が主な原因である。

## 4 三次元弾塑性有限要素法解析

### 4.1 解析方針

前述の実験では壁梁が柱に偏心接合することにより柱の破壊形式が曲げ破壊からせん断破壊に変化し、また曲げ破壊する場合でも大変形域でヒンジ領域で激しい軸方向破壊が生じた。ここでは開口内法区間の中央高さで降伏ヒンジ領域位置の柱断面内の応力分布性状を明らかにするために三次元弾塑性有限要素解析を行った。解析には、汎用有限要素解析プログラムDIANA7.2を使用した。

### 4.2 解析モデルとメッシュ分割

壁梁が偏心接合された試験体(CWO)、窓台・庇に相当するRC補強板を設けた試験体(CWE)、柱単体の性能を調べる試験体(COO)の3体を解析対象とした。図 - 6にCWOとCWEのメッシュ分割を示す。上下のスタブの黒塗の部分は剛な要素としている。COOもこれに準じている。

コンクリートには20節点アイソパラメトリックソリッド要素を用い、構成則にはDrucker-pragerモデルを使用している。鉄筋は埋め込み鉄筋モデルを使用している。鉄筋は柱主筋だけを考慮し、柱のせん断補強筋は補強筋比が0.06%と極めて少ないため無視している。コンクリートと鉄筋の付着は完全付着としている。材料特性は、表 - 2のNo.1~No.3の実験値を基

に仮定した。

境界条件は 柱に逆対称モーメントが生じるように上下のスタブの回転を完全に拘束し、また上下のスタブではスラブの拘束を想定し構面外の変形を完全拘束するように支持した。加力については、まず鉛直荷重を作用させた後、下スタブの右端に水平変位を与える形式で水平荷重を加えた。鉛直荷重については、柱軸力比が0.2と0.3となる2種類の一定力とした。

#### 4.3 解析結果

##### (1) 柱の水平せん断力 - 変形角関係

図 - 7 に解析による柱の水平せん断力 - 変形角関係を示す。柱軸力比が0.3のCWOでは柱主筋が降伏する以前に開口内法区間のコンクリートに破壊が生じ、それ以外の試験体では柱主筋が引張降伏して曲げ降伏に達した。図中に軸力が近いタイプのCWOのNo.2とNo.3の包絡線を破線で示している。解析値の耐力が実験値より大きくなっているが、いずれの解析値の場合でも偏心接合しているCWOの最大耐力が最も小さくなっている。

##### (2) 柱断面内の応力分布

図 - 8 と図 - 9 に軸力と水平力を作用させた時の柱断面内の垂直応力と加力方向のせん断応力の分布を示す。図 - 8 は  $\bar{Q}_i/\bar{Q}$  の場合の柱の中央高さの要素、図 - 9 は  $\bar{Q}_i/\bar{Q}$  の場合の曲げ降伏ヒンジ位置の要素のものである。それぞれの要素を図 - 6 中に示す。CWOでは、図 - 8 (b) の柱の中央高さでは表面の柱せい中央部分の要素のせん断応力が大きくなっている。図 - 9 の曲げ降伏ヒンジ位置では、曲げ圧縮域で壁梁が取り付く側の要素の応力が大きくなっている。これに対して補強板が設けられているCWEでは、それらの応力集中が緩和されている。

##### (3) 柱断面内のせん断応力分布形状

図 - 10 に柱の中央高さのせん断応力分布を示す。せん断応力の方向は加力方向である。縦軸の値は、平均のせん断応力  $\bar{Q}_c (= Q_c/A)$  に対する各要素のせん断応力  $Q_{ci}$  の比  $\bar{Q}_{ci} (= Q_{ci}/\bar{Q}_c)$  で表されている。黒塗りの記号の分布は図 - 10 (c) に示すように壁梁が取り付かない側の第1番目の要素列のもので、白塗りの記号の分布は壁梁が取り付く側の第6列番目の要素列のものである。  $\bar{Q}_{ci}$  の分布は  $\bar{Q}_{ci} = 0.2$  のもの、  $\bar{Q}_{ci}$  の分布は  $\bar{Q}_{ci} = 0.3$  のものである。また分布の図中にCOOの分布も破線で示している。

いずれの分布でも最も大きい柱せい中央のc要素の値は、COOの値に対してCWOでは壁梁が取り付く側で1.66倍、取り付かない側では0.34倍と偏っており、補強板が設置されたCWEではそれらの比がそれぞれ1.25倍、0.74倍と偏りがかなり緩和されている。実験のNo.2試験体のように斜め引張せん断破壊する柱では、柱せい中央のせん断応力はせん断ひび割れを生じさせる主応力と密接に関係し、またせん断補強筋が少ない場合にはせん断ひび割れ時とせん断終局時はかなり近くなる。これらのことと前述の解析値を基にすると、開口内法高さを柱長さとする柱(COO)のせん断耐力に対して壁梁が偏心接合される柱(CWO)のせん断耐力は約60% ( $=1/1.66$ ) となる可能性がある。

##### (4) 降伏ヒンジ領域内の内力分布

図 - 11 に柱断面内の単位柱幅あたりに生じる軸力、せん断力、曲げモーメントの内力分布を示す。示した分布は図 - 9 と同じく開口下端近傍の柱断面のものである。縦軸は図 - 11 (d) に示す要素列の番号で、横軸はそれぞれ  $\bar{N}_i/\bar{N}$ ,  $\bar{Q}_i/\bar{Q}$ ,  $\bar{M}_i/\bar{M}$  である。  $\bar{N}_i$ ,  $\bar{Q}_i$ ,  $\bar{M}_i$  は、

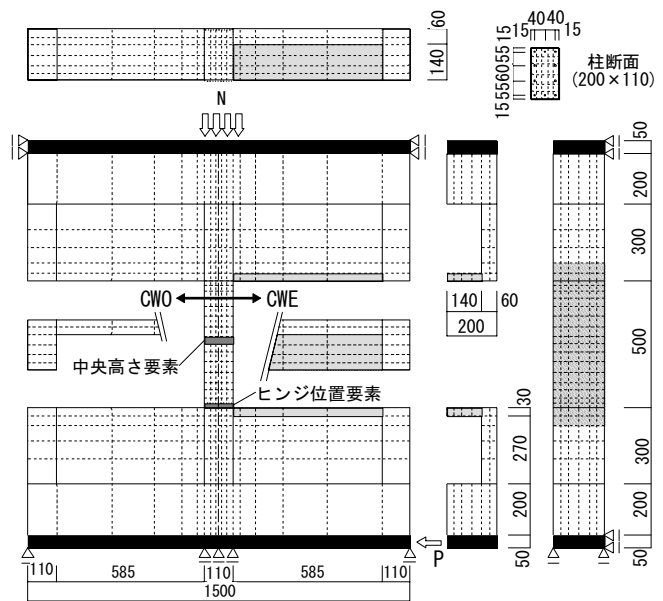
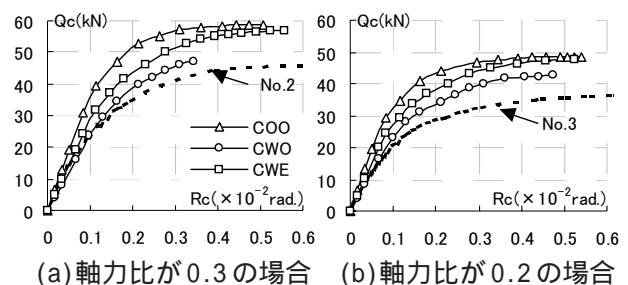
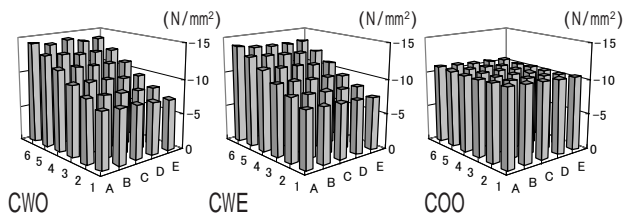


図 - 6 解析モデルと要素分割(単位;mm)

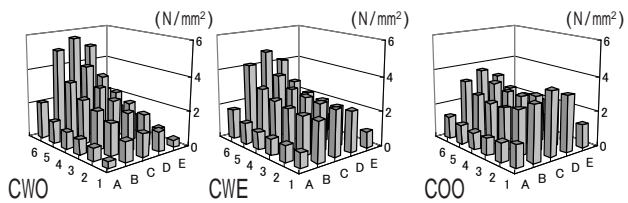


(a)軸力比が0.3の場合 (b)軸力比が0.2の場合

図 - 7 柱の水平せん断力 - 部材角

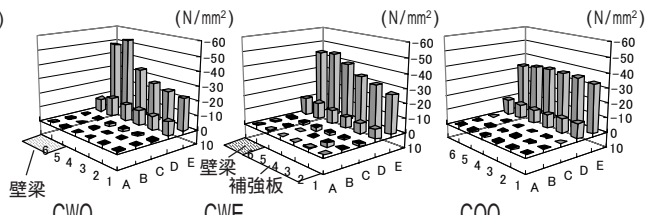


(a) 垂直応力分布 (  $\mu=0.3, Q_c=47\text{kN}$  )

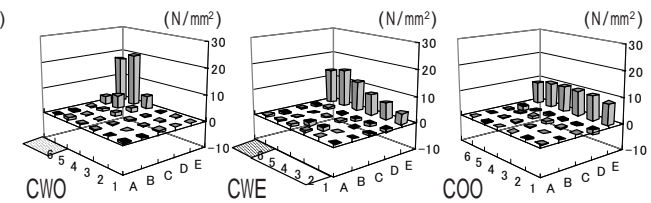


(b) せん断応力分布 (  $\mu=0.3, Q_c=47\text{kN}$  )

図 - 8 柱中央高さ断面の応力分布

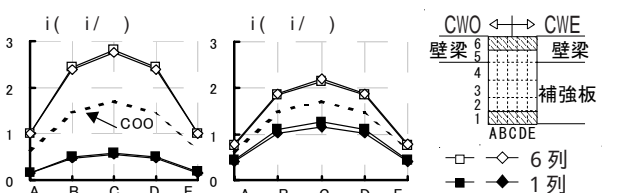


(a) 垂直応力分布 (  $\mu=0.2, Q_c=42\text{kN}$  )



(b) せん断応力分布 (  $\mu=0.2, Q_c=42\text{kN}$  )

図 - 9 曲げ降伏ヒンジ領域の応力分布

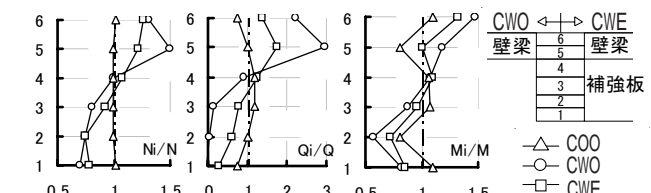


(a) CWO

(b) CWE

(c) 表記した要素列

図 - 10 柱断面のせん断応力分布形状



(a)  $\bar{N}_i/\bar{N}$  分布 (b)  $\bar{Q}_i/\bar{Q}$  分布 (c)  $\bar{M}_i/\bar{M}$  分布 (d) 要素列番号

図 - 11 柱断面内の要素列の単位幅あたりの

断面内力分布 (  $\mu=0.2, Q_c=42\text{kN}$  )

柱幅方向に6分割された要素列ごとに生じるそれぞれの断面合力を要素列の幅で除した値である。N, Q, M は柱全断面に生じる断面内力を柱幅で除した平均の単位幅あたりの内力である。

図 - 11 (a) ~ (c) の分布は、 $\mu=0.3$  で水平加力により塑性化が進行したの時の  $\bar{N}_i/\bar{N}$ ,  $\bar{Q}_i/\bar{Q}$ ,  $\bar{M}_i/\bar{M}$  の分布である。壁梁が偏心接合するCWO, CWEではそれらの3種類の断面内力とも壁梁が取り付く幅の第5, 第6の要素列の値が大きくなっている。この傾向はCWOが最も顕著で、壁梁が取り付く幅での  $\bar{N}_i/\bar{N}$ ,  $\bar{Q}_i/\bar{Q}$ ,  $\bar{M}_i/\bar{M}$  の値は、それぞれ1.51, 2.97, 1.48となり、特にせん断力が顕著である。これに対し補強板が設けられたCWEでは、それぞれの値が1.26, 1.75, 1.32と小さくなり、壁梁の偏心接合により生じる柱断面内の内力の集中化を緩和させる効果が確認される。

5 まとめ

壁梁が偏心接合されたRC柱の水平加力実験と三次元弾塑性有限要素解析の結果、つぎのようなことが明らかになった。

- 1) 壁梁が偏心接合されるRC柱は、柱内法区間の内部応力が不均一な状態となり、せん断耐力が低下する。また曲げ破壊する場合でもヒンジ領域で壁

梁が設置される側に応力が集中し、せん断補強筋が少ない柱ではその部分でコンクリートの脆性的な破壊が生じやすくなり、大変形域において激しい軸方向崩壊が生じる。

- 2) 窓台・底に相当するRC補強板を設けた柱は、柱内法部分の内部応力が均一な状態となり、前述のせん断耐力の低下が抑制される。また、曲げ破壊する場合でも、降伏ヒンジ領域の応力状態が安定し、鉛直支持能力の低下が抑制される。
- 3) 有限要素解析の結果、壁梁が偏心接合される柱(CWO)のせん断耐力は、開口内法高さを柱長とする柱のせん断耐力の60%程度まで低下する可能性がある。

参考文献

- 1) 徳弘育夫ほか：1997年鹿児島県北西部地震災害調査報告書，日本建築学会九州支部，pp171-172，1998年3月
- 2) 中野智晴，上村智彦：壁梁が柱に偏心して取り付く場合のRC接合部の力学的挙動，日本建築学会構造工学論文集，pp571-582，2000，3
- 3) 北野博俊・塩屋晋一ほか：壁梁が偏心接合される鉄筋コンクリート造柱の弾塑性性状に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol，pp211-216，2002