

# 論文 復元モーメントに着目するRC柱の地震後の残留変形抑制に関する実験

佐々木 泉<sup>\*1</sup>・塩屋 晋一<sup>\*2</sup>・栗野 史典<sup>\*3</sup>・廣田 賢史<sup>\*4</sup>

要旨：現場打設の鉄筋コンクリート造建物を対象に大地震時に大変形を経験しても、構造体の損傷を軽微に留め、残留層間変形角を使用上問題にならない程度に抑制する技術とその設計方法の開発を目的にして、曲げ降伏ヒンジ領域の損傷抑制方法を検証した実験と、残留変形角の復元性を支配する因子として復元モーメント比を定義して、復元モーメント比を変化させた場合の柱の復元性を明らかにした実験について述べている。検討の結果、損傷抑制方法は既往の方法が有効であり、また曲げ降伏する柱の残留変形や等価粘性定数は復元モーメント比により変化することを明らかにしている。

キーワード：鉄筋コンクリート，残留変形角，復元性，損傷抑制，柱

## 1. はじめに

耐震構造は大地震時には建物構造体の損傷により振動エネルギーを吸収し、その振動に耐える。強度抵抗型建物を除くと、地震後には、損傷や残留変形による層間変形角が残り、これらの補修は必要になる。特に建物の残留変形角を戻す補修工事は困難になる。当然、残留変形角を小さくするためには、復元性が極めて劣るコンクリートの損傷を回避することは必然となる。

本研究はコンクリートを現場打設する工法(以後、現場打設)の鉄筋コンクリート造(以後、RC造)建物を対象にし、大地震時に大変形(層間変形角が1/50rad.程度の変形)を経験しても、構造体の損傷を軽微に留め、残留層間変形角を使用上問題にならない程度(1/400rad.以内)に抑制する技術とその設計方法の開発を目指している。

図-1に想定する架構の最終降伏機構と、曲げ降伏ヒンジ(以後、ヒンジ)位置を示す。本研究では復元力によりヒンジの残留回転角を減少させる。またヒンジだけを塑性化させ、これら以外の領域と部材は応力を許容応力度の範囲に留め、補修が必要な損傷を生じさせない。本研究ではエネルギー吸収はヒンジ領域の主筋の降伏エネルギーに期待する。

本論文ではヒンジ領域の損傷を抑制する方法を確認する部材加力実験と、1階の柱を対象にして復元モーメントによる柱の残留変形角抑制効果を明らかにする柱の加力実験について述べる。

## 2. ヒンジ領域の損傷を抑制する方法の確認実験

### 2.1 実験目的

曲げ降伏後のRC柱のヒンジ領域の性能を低下させる要因とし、曲げせん断ひび割れの発生がある。平石ら<sup>1)</sup>はこのひび割れを防ぐ方法として、ヒンジ領域内の一定の区間の主筋の付着を無くし(以後、アンボンド)、ヒンジ領域の曲げひび割れを防止するための補助筋(以後、補助筋)を設ける方法を提案している。この方法はヒンジ領域のコンクリートの損傷を抑制する方法としては極めて有効で

あるが、アンボンド区間と処理方法、補助筋の役割分担については明確にされていない。

本実験は、これらの役割を明確にしてヒンジ領域において曲げひび割れを一本に制御する方法の省力化を目的にした。

### 2.2 試験体

部材の断面は柱を対象にするが、梁の場合も想定して、軸力がなく曲げせん断ひび割れが発生し易い状態で検討した。図-2に試験体の形状と寸法を示す。試験体は柱断面を想定して正方形とし、縮尺は実大寸法の約1/4を想定した。引張鉄筋の強度種別はSD295、主筋量は3-D10とし

表-1 試験体の一覧と変数

No.	主筋	補助筋	アンボンド処理
No.1		無	無
No.2		2-D16	無
No.3	3-D10	2-D10	無
No.4	pt=0.59		Aタイプ
No.5		無	
No.6		無	Bタイプ

pt:引張鉄筋比(%)

図-1 想定する降伏機構

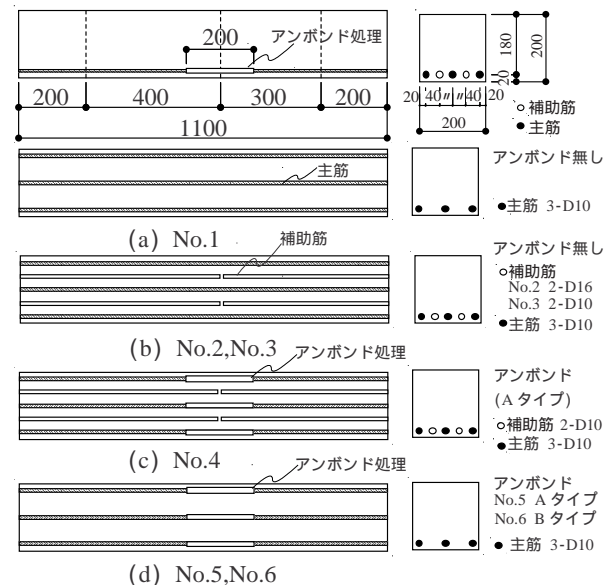


図-2 試験体の形状と寸法

\*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 大学院理工学研究科教授 博士(工学) (正会員)

\*3 清水建設(株) 鹿児島大学工学部建築学科 元学部生

\*4 (株)竹中工務店 鹿児島大学工学部建築学科 元学部生

表-2 使用材料の力学的特性(N/mm<sup>2</sup>)

コンクリート		$E_c(\times 10^4)$	$\sigma_B$	$\epsilon_B(\%)$
		3.76	45.4	0.168
鉄筋		$E_s(\times 10^5)$	$\sigma_y$	
種類				
D16		—	—	
D10		2.05	380	
D3		2.00	300	

$E_c$ : 材料のヤング係数,  $\sigma_B$ : 圧縮強度,  $\epsilon_B$ : 圧縮強度時ひずみ度  
 $E_s$ : 材料のヤング係数,  $\sigma_y$ : 降伏強度

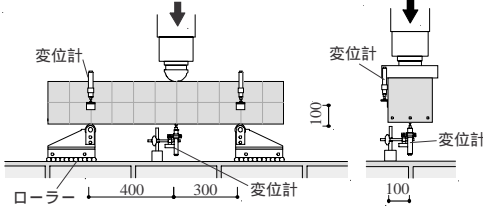


図-3 加力状況と測定状況

て鉄筋比で0.59%とした。曲げひび割れと曲げせん断ひび割れの制御の効果の確認を目的としたため、圧縮鉄筋とせん断補強筋は配筋しなかった。表-1に試験体の一覧と変数を示す。試験体の変数は、補助筋量、アンボンドの処理方法とした。アンボンドの処理方法は次の2種類とした。処理区間は200mmである。

Aタイプ: 鉄筋表面に蠟を塗り、その上から0.64mmのVMテープを巻き付ける方法

Bタイプ: 鉄筋表面にグリースを塗り、筒状に整形した0.2mmの塩ビシートを巻き付けてビニールテープで固定する方法

表-2に使用材料の力学的特性を示す。

### 2.3 加力状況と測定方法

図-3に加力状況と測定状況を示す。軸力を作用させないで単純梁形式で一点集中加力とし、一方向加力とした。左右の区間でせん断スパン比を2.0と1.5とし、せん断スパン比の違いによるひび割れ抑制の効果の違いも調べる計画にした。

### 2.4 実験結果

図-4に最終ひび割れ状況を示し、図-5にせん断力-部材角関係をせん断スパン長さが400mm区間について示す。

#### 2.4.1 ひび割れ抑制状況

No.1(標準試験体, 補助筋: 無, アンボンド: 無)

曲げひび割れはの番号の順で発生した。まず加力位置に発生し、ひび割れせん断スパン長さが400mmの左区間が、300mmの右区間より先行した。主筋が降伏して曲げ降伏した以降ではとだけのひび割れ幅が拡大した。曲げ降伏後に $0.23 \times 10^{-2} \text{rad}$ での曲げひび割れが曲げせん断ひび割れに転じた。曲げ降伏後に進展したひび割れはとであり、降伏ヒンジ領域で主筋が降伏した後、その塑性伸びがひび割れの本数と幅および進展長さに影響を与える領域の材長方向の長さは梁せいDの1/2である。加力トラブルにより、 $0.95 \times 10^{-2} \text{rad}$ で加力を終了した。

No.2(補助筋: 2-D16, アンボンド: 無)

加力位置に曲げひび割れが生じ、曲げ降伏時の変形の3倍までは、これ以外のひび割れは生じなかった。この

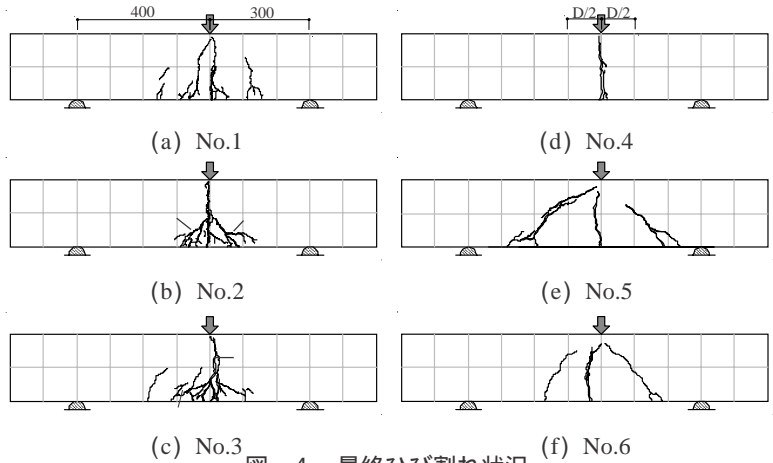


図-4 最終ひび割れ状況

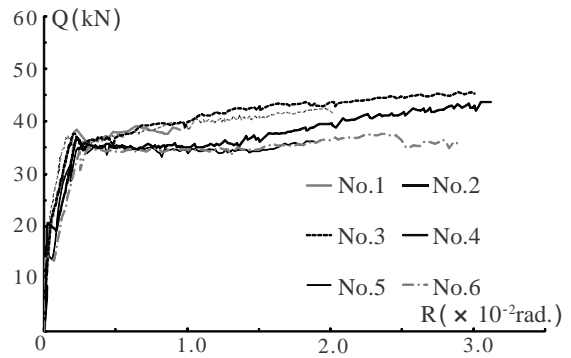


図-5 せん断力-部材角関係(400mm区間)

時点まではD16の補助筋の効果はあった。しかし、この後、引張主筋に沿う斜めの八の字ひび割れが発生した。これによりコンクリートは細分化され、大変形域でコンクリートの損傷を防止する効果は無くなった。八の字ひび割れの発生する材軸方向の区間は主筋径の約10倍で、梁せいDの1/2である。このひび割れは主筋とコンクリートの付着により生じるため、この区間の付着を無くすと八の字ひび割れは防止できる。

No.3(補助筋: 2-D10, アンボンド: 無)

No.2と同様に降伏後、八の字ひび割れが生じた。No.2に比べて補助筋の量が少ないので、そのひび割れ幅は大きくなった。八の字ひび割れ発生以降はコンクリートの損傷を抑制する効果は無かった。

No.4(補助筋: 2-D10, アンボンド: 有, Aタイプ)

曲げひび割れ荷重がNo.1に比べて10%小さくなった。引張鉄筋の付着を無くしているため、引張鉄筋の曲げひび割れモーメントに寄与する割合が低下したことによる。ひび割れが発生すると瞬時にひび割れ長さは梁せいDの約2/3まで進展して、この進展速度は付着がある試験体より早くなった。

ひび割れは曲げひび割れだけに抑制された。ヒンジ領域の損傷を抑制する観点では、平石ら<sup>1)</sup>の方法が有効であることが確認された。ただし、ひび割れ面は粗骨材の影響で波形になり、危険断面位置から多少ずれ、また鉄筋の伸びが一本のひび割れに集中するのでひび割れ幅が極めて大きくなった。これらには注意が必要である。

No.5(補助筋：無，アンボンド：有，Aタイプ)

0.012 × 10<sup>-2</sup>rad.では曲げ危険断面近傍に曲げひび割れが発生し，No.4と同様に瞬間的に進展した。この後，0.19 × 10<sup>-2</sup>rad.で左右にせん断ひび割れが発生して瞬間的に進展した。これらのひび割れ発生時では荷重低下が生じて，この後0.26 × 10<sup>-2</sup>rad.で曲げ降伏した。No.4との比較よりせん断ひび割れを防ぐためには補助筋が必要であることが確認できる。

No.6(補助筋：無，アンボンド：有，Bタイプ)

アンボンドの処理方法をBタイプにしたものであるが，ひび割れ性状と荷重 - 変形角関係はNo.5と同じで，アンボンドの処理方法は施工が容易なBタイプでよいことが確認できる。

今回，設定したせん断スパン比の影響についてはコンクリートの損傷抑制の観点では，違いは生じなかった。

#### 2.4.2 せん断力 - 変形角関係

図 - 5 のNo.1 ~ No.3 は，曲げ降伏後はほぼ一定の剛性でせん断力が増加している。これに対してNo.4は曲げ降伏後，多少の荷重低下が生じた後は，1.37 × 10<sup>-2</sup>rad.まではほぼ一定の耐力で，その後，剛性が増加している。この差の原因はNo.1 ~ No.3では主筋の降伏領域の周りのコンクリートが主筋のひずみを拘束し，ひび割れ近傍の狭い区間だけで主筋の塑性変形が強制され，部材の塑性変形の増加に対する主筋の塑性ひずみの増加が大きくなり，部材としては曲げ降伏した直後に主筋のひずみがひずみ硬化域に入り，荷重増加が生じたためと考えられる。これに対してNo.4は主筋を一定区間アンボンドにしているため，主筋の降伏する区間が大きくなり，ひずみ硬化域に入るまでの伸び変形が大きくなり，荷重増加が生じる部材の変形が大きくなったと考えられる。

### 3 . 復元モーメントと残留変形角の抑制メカニズム

図 - 6 にヒンジの塑性回転角の抑制メカニズムを示す。

図 - 6 (a)に示すように，引張鉄筋が降伏して曲げ降伏するRC柱において，降伏モーメントMyは引張主筋が負担するモーメント成分sMyと軸力が負担するモーメント成分Moからなる。この内，降伏した引張主筋には塑性の伸び変形が生じ，この変形により除荷後，部材に残留変形が生じる。この残留変形を戻すためには，引張降伏した主筋を圧縮降伏させるモーメントが必要になる。このモーメントとしては軸力によるMoが存在する。本研究ではMoを復元モーメントと定義し，またMo/sMyの比を復元モーメント比と定義する。

図 - 6 (b)に示すようにMoがsMyより大きくなると残留変形を減少させることになる。すなわち， $\frac{Mo}{sMy}$  が1.0より大きいほど，残留変形はより減少することになる。

この場合ヒンジ領域のコンクリートが損傷していないことを前提としており，残留変形を抑制するためにはヒンジ

領域の損傷を抑制する必要がある。また，柱の曲げ耐力を確保するためにsMyを増大させる場合も考えられ，長期軸力によるMoでは残留変形を許容範囲(1/400rad.程度以内)に戻すことが不可能な場合がある。その場合にはアンボンドのPC鋼棒を配してポストテンション方式によるプレストレスを導入しMoを増加させる対策が必要になる。

## 4 . 柱の水平加力実験

### 4.1 実験目的

復元モーメント比の大きさにより，残留変形のほか，エネルギー吸収割合を表す等価粘性定数やループ形状が変化する。しかし，これらについては一般のRC柱についても殆ど研究されていない。本実験では，中層ラーメン骨組で1階の柱の柱脚が曲げ降伏し，2階以上は梁端が曲げ降伏する全体崩壊機構の1階の柱を対象にする。復元モーメント比を変化させた柱の水平加力実験を行い，残留変形，損傷状況，履歴ループおよび等価粘性定数を明らかにする。

### 4.2 試験体

図 - 7 に試験体の形状・寸法を示す。上下のスタブは薄肉の鋼管で補強されている。試験体の縮尺は実大の約1/4とした。表 - 3 に試験体の一覧と特徴を示す。試験体は3体で，No.1は一般のRC柱，No.2はNo.1にコンクリートの損傷抑制を行った柱，No.3はNo.2にプレストレスを導入した柱である。No.1は柱頭・柱脚とも引張鉄筋比は0.53%で，主筋比は1.42%である。No.2とNo.3は柱脚側で曲げ危険断面から柱せいDの1/2の区間(100mm)をアンボンドとし，補助筋を配筋した。補助筋の本来の目的は，アンボンド区間のひび割れ防止であるが，柱脚だけを曲げ降伏させる1階の柱では，その補助筋を柱頭まで延長して柱頭の曲げ補強にも用いることが可能となる。本試験体でも補助筋を延長して柱頭スタブに定着することでひび割れ防止，柱頭の曲げ補強を行った。この補助筋を含めた柱頭の引張鉄筋比は1.25%で，主筋比は2.85%である。柱主筋の材質はsMyを大きくしないようにSD295とした。せん断補強筋にはD3を用いて田の字型とし，せん断補強筋比は

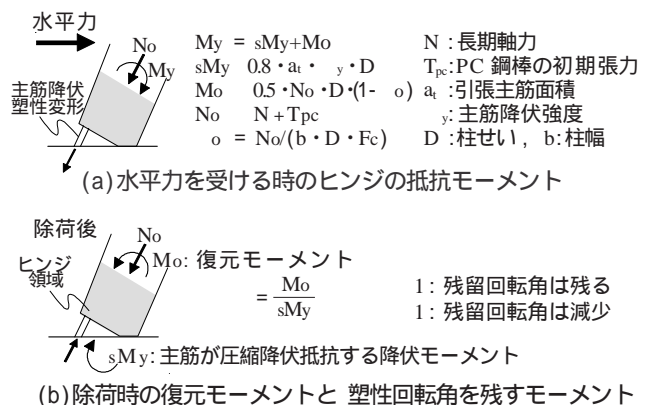


図 - 6 ヒンジの塑性回転角の抑制メカニズム



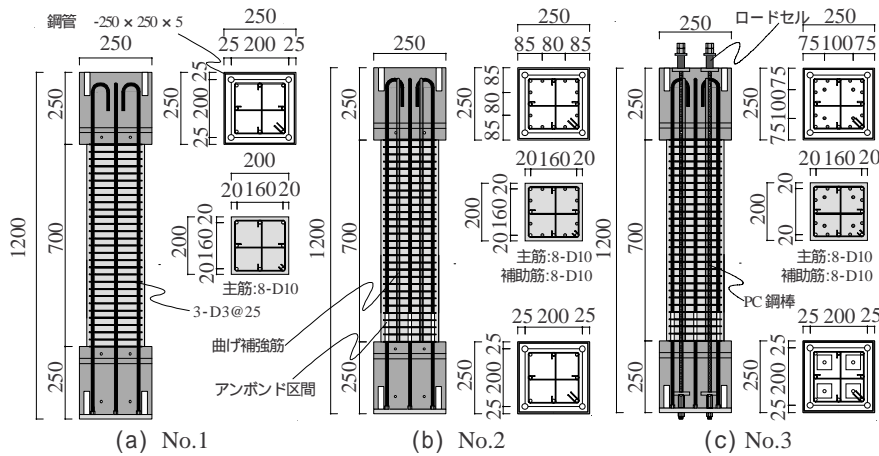


図-7 試験体の形状・寸法 (単位:mm)

表-4 使用材料の力学的特性 (単位:N/mm<sup>2</sup>)

材料	$E_c$ ( $\times 10^4$ )	$\sigma_B$	$\epsilon_B$ (%)
コンクリート	2.96	47.8	0.257
鉄筋	$E_s$ ( $\times 10^4$ )	$\sigma_y$	
D10	2.05	380	
D3	2.05	300	

$E_c$ : 材料のヤング係数,  $\sigma_B$ : 圧縮強度  
 $\epsilon_B$ : 圧縮強度時ひずみ度  
 $E_s$ : 鉄筋のヤング係数,  $\sigma_y$ : 降伏強度

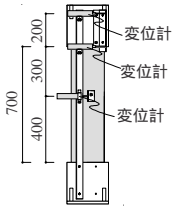


図-10 変形の測定状況

表-3 試験体の一覧と特徴

試験体名	コンクリート		柱断面		アンボンド加工	曲げせん断ひび割れ防止筋	PC鋼棒によるプレストレス
	圧縮強度	$F_c$	B×D	設計寸法			
No.1					無	無	無
No.2	47.8		200×200		有	有	無
No.3					有	有	有

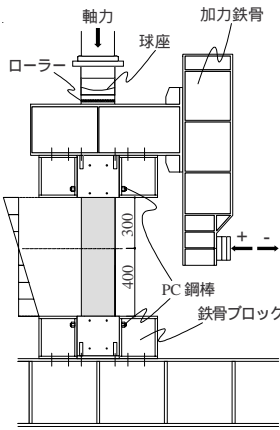


図-8 加力状況

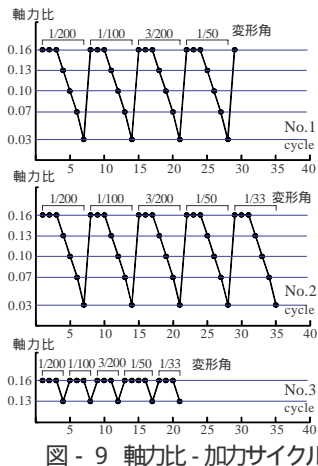


図-9 軸力比-加力サイクル

0.42%とした。アンボンドの処理は2.2節のBタイプとした。表-4に使用材料の力学的特性を示す。コンクリートの圧縮強度は設計基準強度で $F_c48$ レベルを想定した。本研究では高強度にすることにより柱の軸力比を小さくし、またせん断耐力比を小さくし、ヒンジ領域のコンクリートの損傷を抑制することを狙いとしている。粗骨材の最大寸法は13mmとした。打設は縦打ちとしてNo.1では上下スタブとも柱と一体打ちとしたが、No.2とNo.3では下スタブと柱より上方部分は二回に分けて打ち継いだ。No.3ではPC鋼棒(4-11)の表面にアスファルトシートを貼ってアンボンドにし、ポストテンション方式を用い、ロードセルでプレストレス力を管理した。

#### 4.3 加力方法と測定方法

図-8に加力状況を示す。上下スタブ部分と鉄骨のブロックをPC鋼棒によって一体化させ、それらを加力鉄骨に固定した。加力は軸力を作用させ、層間変形を漸増させる繰り返し水平加力とした。水平力の加力高さは柱の反曲

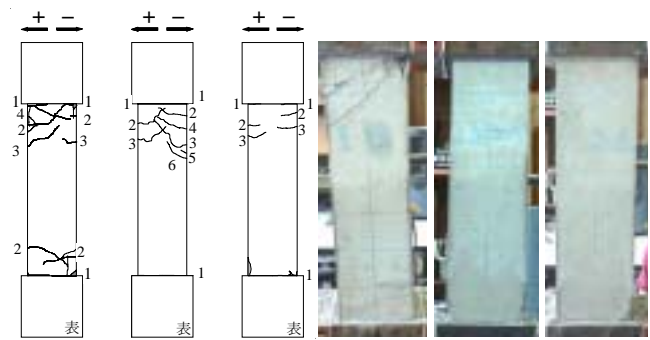


図-11 1/50rad.時のひび割れ 写真-1 最終状況の写真

点より下側のせん断スパン比が2.0となり、上側は1.5となる位置とした。反曲点高さ比 $y_0$ は0.57となった。

図-9に軸力比-加力サイクル番号関係と漸増させた層間変形角を示す。曲げ降伏後の履歴特性を把握するため、繰り返す変形角は1/200, 1/100, 3/200, 1/50, 1/33rad.とした。まず各変形角で軸力比( )を0.16として一定軸力の状態で3回繰り返し加力を行い、つぎに軸力比を0.13, 0.10, 0.07, 0.03と段階的に下げ、各段階で一定軸力の状態で1回の繰り返し加力を行った。軸力を段階的に下げた狙いは、各変形で復元モーメント比 を変化させた場合の履歴特性を把握するためである。No.3では軸力比0.06分の軸力を初期プレストレス力として導入して軸力を補い、前述の軸力比に合わせた。ただし、PC鋼棒の張力は水平変形の増大に伴って増加することになる。

図-10に変形の測定状況を示す。変位計 で反曲点より下側の柱部分の曲げせん断変形を、 で層間変形を測定した。反曲点より上側の柱の曲げせん断変形は、変位計の から求まる上スタブの回転角による水平変形と変位計 の変形を、変位計 の変形から差し引いて推定した。

#### 4.4 実験結果

##### 4.4.1 損傷状況

図-11に1/50rad.時のひび割れ状況、写真-1に最終状況の写真を示す。図-11中の番号はひび割れが発生した順番を示している。損傷抑制を行ったNo.2とNo.3の柱脚は、

1/200rad.で が1.49時の±1サイクルでスタブと柱の打ち継ぎ面に曲げひび割れが発生し、それ以外の曲げひび割れは実験終了時まで全く生じなかった。ヒンジ領域のコンクリートは3/200rad.のサイクルで曲げ圧縮縁にわずかな圧縮破壊が生じる程度であり、ヒンジの力学的特性を低下させる状況ではなかった。No.2とNo.3では損傷に差は生じなかった。これに対して損傷抑制を行わなかったNo.1では柱脚に曲げひび割れと曲げせん断ひび割れが発生した。

柱頭側では殆どのひび割れが3/200rad.のレベルまでに発生した。No.1は正加力の1/50rad.で柱頭で圧縮破壊が顕著に生じ、柱頭側スタブの回転角が増大した。これに対して柱頭側を曲げ補強していたNo.2とNo.3は柱頭の曲げ降伏モーメントが大きいため、発生したひび割れの幅は実験終了後でも0.05mm以下で、目視では確認できない状況であった。また、No.2, No.3では柱脚のヒンジ領域のコンクリートは曲げひび割れ以外の損傷を受けないので、柱主筋の座屈は実験終了時まで生じなかった。No.3が最も損傷が小さく、No.2, No.1の順で大きくなった。

以上のことから、損傷抑制の観点から見るとヒンジ領域に対してはNo.2とNo.3で用いた処理方法が有効で、曲げ降伏させない柱頭には余裕をもった曲げ補強が必要である。

#### 4.4.2 荷重 - 変形角関係

図-12に復元モーメント比  $\eta$  が1.49と0.32の荷重 - 層間変形角関係を示す。ただしNo.3は  $\eta$  が1.49と1.25の場合

を示している。変形角は層間変形を柱内法長さ700mmで除した。いずれの試験体でも各変形角レベルの  $\eta$  が1.49時の第1サイクルのループは1段階前の変形のピークを通過し、新しい変形に入ると、各変形角レベルのピーク時を直線で結び包絡線のような軌道を描く。しかし、第2サイクル以降では、その包絡線の関係より剛性が低下し、第1サイクルのピーク時を指向する関係になる。  $\eta$  を低下させたサイクルの荷重変形角関係もその第2サイクルと同様な形状になった。この現象はコンクリートの損傷が殆ど生じていない1/100rad.以降の変形角レベルでも生じている。この時、主に損傷が進行するのはヒンジ領域の主筋だけであるので、主筋の応力 - ひずみ関係の履歴特性がその現象を生じさせていることになる。

図中の  $\eta$  は主筋が降伏した時点ではほぼ曲げ耐力に近づいた時点である。それらの変形角はNo.1は約1/120rad.でNo.2とNo.3は約1/100rad.であった。この違いはアンボンド区間が影響したものと考えられる。No.1は3/200rad.以降で柱頭の曲げ圧縮破壊が顕著になり耐力低下が生じた。No.2は最終変形まで耐力はほぼ一定で、No.3は変形角の増加に伴ってPC鋼棒が柱の軸変形を拘束するため最終変形まで荷重が増大している。

図-13にNo.1で  $\eta$  が1.49の柱の反曲点より上側と下側の荷重 - 変形角関係を示す。No.1は約1/100rad.以降の変形が増大し、柱頭が曲げ降伏していたことが確認できる。

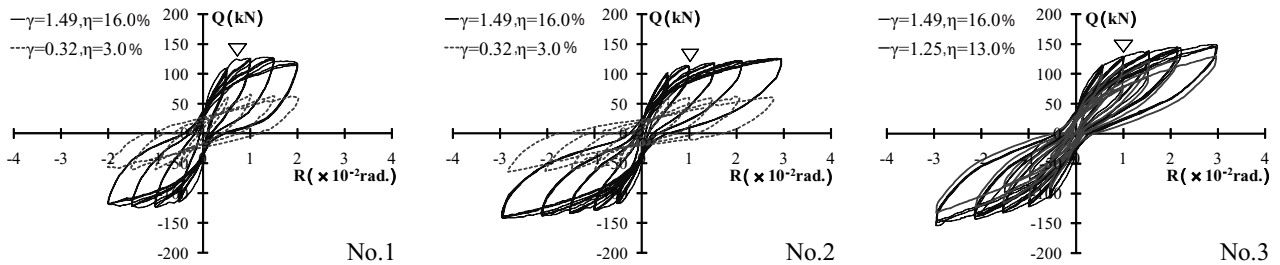


図-12  $\eta = 1.49, 0.32$  の荷重 - 層間変形角関係 (No.3は  $\eta$  が1.49と1.25)

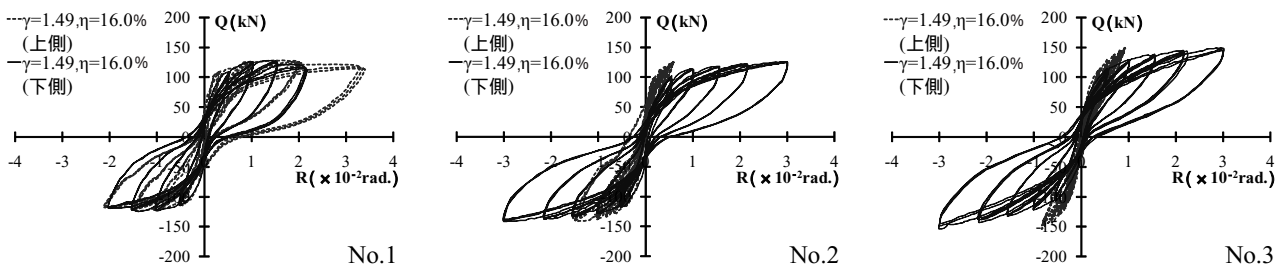


図-13 反曲点より上側と下側の荷重 - 変形角関係

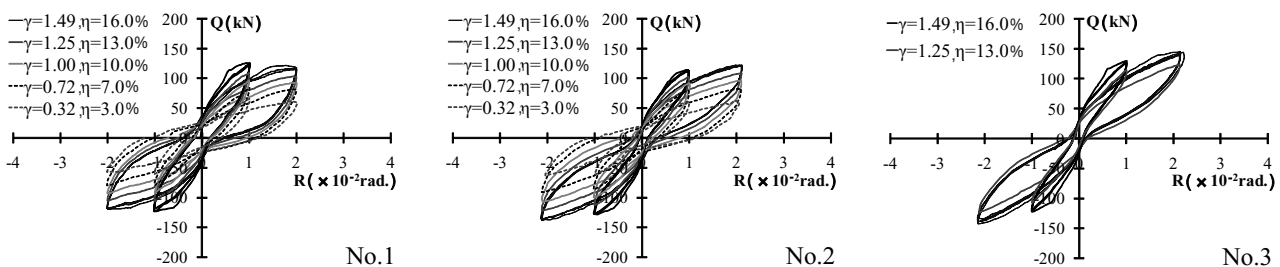


図-14 1/100rad. と 1/50rad. での荷重 - 変形角関係

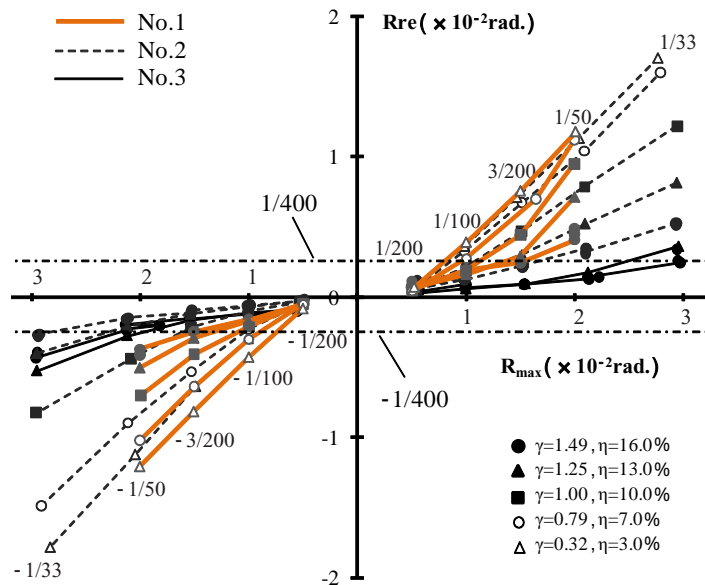


図-15 残留変形角-最大変形角関係

図-14に1/100rad.と1/50rad.での荷重-変形角関係を示す。が大きくなると残留変形角が小さくなっている。

#### 4.5 復元モーメント比と残留変形角の関係

図-15に各サイクルの残留変形角-最大変形角関係を示す。正加力側ではNo.1とNo.2は3/200rad.まで残留変形角がほぼ同じであるが、負加力側ではNo.2の方が残留変形角は小さくなっている。No.2の正加力側では  $\gamma$  が0.79と0.35の場合、残留変形角にあまり差は無く、また負加力側では  $\gamma$  が1.0より小さくなると残留変形が大きくなる傾向がある。  $\eta$  を大きくすると残留変形角と最大経歴変形角の関係の変化傾向が異なることが確認できる。しかし、

$\eta$  を1.0より大きくするだけで残留変形角を完全に戻すことが可能になる訳ではない。図中の水平の一点鎖線は残留変形角を1/400rad.とした線である。この角度は実験中に視覚的に許容できる限界値と判断したものである。この限界を満足できる条件はNo.1のような一般のRC柱とNo.2のように損傷抑制のみを行った柱では  $\gamma$  が1.25以上で最大変形角が3/200rad.以下の場合で、No.3のようにアンボンドPC鋼棒によりプレストレスを導入した柱は  $\gamma$  が1.25以上で最大変形角が1/50rad.以下の場合となる。

#### 4.6 等価粘性定数とエネルギー吸収量

図-16に各サイクルの等価粘性定数-最大変形角関係を示す。いずれの試験体とも復元モーメント比  $\gamma$  が1.25以上であれば等価粘性係数は  $\eta$  に関係なくほぼ同じであるが、1.0以下になると変化している。No.1, No.2と較べてNo.3は1/100rad.以降で小さくなっている。No.3では柱主筋の降伏以降、変形角の増加に伴って柱の材長が伸びてPC鋼棒の張力の増加に伴い耐力が増加して履歴形状が変化するためである。図中には降伏変形角を一般的なRC柱の変形角(1/120rad.)とし、設計で用いられる図中の式により求めた等価粘性定数の関係を一点鎖線で示す。No.3

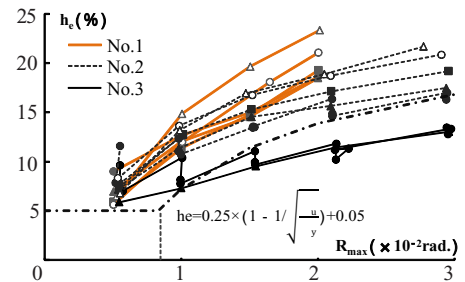


図-16 等価粘性定数-最大変形角関係

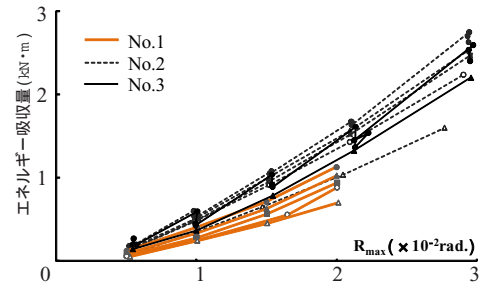


図-17 エネルギー吸収量-最大変形角関係

は大変形域になると、その計算値よりを下回っている。

図-17に各ループのエネルギー吸収量-変形角関係を示す。エネルギー吸収量は主に柱主筋の降伏によるので、  $\eta$  による違いはほとんど生じていない。No.2とNo.3はほぼ同じであるがNo.1が小さい。これは柱頭側のヒンジのコンクリートの劣化が大きく曲げ耐力が小さくなったことが原因である。

## 5. まとめ

- (1) ヒンジ領域のコンクリートの劣化を防ぐためにひび割れを生じさせない方法としては、平石ら<sup>1)</sup>の提案する方法、すなわち梁せい1/2区間の引張鉄筋の付着を無くし曲げひび割れ防止の補助筋を配筋する方法が最も有効であることを確認した。また主筋のアンボンド処理方法は、施工が容易である、鉄筋表面にグリースを塗り、薄肉の塩ビシートの筒を貼り付ける方法でもよい。
- (2) 本論文で定義した復元モーメント比  $\gamma$  により残留変形角、等価粘性定数、ループ形状が大きく変化し、曲げ降伏型の柱のヒンジ領域の塑性回転角の復元性に復元モーメント比  $\gamma$  が大きく影響を与える。しかしエネルギー吸収量は主に主筋の降伏エネルギーに依存するので主筋量が同じであれば  $\eta$  に関係なくほぼ同じである。
- (3) 残留変形角を視覚的に許容できる限界値(1/400rad.)以内に留める条件は、一般のRC柱や損傷抑制だけを行った柱では  $\gamma$  が1.25以上で最大変形角が3/200rad.以下となり、アンボンドPC鋼棒によりプレストレスを導入したRC柱は  $\gamma$  が1.25以上で最大変形角が1/50rad.以下となった。

## 参考文献

- 1) 平石久廣:降伏機構分離型鉄筋コンクリート造の開発 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海) pp89-90,2003.9