

論文 高復元性と損傷抑制を有する RC 梁に関する実験的研究

今村 祐輔^{*1}・塩屋 晋一^{*2}・景山 勇輝^{*3}・浜岡 和史^{*4}

要旨：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、残留変形角を使用上問題にならない程度に抑制する技術の開発を目指している。想定する降伏機構における梁を対象にし、曲げ降伏ヒンジ領域の損傷抑制方法と残留変形角を抑制する方法を加力実験により検証した。上端筋に高強度鉄筋を用い、下端筋に普通強度鉄筋を用いて複筋比を小さくする方法により上端筋の降伏を大変形時まで抑え、下端筋だけを降伏させて主に下端筋だけでエネルギー吸収させることができた。複筋比が小さい下端筋側では圧縮抵抗筋によってコンクリートの圧縮破壊を大変形域まで防止できた。
キーワード：鉄筋コンクリート、梁、残留変形角、復元性、損傷抑制

1. はじめに

本研究はコンクリートを建設現場で一体的に打設する工法の鉄筋コンクリート造建物を対象にし、大地震時に大変形(変形角 R が $1/50\text{rad}$.程度の変形)を経験しても構造体の損傷程度を軽微に留め、残留する変形角を使用上問題にならない程度($1/400\text{rad}$.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に想定する大地震時の架構の降伏機構と地震後の損傷状況を示す。本研究では曲げ降伏ヒンジ領域(以後ヒンジ領域)だけを塑性化させ、それ以外の領域は部材応力を許容応力度の範囲に留めさせて、補修を必要とする損傷を生じさせないことを想定する。エネルギー吸収は主にヒンジ領域だけの主筋の降伏エネルギーに期待する。この場合、一般のRC構造に較べてエネルギー吸収性能が多少低下するが、本研究は、一般のRC造架構に近いエネルギー吸収性能を確保しながら、残留変形と損傷を抑制しようとするものである。

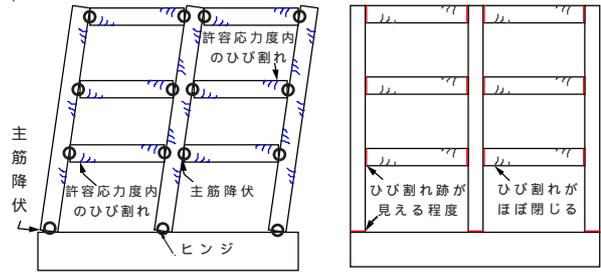
本論文では曲げ降伏する梁を対象にし、損傷と残留変形角を抑制する方法を検証する加力破壊実験について述べる。柱については文献1)で検討している。

2. 開発を目指す梁の特徴

2.1 梁の配筋と使用材料の強度特性

地震時に梁の下端主筋を降伏させてエネルギー吸収を開始させるが、上端主筋に高強度鉄筋を用いて大変形まで降伏させない。梁端では上端主筋に対して下端主筋の量を少なくする。現時点では複筋比で0.5程度を想定している。ただし、梁端の下端側では曲げモーメントによる圧縮破壊を防ぐために圧縮抵抗筋だけの鉄筋を配筋する。この鉄筋を圧縮抵抗筋と呼ぶ。上端主筋は高強度鉄筋とし、下端主筋は普通強度鉄筋(SD295またはSD345)とする。コンクリートの圧縮強度は $Fc35 \sim Fc42$ とする。

上端主筋は降伏させないで下端主筋だけを引張降伏と圧縮降伏させる方法については大久保ら²⁾が梁の曲げ圧縮破壊を抑制する目的で既に研究を行っている。そこで



(a) 大変形時の降伏機構 (b) 地震後の損傷状況
図-1 降伏機構と損傷状況

は梁端のコンクリートに溝を設けている。本研究ではその溝はないので、圧縮抵抗筋を設けて圧縮破壊を防止し残留変形を抑制する点で異なる。

2.2 梁の力学的性能

(1) 残留変形角の抑制

変形角で $1/50\text{rad}$.を経験しても除荷後の残留変形角を $1/400\text{rad}$.以内に抑制できるようにする。

(2) 損傷抑制

ヒンジ領域では平石³⁾の方法を用いて損傷を抑制する。せん断ひび割れは終局時のせん断応力 σ がコンクリート圧縮強度 Fc に対する比 (σ/Fc) を約7%以下に制限して生じないようにする。ヒンジ領域以外では、許容応力度の範囲とする。ここでのヒンジ長さは梁せい程度を想定している。

(3) エネルギー吸収

地震時には梁端の下端主筋を引張降伏と圧縮降伏をくりかえさせ、梁端の上端主筋は $1/50\text{rad}$.までは降伏させない。このため $1/50\text{rad}$.までのエネルギー吸収量は上端主筋に普通強度鉄筋を用いた一般の梁よりも減少する可能性がある。

(4) $1/50\text{rad}$. 以降の大変形域

変形角が $1/50\text{rad}$.を超えるような場合には上端主筋も降伏させて $1/33\text{rad}$.までは耐力の低下もなく損傷も抑制する。この変形域では残留変形角が $1/400\text{rad}$.を上回ることを許容する。

*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 (株)竹中工務店 元鹿児島大学工学部建築学科 学部生

*4 広島県庁 元鹿児島大学工学部建築学科 学部生

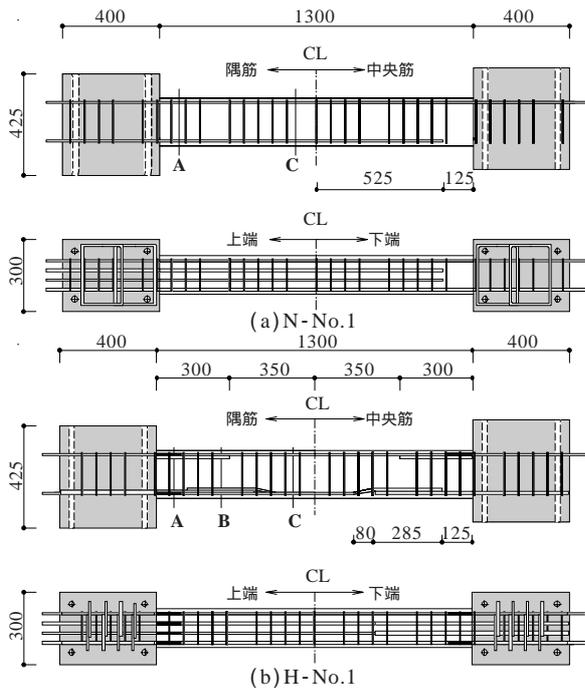


図 - 2 試験体の形状と配筋
表 - 1 断面リスト

試験体 位置	N-No.1		H-No.1		
	A	C	A	B	C
梁断面					
b × D	160 × 200 (幅 b=160mm, せい D=200mm)				
上端主筋	4-D10	4-D10	4-D10(H)	4-D10(H)	4-D10(H)
上端補助筋			4-D10	4-D10	4-D10
下端主筋	2-D10	4-D10	2-D10	4-D10	4-D10
圧縮抵抗筋			2-D16	2-D16	
あばら筋	4-D3.5@60				

3. 梁の加力実験

3.1 試験体

図 - 2 に梁の試験体の形状と配筋を示す。縮尺は約 1/4 である。普通強度鉄筋を用いた比較用試験体 N-No.1 (N-pt0.98-0.5) と上端主筋に高強度鉄筋を用いた試験体 H-No.1 (H-pt0.98-0.5-1.9) の 2 体である。表 - 1 に梁の断面リストを示す。下端主筋は 2 体とも普通強度鉄筋とし、上端主筋は N-No.1 では普通強度鉄筋とし、H-No.1 では高強度鉄筋としている。2 体とも左右の梁端では上端主筋に対する下端主筋の複筋比を 0.5 としているが、スパン中央では長期荷重を想定して 1.0 としている。図 - 3 に H-No.1 の梁端部の詳細を示す。H-No.1 では図 - 3 に示すように圧縮抵抗筋を配筋している。圧縮抵抗筋を含めた ρ_c は 1.9 である。この圧縮抵抗筋と重なるスパン中央の下端主筋 A は図 - 3 のように下端主筋 A を折り曲げて配筋している。H-No.1 ではヒンジ領域のひび割れを防止するために、平石の方法を採用する。上端主筋については梁せいの 1/2 である 100mm 区間をアンボンド処理し、曲げひび割れを防止するために上端補助筋を配筋している。アンボンドの処理方法は塩ビシートを巻き付ける方法¹⁾ によった。下端側では前述の圧縮抵抗筋にひび割れを防

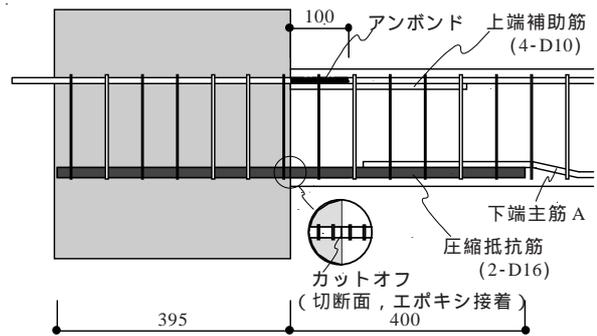


図 - 3 梁端部の詳細 (H-No.1)

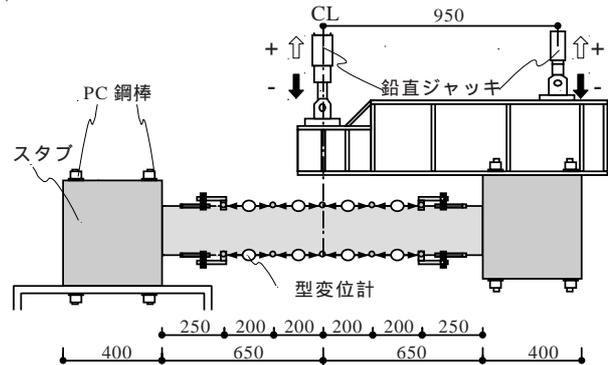


図 - 4 加力状況

表 - 2 使用材料の力学的特性 (応力の単位: N/mm²)

コンクリート	$E_c (\times 10^4)$			
	B	C	A (%)	
	2.89	42.5	0.262	
鉄筋	$E_s (\times 10^5)$		E_c : コンクリートのヤング係数	
	種類	y	B: 圧縮強度	C: 圧縮強度時のひずみ度
	D10	1.75	385	E_s : 鉄筋のヤング係数
	D16	1.81	1051	y: 降伏強度
D3.5	1.77	358		
	2.05	385		

止させた。圧縮抵抗筋は梁端の境界でカットオフしている。せん断補強筋比は両試験体とも 0.4% である。

表 - 2 に使用材料の力学的特性を示す。

3.2 加力方法

図 - 4 に加力状況を示す。左右の柱に相当するスタブの回転角が等しくなるように 2 台のジャッキで鉛直せん断力を加力し、変形を漸増させて繰り返し加力を行った。変形の測定状況は、変位計により左右のスタブ間の鉛直変位およびスタブの回転角、梁の曲率分布、軸方向変位を測定し、ひずみゲージにより主筋のひずみを測定した。なお測定状況の詳細は文献 4) に示す。

3.3 せん断力 - 変形角関係

図 - 5 に梁のせん断力 - 変形角関係 (以後 Q-R 関係) を示す。変形角は鉛直変位を梁の内法長さで除したものである。

N-No.1 は左右の梁端では曲げひび割れが発生した直後に下端主筋が $\pm 1/200$ rad. で引張降伏し、 $\pm 1/133$ rad. で上端主筋が引張降伏して曲げ降伏した。 $\pm 1/57$ rad. で下端側のコンクリートの圧縮破壊により耐力低下が生じた。

H-No.1 は曲げひび割れが発生した直後に下端主筋が $\pm 1/200$ rad. で引張降伏し、この変形までの Q-R 関係は N-No.1 と同じである。しかし、これ以降、せん断力は増加し、上端主筋のひずみは $\pm 1/50$ rad. で比例限界に達し

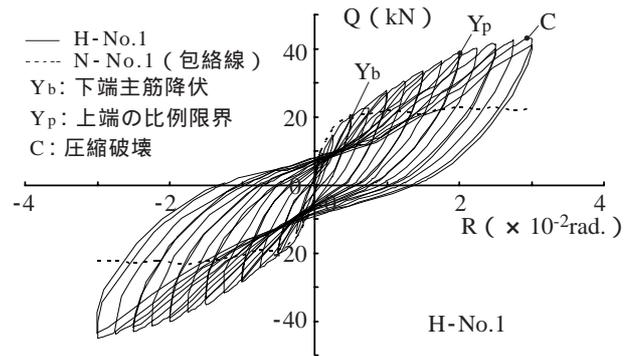
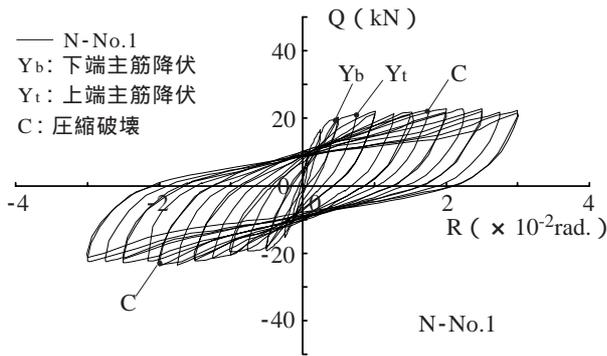
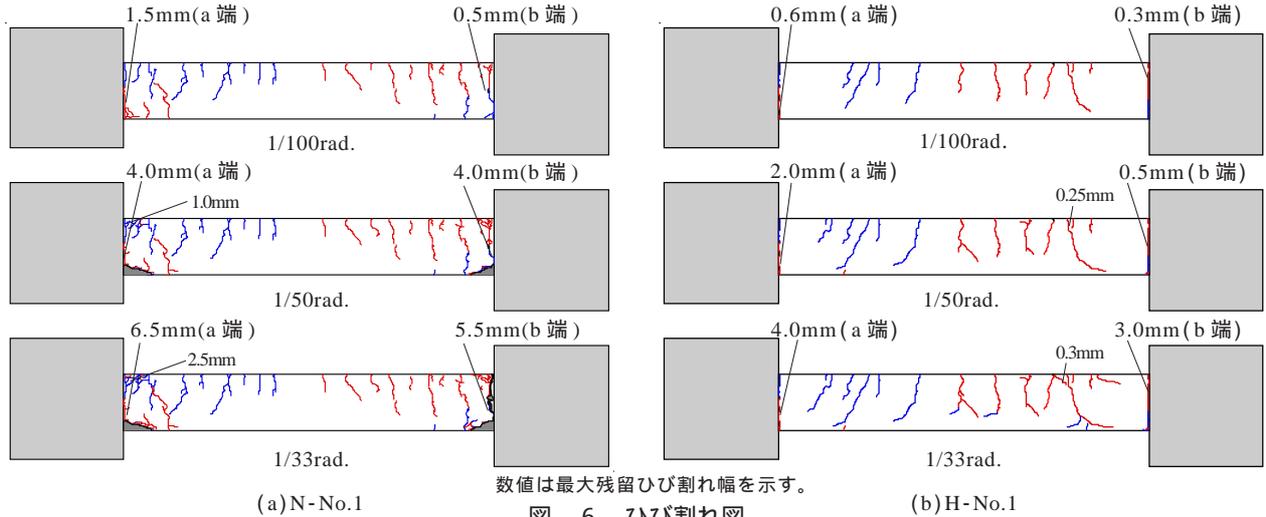


図 - 5 せん断力 - 変形角関係



数値は最大残留ひび割れ幅を示す。

図 - 6 ひび割れ図



(a)N-No.1



(b)H-No.1

写真 - 1 1/50rad.のひび割れ状況

てそれ以降せん断力が緩やかに増加している。これは高強度鉄筋の力学的特性による。± 1/50rad.までは上端主筋は想定どおり降伏しなかった。

3.4 損傷抑制

図 - 6 に ± 1/100rad., ± 1/50rad. および ± 1/33rad. のサイクルの終了後のひび割れ図を示す。

両試験体とも下端側では下端主筋が 2 本でモーメントによる引張応力が小さくなるので曲げひび割れは少ないが、上端側は上端主筋が 4 本または高強度で、引張応力が大きくなるため曲げひび割れが多数、生じている。

写真 - 1 に 1/50rad. のサイクル終了後のひび割れ状況を示す。

N-No.1 では 1/57rad. でモーメントによる圧縮破壊が生じ、a 端は ± 1/67rad. で、b 端は ± 1/57rad. で下端側において主筋の座屈に伴う水平のひび割れが主筋に沿って生じた。

H-No.1 では裏面において上端主筋が降伏した以降の 1/33rad. で両梁端の下端側でわずかに主筋の座屈に伴う圧縮破壊が生じた。圧縮破壊がこの程度に納まった理由は圧縮抵抗筋が抵抗したことによる。H-No.1 ではヒンジ領域で主筋をアンボンド処理したため、ヒンジ領域でひび割れ

は生じず、ヒンジ領域の劣化を防止した。しかし、上端補強筋よりスパン内側では曲げせん断ひび割れが生じている。これは高強度鉄筋によりせん断力が増大したためである。

H-No.1 のひび割れ幅は N-No.1 より小さくなっている。これは上端主筋の弾性範囲が大きいためである。しかし、H-No.1 では 1/50rad. 以降で上端主筋が降伏したため左右の曲げ危険区間断面のひび割れ幅が拡大している。

3.5 残留変形角抑制

図 - 7 に残留変形角 - 最大変形角関係を示す。H-No.1 は N-No.1 に較べて残留変形角が小さくなり、最大変形角が 1/50rad. を経験したとき、残留変形角は約 1/140rad. 程度であり、N-No.1 の約 55% に抑制されている。しかし、研究計画で想定していた目標の「1/50rad. を経験しても除荷後の残留変形角を 1/400rad. 以内に抑制できるようにする」に対しては満足できない結果となっている。この目標の達成は梁部材の復元力だけでは難しく、現時点では次報で述べるように架構における梁の復元力に長期荷重による復元力を加算して残留変形を抑制する方法を利用することを考えている。今後検討する予定である。

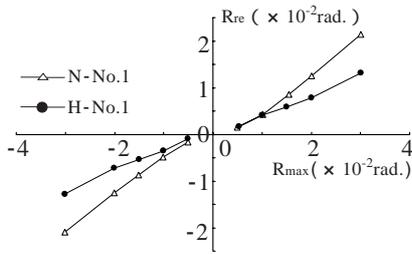


図 - 7 残留変形角 - 最大変形角関係

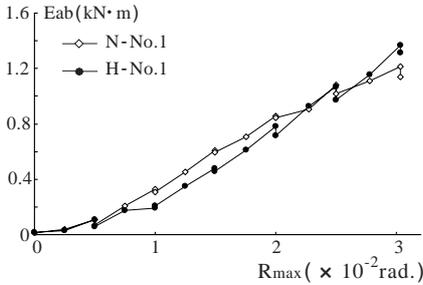


図 - 9 エネルギー吸収量 - 最大変形角関係

4. 梁の変形機構とエネルギー吸収機構

4.1 梁の曲率とモーメント分布

図 - 8 に各サイクルの正加力側のピーク時における梁の曲率分布を示す。

H-No.1 では変形角が増大すると、上端主筋が曲げ圧縮側になる左端 (a 端) に反曲点が移動している。この反曲点の移動により上端主筋が降伏する変形を大きくしていることになる。さらに上端主筋を高強度としているため、上端主筋が曲げ引張側になる右端 (b 端) では降伏する曲率 y も大きくなり、一般の梁よりも降伏する変形が増大する。これにより降伏時の変形角を 1/50rad. 程度にできることになる。

左右のスタブの回転角が等しい条件では、図 - 8 において反曲点から左端までの区間で生じる曲率を積分した回転角成分は、反曲点から右端までの区間で生じる曲率を積分した回転角成分に等しくなる。このため左端の下端主筋では降伏後、曲率が集中し、右端が曲げ降伏するまでは主に下端主筋がエネルギー吸収をすることになる。

以上は左右のスタブの回転角が等しい条件で議論しているが、均等ラメンの梁降伏形の降伏機構ではその状態に近くなる。ここでは、その状態を対象にしている。

4.2 エネルギー吸収量と等価粘性定数

図 - 9 に各サイクルのループのエネルギー吸収量 - 最大変形角関係を示す。下端主筋が降伏する約 1/200rad. までには N-No.1 と H-No.1 のエネルギー吸収量に差はないが、それ以降で差が生じている。しかし 1/44rad. から H-No.1 が N-No.1 に近づいている。これは N-No.1 で梁端の圧縮破壊が顕著になり耐力低下が生じ始めたためである。

N-No.1 は正負の繰返しで 1/50rad. までに降伏する主筋の本数は上端主筋が 8 本、下端主筋 4 本の計 12 本に対して、H-No.1 では下端主筋の 4 本だけのため、H-No.1 の N-No.1 に対する降伏する主筋量の割合は 33% となる。しかし、実験のエネルギー吸収量の割合は、最も差が大

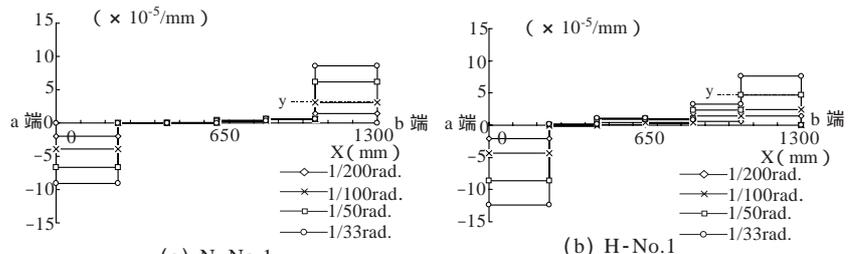


図 - 8 (a) N-No.1 (b) H-No.1 各サイクルの正加力側のピーク時における梁の曲率分布

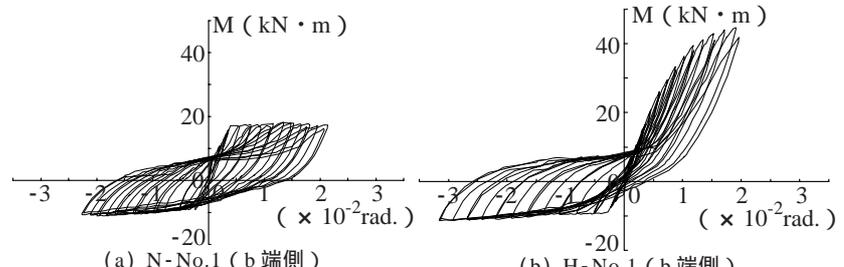


図 - 10 梁端のモーメント - 回転角関係

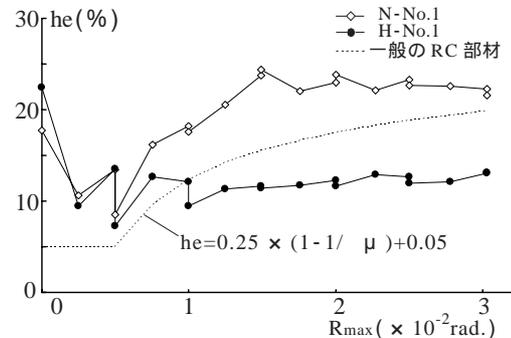


図 - 11 等価粘性定数 - 最大変形角関係

きい 1/100rad. でも約 58% となり、降伏する主筋量の割合で説明できない。この主な理由は下端主筋が引張降伏している状態では、H-No.1 は同じ変形角でもヒンジ領域の回転角が N-No.1 より大きくなるためである。

図 - 10 に梁端のモーメント - 回転角関係を示す。回転角の測定区間は梁せいである。上端主筋が引張側になる方向を正として表示している。モーメント - 回転角関係は下端主筋に対して上端主筋の量や強度が大きい加力方向により異なる。負側で H-No.1 の最大回転角が N-No.1 の 1.36 倍となり大きくなっている。このことは、制御している変形角は両試験体とも同じであることを考えると、H-No.1 では N-No.1 より下端主筋が引張側になるヒンジ領域では回転角が大きくなることが確認できる。

図 - 11 に各サイクルのループの等価粘性定数 he - 最大変形角関係を示す。図 - 11 中には降伏変形を 1/200rad. とし一般的な RC 構造の等価粘性定数の評価式による曲線を示す。評価式は N-No.1 の he を安全側で評価している。

H-No.1 は最大変形角 1/50rad. まで上端主筋が降伏しないでせん断力が増加したため、 he が 11 ~ 12% と小さくなっている。しかし、 he が小さくてもせん断力が N-No.1 より増大し、エネルギー吸収量も確保されるため、大地震時の建物の最大応答変形は抑制されることになる。

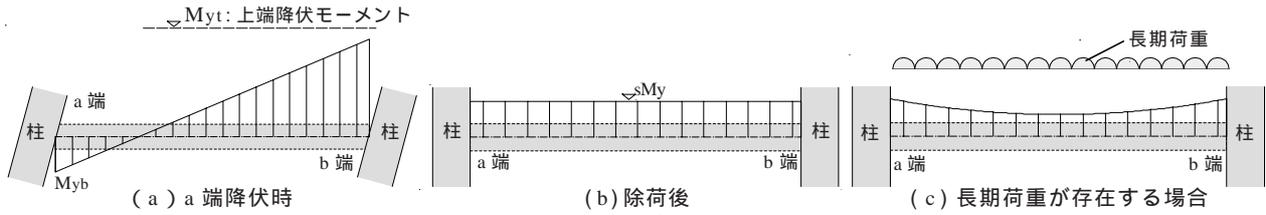


図 - 12 想定する梁の曲げモーメント分布の変化

5. 梁の残留変形を抑制する機構

5.1 残留変形を抑制する曲げモーメント分布

図 - 12 に想定する梁の曲げモーメント分布の変化を模式的に示す。右端では上端主筋が引張降伏する直前まで下端側のコンクリートが圧縮破壊しなければ、弾性に近い復元力(復元モーメント)が維持される。図 - 10(b)の正加力時に観られるように上端主筋が降伏するまでは残留回転角は小さい。左端が曲げ降伏し、右端が曲げ降伏していない時点(図 - 12(a))で除荷に転じると、左端は下端主筋に塑性伸びが生じて塑性回転角が生じている。右端ヒンジより左端までは弾性に近い復元力があり、元の形状に戻ろうとする。左右の節点の回転角が等しい条件では、その復元力はその左端の塑性回転角を減少させる。左端で塑性伸びが生じている下端主筋を圧縮降伏させる曲げモーメントを sMy とすると、除荷後(図 - 12(b))では梁には上に凸で値が sMy の純曲げの曲げモーメントが生じる。この時、梁には曲率が生じ、これに伴う曲げ変形成分が生じていることになる。梁に長期荷重が作用していると、曲げモーメント分布は図 - 12(c)のようになり、梁の曲げ変形を減少させる分布になる。すなわち梁の残留変形角を抑制するメカニズムは、左右の梁端のうち、弾性に近い状態に留めさせる一端の復元力で下端主筋が降伏する梁端の塑性回転角を減少させ、長期荷重による曲げモーメントによりさらに梁の残留変形角を減少させることになる。

5.2 残留モーメントと長期荷重によるモーメント

図 - 13 に残留モーメント - 最大変形角関係を示す。残留モーメント M_{re} は各サイクルの除荷後でせん断力が零になるときのモーメントである。図 - 13 中に計算による sMy を水平の一点鎖線で示す。H-No.1 の残留モーメントは sMy の約 80% になり、梁のせん断力は零であることを考えると、図 - 12(b) のモーメント分布の存在することを裏付けていることになる。しかし、残留モーメントは sMy に達しないため、塑性伸びが生じている下端主筋に圧縮降伏の塑性流れを生じさせている状況ではなく、下端主筋が降伏した梁端の残留回転角を主筋の圧縮降伏により減少させることはできない。梁の長期荷重による梁端モーメント M_L が sMy と M_{re} の差 M を上回ると、その圧縮降伏が生じて残留回転角は急激に減少することになる。これについては今後、確認する必要があるが、一般の架構のスパン長さであれば十分、生じる可能性がある。

また N-No.1 でも残留モーメントが生じている。これは図 - 10 で観られるように上端主筋が普通強度鉄筋でも下

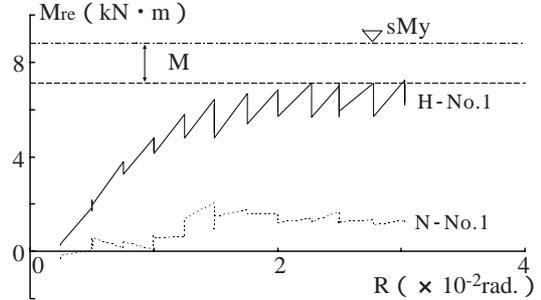


図 - 13 残留モーメント - 最大変形角関係

端主筋に対して主筋量が多いために加力方向によりモーメント - 回転角関係が異なることによる。当然、上端主筋と下端主筋が同じであれば残留モーメントは生じない。

5.3 大地震後の梁の長期たわみの抑制効果

梁端が曲げ降伏した後の梁の長期たわみを考えると、上端主筋が普通強度鉄筋の場合で降伏した後では梁の両端の曲げ剛性が低下するため、梁の長期たわみが増大することになる。しかし、上端主筋を高強度鉄筋にして下端だけを降伏させると、梁の両端のモーメントは sMy に近いモーメントを維持することになり、大地震後の梁の長期たわみを増大させることはないことになる。

6. 梁の軸変形と主筋の抵抗状況

6.1 梁の軸変形 - 変形角関係

図 - 14 に梁の軸変形 - 変形角関係を示す。N-No.1 は変形角の増加に伴って残留軸変形が増大している。しかし、H-No.1 は $1/50\text{rad.}$ まで上端主筋が弾性範囲で抵抗するため梁の軸方向変形が N-No.1 に比べて小さく抑制されている。

6.2 上端主筋の平均付着応力

図 - 15 に左右の梁端の上端主筋の引張力 - 変形角関係を示す。上端主筋が降伏するまでの範囲を示す。左右の梁端の上端主筋の引張力は、ひずみゲージと鉄筋のヤング係数および鉄筋の断面積の積より求める。

N-No.1 は $1/200\text{rad.}$ までしか示していないが、上端主筋が曲げ圧縮側の状態では圧縮力が生じている。しかし、H-No.1 ではほとんど圧縮力が生じることなく変形角の増加に伴って引張力が増大している。また、図 - 16 に梁端の上端主筋の付着応力度 - 変形角関係を示す。付着応力度は、左右の引張力の差を、梁の内法長さより付着を考慮しない区間 (N-No.1 は 180mm , H-No.1 は 200mm) を差し引いた区間 L' の鉄筋の表面積 ($\pi \cdot L'$) で除して平均の付着応力度を求めている。

図 - 16 中には短期付着許容応力度 f_b の計算値を一点鎖

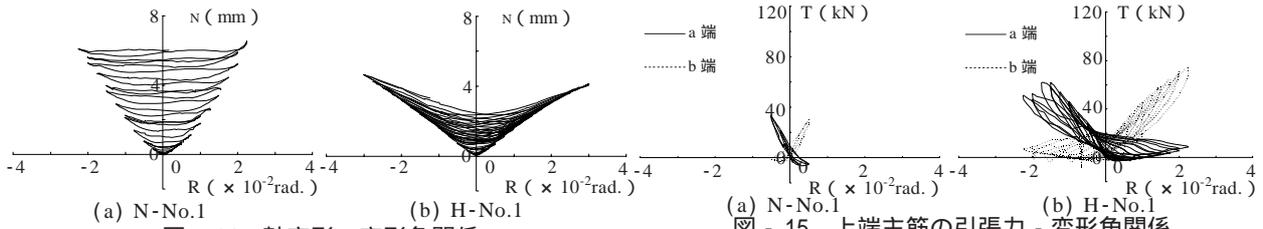


図 - 14 軸変形 - 変形角関係

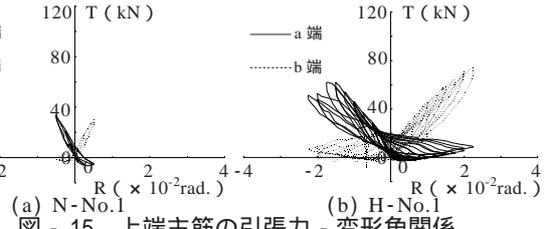


図 - 15 上端主筋の引張力 - 変形角関係

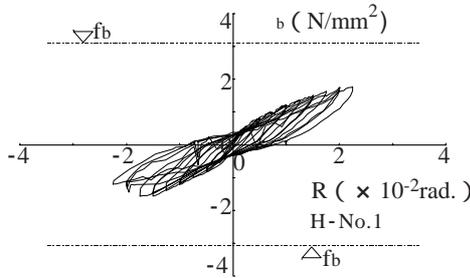


図 - 16 上端主筋の付着応力度 - 変形角関係

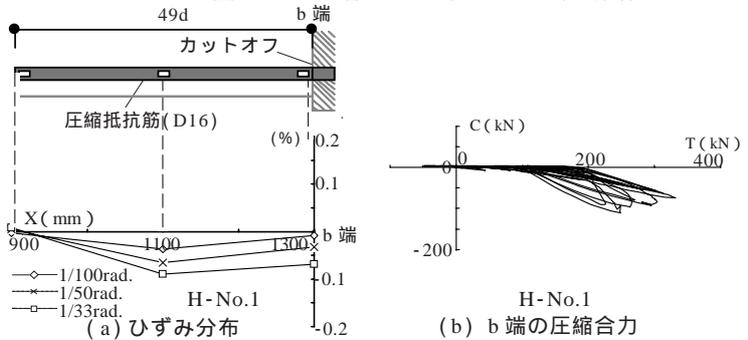


図 - 17 圧縮抵抗筋のひずみ分布と圧縮力-全引張力関係

線の水平線で示す。H-No.1の終局付着強度の計算値は 11.24N/mm^2 である。一般に主筋に高強度鉄筋を用いると付着割裂破壊が生じやすいが、H-No.1の平均の付着応力度は許容応力度より小さくなっている。これは下端主筋が曲げ引張側になる梁端では大きな塑性回転角を生じ、曲げ圧縮側の上端主筋にも比較的大きな引張力を生じさせるためである。提案している配筋方法では、上端主筋に高強度鉄筋を用いても左右の梁端の上端主筋には同時に引張力が生じて付着応力度を抑制できることになる。ただし、架構において梁の軸方向変形が拘束され、見かけ上、梁に軸力が生じるような場合は、この効果は抑制される。

7. 圧縮抵抗筋の抵抗力の挙動

図 - 17(a)にH-No.1の圧縮抵抗筋の各サイクルの正加力側のピーク時におけるひずみ分布を示す。また、図 - 17(b)に圧縮抵抗筋の圧縮力 - 上端主筋の全引張力関係を示す。鉄筋長さは鉄筋径の49倍としている。定着長さはRC基準に準じて良いと判断される。また、ひずみは弾性範囲に留まっている。圧縮抵抗筋の圧縮合力Cは、ひずみを測定した鉄筋のスタブ側のひずみを基に算出したものを圧縮力とした。圧縮抵抗筋は上端主筋の引張力Tの約50%を負担しており、有効に圧縮抵抗していることが確認される。これにより3.4節で述べたようにH-No.1の下端側の圧縮破壊が軽減されたと判断できる。

8. まとめ

曲げ降伏する梁の残留変形角と損傷を抑制する方法の検証実験を行った。以下に結果をまとめる。

- (1) 提案した配筋方法により梁の残留変形角を従来の普通強度鉄筋を用いる配筋に較べて約55%程度に低減できた。しかし、変形角で $1/50\text{rad.}$ を経験すると除荷後の残留変形角は約 $1/140\text{rad.}$ 程度になった。
- (2) 提案した梁の変形機構により上端主筋を $1/50\text{rad.}$ まで

降伏させないことが確認できた。

- (3) 圧縮抵抗だけする圧縮抵抗筋により大変形域($1/50\text{rad.}$)まで曲げ圧縮域におけるコンクリートの圧縮破壊を防ぐことができ、主筋の座屈を防止できた。
- (4) 下端主筋を $1/200\text{rad.}$ で引張降伏させ、それ以降では下端主筋だけの引張降伏と圧縮降伏の繰り返しによりエネルギーを吸収させることができる。下端主筋だけを降伏させる本研究の方法でも、上端主筋も降伏させる一般的なRC梁に近いエネルギー吸収量を確保できる。
- (5) 上端主筋に高強度鉄筋を用いても、左右の梁端では引張力が生じて付着応力度を抑制できる。ただし、梁の軸方向変形が拘束される場合はその効果は軽減される。
- (6) 下端主筋が降伏した以降の変形では、せん断力が零になる除荷時でも、梁に上に凸の純曲げの曲げモーメントが生じ、その大きさは下端主筋が引張降伏する場合の曲げモーメントに近くなる。

本研究は平成21年度科学研究費補助金(基盤研究C, 代表者: 塩屋晋一)によるものである。

参考文献

- 1) 佐々木泉, 塩屋晋一, 栗野史典, 廣田賢史: 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, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp145-150, 2009
- 2) 大久保全陸, 松岡忠生: 梁端下端筋限界曲げ降伏機構に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.18, No.2, pp803-808, 1996
- 3) 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
- 4) 今村祐輔, 塩屋晋一: 高復元性と損傷抑制を有するRC梁の開発に関する実験的研究, 日本建築学会九州支部研究報告 pp437-440, 2010.3