

# 論文 制震性能を内蔵する鉄筋コンクリート造梁の加力実験

公文 祐斗<sup>\*1</sup>・塩屋 晋一<sup>\*2</sup>・楠本 繁治<sup>\*3</sup>・川添 敦也<sup>\*4</sup>

**要旨:** 鉄筋コンクリート造建物を対象にして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、残留変形角を抑制する技術を開発している。梁の上端筋に高強度鉄筋を配筋することにより残留変形抑制機構を部材内部に内蔵させる RC 梁で、早期の変形から降伏してエネルギー吸収を促進する減衰筋を配筋した場合の、残留変形の抑制性能やエネルギー吸収性能を準静的加力実験により明らかにしている。また、減衰筋の降伏変形と破断変形の評価方法も提案している。

**キーワード:** 鉄筋コンクリート, 梁, 残留変形, エネルギー吸収, 制震構造, 損傷抑制, 高強度鉄筋

## 1. はじめに

鉄筋コンクリート構造は大地震後に損傷と残留変形が残る。塩屋ら<sup>1)</sup>は梁の上端筋に高強度鉄筋を配筋することにより、梁部材で 1/50rad. を経験しても残留変形を無視できる程度まで抑制できる梁の履歴特性を發揮することを明らかにしている。また、同梁は上端筋が大変形域まで降伏しないため、上端筋が早期に降伏する一般の梁に較べて、地震後の長期荷重時の状態に対する梁端の曲げ剛性の低下が生じにくくなる。これにより地震後の梁の長期たわみの増加や、モーメント分布の変化も抑制できる。損傷抑制には平石ら<sup>2)</sup>の方法を採用している。更に初期の変形からエネルギー吸収性能を發揮させることが可能になれば、建物の最大応答変形も抑制でき、梁部材自体が制震要素の履歴特性を發揮することになる。

公文ら<sup>3)</sup>は初期の変形で降伏する減衰筋を下端に設けて、それによりエネルギー吸収をさせる方法を梁の加力実験により検証している。減衰筋は、梁端の下端筋に

図-3のように鉄筋の一部の区間(以後、降伏区間)の径を細く切削した曲げ補強筋である。降伏区間を初期の変形で降伏させてエネルギー吸収量の増加を狙いとする。文献3)の実験では減衰筋の降伏区間の断面積が比較的小さく、初期の変形でのエネルギー吸収量の増加を明確にできなかった。また、減衰筋の降伏区間が梁の部材角で 1/50rad. で破断した。

今回、減衰筋の降伏区間の断面積を大きくしてエネルギー吸収量を大きくし、降伏区間を長くして、破断の変形を大きくする方法の効果を明らかにするために、追加の梁の加力実験を行った。本論文では実験概要と残留変形の抑制性能、エネルギー吸収性能、減衰筋の降伏変形と破断変形について考察した結果を述べる。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

図-1に試験体の形状と寸法を示す。図-2に梁の

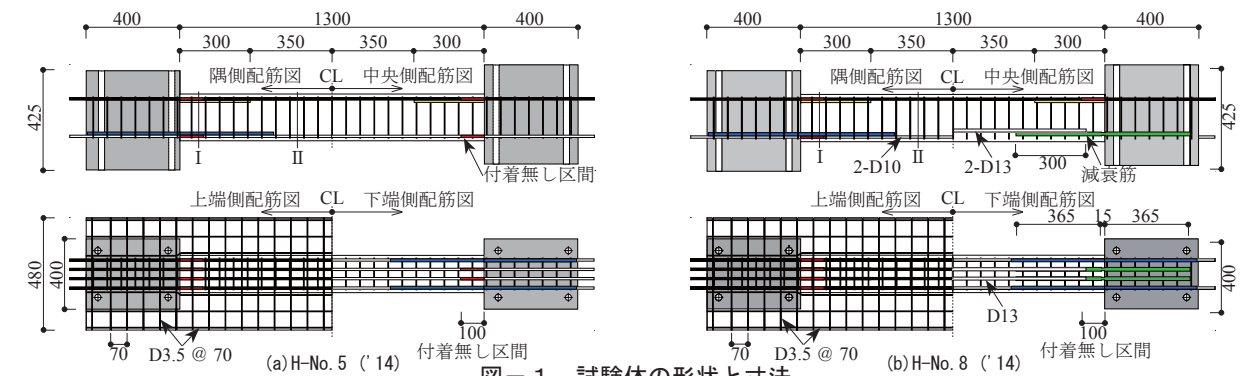


図-1 試験体の形状と寸法

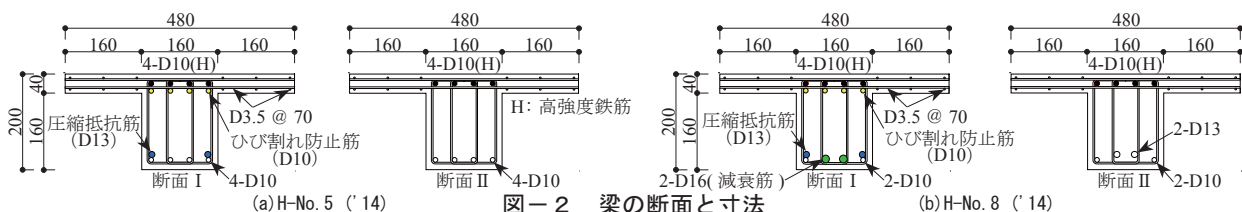


図-2 梁の断面と寸法

\*1 鹿児島大学大学院 理工学研究科建築学専攻 (学生会員)  
 \*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 鹿児島大学大学院 理工学研究科建築学専攻  
 \*4 鹿児島大学大学院 理工学研究科物質生産科学専攻 工学修士(学生会員)

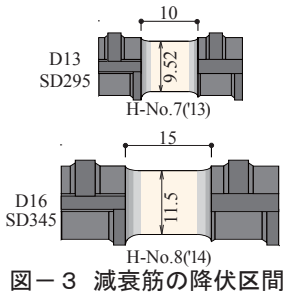


図-3 減衰筋の降伏区間

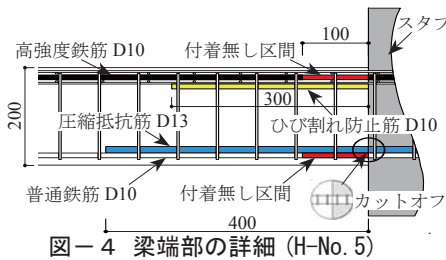


図-4 梁端部の詳細 (H-No.5)

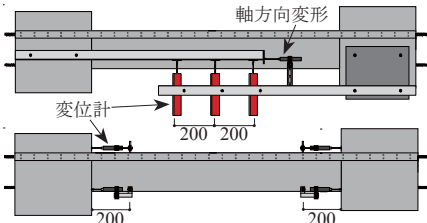


図-6 変形の測定状況

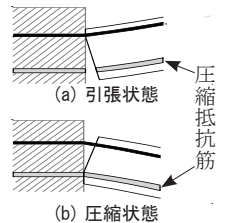


図-5 圧縮抵抗筋の挙動

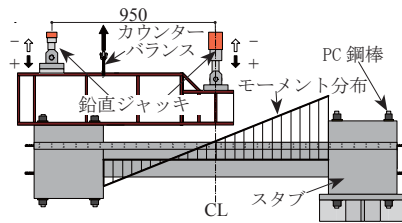


図-7 加力方法とモーメント分布

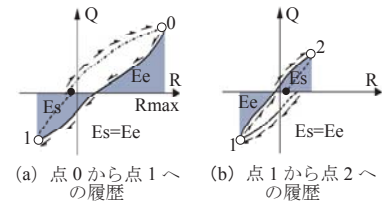


図-8 残存振動時の加力規則

表-1 梁の配筋諸元

試験体名	H-No.5(14)		H-No.8(14)		N-No.2(11)		H-No.2(11)		H-No.7(13)	
	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
図-1の断面位置										
上端主筋	4-D10(H)		4-D10(H)		4-D10		4-D10(H)		4-D10(H)	
下端主筋	4-D10		2-D10	2-D10,2-D13	4-D10		4-D10		2-D10	
下端減衰筋	なし		2-D16	なし	なし		なし		2-D13	
上端ひび割れ防止筋	4-D10	なし	4-D10	なし	なし		4-D10	なし	4-D10	なし
下端圧縮抵抗筋	2-D13	なし	2-D13	なし	なし		2-D13	なし	2-D13	なし
あばら筋	4-3.5 @ 60		4-3.5 @ 60, 2-3.5 @ 60		4-3.5 @ 60		4-3.5 @ 60		4-3.5 @ 60	
スラブ筋	3.5 @ 70		3.5 @ 70		なし		なし		なし	

表-2 使用材料の力学的特性 (単位: N/mm<sup>2</sup>)

コンクリート	試験体		[Ec(×10 <sup>4</sup> ) σ <sub>B</sub> cε <sub>B</sub> (%)]			
	H-No.5(14)	H-No.8(14)	3.12	50.0	0.27	
鉄筋	種類	Es(×10 <sup>5</sup> )	σ <sub>y</sub>	σ <sub>p</sub>	σ <sub>u</sub>	
	D10	1.83	355	—	569	
	D10(H)	2.02	1062	623	1218	
	D13	1.89	349	—	502	
	D3.5	2.05	385	—	—	
	減衰筋(D13)	1.93	364	—	557	
	減衰筋(D16)	2.07	419	—	632	

Ec: コンクリートのヤング係数, σ<sub>B</sub>: 圧縮強度, cε<sub>B</sub>: 圧縮強度時のひずみ度, Es: 鉄筋のヤング係数, σ<sub>y</sub>: 降伏強度, σ<sub>u</sub>: 破断強度, σ<sub>p</sub>: 比例限界

断面を示す。縮尺は実大の1/4である。試験体数は2体である。スラブを設けている。上端筋は高強度鉄筋のD10(H)としている。

H-No.5(14)は下端筋の4本とも全て普通鉄筋D10を配筋している。H-No.8(14)は下端に2本の減衰筋D16と2本の普通鉄筋のD10を配筋している。

図-3に減衰筋の降伏区間の詳細を示す。H-No.7(13)は文献3)の試験体に設けたものである。それに対して今回のH-No.8(14)は降伏区間の軸断面積を1.46倍、降伏区間長さを1.5倍とした。降伏区間が破断してもD16の母材部分は降伏しないことを予備引張試験で確認した。その軸断面積を大きくすることにより、減衰筋の抵抗力を大きくしてエネルギー吸収量を大きくできるようにした。また、降伏区間を長くすることにより降伏区間の破断の変形を大きくできるようにした。降伏区間は0.2%で降伏して23%程度で破断<sup>4)</sup>する。このため、降伏区間を長くすることは、降伏時よりも破断時の部材の変形をより大きくすることになる。すなわち降伏区間を長くしても、部材の降伏変形は僅かな変形の増加に留まり、降伏区間の破断変形は大きく増大する。

図-4に梁端部の詳細を示す。図-5のように下端側には曲げによる圧縮時に抵抗する圧縮抵抗筋を配筋した。圧縮抵抗筋の接合は軽微な圧接により行った。ヒンジ領域には平石<sup>2)</sup>の主筋の付着を無くす損傷抑制方法を採用した。同方法はヒンジ領域の曲げひび割れを防

止するために曲げ補強筋(ひび割れ防止筋)を設ける。

H-No.5(14)は、文献3)のH-No.5(13)と同じ寸法・配筋である。H-No.5(13)では初期変形での履歴特性が把握できなかったことと、1/50rad.以降の履歴特性が把握できなかったことの課題が残されていた。これらを解決するために追加した試験体である。試験体名を同名にし、年度によってH-No.5(14)とH-No.5(13)で区別した。

表-1に梁の配筋の諸元を示す。表-2に使用材料の力学的特性を示す。生コンクリートを使用した。

## 2.2 加力方法と測定方法

図-6に変形の測定状況を示す。変位計によって左右のスラブ間の鉛直変位およびスラブの回転角、梁の軸方向変位を測定した。ひずみゲージによって主筋のひずみを測定した。図-7に実験の加力方法と加力時の状態を示す。中央のジャッキで加力し、左右の梁端の曲げ特性が異なるため左右のスラブの回転角が等しくなるように、もう1台のジャッキで回転角を調整した。2台のジャッキの合力を梁のせん断力として加力した。2台のジャッキの荷重から梁のモーメント分布を測定した。

地震時の最大応答変形直後の建物または部材の残留変形を調べる加力方法として文献1)では残存振動加力を提案している。その加力では最大応答直後からは自由振動する場合の残留変形で残留変形を評価することは、残留変形を抑制する観点では安全側で評価することに基づいている。詳細は文献1),3)を参照されたい。

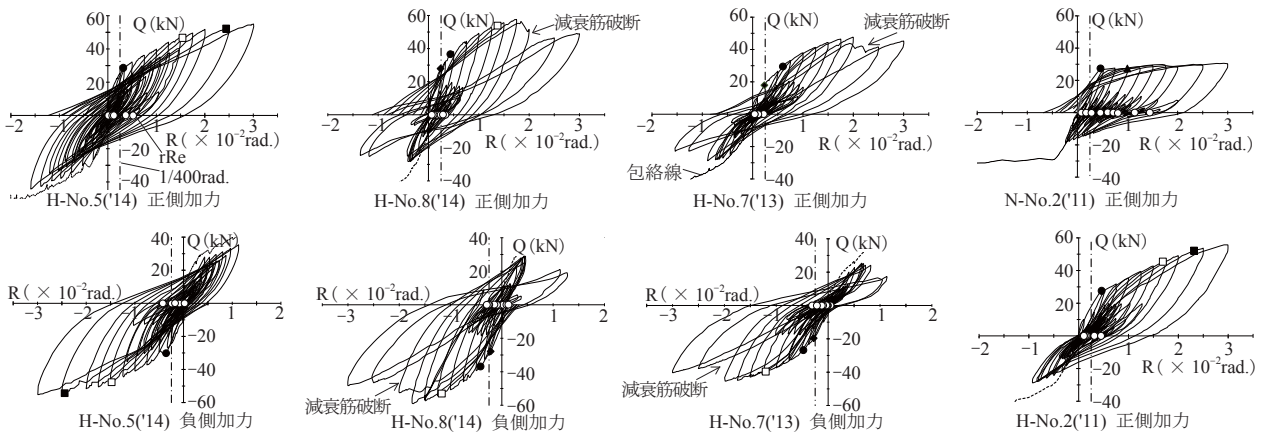
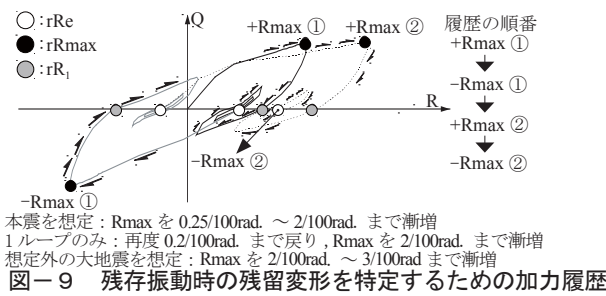
残存振動加力はつぎのように行った。図-8に示すように残存振動時の加力履歴の規則は、想定する最大応答の目標の最大経験変形角  $R_{max}$  に達した後、自由振動の履歴を再現させるため、除荷時に排出される弾性エネルギー  $E_e$  と、負側に载荷して消費される弾塑性歪みエネルギー  $E_s$  が等しくなるまで進めて除荷する。この後も、除荷時にこれを繰り返して  $E_e$  が塑性エネルギーで消費され零になるまで繰り返し、最終残留変形角  $rRe$  を特定する。まず目標の  $R_{max}$  で正加力側と負加力側で残存振動加力を行い  $rRe$  を特定する。この後も同じ  $R_{max}$  を正負の目標変形にして1ループだけの加力を行う。

この後、目標を次の  $R_{max}$  へ移行させる。 $R_{max}$  は図-9に示すように正加力側、負加力側の順で目標値を設定する。本実験では図-10に示すように、2/100rad. から0.25/100rad. に戻して再度、正負とも同じ最大変形の1ループだけの加力を行った。これは2/100rad. まで加力を行った。この後は大地震を想定して  $R_{max}$  を3/100rad. へ徐々に進めて残留変形の抑制効果を検証した。

H-No.5('14) は0.75/100rad. ~ 2/100rad. まで図-8の残存振動加力時の弾性エネルギーの計算に誤りが生じた。このため、次章の実験結果の、同試験体の残留変形とエネルギー量の考察では、0.5/100rad. 以前はH-No.5('14)のデータを用い、0.75/100rad. 以降では、H-No.5('14)と同じ配筋・寸法のH-No.5('13)のデータを用いる。

### 3. 実験結果

#### 3.1 梁のせん断力-変形角関係



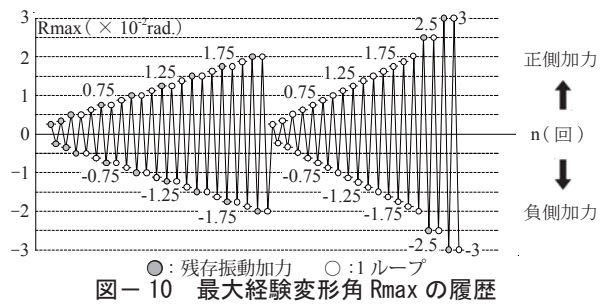
○: 最終の残留変形角  $rRe$ , ●: 下端普通鉄筋降伏, ▲: 上端普通鉄筋降伏, ◆: ダンパー筋降伏, □: 上端高強度鉄筋比例限界, ■: 上端高強度鉄筋降伏

図-11に梁のせん断力-変形角関係を示す。正加力側と負加力側に分けて示している。N-No.2('11)とH-No.2('11)は文献1)の既往のスラブ無し試験体である。N-No.2('11)は主筋が全て普通鉄筋で、H-No.2('11)はH-No.5('14)と同じで上端筋が高強度鉄筋である。これらは正加力側だけを示している。図中の○は最終の残留変形角  $rRe$  の実験値を意味する。図中縦の一点鎖線は残留変形角の視覚的許容値 (1/400rad.) を示す。

H-No.5('14) は5/200rad. 以降、上端筋の高強度鉄筋が降伏したため  $rRe$  が許容値 (1/400rad.) を超えた。H-No.2('11)とH-No.5('14)の違いはスラブの有無である。スラブを設けたH-No.5('14)の方が剛性と降伏耐力が大きくなった。下端筋に減衰筋を配筋したH-No.8('14)は0.26/100rad. で減衰筋が降伏し、1.8/100rad. でその区間が引張破断した。普通鉄筋の下端筋は0.42/100rad. で降伏した。減衰筋が破断したことにより、破断した側の梁端の曲げ剛性が低下し、梁の反曲点はその梁端側に偏る曲げモーメント分布になり梁の鉛直剛性が低下する。これにより高強度鉄筋は最終変形まで降伏しないで、大変形域まで残留変形が抑制された。このメカニズムは文献3)で詳述しているの、そちらを参照されたい。

#### 3.2 残留変形の抑制状況

図-12に残存振動後の最終の変形角  $rRe$  と変形角の関係を示す。△は全ての主筋を普通鉄筋にした従来型梁で▲は上端筋を高強度鉄筋にした改良型梁である。改良型梁は、残存振動後の最終の残留変形が1/800rad. 以下になり、無視できる程度まで抑制できる。



●: 残存振動加力 ○: 1ループ

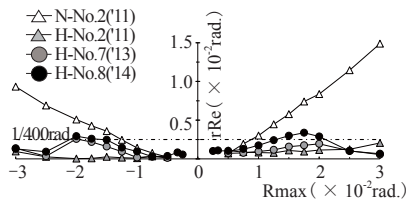
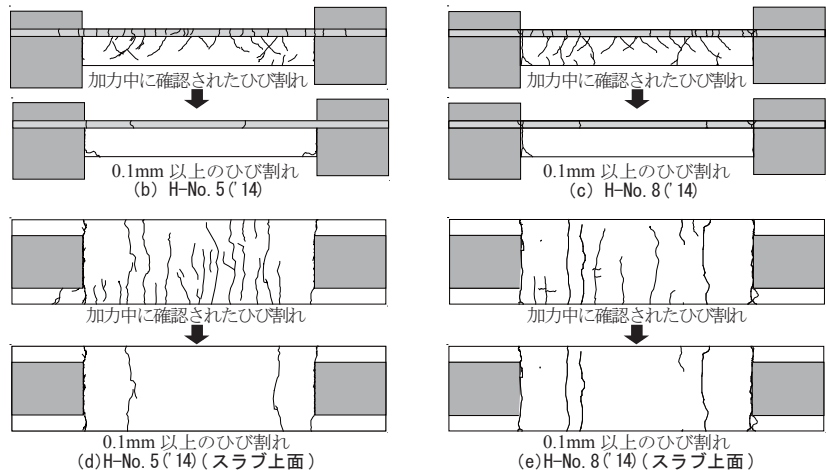


図-12 残留変形角-最大経験変形角関係



図-13 1/33rad. 経験後のひび割れ幅と幅0.1mm以上のひび割れ



●は減衰筋が設けられたものである。減衰筋が降伏し、ひずみ硬化域に達するため、残留変形が大きくなっている。●はスラブと減衰筋が設けられたものである。スラブが設けられると、更に残留変形が大きくなっている。減衰筋によりエネルギー吸収を促進すると、残留変形の抑制性能が低下することになる。一方、エネルギー吸収が大きいと建物の最大応答変形が抑制されて、その結果、残留変形も抑制される。減衰筋を設ける場合には、設計で目標とする最大応答変形と残留変形により適切に減衰筋の降伏区間の寸法を決定する必要がある。

### 3.3 損傷状況

図-13に加力中に確認されたひび割れと、最終の残留ひび割れ幅が0.1mm以上のひび割れを示す。比較のために図-13(a)にN-No.2(11)も示す。文献5)ではひび割れ幅の許容幅は0.3~0.4mmと示されており、試験体の縮尺1/4を考慮すると、本試験体では0.1mmになる。

N-No.2(11)は損傷を抑制しないで、全ての主筋に普通鉄筋を用いている。そのため図-13(a)に示すように上端側と下端側に同様の曲げひび割れが生じて両梁端のヒンジ領域に多くのひび割れが生じている。これに対してH-No.5(14)とH-No.8(14)では、梁スパン中央側の範囲の上端側に曲げひび割れが多数、生じている。これは上端側に高強度鉄筋を配筋したため、曲げの引張応力が大きくなることによる。

ヒンジ領域では梁端に曲げひび割れが生じたが、それ以外は生じていない。同梁でも平石らの方法によりヒンジ領域の損傷を抑制されることが確認される。図-13(b), (d)のH-No.5(14)と図-13(c), (e)のH-No.8(14)において0.1mm以上のひび割れもかなり抑制されている。これは上端筋の高強度鉄筋を大変形域まで弾性抵抗させたためである。

## 4. 降伏変形と破断変形

減衰筋は初期の変形から降伏してエネルギー吸収を開

始することが望まれる。図-14に減衰筋の降伏区間または普通鉄筋が降伏した時の変形角の分布を示す。既往の試験体も示している。◇◇が減衰筋で、○○が普通鉄筋である。薄塗りは正加力時で、白塗りは負加力時である。H-No.8(14)とH-No.7(13)に減衰筋が配筋されている。両者の違いは降伏区間の長さや径およびスラブの有無である。

### 4.1 減衰筋の降伏変形

降伏区間の長さは、H-No.8(14)の方がH-No.7(13)に対して約1.5倍と大きいにもかかわらず、降伏変形は同程度である。この原因は今後、検討が必要である。

### 4.2 下端筋の降伏変形

下端筋はH-No.8(14)が0.42/100rad.で、H-No.7(13)は0.5/100rad.で降伏している。H-No.8(14)はスラブがあり、H-No.7(13)はスラブがない。スラブがあると左右の梁端の曲げ特性が加力方向で異なり、梁の反曲点が、下端筋が曲げ引張になっている梁端側に移動する。梁の左右のスタブは並行に維持されているので、その梁端に曲率が集中しやすくなり、下端筋の降伏変形が早まる。示した既往の試験体でも、この傾向が確認できる。

H-No.2(11)とN-No.2(11)はスラブを設けていない。上端筋が高強度鉄筋か普通鉄筋かの違いである。鉄筋径が同じであれば鉄筋のヤング係数は同じであるので、普通鉄筋の下端筋が降伏する変形は変わらないことになり、これは実験結果と対応している。

### 4.3 減衰筋の破断変形

H-No.8(14)は±1.8/100rad.で降伏区間が破断した。これ以降は、エネルギー吸収量が低下する。一方、降伏区間が短い既往のH-No.7(13)は+2/100rad.で破断した。

一般には降伏区間が短い方が降伏区間の破断変形は小さく考えられる。しかし、その現象は逆転している。この原因も今後、検討が必要である。

## 5. エネルギー吸収量

### 5.1 スラブ筋と減衰筋によるエネルギー吸収量

図-16にスラブの有無の違いによるエネルギー吸収量の推移を比較したものを示す。縦軸をエネルギー吸収量とし、横軸を各グループの目標変形角  $R_{max}$  としている。エネルギー吸収量は図-15の斜線の面積の和とした。

図-16において実線で結ばれた試験体は実験値である。薄塗りの記号はスラブを設けていないことを意味し、黒塗りはスラブを設けていることを意味する。

H-No.2(11)( $\Delta$ :スラブ無し)とH-No.5(13)( $\blacksquare$ :スラブ有り)の違いはスラブの有無である。スラブ筋の降伏によりエネルギーを吸収するため、H-No.2(11)( $\Delta$ )よりH-No.5(13)( $\blacksquare$ )がエネルギー吸収量が大きくなる。

H-No.5(13)( $\blacksquare$ :減衰筋無し)とH-No.8(14)( $\bullet$ :減衰筋有り)の違いは減衰筋の有無である。減衰筋の降伏によりエネルギーを吸収するため、H-No.5(13)( $\blacksquare$ )よりH-No.8(14)( $\bullet$ )の方がエネルギー吸収量が大きくなる。

減衰筋による増加量をスラブの無いH-No.2(11)( $\Delta$ )に加算すると、スラブを設けていない梁に減衰筋を配筋した場合のエネルギー吸収量の推移を推定できる。この推定した梁を○で示す。これは次節の考察で用いる。

### 5.2 減衰筋によるエネルギー吸収量の補完効果

提案している改良型梁は上端筋を大変形域まで降伏させないため、エネルギー吸収量が低下する。降伏する鉄筋は下端筋だけである。上端筋と下端筋の量が同じであれば、降伏する鉄筋量から判断すると、降伏によるエネルギー吸収量は50%へ減少すると推測される。しかし、文献3)で示しているメカニズムにより改良型梁では75%は発揮され、従来の梁に較べると25%の減少に留まる。

この場合のエネルギー吸収量の推移を図-17に示す。三角記号のH-No.2(11)( $\Delta$ )とN-No.2(11)( $\triangle$ )はスラブを設けていない梁で、 $\Delta$ は上端筋を高強度鉄筋にした改良型梁で、 $\triangle$ は主筋を全て普通鉄筋にした従来型梁である。両者には前述のように差が生じている。丸

の記号は減衰筋を配筋した梁に相当する。○は図-16の記号と同じデータである。○はH-No.2(11)( $\Delta$ )にH-No.8(14)( $\bullet$ )の減衰筋を設けた場合の推定である。これらの梁では下端筋は普通鉄筋D10が2本で、減衰筋が2本である。○は既往のH-No.7(13)である。これらの降伏区間の寸法は図-3のものである。

H-No.7(13)( $\circ$ )の降伏区間の降伏耐力はH-No.2(11)( $\Delta$ )の下端筋D10の90%であるが、エネルギー吸収量は1.5/100rad.までは同程度でそれ以降は改良型梁H-No.2(11)( $\Delta$ )を上回っている。また○の試験体の減衰筋の降伏耐力は下端主筋D10の1.18倍である。エネルギー吸収量は0.75/100rad.までは従来型梁N-No.2(11)( $\Delta$ )と同程度でそれ以降は上回っている。減衰筋を設けた梁のエネルギー吸収量が急増する理由は、降伏区間に変形を集中させ、早い変形レベルからひずみ硬化が生じて減衰筋に大きな応力が生じるためである。

以上のことから、改良型梁で懸念されたエネルギー吸収量の低下は、下端筋の一部に減衰筋を配筋し、その降伏区間の寸法と断面積を調整することにより改善できる。

### 5.3 初期変形でのエネルギー吸収量と等価粘性定数

図-18に初期変形でのエネルギー吸収量の推移を示す。0.5/100rad.以前ではスラブ付き試験体と比較している。減衰筋が降伏することによりエネルギー吸収量が増加している。0.5/100rad.以降はスラブを設けていない試験体と比較している。○は図-16で示した同記号のデータである。改良型梁にH-No.8(14)の減衰筋を設けた場合に発揮すると推定されるデータである。改良型梁に減衰筋を配筋すると、主筋が普通鉄筋の従来型梁と同程度以上のエネルギー吸収性能を発揮することになる。

図-19に等価粘性減衰定数  $h_e$  を示す。改良型梁H-No.2(11)( $\Delta$ )、H-No.5(13)( $\blacksquare$ )はスラブの有無により  $h_e$  は異なるが、変形が増加してもほぼ一定となっている。

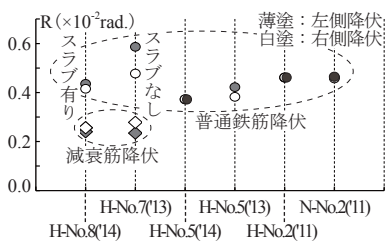


図-14 下端筋の降伏変形

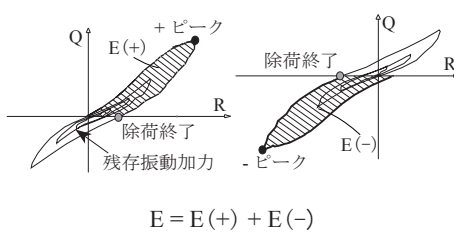


図-15 エネルギー吸収量の算出

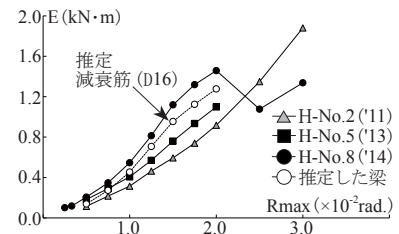


図-16 減衰筋を配筋した場合のエネルギー吸収量の推定

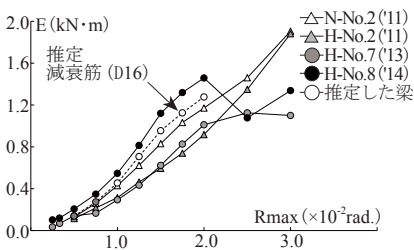


図-17 エネルギー吸収量の推移

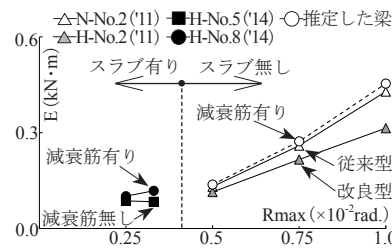


図-18 初期変形のエネルギー吸収量の推移

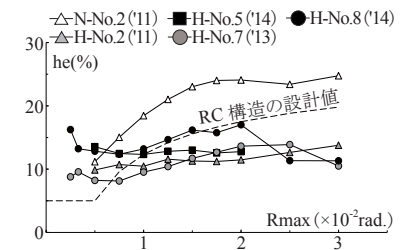


図-19 等価粘性減衰定数

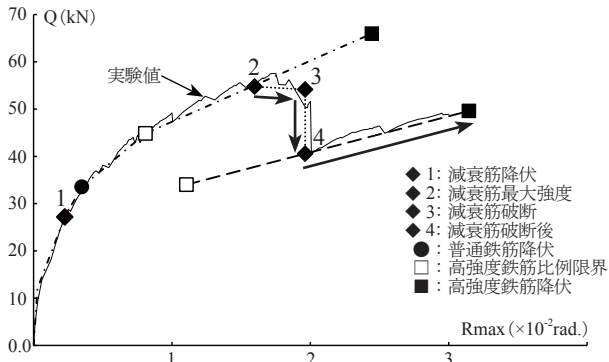


図-20 計算によるH-No. 8(14)のせん断力-変形角関係

従来型梁 N-No.2(11)(△)は0.5/100rad.で降伏して、以降、変形の増加に伴って $h_e$ が1.5/100rad.まで急増した。

●○のデータは減衰筋を配筋した試験体である。減衰筋の降伏区間の径により $h_e$ は異なるが、0.75/100rad.から変形増加に伴い比較的、緩やかに増加している。

## 6. 梁のせん断力-変形角関係の評価

### 6.1 せん断力-変形角関係

図-20に計算による梁のせん断力-変形角関係の包絡線と実験の結果を比較して示す。減衰筋を設けたH-No.8(14)の正加力側を示している。一点鎖線が計算結果で、細い実線が実験結果である。計算は高強度鉄筋の降伏までを結んでいる。計算方法は、梁を材長方向にヒンジ区間、曲げひび割れ区間、弾性区間に分け、各区間のモーメント-曲率関係を算出して、梁のせん断力と両梁端の境界条件を満たす梁の曲げモーメントと曲率分布を特定する一般的な方法である。曲げ変形成分だけを考慮し変形を算出した。詳細は文献1)を参照されたい。

下端筋が降伏する時点では減衰筋の降伏区間は降伏しているとした。減衰筋が破断する直前までは一点鎖線の関係は実験の包絡線をほぼ推定している。破線の関係は、下端筋の減衰筋が引張抵抗しないものとして求めた計算結果である。減衰筋の破断後はその関係に近づいている。

### 6.2 減衰筋の降伏変形と破断変形

図-20の番号は減衰筋が降伏した以降の図-21の時点計算した時点である。図-21は降伏区間の応力-ひずみ関係をモデル化したものである。降伏区間の降伏ひずみは図-3の材料試験の値とし、破断ひずみを20%とした。また文献4)で示されているデータで引張強度時の破断ひずみと同程度の破断ひずみの値でもある。

図-22に示すように下端筋の普通鉄筋で付着を無くした区間S(100mm)では減衰筋も一定の引張力として、降伏区間(区間長さ $W_o$ )の応力-ひずみ関係を図-21の関係として残り区間(区間長さ $W_e$ )を弾性として区間Sでの見掛けの応力-ひずみ関係を算出した。上端筋の高強度鉄筋の取り扱い文献3)の方法に従った。減

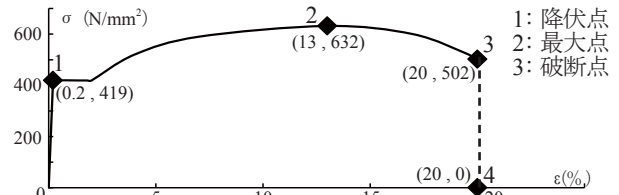


図-21 減衰筋(D 16)の応力-ひずみ関係(降伏区間)

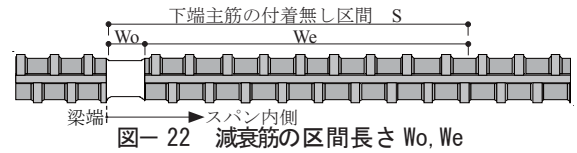


図-22 減衰筋の区間長さ $W_o, W_e$

衰筋の降伏区間の各時点の応力とひずみに対応する梁端のモーメントと曲率を算出し、反曲点の距離を変数として、梁の曲率分布をモデル化した。梁の反曲点を境界に、左右の範囲の曲率の積分値が等しいとして、反曲点を求めた。これにより曲率分布も定まるので、この曲率分布による曲げ変形成分を梁の変形とした。

図-20の◆1は降伏時で、◆3が破断直前で、◆4が直後である。計算値は降伏変形と破断変形の実験値を概ね推定している。

## 7. まとめ

- (1) 減衰筋は0.25/100rad.で降伏し、下端の普通鉄筋は0.4~0.5/100rad.で降伏した。減衰筋の降伏は普通鉄筋に較べ、早まった。
- (2) 従来の梁に較べて劣る改良型梁のエネルギー吸収性能を、減衰筋の断面積の調整により補完できる。
- (3) 残留変形は、減衰筋を降伏させることにより大きくなる。梁の変形角が1.75/100rad.を超えると許容限界値(1/400rad.)を上回る結果となった。しかし、減衰筋は小さな変形からエネルギー吸収を発揮し、最大応答変形を抑制してこれに伴い残留変形も抑制できるため、振動応答に基づく性能評価が必要になる。
- (4) 提案した方法により減衰筋の降伏変形と破断変形を概ね評価できる。

## 参考文献

- 1) 古賀武司, 塩屋晋一, 武矢直子: 残留変形抑制機構を部材内部に内蔵するRC梁の残留変形を抑制する条件の検証, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.2, pp217-222, 2012.7
- 2) 平石久廣ほか: 降伏機構分離型鉄筋コンクリート造の開発(梁の耐震実験) 日本建築学会構造系論文, 第580, pp.99-104, 2004.6
- 3) 公文祐斗, 塩屋晋一, 川添敦也, 阿部友樹: 制震性能を部材内部に内蔵する鉄筋コンクリート造梁の加力実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, pp169-174, 2014.7
- 4) 梅村魁: 異形鉄筋コンクリート設計法, 技報堂, p.2
- 5) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説 2010, 第2刷, p.56