

論文 上端筋の一部に高強度鉄筋を用いる鉄筋コンクリート梁の履歴性状

川添 敦也*1・塩屋 晋一*2

要旨: 鉄筋コンクリート梁の上端主筋に高強度鉄筋を用いることにより、建物全体に制震構造に近い履歴特性をもたせ、大地震後の残留変形が抑制できる。上端筋をすべて高強度鉄筋に置き換えた場合、建物の大変形時に部材力が上昇するため、結果的に層せん断力が上昇し、柱のせん断設計が困難になる可能性がある。梁の上端筋の一部を高強度鉄筋に置き換えることにより、残留変形を許容の範囲に抑制しながら層せん断力の上昇を抑えられる可能性がある。加力実験の結果により、提案する梁の履歴特性および有効性について明らかにした。さらに、提案している解析モデルを使った応答解析を行い、実験結果を精度よく再現した。

キーワード: 残留変形, 損傷抑制, 高強度鉄筋, 二次剛性, 制震構造

1. はじめに

大地震により最大層間変形角が $1/50\text{rad}$ に達しても、損傷を軽微に留め、残留層間変形角を $1/400\text{rad}$ 未満に抑制する鉄筋コンクリート（以後、RC）造建物の設計方法を開発している。上端筋に高強度鉄筋を用いた RC 造の梁（以後、改良型）にせん断力を加えると、大変形時も高強度鉄筋は弾性を保つため、普通鉄筋が降伏した後もせん断力が上昇する。このような梁を RC 造の建物に使用すると、地震時に RC フレームが崩壊形を形成した後も制震構造と同様の二次剛性を発揮し、残留変形の抑制効果が期待できる¹⁾。

RC 梁の上端筋をすべて高強度鉄筋とした場合、大変形後も残留変形はほとんど生じない。しかし、このような梁を有する建物が地震により大変形すると、降伏後の梁の部材力の上昇に伴い層せん断力が大きく上昇する。その結果、柱のせん断補強が通常の建物以上に必要になり、さらに柱のせん断設計が困難になる可能性がある。

残留変形を許容の範囲内に抑制しながら層せん断力の上昇を抑えることを目的として、上端筋の一部を高強度鉄筋に置き換えた RC 梁を提案した。従来の普通鉄筋だけを用いた梁（以後、従来型）の試験体および上端筋をすべて高強度鉄筋に置き換えた試験体については、すでに加力実験の結果が報告されている²⁾。本研究では、それらの実験結果と比較できるように、上端筋の高強度鉄筋の割合を、25%および50%とした2体の試験体について加力試験を行った。

さらに、フレームの動的解析に使用する梁の解析モデルについて検討を行う。従来型および上端筋をすべて高強度鉄筋とした場合の解析モデルを実験結果に基づいて作成し、解析値は実験値を概ね再現している³⁾。同様の解析モデルを上端筋の一部を高強度鉄筋を使用した試験体に適用し、解析を行った。

以上の加力試験および解析の結果について報告する。

2. 実験概要

2.1 試験体

図-1 に試験体の形状寸法および配筋を示す。試験体は、H-No.11('18)および H-No.12('18)の2体である。H-No.11('18)は4本の上端筋のうち1本を高強度鉄筋、H-No.12('18)は2本を高強度鉄筋としている。H-No.2('11)および N-No.2('11)は、すでに実験結果を報告した試験体である²⁾。H-No.2('11)は4本の上端筋をすべて高強度鉄筋とした試験体であり、N-No.2('11)は主筋をすべて普通鉄筋とした従来型の試験体である。

図-2 に H-No.11('18)および H-No.12('18)の梁端部の詳細を示す。H-No.2('11)の詳細は、せん断すべり防止筋が無い以外は、これらの試験体と同様である。改良型の3体は、塑性ヒンジ領域の損傷抑制のための対策⁴⁾を施している。材端の100mmの区間は、自己融着テープを巻くことにより主筋とコンクリートの付着を無くしている。この工法により、大変形時に梁のスタブフェイス部にひび割れが集中し、塑性ヒンジ領域のコンクリートの劣化を防ぐことができる。一方、スタブフェイス部のひび割れ幅が大きくなるため、この部分にせん断すべりが集中する可能性がある。H-No.11('18)および H-No.12('18)については、ヒンジ領域のせん断すべりを抑制するために、端部の梁せいの中央にみがき丸鋼(2- ϕ 13)を設けた。

梁端の上端にはひび割れ防止筋(4-D10)、下端には圧縮抵抗筋(2-D13)を配筋した。圧縮抵抗筋は、ひび割れ防止筋を兼ねており、引張力を負担しないようにスタブのフェイス位置でカットオフされている。N-No.2('11)は損傷防止のための特別な措置は施していない。

表-1 に使用材料の力学的特性を示す。鉄筋は H-No.11('18)および H-No.12('18)に使用したものであり、N-No.2('11)および H-No.2('11)で用いた鉄筋の力学的特性については、今回の試験体と大きな差は無い。具体的な数値は、文献2)を参照されたい。

*1 鹿児島工業高等専門学校 都市環境デザイン工学科教授 博士(工学) (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)

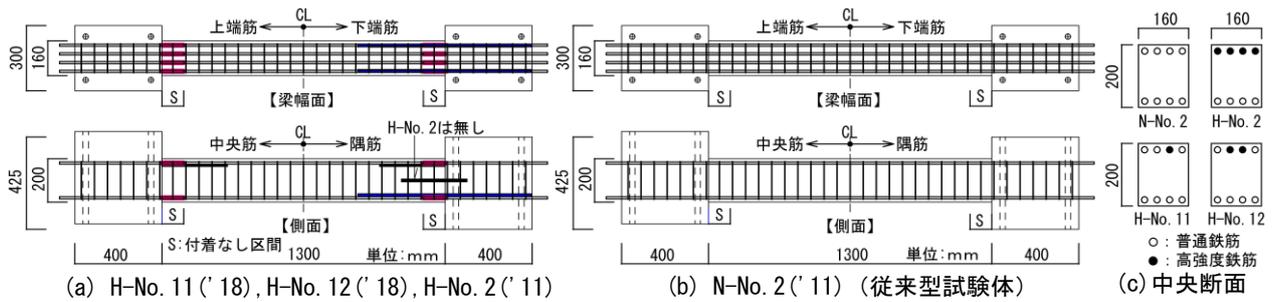


図-1 試験体の形状と配筋

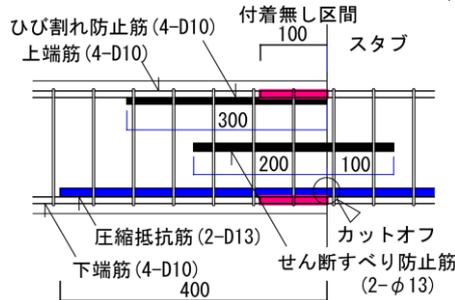


図-2 梁端部の詳細
(H-No. 11('18), H-No. 12('18))

表-1 使用材料の力学的特性 (単位: N/mm²)

コンクリート	試験体	$E_c (\times 10^4)$	σ_B	$c\epsilon_B (\%)$	
	N-No.2('11), H-No.2('11)	2.92	49.5	0.273	
H-No.11('18), H-No.12('18)	2.31	36.6	0.283		
鉄筋	種類	$E_s (\times 10^5)$	σ_p	σ_y	σ_u
	D10	1.95	—	366	522
	D10(H)	1.82	627	947	1150
	D13	1.95	—	340	491
	D3.5	1.87	—	459	565
$\phi 13$	1.93	494	572	642	

E_c : コンクリートのヤング係数, σ_B : 圧縮強度, $c\epsilon_B$: 圧縮強度時のひずみ度

E_s : 鉄筋のヤング係数, σ_p : 比例限界, σ_y : 降伏強度, σ_u : 引張強度

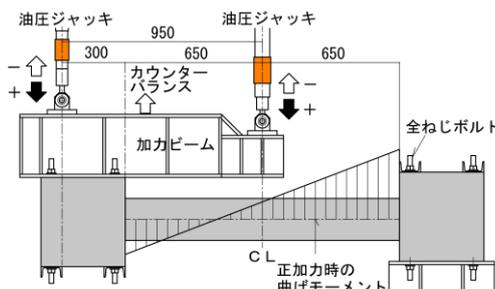


図-3 加力方法

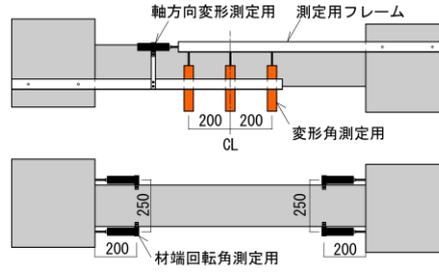


図-4 測定状況

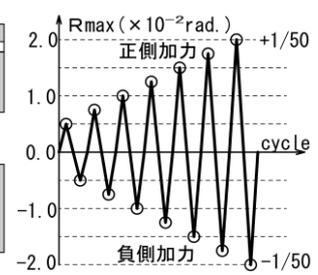


図-5 加力履歴

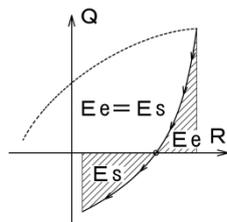


図-6 準静的加力

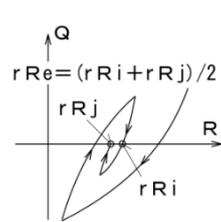


図-7 残留変形角 rRe

2.2 加力方法と測定方法

加力方法を図-3に示す。加力ビームを介して中央の油圧ジャッキにより加力し、両端のスタブを平行に保つために、左側の油圧ジャッキによりスタブの回転角を制御した。これらの2台のジャッキによる荷重を足し合わせることで、試験体に作用するせん断力が得られる。

図-4に変形の測定状況を示す。試験体の両端のスタブに測定用のフレームをボルトで固定し、変形角測定用の変位計を3台取り付けている。中央の変位計で左右のスタブの上下方向の相対距離を測定し、変形角を計算しており、左右2台の変位計の変位差から加力側のスタブの回転角を計算している。また、部材の軸方向と材端の

回転角を変位計で測定しており、鉄筋のひずみをひずみゲージにより測定している。

加力履歴を図-5に示す。試験体の変形角が $\pm 2 \times 10^{-2} \text{rad}$ に達するまで正負交番で漸増変形させた。それぞれの目標変形角 R_{max} に達した後の除荷時には、地震応答後の自由振動を想定した準静的加力(図-6)を行った。準静的加力は、除荷時に試験体から放出されるエネルギー E_e とその後の再加力時のエネルギー E_s が等しくなるように加力することにより、自由振動時のせん断力と変形の関係を静的に再現する加力方法である²⁾。

残留変形角の定義について図-7に示す。準静的加力を繰り返し行い、放出エネルギーが無視できる程度に小さくなった時の残留変形角 rR_j と、その半ループ前の残留変形角 rR_i の平均を、各目標変形角 R_{max} における残留変形角 rRe とした。

3. 実験結果

3.1 梁のせん断力と変形角の関係

図-8にせん断力 Q と変形角 R の関係を正側加力と負側加力に分けて示す。図中の Y は普通鉄筋が降伏した点

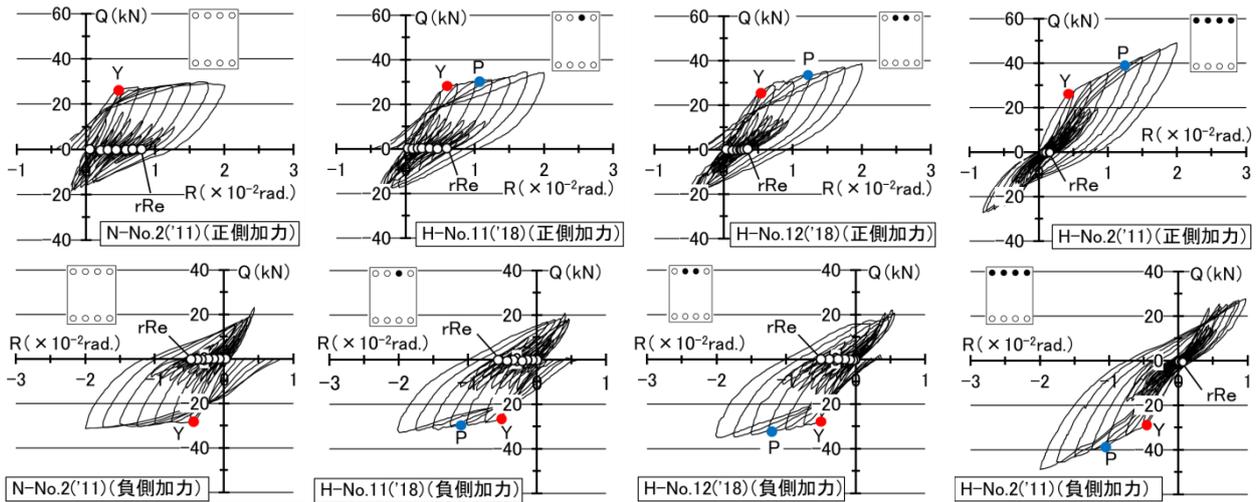


図-8 せん断力-変形角(Q-R)関係

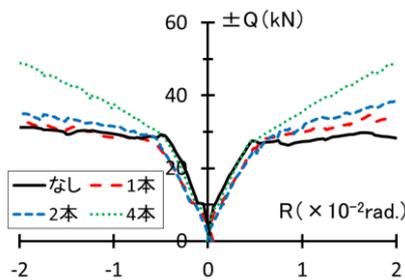
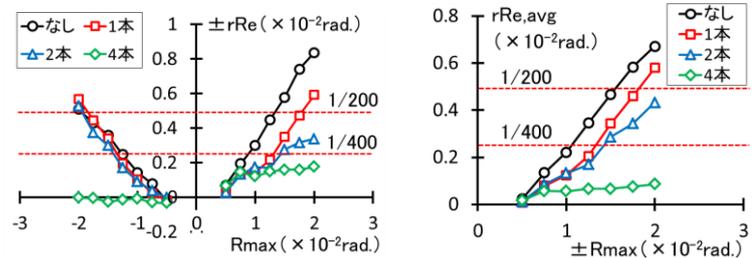


図-9 Q-R関係の包絡線



(a) 加力方向別

(b) 正負方向の平均

図-10 残留変形角-目標変形角(rRe-Rmax)関係

を、Pは高強度鉄筋が比例限界に達した点を示している。いずれの試験体も普通鉄筋が降伏した時のQは、正側加力と負側加力で概ね等しく、25~29kNである。その時のRは $0.46 \times 10^{-2} \sim 0.55 \times 10^{-2}$ rad.となった。改良型の3体の試験体では、高強度鉄筋が比例限界に達した時のRは、 $1.03 \times 10^{-2} \sim 1.25 \times 10^{-2}$ rad.であった。高強度鉄筋は、引張試験時の応力度-ひずみ度関係において、比例限界後も引張剛性は緩やかに低下するため、試験体のQ-R関係においても剛性が急激に低下することはない。

図-9に各試験体のQ-R関係の包絡線を示す。正側加力では高強度鉄筋量が多くなるほど二次剛性が増加しているが、負側加力では高強度鉄筋が4本の場合を除いて大きな違いは観られなかった。正側加力と負側加力の二次剛性比(=二次剛性/一次剛性)の平均は、高強度鉄筋の増加に伴い上昇し、高強度鉄筋が0本、1本、2本、4本でそれぞれ2%、10%、15%、22%となった。

3.2 残留変形

残留変形角 rRe と目標変形角 Rmax の関係を図-10(a)に示す。いずれの試験体においても、Rmax の増加に伴い rRe は増加する。正側加力では高強度鉄筋の割合が多いほど rRe が抑制されたが、負側加力では高強度鉄筋が4本の場合を除いてほとんど差が無かった。試験体の製作精度や準静的加力のわずかな違いにより、正負の残留変形に偏りが生じたと考えられる。正側と負側の

rRe の大きさの平均値と Rmax の関係を図-10(b)に示す。Rmax が $\pm 2 \times 10^{-2}$ rad.の時、従来型と比較すると、高強度鉄筋が1本の場合で14%、2本の場合で36%、rReの平均値は抑制された。

3.3 梁端の曲げモーメントと回転角の関係

図-11に左右の梁端の曲げモーメントMと回転角 θ の関係を示す。Mは、2台のジャッキによる荷重およびジャッキの加力点からスタブフェイスまでの水平距離から求めた。 θ は左右の梁端に2台ずつ取り付けられた変位計の値から求めた。梁の上端が引張りになるときのMと θ を正側としている。図中の re^{+2} および re^{-2} は、それぞれRmaxが 2×10^{-2} rad.および -2×10^{-2} rad.から除荷して、準静的加力が終了した点を示している。

下端が引張りの時のM- θ 関係は、いずれの試験体でも引張鉄筋がすべて普通鉄筋となるため、従来型と改良型のループの形状に大きな違いは無い。上端が引張りの時は、改良型のループの形状は、高強度鉄筋が弾性を保つことにより従来型よりも細長くなる。

H-No.11('18)およびH-No.12('18)では、右端に比べて左端の正側の二次剛性が小さくなった。これは2体とも左側のスタブで高強度鉄筋の定着が十分でなく、定着部全体の抜出しが生じた為と考えられる。梁の左端の高強度鉄筋が引張側になるのは、負側加力の時である。結果的に、Q-R関係の二次剛性(図-9)および残留変形(図

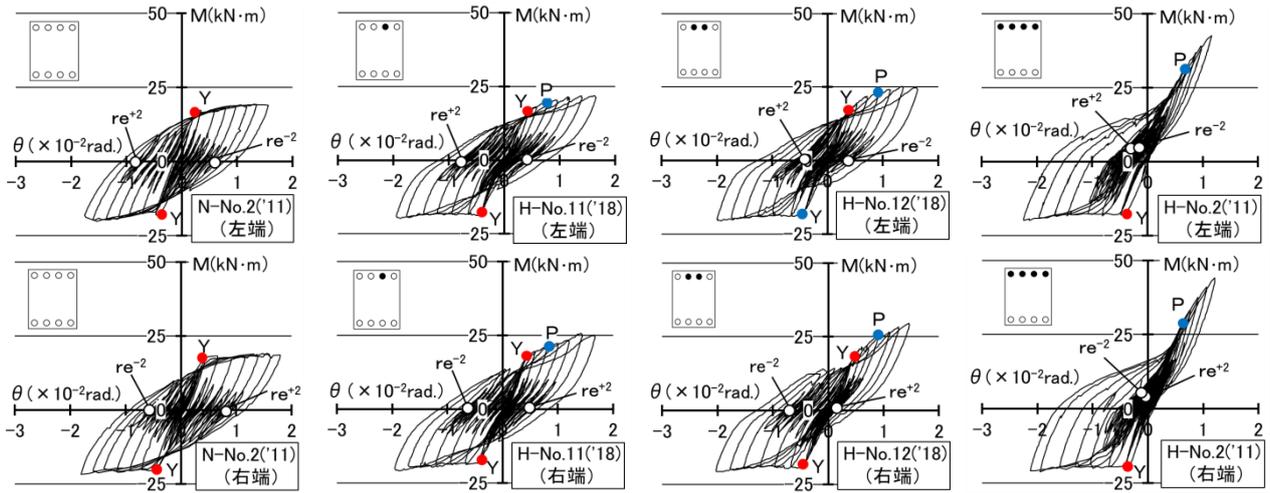


図-11 曲げモーメント-回転角(M-θ)関係

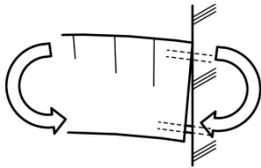
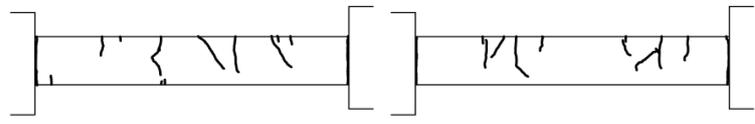


図-12 H-No. 2('11)の残留応力



(a) H-No. 11('18)

(b) H-No. 12('18)

図-14 加力終了後の残留ひび割れ

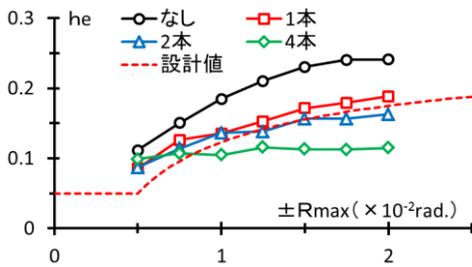


図-13 等価粘性減衰定数 he

ー10(a)は、負側加力時に高強度鉄筋の効果が小さくなり、従来型の値に近づいたと考えられる。

H-No.2('11)の re^{+2} および re^{-2} では、約 $4kN \cdot m$ の残留応力が生じた。上端の高強度鉄筋が弾性を保つ一方で、下端の普通鉄筋が引張側に塑性変形することにより、図-12に示すように梁全体に上端引張の曲げモーメントが生じたためである。上端筋の一部に高強度鉄筋を使った H-No.11('18) および H-No.12('18) では、このような残留応力は明確には生じなかった。

3.4 エネルギー吸収と等価粘性減衰定数

降伏する普通鉄筋を高強度鉄筋に置き換えると、履歴ループにおけるエネルギー吸収は減少するが、左右の梁端の回転性能の違いから、その置き換えた割合ほど低下しない⁵⁾。しかし、等価粘性減衰定数 he を評価すると、高強度鉄筋に置き換えることによりピーク時のせん断力が増加するので、高強度鉄筋の割合が多くなるほど he は減少する。図-13に he と目標変形角 R_{max} の関係を示す。従来型の he は、 R_{max} が $\pm 2 \times 10^{-2} rad.$ の時、設計値を38%上回る。高強度鉄筋が4本の場合、 R_{max} に関係なく、 he はほとんど変化せず、 R_{max} が $\pm 2 \times 10^{-2} rad.$ では設計値を34%下回る。一方で、上端筋の一部を高強

度鉄筋とした場合、 R_{max} が $\pm 1 \times 10^{-2} rad.$ 以上では、設計値とほぼ同程度の値を示した。

3.5 損傷状況

図-14に H-No.11('18) および H-No.12('18) の加力終了後の残留ひび割れの状況を示す。残留ひび割れに関しては、高強度鉄筋が1本と2本の場合で大きな差は観られない。塑性ヒンジ領域のひび割れは、損傷抑制の効果によりスタブフェイスに集中しており、1mmを超える残留ひび割れが生じた。それ以外の残留ひび割れは0.15mm未満であり、上端に集中している。これは普通鉄筋が降伏した後の反曲点の位置が、梁の中央よりも下端が引張となる材端の方向へ近づくため、上端が引張になる領域が広がるためである(図-3)。

4. 解析

従来型の N-No.2('11) と、上端筋がすべて高強度鉄筋の試験体 H-No.2('11) の解析については、実験結果を精度よく再現できる解析モデルを提案している³⁾。同様の方法により、H-No.11('18) および H-No.12('18) の解析を行った。

4.1 解析モデル

解析モデルを図-15に示す。梁の両端の塑性ヒンジ部分をマルチスプリング(以後、MS)、梁のせん断変形をせん断パネ、スタブからの鉄筋の抜出しを回転パネでモデル化した。これらを除く部分は弾性要素としている。大変形時のひび割れによる曲げ剛性の低下を考慮し、弾性要素の断面二次モーメントは、あらかじめ低減している。解析モデルの詳細については、回転パネの設定方法の一部を除いて文献3)と同様である。

MSの長さは梁せいの1/2とした。MSの鉄筋とコン

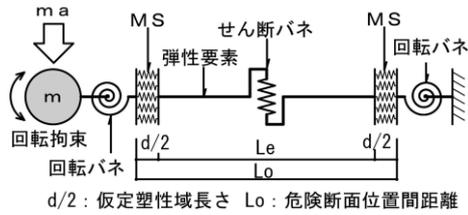


図-15 解析モデル

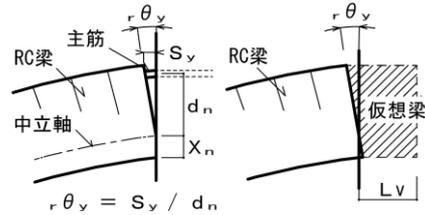


図-16 仮想の梁

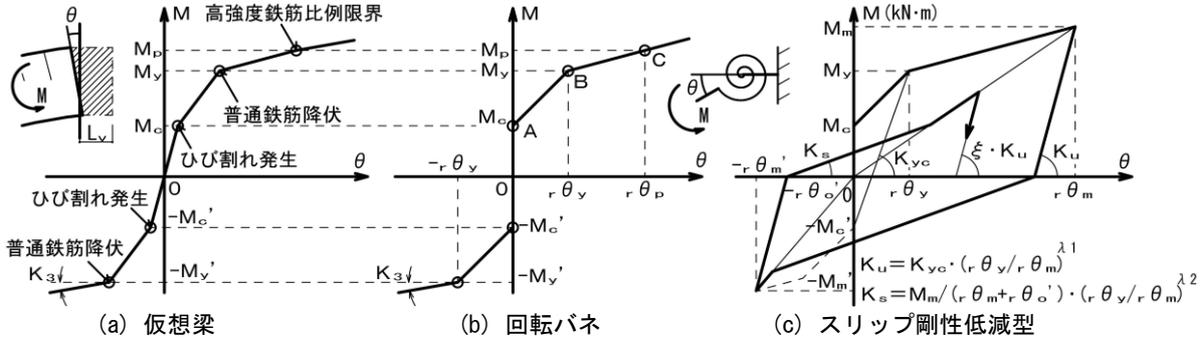


図-17 仮想梁と回転バネによる鉄筋の抜出しのモデル化

クリートの復元力特性は、それぞれ修正 Ramberg-Osgood 型⁶⁾と曲線剛性低減型⁶⁾とした。パラメータは材料試験の結果を基に設定している。

接合部からの主筋の抜出しによる材端の回転を、回転バネでモデル化した。鉄筋の抜出しを回転バネにモデル化するために、一旦、図-16に示すように仮想の梁（以後、仮想梁）に置き換える。仮想梁は、部材と同じ断面を持ち MS でモデル化されている。鉄筋の降伏時の抜出し量 S_y による材端の回転角 $r\theta_y$ と同じ回転角になるように、仮想梁の長さ L_v を決定している。 S_y は計算式により求められる³⁾。増分解析による仮想梁の曲げモーメント-変形角関係(図-17(a))を使って鉄筋の抜出しを回転バネ(図-17(b))にモデル化した。上端が引張側になる場合を正側としている。曲げモーメント M が、ひび割れが発生する M_c に達するまで、鉄筋の抜出しはほとんど生じないため、回転バネは変形しないこととした。回転バネの正側の $M-\theta$ 関係は、図-17(b)の原点から A 点 ($0, M_c$) と B 点 ($r\theta_y, M_y$), C 点 ($r\theta_p, M_p$) を直線で結び、C 点以降は BC 間を延長することにより、トリニアにモデル化した。高強度鉄筋が比例限界に達した時の回転角 $r\theta_p$ は、 $r\theta_y$ と同様の方法で求められる。負側の $M-\theta$ 関係については、普通鉄筋が降伏するまでは正側と同様であり、降伏後の剛性は、仮想梁の降伏後の剛性 K_3 と同じ値とした。回転バネの復元力特性は、スリップ剛性低減型⁶⁾(図-17(c))とした。パラメータの設定方法は文献 3)の方法による。

せん断バネは、梁が降伏するまでは弾性変形し、降伏後は曲げによる部材角の $1/3$ のせん断ひずみが発生するように、剛性を設定した。せん断バネの復元力特性は、トリリニアスリップ型⁶⁾(図-18)としている。

4.2 解析方法

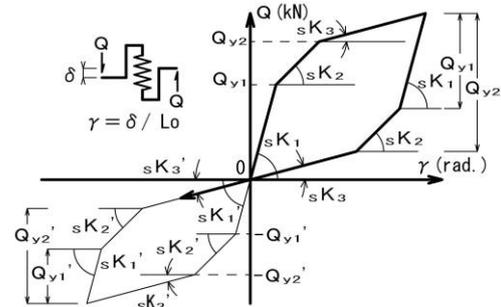


図-18 トリリニアスリップ型

弾塑性解析プログラム SNAP を用いて時刻歴応答解析を行った。実験と同様の加力履歴になるように、梁の材端の質点に 0.1 秒間の加速度を 10 秒間隔で繰り返し与えた。加速度は目標の変形角になるように調整し、目標の変形角に達した後に自由振動させた。振動が収束した時点で残留変形が確定する。これを繰り返すことによって、実験と同様の加力履歴を再現した。減衰は瞬間剛性比例型とし、1 次の減衰定数は 5% とした。

4.3 解析結果

図-19 にせん断力 Q と変形角 R の関係を示す。目標変形角 R_{max} ごとに実験値と解析値を比較して示している。いずれの試験体でも R_{max} に関係なく、外ループの履歴は、ほぼ一致している。自由振動時の内ループの形状について比較すると、実験値よりも解析値の方が細くなっているが、残留変形角 rRe は近い値となった。

解析による H-No.11('18)および H-No.12('18)の降伏後のせん断ひずみは、曲げによる部材角の $1/3$ になるように設定している。この割合は、せん断すべり防止筋を配筋していない試験体の解析と同じである。解析による履歴ループは、せん断すべり防止筋の有無に関係なく、実験を良く再現している。従って、せん断すべり防止筋による変形の抑制効果は、小さかったと考えられる。

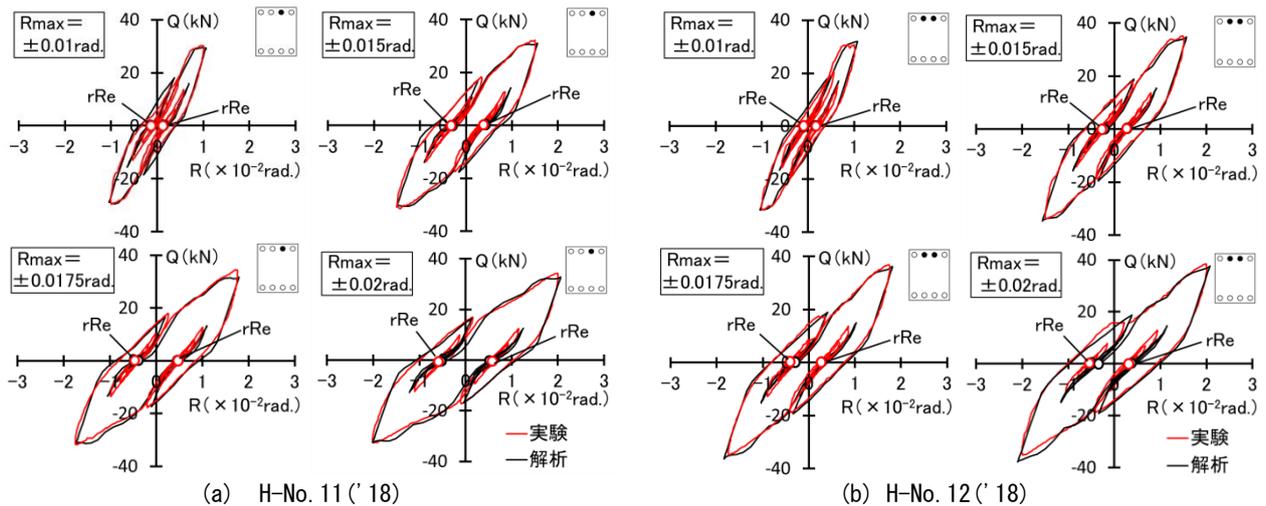


図-19 せん断力-変形角(Q-R)関係

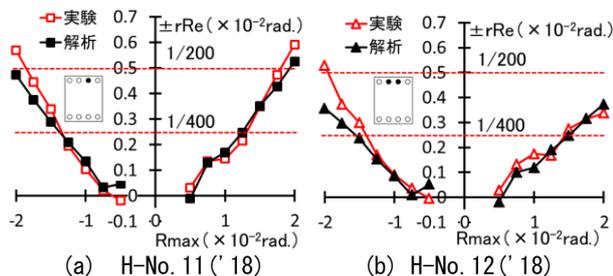


図-20 残留変形角-目標変形角(rRe-Rmax)関係

図-20に残留変形角rReと目標変形角Rmaxの関係を実験値と解析値を比較して示す。正側加力では、解析値と実験値は近い値となっている。一方、負側加力では、2体ともRmaxが -1.5×10^{-2} rad.以上で、rReの実験値が解析値を上回っており、Rmaxが大きくなるほど差が広がっている。これは、実験結果で述べたとおり、左側スタブに定着させている高強度鉄筋の全体の拔出しが原因と考えられる。高強度鉄筋の定着を確実にすることによって、解析値と実験値の差が小さくなると予想される。

5. まとめ

大変形時の部材力の上昇を抑えながら残留変形を抑制するために、上端の主筋の一部を高強度鉄筋に置き換えたRC梁を提案した。準静的加力による加力実験を行い、従来型の試験体および上端筋がすべて高強度鉄筋の試験体との比較を行った。さらに、提案している解析モデルを使って、加力履歴を再現した応答解析を行った。

- (1) 残留変形は上端の高強度鉄筋の割合が大きいかほど抑制された。目標変形角が $\pm 2 \times 10^{-2}$ rad.の場合で従来型と比較すると、上端筋の高強度鉄筋の割合が25%と50%の場合、正負の平均でそれぞれ14%および36%、残留変形は抑制された。
- (2) 試験体のせん断力と変形角の関係における二次剛性比は、高強度鉄筋の割合が大きくなるほど増加した。上端筋の高強度鉄筋の割合が25%と50%の場合で、

それぞれ10%および15%となった。

- (3) 試験体の負側加力の時の二次剛性および残留変形は、正側加力の時よりも高強度鉄筋の効果が小さかった。高強度鉄筋のスタブへの定着が十分でなかったことが影響したと考えられる。
- (4) エネルギーの吸収能力は、高強度鉄筋の割合が大きくなるにつれて低下する。しかしながら、上端の高強度鉄筋の割合を50%にした場合でも、等価粘性減衰定数は設計値と同等程度であった。
- (5) 上端筋の一部に高強度鉄筋を使用した場合でも、提案している解析モデルによって、実験値を精度よく再現することができた。

謝辞 本研究はJSPS 科研費JP17K06665の助成を受けたものです。

参考文献

- 1) 川添敦也, 塩屋晋一: 残留変形抑制機構を内蔵する鉄筋コンクリート造フレームの時刻歴応答解析, コンクリート工学年次論文集, Vol.40, pp751-756, 2018.7
- 2) 岡崎駿也, 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梁の実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.2, pp211-216, 2012.7
- 3) 公文祐斗, 塩屋晋一, 川添敦也: 残留変形抑制機構を内蔵するRC梁の解析モデルに関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.38, No.2, pp.223-228, 2016.7
- 4) 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集, 第580号, pp.99-104, 2004.6
- 5) 今村祐輔, 塩屋晋一: 高復元性と損傷抑制を有するRC梁に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.223-228, 2010.7
- 6) (株)構造システム: SNAP Ver.7テクニカルマニュアル