論文 残留変形抑制機能を内蔵する RC 梁の解析モデルに関する研究

公文 祐斗*1·塩屋 晋一*2·川添 敦也*3

要旨:RC造建物を対象にして大地震時に大変形を経験しても,残留変形を抑制する技術を開発している。 梁については、上端筋に高強度鉄筋を配筋することにより、下端筋の普通鉄筋が降伏した以降、高強度鉄筋 による二次剛性を発揮させ、制震構造と同様に残留変形を抑制する方法を提案している。本論では、その梁 のせん断力-変形関係の骨格曲線と、振動が減衰して残留変形が決定する際の履歴ループを再現できる解析 モデルと、その評価精度、および高強度鉄筋の量を変化させた場合の残留変形の抑制性能を検証している。 キーワード:残留変形、鉄筋コンクリート、高強度鉄筋,解析モデル、梁

1. はじめに

塩屋らは残留変形を抑制する設計方法を開発するため 柱と梁部材の加力実験¹⁾²⁾を行ってきた。今後,これら の部材を使用した建物での性能を明らかにする必要があ る。このためには、柱と梁の履歴特性ループを評価でき る解析モデルを構築する必要がある。

本論文で梁の解析モデルを述べ,その検証結果,およ び高強度鉄筋量を調整して二次剛性を変化させた場合の 残留変形抑制性能の解析結果について述べる。

2. 解析方針と解析モデル

2.1 解析方針

残留変形抑制機構を有する梁の履歴ループを再現でき る梁の力学モデルと抵抗要素の力学的特性のモデルを構 築する。梁の曲げ降伏から 1/50rad. までの残留変形とエネ ルギー吸収量を正確に評価できるようにする。解析には 任意形状骨組弾塑性解析プログラム³³を用いる。

2.2 解析で対象にした試験体の概要

図-1に対象にした試験体の形状と配筋を示す。試験 体は1/4 縮尺である。表-1に梁の断面リストを示す。 N-No.1, N-No.2 は主筋が全て普通鉄筋である。H-No.1, H-No.2 は上端に高強度鉄筋を配筋し,下端筋に普通鉄 筋を配筋している。下端筋が降伏した以降も上端筋は 1/50rad.まで弾性抵抗させることを意図している。配筋 の詳細と加力は文献1)を参照されたい。同実験では, 各サイクルの目標変形に達した直後から,自由振動させ て振動が治まる時点の残留変形を特定する準静的加力を 行い,その時の履歴ループを詳細に測定している。





2.3 梁の解析モデル

図-2に梁のバネモデルを示す。両側の梁端にヒンジ を設け、ヒンジ区間はモーメントと曲率が一様として、 マルチスプリングモデルを用いた。ヒンジ長さは梁せい の1/2とした。左右のヒンジの間を中間区間とした。

中間区間は一定の曲げ剛性とせん断剛性および軸剛性 を有する単軸バネモデルを用いた。梁端では曲げ降伏後, 鉛直方向のせん断すべりが急増する。この変形を考慮す るために中間区間にせん断バネを設けた。また梁端では, 曲げ引張側の主筋がスタブから抜け出し,これにより回 転角が生じる。この回転角を考慮するため,梁端に回転 バネを設けた。ただし,材端の回転バネには材長はなく 回転特性だけを与えた。詳細は**文献 3)**を参照されたい。

ヒンジの断面は表-1の断面位置Aの断面とし,中 央区間は断面位置Bの断面とした。上端の補助筋は考 慮しなかった。図-2の節点0に質量(10t)を置き,そ れに加速度を加えて実験の加力履歴を再現し,応答解析 を行った。節点0は回転角だけを拘束し,節点1は固定 とした。瞬間剛性比例型減衰を用い,減衰定数を5%と した。これは解析の振動の終了時間を早めるために設定 した。残留変形に影響がないことを確認して設定した。

2.4 ヒンジ区間の構成材料の応力 – ひずみ関係

(1) コンクリートの応力 - ひずみ関係と履歴ループ則 コンクリートはせん断補強筋に囲まれた部分をコアコ ンクリートとし、その他の部分はカバーコンクリートと した。図-3に仮定したコンクリートの応力-ひずみ関 係を示す。圧縮側の圧縮強度までは材料試験の結果に合 わせた。コンクリートの引張は、引張強度に達した後は 抵抗しないものとした。コアコンクリートは圧縮強度以 降、圧縮強度を維持するものとした。カバーコンクリー トは圧縮強度に達した後、直線的に低下するものとして 圧縮強度時のひずみの5倍のひずみ(5・ε₀)で応力を零 とした。繰り返しの履歴規則は曲線剛性低減型を用いた。 設定した復元力特性係数のφとγは除荷、再載荷の履歴 ループを表す係数で、デフォルト値の零とした。

(2) 鉄筋の応カ-ひずみ関係と履歴ループ則

図-4に仮定した鉄筋の応力-ひずみ関係を示す。 正と負が対称のトリリニア型とした。圧縮抵抗筋は引 張抵抗しないものとした。履歴ループは修正 Ramberg-Osgood 型を用いた。復元力特性係数 φ , γ , および普通 鉄筋の降伏後の剛性は, 丸鋼の繰り返し引張試験結果 に基づいて決定した。図-5に丸鋼(SS400,直径10mm) の繰り返し試験結果と解析の結果を比較して示す。降伏 後の剛性をヤング係数 Es の 1.3% とし,復元力特性の 係数 φ を 0.45 とし,係数 γ を 10 として解析した結果が, その丸鋼の試験結果を精度よく推定できた。解析ではそ れらの値を用いた。圧縮抵抗筋の履歴ループはトリリニ ア逆行型を用いた。**表-2**に仮定した特性値を示す。

2.5 梁端の回転バネ

試験体では梁端の左右にスタブが設けられている。梁

端に曲げモーメントが生じると,主筋がスタブから抜け だす。これにより梁端には回転角が付加される。抜け出 しは曲げモーメントの曲げ引張域の引張力により生じ る。図-7のように梁端の回転バネは梁端のモーメント と抜け出しにより付加される回転角の関係でモデル化し た。そのモーメント - 回転角関係を以下のように設定し た。基礎スタブからの引張鉄筋の抜け出し量と,スタブ との境界面での鉄筋のひずみの関係は石橋ら⁴⁾の式(1) によるものとした。まず,引張鉄筋に所定のひずみ s^E が生じた時のスタブからの鉄筋の抜けだし量を求める。

スタブと梁端の境界の断面の回転中心は図-8に示す ように曲げ降伏時のヒンジ区間の中立軸位置とする。そ の境界の断面の回転角は式(3)で表される。

Sy=7.4· α y·se·(2+3500·se)/(Fc ^{2/3})· Φ	(1)
$\alpha y=1+0.9 \cdot e^{0.45 \cdot (1-C_S/\Phi)}$	(2)
$\theta = Sy/(d - Xn)$	(3)
ここで, Sy: 抜け出し量 (cm), sɛ: 鉄筋の	ひずみ
Φ: 鉄筋径 (cm), Fc: コンクリート強度 (N	I/mm ²)
Cs: 鉄筋間隔 (cm), θ: 回転角 (rad.)	
Xn:中立軸位置, d: 有効せい	

式(1)を用いて上端の鉄筋が,普通鉄筋の降伏ひずみ に達する時のモーメント(Mny)と,高強度鉄筋の比例限 界のひずみに達する時のモーメント(Mp)および,下端 の普通鉄筋が降伏ひずみに達する時のモーメント(My) における,引張鉄筋の抜け出し量を求める。

開発する梁では、上端の高強度鉄筋は比例限界までを 対象にするので、式(1)で抜け出し量を評価できる。し かし、下端の普通鉄筋は引張降伏した以降も対象にする ので、その降伏した以降の抜け出し量は式(1)を用いて 評価できない。ここでは図-9(a)のようにスタブ内に 仮想長さの梁を仮定して、そこの M-0 関係と、普通鉄 筋が降伏した以降、スタブから抜け出すことにより生じ る梁端の境界断面の M-0 関係が、等しいと仮定する。 その仮想の梁の断面は梁端と同じとする。その区間で 生じるモーメント分布と曲率分布は一様とする。仮想の 梁の断面の曲げ解析を行い,降伏時の曲率と仮想の梁の 長さLを乗じた値が,式(3)で求められる普通鉄筋の降 伏時の回転角に等しいものとして,仮想長さLを求め る。その仮想長さLの値を曲げ解析の曲率に乗じた値を, 仮想の梁で生じる回転角として,M-0関係を図-10の ように求める。同図のbKm3は図-7の第三象限の,下 端筋の普通鉄筋が曲げ降伏した以降の曲げ剛性bKm3を 意味する。図-10のM-0関係で,降伏に達した時点と, 梁の変形角が1/50rad.の時点で梁の下端筋に生じるひず みに達した時点を結んだ剛性をbKm3とした。

1/50rad. での下端筋のひずみはつぎのように求めた。

まず、下端筋のひずみを、降伏ひずみより大きい値 ε0 として、これに対応する bKm3 を求め、つぎにこの bKm3 を用いて、図-2のモデルで一方向加力の解析を 行い、1/50rad.の時点での下端筋のひずみ ε1 を求める。 この ε1 を用いて、再度、図-10の M-0 関係を求めて bKm3 を算出する。さらに、図-2のモデルで一方向加 力の解析を行い、1/50rad.の時点での下端筋のひずみ ε2 を求める。これを反復して、下端筋のひずみが収束する 値を求めた。その収束値を 1/50rad.の下端筋のひずみと した。表-3 に仮定した回転バネの特性を示す。

繰り返しの履歴規則はスリップ剛性低減型とした。 履歴規則の係数のγとξはそれぞれ0.2と0.5とした。 再載荷時の立ち上がりの剛性に影響を与える係数λは高 強度鉄筋量によって変化させた。これらの詳細な定義は 文献3)を参照されたい。図-11に実験結果に適合する λの値と,λの近似式を示す。横軸は梁端の全主筋上端 筋と下端筋の総和の主筋断面積Agに対する高強度鉄筋 の全面積Ahの比(Ah/Ag)である。左右の梁断面は同じ とする。主筋が全て高強度鉄筋であればλは1.0となる。

弾性範囲においてはせん断応力分布の形状係数κは

2.7 せん断変形と梁端のせん断すべりバネ



2.6 スタブに仮定する仮想梁のモーメント – 回転角関係



図-12 せん断力-せん断変形関係 1.185) として部材のせん断変形を求めた。しかし、2.3節 で前述したように梁端が曲げ降伏した以降では、梁端で はせん断すべりが急増する。梁端のせん断すべり変形を 梁のせん断変形に加算して, せん断力とせん断変形の関 係を図-12のように仮定した。文献 6)の実験結果を参 考に,部材角1/50rad.時点で,曲げ降伏後に生じる梁の 曲げ変形の成分とせん断変形の成分の比が3:1になるよ うに、曲げ降伏後のせん断剛性を設定した。まず、曲げ 変形成分だけを考慮した梁の解析を行い,図-13を求め, 曲げ降伏後の曲げ変形成分の剛性 bK3 を求めた。高強度 鉄筋を配筋した試験体では、梁の曲げ降伏時点と、高強 度鉄筋が比例限界に達した時点を結んだ剛性を bK3 とし た。普通鉄筋だけを配筋した試験体では、梁の曲げ降伏 から、梁の変形角が 1/50rad. の時点で梁の下端筋に生じ るひずみに達した時点を結んだ剛性をbK3とした。この 時のひずみは,2.6節のbKm3を求める時のひずみである。

その bK3 の 3 倍の剛性を,図-12 の曲げ降伏後のせん断変形成分の剛性 sK2 とした。文献 6)の試験体は本試験体の形状と配筋比がほぼ同じ試験体であった。

繰り返しの履歴規則はバイリニアスリップ型を用いた。ただし、N-No.1は上端筋と下端筋で降伏する変形角が異なるのでトリリニアスリップ型とした。各履歴規則のモデルでは係数ηを1とした。これは再載荷時に、除荷時の履歴を、そのまま辿ることを意味する。表-4 に仮定したせん断特性の値を示す。

2.8 中間区間

中央区間の曲げ剛性は、ひび割れが発生した後の曲げ 剛性とした。図-14に示すようにひび割れ間隔を梁せ いの1/2とし、ひび割れに挟まれた範囲における中立軸 の位置を仮定した。そのひび割れ間隔は実験のひび割れ 状況に基づいた。曲げの圧縮域では、曲げひずみは中立 軸から曲げ圧縮縁に向かって直線的に変化するものと仮 定した。曲げ圧縮域で生じた曲率をひび割れ間隔の範囲 で積分して、その間隔の長さで除した値を平均の曲率と した。中立軸の位置は**文献7**)の二次元弾性有限要素解 析の結果に基づいた。ひび割れ間隔における曲げ圧縮域 の圧縮力の合力は、位置に関係なく一定とする。ひび割 れ位置の曲げ圧縮域の圧縮合力Cと、ひび割れ間隔の 中央の位置の圧縮合力Cは、式(4)と式(5)で表される。





C と C' を等しいとすると,曲げ圧縮縁の圧縮ひずみ εc と εc'の関係式が式 (6)で表される。各位置の曲率 φ,φ' は式 (7)で表される。ひび割れ間隔における平均の曲率 は式(8)で表される。曲げモーメントは式(9)で表される。 モーメントと平均の曲率の関係は式 (10)で表される。

式(8)の曲げ剛性(Ec・I/A)を中間区間の曲げ剛性 (Iave)とした。表-4に仮定した曲げ特性を示す。

$C = 1/2 \cdot Ec \cdot \varepsilon c \cdot Xn \cdot B$	(4)
$C'=1/2 \cdot Ec \cdot \varepsilon c' \cdot Xn' \cdot B$	(5)
$\varepsilon c' = \varepsilon c \cdot Xn / Xn'$	(6)
$\phi = \epsilon c / X n$, $\phi' = \epsilon c' / X n'$	(7)
$\varphi_{ave} = 0.5 \cdot (\varphi + \varphi')$	
=0.5 $\cdot (1 + Xn^2/(Xn + S/(2\sqrt{3}))^2) \cdot \phi = A \cdot \phi$	(8)
$M = Ec \cdot I \cdot \phi$	(9)
$M=Ec \cdot (I/A) \cdot \phi_{ave}=Ec \cdot I_{ave} \cdot \phi_{ave}$	(10)
ここに, Ec:コンクリートのヤング係数,B:	梁幅
C, C': 圧縮合力,φ,φ': 曲率,Xn,Xn': 中立軸位置	
S: ひび割れ間隔 , M: モーメント	
I: 断面二次モーメント, A=0.5·(1+Xn ² /(Xn+S/(2	$(\sqrt{3}))^{2})$

3. 解析結果

3.1 梁のせん断カー変形角関係の包絡線の比較

図-15 に梁のせん断力 - 変形角関係の包絡線を比較 して示す。実線が解析値で破線が実験値である。同色の 線が,同じ試験体の解析と実験値を意味する。解析結果 は試験結果を精度よく推定している。

3.2 履歴ループ形状と残留変形角の比較

図-16に代表的な目標変形角での履歴ループを比較 して示す。全ての主筋を普通鉄筋とした N-No.1,N-No.2 では,解析値はせん断力が零に近づくとせん断すべりが 大きくなる傾向がある。また残留変形 rRe も解析の誤差 が大きくなる傾向がある。しかし,本研究が目指してい る上端に高強度鉄筋を配筋した H-No.1,H-No.2 はせん断 すべり変形は少なくなり,解析による最終の残留変形角 rRe の推定の精度もよくなっている。

図-17に N-No.2 と H-No.2 の正加力側と負加力側の 履歴ループを比較して示す。変形角が 1.5/100rad. の場 合である。いずれの試験体でも正加力側に対して負加力 側の方が実験と解析とも rRe が小さく抑制されている。

3.3 梁の軸方向変形の比較

図-18 に梁の軸方向変形の変化を示す。高強度鉄筋 を配筋した H-No.1 と H-No.2 の方の軸変形が小さくなる 傾向は,実験と解析とも同じであるが,推定の精度はよ くない。同図(a)の左側に梁の材長に対する軸変形の比, すなわち軸ひずみの補助軸を示している。H-No.1 の実 験値の最大でも0.3%で,軸方向変形については、現状 ではこの程度の推定精度に留まっている。

3.4 梁のエネルギー吸収量の比較

図-20に目標変形角のループのエネルギー吸収量の変 化を示す。吸収量は目標変形での図-19に示すハッチ の面積の正負の和とした。H-No.1とH-No.2では解析値 と実験値は大変形まで一致している。N-No.1とN-No.2 では変形が大きくなると、実験値に較べて解析値が小さ いが、最大応答変形と残留変形を抑制する観点では安全 側の評価になるので、問題になる誤差ではない。

3.5 梁の残留変形の収束状況と残留変形の抑制状況

図-21 に目標変形角が -1/50rad. で自由振動させた場 合に、目標変形から、せん断力が反転する、せん断力が 零となる時の変形角の収束状況を示す。横軸は、その反 転回数とした。解析値、実験値とも、反転回数が3回と





4回の残留変形の平均値より、最終の残留変形が零に近 づいている。実験で最終の残留変形を特定する場合、そ の3回と4回の平均値を残留変形としても残留変形を抑 制する観点では安全側の値となることが確認できる。

図-22に収束した残留変形角-経験変形角関係を 示す。実線が解析値で、破線が実験値である。正負と も、実線の解析値が実験値より小さいが、高強度鉄筋の H-No.1,H-No.2の絶対誤差は最大でも1/1000rad.程度の 過小評価に留まっている。本方法による解析値にその誤 差の量を加算して、安全側で残留変形を抑制する方法が、 現時点では適切と考えられる。H-No.2では正加力側よ り負加力側の方が実験値を精度よく推定している。

3.6 高強度鉄筋量による残留変形と二次剛性比の変化

図-23 に上端の高強度鉄筋量を変化させた場合の二 次剛性の変化の解析結果を示す。二次剛性は梁が曲げ降 伏した以降,高強度鉄筋が比例限界に達する時点までと した。H-No.2 の試験体で,上端筋の高強度鉄筋を一本 ずつ普通鉄筋にした場合である。図中に高強度鉄筋の本 数を示す。高強度鉄筋の本数によって下端が降伏した以 降の二次剛性を調整できることが確認できる。

図-24に同梁の解析による残留変形角-目標変形角 関係を示す。実験値を精度よく推定できる負側で比較し ている。高強度鉄筋が2本以下になると残留変形角rRe が急増している。

4. まとめ

(1) 残留変形を抑制する高性能 RC 梁の残留変形を評価

するために,最大変形後の振動が減衰する履歴ルー プを再現できる梁の解析モデルを提案した。

- (2) 提案したモデルにより履歴ループはほぼ再現できた。高性能梁では1/50rad.を経験しても、残留変形の推定誤差は最大でも1/1000rad.程度の過小評価で、設計としては本モデルの解析値に、その誤差を加算して残留変形を抑制すればよい。
- (3) 解析により効率よく残留変形角を抑制できる高強度 鉄筋の量が存在することが明らかになった。

参考文献

- 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
- 2) 濱崎哲也,塩屋晋一,門田基靖:残存振動による残留 変形抑制効果を発揮させる RC 柱の実験的研究,コン クリート工学年次論文集,Vol34,No.2,pp151-156,2012.7
- 3)株式会社構造システム:SNAPVer.6 テクニカルマニュ アル,株式会社構造システム, 2012.2
- 4)石橋忠良,津吉毅,小林薫,吉田徹,海原卓也:大変形 領域の交番載荷を受ける RC 柱脚の変形性能算定に関 する研究,土木学会論文集,No.711,V-56,pp45-57,2002.8
- 5) 成岡昌夫:構造力学要論, 丸善株式会社, pp56
- 6)前田匡樹,有薗祐介,幸村信行:鉄筋コンクリート梁 部材の変形評価法に関する実験的研究,コンクリート 工学年次論文報告集,Vol.19,No.2,pp861-866,1997
- 7)原香,萩原忠治ほか:RC部材の長期たわみに関する解 析的研究,竹中技術研究報告,第15号,pp58-61,1976.3