論文 残留変形抑制機構を部材に内蔵する鉄筋コンクリート造建物の 時刻歴応答解析

川添 敦也*1·塩屋 晋一*2

要旨:鉄筋コンクリート造建築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。これまで、梁の上端筋を高強度鉄筋にすることにより下端筋が 降伏した後に二次剛性を発揮させて残留変形を抑制できることを部材の準静的加力実験で明らかにしている。 本論文では、その部材の履歴特性を有する RC 造建物の時刻歴応答解析を行い、残留変形の抑制状況を検討 した。5 階建から15 階建の建物では、降伏後の二次剛性比を10%に設定すると残留変形角を1/400rad.以下 に、20%に設定すると1/800rad.以下に抑制できた。さらに、二次剛性により最大層間変形角も抑制された。 キーワード:鉄筋コンクリート、高強度鉄筋、二次剛性、残留層間変形角、時刻歴応答解析

1. はじめに

本研究は, RC 造建築物を対象にし,大地震時に大変 形(変形角が 1/50rad.程度の変形)を経験しても構造体 の変形を軽微に留め,残留する変形角を使用上問題にな らない程度(1/400rad.以内)に抑制する技術と設計方法 の開発を目指している。

塩屋 ¹⁾らは,梁降伏型骨組を想定して,残留変形抑制 機構を梁の内部に内蔵させる方法を提案している。図-1 に示すように,RC 梁の上端主筋を高強度鉄筋とし,

下端主筋を普通鉄筋にすることにより,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ること ができる。これにより地震後の残留変形を抑制できるこ とを梁部材の準静的加力実験で実証している。一方,こ のような梁では,梁端下端に損傷が集中する可能性があ る。その対策として,ヒンジ領域のひび割れを抑制する 方法についても提案している¹⁾。

本研究では、その残留変形抑制機構を内蔵する RC 梁 (以後、改良型)の加力実験結果¹⁾に基づき、復元力特 性をモデル化し、この特性を有する梁降伏型建物の時刻 歴応答解析を行った。梁降伏型の建物では,RC 梁の履 歴特性が建物全体の挙動に大きく影響する。RC 梁の実 験結果をもとに得られた復元力特性モデルを建物各層の 履歴特性とみなし,多質点系モデルの時刻歴応答解析を 行った。下端筋が降伏した以降の二次剛性と建物階数を 解析変数とした。残留変形,最大応答変形,最大ベース シャーの状況を明らかにした。

本論文では履歴特性のモデル化,解析概要,検討結果 について述べる。

2. 解析方針と履歴特性

解析には、弾塑性解析プログラム SNAP を用いた。

2.1 履歴特性のモデル

(1) 骨格曲線と二次剛性比(β)

本解析は各層の最大層間変形角が 1/50rad.までを対象 にしている。図-2 に示すように履歴特性のモデルはバ イリニア型を用いた。初期より曲げひび割れは生じてい るものとして,同モデルのひび割れ点を梁下端筋が降伏 する時点に対応させた。二次剛性比(β)は,梁下端筋



*1 鹿児島大学大学院 理工学研究科物質生産科学専攻 修士(工学) (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)



図-2 履歴ループのモデル化

が降伏するまでの初期剛性(Ko)に対して,それ以降, 高強度鉄筋の上端筋が降伏する変形角 Rm(=1/50rad.程 度)までの剛性の比である。二次剛性の調節は,具体的に は上端筋の高強度鉄筋の量により調節できる。

(2) 復元力特性

復元力特性は,武田モデルとした。文献 1)の加力実験 の梁の履歴ループに基づいて,図-2の Ry,K1,K2 を設 定した。図-3 に文献 1)の実験のループと解析モデルに よるループを比較して示す。±1/100rad.と±1/50rad. のループで比較している。

図-3(a)は梁主筋が全て普通鉄筋の従来の梁試験体 N-No.2(以後,従来型)である。実験結果から β を 2.2% に設定している。除荷剛性に関するパラメータ γ (図-2 参照)は、変形角が±1/50rad.における実験結果と解 析モデルのループ面積が等しくなるように設定(γ =0.0) した。

図-3(b)は梁の上端筋を全て高強度鉄筋にした改良型 の試験体 H-No.2(以後,改良型)である。従来型と同様に 実験結果からβを22.4%, γを0.23とした。

±1/50rad.の実験のループに適合させて得られたパラ メータを±1/100rad.に適用すると,解析モデルのループ 面積は,実験のループの面積に較べて従来型で93%,改 良型で81%になった。±1/100rad.のレベルでは,解析 モデルのエネルギー吸収量は,実験結果に対して小さく 設定していることになる。特に改良型においてその傾向 が大きい。内側ループにおける除荷剛性の低減率 ξ(図 -2参照)は,実験結果から0.8とした。耐力低下およ びスリップは考慮しなかった。



(3) 二次剛性比を変化させたときの復元力特性のパラメ ータ

前述の改良型試験体 H-No.2(β =22.4%)は、変形角 が±1/50rad.でも上端筋の高強度鉄筋は降伏しなかった。 このため、従来型試験体 N-No.2(β =2.2%)に較べてエ ネルギー吸収量が少なく、ループ面積は±1/50rad.で 88.9%になった。 β を大きくした場合、従来型梁よりも ループ面積は小さくなる。ここでは、 β が 2.2%から 22.4%の間では、 β の増加に伴って、ループ面積は直線 的に減少すると仮定し、パラメータッを設定した。図-4 に β を変化させたときのループ面積の比および各 β 値 における γ の値を示す。ループ面積の比は、従来型試験 体に対する比である。なお、内側ループにおける除荷剛 性の低減率をは、実験結果と同値とした。図-5 に β が 5.0%から 20.0%までの変形角±1/50rad.における復元力 特性のループを示す。降伏点と一次剛性は変化させずに、 二次剛性だけを変化させた。

2.2 解析対象建物

解析対象建物の諸元値を**表**-1に示す。解析対象は,5 階建,10階建および15階建の3種類のRC建物とした。 階高は全層とも3.5mとした。建物の階数の増加に伴っ て各階の床面積を増加させることを想定した。各階の総 重量は5階建で2940kN,10階建で4900kN,15階建 で9800kNとした。建物規模ごとに,二次剛性比βを, 2.2%,5.0%,10.0%,15.0%,20.0%および22.4%の6 種類とした。これらで,多質点系バネモデルによる時刻 歴応答解析を行った。

各層ばねモデルの降伏耐力は、設計用の必要保有水平





表一1 解析対象建物

5階建						
阳比	陇吉 ഹ)	Wi	ΣWi	с i	Qun	Ko
PE	陷向心	$(\times 10^{3} kN)$	(×10 ³ kN)	01	$(\times 10^{3} kN)$	$(\times 10^3 \text{kN}/\text{mm})$
5			2.94	0.68	1.99	0.124
4			5.88	0.56	3.30	0.205
3	3.5	2.94	8.82	0.49	4.36	0.271
2			11.8	0.44	5.21	0.324
1			14.7	0.40	5.88	0.365
10階建						
化比	こう よく	Wi	ΣWi	0.1	Qun	Ko
PE	百同 11/	$(\times 10^3 \text{kN})$	(×10 ³ kN)	01	$(\times 10^{3} kN)$	$(\times 10^3 \text{kN}/\text{mm})$
10			4.9	0.95	4.64	0.288
9			9.8	0.76	7.48	0.465
8			14.7	0.67	9.88	0.613
7			19.6	0.61	12.0	0.743
6	25	10	24.5	0.56	13.8	0.855
5	3.0	4.9	29.4	0.52	15.3	0.953
4			34.3	0.49	16.7	1.04
3			39.2	0.45	17.8	1.11
2			44.1	0.43	18.8	1.17
1			49.0	0.40	19.5	1.21
15階建						
階	階高 ní)	W i (×10 ³ kN)	ΣWi	Ci	Qun	Ко
			(×10 ³ kN)		$(\times 10^{3} kN)$	$(\times 10^3 \text{kN}/\text{mm})$
15			9.8	1.04	10.2	0.632
14			19.6	0.82	16.1	1.00
13			29.4	0.72	21.2	1.32
12			39.2	0.65	25.7	1.59
11			49.0	0.61	29.7	1.85
10			58.8	0.57	33.4	2.07
9			68.6	0.53	36.6	2.28
8	3.5	9.8	78.4	0.51	39.6	2.46
7			88.2	0.48	42.3	2.62
6			98.0	0.46	44.6	2.77
5			107.8	0.43	46.7	2.90
4			117.6	0.41	48.5	3.01
3			127.4	0.39	50.0	3.10
2			137.2	0.37	51.2	3.18
1			147.0	0.36	52.2	3.24
地域係数 Z=1.0, Tc=0.6, 設計用1次固有周期 T=0.02h 地盤の固有周期 Tc=0.6s, W i:各階重量 kN) ΣW i:最上部から層までの重量の和, W :地上部より上の全重量 必要保有水平耐力 Q un=D s × Fes × Q ud						
DSAFES-0.4, Wud=ZAAIA RLAZW & CO, CO=1.0 各階初期バネ剛性 Ko=Qun/Ry-3500) Ry=0.0046rad						

耐力 Qun と等しいものとした。バネモデルの初期剛性 Ko は、バネモデルが降伏したときの層間変形角が 0.46 ×10⁻²rad.になるように設定した。これは、実物大の 1/4 のスケールとした試験体 N-No.2 および H-No.2 の実験 で得られた降伏変形角である。減衰は瞬間剛性比例型と し、1 次の減衰定数を 3%とした。

2.3 入力地震波

入力地震波は日本建築センター模擬波(BCJ-L2 波) の1種類とした。入力地震波の諸値を**表**-2 に示す。従 来型履歴特性(β =2.2%)の建物で最大層間変形角が 1/50rad.程度となる層が1か所生じるように,地震波を スケーリングした。これを建物の規模ごとに行い,地震 波の倍率を決定した。二次剛性による影響を調べるため, 建物規模ごとに従来型(β =2.2%)と同じ倍率の地震波 を改良型(β =5.0~22.4%)に入力した。残留変形角を 調べるため,地震の継続時間(120秒間)が終了後,20 秒間自由振動させ,変形角を収束させた。 表-2 入力地震波





図-6(a) 層せん断カー層間変形角(5 階建)

30 $_{T}Q(\times 10^{3}kN)$



図-6(b) 層せん断カー層間変形角(10 階建)



図-6(c) 層せん断カー層間変形角(15 階建)



3. 解析結果

3.1 層せん断力と層間変形角の関係

図-6 に、各建物で層間変形角が最大となった層の、層 せん断力と層間変形角の関係を示す。図-6 (a)から



(c) は建物別で示している。それぞれ二次剛性比βが 2.2%,10.0%および22.4%の場合を示している。5 階建お よび10 階建のケースでは、βにかかわらず、同一階で層 間変形角が最大となった。βが大きくなるほど最大層間 変形角は小さくなり、層せん断力が大きくなっている。 βが大きくなるほど、最大層間変形角に達した後の除荷 剛性は小さく、除荷後の変形が小さくなる傾向がある。 従来型では変形が進むことにより地震エネルギーを吸収 しているのに対し、改良型では層せん断力が大きくなる ことにより地震エネルギーを吸収している。

3.2 層間変形角の時刻歴

図-7 に残留変形角が最大になった層の層間変形角の 時刻歴を示す。図-7 (a)および(b)は建物別で,それぞ れ二次剛性比(β)が2.2%,10.0%および22.4%の場合を 示している。従来型では、地震波に共振し一方向に大き く塑性変形した後,戻りきれずに変形が残る傾向がある。 改良型では、最大変形後も残存振動しながら残留変形が 小さくなっている。

3.3 最大層間変形角

図-8(a)から(c)に各建物および二次剛性比 β におけ る各層の最大層間変形角 $fR_m を示す。 <math>\beta$ にかかわらず、 5 階建では上層階で、10 階建ておよび 15 階建では下層 階における fR_m が大きい傾向がある。いずれの建物でも、 $\beta を 5.0~22.4\%$ に設定すると、 fR_m が 1/50rad.に達した 層はなかった。層ごとに比較すると、必ずしも改良型の fR_m が従来型よりも小さいとは限らない。5 階建の下層



階,並びに 10 階建および 15 階建の上層階では, β が大きいほど f \mathbf{R}_{m} が大きい。

すべての建物において, fRm の最小値を最大値で除し た値は、 β が大きいほど小さかった。15 階建で比較する と、 β が 2.2%の場合で 0.22、 β が 22.4%の場合で 0.44 となった。 β が大きくなるに従い、fRm が平準化する傾 向がある。このことは、改良型建物は従来型建物に較べ て、特定の階に地震エネルギーが集中しにくいことを意 味する。

各規模の建物の全ての層における最大層間変形角 R_m と二次剛性比 β の関係を20-9に示す。図中の3本の水 平線は、それぞれの建物において β が 100%、すなわち 建物が弾性応答する場合の R_m を示している。5 階建は 実線で、10 階建は破線で、15 階建は一点鎖線である。 当然、弾性応答の場合の応答変形が最も小さいが、 β が 22.4%の場合は、従来型に較べ弾性応答の応答値に近づ いている。 β が 22.4%の場合と従来型モデルの R_m の比



図-11 最大残留層間変形角(Rre)

は、5 階建,10 階建および15 階建でそれぞれ0.83,0.77 および0.69 となった。建物階数が大きいほど、βによる Rmの抑制効果が大きい。

3.4 残留層間変形角

各建物および二次剛性比(β)における各層の残留層 間変形角($_{\rm fR_{re}}$)を図-10(a)から(c)に示す。いずれの 建物においても、 β が 10.0%より大きくなると目標とす る 1/400rad.以下に抑制している。さらに β が、22.4%の 場合、無視できる 1/800rad.以下になっている。各建物 のほとんどの層において、 β が大きくなるに従い $_{\rm fR_{re}}$ は 抑制された。

各建物のすべての層における最大残留変形角 (R_{re}) と β の関係を図-11 に示す。 β が大きくなるほど R_{re} は小 さくなる。 β が 100%に近づくと、弾性の挙動に近づく ため、 R_{re} はゼロに収束する。 β =22.4%モデルと従来型 モデルの R_{re} の比は、5 階建、10 階建および 15 階建の ケースでそれぞれ 0.24、0.10 および 0.13 である。 β に



よる Rreの抑制効果は最大層間変形角の場合よりも大きい。

3.5 層せん断力係数

各建物および二次剛性比 β における各層の層せん断 力係数 $C_i \delta \boxtimes -12(a)$ から(c)に示す。同一の層で比較す ると、 β が大きくなるほど Ci は大きくなる。

ベースシャー係数 C_Bと二次剛性比 β の関係を図-13 に示す。図中の3本の水平線は、各建物が弾性応答する 場合(β =100%)の値である。 β が 100%に近づくほど C_Bは弾性応答した場合に近づく。 β が 22.4%の場合と従 来型の場合の C_Bの比は、5 階建, 10 階建および 15 階建 でそれぞれ 1.24, 1.42 および 1.23 である(図-14参照)。 最大残留変形角を 1/400rad.以下に抑制することができ た β が 10.0%の場合と、従来型の C_Bの比は、5 階建, 10 階建および 15 階建で、それぞれ 1.04, 1.20 および 1.12 となった。また、 β が 10.0%の場合と弾性応答した 場合の比は、5 階建, 10 階建および 15 階建で、それぞ れ 0.36, 0.43 および 0.47 となった。建物規模の違いに よる C_Bへの影響は、最大層間変形角および残留変形角 よりも少なかった。

4. **まとめ**

二次剛性比 βを有する梁降伏型 RC 建物を想定して, 時刻歴応答解析を行い,地震時に発揮される効果を検討 した。本解析により以下の結果が得られた。

 二次剛性比βにより最大層間変形角を抑制することができる。βが10.0%の場合,従来型モデルに対して 70%から92%に抑制でき,βが22.4%の場合,69%か



ら83%に抑制できた。

- (2) 二次剛性比βにより残留層間変形角を抑制することができる。βが 10.0%の場合、いずれの建物でも、残留変形角を継続使用が可能と考えられる 1/400rad.以下に抑制できた。βが 22.4%の場合、残留変形角を無視できる 1/800rad.以下に抑制できた。
- (3) 二次剛性比βにより層が降伏した後も層せん断力は 増大する。せん断力に対する部材設計が困難になる可 能性もある。βが 10.0%の場合,従来型の場合に較べ て最大で1.20倍となった。βが 22.4%の場合,従来型 の場合に較べて最大で1.42倍となった。

本研究では、多質点系モデルを用いて解析を行ったが、 柱弾性、梁降伏の全体崩壊形の建物では、各層の変形角 を過大に評価する傾向がある。今後、フレームについて も解析を行う予定である。

本研究は,科学研究・基盤研究(C)(代表・塩屋晋一)の助成を受けて行われた。

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) ㈱構造システム: SNAP ver.6 テクニカルマニュアル