

## 論文 梁の軸伸び変形が柱のせん断力及び降伏機構に及ぼす影響

木村 暁子\*1・前田 匡樹\*2

**要旨:** 日本建築学会の鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説<sup>[1]</sup>に基づいて梁降伏型の全体降伏機構となるように試設計された, RC造3層, 純ラーメン骨組建物について静的漸増載荷解析を行い, 梁の軸伸び変形に伴い梁に生じる圧縮軸力が骨組の崩壊形式, 柱のせん断力に与える影響についての検討を行った. 設計で想定した梁降伏型の降伏機構を実現するため, ヒンジを想定しない部分(柱)の設計用応力の割増係数の定式化を行った. 求めた設計用応力の割増係数を用いて, 非ヒンジ部の耐力を割増した建物の地震応答解析を行い, 想定した降伏機構が実現されることを確認した.

**キーワード:** 梁の軸伸び変形拘束, 梁の上限軸力比, 非ヒンジ部応力割増係数

## 1. はじめに

RC構造物の設計を行う際に, 日本建築学会の鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説<sup>[1]</sup>(以後, 靱性保証指針)では骨組の崩壊形式として明快な全体降伏機構を形成することが望ましいとされ, ヒンジ想定部に確実にヒンジが形成されるように非ヒンジ部の設計用応力は, 静的応力に動的効果, 材料強度のばらつきの影響を考慮して割増することとしている. 最近では, これに加えて梁の軸伸び変形拘束による梁の耐力上昇<sup>[例えば2, 3]</sup>も, 非ヒンジ部の応力の増大に大きな影響を与えることが報告されているが, 現在のところ, その影響の明快な定式化は行われておらず, 設計では考慮されていない.

鉄筋コンクリート部材では主筋の降伏やコンクリートにひび割れが入ることに伴う梁の軸伸び変形が, 周辺鉛直部材に拘束されることによって生じる梁の圧縮の軸力は, スパン数を長くし, 階数が小さくなるにつれて大きくなり, 特に1階において大きな値をとる傾向があることが報告されている<sup>[4, 5]</sup>. この影響は, 梁の曲げ耐力を上昇させ, 柱の曲げモーメントの上昇, その結果柱のせん断力の上昇を引き起こす.

そこで本研究では, 建物のスパン数をパラメータとした3層3スパン, 6スパン, 9スパン建物

の静的解析を行い, 梁の軸伸び変形拘束により生じる, 梁の軸力の分布形や大きさについて検討を行う. また, 梁の付加軸力に伴う梁の耐力上昇が柱のせん断力の上昇に与える影響を解析結果に基づいて検討し, 設計用応力の割増係数の定式化を試みた. この割増係数を用い, 非ヒンジ部の曲げ強度を割増して, 設計した骨組について地震応答解析を行い, 想定した梁降伏型の崩壊形式が形成されることを確認し, 割増係数の有効性を検証した.

## 2. 検討対象建物

本研究では, 建物のスパン数をパラメータとした3層3スパン, 6スパン, 9スパンの計3棟の建物を検討対象建物とした.

建物の設計は, 基本的に靱性保証指針に基づいて, 前述の梁の軸伸び変形を考慮しない一般的な設計を行った. まず, 3層3スパンの建物について剛床を仮定し, 材端バネを一軸曲げバネとし, ひび割れ強度のみを設定し, 降伏強度は無量大としてモデル化し, 外力分布を地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数である  $A_i$  分布とした静的漸増載荷解析を行い, 使用限界に対応するベースシア係数0.16時の応力(設計用モーメント)からヒンジ想定部の配筋を決定した. 非ヒンジ部の

\*1 鹿島建設株式会社

(正会員)

\*2 東北大学大学院 工学研究科 助教授 博士(工学)

(正会員)

配筋は設計用モーメントに割増(動的効果, 上限強度)を考慮して決定した。

建物の軸組図および断面配筋図をそれぞれ図-1, 図-2に示す。6 スパン, 9 スパンの建物は柱, 梁断面寸法および断面配筋も3 スパンの建物と同様とし, 3 スパンの建物をそれぞれ桁行方向に延長したものとした。

使用材料の諸特性は, 鉄筋は SD345,  $\sigma_y = 345MPa$ ,  $E_s = 206GPa$  とし, コンクリートには  $\sigma_b = 21MPa$ ,  $E_c = 21GPa$  とした。

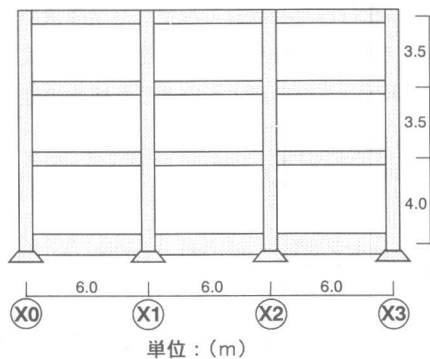


図-1 3層3スパン建物の立面図

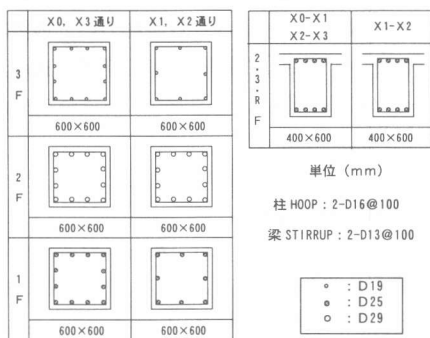


図-2 柱, 梁断面図

### 3. 梁の上限軸力比および柱のせん断力増分

2. で梁の軸伸び変形を考慮せずに設計した建物に対して, 前述の様に梁の軸伸び変形により梁の軸力, 柱応力が增大することが考えられる。これらの傾向を把握するために2. で設計した3棟の建物について, 梁の軸伸び変形を考慮できるモデル化(TYPE2)を行った。TYPE2では梁の伸び変形, 軸力と曲げの相関を考慮するために, 梁の材端バネに曲げのみを考慮する一軸曲げバネの代わりに, 軸伸び変形および軸力と曲げの相関を

考慮でき, 複数個の弾塑性バネから成るマルチ・スプリングバネ(以後, MSバネと称す)を用いた。このMSバネを用いた骨組モデルについて, 設計外力分布による静的解析を行い, 梁の軸力比の推移または上限軸力比, 柱のせん断力増分の検討を行う。解析では柱応力の上限値を求めるため, 非ヒンジ部の一軸曲げバネの復元力特性は, 剛性, ひび割れ強度はそのままに, 柱の耐力を無限大とした。

RC梁部材が一方向入力を受ける場合, 引張側主筋にのみ引張歪が蓄積され, 梁の軸伸びは各部材端の上端および下端のどちらかに集中する。しかしながら, 繰返し入力を受ける場合, 上端, 下端主筋の両端が引張側を経験し, 引張歪が蓄積されるため, 一方向入力を受ける場合よりも大きな軸力が梁に生じ, 一方向入力を受ける場合より大きな柱のせん断力が生じる可能性がある。そこで解析では, 一方向漸増載荷解析(以後, 一方向解析)と正負交番繰返載荷解析(以後, 繰返し解析)を行った。正負交番繰返載荷は, 変位制御で部材角が1/400を1サイクル, 1/200, 1/100, 1/67, 1/50, 1/25を2サイクルずつ行った。

TYPE2は, 梁が伸びるように各節点到水平自由度を与え, 各節点到柱軸力分に応じた外力を作用させた。解析プログラムには非線形応答解析プログラムCANNY99<sup>[6]</sup>を用いた。

### 3.1 解析モデルの設定

各部材は, 各部材の危険断面までの剛域を持つ線材に置換した。

部材端にMSバネを配した部材のモデル化, 一軸曲げバネを配した部材のモデル化を図-3に示す。MSモデル, 一軸曲げバネモデルはそれぞれ部材両端にMSバネ, 一軸曲げバネを配し, 中央部にせん断バネを配したモデルである。

MSモデルの鉄筋バネ, コンクリートバネの配置を図-4に示す。各バネの, 復元力のパラメータは筆者らの既往の実験結果の検討<sup>[7]</sup>に基づき以下の様に設定した。ヒンジ領域の長さは柱・梁ともにせん断スパンaの1/8とした。コンクリートバネ, 鉄筋バネの復元力特性を図-5, 6に示す。コンクリートバネの降伏後の応力低下率入を, コアコンクリートで0.9, かぶりで0.7とした。鉄筋バネでは降伏時のヒンジ領域の広がりを考え

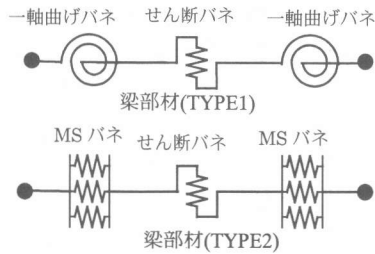


図-3 梁部材のモデル化

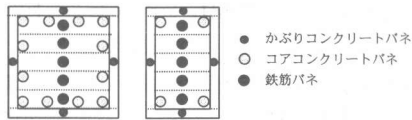


図-4 MSバネへの分割

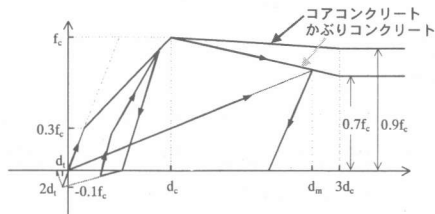


図-5 コンクリートバネの復元力特性

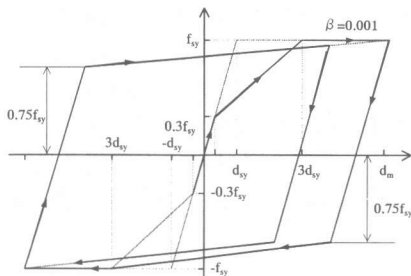


図-6 鉄筋バネの復元力特性

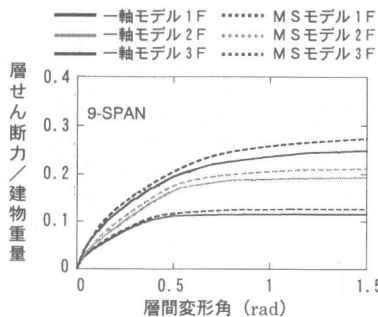


図-7 層せん断力係数-層間変形角関係

Tri-Linear モデルとし、降伏歪を  $3.0d_{sy}$  と仮定した。柱のせん断バネは原点指向型モデルとし、せん断耐力およびせん断ひび割れ耐力の算定には荒川式<sup>[8]</sup>を用いた。せん断ひび割れ発生後のせん断剛性は、柱の部材角が  $1/800$  時にせん断耐力に到ると仮定し算出した。ただし、せん断破壊後の耐力低下は考慮していない。梁のせん断バネは弾性を仮定した。

### 3.2 解析結果

層せん断力係数として  $A_i$  分布を用いた一方向解析により得られた、梁の軸伸び変形を考慮しない TYPE1 の 9 スパン建物と、梁の軸伸び変形を考慮した TYPE2 の 9 スパン建物の層せん断力係数-層間変形角関係を図-7 に示す。梁の軸伸び変形を考慮することによって、梁の耐力が上昇し、建物全体の保有水平力が上昇していることがわかる。TYPE2 建物の層せん断力は各階で TYPE1 建物の層せん断力の 1.08 倍程度であり、梁の軸伸び変形を考慮することによる、9 スパン建物の柱のせん断力増分係数は平均 0.08 程度であると推測される。

#### 3.2.1 梁の上限軸力比による梁曲げ耐力上昇係数

繰返し解析より得られる各スパン、各梁部材軸力比の分布を、圧縮軸力を正に、引張軸力を負にとり、図-8 に示す。全ての建物で、R 階床梁には引張軸力が生じ、2 階床梁の圧縮軸力が最も大きくなった。また、各階の軸力の最大値はスパン中央部よりもややずれ、スパン数が増えるにつれて、スパン中央部の梁に生じる軸力は大きくなる傾向が見られた。繰返し解析ではスパン数が増えるにつれて、一方向解析よりやや大きな軸力比が生じるものの、一方向解析とほぼ同程度であった。梁の材軸方向への一方向解析と繰返し解析によって得られる各建物、 $i$  階床梁の軸力比の上限値を上限軸力比  $\eta_i^{\max}$  と称し、表-1 に示す。最も軸力比が大きい 2 階床梁の繰返し解析による上限軸力比は、3 スパン建物で 0.05、6 スパン建物で 0.075、9 スパン建物で 0.125 程度であった。梁の軸伸び変形による梁の耐力上昇係数  $\Delta\phi_{1m}$  は、梁に生じる軸力による付加モーメントを、RC 規準<sup>[7]</sup>の梁の降伏曲げモーメント算出式(式(1))で除した値として式(2)で求めた。

$$M_y = 0.9 a_i \sigma_y d \quad (1)$$

$$\Delta\phi I_{oi} = \left\{ \frac{M_y + 0.5 ND (1 - \eta_i^{max})}{M_y} \right\} - I \quad (2)$$

$$= \frac{0.5 \eta_i^{max} \cdot b D^2 F_c (1 - \eta_i^{max})}{M_y}$$

ここで、 $a_i$  : 梁の引張鉄筋断面積

$b, D$  : 梁幅, 梁せい,  $N$  : 梁の軸力

$F_c$  : コンクリート圧縮強度

ここで用いた梁の上限軸力比として、ヒンジ発生時の変形と、靱性保証指針で設定されている設計限界状態時変形、終局限界状態時変形それぞれに対応する、全体層間変形角が 1/200, 1/120, 1/80 時の値の最大値とした。

表-1 梁の上限軸力比

上限軸力比	3SPAN		6SPAN		9SPAN	
	一方向	繰返し	一方向	繰返し	一方向	繰返し
RF 床梁	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3F 床梁	0.01	0.01	0.025	0.025	0.05	0.05
2F 床梁	0.05	0.05	0.075	0.075	0.10	0.125

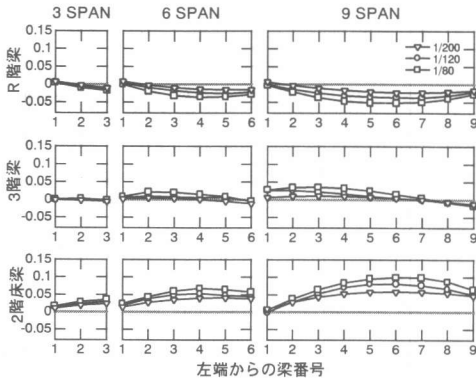


図-8 繰返し解析による梁の軸力比分布

### 3.2.2 非ヒンジ部の設計用応力割増係数

非ヒンジ部の設計用応力割増係数  $\alpha_{ci}$  を、3.3.1 の梁の上限軸力比による梁耐力上昇係数  $\Delta\phi I_{oi}$  を用いて評価する。非ヒンジ部の設計用応力割増係数として、非ヒンジ部の曲げモーメント割増係数の中柱、外柱に対する割増係数の定式化を行った。

**曲げモーメント割増係数** : 非ヒンジ部の曲げモーメント割増係数は、梁の上限軸力比による梁耐力上昇係数を、梁の上下に取りつく柱に、ある分配率  $K_{\pm}$ ,  $K_{\mp}$  で分配したものである。梁の軸伸び変形による全ての梁の耐力上昇が、各階の梁の上

限軸力比による梁耐力上昇係数  $\Delta\phi I_{oi}$  に等しいと仮定すると、中柱では各節点の左右の梁の梁曲げ耐力上昇係数の和  $2 \cdot \Delta\phi I_{oi}$  により節点モーメントが増加する。この節点での梁モーメント増分の上柱への分配率を  $K_{\pm}$ ,  $K_{\mp}$  と定義する。節点モーメントの増加率と危険断面モーメントの増加率を簡略に等しいと仮定すると、中柱柱頭の曲げモーメント割増係数  $\alpha m_{ci}^{\pm}$ , 中柱柱脚の曲げモーメント割増係数  $\alpha m_{ci}^{\mp}$  は以下の式 (3), (4) で評価される。外柱も同様に、梁の上限軸力比による梁曲げ耐力上昇係数の和  $\Delta\phi I_{oi}$  を節点上下の柱の曲げモーメント割増係数として分配率  $K_{\pm}$ ,  $K_{\mp}$  により振り分け、外柱柱頭の曲げモーメント割増係数  $\alpha m_{ci}^{\pm}$ , 外柱柱脚の曲げモーメント割増係数  $\alpha m_{ci}^{\mp}$  を以下の式 (5), (6) で評価する。

$$\text{中柱柱頭} : \alpha m_{ci}^{\pm} = K_{\pm} \cdot 2 \cdot \Delta\phi I_{oi}^{\pm} \quad (3)$$

$$\text{中柱柱脚} : \alpha m_{ci}^{\mp} = K_{\mp} \cdot 2 \cdot \Delta\phi I_{oi}^{\mp} \quad (4)$$

$$\text{外柱柱頭} : \alpha m_{ci}^{\pm} = K_{\pm} \cdot \Delta\phi I_{oi}^{\pm} \quad (5)$$

$$\text{外柱柱脚} : \alpha m_{ci}^{\mp} = K_{\mp} \cdot \Delta\phi I_{oi}^{\mp} \quad (6)$$

ここで、 $\Delta\phi I_{oi}^{\pm}$  : 想定する柱の柱頭に接する梁一本の耐力上昇係数、 $\Delta\phi I_{oi}^{\mp}$  : 想定する柱の柱脚に接する梁の耐力上昇係数

非ヒンジ部の曲げモーメント割増係数の分配率  $K_{\pm}$ ,  $K_{\mp}$  は地震応答時には、時々刻々変化する可能性があり、一意的に定量化することは必ずしも容易ではない。そこで本論文ではこの分配率を  $K_{\pm} = K_{\mp} = 1$  と仮定した。各スパン建物の、各階の梁の上限軸力比による梁曲げ耐力上昇係数  $\Delta\phi I_{oi}$  と非ヒンジ部の設計用応力割増係数、 $\alpha m_{ci}^{\pm}$ ,  $\alpha m_{ci}^{\mp}$ ,  $\alpha m_{ci}^{\pm}$ ,  $\alpha m_{ci}^{\mp}$  の計算値を表-2 に示す。

表-2 非ヒンジ部の設計用応力割増係数

	階	$\Delta\phi I_{oi}$	$\alpha m_{ci}^{\pm}$	$\alpha m_{ci}^{\mp}$	$\alpha m_{ci}^{\pm}$	$\alpha m_{ci}^{\mp}$
3 span	3F	0.00	0.00	0.04	0.00	0.04
	2F	0.04	0.08	0.20	0.04	0.20
	1F	0.20	0.40	0.00	0.20	0.00
6 span	3F	0.00	0.00	0.10	0.00	0.10
	2F	0.10	0.20	0.30	0.10	0.30
	1F	0.30	0.60	0.00	0.30	0.00
9 span	3F	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20
	2F	0.20	0.40	0.47	0.20	0.47
	1F	0.47	0.94	0.00	0.47	0.00

## 4. 地震応答解析

梁の軸伸び変形を考慮せず、梁のモデル化に一軸曲げバネモデルを用いた TYPE1 の建物3棟と、

建物の配筋は TYPE1 建物と同様で、梁の軸伸び変形を考慮し、梁のモデル化に MS モデルを用いた TYPE2 の建物 3 棟、非ヒンジ部の応力割増係数に 3.2.2 で設定した割増係数を用いて非ヒンジ部の配筋を行い、梁の軸伸び変形を考慮し、梁のモデル化に MS モデルを用いた建物 3 棟（以後、TYPE3）の計 9 棟の建物について、地震応答解析を行う。解析モデルは、3.の一方向解析、繰返し解析と同様とした。

#### 4.1 入力地震波

入力地震動には、十勝沖地震（1968）の八戸港湾の EW 記録（0 秒～10 秒）を用いた。減衰は瞬間剛性比例型とし、1 次固有周期に対する減衰定数を 5%とした。地震波の倍率は最大応答時の全体層間変形角が 1/80 程度となるように TYPE1 建物で 1.1 倍、TYPE2、TYPE3 建物で 1.3 倍に割増した。

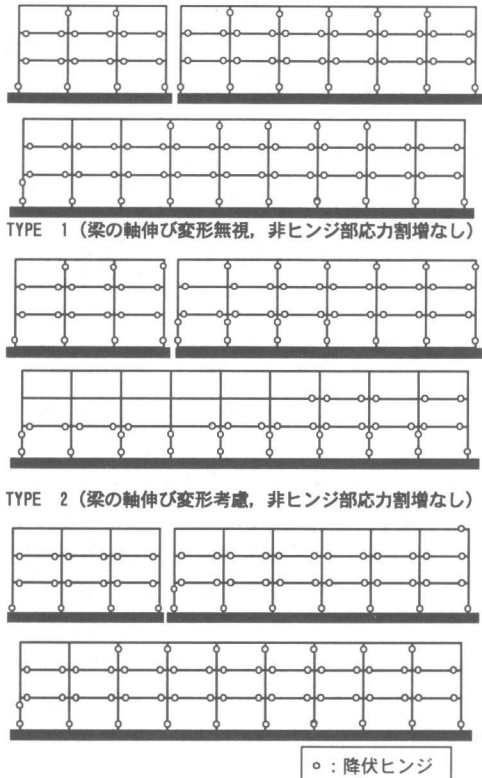
#### 4.2 解析結果

各スパン建物の全体層間変形角 1/80 時のヒンジ形成状況を図-9 に、全体層間変形角 1/80 時の各階の層間変形角を図-10 に示す。

梁の軸伸び変形を考慮しない TYPE1 の建物では、3 階柱頭、1 階柱脚、2・3 階床梁の曲げ降伏が先行する梁降伏型の降伏機構を形成した。梁の軸伸び変形を考慮した TYPE2 の建物では、2 階床梁の軸伸び変形に伴う梁の耐力上昇により、1 階柱頭にヒンジが発生し、層降伏型の降伏機構を形成した。梁の軸伸び変形を考慮し、非ヒンジ部の応力を割増した TYPE3 の建物では、TYPE1 建物と同様の位置にヒンジが発生し、梁降伏型の降伏機構を形成した。梁の軸伸び変形を考慮し、非ヒンジ部の応力の割増をしない TYPE2 建物では図-10 に示すように、スパン数が増えるにしたがって、1 階部分の層間変形角が大きくなる傾向がある。このことから、梁の軸伸び変形拘束および梁の軸伸び変形に伴う梁の耐力上昇は、スパン数が大きな建物になるほど、大きくなる傾向があることがわかる。

#### 5. 解析結果の検討

TYPE1 建物と、TYPE2 建物と比較することにより、梁の軸伸び変形を考慮せず設計を行った



TYPE 3 (梁の軸伸び変形考慮、非ヒンジ部応力割増あり)  
図-9 ヒンジ発生状況

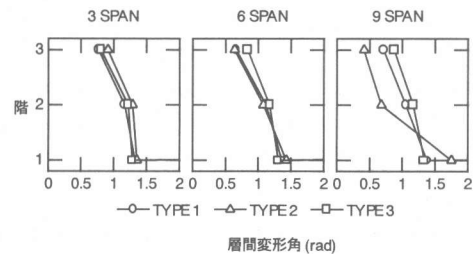


図-10 各階の層間変形角

建物では、梁の耐力上昇により柱の曲げモーメントが上昇し、柱にヒンジができることにより、想定した崩壊型式とは異なる崩壊形式をとる可能性があることが確認できた。TYPE2 建物と、TYPE3 建物と比較すると、非ヒンジ部の設計用応力を割増することにより、想定した梁降伏型の全体降伏機構を実現することが確認できた。図-11 に 6 スパン建物の TYPE1 建物と、TYPE3 建物の X0、X3、X6 通りの 1 階柱頭、2 階柱脚の柱の材端モーメントの時刻歴を示した。図-11 では梁の軸伸び変形を考慮し、非ヒンジ部の設計用応力の割増を

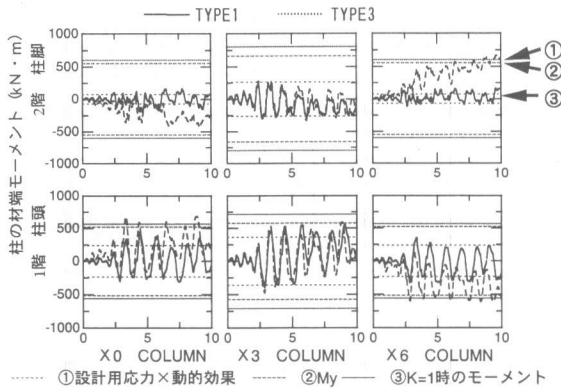


図-11 6スパン建物の柱材端モーメント

行うことにより、柱の材端モーメントがどの程度上昇するか、また定量化し難い値である $K_{\pm}$ 、 $K_{\mp}$ の、 $K_{\pm} = K_{\mp} = 1$ の仮定は安全側の評価となっているかについて検討を行う。そこで、図-11には柱のモーメントとして①2.のベースシア係数0.16時の設計用モーメントを動的効果と上限強度により割増した $M_d$ 、②①を上回る様に図-2に示す実配筋を行った $M_y$ 、③①、②と3.2.2の非ヒンジ部の曲げモーメント割増係数 $cm_{ei}$ を用いて式(7)で求められる、梁の軸伸び変形による非ヒンジ部の曲げモーメント割増を考慮した、 $K_{\pm} = K_{\mp} = 1$ 時の $M_k$ を併せて示した。梁に軸伸び変形が生じることにより、TYPE3建物の柱の1階柱頭の材端モーメントは加力進行方向に向うに伴って上昇し、スパン端部の柱においては本来なら安全側である②の実配筋時の $M_y$ および③の梁の軸伸び変形による非ヒンジ部の曲げモーメント割増を考慮した $M_k$ を上回る場合も見られ、2階柱頭の材端モーメントは加力進行方向に向うに伴い減少する傾向が見られた。図-11により、非ヒンジ部の曲げモーメント割増係数の分配率 $K_{\pm}$ はマイナスの値を取る場合があり、 $K_{\mp}$ は1以上の値を取る場合があることが検証された。非ヒンジ部の曲げモーメント割増係数の分配率 $K_{\pm}$ 、 $K_{\mp}$ は、各節点でのモーメントの釣合により $K_{\pm} + K_{\mp} \leq 1$ を満たす。そのため、 $K_{\pm} = K_{\mp} = 1$ の仮定は、スパン端部の柱においてはやや危険側の評価であるが、非ヒンジ部の設計用応力割増後の配筋設定による応力の余裕度などを考えると、本研究で検討した建物に対しては有効であることが確認できた。

$$M_k = M_y + cm_{ei} M_d \quad (7)$$

## 6. まとめ

本研究では、以下の知見が得られた。

- (1) 建物のスパン数をパラメータとし、梁の軸伸び変形を考慮した建物の静的解析を行ったところ、梁には軸力が発生し、スパン数が増えるほど上限軸力比が大きくなった。軸力は1階において最大となり、軸力比で0.1程度であった。
- (2) 非ヒンジ部の梁の付加軸力に伴う梁の耐力上昇による設計用応力の割増係数の定式化を行った。
- (3) (2)の割増係数の有効性を確認するため、非ヒンジ部の設計用応力の割増係数に2.の割増係数を付け加えた建物と、付け加えない建物を対象に、梁を軸伸び変形を考慮できるモデルにモデル化を行い、地震応答解析を行ったところ6スパン、9スパン建物の崩壊型が層崩壊型から全体降伏型に変わり、靱性保証指針で想定したヒンジ位置に降伏ヒンジが発生することが確認できた。また、3スパン建物については両崩壊型式が変化せず、梁に生じる軸力も小さいことから、小スパン建物の非ヒンジ部の設計用応力の割増係数には、2.の割増係数は付け加える必要がないと考えられる。

## 謝辞

解析には李康寧博士の立体骨組解析プログラム[CANNY99]を使用させていただいた。ここに記して謝意を表する。

## 参考文献

- [1]日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説、1997年7月。
- [2]堀仲輔・前田匡樹・長田正至：梁の変動軸力を考慮した1994年三陸はるか沖地震による被災RC造学校建物の地震応答解析、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.21, No.3, pp.7-12, 1999
- [3]文野正裕・幸村信行・前田匡樹・壁谷澤寿海：軸方向変形拘束を受けるRC梁部材の挙動に関する実験研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.21, No.3, pp.517-522, 1999
- [4]坂田弘安・和田章：多層多スパン鉄筋コンクリート平面骨組模型の解析-曲げ降伏する梁の軸方向伸びを考慮した鉄筋コンクリート平面骨組の弾塑性性状に関する研究(第2報)、日本建築学会構造系論文報告集、第407号、pp.35-45, 1990年1月
- [5]真田靖士・壁谷澤寿海：梁の軸方向変形による柱のせん断力増分の評価、第10回日本地震工学シンポジウム(1998)、論文集第2分冊、pp.2563-2568
- [6]Li Kang-Ning: 「Canny99」, Three Dimensional Nonlinear Dynamic Structural Analysis Computer Program Package, October 1996.
- [7]木村暁子・真田靖士・前田匡樹・壁谷澤寿海：変動軸力と曲げを受けるRC部材の解析モデルの検討、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.21, No.3, pp.1243-1248, 1999
- [8]日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1991年