

# 論文 RC 純フレームの層崩壊を防ぐ必要層せん断余裕率

梅野達三<sup>\*1</sup>・市之瀬敏勝<sup>\*2</sup>・久保綾子<sup>\*3</sup>

**要旨**：層崩壊を防ぐために、動的効果を考慮する必要がある。本研究では層せん断余裕率という新たな指標を定義し、その解析を行い、動的増幅係数と比較した。結果として、必要層せん断余裕率は、建物高さ、地震波によって傾向が異なり、動的増幅係数とも傾向が異なった。また、その結果から、算出式の提案、検証を行った。本研究で提案する層せん断余裕率の算出式は、一部過大評価となる階等があるが、ほぼ有効であるといえる。

**キーワード**：層せん断余裕率、層崩壊、動的増幅係数、塑性率、ベースシア係数

## 1. はじめに

文献<sup>1)</sup>では、全体降伏機構を実現するために、静的に算定される応力と動的な応答による応力との差を動的増幅係数によって考慮している。しかし、文献<sup>1)</sup>には高さ方向の剛性・強度を一律とするなど、制約条件が多い。そこで制約条件が少なく、ピロティーでも全体降伏機構が可能となる層せん断余裕率という新たな指標が文献<sup>2)</sup>で定義された。本研究では、異なる強度の柱を含む場合についても層せん断余裕率の解析をするとともに動的増幅係数と比較する。また、その結果から層せん断余裕率の算出式を提案し、その検証を行う。

## 2. 層せん断余裕率の定義と利点

本論文では層せん断余裕率を次式(1)で定義する。

$$\text{層せん断余裕率 } \alpha_i = Q_{si} / Q_{ti} \quad (1)$$

ここで、 $Q_{si}$  とは図-1(a)に示すように i 階で層崩壊が起きる時のせん断力である。 $Q_{ti}$  とは、図-1(b)に示すように  $A_i$  分布による水平力を加えて建物全体が崩壊形を形成する時の i 階のせん断力である。

図-1(c)のような建物を考える場合、柱、梁の曲げモーメントに対して用いる動的増幅係数を適用して全体崩壊かどうかを調べることはできない。しかし、層として扱う層せん断余裕率では可能となる。このように層せん断余裕率はより順応性がある。

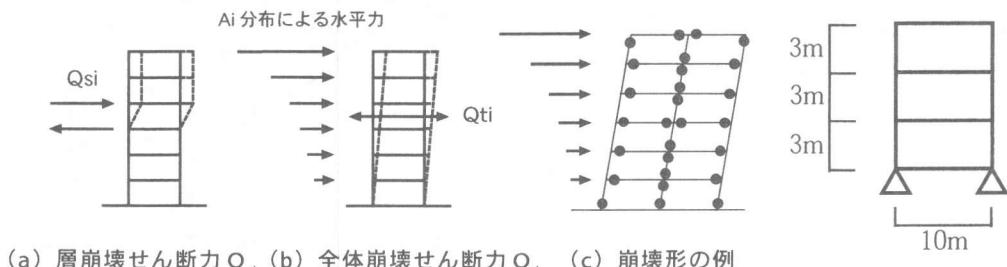


図-1 層せん断余裕率の定義と利点

図-2 解析モデル（3階）

\*1 名古屋工業大学大学院 工学研究科社会開発工学専攻（正会員）

\*2 名古屋工業大学教授 工学部システムマネジメント工学科 工博（正会員）

\*3 名古屋工業大学 工学部社会開発工学科（会員外）

### 3. 解析モデル

解析モデルは、図-2に示すような桁行き方向1スパン10m、階高h=3mとした3階、9階、15階の建物である。各階の重量は50tとする。柱、梁を剛塑性材端バネ法によりモデル化した。初期剛性とひび割れ強度を決めるため、各モデルの柱・梁寸法及びコンクリート強度は、 $A_i$ 分布を用いて文献<sup>2)</sup>のように設定する。降伏時の剛性低下率( $\alpha_y$ )も文献<sup>2)</sup>と同様に計算した。梁の曲げ強度も文献<sup>2)</sup>のように節点ふり分け法により算出される層せん断力がほぼ  $Q_i = A_i \cdot C_o \cdot W_i$  となるよう式(2)～(4)で決めた。ここで、 $C_o$ はベースシア係数、 $W_i$ はi階以上の部分の建物重量を示す。

R階梁：降伏しないように2倍した。

$$M_{byr} = \frac{Q_n}{2} \times \frac{h}{2} \times 2 \quad (2)$$

中間階梁

$$M_{byi} = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \times \frac{h}{2} \quad (3)$$

基礎梁：降伏しないように2倍した。

$$M_{byl} = \frac{Q_l}{2} \times \frac{h}{2} \times 2 \quad (4)$$

ここで、

i : 階数

n : 最上階数

h : 階高

最上階の柱頭と1階の柱脚の曲げ強度は、降伏してもよいように式(5)、(6)のように決める。

最上階柱頭

$$M_{cyn} = \frac{Q_n}{2} \times \frac{h}{2} \quad (5)$$

1階柱脚

$$M_{cy1} = \frac{Q_l}{2} \times \frac{h}{2} \quad (6)$$

左側の柱の曲げ強度は、割り増し係数  $\alpha_{Li}$  ( $1 \leq \alpha_{Li} \leq 2$ ) を用いて式(7)～(9)のように決める。

最上階柱脚

$$M_{cyn} = (\alpha_{Ln} - \frac{1}{2}) \times \frac{Q_n}{2} \times h \quad (7)$$

中間階柱

$$M_{cyi} = \alpha_{Li} \times \frac{Q_i}{2} \times \frac{h}{2} \quad (8)$$

1階柱頭

$$M_{cy1} = (\alpha_{Li} - \frac{1}{2}) \times \frac{Q_l}{2} \times h \quad (9)$$

右側の柱の曲げ強度も係数  $\alpha_{Ri}$  ( $1 \leq \alpha_{Ri} \leq 2$ ) を用いて同様に決める。

層せん断余裕率  $\alpha_i$  は式(10)のように係数  $\alpha_{Li}$  と  $\alpha_{Ri}$  を平均したものとなる。

$$\alpha_i = \frac{\alpha_{Li} + \alpha_{Ri}}{2} \quad (10)$$

解析プログラムはRESP-F<sup>3)</sup>を使用し、入力地震波は、Fukiai EW (1995), Hachinohe NS (1968) の2波を100kineに換算して使用した。

### 4. ベースシア係数

本研究の地震応答解析に用いるベースシア係数を以下の二通りの方法により決めた。

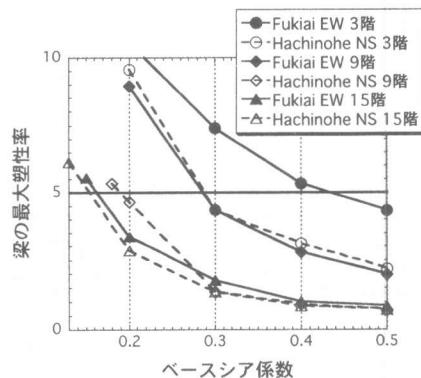


図-3 ベースシア係数と梁の最大塑性率

表-1 ベースシア係数

	梁の最大塑性率が5程度	
	FukiaiEW	Hachinohe NS
3階モデル	0.250	0.432
9階モデル	0.250	0.286
15階モデル	0.238	0.162
		0.288
		0.190
		0.154

一方は、文献<sup>1)</sup>より  $0.25 \times Rt$ (振動特性係数)として計算した。

もう一方は、図-3から梁の最大塑性率が5程度になるベースシア係数を補間して決めた。図-3は、係数  $\alpha_{Li}$ ,  $\alpha_{Ri}$  を全部の階で2.0とした各モデルについてベースシア係数をパラメータとして地震応答解析を行い、梁の最大塑性率とベースシア係数の関係を示したものである。表-1にそのベースシア係数を示す。

### 5. 必要層せん断余裕率の解析方法

ある階の柱頭・柱脚の塑性率のうち、小さい方の値が1.0となる時の層せん断余裕率を必要層せん断余裕率と呼ぶ。その解析方法は、各モデル*i*階の係数  $\alpha_{Li}$  と  $\alpha_{Ri}$  を変えることによって柱の曲げ強度を変化させ、柱曲げ塑性率との関係を調べる。*i*階以外はヒンジを生じさせないように係数  $\alpha_{Li}$ ,  $\alpha_{Ri}$  を2.0とした。その結果から、塑性率が1.0となる時の層せん断余裕率を補間して必要層せん断余裕率を求める。

例として、図-4に3階モデル1階の必要層せん断余裕率を示す。1階では柱頭の塑性率が1.0となる時の層

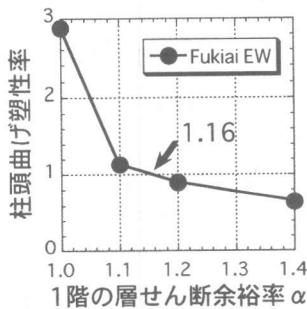


図-4 必要層せん断余裕率の求め方

せん断余裕率1.16を必要層せん断余裕率とする。

これを次に示す二通りの方法により行う。

(解析1)：左右の柱の強度を同時に変化させて解析を行う。 $(\alpha_{Li} = \alpha_{Ri})$

(解析2)：左

右の柱の係数

$\alpha_{Li}$  と  $\alpha_{Ri}$  を

別々に与える。

例えば、図-5に

示すように1階

の層せん断余

裕率  $\alpha_1$  を1.75

とするには、係

数  $\alpha_{L1} = 1.5$  と

$\alpha_{R1} = 2.0$  を与え

る。

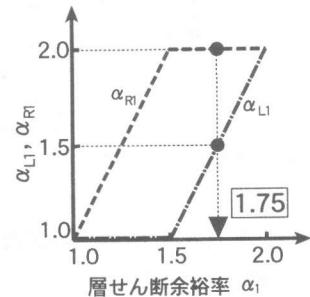


図-5 層せん断余裕率の与え方（解析2）

### 6. 必要層せん断余裕率の結果

図-6に各モデルの必要せん断余裕率の結果を示す。表-2に凡例中の記号の説明を示す。

図-6から次のことが分かる。

- (1) 必要層せん断余裕率は7階、もしくは8階で最大となる。
- (2) 必要層せん断余裕率は、建物の階数が高くなるほど小さくなる。

表-2 凡例中の記号の説明

	0.25×Rt		梁の最大塑性率が5程度	
	解析1	解析2	解析1	解析2
FukiaiEW	F-D-1	F-D-2	F-5-1	F-5-2
Hachinohe NS	H-D-1	H-D-2	H-5-1	H-5-2

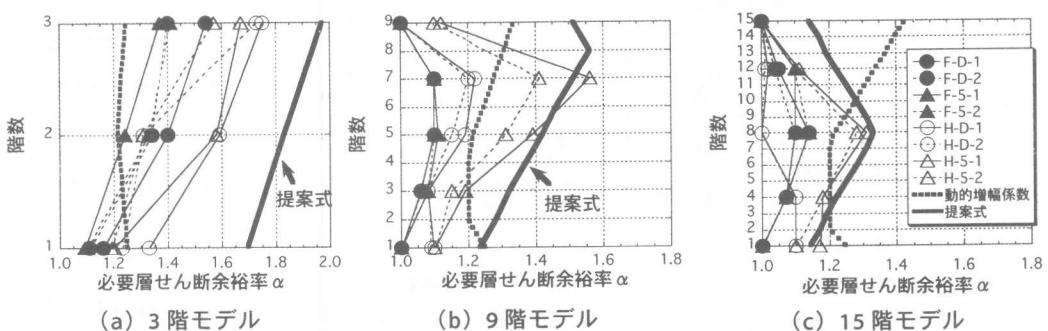


図-6 必要層せん断余裕率

- (3) 地震波によって必要層せん断余裕率が異なる。Fukiai EWよりHachinohe NSの方が大きい。  
(4) 左右の柱の強度を同時に変化させた解析1の方が別々に変化させる解析2よりも必要層せん断余裕率がやや大きい。

また、図-7にベースシア係数を横軸にとった図を示す。図-7から、必要層せん断余裕率はたいていの場合、ベースシア係数が大きくなるほど小さくなることがわかる。ただし、その影響はあまり顕著ではない。

## 7. 層せん断余裕率の算出式の提案

本研究の解析結果から、層せん断余裕率は建物高さに反比例し、8階あたりで最大となる。そこで、層せん断余裕率 $\alpha_i$ の算出式を式(11)、式(12)のように提案する。

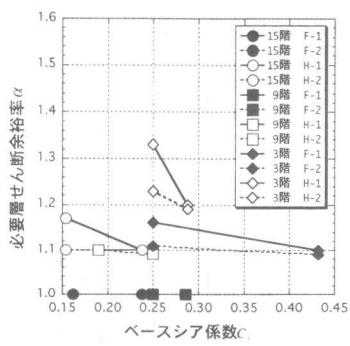
$$\alpha_i = 1 + \frac{0.1}{T_1} \left( 1 + \frac{i}{4} \right) \quad (i \leq 8) \quad (11)$$

$$\alpha_i = 1 + \frac{0.1}{T_1} \left( 5 - \frac{i}{4} \right) \quad (9 \leq i) \quad (12)$$

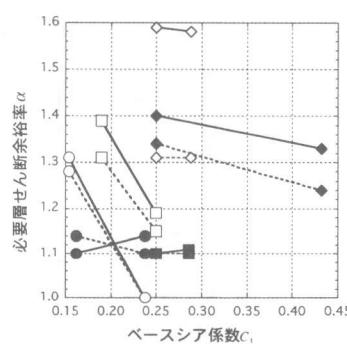
$i$ : 階数

$T_1$ : 1次固有周期 (=0.02H H: 建物高さ)

この提案式に基づき、各モデルについて算出した結果を図-6のそれぞれに太い実線で示す。その結果、3階モデルではやや大きめの値となつたが、9階、15階モデルではほぼ解析値の上限と一致している。



(a) 1階



(b) 中間階 (2, 5, 8 階)

図-7 ベースシア係数と必要層せん断余裕率の関係

## 8. 層せん断余裕率の提案式の検証

### 8.1 検証モデル

検証モデルのベースシア係数は文献<sup>1)</sup>より $0.25 \times R_t$ とした。曲げ強度は、図-8のような全体降伏機構となるように次のように与える。

柱: 柱頭・柱脚ともに層せん断余裕率 $\alpha_i$ によって割り増しする。

$$M_{cyi} = \alpha_i \cdot Q_i \cdot h/2 \quad (13)$$

中間階の梁:  $A_i$  分布に従う層せん断力 $Q_i$ に比例して分布するようにする。

$$M_{byi} = \frac{Q_i}{\sum_{i=2}^n Q_i} \left( h \cdot \sum_{i=1}^n Q_i - 2M_{cyl} \right) \quad (14)$$

R階の梁: 最上階の梁の1.5倍とする。

$$M_{byr} = 1.5M_{byn} \quad (15)$$

基礎梁: 2階の梁の3倍とする。

$$M_{by2} = 3M_{by1} \quad (16)$$

これら以外のものは、3節の解析モデルの値を用いる。

入力地震波は、Fukiai EW, Sylmar EW (1994), Takatori EW, Takatori NS (1995)の4波を原波で用いる。

### 8.2 検証結果

各検証モデルについて地震応答解析を行い、柱頭・柱脚の塑性率のうち、小さい方の値をとる。その値が1より小さければその階で層降伏が生じてないことになり、本研究の提案式が有効

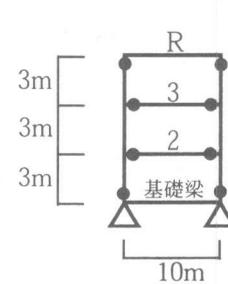


図-8 検証モデル

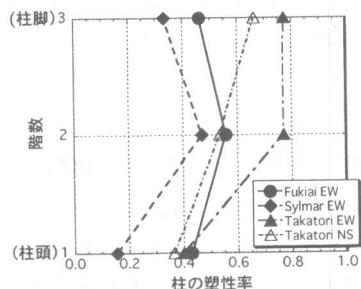
(3階)

であることになる。

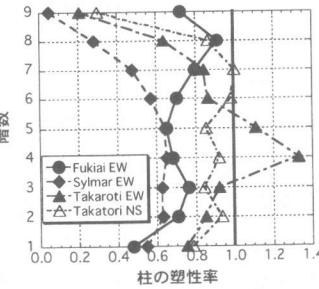
図-9に柱頭・柱脚のうち小さい方の塑性率を示す。図-9から、次のことが言える。

- (1) 3階検証モデルの柱の塑性率は全階で1以下となり層崩壊しなかった。
- (2) 9階、15階検証モデルでは塑性率が一部で1をこえるが、提案式に基づく層せん断余裕率はほぼ有効であるといえる。

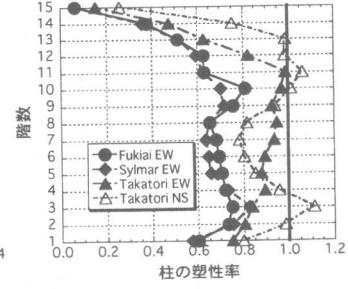
次に、梁の塑性率を図-10に示す。図-10から、3階、9階検証モデルでは梁の塑性率がかなり大きい値となってしまい、柱の降伏を防いだとして



(a) 3階検証モデル

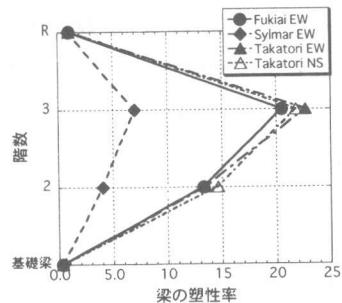


(b) 9階検証モデル

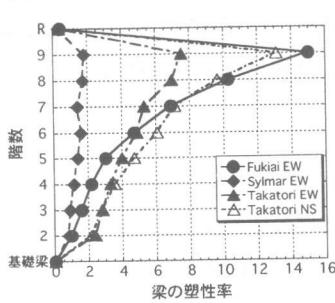


(c) 15階検証モデル

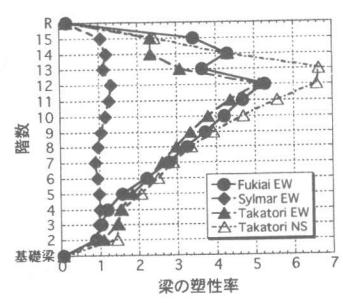
図-9 柱の塑性率（小さい方）



(a) 3階検証モデル

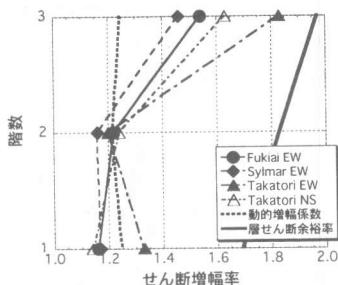


(b) 9階検証モデル

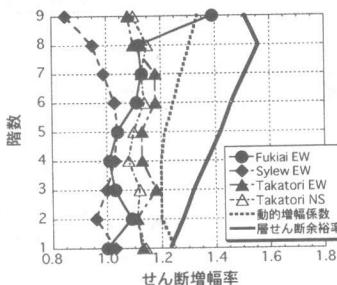


(c) 15階検証モデル

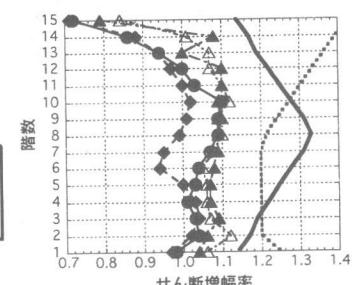
図-10 梁の塑性率



(a) 3階検証モデル



(b) 9階検証モデル



(c) 15階検証モデル

図-11 層せん断余裕率とせん断増幅率の関係

ても、危険であるといえる。15階検証モデルでは、やや大きい階もあるがほぼ許容範囲といえる。つまり、9階以下では  $0.25R_t$  のベースシア係数では不足しているといえる。

また、図-11に層せん断余裕率とせん断増幅率の関係を示す。せん断増幅率とは、応答層せん断力を図-1(b)の  $Q_{ti}$  で除した物である。図-11から、全モデルともせん断増幅率は層せん断余裕率よりも小さい値となった。

### 8.3 動的増幅係数との比較

ここで、各検証モデルについて、荷重制御に

よる静的解析を行い、柱の応答曲げモーメントを調べた。各モデルの結果を図-12に黒丸で示す。また、層せん断余裕率によって割り増しされた曲げ強度を白丸で、動的增幅係数によって割り増された曲げ強度を三角で示す(ただし、最上階では柱脚、中間階では柱頭・柱脚のうち大きい方、1階では柱頭の値とする)。

図-12から、次のことが言える。

- (1) 3階検証モデルでは、全体的に層せん断余裕率の方が動的增幅係数よりも大きくなり、低い建物における動的增幅係数は不足していると言える。
- (2) 全モデルとも、1階柱頭で層せん断余裕率の方が動的增幅係数よりも大きくなり、1階における動的增幅係数は不足していると言える。
- (3) 9階検証モデルでは2~5階、15階検証モデルでは9~14階において、層せん断余裕率の方が動的增幅係数よりも小さくなっている。つまり、これらの階において、動的增幅係数は安全側にし過ぎると見える。
- (4) 15階検証モデルでは、上階で静的解析による応答値と、層せん断余裕率による値がほぼ同じになった。つまり、これらの階では曲げ強度を割り増す必要はないといえる。

## 9. 結論

- (1) 必要層せん断余裕率は、柱の曲げ強度を同時に変化させた時の方が別々に変化させた時よ

りやや大きい。

- (2) 必要層せん断余裕率は地震波によって異なる。ベースシア係数が小さくなると必要層せん断余裕率は増える。
- (3) 3階モデルでは、層せん断余裕率は上階へ行くほど大きくなり、9階モデルと15階モデルでは、中間階で大きくなる。これらの傾向は、文献<sup>1)</sup>の動的增幅係数と異なる。
- (4) 必要層せん断余裕率は、式(11), 式(12)で算出できる。
- (5) 層せん断余裕率と動的增幅係数を比較して、動的增幅係数は低いモデルの全階、または全モデルの1階で不足している。

## 参考文献

- 1) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の耐性保証型耐震設計指針(案)・同解説、1997.7
- 2) 梅野達三, Abimanyu R. D., 市之瀬敏勝:RC純フレーム構造物における層せん断余裕率(その1)(その2), 日本建築学会学術講演梗概集, C-2, 構造IV, pp. 41-44, 1998.9
- 3) (株)構造計画研究所:RESP-F(建築構造物の2次元フレーム弾塑性解析プログラム), 第8.00版, 1997.6

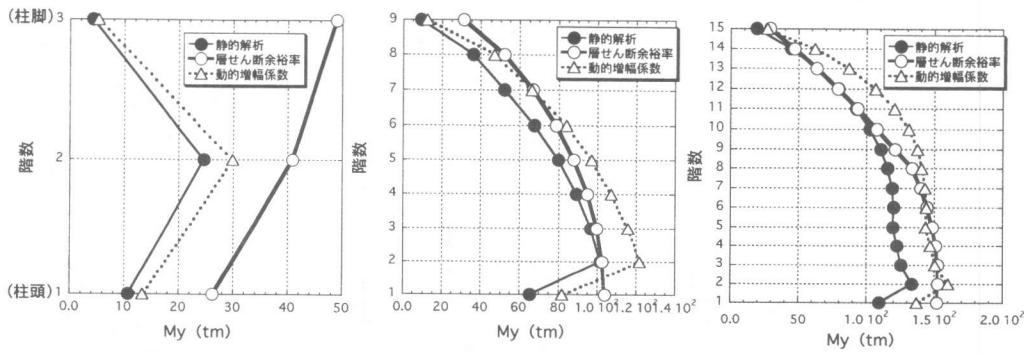


図-12 動的增幅係数との比較