

論文 エネルギー分布による RC 骨組みの応答変位予測

籠橋英伸*1・市之瀬敏勝*2・本上忠*3

要旨:本研究は、RCフレームモデルにおける地震時に発生するエネルギー分布の観点からみた新たな応答変位予測式を提案するとともに、その妥当性を検討する。その方法として、地震時に建物に入力されるエネルギーを各種崩壊エネルギーに分解し、層せん断余裕率との関係から各階の地震時の応答変位の予測を行う。結果として、層せん断余裕率は地震時の応答を算定する概念として有効であり、本研究で提案する応答変位予測式はRCフレームモデルにおいて有効であることがいえる。

キーワード:層崩壊エネルギー、全体崩壊エネルギー、層せん断余裕率、応答変位

1. はじめに

これまで、様々な方法により地震時の応答変位予測がされてきた。その中の一例として、建物を1自由度系に置き換え静的解析の応答結果により地震時の応答変位を予測する方法などがある¹⁾。しかし、この方法では入力される地震波の性質やばらつきなどを考慮しにくいという欠点がある。近年、秋山らの研究²⁾により地震時の応答をエネルギーの観点からみる方法の有効性が明らかにされてきた。そこで本研究では、地震時に建物に入力されるエネルギーを各種崩壊エネルギーに分解し、様々なモデルでの地震時のエネルギー分布をみる。そして崩壊エネルギーと層せん断余裕率との関係から、RCフレームモデルにおける新たな応答変位の予測式を提案する。

2. 解析モデル

解析モデルは、以下の手順により設定する。

(1)図-1に示すような1スパン7m、階高3m、床面積49m²とした6階、9階の建物とする。質量は1.5t/m²とし、各階73.5tとする。柱、梁を剛塑性材端バネ法によりモデル化する。

(2)モデルの初期剛性を決めるため、各モデルの

柱・梁寸法を決める。またヤング率を決めるためにコンクリート強度を決める。それぞれの値を表-1のように設定する。

(3)各部材の強度を決めるために静的弾性解析

を行う。ここで、ベースシア係数は0.5とし、外力は逆三角形分布とする。

(4)柱の強度を設定する。:各階の柱の曲げ強度 M_{cyl} は、様々な解析モデルを設定するために、静的弾性解析より得られた曲げ強度に強度係数 ψ_i を用いて式(1)のように設定する。

$$M_{cyl} = \psi_i \cdot M_{syl} \quad (1)$$

M_{syl} :静的弾性解析により得られた柱頭・柱脚の曲げ強度の平均値

(5)梁の曲げ強度を設定する。:各階の梁の曲げ

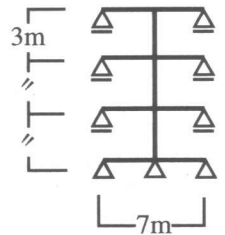


図-1 解析モデル

表-1 断面寸法とコンクリート強度

モデル	階	梁 (mm)		柱 (mm)	コンクリート強度 (N/mm ²)
		せい	幅		
6階	基礎	2000	600		
	1-3	800	500	750	35.3
	4-6	750	450	700	29.4
9階	1-3	900	550	900	41.2
	4-6	850	500	850	35.3
	7-9	800	450	800	29.4

*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 工学部システムマネジメント工学科 (会員外)

強度 M_{bvi} は、静的弾性解析より得られた曲げ強度を梁の曲げ強度として設定する。ただし、最上階の梁の曲げ強度は、その下階の梁の曲げ強度の1.5倍とする。基礎梁の曲げ強度は2階の梁の3倍とする。

(6)各部材のひび割れ強度を設定する。：柱・梁のひび割れ強度は、それぞれ曲げ強度の1/3倍とする。

(7)復元力特性は修正武田モデルを用いる。降伏時の剛性低下率は0.3とする。

以上のように定めた解析モデルについて、強度係数 ψ_i により表-2に示すようなモデルを設定し、解析を行う。解析プログラムはRESP-F³⁾

表-2 各種解析モデル

Tモデル	全階共通の $\psi_i=0.8\sim 1.4$
Pモデル	1階 $\psi_i=0.8$ 他階 $\psi_i=0.9\sim 1.2$
Cモデル	中間階 $\psi_i=0.8$ 他階 $\psi_i=0.9\sim 1.2$

を使用する。

3. 静的弾塑性解析

設定した各解析モデルの性質を見るため静的弾塑性解析を行う。外力は逆三角形分布とする。図-2に9階1.2Tモデルの解析結果を示す。図中の白丸は解析モデルがメカニズムに達したとき

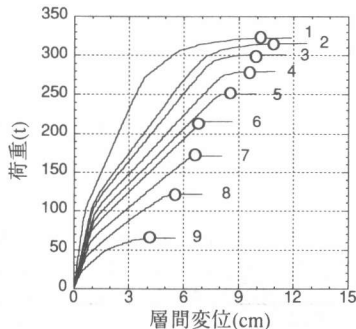


図-2 静的解析結果

を示している。

4. 動的解析

各解析モデルについて動的解析を行い、各階

の応答変位、各部材の塑性率・降伏曲げモーメントを求める。

入力地震波は、以下に示す過去の2種類の地震波をもとに作成した模擬地震波20波と原波1波を用いる。

(1)葺合供給所NS成分 1995 兵庫県南部地震

(2)Sylmar NS成分 1994 Northridge 地震

模擬地震波の作成方法としてはwavelet変換⁴⁾を用いる。

5. 各種エネルギーの定義

5.1 弾性エネルギーの定義

部材に入力される各種エネルギーの定義を図-3に示す。縦軸は部材のモーメント、横軸は部材の回転角である。図中の白丸はモデルがメカニズムに達した点を表している。3章の静的弾塑性解析の結果から、各解析モデルがメカニズムに達するまでに入力されるエネルギーを弾性エネ

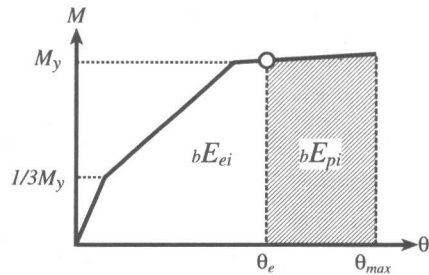


図-3 梁の入力エネルギー

ルギー E_e と定義する。

5.2 部材の塑性エネルギーの定義

梁の塑性エネルギー bE_{pi} は図-3の斜線部分の面積で表される。この図のように建物がメカニズムに達してから入力されるエネルギーを塑性エネルギー E_p と定義する。梁に生じる塑性エネルギーは、4章の動的解析で得られた梁の降伏モーメント・回転角で式(2)のように算出される。

$$bE_{pi} = (\theta_{max} - \theta_e) \cdot M_y \quad (2)$$

θ_{max} : 応答解析での部材の回転角の最大値

θ_e : 降伏時の部材の回転角

M_y :部材の降伏曲げモーメント

柱の塑性エネルギー cE_{pi} も同様に定義する。

5.3 層崩壊エネルギーの定義

層崩壊エネルギー E_{ps} は、図-4(a)に示す各階の柱の降伏箇所の和とし、式(3)で定義する。

$$E_{ps} = \sum_{i=1}^n cE_{psi} \quad (3)$$

各階の層崩壊エネルギー E_{ps} は i 階の柱頭・柱脚で発生した降伏ヒンジの塑性エネルギー cE_{pi} の和とする。ただし、1階の柱脚・最上階の柱頭の塑性ヒンジは全体崩壊エネルギーと定義するため、1階・最上階はそれぞれ柱頭・柱脚の値を2倍した値とする。

5.4 全体崩壊エネルギーの定義

全体崩壊エネルギー E_{pt} は、図-4(b)に示す各階の梁、1階の柱脚、最上階の柱頭の降伏箇所の和とし、式(4)で定義する。

$$E_{pt} = cE_{pt1} + cE_{ptn} + \sum_{i=1}^{n-1} bE_{pti} - \frac{1}{2}(cE_{ps1} + cE_{psn}) \quad (4)$$

層崩壊エネルギーを算出の際に1階・最上階の柱頭・柱脚の値を2倍したため、ここではその1/2を差し引く必要がある。

5.5 塑性エネルギーの定義

建物全体の塑性エネルギー E_p は、各部材に発生する塑性エネルギーの和で表される。また層崩壊エネルギー E_{ps} 、全体崩壊エネルギー E_{pt} の和で表され、式(5)で定義する。

$$E_p = E_{ps} + E_{pt} \quad (5)$$

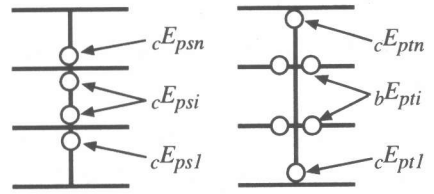
6. 層せん断余裕率と塑性エネルギーの関係

6.1 層せん断余裕率の定義

層せん断余裕率とは i 階での層崩壊のしにくさを表す係数で式(6)のように定義する。

$$f_i = \frac{Q_{si}}{Q_{ti}} - 1 \quad (6)$$

Q_{si} : i 階が層崩壊する時の層せん断力



(a) 層崩壊エネルギー (b) 全体崩壊エネルギー

図-4 塑性エネルギーの分類

Q_{ti} : 建物がメカニズムに達するときの層せん断力

式(6)により算出した9階モデルの層せん断余裕率を表-3に示す。6階モデルの層せん断余裕率もこの値とほぼ同様の値である。

6.2 層せん断余裕率と層崩壊エネルギーの関係

応答解析結果を用いて算出した塑性エネルギー E_p の結果を図-5に示す。ここで縦軸は層崩壊エネルギー E_{ps} と建物全体の塑性エネルギー E_p の比、横軸はモデルの層せん断余裕率の最小値である最小層せん断余裕率 f_{min} である。図の実線は平均値を、破線は平均値と標準偏差の和を示している。

$f_{min}=0$ の場合では E_{ps}/E_p が0から1の間にはらつきをみせる。これに対し、 f_{min} が大きくなるにつれ E_{ps}/E_p が0に近づき、 $f_{min}=0.3$ になるとほぼ0となる。このことから、 f_{min} が0に近いときには建物の崩壊型は層崩壊と全体崩壊が混在していることがいえ、 f_{min} が大きくなるにつれ建物で層崩壊が生じにくくなり、全体崩壊を形成する可能性が高くなることがいえる。

図-5の層せん断余裕率と層崩壊エネルギーの関係から、 E_{ps}/E_p の算出式として式(7)を提案す

表-3 9階モデルの層せん断余裕率

モデル	f_i
0.8T	全階 0
0.9T	全階 0.057
1.0T	全階 0.111
1.1T	全階 0.156
1.2T	全階 0.232
1.3T	全階 0.322
1.4T	全階 0.409

モデル	f_i
0.9P	1階 0 他階 0.122
1.0P	1階 0 他階 0.245
1.1P	1階 0 他階 0.370
1.2P	1階 0 他階 0.494

モデル	f_i
0.9C	5階 0 他階 0.124
1.0C	5階 0 他階 0.250
1.1C	5階 0 他階 0.373
1.2C	5階 0 他階 0.499

る。

$$\frac{E_{ps}}{E_p} = \frac{1}{2}(1-5f_{min}) \quad (7)$$

6.3 層せん断力と各階の層崩壊エネルギーの関係

6.2節と同様に応答解析結果を用いて算出した層崩壊エネルギー E_{ps} の結果を図-6に示す。ここで縦軸は各階の層崩壊エネルギー E_{psi} と層崩壊エネルギー E_{ps} の比、横軸は各階の層せん断余裕率 f_i と最小層せん断余裕率 f_{min} の差である。図の実線と破線は図-5と同様である。

この図から $f_i - f_{min} = 0$ 、つまり f_i と f_{min} の差がない階では、0から1の間に E_{psi}/E_{ps} がばらつきをみせる。このばらつきは $f_i - f_{min} = 0$ のプロットにP、Cモデルの弱点階とTモデルのプロットが混在しているためである。これに対し、 f_i と f_{min} の差が大きい階では $f_i - f_{min} = 0$ と比べ E_{psi}/E_{ps} が小さくなり、0.5になると E_{psi}/E_{ps} はほぼ0になる。このことから、 $f_i - f_{min}$ が大きくなるにつれその階に塑性エネルギーが集中しなくなるがいえる。

以上のことから、弱点階を持つ建物はその階に塑性エネルギーが集中し、強度が高い階になるほど地震時にエネルギーが入力されにくくなるがいえる。

図-6の層せん断余裕率と各階の層崩壊エネルギーの関係から、 E_{psi}/E_{ps} の算出式として式(8)を提案する。

$$\frac{E_{psi}}{E_{ps}} = \frac{1-2(f_i - f_{min})}{n} \quad (8)$$

ここで値を建物の階数 n で除す理由としては、強度が各階一定の建物であるならば地震時に入力されるエネルギーが各階

均等に分配されるだろうという考えのためである。

7. 応答変位予測

7.1 応答変位予測法

地震時の層間の応答変位を、層崩壊を形成するときの層間変位 δ_{psi} 、全体崩壊を形成するときの層間変位 δ_{pt} と弾性範囲内の層間変位 δ_{ei} との和と考え、式(9)のように表す。

$$\delta_i = \delta_{psi} + \delta_{pt} + \delta_{ei} \quad (9)$$

この概念から各階の層間での応答変位の予測式を式(10)のように提案する。

$$\delta_i = \frac{E_{psi}}{Q_{si}} + \frac{E_{pt}}{\sum_{j=1}^n Q_{ji}} + \delta_{ei} \quad (10)$$

ここで、まず応答変位予測式で使用する E_{pt} 、 E_{psi} を求めるために、式(11)を用いて塑性エネルギー E_p を算出する。

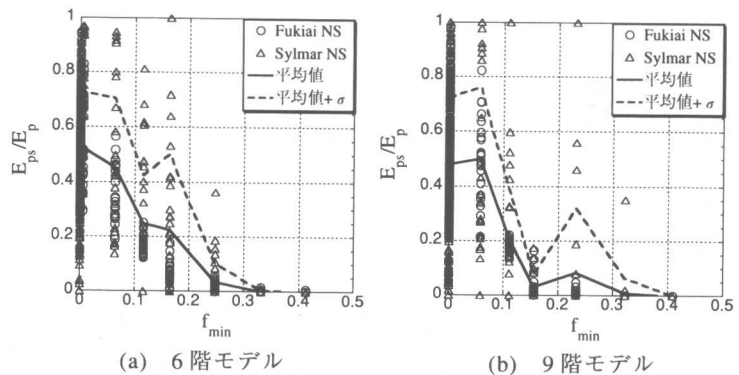


図-5 E_{ps}/E_p と f_{min} の関係

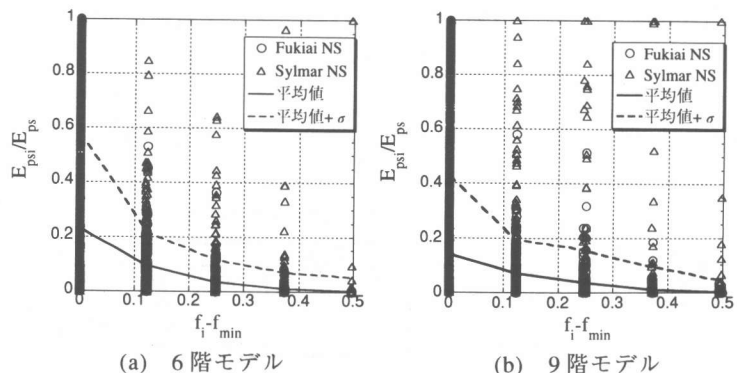


図-6 E_{psi}/E_{ps} と $f_{min}-f_i$ の関係

$$E_p = E_{total} - E_e \quad (11)$$

E_{total} は動的解析により得られた最大変形角から算出した各部材のエネルギーの総和を、 E_e は建物の性質を表しているため静的弾塑性解析結果のメカニズム時までに建物に入力されるエネルギーの値をそれぞれ代入する。次に前節の式(7),(8)を用いて E_{pt} , E_{psi} を算出する。弱点階を持つモデルに関しては、まず一般階の E_{psi} を式(8)より算出し、弱点階の E_{psi} は1から他の一般階の E_{psi} の合計を引いた値とする。このようにして算出した E_{pt} , E_{psi} を式(10)に代入し、地震時の各階の応答変位を予測する。

7.2 応答変位予測式の検証

提案した応答変位予測式の検証を行うために、実際の解析結果から得られた E_{pt} , E_{psi} を用いて式(10)により予測式の検証値を算出する。図-7に6階・9階モデルでの予測式の検証値と解析値の対応を示す。縦軸は予測式の検証値、横軸は解析値である。

この図から多少ばらつきはあるものの、検証値と解析結果はよく対応していることがいえる。また、ここに掲載しなかった他の解析モデルでも同様に検証値と解析値がよく対応していた。これらのことから、提案した応答変位予測式は有効であるといえる。

TモデルのSylmar NSの算出結果に、解析値に比べ検証値が大きな値をとっているプロットがみられる。これはSylmar NSでの動的解析結果がメカニズムに達していないためである。本研究で提案した応答変位予測式は静的弾塑性解析結果のメカニズム時の層せん断力、層間変位を用いるため、地震時の応答変位がメカニズム時の層間変位に達しない場合、精度の高い予測はできない。しかし、地震時にメカニズム時の層間変位に達しない場合は危険ではないと考えられる。

7.3 応答変位予測結果

図-8にFukiai NSでの応答変位の予測結果を

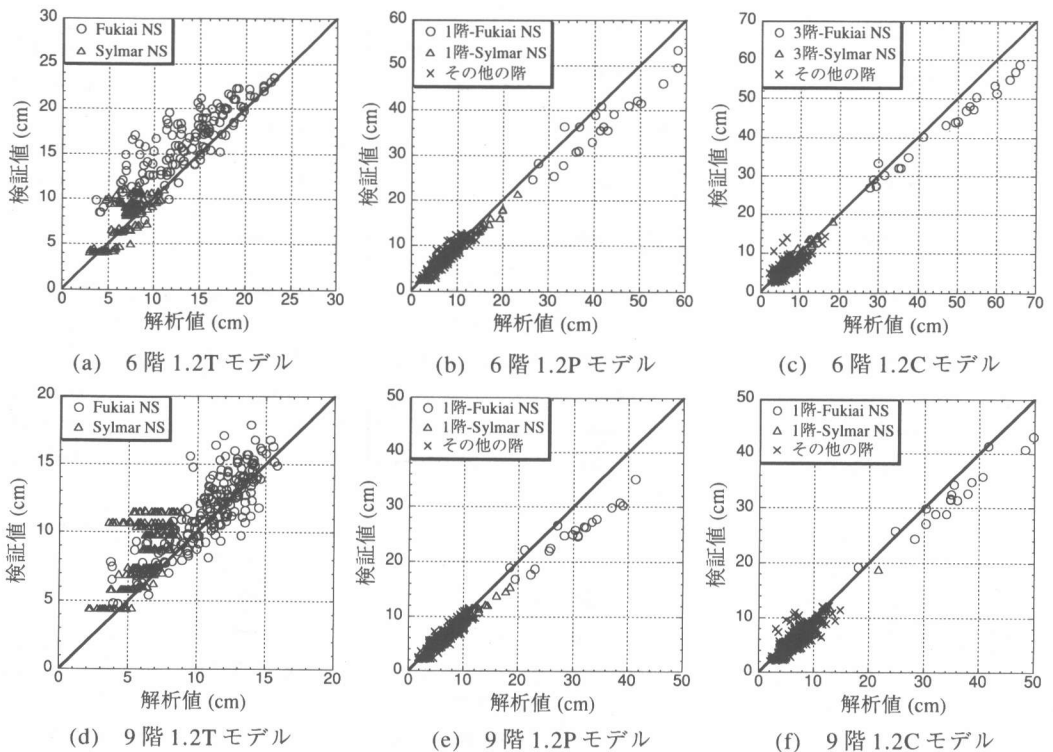


図-7 検証値と解析値の対応

示す。この図から6階・9階モデルとも解析値の平均と予測値がほぼ一致しているといえる。また、他の解析モデルや Sylmar NS での予測結果も同様の結果となった。

この図から強度が全階一律の建物、弱点階を持つ建物ともに応答変位が予測可能であることがいえる。

8. 結論

(1) 層せん断余裕率は地震時の応答を算出する概念として有効である。

(2) RCフレームモデルにおける地震時の平均的な応答変位は、この論文で提案した式(10)により予測可能である。

9. 今後の課題

本研究では、エネルギーの観点からみた地震時の平均的な応答変位の予測法を提案した。今後の課題として、地震波のばらつきを考慮した

応答変位の上限値の算出方法の研究を進める必要がある。

参考文献

- 1) 例えば、松森泰造、壁谷澤寿海：多自由度系の地震応答変形の推定方法、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造系、pp,695-698、1999
- 2) 秋山宏：エネルギーの釣り合いに基づく建築物の耐震設計、1999.技報堂出版社
- 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
- 4) 梅村恒、市之瀬敏勝：鉄筋コンクリート建物の耐震診断について（その2）スペクトル振幅及び包絡形状の等しい模擬地震動、東海支部研究報告集、2001.2

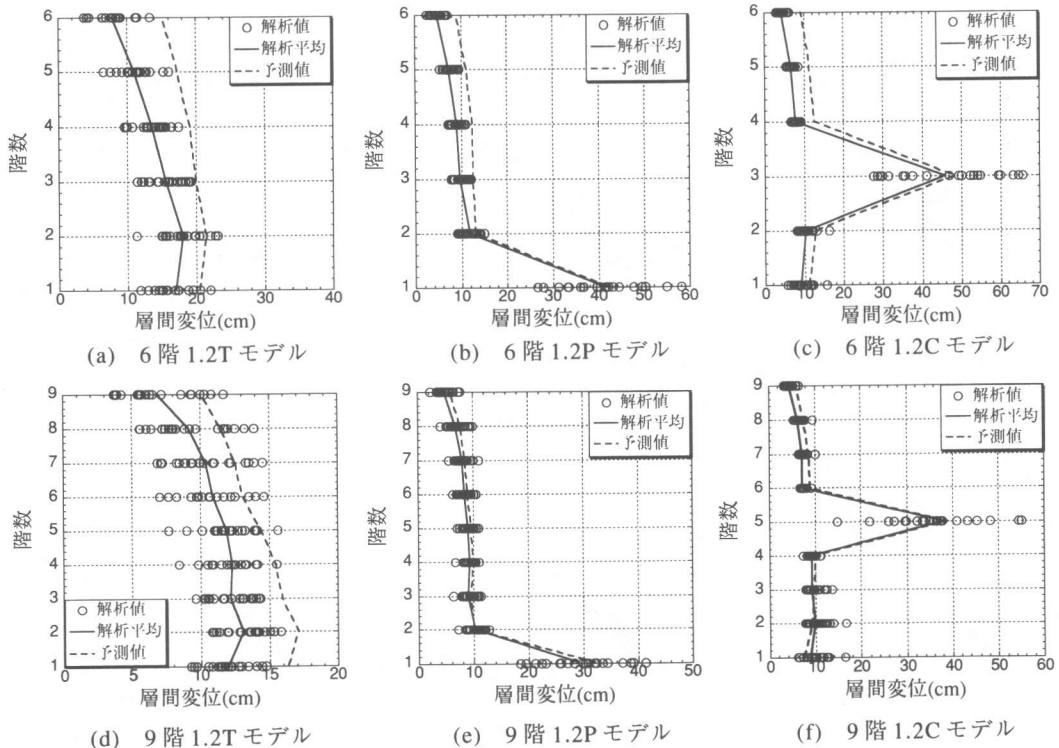


図-8 応答変位予測結果 (Fukiai NS)