

論文

[2151] 剛性を考慮に入れた高層鉄筋コンクリート造建物の耐震設計法

正会員 境 有 紀 (東京大学地震研究所)

1. はじめに

建物の耐震安全性のためには、耐震設計の目標を的確に設定し、これを満たすように建物の耐震性能を確保することが重要である。耐震設計の目標は、工学的、社会的判断を伴うため、一義的に設定することは難しいが、現状では、地震時の部材の塑性率と建物の層間変形角によって表現されることが多い。例えば、文献[1]では、建築物の耐用年限中に1回経験する可能性のある大地震動が作用した時の耐震設計の目標を次のように設定している。

- ① 梁端の塑性率は4程度以下、1階柱脚の塑性率は2程度以下とする。
- ② 層間変形角は1%程度以下とする。
- ③ 対象建物の崩壊機構は原則として梁曲げ降伏先行型とする。

一方、地震時の部材の塑性率や建物の層間変形角を制御するための耐震性能は、前者に対しては保有水平耐力であり、後者に対しては剛性である。建物の保有水平耐力を表現する指標としては、降伏時のベースシア係数が用いられるが、建物の剛性を表現する指標は特になく、従って地震時の建物の応答層間変形角を制御する簡便な方法は、確立されていないのが現状である。

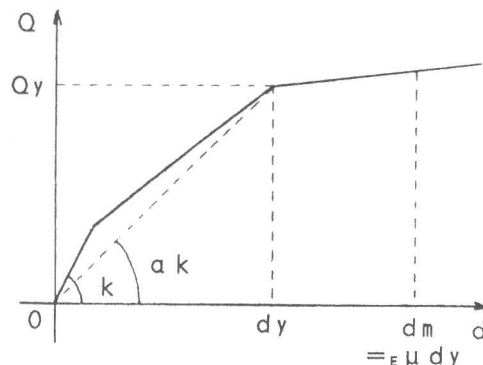
そこで本研究では、地震時の建物の応答層間変形角を制御する指標を提案し、これを耐震設計に適用する方法について示した。

2. 建物の層間変形角を制御する指標の提案

建物の層間変形角を制御する指標を探るため、図1に示した、建物を一自由度系に縮約した系の復元力と変形のスケルトンカーブを考える。まず、縮約系の応答変形角 ϵR は式(1)で与えられる。

$$\epsilon R = \frac{{}_1\beta d m}{H} = \frac{{}_1\beta \epsilon \mu d y}{H} \quad (1)$$

${}_1\beta$: 刺激係数、H : 建物全体の高さ、
 $\epsilon \mu$: 縮約系の応答塑性率



Q_y : 降伏せん断力、 d_y : 降伏変形、
 d_m : 応答変形、 α : 降伏時の剛性低下率

図1 縮約系のスケルトンカーブ

一方、図1より縮約系の降伏変形 d_y は、式(2)で与えられる。

$$d_y = \frac{Q_y}{\alpha k} = \frac{C_y m g}{\alpha m \left[\frac{2\pi}{T} \right]^2} = \frac{g C_y T^2}{4\pi^2 \alpha} \quad (2)$$

C_y : 降伏ベースシア係数、 m : 等価質量、 T : 弾性1次固有周期、 g : 重力加速度

式(2)を式(1)に代入して式(3)を得る。

$${}_E R = \frac{{}_1 \beta g}{4 \pi^2 \alpha} \frac{{}_1 T^2}{H} C_{yE} \mu \quad (3)$$

ここで、多自由度系の1次モードを直線と仮定すると、層数が5から30まで変化しても、 ${}_1 \beta$ は1.36から1.48程度の変化であり、また α も鉄筋コンクリート造建物では0.3程度とほぼ一定とみなすと、式(3)の右辺における ${}_1 \beta g / (4 \pi^2 \alpha)$ は、系によらずほぼ一定値となる。すると、右辺の ${}_1 T^2 C_{yE} \mu / H$ という量が大きいほど左辺の縮約系の応答変形角 ${}_E R$ は大きくなる。よって、地震時の建物の応答層間変形角を制御する指標（以下、変形指標 D_i と呼ぶ）を、式(4)のように提案する。

$$\text{変形指標 } D_i = \frac{{}_1 T^2 C_{yE} \mu}{H} \quad (4)$$

${}_1 T$: 弾性1次固有周期(秒)、 C_y : 降伏ベースシア係数、
 ${}_E \mu$: 縮約系の応答塑性率、 H : 建物全体の高さ(m)

式(4)において、 ${}_1 T^2 / H$ は、建物の断面寸法が決まれば一意的に決まる量であるが、 $C_{yE} \mu$ は、入力地震動の大きさを想定し、建物を設計した段階で決まる量である。つまり、 $H / {}_1 T^2$ が建物の剛性を表現しており、地震時の建物の応答層間変形角は、建物の剛性に加えて、建物の耐力(C_y)および応答レベル(${}_E \mu$)にも依存することがわかる。

そこで本研究では、想定する入力地震動を表1の最大速度50cm/sに規準化した3つの強震記録と仮定し、以下の議論を進める。

まず、建物の耐力 C_y は、式(5)で与えられるとした。

$$C_y = \frac{0.18}{{}_1 T^{1.6}} \quad (5)$$

ただし、 $C_y \leq 0.6$

表1 入力地震動

強震記録	最大加速度 (cm/s ²)	最大速度 (cm/s)
El-Centro NS Imperial Valley 1940年	511	50
八戸港湾 EW 十勝沖 1968年	256	50
東北大学 NS 宮城県沖 1978年	357	50

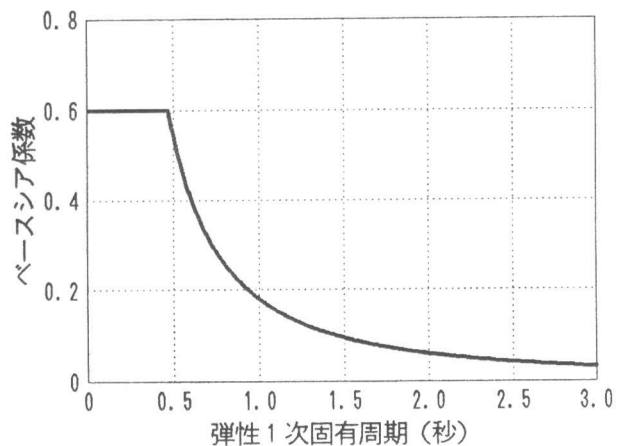


図2 設計用スペクトル [2]

C_y : 降伏ベースシア係数、 ${}_1 T$: 弾性1次固有周期(秒)

式(5)は、建物を一自由度系に縮約し、表1に示す3つの入力地震動を用いて動的応答解析を

行ない、建物の梁の塑性率が4程度に収まるように設定した3つの必要耐力スペクトルを包絡したスペクトルである。これを図2に示す。また、この時の縮約系の塑性率 μ は2.8であった[2]。よって、式(5)および $\mu = 2.8$ を式(4)に代入して変形指標 D_i は、式(6)となる。

$$D_i = \min \left(0.504 \frac{{}_1T^{0.4}}{H}, 1.68 \frac{{}_1T^2}{H} \right) \quad (6)$$

ただし、 $\min(x, y)$ は、 x, y のうち小さい方を意味する

Newmarkの変位一定則が成り立つと仮定すると、 ${}_1T$ が同じ系では $C_y \mu$ が一定となるため、 C_y が式(5)を満たしていなくても(例えば余剰耐力をもって)、式(6)は妥当性を失わない。

そこで、提案した変形指標の妥当性を検討するために、様々な周期、剛性をもつ建物を設計し、弾塑性地震応答解析を行なった。

3. 建物の設定

整形な平面純フレームとし、層数および用途(以下簡単に'層数'と呼ぶ)を変えて、prototype建物を5種類設定した(表2)。建物の名称は左のアルファベットが用途(Apartment、Office)、右の数字が層数を表わす。層数は6層から24層までとし、用途は共同住宅と事務所を考え、スパンと階高を変えてある。各prototype建物の断面寸法、コンクリート強度を表3に示す。建物0-06、0-12、A-08は、梁の中央の直交方向に小梁をかけ、スラブ厚は全建物共通で15cmとした。また、高層建物の下層部には高強度コンクリートを用いた。

そして、これら5種類のprototype建物それぞれについて、断面寸法を0.8倍、0.9倍、1.0倍(そのまま)、1.1倍、1.2倍することによって、剛性を5通りに変化させた。よって、建物は層数が5種類、剛性が5種類で全部で $5 \times 5 = 25$ 種類となる。

表2 prototype建物の概要

建物名称	用途	階数	スパン (m)	階高 (m)	周期 (秒)
0-06	事務所	6	8.0x6.0	3.7	0.54
A-08	共同住宅	8	6.0x6.0	2.8	0.51
0-12	事務所	12	8.0x6.0	3.7	0.78
A-16	共同住宅	16	5.0x5.0	2.8	0.75
A-24	共同住宅	24	5.0x5.0	2.8	1.06

※下線は対象フレーム方向のスパン

表3 prototype建物の断面寸法とコンクリート強度 F_c

建物名称	柱せい (cm)	梁せい (cm)	梁幅 (cm)	F_c (kg/cm ²)
0-06	80~90	80~90	55~70	240
A-08	70~80	70~80	35~45	240
0-12	90~110	85~95	55~85	240~300
A-16	70~80	70~80	50~60	240~300
A-24	70~90	70~80	50~60	240~360

4. 建物の設計

建物の設計は、鉛直荷重と地震を想定した水平荷重によった。鉛直荷重による応力は、各階の重量を躯体の重量(簡単のために1.0tonf/m²とした)に学会規準[3]に示された積載荷重を加えたものとして求めた。水平荷重による応力は、外力分布を逆三角形とし、梁にひび割れによる剛性低下を考慮した線形応力解析により求めた。ここで、梁の剛性低下率は降伏時の剛性低下率 α_y (0.3と一定とした)に等しく0.3とした。1階の柱は、柱脚に塑性変形を許容するが、梁に比べて許容塑性率が2と小さいため、剛性は低下させなかった。梁および1階柱脚の設計用応力は鉛直荷重による応力と水平荷重による応力の和として定める。設計用地震荷重は、式(5)によ

た。

1階柱脚以外の柱端の設計用応力は、塑性ヒンジの耐力上昇を考慮して割り増し[2]、最終的な部材の設計用応力は、学会規準[3]の最小主筋量の規定、鉛直荷重による応力が許容応力度を越えないこと、柱主筋が接合部上下で等配筋となることを考慮して設定し、配筋は敢えて行なわなかった。最小主筋量に相当する降伏モーメントの算定は、鉄筋にSD35を用い、規格強度($\sigma_y = 3500 \text{ kgf/cm}^2$)をもつとして学会規準[3]の略算式によった。

5. 建物のモデル化

設計された建物を次のようにモデル化した。部材は端部に剛域をもった線材に置換する。剛域端位置については、対象とする建物は梁曲げ降伏先行型の崩壊機構となり、梁は塑性変形が進む一方、柱はひび割れ程度に留まるため、梁が柱面位置、柱が梁面から柱せい1/4内側にはいった位置[3]とした。そして建物は、無限均等フレームから内柱1本とそれに付く梁を、梁の中央から切り出したモデルとした(図3)。部材の塑性曲げ変形は部材端の回転バネに集中させ、履歴モデルはTakedaモデル[4]を用いた。図4にそのスケルトンカーブを示す。降伏モーメントは設計用モーメントとし、ひび割れモーメントは菅野式[5]により算定し、降伏時の剛性低下率 α_y は0.3とした。塑性ヒンジの降伏後の剛性 $\beta \cdot k$ は、塑性率4でモーメントが塑性ヒンジの回転による耐力上昇を考慮して割り増した値になるように設定し、1階柱脚以外の柱端は建物が梁曲げ降伏先行型の崩壊機構を形成するために十分な耐力をもつものとして第2剛性と等しくした。また、Takedaモデルの除荷剛性低下指数は0.4とした。なお、P- Δ 効果は考慮せず、1階柱脚は固定とし、各階の質量は床レベルに集中するものとした。各階の質量、重量は簡単のために躯体の重量を 1.0 tonf/m^2 とし、これに学会規準[3]に示された積載荷重を加えたものとした。

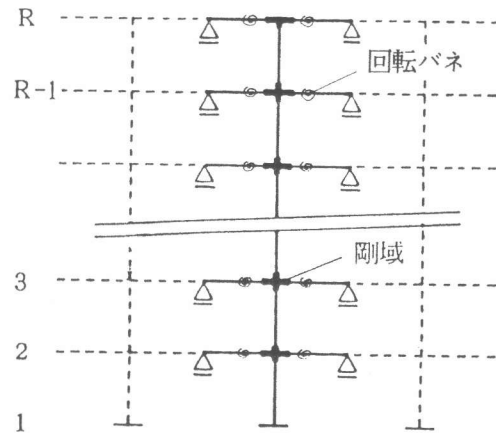
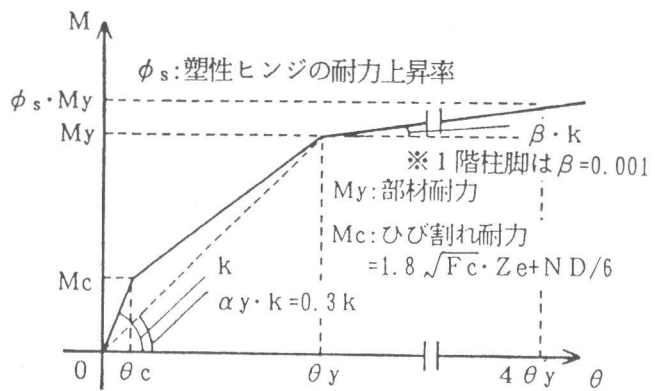
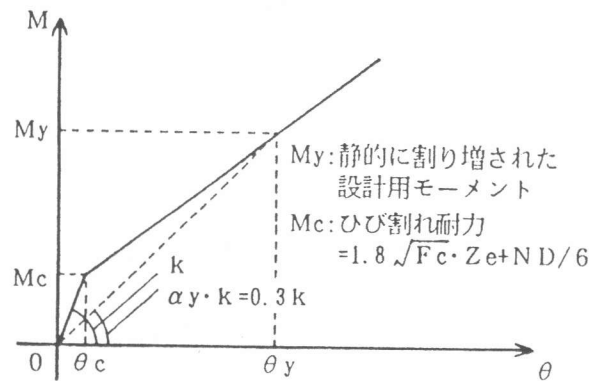


図3 フレームの解析モデル



(1) 梁端および1階柱脚



(2) 1階柱脚以外の柱端

図4 部材のスケルトンカーブ

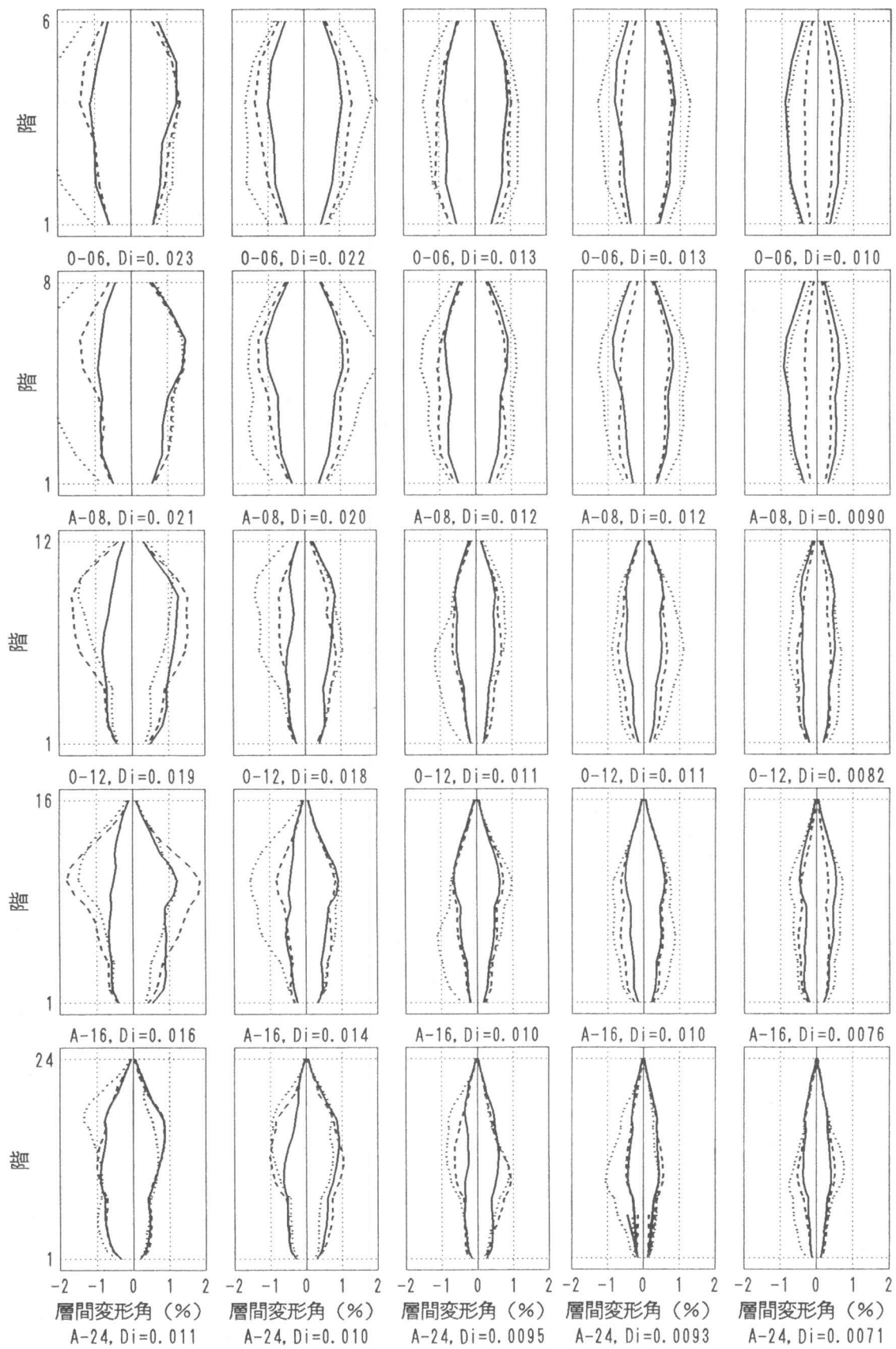


図5 応答層間変形角(El-Centro ——— 八戸 - - - - 東北大)

6. 建物の弾塑性地震応答解析

設計された建物の弾塑性地震応答解析を行ない、変形指標と応答層間変形角の関係について考察した。入力地震動は表1で示されたものを用い、応答解析手法は数値積分にNewmark- β 法($\beta=1/4$)、時間刻みは0.005秒、減衰は弾性時の1次減衰定数が0.05となる瞬間剛性比例型とした。

応答層間変形角を、図5に示す。変形指標 D_i が大きいくほど応答層間変形角が大きくなっていることがわかる。そこで全ての建物について、最大応答層間変形角(ここで最大とは、ある建物の応答層間変形角の中で最大の層の層間変形角という意味)と変形指標の関係を図6に示す。最大応答層間変形角と変形指標の間には強い相関が見られ、提案する変形指標が最大応答層間変形角を制御する量として適切であることが確認される。

次に、層間変形角を1%程度以下とするための変形指標の目標値について検討する。

$\beta=1.4$ 、 $\alpha=0.3$ とし、整形な建物では応答層間変形角はほぼ層によらず一定とみなすと、最大応答層間変形角 R は、式(3)、(4)より、式(7)で表現される。これを図6に実線で示してある。

$$R = 116 D_i (\%) \quad (7)$$

式(7)による推定値は、式(5)の設計用スペクトルが、3つの地震動の必要耐力スペクトルを包絡するように設定されているため、実際の応答の上限値を的確に与えている。式(7)より、層間変形角を1%程度以下とするには、変形指標が0.01程度以下となるように建物の形状、断面寸法を決めればよい。このことは、図5からも確認される。

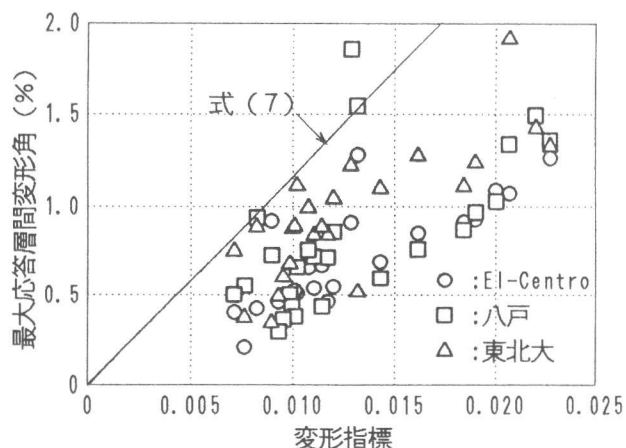


図6 最大応答層間変形角と変形指標の関係

式(7)による推定値は、式(5)の設計用スペクトルが、3つの地震動の必要耐力スペクトルを包絡するように設定されているため、実際の応答の上限値を的確に与えている。式(7)より、層間変形角を1%程度以下とするには、変形指標が0.01程度以下となるように建物の形状、断面寸法を決めればよい。このことは、図5からも確認される。

7. まとめ

- ① 地震時の建物の応答層間変形角を制御する変形指標を提案した。
- ② 様々な層数、剛性をもつ建物を設計し、弾塑性地震応答解析を行なって、変形指標の地震時の建物の応答層間変形角を制御する指標としての妥当性を確認した。
- ③ 大地震時の応答層間変形角を1%程度以下とするための変形指標の目標値を示した。

参考文献

- [1] 青山博之、小谷俊介、久保哲夫、壁谷沢寿海：靱性に依存する鉄筋コンクリート造建築物の耐震設計法、コンクリート工学年次論文報告集第9巻第2号、1987
- [2] 境有紀、小谷俊介、青山博之：中高層RC純フレームの終局強度型耐震設計、構造工学論文集 Vol.35B、1989
- [3] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1982
- [4] Takeda, Sozen and Nielsen: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal, Structural Division, ASCE, Vol. 96, No. ST12, 1970
- [5] 菅野俊介：鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する実験的研究、1970