

# [2082] 靱性に依存する鉄筋コンクリート造純フレームの 設計用柱応力の割増率

正会員 ○青山 博之(東京大学工学部)

正会員 境 有紀(東京大学大学院)

正会員 小谷 俊介(東京大学工学部)

## 1. はじめに

鉄筋コンクリート造建築物の終局強度型耐震設計法において、終局時の崩壊形は靱性に富む梁曲げ降伏先行型の崩壊機構とすることが望ましい。この崩壊機構を確保するためには、塑性変形を許容しない部位に対して様々な要因を考慮して十分な強度を確保する必要がある。

本論文では、終局強度型耐震設計法として「靱性型耐震設計法」[1]を取り上げ、弾性周期が0.4秒程度以上の中層から高層の鉄筋コンクリート造純フレーム構造にこの設計法を適用した時の、梁曲げ降伏先行型の崩壊機構を確保するために必要な設計用柱応力の割増率について検討する。

この「靱性型耐震設計法」は、構造物が予め設定した全体崩壊機構により必要保有水平耐力を確保し、更に必要な靱性を有するように塑性変形を許容する部位(以下塑性ヒンジと呼ぶ)を設計し、設定した全体崩壊機構以外の崩壊機構とならないように、塑性変形を許容しない部位に十分な強度を確保する設計を行なうものである。構造物の耐震性能の目標は、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に対して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最大層間変形角は1/100程度以下とする、となるように設定される。

本論文では、これらの目標を達成するように構造物の保有水平耐力を確保した時の、梁曲げ降伏先行型の崩壊機構を確保するための塑性変形を許容しない部位の設計用応力の割増率について、入力地震動に基盤動の周波数特性と表層地盤の影響を考慮した動的フレーム応答解析によって検討した。

## 2. 対象フレームの設定

整形な平面純フレームであり、無限均等フレームから柱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1)。表1において下線が対象フレームのスパンである。階数は6階から24階までとし、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。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。高層フレームの低層部には高強度コンクリートを用いた。

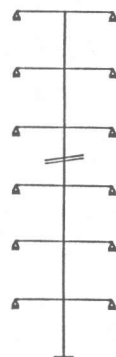


図1 解析モデル

表1 対象フレームの概要

| 建物名称 | 用途   | 階数 | スパン(m) | 階高(m) |
|------|------|----|--------|-------|
| O-06 | 事務所  | 6  | 8×6    | 3.7   |
| A-08 | 共同住宅 | 8  | 6×6    | 2.8   |
| O-12 | 事務所  | 12 | 8×6    | 3.7   |
| A-16 | 共同住宅 | 16 | 5×5    | 2.8   |
| A-24 | 共同住宅 | 24 | 5×5    | 2.8   |

表2 断面寸法とコンクリート強度

| 建物名称 | 柱せい(cm) | 梁せい(cm) | 梁幅(cm) | F <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) |
|------|---------|---------|--------|--------------------------------------|
| O-06 | 80~90   | 80~90   | 55~70  | 240                                  |
| A-08 | 70~80   | 70~80   | 35~45  | 240                                  |
| O-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                              |

表3 フレームの弾性周期

| 建物名称 | 1次(秒) | 2次(秒) | 3次(秒) |
|------|-------|-------|-------|
| O-06 | 0.54  | 0.19  | 0.11  |
| A-08 | 0.51  | 0.18  | 0.10  |
| O-12 | 0.78  | 0.28  | 0.17  |
| A-16 | 0.75  | 0.27  | 0.16  |
| A-24 | 1.06  | 0.38  | 0.23  |

### 3. フレームの設計とモデル化

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設計用応力を定める。

1階の柱は、柱脚に塑性変形を許容するもののその許容塑性率が2と小さいことを考えて剛性は低下させない。梁の剛性低下率は予備解析を行ない、梁端の塑性率4と1階柱脚の塑性率2がほぼ同時に起こるように0.3とする。塑性変形を許容しない部位の設計用

応力は、塑性ヒンジの大変形に伴う、鉄筋の歪硬化、スラブの有効幅の拡大による耐力上昇を考慮して割り増す。ここでこの割増率（以下静的割増率 $\phi_s$ と呼ぶ）は静的漸増載荷解析に基づく値ではなく、式(1)による。

$$\phi_s = \phi \cdot ({}_sMy + {}_sMy) / {}_sMy \quad (1)$$

$\phi$ ：鉄筋の歪硬化による上昇率（=1.1）

${}_sMy$ ：隣接する梁の耐力

${}_sMy$ ：塑性ヒンジの大変形に伴って広がるスラブ幅

（片側でスパンの0.1倍）に含まれるスラブ筋による耐力

この $\phi_s$ は、後述する塑性ヒンジのスケルトンカーブの降伏後の剛性の設定からわかるように梁端の塑性率が4に達した時を想定している。最終的な部材耐力は、現行規準[3]の最低主筋量、柱主筋の接合部内通し配筋を考慮して設定し、配筋は敢えて行なわなかった。配筋を行なわなかったのは配筋を行なうことによって増える施工上の配筋、鉄筋の材料強度のばらつき、曲げ強度算定式の誤差を排除し、後述する動的増幅率 $\phi$ を明確にするためである。

各フレームの必要保有水平耐力は、図2に示す設計用地震力スペクトルに基づいて定める。ここで表層地盤とは設計用地震力スペクトルの設定の際に用いた入力地震動の得られた表層地盤を指す。スペクトルの具体的な値を表4に示す。この設計用地震力スペクトルは、フレームが耐震設計の目標を満たすために必要な最小限の保有水平耐力を定めたものである。また、表2の断面寸法は保有水平耐力（1階柱脚のベースシア係数）として0-06、A-08が0.30、0-12、A-16が0.25、A-24が0.20を想定しており、設計用地震力スペクトルによって保有水平耐力が変化した時は、SD35程度の鉄筋を用いた時の梁主筋、柱主筋の引張り鉄筋比が各々1.2%、0.8%程度に収まるように断面寸法を変化させる。設計されたフレームを次のようにモデル化した。

部材は線材置換し、柱-梁接合部は剛とする。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3にそのスケルトンカーブを示す。降伏モーメントは設計された部材耐力とし、ひび割れモーメントは文献[5]の式により算定した。また、

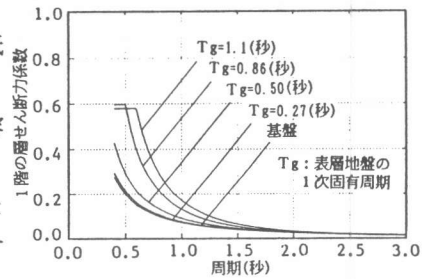


図2 設計用地震力スペクトル

表4 各フレームの必要保有水平耐力（1階の層せん断力係数）

| 建物名称 | 表層地盤の固有周期(秒) |      |      |      |      |
|------|--------------|------|------|------|------|
|      | 基盤           | 0.27 | 0.50 | 0.86 | 1.11 |
| 0-06 | 0.20         | 0.21 | 0.29 | 0.60 | 0.58 |
| A-08 | 0.19         | 0.21 | 0.28 | 0.57 | 0.58 |
| 0-12 | 0.10         | 0.11 | 0.14 | 0.22 | 0.34 |
| A-16 | 0.11         | 0.12 | 0.15 | 0.24 | 0.37 |
| A-24 | 0.07         | 0.07 | 0.09 | 0.13 | 0.17 |

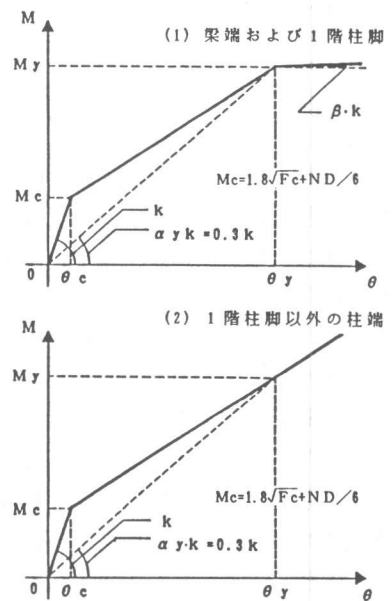


図3 履歴モデルのスケルトンカーブ

降伏時の剛性低下率 $\alpha_y$ は梁、柱ともに0.3とした。降伏後の剛性 $\beta_k$ は、塑性ヒンジが塑性率4でスラブの有効幅が片側でスパンの0.1倍拡がりスラブ筋を含めた引張り鉄筋の耐力が歪硬化により1.1倍になるように、塑性変形を許容しない部位は梁曲げフレームが降伏先行型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。各階の質量は床レベルに集中するものとし、1階柱脚は固定とした。

表5 入力地震動の名称

## 5. 入力地震動

「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」は、基盤動における周波数特性、表層地盤による影響を考慮し、設計用地震力スペクトルの設定の際[2]の入力地震動をそのまま用いた。即ち、基盤動は東北大学NS成分（宮城県沖地震1978年）、八戸港湾EW成分（十勝沖地震1968年）、El-Centro NS成分（1940年）の3つの強震記録から求め、これを入射波にして

|      |                                                   |
|------|---------------------------------------------------|
| E 05 | 基盤動作成の元となった強震記録<br>E : El-Centro, H : 八戸, T : 東北大 |
|      | 表層地盤の1次固有周期<br>B : 基盤, 02 : 0.2秒 … 11 : 1.1秒      |

最大速度10kineで基準化し、その上に4種類の表層地盤を設定して地表動を入力地震動とした。入力地震動の名称は左のアルファベットが基盤動作成の元となった強震記録、右の数字が表層地盤の1次固有周期を表わす（表5）。

## 6. フレームの応答解析

フレームの動的応答解析を行ない、梁曲げ降伏先行型の崩壊機構を確保するための設計用応力の動的割増率について検討する。応答解析手法は、数値積分はNewmark- $\beta$ 法（ $\beta=1/4$ ）を用い、時間刻みは0.005(秒)、減衰は弾性時の減衰定数が0.05の瞬間剛性比例型とした。

梁曲げ降伏先行型の崩壊機構を確保するためには塑性変形を許容しない部位は、塑性ヒンジの大変形に伴う耐力の上昇から更に、動的応答時の外力分布の変動に伴う応力の増幅を考慮して設計用応力を割り増す必要がある。ここでは許容しない塑性変形を、1階柱脚以外の柱端の曲げ降伏、全ての部材のせん断破壊とした。よって動的増幅率を検討すべきものとしては、柱の曲げモーメントおよびせん断力、梁のせん断力の3つとなる。

動的増幅率 $\phi_D$ を次のように定義する（図4）。

$$\phi_D = R / D \quad (2)$$

R : 動的応答 D : 部材耐力

ここでDとは、線形解析による設計用応力Eに3.で述べた静的割増率 $\phi_s$ をかけたものである。実際の設計においては材料強度のばらつき、曲げ強度算定式の誤差を考慮してこの値から更に割り増しを行なうべきであるが、ここでは動的増幅率を静的増幅率から分離するために鉄筋の配筋を行なわなかったのでこの2つの要因による割増しは敢えて行っていない。

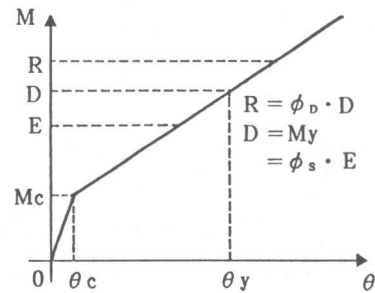


図4 動的増幅率 $\phi_D$ の定義

まず、梁のせん断力の動的増幅率を表層地盤の1次固有周期が0.50(秒)の場合について図5に示す。梁端の塑性率が4以下となるように設計用地震力スペクトルによって保有水平耐力が確保されているため、いずれのフレームについてもほぼ1以内に収まっている。他の表層地盤の場合もほぼ同様な結果となった。よって梁のせん断力の動的増幅率としては1.1程度考慮すればよい。

次に柱のせん断力の動的増幅率を、これも表層地盤の1次固有周期が0.5(秒)の場合について図6に示す。尚、本解析では内柱1本を切り出したモデルで解析しているため柱のせん断力の動的増幅率は層せん断力の動的増幅率に相当するものとなっている。これを見ると1よりかなり小

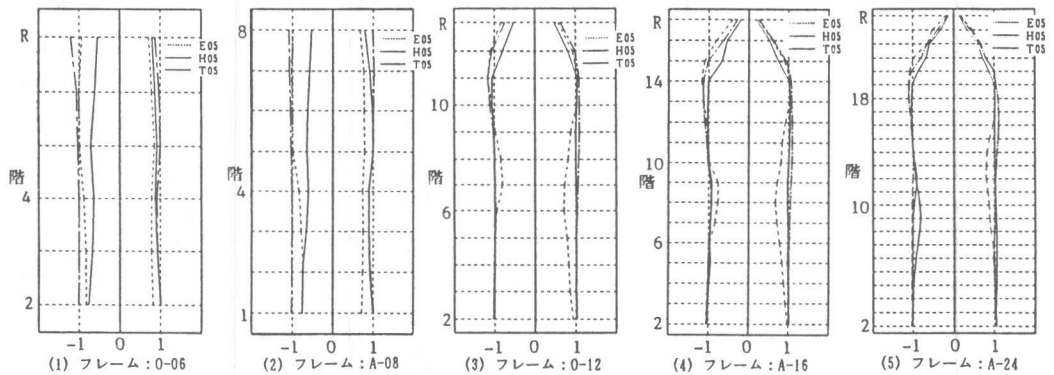


図5 梁のせん断力の動的増幅率 (表層地盤周期: 0.5秒)

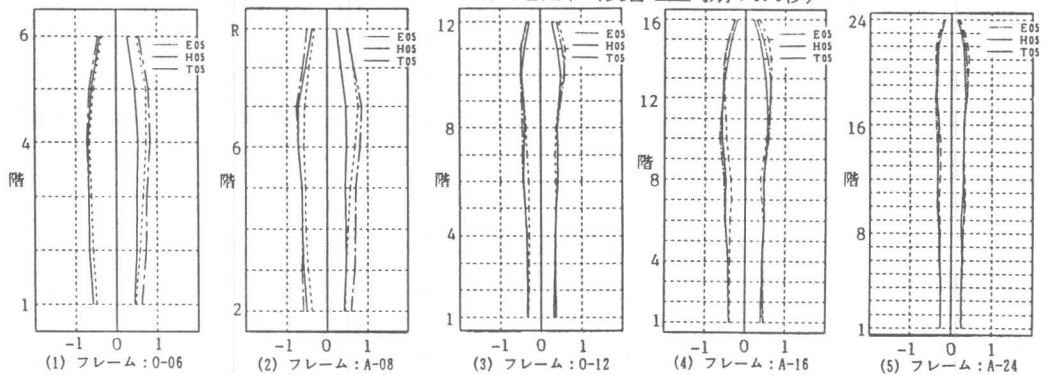


図6 柱のせん断力の動的増幅率 (表層地盤周期: 0.5秒)

さな値となっており、特に高層のフレームに顕著である。よって、柱の(=層の)せん断力の動的増幅率としてはこれを考慮しなくてよい。

そして、柱の曲げモーメントの動的増幅率を表層地盤の1次固有周期が0.5(秒)の場合について図7に示す。また、他の固有周期の表層地盤について見るためにフレーム0-12を例として図8に示す。

せん断力の動的増幅率から更に反曲点の移動という要因が加わるために前者2つに比べるとばらつきが大きくなっており、反曲点位置の関係から上層部では柱頭、下層部では柱脚の値が大きくなっている。またピークの位置が上層部のみならずフレームの下から1/3程度の高さの2次モード形のピーク付近にも存在し、1を越える場合があるが(図8(3))、全体的にその値は小さい。特に高層のフレームでは長期軸力によって柱端の曲げ耐力が増大し、最低主筋量で決まるため実際の保有水平耐力が当初設定した値より大きくなり、動的増幅率が小さくなっている。このことは動的増幅率が下層部程小さくなっていることからわかる。柱のせん断力の動的増幅率は、層の上下方向に比較的均一となる傾向があることから、塑性変形を許容しない部位の設計用応力の動的増幅率の最低値として、各階一律に1.2という値を提案する。これは文献[1]に示された柱の曲げモーメントの動的増幅率に用いられる層せん断力の動的増幅率と比較すると全体的に、特に上層部で小さくなっている。その一方、中間層では逆に大きめの値となっている。これは、文献[1]では2次モードしか考慮していないためであるが、図7、8の動的増幅率を見ると、3次以上のモードの影響、更には2次モード自体の変動により中間層でも1以上の値とする必要

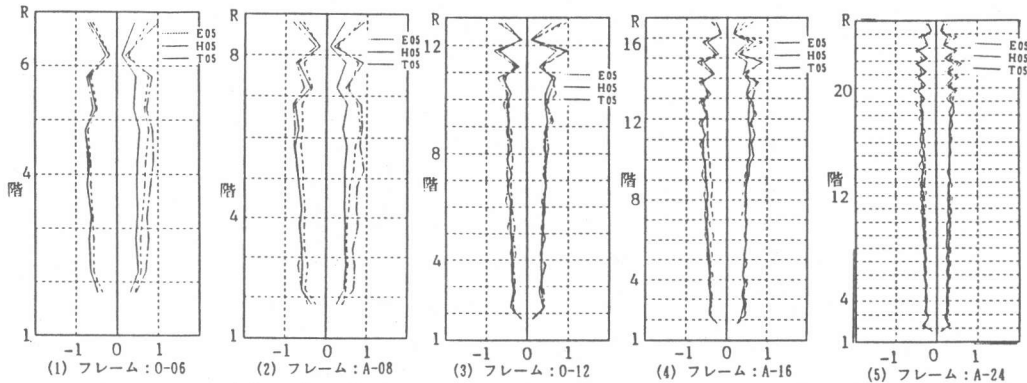


図7 柱の曲げモーメントの動的増幅率 (表層地盤周期: 0.5秒)

があることがわかる。

以上3つの動的増幅率がいずれも比較的一定でしかも小さな値になった原因として次の3つが考えられる。

① 全ての地震動 (各々の表層地盤について3つずつ) について耐震設計の目標を満たすように設計用地震力スペクトルを設定したため、設計用地震力スペクトルを決める地震動以外の地震動に対して保有水平耐力

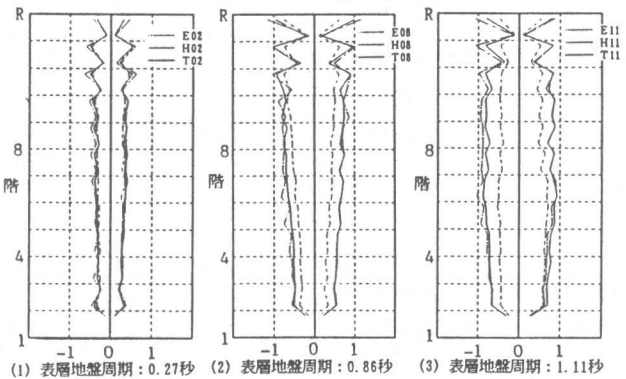


図8 柱の曲げモーメントの動的増幅率 (フレーム: 0-12)

に余裕をもつことになった。② 最大層間変形角が1/100 以下となるように保有水平耐力と剛性が確保されているため、部材の塑性率が許容塑性率付近に達することは稀であるが、塑性変形を許容しない部位の設計用応力は塑性ヒンジの塑性率が一律に4 となることを想定して割り増してあり、梁端の塑性率が小さい層は静的割増率に余裕がある。③ 静的漸増载荷解析のメカニズム時の応力を基にする本来の静的な割増率は、隣接する塑性ヒンジの変形量に依存するため、メカニズム時の梁の塑性率と同様な中間層が膨らんだ分布となる。一方、従来の動的増幅率はこれと正反対の上層部と下層部が大きくなる分布をしている[1]。そこで、全層にわたって比較的均一な静的割増率 $\phi_s$ をとった本解析では上層部と下層部で余裕をもち、この部分で大きくなる分布をもつ従来の動的増幅率を吸収した。

よって、本解析のような方法で静的割増率 $\phi_s$ と動的割増率を設定すれば、静的割増率 $\phi_s$ 、動的割増率とも層によらずほぼ一定の値を用い、しかも設計に静的漸増载荷解析を要さないの、簡便な設計となる。

ここで、柱の曲げモーメントの動的割増率として各階一律に1.2 という値を適用してフレームを設計し、柱端を図3 のような降伏しない復元力モデルではなく、塑性ヒンジと同じ降伏する復元力モデルとして、動的応答解析を行なった。なお、降伏後の剛性はスラブがないので鉄筋の歪硬化のみを考慮し初期剛性の0.01倍とした。

柱端の塑性率を表層地盤の1次固有周期が0.5 (秒) の場合について図9 に、他の表層地盤についてフレーム0-12を例として図10に示す。塑性ヒンジである1階の柱脚は別として、全体に均一ではば1以内に収まっているが、上層部で1を越える場合が見られる。しかしながら上層部は軸

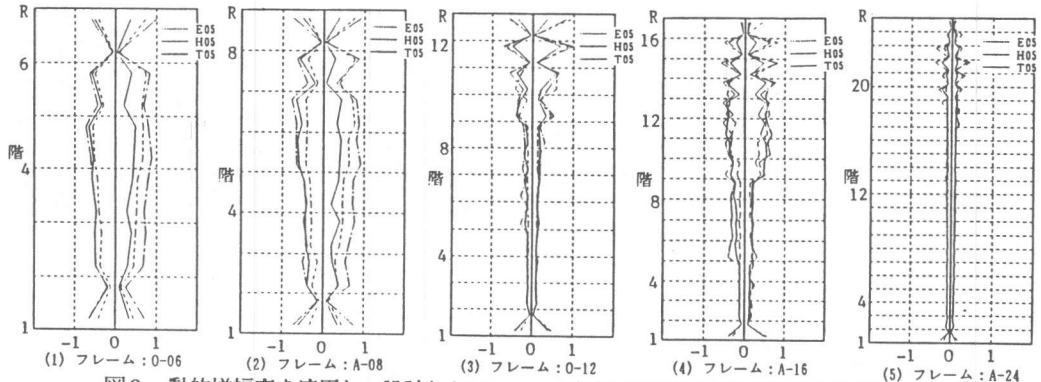


図9 動的増幅率を適用して設計したフレームの柱端の応答塑性率 (表層地盤周期: 0.5秒)

力が小さく、特に最上層の柱頭は曲げ降伏を許容できる。また、高次モードによる反曲点の移動に伴う柱端の曲げ降伏は柱頭、柱脚のどちらか一方の降伏で、層降伏に至るものではなく、その発生も一時的なものである。よって、ここで提案した柱端の曲げモーメントの動的割増率はその最低値として適切であると考える。

## 7. まとめ

### ① 動的増幅率を考える上でそれに

大きな影響を与える入力地震動の大きさとフレームの保有水平耐力は、梁端の塑性率4程度以下、1階の柱脚の塑性率1程度以下、最大層間変形角1/100程度以下という耐震設計の目標によって関係付けられる。

### ② そして、この耐震設計の目標を満たすように保有水平耐力と剛性を確保すれば、柱の曲げモーメント、せん断力、梁のせん断力の動的増幅率はいずれもかなり小さな値となる。

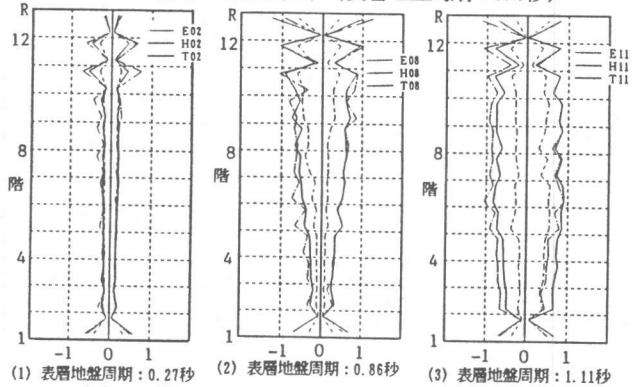


図10 動的増幅率を適用して設計したフレームの柱端の応答塑性率 (フレーム: 0-12)

## <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、pp.447~452
- [2] 境有紀、小谷俊介、青山博之：靱性に依存する鉄筋コンクリート造純フレームの設計用地震力スペクトル、コンクリート工学年次論文報告集第10巻投稿中、1988
- [3] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説
- [4] Takeda, Sozen and Nielsen: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal, Structural Division, ASCE, Vol. 96
- [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