

論文

[2022] 耐震壁フレーム構造の地震時変形性状

正会員 ○芳村 学 (東京都立大学工学部)  
神永 敏行 (東京都立大学工学部)

1. はじめに

1988年に日本建築学会より刊行された鉄筋コンクリート造建物の終局強度設計に関する指針(案) [1] (以下『指針案』) では、終局時の建物の降伏機構が梁降伏による全体降伏形(ただし、1階柱脚部、耐震壁脚部および最上階柱頭部には降伏を許す)となるよう計画され、地震入力エネルギーが建物全層にわたる多数の梁端ヒンジにより吸収・消費されるような設計が行われる。このような『全体降伏形』の降伏機構を実現するうえで、脚部曲げ降伏型の連層耐震壁を含む建物(耐震壁フレーム構造)は、特定の層での層降伏を確実に防止できる点から、フレーム構造より有利となる。また、耐震壁フレーム構造では、耐震壁脚部降伏後の建物の変形性状が主として耐震壁の剛体的な回転により規定されるため、終局時の建物各層の層間変形角あるいは各階梁の変形が、フレーム構造の場合より均一化される傾向にある [2] [3]、といわれている。従って、このような建物では各階の梁耐力を近づけることにより、各階の梁端ヒンジによるエネルギー消費量をほぼ等しくすることができる。すなわち、耐震壁フレーム構造では、全体降伏形を保證できるだけでなく、全ての梁端ヒンジにほぼ同量のエネルギーを吸収・消費させるような設計が可能となる、ところに特徴がある。以上のような設計は、『地震入力エネルギーの分散』のうえから有利であるほか、梁の断面や配筋を均一化することができることから、施工上も有利となる。

本研究は、以上のような点で構造形式上有利と考えられる耐震壁フレーム構造について、その地震時の変形性状について検討するものである。研究は骨組の静的および動的弾塑性解析により行い、(a) 建物に含まれる耐震壁数、(b) 高さ方向の梁耐力分布、をパラメータとして、これらの違いにより建物の変形性状がどう変わるかについて検討する。

2. 解析フレームの設定

1) 解析建物とそのモデル化 解析建物の1例として、耐震壁が5枚ある場合の平面図を図1に示す(耐震壁のある方向が解析方向である)。この建物は、『指針案』の例2に載っている12階建事務所ビルを基にして、これに、①梁間方向スパンを一律8.0mとする、②建物外周に長さが半スパンで端部ローラー支持の梁を付け加える、の修正を加えたものである。なお、これらの修正は解析建物を単純化し、外柱に変動軸力を生じさせないために行った。階高と部材断面は『指針案』例2の値をそのまま用いた。コンクリートは $F_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ で、ヤング係数はRC規準式より $257 \text{ t/cm}^2$ とした。建物各階重量は同一とし、6階の部材断面より算定した固定荷重に積載荷重を加えて求めた平均単位床荷重(1.2  $\text{t/m}^2$ )に床面積を乗じて算定した。鉛直部材の軸力は、負担床面積を柱:  $6 \text{ m} \times 8 \text{ m}$ 、耐震壁:  $6 \text{ m} \times 16$

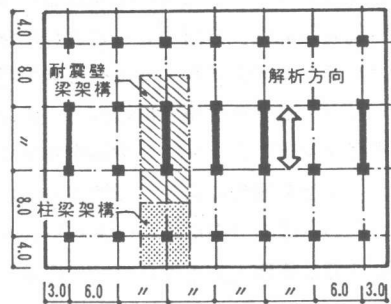


図1 解析建物の平面図

mとして算定した。建物重量と鉛直部材の軸力は全ての解析建物について共通とした。この建物をW5と呼び、他に以下に示す9種類の解析建物を設定した。まず、パラメータ(a)の建物の耐震壁数により、枚数を4、3、2、1とした4種類(順にW4、W3、W2、W1と呼ぶ)を設定した。これらの建物の違いは耐震壁数だけで、部材断面は全てW5と同じとした。また、パラメータ(b)の梁耐力分布により、W5に対して梁耐力を変化させたW5C、同じくW3に対するW3A、W3B、同じくW1に対するW1A、W1Bの計5種類を設定した(A、B、Cの意味については2)で述べる)。

解析建物は、以下のようにして解析フレームにモデル化した。①梁の反曲点がスパン中央にあるものとして、全構面についてヤジロベエ形の耐震壁梁架構と柱梁架構に分割する(図1参照)。②耐震壁梁架構、柱梁架構をそれぞれ一つに束ねる。③束ねられたふたつの架構を両端ピンの剛棒で結合する。解析フレームを図2に示す。フレームの弾性一次固有周期は0.51秒(W5)~0.64秒(W1)であった。

**2) 部材の降伏耐力** W5~W1のヒンジ部(梁端部、1階柱脚部、耐震壁脚部)の降伏耐力は、作用荷重として地震力のみを考慮した弾性解析による応力に等しいとした。ここで、地震力は『指針案』に示された方法で求めた(地震力分布は震度逆三角形分布で、 $C_b=0.3$ )。なお、梁の弾性応力が最大となるのは、全ての解析フレームにおいて耐震壁梁架構では4階、柱梁架構では2階であった。例として、W1の耐震壁梁架構の梁耐力分布を図3に示す。

W5C、W3A、W3B、W1A、W1Bの1階柱脚部、耐震壁脚部の降伏耐力は弾性解析による応力に等しいとし、梁端部の降伏耐力は弾性解析による応力を以下の方法で修正したものとした。修正は耐震壁梁架構、柱梁架構の梁について別々に行った。①梁の弾性応力を高さ方向に合計する。②梁の弾性応力の最大値を求め、この値を10%または20%低減した値をその梁の耐力とする(10%の場合をA、20%の場合をBと呼ぶ)。③②で求めた梁耐力を基準として、各階の梁耐力分布が直線となり、かつその合計が①で求めた値と等しくなるように各階の梁耐力を決める。④上記のA、Bの場合以外に、梁耐力を一定とした場合、すなわち、①で求めた値を梁本数で除した値を各階梁耐力とする場合をCと呼ぶ(W5Cがその場合に相当し、梁の弾性応力の最大値を耐震壁梁架構で21%、柱梁架構で30%低減したことになる)。以上の操作により、弾性応力からの低減が大きい程高さ方向の梁耐力分布は均一化される。W1A、W1Bの梁耐力分布を図3に示す。W1に比べて、上層部では梁耐力が上げられ、下層部では概ね下げられている。

非ヒンジ部の降伏耐力は、降伏が生じないよう、充分高い値とした。また、耐震壁のせん断耐力も、せん断破壊が生じないよう、充分高い値とした。

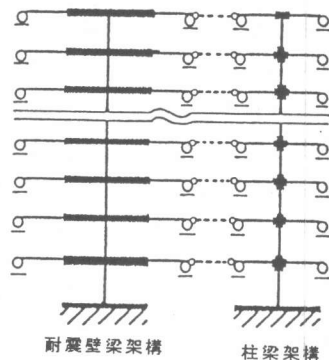


図2 解析フレーム

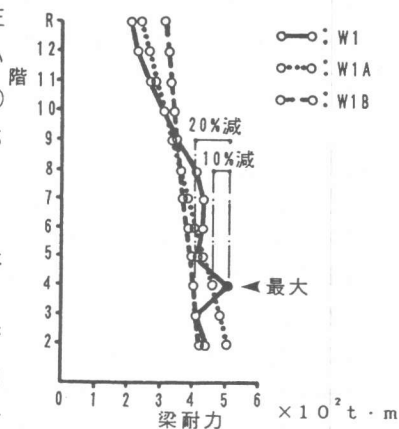


図3 耐震壁梁架構の梁耐力分布 (W1, W1A, W1B)

### 3. 弾塑性解析の方法

弾塑性解析の方法を以下に示す。①部材モデルには梁、柱、耐震壁共に材端塑性バネモデルを用いる。ただし、基準とするモーメント分布は、柱、梁では逆対称モーメントとし、耐震壁では等モーメントとする[4]。②柱、梁では、せん断変形は曲げ変形に含めて考え、曲げの復元力特性にはTakedaモデルを用いる。耐震壁では、せん断変形と曲げ変形を別々に扱い、曲げにはTakedaモデルを、せん断には原点指向型モデルを用いる。③静的解析に用いる外力分布は、弾性解析で用いた地震力分布と同じとする。④動的解析における減衰は瞬間剛性比例型とし、減衰定数は弾性一次振動数に対して0.03とする。入力地震波にはTOHOKU UNIV. 1978NSを用い、その最大加速度を500galとする。この値は建物の頂部変形角(R)が1/100前後となるように定めたものである。

### 4. 弾塑性解析の結果

1) 応答波形 W5、W1について、3層と11層の層間変形角の時刻歴を図4、5に示す。W5では、3層と11層の応答波形は振幅、位相ともにほとんど一致している。しかし、W1では、ふたつの応答波形には振幅、位相ともに大きな違いがみられ、特に、8.75秒付近では逆位相となっている。以上のことから、耐震壁数が多い場合には各層の層間変形角は地震応答中に均一となるが、耐震壁数が少ない場合には各層の層間変形角はバラツキの大きい分布を示すことがわかる。

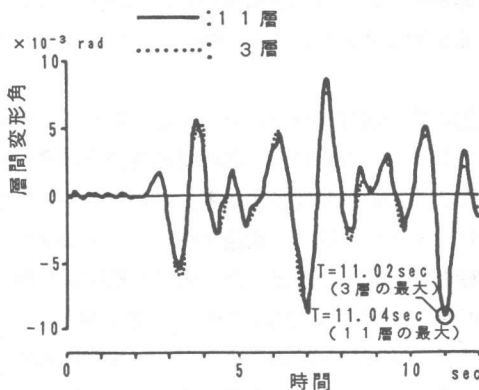


図4 W5の層間変形角の時刻歴

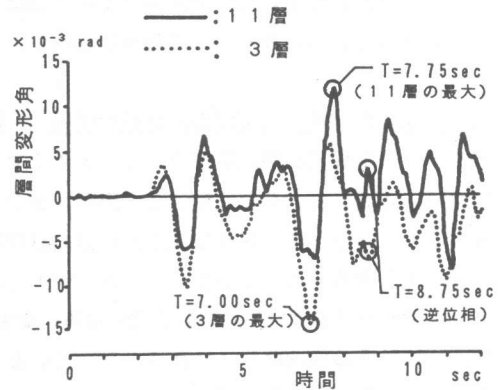


図5 W1の層間変形角の時刻歴

2) 層間変形角分布 W5、W3、W1およびW5C、W3A、W3B、W1A、W1Bについて、静的解析の $R=1/100$ の時、および動的解析の3層と11層の層間変形角が最大となる時の層間変形角の分布を図6に示す。ここで、静的解析で $R=1/100$ の時を採り上げたのは、この程度の変形が設計のクライテリアとされることが多いことを考慮したものであり、動的解析で3層と11層の層間変形角が最大となる時刻を採り上げたのは、各々下層部と上層部の変形が最大となる時の変形モードを代表させたものである。なお、動的解析による2つの時刻における層間変形角は、平均すると静的解析の $R=1/100$ の時の値とおおむね同程度であり、ほぼ3.の④で意図した通りとなっている。また、上に述べた3つの時点(静的解析1、動的解析2)における層間変形角の標準偏差を計算し、その変動係数を求めた。変動係数は層間変形角の標準偏差を層間変形角の平均値で除した値であり、これが大きいほど層間変形角のバラツキが

大きいことを示している。耐震壁数が異なる場合（W5、W4、W3、W2、W1）の変動係数を図7に、梁耐力分布が異なる場合（W5C、W3A、W3B、W1A、W1B）の変動係数を図8に示す。

（a）耐震壁数と層間変形角分布の関係 静的解析の場合 W5では、各層の層間変形角はほぼ一定である。しかし、W3では、層間変形角は5層付近で最大となり上下層でそれより小さくなる分布を示すようになる。そして、W1ではこの傾向が顕著になる。層間変形角の変動係数は、このような層間変形角分布の推移につれて、耐震壁数が減るほど大きくなる（W5で0.032、W3で0.060、W1で0.128）。

動的解析の場合 W5では、各層の層間変形角はほぼ一定で、時刻の違いによる違いもほとんどない。W3では、層間変形角にバラツキが生じ、時刻の違いによる違いも生じている。W1では、著しくバラツキの大きい分布になっている。このように、各層の層間変形角は、耐震壁数が多い場合にはほぼ一定となるが、耐震壁数が減るにつれてバラツキの大きい分布となっている。また、いずれの場合でも静的解析よりバラツキの大きい分布となっている。なお、W3、W1ともに、11層が最大となる時刻には上層部の層間変形角が大きくなる分布を示し、3層が最大となる時刻には下層部の層間変形角が大きくなる分布を示している（後者の分布は静的解析時の分布に近い）。このような2つの変形分布の違いはそのときの外力分布の違いに起因している。図9にW1の外力分布を示す。11層が最大となる時刻の外力分布は3層が最大となる時刻および静的解析時とは著しく異なる分布となっており、このときの層間変形角分布に大きな影響を与えていることがわかる。層間変形角の変動係数は、静的解析と同様にほぼ耐震壁数が減るにつれて大きくなっている。また、この値は静的解析による変動係数より大きく、特にW1での増加が著しい。

（b）梁耐力分布と層間変形角分布の関係 静的解析の場合 W5CはW5と比較して、梁耐力を下げた下層部の層間変形角が多少大きくなっていることを除いて、層間変形角分布の違いは少ない。W3AはW3と比較して、梁耐力を上げた上層部の層間変形角が多少小さくなっている。W3Bでは上層部でW3Aで見られた傾向が顕著になっているほか、梁耐力を下げた下層部で層間変形角が大きくなっている。W1AはW1と比較して、梁耐力を上げた上層部の層間変形角の減少と梁耐力を下げた下層部の層間変形角の増大が著しい（梁耐力分布については図3参照）。W1Bではその傾向がさらに顕著になっている。そのため層間変形角のバラツキが非常に大きくなり、その最大値と最小値は1/72（3、4層）と1/375（12層）で、両者の比は5.2に達している。このように、梁耐力を均一化すると、層間変形角は耐力を上げた層で小さくなり、下げた層で大きくなる。そして、この傾向は、耐震壁数が多い場合にはわずかであるが、耐震壁数が減るにつれて顕著になる。層間変形角の変動係数は、耐震壁数が減るにつれて大きく、また、梁耐力を均一化するほど大きくなっている（W5Cで0.045、W3Aで0.083、W3Bで0.130、W1Aで0.315、W1Bで0.378）。

動的解析の場合 層間変形角のバラツキが静的解析の場合より大きいことを除いて、全般的な傾向は、静的解析の場合と同じである。

3）層間変形角と耐震壁脚部の回転角の関係 W5とW1について、静的解析による $R=1/100$ の時の層間変形角分布とその時の耐震壁脚部の降伏ヒンジの回転角を図10に示す。1層の層間変形角はW5、W1ともに耐震壁脚部の回転角とほぼ一致している。しかし、上層部の層間変形角は、W5では耐震壁脚部の回転角からの増加がわずかであるのに対して、W1では増加

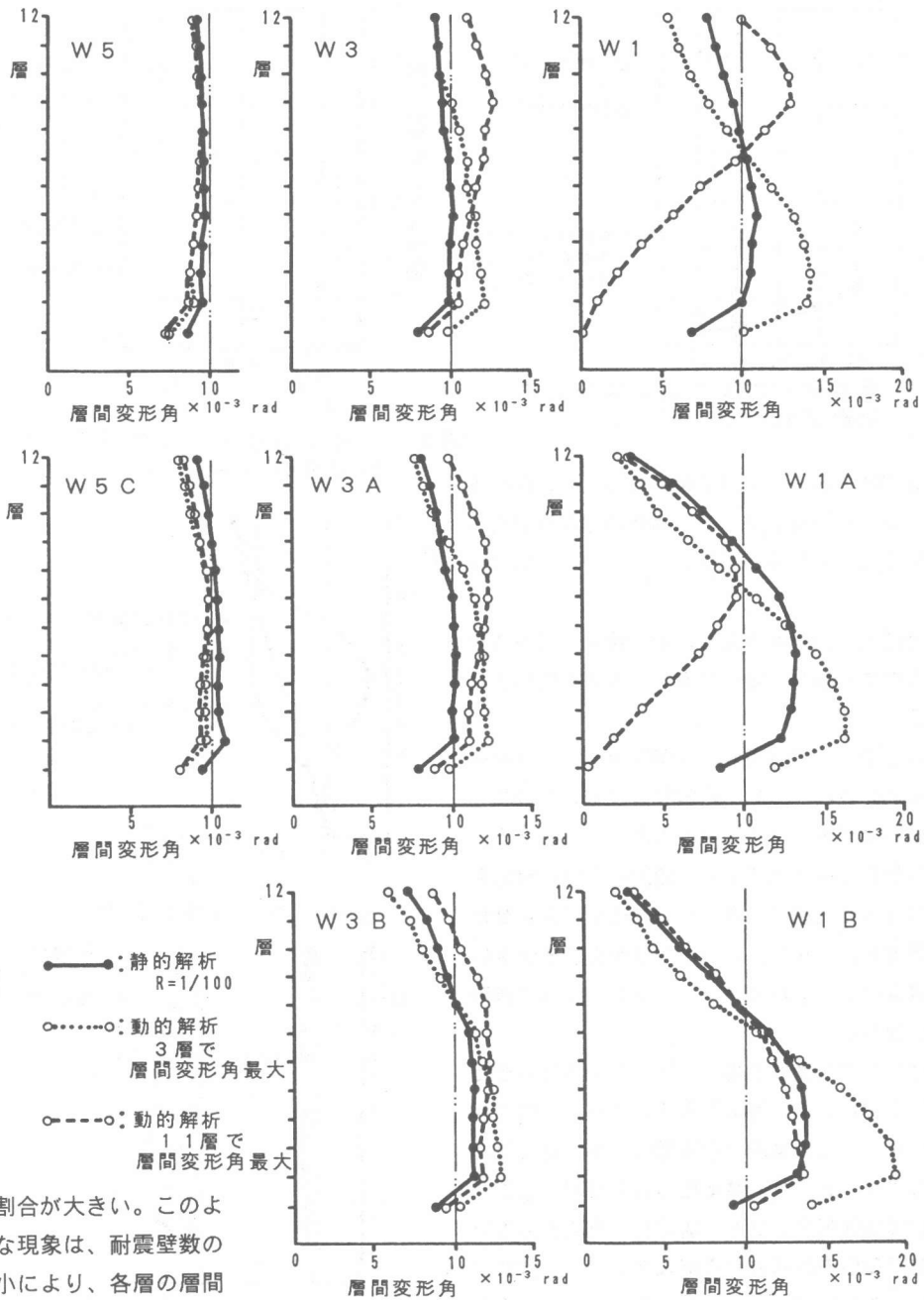


図6 層間変形角分布

の割合が大きい。このような現象は、耐震壁数の大小により、各層の層間変形角に占める耐震壁脚部以外の部分に生じる弾

性変形の割合が異なるためである。すなわち、耐震壁数の多いW5では、耐震壁の剛性が高いため弾性変形が小さいのに対して、W1ではその逆となる。

## 5. まとめ

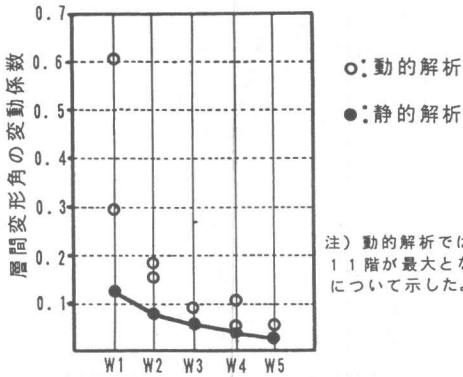


図7 耐震壁数による層間変形角の変動係数の違い

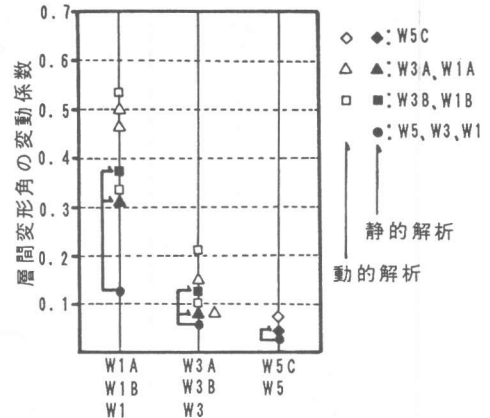


図8 梁耐力分布による層間変形角の変動係数の違い

耐震壁数の違いおよび梁耐力分布の違いをパラメータとした耐震壁フレーム構造の地震時の変形性状を検討した結果、以下のことが明らかになった。

- 1) 耐震壁フレーム構造の変形性状は、耐震壁の存在する割合（耐震壁数）に大きく影響される。
- 2) 耐震壁数が多い場合には層間変形角はほぼ一定となる。しかし、耐震壁が減るにつれて層間変形角はバラツキの大きい分布となる。
- 3) 梁耐力を均一化すると、層間変形角は耐力を増大させた層で小さくなり、逆に減少させた層で大きくなる。この傾向は耐震壁数が多い場合にはわずかであるが、減るにつれて顕著になる。
- 4) 静的外力を受ける場合に比べて動的外力を受ける場合には、層間変形角のバラツキは大きくなる。この傾向は耐震壁数が多い場合にはわずかであるが、減るにつれて顕著になる。
- 5) 耐震壁数が多いほど、層間変形角に占める耐震壁脚部の回転の割合が大きくなり、脚部以外の部分の弾性変形の占める割合は小さくなる。

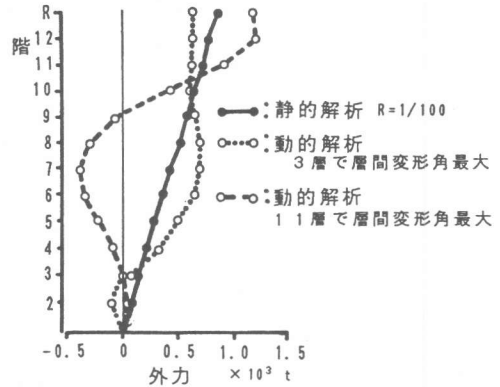


図9 W1の外力分布

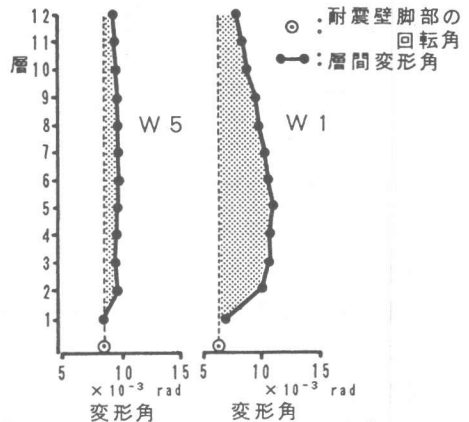


図10 層間変形角と耐震壁脚部の回転角の関係

(参考文献)

- [1] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の終局強度型耐震設計指針（案）・同解説、1988年
- [2] 芳村 学、上之園 陸志他：鉄筋コンクリート造実大7層建物の弾塑性解析と1質点置換による仮想的実験手法 -日米共同耐震実験研究-その2、日本建築学会構造系論文報告集、第372号、pp. 55~64、昭和62年2月
- [3] 久保 哲夫、小原 明他：柱はり構面と壁構面が構成するR/C造建築物の降伏ヒンジ形成と変形モードに関する考察（その1、その2）、日本建築学会大会学術講演梗概集C構造II、pp. 285~288、昭和63年10月
- [4] 梅村 魁編：鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法・続（中層編）、技報堂出版、昭和57年12月、pp. 163~184