

論文 鉄筋コンクリート造耐震壁の動的応答特性

川端一三*1・鈴木裕美*2・小室努*3・小谷俊介*4

要旨：曲げ降伏する連層耐震壁を含む建物について、高さと応力分担割合を変数とした動的応答解析と漸増載荷非線形解析を行い、耐震壁の応力を比較した。動的最大応力と静的応力は階によりかなり異なるので、各階の動的最大応力を静的応力から直接推定することは難しい。動的最大曲げモーメントを包絡する設計用曲げモーメント分布は、壁脚部の降伏モーメントと境界梁の降伏による壁頂部の曲げモーメントを結んだ折れ線と、その折れ線を上回る静的応力とで定めることができる。動的最大せん断力を包絡する設計用せん断力分布は、静的解析による壁全体の最大せん断力を基に定めることができる。

キーワード：耐震壁、動的応力、動的応答特性、動的応力割り増し係数

1. はじめに

筆者等は、曲げ降伏する連層耐震壁の高さと応力分担割合を変数とした建物モデルで、動的応答解析と漸増載荷非線形解析を行い、動的最大応力を包絡する高さ方向の応力分布を、静的最大応力を基に簡単な折れ線で定めることができることを文献 [1] で示した。しかし、耐震壁の応力分担割合が少ない場合に、動的最大モーメントが上層部で文献[1]の折れ線を超える場合が生じることがわかった。そこで、建物モデルを追加し、文献 [1] の建物モデルも含めて、動的応力と静的応力を比較し、静的応力を基に耐震壁の地震時の応力を推定する方法を再検討した。

2. 解析に用いた建物モデル

文献 [1] の建物モデルは、構面の中央スパンに連層耐震壁を持つ平面フレームで、変数は、建物高さ3ケース（5層：21m、10層：41m、15層：61m）、耐震壁の応力分担割合3ケース（耐震壁基部の転倒モーメント分担割合、A：30%以下、B：30%～70%、C：70%以上）の合計 $3 \times 3 = 9$ ケースである。追加した建物モデルは7層（29m）で、連層耐震壁フレームと純フレームとの組み合わせで耐震壁の応力分担割合3ケース（A：30%以下を1ケース、B：30%～70%を2ケース）である。耐震壁の各階の曲げモーメントを壁脚部の降伏モーメントで除した値が文献 [1] のモデルより大きくなるように設定した。建物モデルは漸増載荷非線形解析を行い、以下の項目を満足するように構造特性を定めた。

- (A) 層間変形角の最大値が設計限界変形 $Ru1$ (表1) に達したとき、各階の層せん断力が式(1)に示す必要水平耐力 Q_{uni} の0.9倍を上回る。
- (B) 層間変形角の最大値が設計保証変形 $Ru2$ (表1) に達したとき、各階の層せん断力が必要水平耐力 Q_{uni} を上回り、かつ、曲げ降伏ヒンジは、梁の端部、1階柱脚部および連層耐震壁脚部以外に生じない。また、せん断破壊や付着割裂破壊する部材がない。

*1 大成建設(株)構造設計第1部設計室室長、(正会員)

*2 大成建設(株)構造設計第1部設計室係長

*3 大成建設(株)構造設計第1部設計室主任、工修(正会員)

*4 東京大学教授 工学部建築学科、工博(正会員)

$$Q_{uni} = C_{uni} \cdot W_i \quad (1)$$

$$C_{uni} = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_{unB} \quad (2)$$

ここに、 Z 、 R_t 、 A_i 、 W_i は、建設省告示第1793号（昭55年11月27日）による。モデル建物の建設地は $Z=1.0$ 、地盤の種別は第2種地盤とする。 C_{unB} は、必要水平耐力の標準ベースシア係数で表1による。

表1 必要水平耐力の標準ベースシア係数 C_{unB} 、設計限界変形 R_{u1} および設計保証変形 R_{u2}

βw	C_{unB}	R_{u1} (rad)	R_{u2} (rad)
$\beta w \leq 0.3$	0.30	1/100	1/50
$0.3 < \beta w \leq 0.7$	0.35	1/120	1/60
$0.7 < \beta w$	0.40	1/150	1/75

βw : R_{u1} 時の耐震壁の1階脚部における転倒モーメントの分担割合

10層モデルの軸組を図-1に示す。5層および15層モデルは10層モデルと層数が異なるだけである。7層モデルは連層耐震壁フレームと純フレームとの組み合わせである。軸組を図-2に示す。

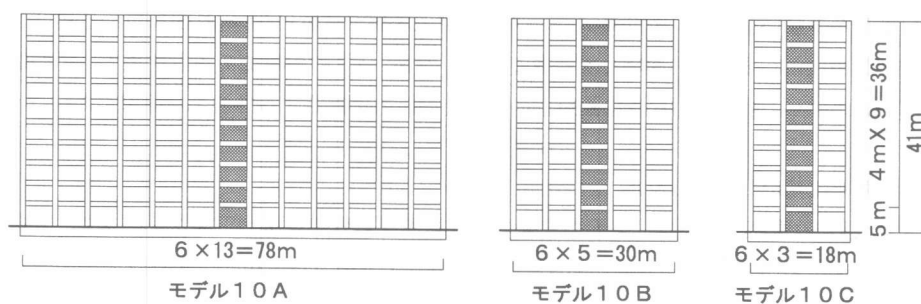


図-1 10層モデルの軸組図

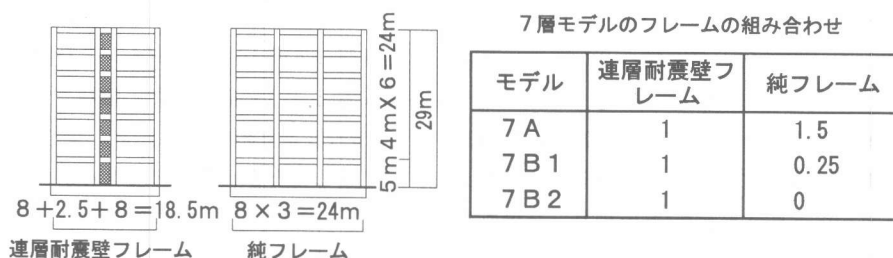


図-2 7層モデルの軸組図

3. 解析方法

柱および梁部材は線材に置換し、柱には曲げ変形、せん断変形および軸方向変形を、梁には曲げ変形およびせん断変形を考慮する。柱梁接合部はせん断変形を考慮したシアパネルとする。部材の剛性低下は柱梁接合部の端部に設ける材端剛塑性パネモデルで表し、曲げひび割れおよび曲げ降伏によって剛性が変化するトリリニアとする。曲げひび割れ強度は日本建築学会「鉄筋コ

「コンクリート構造計算規準・同解説」（以下、RC規準）の8条解説の式による。梁の曲げ降伏強度はRC規準の略算式（付20.42）による。柱の曲げ降伏強度は断面の最外縁圧縮歪度が0.3%時の等価長方形応力度ブロックを用いて計算した。降伏時の剛性低下率は菅野の式〔2〕を用いた。解析モデルを図-3に示す。

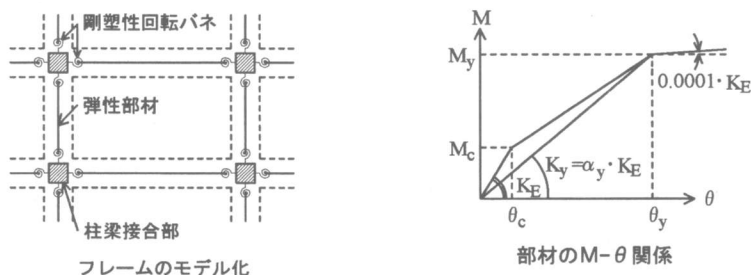


図-3 柱、梁の解析モデル

耐震壁は壁中央に設けた線材に置換し、曲げ変形およびせん断変形を考慮する。せん断の復元力特性は、せん断ひび割れおよびせん断降伏で剛性が変化するトリリニアとする。せん断ひび割れ強度は菅野の式〔2〕を、せん断降伏強度は軸力効果を考慮した荒川min式〔3〕を、せん断降伏時の剛性低下率は菅野の式〔2〕を用いた。曲げの復元力特性は、コンクリートおよび鉄筋の応力度・歪度関係をそれぞれ、e関数および完全弾塑性で表し、平面保持の仮定に基づく曲げ解析によって定める。曲げひび割れ強度はRC規準8条解説の式による。曲げ降伏強度は、コンクリートの最外縁圧縮歪度を0.3%として計算した。解析モデルを図-4に示す。なお、各モデルとも柱直下に設けた支持杭の鉛直方向変形を考慮した。

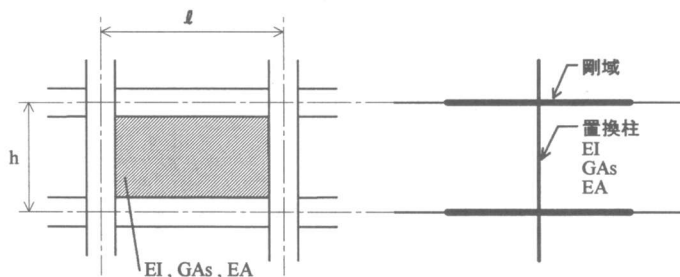


図-4 耐震壁の解析モデル

式(1)の層せん断力と同じ分布の水平力による漸増載荷非線形解析のRu1時、Ru2時の等価ベースシア係数 $CB (= Q1 / (Z \cdot W1 \cdot Rt))$ と耐震壁の転倒モーメント分担割合 βw を表2に示す。

表2 各モデルの等価ベースシア係数CBおよび耐震壁の転倒モーメント分担割合 βw

モデル	5A	5B	5C	10A	10B	10C	15A	15B	15C	7A	7B1	7B2
CB (Ru1)	0.31	0.38	0.43	0.30	0.34	0.39	0.29	0.33	0.36	0.30	0.34	0.35
CB (Ru2)	0.32	0.40	0.44	0.31	0.35	0.40	0.30	0.36	0.46	0.30	0.35	0.35
βw (%)	29.9	65.9	86.5	27.7	61.3	79.8	28.1	58.3	77.5	25.0	50.0	63.0

動的応答解析は以下により行った。

- (1) 地震波記録は、EL CENTRO 1940NS、TAFT 1952EW、HACHINOHE 1968NSの最大速度を50cm/sec および70cm/secに標準化して用い、塑性化の程度に応じた応答特性を検討した。
- (2) 各部材の履歴モデルはTAKEDAモデル（減力時剛性係数 $\gamma=0.4$ ）とした。
- (3) 減衰は瞬間剛性比例型で、減衰定数は1次モードに対して5%とした。

4. 耐震壁の設計用曲げモーメント

5層、10層および7層の各モデルについて、各階の動的最大曲げモーメントを壁脚部の降伏モーメント（以下、 M_o ）で除した値を図-5に示す。また、静的解析によるRu2時までの各階の最大曲げモーメントを M_o で除した値を一点鎖線で、図-6の壁頂部と壁脚部を結ぶ折れ線（以下、図-6の実線）を M_o で除した値を実線でそれぞれ図-5に示す。また、静的解析で壁脚部と境界梁の大部分が降伏し、耐震壁の降伏メカニズムがほぼ形成されたときの最大層間変形角（以下、耐震壁降伏時の最大層間変形角）と、動的解析による各波の最大応答層間変形角を図中に示す。15層モデルは10層モデルとほぼ同様の結果なので略す。静的解析によるモーメントが、図-6の実線を越えないモデルでは、動的最大曲げモーメントは図-6の実線とほぼ同様の形状で分布し、その大きさは、最大地動速度50cm/secの場合には実線を下回り、最大地動速度70cm/secの場合でもほぼ下回っている。静的解析によるモーメントが、図-6の実線を上層部で越えるモデルでは、動的最大曲げモーメントも上層部で図-6の実線を越えている。図-6の実線を越える範囲での動的最大曲げモーメントの大きさは、最大地動速度50cm/secの場合には、静的解析によ

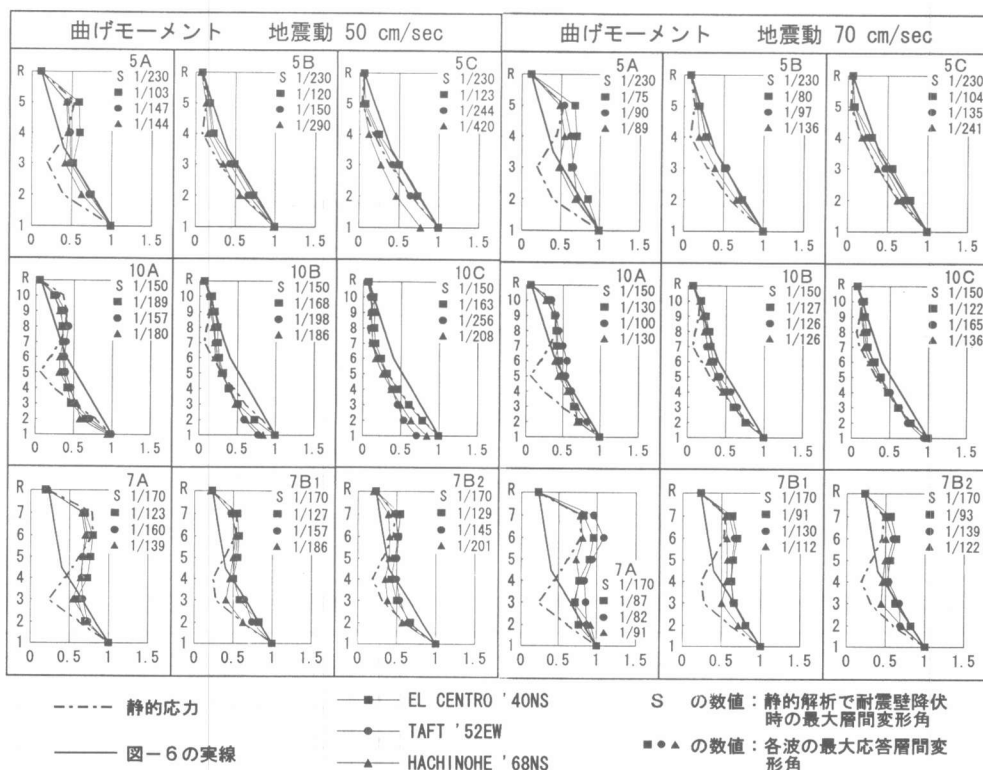
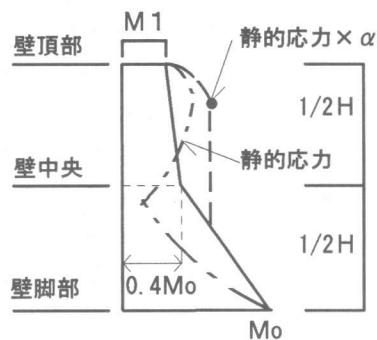


図-5 耐震壁の動的最大曲げモーメントと壁脚部降伏モーメントの比

る最大モーメントと同程度であるが、最大地動速度が70cm/secの場合には、建物中層部の曲げモーメントが増大し、静的解析の最大モーメントを上回っている。これは塑性化の進展に伴い、降伏によりモーメントが増大できない壁脚部と壁頂部を除く中層部のモーメントが増大したためと考えられる。最大モーメントを包絡する設計用曲げモーメント分布は、図-6の実線を上回る静的応力の最大値に塑性化の程度に応じた応力割り増し係数 α を乗じ、図-6に示すように定めることができる。塑性化の程度を最大応答層間変形と耐震壁降伏時の最大層間変形との比で表すと、その比が1.5倍以下(10A、7A、7B1、7B2の50cm/secおよび10Aの70cm/sec)では、図-6($\alpha=1.2$)の応力分布をほぼ下回る。1.5倍を超える場合は上回っている。



Mo: 壁脚部の降伏モーメント

M1: 境界梁の降伏による壁頂部の曲げモーメント

α : 動的応力割り増し係数 ($\alpha=1.2$)

図-6 耐震壁の設計用曲げモーメント分布

5. 耐震壁の設計用せん断力

5層、10層および7層の各モデルの各階の動的最大せん断力を、耐震壁全体の静的最大せん断力(以下、 Q_0)で除した値を図-5に示す。また、静的解析によるRu2時までの各階の最大せん断力

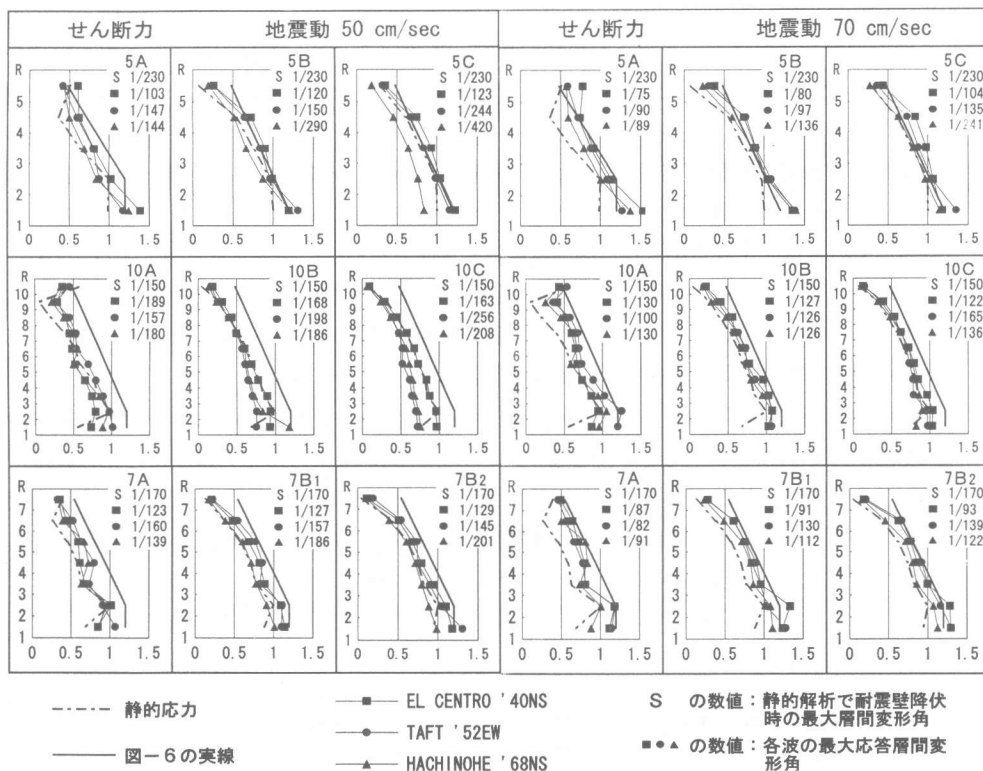


図-7 耐震壁の動的最大せん断力と静的解析における最大せん断力の比

せん断力を Q_0 で除した値を一点鎖線で、図-8のせん断力分布を Q_0 で除した値を実線でそれぞれ図-7に示す。また、耐震壁降伏時の最大層間変形角と、動的解析による各波の最大応答層間変形角を図中に示す。動的最大せん断力は、建物高さや耐震壁の応力分担割合が異なっても高さ方向にほぼ一定の分布形状を示し、入力地震動が増大すると全階同程度の比率で増大する。その増大の程度は入力地震動の増大比率と比べて小さい。これは、壁脚部、境界梁の降伏により入力が制限されたためと考えられる。

また、動的最大せん断力は、塑性化の程度に比例して増大する。応答最大層間変形と耐震壁降伏時の最大層間変形との比が1.5倍以下（10層モデルの50cm/secと70cm/secおよび7層モデルの50cm/sec）では、図-8の実線をほぼ下回る。1.5倍を超える場合は図-8の実線を上回っている。

6. まとめ

壁脚部が曲げ降伏する連層耐震壁の動的最大応力を包絡する設計用応力について以下のことがいえる。

- (1) 各階の動的最大曲げモーメントを包絡する設計用曲げモーメント分布は、壁脚部の降伏モーメントと境界梁の降伏による壁頂部の曲げモーメントを結んだ折れ線と、その折れ線を上回る静的応力で定めることができる（図-6）。すなわち、静的応力が図-6の実線を上回る場合は、壁頂部から静的応力の α 倍の線が最も大きくなる点まではこの線を使用し、その点から下に線を引き実線と交わる点まではこの直線、その点以下では実線を用いる。静的応力が図-6の実線を下回る場合は、図-6の実線を設計用曲げモーメント分布とする。

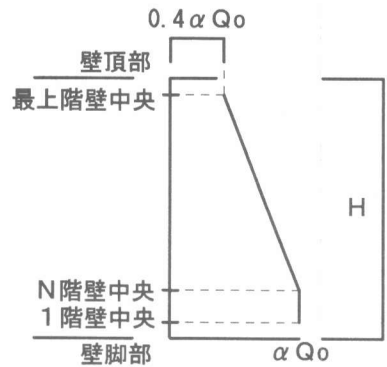
動的最大曲げモーメントは、塑性化の程度に比例して増大する。検討モデルでは、動的応力割増し係数 $\alpha=1.2$ とすれば、最大応答層間変形が耐震壁の降伏時最大層間変形の1.5倍程度の場合の動的最大曲げモーメントをほぼ包絡できる。

- (2) 各階の動的最大せん断力を包絡する設計用せん断力分布は、静的解析による耐震壁全体の最大せん断力を基に定めることができる（図-8）。動的最大せん断力は、塑性化の程度に比例して増大する。検討モデルでは、動的応力割増し係数 $\alpha=1.2$ とすれば、最大応答層間変形が耐震壁の降伏時最大層間変形の1.5倍程度の場合の動的最大せん断力をほぼ包絡できる。

謝辞：貴重な御助言を頂いた建設省建築研究所・勅使川原正臣博士、(株)ピーエス・林三雄氏に深く感謝します。

参考文献

- 1) 川端一三・小谷俊介・林三雄・石井孝幸・勅使川原正臣・可児長英：鉄筋コンクリート造耐震壁の動的応答特性、第9回日本地震工学シンポジウム（1994）、pp.1669-1674
- 2) 菅野俊介：鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究、東京大学学位論文、コンクリートジャーナル、Vol.11, No2, 1973
- 3) 広沢雅也：既往の鉄筋コンクリート造耐震壁に関する実験資料とその解析、建築研究資料、No.6, 1975.3



Q_0 ：静的解析でRu2時までの各階の最大せん断力の中の最大値

N階：静的最大せん断力の生じる階

α ：動的応力割増し係数($\alpha=1.2$)

（設計用せん断力は各階中央高さ位置にて定める。）

図-8 耐震壁の設計用せん断力分布