

報告

[2072] 地震応答変位に及ぼす剛性の影響

正会員○竹内匡和 (日産建設 建築設計部)
 正会員 勅使川原正臣 (建設省建築研究所)
 正会員 河口俊郎 (熊谷組 技術研究部)
 村田達雄 (錢高組 設計統轄部)

1. はじめに

壁式構造物のように高い剛性と強度を有する建物の地震被害が少ないことはよく知られている。それは十分な壁量による高い水平およびねじれ剛性、容易な水平強度の確保、比較的バランスのとれた剛重比によるところが大きいと考えられる。しかし、近年、自由度の高い設計に対する要求が強く、鉄筋による補強、もしくは壁厚の増大により壁量(壁長さ)を減少する傾向にある。許容応力度設計を行うことにより、強度確保は計算上可能となるが、剛性の確保に一抹の不安が残る。また、完全弾塑性系の復元力特性を持つ1質点弾塑性系の応答解析結果より、剛性が高くないと変形は急激に大きくなる¹⁾ことが知られている。本報では、5質点系弾塑性モデルにおいて弾性剛性、剛性率、復元力特性をパラメータとした各種地震応答計算を行い初期剛性と最大応答変位の関係について検討を行った。

2. 5質点せん断型弾塑性地震応答解析モデル

1) 建築物のモデル化及び解析方法

5質点弾塑性せん断型モデルを図1に示す。各階等質量 ($m_i = 0.122t \cdot s^2/cm$)、等階高 ($h = 3m$) とし、基礎は固定とした。各層の弾性剛性は設計用せん断力分布を A_i 分布とし、 $C_0=0.2$ の時の層間変形角 ($R_{0.2}$) が $1/2000$ となるようにすることを基本にした。降伏変形は $1/200$ とした。設計用標準せん断力係数 (C_0) は 0.5 とした。使用した地震波は El Centro 1940 NS、Taft 1952 EW、Hachinohe 1968 NS の3波である。積分方法は線形加速度法とし、減衰は初期剛性比例型とし定数は $h = 0.03$ とした。

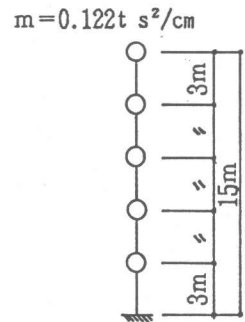


図1 質量および階高

2) 既往の実験結果とモデル化の対応

耐力壁の曲げ変形とせん断変形は次式で表すことができる。

$$\text{せん断変形角 } R_s = \frac{1.5 Q}{G A_w}$$

$$\text{曲げ変形角 } R_b = \frac{\delta_b}{h} = \frac{Q}{3 E I \cdot h} \times (h_0^3 + (h - h_0)^3)$$

ここで、 Q : 作用せん断力、 A_w : 耐力壁の断面積 = $b D$ 、 G : せん断弾性係数 $E/2.3$ 、 E : ヤング係数、 h : 階高、 h_0 : 反曲点高さ = $y_0 \cdot h$

$$R_s = \frac{1.5 Q}{G b D}$$

$$R_b = \frac{Q h^3}{\frac{2.3}{4} G b D^3 h} (y_0^3 + (1 - y_0)^3)$$

$$= \frac{4 Q}{2.3 G b D} \left(\frac{h^2}{D} \right) (1 - 3 y_0 + 3 y_0^2)$$

$y_0 = 0.5$ とすると

$$R_{b, y_0=0.5} = \frac{1}{2.3} \frac{Q}{G b D} \times \left(\frac{h^2}{D} \right)$$

よって、せん断変形と曲げ変形の比は D/h の関数で次のようになる。

$$\frac{R_s}{R_{b, y_0=0.5}} = 3.45 \times \left(\frac{D}{h} \right)^2$$

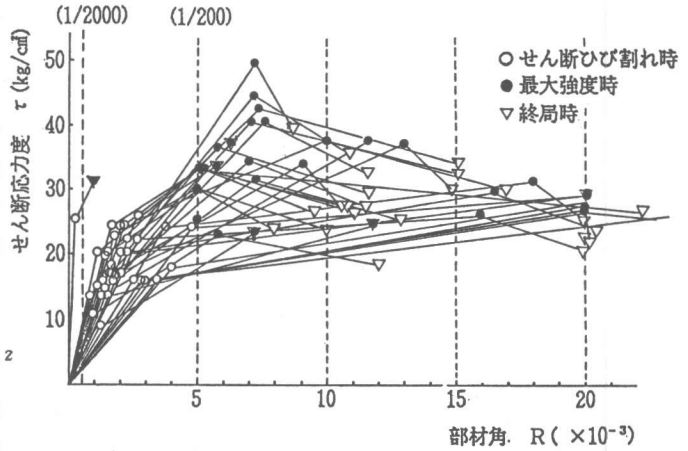


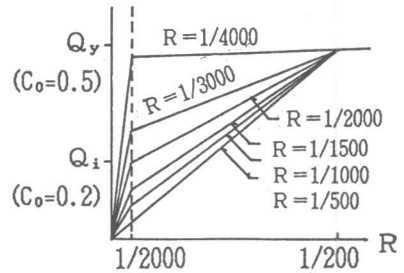
図2 実験値によるせん断応力度と部材角の関係

従って、 $D/h = 0.54$ の時壁式構造の場合、壁量が $15 \text{ cm}^2/\text{m}^2$ あれば通常壁長の平均は 1.5 m 程度

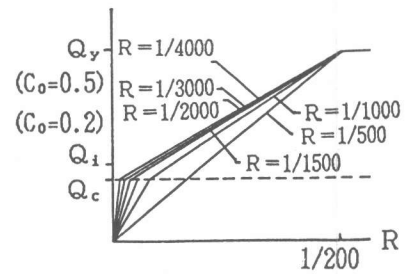
になり平均的に $R_s = R_b$ となる。また、RC基準²⁾によれば耐震壁の壁板のせん断ひびわれ発生時の R_s は平均的に $1/4000$ であるとしている。従って、壁式構造のせん断ひびわれ発生時の層間変形角は曲げ変形も含めて $1/2000$ 程度と考えられる。ここでは、実験資料として我が国で実施された耐震壁の模型試験体による実験結果³⁾のうち、矩形断面である37体を取りあげ、その変形状を比較してみた。図2は、せん断応力度を縦軸、部材角を横軸にとり、それぞれの試験体においてせん断ひびわれ時、最大荷重時、終局時の値をプロットした。その結果、試験体によりかなりのバラツキがあるが、せん断ひびわれ時部材角は $1/1000 \sim 1/500$ 、最大強度時部材角は $1/20 \sim 1/130$ あたりに多く分布していることがわかる。つまり、部材角が $1/2000$ 以下ではほとんどの試験体がせん断ひびわれ変形角に達しておらず、また、 $1/200$ 以下ではせん断破壊も起こっていない。このことは復元力スケルトンのモデル化が今回の解析目的にとっては安全側であることを示している。

3) 初期剛性を変化させた建物の地震応答解析 (解析1)

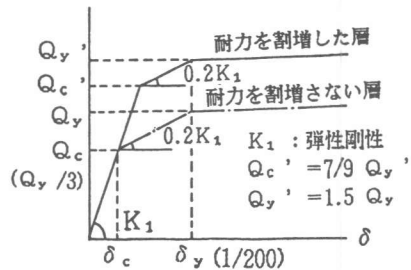
解析のパラメータは弾性剛性 ($C_0 = 0.2$ の時の層間変形角 R_i で $1/4000$ 、 $1/3000$ 、 $1/2000$ 、 $1/1500$ 、 $1/1000$ 、 $1/500$) の違いである。各場合の一次周期はそれぞれ、 0.218 、 0.252 、 0.308 、 0.356 、 0.436 、 0.617 sec である。各層の第1折点 (ひびわれ時) 層間変形角を $R = 1/2000$ と設定したものを解析1-1 (図3-a) とし、第一折点の層せん断力を $Q_y/3$ と設定したものを解析



a) 解析1-1



b) 解析1-2



c) 解析2

図3 履歴特性

1-2 (図3-b) とする。復元力タイプはD-Tri型とする。ただし、 $R=1/200$ まではバイリニア型となる、図4-a)。入力地震動の最大速度は50kineとする。

4) 剛性率の悪い建物の地震応答解析 (解析2)

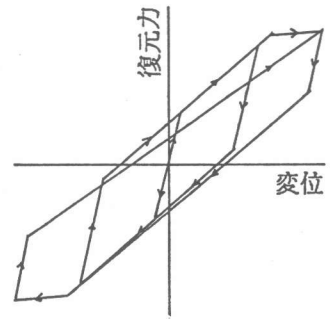
解析のパラメータは剛性率である。剛性の低い層の $R_{0.2}$ を $1/2000$ とし、その層の剛性率が $R_s=0.3$ となるように他の層の弾性剛性を設定した。また、第2勾配/第1勾配を0.2と仮定した。その結果、耐力時変形角はおおむね $1/200$ となった。但し、剛性率が0.3となる層は層の保有耐力を基本形の1.5倍とした(耐力を割増した剛性の低い層の第2勾配を変化させないで、降伏時変位も $1/200$ となるように履歴特性を設定している(図3-c))。復元力タイプはD-Tri型(図4-a)とし、入力地震動の最大速度を50kineとして図5に示すCase0~Case6について解析を行った。各場合の一次周期はそれぞれ、0.308、0.211、0.208、0.203、0.195、0.181、0.297secである。

5) 復元力特性を変化させた地震応答解析 (解析3)

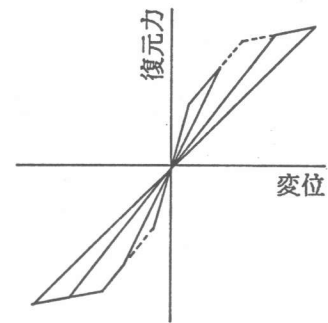
解析2 Case0 (基本型) の復元力タイプを原点指向型(図4-b)として解析を行った。解析にあたっては、入力地震動の最大加速度を400gal、350gal、300galの3ケースについて行なった。

3. 解析結果

解析1-1, 1-2の各ケースにおける最大応答層間変形角と $C_0=0.2$ の時の層間変形角($R_{0.2}$)との関係をそれぞれ、図6-a, 図6-bに示す。図のように3波共ほぼ同様の傾向を示し、最大速度50kine相当の地震力に対して $R_{0.2}$ が $1/2000$ 以下であれば、応答最大層間変形角はおおむね $1/200$ 以下となっており、 $R_{0.2}$ が $1/2000$ 以上になると応答最大層間変形角は急に大きくなっている。解析2の結果を図7に、解析3の結果を図8に示す。解析2においてはCase0 (各層の一次設計時層間変形角が $1/2000$)の応答最大層間変形角が最も大きくなり、地震波がEl Centro 1940 NSの時 $1/179$ となるが、ほとんどのケースに対し層間変形角は $1/200$ 以下となっている。

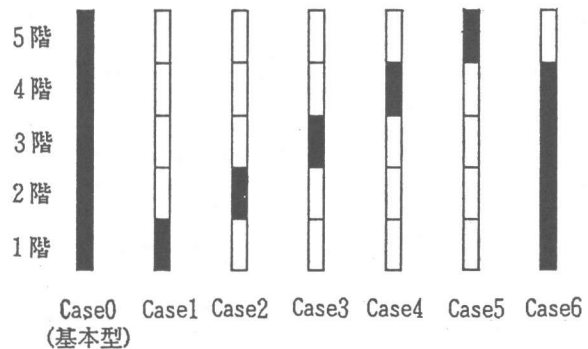


a) D-Tri型



b) 原点指向型

図4 復元力タイプ



Case0 Case1 Case2 Case3 Case4 Case5 Case6
(基本型)

- : 層間変形角を $1/2000$ とした剛性の低い層
- : 剛性の低い層の剛性率が0.3となるように層間変形角を設定した層。(各層とも層間変形角は等しく、Case1~Case5にあっては $1/7833$ 、Case6にあっては $1/25333$)

図5 解析Case (解析2)

解析3では、入力地震動の最大加速度が350galと400galの時に応答最大層間変形角がHachinohe 1968 NS でそれぞれ、1/69、1/67と過大な値となるが300galの時にはほぼ1/200以下となっている（但し、入力地震動の最大加速度が300galの時の最大速度はそれぞれ、E1 Centro 1940 NS : 29.37kine、Taft 1952 EW : 30.20 kine、Hachinohe 1968 NS : 45.44 kineである）。

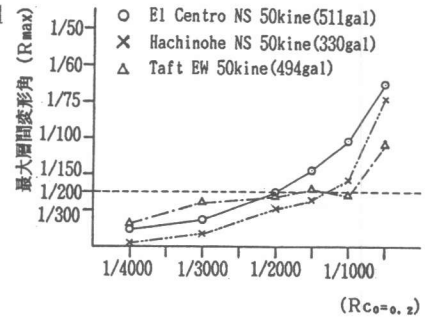
4. まとめ

解析1, 2は、D-Tri型の復元力を有する5質点系弾塑性モデルにより最大速度50kine相当の地震力に対し、それぞれのパラメータで解析を行った。その結果、 $R_{0.2}$ が1/2000以下であれば、耐力時変形角はおおむね1/200以下となる。また、解析3では復元力タイプを変化させた解析を行った。その結果、原点指向型とした場合、耐力時変形角はD-Tri型に比べて大きな値となるが、入力地震動の最大加速度300gal以下では耐力時変形角はほぼ1/200以下になっている。

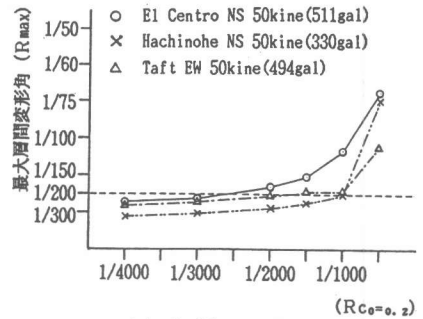
以上の結果より、一次設計時($C_0 = 0.2$)における各階の層間変形角が1/2000程度の高い剛性と高い強度を有していれば、最大速度50kine相当の地震応答に対する最大層間変形角はおおむね1/200以下になっており、履歴消費エネルギーがない原点指向型モデルにおいても最大加速度300gal程度までは最大層間変形角は1/200以下となる。したがって、5層壁式($D_s = 0.5$)では一次設計時における各階の層間変形角を1/2000程度確保しておけば、大地震時においてもせん断破壊を起こすおそれは少ないと言える。

参考文献

- (1) 秋山 宏 著『建築物の耐震極限設計』第2版 東京大学出版会
- (2) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 1982 日本建築学会
- (3) 建築研究報告No.76 MARCH 1977 鉄筋コンクリート部材の強度と靱性 建設省建築研究所



a) 解析1-1



b) 解析1-2

図6 初期剛性と最大層間変形角の関係

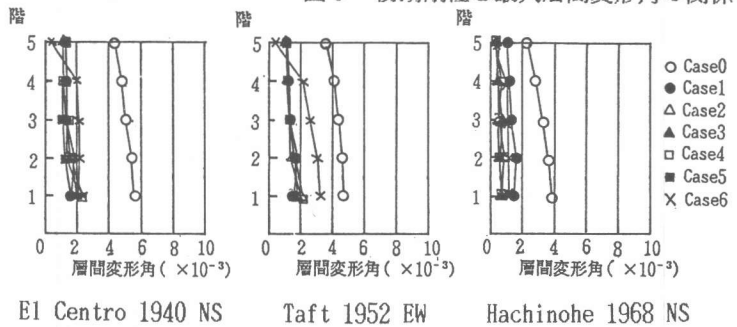


図7 応答最大層間変形角 (解析2)

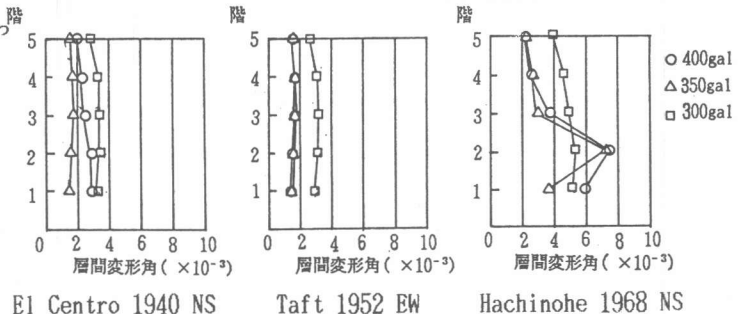


図8 応答最大層間変形角 (解析3)