

## ラーメン構造物の耐震・構造解析に関する基礎的研究

### Fundamental study concerned with earthquake-proof and structural analysis of rigid frame structure

小林修一\*、青木徹彦\*\*  
Shuichi Kobayashi, Tetsuhiko Aoki

**Abstract** This study compares precision of Newmark  $\beta$  method, general solution of differential equation and Wilson's  $\theta$  method, which are treating calculation of time history response analysis. This study compares also precision of direct numerical integration method and modal analysis. Then precision of Wilson's  $\theta$  method is improved. Through the calculation of models of 2 layers rigid frames and shear building equalized from 2 layers rigid frames by Mutou's D-value method, the response characteristics are investigated.

#### 1. はじめに

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震によって、鉄道や道路の高架橋の鋼鉄製の多くの橋脚に局所的な座屈破壊が生じた。旧耐震基準で設計された構造物に被害が集中した原因には、弾性限以上の照査が行われていなかったことなどが考えられている。

この問題に対処するため、土木学会は、1995年5月23日に、耐震基準などに関する第1次提言で、2段階設計法に加えて、大地震の可能性の高い地域の構造物の耐震性はその重要度を考慮して決定すべきであるという考えを明らかにしている。つまり、人命や社会的影響に応じてランク付けして、影響の大きいものには耐震性を厳しくするという考え方である。

今後、巨大地震に対してこのような設計方法を採用していくためには、構造物の機能を失わずにある部分だけを破壊させる技術の開発と設計方法を考えていく必要がある。

耐震設計を行う場合の解析方法には、静的解析と動的解析がある。動的解析は、構造物の動的挙動が煩雑になることから、従来の設計はほとんど静的解

析で行われてきた。この方法は、地震力と地動による慣性力がほぼ等しくなる場合、つまり、地震動の主要部の固有周期が、構造物の主要部の固有周期に比較してかなり長い場合に有効になる。それゆえ、免震装置を加えた機能重視型の設計を行っていくためには、静的解析だけでは不十分になってくる。なぜなら、一般に、免震装置を持つ構造物は、従来的に地震動の主要部の振動周期よりも構造物の主要部の固有周期が大きくなり応答加速度が軽減されている。このような場合には、地震力をそのまま慣性力と見なすことができなくなることが考えられる。この理由からも、今後、機能重視型の耐震・免震設計を行っていく必要上、動的解析による設計は、重要なものとなってくるだろう。

本研究では、ラーメン構造物の応答性状を把握するためにモード解析や直接数値積分法を採用した振動解析プログラムを作成して数値実験を試み、動的解析に必要な構造特性に関して考察を行う。

#### 2. 研究計画および研究方法

##### 2.1 研究計画

\* 愛知工業大学大学院 学生 (豊田市)

\*\* 愛知工業大学 土木工学科 (豊田市)

構造物の挙動を厳密に調べるために、平面骨組とこれと等価なせん断建物の場合に分けて多自由度系にモデル化する。次に時間ステップ毎に求めていく時刻歴応答によって計算する振動解析プログラムを作成する。解析方法としては、固有モードの重ね合わせによって解析するモード解析と固有値や固有ベクトルを使わない直接数値積分法を用いる。応答値を算出する式には、使用実績のあるラプラス変換やニューマーク $\beta$ 法、ウィルソン $\theta$ 法、一般解などによる式を用いることにする。

## 2.2 研究方法

一般解やニューマーク $\beta$ 法、ウィルソン $\theta$ 法、ラプラス変換などによる計算式を適用して、せん断建物と平面骨組の応答値を求め、計算式の精度を比較する。次に、構造物モデルの違いにより、モード解析と直接数値積分法の精度の比較を行うと共に、構造特性についての考察を行う。

## 3. 直接数値積分法

直接数値積分法は、構造物の弾塑性応答のように復元力特性が応答履歴に応じて複雑に変化する場合でも微小区間ごとに動的特性の変化を考慮することにより順次解を求めていくことができるため、地震動のような不規則な外乱を受ける構造物の動的応答を解析するのに適している。

### 3.1 一般解

自由振動の解と強制振動の解(特解)を合わせた解のことである。本研究では、弾性領域における構造物の応答性状を把握するため、時間ステップ $\Delta t$ の範囲において、変位に比例する外力を考えることにする。

### 3.2 ニューマーク $\beta$ 法

ニューマーク $\beta$ 法は、第3次の項まで採用したテイラー展開式に基づく変位の基本式と、改良オイラー法(台形公式)に基づく速度の基本式を持つ。応答値を求める場合において、これらの未知数3つに対して方程式が2つしかないため、しばしば、運動方程式と連立させて解を収束させる方法が採られる。

変位の基本式が持つ $\beta$ の値には、 $1/6$ 、 $1/4$ が用いられる。これらの値は、解の安定性の上で違いがあ

る。

$\beta = 1/4$ の時、運動系の最小固有周期よりも時間ステップの方が多少大きくなる場合でも、常に解が安定していることから、本研究では、 $\beta = 1/4$ の値を採用した。

### 3.3 ウィルソン $\theta$ 法

ウィルソン $\theta$ 法は線形加速度法の体質を強化したものである。線形加速度法とはニューマーク $\beta$ 法の変位の基本式に含まれる $\beta$ の値を $1/6$ にする方法である。

計算の手続きは、線形加速度法とほとんど同じであるが、線形加速度法では運動方程式を時刻 $t + \Delta t$ 秒の時点で使って応答値を求めているのに対して、ウィルソン $\theta$ 法では、時刻 $t + \Delta t$ 秒における応答値の精度を高めるためにそれより先の時刻 $t + \theta \cdot \Delta t$ 秒( $\theta > 1$ )に線形加速度法を適用して、 $\theta$ を含む1次式で補間して応答値を求めているところに違いがある。

### 3.4 新ウィルソン $\theta$ 法

この解法を使えば、ウィルソン $\theta$ 法よりもさらに精度を高めることができる。ウィルソン $\theta$ 法との違いは、線形加速度法で使った時間ステップ $\Delta t$ を利用するか、しないかにある。ウィルソン $\theta$ 法では、線形加速度法で使った時間ステップ $\Delta t$ を利用して、まず、任意時刻 $t + \theta \cdot \Delta t$ 秒後の応答値を求めている。ところが、地震加速度計は、この時刻の地震加速度を捕らえていないのが普通である。そのため、ウィルソン $\theta$ 法では、地震加速度を1次式で補間して、近似された地震加速度を利用することになる。

精度を高める上で、できるならば、近似値や近似式は使わない方が賢明である。ウィルソン $\theta$ 法は、線形加速度法の体質を強化したものであるが、ウィルソン $\theta$ 法を利用する前の段階で、誤差を含んだ地震加速度を利用すれば、精度が若干低下することは明らかである。特に地震加速度は非線形であるため、1次式で近似すれば、誤差が生じるのは避けられない。そこで、新ウィルソン $\theta$ 法を提案することにする。この方法では、地震加速度が確実に記録されている任意時刻を $t + \theta \cdot \Delta t$ 秒と見なす。このとき、地震加速度計が記録した時間ステップ $h$ は、 $\theta \cdot \Delta t$ に相当する。これらの関係から、新たな時間ステップ $\Delta t'$ を求め、ウィルソンの1次補間式で近似して任意時刻 $t + \Delta t'$ 秒後の応答値を求める。この方法は、

- ① 地震加速度を1次式で近似していないこと。
- ② 時間ステップがさらに小さくなっていること。

より、ウィルソンθ法よりも若干精度がよくなっていることが期待される。しかし、この方法は、地震加速度計が刻む時間ステップが大きくなると精度が落ちる欠点がある。図 3.1 にウィルソンθ法と新ウィルソンθ法で求められる応答値の関係を示す。

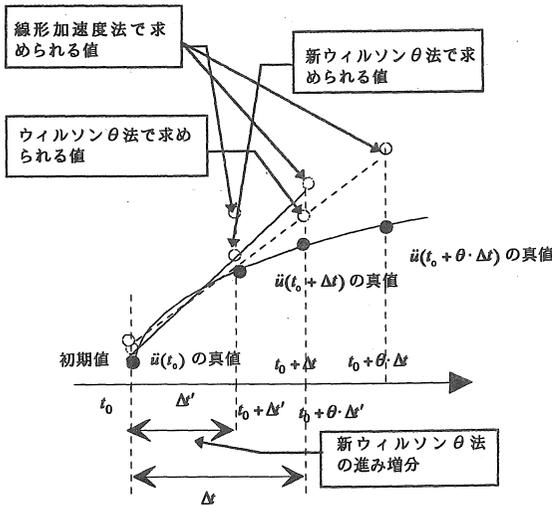


図 3.1 新ウィルソンθ法とウィルソンθ法の精度の比較

ただし、 $\Delta t = \theta \cdot \Delta t'$ 、 $\Delta t' = \frac{\Delta t}{\theta}$

### 3.5 地震による1層ラーメンの応答波形と最大応答値

1940年に発生した El Centro 地震加速度を作用させることにする。記録された地震波形は、時間ステップが 0.01 秒のものを採用し、解析するための地震の継続時間は 6 秒間にした。また、この間に最大加速度 314 gal が生じるようにこの間に生じた最大加速度で任意時刻の加速度を除した地震加速度に、指定した最大加速度 314 gal を乗じて変換した地震波形を用いた。その地震加速度波形を図 3.2 に El Centro 地震に関する主な記録を表 3.1 に示す。

表 3.1 El Centro 地震の主な記録

発生場所	カリフォルニア
発生時期	1940年5月14日
発生方向	NS
最大加速度	314 (gal)

$(gal) = (cm/s^2)$

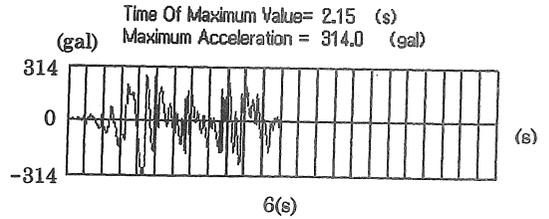


図 3.2 El Centro 地震波形

#### (1) ニューマークβ法による応答値

図 3.2 の地震波形を入力して得られる図 3.3 に示す 1 層ラーメンを図 3.4 のように 1 自由度系にモデル化したの応答波形をに示す。ここでは、時刻歴応答解析の計算式に、ニューマークβ法を適用して求められる最大応答値と応答波形を図 3.5 から図 3.7 に示す。ただし、1 層ラーメンの柱部の質量はなく、梁部に質量が集中しているものとする。1 自由度系モデルの部材諸量は表 3.2 に示す。

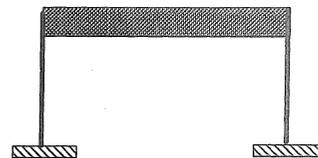


図 3.3 1層ラーメン



図 3.4 1自由度系モデル

表 3.2 部材諸量

質量 $m$ ( $tf \cdot s^2/cm$ )	0.02
剛性 $k$ ( $tf/cm$ )	179.5
減衰定数 $c$ ( $tf \cdot s/cm$ )	0.02

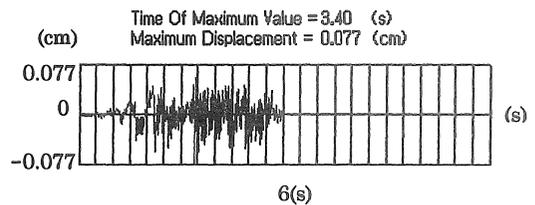


図 3.5 1自由度系の変位応答波形

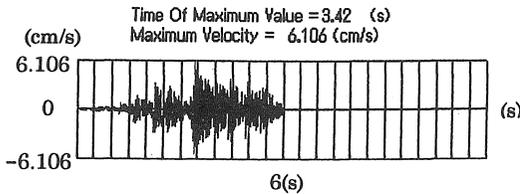


図 3.6 1 自由度系の速度応答波形

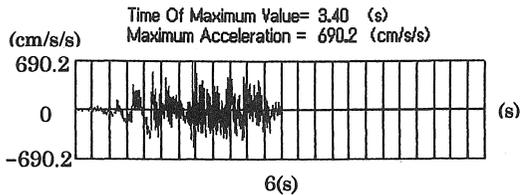


図 3.7 1 自由度系の加速度応答波形

(2) 他の計算式で得られた応答値との比較

計算式の違いにより求められた応答値を比較できる表を次に示す。ただし、誤差は、ニューマークβ法による応答値を基準にする。

表 3.3 計算式の違いによる応答値の比較

	ニューマークβ法	一般解	ウィルソンθ法	新ウィルソンθ法
時刻 (s)	3.4	3.4	4.51	3.397
最大変位 (cm)	0.077	0.081	0.085	0.074
誤差 (%)		-5.2	-10.4	3.9
時刻 (s)	3.42	3.42	3.43	3.417
最大速度 (cm/s)	6.106	6.097	5.966	5.963
誤差 (%)		-0.15	2.3	2.3
時刻 (s)	3.4	3.4	4.51	3.397
最大加速度 (cm/s/s)	690.2	728.8	653.1	624.6
誤差 (%)		-5.6	5.4	9.8

(3) 計算式の違いによる最大応答値の比較に対する考察

ニューマークβ法と一般解、ウィルソンθ法では、同じ時間ステップで逐次、応答値を求めている。これらの方法が厳密解に近い値を得るための方法であることより、どの場合も最大応答値にあたる時刻は、ほぼ一致してはならない。表 3.3 より最大応答値が生じた時刻に注目すると、ウィルソンθ法の最大変位応答値と最大加速度応答値の時刻が他の計算式で得られた最大応答値の時刻に比べて 1 秒以上遅れていることに気づく。これは、地震加速度を 1 次式で近似したことが原因と考えられる。

一方、新ウィルソンθ法による応答値は、ニューマークβ法や一般解の計算で使った時間ステップよりも、0.003 秒小さい時間ステップが刻む時刻での応答

値を求めているものの、最大応答値の時刻がニューマークβ法や一般解で出力された最大応答値の時刻にかなり接近していることより、ウィルソンθ法に比べて精度が上がっていることが明瞭であることが分かる。

次に、ニューマークβ法と一般解の間の誤差の原因について考察する。一般解では、運動系が線形である場合を扱うため、強制振動による解において、変位が外力に比例すると仮定している。つまり、変位を 1 次式で近似していることになる。一方、ニューマークβ法では、厳密解を部分積分して得られた解の第 3 次の項まで採用した変位式を使っている。よって、誤差の原因は、近似式の違いによるものであることが理解できる。

4. 多自由度系構造物のモデル化

4.1 平面骨組・せん断建物のモデル化

4.1.1 平面骨組のモデル化

平面骨組モデルとその部材諸量を表 4.1 および図 4.1 に示す。同図中の丸で囲まれた番号は節点番号である。

表 4.1 部材諸量

節点数	部材数	自由度の固定成分数	単位長質量 ( $tf \cdot s^2/cm/cm$ )
12	12	6	0.0000127
	断面積 ( $cm^2$ )	断面 2 次モーメント ( $cm^4$ )	弾性係数 ( $tf/cm^2$ )
梁	2500	520833	21000
柱	2500	520833	2100

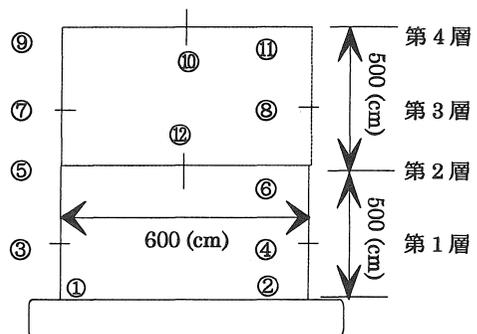


図 4.1 平面骨組モデル

4.1.2 せん断建物のモデル化

せん断建物とは建物の床位置で水平断面での回転がないものをいう。このような変形を規定するために次のような仮定を行う。

- ① 全ての質量は床位置に集中している。
- ② 床を支える梁は柱に比べて剛性が大きである。
- ③ 柱に起こる付加軸力による伸縮を無視する。

このような仮定のもとでは多層階建物は水平にしか変位しないことになる。一般に曲げが卓越することのないラーメンでは、せん断建物にモデル化しても近似できるとされている。せん断建物モデルを図4.2に示す。

ここで、図4.1に示した平面骨組を2自由度、4自由度、8自由度の等価なせん断建物にモデル化する。平面骨組を高さ方向に4等分してそれらの区分を下から第1層、第2層、第3層、第4層と名付けることにする。等価変換した2自由度系モデルのみを図4.3に示す。せん断建物の柱剛性は、武藤のD値法で一致させた。2自由度系の部材諸量は表4.2に示す。

表 4.2 2自由度系の部材諸量

第2層			
質量 ( $tf \cdot s^2/cm$ )	剛性 ( $tf/cm$ )	断面2次モーメント ( $cm^4$ )	柱高 ( $cm$ )
0.02	179.5	890476	500
第4層			
質量 ( $tf \cdot s^2/cm$ )	剛性 ( $tf/cm$ )	断面2次モーメント ( $cm^4$ )	柱高 ( $cm$ )
0.02	169.4	840030	500

5. 多重度系構造物の振動解析

5.1 単元波

第4章4.1でモデル化した構造物の応答性状を比較する最初の段階として、一定の角振動数2 ( $rad/s$ )を持つ単元波

$$\ddot{y}_g = 196 \cdot \sin(2 \cdot t) \quad \dots(5.1)$$

を地動加速度として入力する。

以下に、式(5.1)の波形を描画する。

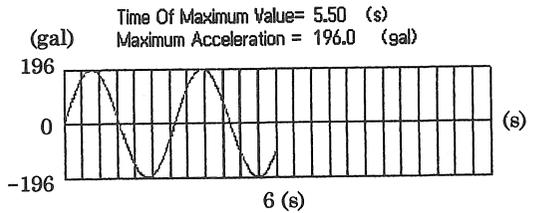


図 5.1 式(5.1)の波形

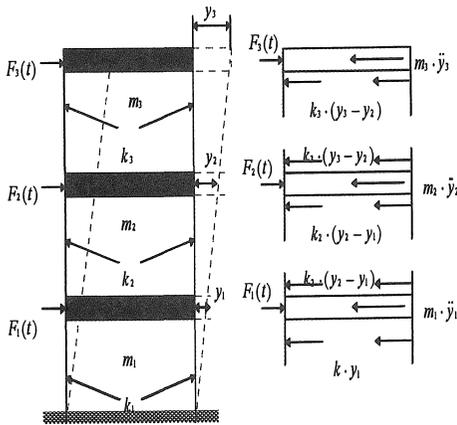


図 4.2 せん断建物モデル

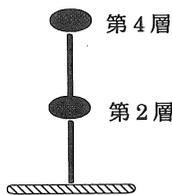


図 4.3 2自由度系モデル

5.1.1 せん断建物と平面骨組の応答性状の比較方法

モード解析と直接数値積分法で平面骨組とせん断建物の応答値を求める。応答値を比較するに当たり、モード解析では、一般解とニューマークβ法で計算した応答値を使って、比較することにする。また、直接数値積分法で使った計算式は、ニューマークβ法による式である。

式の精度の違いより生じる誤差を考慮して、同じ計算式で求められた平面骨組とせん断建物の応答値を比較することにする。以下に、変位応答値と加速度応答値を比較できる表を表5.1.1から表5.1.6に示す。

(1) モード解析に一般解を適用した場合

表 5.1.1 最大変位応答値の比較

最大変位応答値 (cm)	第1層目	第2層目	第3層目	第4層目
①2自由度系せん断建物		0.044		0.067
②平面骨組		0.081		0.132
①を基準とした誤差 (%)		-84.1		-97
①4自由度系せん断建物	0.044	0.08	0.104	0.118
②平面骨組	0.042	0.081	0.108	0.132
①を基準とした誤差 (%)	4.6	-1.3	-3.8	-11.9
①8自由度系せん断建物	0.083	0.147	0.189	0.209
②平面骨組	0.042	0.081	0.108	0.132
①を基準とした誤差 (%)	49.4	44.9	42.9	36.8

表 5.1.2 最大加速度応答値の比較

最大加速度応答値 (cm/s/s)	第1層目	第2層目	第3層目	第4層目
①2自由度系せん断建物		197.2		198.5
②平面骨組		199.7		203.4
①を基準とした誤差 (%)		-1.3		-2.5
①4自由度系せん断建物	197.9	199.6	200.8	201.6
②平面骨組	194.5	199.7	206.9	203.4
①を基準とした誤差 (%)	1.7	-0.05	-3	-0.9
①8自由度系せん断建物	196.8	199.5	201.2	202.3
②平面骨組	194.5	199.7	206.9	203.4
①を基準とした誤差 (%)	1.2	-0.1	-2.8	-0.2

(2) モード解析にニューマークβ法を適用した場合

表 5.1.3 最大変位応答値の比較

最大変位応答値 (cm)	第1層目	第2層目	第3層目	第4層目
①2自由度系せん断建物		0.044		0.068
②平面骨組		0.082		0.132
①を基準とした誤差 (%)		-86.4		-94.1
①4自由度系せん断建物	0.044	0.08	0.104	0.118
②平面骨組	0.04	0.082	0.108	0.132
①を基準とした誤差 (%)	9.1	-2.5	-3.8	-11.9
①8自由度系せん断建物	0.083	0.147	0.189	0.21
②平面骨組	0.04	0.082	0.108	0.132
①を基準とした誤差 (%)	51.8	44.2	42.9	37.1

表 5.1.4 最大加速度応答値の比較

最大加速度応答値 (cm/s/s)	第1層目	第2層目	第3層目	第4層目
①2自由度系せん断建物		197.8		199.4
②平面骨組		200		202.9
①を基準とした誤差 (%)		-1.1		-1.8
①4自由度系せん断建物	197.6	199.5	200.7	201.5
②平面骨組	197.6	200	202	202.9
①を基準とした誤差 (%)	0	-0.3	-0.6	-0.7
①8自由度系せん断建物	196.7	199.2	201.8	203.4
②平面骨組	197.6	200	202	202.9
①を基準とした誤差 (%)	-0.5	-0.4	-0.1	0.2

(3) 直接数値積分法による応答値の比較

表 5.1.5 最大変位応答値の比較

最大変位応答値 (cm)	第1層目	第2層目	第3層目	第4層目
①2自由度系せん断建物		0.044		0.068
②平面骨組		0.035		0.053
①を基準とした誤差 (%)		20.5		22.1
①4自由度系せん断建物	0.045	0.081	0.104	0.119
②平面骨組	0.017	0.035	0.045	0.053
①を基準とした誤差 (%)	62.2	56.8	56.7	55.5
①8自由度系せん断建物	0.085	0.149	0.192	0.213
②平面骨組	0.017	0.035	0.045	0.053
①を基準とした誤差 (%)	80	76.5	76.6	75.1

表 5.1.6 最大加速度応答値の比較

最大加速度応答値 (cm/s/s)	第1層目	第2層目	第3層目	第4層目
①2自由度系せん断建物		198.4		200.4
②平面骨組		197.4		199.4
①を基準とした誤差 (%)		0.5		0.5
①4自由度系せん断建物	198.6	200.3	201.6	202.5
②平面骨組	196.6	197.4	198.4	199.4
①を基準とした誤差 (%)	1	1.4	1.6	1.5
①8自由度系せん断建物	197.3	200.6	203	205.5
②平面骨組	196.6	197.4	198.4	199.4
①を基準とした誤差 (%)	0.4	1.6	2.3	3

5.1.2 せん断建物と平面骨組の応答性状の比較  
に対する考察

モード解析で求めた応答値を比較すると、平面骨組の応答性状は、2自由度系と8自由度系の応答性状に比べて、4自由度系の応答性状がよく合っている。一方、直接数値積分法で求めた応答値を比較すると、平面骨組の応答性状は、4自由度系と8自由度系の応答性状に比べて、2自由度系の応答性状に近似していることが分かる。一般に、曲げの影響が卓越することのないラーメンでは、せん断系に等価してもラーメンの応答性状をよく近似させることができるとされている。このことを踏まえて考えれば、確かに、平面骨組がある自由度の時のせん断建物の応答性状に近似させることが可能であることが理解できる。ところで、問題は、モード解析と直接数値積分法で、平面骨組の応答性状に近似するせん断建物の自由度数が異なることである。この現象は、モード解析の過程で行った一般化ヤコビ法による固有値解析で生じた誤差の影響により生じたものと思われる。このように考えれば、全ての運動方程式を連立させて解く直接数値積分法で求めた応答値が実際の値に近いことになる。よって、2層ラーメンの応答値は、2自由度系のせん断建物の応答値に近似することが考えられる。

5.2 地震波を入力した場合の応答値の比較方法

地震波を入力した場合のせん断建物と平面骨組の最大応答値の比較を行う。モード解析で求めた応答値は、固有値解析による誤差が含まれているため、直接数値積分法で求めた応答値で比較することにする。

地震加速度は、2種弾性地盤用標準地震加速度と第3章3.5の図3.2に示したEl Centro地震加速度を用いる。いずれの地震加速度も、最大加速度を196galに変換する。以下に、2種弾性地盤用標準地震加速度波形を描画する。

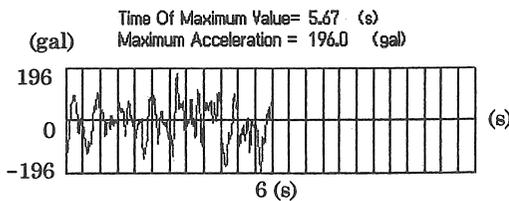


図 5.2 2種弾性地盤用標準地震加速度波形

次に、最大変位応答値と最大加速度応答値をそれぞれ比較できる表を示す。

(1) 2種弾性地盤用標準地震波を入力した場合

表 5.2.1 最大変位応答値の比較

最大変位応答値 (cm)	第1層目	第2層目	第3層目	第4層目
①2自由度系せん断建物		0.107		0.173
②平面骨組		0.119		0.187
①を基準とした誤差 (%)		-11.2		-8.1
①4自由度系せん断建物	0.109	0.203	0.271	0.313
②平面骨組	0.057	0.119	0.156	0.187
①を基準とした誤差 (%)	47.7	41.4	42.4	40.3
①8自由度系せん断建物	0.159	0.293	0.385	0.435
②平面骨組	0.057	0.119	0.156	0.187
①を基準とした誤差 (%)	64.2	59.4	59.5	57

表 5.2.2 最大加速度応答値の比較

最大加速度応答値 (cm/s/s)	第1層目	第2層目	第3層目	第4層目
①2自由度系せん断建物		394.9		564.5
②平面骨組		566.2		822.7
①を基準とした誤差 (%)		-43.4		-45.7
①4自由度系せん断建物	332.7	457	540.1	595.7
②平面骨組	406.8	566.2	709	822.7
①を基準とした誤差 (%)	-22.3	-23.9	-31.3	-38.1
①8自由度系せん断建物	284.1	382.4	443.3	515.2
②平面骨組	406.8	566.2	709	822.7
①を基準とした誤差 (%)	-54	-48.1	-59.9	-59.7

(2) El Centro地震波を入力した場合

表 5.2.3 最大変位応答値の比較

最大変位応答値 (cm)	第1層目	第2層目	第3層目	第4層目
①2自由度系せん断建物		0.112		0.19
②平面骨組		0.102		0.157
①を基準とした誤差 (%)		-11.2		-8.1
①4自由度系せん断建物	0.132	0.249	0.336	0.39
②平面骨組	0.049	0.102	0.132	0.157
①を基準とした誤差 (%)	47.7	41.4	42.4	40.3
①8自由度系せん断建物	0.244	0.458	0.611	0.688
②平面骨組	0.049	0.102	0.132	0.157
①を基準とした誤差 (%)	64.2	59.4	59.5	57

表 5.2.4 最大加速度応答値の比較

最大加速度応答値 (cm/s/s)	第1層目	第2層目	第3層目	第4層目
①2自由度系せん断建物		420		658
②平面骨組		554.5		734
①を基準とした誤差 (%)		-32		-11.6
①4自由度系せん断建物	406	529	702	807
②平面骨組	314.9	554.5	630.5	734
①を基準とした誤差 (%)	22.4	-4.8	10.1	9
①8自由度系せん断建物	387	590	765	799
②平面骨組	314.9	554.5	630.5	734
①を基準とした誤差 (%)	18.6	6	17.6	8.1

5.2.1 せん断建物と平面骨組の応答性状の比較に対する考察

2種弾性地盤用標準地震波を入力した場合、変位の最大応答値では、平面骨組の最大応答値が4自由度系と8自由度系の最大応答値に比べて、2自由度系の最大応答値によく近似している。加速度の最大応答値では、平面骨組の最大応答値が2自由度系と8自由度系の最大応答値に比べて4自由度系の最大応答値に近似しているかのように見える。しかし、4自由度系では、変位の最大応答値の誤差が大きいため、4自由度系が平面骨組の応答性状によく近似するとは断言できない。

El Centro地震波を入力した場合、変位の最大応答値において、4自由度系と8自由度系の最大応答値に比べて2自由度系の最大応答値によく近似している。しかし、加速度の最大応答値は2自由度系の最大応答値によく近似しているとは言えない。

単元波を入力した場合の結果と地震波を入力した場合の結果を考慮すると、明らかなことは、2自由度系の変位の応答性状を平面骨組の変位の応答性状によく近似させることができるということである。地震波を入力した場合、加速度の応答性状をある特定の自由度系に近似させることができない理由には、武藤のD値法で、せん断建物の柱剛性を近似したときに生じた誤差の影響と固有振動数が一定でない地

震波の特性による影響があると思われる。

6. 武藤のD法と著者のD値法の精度の比較

第5章5・1・2の考察より、単元波を入力した場合には、平面骨組の応答性状は、2自由度系せん断建物の応答性状によく近似することが明らかになった。また、第5章5・2・1の考察より、地震波を入力した場合には、平面骨組の応答性状は、2自由度系の変位の応答性状とよく近似するが、加速度の応答性状では、誤差が大きくなる傾向にあることが分かる。そこで、この誤差を減少させるために、平面骨組の剛性をせん断建物の剛性に交換する精度のよい方法を考えることにする。

武藤のD値法は、ラーメン構造物において、曲げの影響が卓越しない場合によく用いられる方法である。本研究では、曲げの影響が多少生じても平面骨組の応答性状をせん断建物の応答性状に近似させることができる方法を考案する。これは、武藤のD値法で求めた剛性の1.3倍にした剛性を用いて最大応答値を近似させる方法である。

武藤のD値法に比べて著者のD値法の精度が良くなっていることを示すために、まず、梁の剛性を柱の剛性の1倍、2倍、3倍、5倍、10倍の時に場合分けして、武藤のD値法によるせん断建物の応答値と著者のD値法によるせん断建物の応答値、そして、平面骨組の応答値をそれぞれ求める。解析に使用した地震波は、2種弾性地盤用標準地震波とEl Centro地震波である。どの地震波も最大加速度が196galになるように変換してある。

平面骨組の最大応答値と武藤のD値法と著者のD値法によるせん断建物の最大応答値の間の誤差をそれぞれ比較できる表を表6.1.1から表6.2.4に示す。ただし、第2層目と第4層目の最大変位応答値と最大加速度応答値のみを示す。

6・1 2種弾性地盤用標準地震波を入力した場合

表 6.1.1 第2層目の最大変位応答値の比較

第2層目	1倍	2倍	3倍	5倍	10倍
最大変位応答値 (cm)	1倍	2倍	3倍	5倍	10倍
①平面骨組の応答値	0.118	0.11	0.078	0.105	0.119
②武藤のD値法による応答値	0.257	0.156	0.112	0.079	0.107
①を基準にした誤差 (%)	-117.8	-56	-43.6	24.8	10.1
③著者のD値法による応答値	0.175	0.082	0.081	0.075	0.114
①を基準にした誤差 (%)	-48.3	8	-3.8	28.6	4.2
②、③の応答値は、せん断建物の応答値である。					

表 6.1.2 第4層目の最大変位応答値の比較

第4層目	1倍	2倍	3倍	5倍	10倍
最大変位応答値 (cm)	1倍	2倍	3倍	5倍	10倍
①平面骨組の応答値	0.228	0.176	0.133	0.171	0.187
②武藤のD値法による応答値	0.511	0.276	0.194	0.131	0.173
①を基準にした誤差 (%)	-124.1	-56.8	-45.8	23.4	7.5
③著者のD値法による応答値	0.347	0.164	0.138	0.123	0.185
①を基準にした誤差 (%)	-52.2	6.8	-4.5	28.1	1.1
②、③の応答値は、せん断建物の応答値である。					

表 6.1.3 第2層目の最大加速度応答値の比較

第2層目	1倍	2倍	3倍	5倍	10倍
最大加速度応答値 (cm/s/s)	1倍	2倍	3倍	5倍	10倍
①平面骨組の応答値	357	370	326	472	575
②武藤のD値法による応答値	483	390	308	264	395
①を基準にした誤差 (%)	-35.3	-5.4	5.2	44.1	31.3
③著者のD値法による応答値	435	299	297	330	541
①を基準にした誤差 (%)	-21.8	21.9	8.9	30	5.9
②、③の応答値は、せん断建物の応答値である。					

表 6.1.4 第4層目の最大加速度応答値の比較

第4層目	1倍	2倍	3倍	5倍	10倍
最大加速度応答値 (cm/s/s)	1倍	2倍	3倍	5倍	10倍
①平面骨組の応答値	578	563	467	689	823
②武藤のD値法による応答値	783	573	478	368	565
①を基準にした誤差 (%)	-35.5	-1.8	-2.4	46.6	31.3
③著者のD値法による応答値	692	446	442	446	789
①を基準にした誤差 (%)	-19.7	20.8	5.4	35.3	4.1
②、③の応答値は、せん断建物の応答値である。					

6・2 El Centro地震波を入力した場合

表 6.2.1 第2層目の最大変位応答値の比較

第2層目	1倍	2倍	3倍	5倍	10倍
最大変位応答値 (cm)	1倍	2倍	3倍	5倍	10倍
①平面骨組の応答値	0.195	0.115	0.095	0.134	0.102
②武藤のD値法による応答値	0.204	0.253	0.228	0.131	0.112
①を基準にした誤差 (%)	-4.6	-120	-140	2.2	-9.8
③著者のD値法による応答値	0.217	0.128	0.127	0.095	0.109
①を基準にした誤差 (%)	-11.3	-12.2	-33.7	29.1	-5.9
②、③の応答値は、せん断建物の応答値である。					

表 6.2.2 第 4 層目の最大変位応答値の比較

第4層目	1倍	2倍	3倍	5倍	10倍	
最大変位応答値 (cm)						
①平面骨組の応答値		0.378	0.217	0.161	0.222	0.157
②武藤のD値法による応答値		0.408	0.457	0.392	0.234	0.19
①を基準とした誤差 (%)		-6.6	-117.6	-143.5	3.6	-21
③著者のD値法による応答値		0.415	0.233	0.222	0.161	0.176
①を基準とした誤差 (%)		-9.8	-11	-37.9	27.5	1.1
②、③の応答値は、せん断建物の応答値である。						

表 6.2.3 第 2 層目の最大加速度応答値の比較

第2層目	1倍	2倍	3倍	5倍	10倍	
最大加速度応答値 (cm/s/s)						
①平面骨組の応答値		554	425	423	612	555
②武藤のD値法による応答値		448	609	669	451	420
①を基準とした誤差 (%)		19.1	-43.3	-58.2	26.3	24.3
③著者のD値法による応答値		595	397	491	367	514
①を基準とした誤差 (%)		-7.4	6.6	-16.1	40	7.4
②、③の応答値は、せん断建物の応答値である。						

表 6.2.4 第 4 層目の最大加速度応答値の比較

第4層目	1倍	2倍	3倍	5倍	10倍	
最大加速度応答値 (cm/s/s)						
①平面骨組の応答値		983	723	617	915	734
②武藤のD値法による応答値		625	971	976	587	658
①を基準とした誤差 (%)		36.4	-94.3	-58.2	35.8	10.4
③著者のD値法による応答値		794	643	730	617	749
①を基準とした誤差 (%)		19.2	11.1	-18.3	32.6	-2
②、③の応答値は、せん断建物の応答値である。						

6-3 武藤のD値法と著者のD値法の精度の比較に対する考察

表 6.1.1 から表 6.2.4 に示した誤差を見ると、著者の D 値法で求めた応答値と平面骨組の応答値の間の誤差は、最大で 52.2% であるのに対して、武藤の D 値法で求めた応答値と平面骨組の応答値の間の誤差は、最大で 143.5% に達している。武藤の D 値法で求めた応答値は、梁と柱の剛性の比率が小さくなると平面骨組との間の誤差がかなり大きくなる傾向にある。この現象は、構造物に曲げの影響が生じてくるとせん断建物の応答値を平面骨組の応答値に近似させる事が困難になることを示している。一方、著者の D 値法では、梁と柱の剛性が等しい場合でも平面骨組との間の誤差が最大で、52.2% である。このことは、武藤の D 値法に比べて著者の D 値法は、曲げの影響が生じて平面骨組の応答値に割合よく近似することを示している。よって、著者の D 値法は、武藤の D 値法に比べて精度が上がっているといえる。

7. まとめ

- (1) 一般化ヤコビ法の精度には、限界があること。自由度数が大きくなるにつれて固有モードが正確に求められなくなる欠点がある。よって、固有値解析の精度によってモード解析の精度が決まってくる。
- (2) 武藤の D 値法で、曲げが卓越する平面骨組の梁剛性と柱剛性をせん断建物の柱剛性に近似させて応答値を求めると、平面骨組とせん断建物の応答値の間の誤差が大きくなる。
- (3) 平面骨組部材の曲げが卓越しない場合、武藤の D 値法で得られた柱剛性を 1.3 倍にするとせん断建物の応答値と平面骨組の応答値の間の誤差が約 50% 以上減少する。
- (4) 時刻歴応答計算をモード解析と直接数値積分法で行うと、計算に掛かる時間は、直接数値積分法の方が、モード解析に対して約 3 倍になる。
- (5) 2 層ラーメンの応答性状は、2 自由度系せん断建物の応答性状とよく近似する。
- (6) 直接数値積分法による計算式は、入力加速度が不規則振動するとその精度が低下する。

8. おわりに

本研究は、第 1 著者の修士論文の第 2 章と第 3 章を中心にまとめたものである。研究過程にあたり、名古屋大学の田辺忠顕教授の助言を頂いた。ここに深く感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 青木徹彦：第 44 回応用力学連合講演会、機能損失に基礎をおいた鋼構造物設計法の概念、日本学術会議力学研究連絡委員会、1994 年
- 2) 清水信行：パソコンによる振動解析、共立出版株式会社、1989 年、p.226-297
- 3) 戸川隼人：有限要素法による振動解析、サイエンス社、1976 年、p.1-120
- 4) 中井博：土木構造物の振動解析、森北出版株式会社、1994 年、p.145-172
- 5) Mario Paz、木村欽一 訳：パソコンで解く振動解析、丸善株式会社、1989 年、p.1-36、p.125-162、p.203-274
- 6) 柴田明徳：最新建築学シリーズ 9 最新耐震構造解析、森北出版株式会社、1994 年、P.1-112