

# 木造限界耐力計算における2階建てモデルの変位増分解析と平屋モデルについて

## －木造軸組の限界耐力計算による耐震性能評価の適用に関する注意－

平成22年5月（修正）

JSCA関西木造住宅レビュー委員会

1階も2階も同程度の変形量となって両方の階が大きく塑性域に入る場合、時刻歴応答解析、限界耐力計算（変位増分による）いずれの方法によってもバラツキが大きく、解が不安定になりやすいことが数値シミュレーションによって確認されています。また、この条件下では解析方法による結果の差が大きくなりやすい領域であります。特に2階と1階の安全限界時の応答値が接近している場合は、条件を少し変えるだけで1階が時刻歴解析結果よりかなり危険側の結果になることがあります。1階と2階の剛性をバランスさせて、1階と2階の変形が同じような値になると、一見合理的な設計をしているように見えますが、このような安定した解が求まらない領域で、やみくもに剛性の微調整によってクライテリアを満足させる設計は、構造設計上望ましくありません。

そのためJSCA関西では平成18年度以降、平屋モデルを用いた簡易計算手法を開発し、必ず安全側の解が求まるように講習会やレビューを通じてその普及・指導に努めて参りました。また変位増分解析のエクセルシートはすべて自作によることを原則にしていますが、変位増分解析を用いる場合は上記のことを十分理解の上で構造計算および設計上の配慮を行うようお願いいたします。つまり、2階の変形を大きくさせず、1次モードの変形モードが安定して求まる領域内で設計することを推奨します。

具体的には、弾性時の変形モード（変位増分における初期値）を確認するため、解析モデルの耐力および重量と階高が損傷限界時において(1)式を満足しているかどうかをチェックしてください。(1)式を満足する場合は、現行の変位増分解析で比較的安定した安全限界時の応答値が得られます。また剛性は随時変化しますので、安全限界時の耐力を用いて計算する平屋条件をも満足することを推奨します。

$$\frac{Qd_2}{Qd_1} > \frac{1 + H_2/H_1}{1 + H_2/H_1 + W_1/W_2} \quad (1)$$

$Qd_2$  および  $Qd_1$  : 2階および1階の層間変形角が 1/120 または 1/60 時の耐力  
 $W_2$  および  $W_1$  : 2階および1階の重量 (m・g)  
 $H_2$  および  $H_1$  : 2階および1階の構造階高

また平屋モデルで応答計算シートを用いて損傷限界時の耐震性能評価を行う場合は、平屋条件に加えて(1)式を満足していることを確認して下さい。

### 確認すべき適用条件

限界耐力計算応答解析法	稀地震（損傷限界時の検証）	極稀地震（安全限界時の検証）
変位増分解析	－	(1)式 + [平屋条件]
平屋モデル（応答計算シート）	(1)式	平屋条件

# JSCA 関西マニュアル（大阪府マニュアル）追加

## 【2階建てモデルの限界耐力計算プログラムの解説】

JSCA 関西木造住宅レビュー委員会  
平成22年6月

標記マニュアルの「第3部 マニュアル解説編 2.限界耐力計算の解説 (4) 等価な一質点系への置換え (4.1) 変形モードの算出 (変位増分法)」を「変形モードの算出1 (変位増分1) と改め、以下の変位増分法2を追加する。

### (4.1 追) 変形モードの算出2 (変位増分法2) による応答計算法

#### 1) 変位増分法の変位算出方法の影響

変形モードの算出1 (変位増分法1) は、1階を定点変位増分し、2階については(4)式及びその解説に示すように、2階の剛性として前ステップの2階の層間変位の直近で大きい側の定点変位に対応する剛性を採用して2階の層間変位を算定することになっている。この計算手法は初期固有モードを用いて算定するものであり、次のステップからは耐力低下がない限り固有モードの再計算を行わないで一定の精度を確保しようとする方式である。

変位増分法1はせん断変形が卓越する建築物において、1階が明らかに先行して層降伏する範囲においては簡便であり、手計算でも十分可能であることから採用されたものである。1階が明らかに先行して層降伏する範囲においては、2階は弾性範囲(層間変形角1/120以下)かせいぜい層間変形角1/60以下の範囲にとどまることから、振動モードの再計算までしないで十分な精度が得られることが確認されている。しかし、1階が明らかに先行して層降伏すると判断できない範囲にまでこの計算手法を適用すると、危険側の応答値を得る恐れがある。1階が明らかに先行して層降伏する範囲とは、概ね(付1)変位増分法による多層階建物の平屋モデルについて(3)平屋モデルと2階建てモデルの応答値の比較に記載している平屋モデルとしての解析が成立する範囲等と考えればよい。

この範囲を超えて適用すると、1階の変位が過小、2階の層間変位が過大に評価される場合がある。即ち、一般にせん断変形卓越モデルでは、先に層降伏して剛性低下が生じた階に変形が集中し、その他の階は逆に変形が小さくなるという性質があり、1階が先行降伏すると2階の変形は逆に小さくなるはずである。にもかかわらず(4)式で2階の剛性を低下させる計算を行うと、2階も降伏領域に入って変形が進み、結果として1階の変形は小さく算定されることになる。

このような場合に対応するには、直前の2階の層間変位に対応した剛性を用いて、その計算ステップごとに振動モードを再計算し、2階の層間変位を算定することが必要となる。本来は収斂計算をするのが妥当であるが、実際には2階が弾性範囲になることが殆どであり、収斂計算をしなくても算定値の精度は十分である。

一方、2階が先行して層降伏する場合、単に2階を定点層間変位増分すれば解析可能と考えがちであるが、2階が剛性低下すると、その振動モードとして二次モードの影響が大きくなる場合があり、1次モードのみを前提として限界耐力計算を適用することは適切でないことになる。2階が先行して降伏するかどうかは、弾性一次固有モード $u_2/u_1$ が $(1+\gamma_2 H_2/\gamma_1 H_1)$ より大きいかどうかで判定することができる。ここに $H_2$ 、 $H_1$ は各階階高、 $\gamma_2$ 、 $\gamma_1$ は各階の降伏層間変形角である。 $u_2/u_1 < 1+\gamma_2 H_2/\gamma_1 H_1$ の場合が1階の先行降伏、 $u_2/u_1 > 1+\gamma_2 H_2/\gamma_1 H_1$ の場合が2階の先行降伏ということになる。

時刻歴応答解析によると、弾性一次固有モードが $u_2/u_1=1+\gamma_2 H_2/\gamma_1 H_1$ の近傍になるような場合においては、入力加速度波形の違いによって、先に層降伏に至る階は偶然に支配される。たまたま先に降伏した階の剛

性が低下し変形が進んでしまうことになる。従ってこのような近傍をねらって設計すると、不安定な解（応答値）を得ることが分かる。入力地震動の特性に左右されずに安定した応答が得られる範囲で設計することが必要である。このためには初期モードが  $u_2/u_1 = 1 + \gamma_2 H_2 / \gamma_1 H_1$  の近傍になるような場合には、2階を補強し1階が先行して降伏するように設計することが必要である。

2) 弾性一次固有振動モードの判別式

2質点系の一次固有振動モードは(3)式  $u_2/u_1 = (Ke_1 + Ke_2 - m_1 \omega^2) / Ke_2$  で表される。これを  $u_2/u_1 = 1 + \gamma_2 H_2 / \gamma_1 H_1$  とおいて  $Ke_1 = Q_1 / \Delta \delta_1$ ,  $Ke_2 = Q_2 / \Delta \delta_2$ ,  $\Delta \delta_1 = \gamma_1 H_1$ ,  $\Delta \delta_2 = \gamma_2 H_2$ ,  $m_1 = W_1 / g$ ,  $m_2 = W_2 / g$  及び  $\omega^2$  の式を考慮して、 $Q_2/Q_1$  についての関係を求めたものが次式である。

$$Q_2/Q_1 = \{1 + (\gamma_2 H_2 / \gamma_1 H_1)\} / \{1 + (\gamma_2 H_2 / \gamma_1 H_1) + W_1/W_2\} \quad (4.1)$$

ここで、 $\gamma_1 = \gamma_2$  とすると(4.2)式となる。

$$Q_2/Q_1 = \{1 + (H_2/H_1)\} / \{1 + (H_2/H_1) + W_1/W_2\} \quad (4.2)$$

また、 $\alpha = W_2 / (W_1 + W_2)$ 、 $\gamma_1 = \gamma_2$ 、 $H_1 = H_2$  とすると、次式となる。

$$Q_2/Q_1 = 2 / (1/\alpha + 1) \quad (4.3)$$

(4.3)式の関係簡単な重量比になる場合について表 4.1 に示す。

表 4.1 弾性一次固有振動モードと重量比・耐力比

$W_2$	1	1	1	1	1	1	1
$W_1$	4	3.33	3	2.5	2	1.5	1
$\alpha$	0.200	0.231	0.250	0.286	0.333	0.400	0.500
$Q_2/Q_1$	0.333	0.375	0.400	0.444	0.500	0.571	0.667

この判別式によると、1階と2階の降伏耐力の比が、各階重量、各階降伏層間変形角及び各階高から(4.1)式で求まる値を超えていけば、1階が先行して層降伏になると判定することができる。本マニュアルでは降伏層間変形角は  $1/120 \text{rad}$  としているので、(4.1)式で  $\gamma_1 = \gamma_2 = 1/120$  として  $\gamma$  を消去すると、各階重量と各階高によって決まることになる((4.2)式)。この関係を  $H_2/H_1$  も含めて図 4.1 に示す。

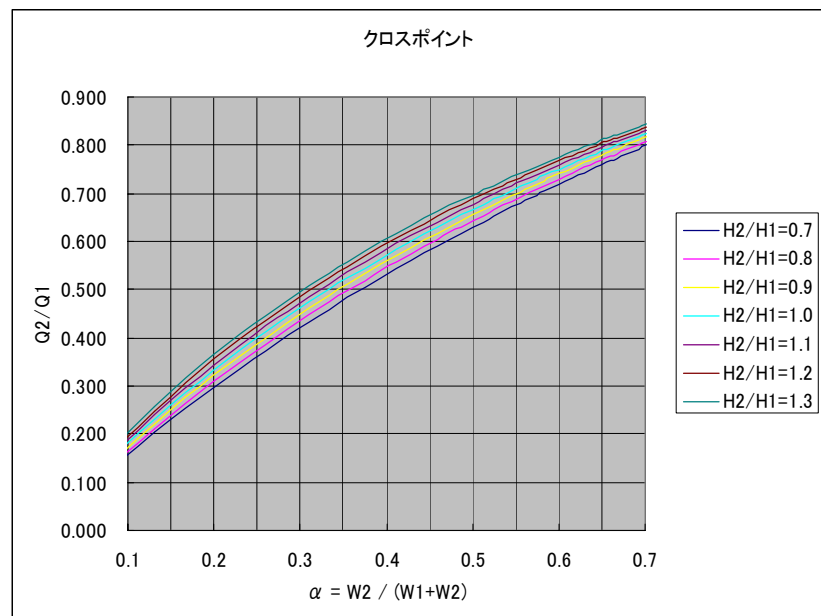


図 4.1 クロスポイントと重量比・耐力比・階高比

判別式の精度を確認するために、時刻歴応答解析によって1階と2階の最大層間変位を算定したものが図 4.2

である。入力した地震波は、第2種地盤における地表面の標準加速度応答スペクトルにフィットするように作成した模擬地震波10波であり、図の応答値はその10波応答の平均値である。重量比は1:1, 1:2及び1:3の3ケースとし、階高は等しいとしている。表4.1からそれぞれの判別値は、0.67, 0.50, 0.40であるから、図の1階と2階の最大応答変位の値の大きさが入れ替わるポイントと良く対応していることが分かる。(1階と2階の応答層間変位がクロスする点という意味で「クロスポイント」と呼ぶ。)

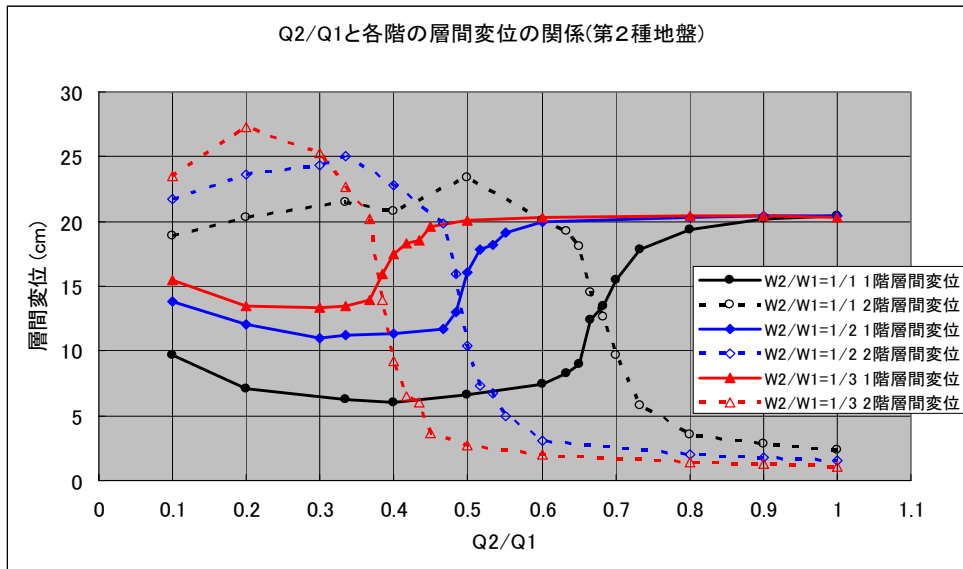
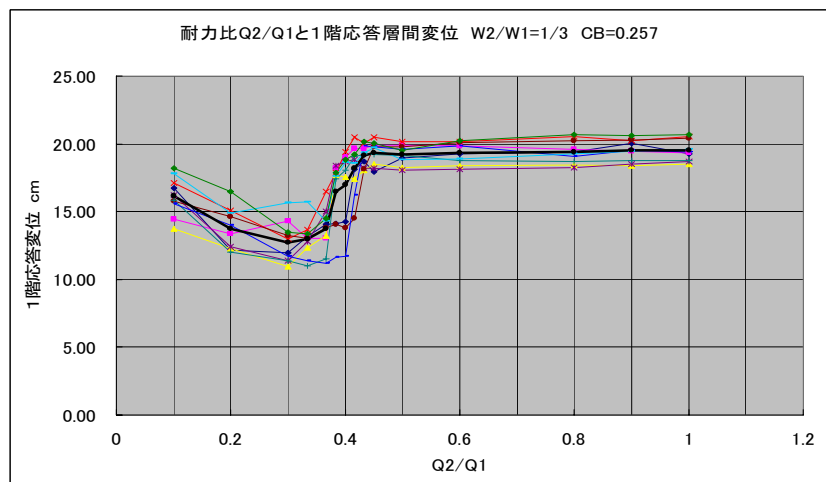


図4.2 1階と2階の最大層間変位 (時刻歴応答解析)

3) 応答値の変動について

図4.2は10波の応答値の平均値である。図4.3、図4.4に重量比1:3の場合の10波応答を全て表示したものを示す。図4.3が1階の最大応答、図4.4が2階の最大応答である。ここで留意する必要があるのは、同じ加速度応答スペクトルの地震波でも、クロスポイントにバラツキが生じるということである。クロスポイント付近の耐力比となるモデルでは、どちらの層が先に層降伏に達するかは

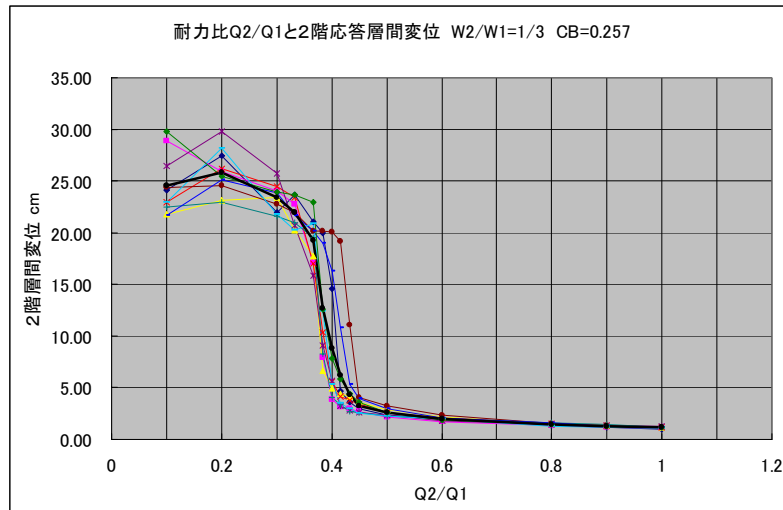


偶然に支配され、偶然先に層降伏した層の変形が急激に大きくなり、その他の層の変形は

Q2/Q1	1.000	0.900	0.800	0.600	0.500	0.450	0.433	0.417	0.400	0.383	0.367	0.333	0.300	0.200	0.100
1階層間変位平均	19.51	19.52	19.42	19.36	19.23	19.36	19.13	18.21	17.00	16.49	13.72	12.96	12.71	13.73	16.14
標準偏差	0.78	0.78	0.85	0.79	0.69	0.85	0.82	1.76	2.71	2.35	1.57	1.29	1.50	1.52	1.39
変動率(%)	4.01	4.00	4.38	4.08	3.59	4.40	4.28	9.64	15.95	14.22	11.48	9.95	11.81	11.08	8.61

図4.3 1階最大応答変位の変動

小さくなる。偶然に支配されるものを確定的に判別することは不可能である。このため判別には耐力比に若干の余裕を考慮して、確実に判別することが必須である。



Q2/Q1	1.000	0.900	0.800	0.600	0.500	0.450	0.433	0.417	0.400	0.383	0.367	0.333	0.300	0.200	0.100
2階層間変位平均	1.13	1.28	1.47	2.00	2.57	3.21	4.36	6.23	8.82	12.66	19.24	21.94	23.36	25.85	24.55
標準偏差	0.08	0.10	0.14	0.19	0.36	0.59	2.49	5.09	5.88	5.22	2.23	1.37	1.33	2.16	2.89
変動率(%)	6.74	8.04	9.20	9.27	13.96	18.23	57.17	81.64	66.65	41.21	11.62	6.25	5.71	8.37	11.77

図 4.4 2 階最大応答変位の変動

図 4.3、図 4.4 の下部に記載した表は、応答の平均値、標準偏差、変動率を明示したものである。クロスポイント付近で標準偏差や変動率が急激に大きくなり、バラツキが大きいことを示している。

クロスポイント近傍をねらった設計が不安定であることを指摘したが、その根拠がこの図である。限界耐力計算では応答値が確定値として算定されるが、実際はクロスポイント近傍ではバラツキがあることを考慮しておくことが必須である。

#### 4) 変位増分法2の計算手順

上記の考え方を変形モードの算出に取り入れる場合の計算手順を示す。

- ① 判別式(4.1)によって1階の層降伏が先行するタイプであることを確認する。
- ② 1階の定点変位  $1/120\text{rad}$  を第1ステップとし、初期剛性を用いて一次モードを算定する。
- ③ 一次モードと1階変位から2階の第1ステップの層間変位を算定する。
- ④ 1階の定点変位を  $1/60\text{rad}$  にし、第2ステップとする。1階は  $1/60\text{rad}$  に対応する剛性、2階は第1ステップの2階の層間変位に対応する2階の剛性を用いて第2ステップの一次モードを算定する。
- ⑤ 求めた一次モードと第2ステップの1階変位から2階の第2ステップの層間変位を算定する。
- ⑥ 以下同様に次のステップの算定を行う。

このように、あるステップの一次モードを算定する時に、1階は定点変位に対応する剛性を、2階は前ステップの変位に対応する剛性を用いることにするのである。結局このようにすると、殆どの場合、2階の剛性は初期剛性になる。こうすることによって、1階が先行して層降伏する場合には時刻歴応答の傾向と一致することになる。

表 4.2 計算例の諸元

		重量		質量		階高
2階	$W_2$	175kN	$m_2$	17.86ton	$H_2$	280cm
1階	$W_1$	525kN	$m_1$	53.67ton	$H_1$	290cm

上記の計算手順を例題によって説明する。建物の諸元を表 4.2 とする。各階の定点層間変形角における復元力は表 4.3 に記載している ( $Q_1, Q_2$ )。準備として表 4.3 に各定点における等価剛性 ( $K_{e1}, K_{e2}$ ) 及び1階の

定点変位 ( $\delta_1$ ) を記載する。表には(0)と表示している。

- ① の判別式を確認する。(4.1)式で1階2階共 $\gamma=1/120$  とすると、式の値は 0.396 であり、10%の余裕を見込んで0.436 である。 $Q_2/Q_1=0.50$  であり、1階の層降伏が先行するタイプであることが確認できる。
- ② 初期剛性を用いて一次モードを算定する。表の(1)で $\omega^2$ を算定し、(2)で一次モード  $u_2/u_1$  を算定している。
- ③ この一次モードと  $\delta_1$  から(3)  $\delta_2$  を計算し、(4) 2階の層間変位  $\Delta \delta_2$  を算定する。この2階の層間変位を用いて(5) 2階の等価剛性  $Ke_2$  を算定する。この時2階の定点変位の表 (下側の表) を用いる。2階の層間変位に応じて等価剛性を線形補間で算定するが、通常は 1/120 に対応する変位以下 (弾性範囲) であり、初期剛性のままである。
- ④ 第2ステップに入って、(5)の  $Ke_2$  を2階の等価剛性として用いるので、層間変形角  $\gamma_1=1/60$  の列に転記しておく。最初のステップと同様に、(6)  $\omega^2$  を計算し、(7)一次モード  $u_2/u_1$  を算定する。
- ⑤ (7)の一次モードと  $\delta_1$  から(8)  $\delta_2$  を計算し、(9) 2階の層間変位  $\Delta \delta_2$  を算定する。そしてこの層間変位に対応する2階の等価剛性(10)を算定する。

以下同様にして1階の各定点層間変位の列の算定をするという手順である。

表 4.3 計算例の復元力特性および計算プロセス

ステップ i		1	2	3	4	5	6	7
$\gamma_1$		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15
$Q_1$	kN	240	260	270	280	280	280	280
$Ke_1$	kN/cm	(0) 99.31	(0) 53.79	(0) 37.24	(0) 28.97	(0) 24.14	(0) 19.31	(0) 14.48
$Ke_2$	kN/cm	(0) 51.43	(5) 51.43	(10) 51.43	(15) 51.43	(20) 51.43	(25) 51.43	(30) 51.43
$\omega^2$		(1) 118.37	(6) 69.74	(11) 49.56	(16) 39.02	(21) 32.74	(26) 26.37	(31) 19.91
$u_2/u_1$		(2) 1.698	(7) 1.320	(12) 1.208	(17) 1.157	(22) 1.129	(27) 1.101	(32) 1.074
$\delta_1$	cm	(0) 2.42	(0) 4.83	(0) 7.25	(0) 9.67	(0) 11.60	(0) 14.50	(0) 19.33
$\delta_2$	cm	(3) 4.10	(8) 6.38	(13) 8.76	(18) 11.18	(23) 13.09	(28) 15.96	(33) 20.77
$\Delta \delta_2$	cm	(4) 1.69	(9) 1.54	(14) 1.51	(19) 1.52	(24) 1.49	(29) 1.46	(34) 1.44
$Ke_2(i+1)$	kN/cm	(5) 51.43	(10) 51.43	(15) 51.43	(20) 51.43	(25) 51.43	(30) 51.43	(35) 51.43
2階の定点層間変形角とその時の等価剛性及び層間変形								
$\gamma_2$		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15
$Q_2$	kN	120	140	140	140	140	140	140
$Ke_2$	kN/cm	(0) 51.43	(0) 30.00	(0) 20.00	(0) 15.00	(0) 12.50	(0) 10.00	(0) 7.50
$\Delta \delta_2$	cm	(0) 2.33	(0) 4.67	(0) 7.00	(0) 9.33	(0) 11.20	(0) 14.00	(0) 18.67

稀に2階の等価剛性も低下する場合が存在するので、留意することが必要である。また、2階の剛性低下が生じた後で、再度2階の層間変位が小さくなることもあるが、この場合の2階の等価剛性は前のステップの低下した等価剛性を用いることになるので注意が必要である。

なお、判別式の適用にあたっては、確実に1階の先行層降伏を担保するために、5~10%程度の余裕を持たせて判定することが望ましい。この余裕が確保できない場合はそれに見合う2階補強が必要となる。また、判別式の  $Q_2, Q_1$  は各階の降伏強度であり通常は層間変形角 1/120rad.時の耐力を用いるが、1/60rad.時まで耐力が大きく上昇する場合もあることから、1/60rad.時の  $Q_2/Q_1$  の方が大きい場合はこれを用いて判定する。

時刻歴応答計算で採用したモデルについて、この計算方法を用いて限界耐力計算を行った結果を図 4.5 に示す。図には、変位増分法 1 で算定した結果も記載している。

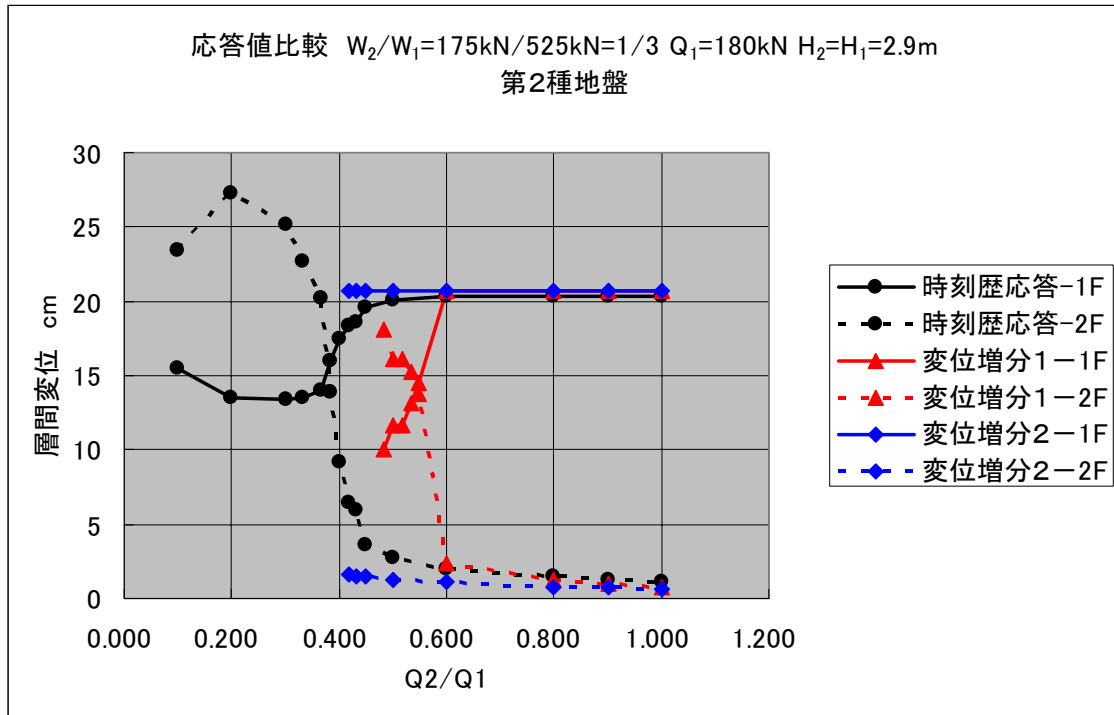


図 4.5 計算例の各階応答層間変位

これはクロスポイントが 0.40 となる例であるが、変位増分法 1 は耐力比 0.60 辺りから 1 階の変位が過小に、2 階の層間変位が過大に計算されていることが分かる。つまり平屋モデルが適用できない範囲ということになる。変位増分法 2 の方はクロスポイントまで適切に計算されているが、上記のように判別は 5~10%程度安全側に判定することが必要である。従って、平屋モデルの適用限界もクロスポイントの 5~10%アップのところまで広げることが可能であろう。

2 階の層間変位は変位増分法 2 の場合時刻歴応答より小さくなっているが、これは時刻歴応答については層間変位の最大値を表示しているのに対し、限界耐力計算は振動モードの最大値から計算されたものであるため、最大応答より小さくなるのは当然である。

表 4.4 はある例について、変位増分法 1、変位増分法 2、(7)項の平屋モデル及び時刻歴応答を比較したものである。

表 4.4 計算法の違いによる各階応答値（層間変形角）の比較

	X方向				Y方向			
	変位増分法 1	変位増分法 2	平屋モデル	時刻歴応答	変位増分法 1	変位増分法 2	平屋モデル	時刻歴応答
2階	1/29	1/204	—	1/118	1/26	1/181	—	1/89
1階	1/25	1/18	1/18	1/16	1/27	1/18	1/18	1/16
(2階)		1/103				1/92		

注) 時刻歴応答は第 2 種地盤の簡易法応答スペクトルになるように作成した模擬波 10 波による時刻歴応答の平均値  
限界耐力計算は全て調整係数  $p$  を採用した応答値である (平屋モデルとも)

表 4.4 に記載の通り、10 波平均時刻歴応答を基準にすれば、変位増分法 1 による応答は、1 階が過小で、2 階が過大になっていることが分かる。また平屋モデルは 1 階の応答として変位増分法 2 と一致した結果が得られている。変位増分法 2 の場合の応答は時刻歴応答に近く、かなり良い計算精度になっている。2 階において時刻

歴応答の方が大きくなる理由は前述の通りであるが、比較のために限界耐力時の変形を用いてモーダルアナリシスで2階の層間変形角の最大値を算出したものが表の(2階)の欄である。時刻歴応答と良く整合していることが分かる。

以上のように、1階の先行層降伏を判別式で確認した上で、変位増分法2を用いて限界耐力計算を行うと、時刻歴応答の計算結果と非常に良く整合した結果が得られる。また平屋モデルは、1階の先行層降伏と判別される範囲で用いることが可能であり、クロスポイントに対して2階の強度に余裕があるほど精度の良い結果が得られる。この例は判別式の値が0.455、 $Q_2/Q_1=0.619$ であるが、別途平屋モデルの精度を検討した結果によると、判別式の値より耐力比が5%以上大きければ、ほとんど応答値に差が生じないことが確認されている。

「変位増分法1」については下記の文献を参照ください：

①木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会「伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル」  
学芸出版社、2004年（平成16年）3月

②(社)日本建築構造技術者協会関西支部「伝統的な軸組構法を主体とした木造住宅・建築物の耐震性能評価・耐震補強マニュアル」JSCA関西講習会テキスト第1部および第3部、平成21年9月

「平屋モデル」および「平屋条件」については下記の文献を参照ください：

①檜原健一・河村廣「木造住宅の耐震設計」技報堂出版、平成19年3月

②(社)日本建築構造技術者協会関西支部「伝統的な軸組構法を主体とした木造住宅・建築物の耐震性能評価・耐震補強マニュアル」JSCA関西講習会テキスト第3部、平成21年9月

【注】上に引用した文献において、平屋モデルを用いた応答値を示した応答計算シートは、調整係数  $p=1.0$  として描いたものです。したがって、耐力係数  $C_B$  は  $1/p$ （平屋の場合は  $1/0.8=1.25$ 、2階建ての場合は  $1/0.85=1.176$ ）の安全率を見込んでいることになります。応答計算で数値を確定する場合は、 $p$ （平屋なら0.8、2階建てなら0.85）を見込んだ式を採用するか、または応答計算シートの縦軸（ $C_B$ ）を  $1/p$  倍して読み替えても差し支えありません。ただしこのとき下記の判別式を満足したモデルであることを必ず確認してください。

#### 【判別式】

- (1) 2階と1階の損傷限界時（1/120または1/60）の耐力を用いた判別式（必須）

$$\frac{Qd_2}{Qd_1} > \frac{1 + H_2/H_1}{1 + H_2/H_1 + W_1/W_2}$$

$Qd_2$  および  $Qd_1$  : 2階および1階の層間変形角が1/120または1/60時の耐力  
 $W_2$  および  $W_1$  : 2階および1階の重量 (m・g)  
 $H_2$  および  $H_1$  : 2階および1階の構造階高

- (2) 2階と1階の安全限界時（1/30または1/15）の耐力を用いた平屋条件式（推奨）

$$\frac{Qs_2}{W_2} > 0.5, \frac{Qs_2}{Qs_1} > 0.6 \quad \text{または} \quad \frac{Qs_2}{Qs_1} > 1.0$$

$Qs_2$  および  $Qs_1$  : 2階および1階の層間変形角が1/30または1/15時の耐力  
 $W_2$  : 2階の重量 (m・g)

以上