

第 10 回坪井記念研究助成報告書

枠組壁工法を用いた平面混構造の 構造設計法に関する研究

東京工業大学建築学専攻・助教・山崎義弘

目次

1. はじめに	3
2. 対象とする木質系平面混構造	4
3. 振動特性と地震応答の分析	5
3. 1 固有値解析	5
3. 2 地震応答評価	6
4. 簡易解析モデルとその理論	8
4. 1 前提条件	8
4. 2 提案する均一せん断板モデル	8
4. 3 固有周期の近似式	10
4. 4 木造部分に作用する地震力の評価	10
4. 5 水平構面等価長さ比	10
5. 地震応答解析による精度検証	12
5. 1 解析モデルと入力地震動	12
5. 2 木造部分に作用する地震力に関する検討	12
5. 2 静的解析による再現方法	13
5. 3 解析結果と考察	13
6. おわりに	16
参考文献	17

1. はじめに

2010年に制定された公共建築物等における木材の利用の促進に関する法律により、将来的に大規模木質構造の建設が活発になることが予想される。低層で平面的に大きな構造物を木造で実現しようとする、水平構面の剛床仮定が成立しないことと、水平力に対する耐力壁量の確保の面で、構造計画が難しくなる。そこで図1のように、構造物の一部にコアを設け、水平力への抵抗はコア部分に任せることで、他の木造部分はそれ自身の鉛直荷重の支持と、最小限の耐力壁で過大な変形を防止することのみを考えた、いわゆる平面混構造が有効と考えられる。

2012年には日本建築学会から木質系平面混構造のプロトタイプおよびその構造計算例が提示されたが¹⁾、その計算を通じて浮上した課題も挙げられている。その課題とは、地震応答解析の結果と、各質量に比例した水平地震力による静的解析の結果の不一致である。すなわち、地震応答解析と静的解析のベースシアが等しいという条件で、水平構面に生じる応力を比較すると、地震応答解析の方が1.5~2倍ほど大きくなるというものである。

本研究では、このような木質系平面混構造の設計を難しくしている課題を解決すべく、上述のプロトタイプの振動モードを分析し、簡易解析モデル化を行う。これにより、一般的な静的解析において動的な性状を考慮するための理論を築き、その精度を検証する。

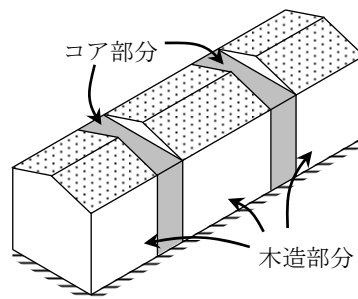


図1 対象とする木質系平面混構造

2. 対象とする木質系平面混構造

図2は文献1に示された平面混構造による3階建て木造校舎の平面図である。X4～X5およびX11～X12が鉄筋コンクリート造によりコア化されている。この建物のX5～X11通りの木造部分のプランを、検討対象として採用する。

耐力壁の仕様は、内壁は構造用合板（12mm厚・CN65@75mm）を両面貼り、壁倍率14.5倍相当、外壁は構造用合板（12mm厚・CN65@75mmと28mm厚・CN75@75mm）を両面貼り、壁倍率17.5倍相当である。水平構面の仕様は、構造用合板（28mm厚・CN75@50mm）を片面貼り、床倍率22.1倍相当である。

平面混構造では振動特性が大きく異なる2種類の構造が共存し、さらに枠組壁工法部分（以下、木造部分と呼ぶ）とコア部分の接合部分において、軸力とせん断力だけでなく、曲げモーメントによる大きな付加軸力が作用するため、各部材に分配される応力の適切な評価が重要となる。

なお、本研究では3階建て建物における各階の水平構面の応答に着目するが、 $i+1$ 階の床面（ i 階と $i+1$ 階の耐力壁が接続される）のことを i 階上の水平構面と呼ぶ。

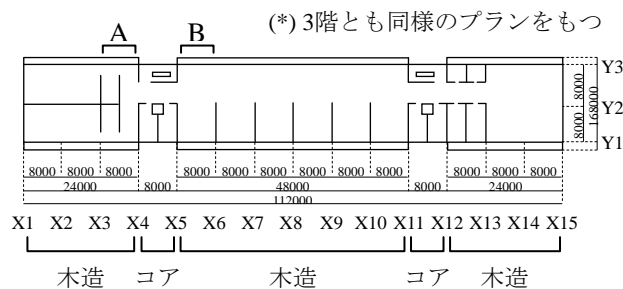


図2 文献1で提示された木質系平面混構造のプロトタイプの平面図

3. 振動特性と地震応答の分析

3. 1 固有値解析

この構造物を振動解析モデルで表すと図 3 のようになる。表 1 は各バネの剛性を示しており、木造部分とコア部分の総重量は、それぞれ 12,653kN, 18,436kN である¹⁾。

まずは図 3 のモデルに固有値解析を実施し、基本的な振動特性を把握する。計 45 個のモードが得られるが、その中の主要なモードの刺激関数とその固有周期を図 4 に示す。図 4(a),(b)は、木造部分の応答が顕著なモード、(c),(d)はコア部分の応答が顕著なモードである。モデルがほぼ対称なため、固有周期がほぼ等しいモード群をまとめ、(a)は1次～3次モード、(b)は10次～12次モード、(c)は34, 35次モード、(d)は36, 37次モードの刺激関数の単純和を示している。これらから、木造部分の応答が顕著なモードではコア部分の応答はほとんどなく、その逆も言えることが分かる。以下では図 4(a)～(d)のモード形を考慮して、それぞれ木造部分1次、木造部分2次、コア部分1次、コア部分2次のモードと呼ぶ。

木造部分1次の振動モード形に着目すると、X5～X11は耐力壁線間距離が8mで枠組壁工法の規準²⁾である12mを満足しているため、モード形が鉛直・水平方向ともどの位置においても相似形で、0から π の正弦波に近い形状であり、鉛直構面と水平構面がほぼ一様にせん断変形していることが分かる。一方、X1～X4は水平構面の端部(X1)にのみ耐力壁が接続されるため、水平構面の中間部が膨らんだモード形となっている。

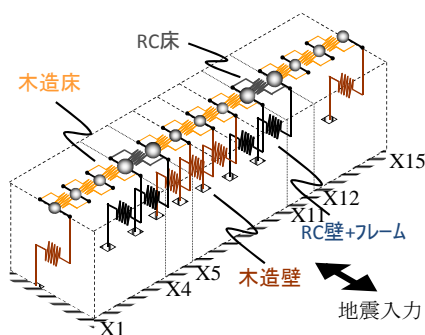


図3 振動解析モデル (1階部分)

表1 振動解析モデルのバネ剛性¹⁾ (単位: kN/cm)

		木造部分		コア部分	
水平バネ	水平構面	135		水平構面	28200
	鉛直バネ				
	内壁	97.2		3階フレーム	27430
	外壁	256.2		2階フレーム	40550
				1階フレーム	54170

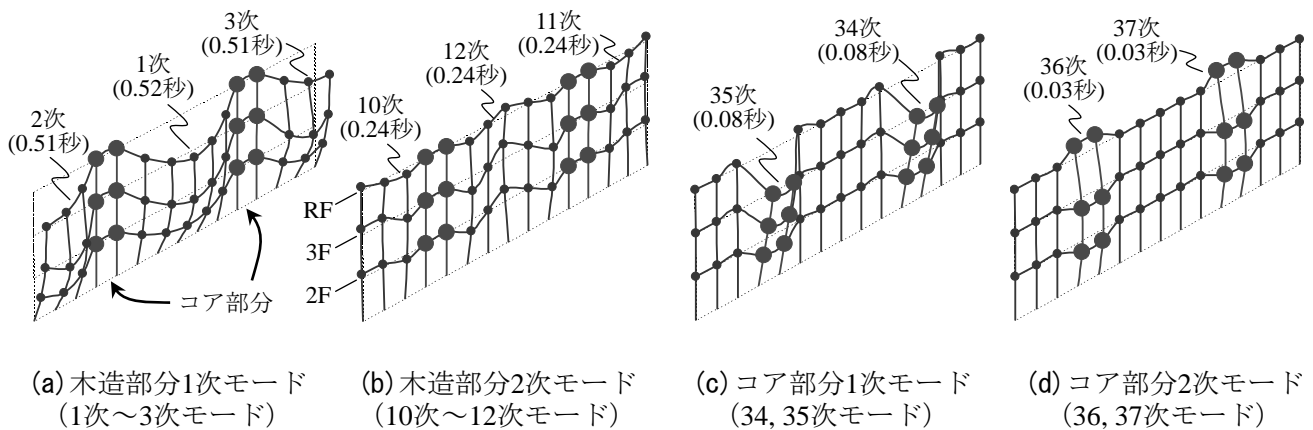


図4 主要なモードの刺激関数と固有周期

3. 2 地震応答評価

図5のような疑似加速度応答スペクトルを考え、各モードの地震応答への寄与を検討する。ここで、全モードで減衰定数は等しいと考える。図6は各モードによって生じるベースシア、1階上の水平構面のせん断力とモーメントを示す。水平構面の応力は図2に示すA部とB部を対象とする。ベースシアに大きく寄与するのは木造部分1次モードと、コア部分1次モードであることが分かる。一方、水平構面のせん断力とモーメントは、木造部分1次モードの寄与が支配的であり、コア部分のモードの寄与はほとんどない。

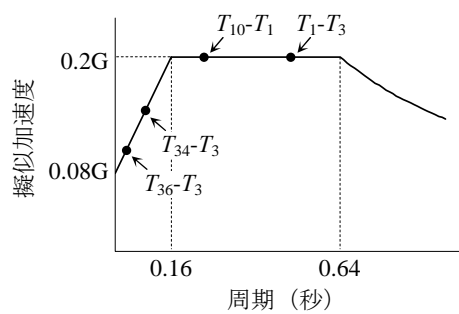


図5 応答計算に用いる疑似加速度応答スペクトル

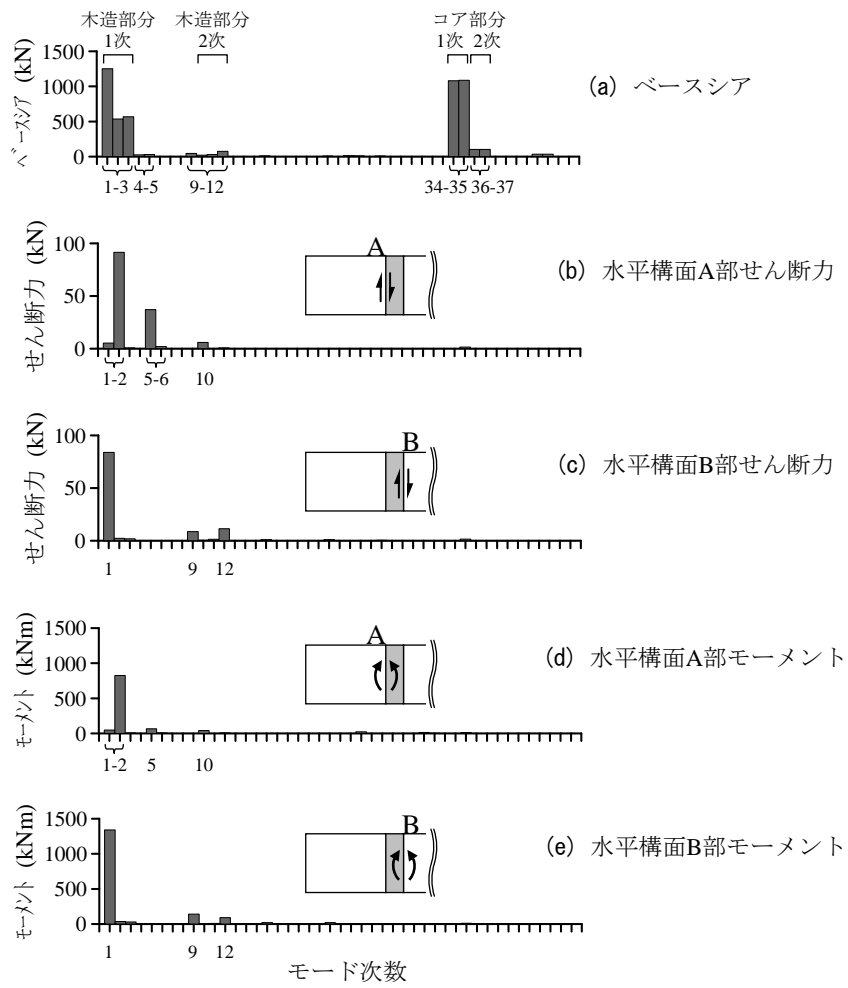


図6 各モードによる応答値（水平構面の応力は1階上を対象とする）

4. 簡易解析モデルとその理論

4. 1 前提条件

木造部分の部材に生じる応力を簡便に計算するための簡易解析モデルを提案する。前章の考察を踏まえ、木造部分の部材応力を計算する際、木造部分 1 次モードの寄与が支配的であり、コア部分は剛と考える。また、木造部分の水平構面内には質量がほぼ均一に分布し、そのせん断剛性も同様であるという前提条件を設定する。

4. 2 提案する均一せん断板モデル

枠組壁工法による平面混構造では、耐力壁がある程度細かいピッチで配置されると考えられるため、耐力壁を一次元的に連続なせん断バネと考え、さらに木造部分を地盤面とコア接続面で支持された、二方向に異なる面外せん断剛性をもつ面的な要素（均一せん断板と呼び、図 8 にその特性を示す）に理想化する。

このような場合、この均一せん断板を鉛直・水平いずれの方向で切った断面の変位モードは、均一せん断棒と等しい挙動を示すことが、その剛性マトリクスの形状より分かる（証明は割愛）。したがって、その 1 次モードによる応力分布を簡便に評価することができる³⁾。図 7(b)の二次元平面を考えると、位置(x,y)での変位 $u(x,y)$ (図 9(a)) は、

$$u(x,y) = u_{\max} \sin \frac{\pi x}{2l_f} \sin \frac{\pi y}{2H} \quad (1)$$

と表される。ここで、 $u_{\max} = u(l_f, H)$ であるが、後述の式(5)で得られる。これを用いて、図 9(b)に示す i 階の耐力壁の負担せん断力 Q_i は、 i 階の高さを ih のように表せば、

$$Q_i = \frac{u_{\max} l_f \bar{K}_w}{H} \cos \frac{\pi(i-0.5)h}{2H} \quad (2)$$

となる。同様に、 i 階上の水平構面のコアへの伝達せん断力 q_i は、

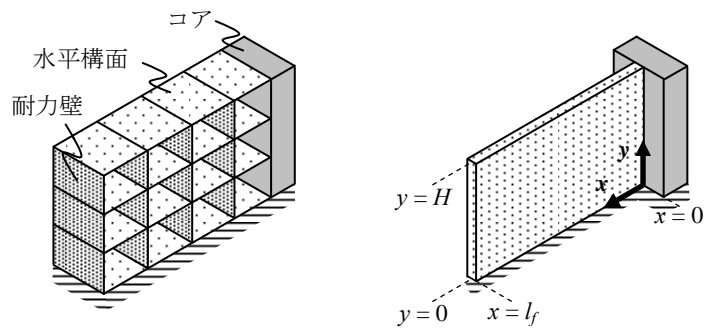
$$q_i = \frac{u_{\max} H \bar{K}_f}{l_f} \cos \frac{\pi l_f}{4l_f} \left(\cos \frac{\pi(i-1)h}{2H} - \cos \frac{\pi h}{2H} \right) \quad (3)$$

となる。ここに、 \bar{K}_w, \bar{K}_f は均一せん断板における単位幅あたりの y 方向（耐力壁）と x 方向（水平構面）のせん断剛性であり、 k_w を壁 1 枚（高さ h ）あたりの剛性、 k_f を水平構面 1 スパン（長さ l_f ）あたりの剛性として、次式のように表す。

$$\bar{K}_w = \frac{h \sum k_w}{l_f}, \quad \bar{K}_f = \frac{l_f \sum k_f}{H} \quad (4a,b)$$

式(1)から式(3)において未知数である u_{\max} は、木造部分に作用する地震力を ${}_wQ_1$ として次式より得られる。

$$u_{\max} = \frac{{}_wQ_1}{\frac{l_f}{H} \bar{K}_w \cos \frac{h\pi}{4H} + \frac{H}{l_f} \bar{K}_f \cos \frac{l_f \pi}{4l_f}} \quad (5)$$



(a) 基モデル (b) 均一せん断板への理想化

図7 木質系平面混構造の簡易解析モデル化

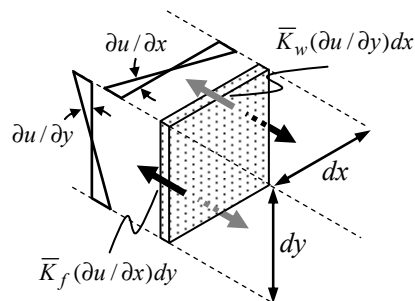
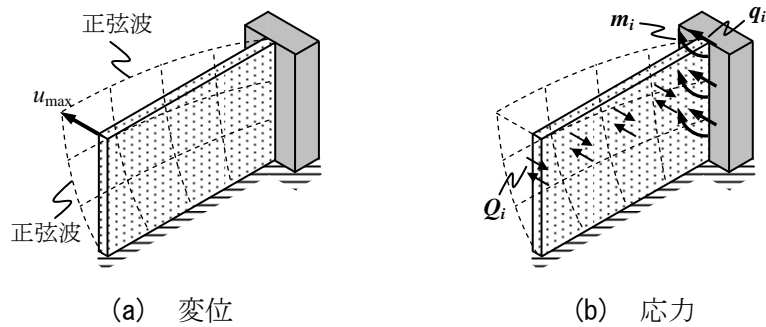


図8 二方向に異なる面外せん断剛性をもつ均一せん断板



(a) 変位 (b) 応力

図9 モデルの挙動とパラメータ

4. 3 固有周期の近似式

地震力の算定にあたっては固有周期の評価が重要である。従来の重層構造物では地震力を算定するための設計用一次固有周期を建物高さの関数として表すが、木質系平面混構造では固有周期が建物高さのみの関数とはならないことが予想される。そこで、固有周期の近似解法をここに示す。

簡易モデルとして用いた均一せん断板の1次固有周期の算定式³⁾を用いる。木造部分の総重量を ${}_wM$ とすると、1次固有周期 T_1 は次式より求まる。

$$T_1 = 4 \sqrt{\frac{{}_wM / (l_f H)}{\bar{K}_f / l_f^2 + \bar{K}_w / H^2}} \quad (6)$$

4. 4 木造部分に作用する地震力の評価

地震力の大きさはベースシア応答で規定されることが多いが、3.2節で述べたように平面混構造では異なる二つのモードがベースシア応答に寄与する。地震応答解析ではこれら二つのモードの最大値が同時に発生しないため、木造部分の部材応力およびベースシア応答をともに再現するような静的地震力は存在し得ない。

以上から、地震応答解析における目標ベースシア応答時の木造部分の部材応力を静的解析で再現する場合、次式の ${}_wQ_1$ が木造部分に作用させる地震力の大きさを表すと考えられる。

$${}_wQ_1 = C_0 {}_wM \frac{({}_wM + {}_cM)}{\sqrt{({}_wM)^2 + ({}_cM)^2}} \frac{0.816}{p} \quad (7)$$

ここで、 ${}_wM$, ${}_cM$ はそれぞれ木造部分、コア部分の総重量、 C_0 は目標ベースシア係数である。右辺の0.816は加速度一定領域にある場合の1自由度系と他自由度系のベースシア応答の比、 p は限界耐力計算で考慮する地震力の調整係数で、本研究のように3階建ての場合には $p = 0.9$ とする³⁾。

式(7)は木造部分1次モードとコア部分1次モードがともに擬似加速度一定領域にあり、両モードの応答がSRSSで重ね合わせができると仮定している。

4. 5 水平構面等価長さ比

図10(b)に示すように、 i 階上の水平構面のコア部分との接続部におけるモーメントの評価の際、接続部のせん断力に水平構面等価長さ \bar{l}_{fi} を乗じて求めることを考え、 \bar{l}_{fi} / l_f を水平構面等価長さ比と定義する。

変位モードが 0 から $\pi/2$ の正弦波の場合、その図心までの距離が \bar{l}_{fi} となる。導出過程は割愛するが水平構面等価長さ比は次式となる。

$$\bar{l}_{fi}/l_f = \pi/2 = 0.64 \quad (8)$$

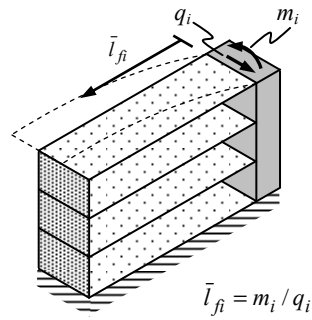


図10 水平構面等価長さ

5. 地震応答解析による精度検証

5. 1 解析モデルと入力地震動

前章で提案した評価式の精度を地震応答解析により検証する。振動解析モデルは図 3 のものであり、その諸元は表 1 のものを基本モデルとし、表 2 に示すように耐力壁と水平構面の剛性を変化させた計 5 つのモデルを考慮する。モデルは全て弾性であり、減衰定数は全てのモードで 5% となるように設定した。

使用した地震波は、固有周期 0.16 秒から 1 秒まで疑似加速度応答がほぼ一定となるようなスペクトルをもつ模擬地震動 4 波（エルセントロ、タフト、八戸、神戸位相）である⁴⁾。図 11 は応答スペクトルであり、3.2 節で応答計算に用いたスペクトル（図 5）にほぼ一致する。

表2 解析モデルの変動要因

モデル名	諸元
1. 基本	文献 1 のプロトタイプ（表 1 の各剛性）
2. 床 0.5	1 の木造部分の水平構面の剛性を 0.5 倍
3. 床 2	1 の木造部分の水平構面の剛性を 2 倍
4. 壁 0.5	1 の木造部分の耐力壁の剛性を 0.5 倍
5. 壁 2	1 の木造部分の耐力壁の剛性を 2 倍

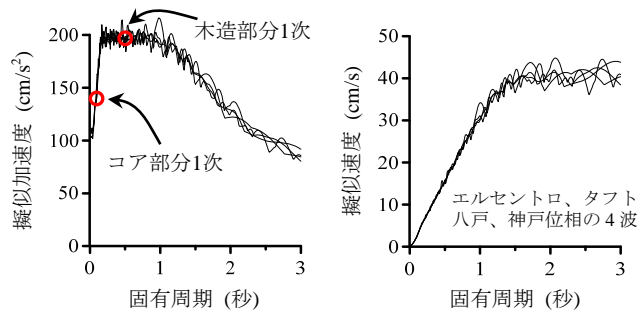


図11 解析に用いた地震動の応答スペクトル（5%減衰）

5. 2 木造部分に作用する地震力に関する検討

まず、基本モデルにおけるエルセントロ位相波入力時の木造部分地震力、コア部分地震力、および地動加速度の時刻歴波形を図 12 に示す。木造部分地震力は、木造部分 1 次固有周期（約 0.5 秒）の成分が卓越しているが、コア部分地震力はコア部分 1 次固有周期（約 0.08 秒）の成分より、地動加速度に同調した成分が卓越していることが分かる。これによ

り、コア部分の最大地震力を図 11 の応答スペクトル値から求めて木造部分の最大地震力と SRSS で重ね合わせても、全地震力を過小評価になることを確認した。このため式(7)では、コア部分 1 次モードが極短周期であり擬似加速度一定領域を逸脱して加速度応答が低下しているが（図 11 左の赤丸部）、擬似加速度一定領域にあるとみなして SRSS で重ね合わせることで、地震動との同調に簡便に対応している。

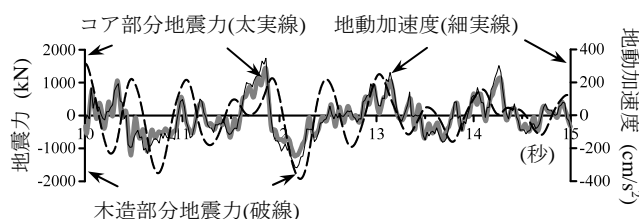


図12 地震力と地動加速度の時刻歴波形（エルセントロ波）

5. 2 静的解析による再現方法

前節で木造部分に作用する地震力評価の妥当性を検証したが、静的解析を行うには、地震力を適切な分布形状で作用させる必要がある。

各階への分配方法（地震力の鉛直分布）については、 A_i 分布の考え方に応じて以下の 2 通りを検討する。

- ① 通常 A_i : 各層重量と固有周期 ($T = 0.03h = 0.31$ 秒) から算出 ($A_2 = 1.20, A_3 = 1.53$)
- ② 解析 A_i : 地震応答解析で得た木造部分の地震力分布から算出 (基本モデルの場合の両端の木造部分は $A_2 = 1.12, A_3 = 1.00$, 中央の木造部分は $A_2 = 1.13, A_3 = 1.17$)

なお、地震力の水平分布は質量比例型とした。

5. 3 解析結果と考察

地震応答解析と静的解析による地震力と各部材応力の比較を図 13 に示す。中央の木造部分 (X5~X11) のみを対象としており、基本モデルと床 2 倍モデルの結果を示している。地震応答解析結果はベースシア係数が 0.2 になるように基準化し、静的解析における木造部分に作用させる地震力の大きさは、式(7)で $C_0 = 0.2$ として求める。図 13 中の赤丸が示すように、木造部分に作用させる地震力は良い精度であることが分かる。また、解析 A_i は通常 A_i ほど上階で大きくなることも分かる。

耐力壁の応答は、通常最下階で最大になるため、1 階耐力壁の応答に着目すれば、地震力の鉛直分布の影響はそれほどない。一方、水平構面の応答は、2 階や 3 階で大きくなるため、 A_i 分布の精度が重要である。解析 A_i を用いた静的解析結果は、地震応答解析結果に比べ、水平構面の剛性が高いケースで、水平構面のモーメントをやや過小評価する傾向にある。これは地震力の水平分布を質量比例型としたためだと考えられる。

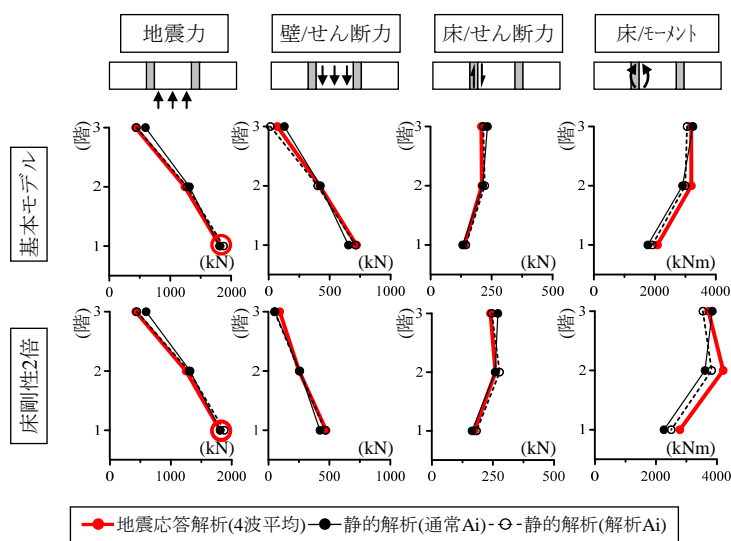


図13 地震応答解析と静的解析による地震力と各部材応力の比較

固有周期の比較を表3に示す。評価値は解析値に比べて最大で約10%短い。モデルごとの傾向は評価できていた。

表3 1次固有周期の予測精度 (単位: 秒)

	基本	床0.5倍	床2倍	壁0.5倍	壁2倍
解析	0.52	0.63	0.41	0.58	0.45
評価	0.48	0.58	0.38	0.54	0.41

水平構面等価長さ比の解析値(4波の平均)と評価値の比較を表4に示す。解析値は水平構面とコア部の接続部におけるモーメントとせん断力の比から求めている。水平構面等価長さ比の評価値は、モデル・階によらず0.64となるが、解析値もほぼ0.64で一定であった。

なお、ここまでの検討では全て床0.5倍と壁2倍、および床2倍と壁0.5倍の結果がほぼ一致しており、これは壁と水平構面の剛性バランスのみで応力分配が決定され、コア部分を剛と仮定した前提条件が妥当であることを表している。

表4 水平構面等価長さ比の予測精度
 (各セルの上段：時刻歴解析の4波平均、下段：評価法)

	基本	床0.5倍	床2倍	壁0.5倍	壁2倍
3階	0.64	0.64	0.65	0.65	0.65
	0.64	0.64	0.64	0.64	0.64
2階	0.63	0.63	0.67	0.66	0.62
	0.64	0.64	0.64	0.64	0.64
1階	0.63	0.60	0.67	0.65	0.60
	0.64	0.64	0.64	0.64	0.64

6. おわりに

限界耐力計算では1次モードのみが考慮され、その有効質量比の下限値が0.75とされているが、本研究のモデルでは1次モード（木造部分1次モードが全体の1次モードに相当する）の等価質量比が0.4程度であり、下限値を大きく下回る。つまり、高次モード（コア部分のモード）がベースシアに関して卓越するモデルの代表例と言え、このことが冒頭で述べた地震応答解析と静的解析の不一致をもたらしていたと考えられる。

また、文献1のプロトタイプにおける耐力壁や水平構面の剛性を0.5~2倍に変動させた程度では、木造部分の耐力壁の水平力負担割合は概ね0.5以下であったため、その構造計画通り、木造部分に作用する地震力の大部分がコア部分に流れることが分かった。したがって、コア部分に関しては建物全重量から計算される地震力に耐えられるように設計すべきと言える。

本研究では主に静的解析によって木質系平面混構造の地震時挙動を再現することを意図して、①設計用1次固有周期、②静的解析時に木造部分に作用させる地震力、③木造部分とコア部分の接合部におけるモーメントの評価、を合理的に行うための手法を提案した。本研究で得た知見を以下にまとめる。

- 1) 木造部分とコア部分の振動特性の違いや、極短周期の場合の地動との同調を考慮し、目標ベースシア応答時に木造部分に作用させる地震力を評価した。
- 2) 静的解析で地震力の鉛直分布を通常の A_i 分布で評価すると、上階の地震力を過大評価する傾向にある。
- 3) 特に水平構面の剛性が高いケースで、水平構面のモーメントを過小評価する傾向にある。

また、本研究の評価法により、木質系平面混構造のプロトタイプ、およびその剛性を変動させたモデルに関しては、地震力から部材応力まで精度良く予測できることを示したが、さらに検討例を増やし精査する必要がある。今後の課題を以下に列挙する。

- ・各層で質量の分布や耐力壁や水平構面の剛性の分布が異なる場合も考えられ、均一せん断板とみなせる適用範囲を調べる。
- ・木造部分とコア部分を分離して評価できるのは、これらの固有周期が大きく離れていることが条件となる。どれくらい固有周期が離れていれば良いかなど、本研究の前提条件が成立する範囲を調べる。

参考文献

- 1) 日本建築学会：大規模木造建築の技術的課題と解決方法, 2012 年度日本建築学会大会パネルディスカッション資料, 2012.9
- 2) 日本ツーバイフォー建築協会：枠組壁工法建築物構造計算指針, 丸善出版, 2011
- 3) 石山祐二：耐震規定と構造動力学, 三和書籍, 2008.3
- 4) 佐田貴浩, 平松剛, 長谷川豊, 坂田弘安, 笠井和彦：財産保持性に優れた制振住宅に関する開発の経過報告 その 40 設計用入力地震動の提案, 日本建築学会大会学術講演梗概集 B-2 分冊, pp.1001-1002, 2012.9