木造軸組構造の実用的な静的弾塑性解析手法

PRACTICAL PROCEDURES FOR STATIC ELASTO-PLASTIC ANALYSIS OF TIMBER STRUCTURE

渡辺 智子*, 東樋口 護**, 立石 一***, 徐 廷 禹*
Tomoko WATANABE, Mamoru TOUHIGUCHI, Hajime TATEISHI
and Jung-Woo SUH

This paper presents numerical analysis procedures to evaluate static elasto-plastic behavior of wooden timber structures under horizontal loadings by using a ready-made structural analysis program. To evaluate the special property of structures, following models are used ;

- 1) virtual floors without in-plane rigidity to evaluate stiffness and strength of hanging and spandrel walls,
 - 2) wall stiffness reduction factors to evaluate the semi-rigidity at end connections of the columns and girders in the axial direction.
- Numerical values needed for each models are obtained from loading tests. The validity of profosed models are confirmed by the results of loading tests.

keywords : timber structure, numerical analysis, hanging wall, spandrel wall, semi-rigid connection, space frame

木構造、数値解析、垂壁、腰壁、半剛接、立体解析

1. はじめに

木質構造建築物の構造設計法に関して、多くの実験研究が行われている。その成果をもとに、宮澤の壁要素のプレース置換に関する研究¹⁾やまた立体弾塑性解析に関する研究²⁾、面材や剛接合の弾塑性解析に関する研究³⁾そして在来軸組工法の構造設計手法に関する稲山村上らの一連の研究⁴⁾など示唆に富む多くの提案が示されている。

しかし、木質構造建築物の大半を占める住宅の構造計算の主流は、「壁量計算」を基にしたものと思われる。この計算法は簡便であるが、木構造の力学的諸性能を包括的に評価できない場合がある。壁量計算の手法は以下の特徴を有する。

- ① 柱・梁が小径材であれば、妥当と考えられるケースも多いが、大黒柱等の大きな部材断面は評価の対象外となる。
- ② 垂壁・腰壁および幅の狭い壁は剛性や耐力にカウントされない。
- ③ 床構面は、剛床仮定を前提としたものである。

実際に建築される住宅では、計画的な要請で上下階で耐力壁の位置がずれたり、極端に壁を嫌う部分があり、壁量計算による設計では建築の計画的な要求を充足し難い場合がある。これらの要求を充たしながら解析精度が高くかつ簡便で実用的な設計手法と解析手法が望まれる。

本稿は、木造軸組構造の設計で現在直面する困難の一部を解決す

る方法の提案である。また、本論で提案する構造計算方法は、建物の構造的性能を定量的にとらえることを主な目的とし、また、対象木造建築物の適用範囲を拡げ、多様な構造形式に対応できることを目標にしている。その計算方法は以下の特徴をもつ。

- ① 既存の構造設計プログラム（一貫計算プログラム）を利用して解析する。
- ② 木構造を耐力壁併用ラーメン架構にモデル化して解析を行う。
- ③ 非剛床解析を行うため、剛床仮定の制約から解放されて床の変形および床版各部の応力を解析できる。また、耐力壁が上下階でずれたり床開口があっても各部の挙動を解析的に追跡できる。
- ④ 垂壁、腰壁、幅の狭い壁を耐力要素に組み込み、正当に評価する解析が可能である。
- ⑤ 大黒柱等の大きな断面部材も、正当に評価できる。
- ⑥ 耐震性能は弾性域のみならず、弾塑性域にわたり追跡する。

解析には建築物の構造設計支援ツールとして一般的に広く使われている一貫計算プログラムを使用する。このプログラムは RC造、S造、SRC造建築の構造設計システムであるが、材料特性に木造の値を入力することにより、木構造の解析を行うことができる。

注) 使用プログラム : BUILD-1 (㈱NTT データ DEMOS)

* ㈱立石構造設計

** 鳥取環境大学環境デザイン学科 教授・工博

*** ㈱立石構造設計代表取締役 工修

Tateishi Kozo-Sekkei Inc.

Prof., Dept. of Environmental Design, Tottori Univ. of Environmental Studies, Dr. Eng.

Director, Tateishi Kozo-Sekkei Inc., M. Eng.

2. 解析モデル

2.1 基本方針

垂壁や腰壁を解析モデルに組み込むため、垂壁下端と腰壁上端レベルに仮想の層を設けた解析モデルを採用する。このモデルを高い精度で解析するためには、水平構面が存在する層のみに水平剛性を考慮する非剛床解析が必要条件となる。使用プログラムは、弾性解析においては立体モデルによる非剛床解析が可能であり、水平構面各部の変形・応力状態が把握できる。ただし、プログラムの制約として、静的弾塑性解析においては剛床を前提とした擬似立体モデルで解析を行い、仮想の層は全ての節点において剛床の解除を行う。プログラムにおいて、剛床仮定を解除する節点は、各部材の荷重－変位方程式でその節点の水平変位を独立にとり、骨組み全体の荷重－変位方程式において独立の未知数として扱われる。

窓台・まぐさを含む柱・梁等の軸組材は、軸・曲げ・せん断剛性を考慮し、弾性の線材に置換する。耐力壁は弾塑性ブレースに置換する。床版は、面内剛性を考慮し、面外に関しては剛体として扱う。

2.2 接合部のモデル化と壁剛性低減率

木構造に特有の力学的特性として、接合部の半固定接合を適切に取り入れた解析が要求される。接合部の軸方向に関する固定条件は、引張側は引抜き抵抗が弱い軸変形が大きく、圧縮側は木材同士の支圧により抵抗が大きいため軸変形が小さい。したがって、軸方向に関する固定条件は引張側と圧縮側とでバネ定数を変える必要がある。しかし、一般的な平面・立体解析プログラムでは、図1のように節点に柱・梁・ブレース等の部材が接合する形式であり、軸方向バネを入力しても、ブレースに置換した耐力壁による引き抜き力が直接節点に入ってしまう、モデル化として不完全なものとなる。

図1 柱とブレースの接合部

図2 浮き上がりによる壁剛性に置換

接合部の中でも、柱脚は浮き上がり変位が特に大きく無視できない。このため、図2のように浮き上がりによる水平変位を耐力壁のせん断変形とみなし、耐力壁の剛性を低減させることにより柱脚金物の軸剛性を評価することとする。柱脚の軸方向半固定を考慮して耐力壁の剛性を本来のせん断剛性から低減させる割合を「壁剛性低減率」と呼ぶこととする。その他の接合部のモデル化を表1に示す。

表1 接合部のモデル化

		材軸方向	材軸直交方向	回転方向
梁接合部		剛	剛	自由～半剛
柱接合部	柱頭	剛	剛	自由
	柱脚	圧縮側	剛	自由
		引張側	半剛 → 剛	

注) 回転剛性は、特殊な金物により接合した場合は半剛接合とするが、一般的な在来軸組工法の仕口はピンとしてモデル化する。

図2より、柱脚の浮き上がりによる壁剛性 k_N は、軸バネ k_J を用いて式(1)により表すことができる。

$$k_N = k_J \frac{l^2}{h^2} \quad (1)$$

垂壁・腰壁の付いていない耐力壁の場合において、浮き上がりを考慮した耐力壁の剛性は、本来の壁剛性 k_g と浮き上がりによる剛性 k_N を合成して式(2)で表される。

$$\frac{1}{k_Q} = \frac{1}{k_g} + \frac{1}{k_N} \quad (2)$$

垂壁や腰壁の付いた耐力壁の場合は、柱脚浮き上がりの影響を受ける部分を図3の範囲とする。浮き上がりによる剛性 k_N は、引張側柱脚の支点到軸バネ k_J を設定して弾性解析を行い、水平力 P と浮き上がり量 δ_J を求めて壁要素毎に式(3)により算定できる。

$$k_N = \frac{P}{\delta_N} = \frac{P \cdot l}{\delta_J \cdot h} \quad (3)$$

図3 壁剛性低減範囲

壁剛性低減率は、浮き上がりを考慮した耐力壁の剛性 k_Q と耐力壁本来の剛性 k_g の比として式(4)の通りとなる。

$$\alpha = \frac{k_Q}{k_g} \quad (4)$$

柱脚の浮き上がりに影響を与える要素は、垂壁・腰壁の有無と開口位置での壁長であると考えられる。そこで実用式として耐力壁のタイプ毎に壁剛性低減率を設定し、建物全体の解析を行うこととする。

解析モデルの検証を行うために、垂壁の付いた合板釘打ち耐力壁について実大実験を行った。引張側柱脚の支点を軸方向バネとした「バネモデル」と、柱脚の浮き上がりを考慮して壁剛性を低減させた「ピンモデル」の2つのモデルについて実験結果と解析結果の比較検討を行う。

図4 垂壁付き耐力壁の解析モデル

3.3.2 接合部

柱脚金物の軸特性を図10に示す。S-HD15 の引張剛性と最大変位は、文献8)「S-HD使用の実験結果」20体の平均値とする。引張耐力は、柱の圧縮試験結果を用いてボルト接合部のせん断耐力式により算定する。

図10 柱脚金物の軸特性(引張)

三角金物を使用した接合部の回転剛性は、図11の接合部実験より5.0 kNm/rad とする。接合部の耐力は、接合部実験が軸材の曲げ破壊で終了したため軸材の曲げ耐力とする。

杓金物は回転方向・軸方向共にピン接合とする。耐力は柱の圧縮試験結果から、ボルト接合部のせん断耐力式により算出する。

図11 三角金物接合部実験

3.3.3 合板釘打ち耐力壁

合板釘打ち耐力壁は、文献7)の式(5)、(6)に基づいて剛性と耐力を算定する。釘の一面せん断降伏耐力は文献7)の値とするが、釘のすべり剛性の値は文献9)の実験値「合板9.5mm, CN50, 繰り返し加力の平均値」を用いる。文献10)より釘の最大すべりを25mmとし、限界層間変位を50mmとする。耐力壁の特性を図12に示す。

合板釘打ち耐力壁の剛性 k_g , 降伏耐力 Q_y , 終局耐力 Q_u

$$\frac{1}{k_g} = \frac{2h}{k_n} \left[\frac{1}{h \cdot (m-1)} + \frac{h}{l_0^2 \cdot (n-1)} \right] + \frac{h}{G l_0 t} \quad (5)$$

$$Q_y = q \cdot s \cdot \frac{h}{l_0}, \quad Q_u = 1.5 \cdot Q_y \quad (6)$$

構造用合板2級
t=9mm
両面張り
CN50@100

すべり剛性: $k_n = 1,250 \text{ N/mm}$

一面せん断降伏耐力: $q = 590 \text{ N}$

釘本数による係数: $s = \min \left[\frac{m-1}{(n-1) \frac{l_0}{h}} \right]$

図12 耐力壁の特性

3.3.4 壁剛性低減率

供試体No. I～Ⅲにおけるピンモデルの壁剛性 k_q は、式(3)に基づいて算定し表3の値とする。式(5)により算定した本来の壁剛性 k_g に対する低減率は0.54～0.66である。また、柱脚の浮き上がりを考慮すると、耐力壁W1, W2の限界層間変形角は1/25 rad程度となる。

表3 浮上り考慮の壁剛性と壁剛性低減率 (N, mm)

		P	δ_j	k_N 浮上り	k_g 釘・合板	k_q	壁剛性低減率 k_q/k_g
No. I	W1	7547	1.757	1888.3	1686.2	890.8	0.54
	W2	9341	1.232	3333.1	1686.2	1119.7	0.66
No. II	W1	9087	1.988	2009.5	1686.2	916.9	0.55
No. III	W1	2876	0.872	725.4	623.1	335.2	0.54
	W2	3311	0.691	1053.5	623.1	391.5	0.62

3.4 解析結果

各供試体について、変位計①の変位を1.0とした場合のC4の変形状態を図13に示す。No. Iは実験値と解析結果がほとんど一致している。No. II、No. IVは解析結果の方が全体的に変形量が大きく、No. IIIは垂壁部分の変形量が実験値より小さいが、ほとんど差はなく、おおむね解析結果は実験値を捉えているといえる。

供試体No. Iの柱脚変形量を図14に示す。土台と柱の空きを測定したパイ型変位計が測定限界を超えてはずれ、測定が途中で終了しているが、解析は実験値をほぼ追従している。

図13 C4の変形状態

注) 実験値は層間変形角1/150rad以内のデータの平均値

図14 柱脚の浮上りとめりこみ

各供試体について、図15に東側柱頭の荷重-変位関係、実験と解析結果の破壊性状を示す。No. IVについては垂壁降伏後の解析値が実験結果よりもやや低めの評価となっている。これは三角金物を使用していない接合部を回転自由としていること、三角金物で接合した梁(G2)の剛性に合板の効果を全く考慮していないためと考えられる。全体的にみて解析結果は実験とほぼ一致しており、構造計算に用いるための精度は確保できていると考えられる。

図15 荷重-変位曲線（実験値と解析値）

4. 3階建て住宅の解析

4.1 建物概要

実際に施工されている3階建て住宅の間口方向（X方向）について静的増分解析を行う。表4に構造部材の仕様とモデル化を示す。図18に各階伏図と耐力壁の配置、図19に軸組形状としてY1通り軸組図とモデル図を示す。1階には腰壁がないため3階建てを8層にモデル化する。小屋組の架構は解析には含めず、軒高レベルで水平な架構とする。

建物の特徴は、1階Y1通りを柱(120×270)+垂壁の架構として、まぐさ・窓台に柱と同サイズの部材を用い、クレチック金物により接合していること、床版に板厚24mmの合板を使用していることである。2・3階においては、釘打ちした床合板の上から壁合板受材をラグスクリューで梁に接合し、壁合板は受材に釘打ちしている。受材と梁の接合部の剛性は考慮せず、一体とみなして解析を行う。

図16 解析手順

図17 立体解析モデル

図18 各階伏図

図19 軸組形状

表4 構造部材の仕様とモデル化

軸組	柱	構造用集成材	弾性線材置換
	はり	普通構造材	
接合部	床梁	蟻+羽子板金物	ピン接合
	まぐさ・窓台	クレテック金物	ピン接合
	柱頭	短ぼぞ+金物	ピン接合
	柱脚	短ぼぞ+金物	回転方向：ピン接合 軸方向：半剛接合→ピン接合
	耐力壁	合板四周釘打ち	弾塑性ブレース置換
	床版	合板四周釘打ち	平面版 → 剛床

4.2 部材特性

4.2.1 柱・梁部材

軸組材は弾性の線材に置換し、軸・曲げ・せん断剛性を考慮する(表5)。プログラムの制約として、梁材に関しては水平方向の曲げ及びせん断剛性は考慮されない。

表6に柱・梁部材の仕様を示す。柱・梁の耐力は、ぼぞ穴の断面欠損を考慮して断面定数を80%として算定する。ぼぞ穴は部分的なものであるため、剛性には断面欠損を考慮しない。

表5 部材の剛性評価

	軸剛性	曲げ剛性	せん断剛性	ねじり剛性
柱部材	○	○	○	×
梁部材	○	鉛直：○ 水平：×	鉛直：○ 水平：×	×

○：考慮する
×：考慮しない

表6 柱・梁部材

部位	断面	材質
柱	120×120, 105×105	E85-F300, 欧州アカマツ
	120×270	E120-F330, 欧州アカマツ
床梁	105×120~120×270	普通構造材, ベイマツ
まぐさ・窓台	120×120, 105×105	普通構造材, ベイツガ

4.2.2 合板釘打ち耐力壁

合板釘打ち耐力壁の仕様は表7の通りとする。耐力壁の特性は、3.3.3 合板釘打ち耐力壁と同様で、式(5)、(6)により剛性と耐力を計算する。塑性剛性はプログラム内部の値とし、弾性剛性の 10^{-6} 倍として解析を行う。

表7 合板釘打ち耐力壁の仕様

	構造用合板 2級	釘 CN50		
		ピッチ	すべり剛性	降伏耐力
1, 2階	9 mm, 両面張り	100	1250 N/mm	590 N
3階	9 mm, 片面張り			

4.2.3 床合板

床版は、面内において剛性を考慮する。水平剛性は、合板釘打ち耐力壁の剛性と同等に、釘のすべりと合板のせん断弾性係数から式(5)により求める。式(7)により、合板のせん断弾性係数を用いて等価なせん断剛性を持つ板厚 t' の弾性平面版要素に置換する。面外に関しては剛体として扱う。また、床版により梁の曲げ剛性が增大することはないとする。床版の仕様を表8に示す。2, 3階の床版は、合板厚24mm, CN75を使用するが、釘のすべり剛性は合板釘打ち耐力壁と同じ値とする。

$$t' = \kappa \cdot k_s \frac{h}{G \cdot l} \quad (7)$$

ここで t' ：換算板厚
 κ ：せん断形状係数 (プログラム内部の値)
 $\kappa = 1.2$
 k_s ：床版のせん断剛性
 G ：合板のせん断弾性係数

表8 床版の仕様

	構造用合板 $G=400.0 \text{ N/mm}^2$	釘			換算板厚 $t' \text{ (cm)}$
		種別	ピッチ	すべり剛性	
2, 3階	24mm, 根太なし, 4周釘打	CN75	150	1250 N/mm	0.60
屋根	12mm, 垂木45×45@364	N50	150	---	0.10

4.2.4 壁剛性低減率

壁剛性低減率は表9の値とする。垂壁・腰壁のない耐力壁は式(1)、垂壁の付いた耐力壁は実大実験の解析結果から値を決定した。垂壁と腰壁の付いた耐力壁は、実験の解析と同様の解析を行って値を決定した(図20)。柱脚金物の剛性はすべて実験供試体と同じと仮定し、金物の終局耐力は短期許容耐力の3/2倍とする。

図20 垂壁・腰壁付き耐力壁の解析結果

表9 壁剛性低減率

耐力壁 壁長 (mm)	垂壁・腰壁なし	垂壁あり	垂壁・腰壁あり
450 ~ 599	----	0.50	----
600 ~ 799	0.40	0.50	----
800 ~ 1,199	0.50	0.60	0.70
1,200 ~	0.60	0.60	----

4.3 荷重

床の固定荷重と積載荷重(表10)は、床面(Z3, Z6, Z9)に等分布荷重として入力する。壁の固定荷重は、壁上下の床梁がそれぞれ1/2負担するものとし、床梁の等分布荷重として入力する。

水平荷重は、層せん断力係数 $C_0=1.0$ の A_i 分布荷重とする(表11)。プログラム上では、各節点における鉛直荷重に比例した水平力が各節点に入力される。

表10 積載荷重と固定荷重 (N/m²)

部位	仕上げ等	固定荷重	積載荷重	
			架構用	地震力用
屋根	彩色スレート	700	300	300
2,3階床	フローリング, 畳	600	1300	600
バルコニー	既製品	350	1300	600
外壁	サイディング	600		
内壁	ボード貼り	400		

表11 水平荷重 (kN)

	W _i	ΣW _i	α	C ₀	A _i	C _i	Q
3階	61.57	61.57	0.285	1.000	1.483	1.483	91.28
2階	74.21	135.78	0.630	1.000	1.192	1.192	161.83
1階	79.88	215.66	1.000	1.000	1.000	1.000	215.65

4.4 解析結果

図21 に各階の荷重-変位曲線を、図23 に破壊形式を示す。荷重係数は $C_0=1.0$ に対する値であり、ステップ1 は $C_0=0.0$ の時である。 $C_0=0.7447$ (ステップ15) 時に3階の耐力壁が全て降伏して終局に達した。終局時の最大層間変形角は1階が1/37、2階が1/67、3階が1/33 (全てY1通り) となった。

図23 を見ると、実大実験の解析結果と異なり、開口横の壁の降伏より2・3階の垂壁の降伏が早くなっている。これは2・3階における階高と垂壁の高さの比(500/2700)が実験供試体(830/2900)よりも小さいためと思われる。1階は垂壁の降伏の方が遅く、終局時には全ての耐力壁で垂壁+柱の架構となっている。

図22 にY1, Y10通りの終局時モーメント図を、図24 に終局時における耐力壁と柱のせん断力分布図を示す。1階 Y1通りには耐力壁がないが、終局時にはX5通りの柱(120×270)1本で壁長900の耐力壁と同等のせん断力を負担しており、柱が有効に働いていることがわかる。

図21 各階の荷重-変位曲線

図22 終局時モーメント図 (kNcm)

図23 破壊形式

図24 終局時水平力分布図 (kN)

注) 数値のない柱のせん断力は0.0

5. まとめ

木構造の各構造要素および木構造特有の接合部の固定条件等の力学的特性に関して、データが完備した状態とは言い難く、現時点ですべてを正当に評価した上で解析を行うことは困難である。そのため、解析精度は接合部や各構造要素の力学的特性に左右されるが、データが揃えば、「壁量」の計算法よりは精度の高い解析が可能である。実験と解析により得られた成果を以下に示す。

- ① 簡便な手法により、実用としては十分な精度の弾塑性解析を行うことができる。
 - ② 垂壁・腰壁と柱の特性を解析に取り入れることができる。
- 今後はより精度の高い解析とするために、以下の項目について検討を行う必要があると考えられる。
- ① 接合部の特性を正確に把握する。
 - ② 柱・梁部材の応力について、実験結果との比較検討を行う。
 - ③ 柱脚の浮上りに関して、長期鉛直荷重の押さえ効果を評価する。
 - ④ 連層の架構とした場合について検証を行う。
 - ⑤ 直交方向の構造要素の効果や、捻れについての検証といった立体架構についての検証を行う。
 - ⑥ 合板釘打ち耐力壁以外の木造建築に適用するための検討を行う。

謝辞

本論を構想し、まとめるにあたり貴重なご指導を頂いた甲津功夫先生、小松幸平先生、大橋好光先生、宮沢健二先生に厚く御礼申し上げます。また、本論の提案や実験に多大のご支援を頂いた金城一守氏に深い感謝の念を捧げます。

参考文献

- 1) 宮澤健二、：せん断パネル理論による木質面材釘打ち有開口耐力壁の略応力解析法、日本建築学会構造系論文報告集、No. 487、pp. 113-120、1996. 9
- 2) 伊藤隆、宮澤健二、重藤功光、戸田淳二：枠組壁構法住宅の立体弾塑性有限要素法解析に関する研究(その1、2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、No. 22045~22046、pp. 89-92、2000. 9
- 3) 佐野裕、湯田哲也、伊藤洋路、片岡良二、宮澤健二：枠組壁構法立体弾塑性解析に関する研究(その1、2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、No. 22049~22050、pp. 97-100、2000. 9
- 4) 宮澤健二、：合板耐力壁を含む集成材剛接架構の応力性状と変形性能に関する研究、日本建築学会構造系論文報告集、No. 527、pp. 125-132、2000. 1
- 5) 中山佳織、稲山正弘、村上雅英、後藤正美：在来軸組工法木造住宅の構造設計手法の開発(その7)、日本建築学会大会学術講演梗概集、No. 22097、pp. 191-192、1998. 9
- 6) 稲山正弘、村上雅英、後藤正美：在来軸組工法木造住宅の構造設計手法の開発(その17)、日本建築学会大会学術講演梗概集、No. 22124、pp. 247-248、1998. 9
- 7) 今泉勝吉ほか19名：1998年 枠組壁工法建築物構造計算指針、(社)日本ツーバイフォー建築協会、pp. 64、79-80
- 8) 下徳辺一、村上雅英、三澤文子、田原賢：各種引き寄せ金物の耐力と剛性の評価、日本建築学会大会学術講演梗概集、No. 22035、pp. 69-70、1996. 9
- 9) 大野吉昭、岡部実、河合直人、高田清二：枠組壁工法耐力壁のせん断耐力及び剛性(その2) 釘接合部の一面せん断試験と降伏理論の適用、日本建築学会大会学術講演梗概集、No. 22049、pp. 97-98、1999. 9
- 10) 木構造設計資料 FA-7 合板を側材とする釘接合、(財)日本住宅・木材技術センター、pp. 4、1991. 3

(2000年11月10日原稿受理、2001年3月28日採用決定)