

# 伝統的木造建築物を対象とした限界耐力計算による 構造計算手法および設計例の検討

横浜国立大学

中尾 方人

## 1. 研究の背景・目的

近年、特に地球環境問題への配慮、伝統技術の継承の必要性、あるいは手仕事の持つ人間味への共感などから、伝統構法の再評価がなされている。しかしながら、現行の建築基準法上、できるだけ現行規定の仕様に縛られない、つまり、より伝統構法に近い形での設計施工をめざすと、一般に限界耐力計算のルートで構造設計を行うことが必要となる。このような建築物全体の設計法については、現状では個々の設計者の判断に任されている部分が多いことから、構造設計の考え方を整理し、正しい構造設計のための資料をとりまとめる必要がある。

本研究では、伝統的構法による住宅および社寺建築物を対象とした、限界耐力計算による設計例を作成することを目標とする。そのためにまず、既往の実験研究を調査・整理し、耐力壁や接合部などの構造要素の設計用荷重－変位関係を作成する。既往の実験研究の少ない構造要素に関しては実験を実施する。

なお本研究は、日本建築学会・伝統的木造建築物構造設計検証小委員会および傘下のWGの活動の一部として実施された。

## 2. 限界耐力計算について

### 2.1 概要

伝統的木造建築物は、一般に鉛直構面の水平荷重に対する抵抗機構が複雑であるうえに、水平構面のせん断剛性が大きくないために剛床仮定が妥当ではない場合が多く、建築物全体の地震荷重や風荷重に対する挙動が複雑である。また、柱脚の浮き上がりを許容する設計もあり得るので、その場合には、さらに挙動が複雑となる。

このような建築物の地震荷重や風荷重に対する構造計算では、一般に、建築物の3次元的な変形を考慮して、弾塑性解析を行うことが必要となる。そのため、詳細な構造モデルを用いて、増分解析により、水平構面の変形も考慮しながら層の荷重変形関係を求めることが必要となる。したがって、極めてまれな地震荷重や風荷重に対する変形状態を直接的に算出することのできる限界耐力計算が適当であると考えられる。

日本建築学会・「限界耐力計算による伝統的木造建築物構造計算指針・同解説」によると、限界耐力計

算は以下の手順で進めることとなる。

- 1) 建物全体のモデル化
- 2) 鉛直構面の荷重変形関係の算出
- 3) 1自由度系への縮約
- 4) 減衰による加速度の低減率の算出
- 5) 必要耐力曲線（ $S_a-S_d$  曲線）の算定と応答予測
- 6) 地震荷重に対する検定

## 2.2 各部のモデル化

限界耐力計算を実施するうえで、建物の各部のモデル化について検討を行った。

### 2.2.1 仕口

仕口の回転モーメントについては回転バネによってモデル化することが一般的であるが、土塗り壁の下端の差し鴨居や足固めなどのように、横架材に引張力も作用するような場合、複合応力に対する変形を評価することは困難である。そこで、引張に抵抗する車知や込栓と、横架材端部の柱へのめり込みを個別の非線形バネでモデル化する手法について検討した。

雇いや竿ほぞの仕口において、車知や込栓の引張力に対する剛性は既知とし、横架材端部の柱へのめり込み剛性や降伏耐力を評価する方法として文献 1)の方法を採用し、図 1 のような解析モデルでモーメントー回転角関係を評価した。

図 2～図 4 に実験結果と解析結果との比較を示す。梁せいが 150mm の場合で過少評価となっているが、これは、雇いが貫のように働いて発生するモーメントを無視しているためであり、車知の引張と横架材端部の柱へのめり込みについては適切な評価であるといえる。

- 1) 北守 顕久、稲山 正弘、後藤 正美、五十田 博：雇い竿車知栓留め柱－梁接合部の曲げ性能の評価式  
伝統構法における雇い竿車知栓留め柱－梁接合部の力学性能 その 2、日本建築学会構造系論文集、  
第 83 巻 第 748 号、pp.859-867、2018.6

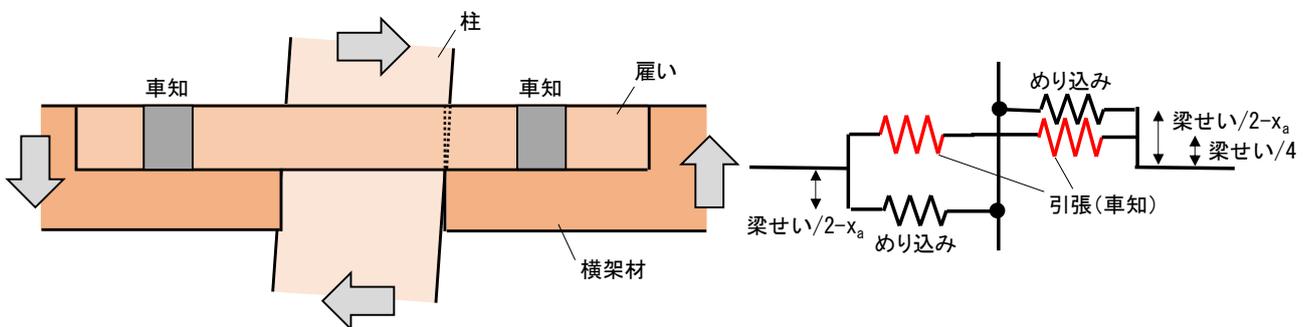


図 1 雇い車知仕口接合部の解析

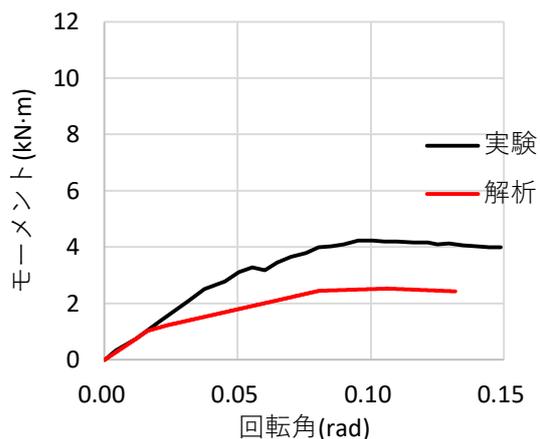


図2 梁せいが 150mm の場合

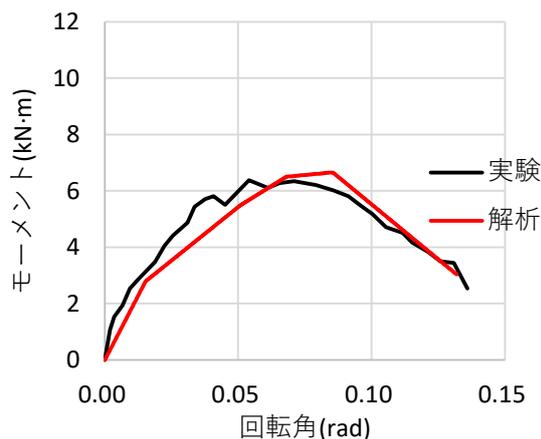


図3 梁せいが 240mm の場合

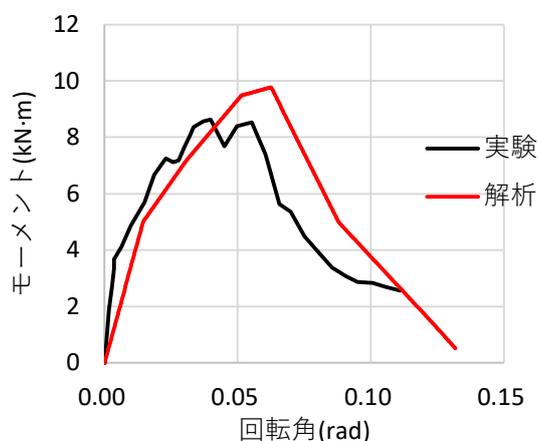


図4 梁せいが 300mm の場合

### 2.2.2 土塗り壁

土塗り壁は、対角線上に働く圧縮力に対して壁土が抵抗するため、図5のような解析モデルとする。引張力に対しては有効ではないため、荷重の方向を考慮して圧縮バネを配置する。圧縮バネは、水平方向分力のせん断応力度-変形角関係が図6のようになるよう設定する。土塗り壁は壁長により破壊モードが異なり、せん断応力度-変形角関係に影響を及ぼすことが分かっている。壁長が910mm程度の場合には壁土が軸組内で回転し、隅角部や貫付近の壁土が圧壊する。壁長が1820mm程度の場合には、壁土にせん断ひび割れが生じ、変形角とともにひび割れが大きくなる。

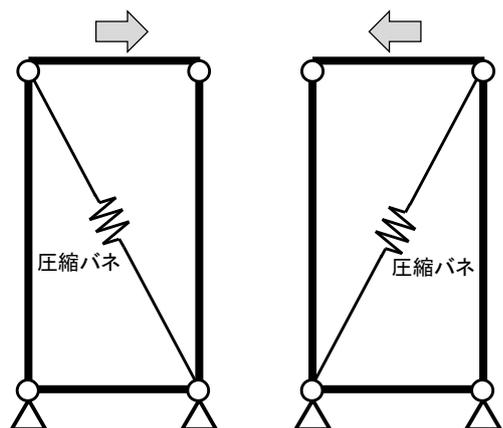


図5 土塗り壁の解析モデル

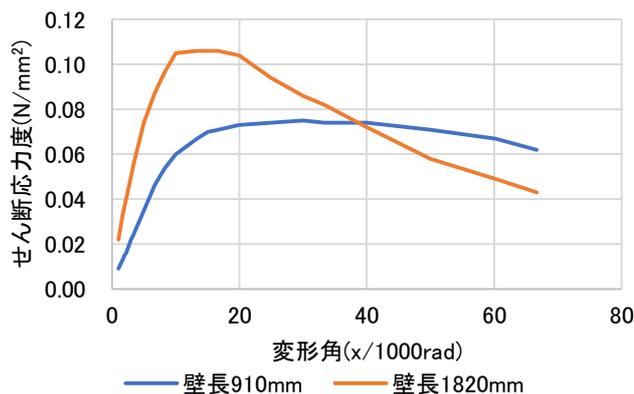


図6 壁土のせん断応力度－変形角関係

### 2.2.3 垂れ壁付き独立柱

垂れ壁付き独立柱については、図7のようにモデル化する。垂れ壁の下端の鴨居については、垂れ壁の反力としての引張力が伝達できない仕様の場合、鴨居はモデル化しない。

垂れ壁については様々な縦横比があり得るが、縦横比によって破壊形式が異なり、せん断応力度－変形角関係に違いが生じる。従って、図8に示す2つの破壊モードに対応するせん断応力度－変形角関係を使って垂れ壁の圧縮バネの荷重－変位関係を求め、小さい方の荷重－変位関係を採用する。

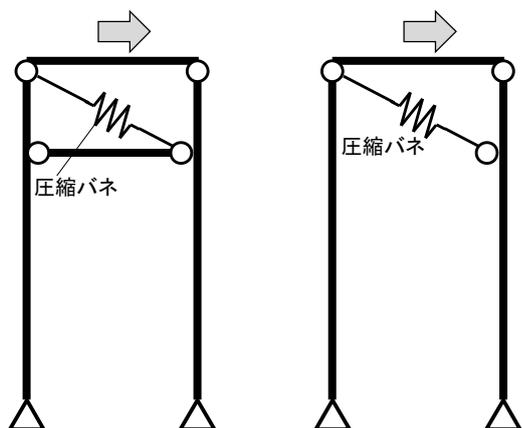


図7 垂れ壁付き独立柱の解析モデル

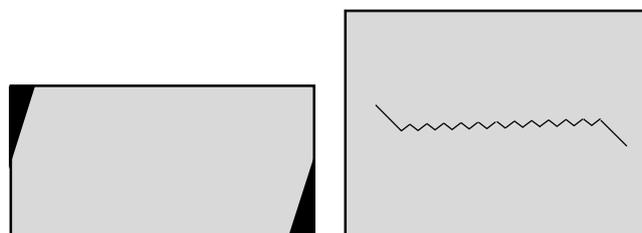


図8 壁土の2つの破壊モード

左：隅角部の圧壊、右：せん断破壊

### 3. 柱－横架材仕口の引張実験

設計に利用するための柱－横架材仕口のデータについて検討を行った。限界耐力計算において、建物の水平耐力に寄与するモーメント－変形角関係はマルチニアであると利用しやすく、また、損傷の検定のためには許容耐力も必要である。

既往のデータも考慮し、設計のために必要であって優先的に整備する必要があるデータとしては、小根ほぞ込栓（鼻栓）、竿車知（込栓）、雇い車知（込栓）の引張力－変位関係であり、使われることが多い仕様について実験を実施することとした。

同一仕様の試験体は6体とし、得られた荷重－変位関係を統計処理し、特性値を計算した。  
写真1に実験の状況を示す。



写真1 実験の状況

### 3.1 小根ほぞ込栓

小根ほぞ差し込栓打ちの試験体を図9に、仕様の一覧を表1に示す。柱を固定して横架材に引張力を  
載荷し、写真2～写真4のように込栓の破断、柱の割裂などの破壊がみられた。図10～図12に、得られ  
た荷重－変位関係を示す。

表2は荷重－変位関係を統計処理して得られた特性値であり、込栓の径の違いの影響は顕著に現れて  
いないが、これは込栓の強度に偏りがあったためと考えられる。今後は、栓の強度の偏りを考慮し、許容  
耐力を検討する。

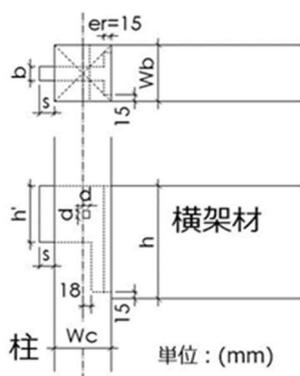


図9 試験体

表1 試験体一覧

No.	h	h'	wc	wb	d	b	s
120・30_15	180	90	120	120	15	30	0
120・30_18	180	90	120	120	18	30	0
150・45_15	180	90	150	150	15	45	0



写真2 120・30\_15



写真3 120・30\_18



写真4 120・45\_15

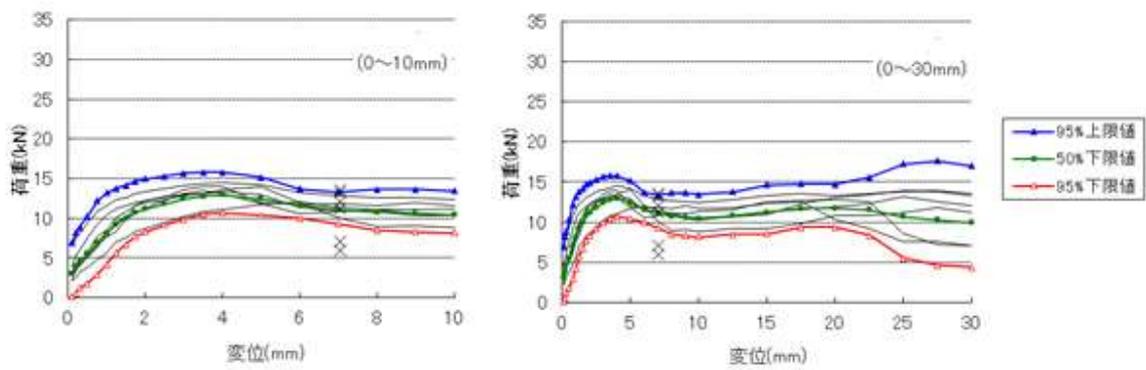


図10 120・30\_15 の荷重-変位関係

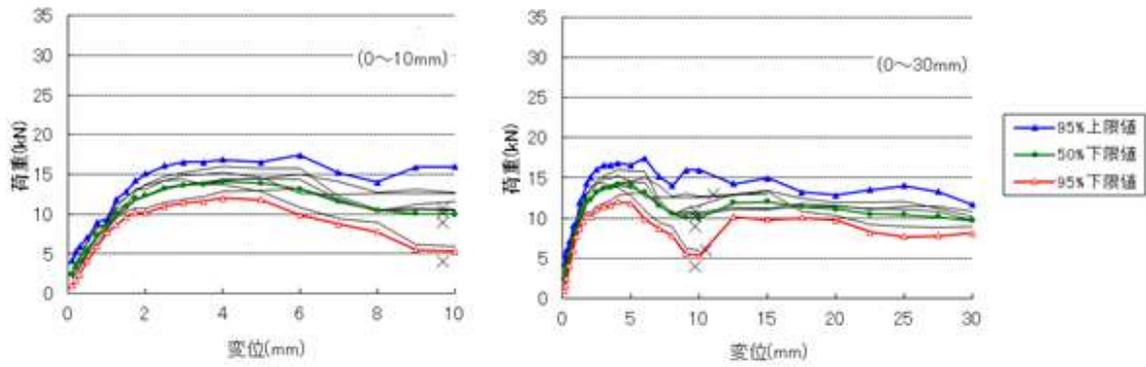


図11 120・30\_18 の荷重-変位関係

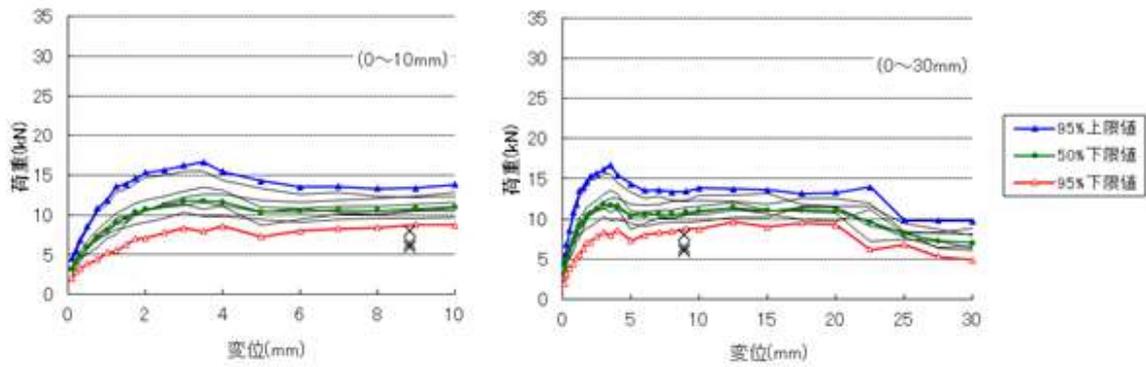


図12 120・45\_15 の荷重-変位関係

表 2 小根ほぞ込栓仕口の特徴値

寸法型式 (W・b・d1)	$P_y$ (kN)	$\delta_y$ (mm)	$2/3P_{max}$ (kN)	$\min(P_y, 2/3P_{max})$ (基準耐力) (kN)	$P_u$ (kN)	$\delta_u$ (mm)	K (kN/mm)	$\delta_v$ (mm)	$\mu$ ( $\delta_u/\delta_v$ )	破壊形式 (当該破壊形式の 数/試験体数)
120・30_15	7.38	0.76	8.36	7.38	11.24	5.29	10.29	1.18	4.48	栓曲げ破壊 (6/6)
120・30_18	7.17	1.03	8.56	7.17	11.39	4.49	8.47	1.53	2.93	栓曲げ破壊 (6/6)
150・45_15	5.88	0.65	6.56	5.88	8.65	16.10	9.95	1.04	15.48	栓曲げ破壊 (6/6)

W : 柱径、b : ほぞの幅、d1 : 込栓のせい

### 3.2 小根ほぞ鼻栓

図 13 に小根ほぞ鼻栓差し仕口の試験体を、表 3 に仕様の一覧を示す。柱を固定して横架材に引張力を載荷したところ、写真 5～8 のように、鼻栓の曲げ、破断、ほぞの先端の抜け（せん断破壊）などが見られた。線の径が大きい 120・30\_30 では、鼻栓の曲げ破壊は見られなかった。

図 14～図 17 に得られた荷重－変位関係を示す。荷重－変位関係から得られた表 4 に示す特性値では、鼻栓のせいが大きくなるほど、 $P_y$  や  $2/3P_{max}$  は大きくなる傾向があった。

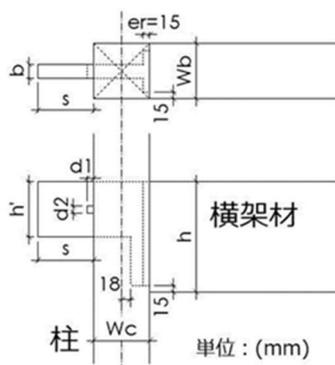


表 3 試験体仕様一覧

寸法形式	h	h'	Wc	Wb	d1	d2	b	s
120・30_15	180	90	120	120	15	15	30	90
120・30_18	180	90	120	120	18	18	30	90
150・45_15	180	90	150	150	15	15	45	90
120・30_30	180	90	120	120	30	15	30	105

図 13 試験体



写真 5 120・30\_15・15



写真 6 120・30\_18・18



写真7 150・45\_15・15

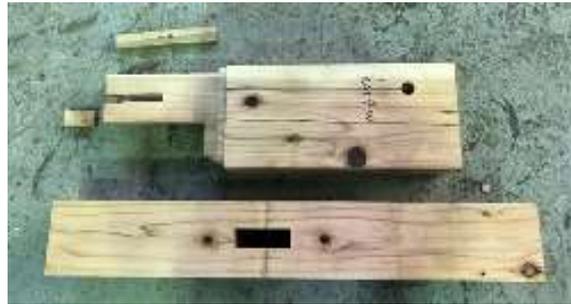


写真8 120・30\_30・15

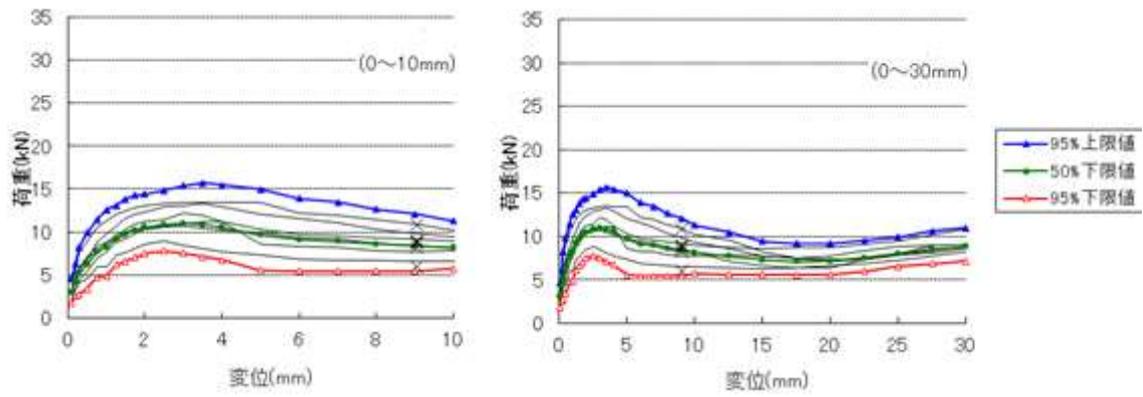


図14 120・30\_15・15の荷重-変位関係

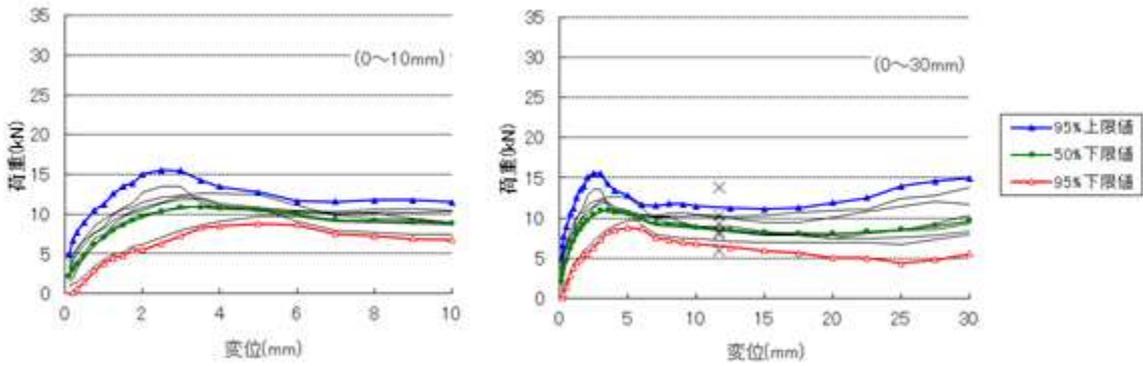


図15 120・30\_18・18の荷重-変位関係

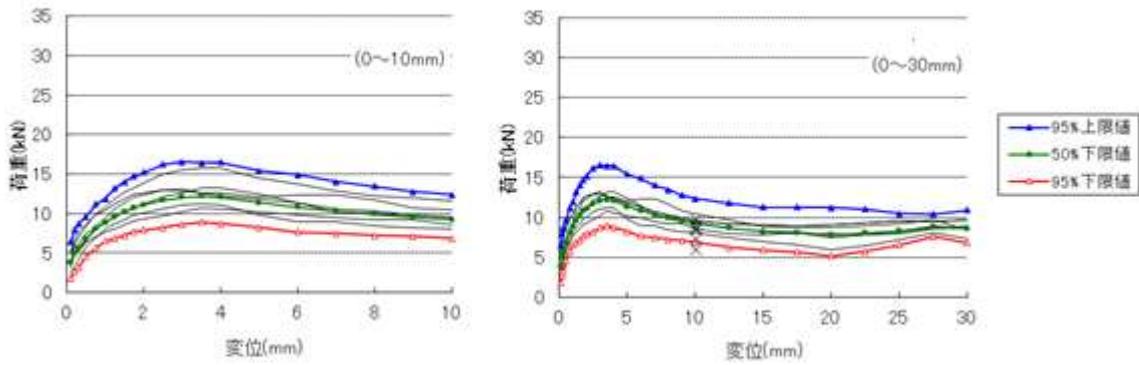


図 16 150・45\_15・15 の荷重－変位関係

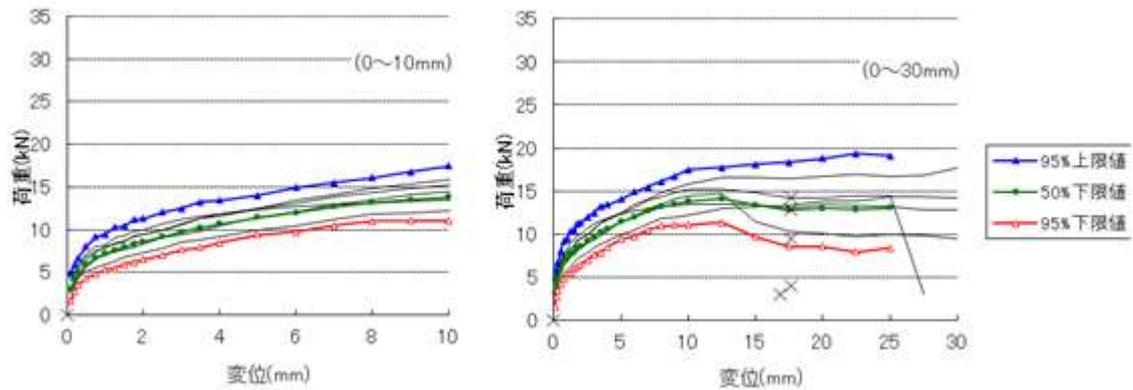


図 17 120・30\_30・15 の荷重－変位関係

表 4 小根ほぞ鼻栓仕口の特性値

寸法型式 (Wc・b・d1)	$P_y$ (kN)	$\delta_y$ (mm)	$2/3P_{max}$ (kN)	$\min(P_y, 2/3P_{max})$ (基準耐力) (kN)	$P_u$ (kN)	$\delta_u$ (mm)	K (kN/mm)	$\delta_v$ (mm)	$\mu$ ( $\delta_u / \delta_v$ )	破壊形式 (当該破壊形式の数/ 試験体数)
120・30_15	3.66	0.40	5.28	3.66	6.62	4.65	14.48	0.66	7.05	栓曲げ破壊 (6/6)
120・30_18	4.53	0.56	6.21	4.53	8.22	3.85	9.93	0.99	3.89	栓曲げ破壊 (6/6)
150・45_15	5.58	0.39	6.10	5.58	8.08	6.47	15.83	0.66	9.80	栓曲げ破壊 (6/6)
120・30_30	6.99	0.13	8.31	6.99	11.10	11.37	5.97	2.03	5.60	込み栓穴先端抜け破 壊(5/5)

Wc: 柱径、b: ほぞ幅、d1: 栓せい

### 3.3 竿車知

図 18 に竿車知仕口試験体を、表 5 に仕様の一覧を示す。男木側の梁と女木側の梁に引張力を載荷し、写真 9～写真 12 のように、女木側の目違いからの割裂、車知の圧壊や座屈、竿ほぞの破壊などが見られた。

図 19～図 21 に荷重－変位関係を示す。梁せいが大きくなると車知も長くなるために耐力も高くなる傾向であった。表 6 の特性値をみると、梁せいが大きくなるにつれて、 $2/3P_{max}$  が高く、終局変位  $\delta_u$  が小さくなる傾向がある。

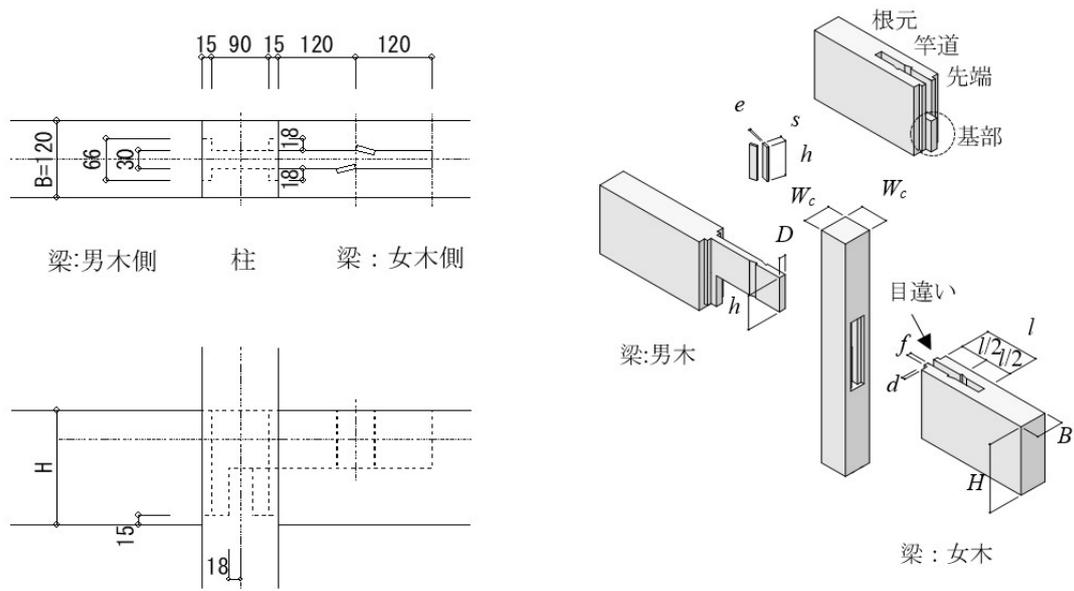


図 18 試験体

表 5 試験体仕様一覧

寸法型式 (B・H)	柱材(mm)		梁(mm)		目違い (mm) 幅×深さ	車知(mm)	
	スギ	120×120	スギ	120×180 120×240 120×300		カシ	7.5×30
120・180	スギ	120×120	スギ	120×180	18×15	カシ	7.5×30
120・240				120×240			
120・300				120×300			

B : 梁幅、H : 梁せい



写真 9 梁先端割裂

写真 10 車知栓圧縮/座屈

写真 11 梁根元割裂

写真 12 竿引張破壊

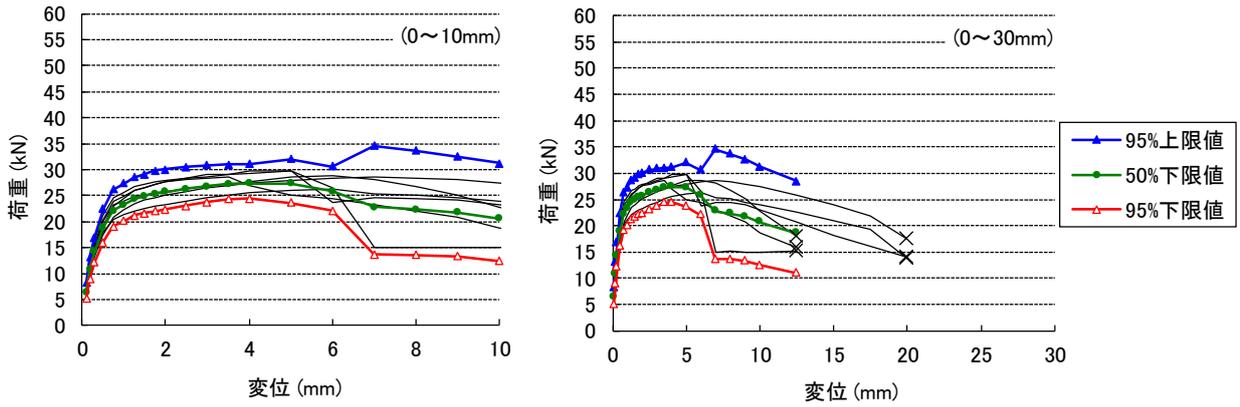


図 19 120-180 の荷重－変形関係

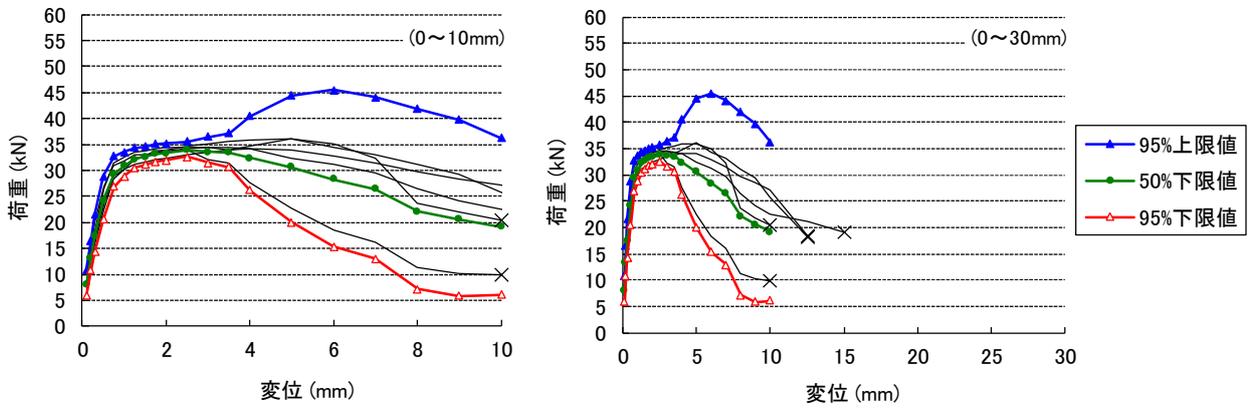


図 20 120-240 の荷重－変形関係

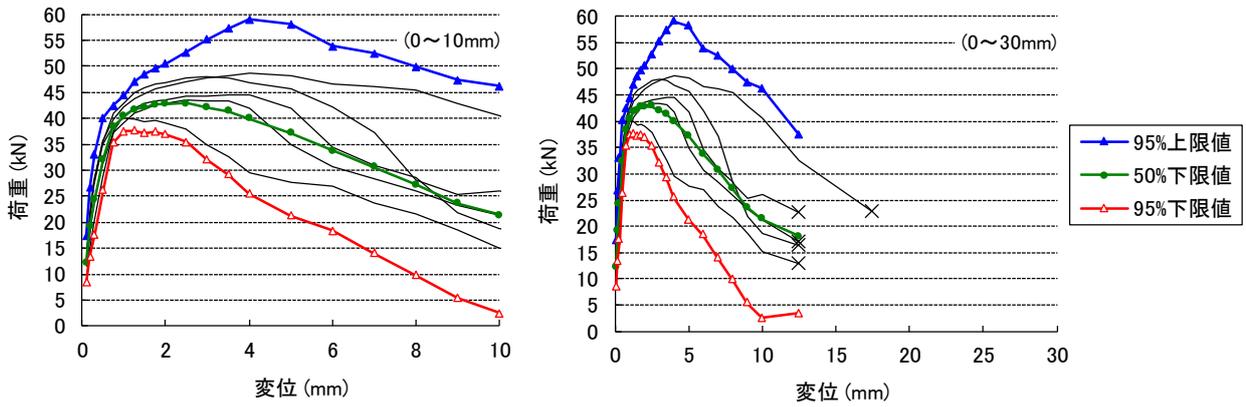


図 21 120-300 の荷重－変形関係

表 6 竿ほぞ車知仕口の特性値

寸法型式 (B・H)	$P_y$ (kN)	$\delta_y$ (mm)	$2/3P_{max}$ (kN)	$\min(P_y, 2/3P_{max})$ (基準耐力) (kN)	$P_u$ (kN)	$\delta_u$ (mm)	K (kN/mm)	$\delta_v$ (mm)	$\mu$ ( $\delta_u / \delta_v$ )	破壊形式 (当該破壊形式の数/ 試験体数)
120・180	16.04	0.45	17.32	16.04	23.46	6.31	38.73	0.64	9.86	梁(女木)先端割裂 (5/6)
120・240	16.73	0.39	21.99	16.73	30.34	4.05	51.52	0.59	6.86	梁(女木)先端割裂 (5/5)
120・300	20.34	0.32	24.81	20.34	35.27	3.57	76.67	0.50	7.14	梁(女木)先端割裂 (5/5)

B：梁幅、H：梁せい

### 3.4 雇い車知

雇い車知仕口試験体を図 22 に、表 7 に仕様の一覧を示す。両側の横架材に引張力を載荷し、写真 13～写真 15 のように、圧縮力による車知の破壊、雇いの破断、目違いからの割裂などが見られた。図 23～図 25 に荷重－変位関係を示す。変位が 1～2mm 程度で最大耐力となり、横架材のせいが大きくなるほど最大耐力が高くなる傾向であった。表 8 に特性値を示す。2/3Pmax より降伏耐力  $P_y$  のほうが小さく、 $P_y$  は横架材のせいに概ね比例していることが分かる。

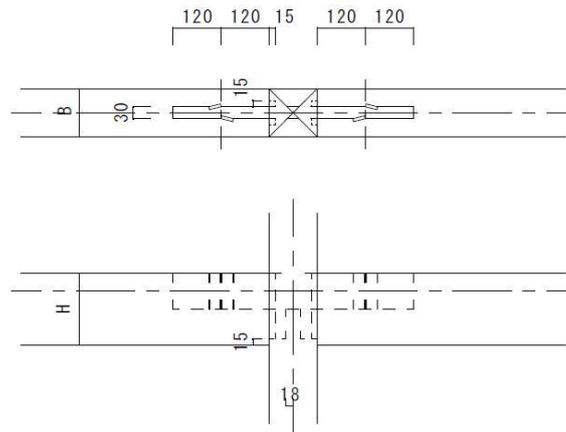


図 22 試験体

表 7 試験体仕様一覧

寸法型式 (B・H)	柱材(mm)		横架材(mm)		雇い材(mm)		車知(mm)	
	120・180	スギ	120×120	スギ	120×180	ヒノキ	30×90	カシ
120・240	120×240				30×120			
120・300	120×300				30×150			

B：横架材幅、H 横架材せい



写真 13 120・180



写真 14 120・240



写真 15 120・300

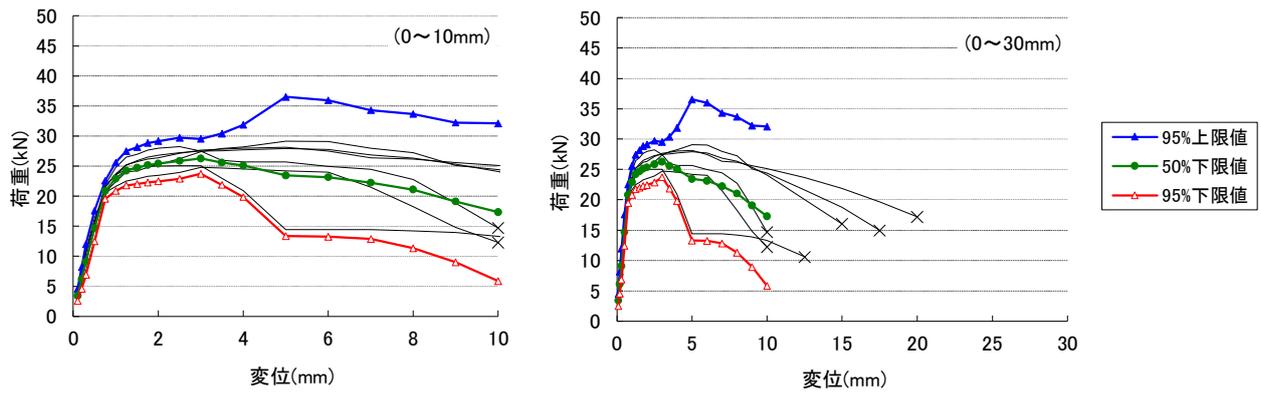


図 23 120・180 の荷重－変形関係

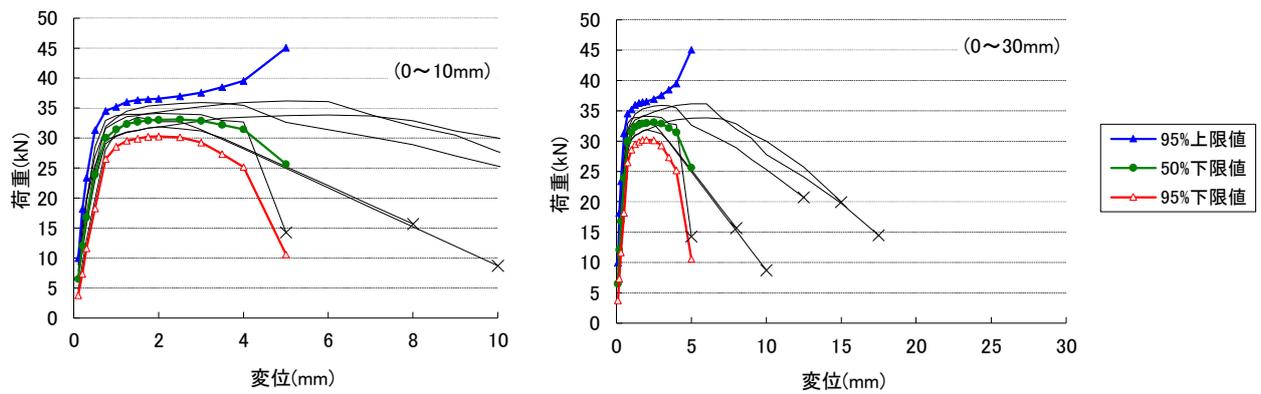


図 24 120・240 の荷重－変形関係

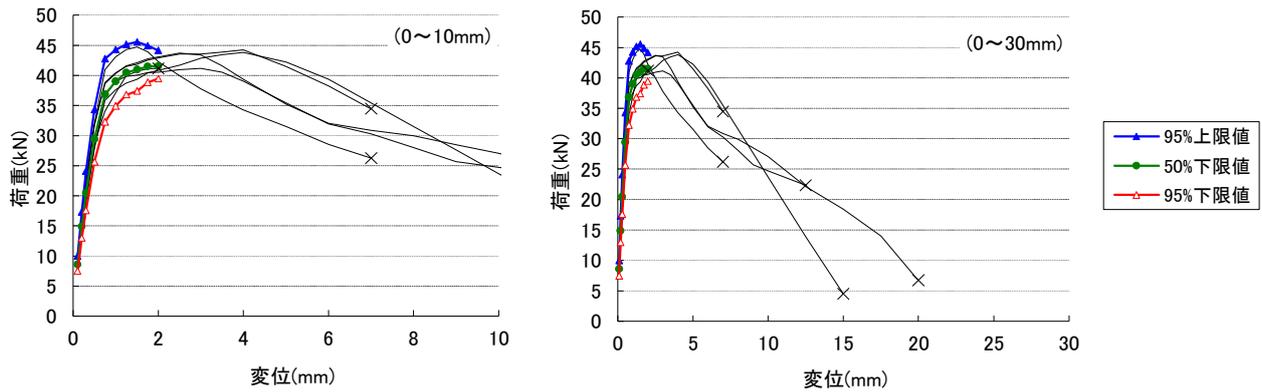


図 25 120・300 の荷重－変形関係

表 8 雇い車知仕口の特性値

寸法型式 (B・H)	$P_y$ (kN)	$\delta_y$ (mm)	$2/3P_{max}$ (kN)	$\min(P_y, 2/3P_{max})$ (基準耐力) (kN)	$P_u$ (kN)	$\delta_u$ (mm)	K (kN/mm)	$\delta_v$ (mm)	$\mu$ ( $\delta_u / \delta_v$ )	破壊形式 (当該破壊形式の数/ 試験体数)
120・180	12.4	0.59	15.6	12.4	22.5	4.16	27.6	0.84	4.95	車知せん断(3/6)
120・240	18.1	0.39	20.5	18.1	30.0	2.66	52.1	0.58	4.58	梁割裂(4/6)
120・300	21.0	0.41	26.5	21.0	37.8	2.03	61.8	0.62	3.27	車知せん断(3/6) 梁割裂(3/6)

B：横架材幅、H：横架材せい

### 3.5 雇い込栓

図 26 に雇い込栓打ち仕口の試験体を示す。試験体の仕様は表 9 に示す。両側の横架材に引張力を載荷し、写真 16 のように込栓の曲げ破壊、込栓の雇いへのめり込みが見られた。図 27～図 29 は得られた荷重－変位関係であり、これを統計処理して得られた表 10 より、込栓の径が大きいほうが剛性、耐力、終局変位のいずれも大きいことが分かる。

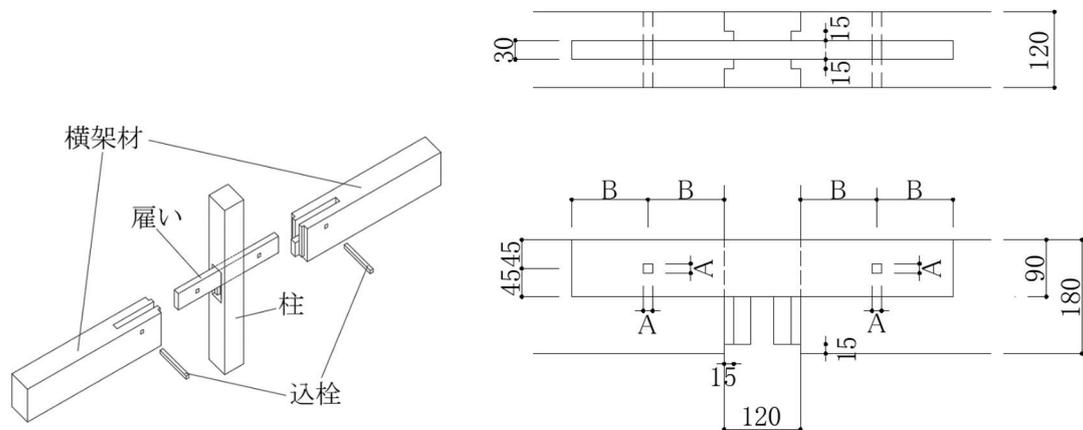


図 26 試験体

表9 試験体仕様一覧

寸法型式 (B/b・L・A)	柱材(mm)		横架材(mm)		雇い(mm)		込栓(mm)	
120/30・120_18	スギ	120×120	スギ	120×180	ヒノキ	30×90 B=120	カシ	角 A=18
120/30・120_15								角 A=15
120/30・90_18								角 A=18

B：梁幅、b：雇い幅、L：雇いのへりあき、A：込栓径



写真16 込栓と雇いの損傷状況

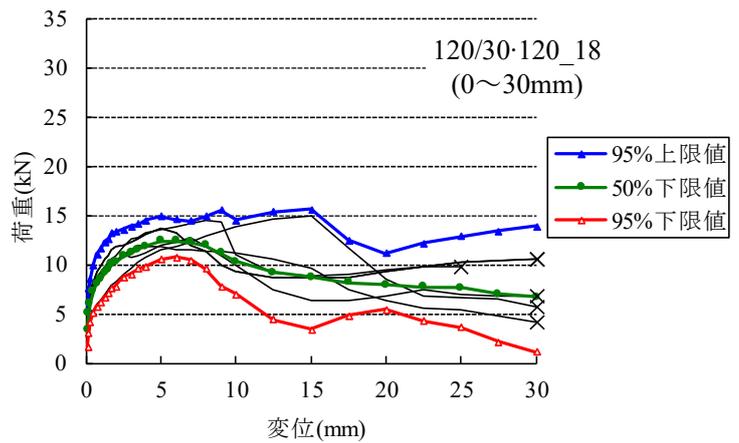
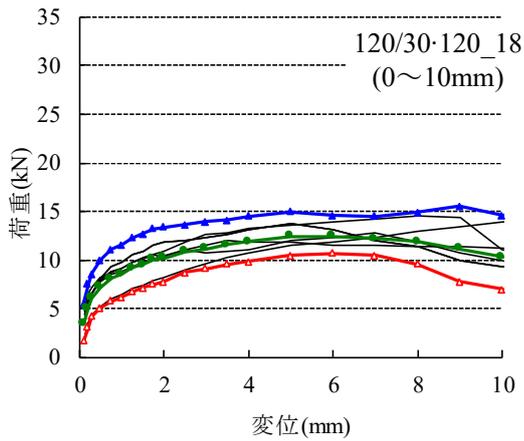


図27 120/30・120\_18の荷重-変形関係

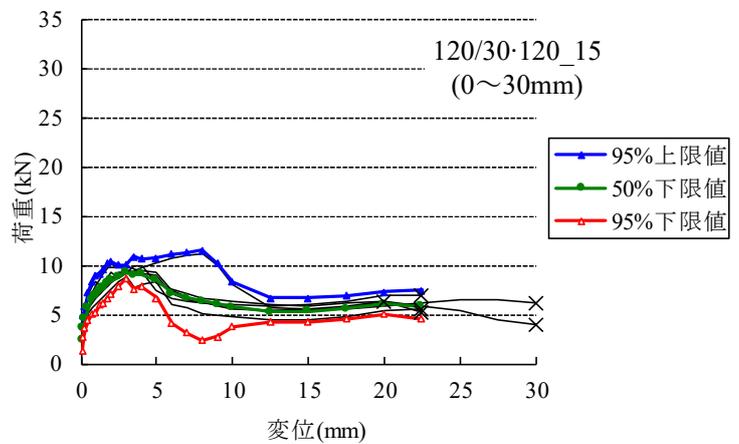
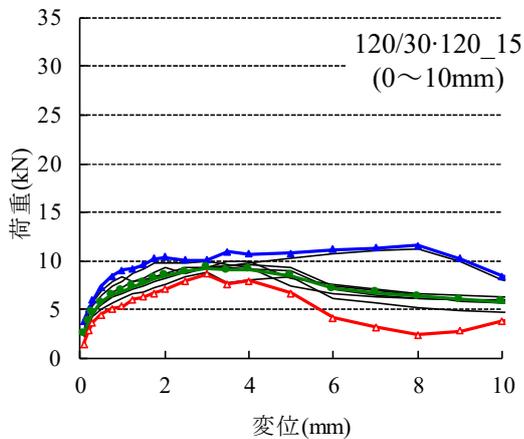


図28 120/30・120\_15の荷重-変形関係

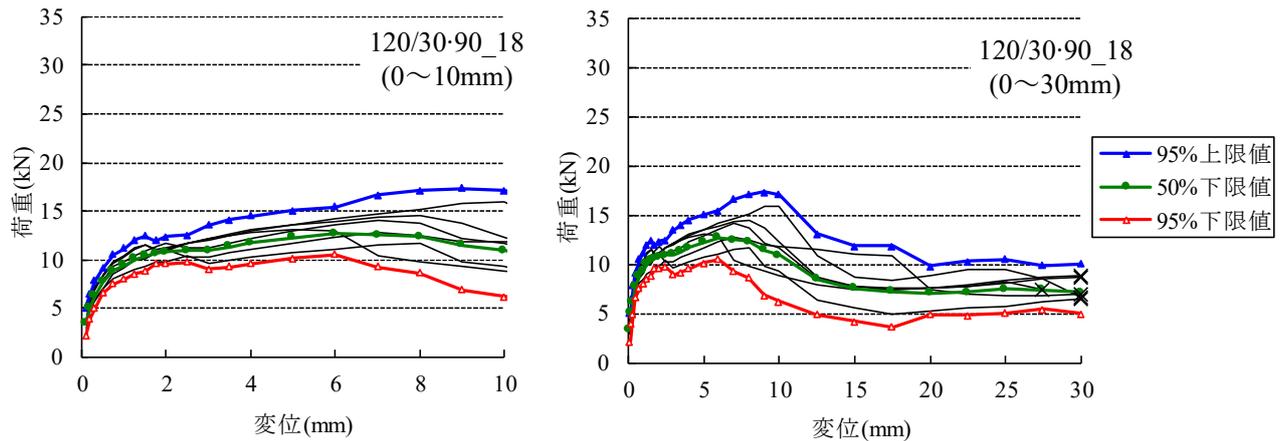


図 29 120/30-90\_18 の荷重－変形関係

表 10 雇い込栓仕口の特性値

寸法型式 (B/b・L_d)	$P_y$ (kN)	$\delta_y$ (mm)	$2/3P_{max}$ (kN)	$\min(P_y, 2/3P_{max})$ (基準耐力) (kN)	$P_u$ (kN)	$\delta_u$ (mm)	K (kN/mm)	$\delta_v$ (mm)	$\mu$ ( $\delta_u / \delta_v$ )	破壊形式 (当該破壊形式の数/ 試験体数)
120/30-120_18	7.21	0.56	7.54	7.21	10.23	7.14	13.31	0.86	8.30	栓曲げ破壊(6/6)
120/30-120_15	4.27	0.38	5.49	4.27	7.30	4.55	12.60	0.63	7.22	栓曲げ破壊(6/6)
120/30-90_18	6.54	0.67	7.05	6.54	9.60	6.80	11.92	0.95	7.16	栓曲げ破壊(6/6)

B：梁幅、b：雇い幅、L：雇いのへりあき、d：込栓径

#### 4. 設計例

以上の検討や実験結果をもとに、小規模住宅および中規模寺院について、限界耐力計算による設計例を作成した。

##### 4.1 住宅

###### 4.1.1 建築物の概要

- ・規模：延床面積 79.50m<sup>2</sup>、建築面積 221.17m<sup>2</sup>、階数 2、高さ 7.9m、軒高 5.98m
- ・構造的特徴

柱脚は石場建てであるが、水平方向および鉛直方向の移動はアンカーボルトにより拘束される。水平力に抵抗する鉛直構面構成要素は、全面土塗り壁、小壁（土塗り壁）、差し鴨居、足固め、貫である。土塗り壁の厚さは、65mm とする。

###### 4.1.2 構造設計（計算）の方針

- ・構造計算は、「限界耐力計算による伝統的木造建築物構造計算指針」に沿って行う。
- ・鉛直構面毎に柱や横架材、土塗り壁などを含む耐力要素モデルを作成し、増分解析を行う。なお、本建

物の差し鴨居は1か所のみであるため、差し鴨居は耐力に算入しない。

- 鉛直構面の荷重変形関係を加算したものを層の荷重変形関係とする（水平構面は剛床と仮定する）。
- まれな地震動に対して損傷限界変形角を超えないこと、部材の応力が許容応力度以下、接合部応力が許容耐力以下であることを確認する。また、極めてまれな地震動に対して安全限界変形角を超えないこと、部材の応力が材料強度以下、接合部変形が終局変形以下であることを確認する。
- 上記の検定は、耐力壁を有する構面の仕口を対象とする（本建物の主要柱・梁に継手は存在しない）。その他の接合部は検定の対象から除外する。
- 本建物は、一般住宅規模であるので長期荷重に対する梁および柱の許容応力度計算の記述を省略する。なお、構面の最大耐力時に発生する接合部応力が接合部耐力を超えないことを確認する。
- 損傷限界変形角は 1/120rad、安全限界変形角は 1/15rad 以下とする。
- 偏心率は、各耐力要素の 1/120rad 時の割線剛性を用いて算出し、偏心率 0.3 以下の建物を扱う。また、偏心率 0.15 以上の場合はねじれ補正は各階骨格曲線を  $F_e$  で除し、修正骨格曲線として考慮する。

#### 4.1.3 使用構造材料および基準強度の一覧

##### (1) 使用構造材料

使用構造材料はスギ製材（スギ E70）である。

##### (2) 基準強度

表 11 基準強度

材 料	規 格	基準強度(N/mm <sup>2</sup> )		
		圧縮	引張	曲げ
構造用製材 すぎ	E70	23.4	17.4	29.4

長期に生ずる力に対する許容応力度は基準強度の 1/3 とする。

短期に生ずる力に対する許容応力度は基準強度の 2/3 とする。

#### 4.1.4 各部の仕様

- 本建物は、柱脚固定であるため柱脚の仕様を省略する。
- 土壁は壁厚 65mm であり 3 段貫（大入れ）とする。
- 小壁は壁厚 65mm とする。
- 主要な継手は小屋梁・軒桁の台持ち継ぎ、1 階梁の竿車知栓継のみである。
- 主要な仕口は雇ほぞ車知栓打ち、ほぞ差し込み栓打ち、である。

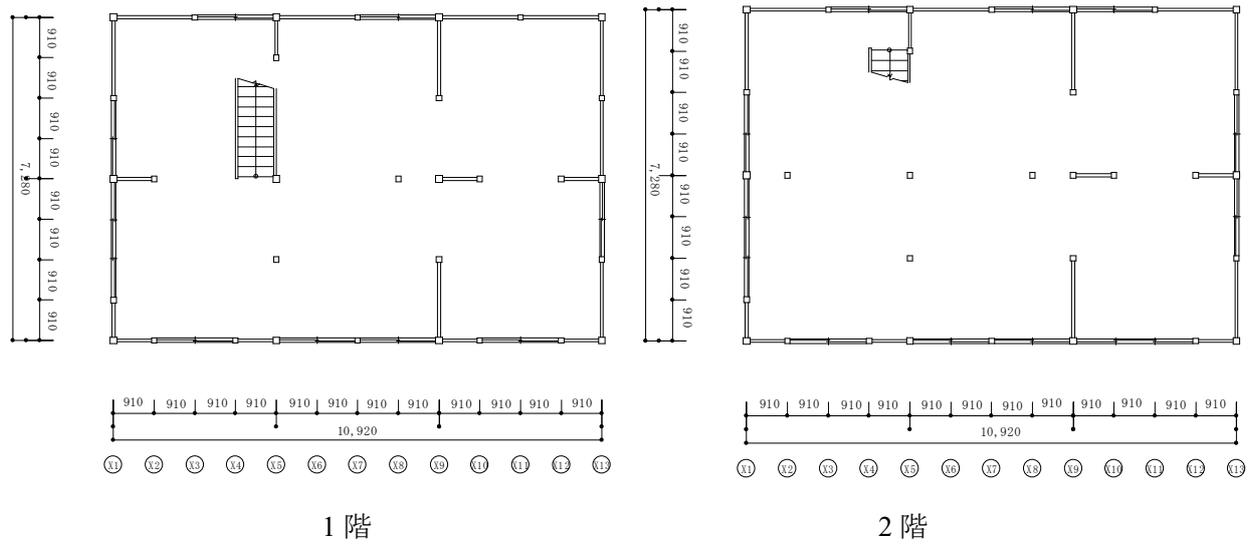


図 30 住宅設計例の平面図

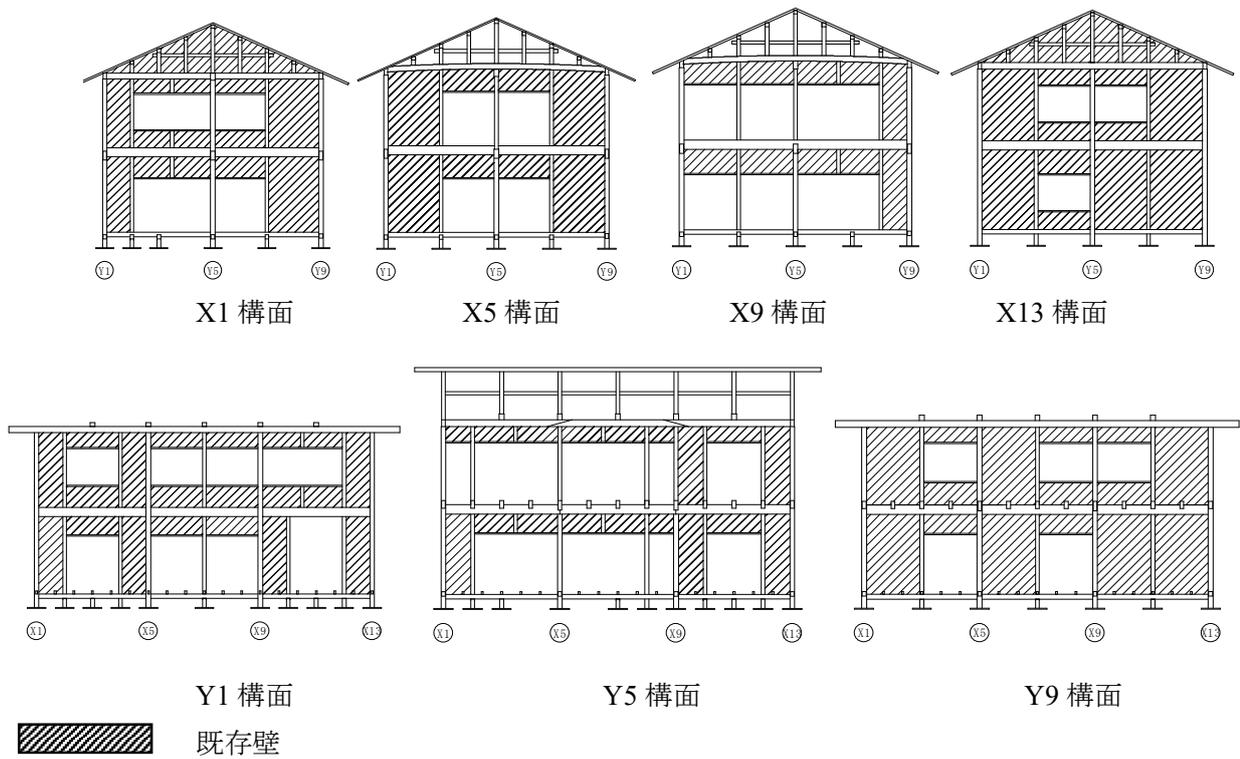


図 31 住宅設計例の軸組図

#### 4.1.5 設計用荷重

##### (1) 固定荷重および積載荷重

固定荷重

瓦ぶき（ふき土がない場合） 640 N/m<sup>2</sup>

木造もや（支点間距離 2m 以内） 50 N/m<sup>2</sup>

床（木造・板）	150 N/m <sup>2</sup>
木造床ばり（張間 4m 以下）	100 N/m <sup>2</sup>
壁軸組	150 N/m <sup>2</sup>
2 階梁（実情）	4 kN/m <sup>3</sup>
壁土（実情）	15 kN/m <sup>3</sup>

積載荷重 600N/m<sup>2</sup>（地震）

## (2) 風圧力の計算

稀に発生する場合： 速度圧(N/m<sup>2</sup>) $q=0.6EVo^2=742$

極稀に発生する場合： 速度圧(N/m<sup>2</sup>) $q=0.96EVo^2=1187$

$$V_0 = 34\text{m/s} \quad , \quad E = E_r^2 G_f = 1.07$$

$$E_r = 1.7(H / Z_G) = 0.576, \quad G_f = 3.21$$

EW 方向：

稀  $C_f q A = 0.8 * 742 * (5 * 7.28) + 0.4 * 742 * 36.4 = 32,410 \text{ N} = 32.4\text{kN}$

極稀  $C_f q A = 51.9 \text{ kN}$

NS 方向：

稀  $C_f q A = 0.8 * 742 * (4 * 10.92) + 0.4 * 742 * 43.7 + (0.2 * 742 * 44.8 + 0.3 * 742 * 44.8) * \sin \theta$   
 $= 47,203 \text{ N} = 47.2 \text{ kN}$

極稀  $C_f q A = 75.5 \text{ kN}$

## (3) 地震用荷重

固定荷重の計算結果、各階で次の値となった。

表 12 地震用荷重

	屋根構面(kN)	2 階床(kN)	1 階床(kN)
固定荷重	155.0 ( 60.0)	130.0 ( 98.2)	58.5 ( 32.7)
固定荷重+積載荷重（地震力計算用）	155.0	177.7	106.2

( ) 内は壁土の重量

### 4.1.6 各階の荷重－変位関係の作成

本建物の偏心率は、1 階 EW 方向で 0.16、NS 方向で 0.11、2 階が EW 方向で 0.21、NS 方向で 0.18 である。

水平抵抗機構として、全面壁、小壁付独立柱、全面壁に挟まれた小壁、長ホゾ込栓を対象に、指定変形角ごとに耐力を加算した。この際、小壁付独立柱には柱毎に耐力-変形曲線を作成の後、指定変形角の耐力を線形補完により計算した。なお、1 階の小壁( $l_w=1820\text{mm}$ 、 $h_w=910\text{mm}$ )付き 120mm 角柱では層間変位

84mm で曲げ破壊が発生している。

#### 4.1.7 各階の荷重－変位関係

層の骨格曲線は、層ごとに加算して、層の骨格曲線を作成した。偏心は、各階骨格曲線を  $F_e$  で除し、修正骨格曲線として考慮する。加えて、等価減衰定数算定の為、各層毎に完全弾塑性置換を行い、降伏変形、限界変形を計算した。なお、偏心率に基づく  $F_e$  は、1階EW方向で1.20、NS方向で1.00となった。

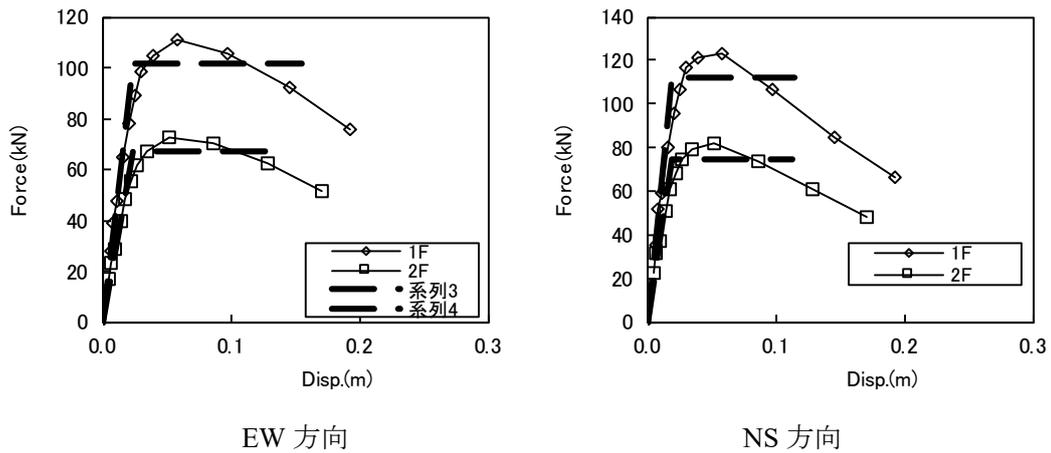


図 32 各階の骨格曲線と完全弾塑性近似

#### 4.1.8 減衰による加速度の低減率

建物の減衰定数( $F_h$ )は、各階の荷重変形曲線を等価な完全弾塑性系に置換し、各階の変形状況に対応する等価減衰定数( $w_{he}$ )から算出した。

#### 4.1.9 地震応答の計算

地震荷重は  $A_i$  分布とし、変位増分で応答を計算した。

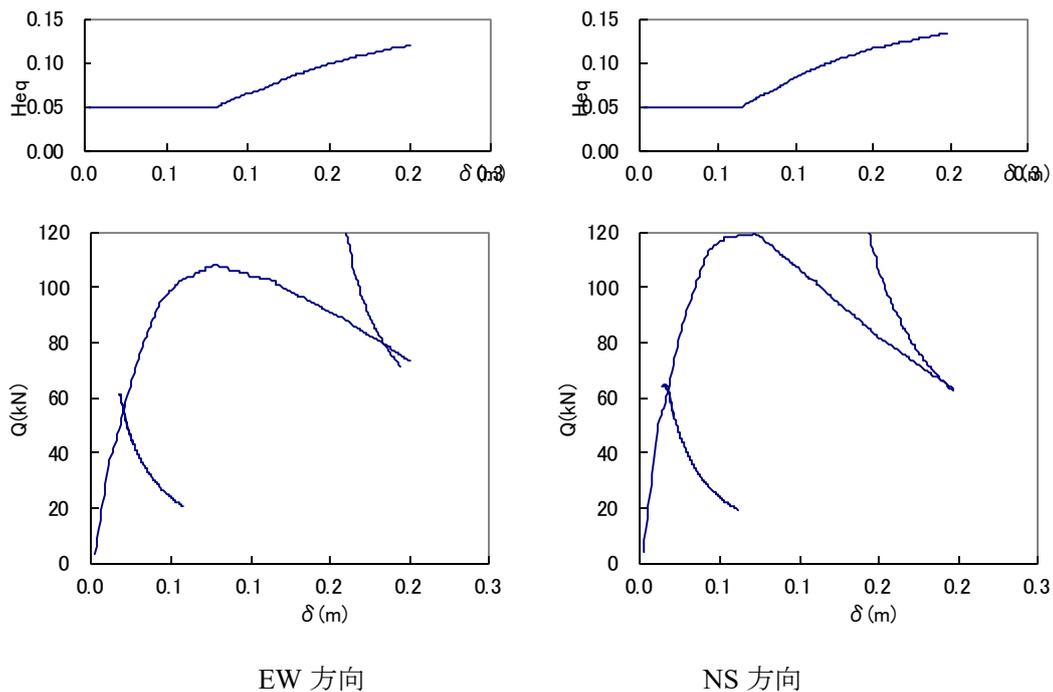


図 33 荷重-代表変位関係

#### 4.1.10 地震荷重に対する検定

表 13 まれ地震時の検定

EW 方向	2 階	1/231rad	<1/120rad
	1 階	1/218rad	<1/120rad
NS 方向	2 階	1/277rad	<1/120rad
	1 階	1/169rad	<1/120rad

表 14 極まれ地震時の検定

EW 方向	2 階	1/159rad	<1/15rad
	1 階	1/16.4rad	<1/15rad
NS 方向	2 階	1/283rad	<1/15rad
	1 階	1/15.4rad	<1/15rad

仕口の検定は、次のように行う。まれ地震に対しては、仕口の許容耐力（許容応力度）以下であることを確認する。極まれ地震に対しては、仕口の最大耐力（材料強度）以下であることを確認する。

主要な仕口には、隣接する耐震要素の最大水平耐力を超える引張力は作用しない。いま、本建物では、2P 土塗り壁（最大耐力 12.5kN）で最大となる。

#### 4.1.11 風荷重に対する検定

表 15 風荷重に対する検定

EW 方向	まれな風荷重時	32.4 kN	1/482 rad
	極めてまれな風荷重時	51.9 kN	1/238 rad
NS 方向	まれな風荷重時	47.2 kN	1/445 rad
	極めてまれな風荷重時	75.5 kN	1/199 rad

## 4.2 寺院

### 4.2.1 建築物の概要

- ・規模 : 延床面積 188.88m<sup>2</sup>、建築面積 221.17m<sup>2</sup>、階数 1、高さ 9.479m、軒高 6.240m

- ・構造的特徴

柱脚は石場建てであり、水平方向の移動はアンカーボルトにより拘束される。

水平力に抵抗する鉛直構面構成要素は、全面土塗り壁、垂れ壁（土塗り壁）、差し鴨居、足固めである。土塗り壁の厚さは、93mm または 105mm である。

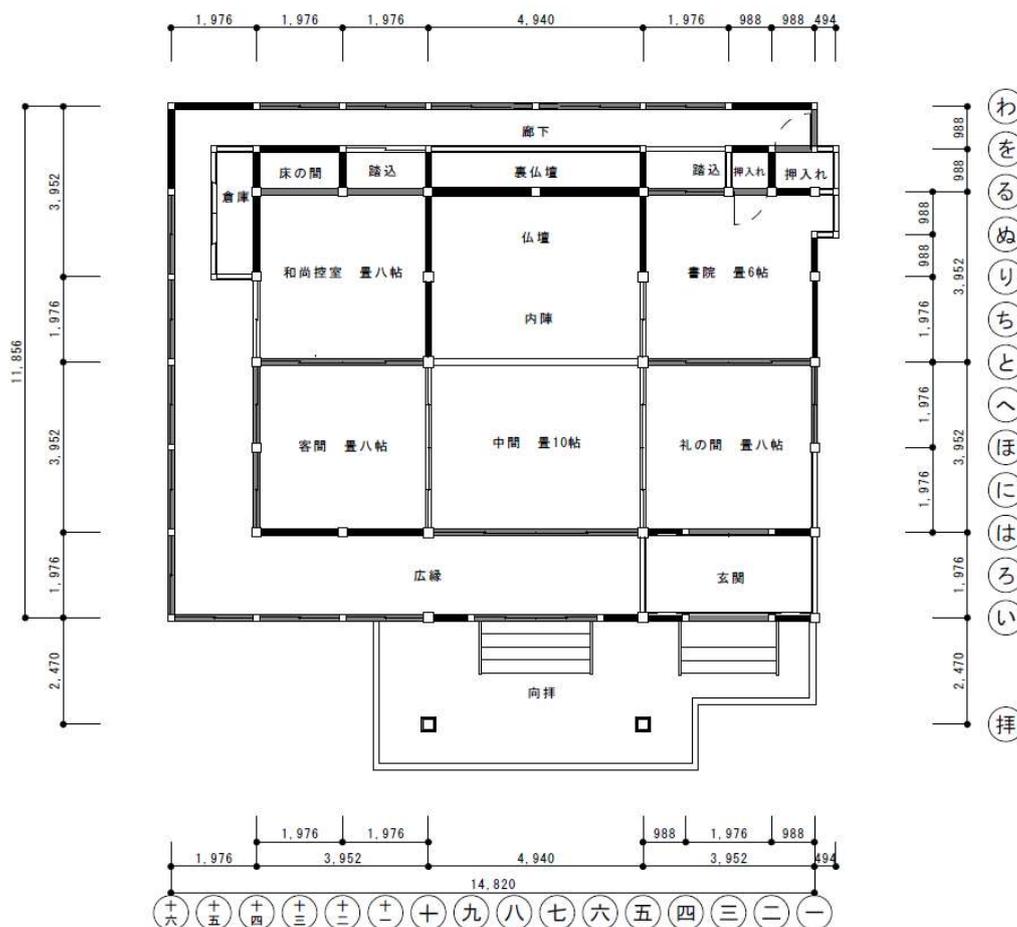


図 34 寺院設計例の平面図

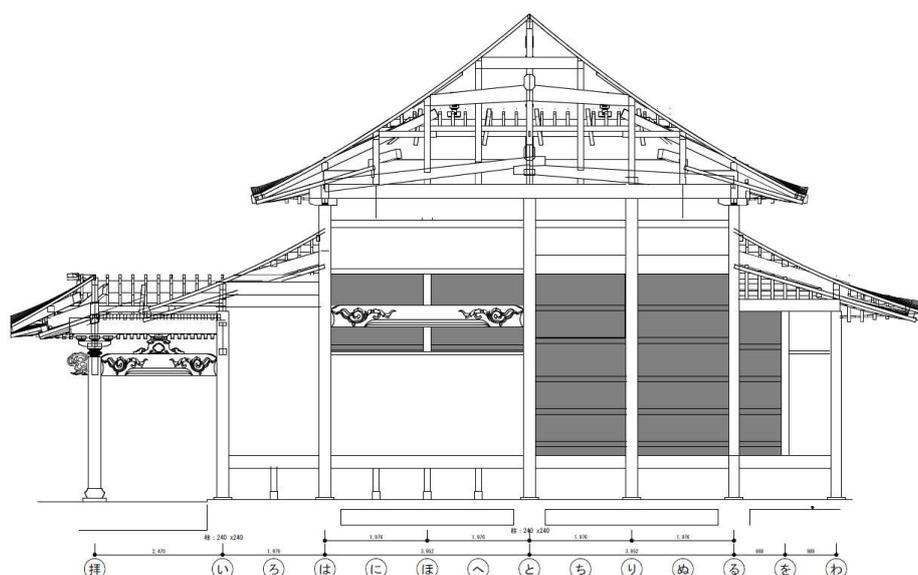


図 35 寺院設計例の軸組図 (十通り)

#### 4.2.2 構造設計（計算）の方針

- ・構造計算は、「限界耐力計算による伝統的木造建築物構造計算指針」（以下、本指針という）に沿って行う。
- ・鉛直荷重作用時の検討、基礎の設計は、本設計例では省略する。
- ・鉛直構面毎に柱や横架材、土塗り壁などを含む線材モデルを作成し、増分解析を行う。
- ・水平構面は剛床と仮定し、鉛直構面の荷重－変形角関係を加算したものを層の荷重－変形角関係とするが、偏芯率が 0.15 を超える場合は、 $1/F_{es}$  を乗じて荷重を低減する。
- ・損傷限界変形角は  $1/120\text{rad}$ 、安全限界変形角は  $1/15\text{rad}$  とする。
- ・まれな地震動に対して損傷限界変形角を超えないこと、部材の応力が許容応力度以下、接合部応力が許容耐力以下であることを確認する。また、極めてまれな地震動に対して安全限界変形角を超えないこと、部材の応力が材料強度以下、接合部変形が終局変形以下であることを確認する。
- ・まれな風荷重に対して、部材の応力が許容応力度以下、接合部応力が許容耐力以下であることを確認する。また、極めてまれな風荷重に対して、部材の応力が材料強度以下、接合部応力が最大耐力以下であることを確認する。

#### 4.2.3 使用構造材料および基準強度の一覧

##### (1) 使用構造材料

表 16 使用構造材料

材 料	樹 種	使用部位
構造用製材	ひのき	柱、足固め
構造用製材	べいまつ	大梁、棧曳

##### (2) 基準強度

表 17 基準強度

材 料	規 格	基準強度(N/mm <sup>2</sup> )			
		圧縮	曲げ	せん断	めり込み
構造用製材 ひのき	甲種一級	30.6	38.4	2.1	7.8
構造用製材 べいまつ	甲種一級	27.0	34.2	2.4	9.0

長期に生ずる力に対する許容応力度は基準強度の 1.1/3 とする。

短期に生ずる力に対する許容応力度は基準強度の 2/3 とする。

ただし、短期のめり込みについては、許容応力度を超えても、そのみでは倒壊に繋がるような決定的な破壊とはならないので、検定を省略する。

#### 4.2.4 構造要素の仕様

##### (1) 土塗り壁

- ・漆喰仕上げ、総塗厚は 93mm または 105mm とし、所定のせん断応力度－変形角関係を用いる。
- ・垂壁についても同様に、総塗厚は 93mm または 105mm とし、所定の水平せん断力－変形角関係を用いる。

##### (2) 継手・仕口

- ・本設計例では継手はないものとする。
- ・柱－足固め仕口、柱－差し鴨居仕口は、竿車知、雇い込栓または小根ほぞ込栓である。
- ・柱頭－桁仕口は、長ほぞ込栓である。

##### (3) 柱脚

- ・石場建てであり、モデル化の際には水平変位は拘束するが、柱軸力を超える引張力に対しては拘束しない。

#### 4.2.5 荷重・外力計算

##### (1) 固定荷重および積載荷重

###### 屋根固定荷重

屋根には、日本瓦、野地板、垂木、天井、母屋、小屋組を含める。

ここで、ひのきの比重は 0.43、べいまつは 0.52 とする。

屋根 1 (6.7/10 勾配)	1990N/m <sup>2</sup>
屋根 2 (4.5/10 勾配)	1520N/m <sup>2</sup>
屋根 3 (7/10 勾配)	1610N/m <sup>2</sup>

###### 土塗り壁固定荷重

土塗り壁 (総塗り厚 105mm)	1460N/m <sup>2</sup>
-------------------	----------------------

###### 積載荷重

床の構造計算をする場合	1800N/m <sup>2</sup>
大梁、柱、基礎の構造計算をする場合	1300N/m <sup>2</sup>
地震力を計算する場合	600N/m <sup>2</sup>

##### (2) 風圧力の計算

基準風速  $V_0=34\text{m/s}$ 、地表面粗度区分 III、 $H=7.86\text{m}$  である。

粗度区分 III のとき、 $Z_b=5\text{m}$ 、 $Z_G=450\text{m}$ 、 $\alpha=0.20$ 、 $G_f=2.5$  である。

これより、 $H>Z_b$  であるので、

$$E_r = 1.7(H/Z_G)^\alpha = 0.757$$

$$E = E_r^2 G_f = 0.757^2 \times 2.5 = 1.431$$

となる。さらに、平均速度圧  $q$  は以下のように求まる。

$$q = 0.6EV_0^2 = 0.6 \times 1.431 \times 34^2 = 992.5 \text{ N/m}^2$$

##### (3) 地震用荷重

屋根および 1 階上半分の壁の荷重は 1071.01kN である。

この建物は平屋であるため、積載荷重は含まれない。

## 4.2.6 増分解析モデル

### (1) 土塗り壁

土塗り壁を表す非線形バネは、圧縮力が生じる対角線上に配置する。

対角線方向の荷重変位関係は、その水平方向成分が所定のせん断応力度－変形角関係になるように設定する。

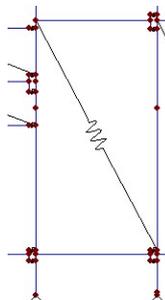


図 36 土塗り壁の解析モデル

### (2) 垂れ壁

垂れ壁（土塗り壁）を表す非線形バネは、圧縮力が生じる対角線上に配置する。

対角線方向の荷重変位関係は、その水平方向成分が所定の水平せん断力－変形角関係になるように設定する。

なお、垂れ壁下端の鴨居は、柱との仕口の引張強度が十分ではない場合は、モデル化を省略する。

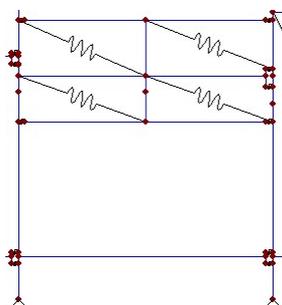


図 37 垂れ壁の解析モデル

### (3) 柱－足固め仕口、柱－差し鴨居仕口

逆対称曲げが生じる場合、車知や込栓の引張力－変位関係を表す引張バネと、横架材端部の柱へのめり込みを表す圧縮バネを別々に配置する。

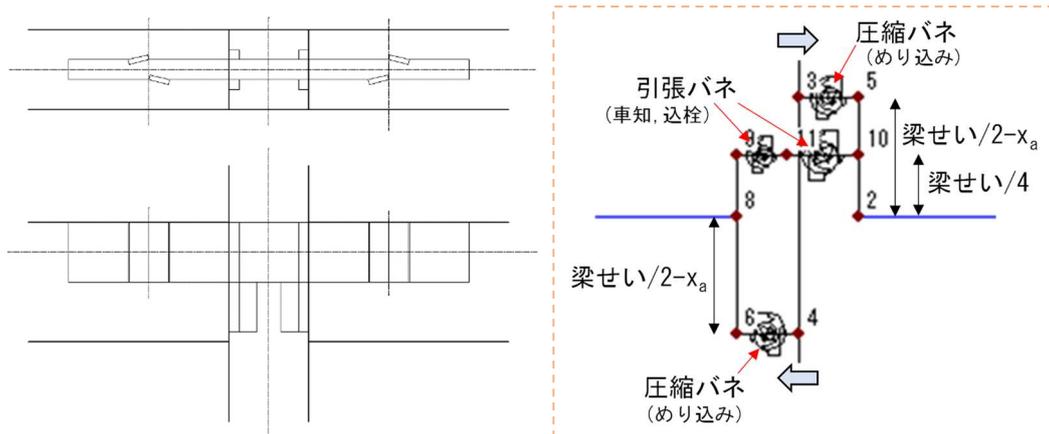


図 38 柱一足固め仕口、柱一差し鴨居仕口の解析モデル

#### (4) 鉛直構面

上記(1)~(3)の要素を組み合わせ、各鉛直構面のモデルを作成する。

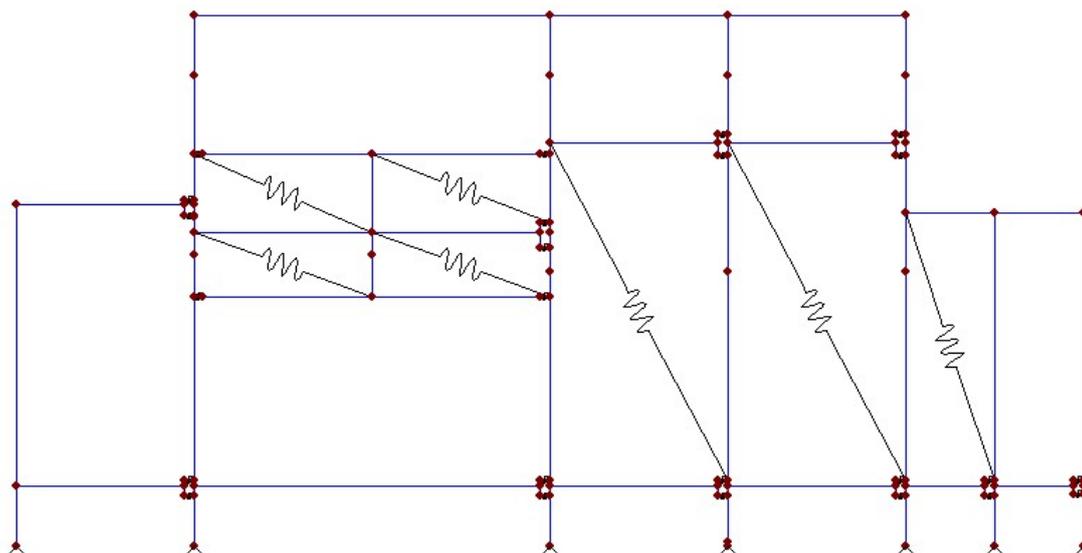


図 37 鉛直構面モデルの例

#### 4.2.7 増分解析結果

##### (1) 各構面の荷重－層間変形角関係および偏心率

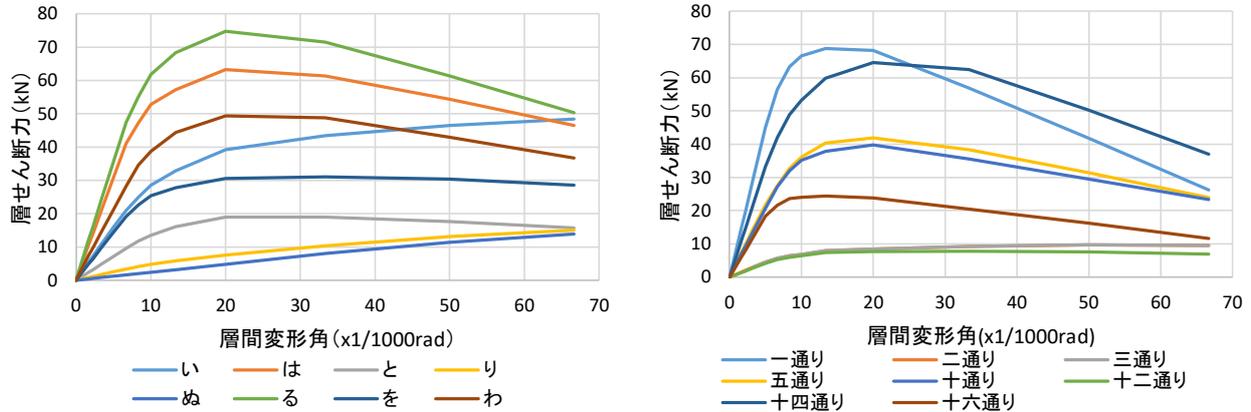


図 40 各構面の層せん断力－層間変形角関係

1/120rad 時の割線剛性を用いて偏心率を計算すると、X 方向は 0.202、Y 方向は 0.081 であった。  
 X 方向は 0.15 を超えているため、 $Fe = 1.0 + 0.5/0.15 \times (0.202 - 0.15) = 1.173$  である。  
 $Fs$  は 1.0 であるため、 $Fes = Fe \cdot Fs = 1.173$  である。

##### (2) 層の荷重－層間変形角関係

各構面の荷重－変形角関係を加算し、層の荷重－変形角関係とする。

それぞれの方向の荷重－変形角関係を等価な完全弾塑性に置換したときの仮想降伏点は、

X 方向 0.01123rad

Y 方向 0.00819rad

である。

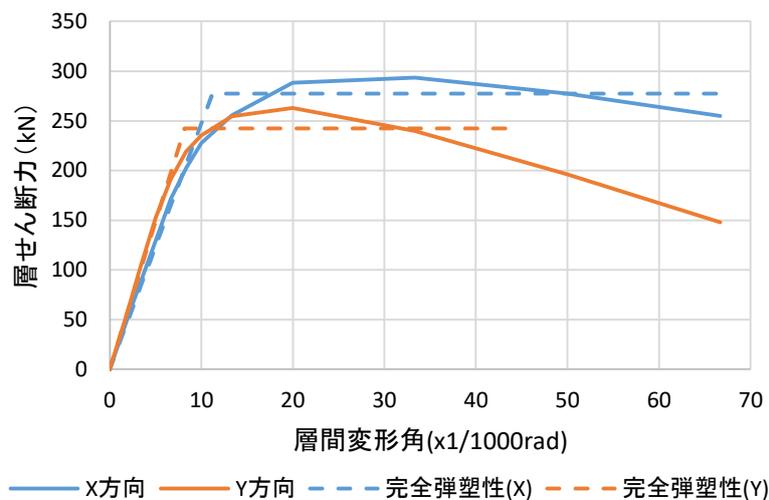


図 41 完全弾塑性の層せん断力－層間変形角関係

#### 4.2.8 減衰による加速度の低減率

減衰による加速度の低減率  $F_h$  は各計算ステップにおいて計算する

#### 4.2.9 地震応答の計算

各構面の荷重-層間変位関係を加算して層の荷重-層間変位関係を作成し、スペクトルの Sa-Sd 曲線との交点を応答値とする。

X方向については、偏心率が0.202であり0.15を超えているため、荷重を  $1/1.173=0.853$  倍する。  
 なお、質点の高さ  $H=5215\text{mm}$  とする。

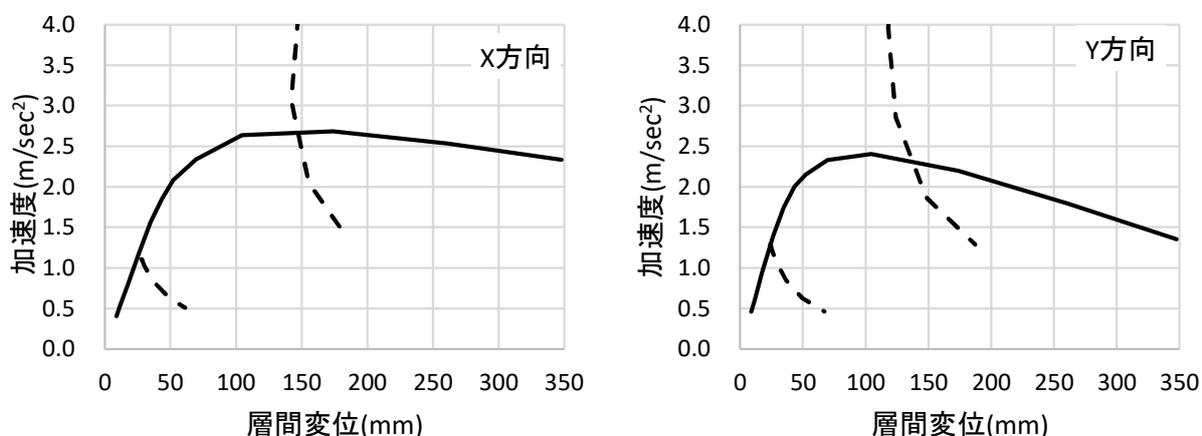


図 42 各方向の地震応答

表 18 地震応答

X 方向	まれ地震時	1/212rad	120kN
	極まれ地震時	1/39rad	249kN
Y 方向	まれ地震時	1/248rad	141kN
	極まれ地震時	1/43rad	252kN

#### 4.2.10 地震荷重に対する検定

##### (1) 層間変形角

表 19 層間変形角の検定

X 方向	まれ地震時	1/212rad	<1/120rad
	極まれ地震時	1/39rad	< 1/15rad
Y 方向	まれ地震時	1/248rad	<1/120rad
	極まれ地震時	1/43rad	< 1/15rad

(2) 各構面に作用する地震力

まれ地震時に各構面に作用する地震力は、層のせん断力を構面の剛性比で割り振り、さらにねじり補正係数を乗じることで求める。

極めてまれな地震時に各構面に作用する地震力は、層のせん断力を構面の最大耐力比で割り振り、さらにねじり補正係数を乗じることで求める。

ただし、ねじり補正係数が 1.0 未満の場合は 1.0 とする。

表 20 X 方向加力時に各構面に作用する地震力

構面	い	は	と	り	ぬ	る	を	わ	合計
1/120rad時荷重(kN)	24.9	47.2	11.8	4.1	2.0	55.1	22.6	34.6	202.3
剛性比	0.12	0.23	0.06	0.02	0.01	0.27	0.11	0.17	1.0
ねじり補正係数	1.19	1.14	1.03	0.98	0.95	0.92	0.89	0.87	
まれ地震時の地震力(kN)	17.6	31.8	7.2	2.4	1.2	32.7	13.4	20.5	
極まれ地震時の地震力(kN)	44.7	58.1	15.8	10.6	9.2	60.3	25.1	39.9	

表 21 Y 方向加力時に各構面に作用する地震力

構面	一通り	二通り	三通り	五通り	十通り	十二通り	十四通り	十六通り	合計
1/120rad時荷重(kN)	63.3	6.4	6.4	32.7	32.0	6.0	48.9	23.6	219.2
剛性比	0.29	0.03	0.03	0.15	0.15	0.03	0.22	0.11	1.0
ねじり補正係数	0.92	0.94	0.95	0.97	1.02	1.05	1.07	1.09	
まれ地震時の地震力(kN)	40.7	4.1	4.1	21.1	20.6	3.9	31.4	15.2	
極まれ地震時の地震力(kN)	67.0	9.5	9.5	40.8	38.7	7.6	62.9	23.8	

(3) 接合部の検定

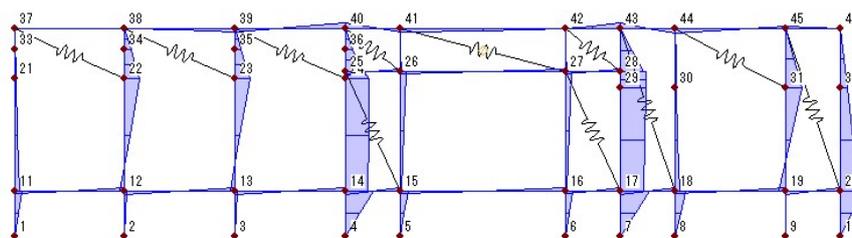


図 43 X 方向まれ地震時のい通り (17.6kN)

柱に生じる最大の曲げモーメントは 3.0kNm

柱径  $D = 240\text{mm}$

断面係数  $Z = 24\text{cm}^3/6 = 2304\text{cm}^3$

曲げ応力度  $M/Z/0.8 = 3.0\text{kNm} / 2304\text{cm}^3 = 1.63\text{N/mm}^2 < 38.4\text{N/mm}^2 \times 2/3$

(断面欠損を考慮し、曲げ応力度算定時の断面係数は 80%に低減している。)

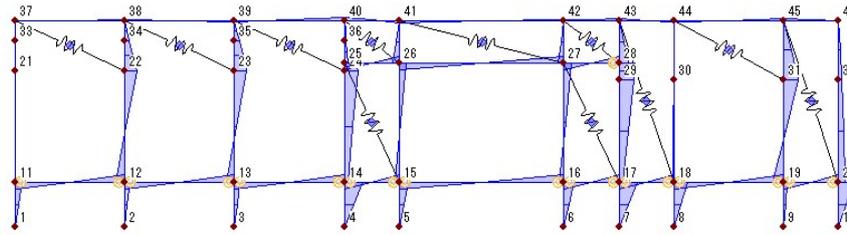


図 44 X 方向極まれ地震時のい通り (44.7kN)

柱に生じる最大の曲げモーメントは 6.41kNm

曲げ応力度  $M/Z/0.8 = 6.41\text{kNm} / 2304\text{cm}^3 = 3.48\text{N/mm}^2 < 38.4\text{N/mm}^2$

#### 4.2.11 風荷重に対する検定

平均速度圧  $q$  に見付け面積を乗じ、風圧力を求める。

表 22 風荷重に対する検定

X 方向	まれな風荷重時	57.46kN < 202kN (1/120rad 時)
	極めてまれな風荷重時	91.94kN < 293kN (最大荷重)
Y 方向	まれな風荷重時	65.27kN < 219kN (1/120rad 時)
	極めてまれな風荷重時	104.43kN < 263kN (最大荷重)

## 5. まとめ

木造の伝統的構法を対象とし、限界耐力計算による設計例を作成するために、仕口、土塗り壁および垂れ壁付き独立柱のモデル化の方法を検討した。そして、構造データが不足していた、小根ほぞ込栓仕口、小根ほぞ鼻栓仕口、竿車知仕口、雇い車知仕口、雇い込栓仕口の実験を実施し、それぞれの設計用荷重—変位関係および特性値が得られた。これにより、小規模の住宅と中規模の寺院について、限界耐力計算による設計例を作成することができた。