

# 西の正倉院の設計

顧問 西田義雄／研究員 鴨 昌和

## 1、意匠の検討

西の正倉院を新築設計するに際し、事業主の南郷村の意向は、現在の正倉院と全く同じ規模や形式で建築したいという希望であった。しかし正倉院の精密な図面は無く、宮内庁の所有である建物に足場等を建設して実測することはできない。したがって南郷村の希望通りの設計は困難と考えられた。ところが幸いにして奈良国立文化財研究所の学術支援を受けて設計することが可能となり、このことにより宮内庁の了承を受けることができた。正倉院は大正2年に解体修理が実施され、このときに作成された図面や写真が残っており(宮内庁所蔵)、これらを参考資料として設計することになった。

ところが大正の図面は正倉院を修理するにあたり、事前に建物の現状を実測した図面である。したがって経年による建物各部の歪みや破損の状態をそのまま忠実に表現した図面であった。このために同一条件の部分の数値も相当な差異があり、どれが本来の数値であるかを図面を見ただけで判断することは困難であった。

そこでこういったことから設計図を作成する以前に、現在の正倉院が建立されたときに意図された各部分の寸法を最初に推定する作業を実施することにした。

大正の平面図に記入されている寸法値をみると、尺以下の端数が細かく付されている。これは経年による建物の歪みや破損から生じた狂いと、正倉院建立時の使用尺が、現尺と異なり若干短く現尺の9寸7分乃至9寸8分程度が旧1尺であったことと、当時の仕事斑などの多くの要素が加わったの寸法差を考えた。

したがってこれらを念頭において旧尺による各部の寸法を推定するとともに、意匠などについても考察することにした。

### 柱間寸法

大正の平面図は2枚あり、1枚は柱と柱石が画された床下平面図である。他の1枚は1階平面図であった。

南北倉の桁行総間の寸法は、34尺8寸から35尺1寸7分であり、その差は3寸7分もあった。そこで仮にすべての寸法から平均値を算出すると、床下平面では35尺2分となった。この平均値で旧寸法を推定することは危険とは考えられたが、旧尺で36尺と仮定すると、現尺との比は0.973ということになった。一方中倉の桁行寸法についても前記の方法で総間

の旧尺を求めると、平均寸法は39尺2寸6分で、旧尺での推定は若干長いかも知れないが、40尺5寸と考えられる。昭和24年に浅野清氏が正倉院の小屋組に残る当初の棟木を実測された記録によると、13尺1分乃至13尺6分の寸法がある。ただこれは肘木の当りの長さとし、肘木間隔を加えた寸法であり、2本の肘木の長さにも相当の差があったので、この寸法が直ちに柱間寸法であるとはいえないが、中倉の柱間寸法に相当するものと考えた。

梁間寸法の実測値も30尺7寸7分から31尺8分5厘で、その差は3寸強もある。そこでこれも平均値を求めると、床下平面図では30尺9寸余りとなった。この梁行総間を旧尺の31尺5寸としたとき、現尺では30尺6寸5分となり、平均寸法と若干の差が認められ、31尺8寸の可能性も残る。

### 軸部

東柱は直径2尺前後の円柱で自然石礎石の上に柱底を柱石上端の形状に光り付けて建つ。柱頂には7寸角の頭貫を梁行方向のみに入れ、その上に梁行土台を乗せる。一方桁行の土台は2寸5分程梁行土台上端に食い込ませて据え付けている。これらの土台は柱真から6尺5寸乃至7尺程外部に延ばしている。この土台のうち各側通りと各倉境のみ上端を大面取りとし、通常の鼠返し形式とはなっていない。次に土台の上に南北両倉は四周に約1尺角の校木を20段積み上げて躯体としている。中倉は中央柱筋に矩形の柱を土台上に建て、更に南北倉の校木の木口に添えて脇柱を建てて厚3寸の壁板を落とし込んでいる。

また各倉ともに室内には僅かに胴張りをもつ円柱を4本宛床板上から建てて柱頂に大斗を乗せている。

なお校木は各室の隅で上部3段を下方の校木より長く延ばして肘木、丸桁を受けている。

大梁は各室中柱通りに梁行方向では正背面の丸桁の位置まで架しているが、桁行では梁行側とは異なり、丸桁または丸桁相当位置からそれぞれの対向中柱までとしているので、中柱間に梁は無い。

これらの軸部は東柱の真は躯体壁面部においては、南北倉は校木の変形六角形の上下の水平面が外方へ斜線となる角とし、中倉については壁板の厚みの中央がそれぞれ軸部真と考えた。

### 軒廻

丸桁は柱真から桁行梁行ともに4尺6寸外の位置とし、断面は内部上角のみを角形とした楕円とし、隅及び各梁の位置には下端に肘木を備えている。したがって軒の荷重はこの丸桁から大梁と校木の先端に伝わるのが、隅部では荷重が特に大きいから、45度の方向に桔木様の材を補加して隅荷重を受けるように工夫している。

隅木の納め方は外部は丸桁の交叉点に置き、内部の隅木尻は妻の側通りから一筋内側の

中柱通りの梁間中央部に納めているから、隅木はいわゆる真隅とはならず、甚だしい振れ隅となっている。したがって軒の出は平側と妻側でその距離に相当な差が生じている。

軒は二重軒で地垂木、飛檐垂木とも角で地円飛角ではない。木負と茅負の出は平部ではそれぞれ5尺2寸、2尺6寸となっているからその比は丁度2：1である。妻部については隅木の振れ0.817に対応する軒の出となる。

垂木の勾配は地垂木が5寸8分、飛檐垂木が4寸5分の勾配とし、地垂木は上から一番目の母屋でつながれて上部の勾配は6寸1分と考えられた。

垂木の配列は不揃いで柱真や丸桁真とは無関係に配置されているように見える。もっとも大正修理時前の垂木は、当初に取付けられたままなのか、後世に打ち替えられたものか判らないので丸桁上端の釘穴などを調査しなければ、決定的な垂木の配列を明らかにすることはできない。

なお木負や茅負の断面は大正図では角形に画かれ、茅負の上には裏甲、瓦座も取付けられていた。

軒の反りに関する大正図は残されていなかったもので、軒反りは明らかでない。

#### 小屋組

小屋組は二重梁形式である。梁行の丸桁間を6等分してこれを棟と母屋の通りとしている。梁は各母屋の上に架して上下2段として下の大梁を加えると3重となっている。妻側は下方の母屋と下段梁との間に繫梁を入れている。

小屋束は中柱通りと棟木、母屋の各通りに建て、母屋、棟木下には肘木を添えている。

#### 雑作

1階の床板は巾1尺前後、厚3寸のものを桁行方向にならべ土台の上に乗せている。土台間に根太などの床板受材は一切なく、各柱間は持ち放しとなっている。なお大正の平面図にはこの床板の上に梁行方向に床板をさらに重ねているが、これは後世に補加されたものと推定した。

2階の床組は1階床板から約7尺3寸上りに梁行方向に足固材を入れて東で受けている。床板は約2寸厚としてこれも1階と同じ様に桁行方向に張り建てているが、室内円柱に猫木を取付けてこの部分の板端を受けるようにしている。

天井は各室とも9等分された中央部のみを開放とし、他はすべて厚2寸の天井板を張っているが、各区画の大部分には根太を入れていた。なお天井板の張り方向は各室の中央方向間を桁行方向に、各脇間は梁行方向に張っていた。

小屋裏内の各室境には厚板の小屋裏隔壁板を張って間仕切りとしている。

このように倉は高床建ての室内を2階建てとし、各階への昇降用段梯子を備えて天井裏

へも昇降できるようにしている。一方1階への昇降するための常設の階段はない。大正の図によれば庫内への出入り時には組立式の階段や手摺をその都度取り付けていたことが判る。

各出入口は各倉ともに正面中央に各1ヶ所宛とし、土台上に巾広の地覆を置き、両脇に大面取りの幣軸を建て、その上に冠木を置いている。扉は室内側に建てて内開きとし、召し合せには定規縁付。扉板は厚3寸で上下には端喰みはなく、裏側に5本の蟻棧を取り付けて扉板を組んでいる。

## 屋根

屋根は寄せ棟造り本瓦葺で、垂木の上に木舞や板を取り付けて適当な野垂みをつけて屋根瓦を葺いている。屋根の勾配は平らで引き渡し5寸4分、妻で6寸5分程となっている。

棟積みは肌熨斗瓦1枚、その上に割熨斗瓦を11枚重ねて最頂には丸瓦を伏せている。隅棟は各隅とも鬼瓦を2面据えた形式となっているが、道具瓦等は総て後補のもので当初瓦は残っていないように見受けられた。

以上が大正修理に際し作成された図面と写真により現正倉院の状況を検討したものであるが、実際に建物を実測した訳ではないから細部については若干の差異があるかも知れないけども、ほぼその大要は確認できたものと考えた。これらのことにより最初に正倉院正倉の創建時推定復原図を作成した。

## 2、実施設計

西の正倉院は新築工事であり、その使用目的は博物館的な用途であるから、当然建築基準法の適用を受けることになる。この基準法の確認に関する事項は別項に記載しているので、ここでは設計意匠について記すことにする。

設計に際しては次の事項についての考え方を基本とした。

- 1、意匠については原則として現正倉院と同じであること。
- 2、現正倉院の意匠のうち、前項にかかわらず後世に形式変更されていると推察される部分については、同時代の意匠に推定復原して、正倉院創建当時の姿により近い表現とすること。
- 3、博物館として使用することに関して、意匠の変更は最小限にとどめること。

## 各部寸法

各部分の寸法は前項で推定した正倉院創建時の尺での寸法を求め、これを現尺に換算して更に便宜上メートルに置き替えた。したがってmm以下の端数は四捨五入とした。各材の断面寸法などは当時の製材方法では均一に木取りされていないから、今回は平均的寸法を

勘考して決定した。

#### 推定復原

軒先の木負、茅負は断面L形とし、裏甲と瓦座は廃して、茅負に瓦繰りをつけて、軒先瓦を置く形式とした。

屋根瓦の軒平瓦、軒丸瓦は奈良国立文化財研究所所蔵品、鬼瓦は奈良大安寺所蔵品をそれぞれ承諾等を得たのち、奈良国立文化財研究所の職員の指導を受けて作成した。なお鬼瓦は各隅とも一面のみとした。

扉関係の全具形式は同時代のものを参考にして作成した。

現正倉院の束柱は1乃至2の帯金物を巻いて補強しているが、これは後世補加と考えて今回は採用しなかった。

ただ土台の先端や隅木鼻については、風雨による腐朽を考慮して銅版で養生した。

#### 木材及び加工

今回使用した木材は原則として木曾桧天然木とし、機械製材して木取りを行い、表面仕上げは見え掛かり部分は鍍鉋仕上げとした。

各部材のうち断面が極めて大きく、1丁物での木取りでは大径原木が入手困難なため、2丁矧ぎとし、校木等の長尺もので且つ多量に必要な物は最長を8mとした。

各木材の仕口や継手は正倉院の解体中写真並びに同時代の文化財修理工事報告書に所載のものを参考とした。

#### 木部の補強

木部の設計に際し、構造設計により明らかに断面積が不足の部材、また計算では適応の部材についても、大正実測図で荷重を受けて垂下などが生じている部分の材は部材断面の変更や補強材を補加して、建物の強度を高めるための処置を行ったが、この処置によって外見上意匠的に正倉院と異なることのないよう留意した。

各材断面を変更したものは、束柱頂の梁行頭貫の断面7寸角を、土台の厚みも加えた成り1尺5寸4分と大きくし、地垂木の成4寸3分を6寸3分としたが裏板は正規の位置とした。

補強材を補加した部分は、丸桁桔を各間に1丁宛入れる。また棟木、母屋桁の各間に方丈を入れて、それぞれ荷重による湾曲垂下を防いだ。

#### 木材収縮の調整

使用木材は可能な限り乾燥したものを使用することにし、製材ののち乾燥期間を設けて、最終的に含水率を18%±2%を目途としたが、桧材の一般的な収縮率は含水率1%につき柃目方向が0.12%、板目方向が0.23%となっている。したがって施工時を18%として完成後を

15%としたとき校木や板壁部では全体で42mmの収縮となる。一方各室内に柱が建ち、中倉には側通りにも柱が建つ。柱の長手方向の収縮は極めて少ないから、校木や板壁が収縮して垂下したとき、大梁に少なからず影響をあたえるものと考えたから、大斗や出入り口冠木部に厚50mmの楔を設けて収縮に合わせて調整する処置を行った。

軒の反りに関する大正修理の図面は残されていなかった。したがって大正図からは校木の積上高や大梁の位置、丸桁の納まりなどについて調べてみると、校木は隅部での積上増は認められず、また大梁や隅校木の上端の位置はすべて同じ高さと考えた。丸桁についてはその下端と大梁並びに校木上端の納まりを見ると、隅部では丸桁の下端は軒天井板の上端よりやや上にあり、一方中倉の断面図などでは丸桁の下端は軒天井板の下端よりやや下に納まっているように画かれている。

丸桁と大梁や校木の納まりは、建物の狂いや破損からはあまり大きな影響は受けていないものと考えて、丸桁の隅部での反り上がりは少なくとも6寸以上あったものと推定した。こういったことから種々検討した結果、茅負の反り上がりは隅で1尺とし、曲線は隅際でやや強くしたが、真反りに近い曲線とした。なお本建物は甚だしい長方形であり、軒の長さも平と妻では極端に差がある。したがって妻の反りは平のそれより若干短く納めた。

#### 意匠の変更

西の正倉院はその目的が博物館として使用される関係から、一部においてその形式を変更させざるを得ない部分が生じた。したがってここに意匠変更を行った事項について記載しておくことにする。

1、2階の床板の設置を取りやめた。ただ2階の床組に関する諸部材は原則としてその大半は取り付けた。

2、各倉への出入り口を設けた。正倉院は各倉とも独立しており、何れの倉も正面の扉からの出入りのみで、各倉間は校木が組まれて出入りができないが、当倉は使用勝手上を考慮して、中倉と南北倉境に各1ヵ所宛の出入り口を設けた。

3、中倉正面に常設の階段を設置した。本来の正倉院は倉内への出入りは必要に応じてその都度階段などを組み立てての出入りである。今回は常設の階段の必要性があったので、大正図にある階段を参考にして設置した。

### 3、西の正倉院の構造

西の正倉院は純木造で高床式の校倉造りの計画である。したがって床の下は独立柱が建ち並ぶのみである。また軸部についても校木や板壁が側廻りの主構造材となっている。こういったことから事前協議を所轄官庁である宮崎県土木部建築住宅課と協議したところ、建設省住宅局建築指導課においても、建築基準法施行令第3章第3節（木造の構造強度）により、「木造の構造耐力上の安全性の確保について」財団法人日本建築センターに評定を受けることが適当であるとの指示があった。

本項は評定を受けるために作成した構造計算などの概要を記載する。

#### 建築基準法第38条に係わる構造計画

法令に抵触する項目	該 当 事 項	計 画 内 容
施行令第46条 構造耐力上必要な 軸組等	1. 構造耐力上主要な部分である壁、柱及び横架材を木造とした建築物にあっては、すべての方向の水平力に対して安全であるように、各階の張り間方向及びけた行方向にそれぞれ壁を設け又は筋かいを入れた軸組を釣合良く配置しなければならない。	両方向とも、筋かいを設けない。 対処方法 1階は、校木をダボにて緊結し耐震壁とする。 床下は、柱・梁にて架構を構成する。 上記の構造計画を構造計算によって安全を確認する。
丸太組構法技術 基準・同解説 第1階数等	ロ、延面積が300㎡以下であること。 ハ、高さが8.5m以下であること。	延面積 308.064㎡ 棟高 12.980m 対処方法 構造計算によって安全を確認する。
第3 土台等及び 基礎	耐力壁の下部には、土台又はこれに代わる丸太等を設け、これを一体の鉄筋コンクリート造の布基礎にアンカーボルトで緊結しなければならない。	木柱を介して鉄筋コンクリート造杭基礎に緊結する。 対処方法 構造計算によって安全を確認する。
第4 耐力壁等	4. 耐力壁は、高さ4m以下とし、幅は高さに0.3を乗じて得た数値以上としなければならない。  5. 耐力壁線相互の距離は6m以下とし、かつ耐力壁線により囲まれた部分の水平投影面積は30㎡以下としなければならない。 ただし、構造計算又は実験によって構造耐力上安全であることが確かめられた場合においては、耐力壁線相互の距離及び耐力壁線により囲まれた部分の水平投影面積は、それぞれ8m以下及び40㎡以下とすることができる。  6. 外壁の耐力壁相互の交差部においては、耐力壁の最上部から土台等までを貫く直径等13mm以上の通しボルトを設けなければならない。	壁高さ 6.190m 対処方法 構造計算によって安全を確認する。  耐力壁線相互の距離 張り間方向 9.288m 桁行方向 10.614m 11.940m 水平投影面積 98.583㎡ 110.899㎡ 対処方法 構造計算によって安全を確認する。  通しボルトは設けない。 対処方法 構造計算によって安全を確認する。

# 構造計算書

## 1. 構造概要

### 1-1 建物概要

建物名称 西の正倉院（百濟の里博物館）  
 建物規模 木造平屋建  
 建築場所 宮崎県南郷村  
 建設地 一般地域、強風地域指定無し  
 工事種別 新築

地震地域係数Z= 0.9

### 1-2 建物仕様

屋根 本瓦葺き 壁 校倉造及び板壁  
 1階床 板敷き 天井 板張り

### 1-3 使用材料及び許容応力度

許容応力度 木材の繊維方向 単位：kg/cm<sup>2</sup>（令89条）

材 料	長期				短期
	圧縮	引張	曲げ	せん断	
ソ連カラマツ、米松	75	60	95	8	長期の2倍
ヒバ、桧、米桧	70	55	90	7	〃
杉、米杉	60	45	75	6	〃

使用材料 木曾桧

めりこみ及び圧縮材の座屈許容応力度（建設省告示1799号）

70度以上 90度以下の場合

材 料	長期	短期
	圧縮	
ソ連カラマツ、米松	30	長期の2倍
ヒバ、桧、米桧	25	〃
杉、米杉	20	〃

圧縮材の座屈の許容応力度

$\lambda \leq 30$ の場合	$5k = f c$
$30 < \lambda \leq 100$ の場合	$5k = f c (1.3 \cdot 0.01 \lambda)$
$\lambda > 100$ の場合	$5k = 0.3 f c / (\lambda / 100)^2$

ヤング係数単位 kg/cm<sup>2</sup>

材 料	ヤング係数
ソ連カラマツ、米松	100,000
ヒバ、桧、米桧	90,000
杉、米杉	70,000

※ たわみ計算には上記の値の80%とする。

使用材料は、すべて木曾桧（1等品及び同等品以上）である。

## 1-4 構造計算方針

- 1) 設計上準拠した指針・基準等
1. 建築基準法・同施行令
2. 木構造設計基準・同解説（1990年版）
3. 丸太組構法技術基準・同解説（1990年版）

## 2. 準備計算

### 2-1 単位荷重算定

#### 1) 固定荷重

屋根

本瓦葺き 250kg/m<sup>2</sup>（実測による）

野地板 15

垂木 10

小屋組 10+L 19.4（母屋を含む）

小計 294.4×1.17=345

天井 15.0

合計 360.0→360kg/m<sup>2</sup>

#### 2) 積載荷重

屋根 床用 100kg/m<sup>2</sup>

（屋根積載荷重は京都市建築課内規）

軸用 60

地震用 40

1階床 床用 300kg/m<sup>2</sup>

軸用 180

地震用 80

地盤面床 床用 300kg/m<sup>2</sup>

軸用 180

地震用 80

#### 3) 設計荷重

屋根 床用 460kg/m<sup>2</sup>

軸用 420

地震用 400

1階床 床用 360kg/m<sup>2</sup>

軸用 240

地震用 140

地盤面床 床用 1,830kg/m<sup>2</sup>

軸用 1,710

地震用 1,610

#### 4) 木材の単位荷重

気乾状態

桧 600kg/m<sup>3</sup>

杉 500

赤松 600

5) 壁荷重

校倉壁	校倉平均厚23cm	138kg/m <sup>2</sup>
	内部仕上げ	22
		計160kg/m <sup>2</sup>
板壁	板厚 9cm	54
	内部仕上なし	計54kg/m <sup>2</sup>

2-2 地震荷重算定

屋根面

屋根荷重	0.40 t / m <sup>2</sup> × 39.632 × 16.60=263.16 t
屋根棟荷重	0.15 t / m × 26.492= 3.97 t
屋根棟荷重	0.15 t / m × 23.476 × 2 = 7.04 t
壁	0.16 t / m <sup>2</sup> × 3.095 × 79.608= 39.42 t
壁	0.06 t / m <sup>2</sup> × 3.095 × 23.880= 4.43 t
内部柱	0.60 t / m <sup>2</sup> × 0.281 × 12= 2.02 t

計 320.04t

1 階床面

床荷重	0.14 t / m <sup>2</sup> × 33.168 × 9.288=43.13 t
壁	0.16 t / m <sup>2</sup> × 3.095 × 79.608=39.42 t
壁	0.06 t / m <sup>2</sup> × 3.095 × 23.880= 4.43 t
内部柱	0.60 t / m <sup>2</sup> × 0.281 × 12= 2.02 t
床柱	0.60 t / m <sup>2</sup> × 0.367 × 40= 8.81 t

計 97.81t

合計 417.85t

地震力の算定 地震地域係数 Z=0.9

地盤種別 第2種地盤 Tc=0.6秒

設計用1次固有周期 T=12.98 × 0.03=0.389秒 < Tc

振動特性係数 Rt=1.0

分布係数 Ai=1+ (0.377) × 0.359=1.14

ai=320.04/417.85=0.766

地震層せん断力係数

屋根面 Ci=0.9 × 1.0 × 1.14 × 0.2=0.21

1階床面 Ci=0.9 × 1.0 × 1.00 × 0.3=0.27

地震力 屋根面 320.04 × 0.21= 67.21t

1階床面 417.85 × 0.27=112.82t

2-3 風荷重算定

見附面積の算定

梁間方向

1. (26.0+40.0) / 2 × 4.8=158.40m<sup>2</sup>

2. 34.60 × 5.9 =204.14m<sup>2</sup>

計 362.54m<sup>2</sup>

桁行方向

1. 17.2/2 × 4.8 = 41.28m<sup>2</sup>

2. 10.80 × 5. = 63.72m<sup>2</sup>

計 105.00m<sup>2</sup>

風荷重の算定

丸太組構法技術基準・同解説の算定式によって算定する。

梁間方向

風力係数= (1.3sin θ -0.5+0.5) sin θ =1.3sin<sup>2</sup> =0.34

H<sub>T</sub>=13.3m H<sub>B</sub>=8.5m

H<sub>B</sub>/ H<sub>T</sub> =0.64 a=0.66

風圧力=0.34 × 40 √13.3 (1+0.64) × 158.40=12,884kg

H<sub>T</sub>=8.5m H<sub>B</sub>=2.6m

H<sub>B</sub>/ H<sub>T</sub> =0.31

風圧力=1.2 × 40 √8.5 (1+0.31) × 204.14=37,423kg

したがって

SWY=12,884+37,423=50.3t

桁行方向

H<sub>T</sub>=13.3m H<sub>B</sub>=8.5m

H<sub>B</sub>/ H<sub>T</sub> =0.64 a=0.66

風圧力=1.2 × 60 √0.66 × 13.3 × 41.28

=9,449kg 9.45t

H<sub>T</sub>=8.5m H<sub>B</sub>=2.6m H<sub>B</sub>/ H<sub>T</sub> =0.31

風圧力=1.2 × 40 √8.5 (1+0.31) × 63.72=11,681kg

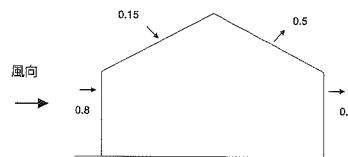
したがって SWY=9,449+11,681=21,130kg 21.13t

軒先吹上げ力の算定

1-1 風圧力の算定

風圧係数は、建築基準法・施行令 (第87条)

により下図のようになる。



1.3sin θ -0.5=1.3 × 0.5-0.5=0.15

速度圧=60 √h=60 × √13.30=219kg/m<sup>2</sup>

(高さは安全の為、棟高位置とした)

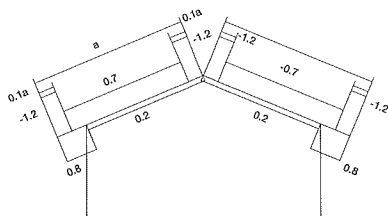
風圧力=0.5 × 219=109.5kg/m<sup>2</sup> < 本瓦自重250kg/m<sup>2</sup>

建物全体検討としては、風圧による吹上げ力よりも本瓦自重が重いので十分安全である。

## 軒先局部風圧（吹上げ力）の算定

### 1-1 風圧力の算定

風圧係数は、日本建築学会 建築物荷重指針・同解説P303による。



$$\text{速度圧} = 60 \sqrt{h} = 60 \times \sqrt{13.30} = 219 \text{ kg/m}^2$$

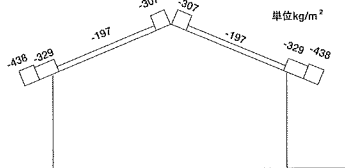
（高さは安全の為、棟高位置とした）

$$\text{風圧力} = (-1.2) - (0.8) \times 219 = 438 \text{ kg/m}^2$$

$$(-0.7) - (0.2) \times 219 = 197 \text{ kg/m}^2$$

$$(-1.7) - (0.8) \times 219 = 329 \text{ kg/m}^2$$

$$a = 9.50 \text{ m} \quad 0.1a = 0.1 \times 9.50 = 0.95 \text{ m}$$



部材断面設計に上記吹上げ力を考慮する。

## 3. 各部材の設計

### 3-1 地垂木の設計

地垂木断面（桧）幅11.8cm×成13.0cm

間隔 30.6cm スパン長さ L=2.00m

断面二次モーメント

$$I = 1/12 \times 11.8 \text{ cm} \times 13.0 \text{ cm}^3 = 2,160.3 \rightarrow 2,160 \text{ cm}^4$$

断面係数

$$Z = 1/6 \times 11.8 \text{ cm} \times 13.0^2 \text{ cm} = 332.3 \rightarrow 330 \text{ cm}^3$$

鉛直荷重に対して

$$\text{荷重 } W = 460 \text{ kg/m}^2 \times 0.31 \text{ m} = 143 \text{ kg/m}$$

単純梁とする

$$M = 1/8 \times 143 \text{ kg/m} \times 2.00 \text{ m}^2 = 71.500 \text{ kgm}$$

$$Q = 1/2 \times 143 \text{ kg/m} \times 2.00 \text{ m} = 143.000 \text{ kg}$$

$$\text{長期 } \sigma = 7,150 / (90.0 \times 330) = 0.241 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\tau = 1.50 \times 143 / (11.8 \times 13.0) = 1.398 \text{ kg/cm}^2 < 7.0$$

$$\text{撓み } \delta = 5 \cdot w \cdot L^3 / 384 \cdot E \cdot I$$

$$= 5 \times 1.43 \times 200^3 / (384 \times 72,000 \times 2,160) = 0.192 \text{ cm}$$

$$\delta / L = 0.192 / 200 = 1 / 1,042 < 1 / 300 \quad \text{OK}$$

風吹上げ力の検討

安全を考え鉛直荷重は、無視する。

$$\text{荷重 } W = 197 \text{ kg/m}^2 \times 0.31 \text{ m} = 61 \text{ kg/m}$$

$$M = 1/8 \times 61 \text{ kg/m} \times 2.00^2 = 30.5 \text{ kgm}$$

$$Q = 1/2 \times 61 \text{ kg/m} \times 2.00 = 61.0 \text{ kg}$$

$$\text{短期 } \sigma = 3,050 / ((180.0 \times 330)) = 0.05 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\tau = 1.50 \times 61.0 / (11.8 \times 13.0) = 0.60 < 14.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{撓み } \delta = 5 \cdot W \cdot L^3 / 384 \cdot E \cdot I$$

$$= 5 \times 0.305 \times 200^3 / (384 \times 72,000 \times 2,160) = 0.041 \text{ cm}$$

$$\delta / L = 0.041 / 200.0 = 1 / 4,878 < 1 / 200 \quad \text{OK}$$

接合部の検討（釘止め）

$$Q = 1/2 \times 61 \text{ kg/m} \times 2.00 = 61.0 \text{ kg}$$

釘短期許容引抜力（木構造計算基準による）

$$P_w = 300 \rho^{2.5} \cdot d \cdot l$$

$$= 300 \times 0.37^{2.5} \times 0.52 \text{ cm} \times 6.0 \text{ cm} = 78 \text{ kg/本} < 61.0 \text{ kg} \quad \text{OK}$$

### 3-2 母屋の設計

母屋断面（桧）幅23.3cm×成20.3cm 間隔 200cm

スパン長さ L=3.98-0.88=3.10（肘木を考慮）

断面二次モーメント

$$I = 1/12 \times 23.3 \text{ cm} \times 20.3 \text{ cm}^3 = 16,242.8 \rightarrow 16,200 \text{ cm}^4$$

断面係数

$$Z = 1/6 \times 23.3 \text{ cm} \times 20.3^2 \text{ cm} = 1,600 \text{ cm}^3$$

鉛直荷重に対して

$$\text{荷重 } W = 460 \text{ kg/m}^2 \times 2.00 \text{ m} = 920 \text{ kg/m}$$

単純梁とする

$$M = 1/8 \times 920 \text{ kg/m} \times 3.100 \text{ m}^2 = 1,105.15 \text{ kgm}$$

$$Q = 1/2 \times 920 \text{ kg/m} \times 3.100 \text{ m} = 1,426.00 \text{ kg}$$

$$\text{長期 } \sigma = 110,515 / (90.0 \times 1,600) = 0.767 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\tau = 1.50 \times 1,426.0 / (23.3 \times 20.3) = 4.522 \text{ kg/cm}^2 < 7.0 \text{ OK}$$

$$\text{撓み } \delta = 5 \cdot W \cdot L^3 / 384 \cdot E \cdot I$$

$$\delta = 5 \times 9.20 \times 310^3 / (384 \times 72,000 \times 16,200) = 0.948 \text{ cm}$$

$$\delta / L = 0.948 / 310.0 = 1 / 327 < 1 / 300 \quad \text{OK}$$

風吹上げ力の検討

安全を考え鉛直荷重は、無視する。

$$\text{荷重 } W = 197 \times 2.00 \text{ m} = 394 \text{ kg/m}$$

$$M = 1/8 \times 394 \text{ kg/m} \times 3.98^2 = 780.1 \text{ kgm}$$

$$Q = 1/2 \times 394 \text{ kg/m} \times 3.98 = 784.1 \text{ kg}$$

$$\text{短期 } \sigma = 78,010 / (180.0 \times 1,600) = 0.27 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\tau = 1.50 \times 784.1 / (23.3 \times 20.3) = 2.9 < 14.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{撓み } \delta = 5 \cdot W \cdot L^3 / 384 \cdot E \cdot I$$

$$= 5 \times 3.94 \times 398^3 / (384 \times 72,000 \times 16,200) = 1.10 \text{ cm}$$

$$\delta / L = 1.10 / 398 = 1 / 362 < 1 / 200 \quad \text{OK}$$

屋根小屋組の安全を考え桁行方向に方丈を設ける。

### 3-3 棟木の設計

棟木断面（桧）幅23.3cm×成20.3cm 間隔 200cm

スパン長さ  $L=3.98-0.88=3.10\text{m}$

断面二次モーメント

$$I=1/12 \times 23.3\text{cm} \times 20.3\text{cm}^3=16,242.8 \rightarrow 16,200\text{cm}^4$$

断面係数

$$Z=1/6 \times 23.3\text{cm} \times 20.3^2\text{cm}^2=1,600.2 \rightarrow 1,600\text{cm}^3$$

鉛直荷重に対して

荷重

$$W=460\text{kg}/\text{m}^2 \times 2.00\text{m} + 100 \text{ (棟荷重)} = 1,020\text{kg}/\text{m}$$

単純梁とする

$$M=1/8 \times 1,020\text{kg}/\text{m} \times 3.10^2\text{m}^2=1,225.28\text{kgm}$$

$$Q=1/2 \times 1,020\text{kg}/\text{m} \times 3.10\text{m}=1,581.00\text{kg}$$

長期  $\sigma=122,528 / (90.0 \times 1,600) = 0.851 < 1.0$  OK

$$\tau=1.50 \times 1,581.0 / (23.3 \times 20.3) = 5.014\text{kg}/\text{cm}^2 < 7.0$$
 OK

撓み  $\delta=5 \cdot W \cdot L^3 / 384 \cdot E \cdot I$

$$=5 \times 10.20 \times 310^3 / (384 \times 72,000 \times 16,200) = 1.052\text{cm}$$

$$\delta / L = 1.052 / 310.0 = 1 / 295 \approx 1 / 300$$

風吹上げ力の検討 母屋と同じ

### 3-4 小屋束の設計

小屋束断面（桧）幅23.3cm×成22.1cm

束長さ  $L=1.40\text{m}$

小屋束圧縮力 母屋セン断力  $=1,581.00 \times 2 = 3,162.0\text{t}$

小屋束断面積  $A=24.0\text{cm} \times 22.1\text{cm} = 530.4 \rightarrow 500\text{cm}^2$

断面二次モーメント

$$I=1/12 \times 24.0 \times 22.1^3 = 21,587.7 \rightarrow 21,000\text{cm}^4$$

断面半径  $i = \sqrt{(21,000 / 500)} = 6.48\text{cm}$   $Lk=140\text{cm}$

$$\lambda = 140 / 6.48 = 21.6 < 30 \quad fc = fk = 70\text{kg}/\text{cm}^2$$

長期  $\sigma = 3,162.0 / (24.0 \times 22.1 \times 70) = 0.085 < 1.0$  OK

### 3-5 二重梁の設計

二重梁断面（桧）幅23.6cm×成26.0cm

スパン長さ  $L=2.45\text{m}$

断面二次モーメント

$$I=1/12 \times 23.6\text{cm} \times 26.0\text{cm}^3 = 34,566.1 \rightarrow 34,000\text{cm}^4$$

断面係数

$$Z=1/6 \times 23.6\text{cm} \times 26.0^2\text{cm}^2 = 2,658.9 \rightarrow 2,600\text{cm}^3$$

荷重  $P = \text{小屋束} = 3.162\text{t} + 0.380 = 3.542\text{t}$

単純梁とする  $a=0.45\text{m}$   $b=2.00\text{m}$

$$M=3.542\text{t} \times 0.45\text{m} \times 2.00\text{m} / 2.45\text{m} = 1.301\text{tm}$$

$$Q=3.542\text{t} \times 2.00\text{m} / 2.45\text{m} = 2.891\text{t}$$

長期  $\sigma = 130,100 / (90.0 \times 2,600) = 0.556 < 1.0$  OK

$$\tau = 1.50 \times 2,891\text{kg} / (23.6 \times 26.0) = 7.00\text{kg}/\text{cm}^2 < 7.0$$
 OK

### 3-6 丸桁の設計

丸桁断面（桧）幅21.0cm×成25.0cmと仮定

スパン長さ  $L=3.538\text{m}$

断面二次モーメント

$$I=1/12 \times 21.0\text{cm} \times 27.0\text{cm}^3 = 34,445.2 \rightarrow 34,000\text{cm}^4$$

断面係数

$$Z=1/6 \times 21.0\text{cm} \times 27.0\text{cm}^2 = 2,551.5 \rightarrow 2,500\text{cm}^3$$

荷重  $W=420\text{kg}/\text{m}^2 \times 3.30\text{m} = 1,386.0\text{kg}/\text{m}$

単純梁とすれば

$$M=1/8 \times 1,386\text{kg}/\text{m} \times 3.538\text{m}^2 = 2,168.6\text{kgm}$$

$$Q=1/2 \times 1,386\text{kg}/\text{m} \times 3.538\text{m} = 2,451.8\text{kgm}$$

長期  $\sigma = 216,860 / (90.0 \times 2,500) = 0.964 < 1.0$  OK

$$\tau = 1.50 \times 2,451.8 / (21.0 \times 27.0) = 6.49\text{kg}/\text{cm}^2 < 7.0$$
 OK

撓み  $\delta = 5 \cdot W \cdot L^3 / 384 \cdot E \cdot I$

$$= 5 \times 13.86 \times 353.8^3 / (384 \times 72,000 \times 34,000) = 1.155\text{cm}$$

$$\delta / L = 1.155 / 353.8 = 1 / 306 < 1 / 300$$
 OK

### 3-7 丸桁受け大梁の設計

大梁断面（桧）幅27.0cm×成40.9cm

スパン長さ  $L=1.356\text{m}$

断面二次モーメント

$$I=1/12 \times 27.0\text{cm} \times 40.9^3\text{cm}^3 = 153,940 \rightarrow 153,000\text{cm}^4$$

荷重  $P = \text{肘木のセン断力} \times 2 = 2,451.8\text{kg} \times 2 = 4,904\text{t}$

片持梁とすれば  $M=4,904\text{t} \times 1.356\text{m} = 6,656\text{tm}$ ,  $Q=4,904\text{t}$

長期  $\sigma = 665,000 / (90.0 \times 7,500) = 0.985 < 1.0$  OK

$$\tau = 1.50 \times 4,904 / (27.0 \times 40.9) = 6.661\text{kg}/\text{cm}^2 < 7.0$$
 OK

撓み  $\delta = P \cdot L^3 / 3 \cdot E \cdot I$  (片持梁とする)

$$= 4,904 \times 135.6^3 / (3 \times 72,000 \times 153,000) = 0.370\text{cm}$$

$$\delta / L = 0.370 / 135.6 = 1 / 366 < 1 / 300$$
 OK

めり込み強度の検討

めり込み面積 幅=大梁幅=27.0cm 長さ=校木厚=9.0cm

許容めり込み強度  $= 25\text{kg}/\text{cm}^2 \times 27.0 \times 9.0 = 6,075\text{kg} > 4,904$  OK

### 3-8 軒先ヒエン垂木の設計

ヒエン断面（桧）幅11.8cm×成13.0cm

スパン長さ  $L=0.767\text{m}$

断面二次モーメント

$$I=1/12 \times 11.8\text{cm} \times 13.0^3\text{cm}^3 = 2,160.3 \rightarrow 2,000\text{cm}^4$$

断面係数  $Z=1/6 \times 11.8\text{cm} \times 13.0^2\text{cm}^2 = 332.3 \rightarrow 300\text{cm}^3$

荷重  $W=460\text{kg}/\text{m}^2 \times 0.31\text{m} = 142.6 \rightarrow 143\text{kg}/\text{m}$

片持梁とする

$$M=1/2 \times 143\text{kg}/\text{m} \times 0.767^2\text{m}^2 = 42.06\text{kgm}$$

$$Q=143\text{kg/m} \times 0.767\text{m}=109.68\text{kg}$$

$$\text{長期 } \sigma=4,206 / (90.0 \times 300) =0.156 < 1.0 \text{ OK}$$

$$\tau=1.50 \times 109.68 / (11.8 \times 13.0) =1.07\text{kg/cm}^2 < 7.0 \text{ OK}$$

$$\text{撓み } \delta=W \cdot L^3 / 8 \cdot E \cdot I \text{ (片持梁とする)}$$

$$=1.43 \times 76.7^3 / (8 \times 72,000 \times 2,000) =0.043\text{cm}$$

$$\delta / L=0.043 / 76.7=1 / 1,784 < 1 / 300 \text{ OK}$$

風吹上げ力の検討

安全を考え鉛直荷重は、無視する。

$$\text{荷重 } W=-438 \times 0.31 =136\text{kg/m}$$

$$M=1/2 \times 136\text{kg/m} \times 0.767^2=40.0\text{kgm}$$

$$Q=136\text{kg/m} \times 0.31\text{m} \times 0.767=32.3\text{kg}$$

$$\text{短期 } \sigma=4,000 / (180.0 \times 300) =0.07 < 1.0 \text{ OK}$$

$$\tau=1.50 \times 32.3 / (11.8 \times 13.0) =0.32 < 14.0 \text{ OK}$$

$$\text{撓み } \delta=W \cdot L^3 / 8 \cdot E \cdot I$$

$$=1.34 \times 76.7^3 / (8 \times 72,000 \times 2,000) =0.040\text{cm}$$

$$\delta / L=0.040 / 76.7=1 / 1,917 < 1 / 200 \text{ OK}$$

接合部の検討 (釘止め)  $Q=32.3\text{kg}$

釘短期許容引抜力 (木構造計算基準による)

使用釘 径4.6mm 長さ125mm1本

$$Pw=300 \rho \cdot d \cdot l$$

$$=300 \times 0.37 \times 0.46\text{cm} \times 5.0\text{cm}=57.5\text{kg/本} > 32.3\text{kg} \text{ OK}$$

### 3-9 軒先地垂木の設計

地断面 (桧) 幅12.0cm × 成19.0cm

スパン長さ  $L=1.533\text{m}$

断面二次モーメント

$$I=1/12 \times 12.0\text{cm} \times 19.0\text{cm}^3=6,859.0 \rightarrow 6,800\text{cm}^4$$

断面係数  $Z=1/6 \times 12.0\text{cm} \times 19.0^2\text{cm}^3=722.0 \rightarrow 700\text{cm}^3$

荷重  $W=-460\text{kg/m}^2 \times 0.31\text{m}=142.6 \rightarrow 143\text{kg/m}$

$$P=\text{軒先とヒエン垂木のせん断力}=109.68\text{kg}$$

片持梁とする

断面 幅 12.0cm × 成19.0cm

$$M=1/2 \times 143\text{kg/m} \times 1.533^2+109.68\text{kg} \times 1.533\text{m}=335.95\text{kgm}$$

$$Q=143\text{kg/m} \times 1.533+109.68\text{kg}=329.90\text{kg}$$

$$\text{長期 } \sigma=33,595 / (90.0 \times 700) =0.53 < 1.0 \text{ OK}$$

$$\tau=1.50 \times 329.9 / (12.0 \times 19.0) =2.17\text{kg/cm}^2 < 7.0 \text{ OK}$$

撓み  $\delta=WL^3/8 \cdot E \cdot I$  (片持梁とする)

$$\delta=P \cdot L^3/3 \cdot E \cdot I$$

$$\delta=1.43 \times 153.3^3 / (8 \times 72,000 \times 6,800) =0.202\text{cm}$$

$$\delta=109.68 \times 153.3^3 / (3 \times 72,000 \times 6,800) =0.269\text{cm}$$

$$\Sigma \delta=0.202\text{cm}+0.269\text{cm}=0.471\text{cm}$$

$$\delta / L=0.471 / 153.5=1 / 325 < 1 / 300 \text{ OK}$$

風吹上げ力の検討

$$\text{荷重 } P=(-438+275) \times 0.31 \times 0.767 =39\text{kg}$$

$$W=(-329+275) \times 0.31 =17\text{kg/m}$$

$$M=39.0\text{kg} \times 1.533\text{m}=60.6\text{kgm}$$

$$M=1/2 \times 17\text{kg/m} \times 1.533^2=20.0\text{kgm}$$

$$Q=39\text{kg}+ (17.0 \times 1.533) =65.0\text{kg}$$

断面設計は、部材応力が鉛直荷重と比較して1/2以下であるため十分安全である。よって断面設計は省略する。

接合部の検討 (釘止め)  $Q=65.0\text{kg}$

床下柱断面

釘短期許容引抜力 (木構造計算基準による)

使用釘 径5.2mm 長さ150mm1本

$$Pw=300 \rho \cdot d \cdot l$$

$$=300 \times 0.37 \times 0.52\text{cm} \times 6.0\text{cm}=77.9\text{kg/本} > 65.0\text{kg} \text{ OK}$$

### 3-10 1階中柱の設計 (内部)

1階柱断面 (桧)  $\phi$  30.0cm 柱長さ $L=5.6\text{m}$

柱軸力 屋根 $=0.42\text{t/m}^2 \times 3.096\text{m} \times 3.98\text{m}=5.175\text{t}$

$$\text{大梁}=0.60\text{t/m}^2 \times 0.409\text{m} \times 0.27\text{m} \times 3.096\text{m}=0.205\text{t}$$

$$\text{棟 } =0.20\text{t/m} \times 3.98\text{m}=0.796\text{t}$$

$$\text{柱 } =0.60\text{t/m}^2 \times 0.07\text{m}^2 \times 5.60\text{m}=0.235\text{t}$$

柱断面積  $A=3.14 \times 15.0\text{cm} \times 15.0\text{cm}=706.5 \rightarrow 700\text{cm}^2$

断面二次モーメント

$$I=3.14 \times 30.0^4/64=39,740 \rightarrow 39,000\text{cm}^4$$

断面半径  $i=\sqrt{(39,000/700)}=7.46\text{cm}$

$$Lk=560\text{cm} \quad \lambda=560/7.46=75.1 > 30$$

$$5K=70\text{kg/cm}^2 \times (1.3-0.01 \times 75.1) =38.43\text{kg/cm}^2$$

$$\text{長期 } \sigma=6,411\text{kg} / (700 \times 38) =0.240 < 1.0 \text{ OK}$$

### 3-11 東柱の設計

床下柱断面 (桧)  $\phi$  60.0cm 柱長さ $L=2.2\text{m}$

柱軸力=1階柱軸力 $=5.055\text{t}$

$$\text{床 } =0.36\text{t/m}^2 \times 3.096\text{m} \times 3.98\text{m}=4.435\text{t}$$

$$\text{柱 } =0.60\text{t/m}^2 \times 0.282\text{m}^2 \times 2.20\text{m}=0.372\text{t}$$

$$\text{頭貫}=0.60\text{t/m}^2 \times 0.60\text{m} \times 0.257\text{m} \times 3.096\text{m}=0.286\text{t}$$

$$\text{頭貫}=0.60\text{t/m}^2 \times 0.21\text{m} \times 0.210\text{m} \times 3.096\text{m}=0.081\text{t}$$

計 10.229t

柱断面積  $A=3.14 \times 30.0\text{cm} \times 30.0\text{cm}=2,826.0 \rightarrow 2,800\text{cm}^2$

断面二次モーメント  $I=3.14 \times 60.0^4/64=635,850 \rightarrow 635,000\text{cm}^4$

断面半径  $i=\sqrt{(635,000/2,800)}=15.06\text{cm}$

$$Lk=220\text{cm} \quad \lambda=220/15.06=14.6 < 30$$

$$fc=5K=70\text{kg/cm}^2$$

$$\text{長期 } \sigma=10,229\text{kg} / (2,800 \times 70) =0.052 < 1.0 \text{ OK}$$

3-12 東柱の設計(外周) 最も不利な場所にて検討する。

床下柱断面 (桧)  $\phi$ 60.0cm 柱長さL=2.2m  
 柱軸力 屋根=0.42t/m<sup>2</sup>×5.204m×3.98m=8.699t  
 床 =0.24t/m<sup>2</sup>×1.548m×3.98m=1.479t  
 柱 =0.60t/m<sup>2</sup>×0.282m<sup>2</sup>×2.20m=0.372t  
 頭貫=0.60t/m<sup>2</sup>×0.60m×0.257m×1.548m=0.143t  
 頭貫=0.60t/m<sup>2</sup>×0.21m×0.210m×1.548m=0.040t  
 土台=0.60t/m<sup>2</sup>×0.60m×0.257m×1.990m=0.184t  
 壁 =0.16t/m<sup>2</sup>×3.98m×6.19m=3.914t  
 計 14.831t  
 柱断面積 A=3.14×30.0cm×30.0cm=2,826.0→2,800cm<sup>2</sup>  
 断面二次モーメント I=3.14×60.0<sup>4</sup>/64=635,850→635,000cm<sup>4</sup>  
 断面半径 i =  $\sqrt{(635,000/2,800)}$  =15.06cm Lk=220cm  
 $\lambda$  =220/15.06=14.6<30 fc=5k=70kg/cm<sup>2</sup>  
 長期  $\sigma$  =14,831kg/(2,800×70) =0.076<1.0 OK

3-13 床板の設計

地断面 (桧) 厚9cm スパン長さ L=3.98-0.3=3.68m  
 幅1m当り 単純梁とする  
 断面二次モーメント I=1/12×100cm×9.0m<sup>3</sup>=6,075→6,000cm<sup>4</sup>  
 断面係数 Z=1/6×100cm×9.0<sup>2</sup>cm=1,350→1,300cm<sup>3</sup>  
 荷重 W=0.24t/m<sup>2</sup>  
 単純梁とする  
 M=1/8×0.24t/m<sup>2</sup>×3.68<sup>2</sup>m=0.406tm  
 Q=1/2×0.24t/m<sup>2</sup>×3.68m=0.442t  
 長期  $\sigma$  =40,600kg/(90.0×1,300) =0.347<1.0 OK  
 $\tau$  =1.50×442kg/(100×9.0) =0.737kg/cm<sup>2</sup><7.0 OK  
 撓み  $\delta$  =5·W·L<sup>3</sup>/385·E·I  
 =5×2.40×368<sup>3</sup>/(384×72,000×6,800) =1.327cm  
 $\delta$ /L=1.327/398.0=1/300≤1/300 OK

3-14 床板受け頭貫の設計

地断面 (桧) 幅21cm×成46.7cm スパン長さ L=3.096m  
 断面二次モーメント  
 I=1/12×21cm×46.7<sup>3</sup>cm=178,233→178,000cm<sup>4</sup>  
 断面係数 Z=1/6×21cm×46.7<sup>2</sup>cm=7,633→7,600cm<sup>3</sup>  
 荷重 W=床荷重=0.24t/m<sup>2</sup>×3.98m=0.955t/m  
 =梁自重=0.60t/m<sup>2</sup>×0.21m×0.467m=0.058t/m  
 計 1.013t/m  
 単純梁とする  
 M=1/8×1.013t/m×3.096<sup>2</sup>m=1.214tm  
 Q=1/2×1.013t/m×3.096m=1.568t  
 長期  $\sigma$  =121,400/(90.0×7,600) =0.177<1.0 OK

$$\tau = 1.50 \times 1,568 \text{kg} / (21 \times 46.7) = 2,398 \text{kg/cm}^2 < 7.0 \text{ OK}$$

$$\begin{aligned} \text{撓み } \delta &= 5 \cdot W \cdot L^3 / 385 \cdot E \cdot I \\ &= 5 \times 10.13 \times 309.6^3 / (384 \times 72,000 \times 178,000) \\ &= 0.095 \text{cm} \\ \delta / L &= 0.095 / 309.6 = 1 / 3,258 < 1 / 300 \end{aligned} \quad \text{OK}$$

4. 水平荷重時の応力算定

4-1 水平力の算定

校木(耐震壁)に対する水平力  
 張り間方向 地震力=67.21t 風圧力=50.31t  
 地震力にて検討する。  
 桁行方向 地震力=67.21t 風圧力=21.13t  
 地震力にて検討する。

4-2 校木(耐震壁)の必要ダボ本数の算定

地震力=67.21t

ダボのせん断強度(木材のダボの場合 ダボ小径25)

$$\begin{aligned} &= 0.096 \{ 2 \sqrt{1+15(d/D)^2} - 1 \} dD \\ &= 0.096 \sqrt{ \{ 2 \sqrt{1+15(25/305)^2} - 1 \} } 25 \times 305 = 742 \text{kg} \\ &= 0.91d^2 = 0.91 \times 25^2 = 569 \text{kg} \\ &= 0.19dD = 0.19 \times 25 \times 305 = 1,449 \text{kg} \\ &569 \text{kg/本とする。} \end{aligned}$$

ダボのせん断強度(鋼材のダボの場合 ダボ小径16)

$$\begin{aligned} &= 0.4 \{ \sqrt{1+20(d/D)^2} - 1 \} dD \\ &= 0.4 \{ 2 \sqrt{1+20(16/305)^2} - 1 \} 16 \times 305 = 2,058 \text{kg} \\ &= 4.3d^2 = 4.03 \times 16^2 = 1,100 \text{kg} \\ &= 0.81dD = 0.81 \times 16 \times 305 = 3,953 \text{kg} \\ &1,100 \text{kg/本とする。} \end{aligned}$$

鋼材ダボとした場合

必要ダボ本数=67,210/1,100=61.1 62本  
 設計は、鋼材ダボ16mmとする。

4-3 壁板(校木)の設計

壁面1枚当りの水平力  
 校木幅を90mmとして検討する。  
 Q=67.21t/4=16.80t  
 $\tau$  =1.5×16,800kg/9×928=3.02kg/cm<sup>2</sup><14

4-4 開口部廻りの転倒モーメントの検討

検討位置は、最も不利な梁間方向で検討する。  
 B通り(梁間中壁)において地震力に対して検討する。

### 1. 転倒モーメントの算定

鉛直荷重（固定荷重のみ）の算定

屋根  $0.36t/m^2 \times 3.759m$  ( $3.656 \times 2 + 9.288$ )  $m=22.464t$

校木壁  $0.16t/m^2 \times 9.288m \times 6.190m=9.199t$

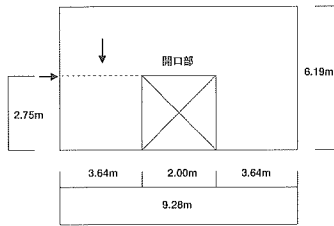
計 31.663t

地震力の算定（水平力は、風圧力より地震力が大きいため）

全地震力=67.21t

B通り壁の負担地震力=67.21/4=16.81t

$Ma=16.81/2 \times 2.75-31.66/2 \times 1.82=5.70tm < 0$  OK



### 4-5 校木面外曲げ応力の検討

風圧力に対して検討する。

$$W=0.8 \times 60 \sqrt{9.0} \times 0.305=44kg/m$$

$$M=1/8 \times 44 \times 10.614^2=620kgm$$

$$I=31.8^3 \times (30.5^2 + 4 \times 30.5 \times 9.0 + 9.0^3) / 36 \times (30.5 + 9.0) = 26,915cm^4 \rightarrow 26,900$$

$$Z=31.8^3 \times (30.5^2 + 4 \times 30.5 \times 9.0 + 9.0^3) / 12 \times (2 \times 30.5 + 9.0) = 2,539cm^3 \rightarrow 2,500$$

$$\sigma=M/Z=6,200/2,500=2.48kg/cm^2 < 180 \text{ OK}$$

接合部の検討

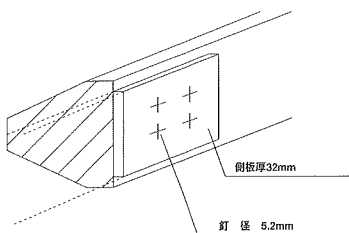
釘接合とする

$$P=Kd^{1.8} = 460 \times 0.52^{1.8} = 141.7 \rightarrow 140kg$$

$$T=C=6,200/25.0=248kg$$

$$\text{釘本数}=248/140=1.77 \rightarrow 2\text{本}$$

側板厚 32mm



### 5. 柱の復原力の検討

柱の復原力の検討に当っては、校木直下の東柱（梁間・桁行方向とも16本）のみが抵抗するものとする。作用する水平力は標準せん断力係数 $C_0=0.3$ によって得られる地震力に対し、

工学博士 坂 静雄「社寺骨組の力学的研究 第1部柱の安定復原力」の論文によって建物が転倒しない事を確認する。基礎梁については、1階床面に作用する水平力に基礎底までの距離を乗じて得られる曲げモーメントに対して断面設計を行う。

### 5-1 柱復原力の検討

1. 載荷せられた柱の復原力

$$H_0=0.8 \cdot P \cdot b/h \dots\dots (\text{論文より})$$

$H_0$ =水平力  $P$ =垂直荷重

$b$ =柱幅  $h$ =柱の高さ

ここに、西の正倉院に各数値を算定すれば、

$$H_0=112.82t/16\text{本}=7.05t \text{ (桁行方向)}$$

$$H_0=112.82t/16\text{本}=7.05t$$

$b$ =円柱なので等断面の角柱とすれば

$$\text{柱断面積 } A=3.14 \times 60.0^2/4=2,826cm^2$$

等断面の角柱寸法

$$b=\sqrt{2,826}=53.16cm$$

建物自重  $P$ =

屋根  $0.36t/m^2 \times 5.425 \times 3.095$

(積載荷重は含まない) =6.045t

棟  $0.51t/m \times 3.538=0.531t$

大梁  $0.60t/m \times 0.27 \times 0.409 \times 3.095=0.205t$

1階梁  $0.60t/m \times 0.60 \times 0.257 \times 3.095=0.286t$

1階梁  $0.60t/m \times 0.21 \times 0.210 \times 3.095=0.082t$

間柱  $0.60t/m \times 0.17 \times 0.180 \times 2.16 \times 2=0.079t$

1階床  $0.06 / m^2 \times 3.538 \times 3.095$

(積載荷重は含まない) =0.657t

7.885t

必要垂直荷重を逆算すれば  $h=250cm$

$$P=H_0 \times h / (0.8 \times b) = 7.05t \times 250cm$$

$$/ (0.8 \times 53cm) = 41.568t$$

不足する垂直荷重

$$P1=41.568-7.885=33.683t$$

必要な垂直荷重をアンカーボルトに設けることによって基礎・スラブ自重にて確保する。

アンカーボルトの検討

アンカーボルトをSS400とし、短期許容引張力度を2,200kg/cm<sup>2</sup>とすれば、

$$\text{断面積 } M50mm (A=19.63cm^2)$$

ネジ部を考慮して

$$A=19.63cm^2 \times 0.80=15.70cm^2$$

$$\text{短期許容引張力}=15.70cm^2 \times 2.2$$

$$=34.54t > 33.683t \quad \text{OK}$$

プレートの検討

中央にて支持される片持梁として検討する。

プレート 35×38cm

$$W=34,540 / (35 \times 38) = 26\text{kg/cm}^2$$

(木材短期許容めり込み応力度50kg/cm<sup>2</sup>より小さい)

$$M=1/2 \times 26.0\text{kg/cm} \times 19.2\text{cm}^2 = 4,693\text{kgcm}$$

プレートをSM490Aとすれば必要厚さは、

$$t = \sqrt{6 \times 4,693 / 2,200} = 3.57\text{cm}$$

厚 3.6cmとする。

坂博士の論文より、鉛直荷重から最大復原力を求めれば、

$$P=34,540+7,885 \text{ (建物自重)} = 42,425\text{t}$$

$$H_o=0.8 \times 42,425\text{t} \times 0.53\text{m} / 2.50\text{m} = 7.20\text{t} > 7.05\text{t} \quad \text{OK}$$

(柱断面は、53×53cmとし計算する)

b：柱幅

y：0.8係数(論文による)

H<sub>o</sub>：水平力

ゆえに、建物の転倒は起こらない。

論文との比較

垂直荷重による木材およびアンカーボルトのひずみ量から、柱の水平変位を求め論文との比較を行う。

木材各位置の面積(アンカーボルトにて緊結しているため全面圧縮と考える)

$$A1 = \text{垂直荷重} / \text{短期許容圧縮応力度}$$

(土台木材の繊維に直角方向)

$$\text{柱断面積 (束柱 木材の繊維方向)}$$

$$= 42,425\text{kg} / 18\text{kg/cm}^2$$

$$= 2,357\text{cm}^2 < 2,809 \text{ (柱断面積)}$$

$$= 53\text{cm} \times 53\text{cm} = 2,809\text{cm}^2$$

$$A2 = \text{柱断面積 (束柱 木材の繊維方向)}$$

$$= 53\text{cm} \times 53\text{cm} = 2,809\text{cm}^2$$

$$A3 = 35.0\text{cm} \times 38.0\text{cm} = 1,330.0\text{cm}^2$$

(頭貫 プレートの面積)

木材各位置のひずみ(繊維と直角方向のヤング係数は、1/25

とする)

$$\delta 1 = \text{垂直荷重} \times \text{材長} \text{ (ヤング係数} \times \text{断面積)}$$

$$= 42,425\text{kg} \times 20\text{cm} / (2,880\text{kg/cm}^2 \times 2,357\text{cm}^2) = 0.125\text{cm}$$

(土台)

$$= 42,425\text{kg} \times 125\text{cm} / (72,000\text{kg/cm}^2 \times 2,809\text{cm}^2) = 0.026\text{cm}$$

(束柱)

$$\delta 2 = 42,425\text{kg} \times 125\text{cm} / (72,000\text{kg/cm}^2 \times 2,809\text{cm}^2) = 0.026\text{cm}$$

(束柱)

$$\delta 3 = 42,425\text{kg} \times 20\text{cm} / (2,880\text{kg/cm}^2 \times 1,330\text{cm}^2) = 0.222\text{cm}$$

(頭貫)

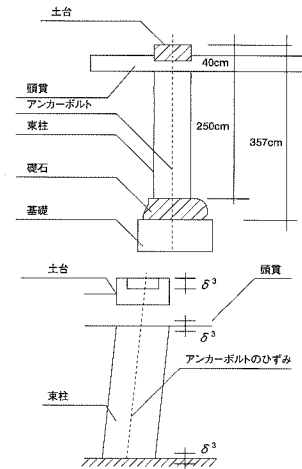
アンカーボルトのひずみ

$$\delta = \text{垂直荷重} \times \text{材長} / \text{(ヤング係数} \times \text{断面積)}$$

$$= 34,540\text{kg} \times 357\text{cm} / (2,100,000\text{kg/cm}^2 \times 15.70\text{cm}^2)$$

$$= 0.374\text{cm}$$

$$\Sigma \delta = 0.125\text{cm} + 0.026\text{cm} + 0.026\text{cm} + 0.222\text{cm} + 0.374\text{cm} = 0.773\text{cm}$$



水平変位

$$x = \Sigma \delta \times h / b \quad (b = \text{柱幅} \cdot h = \text{柱の高さ})$$

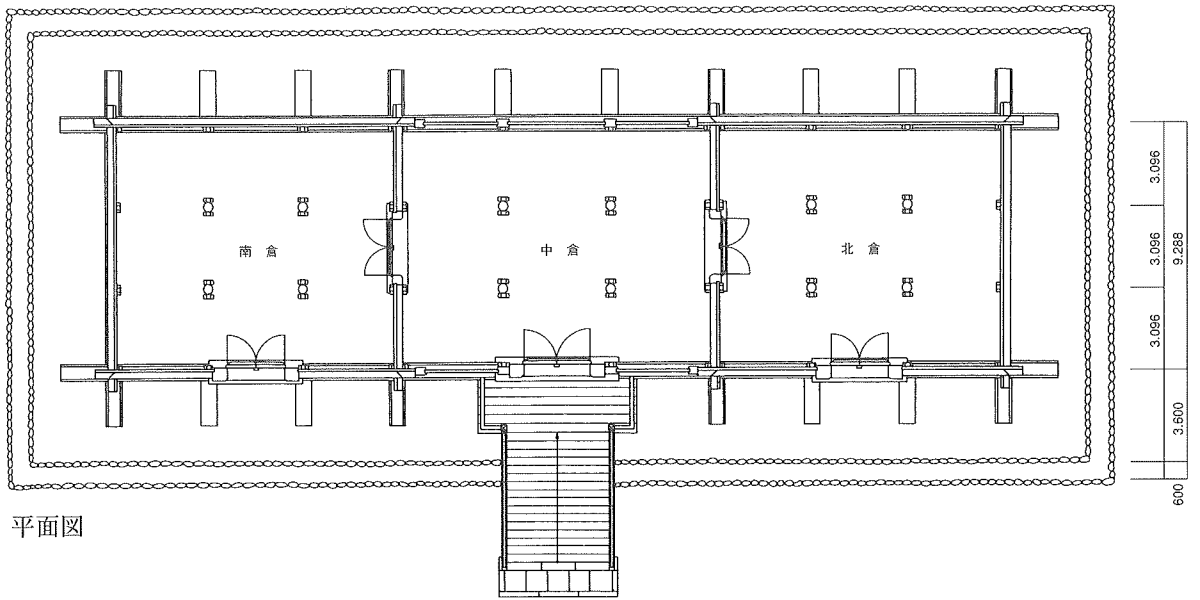
$$= 0.773\text{cm} \times 250\text{cm} / 53\text{cm} = 3.65\text{cm}$$

論文との比較では、x：b=0.1からxを求めれば、

$$x = 0.1 \times 53\text{cm} = 5.30\text{cm}$$

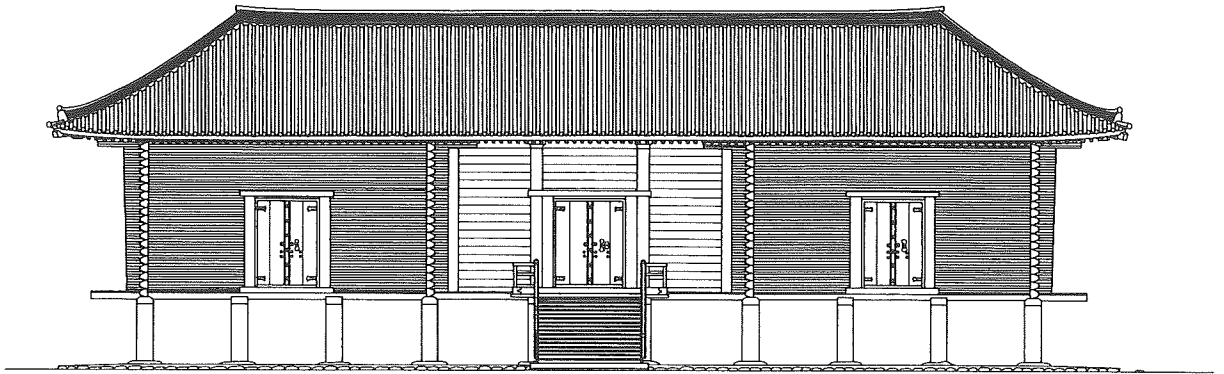
となり変位は小さいので安全側と思われる。

この報告は平成9年3月に「西の正倉院」建築事業報告書に記したものを南郷村の承諾を得て掲載した。

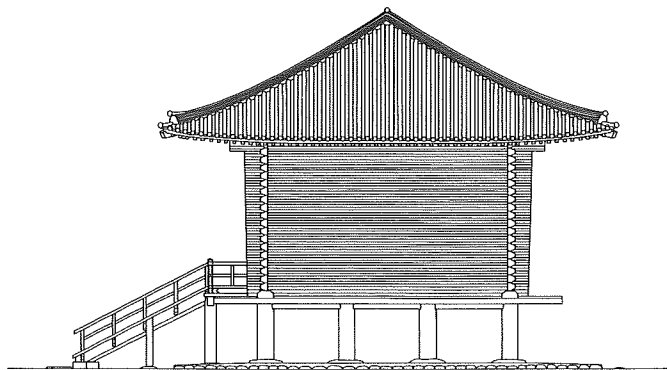


平面図

	3.538	3.538	3.538	3.980	3.980	3.980	3.538	3.538	3.538	
	10.618			11.940			10.618			
600	3.200			33.168			3.200			600



正面図



側面図