

建築研究協会誌

Architectural Research Association

No.3

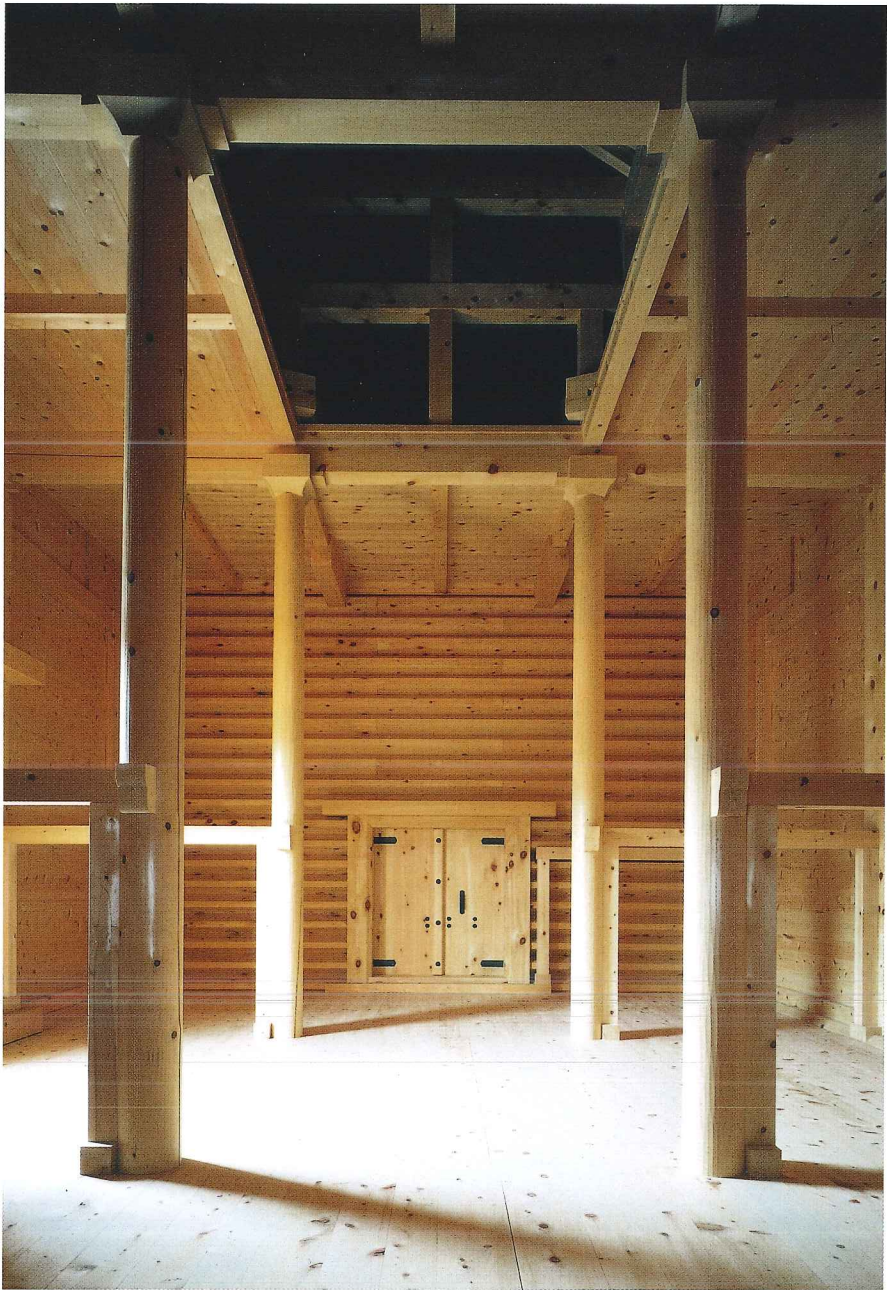
平成14年6月



口絵1 西の正倉院・全景



口絵2 西の正倉院・本体南西面



口絵3 西の正倉院・中倉内部



口絵4 移情閣・北東正側面



口絵5 移情閣・南西背側面



口絵6
移情閣・1階東面



口絵7
同・2階東面



口絵8
同・3階東面

理事退任の弁

前理事・名誉顧問 小堀鐸二

いつの間にか、日本はすっかり長寿社会になってしまっている。私の世代がどうも、その渦中にいるようだ。昔は70歳を過ぎた老人が死ぬと、その死を悼むよりも長寿を全うしたことを目出度いとされた。ところが現代の日本では70歳ぐらいは年寄りの序の口で、厚生労働省の調査によれば、平成12年の日本人の平均寿命（0歳における平均余命）は男が77.72年だそうだから、ただ単に幾分、年数を重ねて生きたから目出度いなどという単純な扱いにはならない。つまりこれからの日本の長寿社会では、長寿とは飽く迄も個人の範囲内の問題にとどまり、個人を取り巻く社会がそれを評価したりはしなくなるだろう。

ところで、私は今年の誕生日で82歳になる。若いときから病弱だったので、自分でも驚いているが、昨年の秋に協会の理事会の通知をもらった時、偶々誕生日の直前だったせいもあって、いつまでも続けていていいものかという気持ちになった。そもそも協会の役員には定年の決まりがない。今までは大学の定年を過ぎた人たちが、おおらかな歴史と環境をつくりだしてきた。理事として格別の手当てがでるわけでもないから天寿を迎えるまで気楽に過ごしてこられたのだと思う。それが今度は長寿社会になって、ついまだまだ元気だと頑張ってしまう、後進に道をゆずるといふ奥ゆかしさを忘れ掛けてしまっている。80歳を過ぎるまで理事職に留まってきた反省と共に、誰かがこの際、定年の事を言い出さねばという思いから辞任を申し出た次第だ。

さて序ながら長寿社会に見られる最近の現象について触れて置こう。

近頃ほぼ同年輩の友達から自分史とも言うべき出版物が送られてくるようになった。自分が生まれ育った時代背景、その中で如何に生きてきたか。特に第2次世界大戦では我々はかけがえのない友人達の多くを失っているが、彼らが今、生きてあればという思いは、自分たちが戦後の復興の旗手として歩んできただけに、こうした年頃になってしきりに懐旧の思いに駆られるとでもいったらよいのか。

中には形を変えて山頭火ではないが歌を詠み、歌集に託しておのれの歩み来た足跡をたどる友人もいる。あるいは又、当時の軍隊の理不尽な一挙手一投足をドキュメンタリ風の戦記物のように記述して、これを戦争を知らない孫たちに読ませたいという注文つきのものである。

概して言えば、自分史または自分史的なものを出版される連中は、物心共に豊かで元気な老人たちなのである。とは言ってもこの年頃になると、内心は、いつお迎えが来るか分からぬといった不安を抱えている。物事の決定に当たって、それとなく往生際の悪い心境にふっと襲われかねないのも、長く生きてきた年寄りの内面の心理なのである。

口絵

理事退任の弁 前理事・名誉顧問 小堀鐸二…………… 1

西の正倉院の設計 顧問 西田義雄／研究員 鴨 昌和…………… 4

移情閣移築復原工事から 研究員 伊藤誠一郎…………… 20

研究報告・事業報告…………… 34

名簿

編集後記

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。

各出入り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 (百済の里博物館)
 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/cm² (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/cm²

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/m² (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/m²

2) 積載荷重

屋根 床用 100kg/m²

(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/m²

軸用 180

地震用 80

地盤面床 床用 300kg/m²

軸用 180

地震用 80

3) 設計荷重

屋根 床用 460kg/m²

軸用 420

地震用 400

1階床 床用 360kg/m²

軸用 240

地震用 140

地盤面床 床用 1,830kg/m²

軸用 1,710

地震用 1,610

4) 木材の単位荷重

気乾状態

桧 600kg/m³

杉 500

赤松 600

5) 壁荷重

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

2-2 地震荷重算定

屋根面

屋根荷重	0.40 t / m ² × 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 ² × 3.095 × 79.608= 39.42 t
壁	0.06 t / m ² × 3.095 × 23.880= 4.43 t
内部柱	0.60 t / m ² × 0.281 × 12= 2.02 t

計 320.04t

1 階床面

床荷重	0.14 t / m ² × 33.168 × 9.288=43.13 t
壁	0.16 t / m ² × 3.095 × 79.608=39.42 t
壁	0.06 t / m ² × 3.095 × 23.880= 4.43 t
内部柱	0.60 t / m ² × 0.281 × 12= 2.02 t
床柱	0.60 t / m ² × 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=158.40m²

2. 34.60 × 5.9 =204.14m²

計 362.54m²

桁行方向

1. 17.2/2 × 4.8 = 41.28m²

2. 10.80 × 5. = 63.72m²

計 105.00m²

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 =1.3sin² =0.34

H_T=13.3m H_B=8.5m

H_B/ H_T =0.64 a=0.66

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

H_T=8.5m H_B=2.6m

H_B/ H_T =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_T=13.3m H_B=8.5m

H_B/ H_T =0.64 a=0.66

風圧力=1.2 × 60 √(0.66 × 13.3 × 41.28)

=9,449kg 9.45t

H_T=8.5m H_B=2.6m H_B/ H_T =0.31

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

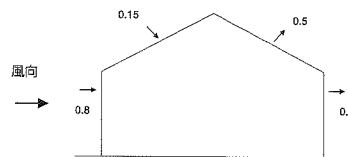
したがって SWY=9,449+11,681=21,130kg 21.13t

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/m²

(高さは安全の為、棟高位置とした)

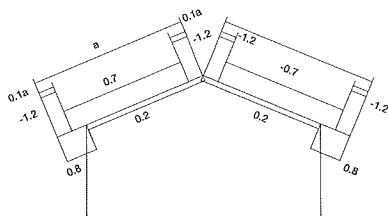
風圧力=0.5 × 219=109.5kg/m² < 本瓦自重250kg/m²

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。



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

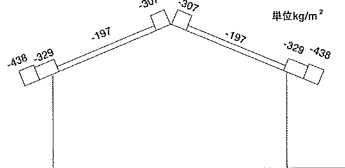
(高さは安全の為、棟高位置とした)

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

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

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

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



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

$$M = 1/8 \times 920 \text{kg/m} \times 3.10 \text{m}^2 = 1,105.15 \text{kgm}$$

$$Q = 1/2 \times 920 \text{kg/m} \times 3.10 \text{m} = 1,426.00 \text{kg}$$

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

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

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

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

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

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=3.10m

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

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

単純梁とする

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

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

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

$$\tau = 1.50 \times 1,581.0 / (23.3 \times 20.3) = 5.014\text{kg/cm}^2 < 7.0$$
 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=1.40m

小屋束圧縮力 母屋セン断力=1,581.00×2=3,162.0 t

小屋束断面積 A=24.0cm×22.1cm=530.4→500 cm²

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=140cm

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

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=2.45m

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=小屋束=3.162t+0.380=3.542t

単純梁とする a=0.45m b=2.00m

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

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

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

$$\tau = 1.50 \times 2,891\text{kg} / (23.6 \times 26.0) = 7.00\text{kg/cm}^2 < 7.0$$
 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=3.538m

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=420kg/m²×3.30m=1386.0kg/m

単純梁とすれば

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

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

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

$$\tau = 1.50 \times 2,451.8 / (21.0 \times 27.0) = 6.49\text{kg/cm}^2 < 7.0$$
 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=1.356m

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=肘木のセン断力×2=2,451.8kg×2=4,904t

片持梁とすれば M=4,904t×1.356m=6.65tm, Q=4,904t

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

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

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

$$= 4,904 \times 135.60^3 / (3 \times 72,000 \times 153,000) = 0.370\text{cm}$$

$$\delta / L = 0.370 / 135.6 = 1 / 366 < 1 / 300$$
 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=25kg/cm²×27.0×9.0=6,075kg>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=0.767m

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=1/6×11.8cm×13.0²cm²=332.3→300cm³

荷重 W=460kg/m²×0.31m=142.6→143kg/m

片持梁とする

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

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

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

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

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

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

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

風吹上げ力の検討

安全を考え鉛直荷重は、無視する。

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

3-10 1階中柱の設計 (内部)

1階柱断面 (桧) $\phi 30.0\text{cm}$ 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 $i=\sqrt{(39,000 / 700)} =7.46\text{cm}$

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

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

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

3-11 東柱の設計

床下柱断面 (桧) $\phi 60.0\text{cm}$ 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 $i=\sqrt{(635,000 / 2,800)} =15.06\text{cm}$

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

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

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

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) ϕ 60.0cm 柱長さL=2.2m
 柱軸力 屋根=0.42t/m²×5.204m×3.98m=8.699t
 床 =0.24t/m²×1.548m×3.98m=1.479t
 柱 =0.60t/m²×0.282m²×2.20m=0.372t
 頭貫=0.60t/m²×0.60m×0.257m×1.548m=0.143t
 頭貫=0.60t/m²×0.21m×0.210m×1.548m=0.040t
 土台=0.60t/m²×0.60m×0.257m×1.990m=0.184t
 壁 =0.16t/m²×3.98m×6.19m=3.914t
 計 14.831t
 柱断面積 A=3.14×30.0cm×30.0cm=2,826.0→2,800cm²
 断面二次モーメント I=3.14×60.0⁴/64=635,850→635,000cm⁴
 断面半径 i = $\sqrt{(635,000/2,800)}$ =15.06cm Lk=220cm
 λ =220/15.06=14.6<30 fc=5k=70kg/cm²
 長期 σ =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×9.0m³=6,075→6,000cm⁴
 断面係数 Z=1/6×100cm×9.0²cm=1,350→1,300cm³
 荷重 W=0.24t/m²
 単純梁とする
 $M=1/8 \times 0.24t/m^2 \times 3.68^2m = 0.406tm$
 $Q=1/2 \times 0.24t/m^2 \times 3.68m = 0.442t$
 長期 σ =40,600kg/(90.0×1,300) =0.347<1.0 OK
 τ =1.50×442kg/(100×9.0) =0.737kg/cm²<7.0 OK
 撓み δ =5·W·L³/385·E·I
 =5×2.40×368³/(384×72,000×6,800) =1.327cm
 δ/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
 $I=1/12 \times 21cm \times 46.7^3cm^3 = 178,233 \rightarrow 178,000cm^4$
 断面係数 Z=1/6×21cm×46.7²cm=7,633→7,600cm³
 荷重 W=床荷重=0.24t/m²×3.98m=0.955t/m
 =梁自重=0.60t/m²×0.21m×0.467m=0.058t/m
 計 1.013t/m
 単純梁とする
 $M=1/8 \times 1.013t/m \times 3.096^2m = 1.214tm$
 $Q=1/2 \times 1.013t/m \times 3.096m = 1.568t$
 長期 σ =121,400/(90.0×7,600) =0.177<1.0 OK

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

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

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)

$$= 0.096 \{ 2\sqrt{1+15(d/D)^2} - 1 \} dD$$

$$= 0.096 \sqrt{\{ 2 \cdot 1 + 15(25/305)^2 \} - 1} \cdot 25 \times 305 = 742kg$$

$$= 0.91d^2 = 0.91 \times 25^2 = 569kg$$

$$= 0.19dD = 0.19 \times 25 \times 305 = 1,449kg$$

569kg/本とする。

ダボのせん断強度(鋼材のダボの場合 ダボ小径16)

$$= 0.4 \{ \sqrt{1+20(d/D)^2} - 1 \} dD$$

$$= 0.4 \{ 2\sqrt{1+20(16/305)^2} - 1 \} \cdot 16 \times 305 = 2,058kg$$

$$= 4.3d^2 = 4.03 \times 16^2 = 1,100kg$$

$$= 0.81dD = 0.81 \times 16 \times 305 = 3,953kg$$

1,100kg/本とする。

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。
 $Q=67.21t/4=16.80t$
 $\tau = 1.5 \times 16,800kg/9 \times 928 = 3.02kg/cm^2 < 14$

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

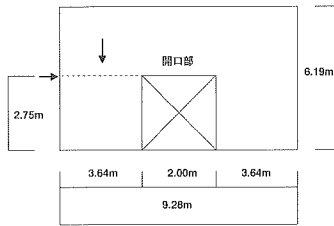
計 31.663t

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。

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

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

$$I = 31.8^3 (30.5^2 + 4 \times 30.5 \times 9.0 + 9.0^3)$$

$$/36 (30.5 + 9.0) = 26,915cm^4 \rightarrow 26,900$$

$$Z = 31.8^2 (30.5^2 + 4 \times 30.5 \times 9.0 + 9.0^2)$$

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

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

接合部の検討

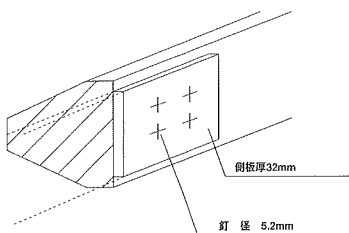
釘接合とする

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

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

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

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

$$P_1 = 41.568 - 7.885 = 33.683t$$

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/cm²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/cm²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_o：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)

$$A1 = \text{垂直荷重} / \text{短期許容圧縮応力度} \\ \text{(土台木材の繊維に直角方向)}$$

$$\text{柱断面積 (束柱 木材の繊維方向)} \\ = 42,425\text{kg} / 18\text{kg/cm}^2 \\ = 2,357\text{cm}^2 < 2,809 \text{ (柱断面積)} \\ = 53\text{cm} \times 53\text{cm} = 2,809\text{cm}^2$$

$$A2 = \text{柱断面積 (束柱 木材の繊維方向)} \\ = 53\text{cm} \times 53\text{cm} = 2,809\text{cm}^2$$

$$A3 = 35.0\text{cm} \times 38.0\text{cm} = 1,330.0\text{cm}^2 \\ \text{(頭貫 プレートの面積)}$$

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)

$$\delta 1 = \text{垂直荷重} \times \text{材長 (ヤング係数} \times \text{断面積)} \\ = 42,425\text{kg} \times 20\text{cm} / (2,880\text{kg/cm}^2 \times 2,357\text{cm}^2) = 0.125\text{cm} \\ \text{(土台)}$$

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

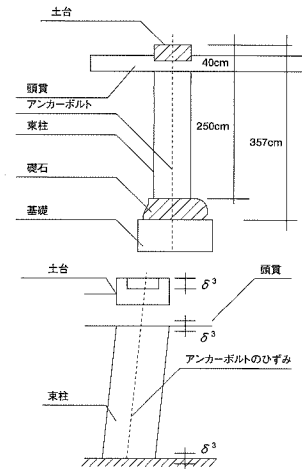
$$\delta 2 = 42,425\text{kg} \times 125\text{cm} / (72,000\text{kg/cm}^2 \times 2,809\text{cm}^2) = 0.026\text{cm} \\ \text{(束柱)}$$

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

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

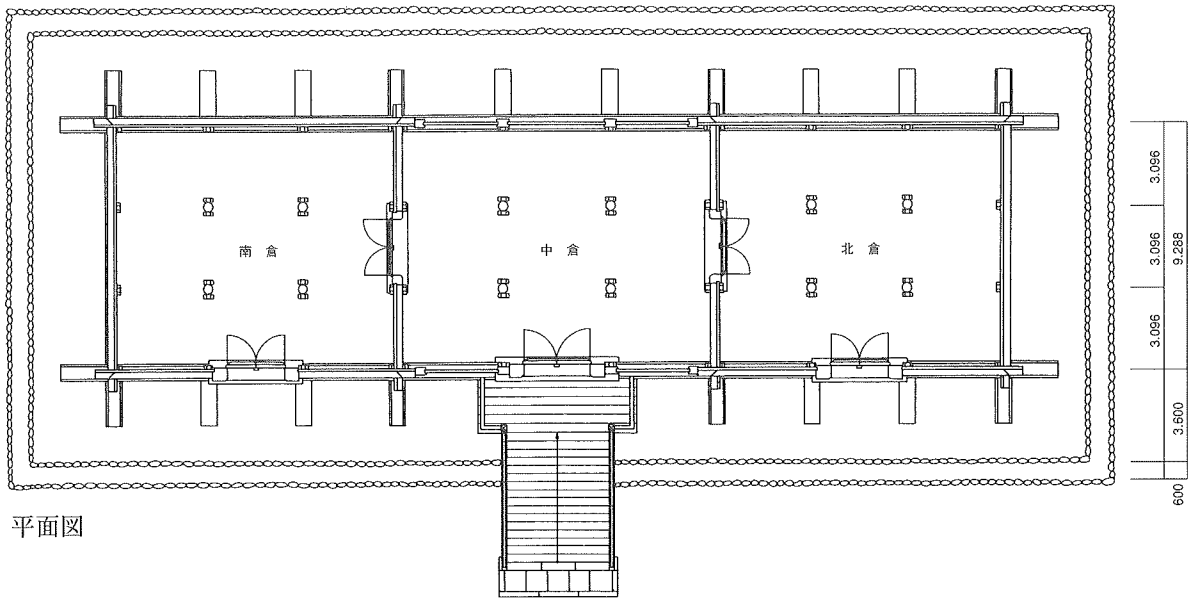
$$x = \Sigma \delta \times h / b \quad (b = \text{柱幅} \cdot h = \text{柱の高さ}) \\ = 0.773\text{cm} \times 250\text{cm} / 53\text{cm} = 3.65\text{cm}$$

論文との比較では、x：b=0.1からxを求めれば、

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

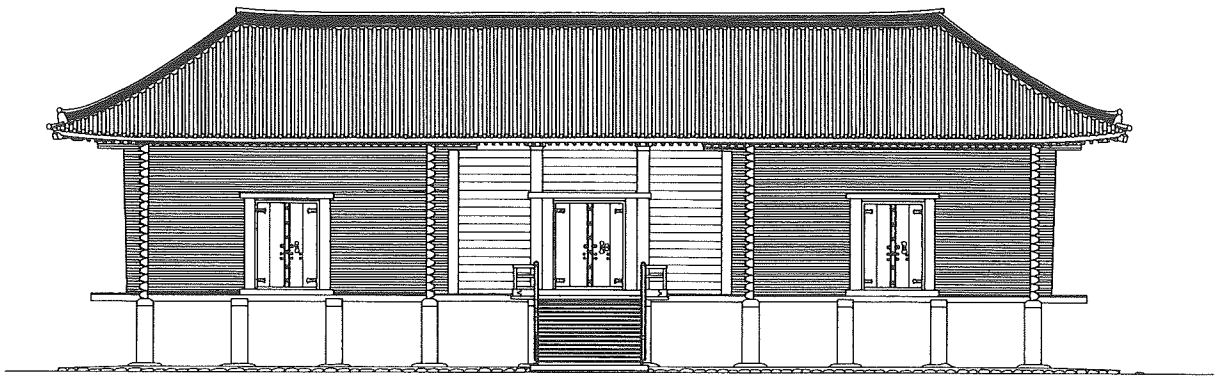
となり変位は小さいので安全側と思われる。

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。

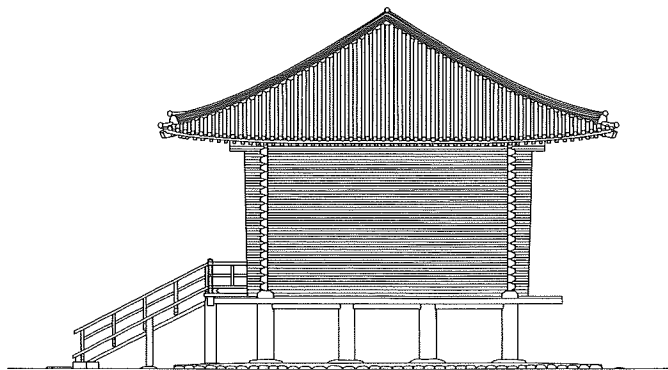


平面図

	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



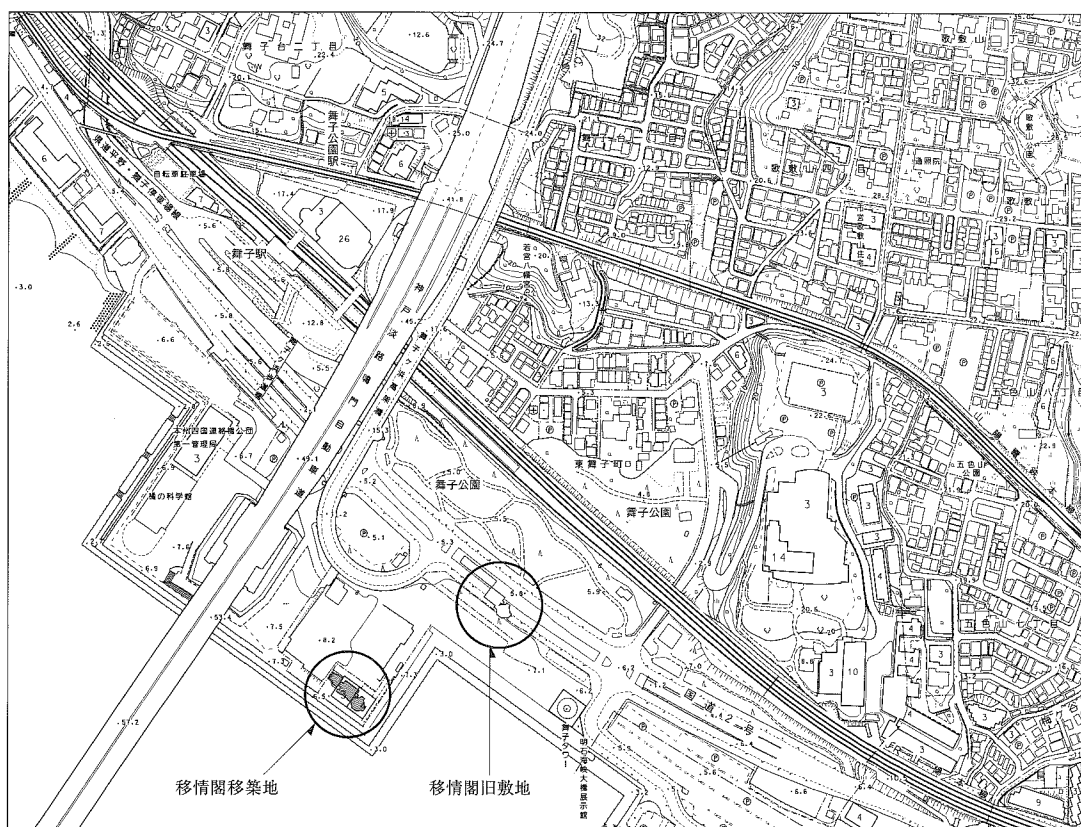
側面図

移情閣移築復原工事から

研究員 伊藤誠一郎

はじめに

移情閣は神戸市垂水区の明石海峡を臨む舞子に建ち、特異な形態から「八角堂」或いは「六角堂」と呼ばれてきた。明治中期から大正時代にかけて神戸を中心に活躍した中国人実業家の呉錦堂（1855-1926）が別荘として建てた建物の一部である。この移情閣は舞子公園の一角、国道2号の浜側に建っていたが、明石海峡大橋の建設に伴い南南西に約150m移築された。ここに、移築復原工事の概要を示す。



図一 移築後の舞子周辺

移情閣の沿革

移情閣の誕生と松海荘の完成

舞子は古くから白砂青松と淡路島を望む景勝の地として賑わい、明治21年11月、兵庫、明石間に山陽鉄道（現在のJR西日本）が開通し、8年後の明治29年7月には舞子駅が開業した。以後舞子駅周辺は開発が進み、料理旅館および別荘が建ち並んだ。呉錦堂は海運、セメント、

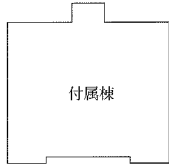
マッチ等の事業を成功させ、明治30年代後半から40年代初めにかけて舞子浜の土地を入手し、木骨コンクリートブロック造2階建の「本館」を建てた。この建物は、明治20年代後半から30年代に建てられたと思われる木骨煉瓦造の付属棟をあわせて「松海荘」と呼ばれ、大正2年3月14日には、国賓に準ずる待遇で日本を訪れた孫文を招き午餐会が開かれている。このときに撮影された記念写真の背景に写る建物が「本館」であり、今日移情閣と付属棟が孫文を記念する「孫中山記念館」として開館されているのはこの午餐会に由来する。その後、呉錦堂は自らの還暦と事業家としての第一線からの引退を記念し、本館の南東に木骨コンクリートブロック造3階建の八角塔屋を増築し、大正4年5月12日に上棟式を行っている。ここに3棟の建物からなる松海荘の完成を迎えた。この八角塔屋の2階南、北面の外壁には「移情閣」と刻まれた大理石の銘板が嵌め込まれ、現在、一階南に展示されている『移情閣』の扁額にこの名の由来が秘められている。扁額にある書は廉泉、呉芝暎夫婦が古典を引用しながら詠んだもので、呉錦堂が故郷の浙江省の風景に似ている、舞子浜からみる明石海峡の風景に望郷の想いを託したことが詠まれており、窓越しに移り変わる風景をして、命名の由来とされている。また、方位説に沿って建てられたと思われる移情閣は、中国の熟語「移窓換景」（窓を移れば、景色が換わる）「触景生情」（景色に触れると、情が生まれる）ともよく合致している。

松海荘本館の取壊し

景勝の地であった舞子は、大正時代後半からは交通の要所となり、昭和3年、神明国道（現在の国道2号）は交通量の増加に伴い拡幅工事が始まり、浜側に建ち並ぶ旅館や別荘のほとんどが撤去された。「松海荘」も例外ではなく、敷地は兵庫県が買収し、「本館」は解体撤去された。呉家の要望により幸いにも移情閣は当初の場所に存置され、付属棟は取り壊された本館の位置に曳屋により移築された。また、付属棟の西側には厨房棟が増築された。なぜ、敷地を県が買収し、移情閣が取り壊しをまぬがれたのか、それは移情閣の特異な形態によるものと思われる。『内海水路誌』（昭和5年12月1日発行）にある「唐崎鼻西方海岸ニ緑色2階建ノ家屋アリ極めて顕著ニシテ鐵獄ト共に東航路ノ好目標ナリ」の2階建ノ家屋とは松海荘本館のことで、これが国道拡幅に

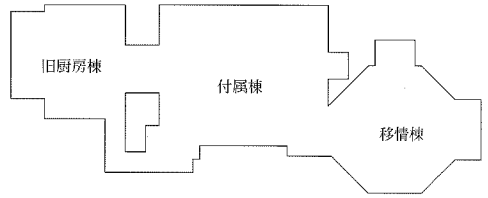


写真-1 昭和30年代後半の移情閣の風景



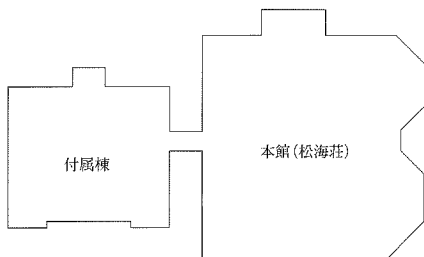
変遷 1 明治20年代後半

柱、土台、小屋梁等の木軸の当初材には手斧打ち仕上が確認でき、外壁に使用されている煉瓦には岸和田煉瓦株式会社の刻印[※]が確認できる



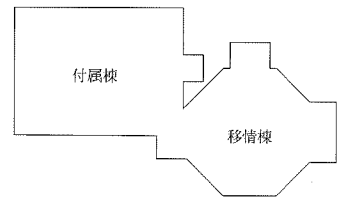
変遷 4 昭和3年～昭和42年

神明国道拡幅により、本館（松海荘）は取壊された。移情閣は当初の位置に残り、付属棟が曳屋により移築され、旧厨房棟が増築された



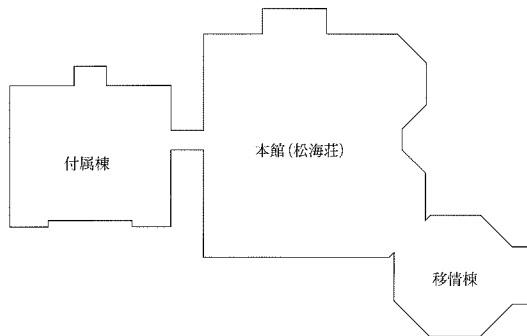
変遷 2 明治40年代

付属棟東側に松海荘本館が建設され、渡廊下で連結されていた



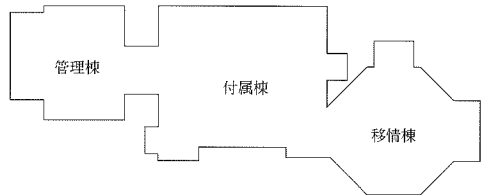
変遷 5 昭和42年～平成7年

昭和39、40年の台風により、付属棟の屋根及びヴェランダが倒壊し、昭和42年に行われた補修工事においてヴェランダの撤去、旧厨房棟が取壊され、また、昭和57年に日中国交正常化10周年を記念し、建物が兵庫県に寄贈され、昭和59年から孫中山記念館として一般に公開された



変遷 3 大正5年～昭和3年

本館（松海荘）のベイウインドウ南東面の壁を共有する形で移情閣が増築され、移情閣の1、2階北西面には本館（松海荘）の外壁が残存し、当時塗られていた緑色の塗料の痕跡が残る



変遷 6 復原平面

移情閣と付属棟は解体移築され、付属棟は昭和42年の補修工事において撤去されたヴェランダを復原し、付属棟西側には孫中山記念館の活動を支援するため旧厨房棟の外観を復原した管理棟を建設した

※水野信太郎博士の『日本煉瓦史の研究』によると、この刻印が使われ始めた年代は明らかではないが、株式会社に移行した段階の明治26年以降に使用されている事が確認されている。

図—2 建物変遷図

より取壊され、その代わりに移情閣が航行目標にされたと考えられる。

移情閣は昭和12年、公用に供出され、高官の宿舎として利用され、第二次世界大戦中は主に防空監視所、防衛隊本部として軍が使用していたものの、幸いにも被害を免れ、昭和21年に呉家に再び返還された。その後、移情閣は神戸中華青年会に寄贈され、住み込みの管理人が置かれ、華僑関係者の施設として使用された。昭和39年の台風23、24号で被害を受け建物の損傷が著しかったため、管理人が不在となり建物内には不法侵入が相次ぎ、しだいに荒れ果てていった。昭和40年9月の台風20号では、付属棟の屋根、ヴェランダが大破するという被害に遭い、移情閣も内部の金唐紙やシャンデリアの一部を失った。建物を修復するにあたり、「孫中山記念館建設委員会」を発足し、全国の華僑関係者に寄付が呼びかけられ、昭和42年に補修工事が行われた。この工事では、大きな被害を受けた付属棟は南側のヴェランダが撤去され、厨房棟や渡廊下は取壊された。また、移情閣の内部において壁紙の張替え、暖炉の焚口の閉鎖等が行われた。

昭和57年、神戸華僑総会は、日中国交正常化10周年を機に移情閣を「孫中山記念館」として開館するため兵庫県に寄贈を要請した。県はこの寄贈を受け、昭和58年から付属棟を中心に改修工事を実施し、日中の関係者によって財団法人 孫中山記念会が設立され、「孫中山記念館」として昭和59年11月12日に開館した。

移築の決定

昭和60年12月、明石海峡大橋の事業化が決定され、本州側の舞子ではアンカレイジ建設と架設作業基地として海岸が埋め立てられるとともに、舞子駅周辺の再開発や国道2号の慢性的な渋滞解消に向けた拡幅立体化が決定された。しかし、これにより国道に面して建っていた移情閣は渋滞による振動や騒音の問題がますます深刻化することが予想され、命名の由来と言われる窓越しに臨む海峡の風景、さらに神戸一と言われる夕暮れの風景が海岸の埋め立てにより失われてしまうため、アンカレイジ東側へ移築し恒久的に保存するという基本方針がまとまり、移情閣の移築が決定した。移築の方針が決定されたものの、この当時、移情閣は文化財としては未指定であり移築を行う場合、建築基準法の適用を受け、木骨コンクリートブロック造3階建の不適格建築物となり、移築の方法としては、文化財の指定を受け建築基準法第3条の適用の除外を受けるか、建築基準法第38条の特殊な材料または構法の認定を受けるか、その可能性はごく限られていた。移情閣の文化財的価値については、坂本勝比古神戸芸術工科大学教授がかねてより高く評価されていたことから、当協会が事前調査を受託し平成4年12月から調査を開始した。調査半ばで行われた兵庫県文化財保護審議会の細見啓三委員及び兵庫県教育委員会の現地視察の結果、兵庫県内の大正時代における別荘建築の貴重な遺構として県指定文化財に指定すべきとの確たる意見を得て、平成5年12月に移情閣と付属棟は兵庫県指定重要有形文化

財に指定された。現存するわが国の最初期のコンクリートブロック造は、指定文化財としての移築を前提に、移築工法や仕様等を検討する必要がある、5名の学識経験者からなる「移情閣移設検討委員会」が設置された。当初、移築方法として曳屋工法と解体工法が検討されたが、曳屋工法の場合、国道の拡幅工事に伴う移動開始から移築先での工事着手まで少なくとも3年以上を要し、その間暫定的に保存するための用地が確保できなかったことから、解体工法が選択された。

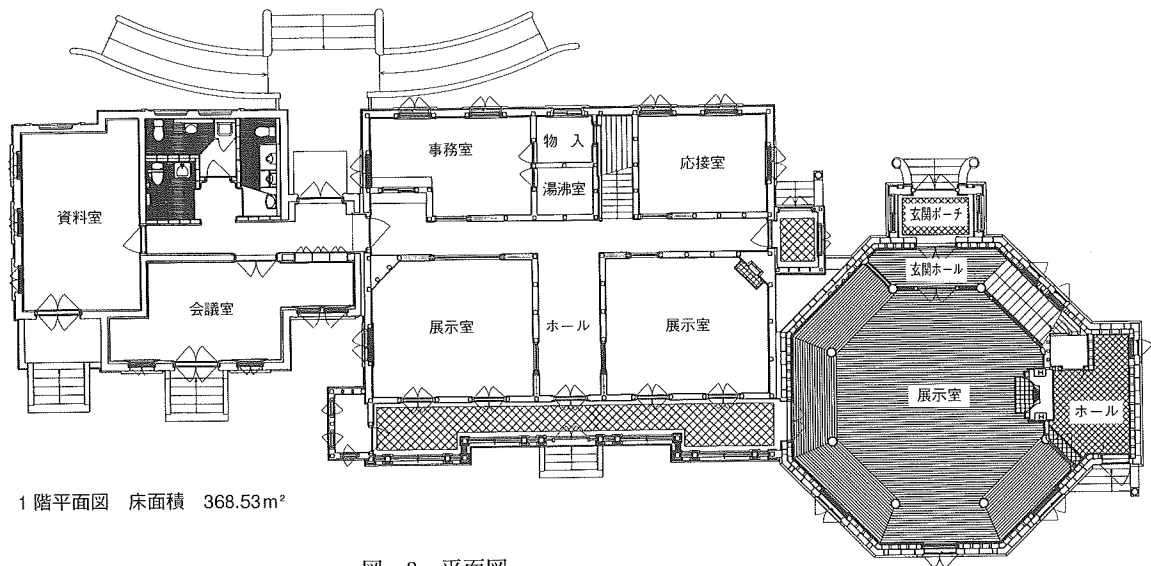
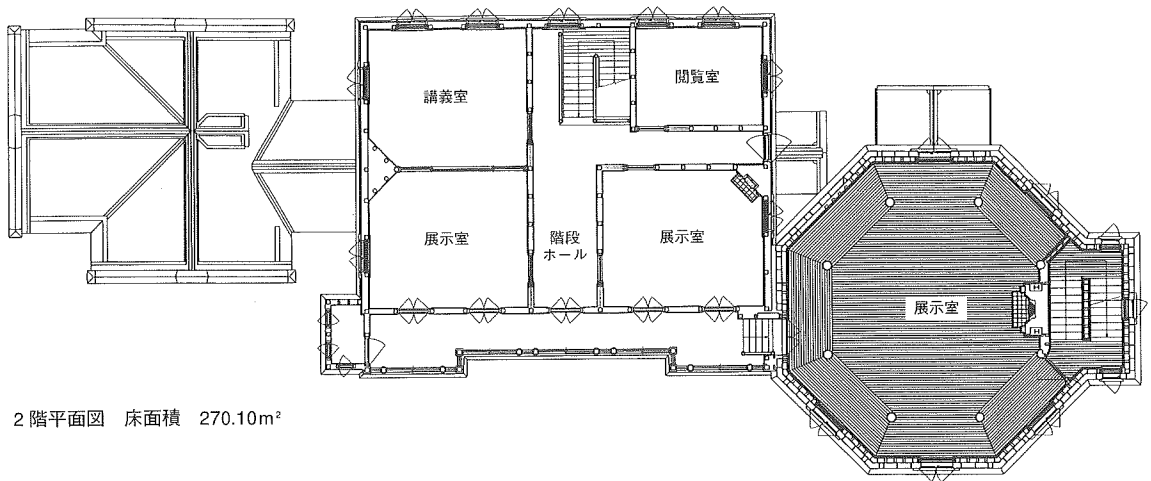
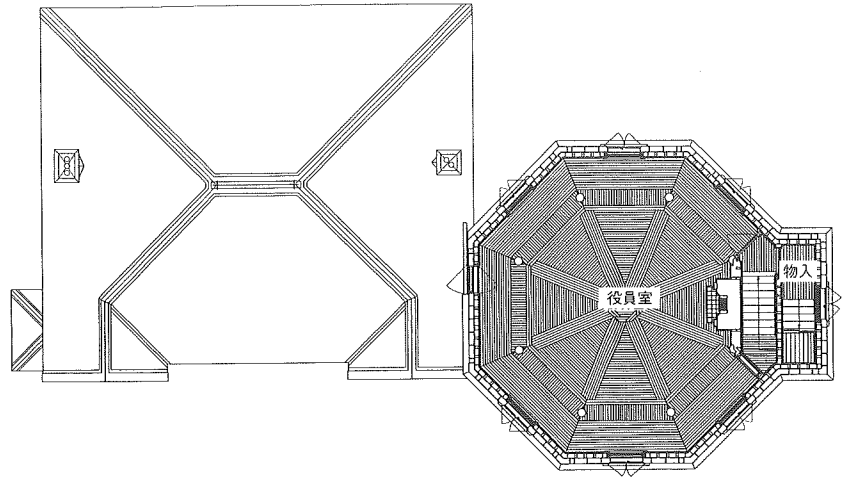
解体工事

移情閣の解体工事は、平成6年2月に解体移築に関する現状変更を兵庫県教育委員会に申請し許可を得たのち、同年3月に着手した。解体工事中に、付属棟の基礎下から松海荘本館の基礎や、移情閣北西面の1、2階コンクリートブロックの外壁には、室内側が緑色に塗装された松海荘本館の外壁の一部が発見された。また、西面の1階からは大正2年3月に孫文を松海荘に招いた時の記念写真の背後に写る塀のブロックが発見された。その他、移情閣1階及び階段室のカーテンボックスの下から唐草模様の金唐紙、1階旧便所床から中央に花模様があるタイルが発見された。解体工事の中で、移情閣の外壁のコンクリートブロックは、窓上飾り等の特殊ブロックを中心に解体する大バラシ工法を採用し、解体の準備を進めていたが、平成7年1



写真-2 阪神淡路大震災後の移情閣3階コンクリートブロックが倒壊し、外部足場に寄りかかる

月17日の阪神淡路大震災によって3階の外壁は外部足場に寄りかかるように倒壊し、その他の壁は目地部に無数の亀裂が入った。そのため、大バラシ工法による解体は断念せざるを得ない状態となり、地震により亀裂の入った箇所での取外しを行った結果、外壁のコンクリートブロックは大小さまざまな形状の塊となった。この震災により解体工事は予定工期より4ヵ月遅延し、平成7年7月31日に完了した。復原工事が始まるまでの約1年半の間、解体されたコンクリートブロックや石材は、舞子公園内に建てられた保存小屋に保管し、木材や内装材等は現地から約30km北の県立播磨中央公園の一面に保存小屋を建て保管した。



図一3 平面図



北面



南面

図一4 立面図

復原工事

復原設計において、移情閣創建当初の構成は移情閣、松海荘本館、付属棟の3棟であったことが明らかになったが、復原は比較的資料が残っている昭和3年以降の姿、すなわち松海荘本館が撤去され付属棟が移情閣西側に曳屋された形状に復することとした。ただし、

付属棟については、昭和39、40年の台風でヴェランダや屋根、内壁及び内装材の多くが破損欠失していたが、当時の災害調査資料等を基に、可能な限り旧状に復した。このほか、孫中山記念館の活動を支援するため、付属棟西側に資料室、喫茶コーナー、便所を設置し、外観は昭和3年に増築された旧厨房棟に倣い修景した。これらを基に平成9年7月に兵庫県教育委員会に現状変更を申請し許可を受けた。

移情閣の復原工事は、移築先が明石海峡大橋の架設作業地の一部となっていたため工事の進捗状況に合わせ、平成9年12月からの着手となった。工事実施に際しては、阪神淡路大震災の教訓を生かし、文化財保護及び価値判断について学識経験者による「移情閣復原工事指導委員会」を設置するとともに、同委員会に工事部会を設け、行政、監理者、施工業者、孫中山記念会の各関係者が出席し、委員会を5回、工事部会会議を13回開催した。ここでは復原設計をもとに、工事期間中の施工方針や構造補強の検討のみならず、施工中の問題点や細部の納まり等の踏み込んだ指導や検証が行われた。さらに神戸華僑総会からの資料提供や、英国総領事館等の国際協力を得て、タイルの復元が行われた。工事は数々の修正を行いながら、28ヶ月を費やし、平成12年3月25日に竣工し、展示工事を終えた翌4月21日に孫中山記念館は再び開館した。

復原工事概要

敷地面積	1,581.00㎡
建築面積	368.53㎡
延床面積	738.46㎡
構造	移情閣 木骨コンクリートブロック 3階建 付属棟 木骨煉瓦造 2階建 管理棟 鉄筋コンクリート造 平家建

移情閣移設検討委員会委員

川上 貢
岡田 英男
金彦 潔
坂本勝比古
細見 啓三

移情閣復原工事指導委員会委員

川上 貢
足立 祐司
金彦 潔
坂本勝比古
西澤 英和

復原工事の概要

今回の復原工事における、特徴的な工事工種について簡単に述べることにする。

コンクリートブロックの復原

コンクリートブロックの種類 移情閣の外壁を構成しているコンクリートブロックの種類は大きくわけて平、隅、窓廻り、窓上飾り、窓下飾り、胴蛇腹の6種類に分類される。そのうち平ブロックのみ空洞部が2箇所確認できた。平ブロックは長さ455mm（1尺5寸）、幅191mm（6寸3分）、成204.5mm（6寸7分5厘）あり、目地幅7.5mmをあわせ1段の高さを212mmで積み上げられている。

隅ブロックは、平面形状がへの字をしており、出隅、入り隅に使われ、石積みや煉瓦壁の隅石にあたるものである。

窓上飾りは、1階は楕形アーチと歯飾り、2階は水平楣と複弁飾り、3階は尖頭アーチと狭間飾りといった異なった種類のコンクリートブロックで構成されている。

胴蛇腹は各階境に取り付き、各階境とも断面形状は同じであった。

各コンクリートブロックは内側の木軸と手違鋸のみで緊結されており、上下方向の緊結に太柄等の金物類は一切使われていなかった。

コンクリートブロックの製作 平ブロックは、本体のコンクリートと外部仕上面のモルタルの2層に分かれているが、その境目はあまり明確ではなく、仕上面より約10mmから12mmを仕上モルタルとし、他は非常にすが多いコンクリートとなっている。これはコンクリートブロックを積上げた後、左官工事でモルタルが塗られたのではなく、ブロックの製造時に何らかの方法で一体成形されたものと推定され、この謎を解く鍵が平ブロックの空洞部の内側に見られた。空洞部はコンクリート硬化後に脱型したも

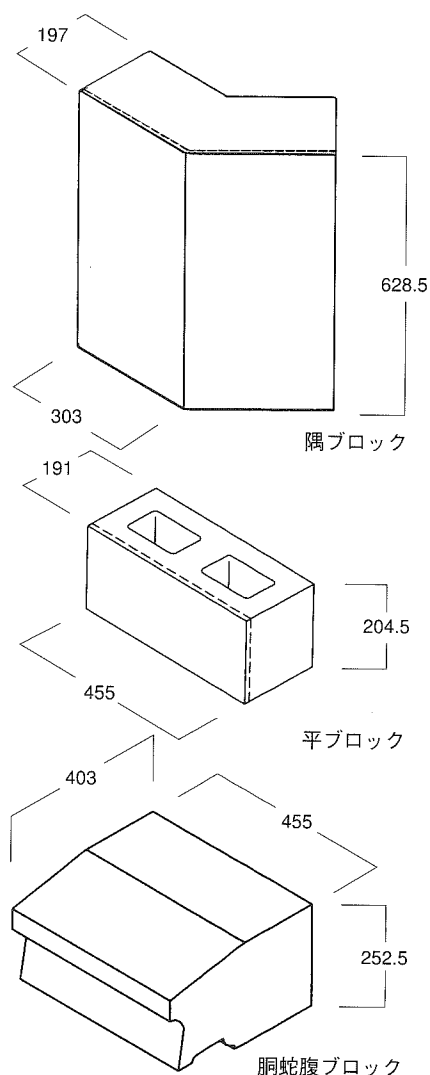


図-5 コンクリートブロックの種類

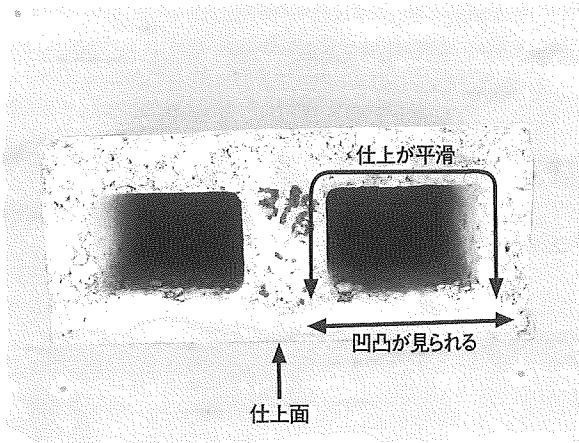


写真-3 平ブロックの空洞部

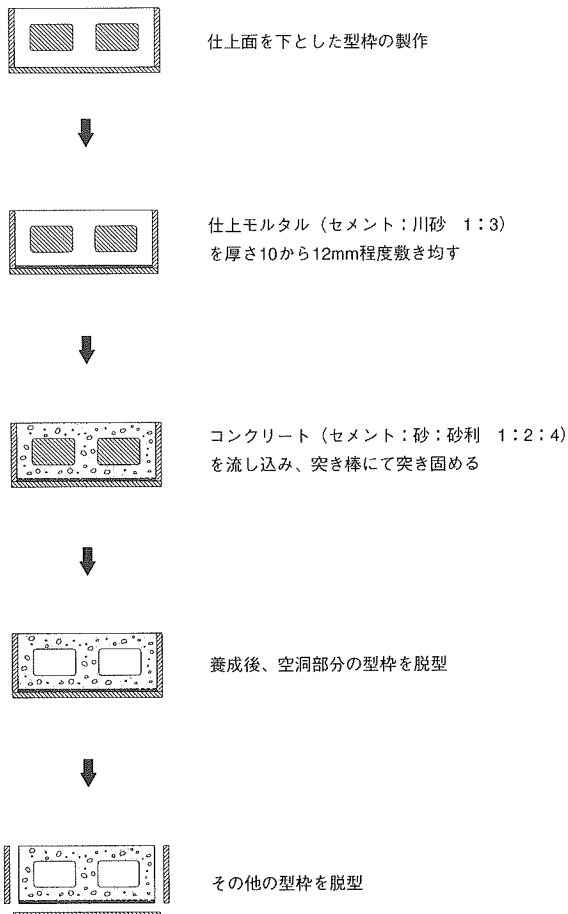


図-6 移情閣外壁コンクリートブロック製作図

のと思われるが、内側の4面の内、外面（仕上面）側だけが表面に凹凸がみられ、これはコンクリートを打込む際、空洞部になる型枠の下まで十分にコンクリートが廻らず空隙ができ、硬化したためと考えられる。これにより、当時のコンクリートブロックの製造方法は仕上面の隅の仕上がりの良さから、仕上面を下にした型枠であったと考えられる。それに空洞部が2箇所になるように角材を取付けた型枠を作り、まず、仕上モルタルを約10mmから12mmになるように流し込み、その後にコンクリートを打ち、硬化後型枠を脱型したと思われる。実際の製作では、仕上モルタルを流し込み、コンクリートを打つまでの時間を多くとると境目がはっきりして、コンクリートブロックに左官工事でモルタルを塗ったようになり、仕上モルタルを流し込んだ後直ぐにコンクリートを打つとモルタルとコンクリートが混ざった状態になってしまい、当初材に見られる仕上モルタルとコンクリート部分の境目を作り出すのに苦労した。

タイルの復原

移情閣1階旧便所の床を解体していた時、中央に花模様のあるタイルが発見された。このタイルを復原するため国内のタイル会社の協力を得て調査したところ、英国製である可

能性が高いことが判り、英国総領事館に調査を依頼、発見されたタイルをビクトリア＝アルバート博物館に持込み調査した結果、英国製であることが判明した。これにより英国でタイルの復原を行うことが決定し、英国貿易産業省からタイル製造業者が紹介された。当初は、FAXや航空便のやりとりで復原作業を進めていたが、送られてきた試作品の模様の浮き出しや色合い等がオリジナルと微妙に違っており、修正点の打合せをするため渡英することになった。タイルの製造工場は、ロンドンから列車で約3時間のイギリス西部の産業革命期の工業地帯であるアイアインブリッジ溪谷にあり、その工場では現在でも手作業によるタイル製作が行われていた。現地に変更点の打合せを行った結果、その後送られてきた試作品はオリジナルと遜色ない出来ばえで、これにより、「Kobe Rose」と名づけられたタイルの製作が行われることになった。現在、1階ホールの床及び1、2階暖炉廻りには英国製のタイルが貼られている。また、3階役員室（非公開）では暖炉枠に嵌め込まれているタイルは解体時に発見されたもので、炉床に貼られているタイルが英国製である。

今回のタイルの復原の成功は日本の窓口である英国総領事館、英国の窓口である貿易産業省、そしてタイル製造業者の連携がうまく行われ、復原作業が進められた結果である。

金唐紙の復原

解体時、移情閣1階南、南東面カーテンボックスと二階階段室のカーテンボックスから金唐紙が発見され、約400㎡の金唐紙の復原が決定した。復原にあたり「紙の博物館」に所蔵の版木棒を調査した結果、同じ図柄の版木棒はなく、今回は古写真と残存する金唐紙から図案を作成し、新たに版木棒を製作し金唐紙の復原を行うこととなった。今までにない広い面積の金唐紙の製作には約2年が費やされた。

移情閣外壁の緑色

移築前、移情閣の外壁のコンクリートブロックにはリシンが吹付けられていたが、玄関ポーチや階段室南面の庇の見え隠れには緑色の塗料が塗られており、これらの色は、北西面の1、2階から発見された松海荘本館の壁に塗られていた色と同じであった。これにより移情閣が本館に増築される前の本館の外壁は緑色に塗られており、大正5年本館に増築の際、移情閣の外壁も本館の色に合わせて塗られていたことが分かった。移情閣の外壁に塗られていた塗料の分析を行った結果、4層の塗膜層が確認され、最下層はボイル油をビヒクルとした油性系塗料の油性調合ペイントであると推定された。今回の復原工事において外壁のコンクリートブロックに油性調合ペイントを塗った場合、新規製作したコンクリートブロックの表面から出るアルカリに対する問題、移築地が海岸近くであるため飛沫塩分に対する影響が考えられるため、外壁の塗装が始まる1年前から現場内において新旧ブロックに油性調合ペイントを塗り暴露試験を行った。その結果、塗膜の剥離及びチョーキ

ングが確認され、下地処理の材料や施工の善し悪しによって塗膜の剥離を起こす可能性が認められた。このため下地材としてコンクリートブロックの表面からにじみ出てくるアルカリ分を遮断する材料を選択した。上塗については、油性調合ペイントを塗った場合、長期の耐候性、耐塩性に適していないため、塗替えの時期が通常の場合に比べ短いサイクルで行わなければならない、管理面での問題が生じてくるため、今回の工事では耐アルカリ性、耐塩性の優れたフッ素樹脂塗料を用い、当時の緑色の外壁を復元した。

大理石の暖炉

解体時に移情閣の各階に暖炉の焚口が発見され、3階には暖炉枠も残っていたが、他は昭和42年の改修工事で撤去されていた。1階と3階は古写真が存在し、2階の暖炉については資料がなかったが、その後、神戸華僑総会の協力で改修工事を請け負った工務店に保管されていた持送りと昭和32年に撮影された写真が発見された。これらの資料により暖炉枠の詳細が判明し大理石の暖炉を復元し取付けた。

構造補強

移情閣解体工事の途中、阪神淡路大震災に遭遇したが、付属棟の解体も終わり移情閣の内装材の解体が完了していたために、幸いにも外壁のコンクリートブロックの被害にとどまった。しかし神戸市内の文化財の被害状況を考慮し、基礎、外壁、付属棟のヴェランダについて性能の向上を図るため建物本来の特性を生かした補強を行った。

基礎の補強 移情閣の移築地は明石海峡大橋の架設作業地内の埋め立て地であるため、再び大地震が起きれば液状化の危険性が高いと指摘され、ボーリング試験を行い地盤の状況を確認しながら基礎の形状について検証が行われた。その結果、長さ14mの鋼矢板を建物周囲約110mに打ち込み、液状化の恐れのある地盤の流動を抑制するための縁切り材として用いた。

外壁の補強 移築前の移情閣の外壁にはコンクリートブロックが無筋の状態です約15m積み上げられており、今回の外壁の補強では木軸とコンクリートブロック壁の間

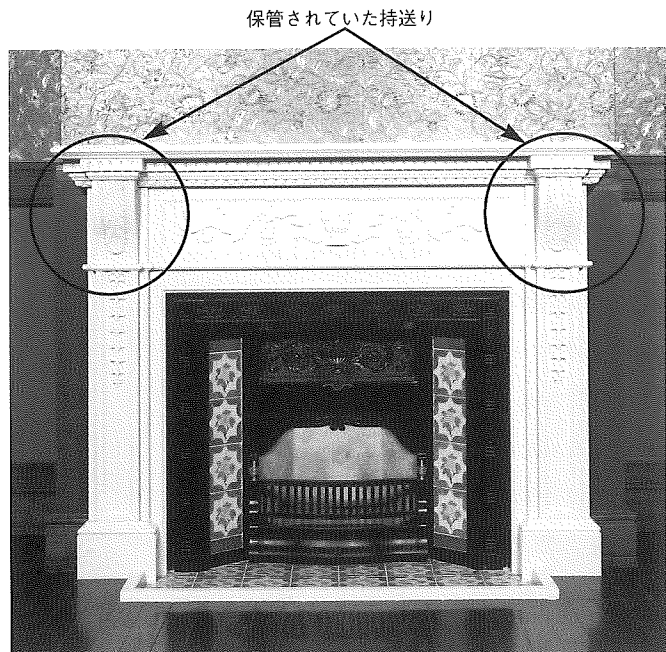


写真-4 2階暖炉

間を利用し、ステンレス板を縦横に挿入する工法を採用したところ、数多くの問題をクリアしながら工事を進めなければならないこととなった。例えば、補強板の取付けは、葛石と土台の間に補強板を固定し、コンクリートブロックの積み上がり状況を見ながら順次下から取付けていく予定であったが、使用するステンレス板が幅200、300mm、厚さ4mmのため、衝撃等で変形する恐れが懸念され、急遽、軒桁からステンレス板を順次吊り下げの方法に変更した。そのため、ステンレス板を張り終えないとコンクリートブロックが積めない状態になり、その他の工事の工程を短縮せざるを得ない状況となった。また、内側の木軸は曲がりやねじれが起り、樽型に変形し、木軸とコンクリートブロック隙間が大きいところで15mm、小さいところでは隙間なしといったように、非常にばらつきが大きく、また、外壁のコンクリートブロックは現在の機械生産のように製品誤差が少ないものではなく、1箇所ずつ手作りで作られ積み上げられているため、その箇所に補強板を入れるといったことは、非常に施工者泣かせの難しいものとなった。

現在、外壁はコンクリートブロックが積み、内部は内装材で覆われてステンレスの補強板は見えない

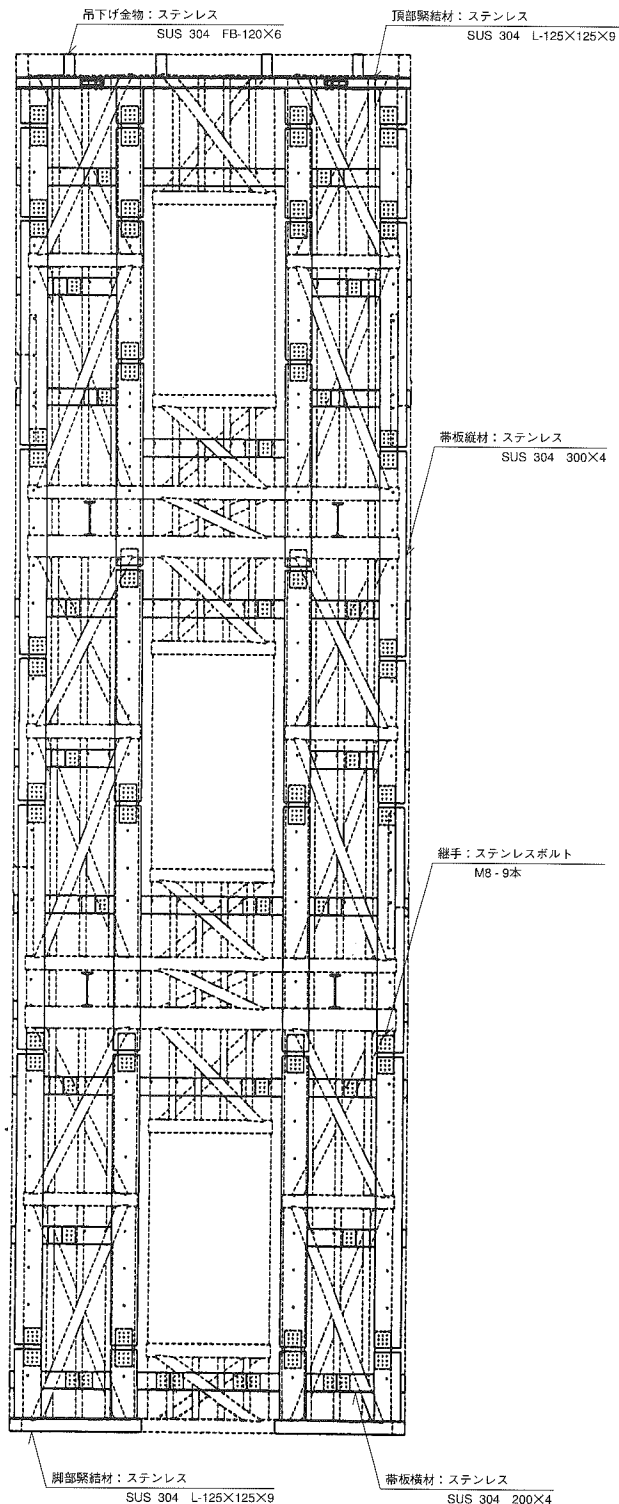


図-7 移情閣外壁補強ステンレス板配置図

が、1階から2階に上がる階段の途中にある物入の中では補強の様子が窺える。

付属棟の外壁は煉瓦積で、煉瓦、目地共脆性材料であるため、局部破壊を起こす恐れがあり、これを防止するため煉瓦壁の中には移情閣同様、格子状にステンレス板を入れ補強を行っている。

ヴェランダの耐風対策 付属棟は昭和39、40年の台風被害によりヴェランダや屋根が倒壊した。写真-1ではヴェランダの窓ガラスが失われているのが分かる。これは台風時に窓ガラスが割れ、風が建物内部に吹き込み、風圧で屋根を持ち上げられたと考えられる。今回の復原では、意匠は当時状態に復し、復原したガラス窓を強化するなどのヴェランダの補強を行った。ガラス窓は戸厚を48mmとし、厚さ6mmのガラスを上から落とし込み、内外両面に格子を組んで、当時のガラス窓に復した。

カーテン工事

復原工事の後、平成13年7月から平成14年3月まで移情閣の各窓にカーテンを取付ける工事が行われた。足立裕司神戸大学教授の監修のもと、生地の色は経糸、緯糸の色を替え、数十種類の試し織を製作し、現地にて吊り下げ、他の内装材、特に金唐紙の色との調和を考え選択した。タッセル、フレンジはカーテンの色調に合う既製品を選定し使用した。

あとがき

解体工事では明石海峡大橋の工事の進捗状況に合わせての作業となり、途中大震災に遭いながらも、工事は無事完了。復原工事においては、およそ月一度の委員会、工事部会会議を重ね、工事も順調に進んだ。そして調査開始から約8年を経てようやくここに孫中山記念館として再び舞子の地に蘇った移情閣。平成13年11月14日に移情閣はコンクリートブロックを用いた最初期の建物で、その構法や技術を伝える遺構として歴史的価値が評価され、重要文化財の指定を受けた。自然環境の厳しい場所に建ち、2度の国道拡幅工事にも生き残るなど、幾多の試練を乗り越えてきた移情閣が、中国と日本の交流の場として今後も多いに活用されることを期待している。

終わりに、移築復原工事にあたり、終始ご指導、ご協力をいただきました委員の方々、兵庫県の関係各位、工事関係者をはじめその他多大なご支援とご協力をいただいた関係各位に対して心から感謝を申し上げます。

- 引用・参考文献 『移情閣移築復原工事報告書』兵庫県（2001）
『孫中山記念館（移情閣）概要』財団法人孫中山記念会（2001）
『月刊文化財 1月号』第一法規出版株式会社（2002）
写真協力 坂本勝比古 神戸芸術工科大学名誉教授

研 究 報 告

件 名	委 託 者
杭基礎の新技法・新工法の開発に関する研究指導	日本鋼管(株)
神戸総合運動公園法面緑化追跡調査	(財)神戸市公園緑化協会
新防蟻剤の開発研究	大日本除虫菊(株)
建物における空調設備等の異常検知診断(FDD)に関する研究	(株)日建設計
阿仁町福祉エリア構想	阿仁町
P P C構法の研究開発及び高強度コンクリートの開発研究	大鉄工業(株)
C M方式へのゼネコンナレッジ活用に関する研究	(株)鴻池組
高齢者福祉施設における温熱的生活環境の適正化に関する研究	大阪ガス(株)
膜構造建築物の耐震設計に関する研究	(社)日本膜構造協会
史跡岡城基本設計検討	大分県竹田市
高速道路施設の景観検討	(株)コンサルタンツ大地
建設産業明示化研究	(株)竹中工務店
DOCOMO九州大分ビル(仮称)他2ビル地震波作成調査研究	(株)エヌ・ティ・ティ建築総合研究所
京都高速道路の料金所に関する景観検討	阪神高速道路公団
高齢者の身体特性を考慮した生活設備環境による 特養入居者の生活改善に関する研究調査	(財)医療経済研究・社会保険福祉協会
大阪府立中之島図書館不同沈下及び傾斜度測量等継続調査研究	大阪府立中之島図書館
第二名神高速道路連続高架橋景観設計に関する研究調査	新日本技研(株)
階段内の煙拡散性測定調査研究	国土交通省 国土技術政策総合研究所
古式京壁の耐力試験	佐藤治男
中世庶民住居復元図調査研究	滋賀県立琵琶湖博物館
乾式タイル工法の調査研究	日本診断設計(株)
登録有形文化財 京都大学基督教青年会館保存修理技術指導	(株)一粒社ヴォーリズ建築事務所

事業報告

1. 文化財建造物に関する工事等（完了）

建造物名	所在地	委託者	工事期間	備考
行永家住宅	京都府舞鶴市小倉	京都府	13. 7. 11 13. 9. 28	重文 修理工事・耐震診断
同志社 クラーク記念館	京都市上京区今出川烏丸	(学)同志社	13. 5. 1 13. 9. 30	重文 応急修理工事
同志社 有終館	京都市上京区今出川烏丸	(学)同志社	13. 6. 15 13. 9. 30	重文 応急修理工事
旧水口図書館	滋賀県甲賀郡水口町本町	滋賀県甲賀郡水口	13. 11. 1 13. 12. 15	国登録有形文化財 修理工事
旧中筋家住宅 長屋蔵	和歌山市祢宜	和歌山市	13. 8. 16 13. 12. 20	重文 構造診断
移情閣	兵庫県神戸市東舞子町	兵庫県神戸県民局	13. 7. 6 14. 1. 1	重文 内部改装工事
萬福寺 松隠堂客殿	京都府宇治市五ヶ庄三番	京都府	13. 11. 20 14. 3. 29	重文 修理工事・耐震診断
三木家住宅 長屋・長屋門	兵庫県姫路市林田町中溝	姫路市	13. 5. 1 14. 3. 30	県指定 解体修理工事
岡城跡	大分県竹田市竹田	竹田市	12. 10. 2 14. 3. 31	史跡 整備計画
日根神社 本殿	大阪府泉佐野市日根野	(宗)日根神社	13. 4. 1 14. 3. 31	府指定 修理工事
京都御所 参内殿ほか	京都市上京区	(株)安井空工務店	13. 4. 1 14. 3. 31	調査工事 屋根葺替
史跡金剛寺 土塀	大阪府河内長野市天野町	(宗)金剛寺	13. 4. 1 14. 3. 31	史跡 復元工事

2. 文化財建造物に関する工事等（継続）

建造物名	所在地	委託者	工事期間	備考
仙台城 艮櫓	仙台市青葉区川内地区	仙台市	10. 12. 15 16. 3. 31	無指定 復元工事
金剛寺 五仏堂・薬師堂	大阪府河内長野市天野町	(宗)金剛寺	12. 6. 1 16. 3. 31	府指定 解体修理・半解体修理
平安神宮神苑 泰平閣・尚美館	京都市左京区岡崎天王町	(宗)平安神宮	13. 1. 5 16. 3. 31	名勝 屋根葺替・部分修理
総本山知恩院	京都市東山区林下町	(宗)総本山知恩院	13. 4. 2 15. 3. 31	文化財調査工事

3. 文化財建造物防災事業（完了）

建造物名	所在地	委託者	工事期間	備考
神護寺 木造薬師如来 立像軀ほか7件	京都市右京区 梅ヶ畑高雄町	(宗)神護寺	11. 12. 1 13. 12. 31	国宝 総合防災
姫路城	兵庫県姫路市本町	兵庫県姫路市	13. 6. 29 14. 3. 25	国宝 総合防災

3. 文化財建造物防災事業（完了）〔つづき〕

建造物名	所在地	委託者	工事期間	備考
元興寺 極楽坊本堂ほか	奈良市中院町	(宗)元興寺	12. 11. 22 14. 3. 31	国宝 総合防災
勝鬘院 塔婆	大阪市天王寺区夕陽丘町	(宗)勝鬘院	13. 4. 18 14. 3. 31	重文 総合防災
摩尼院 書院	大阪府河内長野市天野町	(宗)摩尼院	13. 4. 18 14. 3. 31	重文 総合防災
天龍寺	京都市右京区嵯峨天龍寺 芒ノ馬場町	(宗)天龍寺	13. 4. 1 14. 3. 31	美術工芸品 自動火災報知設備
三千院	京都市左京区大原 来迎院町	(宗)三千院	13. 4. 1 14. 3. 31	美術工芸品 自動火災報知設備
竜光院 書院	京都市北区紫野大徳寺町	(宗)竜光院	13. 10. 15 14. 3. 31	国宝 自動火災報知設備
御香宮神社 本殿	京都市伏見区 御香宮門前町	(宗)御香宮神社	13. 10. 15 14. 3. 31	重文 自動火災報知設備
叡福寺 鐘楼	大阪府南河内郡 太子町大字太子	(宗)叡福寺	13. 12. 7 14. 3. 31	登録有形文化財 総合防災

4. 社寺等日本建築（完了）

建造物名	所在地	委託者	工事期間	備考
置賜広域文化施設 新博物館内能舞台	山形県米沢市	(株)関・空間設計	11. 2. 1 13. 4. 30	新築に関する調査研究
弘誓寺 庫裡	大阪府吹田市市内本町	(宗)弘誓寺	12. 6. 1 13. 5. 31	改築に関する調査研究
南禅寺 大玄関	京都市左京区 南禅寺福地町	(宗)南禅寺	13. 2. 20 13. 5. 31	改築に関する調査研究
瀧安寺 観音堂・手水舎	兵庫県箕面市箕面公園内	(宗)瀧安寺	11. 2. 10 13. 7. 31	改築に関する調査研究
浄願寺 本堂・書院	兵庫県西宮市津門具羽町	(宗)浄願寺	10. 10. 2 13. 8. 31	改築に関する調査研究
御香宮神社 神輿庫	京都市伏見区 御香宮門前町	(宗)御香宮神社寺	13. 2. 15 13. 9. 15	改築に関する調査研究
北野天満宮 境内 参道敷石・排水路等	京都市上京区馬喰町	(宗)北野天満宮	10. 1. 5 13. 9. 30	整備工事に関する調査研究
華階寺 本堂	岡山県津山市山下地内	(株)文化財保存 計画協会	13. 8. 1 13. 10. 10	新築に関する調査研究
美作国分寺 回向堂	岡山県津山市国分寺	(宗)国分寺	12. 5. 1 13. 10. 31	新築に関する調査研究
善隆寺 収蔵庫	滋賀県伊香郡西浅井町 大字山門	(宗)善隆寺	13. 5. 1 13. 11. 20	改築に関する調査研究
彦根城跡表門橋 仮設橋	滋賀県彦根市金亀町	彦根市	14. 1. 31 14. 3. 15	新築に関する調査研究
彦根城跡 表門橋	滋賀県彦根市金亀町	彦根市	14. 2. 15 14. 3. 25	解体に関する調査研究
長福寺 本堂	福島県大沼郡会津高田市	(宗)長福寺	12. 4. 1 14. 3. 30	改築に関する調査研究

4. 社寺等日本建築（完了）〔つづき〕

建造物名	所在地	委託者	工事期間	備考
本山要法寺 収蔵庫	京都市左京区法皇寺町	(宗)本山要法寺	13. 4. 10 14. 3. 30	改築に関する調査研究
仁和寺 宗務所	京都市右京区御室大内	(宗)仁和寺	12. 4. 1 14. 3. 31	新・改築に関する調査研究
別府住吉神社 社殿	兵庫県加古川市別府町	別府住吉神社 建設委員会	12. 9. 25 14. 3. 31	改築に関する調査研究
智恩寺 無相堂	京都府宮津市字文殊	(宗)智恩寺	13. 4. 25 14. 3. 31	修理に関する調査研究
総本山智積院 大師堂	京都市東山区塩小路 大和大路	(宗)総本山智積院	13. 6. 10 14. 3. 31	改築に関する調査研究

5. 社寺等日本建築（継続）

建造物名	所在地	委託者	工事期間	備考
真宗本廟 御影堂	京都市東山区	(財)京都伝統 建築技術協会	14. 1. 7 14. 4. 15	設備に関する調査研究
龍源院 開祖堂	京都市北区紫野大徳寺町	(宗)龍源院	14. 2. 1 14. 4. 20	修理に関する調査研究
東林寺 山門	福島県相馬郡新地町	(宗)東林寺	13. 2. 1 14. 4. 30	新築に関する調査研究
南禅院 方丈	京都市左京区 南禅寺福地町	(宗)南禅寺	13. 6. 1 14. 5. 31	修理に関する調査研究
鹿苑寺 土蔵A棟	京都市北区金閣寺町	(宗)鹿苑寺	14. 1. 22 14. 6. 30	移築に関する調査研究
彦根城 作業管理事務所	滋賀県彦根市金亀町	彦根市	14. 1. 10 14. 8. 30	新築に関する調査研究
大光寺 本堂	埼玉県北葛飾郡鷲宮町	(宗)大光寺	11. 7. 8 14. 8. 31	改築に関する調査研究
玉川寺 本堂	宮城県多賀城市市川	(宗)玉川寺	12. 3. 16 14. 9. 30	改築に関する調査研究
吉祥院天満宮 拝殿	京都市南区吉祥院政所町	(宗)天満宮	12. 11. 27 14. 9. 30	改築に関する調査研究
鹿苑寺 客殿	京都市北区金閣寺町	(宗)鹿苑寺	12. 9. 20 14. 11. 30	新築に関する調査研究
法界院 客殿・庫裡	岡山市法界院	(宗)法界院	12. 10. 21 14. 12. 20	改築に関する調査研究
宗泉寺 客殿・庫裡	神奈川県横浜市 鶴見区上の宮	(宗)宗泉寺	12. 5. 1 15. 2. 28	新築に関する調査研究
法界院 客殿・庫裡	岡山市法界院	(宗)法界院	12. 10. 21 15. 3. 31	改築に関する調査研究
本願寺黒書院 付属建物	京都市下京区 堀川通花屋町	(宗)本願寺	13. 4. 19 15. 3. 31	修理に関する調査研究
西光寺 客殿	香川県小豆郡土庄町	(宗)西光寺	12. 10. 20 15. 5. 31	改築に関する調査研究
圓城寺 本堂	宮城県宮城郡 利府町利府字大町	(宗)圓城寺	13. 1. 5 15. 5. 31	新築に関する調査研究

5. 社寺等日本建築（継続）〔つづき〕

建造物名	所在地	委託者	工事期間	備考
寂光院 本堂	京都市左京区大原草生町	(宗)寂光院	13. 10. 2 15. 10. 2	新築に関する調査研究
大運寺 本堂・庫裡・客殿	栃木県宇都宮市材木町	(宗)大運寺	10. 4. 1 15. 10. 31	新築に関する調査研究
善行寺 本堂	神奈川県横浜市西之谷町	(宗)善行寺	13. 6. 1 15. 12. 31	新築に関する調査研究
箕面山瀧安寺 観音堂	箕面市箕面公園	(宗)瀧安寺	11. 2. 10 16. 3. 31	改築に関する調査研究
天寧寺 本堂	福島県会津若松市 東山町天寧	(宗)天寧寺	13. 5. 9 16. 3. 31	新築に関する調査研究
安楽寺 本堂	京都市左京区 鹿ヶ谷御所ノ段町	(宗)住蓮山安楽寺	13. 12. 3 16. 5. 31	改築に関する調査研究
阿弥陀寺 本堂	福島県相馬郡 鹿島町南尾形字前	(宗)阿弥陀寺	13. 7. 1 20. 9. 8	新築に関する調査研究

6. 調査工事・耐震診断・建物耐震性能評価等

建造物名	所在地	委託者	工事期間	備考
滋賀大学教育学部 付属小・中学校	滋賀県大津市平津	滋賀大学	13. 4. 1 13. 5. 18	耐震評価
備中櫓 本体	岡山県津山市山下地内	(株)文化財保存 計画協会	13. 8. 1 13. 10. 10	構造検討
和歌山城 御橋廊下	和歌山市	(財)和歌山県 文化財センター	14. 1. 4 14. 3. 8	構造診断
京都大学 大型計算機センター他	京都市左京区吉田	京都大学	14. 3. 8 14. 3. 29	耐震診断
京都大学 総合体育館他	京都市左京区吉田	京都大学	14. 3. 8 14. 3. 29	耐震診断
京都大学 宇治地区研究所本館他	京都市左京区吉田	京都大学	14. 3. 23 14. 3. 29	耐震診断
春日町立春日中学校 屋内運動場	兵庫県小野市上本町	兵庫県春日町	13. 12. 20	建物耐震性能評価
高砂市立米田小学校 北棟他	兵庫県高砂市米田町	兵庫県高砂市	13. 12. 25	建物耐震性能評価
氷上町立中央小学校 北校舎他	兵庫県氷上郡氷上町	兵庫県氷上町	14. 2. 20	建物耐震性能評価

編集後記

平成14年（2002年）6月

今年の春の花は、桜をはじめとしてその異常な様相に驚かされました。いまは今年の今頃、創刊の第1号の編集後記を書いていたことを思い出します。はや今回は第3号をお送りすることになりました。

まず、巻頭言は小堀鐸二先生よりいただきました。先生はこの3月まで23年間協会の理事を勤めていただきましたが、4月以降には、名誉顧問をお願いしまして、なお、わが協会の発展に力添えをお願いしております。

第一の報告は西の正倉院で、東大寺の本物と全く同じものを宮崎県の山中に建てるというほとんど不可能な事業とおもわれていたものを実現したものであります。第二の報告は移情閣で、これは補修復原であります。非常に興味のある由来と経過が込められている仕事です。両者ともそれぞれ南郷村と兵庫県とから既に報告書が出ておりますが、より多くの皆様方に知っていただければ幸いです。

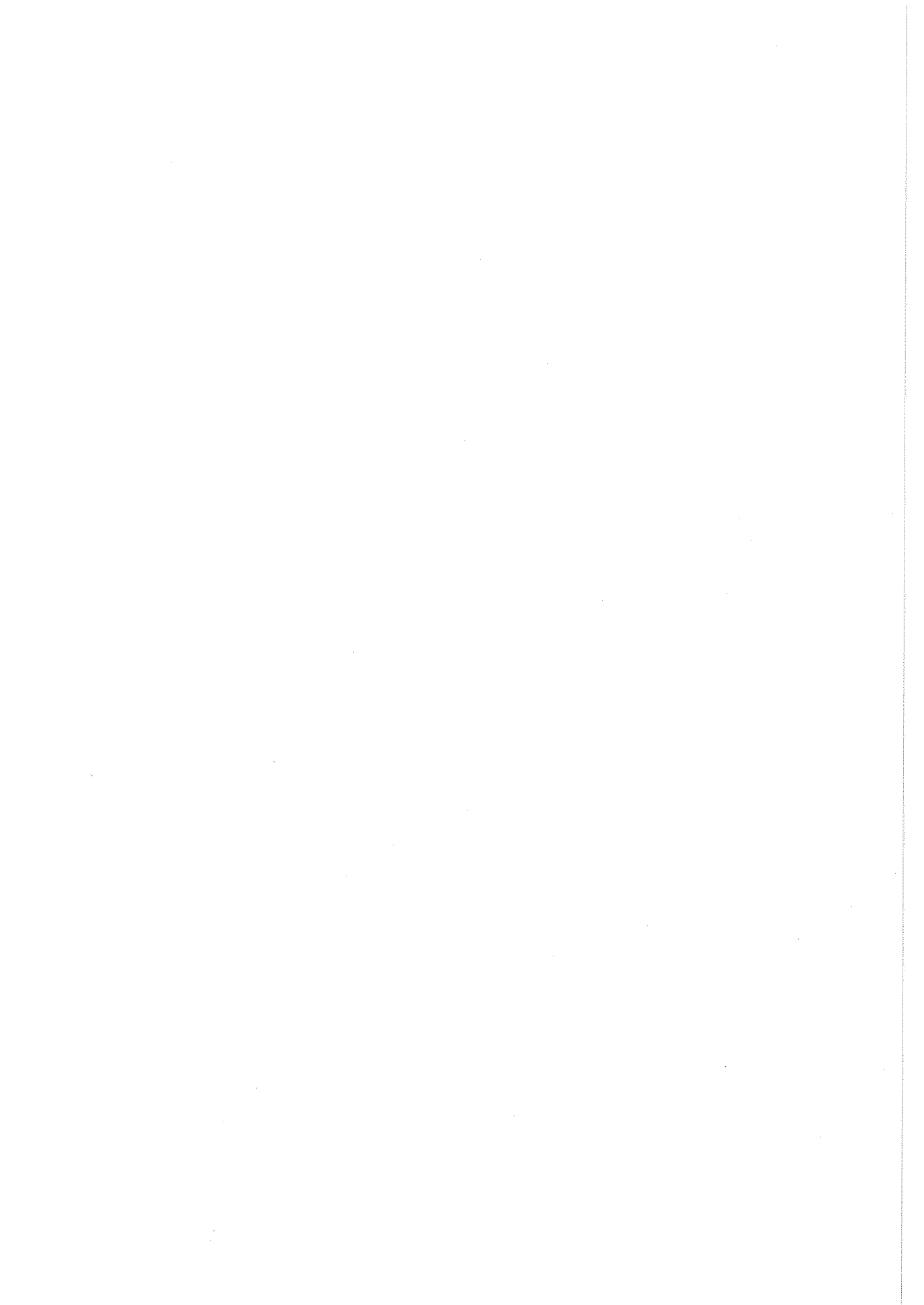
理事会の総てのメンバーは今年3月末に任期満了となり、新任の先生方を含めて今回（No.3）の役職員名簿のようになりました。前回（No.2）の名簿から評議員会が設けられましたが、同じく任期満了となり新任の先生方を含めて今回（No.3）の役職員名簿のような評議員会になりました。この場をお借り申し上げてご報告いたします。（松浦邦男）

建築研究協会誌 第3号

平成14年(2002年)6月30日

発行 財団法人 建築研究協会
〒606-8203 京都市左京区田中関田町43
電話 075-761-5355
FAX 075-751-7041

印刷 株式会社 便利堂



Architectural Research Association

3

2002 · 6