

中山寺五重塔の再建工事

Reconstruction Work of Nakayama-dera Temple Five-Storied Pagoda

貝谷 淳一*1、久保 恒治*2

1. はじめに

伝統構法による五重塔は、地震で倒壊した記録がほとんど無いとされる。近年の木質構造に関する研究の目覚ましい進歩により、その耐震性のメカニズムが明らかになってきている。

今回、幸運にも中山寺の木造伝統構法による五重塔の構造設計に携われる機会に恵まれた。

本稿は、柱－貫接合部をめり込み抵抗を考慮した回転剛性と降伏モーメントの関係で表現することができる弾塑性ばねに置換する等、近年の木質構造の研究成果¹⁾を取り入れた木造伝統構法による五重塔の構造設計と初重木工事の流れを紹介する。

2. 中山寺五重塔の再建

2.1 中山寺の紹介と歴史

中山寺は、聖徳太子の創建によると伝えられる日本最初の観音霊場である。ご本尊はインドの王后勝鬘夫人を浄写したと言われ、古くは安産・求子の観音として厚く信仰を集めている。古くより皇室からの信頼も厚く賜り、現皇后様にもご懐妊のつど安産の御祈禱ならびに御腹帯を献上していた。

兵火により中山寺は幾度も焼失したが、全国の諸大名や民衆の寄進により、その都度再興した。織田信長が京都に上がった際、かつて存在した三重塔や多宝塔は伊丹城主の荒木村重の謀反にて灰燼となっている。江戸時代の「伽藍古絵図」に五重塔は描かれているが、今ではその五重塔は現存しない。

現在の本堂は、豊臣秀頼が再建した。これが現在の伽

藍、桃山期の代表的な仏堂建築群である。

2.2 中山寺管長の想いと再建までの道程

中山寺五重塔は約400年前に焼失し、再建されることはなかったが、再興の気運の高まりと中山寺管長の「大型木造寺院建築の伝統技術を後世に伝えることがお寺の使命である。」との思いにより、2009年に再建の第1歩が踏み出された。以下に確認済書受理までの主なスケジュールを列記する。

- ・2009年9月 中山寺管長より五重塔再建を表明
(京都府加茂町の海住山寺をモデルとする)
- ・2010年10月 模型を提示し、海住山寺の約1.5倍の大きさとすることを決定
- ・2011年9月 設計開始
- ・2012年10月 建築技術安全審査申し込み
- ・2013年2月 建築技術安全審査報告書受理
- ・2013年10月 確認済書受理

3. 五重塔とは

3.1 五重塔を建てる目的

五重塔は、インドで仏教を開かれたお釈迦様のお骨を納めるお墓であると言われている。初期の飛鳥時代の五重塔は、心柱の下にお釈迦様のお骨を分骨して、舍利容器に納めて心礎の下に納めている。その後、寺院建築としてのシンボルの意義が強くなり、境内の中心地、周囲からの眺望、象徴性が重要な目的となる。

3.2 五重塔の形のルーツ

インドのサーンチのストゥーパ（卒塔婆）が、五重塔

*1 KAITANI Junichi：株式会社能勢建築構造研究所 第3設計室 副室長

*2 KUBO Kouji：株式会社能勢建築構造研究所 第3設計室 室長

のはじまりと言われている。中国では、平面形状は四角形、八角形、十二角形など多様で、層数も多層のものが多く現存している。経由点でもある朝鮮半島にも、多層の塔が存在していたという記録がある。

日本に伝わってからは四角形平面が主流となり、初層に仏像を祀り、二層より上は使用されなくなった。立面形状は、日本の気候風土、すなわち高温、多湿、雨の多い季節に対する配慮がなされ、軒が深くなった。その軒を支える組み物の工夫、塔全体を美しく表現する技術や工法が工匠によって生まれ、現存する形になったと考えられている。

3.3 組上げ構法とプロポーションの変遷

図-3.1は、組上げ構法の種類を示す。

1) 積み重ね構法

最も古い構法で柱と軒を支える部材が積み重なる構法である。醍醐寺・法隆寺などで用いられている。初層に対する最上層の幅の比を平面の通減率というが、それが比較的大きい（平面の通減率が大きいことは、上層と下層の幅の差が大きいことを意味する）。また、初重と二重の高さの差が大きい。

2) 長柱構法

東寺・法華経寺など中世（平安時代）に多く、四天柱が屋根を貫く構法である。積み重ね構法と同様、平面の通減率が比較的大きい。また、四重は初重より横長となり、初重と二重の高さの差が大きい。

3) 櫓（やぐら）構法

江戸時代に現れた構法で、側柱・四天柱とも屋根を貫いている。代表的なものとして、日光東照宮が挙げられる。平面通減率が比較的小さく、四重は初重より縦長となる。また、初重と二重の高さの差が比較的小さい。

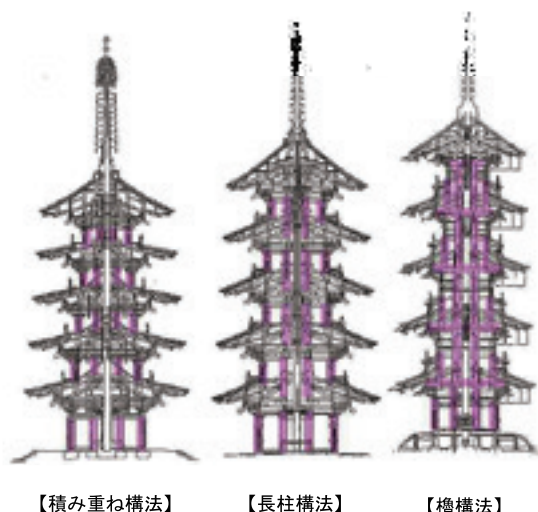
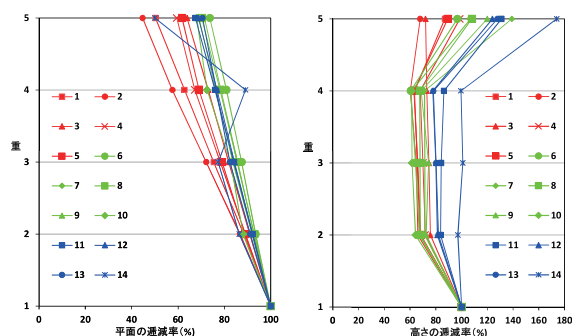


図-3.1 組上げ構法の種類

図-3.2と図-3.3は、文献2) でまとめられている木造五重塔の比例の変遷を図化したものである。なお、考察対象の五重塔は国の重要文化財に指定されており、保存図等により断面図上で高さ寸法が把握できるものに限られている。

・プロポーションの変遷のまとめ（その1）



1 法隆寺 2 海龍王寺 3 元興寺 4 室生寺 5 醍醐寺
6 海住山寺 7 明王院 8 羽黒山 9 興福寺 10 瑠璃光寺
11 本門寺 12 仁和寺 13 東寺 14 最勝院

図-3.2 現存する木造五重塔の通減率

図-3.2より、古代の塔は中世以降に比べて平面の低減率が高い。一方、二重から四重に掛けての高さの低減率は、時代による変化が見られないことが分かる。

・プロポーションの変遷のまとめ（その2）

古代において初重と四重の平面／立面の比がほぼ一致している。中世は二重以上の平面／立面の比がほぼ同じで横長となり、二重以上が押しつぶされたような形態となる。近世は二重以上の各層が高くなり、全体的に細くなる。これは、ラーメン架構に近い櫓構法を採用したこと起因する。



図-3.3 各時代の平均的なプロポーション

4. 中山寺五重塔の構造設計

4.1 工作物概要

- ・ 築造面積：161.50 m²
- ・ 高 さ：28.266m（相輪上端まで）
- ・ 用 途：記念塔（塔婆）
- ・ 建 築 主：中山寺
- ・ 設 計 者：株式会社MIKI建築設計事務所
株式会社能勢建築構造研究所
- ・ 施 工 者：大成建設株式会社
- ・ 木 工 事：有限会社團上工務店



写真-4.1 中山寺五重塔の全景

中山寺五重塔の塔身の構法は、長柱構法を採用した。また、設計を行う上で、二つの現存する五重塔を参考モデルとした。一つは京都府賀茂町の「海住山寺」でプロポーシオンを、もう一つは広島県福山市の「明王院」で組物のディテールや垂木の間隔を決定する枝割等を参考とした（写真-4.2）。

「海住山寺」と同様、初重に裳階（もこし）が取り付くのも特徴である。



写真-4.2 参考とした五重塔（左側：海住山寺、右側：明王院）

4.2 構造設計概要

五重塔は4本の四天柱、12本の側柱と1本の心柱から構成される。四天柱と側柱は隣り合う柱と相互に貫で接合され、また、柱間には落とし込み板壁を配置して各重の水平耐力を確保した。なお、初重の柱は傾斜復元力を水平抵抗要素として考慮している（写真-4.3）。

各重の水平構面は、4段の繋ぎ肘木と通肘木を合わせて「囀」の字形状に組まれ、強固に構成される（写真-4.4）。

2.5mを超える軒の出は、桔木、地垂木、丸桁桔木の「てこの原理」と三手先組の「持ち送り」を利用して支持する（写真-4.5）。

心柱は礎石立ちとし、3段に継ぎ足している。塔身との繋ぎは無く、露盤付近にて水平方向に接触するのみである。

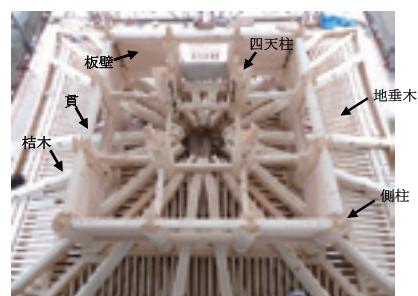


写真-4.3 初重屋根の様子

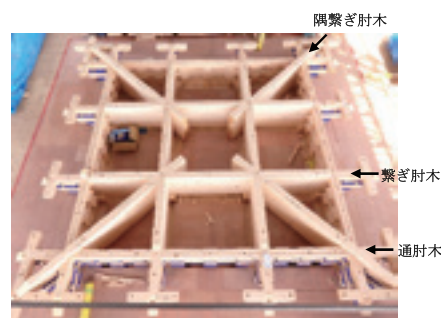


写真-4.4 「囀」の字形状に組まれた肘木

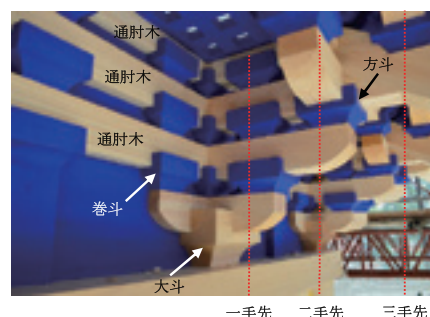


写真-4.5 三手先組の納まり

4.3 解析モデル

応力解析は、初重柱脚から左義長天端までを平面並列骨組みにモデル化し、静的荷重増分解析を行っている。

また、解析プログラムは汎用有限要素解析ソフト MIDAS Gen (Ver.795) を使用した。

応力解析に用いる平面並列骨組みモデルを図-4.1に示す。解析モデルは、四天柱および側柱の鉛直部材とこれを繋げる通し貫、通肘木と繋肘木の水平剛部材、板壁、および、四天柱を拘束する尾垂木から構成され、いずれも線材に置換した。

外力に対する抵抗機構は、以下の①～④とした。なお、心柱は礎石に直接設置されるのみで、周辺材に緊結されない構造のため、重量のみ考慮した。また、裳階部分についても重量のみ考慮した。

- ①柱-通し貫接合部の半剛接合ラーメン
- ②板壁のせん断
- ③初重柱脚における傾斜復元力
- ④尾垂木のトラス効果

解析モデルの条件を以下に示す。

a) 非線形を考慮する接合部および部材

- ・柱-通し貫接合部：接合部のめり込みを考慮した非線形回転ばねとした。
- ・板壁：落とし込み板壁形式とし、非線形を考慮したブレース置換とした。
- ・傾斜復元力：初重柱脚位置に非線形回転ばねとして設けた。
- ・尾垂木：剛性、耐力共、圧縮と引張で異なる性能を考慮し、非線形とした。

b) 柱（四天柱、側柱）の境界条件

- ・初重：柱脚（基礎上端）は傾斜復元力の非線形回転ばね、柱頭（繋肘木下端）はピンとした。
- ・二～五重：柱脚（繋肘木上端）、柱頭（繋肘木下端）ともピンとした。

c) 各重の台輪天端から組物（斗拱）、小屋組のモデル化

各重とも台輪天端から組物、各重の屋根小屋組、高欄に至る部分は共通とし、以下のようにモデル化した。

- ・台輪天端から柱盤下端レベル：

斗組や繋肘木、束受け材等の横架材の繊維直交方向めり込み剛性を考慮して、剛性を繊維方向の1/50（弾性）とした鉛直方向線形ばねに置換した（図-4.1青色

点線）。

また、端部を繋肘木に対して水平方向同一変形とした。

- ・通肘木、繋肘木：

繋肘木は4段に材を重ねるため材せいが大きく、通肘木と合わせて「囿」の字形状、かつ、隅肘木が四隅に組み合わせられることから、水平方向の剛部材とした。

（図-4.1 黒色太線）

- ・小屋組から高欄レベル：

小屋組から高欄レベルは屋根を構成する丸桁、垂木、桔木、母屋、野地板から構成される面材であり、柱-貫軸組の剛性と比較して十分大きいいため、側柱の水平変位を拘束すると考えられるが、その拘束効果を考慮していない。

剛部材に対して、柱頭・柱脚は同一水平変位と仮定

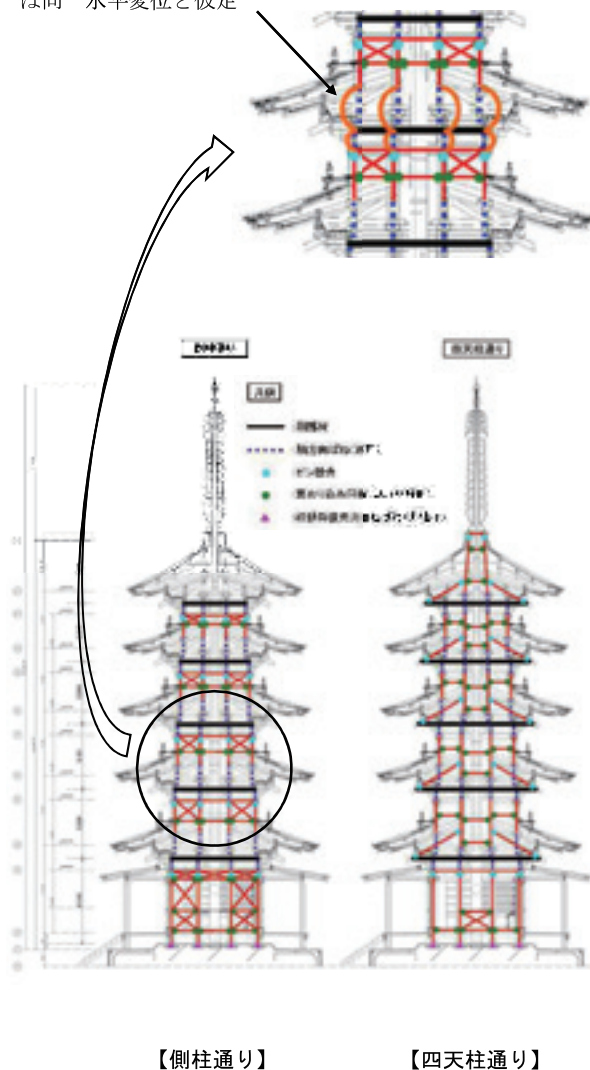


図-4.1 解析モデル

4. 4 工学的基盤の傾斜の影響を考慮した地盤増幅率の算出

4. 4. 1 検討内容

図-4.2は南北方向の地層推定断面図であり、五重塔は斜面地に建設される。また、工学的基盤に相当する神戸層群の風化砂岩～礫岩（WKss・Kss）で約20°の地盤の傾斜が見られるため、工学的基盤の傾斜を考慮した地盤増幅率を算出した。

4. 4. 2 SHAKEによる地表面加速度の算出

図-4.2に示す深さ方向に工学的基盤位置の異なる地盤モデルを5ケース作成し、極めて稀に発生する地震動による地盤応答解析を行った。地盤応答解析は1次元等価線形解析とし、dt地盤の非線形性はHDモデルとした。また、解析プログラムは、k-SHAKE+（構造計画研究所）を用い、GL-40mに乱数位相レベル2（基盤）相当の告示波を入射して、各ケースの地表面の加速度波形を得た。

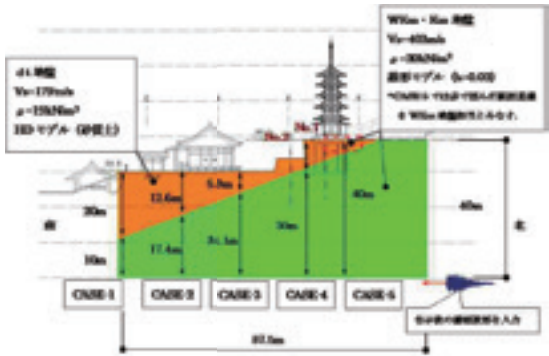


図-4.2 SHAKEによる検討概要図

4. 4. 3 2次元FEMモデルによる地表面加速度の算出

図-4.3に示す2次元FEMモデルを作成し、五重塔建設位置での地表面の加速度波形を求めた。ここで、dt地盤のヤング率は、4.4.2項のSHAKEの等価線形解析から概ね剛性低下率が0.5であることより、算出されたEdに0.5を乗じた値とした。また、メッシュサイズは全層で約2.5mとした。

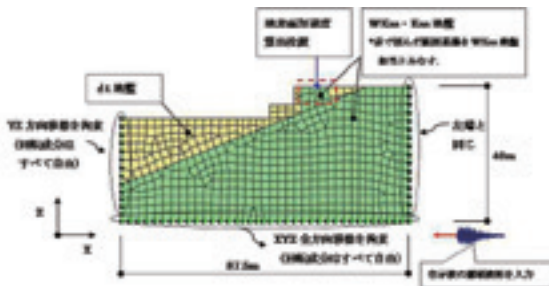


図-4.3 2次元FEMモデルによる検討概要図

4. 4. 4 各計算による地表面の加速度応答スペクトルと地盤増幅率の算出

各計算による地表面の地盤増幅率Gs（T）は、下式により算出した。

$$G_s(T) = S_a(T) / S_{ao}(T)$$

ここで、

Sa（T）：各計算で求められた地表面の加速度波形の加速度応答スペクトル（h=0.05）

Sao（T）：GL-40m位置で入射した告示基盤波の加速度波形の加速度応答スペクトル（h=0.05）

図-4.4に各計算での地盤増幅率Gs（T）を示す。

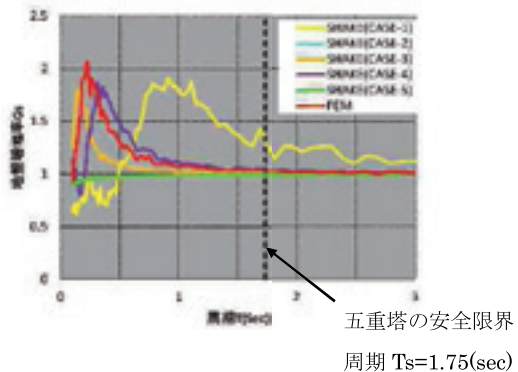


図-4.4 地盤増幅率Gs

4. 4. 5 検討結果

表-4.1に五重塔の安全限界周期Ts=1.75（sec）における各計算での地盤増幅率Gsを示す。これより、SHAKEによる計算では、五重塔建設位置より約60m南に位置する地表面の地盤増幅率は、CASE-1より1.24倍と大きな値となるが、建設位置に近づくに従い、1.00～1.04と小さな値となった。また、建設位置では0.99とほぼ1.0に近い値となった。

一方、FEMモデルによる詳細な解析では、建設位置での地表面の地盤増幅率は1.03となった。この地盤増幅率は、建設位置より南に約40mまでのSHAKE（CASE-3～5）による地盤増幅率（0.99～1.03）の範囲内であり、妥当な値と判断した。

従って、安全限界時の地盤増幅率Gsは、法律で定められている下限値の1.23を採用した。

表-4.1 五重塔の安全限界周期での地盤増幅率Gs

	SHAKE (CASE-1)	SHAKE (CASE-2)	SHAKE (CASE-3)	SHAKE (CASE-4)	SHAKE (CASE-5)	FEM
Gs(1.75)	1.24	1.04	1.00	1.03	0.99	1.03

4.5 設計クライテリア

本工作物は伝統構法による木造五重塔であるため、その特殊性から耐力は勿論のこと、変形に関しても詳細な検討が必要と考え、特定行政庁の判断を受けて限界耐力計算法を採用することにした。本工作物の設計クライテリアを表-4.2に示す。

耐震性能は、損傷限界レベルの地震動に対して、各部材が短期許容応力度以内、層間変形角が1/120以内を目標とした。また、安全限界レベルの地震動に対して、各部材が材料強度以内、層間変形角が1/30以内を目標とした。

表-4.2 耐震設計クライテリア

地震動レベル		損傷限界レベル (稀に発生する地震動)	安全限界レベル (極めて稀に発生する地震動)
上部 構造	部材	短期許容応力度以内 ^{*)}	材料強度以内
	層間変形角	1/120 以内	1/30 以内 ^{*)}
基礎		短期許容応力度以内	短期許容応力度以内

^{*)} 尾垂木の損傷は許容する。

^{**)} 参考として行う応答解析は、1/20 程度以内を目標とする。

4.6 限界耐力計算

限界耐力計算は、各重の静的荷重増分解析結果に基づき、ユニオンシステム(株)の限界耐力プロセッサVer1.81を用いて限界耐力を算定した。

ここで、損傷限界時の増幅率は $G_s=1.35$ 、安全限界時の増幅率は前述したとおり $G_s=1.23$ を採用した。また、安全限界時の減衰定数は、傾斜復元力特性を除いた初重の荷重-変形曲線から算出した。

損傷限界耐力、安全限界耐力の算定結果をまとめると図-4.5のとおりとなった。

これより、安全限界耐力は444kN ($CB=0.226$) となり、建物の最大層間変形角は初重で1/44となった。この時の二重～五重の層間変形角は1/63～1/119となり、いずれの重も設計クライテリアを満足する結果となった。なお、安全限界周期は $T_s=1.75$ (sec) である。

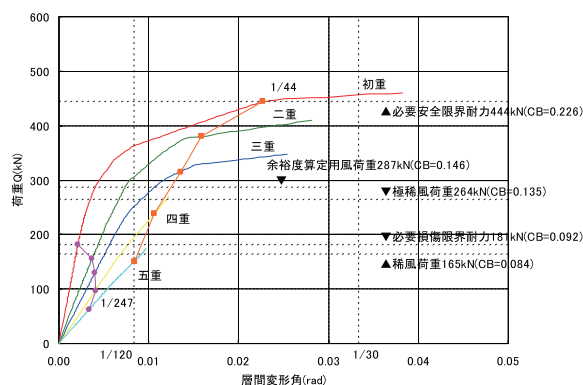


図-4.5 荷重-層間変形角の関係と応答値の関係

4.7 振動解析による応答値の確認

4.7.1 検討内容

五重塔の振動は、2次モードの影響も大きいと言われている³⁾が、質点系モデルによる振動解析を行い、各種応答値が設計クライテリアを満足するかどうかの検討も行った。また、モデルは塔身のみと心柱を塔身に付加した2ケースを作成し、心柱が塔身の応答に与える影響を確認した。

4.7.2 解析モデルと復元力特性

振動解析モデルは図-4.6に示すとおり、塔身のみモデルは、各重の位置に質点を集中させた等価せん断型5質点系基礎固定モデルとした。一方、心柱を付加したモデルは、塔身のみモデルに曲げ要素系の心柱を並列に組み合わせ6質点系基礎固定モデルとした。露盤位置で塔身と心柱が接しているため、五重の質点で塔身と心柱の変位が一致し、その他の部位では塔身と心柱が接しないものと仮定した。また、心柱の柱脚はピン支持とした。

各重の復元力特性は、静的荷重増分解析結果を基に、Bi-Linear型にモデル化し、履歴特性はスリップ型を採用した。心柱は部材を直接配置し、各重の断面は平均値を採用した。内部粘性減衰は、1次固有周期に対して、 $h=0.02$ の初期剛性比例型とした。

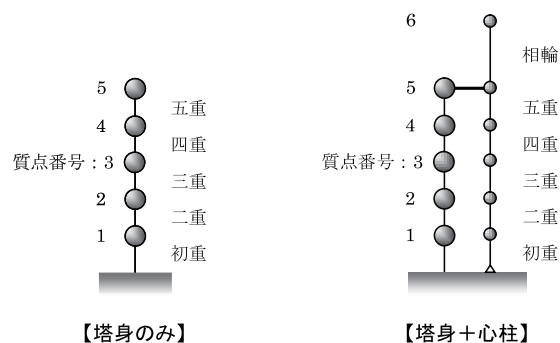


図-4.6 振動解析モデル

4.7.3 固有値解析

固有値解析の結果を表-4.3に示す。略算式⁴⁾による固有周期 $T=0.052h=1.021$ (sec) に対して、モデルの周期は $T=1.179$ (sec) となり、ほぼ対応した値となった。

表-4.3 固有周期

振動次数	固有周期(sec)
1次	1.179
2次	0.466
3次	0.303

4.7.4 入力地震動

設計用入力地震動は、告示波3波と観測波3波とした。

ここで、告示波-1,2は乱数位相、告示波-3はJMA Kobe NS位相とし、解放工学的基盤面での波形を採用した。

4.7.5 塔身のみモデルの応答解析結果

レベル2地震動の応答解析結果を図-4.7に示す。これより、最大層間変形角は三重を除き、1/30以内を満足した。三重の最大層間変形角は1/23となるが、1/20程度以内であれば十分変形能力を保持していると判断した。また、ベースシアはCB=0.209となり、限界耐力計算で計算した値CB=0.226を下回った。

4,5重の応答層せん断力が限界耐力計算で求まるそれより大きくなるが、4,5重の部材は耐力に余力があるため、問題ないと判断した。

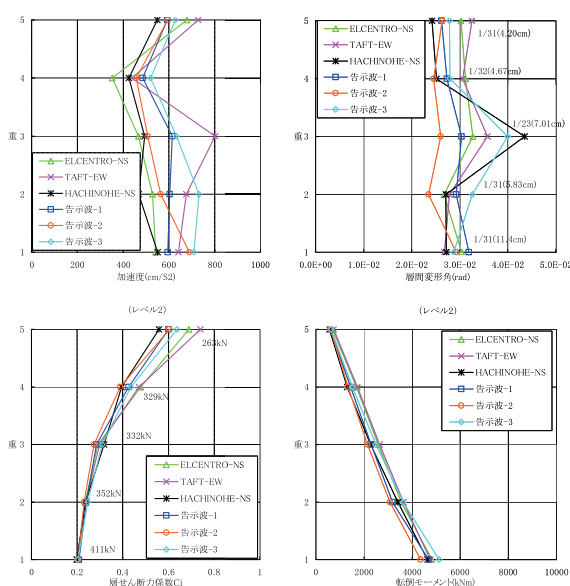


図-4.7 塔身のみレベル2地震動の応答解析結果

4.7.6 心柱の影響を考慮したモデルの応答解析結果

心柱の影響を考慮したレベル2地震動の応答解析結果を図-4.8に示す。図-4.8より、心柱を塔身のみモデルに付加することにより、建物の応答と変形は全体的に小さくなり、心柱による制振効果が現れていることが分かった。なお、応答層せん断力は、限界耐力計算により求まる値とほぼ同じ値となった。

一方、相輪の最大層間変形角は1/10、最大応答加速度は1.65G程度となった。上記の層間変形角は大きな値となるが、露盤位置での心柱の支持条件がピン支持であるため、そのような結果になると判断した。実際は、ピ

ン支持より剛性の高い支持状態が考えられるため、解析結果より小さな値となることが予想される。ただし、これまでの被災履歴で相輪部分の損傷が報告⁵⁾されているため、露盤位置での心柱の鋼管補強 ($\phi 267.4 \times 12$) を行い、曲げ耐力と変形性能を確保することにした。

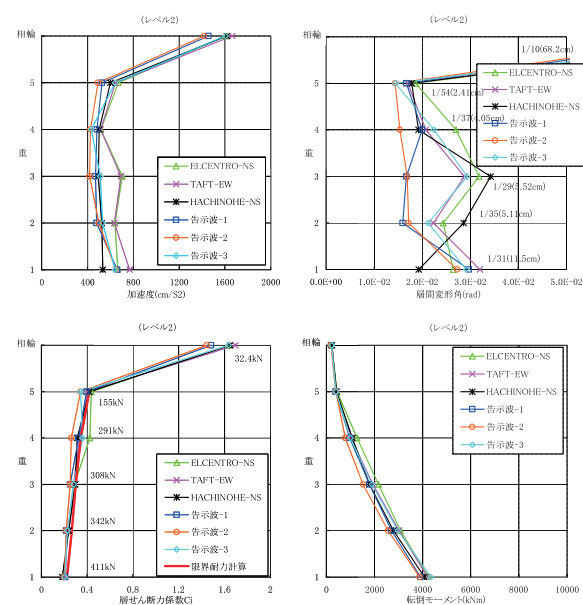


図-4.8 心柱の影響を考慮したレベル2地震動の応答解析結果

次に、各重の応答加速度波形と入力加速度に対する応答加速度のスペクトル比を図-4.9に示す。ここで、応答加速度のスペクトル比はEl Centro NS、告示波-3入力時を代表として示した。これより、レベル2応答時の建物の周期は、1.7～2.0秒の範囲にあることが分かった。

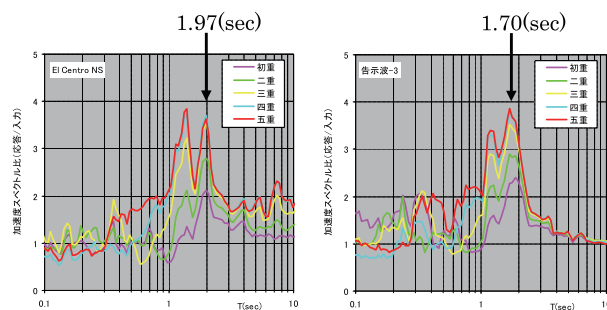


図-4.9 入力加速度に対する応答加速度のスペクトル比
(左側:EL Centro NS、右側:告示波-3)

5. 初重木工事の流れ

初重木工事の流れを写真-5.1～写真-5.18と図-5.1を交えて紹介する。



写真-5.1 掘削工事



写真-5.2 基礎工事



写真-5.3 基礎工事(基壇)

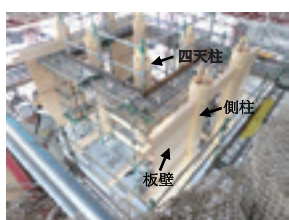


写真-5.4 初重の柱と板壁



写真-5.5 初重頭貫



写真-5.6 初重台輪



写真-5.7 台輪上の大斗

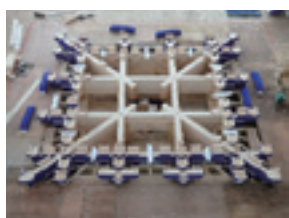


写真-5.8 4段の肘木



写真-5.9 四天柱の柱盤



写真-5.10 柱盤上の四天柱

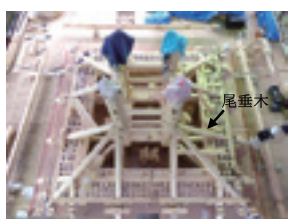


写真-5.11 尾垂木

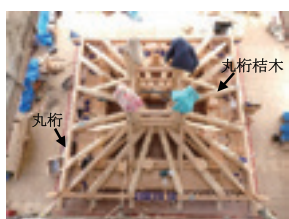


写真-5.12 丸桁と丸桁桔木

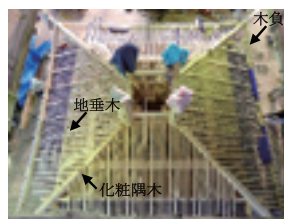


写真-5.13 地垂木と化粧隅木



写真-5.14 側柱の柱盤



写真-5.15 二重の柱と板壁

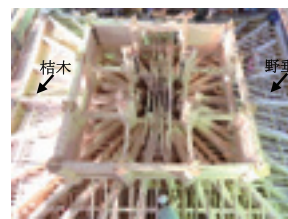


写真-5.16 桔木と野垂木

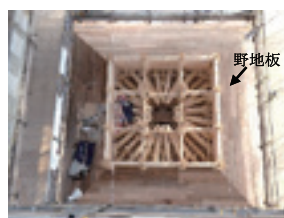


写真-5.17 野地板



写真-5.18 土居葺

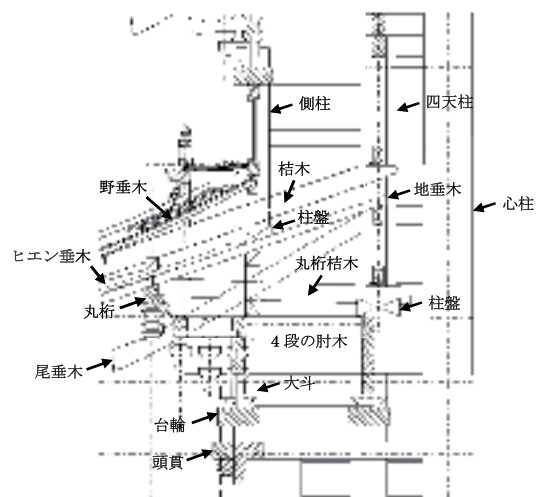


図-5.1 初重柱上の断面図

6. おわりに

阪神大震災を契機に木部材の仕口や壁の構造的な性能が定式化され、構造解析の計算モデルが考案された。

本五重塔もその計算モデルを参考とし、構造安全性についての検討を行った。

筆者らの認識では、本五重塔は平成になってから20基目の塔となる。

【参考文献】

- 1) 花里利一他：木造伝統構法五重塔の設計における構造安全性の検討，日本建築学会技術報告集 第7号，pp.33-38，1999.2
- 2) 山之内誠：木造五重塔における比例の変遷について，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.123-124，1995.8
- 3) 藤田香織他：伝統的木造五重塔の振動特性に関する研究その6 2007年4月15日三重県北部の地震観測結果，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.539-540，2009.8
- 4) 大場新太郎他：微動測定に基づく木造多層塔の振動特性，五重塔5分の1模型振動実験およびシンポジウム資料，2004.12
- 5) 藤田香織：地震による五重塔の被災履歴，建築雑誌，pp.17-19，2008.10

【執筆者】



*1 貝谷 淳一
(KAITANI Junichi)



*2 久保 恒治
(KUBO Kouji)