



経年変化が懸造形式伝統木造建築物の 耐震性能に与える影響

大岡 優¹⁾、鈴木 隆志²⁾、伊津野 和行³⁾、土岐 憲三⁴⁾

1) 非会員 立命館大学理工学研究科博士課程後期課程 工修

e-mail:rd002021@se.ritsumei.ac.jp

2) 非会員 鹿島建設 東北支店建築設計部 工博

e-mail:suzuktk@kajima.com

3) 正会員 立命館大学工学部都市システム工学科、教授 工博

e-mail:izuno@se.ritsumei.ac.jp

4) 正会員 立命館大学工学部都市システム工学科、教授 工博

e-mail:toki-k@se.ritsumei.ac.jp

要約

本研究では、経年変化が清水寺本堂の耐震性能にどのような影響を与えるか検討を行った。劣化が起こりやすく、清水寺本堂の耐震性能に大きな影響を与えることが予想される柱脚部と柱貫接合部に劣化を仮定し、耐震性能評価を行った。また、清水寺本堂の主要構造部材はケヤキであるが、ケヤキは構造材となってから年が経つにつれて材自体の強度が低下するという研究報告がある。この経年による材自体の強度低下を考慮した耐震性能評価も行った。

荷重増分解析の結果、経年変化を考慮することで清水寺本堂の保有水平耐力が低下した。特に、柱貫接合部の劣化が激しいと仮定した場合においては、保有水平耐力は健全時の70%程度になり危険であることがわかった。非線形地震応答解析の結果、柱脚部より柱貫接合部の劣化の方が清水寺本堂の耐震性能に与える影響は大きいことがわかった。さらに、懸造部の柱貫接合部の劣化が本堂部の耐震性能に与える影響は小さいことがわかった。清水寺本堂は建立されてから約400年経過しており、このことからケヤキのヤング係数を低下させて非線形地震応答解析を行った結果、応答変位の最大値が大きくなったが倒壊に至るほどではなかった。

キーワード： 伝統木造建築、経年変化、ケヤキ、荷重増分解析、非線形地震応答解析

1. 研究目的

寺社仏閣を代表とする伝統木造建築物は、我が国が世界に誇れる文化遺産であり、国民全員の貴重な財産である。その存在は我々の日常生活に安らぎと、精神的豊かさをもたらせてくれている。しかし、伝統木造建築物の文化的意義は一度失うと二度と戻すことが出来ない。したがって、現在を生きる我々には、伝統木造建築物を災害から保護し、後世に残していく使命がある。本研究では、伝統木造建築物として京都にある国宝清水寺本堂を取り上げ、劣化や老朽化などの経年変化が耐震性能に与える影響について考察を行った。

伝統木造建築物の耐震性能を低下させる要因として、虫害・腐朽による生物的劣化や部材の老朽化

などの経年劣化が挙げられる。写真 1 は 2005 年に撮影した清水寺本堂の柱貫接合部の一部である。この写真のように経年変化を起こし、貫の形状が健全とは言えない箇所は、地震時に柱が貫にめり込む部分が小さくなり、接合部の耐震性能が低下することが予想される。写真 2 は、2005 年に解体された清水寺奥の院の柱である。この柱は虫害と腐朽によって内部欠損が生じている。このような経年変化による部材の劣化は、伝統木造建築物の耐震性能に大きく影響を及ぼす要因であると考えられる。また、伝統木造建築物の構造材となる木材はヒノキ、マツ、ケヤキなどと多種であるが、経年による材自体の強度特性は樹種によって異なるという研究報告がある^{1)~4)}。ヒノキやマツなどは、構造材となっても数百年は強度が強くなり、その後緩やかに低下していくとされている。法隆寺は建立されてから約 1300 年経過しており、世界最古の木造建築物である。法隆寺が現在まできちんとした形で存在している要素の一つとして、構造材がヒノキであることが影響しているのではないかと考えられている。しかし、清水寺本堂の構造材であるケヤキは、構造材となってもすぐに強度低下が起こるとい研究報告¹⁾があり、255 年経過したケヤキの構造材は、建立された当時からヤング係数が約 15~20% 程度低下するという実験結果もある^{2)~4)}。清水寺本堂は 1633 年に再建されてから約 400 年が経過しているため、この経年によるケヤキの強度低下を考慮した耐震性能評価が必要ではないかと考えた。

著者らはこれまで、構造調査・劣化調査・常時微動測定とともに、3次元骨組み要素を用いた荷重増分解析、非線形地震応答解析を実施してきた^{5)~8)}。一連の研究では、サイト波である想定花折地震波形を入力した場合には、安全限界変形角を超えなかった。しかし、これまでの清水寺本堂に関する研究は、構造物部材が健全であるという前提がある。上述したように、実際の清水寺本堂の耐震性能を評価するうえで、劣化との関連や経年による材自体の強度低下を考慮する必要があると考えた。そこで本研究では、清水寺本堂の耐震性能に影響を与える劣化部位とその程度との関係、経年によるケヤキ材の強度低下を考慮し、荷重増分解析と非線形地震応答解析によって耐震性能評価を行った。なお、生物的劣化による現象と、経年劣化による材自体の強度低下は同時に起こる可能性もあるが、その相関については十分なデータがない。よって本研究では、それぞれの事象を個別に検討することとした。



写真 1 柱貫接合部



写真 2 解体された柱の柱脚

2. 対象建築物のモデル化

清水寺は 778 年に開創され、現在の清水寺本堂は 1629 年の焼失から 4 年後の 1633 年に再建されたものである。清水寺本堂は南面した懸崖に立ち、その正面は崖縁に長太い柱を立て並べ、貫を縦横に差し通して張り出す床を支える雄大な舞台造りの架構になり、舞台を含めて国宝に指定されている。建物の簡単な説明を図 1, 2 に示す⁹⁾。東西(X)方向 14 スパン、南北(Y)方向 13 スパンからなり、各方向とも 1 スパンは約 3m である。建築面積は約 1170m²、本堂の最高高さは約 18m、舞台の最高高さは約 13m である。

図 1 には、解析結果の説明に用いるために定義した通り名も示している。同図中、緑点線より下側が懸造部分である。また、青線で示した範囲を本宇と称する。また、図 2 には清水寺本堂の構造の概要と各部名称を示している。

清水寺本堂の土小壁配置は、東西(X)方向では、土小壁が北側に偏在し、南北(Y)方向では、土小壁が両妻面にバランスよく配置されている。偏心率は図 3 に示した方法で剛心を算出し、重心位置と剛心位置の差より算出した。その結果、偏心率は東西(X)方向が 0.096、南北(Y)方向が 0.004 であった。

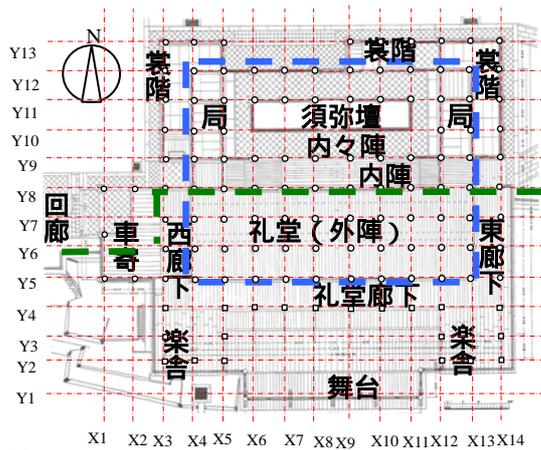


図1 対象建物の平面図⁹⁾

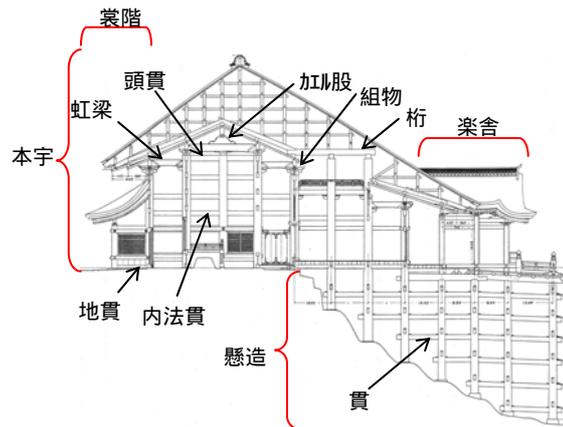


図2 各部名称⁹⁾

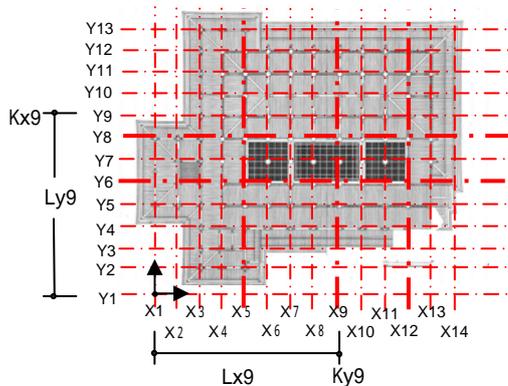


図3 剛心の算出法

平面架構(弾性行ル)最高高さレベル(頭貫)架構長さ中央位置に単位水平荷重 P を作用させる。このときの荷重点における水平変位 Δ を把握する。見かけのせん断剛性 $K (=P/\Delta)$ を計算。下記要領で各方向の剛心を求める。

$$X_k = \frac{\sum K_{yi} \cdot L_{xi}}{\sum K_{yi}} \quad Y_k = \frac{\sum K_{xi} \cdot L_{yi}}{\sum K_{xi}}$$

各部材の寸法を現地調査し、これをもとに数値解析のモデル化を行った。モデル化にあたっては、接合部及び土小壁に非線形性を考慮し、ケヤキである柱、貫、桁は弾性部材とした。参考文献¹⁰⁾より経年劣化のないケヤキのヤング係数を $E=8800\text{MPa}$ 、及びせん断弾性係数を $G=590\text{MPa}$ と仮定した。数値解析モデルとしては、既出の論文⁵⁾に示すものを基本とし、舞臺床や屋根の水平構面を考慮したモデル⁶⁾を用いた。舞臺床や屋根による水平構面は、面材の面内方向せん断抵抗性能をブレース置換することで、モデル化を行った。第1折点をせん断変形角 $1/150$ で応力 59kN/m^2 、第2折点はせん断変形角 $1/60$ で応力 78kN/m^2 とした。水平構面の設置位置を図5に示す。各要素の力学特性としては、なるべく一般的なものを用いることとした^{12)~18)}。非線形要素において、経年変化を考慮することで性能が変化するものは、それぞれ各章で説明する。他の非線形要素等については既出の論文^{5),6)}と同じものは説明を割愛する。

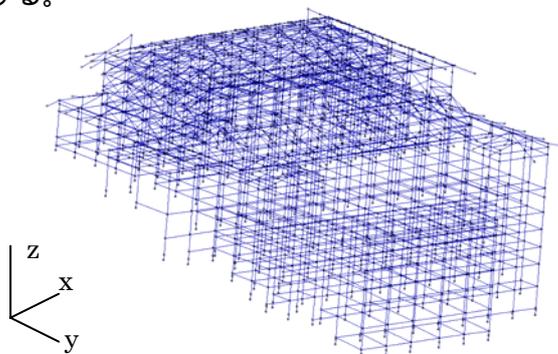


図4 非線形立体解析モデル

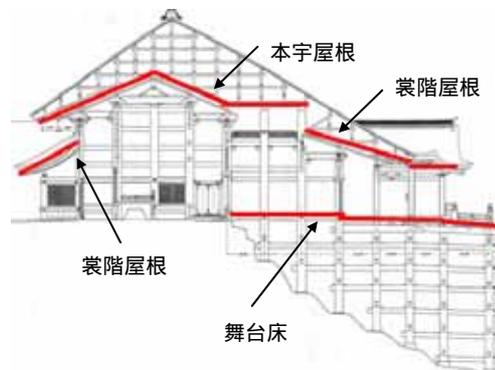


図5 水平構面の設置位置⁶⁾

3. 清水寺本堂に影響を与える劣化部位、劣化度

3-1. 劣化を仮定した部位

著者らは、外観からでは判断できない部材内部欠損の把握を目的とした懸造柱の放射線透過試験の結果をもとに、部材内部欠損を考慮した耐震性能評価を行った¹⁹⁾。懸造部は柱頭と柱脚から、本宇部は柱脚から1スパン上下の柱貫接合部まで部材内部欠損が存在していると仮定し非線形地震応答解析を行った結果、仮定した部材内部欠損が清水寺本堂の耐震性能に与える影響は小さいことがわかった。したがって本章では、清水寺本堂のどの箇所(接合部)がどの程度劣化したら耐震性能に影響を与えるのか検討した。

本章で劣化を仮定した箇所は、柱脚部と柱貫接合部とした。これは、清水寺本堂調査の際、柱脚部と柱貫接合部の劣化がいくつか確認されたこと、比較的劣化が起こりやすい箇所であること、傾斜復元力による柱脚回転バネと、清水寺本堂において数の多い柱貫回転バネの性能を低下させることで、建物の耐震性能に大きな影響を与えるのではないかと考えたためである。そのモデルを用い、荷重増分解析と非線形地震応答解析によって劣化を仮定した場合の耐震性能評価を行った。劣化を仮定した部位を図6に示す。

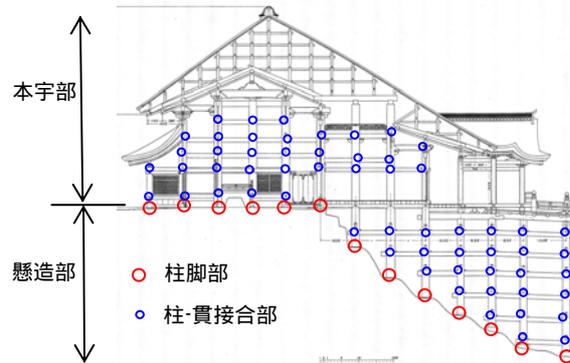


図6 劣化仮定部位

3-2. 劣化による接合部形状変化を考慮した場合における耐震性能評価

1) 柱脚部

解析モデルにおいて、柱脚部には傾斜復元力による回転バネと摩擦による水平バネを設定している。柱脚回転バネは、柱脚の転倒モーメント-回転角関係に履歴減衰をもたない、柱脚の非線形弾性回転バネとしてモデル化した。解析の都合上、負勾配を考慮しない代わりに、復元力特性における第1折点、第2折点における耐力は、参考文献¹⁸⁾に示された値より低い値を採用し、第3勾配は初期剛性の1/1000とした。柱の転倒復元力は2方向の重ね合わせができないが、本論文では1方向に関する柱傾斜復元力を採用した立体非線形解析モデルを用いた2方向同時入力地震応答解析を行った。柱脚水平バネは、摩擦による剛塑性バネとし、履歴はバイリニア型とした。図7に傾斜復元力特性を、図8に柱脚回転バネの履歴特性を示す。柱脚水平バネの耐力は、柱脚部の柱軸力Nに摩擦係数を乗じた値とした。礎石と柱脚部分は平滑ではなく、滑りにくいと考えられるため、石-木材間の静止摩擦係数は1.0と仮定した。また、清水寺本堂がほぼ均等スパンによる半剛接ラーメン構造であり、地震時の変動軸力の影響は無視できると判断したため、柱脚回転バネ、水平バネの耐力を決定する軸力は長期軸力を用いた。また、第2勾配は初期剛性の1/100とした。

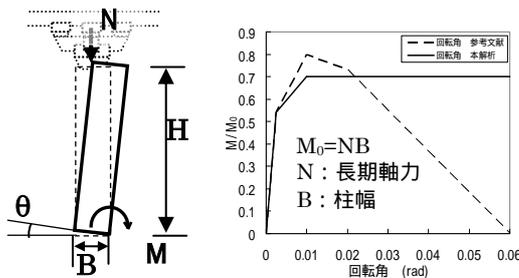


図7 柱の傾斜復元力特性

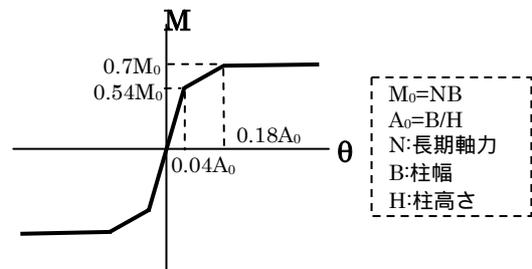


図8 柱の傾斜復元力特性の履歴特性

清水寺本堂の柱において、柱脚部の劣化により柱と礎石の接触面が僅かしかない柱がいくつか確認された。したがって、傾斜復元力がほとんど期待できない程劣化している状況を想定し、劣化によって柱幅が減少したと仮定して、清水寺本堂全ての柱脚回転バネの終局耐力と降伏回転角を健全時の10%まで低減させた。なお数値計算の結果、劣化を想定した場合においても柱脚断面においては長期許容応力度以下と判断し、柱脚水平バネには劣化の影響はないものとした。懸造部柱脚回転バネの性能を表1に示す。

表1 柱脚回転バネの性能

	M1(kN)	1	M2(kN)	2
健全	29	0.0013	38	0.0061
劣化考慮(10%)	2.9	0.00013	3.8	0.00061

2) 柱貫接合部

柱貫接合部には、稲山のめり込み理論¹²⁾を基本とした回転バネを設定している。復元力特性はスリップバイリニア型である。各柱貫の接合部に貫の継手が存在することが予想されるため、柱貫接合部の回転バネの初期剛性、降伏耐力は通し貫を仮定した稲山の提案式¹²⁾より算定した値の50%とした。第2剛性は初期剛性の1/1000とした。また、南北方向懸造柱貫接合部においては、柱脚高さレベルの違いから生じる貫軸力によって、貫の柱からの抜け出す状況を、摩擦による剛塑性節点水平バネとしてモデル化した。節点水平力Pが、節点モーメントMyから算出した柱外縁部に生じる圧縮力Rによる摩擦力Qyを上回ったとき塑性化する水平バネを設定した。復元力特性はバイリニア型とする。第2剛性は初期剛性の1/1000とする。柱貫接合部のモデル化の様子を図9に、柱貫回転バネの履歴特性を図10に、柱貫水平バネの履歴特性を図11に示す。

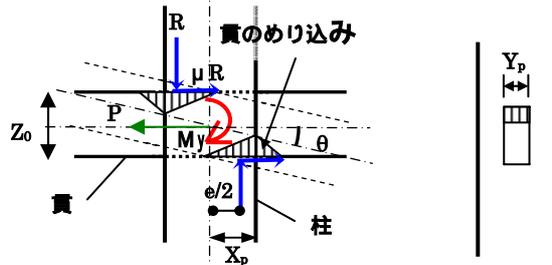


図9 柱貫接合部バネのモデル化

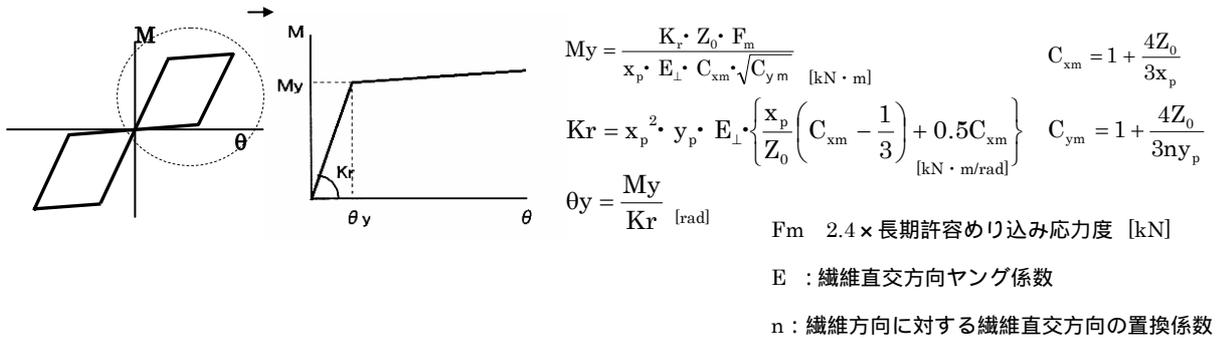


図10 柱貫回転バネの履歴特性

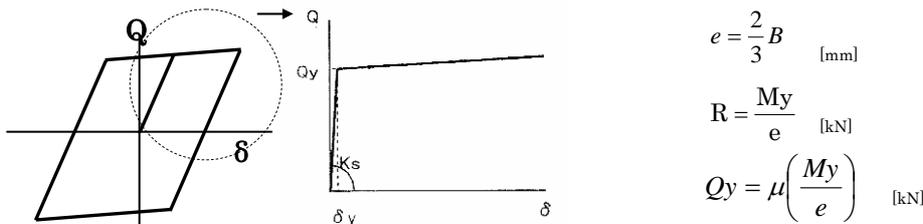


図11 柱貫水平バネの履歴特性

図 9、10 に示すように、柱と貫の接する長さが、柱貫回転バネの終局耐力と回転剛性のパラメータとなっている。したがって、柱貫接合部の貫が腐朽などによって欠損していたり、柱に内部断面欠損が存在していると、柱貫回転バネのバネ性能が低下することとなる。本章では、柱貫回転バネの回転剛性と終局耐力を健全時の 90%、80%、70%、60%、50% の 5 ケースで数値計算を行った。また、柱貫回転バネの影響を受ける柱貫水平バネにおいても終局耐力と降伏変位の低減を行った。表 2 に柱貫回転バネの性能を示す。

表 2 柱貫回転バネの性能

	回転剛性(MN・m/rad)	終局耐力(kN・m)
健全	6.75	104
劣化考慮(50%)	3.38	52

3-3. 解析方法

荷重増分解析に用いた水平外力は、清水寺本堂が概ね 1 層建物であると判断したため、各節点に分布する質量に対して、高さ方向に均等な外力形とした。非線形地震応答解析に用いた入力地震波は、想定花折地震波、JMA 神戸 50kine 基準化波形、BCJ-L2 の 3 波とした。想定花折地震は、京都市の第三次地震被害想定によるものであり、想定マグニチュードは 7.5 である。花折断層が動いた場合を想定した清水寺本堂建設地における地表面加速度波形が土岐ら²⁰⁾によって求められており、これを想定花折地震波と呼んでいる。JMA 神戸 50kine 基準化波形は、1995 年兵庫県南部地震の神戸海洋気象台記録の波形を、極めて稀に発生する大地震として最大速度 50kine に基準化したものである。BCJ-L2 は財団法人日本建築センターが公表している模擬地震波(基盤波)である²¹⁾。非線形地震応答解析は論文^{5),6)}によって報告されている非線形立体解析モデルを用いた Newmark 法($\alpha=1/4$)による直接積分法によった。積分時間刻みは 0.002sec とし、減衰は、1 次モードに対して 5% の剛性比例型内部粘性減衰とした。地震波は各節点に同一波形を同時入力し、東西(X)方向に EW 成分を、南北(Y)方向に NS 成分を入力する 2 方向同時入力とした。なお、これらの数値計算方法は本章以降の数値解析においても同様の手法である。

3-4. 解析結果

1) 荷重増分解析結果

清水寺本堂が健全な場合と、柱貫接合部に劣化を仮定し、柱貫回転バネの回転剛性と終局耐力を健全時の 50% にした場合とで荷重増分解析を行い、結果の比較を行った。図 12 に東西(X)方向主要架構、図 13 に南北(Y)方向主要架構、図 14 に建物各方向の荷重変形曲線を示す。なお、既出の論文^{5),6)}と同様に解析結果において損傷限界変形角は 1/120rad、安全限界変形角は 1/30rad とした。なお、損傷限界変形角、安全限界変形角は、柱頭における最大変位を建物高さで除した層間変形角である。

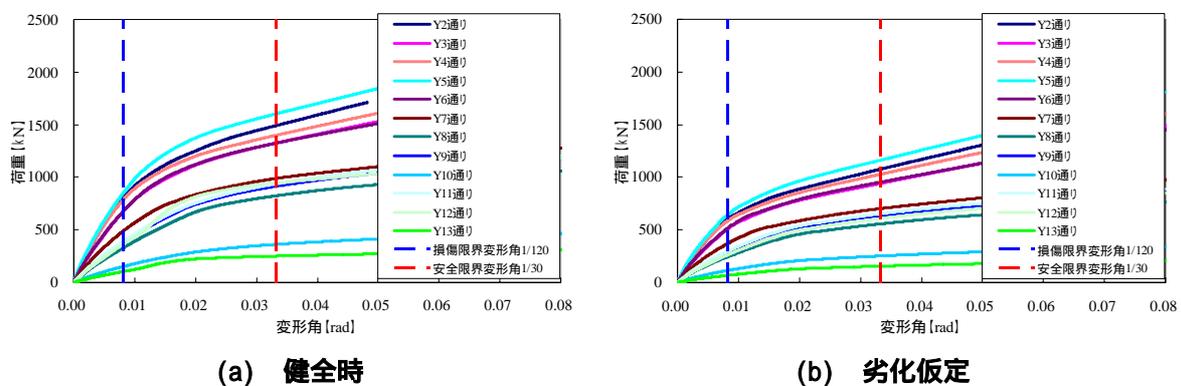


図 12 東西(X)方向主要架構

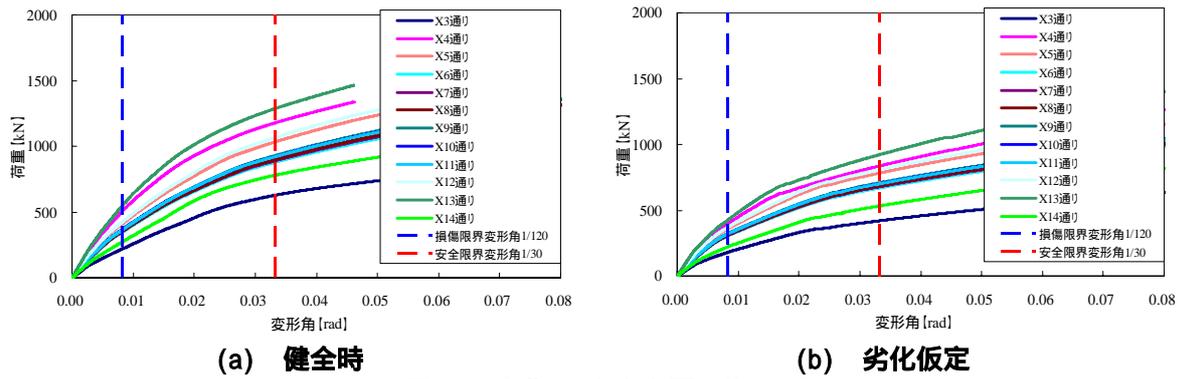


図 13 南北(Y)方向主要架構

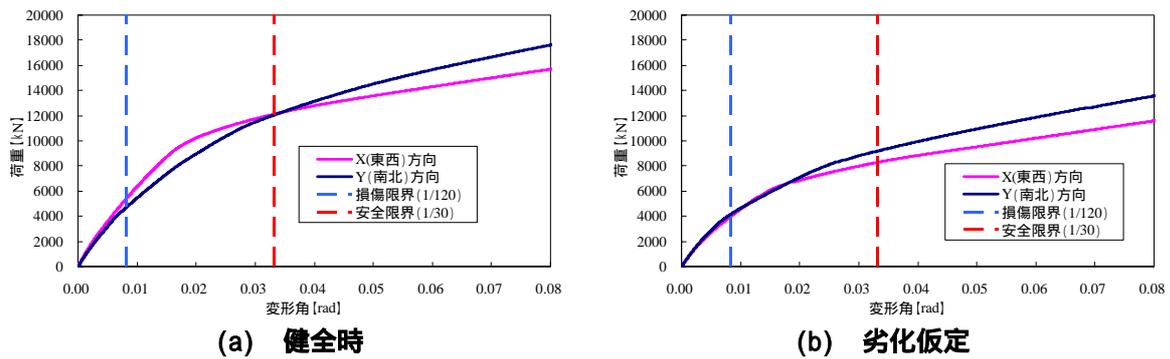


図 14 建物各方向の荷重変形角曲線

図 12 を見ると、東西 (X) 方向主要架構の各架構における安全限界変形角 1/30rad 時の耐力は、劣化を仮定することで約 70%になることがわかった。図 13 の南北 (Y) 方向主要架構においては、安全限界変形角 1/30rad 時の耐力は劣化を仮定することで約 75%程度になった。保有水平耐力を安全限界変形角と定義した 1/30rad 変形時の水平力と定義すると、図 14 から東西 (X) 方向では 12.1MN から 8.3MN と 69%に低下した。南北 (Y) 方向においては 12.1MN から 9.2MN と 76%に低下した。したがって、柱貫接合部の劣化は、南北 (Y) 方向より東西 (X) 方向に大きな影響を及ぼす結果となった。ベースシア係数は、劣化を仮定することで東西 (X) 方向では 1.29 から 0.88 に、南北 (Y) 方向では 1.28 から 0.98 になった。

2) 固有値解析結果

柱貫回転バネの回転剛性と終局耐力を健全時の 50%にした場合における清水寺本堂の固有周期を表 3 に示す。固有周期は、柱貫接合部に劣化を仮定すると、1 次で 0.027 秒、2 次で 0.045 秒、3 次で 0.01 秒長くなった。振動モード形状においては柱貫接合部に劣化を仮定した場合においても大きな変化はみられなかった。

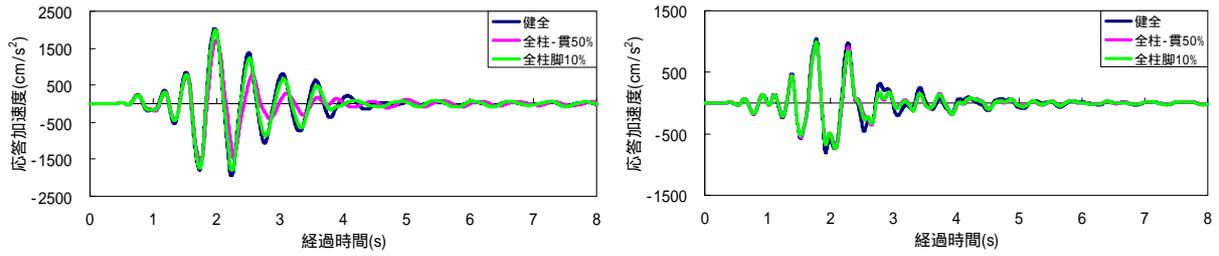
表 3 固有値解析結果

(sec)

	健全	柱貫回転バネ 50%
1 次 (南北)	0.599	0.626
2 次 (東西)	0.521	0.566
3 次 (ねじれ)	0.268	0.278

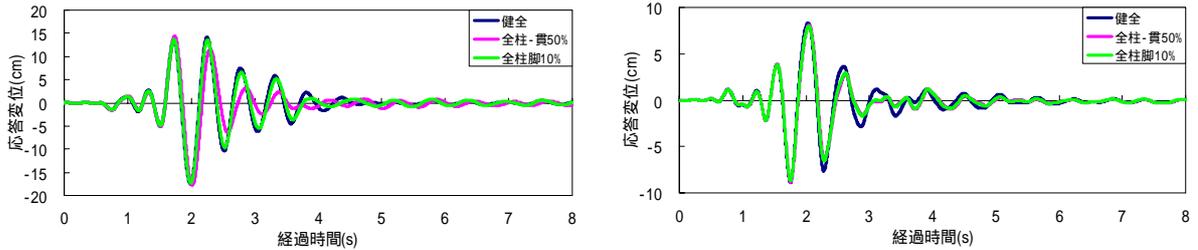
3) 地震応答解析結果(時刻歴応答)

柱貫回転バネの回転剛性、終局耐力を健全時の 50%にしたときと柱脚回転バネの降伏回転角、終局耐力を健全時の 10%にしたときの、想定花折地震波入力時の時刻歴応答加速度と時刻歴応答変位の波形図を図 15, 16 に、JMA 神戸 50kine 基準化波形入力時の時刻歴応答加速度と時刻歴応答変位の波形図を図 17, 18 に、BCJ-L2 入力時の時刻歴応答加速度と時刻歴応答変位の波形図を図 19, 20 に示す。時刻歴応答は建物重心近くである Y9 通り架構、X7 通り架構のものとした。なお、Y9 通り架構は東西方向の応答を、X7 通り架構は南北方向の応答を示している。



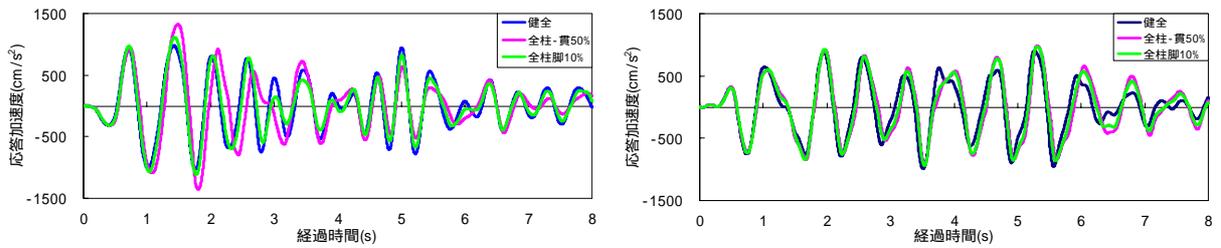
(a) Y9 通り架構 (b) X7 通り架構

图 15 時刻歴応答加速度(想定花折)



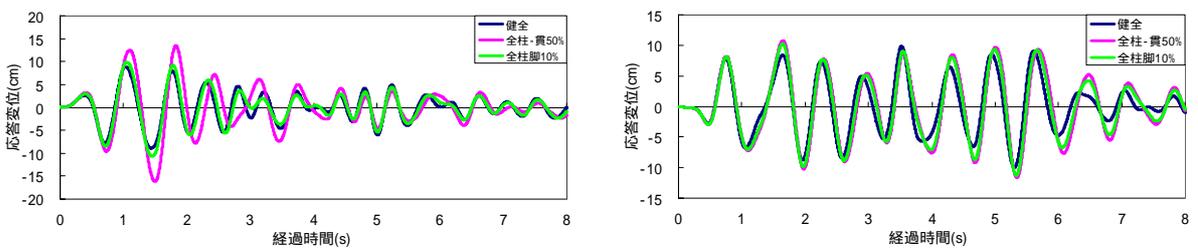
(a) Y9 通り架構 (b) X7 通り架構

图 16 時刻歴応答変位(想定花折)



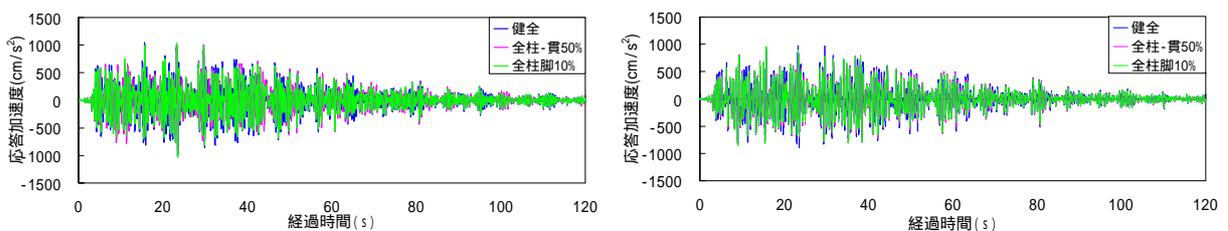
(a) Y9 通り架構 (b) X7 通り架構

图 17 時刻歴応答加速度(JMA 神戸 50kine)



(a) Y9 通り架構 (b) X7 通り架構

图 18 時刻歴応答変位(JMA 神戸 50kine)



(a) Y9 通り架構 (b) X7 通り架構

图 19 時刻歴応答加速度(BCJ-L2)

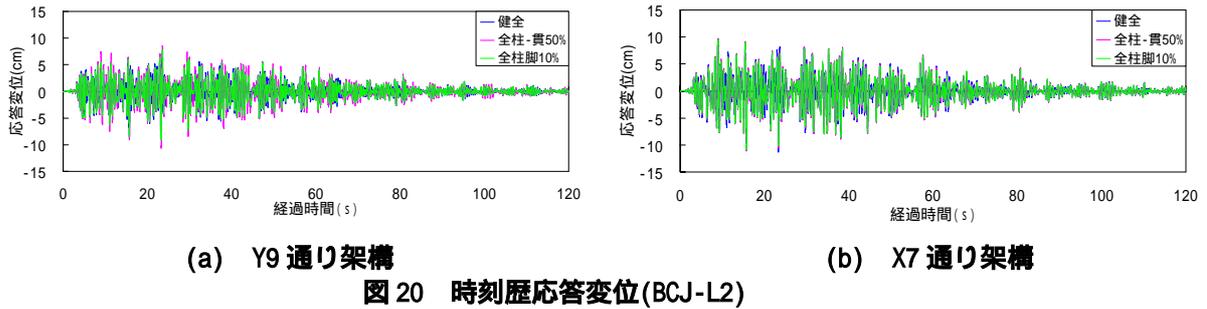
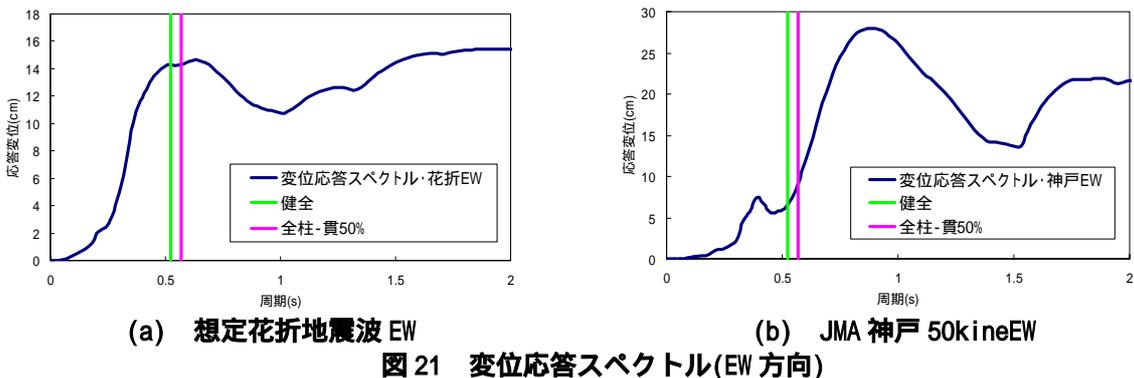


図 15, 16 の想定花折地震波入力時の時刻歴応答加速度波形図、時刻歴応答変位波形図を見ると、加速度波形図、変位波形図ともに、柱貫回転パネに劣化を仮定した場合と、柱脚回転パネに劣化を仮定した場合とで、応答に変化はみられたものの、最大値に大きな変化はみられなかった。しかし、想定花折地震波入力時とは異なり、JMA 神戸 50kine 基準化波形入力時では、柱脚回転パネに劣化を仮定した場合の最大値に大きな変化はみられなかったが、柱貫回転パネに劣化を仮定した場合に Y9 通り架構において応答加速度と応答変位の最大値が健全時に比べて大きくなった。最大加速度は 32%、最大変位は 80% 上昇した。BCJ-L2 入力においては、劣化を仮定することで、最大応答加速度に大きな影響はみられなかったが、Y9 通り架構における最大応答変位は柱貫回転パネに劣化を仮定することで 24% 上昇した。このように柱貫回転パネに劣化を仮定した場合と、柱脚回転パネに劣化を仮定した場合とを比較すると、柱貫回転パネに劣化を仮定した方に大きな変化がみられる結果となった。図 16 (b) と図 18 (b) をみると、JMA 神戸 50kine 基準化波形入力による応答の方が想定花折地震波入力によるものより若干周期が長くなっている。これは、想定花折地震波入力時に比べ、JMA 神戸 50kine 基準化波形入力時の方が柱脚回転パネの非線形化する時間が早く、このことが影響しているものと考えられる。

入力地震波によって応答に違いがあるのは、それぞれの地震波の特性によるものだと考えられる。想定花折地震波と JMA 神戸 50kine 基準化波形を例にとれば、図 21 に示した想定花折地震波と JMA 神戸 50kine 基準化波形の EW 方向における変位応答スペクトルを見ると、柱貫回転パネに劣化を仮定して表 3 のように固有周期が変化した場合に、変位応答スペクトルの傾向が異なることがわかる。変位応答スペクトルは、一般に固有周期が長くなるにつれて応答変位が大きくなるが、単調増加ではなく、図 21 のように局所的な増減がある。想定花折地震波では、図 21 (a) に示すように、清水寺本堂の固有周期が変化する領域と、地震波の変位応答スペクトルが局所的に変化しない領域とが、たまたま一致した。一方、JMA 神戸 50kine 基準化波形では、図 21 (b) に示すように、本堂の固有周期が長くなれば、変位応答が大きくなる領域になっている。



4) 地震応答解析結果(最大応答変形角)

図 22 に、柱貫回転パネの回転剛性と終局耐力を健全時の 80%, 50% にした場合と、柱脚回転パネの終局耐力と降伏回転角を 10% にしたときの最大応答変形角を示す。最大応答変形角は劣化を仮定することで最大応答変位が大きくなった、JMA 神戸 50kine 基準化波形、BCJ-L2 入力によるものとする。また、図 23 に、JMA 神戸 50kine 基準化波形入力における柱貫接合部の劣化度合いと各架構との最大応答変形角の関係図を示す。図 22 から、東西(X)方向架構においては、JMA 神戸 50kine 基準化波形、BCJ-L2 入力共に柱貫回転パネに劣化を仮定し、回転剛性と終局耐力を低下した場合に最大応答変形角がある

程度大きくなり劣化の影響がでることがわかった。しかし、損傷限界変形角 $1/120\text{rad}$ を越える架構はあるものの、安全限界変形角 $1/30\text{rad}$ を越える架構はなく、倒壊の危険が小さいことがわかった。南北(Y)方向架構においては、劣化を考慮しても、JMA 神戸 50kine 基準化波形、BCJ-L2 入力共に最大応答変形角に大きな変化はみられず、劣化の影響が小さいことがわかった。

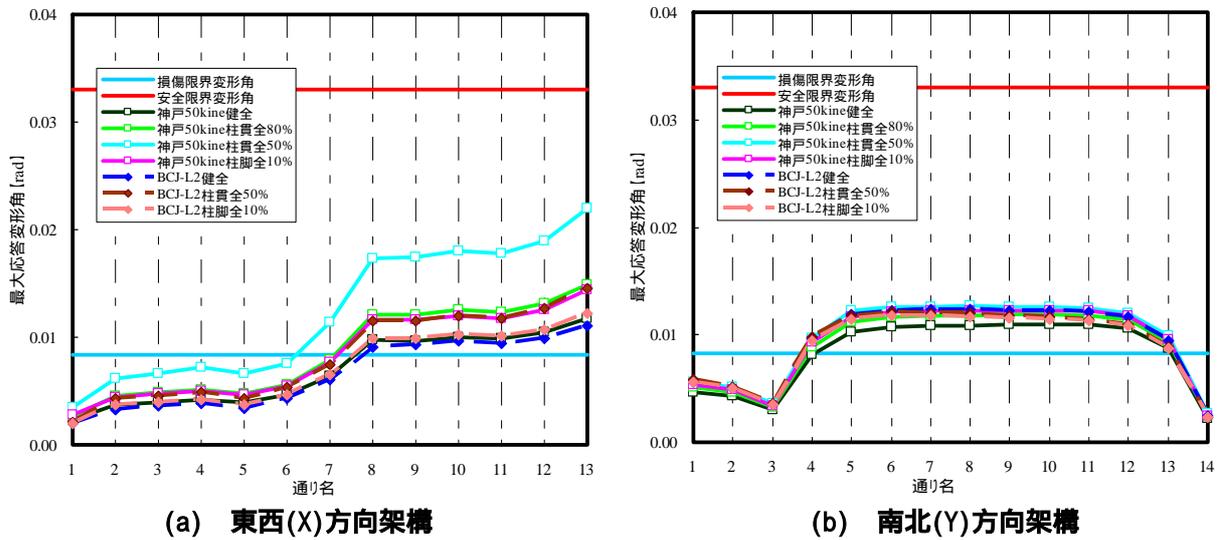


図 22 最大応答変形角

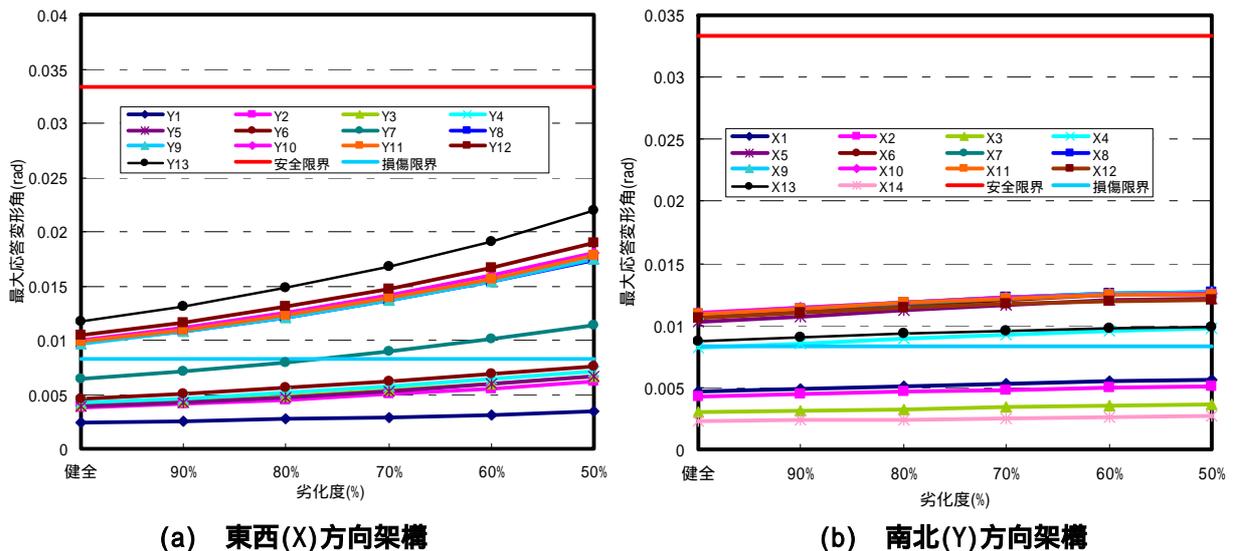


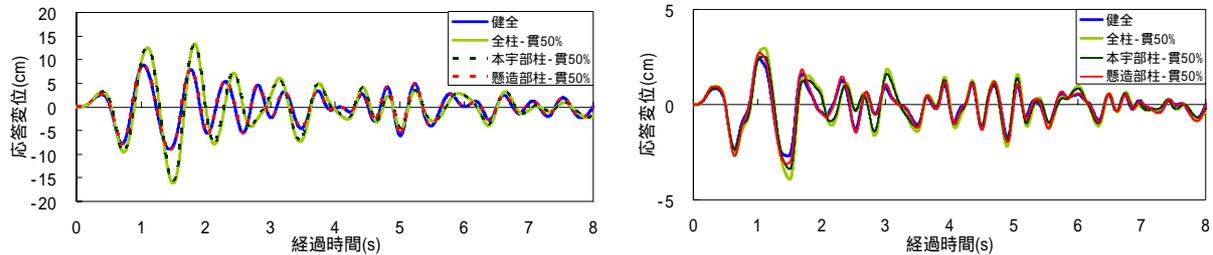
図 23 最大応答変形角

図 23 を見ると、東西(X)方向架構においては、架構がY1 からY13 と北方向の架構になるにつれ、柱貫接合部の劣化が大きくなると、より最大応答変形角に影響が出るという結果となった。逆に南北(Y)方向架構においては、劣化が大きくなってあまり影響がないという結果となった。東西(X)方向架構より南北(Y)方向架構の方が柱貫接合部の劣化による影響が小さいのは、南北(Y)方向架構には、柱貫接合部の数が少ない架構や、柱貫接合部が多く土壁と密接に接している架構があり、劣化の影響を土壁が補っていることが原因であると考えられる。

最大応答変形角の結果より、劣化を仮定した場合においても最大応答変形角を越える架構はなかったが、東西(X)方向架構においては劣化の影響が顕著に出るため、十分な劣化対策が望ましい。しかし、本解析に用いたモデルは、全ての柱貫接合部において柱内継手をしているという安全側の仮定をとっており、全ての柱貫接合部の回転剛性と終局耐力を通常の50%にしている。しかし、実際に柱内継手は柱2スパンに1箇所割合でされており、このことを考慮すると耐震性能は現段階より上昇するものと考えられる。今後、この柱内継手をどう考えていくかが重要となってくる。

5)地震応答解析結果(劣化箇所の偏り)

清水寺本堂の特徴である懸造部分と本宇部分において、柱貫接合部の劣化箇所が一部に偏った場合にどのような挙動するのか検討を行った。今回は、1.懸造部の柱貫接合部のバネ性能を低下(回転剛性・終局耐力 50%) 2.本宇部の柱貫接合部のバネ性能を低下(回転剛性・終局耐力 50%)の2パターンを比較した。時刻歴応答変位の波形図を図 24 に示す。



(a) Y9 通り架構 (b) Y1 通り架構

図 24 時刻歴応答変位(JMA 神戸 50kine)

図 24 を見ると、東西(X)方向のY9 通り架構においては、清水寺本堂全ての柱貫接合部に劣化を仮定した場合と本宇部分に劣化を仮定した場合とではほぼ同じ挙動を、健全時と懸造部分に劣化を仮定した場合とではほぼ同じ挙動を示す結果となった。Y9 通り架構の応答変位は、本宇部分の柱頭近傍における応答変位を示している。また、このような結果は南北(Y)方向架構においても同様であった。したがって、清水寺本堂は、懸造部と本宇部でほぼ独立して挙動し、懸造部の柱貫接合部の劣化が本宇部の耐震性能に与える影響は小さいと考えられる。しかし、舞台先端部分の応答変位を示すY1 通り架構においては、劣化仮定箇所の違いで最大値が若干変化した。したがって、懸造部分の柱貫接合部の劣化は、本宇部分の応答には影響を与えず、舞台部分の応答にのみ影響を与えるということがわかった。

4. 経年による部材の剛性低下を考慮した場合における耐震性能評価

4-1. 経年によるケヤキのヤング係数の低下

本章では、ケヤキが構造材となっからすぐに強度低下が始まるという小原・平嶋の研究^{1)~4)}を参考にし、清水寺本堂のケヤキのヤング係数を参考文献¹⁰⁾に記載されている平均値 8800MPa の 90%、80%、70%、60%、50%にして非線形地震応答解析を行った。清水寺本堂のケヤキ材である柱、桁、貫のヤング係数を低下させた場合、解析モデル^{5),6)}で変更される箇所は、地震時のめり込みによって接合部のバネ性能が決定される柱貫回転バネ、柱頭桁回転バネ、組物回転バネとなる。柱頭桁回転バネ、組物回転バネは初期剛性を稲山の三角めり込み式¹²⁾より設定したスリップバイリニア型としている。柱頭桁接合部の曲げに関する復元力特性は、桁底面と柱頭部の接触面における、桁のめり込み抵抗と長期軸力の釣合いによる回転抵抗で代表されると仮定する。組物回転バネにおいて、組物自体は弾性として扱い、曲げに関する復元力特性は、大斗底面と柱頭部の接触面における、めり込み抵抗と長期軸力の釣合いによる回転抵抗で代表されると仮定している。柱頭桁回転バネ、組物回転バネともに復元力特性上の第 1 折れ点は、長期軸力による回転モーメントとし、第 2 剛性は、初期剛性の 1/1000 とした。柱頭桁接合部の節点回転バネのモデル化の様子を図 25 に、履歴特性を図 26 に示す。組物回転バネの設定方法を図 27 と図 28 に示す。ケヤキ材のヤング係数を低下させた場合、稲山の三角めり込み式¹²⁾より、回転剛性と降伏回転角が変化することになる。ヤング係数が 80%になった場合におけるバネ性能の変化を表 4 に示す。また、ヤング係数を 80%にした場合においては荷重増分解析も行った。

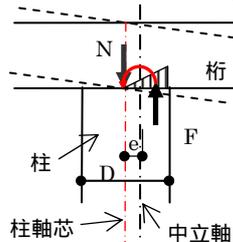


図 25 柱頭桁回転バネのモデル化

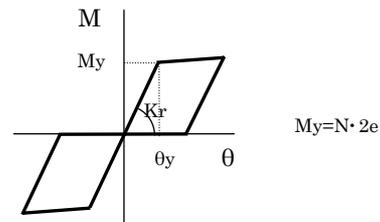


図 26 柱頭桁回転バネの履歴特性

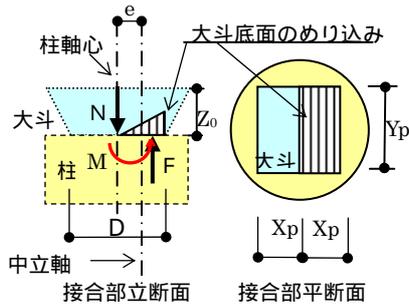


図 27 組物回転バネのモデル化

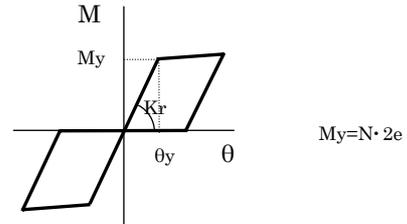


図 28 組物回転バネの履歴特性

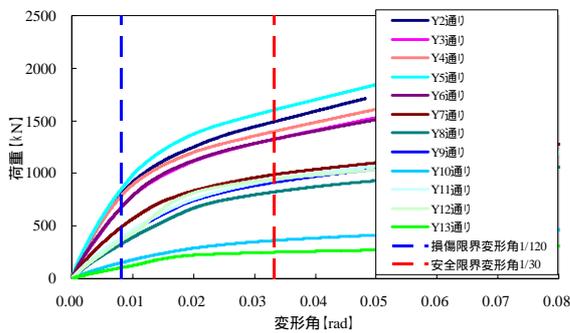
表 4 経年によるバネ性能の変化

		健全	ヤング係数 80%
柱貫回転バネ	回転剛性(MN・m/rad)	6.75	5.4
	降伏回転角(rad)	0.0154	0.0193
柱頭桁回転バネ	回転剛性(MN・m/rad)	3.09	2.47
	降伏回転角(rad)	0.0097	0.0121
組物回転バネ	回転剛性(MN・m/rad)	1.17	0.936
	降伏回転角(rad)	0.0128	0.016

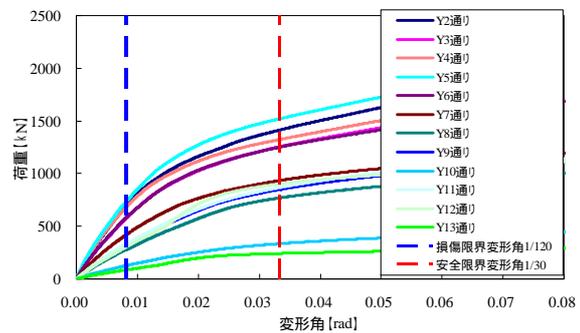
4-2. 解析結果

1) 荷重増分解析結果

清水寺本堂が健全な場合と、経年によってケヤキのヤング係数を健全時の 80%にした場合とで行った荷重増分解析結果の比較を行った。図 29 に東西(X)方向主要架構、図 30 に南北(Y)方向主要架構、図 31 に建物各方向の荷重変形角曲線を示す。

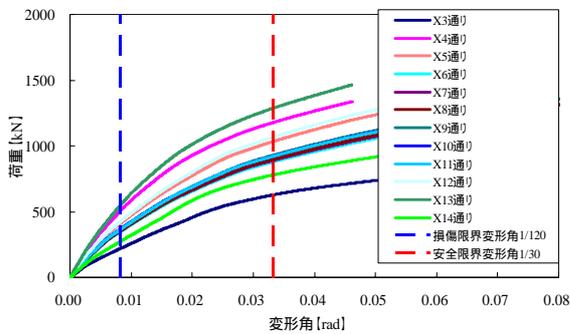


(a) 健全時

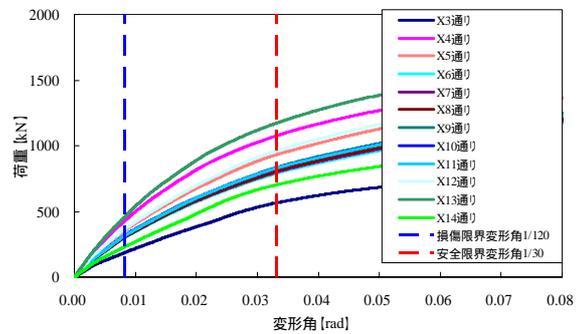


(b) 経年劣化考慮

図 29 東西(X)方向主要架構

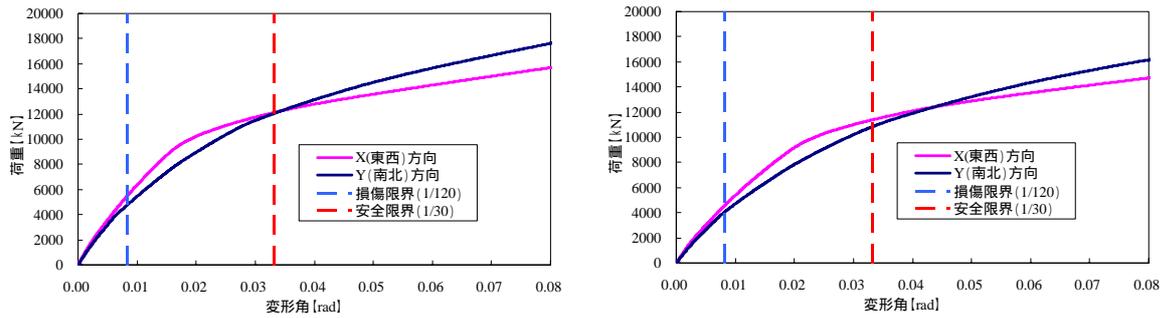


(a) 健全時



(b) 経年劣化考慮

図 30 南北(Y)方向主要架構



(a) 健全時 (b) 経年劣化考慮

図 31 建物各方向の荷重変形角曲線

図 29 を見ると、東西 (X) 方向主要架構の各架構における安全限界変形角 1/30rad 時の耐力は、経年劣化を仮定することで約 95%になることがわかった。図 30 の南北 (Y) 方向主要架構においては、安全限界変形角 1/30rad 時の耐力は経年劣化を仮定することで約 90%程度になった。図 31 から、保有水平耐力は東西 (X) 方向では 12.1MN から 11.4MN と 94%に低下した。南北 (Y) 方向においては 12.1MN から 10.8MN と 89%に低下した。したがって、経年による材自体の強度低下を考慮しヤング係数を低下させると、柱貫接合部に劣化を仮定した時とは異なり、南北 (Y) 方向の方が東西 (X) 方向より影響が出る結果となった。ベースシア係数は、経年劣化を仮定することで東西 (X) 方向では 1.29 から 1.21 に、南北 (Y) 方向では 1.28 から 1.15 になった。

2) 固有値解析結果

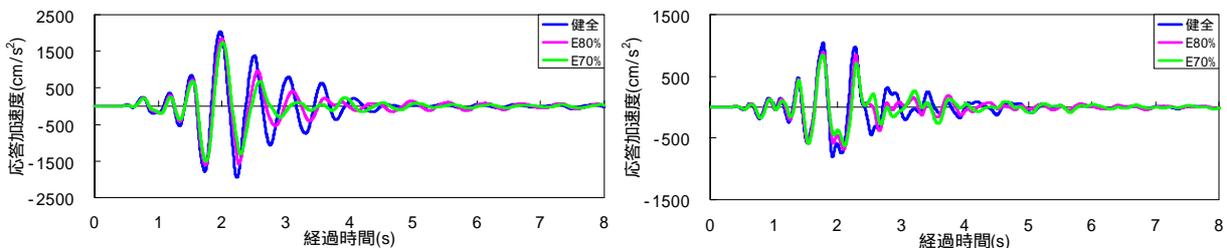
経年劣化によるヤング係数の低下を考慮した場合の固有周期を表 5 に示す。固有周期は、ヤング係数を健全時の 80%にすると、1次で 0.061 秒、2次で 0.055 秒、3次で 0.028 秒長くなった。健全時の 70%においては、1次で 0.101 秒、2次で 0.089 秒、3次で 0.046 秒長くなった。振動モード形状においては大きな変化はみられなかった。

表 5 固有値解析結果 (sec)

	健全	E80%	E70%
1次 (南北)	0.599	0.660	0.700
2次 (東西)	0.521	0.576	0.610
3次 (ねじれ)	0.268	0.296	0.314

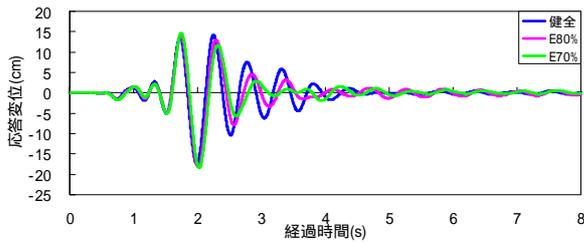
3) 地震応答解析結果(時刻歴応答)

解析方法は、4章で行った時と同様の方法である。想定花折地震波入力時における時刻歴応答加速度と時刻歴応答変位の波形図を図 32,33 に、JMA 神戸 50kine 基準化波形入力時における時刻歴応答加速度と時刻歴応答変位の波形図を図 34,35 に、BCJ-L2 入力時における時刻歴応答加速度と時刻歴応答変位の波形図を図 36,37 に示す。

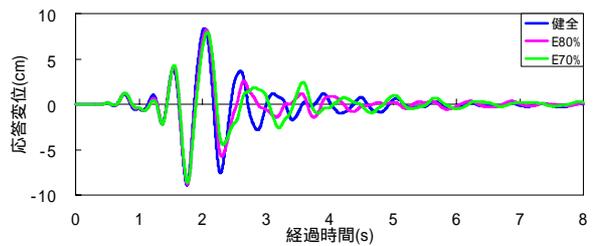


(a) Y9 通り架構 (b) X7 通り架構

図 32 時刻歴応答加速度(想定花折)

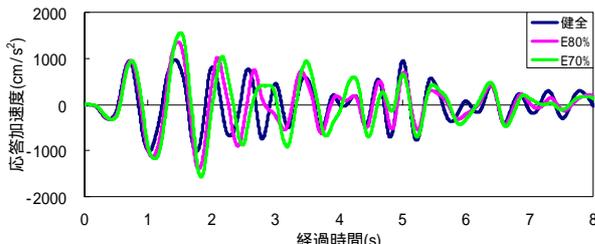


(a) Y9 通り架構

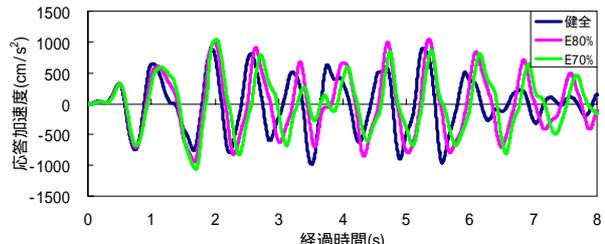


(b) X7 通り架構

図 33 時刻歴応答変位(想定花折)

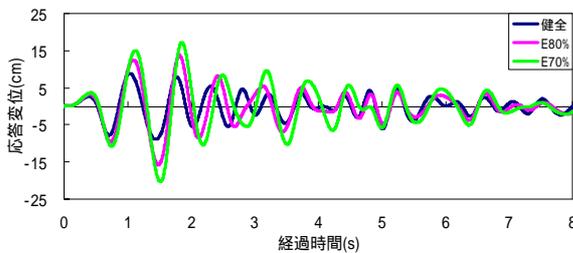


(a) Y9 通り架構

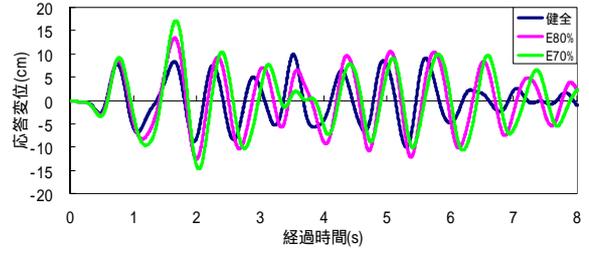


(b) X7 通り架構

図 34 時刻歴応答加速度(JMA 神戸 50kine)

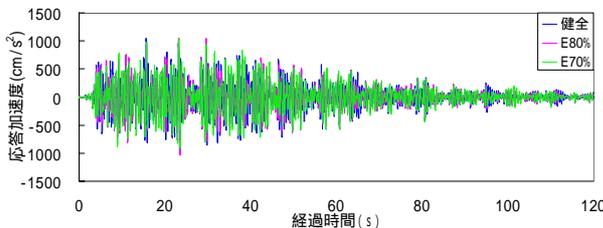


(a) Y9 通り架構

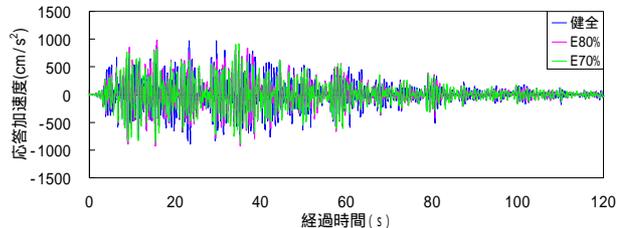


(b) X7 通り架構

図 35 時刻歴応答変位(JMA 神戸 50kine)

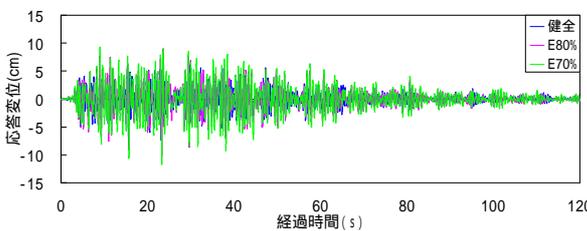


(a) Y9 通り架構

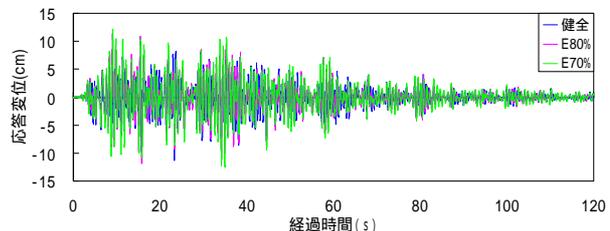


(b) X7 通り架構

図 36 時刻歴応答加速度(BCJ-L2)



(a) Y9 通り架構



(b) X7 通り架構

図 37 時刻歴応答変位(BCJ-L2)

経年劣化を考慮しヤング係数を 80%と 70%にして地震応答解析を行った結果、図 32,33 より想定花折地震波入力時における最大応答加速度では、ヤング係数を 70%にすると、Y9 通り架構で 15%、X7 通り架構で 20%低下した。最大応答変位においては、ヤング係数を低下しても大きな変化はなかった。JMA

神戸 50kine 基準化波形入力時では、Y9 通り架構、X7 通り架構ともに応答加速度、応答変位の最大値が大きくなった。ヤング係数 80%の場合、応答加速度はY9 通り架構で 37%上昇、X7 通り架構で 7% 上昇した。応答変位は、Y9 通り架構で 76%上昇、X7 通り架構で 34%上昇した。また、ヤング係数 70% の場合、応答加速度はY9 通り架構で 53%上昇、X7 通り架構で 7%上昇した。応答変位は、Y9 通り架構で 128%上昇、X7 通り架構で 72%上昇した。BCJ-L2 入力時においては、ヤング係数を低下することで、最大応答加速度に大きな変化はみられなかったが、Y9 通り架構の最大応答変位が 37%上昇した。

4)地震応答解析結果(最大応答変形角)

図 38 に、経年劣化によるケヤキの強度低下を考慮した場合の最大応答変形角を示す。最大応答変形角は経年劣化を仮定することで最大応答変位が大きくなった、JMA 神戸 50kine 基準化波形、BCJ-L2 入力によるものとする。最大応答変形角図を見ると、東西(X)方向架構においては、ヤング係数を 90%、80%、70%、60%、にした場合においては、安全限界変形角 1/30rad を越えなかったものの、ヤング係数を 50%にした場合に安全限界変形角 1/30 を越える架構があった。南北(Y)方向架構においては、ヤング係数が低下することで安全限界変形角を越える架構はなかったものの、最大応答変形角に大きな変化がみられた。本解析の結果、建立されてからの経年でケヤキのヤング係数が低下している場合、東西(X)方向、南北(Y)方向ともに応答変位が大きくなることがわかった。経年による部材自体の強度特性に関する研究は数が少なく、信頼すべきデータ数が揃っていないため、現段階でケヤキの経年に対する強度特性を正確に判断することは困難である。しかしながら、このようにヤング係数を低下させることによって耐震性能が大きく変化することを踏まえ、今後実験を行い、経年による部材自体の強度特性の把握を進めていく必要がある。

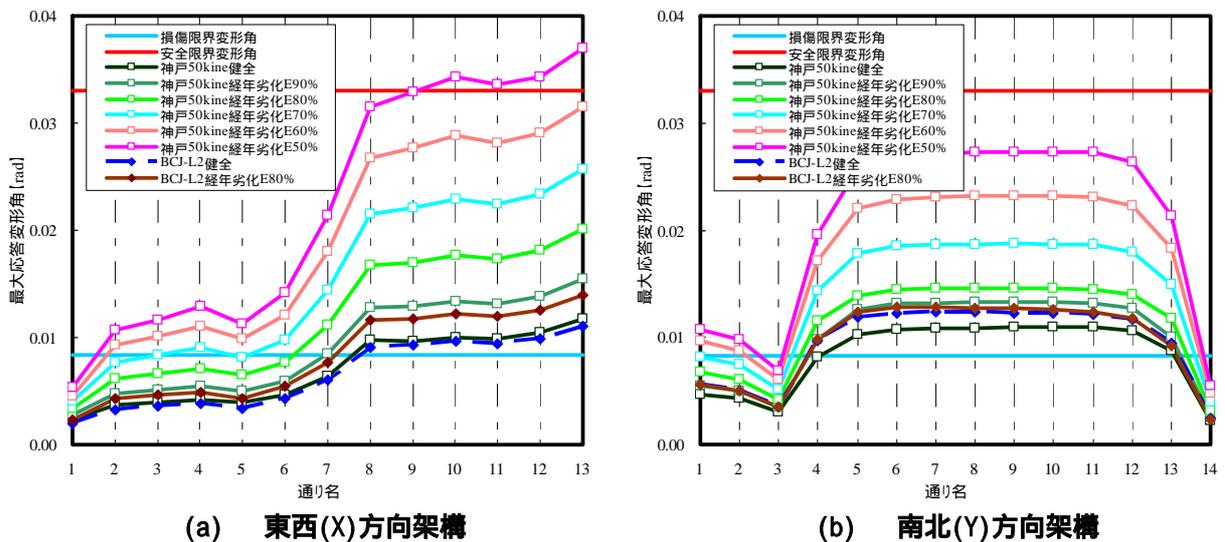


図 38 最大応答変形角

5)ヤング係数の低下予測に基づく最大応答変形角の変化予測

将来、ケヤキのさらなる経年によるヤング係数の低下によって、清水寺本堂の地震応答がどのように変化するか予測した。平嶋の実験結果^{2)~4)}をもとに、ケヤキの経年と強度との関係を算出し、JMA 神戸 50kine 基準化波形を用いた非線形地震応答解析結果によって安全限界変形角 1/30rad を越えるのは何年後になるのか特定を試みた。表 6 に平嶋の実験結果^{2)~4)}をまとめ、そこから算出したケヤキの強度と経年の関係を図 39 に示す。なお、建立当初のケヤキのヤング係数は 8800MPa とした。現在の清水寺本堂は 1633 年に建立されてから 374 年経過している。したがって、図 39 より、清水寺本堂のケヤキのヤング係数は建立時の約 80%になっていると仮定できる。図 38 より、JMA 神戸 50kine 基準化波形入力において、最も早く安全限界変形角 1/30rad を越えると予想される架構は Y13 通り架構である。この Y13 通り架構の安全限界変形角とヤング係数との関係、図 39 で示したヤング係数と経過年数との関係から、どれだけヤング係数が低下すれば、清水寺本堂が 1/30rad を超える応答を示すのか検討した。Y13 通り架構の JMA 神戸 50kine 基準化波形入力時の最大応答変形角は健全時 0.012rad、ヤング係数 90%時 0.015rad、ヤング係数 80%時 0.020rad、ヤング係数 70%時 0.026rad、ヤング係数 60%時

0.032rad、ヤング係数 50%時 0.037rad である。これらの値から算出したヤング係数と最大応答変形角との関係を図 40 に示す。

表 6 平嶋による実験結果^{2)~4)}

古材の強度特性第 1 報	古材の強度特性第 2 報	古材の強度特性第 3 報
ヤング係数 20.3%減少	ヤング係数 14.2%減少	ヤング係数 14.8%減少

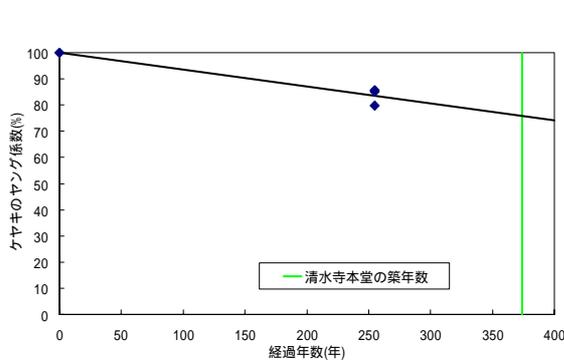


図 39 ケヤキの強度と経年との関係^{2)~4)}

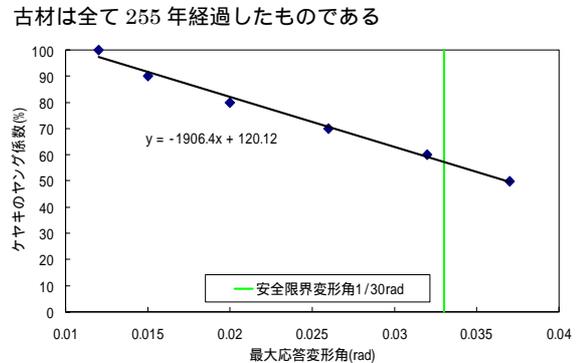


図 40 Y13 通り架構におけるヤング係数と最大応答変形角との関係

図 40 より、JMA 神戸 50kine 基準化波形入力における Y13 通り架構において、安全限界変形角 1/30rad を越える時のケヤキのヤング係数は、建立時の約 57%であることがわかる。したがって図 39 より、ヤング係数の経年劣化が線形的であれば、現在から 400 年程度経過しても最大応答変形角が 1/30rad には至らない。しかし、この結果は、経年による強度低下のみを考慮した場合で、接合部や部材の劣化・損傷は考慮に入れていないし、地震波の特性によってはある程度異なる結果が予想される。また、ケヤキの経年による強度特性の把握も、データの不足から完全に把握されておらず、ヤング係数の経年劣化が線形的だとは断定できない。しかし、ある程度の目安にはなりうるものと考えられる。

5. 結論

本研究では、伝統木造建築物の耐震性能を低下させる要因の 1 つである、経年変化に着目して研究を行った。柱貫接合部の劣化箇所や劣化度合いを変化させたもの、経年による部材自体の強度特性を考慮したモデルを用い、荷重増分解析と非線形地震応答解析を行い、経年変化による影響を比較・検討した。虫害・腐朽による生物的劣化と部材の老朽化などの経年劣化は同時に起こりうるものであるが、本研究ではそれぞれの事象による影響を個別に検討した。今後、同時に起こる際の検討も行っていく必要がある。本研究で得られた主な結論は以下の通りである。

- 1) 柱貫回転バネに劣化を仮定して荷重増分解析を行った結果、保有水平耐力の減少率は南北方向架構より東西方向架構の方が大きかった。
- 2) 柱脚回転バネに劣化を仮定し、非線形地震応答解析を行った結果、清水寺本堂の耐震性能に大きな影響はみられなかった。
- 3) 柱貫回転バネに劣化を仮定し、非線形地震応答解析を行った結果、JMA 神戸 50kine 基準化波形入力においては清水寺本堂の耐震性能に大きな影響が出た。
- 4) 柱貫回転バネの回転剛性と終局耐力を健全時の 50%にした場合においても、非線形地震応答解析の結果、全ての波形において安全限界変形角 1/30rad を越える架構はなかった。
- 5) 最大応答変形角において、東西方向架構よりも、南北方向架構の方が柱貫接合部の劣化に強い結果が得られた。東西方向架構には、本宇部において数多くの柱貫接合部が存在しており柱貫接合部の劣化が影響しやすいものと考えられる。
- 6) 懸造部の柱貫接合部の劣化が、地震時における本宇部の応答変位に与える影響は小さい。
- 7) 経年による部材自体の強度低下を考慮し、荷重増分解析を行った結果、保有水平耐力の減少率は柱貫接合部に劣化を仮定した時とは異なり、東西方向架構より南北方向架構の方が大きかった。
- 8) 経年による部材自体の強度低下を考慮し、JMA 神戸 50kine 基準化波形、BCJ-L2 の地震波を用いて非

線形地震応答解析を行った結果、清水寺本堂の応答変位に大きな影響が出た。

- 9) ケヤキのヤング係数の経年劣化が線形的であれば、JMA 神戸 50kine 基準化波形に対しても、現在から 400 年程度経過しても、最大応答変形角 $1/30\text{rad}$ には至らない。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり、多大な協力を頂いた清水寺に深く感謝の意を表する。

7. 参考文献

- 1) 西岡常一、小原二郎：法隆寺を支えた木、NHK ブックス、1978 年。
- 2) 平嶋義彦、杉原未奈、佐々木康寿、安藤幸世、山崎真理子：古材の強度特性(第 1 報)ケヤキおよびアカマツの引張強度特性、木材学会誌、Vol.50、2004 年、pp.301-309。
- 3) 平嶋義彦、杉原未奈、佐々木康寿、安藤幸世、山崎真理子：古材の強度特性(第 2 報)ケヤキおよびアカマツの圧縮強度特性、せん断強さおよび硬さ、木材学会誌、Vol.50、2004 年、pp368-375。
- 4) 平嶋義彦、杉原未奈、佐々木康寿、安藤幸世、山崎真理子：古材の強度特性(第 3 報)ケヤキおよびアカマツの静的曲げ強度特性および衝撃曲げ強さ、木材学会誌、Vol.51、2005 年、pp146-152。
- 5) 鈴木隆志、伊津野和行、土岐憲三：懸造形式を有する伝統木造建築物の保有水平耐力と地震応答、構造工学論文集、日本建築学会、Vol.52B、2006 年 3 月、pp.477-490。
- 6) 鈴木隆志、倉形雅之、伊津野和行、土岐憲三：懸造形式を有する伝統木造建築物の地震応答に舞台が与える影響、日本地震工学会論文集、第 7 巻、第 5 号、2007 年、pp15-30。
- 7) 森悠介、鈴木隆志、伊津野和行、土岐憲三：柱の軸力変動が懸造形式伝統木造寺院建築の地震応答に及ぼす影響、日本地震工学会論文集、第 7 巻、第 1 号、2007 年、pp14-26。
- 8) 鈴木隆志、石原透、阪本大佑、伊津野和行、土岐憲三：懸造形式を有する伝統木造建築物の常時微動特性と構造特性について、社会技術研究論文集、Vol.3、2005 年 11 月、pp.175-185。
- 9) 横山正幸：ガイドブック清水寺、法蔵館、1996 年 11 月、pp.89-104。
- 10) 日本建築学会：木質構造設計基準・同解説、2003 年 10 月。
- 11) 鈴木隆志、伊津野和行ほか：懸造形式を有する伝統木造建築物の耐震性能に関する研究(水平構面の影響)、日本建築学会 2006 年度大会(関西)学術講演梗概集、C-1、構造、No.22227、2006 年 9 月、pp.453-454。
- 12) 稲山正弘：木材のめり込み理論とその応用、1991 年東京大学学位論文、1991 年 12 月。
- 13) 文化庁文化財部：重要文化財耐震診断指針、2001 年 3 月。
- 14) 村上秀一、井川 望、榎原健一、小堀 徹、坂本 功：伝統木造建築物における継手部の構造実験、その 1 仕口形状及び材種の影響、日本建築学会大会学術講演梗概集、2001 年 9 月、pp.91-92。
- 15) 森田仁彦、花里利一、柳澤孝次：伝統的木造建築の構造性能評価(その 4 木材の摩擦試験と車知の圧縮試験)、日本建築学会大会学術講演梗概集、2002 年 8 月、pp.219~220。
- 16) 藤田香織、木村正彦、大橋好光、阪本 功：静的水平加力試験に基づく伝統的木造建築の組物の履歴モデルと剛性評価、日本建築学会構造系論文報告集、第 543 号、2001 年 5 月、pp.121~127。
- 17) 花里利一、稲山正弘、三井所清典、坂本 功：木造伝統構法五重塔の設計における構造安全性の検討(その 7 補強効果の検討および修正モデルによる解析)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1999 年 9 月、pp.173~174。
- 18) 軽部正彦、林 知行、原田真樹、高橋好夫、木村 勉：古代伝統木造架構の実大水平加力実験(その 2 実大架構実験と履歴性状)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1998 年 9 月、pp.269~270。
- 19) 大岡優、鈴木隆志、伊津野和行、戸田瞬、土岐憲三：懸造形式伝統木造構造物の耐震性能に関する研究(経年変化を考慮した耐震性能評価)、日本建築学会 2006 年度大会(関東)学術講演梗概集、C-1、構造、No.22229、2006 年 9 月、pp457~458。
- 20) 土岐憲三、岸本英明、古川秀明、酒井久和：花折断層による京都盆地の 3 次元非線形有限要素法による強震動予測、日本地震工学会論文集、第 7 巻、第 5 号、2007 年、pp45-59。
- 21) 財団法人日本建築センターのホームページ、<http://www.bcj.or.jp/index.html>

(受理：2007 年 10 月 10 日)

(掲載決定：2008 年 5 月 12 日)

Effect of Deterioration of Structural Members and Joints on Earthquake Response of Japanese Traditional Wooden Temple

OOKA Yu¹⁾, SUZUKI Takashi²⁾, IZUNO Kazuyuki³⁾ and TOKI Kenzo³⁾

1) Graduate Student, Science and Engineering, Ritsumeikan University, Ms. Eng

2) Kajima Corporation, Dr. Eng.

3) Member, Professor, Dept. of Civil Engineering, Ritsumeikan University, Dr. Eng.

ABSTRACT

This paper examined the effect of aging on the deterioration of structural members and joints on the earthquake response of a traditional Japanese wooden temple, Kiyomizu, in Kyoto. First, the effect of deterioration at the beam-column joints was studied. Push-over analysis and nonlinear earthquake response analysis showed that deterioration of the beam-column joints decreased the bearing load capacity, especially in the E-W direction, and increased the response displacement of the temple. Next, the effect of deterioration due to age of the structural member was studied. The structural members of Kiyomizu temple are made of 350-year old zelkova wood, the Young's modulus of which decreases continuously once it is used as a structural member. Static and dynamic analyses showed that the deterioration of Young's modulus decreased the bearing load capacity and increased the displacement response of the temple. However, the risk of total collapse is considered to be low if the deterioration ratio of the modulus is linear.

*Key Words: Japanese traditional wooden structure, aged deterioration, zelkova, push-over analysis
nonlinear earthquake response analysis*