

蘇った加子母明治座

—地芝居小屋の耐震改修に関する調査研究—

鈴木 祥之*・齋藤 幸雄**・向坊 恭介***・石黒 恵之****・佐藤 英佑*****

I. はじめに

加子母明治座（岐阜県中津川市加子母下桑原）は、明治27年に旧加子母村（中津川市加子母、平成17年2月12日までは恵那郡加子母村）の村人一丸となって建設された典型的な劇場形式の農村舞台、芝居小屋である。明治座は、東濃地方に数多く現存している農村舞台の中でも、比較的規模が大きく、劇場形式農村舞台として最も発達したものとして注目され、昭和48年には、当初形式をよく残し、部材も当初材がよく残っており、また地芝居の保存運営が良好に受け継がれてきたことが評価され、岐阜県重要有形民俗文化財に指定された¹⁾。

しかしながら、明治座は随所に劣化損傷が進み、現状調査が平成25年11月に設置された加子母明治座改修検討委員会のもとに実施された。その結果、耐久性、構造安全性、耐震安全性において問題があることが判明した。平成26年6月には加子母明治座耐震改修検討委員会が設置され、本格的な調査研究を行うこととなった²⁾。この検討委員会では、明治座の歴史的価値とともに耐震性能、耐久性などを明確にし、岐阜県指定の重要文化財であることを念頭に構造補強、耐震補強などの改修案を提案した。それが、今回の屋根の葺き替えを含む大改修に至っている。本報では、明治座の耐震改修調査研究、主として構造詳細調査による構造補強、耐震補強設計などについて述べる。

II. 加子母明治座の概要

明治座は、加子母村の下半郷と呼ばれる5集落の総力を結集して建設されたことが、多く保存されている建設

当初の資料からも分かる。本建築物は伝統構法木造建築物で、本屋は2階建て切妻造、妻入りで、両側面から背面の三方にかけて下屋が付く（写真1、2、3）。規模は、「明治座建築仕様帳」（明治27年1月）には、本棟が棟行12間、梁7間半、庇が三方9尺ずつと記載されているが、実寸計測では、本屋は、けた行23.51m、張り間13.88m、下屋は、両側2.82m、背面側3.76m、棟高さ（最高高さ）は9.28mである。

本屋、下屋の屋根は、明治27年創建当初、クリ材の^{くれ}樽板による板葺石置き屋根であったが、大正9年に棧瓦葺に、さらに昭和48年にセメント瓦葺に葺き替えられた（写真5）。創建当初からは幾度かの増改築、補修がなされている。正面玄関の両側の突出部は増改築であり、西側突出部は昭和24~25年頃の増築で、切妻造、セメント瓦葺である。東側突出部は平成6~7年の建て替えて、切妻造、棧瓦葺である（写真1、図1）。



写真1 明治座外観（正面：南西側）



写真2 明治座外観（背面：北東側）

* 立命館大学衣笠総合研究機構 教授
 ** 齋藤構造研究室
 *** 鳥取大学大学院工学研究科 助教
 **** 川端建築計画
 ***** 立命館大学衣笠総合研究機構 客員協力研究員



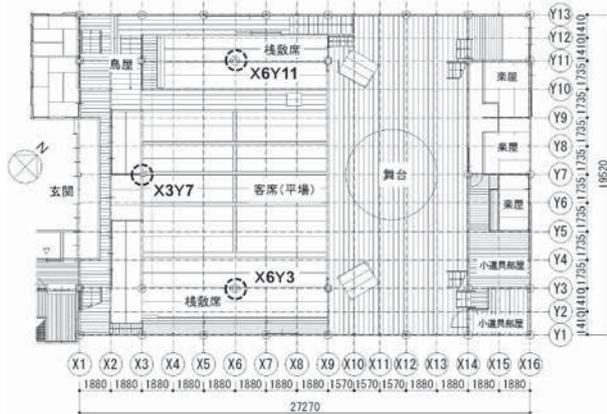
写真3 明治座外観（側面：北西側）



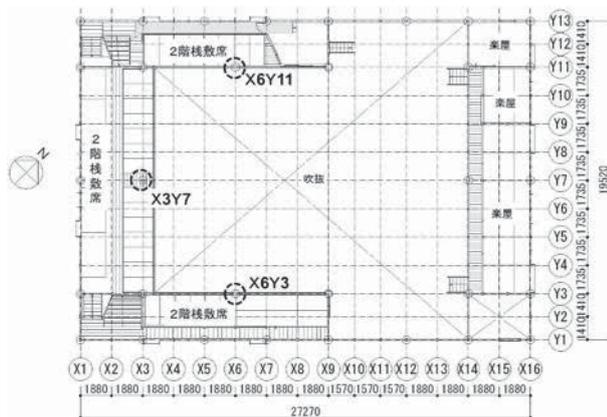
写真4 明治座の内部空間（左側：舞台、中央：平場）



写真5 昭和48年の屋根の葺き替え工事（梅田周作氏撮影）



a) 1階平面図



b) 2階平面図

図1 平面図

小屋の内部は、正面前方に内木戸、客席として舞台正面には一階座席（平場）と平場を取り囲む棧敷席（1、2階）（写真4）、花道（本・仮）と鳥屋、裏花道、後方に舞台（廻り舞台）、奈落および楽屋（1・2階）がある。舞台前方の引幕は、竣工に先立って下半郷の娘衆から寄贈されたもので、娘引幕と呼ばれている（写真4）。

芝居小屋特有の客席・平場の大きな空間を実現するために、和小屋と洋小屋を併用している（写真6、7）。スパン13.88m間に柱を立てることなく小屋を組むために、クイーンポストトラスに似たトラスを組むなどの工夫が見られる（写真6）。



写真6 クイーンポストトラスに似たトラス小屋組



写真7 和小屋

明治座は、現在、加子母歌舞伎保存会、加子母むらづくり協議会、明治座世話人など地域の熱い思いのもとに地芝居とともに受け継がれてきている。

Ⅲ. 構造詳細調査

明治座は、明治27年創建当初からは、屋根の葺き替えや小規模な修理、補修を重ねてきているが、雨漏れや柱の亀裂や湾曲などが見られ、平成25年11月に実施された現状調査では、昭和48年に葺き替えられたセメント瓦も老朽化により雨漏れが生じており、蟻害・腐朽による柱脚の劣化損傷などが随所に見られた。さらに、芝居小屋特有の大空間構造で、柱間隔が大きく柱の座屈や経年による梁のゆがみや柱のたわみ等が見られた。また、

耐震要素も少ないことから、耐久性、構造安全性、耐震安全性上の問題が懸念され、平成 26 年 6 月から本格的な改修調査を行った。その調査結果から、主として構造に関する概要を示す。

1. 構造的な劣化損傷

1) 柱

主要な柱の下端と礎石との接触部の結露によって、柱の下端部には腐朽や虫害が認められる（写真 8）。特に南東側は水はけが悪いため、Y1、Y3 通りの柱は顕著な劣化が見られ、一部には著しい断面欠損が生じ、柱の沈下も発生している。このため 2 階床にも不陸が発生している。



a) 柱の下端の虫害



b) 柱の下端および土台の腐朽
写真 8 柱の下端の虫害や腐朽による劣化

X6Y3 の柱は、大きく湾曲している（写真 9）。柱の柱頭部では横架材に大きくめりこんでいる。また、横架材にもたわみが生じている。X6Y11 の柱も同様な現象が見られる。X3Y7 の柱は、上部に折損が見られ、柱に架かっている横架材端部の抜けが見られる（写真 10）。

図 1 の平面図から分かるように客席部の屋根を支える柱は 7 本のみであり、そのうち 3 本の柱に折損や湾曲が発生しており、これらの柱には補強が必要となる。主要な柱の傾きの計測から、全体的に X1 通り側（南西側）へ傾いていることが判明している。



写真 9 柱 X6Y3 の湾曲



写真 10 柱 X3Y7 の折損と横架材の抜け

2) 小屋組

小屋組には、13.88m のスパンを持たすためにトラスを組むなどの工夫がされているが、十分に機能しておらず、小屋組全体にたわみや転びが生じている。トラスは真東の柱脚に抜けが発生（写真 6、図 2）しており、屋根荷重を負担させることができている。また、斜材と下弦材との接合部でめり込みが大きく発生している。和小屋の両端を支える東の転びが生じている。また、小屋組を支える桁に大きなたわみが発生している。このようなたわみは、屋根が波打つ原因となっている。その他、楔の抜けや仕口の緩みが各所に見られる。

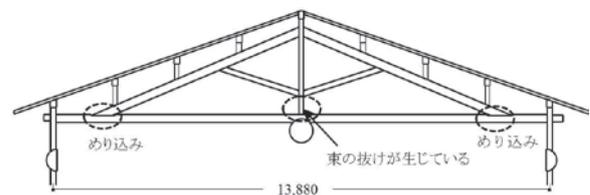


図 2 トラスの真東の柱脚に抜けが発生

3) 屋根

屋根は、昭和 48 年の屋根葺き替え工事でセメント瓦に葺き替えられたが、下地にクリ材の樽板を土居葺として昔の樽板を葺き、創建当時の板葺屋根の面影を残している（写真 11a）。樽板は、所々、雨漏れによる腐朽や穴が見られる（写真 11b）。下屋部の軒先付近では、雨水や積雪・融雪水分の滞留や浸潤によると思われる腐

朽が認められる。また、樽板や野地板表面の細かな亀裂（繊維直交方向）は、腐朽（褐色腐朽）によるものと認められる。



a) セメント瓦の下に樽板の土居葺



b) 樽板の劣化

写真11 セメント瓦葺屋根と樽板の土居葺

2. 耐震要素

本建築物は芝居小屋として内部に大空間を有する構造的な特徴を有し、建築物内部にはほとんど壁がなく、外周部には板壁、土塗り壁などがある。これらの構造要素は建築物の耐震性能評価を行う際に必要となるので、構造要素の配置、仕様、耐震性能について調べた。

1) 土壁

本屋、下屋の外周部に土塗り壁（土壁）の全面壁や小壁（腰壁、垂れ壁）がある。本建築物での特長として、貫が土壁の表面に顕しで見える構造となっている（写真1、2、3）。この顕しの貫を有する土壁は、通常の土壁（土壁内部に貫がある）の復元力に顕しの貫の復元力を加算することができ、大変形時に耐力低下が通常の土壁より緩和され、大きな変形性能を有することが実験によって検証されている³⁾。

2) 板壁

写真2、3に見られるように下屋の外周部三方に板壁が張られている。本屋の内部にも板壁が部屋の間仕切りとして用いられている。しかし、これらの板壁は貫の片側のみに留め付けられ、また板厚も薄く、耐力的には期待できない。

3) 柱と横架材との仕口接合部

本屋、下屋には、比較的断面の大きい差鴨居や貫などの横架材が多数あり、横架材－柱の仕口接合部での曲げ

戻しによる復元力が見込める。また、柱の頭部、脚部での土台や桁梁との仕口接合部が長ほぞであり、個々の耐力は小さいが、多数あるので曲げ戻しによる復元力も見込める。

IV. 耐震性能評価

本建築物は、芝居小屋として内部に大空間を有する構造的な特徴を有し、建築物外周部を除いて内部にはほとんど耐震要素がなく、耐震性能が危惧されるので、現状の耐震性能評価（耐震診断）を行う。

1. 耐震性能のクライテリア

本建築物は伝統構法木造建築物であり、その大きな変形性能を生かして、次のようにクライテリアを定める。稀に発生する地震動時（中程度の地震時）に対しては、大きな補修を必要とする損傷が構造要素に生じないとして、損傷限界層間変形角を、極めて稀に発生する地震動時（大地震時）に対しては、倒壊・崩壊することなく、生存可能な空間を維持し人命を保護するとして、安全限界層間変形角を設定する。

損傷限界（代表層間変形角）：1/90rad

安全限界（代表層間変形角）：1/20rad

安全限界（最大層間変形角）：1/15rad

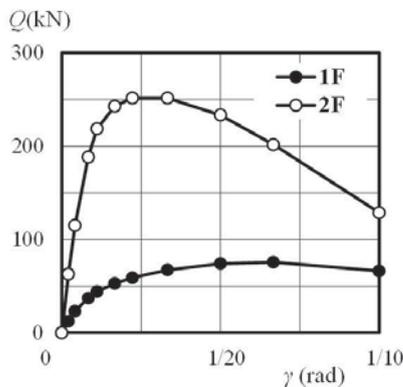
ここで、代表層間変形角は各層を質点に縮約したモデルの応答値で、最大層間変形角は建築物の偏心率の影響による各構面の変位増大を考慮した層間変形角を示す。

2. 復元力特性の評価

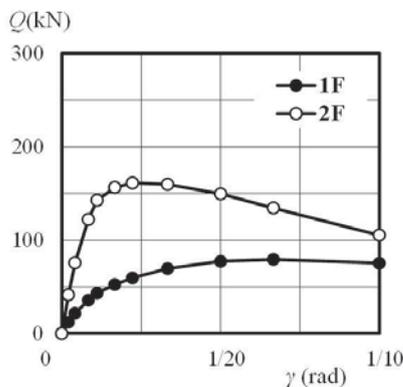
明治座の構造詳細調査から、土壁、横架材－柱仕口接合部などの各構造要素の復元力特性を伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会⁴⁾（2010年度～2012年度）で得られた設計用データを基に評価し、各階・各方向の鉛直構面ごとの復元力を求め、この復元力を加算することで、各階・各方向の復元力を求めた。

復元力の算定に用いる構造要素は、土壁（全面壁）、小壁、貫、柱ほぞ、雇いほぞ車知打ち仕口、小根ほぞ鼻栓打ち仕口、差し鴨居である。数多く用いられている板壁は、耐力的に低いので考慮していない。土壁に見られる顕しの貫は、土壁内の貫に比べて断面が大き（30mm × 90mm）、めり込みによる抵抗が期待できるため、文献（中治・鈴木）³⁾を参考に、両端大入れの通し貫として復元力を算定した。図3に各層の復元力特性を示す。X方向（けた行方向）、Y方向（張り間方向）と

もに、2層に比べて1層の水平耐力が低く、両方向で1層先行降伏となる可能性が高く、特にX方向でその傾向が顕著である。



a) X方向（けた行方向）



b) Y方向（張り間方向）

図3 復元力特性

3. 近似応答解析による耐震性能評価

伝統構法木造建築物の耐震性能を評価する方法としては、2000年建築基準法の改正で仕様規定型設計法の計算方法として導入された限界耐力計算が適切と考えられる。限界耐力計算での近似的な地震応答解析法は幾つかあるが⁵⁾、ここでは伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会で検討された近似応答計算の手法を用いる。

固定荷重は、当該建築物の現状のセメント瓦葺に則した実測調査に基づいて実況に応じて単位重量を設定した。建築物重量は、1層：344.3kN、2層：1208.5kNとした。

近似応答計算に用いる入力加速度は、平成12年建設省告示1461号の加速度応答スペクトルを用いた。地盤増幅率は同1457号に基づき設定し、地盤種別は現地調査の結果より第2種地盤とした。地域係数 ($Z = 1.0$)、調整係数 ($p = 0.85$, $q = 1.0$)とした。近似応答計算は、1層の変形を基準とし増分解析を行った。各ステップ毎

に2階変形と等価剛性が整合するように、繰り返して固有値計算を行い、固有モードから2階変形を求める収斂計算を行った。減衰については、縮約1質点系ではなく、1階、2階それぞれでひずみエネルギーで重み付けして減衰を評価した。

近似応答計算による結果は、

・稀に発生する地震動時の応答値

X方向（けた行方向）2階 1/704rad 1階 1/37rad

Y方向（張り間方向）2階 1/426rad 1階 1/37rad

・極めて稀に発生する地震動時の応答値

近似応答計算では、計算する層間変形角を1/10radまでとしており、X方向（けた行方向）、Y方向（張り間方向）ともに1/10rad超となり応答値が得られない結果となった。

これらの結果から、稀に発生する地震動時に1階は損傷限界を超えており大きな損傷を生じ、極めて稀に発生する地震動時には安全限界を超えており大破・倒壊に至る。なお、これらの結果は2階積載席の客数に応じた積載荷重や積雪荷重を考慮しない場合であり、これらを考慮するとさらに応答値が大きくなる。

以上から、現状の明治座は、大破・倒壊の危険性があり、適切な耐震補強が必要であると判断される。

V. 耐震補強の検討

1. 耐震補強の基本方針・補強計画

1) 耐震補強の基本方針

耐震補強を検討するに際して、明治座が県指定有形民俗文化財であることを考慮して、以下の基本方針のもとに耐震補強設計を行う。

- ①県指定有形民俗文化財としての価値を損なわない補強方法とする。可能な限り現状を残す他、補強に使用する部材は、伝統構法にふさわしい構法、木質部材とする。
- ②補強後の建築物重量については、できるだけ重量増にならないよう配慮する。
- ③補強用の構造要素は、伝統構法に相応しい変形性能に優れたものを用いる。
- ④補強のための構造要素は、平面的に偏在しない（偏心率ができる限り小さくなる）よう設置位置について検討する。
- ⑤1階、2階の耐力バランスを考慮し、各層の変形角

に大きな差がないように補強を検討する。

- ⑥水平構面（下屋屋根・2階床）については、適切な剛性・耐力を持たせ、水平構面を介して流れる水平力を伝達できるよう補強する。
- ⑦耐震補強設計クライテリアに示された耐震性能を確保できる補強を目指す。

2) 耐震補強計画

耐震補強では、耐力の向上と合わせて変形性能の向上を図るために、次の補強計画を検討した。

①柱脚部の補強

1階の柱脚部に地長押を追加する。

②板壁の補強

現状の板壁（片面貼り）を両面貼り（貫に吸い付けて留め付ける）、さらに新規に両面貼り板壁を設ける。

2階積載席の周囲3方に、はしご型フレームを設ける補強案が検討されたが、積載席から舞台への視角を遮るとの地域の住民からの要望があり、代わりに新たな板壁を設置することにより、はしご型フレームと同等の復元力を確保した。なお、これらの補強の配置、数量などは、近似応答解析による耐震性能評価によって決定した。

2. 耐震補強設計のクライテリア

積雪の有無によらず耐震診断におけるクライテリアと同様とする。

損傷限界（代表層間変形角）：1/90rad

安全限界（代表層間変形角）：1/20rad

安全限界（最大層間変形角）：1/15rad

なお、加子母は冬季に積雪が見込まれるために、岐阜県建築基準法施行細則第一三号、別表第二によれば、垂直積雪量は70cm以上、単位重量は20N/m²/cm以上である。多雪区域以外では20N/m²/cm以上となっているが、他の地域（同じ積雪量70cmの地域）での実測データでは単位重量が25N/m²/cm（多雪区域に適用される重量）以上の例もあることを考慮して、25N/m²/cmとした。また、岐阜県建築基準法運用指針第4章構造規定法第20条令第86条（積雪荷重）により、地震力と同時に作用する場合の積雪荷重（N/m²）は、 $S \times 30\text{N/cm} \cdot \text{m}^2 \times 0.35$ （ S : 垂直積雪量）を適用する。

積雪荷重を考慮する場合には、安全限界層間変形角を満足しないことが予想されるので、崩壊・倒壊限界層間変形角を

崩壊・倒壊限界（代表層間変形角）：1/15rad

崩壊・倒壊限界（最大層間変形角）：1/13rad

のように設定した。

3. 近似応答計算による耐震性能評価

1) 荷重の算定

固定荷重はIV章と同様、当該建築物での実測調査に基づいて実況に応じて単位重量を設定し、屋根については、現状のセメント瓦から創建当初の樽板の板葺石置き屋根に復元する計画のため、樽板や置き石などを詳細に検討して重量算定した。

積雪荷重は前節の規範から、各層の積雪荷重は、2層：274kN、1層：186kNとした。

2階の積載席に収容する観客数によって積載荷重が変化することを考慮して耐震性能評価を行う。収容人員に制約を設けない場合は、過去最大の収容人員が約800人（2階300人、1階500人）であるため、2階に300人を収容した場合を最大の積載荷重とする。本建築物の特殊性から耐震補強に制約があり、耐震設計クライテリアを満足できない場合には、2階への入場制限を設けることとし、収容人数2階120人とする。

以上から、積載荷重は観客なしの場合、収容人員（特に2階）に制約を設けない場合、2階の入場制限を設ける場合の3種類を設定した。

荷重条件 a) 収容人数2階0人、積載荷重38kN

荷重条件 b) 収容人数2階300人、積載荷重230kN

荷重条件 c) 収容人数2階120人、積載荷重120kN

なお、観客は1人当たりの重量は60kg（600N）とした。

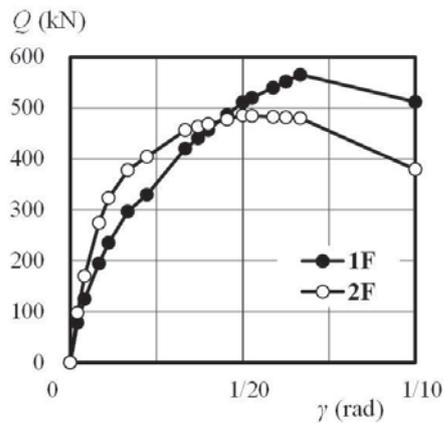
2) 復元力特性の評価

既存の構造要素である土壁（全面壁）、小壁、貫、柱ほぞ、雇いほぞ車知打ち仕口、小根ほぞ鼻栓打ち仕口、差し鴨居については、IV章同様に伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会で検討した設計用復元力データを用いて、各階・各方向の鉛直構面ごとの復元力を求め、この復元力を加算することで、各階・各方向の復元力を求めた。

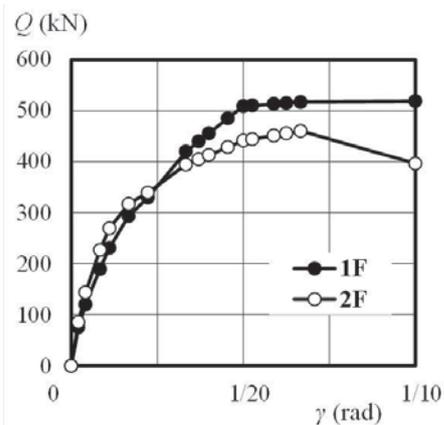
耐震補強として用いる柱脚部の地長押、両面貼り板壁については、性能検証実験を行ったので、その結果に基づいて各復元力を設定した。これらの耐震補強の配置、数量などは、近似応答解析による耐震性能評価により、クライテリアを満足するまで補強に応じた復元力の算定を各階・各方向について行った。

最も厳しい荷重条件を積雪有、2階積載席300人とする場合の各層の復元力特性を図4に示す。X方向（けた

行方向)、Y方向(張り間方向)ともに補強前に比べて最大せん断耐力が向上している。



a) X方向(けた行方向)



b) Y方向(張り間方向)

図4 復元力特性(積雪有、2階積敷席観客300人)

3) 耐震性能評価

荷重の算定に基づき、積雪の有無と2階観客数による荷重の組み合わせ条件を以下のように設定して、近似応答計算により耐震性能評価を行った。

- LOS0 積載重量(2階観客なし・積雪なし)
- L1S0 積載重量(2階観客120人・積雪なし)
- L2S0 積載重量(2階観客300人・積雪なし)
- LOS1 積載重量(2階観客なし・積雪あり)
- L1S1 積載重量(2階観客120人・積雪あり)
- L2S1 積載重量(2階観客300人・積雪あり)

稀に発生する地震時、および極めて稀に発生する地震時の各階・各方向の代表層間変形角および最大層間変形角を求めた結果、積雪荷重や2階観客数による荷重によって耐震性能評価は、以下のようになる。

- ・積雪荷重を考慮しない場合においては、2階観客数に係わらず、稀に発生する地震動時の損傷限界変形角 $1/90\text{rad}$ を満足する。極めて稀に発生する地震時、

安全限界層間変形角(代表層間変形角) $1/20\text{rad}$ を満足しないが、安全限界層間変形角(最大層間変形角) $1/15\text{rad}$ は満足する。

- ・積雪荷重を考慮する場合においては、2階観客数によって耐震性能評価結果が異なる。観客数120人以下では、稀に発生する地震動時の損傷限界変形角を満足するが、観客数300人では満足しない。極めて稀に発生する地震時には、観客数120人以下では安全限界層間変形角(代表層間変形角) $1/20\text{rad}$ を満足しないが、安全限界層間変形角(最大層間変形角) $1/15\text{rad}$ は満足する。観客数300人では、安全限界層間変形角(最大層間変形角) $1/15\text{rad}$ は満足しないが、崩壊・倒壊限界層間変形角(最大層間変形角) $1/13\text{rad}$ を満足する。

以上の結果、積雪荷重を考慮しない場合には耐震補強設計のクライテリアを満足する。一方、積雪荷重を考慮する場合には、2階観客数が120人以下であればクライテリアを満足する。従って、大雪時に極めて稀に発生する地震動が起きる可能性は低いが、過去に大雪時に大地震が発生した事例がある。最近では、長野県北部地震(2011年3月12日、マグニチュード6.7)は大雪時の発生であり、積雪荷重が被害を大きくした可能性がある。前日の東北地方太平洋沖地震(東日本大震災)の陰に隠れて注目されていないが、建物は住家694棟、非住家1,048棟の被害を受けている⁶⁾。仮に大雪時に極めて稀に発生する地震が発生した場合には、崩壊・倒壊に至る恐れがあると判断されるので、積雪時には明治座の使用禁止や2階観客を制限するなどの対策が望ましい。

4. 時刻歴応答解析による検証

明治座の耐震補強計画は、近似応答計算による耐震性能評価によるが、1) 質点系モデルによる地震応答解析と2) 立体モデルによる地震応答解析を実施して耐震補強を検証する。

1) 質点系モデルによる地震応答解析

荷重条件として、L1S0:積載重量(2階観客120人・積雪なし)を想定し、1層、2層の重量は、それぞれ $W1 = 522.37\text{kN}$ 、 $W2 = 1207.70\text{kN}$ とする。階高は1層2.78m、2層2.24mとする。前節の近似応答計算による耐震性能評価で算定した復元力をもとに、各層の解析用復元力特性としてバイリニアスリップ型としてモデル化した。入力波としては、BCJ-L2波(日本建築センターで作成された模擬波で極めて稀に発生する地震動に相

当)を用いる。減衰は、近似応答計算による結果と比較検討することを想定し、木造建築物で一般的な1次減衰定数5%の初期剛性比例型とした。積分時間刻みは0.001秒とした。

時刻歴応答解析の結果は、最大応答層間変形角は1/15radを超えるが、1/10rad以下となった。近似応答計算での復元力特性に比較して、1層の降伏変形角を1/30radとしているために初期剛性が小さく減衰を過小評価していると考えられ、応答層間変形角は近似応答計算と比較して少し大きめとなっている。

2) 立体モデルによる地震応答解析

3次元立体解析モデルは、柱梁を線形置換し、接合部を回転バネ、耐震要素をせん断バネとした解析モデルを用いた。解析は、構造システムの任意形状立体フレーム弾塑性解析プログラム SNAP ver.6を使用した。入力地震波として、日本建築センター模擬波(BCJ-L2波)を用い、対象建築物のX方向(けた行き方向)に一方向入力した。数値積分は、 $\beta = 0.25$ のNewmark β 法とし、時間刻みは0.001秒、解析時間は40秒とした。減衰は、より安全側の評価となるように低めに設定し、1次の減衰定数3%の瞬間剛性比例型減衰とした。

耐震補強前、耐震補強後で、それぞれ地震応答解析を行って応答を分析した結果、以下のことが分かった。

- ①耐震補強前、耐震補強後とも、2層に比べて1層の変形角が卓越する傾向にある。一方、小屋組は比較的剛であり変形角は小さい。
- ②地震時、主屋の梁が面外変形する可能性がある。
- ③耐震補強によって、BCJ-L2波に対する最大層間応答変形角は、1層で1/23 radから1/26rad、2層で1/37 radから1/37rad、下屋で1/23 radから1/24radとなり、1層の変形角が卓越する傾向が改善されるとともに全体の変形角が低減された。

なお、1)質点系モデルによる地震応答解析と2)立体モデルによる地震応答解析ともに、積雪がない状態での解析であり、積雪荷重を考慮すれば、耐震補強前、耐震補強後とも応答層間変形角は大きくなることが想定される。

5. 構造部材の補強の検討

柱、梁、小屋組などの主要な構造部材の損傷については、構造解析を行い、損傷の原因を究明するとともに補強を検討した。

1) 柱の検討

構造詳細調査で、X6Y3、X6Y11の柱は湾曲していること、またX3Y7の柱は、柱上部の梁仕口部分で亀裂が生じていることが判明しているため、原因を明らかにするとともに補強等を検討する。

(1) X6Y3柱およびX6Y11柱

座屈許容応力度の検定において座屈長さは部材長さとした結果、現状において長期、短期(積雪時)のいずれの場合とも柱に生じている圧縮応力度が、許容座屈応力度を超えている。従って、この柱は、座屈していると考えられるため、断面の大きな柱への取り替えあるいは添え柱などの補強が必要である。また、柱頭の梁へのめり込みが生じており、梁へ伝わる荷重を分散させるなどの補強が必要である。X6Y11の柱も同様な補強が必要である。

現状をできる限り保存する補強方針に従って、X6Y3柱、X6Y11柱は、そのまま残して、添え柱200×135(平均)を設け、鉄バンドにて4箇所ですべて結束した。また、X6Y3柱およびX6Y11柱の柱頭部で梁のめり込みに対して、金物による補強を行い、めり込みを解消する。

(2) X3Y7柱

X3Y7柱の座屈許容応力度の検定の結果、現状において、長期、短期(積雪時)のいずれの場合とも柱に生じている圧縮応力度が許容座屈応力度を超えていない。この柱は、座屈していないと考えられる。しかし、梁仕口接合部で柱の亀裂や折損がみられ、取り替えあるいは補強が必要である。取り替える場合は、寸法の大きな材が必要となる。補強方針に従って、X3Y7柱は、そのまま残し、柱頭部の亀裂に対して金物による補強を行う。

以上の他に、虫害や腐朽によって劣化し著しい断面欠損が生じている柱は根継ぎなどを行い補強する。また、柱の沈下による床の不陸が発生している箇所の修正を行う。

2) 小屋組の検討

小屋組が正常に機能するものとして、小屋組を立体的にモデル化し、解析には「SNAP Ver.5.0.0.7構造システム」を使用して検討を行った。X6通りの和小屋の小屋梁は、たわみにより棟が下がっており、束の上部に束を足して棟を上げる補修を行い、たわみを修正する必要がある。また、トラス小屋組の真束柱脚の抜けが発生している箇所は、抜け防止の対策をする。トラス斜材と下弦材の接合部でめり込んでいる箇所は、接合部に堅木を入れてめり込みを解消する補強が行う。

3) 仕口の検討

X3Y7 柱、X6-11 柱、Y3 通 X9 端部（2階横架材端部）において、梁に抜けが生じているため、金物による補強を行う。X3Y7 柱の柱頭部に亀裂が生じているため、金物による補強を行う。

以上の構造補強の他、屋組仕上げについては、現状のセメント瓦を除去し、創建当時の樽葺による板葺石置き屋根に復元する。昔のクリ材の樽板がセメント瓦の下地に残されているが、この樽板をそのまま残して、その上に渡し垂木、野地板、防水ルーフィングを葺き、新たに製作した樽板を葺き、その上に押え棧、置石を置く。軒先は、軒止め板、さるがしら、雨ぶたから構成される板葺き屋根に特有の軒先とする。

以上の検討に基づいて、構造補強、耐震補強などの改修案を提案した。特に耐震補強では、耐力のみならず変形性能の向上を図るために1階柱脚部に地長押を追加補強、既存の板壁（片面貼り）を両面貼りに補強することに加えて新規に両面貼り板壁を設けた。これらの補強の配置、数量などは、近似応答解析による耐震性能評価に基づいて決定した。

VI. おわりに

明治27年に建設された加子母明治座の改修工事は、本改修調査研究をもとに平成26年12月11日に起工式が行われ、翌平成27年9月25日に工事完了検査が行われた。11月29日には、改修後のこけら落としとなる第四十三回加子母歌舞伎公演が開催された（写真12a）。

構造補強・耐震補強計画では、文化財としての景観や意匠、芝居小屋としての機能を損なうことのないように配慮した。特に、芝居小屋という特性上、中央部の客席や舞台回りの大空間は、耐震要素を新規に配置することはできないため、2階の観客の有無、積雪の有無とともに1階と2階の耐力、応答のバランスを改善し、さらに耐震性能が向上するように変形性能の大きい板壁などの耐震要素を追加、配置する耐震補強設計を行った。耐震補強設計で示した補強が必ずしも改修工事では実現されていないが、耐震性能は改修前に比べて大きく改善されたものの、積雪が多い場合の大地震では、2階の観客数によっては大破・倒壊の恐れがあるため、運用上の対策

が求められる。

改修後の写真12のように、改修前のセメント瓦を除去し、樽葺の板葺石置き屋根に復元され、創建当時の姿に甦った。屋根は、維持管理上容易であることから和瓦葺、金属板葺などが検討されたが、最終的に創建当時の板葺石置き屋根になった。写真12では、樽板が真新しいので目立っているが、数年もすれば落ち着いた色相となるだろう。板葺石置き屋根は、樽板の葺き直しや置き石の置き直し、さらに葺き替え用の樽板造りなど、今後の維持管理が不可欠で人手がかかる。それも、加子母の“宝”である明治座を加子母の人々が関わり続けながら守り続けるという意味で、素晴らしいことと言える。

本論文は、加子母明治座の耐震改修に関連する調査研究、特に構造補強、耐震補強についてとりまとめたものである。ここで用いられた耐震改修技術は、東濃地方などに現存する他の芝居小屋、地歌舞伎小屋など伝統構法木造建築物にも適用できる技術であり、今後、多くの芝居小屋、地歌舞伎小屋などの建築物の耐震改修に役立つことを願っている。



a) 正面側（平成27年11月29日、改修後の第四十三回加子母歌舞伎公演）



b) 南東側
写真12 改修で板葺石置き屋根に甦った明治座

謝辞

本調査研究は、中津川市によって設置された加子母明治座耐震改修検討委員会のもとに中津川市の行政や加子母の地域の方々、大学等研究者等のご協力をいただき実

施された。なお、中津川市からの立命館大学奨学寄付金による支援のもと2014年度私立大学等経常費補助金特別補助研究施設運営支援プロジェクト「地歌舞伎小屋明治座の耐震改修の調査研究」、また立命館大学歴史都市防災研究所の2014年度研究拠点形成支援プログラム「歴史都市を守る『文化遺産防災学』推進拠点」の一環として調査研究を行った。ご協力をいただいた関係者の方々に謝意を表します。また、貴重な昭和48年の屋根の葺き替え工事の写真をご提供いただいた梅田周作氏に厚くお礼を申し上げます。

注

- 1) 加子母村教育委員会：加子母の農村舞台－明治座の建築と沿革－、昭和5年9月。
- 2) 加子母明治座耐震改修検討委員会：加子母明治座耐震改修調査研究報告書、2015年9月。
- 3) 中治弘行・鈴木祥之：顕しの貫がある土壁の復元力特性、歴史都市防災論文集、Vol.9、pp.109-114、2015年7月。
- 4) 伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会：平成24年度伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会報告書、国土交通省、2014年3月。
- 5) 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会：伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル－限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法、学芸出版社、2004年3月。
- 6) 長野県栄村役場：長野県北部地震栄村震災記録集「絆」、2013年2月。