

# 武家屋敷門の耐震性能評価

森 大地<sup>1</sup>・古田 智基<sup>2</sup>

<sup>1</sup>第一工業大学 学部学生 建築デザイン学科

<sup>2</sup>第一工業大学 指導教授 建築デザイン学科

(〒899-4395 鹿児島県霧島市国分中央1-10-2)

E-mail : t-furuta@daiichi-koudai.ac.jp

## *Seismic Performance Evaluation on Samurai's Premises Gate*

Daichi MORI<sup>1</sup>, Tomoki FURUTA<sup>2</sup>

本研究は、現存している歴史的建造物の中で武家屋敷門（蒲生御仮屋門：鹿児島県始良市蒲生町）に着目し、その耐震性能の評価を行った。対象建物の固有値解析、静的弾塑性解析、地震応答解析を行い、その結果から保有水平耐力、応答変位等を算出し、今後存在し続ける可能性を定量的に評価した。

**Key Words :** *Seismic Performance Evaluation, Samurai's Premises Gate, Seismic Response Analysis*

### 1. 研究目的

東日本大震災等大地震が多発する日本では、近年特に耐震性が求められるようになった。そこで、古くに建造され、かつ今も過去の良さを形として残している歴史的建造物の骨組みの納まり、仕口工法等を現代の建築物に応用できないかと考え、写真 1 に示す武家屋敷門の構造詳細を調査し、その耐震性能を評価した。



写真 1 蒲生御仮屋門

### 2. 研究方法

図 1 に研究フローを示す。まず、調査対象とした蒲生御仮屋門（鹿児島県始良市蒲生町）の現地調査（写真 2）と資料収集により、詳細な各部材寸法を調べ、図面を作成し（図 2）、各部材の重量を算出した。次に、各部材・接合部のモデル化を行い、解析に必要なデータをまとめた。そして、対象建物の固有値解析、静的弾塑性解析（増分解析）、地震応答解析を実施し、耐震性能を総合的に評価した。

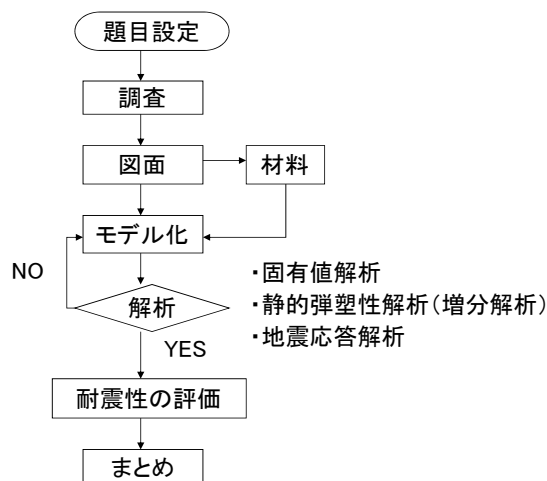


図 1 研究フロー



写真2 現地調査の様子

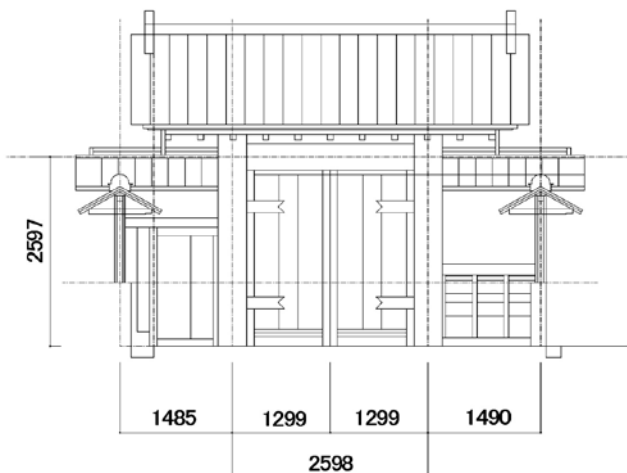


図2 正面立面図 (差鴨居構造)

3. モデル化

蒲生御仮屋門は差鴨居構造であったため、文献1)で行われた差鴨居架構の静的加力実験のデータを参照した。

本実験は、図3に示す試験体で実施されており、スパン長は一間(1,820mm)で、柱と土台及び桁の接合部は長ほぞ仕様、横架材両端部は図4に示す差鴨居仕様となっている。

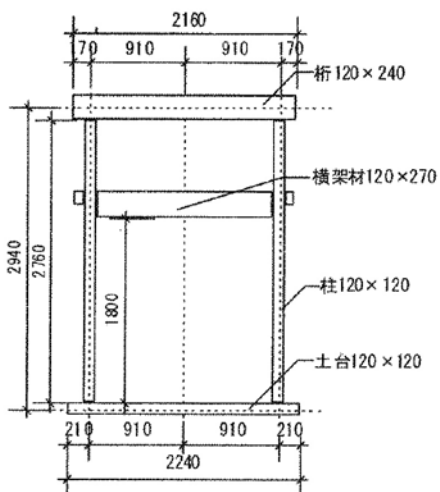


図3 試験体 (文献1)

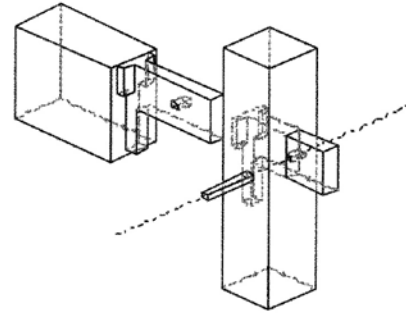


図4 差鴨居仕様

蒲生御仮屋門に使用されている木材はスギで、材料特性を表1に示す。差鴨居の構造特性のモデル化は、文献1)で実施された図5に示す実験データを適用し、図6に示す荷重(層せん断力)一層間変形角を仮定した。文献1)より、層間変形角が  $R=1/10$  に達しても耐力を維持し、荷重低下が発生していないことが分かった。

ここで、図2に示した対象建物にこの荷重一層間変形角の特性を適用するために、図7に示すように柱頭・柱脚はピン接合とし、差鴨居部分で荷重(層せん断力)を負担するとして、差鴨居の回転剛性(バネ)を求めた。

表1 材料特性

材種	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	せん断弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )
スギ	7,000	0.3	2,692

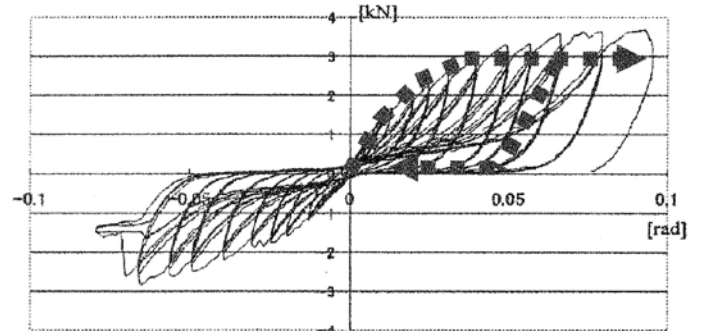


図5 文献1)の実験結果 (荷重一層間変形角)

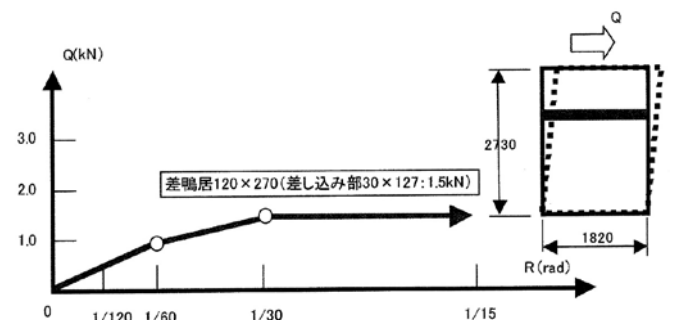


図6 荷重(層せん断力)一層間変形角関係

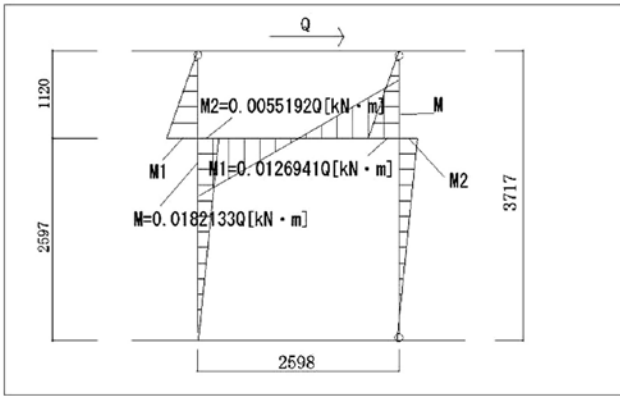


図7 モデル図

4. 復元力特性

差鴨居の復元力特性の履歴法則は、図8に示すバイリニアスリップ型（降伏後剛性低下率  $\beta = 0.001$ ）を適用する。

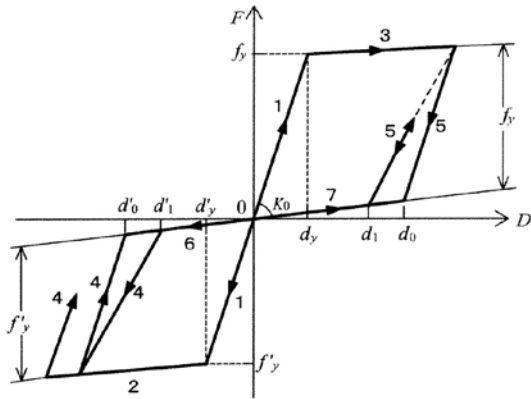


図8 バイリニアスリップ型

5. 固有値解析

固有値解析にはギブンス・ハウスホルダー法を用い、解析用ソフト「SNAP Ver.6」を使用した。以下の静的弾塑性解析（増分解析）及び地震応答解析においても同ソフトを使用した。

表2より、本構造物の固有周期は1次モードが卓越しており、 $T=1.82\text{sec}$ であり、2次及び3次モードは  $T=0.037\text{sec}$ であることが確認できた。この結果から、本構造体は長周期で、S造では約90m、RC造では約60mの高層建築物と同等の固有周期であることが分かった。

表2 固有周期

次数	周期 T(sec.)
1	1.821
2	0.037
3	0.037

6. 静的弾塑性解析（増分解析）

差鴨居は、剛塑性回転バネからなる材端剛塑性バネモデルとし、解法はニュートンラプソン法を用いた。

静的弾塑性解析（増分解析）結果（層せん断力-層間変形関係）を図9に示す。図中の層間変形角が  $R=1/30$  に達した時の層せん断力を保有水平耐力とし、本構造物は保有水平耐力として  $Q_u=10\text{kN}$  程度の耐力を有していることが確認できた。この保有水平耐力はベースシア換算で約  $C_0=0.11$  となり、現行の耐震基準 ( $C_0=0.2$ ) からすると、約半分の耐力しか有していないことが分かった。

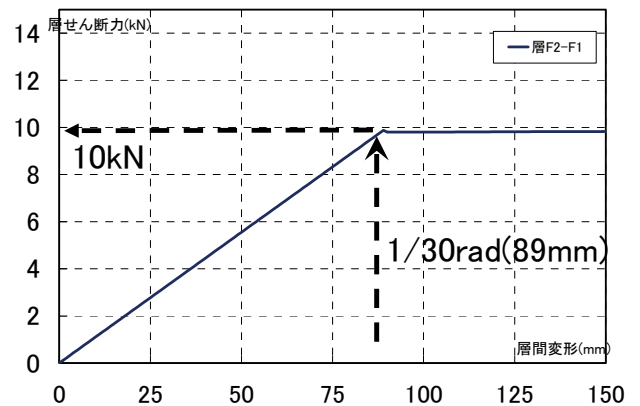


図9 層せん断力-層間変形関係

7. 地震応答解析

地震応答解析は、数値積分法としてニューマーク  $\beta$ 法を用いた。

入力地震動は下記の2種類とし、KOBE NS に関しては源波を入力した。

- ・KOBE NS : 最大絶対加速度  $818\text{cm/s}^2$
- ・BCJ L2 : 最大絶対加速度  $356\text{cm/s}^2$

KOBE NS と BCJ L2 の変位応答スペクトルをそれぞれ図10、図11に各々示す。

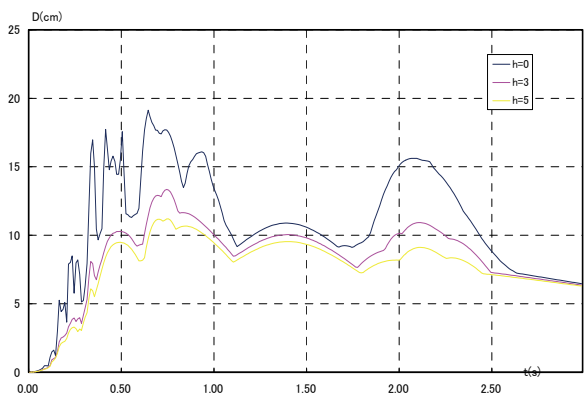


図10 KOBE NS の変位応答スペクトル

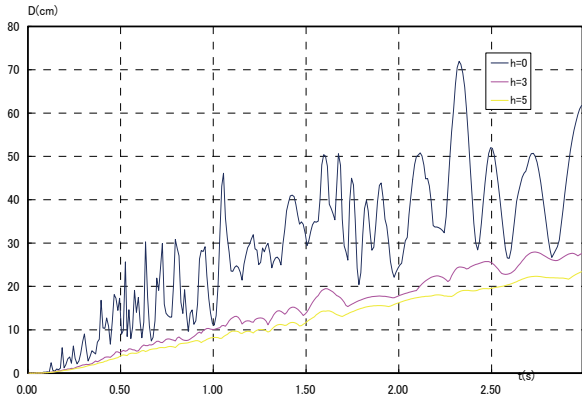


図 11 BCJ L2 の変位応答スペクトル

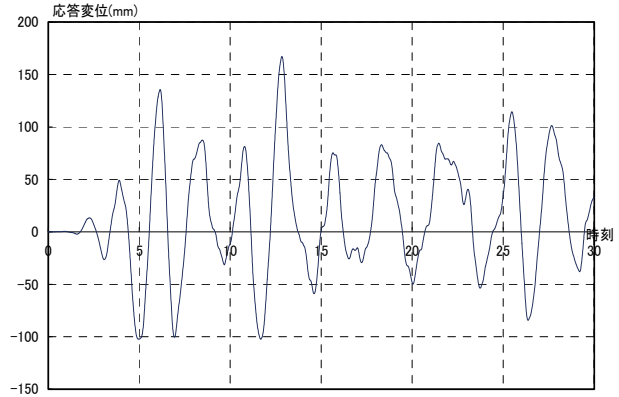


図 13 BCJ L2 の時刻歴 (応答変位)

図 12 及び図 13 に応答変位の時刻歴を、表 3 に地震応答の最大値を各々示す。

これらの図表より、最大応答変位は 167mm で層間変形角にして  $R=1/25$  となるが、文献 1) の実験結果から、 $R=1/10$  でも荷重 (耐力) 低下しないことが確認されているため、終局変形までには余裕のあることが確認できた。

本解析では扉の荷重は考慮したが、扉自体の変形に対する追従性は考慮していない。従って、最大応答変形 ( $R=1/25$ ) の時、構造体自体は倒壊しないが、扉は破壊されることが予想される。

残留変形に関しては、図 12 及び図 13 の地震応答解析の結果では、KOBE NS では約 10mm、BCJ L2 では約 35mm の残留変形が確認されたが、図 5 の文献 1) の実験結果から、KOBE NS の最大応答変位 75mm から約 37mm、BCJ L2 の最大応答変位 167mm から約 74mm の残留変形となることも予想される。

柱の引張軸力に関しては、解析結果から約 15kN の引張軸力が発生していたが、柱脚をピン接合と仮定しているためであり、実際は束柱のため、束石と柱との摩擦を考慮した解析が必要となるが、摩擦係数等の未知数が多いため本研究では扱わなかった。実際には束石と柱の間で滑ることが予想される。

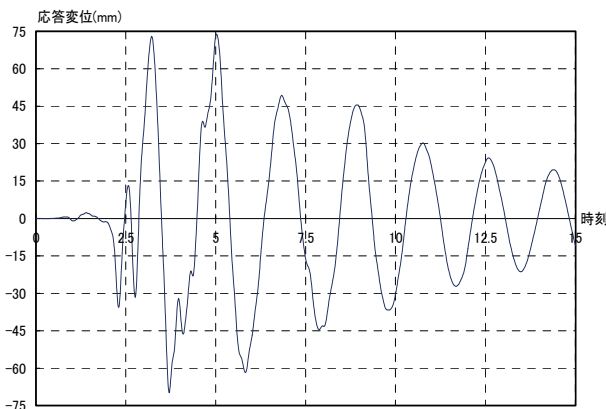


図 12 KOBE NS の時刻歴 (応答変位)

表 3 地震応答の最大値

入力波	最大相対変位 (mm)	最大絶対加速度 (mm/s <sup>2</sup> )	最大相対速度 (mm/s)
KOBE NS	75 (R=1/50)	897	428
BCJ L2	167 (R=1/25)	1130	448

### 8. 総括

蒲生御仮屋門を対象に静的弾塑性解析 (増分解析) 及び地震応答解析を行った結果、以下のことが確認できた。

- ① 本構造体は長周期で、S 造では約 90m、RC 造では約 60m の高層建築物と同等の固有周期であった。
- ② 層間変形角  $R=1/30$  程度で最大耐力に達する。
- ③ 最大耐力に達した後は、 $R=1/10$  に達しても耐力を維持し、耐力低下が発生しない。
- ④ 層間変形角  $R=1/30$  を保有水平耐力とした場合、ベースシェア換算で約  $C_0=0.11$  となり、現行の耐震基準 ( $C_0=0.2$ ) からすると、約半分の耐力しか有していない。
- ⑤ 最大応答変位は 167mm で層間変形角にして  $R=1/25$  となるが、終局変形までには余裕がある。

以上の調査研究より、今後の大地震に対しても本武家屋敷門は補強することなく存在し続ける可能性が高いと結論付けるが、扉等の付帯部分の損傷は免れない。

文献 1) : 伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル (学芸出版社)

[謝辞] 終始懇切丁寧に指導して下さった古田先生、日常の議論を通じて多くの知識や示唆を頂いた研究室同期に心から深謝致します。