

城郭天守台石垣の鉛直荷重時安定性について

On the Stability of Masonry Walls of “Tensyudai” of Japanese Castles under Vertical Load

梶井 健¹・鮫島由希子²

Takeshi Masui and Yukiko Samejima

¹関西大学教授 環境都市工学部建築学科 (〒564-8680 大阪府吹田市山手町3-3-35)

Professor, Kansai University, Dept. of Architecture

²株式会社構造計画研究所 (〒164-0012 東京都中野区本町4丁目38番13号)

Kozo Keikaku Engineering Inc.

The main causes of the collapse of “Tensyudai”, base of castle tower, of Japanese castles are increasing the inertia of the masonry wall stones during the earthquake and increasing of earth pressure of the back soil. In this paper, as a fundamental study to evaluate the loading capacity of the “Tensyudai”, we investigate the effect of the increasing of the earth pressure statically. we conduct model experiments of “Tensyudai” under vertical load. We examine the collapse mechanism of the “Tensyudai” considering the three-dimensional mechanical characteristics and evaluate the collapse load.

Keywords: masonry wall, Japanese castle, collapse load, earth pressure

1. はじめに

有史以来、日本には数万の城が築城されたと言われている。日本各地には、文化遺産として価値の高い城郭が数多く現存しており、現在、文化庁により、約 200 の城が史跡に指定されている¹⁾。また、日本城郭協会により、日本 100 名城²⁾と続日本 100 名城³⁾が選定されている。その中で、現在においても、天守閣を有する 40 城を図 1.1 に示す。これらは、現存天守、木造復元天守、外観復元天守、復興天守に分けられる⁴⁾。現存天守とは、江戸時代から残っている天守をいう。復元天守とは、残されている古写真に、実測図、古城絵図に加えて発掘調査などをもとにして再建した天守をいう。復元天守の中には、木造で外観・内部を再現した木造復元天守と、外観を再現した鉄筋コンクリート造の外観復元天守がある。復興天守とは、かつて天守があった記録があっても、天守の詳細が分からなかったり、建築意匠や位置が違う天守をいう。

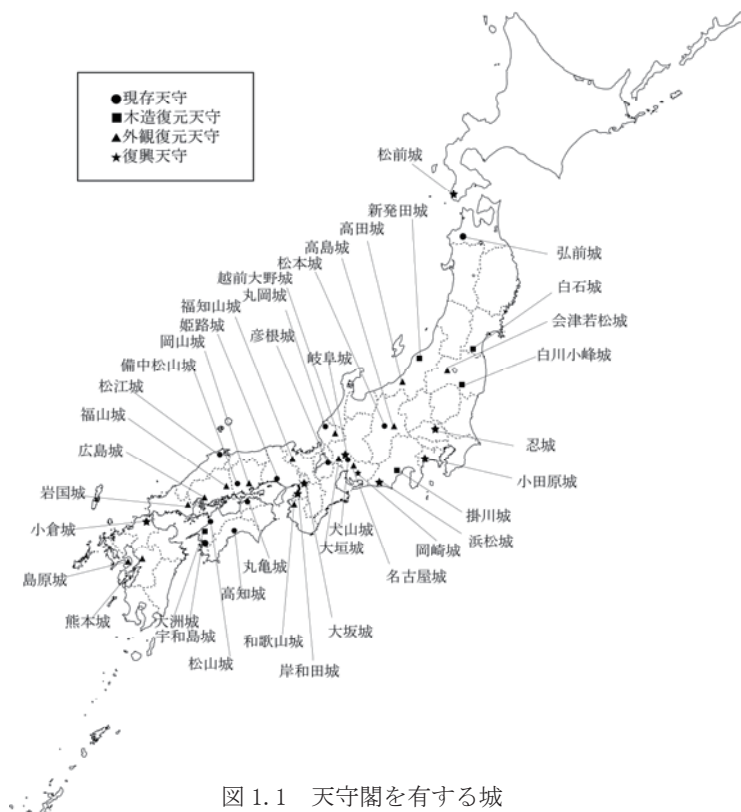


図 1.1 天守閣を有する城



図 1.2 大阪城天守閣および天守台

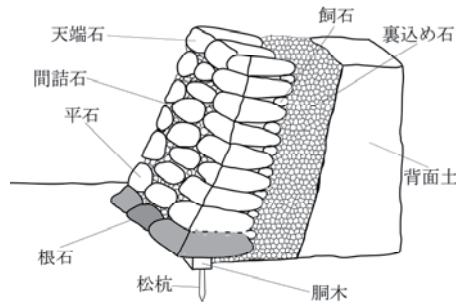


図 1.3 城郭石垣の断面構成と
主要要素の名称



図 1.4 熊本地震による熊本城石垣の
崩壊被害

16 世紀半ばの安土城石垣に始まる近世城郭石垣は、豊臣時代、徳川時代を経て最高技術レベルに到達したと言われている⁵⁾。徳川期大阪城石垣は、石垣形状において、反りや輪どりといった 3 次元曲面に見られる構造美や構造形式は、世界的に他に例を見ない極めて優れたものであり、わが国で独自に展開し、開花した建設文化であると言われており⁵⁾、石垣の形状に関する研究もなされている⁶⁾。大阪城天守閣および天守台を図 1.2 に示す。また、城郭石垣の断面構成と主要要素の名称を図 1.3 に示す⁴⁾。

城郭石垣の中には損傷・崩壊しているものもあり、その大きな原因として地震や大雨等が挙げられる。近年では 2016 年 4 月 16 日に発生した熊本地震によって、熊本城の多くの石垣が崩壊した。熊本城石垣の被害の様子を図 1.4 に示す。特に、飯田丸 5 階櫓では、南面と東面の石垣が崩壊し、南東角の一本の石垣だけが残る特徴的な崩壊形状を呈した⁷⁾。また、2018 年には豪雨によって丸亀城の石垣が崩壊した⁸⁾。昨今、城郭石垣の歴史的文化財としての価値が注目されており、石垣の適切な保存・修復方法が求められているなかで、城郭石垣の崩壊に関する力学原理を知ることは重要であり、これまでにいくつかの力学的検討がなされている^{9),10)}。

文献 9),10)においては、石垣の取り扱いとしては、石垣石が背面土を抑えるもたれ擁壁として捉えたものである。文献 9)では、自重のみの作用時における石垣の崩壊機構を仮定し、これに基づいた石垣の限界方程式を誘導し、石垣石の転倒と石垣石のせん断すべりの両者を石垣の崩壊機構として統一的に取り扱った限界勾配曲線を導出した。また、石垣の安全率を定義し、現存する石垣の安定性評価を可能にした。さらに、文献 10)では、自重のみの作用時における石垣の崩壊挙動に関する模型実験の結果から、実験結果と理論値が良い対応をしており、限界勾配曲線の妥当性が示されている。

一方、城郭天守台を対象とする場合、その石垣形状は四角錐台型であり、擁壁として捉えただけでは考慮できないアーチ効果といった 3 次元の力学特性を考慮した力学的検討をする必要がある。

本研究では、3次元の力学特性を考慮した城郭天守台石垣の安定性を評価することを目的とする。鉛直荷重を、背面土の主働土圧を上昇させる要因として与える。小型天守台模型を作製し、これを用いて背面土への鉛直荷重載荷実験を実施する。さらに、鉛直荷重時における天守台石垣の崩壊メカニズムを検討し、崩壊発生時の荷重を推定する。

2. 天守台モデルと想定荷重

(1) 天守台モデル

対象とする天守台モデルを図 2.1 に示す。我が国の城石垣の特徴である反りを考慮することは今後の課題とし、本論文では、基礎的な知見を得ることを主眼として直線勾配を対象とする。天守台は石垣石部と背面土部で構成されている。天守台の 4 つの隅角部分を隅石部、2 つの隅角部に挟まれた石垣平面を平石部と呼ぶ。天守台の長辺部の上辺の長さを L_{t1} 、下辺の長さを L_{b1} 、短辺部の上辺の長さを L_{t2} 、下辺の長さを L_{b2} とする。長辺部、短辺部のいずれも上辺と下辺の長さの差は等しく、 $2l$ とする。石垣高さは H_s であり、水平面に対する石垣勾配を θ とすると $H_s/l = \tan \theta$ となる。また、石垣石の幅を b とする。背面土は裏込め石をモデル化したものとして砂質土とする。

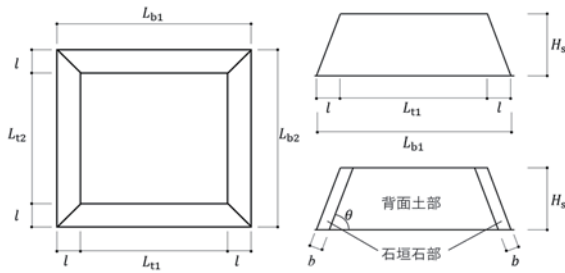


図 2.1 天守台モデル

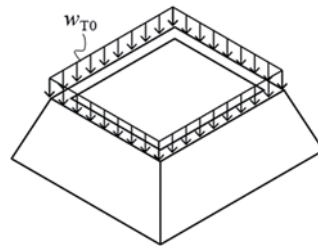


図 2.2 天守閣重量相当の線荷重

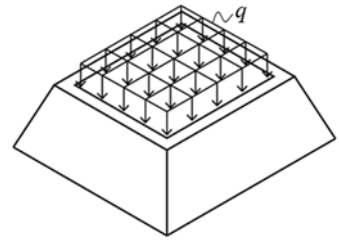


図 2.3 上載圧

(2) 想定荷重

a) 初期荷重

口の字型の石垣石部上面部で、天守閣が天守台に接しているものとする。天守閣は n 層として、すべての層が同じ面積 $L_{t1} \times L_{t2}$ とする。また、天守閣の一層当たりの単位面積重量を $q_T [\text{N}/(\text{m}^2 \cdot \text{層})]$ とすると、天守閣重量 W_T は $W_T = q_T n L_{t1} L_{t2}$ となる。

初期荷重として、天守閣重量を等分布の線荷重 w_{T0} として与えることとし、 $w_{T0} = W_T / 2 (L_{t1} + L_{t2})$ となる。天守閣重量相当の線荷重を図 2.2 に示す。

b) 鉛直荷重

図 2.3 に示すように、背面土の主働土圧上昇のため、背面土上面部への上載圧 q を想定する。

3. 小型天守台模型を用いた鉛直荷重載荷実験

(1) プロトタイプ

基準となる天守台寸法は大阪城天守台¹¹⁾をプロトタイプとする。大阪城天守台の寸法を図 3.1 に示す。

大阪城の天守閣は 5 層なので、 $q_T = 0.735 [\text{t}/\text{m}^2 \cdot \text{階}]$ 、 $n = 5$ とすると天守閣相当重量は 4400t となり、天守閣重量相当の線荷重 $w_{T0} = 310.2 \text{ kN/m}$ となる。

(2) 試験体概要

プロトタイプを基に、長さの相似比 1/100 を設定し、小型天守台模型を作製する。模型石垣石は水セメント比 20% の無収縮グラウトで作製する。3DCAD を用いて石垣石の 1 つ 1 つを自作でモデリングする。モデリングにおいては、平石部と隅石部は直方体を基本とし、全体が隙間なく収まるようにその中間部の石を設計した。また、隅石部は算木積みとなること、目地は縦に通らないこと、 90° 未満の角ができないこと等のルールを設定した。CAD データに基づいて 3D プリンターを用いて模型石垣石の型枠を作製する(図 3.2)。型枠に無収縮グラウトを流し込むことにより石垣石を作製する。石垣石を一段ずつ空積みにて積み上げてその層ごとに静かに砂を充填する手順を繰り返して小型天守台模型を作製する。結果として緩い背面土となった。材料定数は計測結果に基づいて、石垣石の単位体積重量 $\gamma_s = 2.74 \times 10^4 [\text{N}/\text{m}^3]$ 、石垣石同士の摩擦角 $\phi_s = 35^\circ$ 、背面土の単位体積重量 $\gamma = 1.37 \times 10^4 [\text{N}/\text{m}^3]$ 、内部摩擦角 $\phi = 34.7^\circ$ とする。これを基準試験体とすることとし、試験体 A と呼ぶ。試験体 A に対して、石垣勾配を大きくすることによる強度変化を確認するため、石垣勾配 $\theta = 80^\circ$ である試験体 B を作製する。試験体 A, B については、底面長さ L_{b1} , L_{b2} 、石垣幅 b 、石垣の斜面長さ $H_s / \sin \theta$ を共通とする。それぞれの試験体寸法を表 3.1 に示す。小型天守台模型(試験体 A)を図 3.3 に示す。

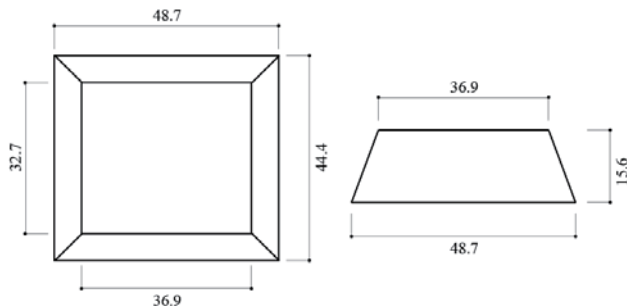


図 3.1 プロトタイプ寸法(大阪城)(単位:m)

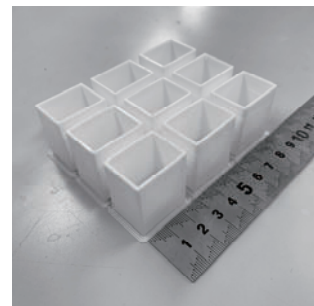


図 3.2 模型石垣石の型枠



図 3.3 小型天守台模型(試験体 A)

表 3.1 試験体寸法

試験体	A	B
$\theta(^{\circ})$	69.3	80
$L_{b1}(m)$	0.487	
$L_{b2}(m)$	0.444	
$L_{t1}(m)$	0.369	0.428
$L_{t2}(m)$	0.326	0.386
$H_s(m)$	0.156	0.164
$b(m)$	0.03	

(3) 実験概要

実験手順を以下に示す。小型天守台模型を万能試験機に設置し、天守閣重量相当の錘として口の字型の鉄板(3.2mm 厚、4.5mm 厚)を石垣石上面部に載せる。試験体 A,B に対する錘の寸法を図 3.4 に示す。

基準となる天守閣重量相当の線荷重の大きさは、相似則より、 $w_{T0}=31.0N/m$ となる。この値を基準とし、錘の枚数と厚みを調整する。線荷重の大きさの違いによる石垣の強度変化を確認するため、基準値に対して試験体 A では 0,1,2,3 倍相当の線荷重を、試験体 B では 1 倍および 2 倍相当の線荷重をそれぞれ与える。実験ケースを表 3.2 に示す。ケース名称は鉛直荷重を表す V と試験体名、錘の倍率による構成とする。

万能試験機の載荷部に長方形の載荷板を取り付け、これを用いて背面土上面部への下向き鉛直荷重を漸増載荷する。試験体 A,B に用いる載荷板の寸法は、それぞれ $A=0.305 \times 0.262m^2$ 、 $B=0.367 \times 0.325m^2$ である。

鉛直荷重載荷に伴って発生する石垣石の水平変位を測定する。水平変位は、石垣石が背面土から離れる方向を正とし、測定位置は長辺部の下から 4 段目の左右中央部の石垣石とする。各実験ケースについて 3 回実験を行う。鉛直荷重載荷実験装置を図 3.5 に示す。

(4) 実験結果と考察

実験時の上載圧は一般に一様分布とはならないが、ここでは簡単のため、鉛直載荷荷重を載荷板面積で除して平均化したものとして上載圧 q を評価することとする。試験体 A,B それぞれについての実験結果として、錘の倍率ごとに、代表的な、上載圧 - 水平変位関係を図 3.6、図 3.7 にそれぞれ示す。また、図 3.8 に示すように、上載圧 - 水平変位関係において、傾きが減少し始める点に対応する上載圧を第 1 崩壊点 q_c 、上載圧の最大値を最大上載圧 q_{max} と定義する。それぞれの実験ケースにおける第 1 崩壊点および最大上載圧の値を表 3.3、表 3.4 にそれぞれ示す。

表 3.2 実験ケース

名称	V-A0	V-A1	V-A2	V-A3	V-B1	V-B2
試験体	A	A	A	A	B	B
$w_T(N/m)$	0	31.0	61.9	92.9	31.0	61.9
錘(N)	0	43.1	86.2	129	50.0	100

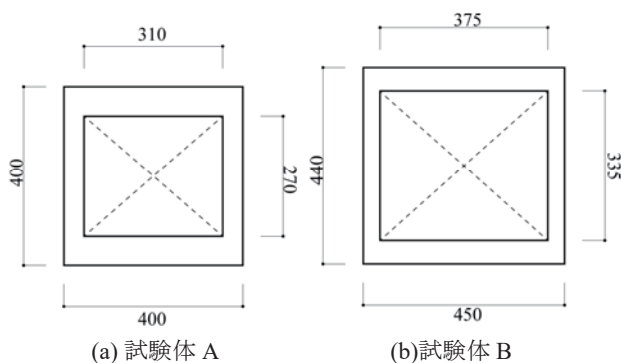


図 3.4 錘の寸法(単位: mm)

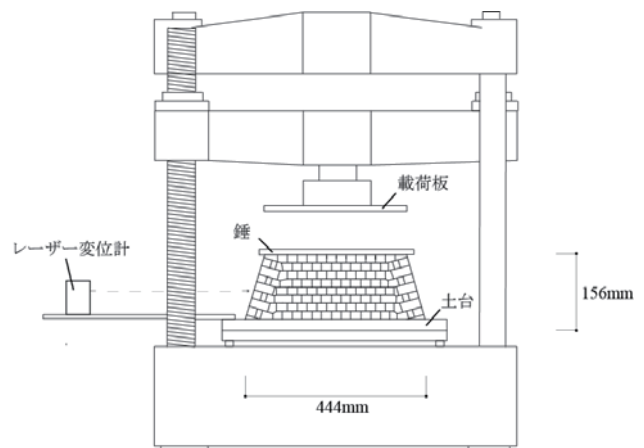


図 3.5 鉛直載荷実験装置(試験体 A)

実験結果の考察を以下に示す。表 3.3、3.4 より、錘の重量が重くなるほど第 1 崩壊点および最大上載圧が増加した。また、石垣勾配 θ が大きくなるほど第 1 崩壊点および最大上載圧は減少した。基準である実験ケース V-A1 において、第 1 崩壊点時の鉛直荷重は、天守閣重量相当荷重の約 43 倍となる。また、最大上載圧時の鉛直荷重は天守閣重量相当荷重の約 71 倍となる。プロトタイプの天守台は鉛直荷重に対して、崩壊に至るまでの余裕度が大きいものと考えられる。

崩壊後の小型天守台模型の様子を図 3.9 に示す。実験経過の観察より、崩壊は平石部で発生し、隅石部が残った。また、錘を載荷した時に、平石部が、隅石部から左右に圧縮締め付けられるような作用が見受けられた。

以上の結果より、以下のことが推測される。平石部において石垣勾配 θ が小さいほど、天守閣重量相当荷重と石垣自重の転倒モーメントによるもたれ効果が大きくなり、土圧に対する抵抗が大きくなると考えられる。

隅石部に作用する天守閣重量相当荷重は、隅石部において水平方向の応力に変換され、圧縮締め付け応力として平石部に作用すると考えられる。さらに、圧縮締め付け応力は平石部で石垣斜面の法線方向へのアーチ効果として作用して、背面土の主働土圧に抵抗するものと考えられる。このアーチ効果の作用に関して力学的モデルを仮定し、次章において理論的検討を行う。

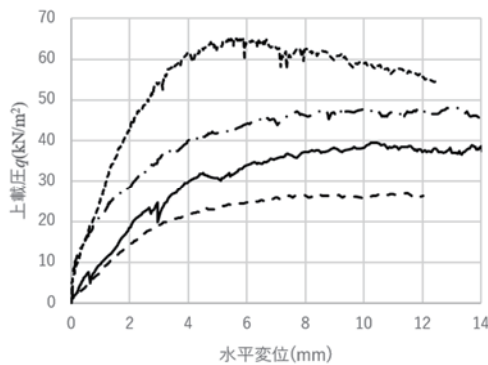


図 3.6 上載圧 - 水平変位関係(試験体 A)

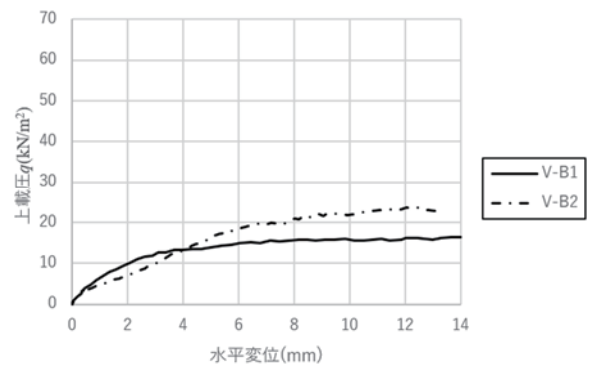


図 3.7 上載圧 - 水平変位関係(試験体 B)

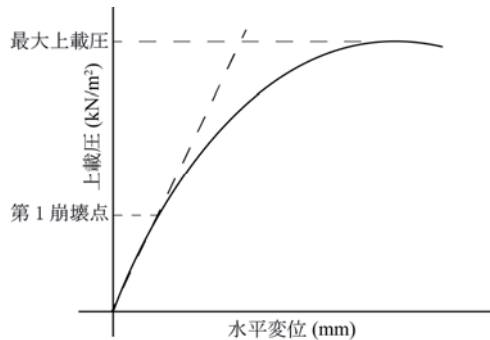


図 3.8 第 1 崩壊点と最大上載圧

表 3.3 第 1 崩壊点 q_c (kN/m²)

実験回数	V-A0	V-A1	V-A2	V-A3	V-B1	V-B2
1	11.4	22.2	32.0	46.1	13.0	19.6
2	13.5	19.8	32.0	48.6	13.8	17.9
3	12.6	26.9	29.9	46.1	12.6	20.7
平均	12.5	23.0	31.3	46.9	13.1	19.4



図 3.9 実験後の小型天守台模型
(実験ケース : V-A3)

表 3.4 最大上載圧 q_{max} (kN/m²)

実験回数	V-A0	V-A1	V-A2	V-A3	V-B1	V-B2
1	26.9	39.5	45.9	65.4	20.6	26.5
2	26.5	38.1	48.3	54.7	21.3	23.7
3	26.7	37.6	48.6	67.4	16.7	26.3
平均	26.7	38.4	47.6	62.5	19.5	25.5

4. 鉛直荷重時における崩壊メカニズムの検討

(1) アーチ効果を考慮した解析モデル

実験結果からわかるように、最大上載圧に至るまでの石垣模型の挙動は大きな変形を伴う非線形性の強いものであり、これを解析的にとらえることは非常に困難である。ここでは基礎的検討として、単純なモデル化による崩壊メカニズムの仮定に基づいて、崩壊時の上載圧を解析的に評価する。解析値は、線形挙動を示す限界としての第1崩壊点の予測値として位置づける。また、最大上載圧についての、ある程度の予測にもつながる。

実験結果の考察より、天守台を平石部と隅石部の2つの領域に分けたモデルを仮定することとする。平石部において、崩壊が発生するものとする。平石部では、鉛直荷重と主働土圧の作用に加えて、左右からの圧縮締め付け応力によるアーチ効果の作用を受けるものとする。隅石部では、鉛直荷重が圧縮締め付け応力に変換されて、アーチ効果の反力を発生させるものとする。

隅石部は、隅石を含む隅角部の楔状の領域とし、平石部は、隣り合う隅石部に挟まれた台形状の平面部分の領域とする。隅石部は、隅石稜線を含む鉛直面に関して対称形であるものとし、上部の長さを l_w とする。 l_w は隅石部の楔領域の大きさを規定するパラメータとなる。また、 l_{a1}, l_{a2} はそれぞれ、石垣長辺部および短辺部の上辺長さから両隅石部の上辺の長さ $2l_w$ を差し引いた長さである。

平石部と隅石部の境界面上に圧縮締め付け応力が作用することとなる。 l_w が大きくなるに従い、圧縮締め付け応力は増大する。平石部の長辺部、短辺部に隅石部から作用する圧縮締め付け応力の合力を f_1 と f_2 とし、図4.1に示す。 f_1 と f_2 は、平石部表面の法線と水平線からなる面内で背面土の方向に向き、作用高さは天守台石垣上面から h_s と仮定する。これが、背面土の主働土圧に抵抗するアーチ効果となり、平石部の l_{a1}, l_{a2} の範囲で作用するものとする。対称性より f_1 と f_2 の力の大きさは等しくなる。図4.2に隅石部に作用する力を示す。 f_x^1, f_y^1, f_z^1 および f_x^2, f_y^2, f_z^2 は、それぞれ f_1 および f_2 の x, y, z 方向成分である。

W_{st} は隅石部について、対称面に関して一方の部分の重量であり、 $W_{st} = H_s b l_w \gamma_s / (2 \sin \theta)$ として得られる。隅石部に作用する力についての支点まわりのモーメントの釣り合いより、 f_1 が求められる。

平石長辺部表面の法線方向を ξ 軸として、 ξ 軸と長辺部表面の上辺から h_s の高さの線とで定義できる面と

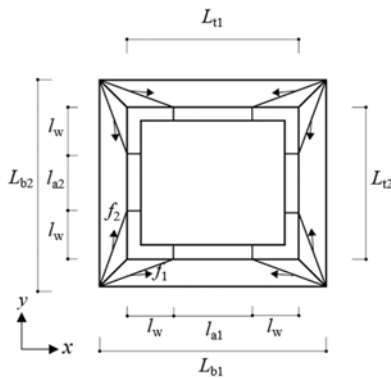


図 4.1 平石部に作用する圧縮締め付け合力

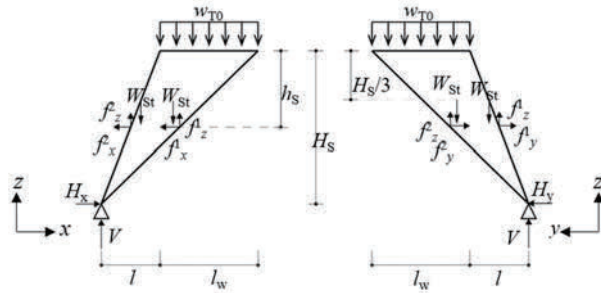


図 4.2 隅石部の力の釣り合い

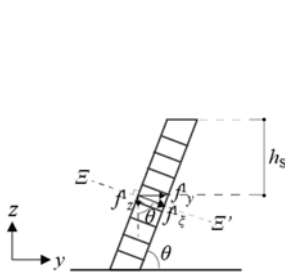


図 4.3 平石部鉛直断面における $f_{1\xi}$

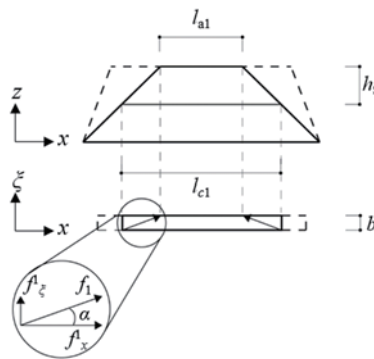


図 4.4 長辺部立面図と ε - ε' 断面における $f_{1\xi}$

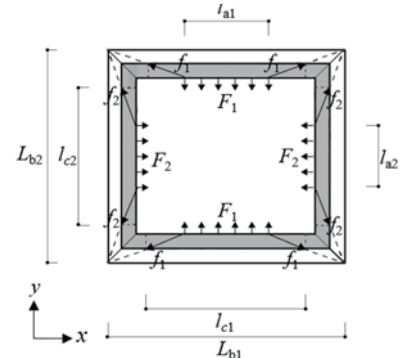


図 4.5 アーチ効果

して、図 4.3 に示す石垣 $E-E'$ 断面を考える。 $E-E'$ 断面図と長辺部立面図を図 4.4 に示す。モデル化における仮定より、 f_1 は $E-E'$ 断面において図 4.4 に示す台形の斜辺方向に作用し、 f_1 の ξ 軸方向成分 f_1^ξ の大きさがアーチ効果として作用する。 f_1^ξ は次式のように得られる。

$$f_1^\xi = \frac{(2W_{st} + 3w_{T0}l_w)(4l + l_w)H_S \tan \alpha}{6(H_S - h_S)\{H_S(1 + \sin \theta \tan \alpha) + (2l + l_w) \cos \theta \tan \alpha\}} \quad (4.1)$$

天守閣石垣の平石部において背面土の主働土圧に抵抗するアーチ効果を図 4.5 に示す。アーチ効果による単位長さあたりの力は $F_1 = 2f_1^\xi / l_{a1}$ として得られる。

(2) 第 1 崩壊点の評価式

文献(9)に示されたクーロンの主働土圧に基づく崩壊理論を応用して、図 4.6 に示す平石部鉛直断面の崩壊メカニズムを検討し、崩壊時の上載圧を求める。これは、実験結果における第 1 崩壊点に対応するものとする。

天守閣重量相当の線荷重 w_{T0} 、石垣石自重 W_S 、アーチ効果による背面土の土圧に抵抗する力 F_1 が背面土の主働土圧 P_a に抵抗する。背面土の主働土圧が石垣石にせん断すべりもしくは転倒を生じさせ、石垣石は崩壊する。予備解析より、せん断すべりによる崩壊と、転倒モーメントによる崩壊荷重は近い値となった。よって、ここではせん断すべりによる崩壊を想定する。

背面土上部に上載圧が作用した時のクーロンの主働土圧合力は次式より得られる¹²⁾。

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H_S^2 K_a \left(1 + \frac{2q}{\gamma H_S} \right) \quad (4.2)$$

ここで、 K_a はクーロンの主働土圧係数であり、次式により与えられる。

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta - \phi)}{\sin^2 \theta \sin(\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin \phi}{\sin(\theta + \delta) \sin \theta}} \right]^2} \quad (4.3)$$

平石部石垣石の釣合い式は以下のように表される。

鉛直方向の力の釣合い式

$$w_{T0} + W_S + F_1 \cos \theta - N \sin \theta + Q \cos \theta - P_a \cos(\theta + \delta) = 0 \quad (4.4)$$

水平方向の力の釣合い式

$$F_1 \sin \theta + N \cos \theta + Q \sin \theta - P_a \sin(\theta + \delta) = 0 \quad (4.5)$$

W_S は石垣石の重量であり、 $W_S = b\gamma_s\{(2H_S/\sin \theta) - (b/\tan \theta)\}/2$ として得られる。

石垣石の崩壊が石垣石間のせん断すべりで定まる場合、軸方向力 N とせん断力 Q との間には塑性条件式 $Q = N \tan \phi_s$ が成立する。

釣合い式および塑性条件式を解くことにより、第 1 崩壊点に相当する上載圧 q_c が次式で得られる。

$$q_c = \frac{(w_{T0} + W_S) \cos(\theta - \phi_s) + F_1 \cos \phi_s}{H_S K_a \cos(\delta + \phi_s)} - \frac{\gamma H_S}{2} \quad (4.6)$$

(3) 解析結果と考察

実験時の各パラメーターの数値に基づいて、解析を行う。ここに、 $h_s = H_S/2$ と仮定する。試験体 A, B それぞれについて、隅石部の楔領域の大きさを表す l_w/L_{d1} の変化に伴う第 1 崩壊点の関係を図 4.7 にそれぞれ示す。マーカー付きの鉛直線は実験値を示し、曲線は理論値を示す。実験値における l_w/L_{d1} の値は 3 回の実験に対応する値の平均値であり、3 回の実験値が相当する第 1 崩壊点の値をそれぞれ鉛直線上に示している。

解析結果より、石垣勾配 θ が増加すると、第 1 崩壊点の値が減少し、また、天守閣重量相当荷重が増加すると第 1 崩壊点の値が増加することが分かる。したがって、解析結果は実験結果の傾向を表現できることが

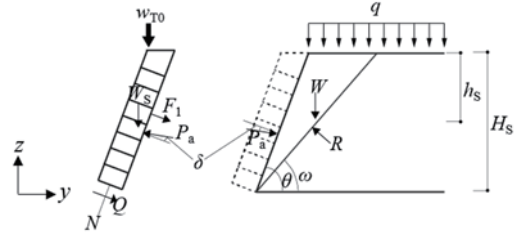


図 4.6 平石部鉛直断面の力の釣合い

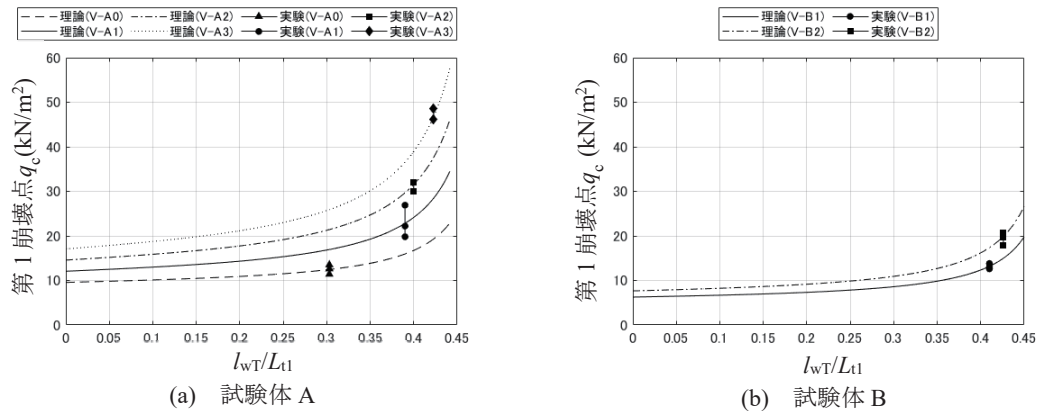


図 4.7 第 1 崩壊点(上載圧) (実験値と理論値の比較)

分かる。また、 l_w/L_{t1} が大きくなると、第 1 崩壊点の値が大きくなることが分かる。図 4.7 より、実験結果に対応する楔領域の大きさは $l_w/L_{t1}=0.30\sim0.42$ 程度として評価できた。ただし、本論での解析モデルは仮定に基づくものであり、今後詳細な検討が必要である。

5. 結論

城郭天守台石垣の鉛直荷重時における安定性を評価することを目的として、小型天守台模型を用いた鉛直載荷実験を行った。また、3 次元の力学特性を考慮した鉛直荷重時における天守台石垣の崩壊理論を構築した。本論文で得られた成果は以下のとおりである。

- (1) 鉛直荷重時の崩壊メカニズムを把握するため、小型天守台模型を用いた鉛直載荷実験を行った。この際、模型石垣石は 3D プリンターで作製した型枠により作製した。実験結果より、崩壊は平石部から発生した。また、石垣石部上部に載荷する錘が重くなるほど崩壊時の上載圧が増加し、石垣勾配が大きくなるほど減少することが確認できた。さらに、崩壊メカニズムについて考察した。
- (2) 鉛直荷重載荷実験の結果の考察に基づき、鉛直荷重時における石垣崩壊に関する崩壊メカニズムの検討を行った。崩壊メカニズムに対応する第 1 崩壊点の予測値は、実験結果の傾向を定性的に表現することができた。

参考文献

- 1) 文化庁文化財部記念物課：「史跡名勝天然記念物重量文化的景観登録記念物指定目録」、2018。
- 2) 日本城郭協会監修：「歴史群像シリーズ 日本 100 名城公式ガイドブック」、学研プラス、2007。
- 3) 日本城郭協会監修：「歴史群像シリーズ 続日本 100 名城公式ガイドブック」、学研プラス、2018。
- 4) 千田嘉博監修：「日本の城辞典」、ナツメ社、2017。
- 5) 玉野富雄、金岡正信：大阪城石垣の技術史、大阪産業大学論集 自然科学編、No.125, pp.1-22, 2015。
- 6) 森本浩行、西田一彦、西形達明、玉野富雄：城郭石垣の隅角部形状とその数値評価、土木学会論文集、No.666/III-53, pp.159-168, 2000.12
- 7) 熊本市ホームページ：第 2 章 熊本城の被害状況、https://www.city.kumamoto.jp/common/UploadFileDsp.aspx?c_id=5&id=17236&sub_id=7&flid=128646、2020.02.12 取得
- 8) 丸亀城石垣復旧報告会：石垣崩落の発生メカニズム、<https://www.marugame-castle.jp/archives/005/201912>、2020.02.12 取得
- 9) 八尾眞太郎、榊井健：石垣築石部の長期荷重時安定性について、日本建築学会構造系論文集、No.593, pp81-86, 2005.7
- 10) 榊井健、八尾眞太郎：石垣築石部の長期荷重時崩壊挙動に関する模型実験、日本建築学会構造系論文集、No.619, pp.89-95, 2007.9
- 11) 天野光三、佐崎俊治、渡辺武、北川央、落合東興、川崎勝巳：昭和の大阪城復興天守閣の基礎構造について、土木史研究、第 17 号、pp.405-411、1997.6
- 12) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物・抗土圧構造物、丸善、2000。