

高松城天守台解体時の力学調査と保全工法*

Mechanical Investigations and Preservation Methods at dismantling
the tower platform of Takamatsu Castle

西田一彦**, 大嶋和則***, 玉野富雄****, 金岡正信*****
北園和憲*****, 山中 稔*****, 白石 建*****

By Kazuhiko NISHIDA, Kazunori OSHIMA, Tomio TAMANO, Masanobu KANAOKA,
Kazunori KITAZONO, Minoru YAMANAKA, Ken SHIRAISHI

近世城郭石垣としての高松城の天守台石垣は、築造から400年近く経ち、はらみ出し等による変状が生じていた。こうした状況下で、高松市では高松城天守台石垣と天守台の再築に向け、平成19年(2007)度～20年(2008)度にかけて石垣の解体を行った。解体に際して、より適切な再築方法を検討するための情報をえるため各種の調査を行った。

本報告では、ひずみ計測による力学安定状態の検討事例として、高松城天守台石垣再築のための解体時を利用して行ったひずみ計測結果とその力学の検討結果、石垣背面地盤変状調査を行うとともに、石垣変状との関係を有限要素法による解析結果から検討した。さらに、文化財保護の立場から、石垣基礎周辺の軟弱砂地盤に実施した枠工および解体時に行った石垣背面盛土の養生工法について述べた。

1 はじめに

近世城郭石垣としての高松城の天守台石垣は、築造から400年近く経ち、はらみ出し等による変状が生じていた。また、天守閣は明治17年(1884)に老朽化により解体され、現在に至っている。

高松城天守台石垣の解体前の状態の写真を図-1示す。また、図-2に平成17年(2005)にケンブリジ大学で発見された明治17年(1884)の解体直前の天守閣と天守台の古写真を示す。

こうした状況下で、高松市では高松城天守台石垣の再築に向け、平成19年(2007)度～20年(2008)度にかけて石垣の解体作業を行っている。

解体作業に際して、より適切な再築方法を検討するための情報をえるため、石垣内部盛土の施工形態、内部地盤の地盤力学状態、石垣変状、などの調査を行っている。

近世城郭石垣の力学安定状態は、石垣の三次元形状、石垣石の大きさと控え長さ、石垣石間の接面の状態、など一事例ごとに大きく異なることから、外面からの形状変化の測定に加えてより客観的手法としての力学的評価法の開発が求められている。

本報告では、ひずみ計測による力学安定状態の検討事例として、高松城天守台石垣再築のための解体時を利用して行ったひずみ計測結果とその力学の検討結果、内部地盤変状調査を行うとともに、石垣変状との関係を有限要素法による解析結果から検討する。

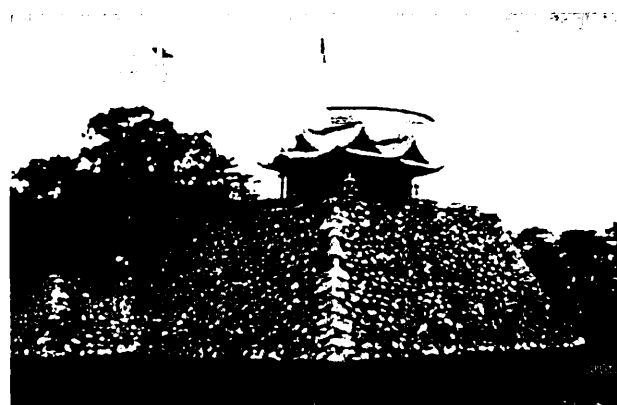


図-1 高松城天守台石垣の解体前の状態



図-2 明治17年(1884)以前の天守閣と天守台の古写真

*keyword: 近世城郭石垣, ひずみ計測, 枠工

**正会員 工博 関西地盤環境研究センター
(〒566-0022大阪府摂津市東別府1-3-3)

*** 高松市教育委員会教育部文化財課

****正会員 工博大阪産業大学工学部都市創造工学科

*****正会員 博(工)大阪産業大学工学部都市創造工学科

***** 中村石材工業(株)

*****正会員 博(工)香川大学工学部

安全システム建設工学科

***** (株)空間文化開発機構

さらに、文化財保護の立場から、石垣基礎周辺の軟弱砂地盤に実施した杵工および解体時に行った石垣背面盛土の養生工法について述べる。

2 石垣解体時のひずみ計測

2.1 解体前の石垣の変状

図-3に天守台石垣の概観説明図を示す。天守台天端では、東西方向20.8 m、南北方向で22.4 m、石垣高さは13.5 mである。

図-4に北面・東面・南面の外観図を示す。図-5に各面における断面形状とはらみ出し指数(最大はらみ出し量(cm)/ はらみ出し高さ(m))を示す。著者らは、はらみ出し指数が6を超えると集中豪雨時や地震時の崩壊の危険性が高まることを示している¹⁾。

北面、東面、および南面の中央断面付近のはらみ出し

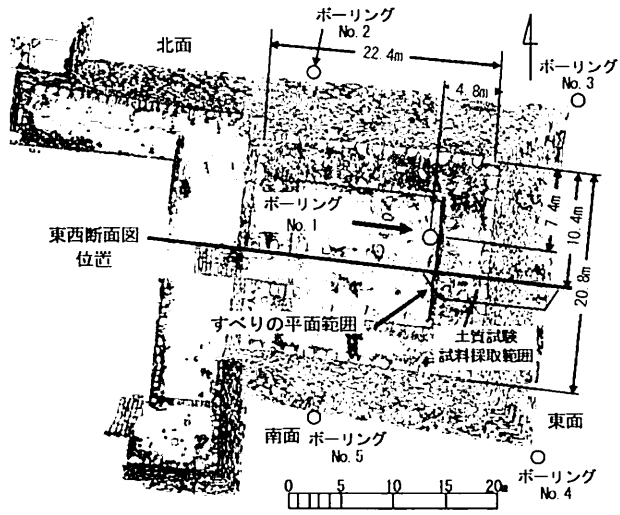


図-3 天守台石垣の概観説明図

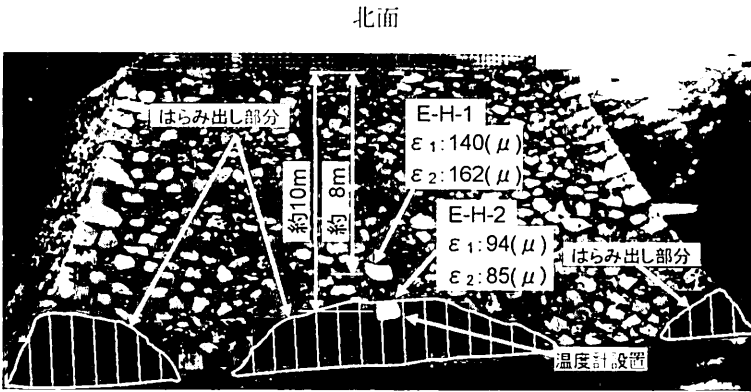
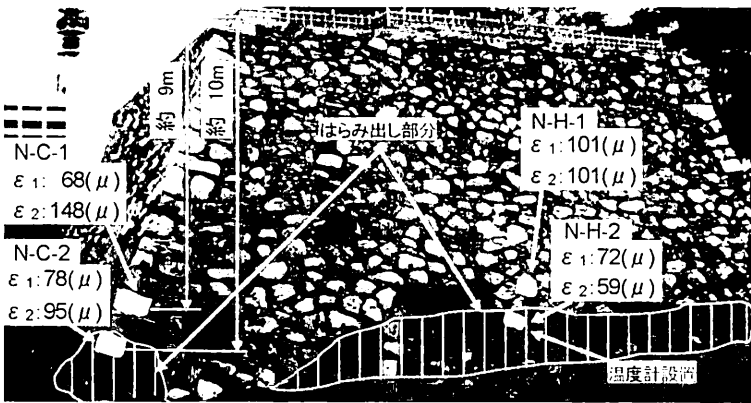


図-4 北面・東面・南面の外観図

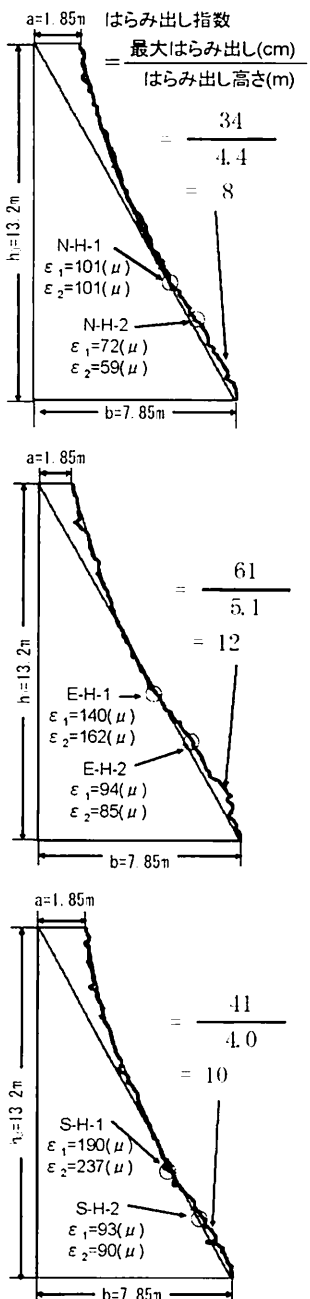


図-5 各面における断面形状と“はらみ出し指数”

指数は、それぞれ北面8、東面12、南面10であり、変状の大きい崩壊の危険性の大きい石垣と評価される。なお、図中に示す石垣断面の変状前形状は「後藤家文書」による方法で推定した。「後藤家文書」による石垣断面形状の算定法は、図-6に示すように、上辺の長さ、下辺の長さ、石垣高さが決まれば求まるものであり、近世城郭石垣への適用性は良好であることが確かめられている。

2.2 石垣背面盛土地盤

石垣石は花崗岩、安山岩などである。図-7に天守台内外での土層断面図とN値を示す。ボーリング位置は図-

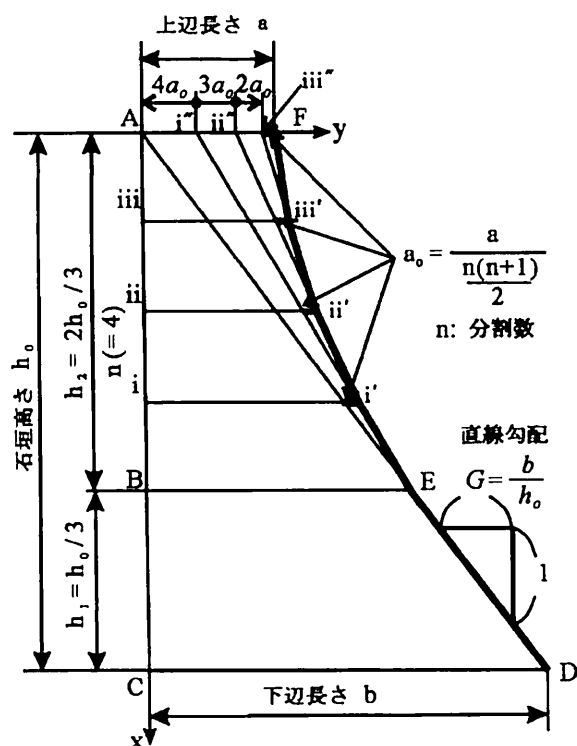


図 6 「後藤家文書」による石垣断面形状の算定法

3中に示す。石垣外周辺部の上部地盤は地震時に液状化の危険性の大きいN値10程度の砂質土層である。一方、石垣背面地盤である天守台の盛土は、砂質土層が中心であり、天守台基礎部から下にはN値30～40の砂質土層、非常に硬い粘性土層と続いている。これらの土層も天守閣

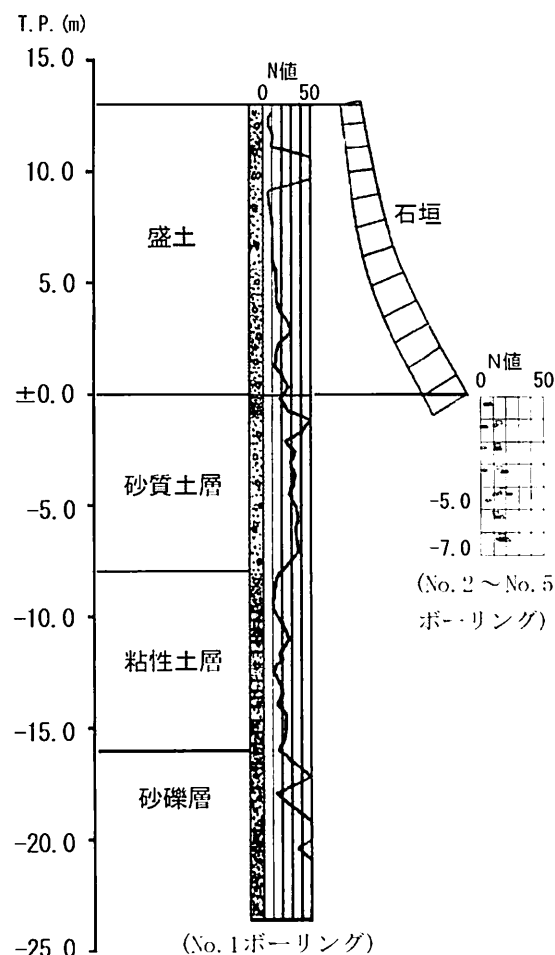


図 7 天守台内外での土層断面図とN値

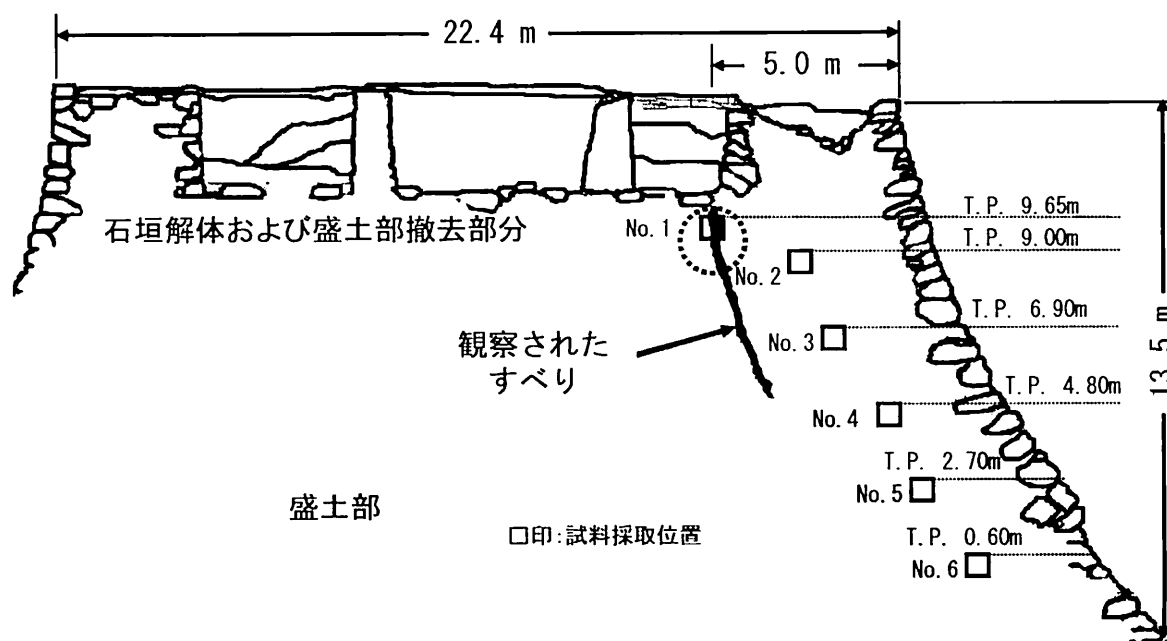


図-8 東西断面での石垣解体状況説明図

表 1 石垣背面盛土の土質・強度特性

		細粒分**** (%)	含水比 (%)	間隙比	ρ_d (g/cm^3)	ρ_{dmax}^{***} (g/cm^3)	C_u (kN/m^2)	ϕ_u ($^\circ$)	C' (kN/m^2)	ϕ' ($^\circ$)
No.1	不攪乱*	10.9	8.5	0.868	1.408	1.729	57	22.8	6	37.4
	攪乱**						43	53.8	0	41.0
No.2	不攪乱	1.5	7.1	0.845	1.424	1.682	89	31.6	3	42.7
	攪乱						75	43.4	0	39.8
No.3	不攪乱	13.1	12.2	0.661	1.587	1.816	76	45.3	16	38.9
	攪乱						285	28.3	0	42.4
No.4	不攪乱	29.4	13.6	0.552	1.703	1.868	181	51.1	50	39.1
	攪乱						186	29.2	0	41.5
No.5	不攪乱	16.8	9.8	0.519	1.74	1.913	228	34.0	171	22.1
	攪乱						311	64.9	131	34.9
No.6	不攪乱	24.2	18.4	0.552	1.741	1.947	89	34.0	0	45.6
	攪乱						146	28.0	0	41.2

* 不攪乱: 不攪乱試料に対する定体積一面せん断試験

** 攪乱: 不攪乱試料をときほぐし、不攪乱と同一間隙比、含水比に締固めて不攪乱と同様のせん断試験を行った

*** ρ_{dmax} : JIS1210で締固めたときの最大乾燥密度

**** 細粒分: 74 μm 以下のパーセント

(推定重量10000kN) および天守台重量を400年に渡り支持してきたことから、強固な地盤となっている。

石垣の取外しによって現れる背面盛土について、図-3中に示す①～⑥番の地点で土質試験を行った。結果は表-1の通りである。

これによると、一般に盛土の表層部は細粒分が少なく、下部に行くほど多くなる。この原因については、もともと下部に細粒分を多く含む土を用いたか、盛土造成後、地表面の一部は風雨にさらされ、雨が浸透し、細粒分が下部に移動したかどちらかであるが、明確ではない。

また、一般に表層に近いものほど乾燥密度が小さくなっている。これも、細粒分の移動が原因かも知れないが確認の方法はない。したがって、せん断強度は表層から下部に向かって大きくなるが、有効応力表示の c' は表層で0 kN/m^2 に近く、下部では50 ～ 170 kN/m^2 に増大する。一方、 ϕ' は上部で37°が下部で45°まで増大する。特に上部層は有効応力表示の c' 、 ϕ' は攪乱締固めによって減少し、下部のものは増大する傾向を示す。この原因の解明も今後の課題であるが、土粒分布、密度の差による土構造の差異によるのではないかと考えられる。

2.3 ひずみ測定結果と考察

2.3.1 ひずみ測定法および設置位置の選択

石垣石にひずみゲージを貼り付け、石垣に作用している応力を測定しようとする手法は、丸亀城石垣の再築時に始めて試みたものである。参考文献2に詳細を示すが、簡単に石垣石を傷つけることのない有効なものである。基本的な力学論は、石垣面内に大きな圧縮応力が働いていれば健全な石垣状態にあると考えるというものである。丸亀城の計測事例では、算木積み部の石垣石

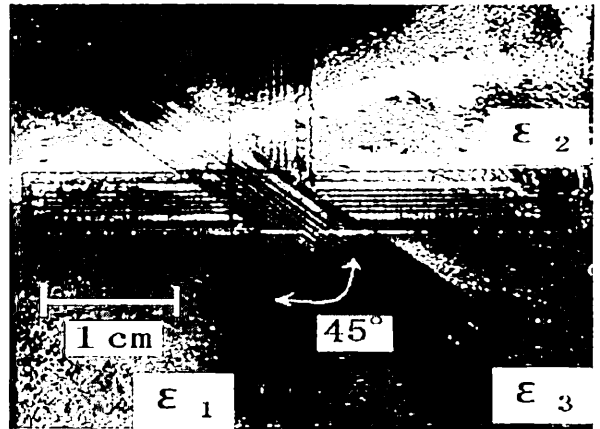


図-9 ロゼットタイプひずみゲージ

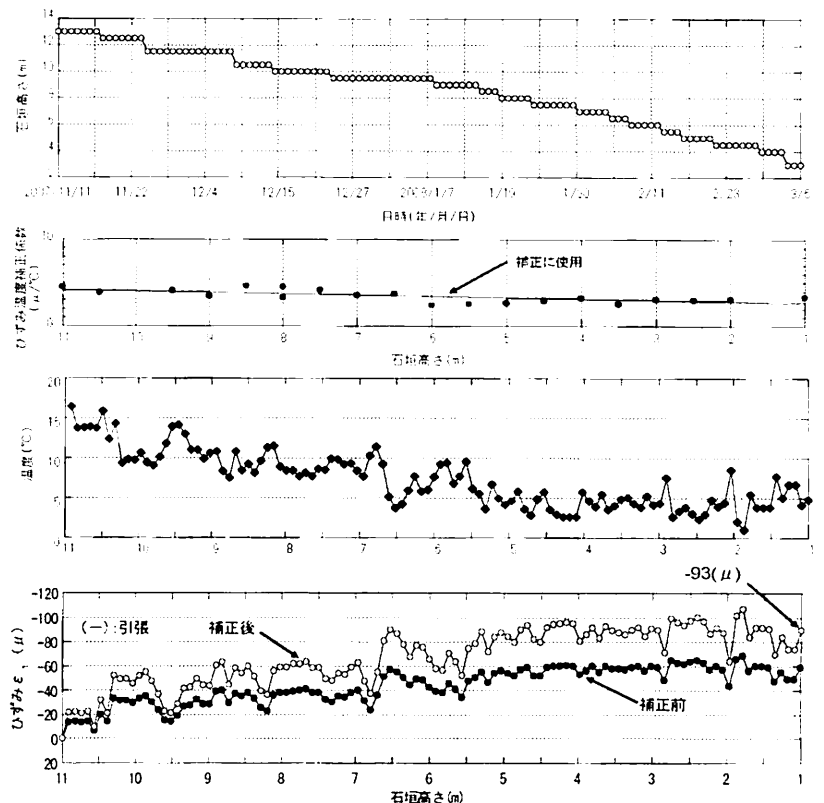


図-10 石垣解体の施工プロセスとひずみ温度補正係数・石垣表面温度・ひずみ変化 (S-II-2 測点)

で横方向に200(μ)を超える圧縮ひずみが計測され、石垣面に三次元力学効果が生じていることを実証している。

ひずみ測定は、南面、北面、および東面の石垣面で行った。ひずみゲージは未風化で均質な岩質の花崗岩を選んで設置した。南面と北面は算木積み部と平石部中央断面部で東面は平石部中央断面部である。ゲージ設置石垣石は石垣天端より8～9m(上部ひずみ計測位置と呼ぶ)で石垣変状が見られない部分と10～11m(下部ひずみ計測位置と呼ぶ)で石垣変状が著しい部分より選択した。各面でのひずみゲージ設置位置を示す。使用したひずみゲージは3方向のひずみの測定ができるロゼットタイプであり全方向の各種ひずみを次式で算定できる。ロゼットタイプひずみゲージを図-9に示す。

本報告では平石部の鉛直方向ひずみ ϵ_z と水平方向ひずみ ϵ_x および算木積み部の石垣石接面に垂直方向ひずみ ϵ_y と平行方向ひずみ ϵ_x より石垣の力学状態を考察する。なお、石垣石表面の温度(被覆熱伝対による計測)はひずみゲージ設置近傍の図示した石垣石で計測した。

2.3.2 ひずみ温度補正とひずみ測定結果

ひずみ温度補正係数は、石垣解体の各施工段階すべてのひずみゲージに対して求めた。図-10に石垣解体の施工プロセスとひずみ温度補正係数・石垣表面温度・ひずみ変化の事例をS-II-2測点について例示する。各施工段階でのひずみ温度補正係数は温度およびひずみ計測値は午前5時の値で整理した。ひずみ温度補正係数は、まず石垣解体作業の行われていない施工段階で午前5時での計測値でもとめ、それをもとに石垣高さとの関係求めた。解体前のひずみは、ひずみ解放法の原理より、解放ひずみである引張ひずみを圧縮ひずみとして読み替えることで評価できる。丸亀城での場合には、設置したひずみゲージを最終計測段階でコーナーボーリングによりくり貫き、設置時のひずみを算定したが、本事例では、ひずみゲージを設置した石垣石を解体時に取りはずした状態がそれに相当する。

2.3.3 ひずみ測定結果の考察

図-10中に石垣解体前の ϵ_z と ϵ_x を示す。なお、高松城天守台石垣の石垣構造比(石垣上辺長さ/石垣高さ)は2程度であり三次元力学効果を期待できる石垣形状である³⁾。外見よりの観察で石垣変状がみられない上部ひずみ計測位置と石垣変状の生じている下部ひずみ計測位置での石垣解体前のひずみ計測値を比較すると次のようである。

上部ひずみ計測位置では下部ひずみ計測位置に比べ ϵ_z と ϵ_x とも大きい圧縮ひずみであり、特に ϵ_z が大きいのが特徴である。それに対し、下部ひずみ計測位置では ϵ_z と ϵ_x が同じ程度の値で上部ひずみ計測位置と比べて小さい圧縮ひずみであり、特に ϵ_x が小さいのが特徴である。

これらのひずみ計測値の性状より、上部ひずみ計測位

置で三次元力学効果が生じているのに対して、下部ひずみ計測位置ではそれがみられないことが読み取れる。 ϵ_z に石垣面での連続体としての強固さ、すなわち横方向への力の流れが生じる三次元力学効果が数値として現れている。また、外面からの石垣変状調査から、隅角部である算木積み部の下部部分が平石部から離れるようにズレ、三次元力学効果がなくなり、その結果として平石部の下部がはらみ出したと判断できる。これらの現象はひずみ計測結果と符合する。

3 石垣背面盛土における地盤変状調査

3.1 調査結果

図-8に東西方向の石垣天端中央部での石垣解体状況の断面図を示す。石垣解体は、図-8中に示す範囲で内部地盤と基礎石垣部を残すように、段階的に行われた。

特に重要な石垣背面盛土における地盤変状として、石垣解体作業を進める中で、図-8中に示す実線表示する部分ですべりが明確に観察された。また、スベリの平面範囲は、図-3中に実線で表示した3.2mの範囲の上端盛土面上で確認できた。それに対し、南北方向ではすべりの観察ができたが、部分的で上端盛土面上には現れていない。図-11に図-8中に○印で示す標高9.5mのトレンチの壁面に現れたすべりを示す。約14cmのズレが確認できた。

3.2 地盤変状の考察

解体作業時に地盤内に観察されたすべりの方向は、石垣下部に向かってしていると判断できた。石垣下部でののはらみ出しとリンクして発生した盛土地盤内でのすべり現象と考えられる。石垣変状と石垣背面地盤でのすべり現象は、天守台内部地盤がどのような力学状態にあったかを考える貴重な痕跡である。

次に、この力学状態を検討するため解析条件を単純化した有限要素法解析を行った。図-12に有限要素モデルを、表-2に入力条件を示す。また、ジョイント要素を石垣石間と石垣と背面盛土の間に入れた。ジョイント要素



図-11 トレンチ断面におけるすべりの観察
(図-8中の○印で示す位置)

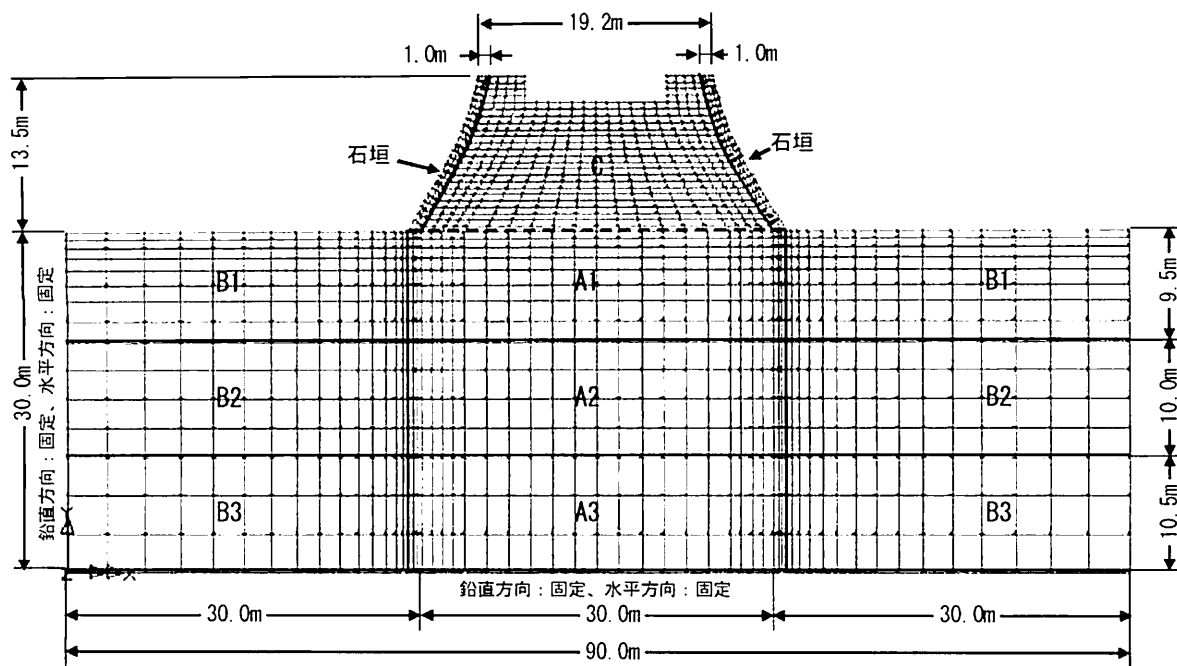


図-12 有限要素モデル

の K_s (Shear stiffness)は、花崗岩の一面せん断試験より求めた $5.0 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$ を K_n (Normal elastic stiffness)には弾性理論より求めた $4.22 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$ を使用した³⁾。

最大せん断応力の解析結果を天守台部分を拡大して図-13示す。図より $134 \sim 235 \text{ kN/m}^2$ の大きい最大せん断応力が生じている部分は、図-8に示したすべりが生じている部分とよく一致していることがわかる。図-4と5で示したような石垣下部ではらみ出し変状が生じた場合にすべりが生じやすい部分であると考察できる。

4 杵工

過去行われたボーリングによる地盤調査によると、天守台直下の地盤は砂質土で N 値は30以上を示すが、石垣根石の前面の地盤は7mまでは砂礫および、それ以下は粘性土となっている。そして、 N 値は表面2～3mで10以下の所もあり、根石の地震時のすべり出しや、潮汐による水位変動で根石周辺部の土砂の流出などの不安定化の要素が考えられた。

そこで、今後の安定性を期待して根石前面部を補強することを考えた。地盤は砂礫質であるので地盤改良工法としては種々の有効な工法が利用可能であるが、対象物が文化財であることから、オーセンティシティとリバーシブルの2つの条件が求められる。つまり、本物をできるだけ残すことと、新たに手を加えても元に戻せるという条件が要求される。その条件にかなう工法として種々検討した結果、杵工が適当であるとの結論に達した。

この工法は、1600年の始め頃、大阪城、高槻城、狭山池堤体の護岸などに使われたもので、杵工の杵は松杭を貫て連ね、一体化させ、杭の間に栗石、土砂などを詰め、排水可能で水平力に抵抗しうるものとして利用されている。現代工法における井桁工法に相当するのである。

表-2 入力条件

位置番号	弾性係数	ポアソン比	単位体積重量
	$E \text{ (kN/m}^2\text{)}$	ν	$\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$
石垣石	40.0×10^6	0.15	2.6
A1	46.7×10^3	0.25	2.1
A2	14.3×10^3	0.40	1.8
A3	63.0×10^3	0.25	2.1
B1	14.3×10^3	0.25	2.1
B2	10.0×10^3	0.30	1.8
B3	63.0×10^3	0.25	2.1
C	14.3×10^3	0.25	2.1

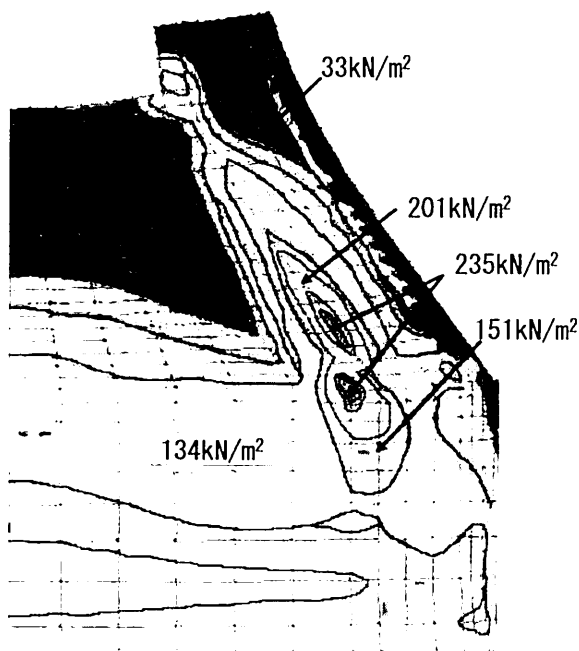


図-13 最大せん断応力の解析結果（天守台部分）

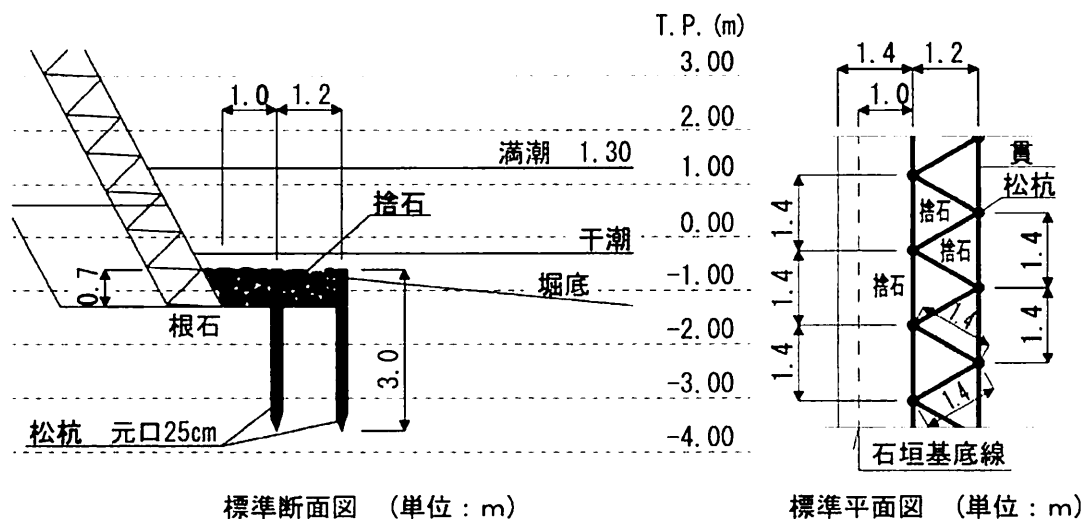


図-14 枠工の概要説明図

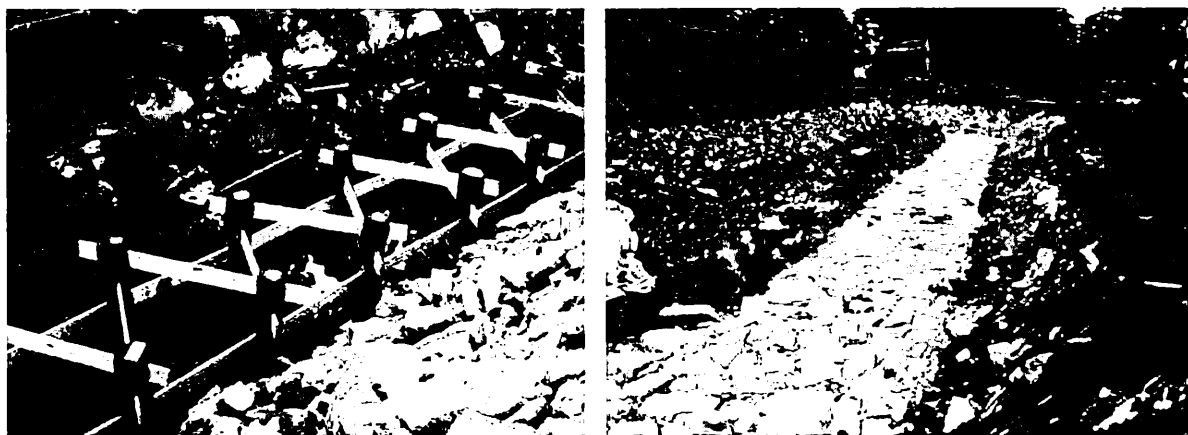


図-15 枠工の施工状況

本工事では、図-14、15に示したように、長さ3m、元口25cmの松杭を用い、これを1.4m間隔で打ち込み、お互いの杭を同質の貫で連結固定し、杭間の空隙には大小の栗石、割石を投入した。

この場合、考えられる効果は、①杭打ち込みによる地盤の締固め、②杭を貫で連結することによる地盤の拘束一体化、この場合、砂地盤であるので、従来の研究によって間隔が1.4mで十分拘束効果は発揮されるものと考えられる。さらに、③杭間に70cm厚の栗石、割石を挿入することで、地盤に載荷重をかけることができ、地盤のすべり出し、液状化防止の効果を上げることが期待するものである。具体的な効果については今後の石積み施工中の計測で確認をする考えである。

締め固めと杭の相互作用については貫入試験で確認している。前述した有限要素法による解析では根石の下を通る円弧滑りにはならないので地震に対しては、根石周辺部の地盤の補強で十分補強可能と考えた。また、杭の長さ3mとしたのは、残された根石部を杭の打ち込みの振動で過度にゆるめないこと、また、3mであれば引抜き撤去でき、リバーシブルで、杭は松杭で地下水下であれば長持ちすることなどである。

5 石垣背面盛土の養生

石垣解体において、背面盛土を切土し、保存する必要がある。文化財としては、切土部をできるだけ少なくすることが求められるが、一方では安定性の観点からは安定な勾配で切土せざるを得ない。

天守台石垣背面盛土の不攪乱試料は砂質土で求めた乾燥密度は $1.4 \sim 1.7 \text{ g/cm}^3$ 、含水比は $8 \sim 13\%$ 、強度定数は、 $c' = 0 \text{ kN/m}^2$ 、 $\phi' = 39 \sim 42.9^\circ$ である。また、周辺の境界部諸条件の制約から、勾配は 45° とされた。したがって、のり面はなんらかの補強を必要とした。そこで、防水シートと鉄筋挿入による補強を計画し施工された。この方法によれば、あくまでも仮設であって、石垣修復に当たっては下部から引抜き撤去することができ、遺構に過度の攪乱を与えない。

その概要は図-16と17に示した。施工後、1年ほど経過した現代でもなんら異常がみられず、機能を発揮している。

6 まとめ

本報告を要約すると次のようである。

- ① 石垣解体時を利用してのひずみ計測結果より、天主

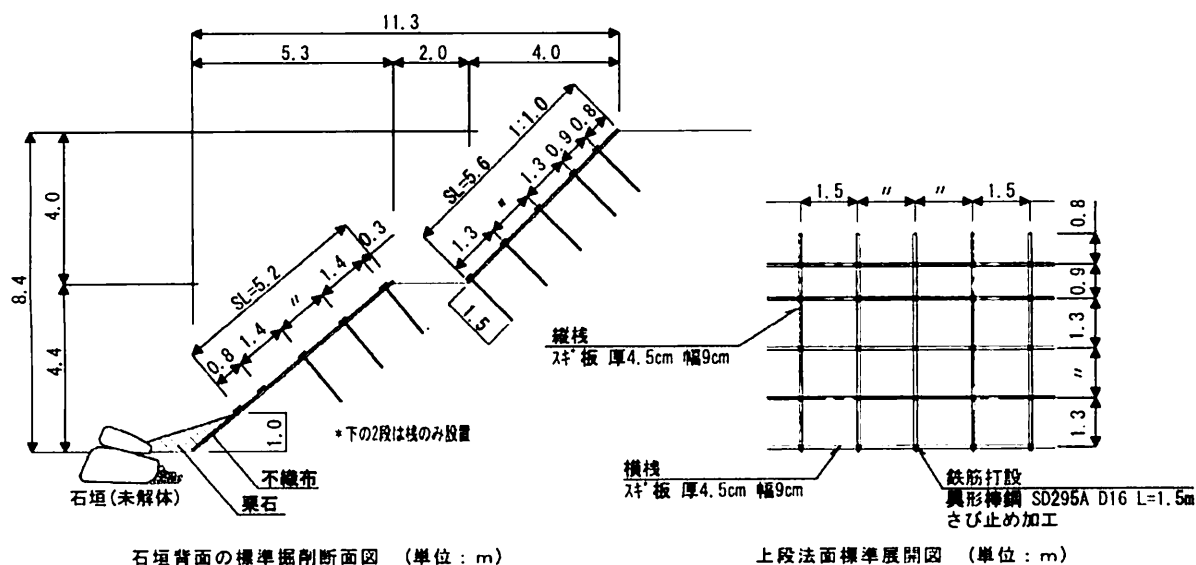


図-16 石垣背面地盤の養生方法説明図

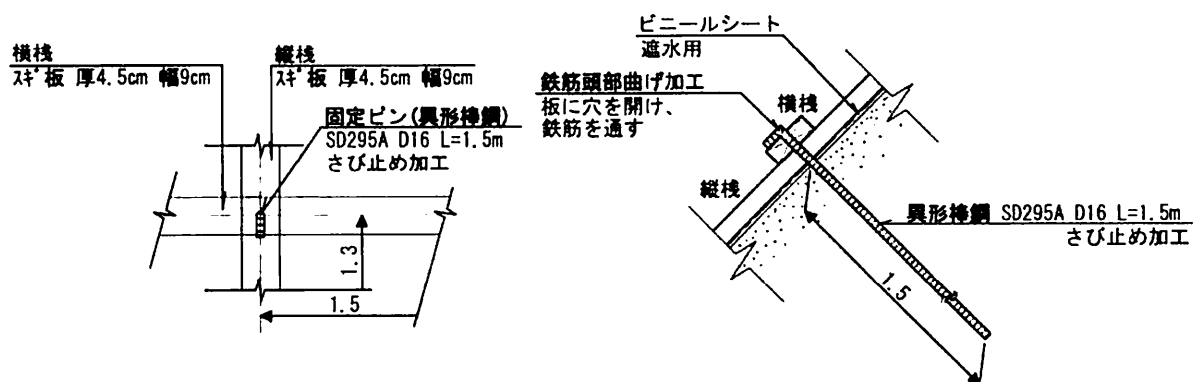


図-17 仮設鉄筋挿入補強の説明図

台石垣の解体前の力学安定状態は、不安定な状態にあることが数値的に評価できた。外面からの形状変化の測定に加えてより客観的手法としての力学的評価法としてひずみ計測法が利用できることを示した。

- ② 外面からの石垣変状調査とひずみ計測結果より、隅角部である算木積み部の下部部分が平石部から離れるようにズレ、三次元力学効果がなくなり、その結果として平石部の下部がはらみ出したと判断できた。
- ③ 石垣解体時の石垣背面地盤変状の調査結果より石垣下部でのはらみ出しは石垣内部にまで影響が及ぶことがわかった。この力学傾向は有限要素法解析において確認できた。
- ④ 根石前面部の補強工法として、対象物が文化財であることから、オーセンティシティとリバーシブルの2つの条件を満たす枠工を適用した。長さ3m、元口25cmの松杭を用い、これを1.4m間隔で打ち込み、お互いの杭を同質の貫で連ね固定し、杭間の空隙には大小の栗石、割石を投入した。
- ⑤ 石垣背面盛土の養生のため、防水シートと鉄筋挿入による補強を施工した。この方法は、あくまでも仮

設であって、石積修復に当たっては下部から引抜き撤去することができ、遺構に過度の撓乱を与えないものである。

参考文献

- 1) K. Nishida, T. Tamano, H. Morimoto, B. Shrestha: Geotechnical Aspect of Japanese Castle Masonry Wall and Mechanical Analysis for its Preservation, Proceedings of the 16th International Conference on SMGE, pp.2769-2772, 2005.9
- 2) 玉野富雄, B. Shrestha, 西田一彦, 西形達明: 近世城郭石垣再築時の力学計測, 土と基礎, Vol. 55, No. 6, pp. 38-41, 2004. 6
- 3) 玉野富雄, 西田一彦, B. Shrestha, 金岡正信, 森本浩行: 城郭石垣構造の力学安定, 日本材料学会誌「材料」, Vol. 53, No. 1, pp. 5-8, 2004. 1

謝辞

本調査にご指導を賜りました文化庁記念物課調査官 本中眞氏に記して御礼を申し上げる。