

名古屋城天守閣整備事業
現天守閣解体工事計画

平成31年3月26日

特別史跡名古屋城跡全体整備検討会議
[第17回 天守閣部会]

名古屋市観光文化交流局名古屋城総合事務所
株式会社 竹中工務店

1. 概要編

1. 現天守を解体する理由

(現天守解体の必要性・妥当性)

- (1) 耐震診断の結果
- (2) 天守台石垣の調査
- (3) 解体の理由
- (4) 耐震性の問題に対する対応方針の検討結果

2. 現天守閣の解体工事計画

-1 現天守閣解体工事方針

- (1) 解体範囲の設定
- (2) 大天守閣の解体範囲
- (3) ELV棟の解体範囲
- (4) 小天守閣の解体範囲

-2 総合仮設計画概要

- (1) 総合仮設計画概要
- (2) 遺構に配慮した解体計画

-3 遺構保存対策

- (1) 内堀保護と石垣・遺構面の取り合い
- (2) 輪の首と小天守西側石垣の側面養生
- (3) 外堀の仮設棧橋を設置する方法
- (4) 現天守閣解体後の石垣天端保護と雨水対策

-4 現天守閣解体工事工程表

-5 現天守閣解体工事ステップ

-6 跳ね出し躯体の解体工法

3. 現天守閣解体に伴う天守台石垣への影響と対策

-1 現天守閣解体に伴うリバウンドの影響評価

- (1) 現天守閣解体除荷による天守台石垣への影響検証
- (2) リバウンド影響への対策

-2 工事振動による天守台石垣への影響評価と対策

- (1) 振動による天守台石垣への影響を軽減する工法
- (2) 石垣に影響を与える振動レベル
- (3) 工法の選定と対策

-3 仮設物等設置に伴う天守台石垣への影響検証と対策

- (1) 大天守閣北側の内堀および本丸内への重機設置と御深井丸への仮設構台設置による石垣、遺構への影響検証
- (2) 輪の首から内堀および小天守西側石垣への重機・仮設構台設置等による石垣、遺構への影響検証
- (3) 外堀養生と仮設棧橋設置による石垣、遺構への影響検証
- (4) 石垣と遺構面のモニタリング

1 現天守を解体する理由(現天守解体の必要性・妥当性)

(1) 耐震診断の結果

平成22年度(2010)に実施された「名古屋城天守閣耐震対策調査」によると、大天守閣の耐震性能を示すIs値は、各階とも基準値である0.6を下回っており、最も低い数値が見られたのは、7階のX(南北)方向で0.14であった。これは、建築物の耐震改修の促進に関する法律で定める基準において、震度6強から7に達する程度の大規模の地震に対して「倒壊し又は崩壊する危険性が高い」と評価される結果である。

また、耐震診断におけるコンクリートの中酸化深さ試験の結果、大天守閣において8か所の試験体の内1か所で重度の劣化(平均15.8mm)が、小天守閣においては7か所の試験体の内1か所で中度の劣化(平均7.3mm)が見受けられた。

また、現天守閣は、外壁のモルタルにもひび割れや、浮きが見られ、一部が剥落するなど老朽化が顕著である。

このように、現在の天守閣は耐震性能が非常に低く、また老朽化が顕著であり、大地震発生時には危険な状態にある。

(2) 耐震性の問題に対する対応方針

耐震性が低い問題に対応するため、現天守閣を耐震改修するか、解体し木造復元するかについて、市民との対話も行いながら議論を進めてきた。本市では、平成28年度に行った2万人アンケート調査の結果などに従い、現天守閣を解体し、木造復元する方針とした。

また、平成27年度より、『特別史跡名古屋城跡 保存活用計画』の策定にあたって、耐震改修と木造復元のそれぞれについて、その利点と課題について幅広く検討した。

耐震改修をする場合の利点と課題、木造復元をする場合の利点と課題、そして課題に対する対応策を検討し、その結果に基づき、「木造復元は、特別史跡内の建造物として本質的価値の理解を促進するという点において優位性が高く、また、現天守閣が有する価値の保存、継承といった木造復元における様々な課題も、それぞれの方策によって克服することが可能であると考えられるため、今後、現天守閣の価値を超える木造復元の意義を丁寧に説明することを前提として、整備方針は木造復元とし、検討を進める」と結論付けた。

このように、本市としては、現天守閣の耐震性能が低いという問題点に対し、現天守閣を解体し、木造復元することで対応する方針としている。

(3) 天守台石垣の調査

本市では、特別史跡名古屋城跡の本質的価値を構成する天守台石垣の現況を把握する調査を進めてきている。

これまでの調査により、天守台石垣は、現天守閣の再建時に、外部石垣の上部及び穴蔵石垣の大部分について、取り外され、積み直されていることを確認している。特に穴蔵石垣については、基礎としてケーソンが設置されたこともあり、背面構造も含め大きく攪乱され、近世の姿とは全く異なる姿となっている。

本市では、このような状態にある天守台石垣について、更に調査を行い、近代以降に手が加えられた部分については、復元することも検討している。

天守台外部、穴蔵石垣のうち、現状で調査が行うことができる範囲については、各種の調査を行い、その保存についての考え方を整理してきた。しかしながら、穴蔵石垣全体の根石の状況、背面の状況については、現在の天守閣がある状態では調査をすることができず、現状を確認することができない状況である。

現天守閣を解体した際には、穴蔵石垣の調査を行い、その現況を正確に把握したいと考えている。

(4) 解体の理由

現在の鉄骨鉄筋コンクリート造天守閣は、昭和34年に竣工してから60年が経過している。平成8年度及び平成22年度に耐震診断を行ったところIs値が0.14と全国にある同様の復興天守閣と比較しても極めて低く、コンクリートの中酸化も進行し外壁のモルタルが剥落するなど危険な状態である。

現在は暫定的に入場禁止としているが、このまま放置することはできない。

また、現天守閣を解体することにより、穴蔵石垣の調査を行い、その現況を正確に把握したいと考えている。

以上のように、本市では、現天守閣の耐震性能が低いことに対応するため、現天守閣を解体し、木造復元する方針としており、現天守閣を早急に解体したいと考えている。

2-1 現天守閣解体工事方針

(1) 解体範囲の設定

現在の名古屋城天守閣の解体にあたり、遺構への配慮を重視し、解体するSRC天守閣の範囲を設定する。エリアとしては大天守、小天守とELV棟及び小天守西側の設備ヤードとする。

(図2-1-1参照)

(2) 大天守閣の解体範囲

地階外周四角柱柱、並びに枳形石垣に接している柱、壁、地階下の基礎、ケーソンの解体は、穴蔵石垣を取外す必要があるため解体せずに残置する。外周四隅の角柱については安定性を確保するために1階の斜め梁(スラブ付き)を残し、斜め梁を維持するための中央部分は1階床上レベルまで残置する。外周部は4本の斜め梁部分を除き1階床下まで解体し、石垣天端が見える状態とする。また、地階の2次的な壁については石垣に干渉していない部分については解体し、石垣面現しの状態にする。

(図2-1-2、2-1-3、2-1-4、2-1-5、2-1-6、2-1-7参照)

(3) ELV棟の解体範囲

ELV棟は、遺構保護の観点から表土盛り土部分(15cm程度)までの解体とし、遺構である本丸地盤の掘削を伴う基礎部分は残置する。

(図2-1-2、2-1-4、2-1-5参照)

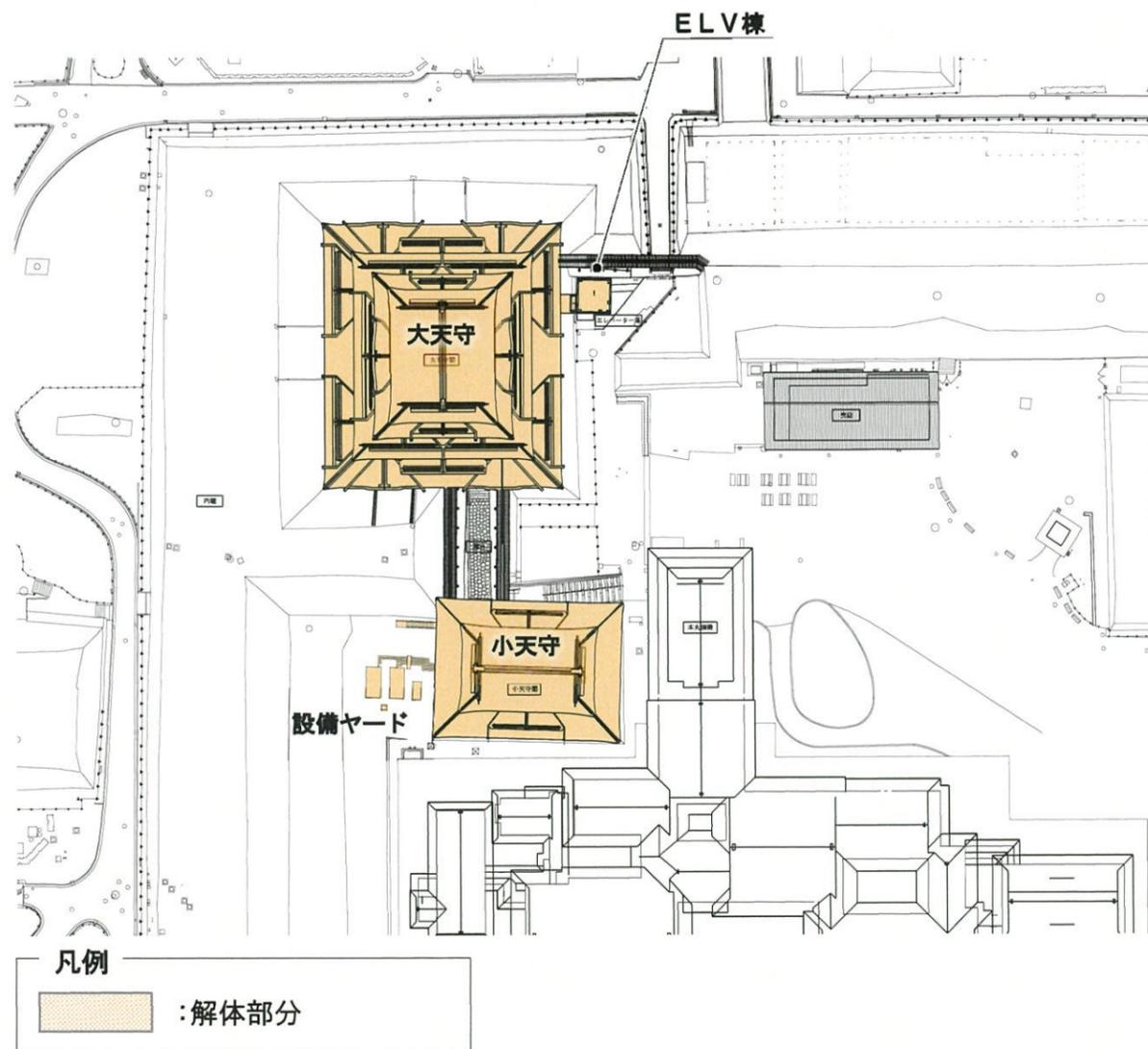


図2-1-1 解体エリア配置図

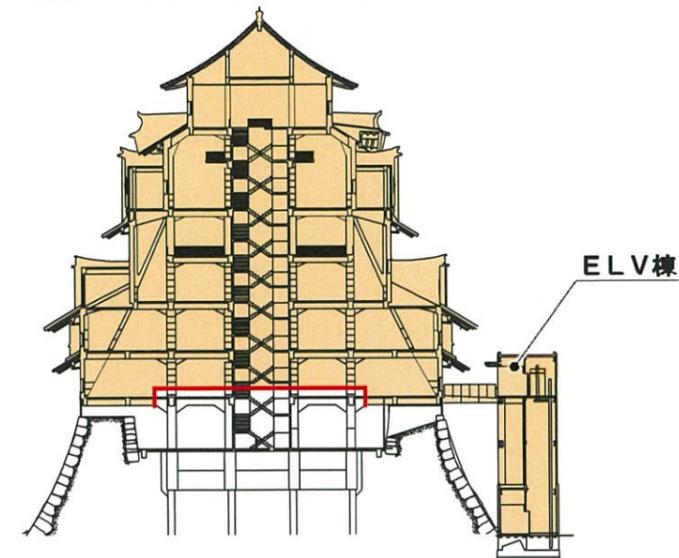


図2-1-2 大天守解体部分 A-A断面図(ELV棟含)

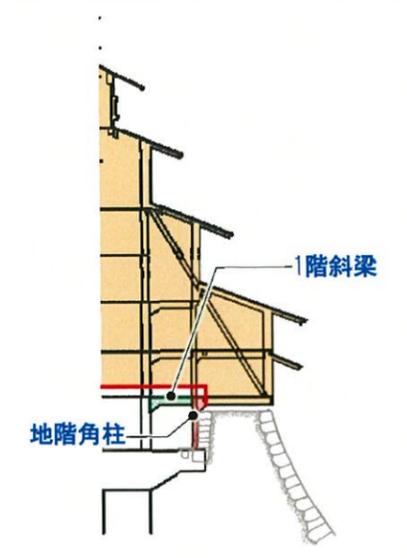


図2-1-3 大天守解体部分 B-B断面図

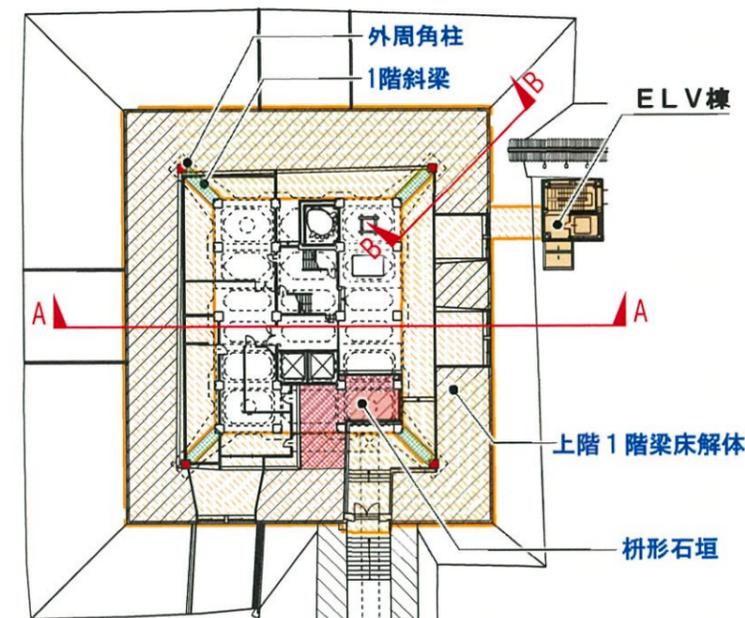


図2-1-4 大天守解体部分地下平面図(ELV棟含)

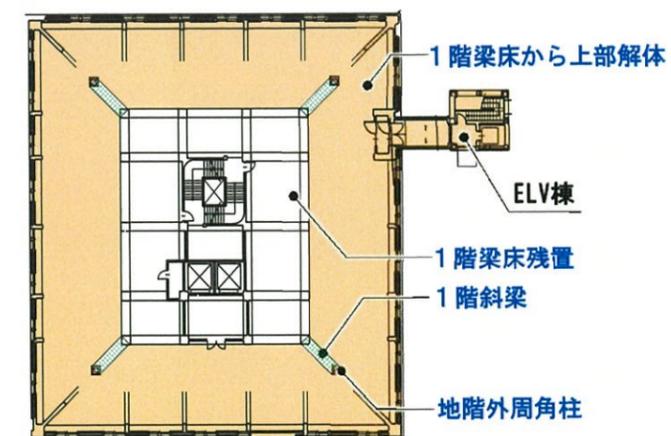


図2-1-5 大天守解体部分1階平面図(ELV棟含)

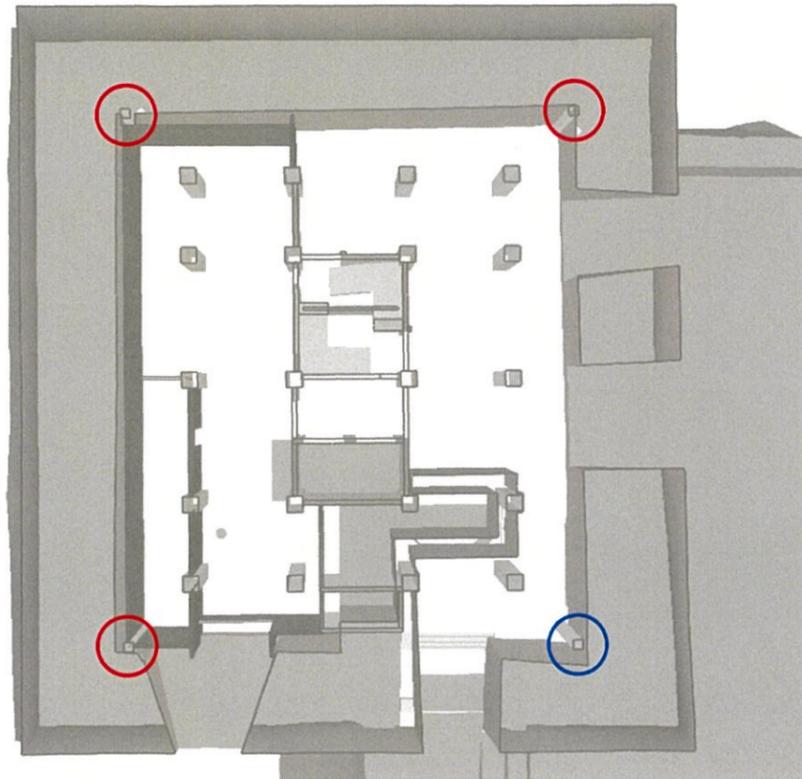


図2-1-6 地階躯体と穴蔵石垣の位置関係(直上鳥観図)

- 穴蔵石垣に食い込む角柱
- 穴蔵石垣に近接する角柱

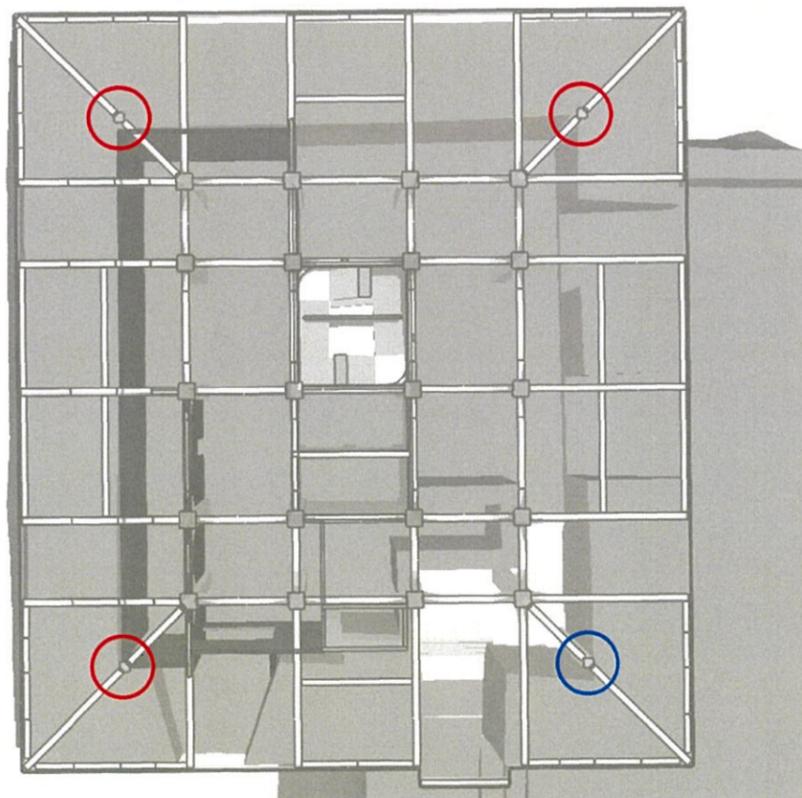


図2-1-7 1階梁と穴蔵石垣の位置関係(直上鳥観図)

- 穴蔵石垣に食い込む角柱
- 穴蔵石垣に近接する角柱

(4) 小天守閣の解体範囲

地階外周柱、並びに地階下の基礎、ケーソンの解体は、穴蔵石垣を取外す必要があるため残置する。残置される地階外周柱の安定性を確保するため、地階の中央部分は1階床上部分まで残置して1階外周部は1階床下まで解体し、大天守と同様石垣天端が見える状態とする。

(図2-1-8、2-1-9、2-1-10参照)

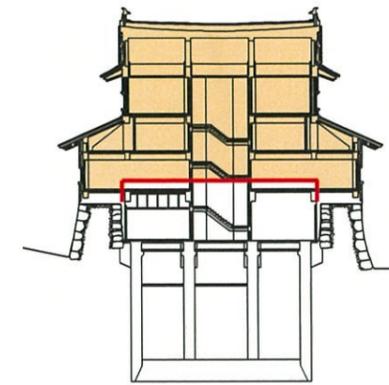


図2-1-8 小天守解体部分断面図

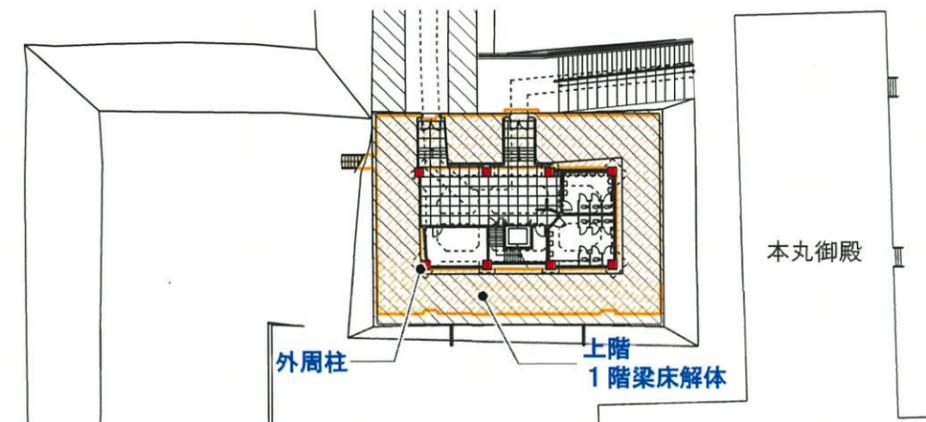


図2-1-9 小天守解体部分地階平面図

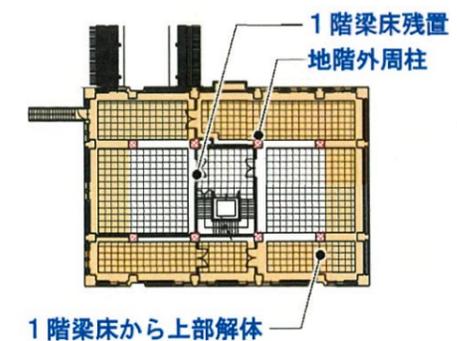


図2-1-10 小天守解体部分1階平面図

2-3 遺構保存対策

石垣や地盤等の遺構の保存に影響を可能な限り抑えるために、以下の対策を採用するものとする。

(1) 内堀保護と石垣・遺構面の取り合い

軽量盛土材を設置するにあたり、石垣や堀底遺構面の取り合い部については以下に示す養生を行う。

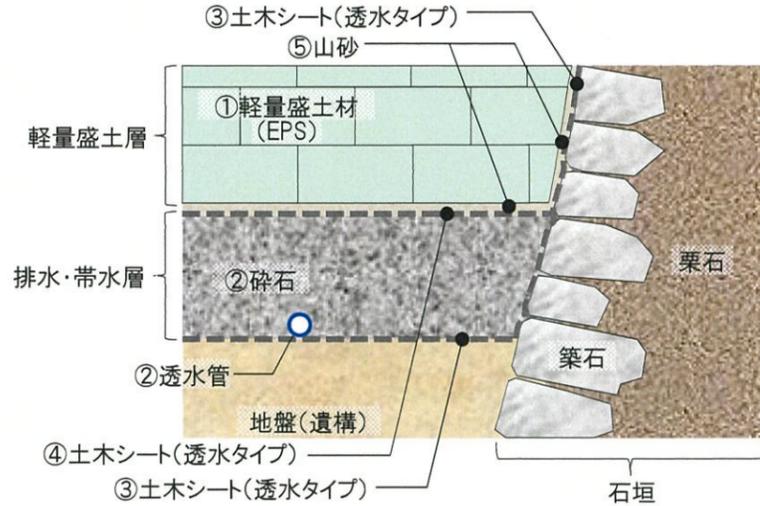


図2-3-1 内堀保護の構成と遺構保存対策

- ①堀底の遺構面、石垣面への埋め戻しによる荷重影響を軽減するため、軽い素材で強度のある軽量盛土材（EPS）を用いて内堀を埋め戻す。
- ②EPSは非常に軽いため、集中豪雨等による一時的な内堀内増水による浮き上がり防止するため、砕石層を想定水位より高くすることで十分な帯水機能を持たせる。また、透水管を設置することで砕石の外へ排水するとともに、緊急時にはポンプにより外堀へ排水する設備も設置する。
- ③石垣や堀底に直接、砕石や山砂等が接して遺構面を傷つけないように、土木シートにより遺構表面を養生する。土木シートの背面に水が溜まらないように透水タイプを用いる。
- ④EPSと排水層の間には土木シートを敷き、撤去時に砕石と山砂が混じらないようにする。また、EPSが降雨時に浮き上がらないように透水タイプを用いる。
- ⑤EPSと石垣面の間に隙間ができないように山砂を充填する。また、EPSを水平に積上げるために排水層の不陸修正にも山砂を用いる。
- ⑥軽量盛土層の上部には土木シートと砕石で養生し、構台のコンクリート基礎の設置や重機の鉄板養生を行う。鉄板養生は石垣に直接触れないように配慮して敷き込む。



平成30年6月 特別史跡名古屋城跡の現状変更「石垣調査のための仮設事務所等工事」より

図2-3-2 土木シート敷設と砕石敷均し状況の例



株式会社ジオテックHP「発泡スチロールを用いた超軽量盛土工」より

図2-3-3 EPS工法の工事状況の例

(2) 鶴の首と小天守西側石垣の側面養生

1) 鶴の首石垣の側面養生

史跡内の仮設工事については、仮設棧橋・構台が完了するまでの間、工事車両は正門から鶴の首を通して工事エリアにアプローチするため、工事に先立ち鶴の首の石垣養生を実施する。鶴の首石垣の両側面に大型土のうを積上げて押さえ込むことで、工事車両等の通行による石垣の孕み出し等の影響を抑える。

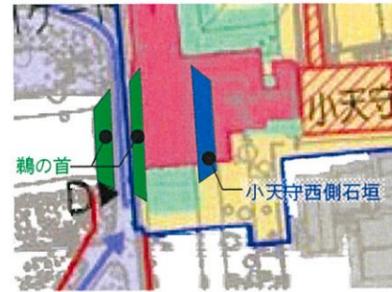


図2-3-4 鶴の首と小天守西側石垣位置

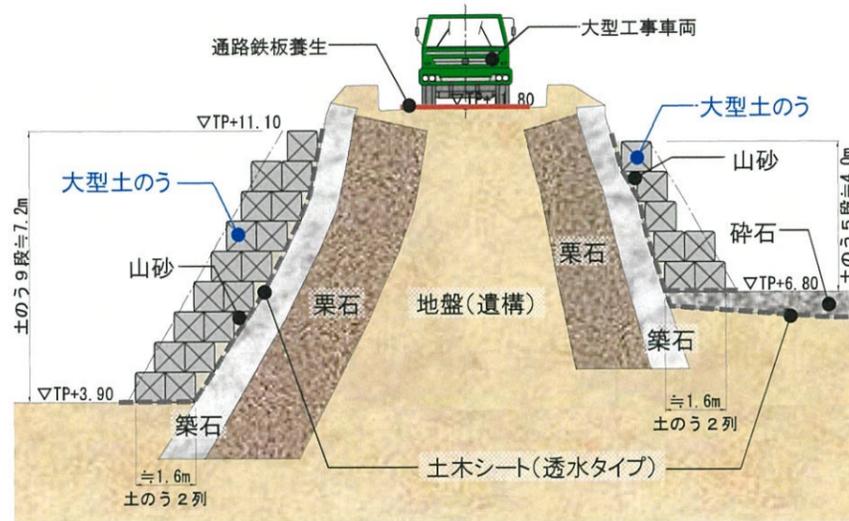


図2-3-5 鶴の首石垣の大型土のう養生

2) 小天守西側石垣の側面養生

天守閣解体のため、仮設構台の一部を小天守西側の石垣に設置する必要がある。小天守西側の石垣側面に大型土のうを積上げて押さえ込むことで、仮設構台の荷重による石垣の孕み出し等を可能な限り抑える。

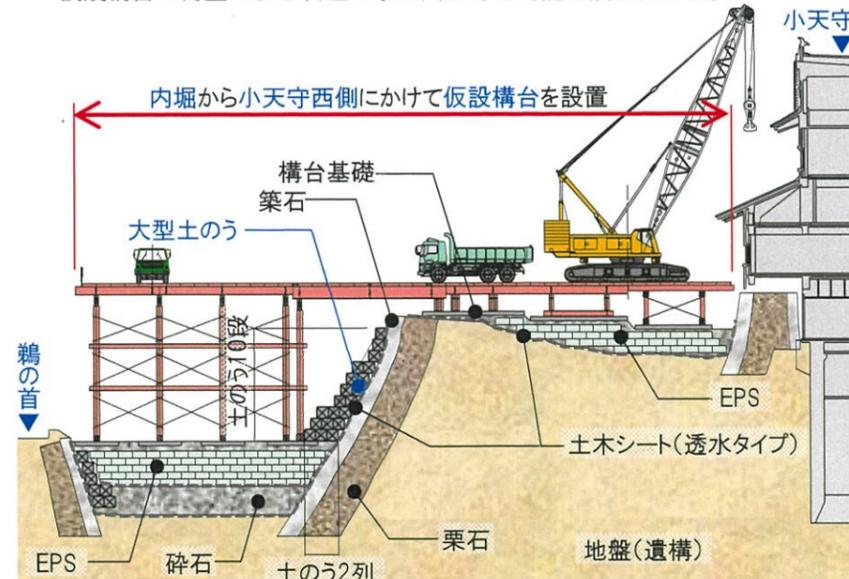


図2-3-6 遺構保護断面図(本丸・御深井丸の基礎部分)

(3) 外堀の仮設棧橋を設置する方法

仮設棧橋を設置する場合、堀底の底浚いや山留杭の打ち込み等、遺構を毀損する恐れのある工法は採用しない。対策として、底浚や山留杭の打ち込み、排水等をせずに安定した養生を行う工法として、ネットで割栗石を包んだボトルユニットを堀に沈める工法を採用する。石垣に接する部分は石垣を毀損しないように土木シートと土のうによる養生を行う。また、外堀の通水性確保のため、600φの通水管を3カ所設ける。

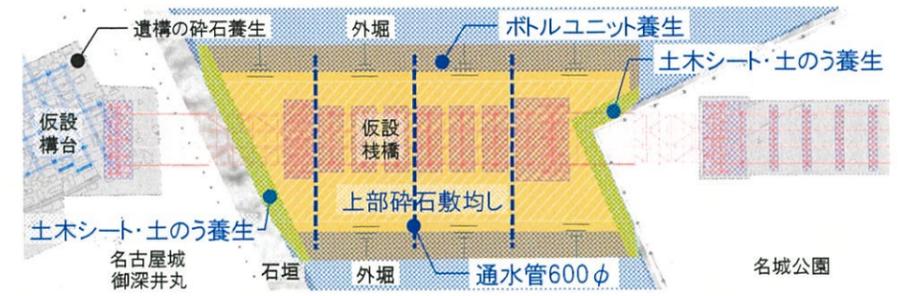


図2-3-7 仮設棧橋とボトルユニットによる外堀養生(平面図)

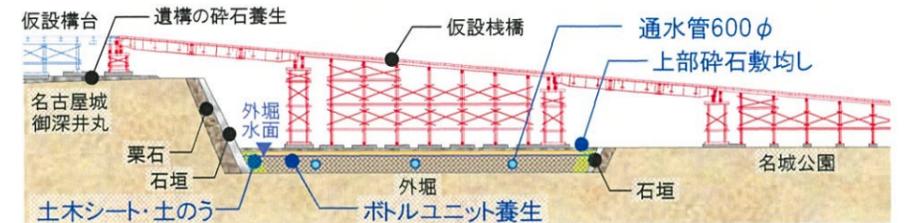


図2-3-8 仮設棧橋とボトルユニットによる外堀養生(断面図)



図2-3-9 ボトルユニット(単体)とボトルユニットによる埋め立て構台の例

(4) 現天守閣解体後の石垣天端保護と雨水対策

天守閣解体後は、降雨時に天守台天端から石垣背面に雨水が回り込み、背面の水圧上昇等、石垣に影響を及ぼす恐れがある。大量の雨水が石垣背面に浸透しないように、土木シートで養生した上に防水シート養生を行う。また、穴蔵内部に集まる雨水については、地下1階の土間上にシート養生し、現天守閣の基礎ピットを排水釜場として水中ポンプ(バックアップ用ポンプも用意)で南側内堀側へ排水する。

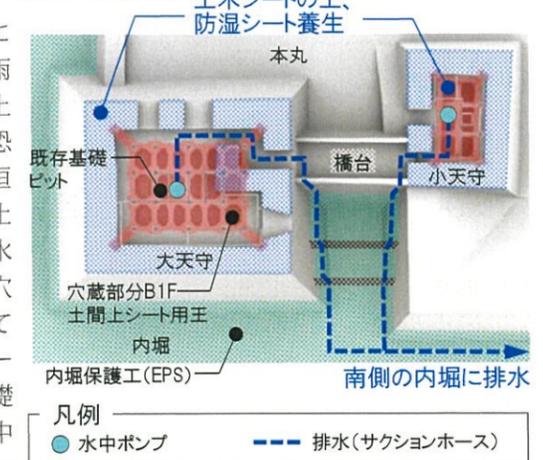


図2-3-10 現天守閣解体後の石垣天端保護雨水対策

2-6 跳ね出し躯体の解体方法

現天守閣は躯体の荷重を石垣にかけずに、全て天守台中央部分に沈埋したケーソンを介して支持層地盤に伝達される架構となっている。そのため、穴蔵から外側へ跳ね出した1階から3階までの躯体は、斜めの鉄骨鉄筋コンクリート柱により5階躯体から吊る構造となっている。

現天守閣を上階から順番に解体し、4階躯体を解体するときに斜め柱を切断すると下部の跳ね出し躯体を支持する架構がなくなるため、その荷重を支える仮設の架構が必要となる。

本計画では解体建物の躯体から跳ね出し躯体の荷重を支える仮設支持材を設置し、石垣に解体建物の荷重をかけずに安全に解体を行う計画とする。また、万が一、跳ね出し梁が切断途中で落下するようなことがあっても、石垣に大きな衝撃が加わらないように、EPSによる緩衝材を設置する。

外部足場については、外部ブラケットを設置し、既存躯体から支持する形式とし、石垣に直接足場荷重をかけずに工事を進める計画とする。

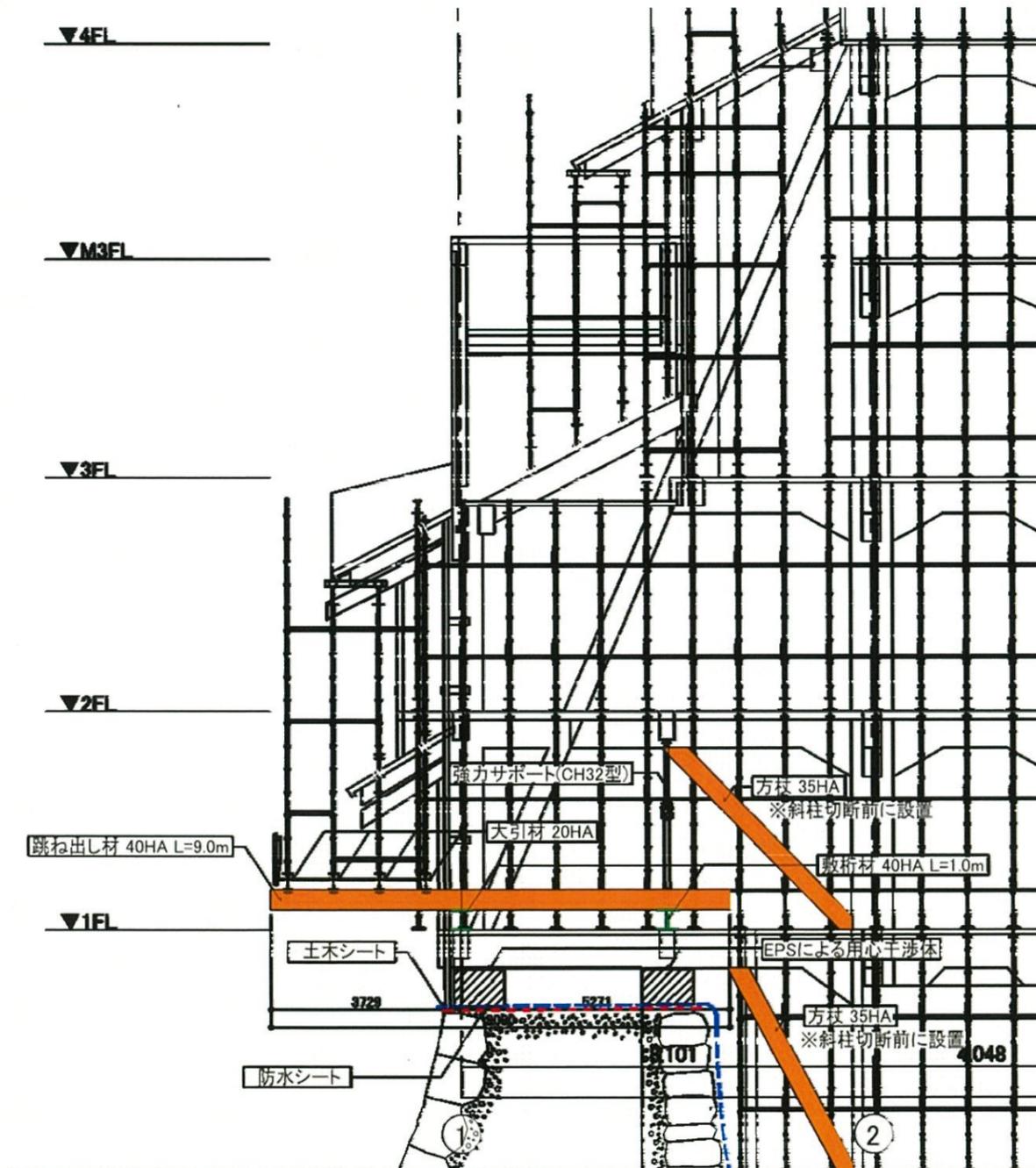


図2-5-1 跳ね出し躯体支持部材と外部ブラケット足場 断面図

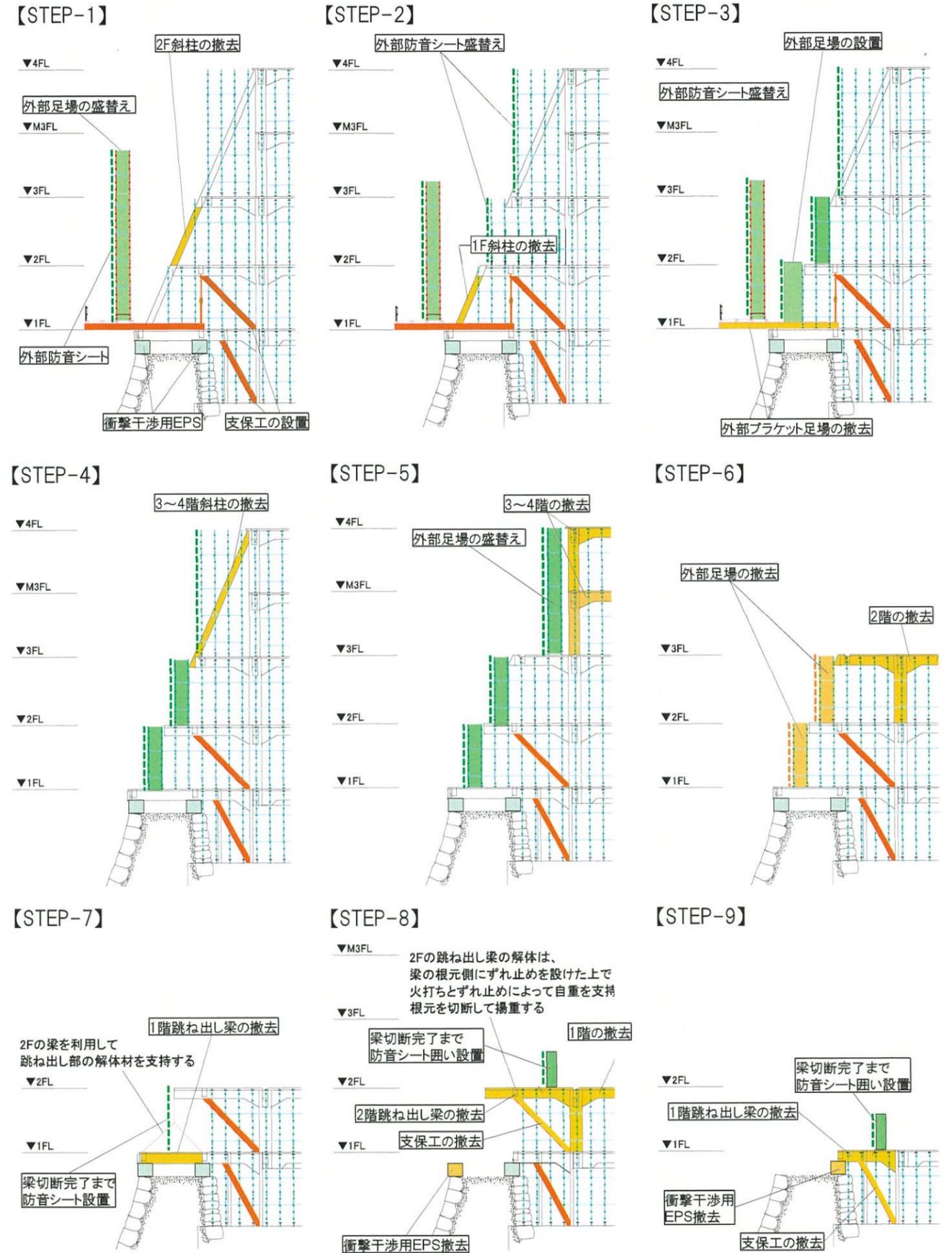


図2-5-2 外周跳ね出し部の解体ステップ図

現天守閣解体に伴う天守台石垣への影響が懸念される項目として、以下に示す内容について解析を行い、その影響の度合いを確認して対策を講じて工事を行うものとする。

- 1. 現天守閣解体に伴う除荷による地盤のリバウンド（浮き上がり）による石垣、遺構への影響
- 2. 現天守閣解体工事に伴う工事振動による石垣への影響
- 3. 現天守閣解体工事に必要な仮設物の設置による地盤変状による石垣、遺構への影響
 - (1) 大天守閣北側の内堀内および本丸内への重機設置と御深井丸への仮設構台設置による石垣、遺構への影響
 - (2) 鶴の首から内堀内および小天守西側石垣への工事車両通行および重機・仮設構台設置による石垣、遺構への影響
 - (3) 外堀養生と仮設栈橋設置による石垣、遺構への影響

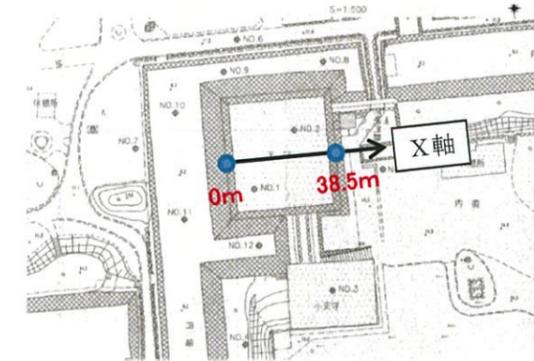


図3-1-2 リバウンドの試算位置（大天守）

3-1 現天守閣解体に伴うリバウンドの影響評価

(1) 現天守閣解体除荷による天守台石垣への影響検証

現天守閣を解体した場合、大きな除荷が発生する。現天守閣の荷重はケーソンを伝って地盤に支持されており、除荷された場合は地盤が浮き上がろうとするため、その影響の検証が必要となる。

[検討内容]

現天守閣の解体に伴い、建物荷重が除荷された結果、リバウンドが生じ、石垣に影響を及ぼすことが考えられることから、大天守において弾性地盤を仮定した多層近似解法※を用いたリバウンド量の試算をおこなった。試算は大天守のケーソンの先端部分となる深度（GL-26.6m）において除去される建物荷重12,000ton（基礎を含む。上部約8000 t、下部約4000 t）を除荷した場合の地盤のリバウンド量として算出しており、ケーソンと地盤との周面摩擦による荷重伝達は考慮していない。なお、周面摩擦等を考慮した場合、地盤の変形曲線はより緩やかになるため、石垣への影響は更に軽減されると考えられる。

[検討結果]

大天守において建物荷重を除荷した場合、支持地盤が上方に浮上る現象が生じ（以下、リバウンド）、ケーソン先端の深度（GL-26.6m）の地盤において最大約7cm、ケーソン外端の位置で約2cmのリバウンドが生じる結果となる。一方、石垣上端の位置でのリバウンド量は約1mm、石垣根入れ部の位置ではさらに小さい値となるため、建物荷重の除荷による地盤のリバウンドによる石垣の構造安定性に対する影響は軽微なものと考えられる。

（図3-1-3）

※多層近似解法とは、半無限弾性体における弾性解を多層地盤に適用した近似解法で、地盤の鉛直変位は、各土層上下端の鉛直変位を半無限弾性体の表面に長方形等分布荷重が作用した場合における長方形隅角部の変位として計算した値から層別変位を求め、層別変位の和として求められる。

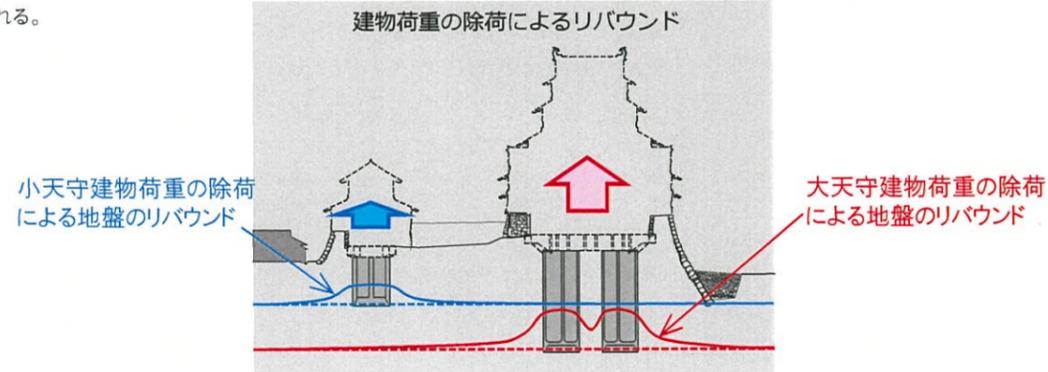


図3-1-1 リバウンドの概念図

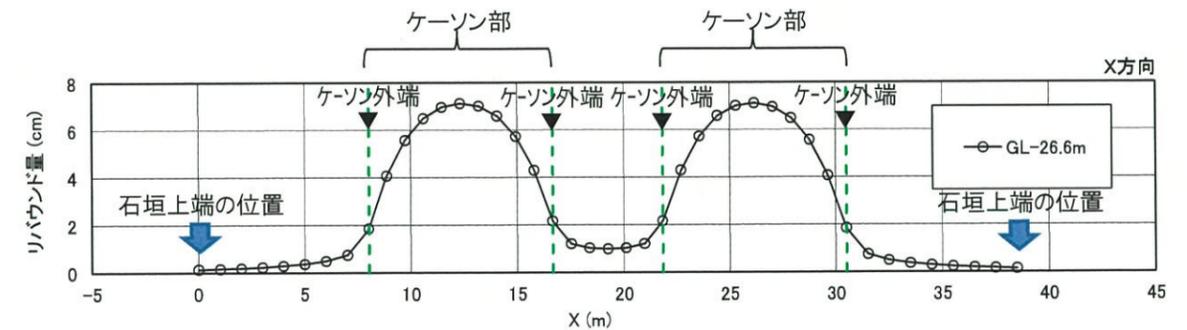


図3-1-3 多層近似解法によるリバウンドの試算結果（大天守）

(2) リバウンド影響への対策

現状ではリバウンドの影響については対策は必要ないとする。

ただし、工事期間中は石垣のモニタリングを行うものとする。モニタリングは有識者に意見を伺い、具体的な計画を策定する。基本として石垣変動のバイオリズムを事前把握の上、石垣の変状発生を目安とする。また、割れている築石や孕み部分は計測対象として監視する。仮設構築物設置による影響を最も受ける部分（軽量盛土下部、軽量盛土上部）にも計測点を設けて監視する。

なお、石垣モニタリングを実施するにあたり、事前に管理値を設定し、孕み出し等、大きな変状が発生した場合には大型土のうによる押さえ込み等、必要な対策についても想定しておき、常時対応できる体制を整えておくものとする。

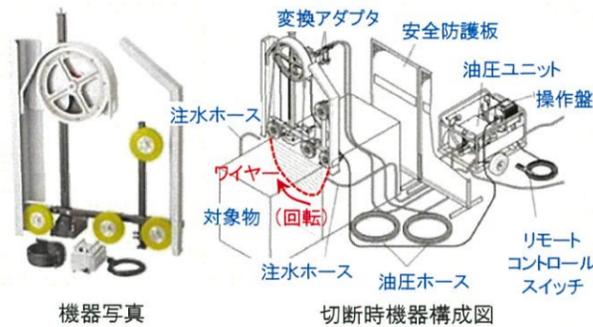
3-2 工事振動による天守台石垣への影響評価と対策

(1) 振動による天守台石垣への影響を軽減する工法

現天守の解体時に、解体片の落下による石垣や遺構の毀損を回避するとともに、石垣への振動影響を低減するため、大きな振動を与える一般的なブレイカーを使用する解体方法ではなく、発生振動の小さい切断工法（ワイヤーソー工法・ウォールソー工法）によるブロック解体を採用する。

1) ワイヤーソー工法（切断工法）

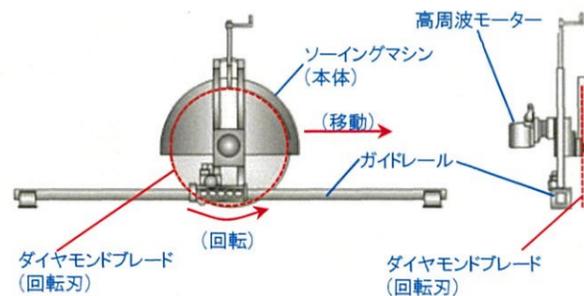
ダイヤモンドビーズをはめ込んだワイヤーを切断対象物に巻き付けて駆動機により張力を与えながら高速回転させて対象物を切断する工法である。ワイヤーソーは屈曲性に優れており複雑な形状物、高所等あらゆる場所で現場条件に合わせた施工が可能である。切断作業は低騒音、低振動、低粉塵である。



ワイヤーソーによるブロック解体場重作業例

2) ウォールソー工法（切断工法）

切断計画面にガイドレールを設置し、ダイヤモンドブレードのセットされたソーイングマシンがガイドレールを移動しながら高周波モーターにより対象物を切断する工法である。ガイドレールを使用するため、ガイドレールに沿った正確な位置と設定厚さで切断が可能である。切断作業は低騒音、低振動、低粉塵である。



ウォールソーによる切断状況例

(2) 石垣に影響を与える振動レベル

振動が石垣に与える影響について、許容値が明確でないため、表3-2-1に示す「気象庁震度階級と振動レベルの比較」を参考に、振動を地震における震度階級に置きなおして考察を行った。また、過去の名古屋城における地震による被害記録より、震度4程度では大きな被害が出ていないことが分かるが、間詰め石等の落下記録まではないことから、工法の選定にあたっては大型重機移動の際の振動を考慮して、安全側の判断として震度1程度以下の振動レベルに押さえることとした。

この基準を満たす工法として、振動レベルが60dB以下となるコンクリート圧砕機やコンクリートカッター（ワイヤーソーを含む）が挙げられる。

表3-2-1 気象庁震度階級と振動レベルの比較

(出典:(財)日本環境協会)

振動レベル (デシベル)	震度 階級	被害損傷の状況	
		人間	
110以上	7	揺れに翻弄され、自分の意志で行動できない	
105~110	6	立っていることが困難になる	
95~105	5	多くの人が、行動に支障を感じる	
85~95	4	一部の人は、身の安全を固ろうとする	
75~85	3	屋内にいる人のほとんどが、揺れを感じる	
65~75	2	屋内にいる人の多くが揺れを感じる	
55~65	1	屋内にいる人の一部が、わずかな揺れを感じる	
55以下	0	人は揺れを感じない	

表3-2-2 名古屋近傍の震度4以上の地震と名古屋城被害
(気象庁地震データベースより)

地震の発生日	震央地名	M	名古屋 最大震度	名古屋城における地震 被害情報の有無
1 1923/9/1 11:58	神奈川県西部	M7.9	4	無
2 1927/3/7 18:27	京都府北部	M7.3	4	無
3 1944/12/7 13:35	三重県南東沖	M7.9	5	無
4 1945/1/13 3:38	三河湾	M6.8	4	無
5 1946/12/21 4:19	和歌山県南方沖	M8.0	4	無
6 1948/6/28 16:13	福井県嶺北	M7.1	4	無
7 1952/7/18 1:09	奈良県	M6.7	4	無
8 1971/1/5 6:08	遠州灘	M6.1	4	無
9 1997/3/16 14:51	愛知県東部	M5.9	4	無

表3-2-3 名古屋城の地震被害記録(愛知県防災局HPより)

名古屋城における、主な被害記録を「名古屋市史」「愛知県災害誌」から抜き出してみると、石垣や土塀の崩壊が多く発生しています。

寛文9年(1669)地震	石垣が少し崩れた(災害誌)
宝永4年(1707)宝永地震	土塀、櫓はほとんど損傷した(市史)
享和2年(1802)地震	本町門の石垣崩壊(災害誌)
嘉永7年(1854)安政東海・南海地震	三の丸の門、高塀などが倒壊し、武家屋敷147カ所も損傷が見られた(市史)
明治24年(1891)濃尾地震	本丸・深井丸・二之丸周囲の石垣上の多門櫓は壁、屋根等に大損害を受けた(災害誌)

(3) 工法の選定と対策

図3-2-2に切断工法、図3-2-3に大型ブレイカー工法による振動予測例を示す。

解体時の直近の石垣における振動レベルは、ワイヤーソーを用いた切断工法では49dB(震度0)と予測される。一方、大型ブレイカー工法では87dB(震度4)が予測される。以上より、解体工事は切断工法によるブロック解体を採用する。

振動影響対策として工法選定のほかに、工事中は振動計を設置して振動が管理値内であることを常時計測しながら工事を行い、管理値は大型重機の移動時も配慮して震度1以下とするために上限を60dBとする。なお、現天守は耐震性能が不足している建物であり、そこで行う工事であることから、労働安全衛生法等関係法令に基づき、作業員等の安全確保のための対策を講じるものとする。

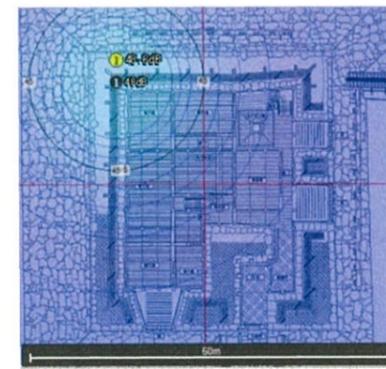


図3-2-2 切断工法の振動予測
振動レベルの予測値 49dB(震度0)

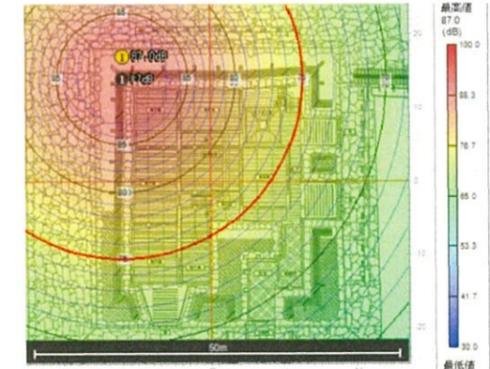


図3-2-3 大型ブレイカー工法の振動予測
振動レベルの予測値87dB(震度4)

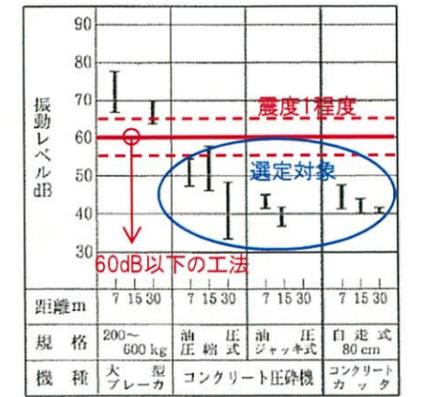


図3-2-1 解体工事による振動レベル例

3-3 仮設物等設置に伴う天守台石垣への影響検証と対策

(1) 大天守閣北側の内堀および本丸内への重機設置と御深井丸への仮設構台設置による石垣、遺構への影響検証

1) 影響の検証

[検討内容]

構台や重機等の仮設物の設置等、現天守閣解体工事が内堀内の遺構および石垣に与える影響についてFEMによる解析により検討した。解析は下図に示すFEM解析モデルを用い、地盤条件は近隣及び既存ならびに今回の地盤調査に基づき定めた。内堀の表層には試掘調査とボーリングデータから、100cmの2次堆積土が存在するものとした。

[検討結果]

解析結果として、図3-3-4、3-3-5に沈下の影響度合い(コンター図)、図3-3-6に沈下量、図3-3-7に変形勾配を示す。

内堀の遺構面(堀底-100cm付近)について、沈下量は最大1.7mm、変形勾配は最大0.28/1000以下となった。これは、建築基礎等のコンクリートひびわれに対する限界値である1/1000~2/1000と比べて軽微であり、影響は極めて軽微と考えられる。

内堀の天守台石垣においては、石垣根入れ部の沈下は最大1.1mm、変形勾配は最大0.28/1000以下であり、仮設物設置による石垣への影響は極めて軽微なものと考えられる。また、石垣の孕み出しに対する警戒値(高さ10mで水平方向に60cm、60/1000)と比較しても極めて軽微なものと考えられる。

御深井丸側の石垣において位は、石垣根入れ部の沈下は最大1.6mm、変形勾配は最大0.12/1000以下であり、仮設物設置による石垣への影響は極めて軽微なものと考えられる。

本丸側の遺構面の沈下は最大1mm程度であり、天守台石垣についてはほとんど沈下せず、影響は極めて軽微なものと考えられる。

仮設物及び軽量盛土除去によるリバウンドの影響については、現状位置に近づく方向に戻るため、変位量、変形勾配ともに設置時の解析結果よりさらに小さくなるため、影響は極めて軽微なものと考えられる。

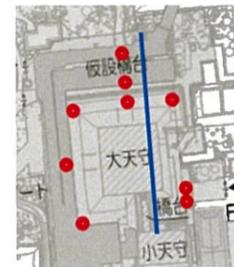


図3-3-1 ボーリング配置図と解析モデル位置

- ① 築石(石垣)
- ② 栗石
- ③ EPS
- ④ 砕石
- ⑤ 内堀部表土

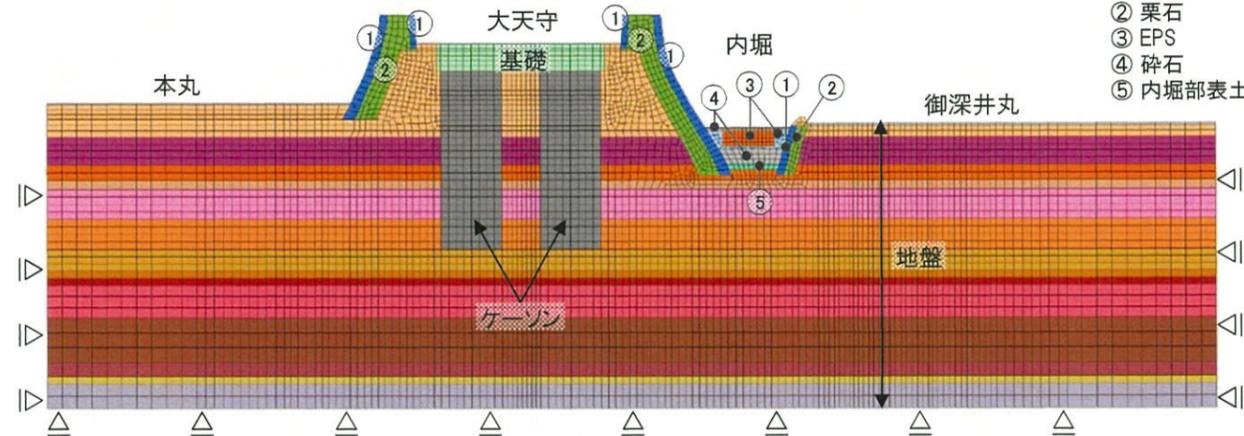
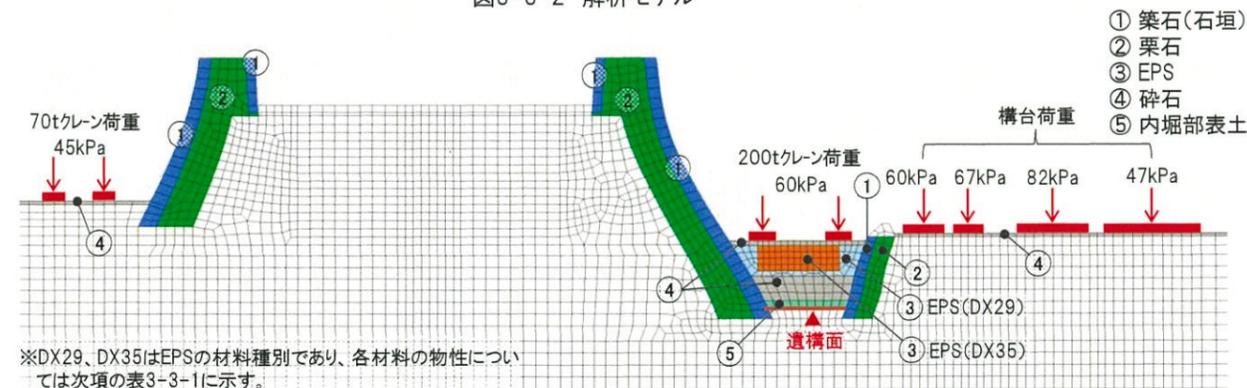


図3-3-2 解析モデル



※DX29、DX35はEPSの材料種別であり、各材料の物性については次項の表3-3-1に示す。

図3-3-3 EPS割付と上乗荷重

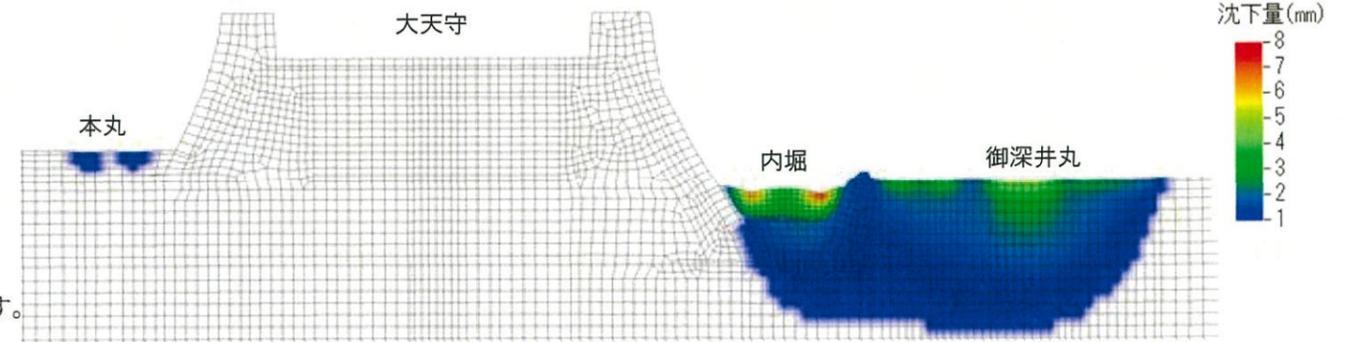


図3-3-4 断面モデルの沈下の影響度合い(全体)

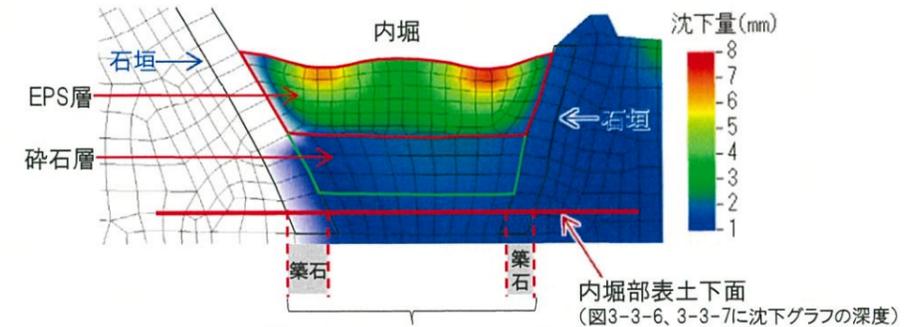


図3-3-6、3-3-7に示す築石の位置

図3-3-5 断面モデルの沈下の影響度合い(内堀部の拡大図)

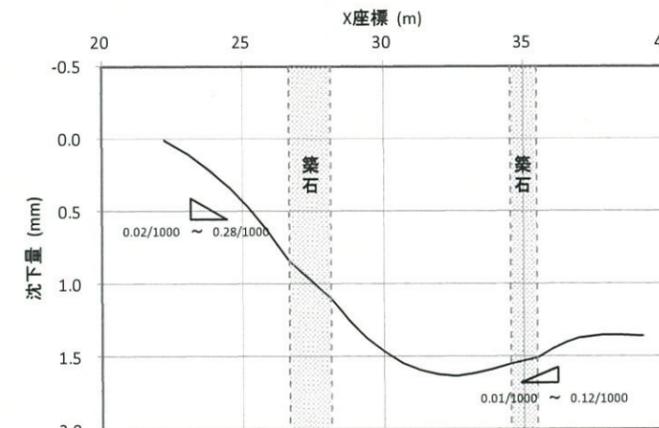


図3-3-6 内堀表土下面の沈下グラフ

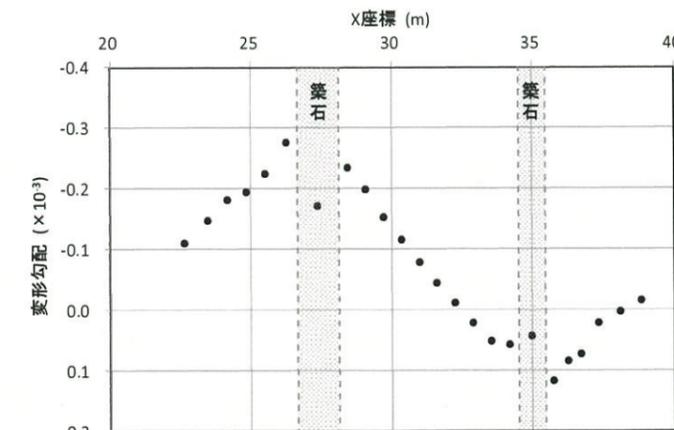


図3-3-7 内堀表土下面の変形勾配グラフ

2) 石垣の水平変位

水平変位の影響度合い(コンター図)を図3-3-8に、天守台南側の変形勾配を図3-3-9に、内堀天守台側の変形勾配を図3-3-10に、内堀御深井丸側の変形勾配を図3-3-11に示す。

内堀の天守台側石垣では、中央付近で0.29mm、根石部で1.30mm、石垣の内側に向かうほうに変位する結果となった。また、内堀の御深井丸側石垣では頂部で1.61mm、根石部で0.66mm、石垣の外側に向かうほうに変位する結果となった。

天守台南側の石垣では、頂部で0.64mm、根石部で0.11mm、石垣の外側に向かうほうに変位する結果となった。

石垣に影響を及ぼす変形勾配については、内堀の天守台側石垣では根石より約2m上部で0.18/1000、内堀の御深井丸側石垣では根石より約2m上部で0.13/1000、天守台南側の石垣では根石部で0.15/1000となった。

これらの値はいずれも、石垣の孕み出しに対する警戒値(高さ10mで水平方向に60cm、60/1000)と比較しても極めて軽微なものと考えられる。

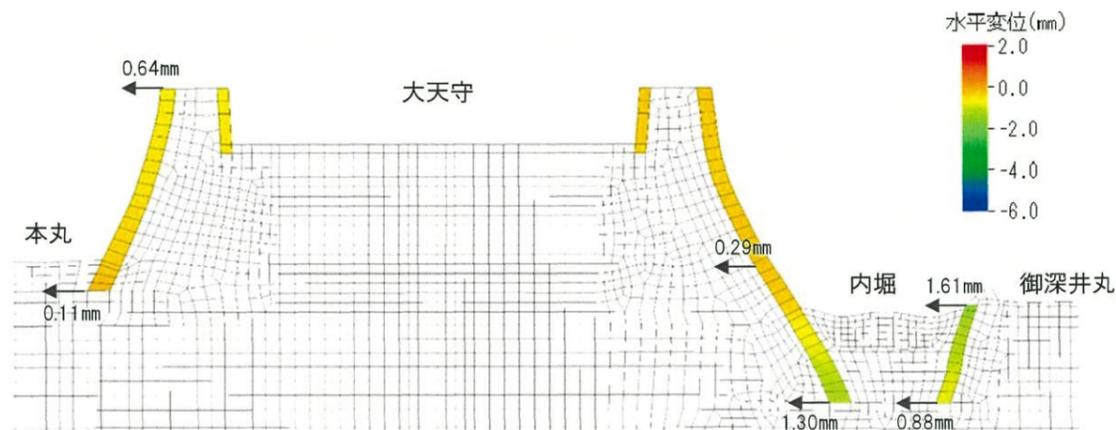


図3-3-8 水平変位の影響度合い(コンター図)

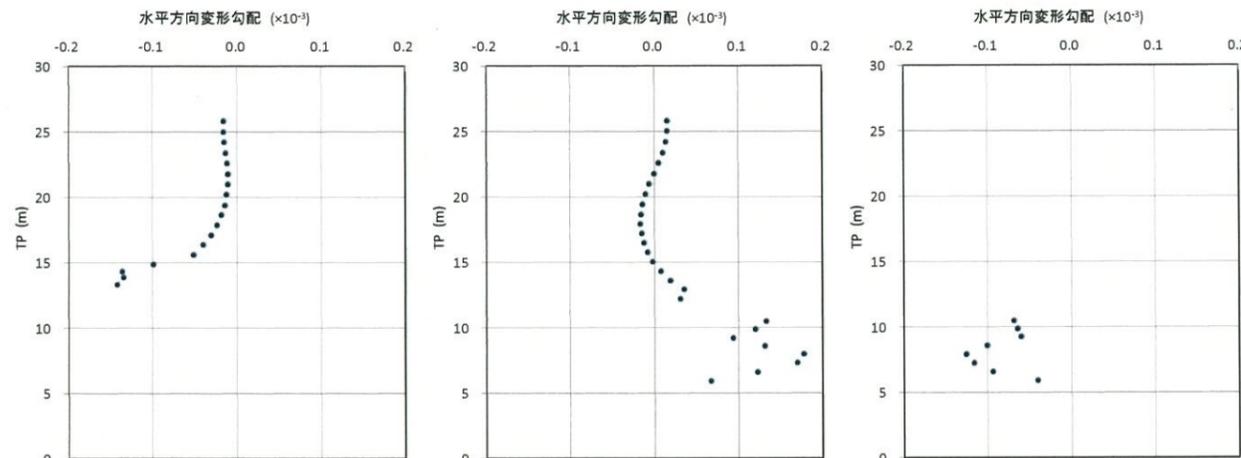


図3-3-9 天守台南側の
変形勾配グラフ

図3-3-10 内堀天守台側の
変形勾配グラフ

図3-3-11 内堀御深井丸側の
変形勾配グラフ

3) 軽量盛土材の材料強度と地盤支持力の検証

[検討結果の応力状態]

EPS層では最大58.4kPa (=58.4kN/m²)程度、遺構面および内堀表土では最大61.3kPa (=61.3kN/m²)程度の鉛直応力が発生することがわかる。また、EPS層でのミーゼス応力は最大で30.1kPa (=30.1kN/m²)である。

※ミーゼス応力とは、鉛直応力とせん断応力から計算される応力

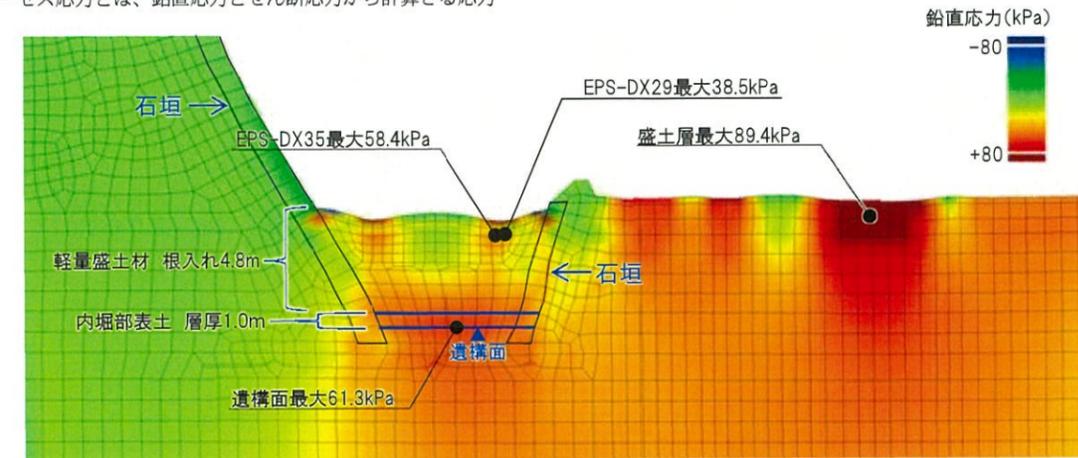


図3-3-12 鉛直応力の影響度合い(コンター図)-(内堀部~御深井丸)

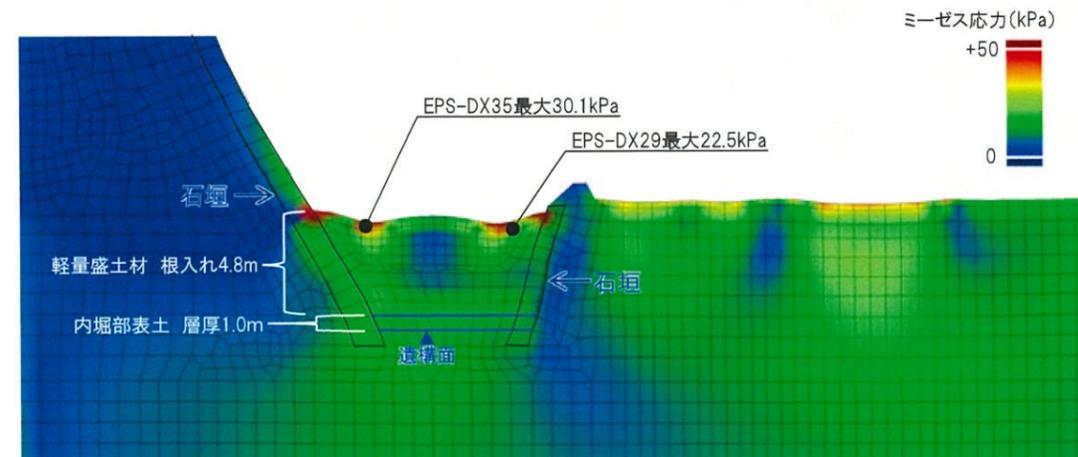


図3-3-13 ミーゼス応力の影響度合い(コンター図)-(内堀部~御深井丸)

[EPSの応力照査]

EPSの支持力は、各材料の最大鉛直応力以上の許容圧縮応力をもつ材料を使用することで満足する。また、せん断応力については、許容圧縮応力/2 ≧ 最大ミーゼス応力となる材料を使用することで満足する。

表3-3-1にEPSの各材料物性と最大発生応力を示す。今回の解析結果より、EPSの各材料強度が条件を満足していることを確認した。

表3-3-1 EPS材料種別毎の各材料物性と最大応力

項目	試験方法	単位	材料種別			
			DX-35	DX-29	D-25	D-20
単位体積重量	JIS K-7222	kN/m ³	0.35	0.29	0.25	0.20
許容圧縮応力	—	kN/m ²	200	140	70	50
品質管理圧縮応力	JIS K-7220	kN/m ²	400以上	280以上	140以上	100以上
許容せん断応力	—	kN/m ²	100	70	35	25
最大鉛直応力	—	kN/m ²	58.4	38.5	—	—
支持力判定	—	—	200 > OK	140 > OK	—	—
最大ミーゼス応力	—	kN/m ²	30.1	22.5	—	—
せん断力判定	—	—	100 > OK	70 > OK	—	—

[内堀部表土下面（遺構面）の支持力について]

内堀部表土下の地盤はN値7程度の砂である。遺構面の根入れが5.8mあるものとして、基礎指針により地盤支持力を算定した。国土交通省告示の極限支持力式より、

$$q_u = i_c \cdot \alpha \cdot C \cdot N_c + i_y \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_y + i_q \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q = 1452.2 \text{ kN/m}^2$$

ここに、 $\alpha = 1.0$ （連続）、 $\beta = 0.5$ （連続）、

$$\gamma_1 = 18 \text{ kN/m}^3, \quad \gamma_2 = 18 \text{ kN/m}^3, \quad \text{平均N値} = 7, \quad \text{粘着力} C = 0 \text{ kN/m}^2$$

内部摩擦角 $\phi = \sqrt{(20 \times 7) + 15} = 26.8^\circ$ より、 $N_c = 23.8$ 、 $N_y = 9.4$ 、 $N_q = 13.1$ 、

$$B = 1.0 \text{ m} \text{ と仮定、荷重傾斜による補正 } i_c = i_y = i_q = 1, \quad D_f = 4.8 + 1.0 = 5.8 \text{ m}$$

中期支持力は $q_u/2$ なので、

$$1452.2/2 = 726.1 \text{ kN/m}^2 > 61.3 \text{ kN/m}^2$$

よって、鉛直荷重に対して遺構面の地盤は十分な支持力を有する。

[内堀部表土（軟弱粘土層）の絞り出し破壊について]

内堀部の下面には、約100cm程度の表土があり、軟弱粘土層と評価できる。日本建築学会の建築基礎構造設計指針p.116～118により絞り出し破壊の検討を行った。

$$q_u = \alpha \cdot c \cdot (4.14 + (B/2 H c)) = 248.3 \text{ kN/m}^2$$

ここに、 $\alpha = 1.0$ （連続基礎）、 $c = 32.5 \text{ kN/m}^2$ ($= q_u'/2 = (40 + 5N)/2$, $N = 5$)、 $B = 7 \text{ m}$ 、 $H c = 1.0 \text{ m}$

遺構面の鉛直応力は 60 kN/m^2 であるから、中期支持力を $q_u/2$ とすると、

$$q_u/2 = 248.3/2 = 124.2 \text{ kN/m}^2 > 61.3 \text{ kN/m}^2$$

よって、鉛直荷重に対して内堀部の表土（軟弱粘土層）は絞り出し破壊を起こさない。

[御深井丸遺構面の支持力について]

御深井丸の遺構面表土のN値7程度のローム混じり砂である。砕石養生の根入れが0.6mあるものとして、基礎指針により地盤支持力を算定した。国土交通省告示の極限支持力式より、

$$q_u = i_c \cdot \alpha \cdot C \cdot N_c + i_y \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_y + i_q \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q = 233.9 \text{ kN/m}^2$$

ここに、 $\alpha = 1.0$ （連続）、 $\beta = 0.5$ （連続）、

$$\gamma_1 = 18 \text{ kN/m}^3, \quad \gamma_2 = 19 \text{ kN/m}^3, \quad \text{平均N値} = 7, \quad \text{粘着力} C = 0 \text{ kN/m}^2$$

内部摩擦角 $\phi = \sqrt{(20 \times 7) + 15} = 26.8^\circ$ より、 $N_c = 23.8$ 、 $N_y = 9.4$ 、 $N_q = 13.1$ 、

$$B = 1.0 \text{ m} \text{ と仮定、荷重傾斜による補正 } i_c = i_y = i_q = 1, \quad D_f = 0.6 \text{ m}$$

中期支持力は $q_u/2$ なので、

$$233.9/2 = 116.9 \text{ kN/m}^2 > 89.4 \text{ kN/m}^2$$

よって、鉛直荷重に対して遺構面の地盤は十分な支持力を有する。

3) 結論

軽量盛土材による内堀保護工事により、遺構面、石垣への影響が極めて軽微であることが確認できた。また、材料強度ならびに地盤の支持力についても問題がないことを確認できたので、重機や仮設構台等の仮設物の設置にあたり、内堀の保護として内堀を軽量盛土材で埋め戻す対策を講じて現天守閣解体工事を行うものとする。工事期間中は石垣のモニタリングを行うものとする。モニタリングは有識者に意見を伺い、具体的な計画を策定する。基本として石垣変動のバイオリズムを事前把握の上、石垣の変状の管理値とする。また、割れている築石や孕み部分は計測対象として監視する。仮設構築物設置による影響を最も受ける部分（軽量盛土下部、軽量盛土上部）にも計測点を設けて監視する。すでに孕み出しが確認できている部分には、なお配慮すべき部分として、事前に大型土のうによる側面養生を実施するものとする。

なお、石垣モニタリングを実施するにあたり、事前に管理値を設定し、孕み出し等、変状が発生した場合には大型土のうによる押さえ込み等、必要な対策についても想定しておき、常時対応できる体制を整えておくものとする。

(2) 鵜の首から内堀および小天守西側石垣への重機・仮設構台設置等による石垣、遺構への影響検証

1) 影響の検証

[検討内容]

構台や重機等の仮設物の設置等、現天守閣解体工事が内堀内の遺構および石垣に与える影響についてFEMによる解析により検討した。解析は下図に示すFEM解析モデルを用い、地盤条件は近隣及び既存ならびに今回の地盤調査に基づき定めた。内堀の表層には試掘調査とボーリングデータから、100cmの2次堆積土が存在するものとした。

[検討結果]

全体の解析結果として、図3-3-17に沈下の影響度合い(コンター図)、鵜の首の解析結果として図3-3-18に沈下の影響度合い、図3-3-19、3-3-20に沈下量、図3-3-21、3-3-22に変形勾配、内堀の解析結果として図3-3-23に沈下の影響度合い、図3-3-24に沈下量、図3-3-25に変形勾配、小天守西側の解析結果として図3-3-26に沈下の影響度合い、図3-3-27に沈下量、図3-3-28に変形勾配を、それぞれ示す。

鵜の首の遺構面(表層-60cm付近)について、沈下量は最大2.6mm、変形勾配は最大0.8/1000以下であり、これは、建築基礎等のコンクリートひびわれに対する限界値である1/1000~2/1000、あるいは石垣の孕み出しに対する警戒値(高さ10mで水平方向に60cm、60/1000)と比べて小さく、影響は極めて軽微なものと考えられる。

内堀の鵜の首石垣においては、石垣根入れ部の沈下は最大2.8mm、変形勾配は最大0.67/1000以下であり、また、石垣頂部の沈下量は最大3.2mm、変形勾配は最大0.78/1000以下となった。また、石垣が最も沈下するのは鵜の首通路面から約1.9m下がった部分(T.P+9.90)であり、その沈下量は3.6mm、変形勾配は0.92/1000となった。いずれも軽微な変形であり、仮設物設置による石垣への影響は極めて軽微なものと考えられる。

内堀の小天守側石垣においては、石垣根入れ部の沈下は最大3.9mm、変形勾配は最大0.43/1000以下であり、また、石垣頂部においては、沈下量は最大6.0mm、変形勾配は最大1.1/1000以下となり、いずれも仮設物設置による石垣への影響は極めて軽微なものと考えられる。

小天守台の西側石垣の沈下量は最大1.8mm、変形勾配は最大0.7/1000以下であり、仮設物設置による石垣への影響は極めて軽微なものと考えられる。

天守台西側の遺構面(表層-60cm付近)については、沈下量は最大11.2mm、変形勾配は最大1.3/1000となった。これは建築基礎等のコンクリートひびわれに対する限界値の範囲内であり、影響は軽微なものと考えられる。

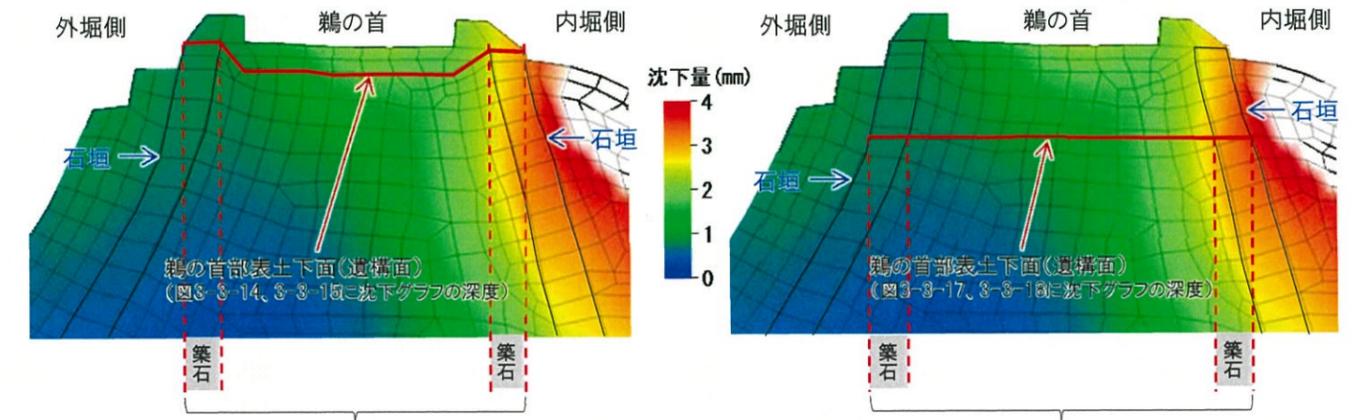
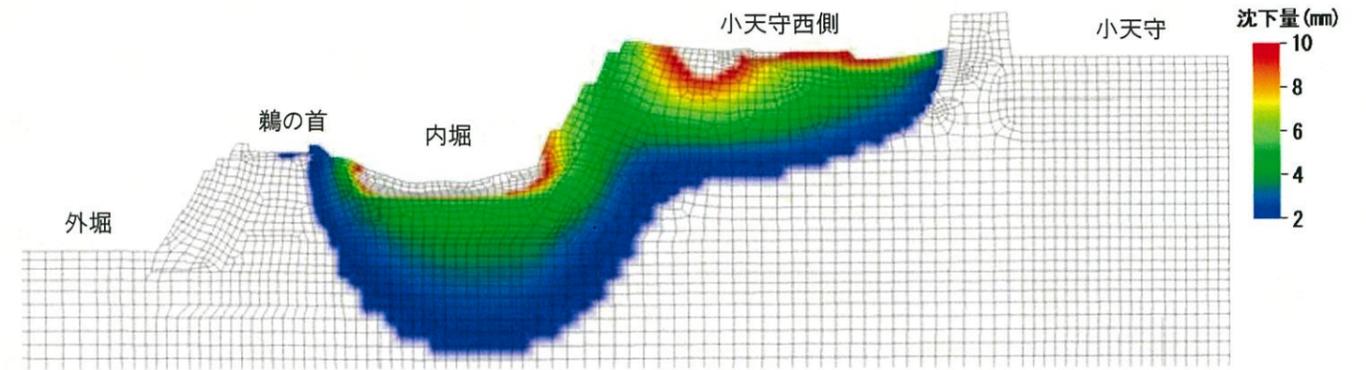
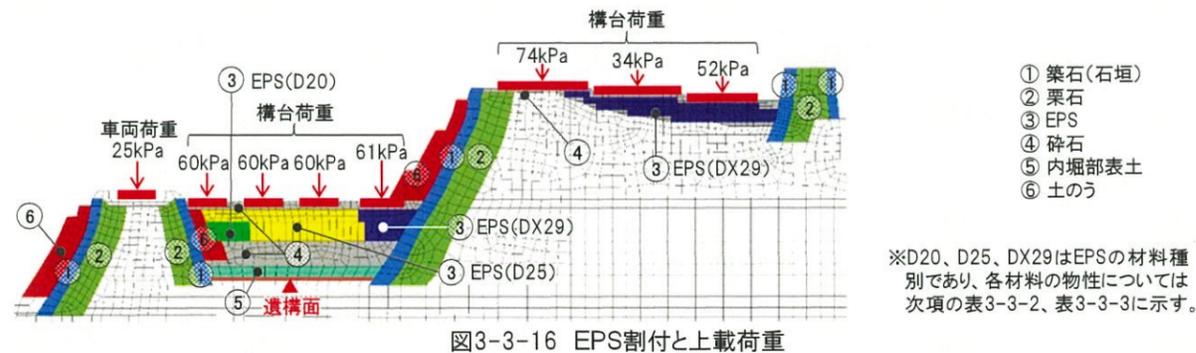
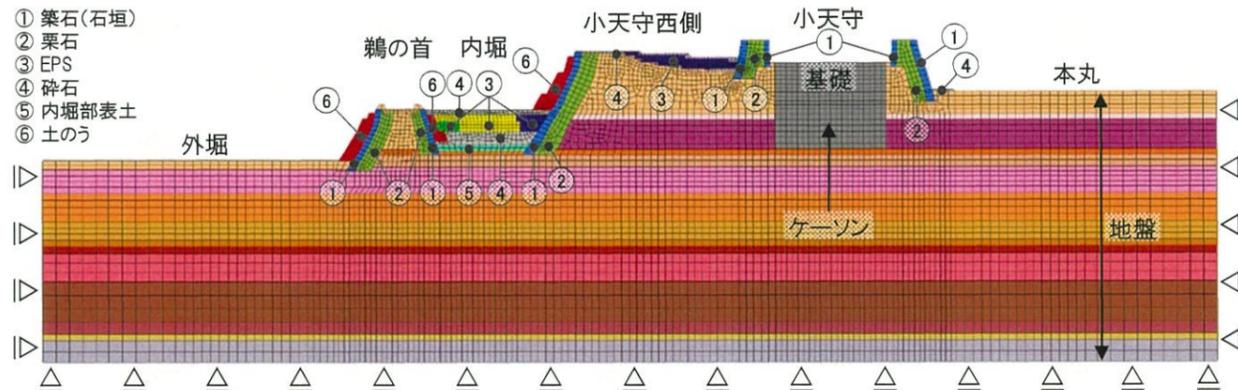
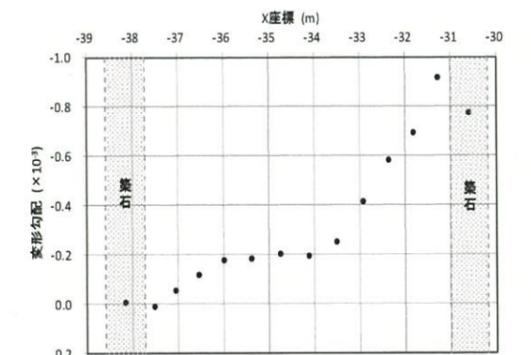
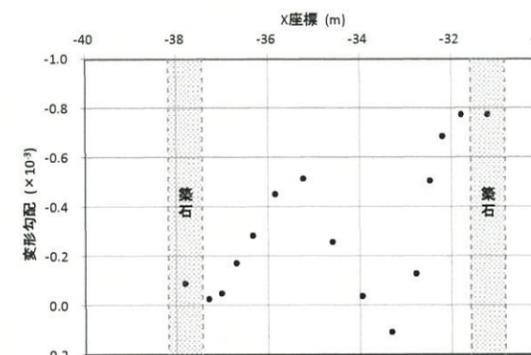
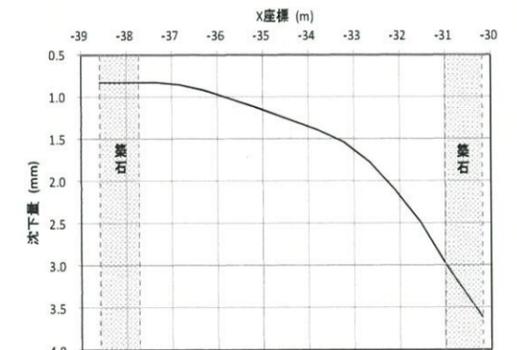
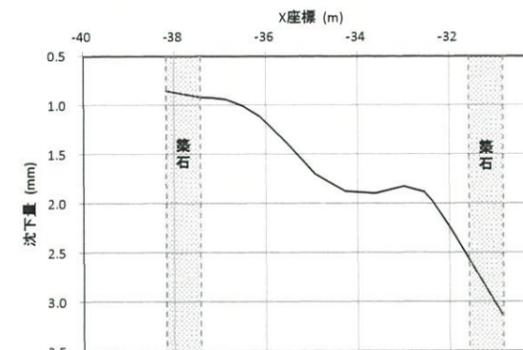


図3-3-19、3-3-21に示す築石の位置

図3-3-20、3-3-22に示す築石の位置



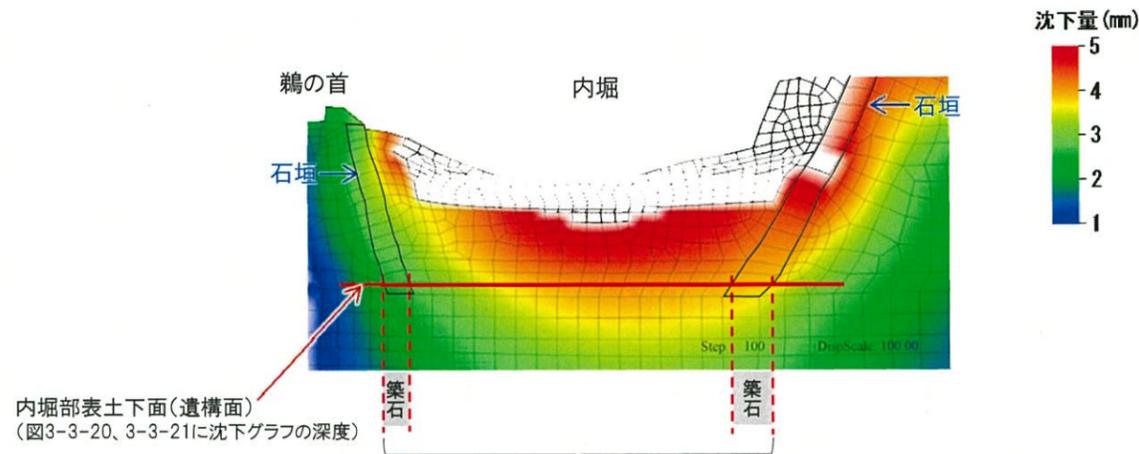


図3-3-24、3-3-25に示す築石の位置

図3-3-23 断面モデルの沈下の影響度合い(内堀部の拡大図)

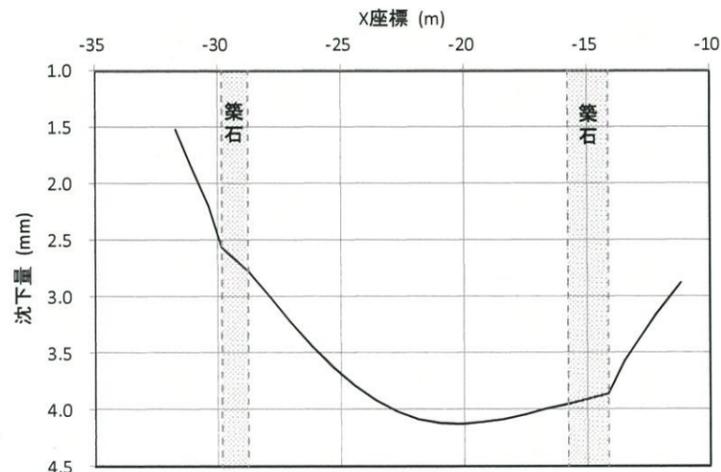


図3-3-24 内堀部表土下面(遺構面)の沈下グラフ

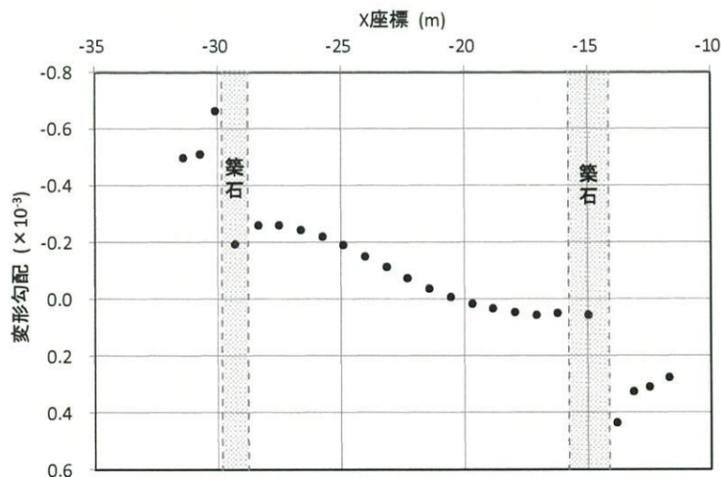


図3-3-25 内堀部表土下面(遺構面)の変形勾配グラフ

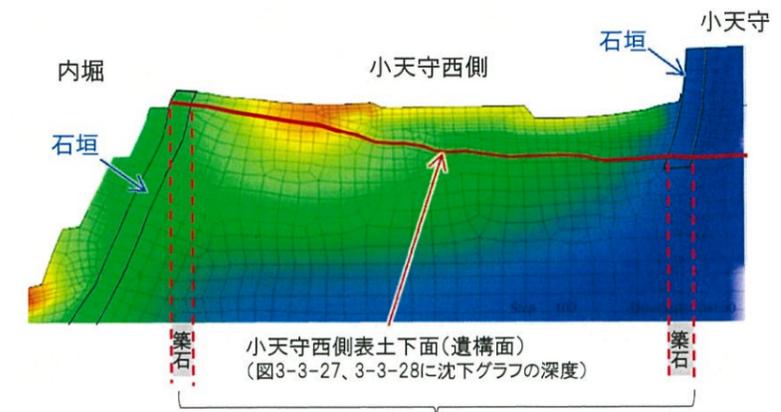


図3-3-27、3-3-28に示す築石の位置

図3-3-26 断面モデルの沈下の影響度合い(小天守西側の拡大図)

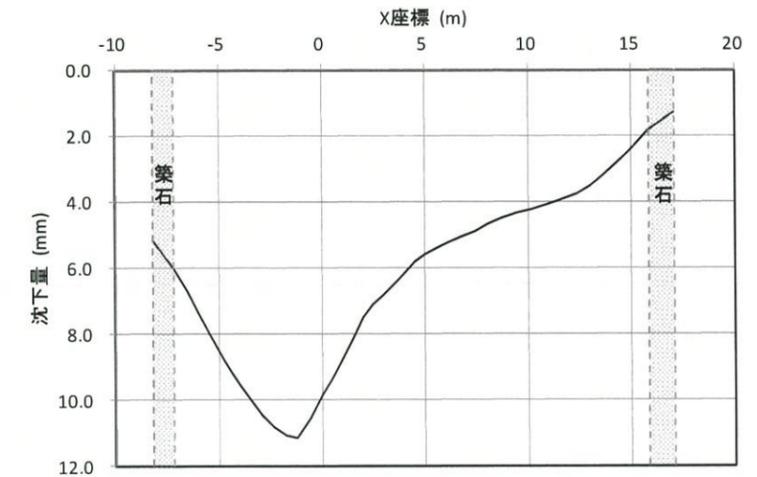


図3-3-27 小天守西側表土下面(遺構面)の沈下グラフ

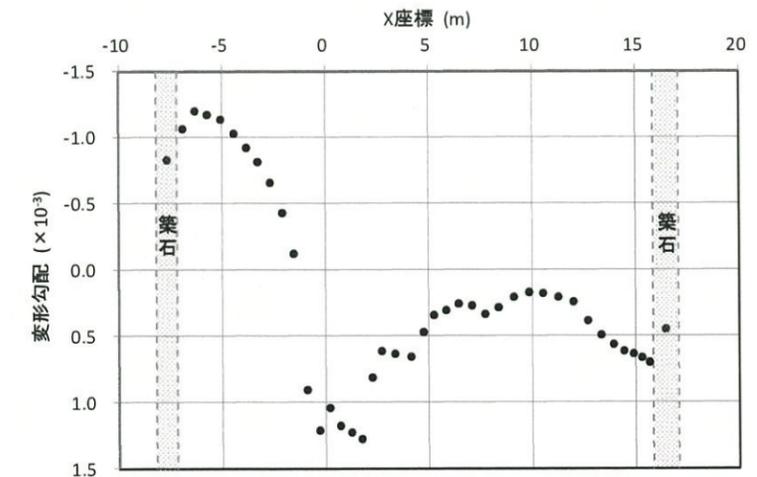


図3-3-28 小天守西側表土下面(遺構面)の変形勾配グラフ

2) 石垣の水平変位

水平変位の影響度合い(コンター図)を図3-3-29に、鵞の首外堀側の変形勾配を図3-3-30に、内堀鵞の首側の変形勾配を図3-3-31に、内堀小天守西側の変形勾配を図3-3-32に、小天守台西側の変形勾配を図3-3-33に示す。

鵞の首の外堀側石垣では、頂部で2.14mm、根石から約4m上部で2.49mm、石垣の外側に向かうほうに変位する結果となった。

内堀の鵞の首側石垣では、頂部で0.13mm、石垣の外側に向かうほうに、根石部では2.42mm、石垣の内側に向かうほうに、それぞれ変位する結果となった。また、内堀の小天守西側石垣では、頂部から約4m下部で5.79mm、根石部で0.66mm、石垣の外側に向かうほうに変位する結果となった。

小天守台の西側石垣では、頂部で0.65mm、石垣の外側に向かうほうに、根石部では1.86mm、石垣の内側に向かうほうに変位する結果となった。

石垣に影響を及ぼす変形勾配については、鵞の首の外堀側石垣では頂部と根石部で0.08/1000、内堀の鵞の首側石垣では頂部で1.25/1000、内堀の小天守西側石垣では根石より約6m上部の内堀保護工天端付近で1.22/1000、小天守台西側石垣では根石より約2.5m上部の現地盤面付近で0.90/1000となった。

これらの値はいずれも、石垣の孕み出しに対する警戒値(高さ10mで水平方向に60cm、60/1000)と比較しても極めて軽微なものと考えられる。



図3-3-29 水平変位の影響度合い(コンター図)

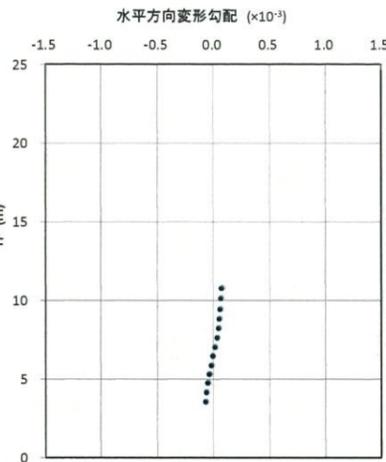


図3-3-30 鵞の首外堀側の変形勾配グラフ

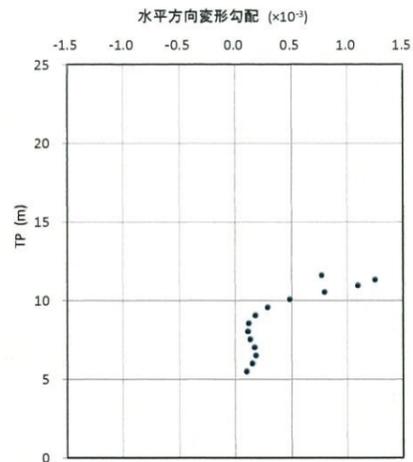


図3-3-31 内堀鵞の首側の変形勾配グラフ

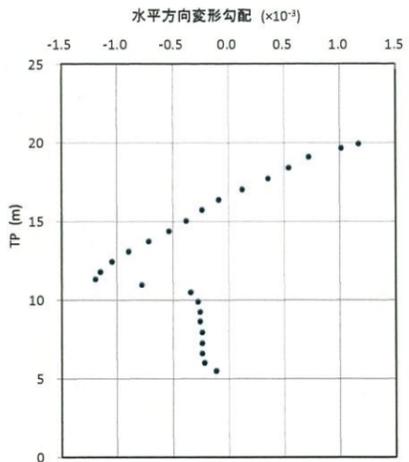


図3-3-32 内堀小天守西側の変形勾配グラフ

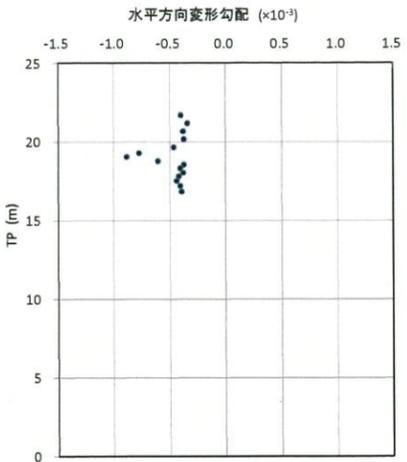


図3-3-33 小天守台西側の変形勾配グラフ

3) 内堀保護工材料強度と地盤支持力の検証

[検討結果の応力状態]

内堀側のEPS層では最大62.6kPa (=62.6kN/m²)程度、遺構面および内堀表土では最大103.4kPa (=103.4kN/m²)程度の鉛直応力が発生することがわかる。また、EPS層でのミーゼス応力は最大で29.9kPa (=29.9kN/m²)である。

小天守西側のEPS層では最大65.8kPa (=65.8kN/m²)程度、遺構面では最大95.8kPa (=95.8kN/m²)程度の鉛直応力が発生することがわかる。また、EPS層でのミーゼス応力は最大で36.8kPa (=36.8kN/m²)である。

鵞の首における遺構面では最大25.5kPa (=25.5kN/m²)程度の鉛直応力が発生することがわかる。

※ミーゼス応力とは、鉛直応力とせん断応力から計算される応力

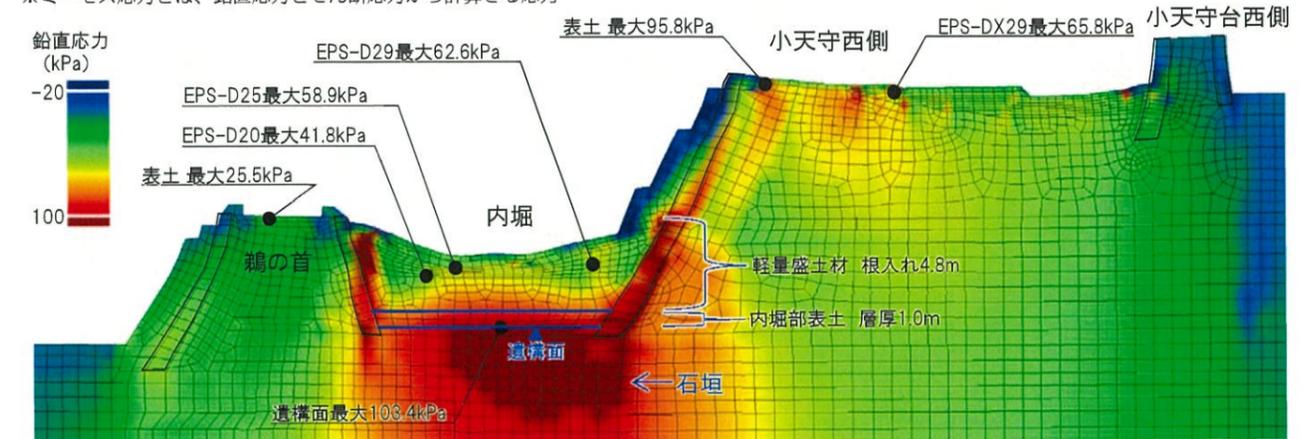


図3-3-34 鉛直応力の影響度合い(コンター図)

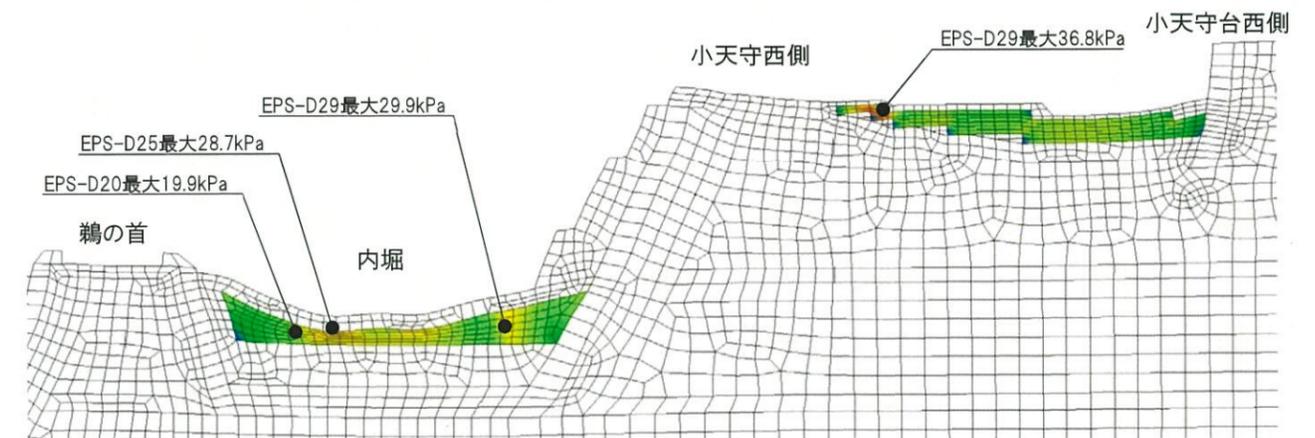


図3-3-35 内堀部のミーゼス応力の影響度合い(コンター図)

表3-3-2 EPS材料種別毎の各材料物性と最大応力(内堀部)

項目	試験方法	単位	材料種別			
			DX-35	DX-29	D-25	D-20
単位体積重量	JIS K-7222	kN/m ³	0.35	0.29	0.25	0.20
許容圧縮応力	—	kN/m ²	200	140	70	50
品質管理圧縮応力	JIS K-7220	kN/m ²	400以上	280以上	140以上	100以上
許容せん断応力	—	kN/m ²	100	70	35	25
最大鉛直応力	—	kN/m ²	—	62.6	60.7	41.8
支持力判定	—	—	—	140 > OK	70 > OK	50 > OK
最大ミーゼス応力	—	kN/m ²	—	29.9	28.7	19.9
せん断力判定	—	—	—	70 > OK	35 > OK	25 > OK

表3-3-3 EPS材料種別毎の各材料物性と最大応力(小天守西側)

項目	試験方法	単位	材料種別			
			DX-35	DX-29	D-25	D-20
単位体積重量	JIS K-7222	kN/m ³	0.35	0.29	0.25	0.20
許容圧縮応力	—	kN/m ²	200	140	70	50
品質管理圧縮応力	JIS K-7220	kN/m ²	400以上	280以上	140以上	100以上
許容せん断応力	—	kN/m ²	100	70	35	25
最大鉛直応力	—	kN/m ²	—	65.8	—	—
支持力判定	—	—	—	140 > OK	—	—
最大ミーゼス応力	—	kN/m ²	—	36.8	—	—
せん断力判定	—	—	—	70 > OK	—	—

[EPSの応力照査]

EPSの支持力は、各材料の最大鉛直応力以上の許容圧縮応力をもつ材料を使用することで満足する。また、せん断応力については、許容圧縮応力/2 ≥ 最大ミーゼス応力となる材料を使用することで満足する。

表3-3-2に内堀部分のEPS各材料物性と最大発生応力を、表3-3-3に小天守西側のEPS各材料物性と最大発生応力をそれぞれ示す。今回の解析結果より、EPSの各材料強度が条件を満足していることを確認した。

[鵜の首部表土下面(遺構面)の支持力について]

内堀部表土下の地盤は御深井丸と同等と考えN値7程度の砂とした。表土の上には約20cm程度の舗装・路盤砕石があるため、表土の根入れが0.2mあるものとして、基礎指針により地盤支持力を算定した。国土交通省告示の極限支持力式より、

$$q_u = i_c \cdot \alpha \cdot C \cdot N_c + i_y \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma + i_q \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q = 134.4 \text{ kN/m}^2$$

ここに、 $\alpha = 1.0$ (連続)、 $\beta = 0.5$ (連続)、

$$\gamma_1 = 18 \text{ kN/m}^3, \quad \gamma_2 = 19 \text{ kN/m}^3, \quad \text{平均N値} = 7, \quad \text{粘着力} C = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{内部摩擦角 } \phi = \sqrt{(20 \times 7) + 15} = 26.8^\circ \text{ より、} N_c = 23.8, \quad N_\gamma = 9.4, \quad N_q = 13.1,$$

$$B = 1.0 \text{ m と仮定、荷重傾斜による補正 } i_c = i_y = i_q = 1, \quad D_f = 0.2 \text{ m}$$

中期支持力は $q_u/2$ なので、

$$134.4/2 = 67.2 \text{ kN/m}^2 > 25.5 \text{ kN/m}^2$$

よって、鉛直荷重に対して遺構面の地盤は十分な支持力を有する。

[内堀部表土下面(遺構面)の支持力について]

内堀部表土下の地盤はN値7程度の砂である。遺構面の根入れが5.8mあるものとして、基礎指針により地盤支持力を算定した。国土交通省告示の極限支持力式より、

$$q_u = i_c \cdot \alpha \cdot C \cdot N_c + i_y \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma + i_q \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q = 1452.2 \text{ kN/m}^2$$

ここに、 $\alpha = 1.0$ (連続)、 $\beta = 0.5$ (連続)、

$$\gamma_1 = 18 \text{ kN/m}^3, \quad \gamma_2 = 18 \text{ kN/m}^3, \quad \text{平均N値} = 7, \quad \text{粘着力} C = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{内部摩擦角 } \phi = \sqrt{(20 \times 7) + 15} = 26.8^\circ \text{ より、} N_c = 23.8, \quad N_\gamma = 9.4, \quad N_q = 13.1,$$

$$B = 1.0 \text{ m と仮定、荷重傾斜による補正 } i_c = i_y = i_q = 1, \quad D_f = 4.8 + 1.0 = 5.8 \text{ m}$$

中期支持力は $q_u/2$ なので、

$$1452.2/2 = 726.1 \text{ kN/m}^2 > 103.4 \text{ kN/m}^2$$

よって、鉛直荷重に対して遺構面の地盤は十分な支持力を有する。

[内堀部の表土(軟弱粘土層)の絞り出し破壊について]

内堀部の下面には、約100cm程度の表土があり、軟弱粘土層と評価できる。日本建築学会の建築基礎構造設計指針 p.116~118により絞り出し破壊の検討を行った。

$$q_u = \alpha \cdot c \cdot (4.14 + (B/2 H c)) = 345.8 \text{ kN/m}^2$$

ここに、 $\alpha = 1.0$ (連続基礎)、 $c = 32.5 \text{ kN/m}^2$ ($= q_u' / 2 = (40 + 5N) / 2$, $N = 5$)、 $B = 13 \text{ m}$ 、 $H c = 1.0 \text{ m}$

遺構面の鉛直応力は 60 kN/m^2 であるから、中期支持力を $q_u/2$ とすると、

$$q_u/2 = 345.8/2 = 172.9 \text{ kN/m}^2 > 103.4 \text{ kN/m}^2$$

よって、鉛直荷重に対して内堀部の表土(軟弱粘土層)は絞り出し破壊を起こさない。

[小天守西側表土の支持力について]

小天守西側の遺構面表土は御深井丸同程度としてN値7程度のローム混じり砂とした。砕石養生の根入れが0.6mあるものとして、基礎指針により地盤支持力を算定した。国土交通省告示の極限支持力式より、

$$q_u = i_c \cdot \alpha \cdot C \cdot N_c + i_y \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma + i_q \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q = 233.9 \text{ kN/m}^2$$

ここに、 $\alpha = 1.0$ (連続)、 $\beta = 0.5$ (連続)、

$$\gamma_1 = 18 \text{ kN/m}^3, \quad \gamma_2 = 19 \text{ kN/m}^3, \quad \text{平均N値} = 7, \quad \text{粘着力} C = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{内部摩擦角 } \phi = \sqrt{(20 \times 7) + 15} = 26.8^\circ \text{ より、} N_c = 23.8, \quad N_\gamma = 9.4, \quad N_q = 13.1,$$

$$B = 1.0 \text{ m と仮定、荷重傾斜による補正 } i_c = i_y = i_q = 1, \quad D_f = 0.6 \text{ m}$$

中期支持力は $q_u/2$ なので、

$$233.9/2 = 116.9 \text{ kN/m}^2 > 98.3 \text{ kN/m}^2$$

よって、鉛直荷重に対して遺構面の地盤は十分な支持力を有する。

3) 結論

軽量盛土材による内堀保護工事により、遺構面、石垣への影響が極めて軽微であることが確認できた。また、材料強度ならびに地盤の支持力についても問題がないことを確認できたので、重機や仮設構台等の仮設物の設置にあたり、内堀ならびに小天守西側の遺構面の保護として内堀を軽量盛土材で埋め戻す対策を講じて現天守閣解体工事を行うものとする。工事期間中は石垣のモニタリングを行うものとする。モニタリングは有識者に意見を伺い、具体的な計画を策定する。基本として石垣変動のバイオリズムを事前把握の上、石垣の変状の管理値とする。また、割れている築石や孕み部分は計測対象として監視する。仮設構築物設置による影響を最も受ける部分(軽量盛土下部、軽量盛土上部)にも計測点を設けて監視する。すでに孕み出しが確認できている部分には、なお配慮すべき部分として、事前に大型土のうによる側面養生を実施するものとする。

なお、石垣モニタリングを実施するにあたり、事前に管理値を設定し、孕み出し等、変状が発生した場合には大型土のうによる押さえ込み等、必要な対策についても想定しておき、常時対応できる体制を整えておくものとする。

(3) 外堀養生と仮設栈橋設置による石垣、遺構への影響検証

1) 影響の検証

[検討内容]

外堀の養生や仮設構台等の仮設物設置による外堀内の遺構および石垣に与える影響について解析により検討した。解析は、下図に示すFEM解析モデルを用い、地盤条件は近隣及び既存ならびに今回の地盤調査に基づき定めた。外堀底面は平成13年3月の現地調査結果から、平均T.P+1.20mとし、その上に約1.5mの堆積物があるものとした。解析上は堆積物はボトルユニットの間に食い込むことで置換されるものとした。

[検討結果]

解析結果として、全体の沈下の影響度合い(コンター図)を図3-3-39に示す。また、外堀部分の結果として、図3-3-40に沈下の影響度合い、図3-3-41に沈下量、図3-3-42に変形勾配を示す。御深井丸部分の結果は、図3-3-43に沈下の影響度合い、図3-3-44に沈下量、図3-3-45に変形勾配を示す。

外堀の遺構面(堀底付近)の沈下は最大で1.9mm、変形勾配は最大0.3/1000以下であり、建築基礎等のコンクリートひびわれに対する限界値である1/1000~2/1000と比べて小さく、影響は極めて軽微なものと考えられる。

外堀の御深井丸石垣においては、石垣根入れ部の沈下は最大で0.5mm、変形勾配は最大0.24/1000以下であり、建築基礎等のコンクリートひびわれに対する限界値である1/1000~2/1000と比べて小さく影響は極めて小さいと考えられる。また、石垣の孕み出しに対する警戒値(高さ10mで水平方向に60cm、60/1000)と比較しても極めて軽微なものと考えられる。

御深井丸の遺構面においては、沈下で最大4.0mm、変形勾配は最大1.04/1000以下であり、建築基礎等のコンクリートひびわれに対する限界値である1/1000~2/1000と比べて同等範囲内であり、影響は軽微なものと考えられる。

仮設物及び外堀養生の除去によるリバウンドの影響については、現状位置に近づく方向に戻るため、変位量、変形勾配ともに設置時の解析結果よりさらに小さくなるため、影響は極めて軽微なものと考えられる。

名城公園側の石垣については、沈下は最大0.6mm、変形勾配は0.30/1000以下であり、御深井丸側と同様に影響は極めて軽微なものと考えられる。

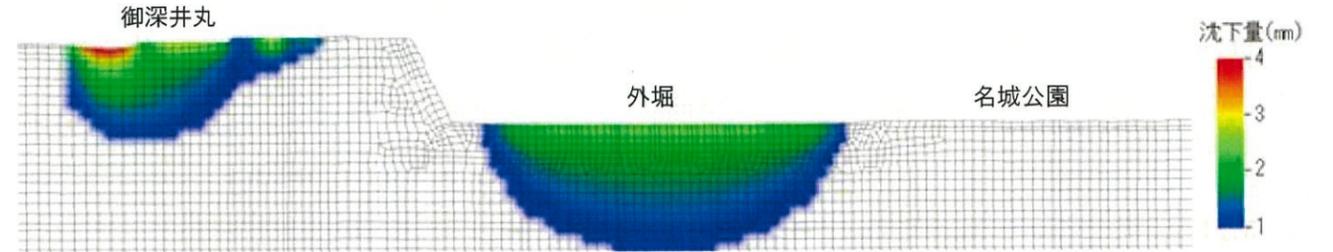


図3-3-39 断面モデルの沈下の影響度合い(全体)

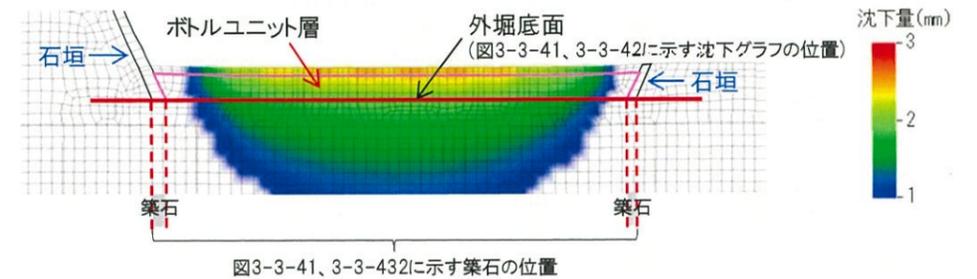


図3-3-41、3-3-432に示す築石の位置
図3-3-40 断面モデルの沈下の影響度合い(外堀部の拡大図)



図3-3-36 ボーリング配置図と解析モデル位置

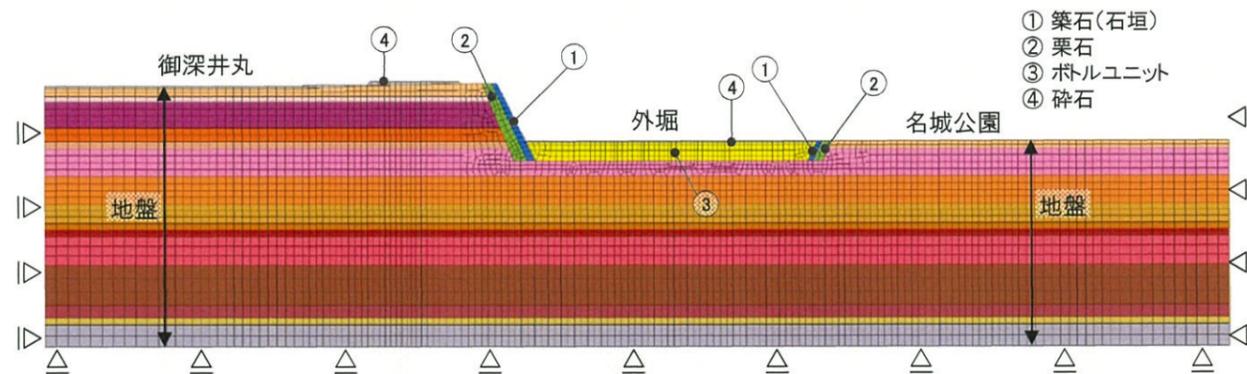


図3-3-37 解析モデル

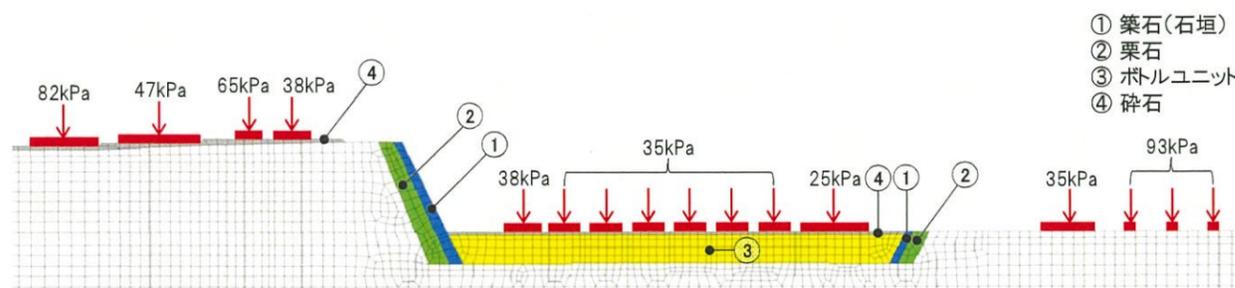


図3-3-38 構台・栈橋基礎配置と上載荷重

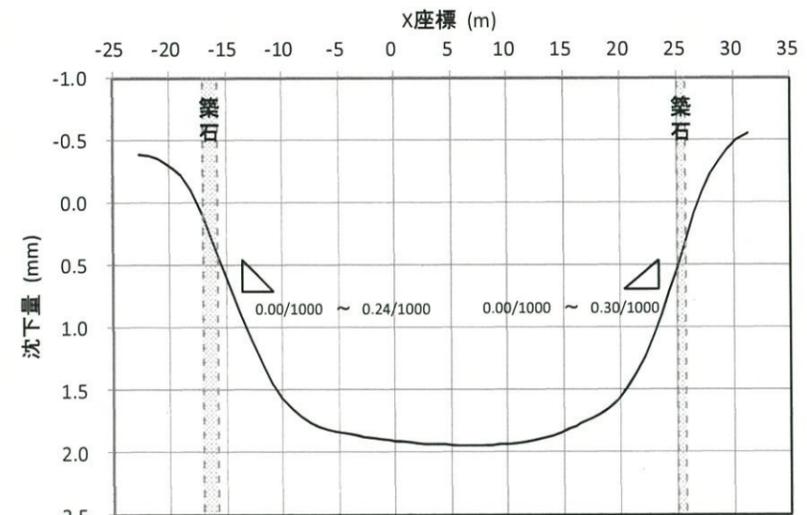


図3-3-41 外堀底面と石垣付近の沈下グラフ

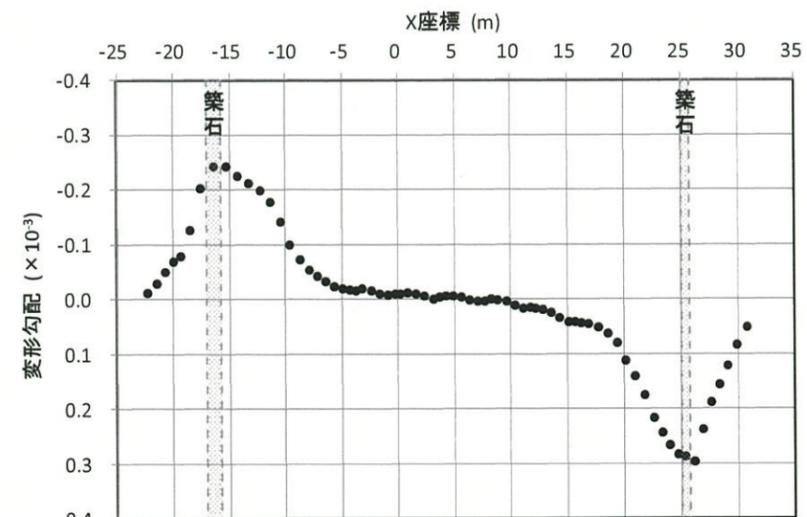


図3-3-42 外堀底面と石垣付近の変形勾配グラフ

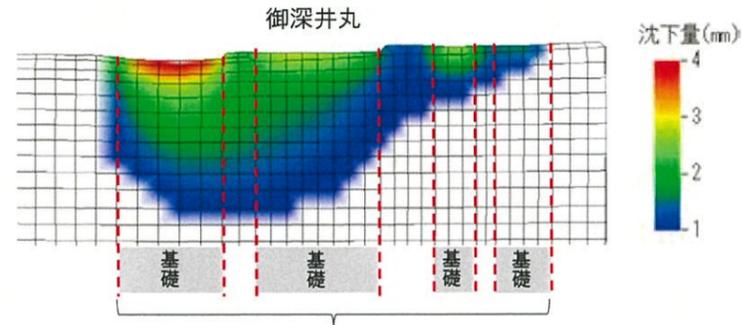


図3-3-37、3-3-38に示す基礎の位置

図3-3-43 断面モデルの沈下の影響度合い(御深井丸側仮設構台基礎部の拡大図)

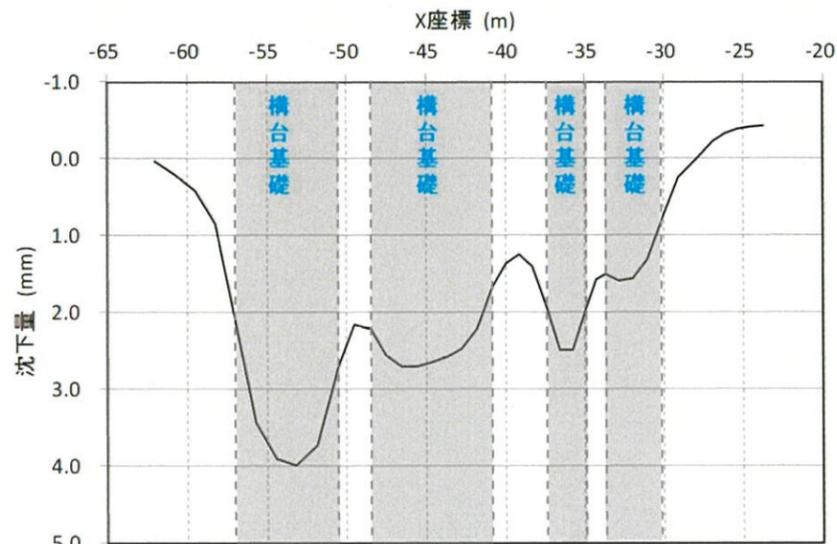


図3-3-44 御深井丸の仮設構台基礎の沈下グラフ

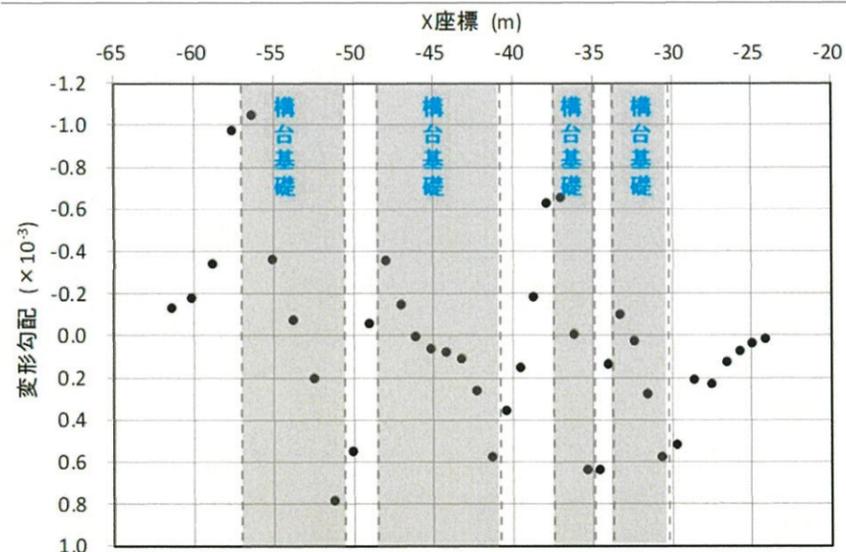


図3-3-45 御深井丸の仮設構台基礎の変形勾配グラフ

2) 石垣の水平変位

水平変位の影響度合い(コンター図)を図3-3-46に、外堀御深井丸側の変形勾配を図3-3-47に、外堀名城公園側の変形勾配を図3-3-48に示す。

外堀の御深井丸側石垣では、頂部から約3m下部で0.81mm、石垣の内側に向かうほうに、根石部では0.35mm、石垣の内側に向かうほうに、それぞれ変位する結果となった。また、外堀の名城公園側石垣では頂部で0.69mm、根石部で1.48mm、石垣の内側に向かうほうに変位する結果となった。

石垣に影響を及ぼす変形勾配については、外堀の御深井丸側石垣では根石より約1.5m上部で0.27/1000、外堀の名城公園側石垣では頂部で0.31/1000となった。

これらの値はいずれも、石垣の孕み出しに対する警戒値(高さ10mで水平方向に60cm、60/1000)と比較しても極めて軽微なものと考えられる。

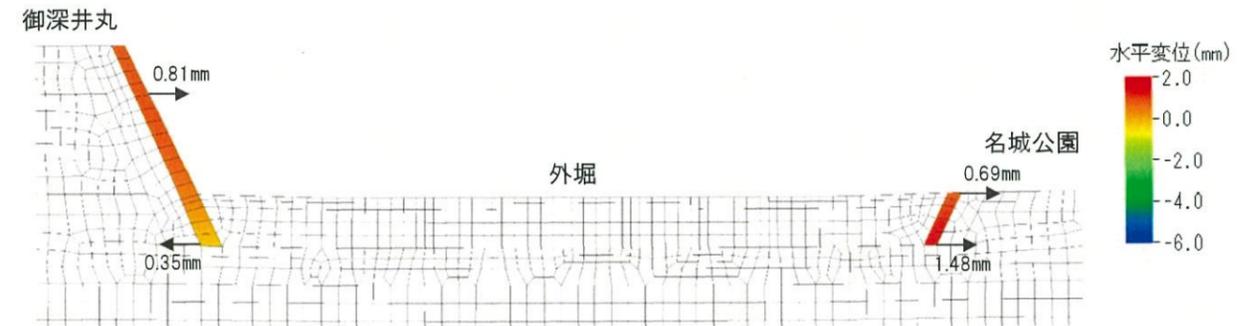


図3-3-46 水平変位の影響度合い(コンター図)

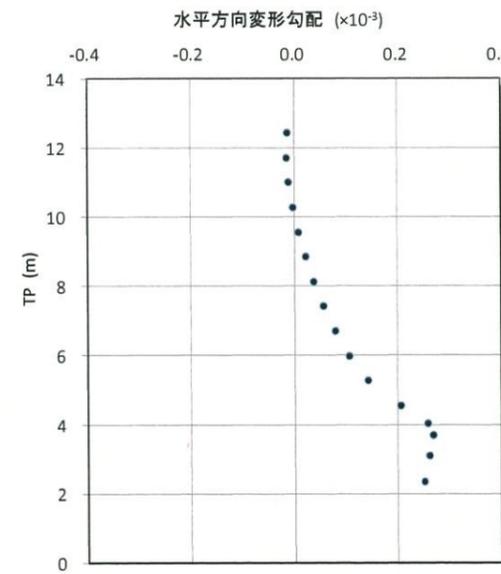


図3-3-47 外堀御深井丸側の変形勾配グラフ

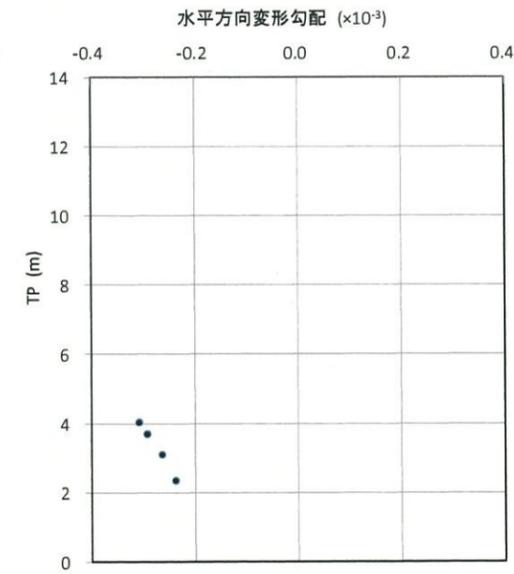


図3-3-48 外堀名城公園側の変形勾配グラフ

3) 地盤支持力の検証

[検討結果の応力状態]

外堀底面では最大92.2kPa (=92.2kN/m²)程度、御深井丸遺構面では最大104.6kPa (=104.6kN/m²)程度、名城公園の表層面では最大60.4kPa (=60.4kN/m²)程度の鉛直応力が発生することがわかる。

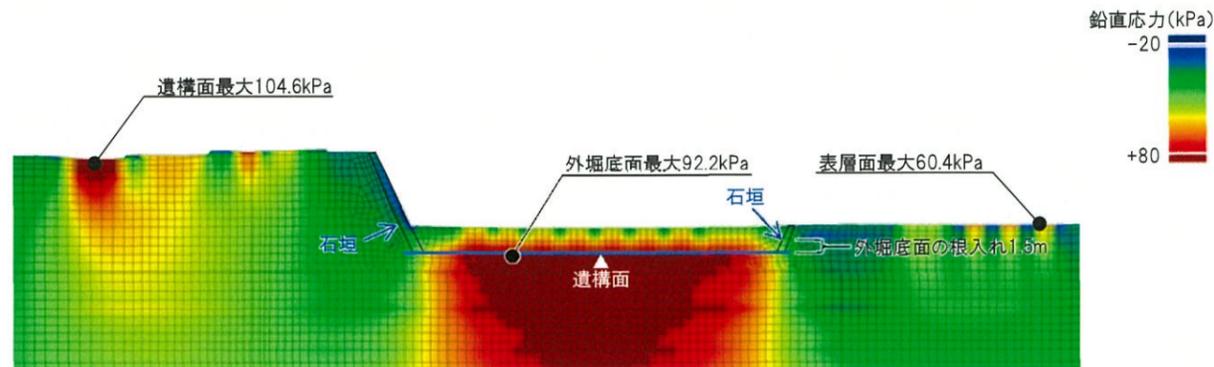


図3-3-39 鉛直応力のコンター図

[外堀底面（遺構面）の支持力について]

外堀底面の地盤はN値5程度の砂地盤である。ボトルユニットによる養生の根入れが1.5mあるものとして、基礎指針により地盤支持力を算定した。国土交通省告示の極限支持力式より、

$$q_u = i_c \cdot \alpha \cdot C \cdot N_c + i_y \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_y + i_q \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q = 298.6 \text{ kN/m}^2$$

ここに、 $\alpha = 1.0$ (連続)、 $\beta = 0.5$ (連続)、

$\gamma_1 = 17 \text{ kN/m}^3$ 、 $\gamma_2 = 15 \text{ kN/m}^3$ 、平均N値=5、粘着力C=0kN/m²

内部摩擦角 $\phi = \sqrt{(20 \times 5) + 15} = 25^\circ$ より、 $N_c = 20.7$ 、 $N_y = 6.8$ 、 $N_q = 10.7$ 、

B = 1.0mと仮定、荷重傾斜による補正 $i_c = i_y = i_q = 1$ 、 $D_f = 1.5 \text{ m}$

中期支持力は $q_u/2$ なので、

$$298.6/2 = 149.3 \text{ kN/m}^2 > 92.2 \text{ kN/m}^2$$

よって、鉛直荷重に対して遺構面の地盤は十分な支持力を有する。

[御深井丸遺構面の支持力について]

御深井丸の遺構面表土のN値7程度のローム混じり砂である。碎石養生の根入れが0.6mあるものとして、基礎指針により地盤支持力を算定した。国土交通省告示の極限支持力式より、

$$q_u = i_c \cdot \alpha \cdot C \cdot N_c + i_y \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_y + i_q \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q = 233.9 \text{ kN/m}^2$$

ここに、 $\alpha = 1.0$ (連続)、 $\beta = 0.5$ (連続)、

$\gamma_1 = 18 \text{ kN/m}^3$ 、 $\gamma_2 = 19 \text{ kN/m}^3$ 、平均N値=7、粘着力C=0kN/m²

内部摩擦角 $\phi = \sqrt{(20 \times 7) + 15} = 26.8^\circ$ より、 $N_c = 23.8$ 、 $N_y = 9.4$ 、 $N_q = 13.1$ 、

B = 1.0mと仮定、荷重傾斜による補正 $i_c = i_y = i_q = 1$ 、 $D_f = 0.6 \text{ m}$

中期支持力は $q_u/2$ なので、

$$233.9/2 = 116.9 \text{ kN/m}^2 > 104.6 \text{ kN/m}^2$$

よって、鉛直荷重に対して遺構面の地盤は十分な支持力を有する。

[名城公園地盤の支持力について]

名城公園の表土のN値は御深井丸と同等程度の7と仮定した。基礎指針により地盤支持力を算定した。国土交通省告示の極限支持力式より、

$$q_u = i_c \cdot \alpha \cdot C \cdot N_c + i_y \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_y + i_q \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q = 145.8 \text{ kN/m}^2$$

ここに、 $\alpha = 1.0$ (連続)、 $\beta = 0.5$ (連続)、

$\gamma_1 = 18 \text{ kN/m}^3$ 、平均N値=7、粘着力C=0kN/m²

内部摩擦角 $\phi = \sqrt{(20 \times 7) + 15} = 26.8^\circ$ より、 $N_c = 23.8$ 、 $N_y = 9.4$ 、 $N_q = 13.1$ 、

B = 1.0mと仮定、荷重傾斜による補正 $i_c = i_y = i_q = 1$ 、 $D_f = 0.0 \text{ m}$

中期支持力は $q_u/2$ なので、

$$145.8/2 = 72.9 \text{ kN/m}^2 > 60.4 \text{ kN/m}^2$$

よって、鉛直荷重に対して遺構面の地盤は十分な支持力を有する。

3) 結論

ボトルユニットによる外堀養生と仮設栈橋・構台の設置による遺構面、石垣への影響が極めて軽微なことが確認できた。また、地盤の支持力についても問題がないことを確認できたので、重機や仮設構台等の仮設物の設置にあたり、外堀遺構の養生としてボトルユニットを外堀に沈める対策を講じて現天守閣解体工事のための工事車両通路を整備するものとする。工事期間中は石垣のモニタリングを行うものとする。モニタリングは有識者に意見を伺い、具体的な計画を策定する。基本として石垣変動のバイオリズムを事前把握の上、石垣変状の管理値とする。また、割れている築石や孕み部分は計測対象として監視する。仮設構築物設置による影響を最も受ける部分（軽量盛土下部、軽量盛土上部）にも計測点を設けて監視する。

なお、石垣モニタリングを実施するにあたり、事前に管理値を設定し、孕み出し等、変状が発生した場合には大型土のうによる押さえ込み等、必要な対策についても想定しておき、常時対応できる体制を整えておくものとする。

3 現天守閣解体に伴う天守台石垣への影響と対策

3-4 石垣と遺構面のモニタリング

解体工事による石垣や遺構への影響を確認するために、工事期間中はモニタリングを行いながら監視するものとする。

(1) 石垣の定点測量によるモニタリング

石垣面にターゲットを貼り、3次元レーザによる定点測量を実施する。工事影響の確認のための計測として、天守台石垣と御深井丸外堀側の石垣を計測の中心に、既に孕み及びひび割れがあるところについても計測点として追加し、計測の対象とする。測量点、測量頻度については有識者に意見を伺い策定する。

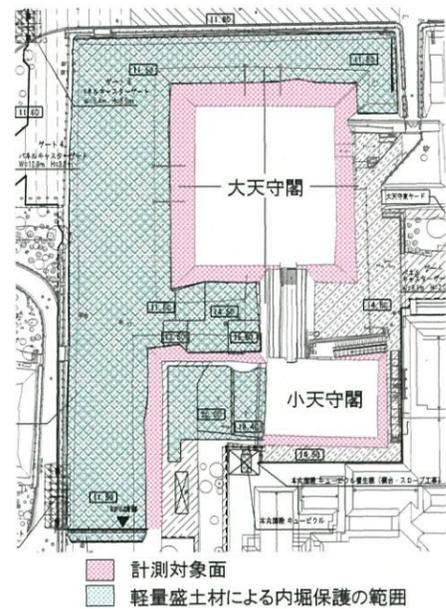


図3-4-1 天守台石垣測量点(草案)

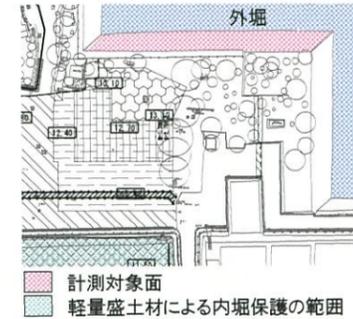


図3-4-2 外堀石垣測量点(草案)



図3-4-3 測量点のターゲットの例



図3-4-4 使用機材
トータルステーション

(2) 軽量盛土による内堀保護部分の沈下計測

内堀保護工事として碎石、軽量盛土材により埋め戻した部分の沈下計測を行う。計測は周辺地盤との摩擦縁切りするため、二重管方式の沈下計測棒を1計測点につき①内堀底、②軽量盛土下面、③軽量盛土上面の3深度に設置し、レベル測定器で計測することで、埋戻して計測ができない石垣への影響確認として解析値と照らし合わせて総合的な判断材料とする。計測位置、計測頻度については有識者に意見を伺い策定する。

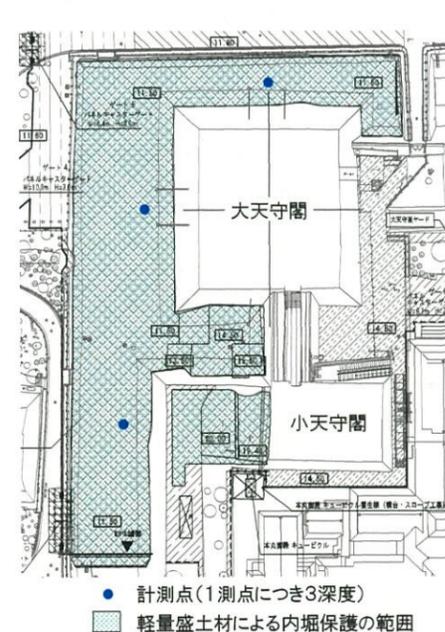


図3-4-5 天守台石垣測量点(草案)

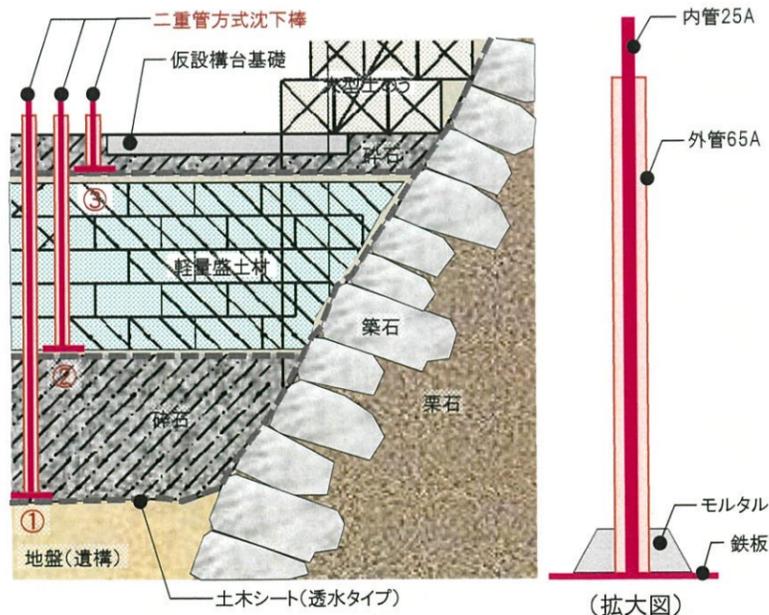


図3-4-6 二重管方式沈下計測棒のイメージ

(3) 穴蔵石垣における振動計測

解体工事期間中は大天守台、小天守台それぞれの穴蔵石垣、工事車両通行の影響を受ける鶴の首等において、振動の常時計測を行い、振動レベルが管理値内であることを確認しながら工事を進める。また、振動計には表示板を設置し常に振動レベルを目視確認できるようにする。

振動計の設置位置については有識者に意見を伺い策定する。



図3-4-7日 振動レベル計



図3-4-8 振動レベル表示板の例