

令和 4 年度第 1 回石垣復旧専門部会
丸亀城崩落メカニズム解析報告書(案)

令和 5 年 2 月

丸亀市教育部文化財保存活用課
鹿島建設株式会社 四国支店

目次

1. はじめに（目的）	1
1.1. 丸亀城崩落事象	1
1.2. 崩落した丸亀城跡の地形・地質	2
1.3. 崩落した南西角部の地質の特徴	4
1.4. 石垣崩落時の降雨状況	6
1.5. 各調査・試験・解析の位置付け	7
2. 調査・試験で分かったこと	10
2.1. 丸亀城の特徴・遺構	10
2.2. 地盤調査結果から得られた情報	13
2.3. 室内試験結果から得られた情報	15
2.4. 掘削工事中に得られた情報	16
2.5. 過去の動態観測結果から得られた情報	23
3. 3次元浸透流解析検討結果	31
3.1. 丸亀城全域を対象とした3次元浸透流解析の概要	31
3.2. 水位観測記録	31
3.3. 3次元地質構造モデルの構築および解析メッシュ作成	32
3.4. 盛土の現場透水試験結果	38
3.5. 定常解析による初期水位の設定	39
3.6. 非定常解析結果（非定常解析による降雨時の地下水位変化）	40
4. 降雨時の3次元解析水位分布図	41
5. 帯曲輪石垣南面の崩落再現解析検討結果	44
5.1. 解析の目的	44
5.2. 検討条件	44
5.3. 検討結果	48
6. 2次元安定解析電算アウトプット	50
7. 帯曲輪石垣南西角部の崩壊再現解析検討結果	51
7.1. 解析の目的	51
7.2. 解析対象となる帯曲輪石垣西面の変位計測結果	51
7.3. 解析条件と解析モデル	52
7.4. 解析結果	55
8. 2次元FEM弾塑性解析結果図（変形図・塑性領域分布図）	56
9. 三の丸石垣の崩落再現解析検討結果	61
9.1. 解析の目的	61

9.2.	帯曲輪石垣の崩落形状	61
9.3.	解析 STEP	61
9.4.	検討条件	62
9.5.	検討結果	65
10.	3次元円弧すべり電算アウトプット	68
11.	丸亀城石垣崩落メカニズムの整理	69
11.1.	帯曲輪南面石垣の崩落メカニズム	69
11.2.	南西角部の崩落メカニズム	71
11.3.	崩落メカニズムを受けた課題	74

1. はじめに（目的）

本報告書は、平成 30 年に発生した、丸亀城の石垣崩落メカニズムを報告するものである。丸亀城の石垣は平成 30 年 7 月 7 日に帯曲輪石垣の南面が崩落し、同年 10 月 8 日に帯曲輪石垣の南西角部、その翌日の 10 月 9 日に三の丸坤櫓跡を含む南西角部の石垣が崩落した。本報告書は、これら 3 つの崩落に対して、そのメカニズムを推定したものである。推定したメカニズムを石垣の復旧設計に反映することで、崩落原因に対してより強靱な石垣とすることを目的とする。

1.1. 丸亀城崩落事象

図 1-1 に示す通り、今回対象とする丸亀城の石垣崩落事象は 3 つある。図 1-2 にそれぞれの崩落状況を示す。

- ①平成 30 年 7 月 7 日に帯曲輪の南面石垣が崩落したもの（図 1-2（a））
- ②平成 30 年 10 月 8 日に帯曲輪の南西角部石垣が崩落したもの（図 1-2（b））
- ③平成 30 年 10 月 9 日に三の丸坤櫓跡を含む南西角部石垣が崩落したもの（図 1-2（c））

このうち、①と②、③は発生時期が 3 か月ずれていることもあり、①の崩壊に連動して②、③の崩壊が発生したとは考えにくい。従って、①と②、③の崩落は別々の事象と考えるものとした。また、①と③については、石垣の高さ方向の配列がある程度残ったまま崩落しているため、その崩落形態はすべりによるものと想定される。②に関しては、上部の石垣程遠く離れた位置に飛んでいることや、帯曲輪石垣前面に配置されていた大型土嚢に覆いかぶさるように石垣が崩落していたことから、その崩壊形態は転倒と想定される。

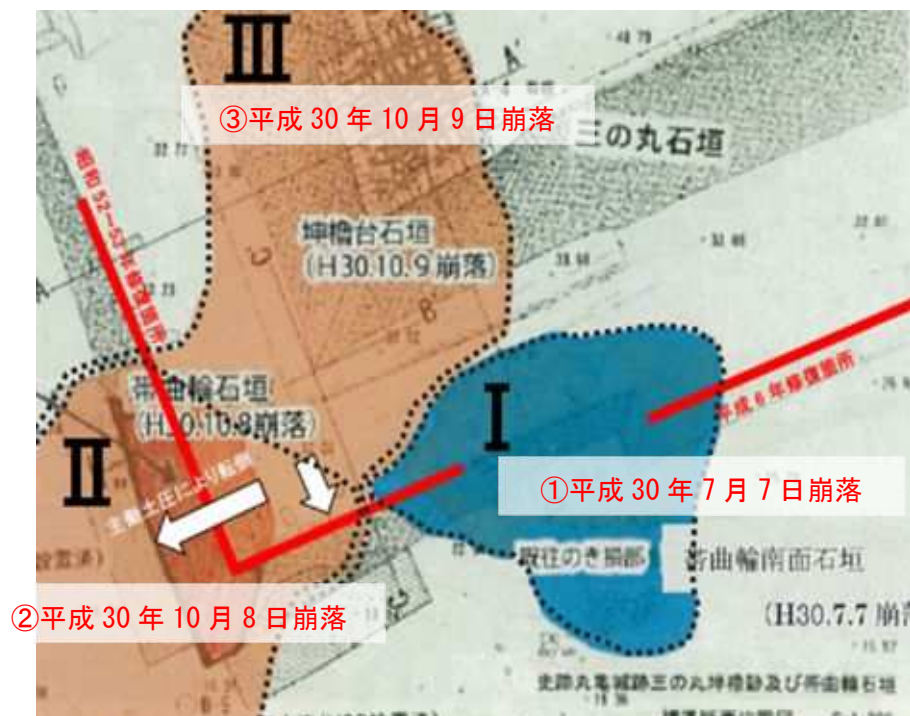


図 1-1 平成 30 年の丸亀城における石垣崩落事象



(a) 帯曲輪南面の崩落状況



(b) 帯曲輪南西角部の崩落状況



(c) 三の丸坤櫓櫓跡の崩落状況

図 1-2 丸亀城の石垣崩落状況

1.2. 崩落した丸亀城跡の地形・地質

丸亀城の崩落メカニズム解析を実施するにあたり、事前に地質調査を実施した。以下に実施した地質調査結果をまとめた「丸亀城石垣崩落復旧に伴う地質調査業務委託報告書 令和2年3月 鹿島建設株式会社」の一部を以下に転記する。

「丸亀城跡は香川県中央部の丸亀平野にあり、平野ほぼ中央の北寄りに位置し、北の瀬戸内海まで約1.5kmの距離にある。丸亀平野は、地形的には第四紀に土器川水系により形成された扇状地が主要部分を占め、扇状地北側には幅3～5kmの三角州、海岸平野が広がり、幅1kmの人工埋立地を経て、瀬戸内海に至る。史跡丸亀城跡は地形的には海岸平野の中に東の青ノ山等と同様に、沖積作用により取り残された残丘に築城された城跡である。残丘は亀山と呼ばれ、高さ60mで約500mの円錐状の小規模な丘陵

である。地質的には図 1-3 に示すように、亀山は中生代白亜紀の領家花崗岩類と新生代新第三紀中新世の讃岐層群からなる。図 1-3 では、領家花崗岩類は中粒ないし粗粒花崗岩（花崗閃緑岩および黒雲母花崗岩）が、讃岐層群は讃岐岩質安山岩（熔岩）が示されている。」

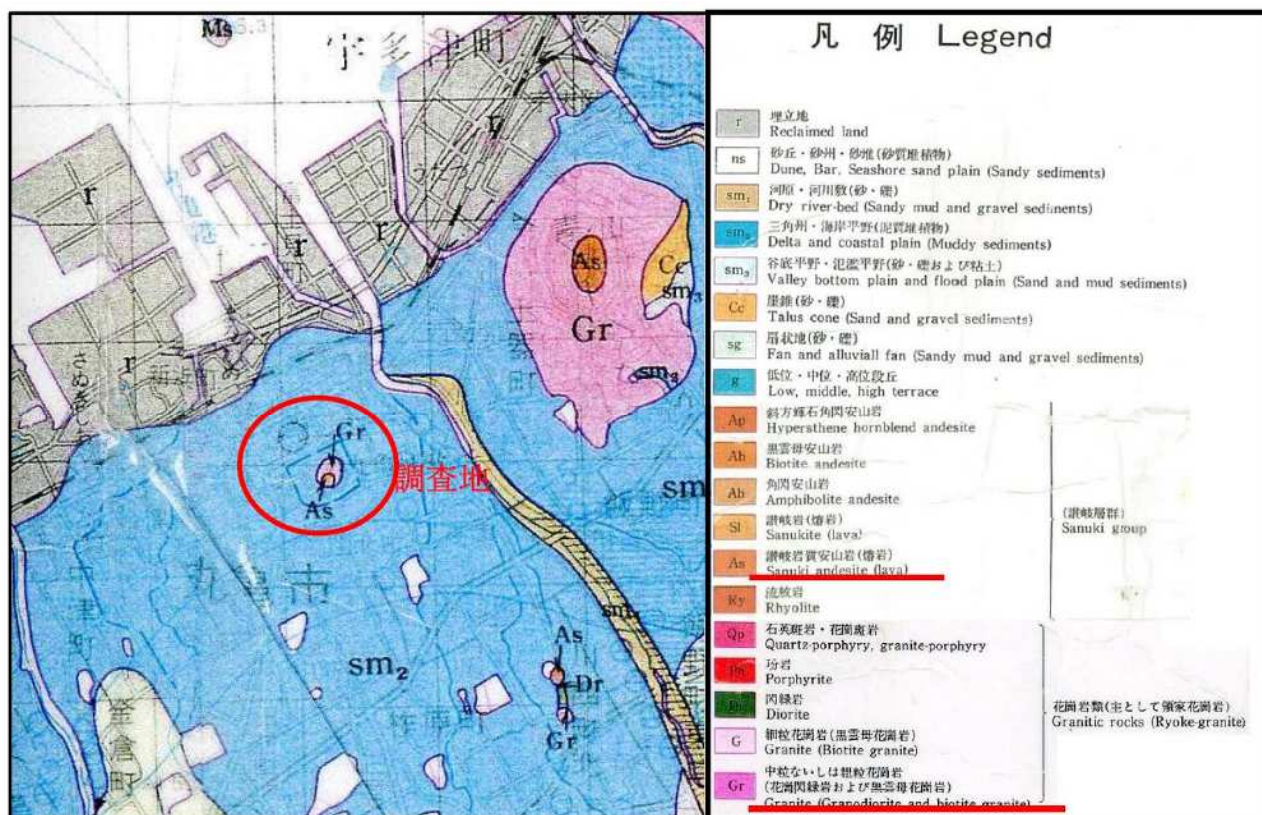


図 1-3 調査地周辺の地質図

(土地保全図 (自然環境条件図) 香川県 平成元年発行 国土庁土地局より引用)

1.3. 崩落した南西角部の地質の特徴

丸亀城の崩落した南西角部の地質は崩落前に実施した「史跡丸亀城三の丸・帯曲輪内ボーリング調査業務委託報告書 平成 29 年 2 月」と崩落後に実施した「丸亀城石垣崩落復旧に伴う地質調査業務委託報告書 令和 2 年 3 月 鹿島建設株式会社」から以下の特徴が確認された。

- ・ 南西角部の基盤岩は安山岩と花崗岩の 2 種類が入り混じっている（図1-4、図1-5）
- ・ 南西角部の角部、南側は沢地形のようになっており、水が集まりやすくなっている（図1-6）

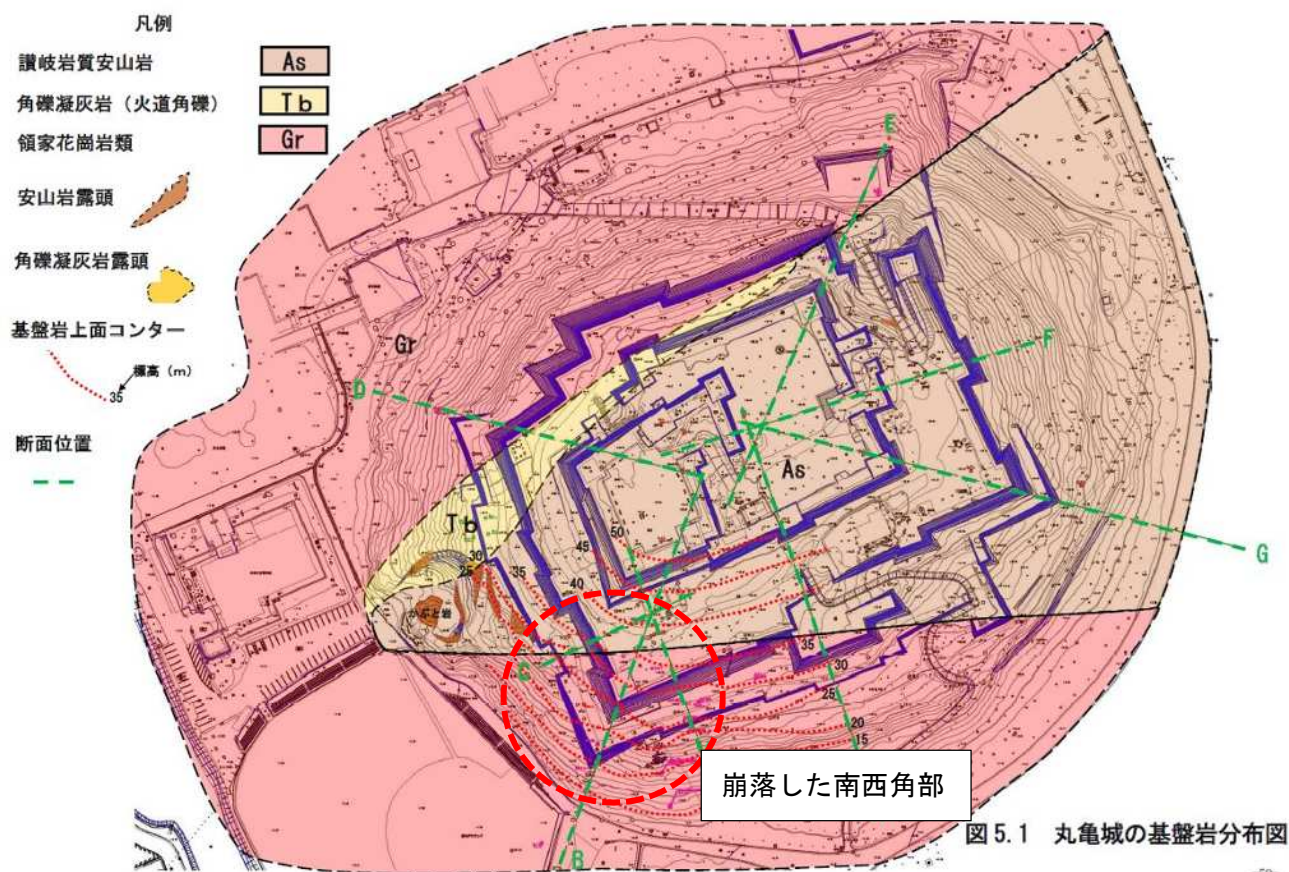


図 1-4 調査地の基盤岩の分布と被覆層
（報告書内の図に一部加筆）

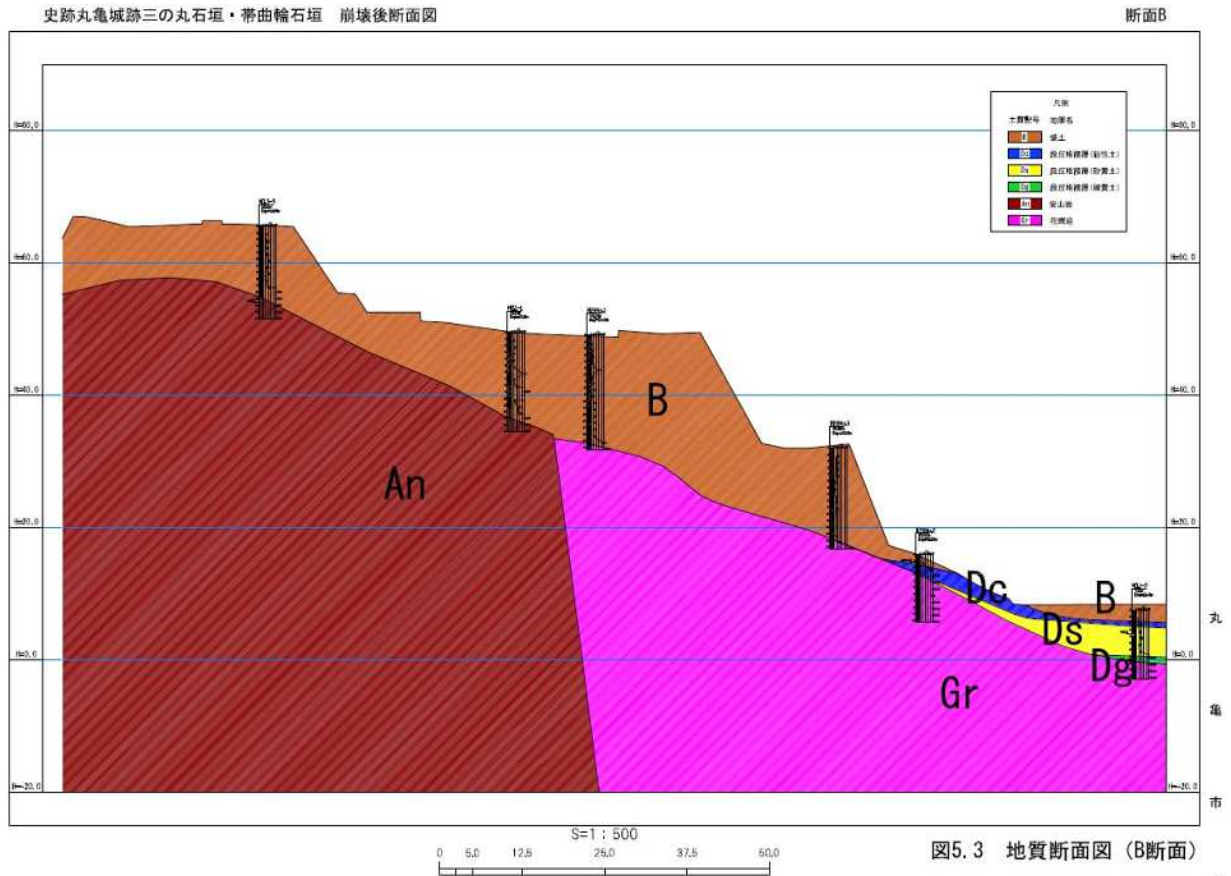
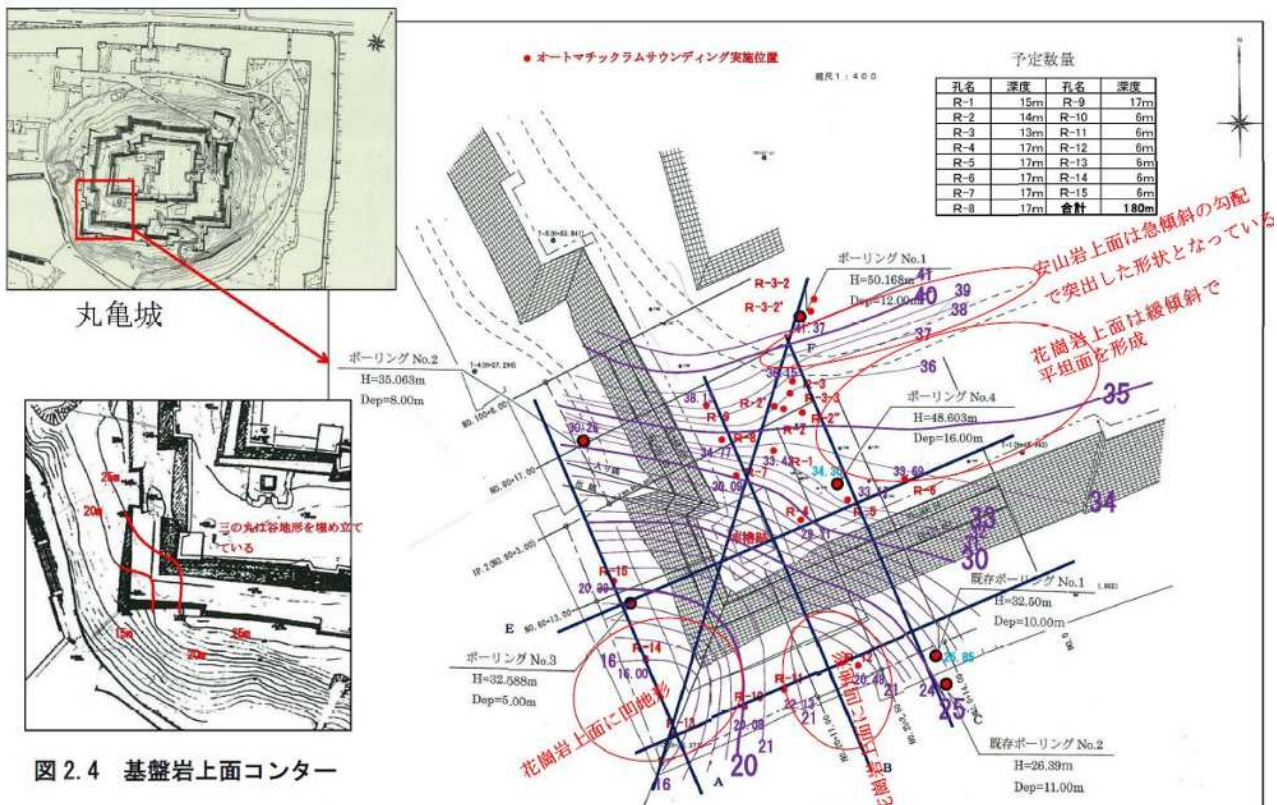


図 1-5 土層断面図 (南西角部 B断面)



1.4. 石垣崩落時の降雨状況

図 1-7 に石垣崩落時の降雨状況を示す。7 月 7 日の帯曲輪南面石垣の崩落時には、7 月 4 日～7 月 7 日にかけて 400mm 程度の雨が降っている。10 月 8 日、9 日の南西角部石垣の崩落時には、1 週間程前の 9 月 30 日に 131.5mm/日、10 月 5 日に 5.5mm/日程度の降雨が記録されている。なお、図 1-8 に示す気象庁震度データベース検索によれば、平成 30 年 7 月～10 月の間に丸亀市で震度 1 以上を記録する地震は発生しておらず、石垣崩落の誘因は降雨と想定される。

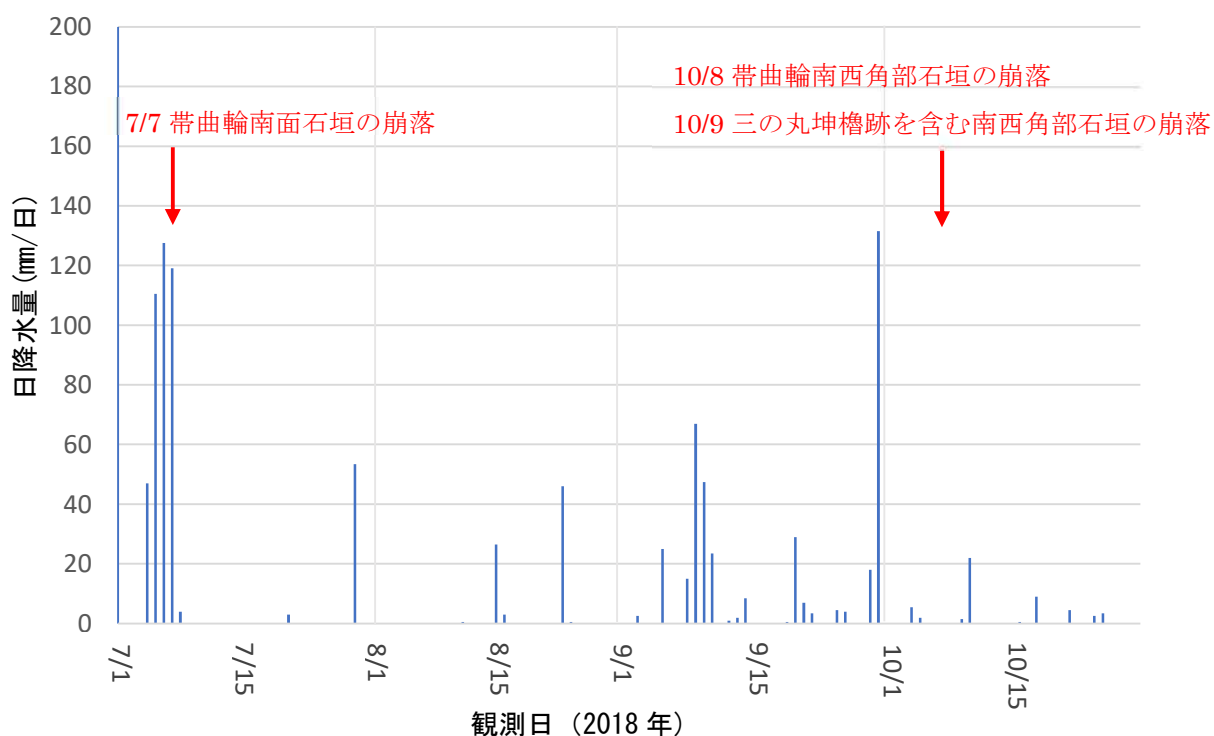


図 1-7 石垣崩落前の降雨状況（気象庁 多度津観測所）

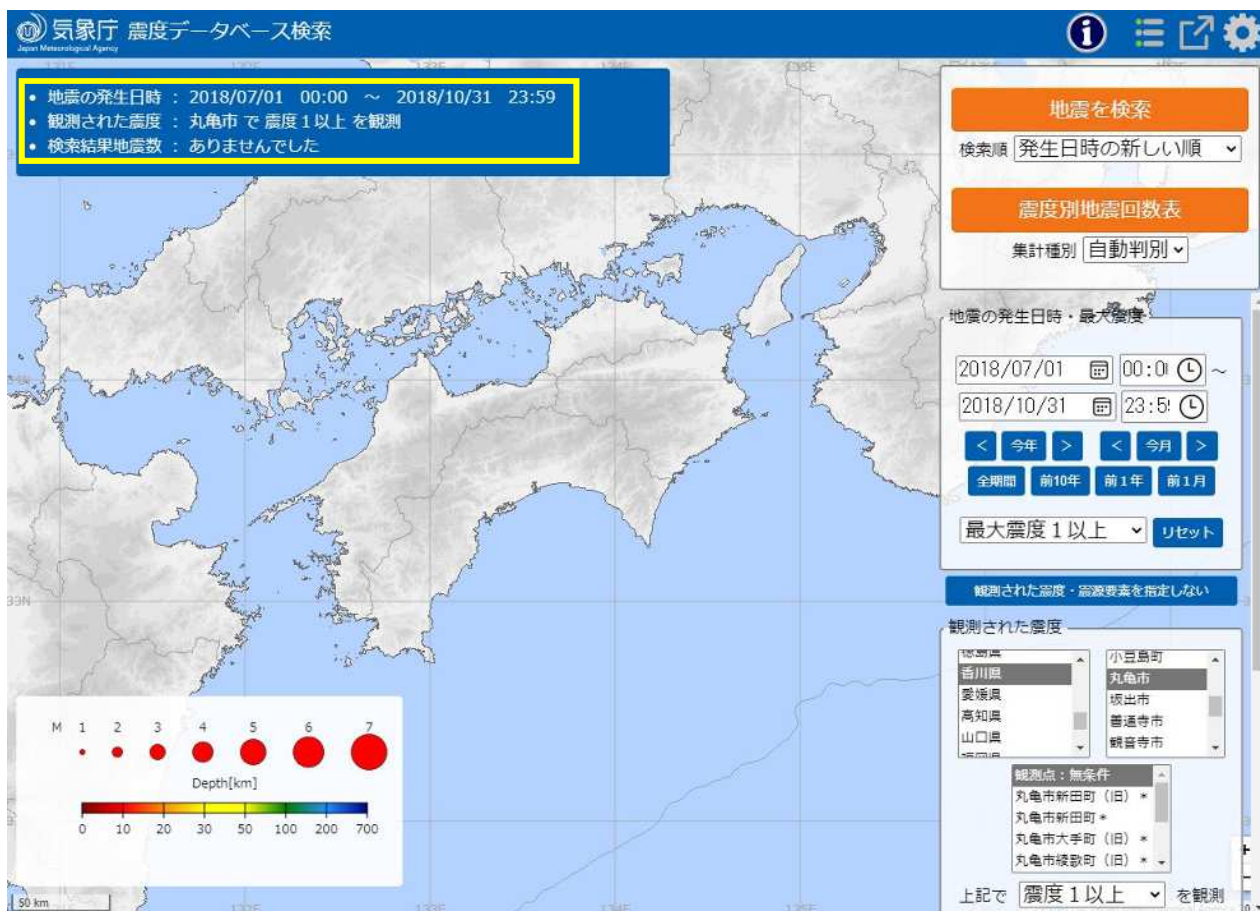


図 1-8 平成 30 年 7 月から 10 月に丸亀市で観測された震度 1 以上の地震記録
(気象庁 震度データベース検索)

1.5. 各調査・試験・解析の位置付け

崩落メカニズムを解明する上で、種々の調査・試験・解析を実施したため、それらの位置づけをここに整理する。

崩落メカニズムを解明する上で、崩落前の石垣構造や、背面盛土の性状の把握が重要となる。「2. 調査・試験で分かったこと」では、地盤調査や室内試験から得られた情報について整理した。また、掘削工事中に出現した遺構や、過去の石垣の動態観測結果などについても整理した。

「3. 3次元浸透流解析検討結果」、「4. 降雨時の3次元解析水位分布図」では、上述の通り、降雨が石垣崩落の誘因と想定されることから、丸亀城全域をモデル化し、3次元浸透流解析によりどの方向に水が集まりやすいか検証した。また、同解析に対し盛土の室内試験から得られた透水係数を適用し、降雨の際に盛土内の水位がどの程度上昇するか確認した。

「5. 帯曲輪石垣南面の崩落再現解析検討結果」、「6. 2次元安定解析電算アウトプット」では、帯曲輪石垣南面に対して降雨の作用を想定し、崩落事象が再現可能か検討した。実際の崩落形状から推定したすべり面に対し、水圧が作用した場合と、水位上昇による浮力が作用した場合の2ケースの安定検討を実施した。

「7. 帯曲輪石垣南西角部の崩落再現解析検討結果」、「8. 2次元FEM弾塑性解析結果図(変形図・塑性領域分布図)」では、動態観測記録や実際の崩落形態から、石垣が前面に倒れこむ転倒モードで崩落し

たとえられる帯曲輪南西角部の石垣について、解析でこの転倒モードを再現できるか検討した。過去の降雨による水圧の繰り返し作用を外力とし、二次元弾塑性解析により検討した。

「9. 三の丸石垣の崩落再現解析検討結果」、「10. 3次元円弧すべり電算アウトプット」では、室内試験にて得られた盛土物性を適用し、三の丸石垣の崩落事象を再現できるか検討した。すなわち、3次元すべりの検討を実施し、帯曲輪石垣の崩落前は安定し、帯曲輪石垣の崩落後は不安定な結果が得られるか検討した。

「11. 丸亀城石垣崩落メカニズムの整理」では、各章で整理した調査結果・試験結果・解析結果を総合的に判断し、丸亀城の石垣崩落メカニズムについて整理した。

なお、三の丸地中部の石垣には、図1-9に示す通り石垣前面に根固め石垣の存在が確認されている。帯曲輪の主働崩壊に対して、

- ・根固め石垣は、盛土の主働崩壊角の範囲に入らないこと
- ・根固め石垣を考慮した場合の重量は、考慮しない場合と比べて5.0%程度しか変わらないことから、メカニズム解明に対してその影響は小さいと判断し、解析モデル上は無視することとした。

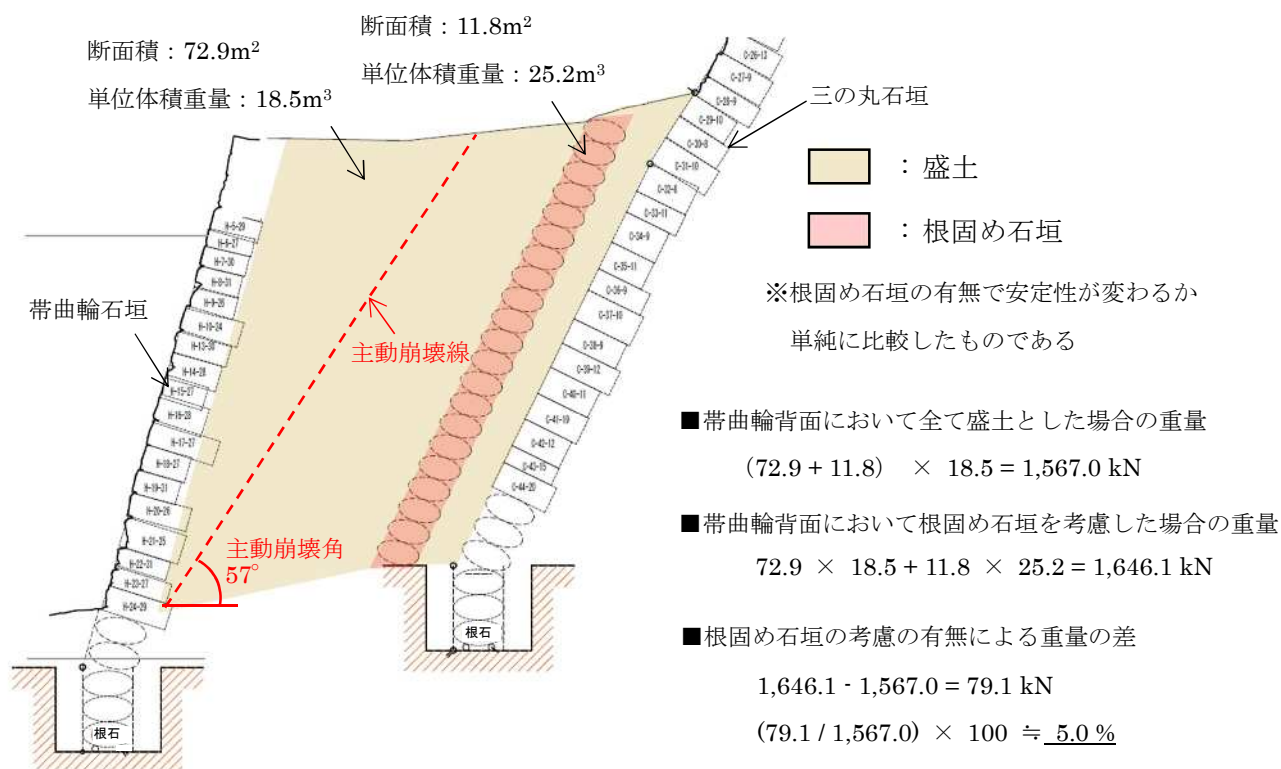


図 1-9 根固め石垣の考慮の有無による帯曲輪背面地盤の重量の差

【参考】根固め石垣のモデル化の有無による全体安定結果の比較

帯曲輪崩壊後の南西角部の二次元断面をモデル化し、根固め石垣をモデル化した場合としない場合の安定検討結果を比較した。

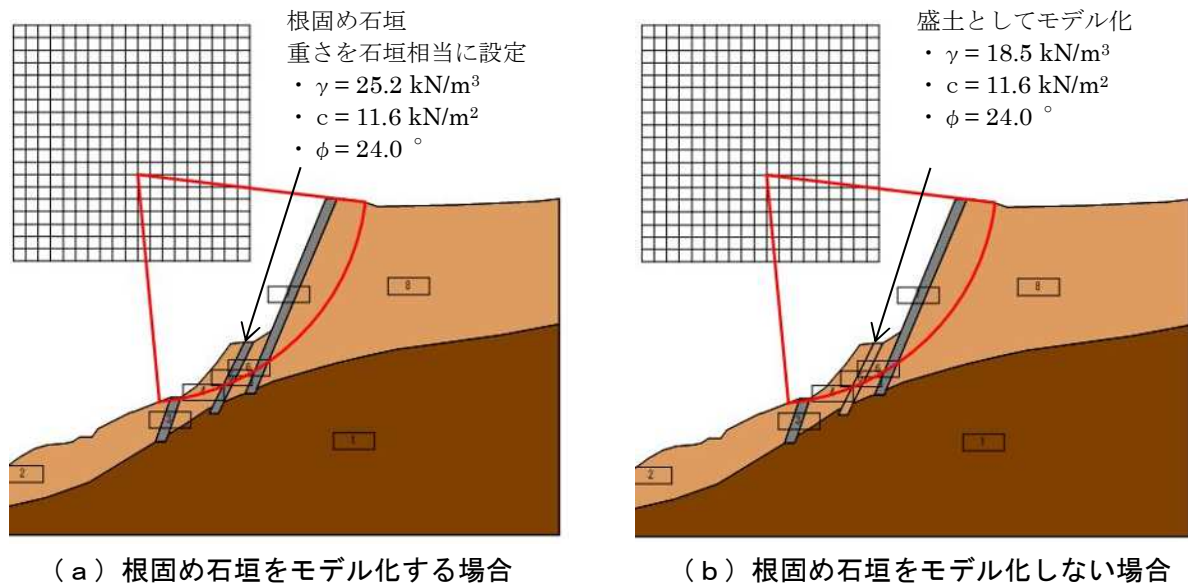


図 1-10 根固め石垣のモデル化の有無

表 1-1 根固め石垣のモデル化の有無による全体安定結果の比較

モデル	抵抗モーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	起動モーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	安全率
(a) 根固め石垣あり	33,101.6	49,059.0	0.675
(b) 根固め石垣なし	32,668.2	48,582.4	0.672

表 1-1 に示す通り、根固め石垣をモデル化した場合、モデル化しない場合と比べて抵抗モーメント、起動モーメントともに 1%程度増え、安全率は 0.003 上昇する。軽微な影響であり、全体安定の観点からも、メカニズム解明に対してその影響は小さいと判断した。

メカニズム解明上は無視することとしたが、三の丸石垣の築城時において、根固め石垣の重量は三の丸石垣が前面に動き出す挙動（滑動）を押える役割を担っていたと推測される。

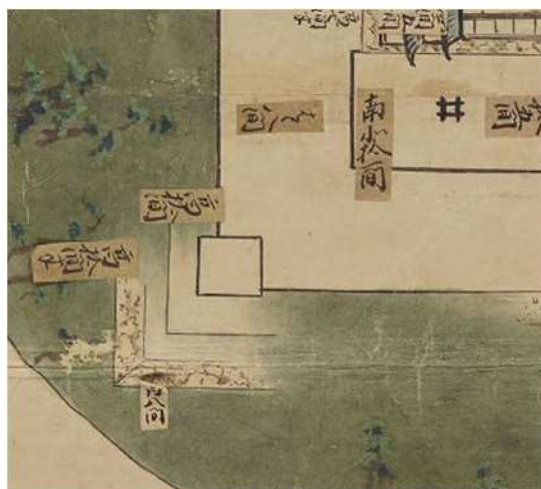
2. 調査・試験で分かったこと

2.1. 丸亀城の特徴・遺構

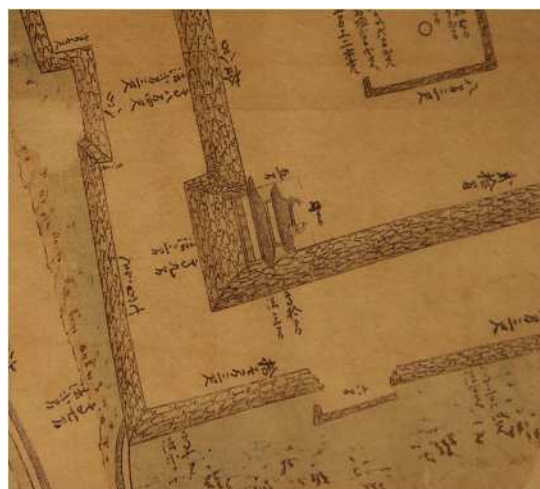
(1) 丸亀城南西部石垣の概要

崩落個所である丸亀城南西部石垣（三の丸坤櫓跡石垣、帯曲輪石垣）は、資料から正保2年(1645)には帯曲輪石垣が完成し、三の丸坤櫓跡石垣は未完成であること、万治元年(1658)頃までには完成していることが確認できる。一方でその完成までの間に破損を示す文書が残る。慶安2年(1649)に幕府から山崎氏に宛てた書状に、「圓亀之城三丸坤之角石垣破損付而同所之櫓ろ石垣築直之櫓立候事」との一文が確認される。書状の内容は、破損した丸亀城三の丸坤櫓跡石垣と櫓の修復、及びその他の石垣の普請や堀浚え等に対する幕府からの許可であり、正保2年(1645)に未完成であった三の丸坤櫓跡石垣は、5年後の慶安2年(1649)以前には破損していることとなる。構築途中での破損か完成を経ての破損か、また破損の原因や規模は明確でないが、三の丸坤櫓跡石垣は平成30年度の崩落以前に破損履歴のある石垣といえる。また、帯曲輪石垣についても、石垣の空隙やはらみ出し、天端部分の沈下等が顕著となったことにより昭和52年(1977)より2ヵ年で解体修理を行っている。

丸亀城南西部に所在する三の丸坤櫓跡石垣と帯曲輪石垣はともに修理履歴があり、崩落する以前においても石垣の空隙や天端部分の沈下等の変形が生じていた。崩落の大きな要因は豪雨によるものであるが、それに加え、歴史的にみても丸亀城南西部には石垣に変形を生じさせる何らかの要因があるものと考えられる。



南西部石垣



南西部石垣（山崎時代の丸亀城郭絵図）

（正保城絵図：国立公文書館蔵）

図 2-1 丸亀城南西部石垣の概要

(2) 石垣の高さ

図 2-2 に丸亀城の各隅部の石垣高さを示す。崩落した南西角部の石垣は、帯曲輪石垣で高さ約 18m、帯曲輪下端から三の丸石垣上端までで高さ約 30m であり、他の隅部と比べて最も石垣が高い。一般的に、石垣や盛土はその高さが大きいほど不安定であり、丸亀城において南西角部の石垣は他の箇所と比較し不安定になりやすいことが分かった。

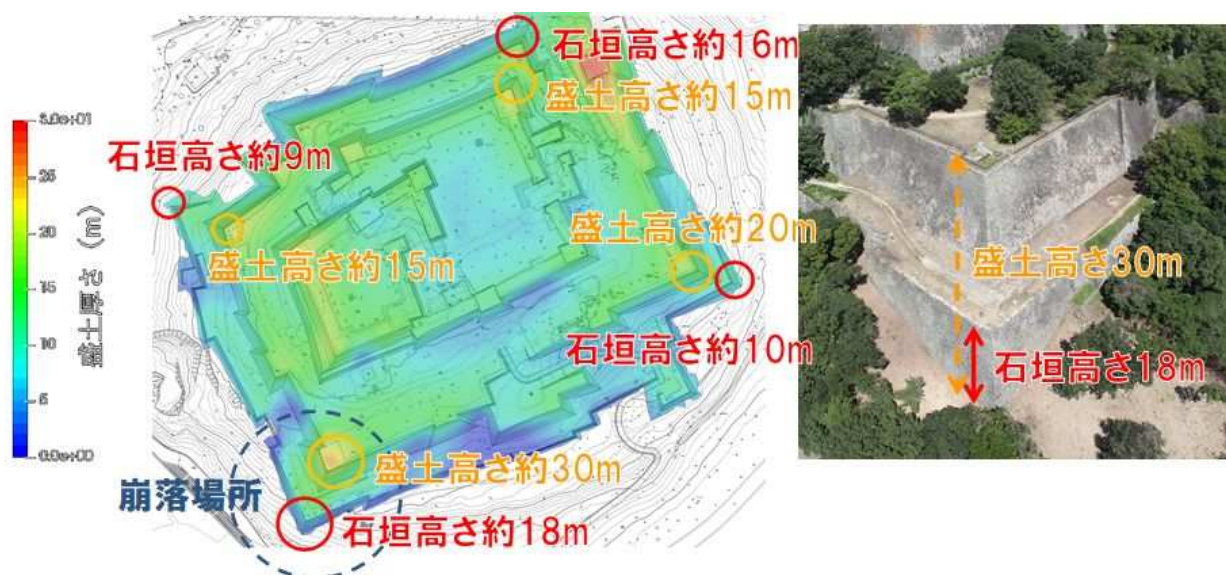


図 2-2 丸亀城における石垣高さ

(3) 排水に関する遺構

南西角部の石垣の地盤レベルにおいて、図 2-3 に示す排水の遺構が発見されている。築城時から雨水が集まることを考慮していたことが推測される。

また、図 2-4 に帯曲輪南面付近で発見された遺構について示す。埋没石垣や、栗石による排水施設と思われる遺構が発見されている。



(a) 排水遺構検出箇所 (南西角部)



(b) 排水遺構検出状況



(c) 排水遺構 (栗石による排水路)

図 2-3 南西角部の排水遺構

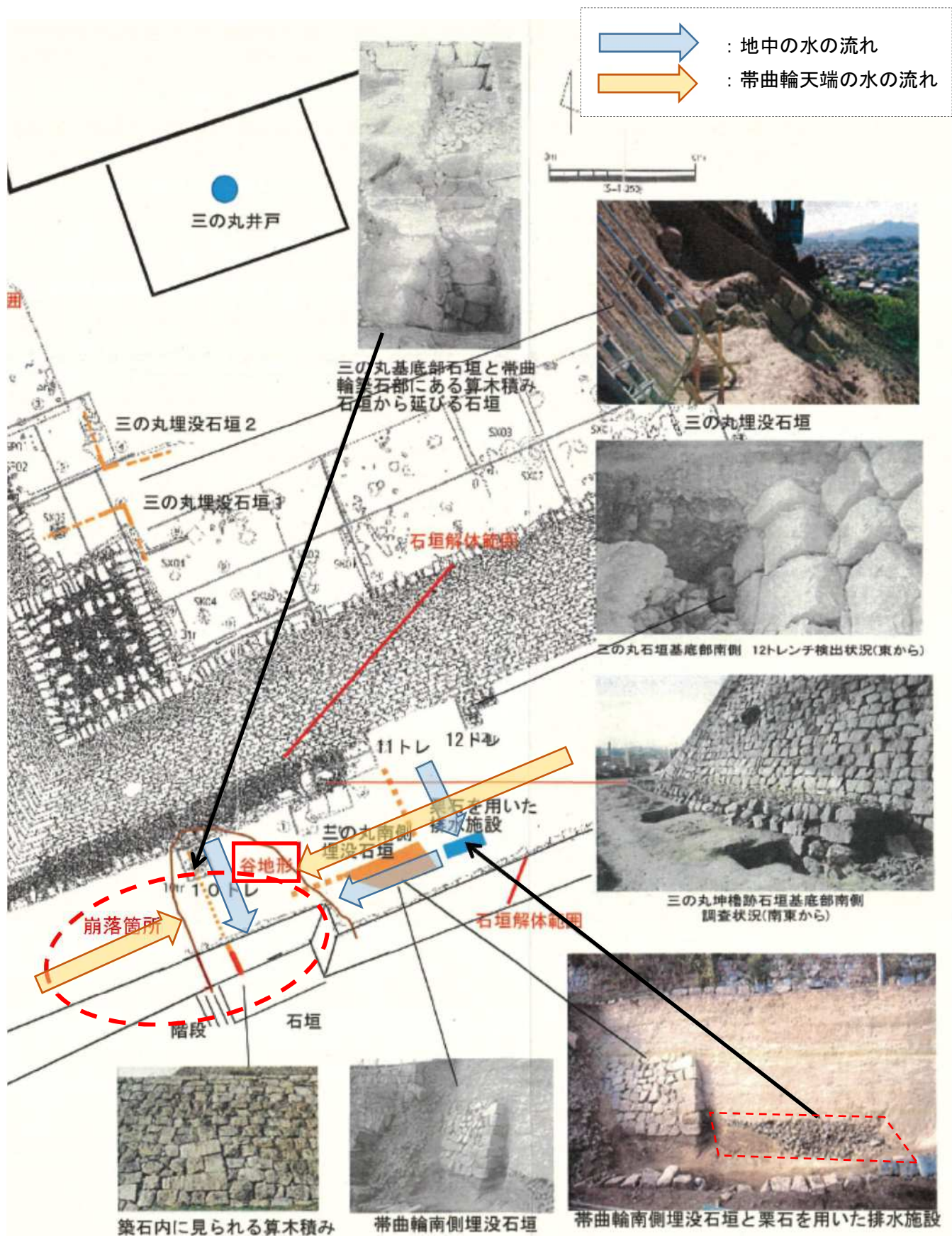


図 2-4 帯曲輪南面付近で発見された遺構

（４）帯曲輪南面の崩落前の状況

帯曲輪南面の崩落箇所のすぐ東側は、平成 6 年に修復工事を実施しており、掘削面に栗石層（排水層）が確認されている。この栗石層はさらに石垣内部に繋がっていると想定され、降雨時には雨水が地形的に下流側（崩落箇所の方）に集まりやすくなっていた。また、三の丸天端に集まる地表面水は石垣外部まで導水され、帯曲輪天端に流れていた。



（a）修復工事で確認された栗石層



（b）三の丸天端の表流水の導水状況

図 2-5 帯曲輪南面の崩落前の状況

2.2. 地盤調査結果から得られた情報

（１）ボーリング調査から推定される地盤構成

図 2-6 に本工事で実施したボーリング調査位置を示す。崩落した箇所は南西角部であるが、3 次元浸透流解析にて丸亀城全域をモデル化する際の地盤構成の把握のために、崩落部以外も調査を実施した。図 2-7 にボーリング調査から推定した丸亀城の地盤構成を示す。丸亀城は、安山岩や風化花崗岩の上に築城されていたことが分かった。

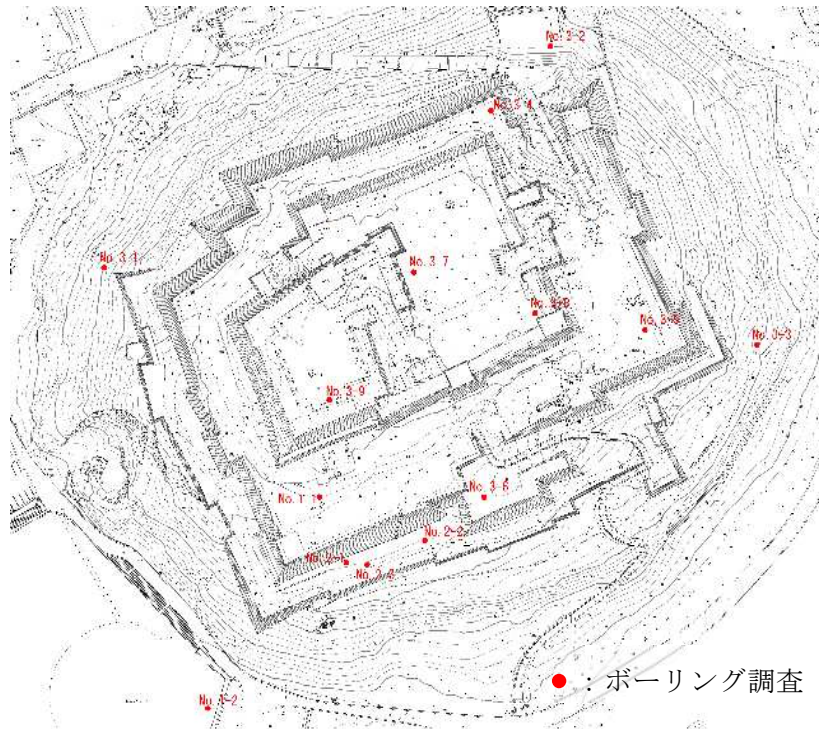
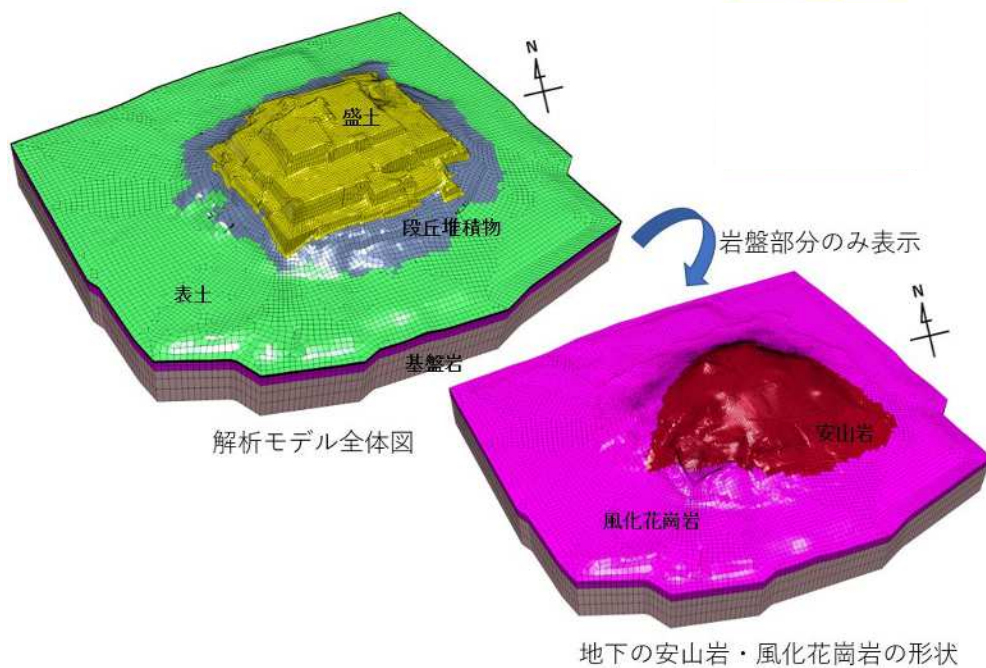


図 2-6 丸亀城全域におけるボーリング調査箇所



盛土	: 丸亀城を築城する際に、人工的に盛った土。
段丘堆積物	: 段丘を形成する堆積土。砂質土主体。
表土	: 地表面を成す土。一般に風化が進んでいる。
安山岩	: 基盤岩を成す安山岩。
風化花崗岩	: 基盤岩を成す花崗岩のうち、風化部分。

図 2-7 ボーリング調査から推定した丸亀城の土層構成

2.3. 室内試験結果から得られた情報

(1) 現場透水試験から得られた情報

表 2-1 に丸亀城の現場透水試験結果、図 2-8 に透水度判定における透水係数の概略値を示す。現場透水試験から得られた丸亀城の盛土の透水係数は、 $1.92 \times 10^{-8} \sim 2.45 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ であり、透水度の判定としては、「低い～実質上不透水層」に該当することが分かった。

表 2-1 透水試験結果一覧（丸亀城石垣崩落復旧に伴う地質調査業務委託業務報告書、令和 2 年 3 月）

孔 名	試験深度 (GL-m)	地 質 名 (試験区間長 m)	N 値	透水係数 (m/sec)	
NO. 1-1	0.85～1.50	礫混り砂質粘土 (0.65)	7	3.02×10^{-08}	盛土
NO. 2-2	3.00～4.00	強風化花崗岩 (1.0)	50 以上	3.12×10^{-07}	
NO. 2-3	1.00～2.00	シルト質砂 (1.0)	8	1.92×10^{-08}	盛土
NO. 2-3	5.00～6.00	強風化花崗岩 (1.0)	50 以上	4.92×10^{-08}	
NO. 3-8	4.50～5.00	礫混りシルト質砂 (0.5)	7	2.45×10^{-05}	盛土

1.92×10^{-8}					2.45×10^{-5}									
10 ⁻⁹ 10 ⁻⁸ 10 ⁻⁷ 10 ⁻⁶ 10 ⁻⁵					10 ⁻⁴ 10 ⁻³ 10 ⁻² 10 ⁻¹ 10 ⁰ 10 ⁺¹ 10 ⁺²									
透 水 性					透水係数 k (cm/s)									
実質上不透水					非常に低い					高 い				
対応する土の種類					微細砂, シルト 砂-シルト-粘土混合土					砂及びれき(礫)				
透水係数を直接 測定する方法					特殊な変水位 透水試験					特殊な変水位 透水試験				
透水係数を間接的 に測定する方法					圧密試験結果から計算					な し				

出典：土質試験の方法と解説 第一回改訂版；(社)地盤工学会

図 2-8 透水度判定における透水係数の概略値

(2) 盛土の三軸試験から得られた情報

崩落した盛土の再構成試料にて、UU 試験と CU 試験を実施した結果を図 2-9 に示す。UU 試験と比べ、CU 試験から得られたせん断強度は粘着力、内部摩擦角ともに低下していることがわかる。CU 試験は試料を飽和させた一方で、UU 試験は飽和させずに実施した。水浸により、盛土の強度低下が生じたものと考えられる。

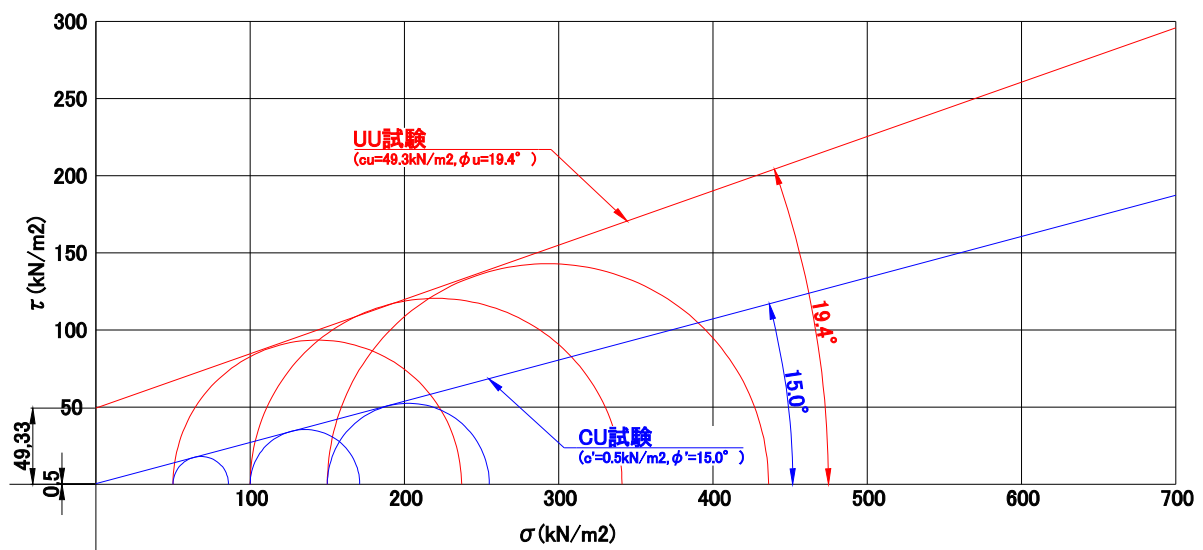


図 2-9 盛土の三軸試験（UU 試験と CU 試験）の比較

2. 4. 掘削工事中に得られた情報

（１）縦方向クラック

三の丸掘削中、縦方向クラックが確認された。応急復旧時には同深度で縦クラックが確認されていた。



(a) 応急対策時発見クラック



(b) 三の丸掘削時発見クラック

図 2-10 掘削工事中に発見されたクラック

（２）盛土内の埋没石垣や栗石の出土

南西角部では、当初予想していなかった埋没石垣が多数発見されている。石材周辺や掘削斜面表面に多くの栗石が発見されている。排水層と思われる栗石（碎石）層のずれも確認された。



図 2-11 掘削工事中に発見した埋没石垣と栗石層

(3) 栗石の目詰まり

掘削工事に伴う目視観察では、栗石層に細粒分が入り込んでいる様子がうかがえる。図 2-13 は、三の丸石垣背面 EL+30.7m 付近（帯曲輪天端より 1m 下がり程度）の栗石層を 75mm 以下に調整して、粒度試験を実施した結果である。細粒分(0.075mm 以下の粒形)が 39.0%含まれていることがわかる。同様に図 2-14 に帯曲輪石垣背面の栗石の粒度試験結果を示す。こちらも細粒分が 46.9%含まれている。築城当時から、降雨等の作用で経年的に細粒分が流れ込んでいたものと想定され、これにより、透水性が低下していたことが想定される。



図 2-12 EL+42.5m の石垣背面栗石の拡大写真

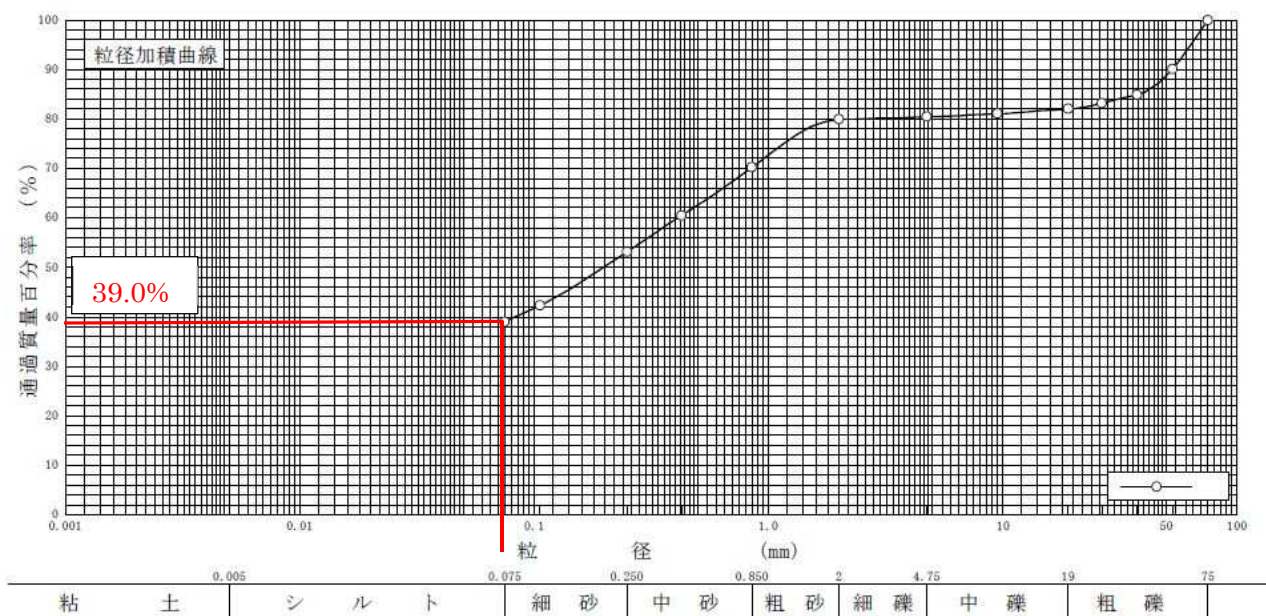


図 2-13 栗石部の粒径加積曲線(三の丸石垣背面 EL+30.7m: 75mm 以下に調整した材料)

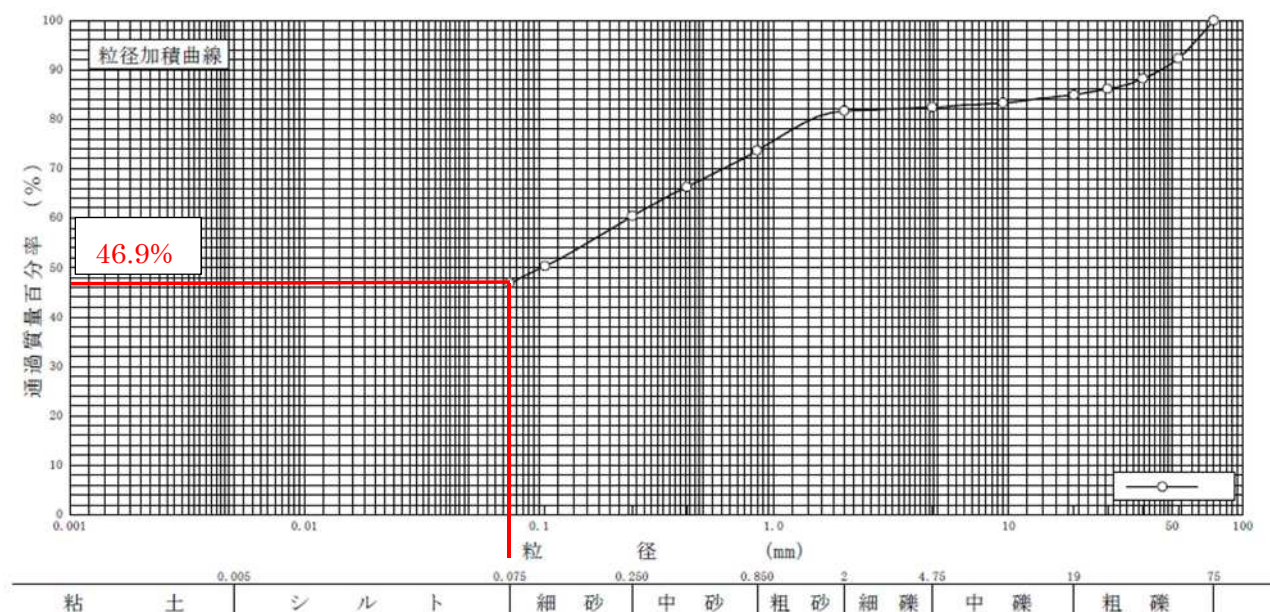


図 2-14 栗石部の粒径加積曲線(帯曲輪西面 EL+31.0m:75mm 以下に調整した材料)

(4) 掘削解体工事から推定される丸亀城石垣の推定断面

図 2-15 に丸亀城石垣の推定断面を示す。三の丸石垣の根石は当初、帯曲輪石垣天端から浅い位置にあると想定されていたが、地山まで延長していることが判明した。また、帯曲輪、三の丸共に、根石は幅 2.5m 程度で 2.0m 程度鉛直に掘りこまれた根切り溝の中に配置されていることが分かった。地中部の三の丸石垣前面には、根固め石垣の存在が確認された。

図 2-16 に帯曲輪石垣の根石付近の状況、図 2-17 に三の丸石垣の根石付近の状況を示す。いずれにおいても、根石の下には胴木と思われる木材（以下胴木とする）が確認された。また、根切溝と根石の間は栗石で充填されていたことが確認された。

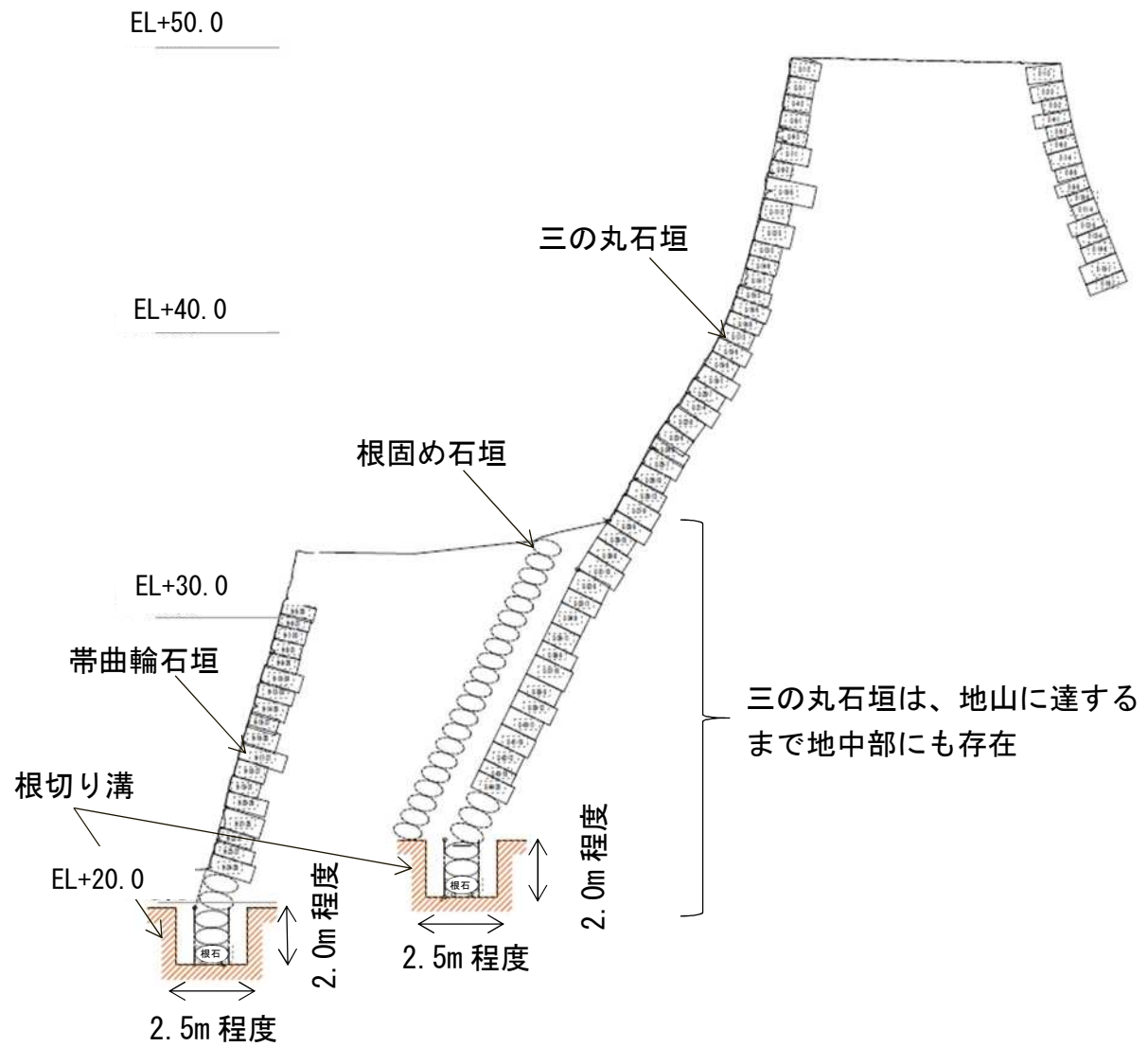


図 2-15 丸亀城石垣の推定断面図



図 2-16 帯曲輪石垣の根石付近の状況



図 2-17 三の丸石垣の根石付近の状況

（５）掘削法面部に出現した軟弱層

埋没石垣周辺の掘削法面上（EL+36.0 付近）に、水を多く含む軟弱な土質が存在した。元々軟弱な盛土材料であった可能性もあるが、埋没石垣の周囲が水みちになっていたことにより、軟弱な土となった可能性もある。



図 2-18 掘削法面上に出現した軟弱層写真（EL+36.0 付近）

（６）盛土と地山の層境界面

帯曲輪石垣の解体工事の掘削法面上に地山が確認された。確認された高さは、地質調査結果から想定された高さよりも 5m ほど高い位置であった。また、この地山をトレンチ掘りし、断面を確認したところ、地山面と盛土層の間には礫質土や有機粘性土があり、地山面は安山岩と風化花崗岩が入り混じった面であることが確認された。



トレンチ掘り位置図



土層断面図

図 2-19 盛土と地山の層境界面

2.5. 過去の動態観測結果から得られた情報

(1) 2006 年 2 月から 2015 年 10 月の石垣の変位量について（9 年 8 か月分）

「株式会社都市景観設計，平成 27 年度史跡丸亀城跡三の丸坤櫓跡石垣修理工事基本設計業務 基本設計報告書，平成 28 年 3 月」を元に作成した石垣の変位量を図 2-20 に示す。なお、三の丸天端および帯曲輪天端は石垣の築石上で変位を測っており、三の丸の下端（地上部）は、根固め石垣の天端で変位を測っている。

- ・全体的に、南西方向の角部に向かって水平変位が生じている（最大 137mm）。
- ・三の丸石垣の天端および下端（地上部）は沈下（66mm および 74mm）しているが、帯曲輪の天端は隆起（37mm）している
- ・三の丸石垣の天端の水平変位に比べ、帯曲輪の天端の水平変位は 1.5～2 倍程度大きい

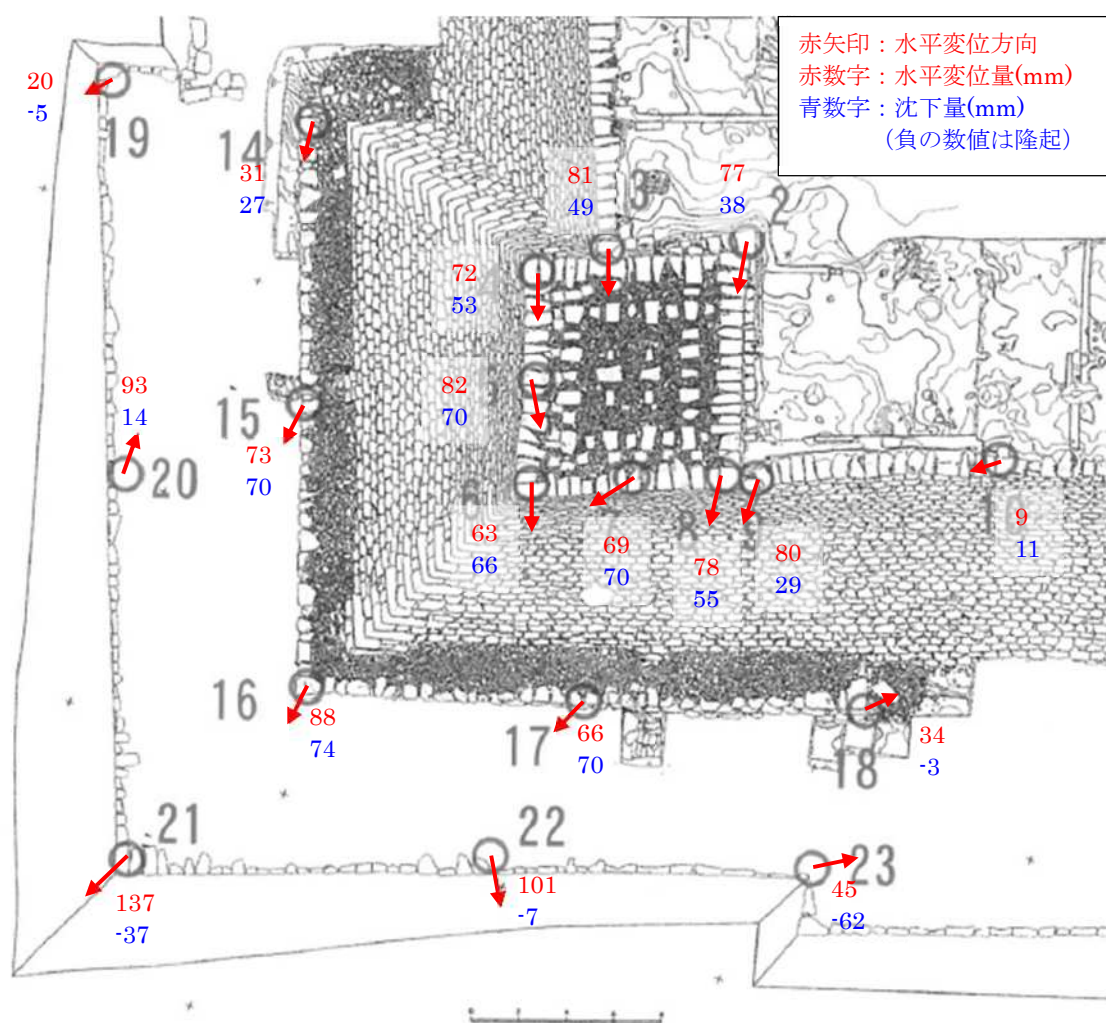


図 2-20 2006 年 2 月から 2015 年 10 月の石垣の変位量

（２）2015 年 10 月から 2018 年 7 月の石垣の変位量について（2 年 9 か月分）

「丸亀市，株式会社四航コンサルタント，史跡丸亀城跡帯曲輪石垣崩落に伴う測量業務委託 測量成果簿，平成 30 年 9 月」を元に作成した石垣の変位量を図 2-21 に示す。なお、図中の変位量は、2015 年 10 月と 2018 年 7 月に行ったレーザー測量結果の、同一点の差分である。

- ・全体的に、南西方向の角部に向かって水平変位が生じている（最大 318mm）。
- ・およそ 3 年間の計測の差分であるが、2006 年～2015 年の期間の変位量よりも 2～3.5 倍程度大きな変位量となっている。
- ・三の丸の天端および下端（地上部）と、帯曲輪天端の角部は概ね同じ水平変位量となっている。
- ・三の丸石垣の天端および下端（地上部）は沈下（318mm および 314mm）しているが、帯曲輪の天端は隆起（29mm）している。

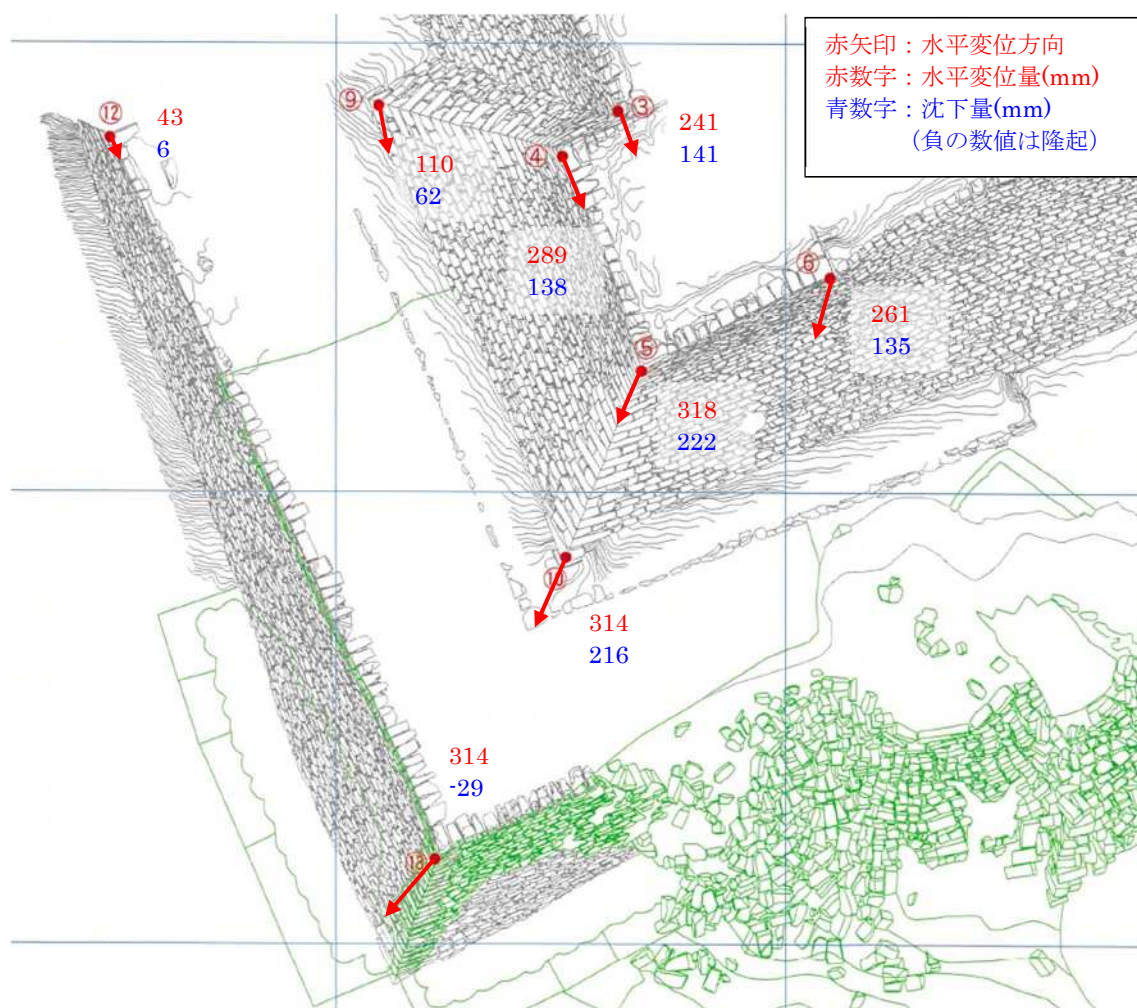


図 2-21 2015 年 10 月から 2018 年 7 月の石垣の変位量

(3) 2016 年 10 月から 2017 年 3 月の帯曲輪石垣の変位量について (5 か月分)

「丸亀市，株式会社スペース設計，史跡丸亀城跡石垣定点観測量業務委託 成果報告書，平成 29 年 3 月」を元に、2016 年 10 月から 2017 年 3 月の帯曲輪石垣の変位量を整理した。この値を表 2-2 に示す。測点の配置は図 2-22 に示す通りであり、実際の設置状況を図 2-23 に示す。

表 2-2 2016 年 10 月から 2017 年 3 月の帯曲輪石垣の変位量

	X座標(mm)	Y座標(mm)	合成変位(mm)
S1	15.0	3.0	15.3
S2	17.0	2.0	17.1
S3	14.0	2.0	14.1
S4	12.0	4.0	12.6
S5	11.0	2.0	11.2
S6	12.0	2.0	12.2
S7	14.0	3.0	14.3
S8	17.0	2.0	17.1
S9	16.0	5.0	16.8

[縦配置の測点]

上部程変位が大きい傾向

[横配置の測点]

角部から離れるほど変位
が大きくなる傾向

	X座標(mm)	Y座標(mm)	合成変位(mm)
W1	12.0	16.0	20.0
W2	9.0	12.0	15.0
W3	-	-	反射板はがれ
W4	8.0	11.1	13.7
W5	7.0	10.0	12.2
W6	10.0	13.0	16.4
W7	9.0	13.0	15.8
W8	10.0	11.0	14.9
W9	10.0	10.0	14.1

[縦配置の測点]

上部程変位が大きい傾向

[横配置の測点]

角部から離れるほど変位
が大きくなる傾向

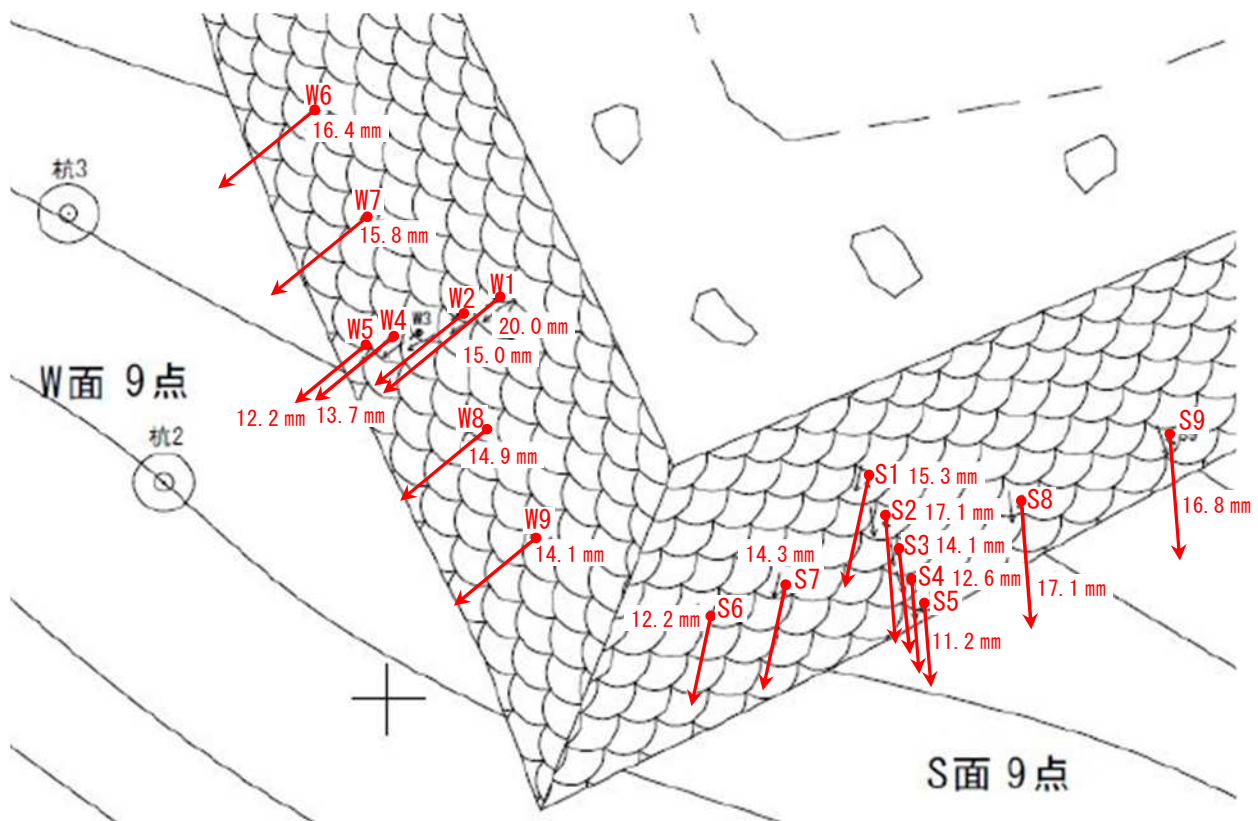


図 2-22 帯曲輪石垣の変位量の測点



図 2-23 帯曲輪石垣の変位量の測点設置状況

(4) 2016 年 9 月から 2018 年 10 月の伸縮計による計測結果

帯曲輪天端に設置した伸縮計 S-1～S-3 の配置を図 2-24、計測結果を図 2-25 に示す。

- 2016.8 に帯曲輪天端にクラックの発生が確認されている（図 2-24 参照）。その後、2016.9 に S-1 と S-2 の伸縮計で変位の増大（引張側）が見られるため、降雨によりクラックが拡幅したものと考えられる。
- S-3 は、付近にクラックは発生しているものの、2018 年 7 月に帯曲輪石垣が崩落するまで変位の増加はほとんど見られない。

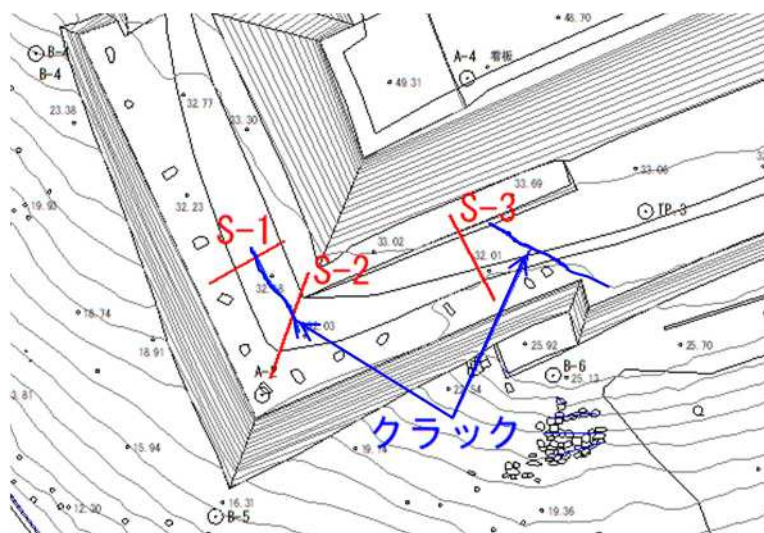


図 2-24 帯曲輪天端の伸縮計配置

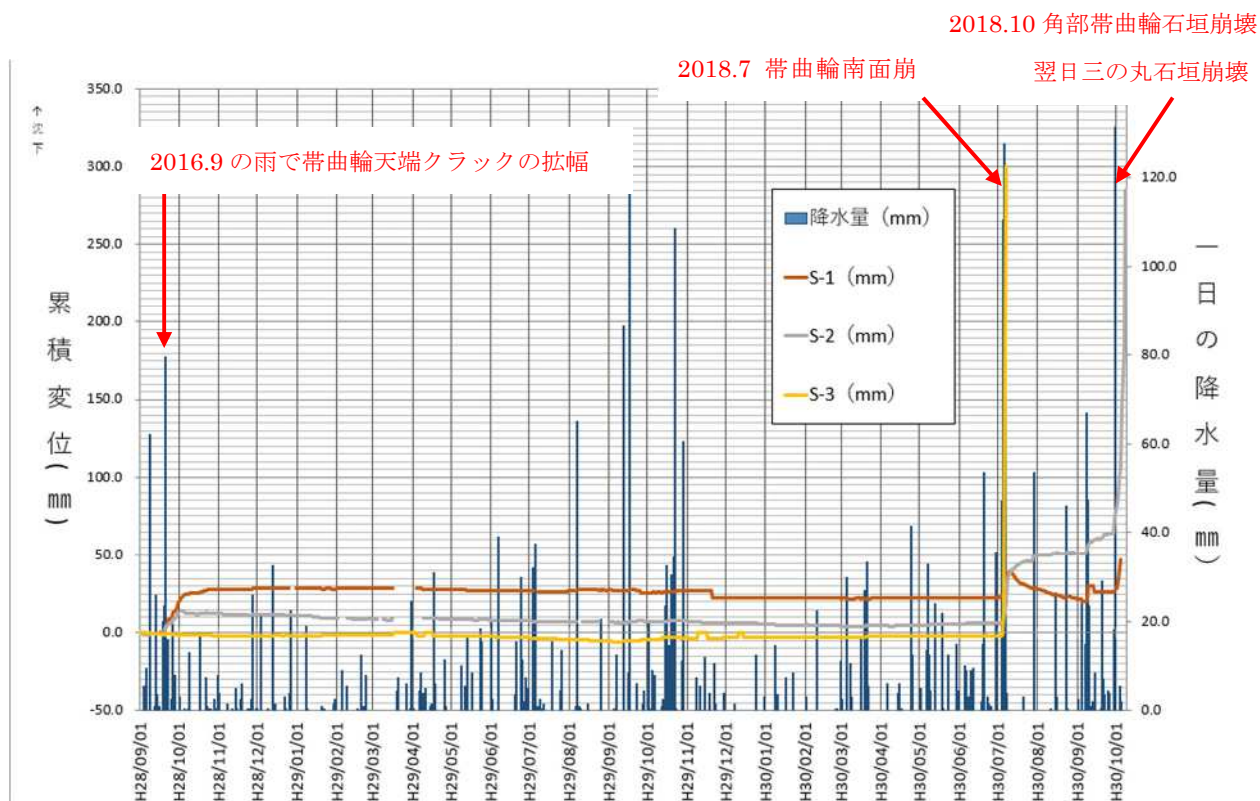


図 2-25 帯曲輪天端の伸縮計計測結果

（５）調査・試験から推定される事項

上述した調査・試験からわかったことより、崩壊メカニズムについて推定する。石垣の変位量については、2006 年 2 月から 2015 年 10 月の期間では、帯曲輪天端の変位(137mm)が、三の丸石垣の変位(63mm～88mm)と比べて大きい。三の丸石垣に先駆けて、**帯曲輪の石垣が変位していたことが推測される**。なお、帯曲輪石垣の変位は、表 2-2 より頭部の変位が大きく、**転倒モードの変位が生じていたことが推測される**。

また、2006 年 2 月から 2015 年 10 月のおよそ 9 年間の間の変位に比べ、2015 年 10 月から 2018 年 7 月のおよそ 3 年間の変位の方が 2～3.5 倍程大きい。表 2-3 に多度津観測所の年間雨量と年間の日最大雨量を示す。2006 年から 2015 年と 2015 年から 2018 年の年間雨量、年間の日最大雨量を比べたとき、後者で若干年間雨量が多いものの、有意な差はないことがわかる。外力としての降雨量の差は、それほどないと言える。

地盤材料の観点から考察すると、前述(図 2-9)の通り**丸亀城の盛土は、水浸により強度低下を起こす**。丸亀城の盛土には、花崗岩が風化して砂状となった、まさ土が含まれていることがわかっている。一般にまさ土は、水浸により強度低下を起こす(図 2-26)ことが知られており、丸亀城の盛土の水浸による強度低下は、この影響も含まれているものと想定される。2016 年 8 月に帯曲輪の天端にクラックが発生したこと(図 2-24)や、**経年的な変位による盛土のゆるみにより、盛土内部に雨水が浸入しやすくなり、新たに水浸するまさ土を含んだ盛土の範囲が増えたことで、盛土の強度低下が生じたと考えられる**。強度が低下したことで、盛土が崩れやすくなる、すなわち石垣に作用する盛土による土圧が増大した可能性がある。また、クラックや栗石などの水みちに雨水が浸入することによる、水圧の作用も石垣の変位の一因であると考えられる。速やかに石垣の外へ排水されれば水圧の影響は軽微だが、図 2-12～図 2-14 に示した通り、石垣の裏込の栗石は、細粒分が多分に含まれていた。降雨により、経年的に盛土から細粒分が流出していたことが想定される。変状が蓄積するにつれ、地上部の盛土のゆるみにより雨水に触れる盛土の面積が増大し、細粒分が流出しやすくなることで、**経年的に栗石部への細粒分の流出は増えていったものと想定される**。これにより、**栗石部の透水性の低下を招き、降雨により栗石部に集まった水が、徐々に排水されにくくなっていたことが考えられる**。降雨の度に上記の事象が発生したため、加速度的に石垣の変位が蓄積していったものと想定され、これが 2006 年から 2015 年の変位量と比べ、2015 年から 2018 年の変位量が 2～3.5 倍程大きい理由と考えられる。一方で、三の丸石垣の地中部に関しては、前面に帯曲輪の盛土があるため、地上部ほど盛土や栗石のゆるみが顕著でなかったものと想定される。また、崩壊直前に水位観測孔の水位が平時と比べ 9m 程度上昇(丸亀城石垣の自重変形及び崩壊挙動に関する解析的研究，香川大学工学部，平成 30 年度卒業論文)した事実から、盛土のゆるみにより、水みちが経年的に変化していた可能性がある。

南西角部の石垣の変位量のイメージを図 2-27 に示す。2006 年 2 月から 2015 年 10 月の期間と 2015 年 10 月から 2018 年 7 月の期間で同様の変形モードとなっている。三の丸石垣の天端および下端(地上部)で沈下が生じ、帯曲輪の天端で隆起が生じていることから、図 2-27 に示すような変位が発生していたことが考えられる。図 2-28 に、2015 年 10 月時点と 2018 年 7 月時点の航空測量結果(点群データ)から作成した、南西角部の断面図を示す。図 2-27 で示した模式的な変形図と概ね同様の変形が確認できた。これらの測量結果からも、**帯曲輪は上部の水平変位が下部に比べて顕著であり、転倒モードで変位していたことがわかる**。

表 2-3 年間降水量と年間の日最大降水量

年	年間雨量(mm)	日最大雨量(mm)
2006	1,142.0	92.5
2007	826.0	50.0
2008	984.5	72.5
2009	1,013.5	79.0
2010	1,063.0	51.5
2011	1,510.5	137.5
2012	1,032.5	68.0
2013	1,563.0	135.5
2014	1,066.0	75.5
2015	1,273.0	105.5
2016	1,388.5	79.5
2017	1,272.5	119.5
2018	1,635.5	131.5

つぎに、水浸した場合の結果を図-3-19に示す。これは風化度の大きい No. 2 の場合の乾燥と水浸の結果の比較である。これから、水浸によって著しく強度低下が起こることが明らかである。三笠ら³¹⁾³²⁾も同様の現象を各種のせん断試験によって確認しており、等体積ねじりせん断試験* によるとせん断ヒズミの大きい所で大きな強度低下があること、水浸によってせん断強さが1/2程度に減少することを明らかにしている。そして、各種のせん断試験法による

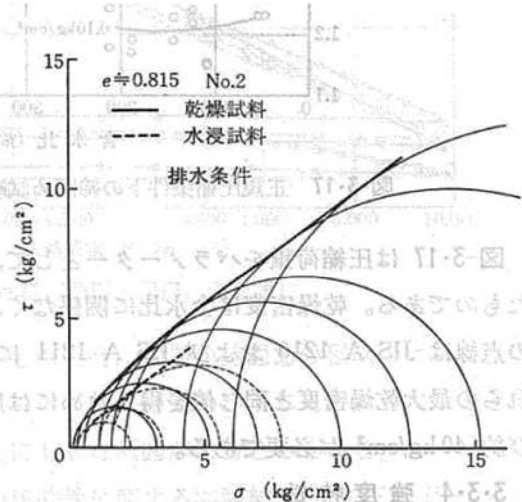


図-3-19 水浸による強度低下 (西田・香川)

マサ土のせん断特性でもう一つの観点は応力履歴によって強さが変わることである²⁹⁾。粘性土では一般的な現象であるがマサ土のような砂質土においてもかなり現われる。しかし圧縮圧力によって表われる粘着力は大部分見掛けの粘着力であって、既述のように、水の浸入や、カク乱によって消失する傾向が強いのでマサ土の場合、粘着力を期待することは注意を要する。図-3-21, 22 は

※土質工学会，土質基礎工学ライブラリー10 日本の特殊土，1975，pp101-104

図 2-26 帯曲輪天端の伸縮計計測結果

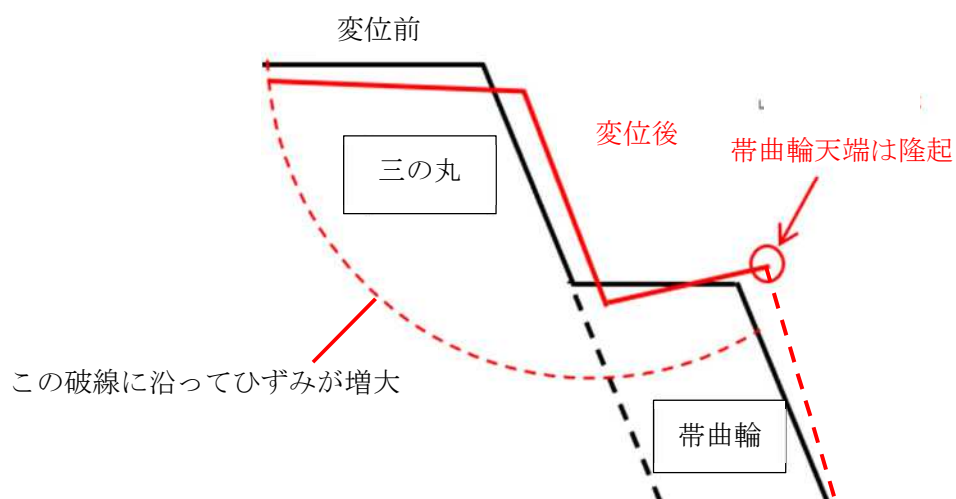


図 2-27 石垣変位の推定模式図

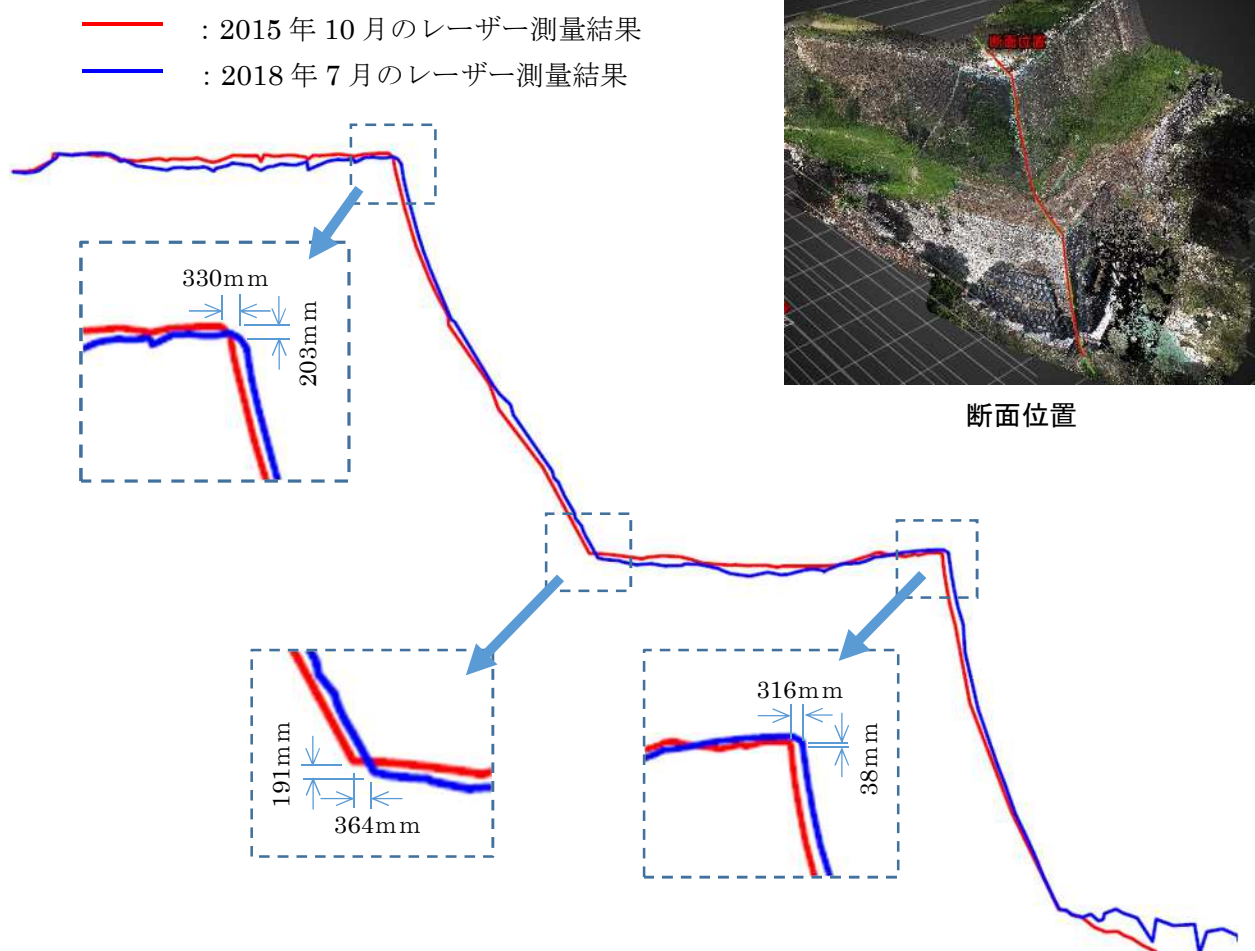


図 2-28 2015 年 10 月と 2018 年 7 月のレーザー測量結果の差分

3. 3次元浸透流解析検討結果

3.1. 丸亀城全域を対象とした3次元浸透流解析の概要

丸亀城石垣の崩壊メカニズム評価には、石垣背面盛土の豪雨時の地下水位変化を把握することが重要である。そこで、丸亀城全域を対象とした3次元浸透流解析を実施した。解析プログラムは、岡山大学西垣教授、三菱マテリアル(株)、(株)ダイヤコンサルタント共同開発の Dtransu-3D EL (ver. 1.0i)を使用した。

浸透流解析は下記の2段階で実施した。

- ①定常解析による初期水位設定：過去の降雨記録から丸亀城における平均日雨量を算出し、その雨量を反映した定常浸透流解析を実施することで初期水位状態を設定する。
- ②非定常解析による降雨時の地下水位変化の確認：①を初期状態とし、降雨時の日雨量を再現した非定常浸透流解析を行うことで、石垣背面の盛土内の水位分布の変動を評価する。

3次元浸透流解析の狙いは次の2点である。

- ・降雨が石垣崩落の誘因と考えられるため、崩落箇所の南西角部に水が集まりやすいか確認する。
- ・室内試験で得られた盛土の透水係数を適用した際に、降雨による地下水位の上下動の程度を把握する。

3.2. 水位観測記録

丸亀城に設置された三か所の観測井戸における、平成28年6月から平成29年1月の水位観測記録と近隣の雨量観測所である多度津観測所の降水量データを図3-1に示す。平成28年9月(2016/8/26～2016/10/10)において日雨量50mmを超える降雨が3回観測されていることから、本検討ではこの期間を非定常解析の対象期間とした。図3-1に示すように、この降雨に対してNo.2およびNo.3孔における観測水位は雨量に対する水位変動が小さいが、No.1孔では約2mの水位上昇が確認できる。

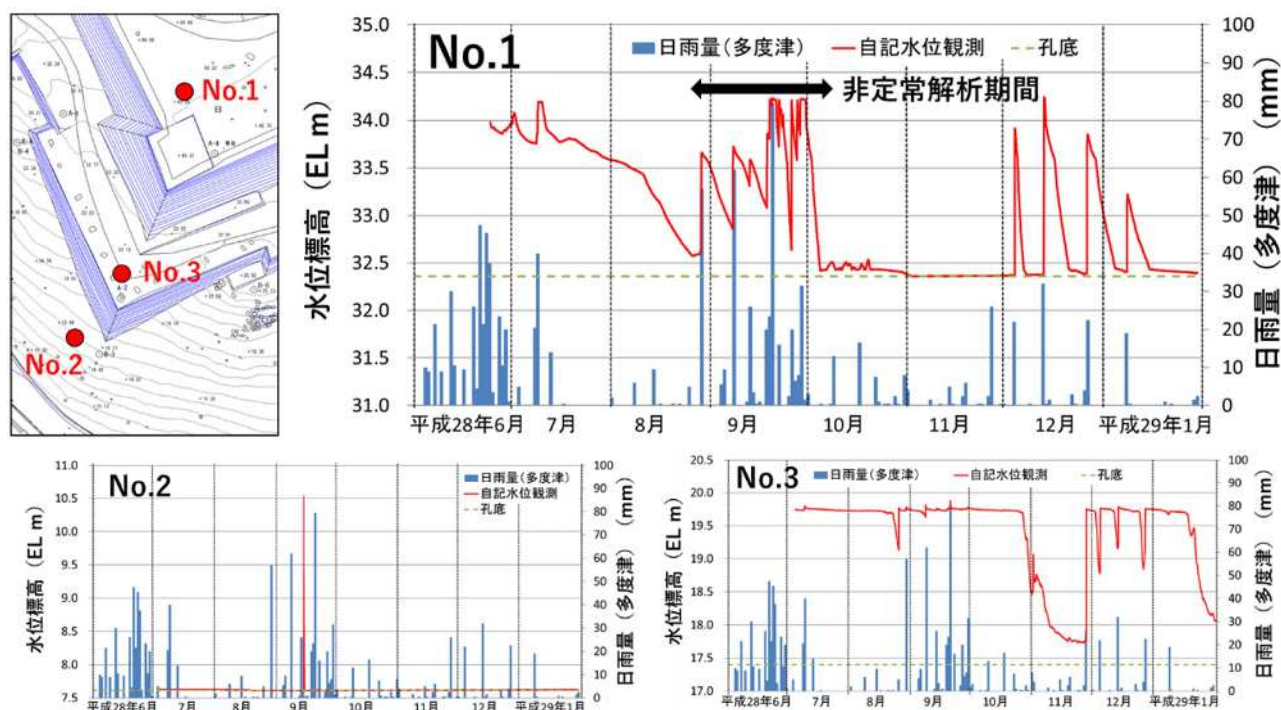


図 3-1 三か所の観測井戸における水位観測記録 (H28.6～H29.1)

3.3. 3次元地質構造モデルの構築および解析メッシュ作成

(1) 3次元地質構造モデルの構築

以下の示す地形データ（図 3-2、図 3-3）および土層データ（図 3-4～図 3-7）を基に3次元地質構造モデルを構築した。構築した地質構造モデルを図 3-8 に示す。

●地表面形状を構成する地形データ

（図 3-2） 堀から石垣付近まで：国土地理院 基盤地図情報 数値標高モデル 5m メッシュ

（図 3-3） 石垣付近から天守閣まで：丸亀城全域 3D-CAD データ

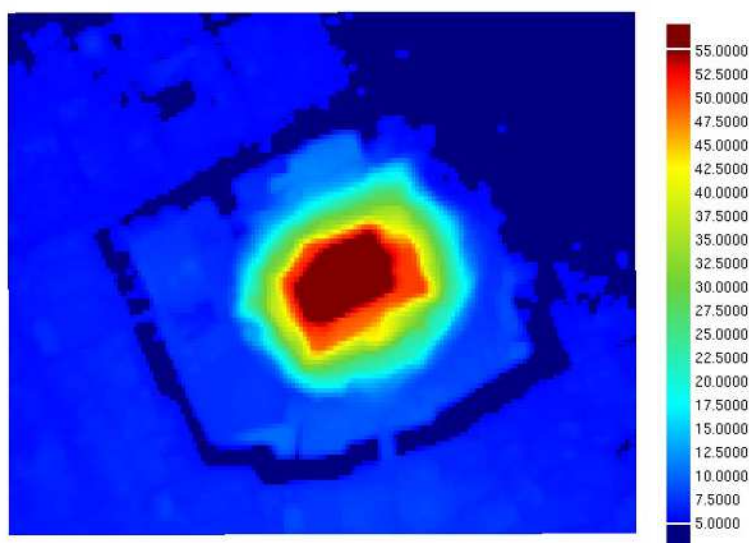


図 3-2 国土地理院 基盤地図情報 数値標高モデル 5m メッシュ FG-GML-5133-36-DEM5A
(公開データ：<https://fgd.gsi.go.jp/download/menu.php>)

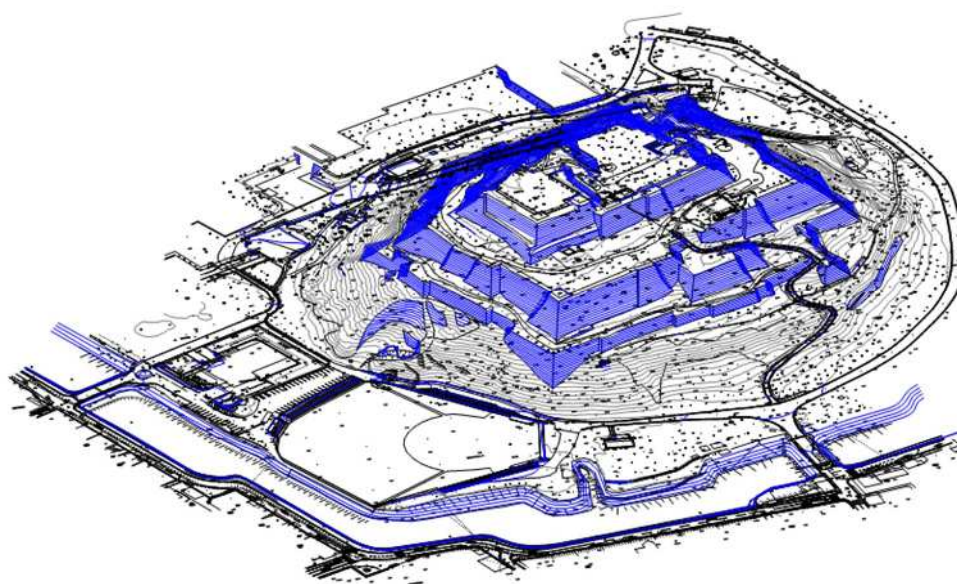


図 3-3 丸亀城全域 3D-CAD データ
(メカニズム解明用地形データ、2020 年 6 月 26 日丸亀市より受領)

●土層構造を構築する土層データ

(図 3-4) 地質平面図：産総研 20 万分の 1 シームレス地質図 岡山及び丸亀

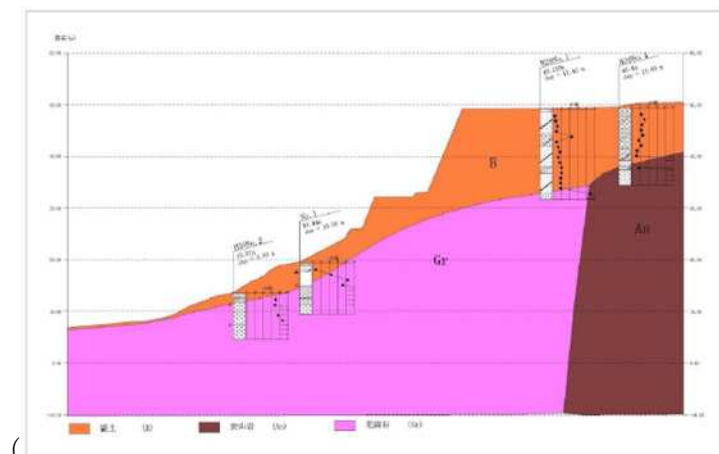


図 3-5) ボーリング配置・地質断面配置図（丸亀市より受領）：

地質断面図（16 断面）、既存ボーリング柱状図（15 本）、新規ボーリング柱状図（20 本）

(図 3-6) 天守付近ボーリング配置図（丸亀市より受領）：ボーリング柱状図（2 本）

(図 3-7) 基盤岩上面コンター（丸亀市より受領）

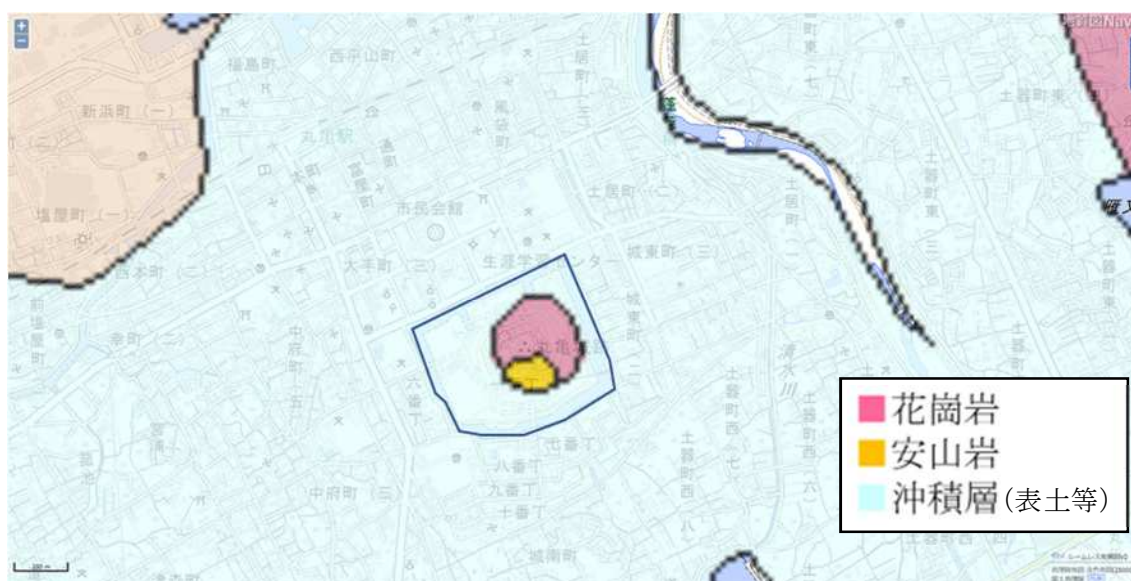


図 3-4 地質平面図（青枠：解析対象領域）

(公開データ：<https://gbank.gsj.jp/seamless/v2.html>)

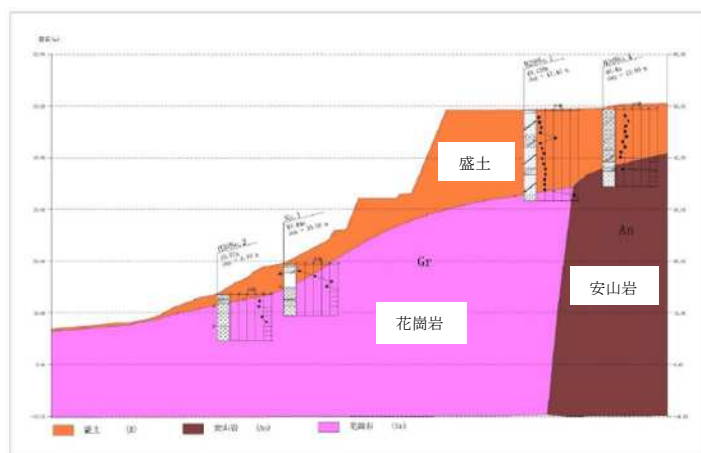
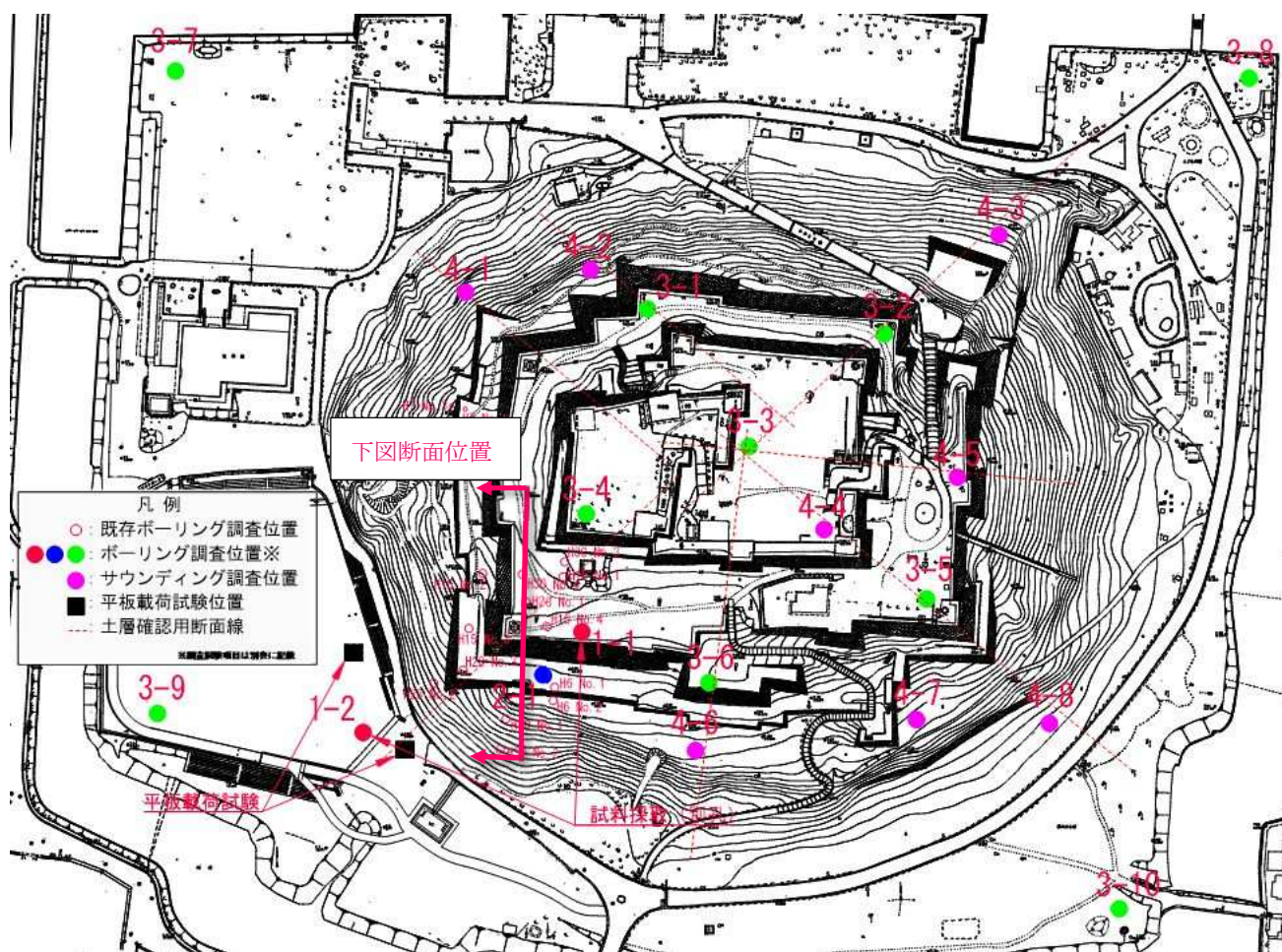


図 3-5 ボーリング配置・地質断面配置図

(丸亀城石垣崩落復旧に伴う地質調査業務委託業務報告書、令和2年3月)

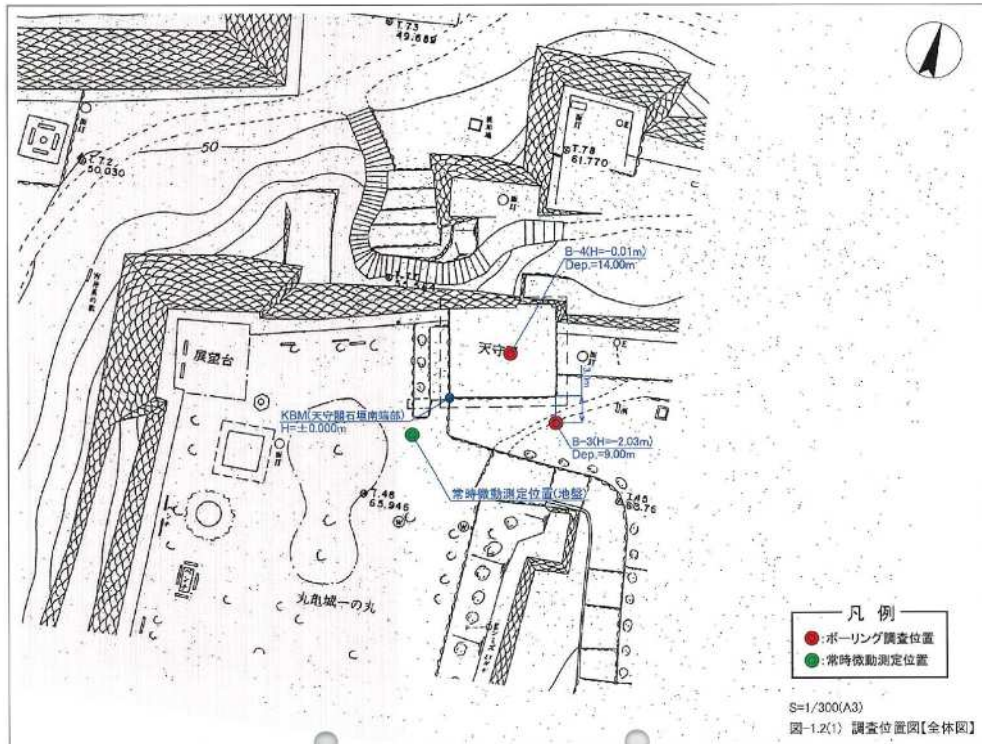


図 3-6 天守付近ボーリング配置図

(令和元年度 重要文化財丸亀城天守 耐震診断業務委託 報告書)

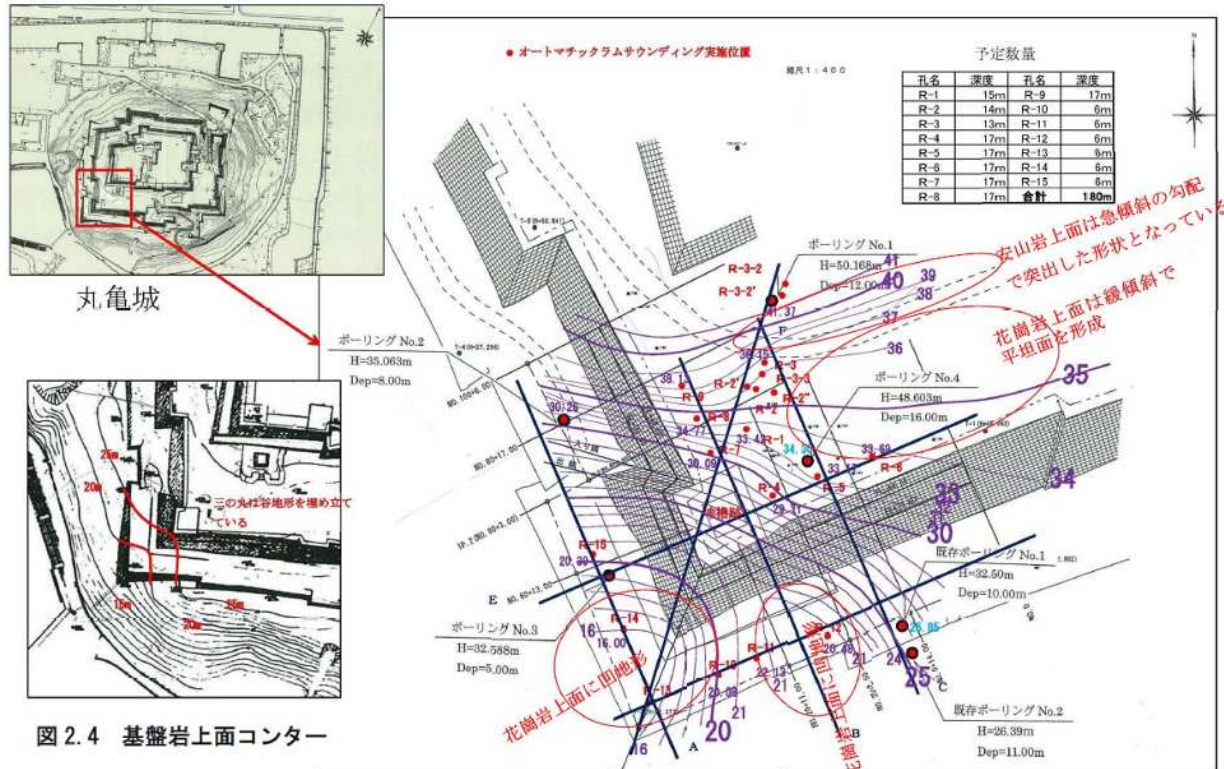
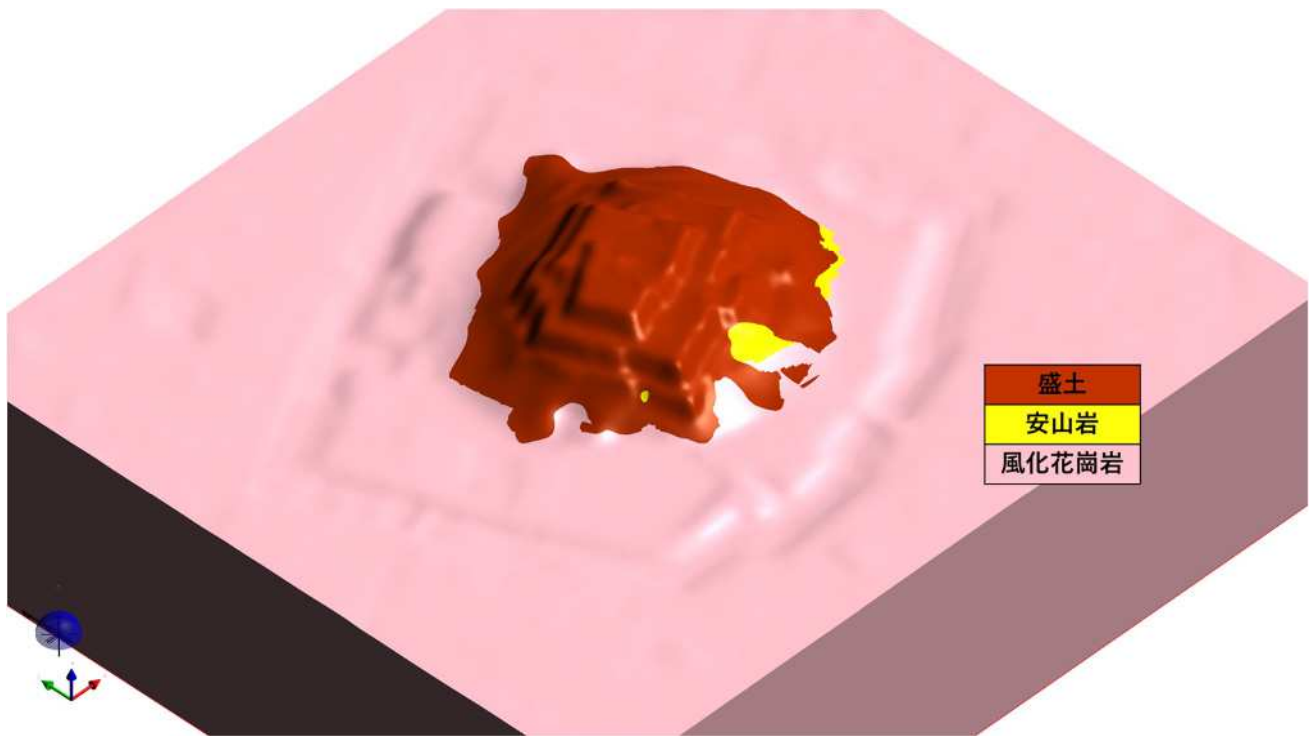
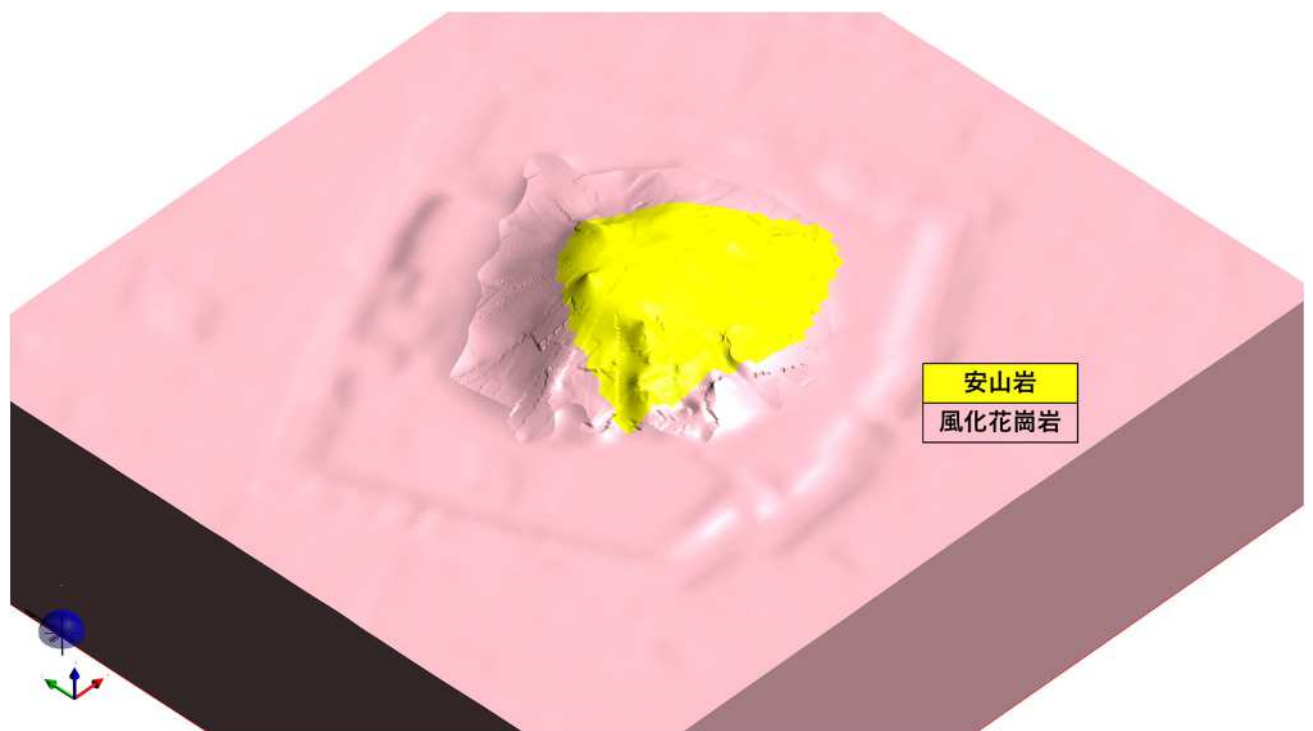


図 3-7 基盤岩上面コンター

(H30.9 地質調査業務報告書)



(a) 作成した地質構造モデル全体図



(b) 安山岩の分布状態（盛土非表示）

図 3-8 3次元地質構造モデルの構築

（２）解析メッシュの作成と境界条件の設定

構築した３次元地質構造モデルを基に、解析メッシュを作成した。解析モデルを図 3-9 に示す。また、解析端部及び表面の取り扱いである境界条件の設定を図 3-10 に示す。地表面は降雨浸透・浸出境界（降った雨は地表面全体から浸透、水位と地形との関係から浸み出す場合もありうるという境界条件）とし、外周は堀の水面標高を用いて水位固定した。

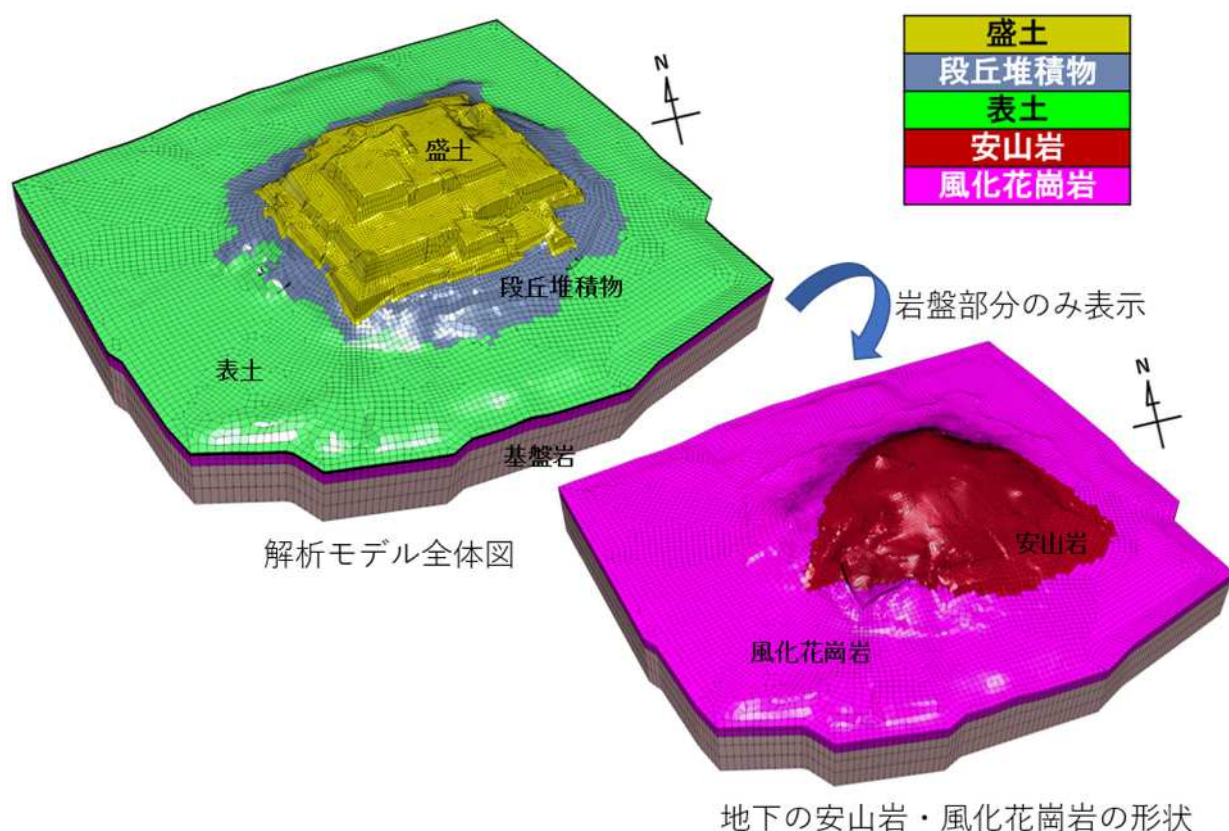


図 3-9 解析メッシュの作成

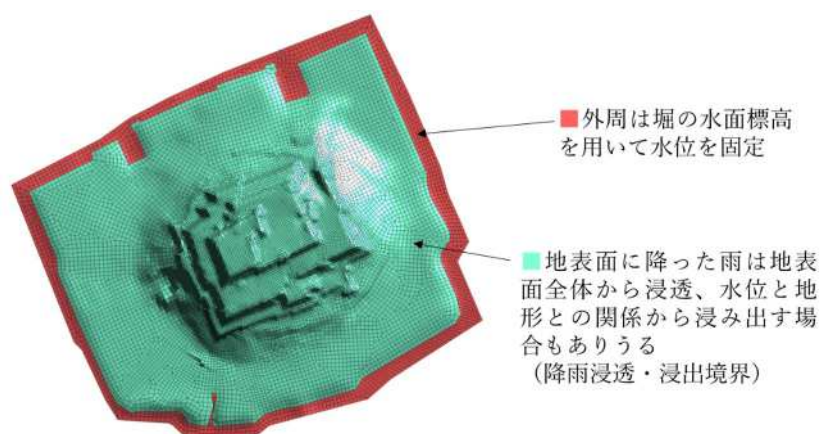


図 3-10 境界条件の設定（解析端部及び表面の取り扱い）

3.4. 盛土の現場透水試験結果

令和元年度実施の現場透水試験結果の一覧を表 3-1 に示す。透水試験により得られた盛土の透水係数は 3.02×10^{-8} m/s (No.1-1 孔)、 1.92×10^{-8} m/s (No.2-3 孔) である。表 3-2 に示す透水係数と土の種類の関係によると、盛土の透水係数は非常に低いと判定されるものであった。表 3-1 に示すように、No.3-8 孔においても盛土の透水係数を計測しているが、この値 (2.45×10^{-5} m/s) は他の盛土の透水試験結果の値より 3 桁大きい値となっている。この結果から No.3-8 孔の付近にクラックや排水層、埋設物等の流路となりうるものがあつたと推測される。

上述した局所的な流路の広がり完全に再現し解析モデルに反映することは現実的ではないため、本検討ではクラック等を考慮せず、盛土内は一律な物性値であると仮定した。解析における盛土の透水係数は、クラックが無い箇所の盛土の透水係数を示していると考えられる No.1-1 孔と No.2-3 孔の平均値を採用した。決定した浸透流解析における各土層の透水係数を表 3-3 に示す。

表 3-1 透水試験結果一覧（丸亀城石垣崩落復旧に伴う地質調査業務委託業務報告書、令和 2 年 3 月）

孔 名	試験深度 (GL-m)	地 質 名 (試験区間長 m)	N 値	透水係数 (m/sec)	
NO. 1-1	0.85～1.50	礫混り砂質粘土 (0.65)	7	3.02×10^{-8}	盛土
NO. 2-2	3.00～4.00	強風化花崗岩 (1.0)	50 以上	3.12×10^{-7}	
NO. 2-3	1.00～2.00	シルト質砂 (1.0)	8	1.92×10^{-8}	盛土
NO. 2-3	5.00～6.00	強風化花崗岩 (1.0)	50 以上	4.92×10^{-8}	
NO. 3-8	4.50～5.00	礫混りシルト質砂 (0.5)	7	2.45×10^{-5}	盛土

表 3-2 透水係数とそれに対応する土の種類

1.92×10^{-8} 2.45×10^{-5}					
透水係数 k (cm/s)					
	10^{-9}	10^{-8}	10^{-7}	10^{-6}	10^{-5}
透 水 性	実質上不透水	非常に低い	低	中	高
対応する土の種類	粘性土	微細砂, シルト 砂-シルト-粘土混合土	砂及びれき(礫)	清浄なれき	
透水係数を直接測定する方法	特殊な変水位 透水試験	変水位透水試験	定水位透水試験	特殊な変水位 透水試験	
透水係数を間接的に測定する方法	圧密試験結果から計算	な し	清浄な砂とれきは粒度と間げき(隙)比から計算		

出典：土質試験の方法と解説 第一回改訂版；(社)地盤工学会

表 3-3 浸透流解析における透水係数の設定

	透水係数 [m/sec]	設定根拠	備考
安山岩	2.5×10^{-7}	ルジオン試験結果(2.5Lu)	ルジオン値から透水係数への換算式($1\text{Lu}=1.0\text{E}\cdot 07\text{m/s}$)を使用
風化花崗岩	4.92×10^{-8}	現場透水試験結果(No.2-3)	風化格好岩 2 区間の透水試験結果のうち、低いほうの値を採用
盛土	2.5×10^{-8}	現場透水試験結果平均値	
段丘堆積物	1.0×10^{-7}	文献データ	出典；大西有三監訳（1995）： 地下水の科学□，土木工学社， p.51.
基盤岩	1.0×10^{-10}	文献データ	
表土	1.0×10^{-5}	文献データ	

3.5. 定常解析による初期水位の設定

石垣崩壊に至る豪雨直前の初期地下水位分布を設定するため、丸亀城近隣の雨量観測所である多度津観測所の降水量データを参照し、1989～2018 年の 30 年間の年平均日雨量（=1,148mm/年）を反映した定常浸透流解析を実施した。

図 3-11 に示す 3 か所の水位観測記録（H28.6～H29.1）の各箇所の平均値を基準とし、この値にフィッティングするように降雨浸透率（降った雨が地下に浸透する能力を表す指標）を設定することとした。観測点の中でも、水圧の影響を受け崩壊したと考えられる、帯曲輪石垣背面の No.3 孔の定常解析の水位が、観測記録と同程度となるように降雨浸透率した。

フィッティングの結果、降雨浸透率 33%とすることで、No.3 孔の定常解析結果と観測記録の平均水位が良好に一致することを確認した。降雨浸透率は地形や舗装状況、植生などにより変化するが、一般的な雨水排水計算などでは降水量(日雨量)の地下への浸透は 1/3 程度とされていることから、本検討で設定した降雨浸透率は妥当な値であると考ええる。

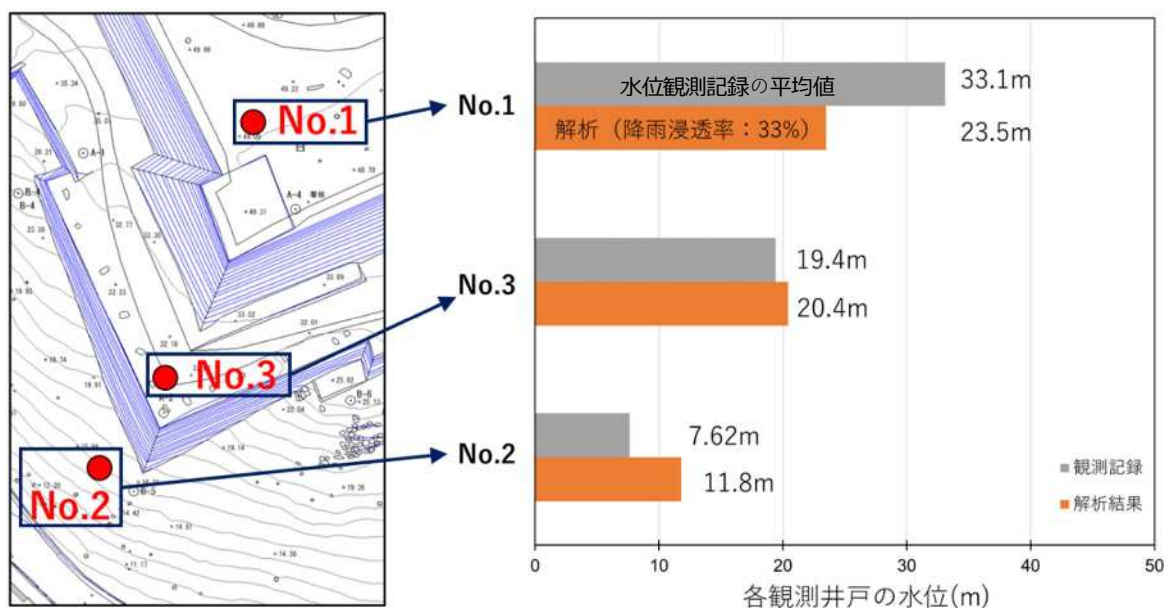


図 3-11 水位を観測した三か所の観測井戸の位置および定常解析結果と観測水位の比較

3. 6. 非定常解析結果（非定常解析による降雨時の地下水位変化）

前述のとおり、前節の定常解析結果を初期状態とし、平成 28 年 9 月における降雨時の日雨量（図 3-1 参照）を再現した非定常浸透流解析を行うことで、石垣背面の盛土内の水位分布の変動を評価した。評価結果を以下にまとめる。

（１）地形的な雨水の流れに関する考察

降雨時地下水位等高線を図 4-1 に示す。地下水位は岩盤の形状に沿っており、丸亀城中心からやや北寄りの地点が降雨時最高水位となる。

さらに、丸亀城に降った雨が地下でどの方向に流れるかを分析した。図 4-2 に示すように、石垣周囲に流量計算のための領域を設定した。天守付近に中心を設定し、方角により流量計算領域を八等分した。方角別に風化花崗岩より上層の領域を通過する水の流量を計測し、その割合を計算した。

降雨時の各方角の通過流量割合を図 4-3 に示す。地下水は天守付近を中心に放射状に流れるが、同図に示す通り、崩壊のあった南西角部の方向の流量が 19.6%と最も大きくなっており、雨水が南西方向に流れやすくなっていることが分かる。

（２）３次元浸透流解析からの崩壊メカニズムの考察

降雨時水位上昇量の分布を図 4-4 に示す。同図に示す通り、現場透水試験により得られた非常に小さい盛土透水係数を使用した解析では、崩壊のあった帯曲輪石垣南西角部における降雨時の水位上昇量が最大でも 1m 程度と小さい結果となっていることがわかる。

図 4-5 に示す帯曲輪石垣南西角部の断面における降水前後の水位線を図 4-6 に示す。同図に示す通り、帯曲輪石垣南西角部の背面で崩壊に影響するような大きな水位変動は見られなかった。（崩壊した帯曲輪石垣南西角部背面の No.3 孔の水位上昇量は 0.2m）

この結果から、帯曲輪石垣南西角部の崩壊は、石垣背面の盛土内で一様に水位が上昇した結果発生したものではないと考えられる。崩壊メカニズムとして、盛土内の一様な水位上昇・下降の繰り返しが発生することは考えづらい。「2.4 掘削工事中に得られた情報」に示した、三の丸石垣解体工事において確認された、クラックや埋没石垣、栗石等の縦方向の水みちに雨水が流入し、水位の上昇（滞水）と下降（排水）が繰り返されることで、徐々に盛土の塑性ひずみが蓄積し石垣を変形させ、最終的には豪雨による縦方向水みち内の大きな水位上昇が誘因となり崩壊に至ったと考えられる。

4. 降雨時の3次元解析水位分布図

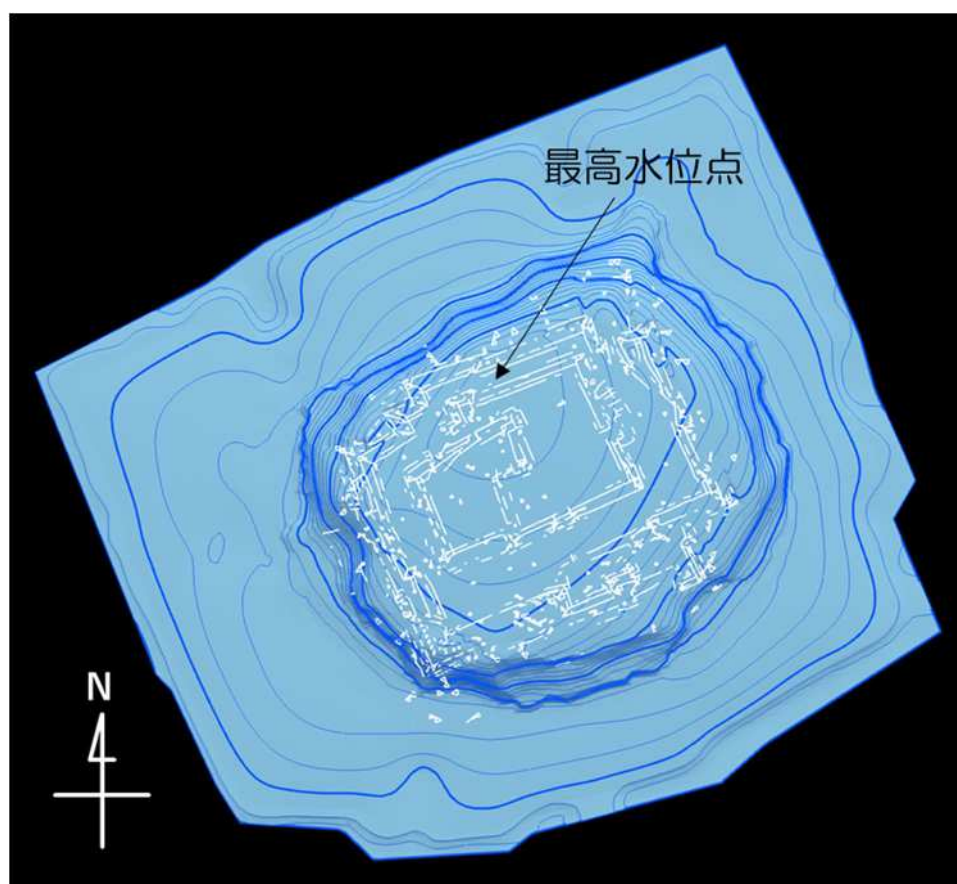


図 4-1 降雨時地下水位等高線

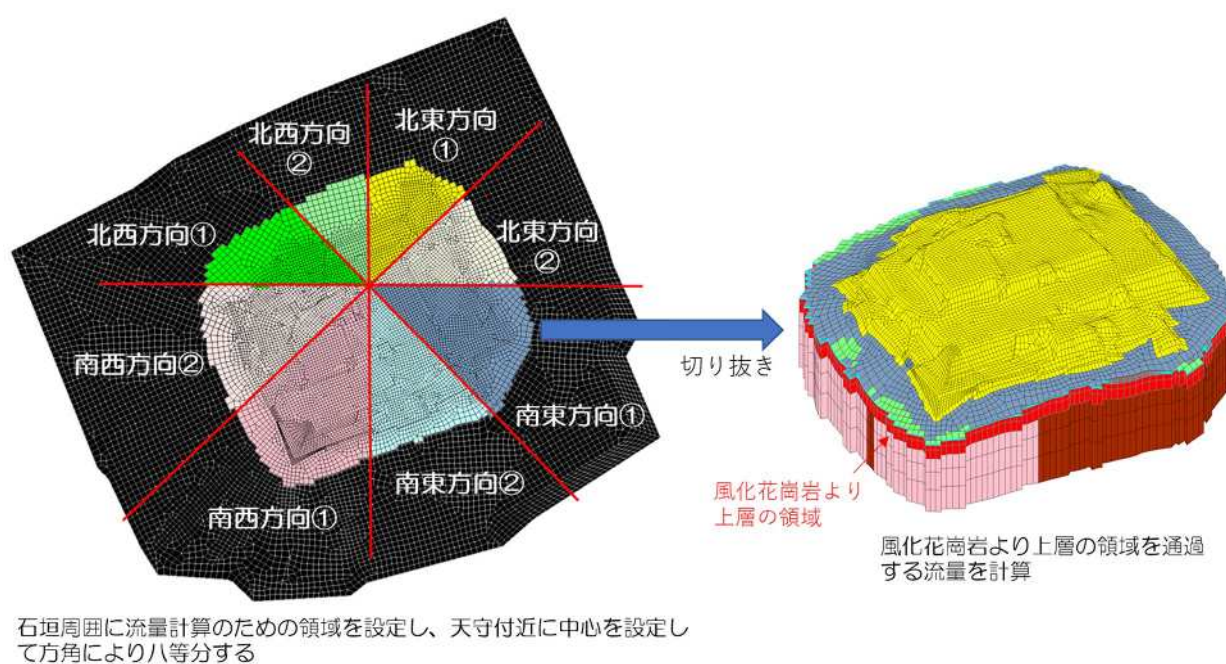


図 4-2 方向別通過流量の計算方法

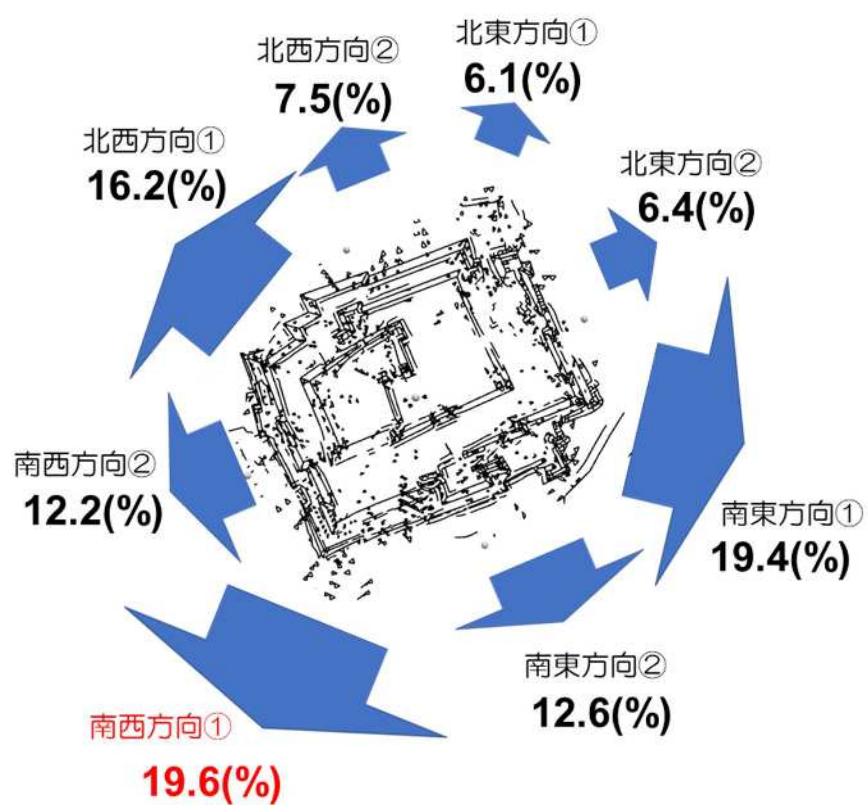


図 4-3 降雨時の各方角通過流量割合

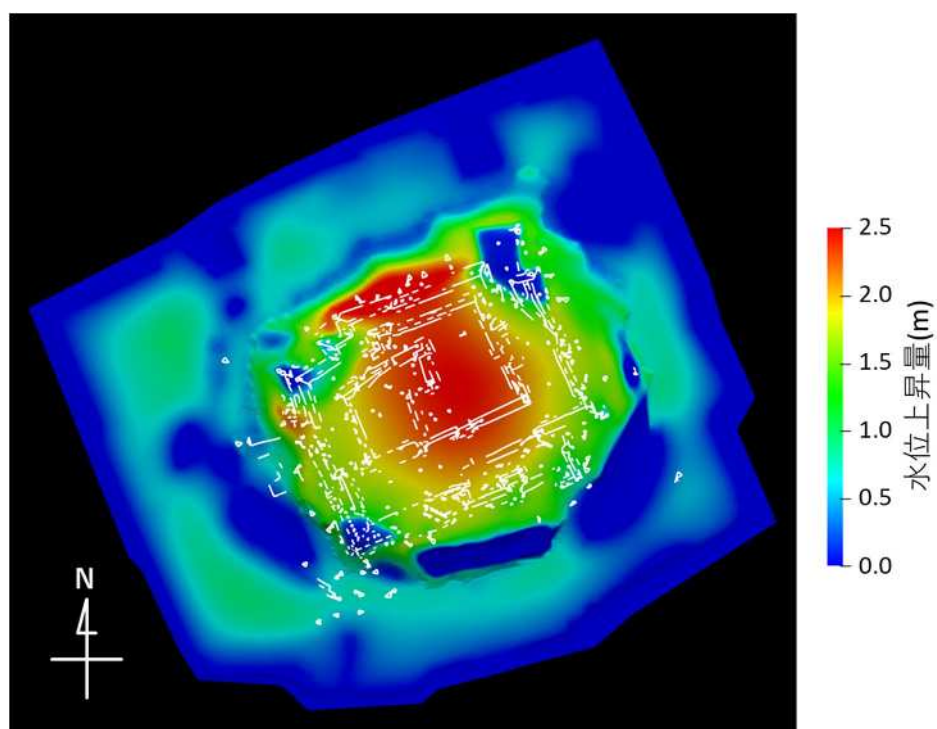


図 4-4 降雨時水位上昇量分布

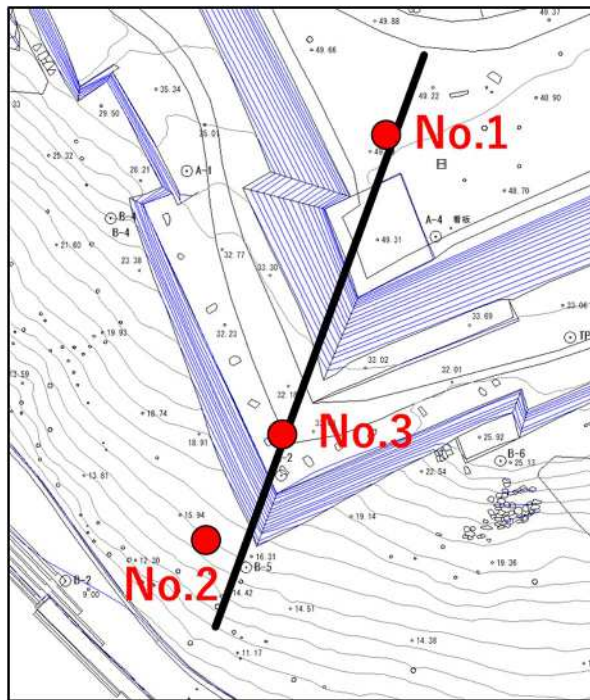


図 4-5 帯曲輪石垣南西角部の水位出力断面位置

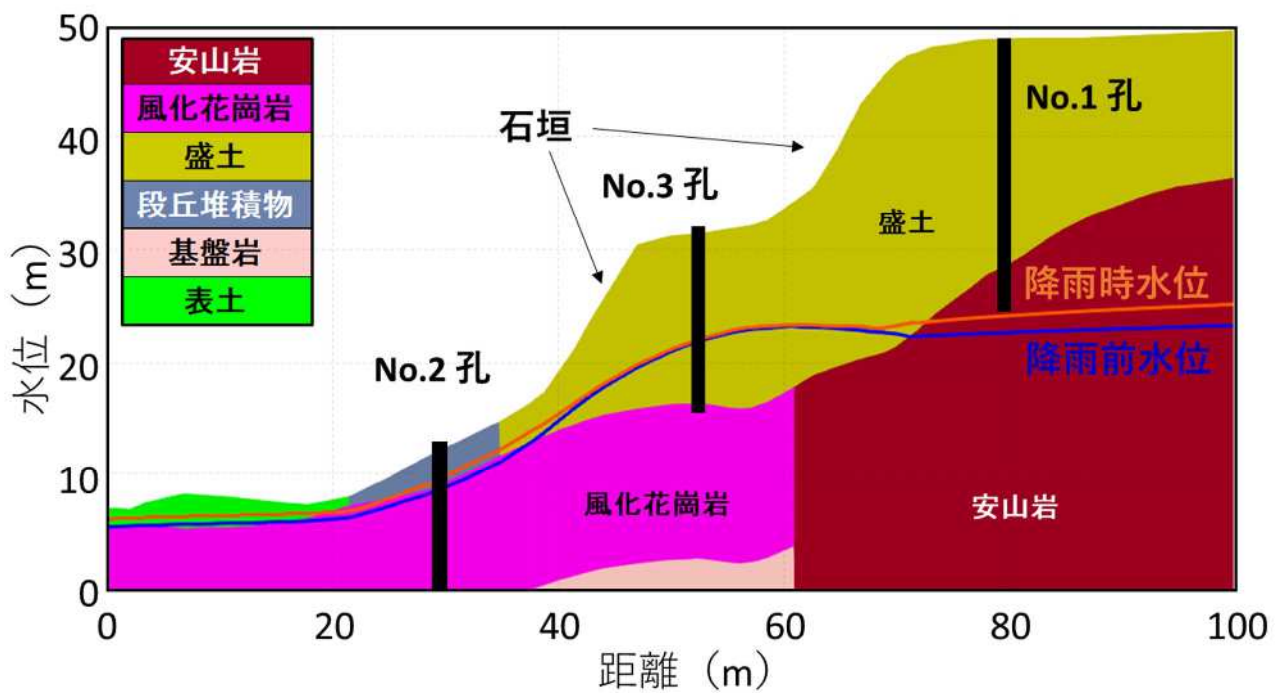


図 4-6 帯曲輪石垣南西角部における降水前および降水後の水位線の比較

5. 帯曲輪石垣南面の崩落再現解析検討結果

5.1. 解析の目的

丸亀城の南西部の崩落は、帯曲輪南面が最初に崩落した箇所である。崩落した帯曲輪石垣の南面は、築城当時から雨水が集まりやすい地形となっていたことが既存資料から確認され、南面の崩落した後の形状から円弧すべりによる崩落と想定される。よって、帯曲輪南面の崩落は石垣背面の盛土に水圧が作用したことで、すべりによる崩落が発生した可能性が高い。そこで、崩落再現解析として、円弧すべりによる検討を実施し、石垣背面の水位がどの程度まで高くなると安定性を失うかを検証する。水位による作用は、すべり面に対して水圧として作用させることで検証する。

5.2. 検討条件

(1) 準拠基準

「道路土工 盛土工指針（平成 22 年度版）」（日本道路協会）

(2) 検討方法

斜面の安定検討は有効応力法を用い、下式により行う。

$$F_s = \frac{\sum \{c \cdot l + (W - u \cdot b) \cos \alpha \cdot \tan \phi\}}{\sum (W \cdot \sin \alpha)} \quad \dots\dots\dots (解 4-1)$$

ここに、 F_s ：安全率

c ：土の粘着力 (kN/m^2)

ϕ ：土のせん断抵抗角（度）

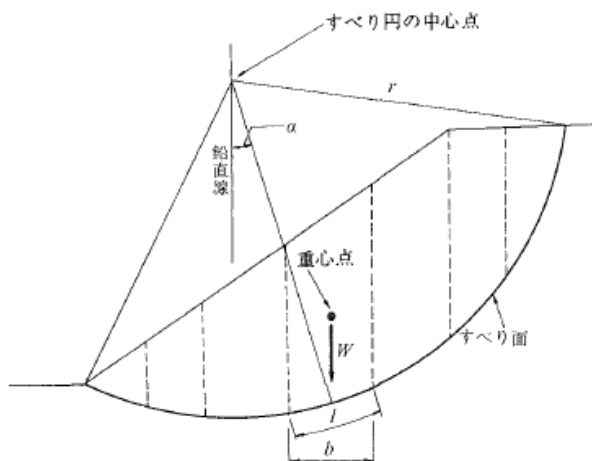
l ：分割片で切られたすべり面の長さ (m)

W ：分割片の全重量 (kN/m)， 載荷重を含む。

u ：間隙水圧 (kN/m^2)

b ：分割片の幅 (m)

α ：分割片で切られたすべり面の中点とすべり面の中心を結ぶ直線と鉛直線のなす角 (度)



解図 4-3-5 円弧すべり面を用いた常時のすべりに対する安定計算法

図 5-1 安定計算式（「道路土工 盛土工指針（平成 22 年度版）」より）

(3) 地盤物性値

表 5-1 に地盤物性値を示す。

表 5-1 地盤物性値

土 層	地盤物性値			備 考
	単位体積重量 γ (kN/m ³)	粘着力 c' (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ' (度)	
盛土層	18.5	11.6	24.0	三軸圧縮試験 ($\overline{CU}$) ※1
石 垣	25.2	0	33.8	γ は石材の重量※2・ ϕ は栗石試験※3
岩 盤	-	-	-	すべらない層

※1：丸亀城石垣崩落復旧に伴う地質調査業務委託業務報告書、令和2年3月

ボアホールNo. 1-1から採取した試料（1-1-2、1-1-2'、1-1-7'）の三軸圧縮試験結果平均値

※2：丸亀城石垣崩落復旧に伴う地質調査業務委託業務報告書、令和2年3月（石材コア密度試験データ）

石垣を構成していた石材から抜き出したコア試料18個の湿潤密度を単位体積重量に変換

※3 栗石一面せん断試験結果

(4) 水位

帯曲輪南面は、降雨によって作用した水圧が原因で崩落したと考えられる。崩落部付近では崩落前から天端（地表面）にひび割れが確認されており、盛土の内部には排水施設と想定される栗石層の遺構や埋没石垣など、水みちとなり得るものが発見されている（図 2-4）。また、地質調査では盛土材料自体は透水性が低く、水位が上がりにくいことが確認されている。そのため、崩落時はこの盛土内の水みちを通過してひび割れに雨水が浸入するなど、水圧が作用する状況にあった可能性がある。水位は安全率が 1.0 を下回る高さを 0.5m きざみで検討する。なお、崩落前は水位が適切に排水されていたことを想定し、水位なしとする。

(5) 上載荷重

崩落時には石垣天端に人の立ち入りがなかったことから、上載荷重は考慮しない。

(6) 安全率

崩落再現解析に用いる安全率は以下の通りとする。

崩落前：1.00 以上

崩落時：1.00 未満

(7) 地震時水平震度

崩落事象が地震によるものではないことから、検討は常時のみとする。

(8) 検討断面位置図・断面図

以下に検討断面位置図および検討断面図を示す。

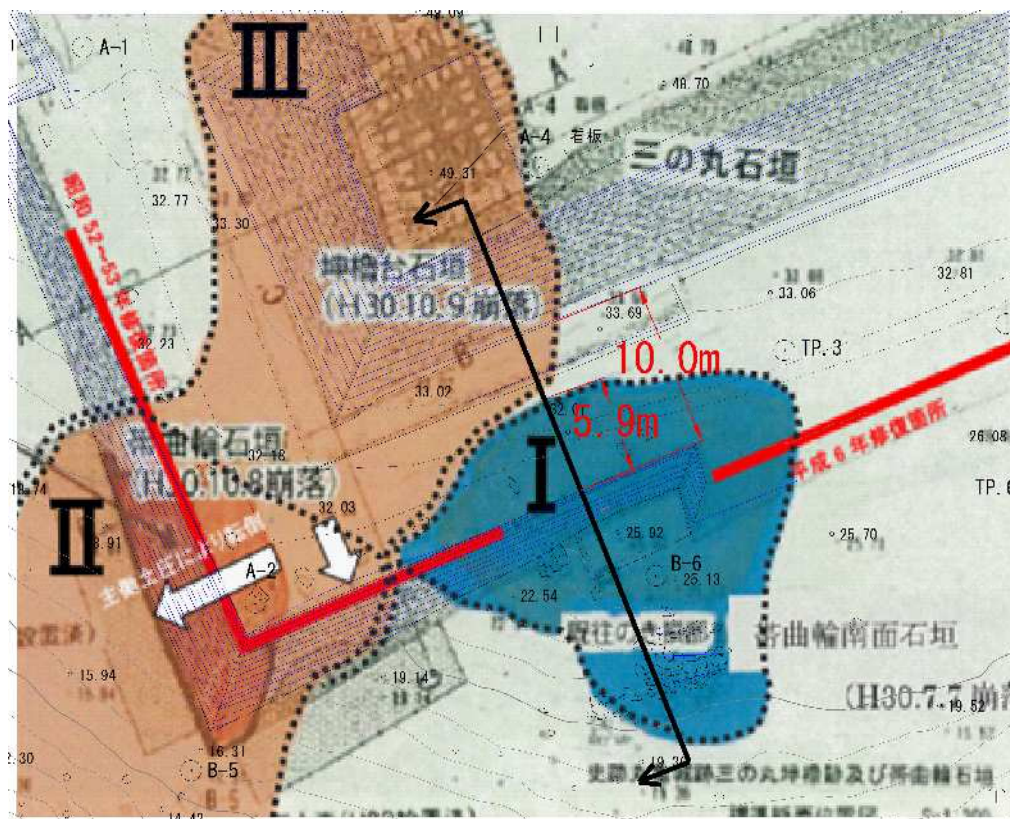


図 5-2 帯曲輪南面の崩落と断面位置図（その 1）



図 5-3 帯曲輪南面の崩落と断面位置図（その 2）

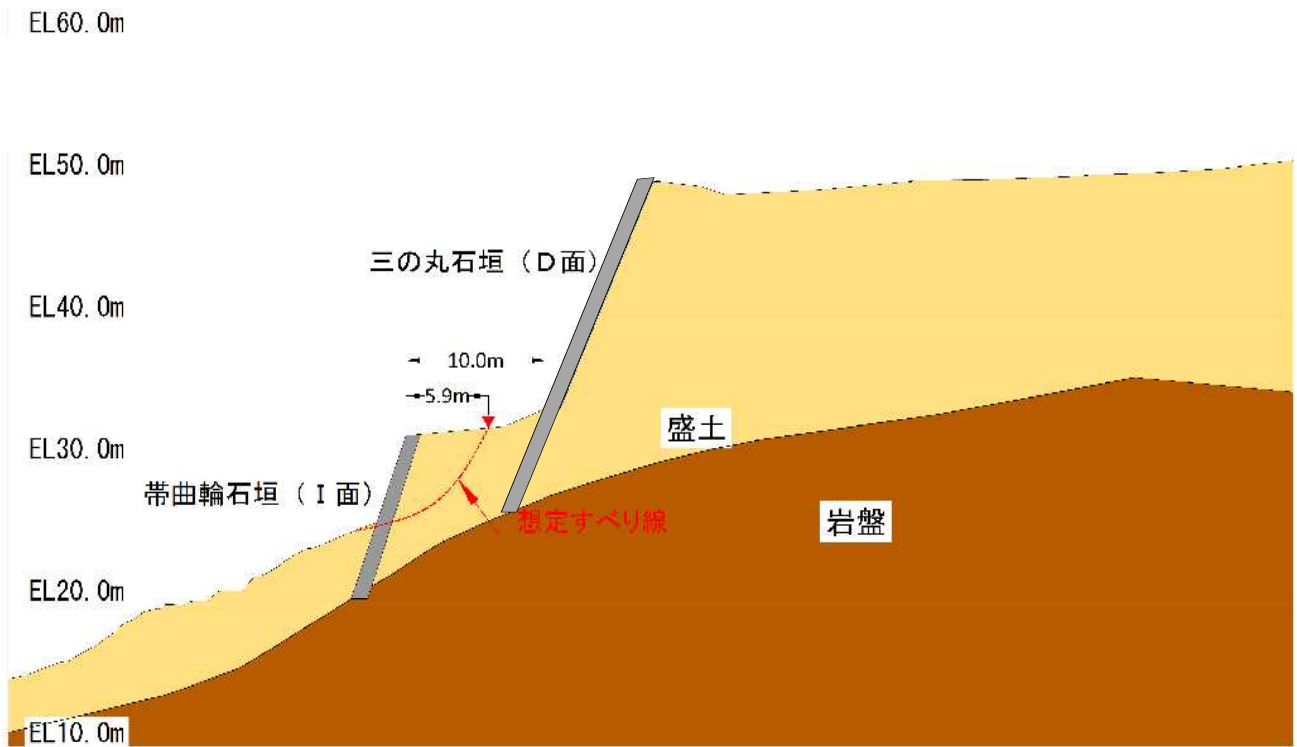


図 5-4 検討断面図

5.3. 検討結果

○崩落前（水位なし）の再現

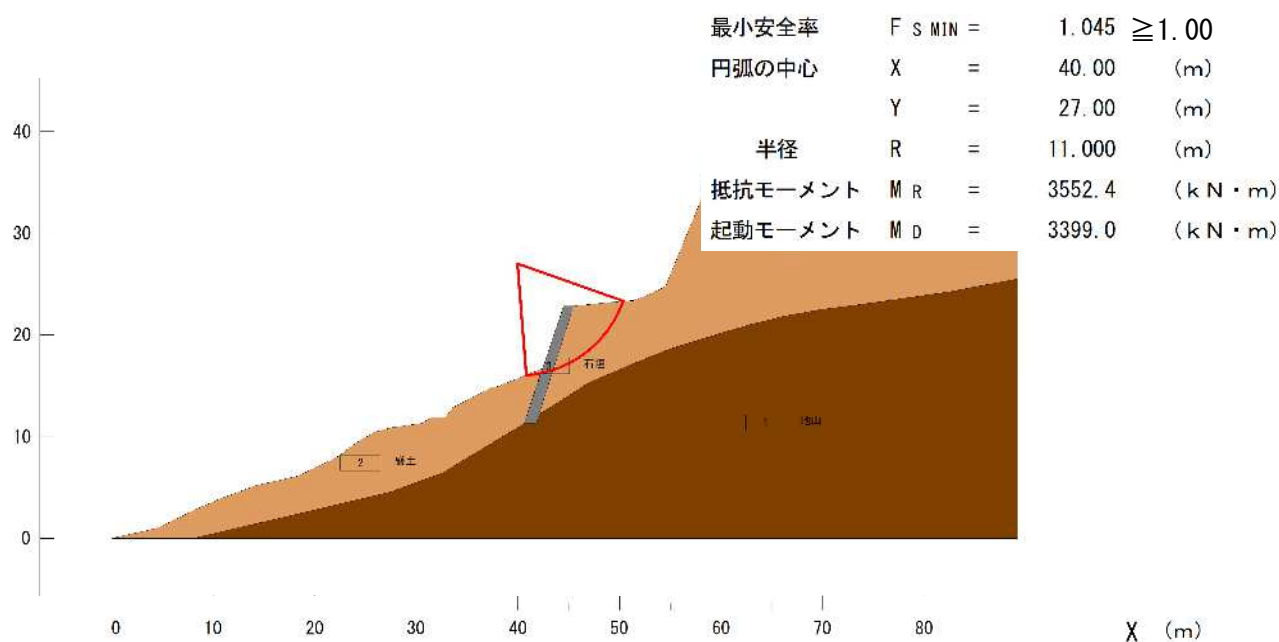


図 5-5 崩落前の状態の安全率

○崩落時の再現（安全率が 1.0 を下回る水位の高さを 0.5m ピッチで検討）

Case1：水圧を想定した場合 ※水圧を崩落前のすべり面に対して水平荷重として作用させる。

水圧が地表面に見えている石垣下端から 4.0m の高さまで作用した場合に、安全率が 1.0 を下回ることを確認した。

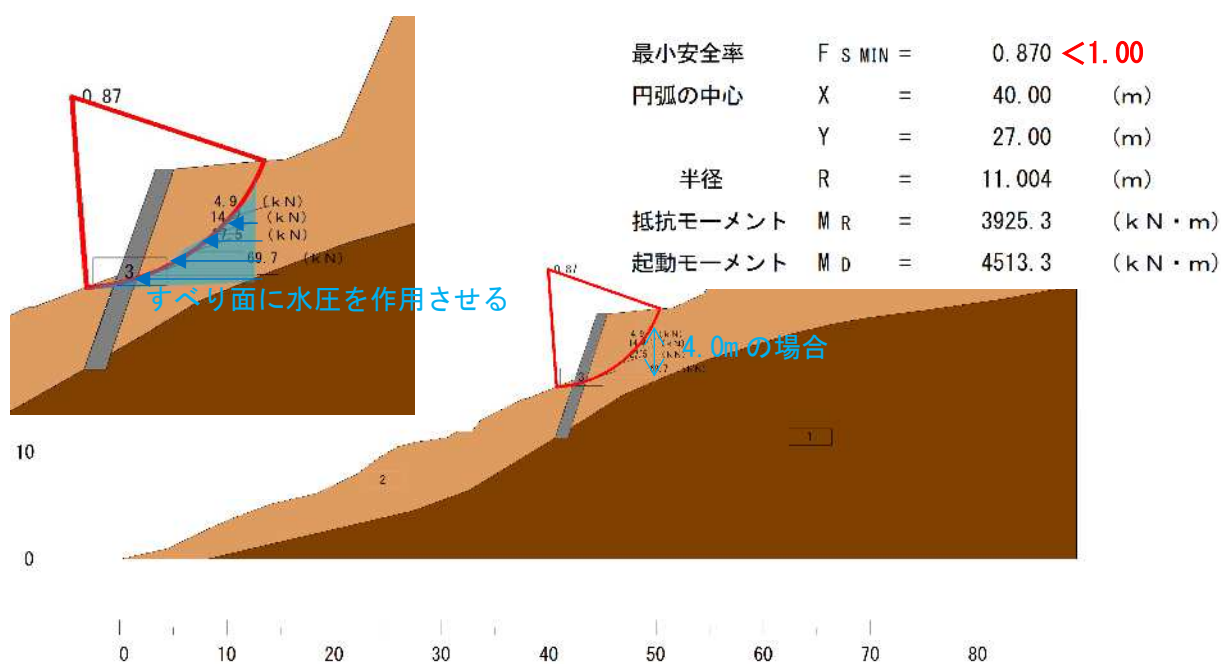


図 5-6 水圧を作用させた場合の安全率

検討の結果、帯曲輪南面の崩落部は水位がない場合（適切に排水されている状態）では、所定の安全率を確保しているが、仮に水位が帯曲輪石垣前面の地盤面から 4.0m の高さまで上昇した場合、その水圧を考慮した検討では、安全率が 1.0 を下回る結果となった。

実際の崩落当時の盛土内の状況が明確でないため、どの程度まで水位が上昇していたかは定かではないが、帯曲輪南面の崩落は、水による影響が大きいことが確認できた。

【参考】盛土のせん断強度が低下した場合の安全率の変化について

丸亀城の盛土の特性として、水浸により粘着力がほぼ 0kN/m^2 となる（図 2-9 参照）。これを考慮した安定検討を、南面の崩落前のモデルで実施した（図 5-7）。その結果、粘着力が消失したことで、安全率は 1.045 から 0.616 まで下がることがわかった。

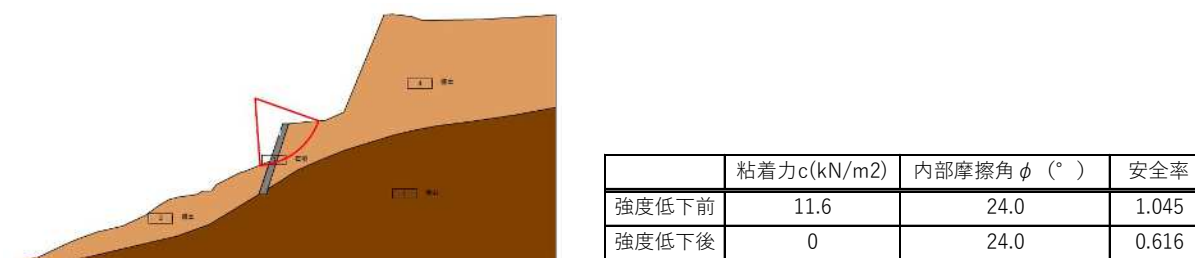


図 5-7 盛土のせん断強度が低下した場合の安全率の変化

6. 2次元安定解析電算アウトプット

7. 帯曲輪石垣南西角部の崩壊再現解析検討結果

7.1. 解析の目的

令和元年実施の現場透水試験の結果「丸亀城石垣崩落復旧に伴う地質調査業務委託業務報告書 令和2年3月」、丸亀城石垣内部の盛土の透水係数は非常に小さい値であった。その物性を反映した三次元浸透流解析の結果から、降雨に対して盛土内の地下水位上昇が非常に小さくなることが分かっている。一方、三の丸石垣の解体に伴う掘削途中の法面上に埋設石垣やクラック、排水層（礫質土の層）があることが確認されている。このことから、石垣背面の盛土内で一様に水位が上昇したのではなく、クラックや排水層等の縦方向の水みちを通じて盛土内に雨水が流入していたと考える。

本検討では、帯曲輪石垣南西角部の二次元断面を対象とした弾塑性解析により、縦方向水みち内への雨水流入が繰り返されることによる盛土の塑性ひずみの蓄積と、帯曲輪石垣西面の変形（転倒）を定性的に再現することを目的とする。解析コードは、ITASCA 社製の「FLAC3D version7.0」を採用した。

7.2. 解析対象となる帯曲輪石垣西面の変位計測結果

帯曲輪石垣西面の変位計測結果を図 7-1 に示す。西面の石垣は下側で 12mm、中腹で 14mm~17mm、天端側で 20mm の変位が確認でき、石垣が転倒する方向へと変位が増大していることが分かる。また、南西角部の崩落後、帯曲輪周囲に配置されていた土嚢が崩落した石垣に覆われて見えなくなっていたことから、すべり崩壊ではなく、転倒崩壊であると解釈できる。

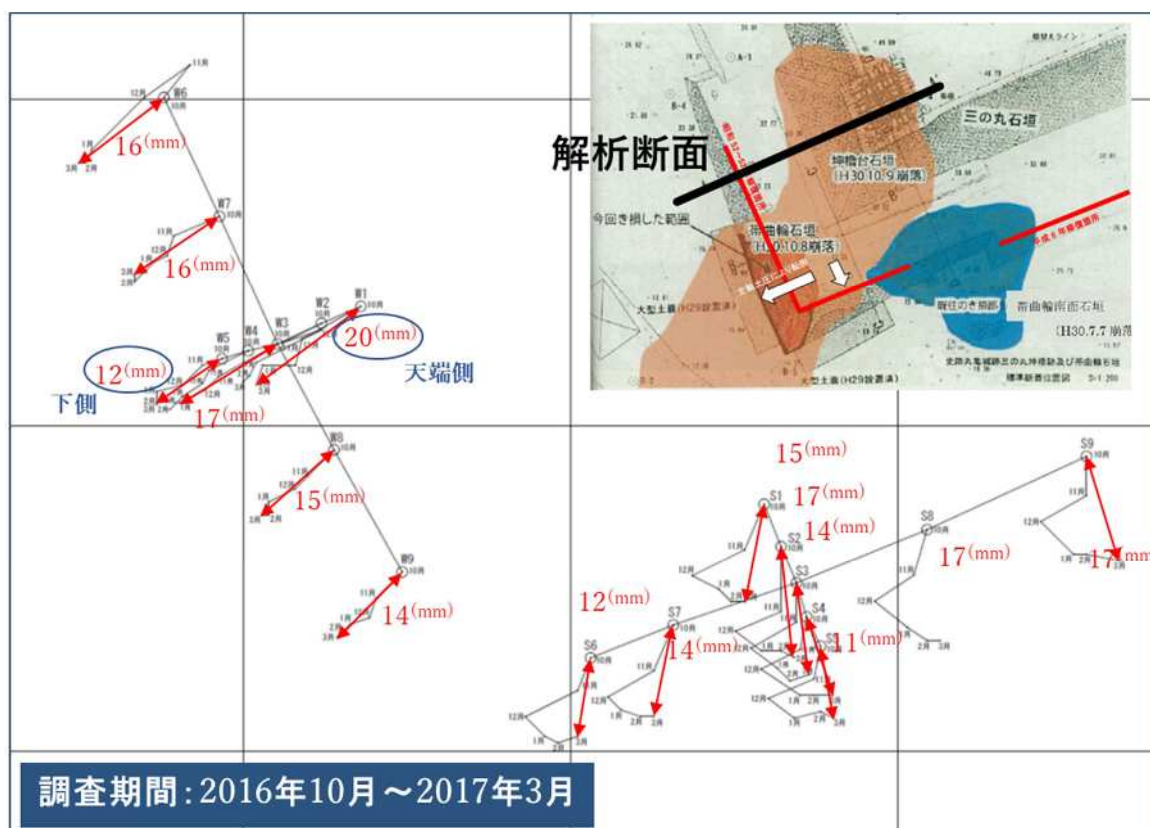


図 7-1 帯曲輪南西部石垣変位（石垣動向調査資料より）

7.3. 解析条件と解析モデル

(1) 解析条件

図 7-1 に示すように、帯曲輪石垣南西角部西面の二次元断面を弾塑性解析の対象とする。図 7-2 に示すように、盛土内に縦方向水みちが発生した状況を想定し、上昇水位分の水圧を載荷することで縦方向水みち内に一時的に滞水した雨水の圧力を表現する。また、載荷した水圧を除荷することで水位低下時の圧力低下を表現する。水圧の載荷箇所は、埋没石垣やクラックなど無数に水圧が発生した箇所の存在があったと想定されるが、解析上は代表的な場所を選定することとし、三の丸石垣の背面とした。このとき、長い年月を経ることで石垣の排水機能が徐々に喪失されていく状況を表現するため、図 7-3 に示す通り、水位の上昇低下を繰り返すごとに徐々に上昇量が増加していくこととした。

縦方向水みちを想定している位置の近傍にある井戸水位 (No.3) を参考に、縦方向水みち内の水位上昇の最大値を 2.5m に設定した。平成 4 年以降、日雨量 50mm を超える降雨は 74 回記録されていることから、初期水位上昇量を 0 とし、74 回目の水位上昇量を 2.5m として、水位上昇低下のサイクルごとに線形に水位上昇量が増加していくこととした。また、石垣崩壊時には井戸水位が 9m 程度上昇していたとの報告があることから、75 回目の水位上昇サイクルのみ水位上昇量を 9.0m に急激に増加させることで豪雨時の石垣変形を模擬する (図 7-3、図 7-4 参照)。

(2) 解析モデル

解析に用いた解析メッシュを図 7-4 に示す。モデルは 3D-CAD データから二次元断面を切り出すことにより作成した。地層は既存の地質調査結果を参考にし、石垣の形状や石垣背面の栗石層の分布などは石垣解体工事で得られた情報を反映した。

境界条件については側部を鉛直ローラー、底部を水平ローラー境界とした。単位奥行の平面ひずみ条件下で実施することとし、地盤の構成則は、弾完全塑性モデル (モールクーロン) とした。弾塑性解析に用いた物性値と設定根拠を表 7-1 に示す。

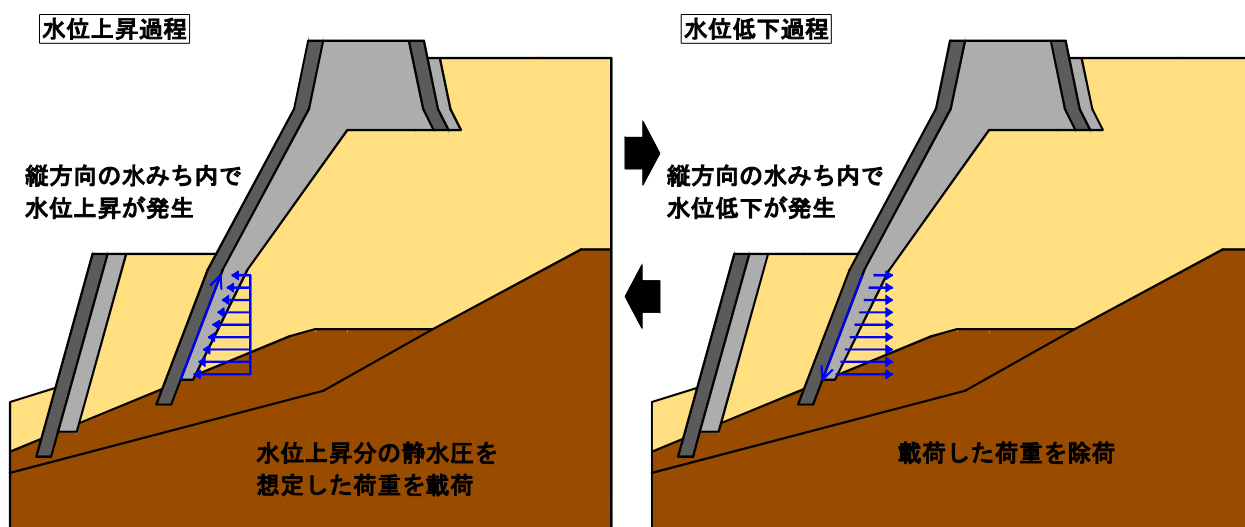


図 7-2 水位変動を想定した荷重の繰り返し載荷

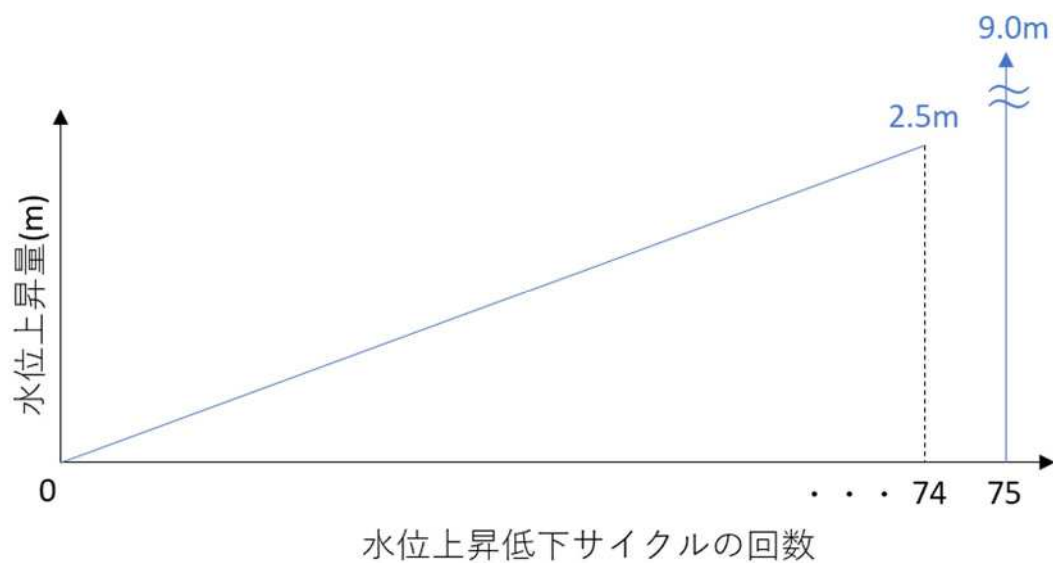


図 7-3 石垣排水機能の喪失を想定した降雨時水位上昇量の設定

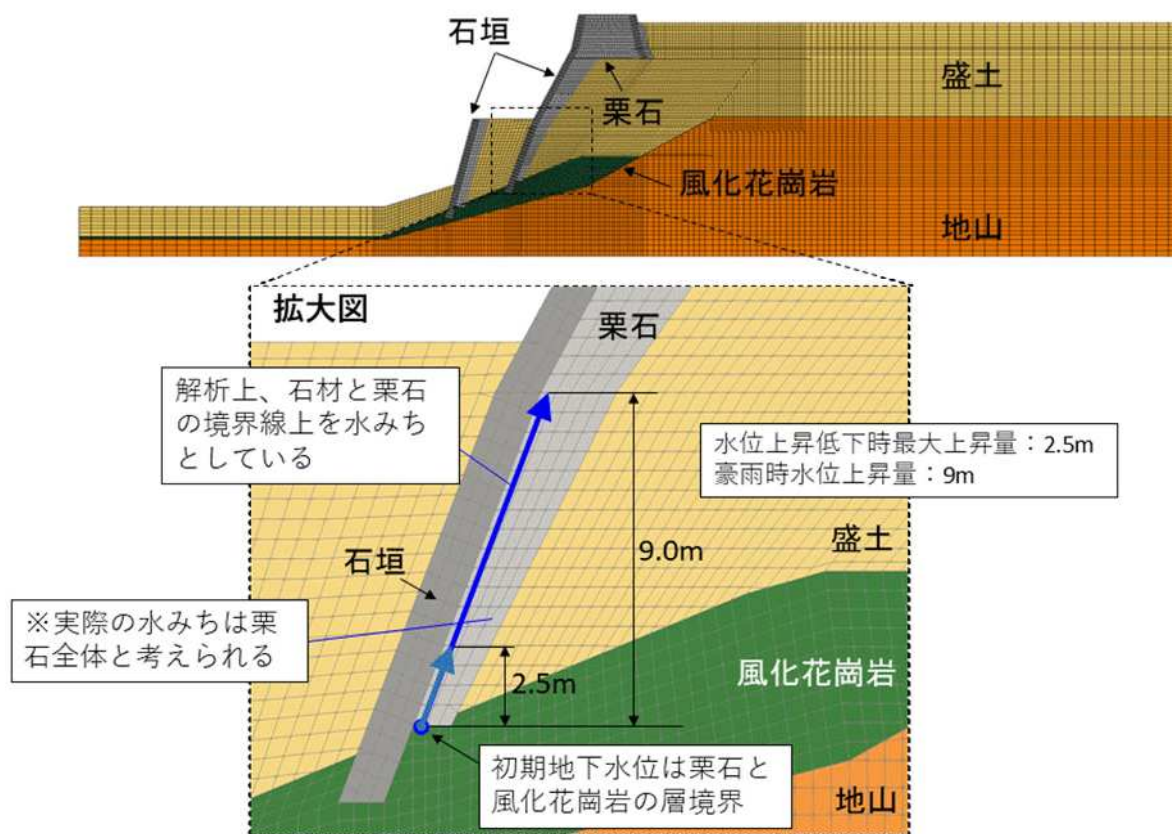


図 7-4 解析メッシュ図

表 7-1 解析で使用した物性値一覧

項目		設計値	単位	引用元/土質試験
石垣	単位体積重量 γ	25.2	kN/m ³	石材コア密度試験※ ¹
	変形係数	1.49×10^7	kN/m ²	石材コア圧縮試験※ ²
	ポアソン比	0.245	-	
栗石	単位体積重量 γ	18.0	kN/m ³	栗石一面せん断試験※ ³ 平均値
	粘着力 c	8.0	kN/m ²	
	内部摩擦角 ϕ	36.0	°	
	変形係数	5.49×10^3	kN/m ²	
	ポアソン比	0.33	-	一般的な値
盛土	単位体積重量 γ	18.5	kN/m ³	三軸圧縮試験※ ⁴ 粘着力は飽和時(11.6)の 2.5 倍を仮定※ ⁵
	粘着力 c	29.0	kN/m ²	
	内部摩擦角 ϕ	24.0	°	
	変形係数	2.92×10^3	kN/m ²	孔内水平載荷試験※ ⁶
	ポアソン比	0.33	-	一般的な値
風化花崗岩	単位体積重量 γ	18.8	kN/m ³	密度試験※ ⁷
	変形係数	2.58×10^4	kN/m ²	三軸圧縮試験※ ⁸
	ポアソン比	0.33	-	一般的な値
地山	単位体積重量 γ	25	kN/m ³	H28.3 地質調査報告書 安山岩(岩盤 C _M 級)※ ⁹
	変形係数	4.5×10^5	kN/m ²	
	ポアソン比	0.33	-	一般的な値

※1 丸亀城石垣崩落復旧に伴う地質調査業務委託 報告書、令和 2 年 3 月（石材コア密度試験データ）

石垣を構成していた石材から抜き出したコア試料 18 個の湿潤密度を単位体積重量に変換した

※2 丸亀城石垣崩落復旧に伴う地質調査業務委託 報告書、令和 2 年 3 月（石材コア圧縮試験データ）

石垣を構成していた石材から抜き出したコア試料 18 個の変形係数、ポアソン比の平均値

※3 栗石一面せん断試験結果

※4 丸亀城石垣崩落復旧に伴う地質調査業務委託 報告書、令和 2 年 3 月（室内土質試験データ）

ボアホール No.1-1 から採取した試料（1-1-2、1-1-2'、1-1-7'）の三軸試験結果平均値

※5 締固めたまさ土の強度・変形特性に及ぼす異方性の影響. HAM Tae Gew, 中田 幸男, 兵動 正幸, 吉本 憲正, 村田 秀一. 土木学会論文集 62(2), 360-370, 2006-07-20.

※6 丸亀城石垣崩落復旧に伴う地質調査業務委託業務報告書、令和 2 年 3 月

ボアホール No.1-1、2-2、2-3 にて実施した孔内水平載荷試験結果の平均値

※7 C 面根石下部地盤から採土円筒により採取した供試体の試験結果_2021.10.27

※8 風化花崗岩三軸圧縮結果まとめ ボーリングコアによる試験結果 3 回の平均値、三の丸西面(C 面) 根石下部地盤(Bor)下部 (2.50~3.50m)

※9 軟岩一調査・設計・施工の基本と事例（土木学会、1984 年）

7.4. 解析結果

(1) 変形（水位上昇低下時）

弾塑性解析によって得られた水平変位量の分布を図 8-1 に示す。同図は 74 回の水位上昇低下終了時点での変位である。帯曲輪石垣が転倒する方向へと変位している。図 8-1 に示す帯曲輪石垣西面の天端と中腹の点に着目し、これらの点の水平変位の経時変化を図 8-2 に示す。各点の水平変位は、水位上昇過程で大きくなり、水位低下過程で小さくなる。しかし、水位低下時に完全に元の変位量に戻らず、水位変動を繰り返すことで徐々に変位量が蓄積していることが確認できる。

図 8-3 に石垣の変形を 80 倍にして表示する。同図に示すように、帯曲輪石垣が転倒する方向へと立ち上がるように変形しており、この変形に追従して三の丸石垣背面にて栗石と盛土の沈下が発生している。図 8-2 に示す着目点の水平変位の経時変化によると、帯曲輪石垣の最大水平変位は石垣天端において 24.1mm、中腹において 16.2mm であった。図 7-1 に示す帯曲輪南西部石垣変位の計測値（中腹で 14mm~17mm、天端側で 20mm）と比較して同程度の変位量になっており、帯曲輪石垣転倒につながる変形を再現することができた。

(2) 塑性領域分布（水位上昇低下時）

図 8-4 の塑性領域分布図に示すように、石垣と栗石の境界は塑性領域（せん断破壊領域）となっている。図 8-5 のせん断ひずみ分布図に示すように帯曲輪石垣背面の塑性領域に大きなせん断ひずみが生じており、石垣が立ち上がるのに対して栗石層が下方にずれるように変形することで、帯曲輪石垣背面の天端が沈下している。このような帯曲輪天端の沈下は 2018 年 10 月の調査において実際に観察されている。（2019 年度第 16 回全国城跡等石垣整備調査研究会記録集）また、図 8-4 に示すように帯曲輪の変形にともなって三の丸石垣背面には広く塑性域が発生しており、図 8-5 に示すように三の丸石垣背面の塑性領域にせん断ひずみが集中することで複数のすべり面が形成されている。

以上のように、長い年月をかけて縦方向水みちの水位変動を繰り返すことで、帯曲輪石垣転倒につながる変形が蓄積され、その変形にともなって三の丸背面の塑性領域が徐々に拡大していったと考えられる。

(3) 豪雨による帯曲輪石垣西面の崩壊

豪雨により縦方向水みち内の水位が 9m 上昇した時の帯曲輪石垣西面天端と中腹の水平変位量を図 8-6 に、このときの石垣部分の変形図（変位量 20 倍表示）を図 8-7 に示す。

図 8-6 から水位が 9m 上昇した時の天端の水平変位は最大で 168mm となっており、図 8-7 の変形図から帯曲輪石垣が転倒する方向へと大きく変形している。

これらの結果から、豪雨が要因となってまず帯曲輪が転倒し、その後、抑えを失った三の丸石垣背面における複数のひずみ集中箇所に変位が増大し、すべり破壊が発生することで最終的な崩壊に至ったと考えられる。

8. 2次元 FEM 弾塑性解析結果図（変形図・塑性領域分布図）

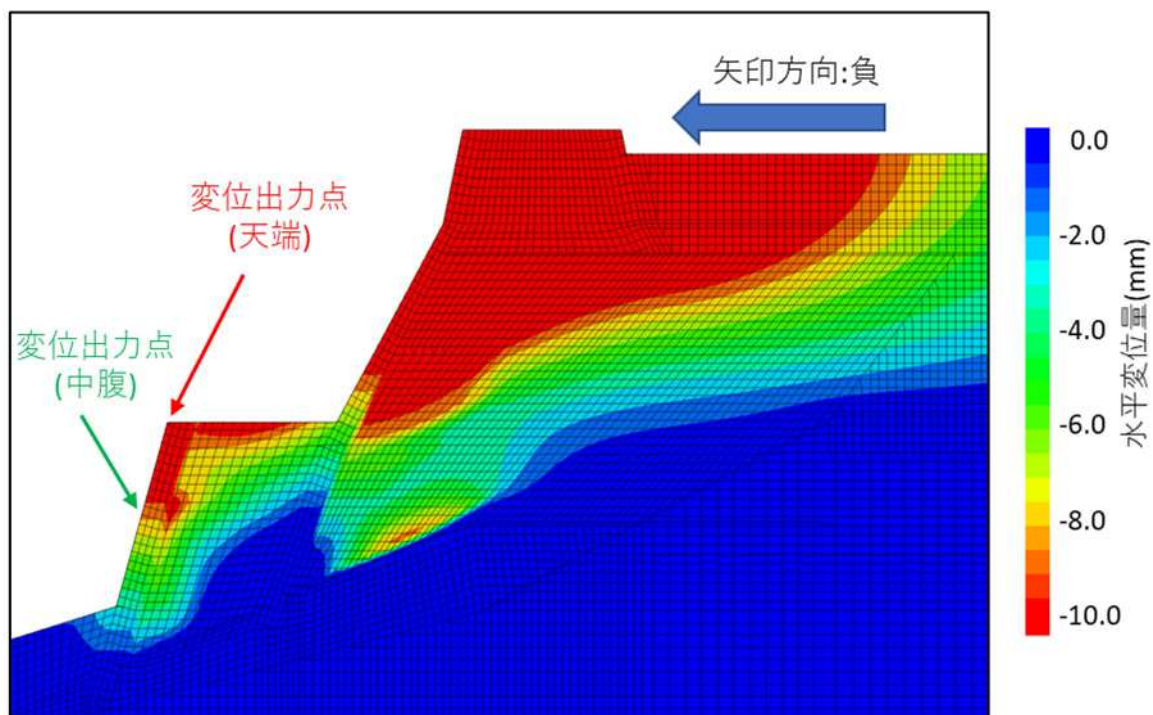


図 8-1 水平変位量分布図 単位：mm

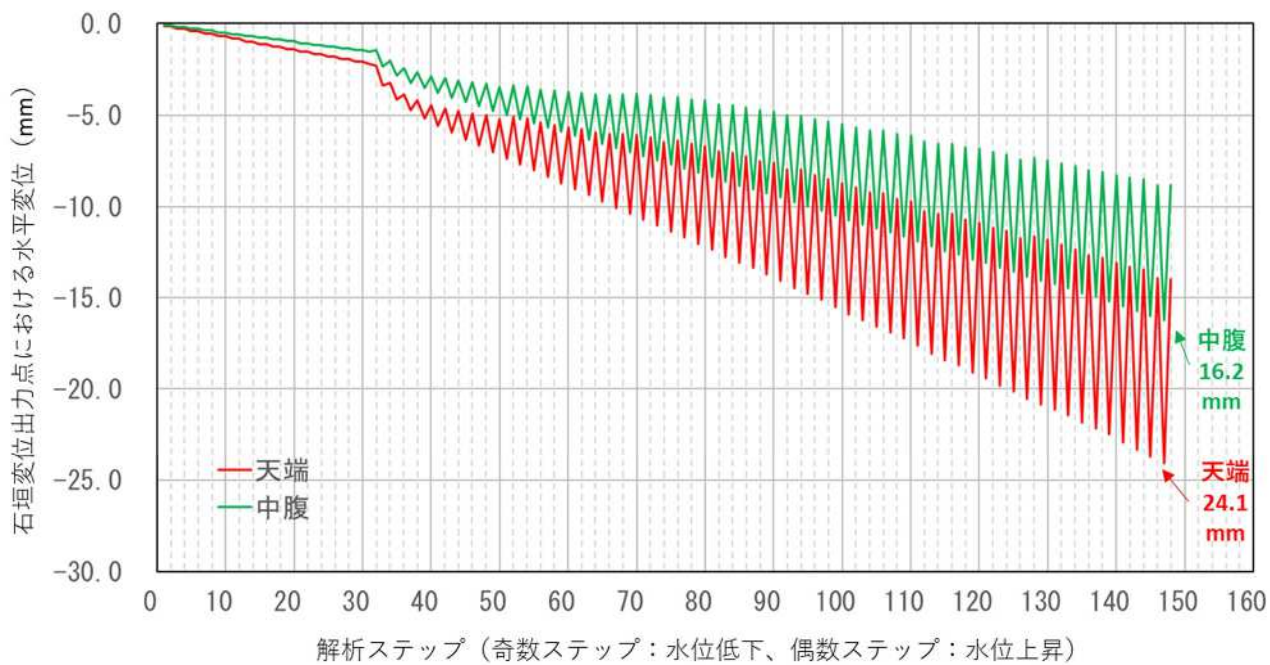


図 8-2 石垣着目点における水平変位の蓄積

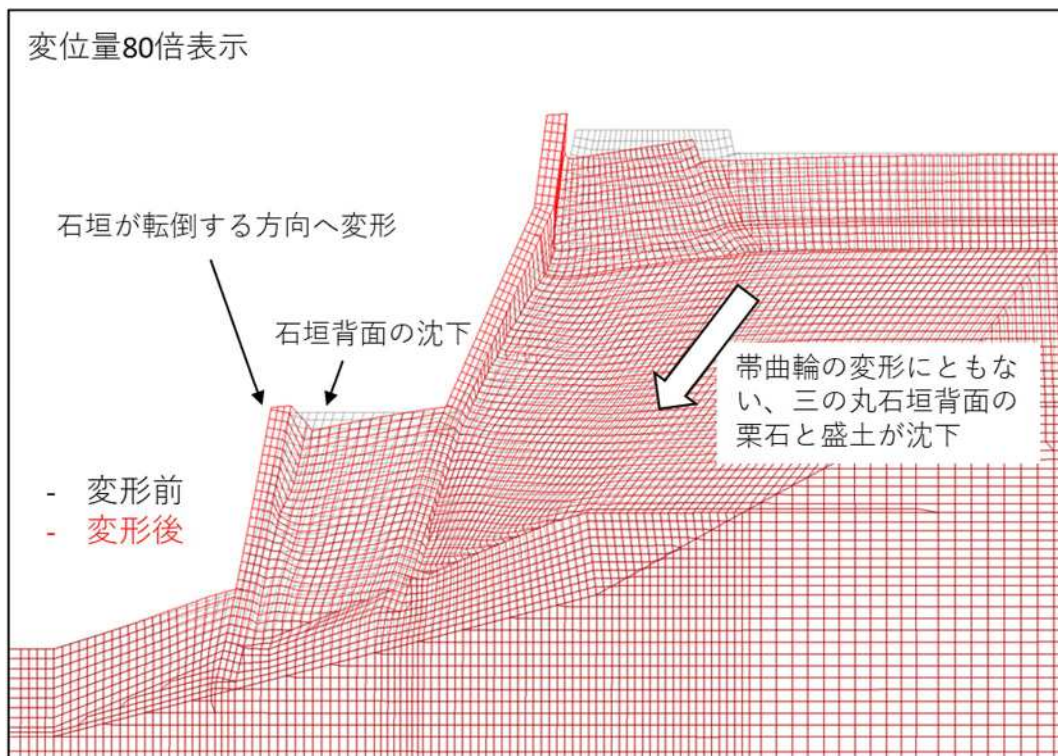


図 8-3 変形図（変位量 80 倍表示）

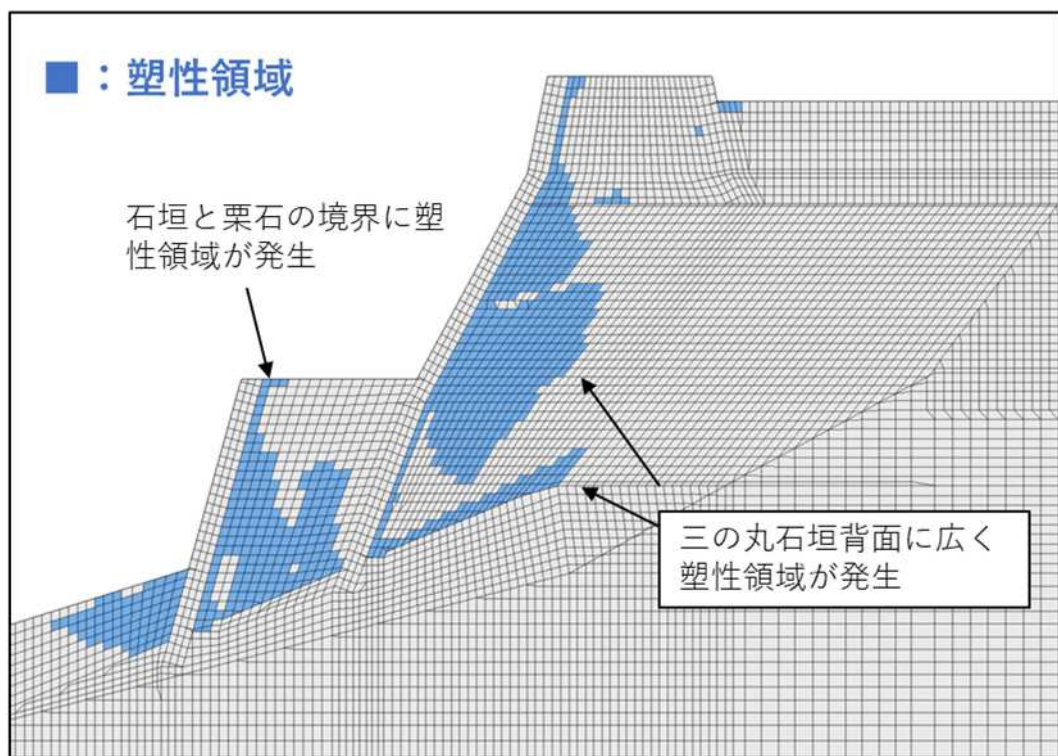


図 8-4 塑性領域分布図

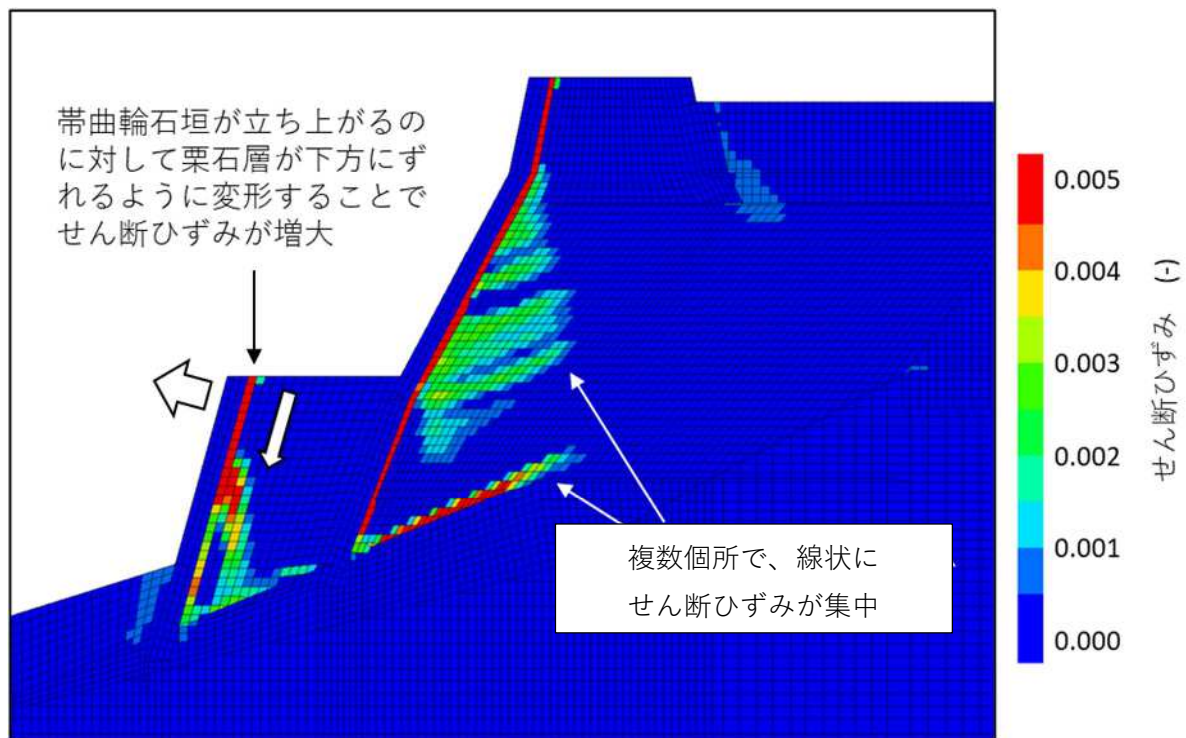


図 8-5 せん断ひずみ分布図

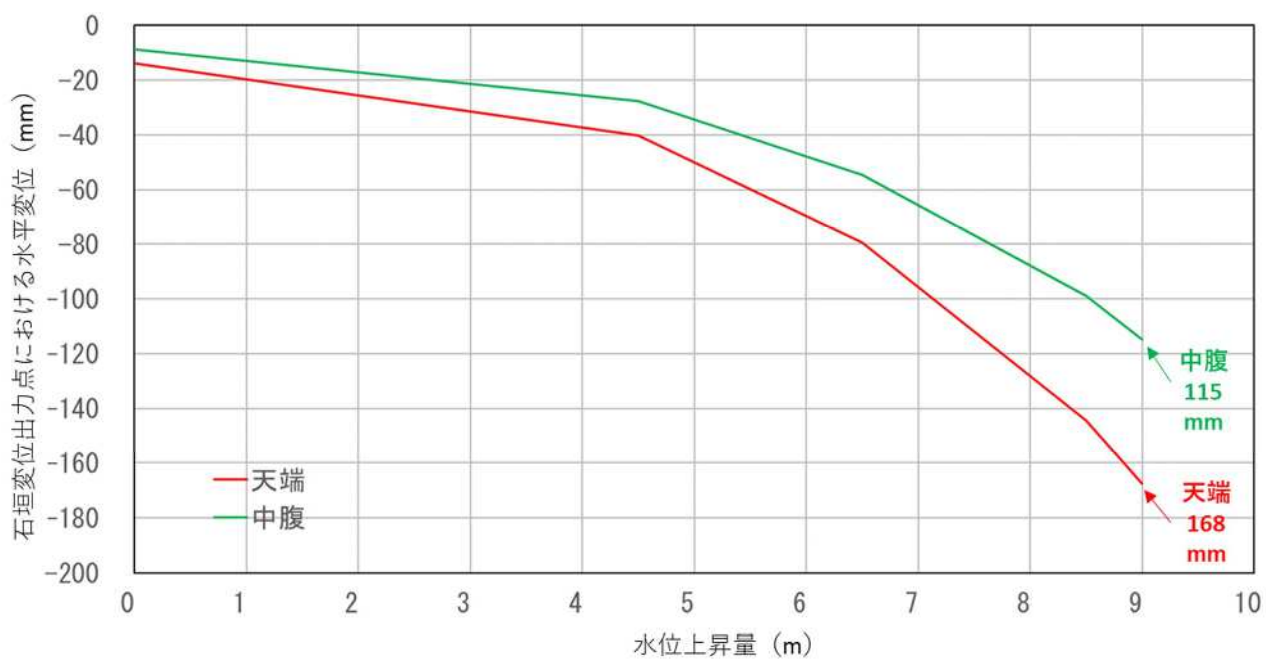


図 8-6 水位 9m 上昇時の石垣着目点における水平変位

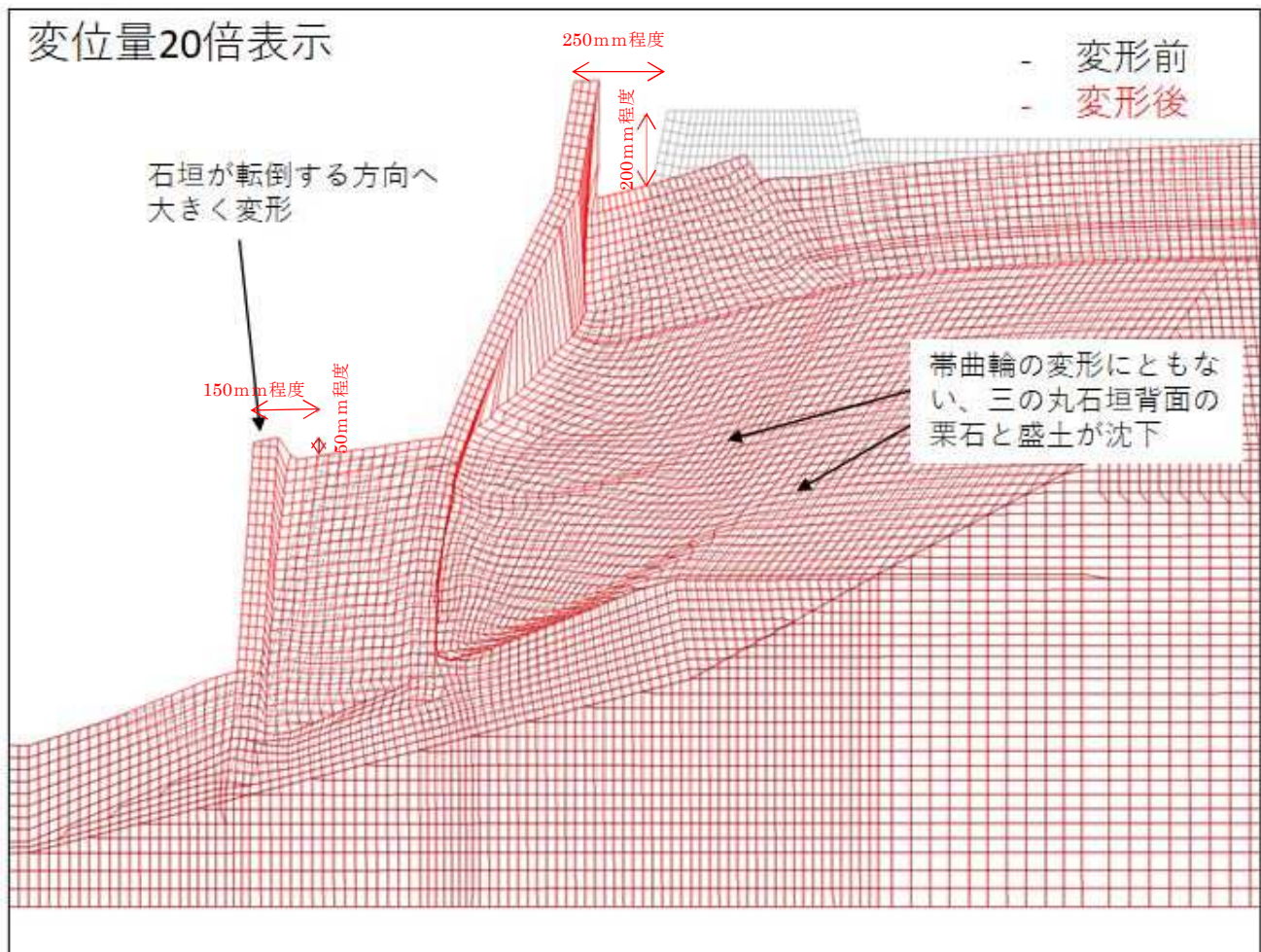


図 8-7 水位 9m 上昇時の変形図（変位量 20 倍表示）

【参考】帯曲輪石垣の安定検討（転倒崩壊の再現）

帯曲輪石垣の崩落は各種検討結果や変位の計測値から、転倒による崩落と考えられる。そこで、石垣背面の盛土の物性値（基礎地盤）を用いて、不飽和状態で粘着力がある場合と、飽和したことで粘着力が消失した場合の2ケースで安定検討を実施した。その結果、粘着力を考慮した場合は、常時検討において石垣深度 11.0m まで所定の安全率があるが、粘着力が消失した場合は石垣深度 5.0m までしか所定の安全率を満たさない結果となった。帯曲輪石垣は経年的な歪みが発生していたところへの降雨による水圧の作用に加え、背面の盛土の強度低下が発生したことで転倒したと考えられる。

$\gamma 18.5\text{kN/m}^3 \quad \phi 24.0^\circ \quad c 11.6\text{kN/m}^2$					
常時			地震時L1		
石垣深度(m) H	安全率 Fs	判定	石垣深度(m) H	安全率 Fs	判定
1.00	-	OK	1.00	11.36	OK
3.00	-	OK	3.00	5.23	OK
5.00	-	OK	5.00	4.00	OK
7.00	-	OK	7.00	1.25	OK
9.00	4.16	OK	9.00	0.80	NG
11.00	1.51	OK	11.00	0.57	NG
13.00	0.93	NG	13.00	0.44	NG
15.30	0.65	NG	15.30	0.34	NG

$\gamma 18.5\text{kN/m}^3 \quad \phi 24.0^\circ \quad c 0\text{kN/m}^2$					
常時			地震時L1		
石垣深度(m) H	安全率 Fs	判定	石垣深度(m) H	安全率 Fs	判定
1.00	19.15	OK	1.00	6.99	OK
3.00	3.58	OK	3.00	1.79	OK
5.00	1.72	OK	5.00	0.94	NG
7.00	1.09	NG	7.00	0.62	NG
9.00	0.79	NG	9.00	0.46	NG
11.00	0.61	NG	11.00	0.36	NG
13.00	0.50	NG	13.00	0.29	NG
15.30	0.41	NG	15.30	0.24	NG

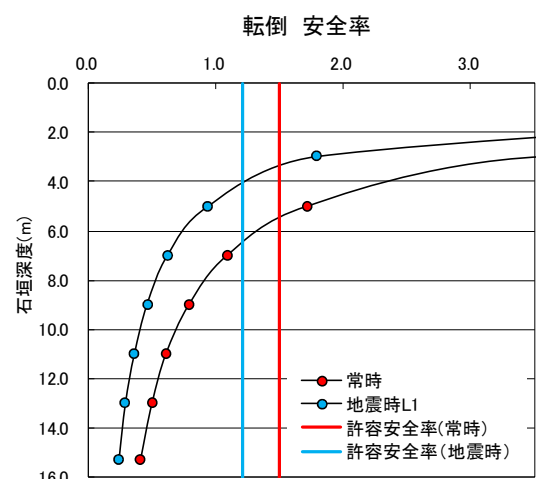
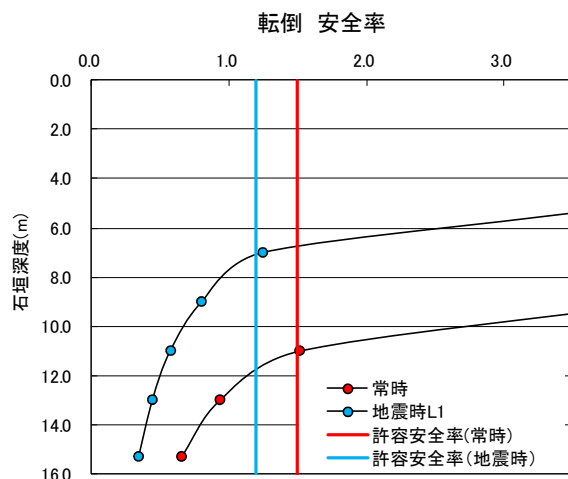


図 8-8 帯曲輪石垣の転倒検討

9. 三の丸石垣の崩落再現解析検討結果

9.1. 解析の目的

丸亀城南西角部の三の丸石垣は下段である帯曲輪石垣が崩落した後に崩落した。これは、帯曲輪石垣が転倒崩落したことで三の丸石垣が安定性を失い、すべり崩落したと考えられる。この崩落事象を再現するためには南西角部の角部特有の形状を考慮する必要があるため、3次元による円弧すべりの検討を実施する。また、石垣解体工事によって、三の丸石垣が地中部にも続いており、地山まで延びていることが判明した。そこで、三の丸石垣（地上部・地中部）と帯曲輪石垣を3次元モデル化し、帯曲輪石垣の転倒崩落前と崩落後における三の丸石垣の安定性を確認する。

9.2. 帯曲輪石垣の崩落形状

南西角部の帯曲輪石垣の崩落は、転倒崩壊であったと考えられている。しかし、実際の崩壊形状に関する資料がないため、本検討では盛土の内部摩擦角（ $\phi = 24^\circ$ ）から主働崩壊角を算出し、崩壊土塊の想定モデルを作成した。なお、大型ブロック積み擁壁計算による安定検討では、この想定した主働崩壊角（実際の崩落形状に近い形状）による転倒の安全率は $2.11 > 1.5$ （常時）であった。つまり、今回の崩落に至るまで、長年崩れずに石垣として保ってはいたが、長年の歪みの蓄積や豪雨による影響で崩落したと考えられる。

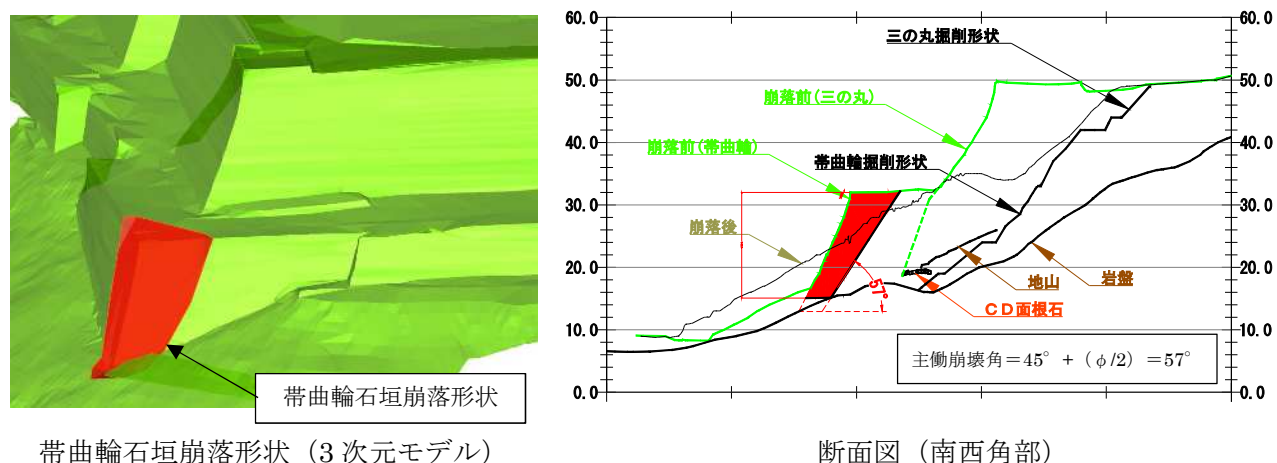


図 9-1 帯曲輪石垣の崩落形状

9.3. 解析 STEP

三の丸石垣崩落に至った事象を再現する解析STEPを図 9-2に示す。

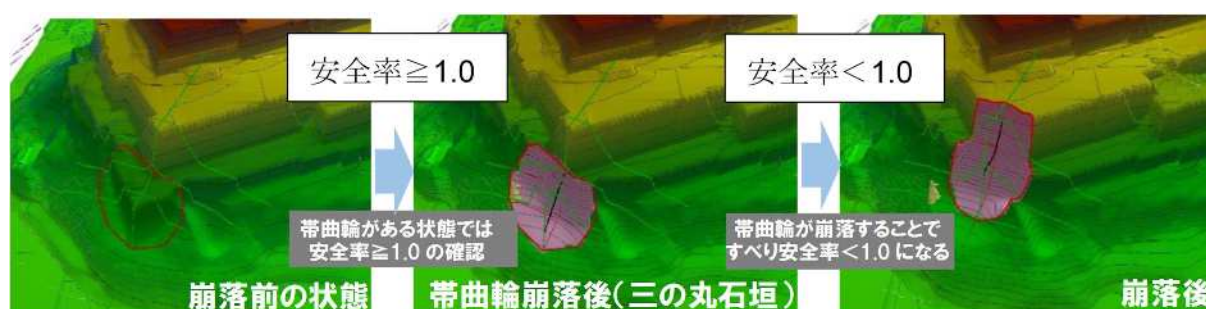


図 9-2 解析 STEP 図

9.4. 検討条件

(1) 検討方法

斜面の安定検討は修正 Hovland 法を用いて、下式により行う。

$$F_s = \frac{\sum_i \sum_j \{ C A_b + (W \cos(DIP) - U) \tan \phi \}}{\sum_i \sum_j W \sin \alpha_{yz}}$$

ここで、

F_s	: 安全率	
C	: 粘着力	(kN/m ²)
A_b	: コラムのすべり面面積	(m ²)
W	: コラムの重量	(kN)
U	: 間隙水圧	(kN)
DIP	: すべり面の最大傾斜角	(°)
ϕ	: 内部摩擦角	(°)
α_{yz}	: すべり方向の傾斜角	(°)

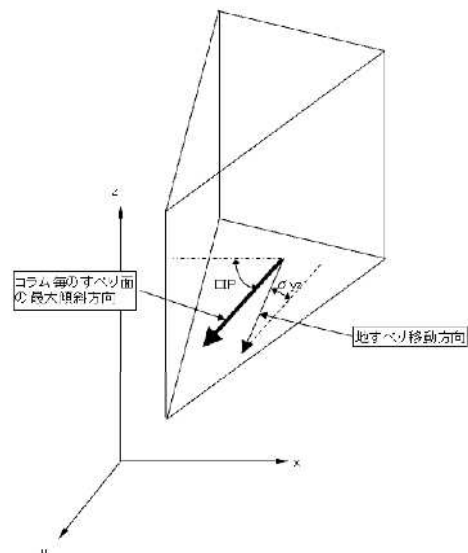


図 9-3 安定計算式

(2) 地盤物性値

表 9-1 に地盤物性値を示す。

表 9-1 地盤物性値

土 層	地盤物性値			備 考
	単位体積重量 γ (kN/m ³)	粘着力 c' (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ' (度)	
盛土層	18.5	11.6	24.0	三軸圧縮試験 ($\overline{CU}$) ※1
岩 盤	-	-	-	すべらない層

※1：丸亀城石垣崩落復旧に伴う地質調査業務委託業務報告書、令和2年3月

ボアホールNo. 1-1から採取した試料（1-1-2、1-1-2'、1-1-7'）の三軸圧縮試験結果平均値

(3) 水位

別途実施した3次元浸透流解析では盛土内の性状から水位が上がりにくいことが確認された。そのため、現時点の検討では水位は考慮せず、崩落の再現が可能であるか検討を実施する。

(4) 上載荷重

崩落時には石垣天端に人の立ち入りなどがなかったことから、上載荷重は考慮しない。

(5) 安全率

崩落再現解析に用いる安全率は以下の通りとする。

崩落前：1.00 以上

崩落時：1.00 未満

(6) 地震時水平震度

崩落事象が地震によるものではないことから、検討は常時のみとする。

(7) 検討モデル

次項に3次元の検討モデルを示す。

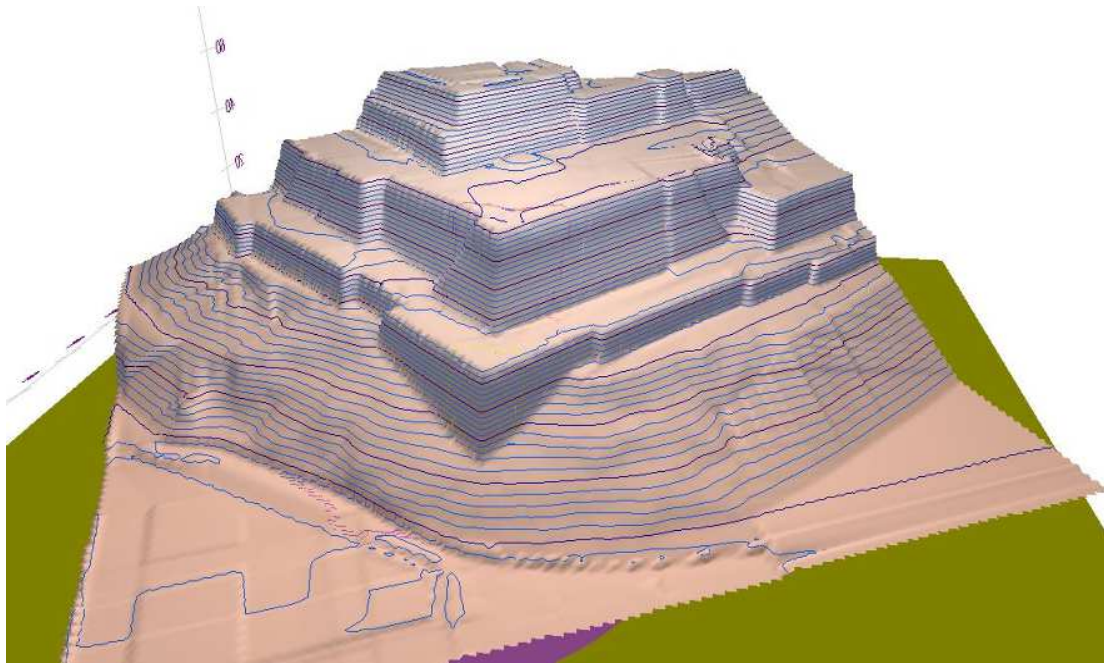


図 9-4 崩落前の 3 次元モデル

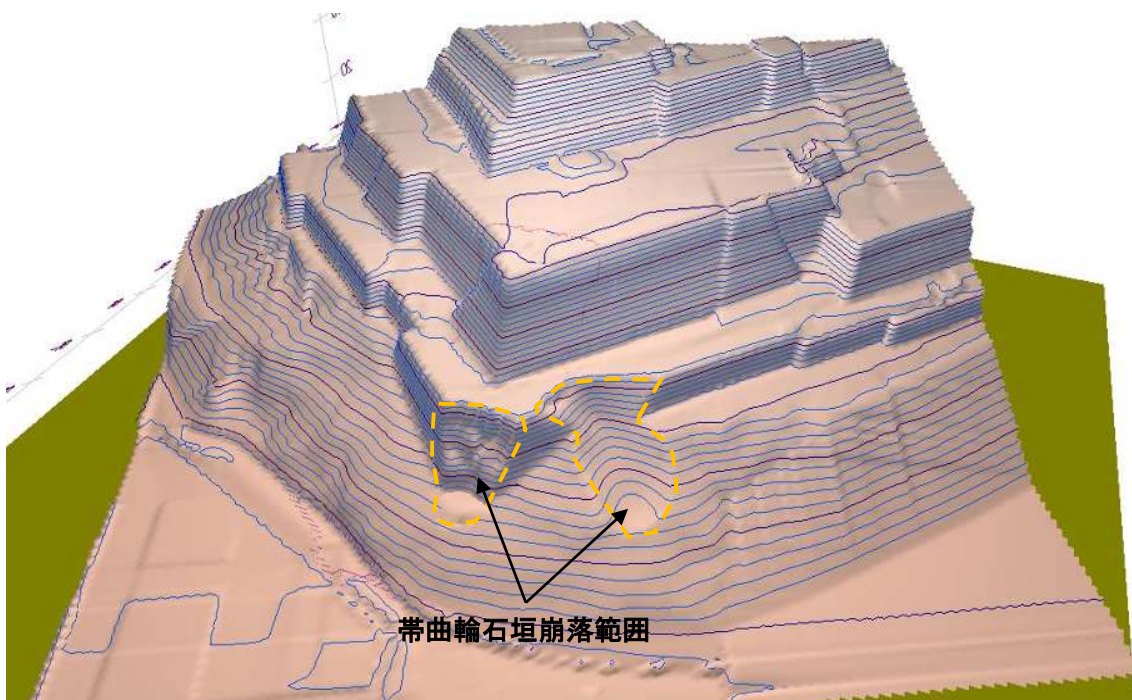
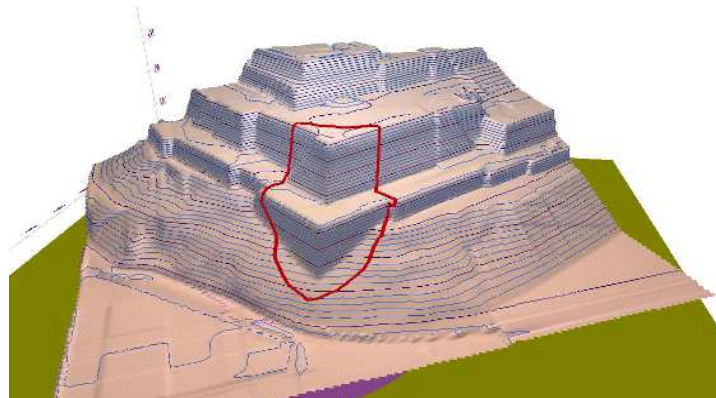


図 9-5 帯曲輪石垣崩落後の 3 次元モデル

9.5. 検討結果

○崩落前 ($F_s=1.004 \geq 1.0$)



回転軸	回転軸	回転半径	すべり幅	すべり幅	すべり幅	安全率
Y(m)	Z(m)	R(m)	(m)	X1(m)	X2(m)	F_s
-59.500	93.000	80.000	45.000	22.500	22.500	1.004

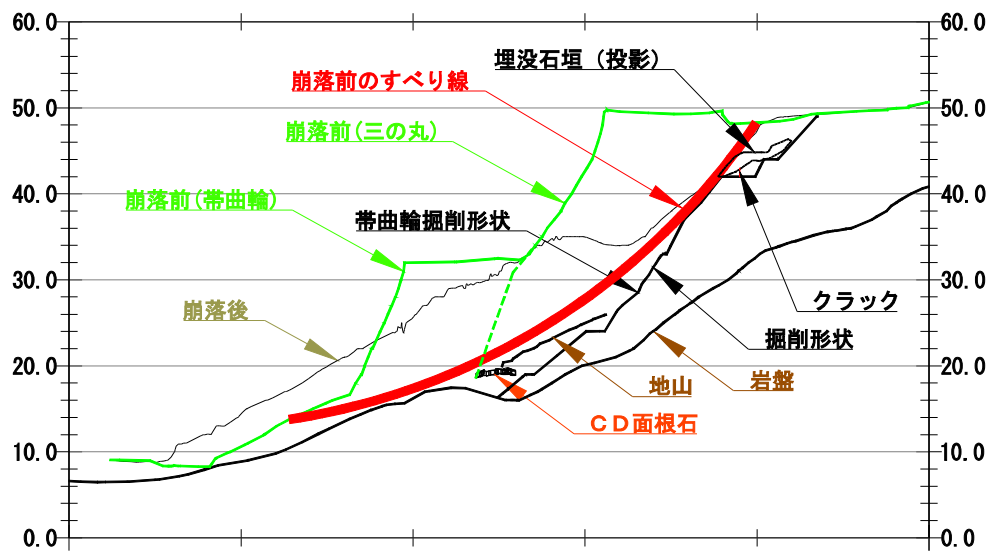
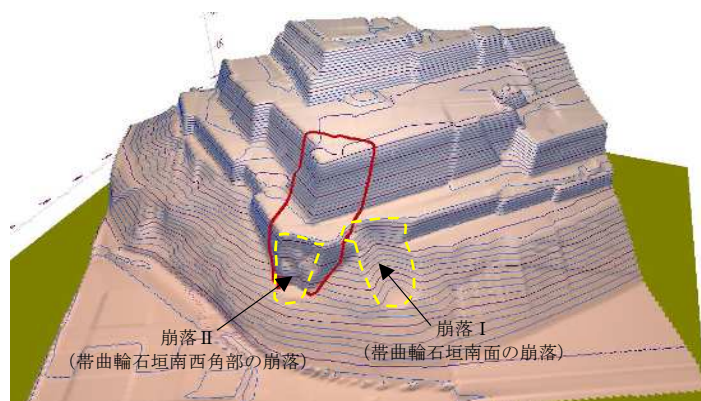


図 9-6 崩落前の安定検討結果 (南西角部の断面)

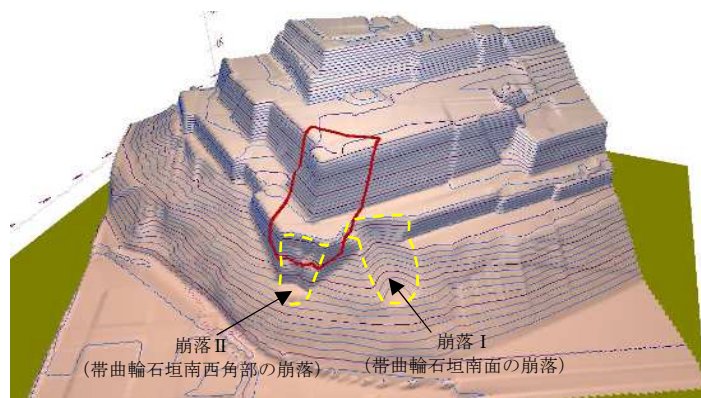
○南面・帯曲輪石垣崩落後

＜深いすべりの場合＞ ($F_s=0.859<1.0$)



回転軸	回転軸	回転半径	すべり幅	すべり幅	すべり幅	安全率
Y(m)	Z(m)	R(m)	(m)	X1(m)	X2(m)	F_s
-60.000	93.000	80.000	30.000	15.000	15.000	0.859

＜浅いすべりの場合＞ ($F_s=0.957<1.0$)



回転軸	回転軸	回転半径	すべり幅	すべり幅	すべり幅	安全率
Y(m)	Z(m)	R(m)	(m)	X1(m)	X2(m)	F_s
-54.000	101.000	80.000	30.000	15.000	15.000	0.957

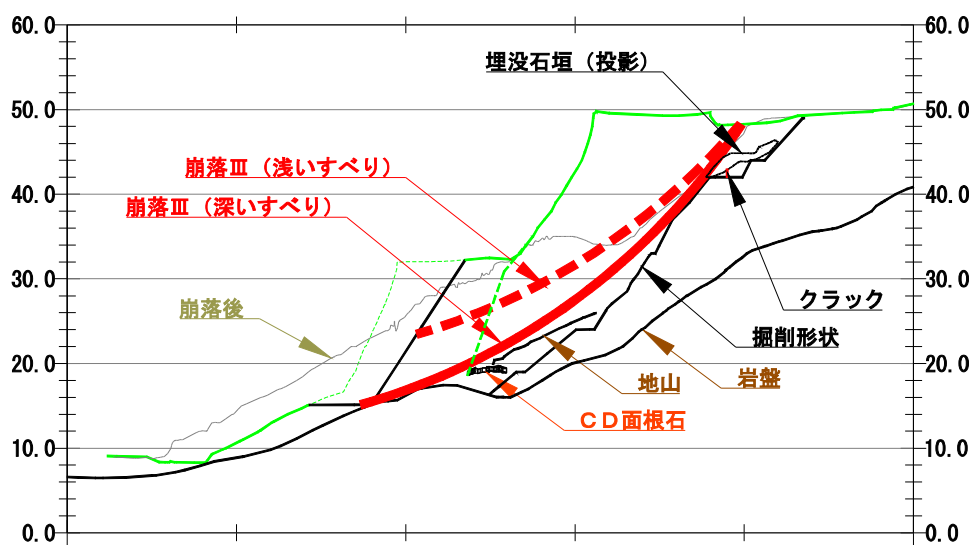


図 9-7 帯曲輪石垣崩落後の安定検討結果(南西角部の断面)

崩落した南西角部において、3次元モデルを用いて安定検討を実施した結果、帯曲輪石垣が崩落する前の状態であれば所定の安全率を確保しており、帯曲輪石垣が崩落した際に所定の安全率を下回ることがわかった。よって、三の丸石垣は帯曲輪石垣が崩落したことで支えを失ったことで崩落したと考えられる。

なお、本検討は盛土内水位を考慮しない状態での検討であるため、盛土内水位を考慮した場合は、図9-7に示す安全率より小さくなる。そのため、復旧時においても盛土内に水位が発生しないよう、排水構造を設けることが重要であると考ええる。

10. 3次元円弧すべり電算アウトプット

11. 丸亀城石垣崩落メカニズムの整理

11.1. 帯曲輪南面石垣の崩落メカニズム

南西角部とは異なる独立した崩落。水が集まりやすい箇所のため、水圧が作用したことによる崩落である。崩落後の状態は、ある程度配列を保ったまま石材が表面に見えていることから崩落形態はすべり崩壊である。

■南面石垣の状況整理

- ・南面石垣は元々谷地形であり、水が集まりやすい形状となっていた。(図 11-2 及び 3 次元浸透流解析)
- ・崩落箇所のすぐ東側は平成 6 年に修復工事を実施しており、掘削面に栗石層（排水層）が確認されている。この栗石層はさらに石垣内部に繋がっていると想定され、降雨時には雨水が地形的に下流側（崩落箇所の方）に集まりやすくなっていた。
- ・帯曲輪天端表面は崩落箇所付近に向かう緩い勾配があり水が集まりやすかった。
→他の箇所と比較して、水が集まりやすい。
- ・図 2-13 に示した通り、帯曲輪石垣背面の栗石には細粒分が多分に含まれていた。
→集まってきた雨水が排水されにくい状況になっており、帯水により水圧が作用しやすい状況であった。
- ・三の丸天端に集まる地表面水は石垣外部まで導水され、帯曲輪天端に流れていた。



図 11-1 南面石垣に関する状況資料

■帯曲輪南面石垣の崩落の考え方

- ・南面の崩落は地形的な影響や、石垣内部に通じる水みちによる雨水の集中に伴い、水圧が作用したことで発生した円弧すべりである。

11.2. 南西角部の崩落メカニズム

■南西角部帯曲輪石垣の崩落メカニズム

石垣盛土中に存在する縦方向の水みち(クラック、栗石、埋没石垣)に雨水が浸入。降雨の度に水圧が繰り返し作用した。

石垣の変位が蓄積し、新たなクラックが発生するなど、盛土内への雨水の浸入が容易となる。これにより水浸による盛土の強度低下が生じ、変位が加速。

崩落時に観測されていた水位上昇による水圧が帯曲輪盛土に作用したことで、変位が大きくなり崩壊した。

■南西角部三の丸石垣の崩落メカニズム

帯曲輪石垣の崩落(転倒モード)により押さえを失った三の丸石垣が崩落に至る。

櫓の一部が烏帽子のような形でそのまま残っていることから崩落形態はすべり崩壊である。

■南西角部においてこれまでわかっていたこと、想定していたこと

- ・南西角部は他の角部より石垣が高い。相対的に南面より西面の方が、石垣が高く潜在的に安定度が低い。(図 2-2)
- ・地盤レベルに多くの排水に関する遺構が発見されており、築城当時から南西角部に雨水を導く思想であった可能性がある。(図 2-3)
- ・地形的に南面や西面には水が集まりやすい。
- ・変形の進行に伴い石垣背面の地表面が沈下。さらに水が集まりやすい状態となっていた。
- ・変形が蓄積され不安定となった状態で、台風 24 号が誘因となり帯曲輪が崩落した。
- ・帯曲輪石垣の崩落により押さえを失った三の丸石垣が崩落に至った。

調査・設計・工事で得られた知見

■メカニズム解析(3次元浸透流解析)で分かったこと

- ・室内試験で得た盛土の透水係数では、降雨に連動した盛土内水位上昇がほとんど見られない。
- ➡この結果から、盛土内の一様な水位上昇・下降とは異なる作用が発生していると考えられるべきである。
- ・実地形を反映させた 3次元浸透流解析から、南西部に比較的水が集まりやすいことがわかった。

■工事中に得られた新しい知見

- ・掘削中、盛土内に「縦方向クラックの発生」や「縦方向のずれ」を確認した。(図 2-10、図 2-11)
- ・土質試験の結果、盛土の透水係数が小さい。(表 2-1、図 2-8)
- ・掘削中、盛土内に埋没石垣、栗石層を多数発見した。(図 2-11)
- ・石垣解体中、目視観察レベルで石垣背面の栗石の目詰まりを確認した。(図 2-12)
- ・三の丸石垣は地中部にも存在しており、地山まで石垣が続いていた。(図 2-15)
- ・三の丸石垣背面には水を多く含む軟弱層が一部存在した。(図 2-18)

<その他崩落前に起こっていた事象との関係>

- ・南西角部は石垣の変形に伴い帯曲輪地表面の沈下が確認されていた。(図 2-28)
- ・南西角部は西面石垣に平行方向に地表面に地割れが確認されていた。(図 2-24)

■解析や計測値・工事中に得られた知見から考えた南西角部の崩落メカニズム(外力の作用)

- ・地形的には南面、西面方向への水の流れが多い。【解析結果】
- ・室内試験で得られた盛土の透水係数では、盛土中の浸透による盛土内の水位上昇は発生しない。【解析結果】
- ・埋没石垣や栗石層、クラックなどの水みちを通じ、盛土中を雨水が流れる。【工事状況より推測】
- ・経年的に盛土の細粒分が栗石部に流れ込み、目詰まりにより排水されにくい状況となる。【工事状況より推測】
- ・降雨の度に水みちに雨水が浸入し、水位上昇・下降を繰り返す。これにより石垣に変位が蓄積。【上記から考えられる石垣への作用荷重】
- ・変位に伴う石垣背面の盛土のゆるみにより、盛土内部に雨水が浸入しやすくなることで、盛土材の強度低下が起こる。これにより、石垣に作用する土圧が増大し、変位が加速した。【計測値、盛土の三軸試験】
- ・帯曲輪の石垣が先行して変位を起こしていた【計測値】
- ・帯曲輪の石垣は頭部の変位が大きいことから、転倒モードの崩落と推定される【計測値】
 - 帯曲輪石垣に荷重(水圧)が作用するごとに発生するわずかな変位が長い期間を通じて蓄積される。
 - 帯曲輪石垣に崩壊時の水位上昇による水圧が作用したことで帯曲輪石垣の崩落に至る。
 - 帯曲輪石垣が崩落し、押さえをなくした三の丸石垣が崩落に至る。

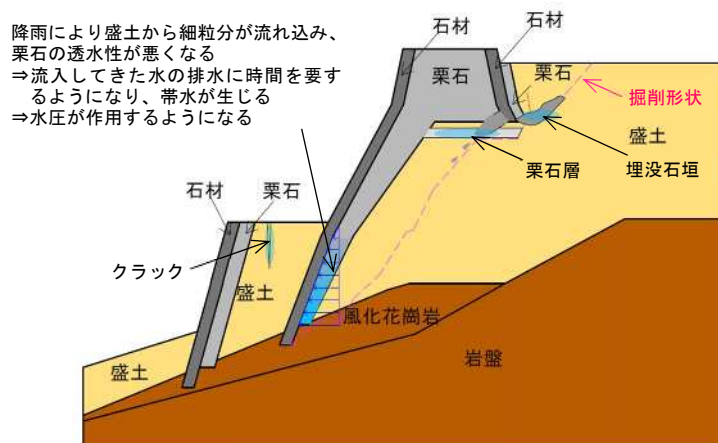


図 11-3 南西角部の状況模式図・水圧作用の考え方

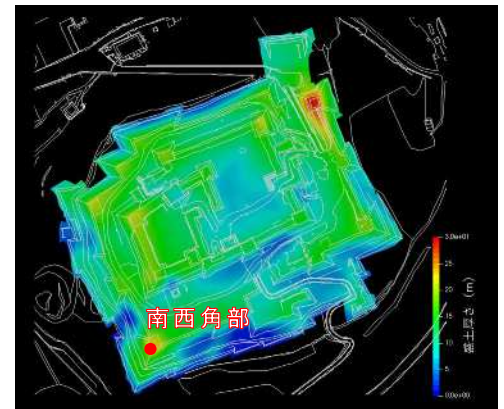


図 11-4 盛土厚分布図

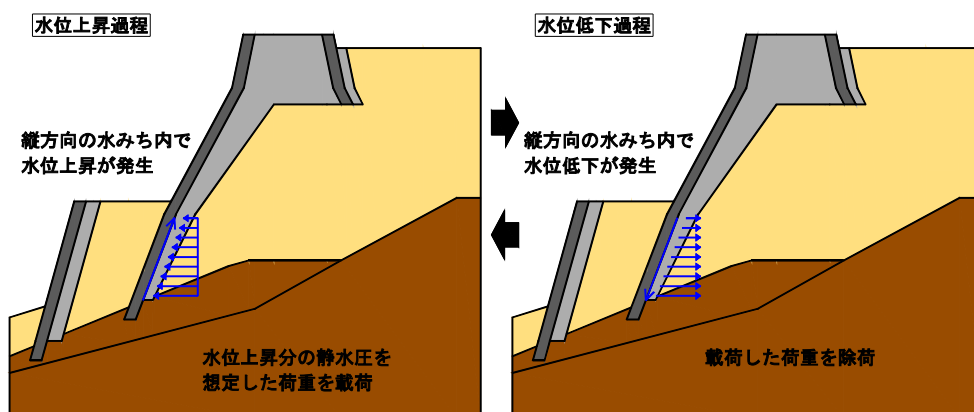


図 11-5 水圧の繰り返し作用

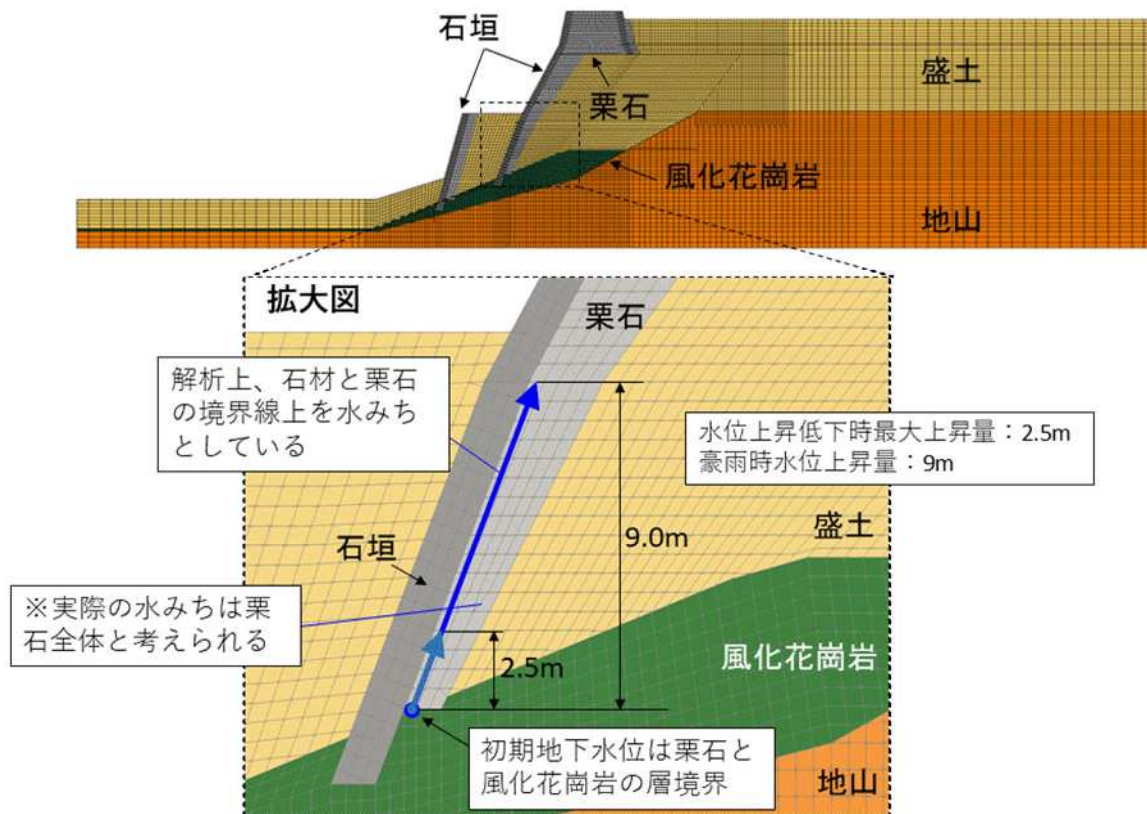


図 11-6 解析モデルと水圧の作用位置図

水圧の繰り返し作用により帯曲輪背面の盛土が押され、帯曲輪石垣が転倒モードで変状を起こす
⇒崩落時に観測されていた水位上昇による水圧が帯曲輪盛土に作用したことで、変位が大きくなり崩壊に至った。

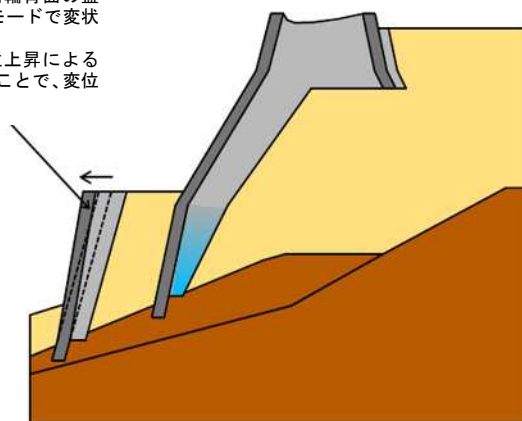


図 11-7 帯曲輪石垣の変状

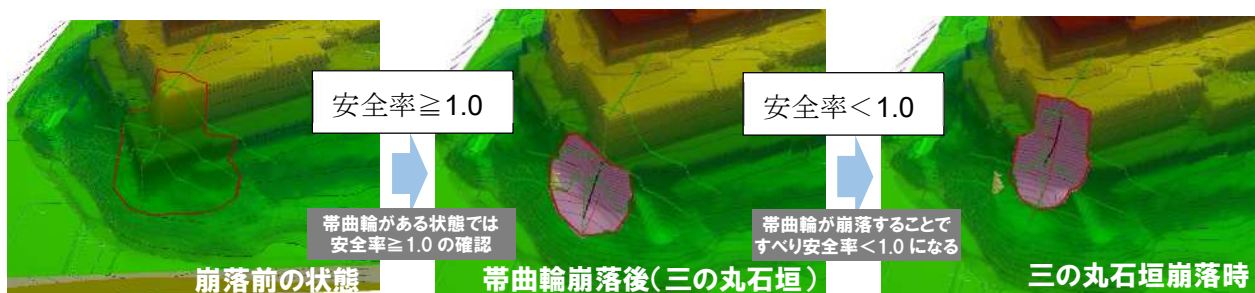


図 11-8 南西角部 3 次元円弧すべり(帯曲輪崩落後の三の丸安定性検

11.3. 崩落メカニズムを受けた課題

崩落メカニズムから、以下に示す課題が挙げられる。復旧構造の設計にあたっては、これらの課題を解決する必要がある。

(1) 帯曲輪南側の崩落に対する課題

- ・水が集まりやすい地形になっていた。
- ➡地表面排水を改善する必要がある。
- ・栗石の透水性低下によりクラックや栗石部の水みちに帯水が発生し、石垣背面の盛土に水圧が作用したことで崩落にいたった。
- ➡排水設備を充実させるとともに、細粒分による目詰まりを予防する必要がある。

(2) 南西角部の崩落に対する課題

- ・栗石の透水性低下によりクラックや栗石部の水みちに帯水が発生し、石垣背面の盛土に水圧が作用したことで崩落にいたった。
- ➡排水設備を充実させるとともに、細粒分による目詰まりを予防する必要がある。
- ・帯曲輪の変位が先行して発生し、三の丸石垣を含む全体的な崩落につながった。
- ➡帯曲輪の変位を抑えるため、土圧等の外力の作用を低減させる必要がある。