

■対象石垣

重要文化財宇土櫓続櫓下石垣

■これまでの経緯

2018平成30年度 …

【2020令和2年度 石垣・構造・建築合同WG】

- ・(7/3) 続櫓周辺石垣:解体修理が必要(H443上部・H446・H456・H458・H461)
- ・(10/9) 続櫓下石垣:外部補強(鉄骨等の構造物)＋上部解体修理で承認
- ・(12/15)続櫓周辺レーダ探査・発掘調査箇所を承認
- ・(2/22) 続櫓下石垣:大規模解体修理案の再提示⇒継続審議

【2021令和3年度 文化財修復検討委員会】

- ・(5/31)外部補強(石垣前面押え補強)＋西面解体修理案で検討を進めることで承認
- ・(10/18)平左衛門丸発掘調査成果の報告
- ・(2/2) 石垣前面押さえ補強案の提示・支持対策の必要性承認

空堀発掘調査範囲の承認

【2022令和4年度 文化財修復検討委員会】

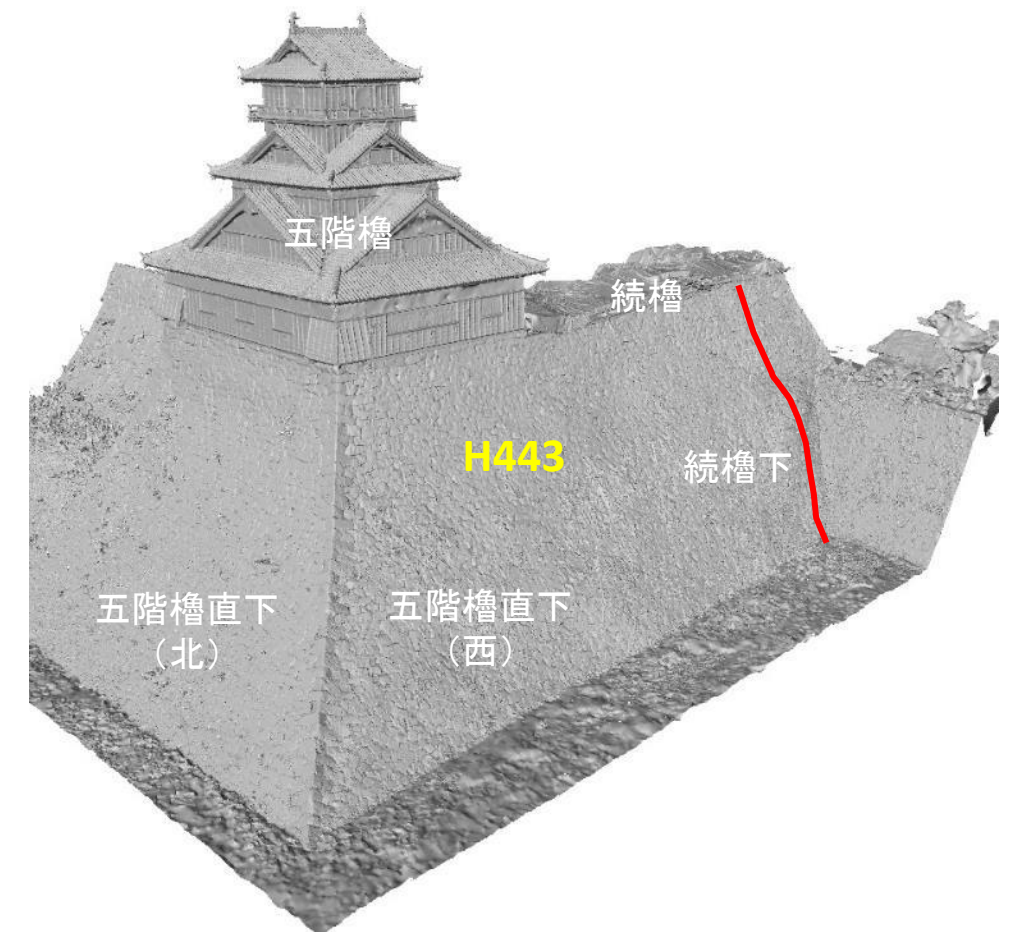
- ・(6/3)検証した基礎診断結果に基づき修理方針を検討

石垣外部の安全対策の検討は行わない

空堀確認調査現地視察

■今回の委員会での報告・審議事項

1. 宇土櫓空堀の発掘調査結果【報告】
2. 宇土櫓西面石垣 履歴・被害状況把握図【報告(再提示)】
3. 宇土櫓西面石垣 膨らみ部の非破壊調査結果【報告】
4. 石垣耐震診断結果【報告(再提示)】
5. 石垣復旧措置(案)【審議】



宇土櫓続櫓下石垣



空堀の発掘調査



調査区平面オルソ図※図上が北

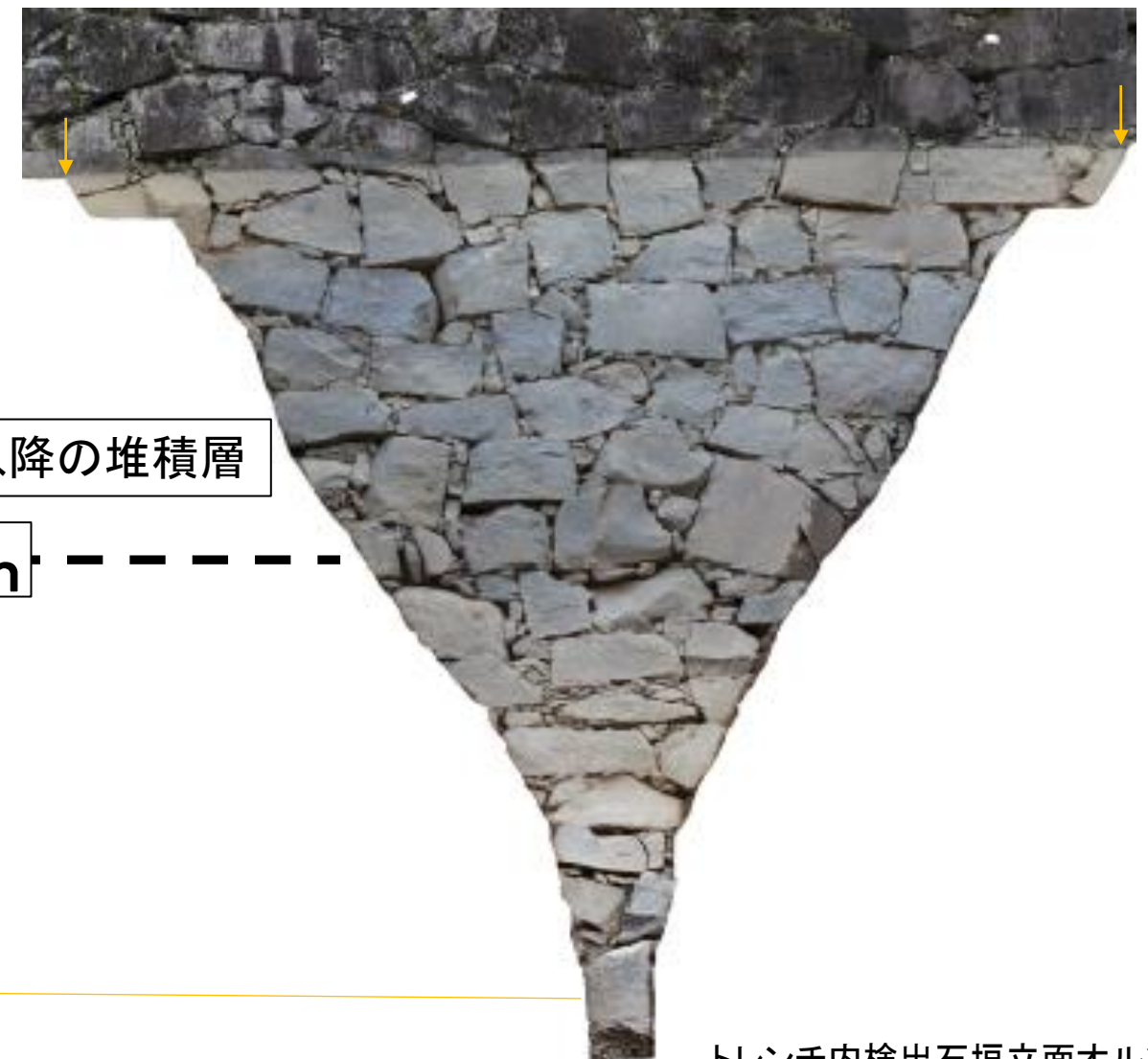
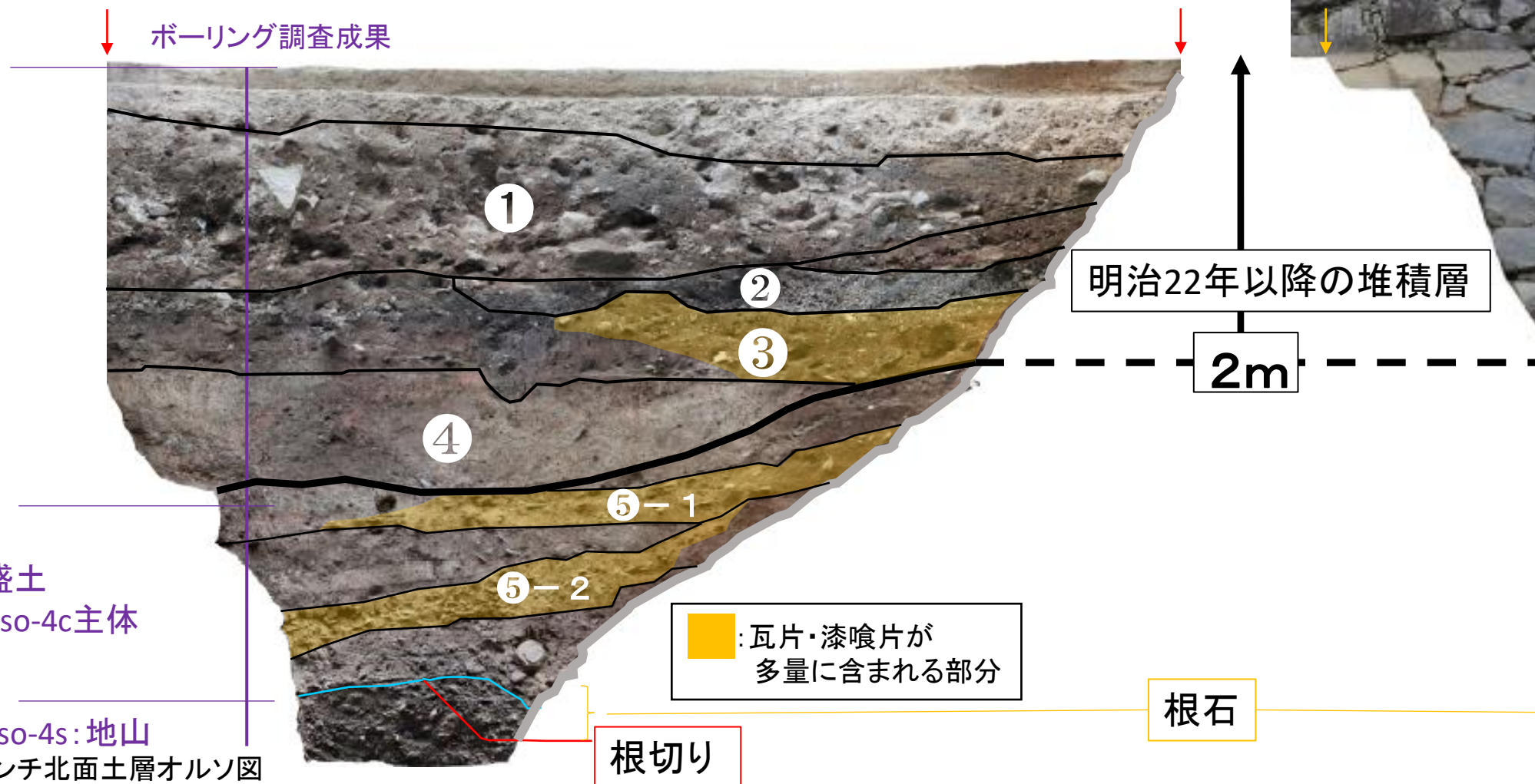
ボーリング調査箇所

令和4年5月から発掘調査着手、7月終了。空堀の形状、遺構面の確認等を行った。今回の調査によって、空堀の深さおよび堆積状況、宇土櫓下西面石垣根石を確認した。今後出土遺物を整理し、詳細な時期の検討を行う予定。

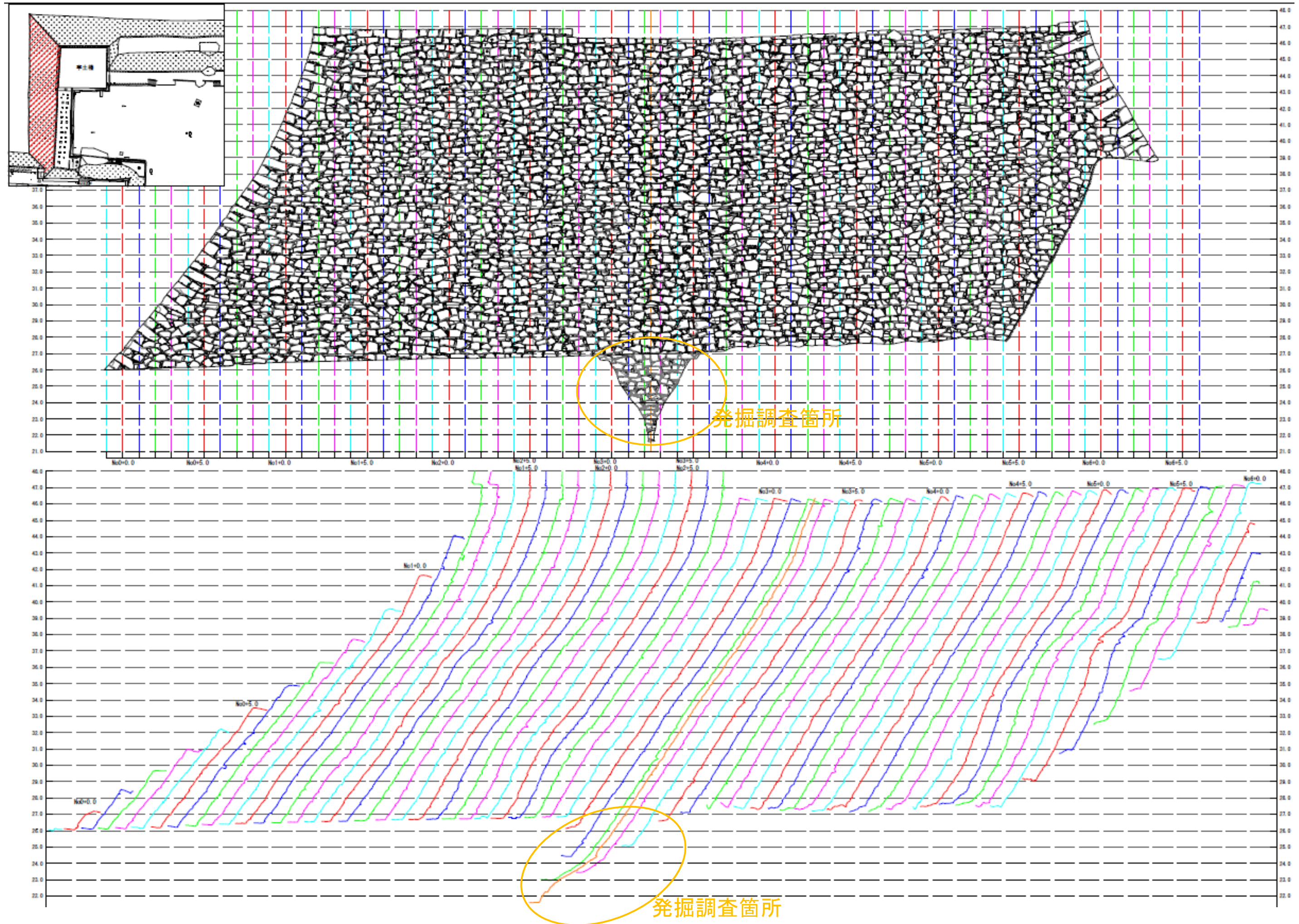
＜調査の結果、堆積時期が推定できる層位＞

- ①：昭和57年度西側石垣修理に伴う堆積土（築石大の石材を含む）
- ②：昭和28年西日本水害の処理に伴う堆積土（水害に伴う土砂主体）
- ③：昭和2年宇土櫓続櫓解体修理に伴う堆積土か（瓦・漆喰を多量に含む）
- ④：明治22年以降構築の空堀西側石垣に伴う堆積土か
- ①～④は、土中より近代の遺物（西洋釘・ガラス等）が出土する。
- ⑤-1・⑤-2：瓦・漆喰を多量に含む堆積土。近代遺物を含まない。
→江戸時代の建物解体修理に伴うものか。

※③、⑤は堆積土中の遺物の含まれ方が類似している



トレンチ内検出石垣立面オルソ図



令和4年(2022)6月3日委員会資料を修正

熊本市 2020「第7章付論 第1節 熊本城の石垣変遷」

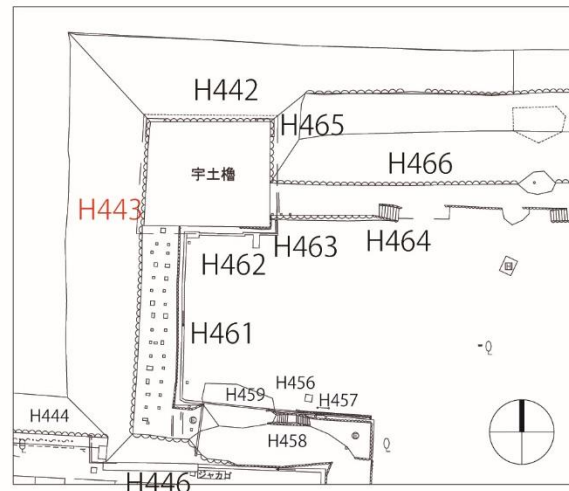
『特別史跡熊本城跡総括報告書 調査研究編』第2分冊刊行後に詳細把握

《石垣履歴把握について》

- ①熊本城石垣 3 期(1606～1607年頃)【構築当初】
- ②熊本城石垣 4 期(1611～1624年頃)【増築or修理1】
- ③熊本城石垣 6 期(1632～1871年頃)【修理2】
築石部:横目地通りにくい→方形を呈した築石をベースとしながら非方形石材を多く含む
隅角部:方形を呈した角脇石があり築石部と明確に分離
- ④熊本城石垣 6 期(1632～1871年頃)【修理3】
築石部:横目地通る→方形を呈した築石多い
- ⑤熊本城石垣 6 期(1632～1871年頃)【修理4】
築石部:横目地通らない→サイズが不統一な方形を呈した築石と非方形石材が混在
- ⑥熊本城石垣 6 期(1632～1871年頃)【修理5】
築石部:横目地通りにくい→サイズが不統一な方形を呈した築石と非方形石材が混在

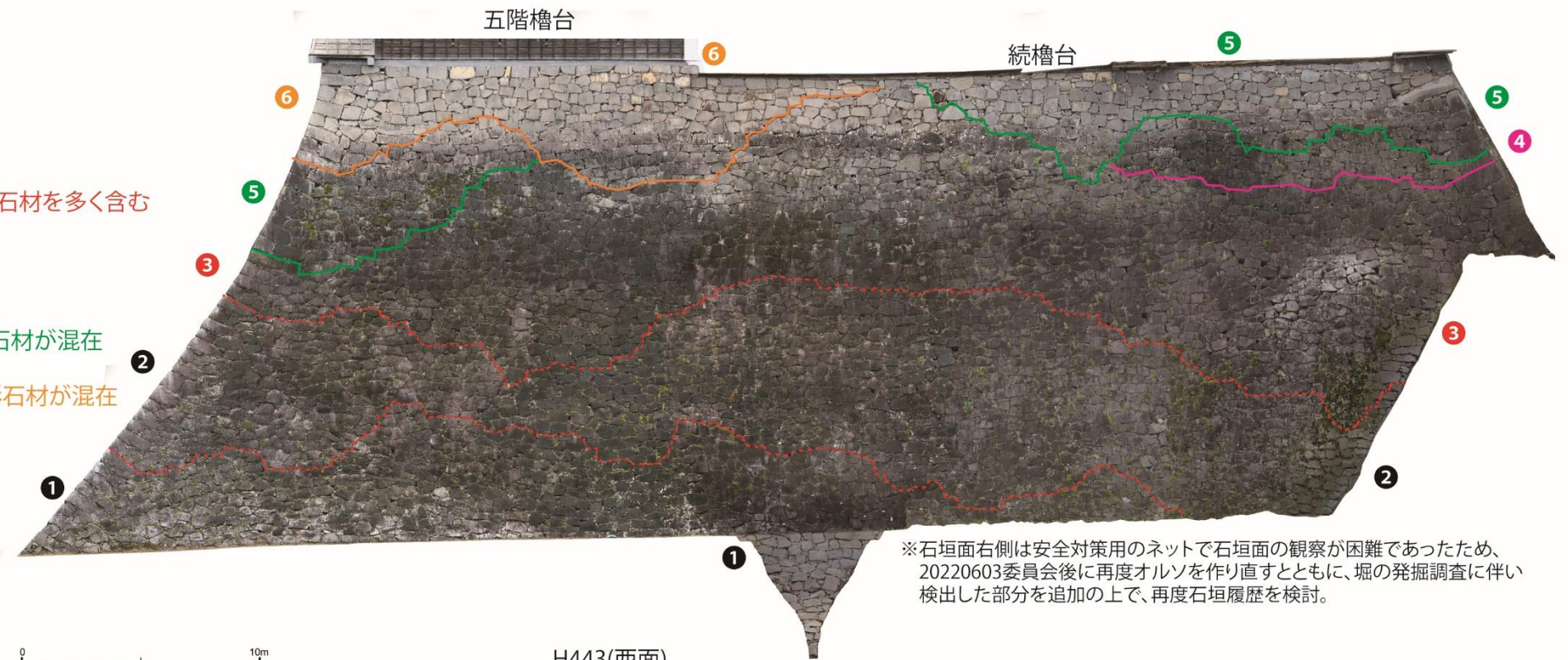
《参考:現存櫓履歴》 ※熊本市1990・2016報告書より

元禄(1688～1704) 屋根吹替(元禄銘瓦)
宝永(1704～1711) 屋根吹替(宝永銘瓦)
享保5年(1720) 木部部分修理(垂木墨書)
宝暦(1751～1764) 屋根吹替(宝暦銘瓦)
文政9年(1826) 木部部分修理(ネコギ墨書)
明治17年(1884) 大規模?改修(明治十七年銘鬼瓦) 陸軍修理
昭和2年(1927) 五階櫓解体修理・続櫓半解体修理、五階櫓基礎コンクリ・鋼製筋違施工(昭和2年銘棟札)
昭和29～32年(1954～1957) 五階櫓半解体修理 続櫓解体修理・礎石据直し 石垣修理なし
昭和44年(1969) 白蟻駆除、五階天井及び四階・一階柱一部取替
昭和60年～平成2年(1985～1990) 半解体修理

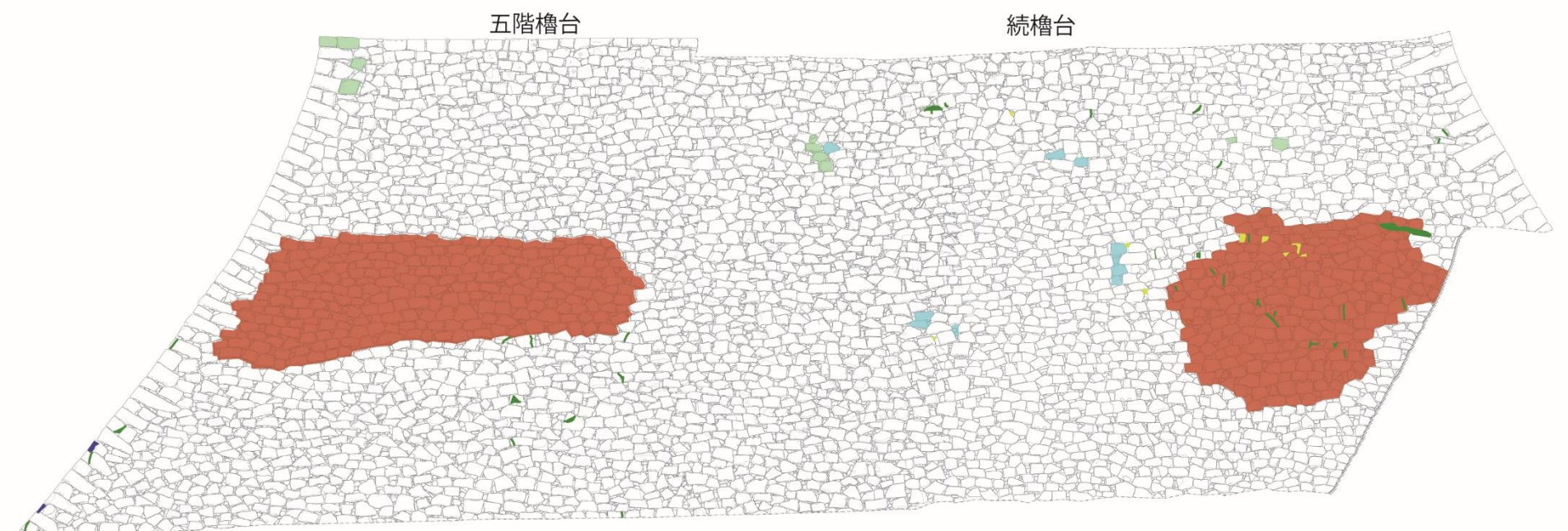


被害状況凡例

- | | |
|---------------|-------------|
| ● :変形(膨らみ・緩み) | ● :間詰石抜け |
| ● :突出・ズレ | ○ :割れ・ヒビ |
| ● :凹み | ● :新補石材 |
| ● :剥落 | — :今回の崩落ライン |

H443(西面)
オルソ写真

※石垣面右側は安全対策用のネットで石垣面の観察が困難であったため、
20220603委員会後に再度オルソを作り直すとともに、堀の発掘調査に伴い
検出した部分を追加の上で、再度石垣履歴を検討。

H443(西面)
被害状況図

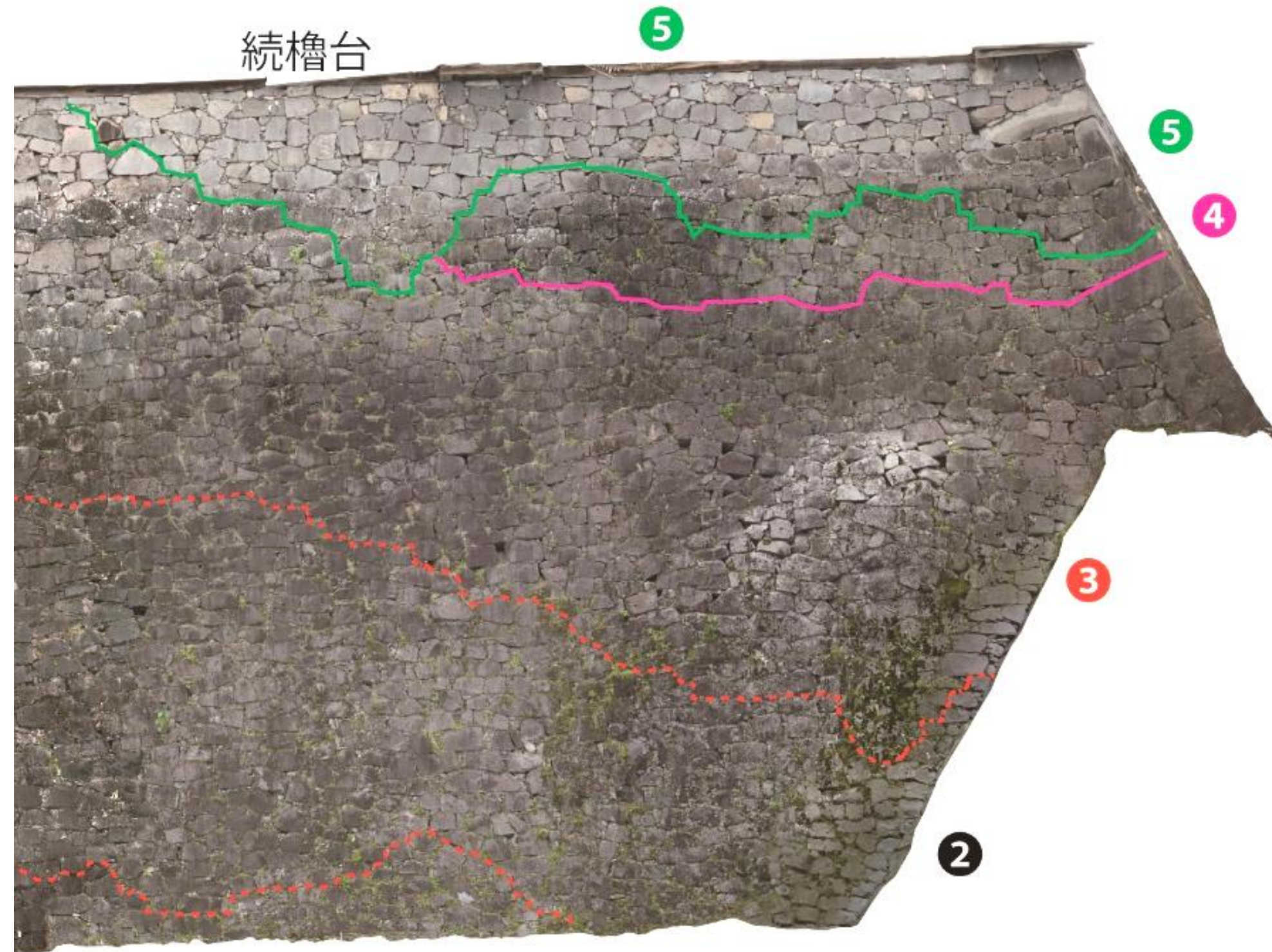
※被災直後の被害調査では「五階櫓台側被害なし」
※近接での詳細調査は五階櫓台側未実施。

五階櫓台



0 10m

H443(西面)



令和4年(2022)6月3日委員会資料を修正

熊本市 2020「第7章付論 第1節 熊本城の石垣変遷」

『特別史跡熊本城跡総括報告書 調査研究編』第2分冊刊行後に詳細把握

《石垣履歴把握について》

①熊本城石垣 3 期(1606～1607年頃)【構築当初】

②熊本城石垣 4 期(1611～1624年頃)【増築or修理1】

③熊本城石垣 6 期(1632～1871年)【修理2】

築石部:横目地通りにくい→非方形を呈した築石を多く含む

④熊本城石垣 6 期(1632～1871年頃)【修理3】

築石部:横目地通らない→サイズが不統一な方形を呈した築石多い

⑤熊本城石垣 6 期(1632～1871年頃)【修理4】

築石部:横目地通りにくい→サイズが不統一な方形を呈した築石多い

《参考:現存櫓履歴》 ※熊本市1990・2016報告書より

元禄(1688～1704) 屋根吹替(元禄銘瓦)

宝永(1704～1711) 屋根吹替(宝永銘瓦)

宝暦(1751～1764) 屋根吹替(宝暦銘瓦)

享保5年(1720) 木部部分修理(垂木墨書)

文政9年(1826) 木部部分修理(ネコギ墨書)

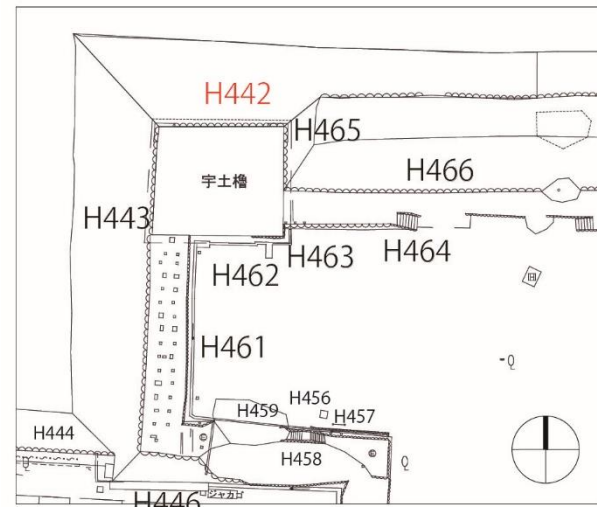
明治17年(1884) 大規模?改修(明治十七年銘鬼瓦)陸軍修理

昭和2年(1927) 五階櫓解体修理・続櫓半解体修理、五階櫓基礎コンクリ・鋼製筋違施工(昭和2年銘棟札)

昭和29～32年(1954～1957) 五階櫓半解体修理 続櫓解体修理・礎石据直し 石垣修理なし

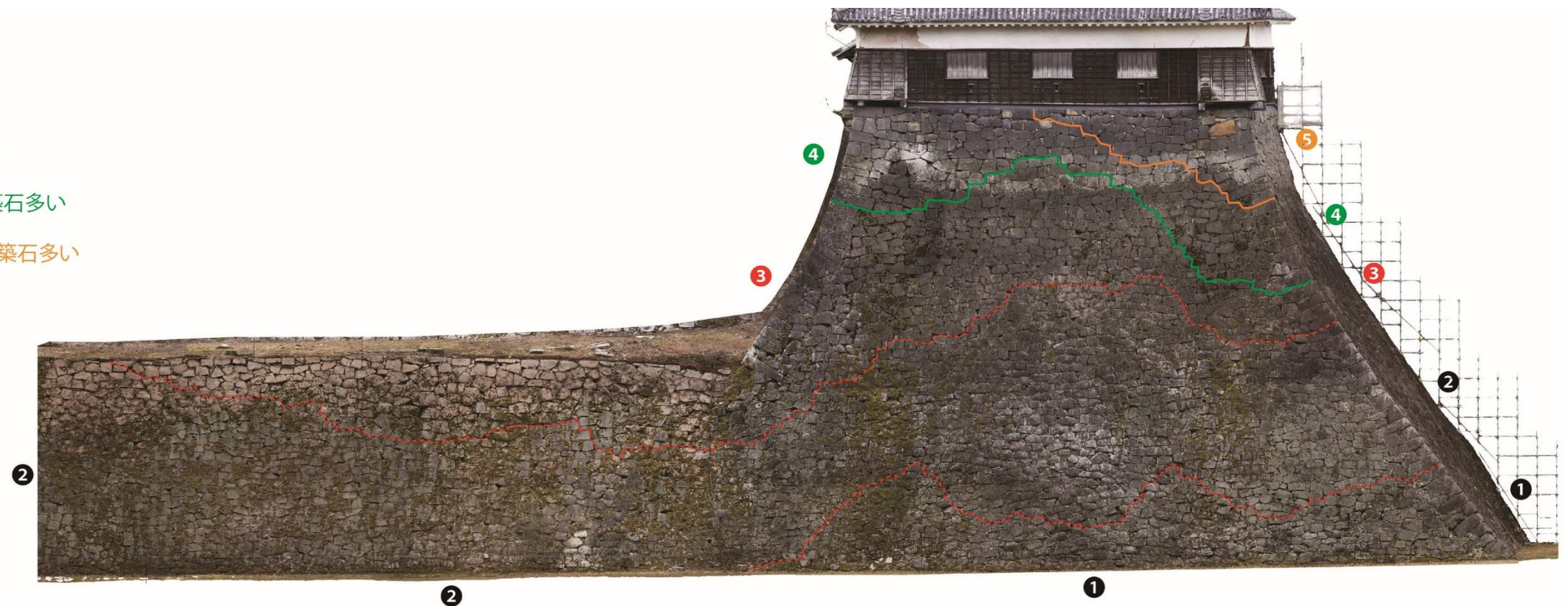
昭和44年(1969) 白蟻駆除、五階天井及び四階・一階柱一部取替

昭和60年～平成2年(1985～1990) 半解体修理



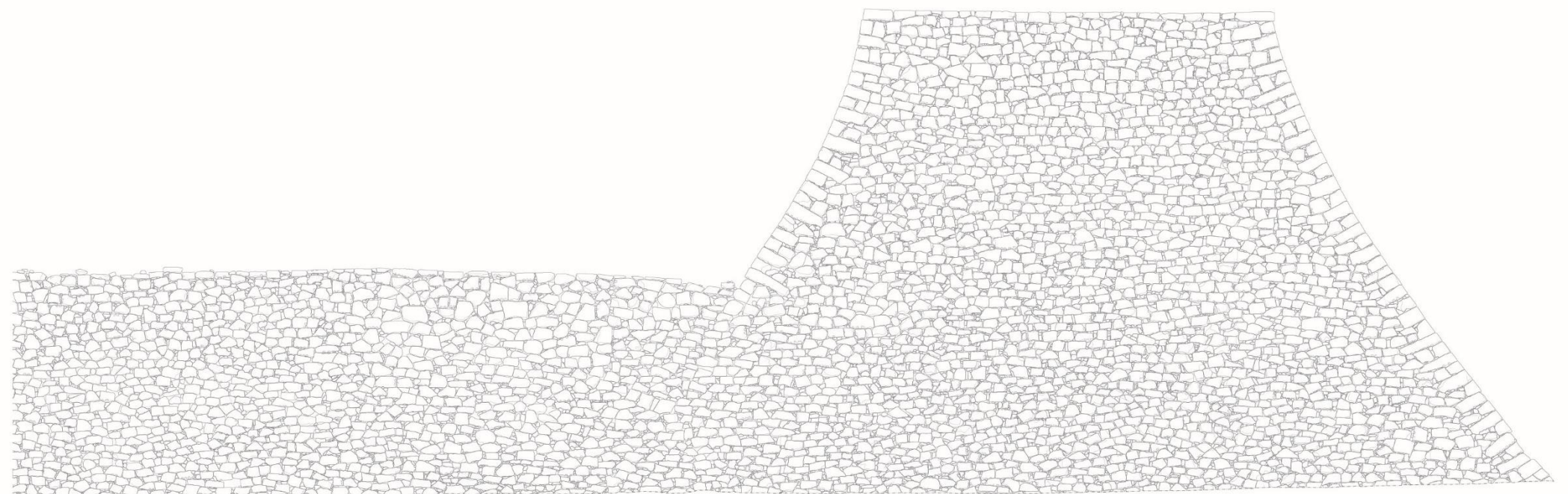
被害状況凡例

- | | |
|---------------|-------------|
| ● :変形(膨らみ・緩み) | ● :間詰石抜け |
| ● :突出・ズレ | ○ :割れ・ヒビ |
| ● :凹み | ● :新補石材 |
| ● :剥落 | — :今回の崩落ライン |



H442(北面)

オルソ写真【石垣履歴図】



H442(北面)

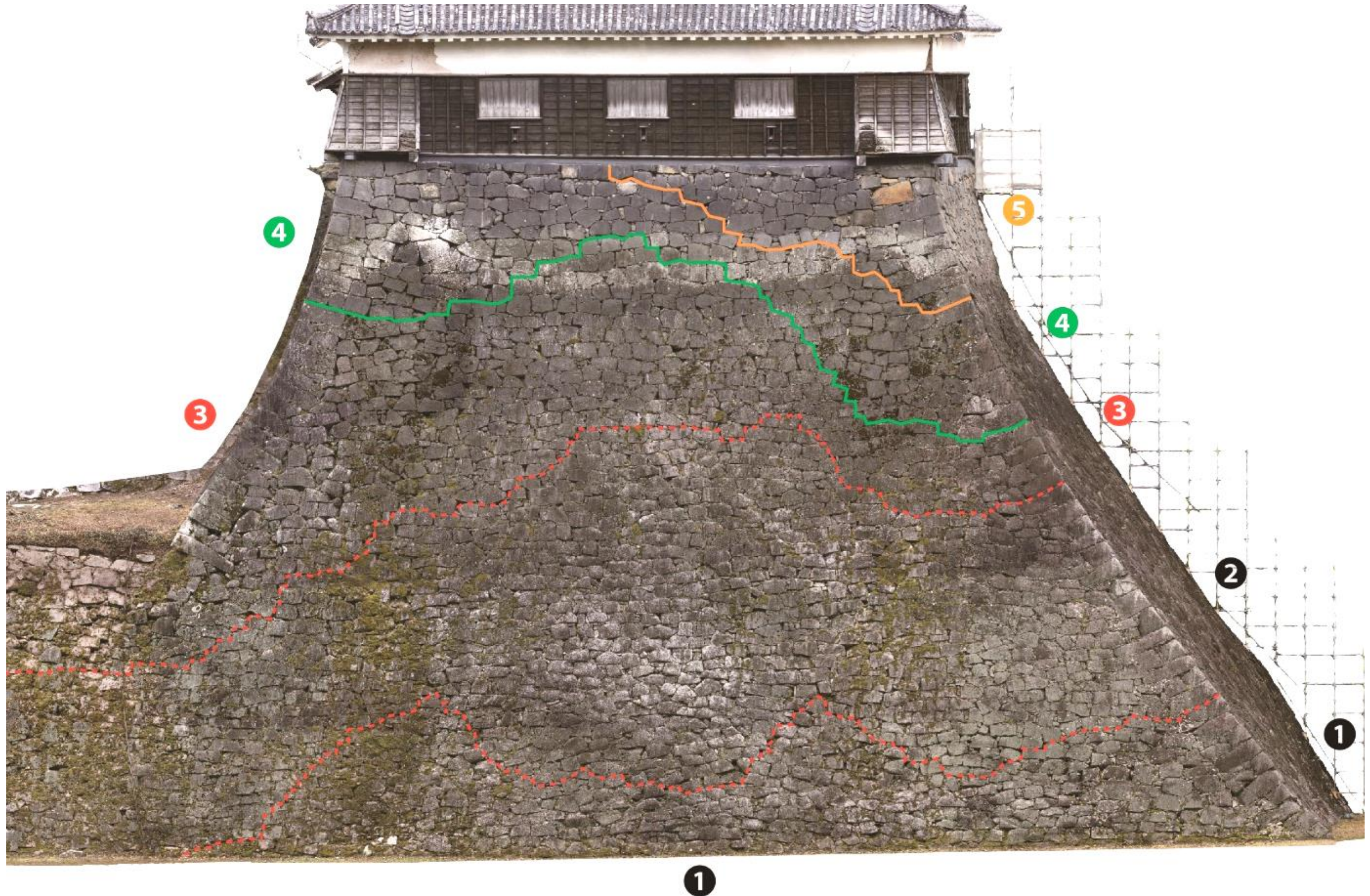
被害状況図

※被災直後の被害調査では「被害なし」
※近接での詳細調査は未実施。

令和4年(2022)6月3日委員会資料を修正

熊本市 2020「第7章付論 第1節 熊本城の石垣変遷」

『特別史跡熊本城跡総括報告書 調査研究編』第2分冊刊行後に詳細把握



令和4年(2022)6月3日委員会資料を修正

熊本市 2020「第7章付論 第1節 熊本城の石垣変遷」

『特別史跡熊本城跡総括報告書 調査研究編』第2分冊刊行後に詳細把握

《石垣履歴把握について》

①熊本城石垣4期(1611～1624年頃)【構築当初】

②熊本城石垣6期(1632～1871年頃)【修理1】

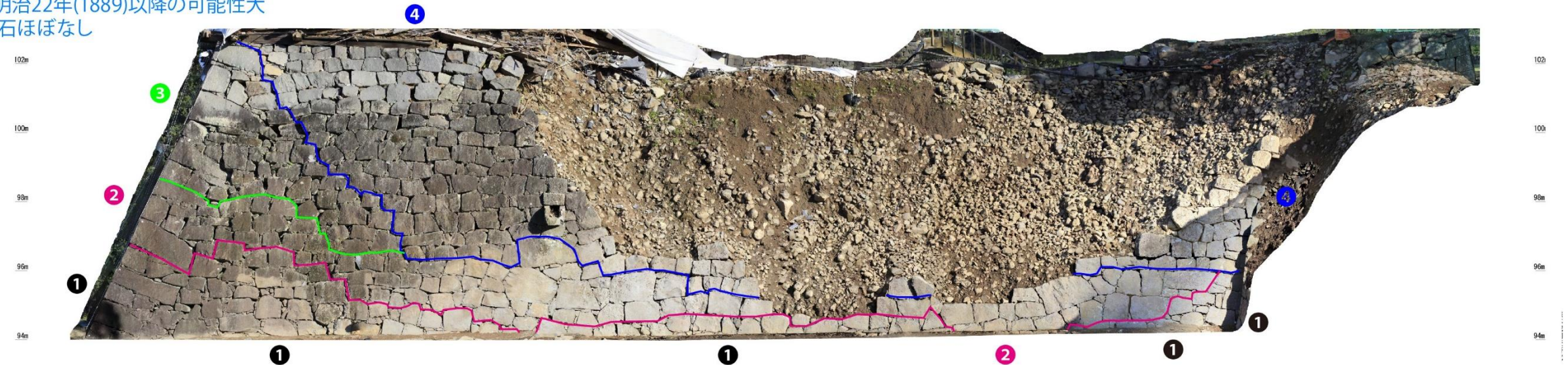
築石部:横目地通る→方形を呈した築石多い(一定の高さでサイズが大きい石材あり)

③熊本城石垣6期(1632～1871年頃)【修理2】

築石部:横目地通らない→サイズが不統一な方形を呈した築石多い

④熊本城石垣7期(1871～1950年頃)【修理3】 ※明治22年(1889)以降の可能性大

築石部:横目地通る→方形を呈した築石のみ、間詰石ほぼなし



《参考:現存櫓履歴》 ※熊本市1990・2016報告書より

元禄(1688～1704) 屋根吹替(元禄銘瓦)

宝永(1704～1711) 屋根吹替(宝永銘瓦)

宝暦(1751～1764) 屋根吹替(宝暦銘瓦)

享保5年(1720) 木部部分修理(垂木墨書)

文政9年(1826) 木部部分修理(ネコギ墨書)

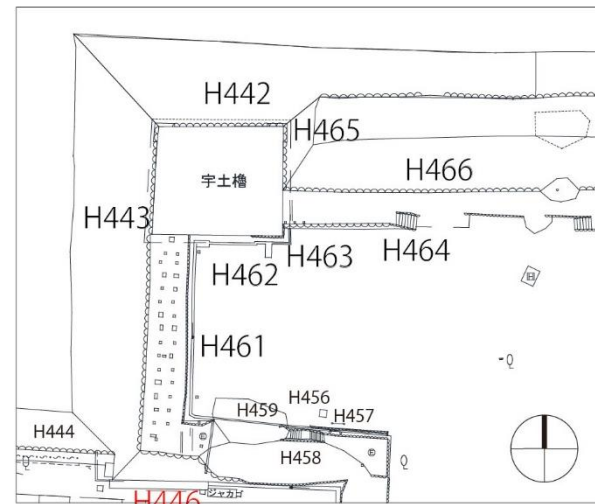
明治17年(1884) 大規模?改修(明治十七年銘鬼瓦) 陸軍修理

昭和2年(1927) 五階櫓解体修理・続櫓半解体修理、五階櫓基礎コンクリ・鋼製筋違施工(昭和2年銘棟札)

昭和29～32年(1954～1957) 五階櫓半解体修理 続櫓解体修理・礎石据直し 石垣修理なし

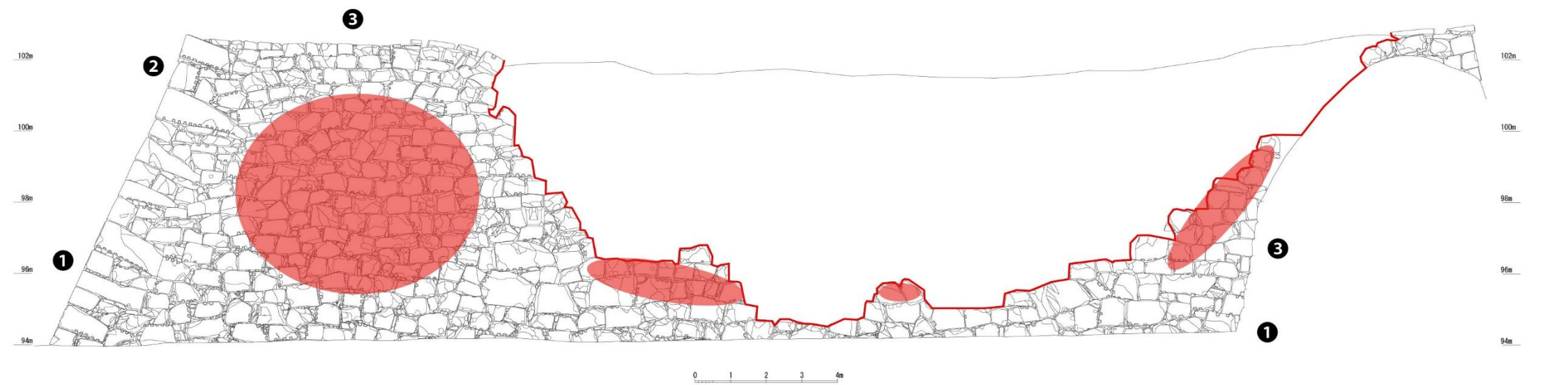
昭和44年(1969) 白蟻駆除、五階天井及び四階・一階柱一部取替

昭和60年～平成2年(1985～1990) 半解体修理



被害状況凡例

- | | |
|---------------|-------------|
| ● :変形(膨らみ・緩み) | ● :間詰石抜け |
| ● :突出・ズレ | ○ :割れ・ヒビ |
| ● :凹み | ● :新補石材 |
| ● :剥落 | — :今回の崩落ライン |



調査概要

(1) 調査目的

H443石垣のふくらみ前面に押さえ補強の設置を検討している。その際、当該ふくらみ箇所の背面に空隙等があれば、押さえることでH443石垣が不安定化する可能性がある。そこで、当該ふくらみの背面の空隙の有無等を調査することを目的とする。

(2) 調査手法

①レーダ探査

- ・アンテナから電磁波を放射し、その反射波を捉えることで非破壊で調査する物理探査
- ・数量：15測線

②スコープ調査

- ・スコープカメラを築石の隙間に挿入し、背面の状況を観察する手法
- ・数量：29箇所

③熱赤外線画像計測

- ・赤外線サーモグラフィカメラを用いて熱赤外画像を撮影し、石垣表面の温度分布を計測する。空気や岩の熱伝導率の違いから空隙の有無を推定する。
- ・数量：2022/6/28午前9時、午後13時の2回

(3) 調査結果

①レーダ探査

- ・ふくらみ背面や標高44m付近の裏込め材（栗層）の密度は相対的に粗いと考えられる。
- ・これは石垣前面の勾配の変状に対応している。
- ・特に粗いと考えられるのはふくらみの上部と標高44m付近であると考えられる。

②スコープ調査

- ・調査実施箇所においては明らかな空隙は確認できなかった。
- ・石垣の下部標高29m～33付近では背面に土砂の混入が確認された。それ以外の箇所では確認されなかった。
- ・画像不明瞭で確認できなかった4箇所以外は裏込め材が角礫に近い形状であると考えられる。

③熱赤外線画像計測

- ・午後13時の計測においてふくらみ箇所付近で低温域が確認された。

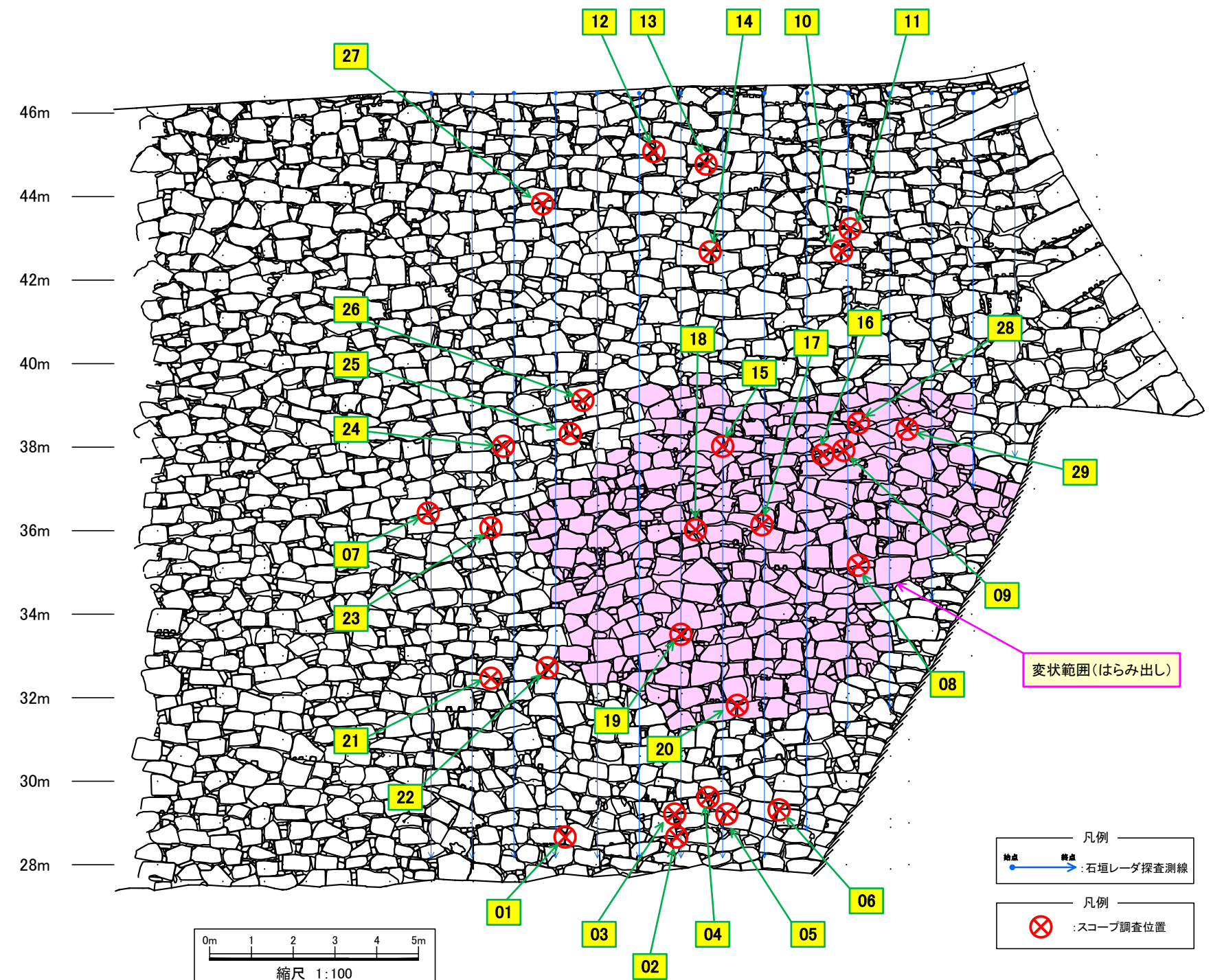


図3.1 調査概要図

①レーダ探査の結果

- ・ H443石垣の前面から深さ0.5～1.5mの範囲内においてレーダ探査の結果を用いた深度スライス解析の結果を以下に示す。
- ・ 反射振幅の大小に応じて大きい方から赤、オレンジ、黄色、黄緑、緑、深緑、青、黒のグラデーションで表現している。
- ・ この反射振幅は小さい方が相対的に均質な構造であり、大きい方が不均質な構造（≒密度が粗）と推定できる。
- ・ また図2において強振幅に該当する箇所の詳細を把握するため、70%程度強振幅に変更したものが図3である。
- ・ 図2よりふくらみ箇所の全体、標高44m付近に相対的に密度が粗い箇所が確認できる。また、当該箇所が石垣前面勾配の変状箇所と対応している。（次頁参照）
- ・ 図3より特に密度が粗いと考えられるのはふくらみの上部、X=7、Y=44付近であると確認できる。
- ・ ふくらみの中でも相対的に「下部が密で上部が粗である」ことにより背面の栗石が地震動によりゆすり落ちていると仮定できるのではないか。

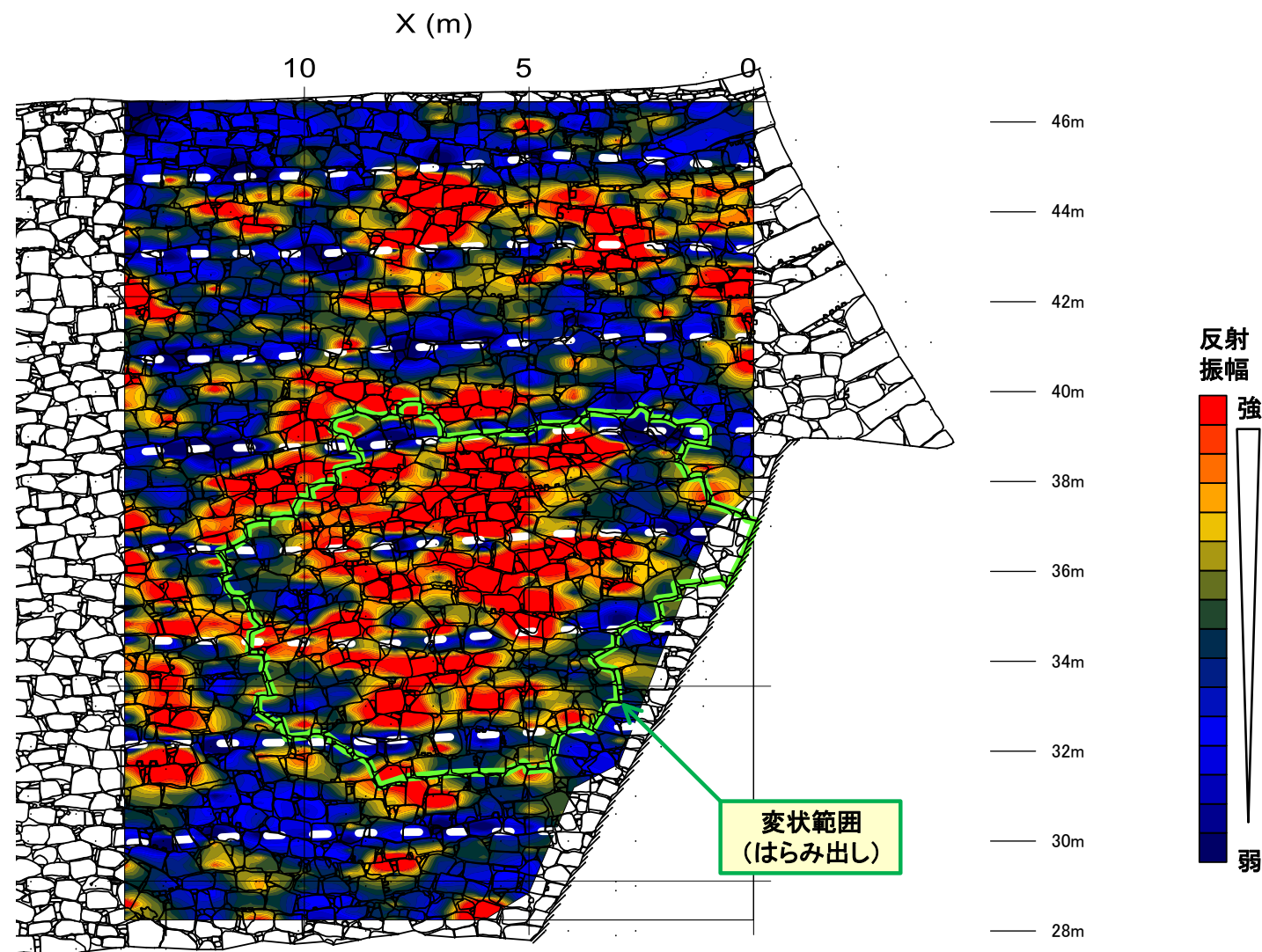


図3.2 深度スライス結果

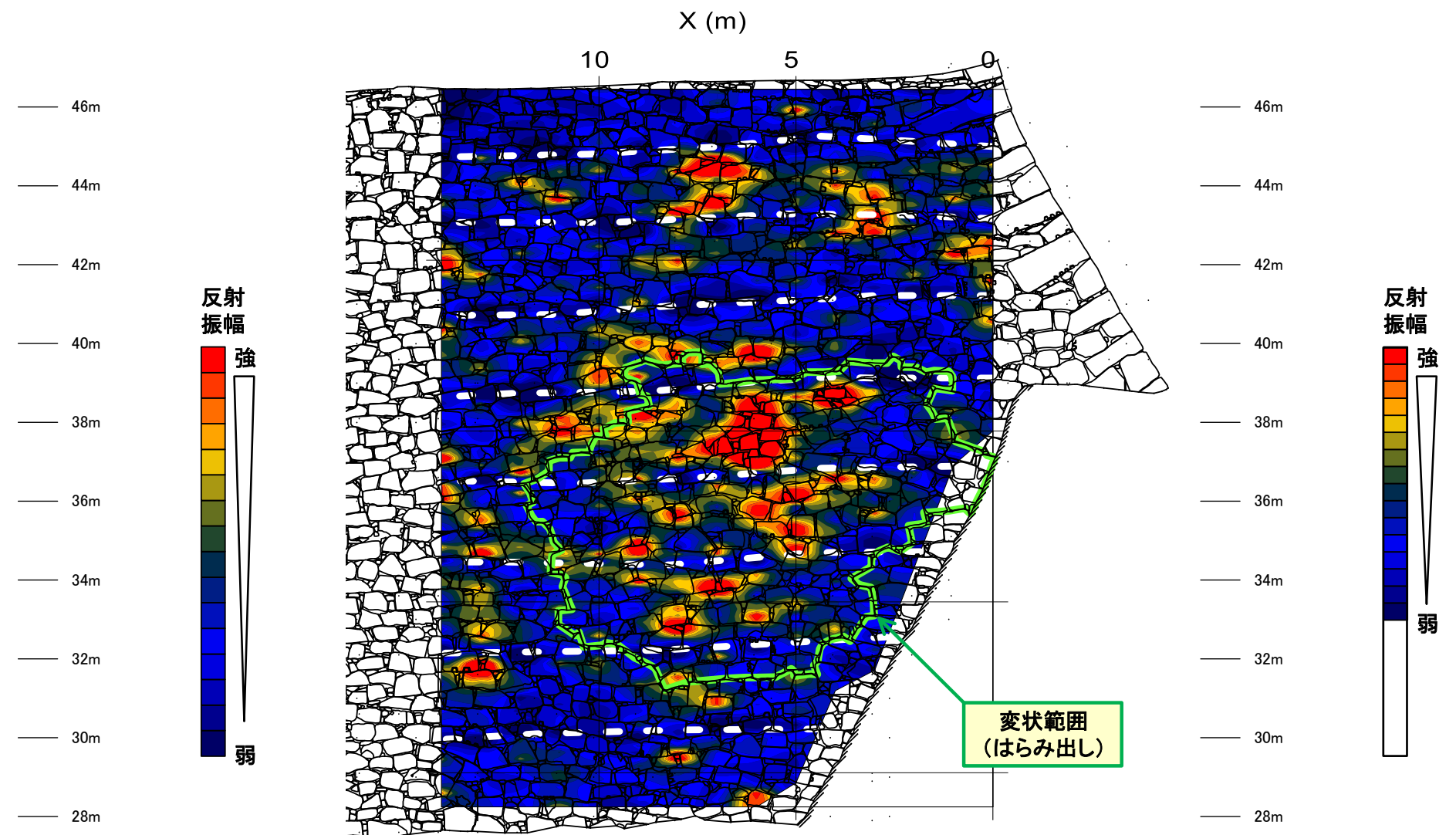


図3.3 深度スライス結果（70%強振幅側）

①レーダ探査の結果

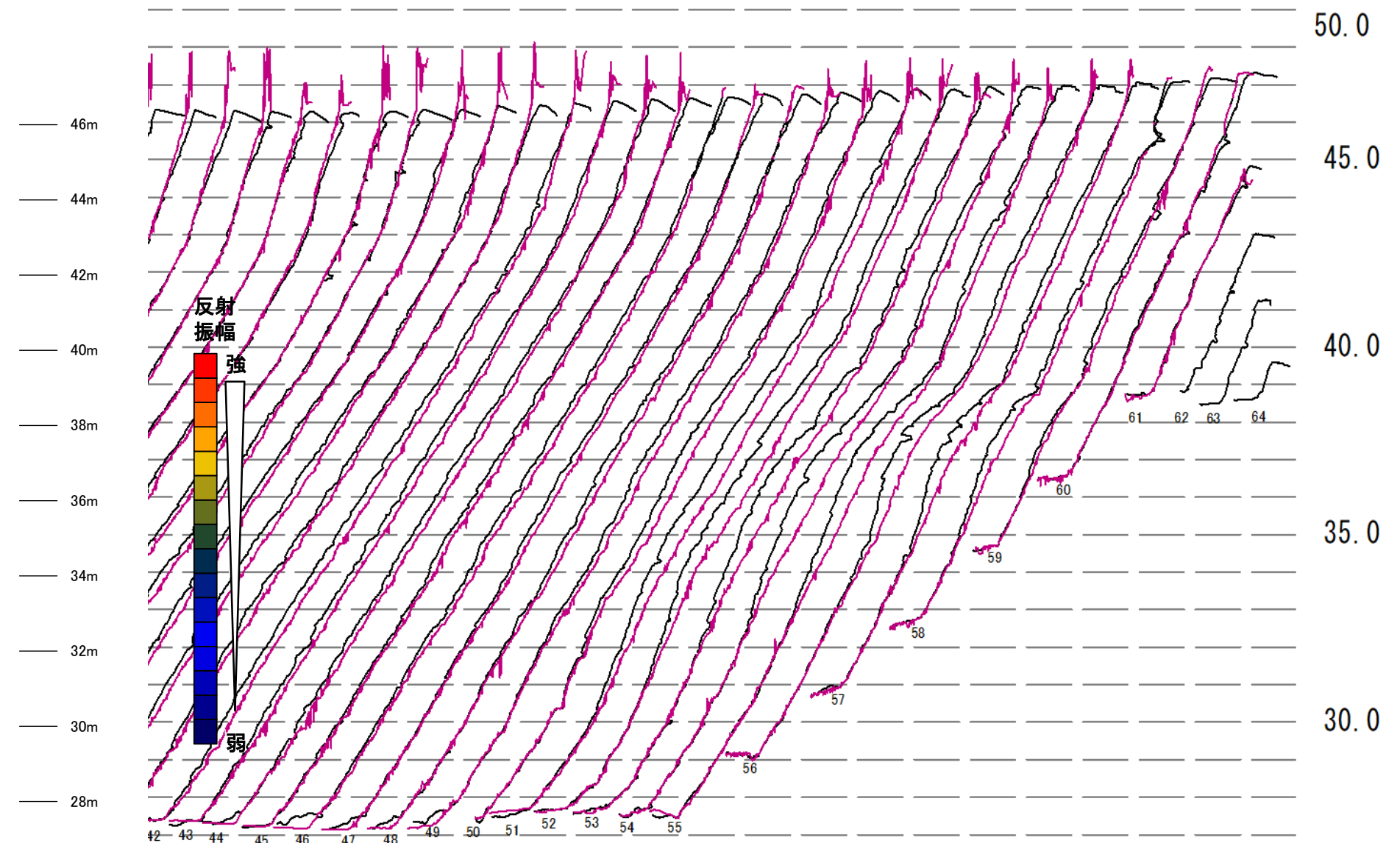
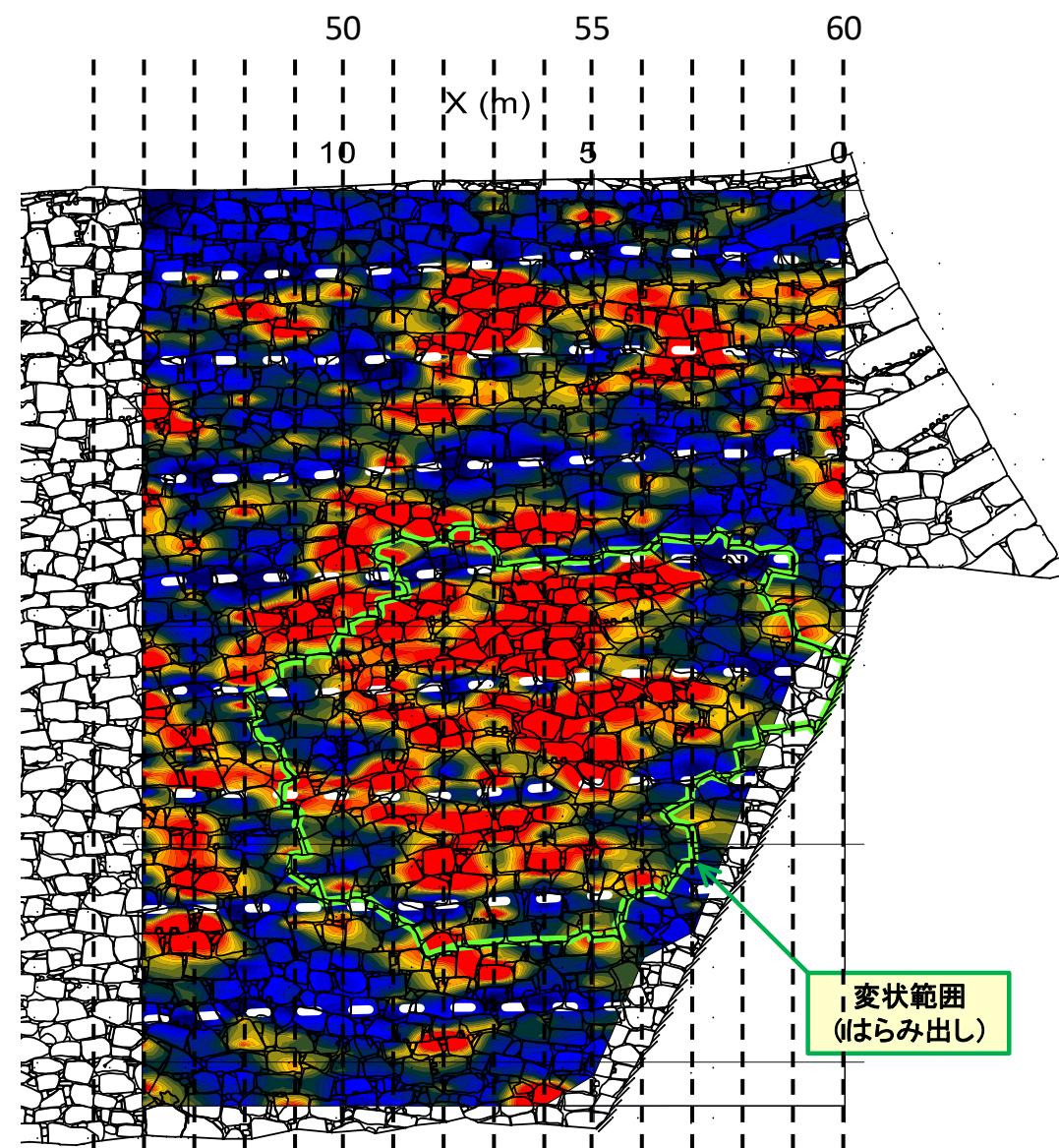


図3.4 深度スライス結果と縦断図の比較

②スコープ調査の結果

- ・調査実施箇所においては明らかな空隙は確認できなかった。
- ・石垣の下部標高29～33m付近では背面に土砂の混入が確認された（赤囲み01,06,19,21）。それ以外の箇所では確認されなかった。
- ・画像不明瞭で確認できなかった4箇所（青囲み01,04,08,22）以外は全ての裏込め材が角礫に近い形状であると考えられる。（詳細精査中）

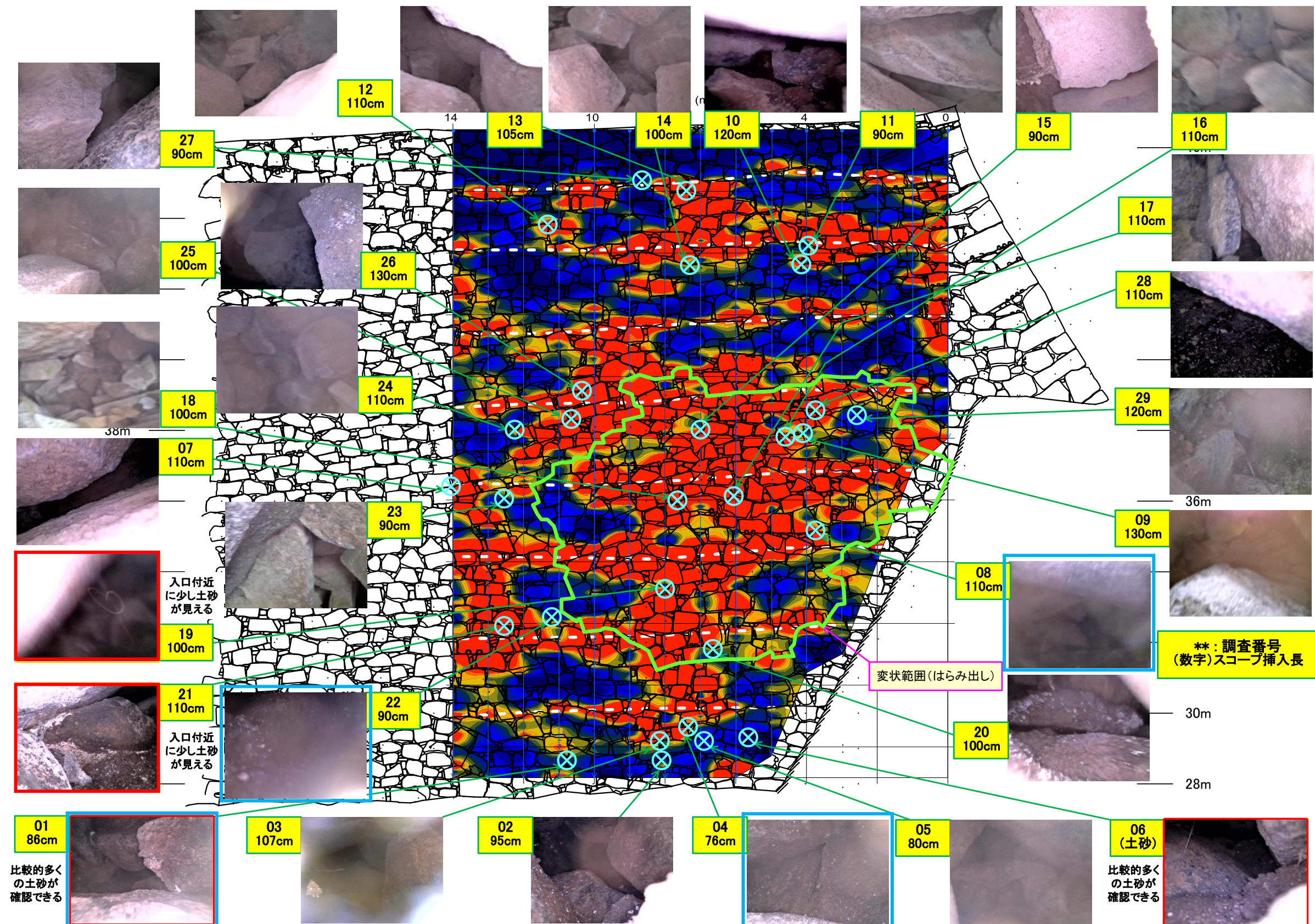


図3.5 築石背面の観察と深度スライスの比較

③熱赤外線画像計測の結果

- ・ 図3.6は午前9時頃撮影した熱赤外線画像である。
- ・ 温度域の表現は相対的な表現となっており、午前9時頃は25度～30度の温度差である。
- ・ 特徴的な温度差として、下部で低温域が確認された。
- ・ 本低温域の成因は下記と想定される。
 - > 当日の気温 (26.4(1時),25.8(2時),25.8(3時),25.2(4時),24.7(5時),25.1(6時),26.0(7時),27.8(8時),30.1(9時),30.5(10時),32.2(11時),32.2(12時),32.9(13時),33.0(14時))
 - > 9時の段階では日の出から一度も日照を受けていない。
 - > H443、H444、H445と一体となった行き止まりの堀構造で空気の通り抜けが出来ない
 - > 以上より、上部は9時の気温を反映している、下部は空気の通り抜けができないため日の出前の気温を反映している。

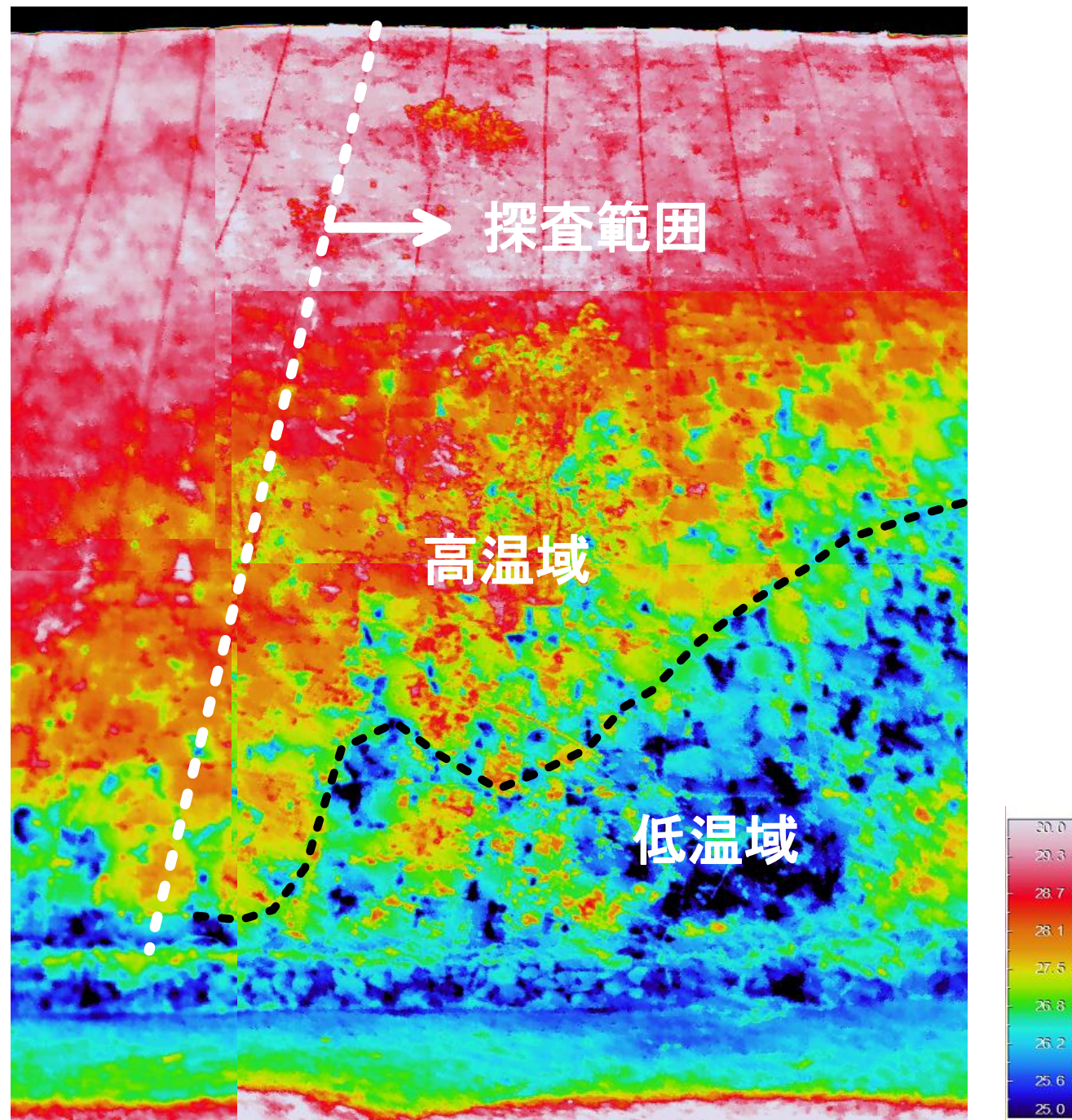


図3.6 堀底から撮影した熱赤外画像（午前）



図3.7 堀底から撮影した画像（午前）
※西面であり、日の出から撮影時まで日陰であった。

③熱赤外線画像計測の結果

- ・図3.8は午後13時頃撮影した熱赤外線画像である。
- ・温度域の表現は相対的な表現となっており、午後13時頃は30度～50度の温度差である。
- ・特徴的な温度差として、午後13時の計測においてふくらみ箇所付近で低温域が確認された。
- ・本低温域の成因は下記と想定される。
 - ＞隙間・段差が大きい箇所は直射日光が当たりにくい日陰となり、低温域となる
 - ＞築石背面や栗石層に他箇所と比較して大きな空気層を含み、熱していない空気が築石間から外部に流出している。

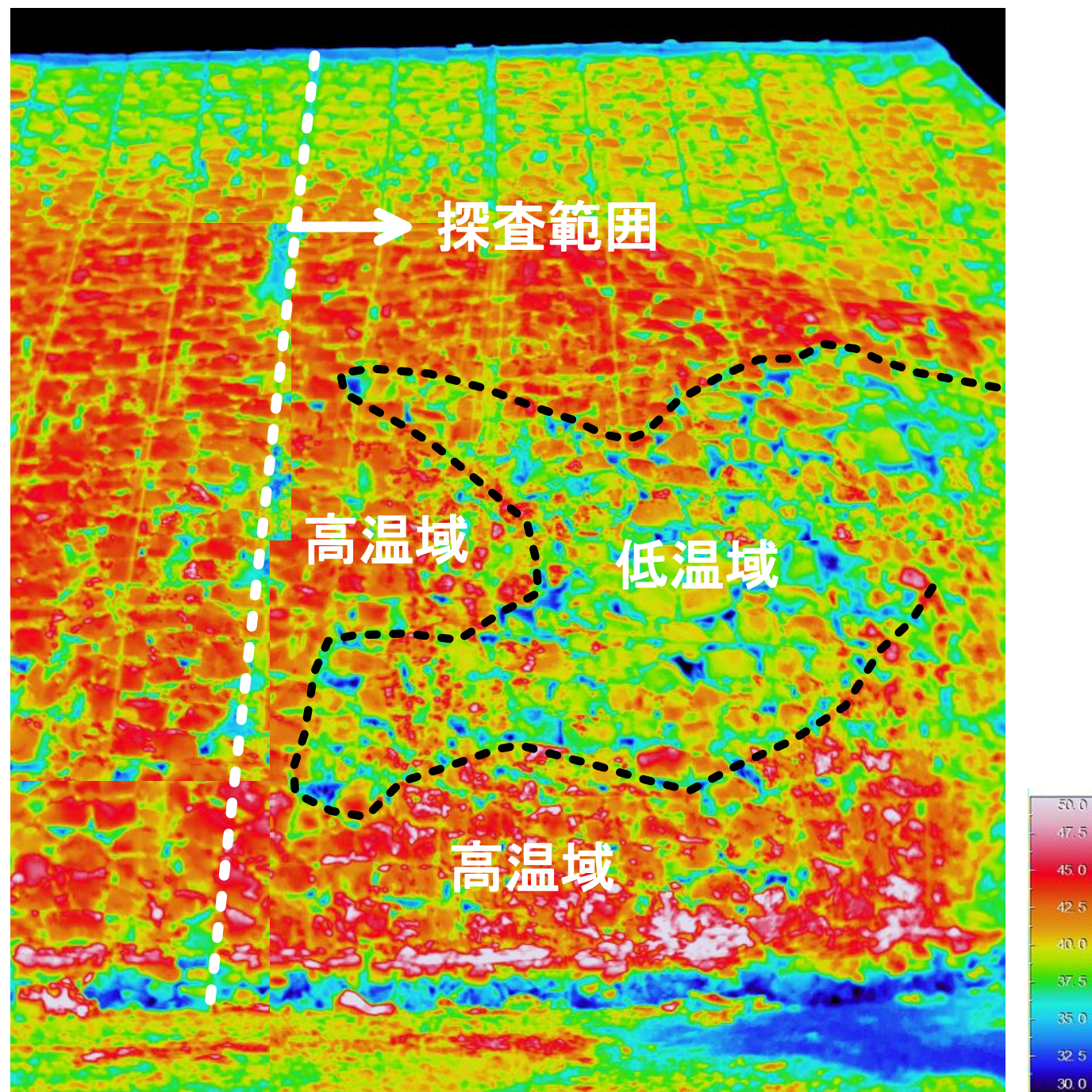


図3.8 堀底から撮影した熱赤外画像（午後）

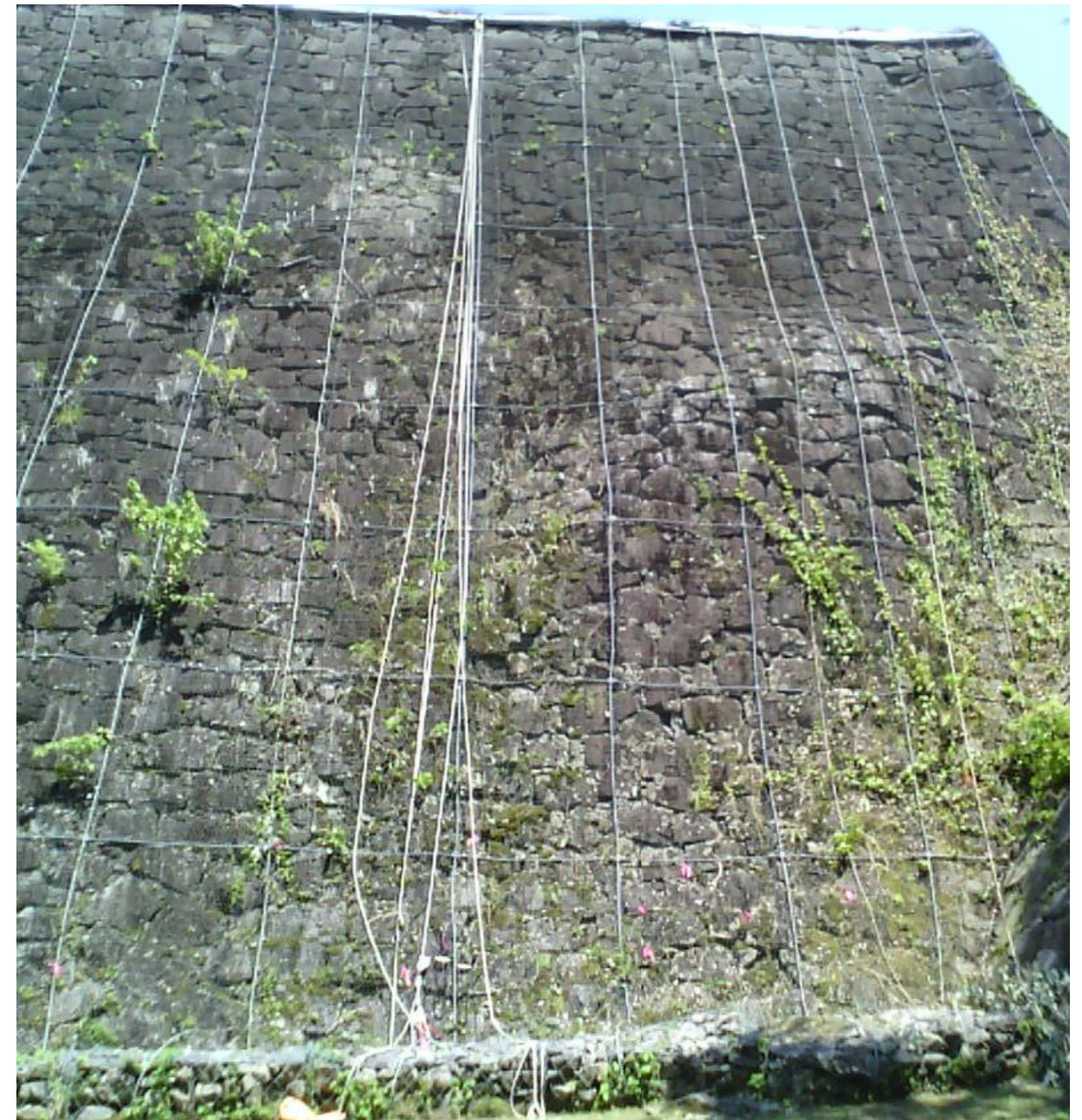


図3.9 堀底から撮影した画像（午後）

③熱赤外線画像計測の結果

・前頁の結果を立面図に示すと下図のようになる。

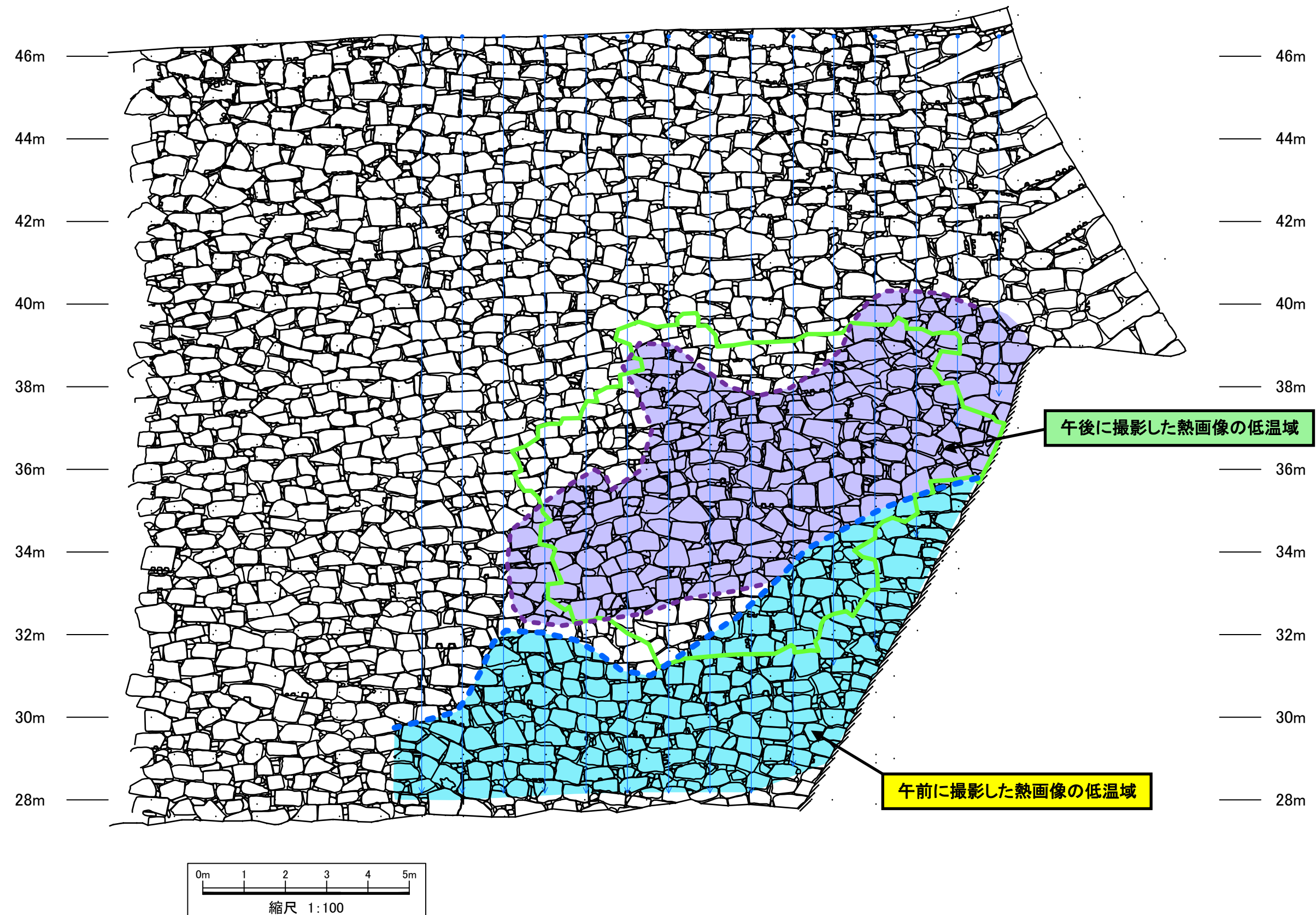


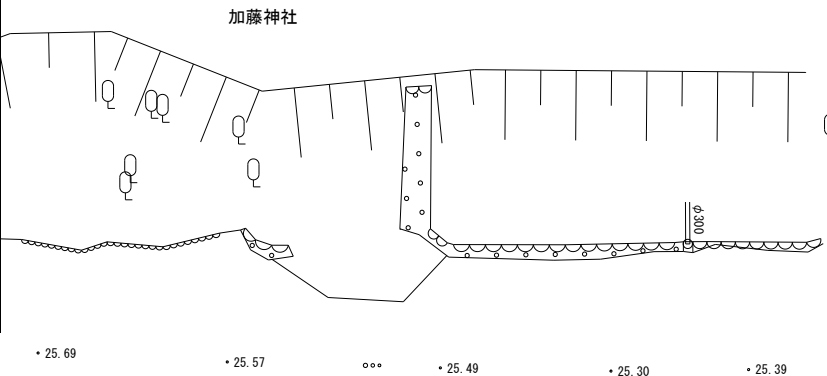
図3.10 低温域の概略分布範囲

耐震診断結果一覧

石垣 番号	石垣の取り扱い		石垣の修理検討フロー									
	被災 状況	取扱	①現状での診断					⑥修理（在来工法）での診断				
			常時/ 地震時 (中/大)	判定項目		総合判定	常時/ 地震時 (中/大)	判定項目		総合判定		
				示力線				円弧すべり	示力線		円弧すべり	
			(中/大)	転倒安全率	すべり安全率	安全率		(中/大)	転倒安全率	すべり安全率	安全率	
H443	変状	修理検討	常時	1.0以上	OK	-	C	常時	OK	OK	-	A
			中規模	NG	OK			中規模	OK	OK		
			大規模	NG	OK			大規模	OK	OK		
H455	変状	修理検討	常時	OK	OK	-	A					
			中規模	OK	OK							
			大規模	OK	OK							
H456-2	変状	修理検討	常時	OK	OK	-	A					
			中規模	OK	OK							
			大規模	OK	OK							
H461	変状	修理検討	常時	OK	OK	-	A					
			中規模	OK	OK							
			大規模	OK	OK							

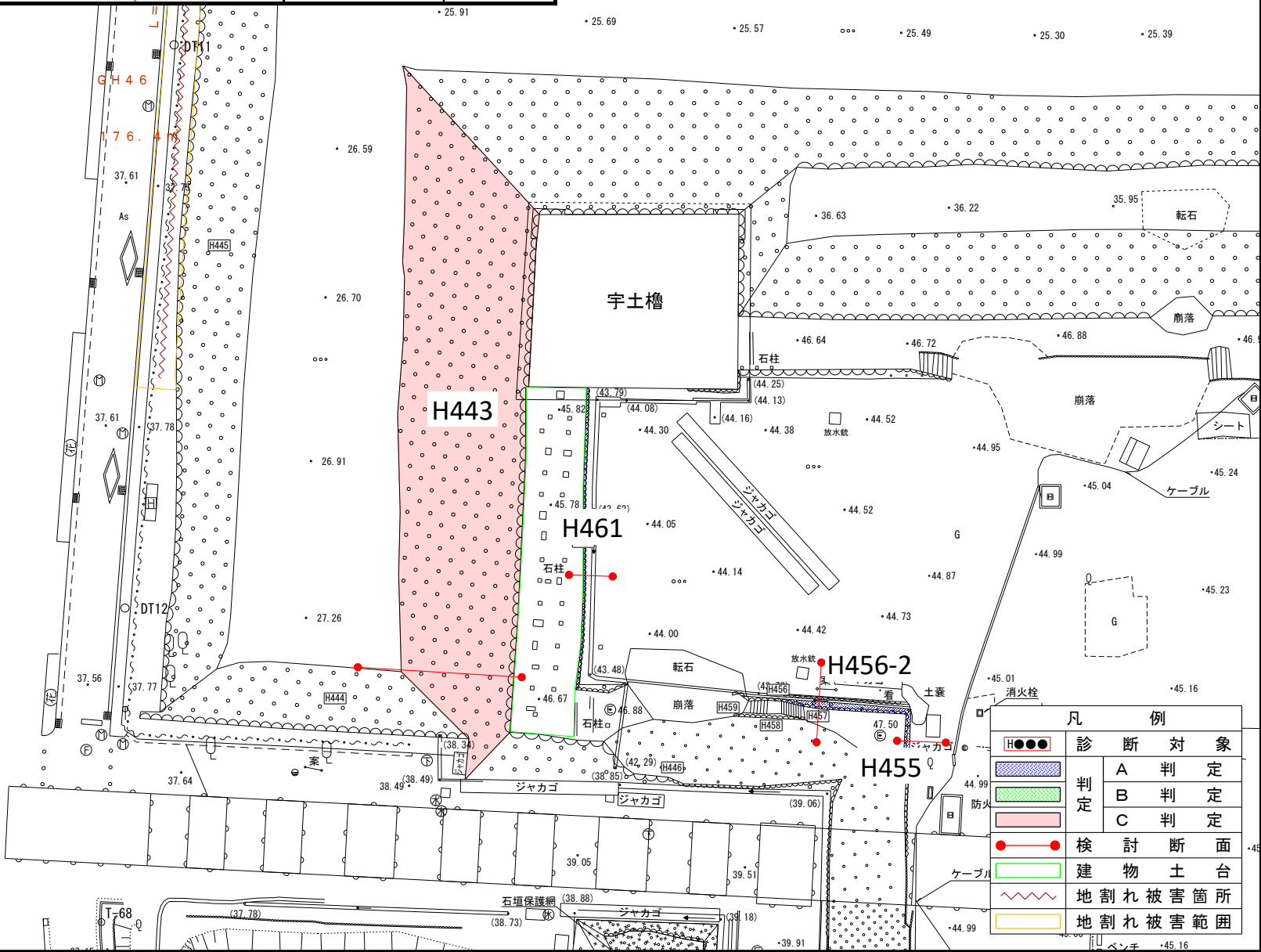
石垣前面押さえ補強を設置した際の
H443上部（現状）の診断結果
（資料1-巻末2）

石垣前面押さえ補強を設置した際の
H443上部（現状）の診断結果
（資料1-巻末2）



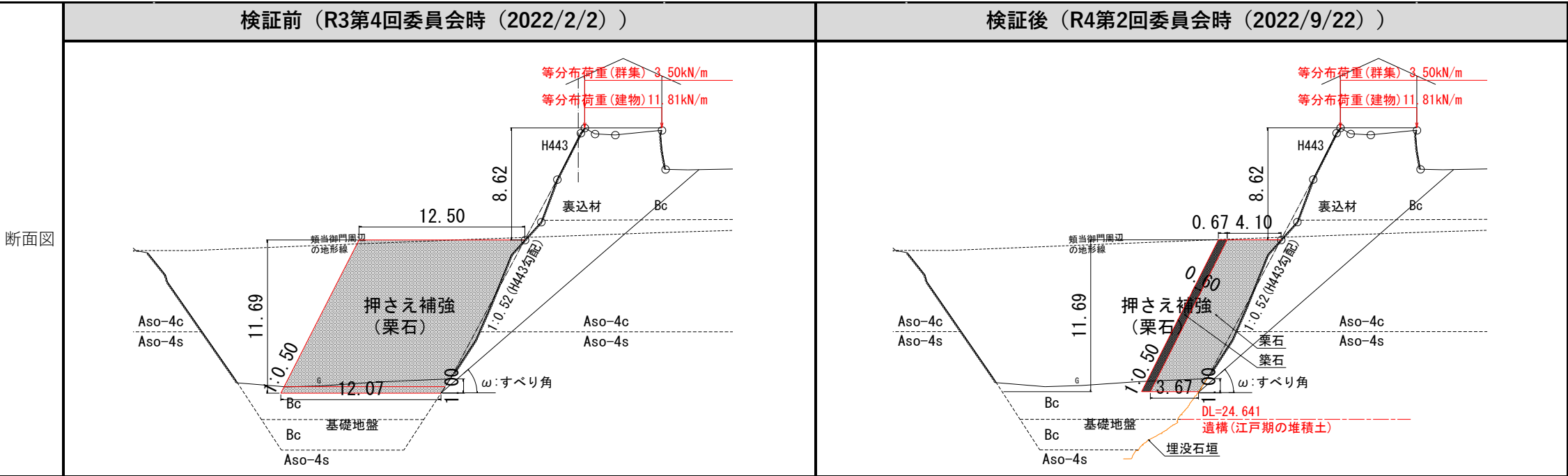
結果総括

- 変状している石垣を対象として「①現状での診断」を実施した。
- その結果、H445,H456-2,H461がA判定、H443がC判定となった。
- 今後はC判定となった石垣について修理検討フロー「②在来工法による修理検討」を実施する。
- ただし、H461はA判定であるが、現状では建物復旧が困難であるため、修理検討フロー「②在来工法による修理検討」を実施する。
- H443は在来工法による押さえ補強によって上部石垣がA判定となったため、建物復旧に影響する解体修理範囲の検討を実施する。



押さえ補強の設計の基本的な考え方

- ・ H443石垣を裏込材と見なし押さえ補強をもたれ式の擁壁として設計する。
- ・ R4第1回委員会における「熊本城石垣耐震診断検証について」を受けて、押さえ補強の安全率や物性値を変更した。
- ・ **特に影響が大きいのは滑動安全率、地震時荷重の考え方、壁面摩擦角である。**
- ・ **なお地震時荷重の考え方の変更については当該委員会の承認事項ではない。**
- ・ 以上の結果、検証前と検証後で右図に示すとおり押さえ補強の形状が変更となった。

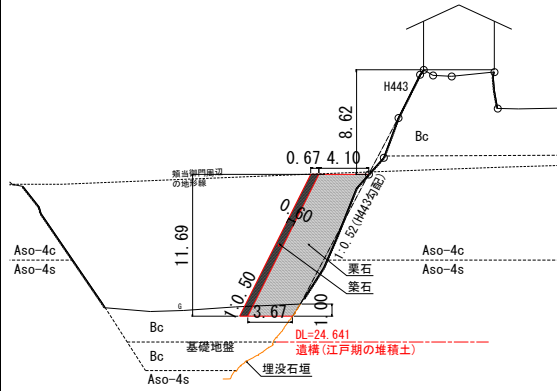
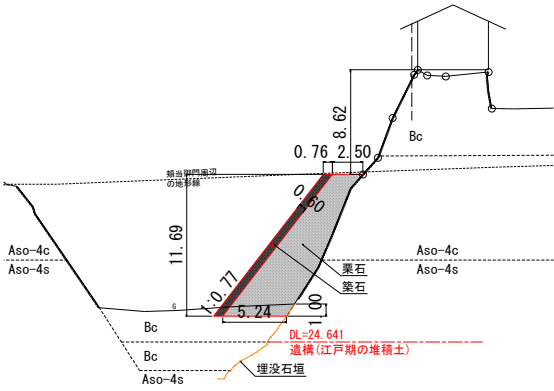
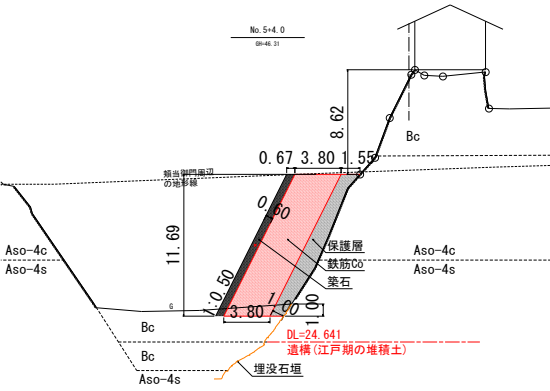
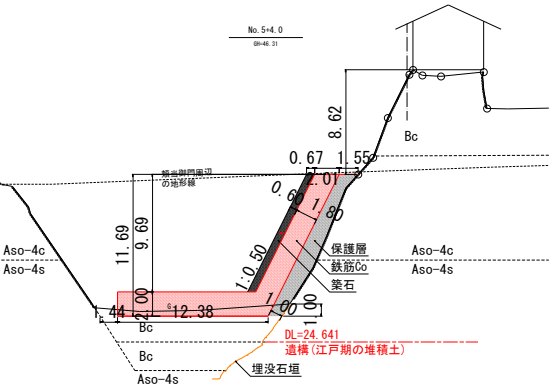


		項目	単位	値	備考	出典	値	備考	出典
安全率	滑動	常時		1.5		擁壁工指針p113	1.5		宅地防災p341
		地震時		1.2		擁壁工指針p113	1.0	影響が大きい項目	宅地防災p341
	転倒	常時		$d \geq B/2$		擁壁工指針p162	1.5		宅地防災p341
		地震時		$d \geq B/3$		擁壁工指針p162	1.0		宅地防災p341
	支持	常時		3.0		擁壁工指針p67	3.0		宅地防災p341
		地震時		2.0		擁壁工指針p67	1.0		宅地防災p341
物性値	押さえ補強	単位体積重量(栗石)	kN/m3	20	砂及び砂礫	擁壁工指針p66	20	砂及び砂礫	擁壁工指針p66
		単位体積重量(Co)	kN/m3	24.5	鉄筋コンクリート	擁壁工指針p52	24.5	鉄筋コンクリート	擁壁工指針p52
		底面摩擦係数		0.5	支持地盤：粘性土	擁壁工指針p70	0.5	支持地盤：粘性土	擁壁工指針p70
	裏込め材	地震時荷重の考え方		擁壁の自重に起因する地震時慣性力+地震時土圧		擁壁工指針p51	「地震時土圧による荷重」「擁壁の自重に起因する地震時慣性力+常時土圧」のうち大きい方		宅地防災p352
		内部摩擦角	度	38	累積示力線解析プログラムを用いた逆解析により設定		35	影響が大きい項目	耐震診断指針
		単位体積重量	kN/m3	19	砂質土_密なもの	擁壁工指針p66	16		耐震診断指針
		壁面摩擦角(押さえが栗石)	度	23.3/17.5	常時2/3φ、地震時1/2φ	擁壁工指針p99	35	常時φ、地震時φ	耐震診断指針
		壁面摩擦角(押さえがCo)	度	23.3/17.5	常時2/3φ、地震時1/2φ	擁壁工指針p99	23.3/17.5	常時2/3φ、地震時1/2φ	耐震診断指針
		粘着力	kN/m2	0			0		
	上載荷重	建物からの荷重	kN/m2	11.81	常時/地震時ともに作用	計算値	11.81	常時/地震時ともに作用	計算値
		群集荷重	kN/m2	3.5	常時/地震時ともに作用	土木構造物標準設計	3.5	常時/地震時ともに作用	土木構造物標準設計
	基礎地盤	土質		粘性土		試験値	粘性土		試験値
		N値		3		試験値	3		試験値
		単位体積重量	kN/m3	18		試験値より算出	18		試験値より算出
		粘着力	kN/m2	19		試験値より算出	19		試験値より算出
		内部摩擦角	度	0		試験値より算出	0		試験値より算出
		許容支持力	kN/m2	89		試験値	89		試験値
		極限支持力	kN/m2	267		試験値	267		試験値
前面土受働土圧 (底版を対岸まで延長する場合のみ)		土圧の作用高さ		計画地盤面より1m深い位置に仮想地盤面		擁壁工指針p114	計画地盤面より1m深い位置に仮想地盤面		擁壁工指針p114
		せん断抵抗角	度	35		擁壁工指針p66	35		擁壁工指針p66
		単位体積重量	kN/m3	20		擁壁工指針p66	20		擁壁工指針p66
		低減係数		0.5		擁壁工指針p114	0.5		擁壁工指針p114
支持対策		遺構面の標高	m				24.641		発掘調査
		分散角	度				30		宅p379

石垣耐震診断検証結果を反映した石垣前面押さえ補強

石垣前面押さえ補強の規模形状について検討した結果を下表に示す。
全ての案で支持力が不足する結果となったことから、支持対策について検討する必要が生じた。

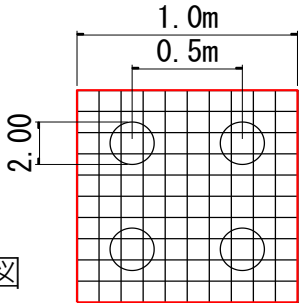
〔 支持力が不足すると、押さえ補強が地盤にめり込むように変状し地盤破壊が発生する。
第4案は断面方向に土の逃げ場がなく、地盤破壊が発生しにくい構造となっているため、ただちに地盤が破壊するとは言い切れない。 〕

比較案					第1案		第2案		第3案		第4案		
比較 条件	材料	外側			築石		築石		築石		築石		
		内部			栗石or碎石(ジオテキスタイル)		栗石or碎石(ジオテキスタイル)		鉄筋コンクリート		鉄筋コンクリート		
	形状			標準勾配		緩勾配		標準勾配		標準勾配/底版拡張			
根入れ			標準値1.0m		標準値1.0m		標準値1.0m		標準値1.0m		標準値1.0m		
石垣前面押え 補強	形状	イメージ図											
		説明			・標準勾配（1：0.5）にて、滑動安全率を満足する最小天端幅を設定		・天端を2.5mに固定し、滑動安全率を満足する勾配を設定 ・緩勾配にすることで底版を拡張し接地圧を低減。		・標準勾配（1：0.5）にて、滑動安全率を満足する最小天端幅を設定 ・石垣と押え補強間に保護層（碎石）を設置		・底版を拡張し、逆し型の一体構造物にすることで接地圧を大幅に低減 ・配筋を考慮し、堅壁厚1.5m以上、底版厚2.0m以上とし、H445に影響が生じないよう一定の離れを確保しながら、滑動安全率を満足する底版長さを設定 ・石垣と押え補強間に保護層（碎石）を設置		
安定 計算 結果	項目		単位	許容値	判定	計算結果		判定	計算結果		判定	計算結果	
	滑動	常時		1.5	OK	2.14		OK	2.18		OK	2.43	
		地震時		1.0	OK	1.01		OK	1.02		OK	1.02	
	転倒	常時		1.5	OK	5.85		OK	7.95		OK	5.19	
		地震時		1.0	OK	2.75		OK	3.76		OK	2.08	
	支持	常時	kN/m2	89	NG	402.26		NG	284.30		NG	429.54	
地震時		kN/m2	267	NG	433.61		NG	305.93		NG	452.06		
評価	項目				判定			判定			判定		
	施工性 その他問題点				○	容易に施工可能		○	容易に施工可能		△	現場での配筋作業あり （第3案より複雑）	
					○	撤去可能		○	撤去可能		△	撤去可能（コンクリート取り壊し時振動等の配慮が必要）	
検討事項					支持対策		支持対策		支持対策		支持対策		

支持対策の検討（遺構（江戸期の堆積土）に影響しない場合）

石垣前面押さえ補強のうち、最も地盤反力が小さくなる第4案について、遺構（江戸期の堆積土）に影響しない支持対策の検討を行った。
区画分割型土のうであれば、支持対策の効果が得られる結果となった。ただし、軟弱地盤上の支持対策となるため、圧密沈下については別途検討が必要である。

比較案			木杭			セメント改良			区画分割型土のう		
イメージ図											



木杭の杭中心間隔2.5Dのイメージ図

圧密沈下の検討

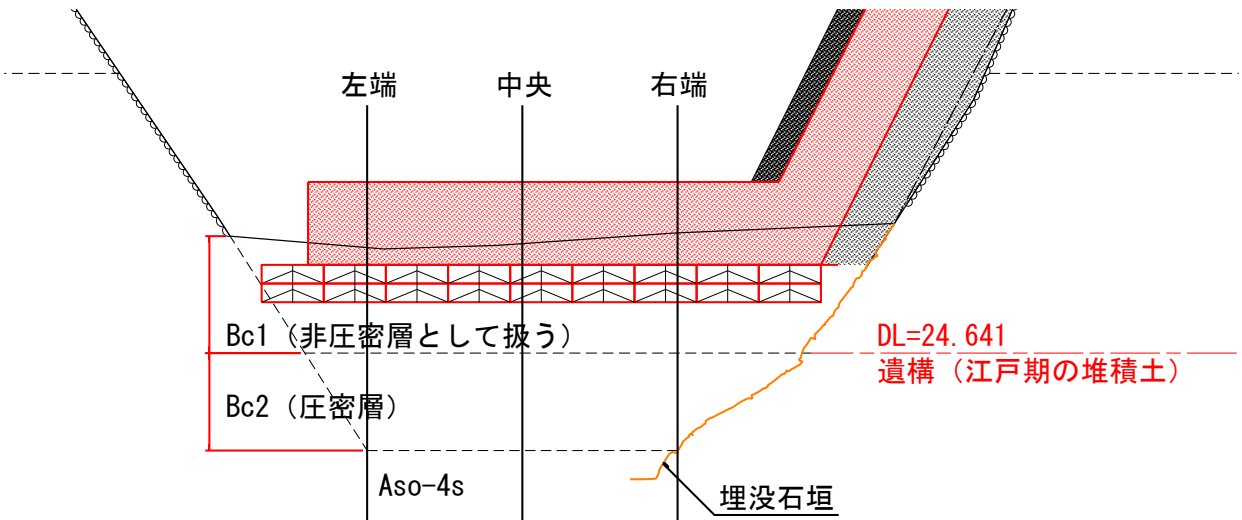
第4案において区画分割型土のうを設置した場合の圧密沈下の検討を行った。沈下量は下記公式により算出した。（宅地防災マニュアルp44）

$$S = \sum \frac{e_0 - e}{1 + e_0} \times Hn$$

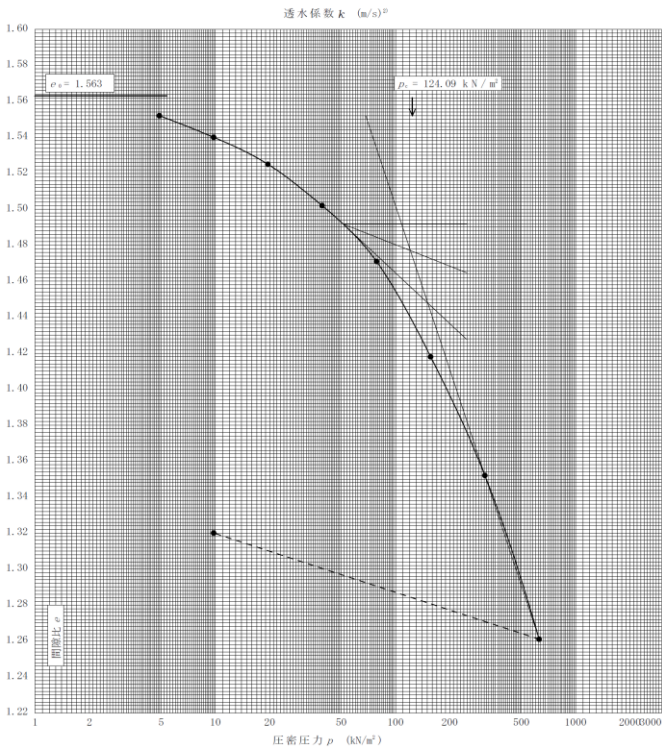
(S : 沈下量、e0 : P0に対する間隙比、 e : P0+ Δ Pに対応する間隙比、 P0 : 構造物載荷前の有効土被り厚、 Δ P : 構造物載荷による地盤内鉛直増加応力
Hn : 各土層の厚さ)

上式による検討には圧密曲線「e-logP曲線」が必要であるが、当該空堀での圧密試験は実施していない。そのため、下表に示す5つのCASE毎に沈下量を算出した。結果的にBc2において全層厚2.5m程度に対して**最大16.5cm程度**の圧密沈下が発生する可能性があることが確認された。なお、圧密沈下の検討は通常周囲が開けた盛土において行う。そのため、空堀側面の石垣からの摩擦が生じ、かつ盛土ではない構造物での圧密沈下の検討は精度誤差が生じている可能性が高い。

CASE	使用した圧密曲線	沈下量 (cm)					
		Bc1			Bc2		
		左端	中央	右端	左端	中央	右端
CASE1	既往圧密①（飯田丸での試験値）	改良部 非圧密層として扱う			4.547	6.434	6.887
CASE2	既往圧密②				6.317	6.972	6.752
CASE3	道路土工（60～80％）				11.978	15.764	16.524
CASE4	道路土工（40～60％）				10.446	14.029	14.765
CASE5	道路土工（非常に緩い砂）				4.951	6.462	6.656

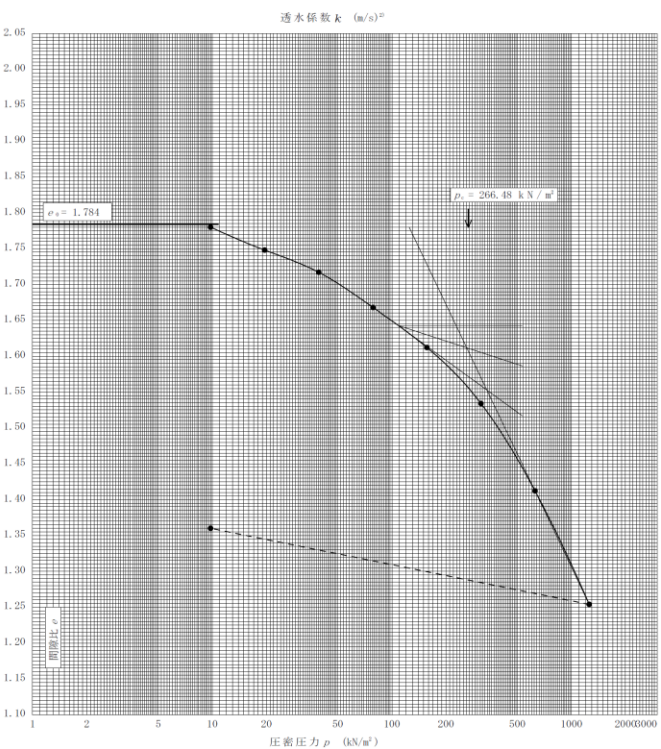


試料番号(深さ) Na3 (4.00～5.00m)						試験者 小嶋 健二		
土粒子の密度	液性限界	塑性限界	初期含水比	初期間隙比	圧縮指数	圧密降伏応力	ひずみ速度	
ρ_s g/cm ³	w_L %	w_P %	w_0 %	e_0	C_c	p_v kN/m ²	$\dot{\epsilon}$ %/min	
2.731	54.7	39.1	55.0	1.563	0.302	124.09		

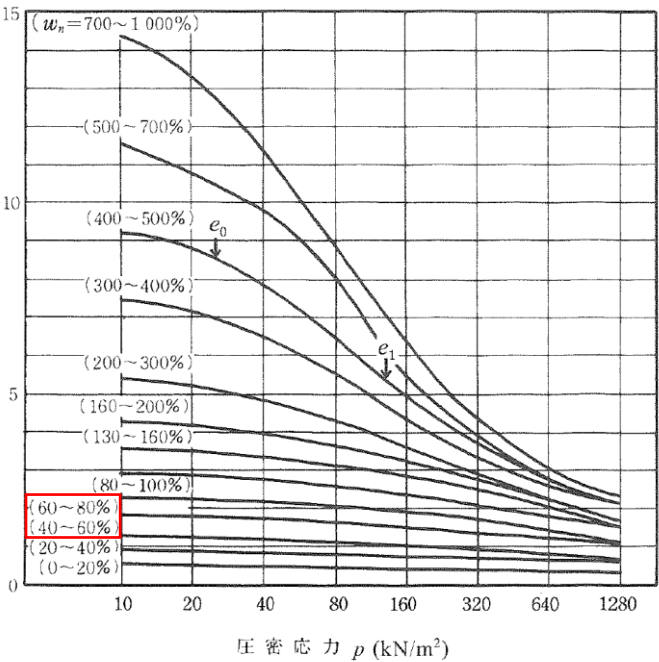


CASE1

試料番号(深さ) Na3 (9.00～10.00m)						試験者 小嶋 健二		
土粒子の密度	液性限界	塑性限界	初期含水比	初期間隙比	圧縮指数	圧密降伏応力	ひずみ速度	
ρ_s g/cm ³	w_L %	w_P %	w_0 %	e_0	C_c	p_v kN/m ²	$\dot{\epsilon}$ %/min	
2.758	67.2	47.4	61.8	1.784	0.525	266.48		

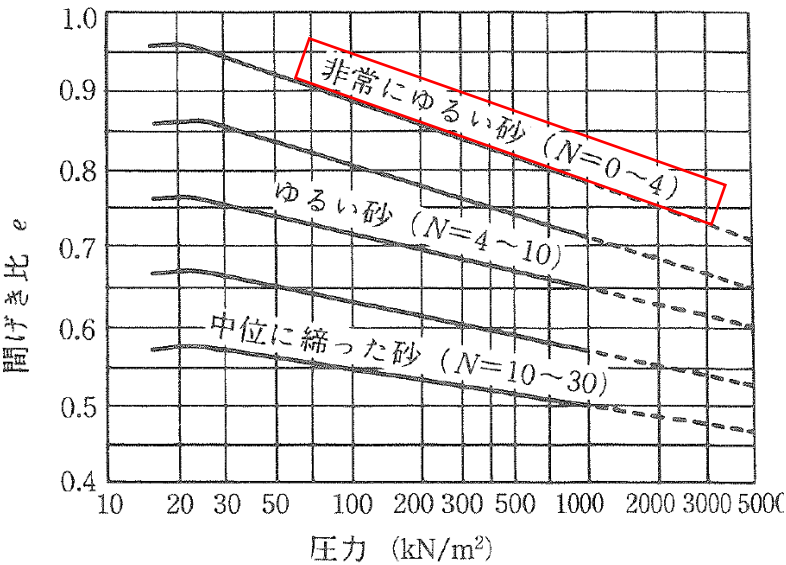


CASE2



解図 3-7 自然含水比 w_n と e -log p 曲線の関係
(高速道路、一般国道)

CASE3,4



参照 5-1 砂の圧力-間隙比曲線

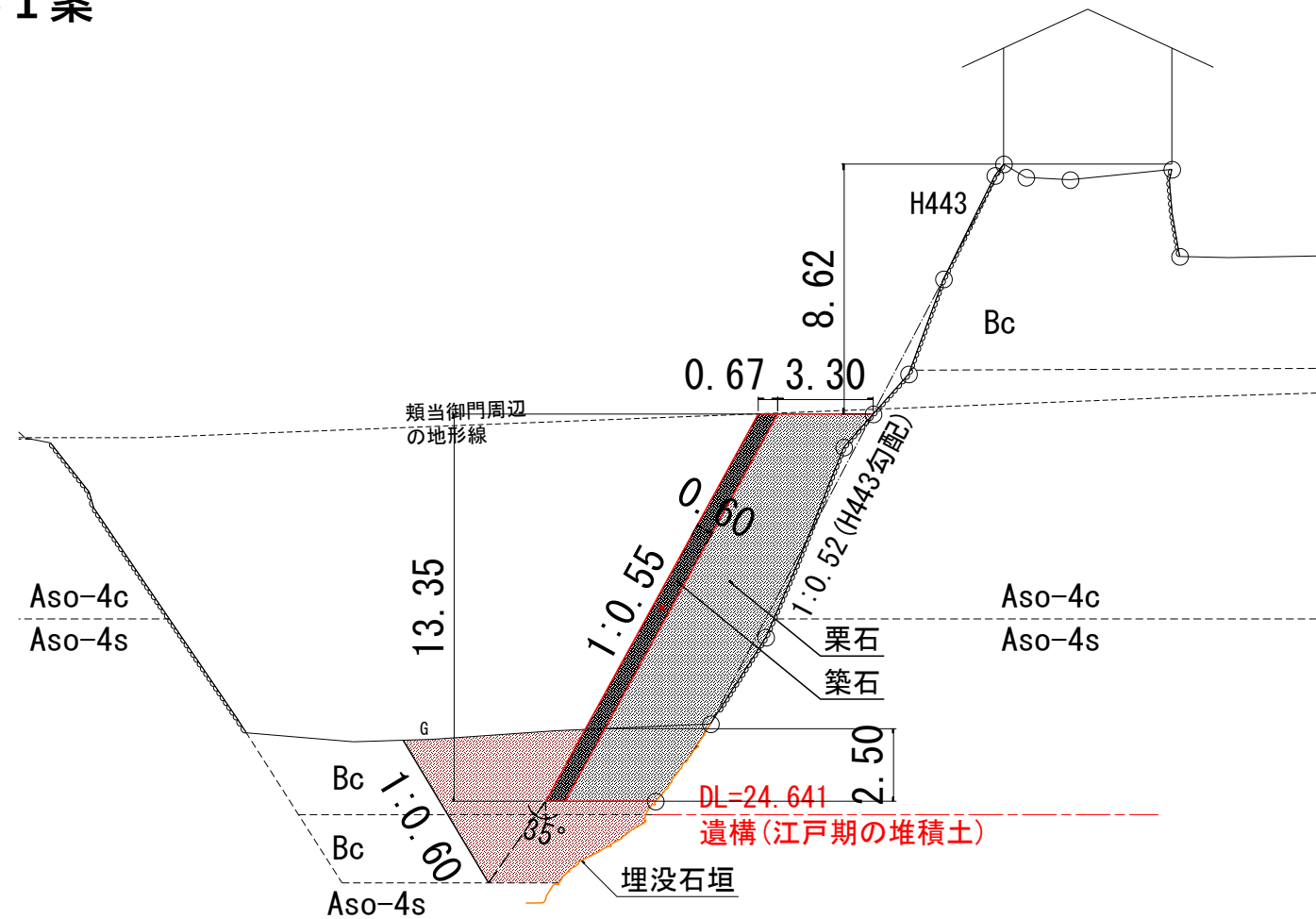
CASE5

石垣耐震診断検証結果を反映した石垣前面押さえ補強（遺構（江戸期の堆積土）に影響する場合）

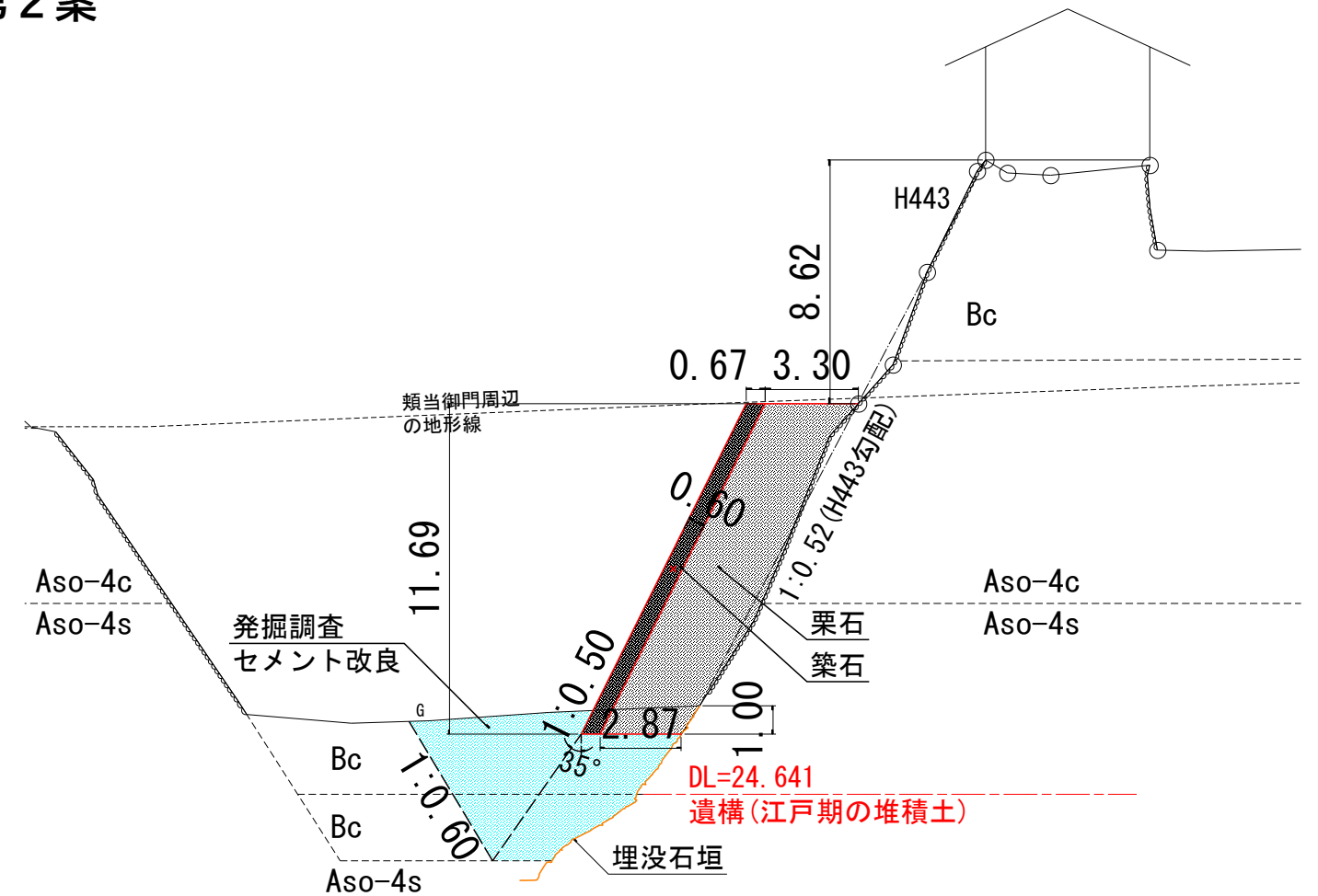
遺構に影響する場合の石垣前面押さえ補強の規模形状について検討した結果を下表に示す。なお、検討のベースは遺構の掘削範囲が最も小さい「資料1-5-2」の第1案とした。

比較案				第1案：掘削置換				第2案：セメント改良				第3案：直接基礎														
イメージ図																										
説明				・Bc層を発掘調査後、砕石置換により許容支持力の向上を図る。 ・底面摩擦係数の向上により滑動抵抗力を高め、押さえ補強の規模縮小化を図る（粘性土0.5→礫層0.6） ・許容支持力は宅地防災マニュアルp338の支持力式により算出 ・物性値（ϕ:35°、c:0kN/m2、γ:20kN/m3） ・「勾配を緩くし底版幅を広げる」、「根入れ効果を発現させるために2.5m根入れする」ことで支持力を満足する。				・Bc層を発掘調査後、改良土で埋戻し、許容支持力の向上を図る。 ・底面摩擦係数の向上により滑動抵抗力を高め、押さえ補強の規模縮小化を図る（粘性土0.5→礫層0.6） ・許容支持力は宅地防災マニュアルp338の支持力式により算出 ・物性値（ϕ:0°、c:250kN/m2、γ:20kN/m3） ・c:250kN/m2となるように改良が必要				・Aso-4sを支持地盤とする直接基礎 ・埋没石垣の勾配等を考慮した勾配1:0.7にて、滑動安全率を満足する最小天端幅を設定 ・許容支持力は宅地防災マニュアルp338の支持力式により算出 ・物性値（ϕ:42.8°、c:29.3kN/m2、γ:15.4kN/m3（三軸圧縮試験より得られたAso-4sの物性値））														
安全率				許容値	判定	計算結果		許容値	判定	計算結果		許容値	判定	計算結果												
照査	滑動	常時		1.5	OK	2.43		1.5	OK	2.15		1.5	OK	3.03												
		地震時		1.0	OK	1.10		1.0	OK	1.02		1.0	OK	1.09												
	転倒	常時		1.5	OK	5.03		1.5	OK	4.31		1.5	OK	7.76												
		地震時		1.0	OK	2.26		1.0	OK	2.00		1.0	OK	2.91												
	支持	常時	kN/m2	521	OK	470.86		457	OK	433.88		1008	OK	586.33												
		地震時	kN/m2	811	OK	512.09		1372	OK	474.61		1579	OK	630.58												
検討結果	施工性・問題点	施工性	△	発掘調査に多大な時間と労力を要する。							△	発掘調査に多大な時間と労力を要する。							△	発掘調査に多大な時間と労力を要する。						
			△	H443の膨らみ下部の発掘調査時の安全確保に課題あり。							△	H443の膨らみ下部の発掘調査時の安全確保に課題あり。							△	H443の膨らみ下部の発掘調査時の安全確保に課題あり。						
			△	全延長分地表から2.5m掘削した状態で押さえ補強を設置することとなり、安全性に懸念がある。															×	押さえ補強の設置が困難（ほとんど不可能に近い）。						
		H443への影響	△	埋没石垣付近の掘削が必要となり、手法の検討や根入れの安定性の検討が必要となる。							△	埋没石垣付近の掘削が必要となり、手法の検討や根入れの安定性の検討が必要となる。							△	埋没石垣付近の掘削が必要となり、手法の検討や根入れの安定性の検討が必要となる。						
	埋没石垣	？	押さえ補強の荷重が埋没石垣にどの程度影響するか評価が困難							？	押さえ補強の荷重が埋没石垣にどの程度影響するか評価が困難							？	押さえ補強の荷重が埋没石垣にどの程度影響するか評価が困難							
	文化財の観点	×	可逆性なし							×	可逆性なし							×	可逆性なし							
×		発掘調査範囲の遺構（江戸期の堆積土）が喪失する。							×	発掘調査範囲の遺構（江戸期の堆積土）が喪失する。							×	発掘調査範囲の遺構（江戸期の堆積土）が喪失する。								

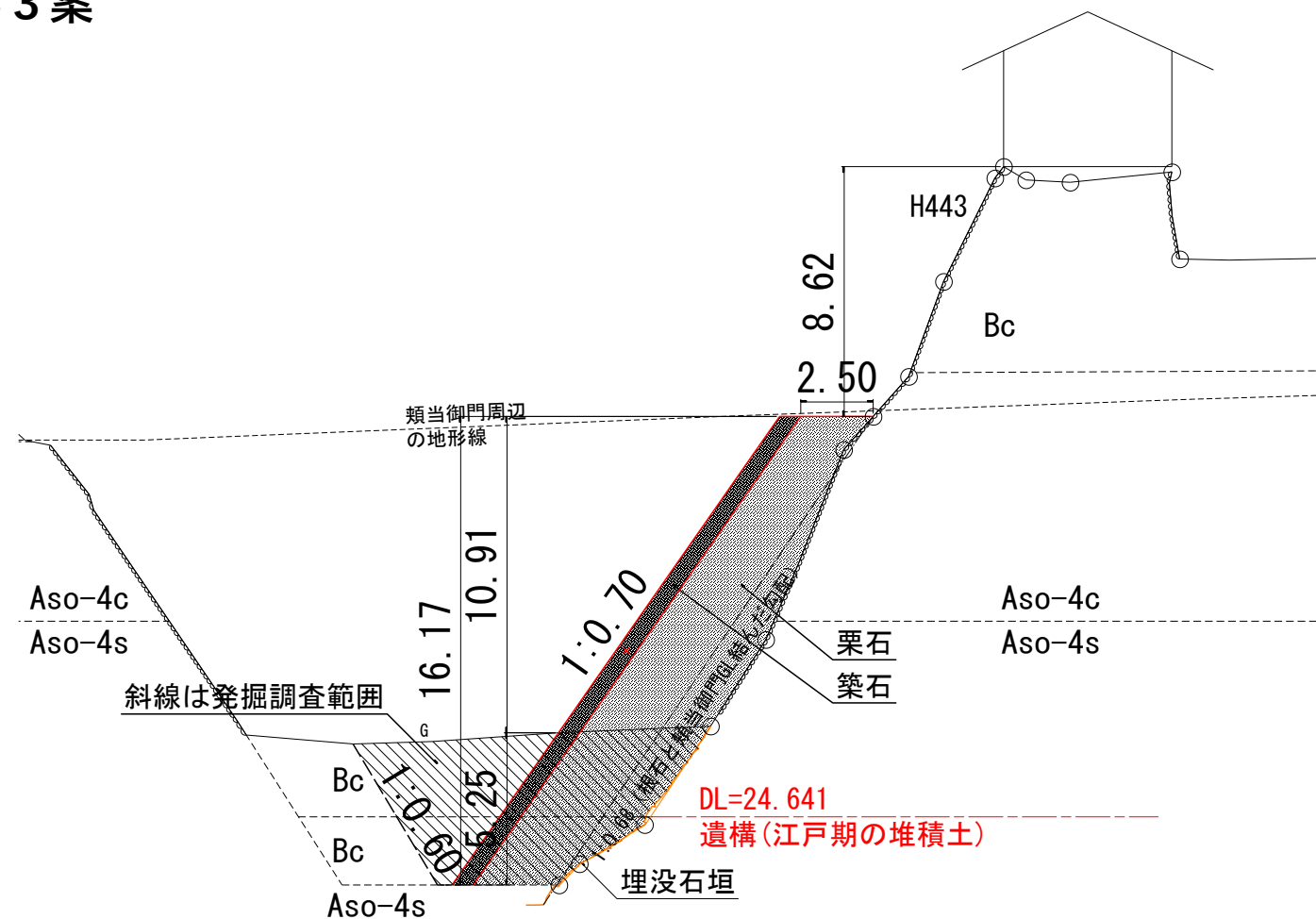
第1案



第2案



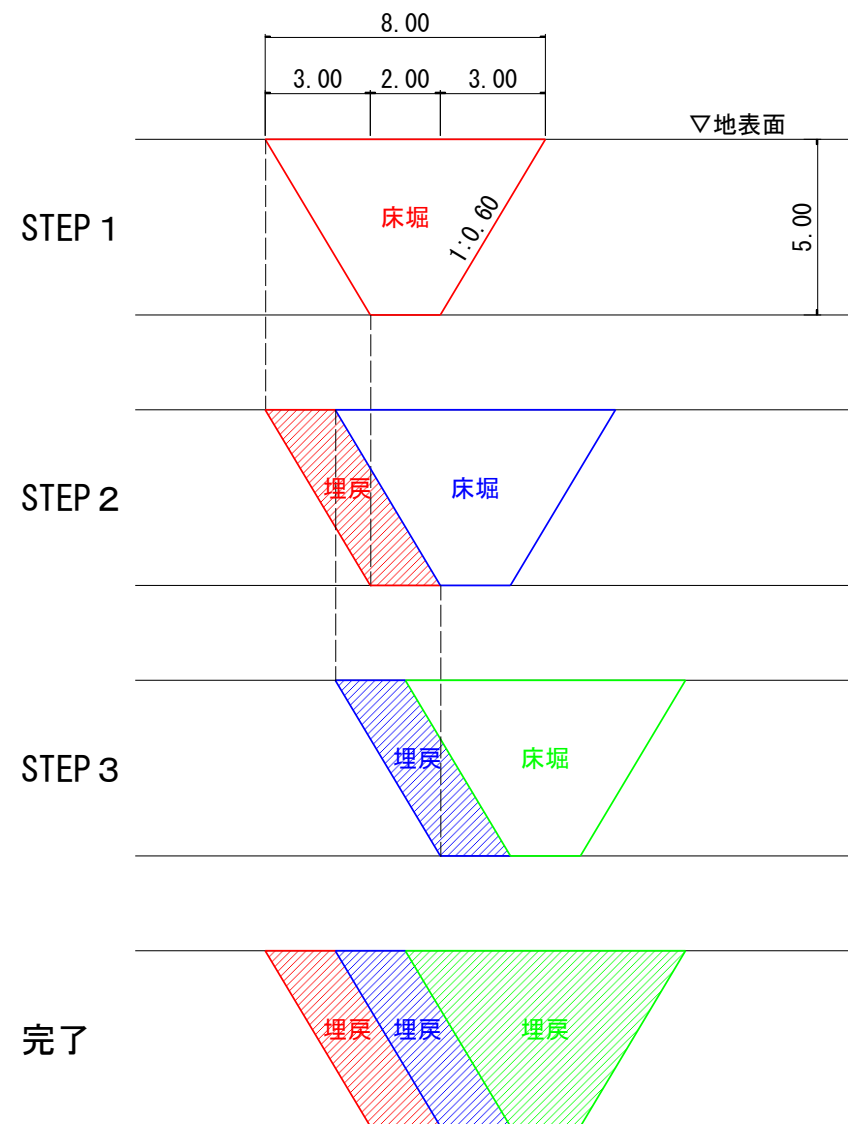
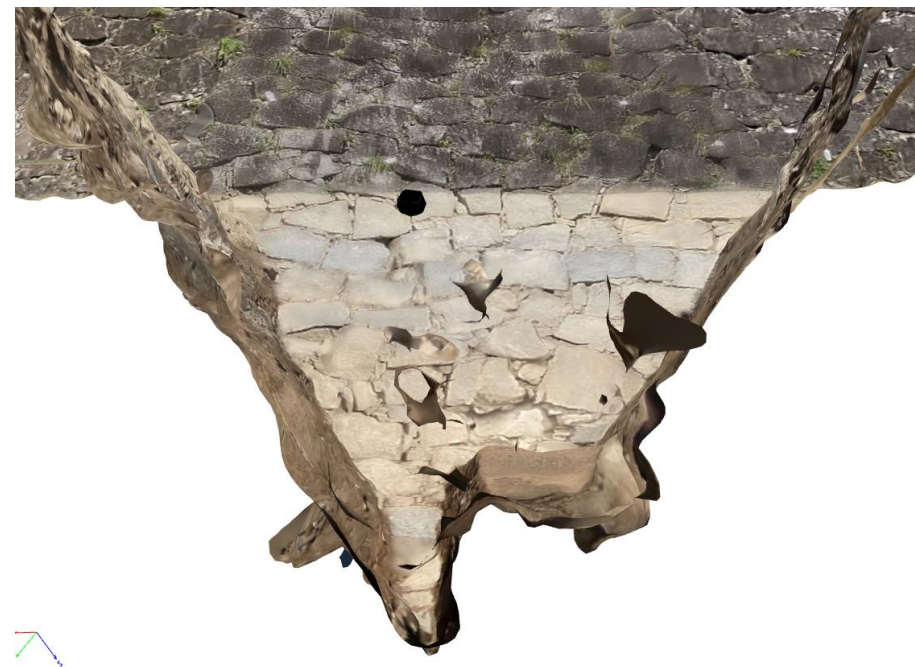
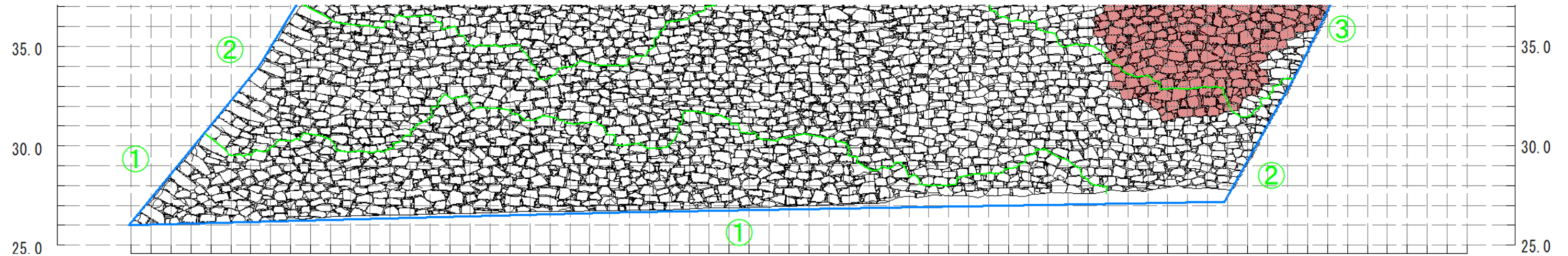
第3案



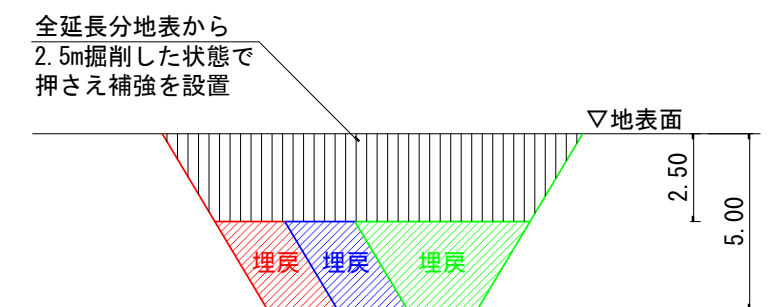
発掘調査の手法イメージ

H443の根入れの安定性を考慮すると、堀底を一気に掘り下げていくことはできない。そのため、段階を追って床堀と埋戻を繰り返ししていくこととなり、その立面イメージは下図に示すとおりである。なお埋戻時の勾配はその材によって異なる。(碎石の場合は1:0.60より緩勾配となる。)

左下図は本空堀の発掘調査時の立面オルソ図であり、右下図は資料1-5-6 第1案の押さえ補強設置イメージである。



発掘調査の手法イメージ



資料1-5-6 第1案の押さえ補強の設置イメージ

膨らみ部の非破壊調査結果を反映した復旧措置案

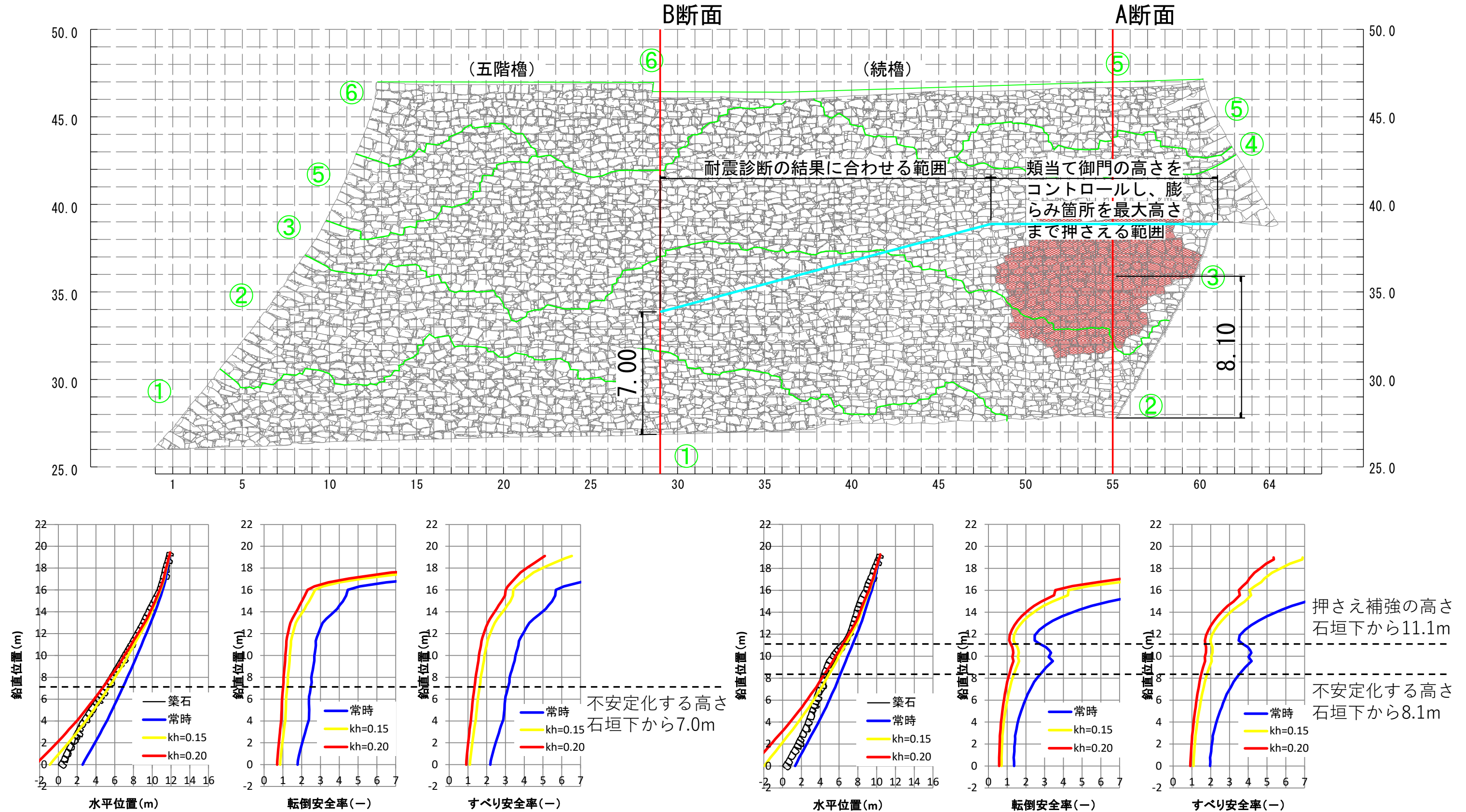
膨らみ部の非破壊調査結果より、「膨らみ部の全体（頬当御門より2.0m程度高い箇所を含む）」と「標高44m付近」に裏栗石が緩くなっていると考えられる。当該箇所をそのままにしておくと石垣が不安定化する可能性があるため、対策について下表のとおり検討を行った。

比較案	第1案	第2案
	石垣前面押さえ補強の天端高の変更	石垣前面押さえ補強天端より下2.0mを解体修理（勾配変更）
イメージ		
概要	- 膨らみ部分の裏栗石が緩くなっている範囲を覆いつくすように施工することで安定化を図る - 建物復旧に影響する解体修理に加えて標高44m付近の裏栗石が緩くなっている範囲を解体修理	- 押さえ補強天端より約2.0m下の範囲から解体修理することにより安定化を図る - 上部は膨らみ部からのすり付け勾配（被災前の勾配より緩勾配となる。）
利点・欠点	○石垣の解体修理範囲を最小限にすることが可能	○押さえ補強天端高が頬当御門陸橋GLを越えない
	×押さえ補強天端高が頬当御門陸橋GLより高くなり、景観に大きく影響	×本質的価値である江戸期修理石垣の解体修理範囲が大きくなる ×勾配が被災前勾配と大きく変化する

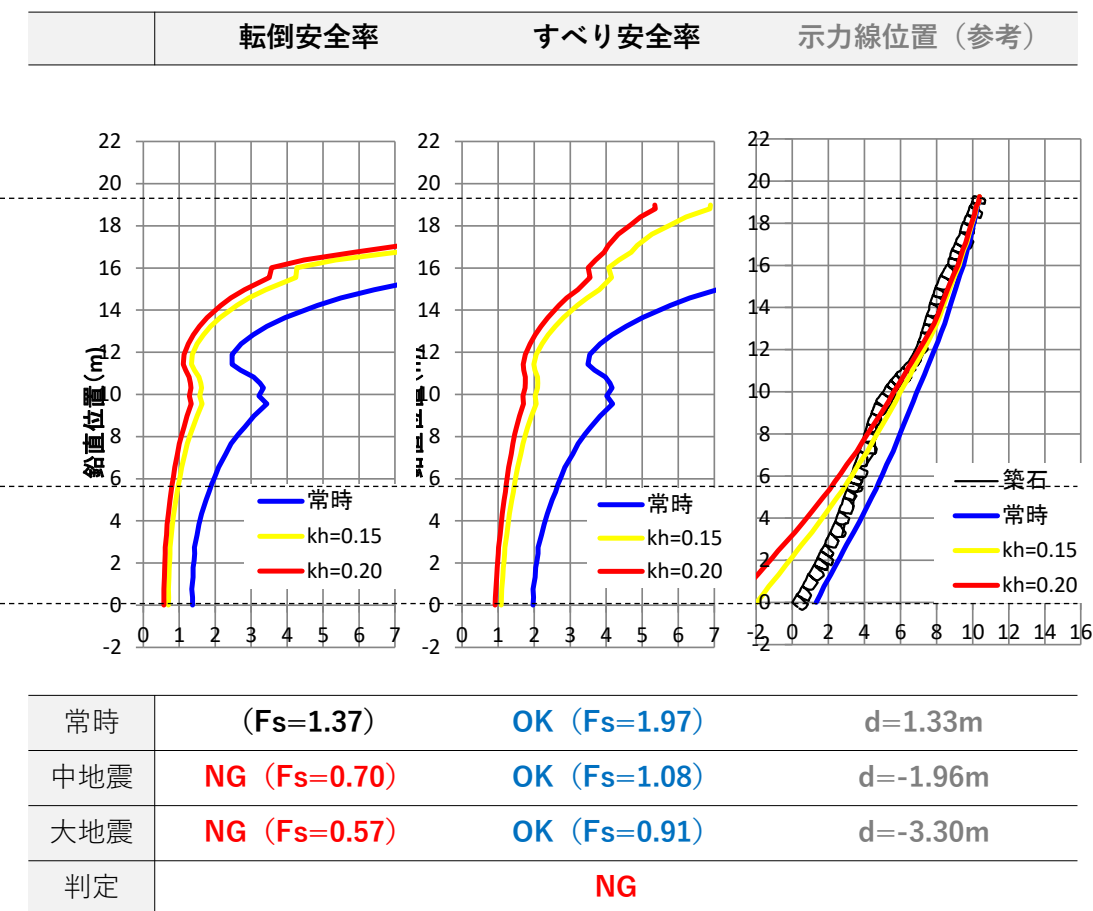
石垣前面押さえ補強の立面上の形状について

押さえ補強の立面形状を検討するため、A断面に加えて、B断面での解析を行った結果、不安定化する（地震時転倒安全率が1.0を下回る）と判断されるのが石垣下から7.0m位置であることが確認された。そのため、A断面とB断面での解析結果を総合的に考慮すると押さえ補強は下図のような立面形状になる。

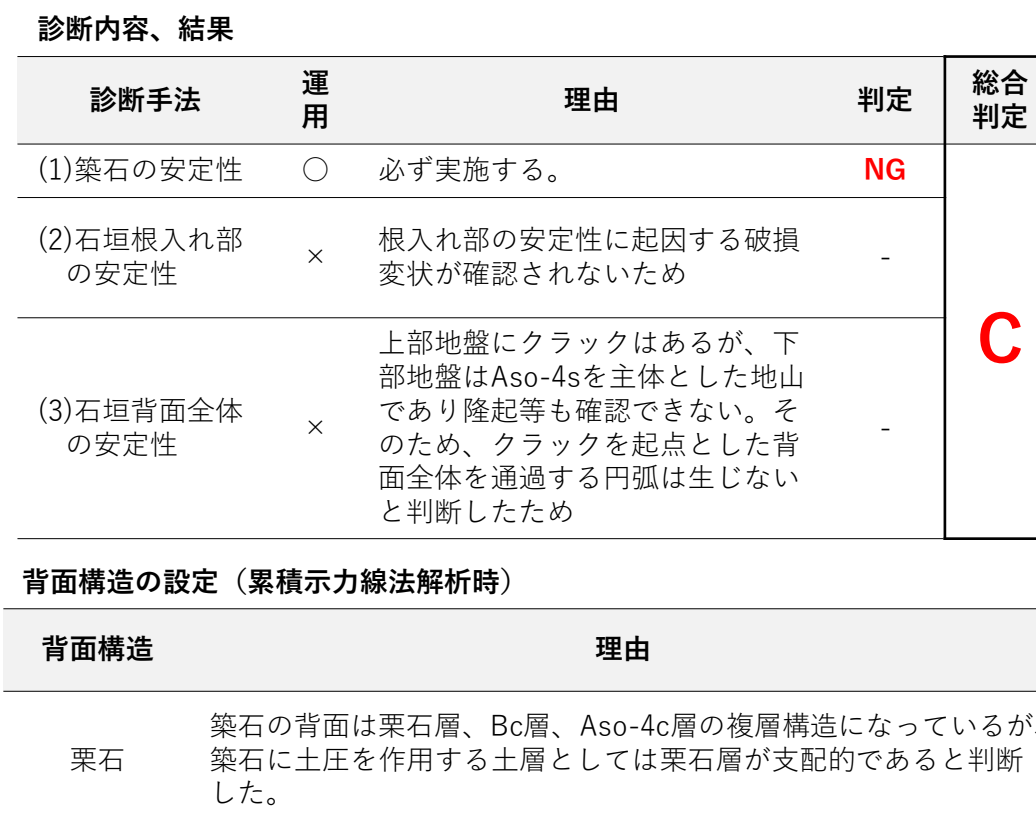
なお、B断面がA断面と比較し安定側の解析結果となるのは、勾配が緩いためである。



築石の安定性評価（累積示力線解析）

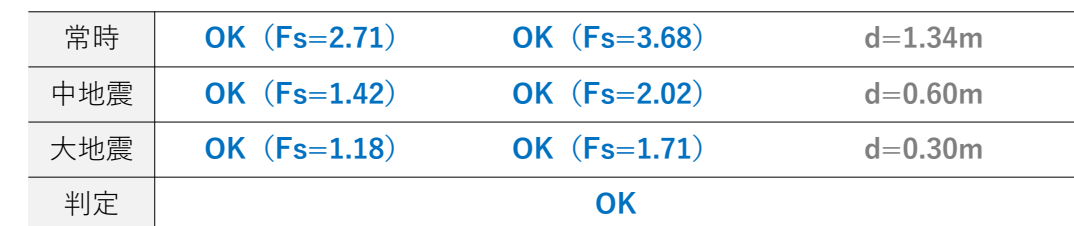


診断内容、結果、背面構造の設定

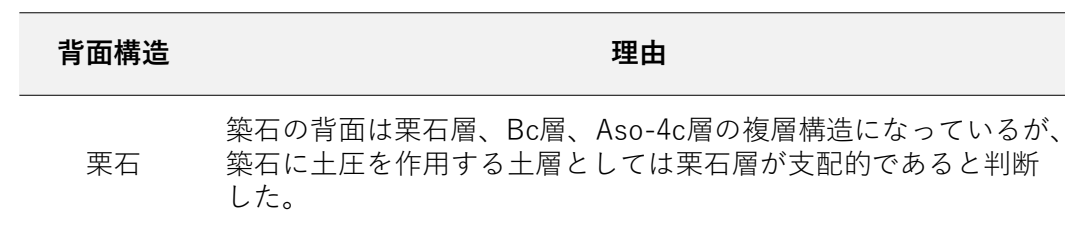


資料1-卷末-2

築石の安定性評価（累積示力線解析）

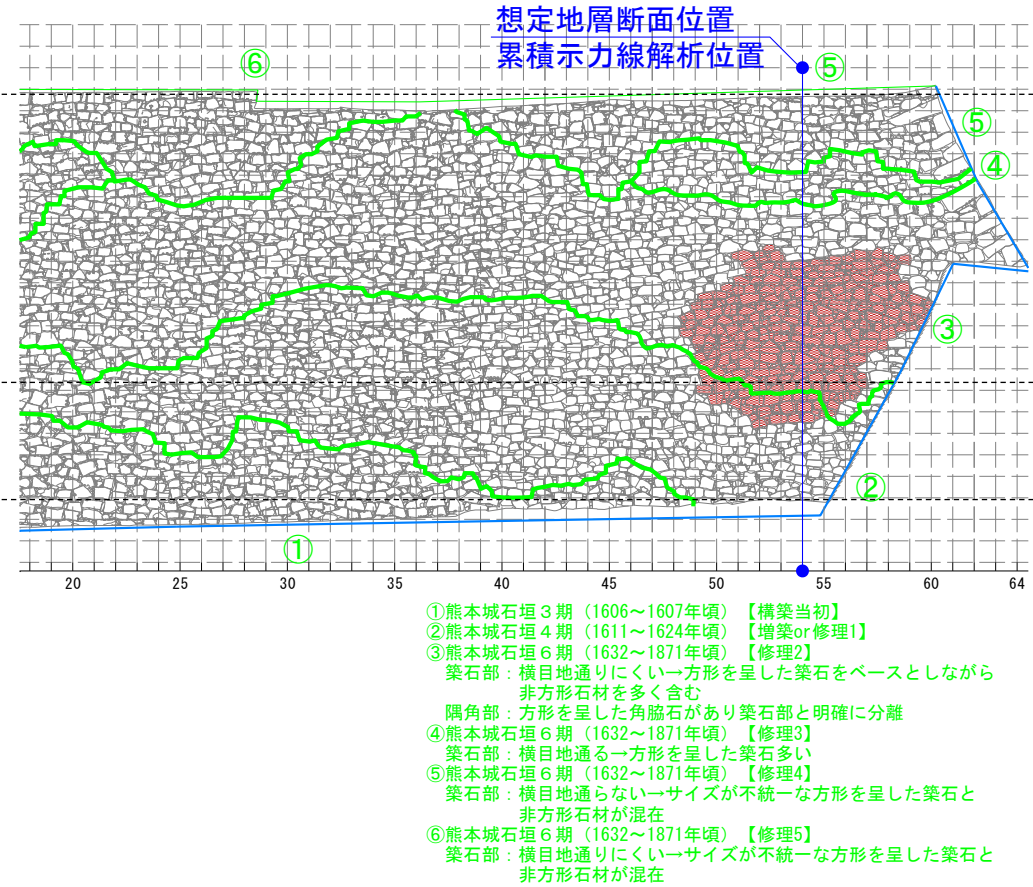


診断内容、結果、背面構造の設定

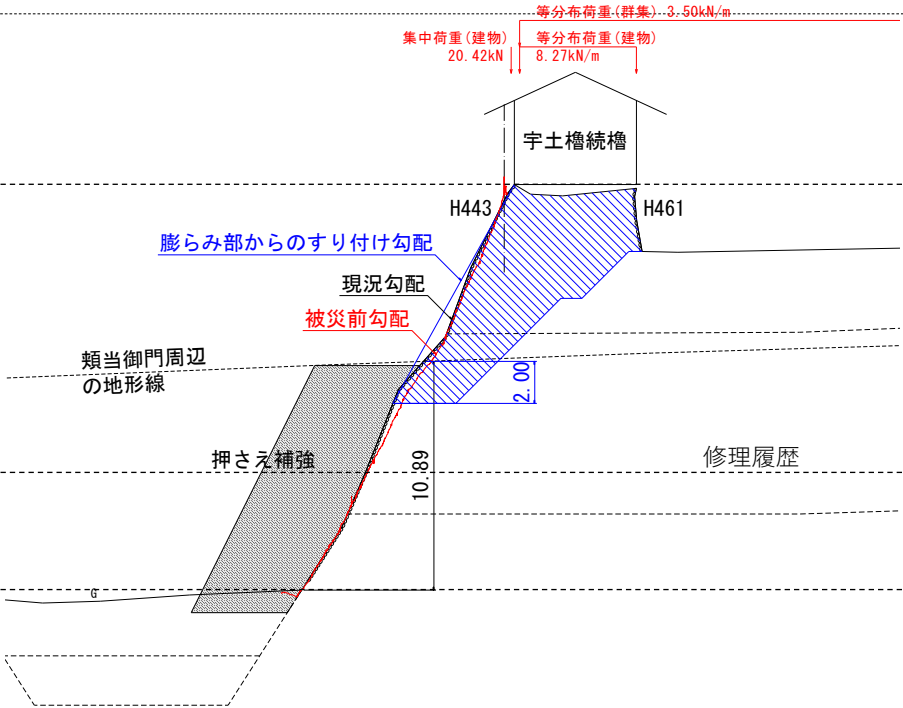


宇土櫓続櫓下石垣 石垣耐震診断結果 [報告] H443【現状】
(石垣前面押さえ補強天端より下2.0mを解体修理)

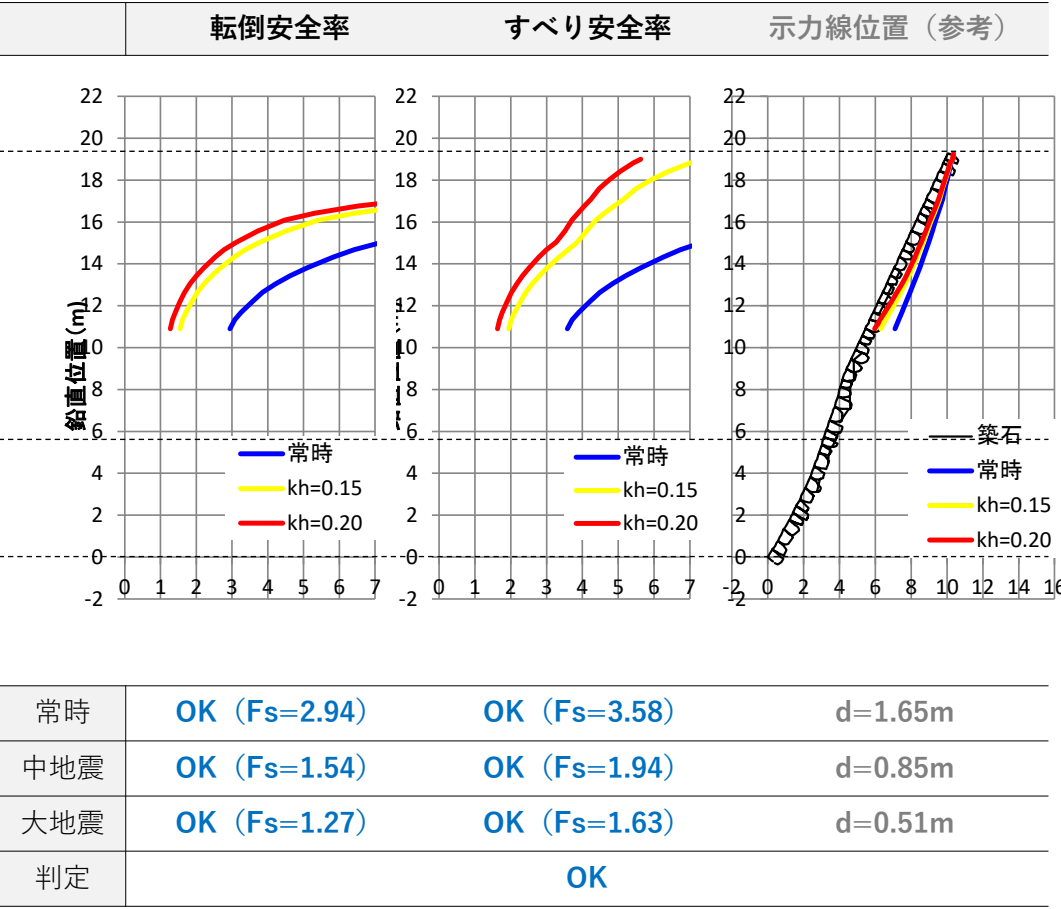
立面図



想定地層断面図



築石の安定性評価（累積示力線解析）



平面図



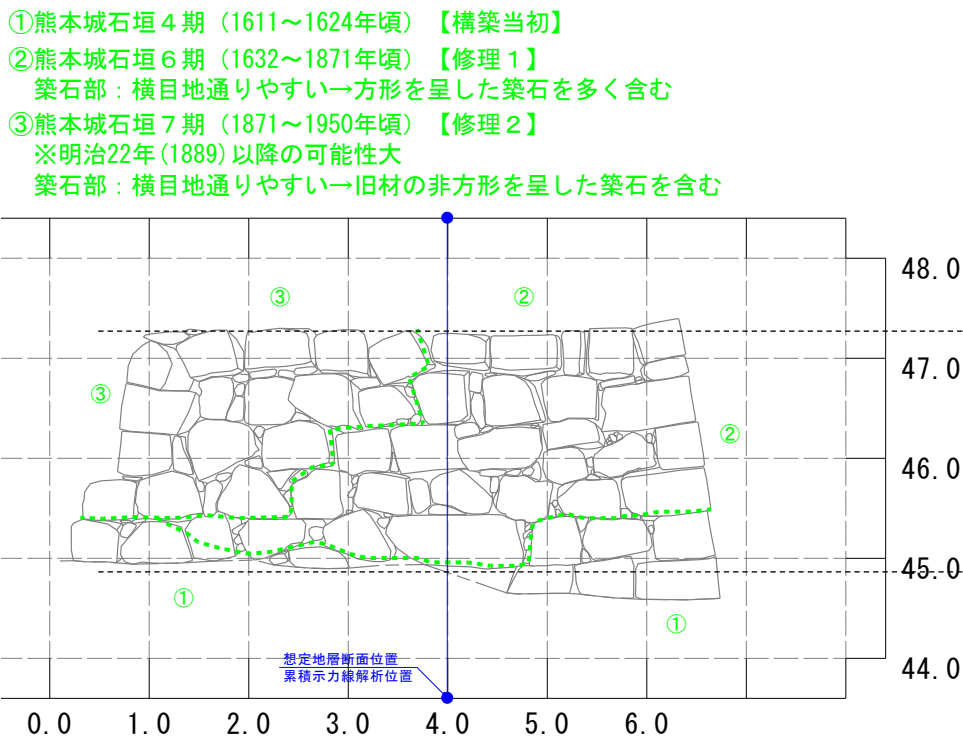
石垣背面全体の安定性評価（円弧すべり解析）

運用なし

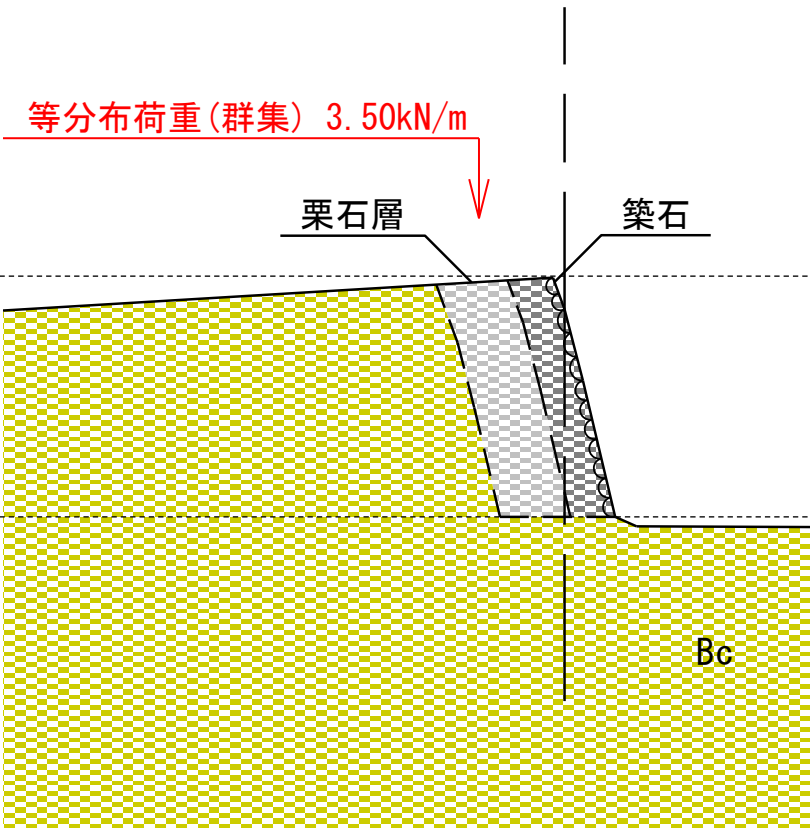
診断内容、結果、背面構造の設定

診断内容、結果				
診断手法	運用	理由	判定	総合判定
(1)築石の安定性	○	必ず実施する。	OK	A
(2)石垣根入れ部の安定性	×	根入れ部の安定性に起因する破損変状が確認されないため	-	
(3)石垣背面全体の安定性	×	上部地盤にクラックはあるが、下部地盤はAso-4sを主体とした地山であり隆起等も確認できない。そのため、クラックを起点とした背面全体を通過する円弧は生じないと判断したため	-	
背面構造の設定（累積示力線法解析時）				
背面構造		理由		
栗石		築石の背面は栗石層、Bc層、Aso-4c層の複層構造になっているが、築石に土圧を作用する土層としては栗石層が支配的であると判断した。		

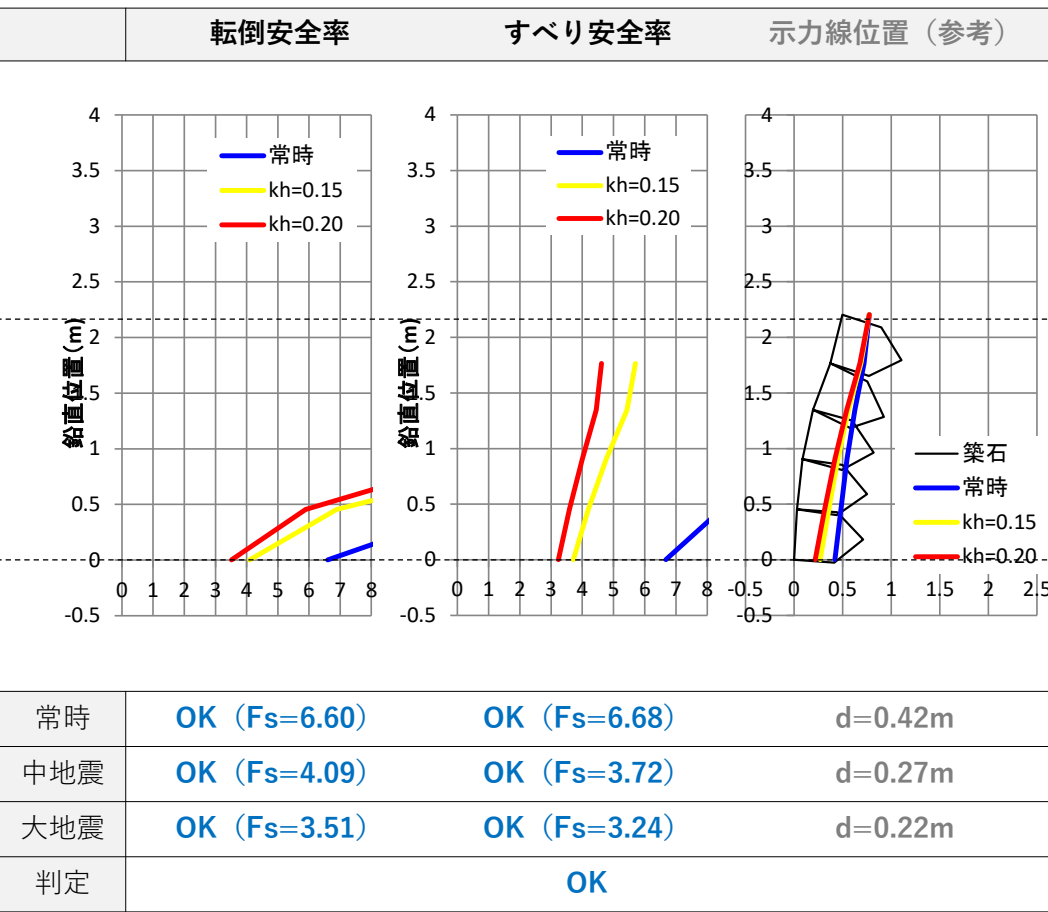
立面図



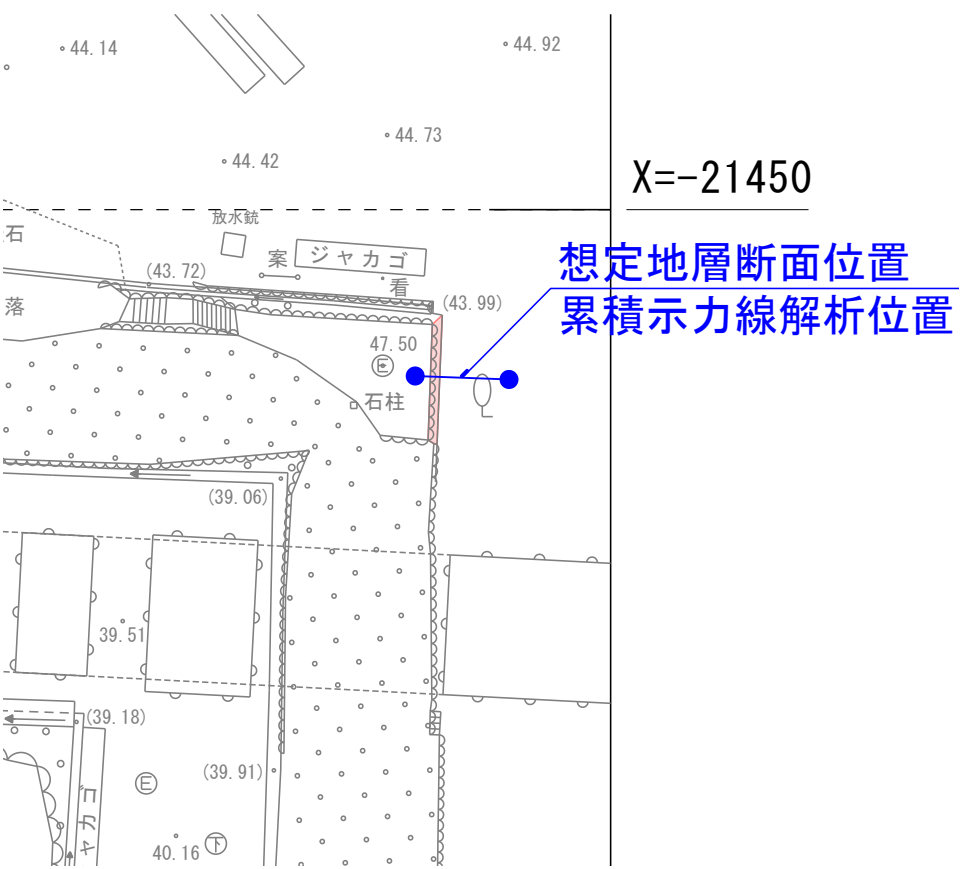
想定地層断面図



築石の安定性評価（累積示力線解析）



平面図



石垣背面全体の安定性評価（円弧すべり解析）

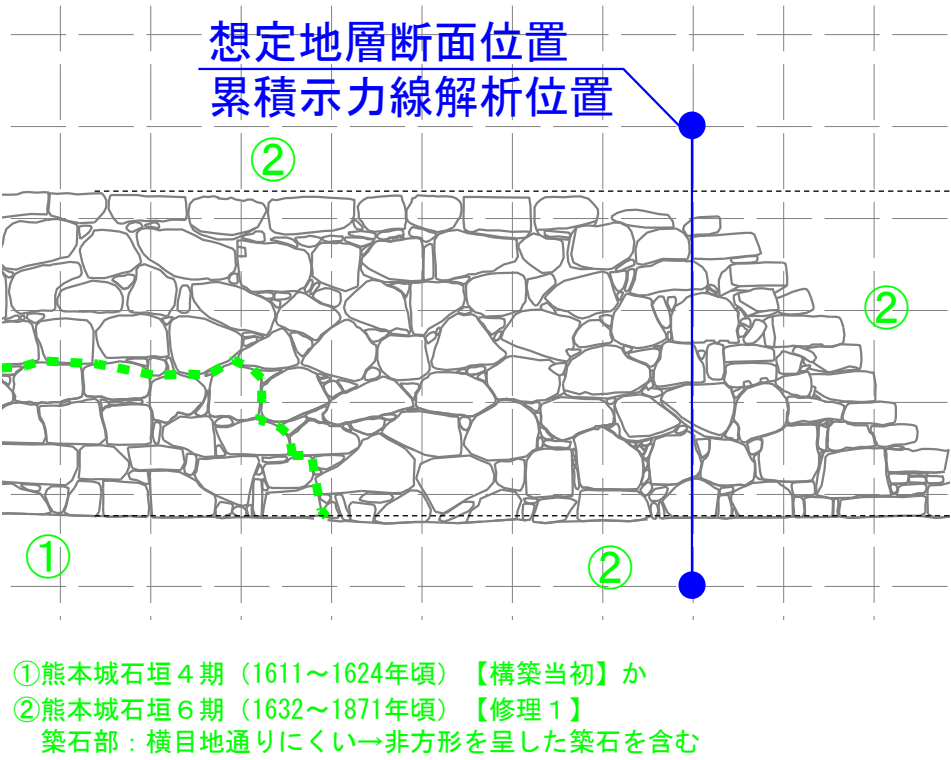


診断内容、結果、背面構造の設定

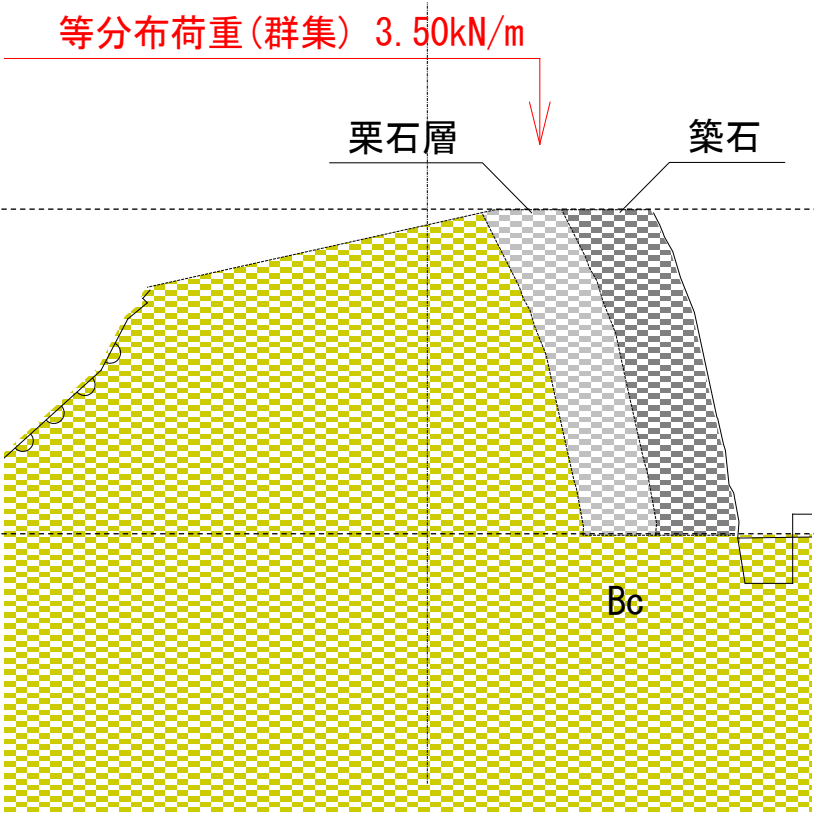
診断内容、結果				
診断手法	運用	理由	判定	総合判定
(1)築石の安定性	○	必ず実施する。	OK	A
(2)石垣根入れ部の安定性	×	根入れ部の安定性に起因する破損変状が確認されないため	-	
(3)石垣背面全体の安定性	×	崩壊の実現象を考慮したとき、H455方向に背面全体を通過する円弧は生じないと判断したため。なお、下部地盤に隆起等も確認できない。	-	

背面構造の設定（累積示力線法解析時）	
背面構造	理由
栗石	築石の背面は栗石層、Bc層の複層構造になっているが、築石に土圧を作用する土層としては栗石層が支配的であると判断した。

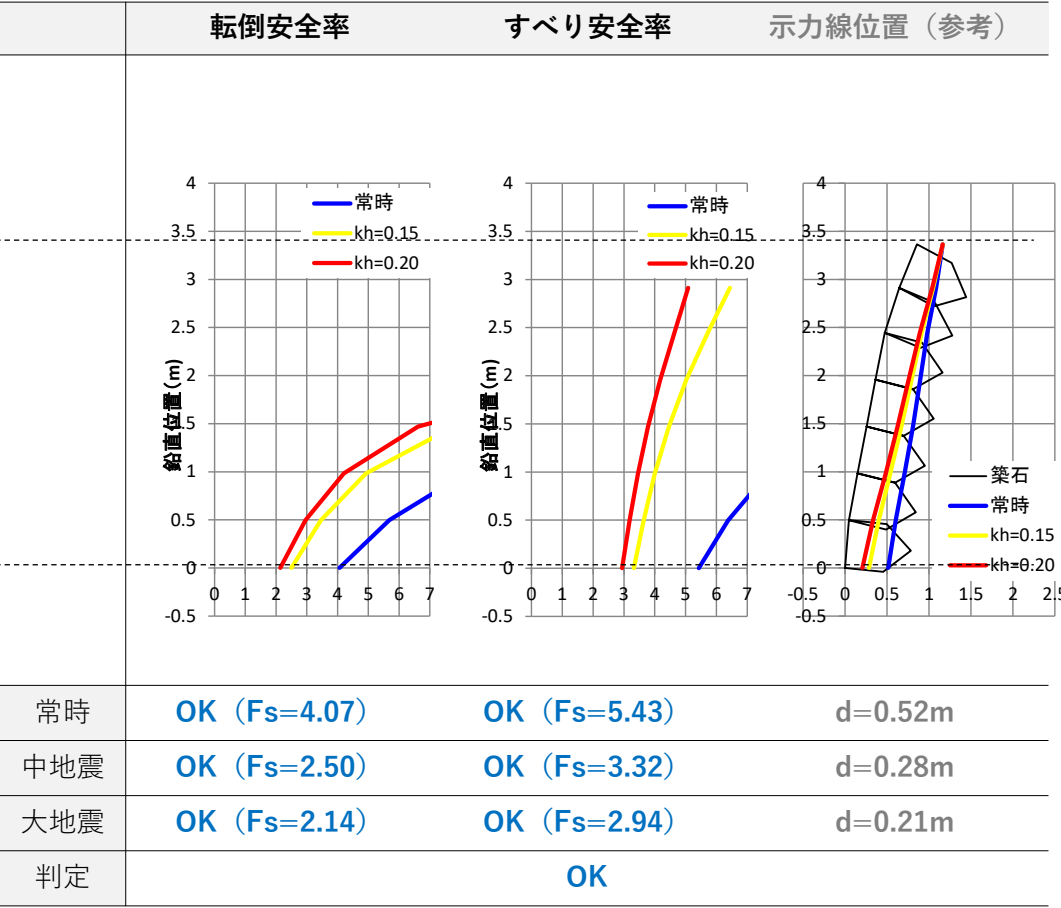
立面図



想定地層断面図



築石の安定性評価（累積示力線解析）



平面図



石垣背面全体の安定性評価（円弧すべり解析）

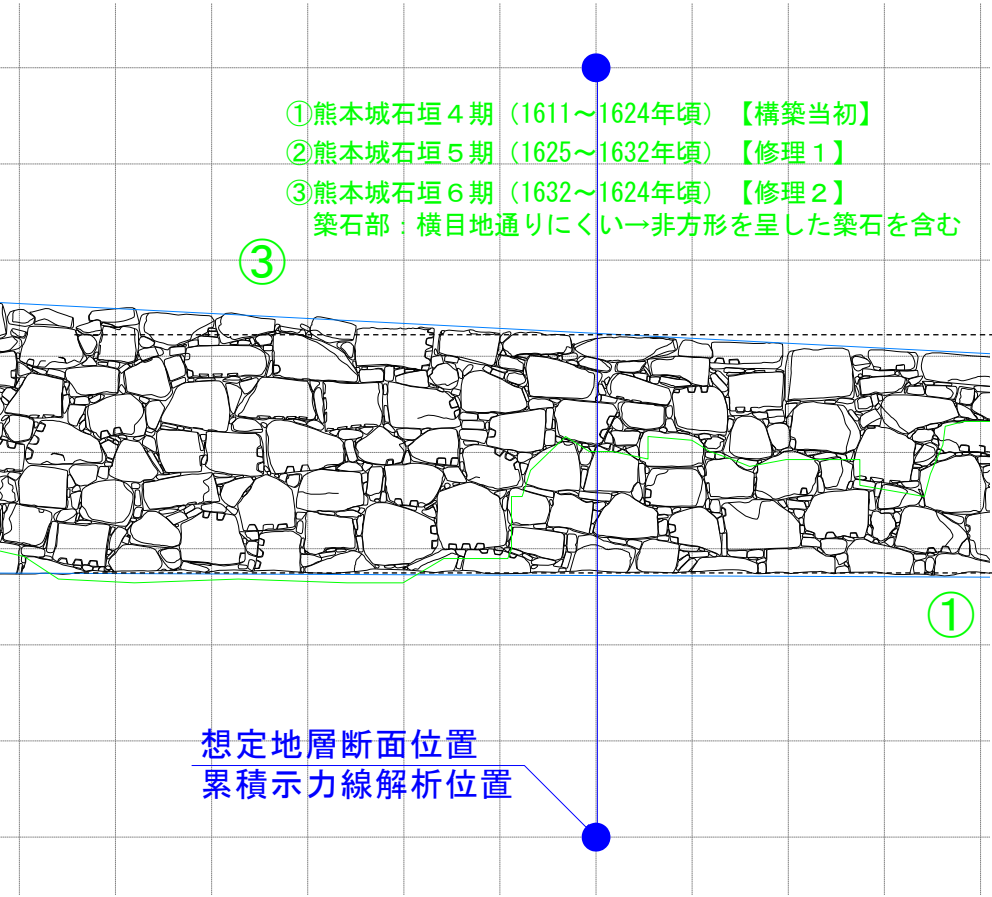
運用なし

診断内容、結果、背面構造の設定

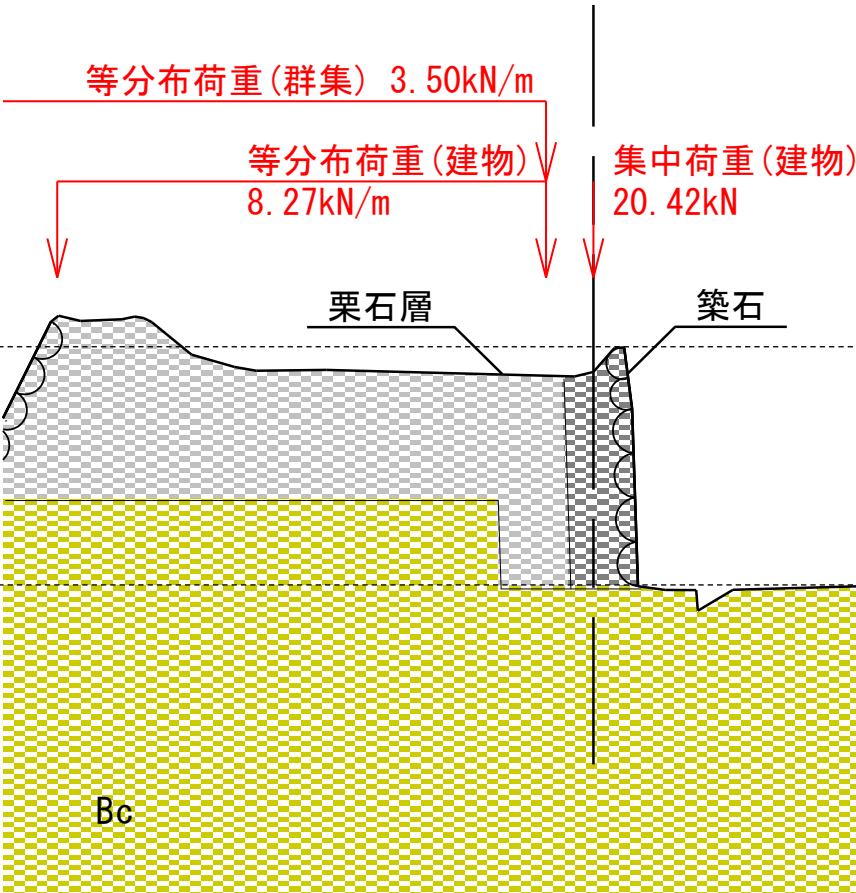
診断内容、結果				
診断手法	運用	理由	判定	総合判定
(1)築石の安定性	○	必ず実施する。	OK	A
(2)石垣根入れ部の安定性	×	根入れ部の安定性に起因する破損変状が確認されないため	-	
(3)石垣背面全体の安定性	×	崩壊の実現象を考慮したとき、H456-2方向に背面全体を通過する円弧は生じないと判断したため。なお、下部地盤に隆起等も確認できない。	-	

背面構造の設定（累積示力線法解析時）	
背面構造	理由
栗石	築石の背面は栗石層、Bc層の複層構造になっているが、築石に土圧を作用する土層としては栗石層が支配的であると判断した。

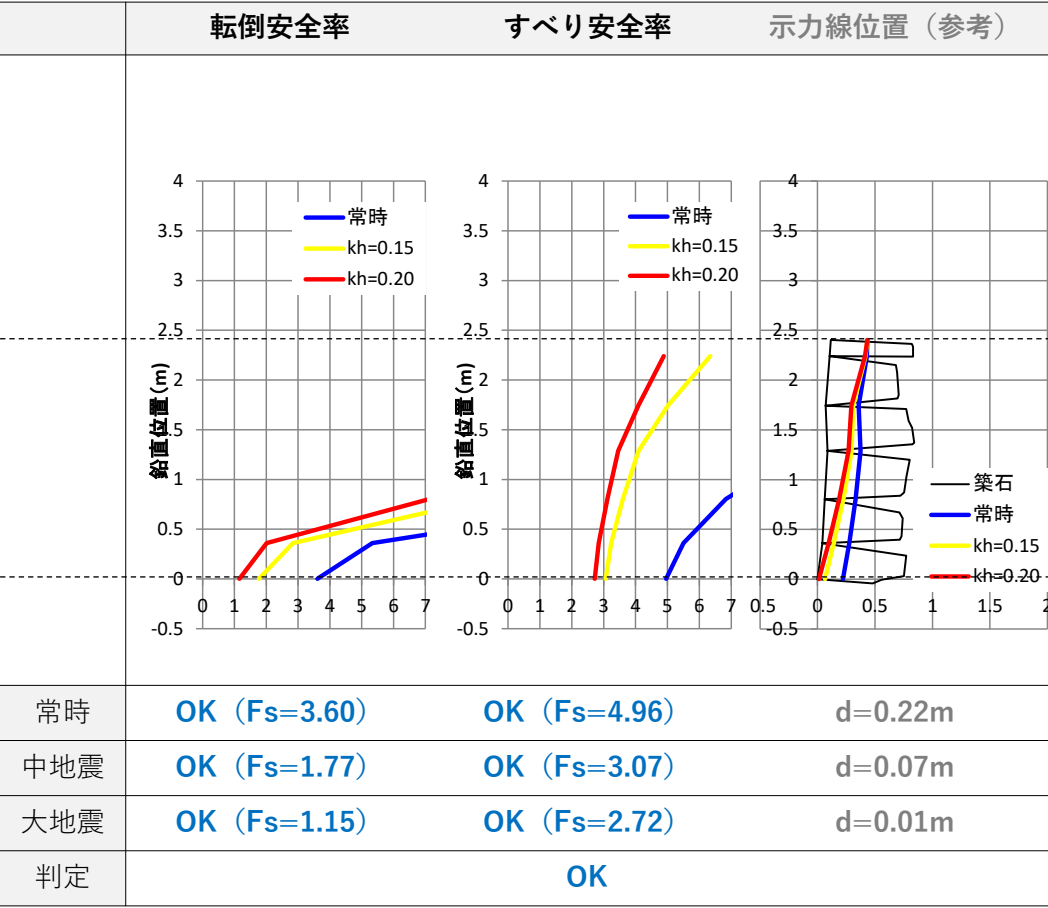
立面図



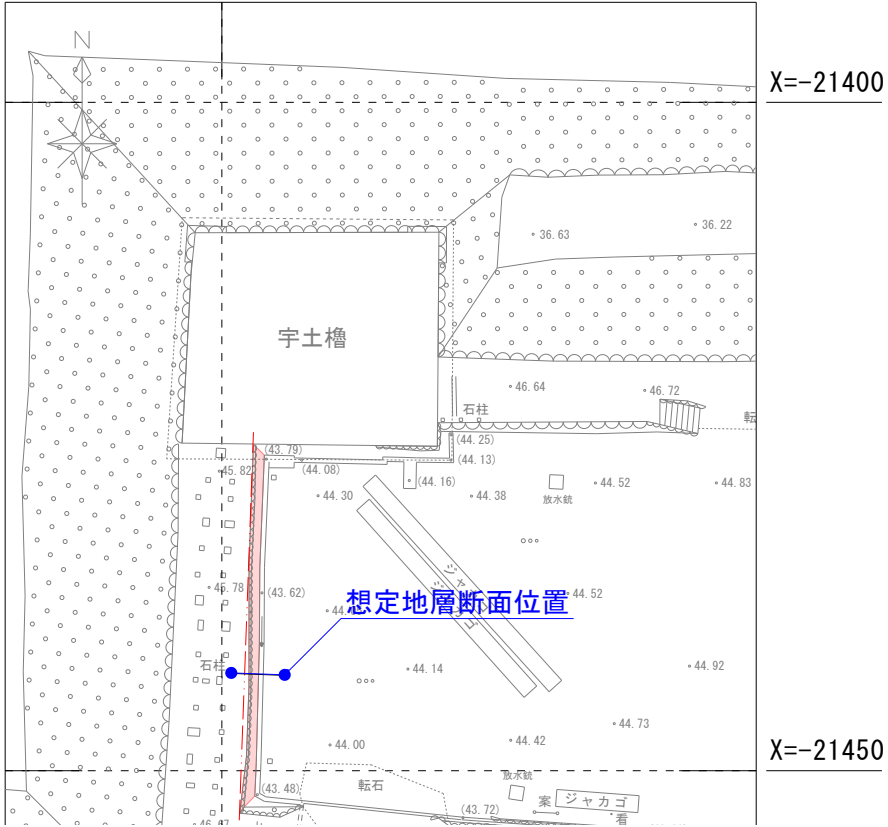
想定地層断面図



築石の安定性評価（累積示力線解析）



平面図



石垣背面全体の安定性評価（円弧すべり解析）

運用なし

診断内容、結果、背面構造の設定

診断内容、結果				
診断手法	運用	理由	判定	総合判定
(1)築石の安定性	○	必ず実施する。	OK	A
(2)石垣根入れ部の安定性	×	根入れ部の安定性に起因する破損変状が確認されないため	-	
(3)石垣背面全体の安定性	×	上部地盤にクラックがなく、下部地盤に隆起等も確認できない。そのため、背面全体を通過する円弧は生じないと判断したため	-	

背面構造の設定（累積示力線法解析時）	
背面構造	理由
栗石	築石の背面は栗石層、Bc層の複層構造になっているが、築石に土圧を作用する土層としては栗石層が支配的であると判断した。

【参考1】 その他調査結果

- ・ 築石控え長の推定分布を図9に示す。
- ・ 各測線での築石控え長の読取値をコンター図化した結果、築石控え長が0.7mより長い石材は標高39m以下の石垣下部に分布していると推定される。
- ・ 築石控え長が0.7mより短い石材は石垣の上部に分布していると推定される。

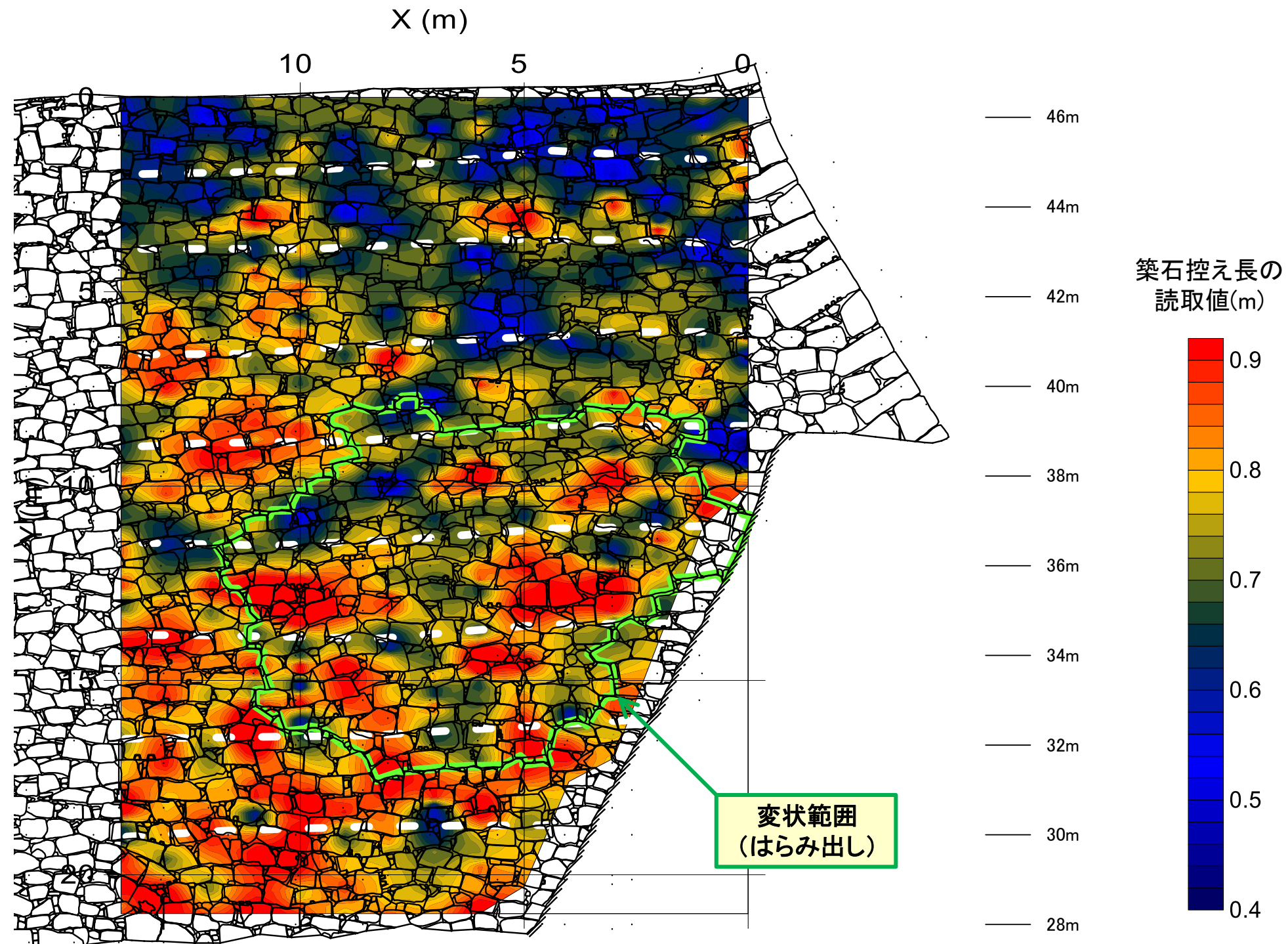
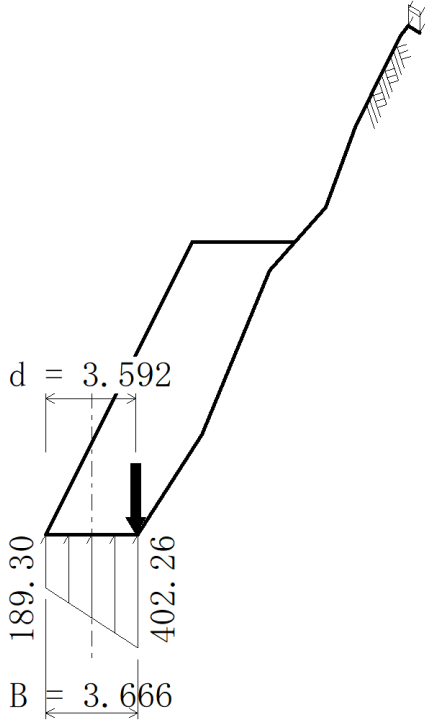
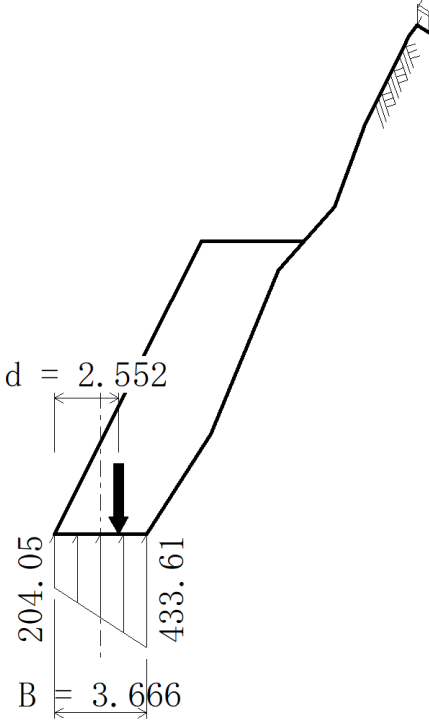
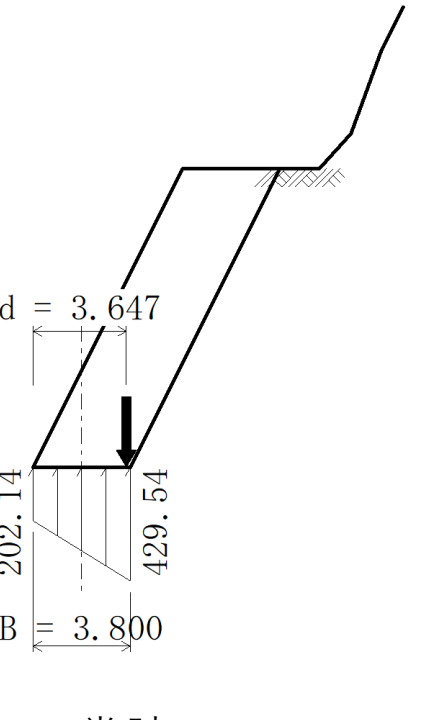
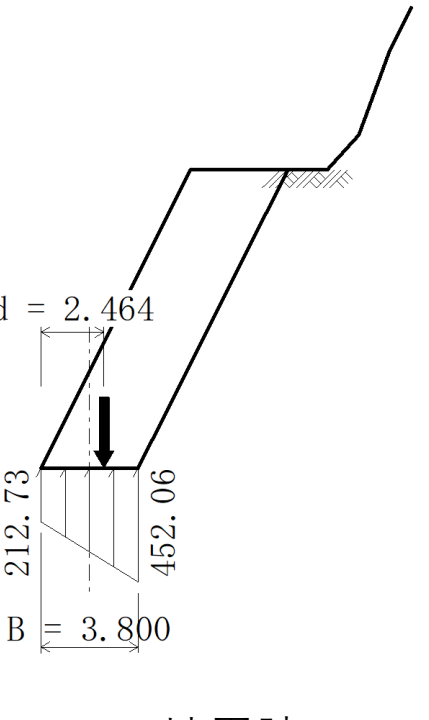
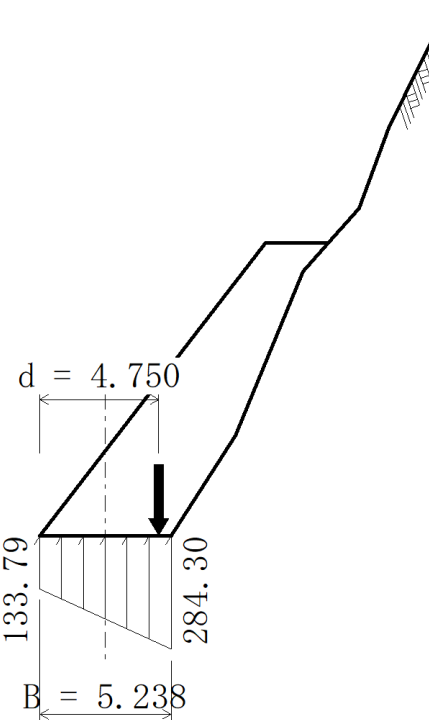
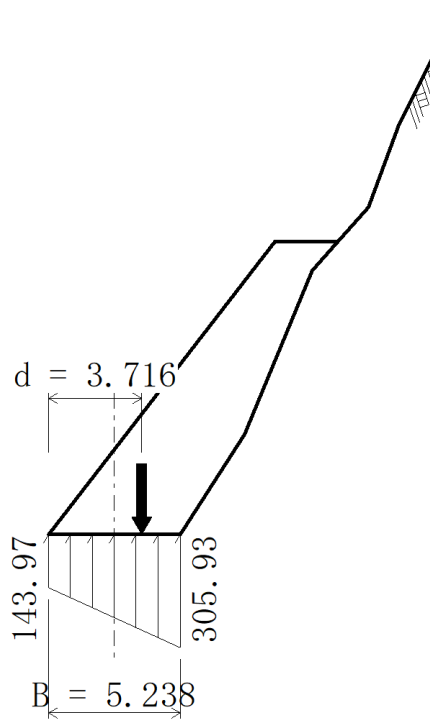
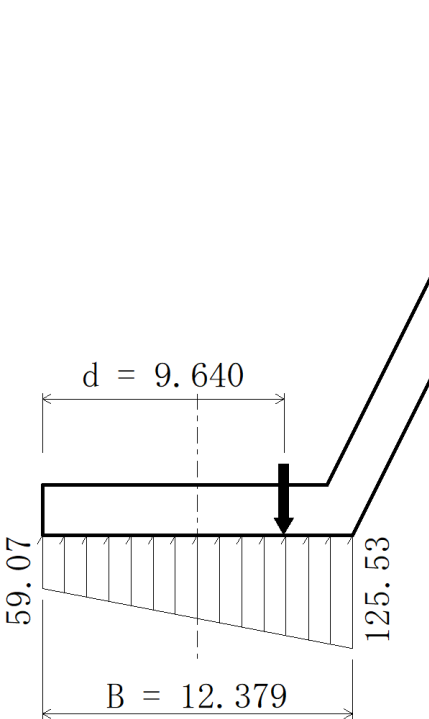
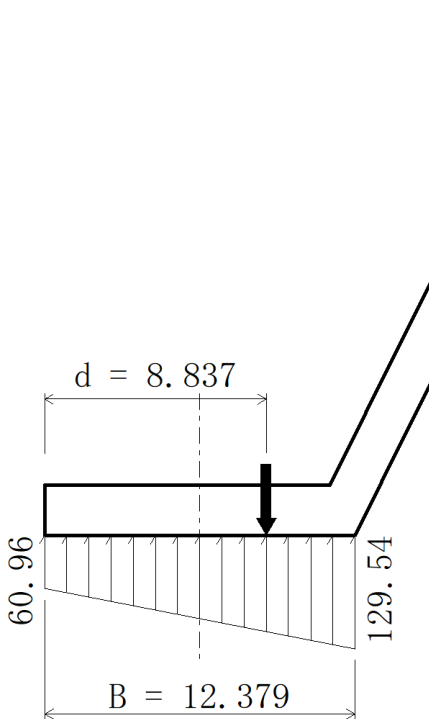


図 巻末1 レーダ記録による築石の推定控え長分布

第1案	第2案
《地盤反力図》  常時	《地盤反力図》  地震時
《地盤反力図》  常時	《地盤反力図》  地震時
第3案	第4案
《地盤反力図》  常時	《地盤反力図》  地震時
《地盤反力図》  常時	《地盤反力図》  地震時

丸太基礎の検討 常時

検討手順

①基礎杭構造の決定

支持杭：先端が良質な支持層に貫入している杭
摩擦杭：杭から伝わる荷重のほとんどを杭周辺の摩擦抵抗力で支持する杭

②許容支持力の算定

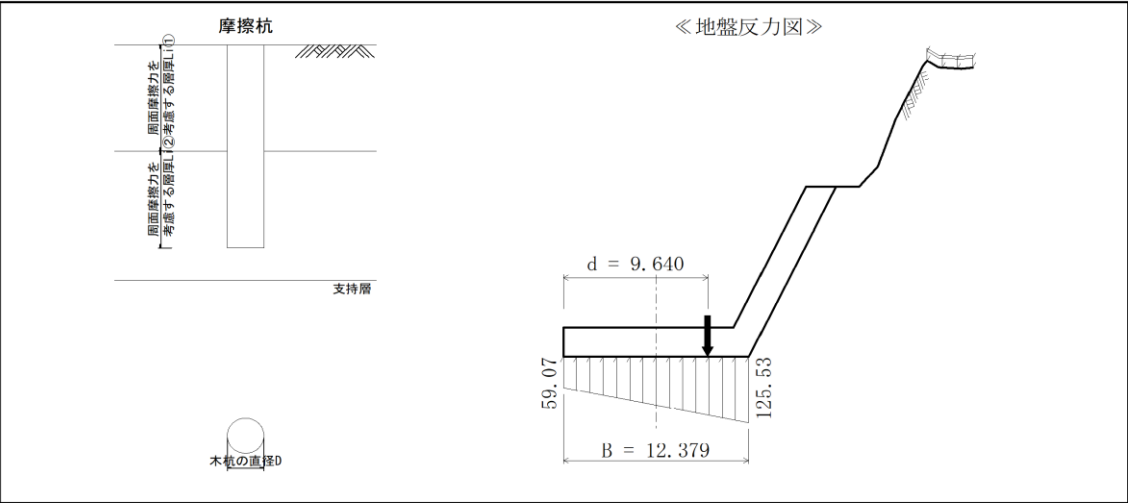
基礎構造に応じて、地盤から求める極限支持力及び許容支持力を算定する。

③材料特性に基づく木杭の許容支持力の計算

「材料特性に基づく木杭の許容支持力>②で求めた許容支持力」の確認

④杭の所要本数

許容支持力と上部構造の地盤反力をもとに所要本数を求める。



1.基礎杭構造の決定

本検討においては、基礎杭構造を【摩擦杭】とする。

2. 摩擦杭の計算

$Pu= U \times \sum (Li \times fi) \quad fi = 10N \quad Pa = 1 \div n \times Pu$			
Pu	地盤から決まる杭の極限支持力	kN	37.68
D	木杭の直径	m	0.20
A	杭先端面積	m2	0.03
U	木杭の周長(末口)	m	0.63
Li①	【1層目】周面摩擦力を考慮する層の層厚	m	2.00
fi①	【1層目】周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦応力度	kN/m2	30.00
N①	【1層目】周面摩擦力を考慮する層のN値		3.00
Li②	【2層目】周面摩擦力を考慮する層の層厚	m	
fi②	【2層目】周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦応力度	kN/m2	0.00
N②	【2層目】周面摩擦力を考慮する層のN値		
Pa		kN	12.56
n	常時：3、地震時：1		3.00

3. 材料特性に基づく木杭の許容支持力の計算

$Raw = \sigma_{cr,a} \times A \quad \sigma_{cr,a} = 7 - 0.192(L \div D) \quad \text{針葉樹の場合}$			
Raw	材料特性に基づく木杭の許容支持力	kN	159.51
D	木杭の直径	mm	200.00
A	杭先端面積	mm2	31400.00
L	杭長	mm	2000.00
Raw > Pa の確認			OK

4. 杭の所要本数

$n = \frac{1}{2Ra} (q_1 + q_2) \times B \times L$			
n	杭の所要本数	本	909.70
n	杭の所要本数	本/m2	7.35
Ra/Pa	杭の許容支持力	kN	12.56
q1	底版前端の地盤反力	kN/m2	59.07
q2	底版後端の地盤反力	kN/m2	125.53
B	底版幅	m	12.38
L	躯体の延長	m	10.00

丸太基礎の検討 地震時

検討手順

①基礎杭構造の決定

支持杭：先端が良質な支持層に貫入している杭
摩擦杭：杭から伝わる荷重のほとんどを杭周辺の摩擦抵抗力で支持する杭

②許容支持力の算定

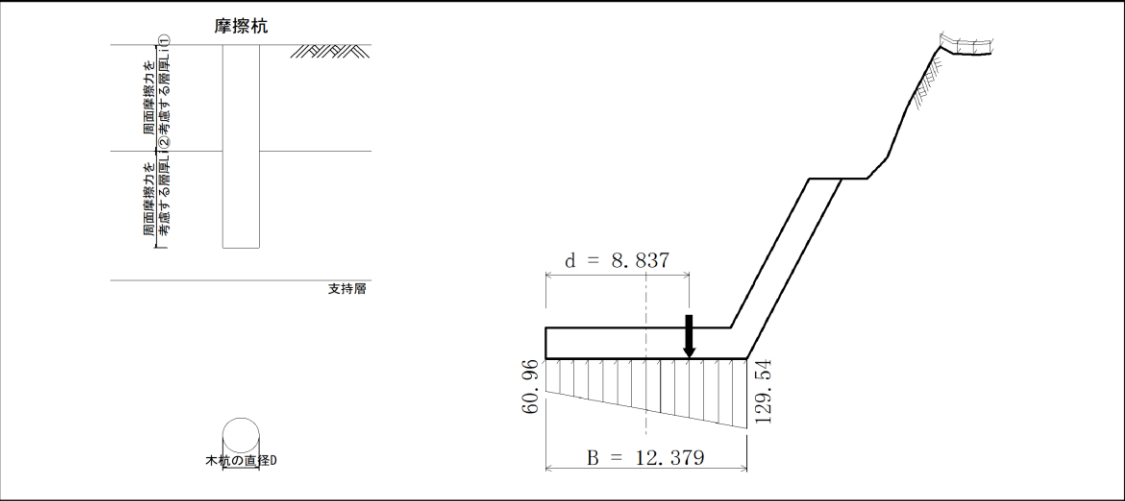
基礎構造に応じて、地盤から求まる極限支持力及び許容支持力を算定する。

③材料特性に基づく木杭の許容支持力の計算

「材料特性に基づく木杭の許容支持力>②で求めた許容支持力」の確認

④杭の所要本数

許容支持力と上部構造の地盤反力をもとに所要本数を求める。



1.基礎杭構造の決定

本検討においては、基礎杭構造を【摩擦杭】とする。

2. 摩擦杭の計算

$Pu= U \times \sum(Li \times fi) \quad fi = 10N \quad Pa = 1 \div n \times Pu$			
Pu	地盤から決まる杭の極限支持力	kN	37.68
D	木杭の直径	m	0.20
A	杭先端面積	m2	0.03
U	木杭の周長(末口)	m	0.63
Li①	【1層目】周面摩擦力を考慮する層の層厚	m	2.00
fi①	【1層目】周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦応力度	kN/m2	30.00
N①	【1層目】周面摩擦力を考慮する層のN値		3.00
Li②	【2層目】周面摩擦力を考慮する層の層厚	m	
fi②	【2層目】周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦応力度	kN/m2	0.00
N②	【2層目】周面摩擦力を考慮する層のN値		
Pa		kN	37.68
n	常時：3、地震時：1		1.00

3. 材料特性に基づく木杭の許容支持力の計算

$Raw = \sigma_{cr,a} \times A \quad \sigma_{cr,a} = 7 - 0.192(L \div D) \quad \text{針葉樹の場合}$			
Raw	材料特性に基づく木杭の許容支持力	kN	159.51
D	木杭の直径	mm	200.00
A	杭先端面積	mm2	31400.00
L	杭長	mm	2000.00
Raw > Pa の確認			OK

4. 杭の所要本数

$n = \frac{1}{2Ra} (q_1 + q_2) \times B \times L$			
n	杭の所要本数	本	145.86
n	杭の所要本数	本/m2	2.53
Ra/Pa	杭の許容支持力	kN	37.68
q1	底版前端の地盤反力	kN/m2	60.96
q2	底版後端の地盤反力	kN/m2	129.54
B	底版幅	m	5.77
L	躯体の延長	m	10.00

工事名 (仮) 熊本城宇土櫓続櫓台石垣復旧工事
常時【地盤調査資料による検討】Ver.4

セメント改良時における基礎地盤の検討

(1) 許容支持力の計算
コンクリート擁壁水路のように浅い基礎に対する地盤の支持力に関する算定方法は各種提案されているが、この計算書ではテルツァギー(Terzaghi)の修正支持力公式にて検討する。
 $q_a = 1/3 \times (a \cdot c \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q)$... (1)
ここに、
c : 基礎荷重面下にある地盤の粘着力 (kN/m²) ※6.25×N値 (N値=3として)
γ₁ : 基礎荷重面下にある地盤の単位体積重量
地下水位下にある場合は水中単位重量 (kN/m³)
γ₂ : 基礎荷重面下より上方にある地盤の平均単位重量
地下水位下にある場合は水中単位重量 (kN/m³)
a : 基礎の形状係数 β : 基礎の形状係数
N_c : 支持力係数、内部摩擦角φの関数
N_r : 支持力係数、内部摩擦角φの関数 (寸法効果による補正係数η = (B/1) - 1/3考慮)
N_q : 支持力係数、内部摩擦角φの関数
D_f : 基礎に近接した最低地盤面から基礎底面までの深さ (m)
隣接地で掘削の行われるおそれのある場合は、その影響を考慮しなければならない。(有効根入れ)
B : 基礎荷重面の最小幅、円形の場合は直径 (m) L : 基礎荷重面の最大幅 (m)
B' : セメント改良層の最小幅 (m) L' : セメント改良層の最大幅 (m)
p : 上部荷重 (kN/m²) ※セメント改良層の荷重分散は考慮しない

基礎荷重面の形状	連続	正方形	長方形	円形
a	1.0	1.2	1.0+0.2×B/L	1.2
β	0.5	0.3	0.5-0.2×B/L	0.3

入力値							
γ ₁	18	γ ₂	18	a	1.16	β	0.25
N _c	5.1	N _r	0	N _q	1	p	125.53
D _f	2			B (m)	12.379	L (m)	10
B' (m)	12.379	L' (m)	10	改良厚	2		
N値	3	c (kN/m ²)	19	φ	0		

①セメント改良時の許容支持力の算定

上記入力値を支持力式 (1) に代入すると

$q_a = 1/3 \times (a \cdot c \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q)$
 $= 1/3 \times (112.40 + 0.00 + 36.00)$
 $= 1/3 \times 148.40$
 $= 49.46 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

②必要地耐力の算定

セメント改良層を伝わって下面粘性土に生ずる応力 (p')の算定

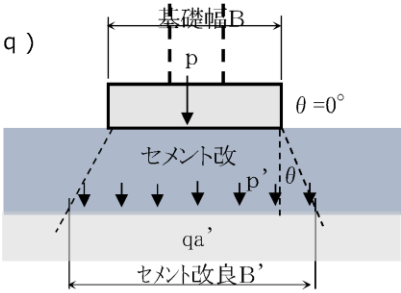
構造計算による必要地耐力 : 125.53kN/m²

$p' = p \times (B \cdot L) / (B' \cdot L') + \gamma_D \times D_{f_D}$
ここに D_{f_c} : セメント改良の厚さ (m) γ_c : セメント改良の単位体積重量 (kN/m³)
 $= 125.53 \times (12.379 \times 10) / (12.379 \times 10) + 18 \times 2$
 $= 161.53 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

③判定

判定基準 : q_a > p'
q_a = 49.46 kN/m² < p' = 161.53 kN/m²

NG



工事名 (仮) 熊本城宇土櫓続櫓台石垣復旧工事
地震時【地盤調査資料による検討】Ver.4

セメント改良時における基礎地盤の検討

(1) 許容支持力の計算
コンクリート擁壁水路のように浅い基礎に対する地盤の支持力に関する算定方法は各種提案されているが、この計算書ではテルツァギー(Terzaghi)の修正支持力公式にて検討する。
 $q_a = 3/3 \times (a \cdot c \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q)$... (1)
ここに、
c : 基礎荷重面下にある地盤の粘着力 (kN/m²) ※6.25×N値 (N値=3として)
γ₁ : 基礎荷重面下にある地盤の単位体積重量
地下水位下にある場合は水中単位重量 (kN/m³)
γ₂ : 基礎荷重面下より上方にある地盤の平均単位重量
地下水位下にある場合は水中単位重量 (kN/m³)
a : 基礎の形状係数 β : 基礎の形状係数
N_c : 支持力係数、内部摩擦角φの関数
N_r : 支持力係数、内部摩擦角φの関数 (寸法効果による補正係数η = (B/1) - 1/3考慮)
N_q : 支持力係数、内部摩擦角φの関数
D_f : 基礎に近接した最低地盤面から基礎底面までの深さ (m)
隣接地で掘削の行われるおそれのある場合は、その影響を考慮しなければならない。(有効根入れ)
B : 基礎荷重面の最小幅、円形の場合は直径 (m) L : 基礎荷重面の最大幅 (m)
B' : セメント改良層の最小幅 (m) L' : セメント改良層の最大幅 (m)
p : 上部荷重 (kN/m²) ※セメント改良層の荷重分散は考慮しない

基礎荷重面の形状	連続	正方形	長方形	円形
a	1.0	1.2	1.0+0.2×B/L	1.2
β	0.5	0.3	0.5-0.2×B/L	0.3

入力値							
γ ₁	18	γ ₂	18	a	1.16	β	0.25
N _c	5.1	N _r	0	N _q	1	p	129.54
D _f	2			B (m)	12.379	L (m)	10
B' (m)	12.379	L' (m)	10	改良厚	2		
N値	3	c (kN/m ²)	19	φ	0		

①セメント改良時の許容支持力の算定

上記入力値を支持力式 (1) に代入すると

$q_a = 3/3 \times (a \cdot c \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q)$
 $= 3/3 \times (112.40 + 0.00 + 36.00)$
 $= 3/3 \times 148.40$
 $= 148.40 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

②必要地耐力の算定

セメント改良層を伝わって下面粘性土に生ずる応力 (p')の算定

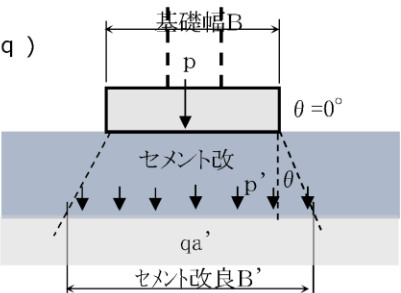
構造計算による必要地耐力 : 129.54kN/m²

$p' = p \times (B \cdot L) / (B' \cdot L') + \gamma_D \times D_{f_D}$
ここに D_{f_c} : セメント改良の厚さ (m) γ_c : セメント改良の単位体積重量 (kN/m³)
 $= 129.54 \times (12.379 \times 10) / (12.379 \times 10) + 18 \times 2$
 $= 165.54 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

③判定

判定基準 : q_a > p'
q_a = 148.40 kN/m² < p' = 165.54 kN/m²

NG



工事名 (仮) 熊本城宇土櫓続櫓台石垣復旧工事
常時【地盤調査資料による検討】Ver.4

D・BOX使用時における基礎地盤の検討

(1) 許容支持力の計算
コンクリート擁壁水路のように浅い基礎に対する地盤の支持力に関する算定方法は各種提案されているが、この計算書ではテルツァギー(Terzaghi)の修正支持力公式を応用し検討する。

$q_a = 1/3 \times (a \cdot c \cdot N_c \cdot f + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q)$... (1)

ただし、

c : 基礎荷重面下にある地盤の粘着力 (kN/m²) ※6.25×N値 (N値=3として)

γ₁ : 基礎荷重面下にある地盤の単位体積重量

地下水位下にある場合は水中単位重量 (kN/m³)

γ₂ : 基礎荷重面下より上方にある地盤の平均単位重量

地下水位下にある場合は水中単位重量 (kN/m³)

α : 基礎の形状係数 β : 基礎の形状係数

N_c : 支持力係数、内部摩擦角φの関数

N_γ : 支持力係数、内部摩擦角φの関数

N_q : 支持力係数、内部摩擦角φの関数

D_f : 基礎に近接した最低地盤面から基礎底面までの深さ (m)

隣接地で掘削の行われるおそれのある場合は、その影響を考慮しなければならない。(有効根入れ)

f : D・BOX使用時における支持力実績係数

B : 基礎荷重面の最小幅、円形の場合は直径 (m) L : 基礎荷重面の最大幅 (m)

B' : D・BOXの最小幅(m) L' : D・BOXの最大幅 p : 上部荷重 (kN/m²)

基礎荷重面の形状	連続	正方形	長方形	円形
α	1.0	1.2	1.0+0.2×B/L	1.2
β	0.5	0.3	0.5-0.2×B/L	0.3

入力値

γ ₁	18	γ ₂	18	α	1.15	β	0.24
N _c	5.1	N _r	0	N _q	1	p	125.53
D _f	0.9	f	3.5	B (m)	12.379	L (m)	10
B' (m)	13.5	L' (m)	10.5	改良厚	0.9		
N値	3	c (kN/m ²)	19	φ	0		

①D・BOXを敷設した場合の許容支持力の算定

上記入力値を支持力式 (1) に代入すると

$q_a = 1/3 \times (a \cdot c \cdot N_c \cdot f + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q)$
 $= 1/3 \times (390.02 + 0.00 + 16.20)$
 $= 1/3 \times 406.22$
 $= 135.40 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

②必要地耐力の算定

D・BOXを伝わって下面粘性土に生ずる応力 (p')の算定

構造計算による必要地耐力 : 125.53kN/m²

$p' = p \times (B \cdot L) / (B' \cdot L') + \gamma_D \times D_{f_D}$

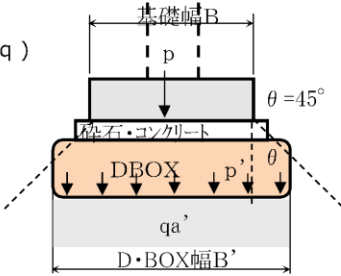
ここに D_{f_D} : D・BOXの厚さ (m) γ_D : D・BOXの単位体積重量 (kN/m³)
 $= 125.53 \times (12.379 \times 10) / (13.5 \times 10.5) + 18 \times 0.9$
 $= 125.82 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

③判定

判定基準 : q_a > p'

$q_a = 135.40 \text{ kN/m}^2 > p' = 125.82 \text{ kN/m}^2$

よって安全である



工事名 (仮) 熊本城宇土櫓続櫓台石垣復旧工事
地震時【地盤調査資料による検討】Ver.4

D・BOX使用時における基礎地盤の検討

(1) 許容支持力の計算
コンクリート擁壁水路のように浅い基礎に対する地盤の支持力に関する算定方法は各種提案されているが、この計算書ではテルツァギー(Terzaghi)の修正支持力公式を応用し検討する。

$q_a = 3/3 \times (a \cdot c \cdot N_c \cdot f + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q)$... (1)

ただし、

c : 基礎荷重面下にある地盤の粘着力 (kN/m²) ※6.25×N値 (N値=3として)

γ₁ : 基礎荷重面下にある地盤の単位体積重量

地下水位下にある場合は水中単位重量 (kN/m³)

γ₂ : 基礎荷重面下より上方にある地盤の平均単位重量

地下水位下にある場合は水中単位重量 (kN/m³)

α : 基礎の形状係数 β : 基礎の形状係数

N_c : 支持力係数、内部摩擦角φの関数

N_γ : 支持力係数、内部摩擦角φの関数

N_q : 支持力係数、内部摩擦角φの関数

D_f : 基礎に近接した最低地盤面から基礎底面までの深さ (m)

隣接地で掘削の行われるおそれのある場合は、その影響を考慮しなければならない。(有効根入れ)

f : D・BOX使用時における支持力実績係数

B : 基礎荷重面の最小幅、円形の場合は直径 (m) L : 基礎荷重面の最大幅 (m)

B' : D・BOXの最小幅(m) L' : D・BOXの最大幅 p : 上部荷重 (kN/m²)

基礎荷重面の形状	連続	正方形	長方形	円形
α	1.0	1.2	1.0+0.2×B/L	1.2
β	0.5	0.3	0.5-0.2×B/L	0.3

入力値

γ ₁	18	γ ₂	18	α	1.15	β	0.24
N _c	5.1	N _r	0	N _q	1	p	129.54
D _f	0.9	f	3.5	B (m)	12.379	L (m)	10
B' (m)	13.5	L' (m)	10.5	改良厚	0.9		
N値	3	c (kN/m ²)	19	φ	0		

①D・BOXを敷設した場合の許容支持力の算定

上記入力値を支持力式 (1) に代入すると

$q_a = 3/3 \times (a \cdot c \cdot N_c \cdot f + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q)$
 $= 3/3 \times (390.02 + 0.00 + 16.20)$
 $= 3/3 \times 406.22$
 $= 406.22 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

②必要地耐力の算定

D・BOXを伝わって下面粘性土に生ずる応力 (p')の算定

構造計算による必要地耐力 : 129.54kN/m²

$p' = p \times (B \cdot L) / (B' \cdot L') + \gamma_D \times D_{f_D}$

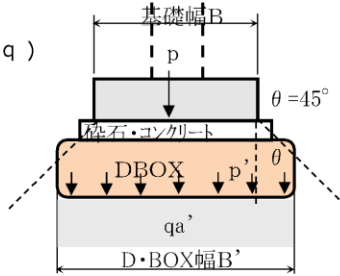
ここに D_{f_D} : D・BOXの厚さ (m) γ_D : D・BOXの単位体積重量 (kN/m³)
 $= 129.54 \times (12.379 \times 10) / (13.5 \times 10.5) + 18 \times 0.9$
 $= 129.32 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

③判定

判定基準 : q_a > p'

$q_a = 406.22 \text{ kN/m}^2 > p' = 129.32 \text{ kN/m}^2$

よって安全である



圧密沈下の検討

圧密沈下の検討を行う際の各CASEの選定理由は下記のとおりである。

CASE	使用した圧密曲線	選定理由
CASE 1	既往圧密① (飯田丸での試験値)	・ 堀底の盛土はAso-4s,Aso-4cを乱した盛土と想定される。また、N値は1程度、火山礫や軽石が確認されている。 ・ 近傍で実施した試験結果のうち当該土質に近いと判断されるものをN値、柱状図、コア写真を考慮して選定（次頁参照） ・ 選定した試験結果は「熊本城飯田丸五階櫓石垣復旧工事に伴う設計業務委託(その2)」のNo.3試験深度4.0～5.0mである。
CASE 2	既往圧密② (飯田丸での試験値)	・ 考え方はCASE 1 と同様 ・ 選定した試験結果は「熊本城飯田丸五階櫓石垣復旧工事に伴う設計業務委託(その2)」のNo.3試験深度9.0～10.0mである。
CASE 3	道路土工（60～80％）	・ 下記の理由により選定 > CASE 2 の試験結果より当該土質の含水比が61.8％である > 堀底盛土は沖積粘土であるが「地盤材料試験の方法と解析」によると、この含水比が代表的に50～80％とされている。
CASE 4	道路土工（40～60％）	・ 下記の理由により選定 > CASE 1 の試験結果より当該土質の含水比が55.0％である > 堀底盛土は沖積粘土であるが「地盤材料試験の方法と解析」によると、この含水比が代表的に50～80％とされている。
CASE 5	道路土工（非常に緩い砂）	・ N値：1より選定

（１） 土の含水比試験 我が国における代表的な含水比の測定例⁸⁾を表-3.3.5 に示す。

表-3.3.5 含水比の測定例（地盤工学会⁸⁾に加筆修正）

土質名	地域	含水比（％）
沖積粘土	東京	50～80
洪積粘土	東京	30～60
関東ローム	関東	80～150
まさ土	中国	6 ～30
しらす	南九州	15～33
黒ぼく	九州	30～270
泥炭	石狩	110～1 300

出典：地盤材料試験の方法と解説 公益財団法人地盤工学会 p110

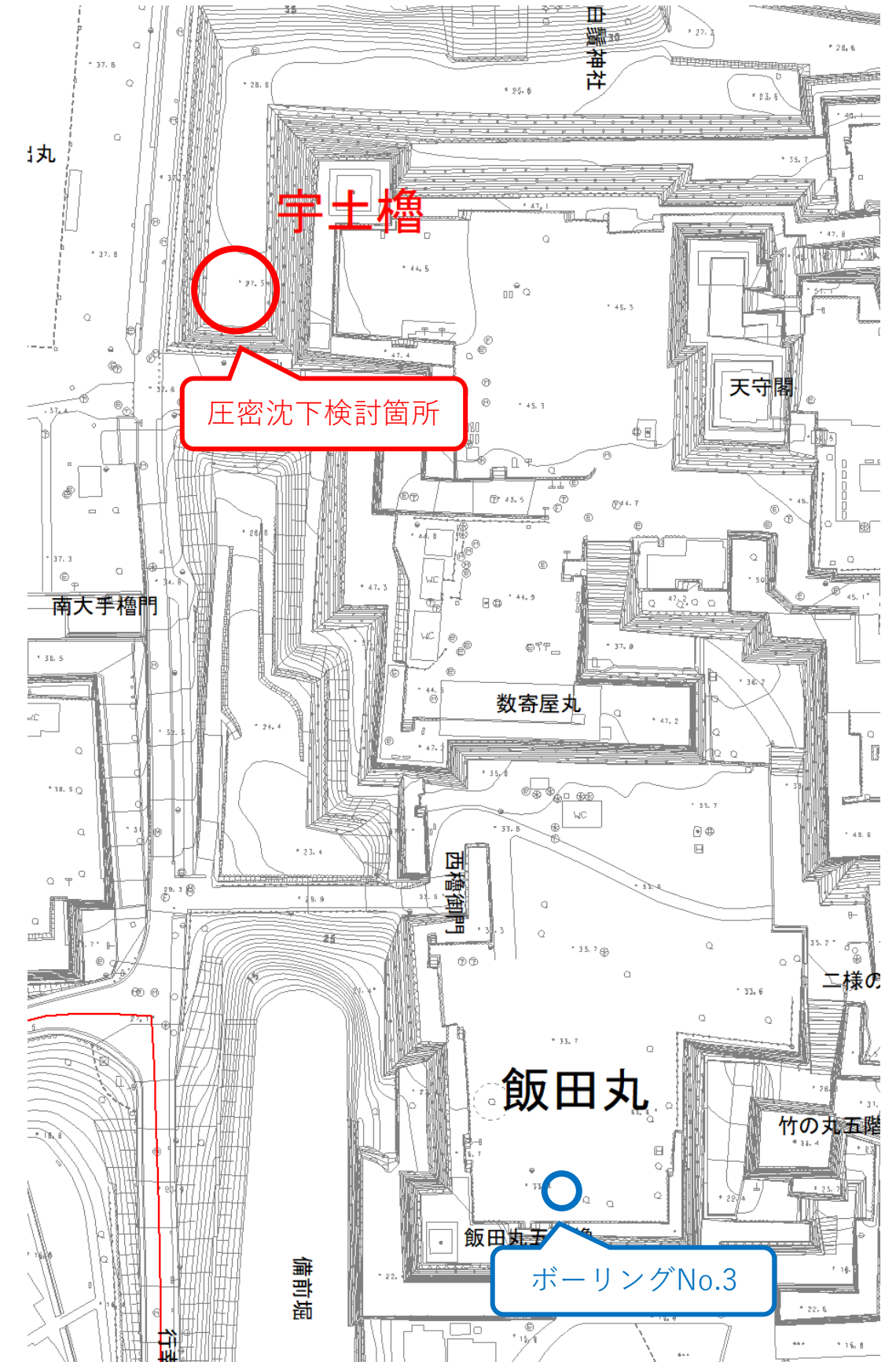
CASE1、CASE2は下記の「熊本城飯田丸五階櫓石垣復旧工事に伴う設計業務委託(その2)」のNo.3の試験深度4.0～5.0m、試験深度9.0～10.0m試験結果を用いた。

調 査 名 熊本城飯田丸五階櫓石垣復旧工事に伴う設計業務委託(その2)

ボーリングNo.							
----------	--	--	--	--	--	--	--

シート No.

標尺	標高	層厚	深度	柱状	土質区分	色調	相対密度	相対稠度	記事	孔内水位(m)／測定月日	標準貫入試験						原位試験		試験採取方法	室内試験(一)																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							
											深 度 (m)	10cmごとの 打撃回数			打撃回数／貫入量 (cm)	N 値	深 度 (m)	試験名および結果			深 度 (m)																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																						
												0	10	20																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																													
											10	20	30																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																														



地震時荷重の考え方

R4年度第1回委員会において宅地防災マニュアルに主に準拠していくことが審議された。これに伴い、地震時荷重の考え方についても擁壁工指針から宅地防災マニュアルに準拠するように変更した。

①擁壁工指針：擁壁の自重に起因する地震時慣性力+地震時土圧

②宅地防災マニュアル：「地震時土圧による荷重」「擁壁の自重に起因する地震時慣性力+常時土圧」のうち大きい方

(2) 荷重の組合せ

擁壁の設計は、同時に作用する可能性が高い組合せのうち、擁壁に最も不利となる条件を考慮して行わなければならない。擁壁の設計における一般的な荷重の組合せは次のとおりである。ただし、設置地点、構造形式、環境、形状・寸法等の諸条件によっては、次の組合せにその他の荷重を付加して設計しなければならない。

① 自重+載荷重+土圧

② 自重+土圧

③ 自重+地震の影響

一般には、上記の組合せのうち、常時の作用に対しては①及び②、地震動の作用に対しては③の組合せについて設計を行うものとする。

地震の影響として、次のものを考慮するものとする。

(1) 擁壁の自重に起因する地震時慣性力（以下、「慣性力」という）

(2) 地震時土圧

(3) 地盤の液状化の影響

出典：擁壁工指針p51,56

1) 擁壁に作用する土圧は、擁壁背面の地盤の状況にあわせて算出するものとし、次の各事項に留意する。

① 盛土部に設置される擁壁は、裏込め地盤が均一であるとして土圧を算定することができる。

② 切土部に設置される擁壁は、切土面の位置及び勾配、のり面の粗度、地下水及び湧水の状況等に応じて、適切な土圧の算定方法を検討しなければならない。

③ 地震時土圧を試行くさび法によって算定する場合は、土くさびに水平方向の地震時慣性力を作用させる方法を用い、土圧公式を用いる場合には、岡部・物部式によることを標準とする。

2) 擁壁背面の地盤面上にある建築物、工作物、積雪等の積載荷重は、擁壁設置箇所の実状に応じて適切に設定するものとする。

3) 設計に用いる地震時荷重は、1) ③で述べた地震時土圧による荷重、又は擁壁の自重に起因する地震時慣性力に常時の土圧を加えた荷重のうち大きい方とする。

出典：宅地防災マニュアルp352

昭和57年度熊本城（宇土櫓前）石積修理工事

H445の根入れ等の状況を把握するために昭和57年度に実施された修理の図面及び写真を添付する。

