

2016 年熊本地震における熊本城石垣の耐震性能の検証

橋本 隆雄¹・磯部 有作²・松尾 拓³・石作 克也³

¹正会員 国士舘大学理工学部まちづくり学系教授 (〒154-8515 東京都世田谷区世田谷4-28-1)

E-mail: thashimo@kokushikan.ac.jp

²正会員 株式会社 IMAGEi Consultant 代表取締役 (〒102-0083 東京都千代田区麹町 3-4)

E-mail: isobe@imageiconsultant.com

³非会員 株式会社日測 業務推進室主任

E-mail: tmatuo@nissoku.co.jp

³非会員 株式会社日測 取締役 (〒102-0083 東京都千代田区麹町 4-3)

E-mail: kishizukuri@nissoku.co.jp

2016 年熊本地震は Mj6.5 の前震及び Mj7.3 の本震により熊本県全域に大きな被害をもたらした。特に、熊本城では、石垣面の 1 割が崩壊、3 割が孕みを生じた。熊本地震を契機として、城郭石垣の耐震性能の診断及び補強工法の検討が望まれている。しかし、石垣の耐震性能の検証は、城郭全体石垣の地盤も含めた地震動の影響については行われていない。そこで、本論文では、熊本城全域で主に地震前の既存測量がある 35 箇所を対象に地盤の 3 次元空間の推定し FEM 解析により熊本城石垣の被害要因分析及び累積示力線による安定性評価を行った。その結果、石垣構造の被害要因としては、石塁、半石塁の突出型、非石塁の盛土型の崩壊が多く耐震性能が低いこと、累積示力線による評価が効果的であることが明らかとなった。

Key Words: Stone wall, Kumamoto Castle, ramparts, force diagram, stability analysis, FEM analysis

1. はじめに

2016 年熊本地震は Mj6.5 の前震及び Mj7.3 の本震により熊本県全域に大きな被害をもたらした。特に、熊本県のシンボルである熊本城では、写真-1 に示すように石垣総数 973 面・約 79,000m²のうち築石が崩落したのが 229 面・約 8,200m²で全体の約 1 割、図-1 に示すような孕みのため積み直しを要すると考えられているものが 517 面・約 23,600m²で全体の約 3 割の面積に及んだ¹⁾。

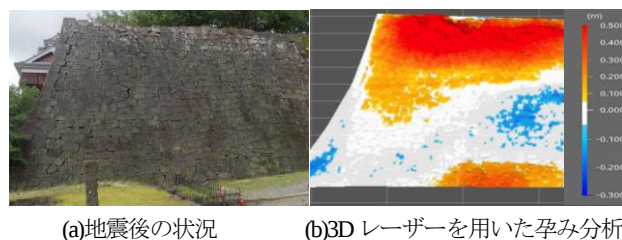
これまで、石垣の崩壊メカニズムは、非破壊検査等を用いた被害分析^{2)~12)}、解析^{13)~22)}、実験^{23)~29)}等により各石垣タイプや形状による影響について明らかになってきている。熊本地震を契機として、城郭石垣の耐震性能の診断及び補強工法の検討が望まれている。しかし、そのために必要な石垣の耐震性能の検証は、これまで石垣崩壊箇所の一部の検証は行われているが、城郭全体石垣の地盤も含めた地震動の影響についてはまだ十分に行われていない。

そこで、本研究は地盤の 3 次元空間の推定し連続体解析である FEM を用いて、熊本城全域で主に地震前の既

存測がある 35 箇所を対象に、石垣で算定される応答加速度や応答速度に着目した解析により、熊本城石垣の被害要因分析及び累積示力線による安定性評価することを目的としている。



写真-1 熊本地震による重要文化財北十八間櫓石垣の崩壊



(a)地震後の状況 (b)3D レーザを用いた孕み分析
図-1 飯田丸平櫓石垣の孕み状況

2. 熊本城石垣被害の特徴

(1) 石垣のタイプ

石垣のタイプは、表-1 及び図-2 に示すように以下の3つがある。

- ①石塁タイプ：石垣の内部が栗石のみで構成されているもの。平地に突出して建つ櫓台や郭部の石垣など。
- ②半石塁タイプ：石垣が背面側の地面より立ち上がり、背面が栗石層と地山（盛土）で構成されているもの。
- ③非石塁タイプ：石垣が築石と栗石層からなり、背面側の地面より立ち上がりがなく背面が栗石層と地山のもの。

(2) 修復と被害箇所

2016年熊本地震の前震では、図-3(a)に示すようにこれまで修復してきた10箇所で被害箇所が発生した。本震では、図-3(b)に示すようにこれまで修復してきた箇所のほとんどに被害が発生した。

(3) 石垣タイプ毎の被害程度の分析

図-4は熊本城の各石垣タイプ延長/全石垣延長で算出した石塁タイプ毎の分類である。石塁タイプは石塁型21%・芯土型5%の26%，半石塁タイプは緩い地盤型11%・やや緩い地盤型31%・固い地盤型6%の48%，非石塁タイプは緩い地盤型13%・やや緩い地盤型6%・固い地盤型7%の26%である。図-5から石塁タイプは崩壊しているもの多く、半石塁タイプ及び非石塁タイプの緩い地盤及びやや緩い地盤型で崩壊または孕みの被害が多いことが分かる。一方、半石塁タイプ及び非石塁タイプの固い地盤型は被害が軽微であることが分かる。

表-1 石垣構造のタイプ

石塁	半石塁	非石塁
	地山	地山

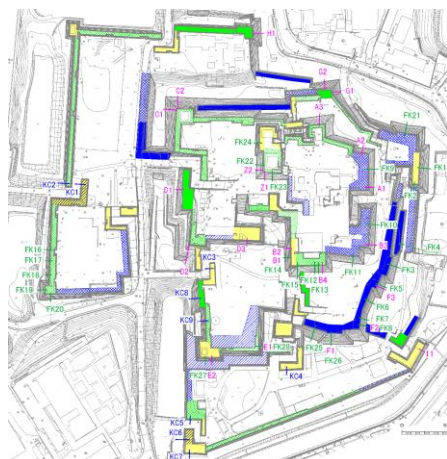
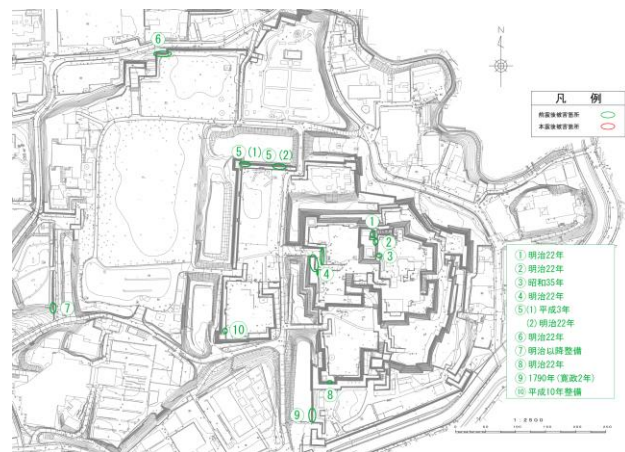
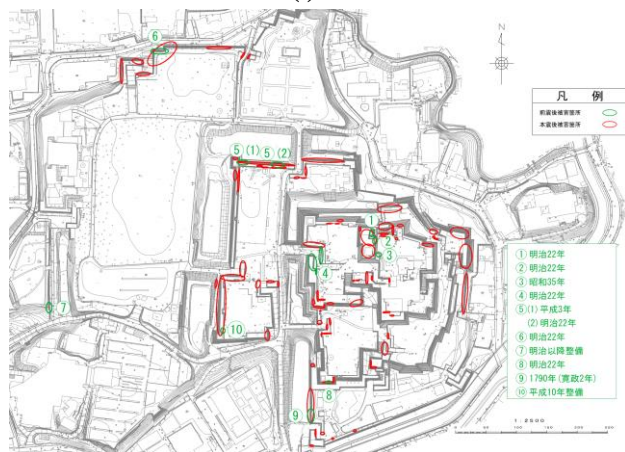


図-2 石垣タイプ及び検討断面位置図



(a)前震



(b)前震+本震

図-3 熊本地震による石垣被害状況

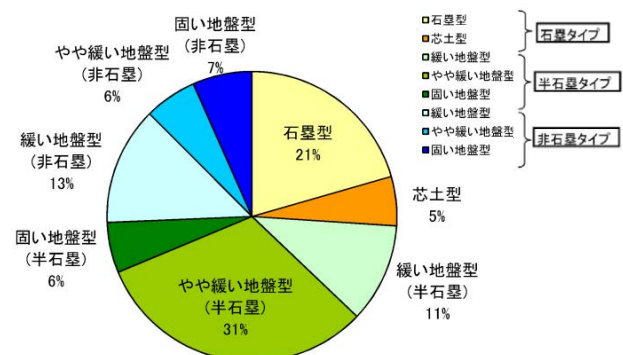


図-4 石垣タイプ毎の分類

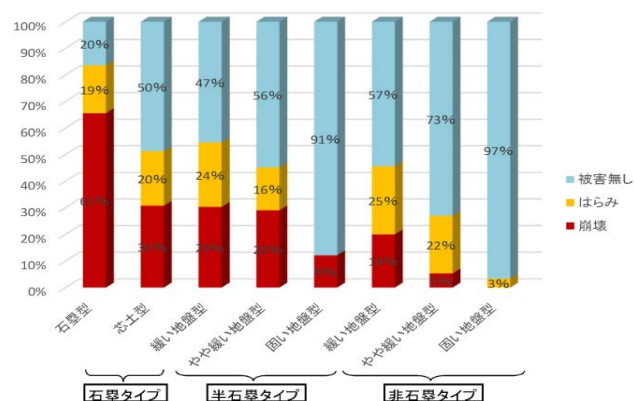


図-5 石垣タイプ毎の被害程度の割合

3. 地盤の3次元空間の推定

石垣はさまざまな場所で被害を受けており、限られたボーリングデータから石垣の基礎や背面の地層構成は把握できていない状態ではなかった。そこで、熊本城調査研究センターからボーリングデータと地質縦断面図から地層の3次元空間モデルを作成した。3次元地層モデルの推定には、地球統計学の手法の一つであるクリギング法³⁹⁾を用いた。熊本城は、堀、塀、石垣、盛土、櫓、天守閣など様々な構造から成り立っており、平面的に見ても規則的な構造ではなく、3次元的に複雑な構造となっているため、地盤内の地層分布も地山、盛土、掘削などにより複雑になっている。ボーリングデータより3次元的な地層分布を把握することで地盤と構造物の相互関係を明らかにすることができる。

しかし、ボーリングデータから2次元断面を推定するだけで、このような複雑な構造に対しては、地層分布を把握するには限界もある。そこで3次元的に地層分布の推定を行った。図-6、図-7は推定に用いた地質縦断面図やボーリング柱状図、および地形面データを示し、図-8、図-9は推定後の地質モデルである。

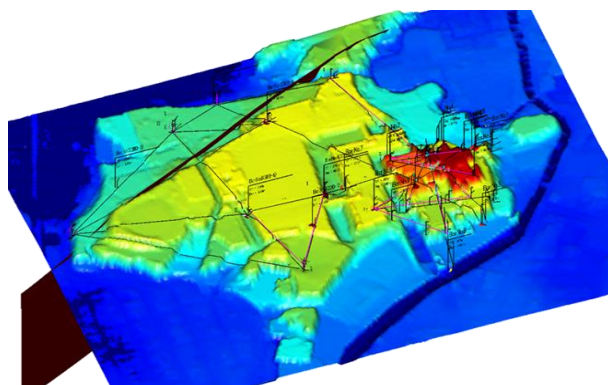


図-7 地形面と立田山断層の位置関係

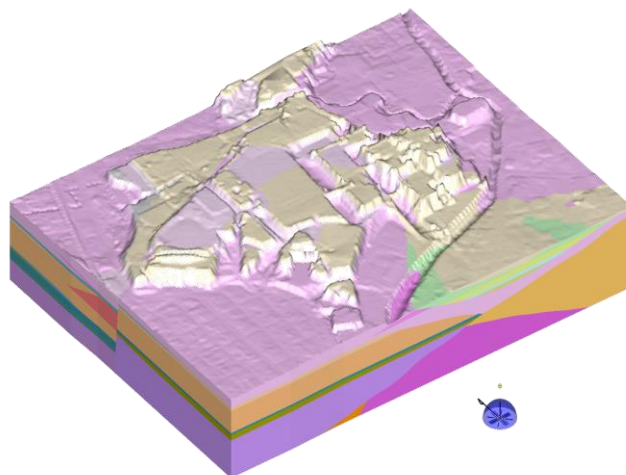


図-8 3次元全体俯瞰図

4. 動的FEM解析による数値解析

(1) 解析条件

FEM動的解析は作成した3次元空間モデルより任意の断面を抽出し、等価線形法⁴⁰⁾により行った。解析断面は構造物に被害のあった箇所を2次元で切り取り、各断面について数値解析を行うことで、どの程度の応答加速度が生じたのかを数値解析から推定することができ、全体の応答を容易に把握することができる。応答加速度の大小は地層構成や構造物の配置位置などによって変わり、本検討においては、石垣構造物を対象とした断面を切り取り、さまざまな個所において数値解析を行った。図-10は3次元地質モデルからの切り取り断面の一例を示す。

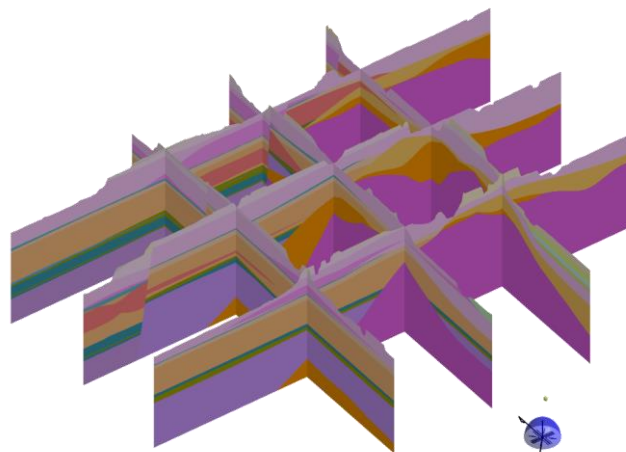


図-9 任意断面の切り取り図

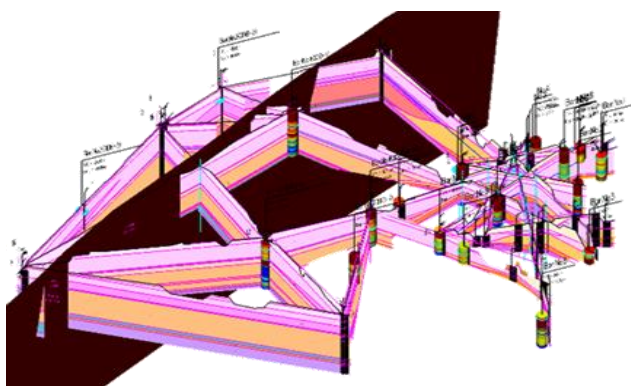


図-6 地層分布と立田山断層の位置関係

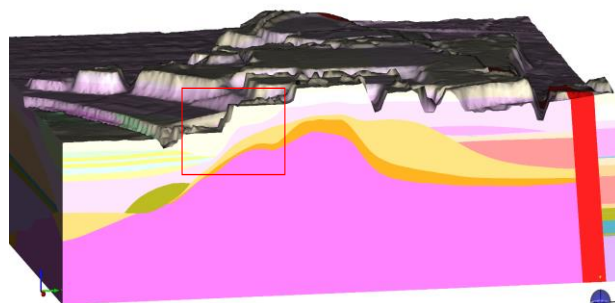


図-10 3次元地質モデルからの切り取り断面

(2) 解析用モデル

図-11は高さ14.5mの飯田丸5階櫓における切取った断面のFEM用のメッシュ分割の一つの解析メッシュ図を示す。同様に、35断面の切取り断面を作成し、FEM解析を実施した。

(3) 境界条件

境界条件は、図-12に示すように側方境界にはエネルギー伝達境界を用い、側面境界において逸散する波動エネルギーを吸収する。底面境界には粘性境界を設定し下方を半無限地盤としている。入力地震動は底面より入力する。

(4) 入力地震動

入力地震動は、図-13に示すように平面的に断面方向が東西、南北方向にそれぞれEW方向とNS方向の地震動を解析用の入力波とした。

(5) 入力物性値

表-2に示す地盤の物性値を入力し、動的変形特性は、建設省土木研究所で行われた動的変形試験で、沖積粘性土、砂質土の動的変形特性を算出する式（土木研究所の式）により設定した。

(6) 解析結果

ここでは、FEM解析の一例として、最大水平加速度分布図を図-14に、最大水平速度分布図を図-15に示す。この結果は毎秒あたりの変位量を示しており、最大で毎秒1m以上の変位が生じていること示している。

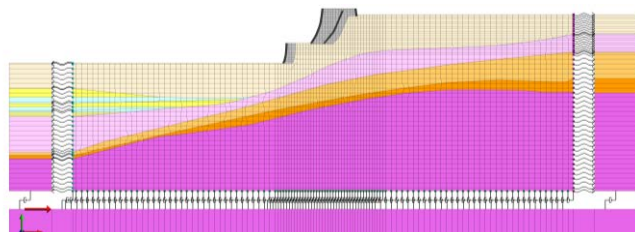


図-11 解析メッシュ図

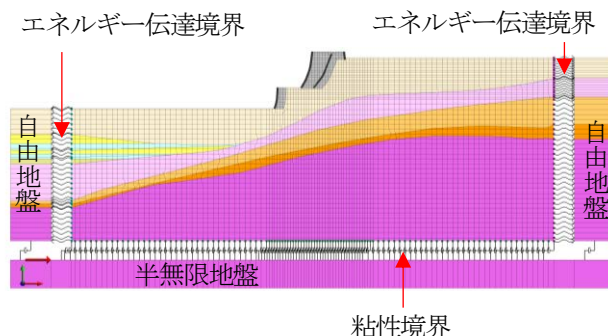
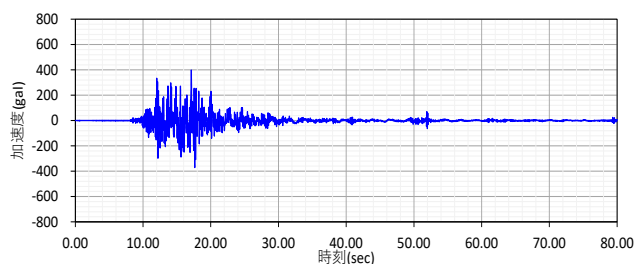
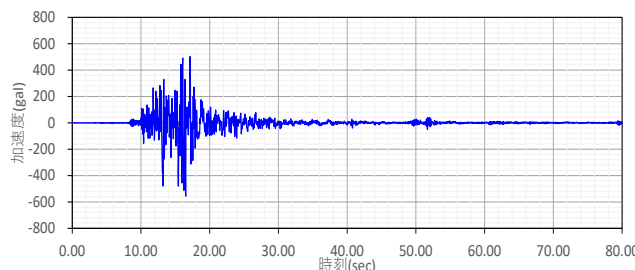


図-12 境界条件図



(a)EW 方向



(b)NS 方向

図-13 入力地震動

表-2 地盤の物性値

土層名	質量密度 ρ (t/m ³)	N値	N値換算の せん断波速 Vs(m/s)	PS換層 Vs(m/s)	有効鉛直 応力 σ_v' (kPa)	平均有効 拘束圧 σ_m' (kPa)	せん断 弾性係数 G ₀ (kPa)
石材	2.00		300	300			180000
栗石	2.00		300	300			180000
Bc	1.70	-	-	100.0	123.41	82.27	17000
As	1.74	7	149.3		287.79	191.86	38800
Ac	1.54	4	151.8		350.66	233.77	35500
m-tr	2.04	38	269.0		393.58	262.38	147600
Aso-4s	1.70	22	224.2	425.0	323.53	215.69	307100
Tb-hw	1.70	17	-	370.0	451.95	301.30	232700
Tb-An/Tb-w	2.10	50	-	540.0	890.94	593.96	612400

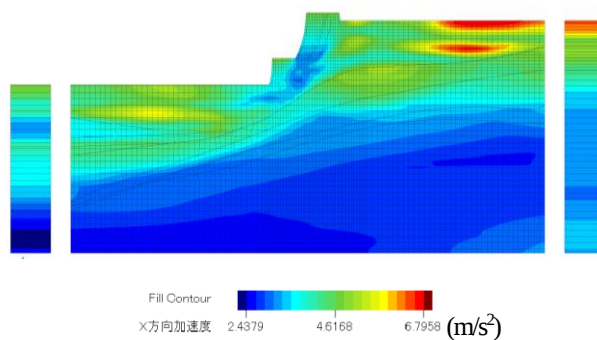


図-14 最大水平加速度分布図

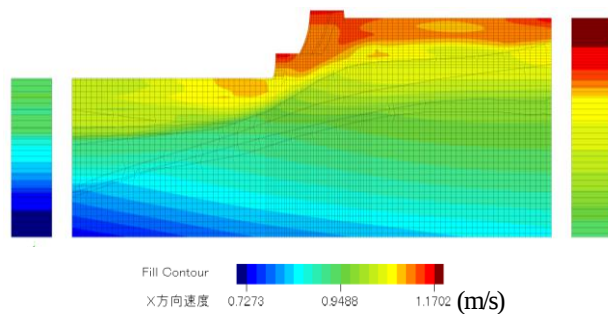


図-15 最大水平速度分布図

図-16は応答結果の出力位置図である。図-17は石垣天端及び底面の時刻歴応答加速度結果で、それぞれのモデルで最大応答の応答値を表-3に示す。一方、図-18は石垣天端及び底面の時刻歴応答速度結果で、それぞれのモデルで最大応答の応答値を表-4に示す。

(7)被害状況との比較分析

検討断面の石垣は高さ 14.5m、勾配 74.3 度で、写真-2及び図-19の着色に示すように石垣上部に崩壊し、他の石垣と比べても勾配が急であることがわかる。特に上部で勾配が大きく、崩壊と関係があると考えられる。地盤との相互関係では、Bc 層上に石垣は建造されているため、解析結果でも示されたように、最大で毎秒 1m 以上の変位となり、大きく変位する地盤の特性であることから、石垣の崩壊が起きたと考えられる。この解析結果は被害状況とほぼ一致している。

図-20にFEM解析で得られたすべての断面における石垣の応答速度の最大値を平面図にプロットした分布結果を示す。図-3の熊本地震による石垣被害状況とほぼ一致していることが分かる。また、南南西から北北東の方角に応答速度が大きくなる傾向を示している。

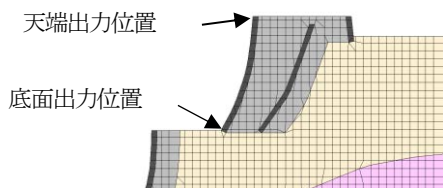
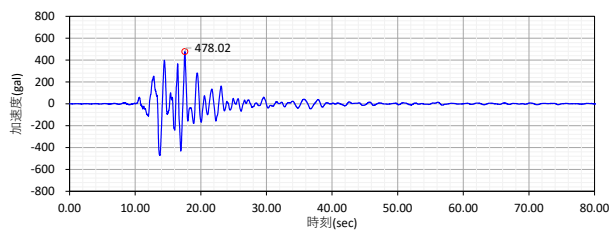
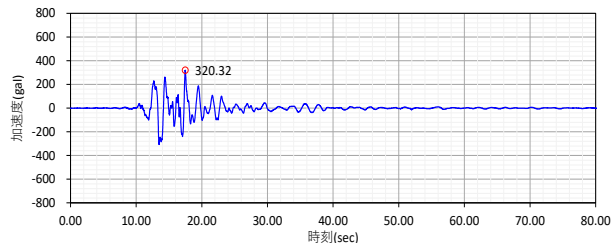


図-16 応答結果出力位置図



(a) 石垣天端

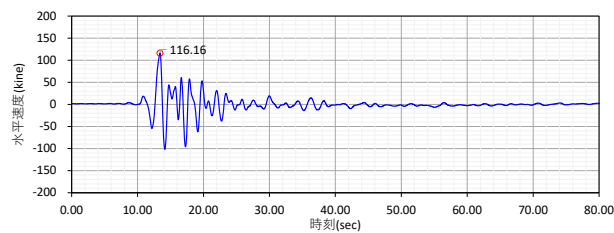


(b) 石垣底面

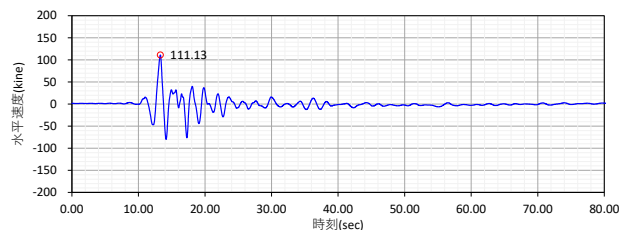
図-17 石垣天端及び底面の時刻歴応答加速度結果

表-3 石垣の加速度の応答値

天端最大加速度 (gal)	478.0
底面最大加速度 (gal)	320.3
天端最大加速度/底面最大加速度	1.49



(a) 石垣天端



(b) 石垣底面

図-18 石垣天端の時刻歴応答速度結果

表-4 石垣の速度の応答値

天端最大速度 (kine)	116.2
底面最大速度 (kine)	111.1
天端最大速度/底面最大速度	1.05

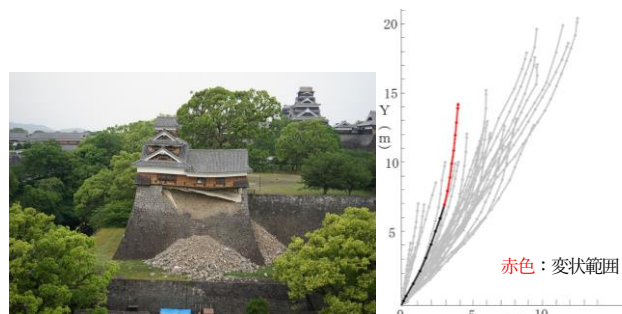


写真-2 石垣崩壊の様子 図-19 石垣の高さと勾配の関係

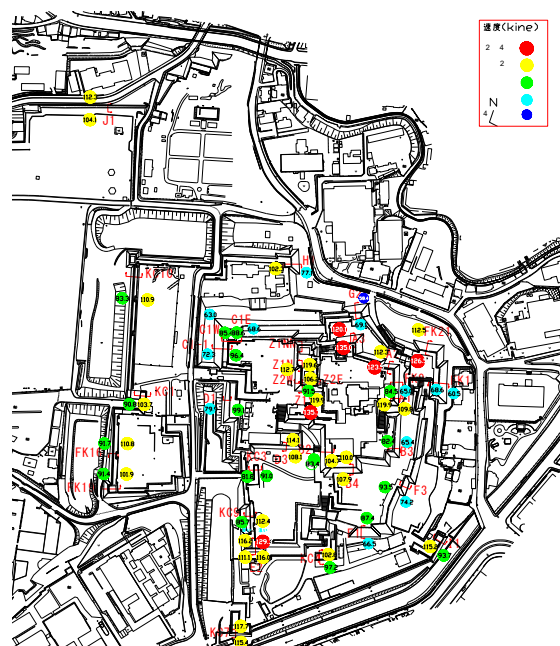


図-20 石垣における応答速度分布結果

5. 熊本城石垣の被害要因分析

被害要因分析は地盤の3次元空間の推定し連続体解析であるを用いて、図-3に示す熊本城全域で主に地震前の既存測量がある35箇所を対象に、石垣で算定される応答加速度・速度に着目したFEM解析により行った。

(1) 被害分析方法

石垣の被害は、これまでの橋本他の研究⁹⁾で平均勾配ではなく上部の最大勾配の影響を受けていることが分かっている。また、半石塁の場合は、背後の勾配の方が急となっているものが多い。そこで、被害分析は石垣の各断面について、図-21に示すように石垣前面の高さと上部勾配及びの石垣背面の高さと背後勾配、FEMを用いた動的解析による加速度と速度を比較対象とした。ここで最大勾配とは、上部勾配D及び背後勾配dのうち値の大きい方のことをいう。

(2) 被害分析結果

石垣の各断面の分析は、全石垣タイプ、石塁タイプ、半石塁タイプ、非石塁タイプについて行った。石垣構造としては、石塁、半石塁の突出型、非石塁の盛土型の崩壊が多い。石垣形状としては、以下のような結果となった。

a) 全石垣タイプの被害分析 (図-22 参照)

(a)最大勾配と高さ

高さに関わらず、最大勾配が急なほど崩壊しやすい。石塁はほとんど崩壊または孕みを生じている。半石塁（突出型）や非石塁（盛土被害）は勾配が緩くても崩壊しやすい。

(b)高さ上天端加速度、(c)高さ上天端速度

高さに関わらず、天端加速度や天端速度の大きいほど崩壊しやすい。石塁はほとんど崩壊または孕みを生じている。石塁、半石塁（突出型）、非石塁（盛土型）は天端加速度や天端速度が小さくても崩壊しやすい。

(d)最大勾配と天端加速度、(e)最大勾配と天端速度

最大勾配が急で天端加速度や天端速度の大きいほど崩壊しやすい。石塁はほとんど崩壊または孕みを生じている。半石塁（突出型）や非石塁（盛土被害）は勾配が緩くても崩壊しやすい。

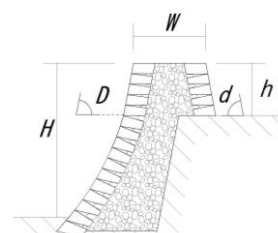
b) 石塁タイプの被害分析 (図-23 参照)

(a)最大勾配と高さ

石塁は最大勾配が急で、高さが低くても崩壊しやすい。ただし、平御櫓(II)は石垣に建物荷重が作用し崩壊していない。

(b)高さ上天端加速度、(c)高さ上天端速度

高さに関わらず、天端加速度や天端速度の大きいほど崩壊しやすい。ただし、平御櫓(II)は石垣に建物荷重が作用し崩壊していない。



D:上部勾配 d:背後勾配 H:高さ h:背後高さ W:天端幅

図-21 石垣の各測定箇所

(d)最大勾配と天端加速度、(e)最大勾配と天端速度

最大勾配が急で天端加速度や天端速度の大きいほど崩壊しやすい。ただし、平御櫓(II)は石垣に建物荷重が作用し崩壊していない。

c) 半石塁タイプの被害分析 (図-24 参照)

(a)背後勾配と高さ

高さに関わらず、背後勾配が急なほど崩壊しやすい。半石塁（突出型）は勾配が緩くても崩壊しやすい。

(b)背後勾配と天端速度

天端速度が100kineを超えると崩壊しやすい。

(c)上部勾配と天端幅

天端幅が狭く上部勾配が急なほど崩壊しやすい。

(d)背後高さ上天端幅

背後高さに関わらず、天端幅が狭くものほど崩壊しやすい。

(e)天端幅と天端速度

天端幅が狭いほど天端速度が大きく崩壊しやすい。半石塁（突出型）は崩壊しやすい。

d) 非石塁タイプの被害分析 (図-25 参照)

(a)最大勾配と高さ

高さに関わらず、最大勾配が急なほど崩壊しやすい。非石塁（盛土被害）は勾配が緩くても崩壊しやすい。

(b)高さ上天端加速度、(c)高さ上天端速度

高さに関係なく、天端加速度や天端速度が大きいほど崩壊しやすい。非石塁（盛土被害）は天端加速度や天端速度が大きく崩壊しやすい。

(d)最大勾配と天端加速度、(e)最大勾配と天端速度

最大勾配が急で天端加速度や天端速度の大きいほど崩壊しやすい。非石塁（盛土被害）は勾配が緩くても崩壊しやすい。

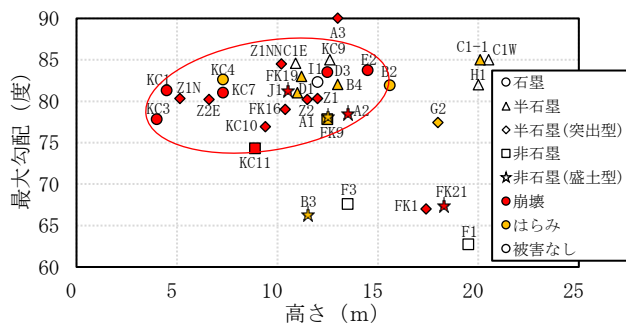
(3) まとめ

石垣の被害分析の結果、以下のことが明らかとなった。

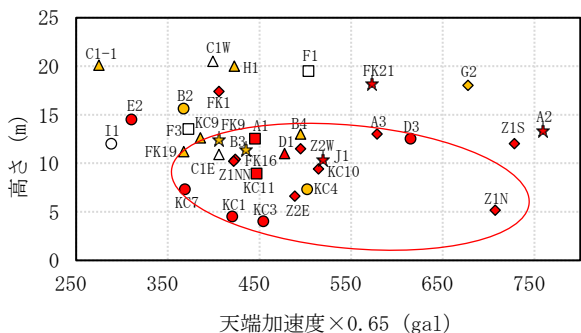
(a)石垣構造の被害要因としては、石塁、半石塁の突出型、非石塁の盛土型の崩壊が多い。

(b)全石垣の被害要因としては、石垣高さよりも上部勾配と天端速度の影響を受けている。

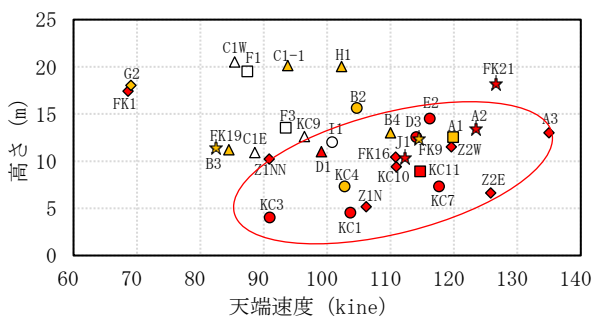
(c)半石塁の被害要因としては、突出型の構造石垣高さよりも背後勾配と天端速度の影響を受けている。



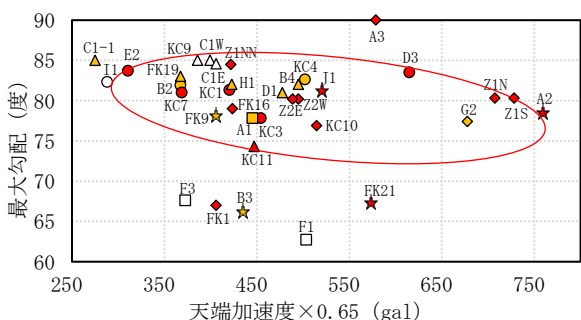
(a)最大勾配と高さ



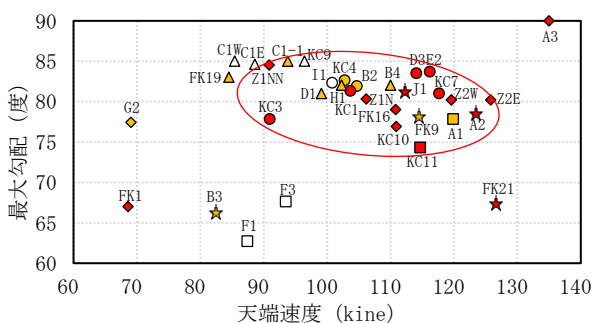
(b)高さと天端加速度



(c)高さと天端速度

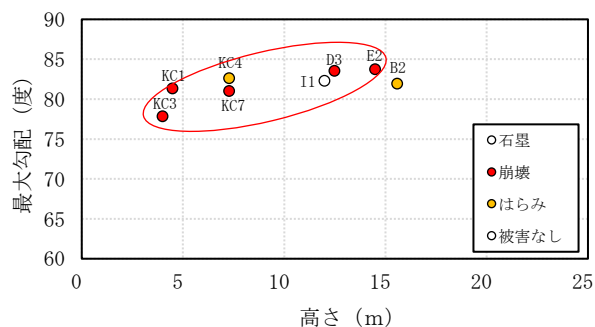


(d)最大勾配と天端加速度

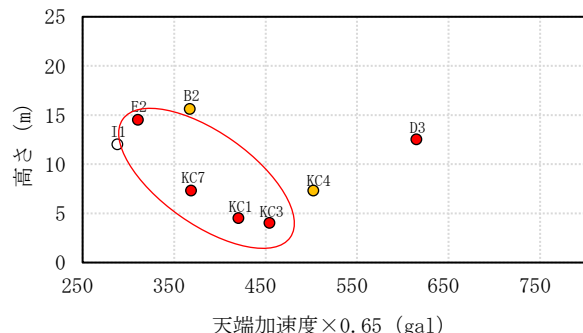


(e)天端幅と天端速度

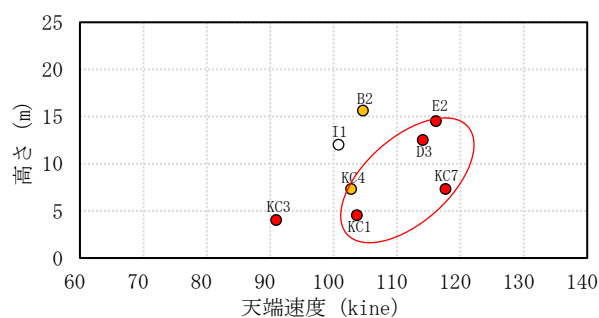
図-22 全石垣の被害分析結果



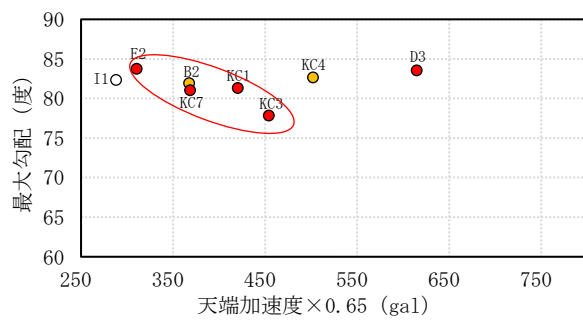
(a)最大勾配と高さ



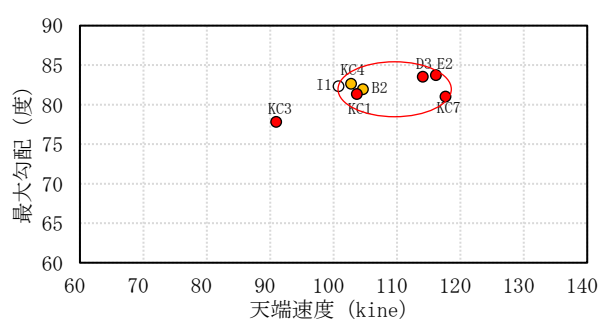
(b)高さと天端加速度



(c)高さと天端速度



(d)最大勾配と天端加速度



(e)最大勾配と天端速度

図-23 石垣タイプの被害分析結果

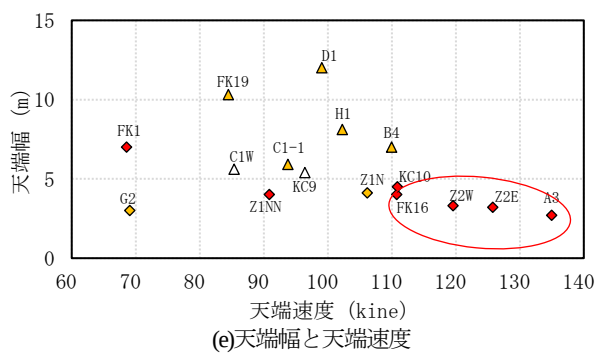
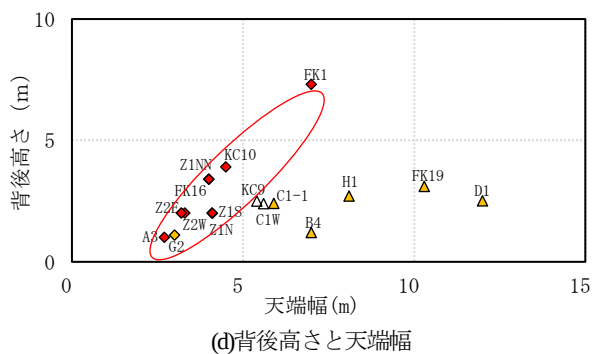
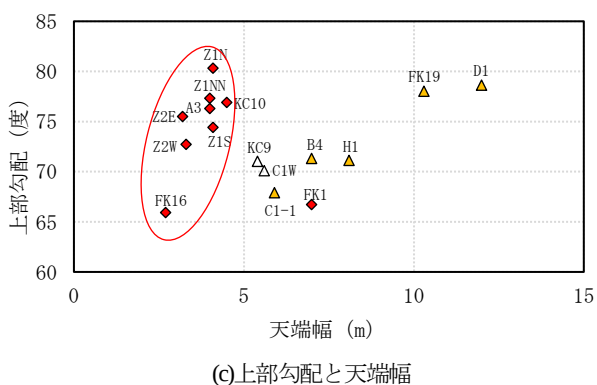
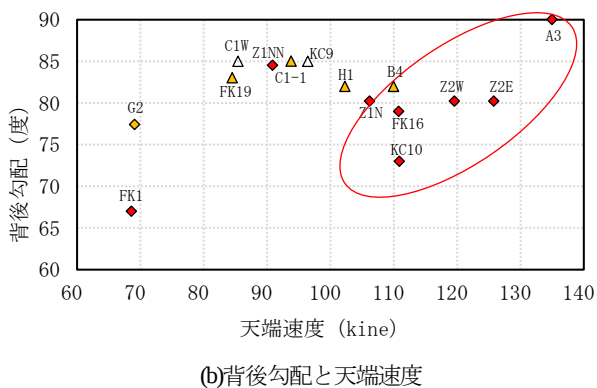
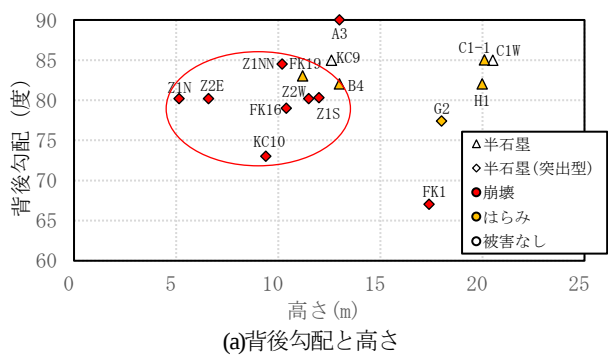


図-24 半石畳タイプの被害分析結果

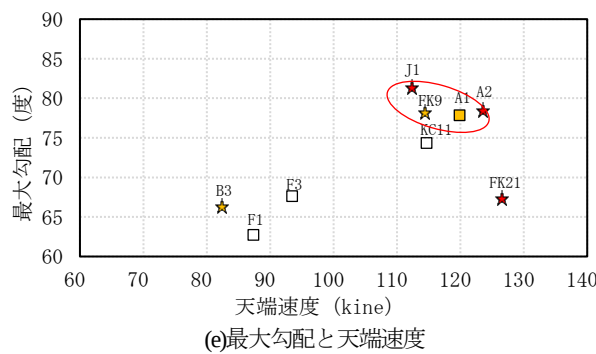
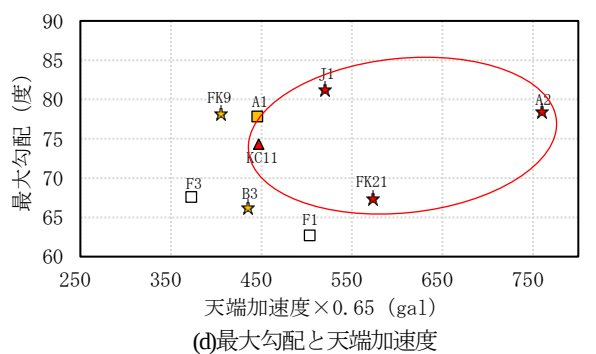
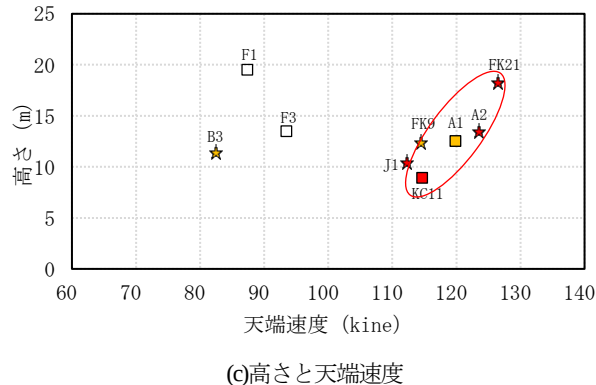
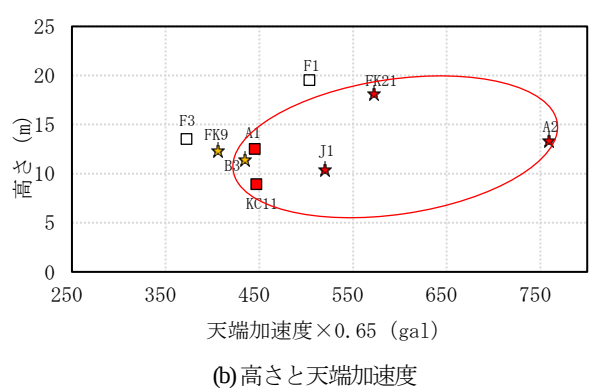
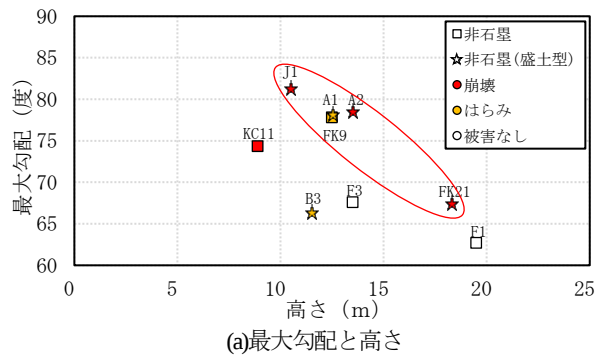


図-25 非石畳タイプの被害分析結果

6. 熊本城石垣における累積示力線法を用いた耐震性能の検証

(1) 示力線について

示力線法は、石積擁壁やブロック積擁壁などの設計においては転倒に対する安定性照査に適用されている⁴⁰⁾

⁴⁰⁾ 示力線は、図-26 に示すように積み石に作用する土圧や自重などの荷重合力の作用点の軌跡を1段目から最上段まで結んだ曲線であり、それが前方に位置するほど安定性が低下することを示す。石積擁壁やブロック積擁壁が安全であるためには、岡積は主働土圧に2倍の安全率を見込んで求められる示力線が擁壁断面の中心点より後方に存在する必要がある⁴⁰⁾としている。

土地改良事業設計基準（農林水産省構造改善局）⁴⁰⁾では、以下のように定めている。

- ①ブロック積擁壁が全体としての転倒や滑り出しが生じないためには、擁壁の重量と土圧との合力の示す線すなわち示力線がミドルサードの前端より後方に入るようにするとともに、基礎地盤に生ずる最大反力が地盤の許容支持力以下になるようにしなければならない。
- ②転倒において安定であるためには、この示力線 X_h がブロック底版で、擁壁断面の中央 1/3 の外側の位置(ミドルサード)より内側でなければならない。

$$X_h = \frac{K_A \gamma}{6\gamma_b b \cos \theta_o} h^2 + \left\{ \frac{K_A q \sin \theta}{2\gamma_b b \cos \theta_o} + \frac{\cot \theta_o}{2} \right\} h \quad (1a)$$

ここに、

X_h : 深さ h における示力線の位置(m)

h : 壁天端からの深さ(m)

b : ブロック積の控長+裏込コンクリート厚(m)

θ : ブロック積の傾斜角(度)

θ_o : ブロックの傾斜面が水平面となす角(度)

K_A : クーロンの主働土圧係数

δ : 壁面摩擦角(度)

ϕ : 土の内部摩擦角(度)

γ : 土の単位体積重量(tf/m³)

γ_b : ブロック積の単位体積重量(tf/m³)

q : 上載荷重(tf/m²)

しかし、一般的な示力線法による照査式は、同じ勾配で積み上げられた擁壁を対象としているため、天端に向かうに伴い勾配が急になる寺勾配や宮勾配などで築造される石垣の計算を行う頃ができない。

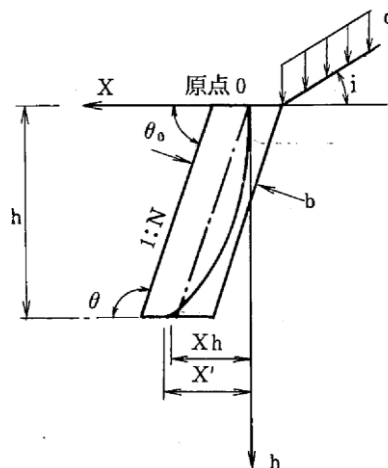


図-26 示力線法の計算方法

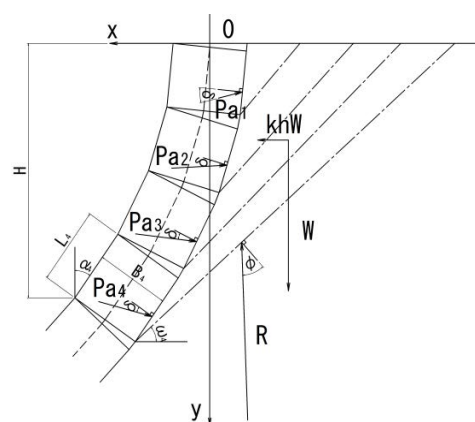


図-27 累積示力線法の計算方法

(2) 累積示力線による安定性評価

橋本・近藤らは、これまでの示力線法と異なり、図-27 に示すように1段ごとに積み勾配が異なる積み石に作用する土圧を試行くさび法により算定し、石垣の築石に加わる土圧と石垣の自重による合力の軌跡が下の築石に作用する累積示力線法を開発した⁴⁰⁾。この検証は、熊本城石垣の崩壊・孕み箇所で行い、その有効性を確認している。

そこで、本研究では、熊本城全域で主に地震前の既存測量がある 35 箇所を対象に、累積示力線法による限界水平震度と FEM 解析による地盤加速度の関係及び被害状況（崩壊・孕み）から石垣タイプの耐震性能の検証を行った。計算に用いた推定値は、積み石の単位体積重量 $\gamma = 26 \text{ kN/m}^3$ 、裏込め土のせん断抵抗角 $\phi = 40^\circ$ （石塁, 半石塁）、 35° （非石塁）、裏込め土の単位体積重量 $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ 、積み石の控長は、百間石垣西側の崩落部分の調査結果から $B = 79 \text{ cm}$ とした。常時及び地震時の土圧、荷重合力の作用点までの距離は次式から算定した。

$$Pa_n = \frac{W_n \cdot \sin(\omega_n - \phi) - \sum \{Pa_i \cdot \cos(\omega_n - \phi - \delta - \alpha_i)\}}{\cos(\omega_n - \phi - \delta - \alpha_n)} \quad (2a)$$

$$Pae_n = \frac{We \cdot \sin(\omega_n - \phi + \theta) - \sum \{Pae_i \cdot \cos(\omega_n - \phi - \delta - \alpha_i)\}}{\cos(\omega_n - \phi - \delta - \alpha_n)} \quad (2b)$$

$$d_i = \Sigma (M_i / V_i) \quad (2c)$$

ここに、

Pa：常時の土圧

Pae：地震時の土圧

ω ：滑り角

δ ：壁面摩擦角

α ：積み石の勾配

θ ：地震時合成角($\tan^{-1}kh$)

W：すべり土塊重量

We：すべり土塊重量とそれに起因する慣性力との合力

k_h ：水平震度

L：積み石の法長

d：重合力の作用点までの距離

M：モーメント

V：鉛直力である。

(3) 解析結果

石垣各タイプの累積示力線法による限界水平震度 (k_h) と地盤加速度(gal)の関係を被害状況 (崩壊・孕み) から評価した結果、図-28 に示す耐震性能となり、以下のことが明らかとなった。

(a)石垣タイプ：ほとんど限界水平震度 $k_h \leq 0.1$ で崩壊している。

(b)半石垣タイプ突出型：平櫓 (G2) の孕みを除き、ほとんど限界水平震度 $k_h \leq 0.2$ で崩壊している。

(c)半石垣タイプ通常型：限界水平震度 $k_h \leq 0.25$ でも孕みで、崩壊しているものは無い。

(d)非石垣タイプ盛土型 ($\phi = 45^\circ$)：限界水平震度 $k_h \leq 0.15$ で崩壊している。その他は孕みを生じている。

(e)非石垣タイプ盛土型 ($\phi = 35^\circ$)：背後地盤が盛土なため、内部摩擦角 ϕ を低減し $\phi = 35^\circ$ とした。その結果、最も大きな限界水平震度の孕みを生じている月見櫓 (B3) が $k_h \leq 0.20$ となった。

(f)非石垣タイプ通常型：宮内橋 (KC11) は過去の修復箇所で勾配が急なため $k_h = 0.06$ で崩壊している。その他は、崩壊していない。

(g)全石垣タイプ：石垣タイプでの累積示力線による安定性評価では、石垣 < 非石垣タイプ盛土型 < 半石垣突出型 < 半石垣通常型 < 非石垣通常型の順となった。

(4) まとめ

(a)石垣タイプの耐震性能は、石垣 < 非石垣タイプ盛土型 < 半石垣突出型 < 半石垣通常型 < 非石垣通常型となった。

(b)累積示力線法を用いた熊本地震で検証では、大規模

地震動の設計水平震度 $k_h = 0.20$ 程度が妥当と考えられる。

6. 総括

本論文では、熊本城全域で主に地震前の既存測量がある 35 箇所を対象に、地盤の 3 次元空間の推定し石垣で算定される応答加速度・速度に着目した FEM 解析から石垣タイプの被害要因分析と耐震性能の検証を行った。その結果、以下のことが明らかとなった。

(1) 熊本城石垣の被害要因分析

(a)石垣構造の被害要因としては、石垣、半石垣の突出型、非石垣の盛土型の崩壊が多い。

(b)全石垣の被害要因としては、石垣高さよりも上部勾配と天端速度の影響を受けている。

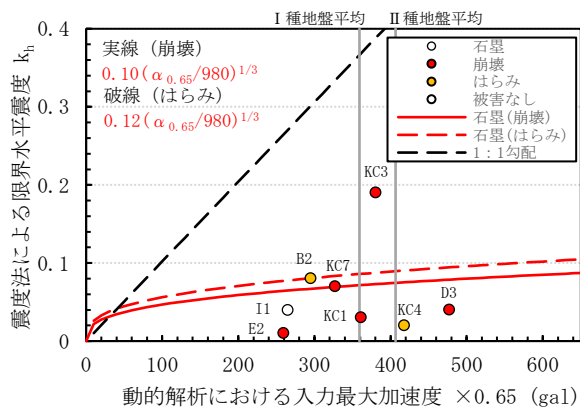
(c)半石垣の被害要因としては、突出型の構造石垣高さよりも背後勾配と天端速度の影響を受けている。

(2) 熊本城石垣における累積示力線法を用いた耐震性能の検証

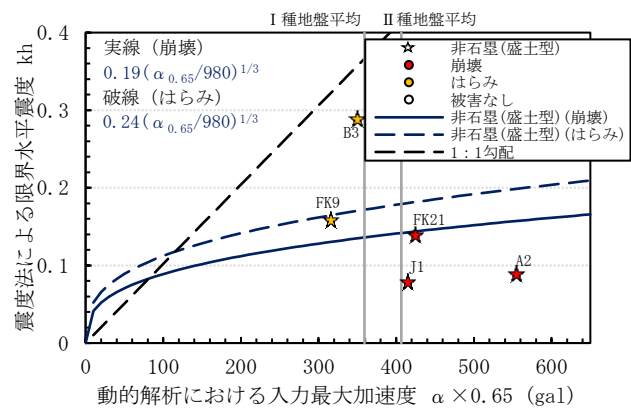
(a)石垣タイプの耐震性能は、石垣 < 非石垣タイプ盛土型 < 半石垣突出型 < 半石垣通常型 < 非石垣通常型となった。

(b)累積示力線法を用いた熊本地震で検証では、大規模地震動の設計水平震度 $k_h = 0.20$ 程度が妥当と考えられる。

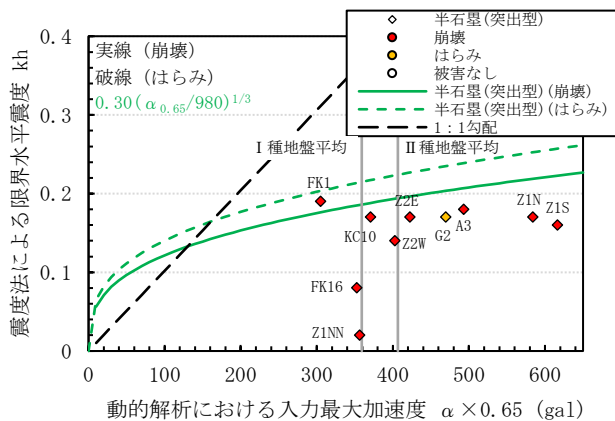
謝辞：熊本市経済観光局熊本城総合事務所及び熊本城調査研究センターに熊本城内のボーリングデータを提供いただきとともに、城内の案内や有益な助言をいただきました。ここに感謝の意を表します。



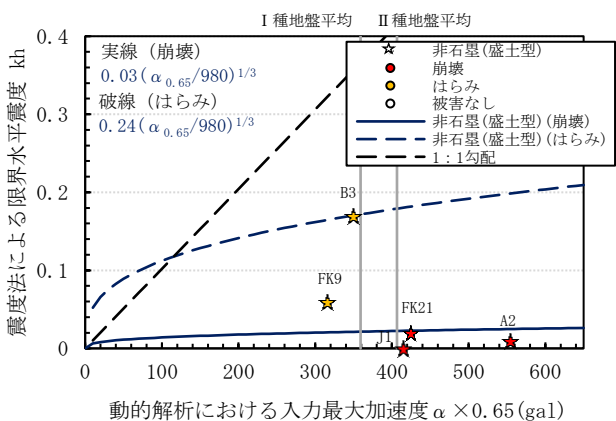
(a)石垣タイプ



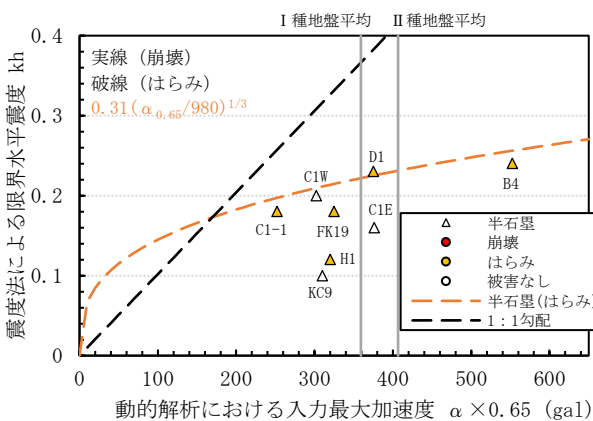
(d)非石垣タイプ盛土型 (φ=45°)



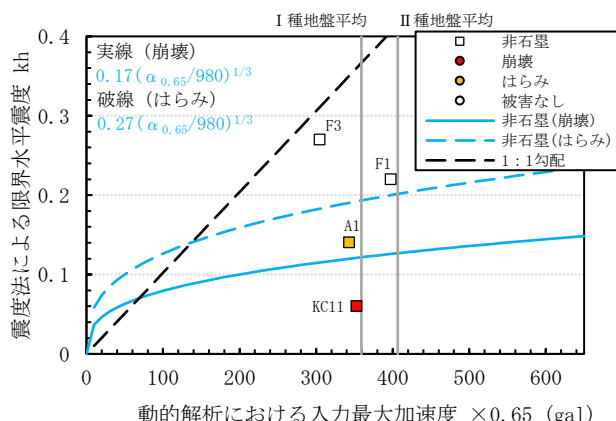
(b)半石垣タイプ突出型



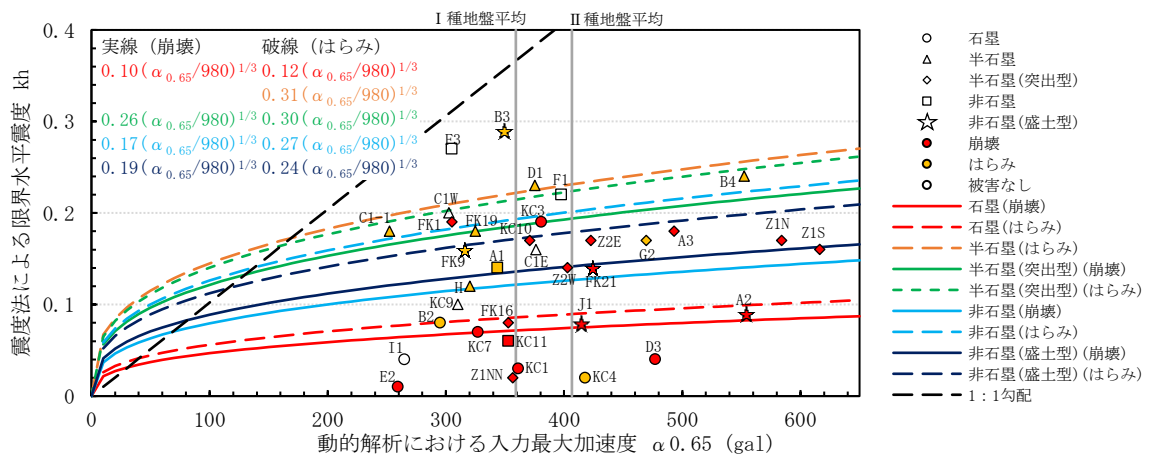
(e)非石垣タイプ盛土型 (φ=35°)



(c)半石垣タイプ通常型



(f)非石垣タイプ通常型



(g)全石垣タイプ

図-28 熊本城全域の累積示力線法による限界水平震度 (k_h) と地盤加速度(gal)の関係

参考文献

- 1) 源健二：特別史跡熊本城跡の被災状況と復旧について，建設マネジメント技術，pp.41-55, 2017.3.
- 2) 神谷圭祐，菊本統，橋本涼太，桑島流音，小山倫史：2016 年熊本地震による熊本城石垣の変状の分析，自然災害科学，Vol. 37 特別号，pp.1-16, 2018.
- 3) 小山倫史，菊本統，橋本涼太，桑島流音：平成 28 年（2016 年）熊本地震における熊本城の城郭石垣の被害調査およびその分析，社会安全学研究，pp.53-64, 2017.
- 4) 橋本隆雄，石作克也：3 次元レーザースキャナによる熊本城石垣等調査，第 2 回擁壁の耐震診断及び補強法に関するシンポジウム講演論文集，Vol. 7，pp.87-95, 2017.
- 5) 橋本 隆雄，斉藤 猛：表面波・弾性波・地中レーダ探査による小峰城石垣の崩壊原因の分析，国士舘大学理工学部紀要，第 13 号(2020)，pp.95-108, 2020.3.
- 6) Takao Hashimoto, Katuya Ishizukuri, Taku Matsu : Analysis of the stone wall damage of Kumamoto Castle by 2016 Kumamoto earthquake using 3D laser scanner and ground survey, Journal of 2019 Rock Dynamics Summit In Okinawa, RDS-FS-0029, 2019.5 .
- 7) 橋本 隆雄，斉藤 猛：熊本城の微動アレイ探査の解析，国士舘大学理工学部紀要，第 12 号(2019)，pp.231-246, 2019.3.
- 8) 橋本 隆雄，石作 克也，松尾 拓：熊本城の石垣タイプと被害の相関についての研究，国士舘大学理工学部紀要，第 12 号(2019)，pp.247-259, 2019.3.
- 9) 橋本 隆雄，石作 克也，松尾 拓：2016 年熊本地震による熊本城石垣崩壊メカニズムの分析，第 73 回年次学術講演会，pp.GO11-01-11，第 15 回日本地震工学シンポジウム，日本地震工学会，2018. 10.
- 10) Reo Tsunekawa, Toshikazu Ikemoto , Masakatsu Miyajima and Takao Hashimoto : Collapse behavior and Analysis of Stone Retaining Masonry's damage in Kumamoto castle during the 2016 Kumamoto earthquake ISAIA S2-10, pp.1075-1079, 2018.10 .
- 11) Satoshi Sugimoto, Minoru Yamanaka, Yuuya Katsuda : Research of damaged condition by the 2016 Kumamoto earth-quake and ground investigation on stone walls and earth structures in Kumamoto castle, International Journal of GEOMATE 14(45), pp.66 - 72, 2018.
- 12) 橋本 隆雄，鈴木 彩加，石作 克也：赤外線サーモトレーサ及び 3D レーザースキャナを用いた 2016 年熊本地震による熊本城石垣の被害調査に関する研究，国士舘大学理工学部紀要，第 11 号，2017.11.
- 13) 大塚 鎮，酒井 久和，小野 祐輔：3 次元 DEM による地震時の組積構造に対する適用性の研究，土木学会論文集 A1（構造・地震工学）75(4), I_199-I_206, 2019
- 14) 篠崎 将也，栗原 陸人，伊吹 竜一，石川 大地，小野 祐輔，酒井 久和，末富 岩雄，福島 康宏，橋本 隆雄：熊本地震で被災した百間石垣に対する SPH-DEM 法による崩壊シミュレーション，第 39 回地震工学研究発表会，D12- 1494, 2019.10.
- 15) 恒川 怜央，池本 敏和，宮島 昌克，橋本 隆雄：2016 年熊本地震における熊本城内の石垣被害及び崩壊挙動解析，歴史都市防災論文集，Vol. 12, pp.59-66, 2018. 7.
- 16) 池本 敏和，宮島 昌克，橋本 隆雄，岩津 雅也：2016 年熊本地震における熊本城内の石垣被害および崩壊挙動解析，地震工学研究発表会，2017.10.
- 17) 小野 祐輔，相澤 類，酒井 久和，太田 直之，中島 進，藤原 寅士良，高柳 剛，湯浅 友輝，池田 勇司：石積擁壁の耐震補強効果の検討のための SPH-DEM 連成解析法の開発，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），73 巻 4 号 I，pp.357-I_365, 2017.9.
- 18) 伊吹 竜一，小野 祐輔，酒井 久和，高柳 剛，湯浅 友輝，池田 勇司：SPH-DEM 法に基づく石積み擁壁の引き抜き模型実験に対する数値シミュレーション，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），74 巻 4 号，pp.I_608-I_616, 2018.11.
- 19) 小野 祐輔，内藤 正輝，酒井 久和，太田 直之：SPH 法による石積擁壁の模型振動実験の再現解析，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），72 巻 4 号，pp.I_515-I_522, 2016.5.
- 20) 野間 康隆，山本 浩之，西村 毅，笠 博義，西形 達明，西田 一彦：城郭石垣の地震時変形予測と安定性評価に関する研究，土木学会論文集 C（地圏工学）69 巻 4 号，pp.444-456, 2013.11.
- 21) 村上 友基，沼田 宗純，目黒 公郎：2 次元拡張個別要素法を用いた石垣構造に対する耐震補強策の検討，生産研究，2013 年 65 巻 4 号 447-451，pp.2013.12.
- 22) 酒井 久和，山地 智仁，小川 悟史：不連続変形法に基づく 2001 年芸予地震時の石積み擁壁の崩壊シミュレーション，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），65 巻 1 号，pp.575-580, 2011.4.
- 23) 橋本 隆雄，中澤 博志，池本 敏和，宮島 昌克：非石積構造石垣における補強技術の耐震性評価に関する大型振動台実験，第 75 回年次学術講演会，土木学会，CS10-17, 2020. 9.
- 24) 橋本 隆雄，中澤 博志，池本 敏和，宮島 昌克：石積構造石垣における補強技術の耐震性評価に関する大型振動台実験，第 55 回地盤工学研究発表会，地盤工学会，DS-3-10, 2020.7.
- 25) 恒川 怜央，影山 亮太，池本 敏和，宮島 昌克，橋本 隆雄：地震時における城郭石垣の対策工法に関する動的模型実験，第 39 回地震工学研究発表会，D12-1525, 2019.10.
- 26) 池本 敏和，宮島 昌克・橋本 隆雄，中島 進，藤原 寅士良，池本 宏文：石積擁壁の耐震挙動に関する模型実験及び不連続変形法を用いた挙動解析，土木学会論文集 F6（安全問題），73(2)，pp. 181-188, 2017.11
- 27) 山本 浩之，西形 達明，八尾 眞太郎，西田 一彦，笠 博義：実物大モデルを用いた城郭石垣の地震時挙動の検討，土木学会論文集 C 66(1), 43-57, 2010
- 28) 梶田 啓介，北浦 勝，池本敏和，宮島昌克：石垣築石部の水平動的荷重時の水平移動量評価—もたれ擁壁型小型模型の振動実験—，土木学会中部支部研究発表会，2008.3
- 29) 太田 直之，杉山 友康，岡田 勝也，鳥井原 誠，山本 彰，山田 祐樹：間知石による石積壁の地震時変形メカニズムに関する実験的研究，土木学会論文集 F，62 巻 2 号，pp.213-225, 2006.4.
- 30) 桑原文夫：熊本城の石垣勾配，日本工業大学研究報告，第 14 巻，第 2 号，1984.
- 31) 福田光治：熊本地震で崩壊した熊本城石垣の復興と

- 必要最小限補強オーセンティシティ, 土木学会第 37 回土木史研究 講演集, pp.163~170, 2017.
- 32) 熊本城調査研究センター：特別史跡熊本城跡 西出丸一帯復元整備工事報告書 pp.213
 - 33) 熊本城調査研究センター：熊本城跡発掘調査報告書 1 飯田丸の調査, pp.97
 - 34) 熊本城調査研究センター：熊本城跡発掘調査報告書 3 石垣修理工事と工事に伴う調査, pp.131
 - 35) 熊本城調査研究センター：熊本城跡馬具櫓及び続堀復元整備事業 CAD データ (センターの嘉村様より)
 - 36) 熊本城調査研究センター：熊本城跡発掘調査報告書 1 飯田丸の調査, pp.71
 - 37) 熊本城調査研究センター：特別史跡熊本城跡 西出丸一帯復元整備工事報告書, pp.215
 - 38) 熊本城調査研究センター：熊本城跡発掘調査報告書 3 石垣修理工事と工事に伴う調査, pp.54
 - 39) 新井勝男：地球統計学の基本的概念とその応用一鉦床品位のクリッキングとシミュレーションについて一, 鉦山地質, Vol. 35, pp.299-311, 1985.
 - 40) Schnabel, P. B., J. Lysmer and H. B. Seed : SHAKE a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites, EERC, 72-12, 1972.
 - 41) 岡積満：間知石の法勾配(1),土木技術第 5 巻 第 9 号, pp11-13, 1950.10.
 - 42) 農林水産省構造改善局：土地改良事業計画設計基準設計「農道」, pp629-631, 1998.3.
 - 43) 橋本隆雄, 近藤和仁, 石作克也：熊本城石垣の示力線による安定性照査の適用性について, 第 73 回年次学術講演会, 土木学会, pp. I -581, 2018. 9.

(Received July 1, 2009)

(Accepted November 1, 2009)

VERIFICATION OF SEISMIC PERFORMANCE OF STONE WALLS IN KUMAMOTO CASTLE BY THE 2016 KUMAMOTO EARTHQUAKE

Takao HASHIMOTO, Yusaku ISOBE, Taku MATSUO and Katsuya ISHIZUKURI

In the 2016 Kumamoto earthquake, 10% of Kumamoto castle collapsed and 30% caused bulge due to the foreshock of Mj6.5 and the mainshock of Mj7.3. From the Kumamoto earthquake, it is desired to diagnose the seismic performance of the castle stone wall and study the reinforcement method. However, the verification of the seismic performance of the stone wall has not been conducted on the effects of seismic motion including the ground of the entire castle stone wall.

Therefore, in this paper, we estimated the three-dimensional space of the ground for 35 locations that were surveyed before the earthquake in the entire area of Kumamoto Castle. Then, the damage factors of the stone wall of Kumamoto Castle were analyzed by FEM analysis and the stability was evaluated by the cumulative power line. As a result, it was clarified that the damage factors of the stone wall structure are often the collapse of the stone base, the protruding type of the half stone base, and the embankment type of the non-stone base, and the evaluation by the cumulative field line is effective.