

熊本城石垣 耐震診断指針（案）

1. 目的

本指針は、熊本城の石垣の耐震対策を進めるにあたって推奨される標準的な手順と方法、補強を行うにあたって取り得る補強方法と留意点について示すものである。

石垣整備の基本的な方針は、『石垣整備のてびき』（文化庁文化財部記念物課監修 2015年）に倣うものとし、本指針は上記てびきで書かれていない地震等の外力に対する工学的な検討と対策の方法について示す。

石垣に関する安全性確保の考え方は、「文化財建造物等の地震時における安全性確保に関する指針」、「重要文化財（建造物）耐震診断指針」の趣旨に準じるものとし、大地震に対しても人命に重大な影響を与えないことを目標とし、史跡や建造物等の文化財的価値を損なわない範囲で補強が可能な場合は補強を実施し、補強を行うことで文化財的価値を失うなどやむを得ない場合は安全対策工の設置や、立ち入りを制限するなど活用方針の見直しの対処方針を作成するものとする。

なお、本指針及び予備診断、基礎診断実施要領は、熊本城の災害復旧を円滑に進めるために熊本城の現状で得られた知見に基づき暫定的に定めたものであり、今後新たな知見が得られた場合改定の可能性がある。また、本指針は熊本城の状況に特化して定めたものであるため、熊本城と異なる性状を持つ石垣（例えば地盤脆弱な場合、背面盛土が脆弱または水の影響がある場合、築石の大きさが異なる場合など）への適用は慎重な検討が必要である。

2. 適用範囲

本指針は特別史跡熊本城跡内の石垣に適用する。熊本地震の災害復旧においては、原則として既に復旧方針が定まっている石垣は適用外とする。

3. 診断対象

石垣のうち、以下のいずれかの条件に該当する高さ1m以上の石垣を診断の対象とする。

石垣の診断は面単位で行い、位置及び断面は、石垣の中でも最大の高さを有し、石垣全体を代表する断面で行う。ただし、必要に応じ他の断面でも実施する。

＜用途＞

- ・石垣上部に人が立ち入る、あるいは石垣下の前面に接近するなど地震時に人に危害を加える危険性のあるもの
- ・石垣上部に人が立ち入る建物が建てられているもの

＜文化財的価値＞

- ・石垣上部に重要文化財建造物が建てられているもの
- ・崩落した場合、石垣の積み方等の技法を失ったり、築石等を破損する、重要な遺構を失うなど、文化財的価値を大きく損なう可能性があるもの

＜社会的条件＞

- ・隣地、公道等に隣接し、崩落した場合被害を及ぼす恐れがあるもの
- ・崩落した場合、立地、規模、費用面等から復旧が容易でないもの

＜修理＞

- ・修理を実施するもの、またその予定があるもの

＜修理履歴＞

- ・過去に修理を実施した履歴があるもの、その可能性があるもの

＜その他＞

- ・その他、特に必要と認められるもの

なお、診断の対象外となるものについても可能な範囲で健全性の確保、性能の向上等に努めるのが望ましい。

4. 診断方針

耐震診断は「予備診断」、「基礎診断」、「専門診断」の三段階からなる。

「予備診断」は主に外観目視・簡単な計測等から基礎診断の必要性の有無を判断するものである。

「基礎診断」は、調査により石垣の形状、性状を把握した上で実施する診断である。

示力線法、試行くさび法、円弧すべり法等を用い診断を行う。

「専門診断」は、より詳細な解析等を用いて行う診断である。基礎診断以上の解析が特に必要な場合に適用される。

基本的な進め方は、「予備診断」から「基礎診断」を行い、結果により補強等の対策を検討する。「専門診断」は特に必要と認められる場合に実施する。

熊本城においては、修理等必要な石垣については、「予備診断」を行わず「基礎診断」以降に進むことができることとし、予備診断については、修理等の必要のない石垣に必要な応じて適用することとする。

5. 診断の手法

(1) 予備診断

予備診断は、基礎点項目（石垣の形状、過去の履歴）と変状点項目（築石の変状）それぞれについて評点を算出し、評点を参考に総合的な評価を行うものとする。

詳細は別途予備診断実施要領を示す。

判定は、以下のいずれかの判定を行う。

ア 石垣がおおむね安定しているとみなされる。

（基礎点項目、変状点項目いずれも良好）

イ 石垣が変状により不安定になっている可能性が高く、修理、基礎診断、管理・活用方法の改善措置を行う必要がある。

（変状点項目のみに問題あり）

ウ 石垣が不安定である可能性があり、速やかに基礎診断を実施する必要がある。

（上記以外）

(2) 基礎診断

基礎診断は、調査、診断、判定からなる。以下に概要を示すが、詳細は別途基礎診断実施要領を示す。

①調査

調査を行い、石垣の診断に必要な情報を抽出する。

②診断

以下の安定性評価を行う。

- (1) 築石の安定性評価（転倒、滑動）（示力線による）
- (2) 石垣根入れ部の安定性評価（転倒、滑動、支持力）
- (3) 石垣背面全体の安定性評価（円弧すべり解析）

③判定

以下のいずれかの判定を行う。

- A：石垣が大地震に対し概ね安定しているとみなされる。
- B：石垣が大地震に対し不安定になる恐れがある。
- C：石垣が大地震に対し著しく不安定で、対策の必要がある。

Aと判定されたものは、特段の措置は必要ないが、念のため対処方針の策定を行っておくのが望ましい。

Bと判定されたものは、継続的なモニタリングと、対処方針の策定を行う。

Cと判定されたものは、崩落している場合は修理に伴い補強を行う。崩落していない場合でも補強を行うか、補強が出来ない場合は安全対策工の設置や、対処方針の策定を行う。

(3) 専門診断

基礎診断以上の手法が特に適切と判断される場合に適用される。

基礎診断は二次元断面での静的な力による検討であり、例えば三次元的効果を考慮したり、動的な効果を検証する場合に適用が想定される。

手法としては、電算機内でのモデル化による解析、模型実験による実検証等が想定される。

しかし現在のところモデル化及びパラメーターの設定等に課題があり、定性的な性状の理解には有益だが、定量的な判断ができる段階にないなど、まだ手法確立には至っていない。そのため、専門診断を用いる場合は、土木工学専門家を加えた委員会等により妥当性を検証し判断する。

6. 補強

耐震診断の結果、補強が必要と判定されたものは、補強を行う。

補強は、文化財としての石垣の価値に配慮し、価値を極力損ねることのない方法で行う。

配慮すべき原則は、以下のとおりである。しかし、実際はこれらの原則を完全に遵守して補強を行うのはほぼ不可能で、それぞれの原則が相反する場合も多い。そのため、原則に極力配慮しつつ、価値に与える影響が最小限となるよう最もバランスの良い方法を選択する。

- 形態・意匠を損なわないこと
- 元の部材を傷めず、取り替える場合は材料、材質を変えないこと
- 補強方法が可逆的であること
- 補強部材が元の部材と区別可能であること

○最小限の補強であること

○全体の構造（機能）を尊重すること

補強の設計は、基礎診断の手法あるいは工学的に適切な方法で補強効果を確認する。

補強方法には大きく分けて積み直しを伴うものと、積み直しを伴わないものがあり、その他地山補強、基礎補強がある。現在実施事例がある、あるいは提案されている補強方法を以下に示す。

＜積み直しを伴うもの＞

- ・盛土改良（良質土による改良、セメント・石灰による改良）
- ・栗石改良（粒度調整、栗石の洗浄、栗石の手詰め（密度、摩擦力の改善））
- ・築石改良（押さえ石、介石補強、破損石材等の交換、間詰石補強）
- ・ジオテキスタイル工による補強（盛土部、栗石部）
（ジオグリッド、新型ジオグリッド等）

＜積み直しを伴わないもの＞

- ・間詰石補充工
- ・盛土、石垣、蛇籠等による押さえ工
- ・鉄骨等別構造による押さえ工
- ・鉄筋挿入工法
- ・筒状固結アンカー工法（鉄筋挿入＋ウレタン注入により栗石部を筒状に改良する工法）

＜地山補強＞

- ・グラウンドアンカー工法
- ・地盤改良工法
- ・抑止杭工法
- ・矢板工法

＜基礎補強＞

- ・胴木付加、木製杭設置
- ・コンクリート基礎設置
- ・抑止杭工法

7. 安全対策工

石垣の補強が困難な場合は、人的安全性確保が必要な場所に安全対策工の設置を行う。

安全対策工には、石垣崩落そのものに対する安全対策工と、石垣が崩落しても上部の建造物の崩落を防止し人的安全を確保する基礎工法がある。

石垣崩落そのものに対する安全対策工は、鉄骨や木材等の別構造材で石を押さえる、あるいは受け止める補強材、細かな石の崩落を押さえるネット等が考えられる。

上部の建造物の崩落を防止する基礎工法は、石垣が崩落しても上部の構造物を支えられるような新たな基礎構造物の設置や、建物足元側での構造補強などが考えられる。

これらも、補強同様に被害の想定とそれに対する工学的に適切な方法で検証を行い、価値に与える影響が最小限となるよう最もバランスの良い方法を選択する。

8. 対処方針の策定

石垣の補強が困難でかつ安全対策工の設置も難しい場合は、活用方法の見直しを行う対処方針の策定を行う。

活用方法の見直しは、石垣上部、石垣上部の建物に立ち入らない、石垣下部前面の崩落想定範囲への接近を防止する。などが想定される。

立ち入り禁止範囲は、過去の崩壊履歴や診断での最大崩壊範囲などから適切に設定する。

9. その他留意事項

(1) 経過的措置

根本的な対策が速やかに実施出来ない場合は、経過措置として、少しでも被害を軽減させる補強（経過的補強）の実施を検討する。

ただし、経過的措置はあくまで暫定的な措置なので、実施後も引き続き適切な対策を目指すものとする。

(2) 石垣の管理

『石垣整備のてびき』に倣い以下の管理に努める。

適切な管理のためには、石垣カルテや測量、撮影等のデータの作成はまず必要だが、これらのデータを随時更新していくことが重要である。

- ・日常的な観察（間詰石の落下、クラックゲージ等のチェック、デジタルカメラによる定期的な撮影・データ保存）
- ・維持管理（除草・樹木管理、排水）
- ・石垣カルテの作成・追加更新

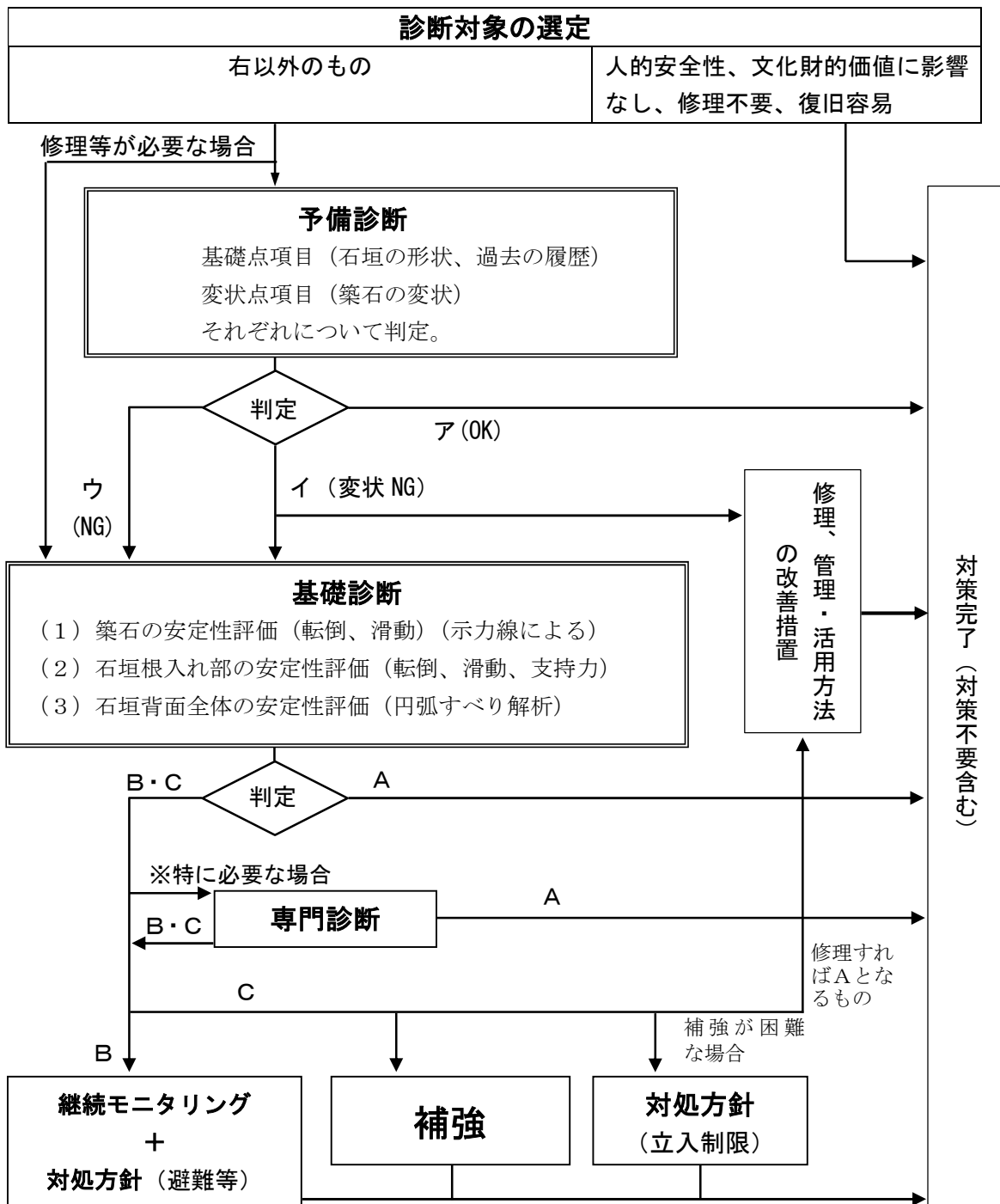
加えて、崩落等の後に速やかな復旧のために、特に以下を実施するのが望ましい。

- ・三次元測量データの収集・整理
- ・地盤調査データの収集・整理

(3) 記録と公開

診断、補強、対策の経緯は記録を作成し、公開に努める。

<石垣の耐震診断の進め方>



<凡例>

予備診断

ア 石垣がおおむね安定しているとみなされる。
イ 石垣が変状により不安定になっている可能性が高く、修理、基礎診断、管理・活用方法の改善措置を行う必要がある。
ウ 石垣が不安定である可能性があり、速やかに基礎診断を実施する必要がある。

基礎診断・専門診断

A：石垣が大地震に対し概ね安定しているとみなされる。
B：石垣が大地震に対し不安定になる恐れがある。
C：石垣が大地震に対し著しく不安定で、対策の必要がある。

熊本城石垣予備診断実施要領（案）

<基本情報> 欄に記述し、選択肢は該当するものに○印を付す。

石垣番号		
地区名		
石垣面位置	曲輪 / 天守台 / 櫓台 / 門台 / 塀台 / 虎口 / 通路側壁 / 濠側壁 / 石段 / 土留 / その他（具体的に	
構造規模	地盤	I 種 / II 種 / III 種 / 不明、 岩 / 地山 / 堆積層 / 盛土、丘陵 / 平地 / 旧谷地 / 旧河川
	造成	旧地形まま / 切土部 / 盛土部
	石垣延長	天端 m、下端 m
	石垣高さ	左 m、中央 m、右 m
	勾配	度（隅・左部/左/中央/右/隅・右部）、反りの有無（有 / 無）
	面積	m ²
積み方	隅部	算木積 / 非算木積み / その他
	平部	乱積み / 布崩し積み / 布積み / 谷積み
石材	形状	野面石 / 割石 / 切石 / 間知石（空積み・練積み） / その他
	面加工	切込ハギ / 打込ハギ / その他
	石質	花崗岩 / 安山岩 / 凝灰岩 / 砂岩 / その他
	控長	m
石垣タイプ	石塁 / 半石塁 / 非石塁	
年代	/ 不明	
被災の履歴	あり / なし / 不明 → ありの場合は下に具体的に記入	
改修の履歴	あり / なし / 不明 → ありの場合は下に具体的に記入	
用途区分	石垣上：建造物（有（文化財 / 復元 / その他） / 無） 立ち入り（可 / 不可）（常時 / 時々 / 一時のみ） （不特定多数 / 不特定少数 / 関係者のみ / 無） 石垣下：平地 / 道路・隣地等近接 / 空堀 / 水堀 / 建造物 立ち入り（可 / 不可）（常時 / 時々 / 一時のみ） （不特定多数 / 不特定少数 / 関係者のみ / 無）	

<予備診断>

予備診断は、基礎点項目（石垣の形状、過去の履歴）と変状点項目（築石の変状）それぞれについて評点を算出し、評点を参考に総合的な評価を行うものとする。

1. 基礎点項目（該当する区分に○印を付し、評点の計を求める。）

診断項目	評点	特記事項
a. 石垣の形状		
ア 石垣タイプ（注1 参照）		
① 非石塁（栗石層＋地山）	0	
② 非石塁（栗石層＋盛土）	1	
③ 半石塁（栗石層＋地山）	1	
④ 半石塁（栗石層＋盛土）	2	
⑤ 半石塁突出形（突出しているもの）	3	
⑥ 石塁（栗石＋盛土）	2	
⑦ 石塁（栗石のみ）	3	
⑧ 栗石なし、盛土のみ	3	
⑨ 不明	3	
イ 石垣の高さ、勾配		
石垣の形状は、高さ、勾配の組み合わせで評点を算出する。		
勾配は、全体平均、もしくは上部1／3の勾配いずれか急な方を採用する。		
① 高さ2 m未満 かつ勾配85°以上	2	
かつ勾配85°以下	0	
② 高さ2 m以上4 m未満		
かつ勾配85°以下	2	
かつ勾配80°以下	0	
③ 高さ4 m以上6 m未満		
かつ勾配85°以下	2	
かつ勾配73°以下	1	
かつ勾配70°以下	0	
④ 高さ6 m以上10 m未満		
かつ勾配80°以下	2	
かつ勾配70°以下	1	
かつ勾配65°以下	0	
⑥ 高さ10 m以上16 m未満		
かつ勾配75°以下	2	

かつ勾配 7 0° 以下	1	
かつ勾配 6 5° 以下	0	
⑦ 高さ 1 6 m以上かつ勾配 7 5° 以下	2	
かつ勾配 6 5° 以下	1	
かつ勾配 6 0° 以下	0	
④ 上記以外	3	
b. 過去の履歴		
ア 被災履歴		
① 常時、大雨、地震等による被災の記録はない。	0	
② 過去に常時、大雨、地震等により崩れた記録がある。	2	
③ 不明。	2	
イ 修理履歴		
① 過去に修理を行った記録はない。	0	
② 過去に修理を行った記録、あるいは痕跡がある。	2	
③ 不明。	2	
合計	点／（3点以上NG）	

2. 変状点項目（該当する区分に○印を付し、評点の計を求める。）

診断項目	評点	特記事項
a. 築石の変状		
ア 緩み		
① 見られない。	0	
② 若干の緩みがある。	1	
② 緩みが著しい。	4	
イ 孕み		
① 見られない。	0	
② 若干（局所的に孕みだし指数 6 未満）	1	
③ 局所的な孕みが著しい（孕みだし指数 6 以上）。	4	
④ 全体的な孕みが見られる。	4	
ウ 割れ、抜け落ち、崩れ		
① 見られない。	0	
② 石材の割れ、抜け落ちが		

若干見られる。	1	
③ 石材の割れ、抜け落ち、 崩れが著しい。	4	
b. 周辺の変状		
ア 天端栗石部の沈下、地割れ		
① 見られない。	0	
② 天端の沈下が見られる。	1	
③ 天端周辺に地割れがある、 地割れが入ったことがある。	3	
イ 基礎部の沈下		
① 見られない。	0	
② 基礎部の沈下が見られる。	3	
c. 変状の進行状況		
① 観測を行っており、変化が無い。	0	
② 観測を行っていないが、目視で 大きな変化が無い。	1	
③ 観測を行っており、変状が 進行している。	4	
④ 観測を行っていないが、明らかに 変状が進行している。	4	
d. 湧水		
① 表面が乾いている。	0	
② 水がしみ出す/草が生えている。	1	
③ 水が流れ出している。	3	
合計	点／（4点以上NG）	

3. 判定

(いずれかに○印をつけ、所見があれば備考に付記すること。)

ア 石垣がおおむね安定しているとみなされる。

(基礎点項目 0～2 点かつ変状点項目 0～3 点)

イ 石垣が変状により不安定になっている可能性が高く、修理、基礎診断、管理・活用方法の改善措置を行う必要がある。

(基礎点項目 0～2 点かつ変状点項目 4 点以上)

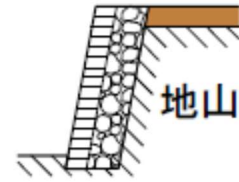
ウ 石垣が不安定である可能性があり、速やかに基礎診断を実施する必要がある。

(基礎点項目 3 点以上または変状点項目 4 点以上)

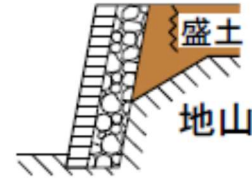
(備考)

注1 石垣タイプの分類は以下のとおり。

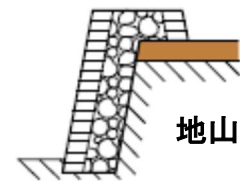
- ① 非石塁（栗石層＋地山）・・・石垣が築石と栗石層からなり、背面側の地面より立ち上がりがなく、背面が地山で構成されているもの。



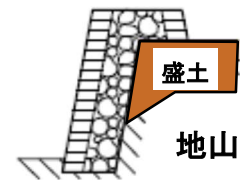
- ② 非石塁（栗石層＋盛土）・・・石垣が築石と栗石層からなり、背面側の地面より立ち上がりがなく、背面が盛土で構成されているもの。



- ③ 半石塁（栗石層＋地山）・・・石垣が背面側の地面より立ち上がりがあり、背面が地山で構成されているもの。



- ④ 半石塁（栗石層＋盛土）・・・石垣が背面側の地面より立ち上がりがあり、背面が盛土で構成されているもの。

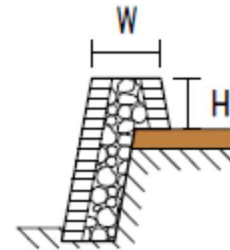


- ⑤ 半石塁突出形（突出しているもの）・・・石垣が背面側の地面より立ち上がりがあり、立ち上がり部の条件が以下のいずれかに該当するもの。

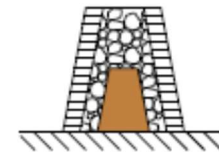
a. 天端幅 $W \leq 5\text{m}$ 以内のもの

b. 背面側石垣高さ $H \geq 5\text{m}$ 以上のもの

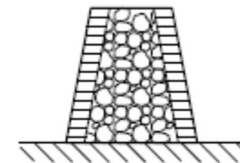
c. $H/W \geq 1.0$ のもの



- ⑥ 石塁（栗石＋盛土）・・・石垣の内部が栗石と芯となる盛土で構成されているもの。



- ⑦ 石塁（栗石のみ）・・・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、両面が築石で構成されるものに多い。



- ⑧ 栗石なし、盛土のみ・・・築石の背後に栗石層がなく、盛土表面に直接積み上げたもの（旧土塁の表面保護のようなもの）

- ⑨ 不明・・・わからないもの。

熊本城石垣基礎診断実施要領（案）

第1章 総 則

第1節 適用範囲

基礎診断の対象とする石垣は、予備診断の結果基礎診断が必要と判定されたものとする。

第2節 調査

調査を行い、石垣の診断に必要な情報を抽出する。解体修理、積み直しを行う場合は、詳細なデータが採取可能だが、解体を伴わない場合は、極力非破壊の手法で行うのが望ましい。ボーリング調査等やむを得ない場合は極力影響する範囲を小さくするようにする。

＜必要な情報＞

- ・石垣断面図の作成
- ・地盤種別（石垣下部）
- ・各パラメータの設定 など。

＜調査方法＞

- ・地盤調査（ボーリング調査、表面波探査）
- ・実測調査（実測、地中レーダー、弾性波探査）
- ・構造調査（トレンチ、地中レーダー） など。

第3節 診 断

1 診断手法

以下の三段階の安定性評価を行う。

- （1）築石の安定性評価（転倒、滑動）（累積示力線による）
- （2）石垣根入れ部の安定性評価（転倒、滑動、支持力）
- （3）石垣背面全体の安定性評価（円弧すべり解析）

（1）は、築石の転倒、滑動に対する検討を累積示力線法を用いて行うものであり、診断方法の詳細は第2章に示す。

（2）は、石垣根入れ部の転倒、滑動、支持力に対する検討を行うものであり、診断の詳細は第3章に示す。

（3）は、石垣背面全体の検討を円弧すべり解析を用いて行うものであり、診断の詳細は第4章に示す。

熊本城石垣においては、現況に鑑み以下のように運用する。

- (1) は必ず実施する。
- (2) は、全体的に根入れ部の安定性に起因する破損、変状が確認されないことから、特に必要と判断されるときのみ実施する。
- (3) は、背面盛土地形で、石垣上部地盤で栗石層境より内側にクラックが見られなど変状等により円弧すべりが懸念される場合、その他必要と判断される場合に実施する。

2 診断位置及び断面

診断の位置及び断面は、石垣の中でも最大の高さを有し、石垣全体を代表する断面で行う。ただし、必要に応じ他の断面における結果も併記する。

3 診断用物性値

石垣の安定解析、背面土の安定解析及び石垣の変形解析に用いる解析用物性値の設定にあたっては、実際に行った調査等から得られた値や、既往の実験値などを総合的に評価して用いる。

4 上載荷重の設定

石垣上に櫓等の建物が建つなど櫓等の荷重が常時存在する場合は、地震時であってもその荷重を考慮する。

5 設計地震動

設計水平震度は、**式-1** により算出するものとする。

地域係数は考慮しない。

$$k_h = k_{h0} \quad \dots \text{式-1}$$

k_h : 設計水平震度

k_{h0} : 標準設計水平震度(累積示力線の場合は**表-1** 参照)

城壁の石垣の場合は、底面と天端では明らかに地震動による増幅がある。累積示力線を用いた、熊本城での被害解析から、地盤毎の中・大規模地震動での設計水平震度を設定したものである。ここでの地盤の種別は、石垣の下部の地盤状況で設定するものだが、熊本城石垣においては基本的にⅡ種地盤のものを採用する。

ただし、盛土の円弧滑りに対する設計水平震度は、地盤の種別に関係なく中規模地震動で0.2、大規模地震動で0.25とする。

表-1 標準設計水平震度 (k_{h0}): 累積示力線の場合

	地盤の種別		
	I 種	Ⅱ 種	Ⅲ 種
中規模地震動	0.12	0.15 【0.20】	0.18
大規模地震動	0.16	0.20 【0.25】	0.24

注): 盛土の設計水平震度は、地盤の種別なく、【 】の値を採用する。

第4節 判 定

1 判定

以下のいずれかの判定を行う。

A：石垣が大地震に対し概ね安定しているとみなされる。

B：石垣が大地震に対し不安定になる恐れがある。

C：石垣が大地震に対し著しく不安定で、対策の必要がある。

Aと判定されたものは、特段の措置は必要ないが、念のため対処方針の策定を行っておくのが望ましい。

Bと判定されたものは、継続的なモニタリングと、対処方針（避難等）の策定を行う。

Cと判定されたものは、崩落している場合は修理に伴い補強を行う。崩落していない場合でも補強を行うか、補強が出来ない場合は安全対策工の設置や、対処方針（立入制限）の策定を行う。

2 判定の目安

判定は以下の設計水平震度を目安とし、総合的に判断を行う。累積示力線による比較で $k_h=0.20$ 以上は崩落及びはらみ等が生じていない範囲、 $k_h=0.16$ 以上は崩落していない範囲より設定した。

Aの範囲：（１）（２）に対して $k_h=0.20$ 以上で安定、（３）に対して安定。

Bの範囲：（１）または（２）に対して $k_h=0.16$ 以上以上 $k_h=0.20$ 未満で安定、かつ（３）に対して安定。

Cの範囲：（１）（２）いずれか $k_h=0.16$ で不安定、または（３）に対して不安定。

第5節 対処方法の検討

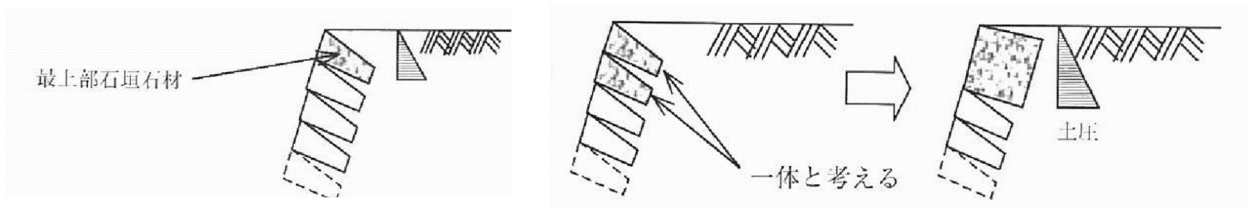
基礎診断の結果に基づいて対処方法の検討を行う。対処方法は補強、安全対策工の設置、対処方針の策定がある。検討にあたっては「熊本城石垣耐震診断指針」6から8に示す事項に留意する。

なお、補強や安全対策工の設置にあたっては基礎診断の手法またはその他適切な手法により性能を確認する。

第2章 築石の安定性評価（転倒、滑動）（累積示力線による）

第1節 石垣に作用する土圧の算定

石垣最上部の石垣石材に作用する土圧を算定する。石垣に作用する土圧 P_a は以下に示す「改良試行くさび法」により算定する。改良試行くさび法とは、すべり面と壁体（石垣）に囲まれた土くさびの限界平衡状態において、力の釣り合いにより土圧を求め、すべり面を変化させることにより求められた最大値を土圧とするものである。



(1) 石材1個に対する土圧

(2) 複数の石材に対する土圧

図-1 石垣石材に作用する土圧を算定方法

第2節 個々の石材の安定検討（転倒、滑動）

a. 個々の石材に対しては、以下の解析を行う。

- ① 転倒に対する検討
- ② 滑動に対する検討

b. 前述①②の安定検討を実施する。

① 転倒については、累積示力線法を用いて評価を行い、② 滑動については安全率で評価する。

c. 安定が確保されていれば、下の石材とその上部の石材は一体と考え、この一体の石材に作用する土圧を算定する。

d. 一体と考えた石垣に対して前述①②の安定検討を実施する。

e. 以下順次、1段下の石材を組み入れながら、繰り返し検討を実施する。

第3節 累積示力線による安定性評価

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^{1),2)}。示力線は、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。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えない。

そこで、橋本・近藤らは、図-1に示すように試行くさび法により1段ごとに積み勾配

が異なる積み石に作用する土圧を算定し、土圧と石垣の自重による合力の軌跡から示力線を求める累積示力線法³⁾を考案した。石垣に作用する常時及び地震時の土圧、荷重合力の作用点までの距離 d は、式-2~4 から算定する。

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

$$Pae_n = \frac{We \cdot \sin(\omega_n - \phi + \theta) - \sum \{Pae_i \cdot \cos(\omega_n - \phi - \delta - \alpha_i)\}}{\cos(\omega_n - \phi - \delta - \alpha_n)} \quad \dots \text{式-3}$$

$$d_i = \sum (M_i / V_i) \quad \dots \text{式-4}$$

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、 kh ：水平震度、 L ：積み石の法長、 d ：荷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。

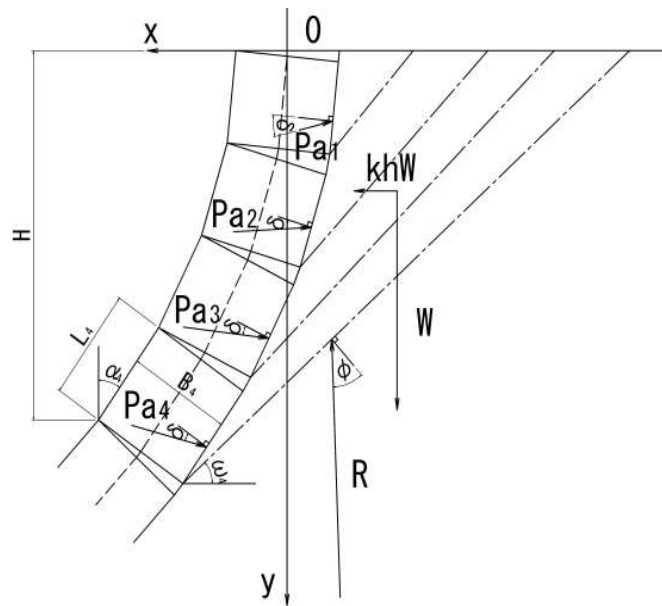


図-2 累積示力線法の計算モデル

参考文献

- 1)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
- 2)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
- 3)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.

第3章 石垣根入れ部の安定性評価（滑動、転倒、支持力）

第1節 概要

石垣根入れ部に対する検討は、個々の石材の検討と同様に、基礎と石垣を含めた全体を一体の擁壁と見なし、以下の項目に対し実施する。

- ①滑動に対する検討
- ②転倒に対する検討
- ③支持力に対する検討

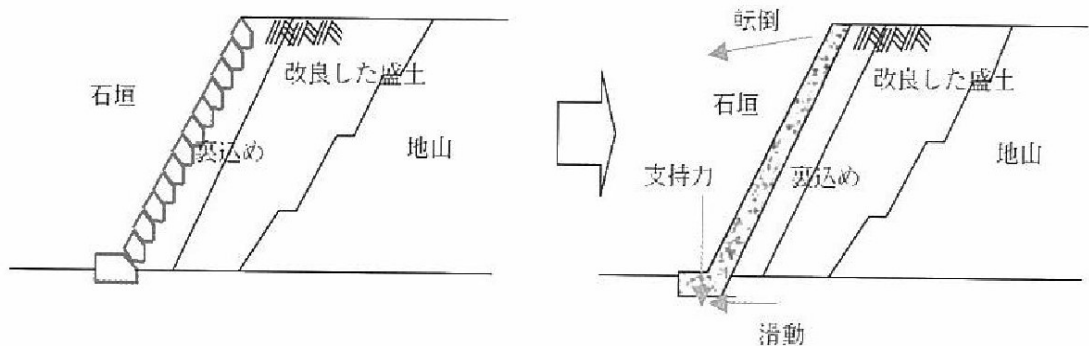


図-3 石垣根入れ部の安定検討の考え方

転倒、滑動、支持力に関する検討方法を以下に示す。

第2節 転倒に対する検討

転倒に対する安全率の計算では、通常の宅地・道路等において受働側の掘削される恐れがあることから、考慮しない。しかし、城壁においては石垣前面が掘削されることは少なく、根石が深いために「道路土工 擁壁工指針」（平成24年7月 社団法人日本道路協会）を参考に受働土圧を考慮することが考えられる。同指針では、「一般に受働土圧を考慮できる仮想地盤面は、現地盤面または計画地盤面より1m以上深い位置に設定することが望ましいとしている。受働土圧が発揮される地盤変位は主働土圧に比べて大きいので、算出した受働土圧におおむね0.5を乗じた値を前面地盤の抵抗力としている。」記載されている。そこで、修復後では、受働土圧の1/2のみを設計的に考慮する。修復前については石垣前面に生じている変形が大きいと考えられるため全受働土圧を考慮する。ただし、城壁石垣の前面が水面・道路で洗掘・掘削される恐れがある場合や築堤されている場合は、考慮しないことが望ましい。

次式は、受働側を考慮した場合の算定である。

$$\text{修復前：} F_s = \frac{\text{転倒に対する抵抗力}}{\text{転倒力}} = \frac{\Sigma Mr + Mr'}{\Sigma Md} \geq F_{sa} \quad \dots \text{式-5}$$

$$\text{修復後：} F_s = \frac{\text{転倒に対する抵抗力}}{\text{転倒力}} = \frac{\Sigma Mr + 0.5Mr'}{\Sigma Md} \geq F_{sa} \quad \dots \text{式-6}$$

ここに、

F_s : 転倒に対する安全率

ΣM_r : 転倒に抵抗しようとするモーメント ($\text{KN} \cdot \text{m}/\text{m}$) $= \Sigma V_i \times a_i$

ΣM_d : 転倒させようとするモーメント ($\text{KN} \cdot \text{m}/\text{m}$) $= \Sigma H_j \times b_j$

V_i : 石垣作用力及び自重の鉛直成分 (KN/m)

A_i : 石材底面つま先と V_i の作用点との水平距離 (m)

H_j : 石垣作用力の水平成分 (KN/m)

B_j : H_j の作用点の石材底面からの高さ (m)

M_r' : 受働土圧による抵抗モーメント

F_{sa} : 転倒に対する許容安全率

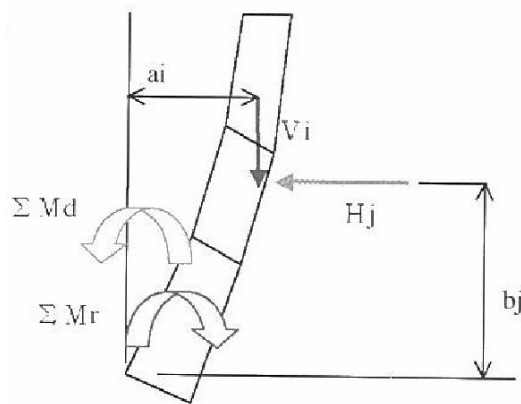


図-4 石垣根入れ部の安定検討の考え方

常時、大地震時の転倒による安全率を表-2 に示す。

表-2 転倒による安定条件

	安全率
常時	1.5
大地震時	1.0

第3節 滑動に対する検討

滑動に対する安全率は、『道路土工 擁壁工指針』（平成 24 年 7 月 社団法人日本道路協会）に基づき、修復前については石垣前面に生じている変形が大きいと考えられるため全受働土圧を考慮し、修復後では規準に則り受働土圧が発揮される変位は主働土圧に比べて小さいため受働土圧の 1/2 のみを設計的に考慮する。

次式は、受働側を考慮した場合の算定である。

$$\text{修復前：} F_s = \frac{\text{滑動に対する抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{R_v \mu + C_B B + P_p}{R_H} \geq F_{sa} \quad \dots \text{式-7}$$

$$\text{修復後：} F_s = \frac{\text{滑動に対する抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{R_v \mu + C_B B + 0.5 P_p}{R_H} \geq F_{sa} \quad \dots \text{式-8}$$

ここに

F_s ：滑動に対する安全率

R_v ：石材底面における法線方向成分荷重 (KN/m)

R_H ：石材底面における接線方向成分荷重 (KN/m)

μ ：石材と石材（基礎地盤）の間の摩擦係数

C_B ：石材と石材（基礎地盤）の間の粘着力 (KN/m)

B ：石材底面の底面幅(m)

P_p ：受動土圧

F_{sa} ：滑動に対する許容安全率

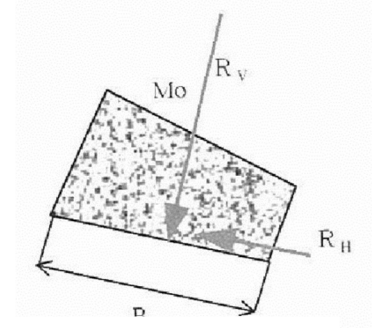


図-5 石垣根入れ部の滑動の考え方

表-3 に常時、大地震時の滑動に対する安全率 (F_s) を示す。

表-3 滑動による安全率 (F_s)

	安全率 (F_s)
常時の土圧	1.5
大地震の土圧	1.0

第4節 支持力に対する検討

i) 支持力式と支持力係数

極限鉛直支持力度を算定するための支持力式を式-9 に示す。この式は、従来のテルツァーギの式に、荷重の傾斜・偏心を考慮し修正した式となっている。ただし、地震時に液状化するおそれのある地盤の場合には、詳細な土質調査を行い、構造物に及ぼす有害な影響が生じないように十分な検討を要する。

$$q_u = (i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q) \quad \dots \text{式-9}$$

q_u ：単位面積あたりの極限鉛直支持力度 (k N/m²)

ここに、

N_c, N_γ, N_q ：支持力係数 (図-6、表-4 参照)

C ：支持地盤の粘着力 (k N/m²)

γ_1 ：支持地盤の単位体積重量 (k N/m³)

γ_2 ：根入れ部分の土の単位体積重量 (k N/m³)

(γ_1, γ_2 には、地下水位以下の場合には水中単位体積重量を用いる)

α, β : 基礎形状係数 (擁壁の形状係数は「連続」を採用する、表-5 参照)

B : 基礎幅 (m)

D_f : 根入れ深さ (m),

i_c, i_γ, i_q : 荷重の傾斜に対する補正係数

$$i_c = i_q = (1 - \theta/90)^2 \quad \dots \text{式-10}$$

$$i_\gamma = (1 - \theta/\phi)^2 \quad (\text{ただし、} \theta > \phi \text{ の場合には } i_\gamma = 0) \quad \dots \text{式-11}$$

ϕ : 土の内部摩擦角 ($^\circ$)

θ : 荷重の傾斜角 ($^\circ$)

$\tan \theta = R_H / R_V$ (R_H : 水平荷重、 R_V : 鉛直荷重) で、かつ $\tan \theta \leq \mu$ [μ は基礎底面の摩擦係数]

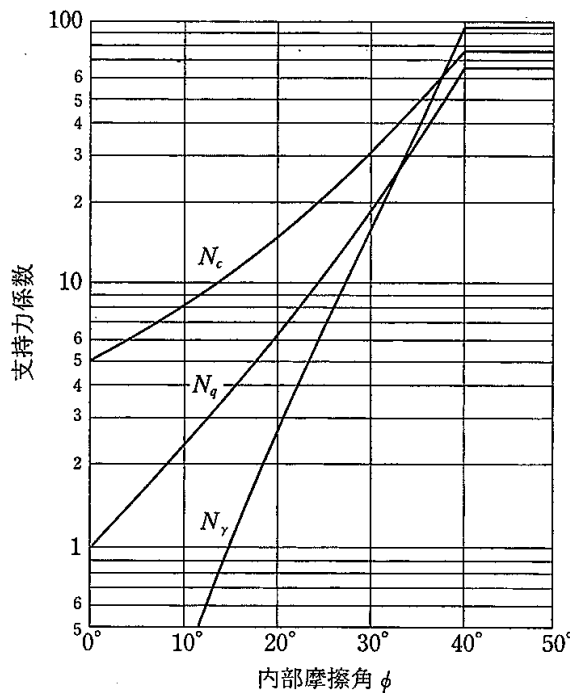


表-4 支持力係数

(出典:「建築基礎構造設計指針」、
(社)

日本建築学会、2019 年 11 月)

ϕ	N_c	N_q	N_r
0°	5.1	1	0.0
5°	6.5	1.6	0.1
10°	8.3	2.5	0.4
15°	11.0	3.9	1.1
20°	14.8	6.4	2.9
25°	20.7	10.7	6.8
28°	25.8	14.7	11.2
30°	30.1	18.4	15.7
32°	35.5	23.2	22
34°	42.2	29.4	31.1
36°	50.6	37.8	44.4
38°	61.4	48.9	64.1
40° 以上	75.3	64.2	93.7

図-6 支持力係数と内部摩擦角 ϕ の関係

(出典:「建築基礎構造設計指針」、

(社) 日本建築学会、2019 年 11 月)

表-5 形状係数

(出典：「建築基礎構造設計指針」、(社) 日本建築学会、2019 年 11 月)

基礎底面の形状	連 続	正 方 形	長 方 形	円 形
α	1.0	1.2	$1.0 + 0.2 \frac{B}{L}$	1.2
β	0.5	0.3	$0.5 - 0.2 \frac{B}{L}$	0.3

(注) B：長方形の短辺の長さ

L：長方形の長辺の長さ

また、常時、地震時における許容支持力度は式-12 により計算する。

$$q_a = \frac{q_u}{F_s} \quad \dots \text{式-12}$$

ここに、 q_a ：地盤の許容支持力度 (k N/m²) q_u ：地盤の極限支持力度 (k N/m²) F_s ：地盤の支持力に対する安全率 (表-6 参照)

支持力に対する安全率 (F_s) は、表-6 に示すように、平成 13 年 7 月に改正された建築基準法施行令第 93 条に関連する国土交通大臣告示第 1113 号により、極限支持力に対する常時 (長期許容)、中地震時 (短期許容) の値が規定されている。また、大地震時は、他の安定計算と同様の 1.0 と設定した。

表-6 支持力に対する安全率 (F_s)

	安 全 率 (F_s)
常 時 (長期許容支持力)	3.0
中地震時 (短期許容支持力)	$2/3 = 1.5$
大地震時 (極限支持力)	1.0

第4章 石垣背面全体の安定性評価（円弧すべり解析）

第1節 概要

石垣、裏込め、背面盛土、地山を含めた石垣構造全体の土層断面に対し、円弧滑り解析を実施し安定性を確認する。

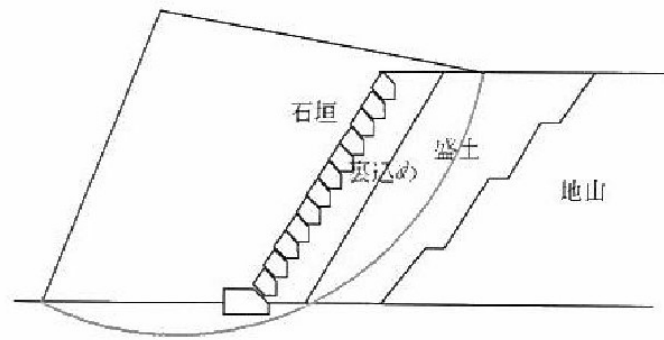


図-7 石垣背面全体の円弧すべりの考え方

円弧滑り解析は次式により安全率を求める。

$$\text{安全率} : F_s = M_r / M_d \quad \dots \text{式-13}$$

ここに

M_r : 土のせん断抵抗によって生じる抵抗モーメント (KN・m)

$$M_r = M_{ro} + M_{rc}$$

M_{ro} : 摩擦抵抗モーメント (KN・m)

M_{rc} : 粘着抵抗モーメント (KN・m)

M_d : 堤体自重、上載荷重、地震力によって生じる転倒モーメント (KN・m)

$$M_d = M_{d1} + M_{d2}$$

M_{d1} : 堤体自重、上載荷重、残留水により生じるもの (KN・m)

M_{d2} : 地震力により生じるもの (KN・m)

第2節 円弧滑り面法

のり面の地震時安定性の検討は、式-14～16 に示す設計水平震度を考慮した円弧滑り面法（修正フェレニウス法）によることを標準とする。スウェーデン式における土塊の有効荷重は、計算上、負の抵抗応力となる場合もあるため、修正フェレニウス法を用いることとする。また、対策工の検討を行うことを考慮して、式に対策工の抵抗力（抑止力）を加えた。ただし、予想される滑り面が円弧でない場合等においては、複合滑り面等を設定し修正フェレニウス法以外のより適切な式があればそれを用いることが望ましい。

震度法により地震荷重を求め、安定性を評価する場合においては、

- ① 滑り面形状のとり方
- ② 安定計算の計算式の選定法
- ③ 震度の設定方法及び地震力の作用位置のとり方
- ④ 地震時の土の強度定数の変化

について確立された設計法は存在しないが、ここでは最も一般的である円弧滑り面を仮定した震度法による安定計算式について説明する。ただし、予想される面が円弧でない場合には、複合面法等により計算することが必要である。

ここでは、地震力の作用位置は各分割片の重心としている。

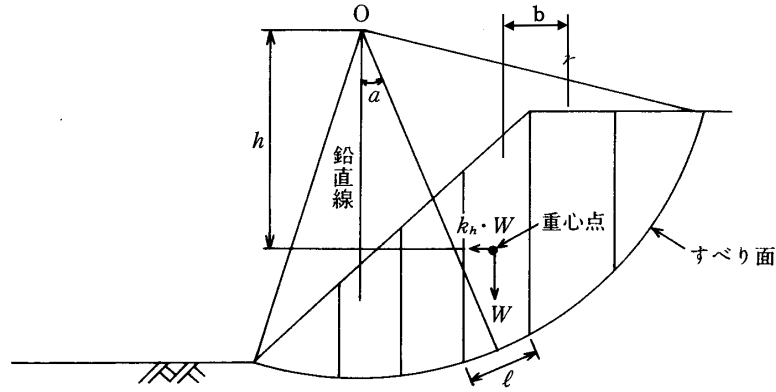


図-8 円弧滑り面法における各分割片に働く力（地震時）

地震と豪雨が重なることは少ないので、地震時には豪雨による浸透水を考慮しないのが一般的である。しかし、盛土内に地下水が存在する等の場合、常時のみでなく地震時においてものり面の安定性を著しく損なう恐れがあるため、地下水位の設定には十分注意する必要がある。石垣の地震時の安定計算は、盛土内に地下水を分布させないように施工するため、全応力法にて計算を行うことを標準とする。ただし、石垣の背後が盛土地盤で地下水位が常時ある場合については、有効応力法により行う。

〈有効応力法による場合〉

$$F_S = \frac{M'_R + \Delta M'_R}{M'_D} = \frac{r \sum [C' \cdot \ell + \{(W - U) \cos \alpha - k_h \cdot W \cdot \sin \alpha\} \tan \phi'] + P \cdot r'}{\sum (r \cdot W \sin \alpha + k_h \cdot W \cdot h)} \quad \cdot \cdot \text{式-14}$$

間げき水圧の測定を伴う繰り返し三軸試験による場合には、式-14を用いることができる。

$$F_S = \frac{M'_R + \Delta M'_R}{M'_D} = \frac{r \sum (C_u \cdot \ell) + P \cdot r'}{\sum (r \cdot W \sin \alpha + k_h \cdot W \cdot h)} \quad \cdot \cdot \text{式-15}$$

〈全応力法による場合〉

$$F_S = \frac{M'_R + \Delta M'_R}{M'_D} = \frac{r \sum \{C \cdot \ell + (W \cos \alpha - k_h \cdot W \sin \alpha) \tan \phi\} + P \cdot r'}{\sum (r \cdot W \sin \alpha + k_h \cdot W \cdot h)} \quad \cdot \cdot \text{式-16}$$

ここに、 F_S : 安全率（地震時）

M'_R : 地震時の土塊の抵抗モーメント (kN・m/m)

$\Delta M'_R$: 抵抗モーメントの増分

M'_D : 地震時の土塊の滑動モーメント (kN・m/m)

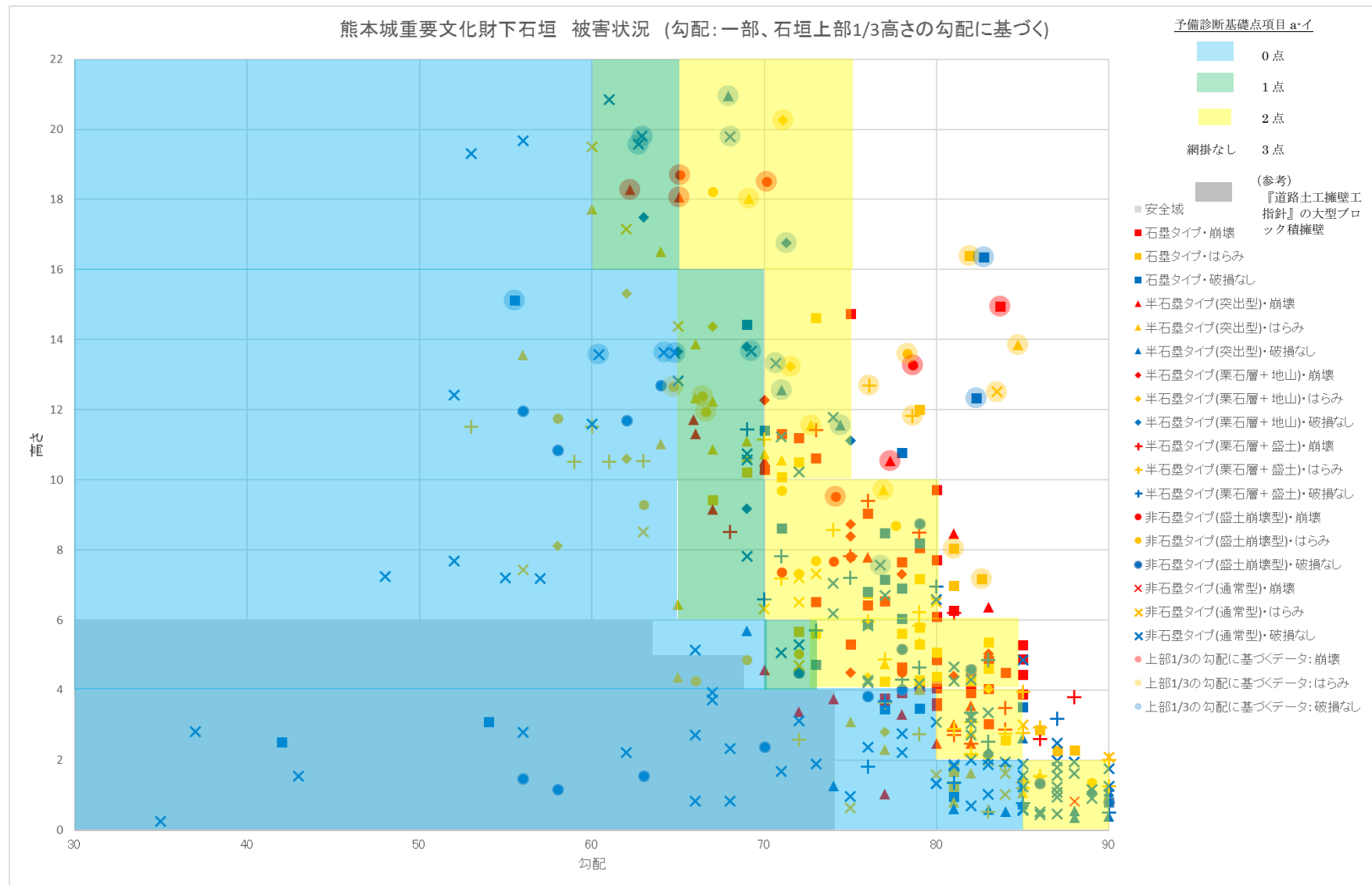
- P : 対策工の抵抗力（抑止力）（ kN/m ）
 注）地滑り抑止杭、グラウンドアンカー工、地下水排除工等の対策によって異なる。
- r : 滑り面の半径（ m ）
- r' : 対策工の工法により決まるモーメントの腕の長さ（ m ）
- W : 各分割片の単位長さ重量（ kN/m ）
- U : 各分割片の滑り面上に働く間げき水圧（ kN/m^2 ）（ $U=u_s+u_e$ ）
- u_s : 静水圧（ kN/m^2 ）
- u_e : 地震動によって発生する過剰間隙水圧（ kN/m^2 ）
- b : 分割片の幅（ m ）
- k_h : 設計水平震度（地震力の作用位置は分割片の重心位置）（第IV章 耐震対策参照）
- α : 各分割片の滑り面の中心と滑り面を円弧とする円の中心とを結ぶ直線が鉛直線となす角度（度）
- h : 各分割片の滑り面を円弧とする円の中心と各分割片の重心との鉛直距離（ m ）
- ℓ : 各分割片の滑り面の長さ（ m ）
- ϕ : 盛土の内部摩擦角（ $^\circ$ ）
- ϕ' : 有効応力に関する盛土の内部摩擦角（ $^\circ$ ）
- C : 盛土の粘着力（ kN/m^2 ）
- C' : 有効応力に関する盛土の粘着力（ kN/m^2 ）
- C_u : 各分割片の滑り面の非排水せん断動的強度

予備診断の試行結果

基礎点項目 a.石垣の形状 について、228 カ所で試算し、判定と地震後の実際の変状を比較。

		石垣数	試行結果
崩壊		109 カ所	すべてウ
はらみ		5 カ所	すべてウ
破損なし		114 カ所	ア…63 カ所(55.3%)、ウ…51 カ所(44.7%)

参考資料



予備診断試行一覧

色付きは上部1/3勾配										基礎点項目			変状点項目		判定	地震後
石垣番号 (橋本先生)	石垣番号 (熊本市)	地区名	石垣部位	高さ	勾配 (平均or上部1/3 急な方)		石垣タイプ	a 石垣の形状		基礎点項目 合計点	変状点項目 合計点					
					ア石垣の背面の状況	イ石垣の高さ、勾配		合計点	判定							
KC7	H569	馬具橋	橋台	8.03		81	石垣		3	3	6	0	ウ	崩壊		
E2	H268	飯田丸五階橋	橋台	14.94		84	石垣		3	3	6	0	ウ	崩壊		
KC3	H260	西橋御門	橋台	4.72		83	石垣		3	2	5	0	ウ	崩壊		
FK1	H167	東十八間橋	橋台	18.27		62.2	半石垣突出型		3	2	5	0	ウ	崩壊		
FK1(背面)	H173	東十八間橋	橋台	9.16		67	半石垣突出型		3	2	5	0	ウ	崩壊		
KC10	H61	西出丸長堀	郭	9.71		76.9	半石垣突出型		3	2	5	0	ウ	崩壊		
KC10(背面)	H85	西出丸長堀	郭	3.51		74	半石垣突出型		3	0	3	0	ウ	崩壊		
FK16	H3	奉行丸長堀	郭	10.54		77.3	半石垣突出型		3	3	6	0	ウ	崩壊		
FK16(背面)	H29	奉行丸長堀	郭	3.55		82	半石垣突出型		3	2	5	0	ウ	崩壊		
D1	H310	頤当御門南側の石垣	郭	11.83		78.6	半石垣(栗石層+盛土)		1	3	4	0	ウ	はらみ		
FK19	H5	未申橋	橋台	12.69		76	半石垣(栗石層+盛土)		1	3	4	0	ウ	はらみ		
H1	H113	平橋	橋台	20.26		71	半石垣(栗石層+地山)		0	3	3	0	ウ	はらみ		
FK9	H415	長局橋	橋台	13.60		78	非石垣(栗石層+盛土)		1	3	4	0	ウ	はらみ		
FK21	H164	北十八間橋	橋台	18.70		65	非石垣(栗石層+盛土)		1	2	3	0	ウ	崩壊		
A2	H416	長局橋北側の石垣	郭	13.27		79.6	非石垣(栗石層+盛土)		1	3	4	0	ウ	崩壊		
F1	H200	田子橋西側の石垣	郭	19.57		63	非石垣(栗石層+地山)		0	2	2	0	ア	破損なし		
A1	該当なし	長局橋	橋台	8以上	77.8(橋本先生データ)		非石垣(栗石層+地山)		0	3	3	0	ウ	はらみ		
KC11	該当なし	宮内橋付近石垣	郭	12以上	74.3(橋本先生データ)		非石垣(栗石層+地山)		0	3	3	0	ウ	崩壊		
	H14			4.88		85	石垣		3	2	5	0	ウ	崩壊		
	H15			3.93		82	石垣		3	2	5	0	ウ	崩壊		
	H34			3.55		80	石垣		3	0	3	0	ウ	崩壊		
	H38			3.64		80	石垣		3	0	3	0	ウ	崩壊		
	H39			4.45		85	石垣		3	2	5	0	ウ	崩壊		
	H40			4.56		82	石垣		3	2	5	0	ウ	崩壊		
	H41			4.85		83	石垣		3	2	5	0	ウ	崩壊		
	H42			5.31		75	石垣		3	2	5	0	ウ	崩壊		
	H45			7.71		80	石垣		3	2	5	0	ウ	崩壊		
	H51			4.87		80	石垣		3	2	5	0	ウ	崩壊		
	H64			10.3		70	石垣		3	2	5	0	ウ	崩壊		
	H95			4.37		80	石垣		3	2	5	0	ウ	崩壊		
	H97			4.03		83	石垣		3	2	5	0	ウ	崩壊		
	H99			4.06		80	石垣		3	2	5	0	ウ	崩壊		
	H100			3.92		78	石垣		3	0	3	0	ウ	崩壊		
	H204			6.26		81	石垣		3	3	6	0	ウ	崩壊		
	H206			3.77		77	石垣		3	0	3	0	ウ	崩壊		
	H207			4.24		82	石垣		3	2	5	0	ウ	崩壊		
	H208			4.65		78	石垣		3	2	5	0	ウ	崩壊		
	H209			9.71		80	石垣		3	2	5	0	ウ	崩壊		
	H233			10.61		73	石垣		3	2	5	0	ウ	崩壊		
	H234			11.2		72	石垣		3	2	5	0	ウ	崩壊		
	H258			3.97		82	石垣		3	2	5	0	ウ	崩壊		
	H259			4.09		79	石垣		3	2	5	0	ウ	崩壊		
	H260			4.72		83	石垣		3	2	5	0	ウ	崩壊		
	H268			14.94		83.7	石垣		3	3	6	0	ウ	崩壊		
	H269			14.73		75	石垣		3	2	5	0	ウ	崩壊		
	H297			3.88		85	石垣		3	2	5	0	ウ	崩壊		
	H305			6.54		77	石垣		3	2	5	0	ウ	崩壊		
	H324			11.32		71	石垣		3	2	5	0	ウ	崩壊		
	H372			6.42		76	石垣		3	2	5	0	ウ	崩壊		
	H373			6.52		73	石垣		3	2	5	0	ウ	崩壊		
	H424			8.06		79	石垣		3	2	5	0	ウ	崩壊		
	H426			3.03		83	石垣		3	2	5	0	ウ	崩壊		
	H439			7.66		78	石垣		3	2	5	0	ウ	崩壊		
	H478			9.04		76	石垣		3	2	5	0	ウ	崩壊		
	H563			4.49		84	石垣		3	2	5	0	ウ	崩壊		
	H566			5.29		85	石垣		3	2	5	0	ウ	崩壊		
	H593			6.1		80	石垣		3	2	5	0	ウ	崩壊		
	H3			10.54		77.3	半石垣突出型		3	3	6	0	ウ	崩壊		
	H25			3.31		78	半石垣突出型		3	0	3	0	ウ	崩壊		
	H29			3.55		82	半石垣突出型		3	2	5	0	ウ	崩壊		
	H66			10.35		70	半石垣突出型		3	2	5	0	ウ	崩壊		
	H71			3.7		77	半石垣突出型		3	0	3	0	ウ	崩壊		
	H73			3.74		74	半石垣突出型		3	0	3	0	ウ	崩壊		
	H75			3.02		81	半石垣突出型		3	2	5	0	ウ	崩壊		
	H79			3.2		82	半石垣突出型		3	2	5	0	ウ	崩壊		
	H83			3.39		72	半石垣突出型		3	0	3	0	ウ	崩壊		
	H89			4.58		70	半石垣突出型		3	0	3	0	ウ	崩壊		
	H166			18.07		65.08	半石垣突出型		3	2	5	0	ウ	崩壊		
	H167			18.27		62.2	半石垣突出型		3	1	4	0	ウ	崩壊		
	H168			11.31		66	半石垣突出型		3	2	5	0	ウ	崩壊		
	H173			9.16		67	半石垣突出型		3	1	4	0	ウ	崩壊		
	H466			11.71		65.9	半石垣突出型		3	2	5	0	ウ	崩壊		
	H479			10.55		70	半石垣突出型		3	2	5	0	ウ	崩壊		
	H500			8.46		81	半石垣突出型		3	3	6	0	ウ	崩壊		
	H501			4.9		0	半石垣突出型		3	0	3	0	ウ	崩壊		
	H505			5.15		0	半石垣突出型		3	0	3	0	ウ	崩壊		
	H506			3.43		0	半石垣突出型		3	0	3	0	ウ	崩壊		
	H507			4.7		0	半石垣突出型		3	0	3	0	ウ	崩壊		
	H508			7.78		76	半石垣突出型		3	2	5	0	ウ	崩壊		
	H520			2.47		82	半石垣突出型		3	2	5	0	ウ	崩壊		
	H521			2.48		80	半石垣突出型		3	0	3	0	ウ	崩壊		
	H524			6.37		83	半石垣突出型		3	3	6	0	ウ	崩壊		
	H559			1.04		77	半石垣突出型		3	0	3	0	ウ	崩壊		
	H615			4.2		0	半石垣突出型		3	0	3	0	ウ	崩壊		
	H616			3.64		0	半石垣突出型		3	0	3	0	ウ	崩壊		
	H618			2		0	半石垣突出型		3	0	3	0	ウ	崩壊		

	H118			8.38	75	半石畳 (栗石層+地山)	1	2	3	0	ウ	崩壊
	H126			8.52	68	半石畳 (栗石層+盛土)	2	1	3	0	ウ	崩壊
	H127			6.2	81	半石畳 (栗石層+盛土)	2	3	5	0	ウ	崩壊
	H214			4.49	75	半石畳 (栗石層+地山)	1	2	3	0	ウ	崩壊
	H215			4.4	81	半石畳 (栗石層+地山)	1	2	3	0	ウ	崩壊
	H294			3.79	88	半石畳 (栗石層+盛土)	2	3	5	0	ウ	崩壊
	H307			12.27	70	半石畳 (栗石層+地山)	1	2	3	0	ウ	崩壊
	H311			9.39	76	半石畳 (栗石層+盛土)	2	3	4	0	ウ	崩壊
	H312			8.5	79	半石畳 (栗石層+盛土)	2	3	4	0	ウ	崩壊
	H314			2.71	81	半石畳 (栗石層+盛土)	2	2	4	0	ウ	崩壊
	H315			2.67	84	半石畳 (栗石層+盛土)	2	3	4	0	ウ	崩壊
	H317			2.6	86	半石畳 (栗石層+盛土)	2	3	5	0	ウ	崩壊
	H433			2.46	82	半石畳 (栗石層+盛土)	2	2	4	0	ウ	崩壊
	H437			3.49	84	半石畳 (栗石層+盛土)	2	3	4	0	ウ	崩壊
	H438			7.82	75	半石畳 (栗石層+盛土)	2	3	4	0	ウ	崩壊
	H446			8.73	75	半石畳 (栗石層+地山)	1	2	3	0	ウ	崩壊
	H447			7.31	78	半石畳 (栗石層+地山)	1	2	3	0	ウ	崩壊
	H448			5.04	83	半石畳 (栗石層+地山)	1	2	3	0	ウ	崩壊
	H458			2.83	81	半石畳 (栗石層+盛土)	2	2	4	0	ウ	崩壊
	H498			11.41	73	半石畳 (栗石層+盛土)	2	2	4	0	ウ	崩壊
	H9			9.52	74	非石畳 (栗石層+盛土)	1	2	3	0	ウ	崩壊
	H164			18.7	65.12	非石畳 (栗石層+盛土)	1	2	3	0	ウ	崩壊
	H165			18.51	70.13	非石畳 (栗石層+盛土)	1	2	3	0	ウ	崩壊
	H169			7.36	71	非石畳 (栗石層+盛土)	1	2	3	0	ウ	崩壊
	H378			4.51	78	非石畳 (栗石層+盛土)	1	2	3	0	ウ	崩壊
	H416			13.27	78.6	非石畳 (栗石層+盛土)	1	3	4	0	ウ	崩壊
	H594			7.67	74	非石畳 (栗石層+盛土)	1	2	3	0	ウ	崩壊
	H596			7.8	75	非石畳 (栗石層+盛土)	1	2	3	0	ウ	崩壊
	H436			0.82	88	非石畳 (栗石層+盛土)	1	2	3	0	ウ	崩壊
	H1	南大手櫓門付近	郭	2.38	76	非石畳 (栗石層+盛土)	1	0	1	0	ア	破損なし
	H2	南大手櫓門付近	郭	2.22	78	非石畳 (栗石層+盛土)	1	0	0	0	ア	破損なし
	H6	奉行丸	郭	21.69	64	非石畳 (栗石層+盛土)	1	1	2	0	ア	破損なし
	H11	奉行丸	郭	8.76	79	非石畳 (栗石層+地山)	0	2	2	0	ア	破損なし
	H21	末申櫓	櫓台	4.85	83	半石畳 (栗石層+盛土)	2	2	4	0	ウ	破損なし
	H52	南大手櫓門付近	郭	2.75	78	非石畳 (栗石層+盛土)	1	0	1	0	ア	破損なし
	H53	西櫓御門付近	郭	7.19	57	非石畳 (栗石層+地山)	0	0	0	0	ア	破損なし
	H54	数寄屋丸付近	郭	7.21	55	非石畳 (栗石層+地山)	0	0	0	0	ア	破損なし
	H55	数寄屋丸付近	郭	2.79	56	非石畳 (栗石層+地山)	0	0	0	0	ア	破損なし
	H56	数寄屋丸付近	郭	2.72	66	非石畳 (栗石層+地山)	0	0	0	0	ア	破損なし
	H58	顔当御門料金所	郭	7.24	48	非石畳 (栗石層+地山)	0	0	0	0	ア	破損なし
	H90	社務所付近	郭	12.42	52	非石畳 (栗石層+地山)	0	0	0	0	ア	破損なし
	H91	社務所付近	郭	7.68	52	非石畳 (栗石層+地山)	0	0	0	0	ア	破損なし
	H115	加藤神社付近	郭	10.75	69	非石畳 (栗石層+盛土)	1	2	3	0	ウ	破損なし
	H151	五間櫓付近	郭	1.83	81	非石畳 (栗石層+盛土)	1	0	1	0	ア	破損なし
	H155	五間櫓付近	郭	2.00	82	非石畳 (栗石層+盛土)	1	2	3	0	ウ	破損なし
	H159	平櫓付近	郭	1.88	81	非石畳 (栗石層+盛土)	1	2	1	0	ア	破損なし
	H160	平櫓付近	郭	2.71	81	非石畳 (栗石層+盛土)	1	2	3	0	ウ	破損なし
	H161	平櫓付近	郭	11.22	71	非石畳 (栗石層+盛土)	1	2	3	0	ウ	破損なし
	H170	白鷺大明神付近	郭	2.39	70	非石畳 (栗石層+盛土)	1	0	1	0	ア	破損なし
	H171	白鷺大明神付近	郭	1.16	58	非石畳 (栗石層+盛土)	1	0	0	0	ア	破損なし
	H172	白鷺大明神付近	郭	1.55	63	非石畳 (栗石層+盛土)	1	0	1	0	ア	破損なし
	H175	東十八間櫓付近	郭	4.01	78	非石畳 (栗石層+盛土)	1	2	3	0	ウ	破損なし
	H178	東十八間櫓付近	郭	1.23	87	非石畳 (栗石層+盛土)	1	2	3	0	ウ	破損なし
	H179	東十八間櫓付近	郭	0.91	89	非石畳 (栗石層+盛土)	1	2	3	0	ウ	破損なし
	H185	東十八間櫓付近	郭	1.89	73	非石畳 (栗石層+盛土)	1	0	1	0	ア	破損なし
	H186	東十八間櫓付近	郭	3.12	72	非石畳 (栗石層+盛土)	1	0	1	0	ア	破損なし
	H187	東十八間櫓付近	郭	11.59	60	非石畳 (栗石層+地山)	0	0	0	0	ア	破損なし
	H188	東十八間櫓付近	郭	3.71	67	非石畳 (栗石層+盛土)	1	0	1	0	ア	破損なし
	H189	東十八間櫓付近	郭	5.14	66	非石畳 (栗石層+盛土)	1	0	1	0	ア	破損なし
	H190	東十八間櫓付近	郭	5.29	72	非石畳 (栗石層+盛土)	1	2	0	0	ア	破損なし
	H192	源之進櫓	櫓台	13.67	69	非石畳 (栗石層+盛土)	1	2	3	0	ウ	破損なし
	H194	十四間櫓	櫓台	13.62	65	非石畳 (栗石層+盛土)	1	0	1	0	ア	破損なし
	H196	十四間櫓	櫓台	13.33	71	非石畳 (栗石層+盛土)	1	3	0	0	ウ	破損なし
	H197	田子櫓	櫓台	19.79	68	非石畳 (栗石層+盛土)	1	2	3	0	ウ	破損なし
	H198	東竹の丸	郭	19.80	63	非石畳 (栗石層+盛土)	1	1	2	0	ア	破損なし
	H200	東竹の丸	郭	19.57	63	非石畳 (栗石層+盛土)	1	1	2	0	ア	破損なし
	H210	東竹の丸	郭	1.68	71	非石畳 (栗石層+地山)	0	0	0	0	ア	破損なし
	H221	東竹の丸	郭	1.15	90	半石畳 (栗石層+地山)	1	2	3	0	ウ	破損なし
	H225	飯田丸	郭	7.04	74	非石畳 (栗石層+地山)	0	2	2	0	ア	破損なし
	H226	飯田丸	郭	9.18	69	半石畳 (栗石層+地山)	1	2	2	0	ア	破損なし
	H228	飯田丸	郭	1.00	90	半石畳 (栗石層+地山)	1	2	3	0	ウ	破損なし
	H229	飯田丸	郭	1.10	89	半石畳 (栗石層+地山)	1	2	3	0	ウ	破損なし
	H236	竹の丸五階櫓付近	郭	3.93	67	非石畳 (栗石層+盛土)	1	0	1	0	ア	破損なし
	H240	竹の丸五階櫓付近	郭	0.78	85	非石畳 (栗石層+盛土)	1	0	1	0	ア	破損なし
	H247	飯田丸	郭	2.82	37	非石畳 (栗石層+地山)	0	0	0	0	ア	破損なし
	H249	飯田丸	郭	3.69	77	非石畳 (栗石層+盛土)	1	0	1	0	ア	破損なし
	H250	飯田丸	郭	6.58	70	半石畳 (栗石層+盛土)	2	1	3	0	ウ	破損なし
	H251	飯田丸	郭	7.82	71	半石畳 (栗石層+盛土)	2	2	4	0	ウ	破損なし
	H252	飯田丸	郭	7.82	69	非石畳 (栗石層+盛土)	1	2	2	0	ア	破損なし
	H253	飯田丸	郭	6.71	77	非石畳 (栗石層+盛土)	1	2	3	0	ウ	破損なし
	H256	備前櫓	郭	11.79	74	非石畳 (栗石層+地山)	0	2	2	0	ア	破損なし
	H262	飯田丸	郭	17.49	63	非石畳 (栗石層+地山)	0	1	1	0	ア	破損なし
	H264	飯田丸	郭	4.22	76	非石畳 (栗石層+地山)	0	2	2	0	ア	破損なし
	H313	数寄屋丸付近	郭	6.95	80	半石畳 (栗石層+盛土)	2	2	4	0	ウ	破損なし
	H331	数寄屋丸付近	郭	1.56	87	非石畳 (栗石層+盛土)	1	2	3	0	ウ	破損なし
	H333	数寄屋丸付近	郭	2.03	83	非石畳 (栗石層+盛土)	1	2	3	0	ウ	破損なし
	H340	本丸付近	郭	13.66	65	半石畳 (栗石層+地山)	1	0	1	0	ア	破損なし
	H346	本丸御殿大広間	郭	16.76	71	半石畳 (栗石層+地山)	1	2	3	0	ウ	破損なし
	H348	本丸御殿大広間	郭	11.97	56	非石畳 (栗石層+地山)	0	0	0	0	ア	破損なし
	H356	本丸御殿大広間	郭	4.28	76	非石畳 (栗石層+盛土)	1	2	3	0	ウ	破損なし
	H357	本丸御殿大広間	郭	3.05	82	非石畳 (栗石層+盛土)	1	2	3	0	ウ	破損なし

H358	本丸御殿大広間	郭	1.16	89	非石畳 (栗石層+盛土)	1	2	3	0	ウ	破損なし
H364	本丸御殿大広間	郭	1.34	86	非石畳 (栗石層+盛土)	1	2	3	0	ウ	破損なし
H367	本丸御殿大広間	郭	3.23	82	非石畳 (栗石層+盛土)	1	2	3	0	ウ	破損なし
H368	本丸御殿大広間	郭	4.26	81	非石畳 (栗石層+盛土)	1	2	3	0	ウ	破損なし
H369	本丸御殿大広間	郭	4.19	78	非石畳 (栗石層+盛土)	2	2	3	0	ウ	破損なし
H370	本丸御殿大広間	郭	5.71	73	半石畳 (栗石層+盛土)	2	1	3	0	ウ	破損なし
H374	本丸御殿大広間	郭	4.50	72	非石畳 (栗石層+盛土)	1	1	2	0	ア	破損なし
H375	本丸御殿大広間	郭	4.18	79	非石畳 (栗石層+盛土)	1	2	3	0	ウ	破損なし
H380	本丸	郭	3.21	82	非石畳 (栗石層+盛土)	1	2	3	0	ウ	破損なし
H386	本丸	郭	1.63	88	非石畳 (栗石層+盛土)	1	2	3	0	ウ	破損なし
H394	本丸	郭	0.61	85	非石畳 (栗石層+盛土)	1	0	1	0	ア	破損なし
H395	本丸	郭	0.57	85	非石畳 (栗石層+盛土)	1	0	1	0	ア	破損なし
H397	本丸	郭	1.08	87	非石畳 (栗石層+盛土)	1	2	3	0	ウ	破損なし
H401	本丸	郭	1.23	85	非石畳 (栗石層+盛土)	1	0	1	0	ア	破損なし
H406	本丸	郭	3.35	83	非石畳 (栗石層+盛土)	1	2	3	0	ウ	破損なし
H407	本丸	郭	4.30	82	非石畳 (栗石層+盛土)	1	2	3	0	ウ	破損なし
H409	本丸	郭	4.67	81	非石畳 (栗石層+盛土)	1	2	3	0	ウ	破損なし
H411	本丸	郭	12.82	65	非石畳 (栗石層+盛土)	1	0	1	0	ア	破損なし
H414	本丸	郭	0.45	86	非石畳 (栗石層+盛土)	1	2	3	0	ウ	破損なし
H442	宇土櫓	櫓台	20.84	61	非石畳 (栗石層+盛土)	1	1	2	0	ア	破損なし
H443	願当門料金所	郭	11.70	62	非石畳 (栗石層+盛土)	1	0	1	0	ア	破損なし
H445	宇土櫓付近	郭	10.84	58	非石畳 (栗石層+地山)	0	0	0	0	ア	破損なし
H452	本丸	郭	1.57	85	非石畳 (栗石層+盛土)	1	0	1	0	ア	破損なし
H465	宇土櫓付近	郭	11.43	69	非石畳 (栗石層+盛土)	2	2	4	0	ウ	破損なし
H475	本丸	郭	1.03	83	非石畳 (栗石層+地山)	0	0	0	0	ア	破損なし
H525	田子櫓付近	郭	5.83	76	非石畳 (栗石層+盛土)	1	2	3	0	ウ	破損なし
H526	田子櫓付近	郭	4.86	85	非石畳 (栗石層+盛土)	1	2	3	0	ウ	破損なし
H527	田子櫓付近	郭	3.08	80	非石畳 (栗石層+盛土)	1	0	1	0	ア	破損なし
H528	田子櫓付近	郭	2.21	62	非石畳 (栗石層+盛土)	1	0	1	0	ア	破損なし
H529	田子櫓付近	郭	1.81	76	半石畳 (栗石層+盛土)	2	0	2	0	ア	破損なし
H530	田子櫓付近	郭	3.36	82	半石畳 (栗石層+盛土)	2	2	4	0	ウ	破損なし
H531	田子櫓付近	郭	4.65	79	半石畳 (栗石層+盛土)	2	2	4	0	ウ	破損なし
H532	田子櫓付近	郭	7.21	75	半石畳 (栗石層+盛土)	2	2	4	0	ウ	破損なし
H545	竹の丸	郭	6.18	74	非石畳 (栗石層+地山)	0	2	2	0	ア	破損なし
H547	竹の丸	郭	0.50	90	非石畳 (栗石層+盛土)	1	2	3	0	ウ	破損なし
H565	竹の丸	郭	5.07	71	非石畳 (栗石層+盛土)	1	1	2	0	ア	破損なし
H573	馬具櫓付近	郭	0.80	90	非石畳 (栗石層+盛土)	1	2	3	0	ウ	破損なし
H574	馬具櫓付近	郭	1.47	56	非石畳 (栗石層+盛土)	1	0	1	0	ア	破損なし
H575	馬具櫓付近	郭	3.82	76	非石畳 (栗石層+盛土)	1	0	1	0	ア	破損なし
H576	馬具櫓付近	郭	4.59	82	非石畳 (栗石層+盛土)	1	2	3	0	ウ	破損なし
H577	馬具櫓付近	郭	5.18	78	非石畳 (栗石層+盛土)	1	2	3	0	ウ	破損なし
H586	本丸御殿大広間	郭	0.70	82	非石畳 (栗石層+盛土)	1	0	1	0	ア	破損なし
H589	本丸御殿大広間	郭	1.35	81	非石畳 (栗石層+盛土)	2	0	2	0	ア	破損なし
H590	本丸御殿大広間	郭	1.34	80	非石畳 (栗石層+盛土)	1	0	1	0	ア	破損なし
H592	本丸御殿大広間	郭	1.33	80	非石畳 (栗石層+盛土)	1	0	1	0	ア	破損なし
H603	天守閣付近	郭	3.18	87	半石畳 (栗石層+盛土)	2	3	5	0	ウ	破損なし
H605	天守閣付近	郭	2.53	83	半石畳 (栗石層+盛土)	2	2	4	0	ウ	破損なし
H611	備前堀	郭	2.48	87	半石畳 (栗石層+盛土)	2	3	5	0	ウ	破損なし
H612	竹の丸	郭	0.97	75	非石畳 (栗石層+盛土)	1	0	1	0	ア	破損なし
H613	竹の丸	郭	0.84	68	非石畳 (栗石層+盛土)	1	0	1	0	ア	破損なし
H614	竹の丸	郭	0.84	66	非石畳 (栗石層+盛土)	1	0	1	0	ア	破損なし

熊本城石垣基礎診断実施要領 参考資料

参考資料1： 設計地震動の設定について

(1) 設計地震動

耐震対策においては、建築物等の供用期間中に 1～2 度程度発生する一般的な地震動(中規模地震動)と発生確率は低い直下またはプレート境界で発生する地震を想定した高レベルの地震動(大規模地震動)の 2 段階の地震動を考慮するものとする。これらの地震動は、地域の特性を強く受けるため敷地周辺における過去の地震情報、活断層情報といった地震環境を十分に反映することが望ましい。建設地点周辺の過去の地震情報、活断層情報、プレート境界で発生する地震情報、地盤構造に関する情報、既往の強震記録等を考慮して適切に設計地震動を設定できる場合には、これを用いてよい。

城壁や伝統的建造物群で用いられている石垣は、公園・宅地等の扱いを受けることから、最低限の基準として、建築物等を支える宅地の基準を用いることが妥当であると考えられる。また、伝統的建造物群を支える石垣は、建築物等の設計地震動を下回することは望ましくないため、本来、建築物等の設計地震動よりレベルの小さい地震動を設定してはならない。

震度法で用いる設計水平震度は、(式-1)により算出するものとする。

$$k_h = e_z \cdot k_{h0} \quad \text{(式-1)}$$

ここに、

k_h :設計水平震度(小数点以下 2 けたに丸める)

e_z :~~地域別補正係数(建築基準法施行令第 88 条第 1 項に規定する Z の数値 0.7、0.8、0.9 および 1.0 の 4 段階)~~

~~ただし、石垣の設置地点が地域の境界線上にある場合は、係数の大きい方をとるものとする。~~

k_{h0} :標準設計水平震度(累積示力線の場合は表-1 参照)

城壁の石垣の場合は、底面と天端では明らかに地震動による増幅がある。累積示力線を用いた、熊本城での被害解析から、地盤毎の中・大規模地震動での設計水平震度を設定したものである。ここでの地盤の種別は、石垣の下部の地盤状況である。ただし、盛土の円弧滑りに対する設計水平震度は、中規模地震動で 0.2、大規模地震動で 0.25 とする。

表-1 設計水平震度の標準値 (k_{h0})：累積示力線の場合

	地盤の種別		
	I 種	II 種	III 種
中規模地震動	0.12	0.15 【0.20】	0.18
大規模地震動	0.16	0.20 【0.25】	0.24

注)：盛土の設計の場合は、地盤の種別なく、【 】の値を採用する。

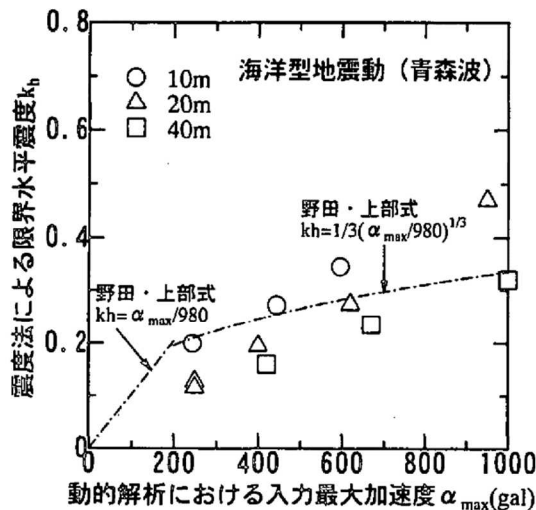
※本来であれば、盛土と石垣の設計水平震度の標準値 (k_{h0}) を変えるのは好ましくない。

しかし、城壁の石垣の復興及びスクリーニングを考慮すると、この程度の設計水平震度の標準値 (kh_0) が妥当ではないかと判断した。

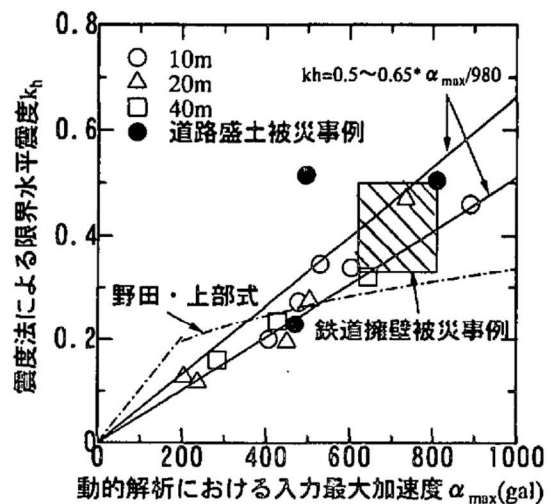
<参考－１> 設計水平震度の標準値の計算根拠

熊本地震の地震応答解析から、石垣の底面と天端との平均最大加速度は、450～500gal となっている。この値を直下型地震動における限界水平震度と限界入力最大加速度の推定式を用いて検証する。

$$\begin{aligned}
 K_h &= 0.5 \sim 0.65 \quad (\alpha \text{ smax/g}) \\
 &= 0.5 \sim 0.65 \quad (450 \sim 500/980) \\
 &= (0.22 \sim 0.30) \sim (0.26 \sim 0.33) \\
 &= 0.26 \sim 0.30
 \end{aligned}$$



図－４ 海洋型地震動における限界水平震度と
限界入力最大加速度の関係



図－５ 直下型地震動における限界水平震度と
限界入力最大加速度の関係

出典：鳥井 剛・黒田 修一・松井 保：震度法における盛土の限界水平震度と地盤加速度の関係について，第 26 回地震工学研究発表会講演論文集，2001.8.

また、熊本地震の熊本市の K-NET からこの値を直下型地震動における限界水平震度と限界入力最大加速度の推定式を用いて検証する。

$$\begin{aligned}
 K_h &= 0.5 \sim 0.65 \quad (\alpha \text{ smax/g}) \\
 \text{①} 380\text{gal} : & \text{熊本地震の EW 成分の最大加速度の場合} \\
 &= 0.5 \sim 0.65 \quad (380/980) = 0.19 \sim 0.25 \div 0.22 \\
 \text{②} 492\text{gal} : & \text{熊本地震の 3 成分の最大加速度の場合} \\
 &= 0.5 \sim 0.65 \quad (492/980) = 0.25 \sim 0.32 \div 0.28
 \end{aligned}$$

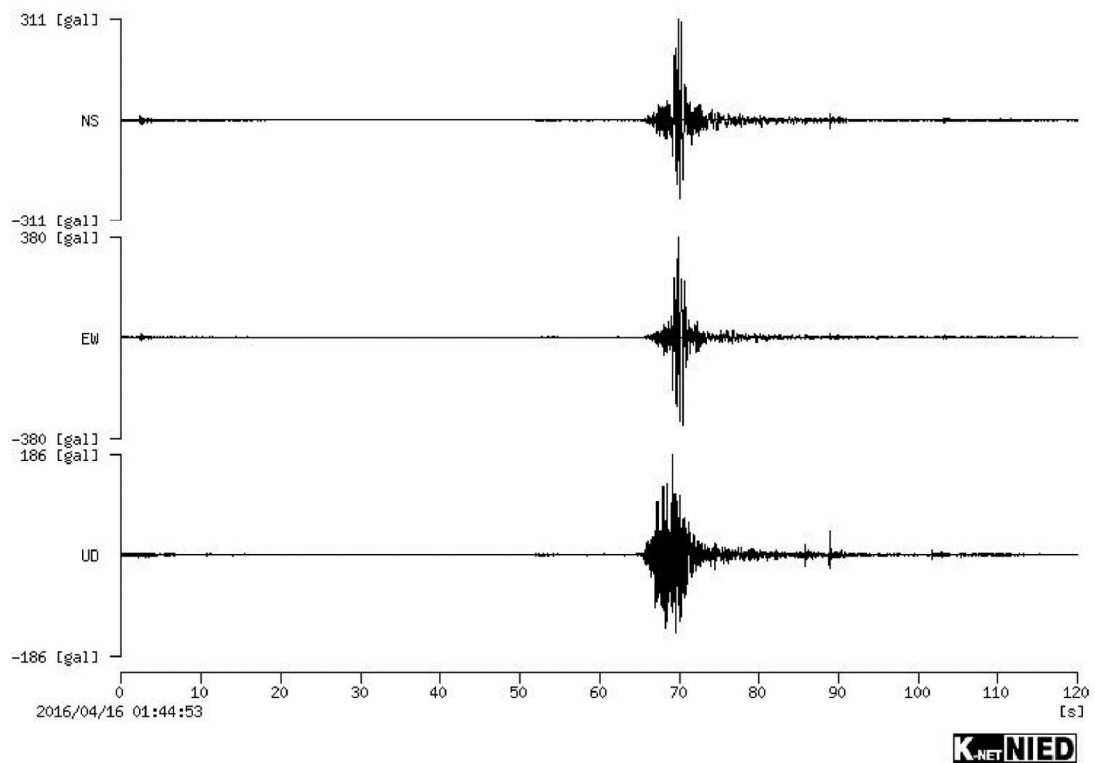
③380gal：熊本地震の EW 成分の最大加速度の場合でサイクリックな挙動でパルス状の波形となる部分を除いた不規則波のままの最大加速度

$$= (0.5 \sim 0.65) \times 0.65 (380/980) = 0.12 \sim 0.16 \div 0.14$$

④492gal：熊本地震の 3 成分の最大加速度の場合でサイクリックな挙動でパルス状の波形となる部分を除いた不規則波のままの最大加速度

$$= (0.5 \sim 0.65) \times 0.65 (492/980) = 0.16 \sim 0.21 \div 0.185$$

KHM006 2016/04/16-01:45:08



以上の結果から、 $K_h = 0.25 \sim 0.30$ であると考えられる。

＜参考－２＞ 宅地の設計地震動の考え方

出典：『宅地防災マニュアルの解説』（平成 19 年 12 月 宅地防災研究会編集 ぎょうせい発行）

耐震対策においては、宅地または当該宅地を敷地とする建築物等の供用期間中に 1～2 度程度発生する一般的な地震動（中規模地震動）と発生確率は低い直下またはプレート境界で発生する地震を想定した高レベルの地震動（大規模地震動）の 2 段階の地震動を考慮するものとする。

これらの地震動は、地域の特性を強く受けるため宅地周辺における過去の地震情報、活断層情報といった地震環境を十分に反映することが望ましい。近年、建設地点周辺の活断層の調査結果等に基づき、断層モデルを用いて設計地震動を算定する方法等も開発されつつある。建設地点周辺の過去の地震情報、活断層情報、プレート境界で発生する地震情報、地盤構造に関する情報、既往の強震記録等を考慮して適切に設計地震動を設定できる場合には、これを用いてよい。

また、社会インフラとしての宅地の重要度、地域における位置づけ、周辺施設への影響も考慮して地震動を設定する必要がある。特に、宅地の地震被害が周辺の鉄道、道路等の公共性の高い施設の 2 次被害に結びつくことが予見される場合には、これらの施設で想定している地震動を考慮することが望ましい。

ただし、宅地を敷地とする建築物等の設計地震動を下回することは望ましくないため、宅地を敷地とする建築物等の設計地震動よりレベルの小さい地震動を設定してはならない。

震度法で用いる設計水平震度は、**式(IV.3-1)**により算出するものとする。

$$k_h = c_z \cdot k_0 \quad \text{（式IV.3-1）}$$

ここに、

k_h :設計水平震度

c_z :地域別補正係数(建築基準法施行令第88条第1項に規定するZの数値)

k_0 :標準設計水平震度(中規模地震動で0.2、大規模地震動で0.25)

本節で示す設計水平震度は、宅地を敷地とする建築物等の設計地震動に相当する地盤の設計水平震度である。国土交通大臣告示 1461 号第 4 項イに規定されている解放工学基盤地震動を用い、様々な地盤条件で 1 次元の地盤の動的解析を実施し、**式(IV.3-2)**により等価震度を算出した結果、次のような結論を得ている。

$$K_{heq}(z) = \tau_{\max}(z) / \sigma_v(z) \quad \text{（式IV.3-2）}$$

ここに、

$K_{heq}(z)$:深度zにおける等価震度

$\tau_{\max}(z)$:深度zにおける地震時の最大せん断応力

$\sigma_v(z)$: 深度zにおける全上載圧

- ① 地盤に発生するせん断応力から求めた等価震度は、従来の地盤種別補正係数で考慮している、地盤の固有周期が長い地盤ほど震度が大きくなる傾向が見られない。
- ② 中規模地震動の等価震度は 0.2 以下となる。
- ③ 大規模地震動の等価震度は 0.25 を大幅に超過する。しかし、宅地が設計震度 0.25 に対して滑り安全率 1.0 が確保されていると仮定し、等価震度が 0.25 を上回る超過震度から Newmark 法に準じて残留変位を求めると概ね 50cm 以内となっている。盛土斜面の長さを 20m とすると、この残留変位は 2.5% にあたり、「大規模盛土造成地の滑動崩落対策推進ガイドライン I 編変動予測調査編」(平成 27 年 4 月)で示されている限界値に相当する。

また、設計水平震度 0.25 で滑り安全率 1.0 を満足する盛土を対象に、動的 FEM 解析で大規模地震時の残留変位を求めた結果、残留変位と盛土斜面の長さの比は概ね 2.5% 以下であり、「大規模盛土造成地の滑動崩落対策推進ガイドライン I 編変動予測調査編」(平成 27 年 4 月)で示されている限界値以内となっている。

これらより、盛土に対しては中規模地震動で 0.2、大規模地震動で 0.25 の標準設計水平震度とし、滑り安全率 1.0 を確保することにより、概ね中規模地震動に対してはすべりが生じない、大規模地震動に対しては限定された残留変形にとどめることができると考えられる。また、地盤の固有周期が長い地盤ほど震度が大きくなる傾向が見られないため、地盤別補正係数を設けないこととした。

なお、地域別補正係数 c_z は、建築基準法施行令第 88 条第 1 項に規定する Z の数値で示されている値 (0.7、0.8、0.9 および 1.0 の 4 段階) を用いることとする。

動的解析で用いる地震動は、表層地盤の地震時の挙動を評価する必要があるため、表層地盤の影響を受けない、解放工学基盤で設定することとした。工学基盤とは、せん断波速度が 400m/s 程度以上で十分な層厚と広がりを持つ地層の上面である。

地震動は宅地周辺における過去の地震情報、活断層情報、地震動の伝播に影響を及ぼす地盤構造、既往の地震記録等を十分に反映して設定することが望ましい。また、地域防災計画ではこれらの地域の地震環境に応じた想定地震が設定されているため、参考にするのがよい。なお、動的解析で求める地盤の残留変位は、地震動のスペクトル特性だけでなく、位相特性や継続時間の影響を強く受けるため、注意が必要である。位相特性や継続時間を適切に考慮した 3 波以上の入力地震動を用いる必要がある。

ただし、宅地を敷地とする建築物等の設計地震動を下回することは望ましくないため、宅地を敷地とする建築物等の設計地震動よりレベルの小さい地震動を設定してはならない。設計地震動のレベルは、対象とする地盤や施設の固有周期帯域に着目した弾性加速度応答スペクトルで比較することを原則とする。

宅地を敷地とする建築物等の設計地震動に相当する地震動を用いる場合には、国土交通大臣告示 1461 号第 4 項イに規定されている稀に発生する地震動を中規模地震動、極めて稀に発生す

る地震動を大規模地震動としてよい。同告示に定められた継続時間等を満たし、適切に位相特性を考慮した3波以上の入力地震動を用いる必要がある。これらの地震動は、建築物の1次設計および2次設計で用いる地表面の地震動に対応した解放工学基盤の地震動と見なせるものである。

<参考－3> 道路の設計水平震度の考え方

出典『道路土工 擁壁工指針』（平成 24 年 7 月 社団法人日本道路協会）

5－2－3 地震の影響

地震動の作用に対する照査は、震度法等の静的照査法に基づいて行ってよい。静的照査法による場合には、地震の影響として考慮する慣性力及び地震時土圧は、設計水平震度を用いて算出してよい。

地震動の作用に対しては、震度法等の静的照査法に基づき照査を行えばよい。この際、擁壁の自重に起因する慣性力、及び地震時土圧の算定には、式（解5－1）により算出される設計水平震度を用いてよい。

「道路土工要綱 巻末資料 資料－1」によるものとする。

$$k_h = c_z \cdot k_{h0} \dots\dots\dots (解5－1)$$

ここに、

k_h ：設計水平震度（小数点以下2けたに丸める）

k_{h0} ：設計水平震度の標準値で、解表5－1を用いてよい

c_z ：「道路土工要綱 巻末資料 資料－1」に示す地域別補正係数（ただし、擁壁の設置地点が地域の境界線上にある場合は、係数の大きい方をとるものとする。）

解表5－1 設計水平震度の標準値 k_{h0}

	地盤種別		
	I 種	II 種	III 種
レベル1地震動	0.12	0.15	0.18
レベル2地震動	0.16	0.20	0.24

解表5－1の設計水平震度の標準値は、「4－2－6 地震の影響」及び「5－2－4 土圧の算定」に示された慣性力と地震時土圧を考慮したコンクリート擁壁の安定性の照査（静的照査法）に用いることを想定して、地震動レベルに応じてコンクリート擁壁の地震被害事例の逆解析結果に基づいて設定したものである。このため、上記以外の照査法により性能照査を行う場合や、コンクリート擁壁以外の構造物を対象とした照査に解表5－1の設計水平震度の標準値を用いる場合は慎重な検討が必要である。なお、レベル2地震動の設計水平震度は、「4－1－2(3) 地震動の作用」に示す地震動タイプによらず一律に与えることとした。これは、既往地震の逆解析に用いたデータが限られているため、考慮すべき設計水平震度に地震動タイプによる有意な差が見られなかったためである。解表5－1の設定根拠の詳細については、「巻末資料 資料－3 地震動の作用に対する擁壁自体の安定性の照査に関する参考資料」を参照されたい。

参考資料2：前面地盤の受働土圧を考慮する場合

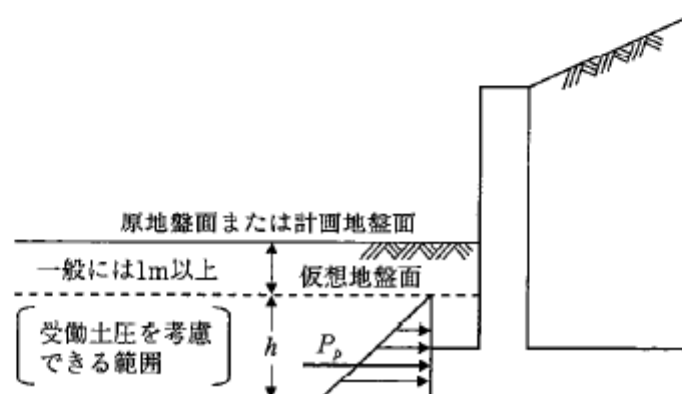
出典『道路土工 擁壁工指針』（平成24年7月 社団法人日本道路協会）

〔参考5－1〕 前面地盤の受働土圧を考慮する場合

通常の設計で擁壁の前面地盤による滑動抵抗力を無視するのは、前面地盤は埋め戻された部分であり、ある程度変位が大きくなると確実な受働抵抗の発揮が期待できないこと、洪水時や豪雨時の洗掘や人為的な掘り返し（例えば埋設管補修、路盤復旧工）により前面地盤が取り除かれるおそれがあること、凍結や融解によって受働土圧が十分に発揮されないおそれがあることなどによる。したがって、滑動に対する抵抗力として擁壁の前面地盤の受働土圧を考慮する場合には、これらの事項を踏まえたうえで、受働土圧が考慮できる範囲を設定する必要がある。

一般に受働土圧を考慮できる仮想地盤面は、参図5－1に示すように原地盤面または計画地盤面または計画地盤面より1m以上深い位置に設定するのが望ましい。また、洗掘等の可能性の高い場合は河川状況等の条件を十分に考慮して仮想地盤面を設定し、考慮する受働土圧の大きさが過大にならないように安全側の設計をすることが望ましい。なお、前面地盤の埋戻しに当たっては、十分な締固めが行われることが不可欠である。

また、受働土圧が発揮される地盤変位は主働土圧に比べて大きいので、算出した受働土圧におおむね0.5を乗じた値を前面地盤の抵抗力としている。



参図5－1 擁壁の前面地盤による受働土圧

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

国士舘大学 正会員 ○橋本 隆雄

IMAGEi Consultant 正会員 磯部 有作

日測 非会員 松尾 拓 石作 克也

1. 研究の目的

2016 年熊本地震は $M_j6.5$ の前震及び $M_j7.3$ の本震により熊本県全域に大きな被害をもたらした。熊本城は石垣全体の 30%が崩壊や孕みの被害が生じ、石垣全体の簡易な橋本・近藤らが開発した図-1 に示す累積示力線法¹⁾を用いた設計水平震度の評価が求められている。筆者らは、これまでに熊本城石垣を対象とした 3 次元地盤モデルの構築と 2 次元 FEM 地震応答解析²⁾を行っている。そこで、本研究では、図-2 に示す熊本城全域で主に地震前の既存測量がある 32 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目的としている。

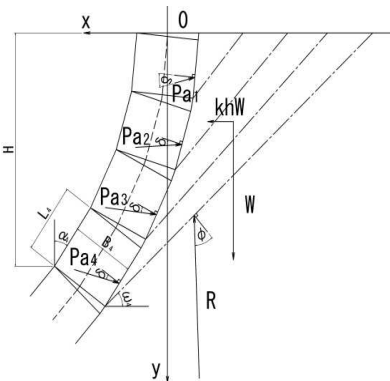


図-1 累積示力線法の計算方法

2. 累積示力線による安定性評価

示力線法は、同じ勾配で積み上げられた擁壁を対象とし、天端に向かうに伴い勾配が急になる寺・宮勾配などで築造される石垣の計算することができない。そこで、各石垣タイプの断面において図-1 に示す累積示力線法で試行くさび法により 1 段ごとに積み勾配が異なる積み石に作用する土圧を算定し、土圧と石垣の自重による合力の軌跡から限界水平震度を求めた。

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 (ga_1) の関係を被害状況(崩壊・孕み)から評価した結果、図-3 に示す耐震性能となり、以下のことが明らかとなった。

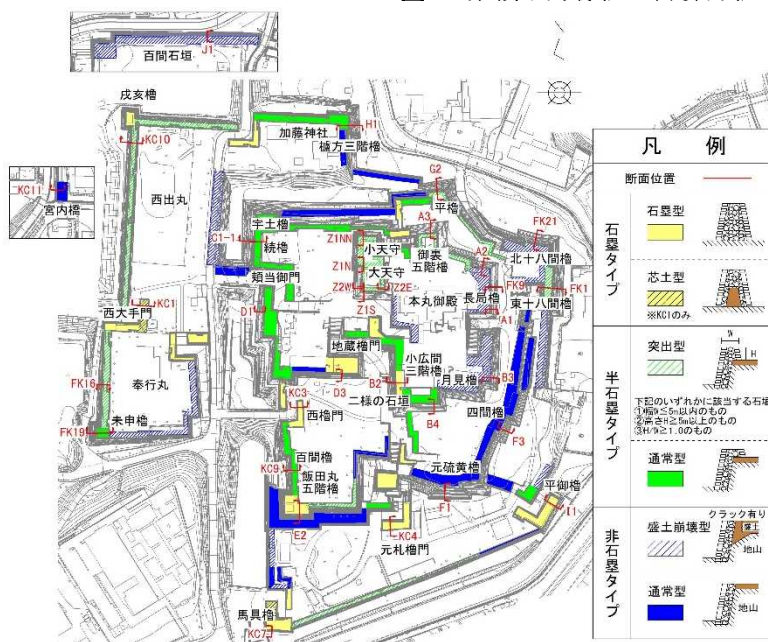


図-2 全石垣の断面位置

- (a) 石垣タイプ石垣型：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。

キーワード 石垣, 熊本城, 城壁, 示力線, 安定解析, FEM 解析

連絡先 〒154-8515 東京都世田谷区世田谷 4-28-1 国士舘大学理工学部理工学科 TEL 03-5481-3251

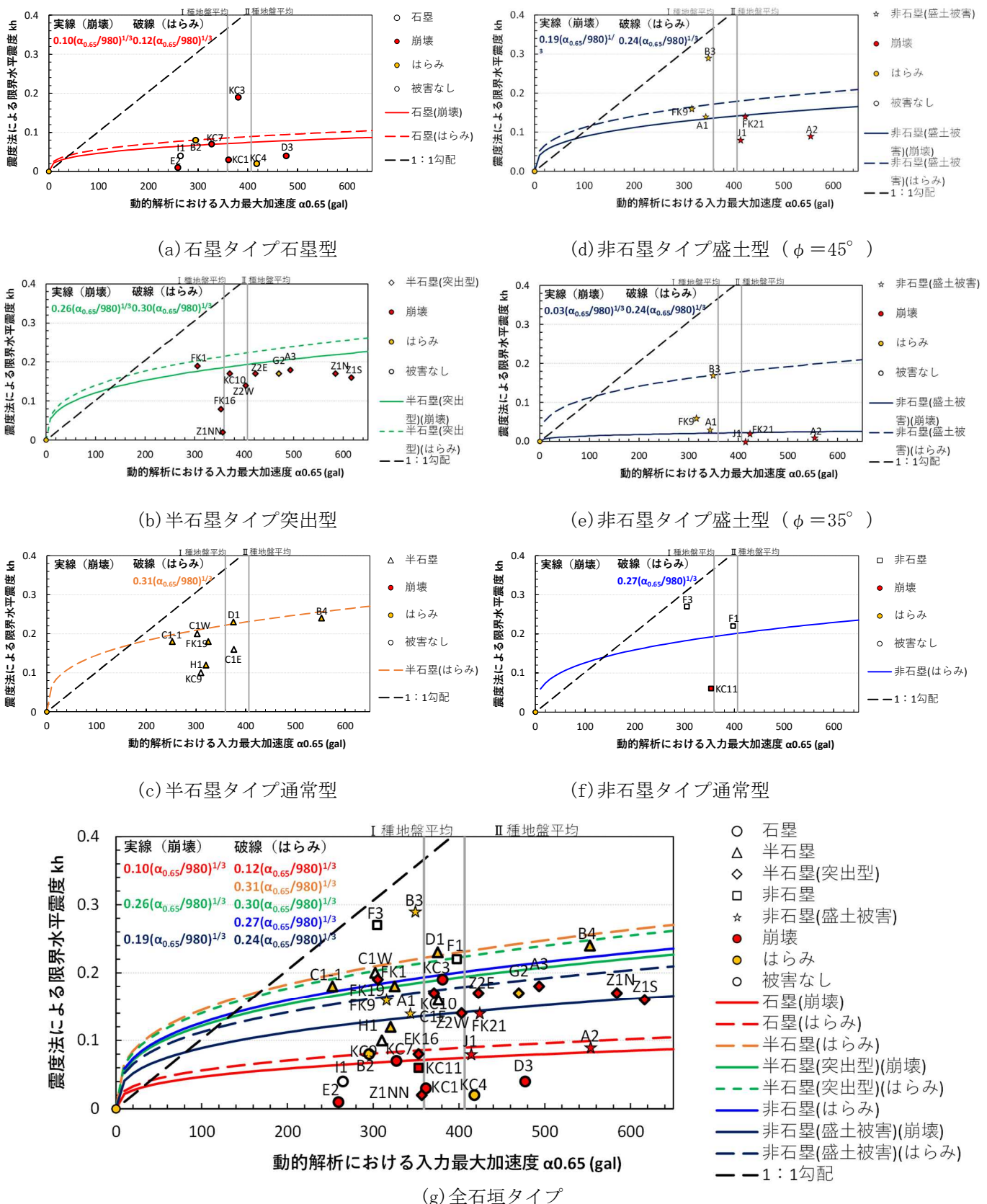


図-3 熊本城全域の累積示力線法による限界水平震度 (k_h) と地盤加速度 (gal) の関係

参考文献

- 1) 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.
- 2) 橋本 隆雄, 磯部 有作, 松尾 拓, 石作 克也: 熊本城内の石垣を対象とした3次元地盤モデルの構築と2次元地震応答解析, 国土館大学理工学部紀要 13, pp. 113-119, 2021.3.