

## 離散型有限要素モデルによる石造アーチ橋の静的・動的強度評価

Estimation of Static and dynamic strength of stone arch bridges by using a discrete finite element model

浅井光輝\*, 山下和也\*\*, 山崎礼智\*\*\*, 荒木和哉\*\*\*

Mitsuteru Asai, Kazuya Yamashita, Reichi Yamasaki, Kazuya Araki

\*博士(工), 九州大学大学院准教授, 工学研究院建設デザイン部門 (〒819-0395 福岡市西区元岡 744)

\*\* 前田建設工業株式会社 (〒102-8151 東京都千代田区富士見 2-10-26)

\*\*\* 中央コンサルタンツ株式会社 (〒810-0062 福岡市中央区荒戸 1-1-6)

Stone arch bridge is one of the excellent heritages in the civil engineering. In order to maintain the stone arch bridges, this paper proposes a numerical analysis tool by using highly developed technologies of the finite element method (FEM). In the tool, FEM is used as a discrete deformation analysis incorporated with the friction-contact analysis. We call this method “Discrete Finite Element Model” in this paper, and we implement this numerical analysis with commercial FE software “MSC.Marc”. In addition, realistic representation technique of stones in the shape and in the configuration is proposed. The realistic FE meshes are generated from measurement data using the 3D laser-scan, and the measurement data is utilized, in the pre-process of FE analysis, to identify the boundary of stones. Finally, efficiency and applicability of the proposed tool is demonstrated with numerical results for the static and dynamics strength of a stone arch bridge.

*Key Words: Discrete Finite Element model, Stone arch bridge, Friction model*

キーワード: 離散型有限要素モデル, 石造アーチ橋, 摩擦モデル

### 1. 緒言

高度化した現在社会の進展と共に, 橋に対する要求される性能は高まり, 17世紀以降に積極的に建設された石造アーチ橋は PC コンクリート橋, 鋼橋へと姿を変えていった. 大正末期には約7万橋も存在したとされる石造橋が, 現在では, 3,000橋未満程度しか残されておらず<sup>1)</sup>, 今後もその数はさらに減少することは確実である. こうした高度社会における利便性を求める流れとは逆行して, 土木遺産を保存する動きもあり, 石橋に限定すれば, 例えば鹿児島島の石橋記念公園事業<sup>2)3)</sup>がある. この事業でも苦心したのはやはり強度特性を明確にすることであり, 数値解析, 実験を通じた慎重な検討が行われた.

ここで石造橋は, 石工職人たちの知恵と経験を頼りに造られてきたため, 明確な設計方法がある訳ではなく, 耐震性能はおろか, 静的な強度についてまでもが定かではない. また, 単に石造アーチ橋といっても, 石材の種類, 石材の組み方など, その形態は千差万別であり, 強度特性は個別に議論すべきである. 今後, 石造アーチ橋を土木遺産として維持し, 場合によっては移設するなど

の管理を潤滑に行うためにも, 静的・動的強度について評価可能な精緻な数値解析手法の確立が望まれる.

対象とする石造アーチ橋では, アーチを形成する石材(輪石)に作用するアーチ周方向に作用する軸力により, 橋全体に作用する力を伝達し, 橋全体の強度を支配する主な要因は, 輪石の滑り現象であると言っても過言ではない. つまり, 輪石のせん断方向の力が限界摩擦力以上になると輪石が滑り落ち, 橋全体に力が伝達できなくなり崩落を招く. 以上のような崩落メカニズムからも推察されるように, 石造建造物の数値解析においては, 本質的な特徴である“離散体”の取扱い方と石材間での“摩擦現象のモデル化”が肝要となる. また, 様々な形態の石造アーチ橋に対し, 今後, 効率的に数値解析を実施するためには, 解析モデルを作成する手作業効率の向上を検討する必要がある.

これまでの研究報告では, 離散体の解析手法として, 石材を複数の剛体の集合体として考えてバネ・ダッシュポットで剛体間の連結を記述する個別要素法<sup>4)5)</sup> (DEM: Discrete Element Model), または石材を剛体あるいは弾性体ブロックとして離散化する方法などの不連続体解析

法が用いられてきた。また後者の例としては、石材を剛体として考える剛体バネモデル<sup>67)</sup> (RBSM: Rigid Body Spring Model), 石材の弾性変形までを考慮できる不連続変形法<sup>89)</sup> (DDA: Discontinuous Deformation Analysis) がある。その他の不連続体解析法の特徴と歴史的な変遷については文献<sup>10)</sup>に委ねることとする。DEMは、3次元動的解析までもが比較的容易である<sup>11)</sup>が、剛体を連結するバネ・ダッシュポットの定数を試行錯誤的に決定する必要があるため、数値解の客観性に関する問題点が指摘される。またRBSMでは、固体の変形特性だけでなく接触摩擦特性までを剛体を連結するバネの剛性に集約させているため、物理的な解釈が困難となる。一方、DDAは、弾性体の変形と各ブロック間での接触現象とを切り離して考えられることから、よりの確に接触摩擦現象を再現することが可能である<sup>12)</sup>。

1990年以降には、DDAと有限要素法(FEM: Finite Element Method)の統一型解法としてマニフォールド法<sup>13)</sup>、あるいは有限被覆法<sup>14)</sup> (FCM: Finite Cover Method)が提案された。両手法の登場により、DDAとFEMは独立変数の与え方、要素内の変位の内挿の仕方などの違いはあるものの、DDAは定みずみのFEMと等価であることが示された。また、FCM<sup>14)</sup>あるいは拡張FEM<sup>15)</sup> (XFEM: eXtended FEM)によれば、初期の要素配置に依存せずに進行型の不連続変形解析が可能となった。ここで、石材間の不連続変形のみを対象とするときには、石材ごとに独立な要素に分割した解析モデルを用いさえすれば、原理的には、DDAあるいは接触解析機能を利用したFEMにより離散体の解析が実施できる。

こうした状況を鑑み本研究では、成熟した市販のFEMソフトウェアを援用し、離散体である石造アーチ橋の静的・動的強度評価方法の確立を目指す。なお、一般的なFE解析との違いを明白にするため、各石材を独立な要素により離散化し、接触摩擦モデルとして石材間の力の伝達を表現する解析方法を“離散型有限要素モデル”と呼び、これまでに実施された例のほとんどない石造アーチ橋の地震時動的挙動解析例を示すことでその有用性を示す。また、非接触型の位置計測データよりFE解析モデルを作成する手順についても提案し、今後の石造アーチ橋をはじめとした歴史的な石造建造物の維持管理に役立つ一般的な数値解析技術の構築を試みる。

## 2. 離散型有限要素モデル

本研究では、市販FEMソフトMSC.Marcを用い、離散型有限要素解析を実施した。ここでは、本解析のために選択した解析オプションの選択とその指針について言及する。

### 2.1 動的時間積分法

離散体有限要素モデルにおいては、接触判定されるまで各石材は宙に浮いた独立な物体と定義されており、それぞれブロックの剛体自由度が拘束されていない。このため、静的問題における剛性行列は特異行列となり、離散化後の連立方程式は不定となる。そこで本研究では、各石材間に人工粘性を導入し、以下に示す時間積分法を使用することで、動的問題だけでなく静的な問題までを動的問題として統一的に取り扱うことにした。以下には、その時間積分法について補足説明を加える。

離散型有限要素モデルにおいては、接触に対する係数行列に関する項が追加されるものの、形式的には通常の有限要素法と同様に、剛性行列  $\mathbf{K}$ 、減衰行列  $\mathbf{C}$ 、質量行列  $\mathbf{M}$  を用いた次の代数方程式に帰着される。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}} + \mathbf{K}\mathbf{x} = \mathbf{F} \quad (1)$$

ここで、 $\mathbf{x}, \dot{\mathbf{x}}, \ddot{\mathbf{x}}$  はそれぞれ節点変位、速度、加速度ベクトルを示し、 $\mathbf{F}$  は外力ベクトルである。

本研究では、地震時応答など比較的長時間の動的挙動を評価するため、陰解法を選択し、2次のオーダーの精度が保障されるシングルステップフルボルト法<sup>16)</sup>を用いた。なお、シングルステップフルボルト法では、有限要素法で離散化した動的つり合い方程式(1)を以下のように変形する。

$$\begin{aligned} \alpha_{m1}\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t+\Delta t) + \alpha_{c1}\mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t+\Delta t) + \alpha_{k1}\mathbf{K}\mathbf{x}(t+\Delta t) \\ + \alpha_m\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \alpha_c\mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t) + \alpha_k\mathbf{K}\mathbf{x}(t) \\ = \alpha_{f1}\mathbf{F}(t+\Delta t) + \alpha_f\mathbf{F}(t) \end{aligned} \quad (2)$$

そして、変位  $\mathbf{x}$ 、速度  $\dot{\mathbf{x}}$  を次のように更新する。

$$\mathbf{x}(t+\Delta t) = \mathbf{x}(t) + \Delta t\dot{\mathbf{x}}(t) + \beta\Delta t^2\ddot{\mathbf{x}}(t) + \beta_1\Delta t^2\ddot{\mathbf{x}}(t+\Delta t) \quad (3)$$

$$\dot{\mathbf{x}}(t+\Delta t) = \dot{\mathbf{x}}(t) + \gamma\Delta t\ddot{\mathbf{x}}(t) + \gamma_1\Delta t\ddot{\mathbf{x}}(t+\Delta t) \quad (4)$$

ここで、 $(t)$  は時刻  $t$  での変数であることを示し、 $\Delta t$  は時間増分とする。また、時間積分に用いる各種パラメータを  $\alpha_{m1} = 1, \alpha_k = \alpha_f = 0, \gamma = -0.5, \gamma_1 = 1.5$  とし、その他のパラメータについては以下の関係を満たすように設定すれば、2次のオーダーの精度が保障される。

$$\begin{aligned} \beta = \gamma, \beta_1 = \gamma + \gamma_1, \alpha_{k1} = \alpha_{f1} = 0.5\beta_1 \\ \alpha_c = -(2\beta + \beta_1)/4\beta_1^2, \alpha_{c1} = (2\beta + 3\beta_1)/4\beta_1^2 \end{aligned} \quad (5)$$

なお、変位、速度、加速度は上式(2)から(4)を連立して解くことで評価できる。

### 2.2 接触解析方法と接触判定

FEMによる接触解析では、接触判定された要素片にバネを設置するペナルティ法、または接触圧(接触面に対して法線方向の力)をそのまま未知変数として追加するラグランジュ未定乗数法のいずれかが用いられている<sup>17)</sup>。なお、一般的にペナルティ法では、接触圧は貫入量に比例するものとし、比例係数がバネ係数(ペナルティ係数)

となる。汎用 FEM ソフトでは、複雑な接触問題においても安定して数値解が得られるように改良が加えられていることが多く、MSC.Marc では、ペナルティ法の使用を前提とし、以下に説明する接触事前判定、および下記のバイアスファクターが組み込まれている。

接触事前判定とは、図-1 に示すように接触前判定距離を設定し、接触以前から構造物側からの反力を与えるものである。動的問題ではある有限な時間ステップを設けた積分方法を用いるが、接触事前判定によりこの時間ステップ内に発生する過度な貫入を防ぐことができる。同様に接触後判定距離が設定されており、接触前判定距離から接触後判定処理内に節点が存在するときに、接触に伴う反力が返させることになる。バイアスファクター  $\beta$  とは、図-1 に示すように、接触面から接触判定距離を接触前・後についてそれぞれ別の値を設定するための係数である。

なお、MSC.Marc のデフォルト値は、接触判定距離  $d$  は最小要素寸法長の 1/20、バイアスファクターは  $\beta=0.95$  となっている。本研究では、過度な接触判定をさけるため、すべての石材間において接触前判定距離を 5 mm、接触後判定距離が 10 mm となるように、上記の接触判定距離  $d$  およびバイアスファクター  $\beta$  を設定した。なお、接触判定距離は、3 章にて後述するように、解析モデル作成に使用した位置の計測精度が 10mm 程度の誤差を含むことを考慮した値となっている。

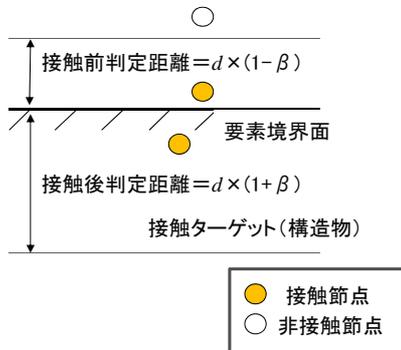


図-1 接触判定に関する概念図

### 2.3 バイリニア型 Coulomb-Orowan 摩擦モデル<sup>17)</sup>

はじめに古典的な摩擦則である Coulomb モデルについて説明し、後に本研究で用いた Coulomb-Orowan モデルの特徴を示す。

まず、図-2 に示すようにある物体が外力  $F$  により地面に斜め方向に押し付けられている問題を設定する。このとき、反力を法線方向  $n$ 、および接線方向  $t$  に分解し、それぞれ  $f_n$  (接触圧)、 $f_t$  (摩擦力) と表記する。このとき、Coulomb モデルによれば、すべり始める瞬間の摩擦力(以降、限界摩擦力と呼ぶ)は次式にて与えられる。

$$f_t = -\mu |f_n| \frac{\dot{g}_t}{\|\dot{g}_t\|} \quad (6)$$

ここで、 $\mu$  は摩擦係数を示し、一般的には静止摩擦係数  $\mu_s$  が用いられ、 $\dot{g}_t$  は相対すべり速度とする。

ただし、石材表面のように粗度が大きい場合は、限界摩擦力に達する前に相対変位は生じ、摩擦力もそれに対応して段階的に増加すべきである。こうした物理的な考察から、図-3 に示すような弾塑性モデルの概念を導入した非古典摩擦モデルが使われている。MSC.Marc には、弾完全塑性を模擬したバイリニア型のモデル、およびそれに漸近するように滑らかな曲線を定義する逆正接モデルが用意されている。本研究では、簡略化のため、すべり発生変位  $u_s$  を具体的な数値として設定できるバイリニアモデルを選択した。

非古典摩擦モデルにおいても、限界摩擦力、つまりすべりはじめと判断される状態は接触圧により比例増加し、その係数が摩擦係数であることに変化はないことに注意しておくべきである。つまり、接触圧の増加によって限界摩擦力も増加し、すべり現象は発生しにくくなる。特に、接触圧が非常に高い状態でのすべり現象を議論する際には、しばしば Coulomb モデルの適用限界が指摘されており、限界摩擦力の上限値  $f_c^{\text{lim}}$  を定数として設定する Coulomb-Orowan モデルへと発展している。

$$|f_c| = \min \left( \mu |f_n| \frac{\dot{g}_t}{\|\dot{g}_t\|}, f_c^{\text{lim}} \right) \quad (6)$$

ここで  $\min(\cdot, \cdot)$  は両者の内小さい値を選択するオペレータである。

後に示す数値解析例では、Coulomb-Orowan モデルにより限界摩擦力の上限値  $f_c^{\text{lim}}$  を付与した影響を検証する。

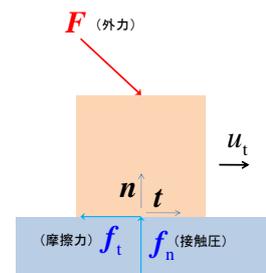


図-2 Coulomb 摩擦モデルの概念図

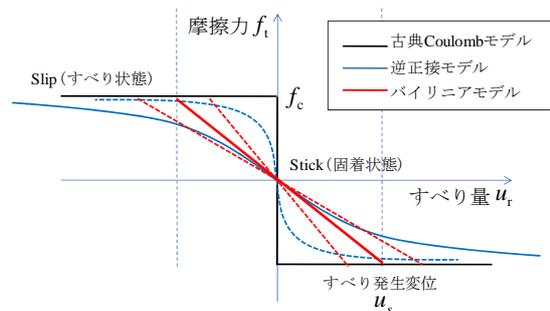


図-3 バイリニア型摩擦モデル

### 3. 観測データからの計算モデル作成

現在、3D レーザスキャナ<sup>18)</sup>によれば、構造物表面の3次元位置計測が50m遠方から10mm以下の精度で可能である。本研究では、解析手法・規模の都合上、2次元解析を実施するものとし、図-4に示すように、橋の側面から計測した石材表面の位置データのみを使用し、2次元解析モデルの構築を試みることにした。

この際、位置の計測データの電子データを有効に利用し、極力人為的な操作を排除した解析モデル作成手順を提案する。主な手順を以下に示し、次節よりその内容を補足する。

- ① 計測データからCADデータへの変換
- ② FEMプリプロセッサによるCADデータインポート
- ③ FEMプリプロセッサによる要素の細分化

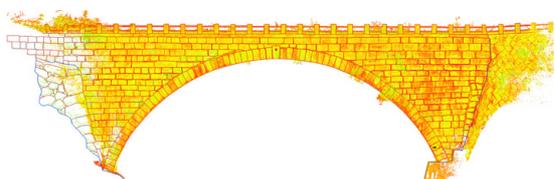


図-4 レーザスキャン計測結果と石材位置のトレース

#### 3.1 計測データからCADデータへの変換(手順①)

本研究では、ライカ製の3Dレーザスキャナ(HDS3000)を使用した。その観測された点群データは、表示編集が可能なCADソフト(Cyclone/CloudWorx3.2.1 for AutoCAD)により可視化している。計測データはあくまで距離データを含む点群の集合であり、石材の境界を定義する線分データではない。そこで、AutoCADの描画機能を使い点群から境界線を手動で定義した。図-4はレーザスキャンによる計測結果を示しており、同図中の赤線が石材の境界線を手動で加えた線である。

#### 3.2 FEMプリプロセッサによるCADデータのインポート(手順②)

汎用FEMソフトの多くは、主に機械設計の分野を想定してソフト開発が行われており、CADデータからのインポート機能が非常に充実している。本研究では、MSC.Marcに付属するFEMプリプロセッサMarc/Mentatを使用し、CADデータをインポートした。

前節で説明した手順①により手動で定義した境界線情報のみをFEMプリプロセッサへとインポートし、FEM要素分割へと反映させた。このとき、Marc/Mentatでインポートできるように、事前にCADソフトでCADの中間ファイル形式(IGESフォーマット)に変換している。

なお、CADデータにおいて曲線等が非常に多くの点群より定義されていると、自動メッシュ分割後には無意味に要素数が増加してしまう。そこで、手作業で与えた

石材の境界線のCADデータを背景として表示し、石材をマニュアル操作により四辺形要素に置き換えた。

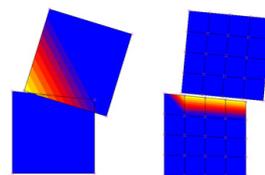
#### 3.3 FEMプリプロセッサによる形状の細分化(手順③)

前節で説明した手順②により石材1つを四辺形要素と定義したものを、FEMプリプロセッサの要素細分化機能により全自動で細分化した。これは、接触判定の精度を向上させるための修正である。また要素分割後、プリプロセッサの要素性能照査機能を用い、浮動節点(要素間で節点が連続しない節点)の検出を試みると、警告メッセージが表示される。これは、本論文で提案する離散型有限要素モデルの特徴から生じる警告であり、無視してそのまま使用してよい。

以下には、単純な例をもとに、石材を複数個の要素に分割した理由を実例により説明する。図-5には、緩い斜面を持つブロックに、上方より正方形のブロックを鉛直下向きに押しつけた際の解析例を示す。図-5(a)では上部の要素を形成する節点が接触節点として設定されているため、右下節点では接触判定されないため虚偽の回転が生じてしまい、要素の一部が貫入した結果となっている。これは、辺一辺の接触判定が正しく行われていない結果であり、図-5(b)に示すように、要素を細分化することで回避可能である。

また当然ではあるが、細分化により計算コストが増大するが、石材内部の応力分布をより精緻に評価でき、材料内部の局所的なひび割れ判定の精度向上が期待できる。

以上の手順①~③により、図-6に示すような離散型有限要素解析モデルが構築できる。なお、この解析モデルでは、同図内の拡大図に示すように、すべての石材を4x4要素に細分化している。本解析モデルには、316個の石材ブロックを含んでおり、土壁部を含んだ要素総数は6,243要素である。次章以降ではこの解析モデルを使用し、石造アーチ橋の静的・動的強度評価例を示す。



(a)要素間の貫通を許容する例 (b)正確に接触状況を再現

図-5 石材要素細分割の説明図

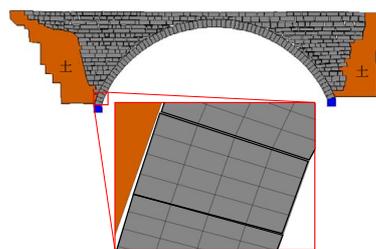


図-6 有限要素解析モデル

#### 4. 静的強度評価の実施例

図-6に示した解析モデルを使用し、耐活荷重設計を行う。なお、図に示した橋は、計測の結果、スパン17.4 m、拱矢6.8 m、幅員3.65 mであり、本論文では平面ひずみを仮定した2次元解析を実施した。境界条件としては、地盤端部の境界および輪石端部に位置する節点をすべて完全拘束とした。表-1には、本解析で使用した物性値(文献<sup>7)</sup>の熔結凝灰岩の値を参考)をまとめて示す。

##### 4.1 自重による応力分布と地盤支持力の見積もり

図-7は、自重載荷後の最小主応力コンター分布を示し、図-8にはこのときの節点反力を示す。図-7より、輪石部だけに比較的大きな圧縮応力が作用していることがわかる。また図-8に示すように、輪石端部での反力ベクトルの方向がアーチの軸方向とほぼ一致しており、橋を支えるアーチ部は適切な応力状態となっているものと予想される。なお、図-8中の太矢印と数値が反力の合算値を示している。ここで、地盤端部を完全拘束するといった非現実的な境界条件を与えているが、土壁部側面の反力の合算値が輪石下面の反力と比べても非常に小さいため、石造アーチ橋自体には過度な変形の拘束を与えていないものと考えられる。ここでは、自重のみでは摩擦すべりが発生しないように、限界摩擦力の上限値を $f_c^{\text{lim}} = 50 \text{ kPa}$ と設定している。

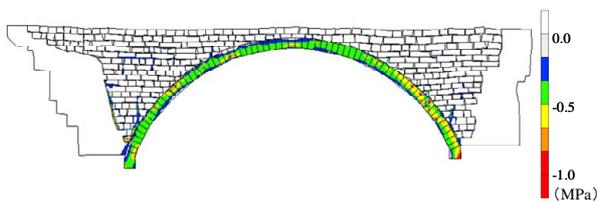


図-7 死荷重時の最小主応力コンター図

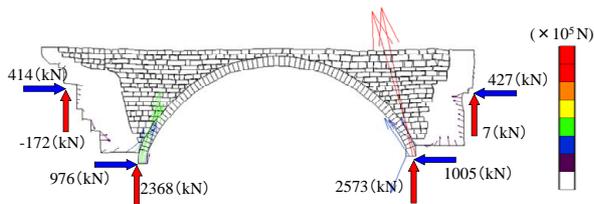


図-8 死荷重時の反力分布とその合算値

表-1 物性値

	弾性定数 (MPa)	ポアソン比	密度(g/cm <sup>3</sup> )
石材	4 508	0.10	1.93
土	76	0.27	1.50

表-2 摩擦特性パラメータ

	摩擦係数 $\mu$	$f_c^{\text{lim}}$ (kPa)	$u_s$ (mm)
石-石	0.669 (0.334)	50 or 100 or $\infty$	6
石-土	0.584 (0.292)	50 or 100 or $\infty$	6

#### 4.2 耐活荷重と摩擦パラメータ

2.3節内の式(6)で説明したように、Coulomb-Orwanモデルでは、Coulombモデルに限界摩擦力の上限値 $f_c^{\text{lim}}$ を追加した摩擦モデルである。数値解析例を通し、このパラメータの影響を検討した後、活荷重時の強度評価を実施した。

図-9には、 $T/L$ 活荷重の設計荷重を示す。ここで、全幅が3.65 mであるため対面通行は想定せず、また大型トラック等は除外して考え、道路橋示方書の旧基準を参照した荷重値に設定している。

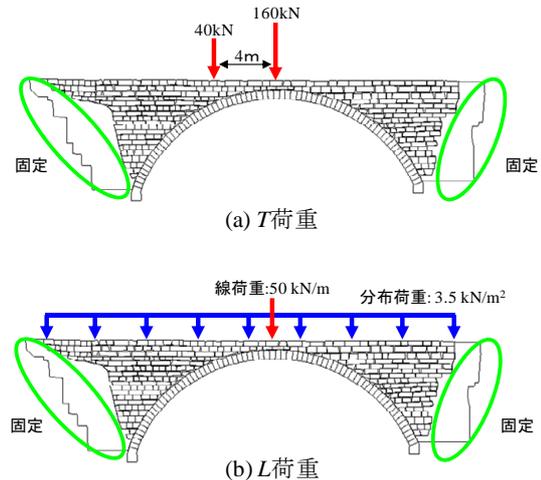


図-9 活荷重 ( $T/L$ 活荷重) の設定

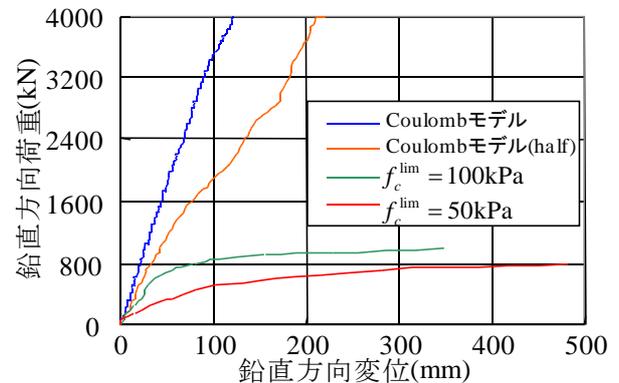


図-10  $T$ 活荷重時のアーチクラウン部の荷重変位関係

はじめに、摩擦パラメータによる数値解の依存性を確認する。Coulombモデルの比較対照として、摩擦係数のみを半減したCoulombモデル(half)と、Coulomb-Orwanモデルにより限界摩擦力の上限値 $f_c^{\text{lim}}$ を50 kPa, 100 kPaと設定したときの結果を使用する。なお、Coulombモデルは $f_c^{\text{lim}} = \infty$ としたものと考えてよい。表-2に摩擦特性パラメータ一覧を示す。

図-10には、 $T$ 活荷重時の荷重パターンを固定し、そのまま比例負荷した場合の荷重とアーチクラウン部における鉛直下向きの変位の関係について、各モデルによる結果を比較して示す。ここで、荷重値は2つの集中荷重の合算値として表示している。

荷重を増大させるにつれ、輪石部の圧縮応力も増加するため、Coulomb モデルを使用したときにはすべり変位はほとんど発生していない。この結果、荷重の増加に対して変位がほぼ線形に増大する結果となっている。摩擦係数を半減させた Coulomb モデル (half) の結果をみても、見かけの剛性が低減するだけであり、すべり破壊を起こすまでには至っていない。

一方、Coulomb-Orwan モデルにより限界摩擦力に上限値を設定した際の結果をみると、アーチクラウン部の輪石に局所的なすべり破壊が発生し、荷重変位関係にも急激な変化が現れている。図-11 には限界摩擦力の上限値を  $f_c^{\text{lim}} = 50 \text{ kPa}$  と設定した際の変形過程とその応力分布を示している。また図-12 には、設計  $T$  活荷重時に局所的な応力最大値（最大主応力、最小主応力の絶対値の最大値）の発生箇所付近の応力分布を示す。

同様に、 $L$  活荷重時の変形および応力分布図を図-13 に、設計荷重時における応力集中部の局所領域内の応力分布を図-14 に示す。離散型有限要素モデルによる結果は、応力分布がより適切に表示させることができ、また固体の変形とすべり現象とは別の物理現象として表現していることから、複雑な現象の解釈のために十分に有益な情報を与えるものと期待できる。なお、局所的な応力の最大値は  $T/L$  活荷重ともに支承部付近で発生しており、最小主応力・最大主応力ともに、文献<sup>7)</sup>より推定する許容応力（それぞれ  $3 \text{ MPa}$  (引張) と  $30 \text{ MPa}$  (圧縮)) よりも十分小さいことから、石材自体の割れの可能性は少ないものと予想する。

実際には、適切な摩擦特性試験を別途実施し、摩擦に関する材料パラメータを同定した値を使用すべきではあるが、ここでは限界摩擦力の上限値は  $50 \text{ kPa}$  程度であるものとし、以降の解析を続けるものとした。

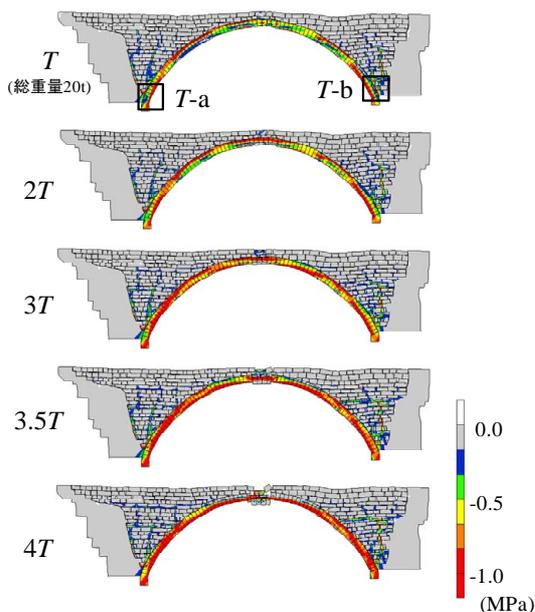


図-11  $T$ 活荷重時の最小主応力(圧縮応力)分布

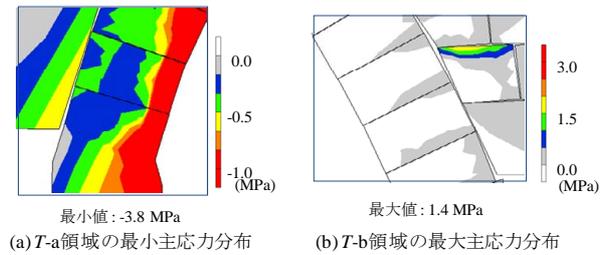


図-12  $T$ 活荷重時の局所領域内の応力分布

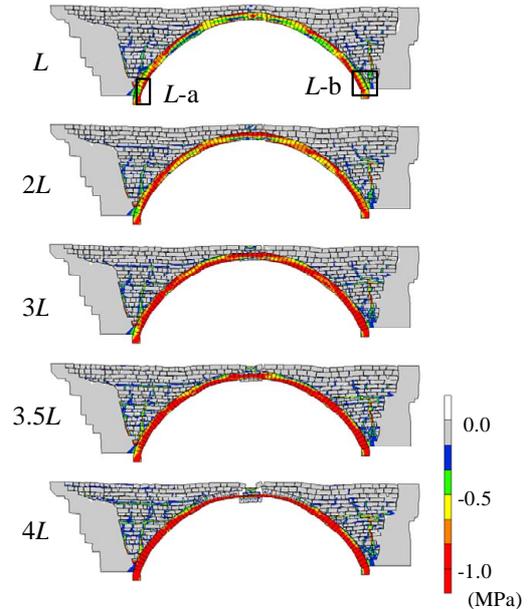


図-13  $L$ 活荷重時の最小主応力(圧縮応力)分布

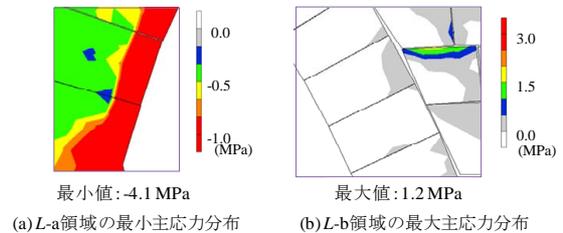


図-14  $L$ 活荷重時の局所領域内の応力分布

## 5. 動的強度評価の実施例

地盤種別はⅡ種地盤を想定し、道路橋示方書に準じてレベル 2 地震動に対する耐震性を照査した結果を示す。設計地震動は、兵庫県南部地震時の JR 西日本鷹取駅構内地盤上の EW 方向の観測データを使用し(k-net<sup>19)</sup>より入手)、観測加速度を橋軸方向に与えることにした。図-15 には解析で参照したこの観測加速度を示す。ここで、地域別補正係数は  $0.7$  と設定とし、観測加速度にこれを乗じた加速度を入力することにした。以上の設定により 2 次元動的解析を実施し、耐震性能について定性的に議論し、数値解析の結果を通して補強案を提示する。なお、図-9 に示す静的解析時と同様に、境界条件は周

境界部を固定境界とし、地震動は石材および地盤のすべての物体に慣性力として入力することにした。また、輪石部には石材が幅員方向に連続して配置されているのに対して、壁石部には内部には裏込め土が詰められている。特に、ここで実施する地震時の過渡応答解析においては、慣性力の見積もりが重要となる。そこで、石材と土の体積比を大まかに見積もり、幾何平均により壁石領域の平均値としての密度を評価した。表-3、表-4にはそれぞれ物性値と摩擦特性パラメータの一覧を示す。ここで、石材の物性値は、文献<sup>7)20)</sup>に示されている熔結凝灰岩の値を参考にして決定した。また、数値解析における時間増分幅は0.005 secに固定した。

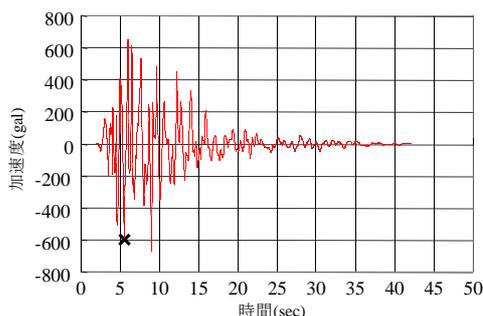


図-15 兵庫県南部地震時の  
JR 西日本鷹取駅構内地盤上のEW 方向加速度

表-3 物性値

	弾性定数 (MPa)	ポアソン比	密度(g/cm <sup>3</sup> )
輪石部	4 508	0.10	2.8
壁石部	4 508	0.10	2.2
土	76	0.27	2.0
コンクリート	30 000	0.2	2.3

表-4 摩擦特性パラメータ

	摩擦係数 $\mu$	$f_c^{\text{lim}}$ (kPa)	$u_s$ (mm)
石-石	0.669	100	0.5
石-土	0.584	100	0.5
石-コンクリート	0.584	100	0.5

### 5.1 無補強時の崩壊挙動シミュレーション

図-16 には、崩壊時の変形モードの推移を示す。図-15 中の×印を超過するとき、アーチクラウン部が上方に隆起し、そこを起点としてアーチが形成されなくなり、全壊に至るといった現象が予想された。離散的なブロックの集合体として自立している石造アーチ橋は、変形の追従性に優れるため、加振することで各ブロックは変形しやすい方向へと自由に流動する。この場合、加振することで潜在的な弱点であるアーチクラウン部が上方へ移動した結果、アーチの不安定化を引き起こしたものと考える。

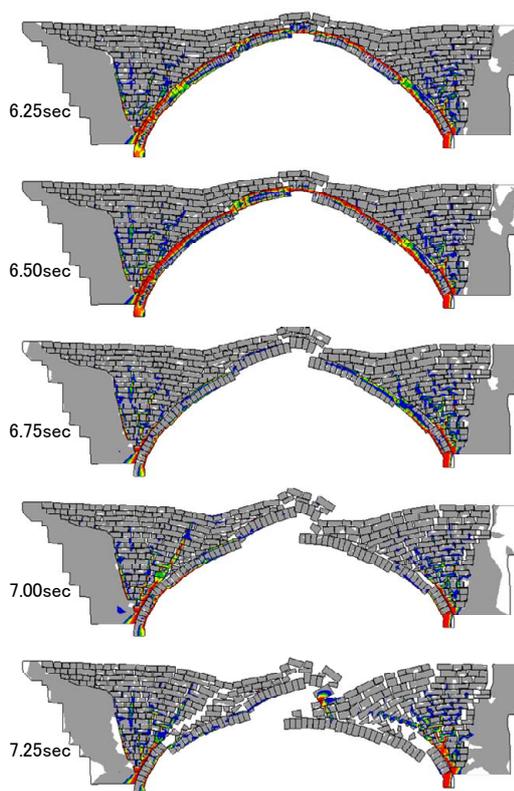


図-16 無補強の石造アーチ橋の崩壊時の変形図

### 5.2 補強対策案の提示

先に示した無補強時の崩壊パターンとそのメカニズムの考察より、以下に示す3つの補強案を考案し、その効果を検証した。

- 案1 上部にコンクリート床板を載せる。
- 案2 中央部の一部の石材をモルタル等で一体化させる。
- 案3 輪石の上部を鋼製ケーブルで一体化させる。

上記3つの補強案に対して、前節と同じ加速度履歴を与えた際の解析結果をまとめて図-17 に示し、以下には補強効果についての考察を与える。

案1は、アーチクラウン部での隆起を防ぐように上部より床板の自重で抑えようとした安直なものである。図-16 に示す無補強時と比較すると、明らかに輪石部の圧縮応力が全体的に増大しており、輪石にすべりが生じやすい状況となっていることが推測できる。また、アーチクラウン部の隆起が抑えられ、地震後も安定した構造が保たれている。

案2は、中央部のみを一体化させることで、隆起に伴う石材間の分離を防ぐ対策である。モルタルで一体化させた領域は、数値解析モデルにおいては、等価な材料として扱い、粗い要素により分割している。無補強時のような全壊は防がれたものの、一体化した領域の端部に局所的に変形が集中してしまい、地震動後(40sec 時)には橋全体は自立しているが、輪石の一部が抜けおちかけている。

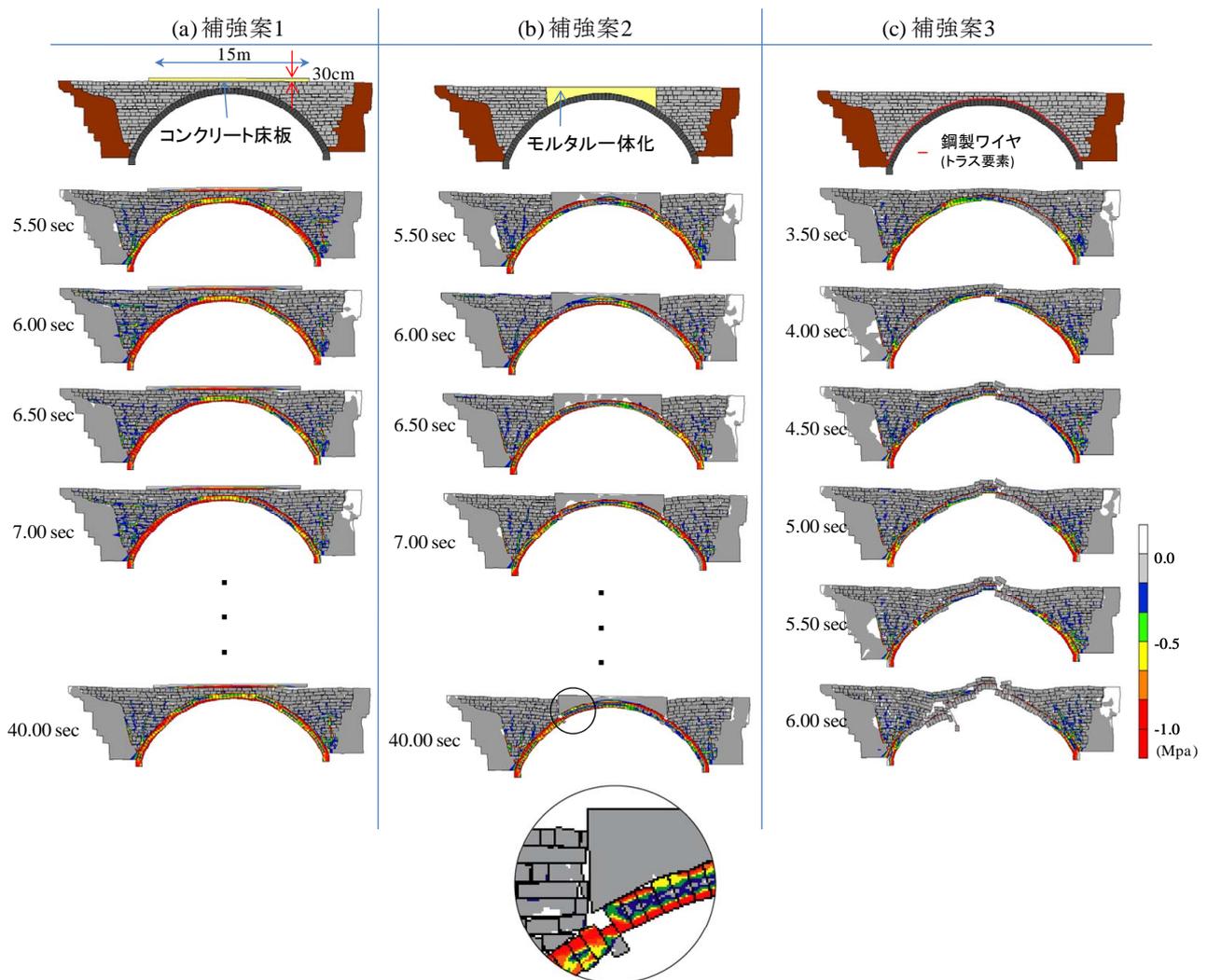


図-17 各補強案を施した石造アーチ橋の変形過程

案3では、輪石をケーブルで一体化させることで、アーチの不安定化を防ぐ方針である。全体の耐震性能が向上すると予想した補強案である。この際には、変形の追随性を拘束してしまったためか、補強の効果が全く現れないといった結果となっている。この原因は、彦坂ら<sup>7</sup>が提唱する「安定な離散体アーチ構造は、軸力線図を輪石のミドルサード内に抑えられている構造である」ことに反し、輪石の上辺のみをケーブルで補強することで輪石の上方に軸力線を集中させてしまったためとも解釈できる。

以上の結果より、安直な案1が一番補強案として優れるものと予想された。4.2節で検証した静的な強度評価から、石材の圧縮応力・引張応力は強度に対してはまだ十分に余力を残していたことを思い出せば、案1による補強が効果的であろう。ただし、事前に地盤支持力の耐力に十分な余力があるかを調査する必要があるであろう。もし、地盤の支持力不足により重量を増加できない場合であれば、案1と部分的な一体化領域を設ける案2との複合案により対処可能であると考えられる。なお、ここで示した補強案の効果は、その他のレベル2設計地震動を入力し

た際にも同様な傾向を示すことを確認し、案1が優れているといった結果が得られている。

以上の計算結果は2次元状態を仮定しており、面外方向の影響などは考慮されていないことには注意が必要である。また摩擦パラメータは対応した実験結果により同定したものではなく、強度値の信頼性には疑問が残る。しかし、ここで示したように補強案の有無による耐震性能の効果の議論には十分に使用できるものと思われる。

## 6. 結語

本研究では、離散体である石造アーチ橋の静的・動的挙動評価を実施する一連の手順として、市販 FEM ソフトウェアの技術を活用した“離散体有限要素モデル”を提案し、その有用性を定性的に調べた。このモデルの特徴を以下にまとめて示す。

- 石材ごとに異なる要素群で離散化した。
- 動的陰解法(シングルステップフルボルト時間積分)により静的・動的問題を統一的に扱うこととした。
- 接触・摩擦解析の高精度化のため、石材を複数の要素

に再分割した。

・Coulomb-Orwan 摩擦モデルの導入した。

以上の4点を配慮することで、静的から動的までの崩壊現象が定性的に表現することが可能となり、今後の石造離散構造物の数値解析として有用な解析ツールとなり得る可能性を示すことができた。本解析手法を用い、例として取り上げた石造アーチ橋に対する補強案を提示した。また、石材配置のレーザスキャン測量から解析モデル作成までの一連の作業を提案することで、今後、石造構造物の強度評価を個別に対応していく際の作業効率の向上を図った。

なお、本論文で示した数値解析では、より安全に供用するための補強案を提示することを目的にし、実際よりも厳しいと思われる摩擦条件を設定している。したがって、レベル2地震動に対しては無補強のままでは全壊してしまうことを予想しているものではないことに注意していただきたい。石造アーチ橋はこれまでに地震により倒壊した記録がほとんどないことから、再度、耐震性能について見直し、今後、重要な土木遺産として適切に維持管理が行われることを期待する。

今後の課題としては、実験との定量的な比較が急務である。そのためにはまず、構造全体の崩壊強度を支配する摩擦モデルの精度検証を実施すべきである。また、定量的な比較検証を行うには、数値解析の3次元化が必要不可欠であり、3次元解析モデルの作成手順の構築、および並列計算などの大規模解析対策が必要となる。また、維持管理に向けては、風化などによる材料劣化を岩盤力学的な知見から定量化する<sup>21)</sup>ことも必要となるものと思われる。

## 謝辞

九州橋梁・構造工学研究会 (KABSE) の研究分科会「九州における石橋の現況把握と健全度評価」(主査:熊本大学・山尾敏孝教授)のメンバーからは有用なコメントをいただきました。また本研究の一部は、(社)九州建設技術管理協会からの研究助成により行われました。ここに記して感謝いたします。

## 参考文献

- 1) 迹目英正: 石造アーチの新たな可能性, *Civil Engineering Consultant*, Vol.235, pp.16-19, 2007.
- 2) 吉原進: 甲突川五石橋の移設復元計画, *土木学会誌*, Vol.83, No.6, 1998.
- 3) 岡田昌彰: 土木遺産の保全と観光開発, *土木学会誌*, Vol.93, No5, pp.26-29, 2008.
- 4) Cundall, P.A.: A computer model for simulating progressive, large scale movement in blocky rock system, *ISRM Symposium*, Nance, France, pp. 11-18, 1971.

- 5) Jiang, K. and Esaki, T.: Quantitative evaluation of stability changes in historical stone bridges in Kagoshima, Japan, by weathering, *Engineering Geology*, Vol.63, pp.83-91, 2002.
- 6) Kawai, T.: New discrete models and their application to seismic response analysis of structure, *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 48, pp.207-229, 1978.
- 7) 彦坂熙, 劉玉撃: 不連続体力学モデルによる古い多連式石造アーチ橋の強度評価法, *構造工学論文集*, Vol.43A, pp.995-1001, 1997.
- 8) Shi, G.H. and Goodman, R.E.: Two dimensional discontinuous deformation analysis, *Int. J. Anal. Method Geomech.*, Vol.9, pp.541-556, 1985
- 9) 大西有三, 佐々木猛, G. H. Shi, 不連続性岩盤解析実用化研究会 (日本計算工学会編): 計算力学レクチャーシリーズ⑥ 不連続変形法 (DDA), 丸善, 2005.
- 10) 宇野晴彦, 石田毅, 水田義明: 岩盤モデルおよび解析手法の歴史的な変遷と特徴, *資源と素材*, Vol. 118, pp.150-156, 2002.
- 11) Parajuli, H., Kiyono, J. and ONO, Y.: Effectiveness of wooden bond beams in dry stone masonry houses, *Journal of Applied Mechanics*, Vol. 11, pp. 615-623, 2008.
- 12) 石川達也, 大西有三, 堀池高広: 不連続変形法 (DDA) による道床バラスト部繰り返し塑性変形機構の検討, *土木学会論文集*, No645/III-50, pp.15-28, 2000.
- 13) Shi, G. H.: Manifold method of material analysis, *Trans. 9th Army Conf. on Appl. Math. And Comp. Rep.*, No.92-1, U.S.Army Res. Office, pp.51-76, 1991.
- 14) 浅井光輝, 寺田賢二郎: 有限被覆法による不連続面進展解析, *応用力学論文集*, Vol. 6, pp.193-200, 2003.
- 15) Dolbow, J., Moes, N. and Belytschko, T.: An extended finite element model for modeling crack growth with frictional contact, *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.*, Vol.190, pp.6825-6846, 2001.
- 16) Chung, J. and Hulbert, G.M.: A family of single-step Houbolt time integration algorithms for structural dynamics, *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.*, Vol.118, pp.1-11, 1994.
- 17) Wriggers, P.: *Computational Contact Mechanics*, Springer, 2002.
- 18) 山内裕之, 巽耕一, 西村正三: 「石垣修復支援システム」の開発, *土木学会誌*, Vol.93, No.3, pp.60-63, 2008.
- 19) <http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/>
- 20) 土質工学会: 岩の工学的性質と設計・施工への応用, pp. 198, 1974.
- 21) 江崎哲郎, 蔣宇静, 亀田伸裕, 森信之, 吉田良: 熔結凝灰岩の風化の定量的評価に関する研究, 第27回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.91-95, 1996.

(2008年9月18日受付)