

名勝伊江殿内庭園の石積みアーチ橋の静的・動的安定性に関する模型実験および解析的検討

藍檀 オメル^{1*}・渡嘉敷 直彦²

¹琉球大学工学部 社会基盤デザインコース (〒903-0213 沖縄県中頭郡西原町千原 1 番地)

²琉球大学島嶼防災研究センター 研究開発室 (〒903-0213 沖縄県中頭郡西原町千原 1 番地)

*E-mail: aydan@tec.u-ryukyu.ac.jp

名勝指定の伊江殿内庭園の石積みアーチ橋は、琉球石灰岩ブロックで構築されており、築造後の風化などによる経年変化が著しく、石積みアーチ構造の安定性の低下が懸念されている。本研究は、この文化財の修復・保存を念頭に置き、現状および修復時の石積みアーチ構造の重力場および地震時における安定性を評価することを目的とし、石積みアーチ構造の静的・動的模型実験および解析による検討を行った。

石積みアーチ橋のモデル化を行い、模型による底面摩擦実験、振動台動的載荷実験による変形破壊挙動と、提案するアーチ極限解析およびDFEM数値解析を実施して、模型実験および解析の両面から石積みアーチ橋の静的・動的安定性を評価した。

Key Words : Iedonchi, stability of the arch bridge, model experiments, base-friction test, shaking table test, limiting mechanical analysis of arch, numerical analysis

1. はじめに

名勝に指定されている伊江殿内（いえどんち）庭園は、琉球王家時代の有力家臣の館跡にあり、琉球石灰岩の岩盤を巧みにくり抜いた池や石積みアーチ橋が造られている。しかしながら、現在まで放置状態にあり、風化などによる経年変化が著しく、石積みアーチ橋の安定性の低下が懸念されている。

本研究は、この文化財の修復・保存を念頭に置き、現状および修復時の石積みアーチ橋の重力場および地震時における安定性を評価することを目的として、石積みアーチ橋の静的・動的模型載荷実験および解析的検討を行

った。本研究では、石積みアーチ橋のモデルによる模型を製作し、底面摩擦実験装置を用いた自重場における静的および地震時水平力載荷による変形破壊挙動と、振動台載荷による動的変形破壊挙動を検討すると同時に、提案する極限解析および数値解析（DFEM）を行って、模型実験および解析の両面から石積みアーチ橋の静的・動的安定性を評価した¹⁾²⁾。

2. 石積みアーチ橋の概要とモデル化

伊江殿内庭園にある石積みアーチ橋の現況を、写真-1に示す。本アーチ橋は、琉球石灰岩を用いて築造されており、18世紀末に築造され先の大戦を経て現在に至っている。石積みアーチ構造の形状は、スパン1.7m、高さ0.85mであり、石積みブロックの寸法は、20 - 25cmである。アーチ左側の基礎には、大きいサイズのブロックが配置されており、アーチ右側基礎は、庭園を覆う琉球石灰岩岩盤を利用している。

アーチ天端にあるブロック内には、亀裂が発生しており、石積みアーチ構造のモデル化に際しては、亀裂面で接する個別のブロックとしてモデル化する。また、アー



写真-1 伊江殿内庭園の石積みアーチ橋

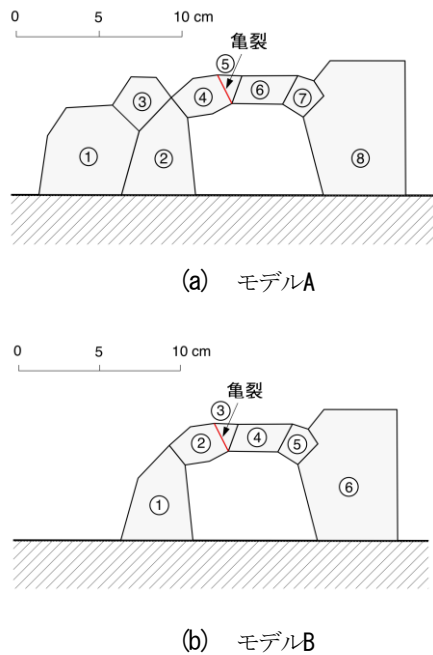


図-1 石積みアーチ構造モデル

チ構造の安定性を検討する条件として、アーチ左側基礎のブロックが可動する可能性を考慮し、図-1に示すように、2つの石積みアーチ構造モデルを考える。アーチ右側アバットは、基礎岩盤を利用しており、モデルAブロック⑧およびモデルBブロック⑥は、実験と解析において固定条件とする。

静的・動的模型載荷実験では、この2つの構造モデルについて変形・破壊挙動の比較検討を行う。一方、アーチ極限解析では、より構造条件の厳しいモデルBについてその安定化を検討する。

3. 静的・動的模型載荷実験による変形・破壊挙動

琉球石灰岩を用いてモデル化された石積みアーチ構造（図-1）の模型を製作し、底面摩擦実験装置による自重場における静的および地震時水平力載荷による変形・破壊挙動と、振動台動的載荷による動的変形・破壊挙動を検討した。

(1) 底面摩擦実験

底面摩擦模型実験装置を用いて、琉球石灰岩の石積みアーチ模型による自重載荷実験および地震時水平力載荷試験を実施した。使用した底面摩擦模型実験装置と地震時水平力載荷時の状況を、写真-2に示す。アーチ模型に自重と地震時水平力を載荷するため、ベルトの進行方向に対してアーチ模型を傾斜させている。

アーチアバット両端が固定されたモデルAの自重載荷実験による変形破壊性状を、写真-3に示す。ブロック⑥

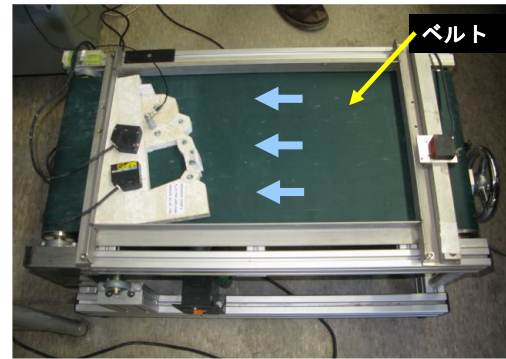


写真-2 底面摩擦模型実験（地震時水平力載荷実験）



写真-3 モデルAの自重載荷試験による変形破壊性状



写真-4 モデルAの地震時水平力載荷実験による変形破壊性状（水平震度係数： $k_h = 0.58$ ）

が下方へ変位し、亀裂部ブロック⑤が上部へ押し上げられている。一方、写真-4に示す地震時水平力載荷実験（水平震度係数 $k_h = 0.58$ ）では、ブロック⑥とブロック⑦が下方へ変位し、ブロック④とブロック⑤が押し上げられアーチ天端が構造的に不安定となる。つぎに、モデルAのアバット①、②が可動可能な状態で地震時水平力（水平震度係数 $k_h = 0.58$ ）を受ける場合の変形破壊性状を、写真-5に示す。アーチ構造に水平力が加わることで、アバット①、②が横方向に変位し、ブロック⑥とブロック⑦が下方へ変位して構造が崩壊に至る。本実験におけるアーチ天端ブロック⑥、アバット①の変位

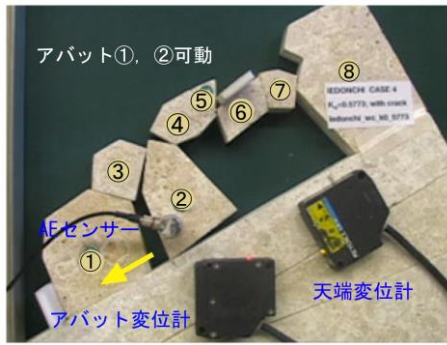


写真-5 モデルAの地震時水平力載荷実験による変形破壊性状（アバット①、②可動，水平震度係数： $k_h = 0.58$ ）

およびAE挙動を、図-2に示す。写真-5に示す2つの変位計とAEセンサーを配置し、アーチ天端変位（ブロック⑥）、アバット変位（アバット①）およびAEを測定した。地震時水平力載荷により、アバット①の横方向の変位と同時に、アーチ天端ブロック⑥の下方への変位が始まり、次第に変位が大きくなる。各ブロックの移動に伴い、AE発生 の累積数が増加している。

アーチモデルAの自重載荷および地震時水平載荷実験において、いずれの実験ケースでも、アーチ天端ブロック⑥の下方への変位の発生により、アーチ構造の不安定性が生じている。特に、アバット①、②が可動する場合（写真-5および図-2）、天端ブロック⑥の変位の発生により、アーチ構造の不安定性は、他のケースよりも顕著に現れる。

(2) 動的載荷実験

石積みアーチ橋の動的安定性を把握するため、図-1に示すアーチモデルの振動載荷実験を実施した。振動台上に設置するアーチ模型（モデルA）と計測装置の設置状況を図-3に示す。動的応答の計測は、アーチ天端加速度、振動台加速度、アバット①、②の水平変位、アーチ構造のAE挙動を測定した。載荷方法は、3Hzの正弦波で入力加速度を徐々に増加させ、アーチ構造の破壊過程を観察した。

アバット①、②の可動を許したアーチモデルAの振動載荷による変形性状を、写真-6に示す。アーチ天端のブロック⑤が上方へ変位し、ブロック⑥が下方へ変位しているが、アーチ全体の崩壊に至っていない。図-4に、動的応答を示す。入力加速度が180galに達すると、ブロック⑤が上方へ変位すると同時に、ブロック⑥が瞬間的に下方へ変位し、その際の加速度が一時的に1,000galを超えているが、その後入力加速に応じてほぼ同じ倍率の加速度応答が認められる。ブロックの変位と同時にAEが発生している。

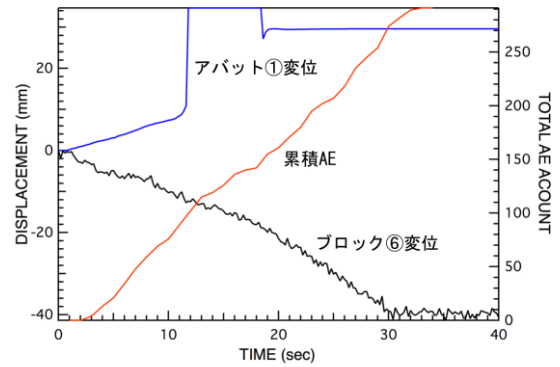


図-2 モデルAの地震時水平載荷実験（アバット①、②可動，水平震度係数： $k_h = 0.58$ ）によるブロック①、⑥の変位およびAE挙動

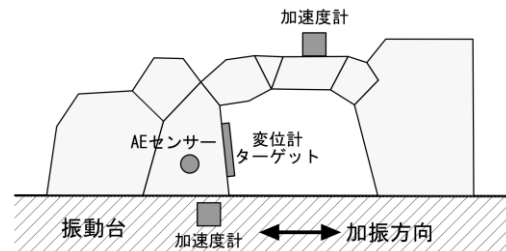


図-3 動的載荷実験における石積みアーチ模型と計測装置の設置状況（モデルA）

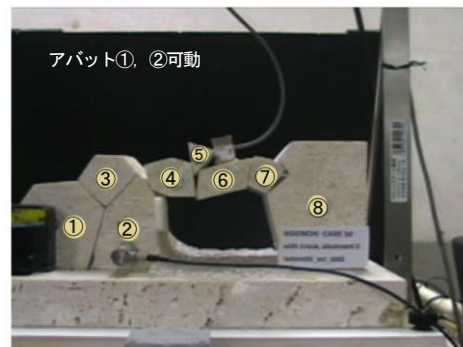


写真-6 モデルAの振動載荷による変形性状（アバット①、②可動）

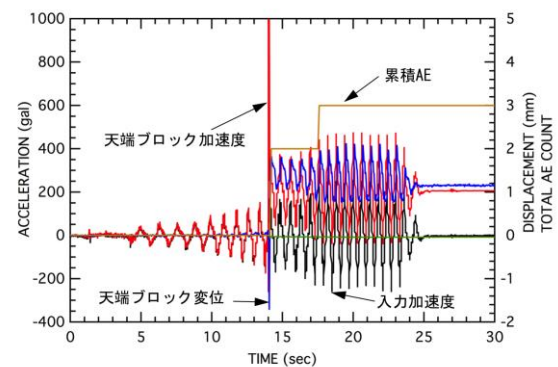


図-4 モデルAの動的応答（アバット①、②可動）

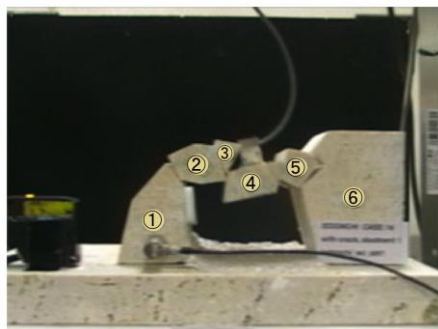


写真-7 モデルBの振動載荷による変形破壊性状
(アバット①可動)

アバット①が可動状態にあるアーチモデルBの振動載荷による変形破壊性状を、写真-7に示す。入力加速度が350galで天端ブロック④の応答加速度が増加し、430galで構造の全体破壊が生じた(図-5)。また、アーチモデルA、およびモデルBのアバットが固定された状態では、入力加速度が900galを超えてもアーチの全体破壊は生じなかった。

アーチ模型の静的・動的載荷実験の結果、2つのモデルにおいて、アバットが緩むか変位すると、アーチ構造の安定性は低下し、また、アーチ天端のブロック間の亀裂の存在が、アーチ構造の安定性を低下させる。アバットが固定状態にあり、ブロックの亀裂を修復すれば、両モデル共にアーチ構造の安定性は保たれる。

4. 数値解析による変形・破壊挙動

筆者らは、通常の有限要素法を基礎とし、不連続体の大変形挙動を表現できる個別有限要素法(Discrete Finite Element Method: DFEM)を提案している³⁾。不連続面を厚みを有するコンタクト要素でモデル化し、Updated Lagrangian 法に基づいて変形解析を行う解析手法である。

ここでは、図-1に示す石積みアーチモデルA、Bについて、地震荷重(水平震度係数 $k_h = 0.58$)を受ける際の変形性状をDFEMを用いて解析を行った。表-1に示すアーチモデルの物性値を用いて解析した結果の例を、図-6および図-7に示す。両モデルのアーチ構造に地震による水平荷重が作用すると、アバットが水平方向に変位し、アーチ上部のブロックが下方へ変位しており、この条件下での不安定性を示している。

5. 石積みアーチ構造の解析的安定性評価

石積みアーチ構造の静的・動的模型実験および数値解

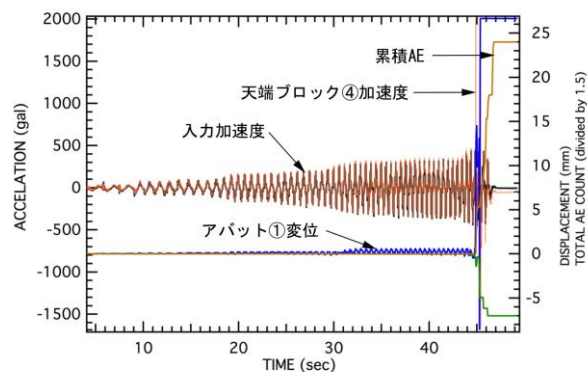


図-5 モデルBの動的応答 (アバット①可動)

表-1 解析に用いた物性値

ブロック	E (GPa)	ν	γ (kN/m ³)
	5.0	0.2	23.0
コンタクト	E_n (MPa)	G_s (MPa)	c (MPa)
	1.0	0.1	0
	σ_t (MPa)	ϕ (°)	
	0	30	

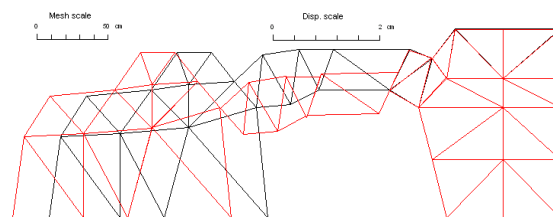


図-6 モデルAの変形性状 (水平震度係数 $k_h = 0.58$,
アバット①, ②可動)

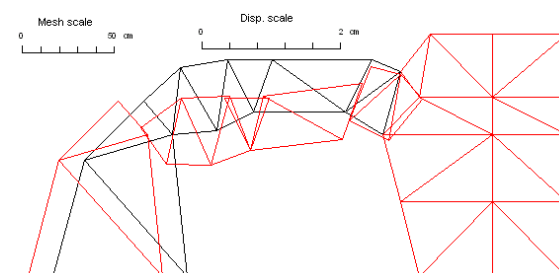


図-7 モデルBの変形性状 (水平震度係数 $k_h = 0.58$,
アバット①可動)

析結果が示す安定性は、アーチアバットのすべりに大きく影響されることを示している。地震時における伊江殿内石積みアーチ橋の挙動は、写真-1に示す左側岩塊(アバット)のすべりや転倒の発生と、右側岩塊に接する石積み石(ブロック)の接触が失われる可能性があり、安定性が失われる要因と思われる。

ここでは、これらの要因を考慮し、図-8に示すアーチ構造モデルについて、極限解析手法による解析解を示し、

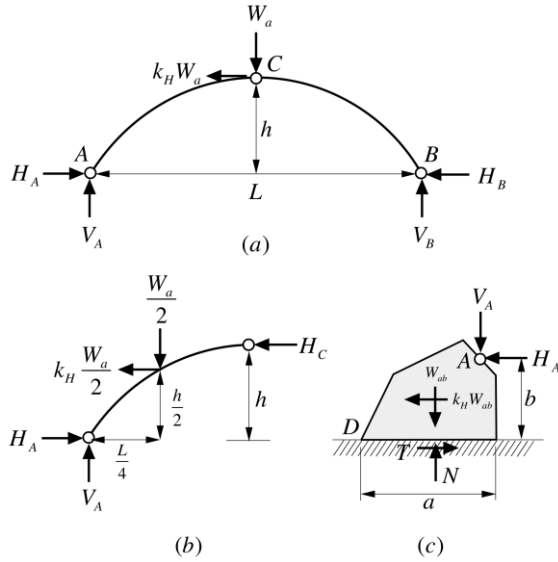


図-8 石積みアーチ構造の力学的モデル

アーチの幾何学的条件，アバット・アーチ部重量比，地震時水平力に対する安定条件を求める．解析モデルは，3ヒンジを有するアーチ構造としてモデル化している．

図-8(a)において，水平方向の釣り合いより，アバット A の水平反力 H_A は次のようになる．

$$\sum H_A = H_A - H_B - k_H W_a = 0 \quad (1)$$

$$H_A = H_B + k_H W_a \quad (2)$$

一方，鉛直方向の力の釣り合いより，アバット A の垂直反力 V_A は次式のように求めることができる．

$$\begin{aligned} \sum V = V_A + V_B - W_a &= 0 \Rightarrow V_A + V_B = W_a \\ \Rightarrow V_A &= W_a - V_B = W_a \left(\frac{1}{2} + k_H \frac{h}{L} \right) \end{aligned} \quad (3)$$

また，モーメントより， V_B は次のように求められる．

$$\begin{aligned} \sum M_{(A)} &= W_a \cdot \frac{L}{2} - V_B \cdot L - k_H W_a \cdot h = 0 \\ \Rightarrow V_B &= W_a \left(\frac{1}{2} - k_H \frac{h}{L} \right) \end{aligned} \quad (4)$$

ここで， k_H ：震度係数， W_a ：アーチの重量， W_{ab} ：アバットの重量， L ：スパン， h ：アーチ高さを表す．

図-8(b)のアバット A に関する水平方向の力の釣り合いより， H_A は

$$\begin{aligned} \sum H &= H_A - H_C - k_H \frac{W_a}{2} = 0 \\ \Rightarrow H_A &= H_C + k_H \frac{W_a}{2} \end{aligned} \quad (5)$$

となる．また，モーメントの釣り合いより，次のように表される．

$$\sum M_{(A)} = \frac{W_a}{2} \cdot \frac{L}{4} - H_C \cdot h - k_H \frac{W_a}{2} \cdot \frac{h}{2} = 0 \quad (6)$$

H_A と H_C は，次のように求められる．

$$H_C = \frac{W_a}{8} \frac{L}{h} - k_H \frac{W_a}{4} \Rightarrow H_A = \frac{W_a}{8} \frac{L}{h} - k_H \quad (7)$$

水平方向の力の釣り合いより，

$$\sum H = T - H_A - k_H W_{ab} = 0 \Rightarrow T = H_A + k_H W_{ab} \quad (8)$$

アバットの底面に作用する水平せん断力 T は，次のように求まる．

$$T = \frac{W_a}{8} \frac{L}{h} + k_H \frac{W_a}{4} + k_H W_{ab} \quad (9)$$

さらに鉛直方向の力の釣り合いより，

$$\sum V = N - V_A - W_{ab} = 0 \Rightarrow N = V_A + W_{ab} \quad (10)$$

したがって，鉛直反力 N は，つぎのようになる．

$$N = \frac{W_a}{2} \left(1 + k_H \frac{2h}{L} \right) + W_{ab} \quad (11)$$

アバット A におけるすべり破壊に対する条件を次のように与えることができる．

$$\frac{T}{N} \leq \tan \phi \quad (12)$$

式(9)と式(11)における T および N を式(12)に代入すると，すべり破壊に対する重量比 W_{ab}/W_a の条件式が次のように得られる．

$$\frac{W_{ab}}{W_a} \geq \frac{\frac{L}{8h} + \frac{k_H}{4} - \left(\frac{1}{2} + k_H \frac{h}{L} \right) \tan \phi}{\tan \phi - k_H} \quad (13)$$

また，アバット A の岩塊の転倒に対するモーメントの釣り合い式は次のようになる．

$$\sum M_{(D)} = -H_A \cdot b + V_A \cdot a + W_{ab} \frac{a}{2} - k_H W_{ab} b \cdot \frac{b}{2} \geq 0 \quad (14)$$

式(3)と式(7)を式(14)に代入すると，アバット A の転倒破壊に対する重量比の条件は次式で与えられる．

$$\frac{W_{ab}}{W_a} \geq \frac{\left(\frac{1}{8} \frac{L}{h} + \frac{k_H}{4} \right) - \left(\frac{1}{2} + k_H \frac{h}{L} \right) \frac{a}{b}}{\frac{a}{2b} (1 - k_H)} \quad (15)$$

また，アバット B において水平反力 H_B は次式のように求めることができる．

$$H_B = \frac{W_a}{4} \left(\frac{L}{2h} - 3k_H \right) \quad (16)$$

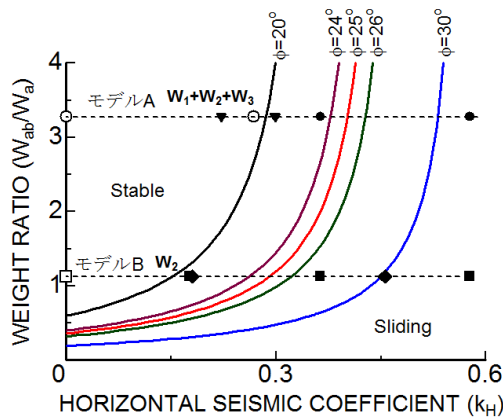


図-9 解析モデルによるアーチ構造の安定性評価
($L/h = 3.2$)

$H_B = 0$ に対する限界の震度係数は、次のようになる。

$$k_H = \frac{L}{6h} \quad (17)$$

図-9 に、解析モデルに対するアーチ構造の重量比 W_{ab}/W_a と、震度係数 k_H の関係を示す。ブロック間の摩擦角 f をパラメータとして、各パラメータに対する安定条件が示されている。図より、アーチ構造の重量比が減少すれば、安定性は減少し、地震水平力が大きくなれば、安定性は減少することを示している。

図中には、模型実験の結果が併せて示されており、プロット記号○、▼、●は、モデル A における自重のみ、水平震度 10°、20°、30°における結果を示す。同様に、□、◆、■は、モデル B における自重のみ、水平震度 10°、20°、30°における結果を示す。模型実験結果と解析結果が示す安定性は、ほぼ一致しており、石積みアーチ橋の安定性は、振動による影響が大きいことが明らかになった。また、この関係図を用いることにより、アーチ構造の安定性を簡易に評価することができる。

6. 結論

本研究は、名勝指定の伊江殿内庭園にある経年劣化による変状が著しい石積みアーチ橋の力学的安定性を評価することを目的として、石積みアーチ橋のモデル化を行い静的・動的模型実験、数値解析の実施と、提案するアーチ構造の極限解析による安定性の検討を行った。これらの検討を通して得られた結果を要約する。

- 1) 2種類のアーチ模型による底面摩擦実験・動的載荷実験および数値解析から、アーチ構造アバットが緩むあるいは変位すると、アーチ構造の安定性が低下し、アーチ天端のブロック間の亀裂の存在が、安定性を低下させることが明らかになった。
- 2) アーチモデルの安定性を評価する解析解から、石積みブロック間の摩擦係数をパラメータとしたアーチ構造の重量比と水平震度の関係を示し、模型実験結果と比較し、提案手法の妥当性を確認するとともに、このアーチ構造の安定性を簡易に評価できることを示した。

参考文献

- 1) Aydan, Ö., Ogura, Y., Daido, Y., Tokashiki, N., Irabu, S., and Takara, S.: Re-assessment of the Seismic Response and Stability of Stone Masonry Structures of Shuri Castle through Shaking Table Tests, *Proceedings of International Symposium on Industrial Minerals and Building Stones*, pp.109-117, September 15-18, Istanbul, Turkey, 2003.
- 2) 渡嘉敷直彦, アイダン オメル, 清水泰弘: 石積み構造物の力学的安定性を考える, - 石積み構造モデルの解析と模型実験の実施 -, 建設情報誌「しまたてい」, No.22, pp.42-46, 2002.
- 3) Mamaghani I.H.P., Aydan, Ö., and Kajikawa, Y.: Analysis of masonry structures under static and dynamic loading by discrete finite element method, *Journal of Structural Mechanics and Earthquake Engineering*, Japan Society of Civil Engineers, JSCE, No. 626/I-48, pp. 1-12, 1999.

THE EVALUATION OF STATIC AND SEISMIC STABILITY OF AN STONE MASONRY ARCH BRIDGE IN IEDONCHI IMPERIAL GARDEN THROUGH MODEL TESTS AND ANALYTICAL METHOD

Ömer AYDAN and Naohiko TOKASHIKI

The authorities are concerned with the stability of dilapidating masonry arch bridge in Iedonch imperial garden. The authors have been investigating the stability of the arch bridge by model experiments using the base-friction apparatus and shaking table. The preliminary results indicated that the bridge must be stable under gravitational condition. However, the vibration, which may result from nearby constructions or earthquakes, causes the loss of the arching effect and may result in the collapse of the bridge. Analytical stability analyses were performed using dynamic limiting equilibrium model for the arch bridge and by DFEM. The authors report the outcomes of this study and discuss their implications.