

支点移動に着目した石造アーチ橋の構造安定性に関する基礎的研究 (その 3)

福岡大学

正会員 ○今泉 暁音

福岡大学

正会員 坂田 力

九州産業大学

フェロー会員 水田 洋司

(株)建設プロジェクトセンター

正会員 筒井 光男

1. はじめに

九州には、多くの石造アーチ橋が存在している。それらの中には建設から 100 年以上経過したものも存在し、適切に維持管理していくことが重要である。

そこで、著者らは供用中の石造アーチ橋の構造安定性に関する基礎的な研究を進めている。特に、石造アーチ橋の安定性に大きく影響する支点の水平移動に着目し、崩壊挙動との関係について、個別要素法による数値解析によって検討してきた^{1), 2)}。本報では、数値解析結果の妥当性を確認するために、輪石のみからなる石橋アーチ橋を対象に、模型実験と個別要素法による解析の両結果について比較検討した結果を報告する。

2. 検討モデル、及び模型実験の方法

検討モデルの形状寸法を図-1 に示す。輪石は 9 個、支間 $L=250\text{mm}$ 、ライズ $f=55\text{mm}$ 、輪石厚 $T=28.3\text{mm}$ である。

模型実験には、図-2 に示すコンクリート造アーチ橋輪石模型を用いる。模型の支間は、輪石間に隙間がないよう積むと図-1 よりも 5mm 短い 245mm であり、輪石の奥行方向の寸法は 27.5mm である。図-2 に示す状態から、崩壊しないことを確認しながら、片方（右側）のアーチ基部ブロック（以下、支点と呼ぶ）をアーチ外側へできるだけゆっくり手で移動させ、その様子を動画で記録する。これを 10 回行う。

3. 個別要素法による解析条件

(1) 解析手法、及び解析モデル

解析には、2 次元個別要素法 (Distinct Element Method, DEM) の解析コード UDEC³⁾を用いる。

入力パラメータを表-2 に示す。弾性係数 $E=6.20 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ 、及びポアソン比 $\nu=0.2$ （コンクリートの一般的な値）を元に体積弾性係数 K 、せん断弾性係数 G を設定した。摩擦角は $26^\circ \sim 36^\circ$ と各輪石でばらついており、9 個の平均の 31° を用いる。

(2) 解析手順

解析手順の概要を図-3 に示す。まず、モデル全体の外廓を生成した上で、1) 各要素の境界（不連続面）を定義し、モデル形状を作成する。次にアーチ下部のブロックは支保工と見なして除去せず、2) 橋梁上部のブロックのみを除去し、重力を作用させ平衡状態に至

るまで計算する。平衡状態に至った後、3) アーチ下部の支保工ブロックを除去し、さらに平衡状態に至るまで計算して自重に対して安定している状態を作成する。4) この状態から片方（右側）の支点をアーチの外側へ等速度 ($v=0.125\text{mm/sec}$) で水平移動させる。支点を 1.25mm (10 秒間) (支間 L の 0.5%) 移動させる毎に停止させ、平衡状態に至るまで計算し、平衡状態に至るか、崩壊するかを確認する。これを繰り返し行い、崩壊するときの支点の水平移動量を確認した。

4. 結果、及び考察

図-4 に模型実験結果の一例を示す。10 回中 9 回はこれと同じ位置にヒンジが生じた。図-5 は数値解析の結果を示す。

(1) 崩壊時の支点水平移動量

模型実験における崩壊時の支点水平移動量 dL は、

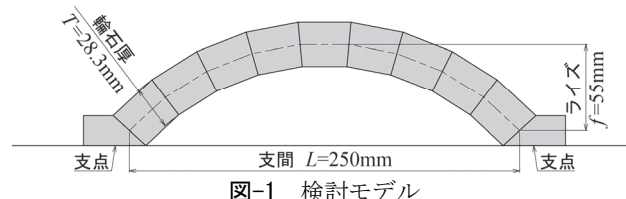


図-1 検討モデル



図-2 コンクリート造アーチ橋輪石模型

表-2 入力パラメータ

石材ブロック	密度	d (kg/m^3)	2,000
	体積弾性係数 ※	K (Pa)	3.50×10^{11}
	せん断弾性係数 ※	G (Pa)	2.50×10^{11}
石材間のばね (不連続面)	垂直方向剛性	j_{kn} (Pa/m)	1.00×10^{10}
	せん断方向剛性	j_{ks} (Pa/m)	5.00×10^9
	摩擦角	j_f ($^\circ$)	31
	粘着力	j_c (Pa/m)	0

※ $K = \frac{E}{3(1-2\nu)}$, $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ より算出

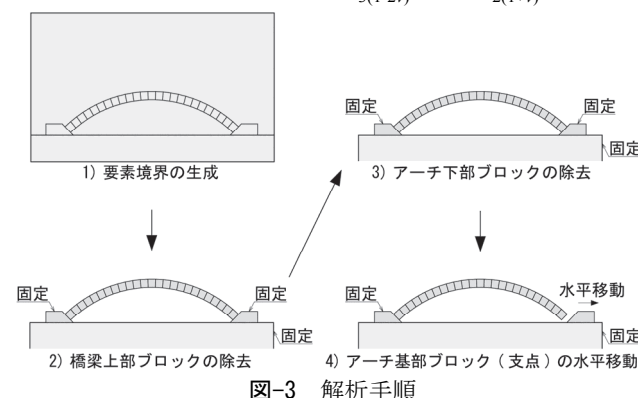
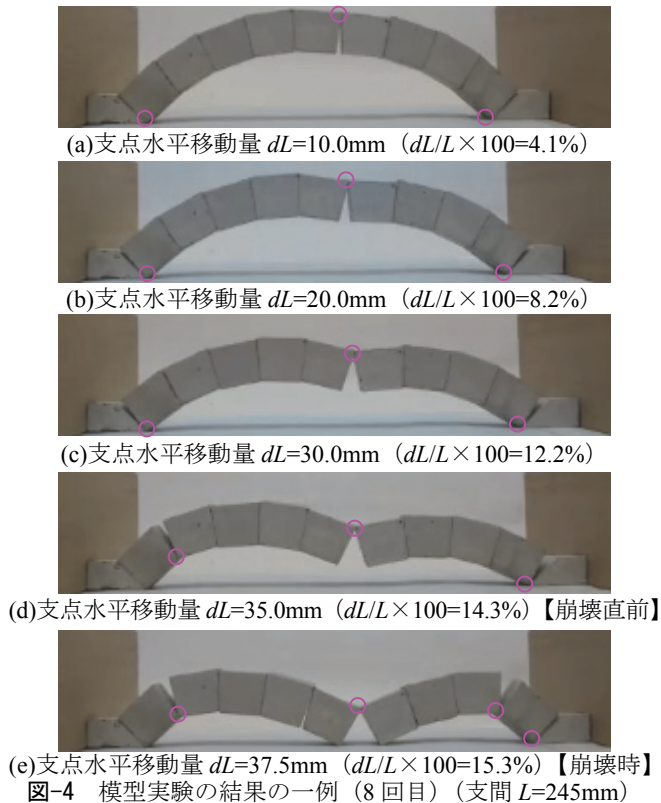


図-3 解析手順



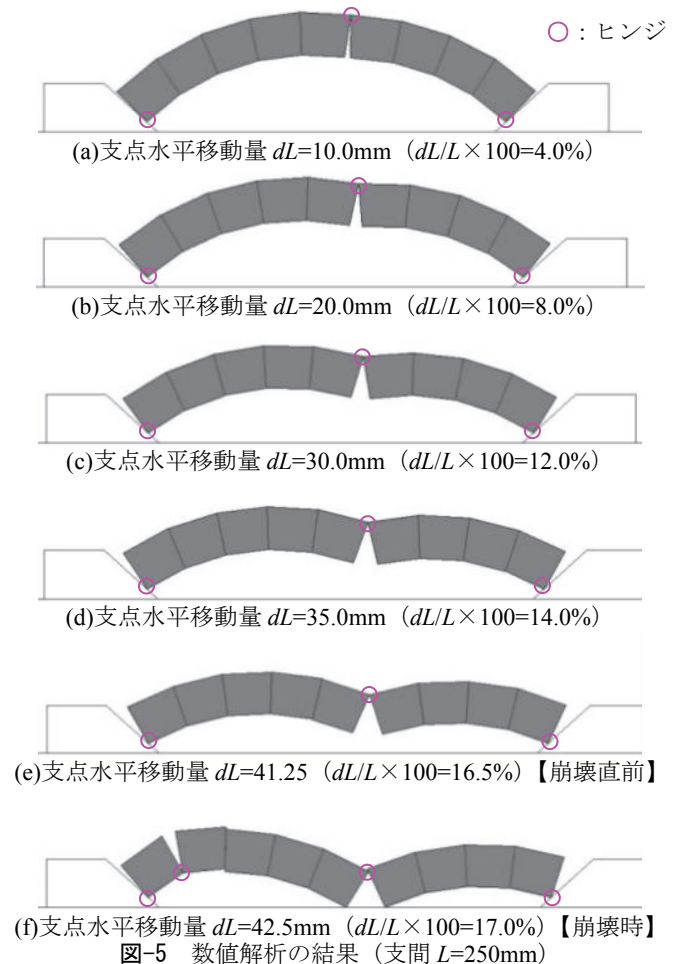
36.5mm～40.0mm となり 10 回の平均は 37.9mm(支間長に対する水平移動量の割合 $dL/L \times 100=15.5\%$) となった。数値解析における崩壊時の支点水平移動量 dL は、42.5mm($dL/L \times 100=17.0\%$) となった。模型実験における崩壊時の支点水平移動量は数値解析よりも 1.5%程度小さいものの、模型の誤差、手動で支点を移動させていることを考えると、模型実験と数値解析における崩壊時の支点水平移動量は、概ね一致しているといえる。

(2) ヒンジの発生位置

図-4(a)、図-5(a)に示すように、模型実験、数値解析ともに $dL=10\text{mm}$ において、支間中央部付近の輪石上面 1 箇所、及び、両支点部の輪石下面 2 箇所の計 3 箇所にヒンジが生じる。その後、支点水平移動の増加に伴って輪石の開きは拡大し、模型実験では $dL=35.0\text{mm}$ (図-4(d)) において、左側支点(固定支点)部のヒンジが閉じ、その支点に近い輪石下面にヒンジが移る。 $dL=37.5\text{mm}$ (図-4(e)) では右側支点に近い輪石下部に 4 つ目のヒンジが生じて崩壊した。数値解析では、 $dL=42.5\text{mm}$ (図-5(f)) で、左側支点に近い輪石下面に 4 つ目のヒンジが生じ、崩壊した。

以上より、支点の水平移動に伴う初期挙動として、ヒンジが支間中央付近 1 箇所、支点付近 2 箇所の計 3 箇所が生じ、さらに水平移動量が増加すると崩壊に至るという挙動は、模型実験と数値解析の両者において、概ね一致しているといえる。

なお、模型実験において、別途、輪石を入れ替えてみる



と、ヒンジの生成場所は若干異なるものの、初期挙動として支間中央部付近 1 箇所、及び、両支点部付近 2 箇所の計 3 箇所にヒンジが生じる傾向は同様に見られた。

また、数値解析において、摩擦角を 26° とした場合、崩壊時の支点水平移動量 dL は 42.5mm($dL/L \times 100=17.0\%$) となり、ヒンジの生成状況も図-5 と同様となった。

5. まとめ

本報告では、個別要素法による数値解析によって得られた支点水平移動に伴う石造アーチ橋の挙動について、模型実験と数値解析の両結果を比較検討した。その結果、実験と数値解析の両者において、崩壊時の水平移動量、及び、ヒンジの発生状況の傾向はほぼ同等と捉えることができ、数値解析の妥当性を確認することができた。

謝辞：

個別要素法についてご教授頂きました山口大学大学院理工学研究科 清水則一教授に感謝の意を表します。

参考文献：

- 1) 今泉暁音, 坂田力, 水田洋司, 筒井光男：支点移動に着目した石造アーチ橋の構造安定性に関する基礎的研究, 土木学会第 70 回年次学術講演会, I-314, pp.627-628, 2015.
- 2) 今泉暁音, 坂田力, 水田洋司, 筒井光男：支点移動に着目した石造アーチ橋の構造安定性に関する基礎的研究(その 2), 土木学会第 71 回年次学術講演会, I-15, pp.31-32, 2016.
- 3) ITASCA Consulting Group, Inc. : UDEC, Version 6.00, User's manual, 2014.