

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

STRENGTH ASSESSMENT OF ANCIENT MULTI-SPAN STONE ARCH BRIDGES USING NON-CONTINUUM MODELING

彦坂 熙*, 劉 玉 擎**

Hiroshi HIKOSAKA and Yuqing LIU

* 工博 九州大学教授 工学部建設都市工学科 (〒812 福岡市東区箱崎 6-10-1)

** 工博 九州大学助手 工学部建設都市工学科 (同上)

Old stone arch bridges are excellent reminders of the civil engineering heritage in the world. In order to maintain these bridges in good and safe condition, it is important to be able to estimate their current strength as accurate as possible. Considering the discontinuity of each masonry element, a two dimensional non-continuum model is presented for analyzing the nonlinear behavior of stone arch bridges. The arch ring is modeled as an assemblage of rigid voussoir elements interconnected by nonlinear springs, assuming each voussoir as a no-tension material. The spandrel is also modeled with a rigid body-springs system by using the Voronoi polygons to take into account the interaction between the arch ring and spandrel filling. The static response of an existing multi-span stone arch bridge, which was built about 150 years ago, is simulated and the numerical results are discussed.

Key Words: stone arch bridge, non-continuum analysis, rigid body-springs model

1. 序論

切り出された自然石を主構材料として架けられる石造アーチ橋の歴史は、古代ローマや紀元前の中国にさかのぼる。測量や制作・施工の精度が現在に比べて著しく低い時代に、構造安定性や地盤支持力については石工達の経験と直観のみに頼って建造されてきた石造アーチ橋が、鋼橋やコンクリート橋のような近代橋梁に勝る耐久性と現代の重交通に対する耐荷性を有しているのは、驚嘆すべきことである。日本に現存する最古の石橋は、17世紀中葉に建造された長崎市の眼鏡橋（橋長22mの2連式アーチ）とするのが通説である。国内には、江戸時代に架設された261の石橋が現存するという調査結果¹⁾があるが、その94%が九州に集中している。九州の石橋の中でも、肥後の石工・岩永三五郎が島津藩の要請により約150年前（1845～49年）に鹿児島市の甲突川に架けた4連および5連式の5つのアーチ橋（橋長約45～70m、幅員4.9～7.7m）は甲突川5大石橋と呼ばれ、江戸期の国内最大規模の石橋群であった。これら5橋のうち、5連式アーチの武之橋と4連式アーチの新上橋は1993年8月6日の集中豪雨災害で惜しくも流失したが、残る3橋については慎重かつ詳細な調査を経て全石材が解体保存され、市内の公園にできる限り創建時の構造形態に戻して移設復元す

ることが決定されている。古い石橋を土木技術史上の重要な遺産として、また貴重な文化財として永く維持保存する努力は今後世界各地で続けられるものと思われるが、道路・鉄道などの一般交通に供用しつつ現地保存することが不適当と判断された場合には、鹿児島市の例に見るような移設復元も1つの手段となろう。

古い石橋のような構造物の劣化や崩壊は、貴重な文化財の損失のみならず人命の損傷につながることもあるので、その維持保存に当たっては現代の同種構造物に要求される安全性を確保することが必要であるが、石材ブロックを空積みしたアーチ橋のような不連続体の解析法はまだ確立されていない。古くからアーチ橋の予備設計における安定計算に用いられてきた推力線理論²⁾はアーチの変形を考慮しない静定解法であり、また汎用性が高い有限要素法も基本的には連続体の数値解析法である。本研究では、アーチ橋の構造主体であるアーチリングを個別の石材ブロックからなる不連続体として扱い、アーチリングの偏心圧縮に伴うブロック間接触面積の減少を考慮するとともに、アーチリングと橋面間のスパンドレル部の中詰材が橋面荷重を分散させる効果をも考慮した、多連式石造アーチ橋の新しい二次元解析法をまず提示する。次いで、甲突川5大石橋の規模と構造形式をもつ4

連式アーチ橋を解析例として、その非線形挙動と耐荷力特性を論ずることとする。

2. 石造アーチ橋の解析モデル

2.1 石材ブロックおよび基礎

甲突川5大石橋の構造形式については、移設のための解体時に行われた詳細な調査結果が報告されている³⁾。アーチ橋で重要な橋台および中間橋脚の基礎構造は、図-1に示すように極めて簡単なものであった。すなわち、軟弱な沖積シルス地盤上に木材を平面格子状に組んだ梯子胴木を敷いて基礎石を置き、その上に最下段のアーチ石の角度に合わせた五角形の袴石を乗せただけのものである。左右2つの最下段アーチ石間には、楔石が挿入されている。鉛直方向の木杭などは一切使われていないが、両端の橋台基礎背部に大きな石塊を積み重ねて埋設し、水平反力に抵抗させていたことは特筆に値する。なお、1993年の2橋の流失は、洪水時の基礎の洗掘による不等沈下が主原因と推定されている。

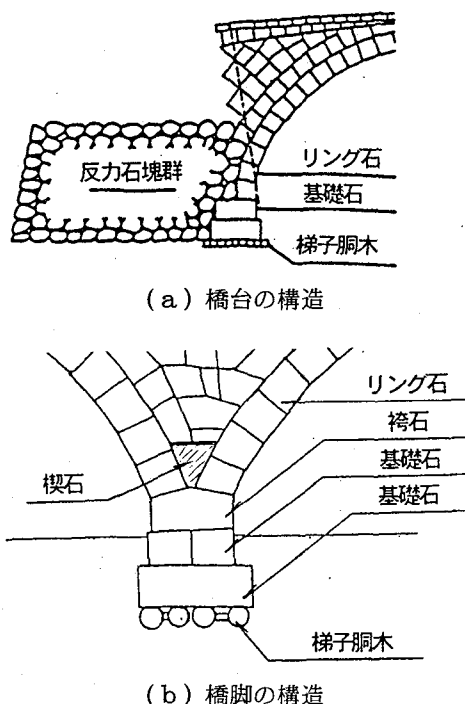


図-1 石造アーチ橋の橋台および橋脚の構造

二次元解析モデルでは、アーチリング石、基礎石、袴石および楔石をそれぞれ原形状の多角形剛体ブロック要素で表し、石材が本来持っている変形および強度特性は剛体要素接合面に挿入する分布バネに集約させる、いわゆる剛体-バネモデル⁴⁾を採用する。自然石からなる組積構造物には不規則な形状の石材ブロックが用いられている場合があるが、要素形状に制約を受けないことも剛体-バネモデルの利点の1つである。なお、剛体ブロック間接合面の開口に伴う接触面積の変化の取り扱いについては、3.1で述べる。

2.2 スパンドレル部の中詰材

アーチリングと橋面間のスパンドレル部の中詰材（土砂と礫の混合物）が橋面荷重を分散させる効果は極めて大きい。スパンドレル部の上下流側面に空積みされる壁石は、橋の装飾のみならず力学的には中詰材の橋軸直角方向土圧に対する擁壁の役目を果たすが、橋面荷重を直接受ける構造要素ではない。中詰材とアーチリングとの相互作用を考慮して橋面荷重の分散効果を解析に取り入れるため、本研究では中詰材も剛体-バネ系モデル要素でモデル化する。すなわち、不規則に混入された礫を含む中詰材のランダム性を模擬するため、スパンドレル部をランダムな多角形剛体要素にポロノイ分割⁵⁾し、中詰材の変形と強度特性を剛体要素間の分布バネに集約させる。

ポロノイ図は、空間内に置かれた有限個の点（母点）の勢力圏を表す領域分割図である。この分割手法の特徴はポロノイ図の母点を任意の空間位置に設定でき、すべての分割線がその両側の母点から等距離に位置することにある。いま平面上に n 個の点 $p_1, \dots, p_n$ が与えられたとき、点 p_i のポロノイ領域 V_i は次のように定義される。

$$V_i = \{x \in E: d(x, p_i) \leq d(x, p_k), k=1, \dots, n\} \quad (1)$$

ここに、 V_i は点 $p_1, \dots, p_n$ の中で p_i が最近点であるような点の集合であり、点 p_i の勢力圏である。 x はEuclidean space E の点を、 $d(x, p_i)$ は点 x と p_i のEuclid距離を表す。疑似乱数により発生させた母点(p_i)に対し、ポロノイ分割要素を生成する。要素辺（ポロノイ辺）は隣接している母点との垂直2等分線であり、要素頂点（ポロノイ点）は隣接している3つの要素の母点からなる三角形の外心である（図-2）。

ポロノイ領域は母点 p_i のみならず、すべての母点 $p_1, \dots, p_n$ についても同様に作ることができる。すなわち、ポロノイ領域の集合は

$$V = \{V_1, V_2, \dots, V_n\} \quad (2)$$

で表され、ポロノイ図は母点 $p_1, \dots, p_n$ よりなる全体の幾何図形である。

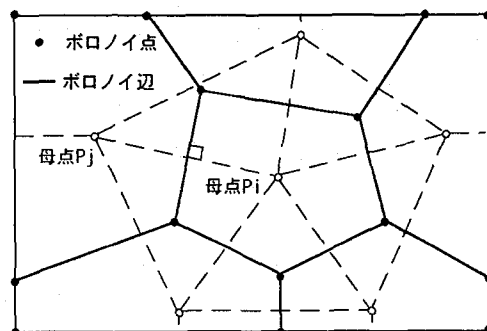


図-2 ポロノイ分割

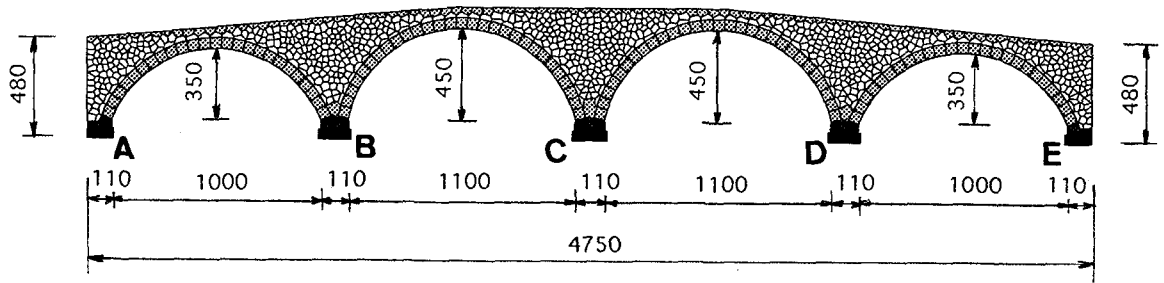


図-3 石造アーチ橋の解析モデル(単位:cm)

2.3 解析モデルと要素分割

解体前の甲突川5橋については、上下流側のアーチスパンに最大20cm程度の差が見られたものがあり、また明らかな基礎の不同沈下や明治後期以降に橋面縦断勾配改修(スパンドレル部壁石の積み増しと削り取り)の認められるものもあった。基礎の不同沈下や橋面縦断の改修については、可能な限り創建時の状態に復元されることになっている。

図-3は移設復元される3つの4連式アーチ橋(橋長約47m)を基準とし、スパンドレル部にボロノイ分割を用いて作成した本研究の解析モデル(要素数1067)である。二次元モデルであるので、厚さは単位長さを取る。橋台および橋脚の基礎部には図-1に基づいて基礎石、袴石、楔石をそれぞれブロック要素として設ける。本研究は移設復元後の多連式石造アーチ橋の安全性照査に資することを目的としており、復元橋の基礎については現行の基準を満たす設計が行われるので、解析モデルでは基礎石を完全固定、また左右両端のスパンドレル部を水平方向のみ拘束(鉛直方向自由)の境界条件とする。なお、本解析モデルの外形寸法は左右対称であるが、スパンドレル部にボロノイ分割要素を用いているので対称荷重に対する解析結果も対称とはならない。

3. 数値解析法

3.1 石材ブロック接合面の部分接触を考慮した剛体-バネモデル

剛体-バネモデルは、固体が載荷の極限でいくつかのブロックからなるリンク機構を形成して剛体運動を起こし、不安定になってゆく実験的事実に着目して、非線形問題を研究する離散系不連続体力学モデルの1つである。このモデルでは要素自身を剛体と仮定し、各要素境界面上に体積変化および、せん断変形に抵抗する2種類の分布バネを設け、要素内の仕事の代わりに要素境界面上に集中化された表面力の仕事を用い、変形エネルギーを評価する(図-4)。

ここでは、変形後に分布バネ系に蓄えられるひずみエネルギー V を次式で与える。

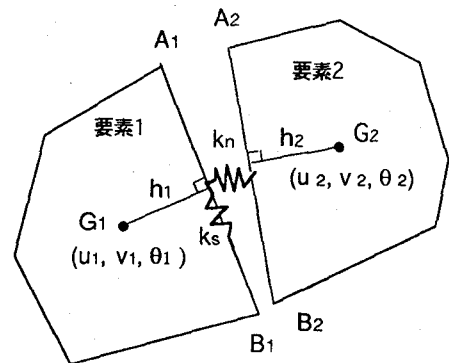


図-4 剛体-バネモデル

$$V = \frac{t}{2} \int_b \{\sigma\}^T \cdot \{\delta\} ds$$

$$= \frac{t}{2} \cdot \{u\}^T \cdot \int_b ([B]^T \cdot [D] \cdot [B]) ds \cdot \{u\} \quad (3)$$

ここに、 $\{u\}$ は2要素重心の3自由度の剛体変位、 t 、 b は要素厚さおよびバネが分布する要素境界面の長さである。 $[B]$ は要素の剛体変位 $\{u\}$ を2要素間の垂直および、せん断方向の相対変位 $\{\delta\}$ と関連づける 2×6 の行列、また

$$[D] = \begin{pmatrix} k_n & 0 \\ 0 & k_s \end{pmatrix} \quad (4)$$

ここに、 k_n 、 k_s は垂直およびせん断方向のバネ定数を表す。

隣接する2要素間のバネ剛性行列 $[k]$ は式(3)より次の線積分により求められる。

$$[k] = t \int_b [B]^T \cdot [D] \cdot [B] ds \quad (5)$$

上式の 6×6 のバネ剛性行列 $[k]$ をもとに、各要素重心の剛体変位をパラメータとして全体剛性行列 $[K]$ を組み立てる。重ね合わせの手順としては要素重心の剛体

変位をパラメータとして、有限要素法における要素を剛体-バネモデルの境界面に、また有限要素法の節点変位を要素重心の剛体変位に置き直して、有限要素法の組み立て方に基づき行う⁶⁾。本研究では、次の剛性方程式を用いる。

$$\{\Delta f\} = [K] \cdot \{\Delta u\} \quad (6)$$

ここに、 $\{\Delta u\}$ および $\{\Delta f\}$ はそれぞれ重心における変位および荷重の増分である。

剛体-バネモデルは変形の連続、および不連続現象を要素境界面上の分布バネの特性で比較的簡単に表せる点に特徴を有する。しかし、このモデルをブロック系組積構造物の解析に用いる場合には、隣接するブロック間の接合面が開き、両者間の接触長さが変化することを考慮する必要がある。ブロック系組積構造物は一体構造でなく、各ブロックの集合体である。このような組積構造物が一体となって外力に抵抗するためには、各ブロック間の接触面で圧縮力が十分伝達されるような形態に、ブロックが組積みされていなければならない。したがって、その破壊挙動は構造全体として転倒またはすべり出しをする場合もあるが、主としてブロック間のかみ合わせ部分におけるブロックの回転あるいはすべり出しにより圧縮力の伝播経路が失われて生じる場合が多い。偏心圧縮に伴うブロックの回転により、もともと全断面圧縮状態にあった両ブロックが部分的断面圧縮となる変形特性はよく見られることである(図-5)。

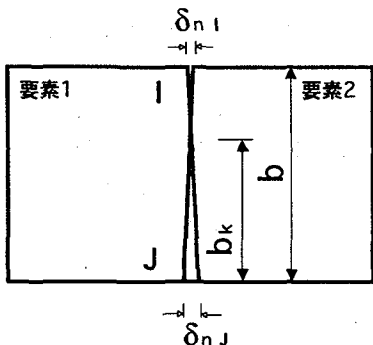


図-5 ブロック間の接触長さの計算

式(3)でバネに蓄えられるひずみエネルギー V を積分計算する場合には、バネが分布する境界面長さ b を予め与える。しかし、部分的断面圧縮状態になると、ひずみエネルギー V は両ブロックの接触部分の分布バネのみに蓄えられる。ここでは、繰り返し計算により、載荷状態下におけるブロック間の接触長さを求める方法を提示する。図-5に示すように、元々の接合面長さを b とし、接合面の両縁端点 I 、 J における両ブロック間の相対変位 δ_{nI} 、 δ_{nJ} を計算する。ここで、 δ_{nI} または δ_{nJ} が正(引張)であれば、次式で k 回目の接触長さ b_k を求める。

$$\left. \begin{aligned} \delta_{nI} > 0, \quad b_k &= \frac{|\delta_{nIk}| \cdot b}{|\delta_{nIk}| + |\delta_{nJk}|} \\ \delta_{nJ} > 0, \quad b_k &= \frac{|\delta_{nIk}| \cdot b}{|\delta_{nIk}| + |\delta_{nJk}|} \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

ここに、 δ_{nIk} 、 δ_{nJk} は k 回目の接合面の両縁端点 I 、 J における両ブロック間の垂直相対変位を表す。収束判定は次式のように行う。

$$\Phi = \frac{|b_k - b_{k-1}|}{b_{k-1}} \leq \Phi_a$$

Φ_a は収束判定の許容値である。上述の計算方法に従って、すべての接合面の接触長さの収束計算を行う。

石造アーチ橋の解析では、リング石、敷石、楔石などの石材ブロック要素および中詰要素を剛体と仮定し、要素の境界面に分布する垂直およびせん断方向のバネ定数(k_n 、 k_s)を次式で求める。

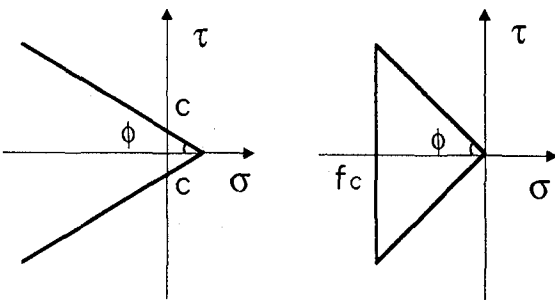
$$k_n = \frac{E}{h_1 + h_2} \quad (8)$$

$$k_s = \frac{E}{2(1 + \nu)(h_1 + h_2)} \quad (9)$$

ここに、 E 、 ν はヤング係数とポアソン比、 h_1 、 h_2 は隣接する2つの要素の重心から要素境界面上に下した垂線の長さである(図-4)。

3.2 破壊条件

本研究では、中詰要素を理想弾塑性体としてモール・クーロン条件(図-6 a)で降伏判定し、降伏したバネの剛度を関連流れ塑性則により与える⁶⁾。石材ブロックの破壊は圧縮強度を考慮したモール・クーロン条件(図-6 b)で判定し、圧縮破壊の判定に両石材ブロックの接合面縁端圧縮応力(図-5の I 点あるいは J 点)を用いる。隣接する石材ブロックと中詰の境界面に対する破壊判定は中詰要素と同様に行う。図-6における f_c 、 c 、 ϕ はそれぞれ圧縮強度、粘着力および摩擦角である。



a. 中詰および境界面 b. 石材ブロック

図-6 破壊判定条件の設定

表-1

材料特性の設定

特性 材料	ヤング率 (kgf/cm ²)	ポアソン比 ν	圧縮強度 (kgf/cm ²)	粘着力 (kgf/cm ²)	摩擦角 ϕ (度)	密度 (ton/m ³)
石材	46000 (4508)	0.103	377 (36.9)	0.0	33.0	1.93
中詰材	760 (74.5)	0.270		0.55(0.05)	40.0	1.50
境界面	平均値	平均値		0.275(0.027)	40.0	

注)カッコ内の数値の単位はMPaである。

4. 多連式石造アーチ橋の非線形挙動解析 および安全性評価

4.1 材料パラメータの設定

九州の中・南部(熊本, 大分, 鹿児島)に多く見られる石造アーチ橋の石材には, 比較的加工しやすく普通コンクリートなみの圧縮強度を持つ火山性の熔結凝灰岩が用いられている。甲突川5橋に用いられた熔結凝灰岩の力学的特性については, 1993年に流失した2橋の石材を用いた詳細な試験結果が報告されている⁷⁾。本研究ではそれを参照し, アーチリング石, 基礎の碇石, 楔石, 路面敷石などの石材ブロックの材料パラメータを表-1のように設定する。中詰材のパラメータについては, 鹿児島地方に特有なシラス土の特性を考慮した。隣接する石材ブロックと中詰材の境界面のヤング率およびポアソン比は, 両要素の重心から要素境界面に下した垂線の長さを重みとしての平均値を採用するが, その粘着力は中詰材の粘着力の1/2とする。表-1は設定した石材ブロック, 中詰材およびそれらの境界面の材料パラメータを示す。

4.2 死荷重および活荷重に対する安全性評価

ここでは以下の2つの荷重組合せを考える。

(a) 死荷重 q_D (リング石, 中詰材および橋面工の重量)

(b) 死荷重 q_D +満載等分布活荷重 q_L (500kgf/m²)

橋面工重量および等分布活荷重は質量と面積を持たない境界要素⁶⁾により与える。

石造アーチ橋の上部構造の安全性評価には, 次の安全率を用いることとする。

① 圧縮破壊安全率 $\eta_c = f_c / \sigma_{max}$

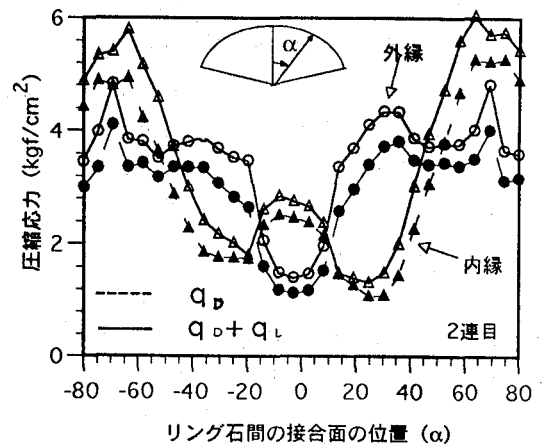
② すべり破壊安全率 $\eta_s = (\sigma \tan \phi / \tau)_{min}$

③ 圧力線偏心安全率 $\eta_r = b / (6 e_{max})$

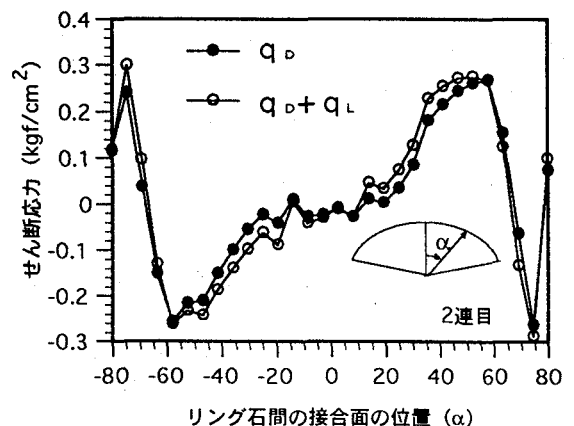
①の安全率 η_c は, 石材ブロックの圧縮強度 f_c と各リング石間に作用する最大圧縮応力 σ_{max} の比を表す。②の安全率 η_s は, アーチの破壊原因の一つがリング石間のすべりによるという事実から設定される。 σ , τ はリング石間の圧縮応力およびせん断応力, ϕ は摩擦角である。③の安全率 η_r は, リング石圧力線の偏心が $b/6$ を越えるとリング石間接合面に開口が発生し, アーチが不安定になることにより設定する。 e_{max} は圧力線のアーチ軸線からの最大偏心距離, b はリング石間の接合面長さ(図-5参照)で, 本解析には甲突川5橋の石材寸法を参照して $b=51cm$ を用いる。

図-7は2連目アーチのリング石間の接合面縁端(図-5のI, J点)における圧縮応力およびその中点のせ

ん断応力分布を示し, 各接合面の位置は鉛直方向との角度 α で表す。荷重組合せ(b)における各リング石間の最大圧縮応力 σ_{max} は荷重(a)(死荷重のみ)の σ_{max} より約10%増大するが, 荷重(a), (b)のせん断応力分布にはあまり差がない。図-8は1, 2連目アーチの各リング石間の f_c/σ , $\sigma \tan \phi / \tau$ および $b/(6e)$ の変化を示し, 圧縮破壊, すべり破壊および圧力線偏心の安全率はそれぞれ $\eta_c=60$, $\eta_s=8$, $\eta_r=2$ である。強度破壊の安全率 η_c , η_s の値から, リング石の圧縮破壊よりすべり出しに対する安全率が小さいが, 満載等分布荷重に対しては十分な耐荷力の余裕を持っていることがわかる。

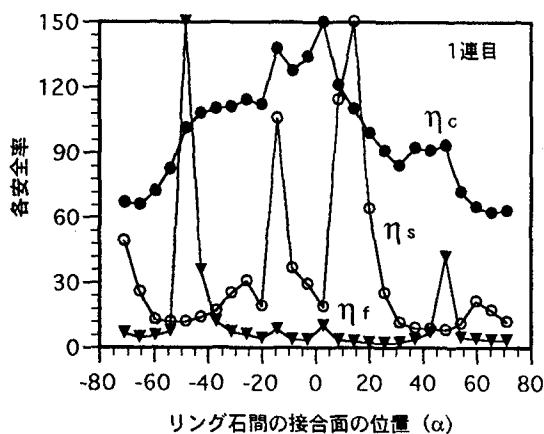


(a) 縁端圧縮応力の分布

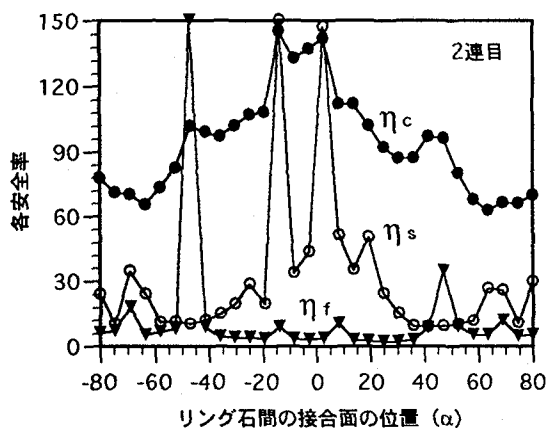


(b) 接合面のせん断応力の分布

図-7 各リング石間の接合面応力



(a) 1連目アーチの安全率



(b) 2連目アーチの安全率

図-8 荷重組合せ(b)における安全率

表-2は、荷重組合せ(a), (b)におけるアーチリングクラウン部のたわみ f および基礎鉛直反力 σ_v を示す。表-2より、満載等分布活荷重 q_L はアーチリングのたわみと基礎鉛直反力にあまり影響しない。またたわみ f とスパン L との比 f/L の最大値は約 $1/13000$ であり、上部構造の剛度は極めて高い。しかし、基礎鉛直反力は軟弱な沖積シルス地盤の極限支持力に対し十分な余裕はないと思われる。

表-2 たわみおよび基礎鉛直反力

荷重組合	f (mm)		σ_v (tf/m ²)		
	1連	2連	基礎A	基礎B	基礎C
(a)	0.58	0.63	19.2(0.19)	38.5(0.38)	42.4(0.42)
(b)	0.73	0.80	21.7(0.21)	43.3(0.42)	47.3(0.46)

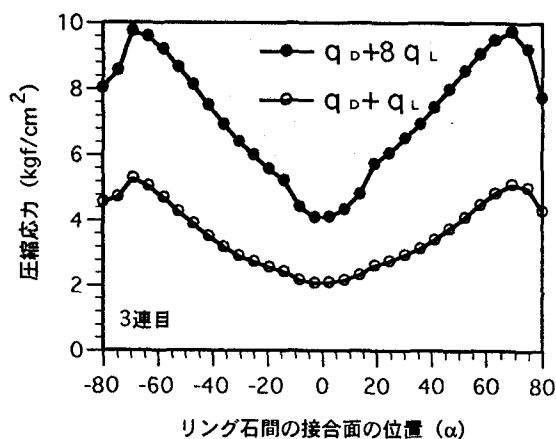
注)カッコ内の数値の単位はMPaである。

4.3 満載および偏載等分布荷重に対する耐荷特性

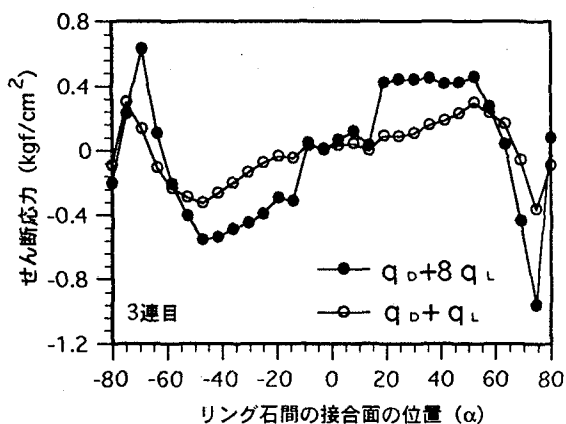
本節では、死荷重 q_D に加えて大きな等分布積載荷重を橋面全長(満載)および1, 3連目アーチのみ(偏載)に作用させることにより、石造アーチ橋の耐荷特性を考察する。図-9は活荷重 q_L および $8q_L$ を満載した場合の、3連目アーチの各リング石間の接合面中点の圧縮応

力、せん断応力をそれぞれ比較したものである。活荷重 q_L の場合に比べて、 $8q_L$ の場合の各接合面の圧縮応力はほぼ2倍となり、せん断応力の分布形も変化する。

図-10は満載および偏載荷重が作用する2連目アーチの各リング石間の縁端圧縮応力を、また図-11は偏載荷重の場合の石造アーチ橋の変形状態を示す。図中の f はアーチリングクラウン部のたわみを表す。偏載荷重の場合、非載荷の2, 4連目アーチのリング石間の圧縮応力が小さくなり、路面隆起の変形を生じている。



(a) 接合面の圧縮応力



(b) 接合面のせん断応力

図-9 接合面中点の圧縮およびせん断応力

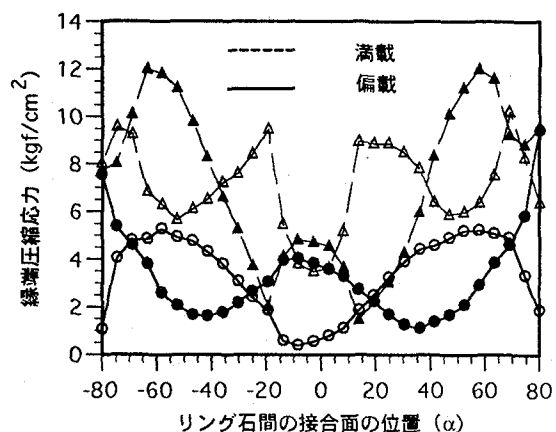


図-10 リング石間の縁端圧縮応力($q_D + 8q_L$)

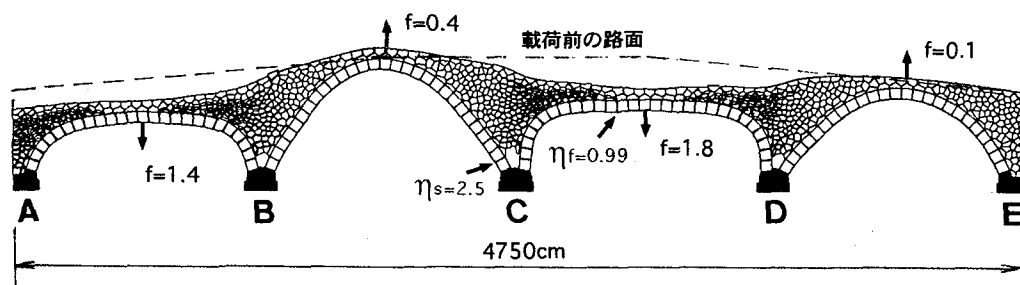


図-1 1 偏載荷重($q_D + 8q_L$)下の石造アーチ橋の変形状態(たわみ f の単位: mm)

表-3は、 $8q_L$ の満載および偏載荷重が作用する場合の安全率をまとめたものである。偏載荷重の場合は、荷重が $8q_L$ になると、3連目アーチのリング肩部の安全率が $\eta_s < 1$ となり(図-1 1参照)、石橋が不安定状態になる。また2連目アーチの右基部のせん断応力が大きくなり、すべり破壊の安全率が $\eta_s = 2.5$ に低下している。

表-4は $8q_L$ 載荷時の鉛直および水平方向の基礎反力 σ_v, τ_H を示す(図-1 1参照)。表-2の活荷重 q_L の場合に比べて、満載 $8q_L$ に対する基礎鉛直反力は約2倍となる。偏載の場合の橋脚基礎の水平反力 τ_H は極めて大きくなるが、袴石と基礎石間のすべり出しは生じていない($\sigma_v \tan \phi / \tau_H = 2.6$)。

表-3 載荷 $8q_L$ 時の安全率

	圧縮 η_c	せん断 η_s	偏心 η_e
満載	33.0	6.0	1.30
偏載	27.0	2.5	0.99

表-4 基礎A, B, Cの鉛直および水平反力

	$\sigma_v(\text{tf/m}^2)$			$\tau_H(\text{tf/m}^2)$		
	A	B	C	A	B	C
満載	39.6 (0.39)	76.3 (0.75)	82.1 (0.80)	11.3 (0.11)	2.0 (0.02)	0 (0)
偏載	39.5 (0.39)	56.5 (0.55)	62.3 (0.61)	11.3 (0.11)	13.8 (0.13)	12.4 (0.12)

注)カッコ内の数値の単位はMPaである。

5. 結語

土木技術史上の遺産として、また文化財としても貴重な古い石造アーチ橋の適切かつ安全な維持管理に資するために、不連続体力学モデルによるその非線形解析手法を提案した。本法の特色は、アーチ橋の構造主体であるアーチリングを個別の石材ブロックからなる不連続体として扱い、アーチリングの偏心圧縮に伴うブロック間接触面積の減少を考慮するとともに、スバンドレル部の中詰材が橋面荷重を分散させる効果をも考慮した点にある。切り出された石材は原形状のままの多角形要素とし、土砂と礫の混合物である中詰材はランダムな形状のボロノイ多角形要素に分割して、材料の変形および強度特性を要素境界面の分布バネに集約させる剛体-バネ系の解析

モデルを用いた。本法を鹿児島市で移設復元が計画されている江戸期の4連式石造アーチ橋の強度評価に適用し、アーチリング石の圧縮破壊よりもすべり出しに関する安全率の方が低いこと、しかし、設計荷重に対しては橋の強度に十分な余裕があり、この種の橋の剛性と安全性は極めて高いことなどの知見を得た。

日本の道路統計年報(建設省道路局監修)によれば、現在国道および地方道に架かる橋長15m以上の石橋は360橋余りである。西欧や中国では、幹線の道路橋や鉄道橋として今なお多数の石橋が供用されており、その強度評価と適切な維持管理に対する関心は極めて高い⁸⁾。古い石橋には風化などによる材料の経年劣化や地盤の不同沈下も観察されており、それらを考慮した解析モデルの改善、耐震性の検討、および載荷試験による解析結果の検証などが今後さらに必要と思われる。

参考文献

- 1) 片寄俊秀: 世界の石橋・日本の石橋, 歴史的文化遗产が生きるまち(石橋全国連絡会議編), 東京堂出版, pp.79-104, 1995年.
- 2) 佐藤 力: 高麗橋復元工事について—アーチ主力線の考え方—, 九州技報, No.13, pp.85-90, 1993.6.
- 3) 吉原 進ほか: 鹿児島県甲突川五石橋の形態的・構造的特徴, 土木史研究, No.16, pp.201-214, 1996.6.
- 4) 川井忠彦: New Element Models in Discrete Structural Analysis, 日本造船学会論文集, 第141号, pp.174-180, 1977.
- 5) Witold, B., Jean-Pierre, D. and Bennett, L.F.: Construction of Voronoi Polyhedra, Journal of Computational Physics 29, 1978.
- 6) 川井忠彦・竹内則雄: 離散化極限解析プログラミング, 培風館, 1990.
- 7) 鹿児島県土木部・土木学会: 建設資材としての凝灰岩の特性についての基礎調査報告書, 1995.3.
- 8) J. Page: Repair and Strengthening of Arch Bridges, Proc. of the IABSE Symposium on Structural Preservation of the Architectural Heritage, pp. 565-572. September 1993.

(1996年9月6日受付)