

論文 石レンガ積み橋脚の耐震性に関する基礎的研究

永尾 拓洋^{*1}・関 雅樹^{*2}・渡辺 和明^{*3}・花里 利一^{*4}

要旨：石レンガ積み橋脚は、組構造としての汎用的な耐震評価手法や合理的な耐震補強工法が確立されていないのが実情である。そのため、大規模地震により被災した場合、在来鉄道の復旧を困難にする大きな要因の一つとなっている。本研究では、過去の地震被害事例を調査し、石レンガ積み橋脚の被害形態を分析するとともに、そのメカニズムを表現可能なレンガ構成則を取り入れた FEM 解析による耐震評価手法の有効性を明らかにした。また、耐震性の優劣を簡易に判断できるノモグラム(簡易計算図表)の可能性についても検討を行った。

キーワード：レンガ積み構造, 耐震性, 橋脚, 構成則, 有限要素法, ノモグラム

1. はじめに

石レンガ積み橋脚は、明治から大正にかけての鉄道網の発達に伴い、全国の在来鉄道で数多く築造されている。これらの石レンガ積み橋脚は、経年劣化や用途の高度化に伴い、順次、鉄筋コンクリート造等に置き換えられつつあるが、今でも地震、台風等の自然災害や戦災にもよく耐え、健全な姿で列車運行に供用されている。

石レンガ積み橋脚は、組構造としての汎用的な耐震評価手法や合理的な耐震補強工法が確立されていないのが実情であり、そのため、大規模地震により被災した場合、在来鉄道の復旧を困難にする大きな要因の一つとなっている。

本研究では、まず現存する石レンガ積み橋脚の状況と過去の地震被害事例について調査を行った。次に石レンガ積み橋脚の被害形態を分析するとともに、そのメカニズムを表現可能なレンガ構成則を取り入れた FEM 解析による耐震評価手法の有効性を明らかにした。また、実橋脚を対象としたパラメータ・スタディにより、耐震性に影響を与える要因の感度分析を実施した。さらに感度分析の結果を受けて、橋脚の形状と上部工重量から、耐震性の優劣を簡易に評価で

きるノモグラム(簡易計算図表)の可能性についても検討を行った。

2. 地震被害事例の調査と分析

2.1 石レンガ積み橋脚の現況調査

管内に現存する石レンガ積み橋脚の一部について、現地調査を実施した(写真-1)。その結果、石レンガ積橋脚の築造された年代から推測すると、明治 24 年の濃尾地震(M8.0)、昭和 19 年の東南海地震(M7.9)、昭和 20 年の三河地震(M6.8)、昭和 21 年の南海地震(M8.0)等の大規模地震により被災したと考えられるが、現在も健全に列車運行に供用されている石レンガ積み橋脚があることが分かった。すなわち、必ずしも石レンガ積み橋脚が全て耐震性に劣る構造物という訳ではないことが明らかとなった。

この調査結果を実証したのが、平成 16 年 10 月 23 日に発生した新潟県中越地震であり、JR 飯山線の魚野川橋りょうは、震度 7 が観測された川口町役場に近い、最激震地区にあったにもかかわらず、表面剥落や頂部の無筋コンクリート台座と石積レンガ部で若干の横ずれ等の軽微な損傷が生じているだけで、橋脚の倒壊という致

*1 東海旅客鉄道(株) 総合技術本部 技術開発部 グループリーダー (正会員)

*2 東海旅客鉄道(株) 総合技術本部 技術開発部 次長 博(工) (正会員)

*3 大成建設(株) 技術センター 土木技術研究所 主任研究員 (非会員)

*4 三重大学大学院 工学研究科 建築学専攻 教授 博(工) (正会員)



写真-1 管内の石レンガ積み橋脚



写真-2 魚野川橋りょう橋脚

命的な被害には至っていない（写真-2）。

2.2 被害形態の分類

石レンガ積み橋脚の地震被害は、明治 24 年の濃尾地震、大正 12 年の関東地震、昭和 23 年の福井地震、昭和 39 年の新潟地震、昭和 53 年の宮城県沖地震、昭和 58 年の日本海中部地震等で報告されている。濃尾地震では、東海道線木曾川橋りょう、揖斐川橋りょうのレンガ積み橋脚



写真-3 橋脚の切断・横ずれ³⁾



写真-4 転倒・崩壊³⁾

に水平亀裂が発生して、横ずれが生じるなどの大きな被害を受けたとされている¹⁾。また、福井地震では計 24 本の鉄橋が崩壊し、鉄道輸送網は 1 ヶ月停止したとされ、石レンガ積み橋脚も被害を受けたとされている²⁾。

過去の大規模地震による石レンガ積み橋脚の被害は、①橋脚の切断・横ずれ、②橋脚の転倒・倒壊、③石材・レンガ材の剥離・崩落、④橋脚の変形・亀裂、⑤支承部の破損等に分類できるが、これらの内、被害記録例が多く、また、石レンガ積み橋脚の最も典型的な被害形態となっているのが、①橋脚の切断・横ずれである。この被害は、橋脚の中間部（地表からだいたい 1/4～1/5 程度の高さ）で橋脚断面が切断されて横ずれを起こす現象であり、小判型や長方形断面の橋脚に多く、先に記載した濃尾地震の東海道線橋りょうで報告されているほか、写真-3 に示すように関東地震でも報告されている³⁾。また、新潟県中越地震の魚野川橋りょうでも発生した、

③石材・レンガ材の剥離・崩落は、同様に橋脚の中間部で生じており、切断・横ずれの初期段階であると言える。そして、この横ずれの水平移動が限界を超えれば、写真-4 に示すように橋脚は転倒・崩壊に至ると考えられる³⁾。この切断・横ずれの被害の顕著な特徴は、切断・横ずれが生じる高さ（橋脚高さに対する比）が概ね一致していることである。この位置に切断・横ずれが発生するメカニズムについては未だよく分かっていないが、中詰材の貧配合コンクリートの打継面である可能性のほか、動的相互作用などの可能性も考えられる。

いずれにしても、石レンガ積み橋脚の被害が切断・横ずれから転倒・崩壊に移行し、鉄桁が落橋した場合、復旧に多くの日数がかかることから、構造物の形状、上部工重量、中詰材等の転倒被害に対する影響要因を把握することは、地震による在来鉄道の長期不通防止を図る上で重要な課題であると言える。

3. レンガ積み構造のFEM解析手法の検討

3.1 レンガ構成則の適用性の検討

石レンガ積み構造物は、地震被害や図-1、図-2に示すような既往の荷重試験結果⁴⁾によれば、切断・横ずれに伴う亀裂が進展しても、荷重を保持できる変形能力を有する場合があると考えられる。しかし、コンクリート構成則を用いた解析では無筋コンクリートとしてモデル化するため、亀裂の発生と同時に荷重低下を起こし、上記のような変形挙動を適切に表現できない。そこで、本研究では最近提案されているレンガ構成則を用いたFEM解析の適用性について検討した。

このレンガ構成則^{5),6)}は、目地を含むレンガ積み構造の力学特性を擬似的な連続体としたマクロモデルであり、図-3 に示すように Rankine タイプ（引張側）、Hill タイプ（圧縮側）から成る降伏条件を仮定し、それぞれ異方性を有するモデルとなっている。また、引張側および圧縮側とも破壊エネルギーの概念に基づいて、それぞ

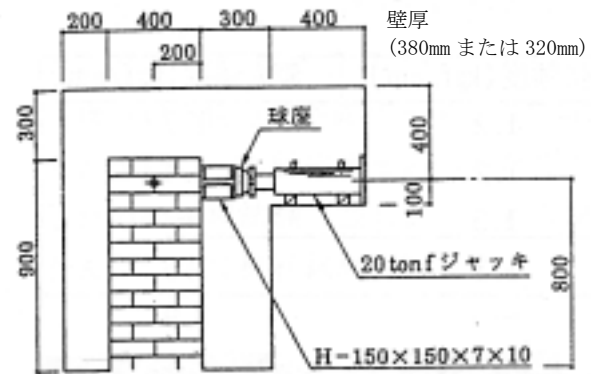


図-1 レンガ壁の荷重⁴⁾

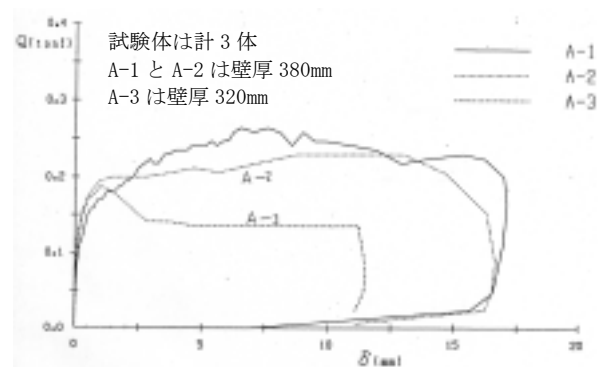


図-2 荷重～変位関係⁴⁾

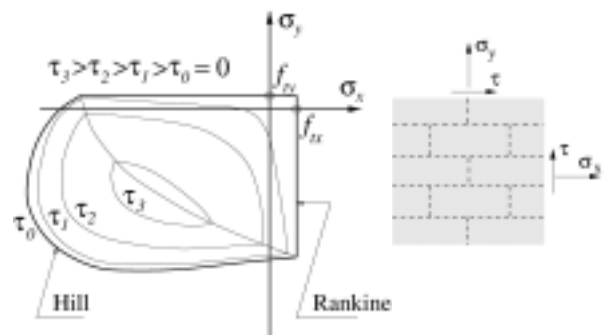


図-3 Rankine-Hill の降伏条件^{5),6)}

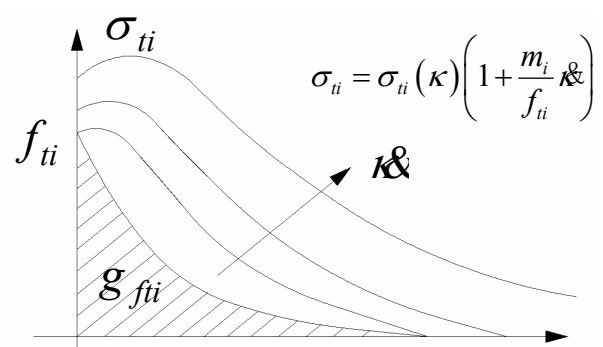


図-4 引張軟化特性^{5),6)}

れの軟化特性をモデル化しており、特に引張側の軟化特性は、コンクリート構造等に適用されているものとは異なり、図-4に示すようなひずみ速度に依存して見かけの強度が増加するような軟化特性となっている。

構成則の適用性の検討にあたっては、図-1、図-2に示す既往の載荷試験結果を、汎用FEMプログラムDIANAを用いてシミュレーションすることとした。解析に用いる引張軟化に関する材料定数は、各種調査および要素試験⁴⁾の結果に基づいて表-1のように設定した。なお、石レンガ構造物の耐力は、その耐荷機構から構成材料の引張強度に支配されることが予備的な解析結果から明らかとなったが、要素試験結果では、目地部を含むレンガブロックとしての引張強度が得られていない。そこで本検討では、表-2の解析ケースに示すように、引張強度定数とその異方性をパラメータとして、レンガ構成則の適用性について検討することとした。なお、レンガ構成則のその他のパラメータは、既往の研究成果^{5),6)}を参考に、一般的な推奨値を適用することとした。

解析結果を図-5に示す。図-2のA-1とA-2の載荷試験結果と比較すると、引張強度を圧縮強度の約1/30にした場合は、載荷試験の最大耐力の約3倍程度の耐力値となり、この最大耐力後に値がやや急激に低下する傾向となっている。これに対して、強度比を約1/100～1/200程度とした場合は、既往載荷試験の最大耐力と整合する結果となり、その荷重～変位関係も既往載荷試験における定性的な傾向を概ね模擬できている。なお、この強度比は、レンガの引張許容応力度を単体圧縮強度の1/80にするという旧設計規準の規定⁷⁾の比にも概ね整合している。また、引張強度の異方性は、Case-4とCase-5で有意な差が見られないことより、今回のような載荷試験では影響度が低いと考えられる。

3.2 実橋脚を対象としたパラメータ・スタディ

このレンガ構成則を取り入れたFEM解析によるPush over analysisにより、明治43年に建造され

表-1 引張軟化に関する材料定数

引張破壊エネルギー ($\text{N} \cdot \text{mm}/\text{mm}^2$)	水平: g_{ftx}	0.02
	鉛直: g_{fty}	0.04
クラック粘性値 ($\text{N} \cdot \text{s}/\text{mm}^2$)	m	10000

表-2 解析における引張強度

Case	圧縮強度 f'_c (N/mm^2)	引張強度: f_t (N/mm^2)		強度比 (引張/圧縮)
		水平	鉛直	
1	6.25	0.10	0.20	1/30
2	6.25	0.06	0.12	1/50
3	6.25	0.06	0.06	1/100
4	6.25	0.03	0.03	1/200
5	6.25	0.015	0.03	1/200

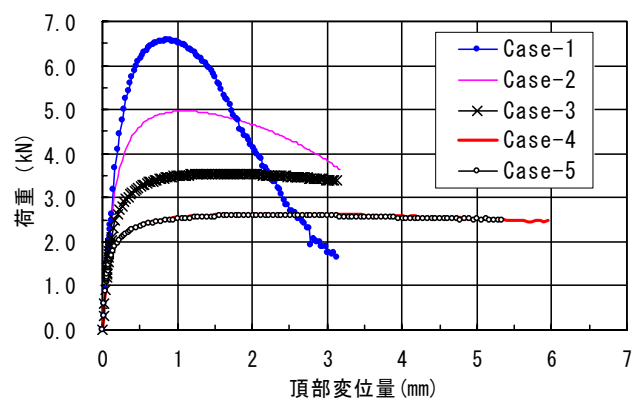


図-5 荷重～変位関係の比較結果

たスパン 60m の A 橋りょう橋脚を基本モデル (Case1) にパラメータ・スタディを実施した。パラメータは表-3 に示す橋脚高、スパンに応じた上部工重量、内部に貧配合コンクリートが中詰されているか否かである。基本モデルは図-6 に示すような形状・寸法を有しており、解析モデルは平面応力要素を並列して結合させることにより、擬似的な 3 次元モデルとしている。載荷荷重は、上部工を含む自重解析を行って常時の応力状態を求め、これを各要素の初期値とした上で、上部工の慣性力に対応する水平荷重を橋脚頂部に変位制御方式で漸増させながら作用させた。なお、境界条件は簡便のため、パラメータ・スタディでは基礎固定としている。

レンガおよび貧配合コンクリートの基本的な材料定数は、実橋りょうの材料試験結果⁸⁾に基づいて、表-4、表-5 のように設定した。今回の解

表-3 パラメータ・スタディの概要

解析ケース	橋脚高(m)	上部工重量(kN)	スパン(m)	中詰
Case-1	6.65	1450	60	レンガ
Case-2	6.65	1450	60	貧配合コンクリート
Case-3	6.65	480	20	レンガ
Case-4	6.65	480	20	貧配合コンクリート
Case-5	4.65	1450	60	レンガ
Case-6	4.65	1450	60	貧配合コンクリート
Case-7	9.65	1450	60	レンガ
Case-8	9.65	1450	60	貧配合コンクリート
Case-9	4.65	480	20	レンガ
Case-10	4.65	480	20	貧配合コンクリート

表-4 レンガの材料特性

圧縮強度 (N/mm^2)	f'_c	20.0
引張強度 (N/mm^2)	f_t	0.1
ヤング率 (N/mm^2)	E	5000
ポアソン比	μ	0.07
単位体積重量 (kN/m^3)	ρ	18
引張破壊エネルギー ($\text{N} \cdot \text{mm}/\text{mm}^2$)	g_{ft}	0.04

表-5 中詰コンクリートの材料特性

圧縮強度 (N/mm^2)	f_c	9.1
ヤング率 (N/mm^2)	E	674
ポアソン比	μ	0.1
単位体積重量 (kN/m^3)	ρ	23
圧縮側ピークひずみ	ϵ'_{peak}	0.027
引張強度 (N/mm^2)	f_t	0.1

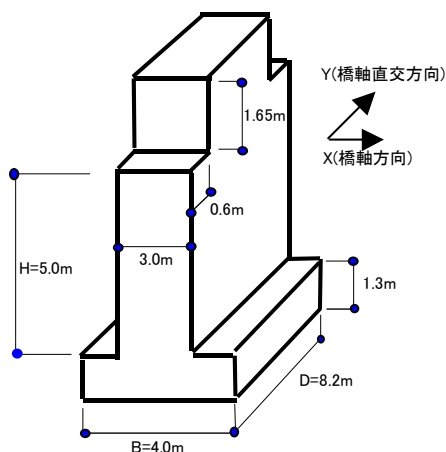


図-6 基本モデルの形状・寸法

析では、強度と剛性の異方性は考慮せず、レンガ構成則を規定するパラメータは、前項と同じ値を用いることとした。中詰コンクリートは、コンクリート標準示方書⁹⁾に準拠して、その材料力学モデルを設定した。

解析結果を図-7、図-8 に示すが、最大荷重到達以降も急激な荷重低下は見られず、スパンが長く、上部工重量が大きい長大橋りょうの換算水平震度が小さくなる傾向となった。また、橋脚高が高い、スレンダーな形状寸法となるほど、換算水平震度が低下することが分かった。それに対して、中詰材の違いが換算水平震度を与える影響は小さいようである。なお、基本モデル (Case-1) の換算水平震度は、文献¹⁰⁾における、同等スパンの下路トラス橋りょうを支える石レンガ積橋脚の終局震度とほぼ同じレベルであった。

3.3 ノモグラムの検討

以上の検討結果より、石レンガ積み橋脚の耐

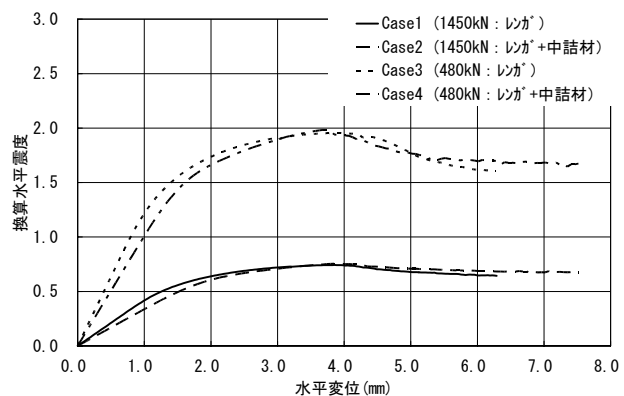


図-7 解析結果（換算水平震度～変位関係）

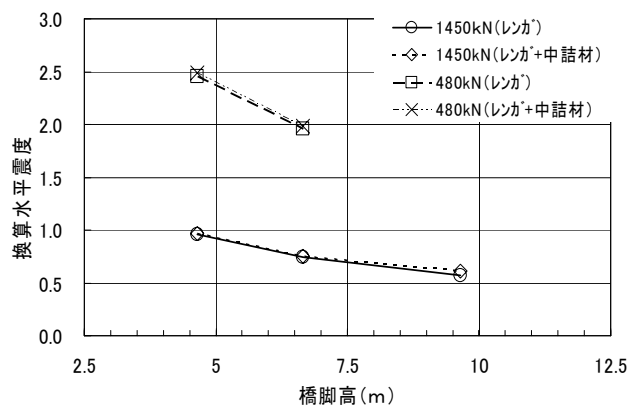


図-8 解析結果（換算水平震度の比較）

震性を概ね定量的に評価できることが明らかとなったが、この解析手法を用いて実橋脚の耐震性を検討するためには、解析条件の設定および解析結果の評価等に高度な知識と多大な労力が必要となる。そこで、実際に供用されている別

表-6 橋りょうの構造条件

橋りょう名	橋脚高(m)	上部工重量(kN)	スパン(m)	中詰
B	6.54	400	19.15	レンガ
C (舗装後)	2.74	142	6.70	レンガ
C (舗装前)	6.80	142	6.70	レンガ
D (第1橋脚)	11.89	270	12.90	レンガ
D (第2橋脚)	15.24	270	12.90	レンガ
E (洗掘前)	4.43	470	22.10	貧配合コンクリート
E (洗掘後)	8.00	470	22.10	貧配合コンクリート

● A橋りょう (Case1)	○ A橋りょう (Case3)	■ A橋りょう (Case7)
△ A橋りょう (Case5)	□ A橋りょう (Case9)	✱ B橋りょう
× C橋りょう (舗装後)	＋ C橋りょう (舗装前)	◆ D橋りょう (第1橋脚)
◇ D橋りょう (第2橋脚)	▲ E橋りょう (洗掘前)	■ E橋りょう (洗掘後)

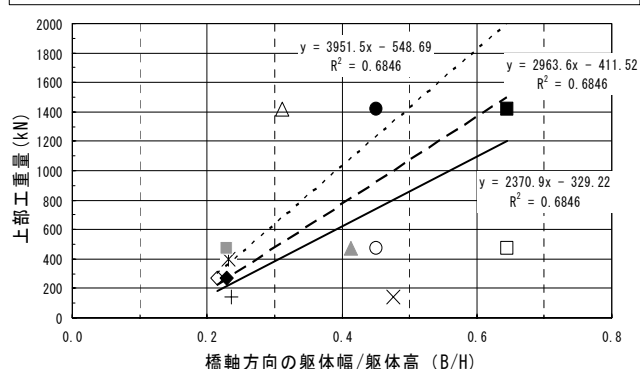


図-9 換算水平震度のノモグラム

の4橋りょうの解析結果を加えて、橋脚の形状と上部工重量から、耐震性の優劣を簡易に判断できるようなノモグラムの検討を行った。ここで、橋軸直角方向に比べ橋軸方向の換算水平震度が低いことから、ノモグラムの作成にあたっては、橋軸方向の解析結果に着目することとした。なお、A橋りょうについては、中詰コンクリートの影響が小さかったことから、レンガのみの解析ケースの結果を採用した。別の4橋りょうの構造条件を表-6に示す。またC、D、E橋りょうについては、舗装や洗掘等の影響も把握するため、地盤バネについても適切にモデル化することとした。

ノモグラムを図-9に示す。ここで図中に示す直線は、各ケースの換算水平震度毎に近似した直線で、各橋脚の耐震性を判断する目安となる。この図からも、上部工重量が大きい長大橋りょうや躯体幅／躯体高が小さいスレンダーな橋脚ほど、一般的に換算水平震度が低くなることが理解できる。

4. おわりに

本研究より、石レンガ積み橋脚の耐震性の優劣を、橋脚の形状と上部工重量から簡易的に判断できる可能性があることが明らかとなった。このような簡易な評価手法による耐震診断と、路線としての重要度等を考えあわせることで、より合理的に耐震補強の優先度等を検討することが可能になるものと思われる。

なお、本論文は東海旅客鉄道(株)と大成建設(株)の共同研究の成果の一部である。

参考文献

- 1) 群馬県松井田町・土木学会：碓氷峠旧線鉄道構造物調査報告書，1996.
- 2) 谷口仁士：よみがえる福井震災全2巻，写真集，現代史料出版，1998.
- 3) 関東地震大震災火災記念写真集
- 4) 佐々木晴夫：中央合同庁舎第6号館「赤レンガ棟」保存改修工事，歴史的建築物のレトロフィット実例集，pp.48-57，建築学会東海支部，1998.
- 5) P.B.Lourenco：Computational Strategies for Masonry Structures, Doctor Thesis, Faculty of Engineering, University of Porto, 1996.
- 6) P.B.Lourenco, J.G.Rots and J.Blaauwendraad：Two approaches for the analysis of masonry structures, micro-and macro-modeling, ISSN, Vol.40, No.4, pp.313-340, 1995.
- 7) (社)日本建築学会：特殊コンクリート構造関係設計規準・同解説，1964.
- 8) 東海旅客鉄道(株)：大府・尾張森岡間石ケ瀬橋りょうレンガ橋脚材質劣化調査作業報告書，2001
- 9) (社)土木学会：コンクリート標準示方書耐震性能照査編，2002
- 10) 羽矢洋他：旧式橋梁下部工の耐震診断（地震応答解析結果），第41回地盤工学研究発表会，2006