

京都大学工学部地球工学科 学生会員 ○花房 陸斗

京都大学大学院地球環境学堂 正会員 清野 純史

京都大学大学院地球環境学堂 正会員 古川 愛子

1 研究の背景と目的

組積造橋脚には 100 年以上経過しているものも多いが、地震時の安全性がほとんど照査されていない。また、大地震発生時には橋脚の被害例も報告されており、補強が必要である。さらに、将来的に発生が予測される、南海トラフ巨大地震に対する耐震安全性が未知であるためこれを検討する必要がある。組積造橋脚の被害記録例において最も多い被害形態は橋脚の切断・横ずれであるため、解析手法としてはこのような大変形に対応できる解析手法が望ましいと考えられる。そこで、本研究では、改良版個別要素法 (Refined DEM)¹⁾を用いて、実在する組積造橋脚を例に、地震時の挙動を解析する。また、提案する補強案の効果の検証を行う。

2 改良版個別要素法の概要

個別要素法では、構造物を剛体要素の集合体としてモデル化し、接触要素間にばねとダッシュポットを配置し相互作用力をモデル化する。改良版個別要素法では、接触面を離散化することでばね定数を理論的に導出できるようになっている。要素ごとに独立した運動方程式をたてて、これを差分近似し方程式を解くことで要素の挙動を追跡することができる。

3 対象構造物のモデル化と諸元

本研究では滋賀県甲賀市に位置する JR 草津線(三雲、貴生川間)の東荒川橋梁について研究を行った。東荒川橋梁は 1900 年に竣工されてから現在まで 100 年以上もの間、その役割を果たしている。筆者らは現地調査を行い、橋脚の固有振動数を明らかにした。モデル化に際し以下にまとめる仮定を行った。また、解析に用いた諸元を表 1 に示す。

- (1) 石やレンガ 1 つずつを 1 つの要素でモデル化
- (2) 地盤は破壊しない
- (3) 上部工荷重の半分と等価な質量を持つ要素を載荷
- (4) 桁と橋脚は剛接していない
- (5) 要素表面のばねの間隔はレンガの 1/4 間隔

作成したモデルを図 1 に示す。実験を行うことが出来ないものについては既往の研究²⁾の値を用いた。

4 入力地震動

4.1 設計地震動

滋賀県甲賀市のボーリング結果より甲賀市は道路橋示方書³⁾が定める I 種地盤であると考えられるため、同書の定める TYPE II-I-1 地震動を入力地震動とした(ケース 1)。これを図 2 に示す。

4.2 想定される南海トラフ地震

中央防災会議の「南海トラフの巨大地震モデル検討会」において検討された、南海トラフ巨大地震の工学的基盤面の地震動(解放基盤波)を入力とした等価線形化手法に基づく 1 次元地震応答解析を行い、地表面の地震動を得た。地震応答解析にはプログラム DYNEQ⁴⁾を用いた。DYNEQ では式(1)を用いることで材料特性の周波数依存性を考慮できる。

$$\gamma_{eff} = \gamma_{max} \left\{ 1 - \left(\frac{\log f - \log f_p}{\log f_e - \log f_p} \right)^m \right\} \quad f_p \leq f \leq f_e \quad (1)$$

ここで、 γ_{eff} は等価平均ひずみ、 γ_{max} は最大せん断ひずみ、 f は周波数を表す。

本研究では滋賀県甲賀市と和歌山県田辺市における地表面の地震動を作成した(ケース 2, 3)。両地点における加速度時刻歴波形を図 3, 4 に示す。

上記 3 ケースの地震動の最大加速度を含む数秒間を作成したモデルに入力する。入力は橋軸方向のみとした。

5 解析と補強モデル

5.1 解析結果

解析結果例として、ケース 1 の破壊解析結果を図 5 に示す。赤線が破壊した箇所を表している。図 6 には頂部付近の変位を時刻歴で示した。破壊が生じるのは基礎の周辺と、橋脚の真ん中付近(レンガと石の継ぎ目)であることが確認できる。また、入力から 1.50 秒付近で橋脚の基礎において破壊が生じ、同時刻に頂部の振幅が大きくなり始めたことが分かった。破壊はすべて引張破壊であった。そこで、補強モデルの作成において基礎の変位を制限することを考える。ケース 2 は最大加速度が小さ、破壊が生じなかった。ケース 3 ではほぼケース 1 と同じ破壊の進展が見られた。

5.2 補強モデル

補強のモデルとして図 7 に示すモデルを作成した。補強した部分はすべてコンクリートを仮定しており、その諸元はすべてコンクリート標準示方書により定めた。また、補強部分と橋脚の接合部にはコンクリートの強度をそのまま与えた。作成した補強モデルに、上述したケース 1 の地震動を入力する。

5.3 解析結果

補強後は基礎と石、レンガ間の接合部の両方において破壊が生じなくなり(図 8)、また頂部の最大変位も補強前と比較すると 1/30 以下になったことが確認出来る。その際の頂部変位の結果を図 9 に示す。

6 結論

本研究では、実在する橋脚をモデル化しその地震時の挙動を明らかにした。倒壊に至るほどの破壊ではないものの、対象橋脚は基礎や、レンガと石の継ぎ目において引張破壊が生じる可能性があることが分かった。また、5.2 で示した補強を施すと破壊の発生がなくなった為、全体を補強せずとも初めに破壊が発生する場所を適切に補強できれば、その他の部分においても破壊の発生を制限することできると考えられる。

参考文献

- 1) Aiko Furukawa, Junji Kiyono, and Kenzo Toki : Proposal of a Numerical Simulation Method for Elastic, Failure and Collapse Behaviors of Structures and its Application to Seismic Response Analysis of Masonry Walls, Journal of Disaster Research Vol.6, No.1, 2011.
- 2) 東海旅客鉄道(株)：大府・尾張森岡間石ヶ瀬橋りょうレンガ橋脚材質劣化調査作業報告書，2001
- 3) 社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2012.
- 4) 吉田望・末富岩雄：DYNEQ：等価線形法に基づく水平成層地盤の地震応答解析プログラム，佐藤工業(株)技術研究所報，pp.61-70，1996.

表 1 物性値

	弾性係数(MPa)	ポアソン比	密度(t/m ³)	引張強度(MPa)
レンガ	5000	0.07	1.8	-
石	5000	0.20	2.45	-
地盤	46	0.44	2.5	-
モルタル	5000	0.20	-	0.95

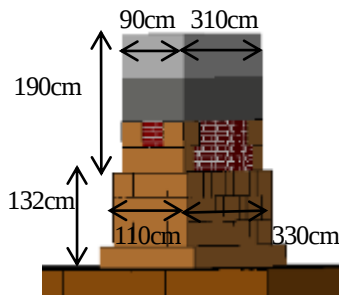


図 1 解析モデル

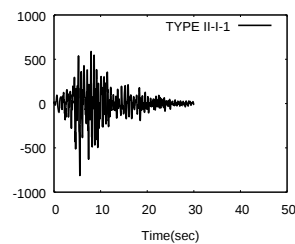


図 2 ケース 1 地震動

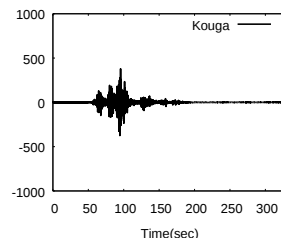


図 3 ケース 2 地震動

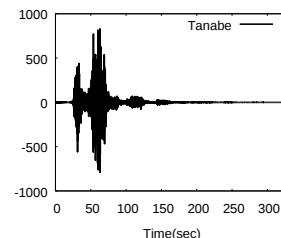


図 4 ケース 3 地震動

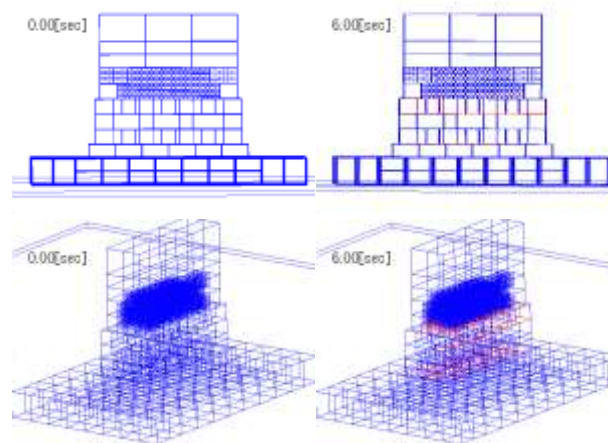


図 5 ケース 1 破壊解析結果

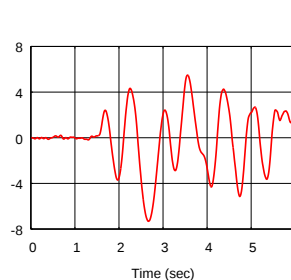


図 6 頂部変位

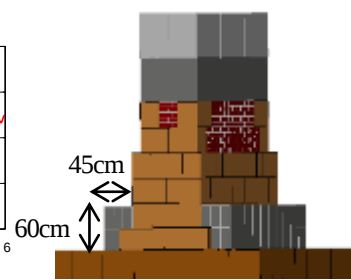


図 7 補強モデル

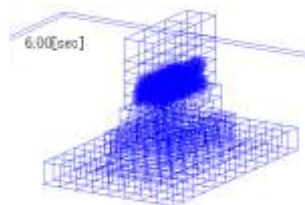


図 8 破壊解析結果

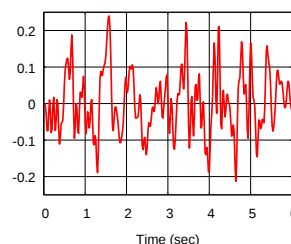


図 9 頂部変位