

改良版個別要素法による耐震補強組積橋脚の破壊挙動の数値解析

京都大学
京都大学
京都大学

学生員 ○山木 誠也
正会員 古川 愛子
正会員 清野 純史

1. 研究の背景と目的

明治時代以降、鉄道橋においてレンガ等で造られる組積橋脚が普及し、現在でもそれらの多くは供用されている。しかし、組積構造物は水平方向への力に弱く、過去に地震による組積橋脚への被害が確認されている。また建造から100年以上経過しているものも多く、劣化が懸念されている。そのため、現状把握のため健全度調査や耐震性能の評価を行い、維持管理をする必要がある。本研究では数値解析による組積橋脚の耐震性能の評価、耐震補強時の効果の検証を目的とする。解析には改良版個別要素法(refined-DEM)¹⁾を用い、実在橋脚の解析を行う前段階として、過去に行われた実験の再現解析を行い refined-DEM によって実験結果を再現できることを検証する。

2. 実験の再現解析

refined-DEM を用いて鋼板接着補強模型の静的載荷試験²⁾の再現解析を行った。供試体は組積橋脚に見立てたレンガ積み構造物で、側面に厚さ6mmの鋼板(SS400)をセメント系充填材で接着し、ジベル筋を一段置きに1本ずつ貫通配置した。またアンカー筋を橋脚基部の両側に1本ずつ配置した。ジベル筋、アンカー筋に用いた鉄筋はD16(SD345)である。図1は作成した解析モデルで、橋脚上部の幅は880mm、奥行きが210mm、高さが910mm、モルタルの厚さは10mmである。解析に用いた物性値を表1に示す。左向きに1.5mm 載荷した後に右向きに16.5mm 載荷し、最終的に右側に15mm 載荷した(以下、右を正とする)。図2に解析終了後の破壊状況を示す。水色線が引張破壊、赤線が圧縮破壊を表している。破壊の進展状況は+157kN(+1.7mm)載荷時に橋脚基部の目地に曲げひび割れが発生、+178kN(2.1mm)載荷時にアンカー筋が降伏、+325kN(+12.0mm)載荷時に基部から5段目の目地において45度方向の目地切れが発生した。図3に実験時の供試体のひび割れ性状を示す。実験時と同様、はじめに基部において曲げひび割れが発生し、その後数段上から目地沿いに斜めに発生する結果となった。図4に荷重-変位関係を右側に載荷した範囲のみ示す。実験時と比較すると、変位が2mm程度までは荷重は概ね同値となっている。解析の後半で大きな荷重をとっているが、ひび割れの発生の方や順序が実験時と同じことを含めると、実験結果を良く再現できていると判断できる。

表1 物性値

	レンガ	鋼板	アンカー筋	モルタル(縦)	モルタル(横)
密度[kg/m ³]	1.8×10 ³	7.85×10 ³	7.85×10 ³	-	-
ヤング率[N/m ²]	5.0×10 ⁹	2.11×10 ¹¹	2.00×10 ¹¹	1.13×10 ¹⁰	1.13×10 ¹⁰
降伏応力度[N/m ²]	-	3.60×10 ⁸	7.48×10 ⁷	-	-
引張強度[N/m ²]	-	1.58×10 ¹⁰	6.75×10 ⁸	1.69×10 ⁶	2.15×10 ⁶
粘着力[N/m ²]	-	3.60×10 ⁸	7.48×10 ⁷	1.69×10 ⁶	2.15×10 ⁶
圧縮強度[N/m ²]	-	7.81×10 ⁸	6.13×10 ⁸	1.15×10 ⁷	1.15×10 ⁷

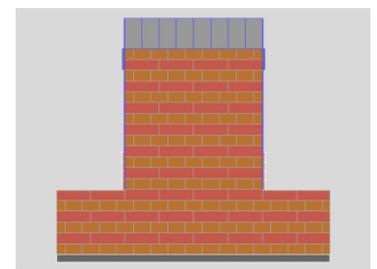


図1 解析モデル

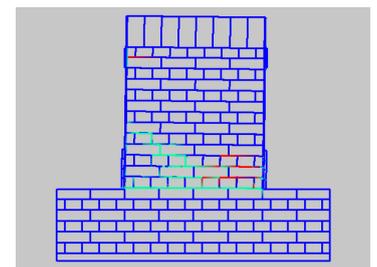


図2 破壊状況(解析)

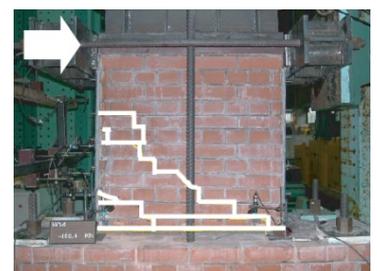
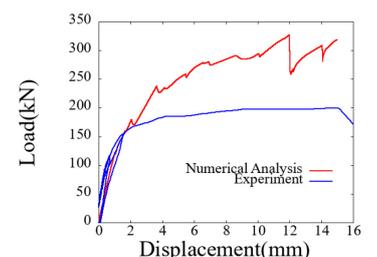
図3 破壊状況(実験)²⁾

図4 荷重-変位関係

キーワード 組積橋脚 耐震補強 数値解析

連絡先 〒615-8540 京都府京都市西京区京都大学桂 TEL 075-383-3252

3. 実在する組積橋脚を対象とした数値解析

図5に示す組積橋脚の耐震性能の評価, 耐震補強時の効果の検証を行った. この組積橋脚をモデル化し, 地震動を作用させた時の挙動を解析する. モデルのレンガ組み部分の下部が幅 3.712m×奥行 1.972m×高さ 3.375m, 上部が幅 3.712m×奥行 1.74m×高さ 1.35m である. ここで橋軸方向を奥行方向としている. 物性値を表2に示す. レンガ等は再現解析と同じ値を用いた. 今回は橋軸直角方向に対しての2次元解析を行った. 図7は兵庫県南部地震における神戸海洋気象台の加速度記録で, 最大値を含む 6.5-11.5 秒の値を橋軸直角方向に作用させた. 振幅を1倍(case1), 1.2倍(case2), 1.5倍(case3)の3通りで解析した. 図8に case2, case3 の解析終了後の破壊状況を示す. 赤線が破壊を表している. 破壊モードは引張破壊が支配的であった. case1 では破壊が生じず, case2 では約 2.1 秒経過時, case3 では約 1.2 秒経過時にレンガ組み部分の基部付近で引張破壊が生じた. 図9に天端の変位応答を示す. 橋脚が破壊されると応答が増加していることが分かる.

レンガ組み部分の破壊を抑えるため, 再現解析の時に用いた鋼板接着補強を施す. 鋼板はSS400, ジベル筋はD16(SD345), アンカー筋はD51(SD490)を想定した. 鋼板の厚さは20mmを想定したが, 解析時間の都合上, 曲げ剛性が等価な200mmの要素でモデル化した. case2, case3 に対して補強モデルによる解析を行った. 図11に解析終了後の破壊状況を示す. case2, case3 ともに破壊が軽減された. 図12に case 毎の補強有無での天端の変位応答の比較を示す. 最大値が case2 では20%, case3 では50%に抑えられたので耐震効果は十分にあると考えられる. しかし case3 では橋脚の破壊部分の範囲が補強有無で大きく変わらないので, 当補強方法には耐震性能向上の限度があると考えられる.

4. 結論

- 1) 実験の再現解析を行い, Refined-DEM 用いて耐震補強を施した構造物の挙動を再現できることが確かめられた.
- 2) 実在橋脚のモデル, 補強モデルに地震動を作用させることで, 今回用いた地震動では橋脚は破壊されないこと, 振幅が大きくなっても補強を施すと被害が軽減されることが確認された.

参考文献 1) Aiko Furukawa, et al. : 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) 田所敏弥他: レンガ橋脚の曲げせん断挙動に関する模型実験と有限要素解析, PTRI REPORT Vol.19, No.12, 2005.12

謝辞 西日本旅客鉄道株式会社構造技術室には研究の実施に際してご協力をいただきました. 鉄道総合技術研究所の実験結果を使わせていただきました. ここに感謝の意を表します.



図5 対象橋脚

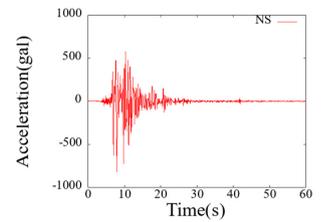


図6 入力地震動

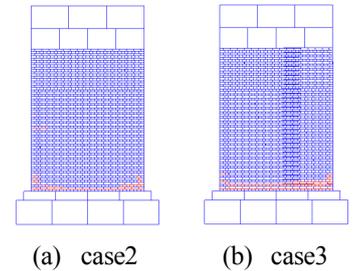


図7 破壊状況

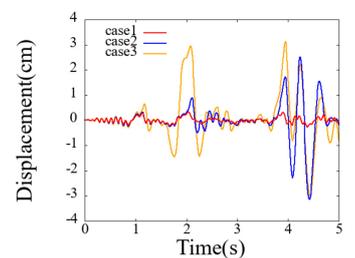


図8 変位応答

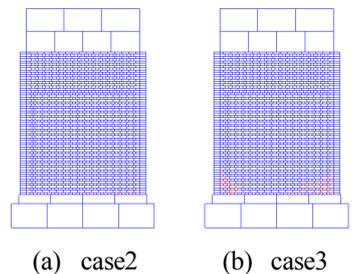


図9 補強後の破壊状況

表2 物性値

	コンクリート	アンカー筋
密度 [kg/m ³]	2.3×10 ³	7.85×10 ³
ヤング率 [N/m ²]	2.2×10 ¹⁰	2.00×10 ¹¹
降伏応力度 [N/m ²]	-	4.90×10 ⁸
引張強度 [N/m ²]	2.94×10 ⁶	3.60×10 ⁹
粘着力 [N/m ²]	2.94×10 ⁶	4.90×10 ⁸
圧縮強度 [N/m ²]	3.82×10 ⁷	7.00×10 ⁸

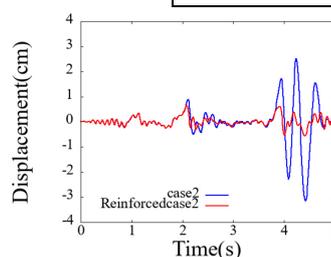


図10a 変位応答(case2)

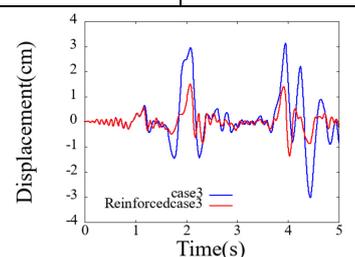


図10b 変位応答(case3)