

数値解析を用いた鉄道組積橋脚の地震時挙動と 鋼板接着補強の効果に関する検討

山木 誠也¹・古川 愛子²・清野 純史³

¹学生会員 京都大学大学院学生 工学研究科都市社会工学専攻(〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

E-mail: yamaki.seiya.44u@st.kyoto-u.ac.jp

²正会員 京都大学大学院准教授 工学研究科都市社会工学専攻(〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

E-mail: furukawa.aiko.3w@kyoto-u.ac.jp

³正会員 京都大学大学院教授 工学研究科都市社会工学専攻(〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

E-mail: kiyono.junji.5x@kyoto-u.ac.jp

我が国では明治から大正にかけて鉄道組積橋脚が普及した。今でもその多くは供用中であるが、地震動への脆弱さが懸念される。近年、鋼板接着による耐震補強模型実験が行われているが、実在橋脚を対象した研究はない。本研究では実在する鉄道組積橋脚の地震時安全性と鋼板接着補強効果を調べるため、改良版個別要素法による数値解析を行った。実在橋脚の解析に先行し、鋼板接着補強を施した組積橋脚模型の載荷実験の再現解析を行った。アンカー筋降伏までの荷重-変位関係とひび割れ状況を精度よく再現できることを確認した。実在橋脚の解析では、地震動レベルの増加により橋脚基部が破壊し天端に大きな変位が生じた。鋼板接着補強を施すと、基部の破壊と天端変位が抑制され一定の効果が確認されたが、補強時では広範囲で破壊が生じる可能性も示唆された。

Key Words: masonry pier, earthquake safety, steel plate, reinforcement, numerical analysis

1. はじめに

我が国では明治から大正にかけて鉄道網の発展に伴い、石やレンガを材料とする組積橋脚が数多く築造された¹⁾。これらの多くは自然災害や戦災に耐え、現在でも供用されている。しかし、一般に組積構造物は粘りに乏しく地震等の水平方向への力に弱いため、地震国である我が国では大きな弱点となりうる²⁾。国内での組積橋梁の地震被害は、1923 年関東大地震、1948 年福井地震、1978 年宮城県沖地震、2004 年新潟県中越地震等で報告されている³⁾。1923 年の関東大地震では写真-1 に示す北条線湊川橋梁の被害を始め、多数の組積橋脚で甚大な被害が発生している³⁾。1948 年の福井地震では鉄橋が崩壊し、鉄道輸送網が約 1 ヶ月停止したとされ、組積橋脚も被害を受けている³⁾。

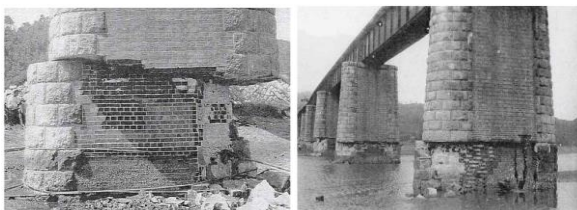


写真-1 湊川橋梁の被害³⁾

組積橋脚は、順次、鉄筋コンクリート造等に置き換えられつつあるが、対象となる橋脚の数は多く、全てを置き換えるには膨大な経費と時間が必要となる。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、適切な補修・補強を施し、耐用年数を延ばす維持管理が必要となる¹⁾。

組積橋脚の耐震補強法に関する実験的研究として、鋼板接着補強を施したレンガ供試体の水平載荷試験⁴⁾⁵⁾がある。鋼板を橋脚両側面に接着し、アンカー筋を基部に定着させることで耐力向上を図るものである。曲げ破壊先行型とせん断破壊先行型の 2 種類の供試体の載荷試験が行われており、いずれにおいても補強効果が確認されている。しかし、実寸大の組積橋脚と地震動に対する補強効果は検証できていないことから、本研究では、数値解析により効果を検証することを目的とする。

構造物の地震時挙動の代表的な解析手法として、有限要素法 (FEM)⁶⁾ と個別要素法 (DEM)⁷⁾ が挙げられる。有限要素法は、連続体モデルに基づく解析手法である。連続な形状関数を用いるので、構造物変位が不連続となってしまう破壊・崩壊現象を表現することが困難である。一方の個別要素法は、離散体力学に基づく解析手法の 1

つである。対象構造物を剛体要素の集合体としてモデル化し、要素間の相互作用力をばねとダッシュポットで表現する。要素間の破壊をばねの切断または軟化で簡易にモデル化できるため、破壊や崩壊現象の解析に適した手法である。従来の個別要素法には材料のマクロな物性から剛体要素をつなぐばね定数を理論的に導き出すことができないという欠点があった。この欠点を改良した改良版個別要素法 (Refined DEM) ⁸⁾ では、ばね定数を材料特性から理論的に導くことができるようになった。

前述の鋼板接着補強を施したレンガ供試体の水平載荷試験 ^{4,5)} に関して、有限要素法を用いた再現解析がなされており ⁴⁾、せん断破壊先行型供試体の最大耐力および破壊性状を良い精度で再現することに成功している。しかし、荷重-変位関係の再現性については示されておらず、有限要素解析の妥当性が示されたとは言い難い。

有限要素法を用いた先行研究としては他に、Laurenco らが提案したレンガ構成則 ^{9,10)} を用いた有限要素解析で組積橋脚の耐震性について検討がなされたものがある ¹⁾。レンガ構成則とは、目地を含むレンガ積み構造の力学特性を疑似的な連続体としてモデル化する構成則のことである。しかし、この解析手法では上述した通り、地震時の大変形を評価することができない。

改良版個別要素法を用いた研究事例としては、花房らによる実在組積橋脚の破壊挙動解析 ¹¹⁾ がある。コンクリートによる補強効果の検証もなされている。しかし、補強を施した組積橋脚の数値解析に対する改良版個別要素法の妥当性を検証できていない。耐震補強策の有効性を数値解析で検証する際は、解析手法の妥当性を示した上で検証すべきであるが、組積橋脚に関してはそのような検証がなされている研究は見受けられない。

以上のことから、本研究では改良版個別要素法により鋼板接着補強を施したレンガ供試体の水平載荷試験 ^{4,5)} の再現解析を実施し、荷重-変位関係、破壊性状を再現できることを検証し、改良版個別要素法の妥当性を示すことを1つ目の目的とする。妥当性を確認した上で、実在組積橋脚の地震時安全性を検証し、鋼板接着補強の効果を検証することを2つ目の目的とする。

2. 改良版個別要素法 ⁸⁾

(1) 概要

改良版個別要素法では、従来の個別要素法と同様に構造物を剛体要素の集合体としてモデル化する。改良点は、要素表面をセグメントに離散化して (図-1(a))、それぞれのセグメントの代表点にばね・ダッシュポットを設置 (図-1(b)) したことである。要素表面の離散化によって、

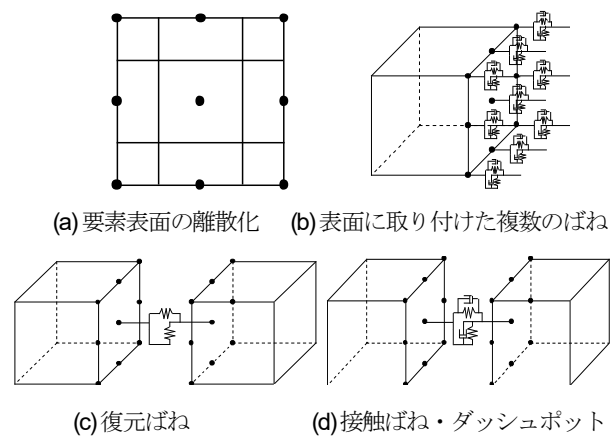


図-1 改良版個別要素法の概要

ばね定数が理論的に導出される。弾性挙動は要素間に設置する復元ばね (図-1(c)) によって表現する。復元ばねの切断によって破壊現象はモデル化され、要素間が再接触または新たな要素と接触する際は、接触要素間に接触ばね・ダッシュポット (図-1(d)) が発生する。接触ダッシュポットは衝突によるエネルギーを消散させるためのもので接触ばねと並列に設置される。

(2) 解析パラメータ

a) 要素のばね定数

(1)で述べたように要素表面の各セグメントにばねが設置される。次項で述べる要素間のばねは、本項で述べる要素のばねが直列につながったとして導出する。復元ばね、接触ばねはともに同じばね定数としている。ばねは要素表面に対して、法線方向(n)と接線方向(s)の両方に取り付けられ、法線、接線方向の単位面積あたりのばね定数は次式で表される。

$$\bar{k}_n = \frac{E}{(1-\nu^2)\ell} \quad \bar{k}_s = \frac{E}{2(1+\nu)\ell} \quad (1)$$

ここに、 E は要素の弾性係数、 ν はポアソン比、 ℓ は要素重心から表面までの距離である。

b) 要素間のばね定数

2つの要素 A, B がモルタルで接着されているとする。要素 A, B の弾性係数を E_A, E_B 、ポアソン比を ν_A, ν_B 、重心から表面までの距離を ℓ_A, ℓ_B 、モルタルの弾性係数、ポアソン比、厚さを E_M, ν_M, t_M で表す。ここでは、式(1)で求めたばねが直列につながっていると想定し、要素間の単位面積あたりのばね定数は次式で与えることとする。

$$k_n = \frac{1}{\frac{\ell_A - t_M/2}{E_A/(1-\nu_A^2)} + \frac{t_M}{E_M/(1-\nu_M^2)} + \frac{\ell_B - t_M/2}{E_B/(1-\nu_B^2)}} \quad (2)$$

$$k_s = \frac{1}{\frac{\ell_A - t_M/2}{E_A/2(1+\nu_A)} + \frac{t_M}{E_M/2(1+\nu_M)} + \frac{\ell_B - t_M/2}{E_B/2(1+\nu_B)}} \quad (3)$$

2つの要素 A, B がモルタルを介さず連続している場合や、要素をつなぐ物質の厚さが無視できる場合は、式(2)(3)において $t_M=0$ とする。

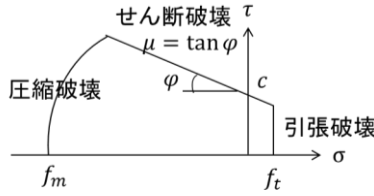


図-2 破壊判定

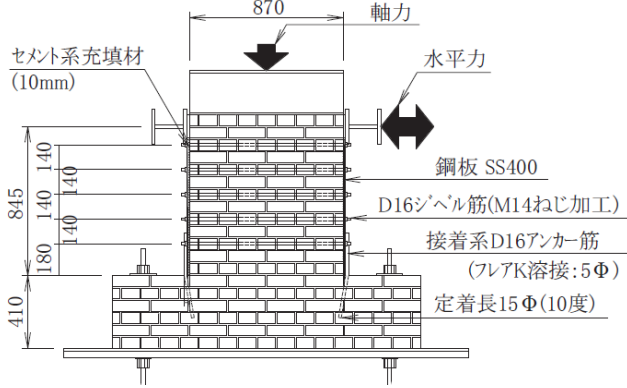


図-3 供試体寸法⁴⁾

c) 減衰係数

復元ばねで結ばれていない要素 A と B が接触・再接触した際は、要素間には接触ばねと接触ダッシュポットが設置される。ダッシュポットは、接触時の衝突によるエネルギーを消散するために導入する。減衰定数を h とし、単位接触面積あたりの減衰係数は次式で表わされる。

$$c_n = 2h\sqrt{m_{ave}k_n}, c_s = 2h\sqrt{m_{ave}k_s} \quad (4)$$

$$m_{ave} = \rho_A \ell_A + \rho_B \ell_B$$

ここに、 m_{ave} は単位接触面積あたりの要素 A, B の質量の和、 ρ_A, ρ_B は要素 A, B の質量密度である。

(3) 破壊判定

復元ばねの法線・接線方向の伸びを(u_n, u_s)とすると、法線・接線方向の応力(σ, τ)は次式で表される。

$$\sigma = k_n u_n, \tau = k_s u_s \quad (5)$$

ここに、法線方向の応力は引張を正とする。復元ばねに発生する応力が弾性限界に達すると、復元ばねを切断することで破壊現象を表す。弾性限界は図-2 に示す引張破壊、せん断破壊、圧縮破壊の基準により表現する。

a) 引張破壊

法線方向応力が引張強度(f_t)を超えたとき、引張破壊が生じる。降伏関数は次式で与えられる。

$$f_1(\sigma) = \sigma - f_t \quad (6)$$

b) せん断破壊

せん断破壊の判定は、クーロン摩擦の包絡線を用いる。粘着力を c 、内部摩擦角を ϕ と、降伏関数を次式で表す。

$$f_2(\sigma) = |\tau| + \sigma \tan \phi - c \quad (7)$$

c) 圧縮破壊

圧縮破壊の判定は、既往の研究¹²⁾に従い楕円形モデルを用いる。 f_m を圧縮強度とし、降伏関数を次式で与える。

$$f_3(\sigma) = \sigma^2 + C_s \tau^2 - f_m^2 \quad (8)$$

過去の研究より構造物の材料パラメータは $C_s = 9$ が用いられている¹²⁾。圧縮破壊が発生すれば、式(8)が 0 となるように復元力に制約を与えた。

(4) 接触力

復元ばねは前節で定義した破壊が発生すれば消失する。接触・再接触の際は、接触ばねと接触ダッシュポットが発生する。この接触ばねは、接触しているときだけ発生するものである。圧縮力のみ受け持つ。また、接線方向の接触力は、摩擦限界によって制限されているとする。内部摩擦角を ϕ とすると次式のようになる。

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (9)$$

(5) 運動方程式

要素の運動は、重心の並進運動の運動方程式と重心回りの回転運動を表す Euler の運動方程式を解くことによって求めた。重心の並進運動の方程式は次式で表される。

$$m\ddot{\mathbf{x}}_g(t) + \alpha m\dot{\mathbf{x}}_g(t) = -m\mathbf{g} - m\ddot{\mathbf{z}}(t) + \sum \mathbf{F}(t) \quad (10)$$

ここに、 $\mathbf{x}_g(t)$ は時間 t における要素重心の変位ベクトル、 m は要素の質量、 αm は減衰係数(質量比例減衰)、 $\mathbf{g}$ は重力加速度ベクトル、 $\ddot{\mathbf{z}}(t)$ は地動加速度ベクトル、 $\sum \mathbf{F}(t)$ は要素間のばねとダッシュポットによって作用する力の総和である。

時間ステップ毎に全要素の運動方程式を解き、要素座標を更新することで、構造物全体としての動きを追跡することができる。

3. 鋼板接着補強を施した組積橋脚供試体の静的載荷試験の再現解析

(1) 実験の概要⁴⁾

鋼板接着補強を施した組積橋脚に対する改良版個別要素法の妥当性を検証する。曲げ破壊先行型とせん断破壊先行型の 2 種類の供試体の水平載荷試験が実施されているが、荷重-変位関係が論文に掲載されている曲げ破壊先行型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(以降、橋脚と呼ぶ)の側面に厚さ 6 mm の鋼板(SS400)をセメント系充填材で接着したものである(図-3)。せん断補強を目的として D16 のジベル筋が一段置きに 1 本ずつ貫通配置、D16 のアンカー筋が橋脚基部の両側に 1 本ずつ配置されている。ジベル筋、アンカー筋として用いられた鉄筋は SD345 である。橋脚基部から高さ 845 mm を載荷点とし、水平方向に載荷が行われた。ひび割れ発生までは正負交番載荷、その後は一方向に載荷された。鉛直方向には 1 N/mm² に相当する軸力が載荷された。

実験結果は図-4 の通りである。図-4 (a)にひび割れ発生状況、(b)に荷重－変位関係（負側は論文⁴⁾に掲載されていない）を示す。破壊進展状況は、 ± 150 kN (± 1.5 mm) 載荷時に橋脚基部目地においてひび割れが発生、 $+173$ kN ($+2.8$ mm) 載荷時にアンカー筋が降伏、 $+185$ kN ($+4.2$ mm) 載荷時に橋脚基部から 3 段目の目地部のひび割れが発生、 $+198$ kN ($+9.8$ mm) 載荷時に 45 度方向の目地切れが発生、 $+200$ kN ($+15.0$ mm) 載荷時に橋脚基部から 3 段目の目地部のひび割れ幅が 7 mm 程度に進行したところで荷重低下に至った、と報告されている。

(2) 解析条件

a) 解析モデル

解析モデルを図-5 に示す。橋脚は幅 880 mm、奥行き 210 mm、高さ 910 mm、レンガ 13 段である。橋脚下のフーチングは幅 1760 mm、奥行き 210 mm、高さ 420 mm、レンガ 6 段である。フーチングの両側は実験時に固定されていたので（図-3），モデル化に際してもフーチング全体を固定し動かないものとした。レンガの大きさは偶数段が幅 220 mm×奥行き 105 mm×高さ 70 mm（紅色要素），奇数段が幅 110 mm（両端は 55 mm）×奥行き 210 mm×高さ 70 mm（茶色要素）とした。

橋脚の両側面には、橋脚基部からレンガ 11 段目まで、厚さ 6 mm、奥行き 210 mm、高さ 770 mm の鋼板を設置した。鋼板はレンガの高さに合わせて高さ方向に 11 要素に分割した。橋脚基部から 3, 5, 7, 9, 11 段目のレンガと鋼板はジベル筋で貫通させてあるので、レンガと鋼板間にジベル筋の強度を与えた。橋脚基部から 1, 2, 4, 6, 8, 10 段目のレンガと鋼板はセメント系充填材で接着しているの、レンガと鋼板間にセメント系充填材の強度を与えた。アンカー筋は鋼板とフーチングに接するように配置し、幅と奥行きは 16 mm、高さは 250 mm で高さ方向に 4 要素に分割した。ジベル筋とアンカー筋の取扱いについては後述する。

鉛直応力を作用させる役割として、鋼製錘を橋脚上に被せた。図-5 に示すように、幅 880 mm、奥行き 210 mm、高さ 200 mm の直方体を幅方向に 8 分割し、両側面に厚さ 6 mm、奥行き 210 mm、高さ 330 mm の要素を設置し、錘全体による鉛直応力が 1 N/mm^2 となるよう密度を設定した。さらに、載荷板を厚さ 10 mm、奥行き 210 mm、高さ 210 mm の鋼製板でモデル化し、橋脚基部から 845 mm の高さの橋脚両側において、橋脚から少し離して設置した。水平方向に強制変位する載荷板が鋼製錘を押すことで水平載荷を表現した。

以上より、総要素数は 253 となった。ばね・ダッシュポットの設置数は要素一辺あたり 4 つとした。レンガ自身は破壊せず、レンガ間のモルタルに破壊が生じる。

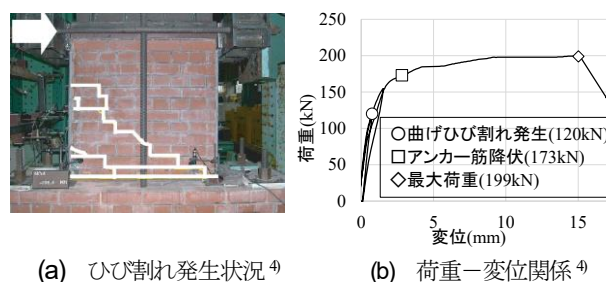


図-4 実験結果⁴⁾

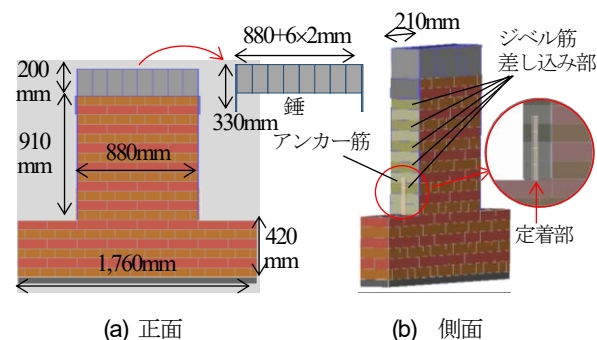


図-5 解析モデル

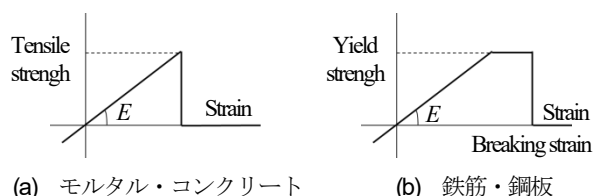


図-6 応力－ひずみ関係（引張側）

b) 鋼材の応力－ひずみ関係

鋼材を含む供試体を解析するにあたって、新たな応力－ひずみ関係のモデルを導入した。従来のプログラムでは、補強材のないレンガ造や無筋コンクリートを対象としていたため、要素間の引張応力が引張強度に達すると要素間ばねが切断され、引張に対する抵抗がなくなるという図-6(a)に示すモデル化をしていた。しかし、鋼材には延性という性質があり、弾性限界を越えた後、破壊に至るまである程度の抵抗を保ちながら引き延ばされる。この性質を簡単に再現するために、図-6(b)に示す応力－ひずみ関係をプログラムに組み込んだ。要素間の応力が降伏強度に達すると、応力一定のままひずみが増加し、破断ひずみに達するとばねが切断されると定義した。

c) ジベル筋とアンカー筋の取扱い

鋼板とレンガにジベル筋を貫通させた部分では、ジベル筋はモデル化せず、要素間強度にジベル筋の強度を与えた。この際、ジベル筋の強度にジベル筋の断面積（公称断面積 198.6 mm^2 ）を掛けて要素断面積（奥行き 210 mm×高さ 70 mm）で割ることで面積換算し（式(11)），その値を鋼板－レンガ要素間の要素間強度と見なした。

$$(\text{補正強度}) = (\text{ジベル筋の強度}) \times \frac{(\text{ジベル筋の断面積})}{(\text{要素の断面積})} \quad (11)$$

フーチングにアンカー筋を差し込んだ部分では、図-5(b)に示すように、アンカー筋をフーチングの上に接着させ、アンカー筋とフーチング間の要素間強度をアンカー筋の強度とした。供試体のアンカー筋は D16 の円柱断面であるが、プログラムの制約上、1 辺 16mm の正方形断面で再現した。直径 16mm の円形断面と 1 辺 16mm の正方形断面では、断面 2 次モーメントが 64/12 倍も異なる。円形断面と正方形断面が同じ曲げモーメントに対して同時に降伏するように、正方形断面のアンカー筋の要素間強度を式(12)で補正した。

$$(\text{補正強度}) = (\text{アンカー筋の強度}) \times 12 / 64 \quad (12)$$

d) 解析諸元

解析に用いた物性値と要素間強度を表-1 に示す。

物性値について、レンガは文献⁴⁾に記載がなかったため、既往研究⁷⁾で用いられた値を用いた。鋼板、アンカー筋、鋼製錘には鋼材の一般的な値を与えた。ただし鋼製錘の密度は実験と同じ鉛直応力を与えるよう設定した。

要素間強度について、モルタルは実験時の材料試験結果⁴⁾を用いた。鋼板は SS400 の一般的な値、ジベル筋とアンカー筋は SD345 の一般的な値を補正した。鋼製錘は破壊しないものとし、載荷板と供試体の間の摩擦係数は 0.6 に設定した。

計算時間間隔は 1.0×10^{-7} 秒とした。

(3) 解析結果

載荷板の載荷スピードを 1 mm/s とし、左向きに 1.5 秒間 (1.5mm) 載荷した後に右向きに 16.5 秒間 (16.5mm) 載荷した。解析時間は計 18 秒間で、載荷板は最終的に初期位置から右に 15 mm 変位する。

橋脚の破壊の進展状況を図-7 に示す。図-7(a)が初期状態、図-7(b)が右に 1.7 mm 変位したとき (event A, 157 kN)、図-7(c)が右に 12.0 mm 変位したとき (event C, 325 kN)、図-7(d)が右に 15.0 mm 変位したとき (event F) を表している。青線が要素の輪郭、水色線が引張破壊した箇所、赤線が圧縮破壊した箇所を表している。event A では橋脚基部の目地に水平なひび割れが発生している。event C では橋脚左端の基部から 5 段目の目地から斜めにひび割れが発生している。event F では event C から載荷を続けることによって目地のひび割れが進展している。

解析でも実験と同様に、はじめに橋脚基部の目地において水平なひび割れが発生し、その後、橋脚左端の基部より数段上の目地からひび割れが発生して、目地沿いに右斜め下に進展し橋脚基部に到達するという結果になった。図-4(a)と図-7 の比較より、ひび割れの発生状況を概ね再現できていることがわかる。

表-1 解析諸元

(a) 物性値

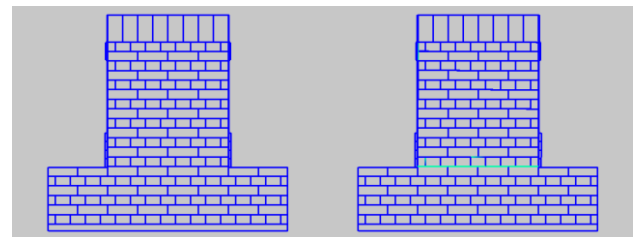
	レンガ	鋼板	アンカー筋	鋼製錘
密度[kg/m ³]	1.8×10^3	7.85×10^3	7.85×10^3	4.99×10^5
ヤング率[N/m ²]	5.0×10^9	2.11×10^{11}	2.00×10^{11}	2.00×10^{11}
ポアソン比	0.07	0.30	0.30	0.30

(b) 要素間強度 (図-6(a))

	モルタル (縦目地)	モルタル (横目地)	セメント系 充填材
ヤング率[N/m ²]	1.13×10^{10}	1.13×10^{10}	-
ポアソン比	0.20	0.20	-
引張強度[N/m ²]	1.69×10^6	2.15×10^6	3.0×10^6
粘着力[N/m ²]	1.69×10^6	2.15×10^6	3.0×10^6
摩擦係数	1.0	1.0	1.0
圧縮強度[N/m ²]	1.15×10^7	1.15×10^7	6.98×10^7

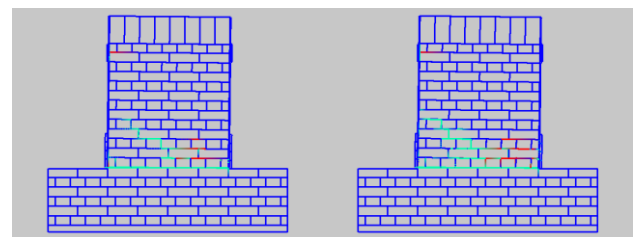
(c) 要素間強度 (図-6(b))

	鋼板	ジベル筋	アンカー筋
降伏強度[N/m ²]	3.60×10^8	5.40×10^6	7.48×10^7
破断ひずみ	0.075	0.018	0.018
粘着力[N/m ²]	3.60×10^8	5.40×10^6	7.48×10^7
摩擦係数	1.0	1.0	1.0
圧縮強度[N/m ²]	7.81×10^8	6.98×10^7	6.13×10^8



(a) 初期状態

(b) event A



(c) event C

(d) event F

図-7 数値解析による破壊の進展状況

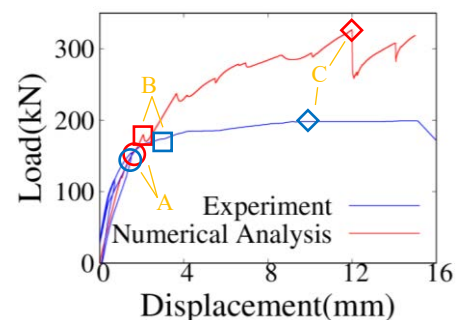


図-8 実験と数値解析の荷重-変位関係の比較

次に、荷重－変位関係の比較を図-8 に示す。強制変位を与えた載荷板の水平変位を横軸に、載荷板が供試体から受ける反力を縦軸にとっている。変位は右向きを正とし、変位が正となる範囲をプロットしている。図中の A 点にて橋脚基部の目地に水平なひび割れが発生 (event A) , B 点にてアンカー筋が降伏 (event B, 178 kN) , C 点にて斜めのひび割れが発生 (event C) しており, event A-C の発生順序は実験と解析とで一致した。実験と解析の荷重－変位関係は, アンカー筋の降伏が生じる (event B) 変位 2 mm 程度までは良く一致している。しかし, それ以降では実験時よりも大きな荷重となった。

まとめると,

- ・ひび割れの発生の仕方
- ・event A-C の発生順序
- ・変位 2mm 程度までの荷重－変位関係

は実験と解析結果が良く一致しており, アンカー筋の降伏までは精度よく再現できていると考えられる。しかし, アンカー筋降伏後の解析は荷重を過大評価しており, 危険側の評価につながるため, 原因解明が必要である。

(4) アンカー筋降伏後に荷重が過大評価となる原因

今回の再現解析では載荷板に水平方向の強制変位を与えて載荷を行った。アンカー筋降伏後に荷重が過大評価となる原因は, 載荷板のモデル化にあると考えている。

水平載荷により, 橋脚基部の目地に水平なひび割れが発生し, 橋脚左側面のアンカー筋が降伏すると, 図-9②のように橋脚は徐々に時計回りに傾いていく。一方で, 載荷板は回転せず, 上下方向にも移動せず, 載荷面が垂直を保ったまま水平方向に移動する。図-9②のように, 橋脚が時計回りに回転する際, 載荷板と橋脚の間には摩擦力が生じる。載荷板は橋脚から上方向に摩擦力を受け, 橋脚は載荷板から下方向に摩擦力を受ける。この下向きの摩擦力が, 鋼製錘による鉛直下向きの応力に加わり, 橋脚基部に生じる鉛直応力が増大する (図-9③)。結果として, 橋脚がフーチングより受ける垂直抗力が増大し, 水平方向の摩擦力も増大する (図-9④)。この水平方向の摩擦力は, 載荷板が受ける反力に等しいため, 荷重－変位関係の荷重を過大評価することとなったと考える。

このメカニズムの妥当性を検証するため, 載荷板と供試体間の摩擦係数を 0.0 とした場合, 0.13 とした場合の解析を行い, 先の摩擦係数 0.6 の場合との比較を行った。図-10 から, アンカー筋が降伏する変位約 2mm までは載荷板の摩擦係数による結果の違いはほとんどないこと, アンカー筋降伏後の荷重－変位関係は載荷板の摩擦係数の影響を大きく受けること, 載荷板による摩擦力が荷重増加の要因であることが分かった。

次に, 載荷板の摩擦係数が 0.0 と 0.13 のときのひび割れ状況を図-11 に示す。摩擦係数を 0.13 にすると荷重－

変位関係の再現度は高まったが, 橋脚基部の水平ひび割れは確認できるものの, 斜めのひび割れがほとんど生じなくなった。斜めひび割れを再現できない理由についても, 実験時の載荷状況を完全に再現できていないためであると考えられる。解析の載荷面は垂直を保ったままであるが, 実際の載荷板は供試体の回転に追従して傾斜していた可能性もある。実際の載荷状況の再現精度を高めることが, アンカー筋降伏以降の再現性向上に不可欠であると考えられる。

(5) まとめ

本章の検討より, 改良版個別要素法を用いてアンカー筋降伏までの荷重－変位関係を精度よく再現できること, 橋脚基部の水平ひび割れ発生とアンカー筋降伏の再現も可能であることがわかった。また実験結果より, 一度アンカー筋が降伏すると, 荷重－変位関係は横ばいとなり, 変位が進展してしまうことがわかった。

以上から, 過大な変位を生じさせないためにも, 降伏しない十分な数のアンカー筋を配置した鋼板接着補強を考える。次章では, 実在橋脚の地震時安全性を評価するとともに, 鋼板接着補強の効果を検証する。

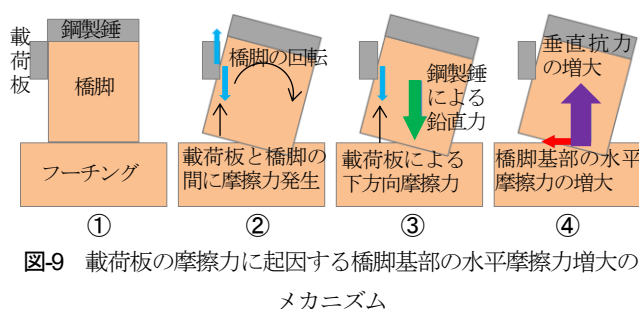


図-9 載荷板の摩擦力に起因する橋脚基部の水平摩擦力増大のメカニズム

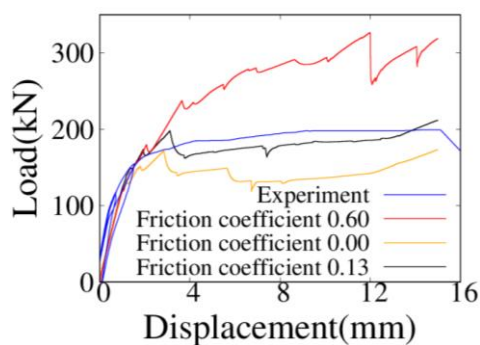


図-10 異なる載荷板の摩擦係数に対する荷重－変位関係の比較

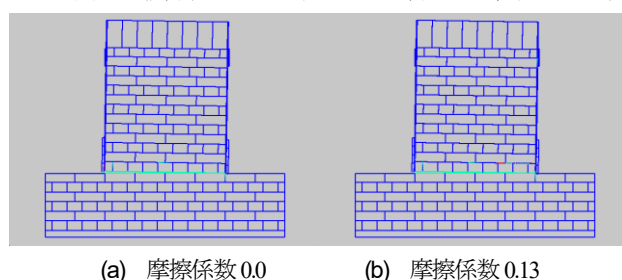


図-11 異なる載荷板の摩擦係数に対するひび割れ発生の様子



図-12 対象橋脚（赤丸は加速度センサ設置箇所）

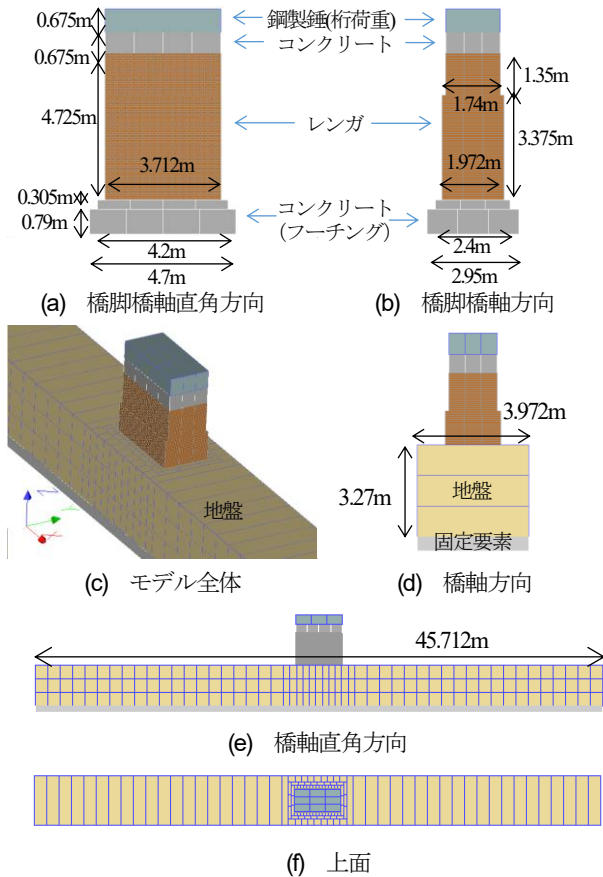


図-13 実在橋脚の解析モデル

4. 実在する組積橋脚を対象とした数値解析

(1) 対象組積橋脚の概要

図-12 に示す供用中の鉄道組積橋脚の地震時挙動を数値解析により評価する。

設計図だけではレンガの大きさや積み方、目地の厚さを判別できなかったため、現地調査を行った。レンガの大きさは約 222 mm×106 mm×65 mm、目地の厚さは約 10 mm であった。レンガとレンガ周囲の目地の半分の厚さを含む直方体のサイズは 232 mm×116 mm×75 mm となる。

また、図-12 の赤丸の位置（地表面から高さ 2.21 m の位置）に加速度センサを設置し、列車通過直後の加速度波形を測定し、橋脚の固有振動数を求めた。解析モデルの固有振動数と計測した固有振動数を比較することにより、解析モデルの妥当性確認を行うこととする。

全ての解析で、計算時間間隔は 1.0×10^{-5} 秒である。

(2) 実在組積橋脚の地震時安全性評価

a) 解析モデル

本研究では、橋脚単体の橋軸直角方向の地震時挙動に着目する。橋桁によって複数の橋脚が橋軸方向につながっているため、橋軸方向の応答は他の橋脚の影響を受けやすいと考え、比較的単体として振動しやすいと考えられる橋軸直角方向に対する数値解析を行うこととする。

解析モデルを図-13 に示す。橋脚は下方が地中に埋まっているが、図-13(a)(b) には地盤を取り除いた橋脚モデルを示す。寸法は図に記載の通りである。橋軸直角方向の地震時挙動に着目することから、2 次元的にレンガ要素を積み上げた。図-13(a) に示す橋軸直角方向断面に関して、実際の外観と同じ積み方をした。奇数段目に幅が 116mm、高さが 75mm のレンガを 32 個配置し、偶数段目には幅 232mm、高さ 75mm のレンガ 16 個を配置した。レンガは全部で 63 段である。レンガの橋軸方向のサイズについては、橋脚幅を 3 等分する実際より大きなサイズとした。

レンガ上には、 $3.712 \text{ m} \times 1.74 \text{ m} \times 0.675 \text{ m}$ のコンクリートの塊があり、これを $4 \times 3 \times 1$ 個の要素で分割した。

橋脚が橋桁から受ける上部工重量 (38.996 t) をモデル化するため、コンクリートの上に鋼製錘を設置した。錘の寸法は $3.712 \text{ m} \times 1.74 \text{ m} \times 0.75 \text{ m}$ で、 $3 \times 3 \times 1$ 個の要素で分割し、質量が 38.996 t となるよう密度を調整した。

レンガ下のフーチングは 2 段のコンクリートからなっており、下段の寸法は $4.70 \text{ m} \times 2.95 \text{ m} \times 0.79 \text{ m}$ で、 $4 \times 3 \times 1$ 個の要素で分割した。上段の寸法は $4.20 \text{ m} \times 2.40 \text{ m} \times 0.305 \text{ m}$ で、 $4 \times 3 \times 1$ 個の要素で分割した。基礎杭（木杭）に関しては簡略化のためモデル化を行わず、フーチングが支持基盤に固定されていると仮定した。

図-13(c)-(f) に様々な方向から見たモデル全体図を示す。フーチングの下には支持基盤として固定要素を設置した。支持基盤上に地盤が 3.27m 堆積しており、橋脚を覆っていることから、地盤要素を橋軸直角方向に 45.712m、橋軸方向に 3.972m 設けた。橋軸直角方向の解析であることから、橋軸直角方向の地盤サイズを大きく設定した。地盤はレンガ積み基部から 29 段目の高さまでモデル化している。地盤要素は、橋脚に近いところでは $0.247 \text{ m} \times 0.214 \text{ m} \times 0.239 \text{ m}$ の比較的小さい要素でモデル化し、橋脚から最も離れたところでは $1.0 \text{ m} \times 3.972 \text{ m} \times 1.09 \text{ m}$ の大きい要素でモデル化した。地盤は弾性挙動を示すと仮定し、地盤要素間での破壊は考慮していない。地盤と橋脚との間に働く力は摩擦力と圧縮力のみとした。

総要素数は 5,286 となり、ばね・ダッシュポットの設置数は一辺あたり 4 つとした。

表-2 解析諸元

(a) 物性値

	レンガ	コンクリート	周辺地盤	支持基盤
密度[kg/m ³]	1.8×10 ³	2.3×10 ³	1.84×10 ³	1.84×10 ³
ヤング率[N/m ²]	5.0×10 ⁹	2.2×10 ¹⁰	1.74×10 ⁸	3.05×10 ⁸
ポアソン比	0.07	0.20	0.34	0.34

(b) 要素間強度 (図-6(a))

	モルタル	コンクリート	地盤-橋脚間
ヤング率[N/m ²]	1.13×10 ¹⁰	-	-
ポアソン比	0.20	-	-
引張強度[N/m ²]	2.15×10 ⁶	2.94×10 ⁶	0.0
粘着力[N/m ²]	2.15×10 ⁶	2.94×10 ⁶	0.0
摩擦係数	1.0	1.0	0.55
圧縮強度[N/m ²]	1.15×10 ⁷	3.82×10 ⁷	∞

表-3 N値

深さ	N値
0m~1m	11
1m~2m	15
2m~3m	14
3m	50

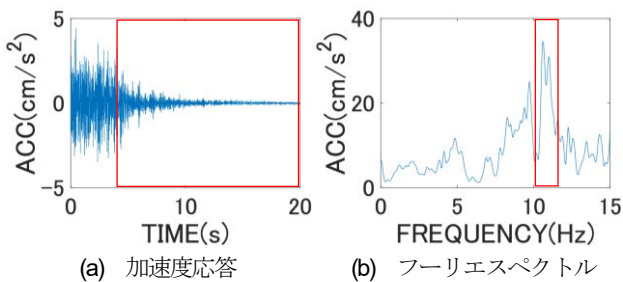


図-14 橋軸直角方向の加速度波形とフーリエスペクトル (実測)

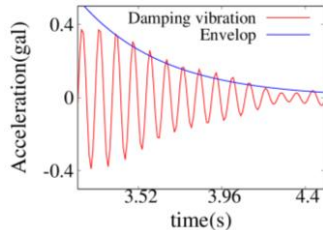


図-15 1次モードの減衰自由振動波形と包絡曲線 (実測)

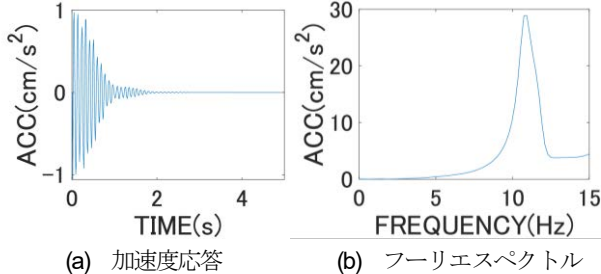


図-16 減衰自由振動の数値解析

b) 解析諸元

解析諸元を表-2に示す。材料試験を行うことができなかったため、レンガ、コンクリート、モルタルについては既往研究¹⁴⁾の値を参考に用いた。

橋脚の周辺地盤と支持地盤の密度とヤング率は、橋脚近傍のボーリングデータ¹³⁾を参考に決定した。ポアソン比は一般的な値を用いた。表-3にN値を示す。橋脚が覆われている地表から2~3mまでの地盤のN値が11~15であるので、平均をとってN値13の一様な地盤としてモデル化した。また既往研究¹⁴⁾では、木杭基礎を直接基礎と見なすときはN値30相当の砂質土の支持地盤と考えるとあるので、支持基盤のN値を30とした。

道路橋示方書¹⁵⁾が定めるN値からせん断波速度 V_s を推定する式を用いて、地盤のヤング率 E を式(13)により計算した。ここに ρ は密度、 G はせん断弾性係数、 ν はポアソン比である。

$$V_s = 80N^{1/3} \quad G = \rho V_s^2 \quad E = 2(1+\nu)G \quad (13)$$

地盤と橋脚間の摩擦係数は、N値から摩擦角 ϕ を推定する道路橋示方書¹⁶⁾の式を参考に決定した。

$$\phi = \sqrt{15N} + 15 \quad (14)$$

c) 1次モードの固有振動数と減衰定数

解析モデルの妥当性検証のため、解析モデルと実橋脚の1次の固有振動数の比較を行う。また、解析モデルの減衰特性を質量比例減衰でモデル化するために、実橋脚の1次の減衰定数が必要である。

そこで、列車通過直後の橋脚の加速度波形 (図-14(a)) から、減衰自由振動をしている赤枠の区間を抽出し、フーリエ変換を行った。加速度フーリエスペクトル (図-14(b)) より、1次の固有振動数は約10.6Hzであることが読み取れる。

また、加速度フーリエスペクトルにバンドパスフィルタを掛けて、1次の固有振動数付近 (図-14(b)の赤枠) の振動数成分のみを通過させた後にフーリエ逆変換を行った。得られた1次の減衰自由振動波形 $y(t)$ (図-15)に対して、式(15)で表される包絡線を目視によりフィッティングさせることで、減衰定数を求めた。

$$y(t) = A \exp(-2\pi f h t) \quad (15)$$

ここに、 A は振幅、 f は1次の固有振動数 ($f = 10.6$)、 h が1次の減衰定数である。フィッティングの結果から1次の減衰定数は0.034と推定された。以上の結果から質量比例減衰を仮定して減衰係数を決定した。

d) 解析モデルの妥当性検証

作成した解析モデルの橋軸直角方向に、振幅が100 galで継続時間が0.01秒の矩形波を与え、自由振動させた。このとき、破壊が生じないように要素間強度は大きな値に設定した。得られた加速度応答とそのフーリエ変換を図-16に示す。フーリエスペクトル (図-16(b)) より、解析モデルの1次の固有振動数が10.7 Hzであるとわかる。実橋の固有振動数10.6 Hzと非常に近い値であることから、モデル化および解析諸元は妥当であると判断する。

e) 入力地震動

橋脚近傍のボーリングデータの N 値（表-3）から式 (13)により換算したせん断波速度と 1/4 波長則から地盤の固有周期を算出すると、0.064 秒となった。これを道路橋示方書の地盤種別分類に当てはめると I 種地盤となる。そこで、1995 年兵庫県南部地震の際に、I 種地盤上で観測された神戸海洋気象台の加速度記録を入力地震動として用いることとする。図-17 に加速度波形（南北成分）を示す。実在橋脚の橋軸直角方向が南北方向であったため、観測波形の南北成分を橋軸直角方向に作用させた。解析に時間がかかるため、最大加速度を含む 6.5～11.5 秒の 5 秒間の解析とした。

入力地震動の解析ケースを表-5 にまとめる。振幅の違いによる破壊状況の比較を行うため、振幅を 1 倍、1.2 倍、1.5 倍とした 3 通りの解析を行った。

f) 解析結果

実在橋脚に対する地震時安全性の評価を行った。

ケース 1 では破壊は生じなかったため、ケース 2 とケース 3 の破壊状況を図-18、図-19 に示す。橋脚の破壊を見やすくするため、地盤は非表示にしている。青線が要素の輪郭、赤線が破壊箇所を表している。ケース 2 では解析開始から約 2.1 秒経過時、ケース 3 では約 1.2 秒経過時に、いずれもレンガ積みの基部付近で引張破壊が生じた。これらから、入力加速度が 900 gal～1000 gal に到達したときに引張破壊が生じることが分かった。破壊の進展状況は、ケース 2 が約 2.1 秒で基部付近が破壊、約 4.0 秒で基部から数段上の左側部分が破壊、約 4.4 秒で基部から数段上の右側部分が破壊、約 4.6 秒で地表面付近の左側部分が破壊、ケース 3 が約 1.2 秒で基部付近が破壊、約 2.1 秒で基部から数段上の右側部分が破壊、約 4.0 秒で基部から数段上の左側部分および基部から 3 段目が破壊となっている。

図-20 にケース 1～3 の天端での加速度応答と変位応答を示す。加速度応答より、破壊が生じるとパルス的な波形となり、大きな加速度をとる結果となった。変位応答より、破壊の生じないケース 1 では変位は 0.5 cm 程度に収まったが、破壊の生じたケース 2 とケース 3 では最大 3 cm 程度変位する結果となった。モルタルが破壊したレンガ基部とフーチングの間やレンガ間に相対変位が生じ、天端の変位応答が増加するものと考えられる。

(3) 補強案の提案および効果の検証

a) 補強案

ケース 2 とケース 3 で生じた橋脚天端の過大な応答とレンガ積み部分の破壊を抑えるために、3 章と同様の鋼板接着補強を橋脚に施す。橋軸直角方向に直交する両側面に対してレンガ積み部分全体を鋼板で覆い、ジベル筋

を一段置きに貫通させる。鋼板の底部にはアンカー筋を溶接し、フーチングに定着させる。鋼板の厚さは 20 mm とし、3 章と同様に SS400 とした。ジベル筋に関しては SD345 の D16 を想定した。奥行き方向へのジベル筋の配置数は 3 章と同じ面積割合（実在橋脚では約 10 本）になるようにしている。アンカー筋に関しては SD490 で D51 のアンカー筋を奥行き方向に 30 本配置することを想定した。30 本の根拠は、ケース 3 に対してアンカー筋の降伏を抑えるためには、30 本のアンカー筋が必要になったためである。

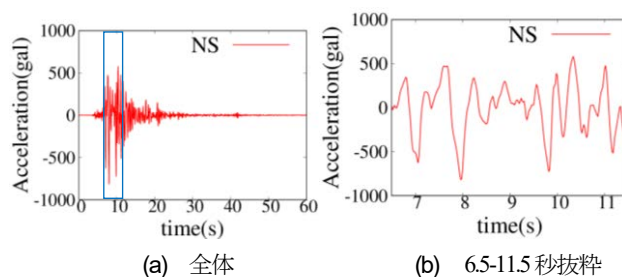


図-17 入力地震動

表-5 解析ケース

ケース名	振幅
ケース 1	1 倍
ケース 2	1.2 倍
ケース 3	1.5 倍

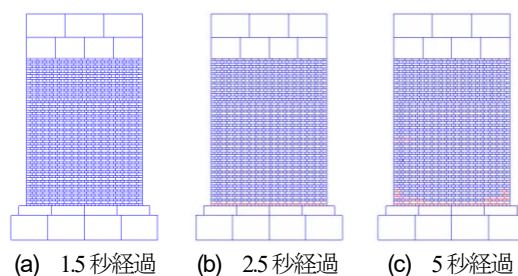


図-18 破壊状況（ケース 2）

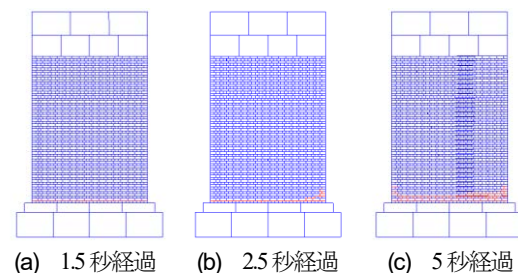


図-19 破壊状況（ケース 3）

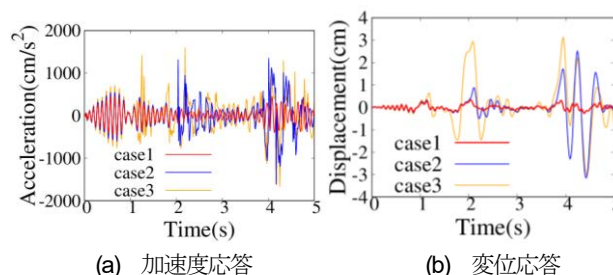


図-20 天端での応答の比較

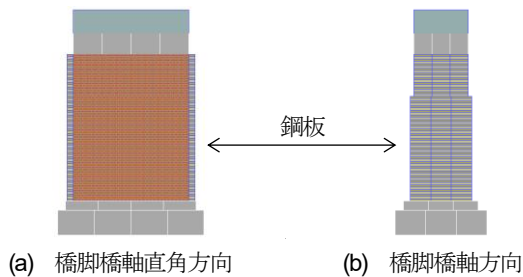


図-21 補強モデル

表-6 補強要素の解析諸元

(a) 物性値

	鋼板
密度[kg/m ³]	7.85×10^2
ヤング率[N/m ²]	2.11×10^8
ポアソン比	0.30

(b) 要素間強度 (図-6(b))

	鋼板	鋼板-フーチング間
降伏応力度[N/m ²]	3.60×10^6	4.64×10^6
破断ひずみ	0.075	0.018
粘着力[N/m ²]	3.60×10^6	4.64×10^6
圧縮強度[N/m ²]	7.81×10^6	6.62×10^6

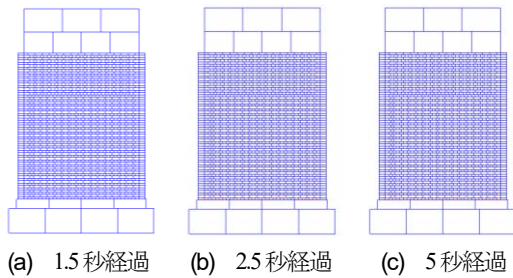


図-22 破壊状況 (ケース 2R)

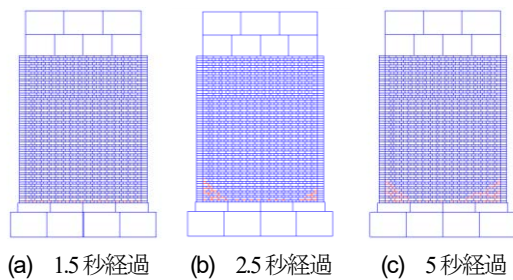


図-23 破壊状況 (ケース 3R)

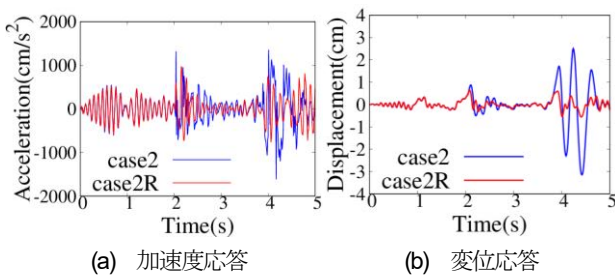


図-24 天端での応答の比較 (ケース 2, 2R)

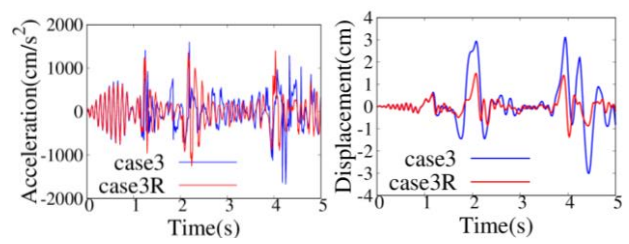


図-25 天端での応答の比較 (ケース 3, 3R)

b) 解析モデル

作成した補強モデルを図-21 に示す。

鋼板は厚さ 20 mm の SS400 を想定しているが、厚さが薄く剛性の大きな要素が含まれると、解析の安定のために小さな要素分割と小さな計算時間間隔が要求され、解析の実施が困難であったため、モデル上では厚さを 200 mm とした。その代わりに、厚さ 20 mm の場合と同じ質量となるように密度を調整し、同じ曲げ剛性となるようにヤング率を調整し、同じ曲げモーメントで鋼板が降伏するように鋼板要素間の強度を調整した。なお、いずれのケースにおいても鋼板は降伏しない結果となった。鋼板は橋軸直角方向には要素分割せず、橋軸方向にレンガと同じ 3 分割、高さ方向にもレンガと同じ 63 分割とした。レンガの奇数段において鋼板とレンガをジベル筋で貫通させ、偶数段はモルタル系充填剤による接着のみと想定した。ジベル筋とモルタル系充填剤は、3 章と同じモデル化を行った。

また簡略化のため、アンカー筋のモデル化を省略し、その代わりに鋼板とフーチングの間の強度をアンカー筋の強度に基づき設定した。アンカー筋に降伏が生じる曲げモーメントが作用したときに、鋼板とフーチング間が降伏するように設定した。なお前述の通り、ケース 2 とケース 3 のいずれの地震動に対してもアンカー筋が降伏しないようにアンカー筋の本数を決定している。

補強モデルの総要素数は 5,682 となった。

c) 解析諸元

補強部材の解析諸元を表-6 に示す。モルタル系充填剤とジベル筋の強度は 3 章と同じ値を使用した。

d) 解析結果

無補強時のケース 2 とケース 3 に対する補強時のケース名をそれぞれケース 2R、ケース 3R とする。補強モデルの破壊状況を図-22、図-23 に示す。また図-24 にケース 2 と 2R、図-25 にケース 3 と 3R の天端での加速度応答と変位応答の比較を示す。

ケース 2R、ケース 3R ともに、補強によりレンガ積みのもルタルの破壊が大きく軽減された。どちらのケースでも横一直線にモルタルが破壊されることはなくなった。

破壊の進展状況は、ケース 2R が約 2.1 秒で基部付近が破壊、ケース 3R が約 1.2 秒で基部付近が破壊、約 2.1 秒で基部から数段上の左側部分が破壊、約 2.7 秒で基部から数段上の右側部分が破壊となっている。破壊のモードは引張破壊であった。

補強を施したケースの方が加速度応答、変位応答の最大値が小さくなった。変位応答に関しては、最大値が無補強時に比べ半分以下に抑まった。加速度応答に関しては、一概に値が小さくなったとは言えないが、最大値は抑制されている。

以上から、鋼板接着補強を施すことで、レンガ積み部分の破壊を完全に抑えることはできなかったが、破壊発生領域が抑えられ、橋脚天端の変位応答も抑制できることを確認できた。鋼板接着補強は耐震性能向上に一定の効果があると考えられる。

しかし、ケース 3 とケース 3R の 2.5 秒経過時の破壊状況を比較すると（図-19(b)と図-23(b)），無補強時より補強時の方が広い領域に破壊が生じてしまっている。これは、補強モデルは橋脚を鋼板で覆うことで橋脚の固有振動数が高くなるのに対し、無補強モデルは破壊の進展に伴い見かけの固有振動数が低くなり、振動特性の違いにより補強モデルの方が共振し易くなったためと推測する。図-25(a)の加速度波形の 2.2~2.5 秒付近を見ると、補強モデルの方が見かけの周期が短く振幅が大きいのに対し、無補強モデルでは見かけの周期が長く振幅が小さいことから、振動特性の違いが見てとれる。

以上のように、構造物の地震時破壊挙動は、非線形性の強い複雑な現象であるため、入力地震動と構造物の振動特性の兼ね合いにより、補強モデルの方が広範囲に破壊が進展するケースもあることがわかった。本研究では 1 通りの地震動を振幅を変えて入力したが、今後は、様々な周波数特性を有する地震動に対して補強効果を検証することが重要であると考えられる。

5. まとめ

本研究では、改良版個別要素法を用いて組積橋脚の数値解析を実施した。

まずはじめに、鋼板接着補強を施した組積橋脚の挙動を改良版個別要素法を用いて再現できるかどうかを検証するために、過去に行われた水平載荷試験の再現解析を行った。得られた知見は以下の通りである。

- 1) 改良版個別要素法によって、橋脚基部の目地に水平なひび割れが発生し、アンカー筋が降伏に至るまでの破壊発生のタイミングと荷重-変位関係を精度よく推定することができた。しかし、アンカー筋降伏後の荷重を過大評価する結果となった。

- 2) アンカー筋降伏後の荷重が過大評価されるのは、載荷板と橋脚の間に生じる摩擦力に起因していることを示した。アンカー筋降伏後の挙動を再現するには、実験時の載荷状況を忠実に表現できる載荷板のモデル化が必要である。
- 3) アンカー筋が降伏しない領域では、改良版個別要素法の妥当性が示されたと判断した。

次に、実在組積橋脚の地震時安全性を評価し、鋼板接着補強の適用性の検証を行った。得られた知見は以下の通りである。

- 4) 対象橋脚に、1995 年兵庫県南部地震の神戸海洋気象台の加速度波形を入力したところ、橋脚は破壊しない結果となった。しかし、入力加速度の振幅を 1.2 倍、1.5 倍したものを入力したところ、橋脚基部に破壊が生じ、橋脚天端に約 3cm の変位が生じた。
- 5) 橋脚に鋼板接着補強を施すことにより、橋脚基部の破壊発生と天端の最大変位が軽減され、補強効果のあることが確かめられた。しかし、再現解析の結果も含めて、当補強法では橋脚基部の破壊を完全に防ぐことはできなかった。
- 6) 入力地震動によっては、補強モデルの方が橋脚基部の広い範囲に破壊が生じる可能性のあることがわかった。補強により補強モデルは固有振動数が高くなるのに対し、無補強モデルは基部の破壊により見かけの固有振動数が低くなるため、入力地震動の周波数特性によっては補強モデルの方が共振して破壊が進展し易くなる可能性がある。

今後の課題は以下の通りである。

- 1) 再現解析において、実験時の載荷状況をより忠実にモデル化し、アンカー筋降伏後の荷重-変位関係の再現性を高めたい。
- 2) 実在橋脚に鋼板接着補強を施すことによって被害が抑えられるかどうかを、様々な振幅や周波数特性を有する入力地震動を対象に詳細に検討したい。他の補強方法との比較も必要であると考えられる。また今回はアンカー筋の降伏を抑えるために十分な数のアンカー筋を配置することを想定したが、配置数を少なくしアンカー筋が降伏するケースの解析も行い、今回の解析結果と比較すべきと考える。
- 3) 今回は簡単のため、橋軸方向に対して橋脚を粗い要素で分割し、地盤も粗い要素で分割している。鋼板を質量と曲げ剛性が等価な厚い要素でモデル化し、アンカー筋を省略している。解析結果をより精密なものとするにはこれらのモデル化を正確に行う必要があると考える。

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。

参考文献

- 1) 渡辺和明・永尾拓洋・花里利一・江草弘章：石・レンガ積み橋脚の耐震性照査に関する研究，大成建設技術センター報第 39 号，2006.
- 2) 土木学会 歴史的構造物保全技術連合 小委員会：歴史的土木構造物の保全，鹿島出版会，pp.175-188，2010.
- 3) (財)鉄道総合技術研究所：レンガ・石積，無筋コンクリート構造物の補修，補強の手引き，1987.
- 4) 田所敏弥，鳥取誠一，服部尚道：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，鉄道総研報告，RTRI REPORT，Vol.19，No.12，2005.
- 5) 田所敏弥，鳥取誠一，服部尚道：鋼板接着補強を目的としたあと施工アンカー筋の実験的検討，土木学会第 60 回年次学術講演会，2005.
- 6) 戸川隼人：有限要素法による振動解析，サイエンス社，pp.1-182，1975.
- 7) P.A.Cundall：Formulation of a Three-dimensional distinct element model-Part I. A scheme to detect and represent contacts in system composed of many polyhedral blocks，Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Vol.25，No.3，pp. 107-116，1988.
- 8) 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.
- 9) P.B.Lourenco：Computational Strategies for Masonry Structures，Doctor Thesis，Faculty of Engineering，University of Porto，1996.
- 10) 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.
- 11) 清野純史，花房陸斗，古川愛子：鉄道橋の組積造橋脚の地震時安全性について，土木構造・材料論文集，第 31 号，pp.43-51，2015.
- 12) P.B. Lourenco: Analysis of masonry structures with interface elements, theory and applications, Delft University of Technology, Faculty of Civil Eng., TU-DELFT report no. 03-21-22-0-01, 1994.
- 13) 関西圏地盤情報ネットワーク，<https://www.kg-net2005.jp/index/db01.html> (2020 年 1 月 25 日閲覧).
- 14) 羽矢洋，峰岸邦行：旧式基礎を有する組積橋脚の L2 耐震補強工法，鉄道総研報告，RTRI REPORT，Vol.22，No.3，2008.
- 15) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，pp.68-70，2017.
- 16) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，IV 下部構造編，pp.235-237，1996.

NUMERICAL STUDY ON SEISMIC BEHAVIOR OF MASONRY PIER AND EFFECT OF SEISMIC REINFORCEMENT USING STEEL PLATES

Seiya YAMAKI, Aiko FURUKAWA and Junji KIYONO

At present, a lot of masonry piers built between Meiji and Taisho era are still in service in Japan. However, it is known that masonry structure is weak to earthquakes. In this paper, the static loading experiment of a masonry pier reinforced by steel plates was firstly simulated by the refined DEM to confirm the validity of the numerical method. The load-displacement relationship before the yielding of the anchor reinforcing bar could be simulated with high accuracy. However, the accuracy after the yielding of the reinforcing bar was low due to the inaccurate modeling of the loading condition. Next, the seismic performance of an existing masonry pier was investigated using the refined DEM. The brick failure and the horizontal displacement at the pier top was observed as the increase of the input acceleration. It was confirmed that the brick failure and the displacement at the pier top can be suppressed by the reinforcement using the steel plates. It was also confirmed that there is a possibility that the reinforced model with hither natural frequency experiences severer failure depending on the frequency characteristics of the input ground motion.