主鉄筋段落とし部を有するRC橋脚のファイバー要素解析

佐々木　智大[1]・川島　一彦[2]

[1]東京工業大学大学院　理工学研究科　土木工学専攻（〒152-8552 東京都目黒区大岡山2－12－1-M1-10）
E-mail: sasaki.t.aa@m.titech.ac.jp
[2]東京工業大学大学院教授　理工学研究科　土木工学専攻（同上）
E-mail: kawashima.k.ae@m.titech.ac.jp

本論文は，主鉄筋段落とし部を有するRC橋脚の模型載荷実験をファイバー要素解析を用いて再現した結果を示したものである．対象は，主鉄筋段落とし部を有するRC橋脚に対して行った1方向プッシュオーバー載荷，1方向および2方向繰り返し載荷およびタイプI地震動およびタイプII地震動を用いた1方向ハイブリッド載荷である．解析の結果，せん断ひび割れが卓越し破壊する1方向プッシュオーバー載荷の場合には，橋脚がせん断破壊する変位に達するまで，段落とし部に損傷が集中するタイプの破壊性状を示す1方向および2方向繰り返し載荷の場合は，軸方向鉄筋が座屈するまでの範囲では解析による水平力～水平変位の履歴は実験結果をよく再現することを示した．

Key Words : *seismic design, bridge, seismic damage, loading test, reinforced concrete column, fiber elemnt analysis*

１．はじめに

1980年以前の技術基準で設計されたＲＣ橋脚では，主鉄筋段落とし部の定着長が不足し，コンクリートの許容せん断応力が過大評価されているため，主鉄筋段落とし部でせん断破壊が生じやすい．主鉄筋段落とし部のせん断破壊は，通常の梁のせん断破壊とは異なり，段落とし部と基部の曲げ耐力とせん断耐力の比によっていろいろな破壊形態となる．特に段落とし部にせん断補強筋がある程度配置されている場合には，最初，橋脚基部で曲げ損傷が生じ，その後，段落とし部のせん断耐力の低下とともに，この部分を起点としてせん断破壊が生じる．このため，せん断破壊ではあるが純粋なせん断破壊とは異なり，ある程度の変形性能を有する橋脚もある．

せん段破壊に対する解析はなかなか困難な問題であるが，上記のように曲げ損傷先行型のせん断破壊モードでは，せん断損傷が顕著になるまでは曲げを対象としたファイバー要素解析でもある程度の精度で履歴特性を解析可能である．

本研究では東京工業大学で行われた実験結果[1)2)]をファイバー要素解析を用いて解析し，主鉄筋段落とし部を有するRC橋脚を対象としたファイバー要素解析の適用性を検討した．

２．解析対象

(1) 橋脚模型の特性

図-1および**表-1**に解析に用いた５体の橋脚模型の特性を示す．これらの橋脚は実橋脚を1/7にスケールダウンしたものであり，池端らが繰り返し載荷実験および準動的載荷実験に用いたものと同一特性を有している[3)]．基部から水平アクチュエータの載荷点までの高さは1680 mm，かぶりコンクリート厚は16 mm，せん断支間比は4.2である．

軸方向鉄筋としては，径6 mmのSD295を用いており，フーチング上面から480 mmと840 mmの２カ所で軸方向鉄筋を途中定着している．軸方向鉄筋の引張強度試験の結果は**表-1**に示すとおりである．

帯鉄筋としては径3 mmのSD295を用いている．最外縁の帯鉄筋はフーチング上面から225 mmまでは37.5 mm間隔で，フーチング上面から225 mmから1050 mmまでは75 mm間隔，1050 mmよりも上は37.5 mm間隔で配筋されている．また，2段目，3段目の帯鉄筋は全高さにわたって

表-1　実験ケースおよび材料強度

Test Case	P	C1	C2	H1	H2
Loading Type	Unilateral Pushover	Unilateral Cyclic	Bilateral Cyclic	Unilateral Hybrid	Unilateral Hybrid
				Tsugaru	Takatori
Concrete Strength	29.6 MPa	26.6 MPa	29.6 MPa	26.4 MPa	29.8 MPa
Young's modules of Concrete	25.8 GPa	26.7 GPa	25.8 GPa	21.2 GPa	36.1 GPa
Yield Strength of Longitudinal Bar	372.0 MPa			353.6 MPa	372.0 MPa
Tensile Strength of Longitudinal Bar	498.6 MPa			502.4 MPa	498.6 MPa
Young's modules of Longitudinal Bar	185.9 GPa			193.3 GPa	185.9 GPa
Yield Strength of Tie Bar	No Data			313.9 MPa	No Data
Tensile Strength of Tie Bar	No Data			166.7 GPa	No Data
Young's modules of Tie Bar	No Data			No Data	No Data

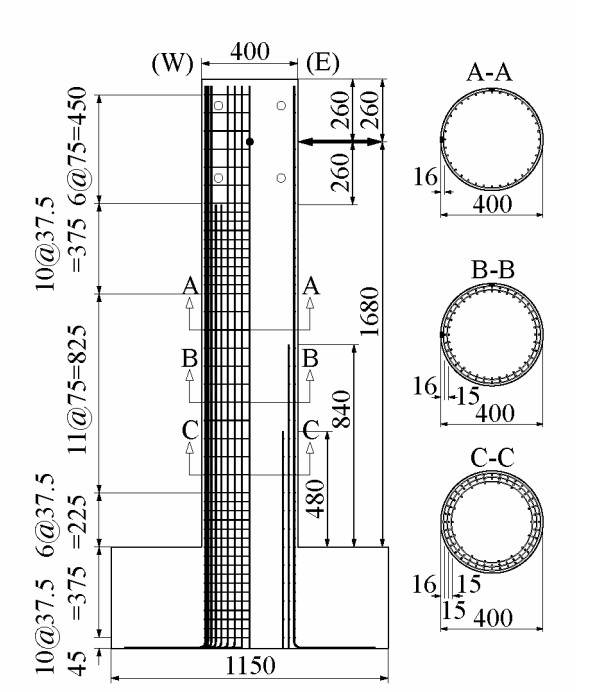


図-1　実験供試体（帯鉄筋は最外縁鉄筋に対する配置を示している）

75 mm間隔で配置されている．帯鉄筋径が3mmと小さいため，試験装置のチャックがうまくいかず，限られた供試体（後述する津軽大橋記録を用いたハイブリッド載荷実験）に対してしか引張試験を行うことができなかった．引張試験から求めた帯鉄筋の降伏強度および弾性係数はそれぞれ平均313.9 MPa，平均166.7 GPaである．なお，引張強度は測定できていないため，本解析では193.3 MPaと仮定した．その他の4体の供試体においては，主鉄筋と同じ特性を有していると仮定し，帯鉄筋の降伏強度，弾性係数，引張強度をそれぞれ，372.0 MPa，195.9 GPa，498.6 MPaと仮定した．

コンクリートには普通ポルトランドセメントを使用し，粗骨材の最大粒径は13 mmとした．スランプは18 cm，載荷実験前後に行なったテストピースに対する一軸圧縮試験の結果は**表-1**に示すとおりである．

(2) 載荷方法

東京工業大学の耐震実験施設を用いて，1方向プッシュオーバー載荷，1方向繰り返し載荷，2方向繰り返し載荷，ハイブリッド載荷をそれぞれ行った．実験では鉛直アクチュエータを用いて荷重制御により一定軸力（220 kN）を橋脚上端に作用させた状態で，基部から高さ1680 mmの位置に取り付けた2台の水平アクチュエータにより変位制御で載荷した．1方向載荷の場合には載荷方向の水平アクチュエータの載荷変位にあわせて載荷直角方向に取り付けられたもう1台の水平アクチュエータを変位制御し，載荷直交方向に模型が倒れないようにしている．

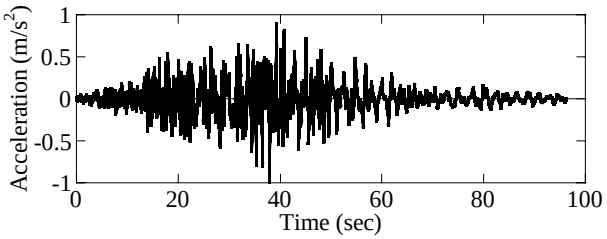
1方向プッシュオーバー載荷では水平変位が41 mm（=ドリフト4.9 %）までは1 mm/secで変位制御によって載荷したが，ここで制御プログラムに異常が発生したため，約150秒程度その変位を保った後に，手動操作によって0.5 mm/secの速度で最終的に模型が破壊するまで載荷した．

1方向繰り返し載荷ではドリフト0.5 %を基準に，この整数倍のドリフトで変位制御により繰り返し載荷した．ただし，ドリフト0.5 %の載荷前に慣らしとしてドリフト0.1 %の載荷を行なった．同一変位の繰り返し回数は3回とし，1回を約33秒で載荷した．なお，RC橋脚では，余程低速や高速で載荷しない限り，履歴に及ぼす載荷速度の影響は小さいことが知られている．

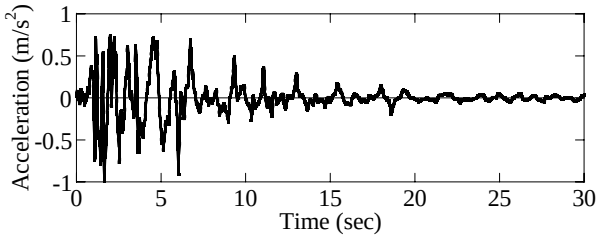
2方向繰り返し載荷では1方向繰り返し載荷と同様にドリフト0.5 %（=8.4 mm）を基準にし，その整数倍で順次変位を増加させた．まず，１方向に変位を与え（これを以下初載荷方向と呼ぶ），その後，もう1方向（これを以下初載荷方向に直角方向と呼ぶ）の変位を初載荷方向から$\pi/4$だけ遅らせて円形オービットになるように変

表-2　解析モデル（1方向プッシュオーバー載荷）

<table>
<tr><th rowspan="2"></th><th rowspan="2">節点座標
(m)</th><th rowspan="2">要素長
(m)</th><th colspan="2">軸方向鉄筋</th><th colspan="4">帯鉄筋</th></tr>
<tr><th>本数</th><th>面積比
(%)</th><th colspan="3">間隔 (mm)</th><th>体積比
(%)</th></tr>
<tr><th></th><th></th><th></th><th></th><th></th><th>1段目</th><th>2段目</th><th>3段目</th><th></th></tr>
<tr><td rowspan="2">区間 1</td><td>0.000</td><td rowspan="2">0.200</td><td rowspan="4">90</td><td rowspan="4">2.3</td><td rowspan="2">37.5</td><td rowspan="6">75.0</td><td rowspan="6">75.0</td><td rowspan="2">0.46</td></tr>
<tr><td>0.200</td></tr>
<tr><td>区間 2</td><td>0.225</td><td>0.025</td><td rowspan="4">75.0</td><td rowspan="2">0.35</td></tr>
<tr><td>区間 3</td><td>0.299</td><td>0.074</td></tr>
<tr><td>区間 4</td><td>0.480</td><td>0.181</td><td rowspan="2">72</td><td rowspan="2">1.8</td></tr>
<tr><td>区間 5</td><td>0.659</td><td>0.179</td><td rowspan="8">-</td><td rowspan="2">0.23</td></tr>
<tr><td>区間 6</td><td>0.840</td><td>0.181</td><td rowspan="8">36</td><td rowspan="8">0.9</td></tr>
<tr><td></td><td>1.040</td><td>0.200</td><td rowspan="6">-</td><td rowspan="2">0.11</td></tr>
<tr><td></td><td>1.050</td><td>0.010</td></tr>
<tr><td rowspan="5">区間 7</td><td>1.250</td><td>0.200</td><td rowspan="5">37.5</td><td rowspan="5">0.22</td></tr>
<tr><td>1.450</td><td>0.200</td></tr>
<tr><td>1.650</td><td>0.200</td></tr>
<tr><td>1.680</td><td>0.030</td></tr>
</table>



(a) 津軽記録



(b) 鷹取記録

図-2　入力地震動

位制御により載荷した．なお，1方向繰り返し載荷と同様に慣らしとしてドリフト0.1 %で3回の繰り返し載荷を行っている．

1方向ハイブリッド載荷では，桁・橋脚系を1方向地震力を受ける1質点系としてモデル化した．入力加速度としては，**図-2**に示す1983年日本海中部地震において津軽大橋周辺で観測された橋軸方向成分（以下津軽記録と呼ぶ）と1995年兵庫県南部地震においてJR鷹取駅で観測されたEW成分（以下鷹取記録と呼ぶ）を用いた．相似律に合わせて加速度振幅は鷹取記録の場合には原波形の15 %（=1/7）に縮小したが、津軽記録の場合には原波形の加速度振幅が小さいため、相似律から決まる値を2.5倍して、原波形の35.7 %（=2.5/7）に縮小した．津軽記録は継続時間が長く繰り返し回数が多いタイプI地震動を，鷹取記録は継続時間が短く繰り返し回数が少ないタイプII地震動をそれぞれ想定している．

数値積分にはShingらの方法[4]を用いるとともに，アクチュエータによるP-Δ効果の補正[5]も行った． 1方向繰り返し載荷実験の最初に行った慣らし載荷で得られた剛性（10kN/mm）を初期剛性として用いた．減衰定数は2%とし，積分時間間隔は0.02秒とした．

３．解析モデルおよび解析方法

解析は汎用構造解析プログラムTDAPIIIに独自の材料非線形特性を組み込んで行った．**表-2**に1方向プッシュオーバー載荷した供試体を対象に解析モデルを示す．主鉄筋段落とし部における鉄筋の付着切れの影響を解析で考慮するため，解析では実際の段落とし位置から道路橋示方書に基づく次式の定着長 l_d に相当する長さだけ下方で段落としされていると仮定して解析することとした．

$$l_d = \frac{\sigma_{sa}}{4\tau_{0a}}\phi \qquad (1)$$

ここで，σ_{sa} は鉄筋の許容引張応力度，τ_{0a} はコンクリートの許容付着応力度，ϕ は軸方向鉄筋の直径である．

対象橋脚では軸方向鉄筋の本数，帯鉄筋の間隔が**表-2**に示すように高さ方向に変化しているため， 7区間に分けて橋脚をファイバー要素でモデル化した．１個のファイバー要素の高さが道路橋示方書に規定される塑性ヒンジ長(0.5D=200 mm)を超えないようにすることとし，これを超える場合には，基部に近い方から200 mmずつに

分割した．

ファイバー要素解析では，コンクリートおよび鉄筋の非線形特性を正しく与える必要がある．コンクリートの応力～ひずみ構成則として，包絡線にはHoshikumaらによる提案式[6]を，除荷・再載荷履歴には堺らの履歴モデル[7]を用いた． 軸方向鉄筋の応力～ひずみ構成則としては，Bauschinger 効果を考慮したMenegotto-Pintoモデル[8]を用いた．ただし，これを小振幅で除荷・再載荷を行っても応力を過大評価しないよう，堺・川島が修正した履歴モデルを使用した[9]．

4．解析結果

(1) 1方向プッシュオーバー載荷

図-3は水平力～水平変位の履歴をファイバー要素解析で求め，これを実験値と比較したものである．実験では水平力はドリフト1.6 %の時に最大101 kNとなり，そのままドリフト3.8 %までほぼ同程度の値を保つ．解析でも，水平力はドリフト1.5 %のときに最大107 kNとなり，その後，ドリフト3.8%までは実験とよく似た特性を示す．実験ではドリフト3.8 %になると，損傷の進展に伴ってせん断耐力が低下し，曲げ耐力を下回ったため，橋脚がせん断破壊したが，解析では，せん断耐力の低下の影響を取り入れていないため，ドリフト3.8 %以降は実験結果を再現できない．

図-4に軸方向鉄筋ひずみの高さ方向の分布を示す．実験では，圧縮側最外縁位置にある軸方向鉄筋ひずみは基部や基部から562.5 mmの高さで大きくなるが，これは，実験では圧縮ストラットが斜めひび割れ面に沿って形成される結果，この高さで大きな圧縮力が軸方向鉄筋に作用するためである．一方，解析では計算上の上部段落とし位置の直上に位置するファイバー要素に損傷が集中するため，基部から600 mmまでの高さでは軸方向鉄筋ひずみは小さい．

(2) 1方向繰り返し載荷

水平力～水平変位の履歴および各載荷ドリフトの履歴を**図-5**に示す．解析による水平力～水平変位の履歴は，実験結果をおおむね再現している．しかし，実験ではドリフト2.5 %の2回目および3回目の載荷において，軸方向鉄筋の座屈により水平力が低下するが，ファイバー要素解析では軸方向鉄筋の座屈の影響が考慮されていないため，これ以降の解析精度は低下する．

図-6は載荷方向の最外縁位置に相当する軸方向鉄筋の各載荷ドリフトにおける最大ひずみを高さ方向に示した結果である．これによれば，実験では上部段落とし位置

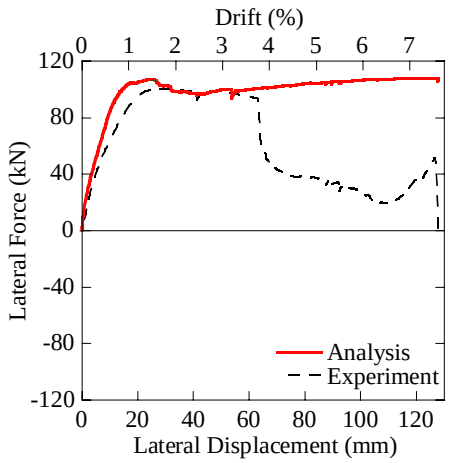
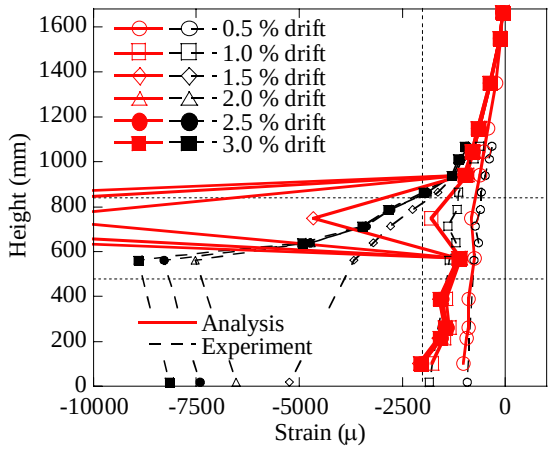
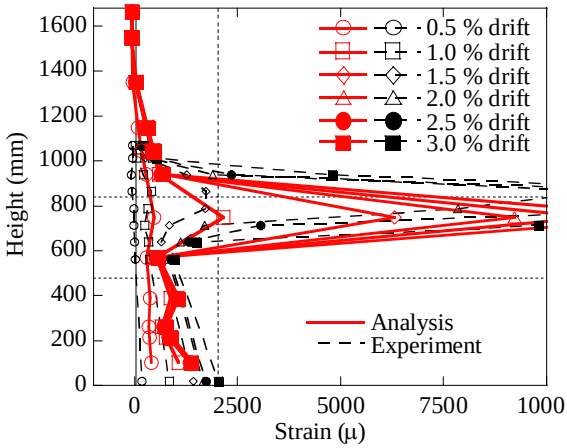


図-3 1 方向プッシュオーバー載荷における水平力～水平変位の履歴

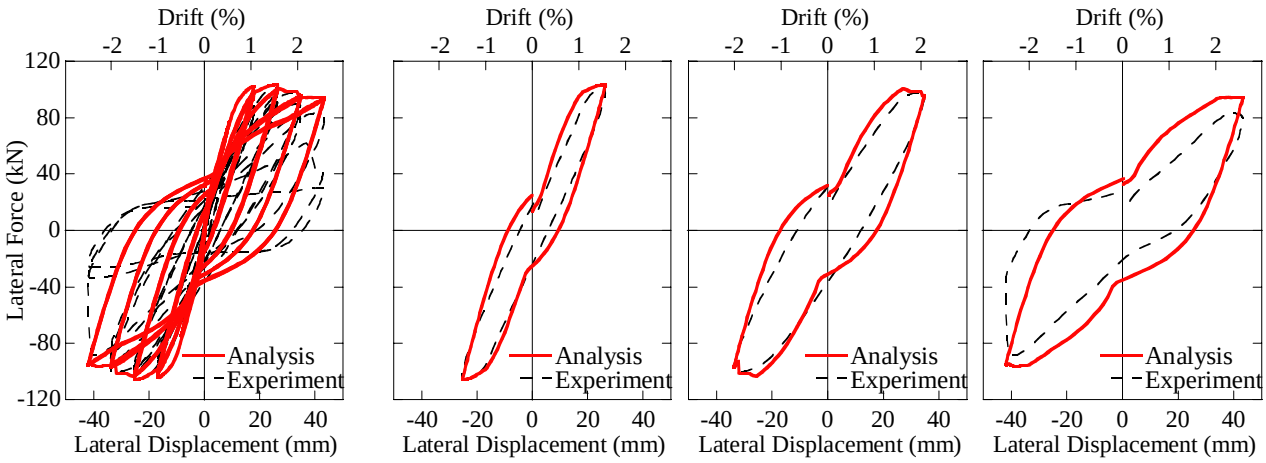


(a) 圧縮側最外縁位置



(b) 載荷直角方向最外縁位置

図-4 1方向プッシュオーバー載荷における軸方向鉄筋ひずみの高さ方向分布



ドリフト 1.5 %　　ドリフト 2.0 %　　ドリフト 2.5

(a) 水平力～水平変位の履歴　　**(b)** 各載荷ドリフトの履歴

図-5　1方向繰り返し載荷における水平力～水平変位の履歴

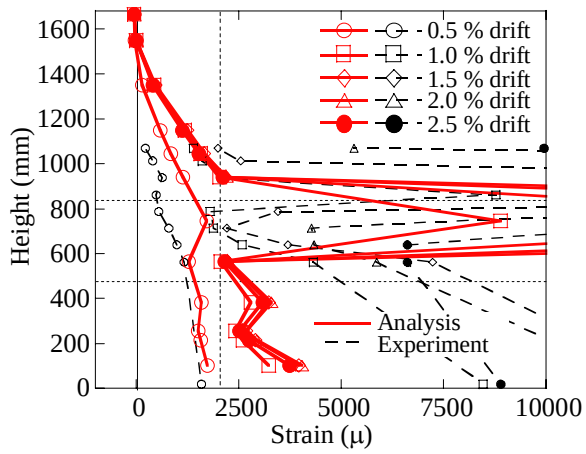


図-6　1方向繰り返し載荷における軸方向鉄筋ひずみの最大値の高さ方向分布（載荷方向最外縁位置）

（基部から840 mm）を中心に軸方向鉄筋のひずみが大きくなるのに対して，解析では上部段落とし位置から100 mm 程度下方の位置で軸方向鉄筋のひずみが大きくなる．このように軸方向鉄筋が大きくなる高さが実験と解析で異なるのは，解析では式(1)の l_d だけ実際の段落とし位置を下げており，この違いが現れているためと考えられる．ただし，ファイバー要素解析では，ファイバー要素の分割によって鉄筋の軸ひずみ分布や大きさが異なってくる．一般に塑性ヒンジ区間では，細かく分割するほど，最初に降伏する要素に損傷が集中する傾向にある．今回の解析では，計算上の段落とし位置（基部から659 mmの位置）の直上のファイバー要素がこれに相当するため，要素分割を細分化するほど，計算上の段落とし位置に損傷が集中することになる．実際の損傷形態はこのようになっていないため，このことは解析上 l_d だけ段落とし位置を下げなくてもよい可能性を示唆するが，これについては，鉄筋の損傷状況をもっときちんと測定した上で別途慎重に判断する必要がある．

(3) 2方向繰り返し載荷

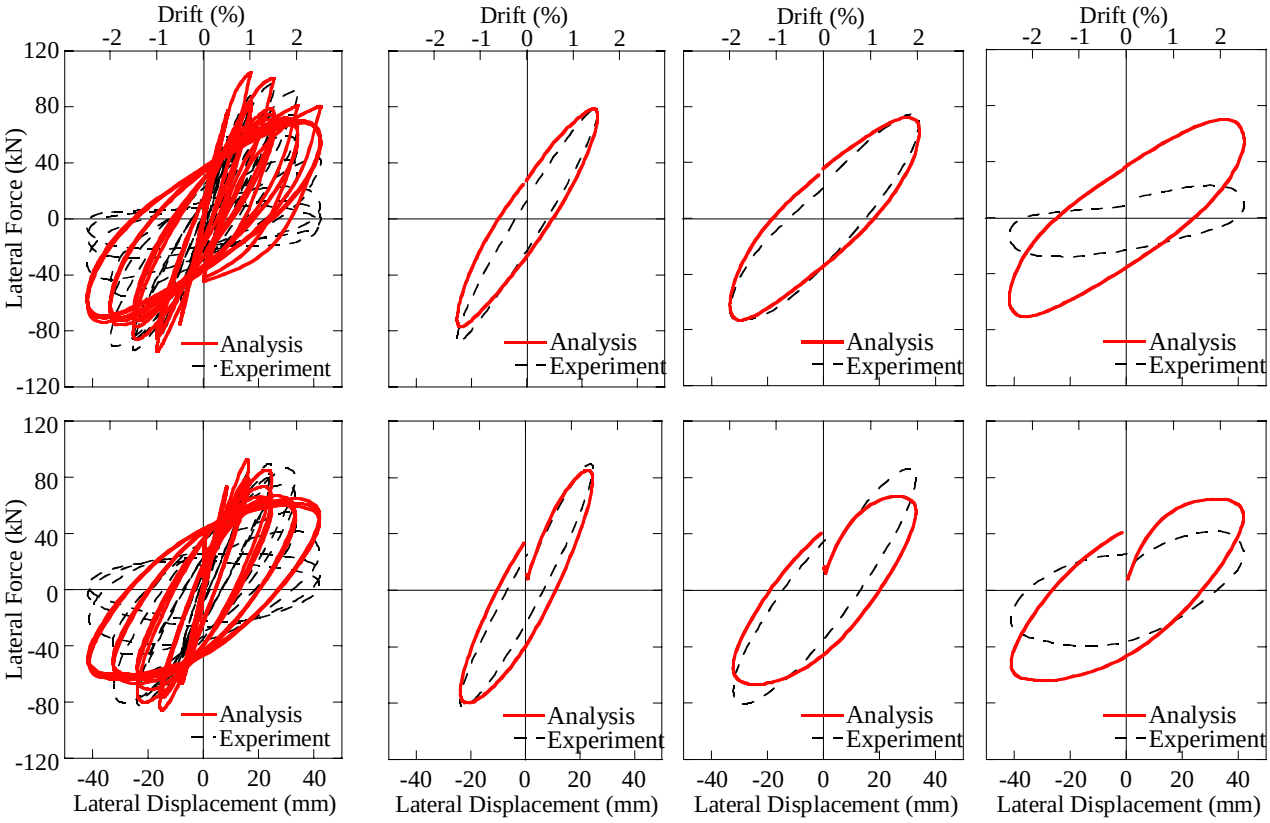
解析により求めた水平力～水平変位の履歴および各載荷ドリフトの水平力～水平変位の履歴を実験値と比較すると，**図-7**のようになる．ドリフト1.5 %載荷の段階までは，解析により求めた水平力～水平変位の履歴は実験結果とよく一致する．ドリフト2.0 %載荷でも，1回目の載荷では解析値は実験値とよく一致しているが，2回目以降の載荷では，上部段落とし位置において軸方向鉄筋が座屈し水平力が低下するため，こうした座屈の影響を考慮していない本解析では実験値を再現できなくなる．

最外縁位置にある軸方向鉄筋の最大ひずみの高さ方向の分布を示すと，**図-8**のようになる．1方向繰り返し載荷の場合と同様に，計算上の上部段落とし位置の直上のファイバー要素で軸方向鉄筋のひずみが大きくなる．

(4) 津軽記録を用いた1方向ハイブリッド載荷

ハイブリッド載荷による荷重載荷点における橋脚の応答変位および水平力～水平変位の履歴を示すと，それぞれ**図-9，10**のようになる．40秒付近までは解析による応答変位は実験値を比較的よく再現している．しかし，実験では40秒程度以降から＋側へ残留変位が生じるのに対し，解析ではほとんど残留変位は生じない．これは，実験では上部段落とし部で軸方向鉄筋が座屈し始めたことによるものである．

また，水平力は，実験ではドリフト1.6 %のときに最大104.2 kNに達するのに対して，解析ではドリフト1.5 %のとき最大107.1 kNとなり，解析値は実験値とよく合っ



ドリフト 1.5 %　　ドリフト 2.0 %　　ドリフト 2.5 %

(a) 水平力～水平変位の履歴　　(b) 各載荷ドリフトの履歴

図-7　2 方向繰り返し載荷における水平力～水平変位の履歴
（上：初載荷方向，下：初載荷方向に直角方向）

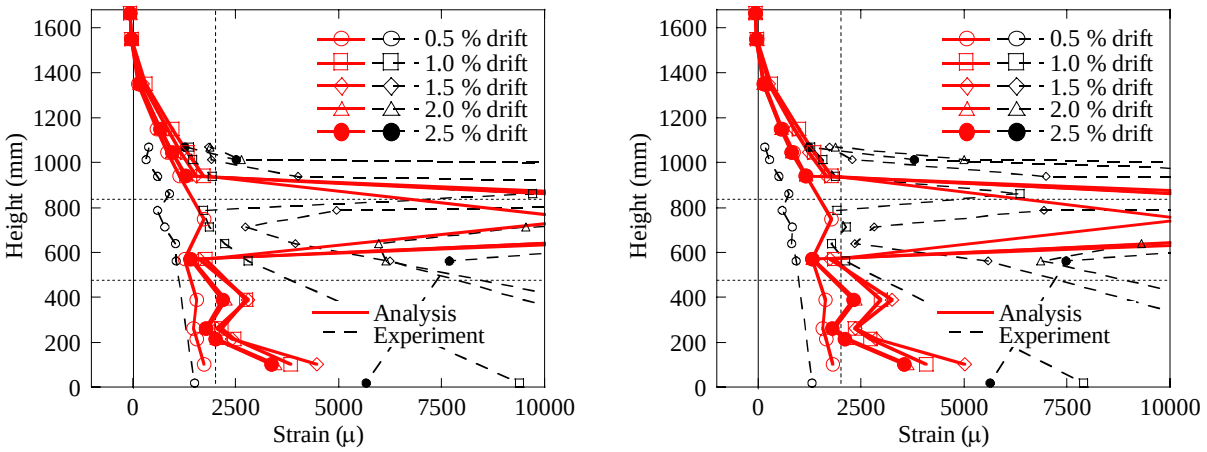


図-8　2 方向繰り返し載荷における軸方向鉄筋ひずみの最大値の高さ方向分布
（左：初載荷方向，右：初載荷方向に直角方向）

ている．ただし，実験では上部段落とし部に軸方向鉄筋の座屈が生じ，ドリフト2.5 %あたりから水平力が低下するのに対して，解析ではこうした水平力の低下が生じないことは前述した通りである．

(5) 鷹取記録を用いた1方向ハイブリッド載荷

ファイバー要素解析結果を実験値と比較して**図-11，12**に示す．1.5秒付近までは解析上の応答変位は実験結果をよく再現している．これは，この段階では応答変位がドリフト1%以下と小さく，せん断ひび割れが発生していないためである．その後，応答変位は，実験では一

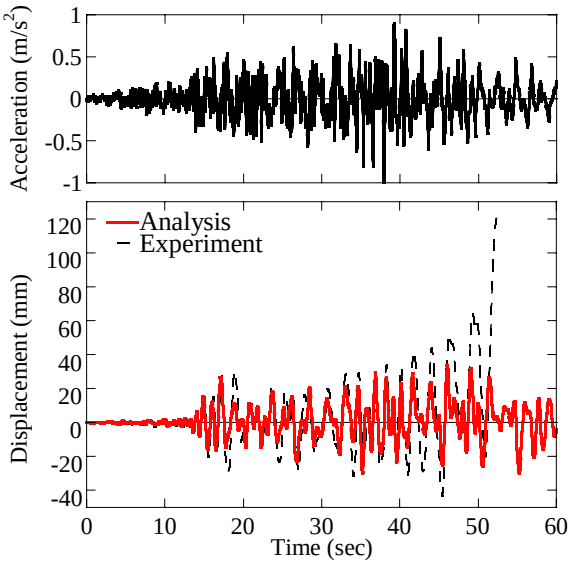


図-9　津軽記録を用いて1方向ハイブリッド載荷した場合の応答変位

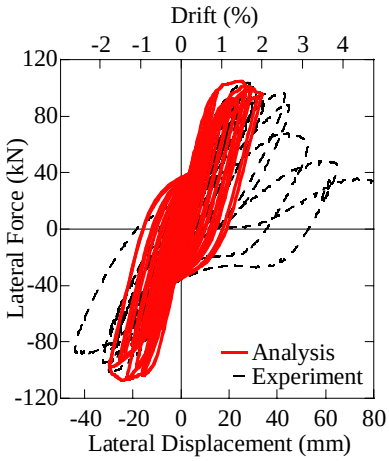


図-10　津軽記録を用いて1方向ハイブリッド載荷した場合の水平力～水平変位の履歴

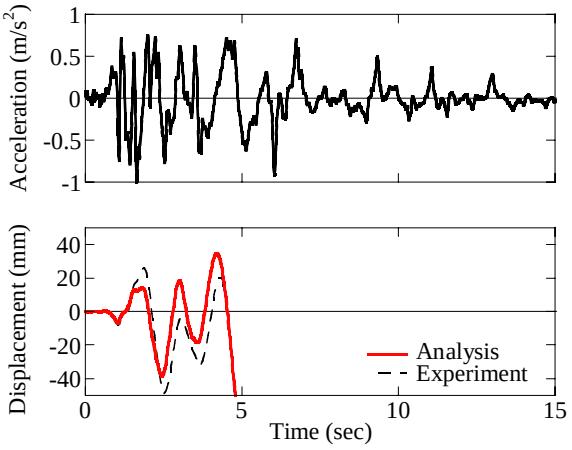


図-11　鷹取記録を用いて１方向ハイブリッド載荷した場合の応答変位

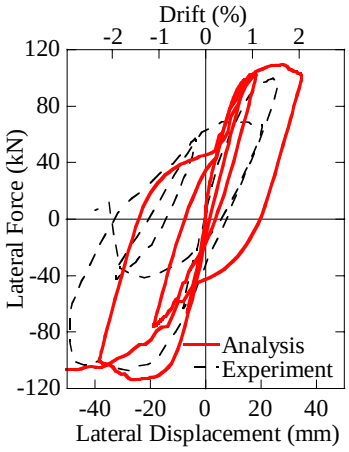


図-12　鷹取記録を用いて１方向ハイブリッド載荷した場合の水平力～水平変位の履歴

側へ大きく偏り，2.5 秒にはドリフト3.0 %（=50 mm）と大きくなるが，解析ではドリフト2.3 %（=38 mm）であり，これ以降，解析は実験結果を再現できていない．せん断ひび割れの影響により，この違いが生じたと考えられる．

５．結論

主鉄筋段落とし部を有するRC橋脚の曲げせん断破壊に対するファイバー要素解析の適用性に関して検討するため，主鉄筋段落とし部を有するRC橋脚の模型載荷実験をファイバー要素法を用いて解析した．本研究により得られた結論は以下の通りである．

1.　1方向プッシュオーバー載荷した場合には，橋脚がせん断破壊したドリフト3.8 %まではファイバー要素解析による水平力～水平変位の履歴は実験結果をよく再現する．これは，実験ではドリフト3.8 %まではせん断耐力が曲げ耐力を上回っており，曲げ損傷が進展したためと考えられる．ドリフト3.8 %以降では，実験では損傷の進展に伴ってせん断耐力が低下し，せん断耐力が曲げ耐力を下回った結果，橋脚がせん断破壊したため，せん断変形を考慮していないファイバー要素解析では実験結果を再現できない．

2.　1方向繰り返し載荷した供試体では，軸方向鉄筋が座屈するドリフト2.5 %程度まではファイバー要素解析によって求められた水平力～水平変位の履歴は実験結果をよく再現する．これは，2方向繰り返し載

荷した供試体も同様である．

3. 軸方向鉄筋の高さ方向のひずみ分布から1方向および2方向繰り返し載荷した場合の供試体の損傷状況を推定すると，ファイバー要素解析では実際の損傷よりも低い位置に損傷が集中する．鉄筋の定着長や定着部のモデル化に関し，さらに検討が必要である．

4. 津軽記録を用いた1方向ハイブリッド載荷では軸方向鉄筋が座屈しない40秒程度までは，ファイバー要素解析により求めた供試体の応答変位は実験値とよく一致するが，鉄筋座屈後の応答変位は一致しない．今後，軸方向鉄筋の座屈を考慮した解析が必要である．

謝辞：本解析のもととなった載荷実験は（独）防災科学技術研究所の委託研究として東京工業大学で実施したものである。津軽記録は国土交通省国土技術政策総合研究所より貸与していただいた．ここに記してともに厚く御礼申し上げる次第である．

参考文献

1) Sasaki, T., Kawashima, K., Watanabe, G., Nagata, S. and Tharin, K.: Premature Shear Failure of Reinforced Concrete Bridge Piers with Termination of Main Reinforcements with Insufficient Development Length, 4th International Workshop on Sesmic Design and Retrofit of Transportation Facilities, Session 3, pp. 1-11, MCEER 06-SP03, State University of New York at Buffalo, USA, 2006.

2) 佐々木智大，栗田裕樹，川島一彦，渡邊学歩，右近大道，梶原浩一：主鉄筋段落とし部を有するRC橋脚の破壊モードに与える載荷地震動特性の影響，第10回 地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計に関するシンポジウム，土木学会，pp. 35-42，2007.

3) 池端信哉，足立幸郎，山口隆裕，池田尚治：準動的載荷によるRC橋脚の地震被災挙動に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 23，No. 3，pp. 1255-1260，2001.

4) Shing, P. B., Vannan, M. T. and Cater, E.: Implicit Time Integration for Pseudodynamics Tests, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 20, pp. 551-576, 1991.

5) 永田聖二，渡邊学歩，川島一彦：3 次元ハイブリッド載荷実験におけるアクチュエータによるP-Δ効果の補正法，土木学会論文集，No.801/I-73，pp.192-212，2005.

6) Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. and Taylor, A. W.: Stress-Strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 123, No. 5, pp. 624-633, 1997.

7) 堺淳一，川島一彦，庄司学：横拘束されたコンクリートの除荷および再載荷過程における応力度～ひずみ関係の定式化，土木学会論文集，No. 654/I-52，pp. 297-316，2000.

8) Menegotto, M. and Pinto, P. E.: Method of Analysis for Cyclically Loaded R.C. Plane Frames Force and Bending, Proc. IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, pp. 15-22, 1973.

9) 堺淳一，川島一彦：部分的な除荷・再載荷を含む履歴を表す修正Menegotto-Pintoモデルの提案，土木学会論文集，No. 738/I-64，pp. 159-169，2003.

（2007.4.6 受付）

FIBER ELEMENT ANALYSIS OF RC BRIDGE COLUMN WITH TERMINATION OF MAIN REINFORCEMENTS

Tomohiro SASAKI, Kazuhiko KAWASHIMA

This paper presents fiber element analysis of RC bridge column with termination of main reinforcements. Simulated is seismic response of five circular RC bridge columns under unilateral pushover loading, unilateral cyclic loading, bilateral cyclic loading and unilateral hybrid loading under a near-field ground motion and a far-filed ground motion with long duration. The computed responses are quite close to the experimental results until the column did not collapse in shear or main reinforcements did not buckle.