# E-ディフェンスを用いた主鉄筋段落しを有する実大 RC 橋脚の加震実験の再現解析

東京工業大学大学院	学生会員	○佐々オ	卜智大
東京工業大学大学院	フェロー	川島	一彦
東京工業大学大学院	正会員	松崎	裕

### 1. はじめに

1995 年兵庫県南部地震では主鉄筋段落しを有する橋脚の曲げせん断破壊が落橋に至る甚大な被害の主要原因であった.主鉄筋段落しを有する RC 橋脚のせん断破壊特性は複雑であり、その破壊メカニズムは未だ解明されていない点が多い.このため、この破壊メカニズムを解明し、兵庫県南部地震においてあのような甚大な被害が生じた原因を明らかにするため、防災科学技術研究所が有する世界最大の震動台実験施設 E-Defense を用いて、主鉄筋段落しを有する実大 RC 橋脚模型の加震実験(C1-2 実験)が行われた<sup>1)</sup>.本研究では、ファイバー要素を用いて C1-2 実験の再現解析を行い、その解析精度について検討したものである.

#### 2. 01-2 実験のセットアップ

写真-1はC1-2実験のセットアップを、図-1はC1-2実験に用いられた橋脚模型(以下C1-2橋脚と呼ぶ)を示す. C1-2橋脚は橋脚高さ7.5mで径1.8mの円形断面を有するRC橋脚であり、基部から1.86mおよび3.86mで軸方向鉄筋は途中定着されている. 基部から慣性力作用位置までの高さは橋軸方向で8m,橋軸直角方向では9.3mである.また,橋脚に作用する慣性力は橋軸方向で307ton,橋軸直角方向で215tonとなっており、基部に作用する軸圧縮応力は1.17MPaである.

軸方向鉄筋としてはいずれも32mmのSD345が使用されてい る.帯鉄筋には径13mmのSD345が300mm間隔で配置されている. ただし,基部から0.95mより下方と4.85mより上方では,外側の 帯鉄筋のみ150mm間隔となっている.軸方向鉄筋の降伏強度, 引張強度および弾性係数はそれぞれ372MPa,557MPa,195GPa であり,帯鉄筋の降伏強度,引張強度および弾性係数はそれぞ れ394MPa,560MPa,190GPaである.また,載荷実験当日に行 ったテストピースの圧縮試験の結果得られたコンクリート強度 は30.8 MPaである.



写真-1 C1-2 実験セットアップ



入力加速度としては兵庫県南部地震において JR 鷹取駅で観測された加速度記録を地盤と構造物の相互作用 を考慮して振幅だけ 80%に縮小した加速度波形(実地震レベル)を用いた.

#### 3. 損傷の進展

写真-2に上部段落とし位置の損傷の進展を, 図-2に橋脚上端における応答変位を示す.な お,図-2には後述する解析結果も比較のため に示している.4.10秒に上部段落とし位置の NW 面から E 面にかけて曲げひび割れが発生 し,その曲げひび割れが4.33秒には NW 面か ら W 面に向けたせん断ひび割れへと進展し



**写真-2** 損傷の進展

(0) 0.8/S

キーワード 耐震設計, 震動台加震実験, E-ディフェンス, RC 橋脚, ファイバー要素解析 連絡先 〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1-M1-10 東京工業大学川島研究室 TEL 03-5734-2922

Lateral Force (kN)



た. その後, 応答の方向の反転に伴い, 4.60 秒に W 面から SE 面にかけて曲げひび割れが発生し, 4.87 秒 に W 面の曲げひび割れが NW 面に向かうせん断ひび 割れに進展した. 5.37 秒には, 4.33 秒に発生したせん



図-3 橋脚上端における水平力~水平変位の履歴

断ひび割れが基部に向けて進展した. 6.04 秒になると、上部段落し位置において N 面および NW 面の軸方向 鉄筋がはらみだし、かぶりコンクリートが剥落した. 6.50 秒になると S 面および SW 面の軸方向鉄筋がはらみ だし、かぶりコンクリートが剥落し始め、その後、W 面、NW 面、N 面、NE 面、E 面の順に上部段落し位置 のかぶりコンクリートが爆発的に剥落し、軸力を支持できなくなった軸方向鉄筋が大きく外側に座屈した. 6.87 秒には橋脚横梁が崩壊防止用の架台に衝突した.

### 4. ファイバー要素解析

ファイバー要素を用いた骨組みモデルによる地震応答解析を実施し、実験結果の再現を試みた. 橋脚部は、 すべてファイバー要素でモデル化した. コンクリートの応力~ひずみ構成則として、包絡線には Hoshikuma らによるモデルを、除荷、再載荷履歴には Sakai and Kawashima の履歴モデルを用いた. 軸方向鉄筋の応力~ ひずみ構成則としては、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 Bauschinger 効果を考慮した Menegotto-Pinto モデルを用いた. 解析に基づく応答変位は図-2 に示した. また、 図-3 に解析に基づく橋脚上端における水平力~水平変位の履歴を実験値と比較して示す. 6.72 秒 (点 A) に おいて解析に基づく橋脚に作用する水平力は Priestley らが提案するせん断耐力<sup>2)</sup>を上回る. このため、ファイ バー要素解析に基づくと、6.72 秒にせん断破壊することになるが、これは前述した上部段落し位置のかぶりコ ンクリートが爆発的に剥落し、軸力を支持できなくなった軸方向鉄筋が大きく外側に座屈した時刻にほぼ一致 する. また、せん断破壊する前までの解析に基づく応答変位は実験値をおおむね再現できている. 一方、図-3 に示す水平力~水平変位の履歴に着目すると、実験では、せん断ひび割れの進展に伴う水平力の低下が図中に 示す点 A よりも小さい変位で生じているが、解析では、この水平力の低下は再現できていない.

### 5. 結論

主鉄筋段落しを有する実大 RC 橋脚模型の加震実験(C1-2 実験)に対する再現解析を行った.その結果,橋 脚がせん断破壊した 6.72 秒までは,解析による応答変位は実験値をおおむね再現できた.ただし,実験では せん断ひび割れの進展に伴う水平力の低下が 6.72 秒よりも前に生じているが,解析では,この水平力の低下 は再現できない.

## 参考文献

1) 右近大道,梶原浩一,川島一彦: E-Defense を用いた実大 RC 橋脚(C1-2 橋脚) 震動破壊実験報告,第12 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム,2009.

2) M.J.Kowalsky, M.J.N.Priestley: Improved Analytical Model for Shear Strength of Circular Reinforced Concrete Columns in Seismic Regions, ACI Structural Journal, Vol.97, No.3, 2000.