

## 段落し部を有する PC 橋梁の損傷分析

九州工業大学大学院  
東日本旅客鉄道株式会社

学生会員 ○加藤啓介  
正会員 津吉 毅

九州工業大学  
小沼技術士事務所

正会員 幸左賢二  
正会員 小沼恵太郎

### 1. はじめに

RC 橋脚の軸方向鉄筋段落し部における曲げ破壊は脆性的なせん断破壊に移行しやすく、落橋や倒壊といった大規模な被害に至ると考えられ、耐震設計上避けなければならない破壊形態である。既往の研究<sup>1)</sup>では段落し高さをパラメータとした実験を行い、段落し部の耐震安全性に着目しているが、非線形動的解析による評価は殆どなされていないのが現状である。そこで今回、動的解析により、段落しモデルを作成し脆弱性を定量化するために、損傷位置を考慮した鉄筋定着長を用いて動的解析を行った(図-1 参照)。

### 2. 構造諸元と被害概要

図-2、写真-1 に橋梁全体図と段落し部での損傷写真を示す。本橋は橋長 228.2m の 3 径間連続 PC 箱桁橋であり、中間橋脚である P2, P3 橋脚は高さ 20.3m の RC 円形断面橋脚、端部橋脚である P1, P4 橋脚は高さ 11.0m の RC 矩形断面橋脚で、中間橋脚の軸方向鉄筋は基部から 7.8m の位置で 3 段から 2 段に、11.85m の位置で、2 段から 1 段配筋に段落しされている。支承条件は、P3 橋脚の橋軸方向のみ固定支承である。また地盤条件は II 種地盤である。地震発生直後に現地調査を行った結果、図-2 の①から④に示すような損傷が明らかとなった。

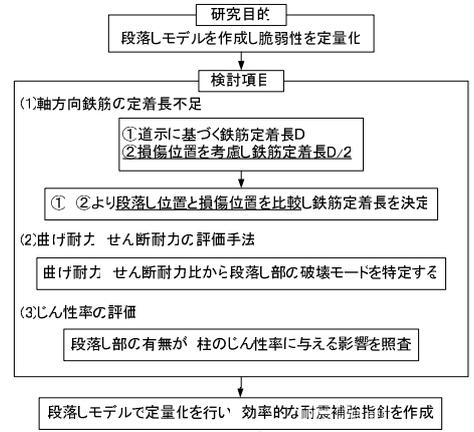


図-1 研究フロー

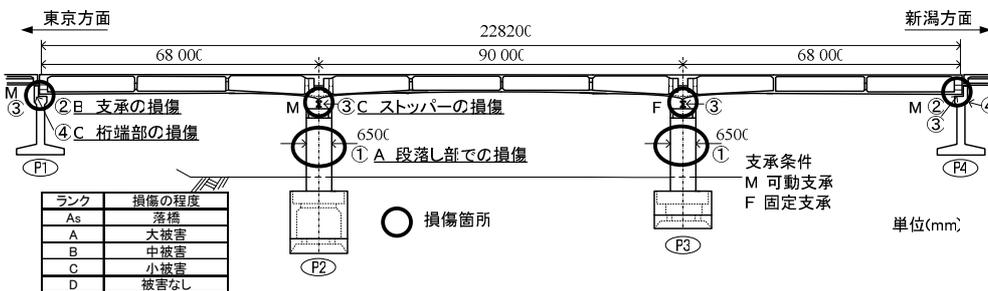


図-2 橋梁全体図



写真-1 橋脚損傷状況

本橋の損傷状況は図-2 に示すように、橋脚段落し部、主桁端部、支承の各部材において損傷が確認された。本橋の損傷度を、道路震災対策便覧に基づき 5 段階に分類している。A ランクは、P2, P3 橋脚の段落し部の曲げ損傷である。段落し部の被りコンクリートが剥落し、主鉄筋が座屈する曲げ損傷であることから、損傷状況は図-3 に示す橋脚高 2.5m、段落し位置が基部から 1.1m の RC 柱の載荷実験結果<sup>1)</sup>を基に判定すると、 $4\sim 5\delta_y$  程度の曲げ損傷であると考えられる。また、段落し部の曲げ損傷位置は、段落し部より橋脚断面幅  $d$  の  $1/2$  だけ下がった箇所ではほぼひび割れ中心位置となる。また、せん断ひび割れは、貫通状態であるので最大耐力に達していると考えられる。

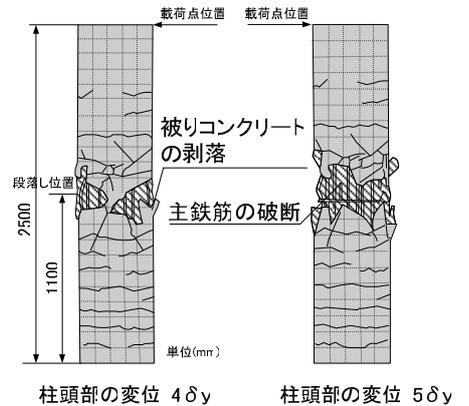


図-3 既往の段落し実験結果<sup>1)</sup>

次に桁端部の損傷として B ランクの支承の損傷状況を示す。支承は、全反力 830tf の設計条件の可動支承を 2 基有している。損傷状況は図-4(a) に示すように、P1, P4 支承で、サイドブロックの外側へのそり曲がりやボルトの破断など橋軸直角方向への損傷が確認された。また C ランクのストップ

キーワード 段落し部、鉄筋定着長、非線形動的解析

連絡先 〒804-8550 福岡県戸畑区仙水町 1-1 九州工業大学 建設社会工学科 TEL093-884-3123

一の損傷状況では、図-4(b)に示すように、橋軸直角方向の変位による粘性充填材の流出などが確認されたが、外観上大きな損傷は見られないことから耐力は保持していると考えられる。

3. 解析モデル及び解析手法

図-5に解析モデルを示す。解析モデルは、橋梁全体系2次元フレームモデルを用いた。上部構造は弾性梁要素、各橋脚は弾塑性梁要素、ケーソン基礎は剛梁要素、支承および基礎部は線形バネ要素を用いた。各断面の非線形特性は道路橋示方書V編に準じて決定した。P2, P3 橋脚段落し部の鉄筋定着長は、2章の被害概要より、橋脚断面幅  $d$  の1/2であると仮定した。復元力モデルには、ひび割れを考慮した Takeda モデル (剛性低下率=0.4) を用いており、各非線形部材の粘性減衰定数として、主桁および橋脚は2%、基礎は20%とし、橋全体の粘性減衰としてレーリー減衰を用いている。入力地震波は、川口町川口(E-W)波形を用いて橋軸直角方向の解析を行った。

4. 解析結果の評価

P2橋脚の最大応答塑性率を図-6に、また、形状・配筋が同様であるP3橋脚の最大応答塑性率を図-7に示す。P2橋脚段落し部では6.8、基部では6.4となった。P3橋脚段落し部では6.2、基部でも6.2となり、段落し部、基部ともに、主鉄筋が降伏し曲げ損傷する結果となった。実損傷と損傷度の比較を行うと、実損傷では図-3より、4~5 $\delta_y$ 程度の損傷であった。一方、解析結果から算出した中間橋脚最大変形時の変位じん性率は、P2橋脚で2.4 $\delta_y$ 、P3橋脚では2.6 $\delta_y$ となり、解析値は実損傷よりも小さく評価されている。これは、実橋脚基部には、根巻きコンクリートが巻いてあり、基部の剛性が大きいことで、基部損傷が小さくなり、より脆弱的な段落し部で大きく損傷したと考えられる。次に、桁端部の支承の損傷であるが、図-4(a)より支承の設計直角方向耐力が126tfであるのに対して、解析値の最大荷重は1408tfとなり大きく耐力を超えている。しかしながら、直角方向の荷重はストッパーが受け持つ構造となっており、ストッパーが荷重を負担する分、支承の荷重分担量が減少し、大規模な損傷に至らなかったと考えられる。

6. まとめ

- 1)P2, P3橋脚段落し部ではAランクの曲げ損傷が確認された。この実被害に基づき、鉄筋定着長を  $d/2$  と仮定して動的解析を行った結果、じん性率は小さく評価された。これは橋脚基部の根巻きコンクリートによる基部の剛性増加の影響が考えられる。
- 2)端部支承では、設計耐力以上の地震力が作用した。しかしながら、橋軸直角方向には、主としてストッパーが抵抗することで、荷重が分散され、支承が大規模な損傷に至らなかったと考えられる。

参考文献

1)川島ら:鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の耐震判定法とその応用,土木学会論文集 No.525I-33,p.83-95

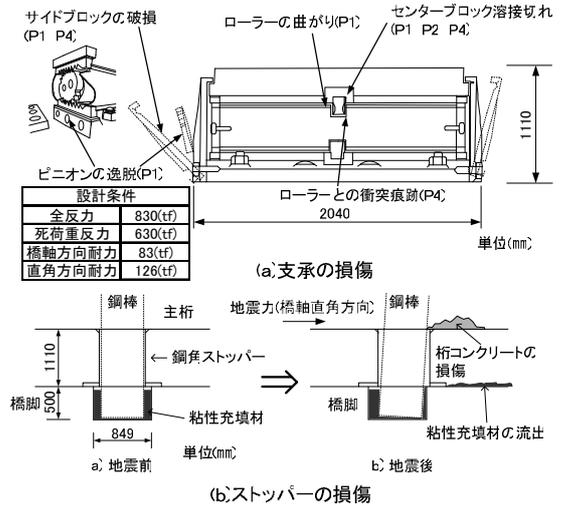


図-4 支承及びストッパーの損傷状況

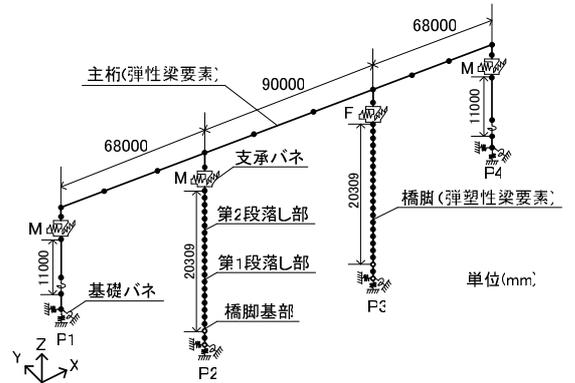


図-5 解析モデル

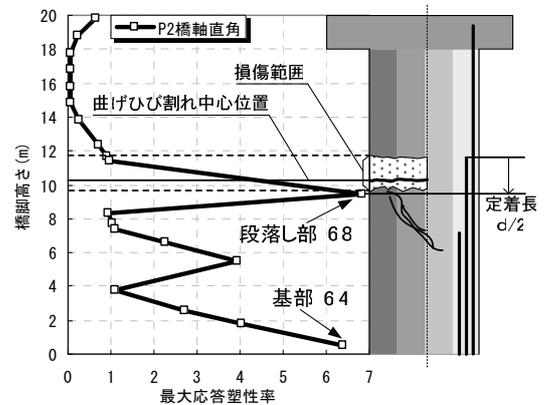


図-6 P2 橋脚最大応答塑性率

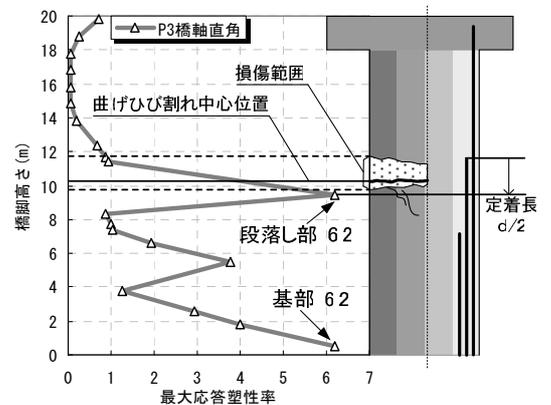


図-7 P3 橋脚最大応答塑性率