

支承の復元力履歴特性を考慮した道路橋の地震時損傷評価

徳島大学大学院 学生員 ○丸山 有弥 徳島大学大学院 正会員 成行 義文
 奈良市 非会員 西窪 由香理 徳島大学大学院 正会員 三神 厚

1. はじめに 2004年に発生した新潟県中越地震では、道路橋の被害として橋脚基部・段落し部の損傷、桁衝突による損傷、支承の損傷等が報告されている¹⁾。瀧本らは新潟県中越地震で被災し、桁衝突による被害が顕著であった道路橋を対象に詳細な被災分析を行い、その損傷メカニズムを解明するとともに橋台抵抗バネ定数を推定している²⁾。また宮藺らは同橋を対象として、上下線の各橋台および橋脚段落し部の損傷形態の相違について動的解析に基づき検討を行っている³⁾。これらの研究ではローラーの逸脱防止装置破損等の損傷を受けた可動支承を水平方向の拘束がないバネにより、また損傷が確認されなかった固定支承はピン固定条件のバネとしてモデル化している。より厳密な解析を行うためには、支承の復元力履歴特性を考慮した解析を実施する必要があると考えられる。堺らは兵庫県南部地震により被災した橋梁の解析において、梶田・渡邊らが提案した鋼製支承の非線形モデル⁴⁾を導入して桁落下の再現解析を行っている⁵⁾。本研究は、前出の新潟県中越地震で被災した橋梁の応答を、梶田らの支承モデルを考慮した動的解析により評価することを試みたものである。

2. 構造諸元と被害概要 対象橋梁は図-1に示すように橋長207.8mのPC3径間連続箱桁橋である。桁は4基の鋼製支承で支えられており、可動支承3基(A1, P2, P3)、固定支承1基(P1)である。被害概要として、P1およびP2橋脚基部の曲げひび割れ、P1橋脚段落し部のせん断ひび割れ、A1橋台およびP3橋脚での桁衝突の痕跡、可動支承3基のローラー飛び出し等の損傷が確認された¹⁾³⁾。

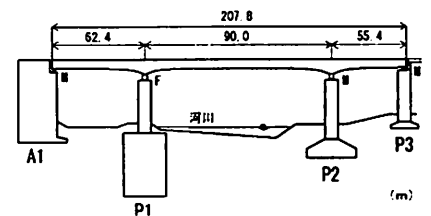


図-1 対象橋梁側面図

3. 解析モデル 本研究では対象橋梁を図-2に示すような2次元骨組モデルとして地震応答解析を行った。各橋脚は非線形梁要素とし、曲げ履歴特性には武田モデルを用いた。また基礎はすべて固定とし、主桁は剛と仮定した。支承部は橋軸方向に図-3に示すような復元力履歴特性を有する非線形バネ⁴⁾と橋軸直角方向軸周りに剛性の非常に小さい線形回転バネを設置することによりモデル化し、主桁端部には衝突現象をモデル化するために図-4に示すような衝突ばね⁶⁾を設けた。なお固定支承の初期剛性は橋脚の降伏剛性の10倍、耐力は震度法の慣性力の1.7倍とした。また可動支承におけるローラーのころがり摩擦係数は0.01とし、耐力は移動制限装置の設計に用いる水平力に等しいとした。また損傷後の動摩擦係数としては0.1を用いている。

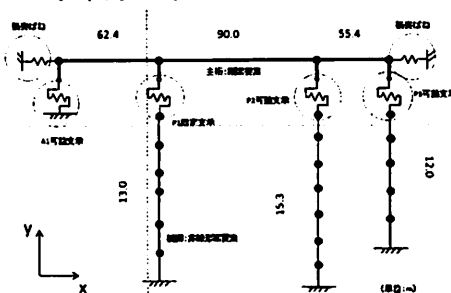


図-2 解析モデル

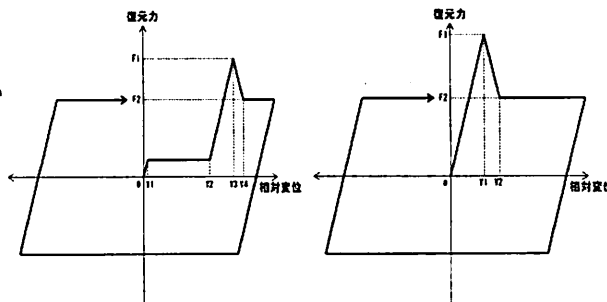


図-3 支承モデル (左:可動支承, 右固定支承)

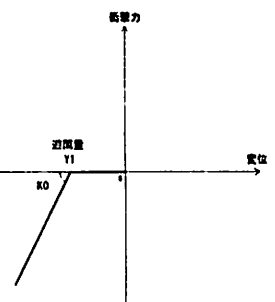


図-4 衝突ばね

入力地震波としては図-5に示す川口町川口で記録された加速度記録(E-W)を使用した。積分時間間隔は $\Delta t=1/10000$ 秒とし、数値積分にはニューマークのB法($\beta=1/4$)を用いた。減衰としては履歴減衰の他、部材別剛性比例型減衰(主桁・橋脚:2%, 基礎:20%, 支承:0%)を考慮した。その理由としては、可動支承に摩擦型の力学モデルを用いることによる過大な減衰の回避することと、支承損傷時に上下部構造が分離され摩擦力のみが作用する場合の系の挙動を把握するためである。

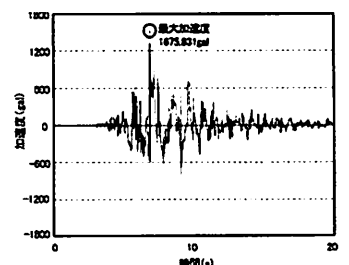


図-5 入力地震波

4. 解析結果と考察

4.1. P1 橋脚基部および段落とし部の損傷評価 P1 橋脚基部における M- ϕ 履歴曲線を図-6 に示す. 同図より M- ϕ 履歴はほぼ両振り性状を示している. P1 橋脚基部での曲率じん性率 μ_{ϕ} は正側で 5.38, 負側で 6.22 であるが, 宮藺ら³⁾の研究では実損傷の曲率じん性率は 10 程度とされており, 若干過小評価となった. 一方, 段落し部の曲率じん性率 μ_{ϕ} は正側, 負側ともに微小であるが, 応答せん断力がせん断耐力を上回っていたためせん断損傷が発生したものと考えられる.

4.2. 主桁の衝突に関する損傷評価 主桁端部の時刻歴応答変位を図-7 に示す. なお図中の正側が P3 橋脚側, 負側が A1 橋台側の変位である. 対象橋梁両端部の遊間量は 90mm であり, 同図より両端でそれぞれ 4 回ずつ衝突していることが分かる. また 7 秒付近で A1 橋台側に最大応答変位 106mm が発生しているが, これは主桁端部が橋台のパラペットに 16mm 程度めり込んだことを意味している. この値は実損傷の 30mm³⁾と比べて半分程度と小さいが, P1 橋脚のせん断損傷が生じることによる水平方向の抵抗力低下等を考えると小さくでたのは妥当ではないかと考えられる.

4.3. 支承の損傷評価 図-8 には A1 可動支承の復元力-変位履歴曲線を示す. 同図より A1 可動支承では逸脱防止装置が破損し, その後大きな動摩擦力が生じているのがわかる. P2 可動支承も同様な傾向を示している. また P1 固定支承の応答は弾性範囲内に留まっていた. これらの解析結果は実損傷と比較的良く整合していると考えられる. しかし, P3 可動支承に関しては損傷がなく実損傷と異なる結果となった.

4.4. 損傷メカニズムの推測 各損傷箇所の時刻歴応答から対象橋梁の損傷メカニズムは次のように進行したと推測される.

①P1 橋脚せん断損傷 (4.81 秒) → ②P1 橋脚基部曲げ損傷 (5.39 秒) → ③A1 支承ローラー逸脱 (5.50 秒) → ④P2 支承ローラー逸脱・P3 側初回の桁衝突 (5.55 秒) → ⑤P2 橋脚基部損傷 (5.59 秒) → ⑥A1 側初回の桁衝突 (5.85 秒)

5. おわりに 本研究では新潟県中越地震により被災した道路橋の損傷を支承の復元力履歴特性を考慮した動的解析に基づき評価することを試みた. 解析結果は実損傷に比べると過小評価になったものの, 橋梁各部の損傷とその発生メカニズムを比較的良く再現していることがわかった. しかし本解析を通して固定支承の初期剛性の適切な設定の重要性が判明した. したがって今後支承の復元力履歴特性値が橋梁各部の損傷に及ぼす影響について詳細に検討する予定である. また現段階では基礎を固定とみなし, 入力波として近隣の観測点における地動加速度記録をそのまま使用している等の問題もある. 今後これらの影響についても検討する必要がある.

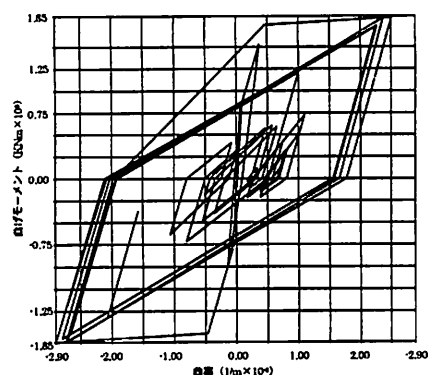


図-6 M- ϕ 応答履歴
(P1 橋脚基部)

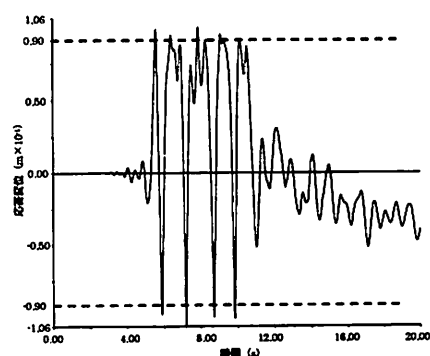


図-7 時刻歴応答変位
(主桁)

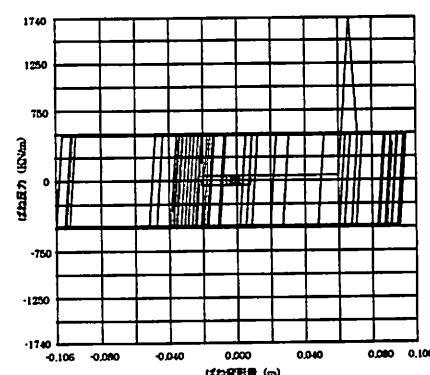


図-8 復元力-変位応答
履歴 (A1 可動支承)

参考文献 1)九州工業大学災害調査団:平成 16 年新潟県中越地震-被害調査報告書速報版-, <http://www.civil.kyutech.ac.jp/pub/kosa/ijikenHP/no%20tojin/tyuuetujisinNo.1.pdf>,2004.10 2)瀧本,幸左,阿部,猪熊,成行:新潟県中越地震で被災を受けた橋梁の損傷メカニズムに関する一考察,構造工学論集,Vol.52A,pp.349-356,2006.3. 3)宮藺,幸左,今村,小沼,瀧本:桁橋台間衝突が発生した橋梁の損傷分析,土木学会地震工学論文集,pp.432-439,2007.8. 4)梶田,渡邊,杉浦,丸山,永田:鋼製支承の破損を考慮した連続高架橋の地震時応答性状と落橋防止装置の有効性の検討,構造工学論文集,Vol.45A,pp.903-914,1999.3. 5)堺,運上:1995 年兵庫県南部地震で桁が落下した橋梁の被災解析,第 10 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講演論文集,pp.121-126,2007.2. 6)川島一彦:動的解析における衝突のモデル化に関する一考察,土木学会論文報告集,第 308 号,pp.123-126,1981.