

京都大学工学部	学生員	○廣島 和輝	京都大学大学院	フェロー	渡邊 英一
大阪市立大学工学部	正会員	北田 俊行	京都大学大学院	正会員	杉浦 邦征
大阪市立大学工学部	正会員	山口 隆司	京都大学大学院	正会員	永田 和寿

1. 研究目的

大阪市立大学と京都大学との平成 11 年度の共同研究により高架橋の地震時応答性状を解明するためのインターネットを用いた並列ハイブリッド実験システムが構築された。¹⁾そこで本研究では、この実験手法を用いて地震時応答性状評価に、兵庫県南部地震時の鋼製橋脚と RC 橋脚の隣り合った高架橋の橋軸直角方向における地震時応答性状を再現し解明することを目的とした。

2. 実験手法

京都大学学内 LAN に応答計算用として エンジニアリングワークステーション(以下 EWS)を 1 台接続し、 大阪市立大学学内 LAN・と京都大学学内 LAN に実験データ中継用の EWS を各 1 台用い、さらに両大学に設置されている実験制御装置及び載荷装置を両大学内の学内 LAN によって接続してシステムを構築した。応答計算用エンジニア EWS において各学の載荷実験によって得られた復元力を用いて次の ステップの目標変位を計算し、その値をインターネットを通して両大学の実験制御装置に転送する。両実験装置は、目標変位まで実験供試体を強制的に変位させ、その時の復元力を計測する。この手順を繰り返すことにより本実験では、2 本の橋脚からなる高架橋の応答性状を明らかにした。なお、本実験では大阪市立大学で鋼製橋脚の載荷実験を行い、京都大学で RC 橋脚の載荷実験を行った。これらの載荷実験の様子をそれぞれ Photo1、Photo2 に示す。

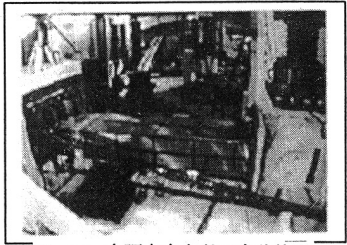


Photo1 大阪市立大学の実験装置

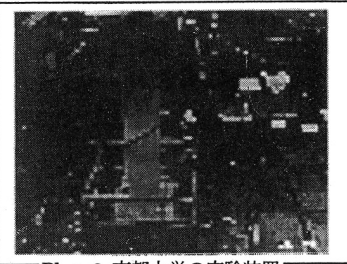
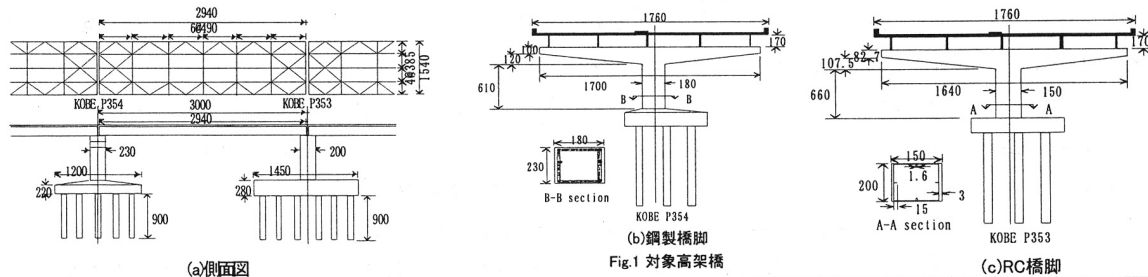


Photo2 京都大学の実験装置

3. 高架橋モデル

本研究では、阪神高速道路 3 号神戸線の鋼製橋脚(神 P353)と RC 橋脚(神 P354)からなる高架橋を対象とした。固有周期は、鋼製橋脚で 0.610sec、RC 橋脚で 0.764sec である。対象高架橋を Fig.1 に示す。鋼製橋脚では断面の座屈パラメータが実橋脚と一致するように供試体を製作し 1/6 スケールとした。鋼材は SM490 を用いた。RC 橋脚では地震時における実橋脚と供試体の挙動を表す水平荷重-水平変位関係が相似となるよう設計し 1/7 スケールとした。主鉄筋には SD295 の D10 を、横拘束筋には SD295 の D3 を用い、コンクリートは設計基準強度 270kg/cm² を用いた。上部構造は主桁と床版による非合成構造と考え、両端を固定と仮定した。これらの条件の下で主桁と床版のそれぞれについて剛性を算出した結果、主桁の剛性は 884.2 kN/cm、床版の剛性は 1291.4 kN/cm と算出されたため、これらの和を上部構造の剛性とした。この高架橋を 2 自由度のバネ-質点系でモデル化し、2 つの橋脚の復元力特性を載荷実験によって評価し、上部構造は弾性挙動とし解析によって求めた。なお、運動方程式は実構造スケールで構築し、復元力および載荷変位は試験体の縮尺率を参考に換算した。応答計算には中央差分法を用い、積分時間間隔は 0.01 秒とした。減衰定数は、鋼製橋脚は 0.02、RC 橋脚は 0.05、桁は 0.03 とした。



4. 実験結果と考察

ハイブリッド応答実験では、JR 鷹取駅における地震波の NS 成分を 20 秒間入力した後、10 秒間自由振動をさせることとした。1.68 秒付近において RC 橋脚の引張側フランジ面にひび割れが生じ、4.2 秒付近で鋼製橋脚が降伏し、さらに 4.30 秒付近で RC 橋脚が推定される降伏荷重に達した。4.44 秒付近で一方の実験装置に制御異常が発生し、実験を続行することが不可能となったためにこの段階で载荷を中止した。しかし、RC 橋脚供試体も鋼製橋脚供試体も降伏荷重を超えており、途中段階までではあるが、兵庫県南部地震時における高架橋の弾塑性挙動を再現を試みることが出来たと考えられる。RC 橋脚の損傷状況は、両フランジ面に基部から高さ $2D=514\text{mm}$ の間に明らかなひび割れが、数多く見られウェブ面にも同様にひび割れがみられた。一方、鋼製橋脚は可視的な損傷は観られなかった。

さらに、バネ-質点系による高架橋の非線型応答解析を行い実験結果の検証を行った。実験結果と解析結果との比較として鋼製橋脚と RC 橋脚の応答変位の時刻歴曲線を Fig. 2、Fig. 3 に、水平荷重-水平変位曲線を Fig. 4、Fig. 5 に示す。なお解析においては、鋼製橋脚はバイリニア、RC 橋脚はトリリニアの履歴モデルで仮定した。ここでは、応答値は実橋脚レベルで示した。

この結果より両橋脚が弾性範囲で応答している時は、実験と解析では等しい応答であることがわかる。しかし、橋脚が損傷を受け非線形の領域に入ると、実験と解析の結果が異なり始めることがわかる。よって、この実験システムは高架橋の地震時応答性状を明らかにすることが可能であると言える。また、橋脚を連結した上部構造を考慮する場合としない場合との解析結果を比較した結果、それぞれの応答性状が異なるという結果が得られた。本実験によっても、上部構造を考慮し異種橋脚の動的相互作用を考えることにより、個々の高架橋のみで耐震設計を行った場合と橋脚の応答が異なることが確認された。

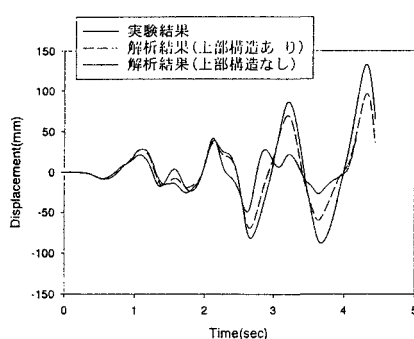


Fig. 2 鋼製橋脚の時刻歴応答変位

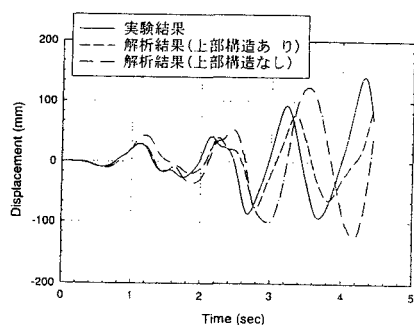


Fig. 3 RC橋脚の時刻歴応答変位

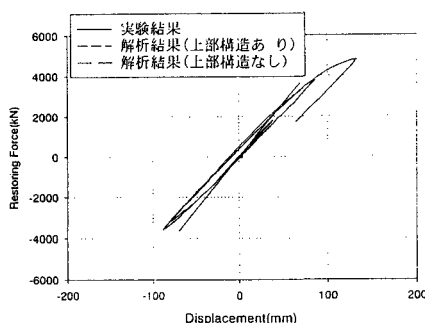


Fig. 4 鋼製橋脚の水平荷重-水平変位曲線

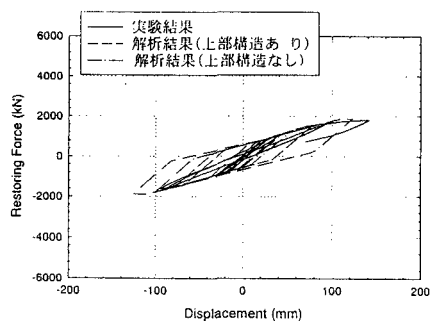


Fig. 5 RC橋脚の水平荷重-水平変位曲線

5. 結論

橋脚を連結する上部構造を考慮し各橋脚間の動的相互作用を考慮することにより、個々の橋脚のみで応答計算を行った場合と橋脚の応答が異なることが確認された。よって、弾塑性応答性状に基づいた信頼性の高い耐震設計を行うためには、高架橋を各構造要素の相関を考慮した構造システムとしてとらえ、一体構造の動的相互作用を考慮することが必要性である。今後は、高架橋の地震時応答性状を正確に再現するため、高架橋のモデル化をさらに適切に行うことが必要である。システムの安全性向上のための各種方策を検討し、その機能をシステムに組み入れることが必要である。

参考文献

岸本吉弘、鈴鹿良和、渡邊英一、北田俊行、山口隆司、永田和寿、杉浦邦征:インターネット並列ハイブリッド実験システムの開発、第 25 回土木情報シンポジウム論文集、PP.111-120、平成 12 年 10 月