

鉄道高架橋の地震時性能に関する検証（動的解析）

東日本旅客鉄道(株)
東日本旅客鉄道(株)
東日本旅客鉄道(株)

東北工事事務所
東北工事事務所
東北工事事務所

正会員 ○中村 光宏
正会員 小塩 美香
正会員 田附 伸一

1. はじめに

2011 年 3 月に発生した東北地方太平洋沖地震により、当社の構造物は、新幹線電化柱の折損や在来線乗降場の変状などの甚大な被害を受けたが、鉄道高架橋については、地震発生後も一定の耐震性能を保持し、致命的な被害まで至らなかった事例が確認されている。

本稿では、鉄道高架橋の地震時性能を把握する際の参考に資することを目的に、東北地方太平洋沖地震の被害を受けた鉄道高架橋について、実際の観測地震波や設計地震動を入力条件とする時刻歴非線形動的解析を行い、構造物の変位や損傷状況を確認するとともに、地震直後の被害状況の調査結果との比較検討を実施した。その結果について、以下に報告する。

2. 解析方法

2.1 解析モデル

解析ソフトは、鉄筋コンクリート構造物の 2 次元 FEM 解析ソフト¹⁾を用いた。本稿の解析で用いた構造物の寸法を図-1 に示す。対象の構造物は、場所打ち杭を有する高架橋構造物であり、橋軸直角方向に 2 列存在する杭は、 $\phi=1,900\text{mm}$, $L=3.1\text{m}$ の根巻き鋼管と、 $\phi=1,300\text{mm}$, $L=15\text{m}$ の杭で構成されている。

2.2 解析概要

2.1 で述べた解析ソフトを用いてモデル化した構造物を図-2 に示す。材料の諸元について、部材のコンクリート圧縮強度は 27N/mm^2 、鉄筋降伏強度は 390N/mm^2 とし、鉄筋比は橋軸直角方向、鉛直方向で部材ごとに設定した。杭部材は、円形断面をモデル化できないため、同じ断面二次モーメントを持つ矩形断面で表現した。地盤幅は、地表の構造物高さ H に対して、 $10H$ となるよう設定した。構造物の挙動は、図中に四角で囲んだスラブ天端の変位と杭頭の変位に着目することとした。

入力地震動については、図-3、図-4 にそれぞれ示すような観測地震波と設計地震動を用いた。観測地震波は、東北地方太平洋沖地震発生時に対象の構造物周辺の地表面で観測されたものであり、最大加速度は 486.25gal である。また、設計地震動は、鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計²⁾（以下、耐震標準）に記載されているスペクトルⅡの時刻歴波形であり、最大加速度は 943.89gal である。解析では、これらの地震動を基準として、地表面における最大加速度が、観測された最大加速度や、耐震標準に規定されている最大加速度と等しくなるように、基盤面の地震動を調整して地盤要素の基盤面に入力した。

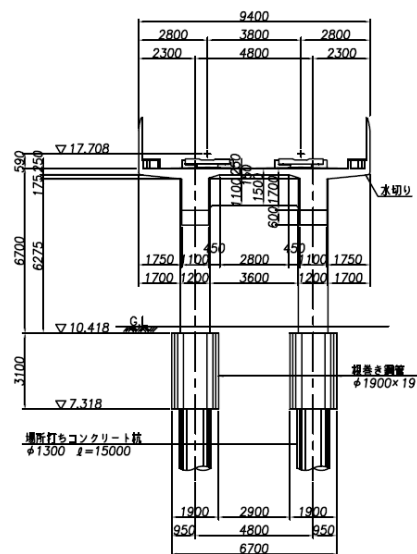


図-1 構造物の寸法

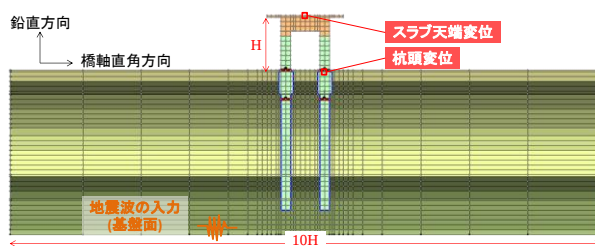


図-2 構造物のモデル

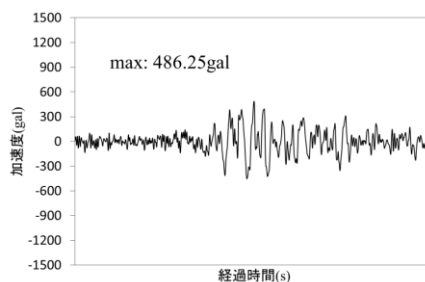


図-3 入力地震動の波形（観測地震波）

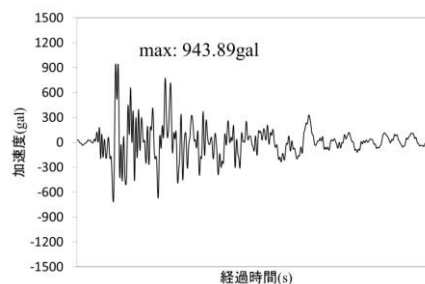


図-4 入力地震動の波形（設計地震動）

キーワード 地震時性能、パイルベント高架橋、時刻歴非線形動的解析

勤務先 〒020-0034 岩手県盛岡市盛岡駅前通 1-48 019-654-6942

3. 解析結果

3.1 構造物の最大応答時の変位

入力地震動ごとの構造物の最大応答時の変位を表-1に示す。観測地震波のケースでは、スラブ天端変位の方が杭頭変位よりも若干大きな値となった。一方、設計地震動のケースでは、杭頭変位の方がスラブ天端変位よりも若干大きな値となった。

3.2 構造物の損傷状況・損傷範囲

解析終了時点の入力地震動ごとの損傷状況および損傷範囲を図-5に示す。図中の淡色で示されている部分は部材のひび割れ、濃色で示されている部分は部材の降伏をそれぞれ表している。観測地震波を用いたケースでは、解析終了時点においても損傷まで至る部材は確認されなかった。また、設計地震動を用いたケースでは、図中の丸で囲んだ部分より、根巻き鋼管と杭の接合部にひび割れが生じる結果となった。いずれのケースについても、部材の降伏まで至る損傷は見られなかった。

表-1 構造物の最大応答時の変位

入力地震動	観測地震波	設計地震動
スラブ天端変位	15.42mm	57.77mm
杭頭変位	15.18mm	61.38mm

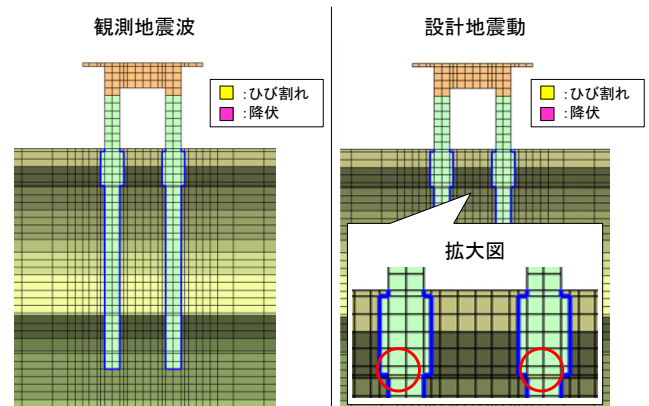


図-5 損傷状況・損傷範囲

4. 地震直後の被害状況との比較

対象の構造物が東北地方太平洋沖地震を受けた直後の被害状況のうち、柱部材の損傷状況の展開図を図-6に示す。柱部材の損傷は、幅が0.1mm~0.2mm程度のひび割れとなっており、損傷範囲については、水平方向のほぼ全周と高さ方向の上端部・中間部にわたっていることが確認できる。また、地表面では、図-7に示すように、構造物の周囲の埋戻し土が陥没しており、陥没幅を全体の基準として、根巻き鋼管から柱前面までの幅を差し引いたときの値を推定の水平変位量とすると、この値が概ね50mm程度であったことから、構造物の最大応答時は同程度の杭頭変位が生じたと考えられる。

この被害状況と観測地震波を用いた解析結果を比較すると、解析結果の方が構造物の杭頭変位や損傷状況の評価が実際よりも軽微であることが分かる。これは、解析時に用いた観測地震波が構造物の直下ではなく、北北東方向約1.5kmで観測された地震波であることが影響していると考えられる。一方、設計地震動を用いた解析結果では、被害状況が実際よりも軽微であるものの、構造物の杭頭変位は概ね一致する結果となった。

5. まとめ

本稿では、鉄道高架橋の地震時性能を把握するため、2次元FEM解析ソフトを用いて構造物をモデル化し、東北地方太平洋沖地震発生時の観測地震波、および耐震標準の設計地震動を入力条件とする時刻歴非線形動的解析を行った。解析結果と地震直後の被害状況との比較より、観測地震波を用いた解析結果では、構造物の杭頭変位や損傷状況の評価が実際よりも軽微であった。一方、設計地震動を用いた解析結果では、被害状況が実際よりも軽微であるものの、構造物の杭頭変位は概ね一致する結果となった。

今後は、東北地方太平洋沖地震を受けた別の鉄道高架橋においても同様の検証を行い、鉄道高架橋の地震時性能の把握を進めていく予定である。

図-6 柱部材の損傷状況(展開図)

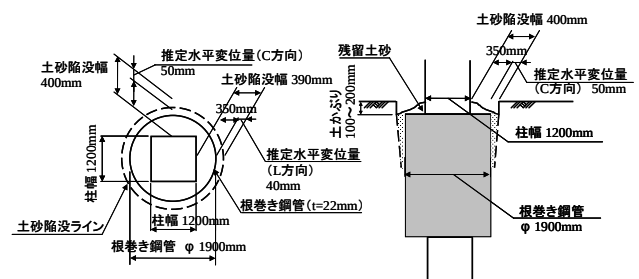


図-7 地表面の地盤陥没状況

参考文献

- 1) UC-win/WCOMD ver.2 : FORUM8
- 2) 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計：鉄道総合技術研究所，2012.9.