

改定されたタイプ I の設計地震動が鋼製橋脚の非線形応答特性に及ぼす影響

大阪大学大学院工学研究科 学生員 ○北市 さゆり
 大阪大学大学院工学研究科 正会員 小野 潔

1. はじめに

平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震では継続時間が非常に長く主要動が複数含まれるといった、兵庫県南部地震と比べて異なる性質を有する地震動の加速度波形が観測された¹⁾。平成 24 年 3 月、道路橋示方書 V 耐震設計編では、動的解析に用いる加速度波形のうちレベル 2 地震動タイプ I について、平成 15 年十勝沖地震と平成 23 年東北地方太平洋沖地震においてそれぞれ観測された強震記録を基にしたものに改められた。改定された地震動が鋼製橋脚の応答特性にどのような影響を及ぼすかは明らかではない。そこで本稿では、改定されたタイプ I の設計地震動が鋼製橋脚の非線形応答特性に及ぼす影響を明らかとするため、鋼製橋脚を対象とした 1 自由度質点系の非線形時刻歴応答解析を行った。そして動的解析から得られる最大応答変位に着目して考察を行った。

2. 動的解析の概要

鋼製橋脚を 1 自由度の質点系にモデル化し、バネの復元力特性をバイリニア型の水平荷重-水平変位関係で表現した。鋼製橋脚の水平荷重-水平変位関係の特性を精度よく表現するため、既往の研究²⁾に示される実験供試体のうちコンクリート無充填、断面形状が矩形または円形である 21 体の正負交番載荷実験に基づく水平荷重-水平変位関係を、既往の研究³⁾の相似則に従い相似率を 3 として実構造物レベルに変換して、動的解析の復元力とした。さらに、上部構造の質量を基準の質量の 0.5 倍とすることにより、固有周期を短くしたモデルを設定した。設定した 42 モデルの固有周期の範囲は、0.49 から 1.32 である。

本稿ではⅡ種地盤とⅢ種地盤に着目し、入力地震動は平成 14 年道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編⁴⁾で解説されるレベル 2 地震動タイプ I の 6 波(I-II-1, I-II-2, I-II-3, I-III-1, I-III-2, I-III-3, 以後「H14 タイプ I」), 新たに改定された平成 24 年道路橋示方書⁵⁾に示されるレベル 2 地震動タイプ I の 6 波(I-II-1, I-II-2, I-II-3, I-III-1, I-III-2, I-III-3, 以後「H24 タイプ I」), 兵庫県南部地震の観測波を基に設定されたレベル 2 地震動タイプⅡの 6 波(Ⅱ-II-1, Ⅱ-II-2, Ⅱ-II-3, Ⅱ-III-1, Ⅱ-III-2, Ⅱ-III-3, 以後「タイプⅡ」)である。図-2.1 に道路橋示方書に示されるレベル 2 地震動タイプ I とタイプⅡの代表的な加速度波形の 1 例を示す。これより、東北地方太平洋沖地震において観測された地震動の、継続時間が長く主要動が複数含まれるといった特徴が考慮された設計地震動であることがわかる。

なお本稿では動的解析から得られる最大応答変位を δ_{max} 、正負交番載荷実験から得られる最大荷重時変位を相似則により実構造物レベルに変換したものを δ_m と表記する。減衰定数は 0.01 とした⁴⁾。

3. 解析結果

鋼製橋脚の水平荷重-水平変位関係は、水平変位が δ_m を超えると下り勾配となるため²⁾、バイリニア型の復元力では δ_m を超えたあとの挙動を表現できない。また、実際の耐震性能照査では、動的照査法で用いる地震波 3 波の平均値を用いて、

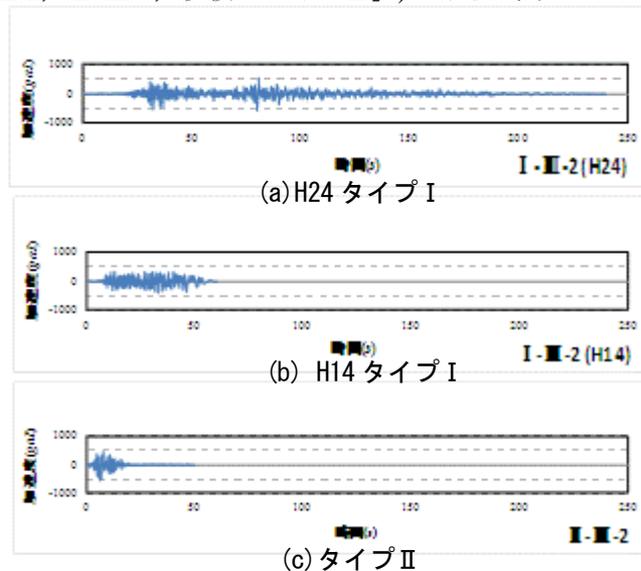


図-2.1 加速度波形の特徴

キーワード 東北地方太平洋沖地震, 鋼製橋脚, 時刻歴応答解析

連絡先 〒565-0871 大阪府吹田市山田丘 2-1 大阪大学大学院工学研究科地球総合工学専攻 TEL06-6879-7598

耐震性能の照査をしている。このため本稿でも、3波による最大応答変位 δ_{max} の平均値を用いることとし、これが δ_m を上回るモデルについては結果の整理の際に除外した。これにより、全 42 モデルのうち、Ⅱ種地盤では 11 モデル、Ⅲ種地盤では 14 モデル、固有周期の範囲は 0.49 から 0.75 を対象として結果を整理することとした。ここで、それぞれの地盤で各モデルに対するタイプⅡの 3 波の動的解析で得られた δ_{max} の平均値を「タイプⅡ δ_{max} 」と定義する。以下同様に、H14 タイプⅠについて「H14 タイプⅠ δ_{max} 」、H24 タイプⅠについて、「H24 タイプⅠ δ_{max} 」と定義する。

Ⅱ種、Ⅲ種地盤の各モデルに対する「H14 タイプⅠ δ_{max} 」と「H24 タイプⅠ δ_{max} 」を比較したものを図-3.1 に示す。図-3.1 では、各モデルに対する H14 タイプⅠ δ_{max} を δ_m で除した「H14 タイプⅠ δ_{max}/δ_m 」を横軸にとり、各モデルに対する H24 タイプⅠ δ_{max} を δ_m で除した「H24 タイプⅠ δ_{max}/δ_m 」を縦軸にとった。これより、鋼製橋脚において、改定された地震動である H24 タイプⅠの方が H14 タイプⅠに比べて、概ね大きな応答を与えることがわかる。しかし、Ⅲ種地盤で H14 タイプⅠの方が大きな応答となるモデルが少数存在する。道路橋示方書に示される標準加速度応答スペクトルは、対象とした 0.5 から 0.75 程度の固有周期帯については H14 タイプⅠより H24 タイプⅠの方が大きな値となるが、本稿では動的解析に用いる復元力モデルで鋼製橋脚の非線形性を考慮したために、地震動とモデルの組み合わせによっては標準加速度応答スペクトルが示す傾向とは異なる結果となったと考えられる。

次に H24 タイプⅠとタイプⅡの比較を図-3.2 に示す。比較の方法は、図-3.1 によるものと同様である。これよりすべてのモデルに対してタイプⅡが H24 タイプⅠよりも大きな応答を与えていることがわかる。以上のことより、改定前の道路橋示方書で設計された鋼製橋脚のうち、0.5 から 0.75 程度の固有周期帯については、改定されたタイプⅠの地震動に対しても、所定の耐震性能を有する可能性が高いことがわかる。

4. まとめ

本稿では、改定されたタイプⅠの設計地震動が鋼製橋脚の非線形応答特性に及ぼす影響を検討するため、鋼製橋脚を対象とした 1 自由度質点系の非線形時刻歴応答解析を行った。その結果、改定されたタイプⅠの設計地震動が与える最大応答変位は、本稿で対象とした鋼製橋脚のうち 0.5 から 0.75 程度の固有周期帯については、改定前のタイプⅠの応答よりほとんどのモデルで大きくなる傾向があることがわかった。タイプⅡの応答と比較すると、改定されたタイプⅠによる応答は、全てのモデルでタイプⅡの応答を下回ることがわかった。

【謝辞】本稿で用いた解析ソフトは、(株)地震工学研究開発センターの野中哲也氏、馬越一也氏にご提供していただき、貴重な御助言をいただきました。ここに感謝の意を表します。

【参考文献】1)国土交通省国土技術政策総合研究所：平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震土木施設災害調査速報，国総研資料第 646 号，平成 23 年。2)建設省土木研究所ほか：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(Ⅰ)～(Ⅷ)，(総括編)，1997 年～1999 年。3)建設省土木研究所：鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験，土木研究所資料 第 3583 号，平成 11 年。4)(社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，平成 14 年。5)国土交通省：道路橋示方書，平成 24 年。6)坂柳皓文，星隈順一，塚淳一：東北地方太平洋沖地震による地震動が構造物の非線形応答特性に及ぼす影響，第 31 回土木学会地震工学研究発表会講演論文集，平成 23 年。

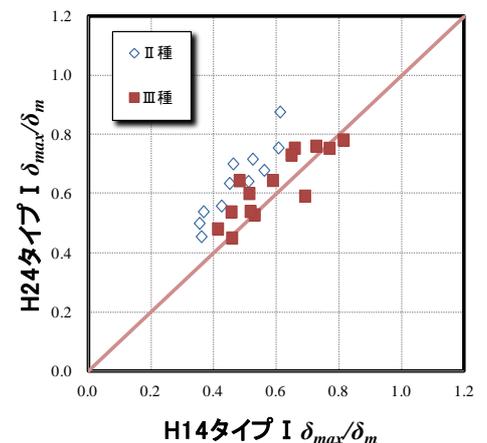


図-3.1 H14 タイプⅠとH24 タイプⅠの δ_{max} の比較

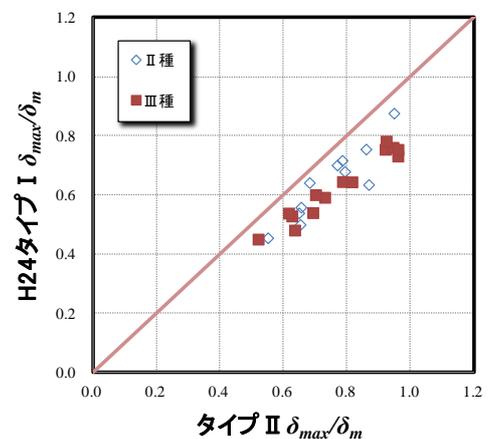


図-3.2 H24 タイプⅠとタイプⅡの δ_{max} の比較