

大規模地震時におけるピボット支承の最大応答回転角の簡易算定法

(公財) 鉄道総合技術研究所 (正) ○和田 一範, (正) 池田 学, (正) 青木 千里
東日本旅客鉄道株式会社 (正) 工藤 伸司, (正) 黒田 智也

1. はじめに

ピボット支承を有する旧式鋼構造物(図1)は、重要な幹線輸送を支える箇所に多く、地震被害が生じると社会的、経済的影響が大きい。そのような旧式鋼構造物の大規模地震に対する評価法を確立するため、著者らは上記構造物に対する耐震性能の把握および補強法の提案(例えば1)~3)を行ってきた。その結果、特にピボット支承が耐震性能上の弱点箇所のひとつになることがわかった。

しかしながら、これまでの検討は主に標準的な構造形式を対象としており、径間比(中央径間長/側径間長)、斜角等の各種パラメータの地震時挙動に及ぼす影響は十分には明らかとなっていない。そこで本研究では、構造全体系で時刻歴応答解析を実施し、各種パラメータの違いによるピボット支承の最大応答回転角への影響を把握した。また、その結果を踏まえ、ピボット支承の最大応答回転角を簡易に算定する方法を検討した。

2. 解析条件

検討に用いた3次元骨組構造の解析モデルの例を図2に示す。ピボット支承は、非線形特性を有する水平軸回りの回転ばね要素でモデル化した¹⁾。それ以外のばねについては、鉛直軸回りの回転ばねをピン、並進ばねを剛ばねとした。その他の部材について、桁支承は線形ばね要素、主桁・横桁・ポスト橋脚は線形ばね要素、桁ゲルバー部は橋軸方向の回転のみを許容するばね要素とした。

解析パラメータについて、橋長は、20m 級、40m 級、60m 級の3種類、径間比は3種類、斜角は90~45度で5種類、地震波は地盤種別(G1, G3, G5 地盤)毎の鉄道構造物等設計標準⁴⁾のL2地震動スペクトルⅡの3種類を設定した。なお、地震波の入力方向はピボット支承の回転角が最も大きくなる橋軸直角方向とした³⁾。解析ケースは計104ケースである。

3. 解析結果

3. 1 径間比による影響

ピボット支承の最大応答回転角と、桁中央の最大変位量および変位応答スペクトル値の関係を図3に示す。図3は橋長20m 級、

斜角90度のモデルにG1地盤の地震波を入力した結果について示している。変位応答スペクトル値は、各モデルの水平一次固有周期での値である。ピボット支承の最大応答回転角は桁中央の最大変位量や変位応答スペクトル値と

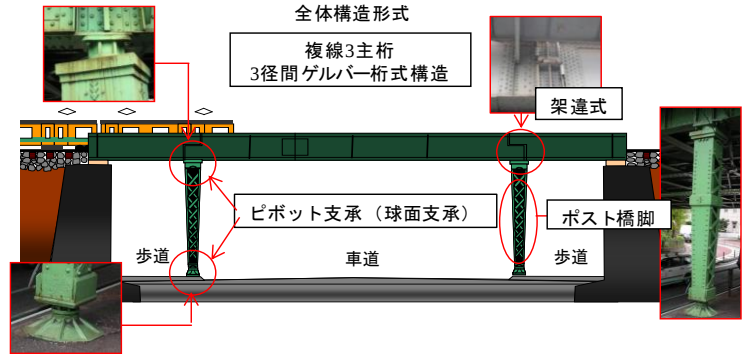


図1 ピボット支承を有する旧式鋼構造物

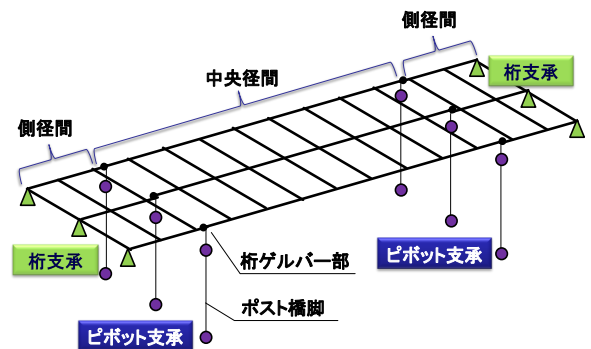


図2 解析モデル

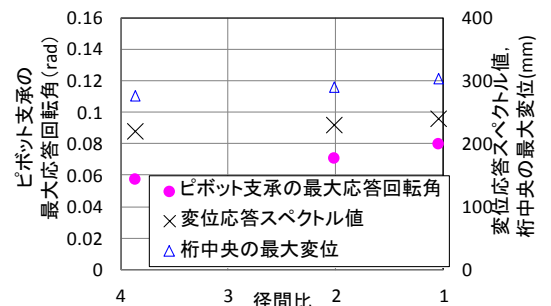


図3 径間比毎のピボット支承の最大応答回転角と桁中央の最大変位

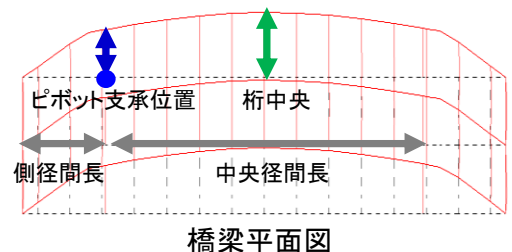


図4 ピボット支承の位置と桁の変形量の関係

キーワード 旧式鋼構造物, ピボット支承, 径間比, 斜角度, 変位応答スペクトル, 簡易評価
連絡先 〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38 (公財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 TEL042-573-7280

相関性が高い。また、径間比が小さいほどピボット支承の最大応答回転角は大きくなる傾向にある。これは、図4に示すように、径間比が小さいほど、ポスト橋脚（ピボット支承）の位置が桁中央に寄るためである。

3. 2 斜角による影響

ピボット支承の最大応答回転角、桁中央の最大変位量、変位応答スペクトル値について斜角毎に図5に示す。図5は橋長20m級、径間比4程度のモデルにG1地盤の地震波を入力した結果について示している。3.1の結果と同様、ピボット支承の最大応答回転角は、桁中央の最大変位量や変位応答スペクトル値と相関性が高い。また、斜角が小さいほどピボット支承の最大応答回転角は小さくなる傾向にある。この理由は以下の2点と考えられる。1点目は図6の桁の変形図に示すように、斜角を有する場合は応答するスパンが短く、変形量が小さくなることである。2点目は図7に示すように応答するスパンが短くなると水平一次固有周期が小さくなり、地震時の応答変位が小さくなることである。なお、斜角70度で水平一次固有周期がやや大きいのは、横桁の配置による橋軸直角方向の剛性の違いと思われる。

4. ピボット支承の最大応答回転角の簡易算定式

前節の解析結果より、ピボット支承の最大応答回転角 θ_d は桁全体の変形を正弦波で仮定し、地震波の変位応答スペクトル値と、ポスト橋脚の位置を考慮すると次式で表すことができる。

$$\theta_d = \frac{S_d(T_e)}{h} \sin \frac{\pi L'}{L}$$

ここに、 $S_d(T_e)$ は地震波の周期 T_e における変位応答スペクトル値、 h はポスト橋脚高さ、 L' は側径間長、 L は橋長で斜角がある場合には鈍角側の支点間の距離とする。時刻歴応答解析結果 $\theta_{\max}$ と算定値 θ_d の比較を図8に示す。 $\theta_{\max} = 2.0\theta_d$ で算定値が解析結果とほぼ同等の値を示すことがわかる。

5. おわりに

径間比、斜角等の各種パラメータが地震時のピボット支承の応答値に及ぼす影響を把握するため、構造全体系で時刻歴応答解析を行った。さらに、その結果をもとにピボット支承の最大応答回転角を簡易に算定する方法を検討した。また、ピボット支承の回転角の限界値は、ピボット支承の諸寸法から定めることができるため、本算定式との比較から簡易に耐震性能を評価することができる。

参考文献

1) 芝寛, 吉田直人, 池田学, 高野幸宏, 齋藤聡, 工藤伸司: ポスト形式橋脚のピボット支承の復元力モデルと簡易補強方法, 構造工学論文集 Vol.54A, 2011.3., 2) 和田一範, 吉田直人, 池田学, 工藤伸司, 齋藤聡: 水平交番載荷試験によるポスト橋脚の耐力評価方法の提案, 鋼構造年次論文報告集, Vol.20, 2012.11., 3) 吉田直人, 池田学, 芝寛, 高野幸宏, 齋藤聡, 工藤伸司: ピボット支承を有する既設鋼鉄道橋の耐震性能評価に関する一考察, 第14回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 2011.7., 4) 国土交通省鉄道局監修・鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 1999.10.

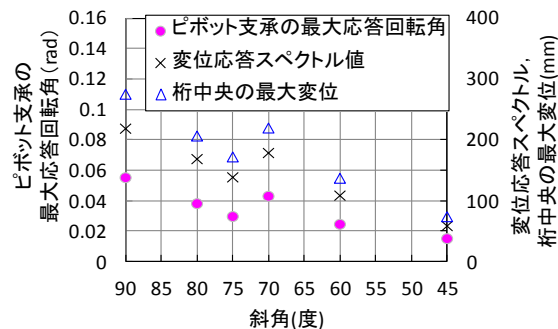


図5 斜角毎のピボット支承の最大応答回転角と桁中央の最大変位

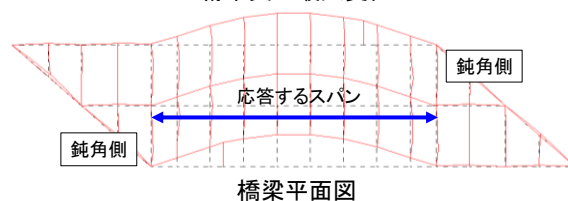


図6 斜角を有する場合の桁の変形図

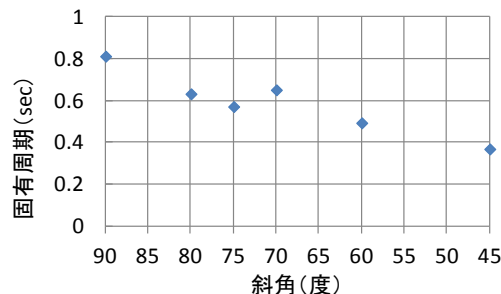


図7 斜角毎の水平一次固有周期

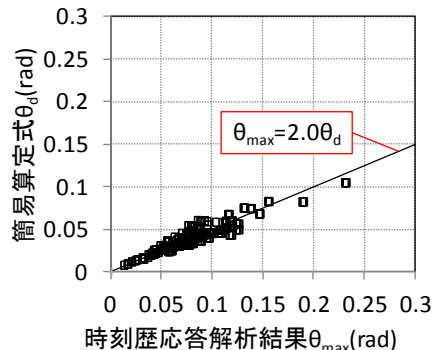


図8 簡易算定式と時刻歴応答解析結果との比較