

地震時における構造物上のバラスト軌道の変形挙動解析

(公財) 鉄道総合技術研究所 正会員 ○浅沼 潔 同 正会員 関根悦夫 同 正会員 曾我部正道
同 正会員 後藤恵一 同 正会員 徳永宗正

1. はじめに

地震時におけるバラスト軌道の変形挙動を明らかにするために、既報¹⁾では、直線ロングレール区間の地盤上のバラスト軌道を対象として静的解析による常時の温度変化に対する座屈安定性および動的解析による変形挙動について検討を行った。

本研究では、その一環として、構造物上のバラスト軌道を対象として、道床抵抗力特性、地震動、構造物の等価固有周期および降伏震度をパラメータとする地震時動的解析を行いバラスト軌道の変形挙動について検討を行った。

2. 解析モデルおよび解析方法

バラスト軌道の解析モデルを図-1に、解析条件を表-1に示す。常時の道床横抵抗力は、図-2(a)の特性を有するバイリニア型非線形ばね要素でモデル化した。地震時の道床横抵抗力は、同図(b)に示すように、加振開始時から構造物天端の応答加速度最大時まで、時間経過に対して線形に最終道床横抵抗力を所定の値(表-1)に減少させることによりモデル化した。軌道変位(通り)は、新幹線軌道工事標準示方書(営業線)及び同解説²⁾に示される、直ちに補修が必要とされる値4mmを半波長10mの半正弦波曲線によりモデル化し、解析モデル中央に設定した。レールの温度は、ロングレールの設定温度の制限値から想定される最大温度変化量として40℃に設定した。

構造物は、図-3に示すように、RC ラーメン高架橋(R1～R7, 5径間, スパン長10m)と調整桁(RC-T形桁, スパン長10m, 回転拘束条件: ピン・ピン)を交互配置した³⁾。高架橋諸元を表-2に示す。等価固有周期 T_{eq} は、短周期型として0.5s, 長周期型として1.0sとした。降伏震度 K_{hy} は0.5を基準として、バラスト軌道の変形挙動に対して応答加速度の面で厳しい条件となる0.8に変化させた。構造物の不同変位(角折れ)の影響を検討する場合は、高架橋R1～R3, R5～R7は同一の構造諸元としてR4のみ変化させた。

入力地震動は、G3地盤(普通地盤)の地表面設計地震動⁴⁾とし、L2地震動スペクトルⅠ(以下、L2SⅠ地震動)およびL2地震動スペクトルⅡ(以下、L2SⅡ地震動)を用いた。

数値解析は既開発の軌道座屈安定性解析ツール⁵⁾を用いて行った。具体的には、バイリニア型の履歴復元力特性(骨格曲線: 完全弾塑性モデル, 履歴モデル: 剛性劣化型 Clough モデ

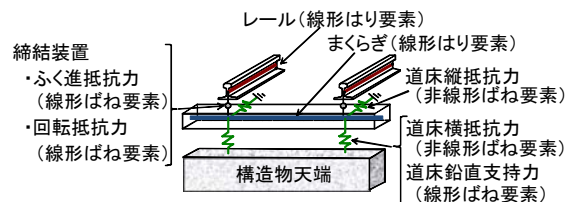


図-1 バラスト軌道の解析モデル

表-1 解析条件

線形		直線(ロングレール区間)
レール種別		60kg レール
まくらぎの種類		PC まくらぎ(4H)
最終道床横 (縦) 抵抗力	加振前	$g_0=10\text{kN/m}$
	加振 ピーク後	$g_0 \times 1.0, 0.9, 0.8, 0.7, 0.6,$ $0.5, 0.4, 0.3, 0.2, 0.1$
レールの温度変化量		40℃

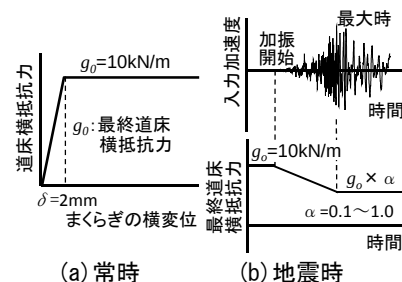


図-2 道床横抵抗力のモデル化



図-3 解析対象構造物

表-2 構造物諸元

ラーメン高架橋番号	高さ H(m)	等価固有周期 T_{eq} (s)	降伏震度 K_{hy}
R1-R3, R5-R7	10.0	0.5	1.0
R4	10.0	0.5	1.0
	9.5	0.475	0.95
	9.0	0.45	0.90
	8.0	0.40	0.80

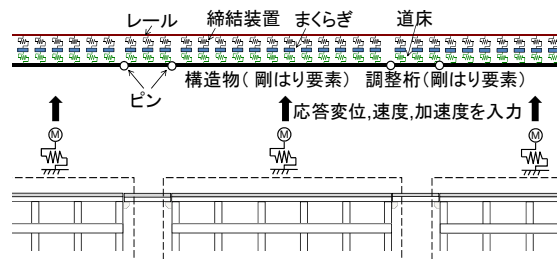


図-4 構造物のモデル化

キーワード バラスト軌道, 地震, 道床横抵抗力, 等価固有周期, 降伏震度, 残留変位

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 鉄道力学研究部 構造力学 TEL:042-573-7290

ル)を仮定した1自由度系モデルを用いて構造物天端の応答(変位, 速度および応答加速度)を求め, 本応答を図-4中の構造物を表す剛はり要素に入力して, 直接積分法(Newmark β 法)による時刻歴動的解析法により行った。

3. 解析結果

(1) 振動変位に対する変形挙動

最終道床横抵抗力と加振後のレール相対横変位(レールと構造物天端の水平変位の差)の関係を地震動ごとに図-5に示す。図中()内の数値は構造物天端の最大応答加速度を表す。同図から, バラスト軌道の変形挙動に対して応答加速度の面で厳しい条件となる $T_{eq}=1.0s$, $K_{hy}=0.8$ の場合は他の構造諸元に比較してレール相対横変位が急増する最終道床横抵抗力が大きくなる傾向がみられるが, 本構造諸元の範囲では, 概ね, L2S I, L2S II 地震動に対して, 構造物天端の応答加速度最大時の最終道床横抵抗力が $6.0 (g_0 \times 0.6)$ kN/m 程度を上回ると無加振の結果とほぼ同等であり, レール相対横変位に対する加振の影響はほとんどみられない。一方, これらの値を下回るとレール相対横変位は急増し大きな残留変位が生じることが分かる。

(2) 不同変位に対する変形挙動

L2S I 地震動, L2S II 地震動, R4 の高さ $H=8.0m$, $T_{eq}=1.0s$, $K_{hy}=0.8$ の場合を例として, 高架橋間に生じる不同変位(角折れ変位量)の時刻歴変化を図-6に示す。なお, ここに示す不同変位は前述の図-3に示す B, C 点の線路直角方向水平変位の差を表し, 以下に示す折れ角は不同変位を調整桁長 $10m$ で除した値である。同図から分かるように, 最大不同変位は, L2S I, L2S II 地震動, それぞれに対して, $210mm$ (折れ角 21%), $173mm$ (同 17%) 程度に達した。 $T_{eq}=1.0s$, $K_{hy}=0.8$ の場合を例として, L2S I 地震動および L2S II 地震動で加振した場合の最終道床横抵抗力と加振後のレール相対横変位の関係を図-7に示す。図中()内の数値は最大不同変位を表す。同図から, 不同変位の影響によりレール相対横変位が急増する最終道床横抵抗力が小さくなる場合がみられるが, 構造物間の高低差が $0.5 \sim 2m$ 程度の範囲であれば, その影響はほぼ同程度であることが分かる。

4. まとめ

構造物上のバラスト軌道の地震時変形挙動について検討を行った結果, (1)地震時における軌道に対する動的作用と最終道床横抵抗力の低下により, 地震動の大きさ, 最終道床横抵抗力の低下の程度, 構造物の諸元によっては大きなレール横変位が生じる, (2)構造物の不同変位(角折れ)の影響については, 地震動, 構造物の諸元によってはレール相対横変位が急増する最終道床横抵抗力が小さくなる場合がみられるが, 構造物間の高低差が $0.5 \sim 2m$ 程度の範囲であればその影響はほぼ同程度であることが分かった。

参考文献

1)浅沼潔ほか:常時および地震時におけるバラスト軌道の変形挙動, 第65回年次学術講演会講演概要集 IV-227, pp.453-454, 2010. 2)日本鉄道施設協会:新幹線軌道工事標準示方書(営業線)及び同解説, 1995. 3)曾我部正道ほか:鉄道 RC ラーメン高架橋の地震時列車走行性に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.19-24, 2008. 4)鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計), 1999. 5)浅沼潔ほか:バラスト・ラダー軌道の座屈安定性に関する解析的検討, 鉄道総研報告, Vol.20, No.11, pp.41-46, 1996.

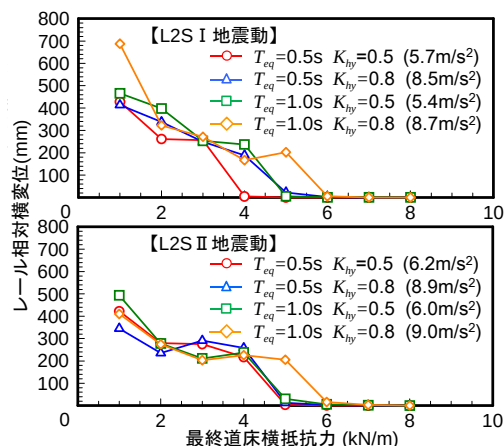


図-5 最終道床横抵抗力とレール相対横変位の関係

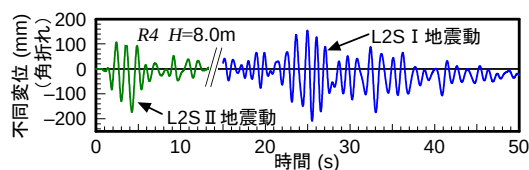


図-6 不同変位(角折れ変位量)の時刻歴変化の一例

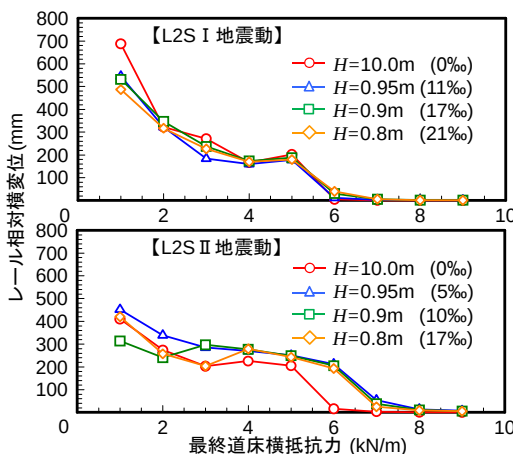


図-7 最終道床横抵抗力とレール相対横変位の関係