

軌道と免震構造物との動的相互作用に関する実験的検証

京都大学大学院 学生員 ○ 仲谷 俊昭
 京都大学工学研究科 フェロー 家村 浩和
 京都大学工学研究科 正会員 五十嵐 晃

1. 概要

鉄道構造物の免震設計法を確立するためには、①常時・L1地震時における列車走行安定性の確保、②軌道-構造系の動的相互作用の影響の解明、など鉄道固有の解決すべき問題点が存在する。本研究では、免震構造物と軌道との動的相互作用を把握するため、大型振動台実験装置と実大軌道を用いた免震構造物の振動台実験を行った。その結果から軌道構造各部の動的挙動を解明し、軌道の拘束力が及ぼす免震構造物の動的挙動への影響のメカニズムを明らかにした。

2. 実験供試体

実験供試体を図1に示す。供試体は橋台部・免震橋梁部・スライド板・バラスト・軌きょう（レール・マクラギ・締結装置）・橋梁部の荷重を支持するリニアガイド及び免震支承からなる。スライド板は橋台部に固定され、免震橋梁部上を滑る構造となっている。免震支承にはLRBを用いた。また、レールの固定方法としては、レールを橋台部に固定しない状態と固定した状態での加振実験を行った。実橋梁においては、この間の状態であると考えられる。

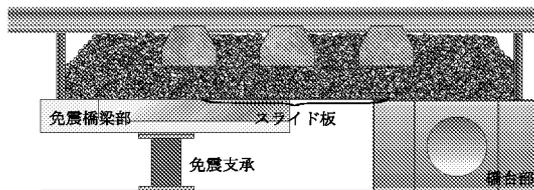


図1 実験供試体断面図

表1 実験供試体質量

橋台部(鋼製)	1489kg
スライド板(鋼製)	408.8kg
コンクリートスラブ板	3578kg
軌道構造	7894kg

3. 入力地震動及び実験ケース

本研究では、免震構造物と軌道との動的な相互作用が問題となる、線路方向の加振実験を、軌道構造を組上げながら行い、各部位の挙動と応答への影響を検証した。また、入力地震動として、「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計」¹⁾に記載の基盤地震動波形3種（L1地震動適合波・L2地震動スペクトルI適合波・L2地震動スペクトルII適合波）を用いた。各実験ケースを表2に示す。

表2 実験ケース

実験ケース	実験供試体	L1	L2-I	L2-II	
		max 137gal	max 322gal	max 375gal	max 749gal
実験ケース1	橋台・免震橋梁部	○	○	○	
実験ケース2	スライド板設置	○	○	○	
実験ケース3	バラスト上載	○	○	○	○
実験ケース4-1	軌きょう設置	○	○		○
実験ケース4-2	レール固定	○	○		○

4. 実験結果

L2-I (max:322gal) 入力時の免震支承の相対変位について、各実験ケースの比較を図2・図3に示す。ただし、免震橋梁部が橋台部から離れる方向への相対変位を正とする。実験ケース1・3・4-1・4-2の最大相対応答変位はそれぞれ197mm・112mm・37.3mm・20.5mmであり、軌道構造を組上げるに従って、免震支承の相対変位応答が低下した。軌きょうを設置することにより応答が50%程度になり、軌きょうを設置すること及びレールを固定することにより、バラ

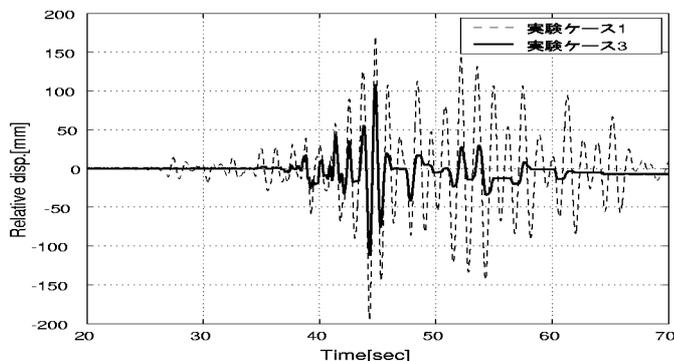


図2 実験ケース1・3

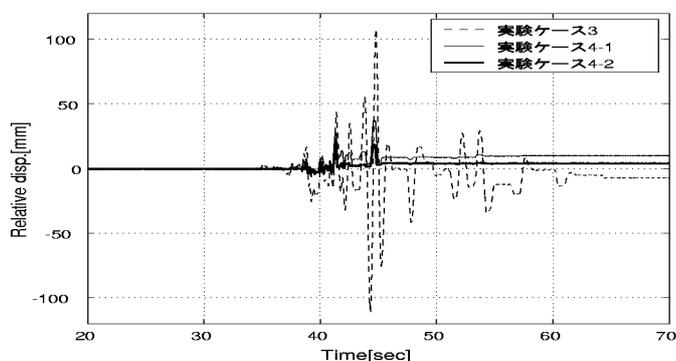


図3 実験ケース3・4-1・4-2

Key Words: 軌道, 免震構造物, 動的相互作用

〒606-8501 京都府京都市左京区吉田本町 tel.(075)753-5088 fax.(075)753-5926

ストの流動性が著しく低下し、軌道の拘束力が増大することがわかる。また、特に負の方向への応答が低下し、正の方向に残留変位が生じていることがわかる。これは、免震橋梁部が正方向に相対変位したときにバラスト内にできた空間をまわりのバラストが崩れて埋め、初期状態に戻りにくくなるためと考えられる。

5. 実験結果のシュミレーション解析

地震波入力による振動台実験では、直接計測することが困難である軌道の拘束力を、実験結果のシュミレーション解析により算定した。まず、実験ケース1における実験供試体を免震橋梁部の1質点系にモデル化すると、以下の運動方程式が成り立つと考えられる。

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + Q(x) = -m\ddot{x}_g \quad (1)$$

m : 免震橋梁部の質量

c : 減衰係数

$Q(x)$: 免震支承の復元力特性

x, \dot{x}, \ddot{x} : 相対変位、相対速度、相対加速度

\ddot{x}_g : 入力加速度

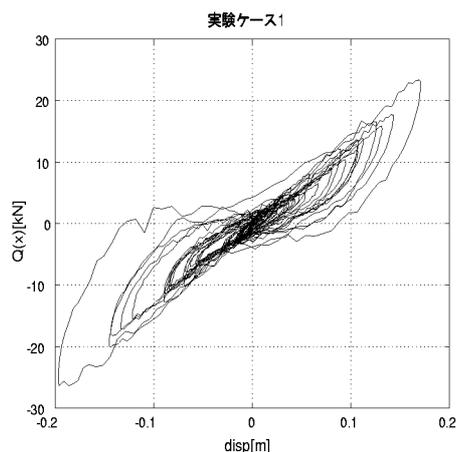


図4 免震支承の履歴曲線（解析結果）

式(1)より、免震支承の復元力特性 $Q(x)$ は免震橋梁部の絶対加速度を \ddot{x}_a とすると、以下の式で表される。

$$Q(x) = -m(\ddot{x} + \ddot{x}_g) - c\dot{x} = -m\ddot{x}_a - c\dot{x} \quad (2)$$

式(2)とL2-I入力時の実験結果をより免震支承の履歴曲線は図4のようになる。なお、 \ddot{x}_a は計測値を用い、 \dot{x} は相対加速度を積分したものをを用いた。減衰比は2%としている。

次に、軌道構造の拘束力の影響を解明するために以下の方法を用いた。①図1におけるスライド板左端より左側にあるバラストは免震橋梁部とほぼ一体となって挙動したため、この部分のバラストと免震橋梁部とを一体としたものが受ける力を導出することとした。すなわち、式(2)において質量 m に左側のバラストの質量を加えて解析を行った。②軌きょうは右側のバラスト及び橋台部に固定されているものと考えた。

以上により、軌道の拘束力を F とすると以下の運動方程式が成り立つと考えられる。

$$Q(x) + F = -m(\ddot{x} + \ddot{x}_g) - c\dot{x} = -m\ddot{x}_a - c\dot{x} \quad (3)$$

実験ケース3・4-1・4-2について、免震橋梁部に作用する力 $Q(x) + F$ の履歴曲線を描いたものを図5に示す。

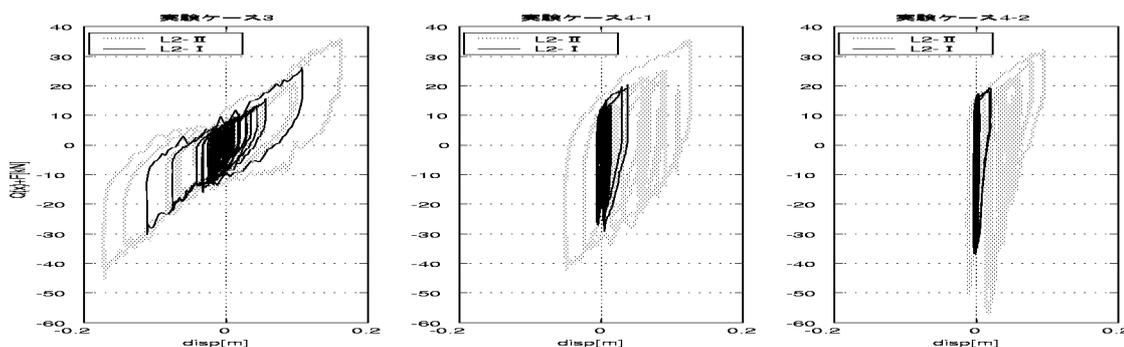


図5 免震支承に作用する力の履歴曲線（解析結果）

免震支承の復元力特性 $Q(x)$ と実験ケース3・4-1・4-2の作用力の履歴曲線を比較することにより、本実験供試体における軌道の拘束力 F について以下のことが言える。①バラストのみの場合、正負方向共に 10kN ほどの力を受けるが、負方向へ相対変位するときに受ける力が若干大きい。これは、免震橋梁部とスライド板との間に働く摩擦力に加え、右側のバラストから横抵抗力を受けるためと考えられる。②軌きょうを設置することにより、正方向に相対変位するときにはさらに 8kN の力が作用し、負方向には 20kN ほどの力が作用した。すなわち、軌きょう設置による摩擦力増分を考慮に入れると、免震橋梁部は最大 12kN の軌道の拘束力を受けたと考えられる。③レールを橋台部に固定したとき、正方向への相対変位時に受ける力はほとんど変わらないが、負方向にはさらに最大 10kN ほどの力が作用したことがわかる。

参考文献

1) 鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），運輸省鉄道局監修,(財) 鉄道総合技術研究所編, 1999.10