バラスト軌道の地震時変形挙動解析

浅沼　潔*　　関根　悦夫　　片岡　宏夫（鉄道総合技術研究所）
曽我部　正道　　後藤　恵一　　徳永　宗正（鉄道総合技術研究所）

Behavior of Ballasted Track during Earthquake

Kiyoshi Asanuma*, Etsuo Sekine, Hiroo Kataoka, (Railway Technical Research Institute)
Masamichi Sogabe, Keiichi Goto, Munemasa Tokunaga, (Railway Technical Research Institute)

The authors carried out a dynamic analysis about ballasted track during earthquake, using parameters of lateral peak resistance of ballast, degree of earthquake, horizontal load of train, etc., and examined dynamic behavior of ballasted track during earthquake. As a result, the authors clarified that the residual lateral displacement of the ballasted track did not grow large during earthquake of L2 level on the condition that lateral peak resistance of ballast decreased during earthquake was maintained more than approximately 3.5kN/m, but grew large if the horizontal load of train exceeded approximately 100kN.

キーワード：バラスト軌道，ロングレール，地震，道床横抵抗力，横荷重
(Keywords: ballasted track, continuous welded rail, earthquake, lateral resistance of ballast, horizontal load of train)

1. はじめに

新潟県中越地震における上越新幹線の列車脱線事故を契機に地震時の脱線および逸脱防止対策について鋭意検討が進められ[例えば1)]，これらの成果を基にバラスト軌道を対象として地上側の各種対策が実施され始めている．

一方，これらの対策が講じられるバラスト軌道自体の変形挙動については，座屈の発生が懸念されるロングレール区間のバラスト軌道を対象として，エネルギー法を用いた座屈安定性の検討[2)]をはじめ，列車走行時に軌道に作用するアップリフト[3)]，振動[4)]の影響に関する検討など数多くの研究が行われているが，地震時におけるバラスト軌道の変形挙動に関する研究例は少ない．例えば，加振時の道床横抵抗力特性を考慮して算出された最低座屈強さに相当する温度変化量と座屈発生温度変化量を基に座屈安定性が検討された研究例[5)]はあるが，地震動やそれによって変化する道床横抵抗力等の影響を受けてバラスト軌道がどのような変形挙動を示し，座屈あるいは大きな残留変位を生じるかなどについては十分に明らかにされているとは言い難い．

このような現状を踏まえ，本研究では，はじめに，解析対象とする直線ロングレール区間のバラスト軌道の基本的な座屈安定性を把握するために，常時の温度変化に対する変形挙動について静的解析により検討を行った．次に，温度変化に対する変形挙動を初期条件として，道床横抵抗力特性，地震動（水平方向），車両から受ける荷重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. 解析方法

〈2·1〉 解析モデルおよび解析条件

（1） 軌道

バラスト軌道の解析モデル（軌道延長 410m）を図 1 に，解析条件を表 1 に示す．

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[6)]．最終道床横抵抗力 g_o は，新幹線軌道工事標準示方書（営業線）及び同解説[7)]の中で一般区間に対して示される必要最小値 8.8kN/m を基準とした．地震時の道床横抵抗力特性(同図(b),(c)) は，加振開始時から地表面入力加速度最大時まで，時間経過に対して線形に所定の値（表 1）に減少させることによりモデル化した．車両から受ける荷重の影響を検討する場合は，このモデル

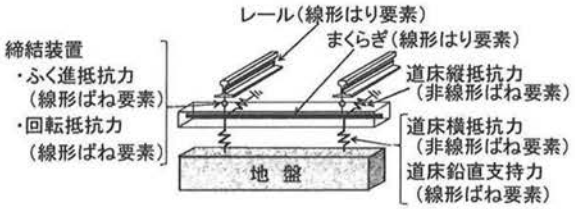

図 1　バラスト軌道の解析モデル

表 1　解析条件

レール種別	60kg レール	
まくらぎ種類	ポストテンション式 PC まくらぎ(4H)	
締結間隔	62.5cm	
最終道床横抵抗力	g_o=8.8kN/m g_o×1.0, 0.75, 0.5, 0.4, 0.3, 0.25, 0.2, 0.1	
最終道床縦抵抗力	g_o=8.8kN/m	
締結装置の回転抵抗力	$M=70\cdot\theta$	M:回転抵抗力(kN・m) θ:回転角(rad)
レール温度変化量	常時解析 地震時解析	:0～210℃ :40℃

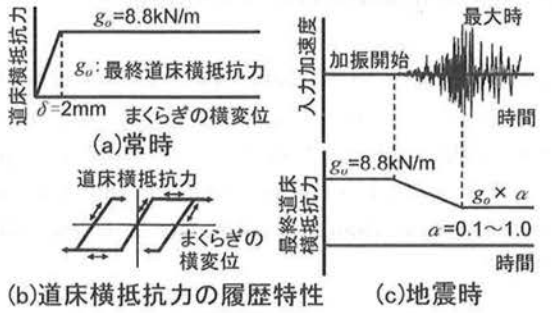

図 2　道床横抵抗力のモデル化

化に加え，バラスト軌道に作用する鉛直力によって最終道床横抵抗力を以下のように変化させた．すなわち，列車荷重により道床に作用する正方向の鉛直力によってまくらぎ底面の摩擦抵抗力が大きくなるため最終道床横抵抗力 g_oは増加し，負方向の鉛直力（アップリフト力）によって同部の摩擦抵抗力がなくなるため最終道床横抵抗力は減少する（図 3）．本解析では，この正負区間に応じて式(1)～(2)により最終道床横抵抗力 g_o' の値を設定した．

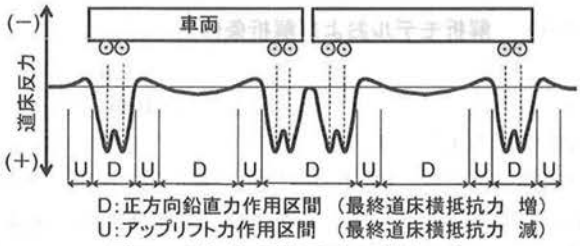

図 3　列車荷重作用時の道床反力

$g_o'=g_o+\mu\cdot R$(正方向鉛直力作用区間)・・・・・・・・・・・・・・・(1)

$g_o'=g_o-\mu\cdot Q$(アップリフト力作用区間)・・・・・・・・・・・・・(2)

ここに，g_o': 正負の鉛直力の影響を考慮した最終道床横抵抗力，g_o: 列車荷重の影響を考慮しない場合の最終道床横抵抗力，μ：まくらぎ底面の摩擦係数，Q: 軌きょう重量，R: 鉛直力

初期軌道通り変位は，前述の示方書（営業線）及び同解説に示される，直ちに補修が必要とされる値 4mm（静的値）を半正弦波曲線（半波長 10m）によりモデル化し，車両から受ける荷重を考慮しない場合は解析モデル中央に，また，荷重を考慮する場合は図 4 に示す位置に設定した．

（2）　バラスト軌道が地震時に車両から受ける荷重

地震時における車両の動揺によりバラスト軌道は種々の荷重を受ける．ここでは，軌道に対して直角・水平方向に作用する車両横荷重に相当する荷重（以下，横荷重）を対象とし，既往の研究結果[8]を基に作用時間 10ms の横荷重を図 4 に示す初期軌道変位の位置に設定した．具体的には，車両は同図に示す位置に固定した 2 両とし，全ての車輪位置のレールに輪重 55kN に相当する鉛直荷重を載荷させた状態で，初期軌道変位を設定している方向の片側車輪 4 輪位置のレールに所定の同一横荷重を 5ms 間で線形に増加させて載荷し，その後，5ms 間で除荷した．横荷重 Qは，100, 200, 300, 400kN に変化させて，地表面入力加速度最大時に 1 回載荷した．

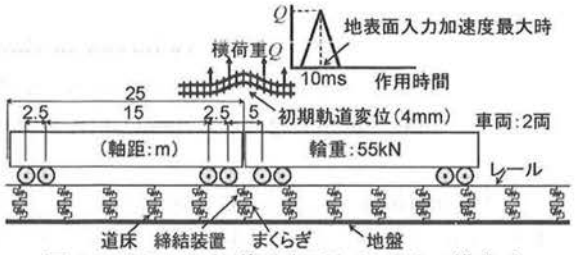

図 4　バラスト軌道が車両から受ける横荷重

（3）　地震動

入力地震動は，G3 地盤（普通地盤）の地表面設計地震動[9]とし，L1 地震動（最大加速度 188gal），海溝型 L2 スペクトル I 地震動（最大加速度 446gal，以下，L2S I 地震動）および内陸活断層型 L2 スペクトル II 地震動（最大加速度 975gal，以下，L2S II 地震動）を用いた．

〈2･2〉　解析手法

数値解析は，研究用として開発した軌道座屈安定性解析ツール[10]を用いて行った．常時の温度変化に対する座屈安定性を検討する際の静的解析は，座屈点以降の挙動を追うために弧長増分法により行った．動的解析は，レールの温度を 40℃に変化させた静的解析結果を初期条件として，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，地震動は，解析モデルのレールおよびまくらぎ要素に線路直角方向に入力した．

3．常時の温度変化に対するバラスト軌道の座屈安定性

レールの温度変化量と線路直角方向水平変位（以下，レール横変位）の関係を図 5 に示す．一般に，レール温度変化量が最低座屈強さに相当する温度変化量（t_{min}）以下であれば座屈は生じないが，座屈発生温度（t_{max}）に達すると飛び移り座屈を生じる．実際の軌道の場合は，敷設条件に加わる外乱によって t_{min}～t_{max}間で座屈は生じる．同図から分かるように，本解析結果は，t_{max}から t_{min}に至り，その後，温度変化量の増加に伴ないレール横変位が増加する一般的

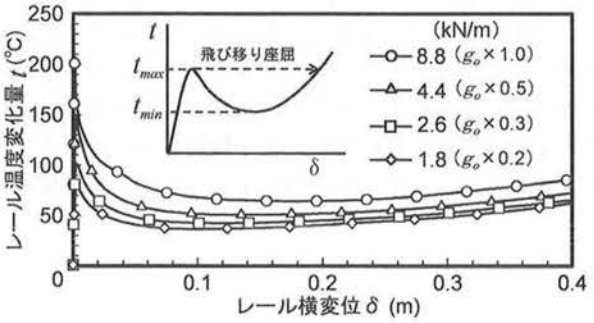

図 5　レールの温度変化量と横変位の関係

な傾向を捉えている．また，同図から，最終道床横抵抗力が 2.6kN/m（g_o×0.3）を下回ると t_{min} が 40℃以下になるため外乱によって座屈を生じる場合があるといえる．

4．バラスト軌道の地震時変形挙動

〈4·1〉　地震動に対する変形挙動

各地震動に対するレール横変位の時刻歴変化を図6～8に示す．これらの図には入力地震動の時刻歴変化も併記した．図 6 から，L1 地震動に対しては，最終道床横抵抗力が 1.8kN/m（g_o×0.2）以上であればレール横変位は 1mm 程度の小さい値に収まることが分かる．図 7～8 から分かるように，L2S Ⅰ地震動に対しては 1.8kN/m を，また，L2S Ⅱ地震動に対しては 2.6kN/m（g_o×0.3）を下回るとレール横変位は急増し大きな変位が生じる．

L2S Ⅱ地震動，最終道床横抵抗力 2.6，1.8kN/m の場合を例として，加振後のレール横変位の分布を図 9 に示す．同図から，最終道床横抵抗力が 1.8kN/m の場合は，レール横変位はモデル中央でピーク値 220mm に達する波形を示すこと，0.8kN/m の差であるが 2.6kN/m の場合は 1.8kN/m のそれに比べて小さい値に収まることが分かる．

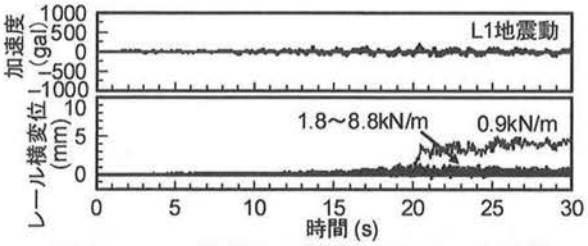

図 6　レール横変位の時刻歴変化（L1 地震動）

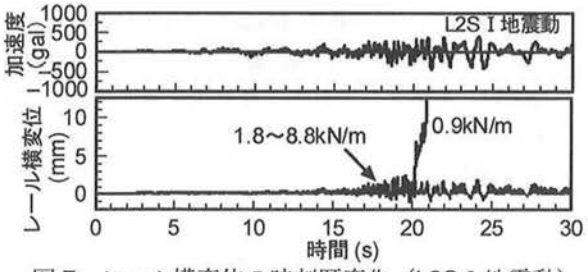

図 7　レール横変位の時刻歴変化（L2S Ⅰ地震動）

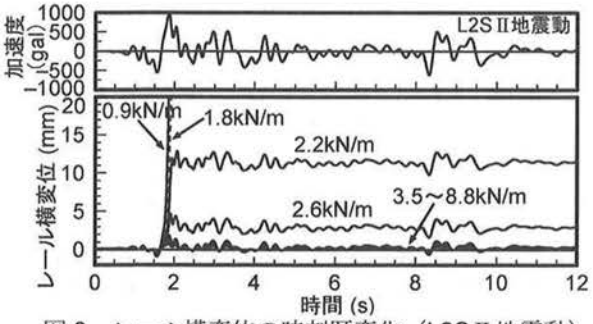

図 8　レール横変位の時刻歴変化（L2S Ⅱ地震動）

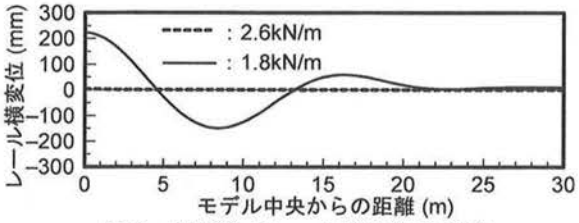

図 9　加振後のレール横変位の分布

以上のように，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によっては大きなレール横変位が生じることを確認した．

各地震動に対する最終道床横抵抗力と加振後のレール横変位の関係を図 10 に示す．同図には，無加振の結果も併記した．同図から，L1 地震動および L2S Ⅰ地震動に対しては最終道床横抵抗力が 1.8kN/m 以上であれば，また，L2S Ⅱ地震動に対しては 3.5kN/m（g_o×0.4）以上であれば無加振の結果とほぼ同等であり，レール横変位に対する加振の影響はほとんどないことが分かる．ここでは説明を省略するが，L2S Ⅱ地震動の最大加速度振幅を L2S Ⅰ地震動のそれと同等になるように線形調整した地震動で加振した場合は L2S Ⅰ地震動の結果とほぼ同様の傾向を示すことから，レール横変位に対する L2S Ⅱ地震動，L2S Ⅰ地震動の影響の差異は，主に最大加速度振幅の差異によるものと考えられる．

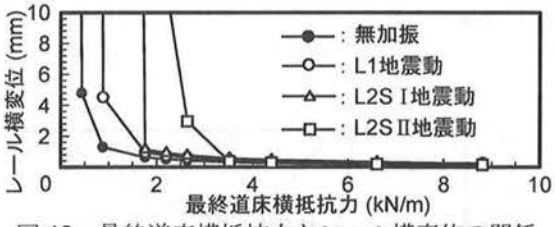

図 10　最終道床横抵抗力とレール横変位の関係

L2S Ⅱ地震動の加速度振幅を線形に変化させた地震波で加振した場合の地表面最大入力加速度と加振後のレール横変位の関係を図 11 に示す．同図から，最終道床横抗力が 3.5kN/m 以上であれば地表面最大入力加速度が 8m/s² 以上に達してもレール横変位は 1mm 以下の小さい値に収まること，2.6kN/m 以下になると地表面最大入力加速度の大きさによってはレール横変位は大きく増加することが分かる．この理由としては，3．の静的解析で得られた最終道床横抗力 3.5kN/m に対する t_{min}（47.0℃）は温度変化量 40℃を大きく上回るため地震動を受けてもレール横変位に大きな変化は生じないが，最終道床横抵抗力 2.6kN/m に対する t_{min}（42.4℃）は 40℃に近くなるため地震動の大きさによってレール横変位が大きくなることが考えられる．

以上のように，最終道床横抵抗力等の条件に基づいて静的解析で求められる t_{min} と想定される道床横抵抗力の低下の程度を基に，バラスト軌道が地震時に大きな残留変位を

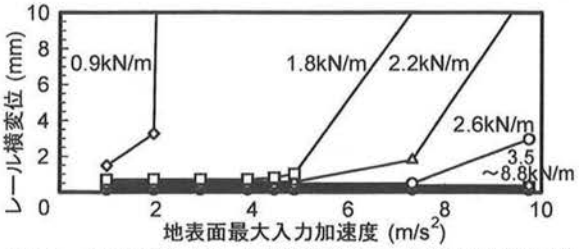

図 11　地表面最大入力加速度とレール横変位の関係

生じるか否かを概ね評価できるものと考えられる．

〈4·2〉　車両から受ける地震時横荷重の影響

L2S II 地震動，最終道床横抵抗力 8.8kN/m（g_0×1.0）の場合を例として，横荷重載荷時のレール横変位の時刻歴変化を図 12 に，加振後のレール横変位の分布を図 13 に示す．これらの図より，横荷重の載荷および除荷によりレール横変位は大きく変動することが分かる．

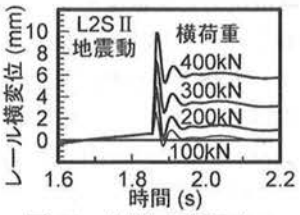

図 12　横荷重作用時のレール横変位

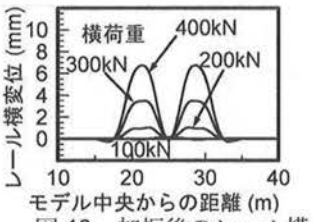

図 13　加振後のレール横変位分布

L2S II 地震動，横荷重載荷の場合を例として，最終道床横抵抗力と加振後のレール横変位の関係を図 14 に示す．同図より，横荷重が 100kN の場合は横荷重無載荷の結果とほぼ同等でありレール横変位への影響は少ないこと，一方，横荷重が 200kN を超え，さらに，最終道床横抵抗力の低下の程度が大きい場合は，横荷重によりレール横変位は増加することが分かる．

図 14　最終道床横抵抗力とレール横変位の関係

L2S II 地震動の加速度振幅を線形に変化させた地震波で加振した状態で横荷重を載荷した場合の地表面最大入力加速度と加振後のレール横変位の関係を図 15 に示す．同図から，横荷重が 100kN の場合は地震時の変形に横荷重の影響が幾分加わる程度に収まるが，200kN 以上になるとレール横変位に対する横荷重の影響が大きくなり，横荷重の増加とともにその傾向は顕著になることが分かる．なお，ここでは横荷重の作用時間を 10ms に設定しているが，作用時間が長くなるとレール横変位はさらに大きくなることを確認している．

以上の結果から，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って生じるレール横変位に対して，車両から受ける横荷重はその大きさによってはレール横変位の支配的な要因になることが分かった．

5．まとめ

今回対象とした解析条件，解析モデルに対して得られた知見をまとめると以下のとおりである．

(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によっては大きなレール横変位が

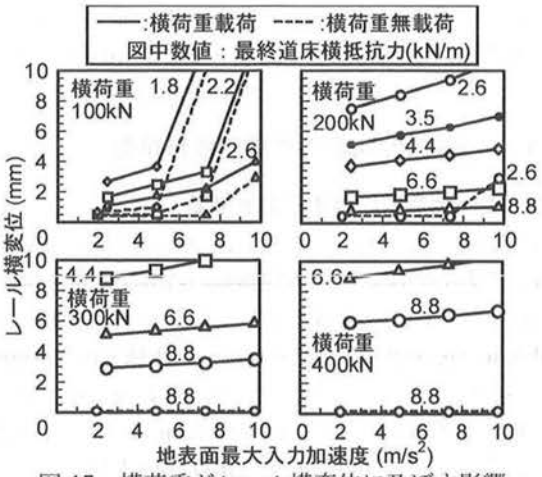

図 15　横荷重がレール横変位に及ぼす影響

生じる．例えば，L1 地震動および L2S I 地震動に対しては最終道床横抵抗力が 1.8kN/m 以上，また，L2S II 地震動に対しては 3.5kN/m 以上であれば無加振の結果とほぼ同等でありレール横変位に対する加振の影響はほとんどないが，これらの値を下回るとレール横変位は急増する．

(2)静的解析で求められる最低座屈強さに相当するレール温度変化量と地震時に想定される道床横抵抗力の低下の程度を基に，バラスト軌道が地震時に大きな残留変位を生じるか否かを概ね評価できる．

(3)車両から受ける横荷重は，その大きさによっては地震時に生じるレール横変位の支配的な要因になる．例えば，横荷重（作用時間 10ms）が 100kN 程度の場合はレール横変位への影響は少ないが，横荷重が 200kN を超え，さらに，最終道床横抵抗力の低下の程度が大きい場合は，横荷重によりレール横変位は大きく増加する．

文　献

1）森村勉，関雅樹：新潟県中越地震後の東海道新幹線の地震対策について，第 16 回鉄道技術連合シンポジウム講演論文集，No.09-65，pp.545-548，2009.

2）宮井徹：エネルギー法による軌道座屈の数値解析，鉄道技術研究報告，No.1271（施設編第 554 号），1984.

3）片岡宏夫，柳川秀明：軌道のアップリフトを考慮した座屈安定性解析，鉄道総研報告，Vol.14，No.4，pp.7-12，2000.

4）片岡宏夫，柳川秀明，高原正樹：列車荷重を考慮したロングレールの座屈安定性解析，鉄道総研報告，Vol.17，No.2，pp.5-10，2000.

5）佐藤吉彦，高谷博文，鈴木俊一：軌道の地震時における座屈安定性の検討－新幹線の場合－，鉄道技術研究報告，No.1334（施設編第 584 号），1987.

6）Coenraad Esveld：Modern Railway Track，Second edition，pp.197-198，2001.

7）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.

8）浅沼潔，曽我部正道，渡辺勉，岡山準也：逸脱防止機能を有するバラスト・ラダー軌道の開発，鉄道力学論文集，Vol.12，pp.91-96，2008.

9）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.

10）浅沼潔，奥田広之，松本信之，涌井一，冨田耕司：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.