

路盤影響を考慮したバラスト層の長期沈下挙動に
関する実験および個別要素法解析

2018年 3月

千田 耕大

路盤影響を考慮したバラスト層の長期沈下挙動に
関する実験および個別要素法解析

千 田 耕 大

システム情報工学研究科

筑波大学

2018年 3月

目次

| | |
|--|----|
| 1. 序論..... | 3 |
| 1.1 研究の背景..... | 3 |
| 1.2 既往の研究..... | 5 |
| 1.3 本研究の目的と論文の構成..... | 9 |
| 1.4 本研究に用いる試験装置および解析ツール..... | 11 |
| 1.4.1 移動式載荷試験車..... | 11 |
| 1.4.2 個別要素法（Discrete Element Method）..... | 13 |
| 1章の参考文献..... | 17 |
| 2. 東海道新幹線における軌道振動測定..... | 19 |
| 2.1 軌道振動測定の概要..... | 19 |
| 2.2 測定内容..... | 19 |
| 2.2.1 測定箇所..... | 19 |
| 2.2.2 測定方法..... | 20 |
| 2.3 測定結果及び考察..... | 24 |
| 2.3.1 測定期間中の10m 弦軌道狂いの推移..... | 24 |
| 2.3.2 沈下箇所および安定箇所における軌道各部の応答について（測定1日目）..... | 24 |
| 2.3.3 軌道狂いの進行による軌道応答の変化..... | 32 |
| 2.4 本章のまとめ..... | 36 |
| 2章の参考文献..... | 37 |
| 3. 実物大軌道における繰返し載荷試験..... | 38 |
| 3.1 繰返し載荷試験の概要..... | 38 |
| 3.2 試験内容..... | 38 |
| 3.2.1 実物大試験軌道..... | 38 |
| 3.2.2 移動式載荷試験車..... | 39 |
| 3.2.3 試験方法..... | 40 |
| 3.2.4 測定方法..... | 40 |
| 3.3 試験結果および考察..... | 41 |
| 3.3.1 繰返し載荷試験..... | 41 |
| 3.3.2 振動特性試験..... | 43 |
| 3.4 本章のまとめ..... | 47 |
| 3章の参考文献等..... | 48 |
| 4. 2次元DEM（個別要素法）による軌道沈下解析..... | 49 |
| 4.1 2次元DEMによる解析の概要..... | 49 |
| 4.2 解析モデルの検討..... | 49 |
| 4.2.1 バラスト粒子のモデル化..... | 49 |
| 4.2.2 バラストの粒度分布..... | 51 |
| 4.2.3 バラスト軌道モデル概要と作成手順..... | 52 |
| 4.2.4 解析パラメーター..... | 52 |
| 4.3 荷重の各作用が軌道沈下に与える影響の考察..... | 54 |
| 4.3.1 静的荷重の影響..... | 54 |

| | | |
|-------|----------------------------------|-----|
| 4.3.2 | 静的荷重の繰返し作用の影響..... | 55 |
| 4.3.3 | 動的荷重の影響..... | 56 |
| 4.3.4 | 路盤振動の影響..... | 57 |
| 4.4 | 軌道の繰返し载荷解析..... | 59 |
| 4.4.1 | 解析モデル..... | 59 |
| 4.4.2 | 解析条件..... | 59 |
| 4.4.3 | 解析結果..... | 59 |
| 4.5 | 路盤速度と拘束力解放時間の関係についての考察..... | 90 |
| 4.5.1 | 解析から求めた拘束力解放時間とまくらぎ沈下量の関係..... | 90 |
| 4.5.2 | 簡易モデルを用いて求めた拘束力解放時間と路盤速度の関係..... | 91 |
| 4.6 | 本章のまとめ..... | 95 |
| 4 | 章の参考文献..... | 95 |
| 5. | 3次元DEMによる軌道沈下解析..... | 96 |
| 5.1 | 3次元DEMによる解析の概要..... | 96 |
| 5.2 | 解析モデル..... | 96 |
| 5.2.1 | 解析モデル概要..... | 96 |
| 5.2.2 | 路盤条件..... | 96 |
| 5.2.3 | 载荷条件..... | 96 |
| 5.3 | 解析結果..... | 99 |
| 5.3.1 | まくらぎ沈下曲線..... | 99 |
| 5.3.2 | 载荷前後のバラスト移動状況..... | 100 |
| 5.3.3 | 路盤応答とまくらぎ沈下量の関係..... | 102 |
| 5.3.4 | 接触点数の推移..... | 104 |
| 5.4 | 本章のまとめ..... | 117 |
| 5 | 章の参考文献..... | 117 |
| 6. | 結論..... | 118 |
| 6.1 | 本研究から得られた知見のまとめ..... | 118 |
| 6.2 | 今後の課題..... | 120 |
| | 謝辞..... | 121 |

1. 序論

1.1 研究の背景

鉄道において最も基本的な軌道構造であるバラスト軌道は、図-1.1 に示すように路盤上に碎石を敷き詰め、その上にまくらぎ・レールを配置した軌道で、世界中の多くの鉄道で採用されている。日本国内においても、バラスト軌道は大半の在来線に加え、東海道新幹線でも多く採用されている。

バラスト軌道は建設コストが安いという点に軌道への適度な弾性の付与、列車荷重の分散効果、騒音の低減効果といった機能を有するほか、列車通過に伴って発生する上下、左右方向の軌道の歪み（以下、軌道狂いという）の整正作業が容易であるというメリットがある。一方で、繰返し作用する列車荷重や振動によりバラスト層が緩むことで鉛直および水平方向に軌道狂いが発生・進行することを構造上許容しているため、これらを除去しまくらぎ下のバラストを締め固める軌道整備作業を定常的に実施して品質を維持しなければならない。

バラスト軌道において良好な乗り心地を維持するためには、マルチプルタイタンパー（以下、マルタイという）などの大型機械を用いて長い施工延長に対して連続的なつき固めによる軌道狂いの整正作業を行うことが効率的である。この作業は、マルタイに装備されたツールと呼ばれる鋼製のスティックを、まくらぎを抱き抱えるように両側からバラスト層内へ貫入し、ツールを振動させながらスクイズしてバラストをまくらぎ下へ入れ込むものである。このとき同時にまくらぎ位置を矯正することで軌道狂いを整正している。

東海道新幹線のバラスト軌道においては、周囲に比べて上下方向の軌道狂い（高低狂いという。本研究では高低狂いをテーマとして扱っていくため、以下、高低狂いのことを「軌道狂い」と呼ぶこととする）の進行が著しく速いために、狂い量が一定値に達した都度局所的に人力での非効率な保守を必要とする箇所（本研究では、保守多投入箇所と呼ぶこととする）が局所的に存在する。保守多投入箇所において軌道狂いの進行が速い要因には、構造物境界などによる軌道支持剛性の急変や、レール継目、溶接などの構造的な不連続が挙げられる。これらの箇所を列車が通過すると、その境界部で列車通過時に軌道に生じる鉛直方向の荷重（以下、輪重という）が著大になることで、バラスト層にも大きな負荷がかかり、軌道が沈下する。こうした箇所における大きな輪重の変動（以下、輪重変動という）は、現場測定やシミュレーションなどでも発生することが確認されており^{1)~4)}、輪重変動を抑制する対策に関する検討も進められている^{例えば5)~7)}。しかし、一部の区間ではこのような明確な要因が見つからないにもかかわらず急激に軌道狂いが進行する箇所がある。これらの箇所では、前述した構造的な不連続部が存在せず、バラストの著しい劣化も必ずしも存在しない。バラスト軌道において軌道狂いの進行が速くなる要因のひとつが路盤にあることはこれまでの研究でも言及されており^{8),9)}、これらの要因不明の保守多投入箇所においても、路盤が影響している可能性は高いと考えられる。しかしながら、既往の研究においても、軟弱な路盤がどのように軌道狂いを進行させているのか、そのメカニズムまでは明確にされていない。要因が不明な箇所での軌道狂い進みは、発生場所や時期を予測することが難しい場合があり、保守現場では対応に苦慮している。また、要因がわからないために合理的な対策を講じることも難しい。路盤条件が具体的にどのようなメカニズムで急激な軌道狂いの進行に影響しているかを明確にすることは、バラスト軌道の維持管理をしていく上で重要な課題である。また、軟弱

路盤における急激な軌道狂い進行のメカニズムに対する知見は、バラスト軌道を有する鉄道の管理上有益となるだけでなく、海外等における新線設計時にも非常に有益であると考えられる。

加えて、高速鉄道では列車通過に伴ってバラスト軌道が加振される周波数が在来線に比べて高いという特徴がある。例えば、東海道新幹線では最新型の N700A 車両が最高速度 285 km/h で走行している。N700A 車両の台車には 2 本の輪軸が 2.5 m 間隔に配置されており、軌道側から見ると主にこの輪軸通過に起因して生じる荷重の周波数は 30 Hz 以上になる。東海道新幹線が建設される際、佐藤¹⁰⁾が行った多くの試験などによりバラスト軌道は設計されており、現在まで基本的な構造は変わっていない。一方、開業当時と比べると列車速度は 200km/h から 285km/h まで向上し、列車密度は飛躍的に増加しているため、軌道に作用する荷重条件は当時とは大きく異なる。佐藤の検討も試験機の制約等があったため、現在の列車速度を想定した試験までは実施できておらず、その後の研究も主に在来線を対象としたものが多いため^{8)~11)}、現在の東海道新幹線のような高速走行による列車荷重がバラスト軌道に与えている影響に関する検討は十分とはいえない。

また、今後日本は人口減少や労働者の労働嗜好の変化により、軌道の保守作業を担う労働力は減少することが見込まれる。保守作業の機械化や効率化はこれまでも進められてきているが、軌道狂いの進行を抑制する対策を実施することで、バラスト軌道のメリットは維持しながら、保守作業量を低減することもニーズとして高まっている。

これらの背景をふまえ、本研究では高速鉄道のバラスト軌道において路盤部の挙動が軌道狂いの進行にどのように影響し、軌道狂いの際にバラストがどのような挙動を示しているのかを解明することを目的とする。あわせて、特に急激な沈下が発生するとき、どのようなパラメーターが支配的要因となっているのかについても明らかにする。この軌道狂いメカニズムを明らかにすることは、軌道狂いの進行を抑制する合理的対策を立案し、軌道管理を効率化していくうえで有益な知見となると考える。

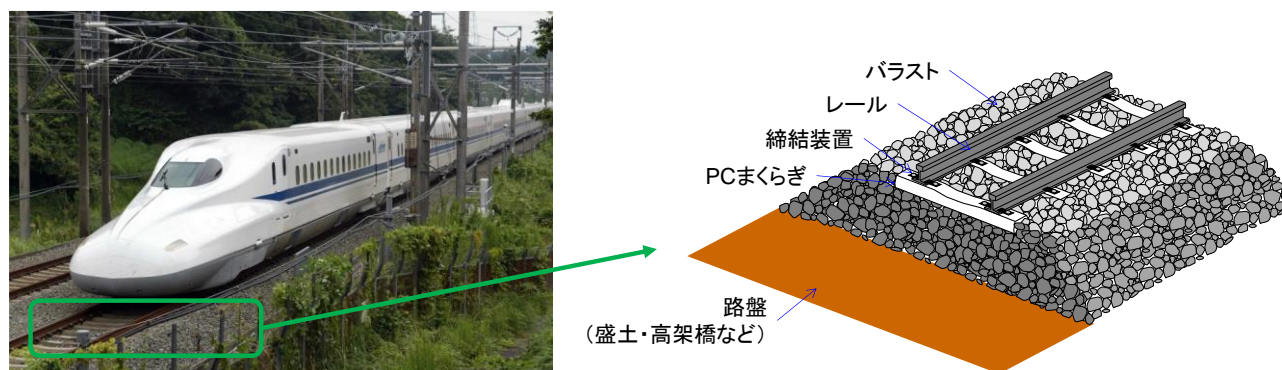


図-1.1 バラスト軌道の構造

1.2 既往の研究

バラスト層の沈下・変形モデルについての実験的な検討は、1950年代から行われている。佐藤ら^{10) 12)}は、実物大軌道を用いた繰返し载荷試験などを実施し、バラスト層の沈下現象が、式(1.1)および図-1.2で示されるモデルで表されることを示している。

$$y = \gamma(1 - e^{-\alpha x}) + \beta x \quad (1.1)$$

ここで、 y ：道床沈下量、 x ：繰返し载荷数、 α 、 β 、 γ ：係数である。このモデルでは、バラスト層はつき固め作業直後の列車通過により、バラスト層が圧密されることによって生じる急激な沈下（初期沈下過程）と、初期沈下収束後に、まくらぎ下のバラストが側方に移動する“流動過程”によって沈下が進行していくと考えられている。石川ら¹³⁾は式(1.1)の β を実験的に求め、主にまくらぎ下面に作用する荷重との関係について示している。また、古川ら¹⁴⁾は路盤剛性を考慮した繰返し载荷試験を実施している。この試験ではバラスト層の下にゴムマットを敷くことで模擬的な軟弱路盤を設定した軌道を用いており、路盤剛性が小さくなると、軌道沈下量が大きくなることを示している。また、石川ら¹³⁾の検討では载荷周波数の影響についても着目しており、8Hzまでの载荷周波数に対してはバラスト層の沈下に大きな影響がないことが示されている。これらの検討は、主に在来線をターゲットとしていること、試験機の加振性能の制約等の理由から、おおむね10Hz程度での载荷条件下で求められてきている。一方、東海道新幹線では、バラスト軌道上を列車速度は最高で285km/hであるため、バラスト層が加振される周波数はより高い領域となる。加振周波数が高い場合の沈下傾向については、検討された例が少ない。

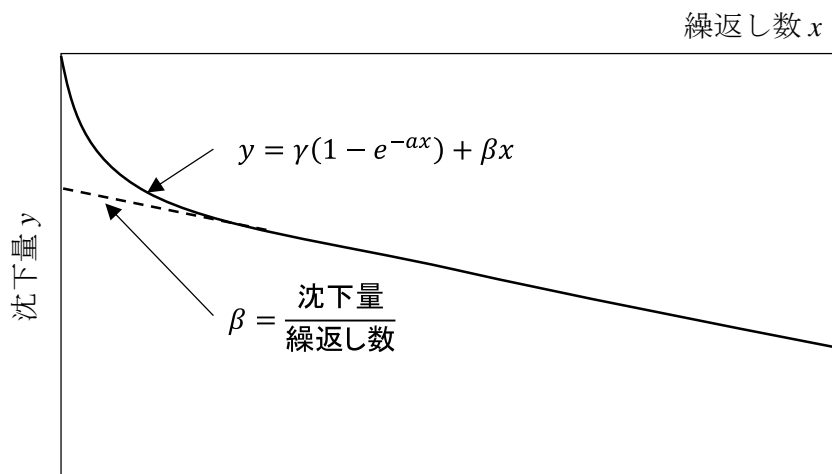


図-1.2 バラスト層の沈下過程¹⁰⁾

相川らは、上記のような輪軸間隔等に起因して発生する動荷重の他に、車輪フラット、レール継目、シェリング傷や波状摩耗などが原因で発生する衝撃的な動荷重の影響も軌道狂いの進行に大きく影響していることを示唆している¹⁵⁾。こうした衝撃荷重はバラスト角部の破砕などに大きく寄与して軌道狂いを進行させている可能性があるが、そのメカニズムは不明でさらなる検討が必要であると考え。しかし、本研究で対象にした保守多投入箇所では、こうしたバラストの劣化が顕著ではないにも関わらず軌道狂いが進行しており、その進行も速いことから、バラストの「流動」による影響が大きいと考える。

列車荷重によって生じる軌道各部の応答を再現するための解析的検討もこれまで多く行われている。佐藤ら¹⁶⁾は、新幹線の試作車で走行試験の際に発生した著大輪重の原因を解明するため図-1.3に示すモデルを構築した。このモデルでは、車両側が3質点、軌道側はレールを一層のばねとダンパーで支持している。その後、三浦ははり要素によるレールのモデル化、レールの離散支持、車両の走行を表現できるようにした図-1.4のモデルを提案し¹⁷⁾、列車走行による軌道各部の振動解析が精度よく実施できるようになっている²⁾。このモデルをベースに運動方程式の計算方法なども改良され、さらにコンピューター的能力向上も相まって、長距離の軌道上を編成車両が走行するようなモデルでの計算も可能になっている^{18)~20)}。また、ばね・質点系の軌道モデルはレール踏面に発生する波状摩耗²¹⁾や、車輪フラット²²⁾の影響の検証に活用されたり、図-1.5に示すように改良を加え、レール継目部で発生する衝撃荷重⁴⁾の検討に活用されたりしており、さまざまな条件における軌道の動的応答を再現可能になっている。

このほか、有限要素法（以下、FEMという）を用いた軌道の動的応答解析モデルも検討されている。有限要素法を用いたモデルでは、前述したばね・質点系のモデルでは表現できなかったま

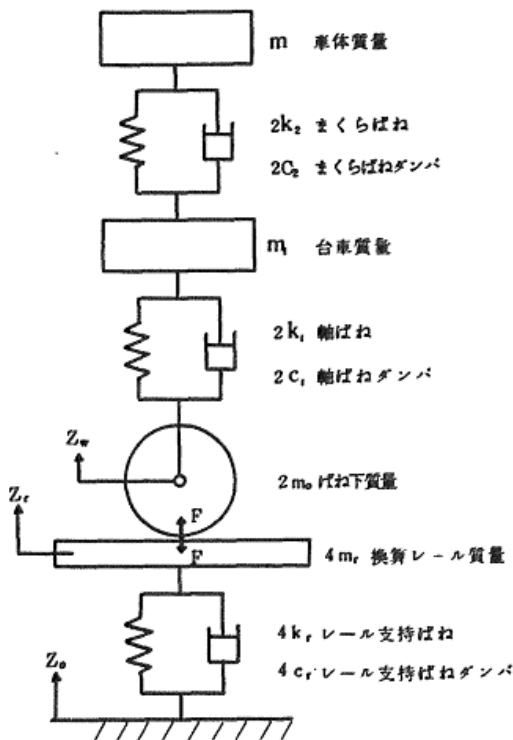


図-1.3 3質点モデル¹⁶⁾

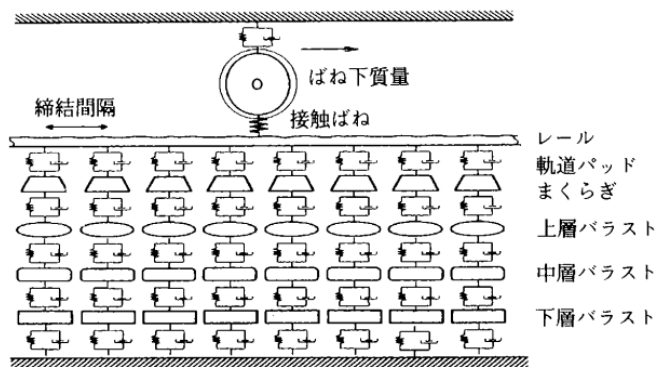


図-1.4 軌道動的応答モデル¹⁷⁾

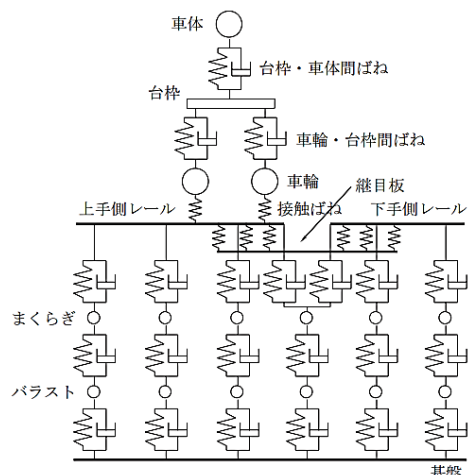


図-1.5 バラスト軌道の継目モデル⁴⁾

くらぎのねじりモードや、バラスト粒子間の上下左右方向への荷重・振動の伝達などを考慮することができる。例えば桃谷ら²³⁾は、図-1.6に示す有限要素モデルを用いてレール継目部における応答を検証している。なお、FEMモデルでは、バラスト層は連続体としてモデル化されることが多い。これらの各モデルにより、列車走行に起因して軌道各部に生じる振動については精度よく再現が可能であるが、バラスト層については質点や連続体とみなしてモデル化されているため、列車荷重によるバラスト粒子の詳細な応答や、繰返し列車荷重が作用した際のバラスト層の沈下・変形挙動は再現できない。

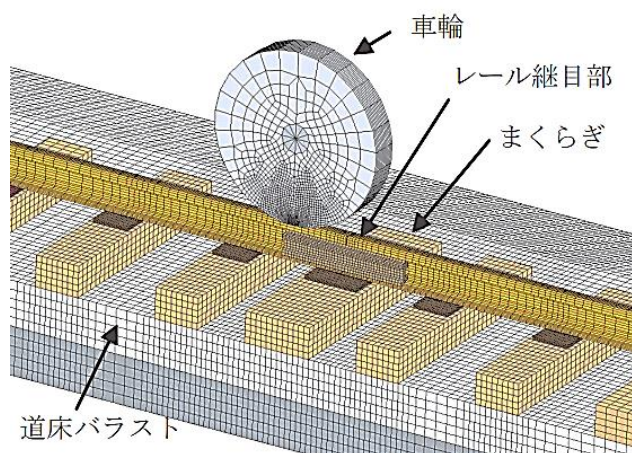


図-1.6 FEMを用いたバラスト軌道の継目部モデル²³⁾

バラスト層の塑性変形をモデル化する手法として、粒子ひとつひとつをモデル化する不連続変形法（以下、DDA という）や個別要素法（以下、DEM という）を用いたものがある。石川ら^{24)・25)}は DDA を用いてバラスト軌道モデルを作成し、繰返し载荷試験結果との比較検証を行っている。DEM を用いた検討では、鬼頭ら²⁶⁾が汎用ソフト PFC^{2D} を用いて円集合体による軌道のモデル化を試みている。河野・松島^{27)・28)}は球体要素集合体の 3 次元個別要素法を用いて硬球や実バラストを用いた実験および解析を実施している。さらに、図-1.7 に示すように、より実軌道に近いモデルを作成し、継目部などを想定した载荷解析を実施している^{29)・30)}。相川らは、多面体モデルを用いた個別要素法により軌道をモデル化し³¹⁾、さらに弾性体としての挙動も再現できるモデルへの拡張を行っている（図-1.8）³²⁾。しかし、3 次元 DEM によりフルスケールで軌道を表現するためには膨大な数の要素を準備する必要があり、計算負荷も大きくなる。そのため、繰返し载荷回数や、载荷条件数を多くすることができず、各パラメーターの影響について十分な検証をすることが難しい。

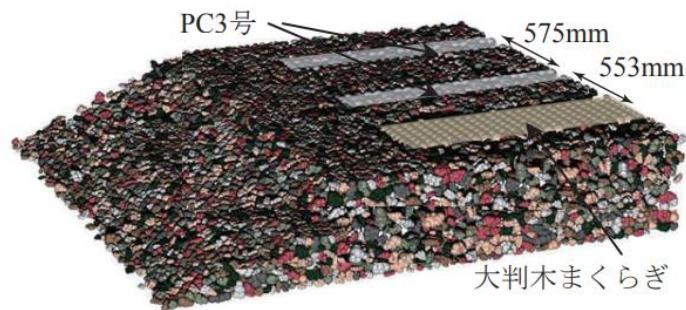


図-1.7 DEM を用いた継目部モデル²⁹⁾

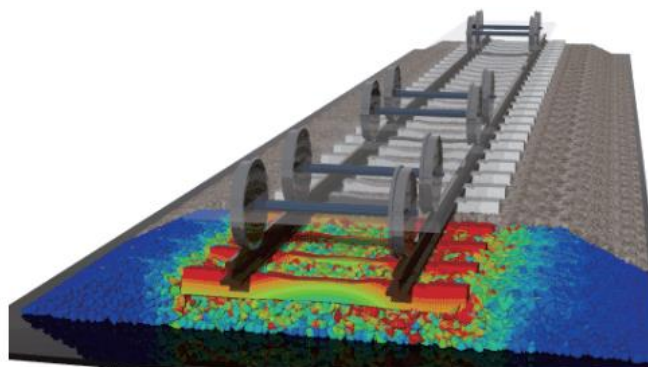


図-1.8 多面体要素を用いた軌道モデル³²⁾

1.3 本研究の目的と論文の構成

本研究では、高速鉄道のバラスト軌道を想定し、路盤条件等と軌道狂いの発生・進行との関係について測定・実験および解析により検討する。それぞれの結果から、軌道狂い発生・進行に影響が大きいパラメーターとその理由を明らかにし、特に保守多投入箇所における軌道狂いのメカニズムを解明することを目的とする。この目的を踏まえて、本論文を以下のとおり構成する。

[第1章]

序論として、まず、バラスト軌道の維持管理に関する状況をふまえて本研究の背景を述べる。次に、バラスト軌道の軌道狂いについてこれまでに実施された検討と提案された理論について整理するとともに、軌道狂いの進行に関してまだ十分に解明されていない点について述べ、本研究の目的および論文の構成を示す。加えて、本研究で用いた試験装置および解析ツールの概要について説明する。

[第2章]

2章では、実際のバラスト軌道において、軌道狂いの進行がある箇所とない箇所とでは、応答にどのような差異があるのかを把握することを目的として、東海道新幹線における軌道各部の振動測定を実施する。本測定では、軌道材料などの条件がほぼ同一である近接した場所で軌道狂いが進行する箇所と進行しない箇所を選定し、その2箇所を包含した約20mの区間で30日間にわたり列車通過時の軌道各部の振動を測定する。測定された軌道各部の応答から特徴的な相違点を整理するとともに、測定条件をふまえてこれらの相違が発生する原因が路盤にあることを示す。

[第3章]

3章では、異なる路盤条件を再現した実物大軌道で本線と同様の振動傾向を再現できるかを検証するとともに、路盤条件と軌道狂いの進行速度との関係を実験的に把握することを目的として、東海旅客鉄道株式会社小牧研究施設内の試験軌道を用いて繰返し載荷試験を実施する。本試験は、路盤条件の異なるまくらぎ1本分の実物大試験軌道を試作し、軌道の振動特性を確認するための振動特性試験と、沈下特性を確認するための繰返し載荷試験を実施する。振動特性試験では、軌道全体の固有振動について確認するとともに入力荷重に対する軌道各部の応答倍率を求め、それぞれの特徴について整理する。繰返し載荷試験では、載荷周波数を変化させながら40,000回の繰返し載荷を行い、各載荷条件と軌道沈下量の関係を把握する。これらの検討結果から、試験結果が本線測定結果と同様の傾向を示していることを述べる。また、軟弱な路盤条件では、路盤加速度が重力加速度以上になると軌道沈下量が増加すること、30Hz付近に軌道全体の応答が卓越する固有振動数が存在すること、さらに、軌道沈下量に対して固有振動数以上の領域を考慮する場合は路盤変位または路盤速度に近い傾向を示しており、指標として活用できる可能性があることを示す。

[第4章]

4章では、3章で得られた路盤の各応答と軌道沈下量の関係について解析的に検証することに加え、軌道沈下時にバラストがどのような挙動を示すのかを明らかにすることで、軌道沈下発生メカニズムについて考える。そこで、粒子を個々にモデル化することでバラスト層の塑性変形を再現できる個別要素法を用いて2次元のバラスト軌道モデルを作成し、繰返し載荷解析等を行う。シミュレーション結果について、2章および3章の測定・試験結果と傾向を比較し、さらに試験では把握が難しい路盤部の応答と軌道沈下量との関係や加振時のバラスト接触状態や移動量などについて考察を行う。解析結果から、路盤・バラストの加速度が重力加速度以上になることで沈下量が急激に増加すること、このときバラストには微小な跳ね上がり現象が発生し、この跳

ね上がりに伴ってバラスト粒子の水平方向への流動が発生して軌道沈下が起こることなどを示す。

[第5章]

5章では、3次元個別要素法を用いて4章のモデルを拡張したバラスト軌道モデルを構築して解析を行い、2次元モデルから得られた結果の妥当性などを検証する。解析結果から、3次元モデルにおいても、バラスト粒子の微小な跳ね上がり現象により軌道沈下が急激に増加していることなどを示し、2次元モデルを用いた検討結果が妥当であることを証明する。

[第6章]

6章では、2章から5章までの研究結果を総括するとともに今後の課題について整理し、本研究の結論とする。

本研究の構成を図-1.9に示す。

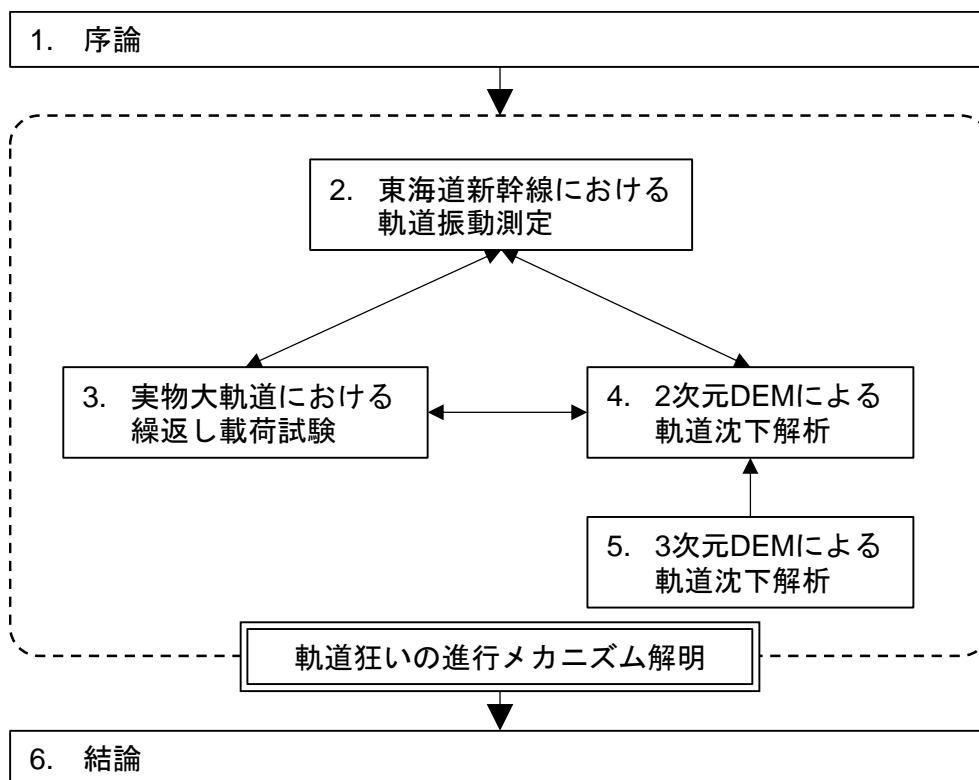


図-1.9 本研究の構成

1.4 本研究に用いる試験装置および解析ツール

1.4.1 移動式載荷試験車

1.4.1.1 装置概要

移動式載荷試験車³³⁾は、試験車と軌道との間にアクチュエーターを介した載荷装置で、車両各部の質量やばねなどを新幹線車両と同一にすることにより新幹線が通過する際に発生する荷重や振動を再現できる載荷装置である。

1.4.1.2 載荷装置

移動式載荷試験車は図-1.10 に示すように、起振台車と載荷台車を搭載した第1載荷試験車と載荷台車を搭載した第2載荷試験車とで構成される。

(1) 起振台車

実際に振動を与えて性能評価を行う場合、土木の分野では一般的に、起振機を構造物等の試験対象の上に載せて振動を与え、その伝達特性等を測定する。しかし、この方法は、試験対象が軌道の場合には大きな問題がある。それは、振動に関与する軌道の質量が橋梁等に比べると非常に小さく、起振機の質量の大小が試験結果で得られる振動特性に大きな影響を及ぼすことである。つまり、軌道における振動特性を正しく評価するためには、まず、起振機の質量を評価対象とする車両のばね下質量と等しくする必要がある。このばね下質量の特性を再現できるのが、図-1.11 に示した起振台車である。

起振台車は700系新幹線の実物台車の一部を改造して試験装置を構成している。1つの台車に2つある輪軸のうち、ひとつを取り外し、その位置に輪軸と同じ質量になるように油圧アクチュエーターとおもりとで構成されたばね下質量が設置されている。アクチュエーターは、車輪の踏面形状を模した治具を介してレールに接しており、これによって軌道と車輪の相対的な位置を強制的に与える構造になっている。試験車車体をはじめとする各部の質量、ばねやダンパーの値を実際の新幹線車両と同一に設定しているため、振動特性は実際の車両と同一である。図-1.11(b)に示すように、起振台車は実際の車両と同じように3質点の振動系を構成することで、車両と軌道の相互作用を再現可能にしている。

本研究においても、3章で実施する試験において本載荷装置を使用し、軌道の振動特性を調べている。

(2) 載荷台車

載荷台車は耐久性試験等を実施することを想定した試験装置(図-1.12)である。載荷台車は、アクチュエーターを輪軸と重い慣性質量の間に配置し、慣性質量からの反力によって輪軸をレールに押し付けて載荷できる構造となっている。載荷台車では、最大120kNの輪重で、安定的に40Hzまで載荷することが可能である。載荷周波数40Hzとは、新幹線が360km/h走行したときの各台車の輪軸間距離2.5m間隔での加振に相当する。さらに、載荷中の軌道狂いの進行にアクチュエーターが追従できる機能や、左右のレールへの載荷をそれぞれ単独で制御できる機能等を追加した載荷台車を搭載する第2載荷試験車(図-1.12(b))も2008年度から導入され、より高精度な試験が可能となっている。

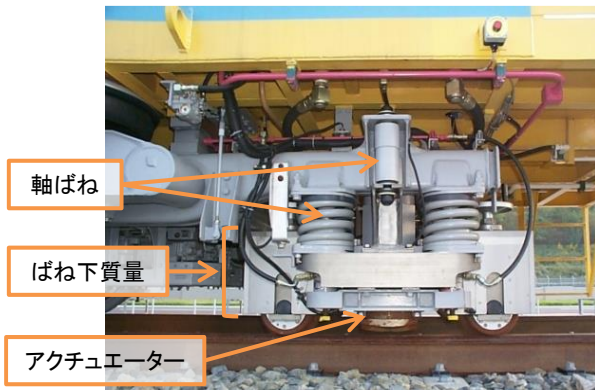


(a) 第1 載荷試験車

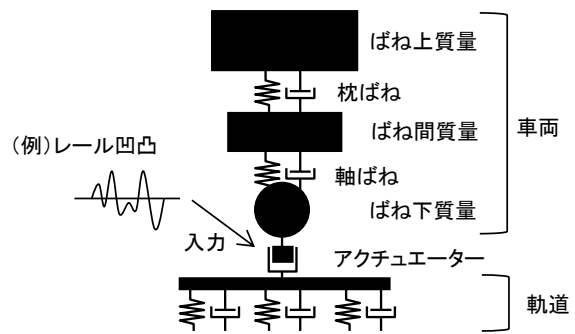


(b) 第2 載荷試験車

図-1.10 移動式載荷試験車

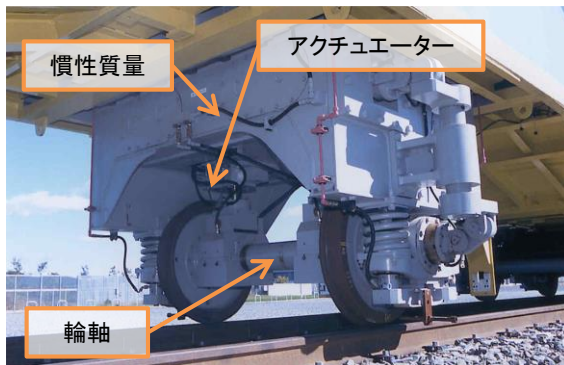


(a) 起振台車全景



(b) 振動モデル

図-1.11 起振台車 (第1 載荷試験車)



(a) 載荷台車全景 (第1 載荷試験車)



(b) 載荷台車全景 (第2 載荷試験車)

図-1.12 載荷台車

1.4.2 個別要素法 (Discrete Element Method)

1.4.2.1 DEM の基本的概念

バラスト層については、前述したようにばね・質点系によるモデル化または弾性連続体としてモデル化されることが多いが、バラスト層の詳細挙動を分析するためには、粒子ひとつひとつをモデル化できる個別要素法 (DEM) が有効である。DEM は、Cundall and Strack^{34)~36)}によって提案され発展してきた不連続体の運動を解く手法である。

DEM では、解析対象を剛な粒子要素の集まりとして表現し、各粒子の運動をニュートンの第2運動法則に基づいて追跡する。まず、各粒子に対して、作用する合力 F から加速度、速度、変位を計算し、粒子の移動後の位置が求められる。次に、粒子の新しい位置関係から接触の有無を判定し、接点情報が更新される。各接点では粒子の相対変位から接点の変位・接点力が算出される。その合力と合モーメントがわかることで、再び各粒子の運動は質点の運動として計算される。この計算を各時間ステップにおいて繰返していく。

本研究では、松島らが開発した2次元 DEM シミュレーションソフト“DEM-seg”³⁷⁾および3次元 DEM シミュレーションソフト“DEM3DCS-track”^{29),38),39)}を用いる。

1.4.2.2 要素および接触モデル

本シミュレーションでは、各粒子は2次元モデルでは円要素または線分要素、3次元モデルでは球要素を組み合わせる構成される。また、粒子は剛体として定義する。粒子間の接触は図-1.13に示すように法線方向と接線方向についてばねおよびダンパーでモデル化される。また、粒子間の滑りを再現できるように、接線方向にはスライダを組み込んでいる。

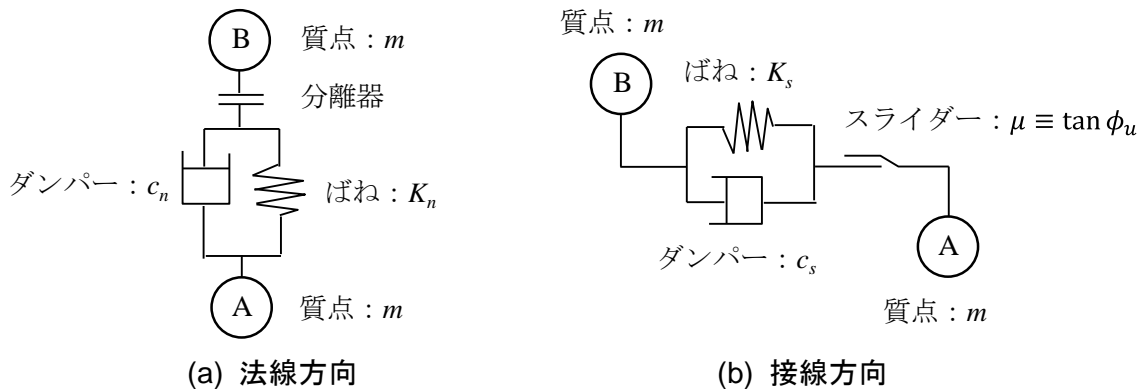


図-1.13 DEMにおける接触モデル

1.4.2.3 接触判定

(1) 2次元モデルの接触判定⁴⁰⁾

2次元モデルにおける要素の接触パターンには(A)円要素同士、(B)円要素と線分要素、(C)線分要素同士の3つがある。(A)の場合、接触の判定は図-1.14に示すように2つの円要素の中心間距離と半径の関係を用いて行う。

- (i) $r_1 + r_2 \geq L$ のとき 接触なし
- (ii) $r_1 + r_2 < L$ のとき 接触深さ $\delta = (r_1 + r_2 - L)/2$

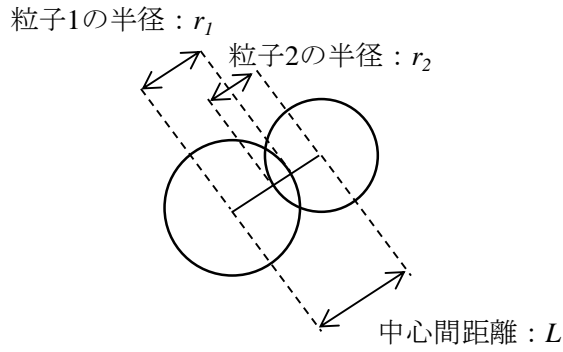


図-1.14 円要素同士の接触判定

(B)では以下のように判定する.

まず, 図-1.15 に示すように円の中心から線分を含む直線におろした垂線の方法線ベクトル \vec{n} を式(1.2)で求める.

$$\vec{n} = \begin{pmatrix} 0 & -1 \\ 1 & 0 \end{pmatrix} \frac{\vec{s}_2 - \vec{s}_1}{|\vec{s}_2 - \vec{s}_1|} \quad (1.2)$$

ここで \vec{s}_1, \vec{s}_2 は線分の両端の位置ベクトルである. 円中心と線分の垂直距離は式(1.3)で求められる.

$$\alpha = (\vec{x}_2 - \vec{x}_1) \cdot \vec{n} \quad (1.3)$$

ここで, \vec{x}_1 は円要素中心の位置ベクトル, \vec{x}_2 は線分要素中心の位置ベクトルである. ただし, $\alpha < 0$ のとき, \vec{x}_1 は $\vec{s}_2 - \vec{s}_1$ のベクトルを上向きに見たときの左側にある. 垂線の足の位置ベクトルは式(1.4)で求められる.

$$\vec{p} = \vec{x}_1 + \alpha \vec{n} \quad (1.4)$$

α が円要素の半径 r より小さいとき, 接触幅の半分は式(1.5)で表される.

$$l = \sqrt{r^2 - \alpha^2} \quad (1.5)$$

線分が有限幅を有していることを考慮し, 接触点の位置ベクトル \vec{c} , および接触深さ $\delta < 0$ を, 以下の場合分けで決定する.

$$(\vec{s}_1 - \vec{x}_2) \cdot (\vec{p} - \vec{x}_2) > 0 \quad \text{なら } \vec{p} \text{ は } \vec{s}_1 \text{ 寄り } \quad k=1$$

$$(\vec{s}_1 - \vec{x}_2) \cdot (\vec{p} - \vec{x}_2) < 0 \quad \text{なら } \vec{p} \text{ は } \vec{s}_2 \text{ 寄り } \quad k=2$$

とし, また, $h_p = |\vec{p} - \vec{x}_2|$, $h_s = |\vec{s}_k - \vec{x}_2|$ とおいて

(i) $h_p > h_p + l$ のとき

$$\text{接触なし, } \delta = |\vec{s}_k - \vec{x}_1| > 0$$

(ii) $h_s + l > h_p > h_s$ のとき

$$\vec{c} = \vec{s}_1, \quad \delta = |\vec{s}_k - \vec{x}_1| > 0$$

(iii) $h_s > h_p > h_s - l$ のとき

$$\vec{c} = \vec{p}, \quad \delta = (|\alpha| - r) \frac{|\vec{s}_k - \vec{p}|}{l} > 0$$

(iv) $h_s - l > h_p$ のとき

$$\vec{c} = \vec{p}, \quad \delta = |\alpha| - r < 0$$

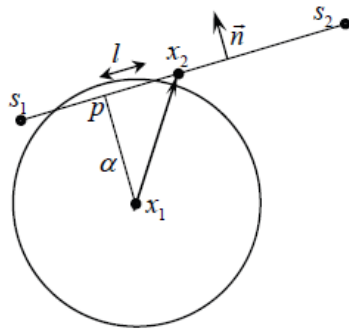
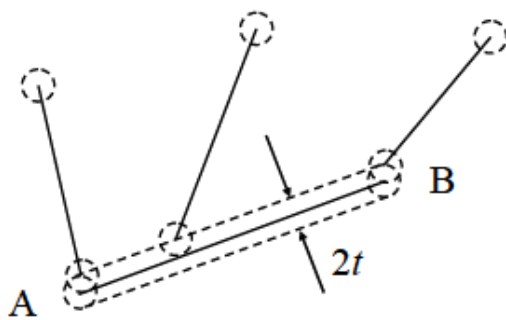
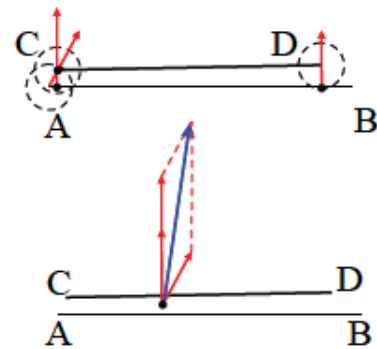


図-1.15 円要素と線分要素の接触判定

(C)の線分同士の接触判定については、一方の線分のそれぞれの端に厚さ t の円を設定し、もう一方の線分との接触を(B)の方法で判定する. 計4つのケースのうち接触しているものに関する合力として接触力ベクトルを定義し、また重み付き平均で接触点位置を定義する (図-1.16) .



(a) 厚さ t の設定



(b) 接触点位置の設定と接触力の合成

図-1.16 線分要素同士の接触判定

(2) 3次元モデルの接触判定

3次元モデルでは球要素のみが用いられるため、2次元モデルにおける(A)の判定方法のみですべての接触判定が行われる.

1.4.2.4 運動方程式

2次元モデルで考えたとき、前項の接触判定により粒子間に δ の微小な貫入が発生することで図-1.13 に示したばね・ダンパーに式(1.6)で表される接触力が発生する。

$$\text{法線方向の粒子間接触力} \quad F_n = K_n \delta_n + C_n \frac{\delta_n}{\Delta t} \quad (1.6a)$$

$$\text{接線方向の粒子間接触力} \quad F_s = K_s \delta_s + C_s \frac{\delta_s}{\Delta t} \quad (1.6b)$$

ここで、 δ_n 、 δ_s はそれぞれ粒子間の貫入量の法線方向成分、接線方向成分である。式(1.6)を用いて各粒子における X 方向、Y 方向回転方向の運動方程式を立てると、式(1.7)が得られる。

$$\text{X 方向の運動方程式} \quad m\ddot{x} = F_n \cos \alpha + F_s \sin \alpha \quad (1.7a)$$

$$\text{Y 方向の運動方程式} \quad m\ddot{y} = F_n \sin \alpha + F_s \cos \alpha - mg \quad (1.7b)$$

$$\text{回転方向の運動方程式} \quad I\ddot{\phi} = rF_s \quad (1.7c)$$

3次元モデルの場合は、並進3成分、回転3成分の合計6成分の運動方程式を立てればよい。

DEM ではこれらの運動方程式は陽解法で計算され、本研究で用いる“DEM-seg”および“DEM3DCS-track”では「蛙飛び法」で計算される。

1.4.2.5 パラメーターの設定

DEM では図-1.13 中に示すように、粒子間の接触ばね定数および減衰係数を設定する必要がある。DEM における接触ばね定数の設定方法には、ヘルツの接触理論を用いた方法⁴¹⁾と、弾性波速度を用いた算出方法⁴²⁾がある。

ヘルツの接触理論を用いる場合、ばね定数は式(1.8)で表される。

$$K_n = \sqrt[3]{\frac{2}{9} \left(\frac{E}{1-\nu^2} \right)^2 r P} \quad (1.8)$$

ここで、 E ：材料のヤング係数、 ν ：材料のポアソン比、 r ：要素の半径、 P ：接触点における法線方向の応力である。

一方、弾性波速度を用いる場合、ばね定数は式(1.9)で表される。

$$K_n = m \frac{V^2}{\Delta X^2} \quad (1.9)$$

ここで、 m ：材料の質量、 V ：波動伝播速度、 ΔX ：接触する粒子の中心間距離である。

また、粒子間減衰係数は、ばね・ダンパーを有する質点のはね返り運動における反発係数 e_b から求められる関係式(1.10)を用いて設定する方法がある。

$$e_b = \exp\left(-\frac{h}{\sqrt{1-h^2}}\right), \quad h = \frac{c}{2\sqrt{k \cdot m}} \quad (1.10)$$

ここで、 e_b ：反発係数、 k ：粒子間ばね定数、 c ：粒子間ダンパーの減衰係数、 m ：粒子質量である。

1章の参考文献

- 1) H.H.Jenkins, J.E.Stephenson, G.A.Clayton, G.W.Morland and D.Lyon : The Effect of Track and Vehicle Parameters on Wheel/Rail Vehicle Dynamic Forces, REJ, 1974.
- 2) 石田誠, 三浦重, 河野昭子 : 軌道動的応答モデルとその解析結果, 鉄道総研報告, Vol.11, No.2, 1997.
- 3) 名村明, 松尾浩一郎, 三浦重 : 支持弾性遷移区間の軌道の挙動解析, 鉄道総研報告, Vol.11, No.2, 1997.
- 4) 鈴木貴洋, 石田誠, 阿部和久, 紅露一寛 : レール継目部動的挙動の実測と解析結果, 鉄道総研報告, Vol.18, No.8, 2004.
- 5) 堀池高広, 三輪雅史 : レール継目部沈下対策ー軌道パッド低ばね化及びまくらぎ弾性化工法ー, 日本鉄道施設協会誌, Vol.45, No.2, pp.55-58, 2007.
- 6) 村本勝己, 中村貴久, 櫻井祐 : 自動沈下補正補助まくらぎを用いたレール継目部の浮まくらぎ対策, 鉄道総研報告, Vol.27, No.4, 2013.
- 7) 桃谷尚嗣, 関根悦夫, 高橋貴蔵, 中村貴久 : 構造物境界部の路盤強化による軌道沈下抑制効果, 日本鉄道施設協会誌, Vol.46, No.2, pp.49-52, 2008.
- 8) 村本勝己, 関根悦夫 : 繰返し荷重に対するバラスト軌道の沈下特性, 土木学会第 55 回年次学術講演会, III-A213, 2000.
- 9) 古川敦, 泉栄治 : 実物大バラスト軌道模型載荷試験による軌道沈下量算定式の導出, 第 15 回鉄道技術・政策連合シンポジウム(J-RAIL2008), 講演論文集, pp.403-406, 2008.
- 10) 佐藤裕 : 繰返し荷重による道床沈下の実験, 鉄道技術研究報告, No.65, 1959.
- 11) 名村明, 石川達也, 三浦重, 内田雅夫, 堀池高広 : 有道床軌道の道床沈下の定量化に関する基礎的検討, 鉄道総研報告, Vol.7, No.10, 1993.
- 12) 佐藤裕, 平田五十 : 軌道の繰返し衝撃試験, 鉄道技術研究報告, No.325, 1962.
- 13) 石川達也, 名村明, 堀池高広 : 道床バラスト部の繰返し変形特性の定量化に関する検討, 鉄道総研報告, Vol.8, No.11, 1994.
- 14) 古川敦, 泉栄治 : 実物大軌道模型載荷試験による新しい軌道沈下量算定用実験式, 日本鉄道施設協会誌, 2009.
- 15) 相川明 : バラスト軌道の動的応答特性に関する現場測定とスペクトル解析, 土木学会論文集 A2 (応用力学), Vol.69, No.2 (応用力学論文集), I_299-I_308, 2013.
- 16) 佐藤吉彦 : 東海道新幹線において 951 形式電車に発生した著大輪重とその対策, 鉄道技術研究報告, No.824, 1972.
- 17) 三浦重 : 軌道構造の動特性モデルの構築, 鉄道総研報告, Vol.9, No.12, 1995.
- 18) 川崎祐征, 三輪昌弘, 吉村彰芳 : 車両／軌道の相互作用の数値解析方法に関する一考察, 第 16 回鉄道技術連合シンポジウム講演論文集, pp.693-696, 2009.
- 19) A. Yoshimura, M. Miwa, Y. Kawasaki : Study on numerical simulation methods of vertical dynamic interaction between railway vehicle and track, IAVSD' 09, Proceedings CD-ROM, P.187, 2009.
- 20) 川崎祐征, 三輪昌弘, 吉村彰芳 : 編成車両と軌道の相互作用に関する数値シミュレーションの高速化に関する研究, 第 18 回鉄道技術・政策連合シンポジウム (J-RAIL2011) 講演論文集, pp.227-230, 2011.
- 21) 石田誠, 三浦重, 松尾浩一郎 : レール波状磨耗による軌道の動的応答特性, 鉄道総研報告, Vol.11, No.2, 33-38, 1997.

- 22) 石田誠, 三浦重, 河野昭子: 車輪フラットによる軌道の動的応答特性, 鉄道総研報告, Vol.11, No.2, 33-27-32, 1997.
- 23) 桃谷尚嗣, 堀池高広: 車輪走行によるレール継ぎ目部の衝撃荷重の評価, 鉄道総研報告, Vol.19, No.2, 2005.
- 24) 石川達也, 大西有三: 道床バラストの繰返し変形挙動に対する不連続変形法 (DDA) の適用, 土木学会論文集, No.589/III-42, pp205-217, 1998.
- 25) 石川達也, 堀池高広: 不連続体解析手法を用いたバラスト道床の変形挙動の検討, 鉄道総研報告, vol16, No4, pp17-22, 2002.
- 26) 鬼頭昭人, 長戸博ほか: 個別要素法を用いた軌道の動的挙動解析, 土木学会第 54 回年次学術講演会講演概要集, vol54, No4, pp814-815, 1999.
- 27) 河野昭子: 繰返し荷重下のバラスト粒子層の沈下挙動に与える急速載荷の影響と微視的考察, 筑波大学大学院システム情報工学研究科博士論文, 2010.
- 28) 河野昭子, 松島亘志: 繰返し衝撃荷重下の碎石層の動的挙動と沈下特性に関する実験的検討, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.68, No.1, pp.173-190, 2012.
- 29) 河野昭子, 松島亘志: 離散体モデルを用いた道床バラスト層の変形挙動解析, 鉄道総研報告, Vol.28, No.2, pp.41-46, 2014.
- 30) 河野昭子: カント区間の道床沈下の非対称性に関する解析的検討, 第 21 回鉄道工学シンポジウム論文集, pp.253-260, 2017.
- 31) 相川明, 浦川文寛: 三次元個別要素法によるバラスト軌道の動的応答解析, 鉄道総研報告, Vol.23, No.2, pp.11-16, 2009.
- 32) 相川明, 高垣昌和, 坂井宏隆, 林雅江, 西浦泰介, 阪口秀: バラスト軌道大規模モデルの構築, 鉄道総研報告, Vol.30, No.2, pp.23-28, 2016.
- 33) Masahiro Miwa, Shoue Nakamura : High Speed Running Test and the New Testing Equipment for Wheel/Rail Dynamic Interaction, *Proc of Int. Symposium on Speed-up and Service Technology for Railway and Maglev Systems (STECH'03)*, JSME, pp.489-493, 2003.
- 34) Cundall,P. and O.Strack. : The district element methods as a tool for research in granular media, Part 1, *Report to NSF*, 1978.
- 35) Cundall,P. and O.Strack. : The district element methods as a tool for research in granular media, Part 2, *Report to NSF*, 1979.
- 36) Cundall,P., O.Strack. : A Discrete Numerical Model for Granular Assemblies, *Geotechnique 29 (1)*, pp.47-65, 1979.
- 37) Matsushima, T. and Saomoto, H. : Discrete Element Modeling for Irregularly-Shaped Sand Grains, *Proc. NUMGE: Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Mestat (ed.)*, pp.239-246, 2002.
- 38) Matsushima, T : 3-D Image-based Discrete Element Modeling for Irregularly-Shaped Grains, *Proc. 2nd Intl.PFC Symp. Numerical Modeling in Micromechanics via Particle Methods*, Balkema, pp.421-427, 2004.
- 39) Matsushima, T., Katagiri.J. et.al : 3D shaped Characterization and Image-Based DEM Simulation of the Lunar Soil Simulant FJS-1, *Journal of Aerospace engineering January 2009*, ASCE, pp.15-23, 2009.
- 40) 公益社団法人地盤工学会: 地盤に関する解析技術 (個別要素法) 講習会, pp.167-168, 2016.
- 41) Hertz, H. : Uber die Berührung fester elastischer Korper (On the contact of elastic solids), *J.reine und angewandete Mathematik*, 92, 156-171, 1882.
- 42) 伯野元彦: 破壊のシミュレーション, 森北出版, pp.42, 1997.

2. 東海道新幹線における軌道振動測定

2.1 軌道振動測定の概要

軌道狂いのメカニズムを解明するためには、軌道狂いの進行が速い箇所と進行しない箇所の列車通過時の応答の違いを把握し、その違いがバラスト層の沈下にどのように影響しているかを明らかにする必要がある。そこで、本章では東海道新幹線の本線において、軌道条件がほぼ同一でありながら、軌道狂いの進行がある箇所とない箇所を選定し、軌道各部の振動測定を実施する。

2.2 測定内容

2.2.1 測定箇所

東海道新幹線で最も多い土路盤区間における軌道狂いの発生から進行を把握するため、測定箇所は「盛土、直線、高速走行」の区間の中で選定する。測定は保守多投入箇所で行うことが望ましいが、測定期間（30日）の間に軌道整備が投入されるとまくらぎ上やバラスト内に設置したセンサーが作業に支障したり、センサーが故障したりする危険性があるため、測定は1ヶ月の軌道狂い進行量が2～3mm程度で、測定期間中に軌道整備が実施されないと予想される箇所で行う。測定箇所の選定基準を以下に示す。

- (1) 盛土区間かつ直線区間である
- (2) 同一盛土内で、近接した位置に軌道狂いの進行がある箇所とない箇所が存在する
- (3) レール・まくらぎ・バラストの更新時期が同じである
- (4) ボックスカルバートを含め、測定箇所付近に構造物境界が存在しない
- (5) 列車が高速で走行する（概ね260km/h以上）
- (6) 測定直前にマルタイによる軌道整備が行われる

これらの条件に適合する測定箇所を選定した。測定箇所において2014年1月から10月までに電気・軌道総合試験車（以下、試験車という）で測定した10m弦軌道狂いの推移を図-2.1に示す。10m弦軌道狂いは、図-2.2に示すようにレール上に長さ10mの糸を張り、その中央部で高さを測定することで軌道狂いの大きさを測定する手法で、鉄道において軌道狂いを測定するのに用いられている手法である。当該箇所では、2014年の約1年間に10m弦軌道狂いが最大で6mm程度発生しており、また、軌道整備実施後は約2ヶ月で4mm程度軌道狂いが進行している。この地点を軌道狂いの進行がある箇所（以下、沈下箇所という）とする。沈下箇所から新大阪方面に4m離れた地点を軌道狂いの進行がない箇所（以下、安定箇所という）としてこの2箇所を含む周辺区間で測定を行う。なお、安定箇所では2014年1月から軌道狂いは全く発生していない。

この2箇所には同一のレールが敷設されており、バラストも同時期に更新されたものである。さらにマルタイにより測定直前に軌道狂いも除去していることからレール・まくらぎ・バラスト層の条件はほぼ同じであると考えられる。したがって、本測定で得られる軌道各部の応答の違いが生じる原因は路盤条件にあると推測できる。

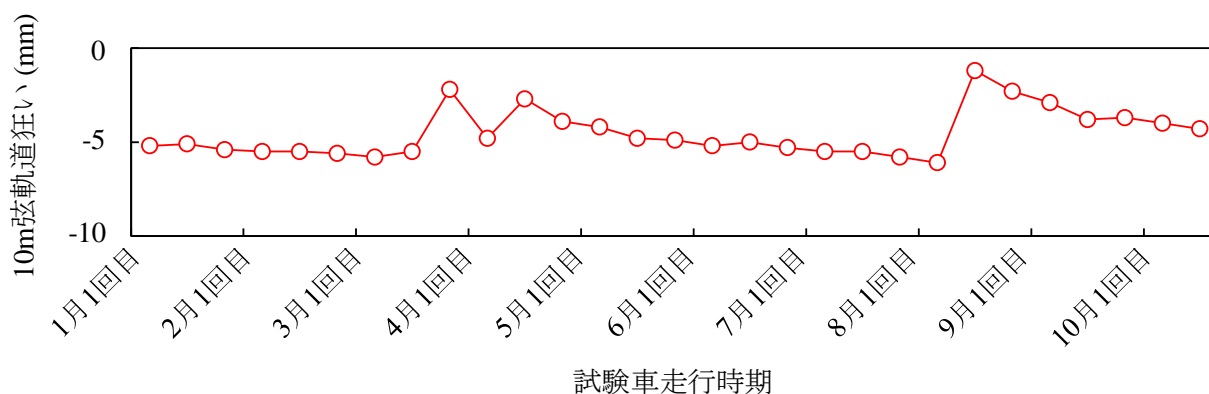


図-2.1 沈下箇所の 10m 弦軌道狂いの推移 (2014 年 1 月～10 月)

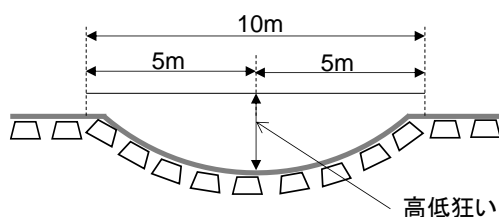
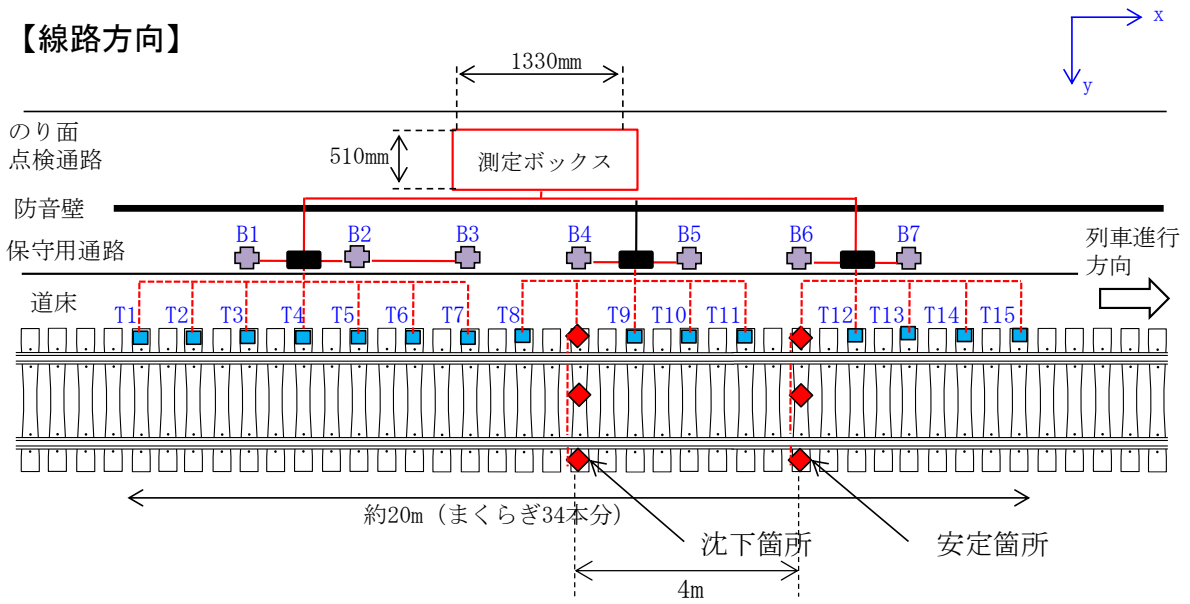


図-2.2 10m 弦高低狂い

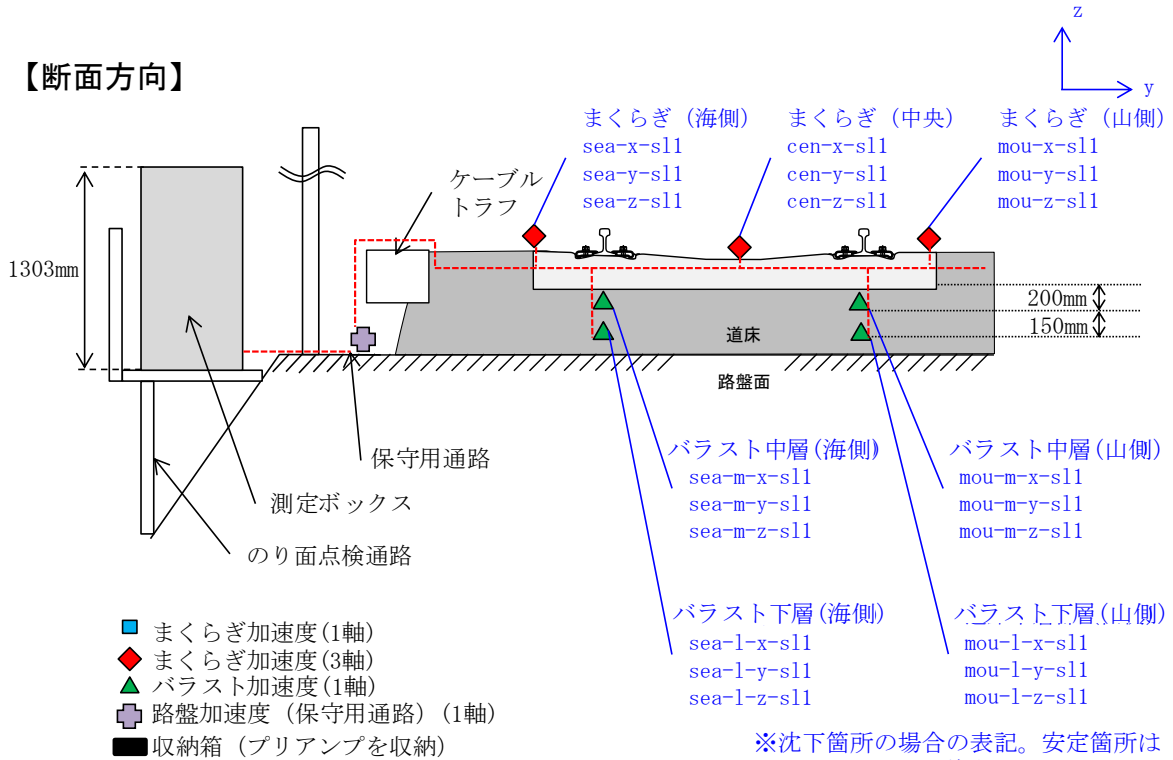
2.2.2 測定方法

本測定における測定点およびセンサーの設置箇所を図-2.3 に示す。測定区間は沈下箇所と安定箇所を包括するまくらぎ 34 本分 (約 20m) とし、測定区間内のまくらぎには 1 本おきに加速度計を設置する (T1～T15)。軌道脇にある保守用通路上ではまくらぎ 4 本おきの位置に加速度計を設置する (B1～B7)。沈下箇所および安定箇所ではまくらぎ端部および中央部の 3 箇所 (sea-x-s11 など) およびバラスト層内に加速度計を設置する。バラスト層内の加速度計は、まくらぎのレール締結位置直下の位置で、まくらぎ下 150mm と 350mm の位置に設置する (sea-m-x-s11, mou-m-x-s11 など)。なお、まくらぎ下 350mm の位置はほぼバラストと路盤の境界部である。各測定点のセンサー設置状況を図-2.4 に示す。まくらぎ上の加速度計は接着剤で固定し、保守用通路上の加速度計は通路の土路盤上に敷かれたコンクリート板上に接着剤で固定する。バラスト層内の加速度計は金属プレート上に接着剤で固定し周囲を防護したものを設置する。測定箇所一覧を表-2.1 に、加速度計の軸方向を表-2.2 にそれぞれ示す。なお、測定時のサンプリング周波数は 5000Hz とし、測定は T1 まくらぎの振動をトリガーとして、トリガー振動検知 3 秒前から 15 秒間測定を行う。

【線路方向】



【断面方向】



- まくらぎ加速度 (1軸)
- ◆ まくらぎ加速度 (3軸)
- ▲ バラスト加速度 (1軸)
- ⊕ 路盤加速度 (保守用通路) (1軸)
- 収納箱 (プリアンプを収納)

図-2.3 測定機器類設置箇所



(a) まくらぎ端部 (T1)



(b) 保守用通路 (B4)



(c) 沈下箇所まくらぎ



(d) バラスト中層

図-2.4 加速度計設置状況

表-2.1 測定項目一覧

| No. | 測点名称 | 測定箇所 | No. | 測点名称 | 測定箇所 |
|-----|-------------|---------------------|-----|-------------|---------------------|
| 1 | sea_x_sl1 | まくらぎ海側 (沈下箇所) | 33 | cen_z_sl2 | まくらぎ中央(安定箇所) |
| 2 | sea_y_sl1 | | 34 | mou_x_sl2 | まくらぎ山側 (安定箇所) |
| 3 | sea_z_sl1 | | 35 | mou_y_sl2 | |
| 4 | sea_m_x_bl1 | バラスト中層部海側 (沈下箇所) | 36 | mou_z_sl2 | バラスト中層部山側 (安定箇所) |
| 5 | sea_m_y_bl1 | | 37 | mou_m_x_bl2 | |
| 6 | sea_m_z_bl1 | | 38 | mou_m_y_bl2 | |
| 7 | sea_l_x_sl1 | バラスト下層部海側 (沈下箇所) | 39 | mou_m_z_bl2 | バラスト下層部山側 (安定箇所) |
| 8 | sea_l_y_sl1 | | 40 | mou_l_x_bl2 | |
| 9 | sea_l_z_sl1 | | 41 | mou_l_y_bl2 | |
| 10 | cen_x_sl1 | まくらぎ中央 (沈下箇所) | 42 | mou_l_z_bl2 | まくらぎ端部 |
| 11 | cen_y_sl1 | | 43 | T1 | |
| 12 | cen_z_sl1 | | 44 | T2 | |
| 13 | mou_x_sl1 | まくらぎ山側 (沈下箇所) | 45 | T3 | 50cm 通路 |
| 14 | mou_y_sl1 | | 46 | T4 | |
| 15 | mou_z_sl1 | | 47 | T5 | |
| 16 | mou_m_x_bl1 | バラスト中層部山側 (沈下箇所) | 48 | T6 | 50cm 通路 |
| 17 | mou_m_y_bl1 | | 49 | T7 | |
| 18 | mou_m_z_bl1 | | 50 | T8 | |
| 19 | mou_l_x_bl1 | バラスト下層部山側 (沈下箇所) | 51 | T9 | 50cm 通路 |
| 20 | mou_l_y_bl1 | | 52 | T10 | |
| 21 | mou_l_z_bl1 | | 53 | T11 | |
| 22 | sea_x_sl2 | まくらぎ海側 (安定箇所) | 54 | T12 | 50cm 通路 |
| 23 | sea_y_sl2 | | 55 | T13 | |
| 24 | sea_z_sl2 | | 56 | T14 | |
| 25 | sea_m_x_bl2 | バラスト中層部海側 (安定箇所) | 57 | T15 | 50cm 通路 |
| 26 | sea_m_y_bl2 | | 58 | B1 | |
| 27 | sea_m_z_bl2 | | 59 | B2 | |
| 28 | sea_l_x_bl2 | バラスト下層部海側 (安定箇所) | 60 | B3 | 50cm 通路 |
| 29 | sea_l_y_bl2 | | 61 | B4 | |
| 30 | sea_l_z_bl2 | | 62 | B5 | |
| 31 | cen_x_sl2 | まくらぎ中央 (安定箇所) | 63 | B6 | 50cm 通路 |
| 32 | cen_y_sl2 | | 64 | B7 | |

※本測定では列車進行方向に対して左側を「海側」，右側を「山側」としている

表-2.2 加速度計軸方向

| 軸 | 正方向 |
|-----|-----------|
| X 軸 | 列車進行方向 |
| Y 軸 | 列車進行方向右向き |
| Z 軸 | 鉛直上方向 |

2.3 測定結果及び考察

2.3.1 測定期間中の 10m 弦軌道狂いの推移

測定期間中に営業列車に搭載した自動動揺測定装置（以下、レイダースという）を用いて測定した沈下箇所と安定箇所の 10m 弦軌道狂いの推移を図-2.5 に示す。沈下箇所では 30 日間で約 1mm の軌道狂いの進行が見られる。また、沈下箇所では、軌道狂いはほぼ直線的に進行している。一方、安定箇所では軌道狂いは全く進行していない。測定期間前と比べると、沈下箇所ではやや軌道狂いの進行が遅くなっているが、両箇所とも傾向は概ね同じであるといえる。

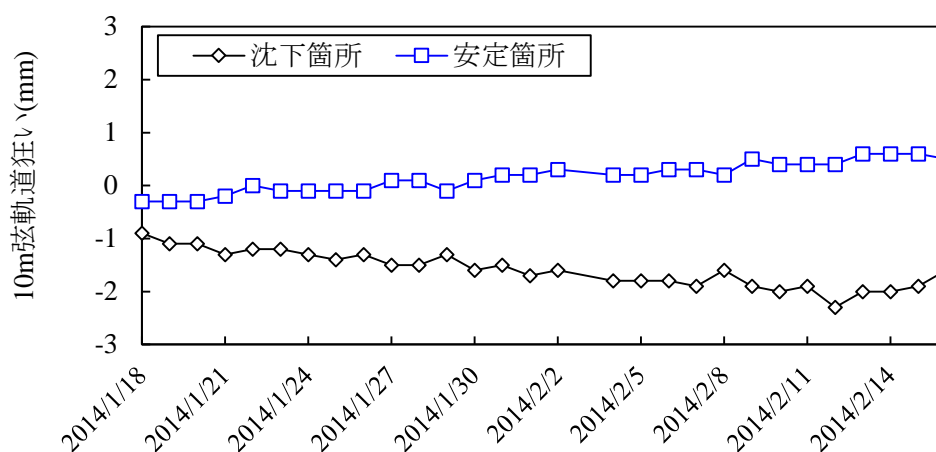


図-2.5 測定期間中の 10m 弦軌道狂いの推移（レイダースによる検測結果）

2.3.2 沈下箇所および安定箇所における軌道各部の応答について（測定 1 日目）

2.3.2.1 対象データ

軌道狂いがほとんど発生していない状態における沈下箇所と安定箇所の応答の違いについて考察する。本項では、マルチ施工 6 日後（測定 1 日目）にのぞみ 1 号が通過した時のデータを使用する。対象列車の情報を表-2.3 に示す。表-2.3 中に示す列車速度は、測定した加速度データから輪軸が通過した時間を読み取って算出したものである。

表-2.3 測定時に走行した車両の情報

| | |
|--------------|---------------------|
| 測定日 | マルチ施工 6 日後（測定 1 日目） |
| 列車名 | のぞみ 1 号 |
| 車両形式 | N700 系 |
| 測定箇所通過時の列車速度 | 267km/h |

2.3.2.2 測定結果および考察

(1) バラスト層に伝達する振動の周波数特性

沈下箇所および安定箇所における、まくらぎ・バラスト中層・バラスト下層の鉛直方向加速度のパワースペクトル密度（以下、PSD という）を図-2.6 に示す。これらの PSD は列車通過時に測定した 15 秒間のデータから列車通過時の振動全体を含む 6 秒分のデータを切出して算出し、海側と山側の平均を求めたものである。図-2.6 (a), (b)いずれにおいても、100Hz 以下の領域ではまくらぎとバラストにいくつも応答のピークが見られる。これらは図-2.7 に示す、理論的に発生する列車荷重のエネルギー²⁾が大きくなる周波数と一致しており、大きなエネルギーを持つ列車荷重に対応して発生していることがわかる。60Hz 以上になると、列車荷重のエネルギーが大きい周波数でも軌道の応答は減少傾向となる。これは、まくらぎとレールの間にある軌道パッドの特性によるものである。さらに、100Hz 以上の領域を見ると、まくらぎの加速度は減衰が小さく、比較的横ばいに近い推移となっているが、バラスト層は沈下箇所、安定箇所とも加速度が大きく減衰している。これは、バラスト層が有する減衰効果である。測定結果より、バラスト層は 100Hz 以上の領域において優れた加速度減衰効果を有していることがわかる。

列車から入力される荷重には非常に高い周波数成分も含まれており、1kHz 以上の成分も破砕や摩耗といったバラストの劣化に影響することが示唆されている³⁾。しかし、本研究の対象とする保守多投入箇所では必ずしもバラスト粒子が著しく摩耗しておらず、沈下後にまくらぎ周囲のバラストが盛り上がるような状態となっているなど、沈下はバラストの“流動”が支配的であると考えられることから、変位が一定程度発生し、かつ動的な影響（加速度）も大きく発生している 100Hz 以下の領域についてさらに詳しく分析する。

図-2.6 に示した PSD について 100Hz までを拡大したものを図-2.8 に示す。なお、図-2.8 では横軸をリニア軸としている。まくらぎの加速度 PSD を見ると、沈下箇所では 9Hz, 20.75Hz, 26.75Hz, 29.75Hz においてピークが発生している。安定箇所でも同じ周波数でピーク値が現われているが、応答値はいずれも沈下箇所に比べて小さい。また、70Hz 以上の周波数域では沈下箇所、安定箇所ともほとんどピークは現われていない。これらのピークは前述したとおり、列車荷重のエネルギーが大きい周波数と一致する。図-2.7 は、吉岡が示した理論式²⁾を用いて、測定時の列車速度 267km/h で列車が走行したときの列車荷重エネルギーを求めたものである。列車荷重には、軸距に由来する周波数の周期性を持つ因子（ここでは 29.75Hz に相当）、台車間距離に由来する周波数の周期性を持つ因子（ここでは、4.23Hz に相当）、車両長に由来する周波数の周期性を持つ因子（ここでは 2.95Hz に相当）の 3 つの主な因子が含まれ、これらが強めあったり弱めあったりする²⁾。理論的には 89Hz のときにこれらの 3 因子がいずれも大きいため最大となり、次いで 29.75Hz, 59.25Hz のときが大きい。本測定では、軌道パッドが 60Hz 以上の振動を減衰しているためにこの領域ではまくらぎおよびバラストの加速度 PSD も小さいが、29.75Hz では軌道パッドの減衰効果もほとんど得られないため大きなピークが現われている。

各測定点における加速度 PSD のピーク値を表-2.4 に示す。列車荷重のエネルギーが大きい 29.75Hz を見ると、沈下箇所では、エネルギーの大小に対応してバラスト中層の加速度 PSD も 29.75Hz のときが最大となっている。しかし、安定箇所を見ると、29.75Hz のときの加速度 PSD は 4 つあるピークのうちで最小となっている。これは、軌道は 29.75Hz の大きい外力で加振されているのに、軌道は異なる系で振動しているということを示している。また、バラスト中層～下層間の加速度減衰率を見ると、沈下箇所では、安定箇所に比べてバラスト層内で加速度があまり減衰されておらず、まくらぎおよびバラスト層が一体に近い状態で振動していると考えられる。一方、安定箇所ではバラスト層が弾性体のように応答し、バラスト層内で一定の減衰効果を発揮し

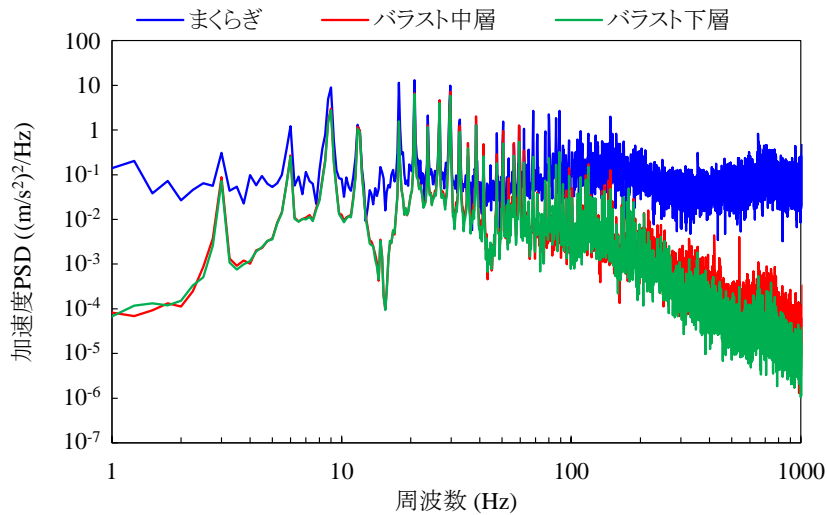
ていると考えられる。したがって、この2測点においてバラスト層を含む軌道はそれぞれ異なる振動モードを示していると考えられる。

また、バラスト下層の加速度計は路盤との境界に設置されていることから、バラスト下層加速度は路盤表層加速度と概ね等しいと考えられる。バラスト下層を路盤表層として考えると、沈下箇所は路盤部の加速度応答が安定箇所より大きく、路盤剛性が小さいと考えることができる。

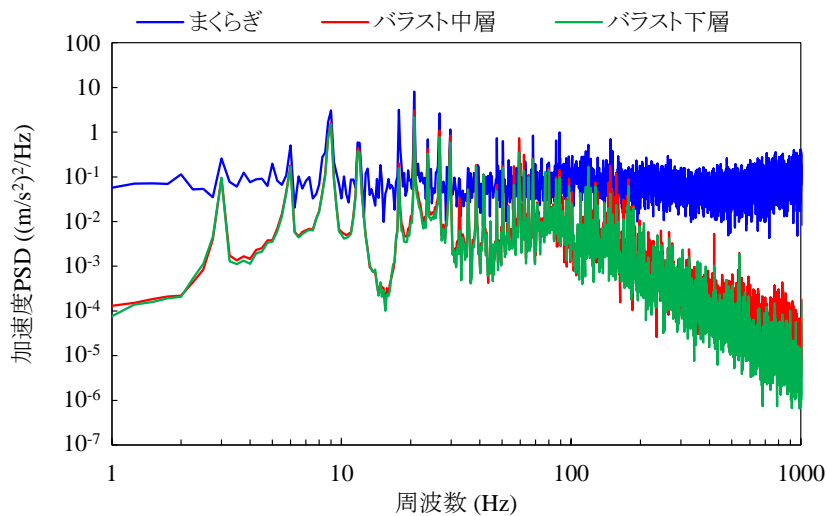
軌道各部の加速度 PSD に見られる沈下箇所と安定箇所の特徴の違いについて以下に整理する。

- ① 沈下箇所では、まくらぎからバラスト下層までの加速度が全体的に安定箇所より大きい。
- ② 沈下箇所では、バラスト層内の加速度減衰が小さく、バラスト層が一体的に振動している。
- ③ 29.75 Hz の振動に対して、沈下箇所では大きな加速度が発生しているが、安定箇所ではほとんど発生しない。

前述したように、本測定は路盤条件以外の条件がほぼ同一の箇所で実施しているため、上記応答の違いは路盤条件、特に路盤剛性の違いによって生じていると考えられる。また、沈下箇所では測定期間中に軌道狂いが進行しており、安定箇所では進行していないため、これらの特徴の違いのいずれかが軌道狂いの進行に寄与している可能性がある。



(a) 沈下箇所



(b) 安定箇所

図-2.6 測定箇所の軌道各部の加速度 PSD

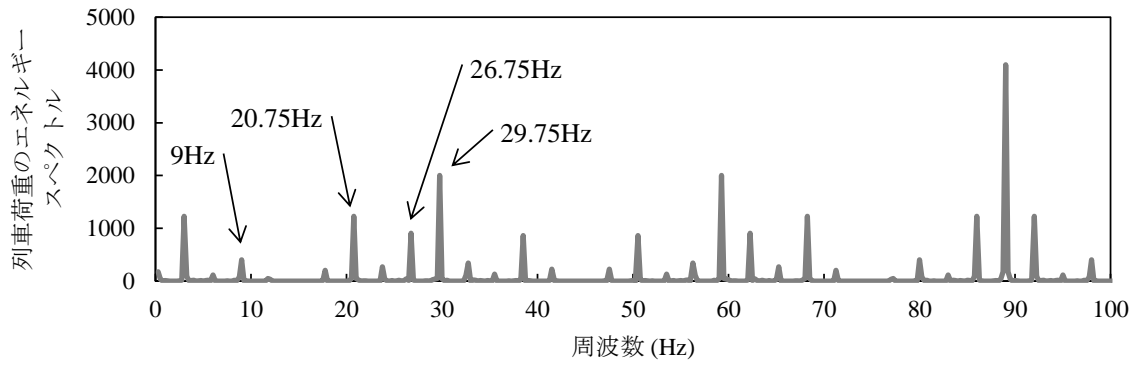
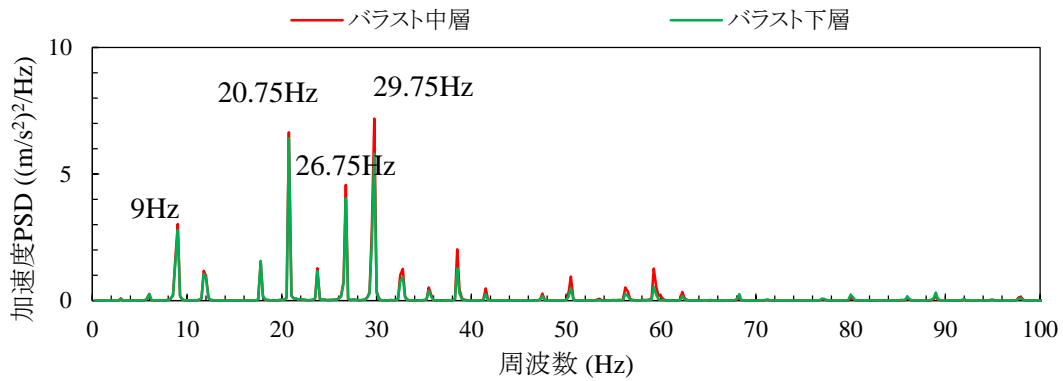
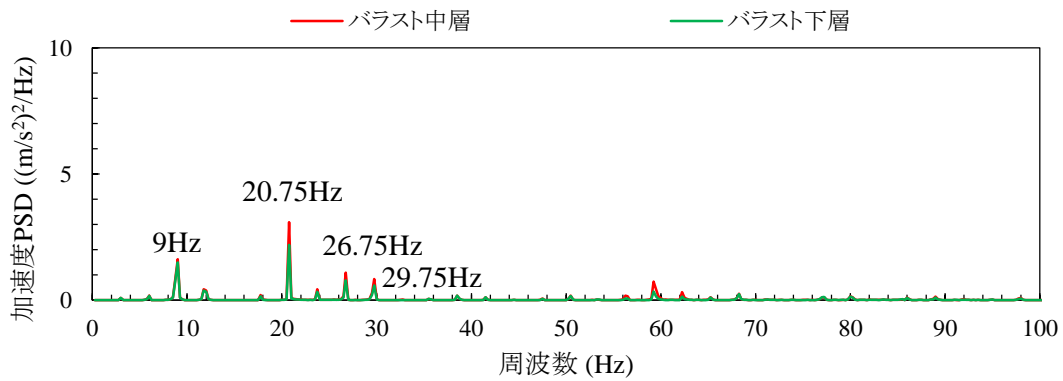


図-2.7 列車荷重のエネルギースペクトル理論値（列車速度 $V=267\text{km/h}$ として算出）²⁾



(a) 沈下箇所



(b) 安定箇所

図-2.8 測定箇所の軌道各部の加速度 PSD（100Hz 以下）

表-2.4 加速度 PSD のピーク値

| 周波数 (Hz) | 加速度 PSD ((m/s ²) ² /Hz) | | | | | |
|-------------|--|--------|------------------|------|--------|------------------|
| | 沈下箇所 | | | 安定箇所 | | |
| | まくらぎ | バラスト中層 | バラスト下層 | まくらぎ | バラスト中層 | バラスト下層 |
| 9 | 9.03 | 3.03 | 2.78 (△8.2%) | 3.08 | 1.63 | 1.50 (△8.1%) |
| 20.75 | 13.01 | 6.65 | 6.40 (△3.8%) | 8.06 | 3.09 | 2.19 (△29.2%) |
| 26.75 | 4.62 | 4.57 | 4.04 (△11.7%) | 2.64 | 1.10 | 0.78 (△28.6%) |
| 29.75 | 9.84 | 7.19 | 5.80 (△19.4%) | 1.15 | 0.84 | 0.58 (△30.2%) |

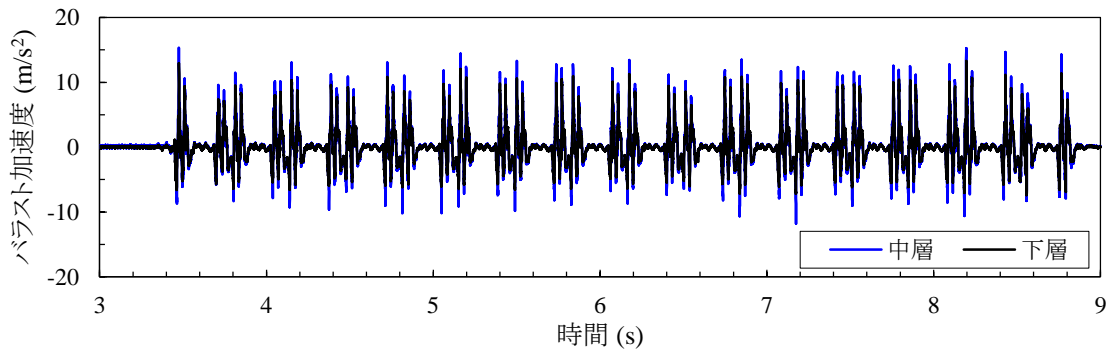
※()の数字は、バラスト中層～下層間の減衰率

(2) 軌道各部の加速度時刻歴波形

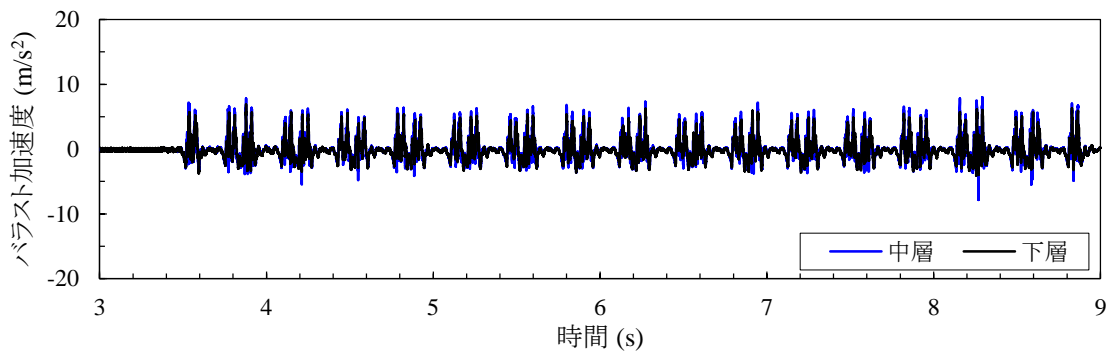
沈下箇所および安定箇所における列車通過時の加速度時刻歴波形について考察する。両箇所の海側レール下バラスト加速度の時刻歴波形を図-2.9 に示す。図-2.9 を見ると、各号車通過時の波形および加速度最大値に大きな差はなく概ね同じ応答が発生している。また、波形を見ると(a)、(b)とも下向きの加速度振幅に比べて上向きの加速度振幅が大きくなっている。バラスト層は、圧縮される時には粒子間の接触により圧縮力や振動が伝達されるのに対し、逆の場合には、引張力が伝達されない。そのため、下向きに押さえつけられるときに発生する上向きの加速度は、下向きの加速度に比べて大きくなる。本測定結果でもその傾向が現われている。沈下箇所と安定箇所の応答を比較すると、沈下箇所の方が比べて上向き、下向きの加速度とも全体的に大きくなっている。

ここで、下向きの加速度が発生している状態について考える。バラスト粒子が重なっている状態を模式的に図-2.10 のように考えると、下方のバラスト粒子には上のバラスト粒子から F (静止状態では $F = mg$) の力を受けて拘束されている。ここからバラスト粒子が振動し、下向きの加速度が作用するとき、上方のバラスト粒子には慣性力が上向きに生じるため、下方のバラスト粒子は静止時に受けていた拘束力が小さくなり、隣接するバラスト等から外力が作用すると塑性的な変位を生じやすい状態になる。そして、下向きの加速度が最大となるとき、拘束力は最も小さくなる。このように、バラストに負の加速度が発生しているときにはバラスト粒子が塑性変位しやすく、つまり軌道狂いが発生しやすい状況になっていると考えられる。(b)の安定箇所では、下向きの加速度が小さくバラストの拘束圧が低下する頻度が少ないために軌道狂いが発生していないと考えられる。

さらに下向きの加速度が増加して重力加速度を上回ると、表層に近いバラストから順に拘束力が喪失し、粒子間の接触がほとんど失われた状態になると考えられる。このような状態になることで軌道狂いの進行がさらに急激に速くなることが考えられる。本測定箇所は1ヶ月の軌道狂い進みが1mm程度であり、保守多投入箇所ほど軌道狂いの進行は速くないが、測定結果を見ると重力加速度程度の加速度は発生している。保守多投入箇所ではこの応答の傾向がさらに顕著な可能性が高く、前述したように、バラストに生じる下向きの加速度が重力加速度を超え、バラストが浮き上がるような状況は十分に発生しうると考えられる。この現象の再現および軌道沈下傾向の確認については、次章の実物大試験で取組む。



(a) 沈下箇所



(b) 安定箇所

図-2.9 列車通過時の軌道各部の加速度波形

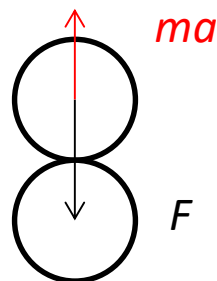
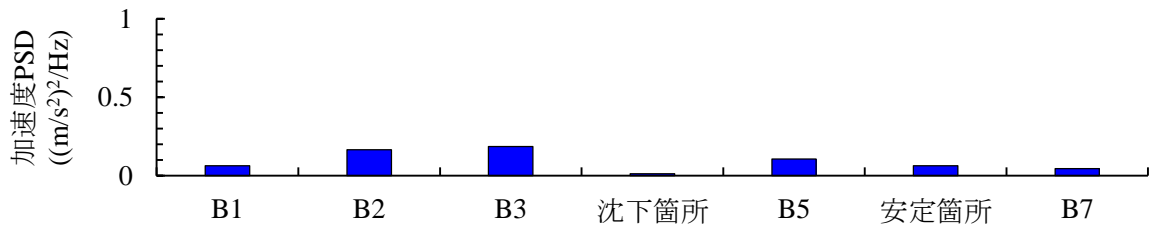


図-2.10 拘束圧と列車通過時に作用する慣性力の模式図

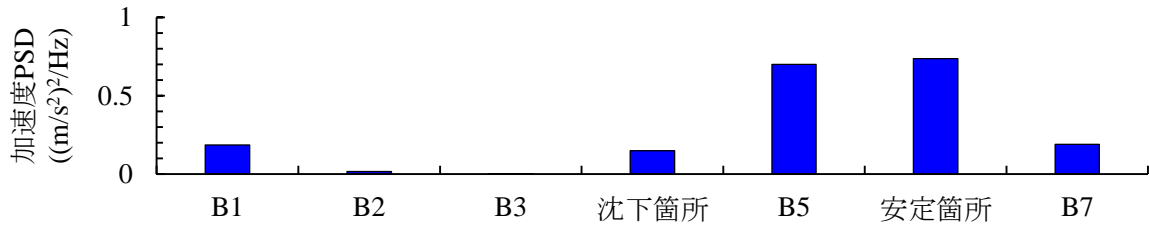
(3) 路盤部の加速度波形

本測定では、軌道の脇の路盤面にある保守用通路にも加速度計を設置して振動測定を行っている。レール直下で測定を行うにはバラストの掘削等の作業が必要であるため、測定に大きな労力とコストがかかるが、レール直下のバラスト層および路盤応答の特徴を保守用通路上の路盤面の応答から把握できれば、軌道の状態把握が容易になると考えられる。

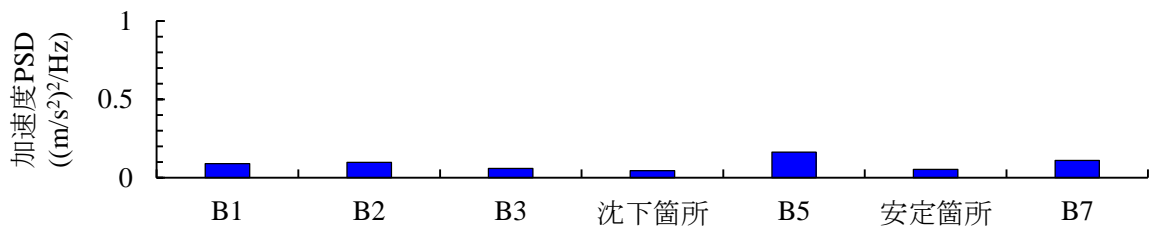
保守用通路上で測定した路盤部の加速度 PSD のうち、(1)で確認したピーク周波数におけるピーク値を図-2.11 に示す。図より、路盤部の加速度 PSD は、図-2.8 に示したバラスト下層の加速度 PSD と比べても小さく、路盤内で大幅に減衰されていることが分かる。そのため、沈下箇所と安定箇所の応答もほとんど明確な違いを読み取ることはできない。この結果より、保守用通路の路盤面では、列車から入力される振動は大幅に減衰されているため、振動測定結果からレール直下の軌道状態を推測することは難しいといえる。



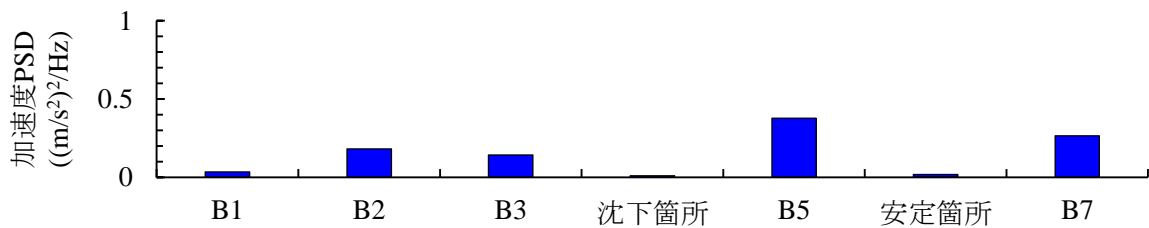
(a) 9Hz



(b) 20.75Hz



(c) 26.75Hz



(d) 29.75Hz

図-2.11 路盤（保守用通路）の加速度 PSD のピーク値の比較

(4) 隣接まくらぎから入力される振動について

まくらぎ 1 本おきに測定したまくらぎの鉛直方向加速度を図-2.12 に示す。図中に赤実線で示したのは各まくらぎを輪軸が通過していくタイミングである。輪軸が直上にあるときに、まくらぎは最も大きく振動している。ここで、沈下箇所のまくらぎ振動を見ると、輪軸が直上にあるとき以外にも、それと同等程度の振幅の加速度が発生していることがわかる（図中に緑実線で示したもの）。これは、当該まくらぎよりも東京方面のまくらぎ上に輪軸が到達し、そのまくらぎが振動したときに同時に発生している。沈下箇所の周辺まくらぎではこの現象が発生しているのに対し、安定箇所ではこの現象がほとんど発生していない。

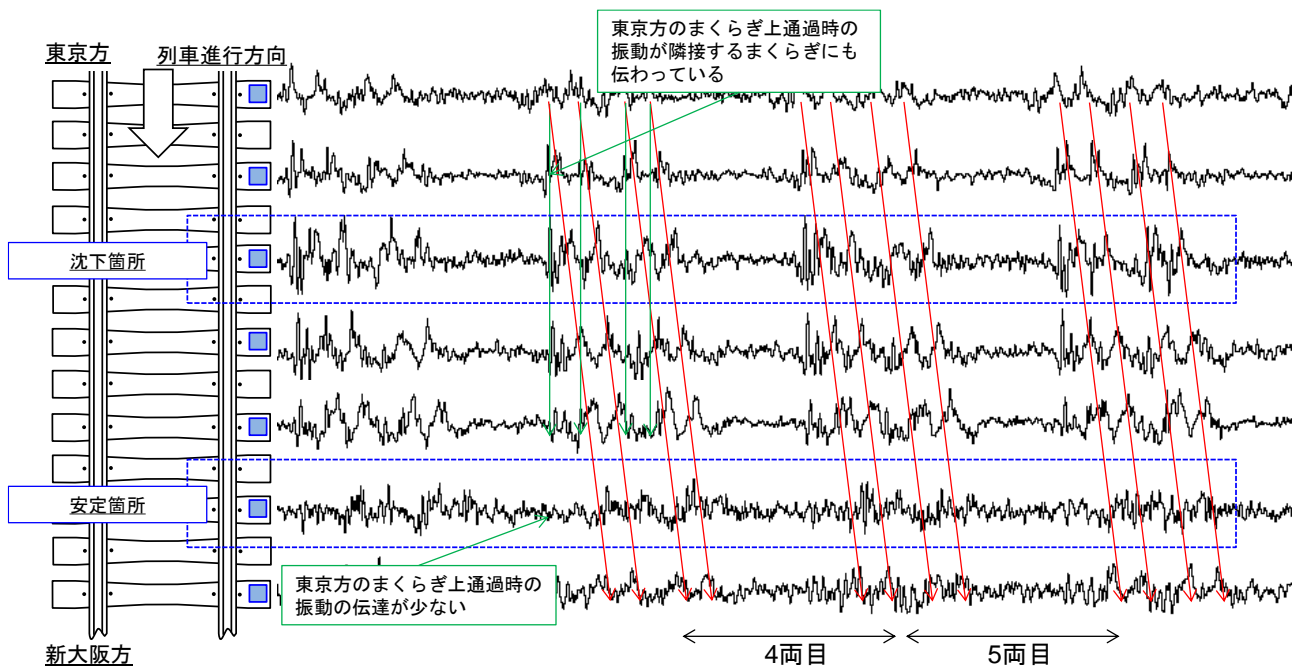


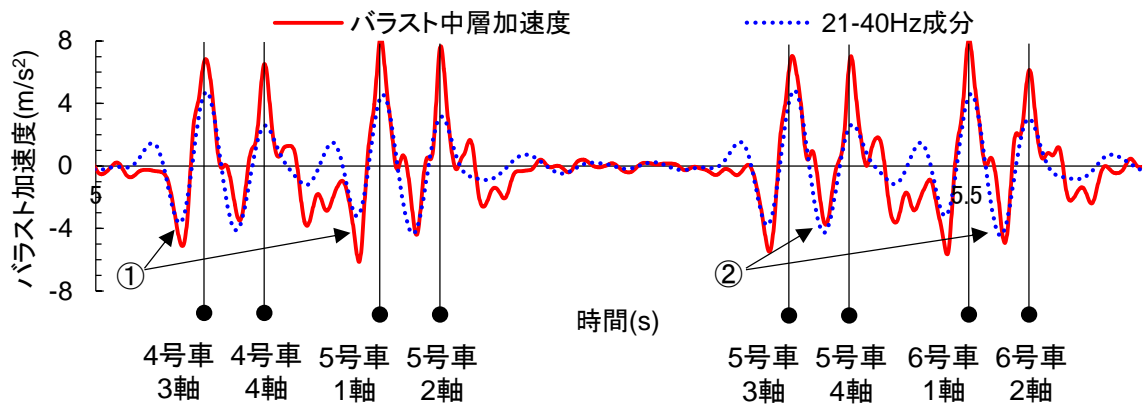
図-2.12 隣接するまくらぎからの振動伝達

(5) バラスト拘束圧が低下する要因の分析について

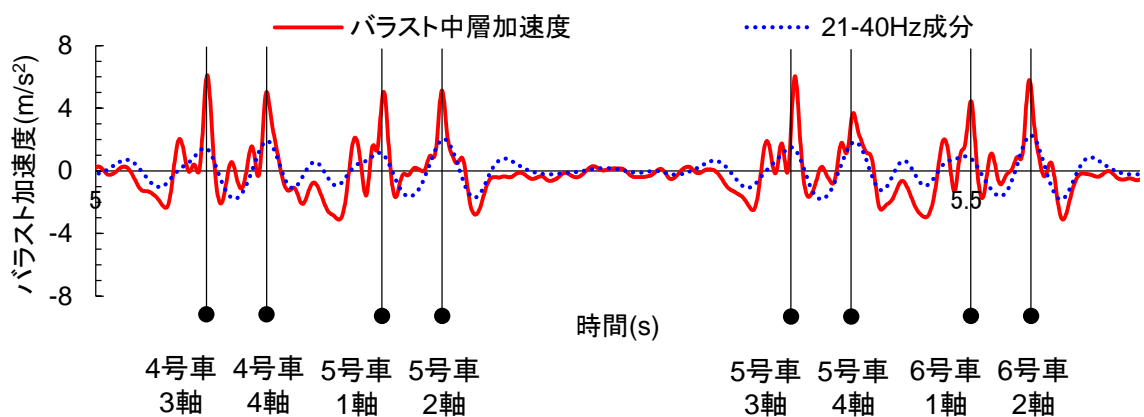
図-2.13には、バラスト中層の加速度波形のうち、4両目後台車から6両目前台車通過時を切り出している。(2)で述べたように、バラストに下向きの加速度が発生しているときにバラストの拘束圧が低下していると考えられることから、図中で下向きに発生している波形に着目すると、(a)の沈下箇所では、2種類の大きなピークが発生し、(b)の安定箇所では明確なピークが発生していないことがわかる。(a)の沈下箇所では、図-2.13中に示すように以下の2つのタイミングで加速度のピークが発生している。

- ① 各台車の前軸が通過する直前
- ② 各台車の前軸と後軸が通過する間

①は、(3)で述べた隣接まくらぎが振動した際に伝達されている波である。この現象の原因としては次の2つの可能性が考えられる。ひとつは、沈下箇所周辺のまくらぎにすでにわずかな「浮き」が発生していた可能性である。このわずかな浮きが沈下箇所周辺ですでに発生していたため、沈下箇所よりも東京方のまくらぎ上に輪軸が到達したときに、レールが押下げられ、沈下箇所のまくらぎも同様に押下げられたというものである。もうひとつは、2箇所で地盤特性が異なり、沈下箇所の方が安定箇所より剛性が小さいために、沈下箇所より東京方のまくらぎが輪軸荷重により押下げられたときに沈下箇所のまくらぎも引きずられたというものである。もし、原因が前者であった場合、マルチによる軌道整備直後には、このような現象が発生していない（もしくは極めて小さい）と考えられる。まくらぎ浮きは軌道狂いが発生した結果現われる現象であるため、軌道狂い「発生」の要因とはならないが、わずかな軌道狂い発生後、それを促進していく作用があると考えられる。後者であった場合には、軌道狂いの有無に関わらず、軌道条件によってマルチによる軌道整備直後でもこのような現象が生じていることになり、軌道狂い「発生」の要因となっている可能性がある。本測定ではこの判断は難しいが、今後さらに検討を進めていかなければならない。



(a) 沈下箇所



(b) 安定箇所

図-2.13 バラスト中層の加速度波形

一方②は前軸と後軸の距離（軸距）に起因して生じる波である．前軸の通過により急激に下方へ押さえつけられたバラスト層が，輪軸が通過した瞬間に元に戻ろうとし，後軸の影響で再び下方へ押えられはじめるときに発生している．これは，軌道狂いの有無に関わらず列車が通過する際に必ず発生する波形であり，沈下箇所では列車から入力されるこの外力に対して応答しやすい特徴があるといえる．

図-2.13 中には，30Hz を中心にバンドパスフィルタ処理したバラスト中層加速度波形も重ねて示している．前述した 2 つの加速度のピークを見ると，青点線で示した 30Hz 付近の波がその大部分を占めていることが分かる．以上から，軌道狂いの進行に影響しやすい下向きの加速度は概ね 30Hz 付近の周波数成分を有していることといえる．また，沈下箇所の加速度 PSD でのみ 30Hz 付近でピークが見られたのは（図-2.8）これらの影響が大きいと考えられる．

2.3.3 軌道狂いの進行による軌道応答の変化

測定 1 日目から 30 日目までの沈下箇所および安定箇所におけるまくらぎ，バラスト中層，バラスト下層加速度の PSD を図-2.14 に示す．図-2.14 はすべてのぞみ 1 号（東京駅 6:00 発車）通過時のものである．また，測定 30 日目は積雪による速度規制がかかっており，測定区間を 224km/h で走行している．図-2.14 で，加速度 PSD の日数の経過に伴う変化について見ると，沈下箇所において，特にまくらぎの加速度 PSD ピーク値が全体的に増加傾向となっている．ピーク値が発生

している周波数については、58～60Hz 付近のピークが徐々に目立つようになっている。安定箇所では、ややまくらぎのピークに増加傾向が見られるが、安定箇所に比べて日数の経過による変化は小さい。測定 30 日目は、列車速度が 224km/h であるため、ピーク値が発生する周波数が全体的に低いところへシフトしている。また、ピーク値についても他の測定日と比べ 1/2 以下となっている周波数も多い。約 40km/h の速度差であるが、まくらぎ、バラストに生じる振動を見ると、速度の影響が非常に大きいことが伺える。

図-2.15 には、図-2.7、図-2.8 中にも示した加速度 PSD の主なピーク値について、測定 30 日間の経時変化を示す。図-2.15 もすべてのぞみ 1 号（東京駅 6:00 発車）通過時のデータを用いている。図-2.15 を見ると、沈下箇所のまくらぎで 59.25Hz を除くすべての周波数でピーク値が増加傾向を示している。特に 20.75Hz のピーク値は明確な増加傾向を示している。この周波数は、5m の軌きょう（レールとまくらぎの部分）がはりのたわみ振動をするときの周波数に一致する。つまり、沈下箇所のまくらぎを含む 5m 程度の範囲でまくらぎとバラストの間にわずかに隙間が生じ始め、列車通過後にレールがはりのように自由振動していることを示している。このことから、沈下箇所では日数の経過に伴い軌道狂いが進行していることがわかる。また、沈下箇所のバラスト中層では 29.75Hz のピーク値が最も大きく、かつ増加傾向を示している。これは、図-2.13 に示したバラスト層における下向きの加速度が、軌道狂いの進行に伴い徐々に大きくなっているためであると考えられる。また、60Hz 付近のピーク値の増加は、29.75Hz の波形の整数倍成分であり、29.75Hz の応答が大きくなってきたために目立つようになったと考えられる。一方、安定箇所を見ると、バラスト層では加速度 PSD のピークにほとんど変化は見られない。この図からも安定箇所ではバラストが極めて安定的な状態にあることがわかる。

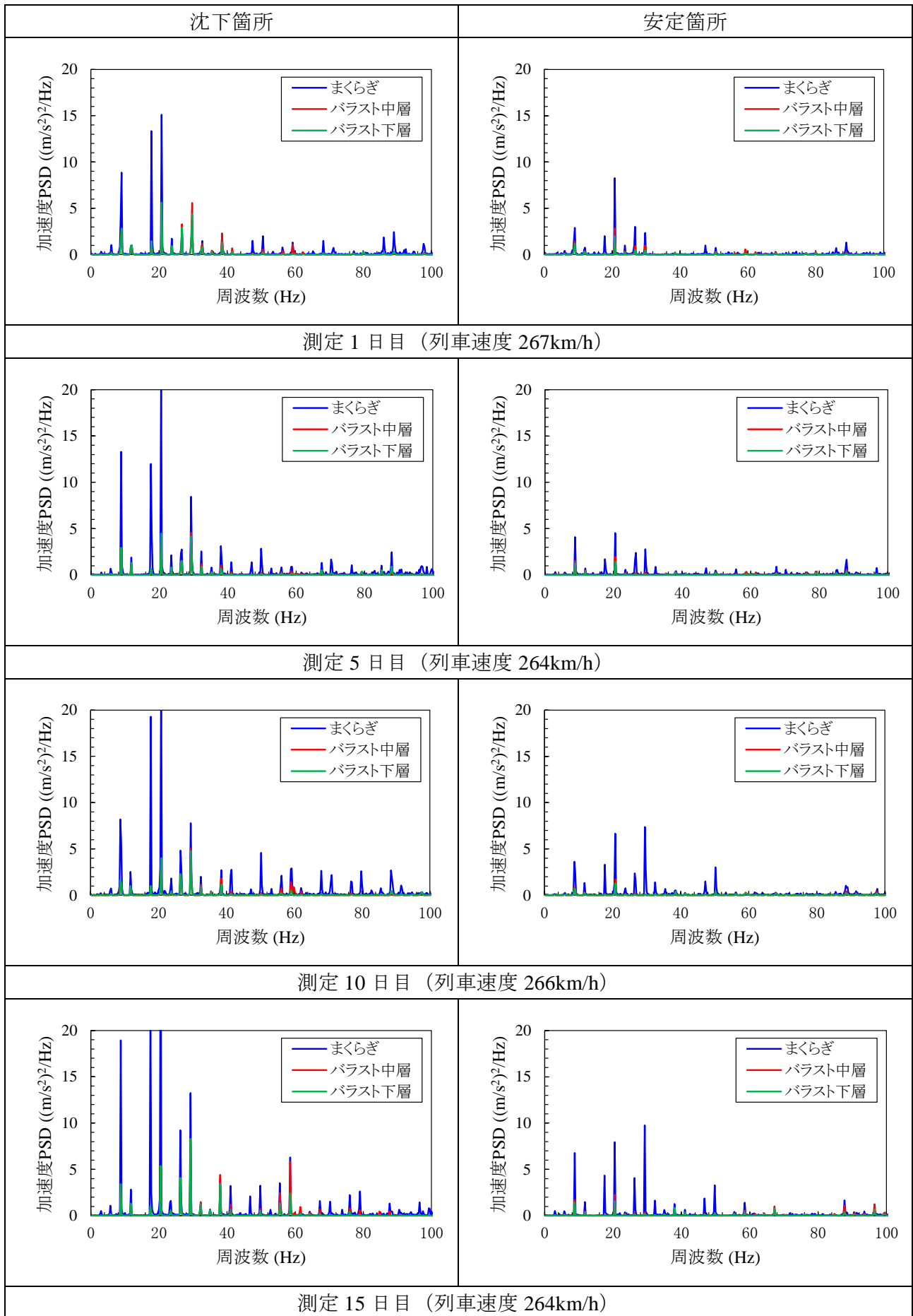


図-2.14 沈下箇所および安定箇所の加速度 PSD の経時変化

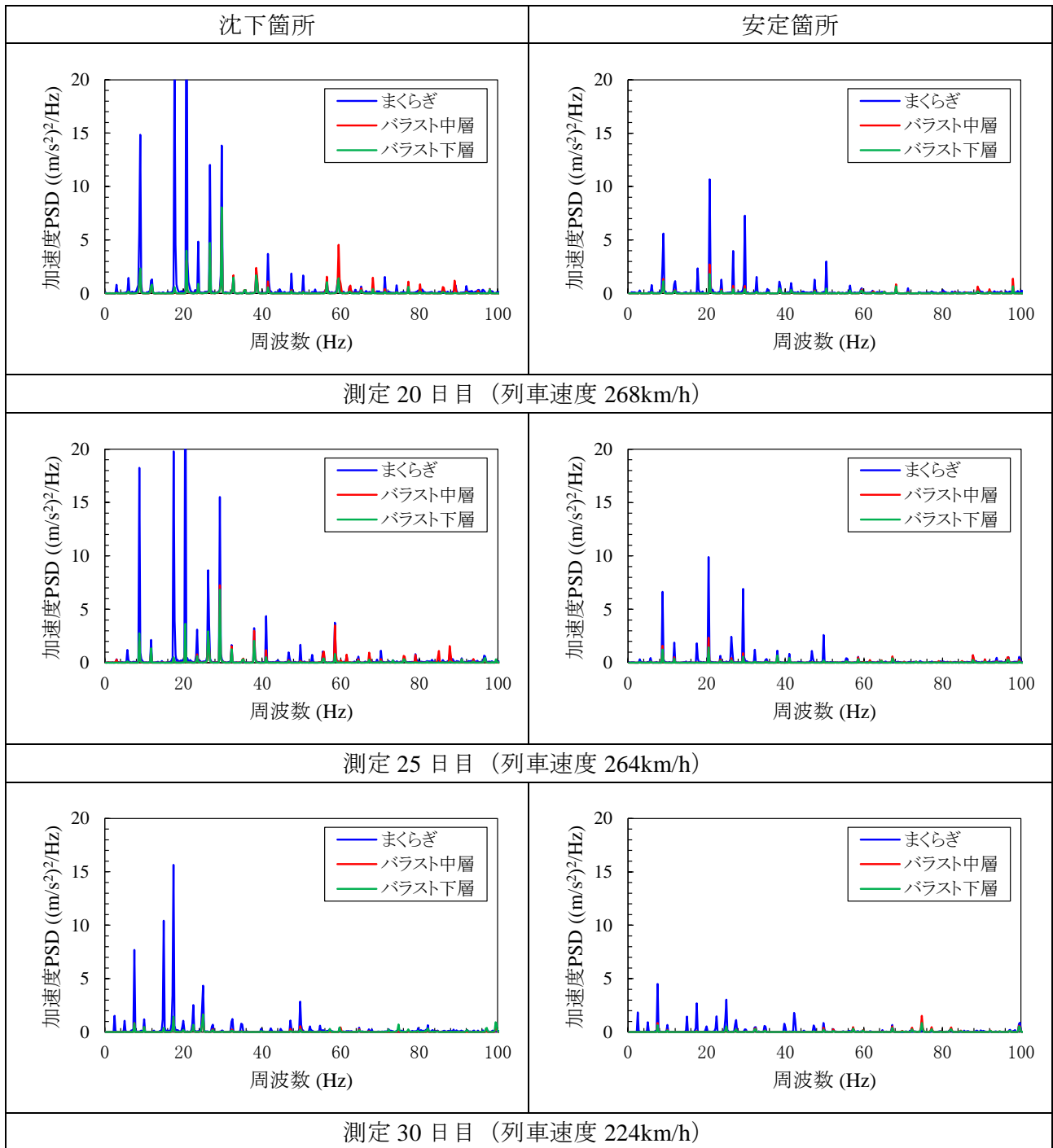


図-2.14 沈下箇所および安定箇所の加速度 PSD の経時変化 (続き)

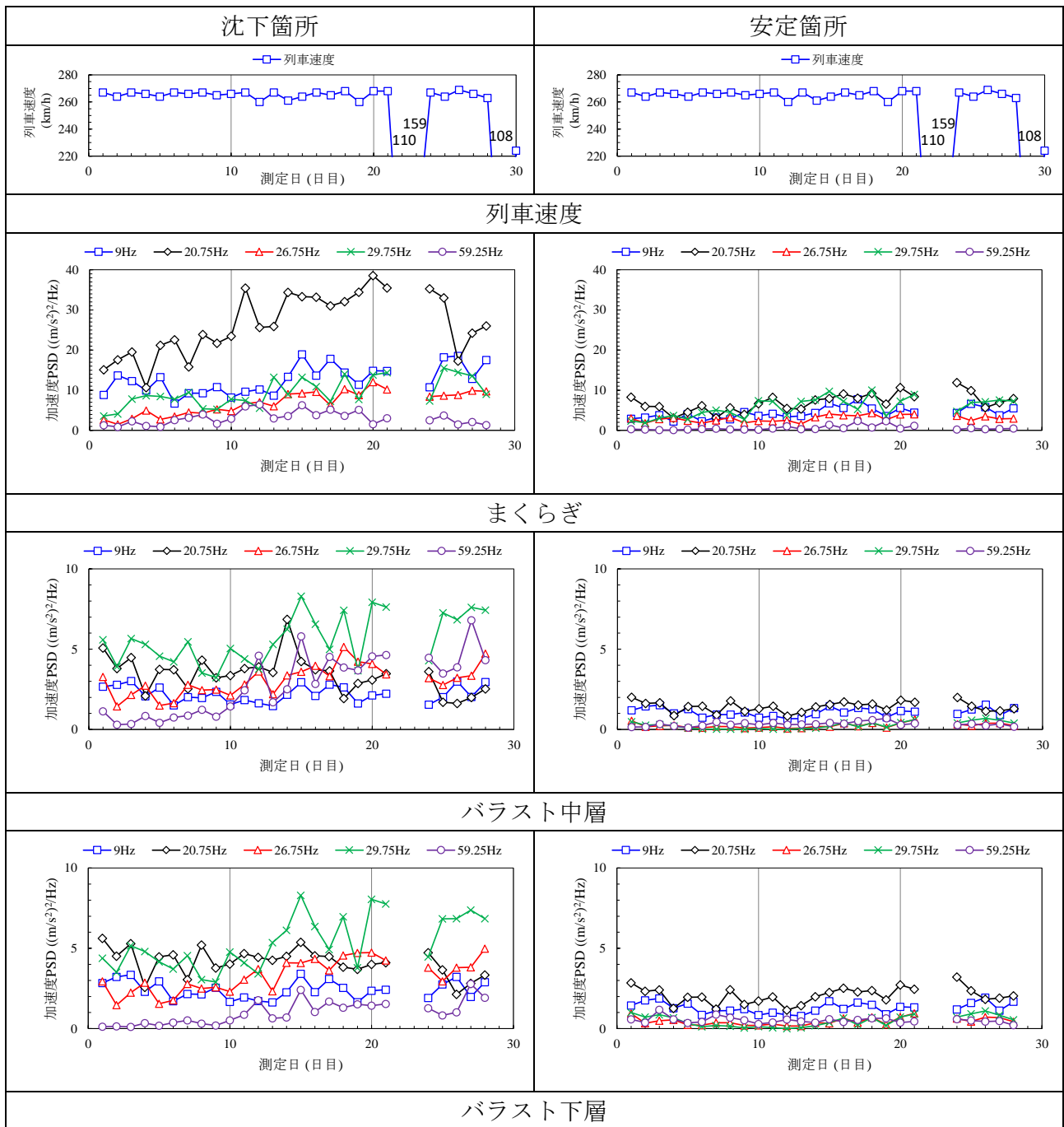


図-2.15 加速度 PSD の主なピーク値経時変化

2.4 本章のまとめ

本章では東海道新幹線の本線において、軌道狂いの進行がある箇所とない箇所を選定し、軌道各部の振動測定を実施した。本章の内容を以下にまとめる。

- (1) 東海道新幹線の本線において、盛土の直線区間で列車が高速走行する箇所を選定し、沈下箇所と安定箇所の2箇所を30日間の軌道各部振動測定を実施した。
- (2) 概ね60Hz以上の周波数域では軌道パッドおよびバラスト層が非常に高い振動減衰効果を有している。
- (3) 沈下箇所では、まくらぎからバラスト下層までの加速度が全体的に安定箇所より大きく、また、

バラスト層内での加速度の減衰が小さい。

- (4) 沈下箇所では、29.75Hz（列車速度 270km/h に換算すると 30Hz に相当）で大きな加速度が発生しているが、安定箇所ではほとんど発生しない。
- (5) (3)および(4)については、レール、まくらぎ、バラストはほぼ同一の条件であり、マルチで軌道狂いを除去した状態で得られた結果であることから、これらの応答の差は路盤条件の違いによって生じていると考えられる。また、これらの応答の違いが軌道狂いの進行に影響を与えている可能性がある。
- (6) バラストに作用する下向き加速度が大きくなると、バラスト粒子の拘束力が低下する。このために、下向き加速度振幅が大きくなっている沈下箇所で軌道狂いが進みやすくなっている可能性がある。本測定箇所は年間 3 回程度軌道整備を実施している箇所であるが、さらに軌道狂いの進行が速い保守多投入箇所ではこの振動の傾向がさらに顕著になると考えられる。
- (7) 沈下箇所において大きな下向き加速度が発生するタイミングは台車が通過する直前と、台車中心通過時（輪軸と輪軸の間）であった。安定箇所においては、これらのピークがほとんど見られない。これらの加速度の周波数はいずれも概ね 30Hz であり、これが発生しないために安定箇所では加速度 PSD に 29.75Hz のピークが現われなかった。

2 章の参考文献

- 1) 今泉匡人，高見沢実：新型自動動揺測定装置（新レイダース）の開発，日本鉄道施設協会誌，Vol.47，No.10，pp32-34，2009.10
- 2) 吉岡修：新幹線鉄道振動の発生・伝播モデルとその防振対策法への応用，鉄道総研報告，特別第 30 号，1999.10.
- 3) 相川明：バラスト軌道の動的応答特性に関する現場測定とスペクトル分析，土木学会論文集 A2（応用力学），Vol.69，No.2（応用力学論文集 Vol.16），I_299-I_308，2013.

3. 実物大軌道における繰返し載荷試験

3.1 繰返し載荷試験の概要

2章では本線において軌道各部の振動測定を行い、沈下箇所と安定箇所におけるバラスト応答の違いを把握できたが、本線では営業時間の合間となる夜間の作業時間帯内に作業を行う必要があるため、路盤条件の違いを実際に調査することは難しい。そこで本章では、東海旅客鉄道株式会社小牧研究施設内にある実物大軌道において、健全路盤とウレタン製のマットを用いた模擬軟弱路盤を設定し、載荷試験により軌道各部の応答を測定する。本試験により、路盤条件の違いで本線と同様の軌道各部の応答傾向を再現できるかを検証するとともに、実際に軌道沈下量に差が生じるかなどを考察する。

3.2 試験内容

3.2.1 実物大試験軌道

本試験は小牧研究施設にある実物大試験用軌道の中に試験軌道を作成して実施した。試験軌道を図-3.1に示す。試験軌道はレールを長さ0.6mに切断することで、まくらぎ1本分の延長とした。レール長さを0.6mとしたのは、繰返し載荷試験により載荷点が浮きまくらぎとなるのを防ぐためである。レールおよびまくらぎは東海道新幹線で一般的に用いられている60kgレールと4Tまくらぎとし、バラスト厚さはまくらぎ下300mmとした。軌道パッドはレール圧力測定用の厚さ10mmタイプのものを使用した。路盤条件は、試験用軌道に設定されている健全な土路盤（以下、健全路盤という）および健全なコンクリート路盤上にばね定数の小さいウレタン製のマットを敷いた模擬軟弱路盤（以下、模擬軟弱路盤という）の2種類を設定した。試験軌道の主な条件を表-3.1に示す。なお、表-3.1中に示した地盤反力係数のうち、健全路盤のものは路盤表層部で実施した平板載荷試験から得られた数値である。模擬軟弱路盤の地盤反力係数は、強固な路盤上に敷設したマット上で小型FWD装置⁹⁾を用いて測定した値を示している。

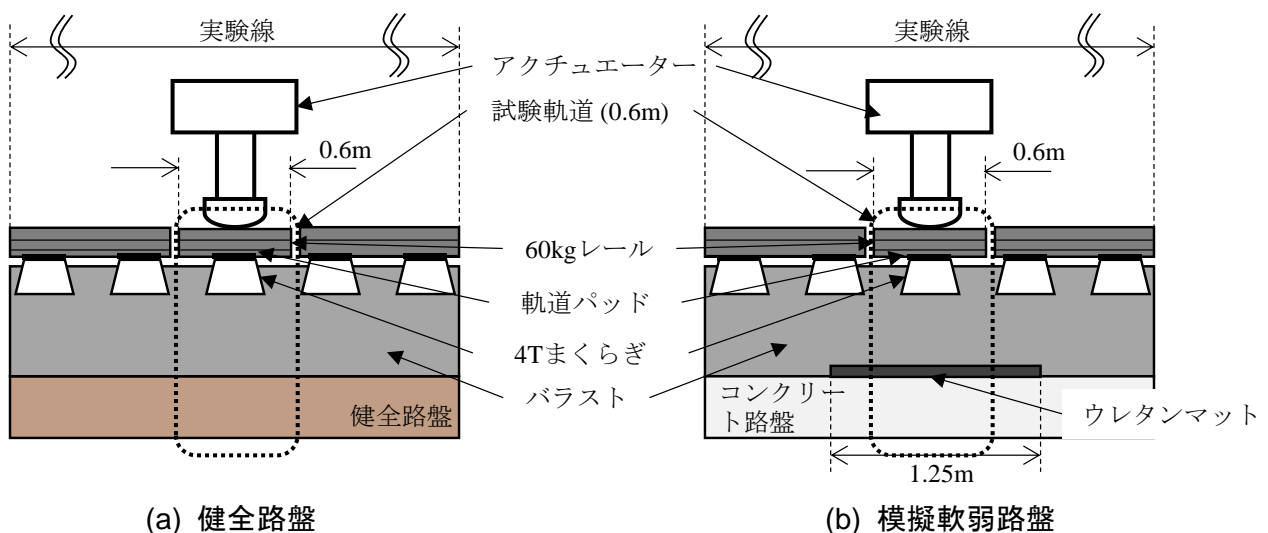


図-3.1 試験軌道

表-3.1 試験軌道条件

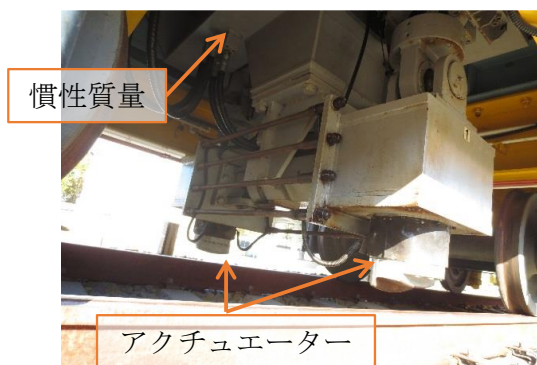
| 項目 | 仕様 | |
|----------------------------|------------------|-------|
| レール | 60kg レール | |
| 軌道パッド | 110MN/m, 厚さ 10mm | |
| まくらぎ | 4T まくらぎ | |
| バラスト厚さ(mm) | 300 | |
| 地盤反力係数(N/mm ³) | 健全路盤 | 0.199 |
| | 模擬軟弱路盤 | 0.020 |
| ウレタンマット寸法(mm) | 1250×4250×30 | |

3.2.2 移動式載荷試験車

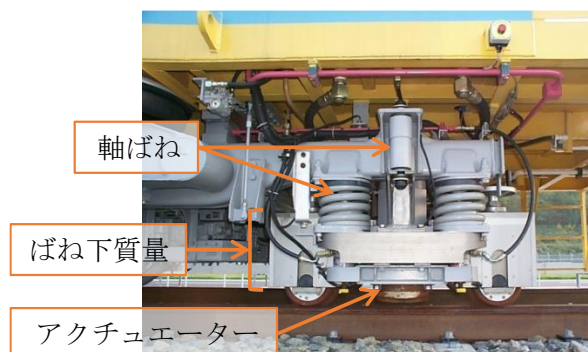
本試験では、図-3.2に示す移動式載荷試験車²⁾を用いて載荷を行った。本試験装置は載荷台車と起振台車の2つの載荷装置で構成されている。載荷台車は最大輪重120 kN，最高周波数40 Hzでの繰返し載荷が可能な載荷装置，起振台車は新幹線車両とほぼ同一の質量・ばね特性を有し，再考周波数150Hzで軌道を加振できる載荷装置である。移動式載荷試験車の詳細は1.4を参照されたい。



(a) 全体図



(b) 載荷台車



(c) 起振台車

図-3.2 移動式載荷試験車

3.2.3 試験方法

本試験では、2種類の荷重試験を実施した。ひとつは荷重台車を用いた繰返し荷重試験（以下、繰返し荷重試験という）、もうひとつは起振台車を用いた振動特性試験である（以下、振動特性試験という）。繰返し荷重試験では、各路盤条件・荷重周波数による軌道沈下量の違いを検証するため、荷重制御による正弦波荷重を行った。荷重条件は軌道片側あたり 30 ± 20 kN とした。この最大荷重は、レールによる荷重分散効果を考慮したときの輪重の 1.7 倍に相当する。試験では、バラスト層の初期沈下を完了させるため、30 Hz で 50,000 回の荷重を実施した後、5 Hz から 40 Hz まで 5Hz 刻みで周波数を変化させながら各 40,000 回の荷重を行った。振動特性試験は、繰返し荷重試験終了後、そのままの軌道状態で引き続き実施した。本試験は、各路盤条件における軌道の振動特性を検証するため、起振台車にランダム波の強制変位を入力した。このランダム波は変位のスペクトルが式(3.1)に示す分布となるように設定された 40 秒間の波で 150 Hz までの周波数成分を含む。

$$a(f) = \frac{30}{f} \quad (3.1)$$

ここで、 $a(f)$ ：変位振幅(mm)、 f ：周波数(Hz)である。

3.2.4 測定方法

本試験における測定項目を図-3.3 に示す。本試験では、軌道沈下量に相当するデータとして、まくらぎ鉛直変位（まくらぎ沈下量）を測定した。そのほか、レール、まくらぎの上下加速度、バラスト上層、中層、下層の 3 軸加速度、アクチュエーター荷重、アクチュエーター変位、レール圧力、路盤圧力を測定した。バラスト加速度は左右の荷重点直下で測定した。

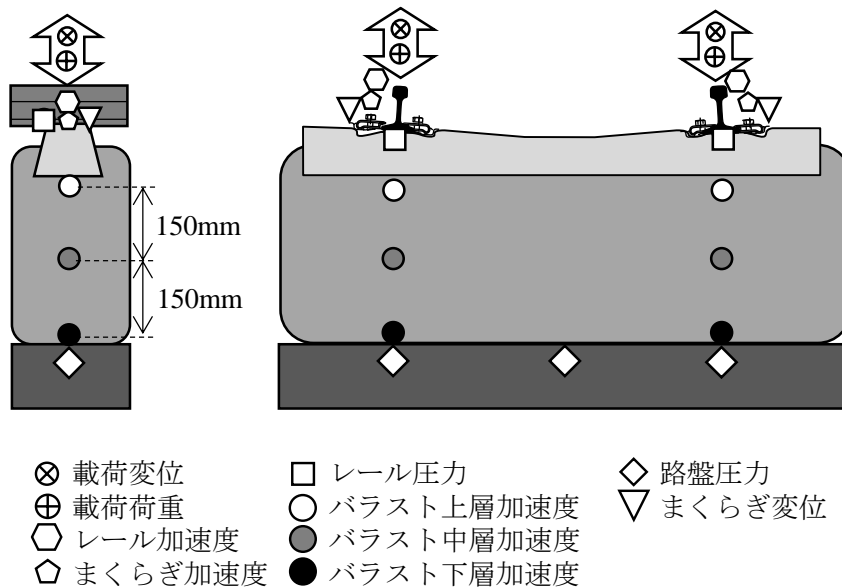


図-3.3 測定項目

3.3 試験結果および考察

3.3.1 繰返し载荷試験

繰返し载荷試験から得られた各路盤条件におけるまくらぎ沈下曲線を図-3.4に示す。このまくらぎ沈下量は、左右のまくらぎ沈下量の平均値である。図-3.4を見ると、いずれの路盤条件でも試験開始直後からバラスト層の初期圧密に伴う比較的急激な沈下が生じており、概ね20,000回までに収束している。その後は、緩やかな沈下が発生しており、これらの傾向は既往の研究³⁾とも同様であった。その後、周波数を変えながら载荷していくと、一定の周波数以上で沈下量が大きくなっているが、沈下量が大きくなった周波数での载荷開始直後では、再度圧密沈下時のような比較的急激な沈下が生じた。模擬軟弱路盤を例にとると、初期载荷後、5 Hz～20 Hzまでは、周波数を変化させても圧密沈下は生じておらず、緩やかな沈下もごく小さい。一方、25 Hz以上では周波数を変更した直後から一時的に沈下が急激になり、その後は緩やかになるものの、25 Hz以下のときに比べ非常に大きな沈下が生じている。健全路盤ではこのような傾向はほとんど見られなかった。

各周波数で载荷した際に発生したまくらぎ沈下量を図-3.5に示す。図-3.5におけるまくらぎ沈下量は、各周波数における初期沈下の影響を除くため、40,000回の载荷のうち、後半20,000回の载荷で発生した沈下量としている。図-3.5を見ると、健全路盤においては、25 Hzでややまくらぎ沈下量が大きくなっているものの30 Hz以下では全体的にまくらぎ沈下量は小さく、35 Hz、40 Hzでやや増加した。模擬軟弱路盤においては、20 Hz以下ではまくらぎ沈下量が小さく、25 Hz以上では急激に増加した。また、まくらぎ沈下量は35 Hzで最大となり、40 Hzでは減少傾向となった。各路盤条件におけるまくらぎ沈下量の最大値は、健全路盤が0.19 mm、模擬軟弱路盤が0.76 mmであり、模擬軟弱路盤におけるまくらぎ沈下量は健全路盤の4倍となった。試験結果から、同一の荷重条件で繰返し载荷を行うと路盤剛性が小さいほうが全体的にまくらぎ沈下量は大きくなることわかった。また、まくらぎ沈下量は载荷周波数と単純な比例関係とはなっておらず、ある周波数でピークを迎えた後、減少傾向となることがわかった。

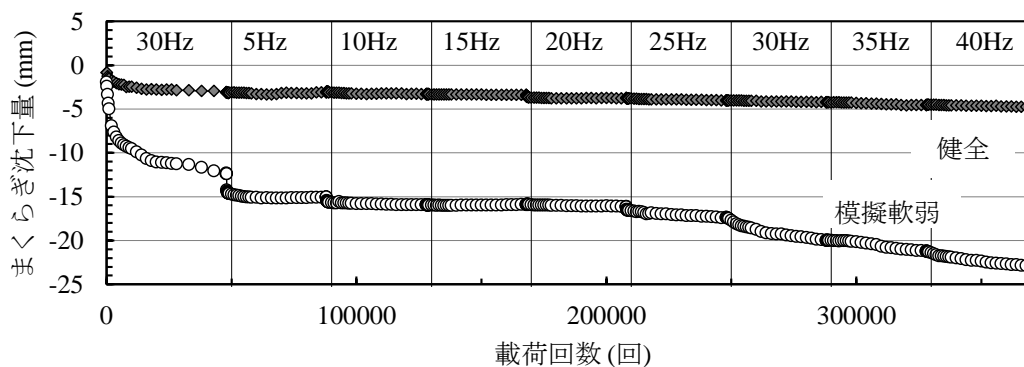


図-3.4 まくらぎ沈下曲線

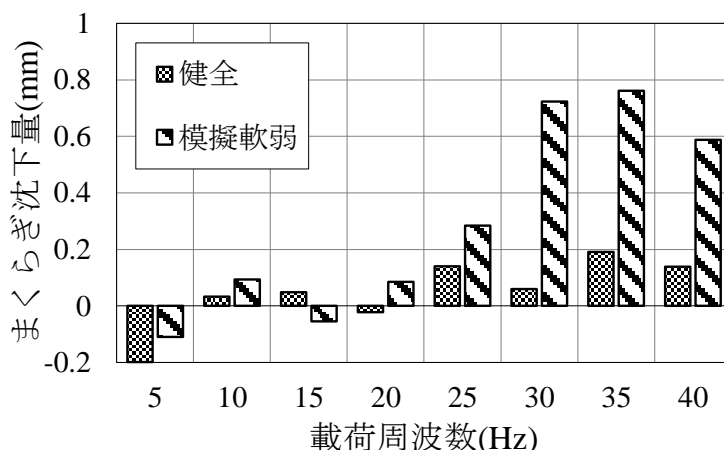


図-3.5 各载荷周波数において 20,000 回の载荷で発生したまくらぎ沈下量

载荷周波数と軌道各部の鉛直下向き最大加速度の関係を図-3.6に示す。最大加速度は各周波数における载荷5,000 回目付近のものである。図-3.6を見ると、いずれの路盤条件でも軌道各部の応答加速度は载荷周波数に伴って増加傾向を示している。健全路盤では、レールとまくらぎ間、まくらぎと上層バラスト間、バラスト内でそれぞれ加速度が減衰されており、40 Hzではバラスト下層の加速度はレール加速度の50%程度となっている。一方、模擬軟弱路盤では減衰効果は小さく、レールからバラスト下層までほとんど加速度は減衰しなかった。模擬軟弱路盤上ではバラストより上部が一体となって振動していると考えられる。これらは、2章で実施した東海道新幹線本線において測定された軌道狂いの進行が見られる箇所と見られない箇所の応答の特徴とも傾向が一致しており、本試験は両箇所が発生していた現象を概ね再現できているといえる。また、模擬軟弱路盤においてまくらぎ沈下量が急激に増加した25 Hz以上のときの最大加速度を見ると、レールからバラスト下層まで軌道全体の加速度が重力加速度より大きくなっている。同様に健全路盤でまくらぎ沈下量が微増した35 Hzでは、バラスト上層の加速度が重力加速度より大きくなっており、40 Hzになるとバラスト全体の加速度が重力加速度を上回った。

バラスト下層の最大加速度とまくらぎ沈下量の関係を図-3.7に示す。図-3.7を見ると、バラスト加速度が重力加速度以下のときは、バラスト加速度とまくらぎ沈下量が概ね比例関係にあることがわかる。バラスト加速度が重力加速度以上になるとまくらぎ沈下量の増加が著しくなり、両者の関係が変化している。また、さらに加速度が増加するとまくらぎ沈下量は減少傾向に転じている。この試験結果は、バラストに作用する加速度が重力加速度以下の領域ではまくらぎ沈下量はバラスト加速度に比例するが、重力加速度を超えるとそれまでの関係が変化し、さらに、加速度の増加にまくらぎ沈下量が対応しない可能性があることを示している。

また、試験中は载荷点のまくらぎ周辺のバラスト挙動にも路盤条件による違いが確認された。模擬軟弱路盤では、载荷周波数が25 Hz以上の時に载荷点付近の表層バラストが個々に振動し、徐々に移動したり軌道の肩部付近のバラストが転がり落ちたりするなどの現象が発生した。また、模擬軟弱路盤では敷設したマット全域が振動したために健全路盤に比べて振動発生範囲が広く、バラスト軌道ののり尻付近のバラストまで振動が生じていた。

バラスト加速度が重力加速度に達したときの状況について考える。バラストは主に上方のバラストの重量と粒子間摩擦力によって周囲のバラストから拘束力を受け、バラスト層としての形状を維持している。拘束しているバラストに上向きの慣性力が生じると、加速度に比例してこれらの拘束力は減少することになる。これは既往の研究にも示されている⁴⁾。さらに加速度が増加しバ

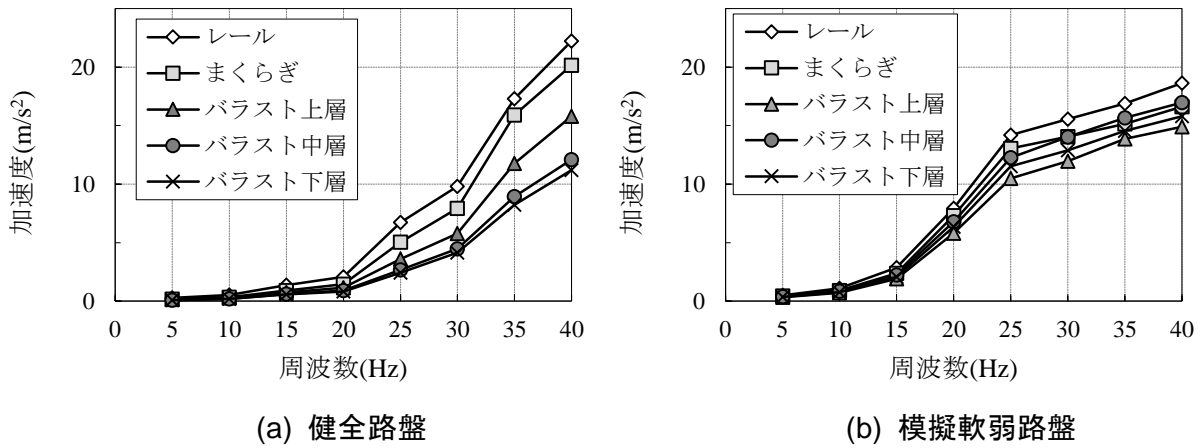


図-3.6 軌道各部の最大加速度（鉛直下向き）

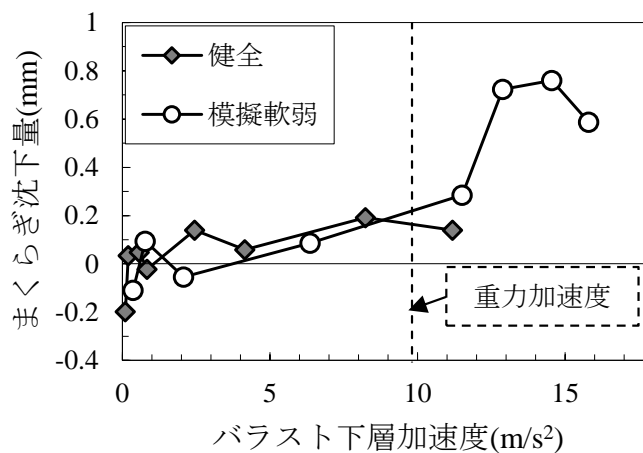


図-3.7 バラスト下層加速度（≒路盤加速度）とまくらぎ沈下量の関係

ラストに作用する慣性力が重力以上になると、一部のバラストで拘束力が完全に失われて個々のバラスト粒子は非常に不安定な状態となり、まくらぎ沈下量の急激な増加や表層バラストの不安定な挙動が発生したと考えられる。

3.3.2 振動特性試験

振動特性試験時の輪重、レール圧力および軌道各部加速度の PSD を図-3.8 から図-3.10 に示す。図-3.8 に示すように、加振により発生した輪重の PSD は、路盤条件を含めた振動系の影響により健全路盤と模擬軟弱路盤とでは応答に違いが見られる。約 40Hz までは模擬軟弱路盤の方が輪重の PSD は大きく、それ以上では大小が逆転している。また、健全路盤では 42Hz、模擬軟弱路盤では 22Hz にピークが現れている。図-3.8 の輪重と図-3.9 のレール圧力を比較すると、いずれの条件もほぼ同様の結果となっている。本試験では、レール長を 0.6m としており、レールによって生じる荷重分散効果が生じないため、輪重は直接まくらぎに作用している。

軌道各部の加速度 PSD について考察する。健全路盤では、加速度 PSD は図-3.10(a)に示すように 42Hz で最大となり、それ以上の周波数では緩やかに減少している。この傾向は軌道各部とも同様である。測定箇所と比較すると、レールが最も大きく、まくらぎ、バラストの順に減少している。ピーク周波数である 42Hz で比較すると、レールが $1.86 (m/s^2)^2/Hz$ 、まくらぎが $1.32 (m/s^2)^2/Hz$ 、バラスト上層が $0.98 (m/s^2)^2/Hz$ 、バラスト中層が $0.82 (m/s^2)^2/Hz$ 、バラスト下層が $0.79 (m/s^2)^2/Hz$ であり、バラスト下層ではレールの 48%まで加速度 PSD が低減している。模擬軟弱路盤では、加速

度 PSD は図-3.10(b)に示すように 22Hz で小さなピークがあり、その後は 60Hz 付近をピークとしたなだらかな形状となっている。これは軌道各部とも同様の傾向である。測定箇所と比較すると、レールからバラスト下層までの加速度 PSD がほとんど重なっており、レールからバラスト下層までの間にほとんど低減は見られない。これは沈下特性試験時の加速度の傾向とも一致しており、2 章で実施した本線測定における、沈下箇所と安定箇所の応答の傾向とも一致している。本試験で設定した軌道条件は本線の状況をよく再現できており、また、本線において計測された応答の差異が路盤条件にあることを示唆する結果となっている。

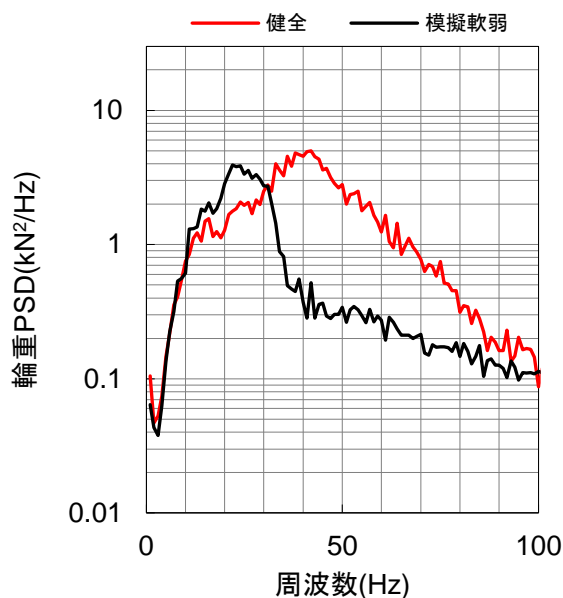


図-3.8 振動特性試験から得られた輪重の PSD

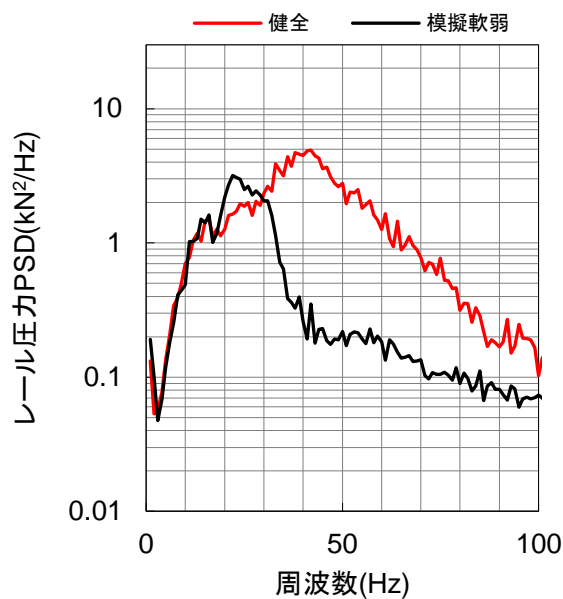


図-3.9 振動特性試験から得られたレール圧力の PSD

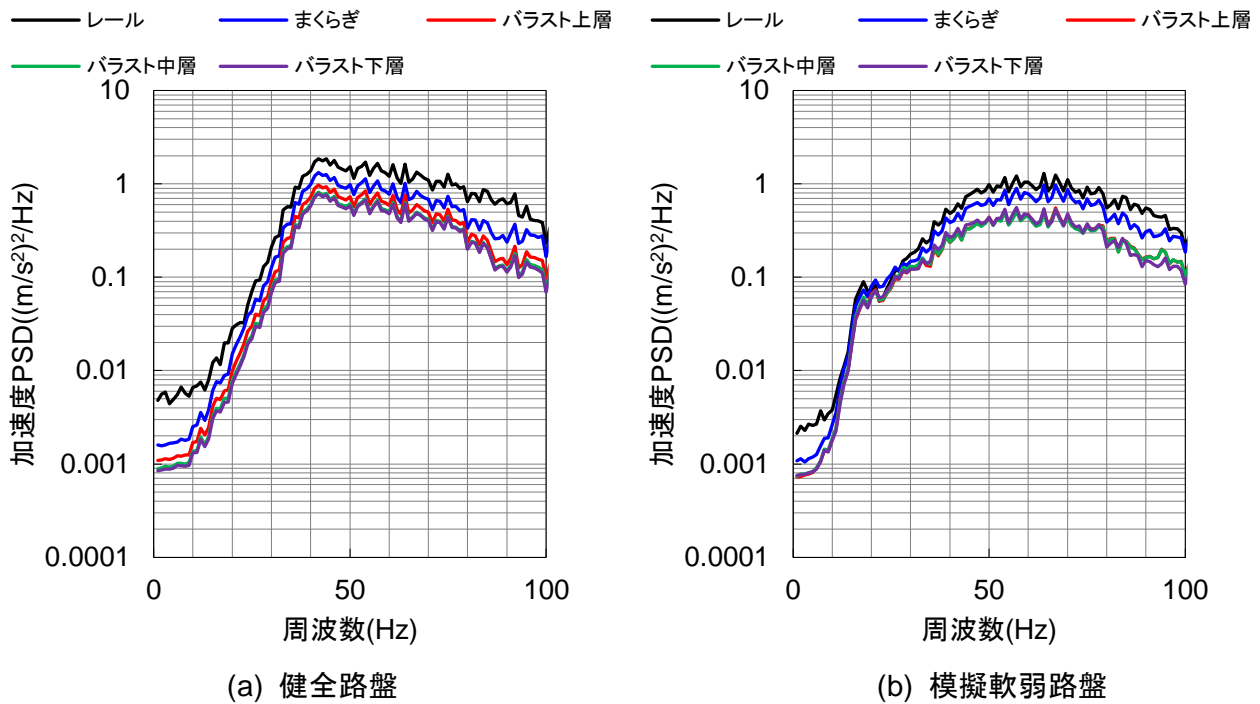


図-3.10 振動特性試験から得られた軌道各部の加速度 PSD

輪重のPSD (図-3.8) とバラスト下層加速度のPSD (図-3.10) から求めたアクセラランスを図-3.11に、輪重とバラスト下層部速度のPSDから求めたモビリティを図-3.12に、載荷輪重とバラスト下層部変位のPSDから求めたコンプライアンスを図-3.13にそれぞれ示す。なお、バラスト速度および変位は、周波数領域における加速度データの積分により求めている。また、10 Hz以下では加振時に発生した輪重および加速度が非常に小さく、測定時の誤差の影響が大きかったため、アクセラランス、モビリティ、コンプライアンスについての議論は10 Hz以上の領域で行う。

図-3.11に示したように、アクセラランスは周波数の増加とともに増加傾向あるいは横ばいとなっている。健全路盤では明確なピークは見られないが、40 Hz付近で勾配が変化している。模擬軟弱路盤では38 Hz付近に緩やかなピークが見られる。まくらぎ沈下量との関係を見ると、両条件ともまくらぎ沈下量とアクセラランスのピーク周波数は概ね一致している。しかし、まくらぎ沈下量はピーク後に減少傾向となるのに対してアクセラランスは横ばいまたは増加しており、ピーク以降の傾向は異なる。図-3.12のモビリティを見ると、ピークとなる周波数は健全路盤で41 Hz、模擬軟弱路盤では34 Hzであり、模擬軟弱路盤ではアクセラランスよりややピーク周波数が低くなっている。また、ピーク後のモビリティは健全路盤では減少傾向、模擬軟弱路盤では横ばいから微減傾向となっており、アクセラランスとは傾向が異なる。図-3.13のコンプライアンスでは、ピーク周波数はモビリティとほぼ同じであるが、ピーク後の減少傾向がモビリティより顕著になった。

応答倍率に現れたこれらのピーク周波数について考える。ピーク周波数は、図-3.14、表-3.2に示す範囲を振動系の有効範囲とし、本試験の軌道を1質点系振動系と考えたときの固有振動数に概ね一致する。また、ピーク周波数は繰返し載荷試験から得られたまくらぎ沈下量が最大となる周波数 (図-3.5) とも概ね一致する。

本試験の結果から、軌道はレール・まくらぎ・バラストと路盤剛性によって決まる固有振動数を有しており、バラスト層の応答はこの固有振動数で卓越すると考えられる。まくらぎ沈下量は、固有振動数付近で軌道が加振されたときに応答が卓越したことで増加したと考えられる。また、

固有振動数以上の周波数領域も考慮した場合、まくらぎ沈下量はモビリティまたはコンプライアンスと近い傾向を示す。本試験結果は、路盤剛性が小さく、軟弱な路盤条件では軌道全体の固有振動数が小さくなる傾向があり、条件によっては高速走行する列車から入力される荷重エネルギーが大きい周波数とも近くなる可能性があることを示唆している。

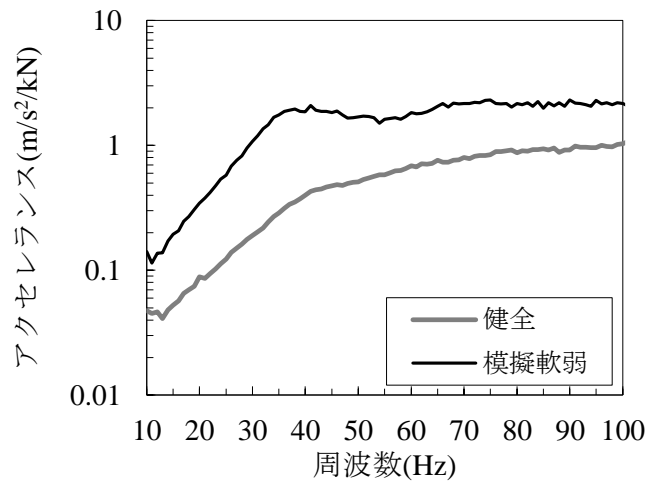


図-3.11 アクセラランス

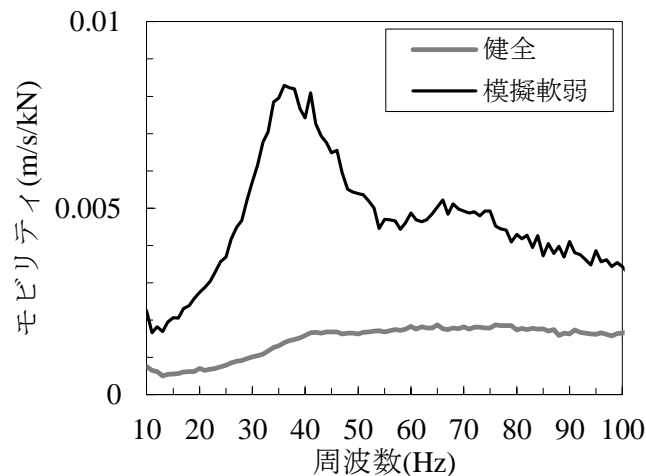


図-3.12 モビリティ

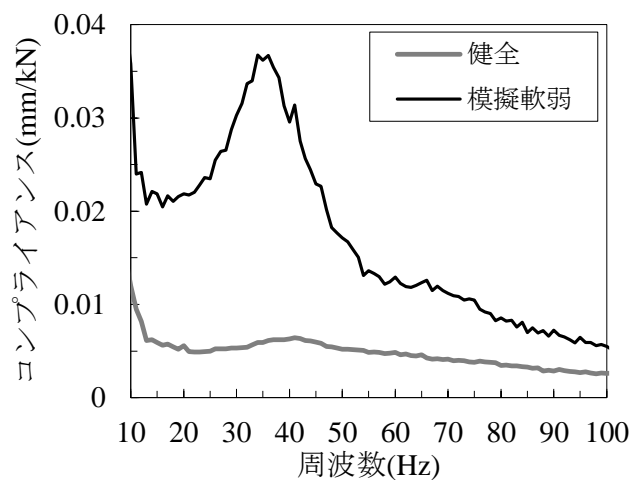


図-3.13 コンプライアンス

表-3.2 固有振動算出に用いた軌道の諸元

| 路盤条件 | 健全 | 模擬軟弱 |
|---------------|------|-------|
| レール質量 (kg) | | 36.5 |
| まくらぎ質量 (kg) | | 130 |
| バラスト質量 (kg) | | 244.5 |
| 質量合計 (kg) | | 411.0 |
| 路盤ばね剛性 (MN/m) | 34.0 | 15.3 |
| 固有振動数 (Hz) | 44.5 | 30.8 |

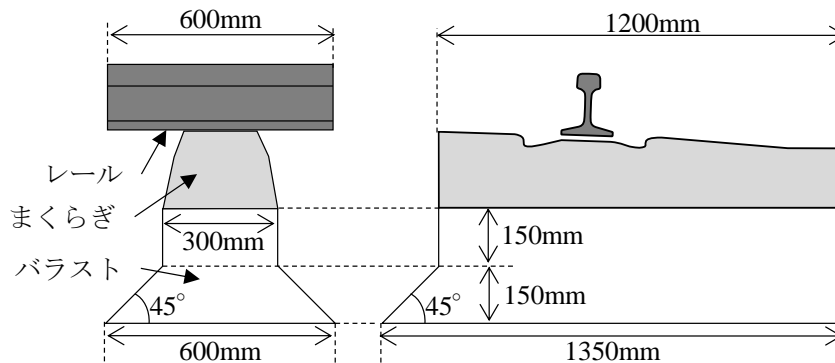


図-3.14 固有振動数計算時に考慮した軌道の範囲

3.4 本章のまとめ

本章では実物大軌道を用いて路盤条件の異なる試験用軌道を試作し、繰返し载荷試験および振動特性試験を実施して、軌道に生じる振動の違いや沈下量の違いについて考察を行った。本章の内容を以下にまとめる。

- (1) 周波数を変えながら実施した繰返し载荷試験の結果、模擬軟弱路盤では健全路盤より沈下量が大きくなった。
- (2) 健全路盤では、レールからまくらぎ・バラストに伝わる際に加速度が減衰され、バラスト下層（≒路盤表層）では加速度 PSD はレールの 48%程度に低減した。一方模擬軟弱路盤では、健全路盤のような加速度の低減はほとんどなく、レールとバラスト下層の加速度 PSD はほとんど同じであった。この傾向は、2章で測定した東海道新幹線本線における安定箇所と沈下箇所の応答の違いと特徴がよく一致している。したがって、試験結果からも本線測定から得られた応答の差異が発生する原因が路盤条件にあるといえる。
- (3) 健全路盤では载荷周波数が 35Hz 以上になったときに、軌道沈下量が増加した。模擬軟弱路盤では载荷周波数が 25Hz 以上になったときに軌道沈下量が増加した。いずれの路盤条件においても、軌道沈下量が増加するタイミングは、軌道全体に発生する加速度が重力加速度を上回るタイミングと一致した。
- (4) 振動特性試験から求めた各試験軌道の振動特性にはピーク周波数が存在し、この周波数はレール・まくらぎ・バラストを質点、路盤剛性をばね定数とした 1 質点の振動系から求められる固有振動数に概ね一致した。

- (5) 路盤剛性が小さくなると、軌道全体の固有振動数は小さくなる傾向があり、条件によっては高速走行する列車から入力される荷重エネルギーが大きい周波数とも近くなる可能性がある。
- (6) まくらぎ沈下量はバラスト加速度と概ね比例関係を示すが、バラスト加速度が重力加速度を超えるとまくらぎ沈下量が大きくなり、それまでの関係性が変化する。さらに、軌道全体の固有振動数を超えるとまくらぎ沈下量は小さくなり、バラスト加速度とは対応しなくなる。固有振動数以上の周波数領域も考慮した場合、まくらぎ沈下量はモビリティまたはコンプライアンスに近い傾向を示した。

3章の参考文献等

- 1) 株式会社東京測器研究所：FWD-Light 小型 FWD システム, http://www.tml.jp/product/special_ins/fwd-light/index.html (閲覧日：2016年12月1日)。
- 2) Masahiro Miwa, Shoue Nakamura : High Speed Running Test and the New Testing Equipment for Wheel/Rail Dynamic Interaction, *Proc of Int. Symposium on Speed-up and Service Technology for Railway and Maglev Systems (STECH'03)*, JSME, pp.489-493, 2003.
- 3) 佐藤裕：繰返荷重による道床沈下の実験，鉄道技術研究報告，No.65，1959.
- 4) 河野昭子, 松島亘志:繰返し衝撃荷重下の砕石層の動的挙動と沈下特性に関する実験的検討, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学) , Vol.68, No.1, pp.173-190, 2012.

4. 2次元DEM（個別要素法）による軌道沈下解析

4.1 2次元DEMによる解析の概要

3章で得られた路盤の各応答と軌道沈下量の関係について解析的に検証することに加え、軌道沈下時にバラストがどのような挙動を示すのかを明らかにすることで、軌道沈下発生メカニズムを解明するため、DEMを用いた解析を行う。DEMは粒子を個別にモデル化することで、バラスト層の塑性変形挙動を再現できるとともに、実験では把握が難しい粒子同士の接触状況や荷重の伝達状況などの情報が得られるため、バラスト粒子個々の詳細な挙動について考察が可能である。また、実験では試験条件を変えるたびにバラスト層を再構築する必要があり、バラストの堆積状況の違いによる試験結果のばらつきは避けられないが、DEMでは全く同じバラスト層の状態から異なる条件での载荷解析ができるため、様々な条件を比較検討しやすい。ゆえに本研究の目的に対して有効なツールであると考えられる。ただし、3次元DEMでバラスト層をモデル化した場合には計算負荷が膨大になり、実験のように数万回というオーダーの繰返し载荷解析を実施することは現時点では難しいため研究全体で計算コストを工夫する必要がある。本研究ではまず、2次元DEMを用いて様々な条件で沈下挙動を分析した後、条件数を絞って3次元モデルを用いたより高精度な計算を行うこととする。

本章では、まず、まくらぎから入力される荷重の各作用がまくらぎ沈下量に与える影響度を検証する。次に、3章の実験条件に近い条件を含む様々な载荷条件で繰返し载荷解析を実施し、各条件がまくらぎ沈下量に与える影響を検証するとともに、沈下時のバラスト粒子の詳細挙動を分析し、最後にまくらぎ沈下挙動発生メカニズムについて考察する。なお、本解析では筑波大学で開発された2次元DEM解析コード“DEM-seg”¹⁾を用いる。

4.2 解析モデルの検討

4.2.1 バラスト粒子のモデル化

バラスト粒子のモデル化に用いる要素数は解析に要する時間に大きく影響を与える。既往の研究²⁾では3次元モデルにおいて球要素10個を用いてバラスト粒子をモデル化している例があるが、これに準じて円要素10個でバラスト要素モデルを作成すると計算負荷が膨大になり、数千回規模の繰返し载荷をさまざまな条件で実施するのは困難である。そのため本研究では、計算負荷を抑制しながら、バラスト層の沈下挙動を定性的に再現できるバラスト粒子の構成要素数について検証している。最も計算負荷を抑えられるのは円要素1個でモデル化する方法であるが、この場合、バラスト層の支持力が非常に小さく、まくらぎからわずかに荷重が作用しただけでバラスト層が崩壊してしまう。円要素を2個、3個とした場合は安定した軌道を構築することができ、バラスト層の応答には要素数の違いによる明確な影響は確認されない。また、バラストの尖りや凹凸を再現するためにバラスト粒子に小さな突起要素をつけることも試行したが、このときもまくらぎの沈下挙動に明確な影響は確認されず、また計算負荷は大きく増加した。そのため本研究では、図-4.1に示すように最も計算負荷を小さくできる円要素2個でモデル化したバラスト要素を用いることとする。

バラスト粒子の短軸・長軸比については、図-4.2に示すように試験時に準備したバラストの中

から任意に40個のバラストを抽出し、これらの長軸、短軸、高さの測定結果から決定することとする。測定時の様子を図-4.3に示す。測定では、水平で平らな台上に最も安定する向きでバラストを置き、この状態におけるバラストの高さを「高さ」とする。また、上方から見たときの最長の寸法をバラストの「長軸」、長辺に垂直な方向の寸法を「短軸」とする。本測定による40個のサンプルバラストの寸法を表-4.1に示す。本解析に使用するバラスト粒子の長軸短軸比は、サンプルバラストの長軸短軸比の平均から0.51に設定することとする。また、バラスト粒子の寸法は、短軸または高さの最小値が17mm、長軸の最大値が105mmであったため、これらを解析におけるバラスト要素の最小径、最大径とする。

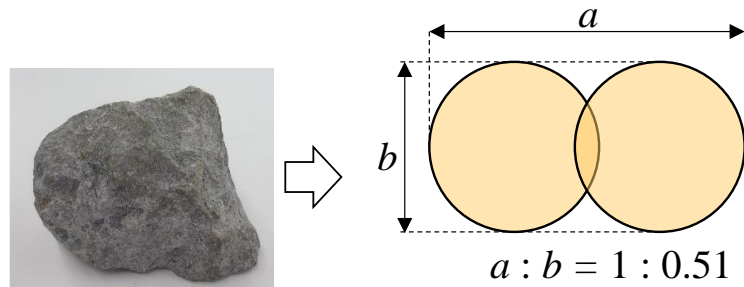


図-4.1 バラスト粒子モデル



図-4.2 寸法計測に用いたバラストサンプル



(a) 長軸・短軸測定



(b) 高さ測定

図-4.3 バラストの寸法計測

表-4.1 サンプルバラストの寸法

| サンプル 番号 | 長軸 mm | 短軸 mm | 高さ mm | サンプル 番号 | 長軸 mm | 短軸 mm | 高さ mm |
|------------|----------|----------|----------|------------|----------|----------|----------|
| 1 | 60 | 32 | 21 | 21 | 75 | 50 | 32 |
| 2 | 62 | 56 | 42 | 22 | 61 | 40 | 38 |
| 3 | 56 | 43 | 26 | 23 | 50 | 41 | 30 |
| 4 | 62 | 38 | 27 | 24 | 78 | 54 | 34 |
| 5 | 92 | 58 | 38 | 25 | 60 | 51 | 41 |
| 6 | 50 | 42 | 18 | 26 | 51 | 44 | 31 |
| 7 | 45 | 35 | 25 | 27 | 64 | 51 | 17 |
| 8 | 60 | 43 | 31 | 28 | 45 | 36 | 19 |
| 9 | 65 | 29 | 23 | 29 | 80 | 53 | 46 |
| 10 | 67 | 51 | 43 | 30 | 53 | 51 | 23 |
| 11 | 80 | 60 | 44 | 31 | 79 | 77 | 31 |
| 12 | 82 | 69 | 40 | 32 | 91 | 62 | 50 |
| 13 | 65 | 52 | 38 | 33 | 83 | 64 | 49 |
| 14 | 46 | 46 | 23 | 34 | 84 | 73 | 49 |
| 15 | 81 | 51 | 39 | 35 | 88 | 69 | 44 |
| 16 | 73 | 62 | 56 | 36 | 86 | 68 | 37 |
| 17 | 105 | 52 | 45 | 37 | 90 | 73 | 49 |
| 18 | 51 | 44 | 21 | 38 | 76 | 69 | 41 |
| 19 | 42 | 38 | 30 | 39 | 76 | 48 | 46 |
| 20 | 45 | 38 | 23 | 40 | 81 | 51 | 33 |

4.2.2 バラストの粒度分布

本モデルのバラスト粒子は、短軸を実際の道床バラストに定められている粒度分布基準³⁾の範囲内で分布させることとする。本モデルのバラスト層の粒度分布を図-4.4に示す。

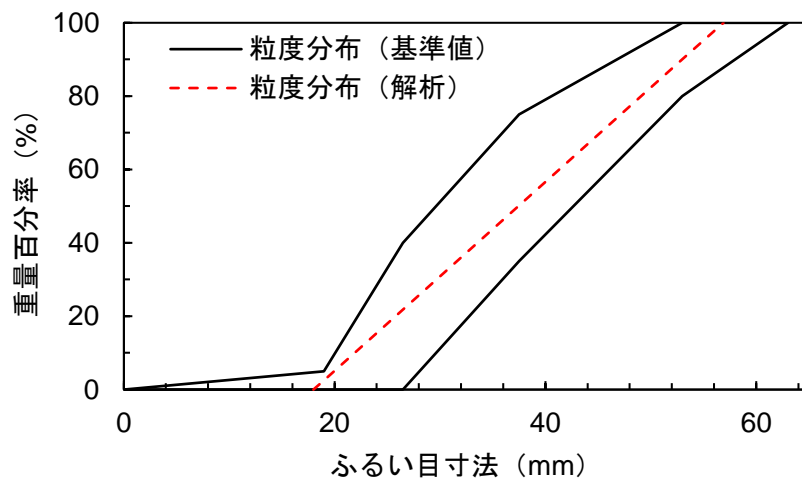


図-4.4 バラストの粒度分布基準と解析モデルに用いたバラストの粒度分布

4.2.3 バラスト軌道モデル概要と作成手順

本解析ではまくらぎの沈下挙動とまくらぎ周囲のバラストの詳細挙動を把握できるように、図-4.5に示す土槽内にまくらぎ1本分の軌道断面のモデルとする。本プログラムでは線分要素と円要素を用いることができるため、土槽およびまくらぎは線分要素、バラスト粒子は円要素を用いてモデル化した。土槽の幅および高さは800mmとし、土槽内に4Tまくらぎを設置する。また、路盤に発生する振動を再現するため、土槽の床は路盤ばねと減衰要素で支持している。本モデルのバラスト層の構築手順を以下に示す。なお、(2)の手順を実施することで、このバラスト軌道モデルは初期沈下がほぼ完了された、安定した軌道と考えることができる。

- (1) 4.2.1, 4.2.2に示す粒子形状、粒度分布でバラスト粒子を生成し、土槽内に敷詰める。
- (2) バラスト粒子の摩擦係数を0として安定させ、理想的な圧密状態とする。
- (3) バラスト粒子の摩擦係数を元に戻してからバラスト層の上にまくらぎ要素を設置し、自重が作用した状態でまくらぎ下のバラスト層厚さが約300mmであることを確認する。このとき、バラスト層厚さが異なる場合は(1)で生成するバラストの数量を変更し、バラスト層の厚さが約300mmになるまで(1)から(3)の手順を繰り返す。本モデルではバラスト層厚さは313mmとした。
- (4) まくらぎ設置後、まくらぎ側面にバラスト粒子を投下する。

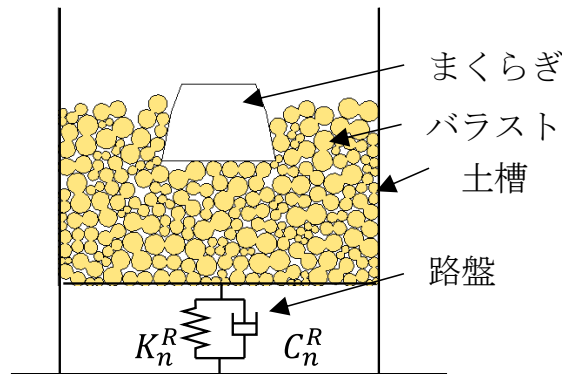


図-4.5 モデル全体図

4.2.4 解析パラメーター

DEMにおける各要素の接触は、図-4.6に示すように法線方向がばねおよびダンパー、接線方向がばね、ダンパーおよびスライダーを用いてモデル化されている。

個別要素法における粒子のばね定数には弾性波速度を用いた算出方法があり⁴⁾、既往の研究^{2),5)}でもこの方法が用いられている。本研究においてもこれを参考に、式(4.1)に道床バラスト層の弾性波速度の実測値⁶⁾ V_p (P波速度)、 V_s (S波速度)を代入して算出した値を用いる。なお、本モデルは2次元モデルであるが、バラスト1個分の奥行きを考慮して各諸元を設定するため、要素の接触に関するパラメーターは3次元と同様であり、実測値から求めたものを設定すればよい。

$$k_n = m \frac{V_p^2}{\Delta X^2}, \quad k_s = m \frac{V_s^2}{\Delta X^2} \quad (4.1)$$

ここで、 m : バラスト要素の平均質量、 ΔX : バラスト要素間距離の平均値である。粒子間減衰係数は、ばね・ダンパーを有する質点のはね返り運動における反発係数 e_b から求められる関係式(4.2)を用いて設定する。

$$e_b = \exp\left(-\frac{h}{\sqrt{1-h^2}}\right), \quad h = \frac{c}{2\sqrt{k \cdot m}} \quad (4.2)$$

ここで、 e_b ：反発係数、 k ：粒子間ばね定数、 c ：粒子間ダンパーの減衰係数、 m ：粒子質量である。反発係数、粒子間摩擦角は河野ら⁵⁾を参考にそれぞれ、0.2、36度とした。

解析に用いた各パラメーターを表-4.2に示す。

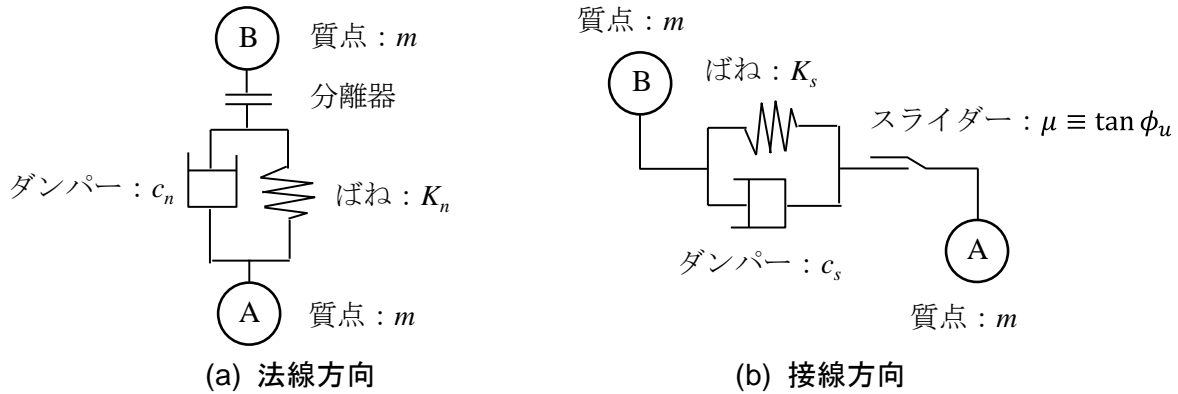


図-4.6 DEMにおける接触モデル

表-4.2 解析諸元

| 項目 | | 値 | | |
|-----------------|-------------------------|---------------|------------|--------------------|
| まくらぎ | 密度 (g/cm ³) | ρ^S | 2.50 | |
| | 質量 (kg) | m^S | 7.92 | |
| | ばね定数 (N/m) | 法線方向 | K_n^S | 9.09×10^6 |
| | | 接線方向 | K_s^S | 2.27×10^6 |
| | 減衰係数 (N·s/m) | 法線方向 | C_n^S | 652 |
| | | 接線方向 | C_s^S | 326 |
| 粒子間摩擦角 (degree) | | μ^S | 20 | |
| バラスト | 密度 (g/cm ³) | ρ^B | 2.50 | |
| | 質量 (kg) | M_{total}^B | 54.2 | |
| | ばね定数 (N/m) | 法線方向 | K_n^B | 9.09×10^6 |
| | | 接線方向 | K_s^B | 2.27×10^6 |
| | 減衰係数 (N·s/m) | 法線方向 | C_n^B | 652 |
| | | 接線方向 | C_s^B | 326 |
| 粒子間摩擦角 (degree) | | μ^B | 36 | |
| 土槽 | ばね定数 (N/m) | 法線方向 | K_n^{Bo} | 9.09×10^6 |
| | | 接線方向 | K_s^{Bo} | 2.27×10^6 |
| | 減衰係数 (N·s/m) | 法線方向 | C_n^{Bo} | 652 |
| | | 接線方向 | C_s^{Bo} | 326 |
| | 粒子間摩擦角 (degree) | 側面 | μ^{Bo} | 0 |
| | | 底面 | μ^{Bo} | 20 |
| 路盤 | ばね定数 (N/m) | 法線方向 | K_n^R | 5.94×10^6 |
| | 減衰係数 (N·s/m) | 法線方向 | C_n^R | 4.98×10^4 |

4.3 荷重の各作用が軌道沈下に与える影響の考察

まくらぎ上に繰返し荷重が作用するとき、沈下を引き起こす荷重の作用には以下のものが考えられる。

- ①静的荷重による沈下
- ②静的荷重の繰返し作用による沈下
- ③動的荷重による沈下
- ④路盤振動による沈下

まくらぎ沈下に影響の大きい作用を明らかにすることで、沈下を抑制する対策の方向性を明確にすることができる。そこで本節では、解析を用いてこれらの作用を可能な限り独立して作用させることで各作用の影響度を明らかにする。

4.3.1 静的荷重の影響

4.3.1.1 解析条件

図-4.5に示した解析モデルにおいて、まくらぎ要素に単調圧縮荷重を変位制御により作用させた。動的影響が排除できていることを確認するため、載荷速度はまくらぎが1.0 mm/s、0.1 mm/sで沈下する2種類を設定した。

4.3.1.2 解析結果

解析から得られたまくらぎの荷重-変位関係を図-4.7に示す。載荷速度が1.0 mm/s、0.1 mm/sでグラフの傾きに差がないことから動的影響は十分排除されているといえる。また、載荷速度が小さいほうが最大荷重はやや大きい。最大荷重が小さい載荷速度1.0 mm/sの場合で、最大荷重は344 kNである。本モデルにおいて、前章で実施した試験の荷重条件と同等の荷重を考えると、最大荷重が約3 kNとなり、静的強度から見るとごく小さい荷重領域での載荷であることがわかる。実際のバラスト軌道では列車荷重の100倍に相当する荷重が作用する前にバラスト粒子の破壊が生じるため、実軌道は本解析結果のような静的強度を有しているわけではないが、粒状体の堆積構造としてバラスト軌道は非常に高い強度を有しており、列車荷重相当の静的荷重では支持力が低下するような破壊に至らないことが解析結果からわかる。

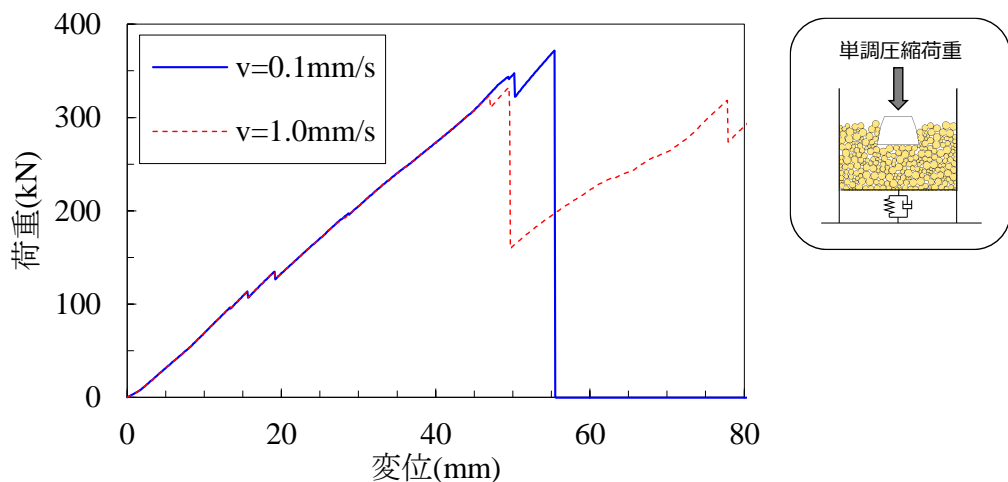


図-4.7 まくらぎの荷重-変位関係

4.3.2 静的荷重の繰返し作用の影響

4.3.2.1 解析条件

図-4.5 に示したモデルにおいて、まくらぎ要素に準静的な繰返し荷重を実施する。動的影響を極力排除するため荷重周波数を 0.025Hz とする。また、最大荷重を 5.0 kN，荷重回数を 20 回とする。

4.3.2.2 解析結果

荷重 1 回目から 4 回目までの荷重－変位曲線を図-4.8 に示す。荷重時の変位増加量に比べて除荷時の変位減少量が小さく、荷重－変位曲線はわずかなヒステリシスを描く。これは実際のバラスト層に荷重した場合にも生じる現象であり、実現象と同様の傾向を示したといえる。実際の軌道では路盤部も非線形な傾向を示すが、本モデルでは路盤ばねモデルが線形であるため、路盤部の非線形性は現れない。そのため、実際の軌道よりもまくらぎ変位の非線形性は小さいと考えられる。また、20 回の繰返し荷重において完全に除荷された時の残留変位を表-4.3 に示す。繰返し荷重に対して 1 回目に 0.04mm の残留変位が発生したが、それ以降は 1 回の荷重あたりの残留変位増加量は 0.01mm 以下であり、荷重 9 回目以降は残留変位の増加は見られない。したがって、準静的な繰返し荷重は軌道沈下にはほとんど影響しないといえる。

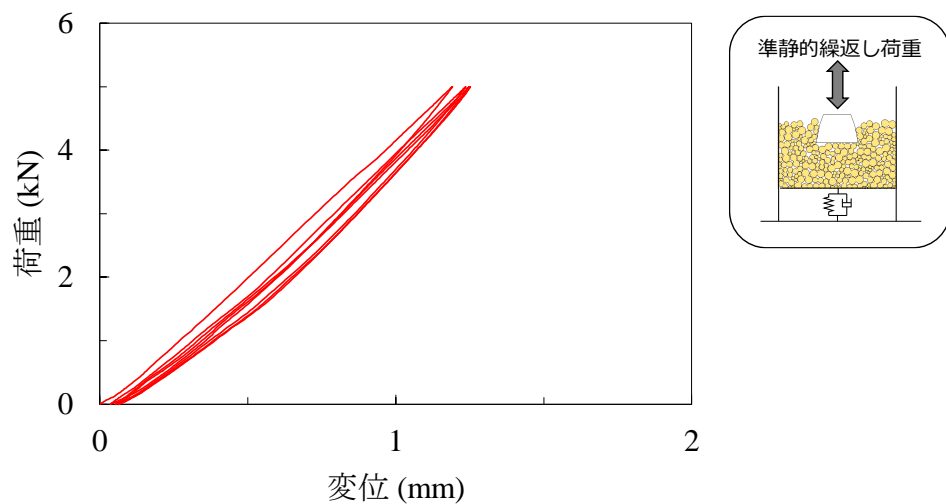


図-4.8 静的繰返し荷重解析結果

表-4.3 まくらぎの残留変位

| 荷重回数 (回) | 1 | 3 | 5 | 7 | 9 | 10 | 20 |
|----------|------|------|------|------|------|------|------|
| 残留変位(mm) | 0.04 | 0.06 | 0.07 | 0.07 | 0.08 | 0.08 | 0.08 |

4.3.3 動的荷重の影響

4.3.3.1 解析条件

まくらぎからの動的荷重の影響を検証するため、図-4.5 に示したモデルと、床面を支持する路盤ばねおよび減衰要素の作用を停止し路盤を固定した状態のモデルで動的繰返し载荷解析を実施する。荷重条件は 2.0 ± 1.4 kN、载荷周波数は 10, 20, 32, 40, 50, 64, 80, 100 Hz、载荷回数はいずれも 5,000 回とする。

4.3.3.2 解析結果

解析から得られたまくらぎ沈下量を図-4.9 に示す。路盤ばねがあり、路盤面に振動が発生する条件では、32 Hz から 100 Hz での载荷時にまくらぎ沈下が発生しているのに対し、路盤を固定した条件ではまくらぎ沈下はほとんど発生していない。これは、路盤を固定した場合、まくらぎからの振動はまくらぎ直下およびその付近のまくらぎのみに伝達し、かつ固定された路盤までにバラストの振動が低減されるのに対し、路盤ばねがある場合は、まくらぎからの入力で路盤に生じる振動により、バラスト全体が下方から载荷されることで、バラストが流動しやすい状況が生じるためと考えられる。そのため、まくらぎから動的荷重を入力しても路盤振動が生じなければまくらぎ沈下はほとんど生じない。

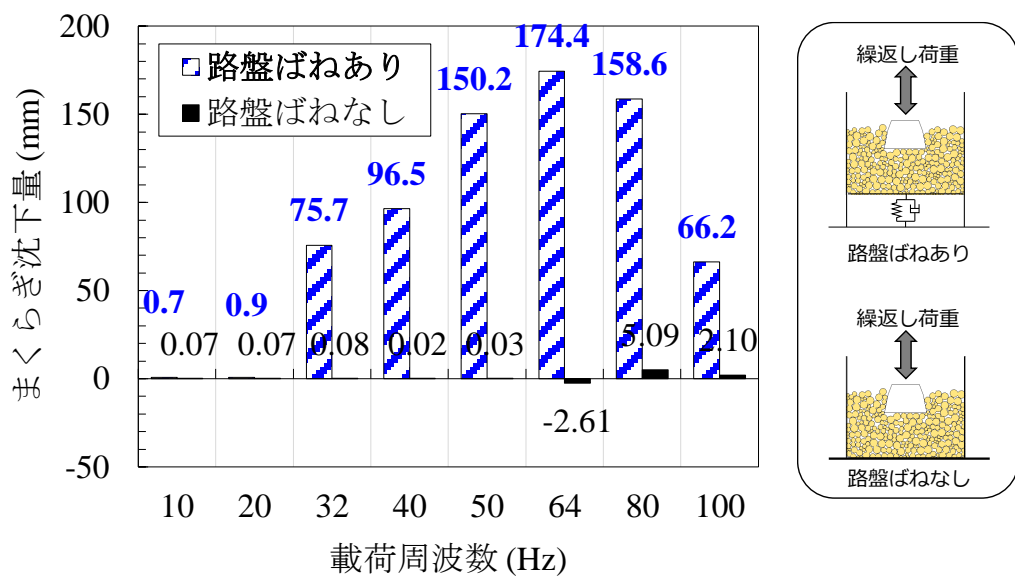


図-4.9 5,000 回载荷後のまくらぎ沈下量

4.3.4 路盤振動の影響

4.3.4.1 解析条件

前節でまくらぎ沈下量には路盤面の振動の影響が大きいことが推察されるため、ここでは図-4.5 に示したモデルにおいて、まくらぎに静荷重を 2.0 kN 作用させた状態で路盤要素のみを強制的に振動させる。载荷条件は表-4.4 に示すとおり、合計 63 通りの周波数・変位振幅の組み合わせで解析を実施する。

4.3.4.2 解析結果

解析から得られた路盤部の振動とまくらぎ沈下量の関係を図-4.10から図-4.12に示す。いずれの図においても、一定の路盤振動が発生すると、まくらぎ沈下量が非常に大きくなることがわかる。本解析結果から、まくらぎの沈下に対して、路盤面の振動の影響が極めて大きいといえる。実現現象では車両の走行によりまくらぎからバラストに対して振動が入力されているが、バラスト層の沈下に支配的に影響を与えるのはまくらぎからの入力によって生じる路盤振動であると考えられる。

また、図-4.10を見ると路盤加速度が 10 m/s^2 以下の条件ではまくらぎ沈下はほとんど発生していない。よって、路盤加速度が 10 m/s^2 （≒重力加速度）を上回ることがまくらぎ沈下発生の必要条件になっている。沈下が発生した路盤加速度 15 m/s^2 以上の条件を見ると、加速度とまくらぎ沈下量との間に明確な関係はあまり見られない。一方、図-4.11、図-4.12を見ると、同様にまくらぎ沈下発生の閾値があるほか、その後も路盤速度、あるいは変位とまくらぎ沈下量との間に一定の関係が見られる。この関係については次節以降で考察する。

表-4.4 路盤振動の影響検証時の解析条件

| 解析ケース 名称 | 加速度 振幅 (m/s^2) | 载荷周波数 (Hz) | | | | | | | | |
|-------------|---------------------------------|------------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 5 | 10 | 20 | 32 | 40 | 50 | 64 | 80 | 100 |
| | | 変位振幅 (mm) | | | | | | | | |
| 5 m/s/s | 5 | 5.061 | 1.273 | 0.318 | 0.124 | 0.080 | 0.051 | 0.030 | 0.025 | 0.020 |
| 10 m/s/s | 10 | 10.122 | 2.531 | 0.637 | 0.249 | 0.159 | 0.102 | 0.062 | 0.052 | 0.040 |
| 20 m/s/s | 20 | 15.183 | 3.804 | 0.947 | 0.373 | 0.239 | 0.153 | 0.092 | 0.077 | 0.060 |
| 30 m/s/s | 30 | 20.276 | 5.061 | 1.265 | 0.492 | 0.318 | 0.204 | 0.124 | 0.102 | 0.080 |
| 40 m/s/s | 40 | 25.337 | 6.334 | 1.584 | 0.617 | 0.394 | 0.255 | 0.154 | 0.130 | 0.099 |
| 50 m/s/s | 50 | 30.399 | 7.592 | 1.902 | 0.741 | 0.473 | 0.302 | 0.187 | 0.155 | 0.119 |
| 60 m/s/s | 60 | 40.521 | 10.138 | 2.531 | 0.99 | 0.633 | 0.404 | 0.246 | 0.207 | 0.159 |

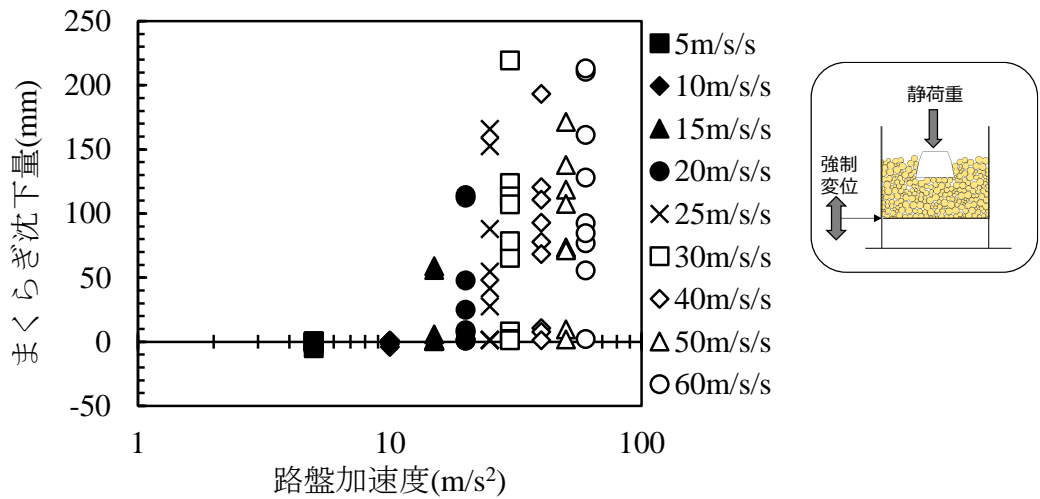


図-4.10 路盤加速度—まくらぎ沈下量関係

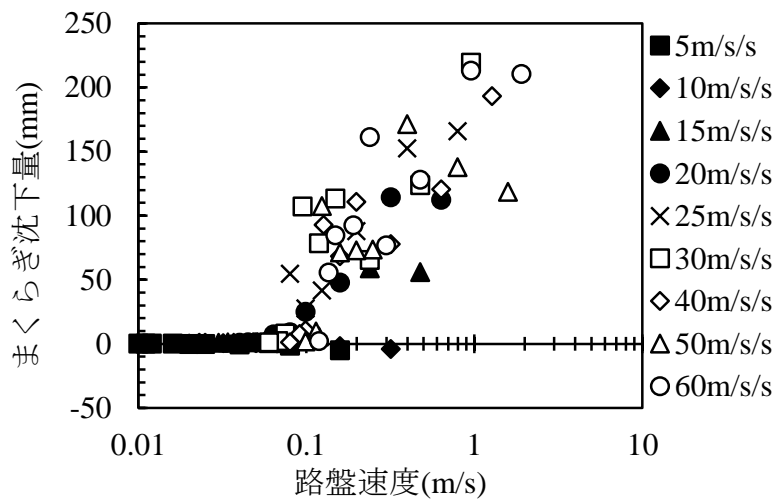


図-4.11 路盤速度—まくらぎ沈下量関係

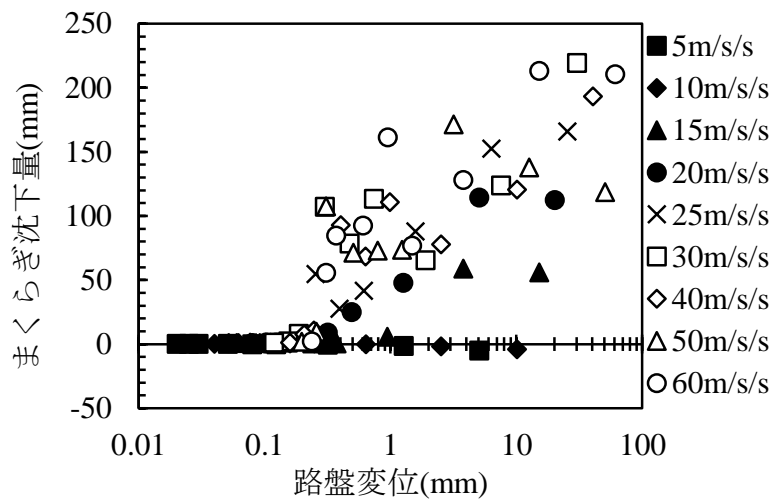


図-4.12 路盤変位—まくらぎ沈下量関係

4.4 軌道の繰返し載荷解析

まくらぎからの入力荷重による作用のうち、路盤振動が大きな影響を持つことがシミュレーションからも確認された。そこで本節では、引き続き路盤振動を考慮した解析モデルを用いて繰返し載荷解析を行い、まくらぎ沈下量と路盤応答の関係について考察する。

4.4.1 解析モデル

解析モデルは前節と同一（図-4.5）とする。ただし、路盤条件は3種類とし、地盤反力係数 K_{30} がそれぞれ 30 MN/m^3 、 50 MN/m^3 、 110 MN/m^3 相当となるように設定する。路盤に用いるパラメーターを表-4.5 に示す。

4.4.2 解析条件

載荷荷重のパラメーターは荷重振幅、最大（最小）荷重、載荷周波数とし、これらを表-4.6 に示すように設定する。2.0±1.4 kN の荷重条件における最大荷重 3.4 kN は、奥行きを考慮した3次元に換算すると約 68 kN に相当する。これは、実物の新幹線車両の車輪がまくらぎ直上にあるときに作用する静止荷重の 2.3 倍程度に相当する。解析ケースは表-4.6 中に示すとおりとする。解析ケース名の f は周波数、 K は路盤剛性とする。総数は 72、また、各ケースにおける載荷回数は 5,000 回とする。

4.4.3 解析結果

4.4.3.1 まくらぎ沈下曲線

P10-070- f - K シリーズの解析から得られたまくらぎ沈下曲線を図-4.13 に示す。いずれの路盤条件でも、まくらぎ沈下量は載荷周波数によって大きく異なっていることがわかる。また、まくらぎ沈下は一定の速度では進行せず、非線形な傾向を示している。詳しく見ると、比較的線形な沈下の他、停滞、急激な沈下が 5,000 回の載荷中に不規則に発生している。また、ひとつのケースの中でもまくらぎ沈下曲線の傾きが途中で変化しているものもある。これは、まくらぎ沈下の進行に伴い、バラストの配置が刻々と変化する中で一時的に安定的なバラスト配置と不安定なバラ

表-4.5 繰返し載荷解析における解析モデルの路盤条件

| 項目 | | | 30 MN/m ³ | 50 MN/m ³ | 110 MN/m ³ |
|--------------------------------------|------|----------|----------------------|----------------------|-----------------------|
| 地盤反力係数 K_{30} (MN/m ³) | | K_{30} | 30 | 50 | 110 |
| ばね定数 (N/m) | 法線方向 | K_n^R | 1.62×10^6 | 2.70×10^6 | 5.94×10^6 |
| 減衰係数 (N・s/m) | 法線方向 | C_n^R | 1.36×10^4 | 2.26×10^4 | 4.98×10^4 |
| 1 質点振動系における固有振動数 (Hz) | | f | 38.7 | 50.0 | 74.1 |

表-4.6 解析条件

| 解析 ケース名 | 荷重 条件 (kN) | 最大 荷重 (kN) | 最小 荷重 (kN) | 載荷周波数 f (Hz) | 路盤剛性 K_{30} (MN/m ³) | 合計解析 パターン 数 |
|--------------------|------------------|------------------|------------------|--------------------------|--|-------------------|
| P20-140- f - K | 2.0±1.4 | 3.4 | 0.6 | 10,20,32,40,50,64,80,100 | 30,50,110 | 24 |
| P10-070- f - K | 1.0±0.7 | 1.7 | 0.3 | | ↑ | ↑ |
| P05-035- f - K | 0.5±0.35 | 0.85 | 0.15 | | ↑ | ↑ |

スト配置が生じているためであると考えられる。本モデルは2次元モデルであり、奥行き方向に1層分しかバラスト層を考慮していないため、バラスト層が非常に不安定になったときに急激に沈下が生じることはあるが、実際のバラスト層ではある断面でこのような現象が発生すると他の断面がまくらぎからの荷重を受けるようになるため、全体としてこのような急激な沈下には至らない。しかしながら、バラスト軌道の沈下は微視的には非線形的な要素を多く含む複雑な挙動であることが本解析結果からわかる。

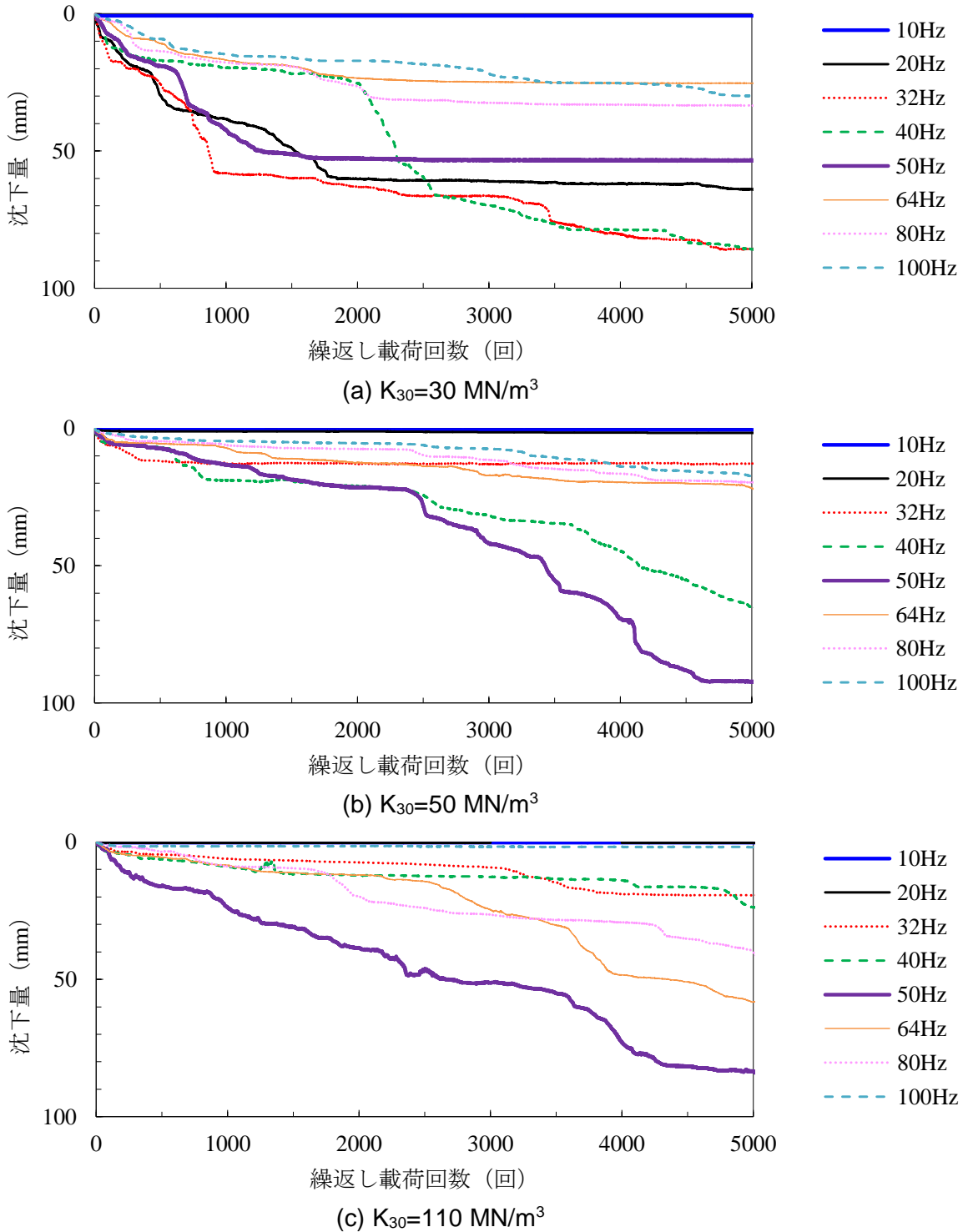


図-4.13 まくらぎ沈下曲線 (P10-070- f - K シリーズ)

4.4.3.2 載荷前後のバラスト移動状況

図-4.14 から図-4.16 には、P10-070-*f*-*K* シリーズにおける 5000 回載荷後のまくらぎ沈下状況およびバラスト粒子の移動状況を示す。各解析ケースとも載荷周波数 10Hz のときにはほとんどバラストの流動が発生しておらず、まくらぎ沈下も生じない。32Hz・50Hz のときには、バラスト層全域の粒子に流動が発生し、それに伴ってまくらぎに沈下が生じている。まくらぎ沈下が発生したケースのバラスト粒子の流動状況を見ると、まくらぎ直下の粒子は下方向へ流動している。まくらぎ直下でも、バラスト下層の粒子は路盤があるために下方向へは流動できず側方へ動いている。まくらぎ直下以外では、バラスト中層から下層にかけての粒子が円を描くように側方から斜め上方へ流動し、まくらぎ側面のバラスト粒子を押し上げるように動いている。

図-4.14(c)、図-4.15(b)、図-4.16(b)では、バラスト中層あたりでバラスト流動の境界があり、滑り面が生じている。これに対して、図-4.14(b)、図-4.15(c)、図-4.16(c)では、バラスト下層まで全体が流動しており、路盤面が滑り面となっている。沈下量を見ると、滑り面が浅いほうがまくらぎの沈下量は小さく、深いほうが沈下量は大きくなっている。

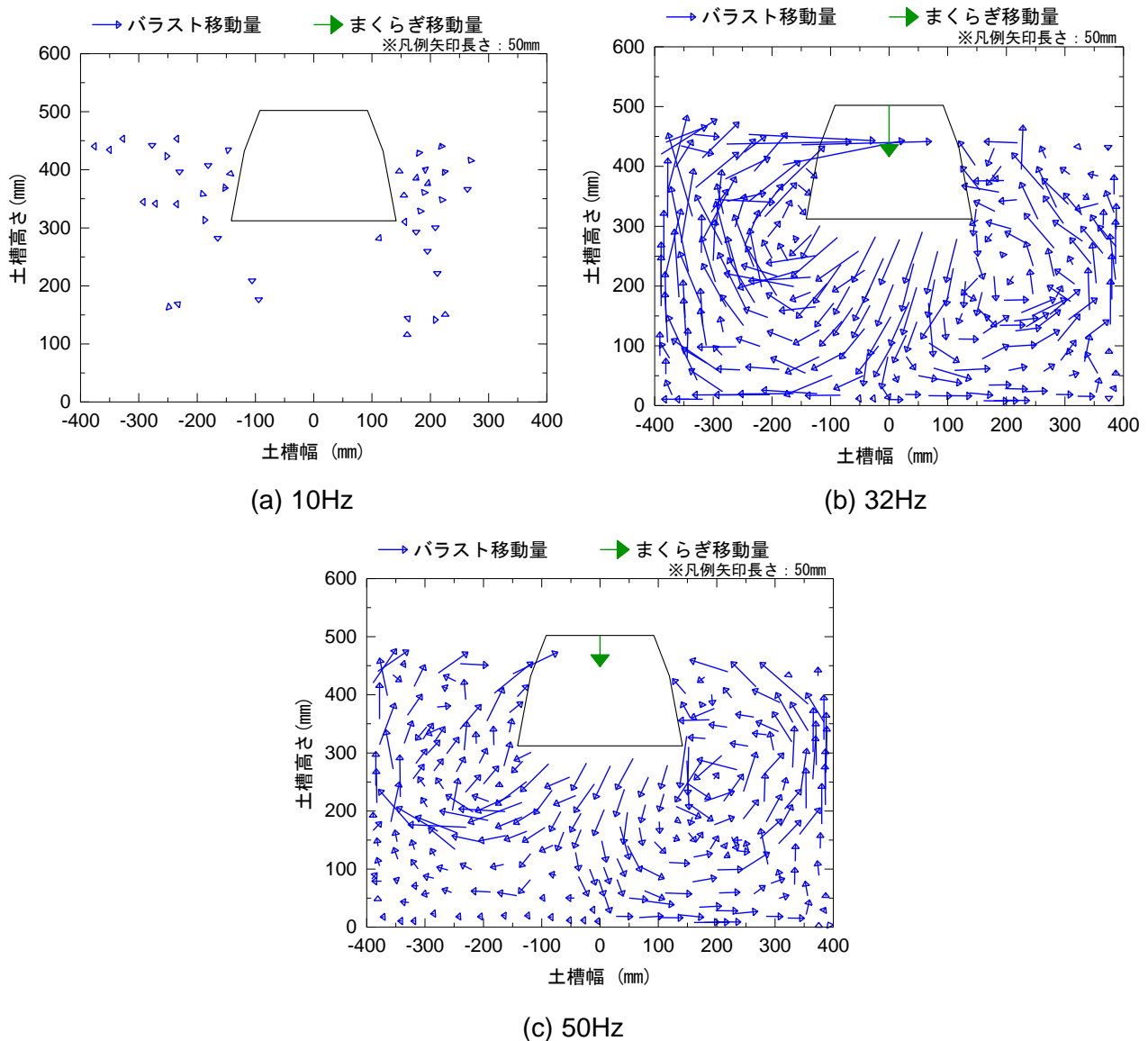
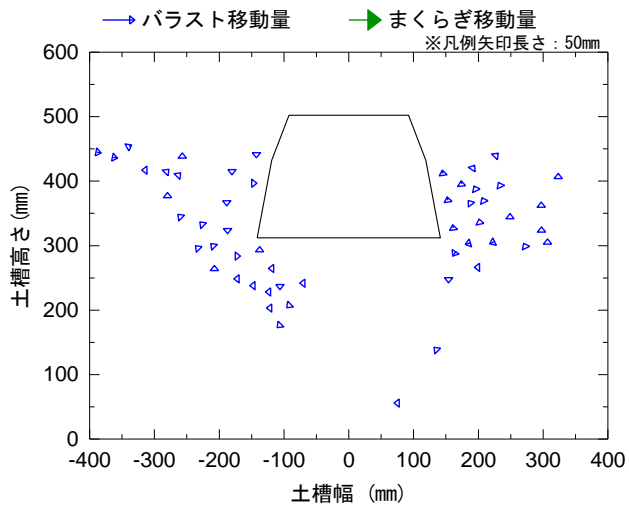
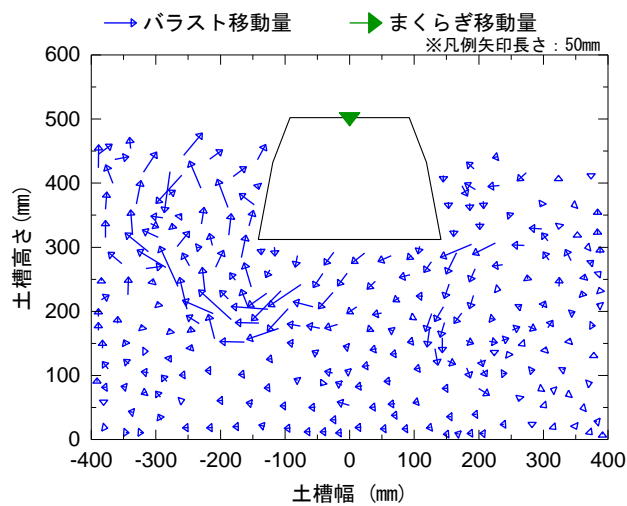


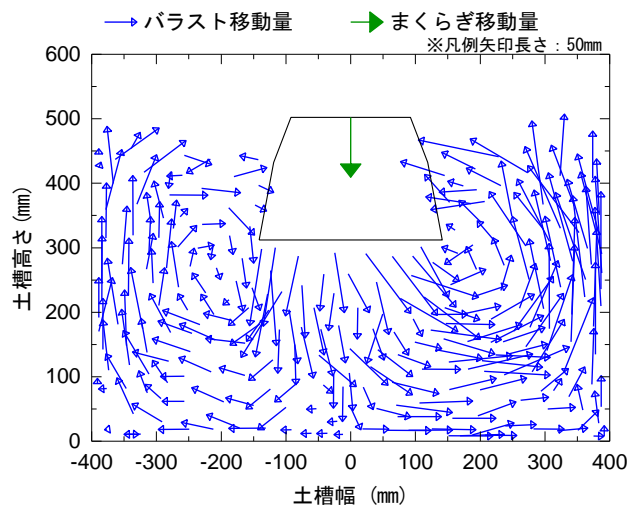
図-4.14 P10-70-*f*-30 シリーズのまくらぎ・バラスト移動状況



(a) 10Hz

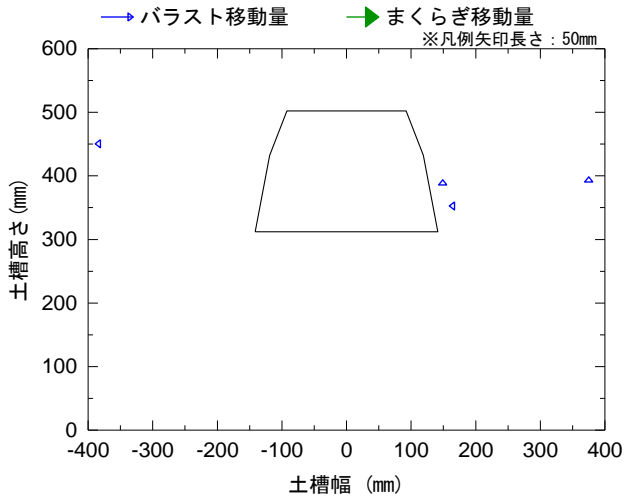


(b) 32Hz

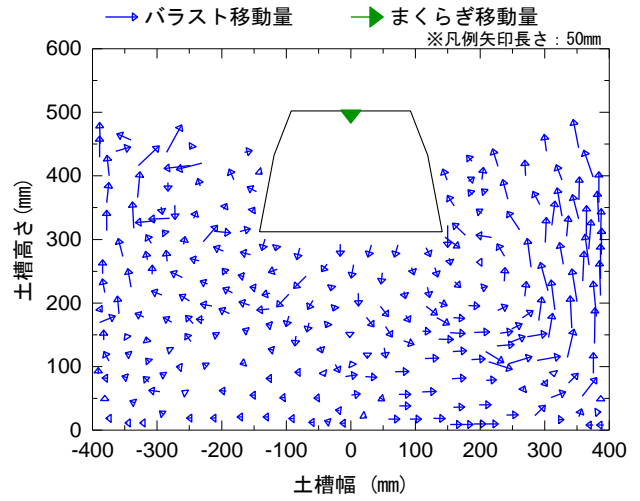


(c) 50Hz

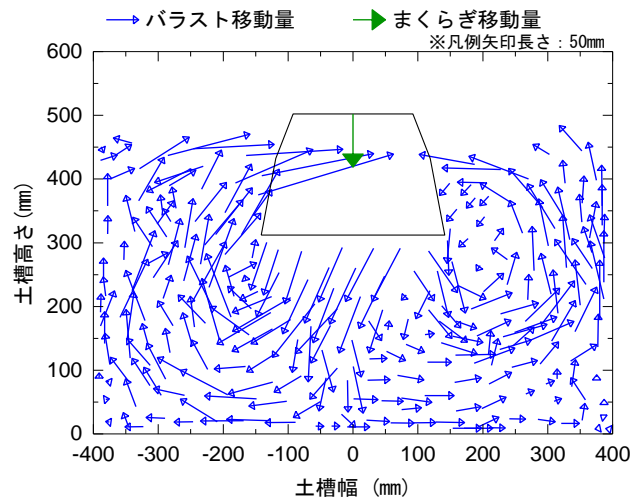
図-4.15 P10-70-f-50 シリーズのまくらぎ・バラスト移動状況



(a) 10Hz



(b) 32Hz



(c) 50Hz

図-4.16 P10-70-f-110 シリーズのまくらぎ・バラスト移動状況

4.4.3.3 まくらぎ沈下量と路盤応答

各载荷周波数において5,000回载荷後に生じたまくらぎ沈下量を図-4.17に示す。また、载荷周波数と路盤の加速度振幅、速度振幅、変位振幅の関係を図-4.18、図-4.19、図-4.20にそれぞれ示す。図-4.18、図-4.19、図-4.20において、縦軸はそれぞれ路盤加速度振幅、路盤速度振幅、路盤変位振幅を示しており、横軸は载荷周波数を示している。これらの路盤の応答値は载荷4,000回目から5,000回目の間の平均値を用いている。

図-4.17より、载荷周波数が40Hz以下の条件では、载荷荷重および载荷周波数が同一のときに概ね路盤剛性が小さいほうが軌道沈下量は大きくなっている。これは、既往の研究で述べられている傾向とも一致している。しかし、载荷周波数が50Hz以上の条件ではこの関係は必ずしも成立していない。これは、図-4.20に示すように軌道全体の固有振動数の影響で路盤の振幅変位が周波数によって増減しているためである。また、载荷周波数と路盤剛性が同一のときには、荷重振幅が大きいほどまくらぎ沈下量が大きくなっている。载荷周波数ごとのまくらぎ沈下量について見ると、各条件において载荷周波数10Hzのときはいずれもほとんどまくらぎ沈下が発生しておらず、20Hzまたは32Hzに载荷周波数が増加すると急激にまくらぎ沈下量が増加している。これらの周波数は、図-4.18に示すように路盤加速度が重力加速度以上になるタイミングと一致している。

路盤加速度が重力加速度の閾値を超えると、その後は周波数の上昇に伴ってまくらぎ沈下量は増加傾向となるが、路盤条件ごとにまくらぎ沈下量はピーク値を持っており、ピーク後は周波数が増加するとまくらぎ沈下量が減少している。荷重条件がP20-140-f-Kシリーズの場合、まくらぎ沈下量がピークとなる周波数は路盤剛性30MN/m³の場合が40Hz、路盤剛性50MN/m³、110MN/m³の場合が64Hzであった。ややばらつきはあるものの、これは解析モデルにおいてまくらぎ・バラストの質量の合計と、路盤ばね定数を1質点系の振動モデルと考えたときの固有振動数(表-4.5)に概ね一致した。また、図-4.20を見ると、路盤変位振幅の最大値も固有振動数に概ね一致していた。バラスト粒子個々の固有振動数は、100Hz以上の領域に存在するため、本解析の载荷条件ではほとんど影響がなく、軌道全体の応答は路盤条件の影響を大きく受けていることがわかる。

これらの傾向については、3章の実験で得られた傾向とも比較的一致する。3章の繰返し载荷試験において、軟弱路盤では25Hz、健全路盤では35Hzからまくらぎ沈下量が増加傾向となり、路盤表層に近いバラスト下層加速度が重力加速度以上になった(図-3.5、図-3.6)。解析においても、路盤剛性が小さい条件(路盤剛性30MN/m³)では20Hz、路盤剛性が大きい条件(路盤剛性110MN/m³)

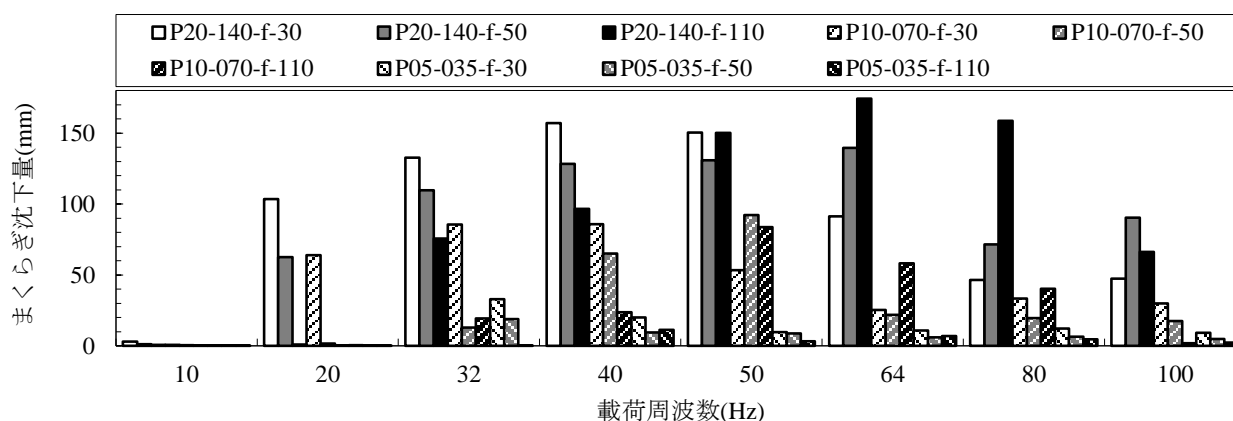


図-4.17 解析から得られた5,000回载荷後のまくらぎ沈下量

では 32Hz でまくらぎ沈下量が増加し、このとき路盤加速度が重力加速度以上になっている。また、まくらぎ沈下量や軌道の振動特性に関しても、繰返し载荷試験では模擬軟弱路盤において 35Hz でまくらぎ沈下量がピークとなり（図-3.5）、振動特性試験では模擬軟弱路盤で 34Hz、健全路盤で 41Hz にバラスト速度・変位のピークが見られた（図-3.12, 図-3.13）。解析でもまくらぎ沈下量と路盤応答にはモデルの固有振動数に概ね一致するピークが存在し、路盤剛性が小さい条件（路盤剛性 30MN/m^3 ）では 40Hz、路盤剛性が大きい条件（路盤剛性 110MN/m^3 ）では 64Hz であった。2次元モデルは定量的な結果を示すことはできないが、これらの傾向は試験結果と概ね近い傾向を示しており、解析から得られたバラストの挙動は、3章の試験で発生した現象を概ね説明できていると考えられる。

3章の試験結果と解析結果をふまえると、軟弱な路盤では 30Hz~40Hz 程度の領域に軌道全体の応答が卓越しやすい固有振動数が存在し、軌道の応答が増幅される可能性がある。また、新幹線からの入力荷重を考えると、2章でも示したように速度に応じて特定の周波数に荷重エネルギーのピークを持つが、概ね 60Hz 以上では軌道パッドやバラスト層の減衰効果によりバラスト層への振動は減衰される。これらの減衰効果が小さく、荷重のエネルギーが卓越する周波数が 30Hz 付近に存在する。本試験で設定したような路盤が軟弱な条件においては、列車からの入力荷重のエネルギーが大きい周波数と軌道の固有振動数が近い領域となり、軌道の振動が卓越しやすい条件が重なることで路盤加速度が重力加速度を上回る条件が成立しやすくなる可能性がある。

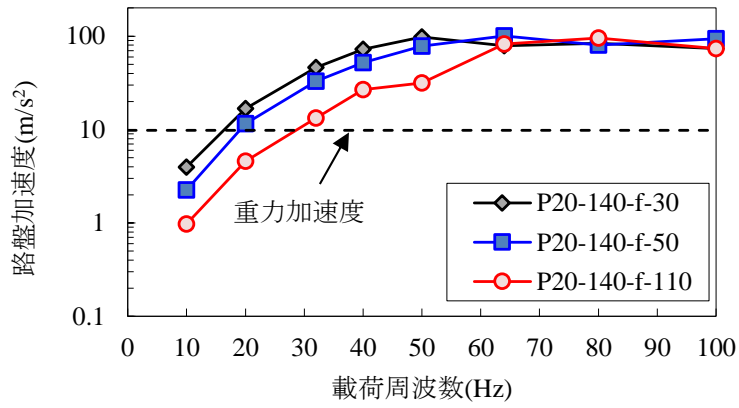


図-4.18 载荷周波数－路盤加速度関係 (P20-140 - f - K シリーズ)

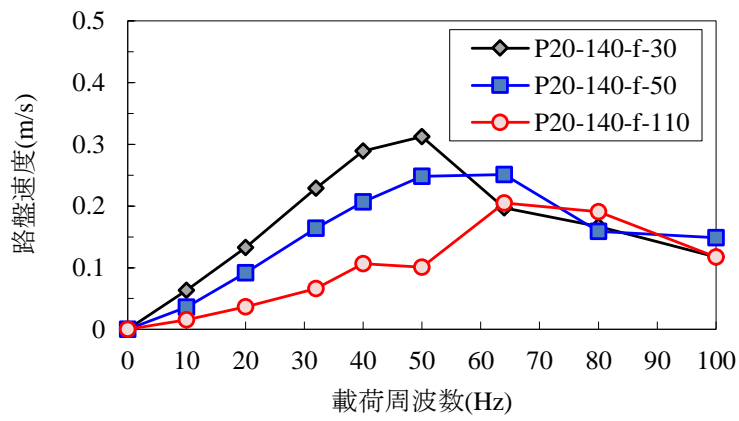


図-4.19 载荷周波数－路盤速度関係(P20-140 - f - K シリーズ)

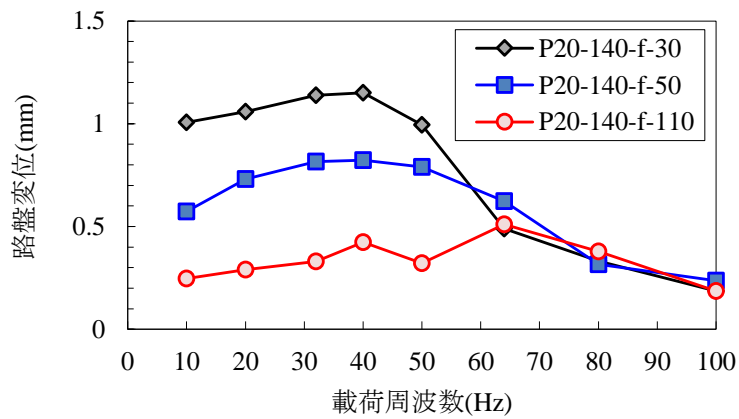


図-4.20 载荷周波数－路盤変位関係(P20-140 - f - K シリーズ)

4.4.3.4 まくらぎ沈下量と路盤応答の相関

まくらぎ沈下量と各路盤応答との相関を図-4.21 に示す。路盤速度振幅がまくらぎ沈下量に対して高い相関を示しており、他の指標は相関が低い。解析結果から、まくらぎ沈下量が載荷周波数など、動的な要素に依存性があることは明らかなので、路盤変位振幅との相関が低いのは妥当である。路盤加速度については前述したようにバラストの拘束圧と関係があるが、路盤加速度が重力加速度以上になり、多くの接点で接触力が0 となってバラスト粒子の接触点数が減少すると加速度の影響が小さくなるために相関が低くなったと考えられる。これに対して、路盤速度振幅は載荷周波数や載荷荷重、路盤条件等をさまざまに変化させた解析結果に対して一定の相関を示している。本解析から、路盤部に発生する振動の「速度振幅」がまくらぎ沈下量に対して最も相関の高いパラメーターであることがわかった。この理由については次項で考察する。

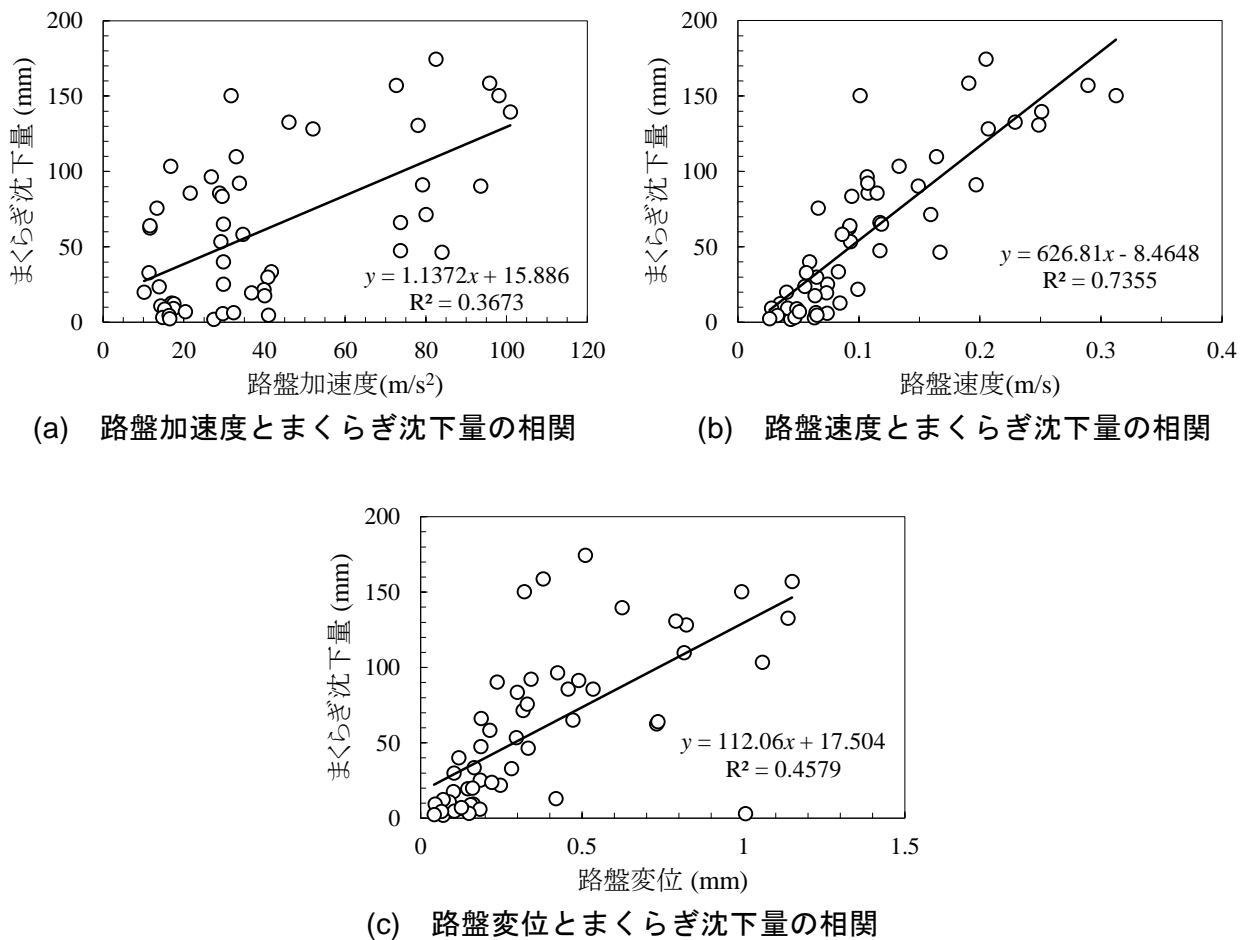


図-4.21 全解析ケースから得られたまくらぎ沈下量と路盤応答の関係

4.4.3.4 バラスト粒子の接触状態

図-4.22 には載荷前におけるバラスト粒子接触点数のヒストグラム、図-4.23、図-4.24 には解析ケース P10-070-10-30（載荷荷重 $1.0 \pm 0.7 \text{kN}$ ，載荷周波数 10Hz，路盤剛性 30MN/m^3 ）および P10-070-32-30（載荷荷重 $1.0 \pm 0.7 \text{kN}$ ，載荷周波数 32Hz，路盤剛性 30MN/m^3 ）の載荷 1001 回目の各ステップにおけるバラスト粒子の接触点数のヒストグラムの推移をそれぞれ示す．図-4.22 より，静止状態においてバラスト粒子は 4 点で周囲と接触している粒子数が最も多く，接触点数は正規分布に近い形になっている．また，接触点数は最小で 2 点，最大で 8 点である．図-4.23 に示す 10Hz での載荷時のヒストグラムの推移を見ると，接触点数はほとんど変化していないことがわかる．10Hz での載荷時は路盤加速度が重力加速度に満たないため，載荷中，接触点数の分布は載荷前とほぼ同じで各ステップ間でも変動はほとんどない．つまり，載荷中もバラスト粒子の接触状態は変わらず，バラスト層の形状が安定的に維持されている．一方，32Hz での載荷時のヒストグラムを見ると，接触点数が大きく変動し，接触点数が 0 の粒子が常時発生している．詳しく見ると，載荷過程（図-4.24(a)～(b)）では接触点数 0 の粒子は 20 個程度であるが，除荷過程（図-4.24(c)～(d)）に入ると接触点数 0 の粒子数は 60 個程度まで増加する．これは，路盤加速度が重力加速度を超えたためにバラスト粒子に微小な跳ね上がり現象が生じていると考えられる．接触点数 0 のバラスト粒子はバラスト層の維持に全く寄与しないため，バラスト層は非常に不安定化しているといえる．接触点数が 0 になるバラスト粒子の発生は，路盤加速度が重力加速度以上にならないと発生しないため，この現象の発生がまくらぎ沈下量急変の要因となっていると考えられる．

バラスト粒子は周囲に隣接する粒子から拘束されて安定な状態を維持しているが，バラストに振動が与えられるとその加速度による慣性力が作用し，慣性力に比例して拘束力が低下することになる．そのため既往の研究でも示されているように⁸⁾，バラストの加速度に比例してまくらぎ沈下量が大きくなる．このときは，周囲のバラストからの拘束力は低下するものの，接触点数はほとんど変化しないと考えられる．これに対し，バラストに作用する加速度が重力加速度以上になると，慣性力が物体力を上回るため周囲のバラストの接触が失われていると考えられる．このように，バラスト加速度が重力加速度を超えることでバラストの状態が大きく変化するため，解析結果のようなまくらぎ沈下量の急激な増加が生じたと考えられる．

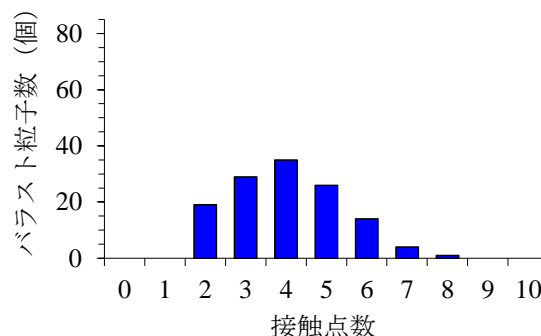
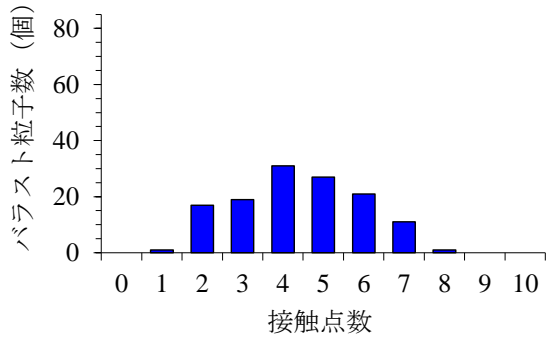
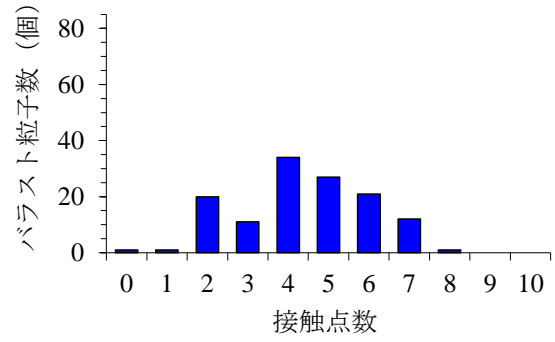


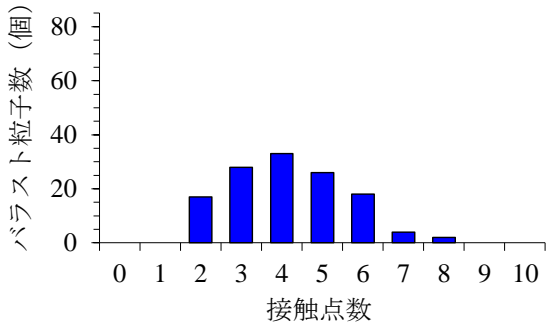
図-4.22 載荷前のバラスト粒子接触点数のヒストグラム



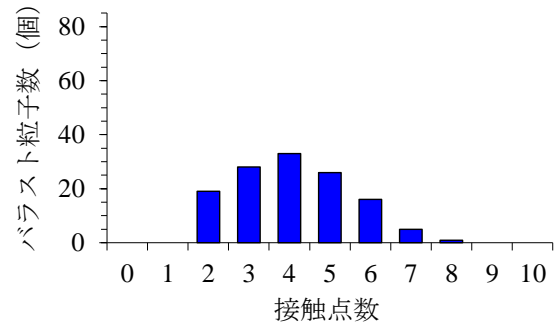
(a) 0/4 ステップ目 (载荷 1000 回終了時)



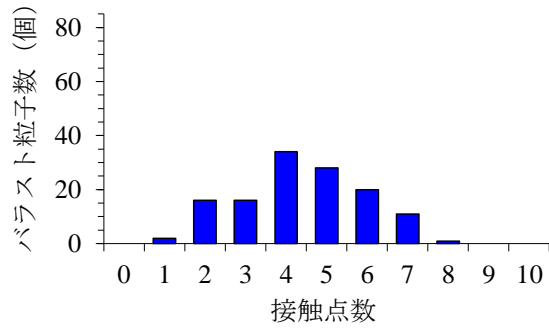
(b) 1/4 ステップ目



(c) 2/4 ステップ目

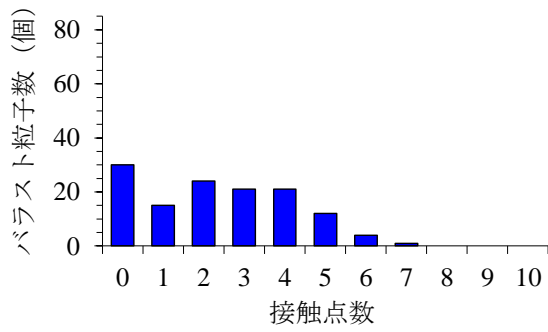


(d) 3/4 ステップ目

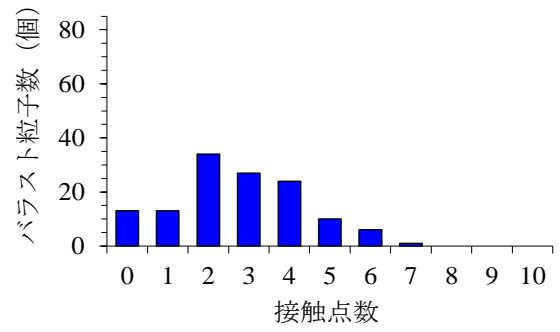


(e) 4/4 ステップ目

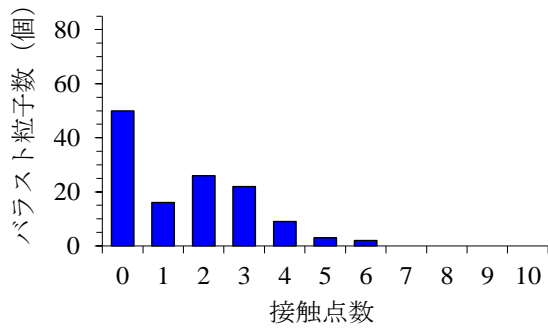
図-4.23 ヒストグラムの推移 (10Hz)



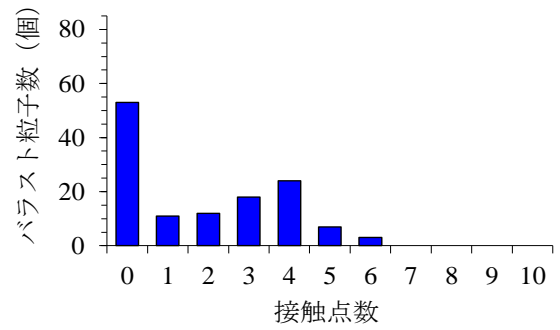
(a) 0/4 ステップ目 (载荷 1000 回終了時)



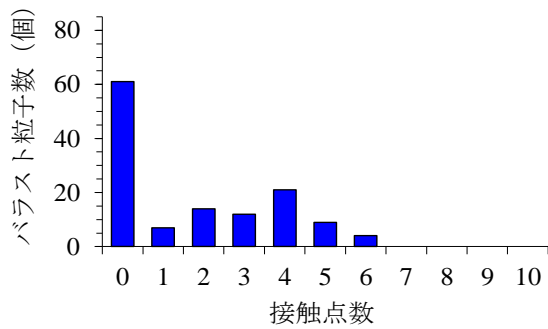
(b) 1/4 ステップ目



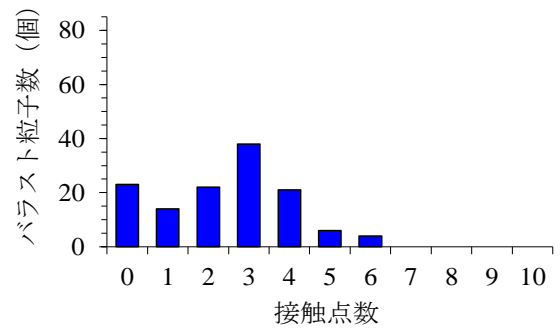
(c) 2/4 ステップ目



(d) 3/4 ステップ目



(e) 4/4 ステップ目 (载荷 1001 回目終了時)



(f) 5/4 ステップ目

図-4.24 バラスト粒子接触点数のヒストグラム推移 (32Hz)

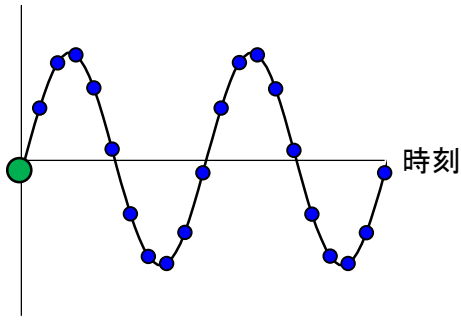
4.4.3.5 載荷時のバラスト粒子の詳細挙動

路盤加速度振幅が重力加速度を上回るとバラスト粒子の接触点数が減少し、バラスト粒子が不安定化していることを図-4.24 で示した。ここでは、P10-070-10-30（載荷荷重 $1.0 \pm 0.7 \text{ kN}$ ，載荷周波数 10 Hz ，路盤剛性 $K_{30} = 30 \text{ MN/m}^3$ ）および P10-070-32-30（載荷荷重 $1.0 \pm 0.7 \text{ kN}$ ，載荷周波数 32 Hz ，路盤剛性 $K_{30} = 30 \text{ MN/m}^3$ ）の解析ケースにおける、1001 回目から 1003 回目載荷時の軌道各部の詳細挙動について考察する。解析ケース P10-070-10-30 の詳細状況を図-4.25 から図-4.29 に、解析ケース P10-070-32-30 の詳細状況を図-4.30 から図-4.40 に示す。これらの図において、(a) では(b)から(d)に示した図の時刻 t におけるまくらぎ変位を示す。(b)には(a)に示した時刻 t から $T/20$ 秒間 (T : 載荷周期(s)) のまくらぎ、バラスト粒子、路盤の移動量を示している。なお、まくらぎは絶対変位と路盤に対する相対変位、バラスト粒子は路盤に対する相対変位、路盤は絶対変位を示している。(c)には(a)に示した時刻 t から $T/20$ 秒間 (T : 載荷周期(s)) のバラスト粒子の回転変位量を示している。図中のシンボル色は回転方向、シンボルサイズは回転変位量を示している。(d)には時刻 t におけるバラスト粒子間の荷重伝達状況を示している。図中の赤い線は接触力を表しており、線の太さが荷重の大きさを示す。

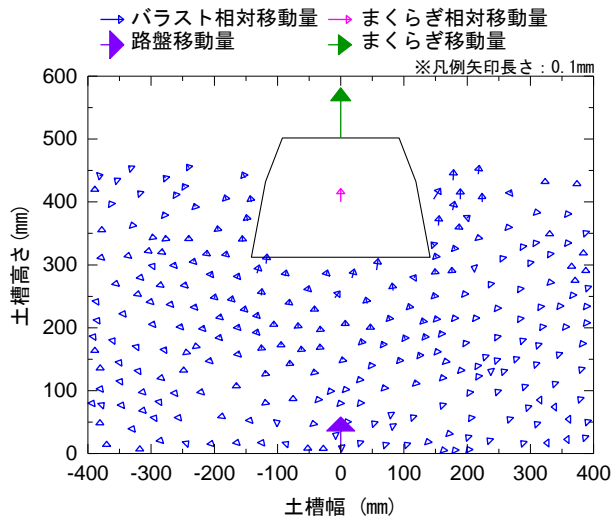
まず、載荷周波数 10 Hz のケース（図-4.25 から図-4.29）について見ると、いずれの状況においても(b)、(c)に示すとおり、バラスト粒子に相対変位および回転変位はほとんど発生しておらず、載荷に伴うバラスト粒子の流動などは発生していない。(c)の荷重伝達状況を見ても、載荷中、荷重伝達経路にはほとんど変化がなく、入力荷重の増減に対応して変化しているのみである。また、ほぼすべてのバラスト粒子に複数方向から接触力が作用しており、バラスト粒子全体がしっかりと拘束されていることがわかる。

次に、載荷周波数 32 Hz でのバラストの動きを見ると、 10 Hz のときとは傾向が大きく異なっている。図-4.30 では、(a)、(b)に示すように、まくらぎ側方の表層部付近のバラスト粒子には不規則に相対変位や回転変位が発生しており、不安定な状態となっている。まくらぎ変位が最大となる点になると（図-4.31）、まくらぎ側方のバラスト粒子には土槽底部付近にあるものにまで上方向の変位が発生している。まくらぎと路盤が下向きに運動し始めても（図-4.32）、バラスト粒子は上向きに運動を続けており、跳ね上げられた状態になっている。このときには(d)に示すように、まくらぎ側方の多くのバラスト粒子で、接触力が失われた状態になっている。まくらぎ変位が最小となるころ（図-4.33）に、バラストの上昇は収まり、まくらぎが再び上向きに運動するとき（図-4.34）にバラストが落下してきている。ここからまくらぎ変位が最大になるまでの間（図-4.34 から図-4.37）バラスト粒子には路盤やまくらぎとは連動せず、衝突と跳ね上がりを繰り返す不規則な動きが発生している。バラスト粒子が跳ね上がる方向は、バラスト粒子ごとの接触状況によってばらつきが生じている。こうしたわずかに水平方向成分を含む跳ね上がりの繰り返しにより、バラスト粒子は徐々に側方へ流動していると考えられる。

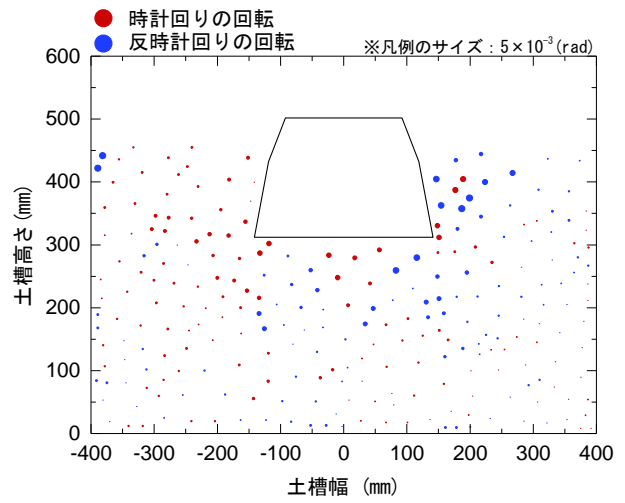
まくらぎ変位



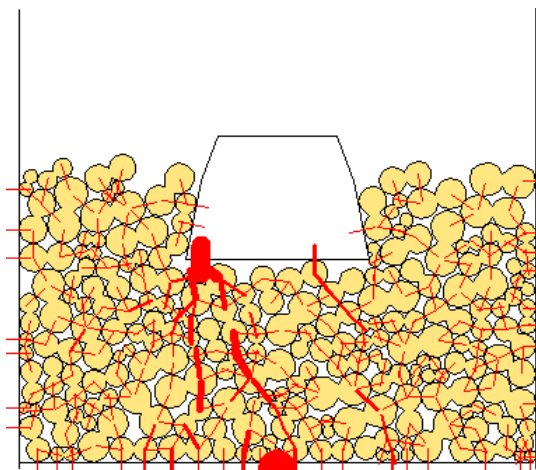
(a) まくらぎ変位



(b) まくらぎ・バラスト・路盤移動量



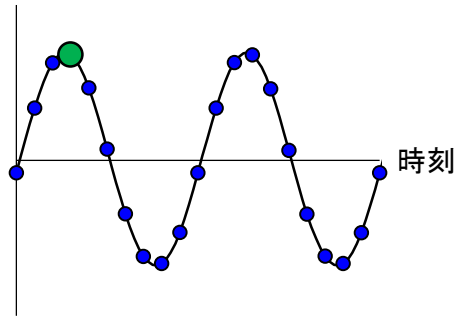
(c) バラスト回転量



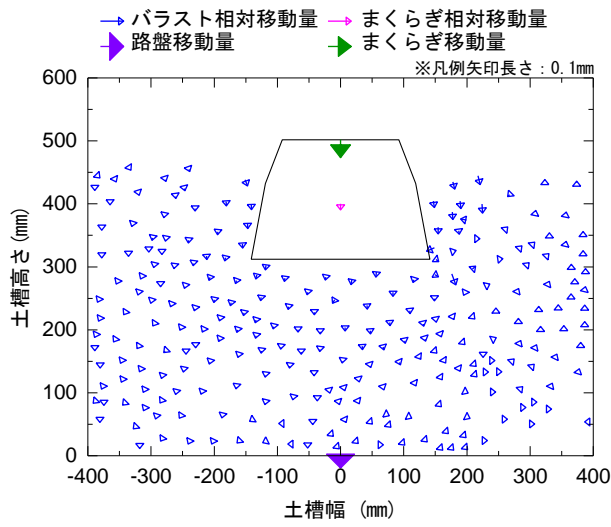
(d) 荷重伝達状況

図-4.25 バラスト詳細挙動-1 (10Hz)

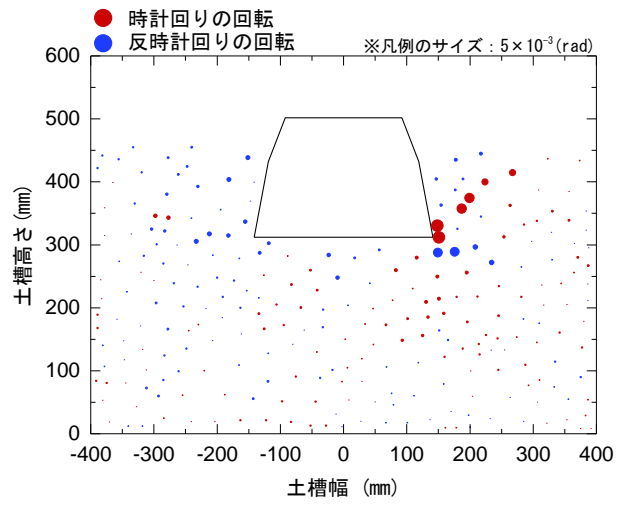
まくらぎ変位



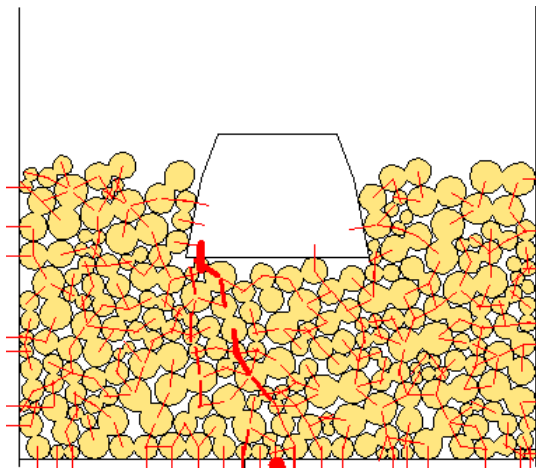
(a) まくらぎ変位



(b) まくらぎ・バラスト・路盤移動量



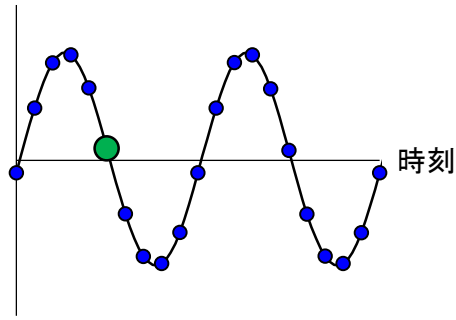
(c) バラスト回転量



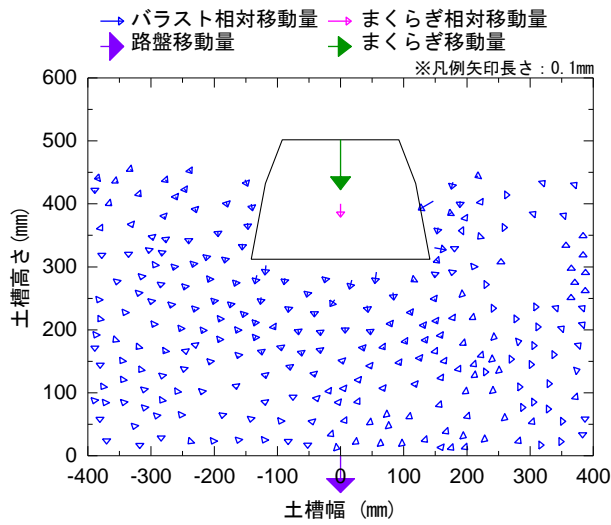
(d) 荷重伝達状況

図-4.26 バラスト詳細挙動-2 (10Hz)

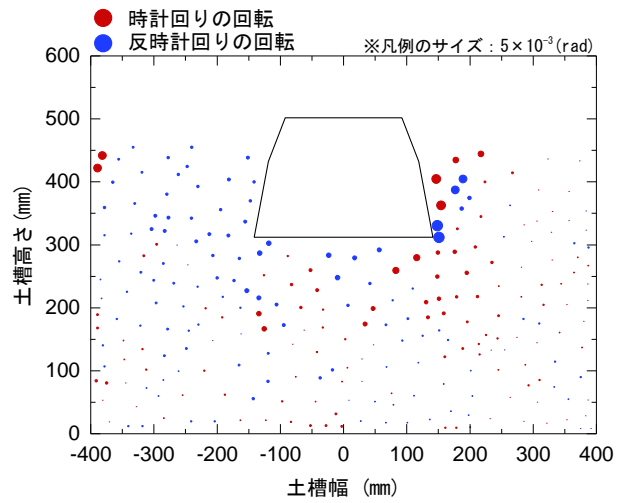
まくらぎ変位



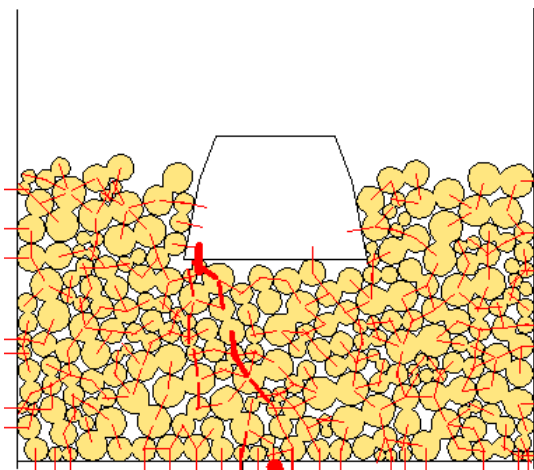
(a) まくらぎ変位



(b) まくらぎ・バラスト・路盤移動量



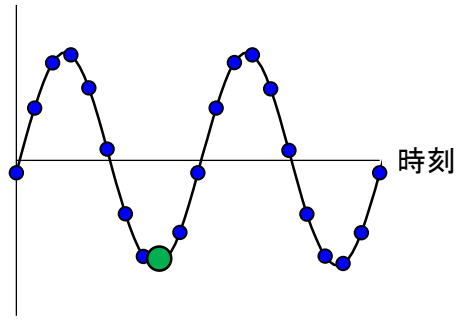
(c) バラスト回転量



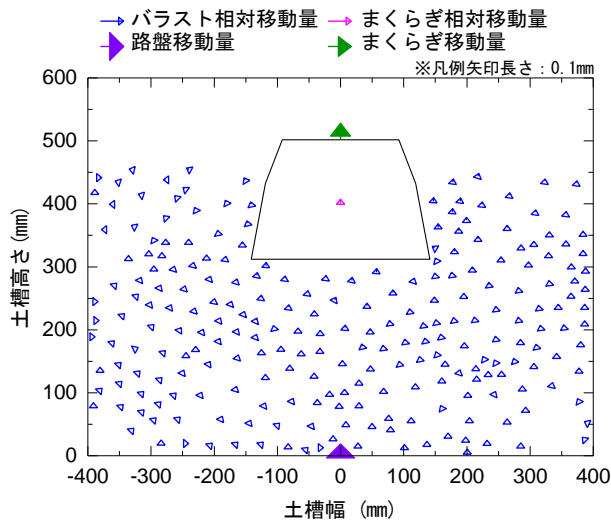
(d) 荷重伝達状況

図-4.27 バラスト詳細挙動-3 (10Hz)

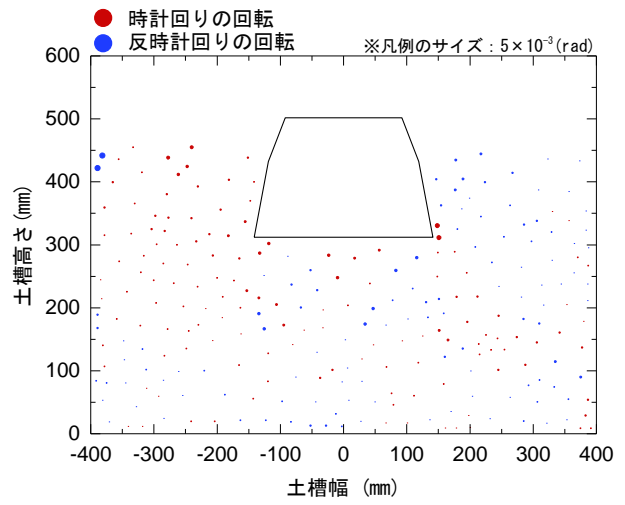
まくらぎ変位



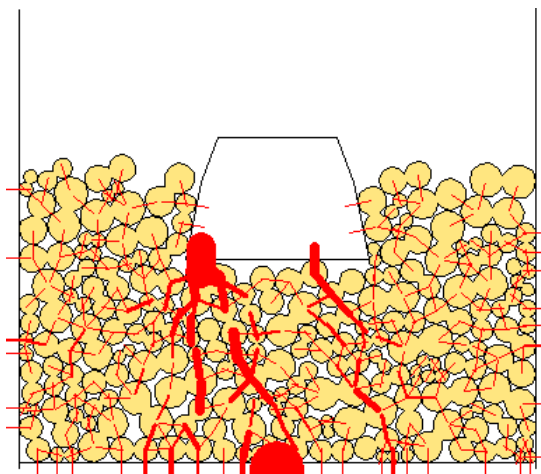
(a) まくらぎ変位



(b) まくらぎ・バラスト・路盤移動量



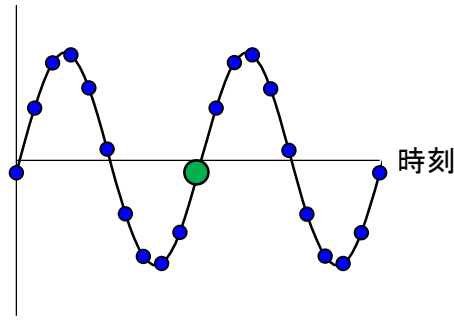
(c) バラスト回転量



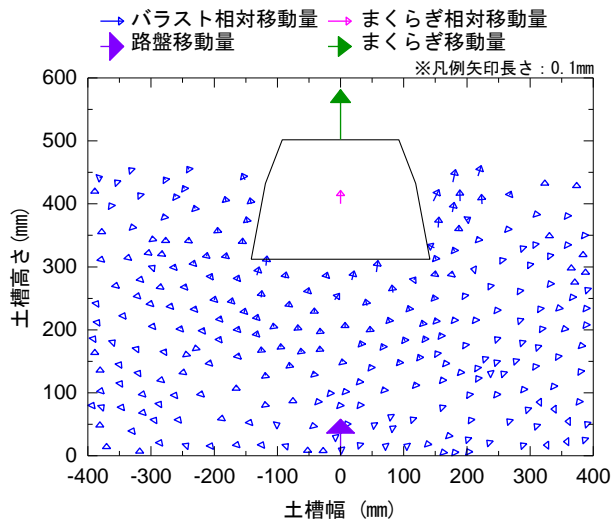
(d) 荷重伝達状況

図-4.28 バラスト詳細挙動-4 (10Hz)

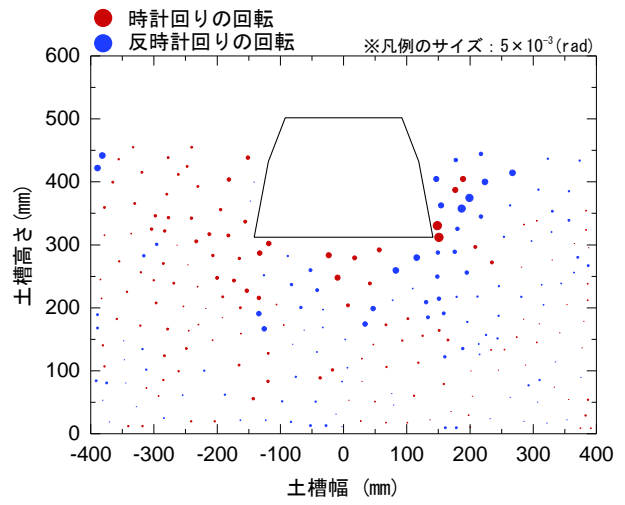
まくらぎ変位



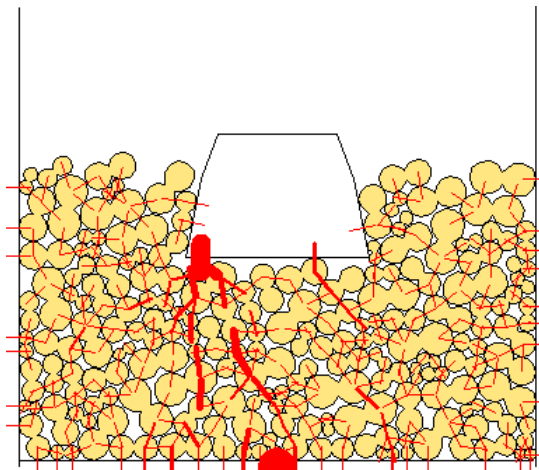
(a) まくらぎ変位



(b) まくらぎ・バラスト・路盤移動量



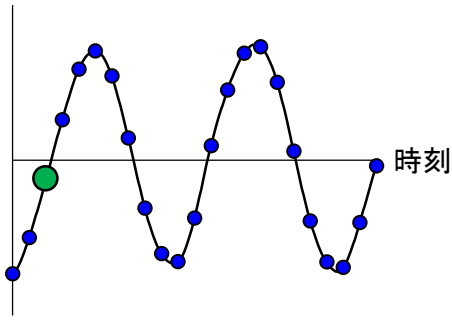
(c) バラスト回転量



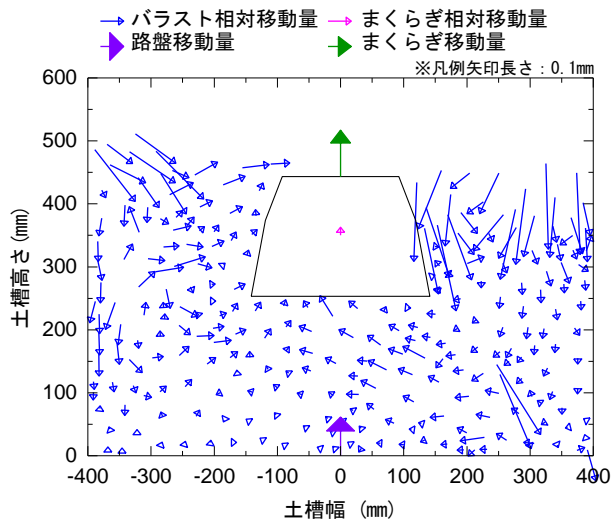
(d) 荷重伝達状況

図-4.29 バラスト詳細挙動-5 (10Hz)

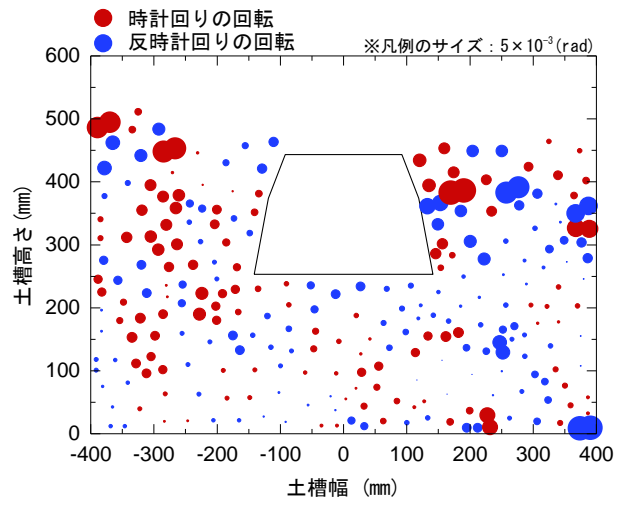
まくらぎ変位



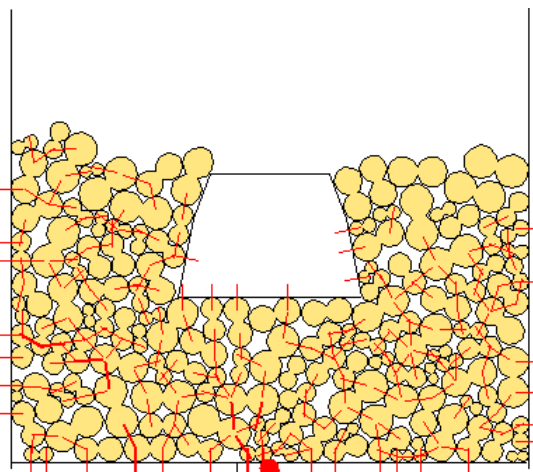
(a) まくらぎ変位



(b) まくらぎ・バラスト・路盤移動量



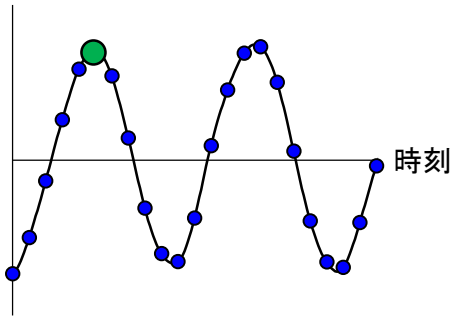
(c) バラスト回転量



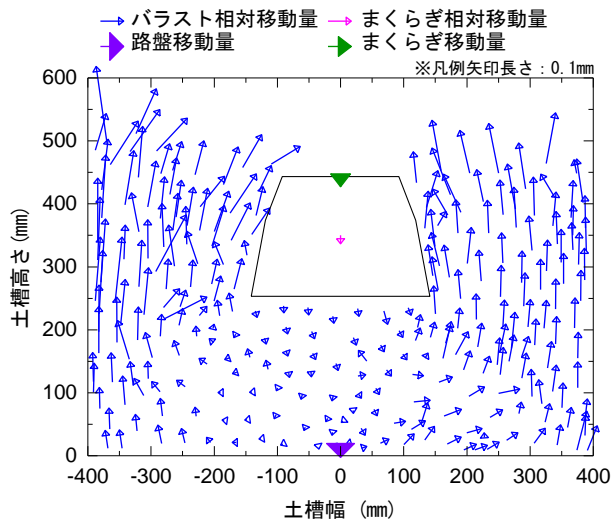
(d) 荷重伝達状況

図-4.30 バラスト詳細挙動-1 (32Hz)

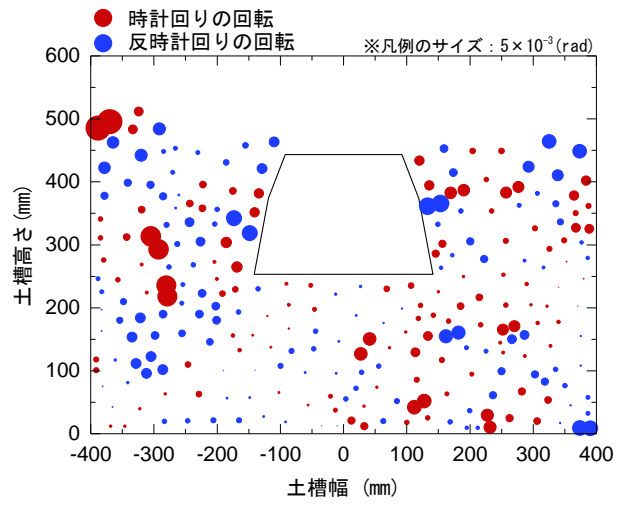
まくらぎ変位



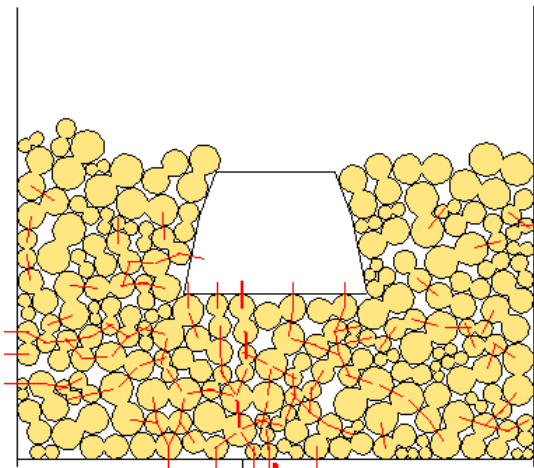
(a) まくらぎ変位



(b) まくらぎ・バラスト・路盤移動量



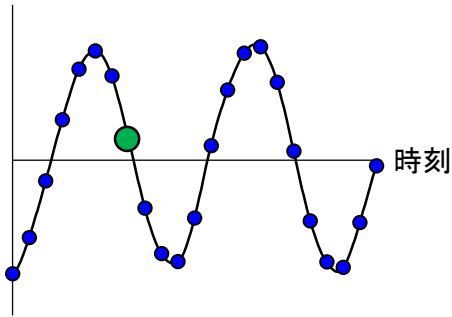
(c) バラスト回転量



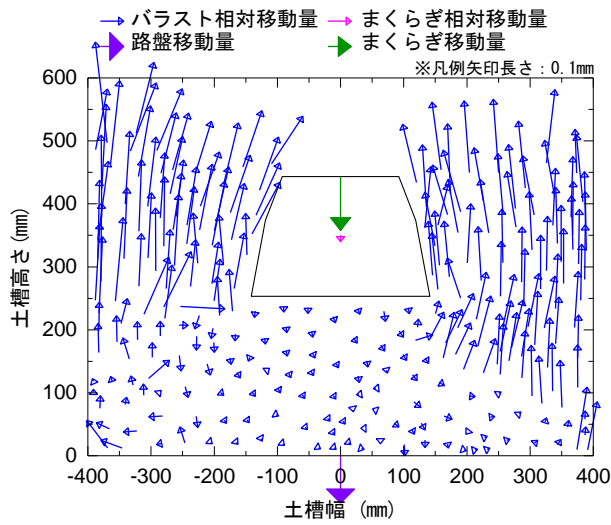
(d) 荷重伝達状況

図-4.31 バラスト詳細挙動-2 (32Hz)

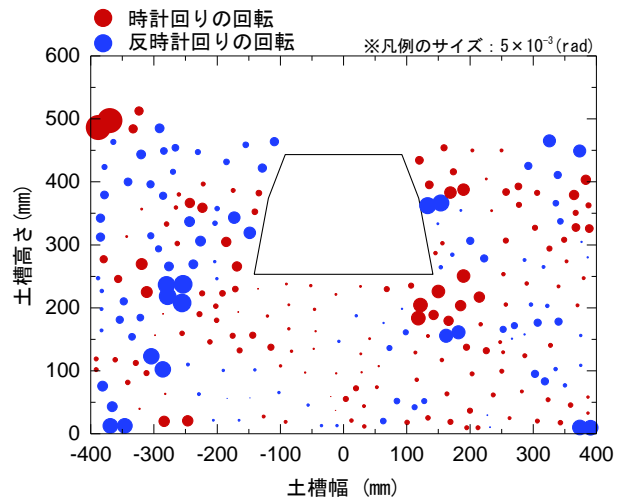
まくらぎ変位



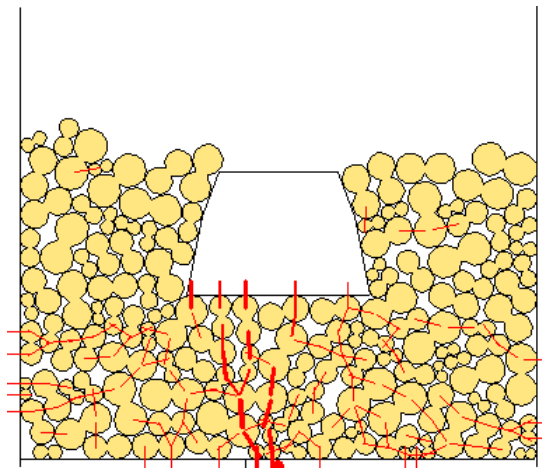
(a) まくらぎ変位



(b) まくらぎ・バラスト・路盤移動量



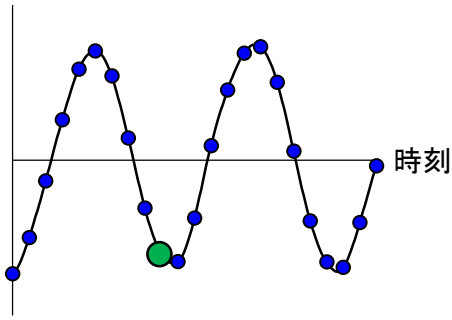
(c) バラスト回転量



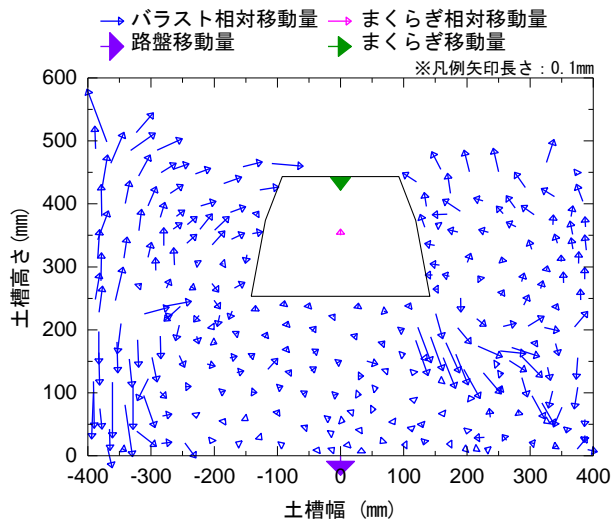
(d) 荷重伝達状況

図-4.32 バラスト詳細挙動-3 (32Hz)

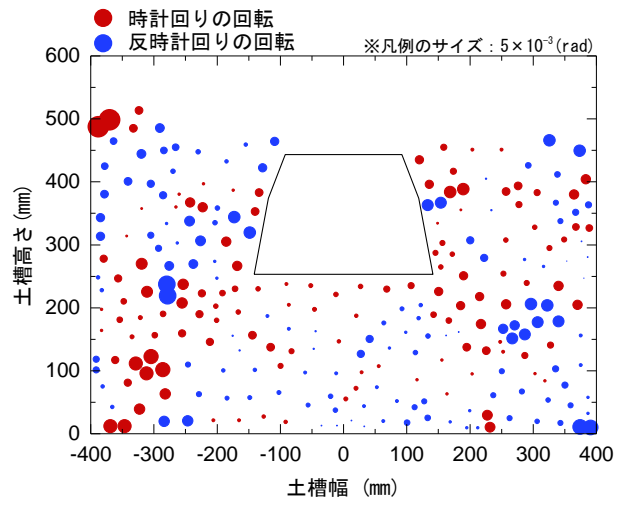
まくらぎ変位



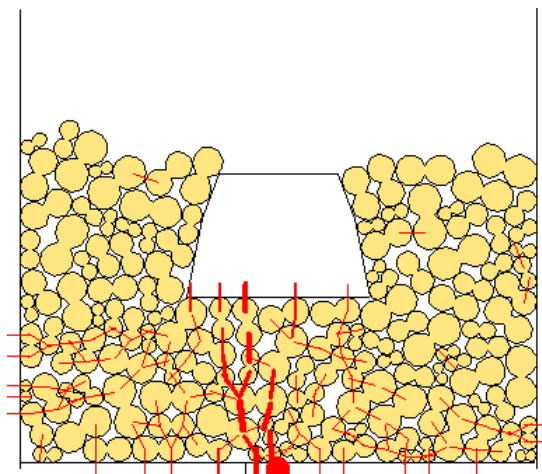
(a) まくらぎ変位



(b) まくらぎ・バラスト・路盤移動量



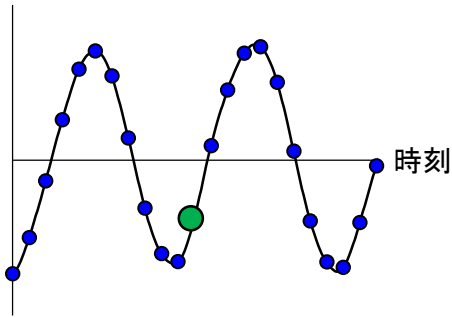
(c) バラスト回転量



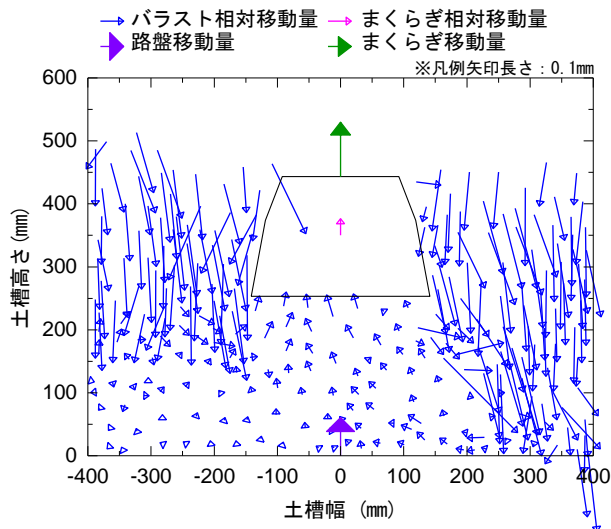
(d) 荷重伝達状況

図-4.33 バラスト詳細挙動-4 (32Hz)

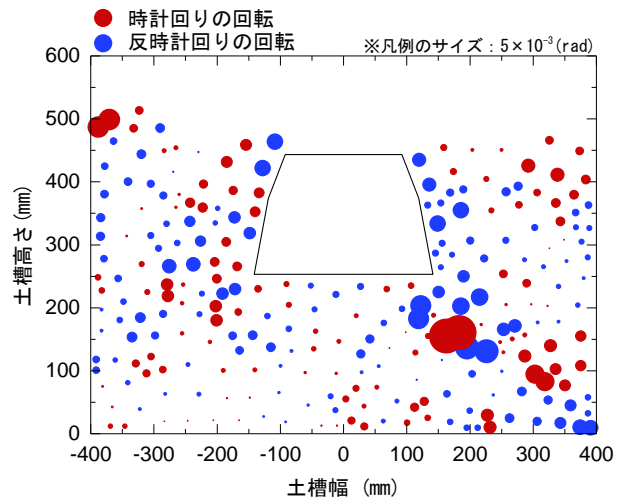
まくらぎ変位



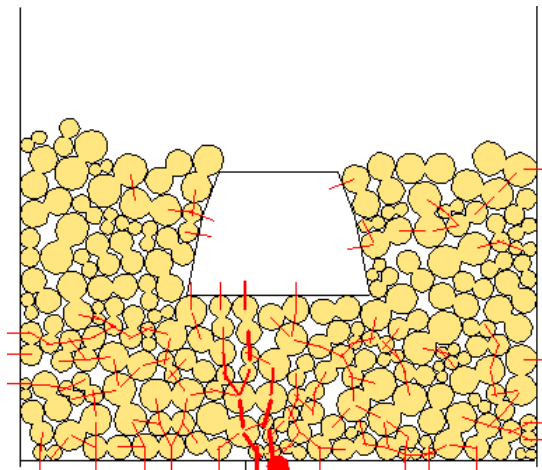
(a) まくらぎ変位



(b) まくらぎ・バラスト・路盤移動量



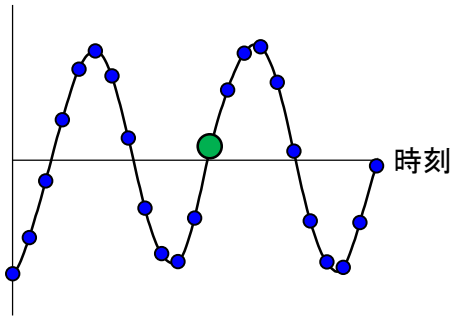
(c) バラスト回転量



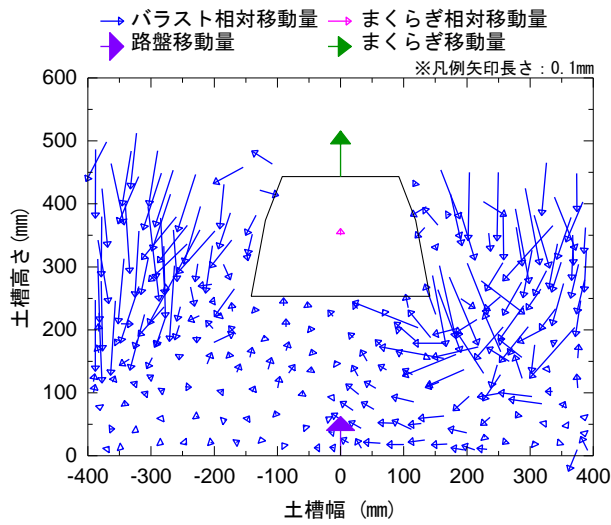
(d) 荷重伝達状況

図-4.34 バラスト詳細挙動-5 (32Hz)

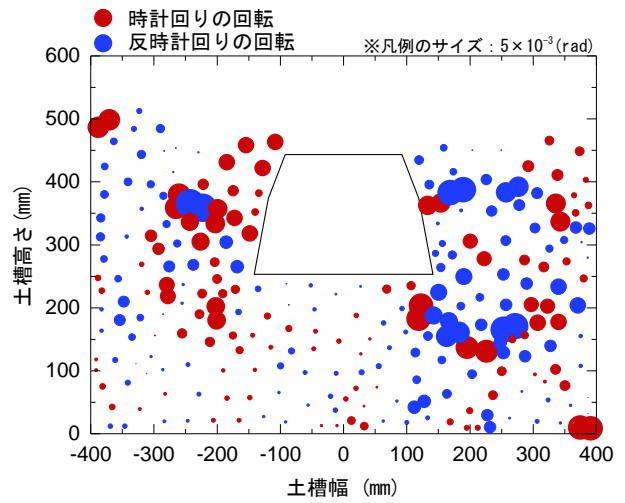
まくらぎ変位



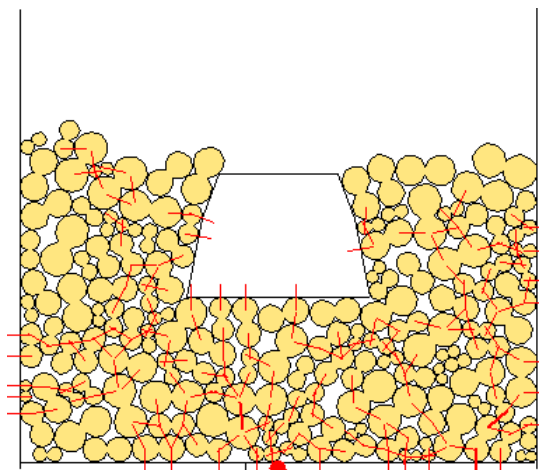
(a) まくらぎ変位



(b) まくらぎ・バラスト・路盤移動量



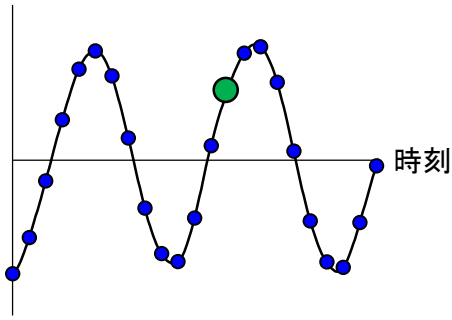
(c) バラスト回転量



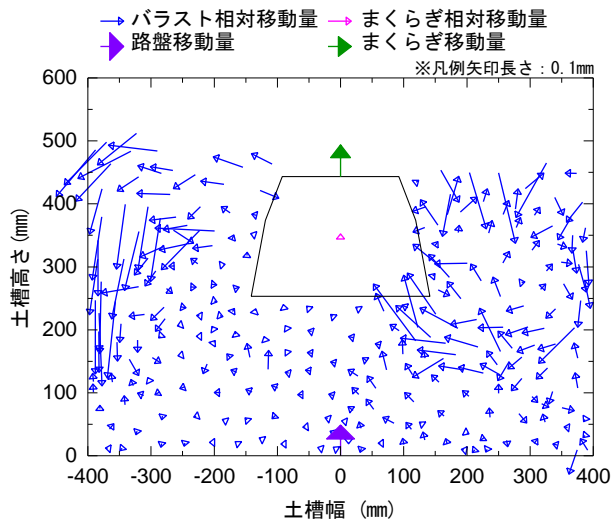
(d) 荷重伝達状況

図-4.35 バラスト詳細挙動-6 (32Hz)

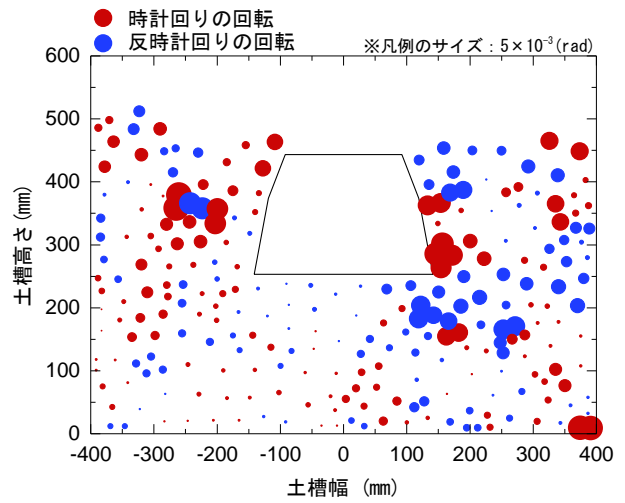
まくらぎ変位



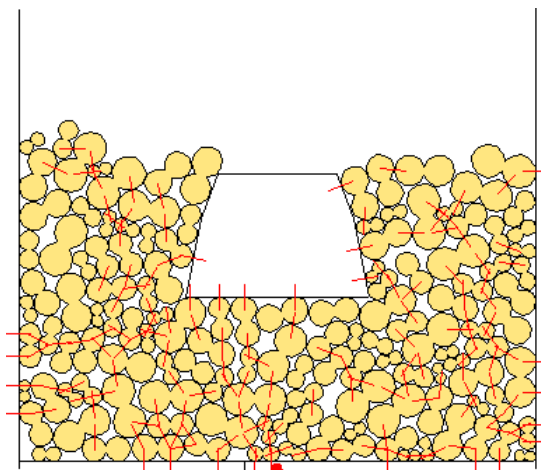
(a) まくらぎ変位



(b) まくらぎ・バラスト・路盤移動量



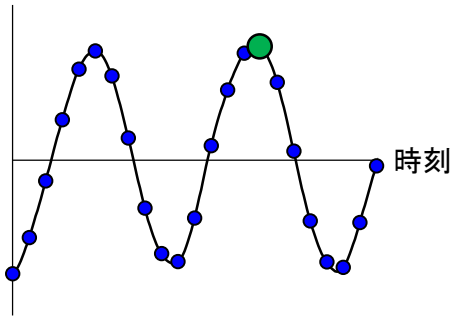
(c) バラスト回転量



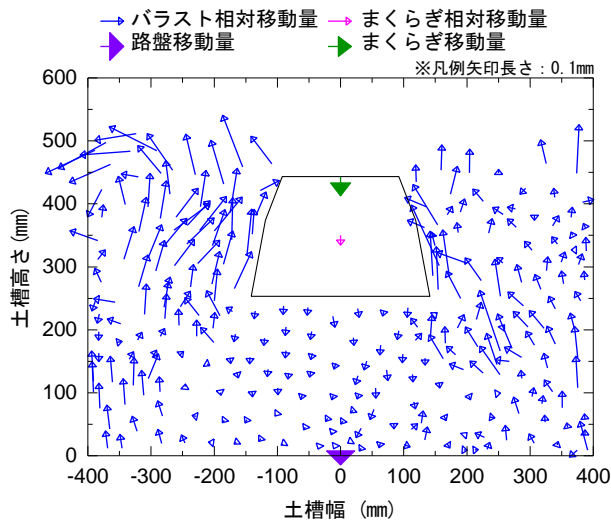
(d) 荷重伝達状況

図-4.36 バラスト詳細挙動-7 (32Hz)

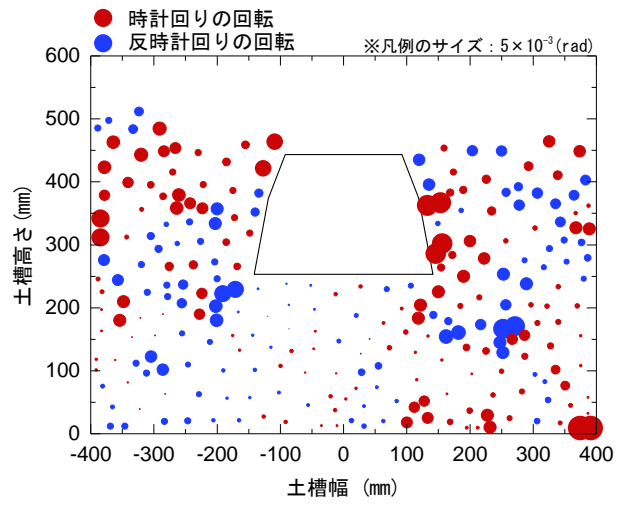
まくらぎ変位



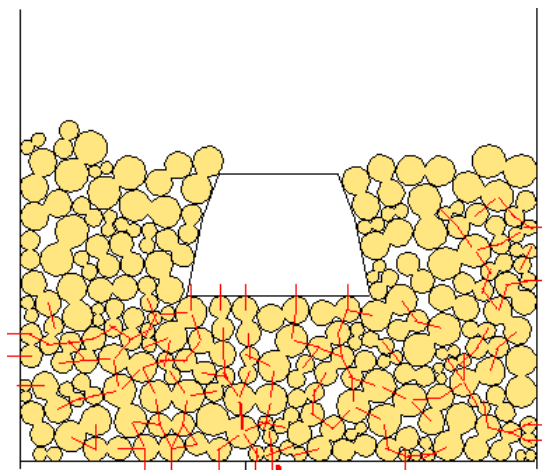
(a) まくらぎ変位



(b) まくらぎ・バラスト・路盤移動量



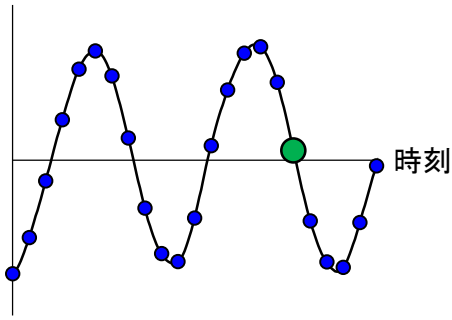
(c) バラスト回転量



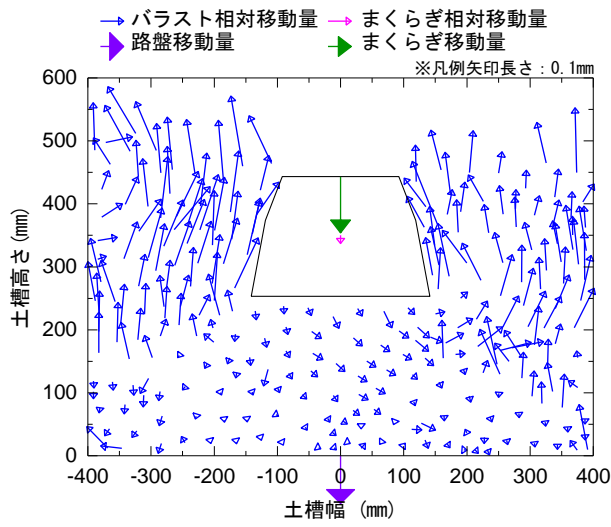
(d) 荷重伝達状況

図-4.37 バラスト詳細挙動-8 (32Hz)

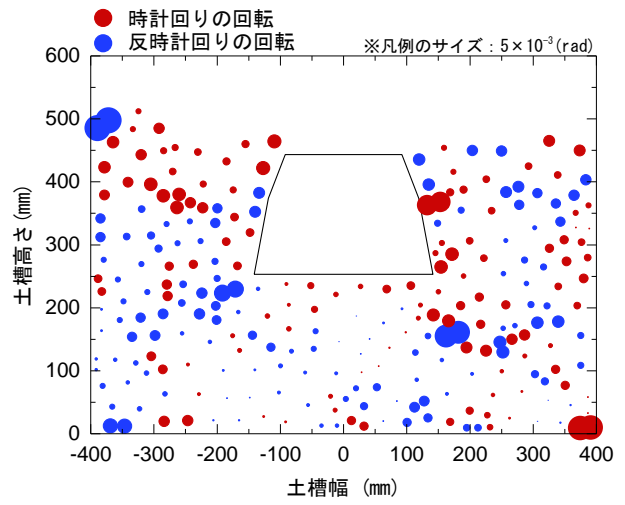
まくらぎ変位



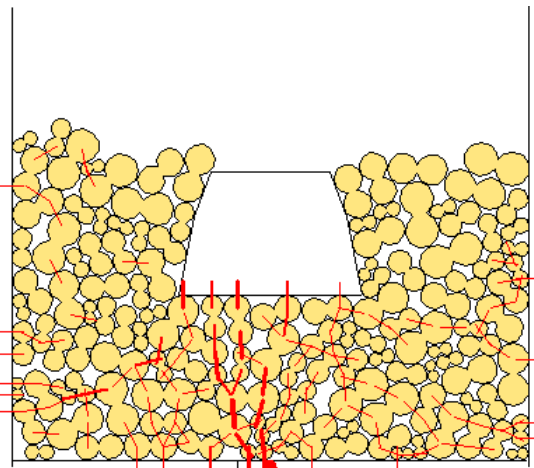
(a) まくらぎ変位



(b) まくらぎ・バラスト・路盤移動量



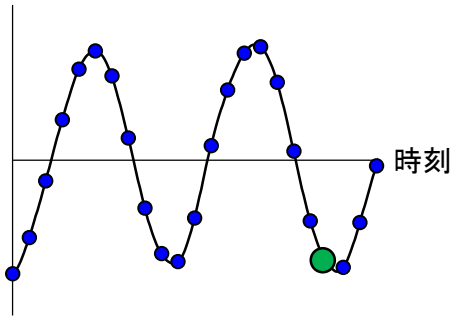
(c) バラスト回転量



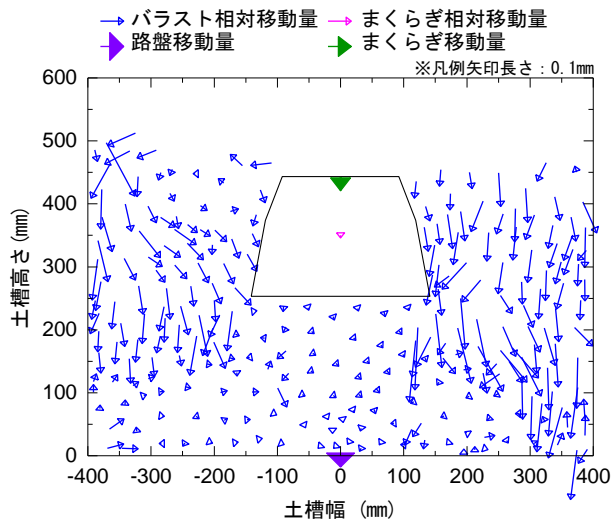
(d) 荷重伝達状況

図-4.38 バラスト詳細挙動-9 (32Hz)

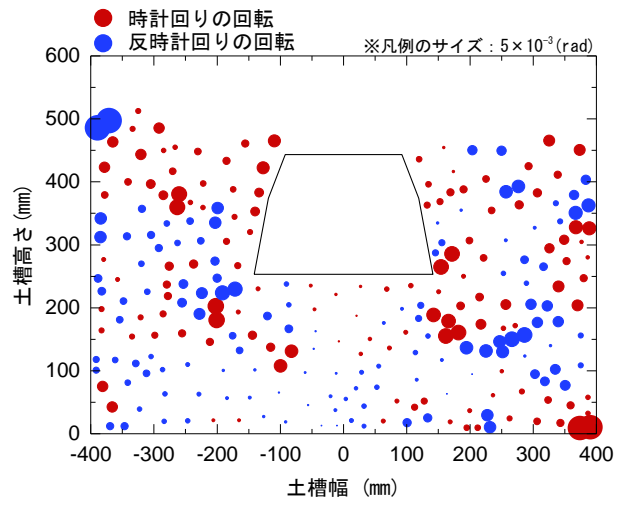
まくらぎ変位



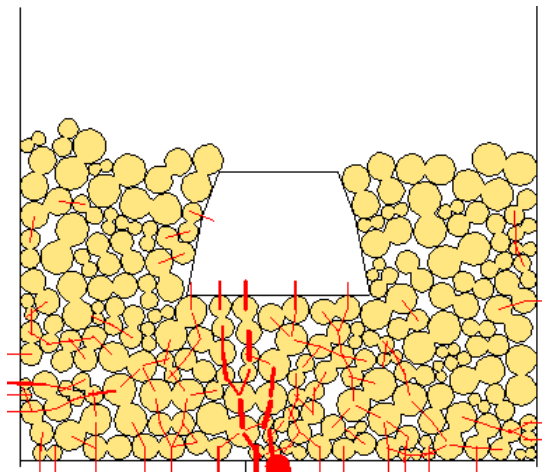
(a) まくらぎ変位



(b) まくらぎ・バラスト・路盤移動量



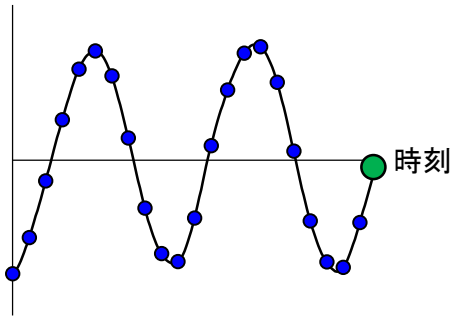
(c) バラスト回転量



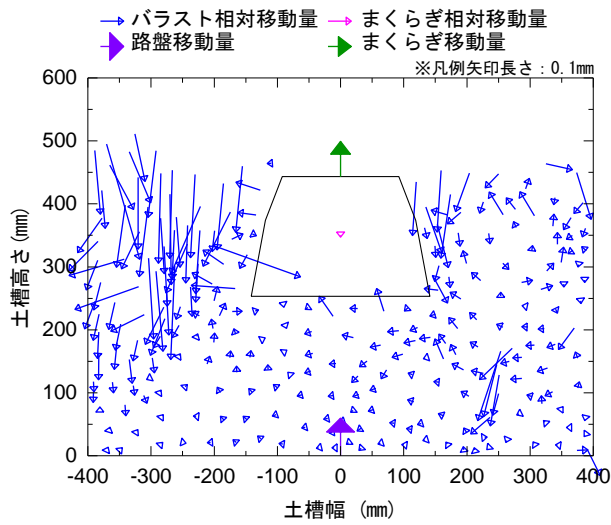
(d) 荷重伝達状況

図-4.39 バラスト詳細挙動-10 (32Hz)

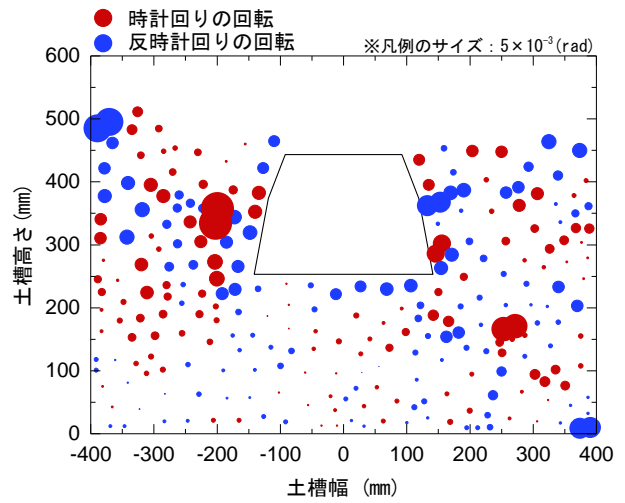
まくらぎ変位



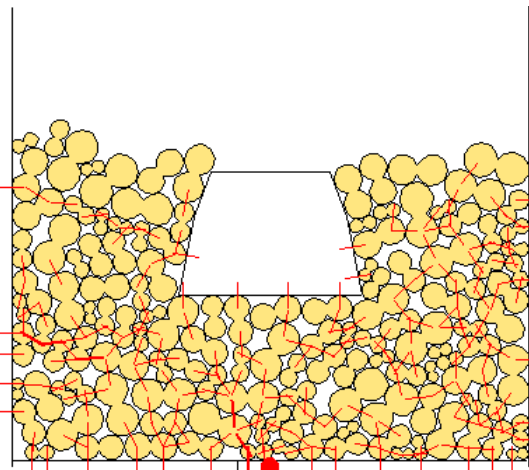
(a) まくらぎ変位



(b) まくらぎ・バラスト・路盤移動量



(c) バラスト回転量



(d) 荷重伝達状況

図-4.40 バラスト詳細挙動-11 (32Hz)

図-4.41 には P10-070-32-30 (載荷荷重 $1.0 \pm 0.7 \text{ kN}$, 載荷周波数 32 Hz , 路盤剛性 $K_{30} = 30 \text{ MN/m}^3$) の解析ケースにおいて 0~3000 回まで載荷した際の No.5 および No.85 バラスト粒子の移動状況を示す。No.5 粒子はまくらぎ側方にあり、路盤振動による跳ね上がり現象が顕著に発生しているバラストである。No.85 粒子は、顕著な跳ね上がりは発生しておらず、まくらぎからの荷重が伝達している領域にある粒子である。図-4.41 に示すように、No.5 粒子は載荷に伴いまくらぎから離れるように斜め上方へ移動している。一方、No.85 粒子は、バラストから離れるように、ほぼ水平に移動している。なお、これらの粒子に隣接する粒子は、概ね同様の傾向を示している。

図-4.42, 図-4.43 には、No.5 粒子および No.85 粒子の移動軌跡を拡大したものと、粒子の鉛直位置および水平位置の時刻暦をそれぞれ示す。なお、これらの図における鉛直方向の位置は路盤面に対する相対位置を示す。図-4.42 に示すように、跳ね上がり現象が顕著であった No.5 バラストでは、(a)の軌跡からも跳ね上がり現象の発生前後で粒子の水平方向移動が発生していることがわかる。また、(b)の時刻暦を見ると、跳ね上がり現象はほぼ常時発生しており、粒子間の拘束力(摩擦力)低下による粒子のずれではなく、この跳ね上がり現象に起因して粒子の側方流動が発生している。

No.85 粒子では、跳ね上がり現象は図-4.43(a)に示すように No.5 粒子に比べて小さい。しかし、このバラスト粒子でも図-4.43(b)のとおり No.85 粒子は路盤面と同様に運動する中で一時的に跳ね上がり現象が発生している。No.85 粒子に側方移動が発生するタイミングを見ると、No.5 粒子同様に、ほとんどが跳ね上がり現象発生時である。これらの粒子の側方流動により、まくらぎおよびまくらぎ直下のバラストは沈下挙動を起こす。したがって、バラストの跳ね上がり現象が粒子の側方流動に大きく寄与し、それに伴って軌道の急激な沈下が発生させていることがわかる。

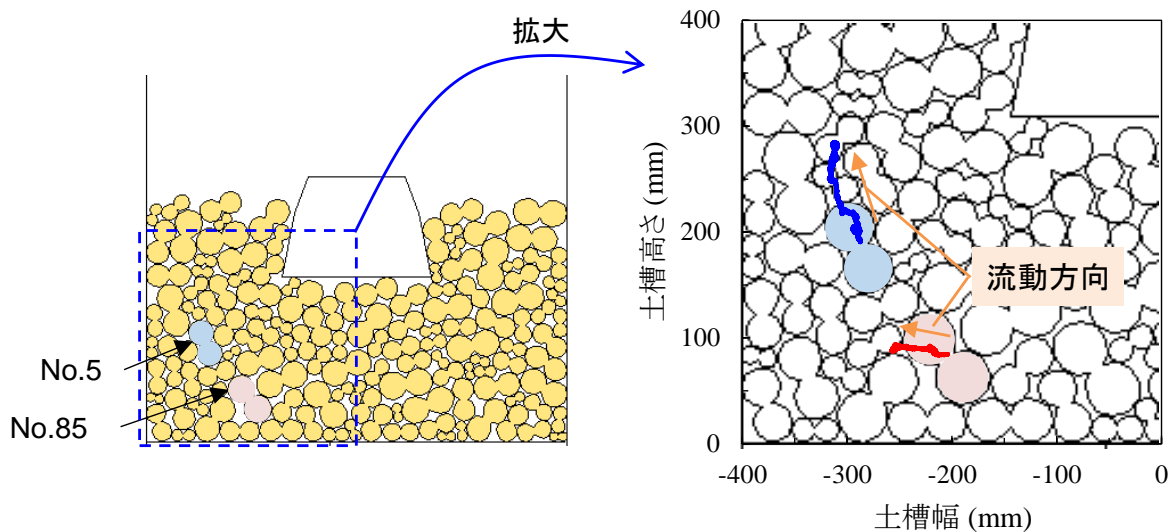
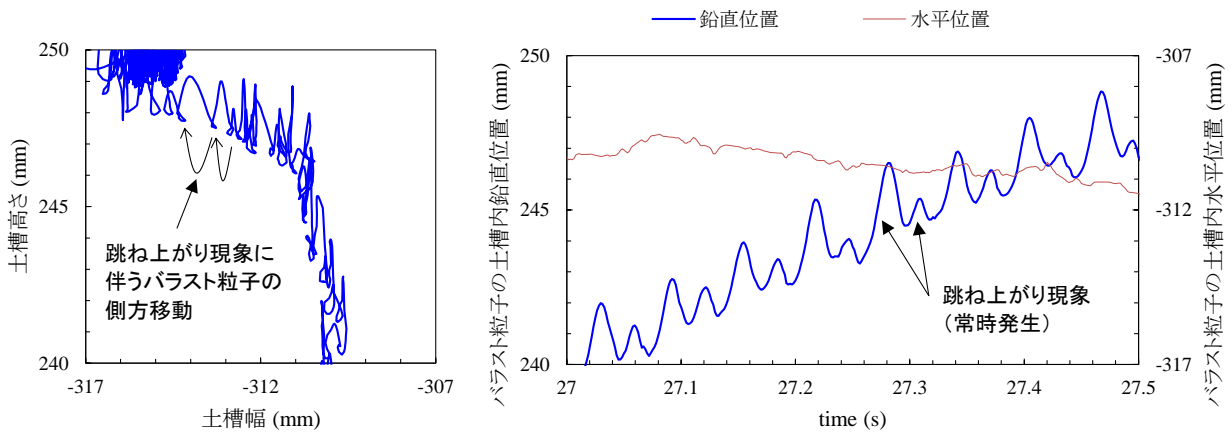
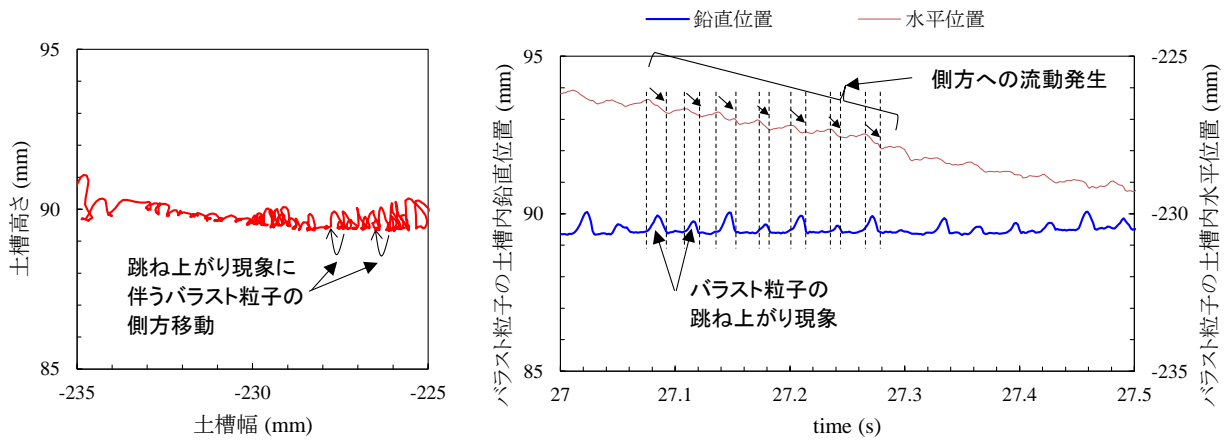


図-4.41 No.5 および No.85 バラスト粒子の流動軌跡



(a) バラスト粒子の軌跡 (拡大) (b) 鉛直方向・水平方向位置の時刻暦
 図-4.42 No.5 バラスト粒子の側方流動



(a) バラスト粒子の軌跡 (拡大) (b) 鉛直方向・水平方向位置の時刻暦
 図-4.43 No.85 バラスト粒子の側方流動

4.5 路盤速度と拘束力解放時間の関係についての考察

4.5.1 解析から求めた拘束力解放時間とまくらぎ沈下量の関係

前節までの検証で、路盤振動の加速度振幅が重力加速度以上になると路盤によってバラスト粒子の微小な跳ね上がり運動が発生することで、水平方向へのバラストの流動が発生することがわかった。ここでは、このメカニズムをもとに路盤速度がまくらぎ沈下量と相関が高い理由について述べる。

解析結果から载荷 1 回間にバラスト粒子が跳ね上げられている時間を算出し、すべての粒子分について合計したものを拘束力解放時間 t_u (s) と定義し、 t_u とまくらぎ沈下量の関係について考察する。解析ケース P10-070-*f-K* シリーズのうち、路盤剛性が 30MN/m³、110MN/m³ のケースについて、10Hz、32Hz、50Hz で载荷した結果を用いてバラスト粒子に発生する拘束力解放時間を式(4.1)から求める。なお、算出には载荷 1000 回目から 1250 回目までのデータを用いる。

$$t_u = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^n x_i \cdot \Delta t \quad (4.1)$$

ここで、 N ：载荷回数、 n ：解析の合計ステップ数（＝データ数）、 i ：ステップ番号、 x_i ：ステップ i における拘束力 0 の粒子数、 Δt ：解析時間刻みである。式(4.1)から求めた各解析ケースにおける t_u を表-4.7 に示す。また、 t_u と载荷 1 回あたりのまくらぎ沈下量の関係を図-4.44 に示す。図-4.44 を見ると、拘束力解放時間とまくらぎ沈下量には正の相関関係があることがわかる。この関係は、跳ね上がり現象が発生する粒子数が多くなるほど、また、跳ね上がり時間が長くなるほど（＝跳ね上がり量が大きくなるほど）まくらぎ沈下量が比例関係で大きくなることを示している。

表-4.7 各解析ケースにおける拘束力解放時間

| 解析ケース | P10-070- | P10-070- | P10-070- | P10-070- | P10-070- | P10-070- |
|---------------------------|----------|-----------|----------|----------|-----------|----------|
| | 10-A | 32-A | 50-A | 10-C | 32-C | 50-C |
| 路盤剛性 (MN/m ³) | 30 | ← | ← | 110 | ← | ← |
| 载荷周波数 (Hz) | 10 | 32 | 50 | 10 | 32 | 50 |
| 解析時間刻み dt (s) | 0.005 | 0.0015625 | 0.001 | 0.005 | 0.0015625 | 0.001 |
| 拘束力解放時間 t_u (s) | 0.0181 | 1.48 | 0.944 | 0 | 0.631 | 0.892 |

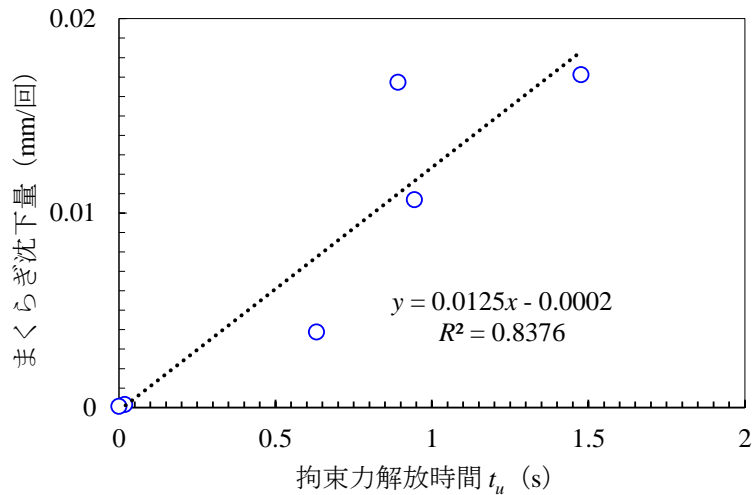


図-4.44 解析から得られた拘束力解放時間とまくらぎ沈下量の関係

4.5.2 簡易モデルを用いて求めた拘束力解放時間と路盤速度の関係

次に、拘束力解放時間と路盤速度の関係について、簡易なモデルを用いて考える。図-4.45に示すように、床上にひとつの物体が置かれた状態で、この床が式(4.2)に示すように上下に運動するときを考える。

$$u_f(t) = r \sin \omega t \quad (4.2)$$

ここで、 u_f : 床の変位、 r : 床の変位振幅、 $\omega = 2\pi f$: 角周波数、 f : 床の振動周波数である。このとき、床の振動加速度が重力加速度を超えなければ床と物体が離れることはない。床の振動加速度振幅が重力加速度以上で振動しているときは、床の加速度が $-g$ (g は重力加速度) より小さくなった瞬間に床と物体が離れて運動を始める。離れている間、物体は等加速度直線運動をしている。今、床と物体が離れてから再び接触するまでの時間を拘束力解放時間として、この時間を求める。

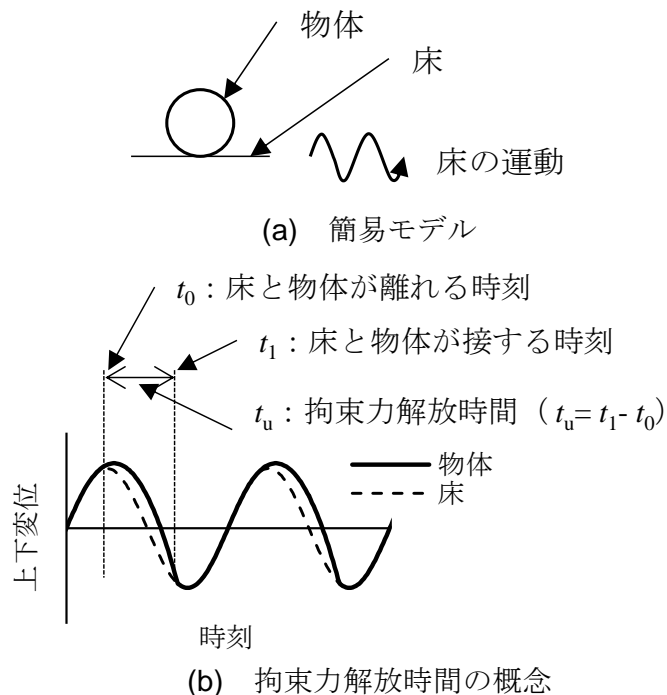


図-4.45 簡易モデルにおける拘束力解放時間の考え方

床が式(4.2)で運動しているとき、床の速度、加速度はそれぞれ式(4.3)、式(4.4)で表される。

$$v_f(t) = r\omega \cos \omega t \quad (4.3)$$

$$a_f(t) = -r\omega^2 \sin \omega t \quad (4.4)$$

ここで、 v_f : 床の速度、 a_f : 床の加速度である。今、 $t=t_0$ のときに床から物体が離れ始めたすると、時刻 $t (t \geq t_0)$ における物体の変位、速度、加速度は式(4.5)~(4.7)のように表される。

$$u_m(t) = u_{m0} + v_{m0} - \frac{1}{2}g(t-t_0)^2 \quad (4.5)$$

$$v_m(t) = v_{m0} - g(t-t_0) \quad (4.6)$$

$$a_m(t) = -g \quad (4.7)$$

ここで、 u_m : 物体の変位、 v_m : 物体の速度、 a_m : 物体の加速度、 u_{m0} : $t=t_0$ の時の物体位置、 v_{m0} : $t=t_0$ の物体速度である。 $t=t_0$ のとき、 $u_f(t_0)=u_m(t_0)$ 、 $v_f(t_0)=v_m(t_0)$ 、 $a_f(t_0)=a_m(t_0)$ となるので、それぞれ式(4.2)から式(4.7)へ代入すると式(4.8)から式(4.10)となる。

$$u_f(t_0) = u_m(t_0) = r \sin \omega t_0 = u_{m0} \quad (4.8)$$

$$v_f(t_0) = v_m(t_0) = r\omega \cos \omega t_0 = v_{m0} \quad (4.9)$$

$$a_f(t_0) = a_m(t_0) = -r\omega^2 \sin \omega t_0 = -g \quad (4.10)$$

式(4.10)を整理すると式(4.11)となる。

$$t_0 = \frac{1}{\omega} \sin^{-1} \frac{g}{r\omega^2} \quad \text{ただし } g < r\omega^2 \quad (4.11)$$

$g < r\omega^2$ を満たすとき、 $t=t_0$ で床から離れた物体が再び床と接する時刻を t_1 とすると、 $t=t_1$ のとき、 $u_f(t_1)=u_m(t_1)$ を満たす。よって式(4.2)から式(4.12)が求まる。

$$u_f(t_1) = u_m(t_1) = r \sin \omega t_1 = u_{m0} + v_{m0}(t_1 - t_0) - \frac{1}{2}g(t_1 - t_0)^2 \quad (4.12)$$

式(4.12)に(4.8)、(4.9)を代入して式(4.13)が求まる。

$$r \sin \omega t_1 = r \sin \omega t_0 + r\omega(t_1 - t_0) \cos \omega t_0 - \frac{1}{2}g(t_1 - t_0)^2 \quad (4.13)$$

拘束力解放時間を t_u とすると、 $t_u = t_1 - t_0$ より式(4.14)を求めることができる。

$$\frac{1}{2}gt_u^2 - r\omega t_u \cos \omega t_0 - r \sin \omega t_0 = -r \sin \omega(t_u + t_0) \quad (4.14)$$

式(4.14)より、 t_u は r と $\omega = 2\pi f$ を与えることで求めることができる。式(4.14)から拘束力解放時間と床の運動との関係を求めたものを図-4.46に示す。図では、床面の運動の周波数を 10 Hz, 20Hz, 40Hz, 60Hz, 80Hz, 100 Hz としたときの拘束力解放時間を示している。図-4.46 (a), (c)を見ると、床面の加速度、変位に対しては、床面の振動が $g < r\omega^2$ を満たしたところから拘束力解放時間は増加傾向となることがわかる。しかし、グラフから分かるように床の加速度振幅および変位振幅からは拘束力解放時間が一意的に決まらない。一方、図-4.46 (b)の速度振幅は床面の振動が $g < r\omega^2$ を満たすと、図中に黒の破線で示した以下の式(4.14)に近い領域へ遷移し、以降は式(4.15)に近い傾向を示している。

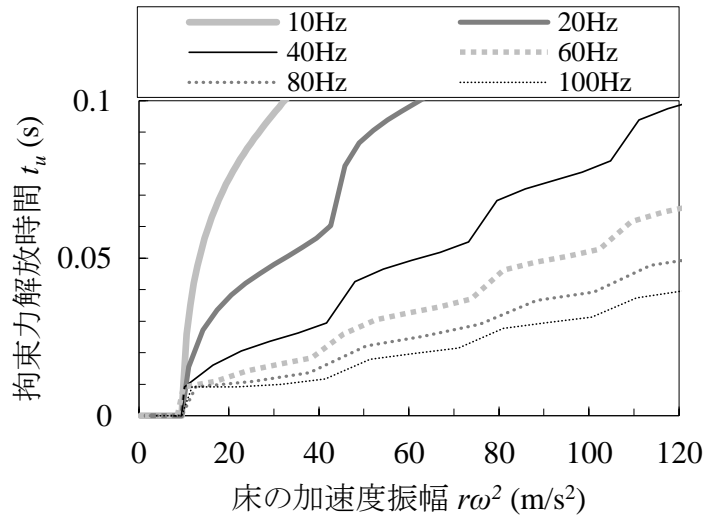
$$t_u = \frac{2}{g} r \omega \quad (4.15)$$

式(4.15)は式(4.14)において、 $\cos \omega t_0 = 1$ 、 $\sin \omega t_0 = \sin \omega(t_u + t_0) = 0$ として求めたものである。式(4.15)は、初速度 $r\omega$ で上向きに放たれた物体が床に落下するまでの時間を表している。これは、本モデルでは床から物体が離れるときの速度は厳密には $r\omega$ ではなく、また、床面も上下に振動して位置が変動しているため一度浮き上がった物体が床に落下するまでの時間に影響を与えるが、その影響度は小さく、床の速度振幅 $r\omega$ で概ね近似できることを示している。図-4.46(b)の関係から、床面の速度振幅は拘束力解放時間と比較的線形の関係が成立し、また床の振動周波数に関わらず一意的に速度振幅から拘束力解放時間が求まることがわかる。

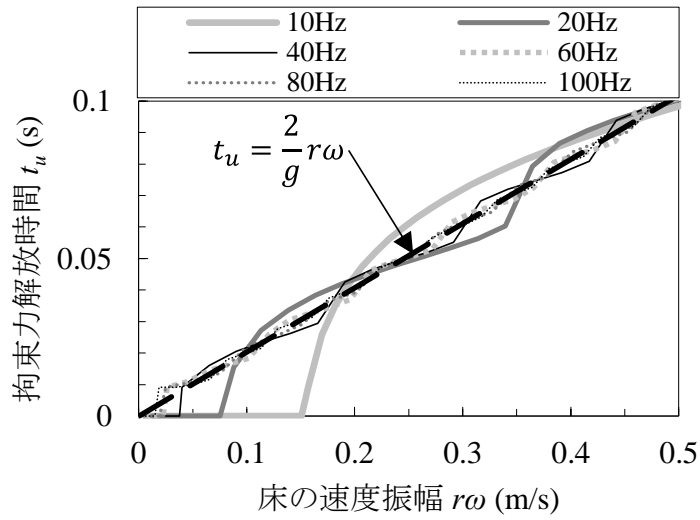
以上より、まくらぎ沈下量が路盤速度と相関が高いのは、まくらぎの急激な沈下を引き起こすバラストの跳ね上がり運動に大きく影響する拘束力解放時間が、路盤速度と概ね比例関係にあるためであることが示された。

また、図-4.46(c)に示した路盤変位で見ると、拘束力解放時間が発生する変位振幅は10Hzのときが約0.6mm以上、40Hzのときが約0.15mm以上である。試験結果などから、列車荷重作用時に路盤面に発生している変位振幅は最大で0.5mm程度であると仮定すると、10Hzの振動では拘束力解放時間はほぼ発生しない。一方40Hzの振動では拘束力解放時間が発生する可能性が高い。したがって、拘束力解放時間が発生することによって生じる急激な軌道沈下は、高速鉄道において発生しやすい現象であると考えられる。

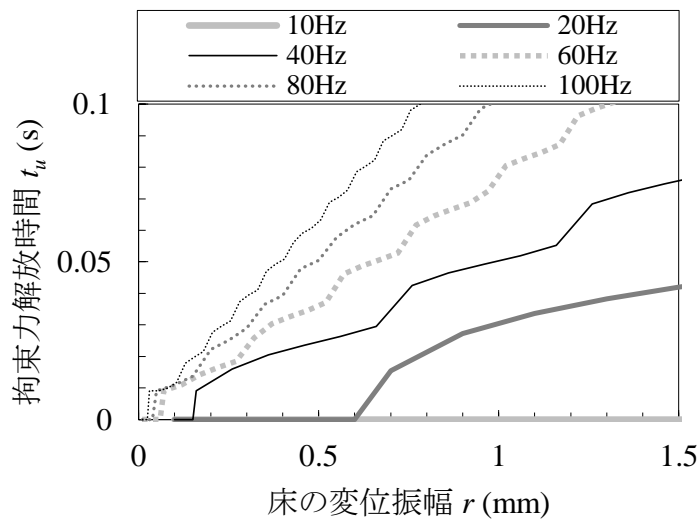
本解析では载荷条件、路盤条件、载荷周波数をさまざまな値に設定しているが、すべての条件に対して路盤速度とまくらぎ沈下量は一定の相関を持っている。例えば、本線で測定を実施する場合や、新たにバラスト軌道を建設する場合などにおいて、路盤速度を指標とすることで軌道沈下量（軌道沈下速度）の推定が容易に実施できる可能性がある。



(a) 床の加速度振幅との関係



(b) 床の速度振幅との関係



(c) 床の変位振幅との関係

図-4.46 式(13)の関係から求めた拘束力解放時間

4.6 本章のまとめ

本章では2次元DEMを用いてバラスト軌道のシミュレーションモデルを作成し、繰返し載荷解析を実施した。解析結果を用いて、載荷時の各パラメーターとまくらぎ沈下量との関係について考察し、軌道狂いの進行メカニズムについて検討した。以下に本章の内容をまとめる。

- (1) 路盤振動が発生するモデルと発生しないモデルで繰返し載荷解析を実施したところ、路盤振動があるモデルでのみ著大なまくらぎ沈下が発生した。解析結果から、まくらぎ沈下には路盤振動が大きく影響していることがわかった。
- (2) 様々な載荷条件で繰返し載荷解析を実施したところ、いずれの載荷条件においても、路盤振動加速度が重力加速度以上になるとまくらぎ沈下量が急激に増加した。また、まくらぎ沈下量は載荷周波数の増加に対してある周波数でピーク値を有し、ピーク以降は周波数の増加に伴い軌道沈下量は減少した。また、このピークを生じる周波数はまくらぎおよびバラストの質量の和を質点、路盤剛性をばねとしたときの1質点系の固有振動数と概ね一致する。これらの傾向は3章で実施した実物大軌道の載荷試験結果と概ね一致しており、本解析は実験で発生した現象を概ね説明できているといえる。
- (3) 載荷時のバラスト粒子の状況から、まくらぎ側方のバラスト粒子が振動によってわずかに斜め上方向へ跳ね上げられ、これに伴って側方へ流動していることがわかった。この挙動は路盤加速度が重力加速度を上回ると発生しており、この挙動が繰り返されることでまくらぎの急激な沈下が誘発されていると考えられる。
- (4) 路盤加速度が重力加速度以上となったときに生じる急激なまくらぎ沈下量は、路盤速度と高い相関を示す。この理由は、(4)で述べたバラスト粒子の跳ね上がり量が路盤速度と概ね線形関係にあるためである。また、載荷周波数や路盤剛性等の条件が変化しても、まくらぎ沈下量と路盤速度は一定の関係を示す。

4章の参考文献

- 1) Matsushima, T. and Saomoto, H. : Discrete Element Modeling for Irregularly-Shaped Sand Grains, *Proc. NUMGE: Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Mestat (ed.)*, pp.239-246, 2002.
- 2) 河野昭子, 松島亘志 : 繰返し衝撃荷重下の道床バラスト層の動的挙動と沈下特性, 鉄道総研報告, Vol.24, No.12, 2010.
- 3) 新版軌道材料編集委員会 : 新版 軌道材料, 鉄道現業社, 2011.
- 4) 伯野元彦 : 破壊のシミュレーション, 森北出版, 1997.
- 5) 河野昭子, 松島亘志 : 離散体モデルを用いた道床バラスト層の変形挙動解析, 鉄道総研報告, pp.41-46, Vol.28, No.12, 2014.
- 6) 皆木孝英, 上浦正樹, 関根悦夫, 木幡行宏 : PS 検層法を用いた碎石路盤の剛性評価に関する研究, 土木学会舗装工学論文集, 第6巻, pp.132-137, 2001.
- 7) 古川敦, 泉栄治 : 実物大バラスト軌道模型載荷試験による軌道沈下量算定式の導出, 第15回鉄道技術・政策連合シンポジウム(J-RAIL2008), 講演論文集, pp.403-406, 2008.
- 8) 佐藤裕 : 繰返し荷重による道床沈下の実験, 鉄道技術研究報告, No.65, 1959.

5. 3次元DEMによる軌道沈下解析

5.1 3次元DEMによる解析の概要

4章での2次元DEMを用いた検討により、急激なまくらぎ沈下発生時にバラスト軌道に生じる挙動を示すとともに、軌道沈下量が路盤応答に高い相関を示すことがわかった。本章では、これらの知見の妥当性を検証し、より定量的に傾向を分析するため、3次元DEMモデルを用いて解析を実施する。解析では4章と同様のバラスト軌道モデルを3次元に拡張した解析モデルを用いて、路盤条件・载荷周波数を変化させた繰返し载荷解析を実施し、解析条件がまくらぎ沈下速度に与える影響、まくらぎ沈下速度と路盤応答の関係、バラスト粒子の接触状態等について分析を行う。得られた結果から軌道沈下メカニズムの妥当性について考察する。なお、本解析では筑波大学で開発された3次元DEM解析コードを鉄道総合技術研究所（以下、鉄道総研という）が一部改良した”DEMCS-track^{1)~3)}”を用いる。

5.2 解析モデル

5.2.1 解析モデル概要

検討に用いる解析モデルを図-5.1 に示す。本モデルは4章で使用した2次元モデルを3次元に拡張したもので、土槽幅および高さは2次元モデルと同一としている。路盤要素がばねとダンパーで支持されているのも2次元モデルと同様の構造である。3次元解析では、まくらぎ沈下量などをより定量的に検証することを目指すため、バラスト要素については実物バラスト形状の3次元データを用いて動的最適化法⁴⁾により鉄道総研が作成した”CS ballast-10a³⁾”を使用することで極力実物に近い状況を再現する。バラストの粒度分布は、図-5.2 に示すように実際の道床バラストに定められている粒度分布基準⁵⁾の中間値となるように設定する。本モデルのバラスト粒子数は4070個である。本プログラムでは2次元モデルのような線分要素は使用できないため、まくらぎおよび路盤面も球要素を配列して作成している。まくらぎは6056個、路盤は936個の球要素で構成されている。また、まくらぎ形状は奥行き方向に一律でレール直下位置の断面形状としている。モデルに用いたパラメーターを表-5.1 に示す。要素に入力するパラメーターは2次元モデルと同様であるため、4.2.4と同様の方法で算出する。

5.2.2 路盤条件

本解析で設定した路盤条件を表-5.2 に示す。本解析では3種類の路盤条件を設定する。路盤剛性は、地盤反力係数 K_{30} が 30 MN/m^3 、 110 MN/m^3 相当となるように路盤支持ばね係数を設定している。また、減衰係数は文献⁵⁾を参考に剛性の高い 110 MN/m^3 の条件における値を設定し、他の条件については線形配分とした。

5.2.3 载荷条件

载荷周波数は 10Hz 、 32Hz 、 50Hz の3種類とする。载荷周波数と路盤条件の組み合わせで表-5.2 に示すように6つの解析ケースを設定する。载荷回数は 10Hz のケースでは200回、 32Hz のケースでは600回、 50Hz のケースでは1000回とする。また、载荷荷重はいずれのケースも $5.0 \pm 2.5\text{kN}$

とする。 载荷周波数によって载荷回数が異なるのは、本プログラムが载荷時間によって計算時間が決まるためである。したがって、同じ解析時間で载荷できる回数は10Hzでは50Hzの1/5となる。

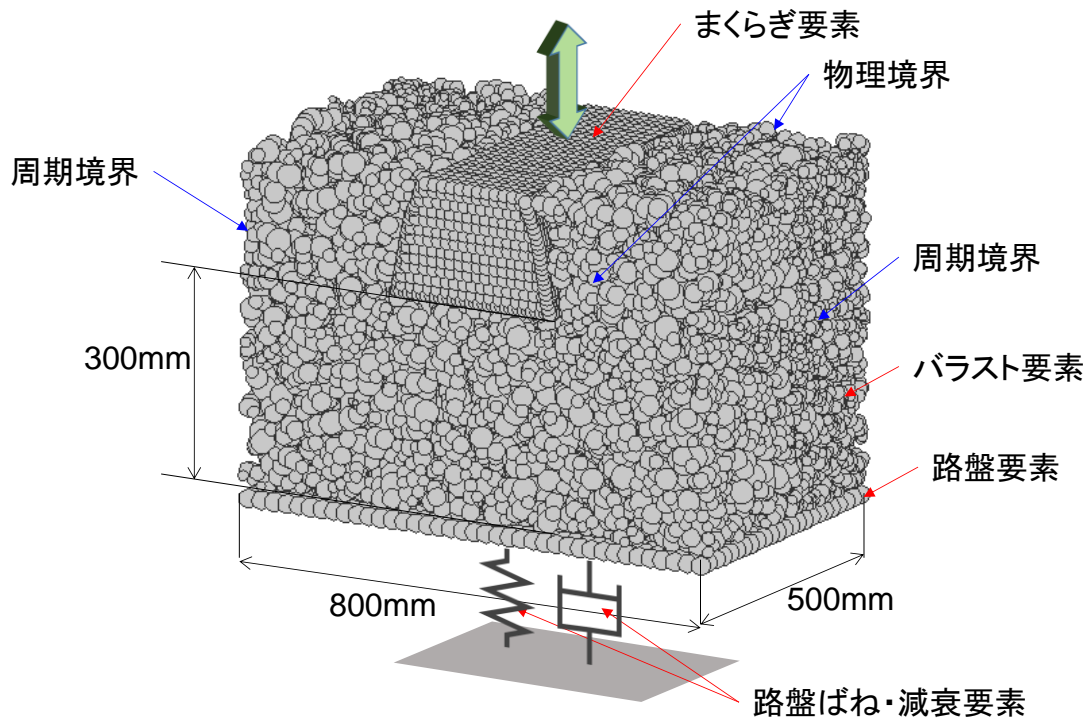


図-5.1 解析モデル

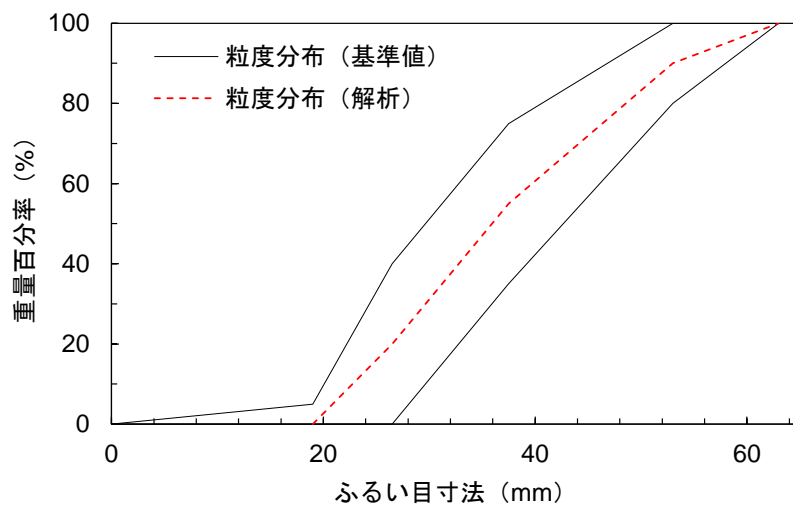


図-5.2 バラスト粒子の粒度分布

表-5.1 解析パラメーター

| パラメーター | 単位 | 方向 | 記号 | 数値 |
|---------|---------|------|-------|--------------------|
| まくらぎ要素 | | | | |
| 粒子間ばね定数 | (N/m) | 法線方向 | K_n | 9.09×10^6 |
| | | 接線方向 | K_s | 2.27×10^6 |
| 粒子間減衰係数 | (N・s/m) | 法線方向 | C_n | 374 |
| | | 接線方向 | C_s | 187 |
| 粒子間摩擦角 | (度) | | μ | 20 |
| バラスト要素 | | | | |
| 粒子間ばね定数 | (N/m) | 法線方向 | K_n | 9.09×10^6 |
| | | 接線方向 | K_s | 2.27×10^6 |
| 粒子間減衰係数 | (N・s/m) | 法線方向 | C_n | 374 |
| | | 接線方向 | C_s | 187 |
| 粒子間摩擦角 | (度) | | μ | 36 |
| 路盤要素 | | | | |
| 粒子間ばね定数 | (N/m) | 法線方向 | K_n | 9.09×10^6 |
| | | 接線方向 | K_s | 2.27×10^6 |
| 粒子間減衰係数 | (N・s/m) | 法線方向 | C_n | 374 |
| | | 接線方向 | C_s | 187 |
| 粒子間摩擦角 | (度) | | μ | 20 |

表-5.2 解析ケースと路盤条件

| 解析ケース名 | 載荷周波数 f (Hz) | ばね定数 K_n (N/m) | 減衰係数 C_n (N・s/m) |
|--------------|----------------|---------------------|---------------------|
| K30- f Hz | 10, 32, 50 | 1.127×10^7 | 9.899×10^4 |
| K110- f Hz | 10, 32, 50 | 1.514×10^8 | 3.630×10^5 |

5.3 解析結果

5.3.1 まくらぎ沈下曲線

各条件の解析から得られた、載荷時のまくらぎ沈下曲線を図-5.3 に示す。4 章で実施した 2 次元 DEM モデルから得られたまくらぎ沈下曲線（図-4.13）に比べて沈下が比較的一定のペースで進行し、急激に沈下する現象は発生していない。これは、奥行き方向に複数のバラスト層が構築されていることで、載荷によって一部のバラスト層が不安定化しても、他の層が荷重を分担し、不安定化した層での急激な沈下を抑制できているためであると考えられる。また、いずれのケースも載荷初期の圧密沈下はわずかしき発生しておらず、すぐに沈下曲線の傾きが緩やかになり、比較的一定のペースで沈下している。これは、解析モデルのバラスト層の密度を、実軌道においてよく締め固められた状態に近い水準に設定しているためであると考えられる。沈下速度はなるべく載荷回数を多くして求めることが望ましいが、ここでは、得られた曲線のうち傾きが安定した範囲のデータを用いて沈下速度の考察を行う。

表-5.3 には解析から得られた路盤応答値や載荷 1 回あたりのまくらぎ沈下量（以下、本章では「まくらぎ沈下量」という）などの結果一覧を示す。なお、路盤応答は、載荷周波数 10Hz のケースでは載荷 50 回目～150 回目、32Hz のモデルでは 150 回目～600 回目、50Hz のケースでは 200 回目～1000 回目のデータを用いて算出している。K110- f Hz のまくらぎ沈下量を見ると、10Hz から 32Hz に周波数が上昇するときは 0.0013mm/回から 0.0014mm/回と微増であったのに対し、32Hz から 50Hz に上昇するときは約 15 倍に増加している。このときの路盤加速度は 6.346m/s^2 から 16.666m/s^2 になっていることから、重力加速度の閾値を超えたことによって生じた変化であると考えられる。K30- f Hz でも 10Hz から 32Hz に上昇するときに同様の傾向が現れている。また、K30- f Hz のケースでは 32Hz のときがまくらぎ沈下量、路盤変位振幅ともピークとなっており、軌道の固有振動の影響が現れている。まくらぎ沈下量の急増および軌道の固有振動に関する傾向は、4 章の 2 次元 DEM モデルおよび 3 章の実物大軌道の載荷試験から得られたものと概ね一致している。

また、解析ケース K30-32Hz では路盤に発生している加速度は 10.485m/s^2 であり、重力加速度をわずかに超えているだけであるが、まくらぎ沈下量は急激に増加している。重力加速度の境界によるまくらぎ沈下挙動の変化はそれだけ急激なものであることを示しており、実物においても、局所的にわずかでも路盤加速度が重力加速度を上回れば、その箇所では急激に軌道狂いの進行が発生する可能性があるといえる。

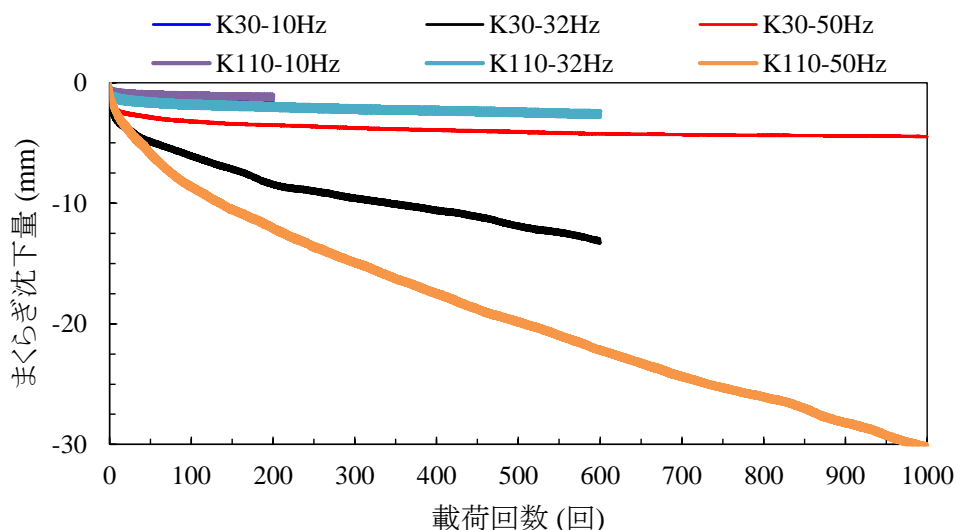


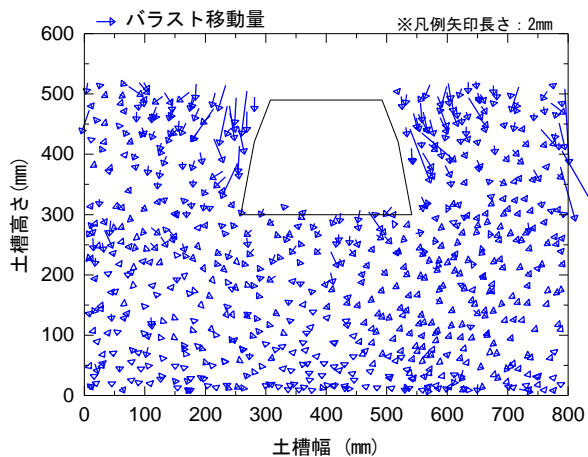
図-5.3 まくらぎ沈下曲線

表-5.3 路盤応答および载荷 1 回あたりのまくらぎ沈下量一覧

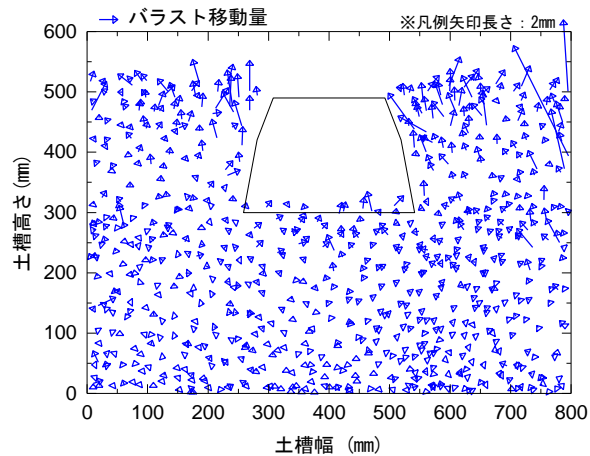
| 解析ケース名 | | K30-10Hz | K30-32Hz | K30-50Hz | K110-10Hz | K110-32Hz | K110-50Hz |
|---------|---------------------|----------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|
| 载荷周波数 | (Hz) | 10 | 32 | 50 | 10 | 32 | 50 |
| 路盤変位振幅 | (mm) | 0.304 | 0.259 | 0.072 | 0.072 | 0.157 | 0.169 |
| 路盤速度振幅 | (m/s) | 0.019 | 0.052 | 0.023 | 0.004 | 0.032 | 0.053 |
| 路盤加速度振幅 | (m/s ²) | 1.200 | 10.485 | 7.079 | 0.282 | 6.346 | 16.666 |
| まくらぎ沈下量 | (mm/回) | 0.0013 | 0.0113 | 0.0011 | 0.0013 | 0.0014 | 0.0221 |

5.3.2 载荷前後のバラスト移動状況

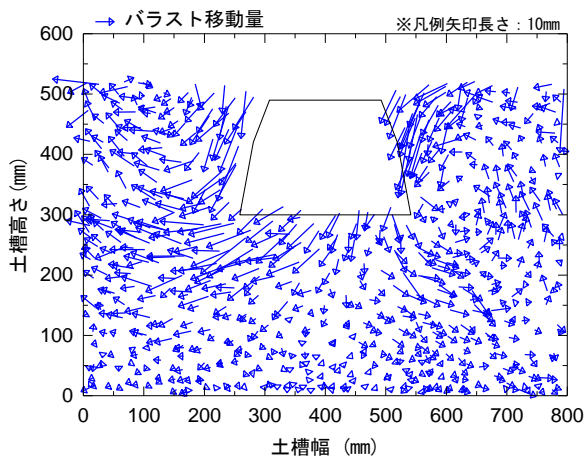
各ケースの解析から得られた载荷前後のバラスト粒子の移動状況を図-5.4 に示す。なお、これらの図は奥行方向 0mm から 200mm の間にある粒子の移動状況を示している。表-5.3 に示した路盤加速度が重力加速度未満の各ケース（図-5.4 (a), (b), (d), (e)）では、まくらぎ側面に近接するバラストに若干の動きがあるものの、载荷前後で顕著なバラスト流動は見られなかった。一方、路盤加速度が重力加速度以上であった(c)と(f)ではバラスト粒子の流動が発生している。まくらぎ沈下量が最大となった(f)では路盤上でバラスト粒子が側方へ流動し、まくらぎ直下のバラストは下方に、まくらぎ直下以外では、バラスト中層から下層にかけての粒子が円を描くように側方から斜め上方へ流動し、まくらぎ側面のバラスト粒子を押し上げるように動いている。(f)よりはまくらぎ沈下量が小さかった(c)では、土槽高さ 150mm 付近の土槽左側で顕著なバラスト粒子の滑りが発生しており、それに伴ってまくらぎ直下のバラスト粒子も下方から側方へ移動している。(c)と(f)より、滑り面が浅いほうがまくらぎの沈下量は小さく、深いほうが沈下量は大きくなっていることがわかる。バラスト粒子の移動状況は 4.4.3.2 に示した 2 次元 DEM から得られたものと概ね傾向が一致している。よって、3 次元モデルにおけるバラスト粒子の流動は 2 次元モデルと同様に発生していると考えられる。



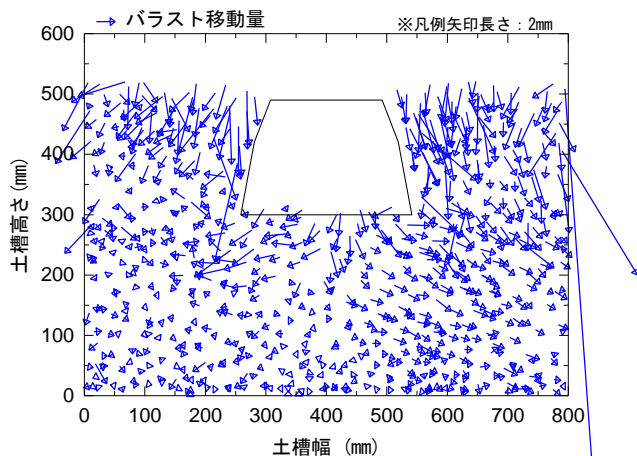
(a) K30-10Hz



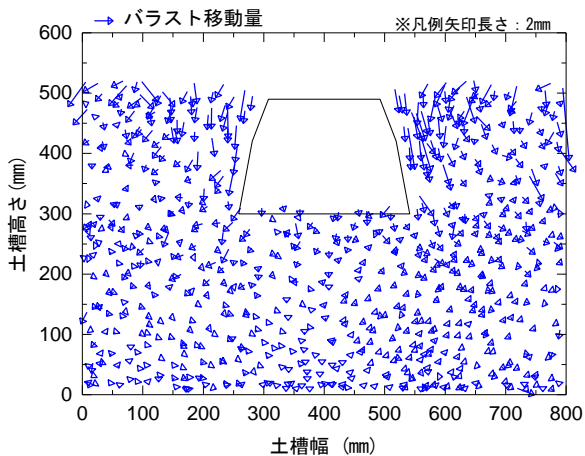
(b) K110-10Hz



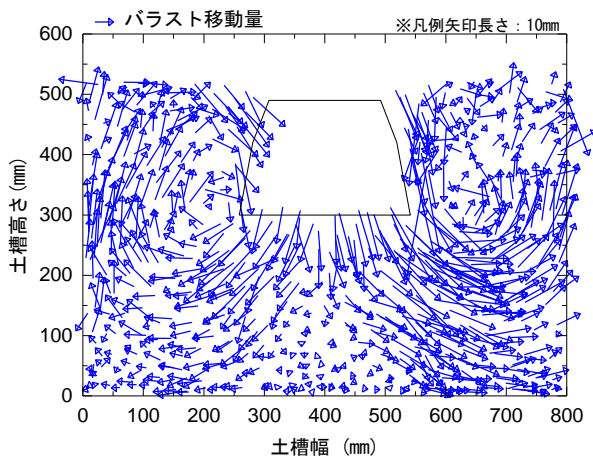
(c) K30-32Hz



(d) K110-32Hz



(e) K30-50Hz



(f) K110-50Hz

図-5.4 载荷前後のバラスト移動状況

5.3.3 路盤応答とまくらぎ沈下量の関係

図-5.5 から図-5.7 には、まくらぎ沈下量と路盤応答の関係を示す。また、比較のため図-5.8 には 3 章の繰返し載荷試験から得られた路盤加速度（バラスト下層加速度）とまくらぎ沈下量の関係を示す。図-5.7 と図-5.8 を比較すると、いずれも重力加速度を境界としてまくらぎ沈下量が大きくなっており、同様の傾向を示している。しかし、まくらぎ沈下量の値には乖離があり、解析の方が大きくなっている。この要因としては、実物では路盤も変形するのに対し、本モデルでは路盤全体が一体で振動するためにまくらぎ間の路盤部ではやや路盤振動が過剰に発生していること、本解析モデルではまくらぎ長手方向の境界を物理境界としていることが考えられる。

図-5.5 から図-5.7 の路盤応答に関する各指標とまくらぎ沈下量の関係を見ると、路盤速度および路盤加速度は増加するにしたがってまくらぎ沈下量が大きくなる傾向が現われている。しかし、本解析では、閾値となる重力加速度以上の路盤振動が発生したケースが 2 つのみであるため、路盤振動が重力加速度以上の領域におけるまくらぎ沈下量の傾向について述べることは難しい。さらに解析ケース数を増やして傾向を分析していく必要がある。

しかしながら、前項でも述べたとおり、路盤振動が重力加速度をわずかに超えるだけでまくらぎ沈下量は 10 倍程度に増加していることから、軌道の保守管理上は路盤振動加速度を重力加速度以下に管理することがひとつの重要なポイントになるといえる。

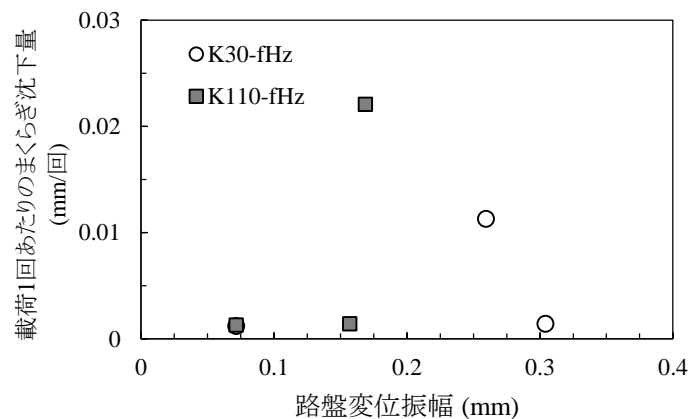


図-5.5 路盤変位振幅—まくらぎ沈下量関係

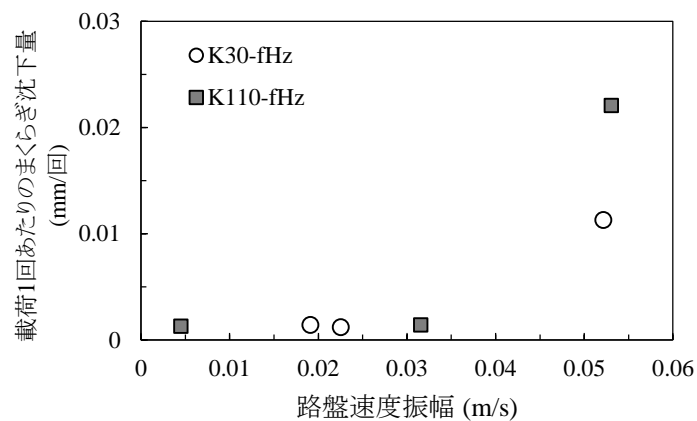


図-5.6 路盤速度振幅—まくらぎ沈下量関係

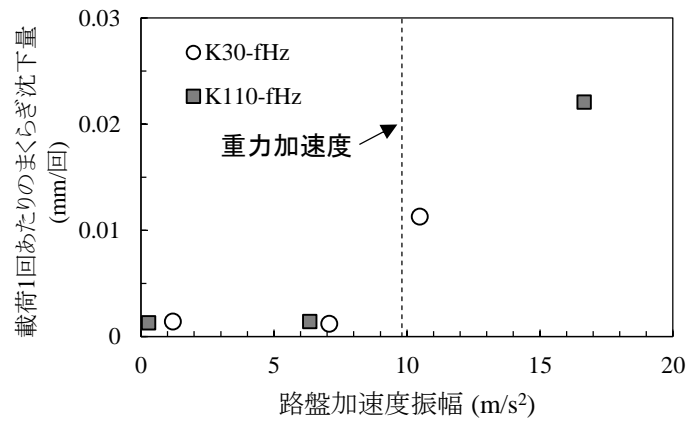


図-5.7 路盤加速度振幅—まくらぎ沈下量関係

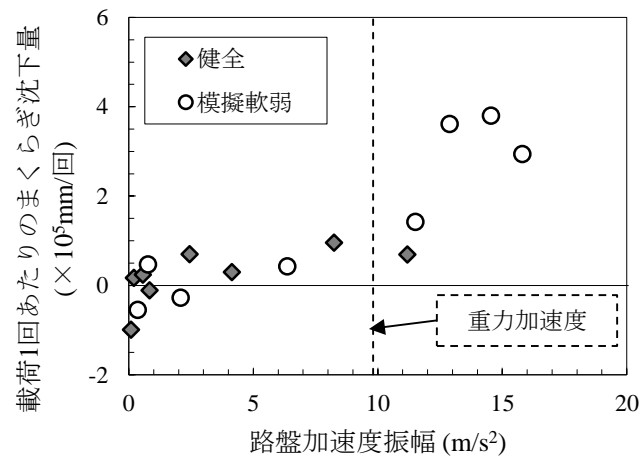


図-5.8 3章の繰返し載荷試験から得られた路盤加速度振幅—まくらぎ沈下量関係
(図-3.7の縦軸をまくらぎ沈下量に変更したもの)

5.3.4 接触点数の推移

図-5.9 には載荷前のバラスト粒子接触点数のヒストグラム，図-5.10 から図-5.21 には，各解析ケースにおける各接触点数のバラスト粒子数の変化と，載荷 151 回目の各ステップにおけるバラスト粒子接触点数のヒストグラムを示す。図-5.9 より，本モデルでは静止状態においてバラスト粒子と周囲のバラストとの接触点数は 5 点である粒子が最多である。

図-5.10，図-5.11 に示すように，K30-10Hz では，載荷中も接触点数のヒストグラムに変動はほとんどなく，載荷前の分布から変化していない。接触点数が 0 となるバラスト粒子もまったく発生しておらず，バラスト層として安定した状態を維持しているといえる。一方，K30-32Hz のケースでは，図-5.12，図-5.13 に示すように一時的に接触点数が 0 となるバラスト粒子が多く発生する。接触点数が 0 となるバラスト粒子は最大 973 個発生しており，バラスト層全体の約 24% の粒子が接触点の失われた状態になっていることがわかる。多くのバラスト粒子で接触点が決われるのは 4/8 ステップから 7/8 ステップにかけて（図-5.13(e)～図-5.13(f)）で，まくらぎおよび路盤が下方へ移動するときである。この前のステップでまくらぎおよび路盤が上昇する際にバラスト粒子が微小に跳ね上げられることで，接触点が決われていると考えられる。接触点が決われるタイミングは 4 章の 2 次元モデルと同様であることから，同じメカニズムで接触点の減少が発生しているといえる。K30-50Hz では，載荷周波数が軌道の固有振動数より高いため路盤部の応答は小さくなっている。そのため図-5.14，図-5.15 に示すように，接触点数が 0 となるバラスト粒子数は K30-32Hz より少なく，最大でもバラスト層全体の 4.7% にあたる 192 個であった。K110- f Hz のケースでは，軌道の固有振動数が K30- f Hz のケースより高いため，K30-50Hz のような状況は生じていない。K110-32Hz でも，接触点数が 0 となるバラスト粒子は最大で 73 個であり，まくらぎ沈下量は小さい。K110-50Hz では，接触点数が 0 となるバラスト粒子は最大で 1012 個（バラスト層全体の約 25%）であり，K30-32Hz とそれほど大きく差はないが，載荷中常に接触点数 0 のバラスト粒子が存在している。本ケースでは最小でも 103 個のバラスト粒子で接触点数が 0 となっている。これは路盤振動が大きくなり，まくらぎ側方の表層付近バラストが非常に不規則かつ激しく振動しているためである。

以上より，2 次元モデル同様に，3 次元モデルにおいてもバラスト粒子には路盤振動によって発生する微小な跳ね上がり現象と同時に微小な水平方向の移動が発生し，これが繰り返されることでまくらぎの沈下挙動につながっていると考えられる。また，路盤加速度が重力加速度以上の領域では，跳ね上がり現象が発生するバラスト粒子数の最大値はそれほど変化しないが，跳ね上がり量（≡跳ね上がり時間）が増加することで，さらにまくらぎ沈下量が大きくなっていると考えられる。

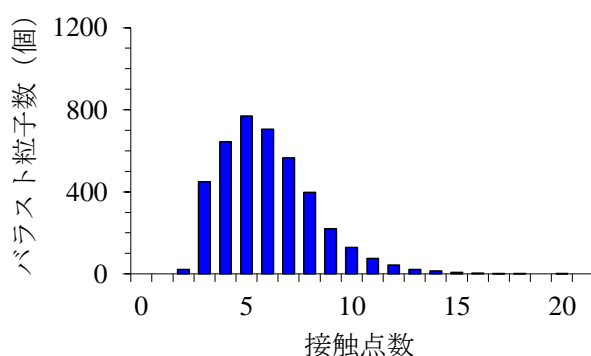


図-5.9 3次元モデルのバラスト粒子接触点数のヒストグラム (K30- f Hz, 載荷前)

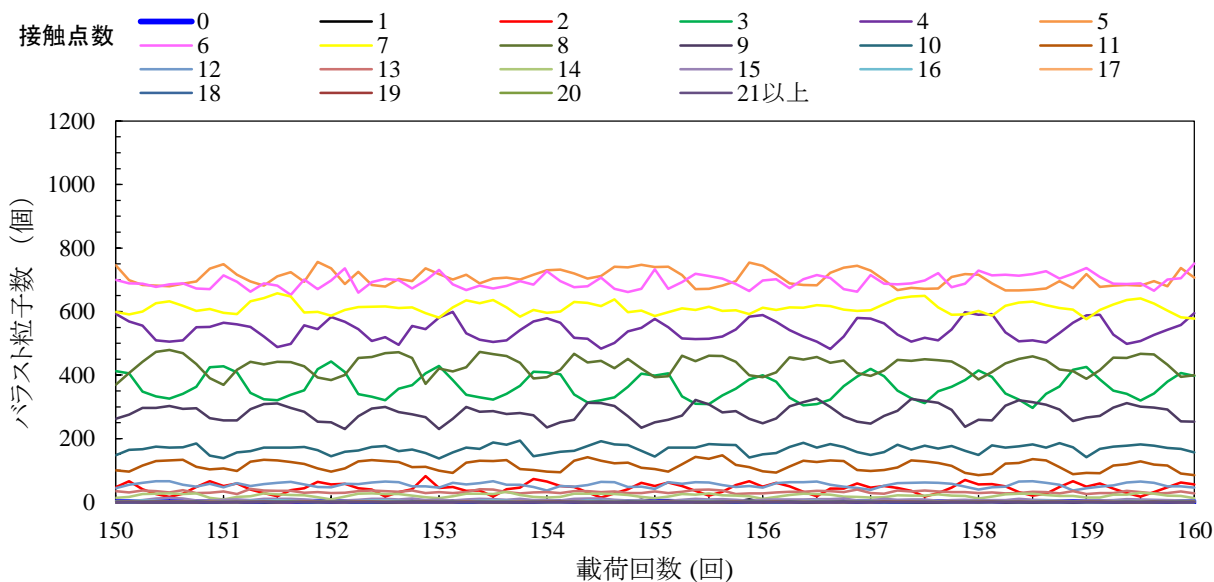
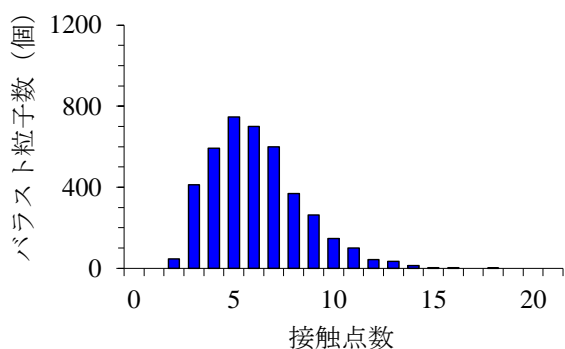
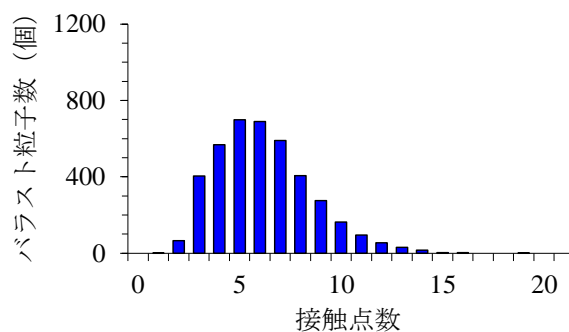


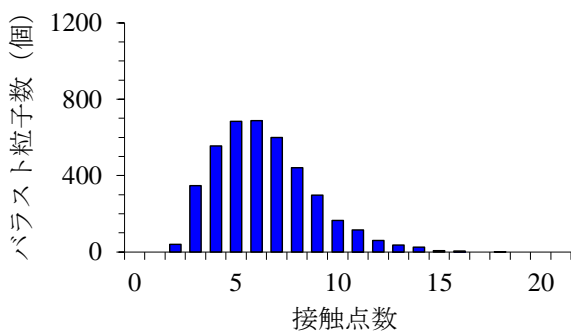
図-5.10 接触点数ごとのバラスト粒子数の変動 (K30-10Hz)



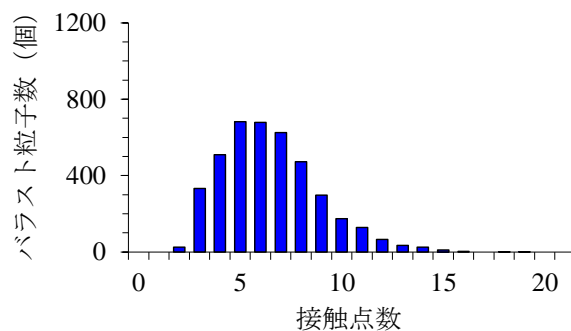
(a) 0/8 ステップ目(载荷 150 回目終了時)



(b) 1/8 ステップ目

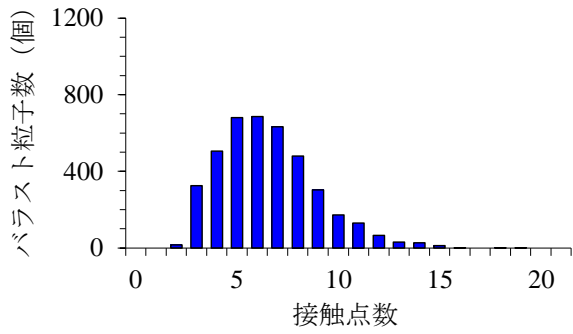


(c) 2/8 ステップ目

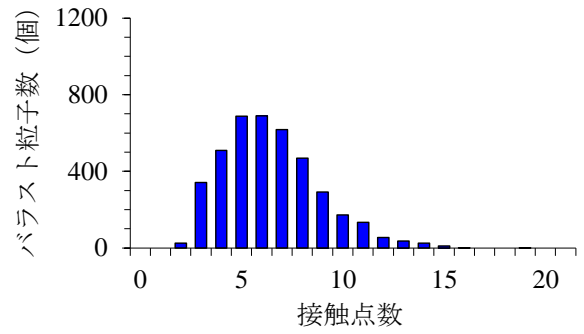


(d) 3/8 ステップ目

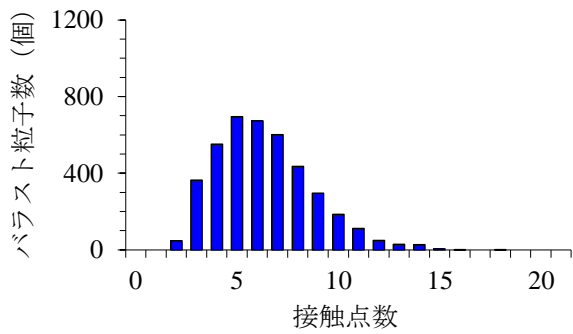
図-5.11 载荷 151 回目の各ステップにおけるバラスト粒子接触点数のヒストグラム(K30-10Hz)



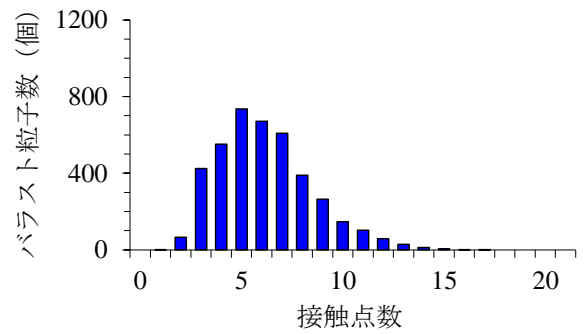
(e) 4/8 ステップ目



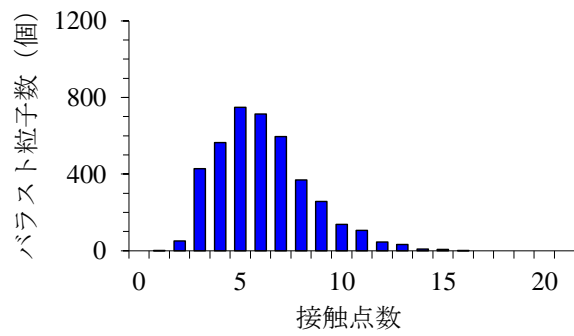
(f) 5/8 ステップ目



(e) 6/8 ステップ目



(f) 7/8 ステップ目



(g) 8/8 ステップ目

図-5.11 载荷 151 回目の各ステップにおけるバラスト粒子接触点数のヒストグラム(K30-10Hz)
(続き)

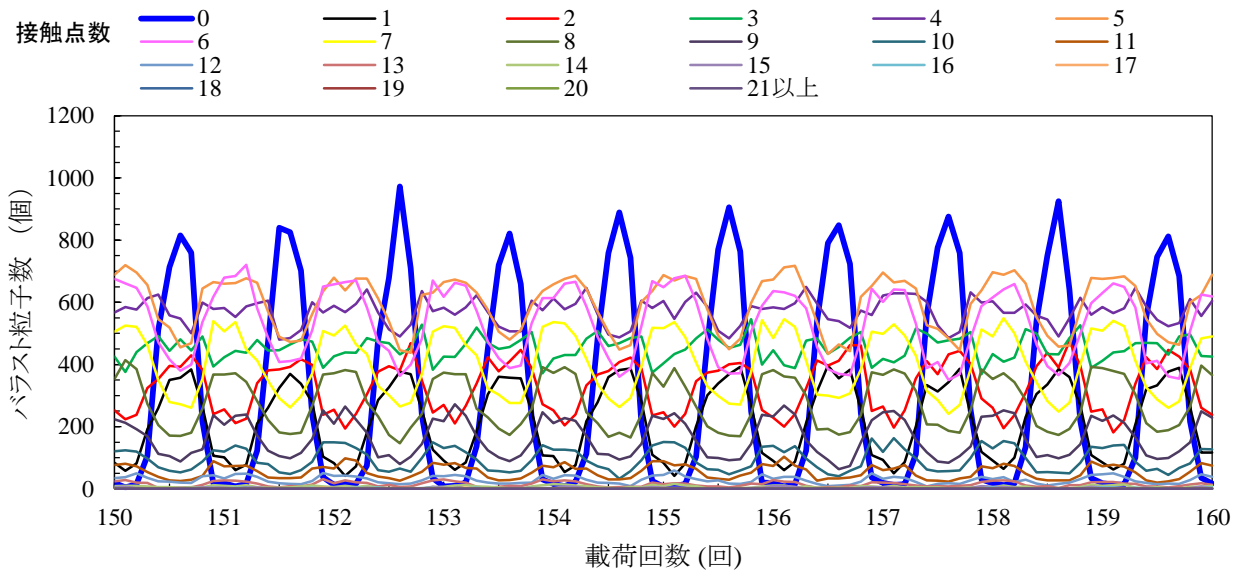
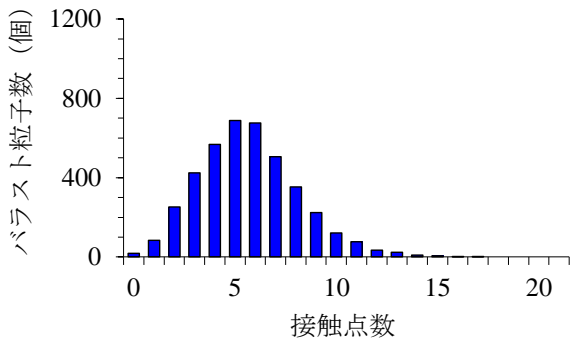
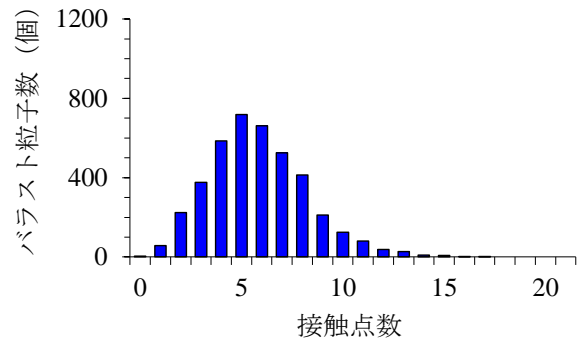


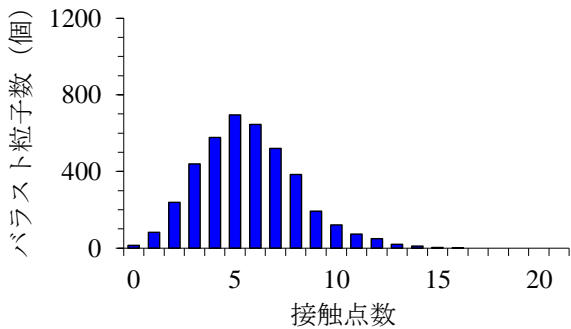
図-5.12 接触点数ごとのバラスト粒子数の変動 (K30-32Hz)



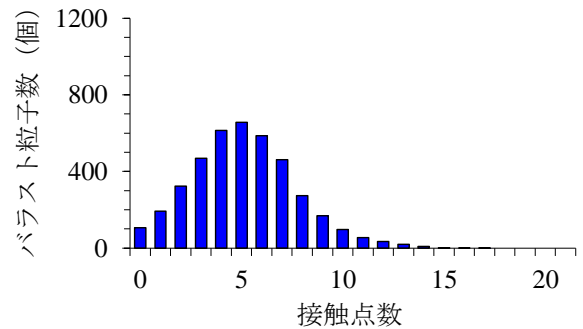
(a) 0/8 ステップ目(载荷 150 回目終了時)



(b) 1/8 ステップ目

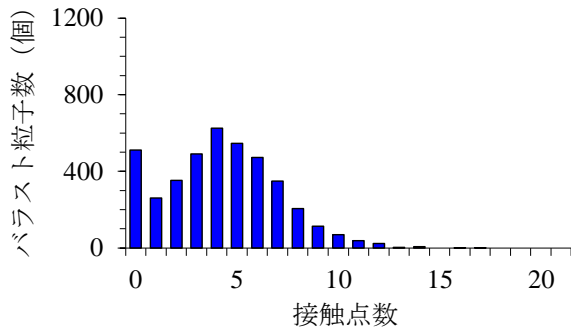


(c) 2/8 ステップ目

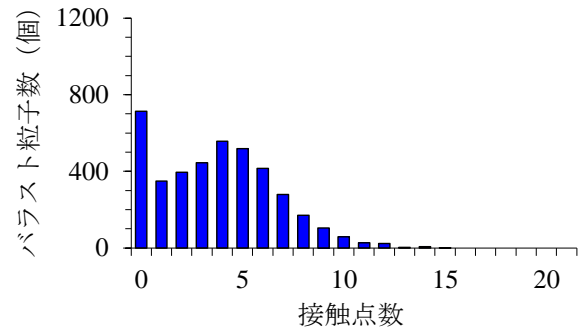


(d) 3/8 ステップ目

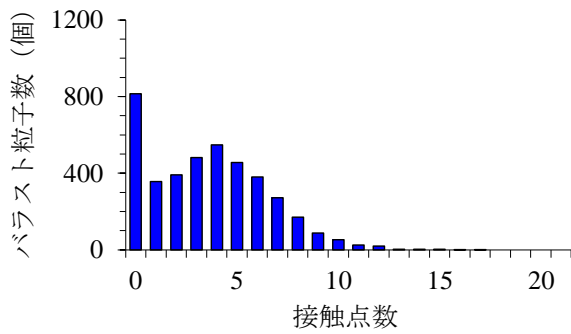
図-5.13 载荷 151 回目の各ステップにおけるバラスト粒子接触点数のヒストグラム(K30-32Hz)



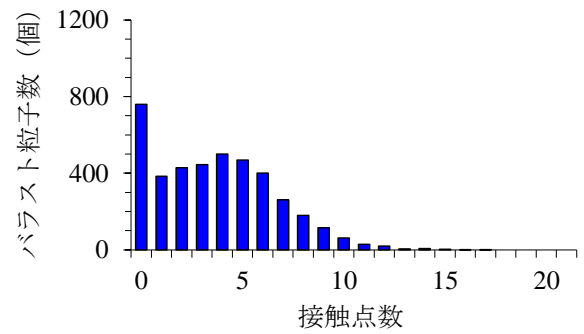
(e) 4/8 ステップ目



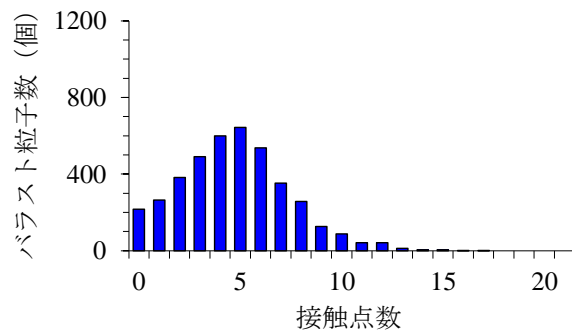
(f) 5/8 ステップ目



(g) 6/8 ステップ目



(h) 7/8 ステップ目



(g) 8/8 ステップ目

図-5.13 载荷 151 回目の各ステップにおけるバラスト粒子接触点数のヒストグラム(K30-32Hz)
(続き)

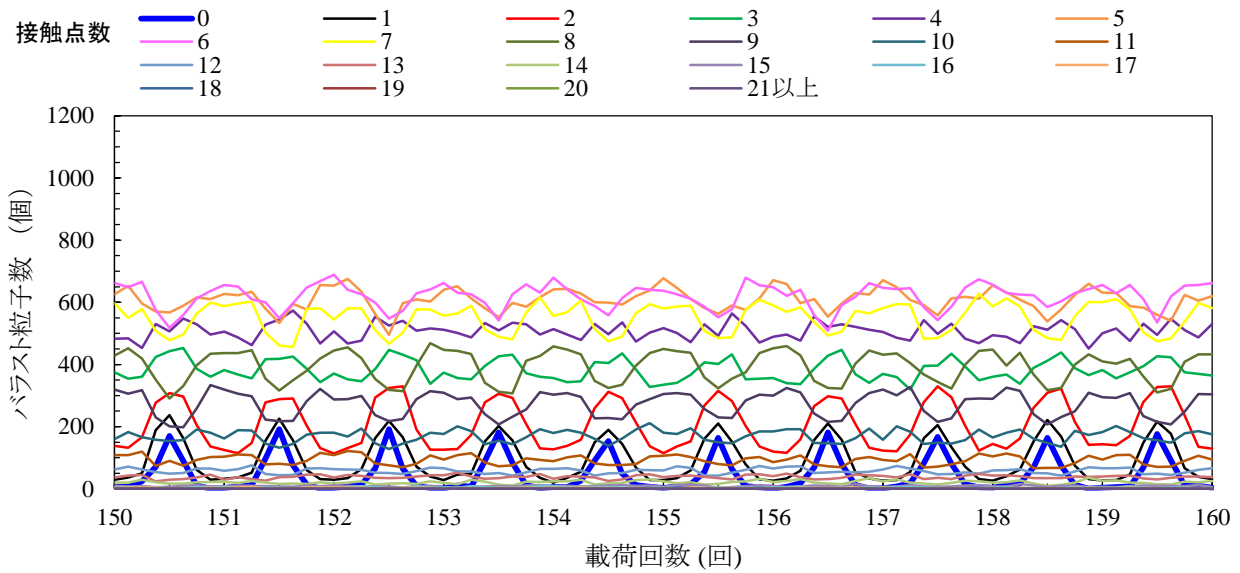
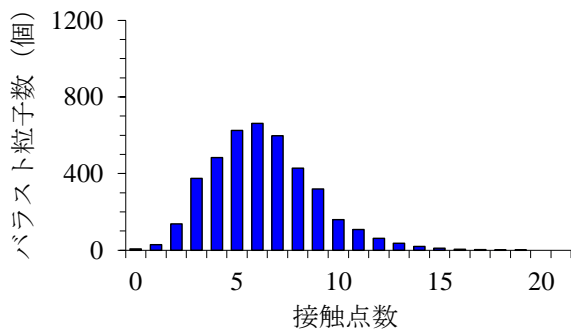
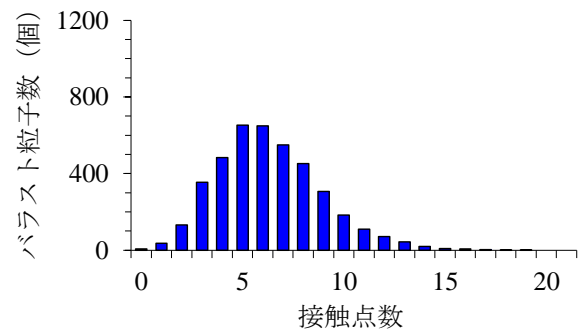


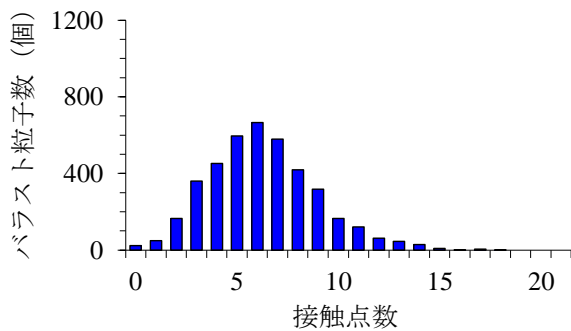
図-5.14 接触点数ごとのバラスト粒子数の変動 (K30-50Hz)



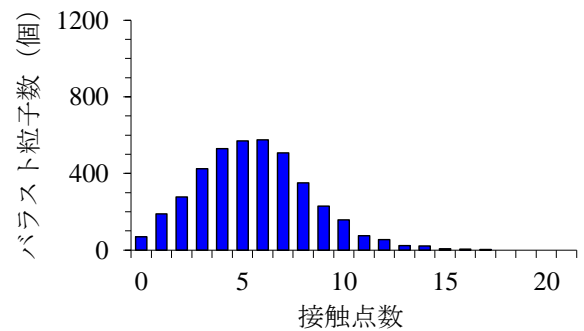
(a) 0/8 ステップ目(载荷 150 回目終了時)



(b) 1/8 ステップ目

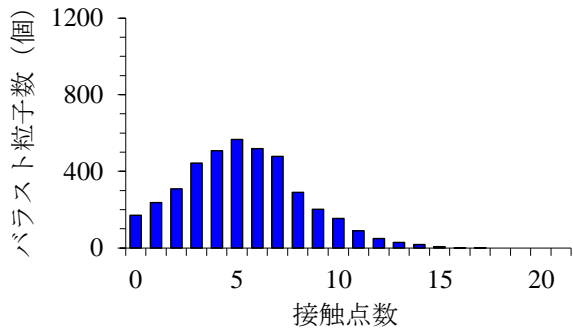


(c) 2/8 ステップ目

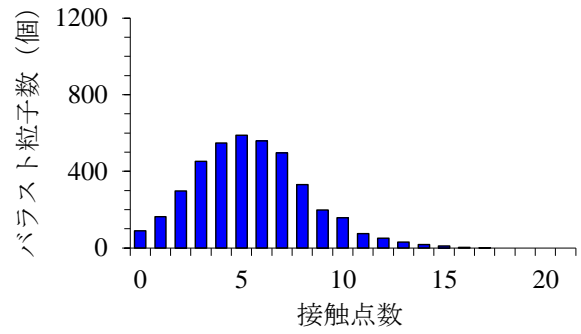


(d) 3/8 ステップ目

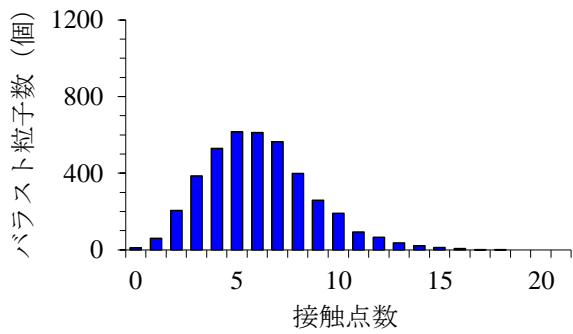
図-5.15 载荷 151 回目の各ステップにおけるバラスト粒子接触点数のヒストグラム(K30-50Hz)



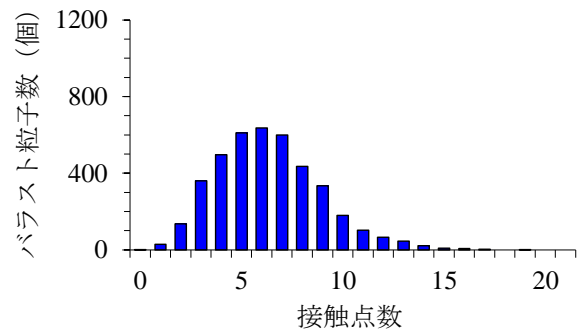
(e) 4/8 ステップ目



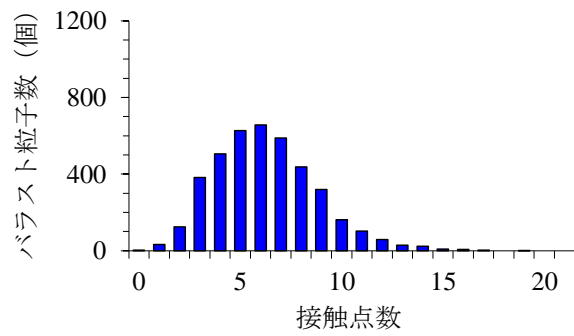
(f) 5/8 ステップ目



(g) 6/8 ステップ目



(h) 7/8 ステップ目



(g) 8/8 ステップ目

図-5.15 载荷 151 回目の各ステップにおけるバラスト粒子接触点数のヒストグラム(K30-50Hz)
(続き)

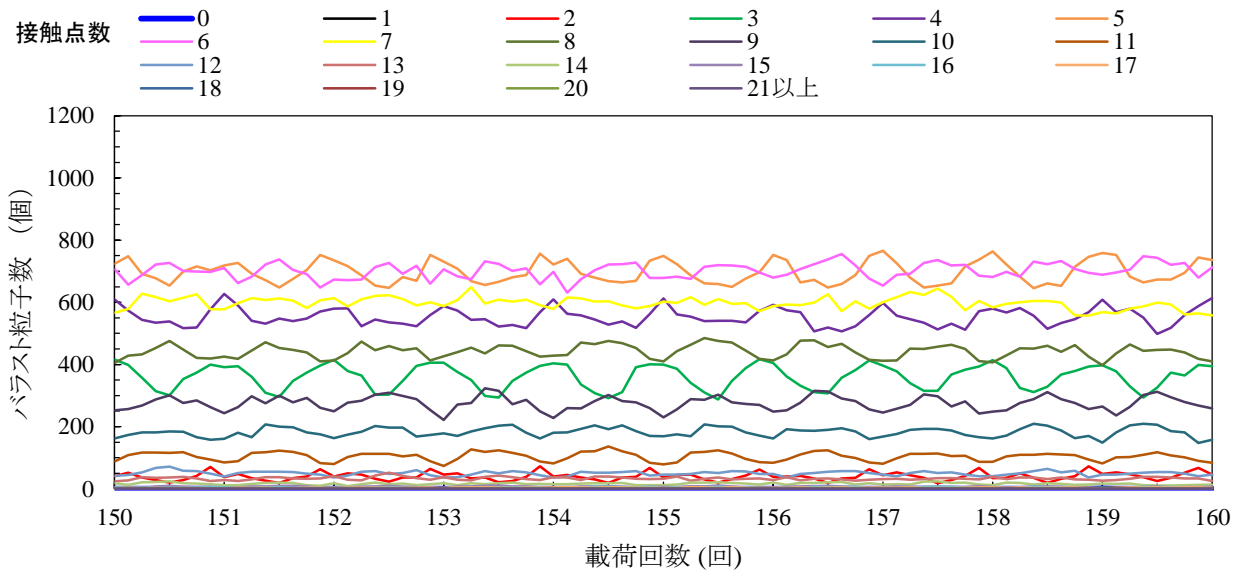
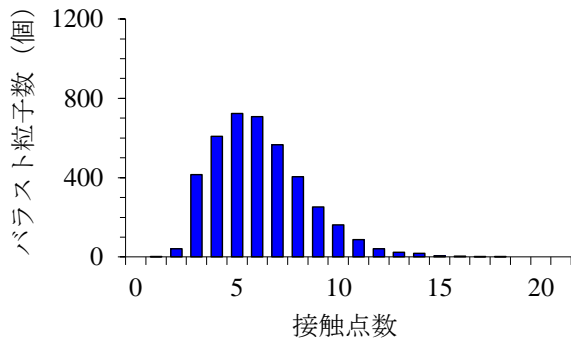
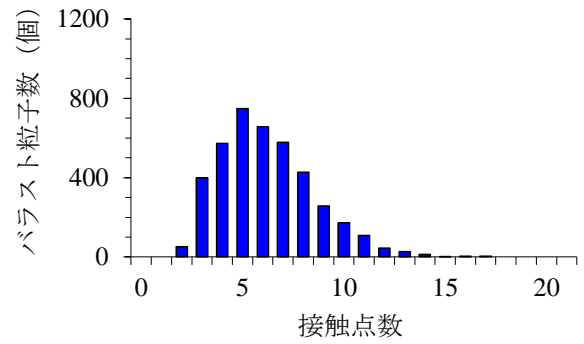


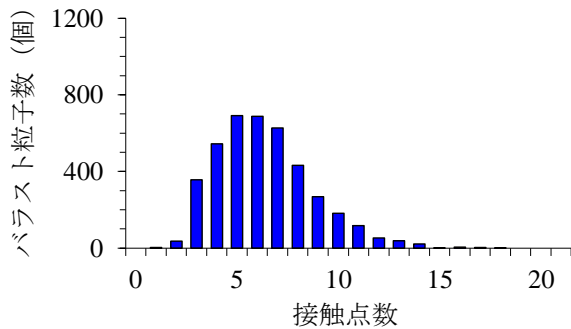
図-5.16 接触点数ごとのバラスト粒子数の変動 (K110-10Hz)



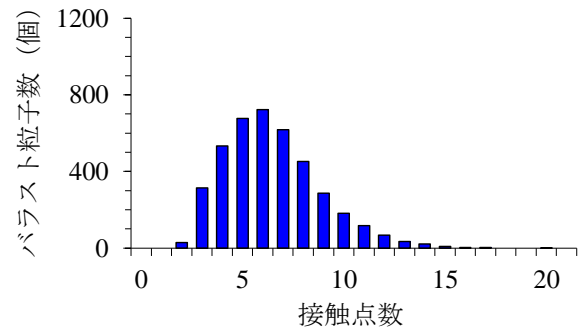
(a) 0/8 ステップ目(载荷 150 回目終了時)



(b) 1/8 ステップ目

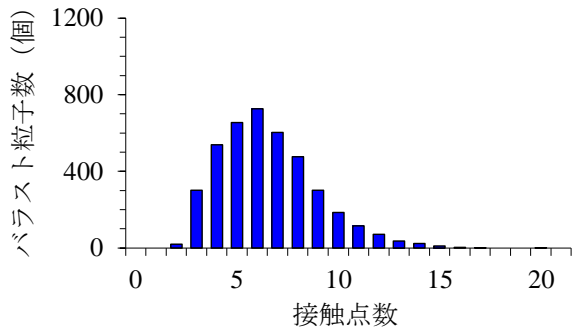


(c) 2/8 ステップ目

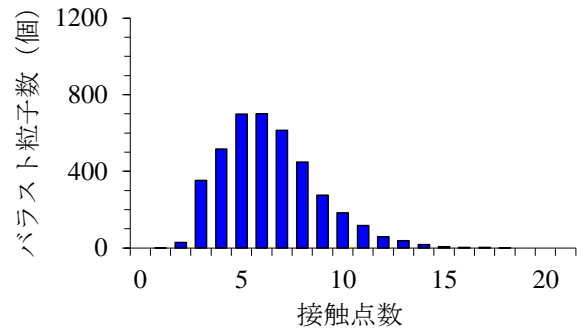


(d) 3/8 ステップ目

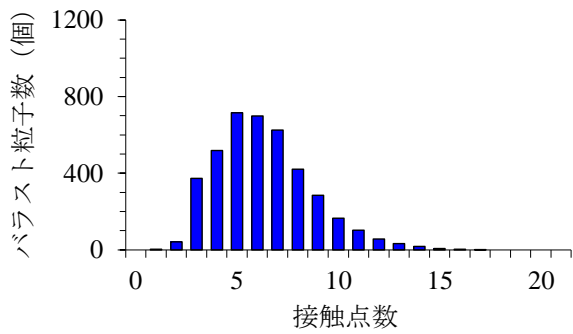
図-5.17 载荷 151 回目の各ステップにおけるバラスト粒子接触点数のヒストグラム(K110-10Hz)



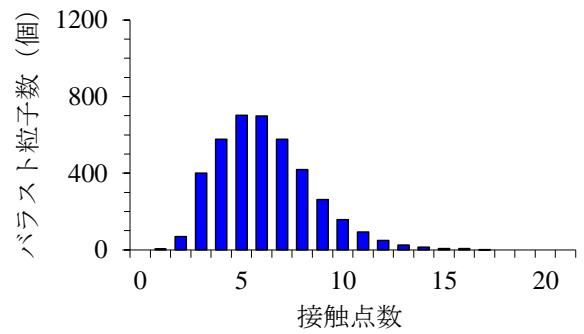
(e) 4/8 ステップ目



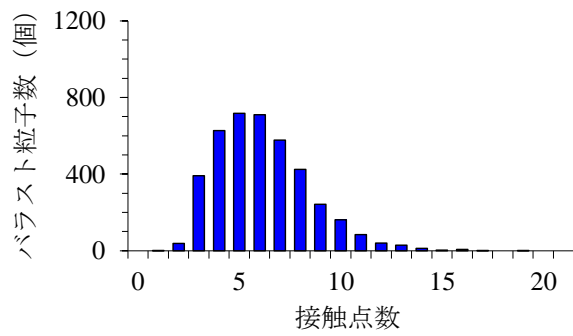
(f) 5/8 ステップ目



(g) 6/8 ステップ目



(h) 7/8 ステップ目



(g) 8/8 ステップ目

図-5.17 载荷 151 回目の各ステップにおけるバラスト粒子接触点数のヒストグラム(K110-10Hz)
(続き)

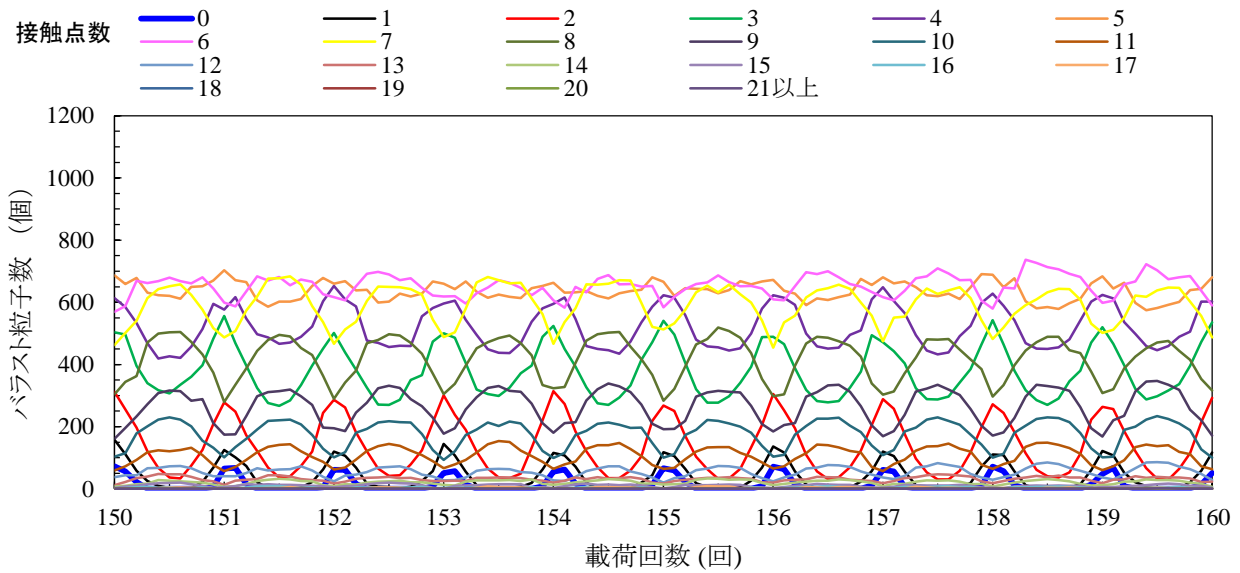
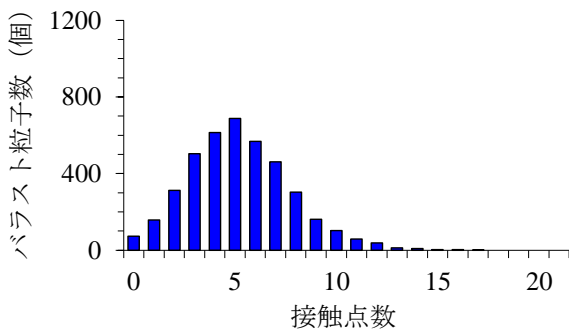
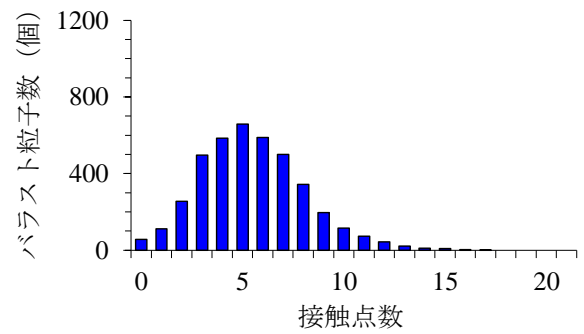


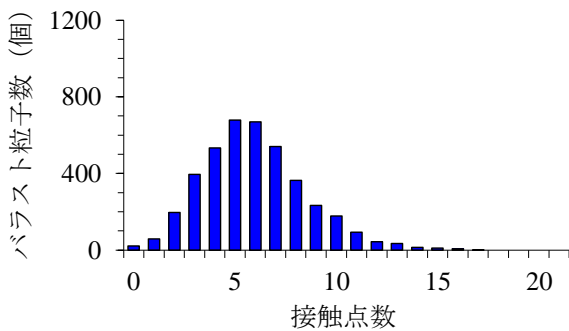
図-5.18 接触点数ごとのバラスト粒子数の変動 (K110-32Hz)



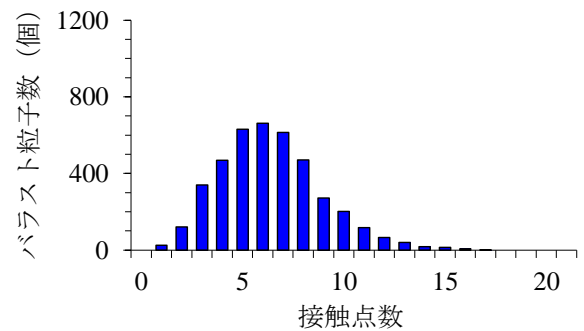
(a) 0/8 ステップ目(载荷 150 回目終了時)



(b) 1/8 ステップ目

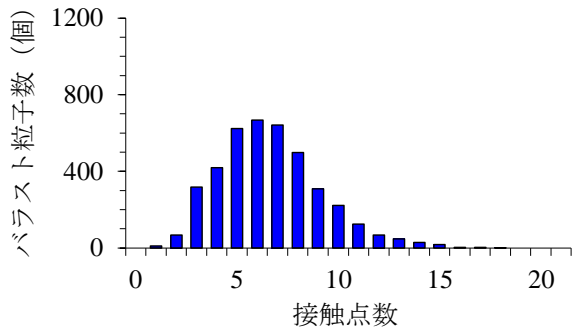


(c) 2/8 ステップ目

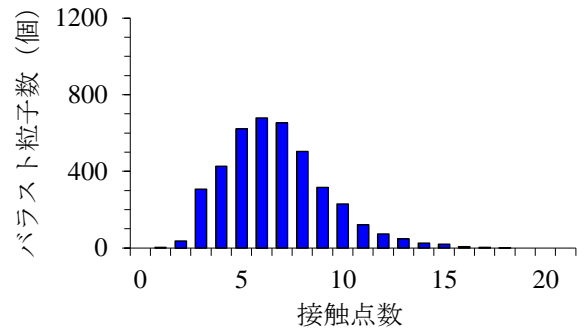


(d) 3/8 ステップ目

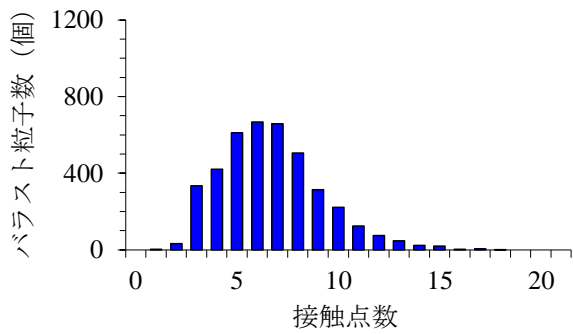
図-5.19 载荷 151 回目の各ステップにおけるバラスト粒子接触点数のヒストグラム(K110-32Hz)



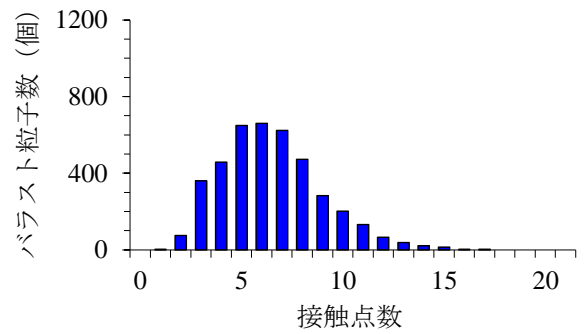
(e) 4/8 ステップ目



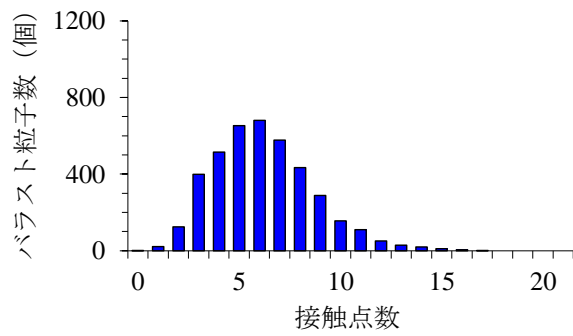
(f) 5/8 ステップ目



(g) 6/8 ステップ目



(h) 7/8 ステップ目



(g) 8/8 ステップ目

図-5.19 載荷 151 回目の各ステップにおけるバラスト粒子接触点数のヒストグラム(K110-32Hz)
(続き)

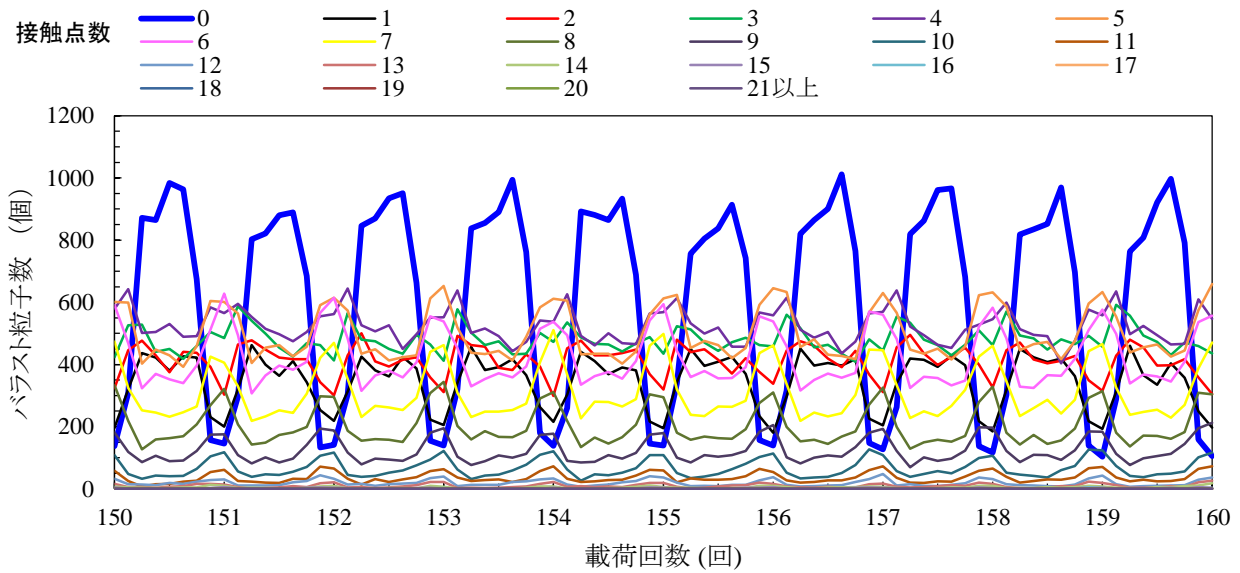
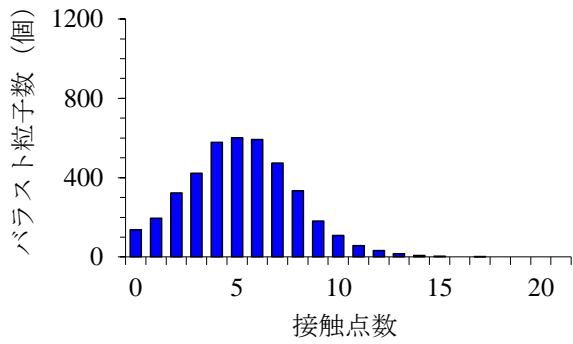
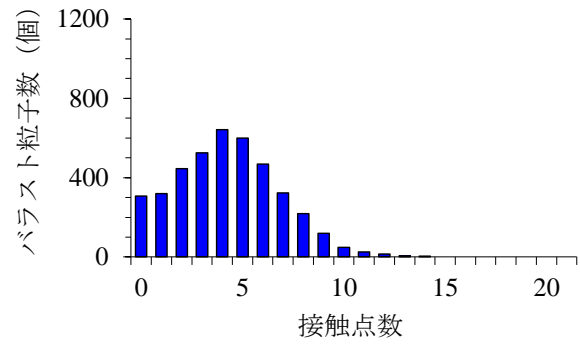


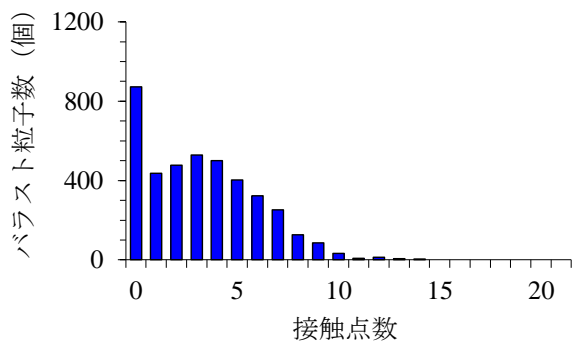
図-5.20 接触点数ごとのバラスト粒子数の変動 (K110-50Hz)



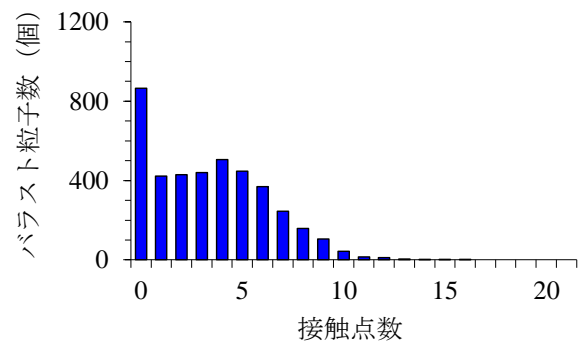
(a) 0/8 ステップ目(载荷 150 回目終了時)



(b) 1/8 ステップ目

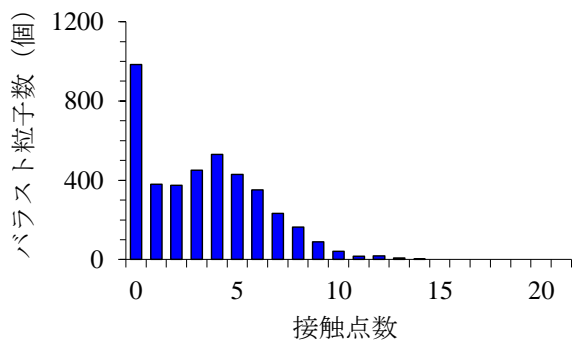


(c) 2/8 ステップ目

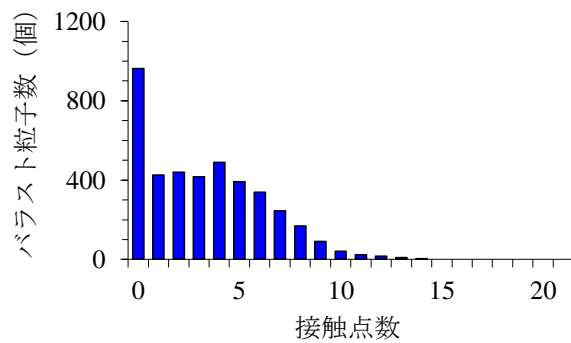


(d) 3/8 ステップ目

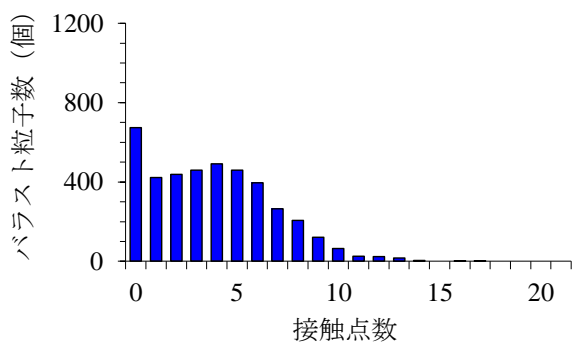
図-5.21 载荷 151 回目の各ステップにおけるバラスト粒子接触点数のヒストグラム(K110-50Hz)



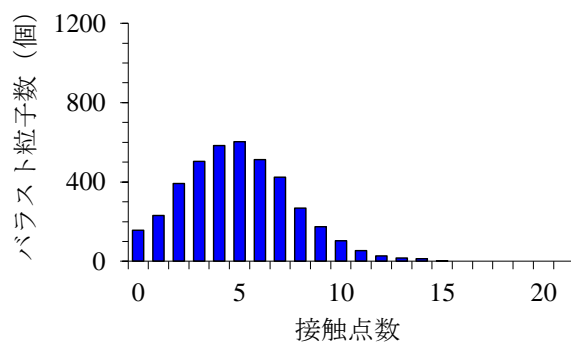
(e) 4/8 ステップ目



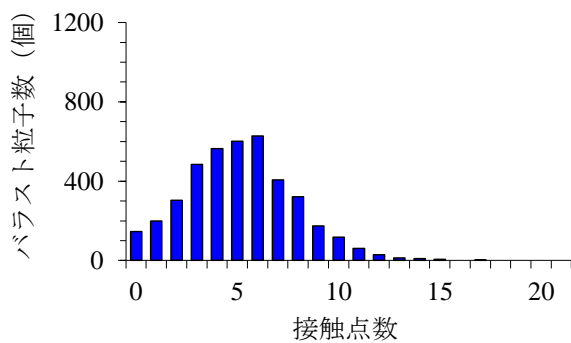
(f) 5/8 ステップ目



(g) 6/8 ステップ目



(h) 7/8 ステップ目



(g) 8/8 ステップ目

図-5.21 載荷 151 回目の各ステップにおけるバラスト粒子接触点数のヒストグラム(K110-50Hz)
(続き)

5.4 本章のまとめ

本章では3次元DEMによるバラスト軌道モデルを用いて繰返し載荷解析を実施し、2次元モデルの解析結果から考察した軌道狂いの進行メカニズムの妥当性等を検証した。以下に本章の内容をまとめる。

- (1) 路盤加速度が重力加速度未満の領域では、路盤剛性が異なってもまくらぎ沈下量にほとんど差が生じなかった。ただし、載荷回数が十分でない可能性もあるため、今後載荷回数を増やして確認する必要がある。
- (2) 解析では、路盤加速度が重力加速度以上になると重力加速度未満のときに比べてまくらぎ沈下量が10倍から15倍程度増加した。このとき、モデル内のバラストの24%~25%のバラスト粒子で一時的に周囲のバラスト粒子との接触点数が0となり、拘束力が作用しない状態になっていた。この現象は、路盤加速度がわずかに重力加速度を上回る条件でも発生しており、閾値を境界にまくらぎ沈下量が急激に変化する可能性がある。実軌道において、急激に軌道狂い進みが進行する箇所でも同様の現象が起こっている可能性がある。
- (3) 載荷中、まくらぎ上昇時にバラスト粒子が跳ね上げられ、まくらぎが下降するときに接触点数が0となる粒子数が最大となっている。これは2次元モデルで確認されたまくらぎ側方バラストの応答と同様の傾向であることから、3次元モデルにおいても2次元モデルと同様のメカニズムでまくらぎ沈下が発生していると考えられる。

5章の参考文献

- 1) T.Matsushima : 3-D Image-based Discrete element Modeling for Irregularly-Shaped Grains, Proc. 2nd Intl.PFC Symp. Numerical Modeling in Micromechanics via Particle Methods, Balkema, pp421-427, 2004.
- 2) T.Matsushima, J.Katagiri et.al : 3D shaped Characterization and Image-Based DEM Simulation of the Lunar Soil Simulant FJS-1, Journal of Aerospace engineering January 2009, ASCE, pp15-23, 2009.
- 3) 河野昭子, 松島亘志 : 離散体モデルを用いた道床バラスト層の変形挙動解析, 鉄道総研報告, pp.41-46, Vol.28, No.12, 2014.
- 4) 松島亘志, 竿本英貴 : 複雑な砂粒子形状の個別要素モデル化手法の提案, 第37回地盤工学研究会発表論文集, pp.357-358, 2002.
- 5) 石田誠, 三浦重, 河野昭子 : 軌道動的応答モデルとその解析結果, 鉄道総研報告, Vol.11, No.2, 1997.2

6. 結論

6.1 本研究から得られた知見のまとめ

本研究では、高速鉄道のバラスト軌道において、軌道狂いの進行速度が速い箇所が発生する要因とそのメカニズムを明らかにするため、東海道新幹線の本線における軌道振動測定、実物大軌道を用いた載荷試験および個別要素法を用いた軌道沈下解析を実施し、得られたデータを用いて検討を行った。以下に、本研究での実施内容及び得られた知見を示す。

(1) 東海道新幹線における軌道振動測定

- ・ 東海道新幹線の本線において、盛土の直線区間で列車が高速走行する区間を選定し、軌道狂いの進行がある箇所（沈下箇所）とない箇所（安定箇所）の2箇所にて30日間の振動測定を実施した。なお、この2箇所の離隔は4mで、同一盛土内であり、レール、バラストの交換時期も同一であった。
- ・ 概ね60Hz以上の周波数域では軌道パッドおよびバラスト層が非常に高い振動減衰効果を有している。
- ・ 安定箇所と比べ、沈下箇所ではまくらぎからバラスト下層、すなわち路盤表層までの加速度が全体的に大きく、またバラスト層内での減衰効果が小さい。また、列車からの荷重で大きなエネルギーを持つ30Hz（列車速度270km/hのとき）の荷重列に対して、沈下箇所では加速度PSDにピークが見られたのに対し、安定箇所ではほとんど見られない。実際に測定期間中に沈下箇所でのみ軌道狂いが進行していることから、軌道の応答に見られるこれらの差異のいずれかが軌道狂いの進行に影響している可能性がある。また、これらの応答の違いは路盤条件に起因して発生している。

(2) 実物大軌道における繰返し載荷試験

- ・ 路盤条件の異なるまくらぎ1本分の実物大試験軌道を試作し、繰返し載荷試験および振動特性試験を実施した。
- ・ 健全路盤では、レールからまくらぎ・バラストに伝わる際に加速度が減衰され、バラスト下層（≒路盤表層）では加速度は大きく低減した。一方、模擬軟弱路盤では健全路盤のような加速度の低減はほとんどなく、バラスト上層とバラスト下層の加速度はほとんど同じであった。この傾向は、2章で測定した東海道新幹線本線における安定箇所と沈下箇所の応答の違いと特徴が概ね一致しており、試験結果からも本線測定から得られた応答の差異が発生する原因が路盤条件にあるといえる。
- ・ 繰返し載荷試験の結果、軌道全体に発生する加速度が重力加速度を上回ると軌道沈下量が増加した。また、路盤条件ごとに軌道全体の振動が大きくなる周波数が存在し、この周波数はレール・まくらぎ・バラストを質点、路盤剛性をばね定数とした1質点の振動系から求められる固有振動数に概ね一致した。
- ・ まくらぎ沈下量はバラスト加速度と概ね比例関係を示すが、バラスト加速度が重力加速度を超えるとまくらぎ沈下量が大きくなり、それまでの関係性が変化する。さらに、載荷周波数が軌道全体の固有振動数を超えるとまくらぎ沈下量は小さくなり、バラスト加速度とは対応しなくなる。固有振動数以上の周波数領域も考慮した場合、まくらぎ沈下量は

モビリティまたはコンプライアンスと近い傾向を示す。

(3) 2次元 DEM による軌道沈下解析

- 2次元 DEM を用いてバラスト軌道のシミュレーションモデルを作成し、路盤条件や載荷条件を変えながら繰返し載荷解析を実施した。
- 載荷条件や路盤条件に関わらず、路盤振動加速度が重力加速度以上になるとまくらぎ沈下量は急激に増加した。また、まくらぎ沈下量は載荷周波数の増加に対してある周波数でピーク値を有し、ピーク以降は周波数の増加に伴い軌道沈下量は減少した。また、このピークを生じる周波数はまくらぎおよびバラストの質量の和を質点、路盤剛性をばねとしたときの1質点系の固有振動数と概ね一致した。
- 載荷時のバラスト粒子の状況を見ると、まくらぎ側方のバラスト粒子が振動によって跳ね上げられ、この現象に伴って側方へ流動していることがわかった。この挙動は路盤加速度が重力加速度を上回ると発生しており、この挙動が繰り返されることでまくらぎの急激な沈下が誘発されていると考えられる。
- 路盤加速度が重力加速度以上となったときに生じる急激なまくらぎ沈下量は、路盤速度と高い相関を示す。この理由は、バラスト粒子の跳ね上がり量が路盤速度と概ね線形関係にあるためである。また、載荷周波数や路盤剛性等の条件が変化しても、まくらぎ沈下量と路盤速度は一定の関係を示す。

(4) 3次元 DEM による軌道沈下解析

- 路盤加速度が重力加速度未満の領域では、路盤剛性が異なってもまくらぎ沈下速度にほとんど差が生じなかった。ただし、載荷回数が十分でない可能性もあるため、今後載荷回数を増やして確認する必要がある。
- 路盤加速度が重力加速度以上になると、重力加速度未満のときに比べてまくらぎ沈下速度が10倍程度増加した。このとき、モデル内のバラストの24%~25%のバラスト粒子で一時的に周囲のバラスト粒子との接触点数が0となり、拘束力が作用しない状態になっていた。この現象は、路盤加速度がわずかに重力加速度を上回る条件でも発生しており、閾値を境界にまくらぎ沈下速度が急激に変化している。実軌道において急激に軌道狂い進みが進行する箇所でも同様の現象が起こっている可能性がある。
- 載荷中、まくらぎ上昇時にバラスト粒子が跳ね上げられ、まくらぎが下降するときに接触点数が0となる粒子数が最大となっている。これは2次元モデルで確認されたまくらぎ側方バラストの応答と同様の傾向であることから、3次元モデルにおいても2次元モデルと同様のメカニズムでまくらぎ沈下が発生していると考えられる。

各実施内容から得られた知見を総合すると、高速鉄道の盛土区間において、局所的に軌道狂いが急激に進行する箇所が発生する要因は次のように考えることができる。

レール・まくらぎ・バラストなどの軌道材料が同一で、軌道狂いも発生していない状況であっても、路盤部が何らかの要因(排水不良により滞水が発生し、一時的に路盤強度が低下するなど)で路盤剛性が小さくなることで列車通過時にバラスト層に重力加速度以上の加速度が発生する。これにより、バラスト粒子には微小な跳ね上がり現象が発生するとともに、跳ね上がっている間に側方への流動が起こる。この現象が繰り返されることにより、バラスト層の加速度が重力加速

度以下のときに比べて急激な軌道沈下が発生するものと考えられる。また、このような現象が発生するような路盤剛性が低い軌道では、軌道全体の固有振動数が小さくなる傾向があり、高速鉄道では列車走行に伴って発生する荷重列のち、大きなエネルギーを持つ周波数（例えば、東海道新幹線 [速度 270km/h, 軸距 2.5m] では 30Hz) と軌道の固有振動数が近くなる可能性がある。保守多投入箇所ではこれらの影響をあわせて受けている可能性がある。また、バラストの加速度が重力加速度を超える領域では、軌道狂いの進行速度は路盤の振動速度振幅と正の相関関係を示す可能性があり、現場測定時やバラスト軌道の設計時に用いる指標として活用できる可能性がある。

6.2 今後の課題

本研究では、高速鉄道のバラスト軌道において軌道狂いの進行速度が速くなる要因を明らかにできた。以下には、この成果をふまえて今後実施すべき課題点を整理する。

(1) 合理的な軌道狂い抑制対策の検討

本研究で明らかにした軌道狂いのメカニズムを考慮した合理的な軌道狂い抑制対策を提案することが求められる。対策として考えられるのは、(a) 路盤部に発生する加速度が重力加速度以下になるような路盤改良対策、(b) バラスト層に作用する加速度が重力加速度以上になってもバラスト粒子の跳ね上がり現象を抑制できるようにバラスト層を適度に接着する対策、(c) 概ね 60 Hz 以下の領域に対して振動減衰効果を有するようなデバイスを付加する対策、(d) 特に拘束力の低下が著しいまくらぎ間のバラストの振動を抑制する対策などである。(a)に関しては、毎日の運行を継続しながら実施するには課題が多く、また費用も莫大になる。対して、(b)から(d)に関しては、バラスト層までの作業で実施可能であるため、施工性が高いものを提案できる可能性がある。実現性や経済性も考慮しながら、本研究で活用したツールを用いて合理的な対策案を検討していかなければならない。

(2) 3次元 DEM の計算効率および計算精度の向上

本研究では、3次元 DEM による検討を行うにあたり、まくらぎ 1 本分の軌道の断面モデルを作成したため計算負荷をある程度抑制して検討を行うことができた。基本的なバラスト粒子の挙動を分析するには本モデルでも十分であるが、さらに様々なパラメーターが軌道沈下にどのように影響しているかを検証するには解析ケース数及び载荷回数をさらに増やした検討が必要になるため、計算効率をさらに向上しなければならない。また、解析から得られるまくらぎ沈下速度なども実物とは差があるため、パラメーターの設定方法などもさらに検討していく必要がある。

謝辞

保線技術は多くの先輩方の膨大な経験と知識を脈々と積み重ねながら築き上げられてきました。そんな保線分野の課題をテーマに設定して博士号取得に挑戦することは、私にとっては非常に大きなチャレンジでした。こうして私がこの研究をやり遂げることができたのは、入学前を含めて約5年間にわたり研究を進めていく中で本当に多くの方に温かくご指導いただいたおかげであると感じています。

筑波大学大学院システム情報工学研究科教授 松島亘志博士には、本論文の主査として研究全般にわたりご指導をいただきました。本研究のメインでもあった個別要素法に関することから研究の進め方、論文の書き方にわたるまで、広範にわたる理論的で適切なアドバイスからはいつも多くの発見がありました。試験や解析から得たデータを多角的に、論理的に考察していくことの重要性を学ばせていただきました。加えて、先生と繰返し研究のディスカッションをさせていただく中で、研究の面白さや奥深さを知ることができました。深く感謝の意を表します。同大准教授 庄司学博士、同大准教授 亀田敏弘博士、同大助教 山本亨輔博士、公益財団法人鉄道総合技術研究所鉄道力学研究部軌道力学研究室 相川明博士にはご多忙の中、快く審査を引き受けていただきましたことを、心より御礼申し上げます。

本研究は、東海旅客鉄道株式会社における筆者の業務の一環として行ったものです。研究の実施に際し、上司・同僚に多大なるご支援をいただいた結果、本論文を纏めることができました。同社副社長 宮澤勝己氏、同社専務執行役員総合技術本部長 小菅俊一氏には温かい目で研究を見守っていただきました。同社執行役員総合技術本部技術開発部長 大竹敏雄博士には、本論文を纏める機会をいただきました。また、研究に取り組む中でも折々にご指導をいただき、深く感謝いたします。同社総合技術本部技術開発部解析技術チームマネージャー 三輪昌弘博士には幅広い視点から研究内容全般にわたりご指導をいただきました。私が試験結果や解析結果の分析に行き詰まり相談に伺うたび、的確なアドバイスと励ましをいただきました。この場を借りて厚く御礼申し上げます。また、同社総合技術本部技術開発部解析技術チーム軌道・構造力学グループリーダー 川崎祐征氏には、試験、解析実施にあたり多くの助言をいただきました。同社新幹線鉄道事業本部施設部保線課 中村幸一氏、日本機械保線株式会社技術調査部 渡邊和博氏には現場測定・試験の実施にあたりご協力をいただきました。また、筆者と同じ総合技術本部技術開発部解析技術チーム軌道・構造力学グループのメンバーであった植松嵩之氏、近藤義将氏には種々のご協力・ご支援をいただきました。皆様に深く感謝いたします。

個別要素法の習得や解析モデルの作成にあたっては、研究室の先輩でもある公益財団法人鉄道総合技術研究所鉄道力学研究部軌道力学研究室 河野昭子博士に大変お世話になりました。お忙しい中にもかかわらずいつも快く対応していただいたこと、心より御礼申し上げます。

最後に、この3年間多くの苦勞をかけたにもかかわらず、どんなときも私を応援し、励まし続けてくれた家族に心から感謝します。本当にありがとう。

2018年1月
千田 耕大