

正弦波入力による碎石道床の動的挙動に関する不連続変形法解析

国立大分高専 正 員 相川 明
国立大分高専 学生員○ 辛島義一

1. はじめに

鉄道は、環境保全性、省エネルギー性、経済性などの優れた特性を有しており、自動車交通に代わる将来的な新しい都市交通システムとしての再構築が期待されるものの、現状の碎石と枕木からなる軌道構造は、夜間の人手による保守作業が必須であり、維持管理方法の合理化や道床構造自体の改善が望まれている。一方、阪神・淡路大震災でも、道床の変状や軌道損傷等の鉄道被害が報告されているが、将来的に鉄道の重要性が増すにつれて、地震時における交通機能の確保、および、被災時の復旧手順も重要な課題となってくる¹⁾⁻³⁾。しかしながら、従来の研究成果では不連続体構造の挙動が未解明のままであり、新しい軌道構造の提案に十分対応できていない。

本研究は、不連続体構造としての破壊挙動特性を考慮し、新しい軌道構造の提案に資するため、碎石の形状の実測データをもとにして碎石道床の不連続体モデルを作成し、不連続変形法解析 (DDA) により⁴⁾、正弦波地震動に対する時刻歴応答特性を求め、地震荷重や通行荷重によるエネルギー散逸特性と変形性能とを明らかにするものである。

2. 碎石道床のエネルギー散逸現象の原理

碎石道床の破壊挙動に関しては、碎石間の間隙量が大きく関与することが報告されている⁵⁾⁻⁶⁾。本研究では、碎石道床のエネルギー散逸現象を、(1) 碎石の形状や碎石間の間隙量が影響する剛体変位モードによるものと、(2) 碎石のかみ合わせや表面の摩擦が影響するものの2者からなるものと仮定した。前者はいわゆる破壊による永久変形であり、碎石の移動によるダイレーションを伴う。一方、後者は、碎石表面のせん断方向の摩擦によるエネルギー消費であり、非線形挙動ではあるものの碎石間の距離の変動はわずかであり、したがって、ダイレーションもわずかである。両挙動のいずれが卓越するかは、(a) 締固めによる間隙の量、(b) 碎石の形状とかみ合わせ状態、および、(c) 外力としての走行荷重や地震荷重の大きさ、および、(d) 外力の周波数特性により差異が生じるものと考えられ、碎石重心の相対的位置関係の変化量、および、局所的な間隙の増加量により定量的に把握可能と考える。

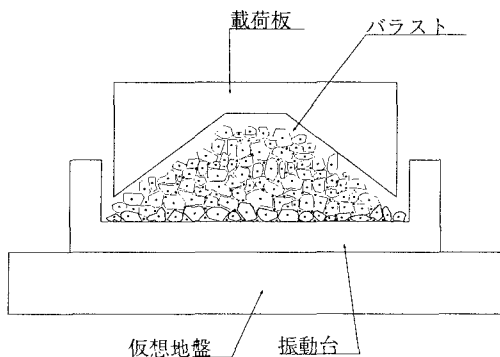


図-1 試験解析用バラストのモデル

3. バラストの大きさと形状の測定

現場より碎石の現物を 300 個ほどを入手し、大きさと形状を測定した。碎石は硬く良質の安山岩であり、極端に小さいものや大きいものはなく、角張った形状で、一方向から見ると四角形、五角形、六角形などに近いものが多かった。ここでは、最長の長さを「縦」、それに直交する最大幅を「横」、さらに直交する厚さを「高さ」とし、また、質量をもとに平均粒径を算出した。詳細は割愛するが、縦 64.7 mm(標準偏差 14.1 mm)、横 46.3 mm(標準偏差 9.9 mm) 高さ 27.6 mm(標準偏差 7.6 mm)、平均質量は 106.3 g(標準偏差 57.0 g) であった。さらに、パソコンの CAD 上で碎石の形状をトレースし数値化した。

4. 不連続変形法解析用のモデル作成

形状の測定結果をもとに、道床の不連続体モデルを作成した。一例を図-1 に示す。図は枕木とレールがない場合で、碎石のみで構成された試験的な小型モデルである。モデル作成にあたり、仮想地盤上に振動台を設置し、その上方の空中にランダムに碎石を配置し、自由落下させながら、載荷板で締固めて断面形状を形作った⁶⁾。バラストの物性値は、密度 2.770 g/cm³、ヤング率 20 GPa、ポアソン比 0.25 とし⁷⁾⁻⁸⁾、載荷板や振動台は剛体を仮定しヤング率 1000 GPa とした。バラストの摩擦角は 55° とし、仮想地盤と振動台間の摩擦角は 0° とした。

地震波を加える前に、最大応力 50 kN/m²、周波数 30 Hz の正弦波形の上載荷重で 0.8 秒間にわたり、道床表面を叩

いて締固めた。つぎに、載荷板を除去し、振動台中央に、最大荷重 10000 N、周波数 2.0 Hz の正弦波の水平地震動を 2.5 秒間にわたり加えて、時刻歴応答を求めた。なお、振動台の浮き上がり防止のため、振動台の左右両端 2 箇所に、それぞれ鉛直荷重 10000 N を加えた。

5. 解析結果

上述の締固めを実施した場合と、締固めない場合の 2 つについて挙動を比較した。締固めないときは、バラストが回転や移動して道床が破壊し、法面が大きく変形した。一方、締固めた場合は全体的な破壊は生じず、碎石は最後まで十分にかみ合った状態であった。締固めた場合、正弦波地震による道床下部での最大振幅は 16 mm 程度であり、バラスト頂部で残留変位として水平方向 32 mm、沈下量が 36 mm を生じた。事前の締め固めの有無が挙動に関与することが確認できた。

図-2 は締固めた場合、道床の頂部から 5 cm ほどの深さで、中心軸から左右両側に 7 cm の地点と、中心軸上の碎石間の相対変位、および、振動台の変位をプロットしたものである。図中の相対変位は、碎石間の距離が縮まることを正で、間隙が広がることを負で表示する。地震動は正弦波の力（加速度）で載荷したので、振動台の変位は位相差をもった波形となっている。

相対変位に関しては、地震動が最初右向きに加わったので、道床右側では間隙が増大し、一方、左側では碎石が密に詰まる傾向が生じた。地震荷重は正弦波であり、その後、左右両方向に均等に載荷したにもかかわらず、相対変位に関する上述の傾向は戻ることなく漸次増大している。すなわち、最初の変位がどちら向きに生じたかにより初期の破壊が発生し、それに続く地震動により塑性破壊が一方のみに進行したことがわかる。阪神・淡路大震災における鉄道被害でも、道床の変状はある一定方向に生じたことが報告されており、本研究の成果はそれらの現象に付合するものである。

道床構造上、法肩部が 1 つの不安定な箇所であるが、不連続体解析では、引張力に抗する力が作用しないので、一旦どこかに初期の破壊が生じると、その後の地震動により、その箇所に集中して破壊が進行する過程が不連続変形法を用いることにより再現することができた。これらのことは、従来から行われている線形の固有値解析によっては的確に評価できないものである。

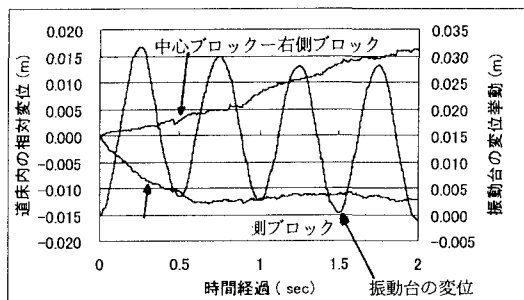


図-2 道床内の測点間の相対変位と振動台の変位

6. まとめ

地震災害時を含めた軌道の維持管理方法の改善に資するために、碎石道床の動的挙動に関する不連続体解析を実施した。まず、不連続変形法の事前処理として、CAD を用いて碎石形状を数値化し、解析手順を大幅に省力化した。つぎに、道床の不連続体モデルに正弦波地震動を入力し、締固めの有無による道床の挙動を比較した。解析の結果、締固めをした場合は碎石の剛体変位による破壊の進行は見られず、外力がブロック間の摩擦で消費されているものと予想される。一方、締固めが不十分な場合は、剛体変形による破壊が生じた。締固めによる碎石間のかみ合わせの程度や間隙量が道床の安定性に大きく関与することが確認できた。また、地震動により、不連続体内に初期の破壊が生じると、その場所に集中して永久変形が生じる過程が再現できた。今後は、局所的なダイレーションとせん断変位量を求めることにより、前述のパラメータの影響度を定量的に把握する必要がある。

参考文献

- 1) 松浦章夫 (1997)：地震時に起こること，第 2 回鉄道力学シンポジウム講演論文集，p.45.
- 2) 金澤芳信・一志義晴・岩橋寛臣 (1999)：阪神・淡路大震災における盛土・抗土圧構造物の被災と復旧について，第 3 回鉄道力学シンポジウム講演論文集，pp.59-63.
- 3) Konagai,K., et.al.(1999)：Plastic Deformation of Soil Built up in the January 17,1995 South-Hyogo Earthquake, 第 3 回鉄道力学シンポジウム講演論文集，pp.65-70.
- 4) Shi,G.H. and Goodman,R.E.(1988)：Discontinuous Deformation Analysis - A New Method for Computing Stress, Strain and Sliding of Block System, Proc.29th U.S.Symposium, pp.381-393.
- 5) 石川達也・名村 明 (1995)：実物大試験による道床バラスト部繰返し変形特性の検討，土木学会論文集，No.512/IV-27, pp.47-59.
- 6) 石川達也・大西有三 (1998)：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, pp.205-217.
- 7) 國井仁彦・谷本親伯・中村 真・岸田 潔 (1997)：岩盤の変形特性の評価における不連続面の影響，土木学会論文集，No.575/III-40, pp.121-130.
- 8) 日本材料学会編 (1993)：岩の力学—基礎から応用まで，丸善，p.688.