

不連続変形法（DDA）による道床バラスト部 繰返し塑性変形機構の検討

石川達也¹・大西有三²・堀池高広³

¹正会員 工修 東日本旅客鉄道(株) 総合技術開発推進部 (〒158-8578 東京都渋谷区代々木二丁目2-2)

²正会員 工博 京都大学教授 工学部土木システム工学科教室 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

³正会員 (財)鉄道総合技術研究所 軌道技術開発推進部 (〒185-8540 国分寺市光町二丁目8-38)

本論文では、有道床軌道における道床バラスト部の繰返し変形挙動を不連続変形法（DDA）により解析し、軌道構造解析手法に対する不連続体解析手法の適用可能性に関して検討を行った。その結果、DDAの適用方法について新しい知見を得るとともに、解析結果に基づき道床バラスト部の繰返し変形特性を道床碎石粒子の移動傾向や粒子配列の構造変化の点から考察し、道床バラスト部の繰返し塑性変形挙動の本質が道床碎石粒子の移動により生じるすべりを伴う粒子構造の再配列にあることを明らかにした。

Key Words : discontinuous analysis, ballasted track, railroad ballast, cyclic deformation, full-scale test, coarse granular materials, track deterioration

1. はじめに

有道床軌道における軌道破壊現象の解明は、鉄道工学の主要な研究課題の一つであり、その解析手法としては、質点系モデルを用いた粘弾性論を理論的骨子にし、室内試験や現地試験のデータ分析により裏付けを行った軌道破壊理論Ⅲ¹⁾がこれまでに提案されている。しかし、この理論では、理論の核となる道床バラスト部（以下、「道床部」と称す）の繰返し塑性変形特性を塑性変位量が道床部に作用する荷重と振動加速度に比例するという実験式で表現しており、解析モデル自体は塑性学的な理論展開をせずに構築されている。また、現行の有道床軌道の設計計算では、適用範囲や計算精度に問題があるにもかかわらず、試験軌道による実験式を用いて応力計算等を行っている²⁾。このように力学的根拠が希薄で一般性に欠ける実験式を設計計算に多用してきた理由は、道床部繰返し塑性変形挙動の本質と考えられる道床碎石粒子の移動傾向を、道床部をマクロな構造体として扱う従来の解析手法では実現象に即して解析することができなかつたからである。このため、筆者らは、有道床軌道を対象とした構造解析手法の解析精度の向上を図るために、道床バラストの大型三軸試験結果を不連続変形法（DDA）³⁾を用いて解析し、道床部を粒状集合体として扱う不連続体解析手法の適用方法に関する基礎的検討を行って

きた⁴⁾。しかし、DDA解析の道床部への適用、さらには軌道構造設計手法への応用にあたっては、3次元問題を2次元近似する際の現象のモデル化方法や2次元解析結果の解釈方法などのDDA解析の適用方法に関する検討課題がまだ残ったままである。

本研究では、このような状況を踏まえ、道床部を粒状集合体と考えこれまでにない軌道構造解析手法を構築し、実現象に対する解析上の第一次近似解を得るために、道床部の繰返し塑性変形挙動に対するDDAの2次元平面ひずみ解析の適用方法について検討する。このため、まずDDA解析により繰返し載荷時の道床部の塑性変形挙動を解析し、解析メッシュや荷重条件等の解析方法に関する検討を行う。次に、解析結果と試験結果との整合性について考察し、3次元問題に対する2次元近似の有効性に関して検討するとともに、解析結果に基づき道床部の繰返し塑性変形挙動を道床碎石粒子の移動傾向や粒子配列の構造変化の点から考察し、解析の妥当性や適用限界を粒状体力学の観点から評価する。

2. 解析方法

(1) 解析モデル

DDA (Discontinuous Deformation Analysis) は、任意形状の多角形で構成された弾性ブロック群の動的および準静的な挙動を解析する数値解析手法であ

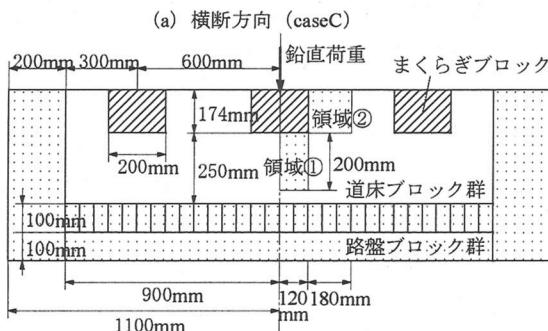
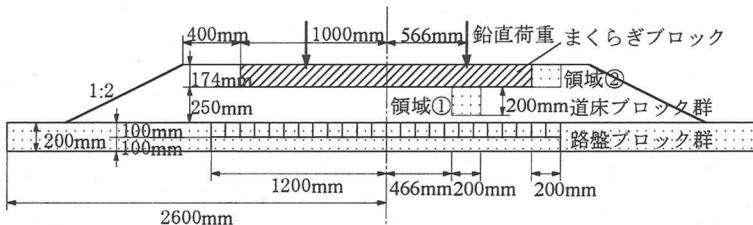


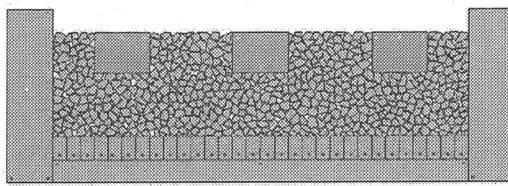
図-1 解析モデルの概略図

表-1 解析条件
(a) 単調載荷解析

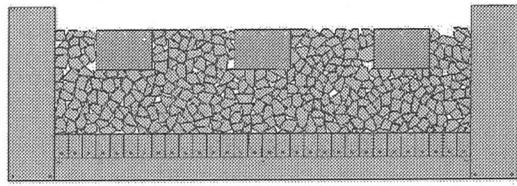
断面方向	解 析 モデル	解 析 No.	鉛直荷重 P _{max}
縦断方向	caseA	AML-A00	単調載荷
	caseB	AML-B00	単調載荷
横断方向	caseC	AML-C00	単調載荷

(b) 繰返し載荷解析

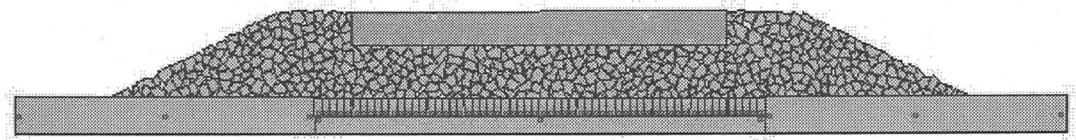
断面方向	解 析 モデル	解 析 No.	鉛直荷重 P _{max}	鉛直荷重 P _{max,A}	鉛直荷重 P _{max,B}	荷重比率
縦断方向	caseA	ACL-A01	40.0kN	2.10kN/m	—	0.039
		ACL-A02	30.0kN	0.99kN/m	—	0.025
		ACL-A03	20.0kN	0.54kN/m	—	0.020
縦断方向	caseB	ACL-B01	40.0kN	1.80kN/m	—	0.034
		ACL-B02	30.0kN	1.23kN/m	—	0.031
		ACL-B03	20.0kN	0.72kN/m	—	0.027
横断方向	caseC	ACL-C01	40.0kN	—	—	—
		ACL-C02	30.0kN	—	—	—
		ACL-C03	20.0kN	—	3.5kN/m	0.042



(a) 縦断方向解析モデルcaseA（道床ブロック数571個）



(b) 縦断方向解析モデルcaseB（道床ブロック数336個）



(c) 横断方向解析モデルcaseC（道床ブロック数491個）

図-2 解析モデルの初期状態

る。またDDAは、変分原理により各ブロックの剛体変位、剛体回転、要素ひずみを未知数とする平衡方程式を組み立てるため、ポテンシャルエネルギー最小化原理に基づく不連続体解析手法の一種であるといえる。

実物大載荷試験⁵⁾を模擬した2次元平面ひずみ状態のDDA解析モデルの概略を図-1に、解析モデルcaseA～caseCの解析モデル図を図-2(a)～(c)に示す。両図を比較するとわかるように、各解析モデルは、道床部の道床碎石粒子を表現するブロック（以下、「道床ブロック」と称す）、まくらぎを表現するブロック（以下、「まくらぎブロック」と称す）、路盤を表現するブロック（以下、「路盤ブロック」と称す）から構成されており、個々のブロックはブロッ

ク境界で不連続となっている。ただし、本論文では解析領域分割時の最小単位である部分領域（要素）を「ブロック」と表現し、材料特性が等しいブロックの集合体を「ブロック群」というように表現する。また、縦断方向の解析モデルでは、この他に実物大載荷試験における鋼製ピットの側壁を表現するブロックが追加されるが、計算の都合上路盤ブロックと同じ扱いにする。なお、以下では各解析モデルを表-1に示したモデル名で略称する。

解析モデルの「初期状態」（図-2の状態）は、実物大載荷試験における道床部の道床碎石粒子の締固め状態、特に粒子間空隙や粒子配列のランダム性を表現するため、まくらぎブロックおよび道床ブロックを重力1G作用下で道床部の所定断面形状に積み

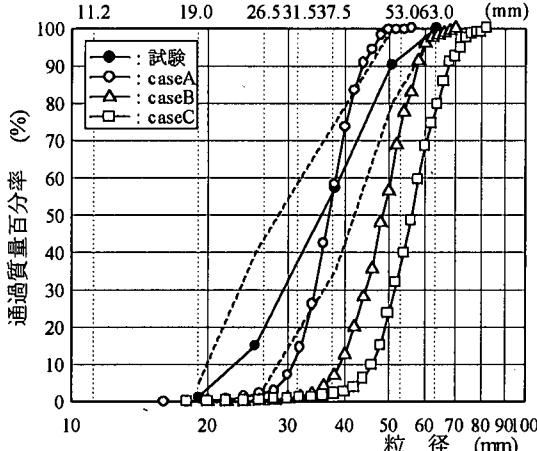


図-3 道床ブロック群の粒度分布

上げる解析を行うことにより作成した。また、道床ブロックは、縦断方向の解析モデルでは $180\text{cm} \times 50\text{cm}$ の長方形領域を、横断方向の解析モデルでは $460\text{cm} \times 50\text{cm}$ の長方形領域を、ボロノイ分割⁶⁾して作成したが、その際に縦断方向の解析モデルでは分割数を変えて分割を行い、粒度分布の異なる2種類の解析モデルを作成した。各解析モデルの道床ブロック群の粒度分布を図-3に示し、均等係数 U_c 、平均粒径 D_{50} 、間隙率 n 、2次元状態の平均配位数 \bar{N}_{2D} をまとめて表-2に示す。ただし、2次元状態の平均配位数 \bar{N}_{2D} は1ブロック当たりの平均的な接点数であり、(総接点数×2/ブロック数)で算出した。また、表中の各特性値は解析モデルでは2次元状態の値を、実物大載荷試験では3次元状態の値を示している。なお、表-2に示すように道床ブロックの平均粒径 D_{50} は、解析モデルcaseAでは実物大載荷試験で用いた道床バラストの D_{50} とほぼ等しいものの、解析モデルcaseBおよびcaseCではそれよりもやや大きめの値になっている。

(2) 解析条件

初期状態の解析モデルを用いて、単調載荷解析(AML)と繰返し載荷解析(ACL)を表-1の解析条件で行った。解析パラメータを表-3に示す。このうちブロック境界の力学特性としては、道床ブロックと接触するブロックの材料特性によりブロック間の摩擦角 ϕ_μ だけを表-3に示す値に設定し、粘着力 C_μ はすべてゼロに設定した。ただし、粘着力 C_μ ・摩擦角 ϕ_μ は粒子間の解析パラメータであることから μ の添字を付した。なお、道床ブロック同士が接触する場合の粒子間摩擦角 ϕ_μ については、文献4で大型三軸試験結果に近い解析結果を示した $\phi_\mu =$

表-2 道床ブロック群の粒度特性

モデル	分割数	U_c	D_{50}	n	\bar{N}_{2D}
caseA	571個	1.24	37 mm	15.4 %	5.01
caseB	336個	1.29	48 mm	16.0 %	5.04
caseC	491個	1.26	56 mm	15.0 %	5.37
試験	—	1.70	36 mm	40.4~45.9 %	—

表-3 解析パラメータ一覧

解析	要素種別	まくらぎ	道床部	路盤部
D	要密度 ρ	2.38t/m ³	2.77t/m ³	2.20t/m ³
	ヤング率 E	30.0GPa	20.0GPa	75.0MPa
	ポアソン比 ν	0.20	0.10	0.40
A	境粘着力 C_μ	0	0	0
	境界摩擦角 ϕ_μ	37°	55°	37°
	要密度 ρ	2.38t/m ³	1.70t/m ³	2.20t/m ³
F	ヤング率 E	30.0GPa	150.0MPa	75.0MPa
	素ポアソン比 ν	0.20	0.35	0.40

55°を採用し、道床ブロックとまくらぎブロックが接触する場合および道床ブロックと路盤ブロックが接触する場合の ϕ_μ については、文献7に示されている $\phi_\mu = 37^\circ$ を採用した。一方、ブロックの入力定数は、道床ブロックやまくらぎブロックについては、道床バラスト原石(安山岩)の試験結果⁸⁾やコンクリート構造物の設計値⁹⁾に基づき密度 ρ 、ヤング率 E 、ポアソン比 ν を設定したが、路盤ブロックの ρ_s 、 ν_s については須長が強化路盤を対象として行ったFEM解析¹⁰⁾で用いた値を採用し、ヤング率 E_s だけを実物大載荷試験⁵⁾のK₃₀値=170MPa/mを次式¹¹⁾に代入して求めた。

$$E_s = \frac{2\pi a(1-\nu^2)K_{30}}{2 \times 2.2} \quad (1)$$

ここで、K₃₀: 平板の直径30cmでの試験結果

ν : ポアソン比(表-3の路盤の値)

a : 円形載荷板の半径(75cmの半分)

なお、道床部の解析パラメータがDDA解析とFEM解析で異なるのは、前述のように前者では道床バラスト原石の試験結果に基づきそれらを設定しているのに対し、後者では道床バラストの大型繰返し三軸試験結果¹²⁾を参考にして設定したためである。

各解析は以下のように行った。まず、単調載荷解析では、荷重載荷点の鉛直変位量が0.5mm程度になるまで荷重制御(載荷速度10kN/1.5秒程度)で鉛直線荷重を増加させた。なお、鉛直線荷重の載荷点は、横断方向の解析モデルではまくらぎブロック両側レール位置とし、縦断方向の解析モデルでは解析領域中央のまくらぎブロック中央とした(図-1参照)。ただし、単調載荷解析および繰返し載荷解析ともこの他に常時重力が作用している。次に、繰返し載荷解析では、表-1の繰返し荷重強度 $P_{max,A} \cdot P_{max,B}$ を

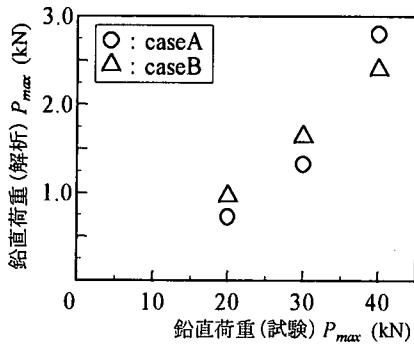


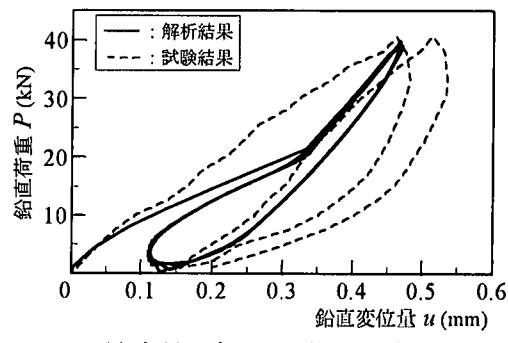
図-4 実荷重と解析上の荷重強度の関係

用いて実物大載荷試験の最大鉛直荷重強度 $P_{max}=40, 30, 20\text{kN}$ に対応する3ケースの解析を各解析モデルごとに行った。この際、荷重載荷点は単調載荷解析と同一、載荷速度は実物大載荷試験と同様2Hzとし、繰返し荷重強度の負荷・除荷を三角波形で5回繰り返した。なお、表-1の $P_{max,A}, P_{max,B}$ は、実物大載荷試験の繰返し載荷回数 $X=1$ 回の P_{max} 負荷時の鉛直変位量が単調載荷解析結果と等しくなるように設定した単位奥行き当たりの最大鉛直荷重強度であるが、この荷重条件の設定方法については次章で検討する。また、鉛直変位量とは荷重載荷点の鉛直変位量から路盤ブロック群の鉛直変位量を差し引いたものであり、横断方向の解析モデルcaseCについてはまくらぎブロック上の2載荷点（図-1(a)参照）の鉛直変位量の平均値を指している。

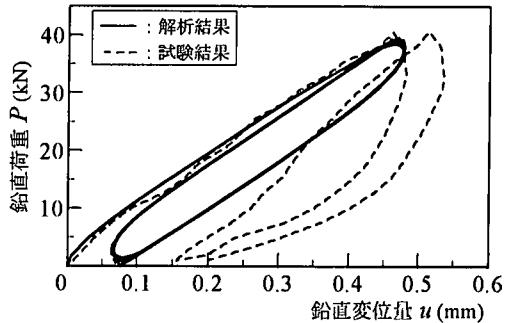
3. 実物大試験結果に基づく解析の適用性

(1) DDA解析の荷重条件の設定方法

単調載荷解析結果を用いて解析上の荷重強度と試験の荷重強度の関係について検討する⁴⁾。図-4は、縦断方向の解析モデルの鉛直変位量が試験結果の鉛直変位量に一致する際の解析上の鉛直荷重を試験の鉛直荷重に対してプロットしたものである。ただし、図中に示す解析上の P_{max} は、 $P_{max,A}$ にまくらぎ下面で道床部の受ける垂直圧力（以下、「まくらぎ下面圧力」と称す）が平均的に分布すると仮定できる領域¹¹⁾のまくらぎ長手方向の長さ0.75mを乗じた値である。同図から、解析上の P_{max} は試験の P_{max} の1割以下と極端に小さくなること、および両者の関係は解析モデルごとに特定の傾向を有していることがわかる。そこで、各解析条件の試験の P_{max} に対する解析上の P_{max} の比率（以下、「荷重比率」と称す）を表-1(b)に示す。ただし、解析モデルcaseCに関しては、解析結果が試験結果の鉛直変位量に達する前に飽和してしまい、 $P_{max}=30\text{kN}$ や $P_{max}=40\text{kN}$



(a) 解析モデルcaseA (ACL-A01)



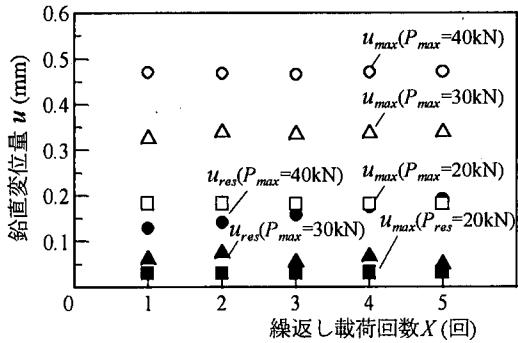
(b) 解析モデルcaseB (ACL-B01)

図-5 繰返し載荷解析時の荷重～変位関係

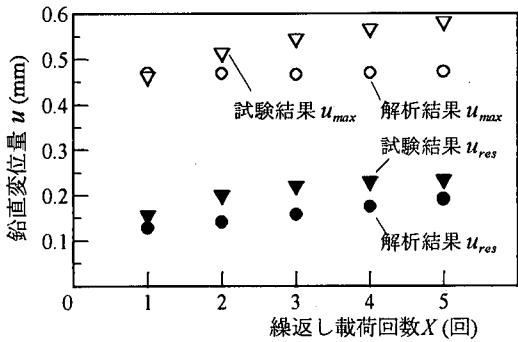
の場合の荷重比率は算定できなかった。なお、横断方向の解析モデルの P_{max} は、 $P_{max,B}$ に前述の領域のまくらぎ幅方向の長さ0.24mを乗じて求めた。表から、荷重比率は縦断方向の解析モデルで2~4%程度、横断方向の解析モデルで4%程度となること、および P_{max} の増加に伴い荷重比率は増加することがわかる。これらのことから、事前のケーススタディにより解析モデルごとに荷重比率の増減傾向を明らかにすれば、実荷重を想定した荷重条件の設定が可能となることがわかる。なお、3次元問題に対する2次元近似の有効性の問題や文献4で論じたDDA解析自体に内在する課題等の影響により、解析上の荷重強度は試験の荷重強度に比べかなり小さくなつたと考えられるが、詳しい要因分析については今後さらに検討を要する。

(2) 繰返し載荷時の荷重～変位関係

繰返し載荷解析の荷重～変位関係を実物大載荷試験結果と比較する。図-5(a)は、解析モデルcaseAの $P_{max}=40\text{kN}$ の解析（表-1(b)のACL-A01）における繰返し載荷回数 $X=1$ 回から5回までの P_{max} 負荷・除荷時の荷重～変位関係を同一荷重条件の試験結果 ($X=1$ 回~2回) と比較したものであり、図-5(b)は解析モデルcaseBの解析結果（表-1(b)のACL-B01）を試験結果と比較したものである。ただし、



(a) 繰返し荷重強度の影響 (caseA)



(b) 実物大載荷試験結果との比較 ($P_{max}=40kN$)

図-6 鉛直変位量と繰返し載荷回数の関係

解析結果の縦軸の値に関しては解析上の鉛直荷重を表-1(b)の荷重比率で除して図中の鉛直荷重の値としている。図から、各解析条件とも解析結果の負荷曲線と除荷曲線は繰返し載荷初期には大きなヒステリシス・ループを描き、残留変位量の増加は大きく塑性傾向の強い弾塑性状態を示すが、 $X=2$ 回以降の繰返し載荷ではヒステリシス・ループの面積や各回での残留変位量の増加量は急激に減少し弹性化するとともに、ヒステリシス・ループはほぼ一定の経路をとることがわかる。解析結果のこのような傾向を試験結果と比較した場合、変形特性が繰返し載荷に伴い弹性化するという定性的な傾向に関しては類似性が認められるものの、ヒステリシス・ループの面積や塑性変形量といった定量的な項目に関しては解析結果の方が試験結果に比べてかなり小さくなることがわかる。一方、一部の解析条件では定性的な傾向に関しても解析結果と試験結果に違いが見られる。まず、図-5(a)において解析結果の負荷曲線の傾きが $u=0.35mm$ 近傍を境にして変化しているが、実物大載荷試験結果では繰返し載荷に伴い負荷曲線の形が下に凸の曲線に変化する傾向は確認されているものの、初期降伏時の負荷曲線に関してはこのような傾向は見られなかった。また、解析モデルcaseCの $P_{max}=30kN$ および $P_{max}=40kN$ の解析条件

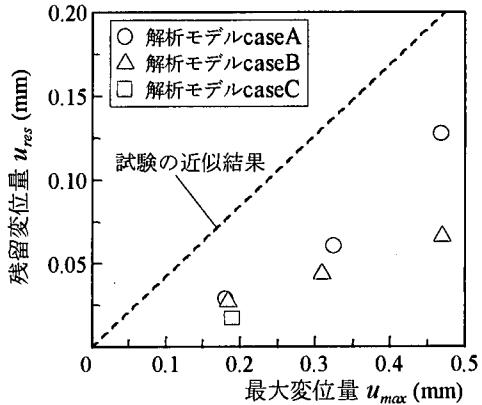


図-7 初期降伏時の塑性変形傾向

(表-1(b)のACL-C01,C02)に関しては、前述のように解析結果が試験結果の鉛直変位量に達する前に飽和してしまうため、数値計算の収束性が悪く実物大載荷試験と異なり解析結果を得ることができなかった。これらは、試験時の道床部の締固め状態と解析モデルcaseAおよびcaseCの道床ブロック群の締固め状態が異なることを示すものであると考えられる。なお、この問題に関しては5章で詳細に検討する。

(3) 道床部の繰返し塑性変形特性

まず、繰返し載荷解析時の鉛直変位量の推移を検討する。一例として、解析モデルcaseAで P_{max} を変化させた場合(表-1(b)のACL-A01~A03)の繰返し載荷回数 X と最大鉛直変位量 u_{max} および残留鉛直変位量 u_{res} の関係を図-6(a)に示す。また、ACL-A01における $X \sim u$ 関係を同一荷重条件の实物大載荷試験結果と比較して図-6(b)に示す。ここで、 u_{max} は P_{max} 負荷時の弾塑性変位量を、 u_{res} は P_{max} 除荷時の塑性変位量を表す。同図(a)から、各荷重条件とも $X=1$ 回の載荷時には大きな u_{res} を生じるが、 $X=2$ 回以降の繰返し載荷で発生する各回の u_{res} は $X=1$ 回の載荷時に発生する u_{res} と比較して急激に減少し、 $P_{max}=30kN$ や $P_{max}=20kN$ の解析結果では $X=2$ 回以降の繰返し載荷における u_{max} や u_{res} はほぼ一定となること、および繰返し荷重強度 P_{max} の大きい解析結果ほど $X=1$ 回の載荷時に発生する u_{max} や u_{res} が大きくなるとともに、 $X=2$ 回以降の繰返し載荷における u_{max} や u_{res} の増加割合も大きくなることがわかる。また、同図(b)から、 $X=1$ 回の載荷時に発生する u_{res} および $X=2$ 回以降の繰返し載荷における u_{res} の増加割合とも試験結果に比べかなり小さくなることがわかる。

一方、实物大載荷試験の道床部の塑性変形挙動では残留変位量と変位振幅量に相関関係があった⁵⁾。

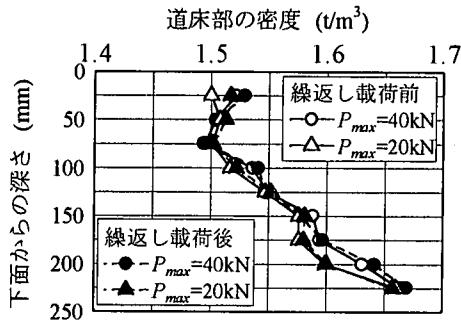


図-8 密度測定試験結果

表-4 まくらぎ各面の応力分担率

モデル	DDA			FEM		試験 結果	
	caseA	caseB	caseC	3次元	縦断面		
底面	74.2%	72.6%	91.9%	56.3%	60.7%	92.6%	76.6%
側面	25.8%	27.4%	—	40.6%	39.3%	—	—
端面	—	—	8.1%	3.1%	—	7.4%	—

そこで、次に道床ブロック群における両者の関係を検討し、道床部の塑性変形挙動解析に対するDDA解析の有効性を検証する。図-7は、繰返し載荷解析のうち解析結果の得られた解析条件の $X=1$ 回の載荷時の u_{max} と u_{res} の関係を解析モデル別に示したものである。なお、同図には実物大載荷試験結果の $X=1$ 回の載荷時の $u_{max} \sim u_{res}$ 関係から得られた近似結果（図中の破線）も合わせて示した。図から、解析結果の u_{res} は試験結果と同様 u_{max} の増加に伴い増加する傾向はあるものの、同一 u_{max} で試験結果と解析結果の u_{res} を比較した場合解析結果は試験結果に比べかなり小さくなること、および解析結果の $u_{max} \sim u_{res}$ 関係は、解析モデルごとに傾向は異なるものの、各解析モデルとも試験結果よりも傾きの小さい1次関係にあることがわかる。これらの結果は、道床部の塑性変形挙動解析に対するDDA解析の有効性を実証するものであるが、文献4で見られたような道床バラストと道床ブロックの塑性変形特性ほど、道床部と道床ブロック群の塑性変形特性には定量的な一致が見られない。この原因としては、前述のように試験時の道床部の締固め状態と解析モデルの道床ブロック群の締固め状態が異なることが挙げられる。実物大載荷試験の前後にいった荷重載荷まくらぎレール直下位置における密度測定^{1,3)}では、図-8に示すようにまくらぎ下面からの深さが深くなるにつれて密度が高くなる傾向は見られるものの、繰返し載荷前後で大きな密度変化はなく、繰返し荷重強度による差異も顕著には見られなかった。このため、無載荷時の道床部の密度は実物大載荷試験中 $\rho =$

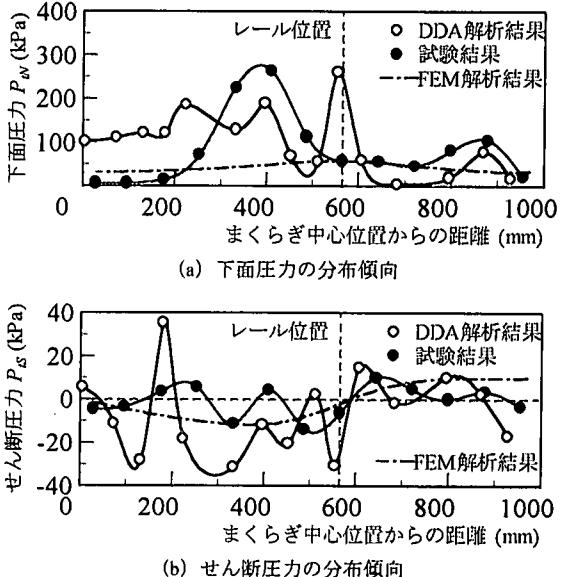


図-9 まくらぎ下面における圧力の分布傾向

1.50～1.65t/m³程度の状態にある。この密度範囲における道床バラストの間隙率 n は、道床碎石粒子の密度を $\rho = 2.77t/m^3$ とすると $n = 40.4\sim45.9\%$ となる。他方、2次元状態の間隙率に比べ3次元状態の間隙率は2.2～2.8倍程度大きくなるが、3次元的な間隙率を2次元的に評価する際の適正な両者の比率が2.4であると仮定すれば⁴⁾、各解析モデルは3次元的には36.0%～38.4%程度の間隙率を有することになる。したがって、この検討結果をみる限り解析モデルの道床ブロック群の締固め状態は試験時の道床部の締固め状態よりも間隙の少ない粒子構造になっており、このことが原因で道床ブロック個々のすべりが実現象に比べ生じないため、摩擦損失や塑性流動も生じ難くヒステリシス・ループの面積や残留変位量が試験結果より小さくなつたと考えられる。

(4) 繰返し載荷時のまくらぎ支持状態

まず、繰返し載荷解析時のまくらぎ長手方向のまくらぎ下面圧力 P_{IN} およびまくらぎ下面せん断圧力 P_{IS} の分布傾向を実物大載荷試験結果と比較する。ただし、 P_{IS} はまくらぎ下面で道床部の受けけるせん断圧力を指し、まくらぎ下面の道床碎石粒子がまくらぎ中心から離れる方向に移動した場合正の値を示すように符号の正負を定めた。図-9(a)は解析モデルcaseCの $P_{max}=20kN$ の解析(表-1(b)のACL-C03)における $X=1$ 回の P_{max} 負荷時の P_{IN} の分布傾向を、同様に図-9(b)は P_{IS} の分布傾向をそれぞれFEMの3次元線形弾性解析結果(解析条件は表-3参照)および実物大載荷試験結果と比較したものである。ただ

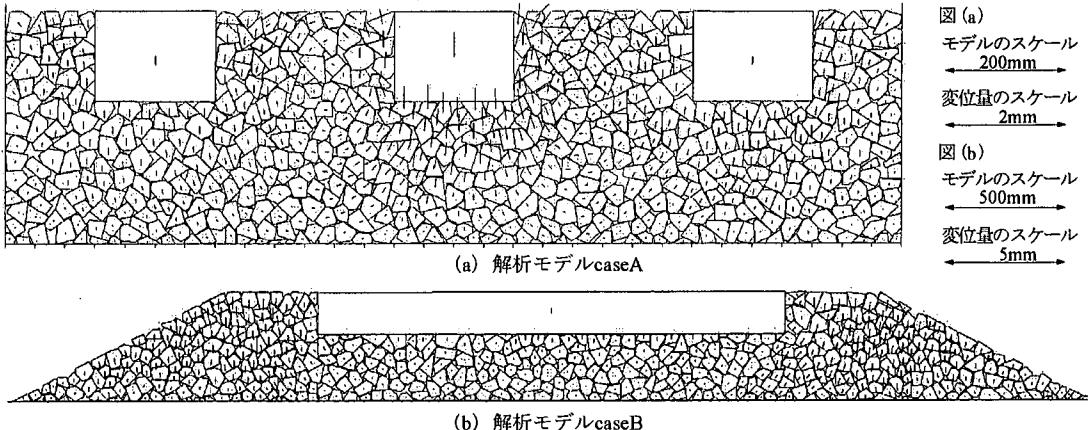


図-10 道床ブロック群の変位ベクトル図

し、DDA解析結果の場合、縦軸の値はまくらぎ下面に位置する道床ブロックの鉛直応力およびせん断応力を表-1(b)の荷重比率で除して求めており、横軸の値はまくらぎ中心から各道床ブロックの重心位置までの距離を表している。一方、試験結果の場合、縦軸の値はまくらぎ下面に配置した2方向ロードセル^[4]で測定される直荷重・せん断荷重を受圧面面積で除したものであり、横軸の値はまくらぎ中心から各ロードセルの中心位置までの距離を表している。同図を見る限り、DDA解析結果の P_{tN} は最大圧力点がレール位置直下付近にある不均一な分布となる点で、DDA解析結果の P_{tS} はレール位置直下から左右に離れるに従い符号の正負が交互に反転する不均一な分布となる点でそれぞれ試験結果との類似性が認められる。これに対しFEMの線形弾性解析結果では、試験結果のようなまくらぎ長手方向の P_{tN} や P_{tS} の不均一分布を充分表現することができない。これらのことから、DDA解析が道床部の変形挙動解析に対してFEMの線形弾性解析より有効であることがわかる。なお、試験結果の P_{tS} の符号が交互に反転するのは、道床碎石粒子の移動方向がまくらぎ下面における空隙の分布状況やまくらぎとの接触状況によりランダムに変化するためであると考えられるが、DDA解析結果でも隣接した道床ブロック同士が反対方向に剛体回転する箇所があり、DDA解析を用いれば実現象を解析的に説明できる。

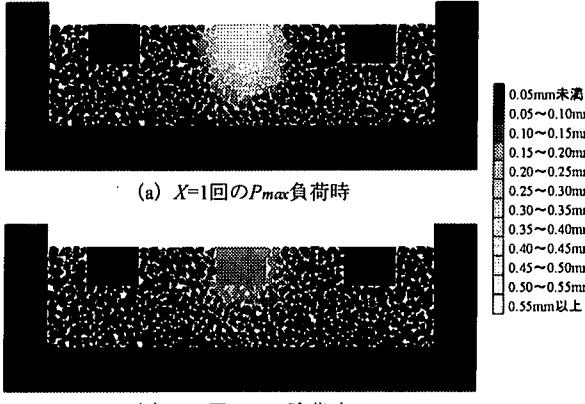
次に、道床部の荷重支持状態についてまくらぎ各面の応力分担率の点から検討する。なお、ここでいう応力分担率とは、鉛直荷重載荷時にまくらぎブロックに隣接した各道床ブロックに作用する鉛直荷重をまくらぎブロックの各面ごと（底面・端面・側面）に合計し、これをそれらの総和で除したものである。ただし、端面とは幅24.0cm×高さ17.4cmの面

を指し、側面とは長さ200.0cm×高さ17.4cmの面を指す。表-4は、 $X=1$ 回の $P_{max}=20kN$ 負荷時における応力分担率をFEMの線形弾性解析結果および実物大載荷試験結果と比較したものである。DDA解析結果の底面の応力分担率を同一荷重条件の試験結果やFEM解析結果と比較した場合、縦断方向のDDA解析結果は各解析条件ともFEM解析結果よりも大きくなる傾向にあること、および横断方向のDDA解析結果は試験結果よりも小さくなる傾向にあることが表-4からわかる。FEMの線形弾性解析では、2次元モデル・3次元モデルともまくらぎ／道床バラスト間の不連続性を充分表現できないため、端面および側面で過大なせん断抵抗力がまくらぎ・道床部間に発生し、その結果底面の応力分担率が試験結果よりもかなり低下した。これに対し不連続体解析手法であるDDA解析では、接触面に作用する垂直抵抗力と接触面の摩擦係数との積以上の摩擦抵抗力は発現されないため、表-4のように実現象に近い結果を示したと考えられる。ただし、FEM解析結果と同様横断方向のDDA解析結果が試験結果と定量的に一致しないのは、実現象において底面の次に応力分担率が高いと推定される側面を横断方向の解析モデルではモデル化できないためであろう。

4. 繰返し塑性変形機構に関する解析的検討

(1) 繰返し載荷時の道床碎石粒子の移動傾向

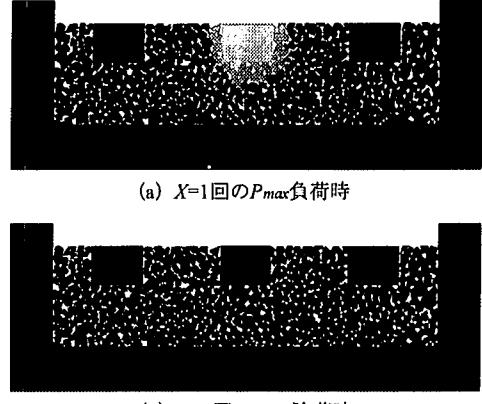
まず、繰返し載荷解析時の道床ブロックの移動傾向について検討する。ACL-A01における $X=1$ 回の $P_{max}=40kN$ 負荷時の変位ベクトル図を図-10(a)に、ACL-C01における $X=1$ 回の $P_{max}=20kN$ 負荷時の変位ベクトル図を図-10(b)に示す。ただし、変位ベク



(a) $X=1$ 回の P_{max} 負荷時

図-11 鉛直変位分布図 ($P_{max}=40$ kN)

(b) $X=1$ 回の P_{max} 除荷時



(a) $X=1$ 回の P_{max} 負荷時

図-12 鉛直変位分布図 ($P_{max}=20$ kN)

(b) $X=1$ 回の P_{max} 除荷時

トル図とは初期状態のブロック重心の位置と各荷重状態に重心が移動した点をベクトルで結び、ベクトルの大きさだけを図面に合わせて適度に拡大したものである。図から、まくらぎ直下の道床ブロックは各ブロックとも鉛直方向に沈下するが、まくらぎ底部から離れるに従い沈下量は減少しまくらぎ直下から離れるように側方流動すること、およびまくらぎ間あるいは道床肩や道床法面の道床ブロックは道床ブロック群表面に盛り上がるよう斜め上方に移動することがわかる。このため、まくらぎ直下の道床ブロック群では圧縮が、まくらぎ間あるいは道床肩や道床法面の道床ブロック群では側方流動がそれぞれ支配的となる。

次に、繰返し載荷解析時の道床ブロック群の鉛直変位分布について検討する。ACL-A01における1回目の P_{max} 負荷・除荷時の鉛直変位分布図を図-11に示し、同様にACL-A03における鉛直変位分布図を図-12に示す。ただし、鉛直変位分布図とは初期状態のブロック重心の位置と各荷重状態に重心が移動した点をベクトルで結び、そのベクトルの鉛直方向成分の大きさを0.05mm単位で分類し、各カテゴリーをブロックの色の濃淡で表したものである。図から、鉛直荷重の載荷によりまくらぎブロックに近接する道床ブロックはまくらぎブロックを中心としたなすび形の沈下領域を形成し、まくらぎブロックから離れるに従い各ブロックの沈下量は減少すること、および繰返し荷重強度の増加に伴い、沈下領域が拡大するとともに P_{max} 除荷時に初期状態の位置に復位しないブロックが多数現れることがわかる。同様の傾向は他の解析モデルの解析結果でも見られた。これらは、初期状態の粒子配列が鉛直荷重の載荷により変化し塑性変形が生じることを示すものであるが、このことから繰返し載荷や荷重状態に応じて道床部

の変形特性が変化するのは粒子配列が構造変化するためであると結論できる。なお、平均粒径 D_{50} が解析モデルcaseAに比べ大きい解析モデルcaseBの解析結果では、 P_{max} 負荷時の沈下領域が図-11や図-12よりもまくらぎ間で若干広がるとともに P_{max} 除荷時の残留沈下領域がかなり減少する。これは、ブロック数の多い解析モデルの方が同一 u_{max} でより多くの u_{res} を生じ試験結果の $u_{max} \sim u_{res}$ 関係に近づくという図-7の傾向と一致する。ブロック数の少ない解析モデルでは、ブロック個々の移動が道床部全体の変形挙動に強く影響を及ぼすため、表-2に示すように解析モデルの間隙率 n や均等係数 U_0 にあまり差異がない場合、道床ブロックの平均粒径 D_{50} が実物大載荷試験の道床バラストの平均粒径 D_{50} に近づきブロック数が多くなるほど解析結果は現実に近くなつたと考えられる。

(2) 繰返し載荷に伴う道床部の粒子配列の構造変化

粒子配列の構造変化を定量的に捉えるため、要素間接触力ベクトルのVM (vector magnitude) と主方向 $\theta_{principal}$ 、および平均配位数 \bar{N} の点から道床ブロック群の要素間接触力の分布傾向について検討する。各載荷状態のVM、 $\theta_{principal}$ 、 \bar{N}_{2D} を解析条件別・領域別（領域①・領域②については図-1(b)参照）にして表-5に示す。ただし、式(2)で定義されるVMは配向度の指標であり、要素間接触力ベクトルの方向 θ の頻度分布が一様であればゼロに、特定方向に集中すれば1になる。また、式(3)^[6]で定義される $\theta_{principal}$ は、ファブリックテンソルの主軸方向であり、要素間接触力ベクトルの卓越方向である。なお、接触力ベクトルの方向 θ は水平面から反時計回りに測っている。

表-5 要素間接触の発生状況

モデル	Pmax	載荷状態	VM		主方向		\bar{N}_{2D}	
			①	②	①	②	①	②
caseA	20.0kN	初期応力状態	0.254	0.111	98.5	99.7	5.56	4.22
		X=1回Pmax負荷	0.313	0.116	99.9	75.4	5.56	4.15
		X=1回Pmax除荷	0.268	0.112	99.9	99.8	5.56	4.22
		X=5回Pmax負荷	0.313	0.108	100.0	80.8	5.56	4.15
		X=5回Pmax除荷	0.269	0.112	99.9	99.8	5.56	4.22
	40.0kN	初期応力状態	0.254	0.111	98.5	99.7	5.56	4.22
		X=1回Pmax負荷	0.414	0.230	97.9	69.9	5.56	4.07
		X=1回Pmax除荷	0.283	0.126	99.2	100.1	5.56	4.22
		X=5回Pmax負荷	0.414	0.211	98.3	75.3	5.56	4.15
		X=5回Pmax除荷	0.281	0.155	99.2	102.2	5.56	4.22
caseB	20.0kN	初期応力状態	0.181	0.034	64.0	91.6	6.00	4.35
		X=1回Pmax負荷	0.233	0.086	75.2	45.6	6.00	4.35
		X=1回Pmax除荷	0.181	0.022	73.1	107.6	6.00	4.35
		X=5回Pmax負荷	0.244	0.091	71.6	47.6	6.00	4.35
		X=5回Pmax除荷	0.209	0.022	74.7	108.1	6.00	4.35
	40.0kN	初期応力状態	0.181	0.034	64.0	91.6	6.00	4.35
		X=1回Pmax負荷	0.291	0.248	83.1	50.7	6.20	4.24
		X=1回Pmax除荷	0.089	0.028	86.1	67.8	6.00	4.35
		X=5回Pmax負荷	0.254	0.234	87.0	50.1	6.20	4.12
		X=5回Pmax除荷	0.083	0.032	84.0	59.9	6.00	4.35

$$VM = \frac{1}{M} \left\{ \left(\sum_{k=1}^M \cos 2\theta_k \right)^2 + \left(\sum_{k=1}^M \sin 2\theta_k \right)^2 \right\}^{1/2} \quad (2)$$

$$\theta_{principal} = \frac{1}{2} \arctan \frac{\sum \sin 2\theta_k}{\sum \cos 2\theta_k} \quad (0 \leq \theta < 180^\circ) \quad (3)$$

ここで、M：道床ブロックの総接点数

また、図-13はACL-A01におけるX=1回、5回の載荷時のVMと鉛直荷重Pの関係を、同様に図-14は主方向 $\theta_{principal}$ と鉛直荷重Pの関係を各々領域別に示したものである。まず荷重の支持機構について考察する。表および図を見る限り、 \bar{N}_{2D} は荷重状態や繰返し載荷によらずほぼ一定となるが、VMは繰返し載荷による差異は見られないものの鉛直荷重の載荷に伴って増加する傾向にある。文献4の検討結果から平均配位数 \bar{N} の減少傾向は軟化特性を、VMの増加傾向は硬化特性をそれぞれ表現することが明らかになっているが、このことを考慮すれば道床部の変形挙動における荷重支持機構の主体は、特定方向($\theta_{principal}$)の接触力を有する接点の増加にあると考えることができる。一方、 $\theta_{principal}$ はVMと同様鉛直荷重の載荷に伴い変化し、その変化傾向も各領域ごとに異なる。一般に粒状体の試験¹⁶⁾やシミュレーション¹⁷⁾では、堆積後にせん断を受け主応力が回転すると粒子回転が発生し、応力の主軸と粒子構造の主軸が一致するように、あるいはせん

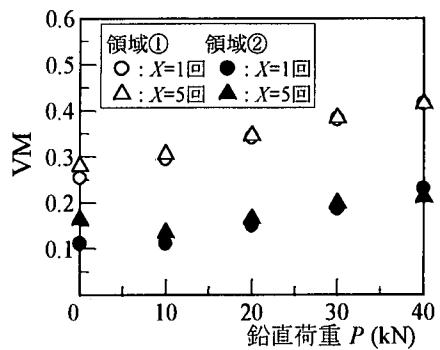
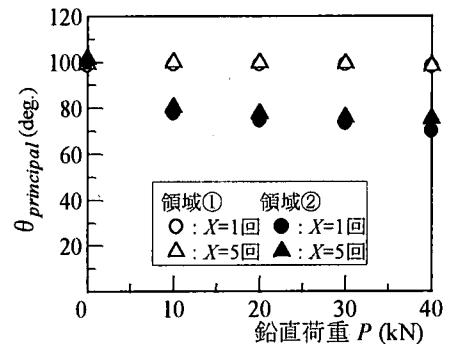
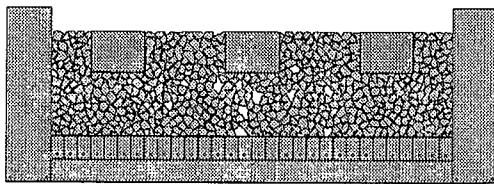


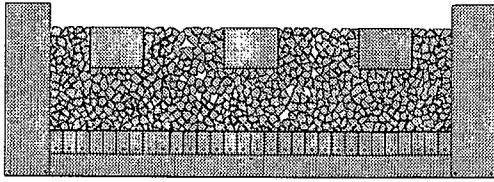
図-13 VMと鉛直荷重Pの関係

図-14 $\theta_{principal}$ と鉛直荷重Pの関係

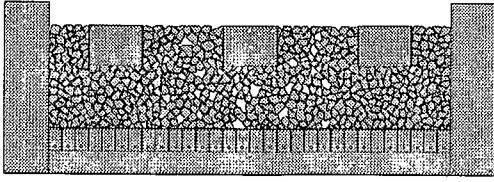
断面形成後では粒子構造の主軸がせん断面に平行な向きを向くように再配列する。したがって、上記のような解析結果の傾向は、負荷された鉛直荷重を効率よく支持できるように粒子構造が応力状態に応じて再配列するために生じる粒状体に特有の現象である。なお、表および図を見る限り解析モデルcaseBの解析結果では、領域②の $\theta_{principal}$ が解析モデルcaseAの解析結果と比較して小さく荷重の影響範囲が広がるため、沈下領域が拡大したと考えられる。両解析結果の差異が粒度分布に基づくものなのか、密度分布に基づくものなのかは今回の検討結果だけでは明らかにできないが、粒度分布あるいは密度分布が道床部の荷重支持機構と関連の強いVMや $\theta_{principal}$ に強い影響を及ぼすことは上記解析結果からも充分推定でき、これらを実現象に近づけることが解析結果の信頼性を向上させることになると考えられる。次に変形機構について考察する。文献12の検討結果から、道床部の線返し塑性変形挙動は道床パラストの材料特性に起因することが明らかになっており、道床部の荷重～変位関係が荷重状態や繰返し載荷により変化する⁵⁾理由は、道床パラストの応力～ひずみ関係が呈する応力依存性や繰返し載荷履歴依存性と関係があると推定される。一方、文献4の検討結果から、硬化特性を表現するVMの増加傾



(a) 解析モデルcaseA1



(b) 解析モデルcaseA2



(c) 解析モデルcaseA3

図-15 解析モデルの初期状態

向は応力誘導異方性と、軟化特性を表現する配位数の減少傾向は繰返し効果とそれれなんらかの関係を有することが明らかになっており、道床バラストの応力～ひずみ関係が応力依存性や繰返し載荷履歴依存性を呈する理由は、荷重状態や繰返し載荷に伴って粒子構造の再配列が生じ道床バラストの構造特性や変形機構が変化するためであると考えられる。したがって、道床部の変形特性が荷重状態や繰返し載荷に応じて変化し繰返し塑性を呈するのは、繰返し載荷によりすべりを伴う粒子構造の再配列が生じるためであると結論できる。このため、上記解析結果のように各領域のVMが鉛直荷重の載荷に伴って増加する場合、道床部の荷重～変位関係は応力誘導異方性を有することになる。なお、VMの増加傾向が道床各部で異なることから応力誘導異方性の程度も領域ごとに異なり、荷重～変位関係も道床各部で異なることが予想される。

5. 解析精度の向上に関する検討

(1) 解析概要

前章までの検討結果から、不連続体解析手法を用いれば道床部の繰返し塑性変形挙動を定性的に説明できることが明らかになったが、ヒステリシス・ループの形状や塑性変形量といった定量的な項目に関しては、実現象に近い解析結果が得られたとは言い難い。この原因については、試験時の道床部と解析

表-6 解析条件

断面方向	解 析 モデル	解 析 No.	鉛直荷重 P_{max}	鉛直荷重 $P_{max,A}$	荷重比率
横断方向	caseA1	ACL-A11	40.0kN	1.44kN/m	0.027
	caseA2	ACL-A21	40.0kN	2.70kN/m	0.051
	caseA3	ACL-A31	40.0kN	1.53kN/m	0.029

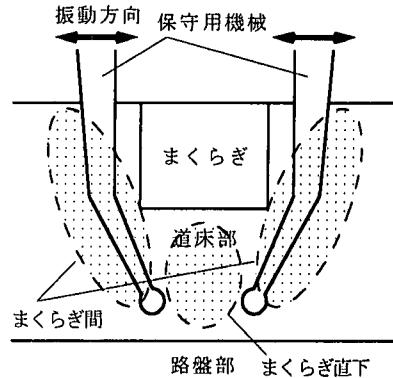


図-16 道床つき固め作業の概略

モデルの道床ブロック群で粒度分布や密度分布が異なる問題や3次元問題に対する2次元近似的有効性の問題から生じる道床碎石粒子の移動傾向の違いによる影響が強いと考えられる。そこで、道床部変形挙動解析に対するDDA解析の解析精度の向上を目的として、ここでは前者の問題について検討する。

平均粒径の差異が解析結果に及ぼす影響については前項でも検討したが、今回の解析結果だけでは、粒度分布と間隙率の関係あるいは繰返し塑性変形挙動に対する粒度分布の影響度を充分検討することはできない。しかし、平均粒径を実現象に近づけたとしても解析結果と試験結果の $u_{max} \sim u_{res}$ 関係には図-7に示すようなかい離が見られることから、道床部の繰返し塑性変形挙動を実現象に即して解析するには密度分布の適正化についても考慮する必要がある。そこで、一つの試みとして解析モデルcaseAの特定領域に位置する道床ブロックを無作為に除去し密度低下させた以下のような3種類の縦断方向の解析モデルを用いて表-6のような解析条件で繰返し載荷解析を行った。

① 解析モデルcaseA1

まくらぎ直下の道床部が道床つき固め作業により乱された状態を模擬するために、まくらぎ直下のブロックを除去した(図-15(a)参照)。

② 解析モデルcaseA2

まくらぎ間の道床部が道床つき固め作業により乱された状態を模擬するために、まくらぎ間のブロック

表-7 要素間接触の発生状況

モデル	P_{max}	載荷状態	VM		主方向		$\overline{N2D}$	
			①	②	①	②	①	②
caseA1	40.0kN	初期応力状態	0.337	0.099	95.2	97.2	5.29	4.23
		$X=1$ 回 P_{max} 負荷	0.465	0.169	93.9	71.6	5.53	4.15
		$X=1$ 回 P_{max} 除荷	0.381	0.124	94.4	94.5	5.29	4.23
		$X=5$ 回 P_{max} 負荷	0.445	0.158	93.3	69.1	5.53	4.15
		$X=5$ 回 P_{max} 除荷	0.373	0.124	94.3	97.7	5.29	4.23
caseA2	40.0kN	初期応力状態	0.422	0.079	90.5	51.2	5.56	3.92
		$X=1$ 回 P_{max} 負荷	0.565	0.314	93.4	53.8	5.56	3.92
		$X=1$ 回 P_{max} 除荷	0.425	0.069	91.2	53.8	5.56	3.84
		$X=5$ 回 P_{max} 負荷	0.605	0.321	93.3	47.3	5.56	3.92
		$X=5$ 回 P_{max} 除荷	0.423	0.044	93.4	75.3	5.56	4.00
caseA3	40.0kN	初期応力状態	0.429	0.050	90.7	51.8	5.29	3.75
		$X=1$ 回 P_{max} 負荷	0.509	0.236	93.8	49.0	5.53	3.75
		$X=1$ 回 P_{max} 除荷	0.407	0.034	89.1	53.6	5.41	3.92
		$X=5$ 回 P_{max} 負荷	0.546	0.245	93.2	46.4	5.65	3.92
		$X=5$ 回 P_{max} 除荷	0.405	0.047	89.8	52.4	5.53	4.00

クを除去した（図-15(b)参照）。

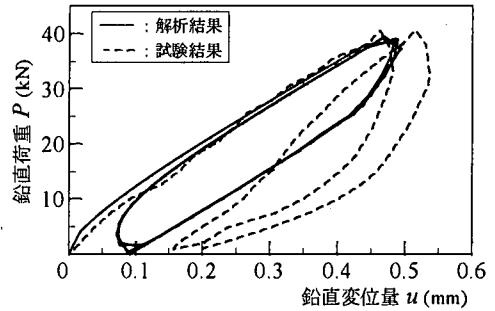
③ 解析モデルcaseA3

まくらぎ直下およびまくらぎ間の道床部が道床つき固め作業により乱された状態を模擬するために、両領域のブロックを除去した（図-15(c)参照）。

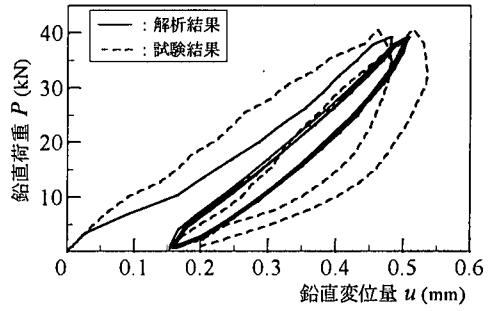
ブロック削除後の各解析モデルの平均的な間隙率 n （2次元状態）は、解析モデルcaseA1で17.1%，解析モデルcaseA2で17.8%，解析モデルcaseA3で18.7%となる。これを前述した3次元的な間隙率を2次元的に評価する際の比率2.4を用いて3次元的に評価すれば、各解析モデルは41.0~44.9%程度の間隙率を有することになり、間隙率としては試験時の道床部の締固め状態に近くなる。ただし、実物大載荷試験では、図-16に示すように水平方向に振動するツールでまくらぎを挟み込むようにしてまくらぎ直下の道床部を締め固める道床つき固め作業を行った。このため、上記解析モデルの中で最も試験時の道床部の締固め状態に近いのは解析モデルcaseA3であると考えられる。

(2) 現象のモデル化方法に関する検討

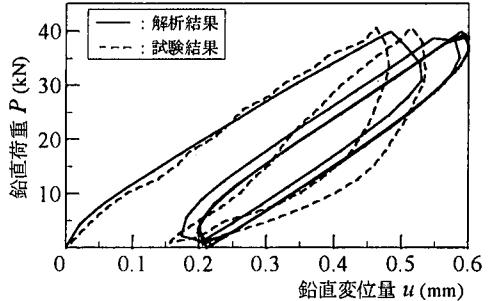
解析結果を表-7および図-17～図-19に示す。ただし、符号等図表の設定については前章までと同一にした。解析結果から道床部の繰返し塑性変形挙動を解析的に検討すると、まず道床部の繰返し塑性変形機構については以下のように考えられる。まくらぎ直下に空隙を有する解析モデルcaseA1とまくらぎ間に空隙を有する解析モデルcaseA2の解析結果を比較



(a) 解析モデルcaseA1 (ACL-A11)



(b) 解析モデルcaseA2 (ACL-A21)



(c) 解析モデルcaseA3 (ACL-A31)

図-17 繰返し載荷解析時の荷重～変位関係

すると、初期降伏時の負荷曲線の形状に関しては解析モデルcaseA1の傾向の方が試験結果に近いが、初期降伏時の $u_{max} \sim u_{res}$ 関係や繰返し載荷に伴うヒステリシス・ループの形状変化に関しては解析モデルcaseA2の傾向の方が試験結果に近くなる。このことから、変位振幅に強い影響を及ぼすのはまくらぎ直下の空隙分布であり、塑性変形傾向や繰返し効果に強い影響を及ぼすのはまくらぎ間の空隙分布であることがわかる。さらに、解析モデルcaseA3における P_{max} 負荷時の各領域の $\theta_{principal}$ から、まくらぎ直下の道床部では圧縮変形が、まくらぎ間の道床部ではせん断変形がそれぞれ主体になることがわかる。他方、文献12から、道床バラストの弾性変形挙動の本質がせん断変形にいたるまでの圧縮変形にあること、および道床バラストの塑性変形挙動は主応力比の増加により圧縮変形による体積収縮的挙動からせん断

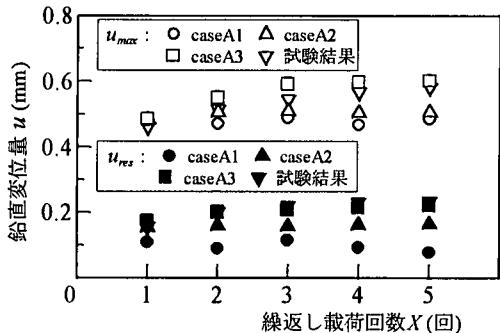


図-18 鉛直変位量と繰返し載荷回数の関係
($P_{max}=40kN$)

変形による体積膨張的挙動へと変化することが明らかになっている。これらのこと考慮して空隙分布の差異に基づく前述の解析解の特性を検討した場合、まず、まくらぎ直下の空隙の存在はまくらぎ直下の道床部の圧縮現象につながることから、せん断変形に至るまでの間で弾性変位振幅量が増大したと考えられる。一方、まくらぎ間の空隙の存在はまくらぎ間の道床部への流動現象につながることから、せん断変形により塑性変位量が増大したと考えられる。なお、まくらぎ直下の道床部では圧縮変形による塑性変位量も生じると考えられるが、解析モデルcase A1の解析結果を見る限りその影響はほとんど見られない。このことから、道床ブロック群の塑性変形機構はせん断変形に基づくものであると結論できる。ただし、解析モデルのまくらぎ直下の間隙率の設定が適正かどうか定かではないため、実現象においては圧縮変形による塑性変形が生じる可能性も否定できない。

次に、繰返し載荷に伴う変形機構の変化について考察する。これまでの検討結果から、道床碎石粒子の移動に伴う粒子配列の構造変化が、道床各部の応力～ひずみ関係における応力依存性や繰返し載荷履歴依存性の主因となることが明らかになった。この場合、繰返し載荷に伴って粒子配列が構造変化すれば、荷重載荷時の安定的な応力状態も変化するから、これにより新たな粒子構造の再配列が生じる。このような連鎖が繰返し載荷初期における変形機構の変化につながると考えられるが、解析モデルcase A3の解析結果で見られる領域①や領域②における繰返し載荷に伴う P_{max} 負荷時のVMや N_{2D} の増加傾向や領域②で粒子構造の主軸がせん断面に平行な向きを向くように再配列する傾向は、この現象を立証するものである。特に N_{2D} の増減傾向は、前述のように繰返し効果と相関関係があることから、繰返し載荷に伴うヒステリシス・ループの形状変化と関係づけら

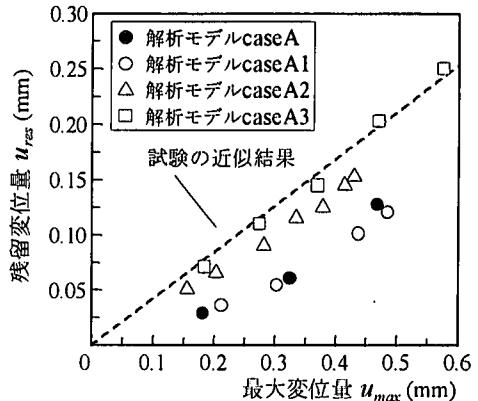


図-19 初期降伏時の塑性変形傾向

れる。実際、解析結果を見る限り同一荷重状態における繰返し載荷回数間の N_{2D} の変化が大きいほど両者のヒステリシス・ループの形状の差異も大きく、繰返し載荷に伴い N_{2D} が一定値に収束するとヒステリシス・ループの形状変化も収束する。一方、3次元状態の平均配位数 N_{3D} と間隙比 e の間には式(4)¹⁸⁾のような関係がある。

$$\overline{N_{3D}} = 12/(1+e) \quad (4)$$

このため、前述のように繰返し載荷に伴って領域①や領域②の N_{2D} が増加した場合にも、その領域内の空隙は減少し密度は増加すると考えられる。密度の増加は道床碎石粒子の移動量や道床碎石粒子間で生じるすべり量の減少につながるから、摩擦損失や塑性流動も生じ難く、ヒステリシス・ループの面積や塑性変形量も繰返し載荷に伴い減少したと考えられる。したがって、上記解析結果のように特定領域の N_{2D} が繰返し載荷に伴って増加する場合、道床部の荷重～変位関係は応力履歴誘導異方性を有すると考えることができる。

以上のように、道床部の締固め状態（密度分布）を想定した解析モデルを用いたDDA解析では、流动則や損失係数を導入しなくても塑性変形や摩擦によるエネルギー損失を評価でき、実現象のモデル化を比較的簡易に行えることがわかる。また、本解析では実物大載荷試験の道床部の粒子構造をトレースして解析モデルを構築したわけではないが、上記のように試験時の道床部の締固め状態に最も近い解析モデルcase A3で実現象に最も即した解析結果が得られたことは、密度分布を考慮してDDA解析を行えば、ヒステリシス・ループの形状や塑性変形量といった定量的な項目についても解析結果と試験結果がかなり良い一致を見せることが示すものである。なお、解析モデルの差異による解析結果のばらつきを検討するために、解析モデルcase Aおよびcase A3の

道床ブロック群とほぼ同様の粒度特性・密度分布を有する解析モデルを用いて別途行った解析結果でも、ほぼ同様の傾向を得ている。しかし、現象のモデル化方法に関連した解析精度の向上に関しては、道床各部の密度測定等実軌道における空隙の分布状況の把握の他、解析モデルの粒度分布の適正化を含めて今後さらに検討する必要がある。

6. まとめ

本研究では、実物大載荷試験結果をDDAにより解析し、道床部の繰返し塑性変形挙動に対する不連続体解析手法の適用可能性について粒状体力学の観点から検討した。得られた知見を要約すると以下のようになる。

(1) 道床部の繰返し塑性変形挙動をミクロ的観点から検討するには、粒状体力学で用いられる粒状集合体の構造変化を定量化する諸指標が有効である。このため、軌道構造解析手法における道床部の工学的扱いを適正化するには、連続体解析手法よりも道床部を粒状集合体と考える不連続体解析手法の方が有用である。

(2) 道床ブロック群の変形機構は、道床ブロックの移動傾向の違いにより各部で異なり、まくらぎ直下では圧縮変形が、まくらぎ間あるいは道床肩・道床法面ではせん断変形が、繰返し載荷によらずそれぞれ支配的である。この場合、道床ブロック群の塑性変形機構に対してはせん断変形が主体となる。

(3) 応力誘導異方性は主方向 $\theta_{principal}$ への接着力の集中を表現するVMの増加傾向と関係し、荷重載荷に伴いVMが増加すると荷重支持に適した粒子構造の再配列が生じる。一方、応力履歴誘導異方性は密度増を表現する平均配位数 \bar{N} の増加傾向と関係し、繰返し載荷に伴い \bar{N} が一定値に収束すると道床部の構造特性も一定になる。

(4) 密度分布を考慮してDDA解析を行えば、特殊な構成則を用いることなく道床各部の応力～ひずみ関係が有する応力誘導異方性や応力履歴誘導異方性あるいは繰返し塑性を実現象に即して解析することができる。このため、道床部の繰返し塑性変形挙動の本質は、道床碎石粒子の移動により生じるすべりを伴う粒子構造の再配列にある。

軌道保守直後の道床部の締固め状態（密度分布）を想定したDDA解析により、粒状体力学の観点から道床部の繰返し塑性変形挙動を解析的に説明できるようになったことは、多様化する軌道構造各部材の設計値や有道床軌道の設計手法の理論的根拠を明確にし合理化する上で、時宜を得た有益な研究成果

になると期待される。しかし、実務レベルでDDA解析を軌道構造解析手法として利用するには、実荷重を想定した荷重条件の設定方法や解析モデルの密度・粒度分布の適正化等まだ多くの課題があり、今後DDA解析の適用性や有用性あるいは解析精度の向上に関する研究をより一層深化する必要がある。

謝辞：本研究を行うにあたり、京都大学防災研究所 嘉門雅史教授、(財)鉄道総合技術研究所 須長誠氏、木幡行宏氏には貴重な御助言を頂きました。ここに、感謝の意を表します。また、本研究で用いた2方向ロードセルは、東京大学工学部 龍岡文夫教授の御指導をもとに新規開発したものです。龍岡教授に感謝の意を表します。

参考文献

- 尾高達男、佐藤吉彦：軌道破壊理論(III)の提案と車両条件の影響の検討、土木学会第40回年次学術講演会講演概要集IV-37, pp.73-74, 1985.
- 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説「軌道構造〔有道床軌道〕(案)」、鉄道総合技術研究所、1997.
- Shi, G.H. : Block system modeling by Discontinuous Deformation Analysis, Univ. of California, Berkeley, Dept. of Civil Eng., 1989.
- 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, pp.205-217, 1998.
- 石川達也、名村明：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, 1995.
- 大西有三、河野正雄：ボロノイ分割法を適用した岩盤の個別要素解析について、土木学会論文集、No.376/III-6, pp.231-239, 1986.
- 佐藤吉彦、宮井徹：各種道床まくらぎ軌道の道床横抵抗力とその特性、鉄道技術研究所速報、No.76-150, 1976.
- 桜井孝、高橋昭教：三軸圧縮試験における硬岩の変形特性、鉄道技術研究所速報、No.82-155, 1982.
- 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説「コンクリート構造物」、丸善、1992.
- 須長誠：鉄道強化路盤の合理的設計法に関する研究、鉄道総研報告、特別第6号、1996.
- 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説「土構造物」、丸善、1992.
- 石川達也、須長誠、董軍、名村明：大型繰返し三軸試験による道床バラストの変形特性、土木学会論文集、No.575/III-40, pp.169-178, 1997.
- 須長誠、石川達也、名村明：鉄道線路における道床部の設計・維持管理技術の現状、土と基礎、Vol.43 No.2, pp.10-14, 1995.
- 谷和夫、龍岡文夫、山口顕：砂地盤上の帶基礎の模型支持力実験(第2報)、第21回土質工学研究発表

- 会講演集, pp.1165-1166, 1986.
- 15) 粒状体力学に関する国内委員会：粒状体の力学, 土質工学会, 1993.
 - 16) Oda, M. : Deformation mechanism of sand triaxial compression tests, *Soils and Foundations*, Vol.12 No.4, pp.45-63, 1972.
 - 17) 松岡元, 山本修一 : 個別要素法による粒状体のせん断機構の微視的考察, 土木学会論文集, No.487/III -26, pp.167-175, 1994.
 - 18) Field, W.G. : Towards the statistical definition of a granular mass, *Proc. 4th A. and N.Z. cont. on Soil Mech.*, pp.143-148, 1963.

(1998.8.26 受付)

APPLICATION OF DDA TO CYCLIC DEFORMATION OF RAILROAD BALLAST IN FULL-SCALE TESTS

Tatsuya ISHIKAWA, Yuzo OHNISHI and Takahiro HORIIKE

In order to understand the deformation of "railroad ballast", which is a component of the ballasted track composed of crushed stone, the simulations of full-scale track tests regarding its part as an assemblage of coarse granular materials were performed in this paper. And the applicability of discontinuum analysis to the cyclic plastic deformation of railroad ballast was discussed in comparing analytical results with DDA (Discontinuous Deformation Analysis) and experimental results. As a result, some new guidelines for the application method of DDA were indicated, and the cyclic plastic deformation of railroad ballast was proved the fabric transformation of particle alignment accompanied by sliding between particles in terms of the mechanics of granular materials.