

地震動を受けたバラスト軌道の剛性評価に関する FEM 解析

(財)鉄道総合技術研究所 正会員 ○白江雄介 関根悦夫 中村貴久

1. はじめに

兵庫県南部地震以降，土木構造物の耐震設計には，L2 地震動に対しても耐震性を照査する設計法が採用されている．一方，バラスト軌道については，地震時を考慮した設計法は整備されていない．地震動により道床バラストの流動化や道床横抵抗力の低下により座屈現象や著大軌道変位が発生している事例もある．このため，列車走行安全性を考慮すると，バラスト軌道についても地震動に対する性能を評価する必要がある．そこで，地震動を受けたバラスト軌道の剛性評価方法を検討するため，累積損傷度理論を用いた動的 FEM 解析を行った．FEM 解析は，大型振動台試験結果¹⁾を検討するものであり，累積損傷度理論とは，道床バラストの累積ひずみ特性を考慮し，ひずみに応じて変形係数を低下させて，繰返し载荷による弾塑性変位量を推測モデルである．なお，道床バラストの累積ひずみ特性は繰返し三軸試験を実施して検討した．

2. 道床バラストの累積ひずみ特性

道床バラストの累積ひずみ特性に関する検討を行うために，道床バラストの繰返し三軸試験を実施した．試験に用いた道床バラストは振動台試験に用いた実物大の相似比 1/3 に粒度調整した単粒度碎石であり，粒度分布を図 1 に示す．試験は拘束圧 20kPa まで負圧により等方圧縮させた後，ハーバーサイン波 1.0Hz で 200 回の载荷履歴を与えた．载荷応力は 40，60，100kPa の 3 ケースである．軸ひずみは外部変位計，局所変形測定装置 LDT を用いて計測した．試験供試体は円柱で，直径 10cm，高さ 20cm であり，試験時の供試体密度は平均で 1.61g/cm³ であった．

試験結果として，繰返し三軸試験から得られた繰返し回数と軸ひずみとの関係を図 2 に示す．道床バラストの累積ひずみ特性は繰返し三軸試験により式(1)で表すことができることから²⁾，同図には，式(1)により近似した結果と合わせて示した．近似式に用いた係数は， $a_1=3.08$ ， $a_2=0.63$ ， $a_3=0.38$ ， $a_4=1.38$ ， $a_5=-0.01$ ， $a_6=1.72$ ， $a_7=-0.01$ である．

$$(\varepsilon_a)_{\max} = \left\{ \frac{SR_d}{a_1(a_2 - a_3 \cdot SR_s^{a_4}) N_c^{a_5}} \right\}^{a_6 \cdot N_c^{a_7}} \quad (1)$$

ここに， SR_s ：初期せん断応力比， $SR_s = \tau_s / \sigma_m = \sigma_s / (2\sigma_m)$ ， SR_d ：動的せん断応力比 $SR_d = \tau_d / \sigma_m = \sigma_d / (2\sigma_m)$ ， σ_s ：初期軸差応力， σ_d ：繰返し応力振幅， σ_m ：平均主応力， $(\varepsilon_a)_{\max}$ ：累積軸ひずみ， N_c ：繰返し回数， $a_1 \sim a_7$ ：係数

3. 累積損傷度理論を用いた動的 FEM 解析

累積損傷度理論を用いた動的 FEM 解析の手順を図 3 に示す．地震動による損傷後の道床バラストの変形係数 E_d は累積ひずみ特性が式(1)により表させることから，式(2)により算出した．収束の判定は各有限要素において，解析前後の低減変形係数 E_d の変化率が 5%以下となった場合，収束したものとする． E_d が収束した場合はその応力状態における累積ひずみ特性を満足したものと考え，収束した E_d を用いて変位振幅を求めた．

$$E_d = (\sigma_d + \sigma_s) / (\varepsilon_a)_{\max} \quad (2)$$

FEM 解析は 2 次元動的 FEM 解析ソフト AFIMEX を用いて行った．このため，解析モデルは平面ひずみ状態を仮定した．解析対象は 4T まくらぎを用いた正弦波加振であり，解析モデルの概要を図 4 に示す．解析モデルは振動台試験の加振方向であるレール直角方向の断面とし，全ての部材を連続体とした．拘束条件は路盤

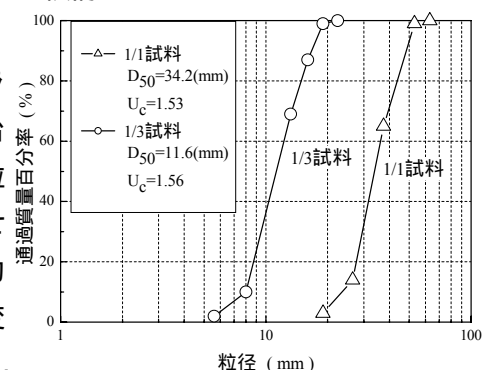


図 1 試料の粒度分布

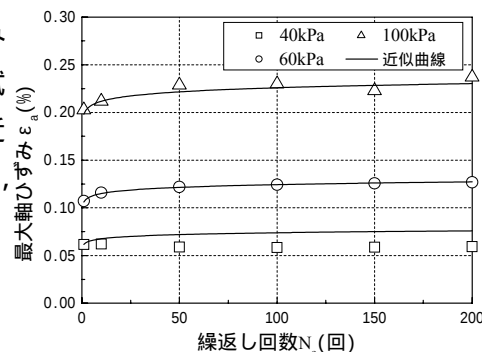


図 2 繰返し三軸試験結果

キーワード：バラスト軌道，累積損傷度理論，FEM 解析，地震動

連絡先：(財)鉄道総合技術研究所 軌道技術研究部 軌道・路盤 (042)573-7276

底面を完全固定，路盤側面は初期応力解析時に水平方向固定，地震応答解析時に鉛直方向固定とした．解析パラメータを表 1 に示す．道床バラストの変形係数は収束計算において変化させるが，初期変形係数 E_0 は三軸試験（単調載荷）³⁾から求めた 10^{-5} レベルの割線変形係数とした．なお，道床バラスト以外の変形係数は，加振により損傷しないと考え，収束計算において変更しない．ここで，対象とした試験について，平面ひずみ状態を仮定すると，実際にはレール長手方向に不連続であるまくらぎを連続体とみなすこととなり，重量が過大評価となるが，安全側の検討になると考え，PC まくらぎの密度は一般的な値を用いている．入力地震動は振動台試験で測定した土槽の応答加速度とし，正弦波 10 波である．

4．解析結果

解析より得られた変形係数低下率の分布を図 5 に示す．ここでは解析例として，400，800gal 加振時の結果を示す．変形係数低下率は最大加振時の道床バラスト最深部の低減変形係数を 1 として求めた比で示してある．同図から，400gal 加振ではまくらぎ端部や道床表面において変形係数の低下が見られ，800gal 加振では 400gal に比べて変形係数の低下範囲が広がっていることがわかる．まくらぎ端部や表面の道床バラストが損傷を受けることは振動台試験でも確認されており，損傷傾向は再現できていると考える．また，まくらぎ変位振幅について，振動台試験結果と解析結果を合わせて図 6 に示す．特に加速度振幅 200gal 以降について，解析で求めた変位振幅の方が大きいが増加傾向は定性的に捉えていると考える．

5．おわりに

地震動を受けたバラスト軌道の剛性評価を行うため，振動台試験を対象として，累積損傷度理論を用いた動的 FEM 解析を行った．結果として，地震動を受けると道床バラストの変形係数は低下することを確認した．試験結果と比較して，道床バラストの損傷傾向やまくらぎ変位振幅の増加傾向は定性的に捉えているため，変形係数低下率については，妥当性があると考えられる．今後は解析結果について定量的な比較ができるよう，解析の深度化を行いたい．

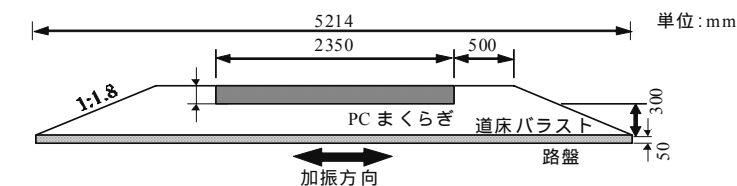


図 4 解析モデルの概要



図 5 変形係数低下率の分布

1)中村貴久,関根悦夫,白江雄介:実物大バラスト軌道の大型振動台試験 その1 バラスト軌道の変形特性,土木学会第 65 回年次学術講演会, 2010.9 (投稿中)

2)関根悦夫,石川達也:累積損傷度理論による有道床軌道の耐震性能評価,鉄道総研報告, Vol.20, No.4, pp.17~22, 2006.4

3)藤波潔他:地震動を受けたバラスト軌道の道床横抵抗力に関する FEM 解析,土木学会第 65 回年次学術講演会, 2010.9 (投稿中)

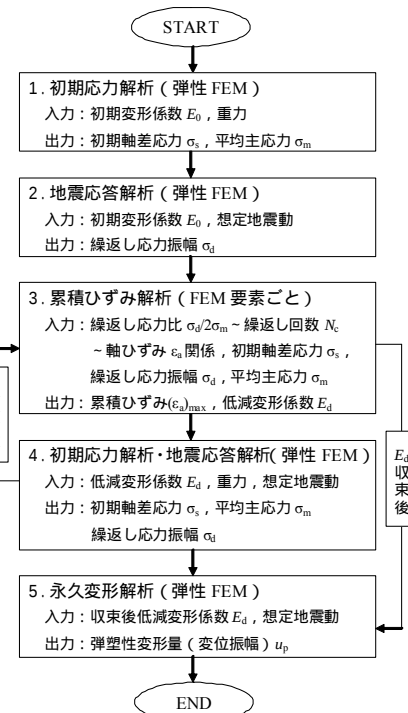


図 3 解析手順

表 1 解析パラメータ

	密度 (t/m^3)	変形係数 $E(N/mm^2)$	ポアソン比
PC まくらぎ	2.60	34,300	0.16
道床バラスト	1.68		0.49
路盤 (鋼製)	8.00	210,000	0.30

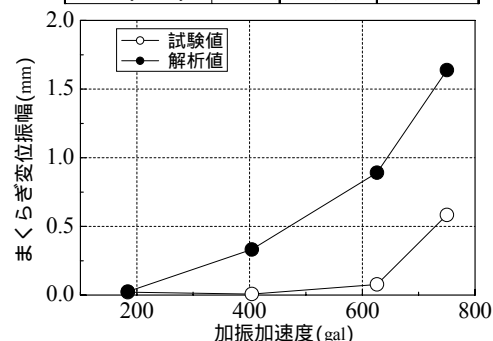


図 6 まくらぎ変位振幅