地震時におけるバラスト軌道の道床横抵抗力特性

中村貴久¹・桃谷尚嗣²・早野公敏³・小川隆太⁴

¹正会員 (公財)鉄道総合技術研究所 軌道技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

E-mail: takahisa.nakamura.19@rtri.or.jp

²正会員 博士(工) (公財)鉄道総合技術研究所 軌道技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

³正会員 博士(工) 横浜国立大学大学院都市イノベーション研究院 (〒240-8501 神奈川県横浜市保土ヶ谷区常磐台79-5)

⁴非会員 JFE シビルエンジニアリングセンター (〒230-8611 神奈川県横浜市鶴見区末広町2-1)

バラスト軌道の耐震性能を評価するため、これまでに小型模型や実物大模型を用いた振動台試験を行い、バラスト軌道の道床横抵抗力に関する検討が行われてきた。本研究では、軌きょう模型や曲線部模型を用いた小型模型傾斜試験や大型振動台試験により、バラスト軌道の道床横抵抗力を検討した。その結果、準静的な慣性力あるいは加振力が作用する道床の横抵抗力は、常時あるいは地震後の道床横抵抗力よりも小さい。また、直線部・曲線部の道床形状の違いが道床横抵抗力に及ぼす影響は小さいが、L2 地震動を想定した地震時および地震後の道床横抵抗力は、まくらぎ本数が1本で評価した場合と複数本からなる軌きょうで評価した場合で異なる傾向を示すことが明らかとなった。

Key Words : *Ballasted track, Lateral resistance, Small-scale tilting test, Full-scale shaking table test, Seismic performance*

1. はじめに

日本は世界有数の地震国であり、地震に対する鉄道構造物の安全性を高めることは重要な課題である。

1980年代においてバラスト軌道の耐震に関する研究として、過去の地震による軌道の被害事例が調査¹⁾されており、列車の走行安全性が損なわれた事例の中に、構造物や路盤に大きな変状が見られない場合でも、バラスト軌道が大きく変形する場合があることが報告されている。

バラスト軌道は、温度上昇に伴い、レールが長軸方向へ伸長しようとするのを拘束されることでレールに軸力が生じる。この軸力によって軌道を横方向に座屈させようとする力が道床の横方向の抵抗力（以下、道床横抵抗力）を上回ると、著大なレール水平変位（以下、座屈）が発生する。特にロングレール区間では軸力が増加しやすく、常時においても酷暑期には軌道の座屈が懸念され²⁾、地震時にはさらに座屈の危険性が高まる恐れがある。しかし、地震によるバラスト軌道の変形メカニズムは十

分に解明されていない。これまでに行われたバラスト軌道の耐震に関する研究では、1980年代に東海地震に対する検討の一環として、実物大振動試験により、地震後における道床横抵抗力の低下率と加振加速度の関係が検討され、一定の成果が示された^{3), 4)}。

一方、1995年の兵庫県南部地震以降、鉄道における各種構造物は地震に対応した設計法の整備が進められているが⁵⁾、バラスト軌道については、常時の設計法が定められているものの⁶⁾、地震に対しては未整備である。常時において道床横抵抗力を評価する際には、一般的に、まくらぎ1本を水平に載荷し、水平変位2mm時における水平荷重を最終道床横抵抗力としている⁷⁾。これは、まくらぎ1本を水平載荷した場合のまくらぎ水平変位2mm時における道床横抵抗力が、軌きょうの場合の最終道床横抵抗力の70～80%程度の値となること、およびまくらぎ1本の場合は、軌きょう全体が移動する場合と比較して道床横抵抗力が約15～20%程度高くなることから、まくらぎ1本の水平変位2mm時における道床横抵抗力は軌き

よう全体が移動した場合の最終道床横抵抗力と概ね等しくなるためである^{6), 7)}。

最近では、バラスト軌道の耐震性能に関して行われた研究において、まくらぎ1本の実物大模型を用いてL2地震動を想定した大型振動台試験を行い、地震後の道床横抵抗力が評価されてきた⁸⁾。しかし、地震中における検討は行われておらず、また、まくらぎ本数が複数本からなる軌きょうの場合の道床横抵抗力の特性や直線部・曲線部の道床横抵抗力の違いについても十分な検討が行われていない。

そこで、本研究では、小型模型を用いた傾斜試験および実物大模型を用いた大型振動台試験により、地震中における道床横抵抗力の特性を検討し、また、まくらぎ本数が1本の場合と複数本の軌きょうの場合、さらに道床形状が直線部と曲線部の場合について、バラスト軌道の耐震性能を評価することとした。

2. 小型模型傾斜試験

(1) 試験概要

地震中における軌きょうの道床横抵抗力を評価するため、小型模型を用いた傾斜試験による道床横抵抗力試験を行った。図-1に示すように、傾斜機構を有する試験土槽を用いて、模型軌道に水平方向の慣性力を準静的に作用させた。試験土槽表面には、コンクリートまくらぎと同等の摩擦抵抗（摩擦係数 0.6～0.7）となるように、サンドペーパーを貼付した。

試験ケースを表-1に示す。試験には標準軌（軌間1,435mm）を想定した1/5模型軌道を用いた。模型軌道

図-1 傾斜試験概要（例：曲線部の道床形状）

表-1 試験ケース

試験ケース	道床形状	まくらぎ本数	傾斜角度
1	直線	1	0度 20度
2		3	
3	曲線	1	
4		3

図-2 各試験ケースの道床形状

図-3 模型道床バラストの粒径加積曲線

図-4 3H まくらぎ模型 (1/5 スケール)

図-5 小型模型傾斜試験状況

の概要を図-2に示す。模型軌道は、模型まくらぎ1本もしくは模型まくらぎ3本と模型道床バラストから構成され、模型道床バラストには図-3に示す1/5相似粒度の碎石を用い、密度は、同じ石質の実物道床バラストの単位容積質量 1.6t/m^3 とした。模型まくらぎは、コンクリート製であり、3H まくらぎと同形状とした(図-4)。道床形状は、道床肩幅100mm、道床厚40mmとし、曲線部の場合はカント40mmとした。傾斜角度は、0度(常時)と20度(水平加速度357gal相当)とした。試験状況を図-5に示す。

载荷試験は、準静的な慣性力を加えたまま、まくらぎ長手方向に载荷速度 0.4mm/min (実スケール 2.0mm/min) で水平载荷を行うものである。载荷時には载荷荷重、まくらぎ水平変位を測定した。

(2) 準静的な慣性力を受ける道床の横抵抗力特性

図-6および図-7に、まくらぎ本数1本および3本の小型模型を用いた傾斜角度0度(常時)および20度(水平加速度357gal相当)におけるまくらぎ水平変位と道床横抵抗力の関係を示す。

それによると、直線部では、傾斜角度0度の場合、まくらぎ1本の水平変位 0.4mm (実スケール 2mm) における道床横抵抗力が 0.080kN 、まくらぎ3本の軌きようの最終道床横抵抗力が 0.067kN であった。なお、最終道床横抵抗力とは、水平変位 $5\sim 10\text{mm}$ の道床横抵抗力の平均値である。水平加速度357gal相当である20度の傾斜を与えた条件において、まくらぎ1本の水平変位 0.4mm における道床横抵抗力が 0.035kN 、まくらぎ3本の軌きようの最終道床横抵抗力が 0.041kN であった。

図-6 まくらぎ水平変位と道床横抵抗力の関係 (直線部)

図-7 まくらぎ水平変位と道床横抵抗力の関係 (曲線部)

曲線部(実スケールでカント200mm相当)では、常時の場合、まくらぎ1本の水平変位 0.4mm 時における道床横抵抗力が 0.099kN 、まくらぎ3本の軌きようの最終道床横抵抗力が 0.087kN であった。傾斜角度20度の場合、まくらぎ1本の水平変位 0.4mm 時における道床横抵抗力が 0.041kN 、まくらぎ3本の軌きようの最終道床横抵抗力が 0.044kN であった。

傾斜角度0度(常時)では、道床形状によらず、まくらぎ3本の軌きようの最終道床横抵抗力は、まくらぎ1本の水平変位 0.4mm 時よりも小さいが、直線部より曲線部の方が道床横抵抗力が大きい結果となった。また、傾斜(水平加速度を作用させる)すると、道床形状によらず、まくらぎ3本の軌きようの最終道床横抵抗力の方が、まくらぎ1本の水平変位 0.4mm 時の道床横抵抗力よりも大きい結果となった。

具体的には、傾斜による道床横抵抗力の低減率は、まくらぎ1本の場合、直線部で56%、曲線部で57%であったのに対し、まくらぎ3本の軌きようの最終道床横抵抗力は、直線部で39%、曲線部で49%であり、軌きようの場合の方が低下率が小さかった。まくらぎ複数本からなる軌きようの場合、隣接まくらぎの影響により、各まくらぎ端部において道床肩部で負担する道床横抵抗力の影

響範囲が重なり合い、一種の群杭効果によって道床肩部で負担する抵抗力がまくらぎ1本の場合よりも低下する⁹⁾。傾斜機構により水平方向の慣性力を加えると、道床肩部のバラスト強度が低下し、もともと道床肩部の抵抗力が小さいまくらぎ3本の軌きょうの方が道床横抵抗力の低下の影響が小さくなるためであると考えられる。

3. 大型振動台試験

(1) 試験概要

小型模型傾斜試験を実施したのち、より実際の現象に則した、加振中および加振後の道床横抵抗力を評価するため、大型振動台試験を行った。加振には、油圧サーボ方式の加振装置を備えた大型振動台試験装置を用いた。試験土槽は、X軸7m、Y軸5m、高さ0.6mの鉄製であり、振動台テーブル上にボルトで剛結した。大型振動台試験の状況を図-8に示す。加振中は常にロングレールが軌道を座屈させようとする荷重に相当する引張り荷重をばねにより軌道模型に作用させた。ばねは80～100mm程度のストロークに対して張力変化率が15%程度のもを用いた。

実物大模型は、高架橋上における新幹線の標準的な断面形状のバラスト軌道を想定し、道床厚200mm、道床肩

幅500mm、道床の法面の勾配1:1.8とした。本模型の諸元を表-2に示す。なお、まくらぎ1本あたりのレール重量は、実軌道におけるまくらぎ間隔（レール25m/まくらぎ43本）より設定した。実物大模型の概要を図-9に示す。道床形状は、小型模型傾斜試験と同様に、直線部と曲線部の2種類であり、曲線部の場合はカント200mmとした。模型延長は、まくらぎ1本の場合とまくらぎ3本の軌きょうの場合（道床形状が直線部の場合のみ）の2種類とした。高架橋上の新幹線バラスト軌道を想定し、バラスト・路盤間の摩擦係数を考慮してセメントボード

表-2 実物大模型の諸元

まくらぎ	PCまくらぎ3H
レール	60kg
まくらぎ間隔	581mm (3本模型の場合)
道床肩幅	500mm
道床厚	200mm

表-3 試験条件

試験ケース	道床形状	まくらぎ本数	まくらぎNo.	引張り荷重	道床横抵抗力試験	加振ステップ
ケース1	直線部	1本	1	2kN	-	①正弦波200gal ②正弦波400gal ③中越波600gal ④中越波700gal ⑤正弦波600gal ⑥正弦波700gal ⑦正弦波800gal
			2	4kN	-	
			3	6kN	加振前	
			4	0kN	加振後	
ケース2	曲線部	1本	1	2kN	-	
			2	4kN	-	
			3	6kN	加振前	
			4	0kN	加振後	
ケース3	直線部	3本	1	11kN	加振前	
			2	0kN	加振後

図-8 大型振動台試験の状況（例：ケース3）

図-10 加振試験の地震波形（中越波）

(a) ケース1：まくらぎ1本-直線部

(b) ケース2：まくらぎ1本-曲線部

(c) ケース3：まくらぎ3本-直線部

図-9 実物大模型の概要

表-4 引張り荷重とレール温度変化の関係

レールの温度変化	29℃	40℃	42℃	52℃
引張り荷重	2kN	11kN/3本	4kN	6kN

図-11 道床横抵抗力試験の概要

を振動台テーブル上に設置した。その上に、バラストを投入し、道床密度 1.6t/m^3 となるように振動バイブレーターを用いて締め固め、バラスト軌道を構築した。まくらぎ1本の場合は、まくらぎをレール長手方向に4本並べ、まくらぎ3本の場合はまくらぎ3本からなる軌きょうをレール長手方向に2つ並べて、振動台テーブル上に配置した。実物大模型のまくらぎおよび軌きょうの配置間隔は、隣接するまくらぎまたは軌きょうの影響が小さくなるように設定した。

加振試験および道床横抵抗力試験の試験条件を表-3に示す。加振波形は、正弦波（載荷周波数 3Hz、正弦波 10 波）および地震波であり、加振方向はレール直角水平方向である。地震波は、新潟県中越地震における十日町高架橋上面の応答波である¹⁰⁾（図-10）（以下、「中越波」とする）。加振中に作用させる引張り荷重は、温度変化によりロングレールが軌道を座屈させようとする荷重を想定して、まくらぎ1本の場合が 0kN、2kN、4kN、6kN の4種類、まくらぎ3本の場合が 0kN、11kN（まくらぎ1本あたり 3.7kN 程度）の2種類とした。なお、まくらぎ3本の場合の 11kN については、まくらぎ1本あたり 4kN の引張り荷重となるように 12kN の引張り荷重を設定するつもりであったが、ばねのストローク不足により 11kN とした。表-4に引張り荷重とレール温度変化の関係を示す。引張り荷重はエネルギー法を用いて算出した¹¹⁾。加振試験の計測項目は、まくらぎ両端部の水平変位、ばねの引張り荷重、および振動台テーブル・引張り荷重の作用側の道床肩部の応答水平加速度である。

道床横抵抗力試験は、加振試験前および正弦波 800gal 加振後の軌道模型に対して、図-11に示す載荷装置を用いて、載荷速度 2mm/min でまくらぎ長手方向に載荷を行った。道床横抵抗力試験の計測項目は、まくらぎ両端部の水平変位および引張り荷重である。

(2) 加振中の道床横抵抗力特性

a) 道床形状の影響

図-12 および図-13に、直線部および曲線部の道床形状

中越波 700gal

正弦波 600gal

図-12 まくらぎ変位波形（まくらぎ1本・直線部）

中越波 700gal

正弦波 600gal

図-13 まくらぎ変位波形（まくらぎ1本・曲線部）

における道床肩部の応答加速度波形、振動台テーブルの応答加速度波形およびまくらぎ変位波形を示す。各加振ステップにおいて、道床肩部の応答加速度波形およびまくらぎ変位波形は、道床形状によらず概ね同様の傾向を示しており、道床形状の違いが加振中におけるバラスト軌道の変形特性に及ぼす影響は小さいと考えられる。

次に、中越波 700gal 加振では、道床形状によらず、最大加速度が生じた際にまくらぎ水平変位が増大して残留変位が発生するが、その前後では残留変位がほとんど生じていないことがわかる。これは、道床肩部の応答加速

度波形が振動台テーブルと概ね同様の応答特性を示していることから、慣性力により一時的に道床肩部の道床横抵抗力が限界値に達したものの、すぐに回復したためと考えられる。また、正弦波 600gal 加振では、道床形状によらず、引張り荷重 4kN においてまくらぎ変位が増加しているが、3～4 波目以降は残留変位の増加速度が低下していることがわかる。これは、最大加速度作用時において道床肩部の応答加速度に高周波成分が発生していることから、加振により道床肩部の剛性が低下し、道床横抵抗力が低下したことで残留変位が増加したのと考えられるが、詳細については、今後、分析を進める。また、2～3 波目で最大加速度が 600gal 程度に達した後に加振加速度が 500gal 程度に減少したため、加振途中で残留変位の増加速度が低下したのと考えられる。つまり、道床バラストの応答加速度が 600gal 程度に達すると、道床肩部におけるバラストの剛性が低下することが考えられる。

直線部および曲線部の道床形状における引張り荷重 4kN 荷重の場合の加振中のまくらぎ変位波形を図-14 および図-15 に示す。直線部および曲線部とも、各加振ステップのまくらぎ変位波形が、概ね同様の傾向を示していることがわかる。中越波の場合、最大加速度が作用した際にまくらぎ残留変位が生じ、道床形状が直線部および曲線部のどちらの場合においても 700gal 加振で 4mm 程度であった。正弦波 700gal の場合は、加振波数が増加するにつれてまくらぎ変位が急増した。

引張り荷重と各加振ステップのまくらぎ残留変位の関係を図-16 および図-17 に示す。直線部および曲線部とも各加振ステップにおけるまくらぎ残留変位は概ね同等であるとされる。また、引張り荷重が増加するほど、各加振ステップのまくらぎ残留変位が増大していることがわかる。引張り荷重 4kN は、まくらぎ変位 2mm 時における正弦波 800gal 加振後の道床横抵抗力の 8 割程度であるが、加振中は正弦波 700gal でもまくらぎ水平変位が急増した。また、引張り荷重 2kN は、まくらぎ変位 2mm 時における正弦波 800gal 加振後の道床横抵抗力の 1/3 程度であるが、加振中は直線部の正弦波 800gal で 51mm の残留変位が生じた。小型模型傾斜試験では準静的な慣性力を受けると道床横抵抗力が減少した。同様に大型振動台試験の加振中においても道床横抵抗力は著しく低下し、引張り荷重が加振後の道床横抵抗力より小さくても大きな残留変位が生じることがわかった。

b) まくらぎ本数の影響

図-18 に、直線部についてまくらぎ 1 本とまくらぎ 3 本の場合におけるまくらぎ変位および道床肩部の応答加速度波形を示す。

中越波 700gal 加振では、最大加速度が生じた際にまく

図-14 まくらぎ変位波形(まくらぎ 1 本・直線部：4kN)

図-15 まくらぎ変位波形(まくらぎ 1 本・曲線部：4kN)

図-16 まくらぎ残留変位 (まくらぎ 1 本・直線部)

図-17 まくらぎ残留変位 (まくらぎ 1 本・曲線部)

らぎ水平変位が増大して残留変位が発生しており、まくらぎ 1 本の場合と同様の傾向を示していることがわかる。しかし、まくらぎ 3 本の場合では、1 本あたり 3.7kN 程度の引張り荷重であるのに対して、まくらぎ 1 本模型の引張り荷重 6kN の場合と同程度の残留変位が発生した。これは、小型模型傾斜試験で観察されたように、群杭効果によりまくらぎ 1 本あたりの道床横抵抗力が低下したためと考えられる。

図-18 まくらぎ変位および道床肩部の
応答加速度波形(まくらぎ3本・直線部)

図-19 まくらぎ変位波形(まくらぎ3本・直線部)

正弦波 600gal 加振では、まくらぎ1本の場合よりも大きなまくらぎ残留変位が発生しており、道床肩部の応答加速度波形に顕著な高周波成分が発生していることがわかる。高周波成分については、加振により道床肩部の剛性が低下し、道床横抵抗力が低下したことで発生したものと推察される。つまり、まくらぎ本数が増えることによる群杭効果と、加振による道床肩部の剛性低下により、加振中に道床横抵抗力が著しく低下し、まくらぎ残留変位が増大したものと考えられる。

図-19にまくらぎ3本の場合の加振中におけるまくらぎ変位波形を示す。中越波の場合は最大加速度が作用した際にまくらぎ変位が大きく発生し、正弦波加振では波数とともにまくらぎ変位が増加する傾向であった。これは、まくらぎ1本の場合と同様の傾向にあることがわかる。また、引張り荷重 11kN (3.7kN/本) は、まくらぎ3本の場合における正弦波 800gal 加振後の道床横抵抗力/

図-20 まくらぎ水平変位と道床横抵抗力の関係
(道床形状の影響)

図-21 まくらぎ水平変位と道床横抵抗力の関係
(まくらぎ本数の影響、直線部)

本 (6.8kN) の6割程度であるが、正弦波 600gal 加振中にまくらぎ変位が急増していることがわかる。つまり、加振中において道床横抵抗力は低下し、加振後の道床横抵抗力より小さい引張り荷重でも大きな残留変位が生じることがわかった。

(3) 加振後の道床横抵抗力特性

a) 道床形状の影響

常時および正弦波 800gal 加振後の道床横抵抗力とまくらぎ変位の関係を図-20に示す。常時の道床横抵抗力は、直線部および曲線部とも概ね同様の傾向を示しており、まくらぎ変位 2mm 時で、直線部が 8.4kN、曲線部が 8.2kN であった。正弦波 800gal 加振後は、直線部および曲線部ともに道床横抵抗力が低下し、まくらぎ変位 2mm 時で、直線部が 5.3kN、曲線部が 6.2kN であった。加振後の道床横抵抗力の低下率は直線部の方が大きく 37%程度であり、曲線部は 24%程度であった。しかし、まくらぎ変位が 4mm 以降は直線部と曲線部で同程度の道床横抵抗力を示した。

b) まくらぎ本数の影響

直線部形状における加振前および正弦波 800gal 加振後の道床横抵抗力とまくらぎ変位の関係を図-21に示す。なお、まくらぎ3本の荷重は、まくらぎ1本あたりに換算している。加振前の道床横抵抗力は、まくらぎ1本の場合が 2mm で 8.4kN、まくらぎ3本の場合が 10mm で 7.4kN であり、まくらぎ3本の場合の道床横抵抗力の方

がやや小さい値となった。

正弦波 800gal 加振後の道床横抵抗力は、まくらぎ 1 本の場合が 2mm で 5.3kN、まくらぎ 3 本の場合が 10mm で 6.8kN であった。加振後の道床横抵抗力の低下率は、まくらぎ 1 本の場合の方が大きく 37%程度であり、まくらぎ 3 本の場合は 9%程度であった。これは、小型模型試験と同様に、群杭効果により、もともとまくらぎ端部の寄与分が小さいためにまくらぎ 3 本の方がまくらぎ端部周辺の強度低下の影響が小さくなり、加振後の道床横抵抗力の減少量が小さくなったためと考えられる。

4. 結論

小型模型試験および実物大模型を用いた大型振動台試験より、以下の知見を得た。

- (1) 準静的な慣性力あるいは加振力が作用する道床の横抵抗力は常時あるいは地震後の道床横抵抗力より小さい。
- (2) 小型模型試験および実物大模型試験より、道床形状が曲線部の場合の方が道床横抵抗力がやや大きいものの、直線部および曲線部の道床形状の違いが、加振中および加振後の道床横抵抗力に与える影響は小さいと考えられる。
- (3) 小型模型試験および実物大模型試験より、常時ではまくらぎ 1 本の場合のまくらぎ変位 2mm 時よりも、まくらぎ 3 本の場合のまくらぎ変位 10mm 時の方が道床横抵抗力はやや小さくなったが、加振後ではまくらぎ 3 本の場合のまくらぎ変位 10mm 時の方が道床横抵抗力は大きくなることがわかった。
- (4) 軌きょうによる群杭効果により、加振中の道床横抵抗力は軌きょうの方がまくらぎ端部周辺の剛性低下

の影響が小さく、加振後の道床横抵抗力の減少量が小さくなることがわかった。

- (5) まくらぎ本数によらず、加振中に道床横抵抗力は低下し、ロングレールの座屈荷重を想定した引張り荷重が加振後の道床横抵抗力より小さくても、加振中に大きな残留変位が生じることがわかった。

参考文献

- 1) 三浦重, 切敷啓介: 地震による列車および軌道の被害に関する文献調査, 鉄道技術研究所速報, No.82-45, 1982
- 2) 沼田実: ロングレールの座屈強さ, 鉄道技術研究報告, No.721, 1970
- 3) 佐藤吉彦, 小林悟, 永田正巳: 地震時における道床横抵抗力, 鉄道技術研究報告, No.675, 1969.4
- 4) 佐藤吉彦, 高谷博文, 鈴木俊一: 軌道の地震時における座屈安定性の検討, 鉄道技術研究報告, No.1334, 1987.1
- 5) (財)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, 2007.1.
- 6) (公財)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, 2012.1
- 7) 佐藤吉彦, 宮井徹: 各種有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, 1976.11
- 8) 中村貴久, 関根悦夫, 白江雄介: 大型振動台試験によるバラスト軌道の耐震性能評価, 鉄道総研報告, Vol.24, No.12, 2010.12
- 9) 小池陽平, 早野公敏, 中村貴久, 桃谷尚嗣: まくらぎの形状と本数がバラスト軌道の道床横抵抗力に及ぼす影響, 第 48 回地盤工学研究発表会, 2013.7
- 10) 航空・鉄道事故調査委員会: 鉄道事故調査報告書 I 東日本旅客鉄道株式会社上越新幹線浦佐駅～長岡駅間 列車脱線事故, 2007.11.30
- 11) 三浦重, 柳川秀明: 急曲線へのロングレールの適用, 鉄道総研報告, Vol.6, No.1, 1992.1

CHARACTERISTICS OF LATERAL RESISTANCE OF BALLASTED TRACKS UNDER SEISMIC CONDITIONS

Takahisa NAKAMURA, Yoshitsugu MOMOYA,
Kimitoshi HAYANO and Ryuta OGAWA

To evaluate characteristics of ballasted tracks under seismic conditions, small-scale tilting tests and full-scale shaking table tests were conducted. The results showed that lateral resistances under seismic conditions were significantly lower than those before or after seismic conditions. It was also revealed that lateral resistance of canted track was little different from that of non-canted track. However, significant difference was observed between the lateral resistance obtained from single sleeper conditions and that from track-panel conditions.