

## 鉄道盛土の新たな耐震評価方法と耐震補強工法の検討

A new method of seismic evaluation and seismic retrofit of railway embankments

阪本泰士\*, 関雅樹\*\*, 永尾拓洋\*\*\*, 伊藤義人\*\*\*\*

Yasushi SAKAMOTO, Masaki SEKI, Takuhiro NAGAO, Yoshito ITOH

\*東海旅客鉄道株式会社 総合技術本部 技術開発部, 名古屋大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻 博士課程 (後期課程)  
(〒485-0801 愛知県小牧市大山 1545-33)

\*\* 博 (工), 東海旅客鉄道株式会社 総合技術本部 技術開発部 (同上)

\*\*\* 工修, 東海旅客鉄道株式会社 総合技術本部 技術開発部 (同上)

\*\*\*\* 工博, 名古屋大学大学院教授 附属図書館長 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

There are two typical patterns of damage observed in the railway embankments when the Mid Niigata prefecture Earthquake occurred in 2004. One of them describes damage of many embankments located just on inclined bedrocks and the other shows rail buckling on the structures caused by an outflow or subsidence of the track ballast where the damage of the embankment itself was small. In this research, by the investigations of the damage found in the past earthquakes and the Mid Niigata prefecture Earthquake in 2004, the damage patterns which can be seen on the railway embankments are specified and the sites that need seismic retrofitting are selected by means of GIS. In addition, the new methods are proposed here to enable seismic evaluation of an embankment on inclined bedrocks and to prevent an outflow of ballast by installing seismic ballast retaining walls that can be applied to whole embankment structures.

Key Words: damage pattern of embankment, GIS, inclined bedrock, seismic ballast retaining wall

キーワード: 盛土の被災パターン, GIS, 傾斜基盤, 耐震バラスト流出防止工

## 1. はじめに

日本の動脈として我が国において最も重要な社会基盤のひとつである、東海道新幹線は盛土を含む土構造物が半数以上の構造比率を占めている。盛土は一般的に耐震性能が劣るため、「想定東海地震対策」として1979年から静岡県内を中心に大きな被害の発生が予想される軟弱地盤上および液状化地盤上の盛土を対象として耐震補強工事が実施されてきた。

地震時に大規模な被害が発生すると予測される箇所における具体的大規模な耐震補強工事は、東海道新幹線においてのみ実施されているのが現状である。具体的な耐震補強工法としては、野沢<sup>1)</sup>により軟弱地盤上の盛土について、「シートパイル締切り工法」が既に確立されている。液状化地盤上の盛土対策としては、那須<sup>2)</sup>により振動台実験から軟弱地盤上と同じく「シートパイル締切り工法」が提案されている。また最近の研究<sup>3)</sup>では、盛土下の液状化地盤への「薬液注入工法」も提案されている。さらに永尾<sup>4)</sup>らは新たに液状化地盤上の盛土の合理的な耐震補強工法として、根入長が数m程度の短いシートパイル締切り工法を提案した。これは過去の被災事例および現地の盛土の現況地質調査結果を基に考案したものであり、その効果を遠心力模型実験により確認している。

ところで、2004年発生した新潟県中越地震では鉄道盛土においても多くの被災事例が確認された。被災箇所の一部には、盛土本

体の被災程度は僅かであったにも関わらず、バラストの流出・沈下に伴いロングレールを支持するマクラギが露出することで、レールに蓄積された軸力によりレール座屈が発生した箇所も見られた。そこで今回、大規模な被害の発生が予測される箇所に限定せず、盛土区間全般に適用可能である新たな簡易な耐震補強工法を検討・提案することとした。また、被災箇所の原因報告によれば、傾斜地盤上の盛土での被災事例が多く見られたことも特徴のひとつである。東海道新幹線では、従来から傾斜地盤上の盛土にも着目し、軟弱地盤上の盛土の耐震補強に併せて一部の箇所では既に対策を実施してきた。しかしながら、鉄道盛土では未だ具体的な対策選定基準等は定められていない。

本研究では、新潟県中越地震の鉄道盛土における2つの特徴的な被災事例である、軌道内および傾斜基盤上の盛土での被災に着目し、過去の地震被災事例および今回の新潟中越地震被災事例より、過去事例による被災パターンの決定とGISによる対策箇所の選定に加えて、傾斜地盤上の盛土の耐震評価の検討、並びに新たに提案することとした盛土耐震補強工法について報告する。なお、被災パターンの決定においては液状化時の盛土から基盤までの有効応力を把握する必要があるため遠心力模型実験を用い、盛土耐震補強工法の提案についてはバラスト等軌道の挙動および補強効果の定量的評価を行うため大型振動台による実物大実験を用い検討を行った。

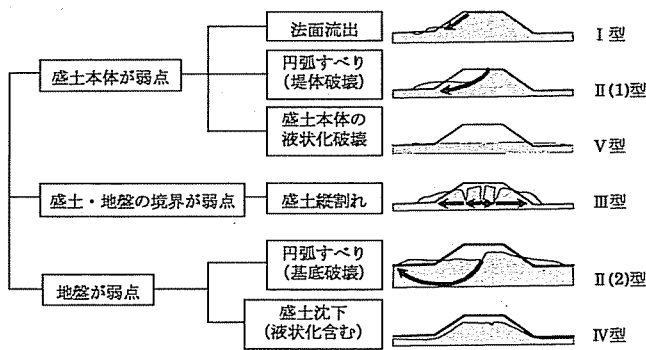


図1 鉄道盛土の被災パターン

## 2. 盛土の被災パターン

既往の研究<sup>9)</sup>によれば鉄道盛土の被災パターンは図-1に示すI～V型に分類される。このような被害は地震動のレベルにもよるが、軟弱地盤上や液状化地盤上の盛土に多く発生しており、他にも傾斜地盤や高盛土等の要因により大きな被害に結びつく<sup>9)</sup>。被災パターンの中、鉄道盛土の安全性と復旧性に着目した場合、軟弱地盤上の盛土については、支持地盤を含めた大きなすべり破壊を起こすII(2)型破壊を防止することが特に重要である。同様に液状化上の盛土については、盛土堤体にテンションクラックが生じるIII型破壊と、盛土が全面的に崩壊するV型破壊を防止する必要があると考えられる。特に盛土のV型破壊は、1968年に発生した十勝沖地震の例では地震直前までの豪雨によって砂質土盛土自体が高い含水飽和状態であったことに起因していると報告されている<sup>9)</sup>。

そこで永尾ら<sup>7)</sup>は遠心力模型実験により盛土のV型破壊の再現を試み、その発生メカニズムについて検証した。その際、盛土は湿潤(含水比W=16%)と飽和の2種類の状態とし、かつ盛土の破壊形態が盛土堤体の液状化のし易さに影響を受けると考えられることから、細粒分含有率が多い埼玉産山砂と少ない8号珪砂の2種類の盛土試料を使用している(表-1参照)。「鉄道の設計標準」<sup>8)</sup>で兵庫県南部地震レベルに相当するL2地震動(スペクトルII)を入力した結果、飽和状態で細粒分含有率が少ない8号珪砂の盛土でV型破壊を再現した(写真-1参照)。なお、東海道新幹線の鉄道盛土では、盛土にのり面工や排水パイプ等による降雨対策を強固に施している箇所が多い。そのため、V型破壊のような盛土被害が発生する可能性は低く、液状化による盛土対策はIII型破壊を中心に検討することが合理的であると考えられる。

## 3. 東海道新幹線の盛土耐震補強

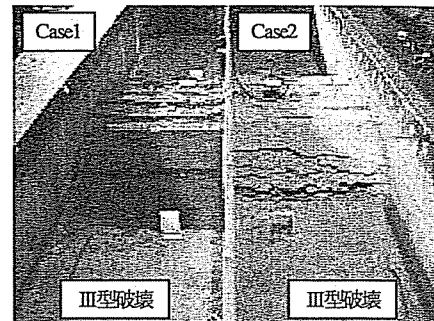
### 3.1 軟弱地盤上の盛土対策

軟弱地盤上の盛土対策は図-1のII(2)型破壊を対象としている。この破壊形態に対しては円弧すべり法(基底破壊)を用いて、盛土の保有耐力を算定して抽出する<sup>1)</sup>。保有耐力の算出には図-2に示すBishop法による安定計算式(式(1))を用いた。

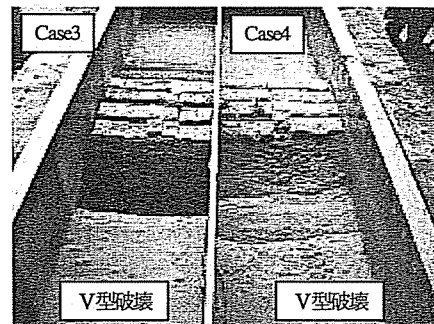
$$F = \frac{A}{\sum (W \cdot A \cdot \sin \alpha + Kh \cdot W \cdot y_G)} \sum \left[ \frac{c' + b + \tan \phi' (W - u \cdot b)}{1 + \frac{\sec \alpha}{\tan \phi' \tan \alpha}} \right] \dots (1)$$

表-1 遠心力模型実験のパラメータ

実験ケース	盛土の状態	盛土試料
Case1	a) 湿潤状態	埼玉産山砂
Case2		8号珪砂
Case3	b) 飽和状態	埼玉産山砂
Case4		8号珪砂



a) 湿潤状態



b) 飽和状態

写真-1 液状化地盤上における盛土の破壊形態

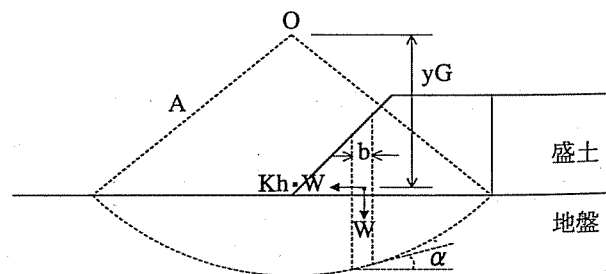


図2 Bishop法安定計算概略図

ただし、 $c'$ :粘着力( $\text{kN/m}^2$ )、 $\phi'$ :内部摩擦角、 $W$ :全重量、 $Kh$ :設計水平震度、 $b$ :分割片幅、 $\alpha$ :分割片の底面の傾度、 $u$ :分割片に作用する水圧( $\text{kN/m}^2$ )、 $y_G$ :分割片の重心とすべり円中心の鉛直距離、 $A$ :円面半径である。なお、計算においてはテンションクラックを盛土全体に設定した。保有耐力は安全率が1.0となるとき設計水平震度 $Kh$ で表す。すなわち $Kh$ が大きいほど保有耐力は高くなる。筆者らは保有耐力と盛土沈下量との相関関係を求め、簡易に盛土沈下量が算出可能なことを導いた<sup>4)</sup>。耐震補強箇所の判定基準として、ここで求められた盛土沈下量に対し、ある閾値を設けそれを上回る箇所を抽出した。II(2)型破壊対策に対する補強工法としては、軟弱層より深部の支持地盤まで打設するシートパイル締切り工法を採用した。

### 3.2 液状化地盤上の盛土対策

液状化地盤上の盛土対策は図1のⅢ型破壊を対象としている。対策箇所は以下の手順に従い抽出する。

鉄道耐震設計標準<sup>9)</sup>より、次の条件を満たす液状化地盤上の盛土を耐震評価の判定を行う対象とする。

- ①地下水位が現地地盤面から10m以内にある土層
- ②現地地盤面から20m以内の範囲にある土層
- ③平均粒径 $D_{50}$ が10mm以下で、かつ10%粒径 $D_{30}$ が1mm以下の土層
- ④細粒分含有率 $F_c$ が35%以下の地盤、または $F_c$ が35%を超えても粘土分含有率 $P_c$ が15%以下の土層

これらを満たす盛土に対し、地盤の液状化抵抗率( $F_L$ 値)を求め、以下の式(2)のとおり、 $P_L$ 値を算出する<sup>9)</sup>。

$$P_L = \int_0^H (\cosh(F_L))^{-5} w dz \quad w = 10 - 0.5z \quad \dots (2)$$

$$\left[ F_L = \frac{R}{L} \right]$$

ここで、 $R$ :液状化強度比、 $L$ :地震時最大せん断応力比、 $w$ :液状化抵抗率の深さ方向の重み関数、 $H$ :液状化の判定を行なう表層地盤の厚さで $H \leq 20m$ 、 $z$ :地表面からの深さ(m)である。さらに、式(3)より盛土沈下量を算出した。なお、式(3)は鉄道盛土の他、道路、河川、港湾等の盛土構造物における過去の地震被災事例をもとに導出した相関関係式である。

$$S/D = 0.0027P_L + 0.019 \quad \dots (3)$$

ただし、 $S$ :盛土沈下量(m)、 $D$ :盛土高(m)である。ここで耐震補強箇所の判定基準として、求められた盛土沈下量に対し、3.1の軟弱地盤上の盛土同様にある閾値を設けそれを上回る箇所を抽出した。

一般的に液状化地盤上における地震時の盛土の沈下要因は、①地盤の側方流動、②①に伴う盛土ストレッチング、③地盤の体積圧縮に分類<sup>9)</sup>できる。このうち沈下は①②の側方流動に起因するものがかなりの部分を占めるので、これを防止できればよい。筆者らは、支持地盤までの拘束でなく、地盤表層部までの拘束で十分にそれらを抑制できることを実験および解析により確認しており、シートパイル数m打設という合理的な工法を既に提案している<sup>9)</sup>。

### 3.3 情報支援システムの利用による耐震補強箇所の選定

筆者らは、盛土情報、地盤情報その他の既存情報からなる情報支援システムを構築している<sup>10)</sup>。情報支援システムはGISを用いており、そのデータベース機能および地図機能より、情報の一元管理化、また情報の視覚化が可能となっている。各盛土に対する、円弧すべりによる保有耐力および液状化による沈下量の情報が内包されており、検索機能より閾値を入力することにより、該当箇所を抽出、集計することが可能である。これより、耐震補強箇所を選定することができる。

### 4. 傾斜地盤上の盛土の耐震評価

表2 被災事例の調査対象地震

番号	発生年	地震名	M
1	1891	濃尾	8.4
2	1923	関東	7.9
3	1943	鳥取	7.2
4	1944	東南海	8.0
5	1946	南海	8.0
6	1948	福井	6.3
7	1952	十勝沖1	8.2
8	1964	新潟	7.5
9	1965	大井川河口	6.1
10	1968	十勝沖2	7.9
11	1974	伊豆半島沖	6.9
12	1975	大分	6.4
13	1978	宮城県沖	7.4
14	1983	日本海中部	7.7
15	1993	釧路沖	7.8
16	1993	北海道南西沖	7.8
17	1994	北海道東方沖	8.2
18	1994	三陸はるか沖	7.5
19	1995	兵庫県南部	7.2

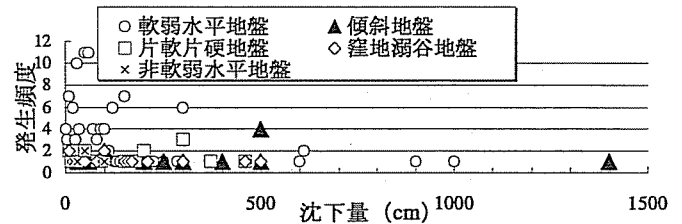


図3 盛土の支持地盤別の被災による沈下量と被災発生頻度の関係

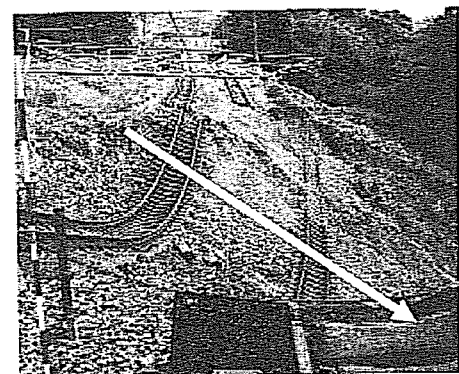


写真2 中越地震での傾斜地盤上の被災例(片盛片切)

### 4.1 盛土の支持地盤別の沈下量および被災発生頻度<sup>9),11)</sup>

3. で述べたとおり、これまで軟弱地盤上の盛土および液状化地盤上の盛土を基本として耐震評価および耐震補強を行ってきた。ここで過去実際にどのような地盤で被災しているか参考文献をもとに調査した<sup>9),11)</sup>。今回調査した地震を表2、盛土を支持している地盤別の沈下量と被災発生頻度の関係を図3に示す。

今回調査したのは、鉄道あるいは道路等の盛土である。盛土を支持している地盤を、基盤が傾斜していない軟弱地盤（以下軟弱水平地盤）、基盤が傾斜している地盤（以下傾斜基盤）；盛土の片側が軟弱地盤、片側が非軟弱地盤（以下片軟片硬地盤）、窪地や溺れ谷がある地盤（窪地溺谷地盤）、基盤が傾斜していない非軟弱地盤（非軟弱水平地盤）の5つに分類した。図3より軟弱水平地盤の被災発生頻度は他と比べ圧倒的に多いことが分かる。また、沈下量は広範囲にわたっているが、全体として、数百 cm 以下の沈下量の被災事例が多い。なお、非軟弱水平地盤ではほとんど被災しておらず、沈下量もわずかである。

一方、他の地盤を見てみると、被災発生頻度は少ないものの、沈下量の大きい事例が比較的多い。1978年の宮城県沖地震において傾斜基盤で沈下量1400cmもの大きな被災が発生している。傾斜基盤には、大きく、両側が盛土である場合と片側が盛土で片側が切取（以下片盛片切）の場合の2種類ある。どちらも被災程度は似ているが、片盛片切の方が、盛土基底部に水みちができることが多く、被害が若干大きくなる傾向にある。

このように傾斜基盤で被災が大きくなるのは、傾斜している基盤とその上部の表層地盤との境界面でのすべりに起因する。また単に基盤が傾斜しているだけでなく、基盤の上に風化岩、泥岩、腐植土などの軟弱な層が存在した場合に被害が多く発生している。

また、2004年新潟県中越地震での鉄道盛土の被災事例の報告<sup>12)13)</sup>によると、被災発生箇所の地形は、①盛土の切盛境、②谷、沢等を埋め立てた集水地形、③旧盛土への腹付け盛土境、④支持地盤が傾斜地盤など、本稿で注目している傾斜基盤上の盛土に集中していることが分かった。傾斜基盤上の盛土（片盛片切箇所）での被災状況を写真2に示す。

#### 4.2 基盤傾斜角度の評価

傾斜基盤上の盛土は被災しやすいということが報告されている。そこで、本論文では過去の被災事例<sup>5)11)</sup>より、発生要因を定量的に評価することとした。被災箇所の沈下量と基盤傾斜角度を図4に示す。一例を除き、基盤傾斜角度は10度以上となっている。基盤傾斜角度が10度以上であると被災しやすい傾向にあることから、10度以上の傾斜基盤を要注意箇所の判定基準と定めた。

#### 4.3 情報支援システム (GIS) を利用した傾斜基盤の抽出

前節までの議論から東海道新幹線の盛土区間の中から横断方向と縦断方向それぞれ10度以上傾斜している傾斜基盤を抽出した。「情報支援システム<sup>10)</sup>」の情報を活用することによって行う。盛土の縦断方向については、土質柱状図および地質縦断図をもとに行った。地質縦断図を図5の上段に示す。図5のように第三紀層の基盤が傾斜しており、軟弱層である沖積層との間の角度 $\theta$ 等を求め、表3のように抽出整理した。横断方向については地質断面の情報がないため、土質柱状図と図5の下段の地質平面図から求めた。図6に傾斜角度の算出方法を示す。図6から、沖積層の横断方向距離を下り側および上り側でそれぞれ求める。短い方の距離と層厚から傾斜角度を算出する。

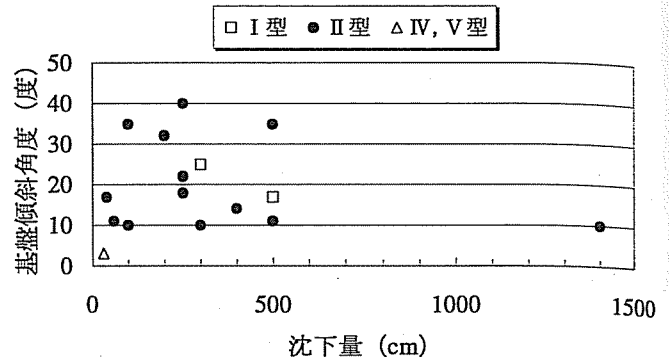


図4 傾斜基盤における盛土の沈下量と基盤傾斜角度の関係

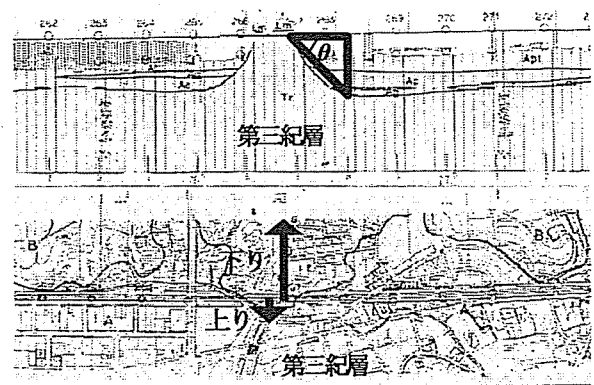


図5 地質縦断図および地質平面図

表3 傾斜基盤一覧表（一例）

No	東京起点 キロ程 (省略)	盛土 延長	盛土 高	傾斜基盤 角度		軟弱 層厚	沖積層 横断方向 距離	
				横 断	縦 断		下り	上り
1	○k○m	71	5.7	14	—	5	20	100
2	△k△m	100	7.2	21	—	12	120	45
3	□k□m	53	7.3	16	—	8	175	50
4	×k×m	64	7.9	—	10	7	—	—
5	◇k◇m	23	5.5	11	—	8	250	50
...	...	...	...	...	...	...	...	...

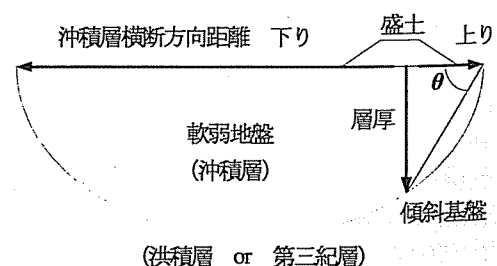


図6 線路直角方向の傾斜角の算出方法

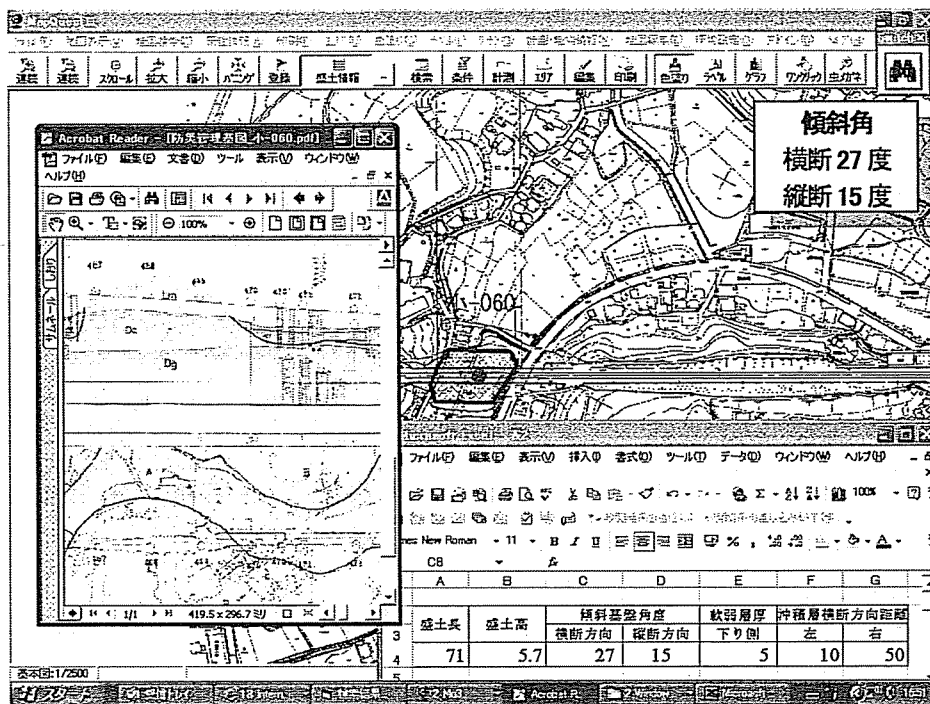


図7 情報支援システム画面

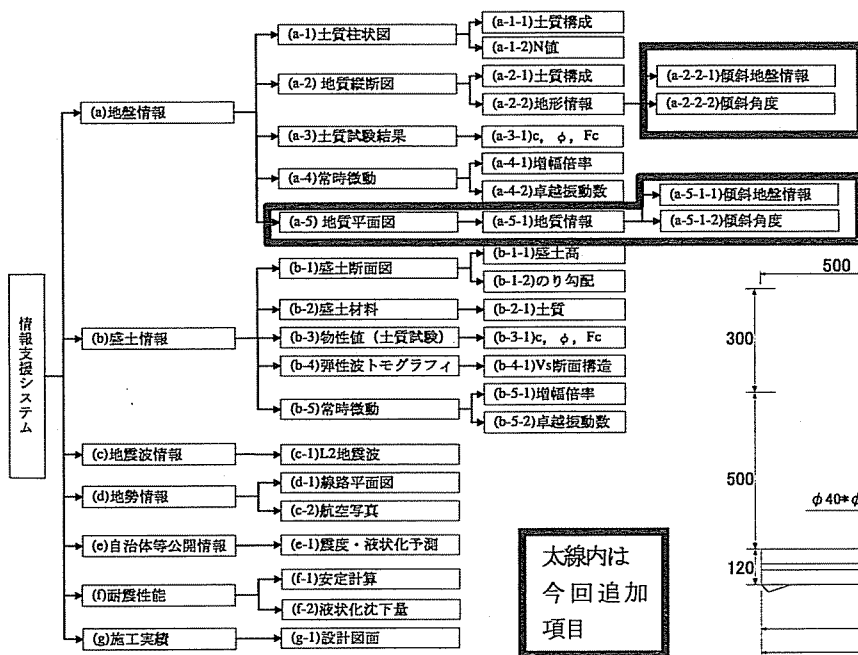


図8 情報支援システム構成図

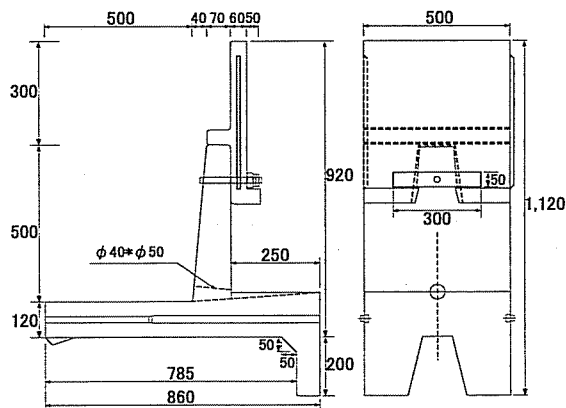


図9 耐震バラスト流出防止工

## 5. 耐震バラスト流出防止工法の提案

### 5.1 耐震バラスト流出防止工<sup>14)</sup>

耐震バラスト流出防止工は図9のような形状を有する鉄筋コンクリートブロックである。この耐震バラスト流出防止工は、バラスト側のブロック床板下端に突起を有していることを大きな特徴としており、この突起が水平荷重に対する大きな抵抗要因となることが過去の実験により確認されている。突起が無い場合と比較して、最大荷重で抵抗力が約3倍程度増加すると報告されて

さらに、これら傾斜地盤の情報を既存の情報支援システムに導入した。情報支援システムでの画面表示への例、さらに従来のシステムに傾斜地盤の情報を新たに付加した構成図をそれぞれ図7と図8に示す。

4.1で述べたとおり、傾斜基盤上の盛土には基盤の上部に軟弱地盤層が存在することが多く、これらの箇所はすでに軟弱地盤対策としてのシートパイル締切り工法が実施されている。今後の研究で傾斜基盤の未計画箇所について追加する。

いる<sup>14)</sup>。耐震バラスト流出防止工に作用する水平荷重は、①道床バラストの水平土圧（常時、地震時）、②ブロック質量による慣性力、③軌きょう重量、列車荷重による水平土圧、④列車の車輪横圧による水平土圧、⑤軌道の道床バラスト横抵抗力による水平土圧が考えられる。静的な設計を考えた場合、盛土区間の標準的なマクラギ端からバラスト流出防止工までの距離1m程度があれば、③～⑤の水平荷重の影響範囲からは十分離れていることから、設計上は弾性域で①、②の水平荷重に対して抵抗できる断面形状を有していれば良い。加えて、塑性域も考慮すれば、⑤の水平荷重が仮に直接耐震バラスト流出防止工に作用しても、大きな変位が生じないことが静的な実験結果からは既に確認されている<sup>14)</sup>。

## 5.2 実物模型実験

今回、鉄道盛土の軌道変形対策として、耐震バラスト流出防止工の効果を大型振動台を使用した実物模型実験により検証した。実験に使用した振動台は最大積載質量50t、テーブル寸法5m×5m、加振周波数～50Hz、X方向（最大変位±60cm、最大速度200cm/s、最大加速度3G）、Y方向（最大変位±30cm、最大速度130cm/s、最大加速度2G）、Z方向（最大変位±20cm、最大速度100cm/s、最大加速度1G）の三次元振動台であり、「鉄道耐震設計標準<sup>9)</sup>」において兵庫県南部地震レベルに相当するL2地震動を超えるレベルの地震動を検討することができる。実験における主な評価項目は、①加振後の道床バラストの変状、②地震時の耐震バラスト流出防止工と道床バラスト（マクラギ）の振動特性と残留変形、③加振前後の道床バラスト横抵抗力である。

実験模型は、図-10に示す高さ6.0m、天端幅10.8m、のり面勾配1:1.5の一般的な新幹線盛土の一部分をモデル化したものである。盛土材料には「鉄道耐震設計標準<sup>9)</sup>」に示される土質区分①～④のうち、一般の砂・砂礫に相当する土質区分②（表層部： $\gamma=17\text{kN/m}^2$ 、 $\phi=35^\circ$ 、 $c=3\text{kN/m}^2$ 、 $f_c<30\%$ ）である茨城県若潮町産山砂を用いている。道床バラストには実際に新幹線で使用されている碎石を用いており、敷設においても実際の軌道工がタイタンパヤランマによって、所定の道床バラスト横抵抗力が確保されるように締めを行っている。同様に60kgレール、PCマクラギ、締結装置についても実物を使用している。バラスト流出防止工については、最も試験条件が厳しいバラスト高さ800mmとなる市販のNNT-500型にH-500型を組み合わせた構造を採用している。

実験ケースは表-4に示す3ケースである。入力波形はL2地震動（スペクトルII）と、一般的に加振時間が長くかつ長周期が卓越する地震動を盛土が弱点とすることから、その特徴を模擬したL2地震動（スペクトルII）を超えるレベルであるL3地震動の2種類の波形を用いている。入力波形を図-11に示す。なお、各実験ケースにおける入力波形には、普通地盤に相当するG3地盤の地表面地震動を盛土のFEMモデルに入力することによって算出された、盛土天端での応答加速度波形を用いている。CASE1、2とCASE3の違いは図-12に示すバラスト肩の充填の有無である。計測項目は大きく分けて計器を用いた加速度、変位、耐震バラスト流出防止工にかかる土圧の他、加振前後に計測する道床バラスト横抵抗力の4種類である。計器配置を図-13、計測項目を表-5に示す。

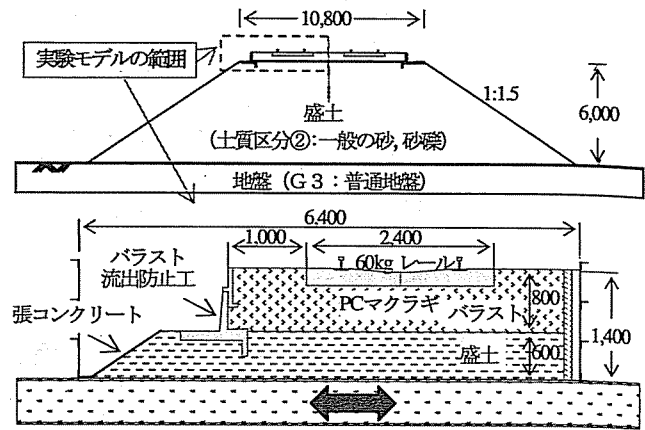
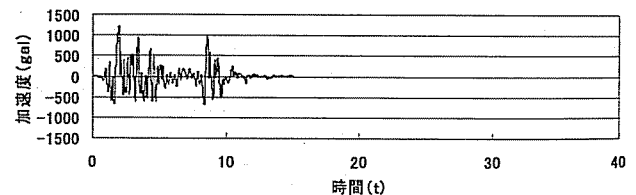


図-10 実験モデル

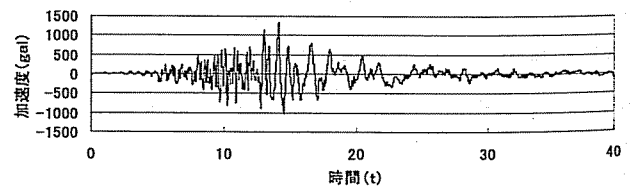
表-4 実験ケース

ケース	入力波形		バラスト肩
	地震動	最大加速度 <sup>※</sup>	
CASE1	L2 地震動 (II)	1220gal	充填有り
CASE2	L3 地震動	1340gal	充填有り
CASE3	L3 地震動	1340gal	充填無し

※FEMにより算出した盛土天端における加速度応答波形

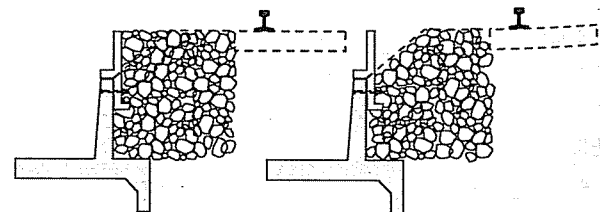


a) L2 地震動 (スペクトルII)



b) L3 地震動

図-11 入力波形



a) 充填有り b) 充填無し

図-12 バラスト肩の充填の有無

表5 計測項目

計測項目	設置場所	数量
加速度 (水平、上下)	コンテナー底面	2
	盛土天端	2
	道床バラスト天端	2
	マクラギ	2
	バラスト流出防止工床板	2
	バラスト流出防止工天端	2
	(計)	12
変位 (水平、上下)	マクラギ端部 (左)	2
	マクラギ端部 (右)	2
	バラスト流出防止工床板	2
	バラスト流出防止工天端	2
	(計)	8
土圧	バラスト流出防止工床板	3
	バラスト流出防止工側壁	3
	バラスト流出防止工突起部	3
	(合計)	9

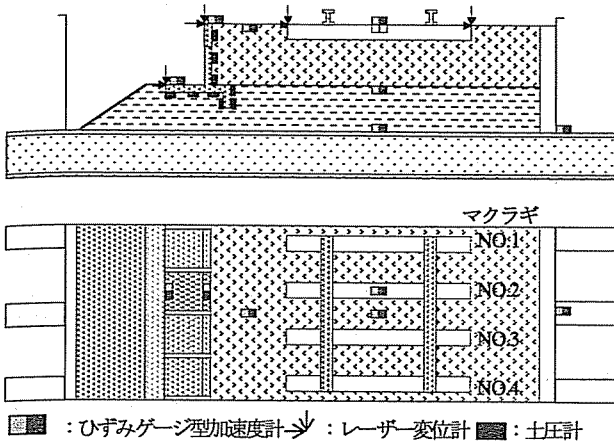


図13 計器配置

5.3 実験結果

(1) 加振後の道床バラストの変状

今回の実験では、L2地震動あるいはL3地震動という大きな入力波形であったにもかかわらず、耐震バラスト流出防止工が転倒することは無く、滑動についても僅かであった。そのため、バラスト流出防止工が無い既往の研究<sup>19)</sup>で観察された加振後の著しい道床バラストの変状は、CASE1, 2ではほとんど見られなかった。加振中に表層部のバラストが若干流動化する傾向があり、加振後僅かにマクラギ端部に透きが生じたものの、心配されるような大きな軌道変状は生じなかった。

CASE3については、バラスト肩の充填が無いため、バラスト肩の崩落とそれに伴う加振中の表層部のバラストの流動化が観察されたが、耐震バラスト流出防止工の高上げ部のおかげで、マクラギ端部が露出するまで変状することは無かった(写真3)。模型中央付近のマクラギNO.2位置における加振前後の道床バラストの変形状態の差を図14に示す。

(2) 振動特性と残留変形

耐震バラスト流出防止工と道床バラスト(マクラギ)の振動特性と残留変位(水平方向)を図15に示す。図15より軌道変形と密接に関連するマクラギの残留変位は、CASE1のL2地震動よりCASE2のL3地震動の方が大きくなる傾向にあることが分かる。また、バラスト肩を充填しないCASE3は最も残留変位が大きくなる事が分かる。耐震バラスト流出

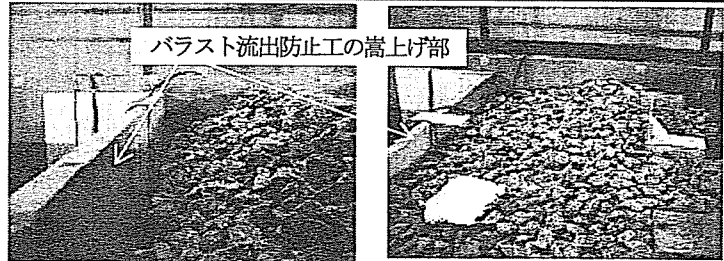


写真3 CASE3の加振前後におけるバラスト肩の変形状態

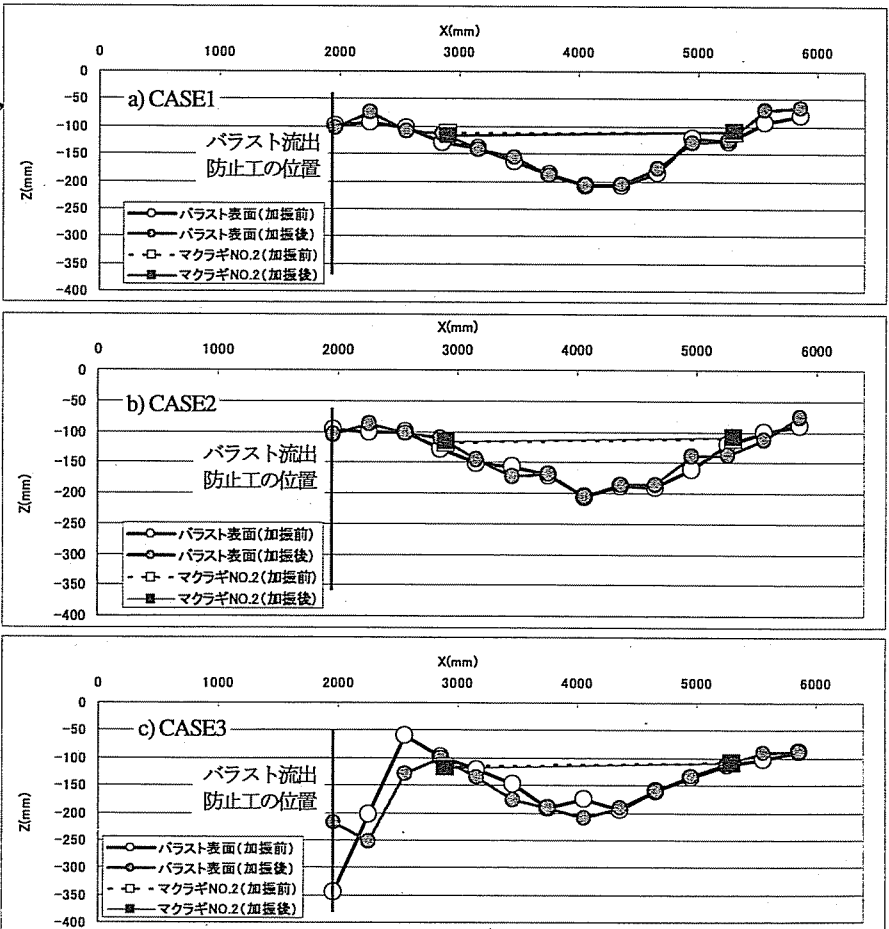


図14 加振前後の道床バラストの変形状態

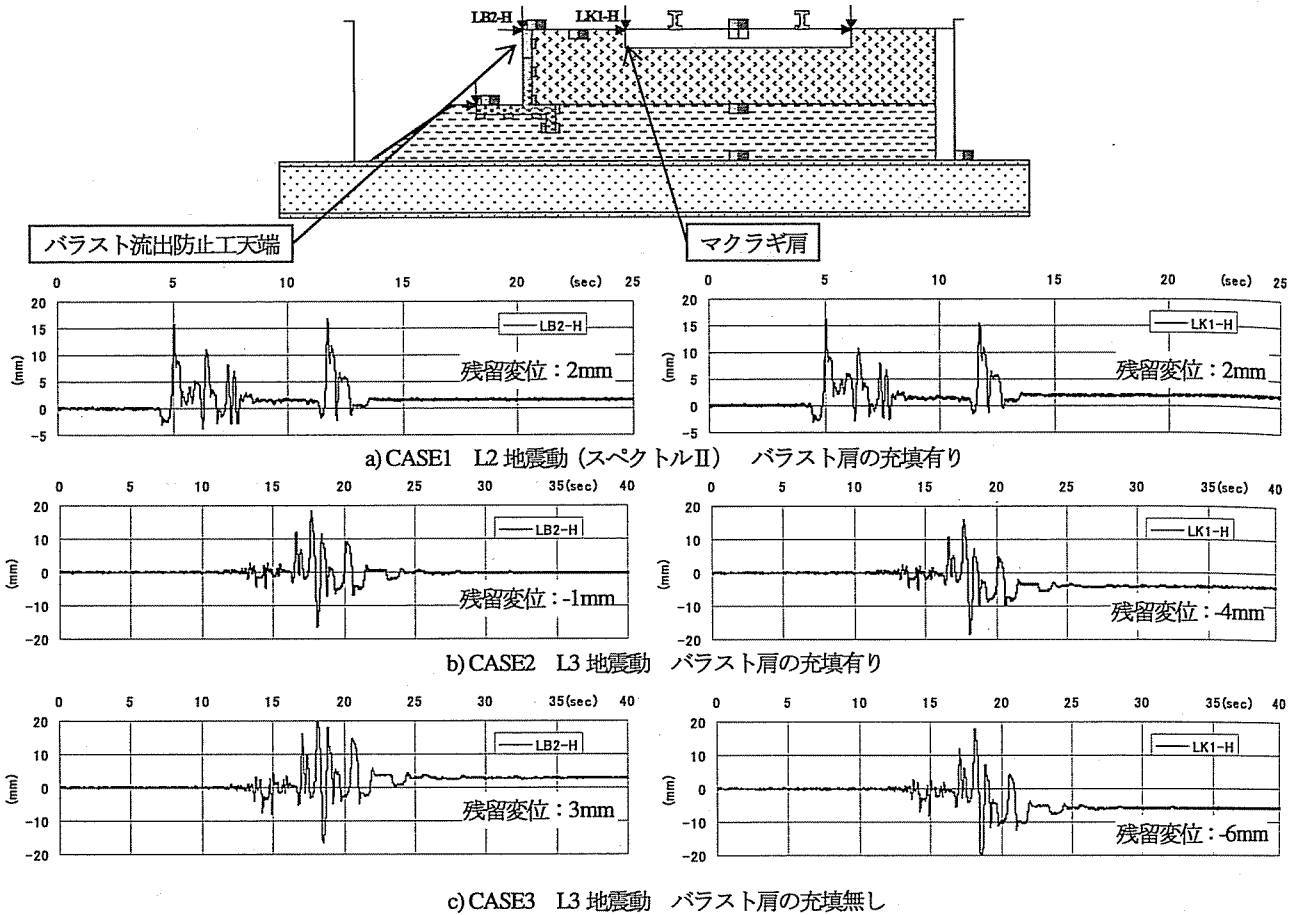


図-15 耐震バラスト流出防止工と道床バラスト（マクラギ）の振動特性と残留変位（水平方向）

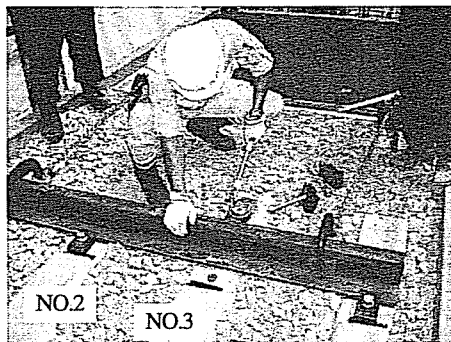


写真4 道床バラスト横抵抗力の測定状況

防止工とマクラギの振動特性については、CASE1 では耐震バラスト流出防止工とマクラギがほぼ同様の動きをしているのに対し、CASE2、そしてCASE3 では波形の後半あたりから耐震バラスト流出防止工とマクラギの揺れ方に差が生じている。その傾向はCASE3 で特に顕著に表れており、耐震バラスト流出防止工とバラスト肩の間をバラストで充填することが、軌道変形対策の効果を発揮するために特に重要であることを示唆している。

### (3) 道床バラスト横抵抗力

東海道新幹線は走行安全性と乗心地の確保、軌道保守周期の延伸、並びに騒音・振動抑制の観点から、ロングレールが採用されている。基本的に1本の長さが200m以上のものをロングレールというが、東海道新幹線の現場では1本の長さが数キロオーダーのレールが敷設されている。ロングレールは酷暑期等のレール高温時に、致命的な大事故につながるレールの張出しが生じる危

表-6 加振前後の道床バラスト横抵抗力

実験ケース		道床バラスト横抵抗力 kgf (kN)		
		NO.2	NO.3	平均値
CASE1	加振前	1,550 (15.2)	1,550 (15.2)	1,550 (15.2)
	加振後	1,800 (17.7)	1,450 (14.2)	1,625 (15.9)
CASE2	加振前	1,550 (15.2)	1,600 (15.7)	1,575 (15.4)
	加振後	1,300 (12.7)	1,500 (14.7)	1,400 (13.7)
CASE3	加振前	1,400 (13.7)	1,450 (14.2)	1,425 (14.0)
	加振後	1,000 (9.81)	1,100 (10.8)	1,050 (10.3)

険性があることから、道床バラスト横抵抗力により管理がなされている。道床バラスト横抵抗力は、マクラギ1本の横移動量が2mmの時の圧力値で、マクラギ1本あたり1,100kgf (10.8kN)以上と規定されている。今回、測定には実際に現場で用いられている道床抵抗測定器を使用し、模型中央付近のマクラギNO2, 3の平均値により加振前後の道床横抵抗力を比較した(写真4)。

加振前後の道床バラストの横抵抗力の結果を表6に示すが、道床バラスト横抵抗力はCASE1のL2地震動より入力の方が大きいCASE2のL3地震動の方が、加振後に低下する傾向にあることが分かる。また、バラスト肩を充填しないCASE3は最も道床バラスト横抵抗力が低下し、規定値を下回ることが分かる。これらの結果は耐震バラスト流出防止工とマクラギの残留変位（水平方向）と同様の傾向である、また、耐震バラスト流出防止工とバラスト肩の間をバラストで充填することが、軌道変形対策として同じく重要であることが分かる。



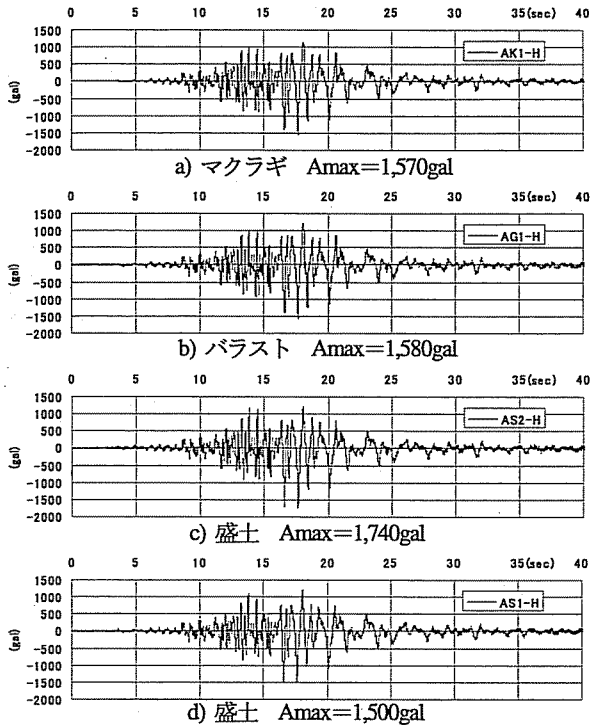
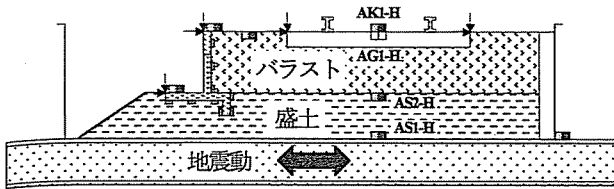


図-16 CASE2の加速度応答（水平方向）の振動特性と残留変位（水平方向）

#### (4) 加速度応答

代表例として、CASE2の加速度応答（水平方向）を図-16に示す。この図から、盛土に入力された地震動は上部に伝わるにつれて、加速度が1740galと増幅される傾向にあるのに対し、バラストに入力された段階で1580galに減衰されることが分かる。バラスト内にあるマクラギについても同様に減衰された1570galである。この結果はCASE1でもほぼ同様の結果となっており、バラストによる地震動に対する減衰効果が期待できることが分かる。なお、CASE3については加振中の表層部のバラストの流動化が大きく、バラスト上部の加速度計が飛んでしまったため、正確な値を測定することができなかった。

#### (5) 耐震バラスト流出防止工に作用する土圧

代表例として、CASE1の土圧を図-17に示す。なお、EP-8の土圧計はCASE1の測定初期からの不具合で計測が不能であった。この図から、バラスト側のブロック床板下端（EP-6, 7）並びに突起の内側（EP-5）の土圧計で大きな土圧が生じていることが分かる。この結果は耐震バラスト流出防止工を現地で敷設する上で重要な問題提起をしており、耐震バラスト流出防止工の転倒並びに滑動を防止し、軌道変形抑制の十分な効果を得るためには、敷設時にこの部分の盛土をしっかりと締め固める必要があること、場合によってはセメントミルク等により空隙充填する必要があることを示唆している。

耐震バラスト流出防止工の土圧計の位置

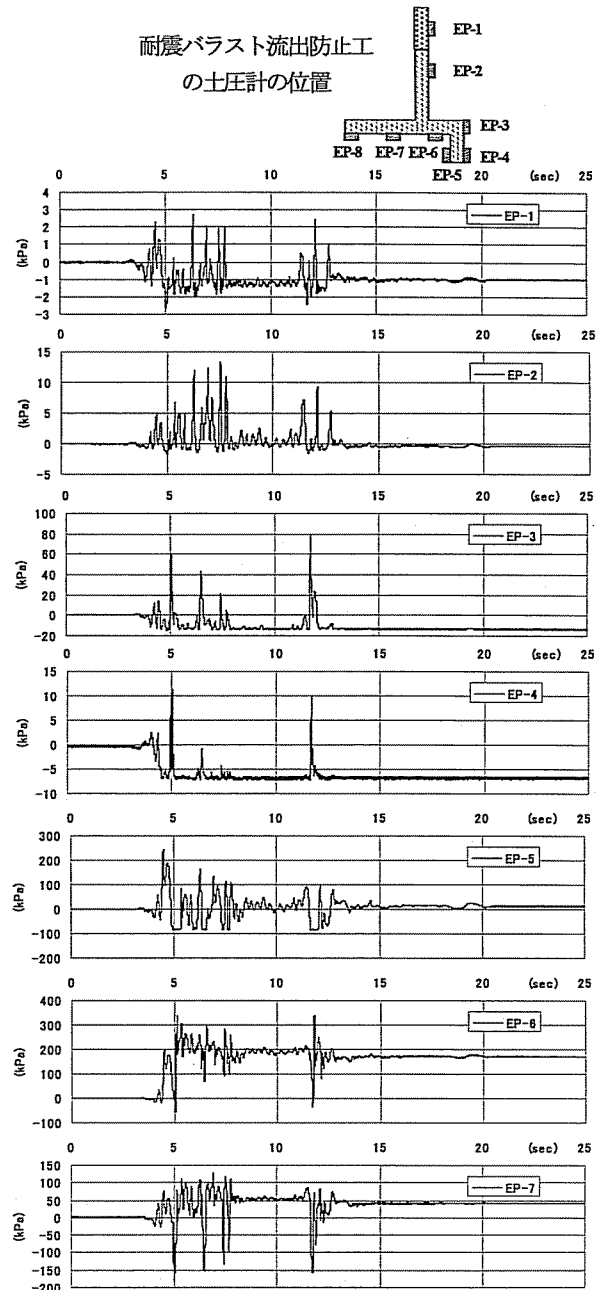


図-17 CASE1の土圧

## 6. 結論

本研究は傾斜基盤上の盛土の耐震評価の検討、並びに新たに提案した耐震バラスト流出防止工による補強対策の検討を行った。それぞれに対し得られた知見は主に以下のとおりである。

#### 傾斜基盤上の盛土の耐震評価の検討

- (1) 過去の地震による盛土の被災事例を調査したところ、被災が最も多く見られたのは軟弱地盤上の盛土であったが、その他特に傾斜基盤上の盛土で、大規模なすべり崩壊が多く生じていることが分かった。それは傾斜基盤面と表層軟弱地盤との間の境界面をすべり面として崩壊するもので、大きいもので1400cmもの沈下をしたものがあった。

- (2) 傾斜基盤上の盛土には、両盛型と片盛片切型の2種類あり、そのうち、片盛片切型の方が、盛土基底部に水みちがでやすくなるため、被災規模は若干大きくなる。中越地震でも片盛片切の盛土で被災が発生している。
- (3) 傾斜基盤の角度が10度以上であると被災しやすい傾向にある。10度以上の傾斜基盤を要注意箇所の判定基準と定めた。
- (4) 傾斜基盤の角度の算定方法として、柱状図、地質縦断面図、地質平面図により行うという非常に簡便な手法を考えた。その際、著者らが開発済の情報支援システム(GIS)の活用が有効であった。さらに、要注意箇所として抽出された傾斜基盤の情報を情報支援システムに新たに加え、管理することとした。

#### 耐震バラスト流出防止工による補強対策の検討

- (5) 盛土の変形は僅かだが、バラストの流出・沈下に伴い軌道変形が発生するような事象に対して、耐震バラスト流出防止工が効果的であることを大型振動台実験により確認した。特にL2地震動あるいはL3地震動という大きな地震動であったにも関わらず、耐震バラスト流出防止工は軌道変形対策として十分な効果を発揮することが分かった。
- (6) 耐震バラスト流出防止工はマクラギを含む軌道の残留変形抑制に効果があることが分かった。特に耐震バラスト流出防止工とバラスト肩の間をバラストで充填し表層部のバラストの流動化を抑えることが、残留変形の抑制および地震時の道床バラスト横抵抗力を確保する上で、さらに必要である。
- (7) バラストによる地震動に対する減衰効果が明らかとなった。バラスト軌道はスラブ軌道に対して耐震性に劣ると言う意見もあるが、減衰効果の点からは一概にそうとは言いきれないことは明らかである。
- (8) 耐震バラスト流出防止工の転倒並びに滑動を防止し、軌道変形抑制の十分な効果を得るためには、敷設時にバラスト側のブロック床板下端並びに突起の内側部分の盛土をしっかり締め固める必要があることが分かった。場合によってはセメントミルク等により空隙充填することも必要である。

#### 参考文献

- 1) 野沢大三：新幹線盛土構造物の耐震強化に関する研究，鉄道技術研究報告，No.1304，1986.3.
- 2) 那須誠：東海道新幹線盛土の液状化対策，基礎工，Vol.12，No.7，pp.64-68，1980.7.
- 3) 金口義胤，弥勒綾子，大木基裕，澤田亮：液状化時における盛土の沈下対策に関する検討，第39回地盤工学研究発表会，pp.1303-1304，2004.7.
- 4) 永尾拓洋，阪本泰士，関雅樹，佐藤清：合理的な盛土の液状化対策工法に関する研究，土木学会第60回年次学術講演会，III-130,131，2005.9.
- 5) 日本鉄道施設協会：鉄道土木構造物耐震強化の研究，1979.3.
- 6) レベル2地震動による液状化，土木学会/地震工学委員会/レベル2地震動による液状化研究小委員会，pp.136，2003.
- 7) 永尾拓洋，関雅樹，佐藤清：液状化による盛土の堤体破壊に関する検討，第40回地盤工学研究発表会，pp.1303-1304，2004.7.
- 8) 国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，1999.10.
- 9) 黒瀬他，液状化地盤上の盛土の変形特性に関する動的遠心模型実験，第38回地盤工学研究発表会，2003.7.
- 10) 阪本泰士，関雅樹，永尾拓洋，伊藤義人：鉄道盛土の耐震補強箇所選定のための情報支援システムの構築とその利用，構造工学論文集，Vol.51A，1093-1102，2005.3.
- 11) 土木学会地震工学委員会：高地震力に対する土構造物の耐震設計法に関する研究報告，2000.9.
- 12) 谷口善則，相沢文也，矢島敦：新潟県中越地震による鉄道盛土の被害および復旧，第40回地盤工学研究発表会，1060，2005.7.
- 13) 第一建設工業株式会社：新潟県中越地震の復旧奮闘記，2005.5.
- 14) 池上邦信，家田仁，花輪匠太郎，神野希嘉：バラスト止ブロックの性能試験とその設計について，鉄道線路，30-8，pp.461-466，1982.8.
- 15) 関根悦夫，石川達也：地震時における有道床軌道の変形挙動，鉄道総研報告，Vol.19，No.2，2005.2.

(2005年9月10日受付)