

# 施設研究 ニュース

No. 428 2026.4. 1

公益財団法人 鉄道総合技術研究所 施設研究ニュース編集委員会

## 路線全体の橋りょう・高架橋群の効率的な地震シミュレーション

### 1. はじめに

耐震補強等の地震対策を検討するためには、路線全体の構造物群の地震シミュレーションを実施し、想定される被害や路線内の相対的な弱点箇所を把握することが有効です。鉄道総研では、路線全体の地震シミュレーションツールとして「鉄道地震災害シミュレータ<sup>1)</sup>」を開発しており、路線の耐震性能評価や被害想定等に活用しています。一方、シミュレーションに用いる解析モデルの構築には、部材の寸法や内部鉄筋等の多数の構造物情報が必要であり、情報の取得作業がシミュレーションを実施する際のボトルネックとなるケースが散見されます。

そこで、より効率的な地震シミュレーションを目的として、効率的な精度向上のための情報取得の優先度評価法と、優先度の高い情報を点群等から自動抽出する手法を開発したので報告します。

### 2. 効率的な精度向上のための情報取得の優先度評価法

情報の取得に要する作業量と地震時挙動への影響を踏まえて、情報の取得優先度を定量評価する手法を開発しました(図1)。これにより、作業量が少なく地震時挙動への影響が大きい情報ほど、取得によって地震時挙動の推定精度を効率的に向上可能なため、優先度が高いと判断できます。1柱1杭形式の1層ラーメン高架橋を対象とした結果を図2に示します。図の横軸は各情報を図面から目視で取得する時間、縦軸は各情報が一般的な範囲で変化した場合の振動特性の変動の大きさです。図より、相対的に左上に分布する「構造高さ」、「地盤条件」、「径間長」、「杭長」、「柱の断面幅」等の取得優先度が高いと判断できます。

### 3. 優先度の高い情報の効率的な取得手法

従来は図面の目視で行っていた情報の取得作業を効率化するために、部材寸法や鉄筋情報を自動抽出する2つの手法を開発しました。1つは点群計測による部材寸法の

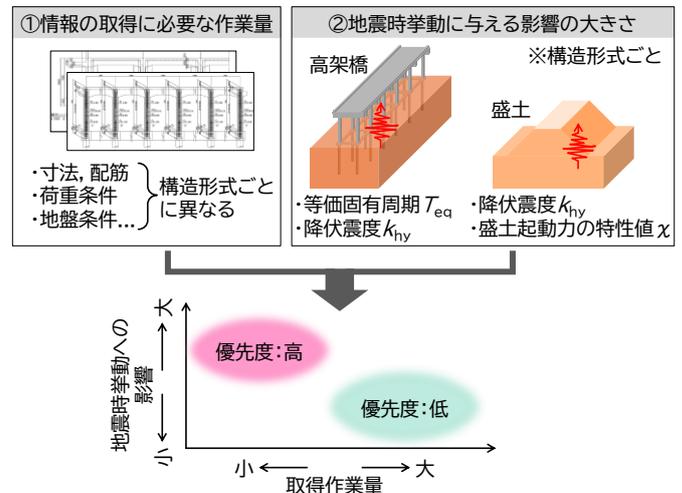


図1 情報取得の優先度評価法の概要

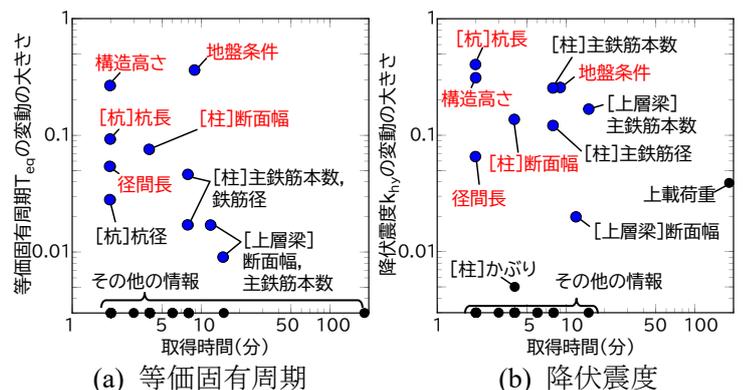


図2 取得優先度の評価結果

(1柱1杭形式の1層ラーメン高架橋)

自動抽出<sup>2)</sup>です。取得した構造物の点群に対して、周辺の建物や樹木等のノイズを除去し、主成分分析によって柱や梁部材を自動認識します。これに直方体フィッティングを適用することで寸法を自動計測します。その結果、柱の部材幅やスパンを平均誤差3%の精度で計測できました(図3)。

もう1つは鉄筋情報の推定手法です。この手法では、構造物の寸法と設計年代の情報のみから、当時の設計基準を満足する鉄筋強度や鉄筋量の組み合わせを複数ケース推定します(図4)。実構造物へ適用した結果、部材の降伏曲げモーメント、降伏曲率に着目すると、全ケースの最大の誤差はそれぞれ3%、15%であり、全ケースの平均の誤差は両方で1%と非常に高い精度で推定できました(図5)。

#### 4. 手法の有効性検証

1層ラーメン高架橋を対象として、図2の青色でプロットした情報を点群からの寸法計測、鉄筋情報の推定手法を活用して取得し、その情報から解析モデルを構築して地震応答解析を実施しました(図6)。なお、開発手法では取得した寸法、鉄筋情報は誤差を網羅的に設定し、地震応答値も複数の結果が得られています。各結果の時刻ごとの平均値では、全情報を図面から目視取得した場合(正解値)と比較して、最大応答変位を誤差6%の精度で推定できました。また本検討の場合、従来の20%の作業時間で情報取得から地震シミュレーションまで実施することができます。

#### 5. おわりに

今後、開発手法のさらなる効率化・高精度化に取り組む予定です。本研究の一部は、内閣府総合科学技術・イノベーション会議の戦略的イノベーション創造プログラム(SIP)第3期「スマートインフラマネジメントシステムの構築」JPJ012187(研究推進法人:土木研究所)によって実施されました。

#### 参考文献

- 1) 本山ら：鉄道地震災害シミュレータの開発，鉄道総研報告，Vol. 30，No. 5，pp. 5-10，2016
- 2) 高橋ら：空間グリッド分割を用いた3次元LiDARセンサによる鉄道橋りょうの自動寸法計測手法，電気学会 リニアドライブ/交通・電気鉄道合同研究会-2，pp. 37-42，2026

執筆者：鉄道地震工学研究センター 地震応答制御研究室 小野寺周  
 担当者：鉄道地震工学研究センター 地震応答制御研究室 坂井公俊，野口岳輝  
 情報通信技術研究部 画像解析研究室 高橋宏侑

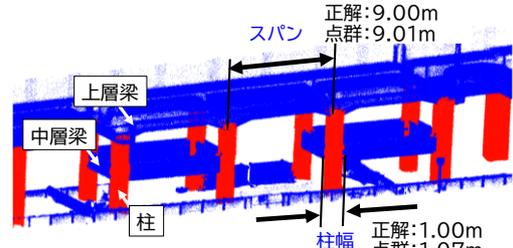


図3 点群計測による寸法の自動抽出

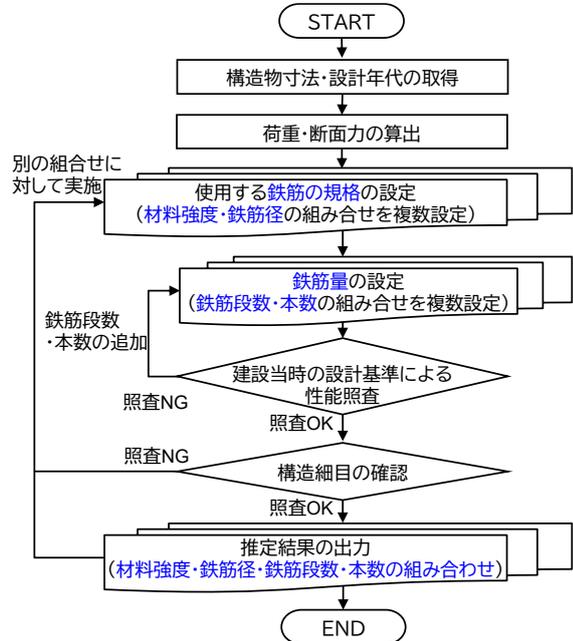


図4 鉄筋情報の推定手法の概要

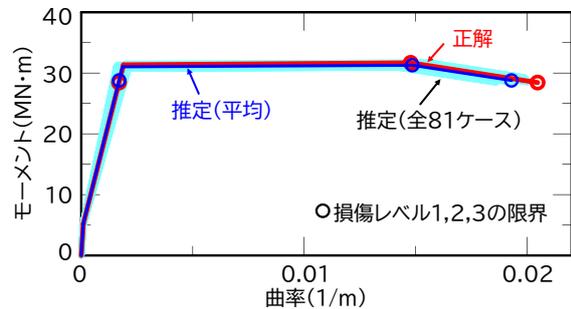


図5 部材の非線形特性の推定結果

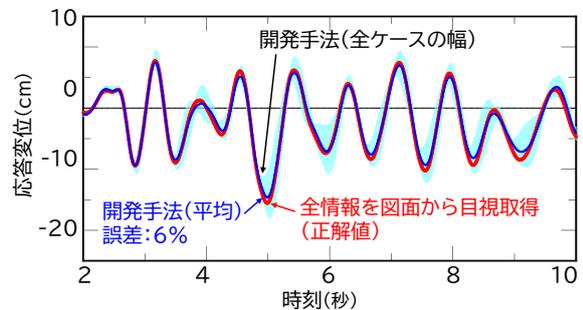


図6 抽出情報を用いた地震応答解析結果

# 大型土のうを本設利用する被災盛土の早期復旧法

## 1. はじめに

降雨や地震などにより盛土が被災した際には、その機能の速やかな回復を目的に、図1に示す大型土のうを用いた従来復旧法が行われる場合があります。大型土のうによる盛土復旧は本復旧時に大型土のうの撤去を要し、列車の運行を抑止せずに施工することから列車防護工等により工事費や工期が増大する課題があります。

そこで、大型土のうを本設利用することで、工事費を抑制しつつ、早期の復旧完了に有効な被災盛土の復旧法（図2）を開発しました。本稿では提案復旧法について概説し、その性能確認試験として実施した降雨実験および振動台実験について報告します。また、従来復旧法と提案復旧法の工事費および工期の比較結果を紹介します。

## 2. 提案復旧法の概要

従来復旧法と同様に、提案復旧法では大型土のうにより被災箇所を修復した後に、暫定的な列車の運行再開を可能とします。その後の本復旧では大型土のうの撤去を上部のみに留めて、その前面に腹付け盛土を構築します。提案復旧法では、列車防護工を行わずに大型土のうを撤去することを想定しています。

提案復旧法は、被災前と同等以上の性能を確保することを目的としており、L2地震動（建設地点で想定される最大級の地震動）を対象とした耐震補強には別途検討を要します。応急復旧時には大型土のうの下部に砕石を敷設することで、排水性の向上に伴う耐降雨性を確保しました。また、地震時には上部の大型土のうが大きく揺動する挙動が確認されたことから、上部土のうの撤去および前面に腹付け盛土を構築することで、一定の耐震性を確保する構造としました。

## 3. 性能確認試験の概要

提案復旧法の耐降雨性、耐震性を把握することを目的に、降雨実験および振動台実験、列車走行を模擬した繰返し載荷試験を実施しました。ここでは、1/10スケールの盛土模型を用いた降雨実験および振動台実験について概説します。

降雨実験の概要と実験時の外観を図3に示します。降雨実験では、大型土のうが盛土内からの排水を阻害することを想定して、モルタルで構築した不透水の土のう模型を用いて復旧構造を再現し、大型土のう下に敷設する砕石の有無を変えて降雨および背面からの浸透水を作用させました。従来復旧法を想定したケース1：砕石なしでは累積雨

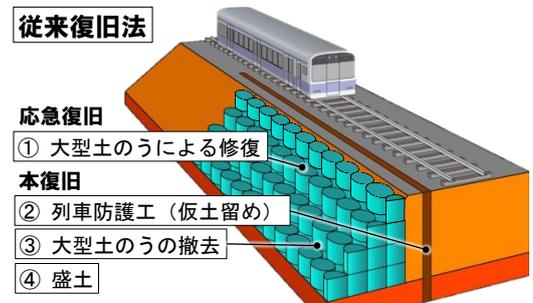


図1 大型土のうを用いた従来復旧法の概要

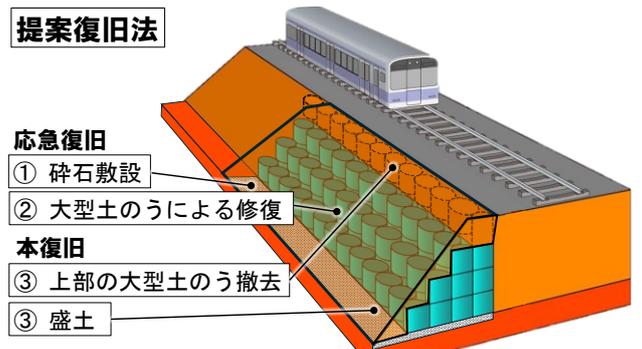


図2 大型土のうを本設利用する提案復旧法の概要

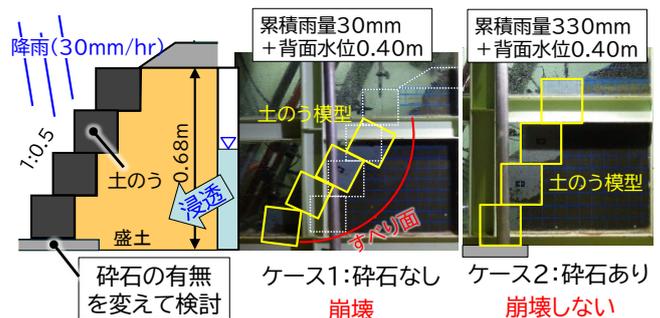


図3 降雨実験の概要と実験時の外観

量 30 mm および背面水位 0.40 m の条件下で盛土内にすべりが生じて崩壊に至りましたが、ケース 2：碎石ありでは累積雨量 330 mm および背面水位 0.40 m であっても崩壊に至らず、碎石の敷設による耐降雨性の向上が確認されました。

振動台実験では、提案復旧法を模擬した高さ 0.60 m の盛土模型の上部土のうの撤去の有無を変えて、加振を行いました。図 4 に示す上部土のう撤去を行わなかったケース 1 では、地震時に上部の土のう模型の揺動に伴い覆土や背面地盤に損傷が生じましたが、上部土のうの撤去を実施したケース 2 (図 5) では目立った変状は見られませんでした。また、上部土のうを撤去することで、地震時ののり肩水平変位を抑制していることも確認されており、耐震性の向上が確認されました。

このような性能確認試験を実施して、提案復旧法の構造を決定しました。

#### 4. 工事費および工期の試算

高さが 5.0 m の盛土が延長 10.0 m にわたって崩壊した被害を想定し、従来復旧法および提案復旧法を採用した場合の工事費および工期を試算しました。提案復旧法の検討にあたり、L1 地震動に対して安定を満足する仕様を採用しました。

従来復旧法と提案復旧法の工事費・工期の比較を表 1 に示します。工事費は、直接工事費を対象に従来復旧法を 1.00 とした場合の提案復旧法の割合を総工事費率として整理しました。提案復旧法では、仮土留めを不要として大型土のうの撤去を限定的な範囲に留めることで、大幅な工事費の削減に貢献することが確認されました。また、工期については列車の運行再開が可能な応急復旧の仕様は従来復旧法と提案復旧法と同様であるため、両者の工期は 1.9 日と同様であります。一方、本復旧を含めた工事完了までの工期が提案復旧法の方が大幅に低減することが確認されました。

#### 5. おわりに

近年の激甚化する災害に対して、鉄道盛土の早期復旧に期待する大型土のうを本設利用する復旧法を提案しました。提案復旧法は一定の性能を確保できる一方で、施工時に碎石の敷設や一部の大型土のうの撤去を要します。そのため、現場条件によっては施工が困難な場合があり、碎石の敷設は排水パイプの打設等により、大型土のうの撤去は地山補強材による部分補強により代替できると考えられます。このように施工条件に合わせて、最適な仕様を検討することが肝要であります。

執筆者：構造物技術研究部 基礎・土構造研究室 佐藤武斗

担当者：構造物技術研究部 基礎・土構造研究室 松丸貴樹

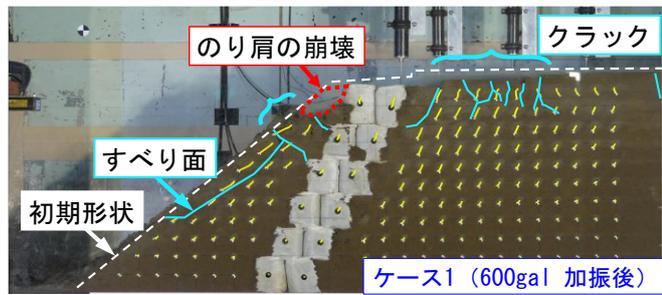


図 4 目標加速度 600gal 加振時の盛土模型の外観 (ケース 1 上部土のうの撤去なし)

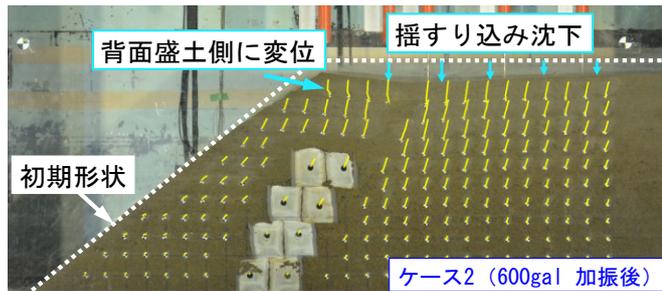


図 5 目標加速度 600gal 加振時の盛土模型の外観 (ケース 1 上部土のうの撤去あり)

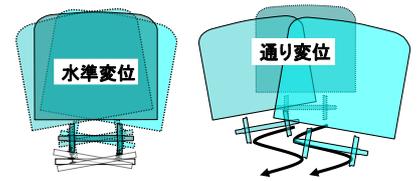
表 1 従来復旧法と提案復旧法の工事費と工期の比較

復旧工法	従来復旧法	提案復旧法
概要	<p>土のう撤去 鋼矢板打設</p>	<p>土のう撤去</p>
復旧概要	大型土のう:100袋 仮土留め:III型×50枚 腹付け盛土:140m <sup>3</sup>	大型土のう:100袋 腹付け盛土:140m <sup>3</sup>
総工事費率	1.00	0.14
工期	列車の運行再開	1.9 日
	工事完了	8.4 日
		2.7 日

# 軌道変位の新たな複合管理指標の検討

## 1. はじめに

軌道変位のうち、図1に示す複合変位（複合変位＝|通り変位±1.5×水準変位|）については、国鉄時代の昭和30～40年代にかけて頻発した2軸貨車の脱線事故の対策として、狩勝実験線での現車試験およびシミュレーションによって2軸貨車の走行特性に基づいて管理指標が定められました<sup>1)2)</sup>。そのため、現在運用されている2軸ボギー車両に対して必ずしも最適な指標とはなっていないことから、新たな複合管理指標への見直しが求められています。また、見直しに当たり、旅客車両の走行特性を考慮した指標とすることで、貨物列車走行線区以外における旅客車両の乗り心地向上を図れる可能性もあります。



水準と通りが同じ区間に、逆位相で、繰り返し存在すると、車両が共振して走行安全性が低下する。

＜複合変位の整備基準値＞

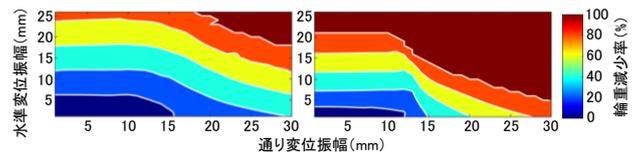
種別	変位の対象延長	対象の変位及び箇所数	
		変位量	変位箇所数
I種	80m	18mm	4箇所
II種	60m	21mm	3箇所
III種	30m	25mm	2箇所
IV種		35mm	1箇所

図1 複合変位の管理

そこで、コンテナ車モデルおよび旅客車モデルを用いた車両運動シミュレーションを実施し、新たな複合管理指標および管理値を検討したので紹介します。

## 2. 車両運動シミュレーション

現行の主要なコンテナ車モデルを用いた車両運動シミュレーションを実施しました。本シミュレーションでは、積載条件や走行速度、軌道変位波長、振幅、波数等を変化させながら、走行安全上の動的輪重減少率（以下、「輪重減少率」という。）の目安値80%となる逆位相の水準変位と通り変位の組み合わせを試算しました。図2に、シミュレーションの結果例を示します。同図は、波長15mの軌道変位を1波および3波入力した場合の輪重減少率の算出結果を示しています。このように入力条件を変化させながらシミュレーションを実施した結果、輪重減少率が大きくなるのは、中間積載・走行速度70km/h・軌道変位波長15m以下・軌道変位に周期性があるという条件でした。また、通り変位に比べて水準変位の方が輪重減少率への影響が大きい結果となりました。これは、従来の複合変位の算出式において水準に係数1.5を乗じることと考え方が合致していますが、現行のコンテナ車の走行特性を考慮した係数については検討の必要があると考えられます。



(a) 軌道変位1波入力 (b) 軌道変位3波入力  
図2 車両運動シミュレーションの結果例

## 3. 新たな複合管理指標案

図3に、車両運動シミュレーションの結果から、波長10m、12.5m、15mの軌道変位1波を入力した時の輪重減少率80%となる限度線を示します。また、図中の赤線は、これらの限度線の下限を下回るように設定した直線で、式(1)で表されます。

$$10\text{m 弦通り変位} - 1.8 \times \text{水準変位} = 41.5 \dots (1)$$

この式以下の値で管理すれば、輪重減少率80%を超えないものと考えられます。仮に本指標で管理値を設定する場合、安全率を持たせた値を設定する必要があります。ここでは従来の複合変位の制定時の考え方を参考に、補修までの余裕として式(1)に5mmの余裕を持たせた、式(2)で表される直線を図3に黒線で示します。

$$10\text{m 弦通り変位} - 1.8 \times \text{水準変位} = 36.5 \dots (2)$$

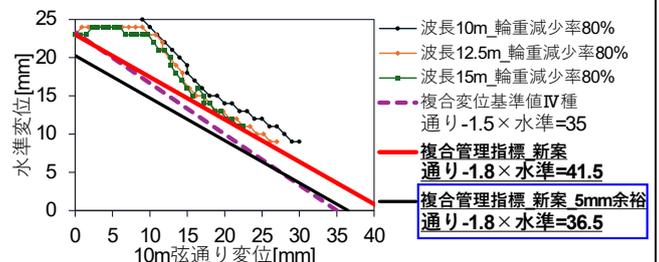


図3 複合変位基準値IV種に代わる管理指標案

この式を参考にすることで、現行のコンテナ車の走行特性を考慮した管理ができると考えられます。なお、図中に従来の複合変位のIV種の基準値に相当する線を紫色の破線で示しています。両線を比べると、水準変位については従来の基準値より厳しくなり、通り変位についてはやや緩和される可能性があります。

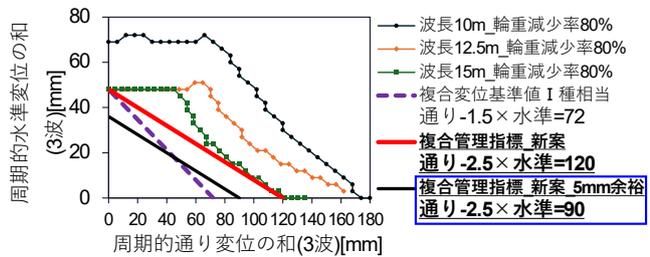


図4 複合変位基準値 I種に代わる管理指標案

次に図4に、軌道変位の周期性に着目した管理指標案を示します。同図には、波長10m、12.5m、15mの周期的軌道変位(3波)<sup>3)</sup>を入力した時の輪重減少率80%となる限度線と、これらの下限を下回るように設定した直線を示しており、この直線は式(3)で表されます。

$$\text{周期的通り変位} - 2.5 \times \text{周期的水準変位} = 120 \dots (3)$$

図3と同様に、式(3)以下で管理すれば、輪重減少率80%を超えないものと考えられます。仮に本指標で管理値を設定する場合、安全率を持たせた値を設定する必要があります。式(1)および式(2)と同様に、補修までの余裕として式(3)に5mmの余裕を持たせた、式(4)で表される直線を図4に黒線で示します。

$$\text{周期的通り変位} - 2.5 \times \text{周期的水準変位} = 90 \dots (4)$$

併せて図4には、従来の複合変位のI種の基準値に相当する線として、18mmの複合変位が4箇所存在した場合を想定して、図中に紫色の破線で示しています。両線を比べると、水準変位については従来の基準値より厳しくなり、通り変位については緩和される可能性があります。

#### 4. 旅客車の乗り心地も考慮した複合管理指標案

コンテナ車の走行安全性向上に加えて、旅客車の乗り心地向上も図れる複合管理指標の検討のため、現行の主要な旅客車モデルのシミュレーションを実施しました。本シミュレーションでは、急曲線での走行を想定して、走行速度70km/h条件で左右動揺の全振幅が2.45m/s<sup>2</sup> (0.25g)となる逆位相の水準変位と通り変位の組み合わせを試算しました。図5および図6に、3章と同様に、左右動揺2.45m/s<sup>2</sup>となる限度線の下限を下回るように設定した管理指標案を緑点線で示します。図5を見ると、黒線と緑線が交差しており、両線を超過しないような、黄色塗りで示した範囲で水準変位および通り変位を管理することで、コンテナ車の走行安全性と旅客車の乗り心地をともに良好に維持できると考えられます。

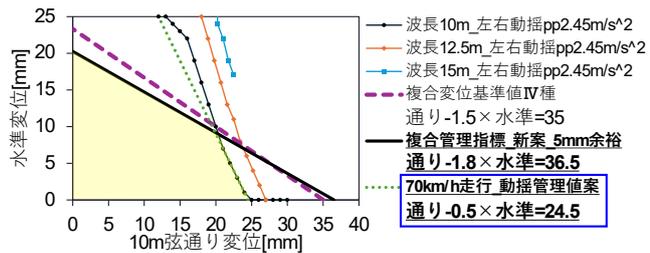


図5 乗り心地も考慮した複合管理指標案 (1波)

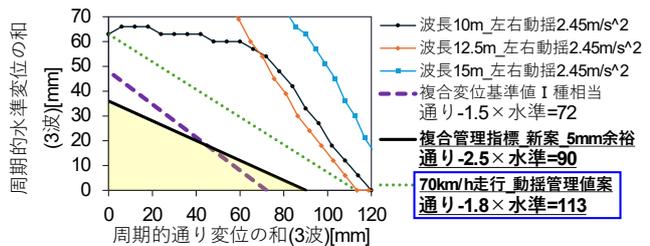


図6 乗り心地も考慮した複合管理指標案 (3波)

#### 5. おわりに

本稿では、現行の主要なコンテナ車および旅客車の車両特性を考慮した複合管理指標を提案しました。今後は、提案した指標の適用範囲(曲線半径やカント等)の検討を進めます。

#### 参考文献

- 1) 宮本利光, 渡辺偕年: 線路, 山海堂, 1980.7
- 2) 佐藤吉彦, 梅原利之: 線路工学, 日本鉄道施設協会, 1987.7
- 3) 坪川洋友: 車両の振動特性を考慮した水準変位管理手法, 新線路, Vol.73, No.11, pp.27-29, 2019.11  
 執筆者: 軌道技術研究部 軌道管理研究室 吉田尚史  
 担当者: 軌道技術研究部 軌道管理研究室 坪川洋友

# ドリル掘削抵抗および弾性波速度に着目した 岩斜面の劣化度調査手法

## 1. はじめに

鉄道沿線の切土のり面に施工されたのり面工（吹付モルタル工・張コンクリート工）では経年に伴う背面地山の劣化等を原因として変状や崩壊が発生することがあります。そこで鉄道総研では、のり面工背面地山の強風化による土砂化の程度やその深度などを把握する手段として、簡易動的コーン貫入試験を応用した「自由打撃簡易貫入試験」を開発していますが、同貫入試験では適用限界を超えるやや硬質な風化岩の地山の劣化度を把握することは難しいという課題がありました。そこでやや硬質な風化岩を対象として、ドリル掘削抵抗および弾性波速度に着目した劣化度調査手法を開発しました。

## 2. SE-VP 試験の概要

開発した調査手法「SE-VP 試験」は以下で説明する SE 試験と VP 試験を組み合わせたものです。SE 試験（図 1）は、人力で運用可能なハンマードリルを用いてのり面工表面から地中に向けて、ある一定の押付け力  $p$  (N) で掘削し、その際のドリルの掘削深度  $d$  (m) あたりの実消費電力量  $W_{act}$  (J) を把握するものです。実消費電力量  $W_{act}$  とは、ドリルによる地山掘削に要した全エネルギー  $W_{total}$  からドリルの空回しにより消費するエネルギー  $W_{loss}$ （事前の検定でデータ取得）を差し引いた値であり、のり面工および地山掘削におけるドリルの掘削抵抗のみに関わる実消費電力量  $W_{act}$  を試験の評価値として採用します。ハンマードリルのドリルビット径は  $\phi 25\text{mm}$ 、ドリルの最大延長は 1.0m であり（最大掘削深度 1.0m）、掘削深度  $d$  とドリルビット断面積  $A$  の関係から掘削体積  $V(\text{m}^3)$  が算出され、実消費電力量  $W_{act}$  を削孔体積  $V_{se}(\text{m}^3)$  で除した値が掘削体積比エネルギー  $SE$  ( $\text{J}/\text{m}^3$ ) となります。この  $SE$  は地山の性状が硬質であるほど値が増加すると想定されます。

VP 試験（図 2）は、PS 検層を小型化したもので、のり面工および背面地山をハンマードリル（直径 25mm）にて削孔後、孔内の底部および地表面に加速度計を配置します（最大探査深度 1.0m）。もう一つの加速度計を地表（のり面工）に接着させ、加速度計を配置後、ハンマーを用いて地表を打撃します。地表面および孔内底部に設置した加速度計が感知した加速度波形の初期の立ち上がり（初動点）の時間差  $\Delta t$  と加速度計設置深度  $L$  の関係から、弾性波速度（P 波） $V_p$  ( $=L/\Delta t$ ) を算出します。この  $V_p$  は地山に空隙等が介在すると値が顕著に低下すると想定されます。なお、現地試験においては、同一のり面の加速度計設置深度  $L$  を変えた試験を複数回実施し、地山の平均的な弾性波速度  $V_p$  を取得することを推奨します。

SE-VP 試験の結果と地山の状態との関係性を把握することを目的として、状態の異なる花崗岩と砂岩、および人工的な風化ならびにき裂を模擬した供試体に対して SE-VP 試験（室内試験）と要素試験を実施

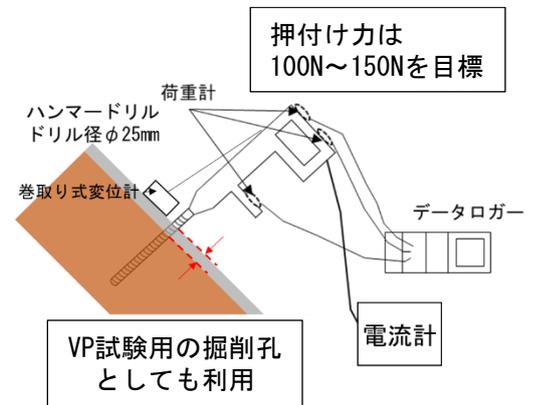


図 1 SE 試験の概要

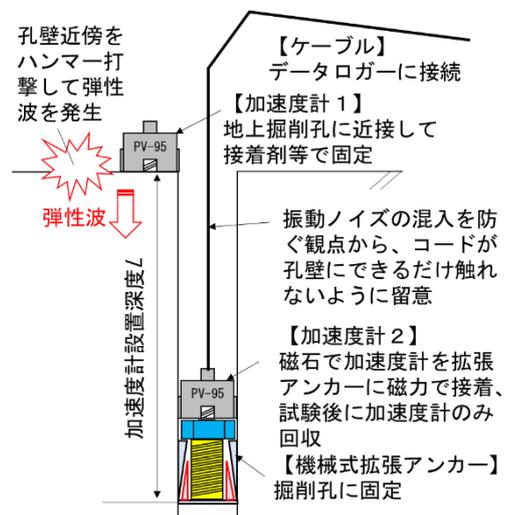


図 2 VP 試験の概要

し、供試体の一軸圧縮強度  $q_u$ 、弾性波速度  $V_p$  (P 波) と掘削体積比エネルギー  $SE$  との関係について整理しました (表 1)。SE 試験の押付け力  $p$  の管理基準値を 150N~250N とした場合の、模擬供試体の  $SE$  と一軸圧縮強度  $q_u$  の関係を把握し、また供試体内の亀裂 (供試体の切断部) の存在による急激な弾性波速度  $V_p$  の低下の傾向を確認しました。

表 1 室内試験による SE-VP 試験の結果一覧 (SE 試験条件:  $p=150\sim 250N$ )

CASE No.	供試体大分類	供試体小分類	自然岩 or 風化模擬岩	重量配合比(セメント配合する場合)			養生期間 (日)	湿潤密度 $\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	掘削体積比エネルギー $SE$ (MJ/m <sup>3</sup> )	一軸圧縮強度 $q_u$ (Mpa)	弾性波速度 $V_p$ (m/s)
				土質材料 (〇は砕石)	セメント (*付は早強)	水 W/(他材料)%					
1	花崗岩 (模擬風化花崗岩を含む)	花崗岩①	自然岩	-	-	-	-	2.57	704.20	99.9	2833
2		花崗岩②	自然岩	-	-	-	-	2.71	882.72	76.0	2148
3		花崗岩②(切断)	自然岩	-	-	-	-	2.71	882.00	-	1179
4		真砂土 +セメント	風化模擬岩	50	1*	7.5	3	2.06	80.95	0.2	1579
5		風化模擬岩	20	1*	4.8	3	1.92	123.49	1.7	2140	
6	砂岩 (模擬風化砂岩を含む)	砂岩	自然岩	-	-	-	-	2.47	1061.60	88.1	2897
7		砂岩(切断)	自然岩	-	-	-	-	2.47	508.84	-	1231
8		珪砂3号 +砕石 +セメント	風化模擬岩	20(20)	1*	2.4	3	1.85	67.45	1.2	2397
9			風化模擬岩	20(20)	3*	7	3	2.02	134.70	3.6	3225
10			風化模擬岩	20(10)	1*	3.2	3	1.66	81.78	1.1	2318
11			風化模擬岩	20(10)	3*	9.1	3	1.91	117.60	2.6	2746
12	軟岩模擬	標準モルタル	風化模擬岩	55	14	11.2	35	1.83	251.36	17.8	2632
13		低強度モルタル	風化模擬岩	201	25	6.6	35	1.69	86.81	9.7	2591
14		ソイルセメント	風化模擬岩	218	5	6.7	35	1.45	11.15	0.3	926

### 3. SE-VP 試験による地山劣化度の判定評価

室内試験および現地試験で実施した SE-VP 試験の結果を散布図として整理しました (図 3)。これらのデータを用い、主に現地試験の結果と変状の有無に基づいて、地山劣化度を判定する目安を提案しました。考え方として、基本的には  $SE$  が高いほど岩盤の母材の強度が高く、また  $V_p$  が高いほど岩盤に亀裂が少ないと評価します。すなわち、SE-VP 試験の結果が右上にプロットされるほど、現地の地山劣化度は小さく、左下にプロットされるほど劣化度が大きく土砂に近い性質を持つものと判定されます。ここではり面工の変状の有無をベンチマークとし、地山劣化度判定目安として、地山劣化度「大」は [ $SE \leq 40MJ/m^3$  or  $V_p \leq 600m/s$ ], 地山劣化度「小」は [ $300MJ/m^3 < SE$  and  $1,300m/s < V_p$ ], 地山劣化度「中」をこれらの中間領域に設定することを提案しています。

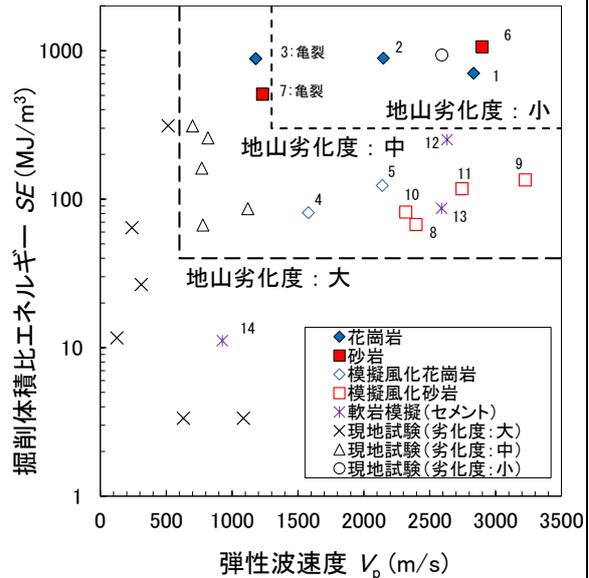


図 3 SE-VP 試験まとめ (室内試験・現地試験) 及び地山劣化度判定目安

### 4. まとめ

本研究では、のり面工背面の比較的硬質な風化岩等を対象として、簡易に劣化度を定量的に把握可能な現地試験として SE-VP 試験を開発し、現地試験結果に基づいて暫定的な地山劣化度判定目安を提案しました。今後は、様々なり面工でさらに現地試験データの追加取得し精度向上を図る予定です。

執筆者：防災技術研究部 地盤防災研究室 井上皓策

担当者：防災技術研究部 地盤防災研究室 高柳剛

編集委員会からのお知らせ:2014年度より施設研究ニュースの pdf テーマを鉄道総研HPに掲載しています。詳しくは、鉄道総研HPのトップページから[研究開発]⇒[研究ニュース]⇒[施設研究ニュース](<https://www.rtri.or.jp/rd/news/>)にアクセスしてください。

発行者：田中 博文 【(公財) 鉄道総合技術研究所 施設研究ニュース編集委員会 委員長】

編集者：上田 将司 【(公財) 鉄道総合技術研究所 軌道技術研究部 軌道構造研究室】