

鉄道盛土を対象とした地震時性能の効率的な把握のためのデータベース構築

坂井 公俊¹・鈴木 聡²・土井 達也³・小島 謙一⁴

¹ 正会員 鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)
E-mail: sakai.kimitoshi.36@rtri.or.jp

² 正会員 複合技術研究所 (〒160-0004 東京都新宿区四谷 1-23-6)
E-mail: suzuki@igi.co.jp

³ 正会員 鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)
E-mail: doi.tatusya.45@rtri.or.jp

⁴ 正会員 鉄道総合技術研究所 総務部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)
E-mail: kojima.kenichi.03@rtri.or.jp

延長の長い鉄道盛土の地震時性能を効率的に把握する手法の提案を行った。具体的には、予め多様な諸元の鉄道盛土に対して降伏震度等の情報を算出しデータベースとして保存する。実際の路線を対象とした評価を行う際には、高さ等の比較的容易に入手可能な情報を指標として、データベースから類似する結果を抽出することで路線全体の盛土の降伏震度等の推定、地震時の滑動変位量を算定し、これから各盛土の耐震性能、健全度等の判定を行う。提案手法によって設計計算の結果を適切に再現するとともに、盛土高さや降伏震度等の指標のみでは判定が困難であった耐震性能の差異を簡易かつ適切に把握可能であること等を確認した。本手法により、延長の長い鉄道盛土全体を対象とした地震に対する各種優先順位決定を簡易かつ適切に実施可能となる。

Key Words : *evaluation seismic performance, railway embankment, circular slip analysis, Newmark method*

1. はじめに

道路や鉄道のような線状に広がる社会インフラ設備の地震時性能を向上させるためには、耐震設計手法の高度化だけでなく、既設構造物の耐震性を効率的に向上させる対応も重要である。この時には、地震時に弱点となる箇所を適切に抽出、選定した上で、このような地点、構造物、部材から優先的に対策を施すことで、構造物全体としての地震時性能の効率的な向上が可能となる^{例えは1),2)}。しかしながら、道路や鉄道といった線状土木構造物は多種多様な構造が多数連なって構成されているため、何らかの簡易な手法によって各構造物の地震時挙動評価、耐震性能評価等を行うことも求められる^{例えは3)}。

こうした中で、盛土構造物に対しては、各箇所の耐震性能や地震に対する危険度を簡易に評価する手法の提案が多数行われている。例えば、地形や地盤条件、盛土の土質や構造に応じた点数付けを行うことで、崩壊形状の予測や対策の優先度を決定する方法^{例えは4),5),6)}、これらと

同様に盛土高さや表層地質分類によって一次評価を行った後に、残留変位量を簡易予測図から読み取る手法⁷⁾、盛土の降伏震度と地震動の大きさから変位量を推定する手法^{例えは8),9)}、耐震設計における変位量の算定手法として一般的に用いられているニューマーク法^{10),11)}の結果をより簡易に推定可能とした手法^{12),13)}等がある。筆者らも、網羅的なニューマーク法の結果を一般化することで、盛土の諸元（降伏震度、形状等）と地震の諸元（地震規模、震源距離等）といった限られた情報のみから滑動変位量を簡易に推定可能な手法の提案を行っている¹⁴⁾。さらに鉄道盛土だけでなく、鉄道において比較的長い延長を有する橋梁・高架橋に対しても地震応答値を即時推定可能な手法を提案し¹⁵⁾、これら各手法を統合する形で、路線に存在する各構造物の被害程度の判定を地震発生直後に実施可能な鉄道地震被害推定情報配信システムを構築、実運用している¹⁶⁾。

以上の各手法を活用することで、地震発生後に路線全体を対象とした上で個別構造の被害有無を即時的に把握

し、これに基づいて運行再開の判断や、点検実施箇所の絞り込み、抽出等に活用することも可能となりつつある。しかし、これら手法を適用する際の問題として、各種構造の被害推定に必要な構造物側のパラメータ（例えば固有周期、降伏震度など）を算出する手間が膨大であることや、そもそもこれらパラメータを推定するための情報が揃わない（例えば建設から多くの年月が経過しているために、詳細な竣工図面等が残されていない）といった課題が挙げられる。そのため、延長の長い鉄道路線を対象とした場合には、構造物の条件を抽出する段階で多くの時間と労力を要するとともに、その後に構造物の耐震性能を個別の詳細計算によって評価する、といった作業が必要になり、これを路線全体で実施することは非現実的である。これを解決するために、RC 橋梁・高架橋においては、構造物高さや柱断面等の限られた情報のみから、固有周期や降伏震度を効率的に推定する手法が提案されている¹⁷⁾。盛土構造物は、橋梁・高架橋と比較すると形状等がよりシンプルであるため、限られた情報のみから降伏震度等を適切に推定し、これを用いた全線の耐震性評価も実施可能であると考えられる。

そこで本検討では、鉄道盛土を対象として、予め高さや勾配といった情報を網羅的に変化させた条件で地震時の滑動変位量を算定するために必要な情報を評価し、データベースとして構築しておき、実路線を対象とした地震時の評価を行う際には、形状等の比較的容易に入手可能な情報を収集するだけで、路線全体の被害推定を実施可能な手法を提案する。また、提案手法によって盛土の耐震性能を評価した場合の精度について整理を行うとともに、耐震性能評価に影響を与えるパラメータを抽出することで、盛土の形状や使用材料等の各種情報の中から優先して抽出すべき情報を示す。

2 章では対象とする盛土の条件と、滑動変位量を算定するために必要な情報の整理を行うとともに、盛土の形状等を網羅的に変化させたデータベースを構築する。続いて 3 章ではこのデータベースに基づく評価結果が実際の鉄道盛土の詳細な設計計算の結果と比較してどの程度の精度を有しているかについて検証を行う。4 章では構築したデータベースをもとに、盛土の耐震性能評価に影響を及ぼす情報を整理する。5 章では、提案手法を用いて延長の長い路線の滑動変位量評価を実施することで、提案手法の有効性を示す。

2. 鉄道盛土の地震時挙動特性データベースの構築

(1) データベースとして登録する情報の整理

ここでは、鉄道盛土の地震時挙動を評価する際に必要

な指標と、これを算出するために必要な盛土の情報について整理を行う。まず、鉄道盛土の地震時軌道沈下を引き起こす主要因としては、盛土本体の揺すり込み沈下、地盤の揺すり込み沈下、すべり土塊の滑動による沈下が挙げられる¹⁸⁾。このうち、盛土本体の地震時揺すり込み沈下量は、すべり土塊の滑動による沈下量と比較して 1 オーダー小さいために、設計実務においてはこれを無視して応答値を算出している¹⁹⁾。そこで本検討においては、支持地盤が良好な箇所における盛土の地震被害として、盛土斜面の滑動変位に限定して取り扱うこととし、これを算定する手法としてはニューマーク法¹⁰⁾を用いることとする。今回用いるニューマーク法¹⁰⁾は、鉄道盛土の耐震設計において一般的に用いられている手法であり、安定解析によって円弧状の臨界滑り面を算定し、円弧滑り土塊の運動方程式を地震開始から終了まで逐次積分することで、滑り土塊の回転角を算定する方法である。既往の検討¹⁴⁾では、盛土の滑動変位量 δ の二回微分を次式であらわしている。

$$\begin{aligned}\ddot{\delta} &= \ddot{\theta} \cdot R \\ &= (k_h(t) - k_y) \cdot \frac{M_{DK} + M_{RK}}{J} \cdot R \quad (1) \\ &= (k_h(t) - k_y) \cdot \chi\end{aligned}$$

ここで、 θ : 回転角、 J : 土塊の回転慣性モーメント、 M_{DK} : 地震慣性力の基準滑動モーメント、 M_{RK} : 地震抵抗力の基準抵抗モーメント、 $k_h(t)$: 時刻 t における地震動の水平震度 (=加速度(gal)/980)、 k_y : 盛土の降伏震度、 χ : 盛土起動力の特性値¹⁴⁾である。つまり盛土の滑動変位量 δ を算出するためには、地震外力以外に k_y と χ のパラメータが必要になる。そのため、ニューマーク法に基づいて滑動変位量を算定する場合、盛土の地震時挙動特性を表すデータベースには、 k_y と χ を保存しておけばよい。

一方で、盛土の増幅特性を簡易に考慮可能とするために、堤体と滑り土塊をそれぞれ等価な 1 自由度モデルによって表現する取り組みもいくつか行われている^{20)~23)}。この方法を用いることで、それぞれの振動特性を適切に考慮した上での滑動変位量の算定も可能であり、今後の耐震設計等においても有効な手法の一つとなり得ると考えている。そこで本検討においては、上記 k_y , χ に加え、盛土堤体の固有周期 T_e と、滑動部の固有周期 T_s も算出、保存しておくこととする。

続いて、これらの指標と紐づける盛土の情報について整理を行う。これについては、盛土の形状をある程度単純化することとし、図-1のような盛土を対象として検討を行うこととした。なお、盛土形状を単純化することの妥当性については、3 章で検討を行う。この盛土に対して、鉄道盛土として存在しうる範囲で形状等のデータを幅広く変化させる。具体的に変化させたパラメータとそ

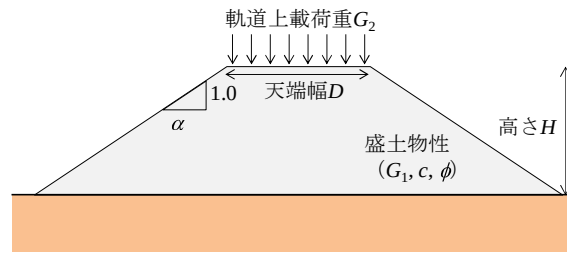


図-1 地震時挙動特性データベースを構築する際に対象とした盛土の形状

表-1 地震時挙動特性データベースを構築する際の盛土のパラメータ

パラメータ	説明	ケース数	備考
$H(\text{m})$	高さ	20	1~20m まで1m間隔
α	勾配 (1: α)	21	1.0~3.0 まで0.1ピッチ
$G_1(\text{kN/m}^3)$, $c(\text{kN/m}^2)$, $\phi(\text{deg})$	盛土材の重量, 粘着力, 内部摩擦角	4	土質 1~4 で設定 (鉄道標準 ¹⁹⁾ に従う)
$G_2(\text{kN/m}^2)$	軌道荷重	2	在来線, 新幹線を想定した 10(kN/m^2), 15(kN/m^2)を設定
$D(\text{m})$	天端幅	3	単線, 複線を想定した 6(m), 10(m), 12(m)を設定
$\tau_k(\text{kN/m})$	補強材強度	3	無し, 30(kN/m), 60(kN/m)を設定 (高さ方向の間隔は1.5mで固定)

の範囲を表-1に示すが、盛土の高さや勾配をある程度幅広い条件で網羅的に変化させるとともに、軌道荷重、天端幅についても、実際の鉄道路線を俯瞰して一般的な条件を網羅できるように設定した。また粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ といった土の強度を表現する指標については、鉄道構造物の設計標準¹⁹⁾に示される土質区分に基づいて標準的な値を設定した。また、近年建設される新幹線盛土では、ジオテキスタイルを用いた補強盛土が一般に用いられている^{例えば 24)}。そのため、本手法の適用範囲を可能な限り広げるために、ジオテキスタイルの効果も考慮したデータ整備を行うこととし、補強材の有無や強度もパラメータとして加えている。また、本検討では盛土は均質材料によって構築されていることとし、支持地盤は良好であると仮定した。これら各条件に対して次節で示す手法によって、降伏震度 k_y 等を算出しデータベースとして保存しておくことで、全線を対象とした盛土の地震時挙動特性を容易に把握することが可能となる。

(2) データベース作成の条件

上記(1)で整理を行った各盛土に対して、降伏震度 k_y と盛土起動力の特性値 χ 、盛土堤体の固有周期 T_e 、滑动部の固有周期 T_s を算出する。このうち k_y と χ を求める際には、修正フェレニウス法^{例えば 25)}による安定解析を実施することとし、 T_e と T_s は既往の手法^{24,26)}に基づいて算出する。この時、通常的设计計算における安定解析では、現実的な範囲内で震度が最小となる円弧中心と円弧半径を

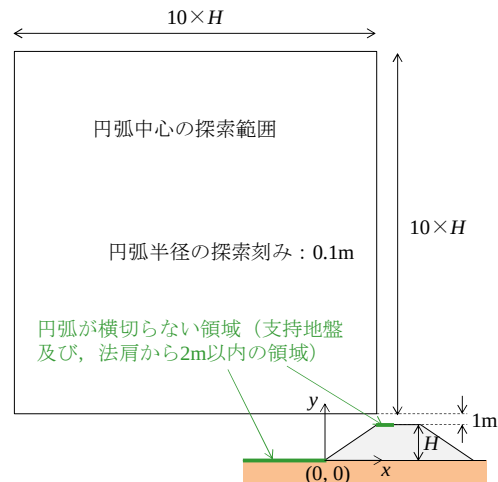


図-2 地震時挙動特性データベースを構築する際に対象とした盛土の形状

技術者が試行錯誤的に変更させることで、各盛土の降伏震度等を算出している。しかしながら今回は扱う盛土のケースが膨大であるため、このような対応が困難である。そこで、以下に示すようにある程度広い範囲において条件を設定し、試行錯誤的に安定解析を行うことで、連続的な処理を実行することとした(図-2)。

- ・円弧中心の探索範囲：盛土法肩から上部 1m の位置を基準として、高さ方向、水平方向ともに盛土高さ $H(\text{m})$ の 10 倍の領域内で探索する。探索を行う格子間隔は、0.5m よりも細かい範囲で設定した。
- ・円弧半径の探索範囲：盛土内に円弧が通る領域におい

て、0.1m間隔で計算を実施する。なお、鉄道の運行に影響を与える範囲の円弧滑りを探索することを目的として、法肩から 2m の範囲には円弧が通らない制約を設定した。

- ・フェレニウス法を実施する際の分割幅：高さ $H(m)$ の $1/40$ を基本として設定した。

なお、これらの条件に基づいて各盛土の安定計算を実施した結果、降伏震度 k_y が最小となる円弧中心は、いずれのケースにおいても探索範囲の端部には存在しないことを確認している。さらに、円弧半径の探索刻みやスライスの分割幅も十分細かく、技術者が試行錯誤的に探索した結果と遜色ない値を出力している。

(3) データベースの構築結果

上記(1)で示した全 30,240 種類の盛土を対象として、(2)の条件に従ってそれぞれ安定計算、固有値解析を実施し、降伏震度 k_y 、盛土起動力の特性値 χ 、盛土堤体の固有周期 T_e 、滑動部の固有周期 T_s を算出した。得られた全結果のうち、補強材を含まない条件において盛土高さ H 、盛土勾配 α に対して各指標をプロットしたものをそれぞれ図-3、図-4 に示す。以降の検討では、全て補強材を含まない結果を用いて整理、考察等を行っている。これらの結果を見ると、盛土が高くなるほど、勾配が急になるほど、降伏震度 k_y が小さくなっていることが確認できるが、これらは、盛土の安定度が低く

なるということで、容易に想像できる結果である。また当然ではあるが、補強材の存在によって降伏震度 k_y が高くなることも別途確認している。堤体や滑動部の固有周期 T_e 、 T_s は、盛土が高いほど長くなる。その一方で、盛土起動力の特性値 χ については、盛土が低くなるほど、勾配が急になるほど大きくなっている。盛土起動力の特性値 χ は式(1)からもわかる通り、値が大きいほど滑動変位量が大きくなる指標であるため、かりに同一の降伏震度を有する盛土を考えた場合に、盛土が低いほど、勾配が急なほど、滑動変位量が大きくなると言える。このような観点も含めて路線全体の盛土の地震時性能を把握することで、降伏震度といった単一の指標だけでは抽出できない要注意箇所の把握が可能となると考えられる。

3. 地震時挙動特性データベースを用いた滑動変位量評価手法の有効性の検証

前章で構築した地震時挙動特性データベースのうち降伏震度 k_y と盛土起動力の特性値 χ について、これらを算定する際の計算手法としては鉄道盛土の耐震設計時に用いるものと同一の手法^{10,29}を採用しているとともに、最適な円弧を探索する際にも適切な解が得られるように配慮を行っている。しかしながら、盛土の形状や物性値等

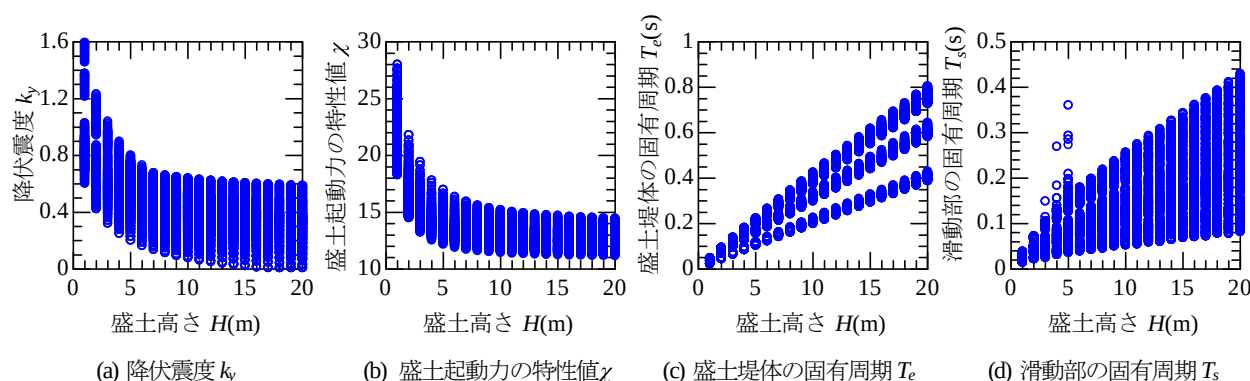


図-3 全盛土を対象とした安定計算、固有値解析結果と盛土高さ $H(m)$ の関係

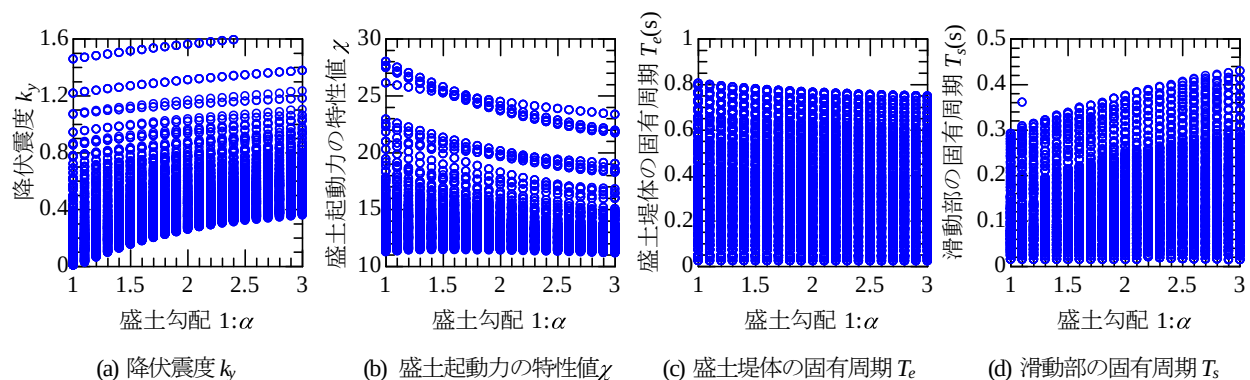


図-4 全盛土を対象とした安定計算、固有値解析結果と盛土勾配 $1:\alpha$ の関係

を図-1、表-1のように単純化しているために、実際の鉄道盛土の断面を対象とした設計計算による降伏震度 k_y や盛土起動力の特性値 χ とは得られる結果が異なる可能性が考えられる。そこで本章では、実際の鉄道盛土の設計計算に基づく結果と、地震時挙動特性データベースに基づく結果を比較することで、提案手法が有する精度の確認を行う。

この時には、実盛土の高さや勾配、各種物性値等を何らかの形で単純化してデータベースと照合する必要がある。まず、実盛土の高さ、勾配については、図-5のように抽出した。具体的には、擁壁部は無視するとともに、勾配については法肩と法尻を結んだ直線から算定した。その上で、データベースにおいてピンポイントの結果が存在しない場合には、各指標を用いた線形補間による内挿によって k_y 、 χ を推定することとし、外挿は実施しないこととした。また土質区分については、盛土材料の深層部に使用している土質を抽出することとし、軌道荷重、天端幅についてはデータベース内に存在する最も近い結果をそのまま抽出した。検討を行った盛土は、実際の鉄道路線における設計事例の中からランダムに抽出した91断面とし、各盛土の降伏震度、盛土起動力の特性値は、鉄道盛土の耐震設計プログラム Design-SoilStructureを用いて算定した。また、本検討では図-5に示したように擁壁は考慮していない。盛土高さに対して擁壁が高いと影響を無視できないと考えられるが、今回の検証においては、擁壁の高さが高く、損傷が先行するような盛土は存在していない。

以上の条件に基づいて、各盛土の降伏震度 k_y 、盛土起動力の特性値 χ を設計計算に基づき算定するとともに、前章で構築した地震時挙動特性データベースから推定した。両者の結果を比較したものを図-6に示す。これらの結果を見ると、全体的な傾向として降伏震度 k_y 、盛土起動力の特性値 χ とも設計で得られた値を良好に再現できており、概ね1:1の線上にあることが確認できる。そのため、今回構築した地震時挙動特性データベースを用いることで、詳細な安定計算を実施することなく、適切な降伏震度等を概ね推定可能であると言える。ただし図-6(b)を見ると、いくつかの盛土において、盛土起動力の特性値 χ が設計値よりも小さめの値となっている箇所が存在することが分かる。これらの地点について、詳細に結果を確認したところ、法面の途中に擁壁が存在するような特殊な箇所や、盛土材料として通常よりも弱い材料が使用されている等のように、それぞれ一般的な鉄道盛土とは異なる形状や物性を有している箇所であることが確認された。また、これら各地点の特殊性を取り除いて再解析を実施した場合には、いずれも今回構築した地震時挙動特性データベースにおいて、 k_y 、 χ とも良好な精度で推定可能であることを確認している。そのため、擁壁

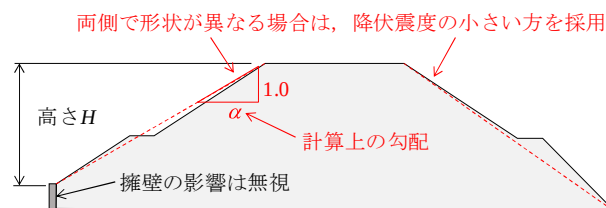
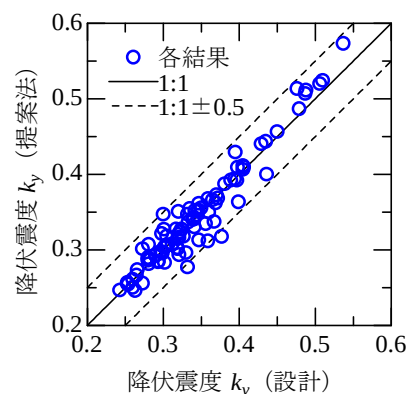
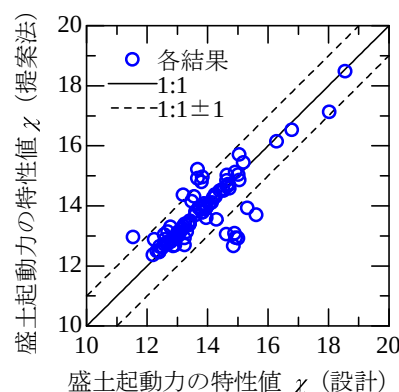


図-5 実盛土を対象とした場合の高さ H 、勾配 α の抽出方法



(a) 降伏震度 k_y



(b) 盛土起動力の特性値 χ

図-6 地震時挙動特性データベースと設計計算結果の比較

の存在が弱点とならず、かつ一般的な形状を有する鉄道盛土を対象とした場合には、提案した手法によって適切な降伏震度等を推定可能であると言える。

また、実際の鉄道盛土に対して耐震設計や耐震診断を行う際には、想定した地震動に対する滑動変位量の大小によって性能を評価することになる。そこで、前述した設計計算の結果得られた降伏震度 k_y 、盛土起動力の特性値 χ を用いた滑動変位量と、提案法による k_y 、 χ を用いた場合の滑動変位量の比較を行う。この時の入力地震動は、鉄道構造物の耐震設計に用いられている土構造物照査波（G1地盤～G4地盤用）^{19,20}の4波形（図-7）を用いることとし、滑動変位量はニューマーク法によって算定した。上述した全91断面に対してそれぞれ4波形を入力した全364ケースの滑動変位量算定結果をまとめて図-8に示

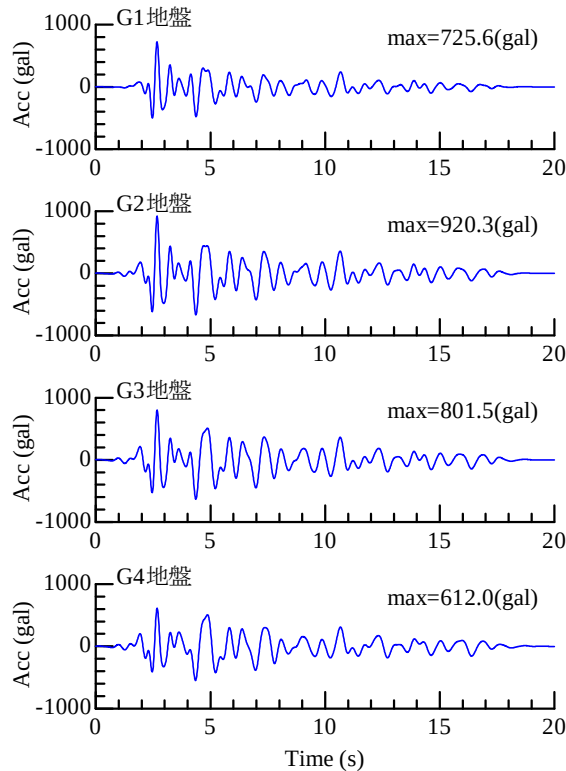


図-7 入力地震動の時刻歴波形

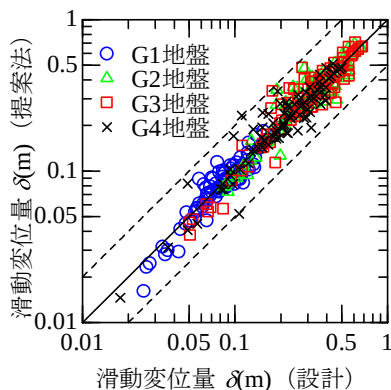


図-8 地震時挙動特性データベースを用いた滑動変位量の評価結果

す。この結果を見ると、図-6の各パラメータの推定結果と同様に、設計によって得られる滑動変位量の傾向を良好に再現していることが分かる。この図には、1:1の関係を示す実線と、これの0.5倍、2倍となる関係を点線で示しているが、ほぼ全ての結果がこの中に入っており、倍半分の精度で設計によって得られる滑動変位量を推定できている。ニューマーク法による実現現象の推定精度を考えると、詳細な設計の結果をこの程度の精度で再現できていることは有効であり、提案手法によって簡易に滑動変位量を推定した結果は、実用に十分耐えうる精度を持っている。

4. 盛土の地震時挙動特性を効率的に評価可能な情報の整理

前章までの検討により、今回構築した地震時挙動特性データベースに基づく降伏震度 k_y 、盛土起動力の特性値 χ の推定や、これら情報を用いた滑動変位量評価の有効性が確認された。そのため図-1、表-1に示した盛土の形状、物性値等の情報を全線にわたって入手することができれば、各地点に存在する盛土の k_y や χ 、ある地震動を想定した場合の滑動変位量を容易に算定可能である。

その一方で、建設から多くの年月を経過している路線では、形状等の情報が現存していない場合もあるとともに、盛土材料の地盤物性を適切に把握できている路線はさらに限られているのが実情である。そのため、延長の長い複数路線を対象とした全線評価を実施する場合には、構造物の高さ等の情報を整理する際にも多くの労力が必要となる。そこで本章では、これまで構築してきた地震時挙動特性データベースの結果を分析することで、盛土の地震時特性を評価する際に重要なパラメータの優先順位を把握するとともに、形状等の各指標を入手することで、降伏震度等の推定精度、信頼性が向上する程度の定量的な評価を行う。

検討の方法としては、盛土形状等の情報の中からある一つの指標が入手できたと仮定し、その他の指標が不明な状態で、今回構築したデータベースにおける k_y 、 χ の平均値、標準偏差、変動係数を算出する。そして、入手できる指標を変化させた時の変動係数の変化を把握することで、 k_y 、 χ のバラツキを最も低減可能な指標を抽出する。

検討の第一段階として、入手できる指標を一つに絞って整理を行った。得られた結果を図-9に示す ((a): 降伏震度 k_y の変動係数, (b): 盛土起動力の特性値 χ の変動係数)。それぞれの図において「情報無し」と記載されている場所は、何も情報が無い状態、つまり2章で構築した地震時挙動特性データベースにおけるどの値も取りうる状態を示しており、全データを用いた変動係数の値を示している。また「高さ」以降における橙色の各プロットは、例えば盛土高さが7mであることが情報として得られた場合の各指標の変動係数をプロットしており、青色のプロットは各変動係数の平均値を示している。そのため、図-9において変動係数の小さな指標ほど、その情報が得られれば降伏震度 k_y 、盛土起動力の特性値 χ の不確定性を低減可能であり、盛土形状等の各情報の中でより重要な指標であると捉えることができる。このような観点で図-9を見ると、盛土高さを既知の情報として与えることで、 k_y 、 χ とともにバラツキを大きく低減可能であるとともに、他の指標のみでは変動係数がそれほど変化しないことが確認できる。これは図-3を見ても明らかなよ

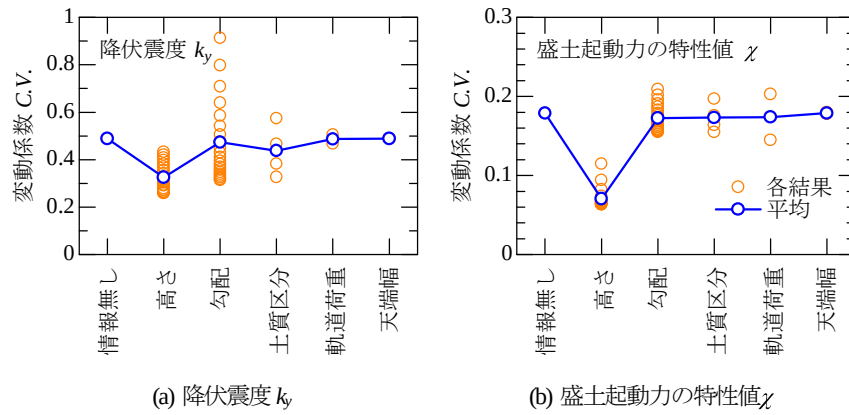


図-9 情報の入手に伴う変動係数の変化 (第1段階目)

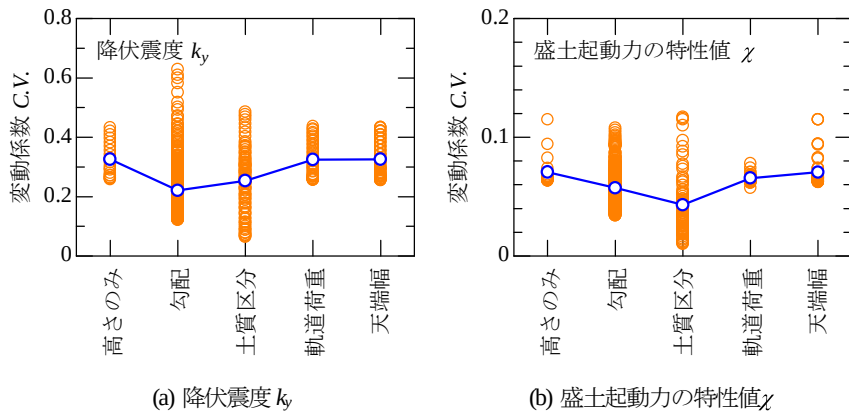


図-10 情報の入手に伴う変動係数の変化 (第2段階目)

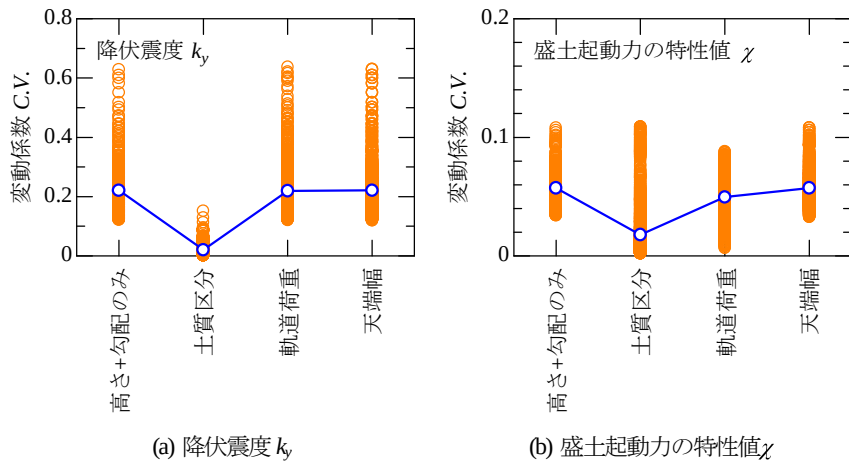


図-11 情報の入手に伴う変動係数の変化 (第3段階目)

うに、盛土高さが高いほど k_y が小さくなり、 χ が大きくなるという傾向が明瞭に見られ、その影響は図-4の盛土勾配と比較して非常に強くなっている。そのため路線全体の形状等の情報を抽出する際には、盛土の高さを把握することに重点をおいて実施することが効率的であることが分かる。

続いて、盛土高さが得られているという前提で、これに加えてその他の各情報が得られた場合の変動係数の比較を上記と同様に実施した。その結果を図-10に示すが、

降伏震度 k_y の変動を小さくする情報は「法面勾配」であり、盛土起動力の特性値 χ の変動を小さくするには「土質区分」を得ることが有効という結果となり、 k_y と χ それぞれの指標によって有効な指標が異なっている。

この時に、最終的な地震時性能を表現する指標としては、降伏震度 k_y がより重要であると考えられる。その理由としては、盛土の挙動がニューマーク法に従うと考えた場合、滑動発生が k_y により決定されることと、式(1)より滑動変位量の大きさは χ の変化と線形関係にあ

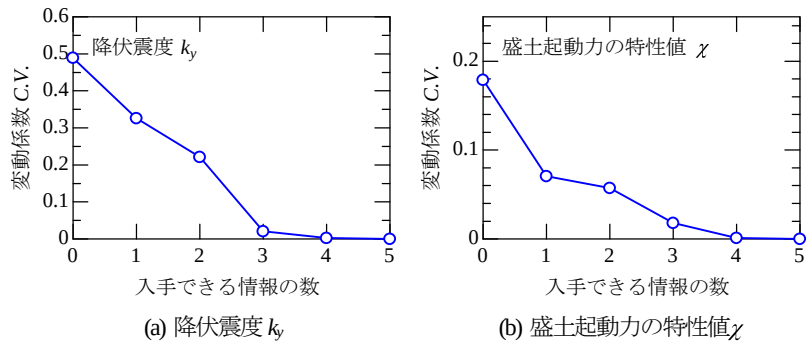


図-12 情報の入手に伴う変動係数の変化（全結果の総括）

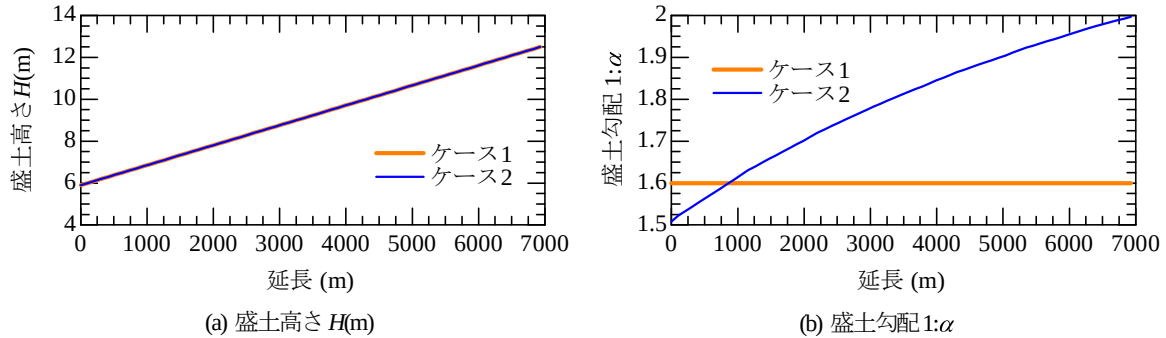


図-13 対象とした鉄道盛土の高さ、勾配分布

る一方で、 k_y の変化に対しては既往の検討¹⁴⁾より非線形的に増加することが確認されているためである。また、変動係数の大きさは、盛土起動力の特性値 χ と比較して降伏震度 k_y の方が大きいいため、この変動を低減させることで、最終的な滑動変位量の推定精度を効率的に向上させることができる。そのため、盛土高さの次に重要な指標としては「盛土勾配」を入手することが適切であると考へた。

その後の指標についても同様の検討を繰り返した結果、3番目に入手すべき指標としては「土質区分（図-11）」、その後は「軌道荷重」、「天端幅」の順に重要であることが確認された。また、各指標を入手することによる変動係数の平均値の変化を図-12に示すが、降伏震度 k_y 、盛土起動力の特性値 χ とも、盛土高さ、勾配、土質区分の3指標が得られれば、最終的に得られる結果の不確定性を大幅に低減可能であることが確認できる。そのため可能な範囲でこれら情報を入手することが望まれる。

このうち、盛土高さと勾配については、航空測量等のデータを活用することで、一定の精度を有した情報を一括して入手することも期待できる（例えば²⁰⁾とともに、土質区分については建設年代や工事誌等から概ね推定することも可能であると考えられ、これら情報を活用することで、路線全体を対象とした盛土形状や材料物性値の情報を比較的容易に構築できる可能性がある。

さらに図-12の結果を有効に活用することで、図面の不足等のために全ての情報が得られない状況において、

各結果に付与すべきバラツキや安全率等の定量的な設定も可能となる。この時には当然のように、前章で評価を行ったデータベースを用いることによる設計結果からの変動の大きさも適切に考慮する必要がある。

5. 提案手法を用いた鉄道路線の耐震性能、滑動変位量の評価

本検討で構築した地震時挙動特性データベースを用いて、鉄道盛土の耐震性能、滑動変位量の試算を行うことで、手法の有効性を示す。対象とした盛土は図-13に示す延長約7kmの模擬路線とし、盛土高さが6m～12.5mの範囲で連続的に変化しているものとする。この時の盛土勾配は図-13(b)に示す2ケース設定した。ケース1は勾配を全て1:1.6で一定としたものの、ケース2は後述するが、最終的な盛土の降伏震度 k_y が0.3となるよう調整したものである。使用材料は全て土質3として設定し、軌道荷重 $G_2=15\text{kN/m}^2$ 、天端幅 $D=10\text{m}$ も全線、各ケースにおいて一律の値を設定した。

以上の条件を用いて、2章で構築した地震時挙動特性データベースに基づいて、各地点の盛土の降伏震度 k_y と盛土起動力の特性値 χ を推定した。得られた結果を図-14に示す。まず降伏震度については、ケース2では前述した通り全線にわたって $k_y=0.3$ となっている。それに対してケース1は全線で盛土勾配が一定であるため、盛土高

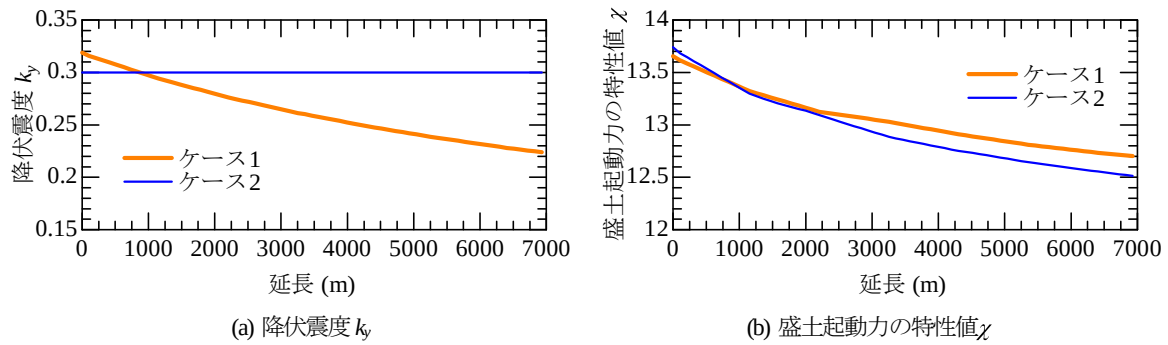


図-14 提案手法に基づく降伏震度等の評価結果

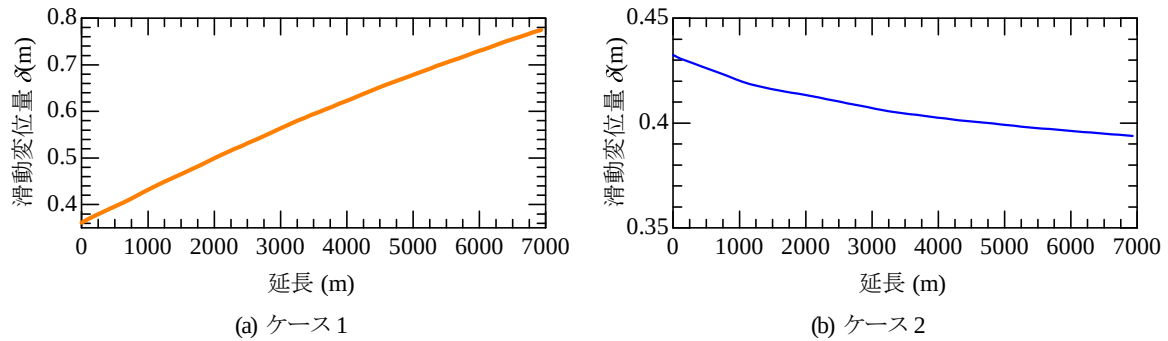


図-15 滑動変位量の評価結果

さが低い起点側ほど降伏震度が高くなっていることが分かる。盛土起動力の特性値 χ については、両ケースとも起点側ほど大きな値となっているが、これは図-3(b)、図-4(b)からも当然の結果である。

続いて、これら盛土に対してニューマーク法によって滑動変位量を算定した。この時の入力地震動は、鉄道構造物の土構造物照査波 (G3 地盤) (図-7) とした。得られた結果を図-15 に示すが、ケース 1 では終点側に進むほど変位量が大きくなっている。これは、終点側ほど盛土高さが高く、降伏震度が低くなっているためであり、事前にある程度推測できる結果である。それに対してケース 2 では、ケース 1 と比較すると地点ごとの変位量の変化は小さいものの、結果として起点側ほど滑動変位量が大きくなる、という結果が得られた。この原因は、全線で降伏震度が一定である一方で、盛土起動力の特性値 χ が起点側ほど大きくなるためである。

大規模地震を想定した場合の耐震補強や地震発生直後の点検等の優先順位付けを行う場合には、対象とする地震に対する各構造の性能、損傷状態を適切に把握し、これに基づいて判断することが適切であると考えられる。このような観点から本結果を解釈すると、ケース 1 では終点側、ケース 2 では起点側の優先度が高いと判定される。また、各地点の地盤条件が変化する場合や、対象とする地震の震源からの距離が地点によって変化する場合には、最終的に得られる優先度が複雑に変化することになる。しかしながら例えばより簡易な指標として盛土高

さや降伏震度に従って判定を行った場合には、これとは異なる判定が行われることになり、評価を簡素化することで重要な事象の発生を見逃す可能性も考えられる。このような観点から、提案法を用いることで、大きな手間をかけることなく全線の滑動変位量を評価可能であるため、各種の優先順位付け等を行う際の手法として有効であると考えられる。

6. まとめ

延長の長い鉄道盛土の地震時性能を効率的に評価可能とするために、盛土形状等の比較的容易に入手可能な情報のみから路線全体の地震被害推定を実施可能な手法の提案を行った。本検討において得られた成果を以下に示す。

- ・提案した手法は、予め多様な諸元を有する鉄道盛土に対して、降伏震度等の情報を算出しこれをデータベースとして保存しておく。そして、実際の路線を対象とした評価を行う場合には、高高等の単純な情報を指標として、データベースから類似の結果を抽出することで、盛土の降伏震度 k_y と盛土起動力の特性値 χ を推定する。これによって全線の地震時滑動変位量を簡易に評価可能となる。
- ・提案手法の有効性を確認するために、実際の鉄道盛土における詳細な設計結果との比較を行った。その結果、

一般的な形状を有する盛土に対しては、滑動変位量を評価するために必要なパラメータである降伏震度 k_y 、盛土起動力の特性値 χ の両者とも適切に推定可能である、さらにこれらのパラメータを用いた滑動変位量の評価結果も設計による結果を良好に再現可能である。

- 実路線におけるデータ構築を効率的に実施可能とするために、盛土の形状や使用材料等の情報の中から優先的に入手すべき情報の順位付けを行うとともに、情報を把握することによる不確定性の低減程度の定量的な評価を行った。その結果、入手する情報の優先度としては、盛土高さ、勾配、土質区分の順となること、この3指標が得られれば、最終的に推定される k_y と χ の不確定性を大幅に低減可能であることを確認した。この結果を用いることで、情報が不足する場合にも、各種の不確定性を考慮した盛土の地震時挙動評価が可能となる。
- 提案手法を用いて、延長約7kmの模擬路線を対象とした試算を行った。その結果、最終的に得られる滑動変位量の分布は、当該箇所の盛土の特性、地盤条件等によって変化するとともに、盛土高さや盛土の降伏震度のみを指標とした性能の大小とは傾向が変化する場合があることを確認した。つまり、提案手法を用いて各箇所の滑動変位量を簡易に推定するとともに、この大きさに基づいて各箇所の性能を適切に評価することの有効性が確認された。

今回提案した手法は、限られた情報のみから比較的簡易に滑動変位量を算定可能である。また、筆者らが過去に提案した手法¹⁴⁾と組み合わせることで、事前にデータベースを構築しておけば、地震発生直後に広域の滑動変位量の分布を即座に推定することも可能となる。そのため、延長の長い鉄道盛土全体を対象とした場合の各種優先順位決定を行う際の評価手法として、提案手法は有効であると考えられる。

参考文献

- 1) 館山勝：地震に備える，第22回鉄道総研講演会，pp. 23-32, 2009.
- 2) 玉越隆史，戸田真大，星隈順一，堺淳一：既設橋の耐震補強設計に関する技術資料，国土技術政策総合研究所資料700号・土木研究所資料第4244号，2012.
- 3) 土木学会 土木構造物の耐震設計法に関する特別委員会，土木構造物の耐震設計法等に関する第3次提言と解説，2000.
- 4) 常田賢一，林健二：道路盛土の地震時危険度のマクロ評価に関する検討，第43回地盤工学研究発表会発表講演集，pp. 1927-1928, 2008.
- 5) 藤原雅仁，山田孝弘，常田賢一：鉄道盛土の地震危険度マクロ評価法に関する検討，土木学会第71回年次学術講演会，III-450, pp. 899-900, 2016.
- 6) 澤田亮，太田直之，杉山友康：事例分析による盛土の地震時崩壊形状に関する予測手法の検討，土木学

- 会論文集 C (地圏工学)，Vol. 76, No. 1, pp. 88-98, 2020.
- 7) 中村洋丈，横田聖哉，吉村雅宏：高速道路盛土の地震災害マネジメントにおける耐震性評価手法の構築，土木学会論文集 F4 (建設マネジメント)，Vol. 69, No. 2, pp. 156-175, 2013.
 - 8) Makdisi, F.I. and Seed, H.B.: Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations, *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol.104(7), pp.849-867, 1978.
 - 9) Ambraseys, N.N. and Menu, J.M.: Earthquake-induced ground displacements, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.16(7), 985-1006, 1988.
 - 10) Newmark, N.M.: Effects of earthquakes on dams and embankments, *Geotechnique*, Vol.12, No.2, pp.139-159, 1965.
 - 11) 館山勝，龍岡文夫，古関潤一，堀井克己：盛土の耐震設計法に関する研究，鉄道総研報告，Vol. 12, No. 4, pp. 7-12, 1998.
 - 12) 古川愛子，水上輝，清野純史：道路盛土構造物の地震時安全性簡易評価手法に関する基礎的研究，土木学会論文集 A2(応用力学)，Vol. 69, No. 2, pp. I_457-I_468, 2013.
 - 13) 古川愛子，真辺寛人，清野純史：水平で堅固な基礎地盤上に築かれた均質な盛土構造物の地震時滑動量の簡易評価手法に関する研究，土木学会論文集 A2 (応用力学)，Vol. 70, No. 2, pp. I_659-I_669, 2014.
 - 14) 坂井公俊，室野剛隆，京野光男：鉄道盛土の地震被害簡易推定手法の提案，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol. 68, No. 3, pp. 542-552, 2012.
 - 15) 坂井公俊，室野剛隆：地震動の最大加速度と最大速度を用いた土木構造物の地震被害推定ノモグラムの改良，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol. 71, No. 4, pp. I_32-I_39, 2015.
 - 16) 岩田直泰，坂井公俊，山本俊六，青井真：早期運転再開に向けた鉄道地震被害推定情報配信システム(DISER)の開発，日本鉄道施設協会誌，Vol. 58, No. 3, pp. 223-226, 2020.
 - 17) 小野寺周，和田一範，坂井公俊，室野剛隆：インベントリー法による橋りょう・高架橋の被害推定法，鉄道総研報告，Vol. 33, No. 12, pp. 29-34, 2019.
 - 18) (公財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，2012.
 - 19) (公財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物，2013.
 - 20) 澤田純男，土岐憲三，村川史朗：片側必要強度スペクトルによる盛土構造物の耐震設計法，第10回日本地震工学シンポジウム，pp. 3033-3038, 1998.
 - 21) 坂井公俊，荒木豪，室野剛隆：等価1自由度モデルを用いた盛土の地震時非線形挙動の評価，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol. 73, No. 1, pp. 174-186, 2017.
 - 22) 古川愛子，真辺寛人，清野純史：堤体の地震応答を考慮に入れた均質な道路盛土の地震時安全性簡易評価手法，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol. 73, No. 4, pp. I_107-I_121, 2017.
 - 23) 坂井公俊，荒木豪，室野剛隆：盛土本体と滑動部の振動特性を考慮した鉄道盛土の実用的な滑動変位量の算定手法，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，

Vol. 75, No. 4, pp. I_667-I_673, 2019.

- 24) 米澤豊司, 青木一二三, 舘山勝, 小島謙一, 堀井克己, 鵜田 由希: 新幹線盛土のジオテキスタイルによる耐震補強に関する研究, ジオシンセティックス論文集, Vol. 15, pp. 215-224, 2000.
- 25) 山口柏樹: 土質力学 (全改訂), 技報堂, 1984.
- 26) 田上和也, 坂井公俊, 室野剛隆, 松丸貴樹, 渡辺健治, 神田政幸: 盛土の滑動変位量算定のための設計地震動に関する検討, 鉄道工学論文集, Vol. 15, pp. 170-174, 2011.
- 27) 坂井公俊, 本山紘希, 室野剛隆, 西岡佑介, 王寺秀介: 航空レーザ測量を用いた地震被害予測のための高架橋データベース構築に関する検討, 土木学会第69回年次学術講演会, 2014.

STUDY ON EFFICIENT CONSTRUCTION METHOD OF RAILWAY EMBANKMENT DATABASE FOR SEISMIC PERFORMANCE ASSESSMENT

Kimitoshi SAKAI, Akira SUZUKI, Tatsuya DOI and Kenichi KOJIMA

In this research, a method to efficiently evaluate the seismic performance of railway embankments was proposed. The fundamental characters such as yield seismic intensity were calculated for many railway embankments based on their geometry and soil parameters, and these results were stored in a data-base. When we evaluate the seismic behavior of an embankment, the yield seismic intensity of embankments would be estimated by searching the database using the geometry and soil parameters of embankment. Using the yield seismic intensity from the database, the earthquake displacement is able to be calculated, and the damage degree of embankment is judged. The proposed method made it possible to reduce amount of calculations, times and costs, because calculations for estimating seismic parameters of each embankment was not required. The displacement of embankment caused by earthquake given by the proposed method showed good agreement with many design calculations of railway embankments. By using this method, it is possible to evaluate the seismic performance that cannot be judged only by the height or the yield seismic intensity of embankment. This method is effective for the supporting system to determine the priority of seismic reinforcement for railway embankments.