鉄道盛土の地震被害簡易推定手法の提案

坂井 公俊¹・室野 剛隆²・京野 光男³

¹正会員 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)
E-mail: ksakai@rtri.or.jp

²正会員 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)
E-mail: muroono@rtri.or.jp

³正会員 ジェイアール西日本コンサルタンツ (〒632-0011 大阪市淀川区西中島5-4-20中央ビル9階)
E-mail: kyono@jnc.co.jp

広域な鉄道盛土の地震被害を現在の耐震設計における考え方と直接リンクした形で簡易に推定可能な手法の提案を行った。提案手法で必要とされるパラメータは、盛土の高さや勾配等の構造物基本情報と、想定する地震規模、震源距離、最大加速度等の地震情報のみであり、これらの指標から盛土の滑動変形量を簡易に推定することが出来る。本手法では、盛土の形状等から動特性を推定可能であるため、現在の耐震設計法によらない旧式構造物も対象として統一的な性能評価が可能となるとともに、耐震補強による効果を滑動変形量の低減という形で陽に取り込むことが出来る。また、提案手法を1995年兵庫県南部地震の被災事例に対して適用することで、手法の妥当性の確認を行った。

Key Words : seismic damage of embankment, simple estimation technique of sliding deformation, nomograph of seismic damage estimation

1. はじめに

道路や鉄道のような線状構造物の地震時復旧性、安全性を考える場合、システムを構成するある1要素の損傷が全体の性能に影響を与える可能性がある。例えば2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震では、新幹線の高架橋上に建設された多数の電柱に折損、傾斜被害が発生¹⁾し、運行再開までに時間を要した²⁾。そのため道路、鉄道といったシステム全体を概観した地震リスク評価、地震被害想定を実施し、相対的な弱点箇所を抽出することは、システム全体の耐震性能向上を目指す上で重要である。

こうした中である1路線を対象として弱点箇所を抽出することを考えた場合、対象となる高架橋、盛土等の土木構造物は膨大な数になる。そのため何らかの簡易な評価手法によって1次的なスクリーニングを実施し、ふるいにかかった施設に対して詳細な検討を実施するという2段階に分けた検討が有効な手法であると考えられる。このような弱点箇所抽出を目的とした地震被害簡易予測手法としては、例えば鉄道高架橋を対象として橋梁の降伏震度、固有周期と地震動の最大加速度、卓越周期のみから被害を推定する手法が提案されている³⁾。一方で橋梁と並び、鉄道路線の主要な構成要素の一つであると考

えられる鉄道盛土に関しては、地震動の卓越周期とエネルギーの観点から被害の大小に関する検討は行われている例は見られる⁴⁾ものの、最終的な被害推定を行う手法の提案までは実施されていない。そのため以降の検討では、鉄道盛土に絞って議論を行う。

ここで、地震リスクを評価する対象構造は主に既設の構造物であると考えられるが、既設鉄道盛土の地震被害を簡易に推定しようとした場合には、以下の2つの問題点が考えられる。

- (1) 対象とする盛土の動特性が不明な場合が多い。
- (2) 対象とする盛土の有する地震時性能(耐震性能)が被害推定結果に陽な形で反映されない。

このうち(1)については、我が国の鉄道施設のほとんどが建設されてから多くの年月を経過しており^{例えは5)}、設計手法、解析手法が現在の耐震設計とは大きく異なっている。そのため現在の設計において評価している動特性(例えば盛土に対しては、円弧すべり安定解析によって得られる降伏震度、円弧半径など)が得られていない場合が多い。また(2)については、過去に実施されている土木構造物に対する地震被害簡易推定手法の多くが実地震被害に基づいて、最大加速度や計測震度、SI値等と被害発生確率を関連付けたものであるため^{例えは6)7)}、具体的な構造(例えば、1900年に建設された高さ5メートル

ルの盛土, など)をイメージした被害発生の大小を評価することが困難である. そのため構造物の地震対策を実施した効果を被害想定結果に陽な形で反映することが出来ないという問題がある. 中には耐震補強の有無によって被害発生率を変化させた例も見られる⁸⁾が, 対策工法の違いによる被害率の変化までは想定していない.

以上を踏まえて本研究では, 鉄道盛土を対象として, 現在の耐震設計法と直接リンクした形で地震被害を簡易に評価する手法を構築することを目指す. 具体的には, 多数の鉄道盛土の動特性の評価を行い, 得られた結果を一般化することで, 盛土形状等の簡易な指標から, 盛土の動特性を推定することが可能な手法を提案する. 続いて盛土の動特性を既知情報として, 地震特性の違いが盛土被害(滑動変形量)に与える影響について解析的な検討を行う. ここで対象とする地震動特性としては, 最大加速度, 最大速度等の地震動最大値情報だけでなく, 盛土のような累積的な損傷の進行に影響を与えられれる継続時間も念頭におくこととした. そしてこれらの結果を一般化することで, 簡易な指標から盛土の滑動変形量, 地震被害を推定する手法の提案を行う. 最後に提案手法の妥当性を過去の地震被害に基づいて検証する. また本研究における盛土の地震時変形量算定法としては, ニューマーク法を基本として用い, 対象とする盛土被害の形態は盛土斜面の滑動変形に限定して検討を進める.

2. ニューマーク法による盛土の地震時滑動変形量算定法

ここでは鉄道盛土の地震時滑動変形量を推定する際の一般的な手法であるニューマーク法について概説する. Newmarkによって提案された手法⁹⁾は, 直線すべり面上の剛体の残留変位量を予測する解析方法であるが, 本研究においては, 安定解析から円弧状の臨界すべり面を算定し, 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により, 滑り土塊の回転角を算定する手法¹⁰⁾をニューマーク法と呼ぶこととした. この時, 滑動土塊の運動方程式は式(1)で与えられる.

$$\ddot{\theta} = (K_h(t) - K_y) \frac{M_{DK} + M_{RK}}{J} \quad (1)$$

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, である(図-1). 地震終了時における土塊の回転角 θ に円弧半径 R を乗ずることで, 盛土の地震時滑動変形量 δ を算定することができる(式(2)).

$$\delta = \theta \cdot R \quad (2)$$

図-1 ニューマーク法による滑動変位の模式図

この解析手法は有限要素法や個別要素法などと比較すると終始同一のすべり線を仮定しているものの, 必要なパラメータが少なく, さらに解析が容易であるという利点を持つ. さらに, Newmarkによる方法⁹⁾の改良も数多く提案されており^{例えば11)~16)}, 過去の地震被害¹⁷⁾や実験¹⁶⁾との比較などにより適用性が確認されているとともに, 鉄道盛土の設計基準にも標準的な手法として導入されている¹⁸⁾.

式(1)の両辺に円弧半径 R をかけ, 変形すると,

$$\begin{aligned} \ddot{\delta} &= \ddot{\theta} \cdot R \\ &= (K_h(t) - K_y) \frac{M_{DK} + M_{RK}}{J} \cdot R \\ &= (K_h(t) - K_y) \cdot \chi \\ &= K_h^{\max} \cdot \left(\frac{K_h(t)}{K_h^{\max}} - \frac{K_y}{K_h^{\max}} \right) \cdot \chi \end{aligned} \quad (3)$$

となる. ここで, $K_h^{\max}$ は地震動の最大水平震度 (=最大加速度PGA/980) である. 式(3)は, 「降伏震度が $K_y/K_h^{\max}$, $\chi=1.0$ (ここで χ を盛土起動力の特性値と定義する)の盛土に最大加速度PGAを1.0galに調整した地震波形が作用した場合の変形をニューマーク法により算定し, 最終的に得られた滑動変形量 δ^b (基準化滑動変形量と定義する)に地震動の最大加速度PGAと盛土の形状, 地盤材料から定まるパラメータである χ をかけ合わせることで, 盛土の滑動変形量が得られる」ことを表現している. 以降の検討においては, この式(3)を盛土の滑動変形量を算定する際の基本表現式として議論を進める.

3. ニューマーク法に必要なパラメータの簡易予測

盛土の滑動変形量をニューマーク法によって算定する際の盛土のパラメータは式(3)の降伏震度 K_y と盛土起動力の特性値 $\chi (= (M_{DK} + M_{RK}) R/J)$ である. これらのパラメータは実際の盛土形状, 地盤物性値を考慮した安定解析を実

表-1 用いた地盤材料¹⁸⁾

土質区分	種類	単位体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	盛土表層部	盛土深部
土質1	粒度良好な砂, 砂礫等	18	$\phi=40^\circ$ $c=3\text{kN/m}^2$	$\phi=45^\circ$ $c=6\text{kN/m}^2$
土質2	一般の砂, 砂礫	17	$\phi=35^\circ$ $c=3\text{kN/m}^2$	$\phi=40^\circ$ $c=6\text{kN/m}^2$
土質3	粒度配合の悪い砂	16	$\phi=30^\circ$ $c=3\text{kN/m}^2$	$\phi=35^\circ$ $c=6\text{kN/m}^2$

(a) 盛土高さ h , 勾配と降伏震度 K_y の関係 (b) 盛土高さ h , 勾配と盛土起動力の特性値 χ の関係

図-2 盛土高さ, 勾配と各パラメータの関係

施することで求めることができる。しかしながら鉄道路線全体を対象とした場合のように、広範囲にわたる領域の被害を簡易に推定する際は、1つ1つの盛土に対して安定計算を実施することは現実的ではなく、ニューマーク法を適用する際に必要なパラメータを盛土の大まかな形状等から推定することが望まれる。そこで本章では実際に存在する多数の鉄道盛土に対して安定解析を実施することで、盛土の形状（具体的には、高さ、勾配）と地盤材料から K_y と χ の平均とバラツキを推定する手法を構築する。

(1) 盛土の形状の違いが K_y と χ に与える影響

ここではまず地盤材料を鉄道盛土の設計基準¹⁸⁾に示される土質3（表-1）の一種類に固定して検討を進める。つまり、盛土深部の地盤物性値を $\phi=35^\circ$, $c=6\text{kN/m}^2$ に設定し、盛土高さ、勾配を変化させた盛土に対して修正フェレニウス法^{例えは19)}に基づいた安定解析を実施することで、各値の変化が K_y と χ の変化に与える影響を把握する。なお、盛土形状は実際に存在する鉄道盛土の断面に基づいてモデル化し、勾配は1:1.5と1:1.8の2タイプ、盛土高さは2~8mの範囲内で計45ケースを設定した。

各ケースに対して安定解析を実施した結果得られる K_y , χ と各指標との関係をまとめて図-2に示す。まず図-2 (a) の降伏震度 K_y は、盛土が高くなるほど、勾配が急になるほど小さくなる傾向があり、その傾向はほぼ線形関係に

ある。また、図-2 (b) の盛土起動力の特性値 χ は盛土が高くなるにつれて小さくなるものの、勾配による差はほとんど見られないことが分かる。

(2) 地盤材料の違いが K_y と χ に与える影響

続いて、用いる地盤材料の違いによる、各パラメータの変化について検討する。地盤物性は表-1に示す土質1から土質3までの3タイプを設定し、それぞれの地盤材料に対して勾配として2ケース（1:1.5, 1:1.8）、高さとして2ケース（3m, 7m）の変化を考えた計12ケースについて検討を行った。なお前節において土質3を用いた多数の検討を行っているため、本節では土質1, 2を用いることによる土質3からの各パラメータの変化を考察することとした。得られた結果を図-3に示す。

これより、用いる地盤材料が良好になるほど、 K_y , χ ともに大きくなることが分かる。さらに土質区分の変化に伴う K_y , χ の変化は、盛土高さや勾配にそれほど影響を受けず、土質1, 土質2ごとに概ね一定の値を示していることも見て取れる。

(3) 盛土材料の物性値のバラツキが K_y と χ に与える影響

盛土の安定計算を行う場合の地盤定数 (c , ϕ) は、対象とする盛土地盤の試験値を用いることが望ましいが、沿線全体における個々の地盤に対して試験を実施することは現実的ではない。鉄道盛土の設計基準¹⁸⁾においては

図-3 土質区分と各パラメータの関係

図-4 ϕ のバラツキと各パラメータの関係

前述したように、盛土材料の違いによって土質1, 2, 3という大まかな分類がされており、それぞれの土質毎に地盤定数の推奨値が提案されている。しかしながらこれらの推奨値には当然バラツキが含まれている。例えば地盤の内部摩擦角 ϕ は、同一土質内であっても変動係数として概ね10%程度のバラツキを有することが指摘されている¹⁸⁾。そのため推奨値を用いて得られる K_y , χ にも幾らかのバラツキが含まれているものと考えられるが、その影響がどの程度であるのかは不明である。そこでここでは ϕ の値を $\pm 10\%$ （変動係数程度）、 $\pm 20\%$ （変動係数 $\times 2$ 倍）した盛土の安定計算を実施することで、 ϕ のバラツキが盛土パラメータのバラツキに及ぼす影響を確認する。

解析ケースは、盛土高さ、盛土材料を変化させた4種類の盛土に対して、それぞれ ϕ のバラツキを5ケース（ μ , $\mu \pm \sigma$, $\mu \pm 2\sigma$ ）変化させた、合計20ケースに対して安定計算を実施した。得られた結果を図-4に示す。この結果から、 ϕ が平均よりも大きな値を示す場合、 K_y , χ の値も大きくなることが分かる。これは前節における地盤材料が良好になるとともに、 K_y , χ が大きくなる傾向

と一致している。また盛土パラメータの変動係数としては、土質区分や盛土高さの違いによらず、 K_y は ϕ が有する変動係数の2倍程度、 χ は ϕ が有する変動係数の0.5倍程度を想定して用いることで、各パラメータの確率分布を推定することも確認できる。さらにこの結果は、盛土の降伏震度 K_y が ϕ の変化に大きな感度を持つため、 K_y の変化が設計結果に大きな感度を持つような場合には、土質試験を実施することの重要度が高いことも示唆している。

(4) 鉄道盛土の K_y と χ の簡易予測式の提案

これまでの検討から、盛土の降伏震度 K_y は、盛土高さが低くなるほど、勾配が緩やかになるほど、土質区分が良質になるほど大きくなることが確認された。また盛土起動力の特性値 χ においては、盛土高さ、土質区分の変化における関係は K_y と同一であるが、勾配に関する感度があまり見られない。さらにこれらの関係は比較的単純であり、各指標に対して概ね線形近似出来ることも分かる。そこで今回の検討範囲における鉄道盛土の K_y , χ を簡易に推定する回帰式を次式の形で提案する。

表-2 パラメータ推定結果

α_{K_y}	α_χ	勾配	β_{K_y}	β_χ	土質区分	γ_{K_y}	γ_χ
-0.0247	-0.726	1:1.5	0.415	17.976	1	0.145	1.26
		1:1.8	0.483		2	0.0725	0.63
					3	0.00	0.00

$$K_y = \alpha_{K_y} \cdot h + \beta_{K_y} + \gamma_{K_y} \quad (4)$$

$$\chi = \alpha_\chi \cdot h + \beta_\chi + \gamma_\chi \quad (5)$$

ここで、 h : 盛土高さ(m), α_{K_y} , α_χ : 盛土高さに関する係数, β_{K_y} , β_χ : 盛土勾配に関する係数, γ_{K_y} , γ_χ : 盛土材料に関する係数, である. 各パラメータを最小二乗法によって推定した結果を表-2に示す. この際, 可能な限りパラメータ数を少なくする目的で, 図-2(a), (b)の結果から α_{K_y} , α_χ は勾配, 土質区分によらず一定, 図-2(b)の結果から β_χ は勾配によらず一定, 図-3(a), (b)の結果から γ_{K_y} , γ_χ の土質1は土質2の場合の2倍かつ土質3の場合は0.0, という制約条件を与えた. 図-2, 図-3には, このパラメータを用いて算定される回帰直線も示している. この回帰式を用いることで, 盛土の高さや勾配といった簡易な指標から, K_y , χ を推定することが可能となる. さらに提案式の標準偏差は K_y で0.011, χ で0.316となっており, このような単純な回帰式の表現によっても, 十分な推定精度を有していると言える.

4. 盛土の地震被害簡易推定手法の検討

これまでの検討から, 鉄道盛土の高さ, 勾配, 土質区分によって, ニューマーク法に必要な盛土のパラメータ K_y , χ を推定することが可能となった. 本章では, 式(4), (5)もしくは安定計算によって盛土のパラメータが確定した場合に地震時の滑動変形量を簡易に推定する手法を検討する.

(1) 表現方法

式(3)より, ある地震動波形の形状が確定した場合, 降伏震度 $K_y/K_h^{\max}$, 盛土起動力の特性値 $\chi=1.0$ の盛土に最大加速度1.0galの地震波形が作用した場合の変形をニューマーク法により算定し, 得られた基準化変形量 δ^b に想定した地震動の最大加速度 PGA と χ をかけ合わせることで, 盛土の滑動変形量を求めることが出来ることが示された. つまり, ある地震動波形の形状に対して, 事前に $K_h^{\max}/K_y$ を多数変化させたニューマーク法を網羅的に実施し, この結果をデータベースとして保存しておけば, この地震動波形と同一の形状を有する地震が発生した場合

図-5 試算に用いた時刻歴波形の形状

図-6 基準化変形量算定の例

の盛土の変形量算定に必要なパラメータは, 降伏震度 K_y , 盛土起動力の特性値 χ , 地震動の最大加速度 PGA のみとなる.

例えば, ある一波(兵庫県南部地震JMA神戸NS成分)の形状(図-5上段)を考えた場合に, 盛土の $\chi=1.0$ に固定し, $K_h^{\max}/K_y$ を1.0~5.0まで変化させた条件下でのニューマーク法($PGA=1.0\text{gal}$)を実施することで得られる基準化変形量 δ^b を図-6に示す. ここで, 高さ6m, 勾配1:1.5, 土質3の盛土に対してJMA神戸の地震動が作用する場合を考えると, まず式(4), (5)より, $K_y=0.267$, $\chi=13.62$ が得られる. この地震動波形の最大加速度 $PGA=818.02\text{gal}$ であるので, $K_h^{\max}/K_y=3.126$ となり, この時の基準化変形量 δ^b は図-6より 4.45×10^{-3} となる. よって, $\delta = \delta^b \times \chi \times PGA = 49.5\text{cm}$ が算定される. この結果がニューマーク法による個別計算結果と完全に一致していることは別途確認済みである²⁰⁾. つまりある時刻歴波形の形状に対して図-6の

基準化変形量を推定することが出来れば、任意の加速度、盛土に対する滑動変形量を簡易かつ正確に算定することが可能である。

ここで波形の形状は、地震の震源特性、伝播経路特性、サイト特性によって大きく変化することが予想される。例えば、釧路沖地震JMA釧路NS成分(図-5下段)に対して同様の検討を行った結果も図-6に示しているが、同一の K_h^{max}/K_y を考えた場合には、JMA釧路の波形の方が基準化変形量が大きくなっていることが分かる。これは、波形の継続時間が増大することにより、ある閾値を上回る加速度の面積が増大し、変形量が大きくなったものであると考えられ、類似の議論が加速度パワーの観点から過去に実施されている(例えば21)。これに伴って、仮に同じ最大加速度の地震が作用したと仮定した場合に、想定される盛土の滑動変形量は、JMA釧路の波形形状の方が大きな値を示すことになる。

そこで次節以降では、簡易に得られる地震条件(地震規模、震源距離など)から、各 K_h^{max}/K_y に対する基準化変形量 δ^0 を推定する方法を構築するための検討を行う。なお、検討の際に実際の地震動の最大加速度PGAを用いずに K_h^{max}/K_y を任意に変更させた表現をする理由としては、(a) 盛土の降伏震度 K_y が盛土形状等の各条件によって変化すること、(b) ある一つの震源を仮定した場合にも推定される最大加速度にはバラツキが存在するため、波形形状が同一で、加速度が異なる地震動に対して変形量を算定する場合も想定されること、の2つの側面からである。なおもし仮にある一つの地震を念頭に置いた被害想定を実施する際には、距離減衰式などにより推定されるPGAを用いれば、任意の盛土に対して滑動変形量を算定することも可能である。

(2) 解析条件

検討には、防災科学技術研究所K-NETにおける観測記録を用いた。1996年5月～2011年7月(2011年8月1日現在公開データ)の間に観測された記録のうち、三成分合成加速度で50gal以上を計測した記録の水平成分(NS, EW方向)の計16992記録を対象とした。各波形毎に、 K_h^{max}/K_y を1.0(最大加速度PGA/980が盛土の降伏震度 K_y と等しい場合に相当)から10.0(PGA=2000galの地震時に $K_y=0.2$ の盛土を考える場合に相当)までの範囲で0.5刻みで変化させた計19パターンに対してニューマーク法を実施し、各条件毎の基準化滑動変形量 δ^0 を算定した。用いた地震観測記録の震源距離 R と地震規模 M_w 、震源距離 R と元波形の最大加速度PGA(各成分)、地震動の卓越周期 T と地震規模 M_w の関係を図-7に示す。なお、モーメントマグニチュード M_w の評価は、震源インバージョン結果をもとにしているが、結果が得られていないものにつ

(a) 震源距離 R と地震規模 M_w の関係

(b) 震源距離 R と最大加速度PGAの関係

(c) 地震の卓越周期 T と地震規模 M_w の関係

図-7 検討に用いた記録

いては、海溝型地震の場合は $M_w=M_j$ 、内陸活断層による地震の場合は既往の研究²²⁾から得られる次式を用いて気象庁マグニチュードから推定を行っている²³⁾。

$$M_w = 0.78 \times M_j + 1.08 \quad (6)$$

この時の地震分類は、震源深さが20kmよりも浅い地震を全て内陸活断層による地震とし、それ以外を海溝型地震として設定した。また、地震動の卓越周期 T は、地震動の最大加速度PGAと最大速度PGVを用いて次式から簡易的に算定している³⁾。

$$T' = 2\pi \frac{PGV}{PGA} \quad (7)$$

式(7)で卓越周期を算定することは、最大加速度と最大速度がほぼ同時刻に出現し、かつ正弦波に近い振動をしていると仮定していることになる。

(3) 解析結果

前節の条件に基づいてニューマーク法を実施し、得ら

れた標準化変形量 δ^b を地震の各指標に対してプロットした結果の例を図-8に示す。またこれらの結果とは別に検討に用いた地震記録元波形の最大加速度、最大速度と δ^b の間に明瞭な関係がみられないことは確認済みである。

これらの図より、得られた標準化変形量は大きくばらついているが、大まかな傾向として、震源距離、地震規模が大きくなるほど、また地震動の卓越周期が長くなるほど、変形量が大きくなっていることが分かる。これはまず、震源距離が大きくなると、波形の継続時間が長くなるために、滑動変形量も大きくなる。さらに地震動の卓越周期が長くなると、1波毎の変形量が大きくなる。そして、地震規模が大きいかほど、継続時間が長く、卓越周期が大きくなるため、上記2つの影響を合わせた効果

を含んでいるものと考えられる。また、地震規模と滑動変形量の常用対数の関係、震源距離の常用対数と滑動変形量の常用対数の関係はいずれも概ね直線型相関を示している。これは、地震動の継続時間と滑動変形量が線形関係にあるとした場合に、地震規模、震源距離を考慮した地震動継続時間の表現式^{例えば24)25)}と対応した結果となっている。

以上をまとめると、同一加速度の地震発生を想定した場合、地震規模が大きく、震源距離が長いほど、また地震動の卓越周期が長いほど、盛土の変形量が大きくなると言える。

図-9 地震動の卓越周期を無視した検討に使用したデータの例 ($K_h^{\max}/K_y=7.5$, $T=0.45\sim0.55\text{sec}$ のデータ)

図-10 回帰係数算定結果

(4) 地震被害簡易推定式の提案

多数のニューマーク法実施によって得られた図-8の基準化変形量算定結果を簡易に表現可能な式の提案を行う。図-8より、盛土の滑動変形量を表現し得るパラメータの候補として、震源距離、地震規模、地震動の卓越周期が挙げられた。しかしながら図-7にあるように、使用した記録の地震規模と卓越周期の間には、明らかな相関がみられる。そのため全パラメータを未知数とした回帰分析を行うと、例えば一方の回帰係数を2倍、他方の回帰係数を0.5倍にした結果も推定誤差が同一と評価されてしまうような、各パラメータ間にトレードオフが発生するものと予想される。

このうち地震動の卓越周期は、地震規模や震源距離の変化に伴って変化するものと考えられるが、地点の地盤条件や入力レベルの違いによっても変化することは明白であり、非常に複雑な現象を反映したものである。そこでまずは地震動の卓越周期を固定して、震源距離、地震

規模をパラメータとした変形量算定式について検討を行うこととした。

卓越周期 T が $0.45\sim0.55(\text{sec})$ の結果のみを抽出し、震源距離 $R(\text{km})$ と地震規模 M_w をパラメータとした回帰モデルとして次式を設定した。

$$\log \delta^b = a \cdot \log R + b \cdot M_w + f \quad (8)$$

ここで、 a, b, f は回帰係数である。 $K_h^{\max}/K_y$ 毎に a, b, f を最小二乗法によって算定した。この際、震源距離、地震規模の増大に伴い滑動変形量が減少することは物理的に考えにくいとため、各係数は非負の制約条件下で検討を行った。検討に用いたデータの一例($K_h^{\max}/K_y=7.5$ のデータ)を図-9に、得られた回帰係数 a, b を図-10に示す。また、式(8)によって表現される滑動変形量の例も併せて図-9に示している。

これらの結果より、 $K_h^{\max}/K_y$ が大きくなると係数 a, b ともに大きくなっている。つまり、降伏震度の小さい盛土ほど、震源距離、地震規模の変化による滑動変形量の

変化が大きくなることを意味している。また、図-9の回帰結果の例は計算結果を適切に表現できており、式(8)の表現形式が適切であることを示している。また、今回選択した卓越周期0.45~0.55(sec)という範囲は、その中に存在するデータ数が最も多く、広い範囲の地震規模、震源距離に基づく信頼性の高い回帰係数が得られると考えて設定したものである。他の周期帯域においても同様の回帰を行っているが、データ数が比較的多く揃っている周期帯域においては、図-10の結果と概ね同等の回帰係数 a, b を得ている。以上のことより、今回はある限られた周期帯域のデータを用いて回帰係数を算定しているが、この結果を他の周期帯域において使用しても大きな問題はないものと考えた。

続いて、地震動の卓越周期を考慮した回帰式の検討を行う。式(8)で得られた回帰係数 a, b を固定し、地震動の卓越周期 T をパラメータとした次式を設定した。

$$\log \delta^b = a \cdot \log R + b \cdot M_w + c \cdot (1 - \exp(-e \cdot T')) + d \quad (9)$$

ここで、 c, d, e は回帰係数である。各 $K_h^{\max}/K_y$ において、非線形最小二乗法を適用した結果、全ての $K_h^{\max}/K_y$ で $e=2.8$ が選択された。よって係数 e は入力レベルによらず一定値とする。

$$\log \delta^b = a \cdot \log R + b \cdot M_w + c \cdot (1 - \exp(-2.8T')) + d \quad (10)$$

最終的に得られた回帰係数 c, d もまとめて図-10に示している。係数 c は $K_h^{\max}/K_y$ の増加とともに大きくなっており、係数 a, b と同様に、降伏震度の小さい盛土ほど地震動の卓越周期が変化する影響を強く受ける結果が得られた。また、図-11には $K_h^{\max}/K_y=7.5$ の場合における解析結果と、ある地震規模、震源距離を仮定して、式(9)により算定される滑動変形量評価の例を示しているが、解析結果と回帰式による結果は調和的な傾向を示していることが確認できる。

以上の結果は、 $K_h^{\max}/K_y$ を1.0~10.0の範囲で0.5刻みに19分割した離散的な回帰結果である。最終的な目的として盛土の地震被害推定、地震リスク評価を考えた場合、任意の $K_h^{\max}/K_y$ に対して変形量を算定出来ることが望ましい。そこで、得られた各回帰係数の平滑化^{26,27)}を式(11)で表現される4次式を用いて行う。

$$x \left(\frac{K_h^{\max}}{K_y} \right) = x_0 + \sum_{n=1}^4 x_n \cdot \left(\frac{K_h^{\max}}{K_y} \right)^n \quad (11)$$

最小二乗法によって得られた各係数の一覧を表-3に、平滑化後の係数を用いて得られる $a \sim d$ を図-10に重ねて示す。この平滑化した4次式を用いて、各 $K_h^{\max}/K_y$ の回帰係数を適切に表現出来ていることが分かる。

本提案式を用いることで、任意の地震規模 M_w 、震源

図-11 卓越周期の変化に伴う変形量算定結果の例
($K_h^{\max}/K_y=7.5$ のデータ)

距離 R 、地震動卓越周期 T 、最大加速度 PGA 、盛土物性（降伏震度 K_y 、盛土起動力の特性値 χ ）に対して、盛土の滑動変形量を算定することが可能となる。また、提案式の対数標準偏差も得られている（0.352）ため、地震危険度解析により得られるハザードカーブと組み合わせることで、地震リスクの評価も可能である。

5. 提案手法の検証

本研究において提案を行った、盛土滑動変形量簡易評価手法の適用性を確認するため、実際の大規模地震に対して提案手法を適用し、実被害との比較を行う。対象地震は、1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震とする。この地震においては、町丁目ごとの詳細な地震動分布推定²⁸⁾と、鉄道土構造物において発生した地震被害の詳細な調査²⁹⁾が行われている。今回はこの地震動分布を用いて、盛土滑動変形量を推定することとした。

盛土のパラメータ（ K_y, χ ）は本来は対象路線の盛土管理情報データベースなどを用いて各地点ごとに設定されることが望ましい。しかしながら今回は盛土の条件は一律（勾配1:1.8、盛土高さ3m、土質2）として検討を行うこととした。盛土の形状等が確定すると、式(4)、(5)を用いて、 K_y, χ を推定することが出来る。今回の盛土では、 $K_y=0.481, \chi=16.43$ と評価される。

続いて地震動の条件としては、建物被害率に基づいて推定された地表面位置での PGA, PGV ²⁸⁾から、式(7)により卓越周期 T を算定する。震源距離を算定する際の震源位置は気象庁による値（34° 35.9'N, 135° 02.1'E, 深さ16km）³⁰⁾を用い、地震規模 $M_w=6.9$ とした。

以上のデータと式(10)から、地震動評価地点ごとの盛土の滑動変形量を算定した。得られた結果を鉄道の土構造物被害発生箇所と併せて図-12に示す。これを見ると、提案手法によって推定される被害エリアは、震災の帯と呼ばれる激震地域と宝塚市南東部に限られている。変形量推定箇所の中に存在する実際の鉄道土構造物被害発生地点も、このエリアに対応していることが分かる。つま

表-3 平滑化後の係数一覧

	a	b	c	d
x_0	-3.5959E-01	-8.7388E-02	1.7021E+00	-6.8837E+00
x_1	4.5083E-01	6.2615E-02	3.1719E-01	1.2611E+00
x_2	-1.0096E-01	-1.1303E-02	-6.2309E-02	-2.7823E-01
x_3	1.0091E-02	9.8766E-04	5.8737E-03	2.8060E-02
x_4	-3.7024E-04	-3.3084E-05	-2.0943E-04	-1.0407E-03

※適用範囲: $1.0 \leq K_h^{\max} / K_y \leq 10.0$ 制約条件: $a \geq 0.0, b \geq 0.0$

図-12 提案法による盛土滑動変形量推定結果と土構造物、抗土圧構造物の被害発生箇所(×印)の比較

実施することの効果等を明瞭に把握することが可能となる。さらに盛土の基本形状(高さ、勾配)、地盤材料と想定地震の基本特性(地震規模、震源距離、最大加速度、地震動の卓越周期)のみから盛土の滑動変形量を簡易に推定可能であるため、盛土の路線データベースを事前に整備しておけば、地震発生直後の被害発生有無の判定、点検地点の優先箇所を判断する際にも有用な情報を与えることが期待される。

謝辞: 検討では、防災科学技術研究所のK-NETの観測記録を使用させていただきました。一部の図の作成には、GMT³¹⁾を用いました。記して謝意を表します。

り提案手法によって盛土の被害分布を適切に推定可能であることが確認された。

6. まとめ

本研究では、広域な既設鉄道盛土の地震被害予測や地震リスク評価等を目的とした地震被害簡易推定手法の検討を行った。まず鉄道盛土の地震時滑動変形量をニューマーク法によって算定する際に必要なパラメータ(降伏震度 K_y 、盛土起動力の特性値 λ)を盛土の形状(高さ、勾配)と地盤材料から推定するために、多数の安定解析を実施し、パラメータ推定式の提案を行った。続いて多数の地震観測記録を入力としたニューマーク法を実施し、想定した地震の規模、震源距離、地震動の卓越周期に対して盛土の滑動変形量を推定する回帰式を作成した。さらに1995年兵庫県南部地震に対して提案法を適用し、実際の鉄道構造物の被害との比較を行い、提案手法の妥当性を確認した。

本手法を適用することで算定される盛土の被害指標は、滑動変形量という現在の鉄道盛土の耐震設計における照査指標と同一の指標である。このため新設、既設の区分をすることなく現在の耐震設計の思想を導入することができ、路線全体の盛土構造物の地震リスクや地震対策を

参考文献

- 1) 水野光靖, 野澤伸一郎: JR 東日本の鉄道施設における地震被害と復旧状況, 土木学会誌, Vol.96, No.7, pp.13-16, 2011.
- 2) 土木学会・日本都市計画学会・地盤工学会 東日本大震災第一次総合調査団: 東日本大震災第一次総合調査団中間とりまとめ(案), 2011.
- 3) 室野剛隆, 野上雄太, 宮本岳史: 簡易な指標を用いた構造物および走行車両の地震被害予測法の提案, 土木学会論文集 A, Vol.66, No.3, pp.535-546, 2010.
- 4) 三平伸吾, 渡辺健治, 室野剛隆: 鉄道盛土構造物の地震時被害予測に関する簡易推定手法の提案, 土木学会第 64 回年次学術講演会, I-191, 2009.
- 5) 下山貴史, 三宅浩一郎: 鉄道土木構造物の維持管理マネジメントについて, 建設マネジメント技術, Vol.380, pp.22-27, 2010.
- 6) 高浜勉, 翠川三郎: 地盤条件を考慮した地震による鉄道構造物の被害関数の構築, 日本地震工学会論文集, 第9巻, 第5号, pp.57-72, 2009.
- 7) 丸山喜久, 山崎文雄, 用害比呂之, 土屋良之: 新潟県中越地震の被害データに基づく高速道路盛土の被害率と地震動強さの関係, 土木学会論文集 A, Vol.64, No.2, pp.208-216, 2008.
- 8) 中央防災会議首都直下地震対策専門調査会: 首都直下地震対策専門調査会報告(案), 2005.
- 9) Newmark, N.M.: Effects of earthquakes on dams and embankments, *Geotechnique*, Vol.12, No.2, pp.139-159, 1965.
- 10) 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.

- 11) 渡辺啓行, 馬場恭平, 平田和太: フィルダムの動的解析に基づくすべり安定評価手法の一考察, 電力中央研究所報告, 381020, 1981.
- 12) Ling, H.I. and Leshchinsky, M.W.: Seismic performance of simple slopes, *Soils and Foundations*, Vol.35, No.2, pp.85-94, 1995.
- 13) 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論文集, Vol.10-3, pp.3033-3038, 1998.
- 14) 秦吉弥, 山下典彦, 土田孝, 加納誠二: 修正 Newmark 法に基づく被災盛土の地震時残留変位量の再現, 第 12 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.574-577, 2006.
- 15) 中村晋, 澤田純男, 吉田望: 多層構造を有する斜面の地震時永久変形の簡易評価手法とその適用性, 土木学会論文集 C, Vol.63, No.1, pp.269-284, 2007.
- 16) 江川祐輔, 常田賢一, 小田和広, 都間英俊, 中平明憲: 道路盛土に対する法尻補強および遮断構造の耐震効果に関する解析的検討, 第 42 回地盤工学研究発表会, No.862, 2007.
- 17) (社) 土木学会: 動的解析と耐震設計, 第 2 巻 エネルギー施設, pp.29-71, 1987.
- 18) (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, 2007.
- 19) 山口柏樹: 土質力学 (全改訂), 技報堂, 1984.
- 20) 坂井公俊, 室野剛隆, 川野有祐: 鉄道盛土の地震時滑動変形量の簡易推定法構築に関する基礎的検討, 第 46 回地盤工学研究発表会講演集, 論文番号 557, 2011.
- 21) 室野剛隆, 館山勝, 青木一二三, 堀井克己, 鵜田由希: 盛土の耐震検討に用いる地震動波形に関する一考察, レベル 2 地震に対する土構造物の耐震設計シンポジウム論文集, pp.347-354, 2000.
- 22) 武村雅之: 日本列島およびその周辺地域に起こる浅発地震のマグニチュードと地震モーメントの関係, 地震第 2 輯, 第 43 号, pp.257-265, 1990.
- 23) 藤原広行, 他: 「全国地震動予測地図」作成手法の検討, 防災科学技術研究所研究資料, 第 336 号, 2009.
- 24) Trifunac, M.D. and Brady, A.G.: A study on the duration of strong earthquake ground motion, *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol.65, No.3, pp.581-626, 1975.
- 25) 神山真: 地盤の影響を考慮した震動継続時間およびその関連パラメーターの統計解析, 土木学会論文集, 第 350 号/I-2, pp.271-280, 1984.
- 26) 木下繁生, 御子柴正, 星野務: 堆積層における短周期 S 波の平均的増幅特性の推定, 地震第 2 輯, 第 39 巻, pp.67-80, 1986.
- 27) 内山泰生, 翠川三郎: 震源深さの影響を考慮した工学的基盤における応答スペクトルの距離減衰式, 日本建築学会構造系論文集, 第 606 号, pp.81-88, 2006.
- 28) 山口直也, 山崎文雄: 1995 年兵庫県南部地震の建物被害率による地震動分布の推定, 土木学会論文集, No.612/I-46, pp.325-336, 1999.
- 29) 鉄道総合技術研究所: 兵庫県南部地震鉄道被害調査報告書, 鉄道総研報告特別 4 号, 1996.
- 30) 気象庁: 平成 22 年 9 月地震・火山月報 (カタログ編), 2010.
- 31) Wessel, P. and Smith, W.H.F.: New, improved version of Generic Mapping Tools released, *EOS, Trans. AGU*, Vol.79, p.579, 1998.

(2011.11.7 受付)

SIMPLE METHODOLOGY TO SEISMIC DAMAGE ESTIMATION OF RAILWAY EMBANKMENT

Kimitoshi SAKAI, Yoshitaka MURONO and Mitsuo KYONO

In this study, estimation method of seismic damage of railway embankment was proposed, complying with the current seismic design. The proposed method requires fundamental features of embankment, such as gradient or height, as well as magnitude, hypocentral distance and peak ground acceleration of the target earthquake. Given these parameters, the sliding deformation of embankment is estimated. Since the method requires only geometry of embankment, proposed method is also applicable for existing embankment, the design of which might not comply with the current design standard. The efficacy of the proposed method is confirmed by comparing the estimated damages with those observed in the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake.