

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

坂井 公俊¹・荒木 豪²・室野 剛隆³

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 ライト工業 施工技術本部 (〒300-2658 茨城県つくば市諏訪C23-3)

E-mail: garaki56@raitco.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: murono.yoshitaka.51@rtri.or.jp

盛土の振動特性を考慮した上での滑動変位量を実務的に算定する手法を整理した。具体的には、過去に提案されている片側非線形モデルを適用する際に必要となる盛土本体と滑動部の振動特性（固有周期、非線形特性）を簡易に推定する手法を提案するとともに、各手法の妥当性を確認した。今回提案した手法を用いることで、盛土の振動特性を考慮した上での応答値を簡易に算定することが可能となり、鉄道路線のような延長の長い施設を対象とした場合の耐震設計時の応答値算定手法として活用が期待される。また本手法は、鉄道橋梁や高架橋等の地震応答値算定法と概ね同様の考え方、手順に基づいており、構造形式によらず統一した指標による評価が可能となる。

Key Words : railway embankment, nonlinear dynamic response, equivalent single degree of freedom method, sliding deformation

1. はじめに

土木構造物の地震時性能を評価するためには、地震に伴う対象施設の変形状態や損傷状況等を適切に評価することが重要であることは言うまでもない。この時に用いる評価方法は、必ずしも全ての現象を表現可能な方法である必要はなく、複雑な制約条件の中で合理的かつ実用的な方法を採用することが望ましい。鉄道構造物の耐震設計においては、想定した地震動に対する応答値を算定し、これが要求する性能を満足することを確認する手続きが行われている¹⁾。そして、一般的な鉄道盛土におけるL2地震時の応答値の算定法としては、ニューマーク法^{2,3)}による滑動変位量と揺すり込み沈下量を合算し、盛土の沈下量を算出する方法が採用されている⁴⁾。ただしこのニューマーク法には多くの問題があることが以前から指摘されており^{例えば5)~7)}、これを解決する方法もいくつか提案されている^{例えば8),9)}。

このうち澤田らの提案する手法⁹⁾は、盛土本体と滑動部をそれぞれ等価な1自由度モデルに置換することにより、これらの振動特性を考慮した上で最終的な変位量を算定するものであり、延長の長い鉄道路線などを対象と

した場合にも実務的な計算量で評価可能な手法であると考えられる。しかし、この提案においては、盛土本体、滑動部それぞれの振動特性の具体的な評価方法が示されていないため、現状では本手法をそのまま実設計に適用することは困難である。

これとは別に、盛土本体の振動特性、地震増幅特性を簡易に評価しようとする検討も複数実施されている^{例えば9)~11)}が、この時の盛土は弾性挙動をすることを基本としている。しかし、近年頻発している比較的振幅の大きな地震動に対する挙動を評価する場合には、盛土本体の非線形挙動の影響も大きくなることが想定され、設計においてもこれを無視することはできない。これに対応する形で筆者らは盛土本体の非線形挙動を考慮可能な等価1自由度モデルの構築手法を提案し、非線形有限要素法による動的解析結果と比較することで、手法の妥当性を確認している¹²⁾。この時に必要なパラメータは、盛土本体の形状と地盤材料の物性値のみであり、現状の盛土の設計時に容易に入手可能な情報を用いて盛土本体の等価1自由度モデルを構築することが可能である。そのため、盛土滑動部の振動特性を合理的に評価することができれば、澤田らの片側非線形モデル⁹⁾による変位量評価が容

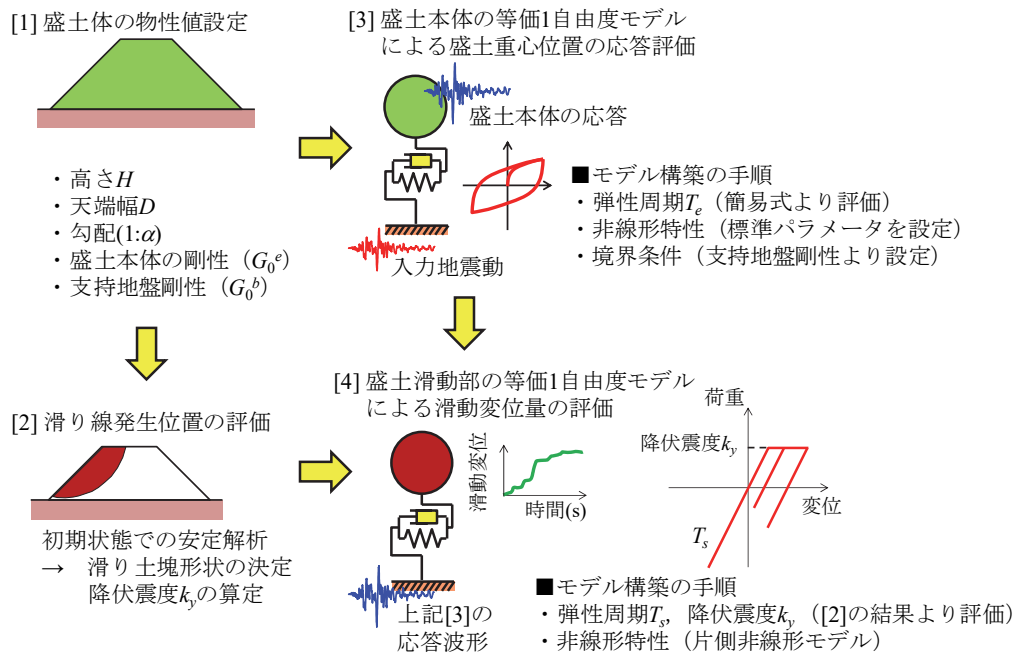


図-1 盛土本体と滑动部の振動特性を考慮した滑动変位量の評価手法

易に実施可能な段階にあると言える。

そこで本報告では、まず盛土滑动部の振動特性を簡易かつ適切に評価可能な手法を提案する。これと盛土本体の等価1自由度モデル¹²⁾を組み合わせることで、両者の振動特性を考慮した上での簡便な変位量評価の流れを整理する。最後に、澤田らが提案している片側必要強度スペクトル⁹⁾に盛土本体の非線形性を導入するとともに、このスペクトルによって盛土の滑动変位量を簡易かつ適切に算定可能であることを確認する。

2. 提案手法の基本的な考え方

今回提案する鉄道盛土の地震時変位量算定手法の概要を図-1に示すとともに、具体的な手順を以下に示す。

[1] 対象とする盛土の形状、地盤物性値を設定する。

これらの情報の多くは従来のニューマーク法を実施する場合にも必要な情報であるが、盛土本体の固有周期 T_e を評価するために、地盤材料のせん断剛性も必要となる。

[2] 対象盛土に対して円弧すべり安定計算を実施することで、すべり線の発生位置と降伏震度 k_y を求める。この計算は従来の耐震設計⁹⁾において一般的に実施されている。

[3] 盛土本体の等価1自由度モデルを用いて、滑动部に作用させる地震作用を算定する。等価1自由度モデルは、まず弾性時の情報として、固有周期 T_e を盛土形状と物性値から評価する¹²⁾。非線形特性についても標準化されたパラメータ¹³⁾を用いることで、特殊

な手法や情報を用いることなく等価1自由度モデルを構築することが可能である。

[4] 盛土滑动部の等価1自由度モデルを用いて、滑动変位量を算出する。この時、弾性時の振動特性(固有周期 T_s)は次章で提案する手法により評価する。非線形特性は、上記[2]によって得られた降伏震度 k_y を折れ曲がり点とした片側非線形モデル⁹⁾により表現する。非線形動的解析を実施する際の地震作用は、上記[3]で得られた盛土本体の応答波形とする。

本手法の特長は、盛土本体と滑动部の非線形特性を含む振動特性を等価な1自由度モデルに置換することで、地震時滑动変位量を簡易かつ適切に考慮可能とした点にあり、これまで指摘されてきたニューマーク法の問題点の多くを実務設計においても対応可能な範囲で解決したものと捉えることができる。また、鉄道橋梁・高架橋における応答解析法(等価固有周期 T_{eq} と降伏震度 k_y を用いた等価1自由度モデル¹³⁾による非線形応答スペクトル法¹⁴⁾)と基本的には同様の取り扱いとなっているため、車両の走行安全性等も同列での評価が可能であることや、構造種別によって地震作用を補正するような特殊な取り扱い^(例えば15)も不要となる。

3. 盛土滑动部の固有周期 T_s の評価手法

本章では、盛土滑动部の弾性時の振動特性を簡易に評価する手法を提案する。提案法のイメージを図-2に示す。円弧すべり安定計算によって評価される滑动部の形状は、当然のように2次元的に複雑に変化する。そのため盛土

の滑動部は、水平方向と鉛直方向の振動モードを有すると考えられる。しかしながら本検討では、盛土滑動部の振動は円弧の中心位置を中心として回転方向にのみ生じると考えることとした。具体的には図-2に示すように、盛土滑動部の2次元的な形状の変化を、細分化した円弧半径毎に囲まれる面積が同一となるような1次元の土柱モデルに置換することで、各高さ位置で幅の異なる地盤のせん断方向の振動モードを算出する問題に単純化する。こうすることで、解析要素の大幅な低減、解析次元の単純化が可能となる。

本手法の有効性を確認するために、表-1に示す高さの異なる5種類の盛土に対して、提案手法によって得られる固有周期と2次元有限要素法によって得られる固有周期の比較を行う。ここで各盛土のすべり線発生位置を評価する際には、修正フェレニウス法^{例えは16)}を用いることとし、盛土本体の地盤物性値は鉄道構造物の設計基準⁴⁾に示される土質3相当の物性値 ($c=6.0\text{kN/m}^2$, $\phi=35.0^\circ$) を有する均質な材料で構成されていると考えた。また支持地盤は良好であり、すべりは盛土内部でのみ発生するという制約を与えている。各ケースで得られた円弧中心の座標（法尻の座標を(0, 0)とする）と円弧半径についても、表-1にまとめて示している。安定計算結果の一例として、ケース3（盛土高さ9m）のすべり線発生位置を模式的に図-3に示す。

続いて滑動部の固有周期を2次元有限要素法によって算定する。この時のモデル化は、盛土全体を対象としてメッシュ分割を行っているものの、盛土滑動部の物性値のみを $V_s=200\text{m/s}$, $\gamma=20\text{kN/m}^3$ とし、これ以外の盛土本体、支持地盤は剛体として取り扱うことで、滑動部のみの振動特性を強制的に評価することとした。ケース3における有限要素解析モデルを図-4(a)に示す。この2次元有限要素モデルを対象に固有値解析を実施することで、滑動部の固有周期 T_s を評価した。本検討においてはこの結果を正解値として位置づける。得られた1次モード形状を図-4(b)に示すが、設定した円弧からすべり落ちるような振動モードとなっており、水平方向、鉛直方向の変位が連成していることが分かる。また1次モードの固有周期は $T_s=0.043\text{s}$ と非常に短くなっている。

続いて、提案手法によって振動特性を算定する際は、円弧半径を0.1m刻みで分割することとし、各分割に囲まれた面積 S を算定するとともに、これを再現可能な等価幅 B ($=S/0.1$) を求めた。ケース3における円弧半径と等価幅の関係を図-5に示す。この結果より、円弧半径13.3m（円弧中心と盛土本体の最短距離）から徐々に等価幅が増加するものの、法肩部の影響でこの等価幅は単調に増加するのではなく、多少複雑に変化することが分かる。続いて、この等価幅を有する1次元土柱モデルを構築し、固有値解析により滑動部の固有周期を算定した。

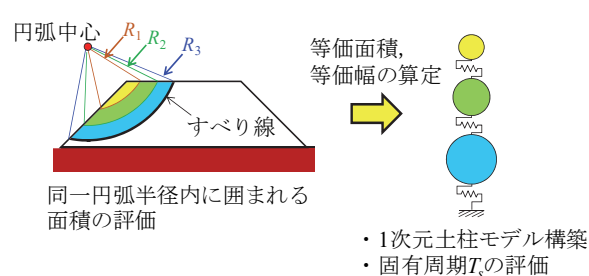


図-2 盛土滑動部の弾性時の振動特性の簡易評価法

表-1 検証を行う盛土の条件、すべり線発生位置

ケース	盛土形状			安定解析結果	
	高さ $H(\text{m})$	勾配 (1: α)	天端幅 $D(\text{m})$	円弧中心 座標 [*] (m)	円弧半径 $R(\text{m})$
1	3	1.5	10	(0, 6)	6
2	6			(0, 11)	11
3	9			(0, 16)	16
4	12			(-1, 23)	23
5	15			(-2, 29)	29

※ 法尻の座標を(0, 0)とする

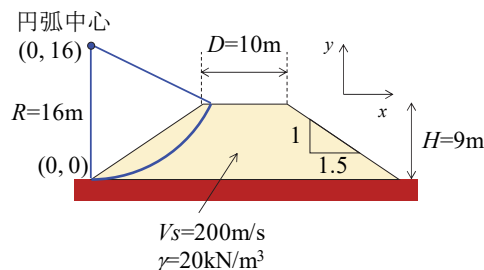


図-3 円弧すべり安定計算の結果
（ケース3（盛土高さ9m）の場合）

以上の手順によって得られた固有周期 T_s をまとめて表-2、図-6に示す。これを見ると、今回評価を行ったケースにおいては、盛土が高くなるにしたがって滑動部の固有周期 T_s が長くなっており、提案手法による T_s は正解値とほぼ一致していることが分かる。

また各ケースの固有周期 T_s は、0.02～0.06秒程度と非常に短い周期となっている。これは、ニューマーク法を適用する際の「滑動部は剛体変形する」という仮定をある程度支持する結果と捉えることもできる。ただし高盛土を対象とした場合や、かりに支持地盤が軟弱ですべり線がより深い位置に存在する場合等では、固有周期がより長くなることが考えられる。このような場合には、滑動部の振動特性を適切に評価することが重要となるが、その境界を現時点において適切に設定することは困難である。その点で今回提案した手法による固有周期評価は、非常に簡便であるとともに、2次元有限要素法による結果と調和的な傾向を示しているため、延長の長い多数の鉄道盛土を対象とした場合の振動特性の評価手法として有効であると考えられる。

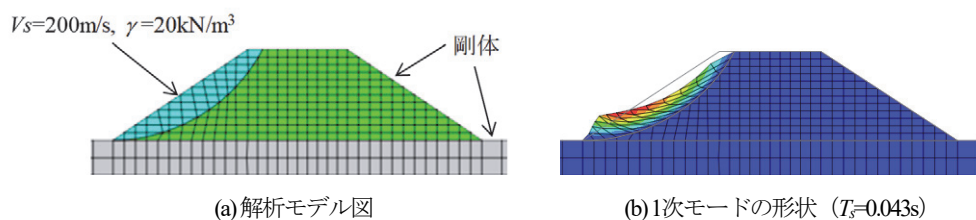


図4 有限要素法による固有値解析（ケース3（盛土高さ9m）の場合）

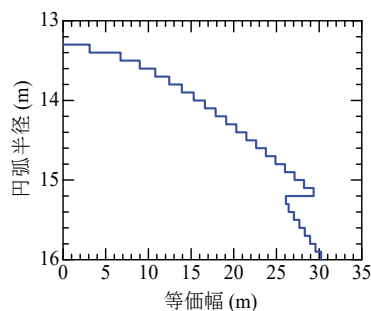
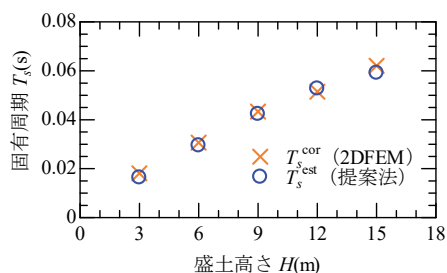
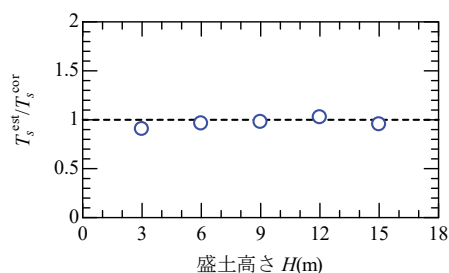


図5 提案法による円弧半径と等価幅の関係（ケース3（盛土高さ9m）の場合）



(a) 各結果の比較

ケース	高さ $H(\text{m})$	固有周期 $T_s(\text{s})$	
		有限要素法	提案法
1	3	0.018	0.016
2	6	0.031	0.030
3	9	0.043	0.042
4	12	0.051	0.053
5	15	0.062	0.059



(b) 正解値（二次元有限要素法）との比率

図6 滑動部の振動特性評価結果

4. 片側必要強度スペクトルによる滑動変位量の評価

提案手法を用いることで、盛土本体と滑動部の両者の非線形挙動を含む振動特性を簡易かつ適切に考慮した上での変形量評価が可能となる。しかしながら、この時には非線形の動的解析を2回実施する必要がある、延長の長い路線を対象とした場合などでは作業が多少煩雑になる可能性も考えられる。これを解消するために、澤田らは片側必要強度スペクトル⁹⁾によって簡易的に変位量を読み取ることのできる手法を提示している。ただし、この時の盛土本体は線形弾性体としており、今回のような盛土の非線形挙動は無視している。そこで本章では、この片側必要強度スペクトルに盛土本体の非線形特性を導入する手法を提示するとともに、この手法によって適切な滑動変位量を容易に判読できることを確認する。

既往の検討¹²⁾によると、盛土本体の非線形特性（変位の増大に伴う剛性低下、減衰増大の傾向）は、盛土全体系の剛性が初期の0.5倍になる変位（これを規準変位 δ と定義¹⁷⁾する）で正規化することで、概ね同一の傾向を示すことが確認されている。また、この規準変位 δ は盛土の高さと明瞭な相関を有することも確認している。

そこで、盛土の非線形特性を表現する代表的なパラメータとして規準変位 δ を用いることで、片側必要強度スペクトルの表現を試みる。この時、片側必要強度スペクトルは以下の条件ごとに作成されることになる。

- ・入力地震動
- ・盛土本体の固有周期 T_e
- ・盛土本体の規準変位 δ

この時の入力地震動は、盛土との相互作用の影響を無視した解放地表面位置での地震動である。地表面と盛土本体のインピーダンス比が変化すると、相互作用の影響によって盛土の応答が変化することが数値解析や観測等の検討から明らかになっている^{例えば18,19)}。この効果は、

盛土本体の等価1自由度モデル下端に付与する粘性減衰を調整することで適切に考慮することが可能であるが、パラメータが増えると設計で使用するスペクトル図が膨大になること、同一の地表面地震動が作用する場合には盛土と支持地盤のインピーダンス比が小さいほど盛土の動的挙動が大きくなることを勘案し、今回は支持地盤を固定とした場合のスペクトルを作成することとした。

また、本検討において作成する片側必要強度スペクトルで対象とする盛土は、図-3に示した高さ9m、天端幅10m、勾配1:1.5の鉄道盛土とする。この盛土の振動特性は、既往の検討¹²⁾によって盛土本体の固有周期 $T_e=0.147s$ 、規準変位 $\delta=0.50cm$ 、その他の非線形特性も標準パラメータ¹²⁾を用いて表現できることが示されている。

地表面位置の入力地震動としては、鉄道構造物の耐震設計で一般的に用いられているL2地震動スペクトルⅡ（G3地盤）¹⁾を使用することとした。また、片側必要強度スペクトルは、波形の正側、負側応答の影響を受けるため、スペクトル作成時には、正負反転させた地震波に対しても変形量を算定し、いずれか大きな変形量を示す結果のみを使用した。また、動的解析時の減衰は盛土本体、滑動部とも3%を設定した。

以上の条件に基づき、盛土の片側必要強度スペクトルを算定した。得られた結果を図-7に示す。これを見ると、当然のように変形量が小さなスペクトルほど大きな降伏震度を必要としていることが分かる。また、今回対象とした地震動では、同一の滑動変位量に抑えるためには、盛土滑動部の周期が長い盛土ほどより大きな降伏震度が必要となることが分かる。ただし、周期0.19秒付近にピークが見られるが、これは非線形化した盛土本体の振動卓越周期に該当し、これと盛土滑動部が共振することによって現れたピークであると考えられる。

続いて、図-3に示した個別の盛土に対して滑動変位量を算定し、本スペクトルの有効性を確認する。この盛土に対して安定計算を実施した結果、図-3に示した位置にすべり線が発生し、降伏震度 $k_y=0.23$ が得られている。続いて2章、3章で述べた手法によって盛土滑動部の振動特性を評価した結果、盛土滑動部の固有周期 $T_s=0.042s$ となった。図-7の片側必要強度スペクトルには、対象盛土の振動特性を示す点をプロットしているが、このスペクトルからは滑動変位量 $\delta_{max}=10cm$ 程度であることが読み取れる。また、この条件（固有周期、降伏震度）を有する片側非線形モデルを用いて時刻歴の滑動変位を個別に算定した結果を図-8に示す。この図より、最終変形量 $\delta_{max}=9.7cm$ が得られており、当然のように片側必要強度スペクトルによって正しい変形量が抽出できていることが分かり、本スペクトルを用いることで、盛土本体、滑動部の振動特性のみから容易に最終変位量を把握できることが確認できる。

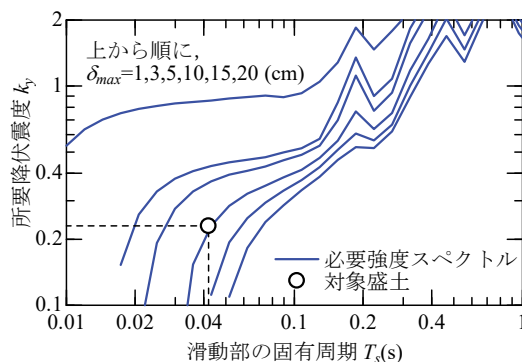


図-7 片側必要強度スペクトルの算定結果
($T_e=0.147s$, $\delta=0.50cm$ の場合)

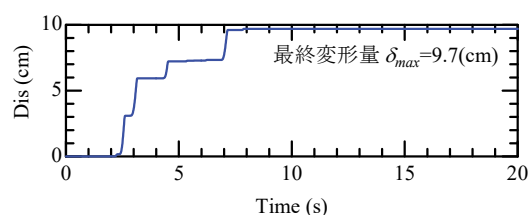


図-8 対象盛土の滑動変位算定結果

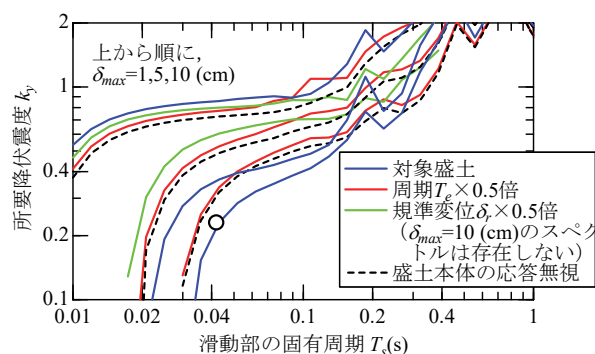


図-9 片側必要強度スペクトルの算定結果
(盛土本体の特性を変化させた場合)

最後に、盛土本体の非線形特性として、固有周期 T_e を0.5倍した場合、規準変位 δ を0.5倍した場合、動的応答を無視（地表面波をそのまま入力）した場合の片側必要強度スペクトルを図-9に示す。それぞれの条件によってスペクトルの形状は変化しており、盛土の滑動変位量を算定する際にも、盛土本体の動的応答特性を適切に把握、考慮することの重要性が確認できる。

5. まとめ

本検討では、盛土の振動特性を適切に考慮した上での滑動変位量を実務的に評価する手法を提案した。具体的には、過去に提案されている片側非線形モデル⁶⁾に必要な盛土本体と滑動部の振動特性（固有周期、非線形特性）

を簡易かつ適切に算定する手法を提案するとともに、これを用いた変位量の試算を行った。

提案法では、盛土本体の非線形性を含む動的挙動を等価な1自由度モデルによって評価するとともに、滑動部の振動特性についても、従来の設計において実施されている円弧すべり安定計算結果を用いた等価な1自由度モデルで表現している。そのため従来と同様の情報量で計算に必要なパラメータを評価できるとともに、1自由度モデルという非常に単純な計算手法を用いているため、鉄道盛土のような延長の長い構造を対象とした場合にも、実務的に対応可能な手法であると考えられる。また、片側必要強度スペクトルを用いることで、振動特性のみから滑動変位量をより簡易に判読可能であることも確認している。

本手法は、鉄道橋梁や高架橋において一般的に用いられている静的非線形解析＋等価1自由度モデルによる非線形応答スペクトル法¹⁴⁾と概ね同等の評価手順となっているため、構造によらず統一した基準での評価が可能であるという利点を有している。

ただし本検討では、入力地震動の作用方向は水平方向のみに限定して議論を行っている。ただし、上下方向の地震動がすべり線の発生や最終的な変位量に与える影響が無視できないという報告^{例えば2021)}もあり、今回のモデルに対する2方向地震動の入力方法については検討の余地が残されている。これについては、今後の課題とし、引き続き検討を行う予定である。

謝辞：本検討の一部は、国土交通省の鉄道技術開発費補助金を受けて実施しました。また、防災科学技術研究所 K-NETの地震観測記録を使用させていただきました。ここに記して謝意を示します。

参考文献

- 1) (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），丸善出版，2012。
- 2) Newmark, N.M.: Effects of earthquakes on dams and embankments, *Geotechnique*, Vol.12, No.2, pp.139-159, 1965.
- 3) 舘山勝，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.
- 4) (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），丸善出版，2007。
- 5) 蔣景彩，山上拓男，NGUYEN Bao Viet：地震時盛土斜面の不安定性評価手法による事例検討，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.65, No.1, pp.149-155, 2009.
- 6) 澤田純男，土岐憲三，村川史朗：片側必要強度スベ

- 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.
- 7) 秦吉弥，一井康二，加納誠二，土田孝：地震時における盛土の降伏加速度に関する基礎的研究，広島大学大学院工学研究科研究報告，Vol.57, No.1, 2008.
- 8) 龍岡文夫，Duttine, A., 矢崎澄雄，毛利栄征：非排水繰返し載荷による強度低下およびひずみ軟化を考慮したニューマーク法による地震時斜面残留変位推定，地盤工学会—東日本大震災を乗り越えて—発表論文集，pp.394-403, 2014.
- 9) 中村晋，風間基樹：層マトリックス法による盛土 - 支持地盤系の 1 次元震動解析法，応用力学論文集，Vol.5, pp.501-508, 2002.
- 10) 中村晋，風間基樹：側方地盤との動的相互作用を考慮した盛土 - 支持地盤系の 1 次元震動解析法，応用力学論文集，Vol.6, pp.723-730, 2003.
- 11) 秦吉弥，加納誠二，山下典彦，横井芳輝，土田孝：形状を考慮した簡便な盛土の固有周波数算定式，地盤工学ジャーナル，Vol.2, No.3, pp.197-207, 2007.
- 12) 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.
- 13) 室野剛隆，佐藤勉：構造物の損傷過程を考慮した非線形応答スペクトル法の適用，土木学会地震工学論文集，pp.520-528, 2007.
- 14) 西村昭彦，室野剛隆，齋藤正人：所要降伏震度スペクトルの作成と耐震設計への適用，地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，Vol.3, pp. 43-48, 1999.
- 15) 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.
- 16) 山口柏樹：土質力学（全改訂），技報堂，1984.
- 17) 坂井公俊，室野剛隆：地盤の等価 1 自由度モデルを用いた非線形動的解析法の提案，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.71, No.3, pp.341-351, 2015.
- 18) 柳沢栄司：土構造物の振動特性に及ぼす基礎地盤の影響，土木学会論文報告集，第 317 号，pp.101-110, 1982.
- 19) 荒木豪，坂井公俊，室野剛隆：盛土体の地震時挙動特性に与える支持地盤の影響把握，土木学会鉄道工学論文集，Vol.21, 2017.
- 20) Ling, H. I., Leshchinsky, D., and Mohri, Y.: Soil slopes under combined horizontal and vertical seismic accelerations, *Earthquake engineering & structural dynamics*, Vol.26, No.12, p.1231-1241, 1997.
- 21) 篠田昌弘：Spencer 法に基づいた斜面の地震時残留変位量の算定法，土木学会論文集 C（地圏工学），Vol.69, No.4, pp.491-503, 2013.

EVALUATION METHOD FOR SLIDING DISPLACEMENTS OF RAILWAY EMBANKMENT CONSIDERING DYNAMIC RESPONSE OF EMBANKMENT AND ITS SLIDING BLOCK

Kimitoshi SAKAI, Go ARAKI and Yoshitaka MURONO

In this paper, evaluation method for sliding displacements of embankment is proposed considering its dynamic response characteristics. First, the method to identify response characteristics of both embankment and its sliding block was proposed. Second, evaluation method of sliding displacements was proposed by employing nonlinear dynamic response analysis with equivalent single degree of freedom model. Finally, accuracy of the proposed method was confirmed by numerical simulations. The proposed method makes it possible to easily estimating the seismic response of the embankment considering its vibration characteristics. This method is applicable for seismic design of railway system having numerous amount of embankment. In addition, the proposed method complies with that for bridges and viaduct, enabling to compare obtained results with those of other structures.