

性能評価のための道路盛土の すべり安全率とすべり変位量の相関化

常田 賢一¹・秦 吉弥²・三好 忠和³

¹正会員 大阪大学 教授 大学院工学研究科地球総合工学専攻 (〒565-0871 吹田市山田丘2-1)

E-mail: tokida@civil.eng.osaka-u.ac.jp

²正会員 大阪大学 助教 大学院工学研究科地球総合工学専攻 (〒565-0871 吹田市山田丘2-1)

E-mail: hata@civil.eng.osaka-u.ac.jp

³正会員 NEXCO西日本エンジニアリング関西(株) 道路技術部 (〒567-0032 茨木市西駅前町5番26号)

E-mail: t_miyoshi@w-e-kansai.co.jp

地震時の道路盛土のすべり安定性は、円弧すべり法のすべり安全率に基づく評価が主流であるが、近年、ニューマーク法など、道路盛土の性能、つまり、すべり変位量に基づく評価が実施されつつある。このような2種類の評価方法が併存する状況において、同一のすべり現象を対象とした両評価指標による安定性の評価水準は同一であるべきであるが、両評価方法間の定量的な相関性は明確にされていない。

本研究は、安全率とすべり変位量の評価基準の相関化を目的として、震度と加速度の関係付けを3つの方法により行い、模擬盛土モデルおよび実被害盛土を対象とし、盛土構造および入力地震動の条件の差異を考慮して、円弧すべり法のすべり安全率とニューマーク法のすべり変位量の関係を定量的に評価する。さらに、道路盛土の性能を考慮したすべり安全率の概念およびそれを活用した地震時の道路盛土の性能設計法を提示し、実盛土における適用性の検証に基づいて、要求性能を考慮した安全率の適用性を考察する。

Key Words: road embankment, seismic design, sliding, safety factor design, performance-based design

1. 概要

2004年10月の新潟県中越地震、2007年3月の能登半島地震、2009年8月の駿河湾を震源とする地震では、中山間部における道路盛土の被害が発生し、道路ネットワークにおける道路盛土の重要度あるいは影響度が再認識されたが、類似の被害を軽減、防止するためには、危険度および影響度の高い盛土から計画的に耐震性の向上を図ることが必要である。

そのためには、道路盛土の耐震設計あるいは耐震性向上の基本概念を明確にすることが必須である。現在、常時あるいは地震時の道路盛土の設計において、すべりの安定性の評価は、従来の慣用法としての円弧すべり法で算出したすべり安全率による方法が一般的である。一方、近年の新たな設計の流れである性能設計では、ニューマーク法（以下、Newmark法）¹⁾²⁾などにより算出されたすべり変位量による方法が提示されている。特に、Newmark法は鉄道構造物での設計基準³⁾に規定されるとともに、2010年に改定された盛土工指針⁴⁾でも明記されている。このように、現在はすべり安全率による設計が主流ではあるが、すべり変位量を考慮した設計も併用され、普及し始めている状況にある。

従って、現在はすべり安全率とすべり変位量による評価方法が併存する状況であるが、評価方法が異なっても、同じすべりの現象を対象としているので、両評価指標による安定性の評価水準は同一であるべきである。そのため、両法の相対的関係の工学的な意味付け、定量的な相関化が必要である。しかし、両法による設計の基本的な考え方が異なるとの認識から、すべり安全率とすべり変位量の関係は明確にされていないのが実情である。

本研究は、上記のすべり安全率とすべり変位量の相対関係の基本概念を提示するとともに、模擬盛土モデルおよび実被害盛土に対して、異なる土質条件、のり面勾配および地震動条件の下で、円弧すべり法およびNewmark法を適用し、それぞれのすべり安全率およびすべり変位量の相関関係を明らかにする^{5) 6)}。なお、両評価方法の相関化のために、*SF* 値、最大加速度の1/3乗則による換算震度および最大加速度による換算震度の3種類の指標に着目して、相関化の妥当性を比較、検証する。

さらに、すべり安全率およびすべり変位量の定量的な相関関係から、性能（本文では、すべり変位量）を考慮した安全率の概念、それを活用した地震時の道路盛土の性能設計法および実盛土における適用性の検証を通して、要求性能を考慮した安全率の適用性を考察する。

表-1 道路盛土の安全率評価と性能評価の比較

比較項目	安全率評価	性能評価
評価指標	すべり安全率	すべり変位量（沈下量）
評価基準	許容安全率 F_{sa} (常時1.2、地震時：1.0)	性能基準（許容変位量・許容沈下量） 限界震度： $F_s=1.0$
評価方法	円弧すべり法（修正フェレニウス法など）	ニューマーク法（地震応答解析含む）など
設計地震動	水平震度 k_h	加速度履歴波形
地震動規模	レベル2： $k_h=0.16, 0.20, 0.24$ * 盛土工指針 ⁴⁾	適宜（実測加速度記録など）
その他	汎用法・簡易法	開発途上・簡易法（詳細法）

2. 安全率と性能の比較

(1) 安全率評価と性能評価の相対性

表-1 は道路盛土を対象としたすべり安定性の評価方法あるいは設計法について、従来の汎用的な安全率による評価（以下、安全率評価と呼ぶ）および近年の新しい設計概念である性能による評価（以下、性能評価と呼ぶ）の比較例である。同表の通り、安全率評価はすべり安全率を評価指標として、許容安全率を評価基準とした評価方法である。他方、性能評価は、すべり変位量（あるいは沈下量）を評価指標として、性能基準（つまり、許容変位量あるいは許容沈下量）を評価基準とした評価方法である。

また、安全率評価の設計地震動は水平震度であり、盛土工指針⁴⁾ではレベル1地震動およびレベル2地震動が、それぞれ0.08～0.12および0.16～0.24で規定されている。他方、性能評価の設計地震動は加速度履歴波形であり、実測記録などが設定される。さらに、安全率評価は汎用的な簡易法である円弧すべり法によるが、性能評価は簡易評価として開発途上の面もあるNewmark法などによるため、詳細な手順（地震応答解析など）が必要である。

以上のように、許容安全率によりすべりの発生の有無を評価する安全率評価と、すべりの発生程度を評価する性能評価は、評価の基本概念が異なる。従って、評価結果の取り扱いが変わるのは必然であるものの、同じすべりの現象を扱うので、両評価方法は整合が取れていなければ

ならないが、明確にされていないのが実情である。ここで、安全率によるすべりの発生の限界状態は荷重と強度が釣り合う安全率1.0の状態であるが、Newmark法でのすべりの発生限界もすべり安全率が1.0の時点であるので、安全率評価の安全率1.0の状態とNewmark法によるすべり変位量がゼロの状態は同一である。

(2) 既往の相関付けの事例

安全率と変位量を相関付けていると見なせる既往の基準類の例として、道路橋示方書V耐震設計編⁷⁾、河川砂防技術基準（案）⁹⁾および豊川用水設計要領¹⁰⁾がある。

道路橋示方書⁷⁾では、深度 z が0～10mの土層について、液状化に対する抵抗率 F_L と土質定数に乗じる係数 D_E が図-1で規定されている。現行の道路橋示方書V耐震設計編⁹⁾は、表記方法が図-1と若干異なるが、その基本は図-1である。ここで、図-1の係数 D_E は橋脚などの構造物の応答変位量に対応し、抵抗率 F_L は安全率であるので、図-1は安全率と変位量の相関図と見なせる。同図よれば、安全率が1.0より大きい場合は変位量がゼロであり、1.0以下では係数 D_E が低減、つまり変位量が増加することを考慮した設計と言える。なお、図-1の基準では、便宜上、 F_L と D_E の関係を離散量で簡便に定義しているが、実際は文献11により図中の破線のように変化する連続量である。

河川砂防技術基準（案）⁹⁾では、円弧すべり法による地震時の堤防の安定性評価において、過剰間隙水圧のみを考慮した場合の安全率 $F_{sd}(\Delta u)$ および慣性力のみを考慮した場合の安全率 $F_{sd}(k_h)$ と堤防の沈下率（＝堤防沈下量/初期の堤防高、%）が図-2で規定されている。ここで、堤防の沈下率は堤防の沈下量に対応するので、図-2は安全率 F_{sd} と沈下量の相関図と見なせる。同図によれば、安全率が1.0より大きい場合は沈下量がゼロであり、1.0以下では沈下率、つまり沈下量が増加することを考慮した設計になる。

以上の2事例は、安全率と変位量の相関付けとして読み替えることができるが、いずれも設計の便宜上、離散

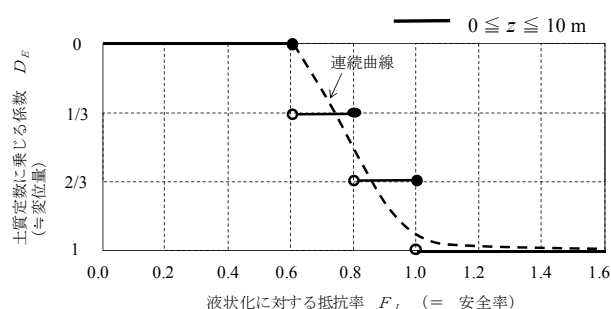


図-1 F_L と土質定数に乗じる係数の関係：文献7から作成

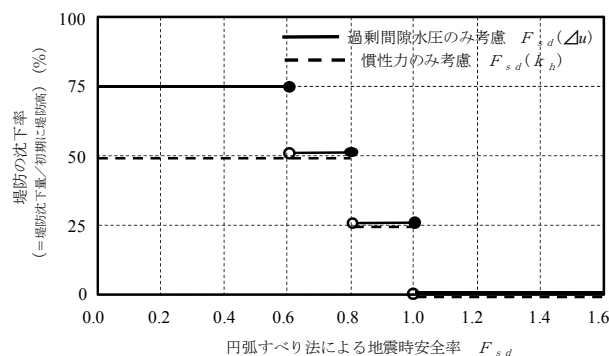


図-2 堤防の地震時安全率と沈下率の関係：文献9から作成

的な関係で設定されているとともに、特に性能設計は意識されていない。例えば、性能設計の視点から両事例を見ると、図-1 の場合は、所定の係数 D_E 、つまり変位量に相当する安全率、つまり抵抗率 F_L を満足する設計と考えることができる。他方、図-2 の場合は、所定の沈下率、つまり沈下量に相当する安全率を満足する設計と考えることができる。

さらに、豊川用水耐震設計要領¹⁰⁾では、基礎地盤が液化化しない水路用の盛土について、円弧すべり法による L1 (レベル 1) 地震動に対する安全率 F_s と限界加速度 Acc_l の関係を(1)式により、また、限界加速度と盛土の残留沈下量 S の関係を(2)式で提示している。

$$Acc_l \text{ (cm/s}^2\text{)} = 610F_s - 460 \quad (1)$$

$$S \text{ (m)} = (Acc_l)^{-3.79} \times 6 \times 10^7 \quad (2)$$

ここで、(1) 式および (2) 式によれば、安全率 F_s と残留沈下量 S の関係は(3)式で表記できる。

$$S \text{ (m)} = (610F_s - 460)^{-3.79} \times 6 \times 10^7 \quad (3)$$

さらに、(3)式を図化すると図-3 の上段の横軸による関係が得られる。ここで、残留沈下量は 1.4m 程度までの範囲で図化している。同図において、本文で設定している残留沈下量がゼロになる安全率 F_s について、残留沈下量の精度を 0.01m 弱とした場合は 1.38 となり、残留沈下量の精度を 0.004m 弱とした場合は 1.53 になる。ここで、通常、常時と L1 地震動作用時の盛土の動的特性は必ずしも線形関係にはないが、L1 地震動のレベルが小さく、常時と近似すると見なすと、L1 地震動作用時の安全率の 1.38~1.53 倍の安全率が常時の安全率に相当すると考えられる。そこで、常時の残留沈下量が (ほぼ) ゼロである $F_s=1.38$ を $F_s=1.0$ に対応させて、横軸を線形補間すると、図-3 の下段の横軸になる。この場合、 $F_s=0.85$ の残留沈下量は 0.045m、 $F_s=0.75$ の残留沈下量は 0.20m になることが示唆される。以上、図-3 は水路用の盛土の残留沈下量であり、本文が対象とするすべり変位量ではないが、参考にすることができる。

一方、類似の研究として、荒木ら¹²⁾は液化化に起因して被害を受ける河川堤防の残留変位量と円弧すべり法による地震時安全率の関係を検討している。ここで、残留変位量は有限要素モデルによる堤防の天端中央の応答量であり、入力地震動は道路橋示方書のⅢ種地盤のレベル 2 地震動のタイプ 1 の加速度波形を 50~400gal で振幅調整している。また、地震時安全率は有限要素モデルにおいて複数発生するすべり面のうち、堤防全体のすべりのトリガーとなったすべり面について円弧すべり法で算出しているが、入力震度は $k_h = C_r \cdot \alpha_{s, \max} / g$ (C_r : 等価化係数=2/3, $\alpha_{s, \max}$: 堤内側の地表面最大加速度, g : 重力加速度=980gal) により換算している。その結果、地震時安全率と残留変位量は概ね良い相関があるとしているが、

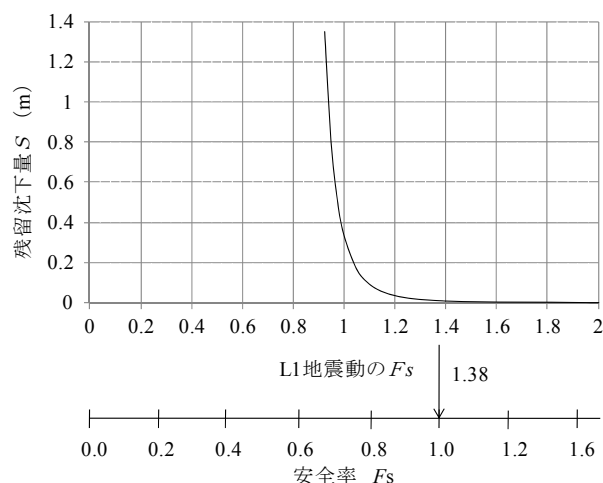


図-3 水路用盛土の残留沈下量と安全率：文献 10 から作成

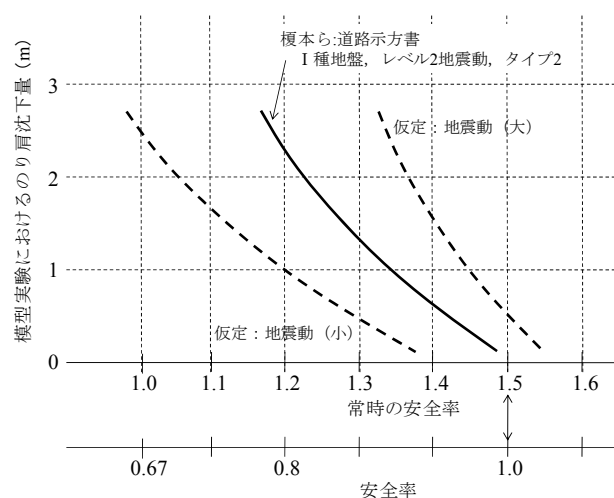


図-4 のり肩沈下量と安全率の関係：文献 13 から作成

安全率 1.0 の残留変位量は、鉛直方向で 0.6~1.0m、水平方向で 0.4~1.0m になっている。これに対して、後述するように、本文では一つの臨界円のすべり量に着目し、安全率 1.0 ですべり量をゼロとする点に対して、荒木らでは天端中央の残留変位量が相当な規模で発生している点が異なる。加えて、荒木らが対象とする河川堤防は、堤内と堤外の地盤面の高度差が 50m 程度ある特異な断面であること、堤内の液化化を伴うすべりであること、複数のすべりによる累積残留変位であること、トリガーとなる円弧に着目することなどから、一般的評価は難しいのに対して、本文は客観的評価を志向している。

さらに、図-4 は榎本ら¹³⁾による既設道路盛土の耐震性に関する動的遠心模型実験から作成した、盛土模型ののり肩沈下量と円弧すべり法で算出した常時の安全率の関係図であるが、榎本らの結果は図-4 の実線である。それによると、道路示方書⁸⁾のⅠ種地盤でレベル 2 地震動のタイプ 2 の地震動の場合、常時の安全率が 1.2 の無対策盛土ののり肩沈下量は 2m 強になり、また、補強により安全率が 1.35 程度の盛土はのり肩沈下量が 1m 程度に

なり、さらに、安全率が 1.5 程度の盛土ののり肩沈下量はゼロになる。ここで、入力地震動が変わると、実線の関係は変わり、例えば、地震動が大きくなれば、図の地震動（大）に、逆に小さくなれば、地震動（小）になると推察される。さらに、レベル 2 地震動のタイプ 2 の地震動に相当する震度が設定できるとして、さらに円弧すべり法で算出した地震時の安全率が算出できるとすると、後述する本文と同様な定義による安全率と変位量（＝のり肩沈下量）の関係を求めることができる。仮に、本文で想定するように、変位量がゼロになる安全率を 1.0 と見なし安全率を線形補間すると、図-4 の下段の横軸座標が対応する。これによれば、安全率 0.8 に対するのり肩沈下量は 2m 強であると評価できる。

(3) 相関付けの概念

前述の安全率評価と性能評価の比較に基づいて、すべり安全率とすべり変位量の関係について、図-5 の概念図が提示できる⁵⁶⁾。つまり、同図は安全率と変位量の座標系において、従来の安全率による設計と変位を考えた性能設計の考え方を対比している。ここで、道路盛土などの構造物が、安定状態から変形、さらに破壊へと推移する現象は連続的であるので、図のように不安定化、つまり安全率の低下に伴い、変位量が増加すると考えられる。ここで、変位量がゼロから増加に転ずる位置は、滑動力と抵抗力の釣り合う安全率が 1.0 の状態である。従って、概念的に、すべり変位量は実線（ $D \sim F_s$ ）のように変化すると考えられる。

そして、設計の姿勢には、設計 1、設計 2 および設計 3 が考えられるが、それらの主旨およびすべり変位量と

の関係は以下の通りである。

まず、設計 1 は従来の安全率による設計であり、円弧すべり法による臨界円による最小安全率（地震時、 F_{smin} ）を許容安全率（ $F_s=1.0$ ）以上にして、安定性を確保する姿勢である。言い換えると、設計 1 の視点にはすべり変位量は評価せず、すべりの発生の有無だけであり、すべりを発生させないこと、つまり、許容安全率以上にすることが設計の目的である。ここで、安全率をすべり変位量と対応させると、最小安全率より小さい領域は大規模な変位が発生している、すべり安全率が 1.0 を超える領域は変位が発生していない、これらの両領域の間の領域は中小規模あるいは軽微な変位が発生していると考えられることができる。

次に、設計 2 はすべり変位量による性能設計であり、Newmark 法などにより算出するすべり変位量を許容変位量（ D_a ）以下まで抑制して、安定性を確保する姿勢である。従って、設計 2 はすべりが発生する許容安全率以下の領域において、すべり変位量の規模を許容変位量以下にすることが設計の目的である。言い換えると、設計 2 はすべりを許容しているので、設計 1 より柔軟な設計である。なお、許容変位量がゼロの場合もあるが、すべり変位を許容しないので最も厳しい要求性能になり、設計 1 になる。

ここで、安全率から設計 2 を見ると、設計 3 の変位量を考慮した安全率による設計と読み替えることができる。つまり、設計 3 は許容変位量（ D_a ）を考慮した許容安全率（ F_{Da} ）以上にして、安定性を確保する姿勢である。言い換えると、設計 1 の許容安全率（ $F_s=1.0$ ）が許容安全率（ F_{Da} ）に緩和されることになる。

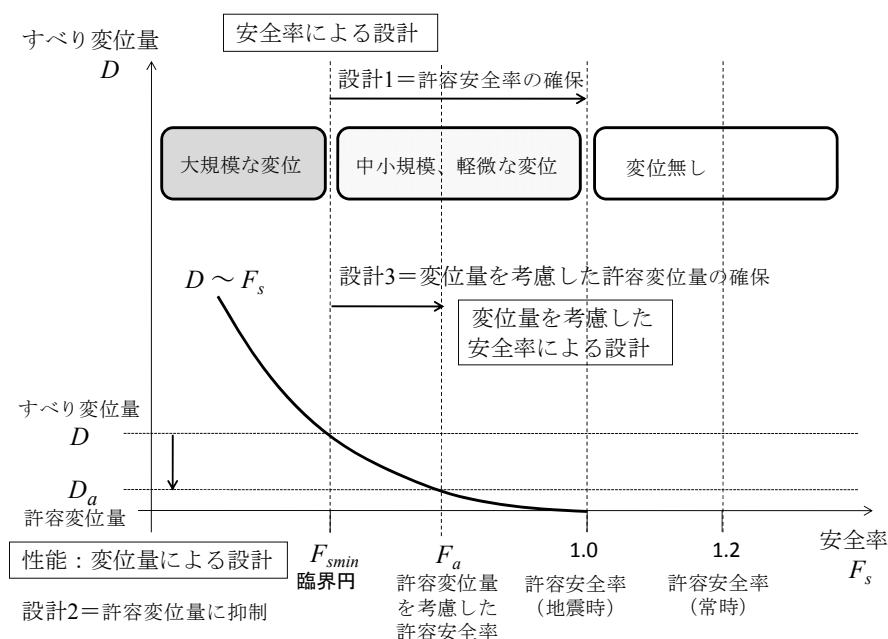


図-5 すべり安全率とすべり変位量の関係の基本概念

以上、図-5 のようにすべり変位量とすべり安全率の相関化ができると、設計 3 のような設計、つまり、すべりに対する許容安全率の引き下げが可能になり、安全率による性能設計が位置付けられることになる。

なお、常時の許容安全率（例えば、1.2）を 1.0 より大きく設定しているのは、便宜的な設計上の措置（不確実性を考慮した安全率の余裕代）であると考えられる。

以上の設計概念において、3 章では前提となる地震外力の相関付けを検討する。次に、4 章では、擬似盛土モデルおよび実被害盛土モデルを用いて、円弧すべり法によるすべり安全率および Newmark 法によるすべり変位量の相関化を行う。さらに、5 章では定量化したすべり安全率およびすべり変位量の関係を用いた震度法による性能設計法を提示するとともに、6 章では実盛土に基づいた盛土モデルにおいて、その活用法および有効性の事例を示す。

3. 地震動条件の相関付け

すべり安全率およびすべり変位量の相関化のためには、入力地震動の相関付けが必要である。つまり、安全率の評価において円弧すべり法に用いる設計震度と Newmark 法に用いる加速度履歴波形について、入力地震動としての同一性が必要である。

本文では、両者の同一化を図る方法として、 SI 値による方法（以下、変換方法 1 と呼ぶ）、最大加速度を 1/3 乗した方法（以下、変換方法 2 と呼ぶ）および最大加速度による方法（以下、変換方法 3 と呼ぶ）の 3 つの方法を取り上げて、図-6 の検討の流れに従って、同一化の方法を検討する。

(1) SI 値による方法：変換方法 1

SI 値は地震動による構造物の被害規模との関係が高い指標とされており、(4)式で定義される。

$$SI \text{ 値} = \frac{1}{2.4} \int_{0.1}^{2.5} S_v dT \quad (4)$$

ここに、 SI 値：スペクトル強度 SI の $T=0.1 \sim 2.5$ の平均値 (kine, cm/s)， S_v ：速度応答スペクトル (cm/s)， T ：周期 (sec)，減衰定数=0.2

ここで、震度法で用いる震度について、道路土工盛土工指針⁴⁾では、レベル 2 地震動の場合、地盤種別に応じて表-2 の 3 種類の設計震度の標準値 (0.16, 0.24 および 0.20) を規定しているが、本文ではこれらの標準値をレベル 2 地震動の 3 区分とする。また、土木学会レベル 2 地震動研究小委員会¹⁴⁾によれば、計測震度 6 弱がレベル 2 地震動の下限値とされているので、本文では顕著な被害が出るレベル 2 地震動として、震度 6 弱および震度 6 強が相当すると考える。

また、気象庁の震度階級と SI 値の関係について、本文では東京ガス (株) の jishin.net で定義されている表-3 の関係¹⁵⁾を適用する。同表において、震度階級毎の SI 値には幅があるが、本文では 3 区分したレベル 2 地震動、つまり、標準値 0.16, 0.24 および 0.20 に対応する SI 値として、それぞれ震度 6 弱の SI 値の下限値 40kine、震度 6 強の上限値 120kine および両者の中間値 80kine を想定することにした。

表-2 レベル 2 地震動の設計震度の標準値例⁴⁾

地盤種別	I	II	III
設計震度	0.16	0.20	0.24

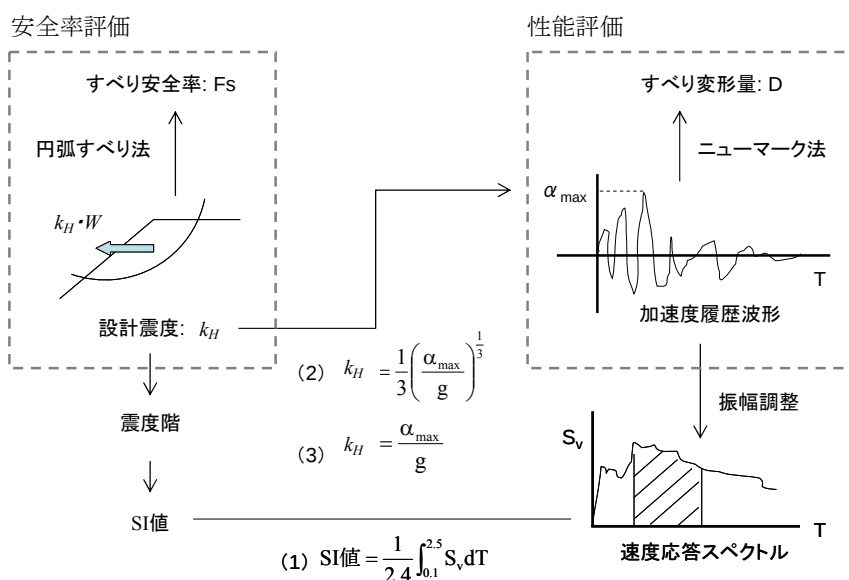


図-6 検討の流れ：設計震度と加速度履歴波形の関係

表-3 気象庁震度階級とSI値の関係例¹⁵⁾

震度階	SI値 (kine)
5弱	10.0～19.9
5強	20.0～39.9
6弱	40.0～69.9
6強	70.0～119.9
7	120.0～

以上の結果、設計震度 k_H の 0.16, 0.20 および 0.24 は、それぞれ SI 値の 40kine, 80kine および 120kine に対応させる。これにより、円弧すべり法に用いる震度と Newmark 法に用いる地震動 (SI 値) により、地震動との対応が図れることになり、設計震度に相当する SI 値に応じて、Newmark 法で用いる加速度履歴波形の最大加速度が算出できる。

(2) 最大加速度の 1/3 乗による換算震度：変換方法 2

地震動の加速度履歴から設計震度に換算する方法として引用されるのが、野田ら¹⁶⁾の方法であり、港湾構造物における SMAC 型強震記録に基づいた(5)式が提案されている。同式によれば、加速度履歴波形の最大加速度から設計震度の換算値が得られるので、円弧すべり法に用いる震度と Newmark 法に用いる地震動の対応が図れることになる。そして、以降の検討では、設計震度に応じて、Newmark 法で用いる加速度履歴波形の最大加速度が算出される。

$$k_H = \frac{1}{3} \left(\frac{\alpha_{\max}}{g} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (5)$$

ここに、 k_H ：設計震度、 g ：重力加速度 (=980cm/s²)、 $\alpha_{\max}$ ：最大加速度 (gal) ($\alpha_{\max} \geq 200$ gal)

(3) 最大加速度による換算震度：変換方法 3

地震動の加速度履歴から設計震度に換算する最も簡易な方法は、(6)式のように加速度履歴波形の最大加速度を直接用いる方法である。変換方法 2 と同様に設計震度の換算値が得られるので、円弧すべり法に用いる震度

と Newmark 法に用いる地震動との対応が図れることになる。そして、以降の検討では、設計震度に応じて Newmark 法で用いる加速度履歴波形の最大加速度が算出される。

$$k_H = \left(\frac{\alpha_{\max}}{g} \right) \quad (6)$$

ここに、 k_H ：設計震度、 $\alpha_{\max}$ ：最大加速度 (gal)、 g ：重力加速度 (=980gal)

4. すべり安全率とすべり変位量の相関付け

円弧すべり法によるすべり安全率と Newmark 法によるすべり変位量の関係について、模擬盛土モデルおよび実被害盛土を対象として相関付けを行った。

(1) 模擬盛土モデルによる相関付け

盛土の構造条件および地震動の条件を任意に設定した模擬盛土モデルを対象として、すべり変位量とすべり安全率の相関付けを実施した⁹⁾。

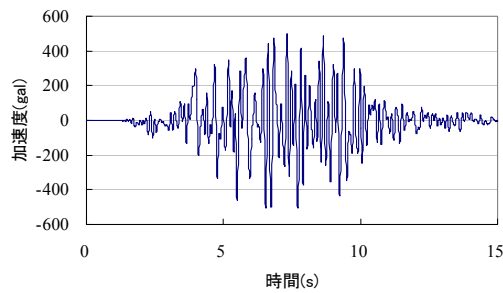
a) 相関付けした加速度履歴波形

Newmark 法では加速度履歴波形の選定が必要であるが、波形特性による影響が想定される。そのため、卓越周波数の異なる加速度履歴波形として、2007 年能登半島地震の際に K-net¹⁷⁾により富来で観測された実測波 (EW, $\alpha_{\max}$ ：580gal、以下、富来波と呼ぶ)、2008 年岩手・宮城内陸地震の際に栗駒で観測された実測波 (EW, $\alpha_{\max}$ ：678gal、以下、栗駒波と呼ぶ) および 2008 年岩手県沿岸北部の地震の際に久慈で観測された実測波 (EW, $\alpha_{\max}$ ：248gal、以下、久慈波と呼ぶ) の 3 波形を選定した。これらの富来波、栗駒波および久慈波の加速度履歴波形は、それぞれ図-7(a)、(b)および(c)であるが、それぞれの加速度応答スペクトルは図-8(a)、(b)および(c)である。同図によれば、各波の卓越周期は、それぞれ 0.6 秒程度、0.3 秒程度および 1.0 秒程度であり、異なる周波数特性を持つ波形が選定されている。

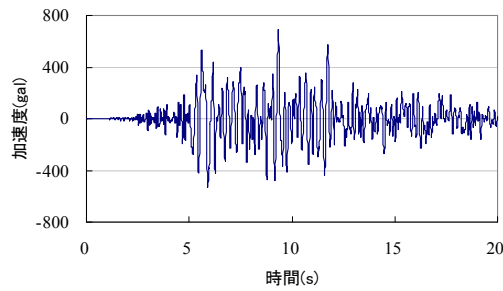
これらの 3 波形を変換方法 1、変換方法 2 および変換方法 3 により、0.16, 0.20 および 0.24 の設計震度に対応

表-4 加速度履歴波形、設計震度に応じた変換方法毎の最大加速度の設定値

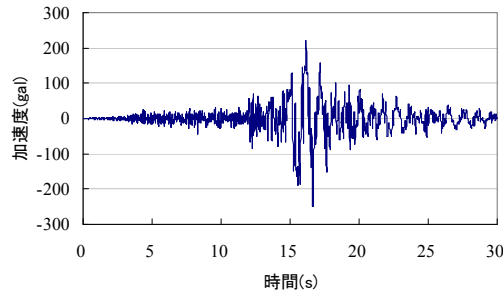
k_H	地震動	変換方法1			変換方法2		変換方法3	
		SI値	最大加速度 (gal)	振幅倍率	最大加速度 (gal)	振幅倍率	最大加速度 (gal)	振幅倍率
0.16	富来EW	40	203	0.40	157	0.31	157	0.31
0.20		80	401	0.79	212	0.42	196	0.39
0.24		120	599	1.18	366	0.72	235	0.46
0.16	栗駒EW	40	186	0.27	157	0.23	157	0.23
0.20		80	358	0.52	212	0.31	196	0.28
0.24		120	537	0.78	366	0.53	235	0.34
0.16	久慈EW	40	97	0.39	157	0.63	157	0.63
0.20		80	192	0.77	212	0.85	196	0.79
0.24		120	286	1.15	366	1.47	235	0.94



(a) 富来波 (EW, α_{max} : 580gal)



(b) 栗駒波 (EW, α_{max} : 678gal)



(c) 久慈波 (EW, α_{max} : 248gal)

図-7 相関付けに用いた加速度履歴波形

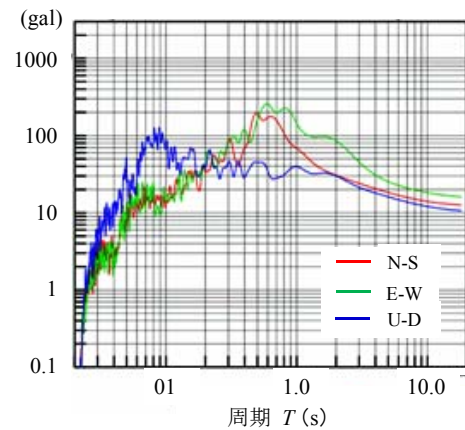
させた最大加速度値は表-4である。なお、同表の振幅倍率は、富来波、栗駒波および久慈波の実測最大加速度（各、580gal、678galおよび248gal）に対する比である。

同表によれば、当然であるが、いずれの変換方法でも設計震度が大きくなると変換される最大加速度は大きくなるが、同一波で設計震度が同じ場合、変換方法により振幅倍率、変換された最大加速度が異なる。つまり、変換された最大加速度は概ね、変換方法1によるものが最も大きく、変換方法2、変換方法3の順に小さくなる傾向がある。なお、これらの変換された最大加速度の大小が、後述で算出されるすべり変位量の大小に関係する。

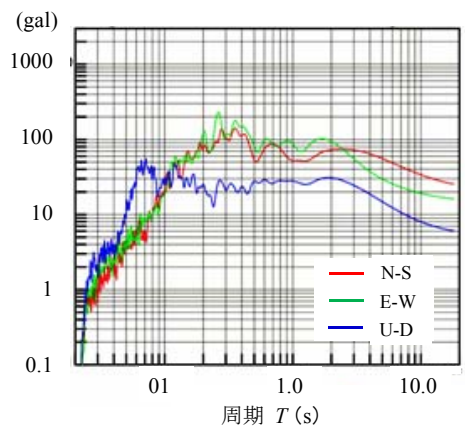
b) 解析ケースおよび解析条件

図-9は数値解析用に設定した道路盛土モデルであり、盛土の土質が一様な天端幅18m、高さ10mの対称形の両盛土である。表-5は解析ケースの一覧であるが、法勾配1:nは1:1.8および1:1.5の2種類である。

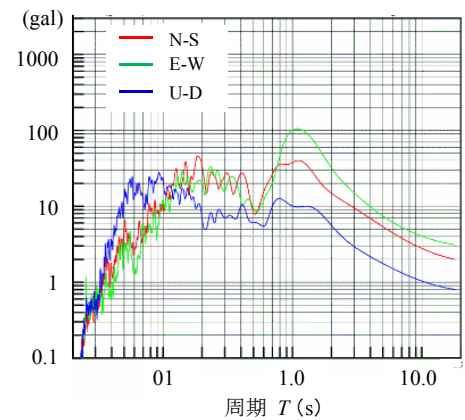
また、粘着力 c と内部摩擦角 ϕ の組み合わせは、 $n=1.8$ では（ $c: 15\text{kN/m}^2$, $\phi: 15^\circ$ ）、（10, 20）、（20,



(a) 富来波 (EW, 卓越周期0.6秒)



(b) 栗駒波 (EW, 卓越周期0.3秒)



(c) 久慈波 (EW, 卓越周期1.0秒)

図-8 加速度応答スペクトルの比較

10)、(5, 25)および(25, 5)の5種類、 $n=1.5$ では $n=1.8$ より ϕ が 5° 大きい（ $c: 15\text{kN/m}^2$, $\phi: 20^\circ$ ）、（10, 25）、（20, 15）、（5, 30）および（25, 10）の5種類であり、地震動は3種類（1.富来波、2.栗駒波および3.久慈波）である。

c) 安全率およびすべり変位量の算出方法

解析では、ケース毎に0.16、0.20および0.24の3種類の設計震度に対して円弧すべり法によりすべり安全率を算出し、他方、3種類の設計震度に相当するように換算

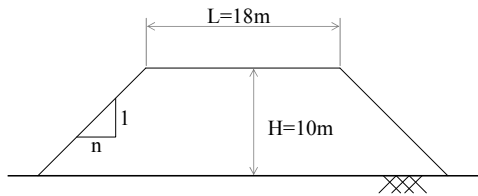


図-9 数値解析用の道路盛土モデル

表-5 解析ケースおよび解析条件（土質，のり面勾配，加速度履歴波形）

ケース	法勾配 n	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	地震動
1	1.8	15	15	1: 富来EW
2		10	20	
3		20	10	
4		5	25	
5		25	5	
6	1.5	15	20	1: 富来EW
7		10	25	
8		20	15	
9		5	30	
10		25	10	
11	1.8	15	15	2: 栗駒EW
12		10	20	
13		20	10	
14		5	25	
15		25	5	
16	1.8	15	15	3: 久慈EW
17		10	20	
18		20	10	
19		5	25	
20		25	5	

した最大加速度に補正した加速度履歴波形を盛土底面の基盤へ入力する Newmark 法（館山ら²⁾）により，すべり変位量を算出した．ここで，Newmark 法におけるすべり変位量は，すべり安全率が 1.0 となる限界震度を超える場合に累積しているのので，すべり安全率 1.0 のすべり変位量はゼロである．

d) 解析結果

富来波の $n=1:1.8$ の場合について，円弧すべり法による安定解析の結果例を図-10 に示す．同図は設計震度が 0.20 の場合であるが，表-5 のケース 1～ケース 5 の各ケースにおけるすべり面の位置およびすべり安全率が図示されている．

さらに，図-11(a)，(b)および(c)は，富来波の $n=1:1.8$ の場合について，それぞれ変換方法 1，変換方法 2 および変換方法 3 による（最大加速度は，それぞれ 660gal，366gal および 235gal：表-4 参照）の結果例であり，すべり安全率とすべり変位量の関係である．それぞれの図中の 5 本の特性曲線は， (c, ϕ) の 5 つの組み合わせに対応しており，各 (c, ϕ) において 3 つの設計震度（0.16，0.20 および 0.24）から得られる 3 組のデータ（すべり安全率とすべり変位量の組み合わせ）およびすべり安全率が 1.0 ですべり変位量をゼロとしたデータの 4 点に基づ

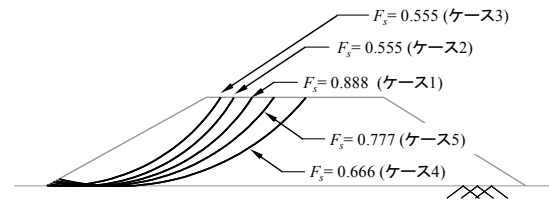
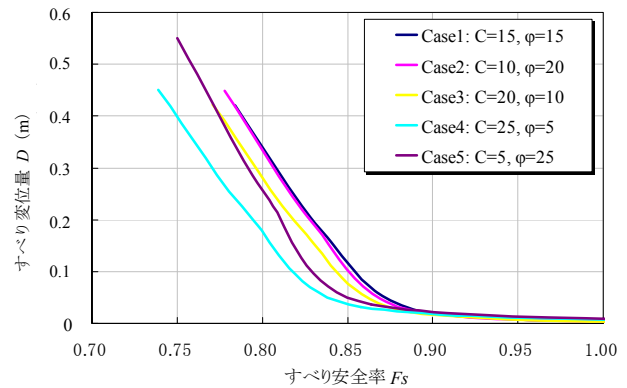
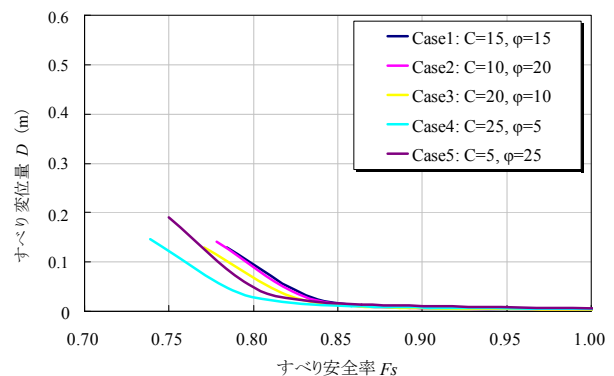


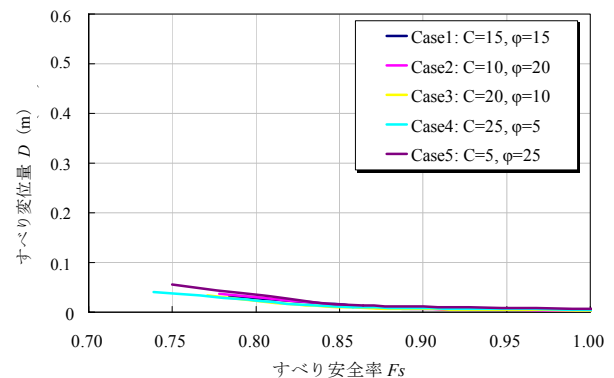
図-10 円弧すべり法による安定解析例 ($k_H=0.2$)



(a) 変換方法 1 による場合



(b) 変換方法 2 による場合



(c) 変換方法 3 による場合

図-11 すべり安全率 F_s とすべり変位量の関係例（富来波/ $n=1.8$ ）

いて描いている。つまり、特性曲線はすべり安全率 1.0、すべり変位量ゼロの座標を通り、安全率が 1.0 以上のすべり変位量はゼロである。これらの図が示すように、図-5 で想定した概念図と同様な関係が得られた。

図-11 のように、実測波と法勾配の条件毎に、変換方法別に得られたすべり安全率とすべり変位量の関係について、実測波とのり面勾配の条件、つまり、富来波/法勾配（以下、 $n=$ ）1.8、富来波/ $n=1.5$ 、栗駒波/ $n=1.8$ 、久慈波/ $n=1.8$ 毎に集約したのが、それぞれ図-12(a), (b), (c)および(d)であるが、以下のことが分かる。

1) 変換方法による差異

図-12 の各図を概観すると、例えば、安全率 0.80 の場合のすべり変位量は、変換方法 1 では 0.05~0.5m、変換方法 2 では 0.05~0.15m、変換方法 3 では 0.05m 以下であり、いずれの場合も変換方法 1 による場合のすべり変位量が大きく、変換方法 2、変換方法 3 の順に小さくなる傾向がある。また、すべり変位量が 0.02~0.03m 以上に増加する安全率を見ると、変換方法 1 では 0.83~0.96、変換方法 2 では 0.84~0.90 であり、変換方法 3 では 0.83~0.86 であり、変換方法 1 が大きく、変換方法 2、変換方法 3 の順に小さくなる傾向がある。ここで、地震により発生する道路盛土の段差量と震度階と関係について、例えば、図-13 の被害事例¹⁸⁾がある。同図によれば、震度 6 弱以上では、0.2~0.6m の段差規模で顕著な被害が発生しているが、このような実盛土被害の規模からすると、変換方法 1 が安全側のすべり変位量を呈している。

2) 法勾配による差異

法勾配 $n=1.8$ の図-12(a)と $n=1.5$ の図-12(b)を比較すると、すべり変位量が 0.02~0.03m 以上に増加する安全率は、法勾配 $n=1.8$ の変換方法 1、変換方法 2 および変換方法 3 では、それぞれ 0.91、0.85 および 0.85 であり、法勾配 $n=1.5$ の変換方法 1、変換方法 2 および変換方法 3 では、それぞれ 0.96、0.90 および 0.86 であり、法勾配 $n=1.5$ の方が大きい傾向がある。その結果、すべり変位量について、変換方法 3 の場合は、いずれも 0.05m 以下であり差異が見られないが、 $n=1.8$ の変換方法 1 で 0.2~0.35m、変換方法 2 で 0.05~0.1m であるのに対して、 $n=1.5$ の変換方法 1 で 0.4~0.5m、変換方法 2 で 0.1~0.15m となり、 $n=1.8$ の場合よりも大きく、法勾配の影響が見られる。

3) 盛土の土質特性による差異

図-12 の各図を概観すると、変換方法のそれぞれにおいて、すべり変位量の大小に関わる粘着力 c と内部摩擦角 ϕ の組み合わせの順位は変わらない傾向がある。 c あるいは ϕ の影響について、双方が変化する組み合わせで設定したので、傾向を捉えることは難しいが、図-12(a) および(c)では、 ϕ が減少しても、 c が増加すると変位量が減少する傾向があり、 c によるすべり変位量の抑制効

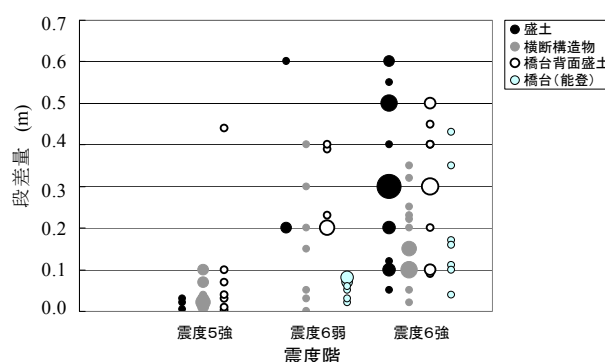


図-13 道路盛土の地震時段差量と震度階の関係例¹⁸⁾

果が見られる。

4) 地震動の周期特性による差異

図-12(a), (c)および(d)を概観すると、すべり変位量が 0.02~0.03m 以上に増加する安全率を見ると、富来波（卓越周期 0.6 秒）の変換方法 1 で 0.91、変換方法 2 で 0.85、変換方法 3 で 0.85 であり、栗駒波（卓越周期 0.3 秒）の変換方法 1 で 0.89、変換方法 2 で 0.84、変換方法 3 で 0.83 であり、久慈波（卓越周期 1.0 秒）の変換方法 1 で 0.83、変換方法 2 で 0.85、変換方法 3 で 0.85 である。つまり、変換方法 2 と変換方法 3 では差異がみられないが、変換方法 1 では卓越周期が大きいほど、0.02~0.03m 以上に増加する安全率が小さい傾向がある。

また、すべり変位量について、例えば、安全率 0.80 の場合のすべり変位量は、変換方法 3 の場合は、いずれも 0.05m 以下であり差異が見られないが、富来波の変換方法 1 では 0.2~0.35m、変換方法 2 では 0.05~0.1m であり、栗駒波の変換方法 1 で 0.1~0.3m、変換方法 2 で 0.05~0.1m であり、久慈波の変換方法 1 で 0.05~0.1m、変換方法 2 で 0.05~0.15m である。従って、富来波（卓越周期 0.6 秒）のすべり変位量が大きい傾向があり、地震動の周期特性の影響が見られる。

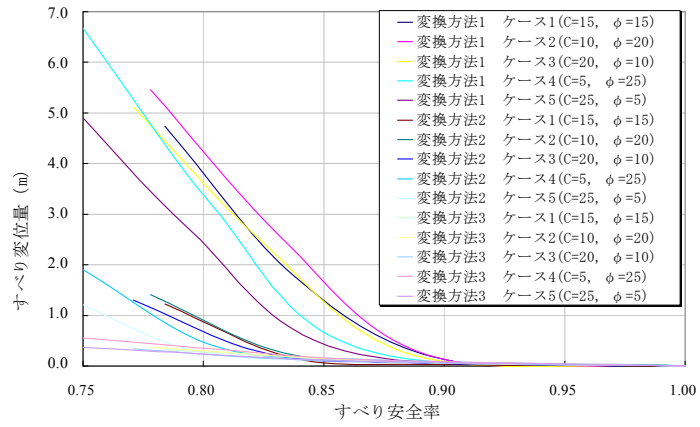
5) 特性曲線の標準化

図-5 あるいは図-12 のすべり安全率とすべり変位量の相関曲線を $D \sim F_s$ 特性曲線と呼ぶことにする。この特性曲線は、盛土の構造、土質定数、加速度履歴波形などの条件により異なるので、個別に算出することが望ましいが、或る特性曲線で標準化できれば、算出の手間が省けることになる。

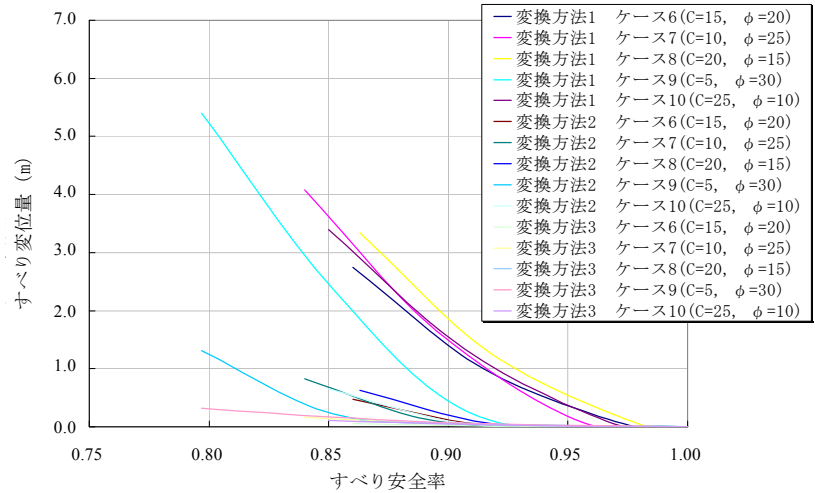
例えば、法勾配が 1:1.8 の平均的な強度定数の盛土で、レベル 2 地震動（富来波）を想定する場合、図-12(a) の変換方法 1 の結果から、平均的な特性曲線は (7) 式で近似できる。

$$0.91 \geq F_s, \quad D = 8 \times (0.91 - F_s)^{3/2} \quad (7)$$

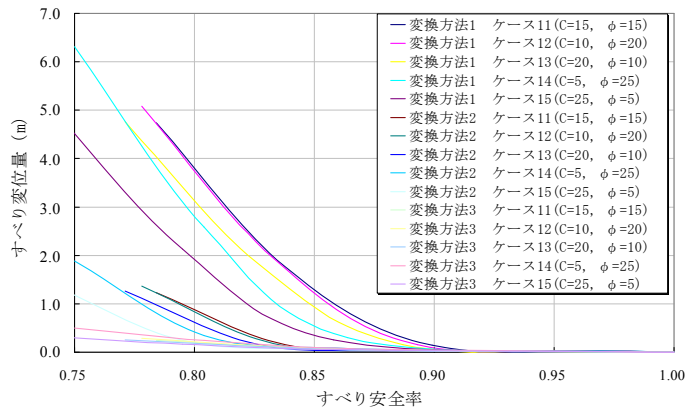
ここに、 F_s : すべり安全率、 D : すべり変位量 (m)



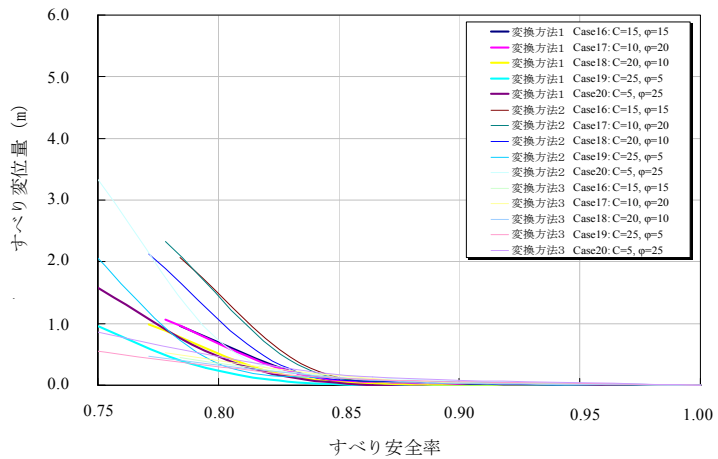
(a) 富来 $EW/n=1.8$



(b) 富来 $EW/n=1.5$



(c) 栗駒 $EW/n=1.8$



(d) 久慈 $EW/n=1.8$

図-12 すべり安全率とすべり変位量の関係

また、法勾配が 1:1.5 の平均的な強度定数の盛土で、レベル 2 地震動（富来波）を想定する場合、図-12(b)の変換方法 1 の結果から、平均的な特性曲線は（8）式で近似できる。

$$1.0 \geq F_s \quad D(m) = 1.03 F_s^2 - 2.08 F_s + 1.05 \quad (8)$$

以上のような一つの標準曲線ではなく、多様な条件、例えば、法勾配、盛土材の強度定数あるいは盛土形状（例えば、両盛土、片盛土など）による特性曲線を算出することにより、きめ細かく特性曲線を標準化することも可能である。

(2) 実被害盛土による相関付け

既往地震によりすべり崩壊をした実被害盛土を対象として、すべり変位量とすべり安全率の相関を検証した⁹⁾。

a) 対象とする実被害盛土

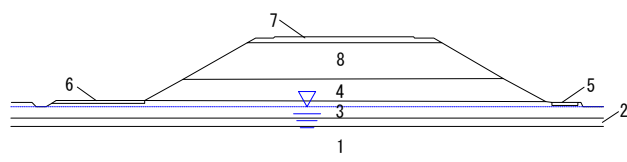
対象とした実被害盛土は、2011 年東北地方太平洋沖地震による常磐自動車道の盛土 1 箇所および 2007 年能登半島地震による能登有料道路の盛土 3 箇所である。

1) 常磐自動車道の盛土

常磐自動車道的那珂 IC の東京方面 1km 辺りの上り車線の盛土が崩壊し（写真-1）、延長約 150m の区間で最大 1.5m のすべりが発生した。当該の盛土モデルは図-14 であるが、常時の最小安全率 1.0 以上を維持したまま、常時と設計震度 0.1~0.3 における破壊形態が実被害の斜面先破壊となるように設定している¹⁹⁾。



写真-1 常磐自動車道の被害盛土：NEXCO 東日本株による



層番号	湿潤重量(kN/m³)	内部摩擦角(度)	粘着力(kN/m²)
1	20.00	35.86	0.00
2	16.00	20.00	18.75
3	16.00	15.00	13.00
4	14.00	20.00	5.00
5	20.00	30.00	0.00
6	20.00	35.00	0.00
7	20.00	40.00	0.00
8	19.00	20.00	10.00

図-14 常磐自動車道の盛土モデル

2) 能登有料道路の盛土

能登有料道路ですべり破壊が発生した 13 箇所のうち、39-1 地点、39-2 地点および 39-3 地点である。39-1 地点は 9.67m（推定）のすべりが発生し、崩壊は車道部の幅員の半分以上に及んだ（写真-2）。また、39-2 地点は起伏のある地山上にあり、0.98m（推定）のすべりが発生したが、崩壊は天端まで及ばず、法面内に留まった。39-3 地点は 39-2 地点と同様に起伏のある地山上にあり、3.67m（推定）のすべりが法肩まで達した。

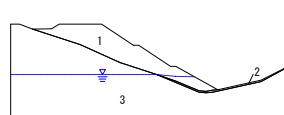
盛土モデルは図-15 の通りであり、盛土層の単位体積重量および強度定数は 39-1 地点の非崩壊盛土部で採取された不攪乱資料の室内試験結果に基づいている^{20), 21)}。

b) 地震動

能登有料道路の盛土の入力地震動は、図-7(a)の富来波（EW, α_{max} :580gal）である。また、常磐自動車道の盛土の入力地震動は、秦ら²²⁾が当該盛土周辺の実測加速度記録に基づいて、当該盛土の地表面で推定した図-16 の地震動であり、最大加速度振幅は 1,076gal である。

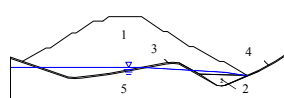


写真-2 39-1 地点の被害盛土：石川県による



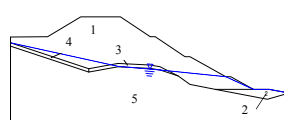
(a) 39-1 地点

層	kN/m³		kN/m²	
	飽和重量	湿潤重量	粘着力	内部摩擦角
1	16.00	15.00	11.50	15.00
2	17.00	16.00	30.00	0.00
3	18.00	17.00	150.0	20.00



(b) 39-2 地点

層	kN/m³		kN/m²	
	飽和重量	湿潤重量	粘着力	内部摩擦角
1	16.00	15.00	18.00	15.00
2	16.00	15.00	30.00	0.00
3	17.00	16.00	30.00	0.00
4	17.00	16.00	30.00	0.00
5	18.00	17.00	150.0	20.00



(c) 39-3 地点

層	kN/m³		kN/m²	
	飽和重量	湿潤重量	粘着力	内部摩擦角
1	16.00	15.00	16.00	15.00
2	16.00	15.00	30.00	0.00
3	16.00	16.00	30.00	30.00
4	16.00	16.00	30.00	0.00
5	17.00	17.00	150.0	20.00

図-15 能登有料道路の盛土モデル

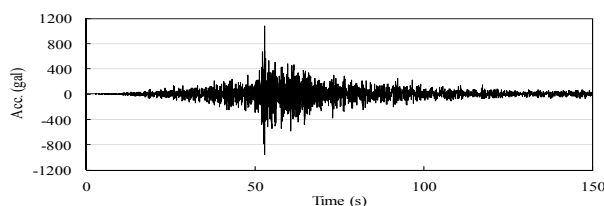


図-16 常磐自動車道の盛土の入力地震動（推定）

c) 解析結果

震度 0.18, 0.20 および 0.24 によるすべり安全率および各震度に対する変換方法 1, 変換方法 2 および変換方法 3 による換算加速度振幅の地震動を用いて Newmark 法により算出したすべり変位量の関係は、以下の通りである。

図-17 は、常磐自動車道の盛土の結果であるが、変換方法 3, 変換方法 2, 変換方法 1 の順に、すべり変位量が多い。また、変換方法 3 および変換方法 2 の結果は、すべり変位量は小さく、比較的近似しているが、変換方法 1 は両者と比較して、相当大きい。なお、図-17 によれば、写真-1 による実測のすべり変位量 1.5m に対する安全率は 0.74 であることが読み取れる。

また、図-18(a), (b) および (c) は、それぞれ能登有料道路の 39-1 地点、39-2 地点および 39-3 地点の結果であるが、いずれの盛土においても、変換方法による差異は、常磐自動車道の盛土と同様である。なお、発生した実すべり変位量（推定）は、39-1 地点で 9.67m, 39-2 地点で 0.98m, 39-3 地点で 3.67m であるが、変換方法 1 の結果によれば、39-1 地点での安全率が 0.65 より相当小さく、39-2 地点では 0.73 程度、39-3 地点では 0.65 弱である。

d) 許容すべり変位量と許容すべり安全率

4 箇所の実被害盛土の結果を集約したのが、図-19 である。同図によれば、4 箇所の実被害盛土におけるすべり変位量とすべり安全率の関係は、模擬盛土モデルと同様な結果になり、変換方法の差異による相対的な関係は、模擬盛土モデルと実被害盛土モデルに共通であることが分かる。従って、変換方法 1 が安全側の評価となるため、変換方法として適当と思われる。また、変換方法 1 に関して、常磐道と能登有料道路では、盛土構造あるいは地震動の影響のために差異が見られるが、すべり変位量が小さくなると差異は小さくなる。

そこで、表-6 の道路盛土の性能評価基準例²⁾による 3 ケースにやや規模が大きい 1m を加えて、以下の 4 ケースの路面位置の許容沈下量（＝すべり変位量）を考える。

- ケース 1：通常車両走行が可能な場合 0.03m
- ケース 2：無補修で車両が通行可能な場合 0.2 m
- ケース 3：緊急的な補修が可能な場合 0.5 m
- ケース 4：応急的な補修が可能な場合 1.0 m

表-6 交通機能と許容沈下量例¹⁸⁾

ランク	被災直後における常時の交通機能の確保の難易	被害の評価項目 車道路面の段差高
1	交通機能は確保される	段差規模が 2～3 cm 以下
2	交通は低下するが、その確保は容易であり、比較的短時間で実施できる	段差規模が 2～3 cm を超えて、25 cm 以下
3	交通機能が低下し、その確保はやや困難であり、やや期間を要する	段差規模が 25 cm を超えて、50 cm 以下
4	通行機能が喪失し、その確保は困難であり、長期間を要する	段差規模が 50 cm を超える

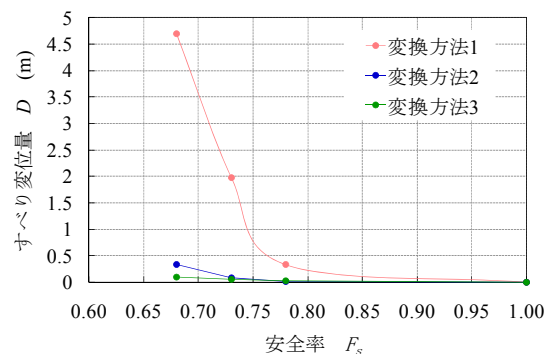
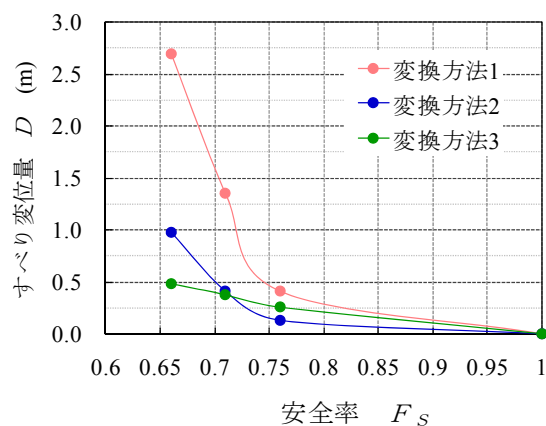
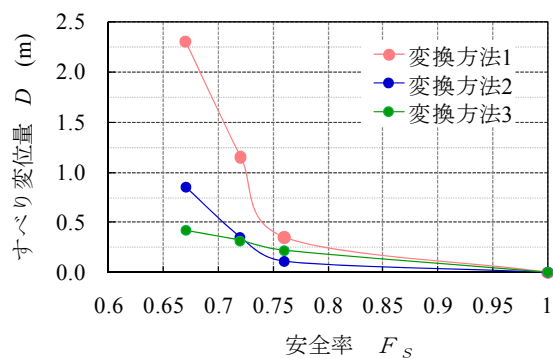


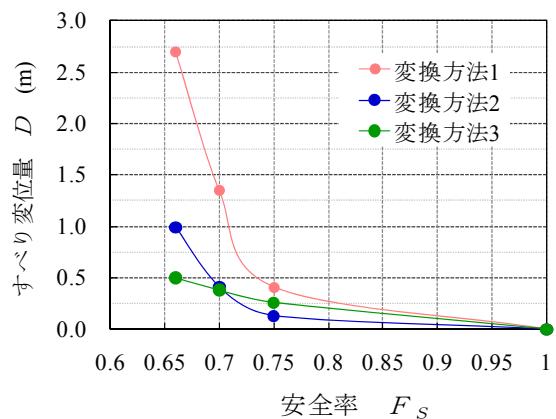
図-17 すべり変位量～安全率：常磐自動車道の盛土



(a) 39-1 地点



(b) 39-2 地点



(c) 39-3 地点

図-18 すべり変位量と安全率：能登有料道路の盛土

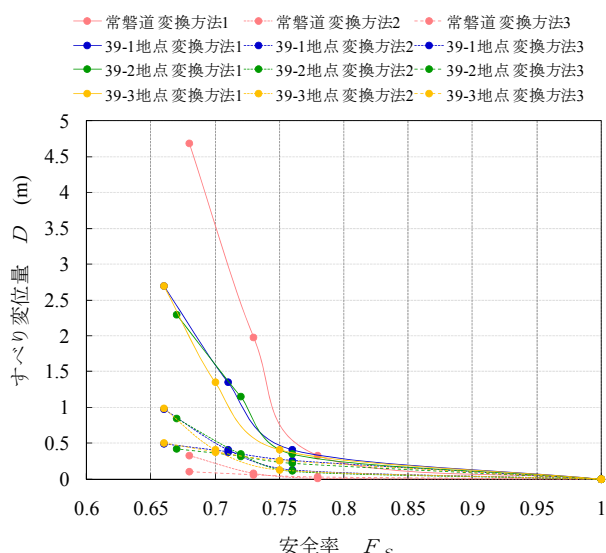


図-19 4箇所の盛土のすべり変位量と安全率

表-7 許容沈下量と許容安全率

許容沈下量 (m)	許容安全率 F_{sa}				4盛土の 平均値	基準例
	常磐自動車道	能登有料道路				
		39-1	39-2	39-3		
0.03	0.90	0.97	0.97	0.97	0.95	0.95
0.2	0.81	0.84	0.83	0.84	0.83	0.85
0.5	0.77	0.75	0.75	0.74	0.75	0.80
1.0	0.75	0.72	0.73	0.71	0.73	0.75

ここで、4箇所の実被害盛土における変換方法1の結果から、すべり変位量が0.03m, 0.2m, 0.5mおよび1.0mに相当する許容安全率は表-7である。同表から、箇所別の許容安全率の差異が僅かなので、それらの平均値を算出し、安全側の数値とすると、すべり変位量0.03m, 0.2m, 0.5mおよび1.0mに対して、それぞれ0.95, 0.85, 0.80および0.75が得られる。ここで、模擬盛土モデルにおいて、通常の盛土勾配に近い $n=1.8$ のうち、安全率が最も大きい富来EW(図-12(b))によれば、すべり変位量0.03m, 0.2mおよび0.5mに対して、それぞれ0.845~0.875, 0.81~0.84および0.75~0.785の安全率になるが、これらに対して上記の0.95, 0.85および0.80は安全側にある。

以上から、本文の検討の範囲においては、盛土構造および地震動の差異に拘わらず、すべり変位量0.03m, 0.2m, 0.5mおよび1.0mに対する許容安全率は、それぞれ0.95, 0.85, 0.80および0.75が設定できる。その結果、これらの許容安全率を用いて、許容するすべり変位量に対応した許容安全率を考慮した設計が可能になる。

5. 相関化に基づく性能設計法

前章の結果の通り、2章の図-5で想定したすべり安全率とすべり変位量の相対化の可能性が明らかになり、実

表-8 許容沈下量と許容安全率の関係例

許容沈下量 D_a	すべり変位量を考慮した許容安全率 F_s	
	富来EW/ $n=1.8$	富来EW/ $n=1.5$
0.03m	0.89	0.96
0.2m	0.83	0.87
0.5m	0.75	0.79

被害盛土では表-7の関係が得られた。一方、許容すべり変位量の0.03m, 0.2mおよび0.5mに関して、模擬盛土モデルにおける富来EW/ $n=1.8$ および富来EW/ $n=1.5$ に対する許容安全率は、それぞれ(7)式および(8)式により表-8のように設定できる。

このように、すべり変位量を踏まえて許容安全率が低減できることになると、例えば、常時の許容安全率12で設計した道路盛土は、沈下量0.2mを許容すべり量とした場合、性能設計の視点からは、すべり安全率が12から0.83(富来EW/ $n=1.8$)あるいは0.87(富来EW/ $n=1.5$)の範囲では、耐震補強をしなくとも常時の構造条件でも許容すべり量に相応した耐震性能が保有されているという評価が可能になる。さらに、震度法による安全率の設計でも経済的な耐震設計が期待できる。

以上のように、“すべり変位量、言い換えれば、性能を考慮した安全率”を用いることにより、“震度法での性能設計”を考えることができる。図-20はNewmark法による性能設計と震度法による性能設計を体系化したものであり、常時の安定性を確保した道路盛土について、耐震設計あるいは耐震補強を検討する設計の流れの一例である。

同図において、Newmark法による性能設計では、選定した地震動の最大加速度について、実測値を適用する場合もあるが、設計震度に相当するように補正することもある。補正の方法は、本文のSI値による変換方法1によることが考えられる。また、性能の評価指標は、通常、すべり変位量による。ここで、評価基準の設定が課題となるが、表-6の評価基準¹⁸⁾において、補修をしなくとも車両が徐行程度の速度で通行が可能であるランク2とする場合は0.2~0.25mとし、通行は困難であるが比較的簡易な緊急的な補修により通行機能が確保できるランク3とする場合は、0.5mを評価基準とする。

他方、震度法による性能設計では、まず、設計震度による安定解析を行い、許容安全率($=1.0$)を満足する場合は、設計を終了する。他方、満足しない場合は、すべり変位量を考慮した性能設計に移行する。ここで、 $D \sim F_s$ 関係の特性曲線について、標準曲線を用いる場合および当該盛土あるいは当該盛土を代表盛土とする固有な特性曲線を新たに設定する場合が考えられる。前者の場合は、盛土の土質特性、特に強度定数が類似の標準曲線

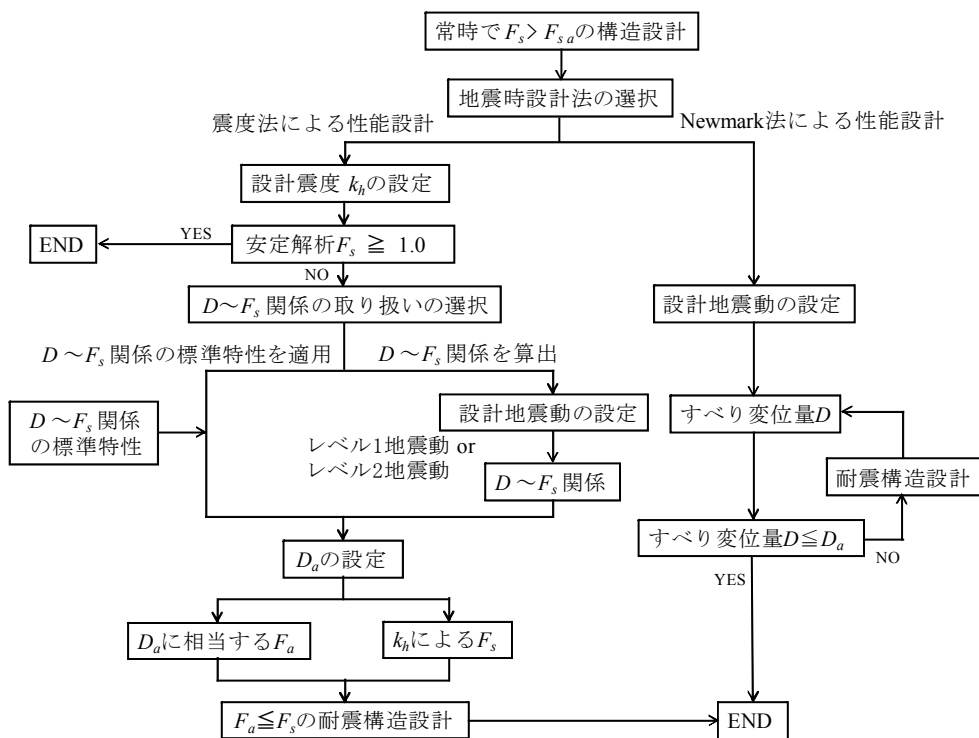


図-20 震度法およびNewmark法による性能設計の体系例

〔例えば、(7)式、(8)式〕あるいは標準値（例えば、表-7）を選択し、適用する。後者の場合は、本文の4章の手順に従って標準曲線を算出するが、その際、設計地震動となる加速度履歴波形を設定する。なお、加速度履歴波形の補正はSI値による変換方法1による。

また、設計地震動に対応させる震度 k_H は、レベル2地震動の場合、道路土工—盛土工指針⁴⁾を準用して0.16、0.20および0.24とする。なお、レベル1地震動の場合も上記指針⁴⁾を準用して0.08、0.10および0.12とするが、表-3において各震度に対応させるSI値を設定することが必要である。例えば、表-3の震度5弱および同5強がレベル1地震動に相当すると見なすと、0.08、0.10および0.12の震度に対するSI値を、それぞれ10kine、20kineおよび30kineとすることが考えられる。

以上を経た後、盛土の性能基準となる許容すべり量 D_a を設定し、 $D \sim F_s$ 関係の特性曲線から、 D_a に対応する性能を考慮したすべり安全率 F_a を求める。ここで、許容すべり変位量は表-8を参照する。そして、設計震度 k_h により安定解析を行い、すべり安全率 F_s を求める。そして、 F_a と F_s を比較して、 $F_a \leq F_s$ の場合は、許容すべり量 D_a を満足していると評価し、 $F_a > F_s$ の場合は、 $F_a \leq F_s$ を満足するように、耐震設計を行う。

以上により、Newmark法による性能設計に加えて、震度法による性能設計が可能になる。

6. 実盛土における活用と適用性の検証

能登有料道路の39-1地点の盛土を対象として、レベル2地震動に対するすべり変位量と安全率の特性曲線を適用し、前章で提示した震度法による性能設計法を適用し、有効性を検証する。ここで、図-5などのすべり変位量と安全率の特性曲線は、常時の安定が（許容安全率の近くで）確保されている盛土であることが前提である。従って、常時の盛土の安定性を確認することが必要である。

そのため、図-15(a)の39-1地点の盛土（図-21）において、常時のすべり安全率が許容安全率（=1.2）を満足する解析用の盛土モデルとするために、盛土体の粘着力および内部摩擦角を、それぞれ27.3kN/m²および3.3°に修正した（表-9）。

評価に用いるすべり変位量と安全率の特性曲線については、能登有料道路の複数の盛土の耐震性を評価する場合のように、当該盛土を代表盛土として4章の手順に従って個別に求める方法もあるが、ここでは特性曲線の標準曲線を活用する方法による。標準曲線としては、当該盛土の法勾配が1:1.5であるので、図-12(b)の変換方法1の平均的な曲線（富来EW/r=1.5）から設定した(8)式を適用する。

まず、解析用の盛土モデルに震度が作用した場合の耐震性を考察する。設計水平震度としてレベル2の0.20を

作用すると、すべり安全率は 0.85 になる。(8)式によれば、すべり安全率が 0.85 に対応するすべり変位量は 0.26m である。ここで、震度 0.2 に対する許容すべり量を 0.5m、0.2m および 0.03m とすると、すべり変位量 0.26m は許容すべり量 0.5m を満足するが、同 0.2m および 0.03m は満足しない。従って、許容すべり量が 0.5m であれば、耐震設計は不要となり、常時の盛土がレベル 2 地震動に対して要求される耐震性能（＝許容すべり量 0.50m）を保有していることになる。しかし、許容すべり量が 0.2m および 0.03m であれば、すべり変位量 0.26m は許容すべり量を満足しないので、表-7 の富来 EW/1.1.5 の 0.2m および 0.03m に対応する“変位量を考慮した許容安全率”である、それぞれ 0.87 および 0.96 を満足する耐震設計を行い、レベル 2 地震動に対して要求される耐震性能を満足することが必要になる。ここで、許容すべり量が 0.2m および 0.03m に対する補強は、それぞれ安全率が 0.85 から 0.87 および 0.96 までの補強であるため、許容安全率 1.0 までの補強に比べて補強費用は軽減できる。

表-10 は、許容変位量 (D_a) に応じた補強方法の比較である。通常は、許容変位量をゼロ、つまり、すべり安全率 0.85 を地震時の許容安全率 (F_{sa}) の 1.0 を満足させる補強設計を行う。ここで、ジオテキスタイルを用いた天端補強を行うとすると、図-22 のように引張強度が 30kN/m^2 のジオテキスタイルを 0.5m 間隔で 10 枚を敷設すると、設計安全率 (F_s) が 1.01 となり許容安全率が満足される。この場合の直接工事費（材料費および施工費の算定例：以下、同じ）は、奥行き 1m 当たり 367 千円程度になる。

一方、許容変位量を 0.03m および 0.2m とした補強設計を行う場合、それぞれ許容安全率 0.96 および 0.87 を満足させることになる。ここで、ジオテキスタイルを用いた天端補強を行った結果を表-10 に示すが、許容安全率 0.96 および 0.87 に対して、いずれも引張強度が 22kN/m^2 のジオテキスタイルを 0.5m 間隔で、それぞれ 9 枚および 2 枚を敷設すると、それぞれの設計安全率が 0.96 および 0.88 となり許容安全率が満足される。そして、奥行き 1m 当たりの直接工事費は、それぞれ 312 千円程度および 56 千円程度になり、許容安全率 1.0 を満足させる補強設計の 85% および 15% になり、換言すると、許容安全率 1.0 を満足する直接工事費に対して、それぞれ 15% および 85% の直接工事費で“許容変位量を考慮した”耐震補強が可能になる。

以上から、性能を考慮した許容安全率の設計概念を取り入れることにより、道路盛土に対する合理的かつ経済的な耐震性の評価あるいは耐震設計の可能性が示唆された。

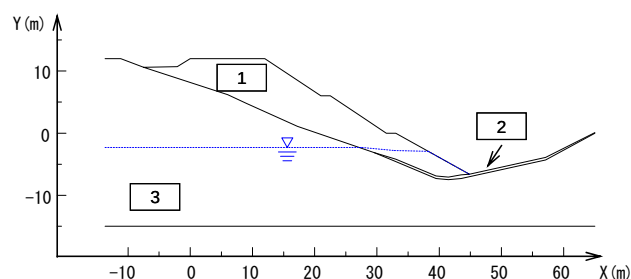


図-21 能登有料道路の縦 39-1 地点の実盛土モデル

(図中の□の数値は層番号)

表-9 盛土モデルの土質特性：補正前

層番号	単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
1	16.0	27.3	3.3
2	16.0	30.0	0.0
3	16.0	150.0	20.0

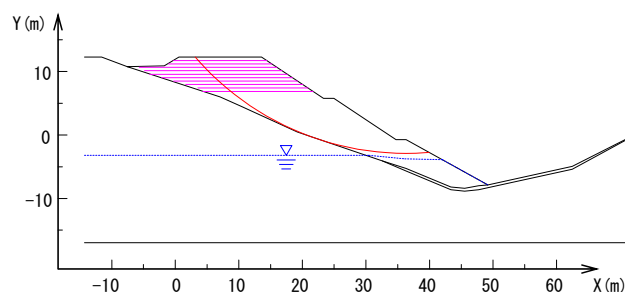


図-22 安全率 1.0 を満足する天端補強構造

(ジオテキスタイル： 30kN/m^2 、10 枚、0.5m 間隔)

表-10 許容変位量を考慮した補強構造の比較

許容変位量 D_a (m)	許容安全率 F_{sa}	設計安全率 F_s	ジオテキスタイル補強構造条件 引張強度 敷設枚数 敷設間隔	工費 (千円/m)	許容安全率 1.0 の工費に対する比率
0	1.00	1.01	30kN/m^2 10枚:0.5m	367	1.00
0.03	0.96	0.96	22kN/m^2 9枚:0.5m	312	0.85
0.2	0.87	0.88	22kN/m^2 2枚:0.5m	56	0.15
0.5	0.79	(0.85)	—	0	0.00

7. まとめ

本文では、震度法により得られるすべり安全率と性能評価のためのニューマーク (Newmark) 法による

すべり変位量との相対的関係を明確にするとともに、すべり変位量を考慮した安全率の活用法を考察したが、以下の知見が得られた。

- 1) 円弧すべり法に用いる設計水平震度およびニューマーク法に用いる加速度履歴波形による地震動を関係付けることにより、すべり安全率およびすべり変位量の定量的な相関化が可能である。
- 2) すべり安全率とすべり変位量の相関化により、震度法による円弧すべり法において、すべり変位量を考慮した、言い換えれば、“すべり変位量を考慮した安全率”の概念が提案できる。
- 3) すべり安全率とすべり変位量との関係付けのための設計水平震度と加速度履歴波形の相関化手法について、 SI 値による方法、最大加速度の $1/3$ 乗則による換算震度および最大加速度の換算震度の 3 方法を比較、検証した結果、実被害による変位量の規模を考慮すると、 SI 値による方法が妥当である。
- 4) SI 値による $D \sim F_s$ 特性曲線によれば、盛土構造、地震動に拘わらず、許容すべり変位量 0.03m, 0.2m, 0.5m および 1.0m に対する“変位量を考慮した許容安全率”は、それぞれ 0.95, 0.85, 0.80 および 0.75 とすることができる。
- 5) “すべり変位量を考慮した安全率”による比較設計例によれば、要求性能（＝許容すべり変位量）を考慮した経済的な耐震設計が可能である。

謝辞：本研究の実施に際し、水路の設計法に関しては岐阜大学工学部 原 隆史准教授、すべり変位量とすべり安全率の算出では寺西弘一君（鹿島建設㈱）および村上考輝君（関西電力㈱）、経済性の比較では前田工繊㈱の竜田尚希氏の協力を得ている。また、能登有料道路の被害盛土の現地調査、データ提供および常磐自動車道の被害盛土のデータ提供では、それぞれ石川県道路公社および NEXCO 総合技術研究所の協力を頂いている。ここに、関係各位に感謝申し上げる。

参考文献

- 1) Newmark, N. M.: Effects of earthquakes on dams and embankments, *Geotechnique*, Vo.15, No.2, pp.139-159, 1965.
- 2) 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, Vo.12, No.4, pp.7-12, 1998.
- 3) (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, 1999.
- 4) (社) 日本道路協会: 道路土工—盛土工指針, 丸善,

2010.

- 5) 常田賢一, 寺西弘一: 道路盛土の地震時のすべり安全率とすべり変形量の相関付けの検討, 第 13 回日本地震工学シンポジウム, p.3101-3108, 2010.
- 6) 村上考輝, 常田賢一, 三好忠和: 実盛土におけるすべり変位量と安全率の相関化, 第 48 回地盤工学研究発表会, No.113, pp.225-226, 2013.
- 7) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書 V 耐震設計編, 1980.
- 8) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書 V 耐震設計編, 2002.
- 9) (社) 日本河川協会: 改訂新版 建設省河川砂防技術基準(案)同解説 設計編 [I], 山海堂, 1997.
- 10) (独) 水資源機構, 豊川総合用水事業部: 豊川用水二期幹線開水路耐震設計要領(案), 2005.
- 11) 岩崎敏男, 龍岡文夫, 常田賢一, 安田 進: 砂質地盤の地震時流動化の簡易判定法と適用例, 第 5 回日本地震工学シンポジウム, pp.641-648, 1978.
- 12) 荒木一弘, 石井武司, 齋藤邦夫: 河川堤防に関する地震時安全率と残留変位の関係, 第 13 回日本地震工学シンポジウム, p.3364-3371, 2010.
- 13) 榎本忠夫, 佐々木哲也: 耐震補強された山岳道路盛土の動的遠心模型実験, 第 13 回日本地震工学シンポジウム, pp.3418-3425, 2009.
- 14) 土木学会地震工学委員会レベル2地震動研究小委員会: レベル2地震動研究小委員会の活動成果報告書, 2003.
- 15) (株) ティージー情報ネットワーク: jishin.net 横浜市地震情報, <http://yokohama.jishin.net/>
- 16) 野田節男, 上部達生, 千葉忠樹: 重力式岸壁の震度と地盤加速度, 港湾技術研究所報告, 第 14 巻, 4 号, 1975.
- 17) (独) 防災科学技術研究所: <http://www.kyoshin.bosai.go.jp/>
- 18) 常田賢一, 小田和広, 中平明憲: 道路機能に基づく道路盛土の経済的な耐震補強・補強技術に関する研究開発, 道路新技術会議, 道路政策の質の向上に資する技術研究開発成果報告レポート No.17-4, 2008.
- 19) 村上考輝, 常田賢一, 橋 愛乃: 2011 年東北地方太平洋沖地震により斜面先破壊した道路盛土の震度法による再現検討, 第 31 回土木学会地震工学研究発表会講演論文集, 2-104, pp.1-7, 2011.
- 20) (社) 地盤工学会: 2007 年能登半島地震道路災害データ集, 2007.
- 21) 西山大策, 常田賢一, 寺西弘一, 都間英俊: 実被害盛土における改良 O 型 Newmark 法の適用性に関する検討, 第 54 回地盤工学シンポジウム, 平成 21 年度論文集, No.38, pp.239-242, 2009.
- 22) 秦 吉弥, 一井康二, 常田賢一, 野津 厚, 横田聖哉, 金田和男: サイト特性置換手法に基づく 2011 年東北地方太平洋沖地震とその最大余震における盛土被災地点での地震動の推定, 第 31 回土木学会地震工学研究発表会講演論文集, 2011.

(2013.09.10 受付)

RELATIVIZATION OF SLIDING SAFETY FACTOR AND SLIDING DISPLACEMENT FOR PERFORMANCE-BASED SEISMIC DESIGN OF ROAD EMBANKMENT

Ken-ichi TOKIDA, Yoshiya HATA and Tadakazu MIYOSHI

Although road embankments have been designed in general based on the design method with use of sliding safety factor by the circular sliding method, the performance-based design method based on the sliding displacement has become common recently. However the fundamental concepts of these two types of design methods are different, the relations between the sliding safety factor and the sliding displacement are necessary to be relativized. This paper tries to relativize the sliding safety factor by the circular sliding method with the sliding displacement estimated by Newmark Sliding Block Method, based on three types of relationships between the seismic coefficient and the acceleration of ground motion. Applying the above relationships to both mock embankments and 4 road embankments damaged in the past earthquakes in Japan, the relativization between them can be clarified and its effectiveness and economical meanings are discussed. As the results of this study, the new design concept of the safety factor considering the sliding displacement can be proposed.