地震による地すべりに対する事前対策のリスク低減効果の表し方と便益計算例

RISK REDUCTION AND COST-BENEFIT ANALYSIS OF STRUCTURAL MEASURES FOR COSEISMIC LANDSLIDES: A CASE STUDY OF TEPHRA SLOPE

倉岡 千郎[1]・中島 祐一[2]・藤元 亮[3]
Senro KURAOKA, Yuichi NAKASHIMA and Ryo FUJIMOTO

[1]日本工営株式会社 中央研究所技術開発センター（〒300-1259 つくば市稲荷柄 2304）
E-mail: a4982@n-koei.co.jp
[2]日本工営株式会社 中央研究所技術開発センター（〒300-1259 つくば市稲荷柄 2304）
[3]日本工営株式会社 国土基盤整備事業本部（〒102-8539 東京都千代田区麹町 5 丁目 4 番地）

Key Words: *benefit-cost ratio, coseismic landslide, dynamic simulation, risk reduction, structural measures*

1. はじめに

豪雨と地下水に誘発される地すべりの既存の対策工が，地震を受けた場合の対策効果を評価する方法とその結果が示されている（例えば，木下ら[1]；砂防・地すべり技術センター[2]）．一方，地震を誘因とした地すべりに対し，事前に対策する必要性や効果を示す一般的な方法・手順は，現時点で構築されていないが，地すべりとして特定されていない斜面が変動し，災害をもたらした例は少なくない．特に土砂災害警戒区域または土砂災害危険箇所として判定されにくい緩斜面が大きく移動した災害事例として，平成 28 年熊本地震や 2011 年東北地方太平洋沖地震において発生した降下テフラからなる地すべりが挙げられる（例えば，Sugimoto et al.[3]；福永ら[4]；釜井[5]；Kimura et al.[6]）．このような危険領域を変動前に特定する方法を一般化することは容易でないと考えられる．しかし，耐震性能を有する重要な保全対象と斜面の位置関係及び地質・地形特性に基づいて，対策の検討を要する斜面領域が抽出される可能性がある．

倉岡ら[7]は，降下テフラからなる緩斜面が初生的に変動するケースについて，対策工の効果をリスク（超過確率×損失程度×損失額）の低減で表す方法を示した．これに対し，本稿では，超過確率の低下から費用対効果を計算する方法・手順案を示すことを目的とした．倉岡ら[7]の概要を 2 ～6 章に述べ，費用対効果の計算方法を 7 章に述べる．

2. 主な検討条件と検討手順

(1) リスク低減の表し方

斜面変動のリスクは，Fell[8]及び大津ら[9]の定義を基づくと，超過確率×損害程度（V）×損失額（E）で表される．ここで，Vは 0.0～1.0 で表される損失レベルである．本研究では，Eを一定，V= 1.0 とし，超過確率には 30 年超過確率（P_{30}）を用いた．P_{30} とした理由は，本稿で利用する防災科学技術研究所（以下，NIED）の地震ハザードカルテのハザードカーブが P_{30} で表されていることによる．

(2) 限界状態と変動が発生する地震動の強さ

(a) 動的解析の限界状態

斜面変動の限界状態は，地震動の作用後の残留変位の大きさ（斜面中腹）と収束性及びせん断破壊の集中域を示す最大せん断ひずみの大きさ・連続性により判定するものとした．

(b) 変動が発生する地震動の強さと評価位置

変動が発生する地震動の強さは，斜面モデルの応答加速度から求める計測震度（*ISI*）及び気象庁震度階（以下，震度）と最大速度（*PGV*）で表す．保全対象

は，斜面末端の平坦部の付近にあると想定し，応答波の抽出点は，斜面末端平坦部の地表面とした（**図-1**）．

(c)限界計測震度，限界震度，限界*PGV*

限界状態における計測震度，震度，*PGV*をそれぞれ限界計測震度，限界震度，限界*PGV*と呼ぶ．これらの限界値は，段階的に入力地震波の最大加速度を増加させ限界状態に達した時の値である．

(3) 斜面及び変動域のモデル化と物性値の検討

本研究では，解析コードUDEC Ver. 6.0を用いて斜面を連続体としてモデル化した．変動する可能性のある領域（調査に基づいて推定される相対的に強度と剛性の低い領域）を動的解析モデルに設定する（**図-2**の(1)）．変動領域とした1層目にひずみ軟化モデルを用いた．入力物性値（**表-1**）の設定にあたっては，調査・試験及び文献調査を行うが，一般に自然斜面は不均質で不確実性も高いため，調査・試験のみに基づいて物性値を決めることは難しい．そこで，まず文献値及び調査・試験から，物性値の予備検討を行った．次に，対象斜面が過去に受けた最大の地震動において限界状態にあったと仮定し，その地震動の作用時に限界状態となるよう，ひずみ軟化モデルのパラメータを調整するものとした（**図-2**の(2)）．

(4) 無対策及び対策時の斜面変動の超過確率

斜面変動のP_{30}は，対象領域のハザードカーブ（NIEDの地震ハザードカルテを基にした地表最大速度と超過確率の関係を作成して，動的解析から求めた限界*PGV*に対するP_{30}を求める（**図-2**の(3)）．

3. 解析の対象とする高野台地すべりの概要

(1) 地すべりのすべり面

本地すべりは，平成28年(2016年)熊本地震において南阿蘇村河陽で発生した地すべりである（**図-1**）．なお，本研究の目的は当該地すべりの再現解析を行うことが目的ではなく，仮に対策した場合のP_{30}を試算することを目的とする．

福永ら[4]は，すべり面は深さ約10 mに分布する橙色の「草千里ヶ浜軽石」の層付近に形成されたと推定している．また，釜井[5]は，阿蘇カルデラの中央火口丘からカルデラ周辺には，脆弱な火山灰が厚く堆積しており，火山灰などの脆弱な地層が，溶岩やローム層など相対的に固い地層中に挟在することが多く，こうした強度の不連続構造が，斜面変動のすべり面となる可能性があると述べている．また，2011年東北地方太平洋沖地震において，福島県白河市で発生

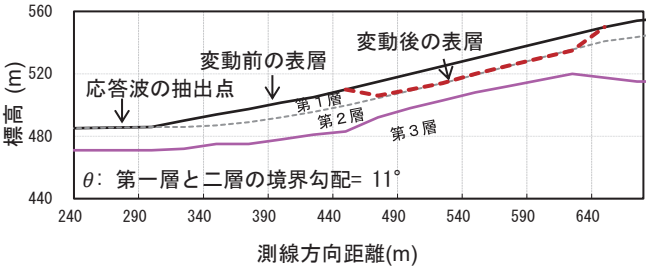


図-1 高野台地すべりのモデル断面図

(1) 変動域の推定

地形・地質調査結果及び弾性波探査やPS検層によるせん断波速度から推定した硬軟の層境界を基に変動域を推定する．

(2) 動的解析モデル（無対策時）の物性値の検討

・文献及び調査・試験結果を基に物性値の範囲を検討する．
・対象域で変動が発生しなかった過去最大の震度を整理する．その震度に対応する計測震度を限界計測震度とする．
・対象域近傍で観測された入力地震波を選定する．応答加速度波から算出される計測震度が限界計測震度となるように入力地震波を調整する（調整地震波）．
・調整地震波を用いた動的解析により，強度パラメータの感度解析を行い，限界状態となる物性値を絞り込む．

(3) 無対策及び対策時の斜面変動の超過確率

・無対策時及び対策時の限界*PGV*と限界計測震度を求める．
・ハザードカーブから限界*PGV*の超過確率を読み取る．
・無対策時と対策時の超過確率を比較検討する．

(4) 費用対効果の検討

・被災した場合の損失規模と対策費を計算する．
・無対策と対策時の限界状態の超過確率から総便益を求める．
・費用対効果を求める．

図-2 変動の超過確率と費用対効果の計算手順

表－1 図-1の1層目に設定する物性値と調査・試験方法

物性値	調査・試験方法
ピーク及び残留強度（有効応力表示の粘着力，内部摩擦角）	文献値，室内試験，原位置試験
強度低下の開始と残留強度値に達する相当塑性ひずみ	強度低下や間隙水圧とひずみの関係の得られる試験

※）引張強度のピーク及び残留強度は，粘着力と同じとした．

した，降下テフラからなる6つの地すべりを調査・分析したSugimoto et al.[3]も硬軟及び強度差のある層境界でせん断破壊が発生する機構を推論している．**図-1**に示す1層と2層の弾性波速度（V_p）は，それぞれ0.3 km/s，0.7 km/s（酒井ら[10]）であり，2倍以上のコントラストがあることから，1層と2層目の境に沿って弱い側の1層側でせん断破壊が発生するとした．

(2) 過剰間隙水圧の発生による抵抗力の低下

Dang et al.[11]及び王ら[12]は，高野台地すべりの源頭部のすべり面付近と考えられる地点から採取した不攪乱試料を用いて繰返し非排水せん断試験を行っ

た.その結果、せん断破壊の進行に伴い過剰間隙水圧が発生し，せん断抵抗がほぼゼロに低下したことから，この軽石層の液状化が地すべりの発生から高速移動の要因になったと述べている.

本研究においては，地下水位のデータがなかったため，地下水位は直接モデル化せず，1層で過剰間隙水圧が発生するとして，以下のように抵抗力の低下を見かけの内部摩擦角の低下で表した.

4. 過剰間隙水圧によって低下するせん断抵抗力のモデル

本研究では，過剰間隙水圧によるせん断抵抗の低下を間隙水圧(Δu)の関数で表す見かけの内部摩擦角(ϕ_{app})で表すこととし，CU試験で得られるΔuカーブを基にϕ_{app}の低下をひずみ軟化モデルに設定した.

ひずみ軟化モデルでは、粘着力とϕ_{app}が相当塑性ひずみ(ε_p)の増加とともに低下するとして，その関係を値で入力する(倉岡ら[7])．次に見かけのϕ_{app}を表す式について説明する．τ_fをすべり面となる層のせん断強度とする．τ_fは，有効応力状態においては式(1)で表される.

$$\tau_f = c' + (\sigma_n - \Delta u)\tan\phi' \qquad (1)$$

ここで，σ_nは，すべり面の法線方向の応力，ϕ'とc'は有効応力状態における内部摩擦角と粘着力である．傾斜θの単位長さのすべり面について，式(1)から式(2)を得る.

$$\tau_f = c' + \sigma_n\left(1 - \frac{\gamma_w \cdot t}{\cos\theta\{\gamma_n \cdot (d-t) + \gamma_s(t)\}}\right)\tan\phi' \qquad (2)$$

ここで，tは，すべり面層の水圧水頭，dは，すべり面深度，γ_n及びγ_sは，不飽和域と飽和域の単位体積重量，γ_wは水の単位体積重ある．θが11°前後である本斜面において，$\cos\theta = 1$と近似して飽和・不飽和域の単位体積重量を均一にγとすると，式(3)を得る.

$$\tau_f = c' + \sigma_n\left(1 - \frac{\gamma_w \cdot t}{\gamma \cdot d}\right)\tan\phi' \qquad (3)$$

ここで、$\left(1 - \frac{\gamma_w \cdot t}{\gamma \cdot d}\right) \cdot \tan\phi'$を$\tan\phi_{app}$ とおいて，ϕ_{app}を定義する．$\Delta u = \gamma_w \cdot t$なので，$\phi_{app}$ のピーク強度からの低下は，Δuの上昇量で算定される.

本モデルでは，ピーク強度に達するまでは線形弾性体であり，モール・クーロン則の強度を超えた場合，変動しうる1層(**図-1**)では，ひずみ軟化が発生するものとした.また，2層は弾完全塑性モデル，3層は弾性モデルとした.

ϕ_{app}の低下の始まるε_pは0とした．強度が残留強度に達するε_p（以下，残留強度のε_p)は，間隙水圧が最大となるε_pとした．草千里ヶ浜軽石の下位と上位層の不撹乱試料の CU 試験と文献値を基に残留強度のε_pは，1.0～2.0%の範囲とした．ϕ'と c' のピーク値の範囲は，すべり面となった領域の不撹乱試料の CU 試験と既往の調査研究より，それぞれ 26°～37°，10～25 kPa とした.

國生ら[13]は，崩壊土砂が長距離移動するには，摩擦角がすべり斜面勾配よりも小さく，c'=0 が必須条件と述べている.そこで，ϕ_{app} の残留強度は，1層・2層の境界の傾斜を基に 11° 以下とし c' は，ほぼ 0 になるものとした.引張強度(*tens*)は c' と同値とした.弾性係数，ポアソン比，密度は，既往の研究と本研究の CU 試験結果を基に設定した(**表-2**).

5. 過去の地震波を用いた軟化モデルの調整

本研究は，変動をもたらす地震の発生前に対策を実施した場合の対策効果の評価方法を検討していることから，本震(2016年4月16日)の発生する前を想定して検討を進めた.このため，本震前に発生した地震のうち，変動を生じなかった最大震度5弱（2016年4月14日）を無対策時の限界震度とした．動的解析には，対象地点から約 11km 地点の同日時の NIED の大津(KMM005)と白水(KMMH06)の地震波を用いた.

動的解析モデルの末端表層の抽出点(図-2)の応答加速度から計測震度(*ISI*)を求め，限界震度に整合するように地震波の振幅を調整した．まず，*ISI* が 4.9 となる調整大津(KMM005)波(以下，調整大津波)と，その符号を反転させた地震波を基本ケースとした.

(1) ひずみ軟化モデルのパラメータの感度解析

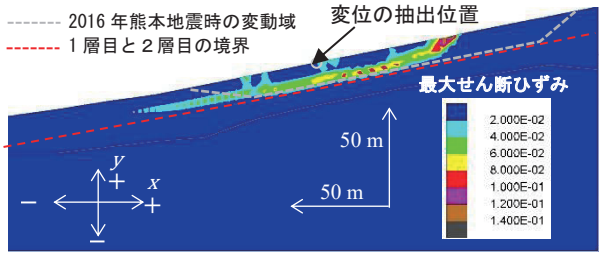
1 層の軟化パラメータの感度解析から絞り込んだパラメータを**表-3** に示す．**表-3** 中の Case A の地震動作用後の最大せん断ひずみを**図-3** に示す．図中の「変位の抽出位置」は，残留変位から限界状態を判定する際の変位の抽出位置である.さらに *ISI* と地震波の違いが，軟化パラメータの取り得る範囲に与える影響を調べるため，調整大津波及び調整白水波と *ISI* = 4.9 及び 4.5 を組み合わせたケースについて動的解析を行った.結果，*ISI* が同じであれば，調整白水波と調整大津波を用いたケースから得られる軟化パラ

表－2　モデルに設定する弾性係数，ポアソン比，密度

層区分	弾性係数 (kPa)	ポアソン比	密度(kg/m³)
1層目	1.03×10^4	0.3	1,110
2層目	4.02×10^4	0.3	1,400
3層目	1.30×10^6	0.3	2,000

表－3　モデルに設定する弾性係数，ポアソン比，密度

	ピーク強度		残留強度		残留値にいたる ε_p
	ϕ_{app}(度)	c'(kPa)	ϕ_{app}(度)	c'(kPa)	
Case A	30	8.0	8.7	0.5	0.02
Case A'	Case A を用いて調整大津波の正負を逆転させた．ϕ_{app} = 8.9° の他は，Case A と同じ．				



図－3 無対策時の最大せん断ひずみ(倉岡ら[7])

メータの差は比較的に小さかった．

6. 対策工の検討と効果

(1) ハザードカーブ

限界PGVとハザードカーブ(**図-4**) を用いて P_{30} を求めた．**図-4** 中の 3 つのカーブは，以下の手順で作成した．まず，NIED のハザードカルテから検討地点のハザードカーブを得る．複数のタイプ(海溝型地震，活断層などの浅い地震，全ての地震)のカーブのうち，本研究では「全ての地震」を選択した．次に藤原ら[14]の示す式(4) を用いて工学的基盤上の最大速度 PGV_{b400} を地表最大速度(PGV_s)に変換した．

$$PGV_s = PGV_{b400} \times amp/1.41 \qquad (4)$$

ここで，amp は，翠川ら[15]の示す増幅度であり，藤本ら[16]が示す $AVS30$ と amp の関係式(5)から求めた．

$$\log_{10} amp = 2.367 - 0.852 \times \log_{10} AVS30 \pm 0.166 \qquad (5)$$

ここで，±0.166は，標準偏差である．高野台地すべりの場合，変動のなかった領域の PS 検層から得た Vs(酒井ら，p. 100)[10]から $AVS30$ を 500 m/s として ampを求めた．式(5)の最終項が，0.166，0.0，−0.166 の時，ampは，それぞれ 1.71，1.16 及び 0.8 である．**図-4** のカーブは，これらの amp に対応する．

(2) 対策工による変動発生の超過確率の低下

地震によって変動した土砂が長距離移動するのは、地震動作用後に抵抗力が重力に起因するすべり力を下回っているためと考えられる(國生ら[13])．よって，過剰間隙水圧によるϕ_{app}の低下を抑制し，地震後の抵抗力がすべり力以上であれば，移動が限定的になると考えた．そこで，対策は地下水排除工等により過剰間隙水圧水頭が 2 m 低下されるケースをシミュレートした(ケースEP-2)．2 m の低下効果は，式(4)より，ϕ_{app} の残留強度を15°に設定することで模擬した．1 層の軟化パラメータは，**表-3** の Case A を用いた．2 m とした理由は，地震動を受けた既存対策の効果の統計的な調査結果に基づく(倉岡ら[7])．

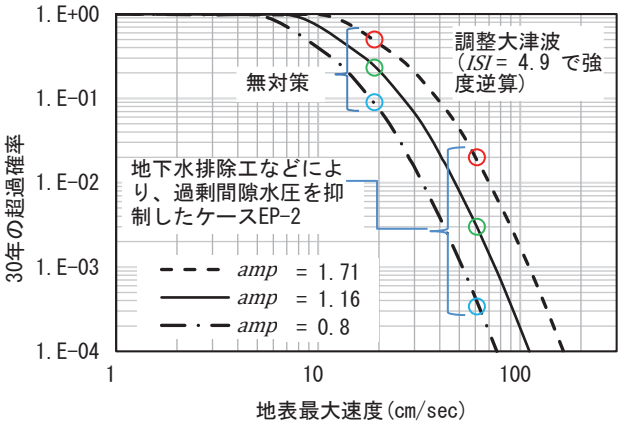


図-4 地表面PGVと P_{30}(阿蘇郡南阿蘇村大字立野 付近)のハザードカーブに対策工の検討結果の例を示す

表－4　無対策・対策時の限界 PGV と P_{30} 及び対策による P_{30} の低下度(図-4 に対応：調整大津波，ISI = 4.9)

	無対策		対策時(EP-2)		対策による P_{30} の低下率：無策時 P_{30} / 対策時 P_{30}
amp	PGV_{limit} (cm/s)	P_{30} (%)	PGV_{limit} (cm/s)	P_{30} (%)	
0.8	19	9.0	61	0.03	1/265
1.16	19	23	61	0.3	1/77
1.71	19	50	61	2.0	1/25

PGV_{limit}：限界PGV (cm/sec)
EP-2：過剰間隙水圧頭 2 m 抑制ケース

解析結果の例(調整大津波，ISI = 4.9)を**図-4** に示し，**図**より得た無対策時及び対策時の限界PGV及び P_{30} を**表-4** に示す．無対策時に対して対策時の P_{30} は，1/25 ～ 1/265(以下，P_{30} の低下率と呼ぶ)に低下している．また，ISI = 4.5 の調整大津波のケースから得た P_{30} の低下率は，1/30 ～ 1/580 である．

次に調整白水波の ISI が 4.5 及び 4.9 の条件で行った解析結果のうち，例として amp = 1.16 の結果をみると P_{30} の低下率は，1/45 ～ 1/65 である(**表-5**)．このようにハザードカーブと ISI の取り方によって，P_{30} の取り得る範囲が大きい．今回の費用対効果(BCR)の検討では，以下のように考えて，amp=1.71 のハザードカーブと ISI = 4.9 のケースを選択して，限られた P_{30} を用いた．

P_{30} を求める別の方法として，倉岡ら[7]は，応答波から限界震度を求めて，ハザードカルテ(NIED)の震度から P_{30} を読み取る方法を示している．この P_{30} と

表－5 無対策・対策時の変動の30年の超過確率
（*amp* =1.16 のハザードカーブを使用）

	調整白水波（*ISI* = 4.9）			調整白水波（*ISI* = 4.5）		
	PGV_{1limit} (cm/s)	P_{30} %	対策時 P_{30} / 無対策 P_{30}	PGV_{1limit} (cm/s)	P_{30} %	対策時 P_{30} / 無対策 P_{30}
無対策	17	34	1/45	11	72	1/65
EP-2	51	0.75		47	1.1	

ハザードカーブから求めた P_{30} を比較すると *amp* = 1.71 のカーブから得た P_{30} との整合性がよい．また，安全側の観点から超過確率の高いカーブ（*amp* = 1.71）選択することも考えられた．そこで，*BCR* の検討では，*amp* = 1.71 のカーブを選択することとした．また，*ISI* の選択においては，*BCR* が厳しい側になるように P_{30} の低下率が小さい *ISI*= 4.9 を選択した．このケースの P_{30} の低下率は，1/25 である．

7. 費用対効果の計算

総便益/総費用（*BCR*）は砂防事業のマニュアル[17]を基にした．便益は，対策による限界*PGV*の向上によって，被害が発生する年超過確率が低下し，期待損失額が低下することにより発生する．同マニュアルは豪雨に起因した被害の対策効果を扱っており，地震に起因したものではないが，区間確率（ΔP），年平均被害軽減額（*EALR*），年平均被害軽減期待額（*TELR*）をマニュアルの考え方に基づいて計算した．

概略的な計算シートを**表-6** に示す．ΔP の計算は，年超過確率を用いるので，P_{30} を年超過確率に変換する．*TELR* は，限界*PGV*未満の *EALR* の累積値であり，施工完了後，対策施設の供用期間中に毎年生まれる便益である．*TELR* と対策費用は，社会的割引率（γ）を考慮して現在価値に換算する．

以下に前節の対策例を用いて，*BCR* の計算方法を説明する．無対策時の被害額を L（地震の規模によらず一定）として，*EALR* は年超過確率×L である．L が一定の場合，$TELR = L \times \sum \Delta P_i$ となり，ここで$\sum \Delta P_i$ は区間確率の総和である．施工完了後，M 年目から対策による *TELR* が得られるものとすると，M 年先の *TELR* は式(6)によりを現在価値に変換される．

$$TELR_M = TELR \times \alpha^M \qquad (6)$$

ここで，$\alpha = 1/(1+\gamma)$である．対策施設が N年間供用される場合，総便益（B）は式(7)で表される．

$$B = TELR_M \times \frac{\alpha^N - 1}{\alpha - 1} \qquad (7)$$

以下に具体的な数値を設定した例を示す．N = 50 年，γ = 0.04 とする．そして横ボーリングの施工期間を 1 年とし，建設 2 年目（M=2）から便益が発生すれば，式(6)より，$TELR_2 = TELR \times \alpha^2 = TELR \times 0.962$ である．この右辺に前述の $TELR = L \times \sum \Delta P_i$ を代入し，式(7)を用いると，$B = L \times \sum \Delta P_i \times 20.66$ となり，式(8)を得る．式中の C は総費用である．

$$BCR = L \times \sum \Delta Pi \times 20.66/C \qquad (8)$$

表-6 便益の計算表の例

PGV (cm/s)	P_i (×10^{-2})	L_i	ΔP_i(%)	$EALR_i$	*TELR*
V_1	P_1		V_1では、無対策でも被害が発生しない	0	
V_2	P_2	L_1	$\Delta P_1 = P_1 - P_2$	$L_1 . \Delta P_1$	$EALR_1$
V_3	P_3	L_2	$\Delta P_2 = P_2 - P_3$	$L_2 . \Delta P_2$	$EALR_1 + EALR_2$
・・	・・	・・	・・	・・	・・
V_n	P_n	L_{n-1}	$\Delta P_{n-1} = P_{n-1} - P_3$	$L_{n-1} . \Delta P_{n-1}$	$\sum EALR_i$
V_{n+1}			被害が発生する	0	

P_i: 年超過確率，L_i: 無対策時の被害額(震度によらず一定とする)，
ΔP_i: 区間確率(P_i － P_{i+1})
V_2: 無対策の時の限界*PGV*
V_{n+1}: 対策時の限界*PGV*

調整大津波（*ISI* = 4.9）を用いて強度を逆算したケースと，**図-4** に示すハザードカーブ（*amp* = 1.71）から，$\sum \Delta P_i$=2.71% となる．ここでは，安全側の観点及び限界震度と P_{30} の関係（ハザードカルテ）との整合性から，P_{30} の高い側のカーブ（*amp* = 1.71）を選択した．$\sum \Delta P_i$ を式(8)に代入して，$BCR = L \times 0.559/C$を得る．変動域を幅 100 m，長さ 160 m 及び深さ 15 m とした場合，横ボーリング工を中心とする工事であれば，Cは約 1 億円になる．この場合，L が 1.78 億円以上なら，*BCR* は 1 以上となる．また，L が 1 億円の場合，C が 5,590 万円以下なら，*BCR* は 1 以上となる．

参考のため，*BCR* が高くなる条件（調整大津波，ISI = 4.5）で計算すると，*ISI* = 4.9 のケースよりも限界*PGV*が低くなり，**図-4** より無対策時の P_{30} が大きくなる．結果，$\sum \Delta P_i$ が大きくなって，$BCR = L \times 1.65/C$となる．C = 1 億円，L = 1.79 億円（前述の値）の場合，*BCR* は約 3 となる．

8. まとめ

倉岡ら[7]は，地震時に過剰間隙水圧によって抵抗力が低下して変動し得る降下テフラ斜面を例として，地震に対する対策効果を超過確率（P_{30}）の低減により表す方法案を示した．これに対して本稿では，P_{30} の低減から *BCR* を計算する方法案を新たに示した．以下に主な結果と今後の課題を述べる．

P_{30} の低下率は，計算条件によって大きく異なった（倉岡ら[7]）．しかし，いずれの計算条件でも P_{30} が無対策時に比べて明瞭に低下している．

P_{30} の範囲が大きいため *BCR* の取り得る範囲も大きいと考えられた．*BCR* の範囲を絞るため，本事例では，安全側の観点（被害の発生する超過確率が高い側）と限界震度と P_{30} の関係(NIED のハザードカルテ)との整合性を考慮して，ハザードカーブを選択し，さらに強度の逆算に用いる限界震度を *BCR* がより厳しい側（低い側）になるように選択した．結果，*BCR* の範囲が絞れると考えられる．対策工の実現性と対策計画に必要な詳細調査の実施可否の判断において，P_{30} の低下率だけでなく，本稿で示した *BCR* の計算方法が活用できる可能性があると考えられる．

今後の課題は，強度の逆算に用いる過去最大の *ISI* の範囲が P_{30} 及び限界 *PGV* に与える影響を検討するとともに，他の現場への適用性を検証することである．また，限界状態にあったと推定する過去最大震度は，地震データの質と量に依存するため，一定の誤差を含むと考えられる．よって，震度だけでなく，調査・試験及び文献調査を十分に行い，強度を総合的に絞り込むことが重要と考えられる．

謝辞：防災科学技術研究所が運用している K-NET，KiK-net 及びハザードカルテ（J-SHIS）のデータならびにサービスを利用させていただきました．ここに記して感謝の意を表する．

参考文献

1) 木下篤彦，本城谷貴広，丹羽諭，柴崎達也，大野亮一，川端秀樹：地震動が地すべりに与える影響の評価と地すべり防止施設の効果に関する研究，日本地すべり学会誌，48 巻，5 号，pp. 288-294，2011.
2) 砂防・地すべり技術センター：地震時の斜面安定度の評価手法（案），2015，https://www.stc.or.jp/pdf/1510_landslide.pdf（参照日 2025 年 2 月 20 日）
3) Sugimoto, H., Takeshi, T., Uto, T., Honma, H.：Geomorphologic and geologic features of landslides induced by the 2011 Off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake, in Shirakawa hills, Fukushima prefecture, Earthquake induced Landslides, pp.189-201, 2012.
4) 福永悦子，清水収：2016 年熊本地震で発生した阿蘇中央火口丘群の崩壊地におけるすべり面付近の土層構造と土の強さの調査－土層断面での土層強度検査棒を用いた計測－，砂防学会誌，72 巻，3 号，pp. 11-18，2019.
5) 釜井俊孝：2016 年熊本地震による斜面災害，日本地震工学会誌，29，pp. 27-32，2016.
6) Kimura, T., Sakai, N., Tanaka, Y., Nagakura, K., Matsuya, K.: Millennial-scale coseismic landslide history inferred from topographic and stratigraphic features of a post-caldera cone of Aso volcano in southwestern Japan, Geomorphology, 422, 108553, pp.1-21, 2023.
7) 倉岡千郎，中島祐一，碇屋智之：降下テフラ被覆斜面の地震時の変動確率を推定する方法 - 保全対象に隣接する斜面の対策効果の評価方法として - ，日本地すべり学会誌，Vol. 63，No. 3，pp. 1-16，2026.
8) Fell, R.: Landslide risk assessment and acceptable risk, Canadian Geotechnical Journal. 31(2), pp. 261-272, 1994.
9) 大津宏康，大西有三，水谷守，伊藤正純：地震に伴う災害リスク評価に基づく斜面補強の戦略的立案方法に関する一提案，土木学会論文集，2001 巻，679 号，pp. 123-133，2001.
10) 酒井直樹，木村誇，上石勲，田中義朗，村松広久，九鬼和弘，水谷佑，長倉賢，近藤雅信，高野正載，植野亮：熊本地震被災地域における地形・地盤情報の整備，防災科学技術研究所，研究資料，第 413 号，154p，2017.
11) Dang, K., Sassa, K., Fukuoka, H., Sakai, N., Sato, Y., Takara, K., Quang, L. H., Loi, D. H., Van, T. P., Ha, N. D.: Mechanism of two rapid and long-runout landslides in the 16 April 2016 Kumamoto earthquake using a ring-shear apparatus and computer simulation (LS-RAPID), Landslides 13, pp. 1525–1534, 2016.
12) 王功輝，土井一生，釜井俊孝，後藤聡：平成 28 年（2016 年）熊本地震による流動性崩壊の発生・運動機構について，平成 28 年度京都大学防災研究所研究発表講演会，D 21，2017. http：//www.dpri.kyoto-u.ac.jp/hapyo/17/pdf/D 21.pdf，（参照日 2024 年 10 月 22 日）
13) 國生剛治，石澤友浩：地震時斜面崩壊における土塊流動距離のエネルギー的評価法と実崩壊例への適用，日本地すべり学会誌，47 巻，3 号，pp. 121-128，2010.
14) 藤原広行，森川信之，前田宜浩，岩城麻子，先名重樹，河合伸一，東宏樹，はお憲生，井元政二郎，若松加寿江，宮腰淳一，森井雄史，島津奈緒未，高橋真理，赤塚正樹：東日本大震災を踏まえた地震ハザード評価の改良（その 2），防災科学技術研究所，研究資料，第 489 号，pp. 198-200，2023.
15) 翠川三郎，松岡昌志，作川孝一：1987 年千葉県東方沖地震の最大加速度・最大速度にみられる地盤特性の評価，日本建築学会構造系論文報告集，，442 巻，pp. 71-78，1992.
16) 藤本一雄，翠川三郎：近接観測点ペアの強震記録に基づく地盤増幅度と地盤の平均 S 波速度の関係，日本地震工学会論文集，6 巻，1 号，pp. 11-22，2006.
17) 国土交通省 水管理・国土保全局 砂防部：砂防事業の費用便益分析マニュアル（案），2021，https://www.mlit.go.jp/river/shishin_guideline/index.html（参照日 2024 年 10 月 22 日）.

（2026.5.29　受付）