切取斜面下部に形成された堆積土層の崩壊と降雨の関係 —鉄道沿線の崩壊事例に基づく崩壊予測手法の検討—

The relationship between rainfall and collapse of sedimentary soil layer in lower part of cut slope
—A rainfall criterion based on the analyses of the collapse along railroad—

植村昌一^{a)}*, 宇治橋康行^{b)}, 平松晋也^{c)}, 鈴木博人^{a)}

Shoichi UEMURA, Yasuyuki UJIHASHI, Shinya HIRAMATSU and Hiroto SUZUKI

Abstract

In the rail industry, sedimentary soil layer in the lower part of cut slopes formed from eroded material from weathered bedrock carried from the upper part of the slope have been known to collapse in heavy rainfall. Focusing on such collapse, stability of slope during past heavy rains is estimated by analysis of saturated-unsaturated seepage and slope stability analysis in this study. The rainfall characteristics that cause collapse of slope is studied by analyzing the relationship between slope stability and rainfall characteristics in a statistically method.

Key words : cut slope, rail, weathered, analysis of saturated-unsaturated seepage, slope stability analysis

和文要旨

鉄道の路線で発生した崩壊の一つに、切取斜面上部で風化した土砂の浸食・運搬によって切取斜面下部に形成された堆積土層が、強雨により崩壊した事例がある。本研究では、このような崩壊の一事例に着目し、飽和—不飽和浸透流解析と斜面安定解析をリンクした複合モデルを用いて、崩壊時や過去に発生した複数の強雨に対して、斜面の安定性を定量的に評価した。これらの結果から得られた斜面の安定性と降雨特性との関係を統計的に分析し、崩壊発生条件となる降雨特性について検討を行った。

キーワード：切取斜面、鉄道、風化、飽和—不飽和浸透流解析、斜面安定解析

1. はじめに

鉄道では、降雨に起因した土砂災害等（以下、降雨災害とする）などから列車運行の安全を確保するために、雨量計の観測値が、あらかじめ定めた列車運転規制基準値を超過した場合に、運転中止や速度規制といった列車運転規制を行っている¹⁾。列車運転規制は、雨量計の観測値と列車運転規制基準値との比較に基づき、その発令と解除を判断する単純な方法であるが、降雨時の列車運行の安全に大きな貢献を果たしてきた²⁾。降雨災害の多くは、運転中止の発令中に発生しているが、雨量計で観測された降雨量が運転中止の基準値より低いときに発生する場合もある。降雨時の列車運行の安全をより向上するためには、このような運転中止の発令前に発生した降雨災害（以下、運転中止前災害とする）の原因を明らかにした上で、対策を講ずることが重要である。

著者らは、東日本旅客鉄道株式会社の路線において、2006～2013年の期間内に発生した289件の降雨災害³⁾から抽出された57件の運転中止前災害を対象として、その発生原因を調査した⁴⁾。その結果、災害地点では強雨であった崩壊事例が11件であった。これらの崩壊のうちの2件は、切取斜面上部で風化した土砂の浸食・運搬によって切取斜面下部に形成された堆積土層が、強雨により崩壊

した事例で、これまで着目されてこなかった崩壊形態である。運転中止の発令中に発生した降雨災害に対しても調べてみると、このような崩壊形態は、十数件であることがわかった。本研究では、これらのうち、崩壊地点の降雨量を用いた場合でも運転中止の基準値に満たない条件で発生した一事例に着目した。在来鉄道の多くは、明治～昭和初期に造られたものであり⁵⁾、供用から長い年月を経た構造物が多い。このため、将来、風化の進行により、このような崩壊がさらに増加する可能性がある。したがって、事前にその対応を検討することが重要と考えている。また、鉄道だけでなく、切取区間の延長がより長い道路でも、将来、このような崩壊が問題となる可能性も考えられる。

切取斜面上部で風化した土砂の浸食・運搬による切取斜面下部での堆積土層の形成過程については、林道の設計・維持・保全の観点から、その実態に関する報告⁶⁾⁷⁾がある。しかしながら、このような堆積土層の崩壊については、その規模が小さいこともあり、これまで着目された事例はない。このため、その発生条件については、未解明な要素が多いのが現状である。

そこで、本研究では、切取斜面上部で風化した土砂が浸食・運搬されて切取斜面下部に形成された堆積土層の強雨による崩壊に着目した。ここでは、鉄道の路線で発生したその一事例を対象とし、崩壊時の強雨と過去に発生した強雨時の斜面の安定性について、飽和—不飽和浸透流解析と斜面安定解析をリンクした複合モデルを用いて定量的に評価した。その上で、斜面の安定性と降雨特性との関係を統計的に分析することにより、このような

* 連絡著者／corresponding author

a) 東日本旅客鉄道株式会社JR東日本研究開発センター防災研究所
Disaster Prevention Research Laboratory, Research and Development Center, East Japan Railway Company
〒331-8513 埼玉県さいたま市北区日進町2丁目479番地
2-479, Nisshin, Kita-ku, Saitama 331-8513, Japan

b) 福井工業大学工学部
Faculty of Engineering, Fukui University of Technology

c) 信州大学農学部
Faculty of Agriculture, Shinshu University

崩壊の発生の条件となる降雨特性について検討を行った。

2. 研究対象

本研究での対象は，切取斜面上部で風化した土砂が浸食・運搬されて切取斜面下部に形成された堆積土層が，強雨により崩壊した事例である。切取り面造成から崩壊発生に至るまでの過程の概略を図－1に示す。切取り面は造成されてからしばらくの期間は安定化している（図－1（a））。その後，切取り面の表面において，降雨，乾燥，凍上等による風化侵食作用によって不安定な土砂が生産され，落下することにより基岩層上に土砂の堆積層が形成される^{6),7)}（図－1（b））。土砂の堆積層に強雨があると雨水の浸透により土の強度が低下し，崩壊が発生する（図－1（c））。

本研究では，2010年8月31日に五能線陸奥赤石・鯉ヶ沢間102.015km（線区の起点からの距離）付近で発生した崩壊（以下，2010年8月崩壊とする）を検討の対象とした。当該線区の開業は1930年であり，開業からの経年80年で崩壊が発生している。崩壊発生地点の位置を図－2に，崩壊発生時の状況を写真－1に示す。崩壊発生時の降雨状況，崩壊地点周辺の地形および地質状況は以下に述べる通りである。

2.1 降雨状況

運転規制の判断に用いる雨量計（以下，鉄道雨量計とする）は，崩壊地点から約1.7km離れた鯉ヶ沢駅（図－2）に設置されている。2010年8月崩壊時の鯉ヶ沢駅における5分間雨量の時系列を図－3に示す。8月31日の2時20分から3時5分にかけて1～2mmの降雨がみられるが，その後150分間，無降雨の状態が続く。強雨は，

図－1 切取り面造成から崩壊に至る過程の概念図
Fig. 1 Outline of the process of slope failure

図－2 崩壊発生地点（五能線102.015km付近の位置図⁸⁾）
Fig. 2 The locality map of the place of collapse

写真－1 2010年8月崩壊時の状況
Photo 1 The place of collapse in August 31 2010

図－3 2010年8月崩壊時の5分間雨量時系列：鯉ヶ沢駅
Fig. 3 Hyetograph at August 31, 2010 (day of the collapse) (Ajigasawa)

同日の5時45分の5分間雨量1mmから始まり，時間の経過とともに降雨量は増大し，40分後の6時25分に5分間雨量はピーク値（6mm）を記録した。その後，5分間雨量は減少し，6時45分には，強雨は終了している。この間の総雨量は36mm，強雨の期間は65分である。線路への土砂流入は，7時35分に崩壊地点を通過した列車の運転士により発見された。当該列車の前に同地点を列車が通過した時刻は，6時30分であることから，上述の強雨により6時30分から7時35分までの間に崩壊が発生したと考えられる。

2.2 崩壊地点の地形と地質

崩壊が発生した五能線102.015km付近の断面図を図－4に示す。崩壊地点は，南西に位置する大高山の尾根を開削することにより線路を敷設しており，線路の両側が切取斜面である。崩壊が発生した切取斜面の地質は，現地調査により，泥岩により構成されていることを確認した。切取り面の表面は，亀裂等の脆弱化は進行していないことを確認した。したがって，崩壊時における雨水の基岩内への浸透はわずかであったと考えられる。また，斜面からの湧水や湿潤化した層もみられなかった。したがって，崩壊時における基岩から堆積土層への浸透水の流入の影響も少なかったと考えられ，雨水の基岩への浸透及び基岩から堆積土層への流入は無いものとして解析を行った。

図－4 崩壊地点の断面図（五能線102.015km付近）

Fig.4 Drawing of cross section at the collapse area (Gono Line 102.015km)

3. 研究の流れ

本研究の流れを図－5に示す。内容は、i) 解析モデルの条件設定，ii) 2010年8月崩壊時の斜面安定性の評価，iii) 降雨特性と斜面安定性の関係分析およびiv) 今後の課題の抽出に大別される。

解析モデルの条件は，前章で述べた対象斜面の状況や土質試験結果をもとに，条件を設定した。2010年8月崩壊時の斜面安定性の評価では，2010年8月崩壊時の降雨を入力条件とした後述の複合モデルを用いた解析により，崩壊が発生した斜面での安定性を評価し，崩壊発生プロセスを分析した。また，解析モデルおよび設定条件の妥当性も合わせて検証した。降雨特性と斜面安定性の関係分析では，2010年8月崩壊時やそれ以前に発生した強雨時における降雨特性の分析や斜面安定性の評価を行い，これらの関係を統計的に分析することにより，崩壊発生の原因となる降雨条件について検討した。以上の検討結果をもとに，降雨時の運転中止前災害の低減に向けた今後の検討課題を考察した。

4. 解析モデルと解析条件の設定

本研究で用いた解析モデルの概要，崩壊が発生した斜面の地形条件，堆積土層の土質諸元，土壤水分特性等の

図－5 本研究の流れ

Fig. 5 Flow of study

解析条件を以下に示す。

4.1 解析モデルの概要

4.1.1 解析モデルの基本構成

本研究で用いた解析モデルは，飽和一不飽和浸透流解析による降雨期間中の堆積土層内部の水面形の追跡と斜面安定解析とをリンクさせた複合モデル⁹⁾である。解析モデルの基本構成を図－6に示すとともに，解析で対象としたモデル斜面を図－7に示す。

解析モデルでは，単位幅の2次元断面のモデル斜面に対して水平方向に一定間隔で分割した要素区分毎に堆積土層厚を設定し，これを解析の基本要素としている。そして，各基本要素毎に一次元鉛直不飽和浸透流解析を行うとともに，この不飽和領域からの鉛直浸透量を基岩面へと供給し，飽和側方流の追跡を行い，これらの結果から得られた飽和層深さや土壤水分状態を用いて斜面安定解析を行うものである。なお，一次元鉛直不飽和浸透流解析にあたり，基本要素を鉛直方向に14分割している。

4.1.2 一次元鉛直不飽和浸透流解析

各基本要素の鉛直方向の水分移動に対しては式(1)で示される一次元鉛直不飽和浸透流理論¹⁰⁾に基づくRichards式を用いて算定する。

$$C \cdot \frac{\partial \phi}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial z} \left\{ K \left(\frac{\partial \phi}{\partial z} - 1 \right) \right\} \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに， ϕ ：土壤水分吸引水頭(cm)， t ：時間(sec)，

図－6 解析モデルの基本構成⁹⁾

Fig. 6 Fundamental construction of the analysis model

図－7 モデル斜面と要素分割

Fig. 7 Analysis condition of slope

z ：鉛直座標 (cm)， K ：透水係数 (cm/sec)， C ：比水分容量 ($=d\theta/d\psi$)， θ ：体積含水率 (m^3/m^3) である。

上式は、連続の式として式(2)を、運動方程式として式(3)をそれぞれ組み合わせることによって得られる。

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\frac{\partial q}{\partial z} \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$q = -K \cdot \frac{\partial \psi}{\partial z} + K \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 q ：単位面積当たりの土壌水分移動量 ($\text{cm}^3/\text{sec}/\text{cm}^2$) である。

基本要素を鉛直方向に等間隔 (Δz) の領域に区分し、式(2)、式(3)をそれぞれ差分展開すると式(4)～式(6)となる。また、各領域の境界面での透水係数は、式(7)で与えられる。

$$\theta_n^{t+\Delta t} = -\frac{\Delta t_s}{\Delta z} \cdot (q_{n,n+1}^{t+\Delta t} - q_{n-1,n}^{t+\Delta t}) + \theta_n^t \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$q_{n-1,n}^{t+\Delta t} = -K_{n-1,n}^{t+\Delta t} \cdot \frac{\psi_n^{t+\Delta t} - \psi_{n-1}^{t+\Delta t}}{\Delta z} + K_{n-1,n}^{t+\Delta t} \quad \dots\dots\dots (5)$$

$$q_{n,n+1}^{t+\Delta t} = -K_{n,n+1}^{t+\Delta t} \cdot \frac{\psi_{n+1}^{t+\Delta t} - \psi_n^{t+\Delta t}}{\Delta z} + K_{n,n+1}^{t+\Delta t} \quad \dots\dots\dots (6)$$

$$K_{n-1,n} = \frac{K(\theta_{n-1}) + K(\theta_n)}{2} \quad \dots\dots\dots (7)$$

ここに、 $q_{n-1,n}$ ： $n-1$ 層から n 層への土壌水分移動量 ($\text{cm}^3/\text{sec}/\text{cm}^2$)， ψ_n ： n 層の土壌水分吸水水頭 (cm)， θ_n ： n 層の体積含水率 (m^3/m^3)， $K_{n-1,n}$ ： n 層と $n-1$ 層との境界での透水係数 (cm/sec)， Δz ：距離増分 (cm)， Δt_s ：時間増分 (sec) である。

解析では、基本要素上端の降雨強度を境界条件とし、初期水分条件としては、土層底面における土壌水分吸水水頭として一様に $\psi = 0$ を与えるとともに、全層にわたって全水頭を一定として、降雨直前での水分移動は無いものと仮定している。その上で、 $\psi \sim \theta$ 曲線、 $K \sim \psi$ 曲線及び式(4)～式(7)を用いて各領域での収束値を算定する。その後、式(8)を用いて不飽和領域から基岩面への供給水量を算定する。計算過程の詳細については、文献¹¹⁾を参照されたい。

$$q_z^{t+\Delta t} = 36 \cdot \sum_{n=1}^N \{ (\theta_n^t - \theta_n^{t+\Delta t}) \cdot \Delta z \} / \Delta t_s + r^{t+\Delta t} \quad \dots\dots\dots (8)$$

ここに、 q_z ：不飽和領域からの供給水量 (m/hr)， r ：降雨量 (m/hr)， N ：鉛直方向の分割数であり、本モデルでは14である。

4.1.3 飽和側方流解析

基岩面上に形成される飽和層深さは、式(9)に示す飽

和側方流過程における連続式と式(10)に示すダルシー則に基づく運動方程式により追跡する。

$$\lambda \cdot \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} = q_z \quad \dots\dots\dots (9)$$

$$q_x = 36 \cdot h \cdot K_s \cdot I \quad \dots\dots\dots (10)$$

ここに、 x ： x 軸方向 (水平方向) の距離， λ ：有効間隙率 (m^3/m^3)， h ：飽和層深さ (m)， q_x ： x 軸方向の単位時間当たり単位幅流量 ($\text{m}^3/\text{m}/\text{hr}$)， t ：時間 (hr)， K_s ：飽和透水係数 (cm/sec)， I ： x 軸方向の動水勾配である。

$t + \Delta t$ 時における基本要素の飽和層深さは、式(9)を差分展開した式(11)及び式(12)で与えられる。

$$h_{i,i-1}^{t+\Delta t} = h_{i,i-1}^t + \frac{q_{xi}^t - q_{xi-1}^t}{a \cdot \lambda} \cdot \Delta t_h + \frac{q_{xi,i-1}^{t+\Delta t}}{\lambda} \cdot \Delta t_h \quad \dots\dots\dots (11)$$

$$q_{xi}^t = 36 \cdot h_{i,i-1}^t \cdot K_i \cdot I \quad \dots\dots\dots (12)$$

ここに、 $h_{i,i-1}$ ：断面 i と断面 $i-1$ 間の基本要素の飽和層深さ (m)， Δt_h ：時間増分 (hr)， a ：基本要素の幅 (m)， q_{xi} ：断面 i における x 軸方向の単位時間当たり単位幅流量 ($\text{m}^3/\text{m}/\text{hr}$)， $q_{xi,i-1}$ ：断面 i と断面 $i-1$ 間の基本要素における不飽和領域からの供給量 (m/hr) である。

なお、堆積土層上端の基本要素における連続式は、基岩露出部 (以下、露岩部とする) からの雨水の流入を考慮すると式(13)となる。

$$\lambda \cdot \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} = q_z + b/a \cdot r \quad \dots\dots\dots (13)$$

ここに、 b ：堆積土層上流側の露岩部の延長 (m) である。

4.1.4 斜面安定解析

無限長斜面における安定解析式に斜面上の飽和－不飽和流れの解析から得られる飽和層深さを代入することにより、斜面安定性の指標である安全率 F_s の算定式(14)が得られる。各基本要素について時々刻々と変化する斜面の安定性を式(14)で求められる安全率を用いて評価する。

$$F_s = \frac{c + (\sigma_0 - h \cdot \gamma_w) \cdot \cos^2 \beta \cdot \tan \phi}{\sigma_0 \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta} \quad \dots\dots\dots (14)$$

ここで、 σ_0 ：鉛直応力 (kN/m^2)， γ_w ：水の単位体積重量 (kN/m^3)， c ：粘着力 (kN/m^2)， β ：基岩面の勾配， ϕ ：土の内部摩擦角 ($^\circ$) であり、 σ_0 は次式で求められる。

$$\sigma_0 = \sigma/a = \int_0^z (G_s \cdot \gamma_w \cdot (1-n) + \theta(z) \cdot \gamma_w) \cdot dz \quad \dots\dots\dots (15)$$

ここに、 σ ：基本要素の重量 (kN)， z ：堆積土層厚 (m)， G_s ：土粒子の比重， n ：間隙率 (m^3/m^3)， $\theta(z)$ ：鉛直方向の微小区間 dz における体積含水率 (m^3/m^3) である。

4.2 斜面モデルと要素分割

解析モデルの地形条件は、図－7に示すように、 44° の

切取基岩斜面上に水平方向延長 5 m の範囲に厚さ 0.35 m の堆積土層が存在し、その上流側に水平方向延長 3 m の露岩部が存在する状況を 2 次元的にモデル化し、No. 1 ～ No. 5 の解析の基本要素を設定した。解析の基本要素の幅 a は 1 m とした。基本要素の鉛直方向の区分領域の間隔は 25 mm とした。また、 x 軸方向の動水勾配としては、堆積土層厚は、基本要素幅に比べて小さいため、基岩斜面の勾配と同一とした。

4.3 堆積土層の土質諸元

4.3.1 飽和透水係数

現地斜面から採取した小型サンプル（内径 50 mm，高さ 50 mm）を用いた室内試験による飽和透水係数の測定値は、 8.10×10^{-3} cm/sec であった。一方、実際の斜面を構成する表土層内の等価透水係数は、小型サンプルで行った室内試験結果と比較して 1 ～ 2 オーダー大きいとの指摘¹²⁾がある。このことを踏まえ、本研究では、小型サンプルを用いた室内試験値をもとに飽和透水係数を 1.90×10^{-1} cm/sec とした。

4.3.2 有効間隙率

有効間隙率 λ としては、飽和体積含水率 ($\theta_s = 0.66$) から土壌水分の移動可能限界時 ($pF = 1.6$ 前後) の体積含水率 ($= 0.44$) を減じる必要があることを考慮して $\lambda = 0.200$ とした。

4.3.3 間隙率，土粒子比重

土粒子比重と間隙率については、密度試験により、それぞれ、2.50, 0.720 m³/m³ を得た。

4.3.4 土質強度

内部摩擦角については、一面せん断試験 (CD 試験) 結果から 35.8° を得た。粘着力については、飽和度の増加によって顕著な低下を示すこと¹³⁾や、今回の斜面崩壊のような土層と基岩との直線的な境界面に沿って発生する場合、飽和状態下ではほとんど消失するという報告¹⁴⁾もあり、強雨時の粘着力を推定することは難しい。そこで本研究では、2010 年 8 月崩壊の再現計算において、全ての基本要素で平均した安全率の最小値が 1.0 を下回る値として 0.944 kN/m² とし、この値を計算期間中、一定とした。

以上で述べた今回の解析で使った土質諸元を表－1 に示す。

4.4 土壌水分特性

体積含水率 (θ) 及び不飽和透水係数 (K) と土壌水分吸引水頭 (ψ) との関係については、van-Genuchten¹⁵⁾ の提案した式 (16) ～ 式 (18) を用いた。

$$S_e = [1 / (1 + (\alpha \cdot \psi)^n)]^{1-1/n} \quad \dots\dots\dots (16)$$

$$K_r = S_e^{1/2} \cdot [1 - (1 - S_e^{1/m})^m]^2 \quad \dots\dots\dots (17)$$

$$S_e = (\theta - \theta_r) / (\theta_{sat} - \theta_r) \quad \dots\dots\dots (18)$$

ここに、 S_e ：有効飽和度、 α, n ：係数、 K_r ：比透水係

表－1 解析モデルの土質諸元

Table 1 Soil characteristic coefficients

項目	単位	設定値
飽和透水係数 K_s	cm/s	1.90×10^{-1}
有効間隙率 λ	m ³ /m ³	0.200
間隙率 n	m ³ /m ³	0.720
土粒子比重 G_s		2.50
内部摩擦角 ϕ	°	39.7
粘着力 C	kN/m ²	0.944

表－2 van-Genuchten 式のパラメータ

Table 2 Parameters of van-Genuchten formula

θ_{sat} m ³ /m ³	θ_r m ³ /m ³	K_s cm/s	α	n
0.660	0.200	0.190	0.610	1.17

数 ($K_r = K / K_s$)、 θ_{sat} ：飽和体積含水率 (m³/m³)、 θ_r ：最小含水量 (m³/m³)、 $m : m = 1 - 1/n$ である。van-Genuchten 式に含まれる定数 $\theta_r, \theta_{sat}, \alpha, n$ の各パラメータについては、土の保水性試験から求めた θ と ψ の測定値をもとに表－2 に示す値とした。

5. 解析モデルによる崩壊の再現性と崩壊発生プロセスの検討

5.1 2010 年 8 月崩壊時の平均飽和層深さと平均安全率

2010 年 8 月崩壊時に鯉ヶ沢駅で観測された 5 分間雨量データ (図－3) を用いて斜面の安定計算を行った。斜面全体の飽和層深さとして全ての解析要素の飽和層深さの平均値 (以下、平均飽和層深さ： $\bar{h}$ とする) を用いることとした。計算は、露岩部からの雨水流入がある場合と無い場合の 2 ケースについて行った。計算により得られた 2 ケースの平均飽和層深さの時間変化の比較を図－8 に示す。また、斜面全体の安定性についても飽和層深さの場合と同様、全ての要素の安全率の平均値 (以下、平均安全率とする) を用いることとし、図－8 と同様の 2 ケースの計算を行った。平均安全率の時間変化を図－9 に示す。

図－8、図－9 から分かるように露岩部からの雨水流入がある場合には平均飽和層深さが大きくなり、平均安全率も低下している。以下では雨水の流入がある場合の時間変化について述べる。平均飽和層深さは、強雨開始後 15 分経過した 6 時頃より急激に上昇しはじめ、40 分後の 6 時 40 分にピーク値 8.11 cm に達し、その後は次第に低下している。一方、平均安全率は、平均飽和層深さの急激な上昇に伴って低下し、6 時 40 分には、0.998 と 1.0 を下

図-8 平均飽和層深さの経時変化(2010年8月31日崩壊時)
Fig. 8 Change of the depth of saturated layer with time (August 31 2010)

図-9 平均安全率の経時変化 (2010年8月31日崩壊時)
Fig. 9 Change of the slope stability with time (August 31 2010)

回り, 土層全体が不安定化して崩壊発生の危険性が高い状態となっている。この時間帯は, 2章で述べた実際に崩壊が発生したと推定される時間帯 (6時30分～7時35分) 内にあり, モデルは2010年8月崩壊時の斜面の安定性やその時間変化を再現していると考えられる。

5.2 2010年8月崩壊の発生プロセスの検討

図-8, 図-9において, 平均飽和層深さと平均安全率の時間変化について露岩部からの雨水の流入がある場合と無い場合とで比較すると, 露岩部から堆積土層への雨水の流入の影響により, 平均飽和層深さは, 4.04cmから8.11cmへとほぼ倍の数値となり, これに伴って, 平均安全率の最小値は, 1.062から0.998へと約6%低下している。このように, 2010年8月崩壊は, 露岩部から堆積土層への雨水の流入が斜面安定性の低下に大きく関与しているといえる。

次に, 平均安全率が最小値を示した6時40分～6時50分の前後の時間帯における各基本要素の安全率の時間変化を露岩部から堆積土層への雨水流入有り, 無しの場合について図-10に示す。露岩部からの雨水の流入が有る場合では, 平均安全率が最小値を示す時刻は6時40分であり, 露岩部からの雨水の流入が無い場合よ

(a) 露岩部からの雨水流入有

(b) 露岩部からの雨水流入無

図-10 各基本要素の安全率の経時変化(2010年8月崩壊時)
Fig. 10 Temporal change of each element's safety factor (August 31 2010)

りも10分早くなっている。また, 露岩部からの雨水の流入があるケースについて, 平均安全率が最小を示す時刻における各基本要素の安全率の範囲は1.047～0.980であり, 最大値と最小値との差は0.047 (図-10a) である。一方, 露岩部からの雨水の流入が無い場合の基本要素の安全率は, 1.114～1.013の範囲であり, 最大値と最小値の差は0.101 (図-10b) である。このように, 露岩部からの雨水の流入の影響により, 平均安全率が最小を示す時刻における基本要素の安全率は全体的に小さくなっており, また, 安全率の最大値と最小値の差は半分以下となっている。

図-10より露岩部からの雨水流入有りのケース, 無しのケースともに, 安全率が最小となるのは, 堆積土層上部の基本要素No.1, No.2, No.3では6時40分であり, 堆積層下部の基本要素No.4, No.5ではその10分後の6時50分となっているが, これは, 飽和側方流により雨水が下流に移動してくることを反映したものである。露岩部からの雨水流入が有る場合では, 堆積土層上部の基本要素No.1, No.2, No.3の安全率が最小となる時刻である6時40分におけるその最小値は, 堆積土層下部のNo.5の安全率をやや上回る程度である。その後, No.4及びNo.5の安全率は, さらに低下するが, 6時40分の時点で既に1.0

を下回っている。その結果、6時40分において堆積土層の平均安全率が1.0を下回り、不安定な状態となった（図－10a）。このような平均安全率が最小となる時点での各基本要素の安全率の特徴を反映して、土層全体が崩壊したと考えられる。降雨による斜面表層崩壊の発生機構は、一般的には、斜面の下流ほど飽和層の水面が高くなり、ある地点から下流側の水面が限界高さを越えた範囲で崩壊が発生する¹⁶⁾といわれているが、露岩部からの雨水流入が有る場合は、雨水が集中する斜面下部で崩壊が発生するという一般的な特徴と異なるものであった。一方、露岩部からの雨水流入が無い場合では、平均安全率が最小となる6時50分は、堆積土層下部の基本要素No. 5、No. 6が最小となる時刻と一致している。これは、6時50分における堆積土層下部の基本要素No. 4、No. 5の安全率は、堆積土層上部の基本要素No. 1～No. 3に比べて、相対的に小さいためである（図－10b）。

このように、切取斜面における堆積土層の上流側に露岩部が存在することは、崩壊の発生やその時刻、範囲に影響するため、路線の崩壊の発生危険度を検討する際の着眼点として重要と考えられる。

6. 降雨特性と斜面安定性の関係分析

6.1 斜面安定性に関わる降雨指標

6.1.1 安全率算定式の線形化

斜面安定性と降雨との関係の分析において、安全率算定式を降雨と関わりがあるパラメータで線形モデル化することは、これらの関係を明確にする上で有効と考えられる。式(14)に示した安全率の算定における基本要素の鉛直応力は、基本要素の平均飽和度を用いて式(19)で表すことができる¹⁷⁾。また、基本要素の平均飽和度と飽和層深さの関係は、式(20)で表すことができる^{18), 19)}。

$$\sigma_0 = (n \cdot S_r \cdot \gamma_w + (1-n) \cdot \rho_d) \cdot z \quad \cdots (19)$$

$$S_r = h \cdot (1 - S_{rc}) / z + S_{rc} \quad \cdots (20)$$

ここに、 S_r ：基本要素の平均飽和度、 ρ_d ：土の乾燥密度（ kN/m^3 ）、 S_{rc} ：飽和層の発生限界時の飽和度である。飽和層の発生限界とは、雨水の鉛直浸透により飽和層が基岩上に出現する限界の状態のことを指す。式(20)を式(19)に代入し、 $\lambda = n \cdot (1 - S_{rc})$ 、 $\sigma_c = (n \cdot S_{rc} \cdot \gamma_w + (1-n) \cdot \rho_d) \cdot z$ とすると、式(19)は、次式となる。

$$\sigma_0 = \sigma_c + \lambda \cdot h \cdot \gamma_w \quad \cdots (21)$$

ここで、 σ_c は飽和層の発生限界時の鉛直応力であり、既往研究^{17)～21)}では、飽和層の発生限界時の基本要素の平均飽和度は水分状態や土層厚によらず一定とされており、 σ_c は、土の物性に応じて決まる定数と考えることができる。

式(14)に示した安全率の算定式において、基本要素の鉛直応力 σ_0 を式(21)に置き換えた。その上で、堆積土層厚は35cmと小さいため、飽和層深さも小さいことを考

慮して、式(14)を式(22)に示すような飽和層深さを変数とする一次関数で近似した。

$$F_s \doteq \frac{c}{\sigma_c \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta} + \frac{\cos \beta \cdot \tan \phi}{\sin \beta} - \left(\frac{\lambda \cdot \gamma_w}{\sigma_c^2 \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta} + \frac{\gamma_w \cdot \cos \beta \cdot \tan \phi}{\sigma_c \cdot \sin \beta} \right) \cdot h \quad \cdots (22)$$

6.1.2 飽和層深さに関わる降雨指標の検討

強雨時の斜面における貯留高、土層への浸透水量と斜面からの流出高との関係は、式(23)に示す運動方程式と式(24)に示す連続式で評価する方法がある^{22), 23)}。また、平均飽和層深さは、貯留高を媒介して式(25)で求めることができる。

$$S = k \cdot q \quad \cdots (23)$$

$$r - q = \frac{dS}{dt} \quad \cdots (24)$$

$$\bar{h} = (S - S_c) / \lambda \quad \cdots (25)$$

ここに、 S ：貯留高（mm）、 q ：流出高（mm/分）、 r ：降雨強度（mm/分）、 t ：時刻（分）、 k ：比例定数、 S_c ：飽和層の発生限界時の貯留高（mm）である。式(23)を式(24)に代入すると、式(26)となり、貯留高を表現するパラメータは、降雨強度と比例定数 k となる。比例定数 k には、降雨に対する流出の時間の遅れ等も加味されているため、貯留高は、降雨強度と積算雨量によって決まる物理量とされている²²⁾。

$$r = \frac{S}{k} = \frac{dS}{dt} \quad \cdots (26)$$

降雨強度と積算雨量の両方の特性を表すことができる指標としては、式(27)に示すように、一連の降雨における n 分間積算雨量の最大値が適していると考えられる。また、 n 分間積算雨量の最大値に対する平均雨量強度は、式(28)であらわされる。 n 分間積算雨量の最大値は、 n 分間に一定の強度の降雨 $\bar{r}$ が継続する矩形の降雨波形を想定したときの積算雨量を表す指標と考えられる。

$$R_{n,max} = \max \int_t^{t+n} r(t) dt \quad \cdots (27)$$

$$\bar{r} = R_{n,max} / n \quad \cdots (28)$$

ここに、 $r(t)$ ：時刻 t における降雨強度（mm/分）、 n ：降雨量の積算期間、 $\bar{r}$ ： n 分間積算雨量の最大値に対する平均降雨強度（mm/分）、 $R_{n,max}$ ：一連の降雨における n 分間積算雨量の最大値である。

6.1.3 n 分間積算雨量の最大値と飽和層深さの最大値及び安全率の最小値との関係

n 分間に一定の強度の降雨 $\bar{r}$ が継続する矩形の降雨波

形を想定した場合の貯留高は、式(26)における降雨強度 r に $\bar{r}$ を用いて積分することにより求めることができる。また、そのときの貯留高の最大値は、式(29)に示すとおり、 n 分間積算雨量の最大値と n/k の増加に応じて低減する関数 $F(n/k)$ (図-11) との積で表される。

$$S_{max} = \frac{1}{n/k} \cdot \left(1 - \frac{1}{e^{n/k}}\right) \cdot R_{n,max} = F(n/k) \cdot R_{n,max} \quad \cdots (29)$$

ここに、 S_{max} ：貯留高の最大値 (mm) である。

このように、貯留高の最大値は n 分間積算雨量の最大値と比例関係となるため、貯留高の最大値と式(25)から求まる堆積土層の平均飽和層深さの最大値は n 分間積算雨量の最大値の一次関数で表すことができる。したがって、式(22)により飽和層深さの一次関数で評価される安全率の最小値も、 n 分間積算雨量の最大値の一次関数として評価することができると考えられる。

6.2 過去の強雨の抽出

鯉ヶ沢駅に設置された鉄道雨量計の1993年～2010年までの測定間隔5分の降雨量データを用い、2010年8月崩壊以前の強雨を抽出した。はじめに、1993年から2010年までの17年間で5分毎の任意時刻を起算時刻として求めた n 分間積算雨量の最大値と第2位の値及びこれらの値が生じた時間帯を調査した。なお、積算期間 n は、5, 10, 30, 60, 120, 240, 300, 420, 720, 1080, 1440分の11通りとした。次に、17年間で最大と第2位の22個の n 分間積算雨量におけるその前後の降雨を含む一連の降雨を調査した。なお、ここでは無降雨継続時間が12時間未満の降雨事象を一連の降雨と定義した。以上の手順により7つの一連の降雨を過去の強雨として抽出した。これらの過去の強雨における降雨開始からの経過時間に対する累積雨量の変化を2010年8月崩壊時の場合と比較して、図-12に示した。

6.3 過去の強雨時における斜面安定性の評価と降雨指標との関係

前節で抽出した7つの過去の強雨データを用い、4章に示した解析条件に基づき、斜面安定性を評価した。斜面安定解析から得られた対象斜面の平均安全率の最小値を2010年8月崩壊時の場合とで比較して図-13に示す。過去の強雨時の最小平均安全率は、概ね、2010年8月崩壊

図-11 n/k と $F(n/k)$ との関係

Fig. 11 Relationship between n/k and $F(n/k)$

図-12 降雨開始からの経過時間に対する累積雨量の変化 (2010年8月崩壊時及び過去の強雨時)

Fig. 12 Change of the cumulative rainfall with time in August 31, 2010 and historical heavy rainfalls

時の0.998を上回る結果となった。しかしながら、2006年8月29日の強雨時においては、平均安全率の最小値は、0.986と2010年8月崩壊時を下回る結果となった。実際には、この強雨時には、崩壊は発生していない。このような解析値と実現象が異なった原因については、6.6において述べる。

次に、崩壊発生との関連性が高い雨量指標を検討する。斜面の安全率は n 分間雨量の一次関数で表すことができるとの考えから、2010年8月崩壊時の強雨や過去の強雨において、積算期間 n を5～1440分の11通りとした場合の5分毎の任意時刻から求めた n 分間積算雨量の最大値と平均安全率の最小値の相関係数を積算期間 n 毎に整理し、図-14に示した。図より、強雨時における60分間積算雨量の最大値と平均安全率の最小値との関係の相関係数は、-0.956と負の相関が最も高いことがわかる。すなわち、強雨時における60分間積算雨量の最大値が崩壊の発生との関連性が最も高い雨量指標といえる。2章で示した2010年8月崩壊をもたらしした強雨の期間である65分は、崩壊発生の評価に適した降雨量の積算期間である60分とはほぼ一致していたことが崩壊発生原因の一つと考えられる。

図-15には、過去の8つの強雨における60分間積算雨量の最大値と斜面安定解析から得られた平均安全率の最小値との関係を示した。同図より、強雨時における60分

図-13 対象斜面における平均安全率の最小値 (2010年8月崩壊時及び過去の強雨時)

Fig. 13 Minimum value of average safety factor in August 31, 2010 and historical heavy rainfalls

間積算雨量の最大値の増加に伴い、平均安全率の最小値は低下する傾向を示していることがわかる。2010年8月崩壊時の60分間積算雨量の最大値35mmは、1993年から2010年までの17年間で3番目に大きい値である。したがって、2010年8月崩壊は、60分間積算雨量が大きかったことが崩壊発生につながった主要因と考えられる。なお、60分間積算雨量の最大値に対する最小平均安全率の線形近似式において、最小平均安全率が1.0となるのは、60分間積算雨量の最大値が42mmの場合である。この値が崩壊を引き起こす60分間積算雨量の最大値の基準（以下、崩壊発生基準雨量とする）と位置付けられる。

6.4 60分間積算雨量の最大値と平均飽和層深さの最大値との関係

前節での検討において、60分間積算雨量の最大値が崩壊発生の評価に適した指標となった原因について検討した。ここでの検討は、過去の強雨や2010年8月崩壊時の強雨における n 分間積算雨量の最大値と、これらの値に対して、式(29)により算定した貯留高の最大値を媒介して式(25)により求まる平均飽和層深さの最大値との関係

図－14 n 分間積算雨量の最大値と平均安全率の最小値の相関係数

Fig. 14 Correlation coefficients between maximum value of rainfall per n -minutes and minimum value of average safety factor

図－15 60分間積算雨量の最大値と平均安全率の最小値との関係

Fig. 15 Relationship between maximum value of rainfall per 60 minutes and minimum average value of safety factor

を分析することで行った。式(25)における比例定数 k については、流出解析における推定手法の一つに式(30)がある²⁴⁾。流達時間 T_g の算定には、式(31)を用いた。

$$k = T_g/2 \quad \dots\dots\dots (30)$$

$$T_g = T_u + T_s \quad \dots\dots\dots (31)$$

ここに、 T_g ：流達時間（分）、 T_u ：雨水の堆積土層内の不飽和浸透により基岩に達するまでの時間（分）、 T_s ：飽和側方浸透流による堆積土層上流端から下端までの到達時間（分）である。 T_s については、飽和ダルシー則に基づき式(32)で求められ、 $L_1 = 5000\text{mm}$ 、 $K_s = 0.19\text{cm/sec}$ 、 $\beta = 44^\circ$ を代入して $T_s = 45$ 分を得た。

$$T_s = 1.67 \times 10^{-3} \cdot L_1 / K_s \cdot \tan \beta \quad \dots\dots\dots (32)$$

T_u の推定は、10通りの一定の降雨強度の降雨が継続する矩形の降雨波形に対して、4章に示した解析条件において、不飽和浸透流解析から雨水の基岩に達するまでの時間を算定し、これらと降雨強度との関係の回帰分析から得た式(33)に示す近似式を用いた（図－16）。また、式(25)における飽和層の発生限界時の貯留高については、式(34)により求めた。

$$T_u = -12.4 \cdot \ln(\bar{r}) + 16.4 \quad \dots\dots\dots (33)$$

$$S_c = T_u \cdot \bar{r} \quad \dots\dots\dots (34)$$

なお、式(29)の右辺における $R_{n,\max}$ には、露岩部からの雨水の流入を考慮し、 $1.6 (= (L_1 + L_2) / L_1)$ を乗じた。

以上で示した比例定数 k の推定方法や計算条件に基づき、積算期間を $n = 5 \sim 1440$ 分の11通りとした場合の n 分間積算雨量の最大値と平均飽和層深さの最大値との関係を求め、図－17に示した。図より、過去の8つの強雨のうち7つの強雨では、60分間積算期間を含むその前後の期間（ $n = 30 \sim 120$ 分）において、平均飽和層深さの最大値が最も大きくなっていることがわかる。また、過去の8つの強雨に対して求めた平均飽和層深さの最大値を積算期間 n 毎に平均化した値と積算期間 n との関係をみると、積算期間 n を60分とした場合において、平均飽和層深さは最も大きくなる。このように、60分間積算雨量の最大値は、流達時間や過去の強雨の特性の影響により、一連の降雨期間中の平均飽和層深さの最大値と最も関連性が高かったため、崩壊の発生に最も関係がある指標として評価されたと考えられる。

6.5 降雨波形指標と斜面安定性の関係

n 分間積算雨量は、矩形の降雨波形を前提としたものであるが、降雨波形には、前方集中型、中央集中型、後方集中型などがある。60分間積算雨量の最大値が同じでもこれらの降雨波形に応じて斜面安定性は変化することが考えられる²⁵⁾。そこで、60分間積算雨量の最大値に対する降雨波形を表す指標として、式(35)に示すように、

図－16 降雨強度と雨水の基岩に達するまでの時間との関係
Fig. 16 Relationship between intensity of rainfall and the arrival time of rainfall to bedrock

降雨強度を60分間積算雨量の最大値の起算時刻に応じて重み付けした指標 H_T を定義した。その上で、降雨波形が最小平均安全率と60分間積算雨量の最大値との関係に及ぼす影響を検討した。

$$H_T = \int_m^{m+60} \frac{t \cdot r(t)}{R_{60,max} \cdot 60} dt \quad \dots\dots\dots (35)$$

ここに、 $R_{60,max}$ ：60分間積算雨量の最大値(mm)， m ：60分間積算雨量の起算時刻(分)である。 H_T が0に近いほど前方集中型，1に近いほど後方集中型であることを表す。過去の8つの強雨時の60分間積算雨量の最大値に対して求めた H_T を4つの階級に区分し，最小平均安全率と60分間積算雨量の最大値との関係に対応させて，図－15に示した。2010年8月崩壊時の強雨では， H_T は0.67と過去の強雨の中で最大である。このときの最小平均安全率の解析値は，60分間積算雨量の最大値に対する最小平均安全率の線形近似式から求めた最小平均安全率を大きく下回っており，その差は0.023と8つの強雨の中で最大である。この結果は，60分間積算雨量の最大値が同じでも，後方集中型の降雨の方が，他の波形の降雨よりも安全率を低下させることを示していると考えられる。

図－17 過去の強雨時の積算期間nと平均飽和層深さの最大値との関係
Fig. 17 Relationship between rainfall accumulation period and the maximum depth of saturated layer in past heavy rainfall

したがって，2010年8月崩壊時の強雨における60分間積算雨量の最大値が崩壊発生基準雨量より7 mm少なかったのは，後方集中型の降雨であったことが要因であったと考えられる。一方， H_T が0.35以下であった2つの強雨時の最小平均安全率の解析値は，60分間積算雨量の最大値に対する最小平均安全率の線形近似式から求めた最小平均安全率を大きく上回っている。このことは，60分間積算雨量の最大値が同じ場合，前方集中型の降雨の方が，他の波形の降雨よりも安全率が高くなることを示していると考えられる。

6.6 2006年8月29日強雨に対する斜面安定性の解析精度に関する考察

2006年8月29日の強雨に対する斜面安定性解析では，平均安全率の最小値は0.986と2010年8月崩壊時の0.998より小さかったが，実際には，崩壊は発生していない。このような強雨時の斜面の安定性の評価精度の問題の原因の一つに解析地点と雨量計地点の降雨量の差異が考えられる。解析地点と雨量計地点は，1.7km離れているが，今回，両地点の雨量は同一とみなし，雨量計で観測された5分間雨量の時系列データを用いて解析を行っている。一方，気象庁解析雨量では，2006年8月29日の強雨において平均安全率が最小値を示した時間帯（29日4：00～5：00）の1時間雨量は，雨量計地点を含むメッシュで37mmであるのに対し，解析地点を含むメッシュで34mmと雨量計地点の92%の値である。そこで，29日4：00～5：00の時間帯の値を一律に92%としたデータを降雨条件とした場合の2006年8月29日の強雨時の斜面安定性を再評価した。また，さらに，崩壊地点から300m北側に設置されたアメダス雨量計（鯉ヶ沢）による10分間雨量の観測値を用いて，2006年8月29日の強雨時の斜面安定性を再評価した。その結果，平均安全率の最小値は，両方のケースともに，0.997となった。この値は，1.0を下回ってはいるが，その差は極めて小さいため，2006年8月29日の強雨時には，崩壊が発生しなかったと考えられる。また，上記の解析地点と雨量計地点の降雨量の差異といった降雨条件の不確実性以外にも，解析精度に影響する要因として，解析に用いた土の物理的性質の代表性や斜面地形モデルの不確実性などが考えられる。このため，より多くの崩壊事例に対する解析により，これらの影響を評価した上で，より適正な崩壊発生基準雨量を検討することが必要と考えられる。

6.7 同種の崩壊事例に対する発生原因の考察

本研究で対象とした崩壊と同種の運転中止前災害としては，五能線73.945km付近の切取斜面で2009年8月28日に発生した崩壊事例がある。当該斜面における堆積土層の斜面方向の長さは5 m，斜面勾配45°と，本研究での解析対象斜面とほぼ同一の地形条件である。また当該斜面の地質条件は，解析対象斜面と同じ堆積岩類である。これらより，流達時間も解析対象斜面と当該斜面とではほぼ同一と考えられる。したがって，当該斜面に対しても

60分間積算雨量の最大値を雨量指標とし、42mmが崩壊発生基準雨量の目安となることが考えられる。

崩壊地点から約5 km離れた風合瀬駅（78.960km）に設置された鉄道雨量計では、崩壊発見時刻以前の時間帯における60分間積算雨量の最大値は16時45分に記録した32mmであり、崩壊発生基準雨量の42mmを下回っている。一方、崩壊地点での気象庁解析雨量における毎正時の60分間雨量データでは、17時に最大値46mmを記録している。このことから、崩壊地点において、崩壊発生基準雨量42mmを上回る降雨が発生したことが崩壊発生の要因であったと考えられる。なお、崩壊発生基準雨量の目安として用いた値には、前節で述べたような解析条件の不確実性などが影響していると考えられる。このため、今後、さらに解析事例を追加した上で、これらの影響を評価し、今回目安とした崩壊発生基準雨量を検証していく必要がある。

7. まとめ

切取斜面上部で風化した土砂が浸食・運搬されて切取斜面下部に形成された堆積土層が、強雨時に崩壊した一事例に着目した。物理モデルを用いた2010年8月崩壊時の斜面安定の再現解析の結果、崩壊の発生プロセスについて、次のことが推察された。

- 1) 切取斜面上部の露岩部からの雨水の流入が斜面に堆積した土層の安定性を大きく低下させる。
- 2) 切取斜面上部の露岩部からの雨水の流入に対して堆積土層最上部の基本要素の安全率が著しく低下し、さらに堆積土層の全ての基本要素で不安定化が進行し、全体が崩壊した。

次に、解析モデルを用いて2010年8月崩壊時や過去の強雨に対する斜面安定性を評価し、その結果と各強雨の降雨特性との関係を検討した結果、以下のことがわかった。

- 3) 強雨時における60分間積算雨量の最大値は、対象斜面における崩壊の発生と最も関連性が高い雨量指標である。
- 4) 後方集中型の降雨は、斜面の安定性を低下させ、崩壊発生基準雨量以下の降雨で崩壊を発生させる要因となる。
- 5) 2010年8月の斜面崩壊の発生原因は、強雨期間が65分であり、60分間積算雨量の最大値は35mmと過去17年間で3番目に大きい値であったこと及び後方集中型の降雨波形であったことの3点である。
- 6) 斜面の安定性は降雨特性に強く関連するため、崩壊発生地点の正確な降雨の把握が重要である。

8. 今後の課題

崩壊の発生の条件となる降雨特性に適した降雨指標を用いて、崩壊の発生の有無を的確に予測することが、効果的な列車運転規制につながる。そのためには、対象とする崩壊の発生プロセスを明らかにした上で、その発生

の評価に適した降雨量の積算期間 n を精度良く推定することが必要と考えられる。また、さらに、より効果的な列車運転規制を行っていくためには、単一指標だけでなく、降雨波形に応じて、列車運転規制の基準値を変化させる手法の開発が必要と考えられる。また、解析地点と雨量計地点では、降雨量に差異があるため、崩壊の発生・非発生を精度良く評価するためには、離散的に配置された雨量計の観測値に基づく判断では限界があることがわかった。その対策としては、気象レーダーによる面的なリアルタイムの雨量データを活用した列車運転規制が有効と考えられ、その実現を図っていくことが重要である。なお、解析地点と雨量計地点の降雨量の差異といった降雨条件の不確実性以外にも、解析精度には、様々な要因が影響すると考えられる。このため、解析事例を追加して、これらの影響を評価した上で、より適正な崩壊発生基準雨量を検討していくことが重要と考えられる。

また、運転中止前災害には、今回対象とした崩壊以外にも線路冠水、自然斜面や盛土斜面の崩壊など様々な事例がある。今後は、これらの事例に対しても、その発生の条件となる降雨特性を分析し、鉄道の降雨災害への対応について、さらなる改善方法を検討していきたいと考えている。

引用文献

- 1) 島村誠（1989）：降雨・河川増水に対する運転規制方法等の改正，日本鉄道施設協会誌，Vol. 35, pp. 437-440.
- 2) 鈴木博人（2014）：降雨時の列車運行の安全性向上に向けた考察—降雨に起因した列車脱線事故の分析—，鉄道工学シンポジウム論文集，Vol. 18, pp. 141-147.
- 3) 鈴木博人・大島竜二（2014）：雨量計で観測される降雨量と災害の発生地点の降雨量の差異に関する考察，自然災害科学，Vol. 33, pp. 101-113.
- 4) 植村昌一・鈴木博人・渡邊美徳（2016）：基準値より少ない降雨量で発生した災害の発生形態分類—鉄道における災害事例を用いた分析—，鉄道工学シンポジウム論文集，Vol. 20, pp. 241-248.
- 5) 館山勝（2006）：鉄道における盛土構造物の変化・変遷，土と基礎，Vol. 54, No. 9, pp. 8-12.
- 6) 小橋澄治・島津義史・吉田博宣・酒井徹朗・佐々木功（1979）：林道切取り面の安定性と自然植生の回復について，京都大学農学部演習林報告，Vol. 51, pp. 164-174.
- 7) 森田紘一（1996）：林道切取り面における土砂移動，九州大学農学部演習林報告，Vol. 74, pp. 13-22.
- 8) 国土地理院（1998）：数値地図25000（地図画像）青森。
- 9) 平松晋也・水山高久・石川芳治（1990）：雨水の浸透・流下過程を考慮した表層崩壊発生予測手法に関する研究，新砂防，Vol. 43, No. 1, pp. 5-15.
- 10) 大西雄三・西垣誠（1981）：土中水の不飽和流動3. 不飽和土の解析，土と基礎，Vol. 29, No. 7, pp. 65-72.
- 11) 岡太郎・角屋睦（1979）：裸地斜面における雨水の侵入と地下水流出（2）—流出モデルへのアプローチ—，京都大学防災研究所年報，Vol. 17B, pp. 523-533.
- 12) 太田岳史・福島義宏・鈴木雅一（1988）：山腹斜面における出水現象の実態とモデル，水文・水資源学会研究発表会要旨集，pp. 8-11.
- 13) 丸井英明・小橋澄治（1978）：砂質土における含水状態の変化に伴う剪断強度の変化について，京都大学農学部演習林報告，Vol. 50, pp. 128-138.

- 14) 山本哲朗・寺山崇・勝部安昭・鈴木素之・白石淳雄 (2001)：不連続面が潜在する斜面の安定性評価—2001年6月梅雨前線に伴う集中豪雨による山口県内の斜面災害—，地すべり，Vol. 38, No. 3, pp. 116–123.
- 15) van Genuchten, M. Th. (1980)：A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soil Science Society of America Journal, Vol. 44, pp. 892–898.
- 16) 榎明潔 (1999)：降雨時の斜面表層崩壊，土と基礎，Vol. 47, No. 5, pp. 17–20.
- 17) 平松晋也・宮前崇・木下貴裕・福山泰治郎 (2012)：飽和度を指標とした地下水深の簡易推定手法に関する実験的研究，信州大学農学部紀要，Vol. 48, No. 1・2, pp. 29–38.
- 18) 窪田順平・福嶋義宏・鈴木雅一 (1988)：山腹斜面における土壌水分変動の観測とモデル化(Ⅱ) 水収支および地下水位発生域の検討，日本林学会誌，Vol. 70, pp. 81–389.
- 19) 沖村孝・鳥居宣之・大西剛史 (2008)：地下水位算定モデルに用いるH/D–Sr関係に初期条件および境界条件が及ぼす影響，神戸大学都市安全研究センター研究報告，Vol. 12, pp. 119–129.
- 20) 寺本和子・鈴木立美・成瀬隆弘・松山裕幸・平松晋也 (1995)：飽和度変化に伴う地下水の消長を考慮した雨水流動モデルの現地流域への適用について，新砂防，Vol. 47, No. 6, pp. 15–23.
- 21) 布川修・杉山友康・太田直之 (2008)：地形を考慮した斜面表層部の地下水変動モデル，鉄道総研報告，Vol. 22, No. 1, pp. 23–28.
- 22) 安井春雄 (1978)：香川県マサ土地域における降雨による土砂崩壊について，天気，Vol. 25, No. 6, pp. 13–25.
- 23) 大滝俊夫 (1965)：降雨によるがけ崩れの水文学的研究，研究時報，Vol. 17, pp. 351–395.
- 24) 橋本健・森田正 (1982)：土地利用変化を評価する洪水流出モデルに関する研究，土木学会論文報告集，Vol. 1982, No. 325, pp. 45–50.
- 25) 大津宏康・梅川祐一郎 (2008)：社会経済的損失を考慮した豪雨時の事前通行規制に関する検討，建設マネジメント研究論文集，Vol. 15, pp. 1–11.
(原稿受付2016年10月31日，原稿受理2017年2月17日)