



第 37 回 中部地盤工学シンポジウム論文集

令和 7 年 8 月 4 日（月）

名古屋大学 ES 館 ES ホール

主催：公益社団法人 地盤工学会中部支部

後援：一般社団法人 建設コンサルタンツ協会中部支部

一般社団法人 日本建設業連合会中部支部

一般社団法人 日本応用地質学会中部支部

一般社団法人 中部地質調査業協会

第 37 回 中部地盤工学シンポジウム

目 次

9:30 開場

9:50 ～ 9:55 開会挨拶 地盤工学会中部支部 支部長 中畑 禎

第1セッション(9:55 ～ 11:15)

司会：豊田工業高等専門学校 小笠原 明信

1-1 斜面崩壊土砂に対する杭式防護柵の応答とその効果

○坂井 攻希（名古屋工業大学），前田 健一，小栗 快之，吉廣 悠太，久保 弦，内藤 直人

1-2 高標高の山岳道路斜面における落石・崩壊特性の検討事例

○津田 普輝（エイト日本技術開発），居川 信之，沢田 和秀

1-3 静的・衝撃载荷時における落石防護土堤の耐力のスケール効果及び相似則に関する検討

○吉廣 悠太（名古屋工業大学），前田 健一，小栗 快之，芦田 梨沙子，中村 拓郎，
鈴木 健太郎，内藤 直人，瓦井 智貴

1-4 落石危険度振動調査法への3成分小型加速度センサの適用

○小出 陽菜（岐阜大学），吉川 高広，沢田 和秀，赤沢 健，森本 翔太郎

特別講演(11:30 ～ 12:30)

司会：岐阜工業高等専門学校 水野 和憲

ワイン地質学研究家(ジオリブ研究所(テロワール部門)主任研究員) 坂本 雄一 氏

「飛騨の地質が育む水と酒ー地質学は酒屋にとって使える学問か？ー」

第2セッション(13:30 ～ 14:50)

司会：名古屋工業大学 京川 裕之

- 2-1 摩擦を考慮した動的変形解析による stick-slip 試験の要素性に関する検証
○安池 亮 (名古屋大学), 豊田 智大, 野田 利弘
- 2-2 堤内基礎地盤構造が噴砂発生から堤体崩壊に与える影響
○加藤 碩二郎 (名古屋工業大学), 前田 健一, 近藤 知輝, 佐々木 一真
- 2-3 人造石構造物に用いられる「たたき」の材料特性と化学的硬化の関係
○浅野 侃哲 (名城大学), 藤井 幸泰, 東埜 克己, 岩本 優志
- 2-4 御嵩町亜炭廃坑における地下空洞内環境について
○安部 純平 (名城大学), 藤井 幸泰, 浅野 侃哲, 上道 圭一郎

15:00 ～ 15:15 閉会挨拶 地盤工学会中部支部シンポジウム運営委員会 委員長 水野 和憲

第1セッション
(9:55～11:15)

司会：小笠原 明信
(豊田工業高等専門学校)

斜面崩壊土砂に対する杭式防護柵の応答とその効果 Impact response and Effectiveness of Pile-type Barriers against Slope Failure Sediment

坂井攻希¹, 前田健一², 小栗快之³, 吉廣悠太⁴, 久保弦⁵, 内藤直人⁶

- 1 名古屋工業大学大学院・環境都市プログラム・k.sakai.928@stn.nitech.ac.jp
- 2 名古屋工業大学大学院教授・高度防災工学センター・maeda.kenichi@nitech.ac.jp
- 3 名古屋工業大学大学院・環境都市プログラム・y.morii.921@stn.nitech.ac.jp
- 4 名古屋工業大学大学院・環境都市プログラム・y.yoshihiro.523@stn.nitech.ac.jp
- 5 (株)ライテック・kubo@raiteku.com
- 6 豊橋技術科学大学大学院・建築・都市システム学系・naito.naoto.xz@tut.jp

概 要

近年我が国では、地球温暖化により豪雨の激甚化・頻発化に伴う、斜面の崩壊土砂災害が増加傾向にある。ここで、対策工の一つである支柱を杭式として地盤に根入れさせる構造の杭式防護柵は狭隘箇所や軟弱地盤などの条件下において設置上のメリットが大きく、現在は施工性の向上を目的とした支柱のジョイント構造が提案されている。一方、崩壊土砂防護性能や効果について検証した事例は少ない。そこで、本稿では、ジョイント構造の杭式防護柵に対し、斜面上から 50m³ の崩壊土砂を流下させる実規模実験を実施し、衝撃土圧、支柱の変位、ワイヤロープの張力を計測した。本実験結果で、杭式防護柵は破壊されず土砂を捕捉したことから、その防護性能が確認された。また、杭式防護柵の土砂の捕捉を①初期衝突段階②エネルギー吸収段階③再衝突/蓄積段階に分けることで、崩壊土砂に対する応答を明確にした。

キーワード：斜面崩壊、杭式防護柵、初期衝突段階、エネルギー吸収段階、蓄積段階

1. はじめに

土砂崩れや土石流、落石をはじめとする斜面災害は人命を脅かす深刻な被害をもたらすとともに、道路網の寸断等により地域経済に悪影響を及ぼしている。一方で、わが国では国土の約 7 割を山林が占め、斜面災害リスクが高い。また、近年の気候変動に伴う集中豪雨等の災害の激甚化・頻発化により、外力や災害発生箇所が増加傾向にある。以上のことから、対策工の対応可能エネルギーの拡大や施工性・維持管理性に優れた対策工の開発が求められている。

近年では頻発する集中豪雨や地震を起因とした斜面崩壊が発生することもあり、これまでに落石対策工が設置された箇所においても土砂が流出し、落石対策工が土砂を捕捉した事例がある。このことから落石対策工においても落石のみならず崩壊土砂を捕捉する効果を有することがのぞましいと考えられる。しかしながら、現時点で落石対策工の崩壊土砂の捕捉効果やメカニズムは未解明である。

ここで、崩壊土砂の対策工の一つとして杭式防護柵を挙げる。杭式防護柵は 4 本の支柱と鋼製のワイヤロープを組み合わせた構造で、High-power Earth Fence (以下 HEF) 工として落石対策工として用いられている構造物である。こ

れまでに崩壊土砂の防護対策は、コンクリート製の待受け擁壁を斜面脚部に設置する方法が多用されている。待受け擁壁は、斜面脚部の掘削が困難、あるいは地盤支持力が不足する設置箇所では、施工費が割高になる。一方で杭式防護柵は、支柱を杭式として地盤に根入れさせる防護柵であり、狭隘箇所や軟弱地盤などの条件下において設置上のメリットが大きい。しかし、崩壊土砂防護性能や効果について、過去に実物大実験により実証した事例は少ない⁽¹⁾。そこで、本研究では、杭式防護柵の崩壊土砂防護効果を確認することを目的として、実物大モデルの供試体を用いて土砂流下実験を行い、その防護効果を検証した。

2. 実験概要

本研究では、図 1 に示すように、高さ 3.3m、幅 15m の杭式防護柵を法尻から 1m の位置に設置した。高さ 29m、傾斜角 50° の斜面において、土砂流下装置を用いて 50m³ の土砂を流下させた。図 2 に斜面を向いた時の計測機器の設置位置を示す。柵中央部の網および 2 本の支柱に対し地表面から 0.30m 間隔で土圧計を 7 個設置し流下時の土圧を計測した。また、両端の支柱とワイヤロープの接続部

に、ひずみゲージ (Strain gauges) を地表面から 0.20m 間隔で 6 個、さらに、1.2m の位置から 0.40m 間隔で 5 個設置し、張力の変化を計測した。さらに、支柱の頭部にターゲットを設置し、変位を測定した。また、流下した土砂の含水比は 26.7% である。支柱やワイヤロープに作用する土圧や張力、および支柱頭部の変位を時系列に分析することで、杭式防護柵が土砂を捕捉するメカニズムを明らかにすることが目的である。

以下グラフ中の時間軸は、支柱番号 2 に土砂が到達した時刻を 0s として同期させている。

3. 実験結果と考察

3.1 土砂の斜面流下流速

図 3 に示すように、土砂が斜面を流下する流速について、法尻からの斜面長さ 10m から 35m まで 5m 間隔で流速を算出した。ただし、5m より法尻に近い斜面は杭式防護柵で隠れるため計測不可であった。撮影は斜面正面に設置した高速度カメラ (250fps) を用い、PIV (Particle Image Velocimetry) 解析により速度算出した。

結果として、流下速度のピークは法尻に近づくにつれて時間的に遅れ、ピーク後の減少タイミングも遅れる傾向が見られた。計測位置 30m では、流速データに乱れが見られ、正確な値は得られなかった。10m および 15m 地点では、流速が急減している時間帯が見られるが、これは杭式防護柵への衝突後に土砂が跳ね上がった影響によるものとする。

最大流速の傾向を見ると、20m 地点までは流速が増加傾向にあったが、それ以降の 15m および 10m 地点では約 15m/s でほぼ一定となっており、本実験の崩壊土砂堆積に対して、十分な流下高さを確保できていると言える。また、斜面表面の摩擦抵抗力や土砂同士の内部抵抗により加速が抑制されたと推察される。これらの流下挙動に関する詳細については、別途検討する。

3.2 ひずみゲージによるワイヤロープの張力

図 5 (a) に斜面に向かって左側に設置したひずみゲージ (以下 LS) の張力 (kN/m^2) と計測時間 (s)、(b) に斜面に向かって右側に設置したひずみゲージ (以下 RS) の張力 (kN/m^2) と計測時間 (s) の関係をそれぞれ示す。ひずみゲージは 11 本すべてのワイヤロープで張力を計測しているが、本稿では、計測初期から最後まで張力を観測し続けた 1.00m 位置までを掲載した。約 4.4s 以降の一定となる張力を残留張力と定義する。

3.2.1 LS の張力

図 5 (a) より傾向として、各測点では約 0.35s で最大張力を観測し、その後は緩やかに減少した。約 1.65s で一時的な急変が観測され、その後、低張力で約 2.5s まで一定を観測した。ここまでで、0.80m および 1.00m 点では張力はかなり低い。その後各測点で、約 2.5s から張力が緩やかに



図 1 実験概要

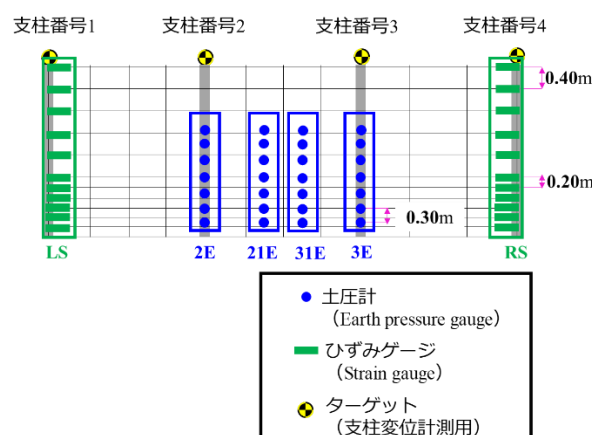


図 2 計測機器の設置位置

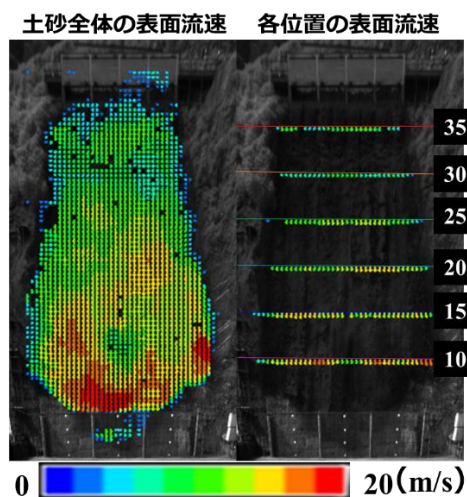


図 3 PIV 解析

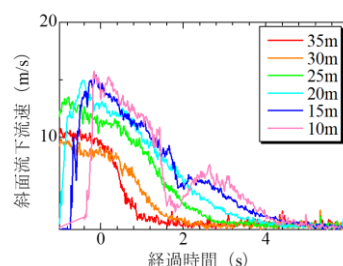


図 4 崩壊土砂の流下流速

上昇し一定傾向を示し、約 4.9s 以降の張力が安定した。下部から上部 (0.20m, 0.40m, 0.60m) にかけて、最大張力は、157.70 kN/m², 100.52 kN/m², 69.82 kN/m²である。これは、土砂衝突時の力を下部から上部までに広く分散して吸収していることが示唆される。

3.2.2 RS の張力

図 5 (b) より傾向として、RS も LS と同様に、約 0.4s で最大張力に達し、その後約 2.7s にかけて徐々に減少した。また、ここまでで 0.80m および 1.00m 点で張力はほとんど観測されていない。LS と比較して、張力の一定傾向が観測されたのが約 2.7s からの一段階だけである。さらに、4.6s 以降は安定した。

下部から上部 (0.20m, 0.40m, 0.60m) にかけて、最大張力は、125.76 kN/m², 87.92 kN/m², 40.03 kN/m²で、LS と同様に比較的高い張力が下部から上部まで分布している。これより、土砂の衝突力が下部から上部へ張力を広く発生させエネルギーを吸収していくことが明らかになった。

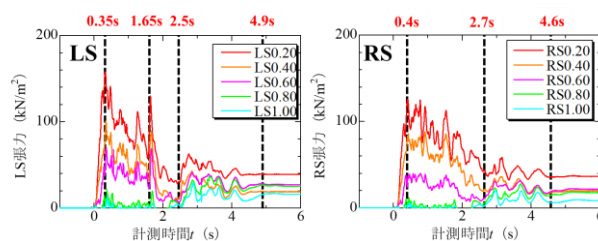
3.2.3 LS と RS の比較

左右のひずみゲージ間で波形や張力の振幅には差が見られたが、これは土砂崩壊装置による土砂の偏りや、土塊の密度や径が異なるためである。ただし、最大張力や張力の再上昇、安定化の時刻はほぼ一致しており、防護柵全体としての挙動が示された。

また、図 6 に各計測時刻の土砂の様子を示す。0.2s の土砂の様子は、防護柵に流入し始めた段階であり土砂の飛散が無く威力が全く無いように見えるが、最大張力を観測している。これは流下土砂の初期衝突による構造へのインパクトが最大であったことを示している。特に、ワイヤロープが未変形状態で瞬間的に土砂の衝撃力を受けたことで、張力が一気に上昇したのである。土砂の流れ方向は、防護柵を通過していく方向と上方向へ跳ね上がる様子が確認された。土圧の再上昇が観測された 2.5s では、図 6 (b) のように下部の網付近で土砂が通過し堆積していく様子が見られる。また、初期衝突で上方向へ跳ね上がった土砂の落下と、後続土砂が上方向へ跳ね上がる様子も確認された。つまり、図 5 (a) (b) の 2.5s と 2.7s の張力の上昇は後続土砂の衝突によるものである。4.5s 以降は流下方向への土砂供給が持続し落下土砂があるが、ワイヤロープの張力への影響が無いことが示唆される。これは、供給土砂が少ないことやワイヤロープが受ける力の方向によるものと考えられ、図 6 (c) のように防護柵を通過する土砂が確認されないことから推測される。

3.3 支柱が受ける土圧

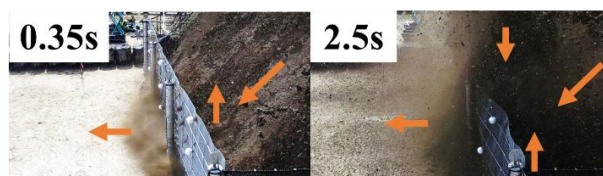
図 7 に支柱に設置した土圧計の結果を示す。計測は地表面から 0.30m 間隔で土圧計を行ったが、1.20m 以降の測点では有効な土圧が観測されなかったため、本節では掲載しない。なお、約 4.2s 以降のほぼ一定となっている土圧を残留土圧と定義する。残留土圧は 0.30m, 0.60m, 0.90m の



(a) LS の張力

(b) RS の張力

図 5 ワイヤロープの張力

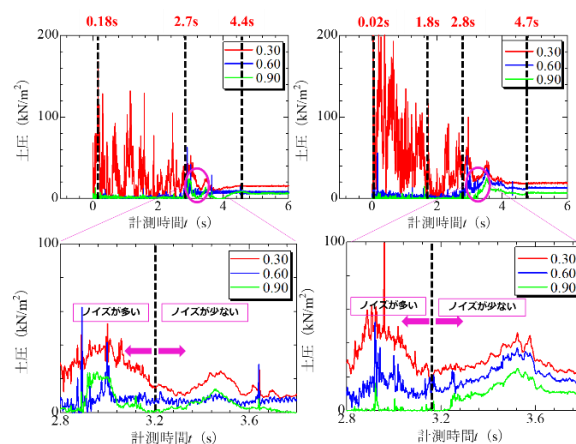


(a) 0.35s の土砂の様子

(b) 2.5s の土砂の様子

(c) 4.5s の土砂の様子

図 6 各時刻の土砂の様子



(a) 2D の土圧

(b) 3D の土圧

図 7 支柱が受ける土圧

計測位置で、2D : 約 15 kN/m², 約 8 kN/m², 約 6 kN/m², 3D : 約 19 kN/m², 約 13 kN/m², 約 7 kN/m²を示した。

3.3.1 2D 支柱の土圧応答

2D 支柱では、約 0.18s で最大土圧を観測し、その後約 2.7s まで波形伴う変動が続いた。2.7s からの緩やかな増減のち、4.4s 以降の土圧は安定した。0.30m 点においては、波形の乱れは約 3.2s まで継続しており、これはこの時刻までは土砂が静止状態になく、後続土砂によって柵内の先着土砂も流動している可能性を示している。3.2s 以降は堆積土砂に起因する安定した圧力と判断される。

3.3.2 3D 支柱の土圧応答

3D 支柱では、約 0.02s という非常に早い時点で最大土圧を記録した。だが、0.02s の写真をみてわかるように、0.02s では杭式防護柵に衝突する土砂は少ない。したがって、0.02s のときの最大土圧は飛散した礫や土砂による一時的な衝突によるものと考えられる。その後は約 1.8s まで比較的高い土圧が持続した。これにより、2D 支柱よりも早期かつ持続的に高荷重が作用していたことがわかる。約 2.8s で緩やかに土圧が上昇し、4.7s 以降は安定した。

また、2D と同様に 0.30m 点では約 3.2s まで乱れが多いが、それ以降では乱れはない。これは捕捉された土砂の流動が収まり安定した土圧が観測されていると判断できる。

3.3.3 2D 支柱と 3D 支柱の比較

最大土圧の発現時刻は、3D が 2D よりも早く、より瞬発的な衝撃を受けていた。なお、両支柱とも、土圧が再上昇して安定化する時刻は共通しており、これは土砂堆積による静的荷重への移行を示している。高さ方向の残留土圧が漸減していることも共通しており、防護柵全体としての支柱の挙動を把握できた。

3.4 中央の網に設置した土圧

図 8 に中央部の網に設置した土圧計の結果を示す。1.20m 以降の測点では残留土圧がほぼ観測されなかったためそれらは分析対象外とする。また、0.30m 位置の土圧計は不調でデータ取得ができなかった。約 4.4s 以降の安定した土圧を残留土圧と定義する。残留土圧は 0.30m, 0.60m, 0.90m の計測位置で、231D : - kN/m^2 , 約 12 kN/m^2 , 約 8 kN/m^2 , 232D : 約 15 kN/m^2 , 約 8 kN/m^2 , 約 6 kN/m^2 である。

3.4.1 231D の土圧

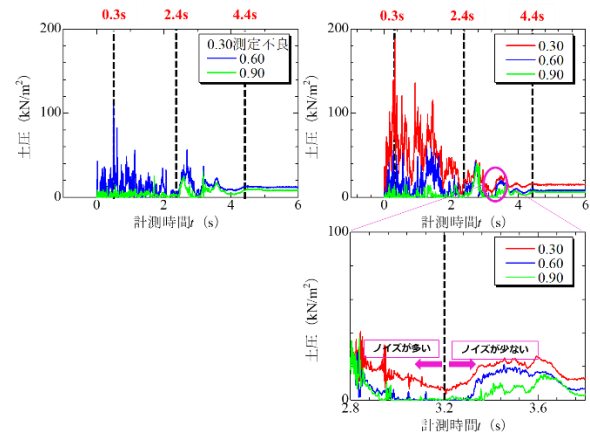
231D では、0.60m 点において、約 0.3s で最大土圧を観測し、2.4s まで波形を繰返しながら減少した。その後、緩やかに再増加・減少を経て、4.4s 以降で安定した。土圧が再増加した際の最大土圧は、0.60m, 0.90m 位置でそれぞれ、56.1 $\text{kN/m}^2/\text{s}$, 23.7 $\text{kN/m}^2/\text{s}$ 計測した。

3.4.2 232D の土圧

232D では、0.30m 点において約 0.30s で最大土圧を観測した。以降、各測点で約 2.4s から土圧が緩やかに再上昇し低下する傾向を見せ、4.4s 以降で安定した。同様に約 3.2s までグラフの乱れが確認され、この時刻までは土砂が静止状態になく、後続土砂によって柵内の先着土砂も流動している可能性を示している。

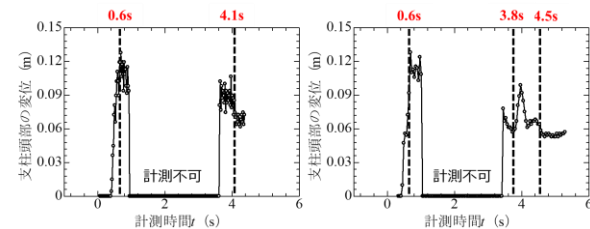
3.4.3 中央部土圧の特徴

支柱と同様に、中央部の網でも最大土圧は 0.3s 前後に観測しており、その後、数秒間の動的变化を経て静的状態に落ち着くパターンが見られた。ただし、支柱よりも 0.60m



(a) 231D の土圧 (b) 232D の土圧

図 8 中央部の網の土圧



(a) 2D 支柱頭部変位 (b) 3D 支柱頭部変位

図 9 支柱の頭部変位

および 0.90m 測点での土圧が大きく、これは剛性の高い支柱よりも、柔軟性を持つ金網部において土圧が局所的に集中する可能性を示している。一見、網は力を逃す構造のために支柱よりも土圧が小さくなると予想されるが、以下の二つの理由により、実際には網に対して土砂の影響が強く現れたと考えられる。①主流の直撃：中央部の金網は構造物の正面に位置しており、流下土砂の主流が集中して衝突した。②動的な受け止め：柔軟な構造である網がたわむことで、一時的に土砂を受け止めるような挙動となり、局所的に高い圧力を観測した可能性がある。

また、土圧としては、測点高さが低いほど値が大きく、高さが上がるにつれて減少する傾向が両部位ともに見られ、これは土砂の主な衝突・堆積が斜面下部から先行して進行したことを示唆している。支柱と中央部の網で残留土圧に大きな差がみられなかった点から、両部位とも最終的には類似した静的荷重を保持しているが、初期衝突から残留土圧観測時刻までに、土砂による衝撃力に対する応答の広がり方、負荷の分布特性には土砂性状に起因する差異が発現するといえる。

3.5 支柱頭部の変位

図 9 に支柱頭部の変位計測結果、図 10 にそれぞれの最大変位の様子を示す。約 1.0s～約 3.6s 間は土砂がターゲットを覆ったため、データ取得が困難となった。

両方の支柱で 0.6s に最大変位約 0.13m を観測した。変

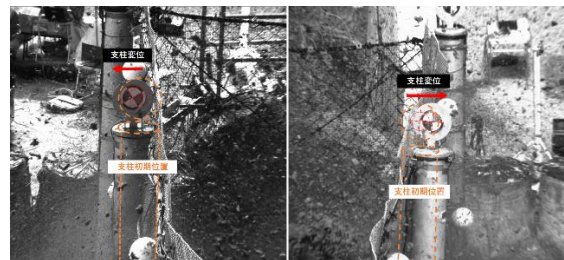
位は減少し、残留変位は、2D では 0.04m、3D では 0.07m が確認された。なお、3D においては、3.4s~3.6s の間で変位の減少がみられ、その後再上昇した。張力や土圧の再上昇が確認された後、緩やかに減少し、最終的に残留変位に至っている。この挙動は、堆積した土砂によって構造が一時的に押し広げられた後、土砂流が停止し、構造全体が弾性的に戻るような挙動を反映していると考えられる。

左右の支柱の最大変位がほぼ同時刻で観測されたことから、杭式防護柵全体が斜面からの土砂流に対して一体的に応答していることが読み取れる。また、3D 支柱の残留変位がやや大きいことから、支柱の位置や局所的な土圧の違いにより力の受け方に若干の差が生じている可能性がある。特に、支柱頭部の最大変位はワイヤロープの最大張力観測時刻後に発現しているため、支柱頭部変位はワイヤロープの張力と連動しており、土砂衝突時のエネルギーを構造全体で吸収・分散していることが示唆される。このように、支柱の変形量は防護柵の柔軟性・エネルギー吸収性を評価する上で重要な指標である。

4. 土砂捕捉メカニズム

杭式防護柵が土砂を捕捉するメカニズムについて考えていく。図 8 に示すように支柱の応答で土砂捕捉メカニズムを①初期衝突段階②エネルギー吸収段階③再衝撃荷/エネルギー吸収段階に分けた。段階分けは構造の応答に重きを置いた。以下に各段階について整理した。

- 1) 初期衝突段階 (0.0~0.4s) : 支柱変位が発現した時刻が 0.4s であり、防護柵が変形する直前と考えこの時間帯とした。この段階では、土砂が杭式防護柵に最初に衝突し、ワイヤロープや支柱に瞬間的に大きな力が作用する直前である。張力・土圧ともに 0.2~0.4s の範囲でピークを示しており、また、構造下部での初期衝突が支配的である。
- 2) エネルギー吸収段階 (0.4s~2.5s) : 最大張力、最大土圧の観測後であるが、比較的高い値を観測している時間帯であり、土砂の衝撃を受け止めていると推測した。土砂は引き続き流下しつつ、すでに変形した防護柵に継続的にエネルギーを与える。張力や土圧は一時的に低下あるいは変動を示し、構造が振動やたわみを伴いながらエネルギーを吸収している様子がうかがえる。
- 3) 再衝撃/蓄積段階 (2.5s~4.4s) : この段階では、張力や土圧の緩やかな上昇が観測され、比較的高い密度の高い後続土砂の再衝撃があったと推察した。3.2s 以降では土砂の堆積が進行し、防護柵に対して静的な土圧が持続的に作用した。3D で張力・土圧は 2.5s 以降に再び上昇し、この時刻における張力や土圧が対策工の左右で同様な傾向を示しているため、2D においても約 2.5s で支柱変位が再上昇すると仮定した。その後、おおよそ 4.4s 前後から安定した残留状態に移行した。この挙動は、堆積した土砂による静的な



(a) 2D の最大変位 (b) 3D の最大変位

図 10 支柱頭部の最大変位

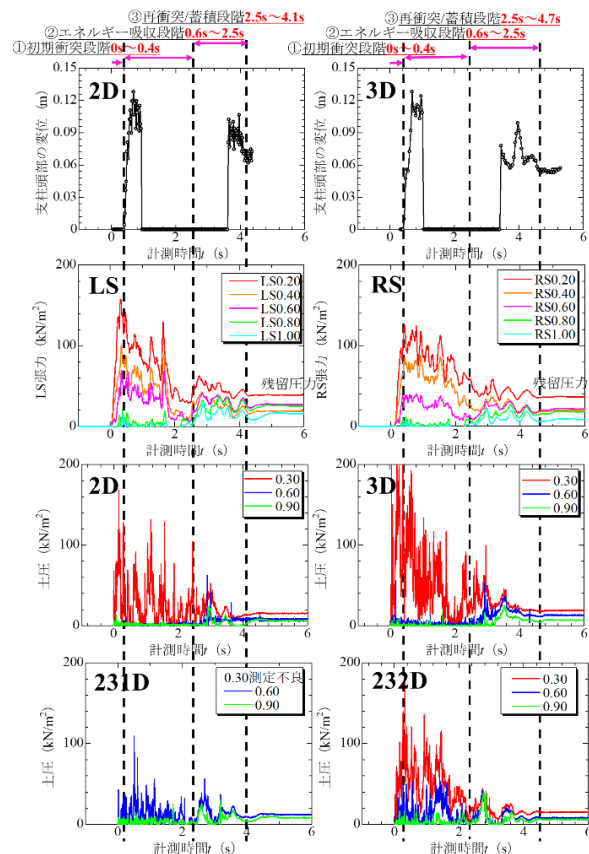


図 11 土砂を捕捉する各段階

押圧によって構造が再び変形し、最終的には内力と外力のつり合いの中で安定状態に至ったことを示している。

各応答指標のピークや再上昇時刻にズレが見られたが、これは杭式防護柵が外力を構造各部で段階的に受け止め、柔軟に応答していたことを示すものである。張力・土圧は土砂衝突の直接的な入力であり、最も早く応答するが、支柱の変位はそれらの力が構造的に伝達され、たわみとして現れるまでに時間を要するため、応答時刻に差異が生じるのは構造的に自然な現象である。また、再上昇のタイミングも同様に、土砂の堆積により静的荷重がまずワイヤ・網に作用し、その後に支柱が押されて変位が再び増加したと解釈され、これは杭式防護柵が外力に対して段階的な吸収

メカニズムを備えていることの裏付けであることが示唆される。

5. まとめ

本研究では、杭式防護柵の崩壊土砂に対する応答および補足性能を明らかにするため、実規模の土砂流下実験を実施したし、張力・土圧・支柱変位の時刻歴応答を分析した。

成果は以下の通りである：

- 1) 斜面中腹以下では最大流速の顕著な増加がみられず、崩壊土砂体積に対して十分な流下高さを確保できていたと判断され、実験条件の妥当性が確認された。
- 2) 張力および土圧は約 0.2~0.3s で最大値を示し、とくに構造下部に強い衝撃が加わったことが確認された。
- 3) 支柱頭部の最大変位は 0.6s に観測され、杭式防護柵は動的荷重に対して一定の変形を伴いながらも機能を維持した。

- 4) 応答挙動を①初期衝突段階②エネルギー吸収段階③再衝突/蓄積段階に分類することで、時間的に変化する防護機能の全体像を明確化した。
- 5) 同一高さの測点では、中央部の金網が支柱よりも高い土圧を観測しており、これは土砂の主流が網部に集中しやすく、局所的に高い圧力が作用したことを示している。

これらの結果から、杭式防護柵は動的衝撃にたえながらも柔軟にエネルギーを吸収・分散し、最終的に土圧を安定的に捕捉・保持できる構造であることが実証された。今後は、本実験結果をもとに構造設計手法への反映や、異なる条件下での実験を通じた性能の一般化をすすめることが課題である。

参 考 文 献

- 1) 田島与典，前川幸次，難波正和，横田哲也：実物大モデルを用いた杭式防護柵の崩壊土砂衝撃载荷実験，土木学会第 67 回年次学術講演会（2002 年年 9 月）

高標高山岳道路斜面における落石・崩壊特性の検討事例 A Case Study on Characteristics of Rockfalls and Collapses on Slopes along High-Altitude Mountain Road

津田普輝¹，居川信之²，沢田和秀³

- 1 (株)エイト日本技術開発・地質防災事業部・tsuda-hi@ej-hds.co.jp
2 (株)エイト日本技術開発中部支社・日本自動車道(株)
3 岐阜大学・インフラマネジメント技術研究センター

概 要

降雪が多く植生の乏しい高標高山岳道路における落石・崩壊の発生特性について、道路管理記録（災害記録）を用いて分析を行った結果について報告する。対象とした路線は、岐阜県-滋賀県境に位置する一般自動車道伊吹山ドライブウェイである。同路線を含む伊吹山一帯では近年、厳しい気象条件に加えシカの食害による斜面の裸地化に起因する土砂災害が頻発しており、登山道の閉鎖、景観の悪化、下方集落や農業施設への土砂流入の頻発等、深刻な社会問題となっている。本研究では、同路線沿いの斜面で発生した落石・崩壊について、発生箇所の地形特性、降雨・降雪による経年的な地形変化、野生動物の直接・間接的な影響等、複合的な要因を踏まえて分析し、その特性について考察した。

キーワード：山岳道路，落石，地形変化，野生動物

1. はじめに

日本は、国土の約75%を山地・丘陵地が占めており、地質、地形等の条件が素因となり、発生する土砂災害が多い。中でも斜面災害の一種である落石は、局所的・突発的に発生する災害であり、山岳道路では主要な災害である。しかし、発生形態や発生原因が多岐にわたり、路線全体に対策を講じることは難しい。適切な対策を講じるためには、落石・崩壊の特性を把握する必要がある。

本報告では、岐阜県-滋賀県県境に位置する一般自動車道伊吹山ドライブウェイを対象に、2007年～2023年の17年間の管理記録を用いて落石データに関する検討を実施した。

伊吹山ドライブウェイは、総延長約17kmで、最高地点と最低地点の標高差は約1000mである。また、ほぼ全線で切土・盛土のり面や急峻な自然斜面が連続する傾斜の厳しい山岳道路である。当路線が存在する伊吹山は周辺の山々と比較して標高が高く、特に冬季には若狭湾からの季節風の影響を受けるために、毎年5mを超える積雪量を記録する豪雪地帯である。そのため、11月中旬～4月中旬は通行止めとなる。また、道路高標高部に隣接する斜面では2019年以降ガリー浸食や裸地化が深刻化している。

2. 道路管理記録

本事例で用いた落石データは、道路管理者が日常パトロールにおいて記録した落石発生状況のデータを使用する。日常パトロールの際の記録項目は発見日時、天候、落石が観測された距離(km)、落石の種類(1～6種)、推定される落石原因の5要素である。本データにおける落石とは、落石現象そのものではなく、道路上で確認された落下後の岩塊を指す。そのため、落石原因も推定とされており、①動物による(と推察される)もの②降雨によるもの③その他に分類されて記録されている。しかし、③その他のサンプル数は他と比較しても少なく、原因もあいまいであることから、本事例では使用しないこととした。確認された落石の種類は、以下の寸法に従い、発見した管理者により分類されている。¹⁾

- 1種：こぶし大1～2個(10cm×10cm×10cm未満)
2種：こぶし大3個以上(20cm×20cm×20cm未満)
3種：人頭大(30cm×30cm×30cm未満)
4種：人頭大より大きいもの(40cm×40cm×40cm未満)
5種：一人で動かせない(50cm×50cm×50cm未満)
6種：岩盤崩落

2.1 落石発生個数の推移

落石発生個数の推移と開通期間の累積降水量(4月～11月の期間)の関係を図1に示す。グラフ内の累積降水量は付近にある関ヶ原観測所のデータを使用した。落石発生個数においては、2016年以降落石発生個数は右肩上がりに増加しているものの降水量との関係は見られなかった。



図1 落石発生個数と降水量の関係

2.2 原因別落石発生個数

推定される落石原因別落石発生個数を図2に示す。図2は、推定される落石原因毎に落石の種別で集計した結果である。2016年は落石原因の記録がなかったため、原因別の分析では使用しない。

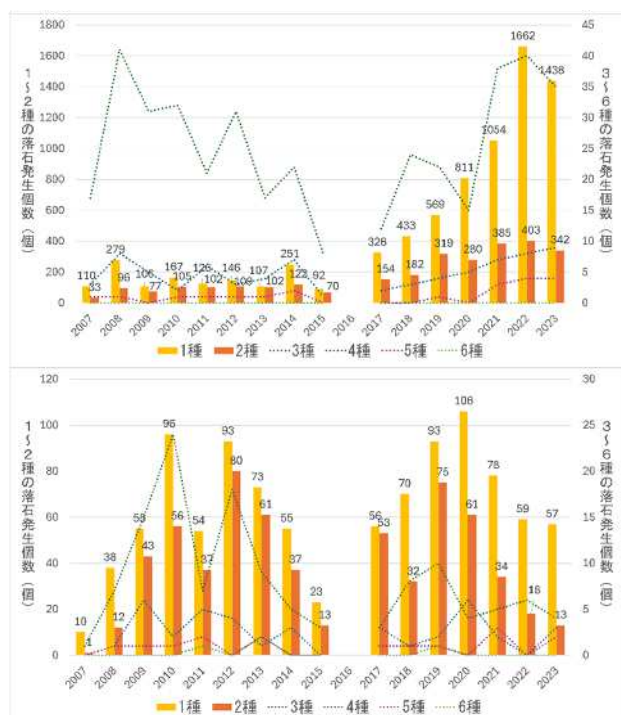


図2 (上) 動物による落石発生個数,
(下) 雨風による落石発生個数

動物の移動による落石は1～5種で増加傾向にあり、特に近年傾向が顕著である一方、雨風の影響による落石発生個数には大きな変化はなかった。むしろ1種～3種では減少傾向が見られた。これらより、近年の落石増加の原因は

動物の移動による影響が大きいと考えられる。この背景としては、動物の食害により地表面の植生が減少することで裸地化し、雨水が地表に到達しやすくなっている。それに伴い、豪雨による土砂流出や浸食等の影響を強く受けて、斜面が不安定化していると考えられる。また、動物による斜面の踏み荒らしも要素の一つとして考えられる。裸地化が進行することで現在は落石のみが顕著に増加傾向にあるが、斜面の崩壊等も増加する危険性も考えられる。しかし、動物の移動によるものと推定されるものは、他の原因が発見できなかった場合の落石も含まれており、誘因が動物の移動だけとは断定できない。可能性として、雨風と動物の移動の2つの事象が重なり発生しているなど、複合的な事象により落石が発生していることも考えられる。

2.3 落石発生時期

落石の発生しやすい時期を調べるために、月ごとの集計を行った結果を図3に示す。2007～2018年の発生個数の少ない時期データは、それぞれの月の年平均と、落石の発生数が1000個を超えた2019年からのデータは単年のものを使用する。

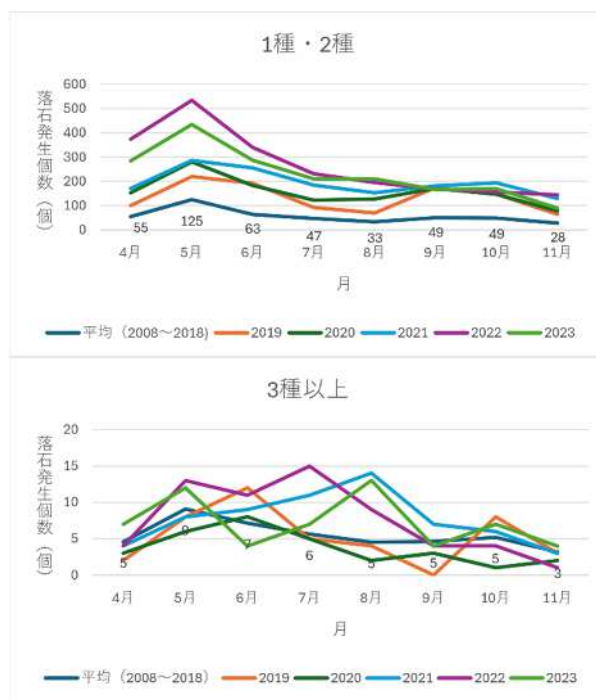


図3 (上) 1種・2種の落石発生個数の月別推移
(下) 3種～6種の落石発生個数の月別推移

図より1種と2種の落石発生個数としては、ほとんどの年で5月が最も多く発生しており、次に6月や4月が多く観測されていた。例年開通時期は4月中旬であり、落石の管理記録は営業開始予定日の5日前頃から実施している。また、4月上旬には浮石点検も実施しており、落石に繋がる可能性のある浮石は開通前に除去している。仮に浮石点検を実施しなければ、実際には記録以上に多くの落石が発生していたと言える。春先の落石が多いことより、融雪の

影響や融雪により斜面が不安定化している場所にてシカが活動を再開することが大きく影響を与えていると考えられる。その他の時期では、梅雨の時期や台風の時期でも確認される落石個数は横這いに推移しており、特徴は見られなかった。

2.4 斜面区分別落石発生個数

落石発生源となる道路に隣接する斜面の等高線・流路・尾根及び谷地形を図4に、図4の情報を基に斜面区分を行った地形図を図5に示す。この区分に沿い、集計した落石発生個数を図6に示す。この結果から高標高部ほど落石が増加する傾向にあることが分かった。特に3種以上の落石

において顕著にその傾向がみられた。伊吹山高標高部は、シカが多く生息する区域であり、斜面の裸地化被害も受けている箇所である。また、地質面からも伊吹山高標高部では砂岩泥岩互層から玄武岩・石灰岩と急崖をつくりやすい地質に変化していることも影響していると考えられる。

図6内の「矢印」は崩壊・崩落の件数を示す。崩壊・崩落の発生した区間では落石も多く観測されており、落石の発生する頻度の高い斜面においては斜面崩壊も相対的に多く発生傾向にあると言える。崩壊・崩落の発生時期に一貫性はないため、地形や斜面方向が大きく影響している可能性が考えられる。

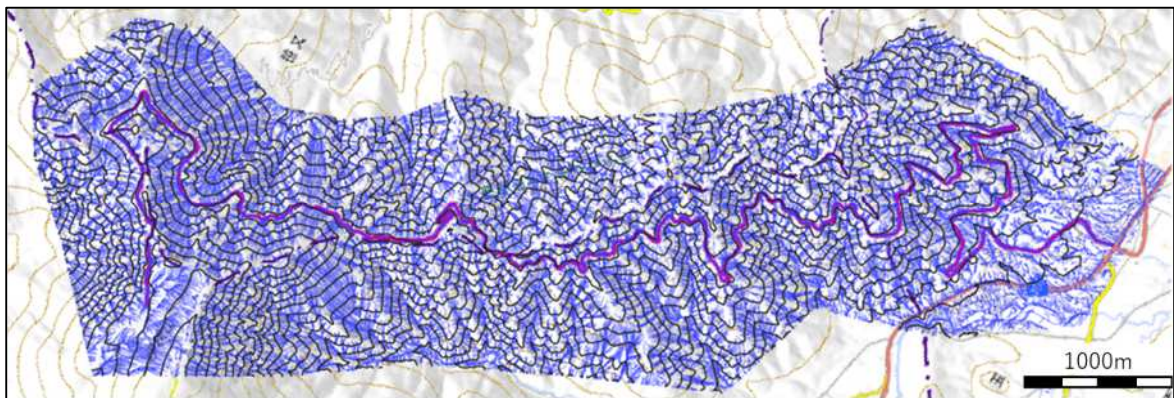


図4 対象路線の地形要素図



図5 斜面区分

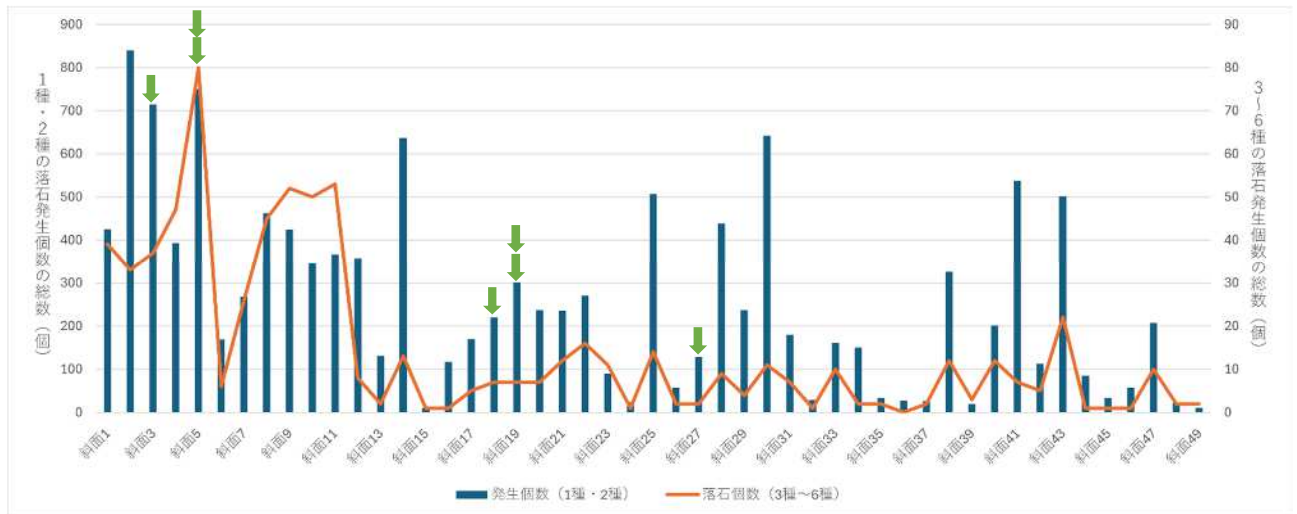


図6 斜面区分別落石・崩壊発生状況（2007年～2023年）

2.5 重回帰分析

落石の発生個数及び落石の種別には、どの要素がどの程度影響を及ぼしているのかを確認するため、重回帰分析を行った。表1は、管理記録より落石の種別(大きさ)を目的変数にし、距離(起点～終点)・傾斜・標高・地質（砂岩泥岩互層、石灰岩、玄武岩）・推定される落石原因・降水量の6要素を説明変数として重回帰分析を行った結果を示す。地質や落石原因はダミー変数を使用し、0または1の数値で表現した。表中の B は回帰係数、 β は標準化偏回帰係数であり、 P 値 <0.05 を有意水準とした。

重回帰分析の結果、決定係数は $R^2=0.0611$ であり、用いた要素では落石発生個数の変動の約6.11%しか説明できなかった。しかし、個別の変数では「傾斜」は負の有意な影響を示しており、傾斜が急なほど比較的小さい落石が発生する傾向が示された。また、「砂岩泥岩互層」も落石の大きさに対して負の有意な影響を示しており、この地質条件下では小規模な落石が多く発生することが示唆された。

次に1日の落石発生個数を目的変数にし、推定される落石原因・降水量を説明変数として重回帰分析を行った結果を表2に示す。

重回帰分析の結果、決定係数は $R^2=0.1249$ であり、用いた要素では落石発生個数の変動の約12.5%しか説明できなかった。しかし、個別の変数では落石原因の「動物の移動によるもの」は落石発生個数に正の有意な影響を与えており、動物の移動が落石の重要な原因となっていることが示された。また、降水量関連の変数では、「24時間降水量の合計」と「10分間降水量の最大値」が落石発生個数に正の有意な影響を示しており、総降水量と短時間の集中的な降雨が落石発生を促進する要因となっていることが明らかになった。一方で、「1時間降水量の最大値」は負の有意な影響を示しており、これは他の降水量変数との相互関係によるものと考えられる。しかし、「雨風によるもの」は統計的に有意な影響を示さなかった。このことから伊吹

山での落石は複合的な要素から発生していると考えられる。

今回の重回帰分析の結果においては、対策の有無を要素として入れなかったが、落石の発生頻度の高い箇所は既に対策が実施されているため、対策工の有無を考慮する必要があった。また、斜面の傾斜や地質は要素に含んだものの、落石の運動エネルギーを減衰させる植生を考慮することでより決定係数を向上させることができるのではないかと考える。

表1 落石の種類（大きさ）の重回帰分析結果

	落石の種類(n=13658)			
	B	β	t	P 値
切片	2.109	-	23.970	0.0000
距離 (km)	-0.030	-0.206	-1.400	0.161
傾斜	-0.005	-0.046	-5.170	0.0000
標高 (m)	0.0003	0.107	0.777	0.436
砂岩泥岩互層	-0.379	-0.288	-13.644	0.0000
石灰岩	0.011	0.007	0.6878	0.491
玄武岩	0.0000	0.0000	65535.00	#NUM!
動物の移動	-0.22	-0.138	-13.280	#NUM!
雨風	0.0000	0.0000	65535.00	#NUM!
その他	-0.003	-0.001	-0.110	#NUM!
24 時間降水量の合計 (mm)	0.0003	0.008	0.538	0.590
1 時間降水量の最大値 (mm)	0.002	0.016	0.630	0.528
10 分間降水量の最大値 (mm)	-0.010	-0.034	-1.723	0.084
R^2	0.0611			

表 2 日発生個数の重回帰分析結果

	落石発生個数(n=2815)			
	B	β	t	P 値
切片	3.479	-	11.098	4.83E-28
動物の移動	1.385	0.126	4.268	2.03E-05
雨風	0.379	0.029	0.966	0.334
その他	0	0	65535	#NUM!
24 時間降水量の合計 (mm)	0.048	0.189	5.273	#NUM!
1 時間降水量の最大値 (mm)	-0.155	-0.195	-3.534	0.0004
10 分間降水量の最大値 (mm)	0.305	0.151	3.733	0.0002
R ²	0.1249			

3. 対象道路における斜面不安定化のメカニズム

対象道路内では、斜面が不安定化している地点にて、特に落石が多発している状況が確認された。伊吹山の斜面が不安定化する要因として、まず石灰岩の露頭が見られ、風化や浸食を受けやすい地質である点や降雨による地表部の浸食、シカによる踏み荒らしや動物による食害等の影響が挙げられる。しかし、2 章の落石発生個数の月別推移より、梅雨や台風による降水量が多い時期よりも、春先の落石の方が多く発生していることが明らかになった。このことから、斜面の不安定化に特に大きな影響を与えている要素は、積雪の影響であると推察される。

融雪は積雪の表層が融けることにより水分が積雪内部に浸透し、積雪の底面から融雪水として流出される現象である。この過程で、長期間にわたって地中に水分が供給され続けることになる。地下に浸透した融雪水は、春先に大量に供給されることで斜面を不安定化させる要因となる。伊吹山は豪雪地帯であるため、この事象の影響を強く受けていると推測される。また、積雪による荷重影響も大きい。その結果、ガリー浸食や斜面崩壊といった斜面災害に繋がっている可能性が高いと判断できる。

4. 今後の課題

本検討事例においては、管理者が収集している管理記録より集計を行い、傾向を分析した。その結果、落石の大きさ・落石の発生個数に関して一部傾向や設定した要素との関係性がみられた。しかし、対策工の有無を考慮せずに検討を実施したために得られた傾向は、十分であるとは言えない。今後は対策工の進捗と落石発生数の変遷を検討する必要があると考える。また、伊吹山の落石・浸食の重要な原因の一つとして融雪による浸食の可能性が落石の発生時期や、浸食の進行している斜面の場所より考えられる。そのため、伊吹山 9 合目にある駐車場での雪尺の測定や斜面への積雪計の設置により、冬季の積雪量の計測、地中温

度の変化の観察等も検討していきたい。

謝辞

各種データを提供していただいた日本自動車道(株)(伊吹山ドライブウェイ)に感謝申し上げます。

参 考 文 献

- 1) 居川信之・斎藤正朗・中川遼也：山岳道路における落石発生に関する要素分析と防止対策の検討，全地連「技術フォーラム 2015」名古屋，2015。

静的・衝撃載荷時における落石防護土堤の耐力のスケール効果及び相似則に関する検討
Study on scale effects and similarity laws of rockfall protection soil embankments
under static and impact loading

吉廣悠太¹，前田健一²，小栗快之³，芦田梨沙子⁴，中村拓郎⁵，鈴木健太郎⁶，内藤直人⁷，瓦井智貴⁸

- 1 名古屋工業大学大学院・環境都市プログラム・y.yoshihiro.523@stn.nitech.ac.jp
- 2 名古屋工業大学大学院教授・高度防災工学センター・maeda.kenichi@nitech.ac.jp
- 3 名古屋工業大学大学院・環境都市プログラム・y.oguri.893@stn.nitech.ac.jp
- 4 名古屋工業大学・社会工学科・環境都市分野・r.ashida.467@stn.nitech.ac.jp
- 5 土木研究所寒地土木研究所・nakamura-t@ceri.go.jp
- 6 構研エンジニアリング・suzu@koken-e.co.jp
- 7 豊橋技術科学大学大学院助教・建築・都市システム学系・naito.naoto.xz@tut.jp
- 8 室蘭工業大学大学院助教・工学研究科・もの創造系領域・kawarai@muroran-it.ac.jp

概 要

近年我が国は自然災害の激甚化による落石被害の拡大が懸念されている。落石対策工の一つである落石防護土堤は、現地発生土で施工できるため、経済性、施工性、維持管理性に非常に優れる。しかし、土堤のスケール効果や相似則が未解明であるため、縮小模型実験による照査法は確立されていない。本研究は、初めにスケール効果に関する基礎的知見を得る目的で、現地発生土を想定した材料で構築された複数スケールの縮小模型を対象に静的載荷実験を実施した。その結果、スケール毎に土堤の変形特性が異なること、模型スケールが小さいほど貫入抵抗は相対的に大きく、変状範囲も大きくなることが分かった。その後、振り子運動による衝撃載荷実験を実施した結果、静的載荷と同様に貫入抵抗の増加が見られ、異なる模型スケールで貫入量に対する仕事量が相対的に同じであれば、同程度の変状が発生することが分かった。

キーワード：落石，落石防護土堤，スケール効果，静的載荷実験，衝撃載荷実験

1. はじめに

我が国では、急崖に近接する海岸線や山岳地帯にも多くの道路や鉄道などの交通網が整備されており、これらの社会インフラは人々の生活や物流の確保に必要不可欠である。しかし近年、集中豪雨や大地震など自然災害の激甚化に伴い、大規模な落石災害の発生リスクが高まっており、社会インフラや人々への被害が懸念されている。これらの被害を最小限に抑えるため、合理的な落石対策の実施が求められている。

落石対策工の一つである落石防護土堤（以下、土堤と示す）は、土のみで構成されるため、経済性や施工性、維持管理性に優れた落石対策工である。我が国において土堤の設計は、落石対策便覧等¹⁾を参考に行われているが、土堤耐力及び落石のかけ上がりや飛び越しに対する捕捉性能等の具体的な照査法は確立されていない。

そこで、土堤の照査方法の一つとして縮小模型を用いた実験による照査法（以下、模型照査法と示す）を挙げる。実規模模型実験は時間と費用がかかるため、より低

コストで実施可能な縮小模型実験を用いることで、スケールアップした土堤の耐力や捕捉性能等の定量的評価が可能となる。模型照査法確立のためには、土堤における相似則を解明し、適切なスケールアップ手法が求められるが、縮小模型を用いる際はスケール効果（寸法効果）を考慮する必要がある。例えば、既往研究²⁾にて砂材料で構築した土堤の静的載荷実験では、模型スケールが小さいほど貫入抵抗が相対的に大きくなるスケール効果が確認されている。

本研究は、現地発生土を想定した土砂材料のスケール効果及び相似則の解明に向け、実規模土堤（土堤高さ2.0m）の1/2, 1/4, 1/16 スケールを想定した中型土堤、小型土堤、超小型土堤の縮小模型を対象に、シンプルな載荷条件である静的載荷実験と、実際の落石現象のような衝撃荷重が作用する載荷条件である振り子式重錘衝突実験（以下、衝撃載荷実験と示す）を実施した。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

本研究では、実規模土堤の 1/2, 1/4, 1/16 スケールを想定した中型土堤（土堤高さ 1.0m）、小型土堤（土堤高さ 0.5m）、超小型土堤（土堤高さ 0.125m）を対象に、多面体重錘（EOTA³型重錘）による静的・衝撃载荷実験を実施した。表 1 に実験ケース一覧と重錘諸元、表 2 に物性値一覧を示す。表 1 のケース名について、第 1 項目は実規模土堤に対する模型の大きさを示し、M が中型土堤、S が小型土堤、US が超小型土堤を示す。また、第 2 項目は载荷条件を示し、S が静的载荷（Static Loading）、I が衝撃载荷（Impact loading）を示す。なお、衝撃载荷実験の落下高さは模型スケールに応じて幾何学的に相似させたが、小型土堤では重錘質量と落下高さを変えたケースも実施しており、小型土堤のみ第 3 項目として、H（Heavy）と L（Light）を付記した。重錘径は土堤高さの 1/2、重錘密度は落石対策便覧を参考に目標値 2.6t/m³ に設定し、S-I-H は他ケースの重錘密度の 3 倍とした。

中型土堤の土堤形状について、法面勾配は以下をもとに 1:1.2 に設定した。1) 落石対策便覧に記載される一般値 1:1.0~1:1.5 を目安とすること。2) 盛土安定計算においてすべり安全率 1.2 を確保可能な勾配にすることである。天端幅について、実規模土堤では 1.0m 以上確保されている場合が多く、実規模の 1/2 スケールを想定した中型土堤では 0.5m 以上となるが、本実験では载荷に伴う土堤表面の変状や破壊を生じやすくする目的で天端幅を 0.2m に設定した。土堤高さは実規模土堤の 2.0m をもとに 1.0m とし、土堤延長は 4.6m とした。基層部については、コンクリート基礎の上に山留材を配置して土砂を充填し、その上に土堤を構築した。試験体の構築に際して、基層部は厚さ 0.3m 毎に、土堤部は 0.25m 毎に土砂を敷均し、振動締固め機を使用して締固め度 90% 以上を目標に構築した。また、土堤内部の変状を可視化するために、载荷点方向に直径 25mm の鋼棒を基層の深さ 300mm 程度まで差し込んで削孔し、そこへ着色砂を充填した。図-1 の赤線で示す着色砂は、土堤中心を基準に载荷方向へ 250mm 間隔で 9 本埋設した。小型土堤の土堤形状について、土堤断面形状は中型土堤の 1/2 スケールに設定し、土堤延長は 2.0m とした。なお、土堤構築方法は中型土堤と同様であり、着色砂は土堤中心を基準に 250mm 間隔で 5 本埋設した。超小型土堤の土堤形状について、土堤断面形状は中型模型の 1/8 スケールに設定し、土堤延長は 0.5m とした。基層部は壁面がアクリル板で固定された実験装置内に土砂を充填し、その上に土堤を構築した。試験体の構築は、基層部は厚さ 0.025m 毎に、土堤部は 6 層に分けて土砂を敷均し、人力による締固めにより構築した。着色砂は土堤中心を基準に静载荷で 3 本（81mm 間隔）、衝撃载荷で 5 本（40.5mm 間隔）埋設した。

表 1 実験ケース一覧及び重錘諸元

ケース名	土堤高さ (m)	重錘径 (m)	重錘質量 (kg)	落下高さ (m)	载荷速度 (m/s)
M-S	1.0	0.5	234.5	-	0.005
S-S	0.5	0.25	29.4	-	0.005
US-S	0.125	0.0625	0.450	-	0.005
M-I	1.0	0.5	234.5	4.0	8.97
S-I-L	0.5	0.25	29.4	2.0	6.29
S-I-H	0.5	0.25	87.0	3.0	7.39
US-I	0.125	0.0625	0.55	0.5	2.31

表 2 材料物性値

項目	単位	試験結果
地盤材料の分類名	-	細粒分質砂質礫
分類記号	-	GFS
土粒子密度 ρ_s	g/cm ³	2.639
均等係数 U_c	-	49.3
内部摩擦角 ϕ_d	deg	31.0
粘着力 c	kN/m ²	2.8

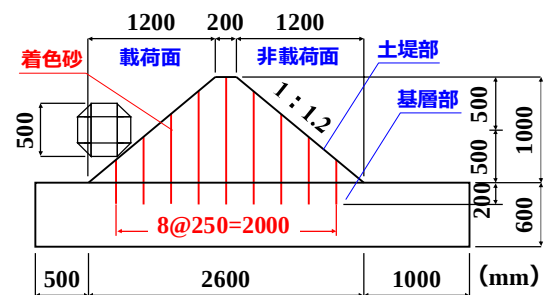


図 1 静的载荷実験の概要図（中型土堤）



図 2 実験風景写真（中型土堤）

2.2 静的载荷実験の概要

図 1 に実験概要図、図 2 に実験風景写真を示す。なお、紙面の都合上、中型土堤のみを示す。実験の実施に際して、重錘重心高さを土堤高さの 1/2 に一致させ M-S、S-S は重錘に接続した油圧ジャッキ、US-S はモーターにより土堤に水平荷重を作用させた。载荷方法について M-S 及び S-S は水平変位 0.25m 毎の漸増繰り返し载荷、US-S は単調载荷とした。なお、計測項目はロードセルによる载荷荷重値、水平方向の重錘貫入量、ビデオカメラによる土堤表面変状及び土堤载荷点に埋設した着色砂による土堤断面変状である。

2.3 衝撃載荷実験の概要

図 3 に実験概要図、図 4 に実験風景写真を示す。こちらら紙面の都合上、中型土堤のみを示す。重錘をワイヤロープで吊り上げた後、振り子運動により衝突させた。振り子運動の回転中心点は载荷面側の土堤法肩と一致させており、土堤中心を通過する際に重錘重心が基層から土堤高さ半分の位置となるようワイヤロープの回転半径を設定した。計測項目は重錘の载荷面と反対の面に取り付けた加速度計による重錘加速度と、高速度カメラ画像 (500fps) による PTV (Particle Tracking Velocimetry) 解析から求めた重錘重心の三次元座標、土堤表面及び断面変状、そして、土堤天端の水平変位と非载荷面の変状範囲を推定するためにカメラ画像 (125fps) を用いた PIV (Particle Image Velocimetry) 解析を行った。

3. 実験結果及び考察

3.1 静的載荷実験の結果及び考察

3.1.1 荷重-貫入量関係

図 5 に、横軸に貫入量を重錘径で除した貫入比、縦軸に荷重値を重錘重量で除した無次元化荷重を取った荷重-貫入量関係を示す。ここで、荷重の無次元化に重錘重量を用いる理由として、後述する衝撃載荷実験においては、重錘の加速度と質量の積から衝撃力を算出しており、重錘質量が重要なパラメータとなる一方で、静的載荷実験においては、重錘の载荷速度が 5 mm/s と衝撃載荷実験に比べて 3 オーダーほど小さく、重錘加速度は重力加速度が支配的といえる。したがって、静的・衝撃載荷のいずれにおいても一貫した指標とするため、荷重は重錘重量により無次元化した。図 5 について、M-S を橙色、S-S を青色、US-S を桃色で示し、非载荷面に押抜きせん断ひび割れが発生した時刻を中抜三角、最大荷重時を中塗丸でプロットし、最大荷重時の値を示す。図 5 より、貫入初期のグラフの勾配に着目すると、US-S、S-S、M-S の順で大きく、荷重の最大値は M-S で 11.5、S-S で 20.6、US-S で 61.3 であり、模型スケールが小さいほど貫入抵抗は大きくなるといえる。また、最大荷重時の貫入比を比較すると、M-S で 0.59、S-S で 0.66、US-S で 0.29 であり、US-S は他のケースに比べて貫入比は約 1/2 倍であり、脆性的に破壊したことが分かる。しかし、M-S と S-S の最大荷重時の貫入比は凡そ等しいため、本実験条件では超小型土堤程度の模型スケールになるとスケール効果が顕著に表れ、脆性破壊すると考える。さらに、非载荷面に押抜きせん断ひび割れが発生する時の貫入比は、M-S で 0.79、S-S で 0.90、US-S で 0.43 であり、全ケースで最大荷重時の貫入比の約 1.3 倍となることから、最大荷重時から非载荷面に変状が現れるまでに要する貫入量は相対的に同程度となる傾向が見られる。

ここで、横軸に土堤高さ (m)、縦軸に最大荷重 (kN) の両対数軸を取った図 6 に、各ケースの最大荷重をプロ

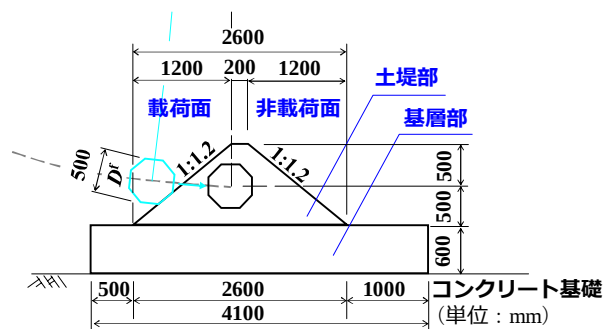


図 3 衝撃載荷実験の概要図 (中型土堤)

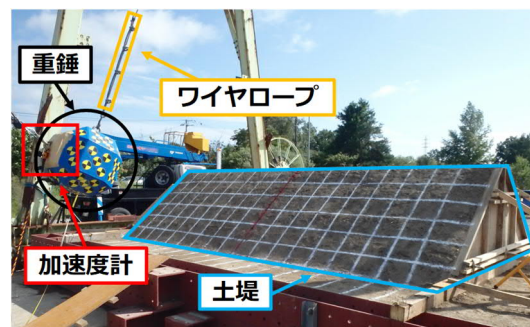


図 4 実験風景写真 (中型土堤)

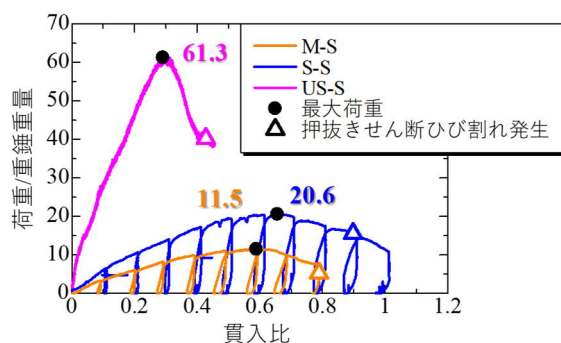


図 5 荷重-貫入量関係 (無次元化)

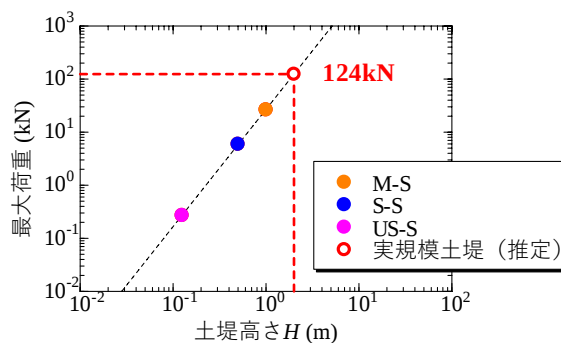


図 6 最大荷重と土堤高さの関係

ットし、近似直線を破線で示す。図 6 より、近似直線の傾きは 2.2 であり、静的載荷時の土堤耐力は土堤高さの比の 2.2 乗に比例する相似則が得られる。これより、実規模土堤 (土堤高さ 2.0m) の耐力は 124kN と推定されるが、これはスケール効果を受けた相似則であるため正

確な土堤耐力とはいえない。よって相似則の緩和が求められる。例えば、超小型土堤にて含水比や相対密度等を変化させて中型土堤に近い荷重貫入量曲線とすることで、実規模土堤の耐力推定値は大きくなり、推定精度は向上すると考える。以上より、本研究で得られた推定耐力値は下限値といえ、実規模土堤は少なくとも 124kN まで貫入抵抗を発揮するものと推察される。

3.1.2 土堤表面変状

図 7 に載荷面及び非載荷面における実験終了時の土堤表面変状の模式図を示す。図 7 について、法長を 1.00 として正規化し、0.20 四方のメッシュを描き、載荷点上のラインを赤線、重錘径分の領域を灰色で示す。まず、図 7(a)より、載荷面の土堤延長方向の変状範囲は、M-S で 1.05、S-S で 1.42、US-S で 1.63 であり、模型スケールが大きいほど変状範囲は大きいことが分かる。また、載荷痕は M-S、S-S は凡そ等しいが、US-S は小さい。次に、図 7(b)より、非載荷面の水平ひび割れの長さは、M-S で 1.87、S-S で 1.19、US-S で 2.00 であり、模型スケールとの相関は見られないが、US-S が最も大きい。加えて、非載荷面の変形・破壊挙動について、全ケースで法長方向に曲げひび割れが発生し、そのひび割れを境に押抜かれつつある土塊が左右に開く挙動が見られた。

3.1.3 土堤断面変状

図 8 に実験終了時の土堤中央断面の変状を重ね合わせた図を示す。図 8 について、土堤内部に発生した着色砂のせん断によるすべり変形や土堤断面の概形、想定すべり線、非載荷面のひび割れ発生位置をそれぞれ示す。また、各ケースのすべり線より推定される重錘貫入に抵抗した土塊部分を塗りつぶして示す。図 8 より、まず、全ケースのすべり線の始点が重錘底面で同程度の高さであることが分かる。また、すべり線の進展方向について、M-S はほぼ水平に進展して非載荷面まで到達するのに対し、S-S は土堤中央部まで俯角方向、US-S は土堤中央部まで仰角方向に進展した後、ほぼ水平に進展して非載荷面に到達している。また、図中の矢印で示す着色砂でのせん断発生位置に着目すると、M-S と US-S は重錘近傍とすべり線に見られるのに対し、S-S は重錘下部から土堤中央部まで多数発生し、最も変状範囲が大きい。ここで、図 7(a)にて US-S の載荷痕が小さい要因として、図 8 より、M-S と US-S は重錘上部に土砂が盛り上がるのに対し、US-S は土砂が盛り上がっていないためと考える。また、図 7(b)より S-S の非載荷面の変状範囲は M-S に比べて小さいが、図 5 より S-S の方が M-S よりも無次元化した最大荷重値が大きい要因として、土堤内部の変状範囲が M-S よりも大きく、重錘の貫入に抵抗する領域が広いことが考えられる。以上より、模型スケールによって土堤内部の変状範囲は変化するが、土堤表面変状と組み合わせると、概ね模型スケールが小さいほど変状範囲は大きくなるといえる。

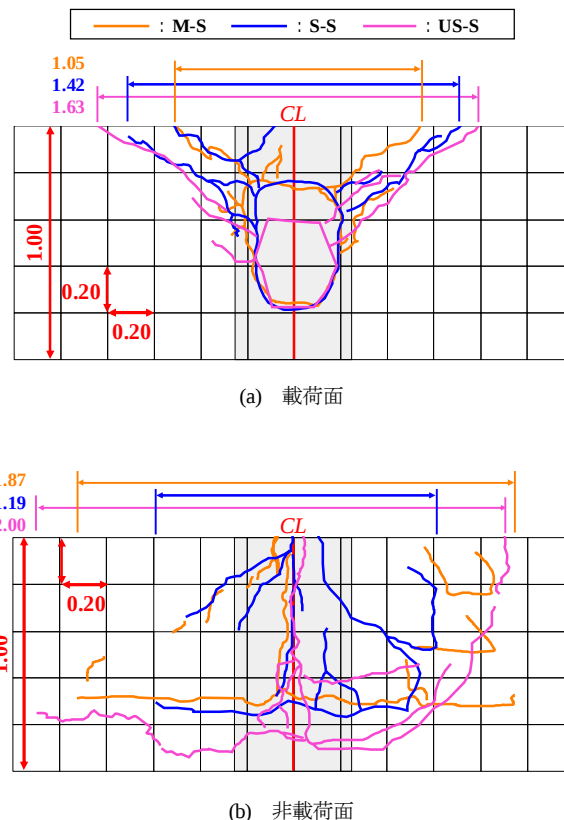


図 7 静的載荷実験終了時の土堤表面変状（正規化）

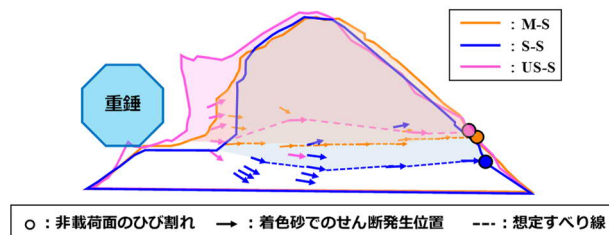


図 8 実験終了時の土堤断面変状（正規化）

3.2 衝撃載荷実験の結果及び考察

3.2.1 重錘重心軌跡図

図 9 に載荷面側法尻を原点とした重錘重心の軌跡を、土堤高さが 1.00 となるようにして重ね合わせた図を示す。図 9 について、土堤概形を実線、最大・最小半径分のオフセットラインを破線で示す。また、M-I を橙色、S-I-L を青色、S-I-H を緑色、US-I を桃色で示し、各ケースの最大貫入時をプロットし、その時の最小オフセットラインから法面法線方向距離の値を示す。なお、US-I は重錘が土堤衝突後に跳躍してフレームアウトしたため、その直前までを示す。土堤衝突後の重錘挙動について、図 9 より、M-I と S-I-H はほぼ鉛直上方向に跳躍するのに対し、S-I-L と US-I は放物軌道を描いて跳躍する。また、各ケースの最大貫入量（土堤高さで正規化）は M-I で 0.18、S-I-L で 0.18、S-I-H で 0.07、US-I で -0.03 である。US-I が負になる要因として、衝突時は高速度カメラ

画像より判断したが、カメラ画像の間隔（2ms）に比べて重錘の移動量が大きく、重錘が土堤と接触する瞬間を捉えることができなかったためと考えられ、画像計測より、実際の貫入量は 5mm 程度と推定される。まず、幾何学的に相似な载荷条件のケースである M-I と S-I-L、US-I について、模型スケールが小さいほど最大貫入量は小さくなる傾向が見られる。次に、後述の通り、実験終了時の変状が同程度の M-I と S-I-H について、両ケースの最大貫入比は凡そ等しいため、模型スケールが異なる場合も重錘の貫入量が相対的に同じであれば土堤の変形・破壊挙動は概ね一致することが予想される。

3.2.2 衝撃力-貫入量関係

図 10 に、土堤衝突時から最大貫入時までの重錘衝撃力-貫入量関係を示す。図 10 について、横軸は最小オフセットラインから法面法線方向の距離（貫入量）を重錘径で除し、縦軸は重錘衝撃力を重錘重量で除して無次元化したものである。ここで、原点を最小オフセットラインとしたが、重錘の衝突姿勢によって衝突時の貫入量が負となる場合があるため、最大オフセットラインを破線で示す。併せて、衝撃力の最大値を中抜丸でプロットして値を示す。図 10 より、M-I と S-I-H は定性的に概ね一致しており、重錘衝撃力の最大値は M-I で 15.9、S-I-H で 15.6 となり、凡そ等しい。一方、S-I-L や US-I は貫入初期の勾配が他 2 ケースに比べて大きく、重錘衝撃力の最大値も約 2 倍大きい。S-I-L と S-I-H の挙動が異なる要因として、S-I-L は後述する土堤天端変位が小さいことから、土堤が弾性変形したのに対して、S-I-H は天端変位が大きいため、衝突部周辺の圧縮変形や土塊が押抜かれるような塑性変形して重錘を受け止めたためと考える。つまり、重錘質量が軽く、衝突時の重錘エネルギーが小さい場合、土堤は弾性的な反発挙動となるため貫入抵抗は大きくなり、重錘質量が重く、衝突時の重錘エネルギーが大きい場合、土堤は圧縮変形及び重錘貫入によって押抜かれる挙動となるため貫入抵抗は小さくなると考える。一方、US-I に着目すると、US-I は貫入量が小さいため他のスケールとの比較が困難であるが、貫入初期の衝撃力の立ち上がりが他のスケールに比べて大きく、また、静的载荷実験の結果を踏まえると、幾何学的に相似な载荷条件のケースでは模型スケールが小さいほど重錘衝撃力は大きくなると推察される。

3.2.3 土堤表面変状

図 11 に载荷面及び非载荷面における実験終了時の土堤表面変状の模式図を示す。図 7 と同様にして各ケースを重ね合わせた。まず、図 11(a) より、载荷面のひび割れ分布の範囲は、M-I で 1.26、S-I-L で 0.38、S-I-H で 1.75、US-I で 0.29 となり、幾何学的に相似な载荷条件のケースでは模型スケールが小さいほどひび割れ分布は小さくなり、S-I-L と US-I は衝突痕以外に明瞭なひび割れは視認できなかった。次に、図 11(b) より、非载荷面の水

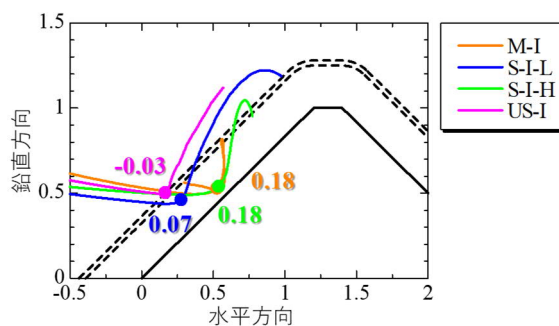


図 9 重錘重心軌跡図（正規化）

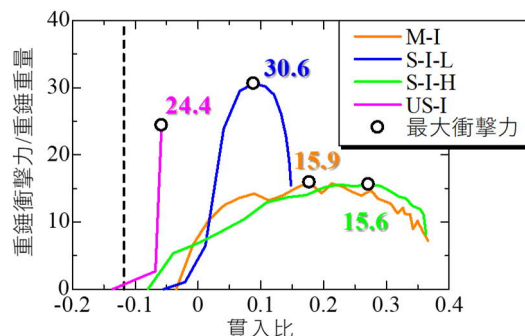
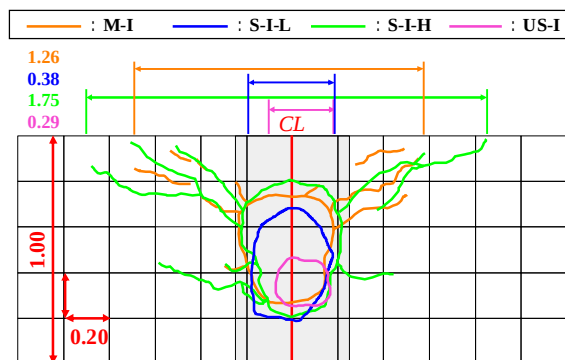
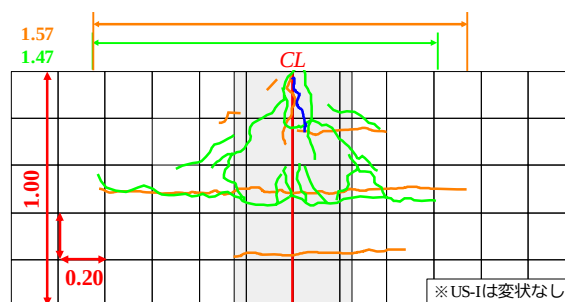


図 10 重錘衝撃力-貫入量関係（無次元化）



(a) 载荷面



(b) 非载荷面

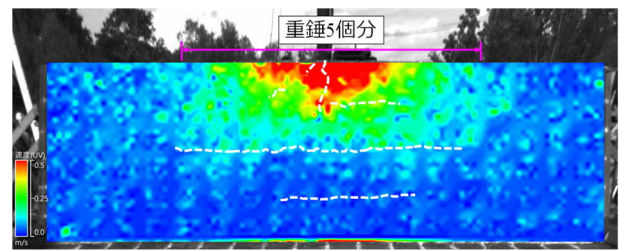
図 11 衝撃载荷実験終了時の土堤表面変状（正規化）

平ひび割れの長さは、M-I で 1.57、S-I-H で 1.47 となり、S-I-L と US-I は水平ひび割れが確認できなかった。M-I と S-I-H について、载荷面及び非载荷面のひび割れ分布が凡そ等しいと判断したが、非载荷面の水平ひび割れは

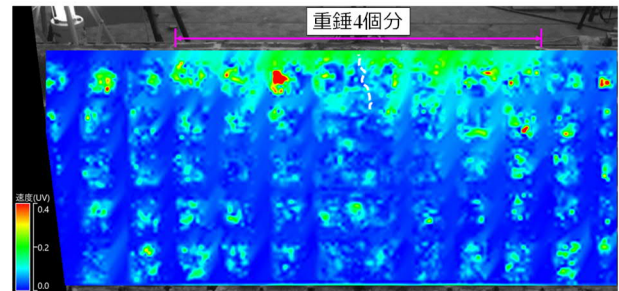
M-Iが3本確認できるのに対して、S-I-Hは中央部に1本のみしか確認できなかった。この要因として、図11のひび割れ分布は実験終了時の変状であるため、重錘衝突による土堤の影響範囲と一致するわけではない。そこで、図12にPIV解析より各ケースで非載荷面の影響範囲が最も大きいフレームにて、粒子速度の境界が明確になるようカラーコンターで表したものを示す。図12について、ひび割れを白点線で示し、影響範囲の横幅を桃色、重錘径を破線で示すとともに、影響範囲の土堤延長方向長さを重錘径の個数分で表す。なお、S-I-Hは撮影範囲外まで影響範囲が広がっているため、視認できる範囲までを示す。図12より、M-Iは水平ひび割れの長さや影響範囲の幅は概ね一致するが、他のケースは水平ひび割れよりも影響範囲が大きい傾向が見られ、影響範囲は定性的に重錘5~6個分と推定される。よって、ひび割れから土堤の影響範囲を特定することは困難であることが示唆される。また、粒子速度についてS-I-Hは土塊が押抜かれているため中心部の速度は低いものの、他のケースでは載荷点延長上の法肩が最も速度が速く、法肩を中心にほぼ同心円状に速度が広がる。したがって、土堤は一樣に変形するのではなく、天端が最もたわみやすく、また、同心円状の領域が重錘の貫入に抵抗するといえる。幾何学的に相似な載荷条件のケースに着目すると、M-Iは5個分、S-I-Lは4個分、S-I-Hは6個分以上、US-Iは6個分であり、静的載荷実験で見られたスケール効果による変状範囲の拡大は見られないが、少なくとも衝撃載荷における影響範囲は重錘4個分以上と推察される。

3.2.4 土堤断面変状

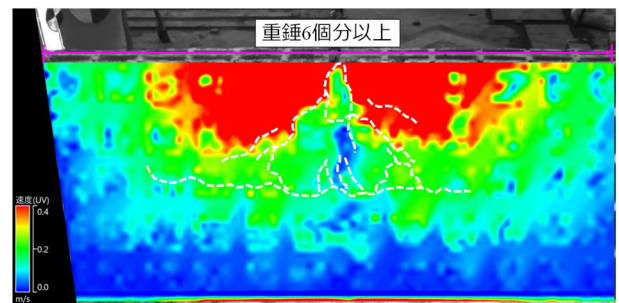
S-I-LとUS-Iにて土堤断面変状がほぼ見られなかったため、土堤の変状が凡そ等しいM-IとS-I-Hの土堤断面変状を図13に示す。図中に示す矢印は着色砂のせん断変形によるすべりの発生位置及びその方向を示し、これをもとに想定されるすべり線を破線で示す。また、着色砂には載荷面側を1とした通し番号を付けている。図13より、両ケースともに土堤高さ半分の位置にすべり線の進展が推測され、非載荷面の水平ひび割れの発生位置に到達している。これより、重錘衝突位置の水平延長線上にすべり線が発生すると考える。しかし、M-Iでは水平ひび割れが3本発生しているにもかかわらず、すべり線は全てに到達していない。これは、衝撃による応力波や土堤の載荷方向へのたわみによる引張り等が考えられ、数値解析を用いた検討を行う予定である。一方、着色砂の形状に着目すると、M-Iは着色砂2~4の衝突部周辺で弓なりにたわんでいるのに対し、S-I-Hは着色砂2~4の土堤と基層の境界で着色砂がたわんでいることが分かる。これより、重錘の貫入に伴いM-Iは衝突部周辺の領域が圧縮変形する一方で、S-I-Hは土堤が基層との境界をすべるように変形したと推測され、土堤の変形・破壊挙動はスケール効果を受けたことが示唆される。



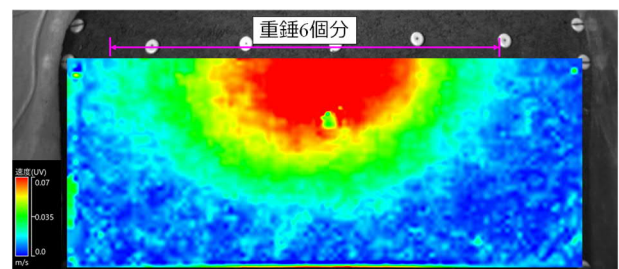
(a) M-I



(b) S-I-L



(c) S-I-H



(d) US-I

図12 土堤の影響範囲

3.2.5 土堤天端の水平変位

図14に重錘の載荷方向に対する土堤天端の水平変位の最大時を示す。図14について、横軸に土堤中央からの距離、縦軸に天端の水平変位を取ったグラフの両軸をそれぞれ重錘径で除して正規化し、重ね合わせた。加えて、重錘径分を破線で示す。まず、幾何学的に相似な載荷条件のケースを比較すると、図14より、M-I、S-I-L、US-Iの順で全体の変位が小さく、土堤中央の最大水平変位量はM-Iで0.06、S-I-Lで0.05、US-Iで0.01となり、模型スケールが小さいほど天端の水平変位、つまりたわみが小さくなるといえる。また、天端変位が確認できる

範囲に着目すると、M-I は重錘 6 個分以上、S-I-L は重錘 4 個分、US-I は重錘 2.5 個分に相当し、模型スケールが小さいほど天端変位の範囲は小さくなると推察される。次に、実験終了時の土堤変状が同程度のケースを比較すると、S-I-L の土堤中央の最大水平変位量は 0.16 であり、M-I の 2 倍大きい。よって、小型土堤で中型土堤と同じ同程度の変状を発生させるには、土堤の変位量が中型土堤の約 2 倍必要になることが示唆される。

3.2.6 実規模土堤の性能照査に向けた検討

図 15 に模型スケールと衝突時の重錘の運動エネルギーの関係を示す。横軸に土堤高さ (m)、縦軸に重錘エネルギー (kJ) の両対数軸を取り、実験終了時の変状が土堤同程度の M-I と S-I-H をプロットし、得られる近似直線から実規模土堤 (土堤高さ 2.0m) の変状に必要な推定エネルギーを赤丸でプロットした。図 15 より、実規模土堤にて M-I と同程度の変状を発生させるために必要な重錘エネルギーは 37.6kJ であり、これは質量 2.5t の重錘が高さ 1.5m から回転せず、かつエネルギー損失なく衝突する場合に等しい。既往研究⁴⁾より、M-I の損傷具合は軽微であると判断でき、大規模な補修は必要ないといえる。よって、実規模土堤は 2.5t の重錘を高さ 1.5m から衝突させたとしても軽微な損傷であることが示唆される。しかし、既往研究⁵⁾にて、実規模土堤は重錘エネルギー 400kJ 程度の回転衝突ではほとんど損傷が見られなかったことから、载荷条件は異なるものの、本研究の推定値は実規模土堤の性能を過小評価している可能性が考えられるため、実規模土堤で重錘の回転成分を制御した衝突実験を行い、土堤耐力を確認する予定である。

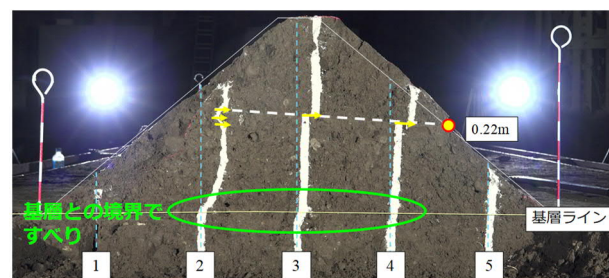
また、中型土堤は落下高さ 6m から繰り返し载荷させても土堤が崩壊する大変形までには至らないこと⁶⁾が報告されており、実規模土堤の吸収可能エネルギーの限界値を推定するためには、小型・超小型土堤のスケールで実験を行うのが効率的といえる。今後は最低限の実規模土堤実験を実施し、スケール効果及び相似則の解明を進めるとともに、小型・超小型土堤の衝撃载荷実験の結果を蓄積し、様々な損傷度レベルと実規模土堤の吸収可能エネルギーを対応させるべく検討を行う予定である。

3.3 静的载荷実験と衝撃载荷実験の比較

図 16 に模型スケールと静的・衝撃载荷時の累積仕事量との関係を示す。仕事量の算出方法について、静的载荷は図 5 の無次元化した荷重-貫入量曲線の横軸とグラフで囲まれる面積を仕事量とした。なお、M-S と S-S は除荷部分を除いた正味の仕事量として算出した。一方、衝撃载荷は無次元化した衝撃力を水平成分と鉛直成分に分解して、静的载荷と比較できるように、水平成分の衝撃力と水平貫入量の積を仕事量と定義し、最大水平貫入時までとした。図 16 について、横軸に最小オフセットラインを原点とした水平貫入量を重錘径で除した水平貫入比、縦軸に無次元化した累積仕事量を取り、衝撃載



(a) M-I



(b) S-I-H

図 13 土堤断面変状

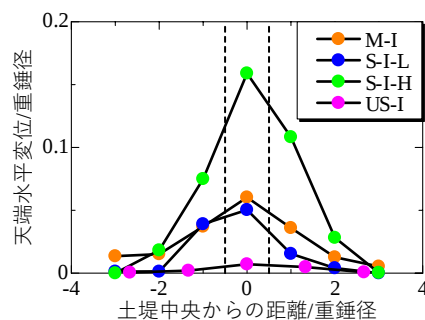


図 14 土堤天端の水平変位 (正規化)

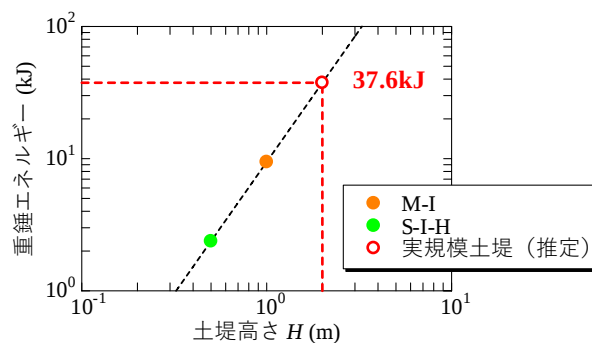


図 15 重錘エネルギーと土堤高さの関係

荷を実線、静的载荷を破線で示し、土堤表面変状のイベント (曲げひび割れ: 四角形, 押抜きせん断ひび割れ: 三角形) をプロットした。ただし、衝撃载荷は最大貫入時までにはイベントが発生しないが、その後発生するケースもあった。図 16 より、まず、衝撃载荷のスケール間

を比較すると、実験終了時の変状が同程度の M-I と S-I-H の水平貫入比に対する仕事量の傾向は概ね一致していることが分かる。曲げひび割れ発生時の水平貫入比は M-I で 0.24, S-I-H で 0.31, その時の仕事量は M-I で 5.73, S-I-H で 7.66 であり、小型土堤の方が変状発生に要する貫入量及び仕事量は中型土堤に比べて大きく、これは先述したスケール効果により小型土堤の方が中型土堤に比べて相対的に貫入抵抗が大きいと考える。M-I と S-I-H の比較より、模型スケールが異なる実験において、無次元化した仕事量と水平貫入比の関係が同じであれば、同程度の変状を発生させることができるといえる。

次に、静的・衝撃载荷を比較すると、静的载荷は重錘を貫入し続けることができるため、累積仕事量の最大値は衝撃载荷に比べて大きい。最大貫入時までは衝撃载荷の方が大きいことが分かる。中型土堤の曲げひび割れ発生時に着目すると、図 16 より、水平貫入比は M-S で 0.29 であり、M-I の方が 0.8 倍小さい。そして、累積仕事量は M-S で 1.32 であり、M-I の方が 4.3 倍大きい。一方、小型土堤の曲げひび割れ発生時に着目すると、水平貫入比は S-S で 0.40 であり、S-I-H の方が 0.8 倍小さい。そして、累積仕事量は S-S で 3.95 であり、S-I-H の方が 1.9 倍大きい。以上より、異なる模型スケールにおいて、相対的な仕事量と貫入量の関係が同じ場合、曲げひび割れの発生に要する水平貫入量の衝撃载荷と静的载荷の比は同程度であることから、重錘の载荷速度が土堤の変形・破壊挙動に与える影響はスケールに依存しないことが推察される。

4. まとめ

本稿では、落石防護土堤のスケール効果及び相似則の解明を目的に、静的・衝撃载荷実験を実施した。本研究で得られた知見は以下の通りである。

- 1) 静的载荷実験より、土砂材料で構築した土堤において、模型スケールが小さいほど土堤の貫入抵抗及び変状範囲が大きくなるスケール効果が確認された。また、静的载荷時の土堤耐力は土堤高さの比の 2.2 乗に比例することが分かり、実規模土堤(高さ 2.0m)は最低 124kN の耐力を発揮することが示唆された。
- 2) 衝撃载荷実験より、幾何学的に相似させた载荷条件のケースでは、模型スケールが小さいほど最大貫入量は相対的に小さくなる傾向が見られた。また、実験終了時の変状が同程度の異なる模型スケールの比較より、重錘の貫入量が同じであれば土堤の変形・破壊挙動は概ね一致することが推察される。
- 3) 重錘質量と衝突時のエネルギーが小さい場合、土堤は弾性的な挙動を示すことで貫入抵抗が大きくなり、大きい場合、土堤は塑性的な挙動を示すことで貫入抵抗が小さくなることが示唆された。
- 4) 変状が同程度の場合、中型土堤は衝突部周辺の領域が圧縮変形する一方で、小型土堤は基層との境界を

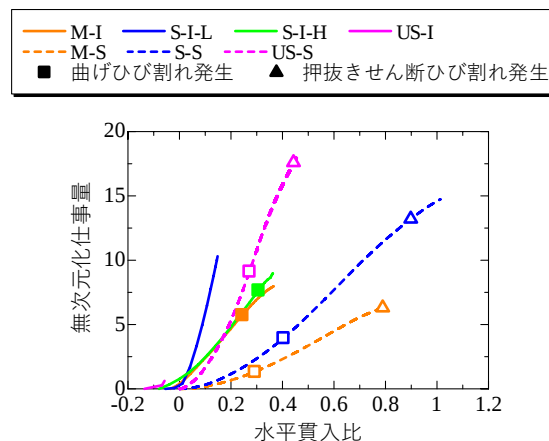


図 16 重錘仕事量と水平貫入量の関係（無次元化）

すべるように変形したことから、スケール効果によって土堤の変形・破壊挙動は変化すると推察される。

- 5) 幾何学的に相似させた载荷条件では、模型スケールが小さいほど土堤天端の水平変位量は相対的に小さくなる傾向が見られた。
- 6) 模型スケールが異なる実験においても、スケール効果はあるものの、無次元化した仕事量と水平貫入比の関係が同じであれば、同程度の変状を発生させることが可能であると推察される。
- 7) 異なる模型スケールにおいて、相対的な仕事量と貫入量の関係が同じ場合、曲げひび割れの発生に要する水平貫入量の衝撃载荷と静的载荷の比は同程度であることから、重錘の载荷速度が土堤の変形・破壊挙動に与える影響はスケールに依存しないことが示唆された。

謝辞

本研究の成果の一部は、国土交通省・2024 年度「道路政策の質の向上に資する技術研究開発」の委託研究、科学研究費（研究課題 23K26195）の援助を受けたものである。末筆ながら深謝の意を示します。

参考文献

- 1) 公益社団法人日本道路協会：落石対策便覧, pp. 243-246, 2017.
- 2) 小栗快之, 前田健一, 近藤慶亮, 森悠太, 中村拓郎, 牛渡裕二, 内藤直人, 小室雅人：落石防護土堤のスケール効果及び基本的な破壊メカニズム解明に向けた静的载荷実験, 第36回中部地盤工学シンポジウム, pp. 70-78, 2024.
- 3) The European Organisation for Technical Assessment (EOTA): Falling Rock Protection Kits, EAD 340059-00-0106, 2018.
- 4) 近藤慶亮, 小栗快之, 森悠太, 前田健一, 中村拓郎, 菊池優希, 内藤直人, 瓦井智貴：落石防護土堤の衝撃耐力評価と重錘捕捉性能向上に関する実験的検討, 令和6年度土木学会北海道支部年次技術研究発表会, A-4-07, 2024.
- 5) 杉山直優, 前田健一, 牛渡裕二, 鈴木健太郎, 今野久志, 内藤直人：落石捕捉性能把握に向けた実規模落石防護土堤の落体衝突実験, 構造工学論文集, Vol. 67A, pp. 864-877, 2021.
- 6) 近藤慶亮, 前田健一, 牛渡裕二, 中村拓郎, 内藤直人, 瓦井智貴, 小栗快之：载荷履歴を有する落石防護土堤の重錘衝突による破壊挙動と損傷度評価, 構造工学論文集, Vol. 71A, pp. 763-774, 2025.

落石危険度振動調査法への3成分小型加速度センサの適用 Application of a Three-Component Small Accelerometer to the Vibration Investigation Method of Rockfall Risk

小出陽菜¹, 吉川高広², 沢田和秀³, 赤沢 健⁴, 森本翔太郎⁵

1 岐阜大学・大学院自然科学技術研究科・koide.haruna.j8@s.gifu-u.ac.jp

2 岐阜大学・工学部社会基盤工学科

3 岐阜大学・工学部附属インフラマネジメント技術研究センター

4 第二建建設(株)

5 馬瀬建設(株)

概 要

本研究では、落石危険度振動調査法に基づいて、3成分小型加速度計による岩塊の安定度評価を行った。調査対象は落石対策便覧に基づき不安定と評価された岩塊である。まず、加速度計に顕著なドリフト現象が観察されたため、振動記録を抽出するとともに、逆高速フーリエ変換によるハイパスフィルタを適用し、その有効性を確認した。次にその方法に基づき、対象岩塊を評価した結果、浮石部では振幅が大きく、低周波成分が卓越する等、不安定と判定され、調査前の定性的評価と本手法による定量的評価は一致した。一方、目視により最も不安定と予想していた方向と実際に不安定と評価された方向は異なり、3成分を計測することの重要性も示された。

キーワード：落石，振動計測，現地調査

1. はじめに

落石は、斜面災害の中でも発生頻度が高く、予測が難しい。一度発生すれば、人的被害や社会的影響が極めて大きい。一般的な落石の安定度評価には、落石対策便覧¹⁾に基づく「5段階の安定度調査区分」や道路防災総点検要領に基づく「安定度調査表」などの採点方式が用いられるが、評価項目に「やや不安定」などの曖昧な表現が含まれるため、主観的・定性的な判断に依存して、調査者による判定にばらつきが生じ得る。その結果、不安定な岩塊が安定と誤認され、人的・物的被害につながる危険性がある。こうした課題に対して、振動計測を行うことで客観的かつ定量的な評価を可能とする「落石危険度振動調査法」²⁾が提案された。本手法は、基盤部と浮石部の振動計測を実施し、RMS 速度振幅比、卓越周波数、減衰定数に基づいて安定度を評価するものである。本研究の目的は、落石危険度振動調査法に3成分を無線で計測可能な小型の加速度センサを導入することで、安全かつ実用性の高い落石安定度調査手法を確立することである。

本論文では、落石対策便覧に基づく安定度評価¹⁾において「不安定」と判定され、対策が予定されている浮石を対象に落石危険度振動調査を行った。まず、対象岩塊の基盤部に2台の加速度センサを設置し、両センサで同様の振

動計測結果が得られるかを確認した。その結果、センサ特有のゆっくりと加速度が上昇するドリフト現象が観察され、落石危険度評価に悪影響が出るため、振動記録の抽出および逆高速フーリエ変換によるハイパスフィルタを適用し、その有効性を確認した。次に、その対策方法に基づいて、対象岩塊の基盤部と浮石部にセンサを設置し、落石危険度振動調査を実施した。

2. 落石危険度振動調査法

2.1 基本原理と評価指標

落石危険度振動調査法は、浮石部の振動特性と直近の安定した岩塊または地盤（以下、「基盤部」とする）の振動特性を比較し、浮石部の落石危険度を評価する手法である。危険度判定には、RMS 速度振幅比、卓越周波数（固有周波数）および減衰定数の3つの指標を用いる。振動源は近傍の道路交通振動等の微小な雑振動を利用する。浮石部を剛体、基盤をバネと粘性減衰からなるモデルで表現し、このモデルを1質点1自由度と想定する。図1に測定の概要模式図を示す。浮石部と基盤部に振動計を設置し、振動を測定することで評価を行う。

RMS 速度振幅比は、浮石部の振動記録と基盤部の振動記録のうち、振幅の大きさをRMS 平均 (Root Mean Square :

2乗した平均の平方根)し、比率で評価した値である。浮石部と基盤部の各々について RMS 速度振幅を求め、それらを除して比を求めたものである。これにより、一定時間内の振動の全体的な傾向を統計量として表現できる。例として、RMS 速度振幅比が 1.0 であれば、基盤部と浮石部は同じ速度で揺れているが、大きな値を示せば、その値だけ浮石部が基盤部より大きな速度で揺れていることを示す。

卓越周波数は、振動のフーリエスペクトルを求めた際に、スペクトル密度が極大となる周波数を示す。不安定な岩塊では、振動周期が長く、周波数は低い値を示す。減衰定数は、振動の収束のしやすさを示す指標である。不安定な岩塊では、振動が長く続き、エネルギーの消散が遅いため、低い値を示す。卓越周波数および減衰定数の算出では、まず基盤部と浮石部の振動記録に対して高速フーリエ変換（以下、「FFT」とする）を実施する。このフーリエ成分を元に算出した周波数応答関数に調和外力下での減衰振動モデルの理論値を逆解析により当てはめることで卓越周波数および減衰定数を求める。

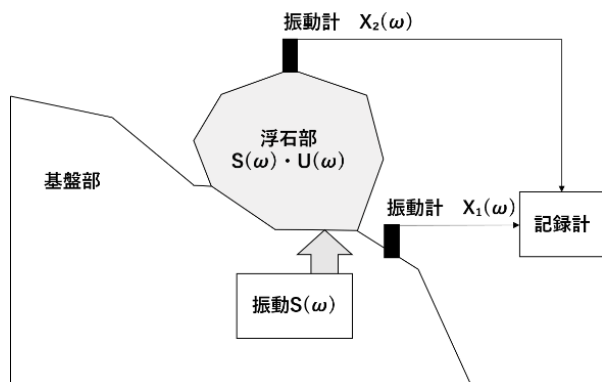


図 1 振動測定概要の模式図

2.2 落石危険度判定図

表 1 に RMS 速度振幅比、卓越周波数および減衰定数の危険度判定の基準を示す。RMS 速度振幅比は 2.0 以上、卓越周波数は 30Hz 以下、減衰定数は 0.2 以下の場合に危険と判定される。具体的には、横軸と縦軸に RMS 速度振幅比と卓越周波数および RMS 速度振幅比と減衰定数を用いて示す 2 種類の「落石危険度判定図」により評価する。図 2 は RMS 速度振幅比と卓越周波数の組み合わせであり、RMS 速度振幅比 ≥ 2.0 かつ卓越周波数 $\leq 30\text{Hz}$ の場合に不安定と判定される。図 3 は RMS 速度振幅比と減衰定数の組み合わせであり、RMS 速度振幅比 ≥ 2.0 かつ減衰定数 ≤ 0.2 の場合に不安定と判定される。つまり、両図において青色で示された領域に分布した場合、不安定と判定される。

表 1 落石危険度振動調査法に基づく危険度判定の基準

RMS 速度振幅比	2.0 以上
卓越周波数[Hz]	30 以下
減衰定数	0.2 以下

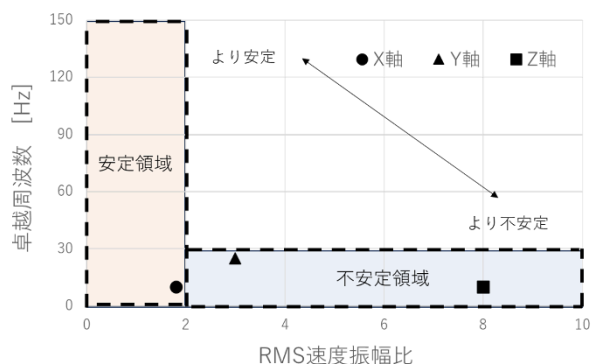


図 2 RMS 速度振幅比と卓越周波数の落石危険度判定図

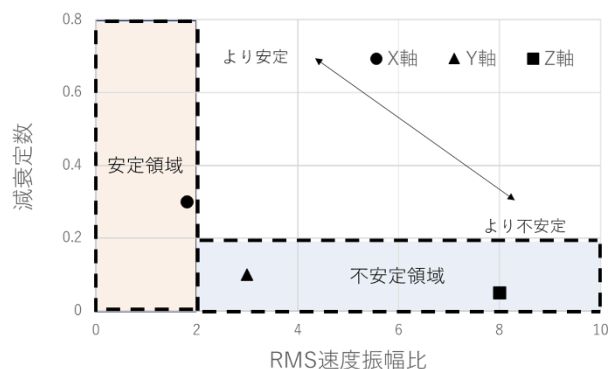


図 3 RMS 速度振幅比と減衰定数の落石危険度判定図

3. 調査概要

3.1 調査機器

落石危険度振動調査法に関しては、これまでも研究が行われているが^{3), 4)}、現時点では実用化に至っていない。その要因の一つとして、調査時の安全性の確保が難しいことが挙げられる。落石は急な斜面で発生することが多く、その調査は常に危険と隣り合わせで行われる。これまでに用いられてきた調査機器について、例えば藤田ら³⁾が用いたものは総重量約 60kg であり、また藤原ら⁴⁾が用いた携帯型計測システムは約 6.0kg 程度まで小型化されてきているものの、これらの機器はいずれも有線式であった。

本研究では、従来の装置と比較して、小型かつ無線で計測が可能となる、セイコーエプソン社製の加速度センサ M-A352 を搭載したロジカルプロダクト社の「高精度 3 軸ワイヤレス加速度センサ」⁵⁾ (以下、「センサ」とする) を使用した。図 4 に本研究で使用した調査機器について示す。ノートパソコン、センサ 2 台、受信機、角座金のみで調査が可能である。本センサは外形 90×90×60mm、重量 550g と非常に小型で軽量なため、持ち運びが容易である。さらに、センサの通信距離は 500m であり、危険を伴う落石調査の安全性向上に寄与できる。なお、角座金を調査対象物にボンドで接着し、そこにセンサを磁石で設置することで計測を実施した。



図 4 調査機器

3.2 調査条件

調査対象は、岐阜県下呂市小坂町のがんだて公園に存在する岩塊である。対象岩塊は、落石対策便覧に基づく安定度評価において、既に「不安定」と判定され、令和7年度に対策が予定されている。さらに、対象岩塊は観光地に位置し、遊歩道から容易にアクセスが可能である。図5に調査対象岩塊の全景と基盤部および浮石部を示す。基盤部と浮石部の直線距離は約8.0mである。浮石部はオーバーハングしており、その下部には亀裂も確認された。本調査では、浮石部①、基盤部②および基盤部③の3か所を設定し、図5に示すX方向、Y方向、Z方向の3成分について加速度の計測を実施した。

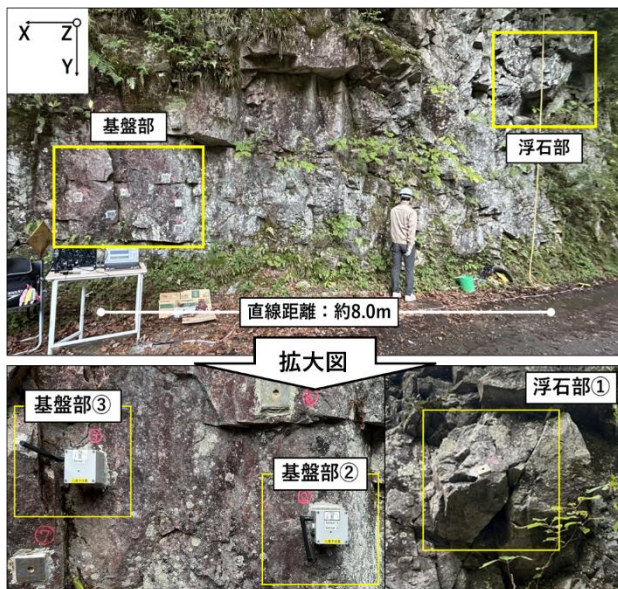


図 5 調査対象岩塊全景と基盤部および浮石部

本調査の計測条件は、サンプリング周波数 500Hz、計測時間 60s に設定した。また、安全な計測手法の確立を目的とし、常微振動のみを対象として実施した。強制振動を用いることでより明瞭な波形が得られる可能性もあるが、落石調査は常に危険を伴うため、計測作業の単純化が重要で

ある。調査は、2024 年 10 月 15 日および 2024 年 12 月 13 日の計 2 回である。

4. 3 成分小型加速度センサの適用結果

本章では、対象岩塊に対して実施した加速度計測結果に基づき、本センサの適用方法について検討した結果を示す。大きく分けて 2 種類の計測を実施した。1 つ目は、センサの個体差の確認およびその対応を目的とした調査である。2 つ目は、対象岩塊の落石危険度振動調査である。なお、取得データの方向を統一するため、計測開始前に浮石部①および基盤部②③において、センサ設置位置の水平・鉛直・方位を計測した。その結果を表 2 に示す。計測面はほぼ同じ方向を向いており、現地での角座金設置作業において、自然を相手にする以上、調整範囲には限界があり、危険が伴う調査においてこれ以上の精度は求めないこととした。

表 2 水平・鉛直・方位計測結果

	水平[°]	鉛直[°]	方位[°]
浮石部①	0.0	0.4	230
基盤部②	0.0	-1.1	227
基盤部③	0.0	-0.4	228

4.1 センサ適用方法の検討

対象岩塊の基盤部に 2 台の加速度センサを設置し、両センサで同様の振動計測結果が得られることを確認した。基盤部②と基盤部③において(図5参照)計12回の計測を実施した。計12回の代表として図6に、計測時間60秒(以下、[NOR (normal data)]とする)におけるX方向の(a)加速度の時刻歴、(b)速度の時刻歴、(c)加速度のFFT解析結果を示す。はじめに、図6に示す(a)加速度の時刻歴において、本来想定される岩塊の振動記録とは異なるセンサ特有のゆっくりと加速度が上昇するドリフト現象(以下、「ドリフト」とする)が観察された。この現象は程度の差はあるものの、全12回の計測において一貫して確認された。また、(b)の速度の時刻歴においても、速度が大きく変化する結果が示された。岩塊はその場に小さく振動しており、一方向にゆっくりと速度が変化していく挙動は不自然と考えられる。つまり、本来の岩塊が持つ振動とは異なる外的要因による影響であると考ええる。さらに、(c)加速度のFFT解析の結果において、低周波成分が多く含まれおり、緩やかに変動するドリフトの存在が確認できる。なお、調査対象以外の岐阜大学校内においても計測を実施し、いずれの環境下においてもドリフトを確認した。以上の結果から、センサ間の個体差に起因するドリフトを考慮したデータ処理が必要であり、本研究では2段階の検討を行った。

第一に、60秒間の計測データから、目視によってドリフトが最も少ない20秒間の選定を実施した。この検討は、緒方ら²⁾の研究において計測時間が20秒に設定されていることを参考としている。図6に示した60秒間の計測結果のうち、30秒から50秒の区間を抽出し、再解析した結

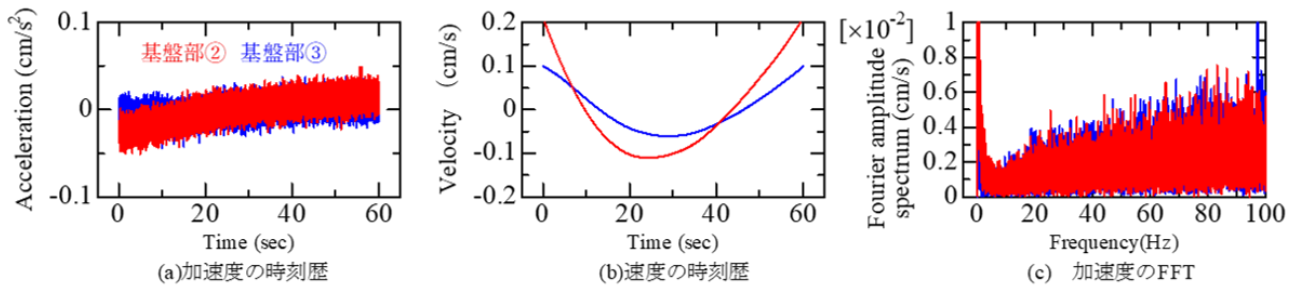


図 6 計測時間60秒の結果：[NOR]

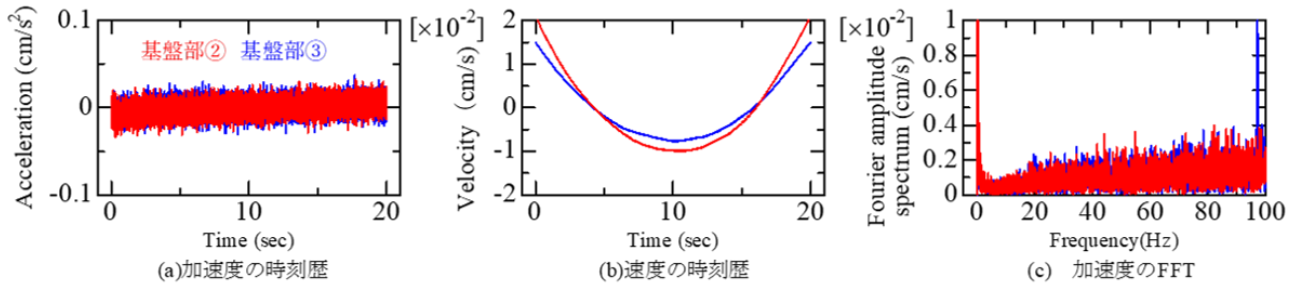


図 7 計測時間20秒選定後の結果：[CUT]

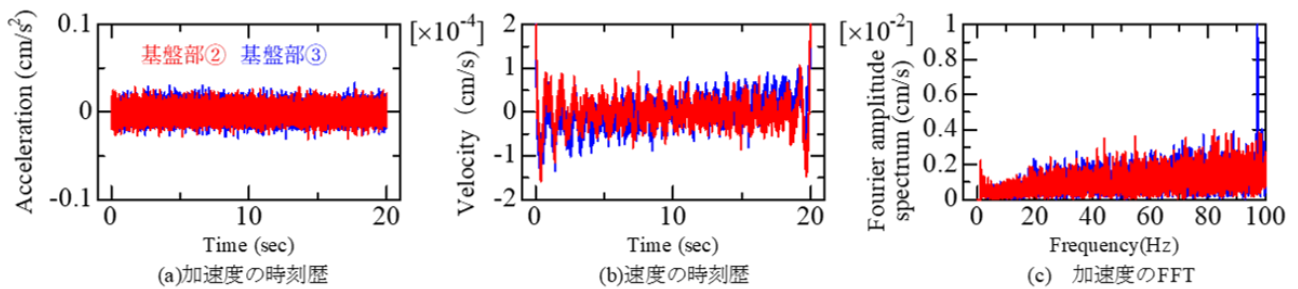


図 8 ハイパスフィルタ2Hz 適用後の結果：[HPF]

果（以下，[CUT (cut data)]とする）を図 7 に示す。(a)加速度の時刻歴と、図 6 に示す NOR の同項目を比較すると、視覚的にドリフトは確認されなかった。また、(b)速度の時刻歴においても、振幅は約 1/10 程度まで減少しており、ドリフトの適用方法として、20 秒間の抽出が一定の効果を有することが示された。一方で、依然として速度には不自然な変化が存在しており、完全な補正には至っていないことが確認された。(c)加速度の FFT 結果から、20 秒抽出後も低周波成分が多く含まれており、可視的には確認しにくいドリフトが発生していることが確認された。

第二に、この低周波成分がセンサのドリフトに対応すると考え、ハイパスフィルタを用いた低周波成分の除去を実施した。具体的には、逆高速フーリエ変換（以下、「逆 FFT」とする）を用いる手法を採用した。本手法は、FFT 結果に基づき、事前に決めた周波数のフィルタリングを実施し、その後、周波数領域から得られたデータを再度時間領域に変換するものである。図 7 に示した 20 秒間の抽出結果に対して、ハイパスフィルタを 2Hz として適用した解析結果（以下，[HPF (high pass filter)]とする）を図 8 に示す。(a)加速度の時刻歴は CUT と同様に視覚的なドリフトは確

認されなかった。また、(b)速度の時刻歴を NOR および CUT と比較すると、波形に明らかな差異が認められ、特に振幅は CUT と比較しても 1/100 程度まで低減し、岩塊がその場で小さく振動している挙動を得ることができた。(c)加速度の FFT から 2Hz 以下が除去されていることがわかる。

最後に、NOR、CUT、HPF の解析結果における RMS 速度振幅比を表 3 に示す。NOR における RMS 速度振幅比は 1.92 を示し、同一基盤上での計測にもかかわらず約 2 倍も速度振幅比に差が生じた。次に、CUT 処理における RMS 速度振幅比は 1.36 を示し、NOR と比較して 1.0 に近づいたことが確認された。さらに、HPF 処理における RMS 速度振幅比は 1.05 を示し、1.0 に極めて近い値を示した。以上より、計測時間 20 秒間の抽出および逆 FFT によるハイパスフィルタ適用の有効性が示された。

表 3 図 6-8 における RMS 速度振幅比の算出結果

	RMS 速度振幅比
NOR	1.92
CUT	1.36
HPF	1.05

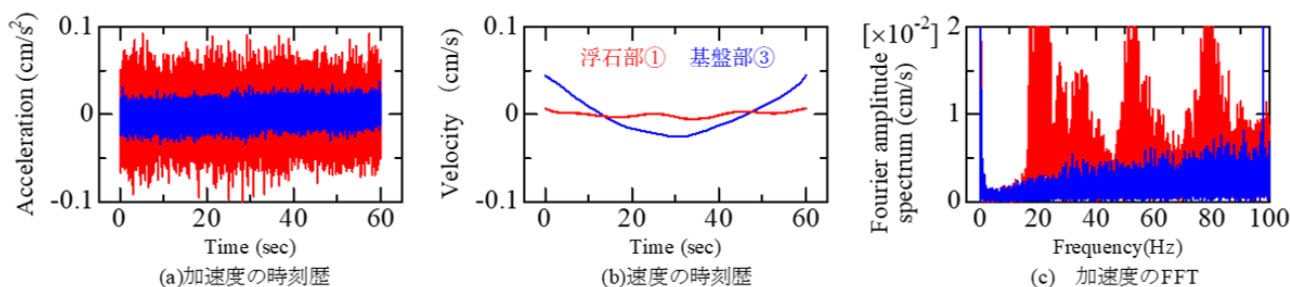


図 9 計測時間60秒の結果：[NOR]

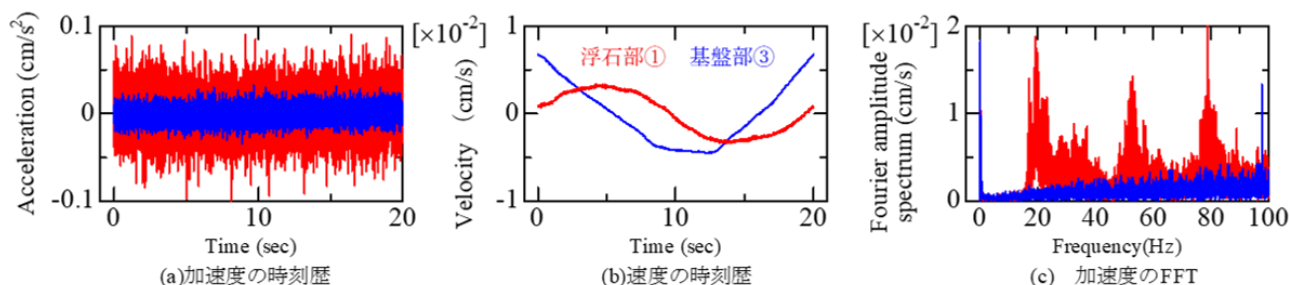


図 10 計測時間20秒選定後の結果：[CUT]

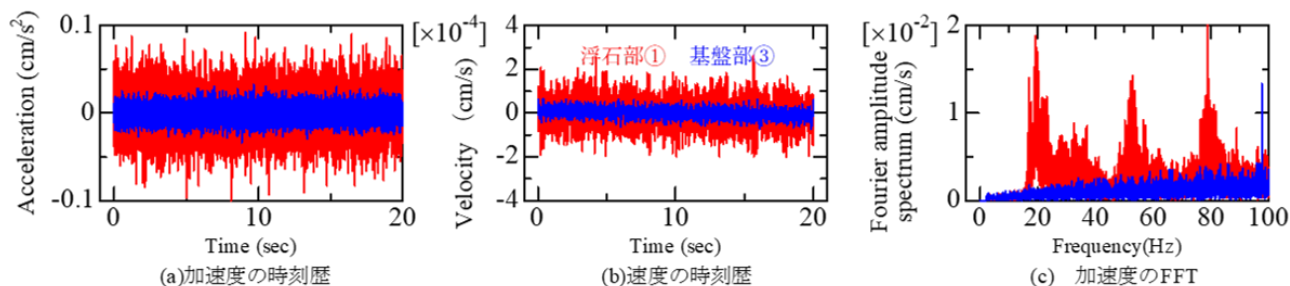


図 11 ハイパスフィルタ2Hz 適用後の結果：[HPF]

4.2 落石危険度振動調査

次に、浮石部と基盤部にセンサをそれぞれ設置し、前節で示した方法に基づいて、対象岩塊の落石危険度振動調査を行った。具体的には、浮石部①と基盤部②③において(図 5 参照)計 19 回の計測を実施した。計 19 回の代表として、図 9 に計測時間 60 秒(以下、[NOR])における、X 方向の(a)加速度の時刻歴、(b)速度の時刻歴、(c)加速度の FFT を示す。赤色の波形が浮石部①、青色の波形が基盤部③の計測結果を示す。(a)加速度の時刻歴より、基盤部と比較し浮石部における振幅が大きいことが確認された。一方で、(b)速度の時刻歴においては、センサが有するドリフトの個体差に起因して、浮石部よりも基盤部の速度が大きく示された。(c)加速度の FFT 解析から、低周波成分の卓越が確認されている。

次に、図 9 に示した 60 秒間の計測結果のうち、20 秒から 40 秒の区間を抽出し再解析した結果(以下、[CUT]とする)を図 10 に示す。(a)加速度の時刻歴、(b)速度の時刻歴、(c)加速度の FFT のいずれにおいても、NOR と同様の傾向が確認された。ただし、加速度の可視的なドリフトは減少し、速度の振幅も減少傾向が示された。

最後に、図 10 に示した 20 秒間の抽出結果に対して、ハ

イパスフィルタ 2Hz を適用した解析結果(以下、[HPF]とする)を図 11 に示す。図 11 に示す(a)加速度の時刻歴は、NOR と同様の傾向が確認された。一方、(b)速度の時刻歴は、NOR および CUT と比較して速度が大幅に抑制されており、岩塊が本来有する振動特性が明瞭に示されていると考えられる。このことから、ハイパスフィルタの有効性が確認できる。

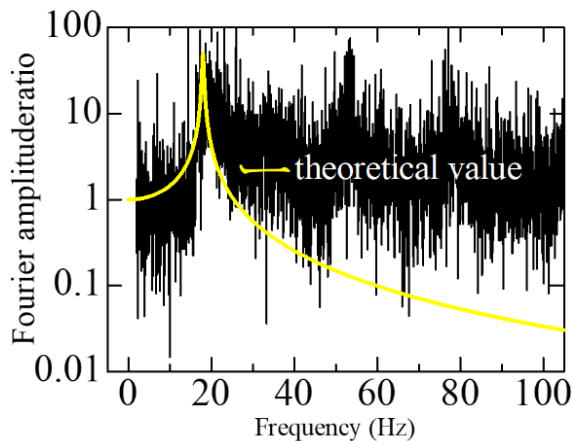
次に、NOR、CUT、HPF の解析結果における RMS 速度振幅比を表 4 に示す。NOR における RMS 速度振幅比は 0.14 を示し、浮石部の加速度が明らかに大きいにもかかわらず、基盤部が浮石部の速度を上回るという逆転が生じている。次に、CUT においては RMS 速度振幅比が 0.66 を示し、程度は減少したが、NOR と同様に逆転が生じている。一方、HPF における RMS 速度振幅比は 3.17 を示し、基準値の 2.0 以上の値を示す結果が得られた。以上の結果から

表 4 図 9~11における RMS 速度振幅比の算出結果

	RMS 速度振幅比
NOR	0.14
CUT	0.66
HPF	3.17

も、本センサ適用において CUT と HPF という 2 つの処理の有効性が示された。

また、図 11 の HPF の解析結果における周波数応答関数を図 12 に示す。図中の黄色の線は、モデルの逆解析により得られた理論値を重ね合わせたものである。図 12 では、卓越箇所が 3 か所確認され、そのうち最も低い周波数帯域に対して、モデルの逆解析により得られた理論値を適用した。その結果、卓越周波数 18Hz、減衰定数 0.01 が得られ、当該岩塊は不安定と判定された。



(d) 周波数応答関数

図 12 図 11 の HPF 結果における周波数応答関数

4.3 落石危険度判定図

浮石部および基盤部にセンサを設置して実施した全 19 回の計測結果を危険度判定図により図 13 および図 14 に示す。計測時間 20 秒の抽出およびハイパスフィルタ 2Hz の適用により得られた結果から作成したものである。はじめに、落石危険度判定図より RMS 速度振幅比には全体としてばらつきが見られた。このことから、信頼性の高い評価を実施するためには、単回の計測ではなく、複数回の計測が必要であると言える。計測データにばらつきが生じることは、対象が自然環境である以上不可避な不確実性に起因するものと考えられる。図 13 に示す、RMS 速度振幅比と卓越周波数における落石危険度判定図においては、X 方向の結果がほぼ全ての不安定領域に分布しており、当該岩塊の X 方向の不安定性が強く示された。著者らは調査前に Z 方向が主観的に最も不安定と予想していたが、この判定は異なる結果であった。したがって、3 成分のセンサを用いることで、目視では判断しにくい評価が可能になると言える。また、Y 方向および Z 方向においても、多くのデータが不安定領域あるいはその周辺に分布しており、3 方向いずれにおいても不安定の兆候が確認された。図 14 に示す RMS 速度振幅比と減衰定数における落石危険度判定図においても同様であり、X 方向の結果は不安定領域に集中し、Y、Z 方向においても同様の傾向が確認された。これらは、落石対策便覧に基づく安定度評価と一致し、本センサの落石危険度振動調査への有効性が示された。

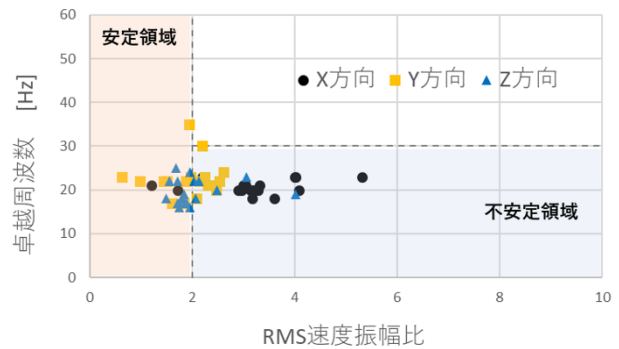


図 13 落石危険度判定図 (RMS 速度振幅比-卓越周波数)

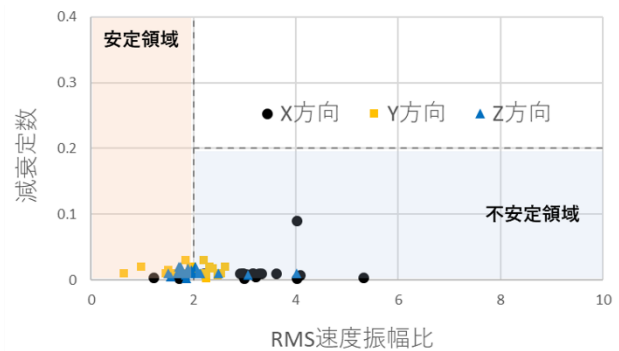


図 14 落石危険度判定図 (RMS 速度振幅比-減衰定数)

5. 結論および今後の課題

本研究では、岐阜県下呂市がんだて公園の岩塊を対象に、3 成分小型加速度センサを用いて、落石危険度振動調査を実施し、その適用方法について検討した。その結果、以下の 3 点が明らかとなった。

- 1) 同一基盤上での計測を実施した結果、本センサの個体差に起因する「ドリフト」現象が観察され、落石危険度評価への悪影響が確認された。この対策として、計測時間の適切な選定および低周波成分の除去を行うことで、適切な振動特性を明瞭に抽出することが可能となり、評価精度を向上させることができた。
- 2) 1)の方法に基づき、対象岩塊に対して落石危険度振動調査を実施した結果、対象岩塊は「不安定」と判定された。したがって、調査前に得られていた落石対策便覧に基づく安定度評価と本研究における落石危険度振動調査による評価は一致した。
- 3) 著者らが調査前に目視により不安定と予想していた方向とは異なる方向で不安定と判定された。したがって、3 成分加速度センサを用いることで、目視では判断しにくい方向別の評価が可能となり、その有効性も示唆された。

今後は、他の岩塊への適用事例を増やし計測データを蓄積し、統計的手法により判定傾向を分析することで、判定精度の向上を図る。また、引き続き最適なフィルタリング周波数の設定やドリフトへの適切な適用方法の検討を行

う。最終的には、測定から危険度判定までの自動システムを構築し、安全かつ実用性の高い落石評価手法の確立を目指す。

謝辞

馬瀬建設株式会社の角脇陸大氏には現地計測におけるセンサ設置などの準備においてご協力頂いた。ここに謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 公益社団法人日本道路協会：落石対策便覧，丸善出版，p-59, pp. 331-333, 2017.
- 2) 緒方健治，松山裕幸，天野淨行：振動特性を利用した落石危険度の判定，土木学会論文集，No. 749/VI- 61, pp. 123-135, 2003.
- 3) 藤田鶴也，瀧澤嘉男：落石危険度振動調査法の応用利用—岩盤接着工の対策効果確認—，全地連「技術 e-フォーラム2009」松江, pp. 1-2, 2009.
- 4) 藤原 優，三塚 隆，久田裕史，竹本 将：岩塊の長期振動モニタリングによる安定性評価に関する考察，土木学会論文集 C (地圏工学), Vol. 75, No. 4, pp. 415-429, 2019.
- 5) LOGICALPRODUCT：「高精度ワイヤレス加速度センサ」，型番[LP-WS92-EACS01-2]，入手先<<https://lp-d.co.jp/list/detail/6>> （参照 2025.7.3）

第2セッション
(13:30～14:50)

司会：京川 裕之
(名古屋工業大学)

摩擦を考慮した動的変形解析による stick-slip 試験の要素性に関する検証
Validation of elementality on stick-slip experiment
by dynamic deformation analysis considering friction

安池亮¹, 豊田智大², 野田利弘²

1 名古屋大学大学院・工学研究科土木工学専攻・yasuike.ryo.z9@s.mail.nagoya-u.ac.jp
2 名古屋大学大学院・工学研究科土木工学専攻

概 要

構成モデルの開発・妥当性検証に際して行われる力学試験（要素試験）は、諸量の空間分布が時々刻々と変化する「初期値境界値問題」であり、試験者は常にその効果を踏まえた実験事実の解釈が求められる。本稿では、著者らが提案した上下負荷面摩擦モデルを搭載した動的微小変形弾性解析を用いて、摩擦構成則の Validation に使用される Heslot et al.¹⁾による摩擦試験の初期値境界値問題としての効果について検証を行った。その結果、荷重載荷点位置に応じた接触力分布の非一様化が確認されたほか、すべり状態にある物体の摩擦力評価における慣性力考慮の必要性が示唆された。

キーワード：摩擦, Stick-slip, 弾塑性, 構成式, 動的解析

1. はじめに

地盤変形解析をはじめとした固体変形解析の境界条件は、通常、変位既知の Dirichlet 境界条件と荷重既知の Neumann 境界条件の二者択一で与えられる。しかし、二物体間の接触面は、固着状態とすべり状態を遷移する強非線形現象を呈する。したがって、杭の貫入／引抜などの構造物と地盤の相互作用問題を詳細に理解するためには、接触面の過渡的現象および接触力変動を記述可能な摩擦モデルおよびそれを導入した地盤の変形解析の開発が求められる。

著者らはこれまで、接触面の固着状態～すべり状態の遷移に伴う連続的な摩擦力変化を記述可能な弾塑性摩擦構成則として、上下負荷面摩擦モデル²⁾を開発してきた。同モデルは、Ozaki et al.³⁾の下負荷面摩擦モデルに Asaoka et al.⁴⁾の上負荷面概念を導入したモデルである。動摩擦より大きな静止摩擦力が接触面の構造（凝着作用）に起因して発現すると考え、その発展則として、静止摩擦から動摩擦への強度低下（塑性すべりに伴う構造の喪失）および動摩擦から静止摩擦への強度上昇（時間経過に伴う構造の回復）を表現している。さらに、既報⁵⁾では、同モデルを連続体の境界条件（接触力境界条件）として適用した動的微小変形弾性解析手法を開発し、単純せん断場における法線応力の非一様化に伴う接触面上のすべり伝播挙動の解明を行ってきた。

ところで、構成モデルの開発時には、力学試験（要素試験）が行われ、その結果に基づいたモデルの Validation が

なされるが、その挙動は対象領域内で変形および状態量の分布が一様であることを前提として解釈される。代表的な摩擦実験としては、Heslot et al.¹⁾が考案した図 1 の試験機が挙げられる。同試験機は、固定された平板上に置かれた試験体を板バネにより載荷して stick-slip 現象を発生させる plate-on-plate 型の試験機である。詳細は次章に譲るが、Ozaki et al.³⁾は同様の試験機により試験体の上載荷重を変えた実験結果と、下負荷面摩擦モデルを組み込んだ質点動力学計算の結果の比較により、モデルの Validation を実施している。しかし、実現象は、試験体の幾何形状や荷重載荷点位置によって接触面の接触力分布が変化する「初期値境界値問題」であると考えられる。したがって、摩擦試験に潜む「初期値境界値問題」としての効果を検証しておくことは、実験結果を適切に解釈する上で極めて重要である。

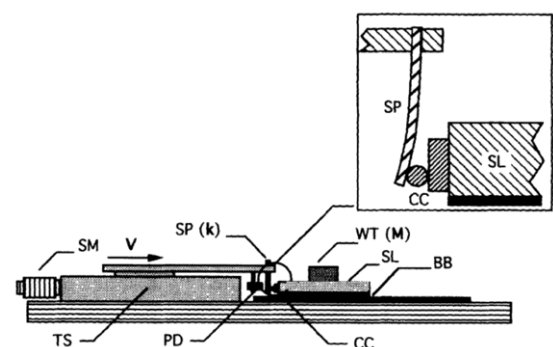


図 1 Stick-slip 試験機の概形 (Heslot et al.¹⁾ より)

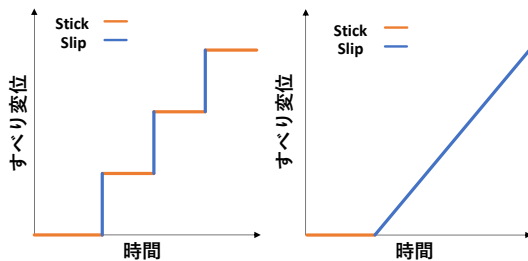
そこで本稿では、上下負荷面摩擦モデルを搭載する動的微小変形弾性解析を拡張し、plate-on-plate 型の摩擦実験の再現解析を行う。同試験における初期値境界値問題としての効果を明らかにすることで、質点動力学問題（初期値問題）と見做すことの是非を論じる。そして、計算結果により明らかとなった、stick-slip 試験を行う上での実施・計測方法に関する留意事項について指摘する。

2. Plate-on-plate 型 stick-slip 試験機の概要

本章では、Heslot et al.¹⁾が開発した図 1 の試験機による plate-on-plate 型の stick-slip 実験について概説する。本試験は、底面となる基板の上に 2 mm 厚の Bristol board を敷き、その上に Slider (SL) となる物体が設置されている。Slider は 1 cm 厚のジュラルミンの底面に 2 mm 厚の Bristol board が接着してあり、基盤と接触面積 100 cm² (10 cm×10 cm) で接する 300 g の物体である。また、おもり (WT) を Slider 上に載せることで接触面に作用する垂直抗力（法線応力）を可変にしている。また、ステッピングモーター (SM) により水平方向に一定速度 V で駆動するステージ (TS) の先端に板バネ (SP) が取り付けられており、この板バネを介して Slider に水平荷重（復元力）が作用する機構となっている。また、板バネのたわみによる載荷点位置の変化を低減するために、円筒状のシリンダー (CC) が板バネの先端に取り付けられている。

本試験機では次の 1)～3)のプロセスを繰り返すことで、図 2 (a)に示すような階段状のすべり変位と時間関係を示す間欠現象（stick-slip 現象）を発生させる。

- 1) ステージの移動に伴い板バネがたわむことで Slider に復元力が作用する（Stick 状態）
- 2) 板バネの復元力が接触面の最大静止摩擦力を超過したときに Slider がすべり出す（Slip 状態）
- 3) あるところまですべると接触面での動摩擦抵抗と板バネの復元力低下に伴い Slider が停止する



(a) Stick-slip 現象

(b) 安定すべり

図 2 摩擦由来の力学現象

一方で、大きなステージ速度 V や剛性の大きな板バネを用いて実験を行うと、間欠的なすべりが低減され、slip 状態が恒常的に発生する安定すべり（図 2 (b)）に転じる。機械工学分野では、stick-slip 現象は車輪の車軸などの機械要素の摩耗や構造物間の騒音などの原因になるため、いかに

に恒常的なすべり（安定すべり）を実現するかが重要とされている。

3. 摩擦を考慮した動的変形解析の概要と実験条件を再現するための計算処理

3.1 では、連続体の境界条件として摩擦を考慮した動的微小変形弾性有限要素解析の概要を述べる。本稿では、接触面での摩擦挙動を記述する摩擦構成則として著者らが考案した上下負荷面摩擦モデルを用いた定式化を説明する。3.2 では、前章で概説した stick-slip 試験を計算機上で再現するために行った計算処理について説明する。

3.1 摩擦を考慮可能な上下負荷面摩擦モデルを搭載する速度型動的微小変形弾性解析の概要

まず、本稿で使用した有限要素法に基づく摩擦を考慮した動的変形解析手法の要諦を述べる。本手法は、一般的な速度型の運動方程式で記述される固体変形解析の荷重速度境界条件と変位速度境界条件に加え、物体に接する母材の速度 $\mathbf{v}_m$ を与える接触力境界を新たに導入した手法である。（図 3）

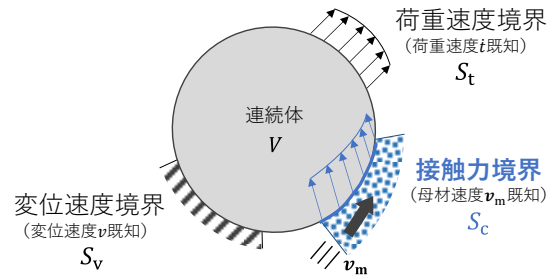


図 3 接触力境界を導入した境界条件

すなわち、弱形式化された速度型の運動方程式は次式で与えられる。

$$\int_V \rho \dot{\mathbf{v}} \cdot \delta \mathbf{v} dV + \int_V \dot{\boldsymbol{\sigma}} \cdot \delta \boldsymbol{\varepsilon} dV = \int_V \dot{\mathbf{b}} \cdot \delta \mathbf{v} dV + \int_{S_t} \dot{\mathbf{t}} \cdot \delta \mathbf{v} dS + \int_{S_c} \dot{\mathbf{f}}_c \cdot \delta \mathbf{v} dS \quad (1)$$

ここに、 ρ は物体の密度、 $\dot{\boldsymbol{\sigma}}$ は物体の応力速度テンソル、 $\dot{\mathbf{b}}$ は単位体積あたりの物体力速度、 $\dot{\mathbf{t}}$ は既知の表面力速度、 $\dot{\mathbf{f}}_c$ は接触力境界に作用する接触応力速度を表す。 $\mathbf{v}$ は物体の変位速度、 $\delta \mathbf{v}$ は仮想変位速度（ただし、変位速度境界 S_v 上で $\delta \mathbf{v} = \mathbf{0}$ ）、 $\delta \boldsymbol{\varepsilon}$ は仮想ひずみ速度を表す。ここで、式(1)右辺第 3 項中の接触応力速度 $\dot{\mathbf{f}}_c$ の記述には、著者らが開発した上下負荷面摩擦モデルを適用する。同モデルの詳細な導出過程は既報²⁾を参照されたい。接触力境界面上の応力速度とすべり速度の関係は次式で記述される。

$$\{\mathbf{f}_c\} = \begin{cases} [\mathbf{C}^e] \{\dot{\mathbf{v}}^N\} + \mathbf{C}^e \{\mathbf{t}\} & \cdots \text{負荷時} \\ [\mathbf{C}^e] \{\dot{\mathbf{v}}^N\} & \cdots \text{除荷時} \end{cases} \quad (2)$$

ここに、 $[\mathbf{C}^e]$ 、 $\mathbf{C}^e$ は上下負荷面摩擦モデルに基づくマトリクス、 $\{\mathbf{t}\}$ は接触力境界面上における接単位ベクトルである。

表記法は既報²⁾に準ずる。また、接触力境界面上の節点における相対すべり速度 $\{\dot{\mathbf{v}}^N\}$ は、未知の物体変位速度 $\{\dot{\mathbf{v}}^N\}$ と既知の母材変位速度 $\{\dot{\mathbf{v}}_m^N\}$ を用いて、 $\{\dot{\mathbf{v}}^N\} = \{\dot{\mathbf{v}}^N\} - \{\dot{\mathbf{v}}_m^N\}$ と表される。したがって、弱形式化した運動方程式（式(1)）の右辺第3項の被積分項は以下のように記述される。ただし、ここでは接触力境界面上における物体の変位速度 $\{\dot{\mathbf{v}}^N\}$ と母材の変位速度 $\{\dot{\mathbf{v}}_m^N\}$ を系全体の要素の各節点の変位速度 $\{\dot{\mathbf{v}}^N\}$ と母材の変位速度 $\{\dot{\mathbf{v}}_m^N\}$ に拡張して記述する。 $[\tilde{N}]$ は有限要素法の形状関数マトリクスである。

$$\begin{aligned} \dot{\mathbf{f}}_c \cdot \delta \mathbf{v} &= \{\delta \mathbf{v}^N\}^T \left\{ [\tilde{N}]^T \{\dot{\mathbf{f}}_c\} \right\} \\ &= \{\delta \mathbf{v}^N\}^T \left\{ \begin{aligned} &[\tilde{N}]^T [\mathbf{C}^{ep}] [\tilde{N}] \{\mathbf{v}^N\} \\ &- [\tilde{N}]^T [\mathbf{C}^{ep}] [\tilde{N}] \{\mathbf{v}_m^N\} + \mathbf{C}^c [\tilde{N}]^T \{\mathbf{t}\} \end{aligned} \right\} \quad \dots \text{負荷時} \\ &= \{\delta \mathbf{v}^N\}^T \left\{ \begin{aligned} &[\tilde{N}]^T [\mathbf{C}^e] [\tilde{N}] \{\mathbf{v}^N\} \\ &- [\tilde{N}]^T [\mathbf{C}^e] [\tilde{N}] \{\mathbf{v}_m^N\} \end{aligned} \right\} \quad \dots \text{除荷時} \end{aligned} \quad (3)$$

$\{\delta \mathbf{v}\}$ の任意性を考慮し、アセンブリングすると、運動方程式の有限要素離散化式は次式で表現できる。

$$\mathbf{M}\{\ddot{\mathbf{v}}^N\} + (\mathbf{K} - \mathbf{K}_c)\{\mathbf{v}^N\} = \{\dot{\mathbf{f}}^0\} + \{\dot{\mathbf{f}}^c\} \quad (4)$$

ここに、 $\mathbf{M}, \mathbf{K}, \{\dot{\mathbf{f}}^0\}$ は変位速度境界条件を考慮することで縮約された有限要素法における全体質量マトリクス、全体剛性マトリクス、全体接点荷重ベクトルである。また、上下負荷面摩擦モデルに基づくマトリクスおよび荷重ベクトルである $\mathbf{K}_c, \{\dot{\mathbf{f}}^c\}$ は次式のように表される。

$$\mathbf{K}_c = \begin{cases} \sum_{(e)} \int_{S_{c(e)}} [\tilde{N}]^T [\mathbf{C}^{ep}] [\tilde{N}] dS & \dots \text{負荷時} \\ \sum_{(e)} \int_{S_{c(e)}} [\tilde{N}]^T [\mathbf{C}^e] [\tilde{N}] dS & \dots \text{除荷時} \end{cases} \quad (5)$$

$$\{\dot{\mathbf{f}}^c\} = \begin{cases} \sum_{(e)} \int_{S_{c(e)}} \left\{ -[\tilde{N}]^T [\mathbf{C}^{ep}] [\tilde{N}] \{\mathbf{v}_m^N\} + \mathbf{C}^c [\tilde{N}]^T \{\mathbf{t}\} \right\} dS & \dots \text{負荷時} \\ \sum_{(e)} \int_{S_{c(e)}} \left\{ -[\tilde{N}]^T [\mathbf{C}^e] [\tilde{N}] \{\mathbf{v}_m^N\} \right\} dS & \dots \text{除荷時} \end{cases} \quad (6)$$

ここに、 $S_{c(e)}$ は要素境界毎の接触力境界、 $\Sigma_{(e)}$ はアセンブリング操作を表す。

Noda et al.⁹⁾に倣い躍度（加速度の物質時間微分）の線形性を仮定した Wilson- θ 法で式(4)を陰的に解くことで、状態更新を行った。本解析手法では、各接点に作用する接触力を、接触力境界において定義した接触応力（1次のアイソパラメトリック要素で補間）の Gauss 積分により算出している。また、接触力境界上の2点の Gauss 点上に定義している接触面の物理量（接触応力、構造の程度など）についても台形公式を用いて陰的に状態更新を行った。これにより、接触力境界面での状態（固着／すべり状態）に応じた接触力変動を考慮可能な動的変形解析を実現している。

3.2 Stick-slip 実験を動的微小変形弾性解析で行う際の計算処理

前章で概説した stick-slip 実験を平面ひずみ条件を仮定した動的微小変形弾性解析で実現するために、解析対象で

ある Slider を四角形要素（1次のアイソパラメトリック要素）で有限要素離散化するとともに、板バネを一次元バネ要素（ばね定数： k ）でモデル化した（図4）。すなわち、解析対象の物体を構成する全体節点番号に加えて、Driverを表す x 方向の自由度 $u^{(ex)}$ を新たに加え、載荷点となる節点 (i) の x 方向の自由度 $u_x^{(i)}$ とのバネを介した荷重伝達を考慮した。

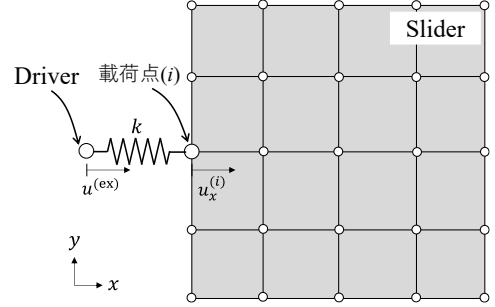


図4 Stick-slip 実験の離散モデル

以上より、Slider～Driver系（Sliderを構成する全節点自由度+Driverの x 方向自由度）の弱形式は、次式で与えられる。

$$\begin{aligned} &\begin{Bmatrix} \{\delta \mathbf{v}^N\} \\ \delta v^{(ex)} \end{Bmatrix}^T \left(\begin{bmatrix} \mathbf{M} & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\ddot{\mathbf{v}}^N\} \\ \ddot{v}^{(ex)} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K} - \mathbf{K}_c & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\mathbf{v}^N\} \\ v^{(ex)} \end{Bmatrix} \right. \\ &\quad \left. + \begin{bmatrix} k & -k \\ -k & k \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{0\} \\ \{0\} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} u_x^{(i)} \\ v^{(ex)} \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} \{\dot{\mathbf{f}}^0\} + \{\dot{\mathbf{f}}^c\} \\ \dot{f}^{(ex)} \end{Bmatrix} \right) = 0 \end{aligned} \quad (7)$$

ここで、実験ではステッピングモーターによりステージ（Driver）が既知の変位速度（ $v^{(ex)} = \text{const.}$ ）で動くことを考慮すると、式(7)は縮約することができるため、結局、空間離散化した方程式の自由度は元の離散化式(4)と同じになる。したがって、離散化式は次式となる。

$$\mathbf{M}\{\ddot{\mathbf{v}}^N\} + (\mathbf{K} - \mathbf{K}_c + \mathbf{K}_s)\{\mathbf{v}^N\} = \{\dot{\mathbf{f}}^0\} + \{\dot{\mathbf{f}}^c\} + k\{\mathbf{v}^{(ex)}\} \quad (8)$$

ここに、 $\mathbf{K}_s$ は載荷点となる節点 (i) の x 方向に自由度に対応する対角成分にのみばね定数 k を持つ拡大係数マトリクスである。右辺第3項の $\{\mathbf{v}^{(ex)}\}$ は同自由度部分にのみ成分を持つベクトルである。本式を前節同様に、躍度の線形性を仮定した Wilson- θ 法で陰的に状態更新を行った。

4. Stick-slip 実験における板バネの載荷点位置が接触力分布に与える影響

本章では、板バネを介した Slider の荷重載荷点位置を上に変化させ、載荷点位置が接触力分布に及ぼす影響を評価した。本稿では、Ozaki et al.³⁾の実験に倣い解析条件を設定した。また、初期値境界値問題としての効果を議論するため、既報²⁾で行った図5に示すバネ～質点系モデルによる質点動力学計算（初期値問題）の結果も併記する。

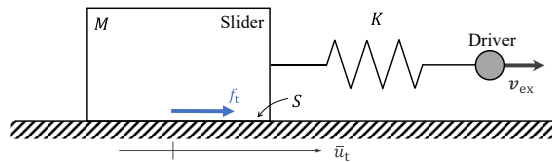


図 5 バネ～質点系モデル

4.1 解析条件

解析メッシュは、図 6 に示すように Bristol board を 1 mm×2 mm の長方形メッシュ、その上のジュラルミンを 2 mm×2 mm の正方形メッシュでそれぞれ分割した計 350 要素で構成される。また、4 種類の Slider の質量に対して stick-slip 実験を実施した Ozaki et al.³⁾の実験のうち質量が 3.5 kg の実験条件を検討対象と設定した。それに伴い、3.5 kg の質量に相当する法線応力が接触面にかかるように Slider 上部に等分布荷重を作用させている。解析に使用した接触面の物性値、発展則パラメータ、外力条件、初期条件は Ozaki et al.³⁾を参考に表 1 の通り設定した。ただし、本稿では単純化のため、摩擦係数は変化しない安定すべりを呈するパラメータの組を設定した。Slider (ジュラルミン・Bristol board) の弾性体パラメータは表 2 に示す通りであるが、機械設計便覧⁷⁾および既往研究⁸⁾⁹⁾を参考にしており、Bristol board の密度は、Slider の質量が 300 g になるようにジュラルミンの密度、体積、Bristol board の体積から逆算している。本章で検討した板バネの載荷位置については、表 3 に示すように載荷点がジュラルミンとなる 4 ケースを考えた。

表 1 各種パラメータおよび初期条件

接触面の物性値	
静止摩擦係数 μ_s	0.16
動摩擦係数 μ_k	0.12
接線方向のペナルティ係数 α_t (N/mm ³)	1000
法線方向のペナルティ係数 α_n (N/mm ³)	1000
発展則パラメータ	
正規圧密度化指数 r (mm ⁻¹)	100
構造喪失速度を規定する材料定数 κ (mm ⁻¹)	0.0
構造喪失速度を規定する材料定数 m	-
構造回復速度を規定する材料定数 ξ (s ⁻¹)	0.0
構造回復速度を規定する材料定数 n	-
外力条件	
バネ定数 K (N/mm)	6.87
ドライバの接線方向速度 v_{ext} (mm/s)	0.04
初期条件	
初期の構造の程度 $1/R_0^s (= \mu_s/\mu_k)$	1.33
初期法線応力 f_{n0} (N/mm ²)	3.43×10^{-3}
初期接線応力 $-f_{t0}$ (N/mm ²)	1.0×10^{-7}

表 2 弾性体パラメータ

材料	弾性係数 E (GPa)	ポアソン比 ν	密度 ρ (g/cm ³)
ジュラルミン	74.48	0.33	2.79
Bristol board	4.90	0.18	1.05

表 3 解析ケース

ケース	底面からの高さ (mm)
1	4.0
2	6.0
3	8.0
4	10.0

4.2 解析結果と考察

質点動力学計算により求めた摩擦力和動的変形解析における各ケースでの接触力境界上に働く接触力 (Gauss 点に定義した接触応力の面積分値) の合力を図 7 に示す。また、上記の接触力境界上の接触力を接触断面で除した法線応力および接線応力の時刻歴のコンターを図 8, 図 9 に示す。図 7 の結果を見ると、すべてのケースにおいて質点動力学計算で得られる摩擦力和接触面の摩擦力の合力は同様の傾向を示しており、安定すべりを呈する本実験条件において初期値問題としての解と初期値境界値問題としての解には大きな差はないことが分かる。一方、図 8 より接触面の法線応力分布は載荷に伴って非一様化しており、載荷点付近の接触面に働く法線応力は減少し、逆に載荷点から離れた接触面に働く法線応力は上昇している。特に、載荷点が一番高いケース 4 では、その非一様化が顕著である。以上のような非一様化は、Slider に板バネの復元力に由来する時計回りのモーメントが作用することで生じる。つまり、載荷側の接触面では物体が母材から離れようとして法線応力が減少するのに対し、載荷点から離れた位置の接触面では、物体が床にめり込もうとして法線応力が増加する。この法線応力変動により、それぞれの面で持つことのできる摩擦力が変化することで、図 9 の(c),(d)のように接線応力分布においても非一様化が生じる。以上を踏まえると、Ozaki et al.³⁾が行った実験は、今回の安定すべり条件下では初期値問題と初期値境界値問題で系全体のすべり挙動に大差はないものの、板バネを高い位置から載荷することで接触力分布が非一様化することが明らかとなった。このことから、図 1 に示す plate-on-plate 型の試験機で摩擦試験を行う上では、板バネの載荷点は可能な限り低い位置に設定することで、境界値問題としての効果を抑制し、系の応答を初期値問題あるいは構成式応答として捉えることが可能になるといえる。

5. 板バネの振動現象に関する考察

Plate-on-plate 型の stick-slip 試験において、図 10 に示すように Driver 速度が大きい場合などに、実験中に板バネの振動が観測されている。固体と粒状体の摩擦実験を行った Nasuno et al.¹⁰⁾においても同様の現象が確認されているが、Nasuno et al.¹⁰⁾は摩擦係数 μ を板バネの復元力 F_t を用いて $\mu = F_t/Mg$ としている。前述のとおり、摩擦モデルの妥当性検証では、摩擦実験に潜む初期値境界値問題としての効果を理解することは重要であり、仮に板バネの振動現象を接触面での stick-slip 現象と見誤ると、接触面に働く摩擦力

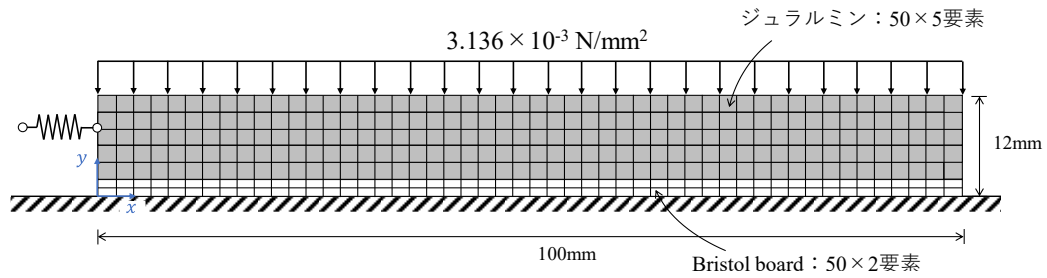


図 6 解析メッシュおよび境界条件

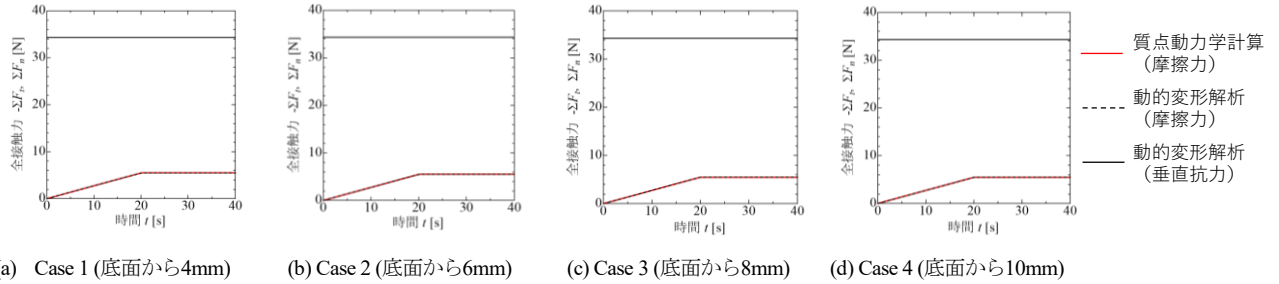


図 7 質点動力学計算による摩擦力と動的変形解析における接触面における全接触力

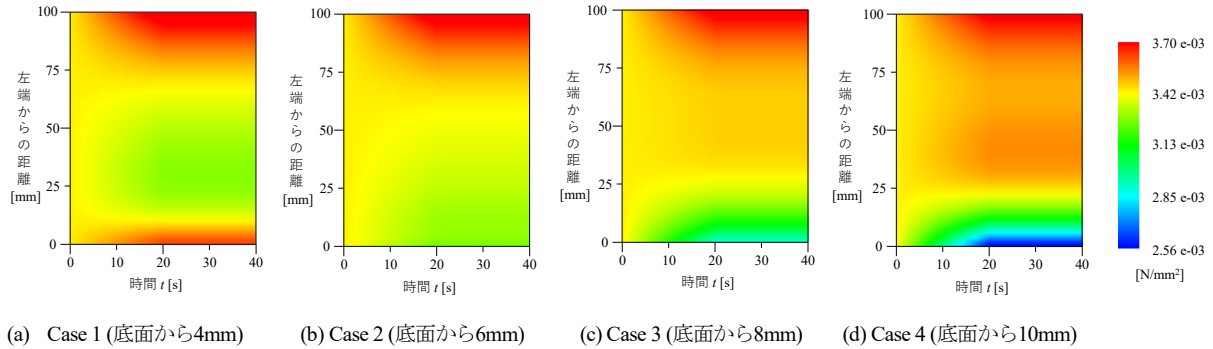


図 8 接触力境界における法線応力分布の時刻

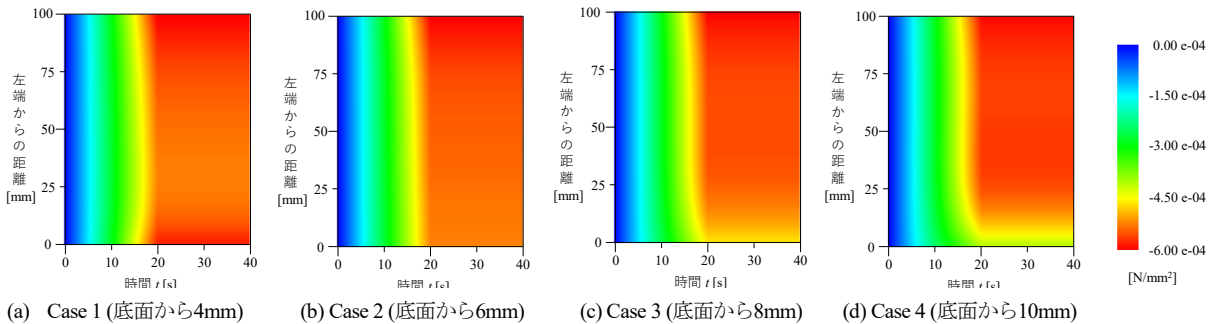


図 9 接触力境界における接線応力分布の時刻歴

を不適切に評価することに繋がってしまう。そこで、本章では大きな Driver 速度の条件で摩擦実験の再現解析を行い、板バネの復元力から摩擦力を推定する際に慣性力を考慮することの重要性を指摘する。

5.1 解析条件

解析条件は前章にて、モーメントによる接触応力変動を抑えることのできるケース 1 に対して、表 4 に示す 3 種類の Driver 速度を用いて解析を実施した。つまり、一度滑り始めると、接触面に働く摩擦力は一定となる条件での解析となっている。

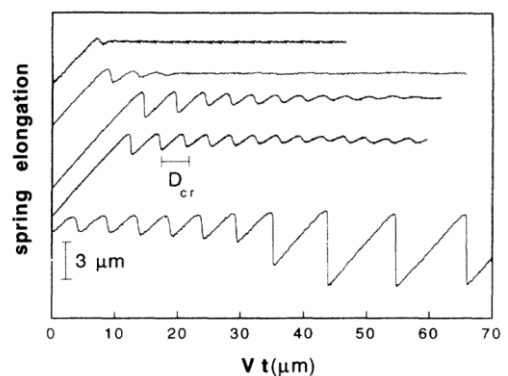


図 10 バネの伸び量の振動現象 (Heslot et al.¹⁾ より)

表 4 解析条件

ケース	Driver 速度 (mm/s)
5	0.04
6	0.40
7	4.00

5.2 解析結果および理論解との比較

表 4 に示した 3 ケースのバネの復元力と接触面に働く摩擦力の合力の時刻歴を図 11 に示す。ここで、Driver 速度の増加に伴いすべり出す時刻が変化していることに留意されたい。これを見ると、速度が一番大きなケース 7 において、確かにバネの振動現象が確認される。一方、摩擦係数を一定とすることで安定すべりを生じる本解析条件において、接触面に働く摩擦力はすべり状態に遷移後に一定となっている。この振動現象は、一度滑り出したのちに物体が定応力下で完全に止まることなく加減速を繰り返して発生するものであり、物体の慣性に起因して発生する現象である。したがって、板バネの復元力 F_f を接触力と見做して、物体の荷重 Mg で除したものをそのまま摩擦係数として評価してしまうと、適切に現象を捉えることができない。

またここでは、今回扱った系の理論解を導出し、振動現象のその他の要因を探ることとする。今回扱った系は図 5 に示すバネ～質点系モデルと同じ運動方程式で記述されている。すなわち、

$$M\ddot{u}_t = K(v_{\text{ext}}t - \bar{u}_t) + f_t S \quad (9)$$

ここで、 $t = t_0 = f_t S / K v_{\text{ext}}$ に $\bar{u}_t = 0, \dot{u}_t = 0$ であった物体がすべり状態となり、一定の摩擦力 $f_t S = -\mu Mg (= \text{const.})$ が作用していると仮定すると式(9)の運動方程式の解は次式となる。

$$\bar{u}_t = -\frac{v_{\text{ext}}}{\omega} \sin\{\omega(t - t_0)\} + v_{\text{ext}}t - \frac{\mu Mg}{K} \quad (10)$$

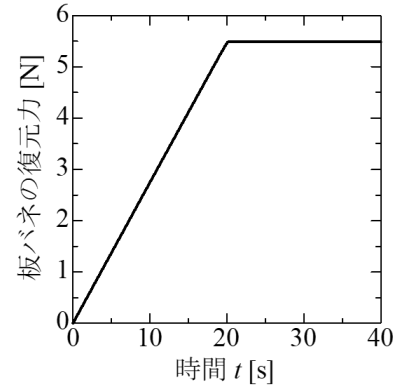
ここに、 $\omega = \sqrt{K/M}$ である。したがって、バネの復元力 F_f は次式となる。

$$F_f = K(v_{\text{ext}}t - \bar{u}_t) = \mu Mg + \frac{K v_{\text{ext}}}{\omega} \sin\{\omega(t - t_0)\} \quad (11)$$

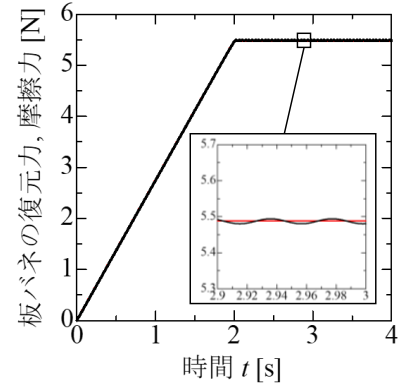
以上から、本章で議論していた板バネの振動現象の振幅は $K v_{\text{ext}} / \omega = v_{\text{ext}} \sqrt{MK}$ であり、周期は $2\pi \sqrt{M/K}$ であることが分かる。Driver 速度を変えて解析を行った解析結果である図 11 の(b),(c)を見ると振幅が 10 倍になっているが、その周期は変わらないことが見て取れる。慣性による板バネの振動現象の振幅が増大する要因は Driver 速度、質量、バネ剛性であり、特に振幅に比例する Driver 速度はその他の要因よりも振動現象を助長することが明らかとなった。

以上より、物体の慣性力に由来する板バネの振動現象の主な要因は大きな Driver 速度にあり、その振動現象の効果を抑えて板バネを介した構成式応答を照査するためには、バネの復元力に加えて変位計により記録された物体の運動 $x = x(t)$ から推定される慣性力 $M\ddot{x}$ を加味して摩擦力を推定する必要があることが改めて確認された。

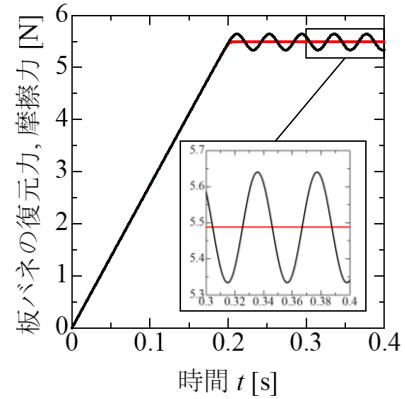
— 摩擦力 — 板バネの復元力



(a) ケース 5



(b) ケース 6



(c) ケース 7

図 11 バネの復元力と摩擦力の時刻歴

6. まとめと今後の展望

本稿では、上下負荷面摩擦モデルを搭載する動的微小変形弾性解析を拡張した解析手法を用いて、摩擦モデルの妥当性検証に用いられている plate-on-plate 型 stick-slip 実験の「初期値境界値問題」としての効果を数値的に検討した。まず、板バネの載荷位置が接触応力分布に及ぼす影響について検証したところ、たとえ摩擦係数一定で安定すべりを呈する定常的な条件であっても、物体の載荷位置によって、接触面の法線応力分布が非一様化することが分かった。したがって、板バネの載荷位置を可能な限りに低い位置に設定することで境界値問題として、効果を抑制することがで

き、接触面全体での接触応力～すべり速度関係の時刻歴を要素挙動と見做せることが明らかとなった。また、stick-slip 実験において、接触面に働く摩擦力を板バネの復元力で代替する実験方法をとると、Driver 速度が大きい条件などで板バネが振動し、安定すべり現象を stick-slip 現象と見誤る可能性があることを確認した。したがって、板バネの復元力に加えて慣性力を考慮して接触面での摩擦力を同定する必要性が示唆された。今後は、より詳細に stick-slip 試験が持つ初期値境界値問題が持つ効果を検証するため、物体の幾何形状が接触応力分布にもたらす効果や stick-slip 現象を呈する解析条件での検証に取り組む予定である。また、本稿で取り上げた Heslot et al.¹⁾と同様の stick-slip 試験機を導入し、上記で得られた知見を踏まえつつ、上下負荷面摩擦モデルの表現能力の Validation を行う。さらに、実験を通じて上下負荷面摩擦モデルの各種パラメータの持つ物理的特性を把握することで、固体同士の摩擦現象から地盤材料などの粒状体と固体同士の摩擦現象までも表現可能な摩擦モデルへ改良することを見込んでいる。

謝辞

本研究の実施にあたり、科学研究費補助金（基盤研究(B): 課題番号 22H01586）の助成および JST 次世代研究者挑戦的研究プログラム JPMJSP2125（東海国立大学機構メイク・ニュー・スタンダード次世代研究事業）の財政支援を受けた。

参 考 文 献

- 1) Heslot, F., Baumberger, T., Perrin, B.: Creep, stick-slip, and dry-friction dynamics: Experiments and a heuristic model, *Physical Review E*, Vol.49, No.6, pp. 4973-4988, 1994.
- 2) Toyoda, T., Yasuike, R., Noda, T.: Super/sub-loading surface model for constitutive equation of friction, *Tribology International*, Vol. 191, 109080, 2024.
- 3) Ozaki, S., Ito, C., Hashiguchi, K.: Experimental verification of rate-dependent elastoplastic analogy friction model and its application to FE analysis, *Tribology International*, Vol. 64, pp. 164-177, 2013.
- 4) Asaoka, A., Nakano, M., Noda, T.: Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior, *Soils and Foundations*, Vol.40, No.2, pp. 99-110, 2000.
- 5) 安池亮, 豊田智大, 野田利弘: 上下負荷面摩擦モデルによる stick-slip 現象および非一様なすべり伝播過程の数値解析, 第36回中部地盤工学シンポジウム論文集, pp. 87-94, 2024.
- 6) Noda, T., Asaoka, A., Nakano, M.: Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, *Soils and Foundations*, Vol.48, No.6, pp. 771-790, 2008.
- 7) 村田誠四郎: 機械設計便覧, 丸善, No.10, p. 1322, 2002.
- 8) 寺本徳郎, 倉嶋寛貴, 塚本雅敏: A2017-T4の破壊靱性のひずみ速度依存性, *圧力技術*, Vol.42, No.5, pp. 261-268, 2004.
- 9) 木村実, 中尾哲也, 加藤護: 引張試験からの紙のヤング率の実験的算出法, *紙・パ技協誌*, Vol.39, No.11, pp. 1057-1062, 1985.
- 10) Nasuno, S., Kudrolli, A., Bak, A., Gollub, J.: Time-resolved studies of stick-slip friction in sheared granular layers, *Physical Review E*, Vol.58, No.2, pp. 2161-2171, 1998.

堤内基礎地盤構造が噴砂発生から堤体崩壊に与える影響

The effect of embankment foundation soil structure on sand boil and embankment collapse

加藤碩二郎¹，前田健一²，近藤知輝¹，佐々木一真¹

1 名古屋工業大学大学院・工学専攻環境都市プログラム・E-mail address k.kato.398@stn.nitech.ac.jp

2 名古屋工業大学教授 高度防災工学センター

概 要

高水位継続時間の長期化により河川堤防のパイピング破壊の危険性が高まっている中で、河川堤防の被災リスクが高い重点監視箇所を抽出することは、効率的な維持管理のためにも急務である。行き止まり構造もその一つであるが、堤体付近の地層構造によるパイピング破壊への影響については未だ解明されていない点が多い。そこで本稿では、堤内地層構造に着目した模型実験を実施し、堤内の地層構造が噴砂動態及び堤体崩壊に与える影響について検討した。その結果、噴砂の発生位置は行き止まり境界までの距離に依存していることが分かった。また、難透水層の位置の違いから、堤体や基礎地盤の損傷形態が大きく異なることが分かった。

キーワード：浸透，パイピング，噴砂，行き止まり境界，基礎地盤

1. はじめに

近年、河川水が透水性基礎地盤に浸透することにより、堤内地で漏水や噴砂が発生する被災事例が増加している。また、今後も気候変動に伴う豪雨の強度増加や長期化により、高水位の外力が河川堤防に長時間作用することで堤内地での漏水や噴砂の発生・継続を助長し、パイピング破壊に至る危険性は高まると考えられる。そのような中、河川堤防が損傷あるいは破堤する危険性の高い重点監視箇所（図1参照）を抽出するための研究が進められており¹⁾、被災メカニズムの支配因子や評価指標、閾値を明らかにすることは今後の河川管理において重要な課題である。

「河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）」において、パイピング破壊に対する安全性は局所動水勾配あるいは G/W での照査がされている²⁾。被覆土が粘性土のような難透水層である場合は、 G/W で照査がされ、被覆土が砂質土のような低透水層である場合は、局所動水勾配で照査がされている。こうした中、被覆土が難透水層である場合の噴砂の発生過程は解明されつつある³⁾。

一方、「図説河川堤防」において、基礎地盤の一般モデルと浸潤面上昇の関係について6つの地盤構造が述べられており、その中でも堤体裏法尻側に粘性土が分布しているケースでは、堤体内浸潤面上昇が大きいことから堤体の安全に最も影響を及ぼすことがわかっている⁴⁾。そこで本論文では、図2に示すような2つの基礎地盤構

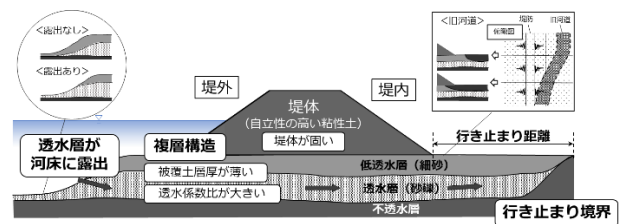


図1 安全性に問題がある堤防諸元

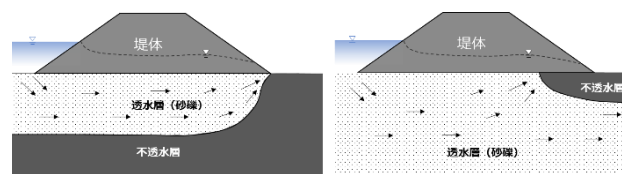


図2 堤体内浸潤面上昇が大きい2ケース

造に着目した。ここで、既報¹⁾では行き止まり構造の危険性が述べられているが、行き止まり地盤や基礎地盤の地層構造の影響による噴砂の発生箇所や空間分布などの発生形態を決定する条件、噴砂発生後の噴砂の裏法尻方向への移動過程、堤体崩壊形態に与える影響については未だ解明されていない点が多い。これらの解明は効率的な水防活動や河川堤防強化のためにも急務である。

本論文では、堤内の裏法尻から行き止まり境界までの距離が、堤内で噴砂が発生し堤体下へ進展していく過程及び堤体崩壊に与える影響を明らかにすることを目的としている。そこで、2章では堤内の難透水性被覆土の有無及び裏法尻から行き止まり境界までの距離を変えて簡易模型実験を実施し、3章では堤内基礎地盤の難透水層

の裏法尻からの距離を変えて模型実験を実施した。以上から、堤内の地層構造が噴砂動態及び堤体崩壊形態に与える影響について検討し、効率的な河川堤防の維持管理方法を提案する。

2. 堤内地層構造条件が異なる実験の結果及び考察

本章では、堤内の難透水性被覆土の有無と裏法尻から行き止まり境界までの距離を変えて簡易模型実験を実施し、堤内の地層構造が噴砂及びパイピングに及ぼす影響を検討する。

2.1 実験概要

図 3 にパイピング実験模型の概略図を示す。堤体は含水比 20%の青粘土を使用した。ただし、堤体をアクリル板で拘束して堤体の変状によるパイピング進展への影響を除去し、パイピングし易くしている。基礎地盤もパイピング危険度が高い条件¹⁾を選び、複層構造とした。下層に高透水層として珪砂 2 号、上層に低透水層として珪砂 7 号を水中落下法で堆積させ、堤外の左端から 20mm を下層（高透水層）の露出部として設置した。試料の粒度分布及び物性値は図 4 に示す。

実験は、裏法尻から行き止まり境界までの距離 l を変えて実施し、被覆土ありを CaseA、被覆土なしを CaseB としている。この時、CaseA の被覆土は難透水層としており、含水比 20%の青粘土を層厚 30mm で締め固め度 80%程度となるよう締め固めた。また、CaseB において、低透水層の締め固め効果を検討するため、珪砂 7 号の相対密度を変化させた CaseB-8 を実施している。表 1 に実験ケースを示す。表-1 には、各ケースにおける裏法尻から行き止まり境界までの距離 l (mm)の値を堤体幅 B （本実験では $B=300\text{mm}$ に固定している）で除して無次元化した値 l/B を示している。図 5 に水位条件である平均動水勾配 i （堤内外の水位差 h を堤体幅 B で除した量）の経時変化を示す。模型壁面に間隙水圧計を行き止まり境界と堤内地中央地点に設置し、図 3 に示す箇所の低透水層と難透水性被覆土の境界における圧力水頭を計測した。また CaseB では、堤内側から基礎地盤層厚 90mm を越えて溢れ出た漏水流量を重量計で計測した。実験はパイピング破壊が生じた、または平均動水勾配 $i=1.0$ となった時点で終了とした。

本稿では、難透水性被覆土と珪砂 7 号の境界に水を含んだ隙間が生じ、被覆土が持ち上がることを盤ぶくれ、表層に水が湧出することを漏水、漏水に伴う上向き浸透流による珪砂 7 号の噴出を噴砂、土が浸透により有効応力が低下して流動化することを液状化としている。

2.2 難透水性被覆土がある場合の実験結果及び考察

本節では、難透水性被覆土がある場合について検討する。図 6 に間隙水圧計を用いて計測した圧力水頭の経時

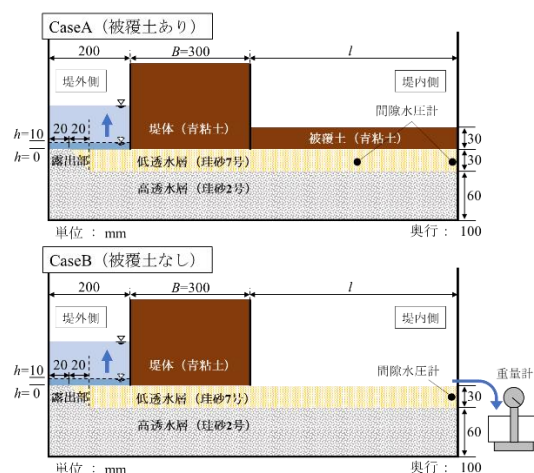


図 3 実験模型の概略図

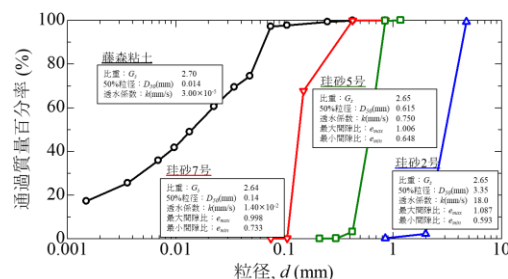


図 4 試料の粒度分布及び物性値

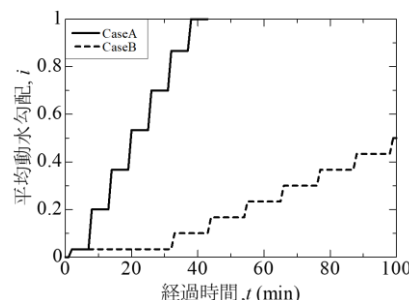


図 5 平均動水勾配の経時変化

表 1 実験ケース一覧

実験Case	被覆土の有無	裏法尻から 行き止まり境界までの距離 $l(\text{mm})$	l/B ($B=300\text{mm}$)	珪砂7号の 相対密度 $Dr(\%)$
CaseA-1	○	300	1.00	70
CaseA-2	○	600	2.00	70
CaseA-3	○	900	3.00	70
CaseB-1		150	0.50	70
CaseB-2		300	1.00	70
CaseB-3		450	1.50	70
CaseB-4		500	1.67	70
CaseB-5		500	1.67	70
CaseB-6		600	2.00	70
CaseB-7		900	3.00	70
CaseB-8		300	1.00	100

変化を、図 7 に各ケースにおける実験観察断面を示す。全ケースにおいて、平均動水勾配の増加に伴い、水圧は上昇した。また、難透水性被覆土の存在により圧力水頭は蓄積するため、堤内地に概ね一様に作用し、盤ぶくれが発生するまで各ケースの圧力水頭は一致した。パイピング破壊に至る過程は、CaseA-1, 2 では、地盤全体が持ち上げられるように変状し、裏法尻に発生したひび割れから漏水及び噴砂に至った。一方 CaseA-3 では、裏法尻

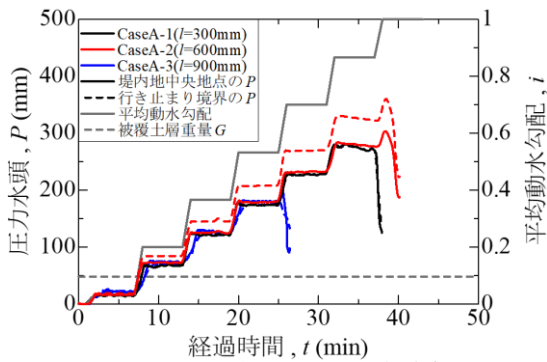


図 6 2つの地点の圧力水頭の経時変化

から 400mm の範囲でたわみが発生し、たわみ端部でせん断ひび割れ、頂部で曲げひび割れが確認され、その後、せん断ひび割れから漏水及び噴砂に至った。そして全ケースにおいて噴砂発生後の地表面の噴砂の位置は変化しないが、基礎地盤内において噴砂による液状化が堤体下へ進展し、パイピング破壊した。この時、裏法尻から行き止まり境界までの距離 l が大きい CaseA-3 の破堤時の平均動水勾配 i が最も小さくなった。ここで、被覆土を両端固定梁と仮定し、等分布荷重 P 、梁の長さ l 、ヤング率 E 、断面二次モーメント I とすると、最大たわみ量 δ_{max} は式(1)で与えられる。最大たわみ量 δ_{max} が l の 4 乗に比例するため、裏法尻から行き止まり境界までの距離が大きいほどたわみやすくなる。

$$\delta_{max} = Pl^4 / 384EI \quad (1)$$

したがって堤内に難透水性被覆土がある場合、裏法尻から行き止まり境界までの距離が大きいほど噴砂が発生しやすくなる可能性がある。また実堤防において、裏法尻から離れた地点に噴砂が確認された場合でも基礎地盤で液状化及びパイピングが進展している可能性も示唆された。

2.3 難透水性被覆土がない場合の実験結果及び考察

本節では、難透水性被覆土がない場合について検討する。この時、実験開始後最初に確認された噴砂を噴砂①、裏法尻の近くで発生し、これを起点として裏法尻及び堤体下まで進展した噴砂を噴砂②とした。

2.3.1 噴砂発生位置の違いをもたらす要因

図 8 に実験で確認された上から見た噴砂発生位置（地表水平面位置）をプロットしたものを示す。CaseB-1、CaseB-2 及び CaseB-4、すなわち $l/B \leq 1.67$ では、行き止まり境界において噴砂①が発生し、CaseB-7 の $l/B \geq 1.67$ では、裏法尻から約 100mm の範囲に噴砂①が発生しており、既往研究¹⁾の危険とされている行き止まり境界までの距離の結果と概ね一致している。また $l/B \leq 1.67$ では、行き止まり境界にて発生した噴砂①が徐々に裏法尻側へ進展するのではなく、平均動水勾配を増加させると裏法尻から約 100mm の範囲に噴砂②が突発的に発生することが分かった。

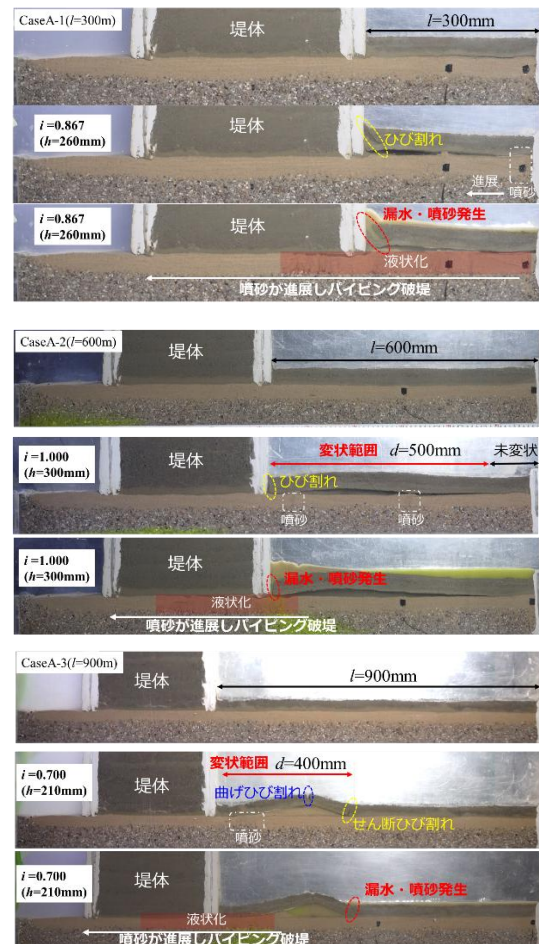


図 7 各ケースの実験観察断面の経時変化

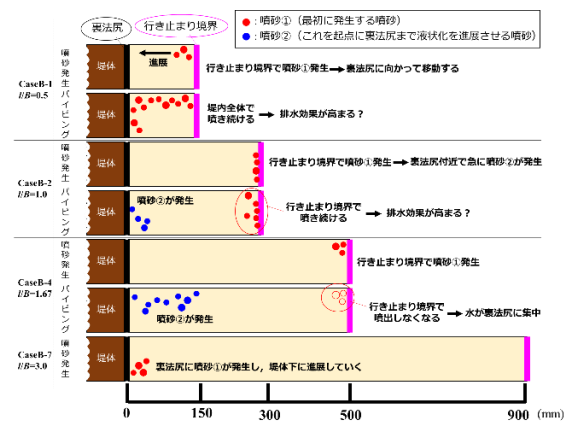


図 8 上から見た噴砂発生位置（平面図）

2.3.2 噴砂の進展をもたらす要因

撮影画像をもとに PIV 解析を行った結果を図 9 に示す。行き止まり境界で噴き続ける様子（図 9 下図参照）を示す。CaseB-1 では噴砂①が裏法尻に向かって移動した。この時、噴砂の中心では局所的な上向き流れが発生する一方で、噴砂左右の地盤範囲では斜め下向きに流速が発生しており、土粒子が上昇と沈降を繰り返す対流が発生している（図 9 左上図参照）。したがって、噴砂が進展するには砂部分の液状化と周辺の地盤を巻き上げる流速の発生が必要である。また、この対流は噴砂が裏法尻から堤体下へ進展する際にも確認されており、堤体下

の砂を流出させることで堤体との境界部に隙間が生じ、パイピング孔が形成された(図 9 右上図参照)。ただし、実験結果より、堤体下へ進展するには噴砂①発生より大きな平均動水勾配が必要であった。これは、堤体下は堤体重量等の影響で締固まっているため、対流を発生させる流速に至るにはより大きい動水勾配が必要であるからと考えられる。ここで、締固めの効果を検証するため、CaseB-2 ($Dr=70\%$) と CaseB-8 ($Dr=100\%$) を用いる。図 10 に圧力水頭の経時変化、図 11 に単位時間漏水量の経時変化を示す。低透水層が締固められることで、圧力は蓄積、漏水量は抑制された。また、CaseB-8 の噴砂①発生時の平均動水勾配よりも大きくなっており、締固められた地盤を噴砂及び液状化させるには、より大きな外力が必要と分かる。また、CaseB-1 ではパイピング発生直前まで堤内全体で噴砂が激しく噴いており(図 9 下図参照)、噴砂が堤体に近づいた場合でも最初に発生した噴砂は弱まる可能性が示唆された。

2.3.3 噴砂及びパイピング発生時間の違いをもたらす要因

図 12 に噴砂及びパイピング発生時間を示す。噴砂①の発生時間(赤プロット)は、裏法尻から行き止まり境界までの距離が大きい場合($L/B > 1.67$)で遅くなっている。これは、堤内の浸透距離が長くなることで高透水層の間隙水圧が低下するため、噴砂が発生しにくくなったと考えられる。一方、裏法尻から行き止まり境界までの距離が小さい時($L/B < 1.67$)、噴砂②が発生してからパイピング破壊するまでの時間が長くなっている。これは、噴砂進展及びパイピングが進行するにも関わらず、行き止まり境界で噴き続けるため(図 8, 図 9 参照)、排水ドレーンに似た効果を発揮していると考えられる。

したがって、堤内に難透水性被覆土がない場合、裏法尻から行き止まり境界までの距離が大きいほど噴砂が発生しにくくなる一方で、行き止まり境界までの距離が小さいほどパイピングの進展が遅延される可能性も示唆された。

以上より、発生からすぐにパイピング破壊に発達する危険性の高い噴砂と堤体下へのパイピング進展が遅い危険性の低い噴砂があることが分かった。

2.3.4 パイピング進展の遅延をもたらす要因

本節では、前項で述べた $1.0 \leq L/B \leq 1.5$ と $L/B=1.67$ における噴砂発生後の地盤内の水の流れの違いについて検討するため、三次元飽和・不飽和浸透流 FEM 解析を実施した結果を示す。

浸透流解析には VG モデルを搭載し不飽和浸透流計算が可能である、地層科学研究所 GEOSCIENCE の 3D-Flow 三次元飽和・不飽和浸透流解析ソフトを用いた。解析ケースは $L/B=1.0$ (CaseB-2) 及び $L/B=1.67$ (CaseB-4, 5) の 2 ケースとしている。なお、噴砂孔(幅 10mm, 奥行き 10mm)を行き止まり境界と裏法尻からそれぞれ 10mm 離

れた位置に設置し、液状化状態の透水能力を高透水層と等しいと仮定し、高透水層の透水係数と一致させることで実験における噴砂の様子を模擬している。外力条件は、実験において Case2, Case4 で裏法尻付近の噴砂が発生した平均動水勾配 $i=0.167$ として定常解析を実施し、水平方向の流速を算出した。図 13 に解析モデルの概要図及び水平方向の流速コンターを示す。

$L/B=1.67$ (CaseB-4, 5) では、 $L/B=1.0$ (CaseB-2) に比べ、行き止まり境界に向かって水平方向の流速が減衰してい

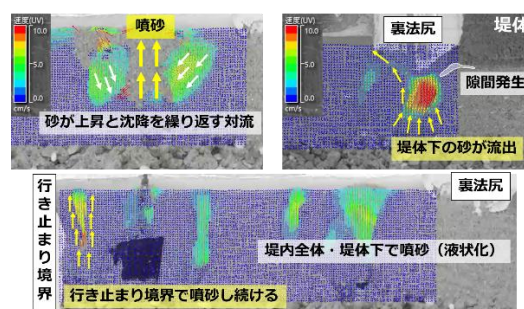


図 9 PIV による土粒子の移動現象

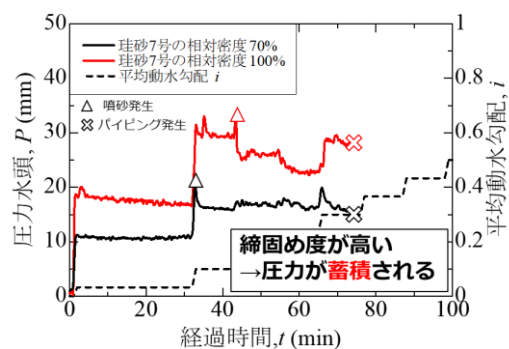


図 10 圧力水頭の経時変化

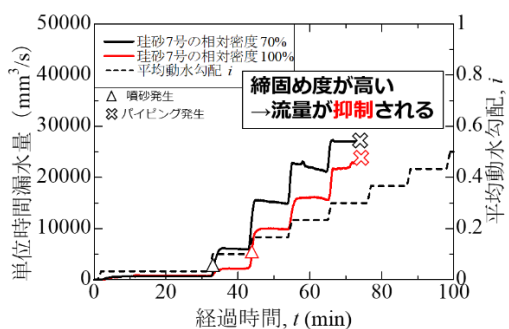


図 11 単位時間漏水量

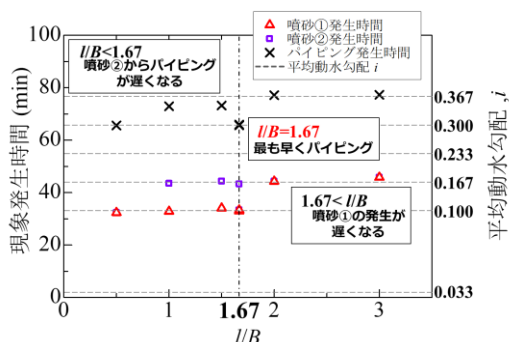


図 12 噴砂及びパイピング発生時間

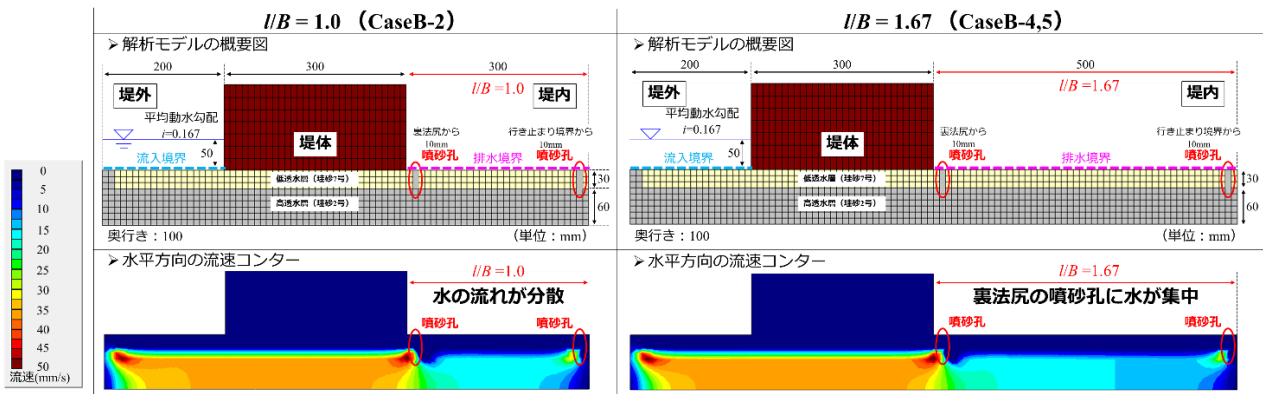


図 13 解析モデルの概要図及び水平方向の流速コンター

る。そのため、 $1.0 \leq l/B \leq 1.5$ において行き止まり境界で発生する噴砂は水の流れを分散させ、裏法尻における流速が減少し、パイピング進展を遅延させる効果を持つことが確認できた。

以上より、 $l/B \leq 1.67$ では、水の水平流れが行き止まり境界まで到達することで、堤内全体において高い水圧が作用する。そのため、行き止まり境界で上向き浸透流が生じ、噴砂が発生しやすくなったと考えられる。一方、 $l/B \geq 2.0$ では、水の水平流れ及び水圧は行き止まり境界に向かって減衰するため、行き止まり境界において噴砂が発生せず、堤内において最も高い圧力が作用する裏法尻付近で噴砂が発生したと考えられる。したがって、行き止まり境界付近で噴砂が発生するには閾値が存在し、本実験結果から行き止まり境界が噴砂発生に影響を与える範囲は $l/B \leq 1.67$ であることが分かった。

3. 行き止まり距離が堤体崩壊形態に与える影響

本章では、基礎地盤構造内の難透水層が堤体崩壊に与える影響について模型実験を用いて検討する。

3.1 実験概要

図 14 に模型概略図を示す。模型は難透水層が基礎地盤に存在する場合の堤防断面を想定している。模型条件として、堤体は変状を確認するために含水比 20%の珪砂 7 号で相対密度 70%となるように作製した。基礎地盤は下層に珪砂 2 号、上層に珪砂 5 号を空中落下法で堆積させた後、相対密度が 70%となるように、難透水層は含水比 20%の青粘土を締め固め作製した。

表 2 に実験ケース、図 4 に試料の粒度分布及び物性値、図 15 に平均動水勾配の経時変化と実験におけるイベント発生時刻を示す。実験は裏法尻から難透水層先端までの距離 l_u (mm)を変えて、全 4 ケース実施し、85 分経過した時点で実験終了とした。本章では地表面の粘土が持ち上がる現象を盤ぶくれ、堤体法尻もしくは基礎地盤から水が流出することを漏水、基礎地盤から堤体への浸透による破壊を流動破壊としている。

3.2 実験結果及び考察

まず初めに、堤内地層構造の違いによる漏水発生時刻の比較を行う。CaseC-1 では実験開始から 58 分後に難透水層において盤ぶくれ（図 16 を参照）を形成し、60 分 45 秒後に漏水が発生した。これは難透水層により水の流出が抑制され、難透水層と珪砂 2 号の間に揚圧力が生じ地盤が持ち上がったものだと考えられる。CaseC-2 では実験開始から 49 分後に裏法尻付近において漏水が発生した。CaseC-3, 4 では実験開始から 33 分後に裏法尻において漏水が発生した。これらは CaseC-1 と比べ、難透水層が裏法尻に近づいたことにより、難透水層に揚圧力が蓄積される前に、裏法尻で漏水が発生したと考えられる。

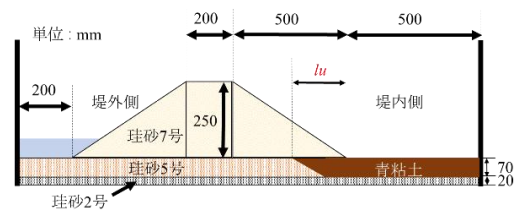


図 14 実験模型の概略図

表 2 実験ケース一覧

	法尻からの粘土層の距離 l_u (mm)
CaseC-1	300
CaseC-2	150
CaseC-3	0
CaseC-4	-150

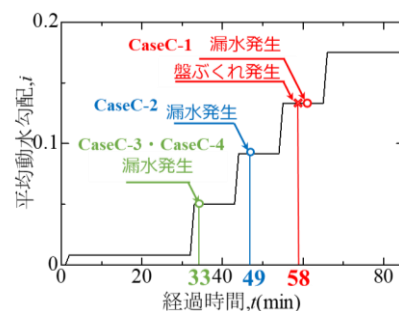


図 15 平均動水勾配の経時変化とイベント発生時刻

次に、堤内地層構造の違いによる堤体崩壊過程の差異について述べる。図 17 に Case2, 3 における堤体の崩壊過程を示す。CaseC-1 と CaseC-2~4 を比較すると、CaseC-1 では裏法尻から堤内地側へ 300mm の位置において漏水が発生し、裏法尻への漏水孔の移動は見られたが、堤体の崩壊は見られなかった。これは盤ぶくれで生じた漏水孔により、浸透水が排水され、間隙水圧が消散されたことと、難透水層が裏法面から堤外側へ堆積していることから法尻部へ浸透流が発生しなかったためと考えられる。一方、CaseC-2 では裏法面で流動破壊が生じた後、CaseC-3, 4 では裏法尻で漏水発生後、堤体と珪砂 5 号の境界部に上向き浸透流が進行し、堤体が湿潤化したことで段階的に堤体の崩壊が見られた。初期の壊れ方の違いについて難透水層の位置から考察する。CaseC-2 ($l_u=150\text{mm}$) の場合、難透水層と珪砂 5 号との境界部から上向きと横向きに浸透流が形成され、横向きの浸透流により裏法面に流動破壊が生じたものだと考えられる。CaseC-3 ($l_u=0\text{mm}$) の場合、裏法尻で生じた浸透流は平均動水勾配が高くなるにつれ、堤外側へ徐々に移動することで段階的に崩壊が起こったと考えられる。図 18 に実験終了時の断面の様子を示す。図 18 より CaseC-3 が最も崩壊が進んだことがわかる。これは難透水層が浸透を阻害し、裏法尻部に流量が集中したためであると考えられる。

以上より、難透水層の水平位置の違いにより堤体の被災形態は変わる可能性があることが示唆された。

4. まとめ

本論文では、堤内地層構造が噴砂動態と堤体崩壊に及ぼす影響について模型実験と浸透流解析を実施し、以下の知見が得られた。

- 1) 堤内に被覆土が存在する場合、裏法尻から行き止まり境界までの距離が大きいほど噴砂が発生しやすい。また、実堤防において噴砂の位置に関わらず、基礎地盤内で液状化及びパイピングが進展している可能性も示唆された。
- 2) 堤内に被覆土が存在しない場合、噴砂の発生位置は行き止まり境界までの距離に依存し、堤体幅の約 1.6~1.7 倍程度以下であれば、行き止まり境界の箇所付近で噴砂が発生しやすくなることが分かった。また、行き止まり境界までの距離によってパイピング進展過程における噴砂の危険性が異なり、すぐに噴砂発生箇所が堤体方向に近づきパイピングが進展して破壊に繋がる危険性の高い噴砂と、そうでない噴砂があることが分かった。実堤防において噴砂の動画記録を残すことが今後の維持管理や漏水対策の技術選定や実施判断に有益と考える。
- 3) 行き止まり境界となり得る基礎地盤表層の難透水層の片端と法尻との位置関係は堤体の安定性や変

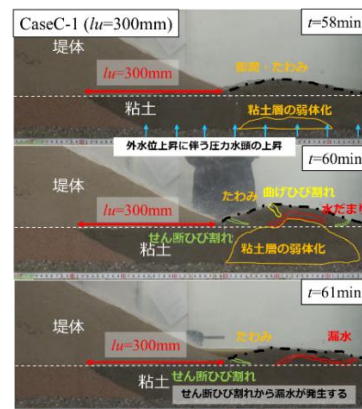


図 16 CaseC-1 における盤ぶくれ発生の様子

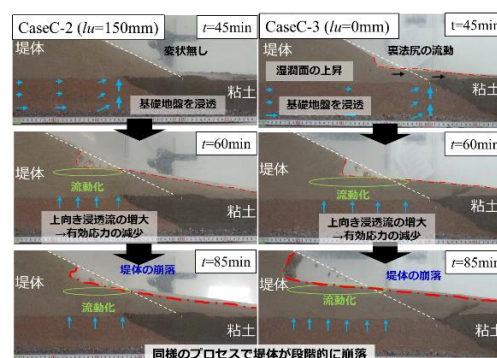


図 17 堤体の変状，流動，崩壊過程（CaseC-2, C-3）

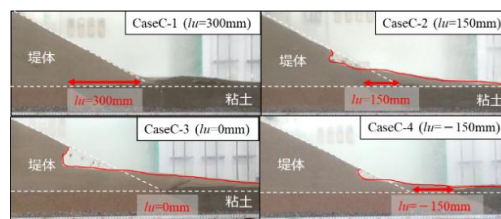


図 18 実験終了時の断面の様子

状モードに大きな影響があることが分かった。また、浸透水の浸透経路の違いや裏法尻での漏水の有無が、堤体や基礎地盤の損傷形態に大きく影響することが分かった。

今後は、実験や数値解析、噴砂記録などの実堤防被災調査に基づき、堤内地で発生する現象と堤防の危険度の定量的評価の確立を目指す。また、噴砂から堤体下のパイピング進展に遷移する条件を解明し、実堤防における変状の評価方法の提案に貢献したい。

参 考 文 献

- 1) 西村征哉，前田健一，高辻理人，牧洋平，泉典洋：実堤防の調査結果に基づいた河川堤防のパイピング危険度の力学的点検フローの提案，河川技術論文集25巻，pp.499-504，2019.
- 2) 財団法人国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き（改訂版），p.71，2012.
- 3) 大桑有美，前田健一，近藤知輝，佐々木一真，加藤碩二郎：堤内地の噴砂挙動に影響を及ぼす地盤内損傷の進展メカニズム，土木学会論文集 B1（水工学），Vol.81，No.16，24-16114，2024.
- 4) 中島秀雄：図説河川堤防，技報堂出版，2003，pp.99-102.

人造石構造物に用いられる「たたき」の材料特性と化学的硬化の関係 Relationship between Material Properties and Chemical Hardening of “Tataki” used in Artificial Stone Structures

浅野侃哲¹，藤井幸泰²，東埜克己³，岩本優志³

- 1 名城大学大学院・理工学研究科社会基盤デザイン工学専攻・243433001@ccmailg.meijo-u.ac.jp
2 名城大学・理工学部社会基盤デザイン工学科
3 元名城大学・理工学部社会基盤デザイン工学科

概 要

人造石工法は、明治期に伝統的左官技術「たたき」を基に服部長七によって考案された土木工法である。まさ土と消石灰、海水や水を練り混ぜ、叩き締めて成形する工法であり、護岸や堤防などに用いられた。しかし施工は職人による手作業に依存していたため、ポルトランドセメントの普及とともに急速に衰退し、現在では施工技術もほとんど伝承されていない。東海地方を中心に多くの人造石構造物が現存しており、歴史的価値を有する土木遺産として、適切な修復・保全が求められる。そのため、たたきの特性について科学的かつ定量的に理解する必要がある。本研究では、含水比および突固め回数を変えたたたき供試体を作製し、一軸圧縮試験によって強度発現特性を検討した。その結果、養生によって最大約 2 倍の強度増加が確認され、密実性を確保することが化学的強度発現において重要な要因であることが明らかとなった。

キーワード：まさ土、一軸圧縮試験、石灰安定処理

1. はじめに

たたきは、種土に消石灰およびにがりを混合し、水を加えて練り上げたのちに締固めた材料であり、日本における伝統的な左官技術の一つとして古くから用いられてきた。たたきには、劣化や風化が進行しても自然に土へと還元される性質があり、環境負荷の少ない素材として近年改めて注目を集めている。

このたたきの有用性に着目し、土木工法として使用したのが愛知県碧南市出身の服部長七である。長七は、明治期における日本の近代土木事業の先駆者の一人であり、広島県宇品築港、愛知県豊橋市神野新田堤防、豊田市明治用水旧頭首工などの整備において、人造石工法を用いた実績を残している。人造石工法とは、たたきと石材を組み合わせて構築する工法である。その特徴として、石材同士を密着させずに間隔を空けて配置し、その隙間をたたきで充填する点にある（図 1）。この構造により、全体としての水密性が向上し、特に堤防や護岸といった水辺構造物に適用された。

1900 年以降はポルトランドセメントの普及により、経済性や施工性に優れたコンクリート工法が一般化し、人造石工法は次第に姿を消していった。しかし、コンクリート技術が広く普及する以前においては、人造石工法は東海地方をはじめとした全国のインフラ整備に大きく貢献して

おり、その歴史的・文化的価値は高く評価されている。

2. 背景・目的

人造石構造物は、近代土木技術が本格化した明治から大正期にかけて数多く築造され、歴史的・文化的価値を有する。特に、長七の出身地である東海地方には多くの人造石構造物が現存している（図 2）。たとえば、三重県四日市市に位置する潮吹き防波堤は国の重要文化財に指定されており、愛知県豊田市の旧今井貯木場施設（通称：百々貯木場）も同文化財に答申中であり、その保存と修繕は技術的・文化的観点からも喫緊の課題である。

また、たたきは使用後に自然に還元される特性を持つことから、環境負荷の少ない建設材料としての評価も高まっている。近年では、高強度を必要としない歩道舗装材としての活用や、カンボジアのアンコール遺跡における版築土の修復技術への転用など、応用範囲が拡大しつつある¹⁾。

しかし、たたきは左官職人の裁量によって施工されてきた部分が多いため、材料の配合や施工条件に関する定量的な記録はやや残っているものの²⁾、体系的知見はほとんど残されていない。その結果、現存する人造石構造物の修繕や復元にあっても、適切な材料設計や施工管理の指針を得ることが困難であるのが現状である。本研究では、異なる含水比および締固め条件でたたきを模擬的に作製し、一

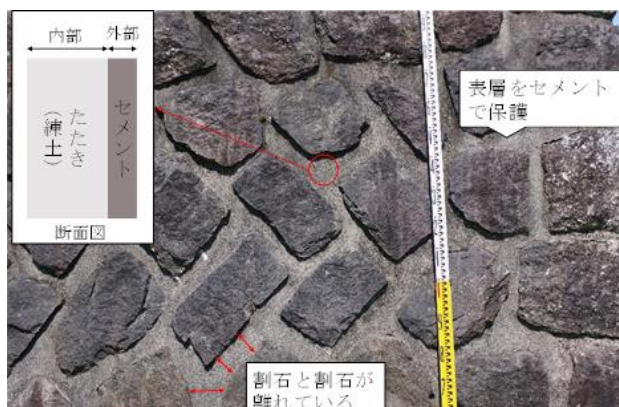


図 1 人造石の外観

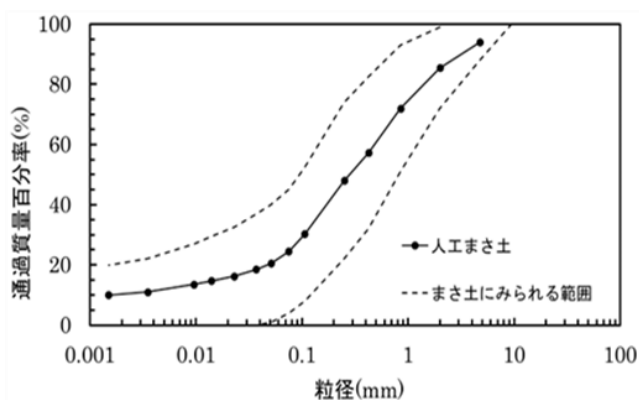


図 3 まさ土の粒径分布



図 2 東海地方の人造石構造物 (一部抜粋)



図 4 供試体 (左: 含水比15%, 右: 含水比10%)

軸圧縮試験によってその力学特性を評価する。さらに、強度発現に寄与する化学反応の影響についても検討を行い、たたきの性質の解明を試みた。

3. 供試体の作製方法

3.1 材料の配合割合

本研究では、たたきの主原料である種土として、入手が容易で粒度分布の管理が可能な人工まさ土を用いた。人工まさ土は、愛知県岡崎市に産する傾家帯変成岩を基質とした人工珪砂（三河珪砂）に、粒度 2.0～4.75 mm の切込碎石と DL クレーを配合し作製した。粒度分布は、日本各地のまさ土の平均的な分布³⁾に準拠して調整を行った(図 3)。

固化材として消石灰を用い、配合割合は明治から大正期に愛知県土木課が編纂した「人造石用種土試験成績」(以下、文献²⁾)に記載された数値を参考に、人工まさ土と消石灰の重量比を 8:1 と設定した。また、たたきの化学反応過程を単独に評価する目的から、にがりなどの反応促進剤は添加せず、水・種土・消石灰の三成分で構成した。

含水比は、供試体の自立性および反応性を考慮し、10% および 15% の 2 条件で設定した。これらは文献²⁾に記載された範囲 (5～20%) を参考とし、締固め作業と供試体形成における現実的な含水条件を想定したものである。

3.2 供試体の成形手順と締固め条件

供試体は、所定の比率で混合した人工まさ土と消石灰に蒸留水を加え、均一に練り混ぜたのち、モールド内に 3 層に分けて締固めを行った。各層の突固めには、質量 0.5 kg のランマーを用い、250 mm の高さから自由落下させる方法を採用した。

突固め回数は、1 層当たり 5 回、10 回、20 回の 3 通りを設定し、供試体の密度変化および強度発現への影響を比較できるようにした。これにより、含水比 2 条件×突固め回数 3 条件=計 6 通りの作製条件が得られた。

供試体の寸法は直径 50 mm、高さ 100 mm の円柱状とし、日本産業規格 JIS A 1216:2020「土の一軸圧縮試験方法」⁴⁾に準拠したサイズで成形した。各条件につき 3 本の供試体を作製した。なお、養生を行う供試体には、養生中の崩壊を防ぐため、取り出さずにそのまま養生できるプラスチック製モールドを使用した。一方、養生を行わない供試体は、作製後すぐに一軸圧縮試験を実施する必要があるため、繰り返し使用可能で取り出しやすい金属製モールドを用いた。1 層当たり 10 回突固めて作製した養生後の供試体を図 4 に示す。

成形後の供試体は、密閉されたプラスチック容器に収容し、温度 23±3℃、湿度 99.9 % 以上の環境下で 28 日間養生を行った。養生後の供試体は乾燥させず、そのまま一軸圧縮試験を実施した。なお、養生期間前後における供試体

の質量はほぼ一定であり、水分損失は極めて小さいことが確認された。

4. たたきの化学的強度発現について

たたきにおける強度は、主に締固めによる土粒子間の密実な構造形成と、それに続く化学的反応による結合力の増加に起因する（図 5）。初期状態では、締固めによって物理的に安定した骨格が形成されるが、その後の養生期間中に様々な化学的反応が進行し、時間とともに強度が増加する。まず、消石灰が水に溶解し、 Ca^{2+} イオンと OH^- イオンが土粒子の表面に吸着することで、イオン交換反応が生じる。この過程で粒子表面の電荷状態が変化し、粒子同士の静電的な結合が強化され、団粒化構造が形成される。次に、イオン交換によってアルカリ性が高まった間隙水中で、土に含まれる粘土鉱物が化学的に反応し、不溶性の水和生成物を生成する。これが粒子間を架橋し、構造をさらに強化する。この反応はポゾラン反応と呼ばれ、たたきの長期的な強度発現に大きく寄与する。一方、たたきにおいても一つの代表的な反応である炭酸化反応（ $\text{Ca}(\text{OH})_2$ が空気中の CO_2 と反応して CaCO_3 を生成する反応）は、供試体が湿潤状態で密閉養生されている本研究の条件下では進行しにくいと判断されるため、本論では取り上げない。

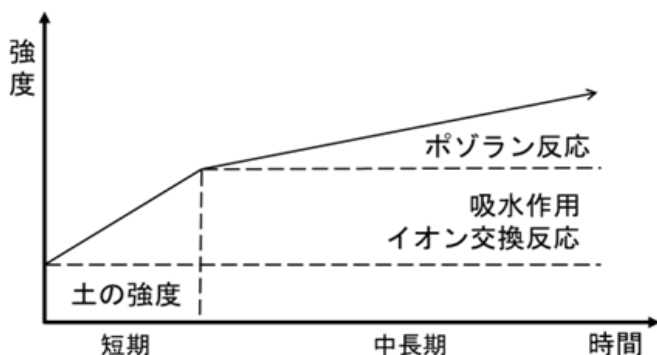


図 5 消石灰混合による土の強度発現モデル⁵⁾

5. 実験結果

5.1 養生による強度・乾燥密度の変化の平均

表 1 に養生の有無、含水比（10%、15%）、および 1 層当たりの突固め回数（5 回、10 回、20 回）ごとに分類された一軸圧縮強度および乾燥密度の測定結果の平均値を示す。含水比と突固め回数が同条件の養生なしと 28 日養生後の試料の乾燥密度を比較すると、すべての養生なし供試体の方が大きな乾燥密度を示している。これは養生なし供試体には金属製モールドを、28 日養生の供試体にはプラスチックモールドを利用したことが原因と考えられる。この違いを考慮することは重要であるが、以下では①養生なしありの強度変化、②養生後の突固め回数および含水比別の強度変化、について記載する。

表 1 供試体毎の一軸圧縮強度と乾燥密度

養生	含水比 (%)	1層当たりの突固め回数 (回)	一軸圧縮強度 (kN/m ²)	乾燥密度 (Mg/m ³)
養生なし	10	5	30.15	1.528
	10	10	42.66	1.598
	10	20	52.72	1.679
	15	5	23.85	1.748
	15	10	36.90	1.816
	15	20	43.02	1.821
28日養生	10	5	21.32	1.451
	10	10	37.21	1.553
	10	20	89.87	1.678
	15	5	39.38	1.662
	15	10	77.72	1.774
	15	20	82.77	1.781

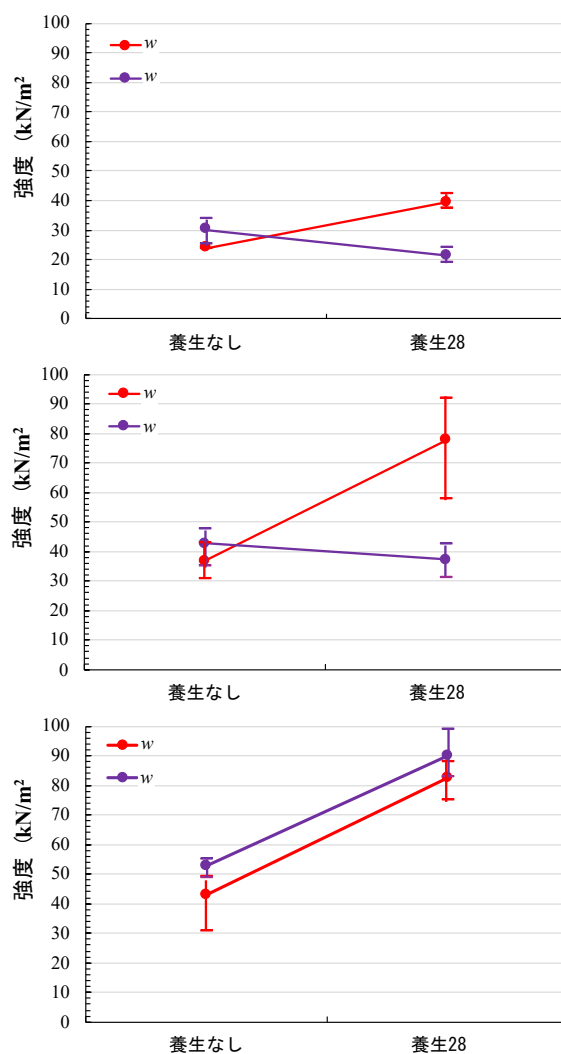


図 6 養生による強度増加

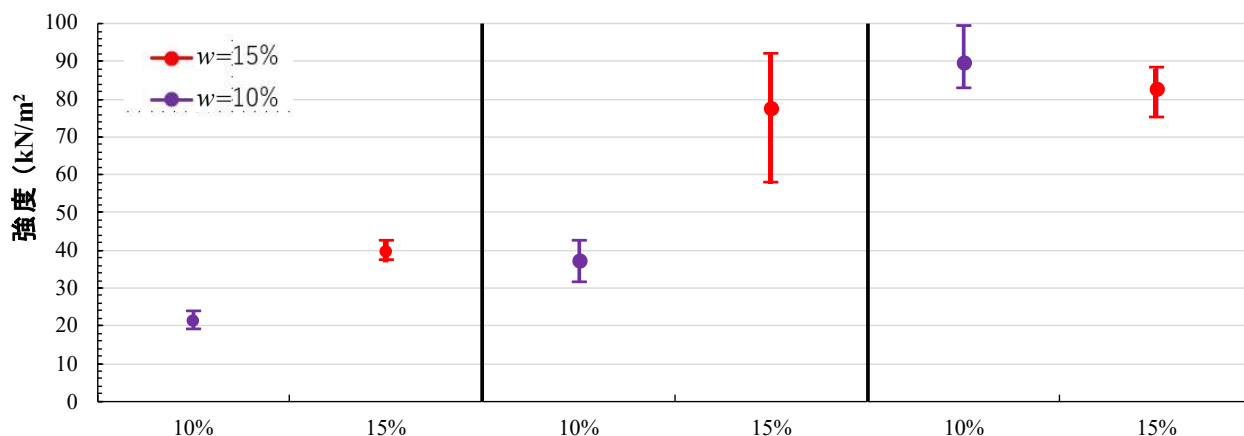


図 7 28日養生供試体における突固め回数と含水比による供試体の一軸圧縮強度の変化

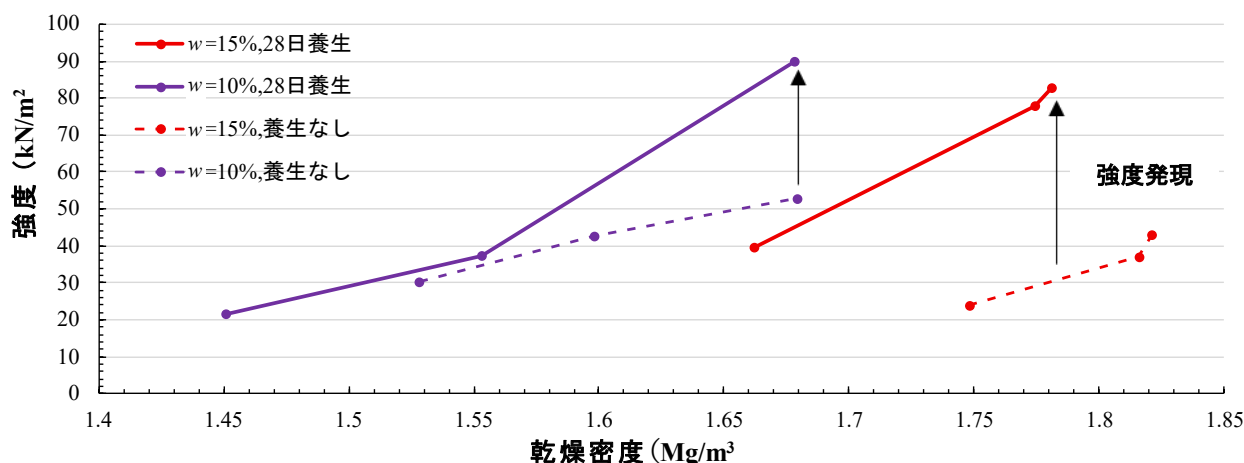


図 8 乾燥密度と一軸圧縮強度の関係

5.2 養生による強度の変化

図 6 に、1 層当たりの突固め回数 5, 10, 20 回で作製した供試体の養生の有無による一軸圧縮強度を示す。●が平均値を、エラーバーは 3 供試体の最大と最小値を示す。養生を行った供試体では、一部を除いて一軸圧縮強度の増加が確認された。突固め回数 20 回の供試体は含水比 10%、15%のどちらにおいても約 2 倍の強度増加がみられる。一方で、含水比 10%における突固め回数 5 回および 10 回の条件では、養生後の強度が養生前よりも低下している。

5.3 含水比と突固め回数の影響

図 7 は、各突固め回数における含水比 10%および 15%の養生後の一軸圧縮強度の違いを示している。突固め回数において、含水比によって強度が異なる結果となった。

突固め回数 5 回、10 回の条件では、含水比 15%の方が高い強度を示したが、突固め回数が 20 回になると、含水比 10%で $q_u = 89.87 \text{ kN/m}^2$ 、含水比 15%で $q_u = 82.77 \text{ kN/m}^2$ と、含水比 10%の方がやや高い強度を示すようになった。

また色別に示した各含水比条件（青色と赤色）における突固め回数ごとの養生後の一軸圧縮強度の違いに着目する。いずれの含水比においても、突固め回数の増加に伴い一軸圧縮強度が上昇した。特に、含水比 10%において突固め回数が 5 回から 20 回に増加すると、強度は 3 倍以上に増加した。

5.4 乾燥密度と一軸圧縮強度の関係

図 8 に養生なしと 28 日養生後の乾燥密度と一軸圧縮強度の関係を示す。含水比 10%の供試体を青色で、15%の供試体を赤色で示している。また、養生なしを破線で結び、28 日養生後の供試体の結果を直線で結んでいる。結果の詳細と考察については以下に示す。

6. 考察

図 6 の結果から、養生による強度発現には条件ごとにばらつきが見られた。特に、含水比 10%で突固め回数が 5 回および 10 回の供試体では、養生後に強度が低下する傾向が確認された。供試体作製時に使用したモールドの違いが影響していることは先に述べた。養生ありの供試体にはプラスチック製モールドを、養生なしの供試体には金属製モールドを用いた。モールドの剛性の違いにより締固めエネルギーの伝達効率が異なり、特に突固め回数が少ない条件ではこの影響が大きく、乾燥密度に差が生じたと考えられる。実際に表 1 や図 8 からは含水比と突固め回数と同じ条件でも、養生なし 5 回の乾燥密度が 1.53 Mg/m^3 、10 回が 1.60 Mg/m^3 から、28 日後の 5 回の 1.45 Mg/m^3 と 10 回の 1.55 Mg/m^3 へ減少している。この密度の差異が、強度低下の一因となった可能性が高い。

ところで図 7 より、突固め回数と同じ場合、含水比が

高い方が養生後の強度が高い傾向を示していたが、突固め回数が 20 回では含水比に関わらずほぼ同じ 70 kN/m² 超の高強度を示した。また突固め回数が 1 層 10 回で含水比 15%の一軸圧縮強度も平均値は 70 kN/m² 以上の値を示している。

ここで図 8 の養生ありなしの乾燥密度と一軸圧縮強度の関係に注目する。含水比 10%および 15%の養生なし供試体は、それぞれ締固めエネルギーの増加と共に乾燥密度の増加が認められる。これらがほぼ直線を示す（それぞれ青色と赤色の破線）。28 日養生後の供試体のうち、含水比 10%で 1 層の突固め回数が 5 回および 10 回の供試体は、養生なし供試体とほぼ連続する直線を示す。養生なし供試体よりも低い乾燥密度を示すのは、モールドの種類の違いであることは先に述べた。しかし突固め回数が 20 回の試料は、これらより明らかに高い一軸圧縮強度を示す。すなわち図中の黒矢印の数値分、養生により 40 kN/m² 程度の強度発現が生じたと考えられる。一方の含水比 15%の 28 日養生後の供試体については、いずれの条件も養生なしの破線の値よりも高い強度を示している。たとえば乾燥密度 1.77～1.78 Mg/m³ を示す供試体は、黒矢印の数値分、養生による 50 kN/m² 程度の強度発現が生じたと考えられる。

また養生による化学的な強度発現は、一定以上の乾燥密度を有する供試体において確認できる。含水比 10%の条件では、乾燥密度が 1.56 Mg/m³ 未満の供試体では養生後の強度増加が見られず、密実性の不足が化学反応の進行を妨げた可能性が高い。含水比 15%の供試体では全体的に高い乾燥密度が得られ、モールドの違いや突固め回数の影響を受けながらも、養生による強度発現が明確に確認できる。今回強度発現が確認できた含水比 15%の最も小さい乾燥密度は 1.66 Mg/m³ 程度である。含水比 10%で強度発現が確認できた 1.68 Mg/m³ よりやや低い。すなわち物理的な締固めがより効率的に行われ、結果として 1.66 Mg/m³ 以上の乾燥密度をもった供試体は、養生による化学反応が促進されたと考えられる。

これらのことから、養生による化学的な強度発現は、密実な物理的構造が形成されていないと十分に発現しないことが示唆される。特に低含水比かつ突固め回数が少ない条件では、化学反応による強度増加は限定的であり、たたきの強度発現においては物理的な密実性が大きく影響していると考察できる。

7. まとめ

本研究では、明治から大正期にかけて用いられた人造石工法を取り上げ、特に伝統的な左官技術である「たたき」部分に着目し、たたきの配合条件や締固め条件が強度発現に及ぼす影響を実験的に検討した。

実験により、たたきの養生による強度増加が確認された。しかし、含水比と乾燥密度が低い条件下では養生による強度発現が起らないことを確認できた。また、含水比と突固め回数の相互作用が強度に大きく影響することも明ら

かになった。含水比 15%は締固めが不十分な条件下でも強度発現を示した一方、締固めが十分な場合には含水比 10%でも高い強度発現を示した。さらに、突固め回数の増加に伴い強度が大きく上昇し、物理的密実性の確保がたたきの強度発現において重要であることが確認された。

今後は、突固めによる締固め試験によるたたき自体の締固め曲線の特性、たたきのイオン交換反応やボゾラン反応などによる強度増加の定量化、実構造物との対比による実用性検討を行いたい。

参 考 文 献

- 1) 重松宏明：珪質凝灰岩の廃材を母材とした“たたき”の地盤材料としての力学的評価，土木学会論文集 C（地盤工学），Vol.76, No.1, pp.67-76, 2020.
- 2) 愛知県内務部土木課（1919）：人造石用種土試験成績，入手先 <<https://dl.ndl.go.jp/pid/1088409/1/6>>（参照 2025.7.1）
- 3) 末岡徹：地盤工学の立場からみた風化残積土に関する研究，京都大学学術情報リポジトリ，pp.101-104, 1990.
- 4) 公益財団法人地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説 [第一回改訂版] 一二分冊の 2一，pp.581-593, 2020.
- 5) 日本石灰協会：石灰による地盤改良マニュアル第 7 版，日本石灰協会，pp.10-15, 2016.

御嵩町亜炭廃坑における地下空洞内環境について The Environment in the Underground Cavities of Abandoned Lignite Mines in Mitake Town

安部純平¹, 藤井 幸泰², 浅野侃哲³, 上道圭一郎⁴

- 1 名城大学大学院・理工学研究科・社会基盤デザイン工学専攻・243433002@ccmailg.meijo-u.ac.jp
- 2 名城大学・理工学部社会基盤デザイン工学科
- 3 名城大学大学院・理工学研究科・社会基盤デザイン工学専攻
- 4 元名城大学・理工学部社会基盤デザイン工学科

概 要

岐阜県御嵩町の地下に亜炭廃坑跡が存在し、経年劣化や地震動により現在でも年間数件程度の陥没・沈下などが生じている。現在御嵩町では、南海トラフ巨大地震等への早急な対策が求められ、調査や対策が進められているが、亜炭層の劣化に関して十分な研究がなされているとは言えない。室内試験や坑道内での試験を通して研究を進めているが、坑道内の環境に関しても、不明な点が多い。そこで本研究では、亜炭層の強度劣化メカニズムを解明するため、亜炭廃坑内の温湿度や地下水位など地下環境について検討を行った。結果の一例として、坑道内では湿度がほぼ 100%と一定であり、出入口付近と坑道内奥で多少の違いはあるものの冬季を中心とした半年の平均気温は 16℃前後である。一方、坑道からはやや離れているものの同じ亜炭層のボーリング調査に関わる地下水位は季節変動を示しており、環境変化による亜炭残柱の劣化に関わっている可能性が高い。

キーワード：亜炭廃坑，地下環境，針貫入試験

1. はじめに

東海地方には日本の亜炭の 40%以上を産出していた美濃炭田、尾張炭田、三重炭田が存在している¹⁾(図 1)。美濃炭田に属している岐阜県御嵩町の亜炭層は、御嵩町一帯から瑞浪層群の下部層をなす中村累層の中に存在している。1869 年頃から石炭の代用燃料・補助燃料として掘り出し始められ、製紙産業や航空産業、陶磁器産業などの需要増加に加え、地表面下 5m 程と地表に近いところで採掘できたため、安価なコストで大量に採掘された。亜炭採掘最盛期は第 2 次世界大戦中および戦後の燃料不足時代の約 15 年間におけるもので、年間 120~130 万トンも出炭されていた²⁾。御嵩町で亜炭の採掘が盛んになった理由として

- a) 石炭の生産地が北海道や九州が中心で、中京工業地帯に最も近い場所で採掘できた
- b) 農村地帯であることから、労働人口に恵まれていた
- c) 亜炭層が比較的浅い所にあり、小資本で鉱山開発が可能であった

などの好条件が揃っていたことが考えられる³⁾。しかし、1958 年以降はエネルギー革命により石油や重油への依存割合の転換や、海外から低価格の石炭を輸入できるようになったことに加え、落盤事故が相次いだことにより、1967 年頃に御嵩町内の亜炭鉱がすべて閉山となった。これら亜炭鉱の坑道があるのは町全面積 10%程で他の地域は落盤

の危険性はないものの、亜炭廃坑地域が人家や公共施設など人口の多い町中心部にあることで、今もなお地盤の陥没・沈下・傾斜・亀裂により、民家や道路に様々な被害が確認されている⁴⁾。このような多くの陥没事故が発生していることから亜炭掘削後空洞は「負の遺産」として社会問題視されている。また今後、南海トラフ巨大地震の発生により、残柱が崩壊し、広範囲に亘って陥没・沈下による影響が見られることは容易に想像できる。現在、御嵩町では、南海トラフ巨大地震に備えて早急な対策として、空洞充填工事による埋め戻しが行われているが³⁾、調査や施工にあたり費用や事業計画の制約から、町に存在している空洞の半分以上は廃坑のまま残されている状態である⁵⁾。空洞充填を行うにあたり、陥没危険度の推定や充填の必要な残存空洞量の推定が必要とされているが、詳細には明らかになっていないのが現状である。空洞充填計画の作成を行うにあたり、対策の優先順位付けも課題となっている。地下空洞内の環境を明らかにすることにより、対策の優先順位などに活かせるかもしれない。そこで本研究では、坑道出入口付近と坑道奥の 2 か所でデータロガーを用いた地下空洞内の温湿度計測並びに携行型針貫入試験機を用いた亜炭残柱の強度測定とボーリング調査により得られたデータから地下水位と降雨量などをまとめ、季節変動の評価を

試みた。



図1 東海地方に存在する亜炭層（文献¹⁾に加筆）

2. 亜炭層と陥没・沈下のメカニズムについて

御嵩町に分布する瑞浪層群下部の土岐夾炭累層中の亜炭層（図2）は、およそ2000万年前（新第三紀）に、メタセコイヤや土が水中に堆積した泥炭が圧密作用や続成作用によって炭化が進んだものである。亜炭の名前の由来は石炭に比べると圧密作用や続成作用などが進んでいないため、炭化度が低く石炭に質が準ずるものとして名付けられた。炭素割合が70%以下のものが亜炭、80%以上のものが石炭とされており（表1）、亜炭は石炭に比べると炭素の量が少なく粘土鉱物や水分など不純物を多く含んでいる。そのため得られる熱量が低く、一旦燃え出すと独特な臭いがある上、煙と灰分が多いという特徴がある。

表1 含有率による石炭の分類 ⁶⁾

	炭素(%)	粘性による分類	燃焼法による分類
泥炭, 亜炭	～70		
褐炭	70～78	非粘結炭	
亜瀝青炭	78～80	非粘結炭	ガス用炭
		微粘結炭	ガス用炭
瀝青炭(低度)	80～83	弱粘結炭	コークス炭
瀝青炭(中度)	83～87	粘結炭	コークス炭
瀝青炭(高度)	87～91	強粘結炭	コークス炭
無煙炭	91～	非粘結炭	無煙炭



図2 亜炭層(可児川の河岸)

御嵩町の亜炭鉱は比較的浅い層に存在していたため残柱式採掘で掘削が行われていた。天端が貧弱な場合は採掘

後数年以内は局所的沈下、いわゆる浅所陥没が発生する。浅所陥没は突発的な現象であるため、予知・予測が困難である。そのため陥没発生後の地盤状態から浅所陥没のメカニズムを考えざるを得なかった。

地表面に発生する変形状態としては主として沈下と陥没が存在する。前者はクラックや滑落面が存在せず一定面積の地表面が下がることを意味し、後者はクラックや滑落面によって区切られた範囲内の面積の地表面が落ち込むことを意味している。炭鉱における浅所陥没と地表沈下の模式図を図3に示す。沈下や陥没などの要因としては土被り厚さ、地盤材料のせん断強度および変形量等があげられる。いずれの場合も坑道周囲は風化・変質しているものの、初期的な変形は見られず安定している。しかし、風化や変質が進行し、クラックが多く発生してくるに従い岩盤はブロック化し岩塊が崩落する。土被りの厚さや地層の強度に応じて天端上部の地層の挙動は異なり、土被りの厚い場合には地表面への影響は地表沈下にとどまり、土被りの薄い場合やせん断強度の低い場合には地表面の陥没として被害が現れる（図4）。

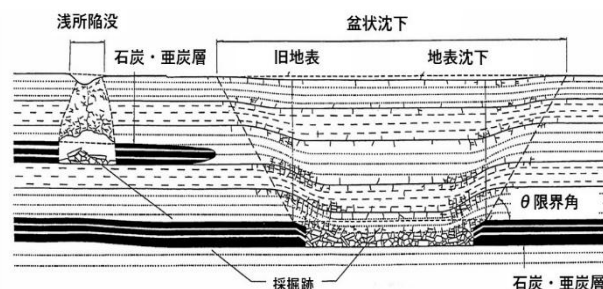
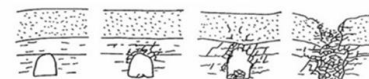
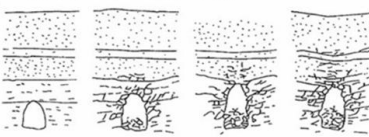


図3 亜炭廃坑における浅所陥没と地表沈下の模式図 ⁷⁾

土被り厚が薄い場合の変形



土被り厚が厚い場合の変形



せん断強度の小さい場合の変形



図4 坑道上部の地山の変形 ⁷⁾

3. 研究手法

3.1 亜炭廃坑内での温湿度計測と針貫入試験

本研究では、亜炭廃坑出入口付近（出入口から約5mの残柱）と亜炭廃坑奥（出入口から約20mの残柱）の2か所に藤田電機製作所の Watch Logger KT-255U（データロガー）の温湿度計を設置し、廃坑内での温度・湿度を計測した。温湿度計は水浸することがないように、地面から1.5m程の



図5 亜炭廃坑出入口に設置したデータロガー



図7 針貫入試験機（携行型）⁹⁾



図8 Watch Logger KT-255U



図6 亜炭廃坑奥に設置したデータロガー

高さに設置した。計測期間は2023年11月から2024年4月の半年間で、10分間隔で計測を行った。残柱の強度測定にあたり現地で用いやすく非破壊でできる針貫入試験を行った。亜炭残柱の層理面に対して水平方向に3回針貫入を行い、式(1)で示す針貫入勾配の平均を算出した。

$$Np = \frac{P}{L} \quad (1)$$

ここに、 Np ：針貫入勾配 (N/mm)、 P ：貫入荷重 (N)、 L ：針貫入長さ (mm) である

3.2 地下水位と雨量調査

地下空洞内の地下水の変動により亜炭廃坑内が湿潤状態と乾燥状態を繰り返すことで乾湿風化し、残柱の劣化が進行している可能性がある。そこで充填工事に関わるボーリング調査データをもとに、降雨量による地下水位の季節変動をまとめた。対象地点は年間を通して地下水位と雨量の計測が行っていた K-6、既設 4～6、9 の 5 カ所である。計測期間は2023年1月から2024年2月で、月別平均地下水位と月別総雨量の関係について比較検討を行った。

4. 研究結果

4.1 亜炭廃坑内での温湿度・針貫入試験結果

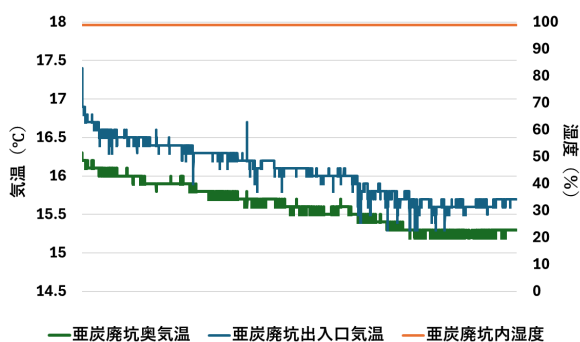


図9 亜炭廃坑内の気温・湿度変化

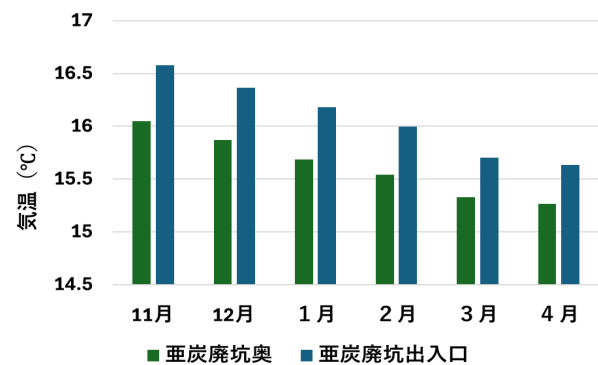


図10 亜炭鉱内の月別平均気温の変化

表2 亜炭残柱の針貫入勾配

廃坑 出入口	貫入力 (N)	貫入長さ (mm)	針貫入勾配 (N/mm)	平均 (N/mm)
1 回目	100	6.2	16.1	15.8
2 回目	100	6.3	15.9	
3 回目	100	6.5	15.4	
廃坑奥	貫入力 (N)	貫入長さ (mm)	針貫入勾配 (N/mm)	平均 (N/mm)
1 回目	100	3.8	26.3	27.4
2 回目	100	3.9	25.6	
3 回目	100	3.3	30.3	

2023年11月から2024年4月までの亜炭廃坑内の気温・湿度の変化を図4.1に示す。湿度変化を橙色、亜炭廃坑出入口の温度変化を青色、亜炭廃坑奥の温度変化を緑色の線で示す。湿度の変化において、亜炭廃坑出入口、亜炭廃坑奥どちらにおいても地下水の影響によりほぼ100%で一定であることが確認できる。温度の変化において、亜炭廃坑

出入口での最高気温が 17.4℃、最低気温が 15.3℃、平均気温が 16.1℃であり、亜炭廃坑奥の最高気温が 16.3℃、最低気温が 15.2℃、平均気温が 15.6℃である。亜炭廃坑出入口における気温較差は 2.1℃であるのに対し、亜炭廃坑奥における気温較差は 1.1℃とわずかに小さい値を示している。このことから亜炭廃坑出入口は亜炭廃坑奥に比べ気温変化が大きいことが確認できる。また図 4.2 から亜炭廃坑奥は亜炭廃坑出入口に比べ気温が低いことも確認できる。なお 2024 年 5 月から 8 月までのデータ取得に失敗したが、9 月以降のデータ取得を現在継続中である。

表 2 に亜炭廃坑内で行った針貫入試験結果を示す。亜炭廃坑出入口の平均針貫入勾配は 15.8N/mm であり、亜炭廃坑奥の平均針貫入勾配は 27.4N/mm と亜炭廃坑出入口より亜炭廃坑奥の方が大きな値を示していることが確認できた。

4.2 地下水位と雨量調査結果

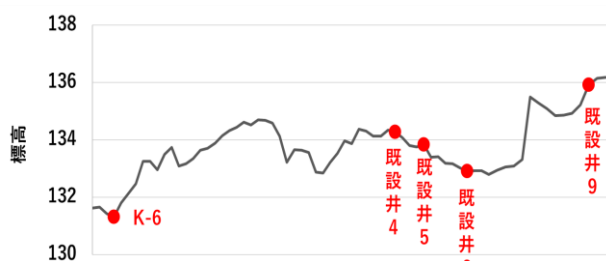


図11 対象地点の標高断面図

図 11 に本研究のボーリング対象地点 K-6、既設井 4～6、9 の標高断面図を示す。図 12 は 2023 年 1 月から 2023 年 12 月まで、図 13～16 は 2023 年 4 月から 2024 年 2 月までのボーリング対象地点別の標高、月別の平均地下水位と総雨量の関係を示す。標高を黄緑色、平均地下水位を橙色、総雨量を水色で示す。まず K-6 について標高は 131.31m、最高地下水位が 131.26m で最大総雨量が 442.5mm でありいずれも 6 月に観測され、最低地下水位が 130.42m で最小総雨量が 1.5mm でありいずれも 1 月に観測され、地下水位較差は 0.845m である。また地下水位と総雨量の相関係数を算出すると 0.773 であり強い相関関係が見られる。次に既設井 4 について標高は 134.27m、最高地下水位が 132.50m で最大総雨量が 442.5mm でいずれも 6 月に観測され、最低地下水位が 131.16m で 12 月に観測され、最小総雨量が 31.5mm で 1 月に観測され、地下水位較差は 1.342m である。また地下水位と総雨量の相関係数を算出すると 0.797 であり強い相関関係が見られる。次に既設井 5 の標高は 133.84m、最高地下水位が 132.59m で最大総雨量が 442.5mm でありいずれも 6 月に観測され、最低地下水位が 130.29m、最小総雨量が 31.5mm でありいずれも 1 月に観測され、地下水位較差は 2.296m である。また地下水位と総雨量の相関係数を算出すると 0.798 であり強い相関関係が見られる。次に既設井 6 について標高は 132.91m、最高地下水位が 131.49m で最大総雨量が 442.5mm であり

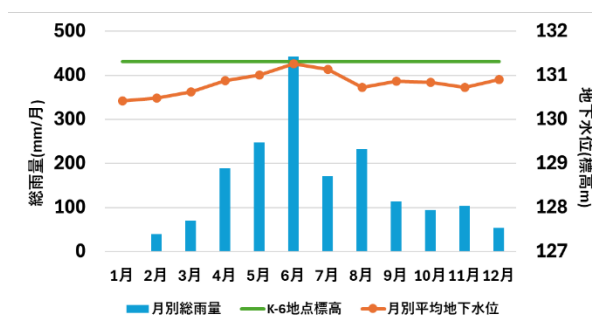


図12 K-6での平均地下水位と総雨量の関係

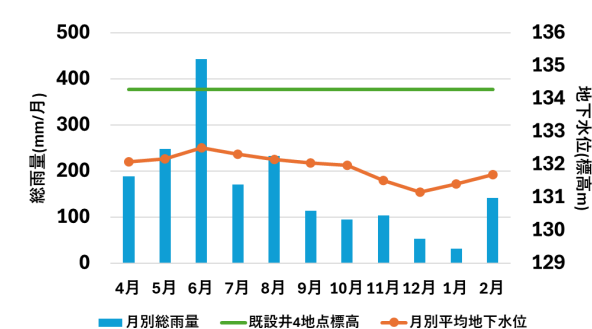


図13 既設井4での平均地下水位と総雨量の関係

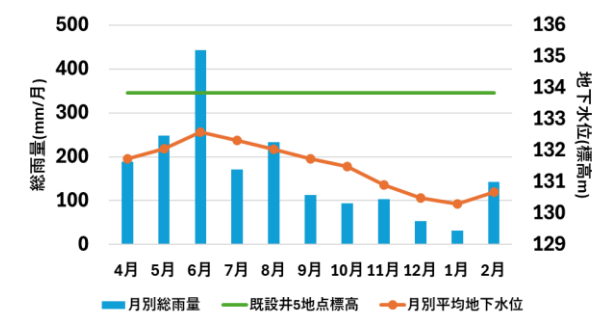


図14 既設井5での平均地下水位と総雨量の関係

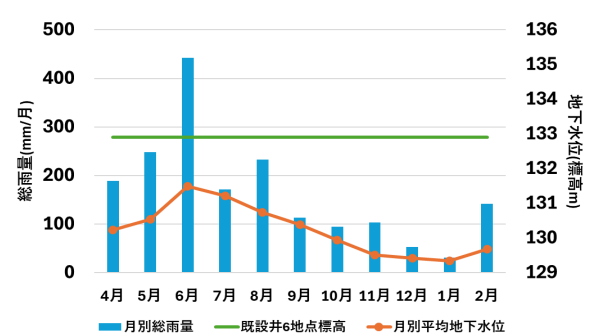


図15 既設井6での平均地下水位と総雨量の関係

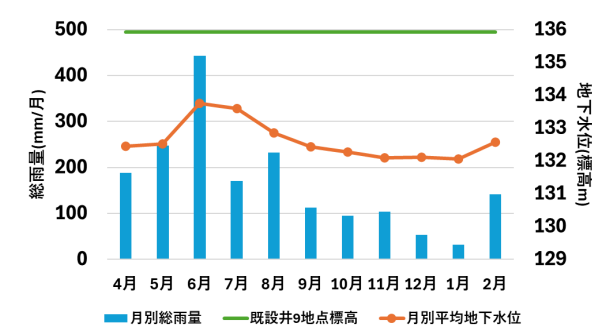


図16 既設井9での平均地下水位と総雨量の関係

いずれも 6 月に観測され、最低地下水位が 129.35m、最小総雨量 31.5mm でありいずれも 1 月に観測され、地下水位較差は 2.144m である。また地下水位と総雨量の相関係数を算出すると 0.834 であり強い相関関係が見られる。次に既設井 9 について標高は 135.92m、最高地下水位が 133.76m で最大総雨量が 442.5mm でありいずれも 6 月に観測され、最低地下水位が 132.06m、最小総雨量が 31.5mm でありいずれも 1 月に観測され、地下水位較差は 1.700m である。また地下水位と総雨量の相関係数を算出すると 0.793 であり強い相関関係が見られる。

5. 考察

本研究では、亜炭廃坑内で温湿度計測と針貫入試験、地下水位と雨量調査の結果をもとに亜炭廃坑内の季節変化の検討を行った。亜炭廃坑内では坑道出入口や坑道奥どちらの地点においても季節に関係なく湿度がほぼ 100% であることが確認できた。気温について、亜炭廃坑奥に比べ亜炭廃坑出入口では、気温較差が大きくなっていることから外気による影響を受けやすいことが確認できる。また月別の平均気温で比べると亜炭廃坑出入口の方が亜炭廃坑奥よりも 0.4～0.5℃程高いことも確認できた。

亜炭廃坑内で行った針貫入試験において、平均針貫入勾配で比較した結果、亜炭廃坑出入口に比べ亜炭廃坑奥では 11.6N/mm 大きな値を示したことから、亜炭廃坑出入口では亜炭廃坑奥に比べ外気による影響により劣化が進み、強度が低くなったと考えられる。わずかな温度差であっても、経年劣化が進んでいることを確認できた。ところで亜炭廃坑奥と亜炭廃坑出入口では、土被り厚の大きさが異なることも考えられる。土被り厚の違いによって亜炭残柱にかかる上載荷重が変わると考えられるため、今後は上載荷重の違いによる強度変化の検討も必要である。

ボーリング対象地点 5 箇所において、最も雨量の多い時期である 6 月に最高地下水位となり、最も雨量の少ない時期である 12 月や 1 月に最低地下水位となったことに加え、総雨量と平均地下水位の相関係数が 0.773～0.834 と強い相関関係を示したことから、御嵩町における地下水位の季節変動を確認することができた。また亜炭層は浅い場所であれば地下 2～5m 程に存在している。既設井 4～6、9 の地下水位が地下 1.77m～3.86m の位置にあることから、比較的標高が高く浅い場所に存在している亜炭層は、雨量の多い時期に地下水位が高くなることで浸水し、雨量の少ない時期に地下水位が低くなることでやや乾燥することにより、乾燥湿潤による劣化の影響を受けていると考えられる。地下水位較差が 2m 程度であることを考慮すると、亜炭廃坑跡の高さと同程度と考えられる。これらのことから雨量と地下水位の季節変動が亜炭残柱の劣化に関わっている可能性が高いと考えられる。

6. まとめ

本研究では、亜炭廃坑内で温湿度計測と針貫入試験を実施し、廃坑内での湿度がほぼ一定であっても、わずかな温度変化の違いによって亜炭層の劣化が進みやすいことを確認できた。さらに地下水位の季節変化により地下水位較差が 2m 程度であることを確認でき、亜炭廃坑内でこのような地下水位変化が起きている場合、乾燥湿潤による強度低下が起きている可能性が高いことを確認できた。

謝辞

本研究を実施するにあたり、現地での温湿度計測ならびに針貫入試験やボーリングデータの提供に加え論文作成資料に関して、御嵩町の亜炭鉱廃坑対策室にお世話になった。また地下水位のデータについては、充填工事の施工を実施している飛鳥建設より頂いた。紙面を借りてお礼申し上げる。

参 考 文 献

- 1) 一般社団法人充填技術協会：石炭・亜炭鉱業の趨勢，東海地方の亜炭田，入手先＜<https://www.juten-tc.jp/%e6%8a%80%e8%a1%93%e6%83%85%e5%a0%b1/%e5%9c%b0%e4%b8%8b%e7%a9%ba%e6%b4%9e%e3%81%a8%e6%b5%85%e6%89%80%e9%99%a5%e6%b2%a1/%e7%9f%b3%e7%82%ad%e3%83%bb%e4%ba%9c%e7%82%ad%e9%89%b1%e6%a5%ad%e3%81%ae%e8%b6%a8%e5%8b%a2/2/>>.
- 2) 川本朧万：亜炭掘削跡空洞の充填事業の変遷，一般社団法人充填技術協会，pp.9-25，2015.
- 3) 国土交通省中部地方整備局：～路面陥没を未然に防ぐため～国道 21 号亜炭鉱廃坑跡の空洞充填について，入手先＜<https://www.cbr.mlit.go.jp/kikaku/2019kannai/pdf/sa08.pdf>>.
- 4) ひろたみを：御嵩の亜炭鉱，株式会社リヨン社，pp.3-9，2002.
- 5) 御嵩町ホームページ：御嵩町ハザードマップについて，pp.21-22，入手先＜<https://www.town.mitake.lg.jp/portal/life-process/disaster-prevention/hazard-map/post0004992/>>.
- 6) 平野勝巳，古川茂樹，菅野元行，真下清，鈴木庸一，山口達明：新・有機資源化学—エネルギー・環境問題に対処する，三共出版株式会社，p.49，2014.
- 7) 川本朧万：地盤陥没災害と地下空洞調査について，物理探査，Vol.58，No.6，pp.589-597，2005.
- 8) 公益社団法人地盤工学会：針貫入試験，地盤調査の方法と解説，丸善出版株式会社，pp.426-432，2013.
- 9) 安部純平，藤井幸泰，浅野侃哲：亜炭層の風化過程と強度変化についての研究～乾湿風化過程の強度低下について～，令和 5 年度土木学会中部支部研究発表，2024.