鵜沼古市場遺跡における河原石の定向配列と古木曽川の流水方向

(Preferred orientation of river stone excavated from Unuma-furuichiba site, Gifu, Japan and flow direction of old Kiso River)

山田富久¹,近藤美穂²,西村勝広²,可児幸彦³

1 濃尾・各務原地名文化研究会・yamada.tomihisa@sea.plala.or.jp

- 2 各務原市文化財課
- 3 濃尾·各務原地名文化研究会

概 要

鵜沼古市場遺跡は、岐阜県各務原市東部の鵜沼地区に位置し、縄文時代から近世までの長期間にわたる複 合遺跡である。古代の鵜沼地区は、美濃・尾張の国境に近いだけでなく、東山道(陸路)が木曽川(水路) と交わる交通上の要衝であった。木曽川中流の右岸に近い当遺跡 D 地区の遺構確認面では、下層の礫層が 露頭している。礫は円摩した河原石であり、大きな礫の長軸はほぼ南北方向を示している。覆瓦構造は観 察できなかった。河床堆積物の特徴と一致するので、古木曽川の流水方向は、河原石の配列に直交する東 西方向であったと推定できる。遺跡発掘現場や砂利採取場における河原石の配列観察を続け、当遺跡が位 置する低位段丘面における古木曽川の流路を明らかにしていきたい。

キーワード:河原石,オリエンテーション,定向配列,木曽川,鵜沼

1. はじめに

考古学でモノの年代を特定する主な方法には,型式学と 層位学とがある。層位学では,地層の上下の判断を中心に, 地層の走行・傾斜や地質も考慮して,年代を決める。

発掘現場で河原石が出土した場合,河道跡であると認識 されるにとどまり,あまり注目されてこなかった。河原石 の並びとその方向が,旧河道の流水方向を特定する手がか りになることに着目した事例を報告する。

岐阜県 福田山 福田 福

図1 各務原市と鵜沼地区の位置(赤枠:各務原市, 破線の黒丸:鵜沼地区,Yahoo!地図に加筆)

2.1 遺跡の概要

鵜沼地区(図1)は、岐阜県各務原市の東部に位置して いる。北は低い山地であり、南には木曽川が東から西へ流 れる。西部は各務原台地で、東南部は木曽川の低位段丘面 である。古代の鵜沼は市が立ち、官道である東山道の各務 駅および美濃・尾張の国境である木曽川の渡し場の比定地 とされ、交通の要衝であった。

鵜沼古市場遺跡(図2)は,鵜沼地区の東南部の低位段 丘面に位置する。A~Dの4地区の発掘¹⁾²⁾³⁾⁴⁾により縄文時 代から近世までの長期間にわたる複合遺跡が確認されて いる。



 図2 鵜沼古市場遺跡の位置(オレンジ枠: A-D 地区, 塗りつぶし:D地区2区)

2. 鵜沼古市場遺跡について



写真1 鵜沼古市場遺跡(D地区2区)



写真2 上空から見た河原石(赤の破線内)



写真3 北北西から見た河原石



写真4 西から見た河原石

2.2 当遺跡での観察

当遺跡 D 地区(1~3 区)は、バイパス建設に先立ち、 2020年10月~2021年3月に第1期の発掘が行われ、2021年2月に住民向けの発掘調査現地説明会⁴⁾が行われた。今後2~3年間、発掘調査が続く予定である。

標高約46mのD地区2区では、地表から深さ約1.5mの位置で、下層の礫層が遺構確認面(黄褐色砂土層)上に 隆起して露頭した状態を検出した(写真1・2)。

大きな礫は、人頭大から長径約 50~70 cm の大きさであ り、形状は、球状、円盤状または小判状である。木曽川中 流のこの辺りでよく見られる円摩した河原石である。

大きな礫の長径がほぼ南北方向に並んでいることを観察した(写真3・4)。

3. 地質学の知見

地質学では、礫を平面方向で見たとき、長軸が一定方向 に配列することをオリエンテーションと呼ぶ(図 3)。配 列は、水流に直交する場合と並行する場合とがある。青野 ⁵⁾は、川(木曽川・長良川)と海浜の礫の比較および簡易 な実験により、川の礫の長軸方向が流れに対して直交する としている。

また礫の断面方向に現れる,上流を仰ぎみる形で重なる 配列を覆瓦構造(またはインブリケーション)と称する(図 4)。川の礫の覆瓦構造は,一般的に認められている。

したがって川の礫の定向配列から逆に,礫が堆積したと きの流水方向を知ることができる。以後,オリエンテーシ ョンと覆瓦構造の総称として定向配列と呼ぶ。

4. 河床堆積物の現状

4.1 現在の川の事例

木曽川・長良川・庄内川の中流域の観察で,定向配列が 常に見られるわけではない。礫の大きさが人頭大以上で, 形状が円盤状または小判状のとき,定向配列がよく現れる。 特に覆瓦構造は,扁平な礫によく現れる。目視による観 察のしやすさが影響していると考えられるので,覆瓦構造 の発生頻度と礫の形状との相関関係は,断定できない。





図3 オリエンテーション 図4 (礫を平面で見る) 月

図 4 覆瓦構造 (礫を断面で 見る) 木曽川の中流に位置する各務原市鵜沼宝積寺町(右岸) は、上流の今渡ダムから約11.0 km,下流の犬山頭首工ま で約2.6 kmの距離である。美濃帯の層状チャートの放散 虫化石(ウヌマ・エキナタス)産出で知られている地点で ある。頭首工が完成する1962年以前、この辺りで河原石 はあまり見られなかったと聞くが、現在では河原石が堆積 している。オリエンテーションは明瞭に現れ、見つけやす い(写真5)。覆瓦構造は明瞭とは言えないが、注意深く 観察すれば現れている(写真6)。

鵜沼宝積寺町の上流にある今渡ダムから中濃大橋 (ダムの下流約 3.2 km) までの木曽川両岸では,判定に迷うほどであるが,オリエンテーションは微かに現れている。覆瓦 構造は見られない。



写真5 礫が左右向きに配列(2021年3月30日撮影)



写真6 礫が左上へ傾斜して配列,同日撮影)



 写真7 鵜沼地区の砂利採取場(正面:西の断面,破線: 礫層,2021年5月23日撮影)

4.2 各務原市の砂利採取場での観察

鵜沼地区の砂利採取場(当遺跡から約700m西)で東西 南北の四断面を観察したが,オリエンテーションと覆瓦構 造は見られない(写真7)。

断面の観察で, 覆瓦構造の有無を判断することは容易で ある。オリエンテーションは, 礫の平面方向全体の観察が 必要なため, 断面だけで判断することは容易ではない。現 場観察の経験を積み, 礫全体の大きさや形状を推定できる ようになれば, 断面観察により礫のオリエンテーションの 有無を判断できると思われる。

5. 古木曽川の流路

堤防が作られる前の川は、河道が固定せず分流していた。 また測量に基づく近代的な地図が作られる前の絵図では、 流路の位置の特定が困難である。したがって江戸時代以前 の河道の位置の特定は進んでいない。しかし、地盤工学や 地質学からの研究が、蓄積されつつある。

5.1 有史以前

記録がない有史以前の木曽川の流路については,小井土⁶,中根⁷⁾,青野ら⁸⁾の調査がある。

小井土^のは,約5万年前の御嶽火山の軽石を含む地層を 根拠として,木曽川の流れが日本ライン以外にも複数あっ た(その一つが美濃加茂~関~高富~鳥羽川)ことを指摘 している。

中根⁷⁾は、ボーリングデータ・現地踏査・地名など別の 視点から、約13~5万年前に、木曽川の分流が美濃加茂~ 関~高富へと西北西に流れて鳥羽川に合流し、さらには西 の梅原へ流れ伊自良川に合流したとしている。また苧ヶ瀬 川(中根による仮称)は、約12~5万年前に各務原台地の 北側を西流し、墨俣に向かっていたとしている。この苧ヶ 瀬川は、低位段丘面の水流とは別であり、紹介にとどめて おく。

青野ら⁸は,岐阜県坂祝町大針付近の砂礫層に見られる 斜交葉理が示す古流向の向き(西北西~西南西),関市北 部にある黒屋粘土層が 5.5~4.75 万年前の堆積であること, および砂礫層に含まれる Pm-III(御嶽火山第三浮石層)が 6.8~6.6 万年前であることから,古木曽川の分流は美濃加 茂~関へと西北西に流れたが,6.6~5.5 万年前にその河道 を放棄し,現在の河道に固定したとしている。

5.2 有史

木曽川に関わる出来事としては,古代の広野川事件およ び近世の洪水による河道変更がある。

海老沢⁹⁾は、貞観8年(866)の尾張と美濃の国境を流 れる広野川(木曽川の古代の呼称)の治水工事をめぐる紛 争は、木曽川の河道変更が背景にあると指摘している。

また天正 14 年(1586)の洪水により木曽川の流路が南 へと変わった。洪水前は,前渡から西北西へ流れ墨俣で長 良川と合流していたが,洪水以後,西南西へと方向を変え, ほぼ現在の流路と同じである。旧河道は境川として残り, 川の名前が美濃と尾張の国境であったことを示している。

古代~近世初期,木曽川はほぼ現在と同じく鵜沼地区の 南を西流していた。

5.3 木曽川泥流堆積物からわかること

中村ら¹⁰,は、岐阜県八百津町の木曽川泥流堆積物から 採取した樹木片の¹⁴C年代測定により、木曽川泥流堆積物 は約5万年前であるとする。

木曽川泥流堆積物は,各務原台地の東端に堆積している。 低位段丘面の鵜沼地区から見れば,西~西北にある崖(各 務原台地)の上である。御嶽火山由来の泥流が堆積してい るので,木曽川は5万年以前に日本ラインの川筋を流れて 鵜沼地区に到達していた。

5.1 と考え合わせると,約 6~5 万年前,美濃太田~関への西北西の分流がなくなり,木曽川は現在の川筋に固定して各務原と犬山の間を流れるようになったと考えられる。

6. まとめ

(1) 河原石の配列の考察結果

当遺跡では,8~9世紀の竪穴建物跡や中世の掘立建物 跡が見つかり,古代~中世の須恵器・土師器などが出土し ている。遺構確認面に見られる河原石のうち大きなものは, 長軸方向がほぼ南北に配列している。掘り下げが河原石の 下にまでは及んでいないため,礫の断面方向の観察が十分 にできたとは言えないが,覆瓦構造は認められなかった。

河原石が南北方向に配列するので,川は直交する東西方 向に流れたと思われる(図 5)。当遺跡の地盤は濃尾傾動 運動により東高西低であるので,日本ラインの川筋を流れ てきた木曽川は,犬山橋の北にある城山から低位段丘面を 反時計回り(東から西)に旋回して流れたと思われる。他 方では,低位段丘面の南を西南に流れた木曽川が,伊木山 に流れを妨げられて,低地段丘面を時計回りの方向(西か ら東)へ旋回して流れたとも考えられる。古木曽川の分流 の流水方向がいずれであったかについては,今後の課題と したい。

現在の大安寺川は,北部の山地から南部の低位段丘面に向けて,当遺跡の約300m西を南流する。佐藤¹¹⁾によれば, 天明8年(1788)の付け替え前の大安寺川は,現河道より さらに約300m西を南流していた(図6)。

したがって古代以前に当遺跡の地を東西方向(のいずれ か)に流れていたのは、大安寺川ではなく木曽川である。

(2) 今後の課題

当遺跡のある低位段丘面での古木曽川の流水方向を探 るために,さらには以下の検討が必要である。

遺跡発掘現場や砂利採取場で礫の並びの観察を継続・蓄 積することにより,点から線へとつなげて流水方向を探る。

また土地の改変が少ない明治期の地図の利用などによ り、古木曽川の河道の痕跡を探る。



図5 古木曽川の分流の流水方向(緑・黄色≧標高50m,水色・ 青<50m,国土地理院地図(電子国土 Web)に加筆)



参考文献

- 各務原市埋蔵文化財調査センター編: 鵜沼古市場遺跡A地区発 掘調査報告書,各務原市文化財調査報告書第16号,1996
- 各務原市埋蔵文化財調査センター編: 鵜沼古市場遺跡 B 地区発 掘調査報告書,各務原市文化財調査報告書第32号,2001
- 各務原市埋蔵文化財調査センター編: 鵜沼古市場遺跡C地区発 掘調査報告書,各務原市教区委員会,2021(発行予定)
- 4) 各務原市教育員会:鵜沼古市場遺跡 D 地区発掘調査現地説明会 資料, 4pp., 2021
- 青野宏美:河床礫と海浜礫の長軸方向の定向配列,岐阜聖徳学 園大学紀要,48, pp.1-15,2009.
- 6) 小井土由光: "日本ライン"の不思議 ~ 形成過程のなぞと構成 岩石のなぞ~, 木曽川学研究, 8, pp. 303-315, 2011.
- 7) 中根洋治:秋葉古道と愛岐地方の旧河道,風媒社, pp. 59-79, 2011.
- 8) 青野宏美・鹿野勘次:古木曽川の河床堆積物の示す古流向-斜 交葉理を含む河床堆積物の保存と教材化-,岐阜聖徳学園大学 紀要,49,pp.49-60,2010.
- 9) 海老沢和子:古代濃尾の境界についての一考察-広野河事件の 原因と結果を中心として-、愛知県史研究,18, pp.18-32, 2014.
- 10) 中村俊夫・藤井登美夫・鹿野勘次・木曽谷第四紀巡検会:岐阜県八百津町の木曽川泥流堆積物から採取された埋没樹木の加速器¹⁴C時代,第四世紀研究,31(1), pp.29-36, 1992.
- 佐藤浩子:大安寺川の洪水と改修,各務原市歴史民俗資料館 資料館だより、33, pp.4-7, 2015.

海底地すべりによって励起される津波特性の基礎的研究

Fundamental research on tsunami characteristic generated by submarine landslide

弘津 航太朗¹, 岩井 裕正², 安井 俊平³, 張 鋒⁴

- 1 名古屋工業大学大学院工学専攻社会工学系プログラム・修士課程1年
- 2 名古屋工業大学大学院工学専攻社会工学系プログラム・助教・E-mail: iwai.hiromasa@nitech.ac.jp
- 3 現五洋建設株式会社・E-mail:syunpei.yasui@mail.penta-ocean.co.jp
- 4 名古屋工業大学大学院工学専攻社会工学系プログラム・教授・E-mail: cho.ho@nitech.ac.jp

概 要

海底地すべりによる大規模な地形変化は、地震動を伴わない津波を発生させる危険性が指摘されている。 励起される津波規模には土塊の移動速度や移動体積が大きく関わるとされているが、それらを直接計測す ることは困難である。特に速度や加速度などの運動学的パラメータと津波振幅の関係については未解明な 点が多く、海底地すべり運動と励起される津波の経時変化を計測し、その特性を把握する必要がある。そ こで本研究では、難透水層を有する水中斜面に過剰間隙水圧が発生することにより生じる海底地すべり運 動と励起される水位変動を観測する模型実験を実施した。その結果、津波特性振幅である初期ドローダウ ンはすべり初期の加速度と線形関係にあり、その勾配は地すべり土塊の層厚の1乗に比例することを明ら かにした。また、クリープ破壊的な挙動を示す地すべり形態においては、加速クリープ段階において津波 が増幅されることが示唆された。

キーワード:海底地すべり、津波、初期ドローダウン、地すべり加速度、過剰間隙水圧

1. はじめに

海底地すべりによる大規模な地形変化は, 地震動を伴わ ない津波,いわゆる「サイレント津波」を発生させること や, 地震動による津波を増幅させる危険性が指摘されてい る1)。例えば、1998年7月17日にパプアニューギニアで 発生した M7.1 の地震では、沿岸部で 10m を超える津波が 発生した。これは地震の規模に対して想定される津波振幅 以上の津波であるため,沖合で地震動によって誘発された 海底地すべりが津波規模を増大させた可能性が指摘され ている²⁾。また,2011年3月11日に発生した東北地方太 平洋沖地震で発生した津波は、海底地すべりにより規模が 拡大されたことが指摘されている³⁾。地震動のみに起因し た津波モデルのシミュレーションでは三陸海岸で記録さ れた遡上高を説明できなかった。しかし、地震によって発 生した海底地すべりを津波源に追加したモデルのシミュ レーションでは、観測された津波の高周波成分や遡上高を 正確に再現することができたとしている。

地すべり土塊の移動速度や移動体積は、励起される津波 の規模に大きく関わるとされている⁴。しかし、海底地す べりは後退地すべりなどの複数の地すべりイベントが生 じることもあり、1回の地すべりの体積を試算することは 難しい。また、海中で発生することから移動速度を直接計 測することは困難である。そのため、既往の研究⁵ではす べり土塊の幾何学的パラメータに着目したものが多く,速 度などの運動学的パラメータと津波の関係に言及してい る研究事例は少ない。また,固体の模型を地すべり土塊と 仮定して実験を行っている点で,地すべり土塊が変形を伴 いながら斜面を滑動する実現象とは振る舞いが異なる。

そこで本研究では,実際の地盤材料を用いた海底地すべ り模型実験を実施し,過剰間隙水圧の上昇により発生した 地すべり運動とそれに伴う水位変動を観測した。

まず,沿岸部における津波遡上高を決定づけるとされる 初期ドローダウン(初期の水位低下量)のをすべり初期段階 における土塊の加速度と関連付けて結果の整理を行った。 また,クリープ破壊的な挙動を示す地すべり形態について は,特に三次クリープ段階における津波振幅に着目し,地 すべり速度の加速と津波規模増大の危険性について検討 した。さらに,土塊の初期加速度の発現機構とすべりが三 次クリープに至る要因について探るために,すべり進行過 程における過剰間隙水圧の変動や噴砂の発生に着目して 検討を行い,海底地すべり発生から津波励起及び増幅まで の一連のプロセスを整理した。また既往の研究として安井 ら^ヵは,模型実験で得られた地すべり形態を,速度時刻歴 の観点から,3パターンに大別した。これを参考に,本模 型実験で得られた地すべりの運動形態を,そのメカニズム と励起される水位変動を踏まえてより詳細に分類した。

2. 地すべり模型実験概要

陸上,海底に共通して,地盤内の間隙圧が様々な要因に より上昇することで有効応力が低下し,それに伴いせん断 抵抗が低下することが地すべりの主な発生メカニズムで ある。本研究では水中斜面に難透水層を有する地盤を形成 し,過剰間隙水圧を作用させることにより地すべり及び水 位変動を発生させる模型実験を実施した。地すべり土塊の 速度と変位,地すべりに伴う水位変動は Particle Tracking Velocimetry(PTV)法で計測し,土塊底面に発生した過剰間 隙水圧は斜面模型の表面に設置した間隙水圧計によって 計測した。

2.1 実験装置の概要

実験には図1に示すアクリル土槽を用いた。図2に実験 装置全体の概略図を示す。模型土槽の寸法は内寸で長さ 1500mm,高さ600mm,奥行400mmであり,土槽内には 斜面角度10°,水平長さ1000mm,奥行398mmの斜面模 型を設置した。斜面模型の中央には幅200mmのポーラス フィルターが5箇所設置されている。土槽外部に定水位昇 降装置を併設し,任意の水位差を設定することで斜面に設 置したポーラスフィルターから疑似的に水圧を与えた。な お,ポーラスフィルターと繋がるコックの開閉により水圧 を与える範囲を制御できるが,本研究では全てのコックを 開けて実験を実施した。

斜面模型表面に水圧計を設置し、土塊底面の過剰間隙水 圧を測定した。過剰間隙水圧の平面的な分布を把握するた め、斜面中央の3箇所と土槽側壁近傍の3箇所の計6箇所 に水圧計を設置した。ここで、図2の水圧計のシンボルは、 後述する過剰間隙水圧時刻歴のプロットと対応している。

なお,図2に示すように,斜面模型の法尻部は土槽底面 より100mm高くなっているため,長さ300mm,高さ100mm, 奥行 398mm の水平基礎地盤を設置している。

水中斜面模型上に形成した地盤の表面には法肩から水 平距離で約100mm, 500mm, 700mmの位置に3つの標点 を設置し, 土槽上方から高速度カメラ(cam1)で撮影した。 加えて, 地すべりの様子を水中からも観察できるように, 水中カメラを設置した。

水位変動計測用の標点は穴の開いた直径 12.5mmの木製 のボールを用いた。このボールにテグスを通し、土槽の両 端に固定して水面に浮かべた。土槽の法肩から約 100mm-500mmの範囲を高速度カメラ(cam2)で撮影し、そ の中から5点を選択して PTV 解析の対象とした。なお、 解析時は図3に示した座標を設定し、土塊運動計測用標点 (法肩から水平距離で100mm)の直上に位置する標点をP1、 上部地すべり土塊の重心位置G(斜面に沿って460mmの 位置)上の標点をP5とした。P1とP5の間に等間隔でP2、 P3、P4 も設定したが、本稿ではP1とP5の結果について 詳述する。

2.2 模型斜面形成方法

斜面は下部層, 難透水層, 上部層の3層構成とし, 全層 High-speed camera 1 (cam1) Water tank Tracking particles Lifting apparatus High-speed camera 2 (cam2) Underwater camera Tracking particles Valves



図 2 実験装置概略図



図3 地すべり運動及び水位変動の計測用標点の位置関係

厚は 61mm あるいは 81mm に設定した。なお、下部層と難 透水層の厚さは全ケースで統一し、上部層の厚さのみを変 えて全層厚を調整している。

地盤材料は豊浦砂を用いて目標相対密度を 40%とし, 以下の手順で斜面を形成した。

- 1. 砂を斜面上に水中落下法で 40mm 堆積させ,下部層 地盤を形成する。
- 2. 難透水層を模擬した長さ 920mm,幅 395mm,厚さ 1mmのビニールシートを水面から静かに沈め、下部 層の上に斜面と平行になるように静置する。その際、 ビニールシート両端と土槽側壁の間には 2.5mm ずつ の隙間が生じるが、噴砂発生防止を目的とした締固 めなどの処理は特に実施していない。
- 3. 難透水層の上から砂を再び堆積させ上部層を形成する。目標全層厚 61mm のケースでは 20mm,目標全層厚 81mm のケースでは 40mm 堆積させた。

ビニールシートは完全に不透水であるため,間隙水の境 界はビニールシート両端と土槽の隙間である。

2.3 水位差の設定

土槽内の水位と定水位昇降装置の水位差により難透水 層下に疑似的に水圧を与えた。砂層の限界動水勾配を考え, 式(1)に示す関係式から求めた限界動水勾配時の水位差 hc を基準として,この値に任意の係数を乗じた値を水位差と して設定した。

$$i_c = \frac{G_s - 1}{1 + e} = \frac{h_c}{L} \tag{1}$$

ここで、 i_c は限界動水勾配, G_s は豊浦砂の土粒子比重, eは間隙比, Lは斜面の全層厚である。全層厚が 61mm の ケースでは $h_c = 55$ mm であり、全層厚 81mm のケースでは $h_c = 77$ mm である。なお、図3 に示すように層厚 61mm, 層厚 81mm ともに法肩位置での水深が 48mm となるように 土槽内の初期水位を設定した。これは、地すべり土塊の初 期没水深を等しくすることで、土塊の層厚が津波振幅に及 ぼす影響について検討するためである。

2.4 模型の縮尺について

本模型実験におけるモデルの縮尺は実規模のおよそ 1/10,000~1/5,000を想定している。これは全層厚 81mm の ケースについて考えると,幅 2,000~4,000m,長さ 5,000 ~10,000m,厚さ 200~400m,体積 2.0×10⁹~1.6×10¹⁰m³ の地すべり規模を想定していることとなる。Hampton et al.(1996)⁸⁾がまとめた海底地すべりの体積を例示すると, Grand Banks: 7.6×10^{10} m³, 相模湾: 7×10^{10} m³, Storegga: 8×10^{11} m³ などがあり,本模型実験における地すべり規模 は十分に発生しうる規模だと考えられる。また, 1975年4 月 27日にカナダのKitimat Arm で発生した海底地すべりの 滑落崖は,幅約 2km,長さ約 6km であり⁹),実験想定スケ ールとおおよそ一致している。

2.5 実験条件

1.で述べた通り,海底地すべりの移動速度や移動体積は 励起される津波規模に大きく関わるとされている。そのた め,本模型実験は各ケースで水位差とすべり土塊の層厚を 設定した。本模型実験において,設定水位差が大きいほど 斜面への水の流入量は大きいため,地すべり土塊に働く摩 擦抵抗力は小さくなり,地すべり速度は大きくなると考え られる。津波増幅の危険性が高いすべり形態を重点的に検 討するために,設定水位差が大きいケースを中心に実験を 実施した。また,地すべり土塊の層厚は,全層厚 61mm, 81mm のケースで,それぞれ 20mm,40mm として 2 通り 設定し,地すべり土塊の層厚が津波振幅に及ぼす影響につ いて考察する。

3. 模型実験結果及び津波振幅に関する考察

本研究では、全層厚、水位差の条件をケース毎に設定したため、ケース名は Case-(全層厚)-(設定水位差)-(実施回数)と表した。例えば、Case-61-12hc-1 の場合は、全層厚61mmの斜面において、土槽内の水位と定水位昇降装置の水位に12hemmの水位差をつけることにより水圧を与えた、1回目のケースであることを示している。

模型実験において高速度カメラで撮影した地すべり運動と水位変動の画像を図4に示した。ここで、図4には代表ケースとして Case-61-12he-3を用いた。実施した全てのケースにおいて、図4の cam1 で示したように斜面下方向に難透水層と上部土塊が一体となり剛体的に平行移動する、直線すべりが発生した。また、すべり発生後には滑落ドメイン(Headwall domain)⁴⁾が形成され、実際の海底地すべり跡で見られるような地形的特徴が確認された。なお、図4の cam2 おいては、画像では観測しがたいが、0.5mm程度の水位変動が発生している。

また,図 5(a)には Case-61-12hc-3 の地すべり変位・速度 及び水位変動の時刻歴,図 5(b)には,図 5(a)の 10~13 秒を 拡大したグラフを示した。図 5(a),図 5(b)より,すべり開 始時の加速に伴い,12.16 秒で初期ドローダウンが発生し ていることが確認できる。P1の初期ドローダウンは 0.37mmであるのに対し,P5の初期ドローダウンは0.19mm である。P1の方が,没水深が小さいため,初期ドローダ ウンは大きくなっていると考えられる。



図 4 高速度カメラで撮影した地すべり運動と水位変動の画像(Case-61-12hc-3)





また図 5(b)より, P5 の初期ドローダウンは, 12.60 秒で 観測されており、P1 と位相がずれていることが確認でき る。そこで、P1 側で発生した津波が伝播して P5 で観測さ れていると考え、P1-P5 間の距離と谷が観測された時刻 から波速 c を算出すると、c = 732.1 mm/s となった。また、 初期ドローダウンまでの時間を4倍することにより周期T を算出したところ, T=1.3s となった。次にこれらの実験 値から波長 $\lambda = cT$ を算出すると、 $\lambda = 976.2$ mmとなった。 ここで P1 の水深は d=65mm であるため,相対水深は 1/25 $\leq d/\lambda \leq 1/2$ となり、本研究で観測された波が浅水波である ことがわかる。本実験では水面が静止状態から波が励起さ れており、Kelvinの循環定理より渦度0であるので、水面 波についてポテンシャル流理論が近似的に適用可能であ ると考える。さらに、波高 H は $\eta_{0,P1}$ を 2 倍して H = 0.74mm であるため、H/λ <<1 であることを考慮して、微小振幅波 と仮定する。以上の仮定より,式(2)に示す分散関係式より 収束計算を行う。



図 5(b) Case-61-12hc-3 のすべり出し直後の拡大図

$$c = \sqrt{\frac{g\lambda}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi d}{\lambda}\right)}$$
(2)

ここで, *c*: 波速, *g*: 重力加速度, *λ*: 波長, *d*: 水深で ある。式(2)より収束計算を行った結果, 波速は *c* =785.5mm/s に収束し, P1 および P5 の位相差から算出した 波速と概ね同様の値となった。また, 波長は*λ*=1041.7mm に収束し, P1 および P5 の位相差から算出した波速と初期 ドローダウンまでの時間を 4 倍することにより得られた 周期から算出した波長と概ね同様の値となった。

図 5(a)の下のグラフでは時間経過とともに水位が上昇 しているが、これは水圧を与えるために斜面底部より水を 供給しているためである.また、27.00 秒以降、約 450mm の変位が生じたところで波が大きく増幅しているのは、模 型土槽の長さが 1500mm であるため、約 450mm のすべり 変位が生じると、地すべり土塊は基礎地盤を通過して模型 土槽の端部まで到達し壁面と衝突したためである。

Case-61-12hc-3 と同様にその他のケースについても地す

		1					
ケース名	初期ピーク速度	平均初期加速度	初期ドロー ダウン(P1)	初期ドロー ダウン(P5)	過剰間隙水 圧比の差	最大速度	噴砂
	v _{peak} [mm/s]	\overline{a}_0 [mm/s ²]	$\eta_{\scriptscriptstyle 0,\mathrm{P1}}$ [mm]	$\eta_{\scriptscriptstyle 0, \mathrm{P5}}$ [mm]	$\Delta u^w/\sigma'$	v _{max} [mm/s]	
Case-61-4hc-4	1.83	2.18	0.04	0.04	0.62	1.83	発生
Case-61-8hc-3	14.15	21.28	0.32	0.19	0.51	69.61	—
Case-61-12hc-1	6.93	10.43	0.16	0.12	0.45	40.59	—
Case-61-12hc-2	4.76	1.68	-	-	0.74	70.67	—
Case-61-12hc-3	15.61	30.97	0.37	0.19	0.45	59.32	—
Case-81-6hc-2	1.46	2.93	0.07	0.05	0.68	1.88	発生
Case-81-8hc-3	1.37	2.04	0.04	0.04	0.71	98.95	_
Case-81-10hc-3	7.36	11.11	0.42	0.21	0.45	7.36	発生
Case-81-12hc-2	9.37	18.64	0.39	0.24	0.48	100.92	発生
Case-81-16hc-1	3.34	6.70	0.16	0.11	0.57	16.88	発生
Case-81-16hc-3	14.50	21.75	0.54	0.26	0.42	32.04	_

表 1 実験結果一覧

べり開始と同時に初期ドローダウンが観測されたため, 表 1 に実験結果をまとめたもの示す。表1には、すべり開始 直後の最大速度である初期ピーク速度 v_{peak} ,初期ピーク 速度に至るまでの平均初期加速度 \bar{a}_0 ,P1及びP5ですべり 開始時に記録された初期ドローダウン $\eta_{0,P1}$ 及び $\eta_{0,P5}$,過 剰間隙水圧比の差 $\Delta u^w / \sigma'$ (4.1で詳述),最大速度 v_{max} ,す べり過程における噴砂発生の有無を示した。

3.1 初期加速度と初期ドローダウン

表1に示したように実施した11ケースの内10ケースで 初期ドローダウンが確認された。しかし、Case-61-12he-2 では明瞭な初期ドローダウンが確認されなかった。このケ ースにおいて、初期ピーク速度は4.76mm/sであり顕著に 小さいとはいえないが、平均初期加速度は1.68mm/s²で最 小であり、比較的緩やかにすべり出している。そこで、初 期ドローダウンの大きさに対しては、初期速度ではなく初 期加速度が支配的な要因であることが考えられる。

表1より、例えばCase-61-12hc-1、Case-61-12hc-3におい て、それぞれの平均初期加速度が 10.43mm/s²、30.97mm/s² に対して、法肩から水平距離 100mm に位置する標点 P1 で観測された初期ドローダウンの大きさは 0.16mm, 0.37mm である。従って、初期加速度が大きいほど初期水 位変動量も大きくなっている。すべり土塊の重心位置の直 上に位置する標点 P5 については、P1 と比較すると、同じ 初期加速度に対する水位変動量は小さいものの,同様の傾 向が見られた。そのため、全ケースについて平均初期加速 度と初期ドローダウンの関係を計測位置(P1, P5)及び全 層厚別にプロットし、得られた近似直線を図6に示す。平 均初期加速度が0ならば水位変動は発生しないため,近似 直線の切片は原点に固定している。得られた近似直線の決 定係数は P1 について, 全層厚 61mm の場合 0.99, 81mm の場合 0.98 となった。また、P5 については、全層厚 61mm の場合 0.97, 全層厚 81mm の場合 0.97 となった。従って, 全層厚及び計測位置の没水深に関係なく平均初期加速度

と初期ドローダウンに相関関係があることが分かった。 さらに、すべり土塊の層厚と得られた近似直線の勾配に 着目する。図6のP1の近似直線において、全層厚61mm, 81mmの勾配はそれぞれ0.013,0025である。ここで、2. で述べたように、全層厚61mm,81mmのケースにおける 地すべり土塊層厚はそれぞれ、20mm,40mmであるため、 地すべり土塊の層厚が2倍になると直線の勾配も約2倍と なっている。また、P5の近似直線でも同様のことが確認 された。

ここで,津波振幅予測式である Watts 式のを式(3)に示す。

$$\eta_{0,2D} = \frac{u_t^2}{a_0} (0.0574 - 0.0431\sin\theta) \left(\frac{T}{b}\right) \left(\frac{b\sin\theta}{d}\right)^{1.25} (1 - e^{-2.2(\gamma - 1)}) \quad (3)$$

上式において、 $\eta_{0,2D}$:津波特性振幅, u_t :終端速度, a_0 : 初期加速度, θ :斜面傾斜,T:土塊の層厚,b:土塊の 長さ,d:初期没水深, γ :土塊の比密度である。式(3) より、津波規模は地すべり土塊の層厚Tに線形比例するこ とが示されており、得られた実験結果との整合性が確認さ れた。





図 7(a) Case-81-8hc-3 の地すべり運動と水位変動の関係

3.2 三次クリープ時の津波振幅増加

3.1 ではすべり出し直後の平均初期加速度と初期ドロー ダウンの相関関係について述べた。本節では、すべり後期 で見られた津波振幅に着目する。

図 7(a)には Case-81-8hc-3 の地すべり変位・速度及び水 位変動の時刻歴,図7(b)には,図7(a)の30~50秒を拡大し たグラフを示した。なお,図7(a)には、すべり出し直後の 速度時刻歴と水位変動の拡大図も併せて示した。平均初期 加速度は 2.04mm/s², P1 及び P5 の初期ドローダウンはと もに 0.04mm で、いずれも層厚 81mm のケースの中では最 も小さい。初期ドローダウン発生以降, P1 は約 42.5 秒, P5 は約 48 秒まで、水の流入により水位が上昇している。 しかしその後, それぞれ水位が大きく減少しており, ドロ ーダウンが発生している。このとき土塊は三次クリープ段 階であり速度が指数関数的に増加していることから、大き な加速度が生じている。すべり初期のみでなく、 クリープ 段階においても土塊の加速度によりドローダウンが生じ る可能性が示された。従来の海底地すべりに伴う津波にお いては、すべり初期の運動が中心に議論されてきた のが、 たとえ初期の加速が緩やかであっても、三次クリープに至 るような海底地すべり挙動では、すべり後期の加速段階に おいてもさらに波が増幅される可能性が示された。

ここで,図 5(a),(b)に示した Case-61-12hc-3 も三次クリ ープに至っているが,これらはすべり初期に発生した波の 影響が大きく,加速段階における引き波は顕在化しなかっ たと考えられる。

4. 模型実験結果及び土塊の運動に関する考察

3.では、すべり出し直後と三次クリープ段階、つまり地 すべり土塊に大きな加速度が生じたときに波が発生・増幅 していることが示された。したがって、地すべり土塊に大 きな加速度が生じる要因についてより詳細に検討する。

図8, 図9に, Case-81-12hc-2, Case-81-10hc-3の速度・ 変位・過剰間隙水圧の時刻歴を示した。なお,図8にはす べり出し直後の速度時刻歴の拡大図も併せて示した。図8 の速度時刻歴に着目すると,およそ12秒に9.37mm/sの初



期ピーク速度が観測された後に急減速し,速度一定の定常 状態となっている。ここで, 定常状態における速度の平均 値は 2.31mm/s であった。その後, 26 秒付近から三次クリ ープに至っている。次に,図9の速度時刻歴に着目すると, およそ22秒に7.36mm/sの初期ピーク速度が観測された後 に急減速し,速度一定の定常状態となっている。ここで, 定常状態における速度の平均値は 1.39mm/s であった。そ の後, 速度は緩やかに 0.0mm/s まで収束している。これら の2ケースを比較すると、定常状態までの初期速度および 定常状態における速度の大きさや,速度時刻歴の概形は類 似している。しかし、Case-81-12hc-2 は定常状態後にすべ り速度が発散しているのに対し、Case-81-10hc-3 ではすべ り速度が収束している。このことは地すべり運動の分岐現 象と捉えることができ、すべりの形態は発生直後の速度の みでなく、進行過程における過剰間隙水圧の変動などの 様々な要因によって左右されると考えられる。以上より, すべり出し直後の速度の発現と最終的な速度の収束ある いは発散には異なるメカニズムがあり, それらを別々に検 討する必要があることが分かった。そこで本研究では、す べりの進行過程について、すべり出し直後を「初期」、速 度一定の定常状態を「中期」、定常状態後の速度が発散あ るいは収束する段階を「後期」と定義し、特に初期と後期 において大きな加速度が生じる要因を別々に検討する。さ らに,既往の研究を参考に,本模型実験で確認された地す

4.1 すべり初期

地すべり土塊の初期段階における運動について検討す る。表1に示したように、Case-81-16hc-1とCase-81-16hc-3 は水位差と全層厚が同条件であるが、平均初期加速度の大 きさに差が見られた。そこで、初期ピーク速度が観測され た時刻において図2に示した斜面底面の6箇所で計測した 過剰間隙水圧の値に着目し、式(4)に示した式を用いて考察 を行う。

べり運動形態を、発生した振幅とともに整理する。

$$\Delta u^{w} / \sigma' = \left(u_{\max}^{w} - u_{\min}^{w} \right) / \sigma' \tag{4}$$



図8 Case-81-12hc-2の速度・変位・過剰間隙水圧の時刻歴

ここで、 $\Delta u^{w} / \sigma'$:過剰間隙水圧比の差、 u_{max}^{w} :初期 ピーク速度が観測された時刻での水圧計 1~6 の最大値、 u_{min}^{w} :同時刻での水圧計の最小値、 σ' :各層厚における 上部層の有効上載圧である。

過剰間隙水圧比の差を横軸に、平均初期加速度を縦軸に とったグラフを図 10 に示した。黒のプロットは全層厚 61mm,赤のプロットは全層厚 81mmのケースの結果を示 している。ここで、×でプロットしたものは斜面形成時に 微小なすべりが生じてしまったケースを示しており、区別 のためシンボルを変えている。図 10 より、過剰間隙水圧 比の差が小さいほど、平均初期加速度が大きいことがわか る。すなわち、斜面全体に過剰間隙水圧が均等に分布する ことにより平均初期加速度が大きくなると考えられる。



図 10 速過剰間隙水圧比の差と平均初期加速度の関係

4.2 すべり後期

前述のように、図8及び図9に示すケースでは、初期速度と定常状態における速度が類似しているが、定常状態後にすべり形態の分岐が生じている。この分岐現象の要因について、Case81-10hc-3では45秒で法肩付近の難透水層端部から噴砂が発生し、斜面中央の水圧計1~3の過剰間隙水



図 9 Case-81-10hc-3の速度・変位・過剰間隙水圧の時刻歴

圧とすべり速度が減少している。一方, Case-81-12hc-2 では、定常状態においては噴砂が発生していなかった。以上より、定常状態で噴砂が発生することで難透水層下の被圧状態が低減され、せん断抵抗が増加することですべりが停止すると考えられる。

4.3 地すべり運動形態及び津波振幅のまとめ

3.では、すべり初期と後期における波の発生・増幅と土 塊の加速度の関係に着目し、その関係を整理した。さらに、 4.ではこれまでに、すべり初期と後期における加速度の発 現機構を明らかにしてきた。まず、4.1 では斜面全体に過 剰間隙水圧が均等に作用することで平均初期加速度が大 きくなることを示した。次に、4.2 ではすべり後期で速度 が収束、あるいは発散する要因は定常状態における難透水 層下の被圧状態の低減、あるいは継続であることを述べた。

以上より,既往の研究⁷⁾を参考に,本模型実験で得られ た地すべり運動形態について,発生した波を踏まえて分類 を行い,**表2**にまとめた。従来の形態分類のパターン②と パターン③はそれぞれ2つのタイプに細分化した。各パタ ーンの特徴は**表2**に示すとおりである。

5. 結論

本研究では、海底地すべり運動と励起される津波特性を 把握するために模型実験を実施した。振幅を増大させる要 因として地すべり土塊の加速度に着目し、その関係を整理 したことに加え、地すべり土塊に大きな加速度が発生する メカニズムについても検討した。さらに、既往の研究を参 考に、本模型実験で確認された地すべり運動形態を、発生 する振幅とともに分類した。以下に本研究で得られた知見 をまとめる。

- すべりの初期加速度とすべり初期の水位低下量である初期ドローダウンは線形関係にあり、その勾配はすべり土塊の層厚に比例する。
- (2) クリープ破壊に至るすべり形態では、すべり初期の みでなく三次クリープ段階においても津波振幅が増 大することが示された。



表2 すべりの運動形態の分類と発生する波の特徴

- (3) すべり初期において斜面面全体に過剰間隙水圧が均 等に作用することにより、初期加速度が大きくなる。
- (4) 定常状態における被圧状態の低減あるいは継続によって、すべり速度の収束あるいは発散が左右される。
- (5) 模型実験により観察された地すべりの形態は 3 パタ ーンに大別され、すべり出し直後や加速クリープの ように大きな加速度が生じる時に振幅が大きくなる ことが示された。

最後に、今後の課題を挙げる。本稿で初期加速度と初期 ドローダウンの相関関係を示したように、三次クリープ段 階の加速度とその時に発生するドローダウンについて定 量的に評価し、その関係を調べることが必要であると考え られる。また、本稿では地すべり土塊の初期没水深を統一 することにより、地すべり土塊の層厚が初期ドローダウン に及ぼす影響が明らかになった。そこで今後は、地すべり 土塊の層厚を統一し、初期没水深が初期ドローダウンに及 ぼす影響についても検討する。さらに、本研究で得られた 初期ドローダウンの実験値と Watts 式などの理論値との比 較を行い、その整合性についても検討していく。

参考文献

- 池原研:講座 すべりに伴う物質の移動と変形 No.5 海底地すべり,日本地すべり学会誌, Vol.41, No.5, pp.112-116, 2005.
- 平石哲也,柴木秀之,原崎恵太郎,原信彦,三嶋宣明:地震 断層と海底地滑りを考慮した 1998 年パプアニューギニア地 震津波の日本沿岸への適用,海岸工学論文集, Vol.47, pp.341-345, 2000.
- 3) Tappin, D.R., Grilli, S.T., Harris, J.C., Geller, R.J., Masterlark, T., Kirby, J.T., Shi, F., Ma, G., Thingbaijam, K.K.S., Mai, P.M.: Did a submarine landslide contribute to the 2011 Tohoku tsunami? *Marine Geology*, Vol.357, pp.344-361, 2014.
- 川村喜一郎,金松敏也,山田泰広:海底地すべりと災害-これ までの研究成果と現状の問題点-,地質学雑誌, Vol.123, No.12, pp.999-1014, 2017.
- 5) 橋本貴之, 壇和秀:地滑り形状を変化させた場合の海底地滑 り津波に関する実験的研究, 土木学会全国大会第63回年次学 術講演概要集, 仙台, pp. 395-396, 2008.
- 6) Watts, P., Grilli, S.T., Tappin, D.R. and Fryer, G.J.: Tsunami Generation by Submarine Mass Failure. II: Predictive Equations and Case studies, *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, Vol.131, No.6, pp.298-310, 2005.
- 安井俊平,岩井裕正,木村真郷,張鋒:難透水層を有する海 底斜面における地すべり運動に関する研究,土木学会論文集 A2(応用力学), Vol. 76, No. 2, pp.I_313-I_323, 2020.
- Hampton, M.A., Lee, H.J. and Locat, J.: Submarine landslide, *Reviews of Geophysics*, Vol.34, pp.33-59, 1996.
- 9) 川村喜一郎, 金松敏也, 山田泰広: 海底地すべりと災害, 地質 学雑誌, Vol. 123, No. 12, pp. 999-1014, 2017.

大井川水系榛原川流域における土砂供給過程の詳細把握 Geological and Geotechnical Research on the Sediment Supply Process of the Haibara River in the Oi River System

鈴木志信¹,藤井幸泰²,溝口敦子²

1 名城大学・理工学研究科・社会基盤デザイン工学専攻・203433002@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

概 要

大井川流域は脆弱な地質により土砂供給が活発で、ダム堆砂による有効貯水容量の減少等が問題となって いる。そこで本研究では、大井川水系榛原川を対象に、土砂供給の量的・質的評価を行い、土砂供給特性の 把握を試みた。量的評価として、標高差分を基に斜面崩壊による崩壊土量の算出を行った。この結果、榛 原川流域内では深層崩壊による崩壊地が存在し、ホーキ薙だけで 2000 年代に 1.46×10⁶m³ が崩壊したこと が明らかとなった。質的評価では粒度分析・岩種比率測定を行った。これらの分析対象として、土砂供給 域と考えられる砂岩泥岩互層崩壊地、堆積域である榛原川河床とした。供給土砂は、崩壊地から流下する につれ、60%粒径が大きくなり、砂岩の割合が増加することが示された。この結果から、崩壊地から供給さ れる土砂特性に空間的変化が存在することを示した。今後は、対象崩壊地を追加し、榛原川流域の全崩壊 土量の算出を行い、岩種割合の変化との関連性を明らかにしていく。

キーワード:土砂供給,土砂生産,砂岩泥岩互層,土砂管理,粒度分析

1. はじめに

静岡県に位置する大井川は、中央構造線と糸魚川-静岡 構造線に挟まれ、年間数ミリ程度の隆起速度を持つ赤石山 地を流域に含んでいるため、非常に脆弱な地質を有する。 加えて、大井川支川の流域内に崩壊地も多数有している。 このような地形・地質的条件により、大井川流域では斜面 崩壊による土砂供給が活発である。また、多雨地帯でもあ るため、上流域には多数の水系ダム群が設置されており、 各ダムでの堆砂が深刻化している。これらに伴い、土砂供 給による有効貯水容量の低下や出水時の水位上昇等が問 題となっている。これらには供給土砂の質・量の把握やそ のメカニズム把握が必要不可欠である。

河川への土砂供給過程に関する研究は、砂防学や水工学 の分野において行われている。山野井は土砂生産モデルを 用いて、土砂流出量の推定を行っている¹⁾。また、地質別 の土砂生産ポテンシャルを評価する研究も行われている²⁾。 斜面崩壊過程に関する研究では、応用地質や地すべり学の 分野で研究が行われている。大丸らは、ホーキ薙などの崩 壊地を対象に、多時期の衛星写真の比較により斜面崩壊過 程の把握を行っている³⁾。しかし、斜面崩壊を起因とする 土砂供給過程に関する詳細把握は十分に行われていない。

そこで本研究では,流域内に崩壊地を多く有する大井川 水系榛原川を対象に,斜面崩壊による土砂供給過程に関す る量的ならびに質的な評価を行う。まず,地理情報システ ム(Geographic Information System:以下 GIS と記す)により, 流域の地形・地質条件の把握を行う。次に多時期の衛星写 真から作成した数値表層モデル(Digital Surface Model:以 下 DSM と記す)により,斜面崩壊の経年変化状況と崩壊土 量の算出を行う。そして榛原川流域において現地調査を実 施し,供給土砂の性質把握を行う。これら調査により,崩 壊地~河床における供給土砂の材料特性の変化について も確認する。そして,崩壊土量算出や調査を踏まえ,榛原 川流域における土砂供給過程に関する考察を試みる。

2. 榛原川流域の地質・地形

大井川上流域から中流域にあたる赤石山地を構成する地 質は四万十帯である(図 1)。四万十帯は白亜紀から中期 中新世に形成された付加体で構成される。四万十帯構成層 はおよそ北東-南西方向の走向を持ち,北部に比べ南部の 地質年代が若い。特に榛原川では、上流部は砂岩泥岩互層 主体の寸又川層群,中~下流部は混在岩を主体とした犬居 層群が分布している(図 2)。また,空中写真を用いた崩 壊地判読を行った結果,流域内には約150か所の崩壊地が 存在することが明らかとなった。判読崩壊地の面積,並び に地質別面積を表 1 に示す。この結果,砂岩泥岩互層の領 域に崩壊地が多く分布しており,砂岩泥岩互層が土砂供給 に影響を及ぼす可能性が示された。また,2013 年度の静岡 河川事務所航空レーザ測量業務により得られた数値標高



図 1 大井川流域の地質図

表	1	榛原川	流域と	崩壊地の	地質別面積

	榛原川流域内		崩壊	地内
	面積(km ²)	比率	面積(km ²)	比率
砂岩泥岩互層	7.95	33.0%	0.39	68.8%
混在岩	14.39	59.8%	0.16	27.7%
玄武岩	0.66	2.7%	0.01	2.4%
砂岩	0.92	3.8%	0.01	1.2%
その他	0.16	0.7%	0.00	0.0%
合計	24.09	100.0%	0.57	100.0%

モデル (Digital Elevation Model:以下 DEM と記す)を基 に、地形の傾斜角の算出を行った(図 3)。流域内の傾斜 角は最大 80 度程度であり、急傾斜地を多く有し、斜面勾 配 30 度以上の崩壊地も多く存在する。

3. 供給土砂の量的評価

前章から, 榛原川流域には多数の崩壊地が存在し, 榛原



図 3 榛原川流域の傾斜量図

川における土砂供給に斜面崩壊が影響する可能性が示さ れた。したがって、榛原川流域の斜面崩壊により供給され た土砂量を把握する必要があると考えられる。そこで、写 真測量や GIS を用いた斜面の崩壊土量の評価を行う。

3.1 多時期航空写真を用いた DSM の取得

既往研究において, 源頭部に存在するホーキ薙で大規模 な斜面崩壊が 2000~2006 年前後に発生したことが示され ている3。そこで、多時期の航空写真から榛原川流域内の DSM を取得し、斜面崩壊による供給土砂量を算出する。 対象崩壊地は, 源頭地のホーキ薙とする。これは流域内で 最も大規模な崩壊地であり、投影面積も1.54×105m2と広 く、土砂供給に対し強く影響し得ると考えられる。ここで 空中写真から DSM を取得するため、写真測量ソフト Metashape を用いた。取得手順として、はじめに、空中写 真を取り込んだ上で, 焦点距離の設定などを行う。 次に空 中写真の位置推定を行い,写真中の特徴的な点を抽出する。 そして写真上に位置情報を付与するため、地上基準点 (GCP: Ground Control Point)の位置座標を設定する。これら を基に,高密度な点群を作成し,三次元形状の復元を行う。 最後に点群を基にメッシュを構築し, DSM が生成される。 ところで、DEM は地盤高さのモデルとされ、DSM は建物 や樹木を含んだ地球表面高さのモデルとされるが,供給土 砂量推定をはじめとする地形解析には一般的に DEM が用 いられている。しかし、2013 年度の DEM と空中写真から





図 6 ホーキ薙の標高差分

表 2 ホーキ雉谷領域の半均崩壊深と崩壊土量

領域	面積 A(m ²)	崩壊深 h(m)	崩壊土量 V(m ³)
上部	75,267	10.6	800,565
下部	32,625	4.8	157,973
南部	34,208	10.6	361,078
東部	8,359	20.5	171,615
北部	3,514	-9.0	-31,560
合計	153,973	-	1,459,672

取得した 2012 年度の DSM を用いて,ホーキ薙の地形断 面図を作成し,比較を行ったところ,崩壊地上部の誤差が 2m 未満であることが示された(図 4)。これは,2012 年の ホーキ薙においては植生がなく,表層と地表面の標高差が 極めて小さくなったためであると考えられる。加えて,過 去の DEM は取得が困難であるといった点から,本研究で は DSM を用いてホーキ薙の供給土砂量の推定を行う。

3.2 DSM による供給土砂量の算出

用いた空中写真は 1976 年,2012 年に撮影された 2 時期 である(図 5)。差分の誤差を減少させるため,対象の崩 壊斜面をそれぞれ,幅が 200m を超える上部,幅が 100m 程度の下部,南部,東部,北部の領域に分割し,標高差分 を抽出する(図 6)。これらの差分を斜面崩壊による崩壊 深とし,以下の式で崩壊土量の算出を行う。

$$V = \sum A^* h \tag{1}$$

ここで、Vは崩壊土量(m³)、A は領域分割された崩壊地の 面積(m²)、h は領域の平均崩壊深(m)である。崩壊土量の算 出結果を表 2 に示す。合計の崩壊土量は、1.46×10⁶m³で あった。崩壊深は北部を除く区域において、10m 以上が多 く見られた。この結果は、ホーキ薙の地形変化過程を明ら かにした既往研究との整合性が取れたと言える³⁾。区域ご との土砂供給の特徴として、上部、南部での土砂供給が活 発であることが示された。また、東部は 20m 程度の崩壊深 であるが、区域面積が他区域に比べ少ないため、崩壊土量 は下部と同程度である。加えて、下部は南部と同程度の区 域面積であるが、崩壊土量は南部よりも少ない。これは、 上部や南部、東部からの供給土砂が堆積したためだと考え られる。

4. 供給土砂の質的評価

4.1 崩壊源の岩盤の材料特性

ホーキ薙周辺には砂岩泥岩互層が確認できる露頭が数か 所存在する。そこで、ホーキ薙から供給される土砂の材 料特性の把握を行った。ホーキ薙に隣接する露頭での層 理面の走向・傾斜は N50°E35°S であった。北東方向の走 向であり、周辺域の四万十帯と一致する。そこで、ホー キ薙上部に位置する露頭を対象に、砂岩泥岩互層におけ る砂岩と泥岩の比率を算出した。図7は対象露頭で観察 された層理面に対しほぼ平行な方向からの正射投影図で ある。白色を呈する層が砂岩層、茶色を呈する層が泥岩 層であり、砂岩層と泥岩層はリズミカルな互層を示す。 このような複数の露頭を撮影し、正射投影図として解析 すると、砂岩:泥岩=62.4%:37.6%の比率であった。このこ とから、泥岩以上に砂岩が多く供給される可能性が示さ れた。また、この画像範囲から砂岩層厚(T)と砂岩層中の 節理間隔(S)を測定した(図9,図10)。この結果、層厚



図 11 榛原川河床における粒度分布・岩種割合

と破断間隔はどちらも 20~120mm 程度であった。また, 相関係数 R=0.74 であり,既往研究⁴⁾と同様,高い正の相 関があることが示された

4.2 移送および堆積域の土砂の材料特性

榛原川河床の堆積土砂の粒度分布を,線格子法に基づき, 榛原川上流部(河口 10km 地点),下流部(河口 2km 地点) において測定した(図 8)。また,土粒子の色調や構成鉱 物サイズを基にした,目視による岩種判定を行った(図 11)。ここで,混在岩の基質は泥岩であり,80~90%を含有 すため、37.5mm 以下では、泥岩と混在岩の判別が困難と 考えられる。したがって、混在岩は泥岩として扱うものと する。その結果、河床堆積土砂の岩種は、主に砂岩と泥岩、 混在岩が見られた。砂岩と泥岩の土粒子別比率は、下流部・ 上流部ともに、およそ 19.0~37.5mm で泥岩割合が砂岩割 合よりも大きくなっている。また、上流部に堆積する土粒 子の最大粒径は 450mm、下流部では 350mm であり、上流 部と下流部で変化が見られた。また、粒度分布の変化を表 すため 60%粒径 D_{60} を算出した。上流部で $D_{60}=22.1$ mm, 下流部で $D_{60}=37.1$ mm で、上流部に比べ下流部が大きい。

表 3 榛原川流域における岩種割合の変化

	砂岩	泥岩(混在岩含む)
崩壊地	42.9	53.5
上流部	44.6	55.5
下流部	54.5	44.6

4.3 材料特性の変化

3章からホーキ薙に露出する砂岩泥岩互層おける砂岩層 と泥岩層の比率が62.4%:37.6%であった。また2章から崩 壊地の砂岩泥岩互層と混在岩の比率が68.8%:27.7%であっ た。これらを基に、崩壊地から上流部・下流部における砂 岩と泥岩の岩種割合を表-3に示す。この表から上流部から 下流部にかけて岩種割合が変化していることが示された

(表 3)。砂岩割合は崩壊地から下流に向かうにつれ増加 している。対して泥岩割合は,崩壊地から上流部にかけて はやや上昇するものの,下流部には再度減少している。ま た,砂岩の粒径変化として,崩壊地の砂岩層からは 20mm 以上の粒径の土粒子が供給され,河床では 19.0~37.5mm を境に砂岩の比率が減少している。

5. 土砂供給過程についての考察

これまでの地形解析や粒度分析, 岩種判別を踏まえ, 斜 面崩壊による土砂供給過程を考察する。崩壊地に存在する 土砂の粒径は、20~120mm 程度の砂岩が存在する上、砂岩 層未満の層厚である泥岩層も存在する。このため,砂岩に 比べ小粒径の泥岩も供給されると考えられる。また、ホー キ薙周辺には 250mm を超える巨礫も多く存在しており, 上流部の河床にも同程度の巨礫が存在したため, 大粒径の 土砂も斜面崩壊により供給されていると考えられる。また, ホーキ薙の斜面崩壊形態は, 深層崩壊であることが示され ている。このため、崩壊地からの土砂移動形態として、斜 面崩壊が発生した際,崩壊土塊は地すべり等に対し高速で 斜面下部まで移動するものと考えられる。ここで、図 6を 見ると、崩壊深と比べ堆積厚が少ない。このため、斜面崩 壊により生産された土塊は,崩壊地下部に堆積する以上に, 榛原川河道に多く供給されるものと考えられる。ここで, 堆積厚より崩壊深が大きい理由として,崩壊地周辺は急峻 な地形であり,斜面末端部よりさらに下流側へ土砂が移動 する可能性が考えられるためである(図 12)。その後崩壊 土砂は,河道をさらに流下し,堆積や流失が発生している と推察される。下流域の土砂供給の形態として, 上流部崩 壊地由来の砂岩・泥岩が流入するだけでなく, 中~下流域 に分布する崩壊地から混在岩も流入すると考えられる。こ のことから,河床堆積土砂の岩種割合は,流域内の砂岩泥 岩互層・混在岩といった地質別の土砂供給量にも影響を受 ける可能性があると考えられる。そして、 粒度分布の特性 として、下流部へ流下するにつれ D60 が増加することが示 されている。理由として、小粒径の泥岩は流下するにつれ スレーキングにより細粒化し、多くの土粒子を河川へ流失 する一方, 大粒径の砂岩は河床に堆積したためだと考えら



図 12 ホーキ薙の傾斜量図

れる。また、4章で示した粒度分布は、測定された土粒子の個数から作成したものであり、JIS で規定される一般的な通過質量百分率を用いた粒度分析とは異なる。このため、 土粒子体積と土粒子密度から、重量による粒度分布の作成 を行い、粒度分布の精度向上を図る必要がある。下流部の 土砂移動形態として、崩壊地から供給された土砂は、 19.0mm 以上の粒径の砂岩が堆積と移動を繰り返しながら 緩慢に大井川へ流出するのに対し、泥岩は 2mm 以下に細 粒化しながら榛原川に流され、砂岩に比べ急速に大井川へ 流出するものだと考えられる。

6. まとめと今後の展望

本研究では、大井川水系榛原川における土砂供給過程に 関する量的評価・質的評価を行った。はじめに、流域の地 質条件として, 混在岩・砂岩泥岩互層が広く分布すること が示された。また,砂岩泥岩互層の崩壊地が混在岩に比べ, 多く存在することが明らかとなった。供給土砂の量的評価 として, 流域内の大規模崩壊地であるホーキ薙を対象に, 航空写真から DSM を取得した。これを DEM と比較した ところ、植生の少ない崩壊地においては、DSM を用いた 地形解析が可能であることが明らかとなった。そして, 2000 年代の大崩壊前後の標高差分を取得し、供給土砂量 の評価を行った。この結果,崩壊量は1.46×10⁶m³であり, 領域別崩壊深の平均が 11.63m であったことから、ホーキ 薙では深層崩壊が発生し多量の土砂が榛原川に供給され た可能性が示された。また,供給土砂の質的評価として, 崩壊地で土砂供給源となる岩盤の性質把握を行った。 20mm~120mm 程度の層厚の砂岩層と、それより薄い泥岩 層で構成されており,砂岩層における層厚と破断間隔に相 関関係が見られた。したがって,これらと同程度の粒径の 土粒子が榛原川へ供給される可能性が示された。また,河 床において移送・堆積された土砂を対象に,線格子法によ る粒度分析・岩種判別を行った。この結果、粒径・岩種割 合ともに,空間的な変化が見られた。岩種割合では,榛原 川を流下するにつれ、砂岩の比率が増加し、泥岩・混在岩 の比率が減少した。これは, 泥岩の細粒化による影響と考 えられるが, 粒度分布の取得方法の再検討も行い, 妥当性 を確認する必要もあると考えられる。そして、これらの分 析から、土砂供給過程の考察を行い、榛原川流域では、深 層崩壊による土砂供給が発生しており,急峻な地形から河 道へ多量の土砂が流入することが推察された。また,砂岩 と泥岩では,大井川への土砂流出の形態が異なることも推 察された。

今後の展望として,量的評価では,榛原川流域内におい てホーキ薙以外に対象崩壊地を増やし,榛原川流域におけ る斜面崩壊による全供給土砂量の算出を行っていく。さら に,混在岩・砂岩泥岩互層・砂岩など地質別でも算出を行 い,地質の違いが土砂供給量に与える影響を推察する。ま た,傾斜角や起伏量により,地形が土砂供給量に与える影 響の推察を行っていく。質的評価については,河床土砂の 重量を算出した上で,重量を用いた粒度分布を作成する。

- 山野井一輝,藤田正治:土砂生産・土砂供給・土砂輸送堆積統 合型モデルの開発と山地流域への適用,土木学会論文集 B1,Vol.70,No.4,pp.925-930,2014
- 2) 中西隆之介,三谷泰浩,池見洋明:地質による河川支流からの 砂・細粒分の土砂流出比率の評価に関する研究,第8回土砂災 害に関するシンポジウム論文集,pp.157-162,2016.9

また,河床調査のデータを増やし,岩種割合と地質面積・ 土砂供給量の関係を明らかにしていく。地質を考慮した土 砂供給特性を明らかにすることにより,大井川水系におけ る地質や地形を考慮した効率的な土砂管理にも寄与でき ると考えられる。

謝辞

この研究は国土交通省河川砂防技術研究開発公募地域 課題分野(河川)「大井川流砂系土砂管理に向けた支川土砂 流入量評価方法の提案」(代表:溝口敦子)の一部として 行いました。

参考文献

- 3) 大丸裕武,黒川潮,村上亘,松浦純生:多時期地理情報からみ た千頭地域の深層崩壊発生斜面の地形的特徴,日本地すべり学 会誌,50巻1号,2013
- Bai, T., D.D.Pollard, D., Gao, H.(2000), Explanation for fracture spacing in layered materials, nature, Vol.403, pp.753-756.

セメント添加・カルシウム溶脱による鋭敏粘性土供試体作製の試み

(Experimental approach to artificially produce sensitive clayey specimen by cement adding

and calcium leaching)

古市実希¹, 中井健太郎², 野田利弘³

1 名古屋大学大学院・工学研究科・furuichi.miki@a.mbox.nagoya-u.ac.jp

2 名古屋大学大学院・工学研究科

3 名古屋大学大学院・工学研究科

概 要

堆積状態のばらつき、サンプリング時の乱れや採取コストの問題等から、自然堆積した軟弱粘性土を用い て多量の実験を行うことは難しい。そこで本研究では、海成粘土の堆積過程に着目し、「セメント添加」、 「カルシウム溶脱」をおこなうことで、自然堆積した軟弱粘性土と同等の特徴を有する供試体の作製を試 みた。結果として、1)液性指数が大きい高含水比・高鋭敏比状態、2)高い圧縮性、3)せん断中のひずみ軟 化挙動、といった点において、軟弱粘性土特有の特徴を再現できることを確認した。また、本研究で作製 した供試体は北欧などに分布するクイッククレイと類似していることがわかった。そのため、これらの比 較をおこない、類似点・相違点について考察した。

キーワード:軟弱粘性土, 鋭敏, セメンテーション, 溶脱, クイッククレイ

1. はじめに

日本は、山岳地や丘陵地が多く、国土の約3/4を占めて いる。そのため、総面積の10%にすぎない沖積平野に人口 の 50%, 資産の 75%が集中している。沖積平野は, 第 4 紀の沖積世に堆積した未固結の層(沖積層)から構成され ているが,このうち後背湿地や三角州,低湿地などの地形 では、海成または陸成の粘土や有機質土など、軟らかい層 が厚く堆積していることが多く、軟弱地盤と呼ばれる。軟 弱地盤上には人為的に重い構造物を造らないことがよい が,国土の狭い日本では,必然的に用地的・環境的側面か ら, 軟弱地盤上への建設も余儀なくされ, 地盤工学的問題 を生じることも少なくはない。例えば図1は、軟弱地盤で ある常磐自動車道神田地区での盛土工における沈下量~ 時間関係である1)。供用開始後しばらくして、本来は消散 する一方であるはずの過剰間隙水圧が逆に上昇し,いった んは収束に向かった沈下が加速化したり,新たな過剰水圧 の湧き出し・消散のために沈下が長期化したりする。また、 大きな残留沈下が生じた結果,建設当初の一次元圧密理論 に基づく予測をはるかに上回る沈下が発生した箇所も存 在した。このような残留沈下を生じた現場は日本全国に存 在しているが, Inagaki et al.²⁾は、長期沈下を生じ得る軟 弱地盤の簡易判定法として, 鋭敏比 St が 8.0 以上, 圧縮指 数比 Cc/Ccr が 1.5 以上の鋭敏粘性土と述べている。このよ うな長期圧密挙動が問題となっている類似の軟弱粘性土 地盤は、中国の上海粘土、タイのバンコク粘土、カナダの ルイズヴィル粘土など、日本国内に限らず海外にも多く存 在する。一方、北欧やカナダ、ロシア、アラスカに目を向 けると、クイッククレイと呼ばれる超鋭敏な粘性土(鋭敏 比が 500 を超えるという報告もある³⁾)が存在する。クイ ッククレイは練り返しによる強度低下が著しい特徴を有 するため、河川浸食、土木工事による載荷や振動、あるい は豪雨に伴う地滑りによって、数多くの甚大な被害が発生 している^{40など}。



図1 盛土施工に伴う軟弱地盤の長期圧密沈下現象

上記の粘性土に共通する特徴として「高含水比」かつ「鋭 敏」な状態にあったことが挙げられる。種々の地盤工学的 課題に対処するためには,現地に堆積する軟弱粘性土の力 学特性を正確に把握することが重要であり,その実現のた めには,自然堆積状態のまま乱さず採取した不攪乱試料を 用いて,各種計測および系統的な実験を行うことが求めら れる。しかし,堆積時の元々のばらつき,サンプリング時 の乱れや採取コストの問題等の制約から,自然堆積時と同 じ状態で同質な供試体を数多く準備することは難しい。そ こで,本研究では自然堆積した軟弱粘性土と同等の特徴を 有する供試体を人工的に作製することを試みた。

本研究では作製にあたり, 軟弱粘性土の代表的なもので ある海成粘土の形成過程に着目した。海成粘土は,細粒土 が海水の中に流入して堆積することで形成された間隙の 大きな堆積土である。また海底地盤では、 プランクトンの 遺骸などからなる炭酸カルシウム等による化学的結合が 進展し、炭酸カルシウム含有率の増加とともに固結化が進 む。そのため、海底から生じた地盤であればカルシウムを 多く含んだ土であるため、セメンテーション作用が働くこ とが考えられる。さらに長い年月の中で海底地盤は海進・ 海退作用や地盤隆起によって陸化し、地盤中を地下水がゆ っくり流動することで間隙内の塩分やカルシウムが溶脱 される。溶脱によってせん断強度が低下し、鋭敏で軟弱な 粘土が形成されている。以上より、「セメンテーション」 と「溶脱」が軟弱粘性土形成の重要なポイントと考える。 これら2つの作用を室内で再現することで,自然堆積した 軟弱粘性土と同等の特徴を有する供試体を作製する。しか しながら、これら2つの作用は自然界の中では非常に長い 年月をかけて進行するものである。そのため、反応を促進 するため、「セメント添加による固化」と「硝酸アンモニ ウム水溶液によるカルシウム溶脱」を行うことで、短時間 での供試体作製を試みた。本報では、セメントを添加し、 カルシウム溶脱を行った供試体の物理・力学特性について 示すとともに、その特徴を実際の粘性土と比較した(本報 ではクイッククレイとの比較を実施)。

2. 供試体作製方法

本研究では、セメント添加した粘性土供試体を硝酸アン モニウム水溶液に浸漬し、カルシウム溶脱させることで軟 弱粘性土供試体の作製を試みた。以下に供試体作製手順を 示す。本研究で用いた粘土試料は、京浅黄土である。なお、 京浅黄土の物理特性は表 1に示す通りである。

- 含水比が75%(液性限界の1.5倍),セメント添加率が 乾燥質量比で5%となるように,粘土試料・蒸留水・ セメントの質量を計測する。後に,粉末のセメントに 蒸留水を加えてセメントペーストにするため,少量の 蒸留水を別で分けておく。
- 2) 粘土試料に蒸留水を加え、しっかりと攪拌する。
- 3) 粉末の早強ポルトランドセメントと少量の蒸留水をよく混ぜ、2)で攪拌した粘土試料に投入し、さらに攪拌を行う。セメントと蒸留水を混ぜ始めてから10分経過した時点で撹拌を終了する。

- 攪拌が終わったら、試料をプラスチックモールドに投入する。このとき、振動を与えることで空気を抜きながら投入する。
- 5) 投入後3時間経過したら,ブリーディングによって上 昇してきた水をヘラで取り除き,表面を平らに整える。
- 6) 乾燥を防ぐため水中で養生を行う。2 週間の養生でせん断強度はほぼ収束するため、2 週間以上養生した供試体を使用する。
- 7)供試体をモールドから取り出した後、0.5mol/1の硝酸 アンモニウム水溶液に1週間以上浸漬させる(1週間 の浸漬によって、内部のPH値は均質となり、カルシ ウム溶脱が供試体内部にまで行きわたる(図2))。



図2 フェノールフタレインによる溶脱の確認

このように作製した供試体に対して,各種物理試験およ び力学試験を実施した。なお,ここで言う溶脱現象とは, セメントの水和反応の過程で生成した CH(水酸化カルシ ウム)と CSH(カルシウムシリケート水和物)中のカルシ ウムイオンが,水溶液とセメント表面付近の濃度平衡によ ってカルシウムの濃度の低い水溶液中へ溶け出すことで あり,式(1),式(2)のように化学反応が進む。三浦ら⁵⁾は カルシウム溶脱によって,セメントペーストやモルタルが 強度低下を示すことを示している。また,青山ら⁶⁾は, 硝酸アンモニウム水溶液を用いると純水に浸漬させる場 合の 100~300 倍速く溶脱が促進されることを示している。 なお,硝酸アンモニウム水溶液を使用する場合,式(2)中に 示される水和生成物 Ca(NO₃)2 は潮解性が非常に高く水に 溶けやすい特徴を有するため,供試体に結晶として付着し て残らないという利点もある。

 $Ca(OH)_2 + 2H^+ \rightarrow Ca^{2+} + 2H_2O$ (1)

 $Ca(OH)_2 + 2(NH_4NO_3) \rightarrow Ca(NO_3)_2 + 2NH_3 + 2H_2O \quad (2)$

表1 供試体作製に用いた母材(京浅黄土)の物理特性

土粒子密度 ρ _s (g/cm ³)	2.70
液性限界 wL (%)	45.8
塑性限界 wp (%)	25.4
細粒分含有率 (%)	95.0
粘土分含有率 (%)	46.5
10%粒径 D10 (mm)	0.001
20%粒径 D20 (mm)	0.003
50%粒径 D50 (mm)	0.013

3. 作製した供試体の基本的特徴

カルシウム溶脱の有無による物理試験結果を表 2 に, 粒度分布を図 3 に示す。自然含水比とは供試体作製時の 含水比であり,物理試験は一度作製した供試体を練り返し てから実施した。カルシウム溶脱によって土粒子密度に変 化はないが(ここでは,水和生成物は土粒子として計算), 液性限界が減少していることがわかる。特徴的なのは,カ ルシウム溶脱によって自然含水比が増加しており,液性限 界の減少と相まって,液性指数が4.0以上と非常に高含水 比状態の供試体となる点である。また,カルシウム溶脱に よって 0.002mm~0.02mm 付近の質量百分率が減少してい るが,この粒度分布変化については今後もう少し詳細に検 討していく必要があると考えている。



図 3 カルシウム溶脱による粒度分布の変化

表 2 カルシウム溶脱による物理特性の変化

	Ca 溶脱無	Ca 溶脱有
土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.77	2.76
液性限界 w _L (%)	53.2	42.8
塑性限界 wp (%)	30.2	30.8
塑性指数 Ip	23.0	12.0
自然含水比 wn(%)	70.4	80.6
液性指数 L	1.75	4.15

ー軸圧縮試験結果を図4に示す。ここでは、硝酸アンモ ニウム水溶液の濃度を0.2, 0.5, 1.0 mol/lと3通りで実施 している。カルシウム溶脱によって、一軸強度および初期 剛性が著しく低下していることがわかる。一方で、溶液濃 度による違いは見られない。このことは、十分な時間浸漬 させることで、カルシウム溶脱の程度は溶液濃度によらず 同程度に起こることがわかる。続いて、鋭敏比を測定する ために、練返し試料の一軸圧縮試験を実施しようと試みた が、図5に示すように、供試体を手で捏ねると容易にスラ リー状へと変化してしまい、練返し供試体を作製して、一 軸圧縮強度を求めることはできなかった。練返しせん断強 度を求めることはできなかったが、その値はほぼ0に等し く、非常に鋭敏な供試体であることがわかる。

以上の結果から,セメント固化後にカルシウム溶脱して 作製した供試体は,非常に鋭敏で多くの水分を保持できる 構造を持っていると考えられる。



図4 一軸圧縮試験結果



図5 供試体の振動に伴う流動化

4. 力学試験結果

ここでは、セメント添加・カルシウム溶脱によって作成 した供試体の力学特性を把握するために、標準圧密試験お よび側圧一定の非排水三軸圧縮試験を実施した。

4.1 標準圧密試験

カルシウム溶脱前後の供試体を用いた実施した標準圧 密試験結果を図6に示す。



試験結果から,高い圧縮性は保ったまま,カルシウム溶 脱に伴う若干の比体積の増加に加えて,圧密降伏圧力が小 さくなっていることがわかる。同図には,カルシウム溶脱 した試料を捏ね繰り返して作製した練返し試料の標準圧 密試験結果および,同試験結果から求めた練返し正規圧密 線も併記している。カルシウム溶脱供試体は同練返し正規 圧密線に対して,同じ鉛直応力下で大きな比体積を有する 「嵩張った」状態にあり,鉛直応力の増加とともに練返し

正規圧密線に漸近していく様子がうかがえる。この嵩張り を持った高い圧縮性は軟弱粘性土の特徴としてよく知ら れている⁷⁾。

4.2 非排水三軸圧縮試験

カルシウム溶脱前後の供試体を用いた実施した側圧一 定非排水三軸圧縮試験結果を図 7 に示す。等方圧密圧力 30kPa と 100kPa で 24hr 等方圧密した後,軸ひずみ速度 0。 014mm/min で非排水せん断した。



図7 非排水三軸圧縮試験結果

カルシウム溶脱によって, 過圧密土的せん断挙動が正規 圧密土的せん断挙動に変化するとともに, 非排水せん断強 度が著しく減少する。また, カルシウム溶脱無しの場合(セ メントを添加しただけ), 応力-ひずみ曲線はガタついて 脆性的な挙動を示すが, カルシウム溶脱した場合は滑らか な曲線を描く。せん断中の供試体の変形の様子を見てみる と, 溶脱無しの場合は軸ひずみ 3~5%で供試体を縦に貫く クラック/せん断面が入ってしまうが, 溶脱有りの場合は 樽型に変形し, 延性的な挙動を示していた。軟弱粘性土の 非排水せん断挙動としては, 正規圧密状態における「拝み 挙動(p, 減少を伴う q の増加の後, p, 減少を伴う q の減 少)」,過圧密状態における「巻き返し挙動(p'増加を伴 うqの増加の後,p'減少を伴うqの減少)」を示すことが よく知られている⁸。有効応力パスに目を向けると,カル シウム溶脱した供試体は,若干ではあるが,滑らかな軟化 挙動(過剰間隙水圧変化を伴うp'減少を伴うqの減少) を示している。

5. 実際の粘性土 (クイッククレイ) との比較

本研究で作製した供試体の物理特性・力学特性を見ると, 鋭敏比が非常に大きく流動性を有しており,北欧やカナダ に広く堆積するクイッククレイの性質と類似しているこ とがわかってきた。そこで,本章では,実際のクイックク レイの物理・力学特性に関する既往研究^{3),9),10) など}をレビ ューし,本研究で作成した供試体と比較する。

ここでは、A. Gylland et al.³⁾ によるノルウェーの Tiller に堆積するクイッククレイの調査・室内試験結果を紹介す るが、この特徴は他のクイッククレイとも共通する。

5.1 鋭敏比

図8はクイッククレイ, Tiller Clay が堆積する地盤にお ける各諸量の深度方向分布である。NFG (ノルウェー地盤 工学会)¹¹⁾によると, 鋭敏比 St が 30 以上, 練返しせん断 強度が 0.5 kPa 以下の粘土をクイッククレイと定義してい る。練返しせん断強度はフォールコーン試験(先端角度 60 度, 質量 60g) で 20mm 貫入した時の値として求めるの が一般的である。図8を見ると、地表から8mまでは練返 しせん断強度が大きく非鋭敏粘性土であるが、8m 以深は 上記条件を満足した鋭敏な状態にあり、 クイッククレイで あることがわかる。なお,図中には深度ごとの塩分濃度も 示している。Rosenqvist¹²⁾らによるとクイッククレイの形 成は海性粘土の塩分が溶脱することによると述べられて いたが,近年では塩分溶脱よりも,間隙水に含まれる陽イ オンのイオン組成の影響の方が大きいともいわれている?。 実際に図8を見ると、浅部・深部に関わらず、塩分濃度に 違いは見られない。



図 8 Tiller Clay の鋭敏比分布 3)

上記クイッククレイの特徴と本研究で作成した供試体の特徴と比較する。今回は真水を使用して供試体を作製したため塩分濃度に関しては比較できないが,液性指数 L =4.15と高含水比状態であること,練返しせん断強度が測定できないほど小さい点において,よく似ている。

5.2 物理特性

Tiller Clay の粒度分布を調査した結果をエラー! 参照元 が見つかりません。9に示す。平均して粘土含有率は38%, シルト含有率は 62%であることがわかっている。 クイッ ククレイは、粒度分布によると粘土に分類されるものの、 シルトの含有率が大きいと言われている。続いて, クイッ ククレイの塑性分類図および Tiller Clay のコンシステンシ 一特性分布図を図 10 と図 11 に示す。 クイッククレイは, 液性限界 wL, 塑性指数 L ともに小さく, 地盤工学的には CL(低液性限界の粘土)に分類される。また、液性指数 Lは4程度と非常に大きく、高含水比状態で堆積している こともわかる。続いて、式(3)で示す活性度 A について確 認する。A. Gylland et al.³⁾ によると, Tiller clay の活性度は 0。75 以下で不活性粘土に分類される。また, Karin Rankka ら %によると、 クイッククレイの活性度は通常 0.5 以下で あると述べられている。一般に、粘土分の含有量が多い土 ほど液性限界 wL は大きくて塑性を示す含水比の範囲,す なわち塑性指数 Loも大きくなる。ただし、粘土分の含有量 が同じでも、電気的な性質の活発なスメクタイト等の膨潤 性粘土鉱物の含有量が多い土ほど Ipが大きくなる。そのた め、 クイッククレイは非膨潤性鉱物を中心とする粘性土で あることがわかった。

 $A = 塑性指数 I_p / 2 \mu m 未満の粘土分含有量(%)$ (3) 1982 tests Seierstad (2000 8((%) assing 60 ntage j 40 20 0.0001 0.001 0.01 0.1 . Particle size (mm) クイッククレイの粒径加積曲線³⁾ 図 9 60 50 A-line (%) 40 CH CI Plasticity index 30 CL 1982 study □○☆◇卆 20 Seierstad (2000 , nd (2012) ne (20 10 Yesuf (2008) 1 0 60 0 10 20 30 40 50 70 80 90 100 Liquid limit (%)

図10 クイッククレイの塑性図 3)



図 11 Tiller Clay のコンシステンシー特性分布³⁾

本研究で作成した供試体の特徴と比較すると、カルシウ ム溶脱した供試体の粒度分布はシルトが卓越している点、 塑性指数 $I_p = 12.0\%$ と塑性範囲が狭い点、液性指数 $I_L = 4.15$ と高含水比な状態にある点においてクイッククレイの特 徴と類似する。しかしながら、液性限界 $w_L = 42.8$ と図 10 と比べると大きめであること、表 2 から計算した活性度 Aは 0.8 となり、活性度がやや大きめである点は異なる。本 研究の母材として用いた京浅黄土の X 線回折を行ったと ころ、膨潤性鉱物スメクタイトの含有量は「中程度」と計 測されたため、クイッククレイ供試体の再現のためには母 材を変える必要があることが示唆された。母材の選定につ いては、今後の展望として最後に述べる。

5.3 圧縮特性

Tiller Clay 地盤からクイッククレイの不攪乱試料を採取 して実施した定ひずみ速度(CRS)圧密試験結果を図 12 に示す。圧密圧力が圧密降伏応力 σv0を超えると,圧密係 数 cv が急変して高い圧縮性を示している。逆 S 字の嵩張 った圧縮挙動を示す点において,図6で示した本研究で作 成した供試体の圧縮挙動は類似することがわかる。



5.4 せん断特性

不攪乱試料を用いた等方圧密非排水圧縮(CIUC)試験 結果を図13に示す。A. Gylland et al.³⁾によると, Tiller Clay は疑似過圧密効果によって OCR=2 程度の若干過圧密状態 となっていると述べられている。実際に非排水せん断挙動 を見ると, せん断初期に p' がほとんど変化せずに立ち上 がる挙動を示し,若干過圧密状態にあることがわかる。間 隙水圧は滑らかに上昇しながら,せん断応力は明確なピー クを示し,著しいひずみ軟化挙動を示す。本研究で作成し た供試体では,セメント添加のみによる脆性的挙動が,カ ルシウム溶脱によって延性的な挙動に変化したものの,図 13 のような明確なひずみ軟化挙動は示さなかった。この 際については,母材の選定も含めて,今後の検討としたい。



図 13 Tiller Clay の等方圧密比排水せん断試験(CIUC)³⁾

6. まとめ

海成粘土の形成過程に着目し、「セメント添加」、「カル シウム溶脱」をおこなうことで、自然堆積した軟弱粘性土 と同等の特徴を有する供試体の作製を試みた。結果として、 液性指数 L が大きく、非常に鋭敏な供試体を作製するこ とができた。また、標準圧密試験では、嵩張った挙動を再 現することができた。さらに、非排水三軸試験では、わず かではあったものの軟化挙動を再現することができた。

本研究で作成した供試体をクイッククレイ Tiller Clay の 特徴と比較したところ,液性限界が大きめである点やせん 断試験において明確なひずみ軟化挙動を示さないなどの 相違点あるものの,高含水比で鋭敏な供試体という点に置 いては,クイッククレイと類似の供試体を作製したことが 分かった。

今後の展望として,母材や供試体の作製方法を変更して 軟弱粘性土の再現を試みる。つまり,表3に示すように, 鉱物組成や物理特性の異なる母材を用いる。クイッククレ イの性質を再現するには,膨潤性鉱物であるスメクタイト を含まず,液性限界の小さい粘土③が,一方,常磐粘土の ような日本に多く堆積する軟弱粘土の再現には,粘土分含 有率が大きく膨潤性鉱物スメクタイトを多く含む粘土① が適していると考えられる。また,軟弱粘性土は,海成粘 土が起源である場合が多い。そのため,供試体作製時に塩 水を用いることも検討する。母材や作製方法を変化させる ことで,様々な地域に堆積する軟弱粘性土を再現すること が目標である。それによって,再現性の高い供試体を用い て系統的な実験が行えるばかりでなく,軟弱粘性土地盤を 対象とした模型実験の実施にもつながると考えている。

表 3 各種粘土試料の鉱物組成と物理特性

	京浅黄土	粘土①	粘土②	粘土③
スメクタイト	中	中	多	—
雲母	中	中	少	中
カオリナイト	多	多	少	多
土粒子密度 ps (g/cm ³)	2.70	2.68	2.56	2.64
液性限界 w _L (%)	45.8	56.4	93.8	34.1
塑性限界 wp(%)	25.4	23.7	28.8	18.9
塑性指数 Ip	20.4	32.7	65.0	15.2
細粒分含有率(%)	95.0	98.2	96.3	99.6
粘土分含有率(%)	46.5	87.2	61.8	67.9

参考文献

- Noda, T., Asaoka, A., Nakano, M., Yamada, E. and Tashiro, M.: Progressive consolidation settlement of naturally deposited clayey soil under embankment loading, Soils and Foundations, Vol.45, No.5, pp. 39-51, 2015.
- Inadaki, M., Nakano, M., Noda, T., Tashiro, M. and Asaoka, A.: Proposal of a simple method for judging naturally deposited clay grounds exhibiting large long-term settlement due to embankment loading, Soils and Foundations, Vol.50, No.1, pp.109-122, 2010.
- A. Gylland, M. Long, A. Emdal, R. Sandven: Characterisation and engineering properties of Tiller clay, Engineering Geology Vol.164, pp. 86–100, 2013.
- O. Gregersen: The quick clay landslide in Rissa, Norway. The sliding process and discussion of failure modes, Norwegian Geotechnical Institute Publication, No.135, pp.1-6, 1981.
- 5) 三浦泰人, 佐藤靖彦: NaCl 溶液に浸漬したセメントペーストおよびモルタルの引張り軟化特性評価, コンクリート工学論文集, Vol.21, No.3, pp.77-86, 2010.
- 6) 青山琢人,胡桃澤清文,名和豊春,村上祐翔:カルシウム溶脱を 考慮したセメント硬化体の物質移動予測モデルの構築,セメント・コンクリート論文集,Vol.66, No.1, pp.311-318, 2012.
- Nakano, M., Nakai, K., Noda, T. and Asaoka, A.: Simulation of shear and one-dimensional compression behavior of naturally deposited clays by Super/subloading Yield Surface Cam-clay model, Soils and Foundations, Vol.45, No.1, pp.141-151, 2015.
- Nakano, M., Nakai, K. and Asaoka, A.: A description of mechanical behavior of clay and sand based on evolutions of soil structure and overconsolidation, ASCE Geotechnical Special Publication No.143, Geomechanics: Testing Modeling and Simulation, pp.136-153, 2003.
- Karin Rankka, Yvonne Andersson-Skold, Carina Hulten, Rolf Larsson, Virginie Leroux, Torleif Dahlin: Quick clay in Sweden, Swedish Geotechnical Institute, Report No.65, 2004.
- TE Helle, RN Bryntesen, H Amundsen, A Emdal and S Nordal: Laboratory setup to evaluate the improvement of geotechnical properties from potassium chloride saturation of a quick clay from Dragvoll, Norway, Proceeding of GEO-Quebec, 2015.
- 11) NGF Norsk Geoteknisk Forening: Veiledning for provetaking, 1982.
- Rosenqvist, I. T.: Considerations on the sensitivity of Norwegian quick clays, Geotechnique, Vol.3, pp.195-200, 1953.

ジオテキスタイルで補強された盛土の盛土全体系を 考慮した耐震メカニズムの数値解析的検討

Numerical analysis of aseismic mechanism considering the entire embankment system of the geotextile-reinforced embankment

酒井崇之¹, 中野正樹²

1 名古屋大学・大学院工学研究科・t-sakai@civil.nagoya-u.ac.jp

2 名古屋大学・大学院工学研究科

概 要

補強土は、阪神淡路大震災や、東日本大震災においても、高い耐震性を有したことが明らかになっている. 一方、補強土の力学的挙動については、造成された地盤や、補強土の周りの構造物などの影響を考慮する ことも重要である.そこで、本研究では、ジオテキスタイル補強土や石灰改良土など、様々な材料を含ん だ盛土に対して地震応答解析を実施した.特に盛土の大部分を占める石灰改良土の状態をいくつか変えて 解析を実施した.その結果、仮に補強土の状態を同じであっても、地震により石灰改良土が変形をするか 否かで、補強土の挙動も大きく変化する.その理由として、石灰改良土が変形することにより、補強土を 背面から押し出すため、ジオテキスタイルに発生する張力が小さくなってしまったことが挙げられる.

キーワード:ジオテキスタイル補強土,石灰改良土,盛土,地震応答解析

1. はじめに

補強土については,阪神淡路大震災や,東日本大震災に おいても,高い耐震性を有したことが明らかになっている ^{1/2/3)}.一方,補強土の力学挙動については,補強土以外の 部分の挙動の影響を考慮することも重要である.例えば, Chaiら(2002)は,ジオテキスタイルを施工することで,盛 土直下の地盤に軸差応力が低下し,安定性が向上すること を示した⁴⁾. Benmebarekら(2015)は,局所的に弱い部分が ある地盤に対して補強土盛土をした場合について数値解 析に挙動を明らかにした⁵⁾.しかし,地震応答解析につい ては,比較的シンプルな形の盛土が多く,全体系を考慮し た検討は少ない.

本研究では、図1が示す通り、補強土だけではなく、石 灰改良土や、押え盛土など、様々な材料からなる盛土に対 して、地震応答解析を実施する.この際、石灰改良土の強 度を変化させて、地震応答解析を実施し、盛土全体系とし ての耐震性の検証を行い、補強土以外の部分の変形が補強 土の耐震性に及ぼす影響について調べた.なお、解析には 土骨格の構成式に SYS Cam-clay model^のを搭載した水~土 連成有限変形解析プログラム GEOASIA⁷を用いた.



2. 数値モデルに関する説明

本解析で対象としている盛土は、盛土高さ32m,天端幅 13mであり、図1に示すように5種類の材料からなる.表 1と表2には、解析で用いた材料定数および初期値を示す. 材料定数の決定方法については、既往の研究を参照された い.ジオテキスタイルを用いた補強土エリアは図2の水色 の部分に対応する.補強土の最大乾燥密度は2.09g/cm³, 最適含水比は8.9%である.こちらの材料を締固め度90% で施工したことを想定した.補強土エリア背後の盛土の大 部分には崩壊土砂を石灰で改良した石灰改良土を用いて いる.石灰改良土については、本研究においては、石灰の 添加率の違う2つのケースで解析した.ケース1について は、石灰の添加率が乾燥質量比で約3%のケースである. 一方、ケース2については、ケース1よりは石灰の添加率 が低いケースとなる. SYS Cam-clay model においては, 添 加率の違いを, 骨格構造の発達の程度で表現可能である⁸⁾. 具体的には, 構造の程度を小さくした. 図 2 にこれらの材 料を拘束圧 100kPa で非排水せん断したときの SYS Cam-clay model の応答を示す. 両者のピーク強度が大きく 異なることがわかる. 他の材料については, それぞれ室内 試験を実施して, SYS Cam-clay model により室内試験結果 を再現することにより決定した.

材料名						
		抑え盛土 原地盤 確友成士	石灰改良	補強土		
	į	単塑性パラメー:	ġ			
圧縮指数	ĩ	0.098	0.098	0.040		
膨潤指数	$\tilde{\kappa}$	0.030	0.030	0.002		
限界状態定数	М	1.400	1.400	1.750		
NCL の切片	N	2.090	2.090	1.440		
ポアソン比	υ	0.300	0.300	0.200		
	発	経展則パラメータ				
正規圧密土化指数	т	1.700	1.700	5.000		
構造劣化指数	а	0.300	0.500	10.00		
	b	1.000	1.000	1.000		
	с	1.000	1.000	1.000		
塑性指数	Cs	0.100	0.100	1.000		
回転硬化指数	$b_{\rm r}$	0.300	0.300	0.001		
回転硬化限界定数	$m_{\rm b}$	0.500	0.500	0.500		

表 2.1 材料定数

表	2.2	初期値
衣	2.2	初期惟

材料名	構造の程度	比体積	応力比	異方性
173 111 111	$1/R_{0}^{*}$	v_0	η_0	ζ_0
抑え盛土	4.00	2.250	0.00	0.00
石灰改良土(ケース 1)	220	2.367	0.00	0.00
石灰改良土(ケース 2)	70	2.367	0.00	0.00
原地盤	1.20	1.600	0.54	0.54
残存盛土	7.50	2.140	0.54	0.54
補強土	1.10	1.428	0.00	0.00



図3は本解析の全断面を示す.また、図4は施工後の盛土 部を拡大したメッシュ図である.解析は、二次元平面ひず み条件で行った.地盤の高さは地盤の左端20m,右端56m である.計算で用いた地盤は、横1700m であり、側面の 影響が無いように十分に広く解析領域を設定した.水理境 界は両端、下端は非排水条件で、地表面のみ排水条件とし、 地表面と水面が常に一致している条件を与えた.すなわち、 盛土、地盤ともに完全飽和状態を仮定している.つまり、 盛土には常に水が供給されている状態を想定している.高 さ32mの盛土の施工過程は、水~土連成の2相系弾塑性体 として高さ約1mの有限要素を順次追加することにより表 現する⁹.



図4の赤い線がジオテキスタイルを示している.ジオテ キスタイルは,節点間の距離が不変という条件を課すこと で表現した¹⁰⁾.図5を用いて説明すると,有限要素にジオ テキスタイルを設定した隣り合う節点間,つまり,赤点な ら赤点同士,青点なら青点同士の距離が変わらないという 条件を入力した.したがって,この計算では,ジオテキス タイルが,土骨格の変形を束縛することを想定しており, 土の変形を束縛する力として,ジオテキスタイルに張力が 発生する.



図6は入力地震動を示す.地震時には、側方要素の反射 を考慮し、側方要素単純せん断境界¹¹⁾を地盤の両端に設定 した.また、地震波の全反射を防ぐために、地盤の下端の 水平方向に粘性境界¹²⁾を設けた.入力地震動は、直下型地 震発生時に K-net の観測点から得られたものである¹³.





3. 解析結果

図7は、ケース1の解析結果、図8はケース2の解析結 果をそれぞれ示す.ケース1、ケース2では、石灰改良土 の状態が異なる.そのため、石灰改良土部分の解析結果が 変わるのは当然である.しかし、ケース1では、補強土の せん断があまり進行していないのに対し、ケース2では、 石灰改良土の変形の進展に伴い、補強土にもせん断ひずみ が伸展してくことがわかる.補強土の状態はケース1でも ケース2でも同じである.しかし、石灰改良土の変形の仕 方によって、補強土の地震時挙動も大きく変わることがわ かった.



図7 せん断ひずみ分布(ケース1)



図9着目要素

この原因について、図9に示す補強土の要素(Element 1) の挙動を詳しく調べることで確認する.図10,図11にケ ース1,ケース2の要素の挙動を示す.また,図12,13 は、それぞれ軸差応力q、過圧密R、せん断ひずみ εs、ジ オテキスタイルに発生する張力Tの経時変化を示す.ケー ス1については、軸差応力が徐々に低下していき、それに 伴い過圧密Rが小さくなっていく.言い換えると、除荷を 受けて過圧密比が大きくなっていくことがわかる.また、 大きな加速度が発生していない10秒以降は、ほとんど変 形が伸展していない.また、ジオテキスタイルに発生する 張力については、増減は見られるものの、100kN程度であ った.

ー方,ケース2については,地震発生9秒までは,ひず みが発生していないが,その後,ひずみが大きく伸展した. ケース1と異なり,軸差応力qは常に大きい状態になって いる.除荷も顕著でないため,過圧密Rが小さくなってい ない.図12の赤色でハッチングした部分は,せん断ひず みが大きく伸展したタイミングを示す. このとき, 過圧密 R が 1.0 となっており, 軸差応力がほとんど一定となって いることから, 土が限界状態になっていると考えられる. また, このとき, ジオテキスタイルに発生する張力が 0 に なっていることから, ジオテキスタイルの効果が得られて いないことがわかる. ケース 2 については, ジオテキスタ イルに発生する張力が 8 秒以降, 最大でも 50kN 程度であ り, ケース 1 と比較すると小さい. そのため, 比較的地震 動が小さい 10 秒以降も徐々にひずみが伸展していき, 最 終的に 60%程度ひずみが発生した.





次に、ジオテキスタイルに発生する張力が小さくなる理 由について、考察する.図14は、地震開始12秒における 速度ベクトル分布を示す.ケース1の場合、地震動によっ て発生した速度により全体的に図面の右側に速度が発生 しているが、ケース2の場合、盛土の天端付近は、同様に 右側に速度が発生している.しかし、石灰改良土が地震中 に変形するために、石灰改良土と地盤の境目のベクトルが 左下方向を向く.また、補強土に比べて、石灰改良土の方 が、速度が大きい.以上のことから、補強土が石灰改良土 に押し出されるような状態になっているため、ジオテキス タイルに発生する張力が発生しづらい状況になったと考 えられる.



図 15, 図 16 は石灰改良土の要素(Element 2)の挙動を示 す.ケース2を見ると,地震開始 10 秒以降にひずみが大 きく伸展したことがわかる.先述した通り,この 10 秒以 降の石灰改良土の変形の伸展に伴い,ジオテキスタイルに 発生する張力が小さくなった.ケース1は,初期の過圧密 や構造がケース2よりも発達しており,地震中も0に近い 状態を維持している.このことから,土は比較的弾性的な 挙動を示した.一方で,ケース2については,初期の過圧 密がケース1よりも小さいため,過圧密が地震開始 10 秒 までの間にほぼ 1.0 になった.また,構造も徐々に低位化 していることから,塑性変形が大きく伸展したことがわか る.

4. まとめ

本研究では、補強土だけではなく、石灰改良土や、押え 盛土など、様々な材料からなる盛土に対し、地震応答解析 を実施した.その際、石灰改良土の状態を変化させて、地 震応答解析を実施し、盛土全体系としての耐震性の検証を 行い、補強土以外の部分の変形が補強土の耐震性に及ぼす 影響について調べた.以下に本研究で得られた結論を示す.

- 石灰改良土の状態を変えると、ジオテキスタイル補 強土の状態が同じであっても、補強土の地震時の挙 動は大きく変化した.
- 1)の原因として、ジオテキスタイル補強土の背面にある石灰改良土が地震中に大きく変形することによって、補強土を押し出す形となり、それが原因でジオテキスタイルに発生する張力が小さくなることが原因として挙げられる.
- ジオテキスタイルに発生する張力が小さくなることで、地震中の補強土は除荷されなくなる. そのため、 過圧密 R が 1.0 に近い状態になった. 過圧密 R が 1.0 になったとき、せん断ひずみが大きく伸展した.



参考文献

- 1) 館山勝,堀井克己,古関潤一,龍岡文夫(1999):ジオテキス タイル補強土擁壁の耐震性,ジオシンセティックス論文集, 第14巻, pp.1-18.
- 市川裕一朗,佐藤崇,金子賢治,間明徳,堀江征信(2011): 北東北の補強土壁の2011年東北地方太平洋沖地震における 地震動及び津波による変状調査,ジオシンセティックス論 文集,第26巻, pp.69-76.
- Koseki, J. (2012): Use of geosynthetics to improve seismic performance of earth structures, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.34, pp.51-68.
- Chai, J.C., Miura, N. and Shen, S.L.(2002): Performance of embankments with and without reinforcement on soft subsoil. Canadian Geotechnical Journal Vol.39 (4), pp.838–848.
- Benmebarek, S., Berrabah, F. and Benmebarek, N.(2015): Effect of geosynthetic reinforced embankment on locally weak zones by numerical approach, Computers and Geotechnics Vol.65, pp.115-125.
- Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M. (2002): An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, Soils and Foundations, Vol.42, No.5, pp.47-57.
- 7) Noda, T., Asaoka, A. and Nakano, M. (2008): Soil-watar 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.

- Sakai, T. and Nakano, M.: Attempt to reproduce the mechanical behavior of cement-treated soil using elasto-plastic model considering soil skeleton structure, *Soils and Foundations*, accepted.
- Noda, T., Takeuchi, H., Nakai, K. and Asaoka, A. (2009): Co-seismic and post seismic behavior of an alternately layered sand-clay ground and embankment system accompanied by soil disturbance, Soils and Foundations, Vol.49, No.5, pp.739-756.
- Asaoka, A., Noda, T. and Kaneda, K.(1998): Displacement/traction boundary conditions represented by constraint conditions on velocity field of soil, Soils and Foundations, Vol.38, No.4, pp.173-181.
- 吉見吉昭, 福武毅芳(2005): 地盤液状化の物理と評価・対策 技術, 技報堂出版.
- Joyner, W. B. and Chen, A. T. F. (1975): Calculation of nonlinear ground response in earthquakes, *Bulletin of the Seismological Society of America*. Vol.65, No.5, pp. 1315-1336.
- 13) 防災科学技術研究所強震ネットワーク K-net, http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/

異なる斜面条件における岩塊群の堆積距離に及ぼす岩塊サイズの影響 (Effect of rock mass size on the depositional distance of rock masses under different slope conditions)

大村 拓夢¹,内藤 直人²,山田泰弘¹,Arif Daniel Bin Azmi¹,三浦 均也²,松田 達也²

1 豊橋技術科学大学大学院工学研究科・建築・都市システム学専攻

2 豊橋技術科学大学大学院工学研究科・建築・都市システム学系

概 要

岩盤斜面崩壊時の岩塊群の堆積距離を予測する手法の一つとして個別要素法(DEM)を用いた数値解析の研究が進め られている。DEM 解析で設計的に安全側となる評価を行うためには、岩塊群の斜面流動挙動を理解し、それを解析で再 現可能なことを確認する必要がある。しかし、既往の模型実験では、岩塊サイズや斜面勾配などのパラメータは限定的 な場合が多く、例えば、粒径が大きいほど堆積距離が大きくなる傾向が報告されているが、斜面勾配や流下高さが異な る条件でも同様の傾向が得られるかは不明である。そこで、本研究では、岩塊サイズ(3 種類)、斜面勾配(3 種類)、流 下高さ(3 種類)を網羅的に変化させた全 27 ケースの斜面流動実験を実施し、特に岩塊サイズが堆積距離に及ぼす影響 に焦点を当てて調べ、岩塊群の最終堆積形状に加えて、PIV 解析により岩塊群の斜面流動メカニズムについて考察した。 キーワード:岩盤斜面、岩塊群、堆積距離、斜面流動、斜面崩壊

1. はじめに

これまで,斜面に対する安全性評価は斜面崩壊の安全 率算出に重点が置かれていた。しかし,原子力発電所等 の重要構造物の周辺環境についての安全性評価に関する 取り組みをはじめとして,近年,斜面崩壊時の到達距離 評価技術の研究が進められている。また,重要構造物だ けでなく道路や線路,人命や資産の保護につながる斜面 崩壊に関する対策工の設計,維持管理を合理化するため に,個別要素法¹⁾をはじめとする不連続体解析による到達 距離の予測精度の向上,実務設計レベルの到達距離予測 式の高度化が求められている。

これまで行われてきた斜面崩壊の実験では,斜面勾配 が一致の条件で岩塊サイズや崩落量を変える検討²⁾や岩塊 サイズが一定の条件で斜面勾配を変える検討³⁾などが行わ れているものの,各種条件の組み合わせによる影響につ いて述べられた研究はあまりない。また,既往の研究で は最終堆積形状のみに着目した検討⁴⁾が多く,岩塊群の流 動過程の検討は進んでいない。

そこで、本研究では、斜面の傾斜角度や流下高さ、岩 塊サイズの各種パラメータを網羅的に変化させ、それら が最終堆積形状や斜面流動挙動に与える影響について検 討することとした。

2. 実験概要

各種パラメータの影響を調べるために用いた装置,実 験の条件,実験方法,データの整理方法を以下に示す。

2.1 実験装置及び計測機器

実験は図-1 に示す水平面高さ3m, 斜面長さ2mの傾斜 角度が可変な斜面模型の上にスライド式の開放装置を幅 0.4m,高さ1.5mの土槽の中に設置し,斜面模型に岩塊群 を溜めて崩落させた。岩塊は,粒径4.75~9.50mm(小岩 塊),粒径9.50~19.0mm(中岩塊),粒径19.0~37.5mm (大岩塊)を用いた。平均質量はそれぞれ0.36g,4.03g, 19.85gである。また,流下挙動を確認するために,高速 度カメラで撮影を行い,PIV 解析により岩塊群の流動速 度を計測した。



2.2 実験ケース

本実験では、検討項目を岩塊サイズ、斜面勾配 θ (30°, 45°, 60°)、流下高さ H (0mm, 400mm, 800mm) の 3 つ に分け、これらの検討項目を組み合わせることにより、 異なる斜面条件において岩塊サイズが流下挙動に及ぼす 影響を調べた。表-1 は実験のパラメータの組み合わせを示している。

ケース名	岩塊サイズ	流下高さ(mm)	斜面勾配(°)
30°_0mm_40kg_small	小岩塊	0	30
30° _0mm_40kg_medium	中岩塊	0	30
30°_0mm_40kg_large	大岩塊	0	30
30° _400mm_40kg_small	小岩塊	400	30
30° _400mm_40kg_medium	中岩塊	400	30
30° _400mm_40kg_large	大岩塊	400	30
30°_800mm_40kg_small	小岩塊	800	30
30° _800mm_40kg_medium	中岩塊	800	30
30° _800mm_40kg_large	大岩塊	800	30
45°_0mm_40kg_small	小岩塊	0	45
45° _0mm_40kg_medium	中岩塊	0	45
45°_0mm_40kg_large	大岩塊	0	45
45° _400mm_40kg_small	小岩塊	400	45
45° _400mm_40kg_medium	中岩塊	400	45
45° _400mm_40kg_large	大岩塊	400	45
45° _800mm_40kg_small	小岩塊	800	45
45° _800mm_40kg_medium	中岩塊	800	45
45° _800mm_40kg_large	大岩塊	800	45
60°_0mm_40kg_small	小岩塊	0	60
60° _0mm_40kg_medium	中岩塊	0	60
60°_0mm_40kg_large	大岩塊	0	60
60° _400mm_40kg_small	小岩塊	400	60
60° _400mm_40kg_medium	中岩塊	400	60
60° _400mm_40kg_large	大岩塊	400	60
60° _800mm_40kg_small	小岩塊	800	60
60° _800mm_40kg_medium	中岩塊	800	60
60° _800mm_40kg_large	大岩塊	800	60

表_1	宝驗条件
1X-1	大欧木口

2.3 実験方法

土槽の中に斜面模型と開放装置を設置し,斜面上に岩 塊 40kg を溜め,開放装置を上に引き上げることにより, 岩塊群を崩落させた。その際に土槽の流下直行方向に高 速度カメラを設置し,500fps で斜面流動挙動を撮影した。 また,実験後は堆積距離と堆積形状の確認のために,流 下方向と土槽の上から写真を撮影した。

2.4 データ整理方法

2.4.1 堆積形状

2.3 節で撮影した流下終了後の写真を用いて, 堆積形状 を 2 次元座標に起こす。その際, 図-2 のように飛散距離 と堆積距離に分ける。この境界の判断は写真-1 のように 岩塊が 2 段以上に重なっているところまでを堆積距離と する。斜面からこの境界までの範囲を堆積形状とした。







写真-1 堆積域と飛散域の境界

2.4.2 到達距離の累積相対度数

まず,飛散域の x 座標と個数 N を計測し,式(1)から 飛散域の質量 M_1 を求め,式(2)から堆積域の質量 M_2 を 求める。ここで \overline{M} は岩塊の平均質量である。

$$M_1 = T \times \overline{M} \tag{1}$$

$$M_2 = M - M_1 \tag{2}$$

2.4.1 項で得た堆積形状の座標値を用いて微小の x 座標間 の面積 dA を求め (式 (3)), それを合計することで面積 A を求める (式 (4))。

$$dA = (y_1 + y_2) \times dx \tag{3}$$

$$A = \sum dA \tag{4}$$

微小面積 dA を堆積域の面積 A で除して堆積域の質量 M₂ を乗じることで微小 x 座標間の質量 dM を求める(式 (5))

$$dM = \frac{dA}{A} \times M_2 \tag{5}$$

dM と飛散粒子一つあたりの質量M₃を全体質量で除す。 それらを順に足し合わせることで累積相対度数を作成した。

2.4.3 流動速度

高速度カメラで撮影した動画を用いて,流動している 岩塊群の速度分布を PIV 解析によりベクトルで表示し, 画像として出力した。次に,図-3のように4つの線分を 通過する岩塊群の速度を出力して,時刻歴コンタを作成 した。時刻歴コンタでは,岩塊群の先端が水平面に衝突 する瞬間を 0s として横軸を時間,縦軸を斜面模型の板か らの高さとした。



図-3 速度測定地点の概略図

3. 実験結果及び考察

本章では,既往の研究の知見や本実験で得られた一般 的な結果と異なる傾向が表れたケースについて考察を行 った。

3.1 岩塊サイズが堆積距離に及ぼす影響

ここでは、岩塊サイズの影響について考察する。図-4、 図-5、図-6 はそれぞれ本実験で得られた全 27 ケースを岩 塊サイズで分類した堆積形状、累積相対度数および岩塊 サイズ毎に平均した累積相対度数を示している。これら の図から、岩塊サイズで比較した場合、ほとんどのケー スでは岩塊サイズが大きいほど堆積距離は大きくなると いう結果が得られた。ここで、その一般的な流動挙動を 代表ケース(H=400mm、 θ=45°)で確認する。図-7、図 -8 はそれぞれ代表ケースの PIV による速度分布と時刻歴 コンタを示している。これらから、岩塊サイズが大きく なるほど流動層厚が厚くなる傾向があり、層厚が厚いほ ど速度が維持されやすい可能性が考えられる。ほとんど の斜面条件で岩塊サイズが大きいほど堆積距離が大きい 理由として,粒子一個あたりの衝突回数が少ないという 既往の研究の知見に加えて,層厚が厚いほど先端の岩塊 群を後押しする運動量が大きく,速度が減少しづらい可 能性が考えられる。

次に, 上記のような一般的な傾向である, 岩塊サイズ が大きいほど堆積距離が大きくなるという傾向が現れな かった H=400m, θ=60°のケースを確認してみた。図-9, 図-10 はそれぞれ H=400mm, θ=60°の堆積形状と累積相対 度数を示している。これらの図より、このケースでは一 般的な傾向とは異なり、岩塊サイズが小さいほど堆積距 離が大きくなるという結果が得られた。このケースの PIVによる流動挙動を確認してみる。図-11,図-12はそれ ぞれ H=400m, θ=60°のケースの速度分布と時刻歴コンタ を示している。これらの図から、岩塊群が水平面に衝突 した後,斜面法尻付近の速度がゼロになる領域(以下, デッドゾーンと称す)が発生していることがわかる。特 に大岩塊のデッドゾーンは小岩塊や中岩塊に比べて発生 時刻が早く、その範囲も大きいことが分かる。このデッ ドゾーンが大きく影響したことにより他の一般的なケー スとは異なる結果が表れたと考えられる。さらに、この 特異なケースは一般的なケースで見られたような流動層 厚の差があまり見られなかった。そのため、流動層厚に よる速度の変化は見られず、デッドゾーンによる影響が 大きく表れたと考えられる。これらのことから、流動層 厚も堆積距離を考えるうえで重要なパラメータとなる可 能性がある。









図-6 岩塊サイズ毎の平均累積相対度数



図-7 斜面条件 H=800mm, θ=45°の速度分布



図-8 斜面条件 H=800mm, θ=45°の速度の時刻歴コンタ



図-9 斜面条件 H=400mm, θ=60°の堆積形状



図-10 斜面条件 *H*=400mm, *θ*=60°の累積相対度数







図-12 斜面条件 H=400mm, θ=60°の速度の時刻歴コンタ



図-13 斜面勾配が堆積形状に及ぼす影響



図-14 斜面勾配が累積相対度数に及ぼす影響

3.2 斜面勾配が堆積距離に及ぼす影響

ここでは、斜面勾配の変化による影響について考察する。図-13,図-14,図-15 はそれぞれ本実験で得られた全 27 ケースを斜面勾配で分類した堆積形状、累積相対度数 および斜面勾配毎に平均した累積相対度数を示している。 これらから、多くのケースでは斜面勾配が大きくなるほ ど堆積距離が大きくなるという傾向が得られたが、一部 のケースでは異なる結果が得られた。

図-16,図-17 はそれぞれ H=400mm,大岩塊のケースの 堆積形状,累積相対度数を示している。H=400mm,大 岩塊,のケースにおいて,斜面勾配 45°の堆積距離が最も



図-15 斜面勾配毎の平均累積相対度数

大きくなるという特異な結果が得られた。この理由を調 べるために流動挙動を確認した。図-18,図-19 はそれぞ れ H=400mm,大岩塊,のケースの速度分布と時刻歴コ ンタを示している。これらの図から θ =30°,45°ではデッ ドゾーン発生していないのに対して, θ =60°のケースのみ デッドゾーンが発生していることがわかる。

また,図-18から θ=45°のケースと θ=60°のケースでは 速度分布にかなり差があるのに対して,このような特異 な結果が得られた理由として 3.1節と同じようにデッドゾ ーンが速度の減衰にかなり寄与している可能性が考えら れる。











図-18 H=400mm, 大岩塊の実験条件の速度分布



4. 結論

本研究では、斜面勾配、流下高さ、岩塊サイズのパラ メータの組み合わせが到達距離に及ぼす影響を調べた。 その結果、斜面法尻における岩塊群の流動層厚は水平面 上の速度減衰に大きく寄与し、到達距離予測において重 要なパラメータである可能性がわかった。また、これま で斜面勾配が大きいほど、斜面勾配が大きいほど、岩塊 サイズが大きいほど到達距離が大きくなるとされていた が、斜面法尻に速度がゼロの領域(デッドゾーン)が形 成される崩落条件ではその限りではないことを明らかに した。

今後は、本実験で用いたパラメータに追加して、岩塊 形状や斜面粗度の影響、二次崩壊を想定した先着堆積物 の影響について比較検討を進める予定である。また、数 値解析も併用して規模の大きな条件での岩塊群の流動・ 堆積機構を検討することで到達距離評価手法の高度化を 目指す。

参考文献

- Cundall, P. A. and O. D. L. Stack.: A Discrete Models for Granular Assemblies, Geotechnique, Vol.29, No.1, pp.47-65, 1979.
- 2) 土田章仁,下條洋介,西村強,河野勝宣:斜面を流下する土砂の到達域に関する室内模型実験と質点モデルによる表現,地盤工学ジャーナル, Vol.15, No.1, pp.159-169, 2020.
- 栃木均:地震時崩落岩塊の到達距離に及ぼす岩塊の 大きさと形状の影響,電力中央研究所報告, N096021,2010.
- 内藤直人,前田健一,田中敬大,牛渡裕二,鈴木健 太郎,川瀬良司:個別要素法を用いた岩塊及び岩塊 群の到達距離に関する数値解析的検討,構造工学論 文集,,Vol.63A, pp.1107-1120, 2017.