

国土交通大臣認可 統合物性モデル技術研究組合

2025 年度 研究発表会 研究報告書

(最新の技術展開に向けて)

2025 年 11 月 19 日(水)

岡山国際交流センター国際会議場・Web ライブ配信併用

主催：非営利公益法人統合物性モデル技術研究組合（INTERA）

後援：公益社団法人土木学会中国支部、公益社団法人砂防学会中四国支部、公益社団法人地盤工学会中国支部、
公益社団法人地盤工学会中国支部岡山地域セミナー、一般社団法人日本応用地質学会中国四国支部
一般社団法人中国地質調査業協会、岡山県地質調査業協会、一般社団法人アンカー健全度協会中国支部
一般社団法人建設コンサルタンツ協会中国支部、一般社団法人岡山県測量設計業協会
山陽新聞社、RSK 山陽放送、RNC 西日本放送、OHK 岡山放送、TSC テレビせとうち

助成：公益財団法人八雲環境科学振興財団（研究集会助成）

目 次

1. 序論	1
2. 外部から推定・予測する技術	
2.1 AHP法で地すべりの危険度を推定する	7
2.2 DEMとAIで危険斜面を自動抽出する	13
2.3 衛星SARで地盤変位の時期・速度を推定する	21
2.4 衛星SARの微細変動で潜在地すべりを推定する	26
2.5 LPによる地形解析で崩壊要因となる微地形を把握する	30
2.6 転石から3D地下構造を推定する	32
2.7 地中レーダによる地盤内部の可視化と応用展開	37
2.8 集水地形の開析・堆積面積比で崩壊免疫性を予測する	42
3. 部分調査からの推定技術	
3.1 オールコアでもN値と弱部がわかる	47
3.2 標準貫入試験でN値と湿潤密度がわかる	50
3.3 軽重量CPT(LWCPT)で微細な強度分布がわかる	52
3.4 色彩で粘土鉱物分布や強度分布を推定する	54
3.5 地層から地震・津波現象を推定する	59
3.6 物理特性による透水係数の推定(山口を例として)	65
3.7 弾性波速度などによる透水係数の推定(花崗岩の場合)	67
4. 内部の可視化技術	
4.1 可視化のための逆解析技術	73
4.2 複数のデータの統合解析技術	77
4.3 モニタリングデータの解析技術	82
4.4 可視化の解析事例	86
4.4.1 DASで取得した表面波探査データの事例	86
4.4.2 屈折法弾性波探査と微動アレイ探査、ボーリングデータを統合解析した事例	91
4.4.3 垂直電気探査データの多地点同時逆解析の事例	96
4.4.4 比抵抗モニタリングの事例	99
5. 外部・内部特性の評価技術	
5.1 安全率を地形から評価する	107
5.2 N値で表層崩壊箇所を評価する	114
5.3 傾斜センサと土壌水分センサで斜面を評価する	120
5.4 降雨強度を評価する	123
5.5 地震力を評価する	126
5.6 飽和土の力学特性を評価する	129
5.7 飽和土の浸透特性を評価する	130
5.8 不飽和土の力学特性を評価する	135
5.9 不飽和土の浸透特性の求め方	137

5.10 不飽和土の室内試験に関する国内外の現状(メモ)	140
6. 地盤統合モデルで解析する技術	
6.1 高度化する地盤調査技術を活用するための調査解析手法の組み立てについて	145
6.2 3次元地盤モデルの地震応答解析の現状と課題	151
6.3 物理探査データを使った地盤モデル構築についての課題	153
6.4 統合物性モデル構築における課題	159
6.5 2次元浸透-応力連成解析による斜面安定性評価	163
6.6 2次元気液二相流解析の適用性に関する検討	169
6.7 斜面安定性評価への引張り亀裂の考慮に関する一考察	173
7. 地盤を安定化させる技術	
7.1 水抜き工法で安定化させる	179
7.2 グランドアンカー工法で安定化させる	184
7.3 セメント注入工法で安定化させる	193
7.4 ジオポリマー注入工法で安定化させる	199
8. 地盤を監視する技術	
8.1 多点对応高精度微動振動で岩盤崩落および斜面安定を監視する『震介』	205
8.2 光ファイバ給電技術を用いたセンシング事例	211
8.3 比抵抗モニタリング『レストール』で監視する	213
8.4 傾斜センサおよび土壌水分センサを活用した斜面管理について	217
8.5 地盤調査における測位とリモートセンシング技術の展望	220
8.6 DAS の利用例	221
8.7 堤防の声に耳をかたむける ～DAS による越水時の振動モニタリング～	222
8.8 DAS 活用の全体展望について	227
9. 将来への課題	
9.1 建築分野の地盤調査について想うこと	233
9.2 調査に関わる技術者の育成について	235
9.3 防災に関する思い	237
9.4 斜面崩壊に対しての原位置モニタリングの課題	239
9.5 津波対策のエネルギー減衰	241
9.6 地下水位低下工法による液状化対策の課題とその回復方法	243
9.7 地下空洞探査	247
9.8 地盤陥没と地下水	249
9.9 山林火災と土砂災害対策	251
9.10 斜面中腹に生じた亀裂対策	254
9.11 降雨の地下水への浸透流量の求め方	256
9.12 地球温暖化による豪雨対策	259
9.13 洪水対策として放水路を作成する	261
9.14 道路土工構造物基準の改定からの考え方	262
9.15 斜面安定を評価するために何をモニタリングするのか	266
9.16 将来の技術展開に向けて	268

1. 序論

1. 序論

1. はじめに

統合物性モデル技術研究組合は、2019 年 11 月に設立され、2022 年に 5 年間の研究成果を報告した。その後、研究を 2 年間延長して、2025 年 11 月 19 日に 7 年間の研究成果をまとめて、ここに研究報告する。

本研究組織の目的は、一般財団法人国土地盤情報センター（NGIC）によってプラットフォームに出された地盤データを用いて、3 次元の地盤モデル（デジタルツイン）を構築して、地震や豪雨等の外荷重に対して、土砂災害が生じないかを判定する事であった。

しかし、日本には平野部の地盤に対しての 3 次元の地盤モデルが構築できるデータがそれほど多くないことがわかった。いわんや、斜面崩壊が生じる斜面内のデータの蓄積もほとんどないことがわかった。

一方、地盤表面や地盤内の可視化に関する技術は、世界的にも進歩しており、2023 年の 11 月 20 日から 24 日に浜松で開催された光ファイバセンサーに関する国際会議（OFS-28）でも、この可視化の研究発表がなされている。

そのような、地下の可視化に関する研究と同様に、空気中からの赤外線等を用いた詳細な地形の把握も、航空レーザープロファイラ（LP）によって可能になってきているので、地表面や地下に関する物理探査の進歩をいかに自然災害に対しての予測に適用するかが、今後の大きな課題であることがわかった。

世界のこのような進歩に対して、2025 年の本研究組合では、2022 年の報告書でまとめた平野部の地震や洪水等の自然災害の研究から、斜面崩壊分野に拡張することに重点を置いた。

2. 技術内容

具体的な内容は目次で確認してほしいのでここでは割愛するが、本研究の報告書は、医学と同様に、以下の手段で自然災害から人命を守るようにしていこうと考えている。

- (1) 平野部や斜面の地形を明確にする。
- (2) 危険を予測する所に関しては、地盤内の地層構造を可視化する。
- (3) 可視化した場所の 3 次元のモデルを構築する。
- (4) 構築したモデルの各地層の力学特性と浸透特性を、原位置あるいは室内試験で明確にする。
- (5) 3 次元モデルに種々の外力を加えて地盤の危険度を予測する。
- (6) 危険度の高い所には、災害が生じる前に対策する。
- (7) 危険度の高い所の対策をモニタリングして、対策の劣化を評価する。
- (8) 劣化が進んでいると判定されたところは、再度、追加対策を実施する。

このような、理想的な手法で地盤災害に対面することは、現状ではまだまだ困難であるが、今後どのような研究をすればよいか、各章でも論述している。

また、第 9 章では、斜面安定のみならず、地震による液状化対策や津波対策、斜面崩壊対策、山林火災対策等に関して、あるべき姿について論述しているので、これからの研究や行政の在り方について参考にしてほしい。

3. おわりに

日本の人口は、年々減少している。また、高齢者層の人口は増加してきている。そんな社会になると、自分のことを自分で守れなくなる社会になる。これに対して、国は、災害で避難する必要のない社会を創設してほしい。

（執筆責任者 西垣誠）

2. 外部から推定・予測する技術

2.1 AHP法で地すべりの危険度を推定する

1. はじめに

階層分析法 AHP 法 (Analytic Hierarchy Process)は、意思決定の分析法で、主観的判断とシステムアプローチとの両面から決定する意思決定手法である。1976 年に米国ピッツバーグ大学の Thomas L. Saaty が提唱した数学と心理学がベースになっている定量化手法で、曖昧な判断基準を明確に数値化してみせることが最大の特徴になっている¹⁾。階層分析法の主な工程は、「(1)階層構造の構築」、「(2)一対比較」、「(3)ウェイトの計算」、「(4)総合評価値の計算」である。多数の要素を2個毎に比較していくことで、どちらに重きがあるかを感覚的に判断し、その感覚的判断を数値化し、重みづけを行い、総合評価点で表現する手法である。

2. 過去の AHP 法の地すべり地への適用

2.1 岩手・宮城県の実例

日本地すべり学会東北支部では専門部会を作り 2001～2005 年にかけて岩手県・宮城県両県を題材とし「空中写真を用いた地すべり発生危険度の定量的手法」として AHP 法による評価点法を開発している²⁾。その後 2007 年に発生した白石市の追久保地すべりや 2008 年岩手・宮城内陸地震で発生した地すべりで、概ねその妥当性が検証されている³⁾。

表-1 はその濱崎ら(2011)³⁾の AHP 法による評価点で、図-1 は点数が低いアイテムを削除した改良版の評価点¹⁾である。

表-1 による評価点数では、閾値を 40, 60, 80 とし、宮城県の地すべりに適用し、表-2 のように区分した¹⁾。2008 年 6 月 14 日の岩手・宮城内陸地震で発生した地すべりと、AHP 評価点を検証した場合、すべて 60 点以上のランク A に対応し、荒砥沢地すべりは 64 点であったことが報告されている。

表-2 宮城県 800 事例での区分

評価点	区分	備考
80～100	特 A	宮城県内 20 箇所 東北災害 10 箇所含む
60～80	A	宮城県内 180 箇所 東北災害 5 箇所含む
40～60	B	問題少ないが 災害事例 5 箇所含む
0～40	C	問題なし

表-1 岩手・宮城の地すべり評価基準³⁾に加筆

大分類	中分類	小分類	
(I) 移動体微地形 (主として運動様式に関する指標)	A 運動様式	流動痕・圧縮丘	12.1
		副滑落崖	4.9
		分離崖・溝状凹地	2.0
	B 新鮮さの鮮度	微地形多	19.5
		微地形境界が鮮明	12.5
		境界が不明瞭	6.0
		微地形境界の消滅	5.5
	C 移動体不安定化	先端2次ブロック(分化)先端崩壊	13.9
		ガリーの進入	3.6
		侵食谷の進入	1.5
	D 地すべり活動兆候	亀裂	18.8
		樹冠の開き	6.3
(II) 移動体境界部 (主として時間経過に関する指標)	E 不動域と主滑落崖の境界	雁行亀裂有	3.8
		崩壊壁のみ有	3.2
		雁行斜面化	1.8
		ガリーの伸長	1.5
		全体が従順化	1.3
	F 主滑落崖と移動体の境界	主滑落崖地形のみ	3.1
		崖壁あり	1.8
		大規模な崖壁	1.1
		滑落崖・崖壁・移動体が連続	0.6
	G 移動体と前地表の境界	移動体地形のみ	1.0
		ガリー・沖積堆有	0.5
		地表の従順化	0.4
(III) 移動体の周辺地形 (地形場に関する指標)	H 移動体先端部	移動体前面の消失	0.3
		河川攻撃斜面に面する	8.6
		河川に面する(斜面途中に出る)	4.4
		平坦面にのる	1.6
	I 主滑落崖と移動体の境界	対岸衝突	0.9
		増加	19.2
		起伏量移動体のポテンシャル変化	9.2
		低下	2.7

詳細チェックリスト			
レベルII	レベルIII	不安定化要因	
		高い	低い
α	移動体微地形	a 運動様式	20 流動痕、圧縮丘 13 副滑落崖、溝状凹地 8 分離崖、溝状凹地 0 地すべり兆候なし
		b 新鮮さの鮮度	20 明瞭(新鮮) 13 やや明瞭(やや新鮮) 8 不明瞭 5...0 不明瞭
	地すべり地形の境界部	c 頭部境界	10 頭部境界、滑落崖が明瞭 5 頭部境界ややや明瞭 2 頭部境界が不明瞭 0 地すべり兆候なし
		d 末端境界	20 多くの先端崩壊、2次すべりの発生 12 部分的な先端崩壊、2次すべり 6 ガリー、崖壁の広がり 0 沖積堆、崖壁の広がり
γ	地すべり地形と周辺地形	e 移動体先端部	20 本川での攻撃斜面などの先端部 12 支川ではあるが先端部 6 谷老斜面 2 河川に面する 0 河川に面しない、のみならず 崖壁堆積物などの崖壁
		f ポテンシャル	10 移動体下部の凸状増大 5 下流凸状のわずかな増大 2 はほぼ平坦な斜面 0 斜面形状が面に変化

図-1 岩手・宮城の地すべり評価基準改良版¹⁾に加筆

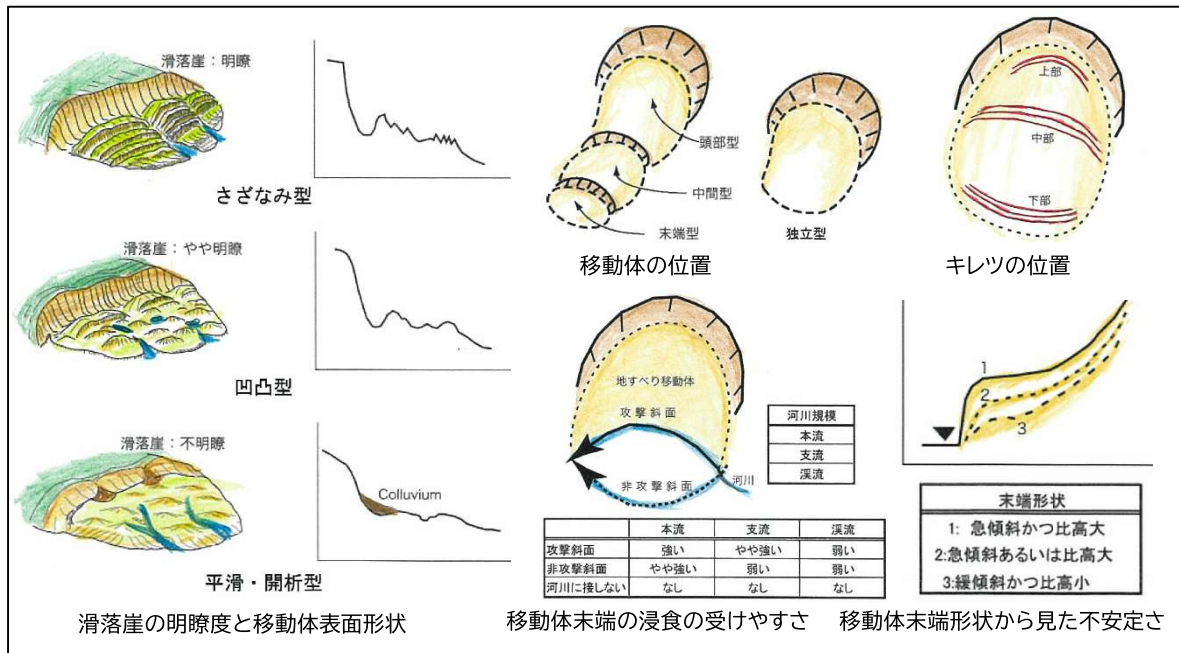


図-2 各評価項目の概念図 4)に加筆

表-3 地すべり地形再活動危険度評価の評価点 1)に加筆

階層レベル I	階層レベル II	階層レベル III	階層レベル IV	得点
地すべり発生危険個所評価	滑落崖の明瞭度	明確		2.8
		やや明確		1.0
		不明瞭		0.8
	移動体の表面形式	さざなみ型		13.0
		凹凸型		3.8
		平滑・開析型		3.2
	移動体の位置	末端		7.3
		中間		2.9
		頭部		1.3
		独立		1.8
	亀裂の位置	下部		15.1
		中部		6.3
		上部		3.8
		なし		0.0
	移動体末端の状況	侵食の受けやすさ	強い	13.0
			やや強い	4.4
			弱い	1.1
		末端形状からみた不安定さ	急・比高大	13.0
			急or比高大	5.6
			緩傾斜・比高小	0.0

2.2 阿賀野川流域の事例

日本地すべり学会では、国土交通省阿賀野川工事事務所の委託を受け、(社)日本地すべり学会平成14年度第三系分布域の地すべり危険個所調査手法に関する検討委員会を設置し、地すべり地形判読から再活動性について評価する AHP 法による評価点システムを開発した⁴⁾。その評価表が表-3 であり、各項目の概念図が図-2 である。

この評価表を、新第三紀層からなり阿賀野川中流域の312箇所に応用し、評価点24点以下を「安全」、25～38点を「やや安全、39～62点を「やや危険」、63点以上を「危険」と設定した。その結果は空中写真判読や現地確

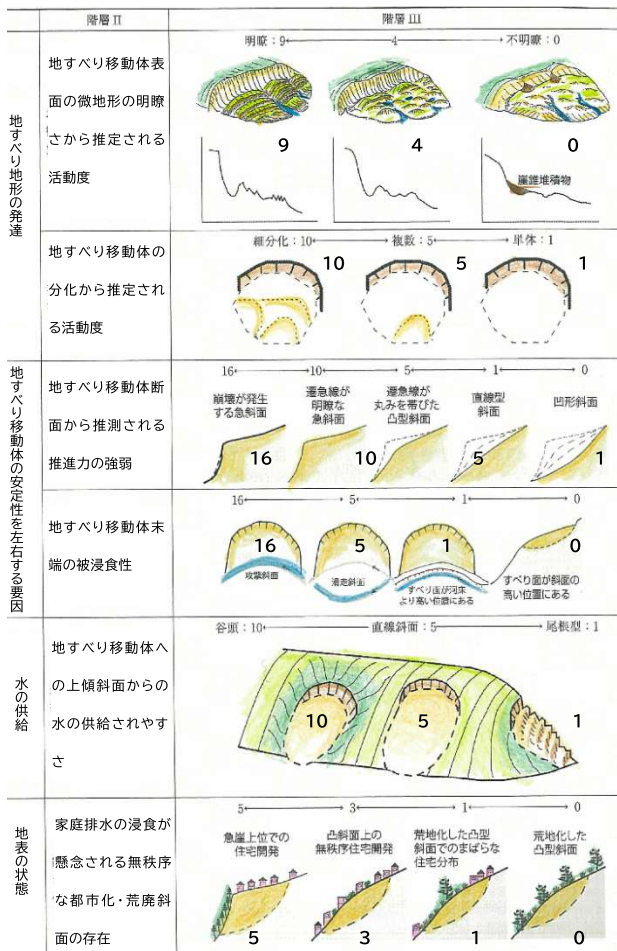


図-3 ホンジュラスの地すべり評価点 1)に加筆

認の危険度の傾向は一致した。ただ、課題として地すべり地形の複雑な発達過程、地質構造の差、地すべり群としての挙動、移動体形成順序など多くの要素があり、閾値の調整や地形判読技術の統一化なども加えて、より改良できる可能性が考えられる。

観察アイテム	高い ← 活動度 → 低い
地すべりの発生度	14.9 10.5 6.1 4.3 2.5 粘性土すべり… 崩壊土すべり… 風化岩地すべり (ex. 流動痕・圧縮丘) (ex. 副滑落崖) (ex. 分断崖・溝状凹地)
地すべりの発達段階	12.2 8.5 4.7 亀裂・段差多数 ← ブロック未分化 2次ブロック化 → 8.5 ガリーの侵入 → 3.2 開析谷の発達 (微地形多い) (地すべりの消滅)
地すべり活動の新しい	1.8 1.1 0.4 0.3 0.1 後背亀裂有 崩壊壁のみ有 匍行斜面化 ガリーの伸長 全体が従順化
地すべり活動の新しい	1.9 1.1 0.7 0.4 左記地形のみ 崖壁あり 大規模な崖壁 滑落崖・崖壁・移動体が連続
地すべり活動の新しい	15.1 6.9 2.4 1.2 亀裂あり・個生異常 微地形境界が鮮明 境界が不鮮明 微地形境界の消滅
地すべり活動の新しい	12.8 6.9 2.9 1.8 1.2 前面に崩壊 移動体のみ ガリー・沖積錐あり 地表の従順化 移動体原面消失
地すべり活動の新しい	12.3 9.2 6.1 急傾斜 おおむね10~20° 緩傾斜
地すべり活動の新しい	2.6 1.8 1.0 0.7 0.4 下に開く … 上下等幅 … 下に閉じる・ボトルネック
地すべり活動の新しい	9.9 5.5 3.0 凸型(convex)斜面 中間 凹型(concave)斜面 (不安定物質多い) (不安定物質少ない)
地すべり活動の新しい	16.5 13.1 9.7 7.5 5.4 3.7 2.0 末端が … 河川・海岸に … 沢に面する … 沢・海岸に面して … 河川攻撃斜面 面する

表内の赤字が評価点

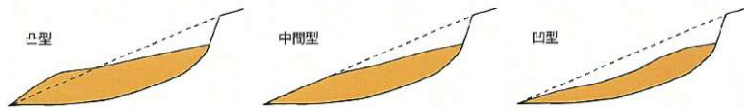
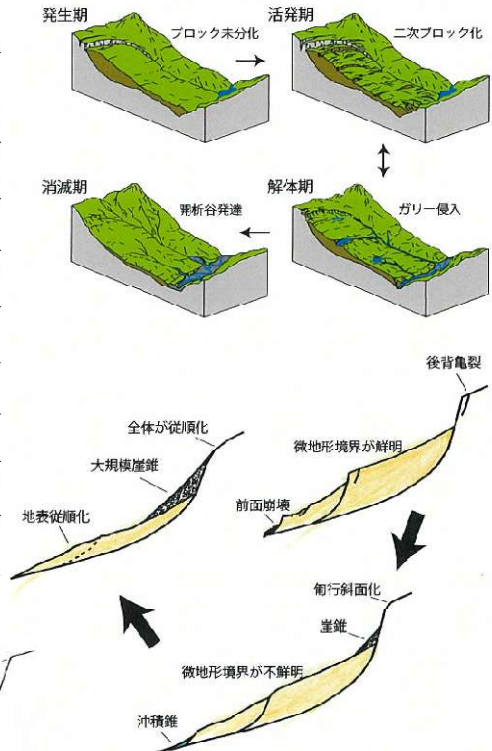


図-4 北海道の地すべり活動度評価点 6)に加筆

地すべりの発生～消滅のイメージ



2.3 ホンジュラスの事例

八木ら(2021)¹⁵⁾は、中米・ホンジュラスの首都テグシガルバ市内で発生した地すべりに対し、現地の特徴を考慮した評価表を考案して適用した。地形条件として地すべり地内への水の供給しやすさを加え、さらに地すべり地形内への無秩序な集落形成についても考慮した評価点表を作成した。その評価点表が図-3である。

2.4 北海道の事例

北海道立総合研究機構ら(2012)⁶⁾は、北海道における再活動地すべり地形を対象として、主として空中写真判読による地すべり地形の評価手法を開発した。それが図-4である。その AHP 評価点による活動度評価を表-4に示す。また、この評価点は熟練技術者と一般技術者の比較で±10 点の範囲で一致したことを示した。その「地すべり活動度」とは、現在の活動状況に地すべりのポテンシャルを加味したもので、次の地すべり現象が発生する可能性を示したものである。地すべり現象の発生頻度が高くなれば「地すべり活動度」は高くなり、緩慢なものであれば低いという評価になっている。

表-4 北海道での活動度区分

評価点	判定	備考
60～	A	活動度高い
50～60	B	やや活動度が高い
～50	C	比較的活動度が低い

表-5 危険度得点の配点詳細 7)に加筆

指標	ウェイト	配点		
		1.0倍	0.5倍	0.1倍
傾斜	33.3点	15～25°	10～15°	0～10° 25°～
地上開度	33.3点	～86°	86～88°	88°～
起伏量	33.4点	30～50m	20～30m、50m～	0～20m

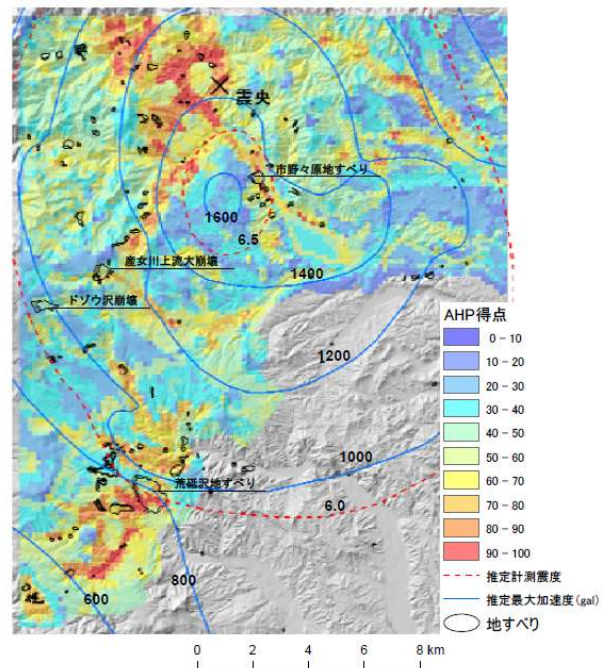


図-5 2008年岩手・宮城内陸地震 AHP マップ 7)に加筆

2.5 地震時地すべりの事例

(社)日本地すべり学会では国土交通省からの研究委託として、「類型化に基づく地震による斜面変動発生危険箇所評価手法の開発」(2014)⁷⁾を実施し、その中で AHP 法による評価手法を研究している。表-5 はその評価点で、GIS により AHP 評価点の分布図を作成し対比した(図-5 参照)。2004 年新潟中越地震においても 2008 年岩手・宮城内陸地震でも 50 点以上の箇所で崩壊の大多数が発生し、60 点以上で急激に発生確率が高くなることを示した。

安部川・富士川右岸地区や、伊豆地区の山地に適用した場合も 60 点以上で崩壊発生箇所が分布していることを示した。これらでは GIS を使用し広域的に斜面危険度を把握する上で、AHP 評価点手法がかなり効果的であることを示している。

3. 破碎質な古生層の地すべり地形への適用

3.1 岡山県南西部の破碎質な古生層

前述のように、現在 AHP 法を用いた様々な地すべり危険度評価手法が研究されているが、地すべり特性が地域で異なるため、地域毎に AHP 評価項目を設定する必要がある。中国地方では河野ら(2020)⁸⁾が地形や地質などの項目による AHP 法を適用し、防災科学技術研究所の地すべり地形を評価し、妥当性を検証している。

ここでは木村ら(2024)⁹⁾により中国地方吉備高原面を開析する破碎質な古生層の斜面において、地理院地図 GSIMaps の地形図と傾斜量図で不安定斜面を抽出するとともに、14 人の熟練地質技術者により AHP 法を用いて評価点を設定した事例を記載する。

中国地方の地形は、吉備高原面に代表される小起伏面と、それらを開析した V 字谷の開析斜面に大別できる。その開析斜面には、地すべりに準じる不安定斜面が多く分布するが、典型的な地すべり地形は少なく、多くが地すべりに準じるような凸型斜面か凹型斜面などからなる。それらは地形図のみからは判読が困難ではあるが、熟練地質技術者が傾斜量図や空中写真判読を併用することで、推定可能な地すべり性の不安定地形である。準地すべり地形ではあるが地すべり指定地ではなく、災害予備群の「動いていない地すべり地形」を「不安定斜面」と定義する。

対象地区は岡山県南西部で、東西 4km 南北 5km の区域で、地質は脆弱で破碎質な古生層（泥岩、変輝緑岩など）の夜久野オフィオライトが分布している。山頂は標高 300~400m の吉備高原面で、河川が 150~250m 程度下刻し、開析斜面を形成し、その斜面に多くの地すべり地形に準じる「不安定斜面」が分布している。

図-6 は、空中写真判読を併用しながら、国土地理院地図 GSIMaps の傾斜量図で、尾根地や窪地など含む変形地形を経験に基づき主観的に「地すべり地形」を判読して抽出した「不安定斜面」62 箇所の分布図である⁹⁾。

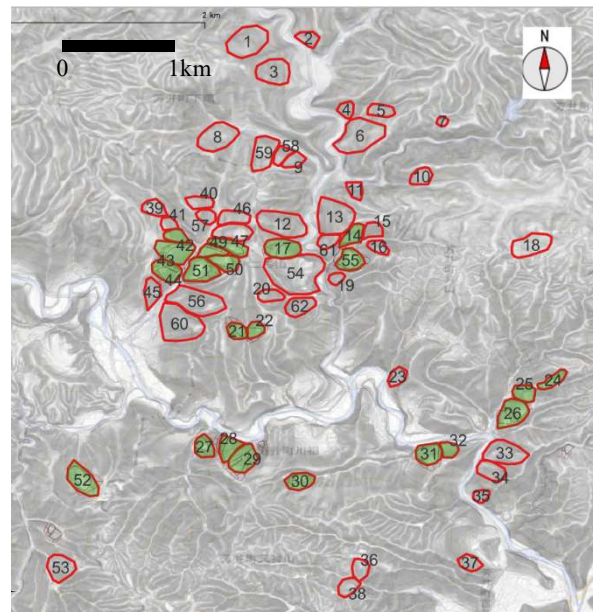


図-6 「不安定斜面」の分布⁹⁾に加筆

(国土地理院 GSIMaps 傾斜量図による)

■ 地すべり地形分布図¹⁰⁾の地すべり

図-6 の分布図には、防災科学技術研究所の地すべり地形分布図の 24 箇所(J-SHISMap:2 箇所はブロック統合)¹⁰⁾を含んでいる。ただし地すべり防止指定地はない。

3.2 AHP 法による階層構造について

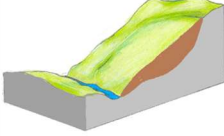
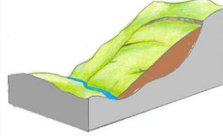
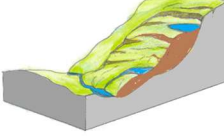
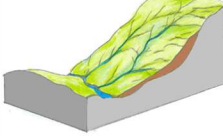
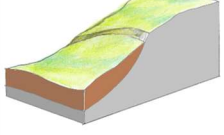
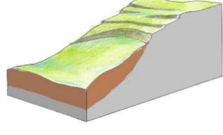
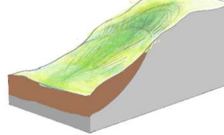
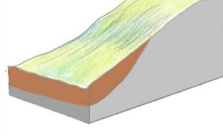
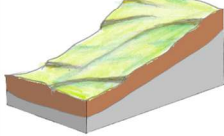
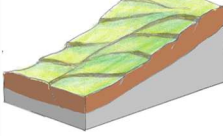
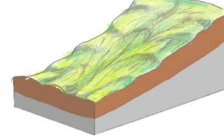
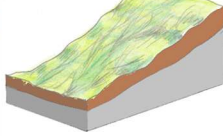
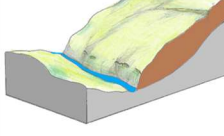
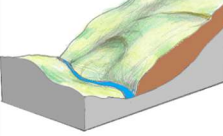
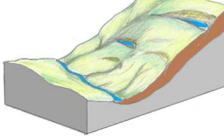
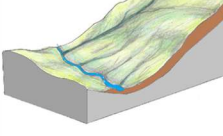
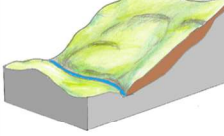
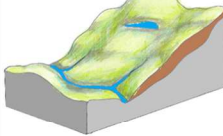
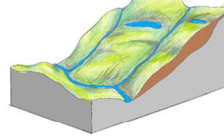
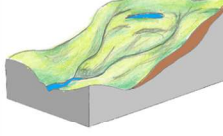
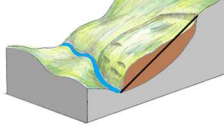
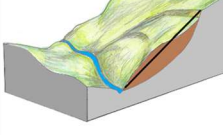
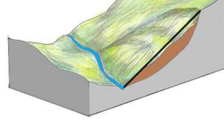
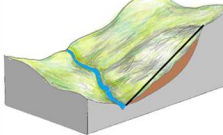
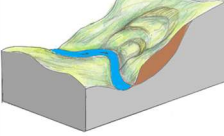
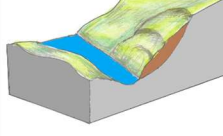
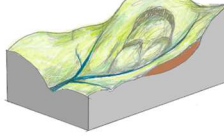
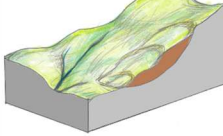
不安定斜面の評価は、北海道立総合研究機構・地質研究所ら(2012)⁶⁾による「地すべり活動度評価手法マニュアル(案)」の項目に準じ、階層構造は、大分類 3 項目、中分類 7 項目・小分類 28 項目になる。

大分類「地すべりの発達段階」を地形に反映した場合、中分類「地すべり地形明瞭度」になり、その発達過程を小分類で「形状初期」「形状ややあり」「形状明確」「形状解体」の 4 段階で区分し、図-7 に示した。

大分類「地すべり活動の新しさ」を、地すべり地の位置関係で上部「滑落崖領域」、中間域「移動体内微地形鮮明度」、下部「移動体舌端部」に 3 区分したのが中分類で、図-7 に示す。その中分類の地形発達段階に応じて 4 区分したものが、それぞれの小分類になる。

大分類「地すべりのポテンシャル」は移動の運動エネルギーに影響する勾配や応力開放に関する項目で、中分類は 3 区分した。中分類「地すべり全体開放度」は、下部や側部拘束などの侵食による開放度で、その程度を 4 区分し小分類とした。中分類「移動体下部の勾配」は下部の傾斜が急なほど不安定であるので、その勾配により 4 区分し小分類とした。中分類「末端の浸食状況」では河川攻撃斜面の有無などによる 4 区分し小分類とした。

この区分で 14 人の熟練地質技術者により、一対評価をし、評価点を求めたものを小分類の項目の下に（数値）で記載した。この対応する項目の合計で、各地すべりの評価点が算定できる。

大分類 階層 1	中分類 階層 2	小分類 階層 3			
【Ⅰ】 地すべりの 発達段階 (13.96)	(a) 地すべり 地形 明瞭度 (13.96)				
		(1) 地すべり形状初期 (4.33)	(2) 地すべり形状 ややあり(8.06)	(3) 地すべり形状明確 (13.96)	(4) 地すべり形状解体 (4.32)
					
		(1) 滑落崖のみ (12.16)	(2) 背後段差あり (21.12)	(3) 集水地形勾配化 (6.33)	(4) 地表従順化 (4.48)
【Ⅱ】 地すべり 活動 の新しさ (52.79)	(c) 移動体内 微地形 鮮明度 (21.11)				
		(1) 段差地形点在 (11.34)	(2) 明瞭段差地形多数 (21.11)	(3) 小凹凸微地形点在 (6.55)	(4) 小凹凸微地形不明 瞭(3.52)
	(d) 移動体 舌端部 (10.56)				
		(1) 前面崩壊急斜面あり (10.56)	(2) 凹凸面あり (5.13)	(3) 移動体のみ (3.28)	(4) 地表の従順化 (1.95)
【Ⅲ】 地すべりの ポテンシャル (33.25)	(e) 地すべり 全体 開放度 (7.99)				
		(1) 下部のみ開放 (2.74)	(2) 側部一部および下部 開放(沢など) (4.75)	(3) 側部および下部開放 (沢など) (7.99)	(4) 下部閉塞 (ボトルネック) (1.63)
	(f) 移動体 下部 の勾配 (6.98)				
		(1) 移動体平均勾配より 著しく急 (6.98)	(2) 移動体平均勾配より やや急(4.15)	(3) 移動体平均勾配と 同じ(2.40)	(4) 移動体平均勾配より ゆるい (1.42)
	(g) 末端の 浸食状況 (18.28)				
		(1) 河川攻撃斜面 (18.28)	(2) 河川または海岸線 (8.64)	(3) 沢に面する (4.64)	(4) 沢に面していない (2.54)

(数字) はAHP評価点数

図-6 階層構造と AHP 評価点⁹⁾ による

表-5 AHP 評価点と安定度区分

AHP 評価点	安定度
～10	E かなり安定
10～30	D 多少安定
30～50	C 僅かに安定
50～70	B 僅かに不安定
70～90	A 多少不安定
90～	AA かなり不安定

3.2 AHP 法の評価点と安定度評価

現地 62 箇所の「不安定斜面」の評価点の頻度分布は、図-7 のように中間 40～50 点を中心に分布した。閾値として 10,30,50,70,90,としてランク AA～E まで 6 区分とし表-5 に示した。また、その区分で 62 箇所の不安定斜面を表示したのが図-8 である。この区分では AA と E はなく、A が 3 カ所、D が 3 カ所で、大半が B と C であった。著しく移動している地すべりはなく、地すべり防止区域でもない。そのため、今は「動いていない不安定斜面」とはいえ、道路工事や豪雨などで活動を開始する可能性があり、それらの地質リスクのスクリーニング手法として有効な手法と考える。

4. おわりに

図-6 に示す手法は、14 人の熟練地質技術者の思考を定量化したものであり、初心者にも活用できる評価手法である。そのため、多くの技術者にも活用いただきたい。また今後、更なる改良を続ける予定である。

(執筆責任者 木村隆行)

参考文献

- 1) 日本地すべり学会斜面防災危険度評価ガイドブック編集委員会：斜面防災危険度判定評価ガイドブック，pp.27-68，2021.
- 2) 濱崎英作，戸来竹佐，宮城豊彦：AHP を用いた空中写真判読結果からの地すべり危険度評価手法，第 42 回日本地すべり学会研究発表会講演集，pp.227-230，2003.
- 3) 濱崎英作，佐々木明彦，八木浩司，宮城豊彦，奈倉弘，前田修吾：空中写真に基づく地すべり危険度評価手法について，日本地すべり学会新潟支部，第 39 回地すべりシンポジウム，土砂災害に関わる危険度評価とリスクマネジメント講演集，pp.22-27，2011.
- 4) 八木浩司，檜垣大助，日本地すべり学会平成 14 年度第三系分布域の地すべり危険個所調査手法に関する検討委員会：空中写真判読と AHP 法を用いた地すべり地形再活動危険度評価手法の開発と阿賀野川中流域への適用，地すべり，Vol.45，No.5，pp.358-366，2009.
- 5) Yagi.H. Hayashi,K.and Sato,G. :Landslide susceptibility mapping by interpretation of aerial photographs,AHP and precise DEM.Understanding and Reducing Landslide Disaster Risk. ICL.Contribution to Landslide Disaster Risk ReductionVolume2 From Mapping to Hazard and Risk Zonation,pp.33-56.2021.
- 6) 地方独立行政法人北海道立研究機構地質研究所，北見工業大学，明治コンサルタント，構研エンジニアリング，防災地質工業，テレリサーチ，地盤工房：地すべり活動度手法マニュアル(案)，2012.
- 7) 日本地すべり学会：類型化に基づく地震による斜面変動発生危険個所評価手法の開発報告書，pp.4-17，2014.
- 8) 河野勝宣，野口竜也，西村強：AHP 法および GIS を用いた中国地方における地すべりハザードマッピングの試み，地すべり，Vol.57，No.1，pp.3-11，2020.
- 9) 木村隆行，八野祐二，吉川猛，伊達裕樹，松井章弘，西垣誠：AHP 法を用いた 14 人の熟練地質技術者による不安定斜面の評価，地盤工学会中国支部，地盤と建設，Vol.42，No.1，pp.53-62. 2024.
- 10) 国立研究開発法人防災科学技術研究所：J-SHIS/Map 地震ハザードステーション，地すべり地形，<https://www.j-shis.bosai.go.jp/map/>，(参照 2022.11.30)

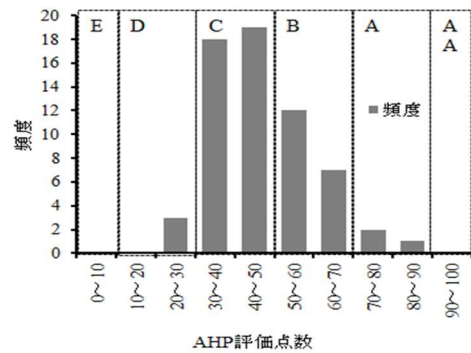


図-7 AHP 評価点数の頻度分布

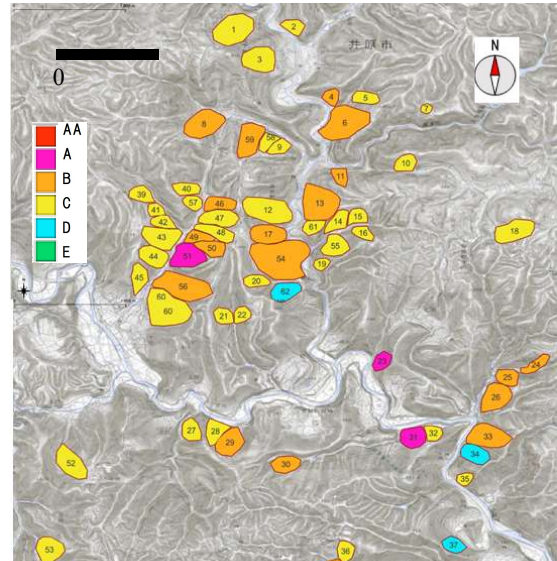


図-8 不安定斜面安定度分布図

2.2 DEM と AI で危険斜面を自動抽出する

1. はじめに

2022 年度統合物性モデル技術研究組合研究発表会において、専門技術者が GIS を活用して作成した図面から目視判読を行い表層崩壊危険斜面を抽出する手法を AI モデル化した事例として、「DEM と AI を活用した表層崩壊危険斜面の抽出（長野県辰野町を事例として）」¹⁾ を報告した。本報は、国土地理院数値標高モデル（10m メッシュの DEM）を用いて作成した表層崩壊危険斜面抽出 AI 解析モデル（以下、「AI 解析モデル」）を福岡県朝倉市付近に適用し、2017 年（平成 29 年）7 月の九州北部豪雨で発生した斜面崩壊と比較検討を行い、AI 解析モデルの適用性や課題、展望について検討したものである。

2. 表層崩壊危険斜面を抽出する AI 解析モデル構築の流れ

2.1 AI 解析モデルの構築

AI 解析モデルの構築は、辰野町の報告で構築した AI モデルと同じモデルである。表層崩壊危険斜面を抽出する AI 解析モデル構築の流れは図-1²⁾に示すとおりである。

人判読による表層崩壊危険斜面図は、専門家が地形図から判読作成した遷急線図（尾根付近平坦面図）と GIS の DEM を用いた地形解析による斜面の傾斜と曲率（凹み具合）を組合せ作成した凹地急斜面分布図を重ね合わせた判読準備図を作成し、これから表層崩壊危険斜面を判読して馬蹄形のラインにより危険斜面を表示している。辰野町 AI 解析モデルは、この専門家が行う判読準備作業を DX 化するとともに、人判読で作成した表層崩壊危険斜面図をタイル画像化して図形パターンを AI に学習させることで、判読準備図から表層崩壊危険斜面を抽出している。なお、本手法は地形パターンを画像で学習させるため、3 次メッシュを 10 等分したメッシュサイズ（平面直角座標系で東西方向約 115m、南北方向約 90m、面積約 1ha）でタイル化と AI 解析を行っている。

表層崩壊危険斜面を抽出する AI 解析モデルは、遷急線（尾根付近平坦面）と凹地急斜面の位置関係が重要となることから、これらの位置関係を画像として判読でき、かつ対象領域検出を得意とする AI モデル U-Net を使用した。

既報告¹⁾に示したとおり、AI 解析モデルは、平成 29 年 7 月九州北部豪雨で表層崩壊が発生した福岡県朝倉市、平成 30 年 7 月豪雨で表層崩壊が発生した広島県呉市、平成 18 年 7 月豪雨で表層崩壊が発生した長野県辰野町の 3 地域において、10mDEM を用いて判読準備図を作成した。

そして、国土地理院などが公表している崩壊地分布などの情報は一切参照せず、表層崩壊危険斜面を判読して表層崩壊危険斜面図を作成した。これに基づいて学習用タイル画像を作成し、AI 解析モデルを構築した。

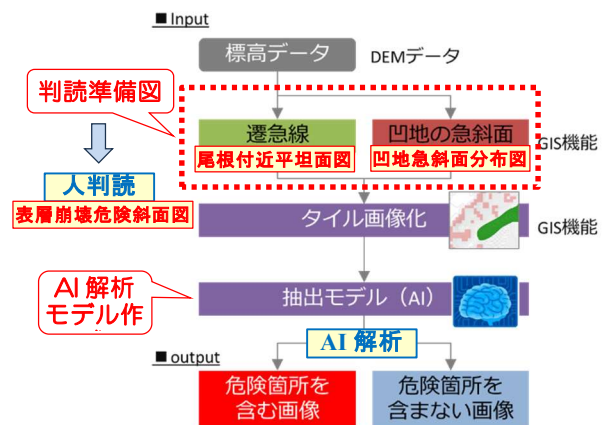


図-1 表層崩壊危険斜面を抽出する AI 解析モデルの構築の流れ（一部加筆）²⁾

AI 解析モデルの構築は、AI モデルで使用する活性化関数（機械学習のニューラルネットワークにおいて、複数のニューロンからの入力相结合した後、次のニューロンに渡す際に変換処理するための関数）の比較・検証と、AI 解析結果として算出される Probability（本モデルでは 1 メッシュ内に表層崩壊危険斜面が含まれる確率）について最適な閾値の検討を行った。

また、AI 解析モデルの再現精度は、表層崩壊危険斜面図の危険斜面が AI 解析モデルで抽出されているのかについて着目した。機械学習の評価指標は、Accuracy（正解率）、Precision（適合率）、Recall（再現率）のうち、表層崩壊の危険がある斜面を危険であると評価することが重要であるため Recall を重視した。

3 地域についての AI 解析モデルの構築過程を通じ、活性化関数には Swish を採用し、Probability の閾値を 0.69 より大きいとした場合に、人判読による表層崩壊危険斜面（が存在するメッシュ）の抽出精度が最も良い結果となった。既報告¹⁾は、この AI 解析モデル構築と辰野町の解析結果事例である。

2.2 朝倉地域における AI 解析の準備

2.2.1 尾根付近平坦面図の作成

北九州豪雨前年の 2016 年に整備された国土地理院の 10mDEM を用い、既報告¹⁾に示した遷急線（尾根付近平

坦面) 自動抽出ツールにより尾根付近平坦面を抽出した。尾根付近平坦面の分布は図-2 に示すとおりである。

2.2.2 凹地急斜面分布図の作成

尾根付近平坦面の抽出と同様に 10mDEM を用い ArcGIS Pro の地形解析ツールを用いて傾斜 25° 以上、曲率-1.5 の領域を凹地急斜面として抽出した。凹地急斜面の分布は図-2 に示すとおりである。

2.2.3 表層崩壊危険斜面図の作成

尾根付近平坦面図と凹地急斜面分布図を重ね合わせた判読準備図を作成し、これを基に人判読により表層崩壊危険斜面を抽出し馬蹄形のラインで表示した。図-2 に示すとおり、尾根付近平坦面と凹地急斜面、及び表層崩壊危険斜面を表示することで表層崩壊危険斜面図とした。

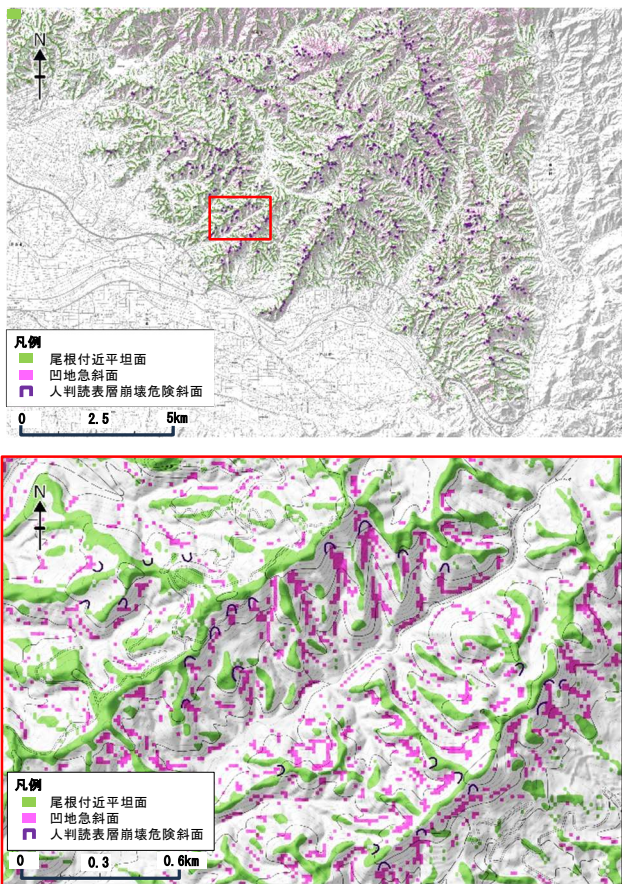


図-2 表層崩壊危険斜面図（上：全体，下：拡大）

2.3 朝倉地域における AI 解析の実施

構築した AI 解析モデルの probability が 0.69 より大きい（以下、「 $p0.69<$ 」と表記）メッシュを図-3 に示す。解析範囲は、筑後川北側の山地域の南北約 10km～16km、東西約 14km の領域となっている。1 メッシュの大きさは約 1ha である。この抽出結果は、1 メッシュ内に学習した表層崩壊を発生しうる地形パターンが存在する可能性があることを示すもので、抽出した 1 メッシュの範囲すべてが崩壊するわけではない。したがって、斜面の潜在的な表層崩壊危険度を示すものとなっている。

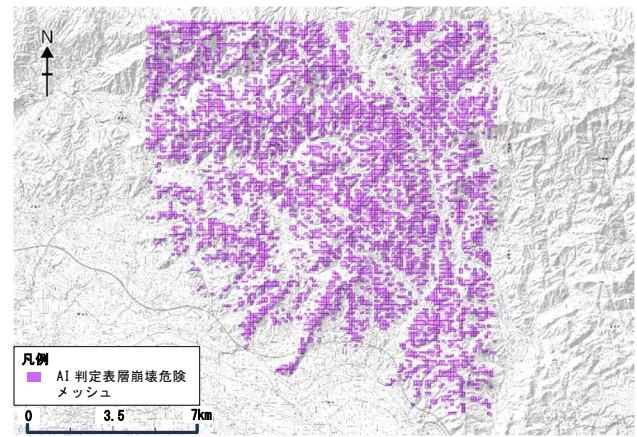


図-3 AI 解析判定表層崩壊危険メッシュ ($p0.69<$)

3. 朝倉地域における AI 解析結果の検討

3.1 検討範囲の設定

AI 解析結果の再現性等の検討範囲は図-3 の解析範囲とせず、北九州豪雨の降雨特性と崩壊地の発生位置を勘案して設定した。

2017 年 7 月の北九州豪雨は、7 月 5 日から 6 日までの総降水量が多い所で 500mm を超え、最大 24 時間降水量は福岡県朝倉市朝倉で 545.5mm、大分県日田市三本松で 370.0mm となり、観測史上 1 位の値を更新する記録的な大雨となった³⁾。また、線状降水帯の発生が注目された。中村（2017）が報告した解析雨量（国土交通省水管理・国土保全局と道路局及び気象庁が全国に設置している気象レーダーによる降水観測結果とアメダス等の地上の雨量計の値を組合せて、降水量分布を 1km 四方の細かさで解析したデータ）を図-3 に重ねると図-4 となる。朝倉市域の南部に線状降水帯が発生し、累積降水量が 800mm を超える領域（青色）が発生していることがわかる。

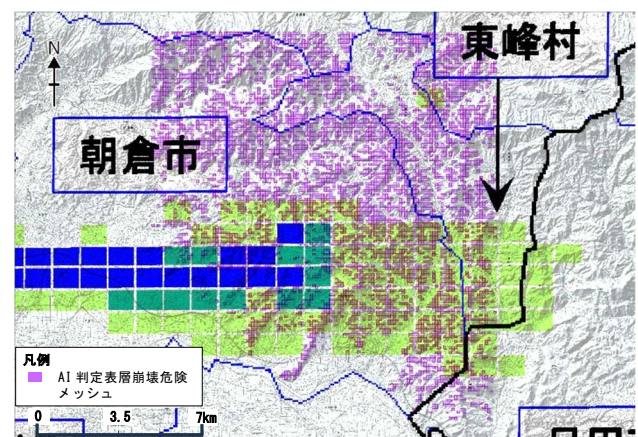


図-4 北九州豪雨時の解析雨量の重ね合わせ図（中村（2017）³⁾ から解析雨量 24 時間積算（7/5 9:00-7/6 9:00）図を引用し ArcGIS Pro で重ね合わせ）

また、国土地理院による被害状況判読図⁴⁾から土砂崩壊地を GIS により抽出して表示すると図-5 となる。斜面

崩壊は図-4 に示した線状降水帯の発生域に集中して分布していることがわかる。

以上より、検討範囲は土砂崩壊地を網羅し線状降水帯が発生しなかった朝倉市域北部も含めた図-6 の範囲とした。また、AI 解析モデルで判定した表層崩壊危険斜面と土砂崩壊の発生状況とを比較するために、筑後川からの支川の流域形状に基づき、尾根線と谷線で 89 の小流域に区分した。小流域の大きさは、平均面積は約 1.26km^2 、最小 0.41km^2 、最大 5.43km^2 で、土砂崩壊地（図-5 のピンク着色）の多い範囲は $0.5\text{km}^2 \sim 2\text{km}^2$ 程度となっている。

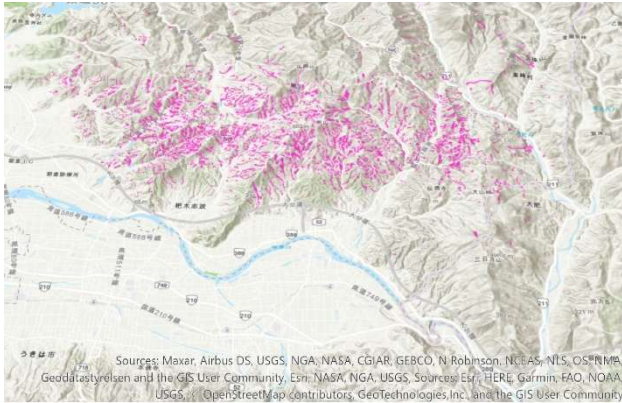


図-5 国土地理院による被害状況判読図⁴⁾

(判読図の土砂崩壊地を GIS で鳥観図に表示)

なお、本検討においては、国土地理院の土砂崩壊地データを表層崩壊危険斜面図における馬蹄形のラインと比較検討するために、土砂崩壊地の最上流付近を崩壊起点としてポイントデータを作成した。また、AI 解析結果と比較するため AI 解析モデルと同じメッシュデータを用いて、図-7 に示す崩壊起点を含む崩壊起点メッシュデータを作成した。

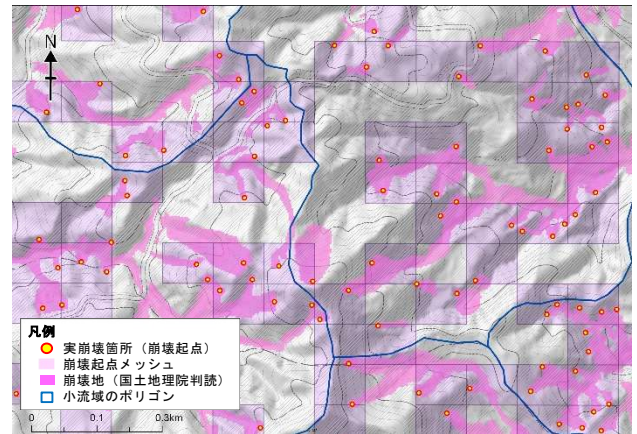


図-7 土砂崩壊地から作成した崩壊起点（実崩壊箇所）ポイントデータと崩壊起点メッシュデータ

3.2 AI 判読と実崩壊の比較

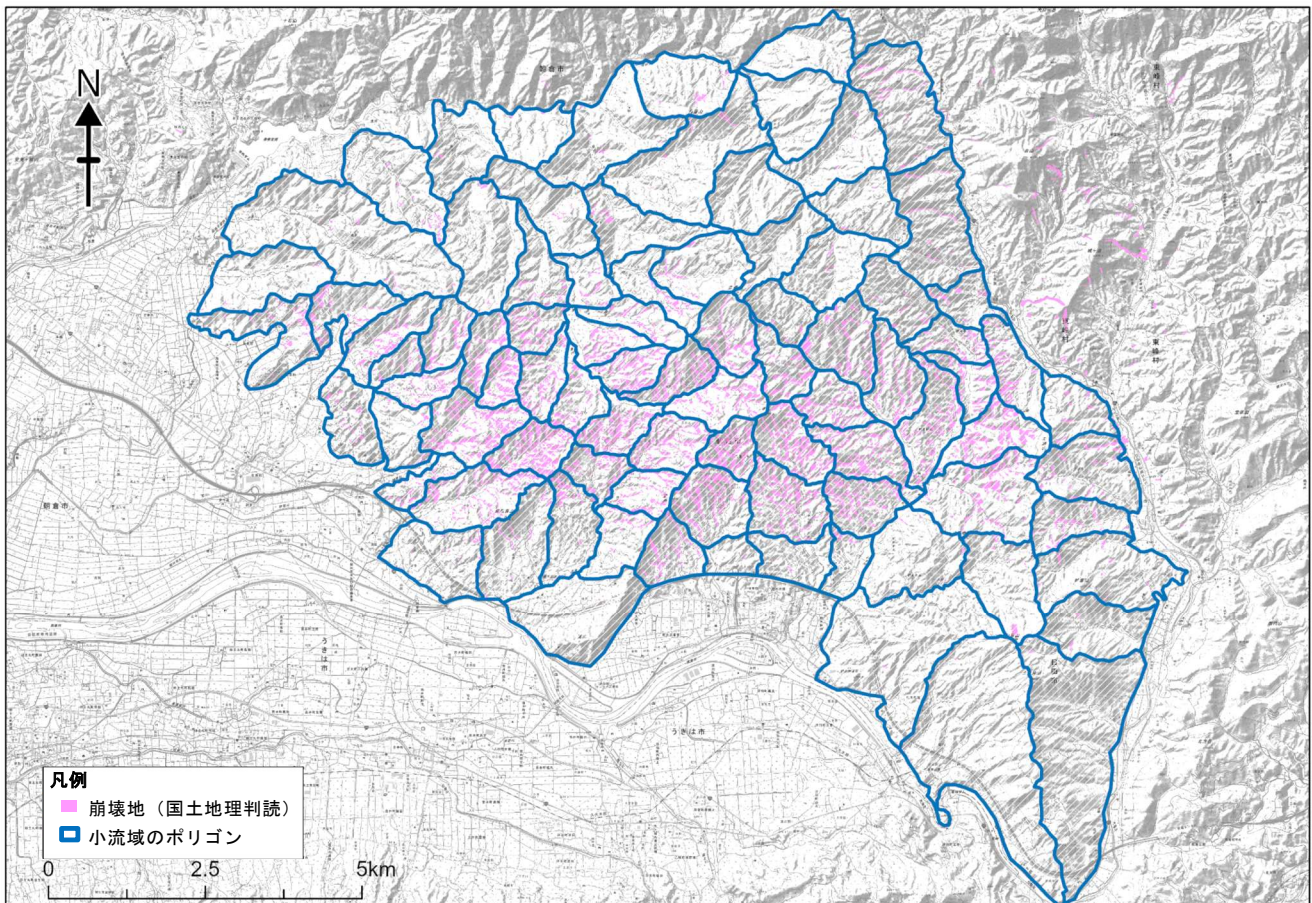


図-6 検討範囲と検討小流域及び国土地理院判読の土砂崩壊地

Probability が 0.69 より大きい ($p0.69<$) メッシュと AI 解析判定メッシュ、及び実際に崩壊が発生した実崩壊箇所(崩壊起点)数および崩壊起点メッシュ数を比較した。図-8、図-11、図-12 は AI 解析で判定された表層崩壊の可能性を示す表層崩壊予測図であり、崩壊起点も表示している。また、図-9 は 89 の小流域の範囲に含まれるこれらデータ数の比較である。小流域に発生した斜面崩壊の崩壊起点数は、 $p0.69<$ の閾値で崩壊が発生する可能性があるとして AI が判読したメッシュ数よりも大きい傾向を示す小流域と、崩壊起点数が 10 か所未満の小流域で AI が判定したメッシュ数が最大で 10 倍程度まで多くなる小流域が存在する結果となった。後者の傾向は、崩壊起点のあるメッシュの数を小流域ごとに集計した場合(図

-9 右図)も同様であるが、崩壊起点メッシュ数と AI が $p0.69<$ の閾値で崩壊が発生する可能性があるとして判定したメッシュ数は概ね同じ傾向となっている。崩壊起点数が少なく AI が崩壊の可能性を判定したメッシュが多い小流域は、図-8 の検討範囲全体図を見ると明確で、崩壊起点が帯状に集中して分布する線状降水帯の発生範囲の外側に分布していることがわかる。そこで、この小流域を除いて図-9 を作成しなおすと図-10 となる。崩壊起点数及び崩壊起点のあるメッシュ数と AI が崩壊の可能性を判読したメッシュ数の関係は線形的となり、メッシュで比較すると AI で崩壊可能性があると判定したメッシュにおいて実際に崩壊が発生したと概ね考えられる結果となった。

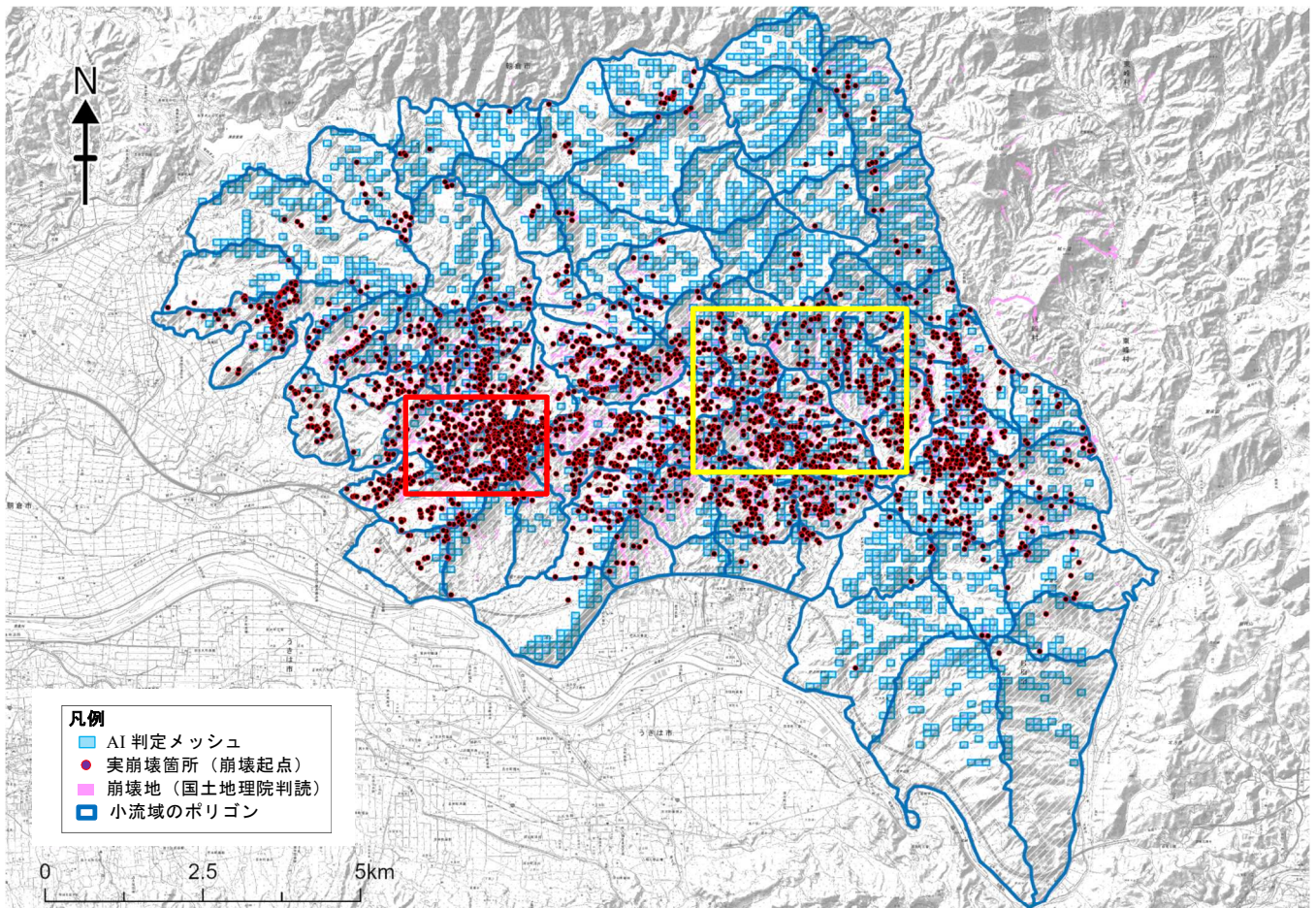


図-8 AI 解析判定 ($p0.69<$) メッシュと実崩壊の比較 (赤枠：図-9, 黄枠：図-10)

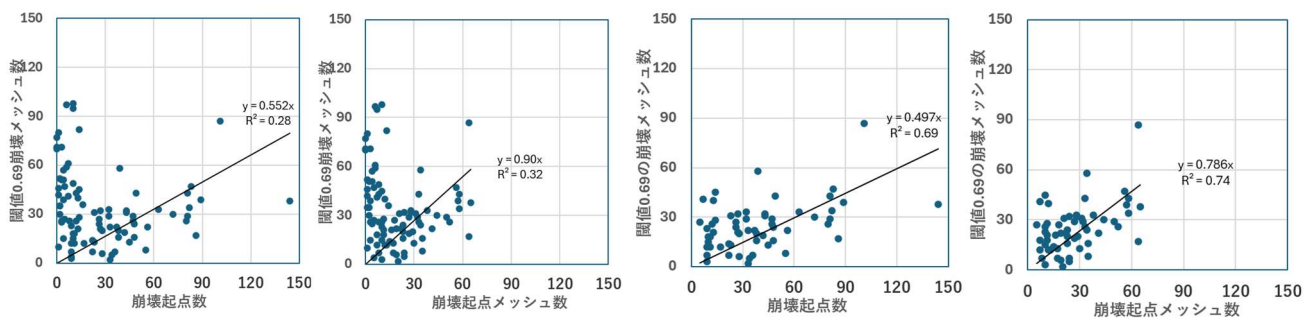


図-9 小流域の崩壊起点数・メッシュ数と AI 解析判定 ($p0.69<$) メッシュ数の比較

図-10 小流域の実崩壊起点数と AI 解析判定 ($p0.69<$) メッシュ数の比較 (線状降水帯付近の小流域を表示)

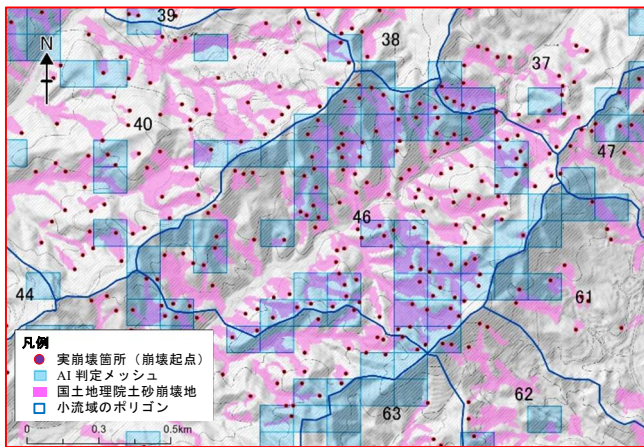


図-11 AI 解析判定 ($p0.69<$) メッシュと
実崩壊箇所の比較 (図-8 の赤枠)

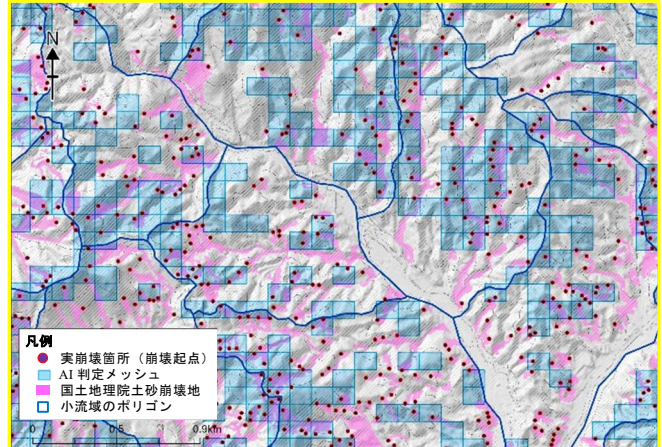


図-12 AI 解析判定 ($p0.69<$) メッシュ
と実崩壊箇所の比較 (図-8 の黄枠)

3.2 AI 判読と人判読の比較

表層崩壊危険斜面図の馬蹄形のラインを人判読崩壊箇所とし、これが小流域に分布する数を人判読崩壊箇所数とした。そして、馬蹄形のラインが AI 解析モデルと同じメッシュに重なるメッシュが小流域に分布する数を人判読崩壊メッシュとして図-13 を作成した。

人判読による崩壊箇所数、及びこれをメッシュデータとした人判読崩壊メッシュ数と AI が崩壊の可能性を判定したメッシュ数の関係はほぼ変わらず、AI による崩壊メッシュ数は人判読崩壊メッシュ数の 3 倍程度となった。

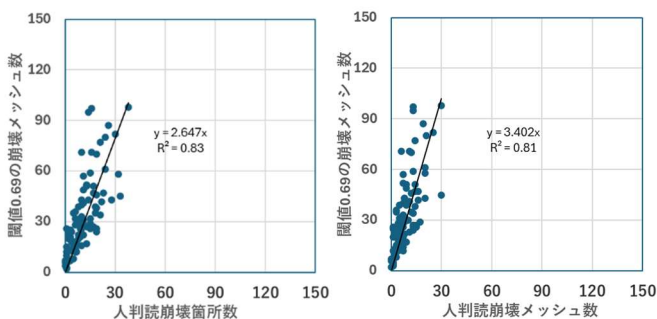


図-13 小流域の人判読崩壊箇所・メッシュ数と AI 解析判読 ($p0.69<$) メッシュ数の比較

3.3 実崩壊箇所数と人判読崩壊箇所数の比較

小流域における崩壊起点数及び崩壊メッシュ数と人判読崩壊箇所数の関係は図-14 に示すとおりである。実際に発生した土砂崩壊地の崩壊起点数は、人判読崩壊箇所数に対して最大 5 倍程度の多さとなっている。崩壊起点をメッシュデータに変換した場合には 2 倍程度の多さとなくなる。これは、図-11、図-12 から読み取れるとおり、約 1ha の面積を持つ解析メッシュの中に小規模な崩壊が多数発生しているためである。特に、線状降水帯が形成された領域においてこの傾向は顕著となっている。なお、図-9 で取り上げたとおり、崩壊起点数・崩壊起点メッシュ数が 10 箇所よりも少ない小流域で人判読崩壊

箇所が多い小流域が存在する。これは、線状降水帯の南北側の崩壊が多発していない範囲となっている。

このように、AI が判定した崩壊メッシュ数は、実崩壊箇所数よりも多く、実崩壊箇所数は人判読による表層崩壊箇所数よりも多い傾向となった。

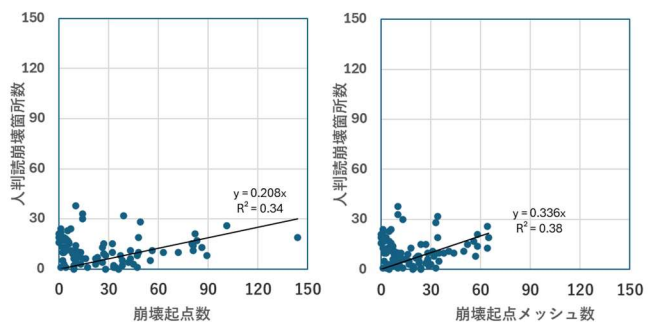


図-14 小流域の崩壊起点・メッシュ数と人判読崩壊箇所数の比較

4. 考察

4.1 AI 解析モデルの再現性

図-8 に示した $p0.69<$ の AI 解析判定による表層崩壊危険箇所が 2017 年 7 月の北九州豪雨で発生した土砂崩壊地をどの程度予測したのかを検討する。AI 解析判定メッシュ ($p0.69<$) に崩壊起点が存在する、つまり、AI 解析判定 ($p0.69<$) メッシュと実崩壊箇所 (崩壊起点) が一致するメッシュは図-15 のとおりである。

AI 解析判定で抽出されていない実崩壊箇所 (崩壊起点) は、図-15 黄色枠の崩壊起点が非常に多い支流 No.46 にも、また崩壊起点が少ない橙枠の支流 No.7 や No.13 にも認められる。AI 解析判定メッシュと実崩壊箇所 (崩壊起点) 数と崩壊起点メッシュの一致状況をヒストグラムにすると図-16 となる。

予測率は、AI 解析判定メッシュに実崩壊箇所 (崩壊起点) が存在するメッシュ (判定結果が実際の崩壊と

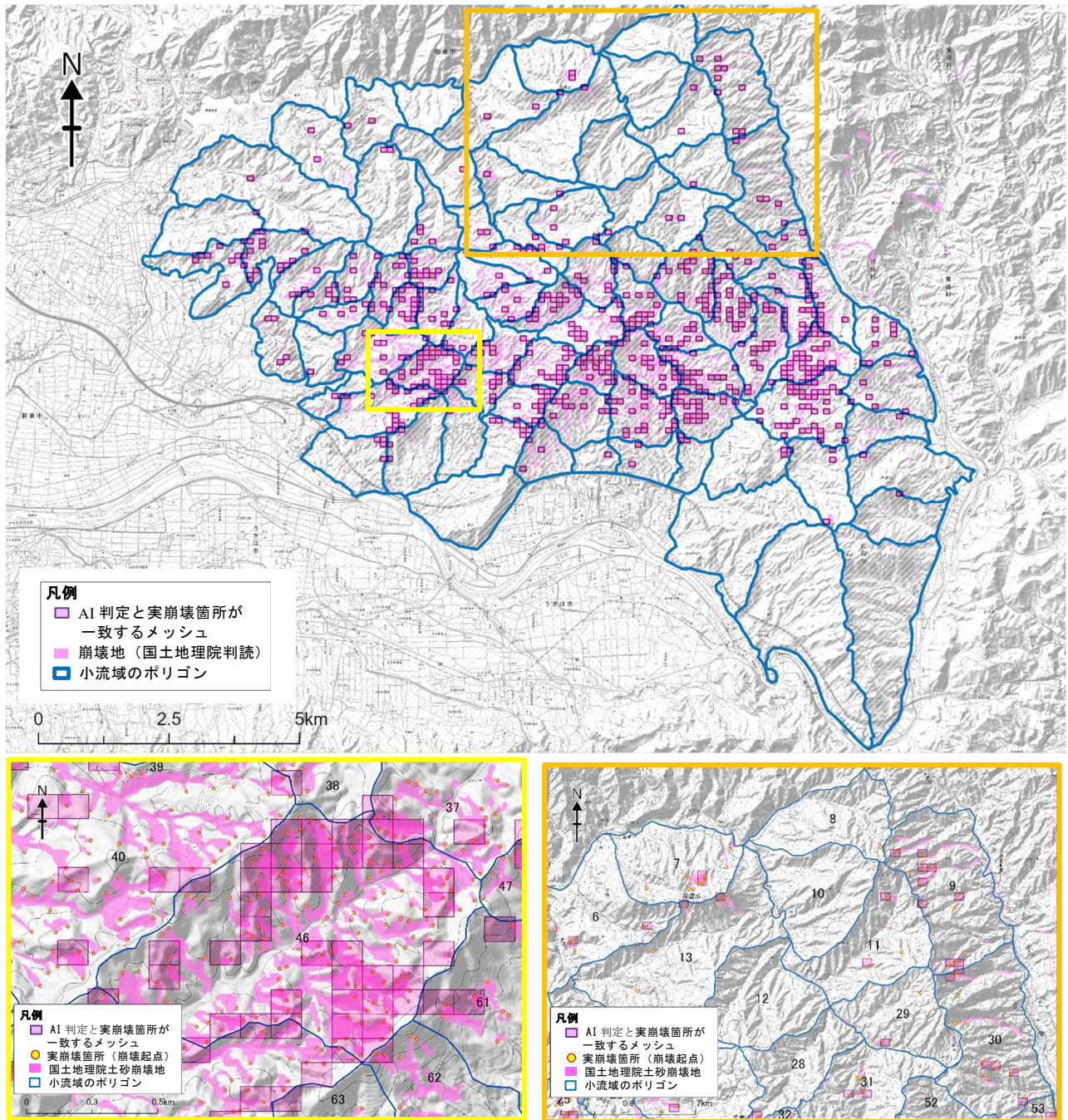


図-15 AI 解析判定 ($p < 0.69$) メッシュと実崩壊箇所 (崩壊起点) が一致するメッシュ
(上: 全体, 黄枠: 拡大 1, 橙枠: 拡大 2)

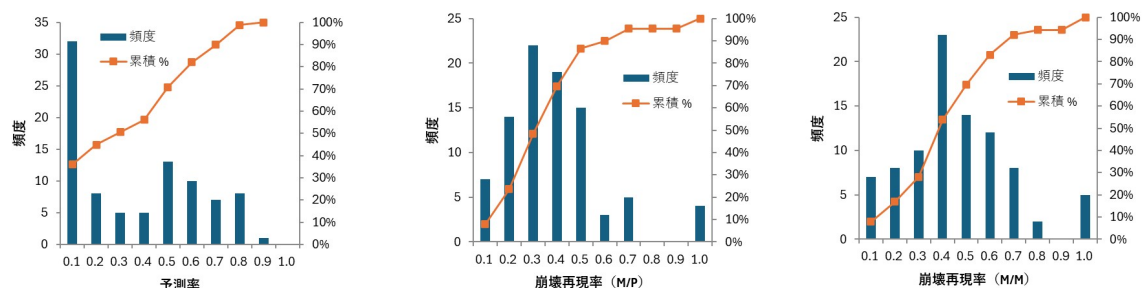


図-16 AI 解析判定 ($p < 0.69$) の予測率と崩壊再現率

※ 予測率: AI 解析判定メッシュに実崩壊箇所 (崩壊起点) が存在するメッシュ (判定結果が実際の崩壊と一致) 数の割合

M/P: AI 判定メッシュに実崩壊箇所が分布するメッシュ数/実崩壊箇所数

M/M: AI 判定メッシュと実崩壊箇所メッシュが一致するメッシュ数/実崩壊箇所メッシュ数

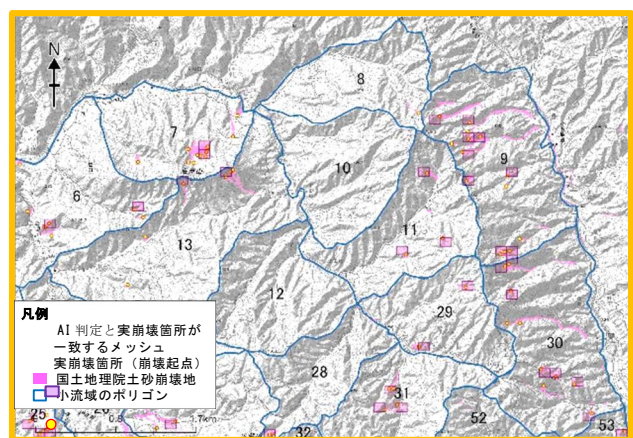
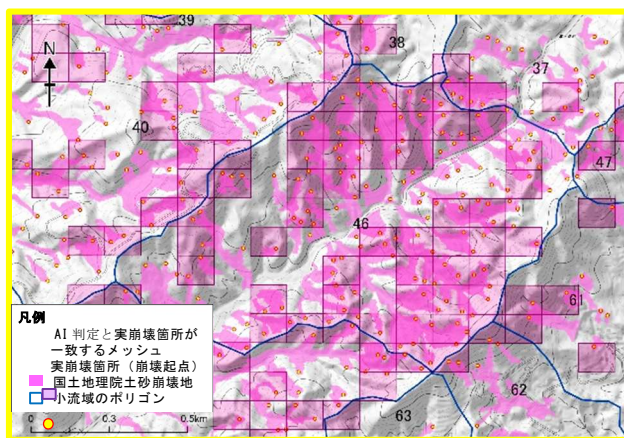
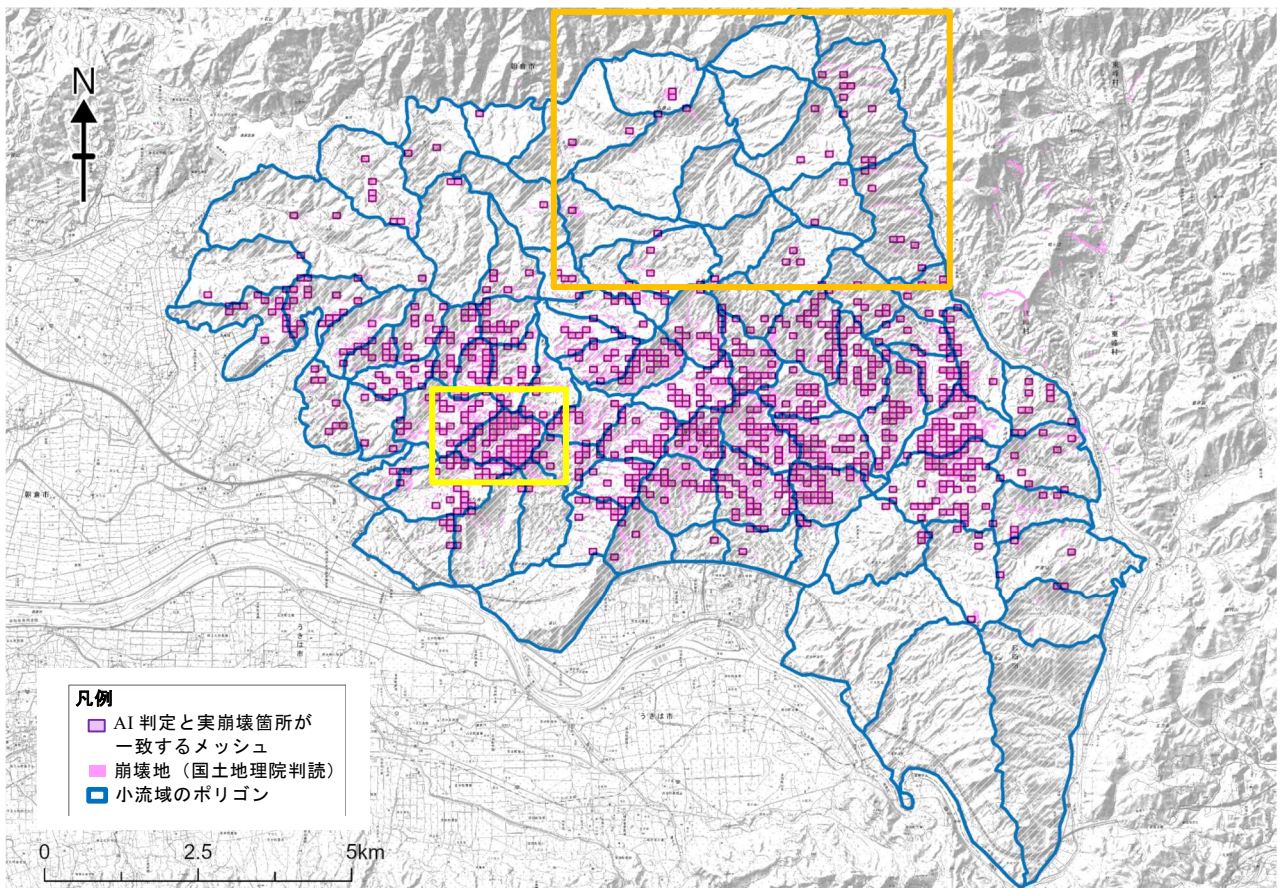


図-17 AI 解析判定 ($p0.60<$) メッシュと実崩壊が一致するメッシュ (上：全体，黄色枠：拡大1，橙枠：拡大

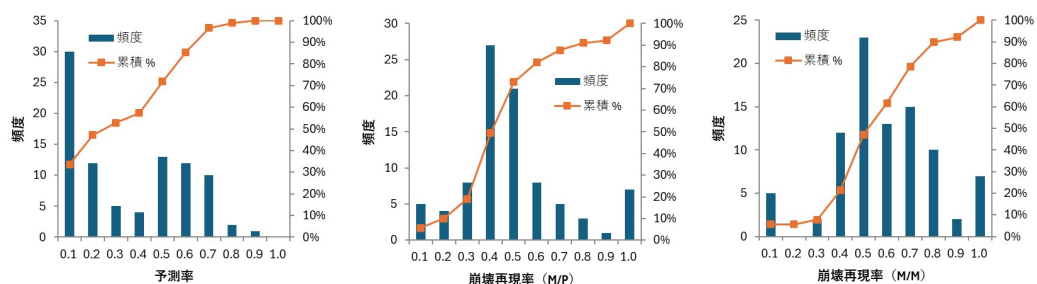


図-18 AI 解析判定 ($p0.60<$) の予測率と崩壊再現率

※ 予測率：AI 解析判定メッシュに実崩壊箇所（崩壊起点）が存在するメッシュ（判定結果が実際の崩壊と一致）数の割合

M/P：AI 判定メッシュに実崩壊箇所が分布するメッシュ数/実崩壊箇所数

M/M：AI 判定メッシュと実崩壊箇所メッシュが一致するメッシュ数/実崩壊箇所メッシュ数

一致) 数の割合である。予測率は 0.1 から 0.9 までの間にばらつくとともに、0.1 までの小流域の数が 30 以上と最も多くなっている。これは、前述したとおり線状降水帯の外側の領域では崩壊があまり発生していない状況を反映していると考えられ、このばらつきのある予測率だけを見ると、本 AI 解析を活用する利点を見出すことは難しいと考えられる。そこで、小流域ごとに崩壊再現率として、実崩壊箇所（崩壊起点）数に対する AI が崩壊の可能性ありとした判定メッシュに実崩壊箇所（崩壊起点）が分布するメッシュ数の割合を M/P 、実崩壊箇所（崩壊起点）のメッシュ数に対する AI 判定メッシュと実崩壊箇所（崩壊起点）のメッシュが一致したメッシュ数の割合を M/M として整理した。これは、実際の崩壊箇所もしくは崩壊箇所のあるメッシュが AI 解析で判定されていたのかを確認する指標と考えられる。

表層崩壊の可能性のあると判定した地形的特徴をメッシュ画像として AI に学習させていることから、AI 解析モデルの崩壊再現率は、実崩壊箇所（崩壊起点）が存在するメッシュに対して検討することが妥当であろうと考える。

なお、崩壊再現率の低い小流域と高い小流域が分布する要因としては、図-19 のような表層崩壊危険斜面図の作成時に考慮していない地形タイプ（尾根平坦面が分布しない斜面や林道などが存在する斜面など）で崩壊が多発していることを想定できる。

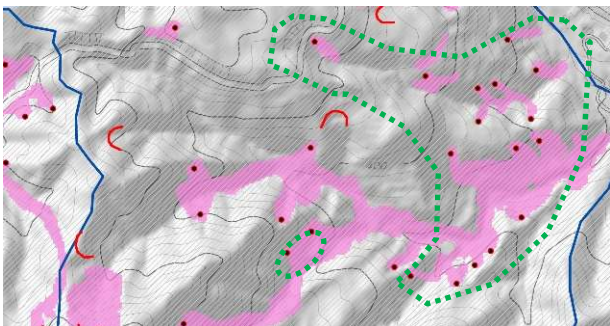


図-19 表層崩壊危険斜面図に考慮されていない地形タイプでの崩壊（上図の緑点線内の黒赤点）

4.2 AI 解析モデルの probability について

本 AI 解析モデルは、人判読による崩壊危険斜面の抽出の再現性に着目して予測精度を規定する probability を 0.69 としている。しかし、図-14 に示したとおり人判読による表層崩壊危険斜面の抽出精度にも不確実性を含んでいることから、probability を小さくすることによって表層崩壊が発生する可能性がある斜面をより広く抽出する考え方を想定できる。そこで、probability を 0.60 とした場合について検討した。

図-17 は図-15 と同じ範囲の結果である。黄枠の支流域 No.46 を見ると、 $p0.69<$ で判定されたメッシュの周囲のメッシュが判定されている。同様に、橙枠では No.10 や No.11 の支流で、 $p0.69<$ では判定されていなかった崩壊起点のあるメッシュが判定されている。AI 解析判定

($p0.60<$) の予測率と崩壊再現率をヒストグラムにすると図-18 となり、 $p0.69<$ の場合よりも崩壊再現率は若干向上する。観測史上 1 位というような豪雨規模を取り扱う場合には、人判読データに基づき構築した AI 解析モデルの不確実性を、AI モデルの probability で補える可能性を推察できる。

4.3 AI 解析モデルの再現精度の向上など今後の課題

2017 年 7 月の北九州豪雨について AI 解析モデルを用いて表層崩壊危険斜面の判定を行い、将来的な活用を期待できそうな感触を得たが、以下の課題を考えられる。

- ① AI に学習させる人判読表層崩壊危険斜面図は、深層崩壊や堆積物の厚い溪床の崩壊、林道など斜面改変によって発生する地表流が要因となる崩壊等、異なる崩壊発生メカニズムの考慮が必要である。
- ② モデル構築過程で含まれる不確実性を補うため、崩壊可能性の確率 (probability) が低いメッシュを判定する必要が生じる。見た目にもメッシュが多く抽出されてしまうため (図-8 参照)、抽出されたメッシュ間の崩壊可能性の程度が課題となり、支流域間の相対的な危険度評価が必要となる。
- ③ 近年の DEM の精度向上や判定メッシュサイズの検討が必要である。
- ④ AI 解析モデルの実装には、毎年発生する斜面崩壊データを活用してモデルの再現性 (本報では予測率や崩壊再現率) を向上させて行くことが重要である。

5. おわりに

その発生メカニズムからいくつかの形態にパターン化されてきた斜面崩壊の発生可能性に AI を導入する意義は十分にあると考えられる。事前防災計画や防災施設導入の判断のために崩壊危険度をスクリーニングする情報として十分に活用できると評価し、今後の更なる研究開発を期待したい。

(執筆責任者 斉藤泰久)

参考文献

- 1) 斉藤泰久：DEM と AI を活用した表層崩壊危険斜面の抽出（長野県辰野町を事例として）、2022 年度統合物性モデル技術研究組合研究発表会、2022.11.
- 2) 小林隆洋、斉藤泰久他：AI（ニューラルネットワーク）を用いた表層崩壊危険斜面の自動抽出に関する研究、令和 4 年度砂防学会研究発表会、2022.5.
- 3) 中村直治：平成 29 年 7 月九州北部豪雨について（速報）、第 16 回都市水害に関するシンポジウム、p.22-28、2017.11.
- 4) 国土地理院：平成 29 年 7 月北九州豪雨に伴う被害状況判読図、
https://www.gsi.go.jp/BOUSAI/H29hukuoka_ooita-heavyrain.html, 2025.6.1 閲覧。

2.3 衛星 SAR で地盤変位の時期・速度を推定する

1. はじめに

最近のデジタル化の流れの中で、地盤調査やインフラメンテナンス等にも、非破壊の調査や検査手法が多く用いられるようになってきている。例えば、道路下やトンネル壁面裏の空洞調査には地中レーダが使われ、斜面変位に対しては、GNSS（従来の GPS）によるモニタリングなどが実施されている。

本論文では、近年実施されるようになった衛星 SAR データによる地盤の変位解析方法と、既存の結果例について説明し、更に本組合で実施した新規の解析結果と共に、今後の展望について述べる。

2. 衛星 SAR データによる地盤の変位解析方法

2.1 衛星 SAR の概要

SAR とは Synthetic Aperture Rader の略で、日本語では合成開口レーダと言われている。SAR には、以下の 3 種類がある。

- (1) 人工衛星搭載型：衛星 SAR
- (2) 航空機搭載型：航空機 SAR（Pi-SAR：パイサー）
- (3) 地上設置型：地上設置型 SAR（GB-SAR：ジービーサー）

そして、衛星 SAR には表-1¹⁾に示すような種類があり、その特徴として、「空間分解能」、「変位分解能（干渉 SAR 解析で波長の 1/10 程度）」、「時間分解能（観測頻度）」の 3 つの分解能要素がある。

「空間分解能」は観測データの平面的な間隔（タテ・ヨコ）である。

「変位分解能」は照射するレーダの波長によって決まるが、図-1 に示すように、波長によって、レーダの透過性も変わる。日本では都市部を除いて植生に覆われていることが多いので、山間部を対象とした衛星 SAR 解析に用いられるデータは、JAXA が運用している ALOS-2（L バンド）のことが多い。都市部の高精度の解析では、C バンドなども使用される。

「時間分解能」は観測頻度に依存し、回帰日数の短い衛星は短期間での解析が可能である。ALOS-2 の干渉 SAR 解析に必要なデータを得るための全く同条件の観測間隔は、通常、3 ヶ月～4 ヶ月である。

2.2 衛星 SAR の解析方法

衛星 SAR データによる解析では、図-2²⁾に示すように、基本的な原理として、1 回目の観測データと 2 回目の観測データを干渉させ、位相差を取ることで、地盤の変位（衛星と地表の距離変化）を得ることができる。

ここで注意が必要なのは、衛星 SAR では、マイクロ波を地表に対して斜めに照射するため、解析によって得られる変位は衛星の視線方向（斜め方向）の変位であるということである。この場合、1 波長以上の変位に対しては、その見分けが付かないことにも注意が必要である。

また SAR 解析手法には、図-3 に示すように、多時期のデータを用いた時系列解析がある。時系列解析には通常 15～20 時期程度の多くのデータが必要になるが、干渉 SAR 解析の変位分解能と比べて、高精度の評価が可能となり、mm オーダーでの斜面や構造物の時系列変位を把握することができる。

図-3 で示した PS-InSAR は、Persistent Scatterer InSAR の略であり、時間的にマイクロ波の反射が安定している点（PS 点）に着目して、その時系列的な変化を推定する干渉 SAR 時系列解析の一種である。人工構造物など、時間的に安定した反射特性を持つ点に注目することで、広範囲な変位を高い空間解像度で把握できる。

図-3 で示した SBAS は、Small Baseline Subset の略であり、干渉 SAR 時系列解析の一種で、短い垂直基線長及び短い観測間隔のデータペアを多数作成して各観測間の変動量を推定する。空間及び時間的なコヒーレンスの低下を抑制することから、地すべりなど斜面の時系列変化を推定できる。

表-1 運用中の代表的な商用 SAR 衛星¹⁾

衛星名	ALOS-2	COSMO-SkyMed ¹⁾	TerraSAR-X (TanDEM-X)	RADARSAT-2
分解能	3m	3m	3m	8m
基数	1基	4基	2基	1基
波長帯（波長の長さ）	Lバンド（23.5cm）	Xバンド（3.1cm）	Xバンド（3.1cm）	Cバンド（5.7cm）
観測幅	50km	40km	30km	50km
回帰日数	14日	16日	11日	24日
運用機関	JAXA（日本）	ASI（イタリア）	DLR（ドイツ）	MDA（カナダ）

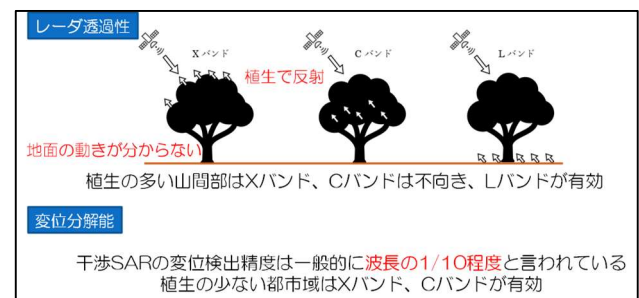


図-1 レーダ透過性と変位分解能

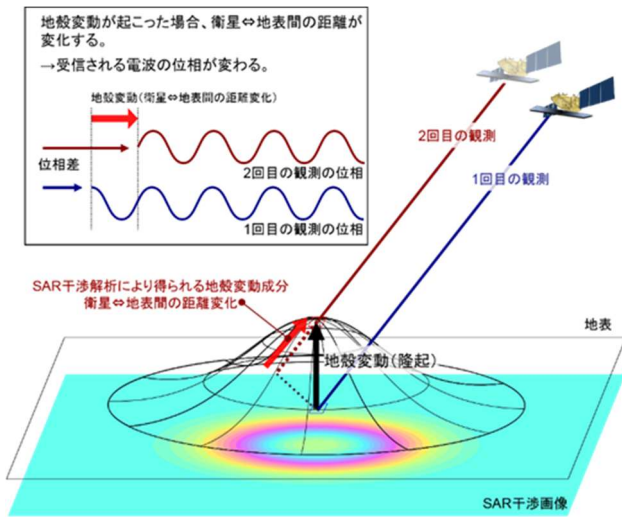


図-2 干渉 SAR 解析の原理 2)

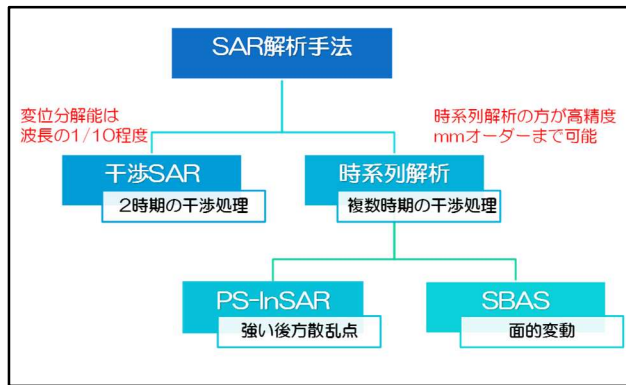


図-3 衛星 SAR 解析手法

3. 既存の衛星 SAR データによる解析結果例

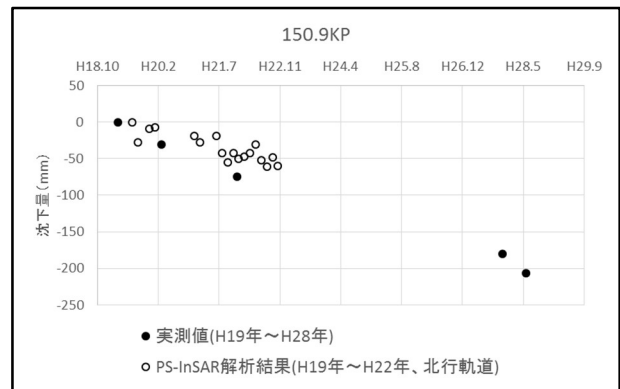
3.1 道路盛土の沈下例

時系列解析手法の一つである PS-InSAR で解析した道路盛土の沈下例を図-4³⁾に示す。

この結果では、150～153KP 付近の「粘性土および有機質土優勢区間（後背湿地）」³⁾などで沈下量が大きく、図-5³⁾に示す沈下量の実測値との比較でも整合的である。



図-4 PS-InSAR 解析による道路盛土の沈下例 3)

図-5 道路沈下量の経時変化の比較（150.9KP）³⁾

3.2 道路法面の変状例

時系列解析手法の一つである SBAS で解析した道路法面の変状例を図-6⁴⁾に示す。

この結果では、赤枠で示した地表踏査により決められた変状範囲と、濃青色の SBAS 解析結果の変位が大きい部分とが整合的であり、図-7⁴⁾に示すように、時系列の変位を比較しても、図-6⁴⁾の道路上測点が、ほぼ 0mm で一定であるのに対し、法面上測点は沈下傾向にある。

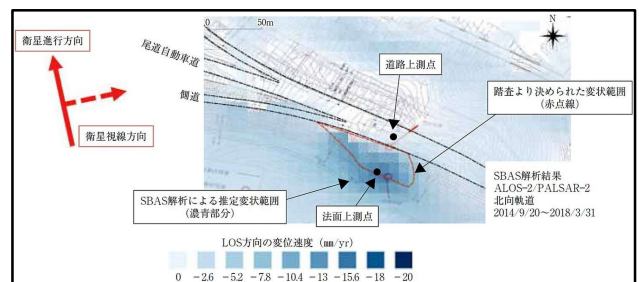


図-6 SBAS 解析による道路法面の変状例 4)



図-7 道路上測点と法面上測点の SBAS 解析変位 4)

3.3 活動的な地すべりの抽出例

既存の地すべり地形分布図に、干渉 SAR 解析結果を重ね合わせた図を図-8⁵⁾に示す。

この結果を見ると、多くの地すべりブロックの中で、実際に変位が生じている地すべりブロックが、一目で分かる。

また既存の地すべり地形分布図が無い地域では、図-9⁵⁾に示すように、CS 立体図⁶⁾によって地すべり地形を抽出することが考えられる。

いづれにしても、地すべり地形によって過去の斜面変動を把握し、衛星 SAR 解析によって現在の動きを把握することで、現在活動的な危険箇所を抽出することができる。

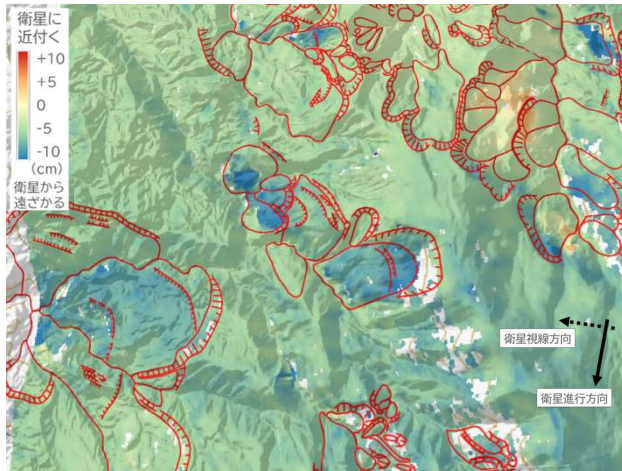


図-8 干渉 SAR 解析による活動的な地すべりブロックの抽出例⁵⁾ (図中の地すべりブロックは防災科学技術研究所の地すべり地形分布図を使用)

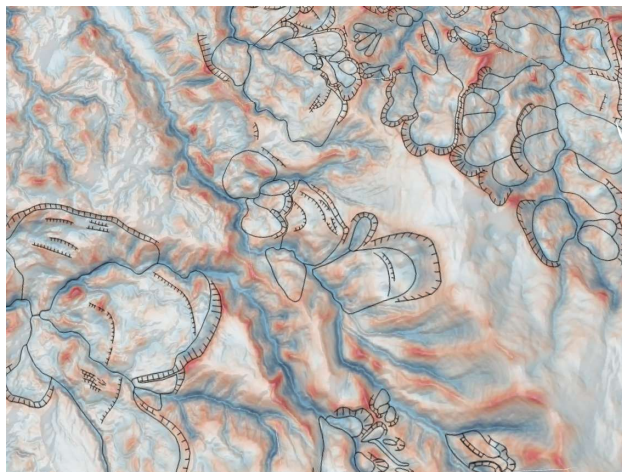


図-9 CS 立体図と地すべりブロックの表示例⁵⁾ (CS 立体図は国土地理院の数値標高モデルを使用. 図中の地すべりブロックは防災科学技術研究所の地すべり地形分布図を使用)

4. 組合で実施した衛星 SAR データによる解析結果

ここでは、新たな研究事例として、組合の研究活動の一環として実施した岡山県と広島県の地すべり地の解析結果と、同じ衛星 SAR データ範囲に入っている岡山大学裏の半田山の解析結果を示す。

4.1 解析概要

衛星データ範囲を図-10 に、地すべり地の解析対象範囲を図-11 に示す。解析対象範囲の地すべり地は、広島県と岡山県の県境の山岳地であり、地すべりブロックが

多く認められる。岡山大学裏の半田山は、衛星データ範囲の北東端に位置する。

地質状況としては、夜久野火山岩類や蛇紋岩、ガブロ、変質玄武岩、泥岩、酸性火山岩などが分布している。

また表-2 に示す ALOS-2 (L バンド) のデータを用いて、地すべり地では時系列 SBAS 解析を、半田山では 2 時期干渉 SAR 解析を実施した。図-10 に示したように、衛星進行方向は南向き、観測方向は西向きであった。



図-10 衛星データ範囲 (黒枠)

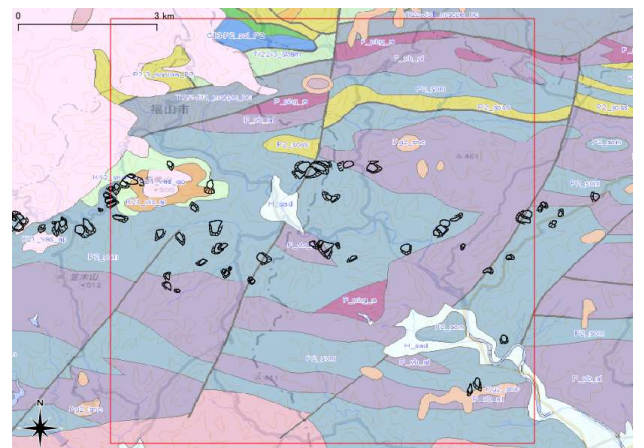


図-11 解析対象範囲 (赤枠. 地質と地すべりブロック含)

表-2 解析に用いた衛星データ

データ名	取得年月日
ALOS2068902920-150902	2015/9/2
ALOS2093742920-160217	2016/2/17
ALOS2118582920-160803	2016/8/3
ALOS2147562920-170215	2017/2/15
ALOS2172402920-170802	2017/8/2
ALOS2201382920-180214	2018/2/14
ALOS2226222920-180801	2018/8/1
ALOS2238642920-181024	2018/10/24
ALOS2255202920-190213	2019/2/13
ALOS2292462920-191023	2019/10/23
ALOS2309022920-200212	2020/2/12
ALOS2346282920-201021	2020/10/21
ALOS2362842920-210210	2021/2/10
ALOS2416662920-220209	2022/2/9
ALOS2431152920-220518	2022/5/18

4.2 地すべり地の解析結果

既存資料より着目する地すべりブロックと時系列変位量を図-12 に示す。ブロック①は衛星視線方向に近づく動きをしており、ブロック②は遠ざかる動きをしている。

次に、ブロック①内の点1～3における時系列変位量を図-13 に、ブロック②内の点4～6における時系列変位量を図-14 に示す。図-13 より、地すべりブロック①は、2018/10/24 までは地表面変動が大きく、2018/10/24 以降は衛星視線方向に近づく変動を示している。特に点2については、2017/2/15 から 2018/10/24 までの地表変位は大きい。図-14 より、地すべりブロック②は、ほぼ連続して衛星視線方向から遠ざかっている。

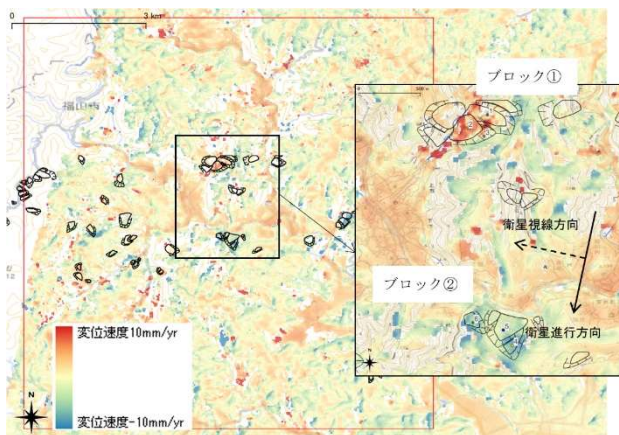


図-12 地すべりブロックと時系列変位量

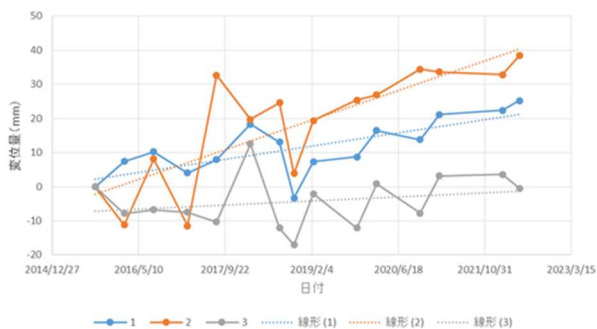


図-13 ブロック①の地表面の時系列変位量

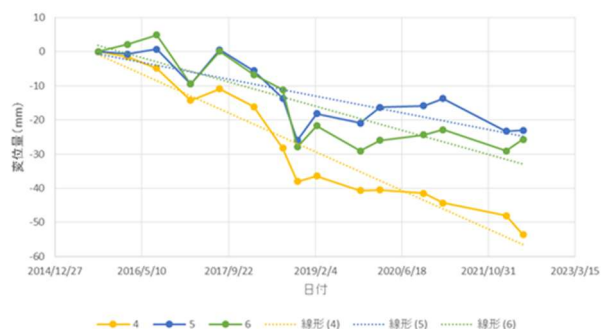


図-14 ブロック②の地表面の時系列変位量

4.3 半田山の解析結果

岡山大学裏の半田山南斜面では、平成 30 年 7 月豪雨によって、図-15 に示す斜面①と斜面②で表層崩壊が発生した。発生日時は、2018 年 7 月 7 日 10 時頃であった。

表-2 に示した 2018/2/14 と 2018/8/1 の 2 時期間の干渉 SAR 解析結果を図-16 に示す。残念ながら優位な変位量は得られなかった。また斜面①の一部の変位量が白抜きで欠損しているのは、表層崩壊によって地表面状態が複雑に変化し、図-17 に示すように、衛星 SAR データの干渉性（コヒーレンス）が著しく低下したためと考えられる。



図-15 岡山大学裏の半田山の解析対象地(斜面①と②)



図-16 半田山の 2 時期干渉解析の変位量



図-17 半田山の 2 時期干渉解析時のコヒーレンス

5. まとめ

衛星 SAR データによる解析では、人工衛星が定期的に観測するデータを使用するため、現地に計測器等を設置する必要がない。また 1 データの観測範囲が従来でも約 50km 四方であり、一度に広範囲の観測が可能である。よって、道路や地すべりなどの広範囲に存在する調査対象に対して、低コストでの調査が可能なる。更に過去の観測データも使用できるので、災害発生箇所の変位履歴も分かる。

日本で運用されていた JAXA の「ALOS-2」は、同条件での観測頻度が年 3 ～ 4 回程度であったが、2024 年に打ち上げが成功した「だいち 4 号 (ALOS-4)」は、2025 年 4 月から運用が開始されたが、同条件での観測間隔が 2 週間程度になる見込みで、時間分解能が飛躍的に向上する。また空間分解能は 3m で変わらず、観測幅が 50km から 200km に広がる。海外の SAR 衛星は、観測頻度が多く分解能が高いもののデータ購入費が高いことや、データが無料で公開されているものの空間分解能が悪いこと等の課題がある。

今後は、衛星 SAR で進められているセンサの高解像度化や、衛星コンステレーション（多数の衛星を同じ軌道上に配置し、一体的に運用するシステム。地球全体をカバーし、効率的な通信や観測サービスを実現できる。日本も含め、民間を主体に低軌道に数 10 機程度以上の衛星を打ち上げる計画が進められている。）による観測の高頻度化に加え、衛星通信とデータ処理技術の高度化により、データ提供のリアルタイム性が増すと予想される⁸⁾。

そのような中で、高解像度化することで今まで検知できなかった微妙な変動が検知できるようになり、また時間分解能が向上することで今まで検知できなかった短期変動が検知できるようになると考えられるので、地盤調査やインフラメンテナンスにおいて、衛星 SAR による解析を、一層、有効に活用して行きたい。

謝辞

論文中の「4. 本組合での衛星 SAR データによる解析」では、衛星データの購入に当たって、八雲環境科学振興財団から研究費を提供していただいた。ここに謝意を表します。

(執筆責任者 八野祐二)

参考文献

- 1) 国土交通省 web : 災害時の人工衛星活用ガイドブック土砂災害版, <https://www.mlit.go.jp/common/001227722.pdf>
- 2) 国土地理院 web : 干渉 SAR の原理, https://www.gsi.go.jp/uchusokuchi/sar_mechanism.html
- 3) 古関潤一, 横田聖哉, 竹内渉, 吉川猛, 柳浦良行, 野口ゆい : 道路土構造物の維持管理の効率化のための干渉 SAR による変状調査方法, 地盤工学, 土と基礎, Vol.66.(10), pp.22-25, 2018.
- 4) 吉川猛, 古関潤一, 清田隆, 竹内渉 : 干渉 SAR を利用した法面変状の把握, 基礎工, 2021 年 1 月号, pp63-65, 2021.
- 5) 吉川猛, 三浦健一郎, 古関潤一 : LP データ及び衛星 SAR の組合せによる斜面調査の効率化手法, 地盤工学会誌, Vol.70(1), pp31-35, 2022.
- 6) 戸田堅一郎 : 曲率と傾斜による立体図法 (CS 立体図) を用いた地形判読, 農林立地, Vol.56(2), pp75-79, 2014.
- 7) 木村隆行, 工藤健雄, 八野祐二, 吉川猛, 井上真, 今西将文, 伊達裕樹, 笹井友司, 松井章弘, 西垣誠 : 衛星 SAR や地形データを活用した不安定斜面分布図, 八雲環境科学振興財団, 研究レポート集, 第 24 号, pp46-52, 2023.
- 8) 吉川猛, 六川修一, 酒井直樹, 虫明成生, 竹下航 : 宇宙や空中からの物理探査 (リモートセンシングとドローン物理探査), 物理探査, 第 77 巻, pp26-31, 2024.

2.4 衛星 SAR の微細変動で潜在地すべりを推定する

1. はじめに

近年、合成開口レーダー(SAR)による斜面監視や地すべり移動の把握の研究が多く発表されており、地すべりの特定や移動程度の把握への応用が試みられている。特徴は、広域のデータが取得できること、定期的に衛星が通過することから定点観測的な応用も可能であることなどにより、さまざまな応用方法が試みられている。いずれも移動量のある地すべりや斜面変動の把握であり、微細な変動に対しても、検討は試みられている。また、ゆるく平坦で広い地すべりについては入射角の条件が良く、効果的な予測ツールとして期待されている。

今回、入射角の条件の悪い岡山南西部の吉備高原面を150~250m下刻して形成されている開析斜面に適用し、その斜面に分布する「動いていない地すべり」の変動の把握が、衛星 SAR で可能かどうかを検討した。

2. 過去の地すべり地への適用

2.1 和歌山県田辺の事例

神山ら(2015)¹⁾は、和歌山県田辺市を流れる右会津川の右岸に分布する四万十帯の地すべりに対し、GPS 観測と衛星 SAR 解析の両方を行った。現地は 2007 年 3 月~11 月の孔内傾斜計観測で 0.005~0.008cm/d の潜在変動レベルの地すべり移動量を示していたが、GPS 観測では 2013 年 3 月~2014 年 11 月では 0.020~0.029cm/d の準確定レベルの移動量を示した。また、衛星 SAR 解析では 2010 年 7 月~10 月の 90 日で 0.05cm/d 程度の準確定レベルの移動量を示す区域が明確に浮かび上がった。その結果を傾斜量図(地理院 GSIMaps)²⁾と対比し図-1 に示す。

図-1 では、地すべり地形分布図³⁾で判読された地すべり地形に対し、衛星 SAR 解析では二つの地すべりを斜めに横断する地すべり地形変動が確認され、地形から推測できなかった新しい地すべり変動を把握できている。移動量の変化を面的に把握できるという意味で非常な有効な解析事例といえる。この移動量は、藤原(1994)⁴⁾および丸山ら(1994)⁵⁾による指標(表-1)に対し、変動 B・準確定レベルに対応している。

2.2 山形県月山西麓の事例

佐藤ら(2012)⁶⁾は、山形県鶴岡市の月山西麓に位置する七五三掛地区の地すべりに対し衛星 SAR 解析を行った。その事例を図-2 に示す。図-2 (a)は南行軌道 SAR 干渉画像で 2006 年 9 月 12 日~2008 年 9 月 17 日の 737 日間の画像で D ブロックが活動している状況が推定される。最大 6cm であり 0.008cm/d の変動 C(潜在)レベルになる。

表-1 地すべり移動量の区分

藤原 ⁴⁾ 地すべり区分	警戒避難 管理基準 ⁵⁾	移動量V~ (cm/d)
変動C 潜在		0.002
変動B 準確定		0.01
変動A 確定	注意	0.1
	警戒	1
	避難	4.8
	立ち入り禁止	24

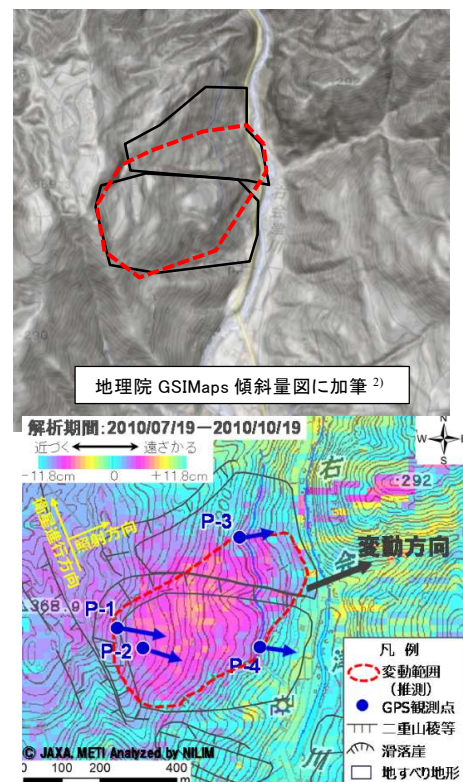


図-1 和歌山県田辺の地すべり事例¹⁾に加筆

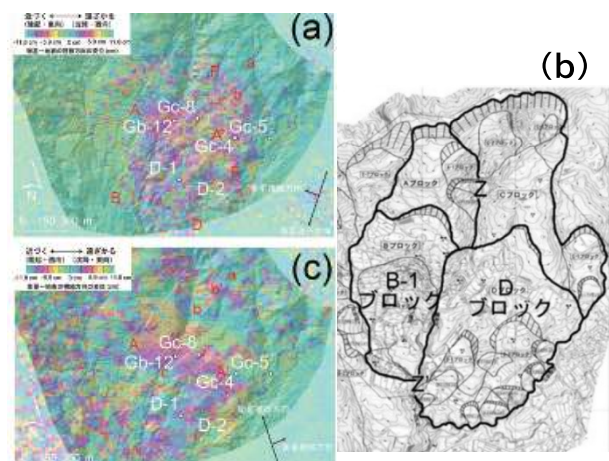


図-2 山形県月山西麓の地すべり事例⁶⁾に加筆

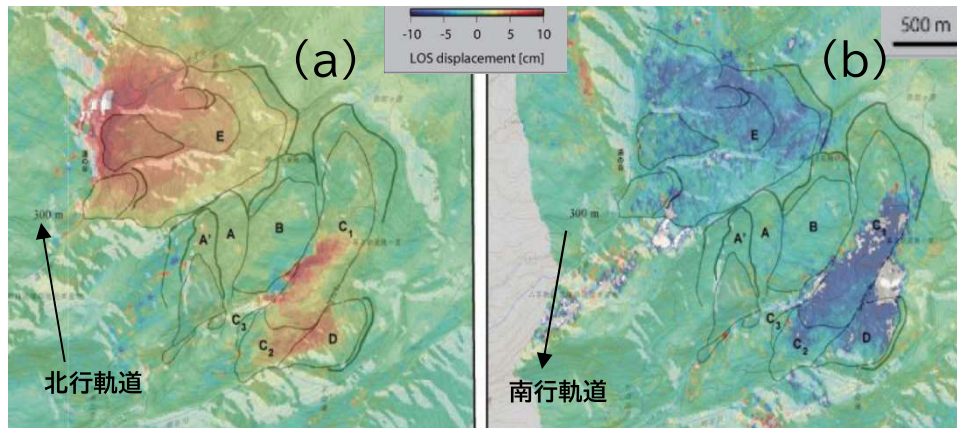


図-3 石川県白山甚之助谷地すべりの事例 7)に加筆

図-2(c)は北行軌道 SAR 干渉画像で 2006 年 6 月 6 日～2008 年 10 月 27 日の 874 日間の画像で同様に D ブロックが活動している状況が推定される．最大 6～9cm であり 0.007～0.010cm/d の変動 C～B(潜在～準確定)レベルになる．ただ、点々とした干渉画像図になっているのは、和歌山県田辺市(図-1)と異なり変動量が小さいことも一因と考えられる．

2.3 石川県白山の事例

石塚ら(2017)⁷⁾は、石川県白山の南西部の甚乃助谷の地すべりに対して衛星 SAR 解析を行った．その事例を図-3 に示す．

図-3(a)は北行軌道 SAR 干渉画像で 2014 年 10 月 8 日～2015 年 7 月 15 日の 280 日間の画像で、E ブロックと C～D ブロックが活動している状況が推定される．最大 5～10cm であり 0.018～0.036cm/d の変動 B(準確定)レベルになる．

図-3(b)は南行軌道 SAR 干渉画像で 2015 年 9 月 20 日～2016 年 6 月 12 日の 266 日間の画像で、同様に E ブロックと C～D ブロックが活動している状況が推定される．最大 5～12cm であり 0.019～0.045cm/d の変動 B(準確定)レベルになる．

いずれも変動領域が比較的明確に判断できる結果となっている．

2.4 徳島県日ノ丸山の事例

山崎(2025)⁸⁾は、徳島県日ノ丸山の周辺の重力斜面変形箇所に対し、国土地理院の衛星 SAR 画像を色強調化して見やすい強調画像にして対比した．その事例を図-4 に示す．その時点での南行軌道は 2014 年 8 月 6 日～2022 年 9 月 3 日で観測間隔の上限が 760 日で、北行軌道は 2014 年 8 月 8 日～2022 年 12 月 19 日で観測間隔の上限が 1095 日であった．その平均は 928 日である．

図-4 は上下方向の変動量で、地すべりで沈降している領域が把握できたと考えられる．沈降量は 1～2cm 程度で 0.0010～0.0022cm/d の変動 C(潜在)レベルになるが、横の移動量ではないので小さくなっている可能性がある．

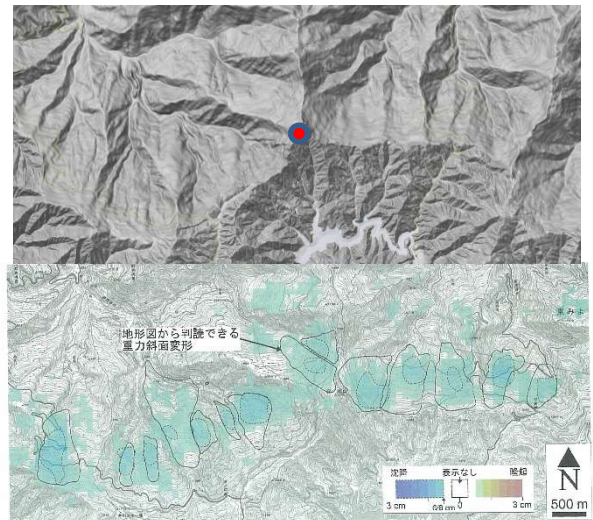


図-1 徳島県三好市井川・宮みよし町周辺の上下方向の変位速度画像を用いて筆者が抽出・判読した斜面変動推定領域(破線)と地形図(地理院地図)から判読した重力斜面変形の範囲(実線)。

図-3 徳島県日ノ丸山の事例 8)に加筆

また、同じ領域での横方向の変動は、地すべりの向きが南北方向なので、南北軌道で東西照射の SAR では東西方向の変位に有効ではあるが南北方向の変位は検出し難いため、検出できなかったとしている．また、斜面が緩い場合も、上下変動は判読できないことが多いとしている⁸⁾．

3. 岡山南西部の地すべり地への適用

3.1 衛星 SAR 干渉解析による変位速度評価

衛星 SAR による地すべり変位については、入射角の条件が良い谷が広い斜面では、効果的な予測ツールとして期待されている．今回、吉備高原を 150～250m 下刻して形成されている開析斜面の不安定斜面に対し適用し検討した．1.1 章と同じ領域である．

衛星データは ALOS-2/PALSAR-2(2015/9/2～2022/5/18)の 7 年間の 15 データとし、解析範囲は緯度 34 度 36 分、経度 133 度 21 分から緯度 34 度 42 分、経度 133 度 27 分

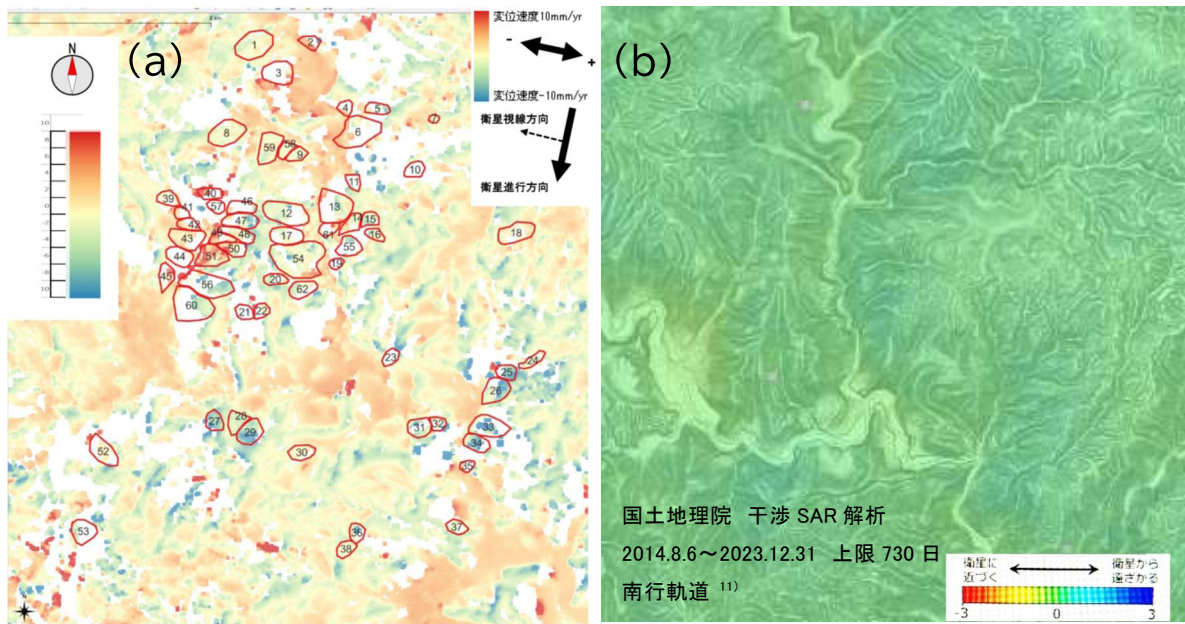
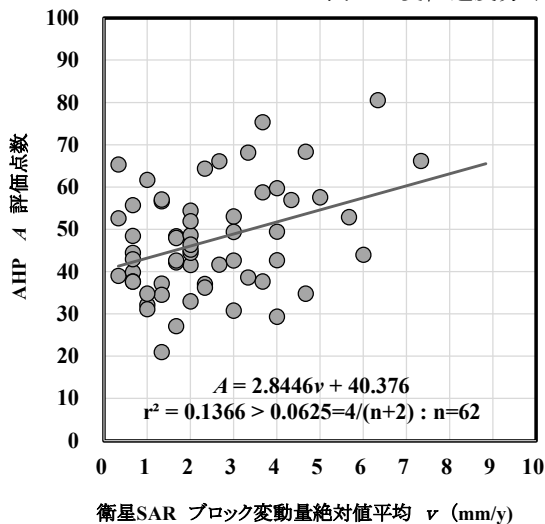
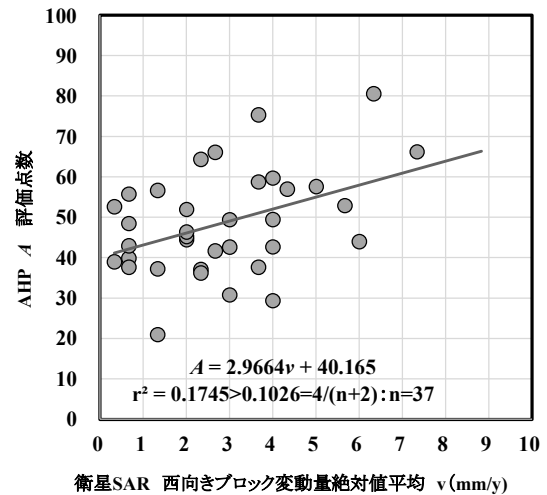


図-5 変位速度分布と不安定斜面 9)10)11)

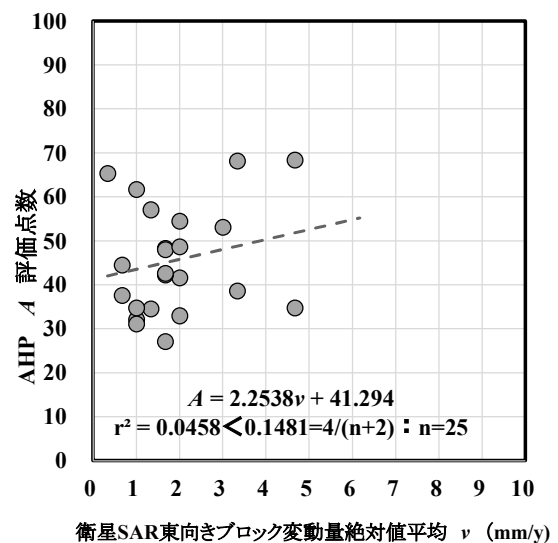
図-6 全体平均 $|\Delta v| \cdot AHP$ ⁹⁾¹⁰⁾図-7 西向き平均 $|\Delta v| \cdot AHP$

を交点とした四角とした。

解析方法は、SarScape(sarmap 社)を使用し、SBAS (Small Baseline InSAR) 時系列解析を行った。補正は精密軌道補正、大気補正、高さ補正 (PS 地点自動補正) とし、干渉処理の解析グリッドは 10m×10m とした。また SarScape による自動取得で GCP (Ground Control Points) を求め、7 年間の平均変位速度 Δv (mm/y) を表示した。その分布図を図-5(a)に示す⁹⁾¹⁰⁾。

図-5(a)では、衛星軌道がおよそ北から南に移動しながら西方向に照射している関係から、東向き斜面が+側 (衛星に近づく)、西向き斜面が-側 (衛星から離れる) 方向に分布する傾向がみられ、全体の変位速度分布と不安定斜面の変位速度に有意な差は認められない。

図-5(b)は、同じ範囲の同じ南行軌道の期間が異なる国土地理院の衛星 SAR 時系列解析¹¹⁾で、傾斜量図と重ねたものである。その(a)と(b)では全体の傾向としてはほぼ

図-8 東向き $|\Delta v|$ と AHP

同じであり、衛星に近づく領域と離れる領域は同じ傾向を示している。ただ国土地理院(b)では色彩スケールが(a)の約 1/30 であるため、差がわかりにくい。山崎(2025)⁸⁾では色彩強調の補正により区分明確化をしているが、結果として図-5(a)は(b)の 30 倍色彩を強調している結果になっていると考えられる。

ただ、この分布図では、どの領域でも変動しているため、不安定斜面を区分することはできない。ただ、地すべり地を固定した場合は、その範囲内で動きを反映した変動を捉えている可能性が考えられる。そのため、地すべり地内の変動を個別に検討した。

3.2 変位速度絶対値評価と AHP 評価の相関

地すべり方向は衛星入射方向に対しバラバラであるので、この観測変位は地すべりの「うごめき量」と考え、方向性を除外した絶対値で整理する方法を考案した。

不安定斜面の上中下の 3 地点の変位移動速度の絶対値を合計平均した全体平均 $|\Delta v|$ と 1.1 章で記載した AHP 評価点との相関を図-6 に示した。相関の判定は、データ数に依存し $r^2 > 4/(n+2)$ の時に相関があると判定できる¹²⁾。データ数 $n=62$ であるので、 $r^2=0.1366 > 0.0625=4/(n+2)$ となり、相関はあると判断された。また、1~8mm/y は 0.0003 ~ 0.0022cm/d の微細な変動であり、地すべりでは潜在変動もしくは潜在変動未満のレベルの変動であり、予兆を事前に把握するという意味で重要な指標になる可能性がある。

この全体平均 $|\Delta v|$ と AHP 評価点を西向き斜面に対し行ったのが図-7 であり相関が認められたが、東向き斜面に対し行った図-8 では相関は認められなかった。つまり、衛星から離れる方向の西向き斜面の方が、東向き斜面より相関性が高い傾向が認められた。このように入射方向の影響は受けていることが判明した⁹⁾¹⁰⁾。

また、あまり明瞭でない衛星 SAR 解析の変動量も、地すべり地内での個別評価を行うことで、不安定斜面の微細な変位速度を把握できる可能性が考えられた。

4. おわりに

衛星 SAR 解析であまり明瞭でないデータも、範囲を限定することや、時系列データを把握することで、潜在変動レベルあるは潜在変動未満の微細変動の地すべりを事前に把握できる可能性が確認できた。

衛星 SAR 解析を活用できることは広範囲に把握できる利点があり、今後、活用手法を広げ、地すべりの事前把握の技術のひとつとして開発を続けることが重要と考える。

(執筆責任者 木村隆行)

参考文献

- 1) 神山嬢子, 江川真史, 水野正樹, 國友優: 干渉 SAR 解析による斜面の微小変動の把握, 土木技術資料 57-5, pp.14-17, 2015.
- 2) 国土地理院: 地理院地図(電子国土 Web)/GSIMaps, <https://maps.gsi.go.jp/>, (参照 2025.2.14).
- 3) 国立研究開発法人防災科学技術研究所: J-SHIS/Map 地震ハザードステーション, 地すべり地形, <https://www.j-shis.bosai.go.jp/map/>, (参照 2025.2.14).
- 4) 藤原明敏: 地すべり調査と解析 (改訂版), 理工図書, p.95, 1994.
- 5) 丸山清輝, 小嶋伸一: 移動観測による地すべり斜面の管理基準値, 日本地すべり学会, 地すべり, 第 31 巻, 第 1 号, pp.45-51, 1994.
- 6) 佐藤浩, 岡谷隆基, 小荒井衛, 鈴木啓, 飛田幹男, 矢来博司, 関口達夫: SAR 干渉画像を用いた地すべり地表変動の検出について—山形県月山周辺を事例として—, 地すべり, Vol.49, No.2, pp.13-19, 2012.
- 7) 石塚師也, 藤井幸泰, 金子誠, 高橋亨, 松岡俊文: 干渉 SAR 解析によって推定した地表変動と地すべりブロックとの関係—白山甚之助谷の地すべりを例に一, 応用地質, 第 57 巻, 第 6 号, pp.289-294, 2017.
- 8) 山崎新太郎: 国土地理院・干渉 SAR 時系列解析結果を用いた四国山地の斜面変動推定領域の抽出, 日本地すべり学会誌, Vol.62, No.1, pp.20-25, 2025.
- 9) 木村隆行, 工藤健雄, 八野祐二, 吉川猛, 井上真, 今西将文, 伊達裕樹, 笹井友司, 松井章弘: 衛星 SAR や地形データを活用した不安定斜面分布図(新ハザードマップ), 八雲環境科学財団研究レポート集, 第 24 号, pp.46-52, 2023.
- 10) 木村隆行, 八野祐二, 吉川猛, 伊達裕樹, 松井章弘, 西垣誠: AHP 法を用いた 14 人の熟練地質技術者による不安定斜面の評価, 地盤工学会中国支部論文報告集, 地盤と建設, Vol.42, No.1, pp.53-62, 2024.
- 11) 国土地理院: 地理院地図(電子国土 Web)/GSIMaps, <https://maps.gsi.go.jp/> / 基準点・地磁気・地殻変動/干渉 SAR/系列解析/全国/変位速度 (南行軌道) (参照 2025.2.25).
- 12) 上田太郎, 荻田正雄, 本田和恵: 実践ワークショップ, Excel 徹底活用, 多変量解析, 秀和システム, pp.95-96, 2003.

2.5 LPによる地形解析で崩壊要因となる微地形を把握する

1. はじめに

本研究では、自然斜面の崩壊においては、豪雨後に崩壊した斜面の対策を実施していた現状に対して、崩壊前に斜面の危険度をあらかじめ予測することを目的としている。その目的に対して、近年では、自然斜面の地山表面の地形把握が、航空レーザー計測（以下、LP と称す）や衛星画像によって可能になっている。

自然斜面の崩壊の要因には、斜面の地形、地質、水径（水ミチ）、地質構造等さまざまな要因があるが、ここでは地形に着目し、斜面崩壊前後の LP で取得した三次元計測データを比較し、崩壊要因と考えられる微地形を把握した。

2. 半田山斜面崩壊の概要

斜面崩壊は、2018 年西日本豪雨災害時の 7 月 6 日に、図-1 に示す半田山南側斜面の 2 箇所（東側と西側）で発生した。東側崩壊箇所の規模は、幅 20m、長さ 75m、深さ 2.5～3m 程度であり、写真-1 に示すように斜面末端部に土砂が堆積したものの、家屋被害はなかった。なお、斜面末端にはパイピング跡が確認された。一方、西側崩壊箇所の規模は、幅 45m、長さ 170m、深さ 2m 程度であり、写真-2 に示すように土砂が斜面末端部まで到達して家屋へ土砂が流入したものの、住民は救出されて無事であった。崩壊箇所の斜面の傾斜は 24～29 度であり、土砂災害ハザードマップに示される傾斜 30 度以上の急傾斜地崩壊危険箇所ではない斜面で崩壊が発生した。

3. 崩壊前後の半田山 LP 図の比較

半田山の尾根を含む広範囲の LP から作成した傾斜量図により微地形の判読を行った。なお、当地は落葉樹が多く、葉が茂る前の撮影であったため、地形データへの植生影響は少なかった。崩壊後の傾斜量図に基づき地形判読した結果を、崩壊前に撮影した傾斜量図に示す。

崩壊前後の傾斜量図を比較すると、東側崩壊箇所には、図-2、図-3 に示すように崩壊前に北東―南西方向の遷緩線が横断し、遷緩線の谷側は、部分的に遷急線となる地形変化点（以下、地形変化点と称す）が確認できた。現地調査の結果、遷緩線付近は、写真-3(左)に示すように旧管理道と思われる小ミチとなっており、崖錐が堆積していることがわかった。



図-1 半田山位置図（国土地理院¹⁾に加筆，○崩壊箇所）



写真-1 東側崩壊斜面の状況



写真-2 西側崩壊斜面の状況

西側崩壊箇所についても、図-4、図-5 に示すように概ね東西方向に地形変化点が崩壊上部を横断している。地形変化点付近は、東側崩壊斜面と同様に小ミチとなっている(写真-3 右側)。

4. 半田山崩壊の地形的素因の考察

当地の地表部には泥岩の風化土層が分布し、軽重量サウンディング試験(LWCPT)²⁾の結果、層厚は 2～3m 程度である。また、室内透水試験から透水係数は 10^{-7} m/s オーダーで非常に透水性が低い。笹井らの実施した浸透一応力連成解析³⁾によると、降雨開始から飽和域が表土の最下端から斜面上部に向けて徐々に拡がり、降雨開始 60 時間後に地形変化点より下部斜面は飽和に至り、安全率が大きく低下することが確認された。つまり、地形変化点の存在がそれより下部斜面を不安定化させて崩壊直前の状態になったことが確認できた。

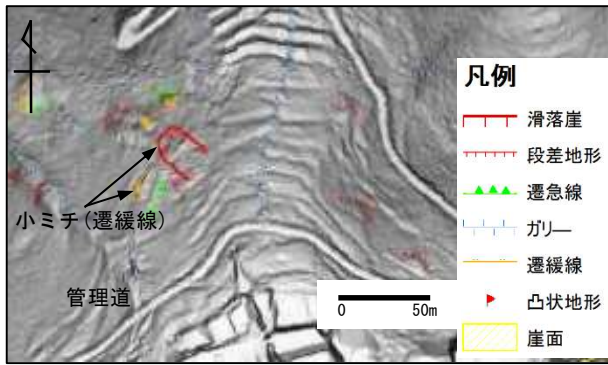


図-2 崩壊前の東側斜面 (撮影 2014 年 3 月 22 日)

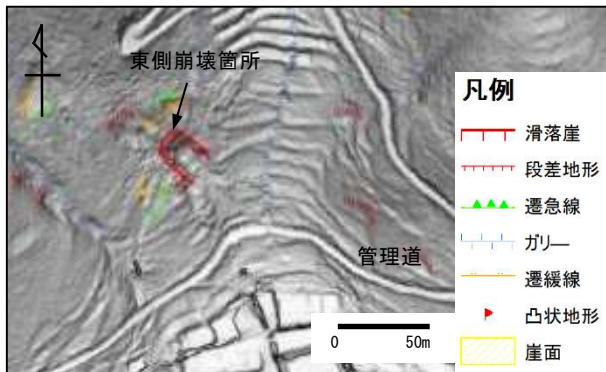


図-3 崩壊後の東側斜面 (撮影 2019 年 4 月 5 日)

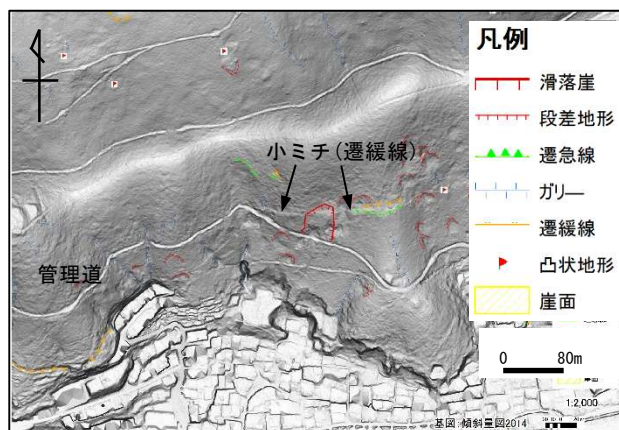


図-4 崩壊前の西側斜面(撮影 2014 年 3 月 22 日)

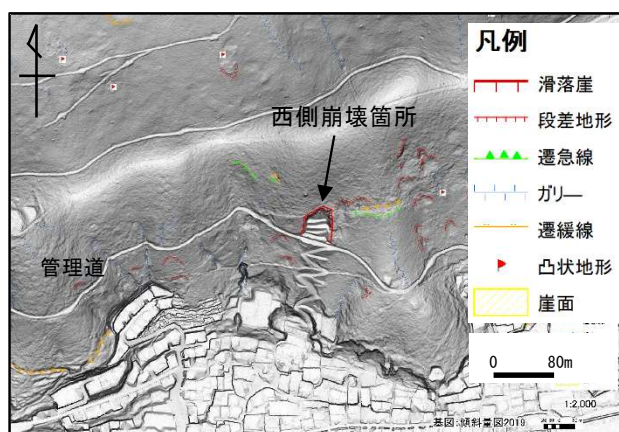


図-5 崩壊後の西側斜面(撮影 2019 年 4 月 5 日)



写真 3.1 崩壊斜面の遷緩線付近の小ミチ

5. まとめと今後の課題

本研究により得られた結論を以下に列挙する。

- (1) 崩壊前後の LP データに基づく傾斜量図から、崩壊箇所を横断する遷緩線と、遷緩線谷側の部分的な遷急線（地形変化点）の微地形を判読した。この微地形は小ミチで斜面に連続して分布することがわかった。
- (2) 傾斜 30 度未満の斜面の崩壊要因の一つに、遷緩線や遷急線の地形変化点がある。

本研究により、既存の技術である LP データから斜面の表面の形状が理解できることがわかった。しかし、斜面安定を議論するには、斜面内の風化層厚分布の推定や透水性が一層重要であることがわかった。

今後の課題として以下の事項が考えられる。

- (1) 広域エリアから崩壊危険箇所の抽出において衛星 SAR データを用いた変状予兆箇所の抽出。
- (2) 崩壊危険箇所の抽出において、斜面の不安定要因となる遷緩線や地形変化点を LP データによる自動抽出法の安価化。

謝辞

地盤工学会中国支部岡山地域セミナー斜面・岩盤ワーキングの方々には、地表踏査、サウンディング試験に協力いただき、中電技術コンサルタント(株) 笹井氏には浸透一応力連成解析により崩壊機構の再現計算をしていただいた。ここに記して謝意を表する。

(執筆責任者 井上真)

参考文献

- 1) 国土地理院：地図・空中写真閲覧サービス、<https://maps.gsi.go.jp>, 2020 年 3 月閲覧。
- 2) 西垣誠, 井上真：斜面崩壊規模の予測のための軽重量サウンディング試験機(LWCPT)の開発, 高速道路と自動車, Vol.64, No.11, pp.47-50, 2021。
- 3) 井上真, 西垣誠, 鈴木茂之, 木村隆行, 笹井友司：2018 年 7 月豪雨により崩壊した傾斜 30 度未満の崩壊斜面の機構解明, 地盤と建設, Vol.38, No.1, pp.39-50, 2020。

2.6 転石から 3D 地質構造を推定する

1. はじめに

地形の凹凸を等高線で表現した地形図に地質の分布を重ねることで、3 次元の地質構造が読めるように表現したものが、地質図である。今日、ボーリングデータのみで 3 次元地質構造を明らかにすることができると考えている技術者が多くなっている。分からないところはボーリングの数を増やせばなんとかなる、と。しかしながら、少し思考実験をすれば、ボーリング調査のみで地質図を作成することが無理であることに気づくはずである。

現在の調査技術では、地質図を作製できるのは地表地質踏査法だけである。地表地質踏査法の歴史は長い。しかしながら、その技法は大学の地学（地質）教室や一部のグループの中で「秘伝」とされてきたために、技術の伝承・継承が上手く行かず、いまでは地表地質踏査法そのものが廃れようとしている。地表地質踏査法の技術内容や技法に関して、地質関連学会あるいは地質調査業協会の中で開かれた議論が必要であった。

本稿は、これまでに公表してきた地表地質踏査法に関する論文^{1) 2) 3) 4) 5)}を基に、ほんとうに転石を使わずに地質図を作成することができるのか；踏査ルートはどのように選定すべきか；地質図の精度はどのように評価すべきか、について検討する。

2. 地表地質踏査法の二つの流儀

地表地質踏査法には大きく分けて二つの流儀がある⁵⁾。一つの流儀は、露頭のみを重視するもので、ここでは「露頭を利用した地表地質踏査法」と呼ぶことにする。今一つの流儀は、露頭だけでなく転石も重視するものである。日本の山地はほとんどの地域で露頭出現率よりも転石出現率の方が遙かに高いので、「転石を利用した地表地質調査法」と呼ぶことにする。二つの流儀のうち、3 次元地質構造を明らかにできるのは転石を利用した地表地質踏査法である。

3. 露頭を利用した地表地質踏査法の特徴

露頭を利用した地表地質踏査法について、二人の研究者がその方法を論じている。以下、「」内は原著論文の本文を引用したところである。

その一人、狩野は、「地層や断層・褶曲などの一般走向にできるだけ直交し、露頭状況が良好そうで、かつ距離があるいくつかの代表的ルートを選定し、そのルートに添って層序・構造などを詳しく調べていく」とし、「露頭

条件が良くメインルートとなる場合が多いのは、林道か中規模河川の川底にそったルートであろう」と述べ、「尾根付近の露頭は風化が進行している場合が多く、植生の多い山腹斜面は道のない限り歩行が困難で、露頭も極めて少ないか、あったとしてもクリープを起こしていることが多い」としている⁶⁾。もう一人の坂は、「地表地質踏査とは、崖、海岸、川岸、沢筋など、岩石が露出しているところ（露頭, outcrop, exposure）で観察を行って調査を進める方法で、普通、地質調査（geological survey）といえはこの方法を指す」とし、「尾根は一般に露頭状態が不良であるため、沢ほどには重要視されない」としている⁷⁾。

地表地質踏査では、新鮮な岩石が露出している露頭の観察が望ましいことは言うまでもないが、そのことに固執しては情報が限られてくる。近年、林道も、建設と同時に法面がコンクリートで覆われることが多く、林道といえども露頭率が高いとは言えない。地域と地質によるが、中規模河川や沢も堆積物で覆われているところがあり、連続露頭になっているとは限らない。両氏とも尾根沿いの評価が低いが、後で述べる転石を利用した地表地質踏査法では、尾根は重要な調査ルートである。

坂は「尾根は両側の沢で得られたデータをつなぐうえで貴重な存在である」と述べている⁷⁾が、尾根の露頭は限られることもあって、実際には尾根の情報は活用されていない。露頭のみしか利用しない地表地質踏査では、沢の露頭の出現率が高いことに期待して、両側の沢のデータをつなぐしか、地質図を描きようがなかったことが想像できる。

仮に両側の沢で十分なデータが得られたとして、次に問題になるのはデータのつなぎ方である。一つの露頭でも地層の走向・傾斜にはばらつきがあつて、向かいの沢に同じ種類の岩相の地層が分布しているからと言って同じ層準の地層であるとは限らない。沢と沢の間に断層が走っている場合は地層の対比がさらに難しくなる。

4. 転石を利用した地表地質踏査の特徴

4.1 安全かつ楽に成果を上げる踏査ルートの選び方

転石を利用した地表地質踏査法において、踏査ルートの選定はこうでなければいけないというルールはないが、地形を使って地質構造を推定していくので、尾根の稜線と両側の沢のルートマップが必要である。そのうえで、調査の初期段階で全体の地質状況を把握し、かつ追跡可能な岩相境界の目星をつけておきたいと考えるなら、露頭状況が良好そうで、かつ距離がある沢を選ぶのが良い。その際、沢を尾根の稜線まで登り詰め、帰りは登ってき

た沢の隣の尾根を下る。これを1セットとして左右に広げていくのが良い。沢沿いを踏査するメリットは、谷底から両谷壁斜面にかけて地質や地形のみならず、植生をも広く観察することができる点にある。条件が良ければ、この段階で鍵層になる地層の3次元的広がりが見られることもある。

もう一つ、踏査の安全を考えると、沢を登り尾根を下るのが鉄則である。特に暗くなってから、初めての沢を下ってはいけない。なぜ、沢を登るか？それは、谷は下るより登る方が安全だからである。それでも登れない滝が出てくると、滝を巻くしかない。滝を巻くとは、谷壁斜面を登って滝の上流の沢に出ることである。滝の上流側では、谷壁斜面を下る距離が短く安全であることが多い。

稜線に出た後尾根に移るとき、稜線の地形が平らな場合や、樹木によって視界が悪いと、尾根の始まりがどこかの判断が難しいことがある。慎重にルートを選ばないと予想しない場所に下りてしまうことになる。

尾根にはしばしば尾根道と呼んでいる山道が発達していて、歩きやすく迷うことはない。しかし、線状凹地が発達している尾根では、尾根の稜線を歩いているつもりでも、線状凹地に入り込み山腹斜面を下ってしまうことがある。特に霧が出ているときや暗くなると注意が必要である。もし、山腹斜面を下っていることに気がついたら、躊躇することなく山腹斜面を直登して尾根の稜線に出ることである。

通常尾根には露頭が少ないが、岩峰が尾根を形成しているところがある。岩峰の頂部は樹木が少なく滑落の危険がある。そこで岩峰の頂部を避けて麓を巻いていると、今度は沢に向かって下っていることがあるので、注意が必要である。

山腹斜面の踏査は、次節で述べるように岩相境界モデルの検証が目的のことが多い。その際の踏査ルート選びでは、急傾斜の斜面を選ぶと、露頭・転石の出現頻度が高く、短い距離の踏査で目的を達することができる。シダや笹が地面を覆っているところは、足を地面につけることもままならず、転石を探すのも苦労する。低木が密集している斜面も歩きにくい。こういった場所はできれば避けたい。山道や獣道は表土が削られているので、露頭や転石の出現率が高くなっている。風倒木の根元やヤマモを掘った跡も転石を見つけやすい。

踏査ルートの最終的な選択は総合的判断になるが、勘が冴えているときは、苦労少なく大きな成果を得ることができる。日頃から山に慣れ親しんでいると、ルート選びの直観力が鍛えられる。

4.2 転石は地山の地質の推定に使えるか

転石を利用せざるを得ない最大の理由は日本の山では露頭率が低いからである。しかも露頭の分布が偏っているからである。にもかかわらず、転石の利用を躊躇しているひとは、地表の転石がその直下の地山の岩石と同じ

であると断定できるかどうか、不安があるからである。

地質調査会社では設立以来ボーリングが主要な調査技術になっている。ボーリング調査では必ず転石を含む地表付近の斜面堆積物とその直下の地山のコアが同時に得られる。そこで、ボーリング調査地点の微地形に注意を払いながら、転石と地山の岩石の種類が同じかどうかを調べてみた。それで分かったことは、崖錐堆積物が厚く堆積している山腹斜面や河川堆積物が厚く堆積した谷底は別にして、ほとんどの場所で両者は同一種類の岩石であった。特に尾根上の転石は間違いなく地山の岩石を反映している。山腹斜面では、ボーリング地点の上方に崩壊地がある場合や地表水の流路になっている場所で、転石と地山の岩石の種類が異なることがあったが、微地形に注意を払えば、転石から地山の岩石の種類が推定できることが明らかになった。

4.3 現場に即した転石のみかた

実際の地表地質踏査では、できるだけ小さい転石を使って肉眼で岩石鑑定を行うことが求められる。それは大きな転石ほど転がりやすいからであるが、暗い林の中での岩石鑑定は難しい。

下位に泥質岩層、上位にチャート層が分布している山腹斜面では、チャートは大きな転石を生じて転がりやすく当てにならないことが多いので、最も斜面上方に位置する泥質岩の転石でもって地層境界とすると不確実性が小さくなる。

踏査ルートが横切る0次谷の沢の転石は、尾根の稜線までの距離が短いので、斜面上方に分布する地層を予測するのに有効である。心に留めておくことで役立つことがある。

4.4 転石を利用した地表地質踏査法による岩相境界の予測と検証の方法

図-1は、転石を利用した地表地質踏査法による岩相境界の予測と検証の流れを示した概念図である。図-1.a)は、二つの沢とその間の尾根のルートマップのデータを用いて、岩相Aと岩相Bの岩相境界点(3点)を結び、岩相境界の形態を予測する手順を示している。岩相Aと岩相Bの岩相境界は地形との関係から図面の左に傾斜する予測モデルが作られる。図-1.b)は、予測モデルの妥当性を検証する際の踏査ルートを3例示している。図-1.c)は検証結果を示す。ほぼ予測した標高地点で岩相境界が見つかり、両岩相の上下関係が予測通りであれば、予測モデルは検証されたことになる。検証のための踏査ルートを増やしていけば、モデルの精度は上がる。

しかし、予測が外れることもある。その場合は岩相境界の形態を新たに予測して、再度妥当性を踏査で検証する。予測と検証を繰り返していくことで精度の高い岩相分布図に近づいていく。岩相分布図は現場で作成するものであって、机上で作成するものではない点に留意すべきである。

5. 岩相分布図から地質図へ

岩相分布図は岩相間の構造的関係については何ら説明していない。岩相分布に加えて、整合、不整合、断層、貫入といった岩相間の構造的関係を示したものが地質図である。作成順序からいっても、先に作成されるのが岩相分布図であるから、岩相分布図の精度が悪いと岩相間の構造的関係の解釈を誤り、地質図の精度が落ちるのは明らかである。しかしながら、岩相間の構造的関係を直接現場で観察できる機会は少ないので、限られた観察結果とそれまでの研究成果に基づいて解釈されるのが一般的である。

学問の進歩とともに、岩相間の構造的関係の解釈が変わっていくことがある。たとえば、付加体の地質では、チャートや緑色岩は沈み込み過程で生じたスラブや岩塊と考えられ、泥質岩との岩相境界は一種の“断層”（破断面）であるとされているが、地相斜モデルの時代は同じ岩相境界を整合であると考えられていた。

このように岩相分布図の作成段階では地質学的な解釈が入っていないくても、岩相分布図から地質図を作成する段階でその時代の学問成果を反映した解釈がはいってくる。地質図は地質構造を3次元で表現したモデル図であり、解釈図である。

6. 地質図の精度をどう評価するか

ルートマップは地質図（岩相分布図）の反証可能性を保証するものである。地質図にルートマップが併記されていないと、精度の低いところを検出して踏査ルートを決したり、施工時に調査結果を見直したりすることができないので、地質図の価値は半減する。

図-2 は、露頭を利用した地表地質踏査法で作成された地質図で、図-3 は、同一地域を、転石を利用した地表地質踏査法で作成された地質図である。調査地の地質は美濃帯に属するジュラ紀付加体で、チャートのスラブや岩塊が泥質基質（泥質岩）中に分布し、全体としてメランジュを構成している。二つの地質図を比較して、地質図の精度の評価方法を考えてみたい。

6.2 確認した露頭・転石の数を指標にした精度評価

図-2 の地質図は転石を利用していないので、踏査ルート上での地質情報の欠落が多いルートマップになっている。図-2 の踏査ルートは沢に限られ、尾根を歩いていないので、露頭数においても図-3 に劣る。また、図-2 においては、露頭のみしか見ていないので地層の規模を把握することが難しく、チャートの露頭がマップスケールのチャートスラブの一部を見ているのか、小規模な岩塊を見ているのかの判断ができていないだけでなく、厚いチャート層の存在も把握できていない。図-2 の地質図は、露頭で得られた片理の走向・傾斜を使って岩相境界を推

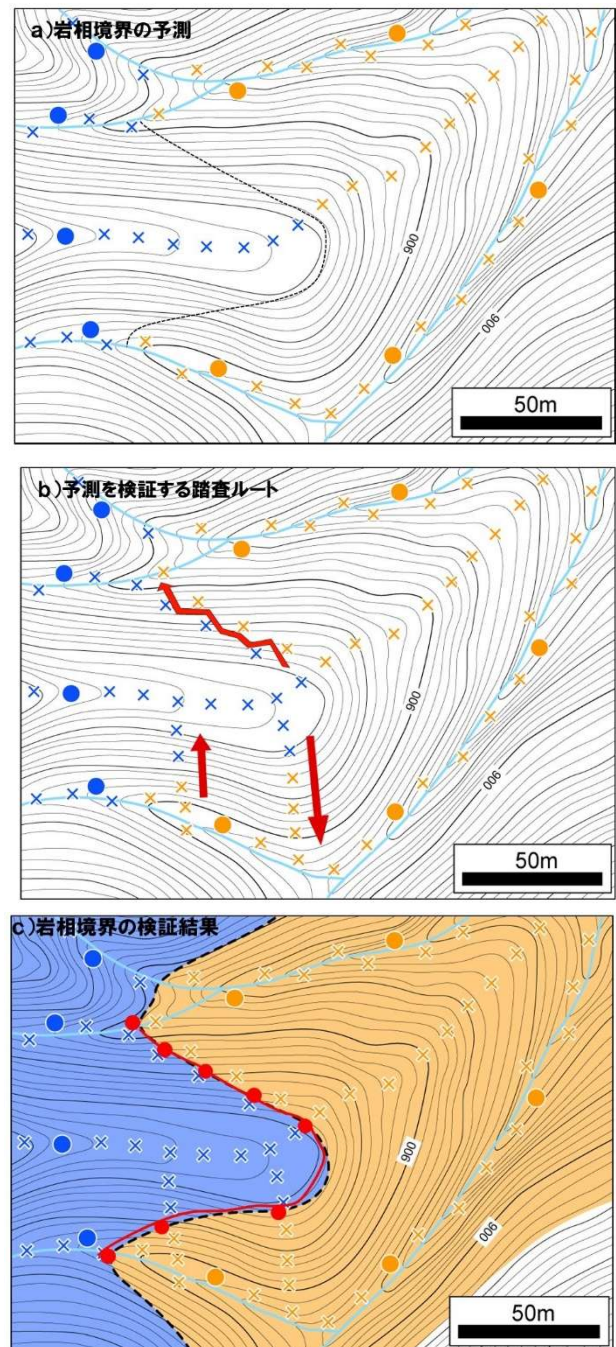


図-1 転石を利用した地表地質踏査による岩相境界の予測と検証の流れを示した概念図

- a) ルートマップから予測した岩相 A (青色) と岩相 B (柿色) の岩相境界線（破線）
- b) 予測を検証する踏査ルート（赤矢印の向きは踏査方向）
- c) 岩相境界線の検証結果（赤丸は確認された岩相境界地点）

定し、それを露頭情報のない領域にまで延ばして描くしかなかった。

一方、転石を利用した地表地質踏査で作成された図-3 の地質図の踏査ルートは、沢筋に限定されず、尾根や山腹斜面にも及んでいる。また、ルートマップには露頭だけでなく、多くの転石が記載されていて、踏査ルート上での地質情報の欠落は少ない。その結果、露頭や転石の分布から推察される岩相の広がりも、地質図を描く上で

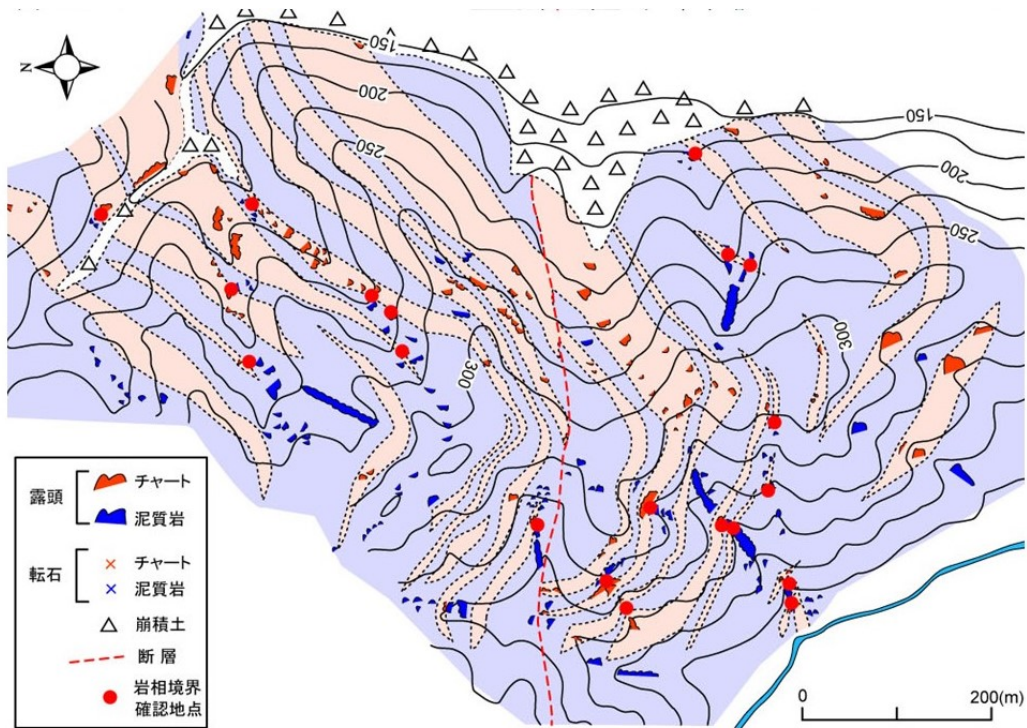


図-2 露頭を利用した地表地質踏査法によって作成された地質図

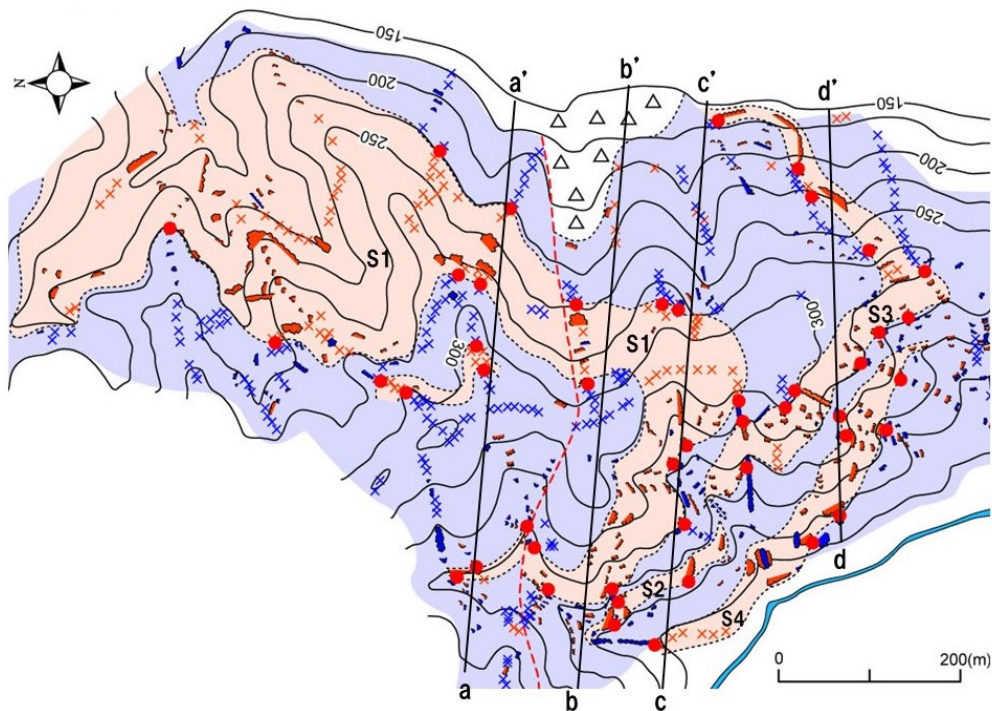


図-3 転石を利用した地表地質踏査法によって作成された地質図

a-a', b-b', c-c', d-d' : 地質断面図の位置

S1～S4: チャートスラブの記号

の重要な情報になるだけでなく、間接的に地質図の精度を評価することができる。

6.2 岩相境界地点の数を指標にした精度評価

横山は、露頭と露頭、露頭と転石、転石と転石の間で、岩相境界が 5m 以内で押さえられた地点の数で地質図の精度評価する方法を考案した¹⁾。岩相境界地点の数は図-2 の地質図で 19 地点、図-3 の地質図で 46 地点となり、地質図の精度は図-3 の方が良いと判断される。

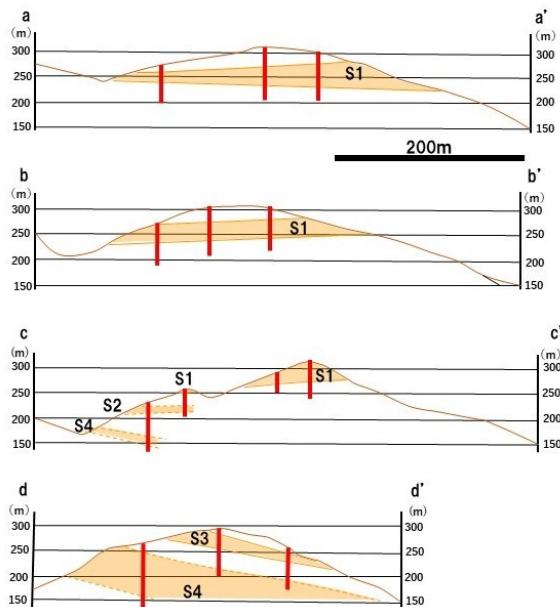


図-4 地質断面図(図-3に地質断面図の位置を示す)

S1～S4：チャートスラブの記号

赤色実線：計画ボーリングの位置

図-2の地質図では、全体に岩相境界地点の押さえが少なくだけでなく、全く岩相境界が押さえられてないチャートスラブが多数描かれている。これは根本的に問題である。一方、図-3の地質図では、岩相境界地点を抑えるだけでなく、ルートマップに描かれた岩相の広がりも活用することで、不確実性の少ないチャートスラブの形態が把握できたと考えているが、岩相境界地点の間隔が離れているところは調査精度が低いことには変わりはない。

岩相境界が押さえられている地点数を数えることは機械的であるので、この方法による地質図の精度判定は明快である。自らが作成した地質図においても、岩相境界地点の間隔が離れているところを検出することで、調査精度の自己診断ができる。

7. 転石を利用した地表地質踏査法とボーリング調査を組み合わせた地質調査の展望

ボーリングは線の情報であるが、地中内部の“もの”(コア)を直接手に取って観察することで、地表からは分からなかった岩相境界面の位置が正確に把握できる。ただし、事前に地質情報が全くないと、どこにどれくらいの深度のボーリングを実施すれば、3次元地質モデルの作成に必要な情報が得られるか、見当が付かない。その道筋をつけるのが転石を利用した地表地質踏査による地質図の作成である。

地質図があれば、それから2次元の地質断面図を作成し、地質断面図上で岩相境界面を予測し、それをボーリングで検証することができる。しかしながら、地質図に描かれたチャートスラブであっても(図-3)、尾根を越えて両側の斜面に分布しているチャートスラブでないと、

地質断面図からチャートスラブの岩相境界面を推定することはできない。地質断面図から岩相境界面が推定できるのはチャートスラブ S1 と S3 である。チャートスラブ S2 と S4 は片方の斜面にしか分布していないので、近傍のチャートスラブ S1 あるいは S3 と平行な岩相境界面を仮定するしかない。

図-4の地質断面図(a-a', b-b', c-c', d-d')に図示されているボーリング位置と深度はチャートスラブの岩相境界面を検証するために計画した案である。実際のボーリング調査では、臨機応変の対応が必要である。まず、最初のボーリングはどれから始めるのが地質構造を理解しやすいかを考え、さらに掘削途中であっても状況に応じて深度は変更する。そして、得られた調査結果に基づいて次のボーリング地点と深度を決める。

8. 終わりに

マップスケールの地質現象を扱うことが多い地質コンサルタント技術者にとって、地表地質踏査法は必携の技術であることに変わりはない。ところが今日、その技術は「失われた技芸」になりつつある。その最大の原因は大学教育にある。大学教員が山を歩かなくなり、山歩きの教育ができなくなった。大学教員自らが山歩きを学生にみせないと学生は育たない。地質調査業界では、山歩きの教育を受けていない技術者が中堅以上になり、地質学の基礎を学んでいない学生が新入社員として入社してくることも多くなった。個々の企業単独では山歩き教育が難しくなっている。地質調査業界一丸となって対応を考える時期に来ている。

(執筆責任者 横山俊治)

参考文献

- 1) 横山俊治：地表踏査技術の伝承，地質と調査，No.3，pp.19-22，2007.
- 2) 横山俊治：実践地表地質踏査法－わたしの歩き方教えます－，斜面防災技術，Vol.42，No.2（124号），pp.22-33，2015.
- 3) 横山俊治：実践地表地質踏査法－わたしの歩き方教えます－，斜面防災技術，Vol.42，No.3（125号），pp.11-24，2015.
- 4) 横山俊治：実践地表地質踏査法－わたしの歩き方教えます－，斜面防災技術，Vol.43，No.1（126号），pp.13-22，2016.
- 5) 横山俊治：3次元地質モデルと転石を利用した地表地質踏査，深田地質研究所年報，No.24，pp.1-11，2023.
- 6) 狩野謙一：野外地質調査の基礎，古今書院，148p，1992.
- 7) 坂 幸恭：地質調査と地質図，朝倉書店，120p，1993.

2.7 地中レーダーによる地盤内部の可視化と応用展開

1. はじめに

地中レーダー探査は地中構造物、空洞の位置や地層境界を非破壊で把握する技術である。2025 年 1 月に埼玉県八潮市で発生した大規模陥没事故をはじめ、近年の老朽化インフラを原因とした道路陥没が多発し、社会問題となっている。道路陥没は、図-1 に示すような地下に生じた空洞が路面付近まで成長し、舗装や車両の荷重等により地表面が突然崩落し発生する。この地下空洞を陥没前に発見する技術としても、地中レーダーが注目されている。また、地下空洞だけでなく、自然災害の頻発、都市再開発の進展などを背景に、地下構造物の位置や地盤の状態を把握する技術の必要性が高まっており、地中レーダー探査が活用されている。

このように地中レーダーは、非破壊で高分解能の地下情報が得られるとともに、現場での作業性も良いため、空洞調査・埋設物調査・地盤調査など幅広い用途がある。本章では、近年土木・地質・建築分野において活用の期待が高まっている地中レーダー探査技術の基本原則から、地層境界検出への応用、そして今後の展望について整理する。



図-1 路面直下に出現した空洞の例

2. 地中レーダー探査の原理と技術概要

2.1 探査原理

地中レーダー探査の原理等は、物理探査ハンドブック¹⁾や佐藤²⁾などに詳細に記載されているため、本報告では概要の記述に留める。

図-2 に示すように、地中レーダーは送信アンテナから地中に送信した電波が、地中の電気的性質（導電率、誘電率、透磁率）の異なる面や物体からを反射した信号を受信アンテナにより捉えることで、地中の状況を可視化する物理探査技術である。地中レーダー探査は、数十 MHz～数 GHz の周波数領域で測定される。そのため、誘電率が支配的なファクターとなる。加えて、導電率が高

くなるにつれ、電波の減衰率が増加する性質がある。反射強度は、地盤の比誘電率に依存している。

このように、地中レーダー探査で検出した反射面は、あくまでも電気的な性質の異なる境界を示唆している。そのため、目視で確認できる地層境界とは異なることに留意が必要である。したがって、本章における地層境界とは、地盤の電気的な性質の異なる境界として記述する。

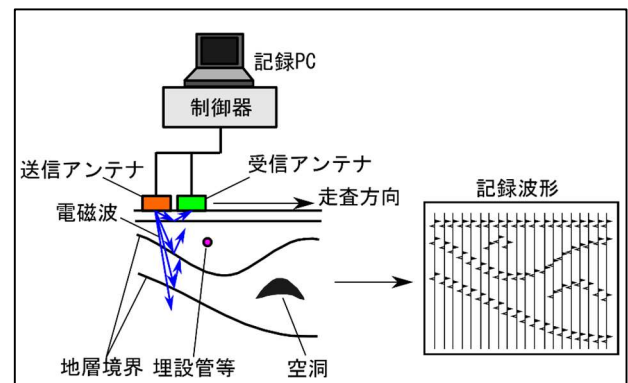


図-2 地中レーダー探査の探査原理

2.2 地中レーダー探査の特性

図-3 は、地中レーダー探査における周波数、分解能、探査可能深度およびアンテナ大きさを模式的示した図である。

一般的に、周波数が高くなるほど分解能は高くなる。それに対して、周波数が高くなるほど電波の減衰が大きくなる。そのため、探査可能深度が浅くなるというトレードオフの関係になる。逆に、周波数が低くなるほど分解能は低くなる。周波数が低いと電波の減衰が小さくなるため、探査可能深度は深くなる。

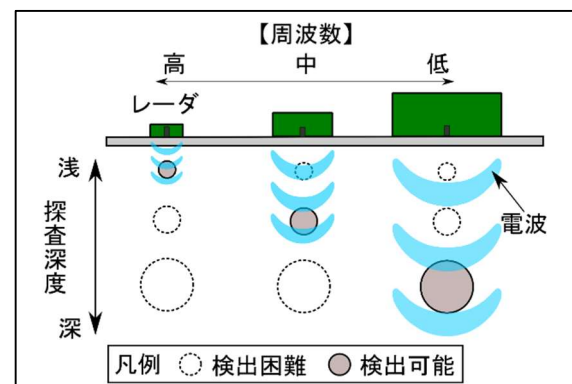


図-3 地中レーダー探査における周波数、分解能、探査可能深度とアンテナ大きさの関係イメージ

アンテナの大きさは、送受信する電磁波の波長に対して適した比率が必要になる。高い利得を得ようとすると、

波長に対して大きな開口面積が必要になる。すなわち、周波数が低く波長が長いと、大きなアンテナが必要になり、逆に周波数が高いと小さなアンテナが適することになる。

2.3 地中レーダー探査の装置種類

地中レーダー探査装置には、探査対象や現場条件に応じたいくつかのタイプがある。主にハンディ型、カート型および車両搭載型である。図-4に、各タイプの装置例を示す。

- (1) ハンディ型：小型かつ軽量のため、宅地などの狭隘部や河川護岸などの傾斜地で主に使用される。
- (2) カート型：レーダーアンテナに車輪が付いており、ベビーカーのように容易に手で押し引きが可能である。そのため、一般的な舗装道路などの平坦地での作業時に多用される。
- (3) 車両搭載型：地中レーダー探査装置を自動車に組み込んだタイプである。道路等の長大な調査延長を交通の流れに沿って効率的に探査可能である。複数のレーダーアンテナが組み込まれているものが多く、一度に幅 2m 程度の面的な探査ができる。



図-4 地中レーダー探査装置の例

2.4 地中レーダーの送信波形

地中レーダー探査の送信波形には、いくつか方式があ

る。代表的な送信波形としては、図-5に示すようなインパルス方式や連続波方式（チャープ、FM-CW）がある。

インパルス方式は、地中レーダー探査で利用される最も一般的な送信波形である。短い時間幅の高電圧パルスを送出することで、高分解能を得ることができる。一方で減衰が大きく、深部の探査には限界がある。

連続波方式は、単一またはスイープされた周波数の連続波を送信する。周波数を連続的に変化した波を送信する FMCW（Frequency-Modulated Continuous Wave）方式や、段階的に周波数を変化させ送信するステップ周波数方式がある。FMCW の一種には、チャープ方式がある。利点としては、短時間に広帯域の周波数を連続的に送信するため、高分解能で深い深度までの探査が可能となる。

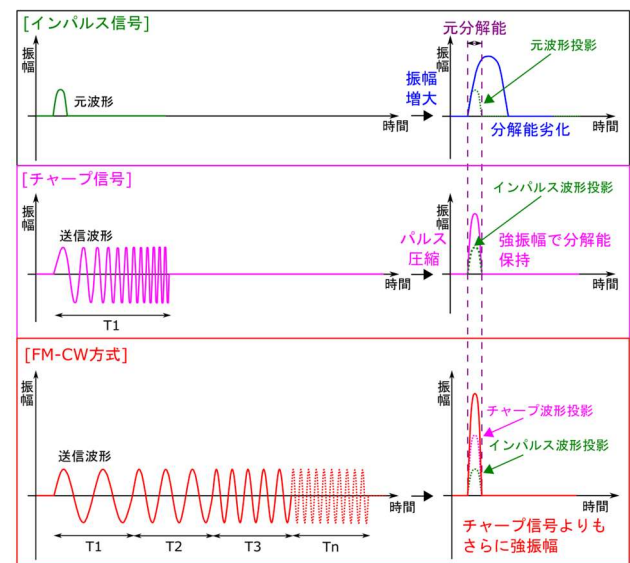


図-5 地中レーダー探査の送信波形イメージ

2.5 取得データ

地中レーダー探査により取得された波形は、時間軸と反射信号の強度（振幅）として記録される。探査は、基本的に距離方向に走査する。そのため、探査記録は時間軸と距離との 2 次元断面で表される。一般的な探査業務においては、ターゲットの深度が要求事項となる。したがって、時間軸を深度に換算する必要がある。換算は、既知の地中構造物等の深度にもとづく電磁波伝搬速度や、地盤材料の比誘電率の一般値等を利用して行う。探査記録は、振幅の強弱等によって着色する。記録の着色は波形の極性により決定し、白黒で表現されることが多い。地質調査では、カラー画像で表される場合もある。

図-6に、カート型地中レーダー探査で取得した探査記録例を示す。距離方向に連なる信号は地層境界等の連続性のある地下構造を示し、局所的な双曲線状の信号は空洞や埋設管等と推定される。

近年では、走査データを複数ラインで一度に取得し、図-7のように縦横断面や平面、あるいは立体的に画像を作成し、3 次元的にデータ解析する方法が確立されている。

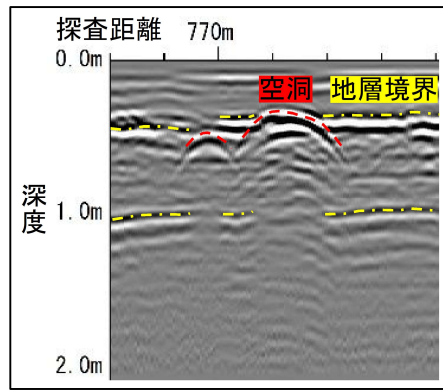


図-6 探査記録例

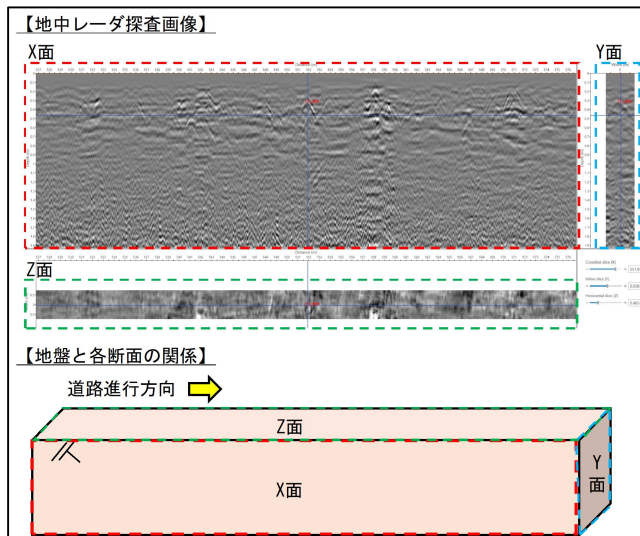


図-7 地中レーダー探査画像の3断面解析例

3. 探査事例と応用事例

3.1 埋設物の探査事例

地中レーダー探査の代表的な活用事例の一つが、埋設管の位置推定である。図-7に、埋設管探査の結果と試掘調査の状況を示す。本探査は、アスファルトで舗装された道路を路肩から路肩へ横断方向に走査し、道路下に埋設された導水管の位置を推定したものである。

図-8の探査断面には、埋設管と推定される複数の双曲線状反射が検知された。しかしながら、これらの反射の中でどれが導水管に対応するのかは、探査結果のみからは容易に判断できない。そのため、解析に際しては、事前に埋設管網図を収集し、他の管種の埋設位置も含めて把握しておくことが有効である。また、既往資料の埋設管位置は、実際の位置と異なる可能性がある。そのため、現地調査時には実際のマンホール位置を記録しておき、既往資料の整合性を確認しておくことが重要である。

図-7の写真は、当該箇所の試掘結果である。地中レーダーにより検出された位置において、φ250mmの導水管と幅0.5mのボックス状の通信管が確認された。

本事例では、取得したレーダー断面の解析結果と、試

掘による導水管の埋設位置が一致していることが確認され、地中レーダー探査による埋設管の位置推定の有効性が示された。

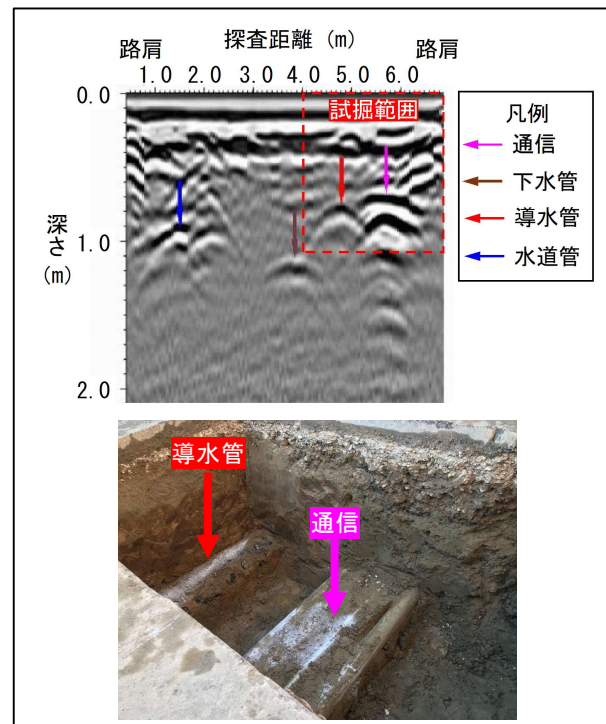


図-8 埋設管の探査画像事例と試掘結果

3.2 空洞位置の推定事例

空洞位置の推定としては、国や自治体等での道路管理の一環として路面下空洞調査が数多く行われている。路面下空洞調査は地下1.5mまでの空洞(長さ0.5m×幅0.5m×厚さ0.1m以上のものが対象)を検出し、道路陥没を未然に防ぐ取組である。このように、地下1.5~2m程度までの空洞探査はすでに確立されており、実用化されている。

ここでは、事例が少ない深い深度に位置している空洞の発見事例を記述する。本調査の目的は、造成工事に伴って発見された地下壕の分布を面的に調査することである。対象となった地下壕は、幅2m程度で高さ1m程度であり、一般的な路面下空洞よりも大規模な空洞である。本調査地は、表層から地下6m程度まで一様に関東ローム層が堆積している。表層は未舗装である。このような場所において、深い深度までの空洞検知が期待されるチャープ方式のレーダーにより探査した。

図-9に、探査結果を示す。画像中央の深度4m付近に双曲線状で周囲よりも振幅の強い信号が検知されている。本信号に対して、ボーリング調査および内部カメラ観察を行ったところ、図中の写真のような地下壕が確認された。このように、本調査地のような条件であれば、地中レーダー探査により深度4~5m程度の空洞検知も可能であることが示されている。

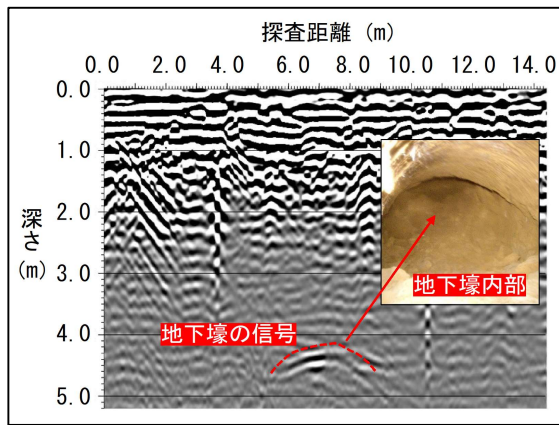


図-9 深度 4m 付近に掘削された地下壕を探索した事例

3.3 含水状態推定における応用例

比誘電率は、地盤の乾燥・湿潤状態によって変化する。電磁波の伝搬速度は、比誘電率によって決まる。Topp ら³⁾は、この法則から土壌の体積含水率を推定している。また、Greaves et al.⁴⁾は Topp らの式を用いて、電磁波速度構造断面から体積含水率の空間分布を推定できるか試みている。

近年では、地中レーダーにより路盤中の含水変化を推定する研究がなされている⁵⁾。本研究では、既知の舗装構成から電磁波速度を求めている。図-10 は、路面に降雨を模して散水した直後に取得した電磁波速度と、29 時間後に取得した電磁波速度の比を示している。暖色系は散水直後よりも電磁波速度が速くなっており、乾燥側となった。一方、寒色系は電磁波速度が遅くなっており、湿潤側となった。このことから、寒色系で示された箇所に水分が集まりやすく、長時間湿潤状態にあることが示唆される。国土交通省の舗装点検要領⁶⁾によれば、ひび割れからの雨水浸透による路盤支持力低下が舗装の寿命に大きく影響すると言われている。すなわち、本方法が確立されれば、長大な道路路盤に対する維持管理スクリーニングの効率化に寄与できる可能性がある。

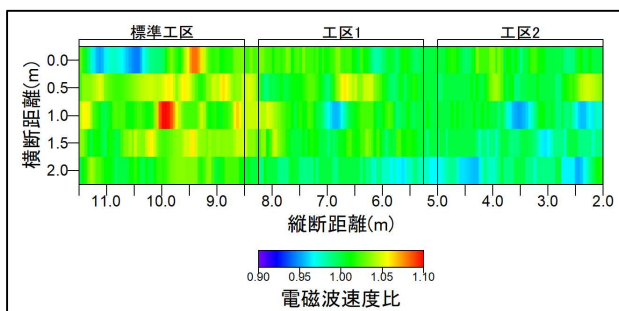


図-10 散水直後の電磁波速度に対する散水 29 時間後の電磁波速度の比の水平分布

3.4 課題

鈴木⁷⁾は、地中レーダー探査によって深さ 10m 程度の空洞を検出できるかについて理論的に検討している。その結果、10m の探査深度を実現すること自体は不可能ではないが、地盤の導電率や信号対雑音比 (S/N) の影響に

より、特に都市部のように減衰量大きい地盤では実用性が低いことを指摘している。

したがって、深度 10m 前後の空洞を把握するには、地中レーダー単独ではなく、サウンディングや他の物理探査手法を併用することが有効であると考えられる。

また、埋設管調査においても地盤条件や管種・管径などによって検出できる場合と検出できない場合がある。図-11 はその一例である。埋設管はφ200mm のガス管とφ100mm の水道管で、いずれも鉄製である。2つの反射画像は道路横断方向を示し、道路縦断方向には 2m しか離れていない。にもかかわらず、(a) では埋設管が検出されているが、(b) では検出されていない。

道路は過去に複数回の埋設工事が行われており、一様な地盤条件とは言い難い。そのため、わずかな離隔であっても地盤条件が変化し、埋設管と電磁波のマッチングが悪化すると、必ずしも対象物が検出されない場合がある。このことから、埋設管調査では一測線だけでなく、複数の測線を設定して探査を行うことが、信頼性向上のために有効であるといえる。

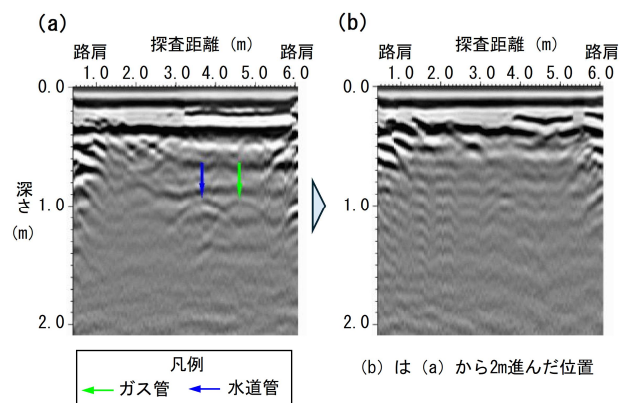


図-11 埋設管探査において埋設管を検知した事例 (a) と未検知の事例 (b)

4. 今後の展望

4.1 探査の自動化

車道においては、自動車に搭載した地中レーダーによって効率的な探査が実施されている。一方、河川護岸や車両進入禁止区域など、車両が入りにくい場所では、依然として人力による探査が行われているのが現状である。今後、技術者の減少が懸念される中、さらなる探査効率化に資する技術開発が強く求められている。

その一例として、近年は地中レーダー探査の自動化技術が開発されている。例えば、国土交通省 水管理・国土保全局による「革新的河川技術プロジェクト (第六弾)」⁸⁾では、自動走行可能なローバーを用いた探査システムが実証されている (図-12)。この装置は、コントローラーによる手動操作に加え、あらかじめ設定した探査測線に従って自動走行しながら測定を行うことが可能である。

これにより、現地条件が厳しい場所における省力化と作業の安全性向上が期待できる。



図-12 自動走行型の地中レーダー探査装置

4.2 AI 技術の活用による解析効率化

地中レーダー探査で取得されるデータは膨大であり、その解析には専門技術者による高度な判断が不可欠である。特に、今後需要の増加が予想される路面下空洞探査では、データ量の増大に伴い、解析に要する時間とコストの負担が大きくなる。また、解析の過程で空洞を見落とすことは、道路陥没などの重大事故を引き起こし、第三者に深刻な被害をもたらす可能性がある。このため、現状では慎重かつ時間を要する解析作業が余儀なくされており、調査効率と品質確保の両立が大きな課題となっている。

この課題を解決する手段として、AI 技術を活用した解析支援が注目されている。AI による自動解析では、取得データ群から空洞の可能性がある異常信号を短時間で抽出できるため、専門技術者の負担軽減と解析の迅速化が期待される。さらに、AI は膨大なデータを統一的に処理できることから、解析の均質化や見落とし防止にも寄与する。その一例として、図-13 に示すように、ディープラーニングを用いた学習モデルを構築し、空洞に特徴的な反射パターンを自動的に識別する手法が開発されている。このような AI 技術の導入は、地中レーダー探査の効率性と信頼性を高め、今後のインフラ維持管理において重要な役割を担うものと考えられる。

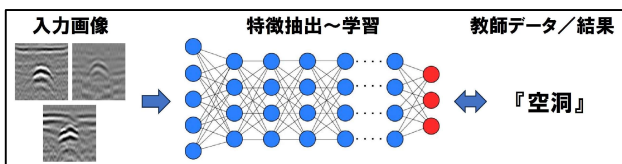


図-13 深層学習モデルの構築イメージ

なお、AI 解析の活用にはいくつかの課題もある。第一に、学習モデルを構築するために十分な量と質を備えた教師データが必要であるが、実際には空洞や異常事例のデータが限られている。第二に、地盤条件や構造物条件の多様性により、ある現場で高精度を示したモデルが他の現場では必ずしも同等の精度を発揮しない場合がある。さらに、AI による判定結果の解釈可能性も課題であり、最終判断を担う技術者が信頼して活用できる仕組みづくりが求められる。

したがって、AI 技術の導入に際しては、現場条件ごとの適用性を検証するとともに、従来の技術者による解釈を補完する「支援ツール」として位置づけることが現実的である。将来的には、AI と専門技術者が協働する形で解析精度と効率性を両立させることが期待される。

5. おわりに

本章では、地中レーダー探査の原理と技術概要、探査事例、そして今後の技術展望について述べた。地中レーダー探査は、非破壊で高分解能の地下情報を取得できる有効な手段であるが、地盤条件や対象物の特性によっては限界も存在する。そのため、他の探査手法との併用や複数測線による調査など、信頼性を高める工夫が不可欠である。

今後は、自動化・AI 解析・3 次元統合といった技術革新により、効率性と精度がさらに向上することが期待される。これにより、社会インフラの維持管理や防災対策において、地中レーダー探査が果たす役割はますます大きくなると考えられる。

(執筆責任者 今井利宗)

参考文献

- 1) 公益社団法人物理探査学会：物理探査ハンドブック 第三版，1251p，2024.
- 2) 佐藤源之：地中レーダ 電磁波による地下計測技術，コロナ社，252p，2024.
- 3) Topp, G. G., Davis, J. L., and Annan, A. P.: Electromagnetic determination of soil water content; measurements in coaxial transmission lines, Water Resour. Res., 16, pp.574-582, 1980.
- 4) Greaves, R. J., Lesmes, D. P., Lee, J. M., Toksoz, M. N. Velocity variations and water content estimated from multi-offset ground penetrating radar, Geophysics, 61, 3, pp.683-695, 1996.
- 5) 坂尾健有, 吉田潔, 今井利宗, 佐藤研一, 渡部敬史：地中レーダを用いた電磁波速度の時系列測定による路盤含水比推定の試み，第 35 回非開削技術研究発表会論文集，pp.57-62，2024.
- 6) 国土交通省道路局国道・防災課：舗装点検要領，pp.1-43，2017.
- 7) 鈴木敬一：地中レーダにおける電波の減衰特性についての検討，公益社団法人 物理探査学会 第 152 回学術講演会論文集，pp.176-179，2025.
- 8) 国土交通省 水管理・国土保全局：革新的河川技術プロジェクト（第六弾），
<https://www.mlit.go.jp/river/gijutsu/kakushinbumon/the.html>.（参照 2025.6.4）.

2.8 集水地形の開析・堆積面積比で崩壊免疫性を予測する

1 はじめに

斜面崩壊に崩壊免疫性があることは知られている．岩佐ら(2020)¹⁾は，東広島市における枕崎台風(1945)と広島災害(2018)の土石流分布を示し，崩壊源が重複していない隣接した沢で発生しており，崩壊免疫性があることを示した．その他多くの研究者が崩壊免疫性について示しているが，予知という観点からの崩壊免疫性の指標は，確立されていない．今回，H 地区と K 地区の集水地形斜面を事例として，2018 豪雨で崩壊した斜面と崩壊していない斜面において，斜面の開析域と堆積域の面積比による崩壊免疫性指標を検討した．

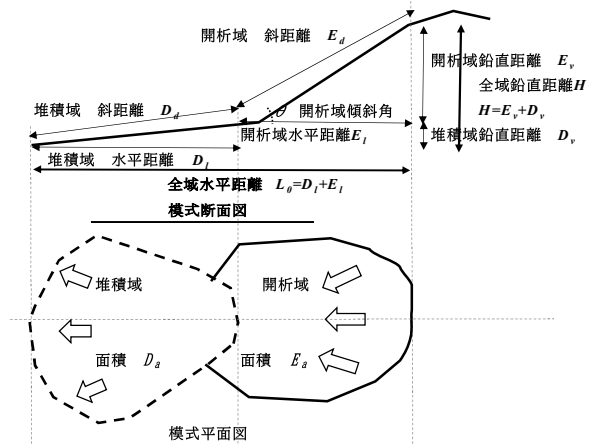


図-1 集水地形斜面の模式平面・断面図

2 H 地区と K 地区の微地形区分

公開されている地理院地図 GSIMaps の傾斜量図および空中写真を併用し，集水地形斜面の堆積域と開析域を 1 ユニットとする図-1 のような微地形区分を考え，図-2 に H 地区，図-3 に K 地区の微地形区分図を作成した．

当初，断面による縦断距離の指標を検討したが，崩壊箇所に対する評価の誤差が大きく，面積による手法を考案した．2018 豪雨では図-2 の H 地区の集水地形斜面では，14 か所の内 2 か所で崩壊が生じ，図-3 の K 地区では 5 か所の内 2 か所で崩壊が生じた．

図-2 で示すような H 地区では，平野に面するため過去の崩壊で堆積した沖積錐は河川浸食などで流出することがなく，地形改変がなければ堆積地形が残留していることが多い．その場合，堆積土量が斜面の崩壊可能土量と等しければ，すでに主な崩壊が終了し，斜面の崩壊免疫性があると考えられる．その精密な土量の推定には深度方向の分布や体積変化率などの把握が必要となるが，簡易な手法として平面比で崩壊免疫性指標を検討した．

図-3 の K 地区は河川による堆積土砂の先端部洗堀が想定されるため，誤差が大きくなると考えられたが，古い堆積土砂（洪積土石流～古崖錐）の上に新規に堆積している沖積錐であれば，先端部の洗堀量が少なく，推定できる可能性があると考え，検討した．

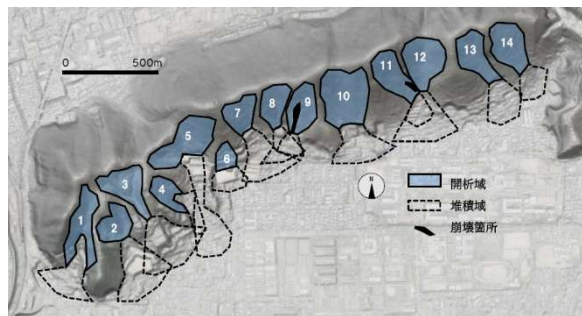


図-2 平野に面した H 地区集水地形斜面

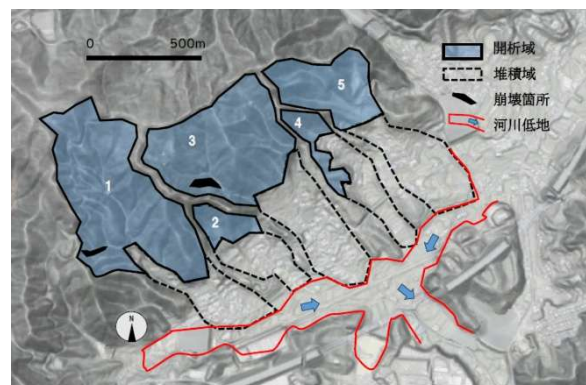


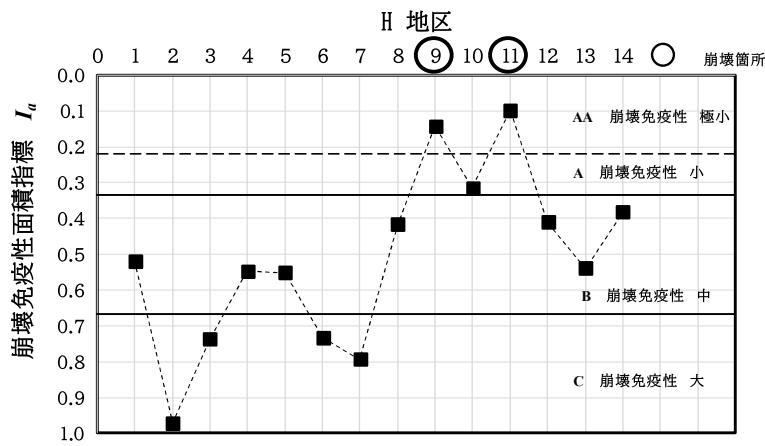
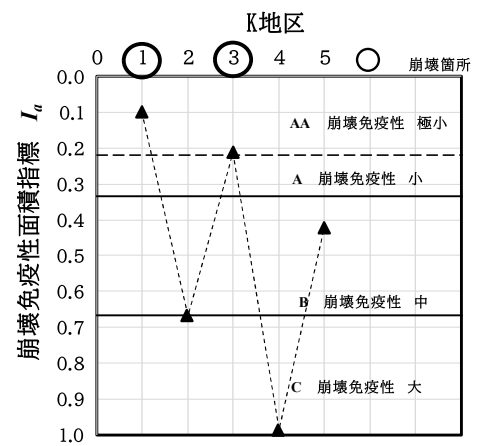
図-3 谷部に面した K 地区集水地形斜面

しかし，H 地区で最大値 2.04 を示す No2 斜面は，地形的に開析が進行し 1 次谷が深く形成され，崩壊可能性土砂の残留がほとんどないと想定された．K 地区の最大値 2.57 を示す No4 斜面も同様であった．そのため，それぞれ最大値以上の値（H 地区 2.1，K 地区 2.6）を基準として正規化する手法を考案した．その崩壊免疫性面積指数 $Ia(=Ra/\beta)$ の分布を図-4～5 に示すが，崩壊箇所は指標が小さい値と一致した．

その計算式を以下に示す．

3 崩壊免疫性指標の検討

平面検討として，堆積域面積 Da と開析域面積 Ea の比率 $Ra(=Da/Ea)$ を算出した．堆積域と開析域の崩壊可能性土砂の土量は，深度や体積密度などにより変化するため，面積のみから算出することはできない．H 地区では 0.21 ～2.04 まで分布し，K 地区では 0.26 ～2.57 まで分布した．

図-4 H 地区崩壊免疫性面積指標 I_a 分布図図-5 K 地区崩壊免疫性面積指標 I_a 分布図

$$R_a = D_a / E_a \quad (1)$$

ここで、 R_a ：面積比、 D_a ：堆積域面積、
 E_a ：開析域面積。

$$I_a = R_a / \beta \quad (2)$$

ここで、 I_a ：崩壊免疫性面積指標、
 β ：定数(現地による R_a 最大値以上の値)。

図-4 の H 地区で崩壊免疫性面積指標 I_a は、崩壊箇所の No9 は 0.14、No11 は 0.10 を示し、0.20 未満となった。図-5 の K 地区で崩壊免疫性面積指標 I_a は、崩壊箇所の No9 は 0.10、No3 は 0.21 を示した。そこで、免疫性指標として 1~0 を 3 分割して ABC とし、更に A の境界 0.33 の 1/3 である 0.11 を減少させた 0.22 未満で AA とした。このランク区分を表-1 に示す。

堆積土砂の先端部が河川浸食されて流失している K 地区では、誤差が多少大きくなっていると考えられたが、その事例でも、 $I_a=0.22$ 未満であり、この指標で崩壊免疫性が評価できる可能性があると考えている。

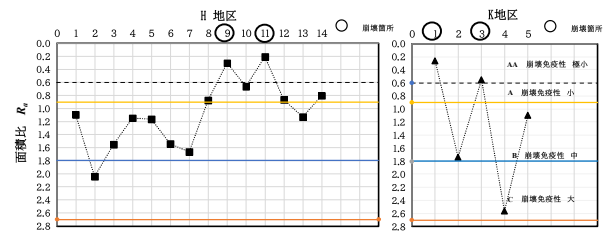
または、正規化する前の面積比 R_a で評価する方法も考えらる。図-6 は $R_a=2.7$ を最大値として区分したものであり、表-2 はそのランク区分である。 R_a においても評価が可能である。今後 I_a または R_a の指標を、他のデータも含めて検討を進めていく予定である。

4 まとめ

今回、集水斜面を堆積域と開析域に微地形区分し、その面積比を正規化することで、崩壊免疫性を評価する手法を考案した。算出した崩壊免疫性面積指標 I_a や R_a は、H 地区および K 地区の 2018 豪雨崩壊斜面の事例において、最も免疫性が小さい集水地形斜面が崩壊した結果となり、実際の現象と一致した。平地に面した斜面では、崩壊による過去の堆積域が微地形として残っていること

表-1 崩壊免疫性面積指標 I_a のランク

区分	崩壊免疫性面積指標 I_a	崩壊免疫性大小	斜面残留土塊比率 R_c	地質リスク
C	$0.67 \leq I_a < 1$	崩壊免疫性大	33%以下	小
B	$0.33 \leq I_a < 0.67$	崩壊免疫性中	33~67%	中
A	$0.22 \leq I_a < 0.33$	崩壊免疫性小	67~78%	大
AA	$0 \leq I_a < 0.22$	崩壊免疫性極小	78%以上	極大

図-6 $R_a=2.7$ を最大値とした区分表-2 $R_a=2.7$ を最大値としたランク

区分	崩壊免疫性面積比 R_a	崩壊免疫性 有無	斜面残留土塊比率	地質リスク
C	$1.80 \leq R_a < 2.70$	崩壊免疫性あり	33%未満	小
B	$0.90 \leq R_a < 1.80$	崩壊免疫性多少あり	33~67%	中
A	$0.60 \leq R_a < 0.90$	崩壊免疫性少ない	67~78%	大
AA	$0.00 \leq R_a < 0.60$	崩壊免疫性なし	0.78%以上	極大

が多く、今回の手法はそのような箇所に有効と考えられる。今後、他の地域でも確認し、更なる検証を進めて崩壊免疫性指標を確立していきたい。

(執筆責任者 木村隆行)

参考文献

- 岩佐佳哉他：広島県東広島市における枕崎台風と平成 30 年 7 月豪雨災害に伴う土石流分布と被害、地理科学、Vol.75、No.3、pp.109-116.2020.

3. 部分調査からの推定技術

3.1 オールコアでも N 値と弱部がわかる

1. はじめに

地すべり災害などでは、微細なコア観察によりさまざまな情報が得られるため、オールコア採取が原則となっている。しかし、現場では他の情報も含めて、総合的に判断したいことが多い。原因は完全なコアがなかなか得られないためでもある。掘削技術は向上しているが、それでも完全なコアを上から下まで得られることは少ない。部分的にどうしても欠陥コアが入ってしまい、そこがまたまたすべり面らしき深度と一致した場合、判断が困難になるケースもある。

標準貫入試験を用いた場合、コアが不連続になり、かつ、径が 35mm と小さいため、地すべりのコア観察には不向きといわれている。しかし N 値の分布は得がたい強度分布の情報であり、地すべり土塊の判定に有効であることも多い。地すべりで攪乱されれば強度が低くなるので、すべり面そのものの把握や移動土塊の把握に N 値は貴重な強度指標になる。ただ、オールコアではない。その両方を得られる手法として、木村ら(2006)¹⁾は 65 型貫入試験法(65PT 法)を提案している。ここでは、その原理と事例について報告する。

2. オールコアの他の適用手法

地すべりでは、一度動いて豪雨に遭遇しない限り動かない地すべりも多い。また、対策検討が急務で観測期間がほとんどないケースもある。そのような場合、コア観察のみで判断できる場合もあるが、判断に迷うことも多い。コア観察は基本だが、それに付加する他の情報があれば、判断がより総合的にできるメリットがある。

嶋井(2002)³⁾によれば、完全なコアばかりではないという現実と、標準貫入試験の N 値分布が極めて有効であることを指摘している。平田ら(2004)²⁾によると、オールコアに針貫入試験を併用した事例を紹介している。諏訪ら(2004)³⁾磯野ら(2005)⁴⁾によると、コアの pH や色彩値などを用いた評価点ですべり面を推定する方法を提案している。丸山・花岡(2006)⁵⁾によると、新第三紀泥岩の地すべりでスメクタイト強度がすべり面判定に有効であることを示している。その他多くの研究者が、コア観察以外の手法を併用し、より客観的な評価ですべり面を総合的に検討すること提案している。

これらはコアそのものの品質が現場ではかなり問題を含むものである点と、客観的評価という点で、有意義な成果を得ている研究と考える。そのため、地すべり現象を力学的問題として考えると、 N 値はかなり有効な強度指標であり、直接的な指標といえる。しかし、 $\phi 35\text{mm}$ と

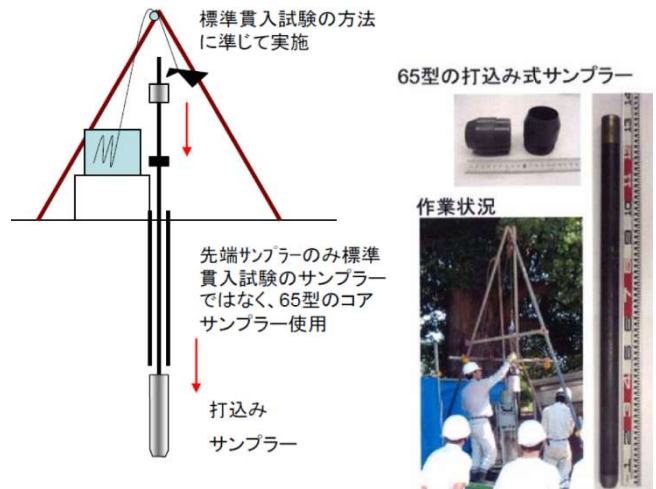


図-1 65 型貫入試験併用オールコア・ボーリング

いう小径と、不連続になりやすいという問題点が克服でき難い点で、敬遠されやすいことも事実である。そのためオールコアで N 値が判明する手法として、木村は 65 型貫入試験を考案し、NETIS の「CG-110034-A」として登録していた。今は宣伝不足で消えているが、特許はなく誰でも使用できる手法である。

3. 65 型貫入試験(65PT 法)の地すべり地への適用

3.1 65 型貫入試験と標準貫入試験の比較

従来、大型貫入試験は礫地盤に対して適用が検討され、効果的であることが検証されている。ただ、その場合、外径 73mm 内径 50mm で 100kg のハンマーを 150cm 落下させる手法をとっており、通常の標準貫入試験の打込みツールを使用していない。そのため貫入エネルギーは、標準貫入試験の 1.5 倍になっている。

65PT 法では、標準貫入試験と同じ打込みツールを用い、同じ荷重 63.5kg 同じ落下高さ 75cm とし、先端のサンプラーのみ外径 65mm 内径 49mm の市販の 65 型打込みサンプラーを用いる。その刃先角度は標準貫入試験器と同じ 20° である。つまり、通常のコア採取手法として軟質土に対して行う打ち込み法をそのまま使用し、ただ貫入量計測と打ち込み高さの管理を標準貫入試験と同等に行うということのみである。図-1 にそのモデル図を示す。

この単位面積当たりの動的貫入抵抗値 R は下式で示される。

$$R = WH/AS \quad (1)$$

R : 単位面積あたりの動的貫入抵抗

W : 荷重 H : 落下高さ A : 貫入面積 S : 貫入長
貫入器の周辺摩擦がほとんど無視できる小さい値と考

表-1 標準貫入試験とのエネルギー比率

区分	標準貫入試験	大型貫入試験	65型貫入試験
記号	N	N_L	N_{65}
内径 d (mm)	35	50	49
外径 D (mm)	51	73	65
面積 A (cm ²)	10.8	22.2	14.3
荷重 W (kgf)	63.5	100	63.5
落下高さ H (cm)	75	150	75
貫入量 S (cm)	30	30	30
$R=WH/AS$ (kN/m ²)	1441	2207	1087
N 値換算係数	1	1.53	0.75

えると、標準貫入試験の N 値に対して 65 型貫入試験では、貫入エネルギーが 0.75 になる。つまりエネルギーが小さいので、入りにくく N_{65} はより大きな値になるので、30cm あたりの打撃回数 N_{65} の 0.75 倍が N 値に等しくなると考えられる。この比較を、大型貫入試験と合わせて表-1 に示した。

$$N=0.75N_{65} \quad (2)$$

N : 標準貫入試験の 30cm 打撃回数

N_{65} : 65 型貫入試験の 30cm 打撃回数

また、従来の大型貫入試験では貫入エネルギーは 1.5 倍になるが、既往の研究では 1.6 倍という相関式⁸⁾や、密な砂では 1.5 倍、礫混じり土で 2.0 倍⁹⁾という値が報告されている。つまり、礫混じり土の N 値(標準貫入試験)は、大型貫入試験を基準にすると、同じ打撃エネルギーで対比して、礫がない値に比べ 1.34 倍 (2.0/1.5) 程度、過大になっている可能性がある。

この 65 型貫入試験(65PT 法)を地すべり現場で適用し、粘土状土砂と礫状土砂に適用し、併用した標準貫入試験の N 値と比較したのが図-2 である。粘土状土砂では理論値の $N=0.75N_{65}$ にほぼ一致し、礫状土砂では $N=1.5N_{65}$ 程度となった。礫の N_{65} が N 値より小さいのは、径の効果で礫を抜き打ちしやすくなっているためであり、むしろ過大になっておらず適性な結果を示している可能性がある。

また、D 級軟岩の泥質片岩で比較したものを図-3 に示す。軟岩でやや硬質な部分で、 N_{65} が 40 以上では N 値に対し N_{65} が過大に出る傾向があり、下式の相関が得られた。泥質の D 級岩盤では式(3)を適用することが考えられる。

$$N=-0.0064(N_{65})^2+0.8048(N_{65}) \quad (3)$$

3.2 すべり面把握のための N_{65} 分布図

図-4 は泥質片岩の小規模な地すべり地の調査ボーリングのオールコアのコア写真であり、コア観察からすべり面を判定することは極めて難しい。酸化フロントとなる酸化帯境界は判断可能だが、全部 D 級の場合、脇坂の区分¹⁰⁾も適応できない。また、針貫入試験も第 3 紀泥岩のように円筒状コアでなく、破碎質な泥質片岩で割れて

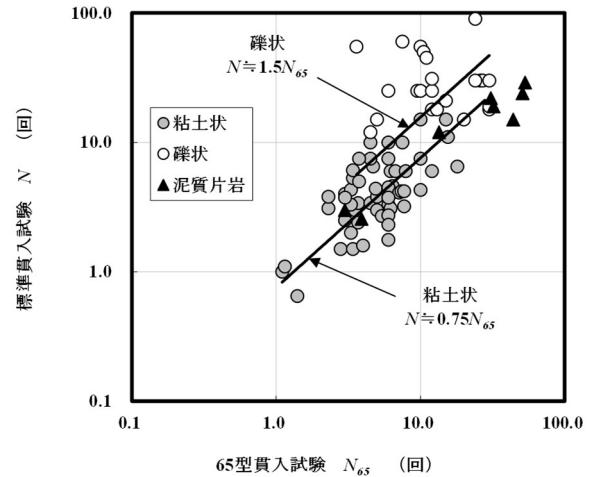
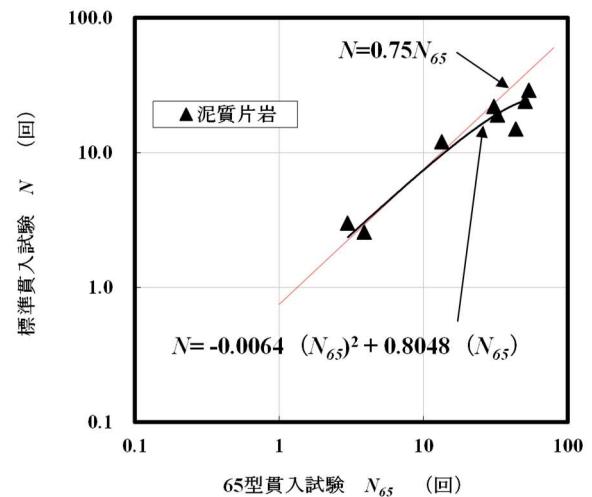
図-2 粘土・礫 N - N_{65} 相関図図-3 泥質片岩 N - N_{65} 相関図

図-4 泥質片岩 BorNo1 (左) と No2(右)オールコア写真

いるコアのため不可能である。ただ、連続 65PT 法を使用してコア採取を行っているため、連続した N_{65} 分布が判明している。65PT 法は打撃エネルギーが小さいため、詳細な強度変化が判明しやすく、貫入毎に把握できるメリットがある。そのため地すべりで移動攪乱して強度が低下した部分と、すべり面付近で著しく攪乱し含水比も高く軟化した部分も詳細に把握可能である。

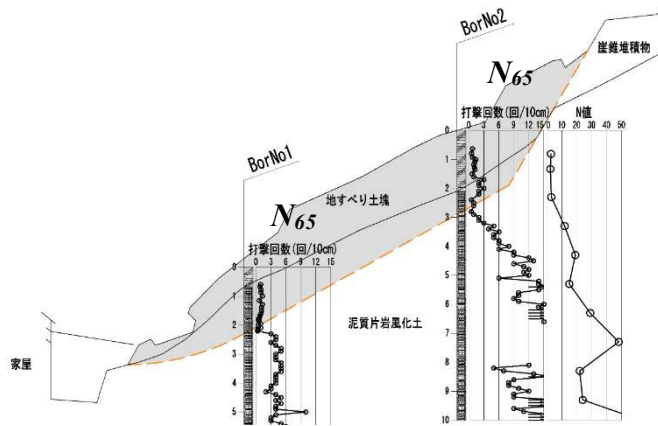


図-5 泥質片岩 D 級風化帯の地すべり地での N_{65} 分布図

図-5 にその地質断面図と N_{65} 分布図を示した。BorNo1 では、地すべりで攪乱され顕著に強度低下し $N_{65}=1.5$ 以下が GL-2.3m まで続き、それ以深は $N=3$ 以上が続く。また GL-2.3m 付近は $N_{65}=0.5$ 以下になりスベリ面の可能性が極めて高いと考えられる。BorNo2 では、地すべりで攪乱され不均質に強度低下し、 $N_{65}=1.5$ 以下が断続的に GL-2.9m まで続き、それ以深は $N=3\sim6$ 以上が続く。また GL-2.9m 付近は $N_{65}=1$ 以下になりスベリ面の可能性が高いと考えられる。

また、図-6 は深部まで風化した新第三紀泥岩でオールコアでの判定は困難であったが、連続 65PT 法で N_{65} の分布を把握していた。その結果、深度 7～8m より浅い箇所が $N_{65}=10$ 未満が多く、移動土塊であるため攪乱されて強度が低く風化も進行したと考えられた。

4. おわりに

「65 型貫入試験を併用したオールコアボーリング」は、オールコアによるコア品質と N 値の把握の両方を可能とした手法であり、軟岩の地すべり調査に極めて有効な手法と考えられる。

(執筆責任者 木村隆行)

参考文献

- 1) 木村隆行, 高田正治:65 型打込みサンプラーによる地すべり土塊の評価, 第 45 回日本地すべり学会研究発表会, pp.395-398, 2006.
- 2) 木村隆行, 高田正治:65 型貫入試験による地すべり土塊評価の検討, 日本応用地質学会平成 18 年度研究発表会講演論文集, pp.543-546, 2006.
- 3) 鴨井幸彦:地すべり面調査における標準貫入試験の効用, 第 41 回日本地すべり学会研究発表会, pp.241-244, 2002.

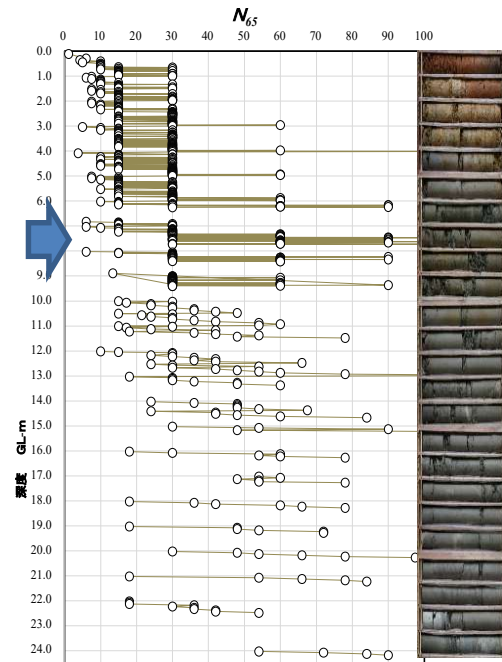


図-6 泥岩での連続 65PT 法の N_{65} 分布図

- 4) 平田晴昭, 西俊憲, 樽石静: 針貫入試験による地すべり移動土塊の判定, 第 43 回日本地すべり学会研究発表会, pp515-516, 2004.
- 5) 諏訪陽子, 磯野陽子, 木村隆行, 楠本岳志: 四国秩父帯大規模地すべりにおける鉱物学的・化学的特徴, 第 43 回日本地すべり学会研究発表会, pp45-48, 2004.
- 6) 磯野陽子, 木村隆行, 徳丸孝明, 丹生谷太, 玉井克明, 酒井俊典: 四国御荷鉢帯, 田浪地すべりのスベリ面評価, 第 44 回日本地すべり学会研究発表会, pp93-96, 2005.
- 7) 丸山清輝, 花岡正明: 泥岩地帯における地すべり土塊の風化に関する検討, 土木技術資料, 48-4, pp58-63, 2006.
- 8) 大森勇: N 値と他のサウンディング, 土木技術, VOL.49, No3, pp91-96, 1994.
- 9) N 値の話, 理工図書, pp35-37, 1998.
- 10) 脇坂安彦, 上妻睦男, 綿谷博之, 豊口佳之: 地すべり移動体を特徴づける破碎岩—四万十帯の地すべりを例として—, 応用地質, 第 52 巻, 第 6 号, pp.231-247, 2012.

3.2 標準貫入試験でN値と湿潤密度がわかる

1. はじめに

土木構造物の設計をする場合、大量に品質の良い地盤情報を利用できれば、解析・設計の信頼性が向上し、安全性を確保した上で、精度の良い解析や合理的な設計を行うことができる。しかし、品質の良い地盤情報を大量に入手するには調査費用が増大するため、全ての場合に品質の良い地盤情報を入手する必要はなく、調査目的に応じた調査方法の確立が望まれている。

ここでは、標準貫入試験器の中に密度測定用の中空管を装備することで、N 値測定と共に現場で簡単かつ経済的に密度測定ができる方法を既往研究成果から紹介する。

2. 湿潤密度の測定方法

砂地盤や粘性土地盤の湿潤密度を簡易に把握できる方法に、図-1 および写真-1 に示す二重管式標準貫入試験器を使用する方法がある。

二重管式標準貫入試験器は、「標準貫入試験方法」(JIS A 1219 : 2013)¹⁾に定められた標準貫入試験用サンプラーの中に密度測定用の真鍮製中空管(長さ 10cm, 内径 35mm, 外径 38mm)を先端から 5 個、最後に長さだけが 11cm の中空管を並べて装填できるように工夫されたもので、以前から市販されている。本試験器を用いて標準貫入試験を行えば、貫入時に土が中空管内に採取され、N 値測定と共に現場で簡単に密度を測定することができる。これまでの研究では、細粒分含有率 5%未満の飽和した砂を対象とした密度測定方法の提案²⁾や提案法のマサ土地盤への適用性の検討³⁾など、砂地盤を対象としたものと、粘性土地盤を対象としたもの⁴⁾がある。

3. 実験結果と考察

3.1 砂質土地盤の実験結果と考察

試料採取機構や密度測定精度を明らかにするための土槽実験と、最大粒径に関する密度測定方法の適用範囲について検討した結果、以下の結論が得られている。

(1) 二重管式標準貫入試験器の先端から 2 本目の中空管に採取された試料は、乾燥密度のばらつきが最も小さく、粒子破碎の影響も小さいと考えられる。これらのことから、2 本目の中空管に採取された試料の乾燥密度 ρ_{ds2} を本測定方法における測定値として採用した。

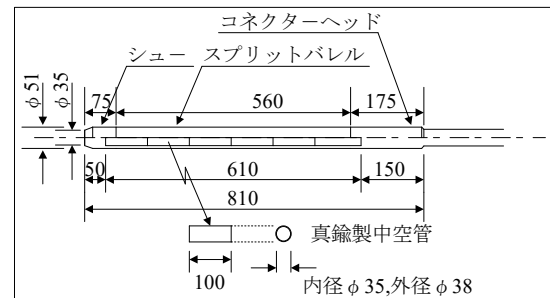


図-1 二重管式標準貫入試験器 (単位: mm)

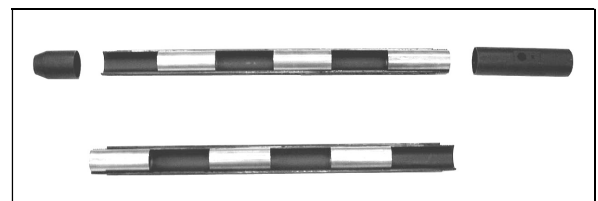


写真-1 二重管式標準貫入試験器

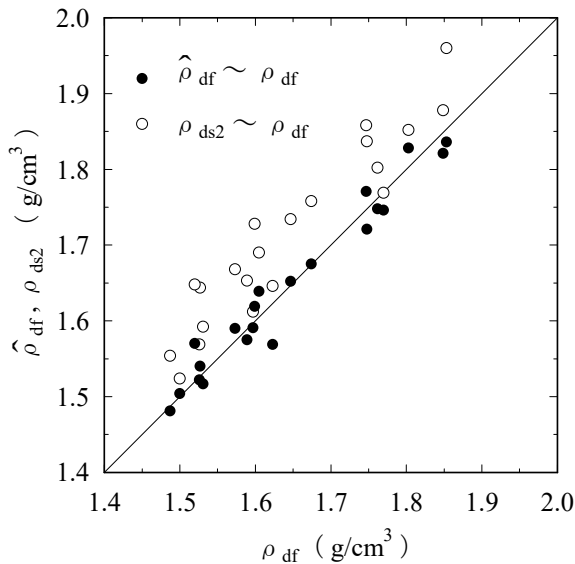
(2) 細粒分含有率 F_c が 5%未満で最大粒径が 3~5mm 程度以下の飽和した砂試料の場合、有効土被り圧 σ'_v が同じであれば、試料の物理的特性の違いにかかわらず、原地盤の乾燥密度 ρ_{df} と ρ_{ds2} には良好な相関性が認められる。 σ'_v の増加に比例して ρ_{ds2} は大きくなり、 σ'_v は ρ_{ds2} に著しい影響を及ぼす。(3) (2)を勘案して誘導した ρ_{df} の推定式²⁾を以下に示す。

$$\hat{\rho}_{df} = \rho_{ds2} / (0.000371 \sigma'_v + 1.013) \quad (1)$$

上式から原位置の乾燥密度 ρ_{df} を精度よく推定できる。ただし、この補正式の適用範囲は、 F_c が 5%未満の飽和した砂である。また、 ρ_{df} 以外に、原位置の含水比 w_f および湿潤密度 ρ_{tf} といった重要な地盤情報も得ることができる。図-2 に土槽実験で得た ρ_{ds2} を式(1)に代入して求めた原位置の乾燥密度の推定値 $\hat{\rho}_{df}$ を示す。同

図には $\rho_{ds2} \sim \rho_{df}$ 関係を合わせて示すが、採取時に密度が増加していることがわかる。これは、先に述べたように、主に上載圧の影響に起因している。

式(1)による $\hat{\rho}_{df}$ は、岡山市内の沖積世の砂層で、実施されたラジオアイソトープコーン貫入試験器(R I コーンと称す)による密度測定結果から求めた湿潤密度、乾燥密度とよく一致している⁵⁾。なお、R I コーンは三村ら⁶⁾の研究により砂質地盤の密度測定に高い評価が報告されている。

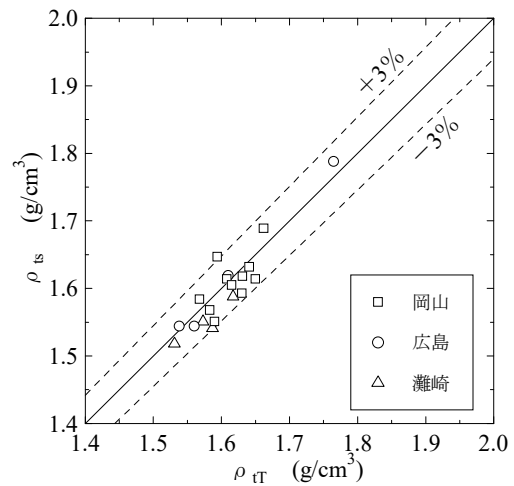
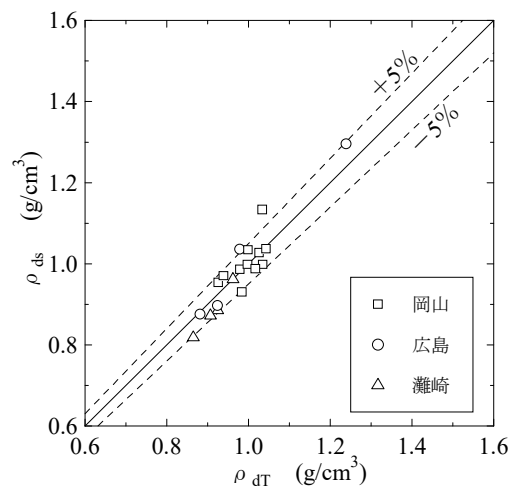
図-2 $\hat{\rho}_{df} \sim \rho_{df}$ 関係 (水浸)

3.2 粘性土地盤の実験結果と考察

岡山、灘崎および広島各現場で測定した粘性土地盤の湿潤密度と乾燥密度を図-3、図-4に示す。

図-3は横軸が乱さない試料より測定した湿潤密度 ρ_{tT} 、縦軸は二重管式標準貫入試験器により測定した湿潤密度 ρ_{ts} であり、湿潤密度は±3%の範囲内に分布している。

図-4は横軸が乱さない試料より測定した乾燥密度 ρ_{dT} 、縦軸は二重管式標準貫入試験器により測定した乾燥密度 ρ_{ds} であり、乾燥密度は±5%の範囲内に分布している。よって、二重管式標準貫入試験器により測定した粘性土地盤の湿潤密度と乾燥密度は、原地盤の湿潤密度と乾燥密度をほぼ妥当に評価している。

図-3 $\rho_{tT} \sim \rho_{ts}$ 関係図-4 $\rho_{dT} \sim \rho_{ds}$ 関係

4. まとめ

本研究により得られた結論を以下に挙げる。

- (1) 砂地盤や粘性土地盤の湿潤密度を簡易に把握できる方法に、二重管式標準貫入試験器を使用する方法がある。
- (2) 細粒分含有率 F_c が 5% 未満で最大粒形が 3~5mm 程度以下の飽和した砂試料の場合、二重管式標準貫入試験器による乾燥密度は、有効土被り圧に大きく影響する。これを勘案した式(1)を提示した。
- (3) 粘性土地盤では、二重管式標準貫入試験器による湿潤密度と乾燥密度は、乱さない試料による測定結果と比較し、原地盤のそれらをほぼ妥当に評価していると考えられる。

(執筆責任者 井上真)

参考文献

- 1) 地盤工学会: 地盤調査の方法と解説—二分冊の1—, pp.279-316, 2013.
- 2) 奥山一典, 藤原身江子他: 二重管式標準貫入試験器による砂地盤の密度測定方法, 土木学会論文集, No.652/III-51, pp.141-153, 2000.
- 3) 奥山一典, 河原敏之他: マサ土の原位置せん断抵抗角 ϕ_d の推定システム, 土木学会論文集, No.666/III-53, pp. 321-331, 2000.
- 4) 藤原身江子, 田平健二他: 二重管式標準貫入試験器による粘性土地盤の密度測定精度の評価, 土木学会論文集, No.736/III-63, pp.305-312, 2003.
- 5) 藤原身江子: 粘性土地盤の密度測定方法と非排水強度に関する研究, 愛媛大学博士論文, pp.35~40, 2002.
- 6) 三村衛, Abhay K SHRIVASTAVA 他: R I コーンによる砂質地盤の原位置含水比・湿潤密度検層とその精度評価について, 土木学会論文集, No.638/III-49, pp.227~240, 1999.

3.3 軽重量サウンディング(LWCPT)で微細な強度分布がわかる

1. はじめに

自然斜面の崩壊において、危険な地質的素因となり得る弱層部（風化層、潜在崩土層）の層厚分布の把握は、斜面崩壊の規模の推定にあたり、重要な課題である。

本研究では、自然斜面の表層に分布する潜在崩土層厚分布を精度よく推定することを目的としている。これまで斜面崩壊箇所の隣接斜面において、直線配置の微動探査とサウンディング試験を組み合わせた調査を実施し、微動探査により部分的に認められた地表から 2m 程度の比較的低い S 波速度箇所及びその周辺でサウンディング試験を行い、探査結果の妥当性を確認した¹⁾。ここでは、サウンディング試験の最終調査深度が礫か基盤岩かを判断できる装置の追加、改良した結果について報告する。

2. 探査測線およびサウンディング試験位置

調査地は、西日本豪雨により崩壊した幅 20m、長さ 75m、深さ 2.5～3m 程度にわたる斜面の西側に位置し、崩壊頭部から南西方向に長さ 30m 程度、高さ 0.5m 程度の滑落崖が生じている。探査測線は、斜面下部の管理用道路から滑落崖を横断し山頂に至る斜面縦断方向距離 310m の測線（比高 125m）である。

サウンディング試験は、斜面での作業効率向上を図るため、ミニラム試験機を改良した人力運搬可能な軽重量サウンディング試験機²⁾（以下、LWCPT (Light Weight Cone Penetration Test) と称す）を使用し、今回、探査測線上の LW-8、LW-9 地点と既往 Bor 地点近傍の LW-10 地点で実施した。試験位置は既往調査地点と併せて図-1 に示す。

3. LWCPT 試験の貫入量測定方法

貫入量の測定は、加速度計と磁歪式変位センサーの 2 種類の方法で実施した。加速度計による測定では、打撃時のロッドの加速度が 5000m/s^2 程度³⁾であるため、用いる加速度計の容量は 9800m/s^2 程度となり、重力加速度の 1000 倍である。試験機のアンビルに加速度計を取付けて、先端コーンを鉄板に当てて貫入量 0mm の状態で測定を行ったが変位量が 3～18mm となった。これは出力がわずかにドリフトしていると考えられた。一方、磁歪式センサーでは、変位量が 0.1mm 程度であり、十分に変位計測可能と考えられた⁴⁾。磁歪式変位センサーの外観と原理を図-2、図-3 に示す。

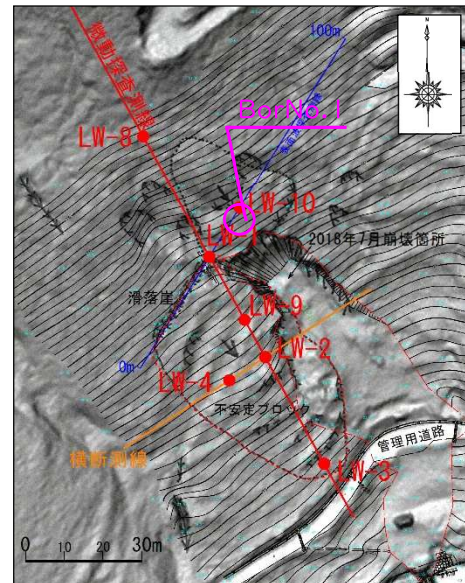


図-1 探査測線および試験位置図

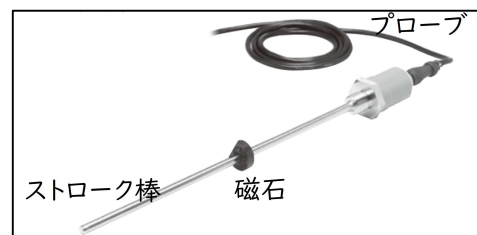


図-2 磁歪式変位センサー

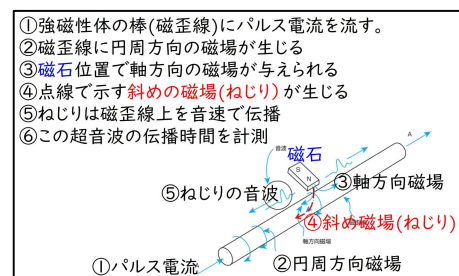


図-3 磁歪式変位センサー原理図

4. LWCPT 試験結果

LWCPT による推定 N 値は、ミニラムと同様に式(1)により算出する⁵⁾。

$$N = N_m / 2 - 0.16 M_v \quad (1)$$

ここで、 N_m は貫入量 20cm 当たりの打撃回数、 M_v (単位 $N \cdot m$) は貫入ロッドのトルクである。

LW-8、LW-9 では、微小貫入量を計測した結果、図-4 に示すように通常の貫入量 20cm 区間内に薄い層が把握できた。最終深度が転石か基盤かの判定は、通常の 20cm 間隔のデータよりデータ数が多いため区別しやすい。今回

は後述図-5 に示す微動探査結果と照合し、最終深度は基盤岩と推定した。

LW-10 においても、図-4 に示すように貫入量 20cm 区間に分布する薄い層を把握した。既往調査ボーリングでは GL-2.1m 以深が風化泥質岩であるが、LWCPT による最終深度は GL-1.5m (推定 N 値 55) であり基盤岩は確認できなかった。

5. S 波速度断面図と LWCPT 試験結果

S 波速度層は、図-5 に示すように地表面から 2~3m 程度に S 波速度が相対的に低い 200~280m/s (以下、低 S 波速度と称す) の箇所が分布する。LW-9 地点では、GL-3m 付近まで推定 N 値 7~21 の礫混じり砂質土層を確認し、低 S 波速度の分布範囲と概ね整合する。

6. まとめと今後の課題

本研究により得られた結論を以下に列挙する。

- (1) ハマー打撃時の微小変位測定は、加速度計は誤差が大きいため磁歪式変位センサーを採用した。
- (2) LWCPT で微小変位を測定した結果、通常の貫入量 20cm 毎の測定ではわからない薄い層を確認した。
- (3) LWCPT と調査ボーリングを照合した結果、最終深度は転石であった (LW-10)。
- (4) 最終深度が転石か基盤岩かの判定は、微小変位量を測定し方が、通常の 20cm 毎の測定よりも評価しやすい。今回は、微動探査結果も踏まえて最終深度が何であるか判定した。

今後、斜面崩壊規模を精度よく推定するに当たり、課題として以下の事項が考えられる。

- (1) 微動探査と LWCPT 結果による 3 次元物性モデルの作成
- (2) 崩壊斜面と潜在崩土分布地を含む 2 つのモデルで 3 次元浸透一応力連成解析を行い、崩壊土砂量を推定
- (3) 浸透流解析の浸透特性は、現地に敷設した地中埋設一体型傾斜・土壌水分センサー測定値から検討

謝辞

本研究は、令和 5 年度本技術研究組合 IMTERA の研究助成を受けました。また、協同組合岡山県土質試験センター西村輝センター長には、試験装置の改良と装着に協力いただきましたことを記して謝意を表します。

(執筆責任者 井上真)

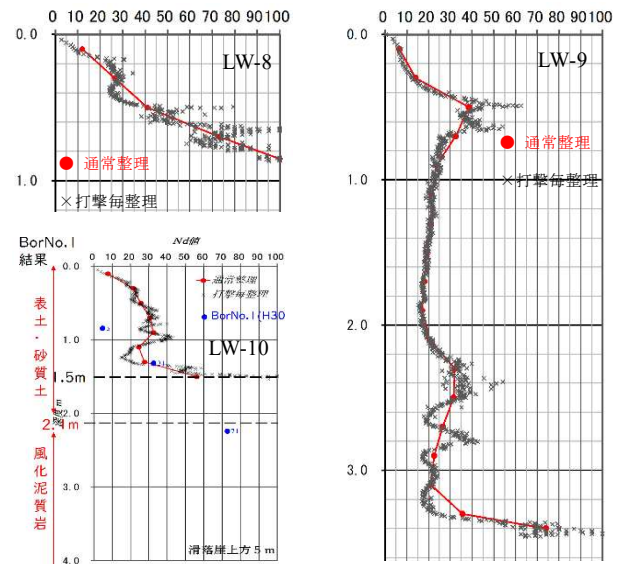


図-4 微小貫入量測定結果(LW-8~10)

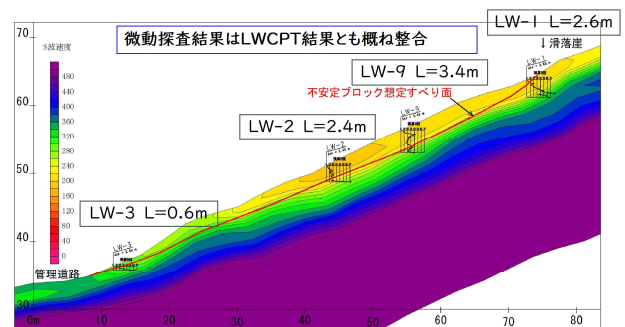


図-5 潜在崩土分布範囲の S 波速度層断面図

参考文献

- 1) 井上真, 山下真司他: 微動探査および軽重量サウンディング試験機を用いた崩壊地の低 S 波速度帯の抽出, 第 58 回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.11-11-3-02, 2023.
- 2) 西垣誠, 井上真: 斜面崩壊規模の予測のための軽重量サウンディング試験機(LWCPT)の開発, 高速道路と自動車, Vol.64, No.11, pp.47-50, 2021.
- 3) 松本樹典, 下野慎也他: 滋賀県守山市における地盤調査一斉試験 (その 8: SPT および各種 DCPT の打撃効率の測定結果), 第 48 回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.185-186, 2013.
- 4) 西村輝, 西村伸一他: 動的コーン貫入試験における打撃毎貫入量計測の有用性について, 第 59 回地盤工学研究発表会発表講演集, p.24-4-2-03, 2024.
- 5) 菅原紀明, 鈴木勝久他: 小型動的貫入試験機の開発とその利用, 全地連・技術フォーラム'97 (名古屋), pp. 461-464, 1997.

3.4 色彩で粘土鉱物分布や強度分布を推定する

1. はじめに

コアの色彩は、含有鉱物の複合的な反射した可視光によって認識されるが、非常に多くの情報を保有している。中島(1994)¹⁾は色彩色差計を用いて岩石等を測定し、 $L^*a^*b^*$ 色座標で数値化し評価解析することを提案した。また、風化の色彩が針鉄鉱 $\text{FeO}(\text{OH})$ の増加が b^* の方向(黄色化)、赤鉄鉱 Fe_2O_3 の増加が a^* 方向(赤色化)に進行することを示した。西山ら(2001)²⁾は、離水年代が判明している段丘の砂岩礫を測定し、風化による色彩進行がまず 15 万年で b^* の方向(黄色化)に進行し、20~40 万年で a^* 方向(赤色化)に進行することを示した。木村ら(2000)³⁾は、1999 年広島災害の崖崩れの規模が、風化進行の程度と相関し、滑落土塊と残留基岩の色彩値とも相関があることを示した。磯野ら(2008)⁴⁾は、コアの色彩と正規化 N 値などを用いた評価点でスベリ面が把握できる可能性を指摘し、横田ら(2006)⁵⁾は色彩と一軸圧縮強度に相関があることを示した。コア色彩研究の多くが、風化と相関のある指標を風化の色彩値で定量化している。ただ、その分野は極めて広い。今回は、泥岩と花崗岩の色彩で把握した鉱物分布と強度分布の事例を報告する。

2. 鉱物分布の事例

2.1 島尻泥岩の鉱物分布と強度分布

岩石の色彩を測定した事例は多いが、個別の鉱物の色彩を測定した事例はほとんどなかった。特に細粒の泥岩の例はなかった。木村ら(2022)⁶⁾は島尻泥岩の顕微鏡写真を拡大して FUSOU 製 PRISMO-MIRAGE 分光測色計を使用して色彩を測定するとともに、Rigaku 製 MiniFlex600 を使用し含有鉱物量を把握し、元素量は Rigaku 製蛍光 X 線分析装置 NEX QC を用いて元素量を把握した。また顕微鏡観察において鈴木ら(2022)⁷⁾は、有孔虫が続成過程で殻は方解石、中身はフランボイダル型黄鉄鉱に変質していることを指摘した。写真-1 は、有孔虫のオープンニコル(偏光板 1 方向)とクロスニコル(偏光板 2 方向)の観察写真で、有孔虫の殻が方解石に変質していることがわかる。写真-2 では、マトリックスが緑のモヤモヤと赤のモヤモヤの鉱物が入り組んで形成されていることが分かるが、黄緑が緑泥石、赤紫がイライトである。この緑泥石・イライトの背後にスメクタイトが分布しているが、鉱物化していないスメクタイトは顕微鏡では観察できない。X 線回折で把握できるのみである。

図-1 は、偏光板なしの顕微鏡写真を更に拡大し、色彩を測定し a^*b^* 座標で示したものである。特徴的なことは、イライト-緑泥石が同じ色彩グループの黄緑側と赤紫側に分布し、共生している状況が反映されていることである。



写真-1 クロスニコル 横幅 0.3 mm

写真-2 オープンニコル 横幅 0.6 mm

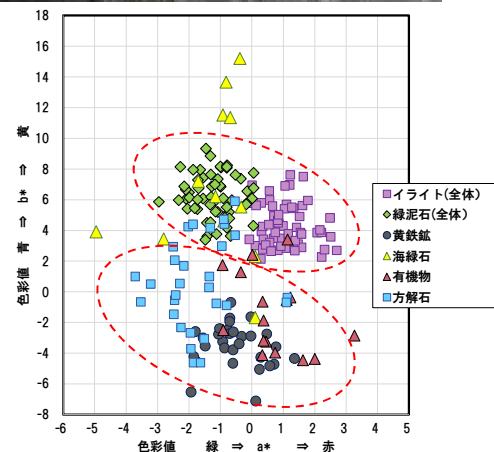


図-1 各鉱物の色彩⁶⁾に加筆

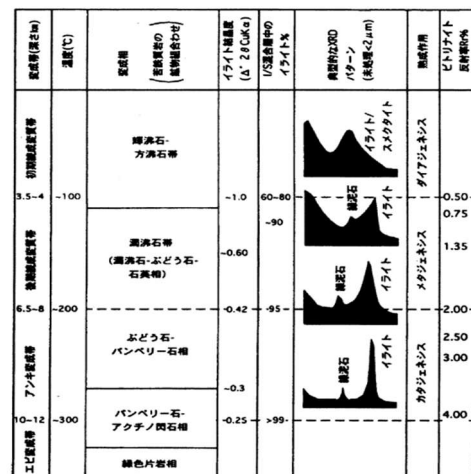


図-2 続成作用-変成作用の区分とイライト結晶度⁸⁾に加筆

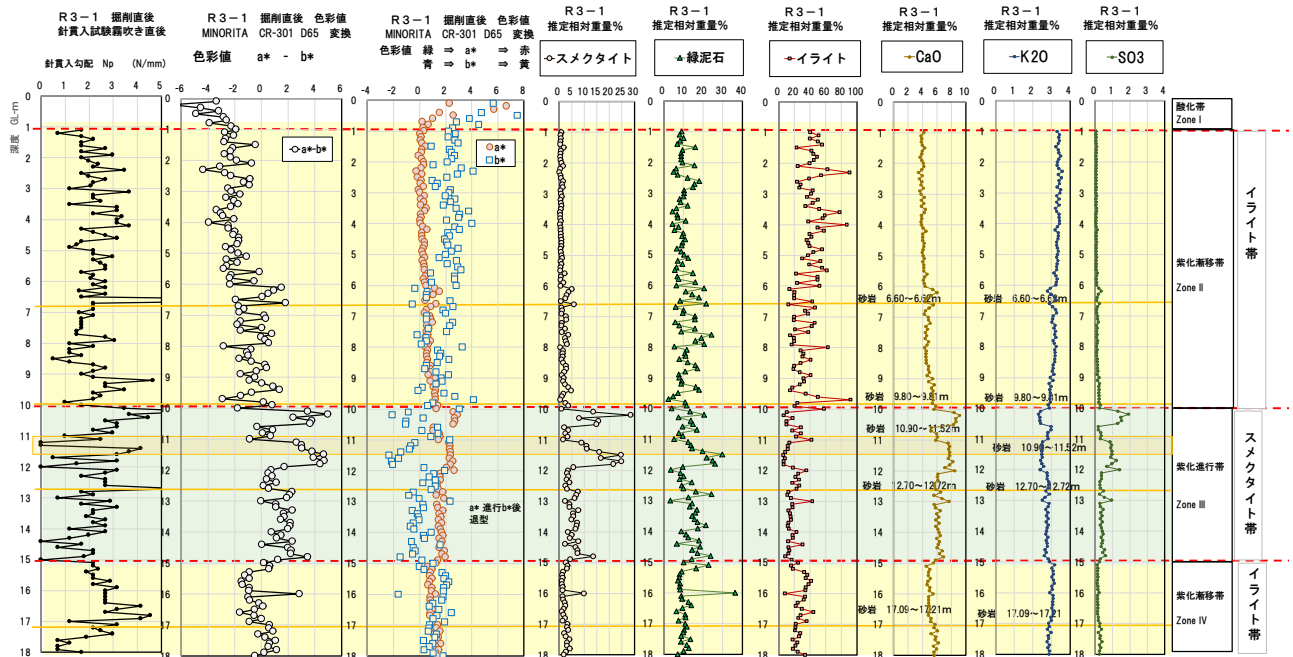
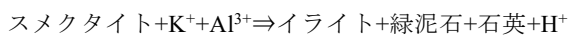
図-3 鉱物含有量およびイオン量の分布図 ⁶⁾ に加筆

図-2 は続成作用の過程で、当初スメクタイトからスメクタイト/イライト混合層鉱物に変質し、その後、緑泥石/イライト混合層鉱物に変質し、その鉱物結晶度が徐々に高くなっていく状況を示している。

続成作用の初期は結晶度の悪い火山ガラスなどからスメクタイトが生成され、次にスメクタイトは下記のように混合層鉱物からイライトと緑泥石に変質する。

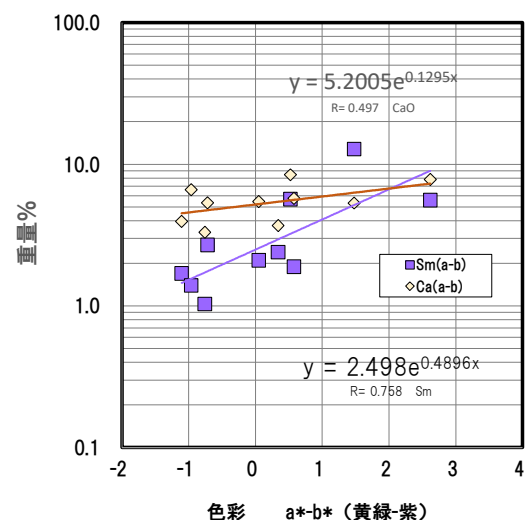


そのイライト化で放出された Na^+ や Ca^{2+} などは方解石形成などに寄与することになる。

また、図-1 で黄鉄鉱と有機物が同じ色彩箇所の分布し、また方解石と黄鉄鉱が同じ色彩グループの黄緑側と赤紫側に分布している点も、同じ有孔虫から形成された色彩グループとしての相関が考えられる。

この対象とした島尻泥岩のコアの色彩分布と針貫入勾配 N_p 分布を図-3 に示す。中間の ZoneIII で紫化 (a^*-b^*) が進行し、針貫入勾配 N_p 値が低い傾向があることが判明した。また、この ZoneIII は微細砂層がしばしば介在し、有孔虫が多く顕微鏡下で観察され、殻はすべて方解石の変化し、中身は黄鉄鉱に変化していた。

この色彩値 (a^*-b^*) と X 線回折によるスメクタイト含有量の相関を図-4 に示した。また同様に色彩値と蛍光 X 線で把握した CaO 重量%との相関も合わせて示した。いずれも色彩値と相関があり、スメクタイトが多い箇所は Ca も多い可能性があることが判明した。つまり、微細砂の多い箇所は有孔虫も多く分布し、その殻は方解石 CaCO_3 に変質している。井上(1990)⁹⁾によれば、 Ca は水合力の強い元素であるのでイライト化を妨げるとされており、イライト化しなかったスメクタイトが多く残留しているスメクタイト帯と続成作用が進行したイライト帯に区分できる可能性が考えられた。

図-4 色彩と鉱物量の相関 ⁶⁾ に加筆

また、各鉱物含有量も元素量も色彩値との相関があり、それぞれの相関式から各鉱物含有量分布図を示したのが図-3 である。各鉱物の増減では ZoneIII(スメクタイト帯)で、スメクタイトや緑泥石が多くなるのに対しイライトが減少する。定方位法 X 線回折では、イライト/スメクタイト混合層鉱物を確認しており、続成作用の過程では高温高压になるほどスメクタイトからイライトへ変質していくと考えられる⁹⁾。また、ZoneIII(スメクタイト帯)では、 CaO と SO_3 が多く K_2O が少ない傾向が認められる。図-5~7 及び図-10~13 に、スメクタイトと各鉱物やイオンとの相関を示し、図 8~9 にイライトとイオンの相関図を示した。スメクタイトに対してほとんどが正の相関を示すが、負の相関を示すのがイライトと K_2O である。

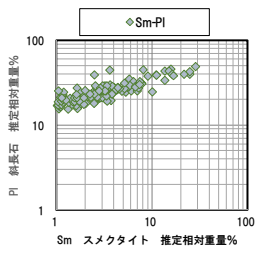


図-5 Sm-Pl 相関図

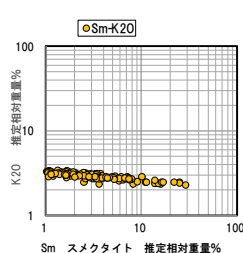
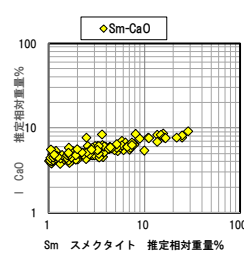
図-6 Sm-K₂O 相関図

図-7 Sm-CaO 相関図

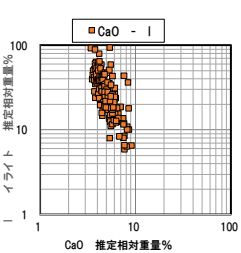


図-8 CaO-I 相関図

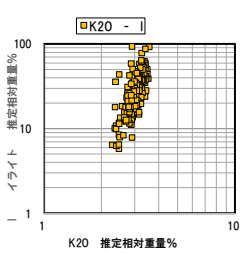
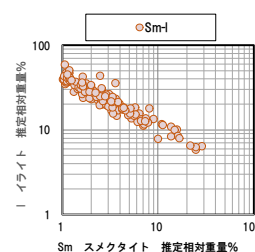
図-9 K₂O-I 相関図

図-10 Sm-I 相関図

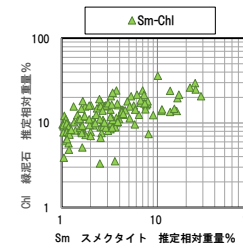


図-11 Sm-Chl 相関図

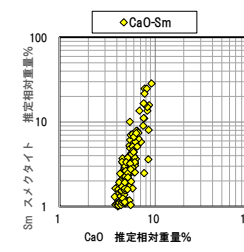


図-12 CaO-Sm 相関図

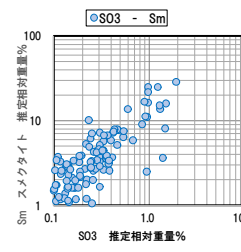
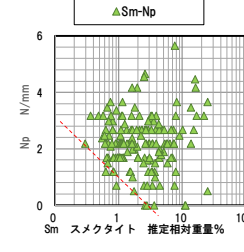
図-13 SO₃-Sm 相関図

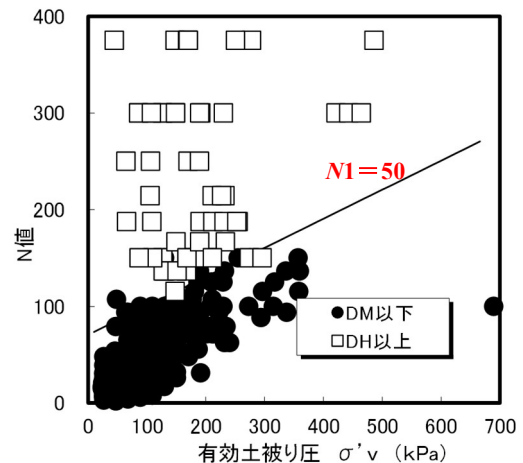
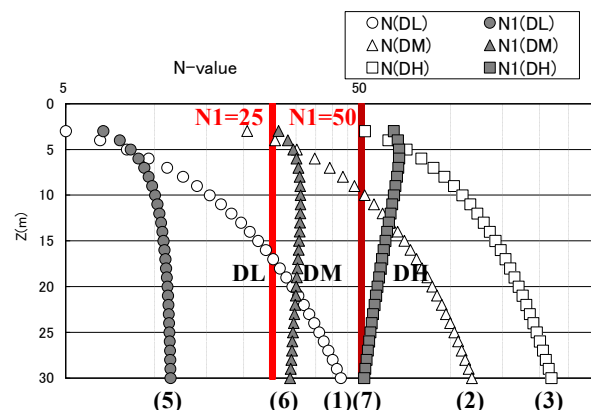
図-14 Sm-Np 相関図

つまり、図-10 のようにスメクタイトが減少すればイライトが増大する。図-8 のように Ca が多ければイライトは減少する。図-13 の S が黄鉄鉱 FeS_2 の S を反映しているとすると、有孔虫の中に多く形成している。そのため、有孔虫が多い箇所、やや砂や有孔虫が多く溜まる箇所では Ca が多くスメクタイトのイライト化が進行しないメカニズムが想定される。つまり島尻泥岩のスメクタイト帯は残留スメクタイト帯で、続成作用から取り残されたゾーンになる。図-3 で示す針貫入試験で $N_p=0$ になる低強度箇所はスメクタイト帯であり、図-14 の最低部分のラインはスメクタイト量が多いほど N_p 値は低い。つまり、やや砂分の多い浅瀬の堆積物が沈降し続成作用を受けた場合、Ca 分が多いためスメクタイト帯からイライト帯に変質せず、残留スメクタイト帯として弱部を内在し、そのような箇所が地すべりを発生させていることが想定される。

2.2 酸性火成岩の鉱物分布と強度分布

花崗岩などの D 級酸性火成岩の風化区分は、定量的区分として本州四国連絡橋公団による研究成果がよく使用されているが、明確な指標はないのが現状である。そのため、吉備高原面の深層風化した D 級酸性火成岩における N 値や色彩・鉱物組成の事例を報告する。

本州四国連絡橋公団(1980)¹⁰⁾によれば、変形係数 E は岩級と深度に依存して式(1)～(3)の相関があるとされている。そこで式(4)式の変形係数 E と N の相関で変換すると、 N 値と深度の相関は式(5)～(7)となる。Meyerhof の修正式(8)で正規化 N 値(N_1)に換算すると、木村ら(2002)¹¹⁾によれば、DH 級は正規化 N 値 $N_1=50$ で区分できるとされている(図-15)。図-16 に示すように本州四国連絡橋公団の N 値分布図も正規化した場合、 $N_1=50$ で DH、半分の $N_1=25$ で DM を区分できる。そこで D 級岩盤の N_1 境界を 25 と 50 と仮定した。

図-15 N 値と有効土被りの $N_1=50$ の境界¹¹⁾に加筆図-16 DL・DM・DH の境界 N_1 ¹²⁾に加筆

$$\text{DL 級: } E=98 \times 12.5Z^{0.93} \quad (1)$$

$$\text{DM 級: } E=98 \times 62.0Z^{0.76} \quad (2)$$

$$\text{DH 級: } E=98 \times 180Z^{0.63} \quad (3)$$

$$E=98 \cdot 7 \cdot N \quad (4)$$

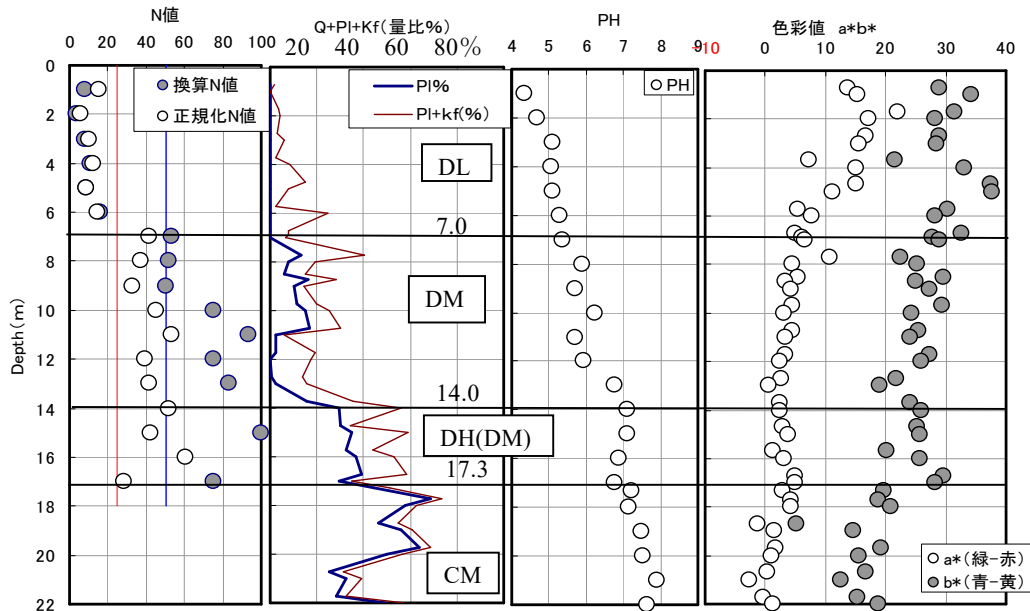


図-16 N 値・鉱物含有量・色彩分布図 12)に加筆

表-1 D 級岩盤指標案 12)に加筆

風化 区分	コア状況 (従来)	Meyerhofに よる正規化 N1	従来の肉眼 鑑定による 鉱物組成	X線回折に よる 鉱物組成	pH区分	色彩a*	色彩b*
DL	粘土状	25未満	カリ長石なし	斜長石なし	5.5未満	5以上	
DM	砂状	25以上	カリ長石の み残留	斜長石消失 度50%以下 に減少	6.5未満		
DH	礫状	50以上	斜長石大半 変質	斜長石大半 残留			20以上

$$\text{DL 級: } N=1.8Z^{0.93} \quad (5)$$

$$\text{DM 級: } N=8.9Z^{0.76} \quad (6)$$

$$\text{DH 級: } N=25.7Z^{0.63} \quad (7)$$

$$N1=(170N)/(70+\sigma'v) \quad (8)$$

E : 変形係数 (kPa) Z : GL-m

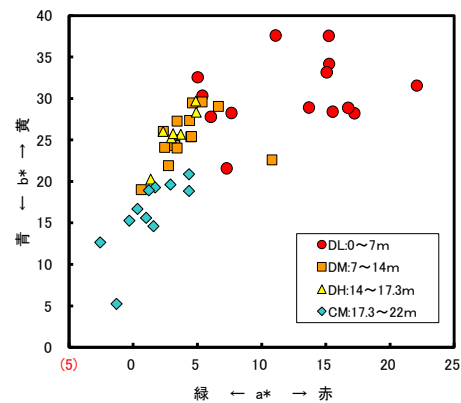
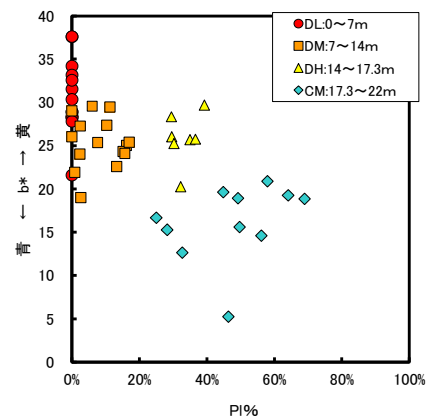
$\sigma'v$: 有効土被り圧(kPa)

N : N 値 $N1$: 正規化 N 値

吉備高原面山頂からのボーリングコア（流紋岩質凝灰岩：中生代白亜紀）を用い，X線回折（不定方位）によるピーク比で鉱物組成の把握を行い，また， pH と色彩色差計による a^*b^* 値を測定し，図-16に示した。

現地の流紋岩類は，酸性火成岩であり石英 Q -カリ長石 Kf -斜長石 Pl の鉱物で95%以上を占める．そのためX線回折によるピーク比を用いてその鉱物構成比を把握した。

また，前述の $N1$ 指標で判断した場合，0～7mまでをDL，7～14mまでをDM，14～17.3mまでをDH（一部DM含む）と判断した．粒子の小さい流紋岩では，肉眼鑑定の鉱物判定は困難であり，また，粒子の大きい花崗岩においても，厳密には斜長石とカリ長石の区分が困難な場合も多い．X線回折では，かなり明確にその量比が判定できるため，従来の判定基準と異なる表-1のような結果となった．つまり，肉眼判定でDLはカリ長石なしであったが，X線回折では残留しており，斜長石がゼロ

図-17 a^*b^* 相関図 12)に加筆図-18 斜長石 Pl 含有量- b^* 相関図 12)に加筆

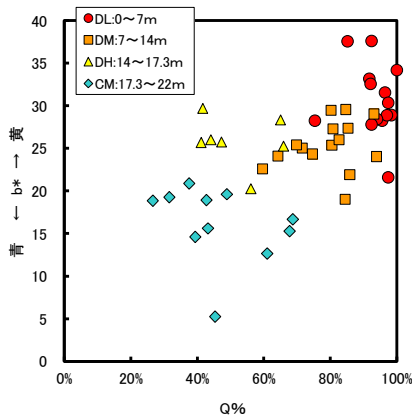


図-19 石英-b*相関図 12)に加筆

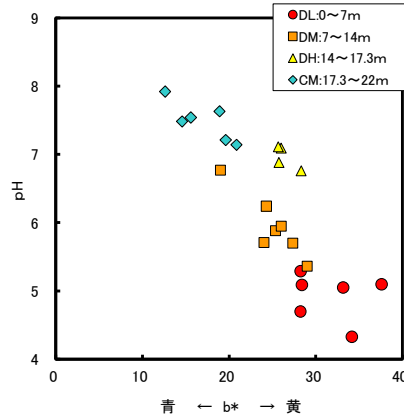


図-20 b*-pH 相関図 12)に加筆

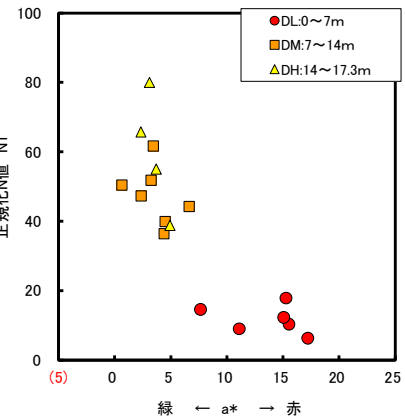


図-21 a*-N1 相関図 12)に加筆

であった。また、DM は肉眼判定で斜長石なしであったが、X 線回折では残留しており、新鮮な岩の含有量の半分程度に消失していた。つまり、見かけより長石類は残留しており、X 線で把握できる斜長石の消失程度で、明瞭に区分できると考えられた。また、この現場では目安としては、 pH は 5.5 と 6.5 で DL と DM の区分、色彩値 a^* は 5 以上で DL の判断基準が考えられた。ただ元岩の組成のバラツキもあるので、表-1 はあくまで目安になる。

図-17 は a^*b^* 相関図で、風化に伴い a^* も b^* も進行していることが分かる。ただ DL の色彩分布と CM の色彩分布は明瞭だが、中間の DM~DH はほぼ同じ色彩領域に分布している。

図-18 は、斜長石と b^* の相関図で、DL は $Pl=0$ となっている。この相関図では、各岩級の分布が分離しており、色彩進行と斜長石消失進行に時差があるためと考えられる。図-19 は石英と b^* の相関図で、斜長石とカリ長石の消失に伴い相対的に石英が増えている状況が反映されている。

図-20 は、 b^* と pH の相関図で、比較的良好な相関がある。

図-21 は、 a^* と正規化 N 値($N1$)の相関で、同様に比較的良好な相関がある。

いずれも、色彩との相関が認められ、評価基準に色彩が応用できる可能性が示唆される。

4. おわりに

色彩は非常に多くの情報と相関を有しており、様々な指標との相関式を得ることが可能である。つまり、色彩測定を密に実施することで、それらの相関式を用いて詳細な指標変化を得ることができる。そのため、今後更に色彩測定の応用技術は進展できると考えられる。

(執筆責任者 木村隆行)

参考文献

- 1) 中島悟：地球色変化—鉄とウランの地球科学—，近未来社，pp.171-207，1994。
- 2) 西山賢一，松倉公憲：四万十帯砂岩の風化，色彩および鉱物化学的性質の変化，地形，第 22 巻，第 1 号，pp.23-42，2001。
- 3) 木村隆行，高田正治，磯野陽子，立住光：残積マサ土の色彩と斜面安定，第 39 回日本地すべり学会研究発表会講演集，pp.309-312，2000。
- 4) 磯野陽子，木村隆行，丹生谷太，玉井克明，酒井俊典：コアの色彩・鉱物・化学的特徴を利用した地すべり評価，地すべり，Vol.45，No.4，pp.61-67，2008。
- 5) 横田修一郎，妹尾大輔，西山賢一：色彩値変化からみた来待石の風化速度，応用地質，第 47 巻，第 4 号，pp.188-195，2006。
- 6) 木村隆行，鈴木茂之，後根裕樹，嶋将志，石川敦代，伊佐真幸，備瀬知康，安里隆：島尻泥岩の色彩特性と鉱物区分，日本応用地質学会令和 4 年度研究発表会講演集，pp.215-216，2022。
- 7) 鈴木茂之，木村隆行，後根裕樹，嶋将志，石川敦代，伊佐真幸，備瀬知康，安里隆，中園幸樹：島尻層群泥岩における粘土鉱物・黄鉄鉱の形成，日本応用地質学会令和 4 年度研究発表会講演集，pp.213-214，2022。
- 8) 吉村尚久：一粘土基礎講座 I—続成作用と粘土鉱物，粘土科学，第 42 巻，第 3 号，pp.167-173，2003。
- 9) 井上厚行：スメクタイトからイライトの生成機構，鉱物学雑誌，第 19 巻，pp.53-61，1990。
- 10) 本州四国連絡橋公団：風化花崗岩の支持特性判定要領(案)，pp.106，1980。
- 11) 木村隆行，高田正治：拘束圧の影響を考慮した残積土の N 値の評価，平成 14 年度日本応用地質学会研究発表会，pp.275-278，2002。
- 12) 木村隆行，高田正治，磯野陽子：D 級酸性化成岩の風化区分，第 48 回地盤工学研究発表会，pp.631-632，2013。

3.5 地層から地震・津波現象を推定する

1. はじめに

プレートの沈み込み帯では周期的に巨大地震およびそれに伴う津波が発生している。繰り返し発生する地震・津波の中にはより巨大で再来周期の長いもの（スーパーサイクル）があることも知られるようになってきた¹⁾。このような知見の多くは津波堆積物の研究から得られている²⁾。

しかしながら生じる最大クラスの地震はどの程度であるのか、あるいは超長期の周期で発生する超巨大地震といったものがあるのか、等ことについては、通常の津波堆積物研究では答えることが難しい。なぜなら、ほとんどの場合、津波堆積物の研究は完新世の地層を対象としているからである。

本報告の目的は、100 万年程度にわたって形成された漸深海成の堆積岩から津波堆積物を同定し、その規模を津波の数値計算に基づいて推定することである。

2. 調査位置および地質概要

2.1 調査位置

本研究は愛知県にある知多半島南端部付近に分布する中新統師崎層群を対象として行った（図-1）。愛知県を含む東海地域では同時代の堆積岩類、火成岩類が広く分布している。それゆえ、この地域では、当時の海陸分布等が復元されている。

2.2 地質概要

師崎層群は前期中新世の堆積岩類である。知多半島南部および日間賀島、佐久島に分布している³⁾。堆積年代としては 18～16Ma とされている⁴⁾。本層群の層厚は 1000m を超えている⁵⁾。本層群は 4 累層に分けられており、下位より日間賀累層、豊浜累層、山海累層、内海累層に区分される（図-2）。堆積環境は、日間賀累層は主に浅海成、豊浜累層、山海累層、内海累層は上部漸深海成（水深数 100m 程度）である。

本報告の対象は師崎層群の豊浜累層および山海累層である。これらの 2 累層は知多半島の南部に、概ね北西向きに緩く傾斜して分布する。そのため、知多半島南端の海岸線に沿って、これらの 2 累層が良好な状態で広く露岩している。

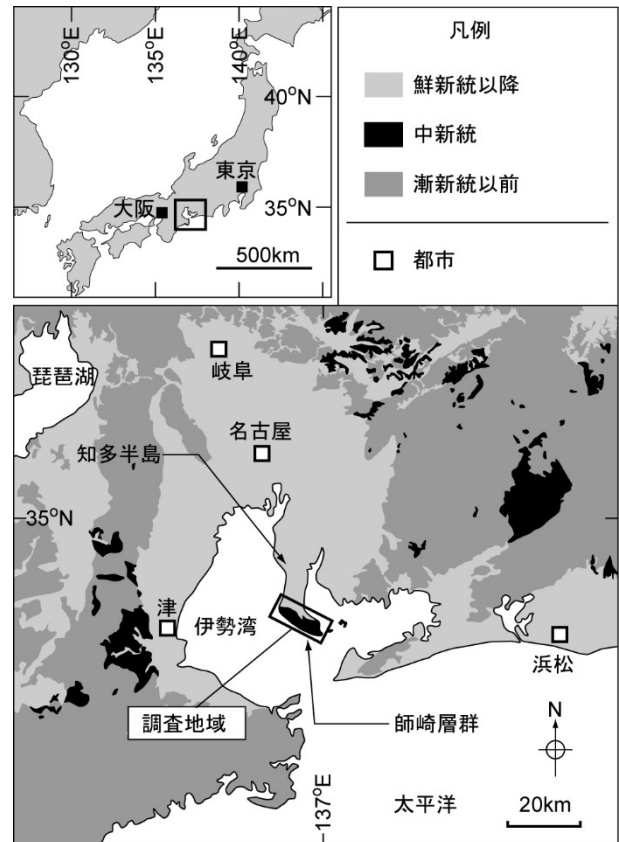


図-1 調査位置図

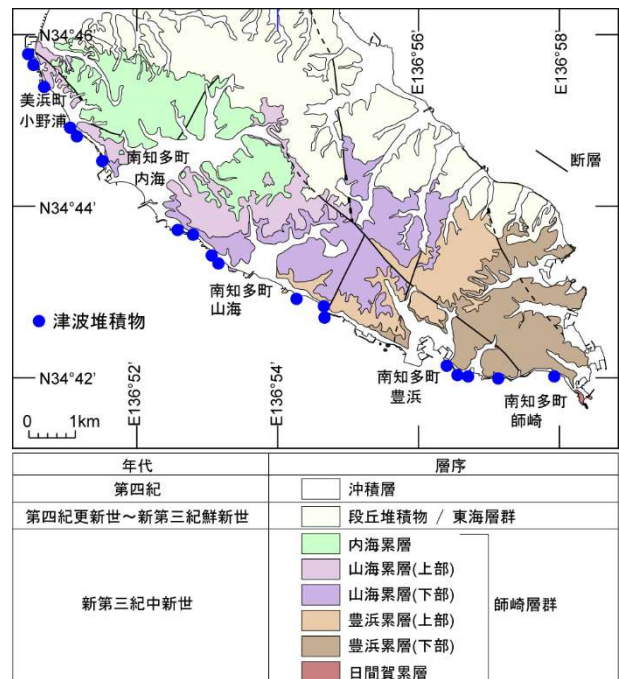


図-2 師崎層群の地質図（この図には津波堆積物と同定された地層の位置も示している）

3. 津波堆積物

3.1 海成堆積物中のイベント層

本報告の対象である師崎層群の豊浜累層・山海累層は砂岩泥岩互層からなる(図-3)。10cm程度～1m程度の厚さの泥岩層に砂岩層が挟まっている。砂岩層は何らかの要因(地震、嵐、洪水等)によって浅海域から運搬され、堆積したものであり、イベント層とも呼ばれる。

イベント層の多くは単層で、一般的にタービダイトと呼ばれるものであるが、一部のイベント層は複数のレイヤーからなる。図-3に示した区間では、最上部に複数レイヤーイベント層がある。その下位は単層のイベント層(タービダイト)を挟む砂岩泥岩互層が分布する。

本報告で津波堆積物と同定したイベント層は、いずれも複数レイヤーイベント層である。



図-3 砂岩泥岩互層の例
(最上部に複数レイヤーのイベント層が分布する)

3.2 津波堆積物の同定根拠

複数レイヤーのイベント層の中には、同一イベント層内で反対向きを古流向を示すレイヤーが含まれるものがある(図-4)。また、複数レイヤーのイベント層の中には、波浪によって形成される堆積構造(ハンモック状斜交層理、ウェーブリップル)が含まれるものもある(図-5)。

一般に古流向の反転が見られるのは、海浜域に形成される潮汐堆積物である。また、波浪堆積構造が見られるのは Storm wave base より浅い場(およそ 200m 以浅)で形成される堆積物である(図-6)。

しかしながら、本報告の対象である師崎層群の豊浜累層および山海累層の堆積環境は上部漸深海域(水深数 100m 程度)であることが判明している。このような水深の深いところで流れの反転や波浪堆積構造を形成する要因としては、津波とするのが妥当である。津波であれば、数 10km から数 100km の波長をもつため、深海であっても極浅水波として振る舞うが、他にそのような波を

生じさせる要因は考え難いからである。

よって、複数レイヤーのイベント層のうち、イベント層内に反対向きを古流向を示すレイヤーが含まれるもの、あるいは波浪によって形成される堆積構造を示すものを津波堆積物として同定した。現時点で津波堆積物とした層の分布を図-2に示している。

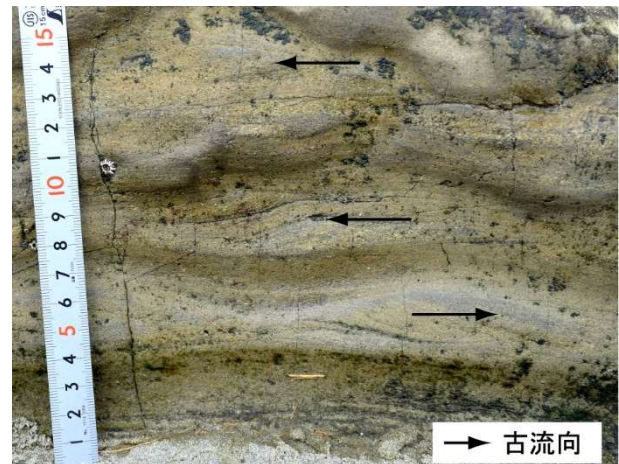


図-4 イベント層内で古流向が反転している例

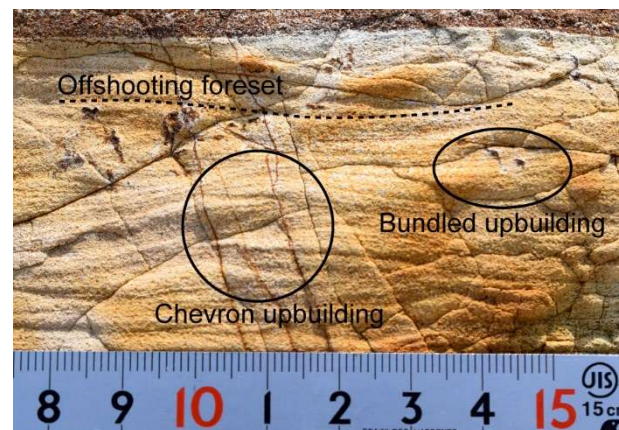


図-5 イベント層内に見られる波浪堆積構造の例
(この写真はウェーブリップル)

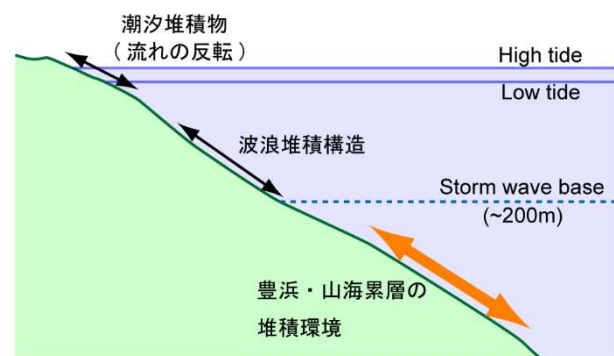


図-6 同定根拠となった堆積構造が一般に分布する堆積環境と豊浜・山海累層の堆積環境との比較

3.3 検討対象とした津波堆積物

現時点ではおよそ 20 層の津波堆積物が識別されている (図-2 参照). これらについて層厚と最大粒径との関係を見ると, 概ね, 層が厚いほど最大粒径が大きくなる傾向がみられる (図-7). そこで, 厚く粗粒なもの (津波堆積物 A) と薄く細粒なもの (津波堆積物 B) とを選び検討対象とした (図-7).

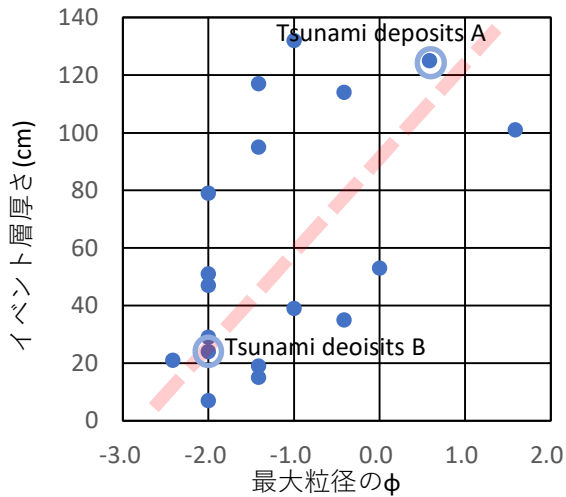


図-7 津波堆積物の最大粒径と層厚との関係
(φはウェントワースの粒度区分で用いられるもの)

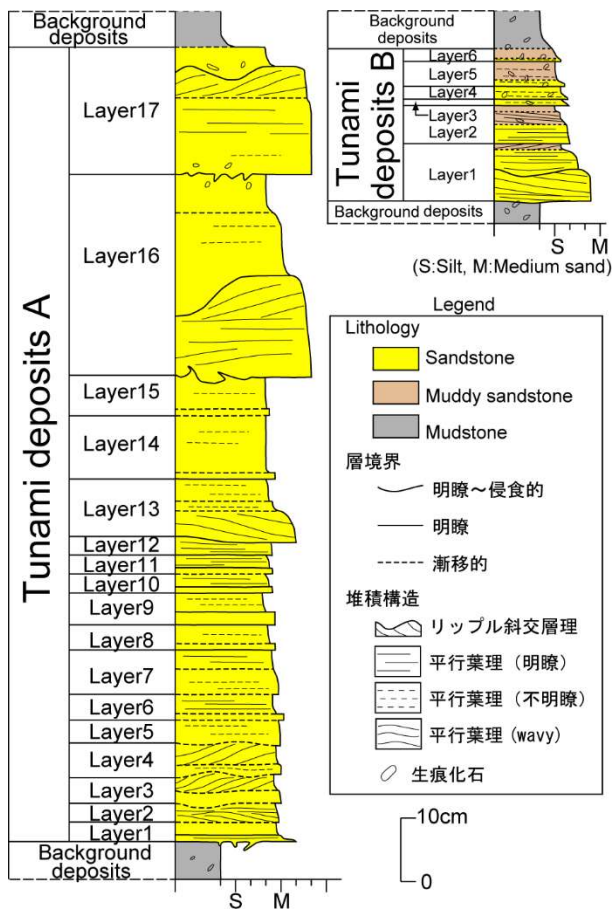


図-8 検討対象とした津波堆積物の柱状図

4. 津波の数値計算

4.1 計算手法

本報告では沖合に堆積した津波堆積物を対象としている. それゆえ, 津波の数値計算においても沖合の流れ (流速・流向) に焦点をあてる. よって, 津波の支配方程式には線型浅水方程式を採用し, 遡上計算はせず, 津波は海岸で全反射するものとした.

用いた支配方程式は以下ようになる.

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0$$

$$\frac{\partial M}{\partial t} + gD \frac{\partial \eta}{\partial x} = 0, \quad \frac{\partial N}{\partial t} + gD \frac{\partial \eta}{\partial y} = 0$$

ただし, η : 静水面からの水位

M, N : x 軸/y 軸方向の単位幅当たりの流量

D : 全水深 (静水深+水位)

である.

4.2 地形の推定

海岸線および海岸線付近の海底地形については柴田・糸魚川(1989)⁶⁾を参照して設定した. また, 師崎層群堆積時 (18~17Ma) では日本海は拡大が続いており, 沖合ではプレート配置が現在とは異なっていたと考えられている. ここでは高橋 (2017)⁷⁾に基づいて設定した.



図-9 師崎層群堆積時の古地理図

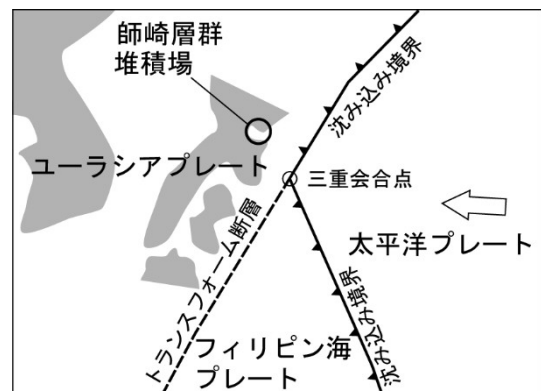


図-10 師崎層群堆積時のプレート配置

4.3 計算領域

計算領域は 600km×600km の矩形領域とした。格子間隔は 500m とした。

計算領域内の海底地形については、前節の内容を考慮し、かつ現在の海底地形を参考に設定した (図-11)。

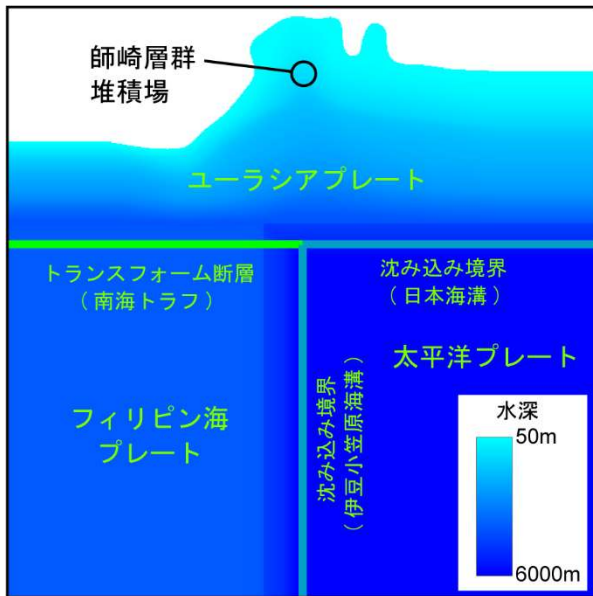


図-11 計算領域

4.4 波源域および初期波形

本報告では師崎層群の堆積場の前面にある沈み込み境界 (日本海溝) を波源域とする地震・津波を検討する (図-12)。

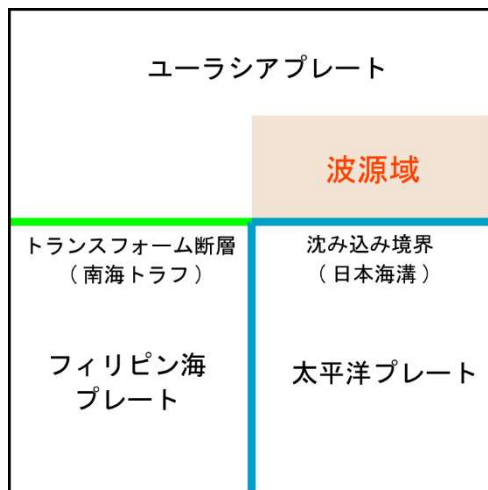


図-12 波源域

計算・検討する地震の規模については M9 クラス, M9.5 クラス, M10 クラスの 3 通りとした。各クラスにおける初期波形については Okada(1985)⁸⁾に基づいて計算した (図-13)。

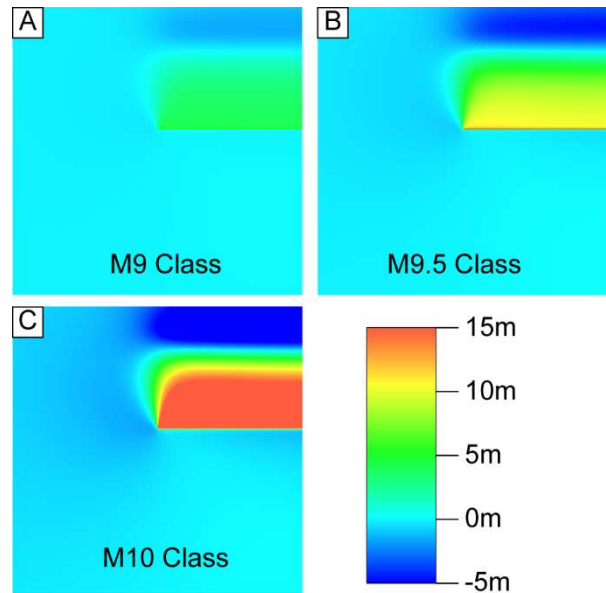


図-13 初期波形

4.5 計算結果

師崎層群堆積場における、各クラスの流速値の変化を図-14 に示す。なお、流速値 (Speed) は、x 方向, y 方向の流量 M, N, 速度 u, v, および全水深 D を用いて

$$u = \frac{M}{D}, \quad v = \frac{N}{D}$$

$$Speed = \sqrt{u^2 + v^2} = \frac{\sqrt{M^2 + N^2}}{D}$$

から算出した。

いずれのクラスでも流速の変化の傾向は類似している。ただし流速の最大値は M9 クラスで 0.4m/s 程度, M9.5 クラスで 1m/s 程度, M10 クラスで 2m/s 程度である。いずれのクラスでも最大値級のピークが 2 つ現れていることがわかる。

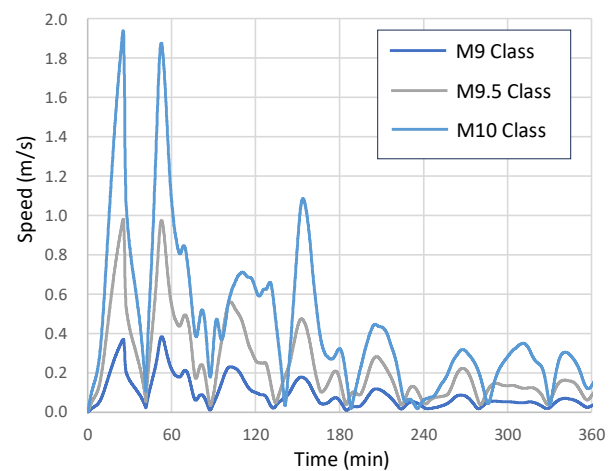


図-14 師崎層群堆積場における津波の流速値

次に流れの向きの変化を図-15 に示す。なお、流れの向き (Direction) は、上記の速度 u, v を用いて $u > 0$ のとき $Direction = \arctan(v/u)$

ただし $-90^{\circ} < \text{Direction} < 90^{\circ}$

$u < 0, v > 0$ のとき $\text{Direction} = \arctan(v/u)$

ただし $90^{\circ} < \text{Direction} < 180^{\circ}$

$u < 0, v < 0$ のとき $\text{Direction} = \arctan(v/u)$

ただし $-180^{\circ} < \text{Direction} < -90^{\circ}$

とした。

流れの向きの傾向はいずれのクラスでも類似している。陸に向かう流れが続いた後、海側へ向かう流れ、陸側に向かう流れが繰り返し現れる。

図-14 も考慮すれば、最初に陸側への最大級の流れがあり、その後向きを海側に変えて、再び最大級の流れが生じていることが読み取れる。

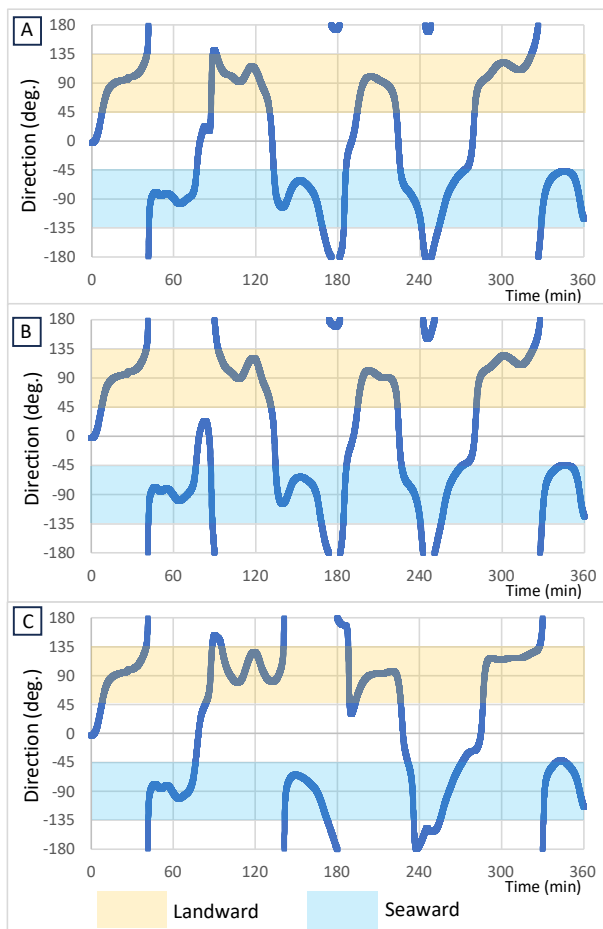


図-15 師崎層群堆積場における津波の流れの向き
(A : M9 クラス, B : M9.5 クラス, C : M10 クラス)

5. 検討

津波堆積物 B については、最大粒径は細粒砂～中粒砂であり、その部分はリップル斜交層理となっている（図-8）の Tsunami deposits B, Layer 1 参照）。最も流れが強いと考えられる部分が、このような粒度と堆積構造となっていることは、津波堆積物 B が M9 クラスの津波によって形成されたことを示唆している（図-16 の赤色破線の部分）。

一方、津波堆積物 A では、最大粒径は極粗粒砂であり、その部分は Dunes～平行葉理となっている（図 3.6 の Tsunami deposits A, Layer 16-17 参照）。最も流れが強いと考えられる部分が、このような粒度と堆積構造となっていることは、津波堆積物 A が M9.5 クラスないし M10 にかなり近いクラスの津波によって形成されたことを示唆している（図 5.1 の青色破線の部分）。

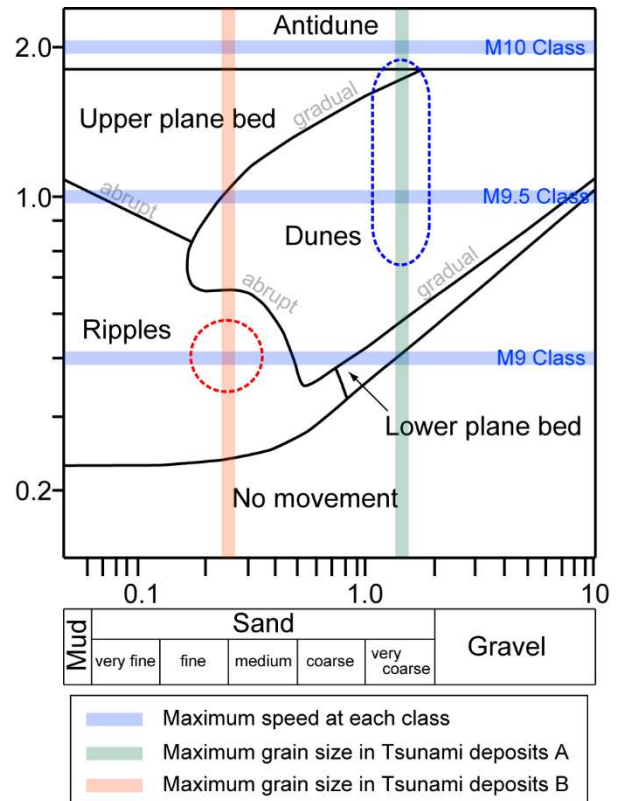


図-16 津波堆積物 A,B の最大粒径、津波の最大流速
(Boguchwal and Southard(1989)⁹⁾ を元に作成)

6. まとめ

- (1) 師崎層群の山海累層・豊浜累層のイベント層には津波堆積物と同定できる層が多数、分布する。同定あたることは、上部漸深海では津波でなければ形成されないような特徴（イベント層内での流れの反転、波浪堆積構造）を用いた。
- (2) 津波堆積物から代表的な 2 層（粗粒で厚いもの：津波堆積物 A、細粒で薄いもの：津波堆積物 B）を選び、どの程度の規模の地震・津波であれば形成されるかを、津波の数値計算に基づいて推定した。津波堆積物 A は M9.5（～M10）クラス、津波堆積物 B は M9 クラスの地震・津波によって形成されたことが示唆された。

（執筆責任者 橘 徹）

参考文献

- 1) Satake, K. and Atwater, B. F.: Long-Term Perspectives on Giant Earthquakes and Tsunamis at Subduction Zones, *Annu. Rev. Earth Planet. Sci.*, Vol.35, pp.349-74, 2007.
- 2) Komatsubara, J. and Fujiwara, O.: Overview of Holocene Tsunami Deposits along the Nankai, Suruga, and Sagami Troughs, Southwest Japan, *Pure appl. geophys.* Vol.164, pp.493-507, 2007.
- 3) 柴田博：知多半島地域一師崎層群，日本の地質『中部地方Ⅱ』，共立出版， p.125-126， 1988.
- 4) 星博幸：中新世における西南日本の時計回り回転，地質学雑誌， Vol.124(9)， pp.675-691， 2018.
- 5) 近藤善教，木村一朗：師崎地域の地質，地域地質研究報告，5 万分の 1 地質図幅，地質調査所，1987.
- 6) 柴田博，糸魚川淳二：瀬戸内区と古瀬戸内海，アーバンクボタ， Vol.28， pp.2-9， 1989.
- 7) 高橋雅紀：東西日本の地質学的境界【第九話】幻の利根川構造線，GSJ 地質ニュース， Vol.6(8)， pp.251-260， 2017.
- 8) Okada, Y.: Surface deformation due to shear and tensile faults in a half-space, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.75, No.4, pp.1135-1154, 1985.
- 9) Boguchwal, L.A., Southard, J.B.: Bed configurations in steady unidirectional water flows. Part1. Scale model study using fine sands. *Journal of Sedimentary Research* 60, 649-657, 1989.

3.6 物理特性による透水係数の推定(山口を例として)

1. はじめに

地盤に関する調査・設計等の実務においては、使用する土質定数の妥当性を十分検討したうえで採用する必要がある。

本報告では、山口県内の地盤における透水係数について、既往の室内土質試験結果及び現場透水試験結果をもとに検討・評価を行った。

2. 物理特性値について

今回の検討・評価に使用した試験データは、弊社で実施した国土交通省、山口県、周南市ほかの市町村、民間の業務で得られたものであり、現場透水試験に合わせて室内土質試験が実施されたものを採用した。

今回対象とする地盤は沖積層とし、盛土・埋土等の人口地盤や洪積層、風化基盤岩等は対象外とした。

なお、試験データは、個々に調査目的・試験内容等が異なるため、評価項目毎にデータの個数が不統一であるが、可能なデータはすべて使用した。

土の粒度特性を把握するために、土質別の平均粒径加積曲線を整理し、図-1に示す。

使用したデータは礫質土 33 試料、砂質土 47 試料、粘性土 1 試料となっている。現場透水試験を実施した地盤が対象のため、粘性土は実施数が少ない状況となっている。

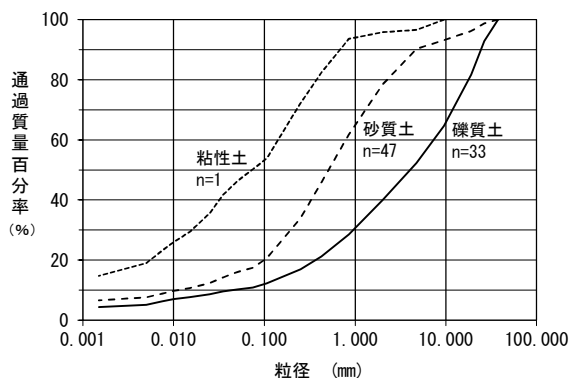


図-1 土質別の平均粒形加積曲線

次に、自然含水比 W_n と N 値の関係を整理し、図-2に示す。礫質土の平均自然含水比 W_n は 10.9%，砂質土は 20.8%，粘性土は 37.6%となっており、粒径が大きい土ほど、小さな含水比を示す一方で高い N 値を示す傾向となっている。

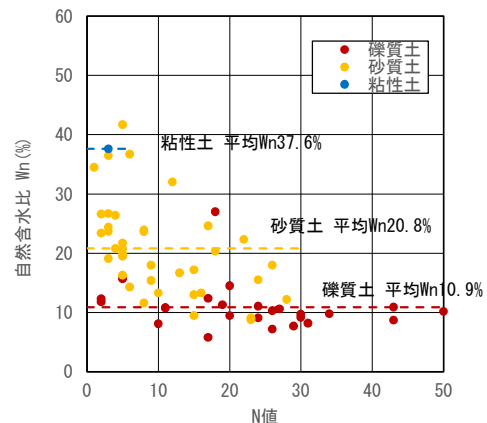


図-2 N 値と自然含水比 W_n の関係

3. 透水係数について

ここでは、Creager による実験値 k_r をもとにした近似式の評価・検討を行う。Creager により示された表をもとにした D_{20} 粒径と透水係数 k の関係を近似式として表すと、 $k=0.34(D_{20})^{2.2954}$ で近似できる(以下、Creager の式という)。

図-3 に Creager の式で推定した透水係数と現場透水試験による透水係数の関係を土質で区分して示す。

全体的に粒径が大きくなるにつれて高い透水係数を示す傾向にある。なお、図中には全データに対する近似線を示しているが、透水係数 10^{-5} m/s 付近においてよい相関を示しており、 10^{-5} m/s より大きい場合は現場透水試験値より推定透水係数が大きくなる傾向が、 10^{-5} m/s より小さい場合は小さくなる傾向にあることがわかる。

また、図中には、推定値と試験結果が同じとなる 1:1 のラインを実線で、上下 1 オーダー異なった場合のラインを点線で示しているが、上下 1 オーダー内に含まれるデータの割合は全体で 61%であった。

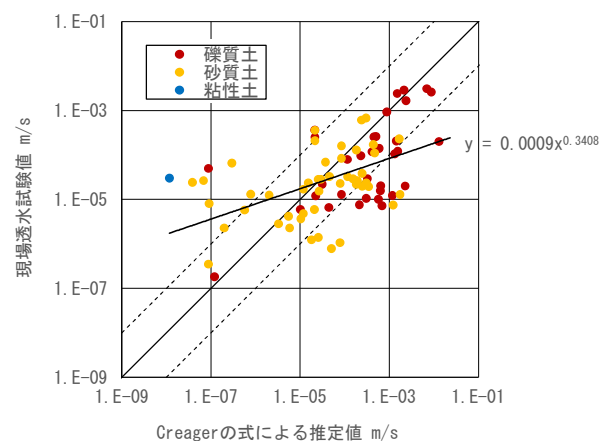


図-3 Creager と現場透水試験値の関係(土質)

土質による区分では、礫質土が 58%, 砂質土が 64%, 粘性土が 0%(データが少ないため参考値)となっており、砂質土の相関がやや高い結果となった。また、礫質土は 10^{-5} m/s より大きい透水係数を示すことが多いため、推定透水係数が大きくなる傾向にあることがわかった。

次に、透水係数は同じ土質試料を用いた場合でも物理特性値によって異なる値を示すことから、今回の室内土質試験項目から N 値と自然含水比について区分を行い、検討を行った。

図-4 に推定透水係数と現場透水試験値の関係を N 値で区分して示す。

図より、全体的に N 値が高くなるにつれて高い透水係数を示す傾向にある。上下 1 オーダー内に含まれるデータの割合は全体の 61%に対して、 $0 < N \leq 10$ が 55%, $10 < N \leq 30$ が 68%, $30 < N$ が 56%となり、 $10 < N \leq 30$ の相関がやや高い結果となった。

分布の偏りについては $10 < N \leq 30$ と $30 < N$ の場合には 10^{-5} m/s より大きい透水係数を示すことが多いため推定透水係数が現場透水試験値よりもやや大きくなる傾向が認められた。

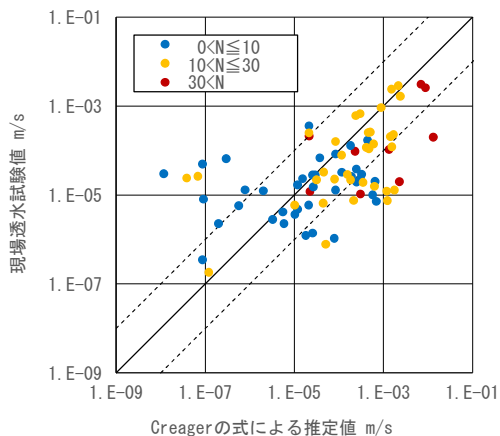


図-4 Creager と現場透水試験値の関係(N 値)

同様に、図-5 に推定透水係数と現場透水試験値の関係を自然含水比 W_n で区分して示す。

図より、全体的に自然含水比 W_n が低くなるにつれて高い透水係数を示す傾向にある。上下 1 オーダー内に含まれるデータの割合は全体の 61%に対して、 $0\% < W_n \leq 15\%$ が 69%, $15\% < W_n \leq 30\%$ が 69%, $30\% < W_n$ が 17%となり、 $30\% < W_n$ の場合には相関が低い結果となった。

分布の偏りについては $0\% < W_n \leq 15\%$ の場合には 10^{-5} m/s より大きい透水係数を示すことが多いため推定透水係数が現場透水試験値よりもやや大きくなる傾向が、 $30\% < W_n$ の場合には 10^{-5} m/s より小さい透水係数を示すことが多いため推定透水係数が小さくなる傾向が認められた。

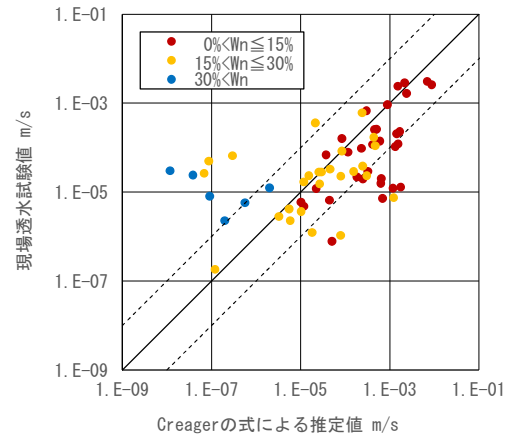


図-5 Creager と現場透水試験値の関係(自然含水比)

4. まとめ

Creager の式で推定した透水係数と現場透水試験による透水係数の関係を、土質区分、N 値、自然含水比に着目して行った。

傾向としては、粒径が大きくなるほど、N 値が高くなるほど、自然含水比 W_n が低くほど透水係数が高くなり、推定透水係数が 10^{-5} m/s より大きい場合は現場透水試験値よりも大きくなる傾向にあり、推定透水係数が 10^{-5} m/s より小さい場合には現場透水試験値よりも小さくなる傾向にあることがわかった。

比較的高い相関を示したのは、土質については砂質土、N 値については $10 < N \leq 30$ 、含水比については $0\% < W_n \leq 30\%$ の範囲であった。

以上のことより、地盤に関する調査・設計等の実務においては、Creager の式で透水係数を推定した際に 10^{-5} m/s から離れた値が得られた場合には、実際の透水係数から乖離した値である可能性を考慮したうえで採用の可否を検討する必要がある。

(執筆責任者 麻生健介)

参考文献

- 1) Creager, WP., J.D. Justin and J. Hind : Chap.16 Soil tests and their utilization, Engineering for Dams, Vol. III, Earth, Rock-fill, Steel and Timber dams, John Wiley & Sons, pp.645-654, 1944.

3.7 弾性波速度などによる透水係数の推定（花崗岩の場合）

1. はじめに

花崗岩の各岩級の間隙率 n については、本州四国連絡橋公団(1980)¹⁾にまとめられ、図-1 のような関係が示されている。ただ、強度は間隙率 n と相関があると考えられるが、透水係数は有効間隙率 n_e との相関になるので、山本(1983)²⁾による土質による比産出率(=有効間隙率)を参考として修正したのが図-2 になる。堆積土と風化土は必ずしも同等ではないが、近似すると仮定し DH 礫状、DM 砂状、DL シルト状という土質変化に対応させて設定した。その結果、不圧地下水では DM 級が最も高い有効間隙率になった。

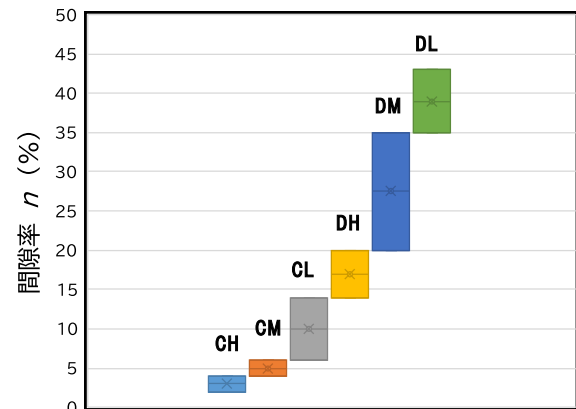


図-1 岩級と間隙率の関係 1)に加筆

2. 各指標と透水係数の相関

2.1. 有効間隙率と透水係数の相関

F.A.ドミニコら(1995)³⁾によれば、図-3 に示すように割れ目が平行に分布している場合の岩盤の透水係数は、割れ目密度と開口幅と相関あることを示している。澤田ら(2007)⁴⁾によると、亀裂が平行かつ等間隔に均質に分布していると仮定した場合、水理学的有効間隙率 n_e は式(1)で求めることができるとしている。その相関に当てはめると式(2)～(5)が得られる。その亀裂間隔を 20000 本/m まで微小にした場合、つまり鉱物粒子程度の 0.05 mm の間隔とした場合にデータに近似したのが式(5)になる。また、澤田ら(2007)⁴⁾によると、平行亀裂岩盤をモデルとしたトレーサー試験により、Rhén,I.ら(1997)⁵⁾の式(6)(7)を示している。また、小鯛(1984)⁶⁾は、結晶岩(crystalline rocks)の透水係数と間隙率の相関を帯状分布図で示し、その近似式は式(8)になる。渡辺(1984)⁷⁾は、微小亀裂の発達した花崗岩試料を用いて透水試験を実施し、式(9)(10)を得ている。

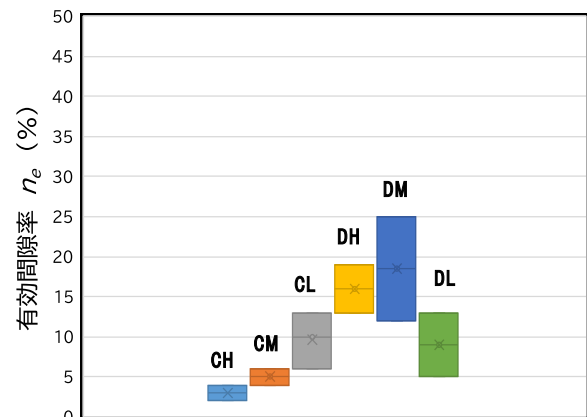


図-2 岩級と有効間隙率の関係 1)2)に加筆

$$n_e = b/e_T \quad (1)$$

$$k = 800000n_e^3 \quad (\text{亀裂間隔 1 本/m}) \quad (2)$$

$$k = 8000n_e^3 \quad (\text{亀裂間隔 10 本/m}) \quad (3)$$

$$k = 80n_e^3 \quad (\text{亀裂間隔 100 本/m}) \quad (4)$$

$$k = 0.001n_e^3 \quad (\text{亀裂間隔 20000 本/m}) \quad (5)$$

$$n_e = 34.87k^{0.753} \quad (6)$$

$$k = 0.0089n_e^{1.328} \quad (7)$$

$$\log k = ((\log 100n_e - 4.87) \pm 0.51) / 0.60 \quad (8)$$

$$k = 8.45E-12(100n_e)^6 \quad (n_e < 0.05) \quad (9)$$

$$k = 1.10E-9(100n_e)^3 \quad (n_e \geq 0.05) \quad (10)$$

n_e : 有効間隙率, b : 亀裂の開口幅(m)

e_T : 亀裂の平均間隔(m), 透水係数 k (m/s)

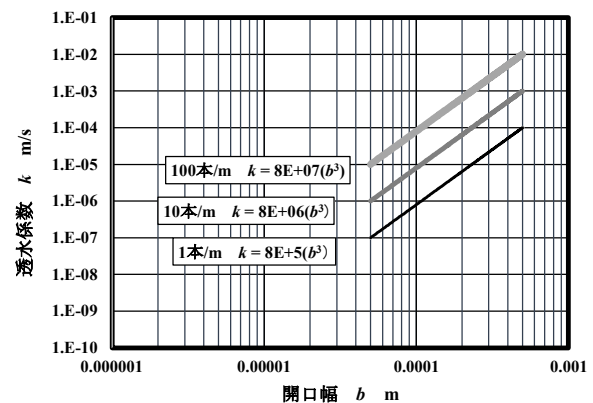
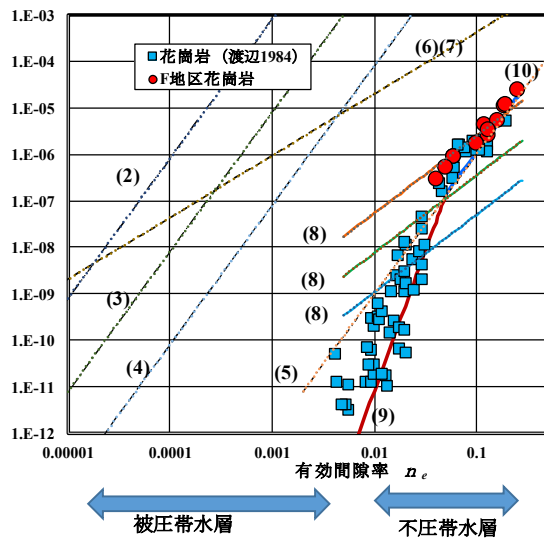


図-3 開口幅と透水係数の相関図 3)に加筆

これらの式を全部示すと図-4 のようになる。また、F 地区花崗岩の透水係数と渡辺(1984)⁷⁾の花崗岩のデータを合わせて示した。図-4 では式(2)～(4)と(6)(7)の分布が、今回の花崗岩データと異なることが分かる。山本(1983)³⁾によれば揚水試験で求められる貯留係数 S は不圧地下水では有効間隙率に等しく、被圧地下水では帯水層の圧縮率であり、不圧地下水では 0.05～0.4, 被圧地下水では 0.005～0.00005 の間を示すことを指摘している。

図-4 有効間隙率 n_e と透水係数 k の相関

つまり、式 (2)~(4) と (6)(7) の分布は、深部の亀裂岩盤を対象とした被圧帯水層で議論されている結果と考えられ、不圧帯水層の D~CM 級花崗岩には使用できないと考えられる。

ここで渡辺(1984)⁷⁾の花崗岩とF地区花崗岩のデータを変化点の7%を閾値として相関式を求めたものが図-5である。図-5では7.5%未満で式(11)、7.5% \geq で式(12)が得られた。

$$k=0.1658n_e^{4.6814} \quad (n_e < 0.075) \quad (11)$$

$$k=0.0003n_e^{2.2415} \quad (n_e \geq 0.075) \quad (12)$$

ここで、図-5の各岩級の有効間隙率に対応させて式(11)(12)で透水係数を得た分布図を、図-6および表-1、表-3に示した。表-1は花崗岩の各岩級における透水係数の一般値を提案するものである。

2.2 弾性波速度と透水係数

表-3に示す孔内弾性波速度 V_{ps} (km/s)はボアホールでの地山弾性波速度であり、露頭での緩んだ状況の弾性波速度と異なり、弾性波探査で把握される速度に等しいと考えられる。ここで、その地山弾性波速度と透水係数の相関をまとめたのが図-7である。図-7では $V_{ps}=1.5$ km/s程度が最も透水係数が高くなる状況を示している。そこで $V_{ps}=1.5$ km/sを閾値として相関式を求めたものが式(13)(14)である。その場合 $V_{ps}=1.38$ km/sが境界となった。また図-7に木村ら(2010)⁸⁾の石英斑岩と高橋ら(2015)⁹⁾の深成岩のデータを入れた。石英斑岩はほぼ一致したが、高橋の深成岩は透水係数がより小さいデータが多い結果となった。

$$k=2E-7 \text{ EXP}(2.5868V_{ps}) \quad V_{ps}=1.38\text{km/s 未満} \quad (13)$$

$$k=8E-5 \text{ EXP}(-1.745V_{ps}) \quad V_{ps}=1.38\text{km/s 以上} \quad (14)$$

k : 透水係数(m/s) V_{ps} : 地山弾性波速度(km/s)

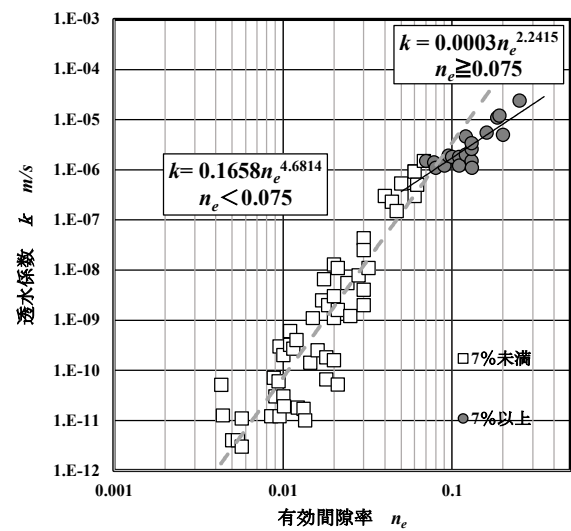


図-5. 不圧地下水の有効間隙率と透水係数の相関

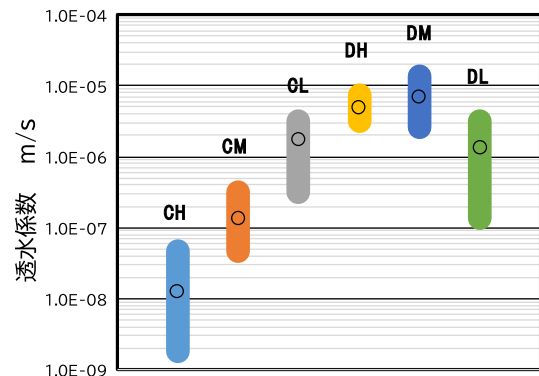


図-6. 花崗岩の各岩級の透水係数

表-1 花崗岩の透水係数一般値

岩級	透水係数 k (m/s)
DL	1×10^{-6} ($1 \times 10^{-7} \sim 3 \times 10^{-6}$)
DM	7×10^{-6} ($3 \times 10^{-6} \sim 1 \times 10^{-5}$)
DH	5×10^{-6} ($3 \times 10^{-6} \sim 7 \times 10^{-6}$)
CL	2×10^{-6} ($3 \times 10^{-7} \sim 3 \times 10^{-6}$)
CM	1×10^{-7} ($5 \times 10^{-8} \sim 3 \times 10^{-7}$)
CH	1×10^{-8} ($2 \times 10^{-9} \sim 5 \times 10^{-8}$)

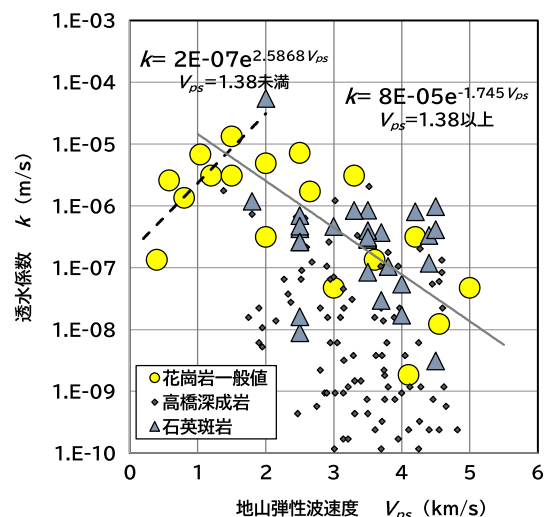


図-7 弾性波速度と透水係数

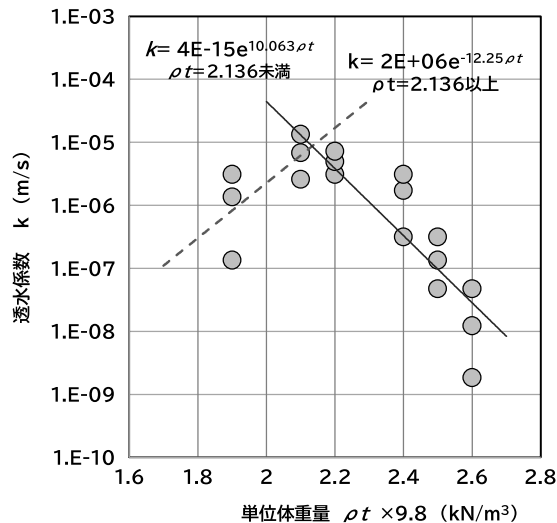


図-8. 単位体積重量と透水係数

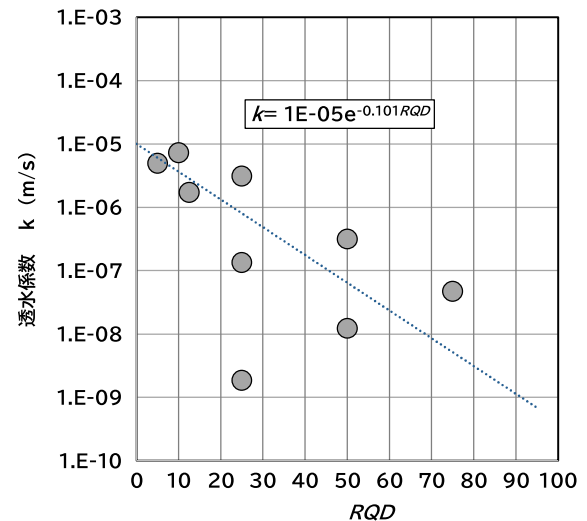


図-9. RQDと透水係数

2.3 単位体積重量と透水係数

表-3 に示す単位体積重量（湿潤密度） ρt と透水係数の相関を図-8 にまとめた。

単位体積重量 ρt が 2.1 を閾値として透水係数との相関が異なると推定されたため、2.1 を閾値のデータで相関式を確認した。その結果、 ρt が 2.136 未満と以上で式(15)(16)となった。ひとつの指標となる可能性がある。

$$k = 4E-15 \text{ EXP}(10.063 \rho t) \quad \rho t = 2.136 \text{ 未満 } (\times 9.8 \text{ k N/m}^3) \quad (15)$$

$$k = 2E+6 \text{ EXP}(-12.25 \rho t) \quad \rho t = 2.136 \text{ 以上 } (\times 9.8 \text{ k N/m}^3) \quad (16)$$

ここで k : 透水係数(m/s)

ρt : 単位体積重量（湿潤密度）($\times 9.8 \text{ k N/m}^3$)

2.4 RQDと透水係数

表-3 に示す RQD と透水係数の相関を図-9 にまとめた。D 級は基本的に RQD=0 なので、DL~DH（一部）については、ほぼデータがない。また、かなりバラツキが大きいため、集約する RQD=0 の交点を $k=1E-5(\text{m/s})$ として相関式を求めた。その結果は式(17)となる。主として C 級岩盤の目安として活用が期待できる

$$k = 1E-5 \text{ EXP}(-0.101RQD) \quad (17)$$

ここで k : 透水係数(m/s)

RQD: ボーリングコア長 1 m 中に含まれる 10cm 以上の棒状コアの長さの合計割合%

表-2. 岩級と N 値

岩級	N値
DL	30未満
DM	30以上 125未満
DH	125以上 300未満
CL	300以上（バウンド）

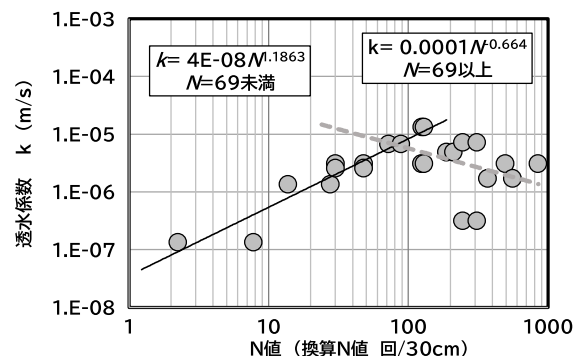


図-10. N 値と透水係数の相関

2.5 N値と透水係数

岩級と N 値の対応について明確な目安はないが、孔内載荷試験による変形係数と N 値の相関は多くの相関式が提案されている。代表的な相関式は地盤工学会の「地盤調査の方法と解説」¹⁰⁾にある式(18)であり、変形係数 E から変換式が式(19)である。もう一つは、NEXCO の「設計要領第二集」¹¹⁾による式(20)であり、変形係数 E からの変換式が式(21)である。

式(19)(21)を使用して各岩級の変形係数 E から N 値を算出したものを表-2~3 に示した。表-2 はひとつの目安になると考える。ただ物理的風化の指標であり鉱物学的風化の指標ではないことは留意する必要がある。また、式(19)(21)を用いて算出した N 値と透水係数 $k(\text{m/s})$ の相関図を図-10 に示した。N=90 を閾値の相関式を求めたのが式(22)(23)で、交点の N=69 未満と以上で相関が異なる。

表-3. 花崗岩の各種指標と透水係数の一覧表

岩級	範囲区分	孔内横方向変形係数 E_{sb} 98kPa	コア形状	RQD	孔内弾性波速度 V_{ps} km/s	露頭弾性波速度 V_p km/s	間隙率 n %	有効間隙率 n_e %	密度 ρ_t g/cm ³	一軸圧縮強度 q_u 98kPa	粘着力 c 98kPa	内部摩擦角 φ °	F地区花崗岩透水係数 k (m/s)	式(19)(20)透水係数 k (m/s)	透水係数一般値 k (m/s)	地盤工学会の相関式 N (回/30cm)	NEXCOの第二集相関式 N (回/30cm)	目安としてのN値 N (回/30cm)
DL	min	50	シルト～砂状	0	0.4	0.4	35	5	1.9					1.3E-07	1E-06	8	2	30未満
	max	300		0	1.2	0.9	43	13	1.9					3.1E-06		48	30	
	ave	175		0	0.8	0.65	39	9	1.9					1.4E-06		28	14	
DM	min	300	砂状	0	0.58	0.58	20	12	2.1				4.6E-06	2.6E-06		48	30	30以上
	max	800		0	1.5	1.08	35	25	2.1				2.4E-05	1.3E-05	7E-06	129	124	125未満
	ave	550		0	1.04	0.83	28	19	2.1				1.1E-05	6.8E-06		88	72	
DH	min	800	礫状	0	1.5	0.75	14	13	2.2	0	0	30	2.6E-06	3.1E-06		129	124	125以上
	max	1500		10	2.5	1.25	20	19	2.2	250	10	30	1.2E-05	7.3E-06	5E-06	244	308	300未満
	ave	1150		5	2	1	17	16	2.2	125	5	30	5.5E-06	4.9E-06		186	210	
CL	min	1500	礫～岩片状	0	2	1	6	6	2.4	0	0	35	9.3E-07	3.2E-07		244	308	300以上
	max	3000		25	3.3	1.75	14	13	2.4	250	15	35	3.4E-06	3.1E-06	2E-06	492	842	パウンド
	ave	2250		12.5	2.65	1.38	10	10	2.4	125	7.5	35	1.8E-06	1.7E-06		368	555	
CM	min	3000	岩片状 コア長 5cm以下	0	3	1.5	4	4	2.5	100	0	40	3.0E-07	4.7E-08				
	max	6000		50	4.2	2.5	6	6	2.5	600	15	40	9.2E-07	3.2E-07	1E-07			
	ave	4500		25	3.6	2	5	5	2.5	350	7.5	40	5.3E-07	1.3E-07				
CH	min	6000	短柱状 コア長 5～15cm	25	4.1	2.3	2	2	2.6	300	10	40		1.8E-09				
	max	12000		75	5	3.25	4	4	2.6	1100	20	40		4.7E-08	1E-08			
	ave	9000		50	4.55	2.78	3	3	2.6	700	15	40		1.2E-08				
B	min		棒状 15 cm以上	60		3.25				600	15	40						
	max			90		4.75				1500	25	40						
	ave			75		4				1050	20	40						
参考文献	2)P17	2)P17	2)P17	2)P17	2)P17	2)P91	2)P17	3)P14	2)P17	10)p201	10)p209	10)p209				8)P687	9)P13	

$$E=670N^{0.986} \quad (18)$$

$$N=0.0014N^{1.0142} \quad (19)$$

$$E=27.1N^{0.69} \times 98.1 \quad (20)$$

$$N=0.00001E^{1.4493} \quad (21)$$

$$k=4E-8N^{1.1863} \quad N=69 \text{ 未満} \quad (22)$$

$$k=0.0001N^{-0.664} \quad N=69 \text{ 以上} \quad (23)$$

ここで E : 変形係数 (孔内載荷試験による)(kN/m²)

N : 標準貫入試験 (30 cm換算 N 値)

k : 透水係数 (m/s)

3. おわりに

前述で検討した各種の指標と透水係数について表-3にとりまとめた。今回は基本的に本州四国連絡橋公団の「風化花崗岩の支持力特性判定要領(案)」²⁾をベースに他の指標をとりとまとめた。バラツキは大きいので、あくまで目安としての指標である。ただ、概査の時点においては有効と考えている。今後、他のデータも加えてより実務上、より活用しやすい指標案を構築していきたい。

(執筆責任者 木村隆行)

参考文献

- 1) 本州四国連絡橋公団：風化花崗岩の支持力特性判定要領(案)，pp.47-107，1980。
- 2) 山本莊毅：新版地下水調査法，古今書院，pp.12-28。1983
- 3) P.A.ドミニコ，F.W.シュワルツ：地下水の科学Ⅰ-地下水の物理と化学-，土木工学社，1995。
- 4) 澤田淳，竹内真司，三枝博光，天野健治：亀裂性岩盤におけるボーリング調査に基づく水理学的有効間隙率の設定について，土木学会第36回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，pp.273-278，2007。
- 5) Rhén, I., Gustafson, G., Standorts, R., Wikberg, P.: Äspö HRL –Geoscientific evaluation 1997/5, Models based on site characterization 1986-1995, SKB TR 97-06, Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co., 1997。
- 6) 小鯛桂一：岩盤透水性のグラフ表示，地質調査所月報，第5巻，第9号，pp.419-434，1984。
- 7) 渡辺邦夫：山地地下水解析上の諸問題(その3)，地下水と井戸とポンプ，第26巻，第11号，pp.2-8。1984。
- 8) 木村隆行，高田正治，渡辺俊一：弾性波速度と透水係数の相関についての一考察，日本応用地質学会平成22年度研究発表会講演論文集，pp.315-316，2010。
- 9) 高橋亨，田中壮一：地盤工学における物理探査データのロックフィジカルをベースにした解釈技術に関する研究(その9)——軸圧縮強度と弾性波速度の関係のモデル化——，深田地質研究所年報，No.16，pp.159-168，2015。
- 10) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説，pp.686-687，2013。
- 11) NEXCO：設計要領第二集橋梁設計編，pp.4-14，2016。

4. 内部の可視化技術

4.1 可視化のための逆解析技術

1. はじめに

物理探査は地表やボーリング孔内に設置したセンサーを使って計測したデータから、地盤内部の弾性波速度や比抵抗、密度などの物性値の分布を調べる手法である。非破壊で地盤内部を調べることができることや、ボーリングに比べると比較的コストで広い範囲を調査できること、他の手法では困難な地下深部の情報が得られるなどの特徴がある。

物理探査は人為的な外力あるいは自然に発生した外力に対する地盤の応答から地下の情報を得る。例えば、弾性波探査ではハンマリングや火薬の爆発によって弾性波を発生させ、ある距離だけ離れた地点に設置した地震計で弾性波の波形を観測する。弾性波の到達時間や波形データを処理することによって地下の弾性波速度の分布を推定する。電気探査では、2つの電極を使って地盤中に電流を通電し、それによって発生した電位場を別の2つの電極間で計測する。取得された多数のデータを逆解析という手法で処理することで地下の比抵抗の分布を推定する。人為的な外力ばかりでなく自然界にある信号源を使って調べることもある。人為的なソースを使う探査をアクティブ探査、自然界の信号源を使う探査をパッシブ探査と呼ぶ。微動アレイ探査やMT法はこのようなパッシブ探査の代表的な探査法である。微動アレイ探査は、波や風、車両の通行時に発生する振動を計測する。また、MT法は電磁探査の一種であり、雷の放電による電磁波や磁気圏・電離層の電磁気活動など、自然界に存在する電磁場の変動を利用して地下の比抵抗分布を調べる手法である。

物理探査のデータを取得しても、そのままでは地下を可視化することはできない。地下を可視化するためには、逆解析（インバージョン）と呼ばれる方法が使われる。本章では、地下の可視化のための逆解析技術の方法について述べる。

2. 順解析と逆解析

地下の弾性波の速度構造が分かっている場合、ある地点に外力を与えて振動を発生させたときの弾性波の伝搬は弾性体の微分方程式を解くことによって計算することができる。これを順解析またはフォワード解析と呼ぶ。速度構造が不均質な場合は離散化モデルを作成して有限要素法や有限差分法、その他の手法が使われる。均質な半無限媒質の場合や水平成層構造の場合には離散化モデルを使用しなくても解析的な方法で弾性波の伝搬を計算することもできる。弾性波速度の代わりに比抵抗のモデ

ルを使えば電気探査や電磁探査のデータを計算することができる。地下の密度モデルがあれば重力の計算をすることもできる。それぞれの探査データの特性や要求される計算速度、計算コストに応じて様々な順解析手法が先人たちによって開発されている。

一方、地盤内部の物性が未知な場合に、与えた外力と外力に対する応答のデータから地盤の物性値を推定することを逆解析またはインバージョンと呼ぶ。屈折法弾性波探査の解析を例にとって順解析と逆解析の関係を模式的に示した図である。

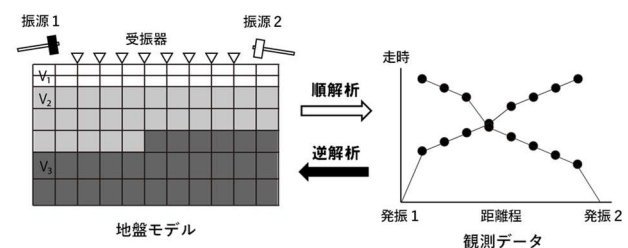


図-1 順解析と逆解析

3. 逆解析の方法

物理探査の逆解析には大きく2つおりの方法がある。一つはヒューリスティック（heuristic）な方法である。ヒューリスティックとは「発見的手法」という意味をもつ心理学用語であり、シミュレーションや実験などの試行錯誤を通じて問題解決を行う手法である。物理探査の解析では、様々なモデルを使ってシミュレーションすなわち順解析を行い、その中からデータをうまく説明するモデルを試行錯誤によって見つけ出すことになる。モンテカルロ法や焼きなまし法（SA または Simulated Annealing）、遺伝的アルゴリズム（GA または Genetic Algorithm）による逆解析がこれに含まれる。モンテカルロ法は、速度や層厚といった地盤モデルのパラメータの値に対して乱数を与えて順解析を繰り返し、試行錯誤した中で最も残差が小さくなったモデルを解として選択する方法である。「焼きなまし」は、金属材料を熱した後で徐々に冷やして結晶を成長させてその欠陥を減らす方法である。ゆっくり冷ますことによって内部エネルギーを大域的に最小の状態とすることができる。このプロセスを逆解析に応用したのが逆解析としての「焼きなまし法」である。大域的に残差が最も小さくなる解を効率よく探し出すことができる。遺伝的アルゴリズムは、モデルパラメータの値を並べた列を生物の遺伝子に見立て、生物の進化の過程をシミュレーションする。異なる個体（モデル）をかけ合わせたり（交叉）、乱数を与えて変異

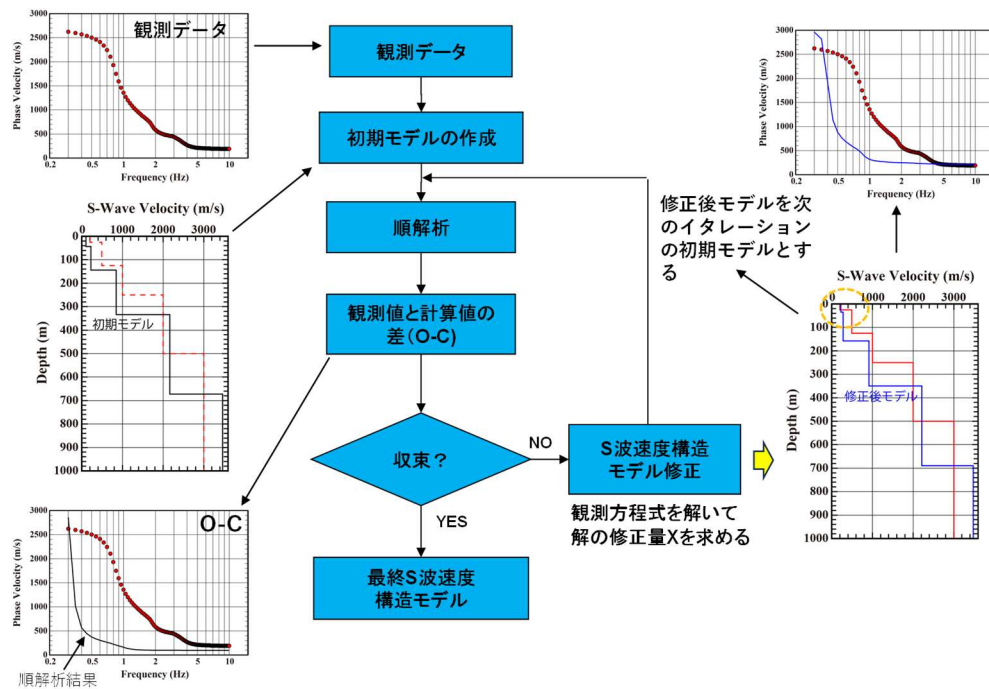


図-2 非線形最小二乗法による逆解析のフロー

させながら（突然変異），適用度の高い個体（残差の少ないモデル）を生き残らせる．このプロセスを繰り返して世代を重ね，最終的に適合度の高い解を得ることができる．

もう一つの逆解析の方法は，非線形最小二乗法による方法である．この方法は初期モデルを与えて順解析を行い，シミュレーションの計算値と観測値のずれが小さくなるようにモデルの修正を繰り返し，計算値と観測値の残差二乗和が最小になる解を探索する方法である．図-2に微動アレイ探査データの解析における非線形最小二乗法のフローを示す．計算値と観測値の残差が小さくなるようにモデルを修正する手法になる．

4. 逆解析における諸問題

4.1 局所最適解の問題

非線形最小二乗による逆解析の欠点は初期モデル依存性である．初期モデルからスタートして残差が小さくなるようにモデルを修正していくため，図-3に示すような局所ミニマムが存在する場合は，そこに停留してしまい真のモデルに到達しない．その点でヒューリスティックな方法は局所ミニマムの問題がないことが長所とされている．非線形最小二乗法でこの問題を回避するためには，ランダムに与えた複数の初期モデルを使って逆解析を行い，残差を比較することで局所最適かどうかを判断ことが可能である．

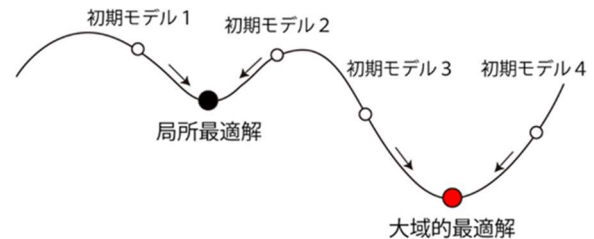


図-3 局所最適解の概念図

4.2 解の非一意性の問題

一般に物理探査データの逆解析では，観測データを説明しうる解が無数に存在し，解を一意的に決定することはできないとされている．図-3はその一例を示したものである．図-4(a)に示す一次元S波速度構造モデルから計算した理論分散曲線（図-4(b)）を測定データと見立てて逆解析を行った結果を示している．図-4(c)は焼きなまし法(SA)によって得た20の候補解である．これらの候補解はバラついており，どれも元のモデルを正確に再現しているわけではない．しかし，この20ケースの候補解を使って計算した分散曲線はどれも観測データとよく一致している（図-4(d)）．モデルから計算した理論データが観測データをうまく説明できるからといって，そのモデルが必ずしも適切であるとは限らないことを示している．

4.3 非線形最小二乗法の初期モデル依存性

非線形最小二乗法の初期モデル依存性について検討するため，焼きなまし法による検討で使ったシミュレーションデータを使って逆解析を実施した．図-4(c)の焼きなまし法の探索範囲内で乱数を発生させて初期モデルを作成して逆解析を行った．ケース1からケース3の3ケー

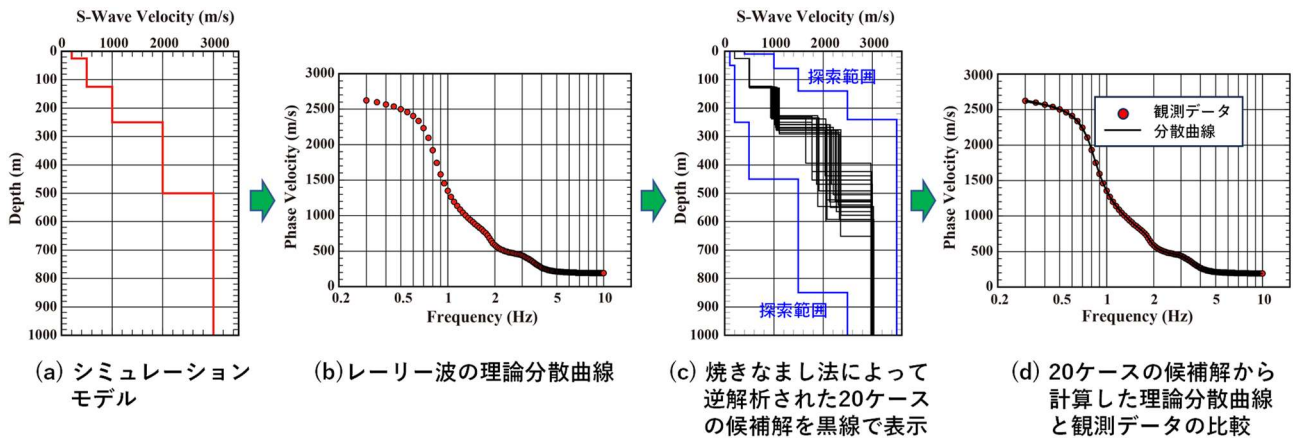


図-4 解の非一意性を示す例

スについて初期モデル（黒の破線）と解析結果および真のモデル（赤線）を図-5 に示した。ケース 1 とケース 2 では浅部の第 1 層と第 2 層までは真のモデルを再現しており、また最下層の速度も概ね減している。これに対して、ケース 3 では深度 100m 付近に低速度層が出現しており真のモデルとは異なる様相を示している。

得られた逆解析結果を使って計算した理論分散曲線と元のデータの比較を図-6 に示した。ケース 1 とケース 2 の理論分散曲線はデータを良く再現している一方で、ケース 3 の理論分散曲線はデータを全く再現していない。

どうしてこのようなことが起こっているかを分析するため、パラメータ空間上における解の収束状況を調べた。解析モデルは 9 層で未知パラメータの数は 9（S 波速度：5，層厚：4）である。9 次元空間内を見ることはできないため、真のモデル、初期モデル、得られた解の 3 点を通る平面に着目して検討を行った。平面上の各点は 5 つの対数 S 波速度と 4 つの対数層厚からなるモデルに対応しており、それぞれのモデルについて理論分散曲線の

残差とモデル誤差の分布を調べた。表示にあたっては真のモデルが座標原点 (0, 0)，初期モデルが座標 (1, 0) となるように座標の規格化を行っている。またモデル誤差の計算は、地表から深度 1km までの S 波速度を 10m 間隔で離散化してから対数とり RMS 誤差を求めた。

ケース 1 とケース 2 の RMS 残差マップでは残差が小さな領域が真のモデルを通過して線状に分布しているのが特徴的である。一方、モデル誤差マップでは誤差が小さい領域は真のモデル周辺のみである。RMS 残差の小さな線状の領域でも真のモデルから離れるにしたがってモデル誤差は大きいことが分かる。

RMS 残差マップとモデル誤差マップ上の線は各イタレーションの解の位置をプロットしたものであり解の軌跡を示している。解は全イタレーションを通して表示面内を移動しているわけではないので、表示面からの距離を左上のグラフに示した。

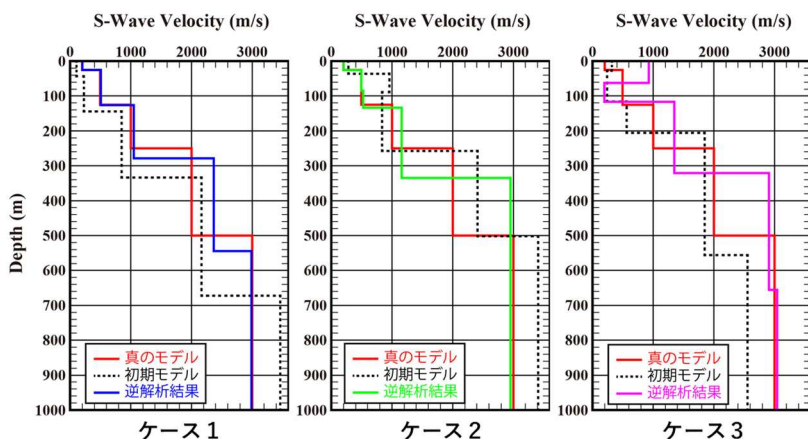


図-5 乱数を使って作成した初期モデルと解（ケース 1 ～ 3 の比較）

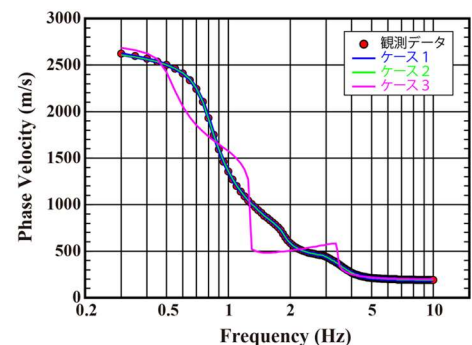


図-6 理論分散曲線とデータの比較

図-7 に示したケース 1 では、初期モデルから出発して回り道をしながらも最終的には真のモデル（正解）に向かって収束しようとしている。しかしイタレーション回数を制限したため、真のモデルに到達する前に途中で解析が終了している。

図-8 に示したケース 2 では、初期モデルからスタートして線状に分布する RMS 残差の小さい領域の一角に向かう。しかし真のモデルから徐々に離れていき、最終的には RMS 残差が 0.116% のところに到達した。到達した地点の周辺は局所的に RMS 残差が小さくなっており局所ミニマムの地点に収束していることが分かる。

ケース 3 では 1 回目のイタレーションから真のモデルとはかけ離れた方法に進み、最終的には 18.7% の大きな RMS 残差を残しながら局所ミニマムに収束してしまった。図-5 に示すようにケース 3 の初期モデルがケース 1 やケース 2 に比べて特異であるわけではない。初期モデル段階の RMS 残差は 74.4% であり、ケース 1 の初期モデルの RMS 残差 241.8% と比べると、むしろ小さい値を示している。

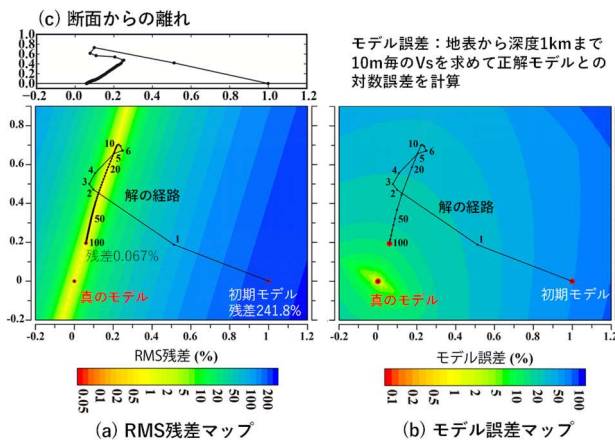


図-7 ケース 1 における解の収束状況

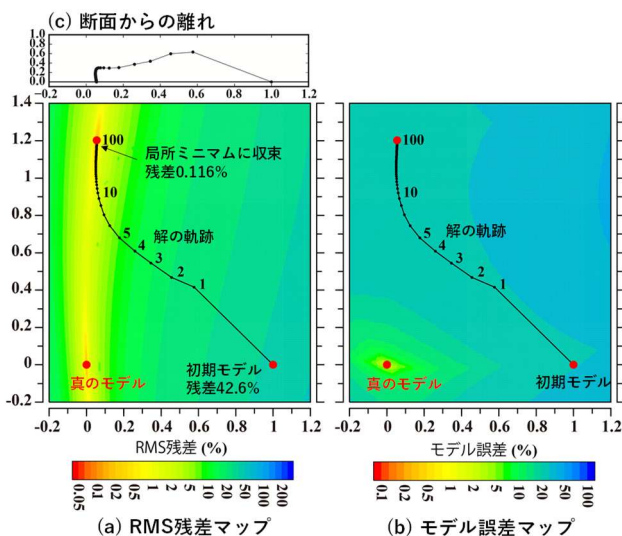


図-8 ケース 2 における解の収束状況

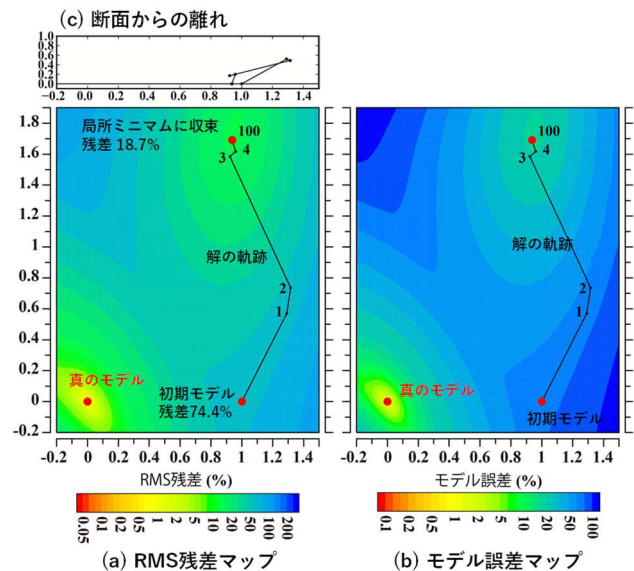


図-9 ケース 3 における解の収束状況

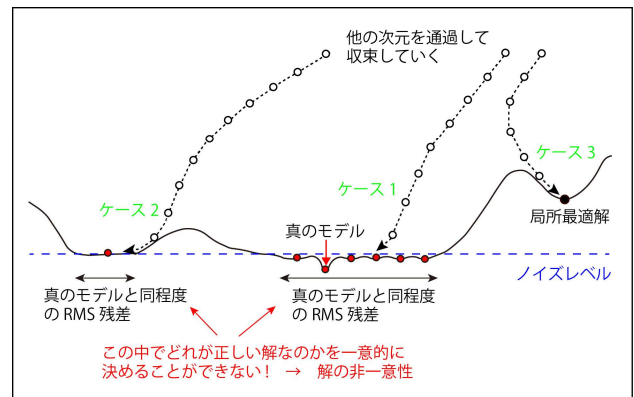


図-10 非線形最小二乗法による逆解析の収束の概念図

乱数によって作成した 500 とおりの初期モデルで逆解析を行ったところ、RMS 残差が 1% を超えたのはケース 3 を含めて高々 43 であり、多くの場合はケース 1 やケース 2 に該当していた。

以上の結果をまとめると、非線形最小二乗法による解の収束は図-10 のイメージに近いと考えられる。図-3 のイメージから「非線形最小二乗は局所最適解にトラップされやすく、真の解を得ることが難しい・・・従って遺伝的アルゴリズム (GA) や焼きなまし法 (SA) が有利である」とも言われるが、複数の初期モデルを使って検討すれば RMS 残差が大きなままの局所最適解を除くことは難しくない。むしろ問題は真のモデルと同程度の RMS 残差を示す多くの解から真のモデルを一意的に決定することができないという性質である。これは GA や SA のようなヒューリスティックな手法や近年はやりの AI をもってしても解決できない問題である。このような非一意性の問題を克服するためには情報を増やすしかない。ボーリング・データや地質データ、その他の探査データとの統合解析は一つの解決策となり得るものと期待される。

(執筆責任者 杉本芳博)

4.2 複数の探査データの統合解析技術

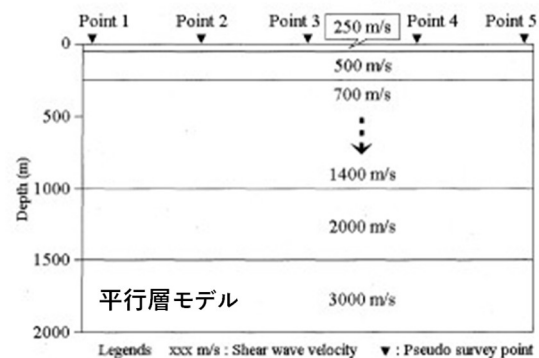
1. はじめに

解の一意性の問題はデータに含まれる情報が足りないことに起因する。従ってこの問題を回避するためには、できるだけ多くのデータを使って逆解析する必要がある。データに含まれる情報量を増やすためには、①地表からの測定に加えてボーリング孔内にも測定点置くことで深部の情報を増やすことや、②低周波数から高周波数までの広帯域のデータを使うこと、③ノイズによる情報の欠損を避けるため S/N の高いデータ取得に努めることも重要である。しかし、これらは探査に要する期間やコスト、測定機器の精度等に制約されるため、一朝一夕には解決できない問題である。そこで考えられるのは、これまで個別に解析してきたデータを同時に解析することである。隣接地点の探査であれば地下構造は大きく変わらない。交差する2測線の2次元探査では交点の構造は一致する。このような条件は逆解析の非一意性の改善につながるものと期待される。

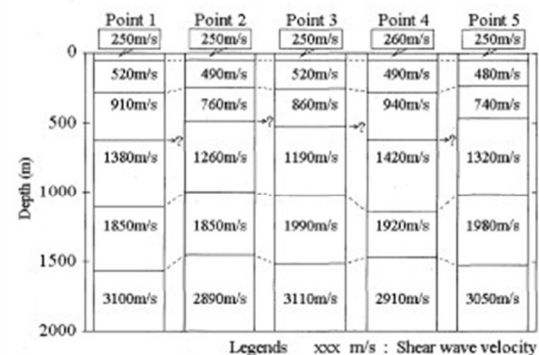
2. 一次元探査の多地点同時逆解析

一次元探査は、1か所に地震計や電極のアレイを設置してアレイ直下の一定範囲の平均的な弾性波速度や比抵抗の一次元を測定する手法である。前述のように、同じ測定データであってもこれを説明する一次元モデルは無数に存在する。このためアレイ毎に別々に解析すると、隣接する地点で大きな構造の変化がない場合であっても異なる解析結果が得られて横方向の地盤構造のつながりを追跡することが困難になることが懸念される。馮・他（2003）は隣接する複数のアレイで測定した微動アレイ探査のデータを連結して解析する多点同時逆解析（Multi-station Inversion Method）を提案した。彼らは、位相速度の二乗残差（観測値と計算値の残差二乗和）の最小化において、「地下構造は空間的な連続性があり、かつ同一層の物性値の関係がある程度把握されている」ことを仮定して、遺伝的アルゴリズムによって最適解を求めた。水平層モデルや傾斜層モデルを使ったシミュレーション検討では、①遺伝的アルゴリズムで求めた10とおりの候補解の最大偏差が単独解析の場合の1/3に収まりバラツキが小さくなること、②ある個別地点において短周期側（浅部）または長周期側（深部）のデータが欠損していても、周辺地点のデータで補うことができること、③ノイズがある場合は、ある種のスタッキング効果によって空間的、時間的なランダムノイズの影響が低減し解析精度が向上すること、④得られた各地点間の構造の対比性がよくな

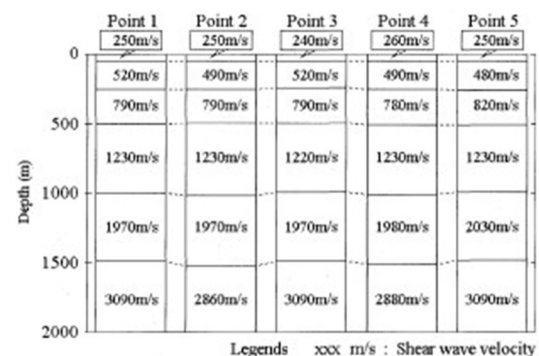
り、同一層の平面的な広がりやの追跡が容易になること、⑤実データへの適用では既存ボーリング・データやPS 検層結果とよく整合する地下構造モデルが得られたことが報告されている。馮・他（2003）から平行層モデルを使った検討結果を図-1に示す。



(a) 検討モデル シミュレーション・データに5%のノイズを与えて模擬データとした



(b) 従来法による解析結果（GAによる1地点ごとの解析結果を並べた）



(c) 多地点同時逆解析に結果

図-1 多地点同時逆解析と従来法の比較

馮・他（2003）Fig. 5, Fig. 8, Fig. 9より引用

多地点同時逆解析の結果は従来手法に比べるとバラツキが少ない。

馮・他（2003）は遺伝的アルゴリズム（GA）を使って逆解析を行っているが、最小二乗法を使った解析でも同

様の結果が得られている。図-2 は傾斜構造モデルを使って作成した分散曲線データ（10Hz～30Hz）に 5 % のノイズを加えたデータから非線形最小二乗法による逆解析を行った結果である。多点同時解析では横方向に平坦化制約条件を与えたことによって、解のばらつきが抑えられるとともに、ボーリング・データを使用することで、さらに再現性は良くなっている。

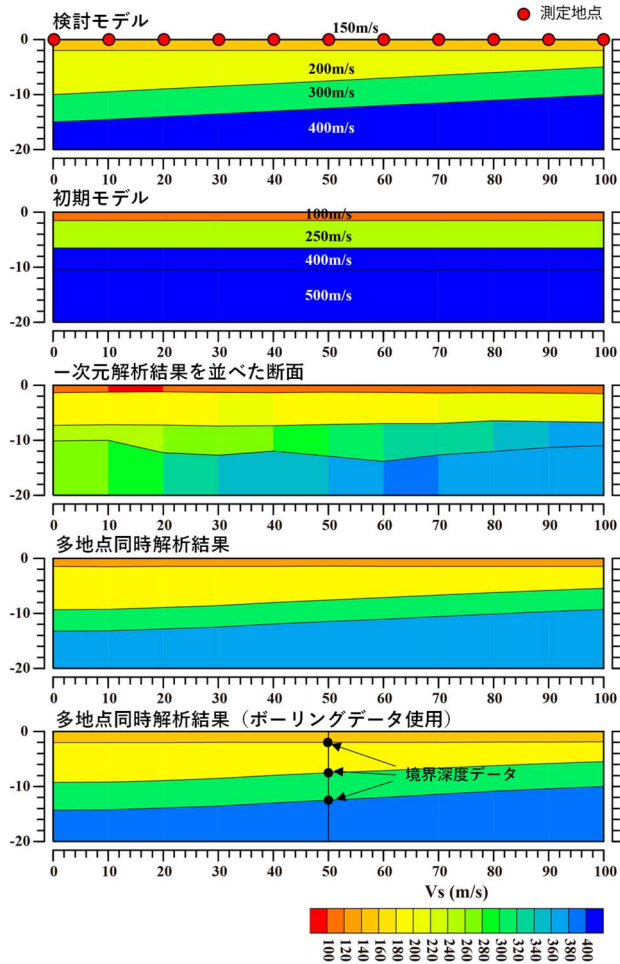


図-2 多点同時逆解析の効果

多地点同時逆解析は、微動アレイ探査のみならず、垂直電気探査や EM 探査（周波数領域電磁探査）、TEM 探査（時間領域電磁探査）などの多くの物理探査の逆解析において有効である。

3. 複数の 2 次元探査データの同時解析

一次元探査データを同時に解析することによって解析精度が向上すると同様に、複数測線で 2 次元探査を実施した場合には、これの一つにまとめて 3 次元解析することで解析精度が向上する。杉本・他（2002）は比抵抗探査について数値データを使った検討を行い、①地表比抵抗探査の解析において測線直下にはないが少し離れた測線側方に存在する低比抵抗異常体があたかも測線直下に存在するように解析されること、②交差する 2 測線のデータを使って 3 次元解析を行うことにより結果が改善される事例を示した。

図-3 は比抵抗探査における 3 次元解析の効果について数値データを使って検討した結果である。シミュレーションに使ったモデルは $100\ \Omega\text{m}$ のバックグラウンド比抵抗の中に $10\ \Omega\text{m}$ の低比抵抗異常体が存在する。2 測線のうち A 測線は低比抵抗体の直上を通過するが、B 測線は低比抵抗体から少し離れたところを通過している。測線ごとに別々に 2 次元解析した結果では、B 測線の断面上に低比抵抗の偽像が出現しており A 測線との交点で比抵抗は一致しない。一方、3 次元解析をした場合には、B 測線直下の偽像が消えており測線交点の比抵抗は一致している。

地形が急峻なところで 2 次元探査を実施した場合や、断層などの低速度帯と平行に測線を設定して探査を実行した場合にも、3 次元的な影響が強く現れて偽像が発生する。2 次元探査の計画であっても、直交する副測線を設けてデータを取得し、それらを 3 次元的に同時解析することで探査精度の向上が期待できる。

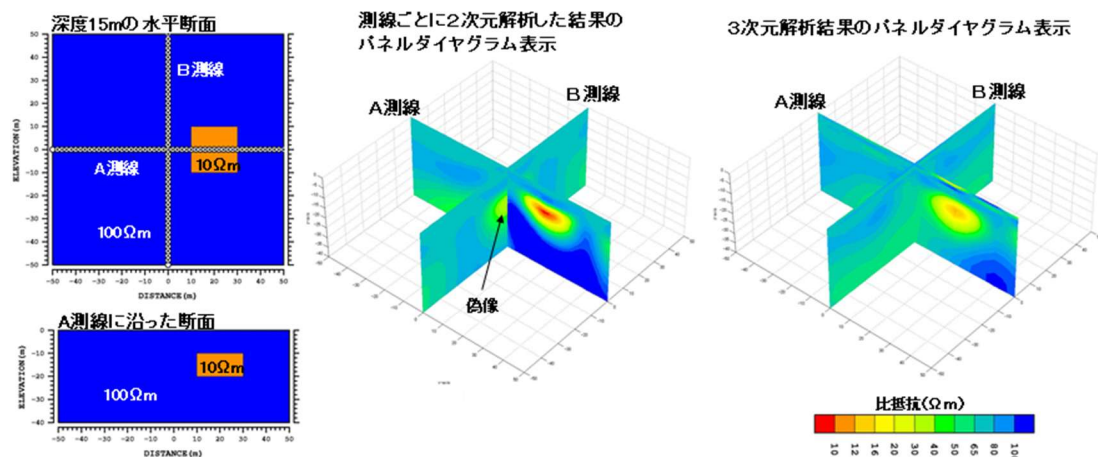


図-3 3次元解析による解析精度向上の事例

4. 異なる種類のデータの同時逆解析

ここまでは、同じ種類の探査データを同時に解析することによって探査の解析精度が向上することを述べてきた。複数の物理探査やボーリング調査を実施した場合にはそれらのデータを統合解析することで解析結果の精度や信頼性の向上することが期待される。ここでは、種々の異なるデータを同時解析することでそれを実現する方法について述べる。

既知情報を利用して探査の検層データを探査データの解析に使用すること古くから行われてきた。例えば島(1992)は地表電気探査の解析で測線上の電気検層結果を既知情報として利用することで深度 200m 付近の薄層を含む比抵抗構造の水平方向の不均質性を明瞭にとらえることができた事例を紹介している。この事例では、検層データを基に作成した初期モデルからスタートして電気探査のデータを使ってモデルを修正することで目的を達成している。検層データと探査データ同時に解析することも原理的には可能である。そのような解析ツールが使用できれば、検層結果を反映させた初期モデルをあらかじめ用意しておく手間が省け、精度の良い解析結果が簡便に得られるようになるであろう。既存の地質踏査やボーリング・データから基礎地盤や基盤岩などの深度が分かっている場合には、これらの情報を積極的に活用することによって逆解析で得られる弾性波速度や比抵抗値の信頼性を向上することができる。さらに、地層境界を明示的に扱うことによって地盤モデルや地質モデルと整合的な物理探査結果を得ることができる。

5. ジョイント・インバージョン解析

5.1 開発の経緯

統合物性モデル研究組合の活動の一環として、令和4年度からの3年間でジョイント・インバージョンのプログラムを整備してきた。本プログラムは株式会社ダイヤコンサルタント（現、大日本ダイヤコンサルタント株式会社）で開発したプログラムを基に、openMPによる並列化による計算速度の向上を図った。またN値データや地下水位を考慮した逆解析機能の追加、GUIによる解析パラメータの入力や解析結果のアウトプット機能を追加した。

本プログラムは微動アレイ探査の多地点同時逆解析を拡張した方法であり、地震動評価のための深部のS波速度構造モデルの作成を目的として開発したものである。微動アレイ探査データに加えて、表面波探査やH/Vデータ、屈折法弾性波探査の走時データ、PS検層データ、重力データを含む多くの種類の探査データを同時に解析できるようにプログラムの機能の拡張を進めてきた。

本項ではこれまでに開発してきたジョイント・インバ

ージョン解析プログラムの内容について解説する。

5.2 3次元モデルの設定

個々の探査データの解析モデルの次元や着目する物性値の異なる複数の探査法のデータを統一して扱うため、ジョイント・インバージョンのプログラムでは次のような広域モデルを想定する。

- (1) 対象とする地域は層構造を呈しており、数層から十数層程度の多層構造によって近似できる。
- (2) 断層のような水平方向の不連続はない。
- (3) 層厚は場所によって変化する。
- (4) 層内は複数のサブ層によって等分割される
- (5) サブ層内の速度および密度は水平方向に漸移的に変化するものとする。
- (6) S波速度と密度およびP波速度はそれぞれ一対一に対応するものとする。

図-4に3次元モデルの概念図を示す。広域モデルは多層構造モデルを一般化したもので、複数のグリッド点において定義された一次元S波速度構造を使って記述される。グリッド点 p における各層のS波速度 V_l^p ($l = 1 \sim \sum n_{mb}$) および層厚 T_m^p ($m = 1 \sim m_b - 1$) を広域パラメータと呼ぶことにする。ここで p はグリッド番号、 m は層番号、 m_b は層数、 n_m は層 m のサブ層の分割数である。これらの広域パラメータがジョイント・インバージョンの未知数となる。任意地点における一次元構造は周辺のグリッドにおける一次元構造を内挿して求めることができる。例えば、地点 q のS波速度 v_l^q および層厚 t_m^q は、グリッド点のS波速度 V_l^p と層厚 T_m^p を使って次式のように求められる。

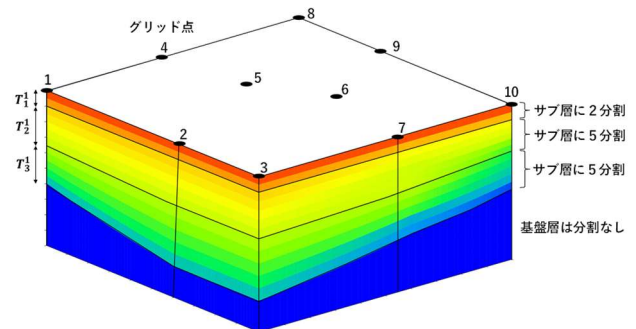


図-4 3次元モデルの概念図

$$v_l^q = \sum_k g_{ip} V_l^p \quad (1a)$$

$$t_m^q = \sum_k g_{ip} T_m^p \quad (1b)$$

式(1a)および式(1b)は線形補間の式であり、 g_{qp} は内挿のための補間係数である。作成したプログラムではクリギングまたは逆距離荷重法、線形補間（2次元解析の場合）のいずれかから選択できる。グリッド点を使った広域モデルの設定により、従来のスプライン補間によるモデルよりも柔軟にモデルを作成することができる。

微動アレイ探査の分散曲線を計算するためには、探査地点の一次元 S 波速度構造および密度構造が必要であり、式(1a)および式(1b)から求められた一次元速度構造モデルが位相速度の計算に使われる。弾性波探査の解析では探査測線に沿った2次元速度構造モデルが必要である。その場合でも、2次元断面上の速度を式(1a)および式(1b)から求めることができる。それぞれの探査データの解析で使われる解析モデルをローカル・モデルと呼び、ローカル・モデルで用いられる S 波速度 v_l^i や層厚 t_m^i のをローカル・パラメータと呼ぶことにする。広域モデルの中から必要な部分だけを切り出して順解析を行うため、計算負荷を最小限に抑えることができる。

5.3 プログラムが取り扱うデータ

表-1は開発中のジョイント・インバージョン・プログラムが扱う物性値を示している。薄字で書いた比抵抗や透磁率のデータには対応しておらず今後の課題である。

ただし、垂直電気探査のデータを単独で扱うことは現状でも可能である。

表-1 プログラムが取り扱う物性値等

物性値等	調査手法	プログラムで使用するデータ
S波速度	微動アレイ探査	位相速度
	表面波探査	位相速度
	S波屈折法探査	初動走時
	S波反射法探査	地層境界面深度、往復走時
	S波検層	ダウンホール検層走時データ
P波速度	P波屈折法探査	初動走時
	P波反射法探査	地層境界面深度、往復走時
	P波検層	ダウンホール検層走時データ
密度	重力データ	残差ブーゲー異常
N値 換算N値	ボーリング サウンディング	
地層境界 深度	ボーリング	
比抵抗	電気探査	垂直電気探査見掛比抵抗
	電磁探査 (EM法,MT法,TEM法など)	—
透磁率	地中レーダー	—
	電磁探査	—

5.4 S波速度、P波速度、密度、N値を同時に扱う方法

P波速度や密度、N値はS波速度と関数関係があることが知られており、この関係を使うことによって、異なる探査法のデータを統一的に取り扱うことができる。図-7にS波速度とP波速度の関係およびS波速度と密度の関係の一例を示す (Ludwig et al, 1972)。これらの関係は地域や土質、岩種などによって異なるため、使用に際してはP S 検層データや室内試験データを使って事前に検討しておく必要がある。開発した逆解析プログラムでは、関数上の複数の点をコントロール点として補正関数

を定義して、それぞれのコントロール点における補正係数を逆解析の未知数として取り扱う機能も備えている。この機能により、使用した関係式がデータと合わない場合であっても、観測のデータに適合するように最適化することができる。

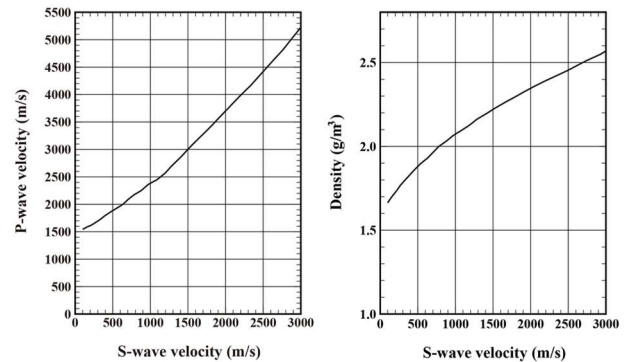


図-5 S 波速度と P 波速度、密度の関係の例 (Ludwig et. al., 1972)

N 値データを使用する場合は、N 値と S 波速度の関係式を使用することができる。N 値と S 波速度の関係は複数の式が提案されているが、どれも式(2)のような形式で与えられている。

$$Vs = \alpha N^\beta D^\gamma \quad (2)$$

または、

$$N = \left(\frac{Vs}{\alpha D^\gamma} \right)^{-\beta} \quad (2')$$

ここで、 Vs は S 波速度、 N は N 値、 D は深度である。また、 α 、 β 、 γ のパラメータ値は表-2 に示すとおりである。

表-2 N 値と Vs の関係における α 、 β 、 γ の値

	α	β	γ	備考
太田・後藤の式(1978)	67.0	0.218	0.228	砂礫土
今井の式	97.0	0.314	0.0	
道路橋示方書	80.0	1/3	0.0	砂質土

5.5 ジョイント・インバージョンの定式化

ジョイント・インバージョンでは未知パラメータ数が 10000 を超える大きなサイズの 3 次元モデルを取り扱うため、焼きなまし法や遺伝的アルゴリズムのようなヒューリスティックな手法では計算時間が膨大になり適用が難しい。このように未知数が多い解析では非線形最小二乗法が使われる。非線形最小二乗法による解析では局所最適解に陥って真のモデルに到達できない可能性があるものの、そのような欠点はボーリングや検層データを併せて解析することによってある程度改善することができる。

非線形最小二乗法では、まず、グリッド点に S 波速度と層厚（広域パラメータ）を与えて初期モデルを作成す

る．次に，広域モデルから探査データ毎にローカル・モデルを切り出してシミュレーションを行う．シミュレーション結果の計算値 y_i^{cal} と観測データ y_i^{obs} の食い違いを計算したうえで，これ小さくなるように初期モデルを修正する．モデルの修正には式(3)に示す観測方程式が使われる．S波速度に関するローカル・パラメータを $v_j (j = 1 \sim p)$ ，層厚に関するローカル・パラメータを $t_j (j = 1 \sim p')$ と書く．

$$y_i^{obs} - y_i^{cal} = \sum_{j=1}^p \frac{\partial y_i^{cal}}{\partial v_j} \Delta v_j + \sum_{j=1}^{p'} \frac{\partial y_i^{cal}}{\partial t_j} \Delta t_j \quad (3)$$

なお， i はデータの通し番号 ($i = 1 \sim n$) である．

弾性波探査のローカル・パラメータはP波速度であり，重力探査のローカル・パラメータは密度である． Δw_j をP波速度や密度などのS波速度以外のローカル・パラメータとすると式(3)の右辺第1項の代わりに次式が使われる．

$$\sum_{j=1}^p \frac{\partial y_i^{cal}}{\partial w_j} \Delta w_j \quad (4)$$

前述のようにP波速度や密度がS波速度の関数であると仮定すると， $w_j = w(v_j)$ と書けるため，合成関数の微分則を適用すると式(4)は式(5)のように書き直される．このように合成関数の微分則を適用することによって，弾性波探査や重力探査のデータについてもS波速度に対する観測方程式に変換することができる．

$$\sum_{j=1}^p \frac{\partial y_i^{cal}}{\partial w_j} \frac{dw}{dv_j} \Delta v_j \quad (5)$$

従来の探査の逆解析では個別にその地点のローカル・パラメータ（S波速度や層厚）を求めておき，最後に他の探査結果やボーリング・データと突き合わせて解釈しモデルが作成される．これに対してジョイント・インバージョンでは，広域モデル全体のS波速度と層厚の分布をまとめて決定する．ローカル・パラメータと広域パラメータの間には式(1)の関係があるため，これを式(3)に代入すると式(6)が得られる．

$$y_i^{obs} - y_i^{cal} = \sum_{j=1}^p \sum_k g_{jk} \frac{\partial y_i^{cal}}{\partial v_j} \Delta v_k + \sum_{j=1}^{p'} \sum_{k'} g_{j'k'} \frac{\partial y_i^{cal}}{\partial t_{j'}} \Delta t_{k'} \quad (6)$$

簡単のため，広域パラメータ V_j (S波速度) や T_j (層厚) を合わせてパラメータ $X_j (j = 1 \sim P + P')$ と表すと，式(7)のようにまとめることができる．

$$y_i^{obs} - y_i^{cal} = \sum_{j=1}^{P+P'} J_{ij} \Delta X_j \quad (7)$$

J_{ij} はローカル・パラメータに対する偏微分に内挿係数をかけ，さらに必要に応じてS波速度からP波速度また

は密度へ変換するときの微係数 dw/dv をかけたものを足し合わせることで求められる．

式(7)の J_{ij} をまとめた n 行 $P + P'$ 列の係数行列はヤコビ行列と呼ばれる．ヤコビ行列の行ベクトルは当該データに対するパラメータの感度分布を示す．

例えば，微動アレイ探査を実施してある地点の分散曲線データ $y_i^{obs} (i = 1 \sim n)$ が得られたとする． y_i^{obs} は異なる n 周波数におけるレーリー波の位相速度である． $y_i^{obs} - y_i^{cal}$ をまとめてベクトル ΔY^1 ，ヤコビ行列を J^1 ，解の修正量をベクトル ΔX と書くと，微動アレイ探査データの観測方程式は $\Delta Y^1 = J^1 \Delta X$ と書かれる．右肩の添え字 **1** は一つ目の微動アレイ探査のデータであることを示している．同様に別の地点で実施した微動アレイ探査データの観測方程式は $\Delta Y^2 = J^2 \Delta X$ と書ける．また，微動アレイ探査以外のデータについても観測方程式は同じ形式で書かれる．すべての探査データの観測方程式をまとめたのが式(8)である．

$$\begin{pmatrix} \alpha^1 \Delta Y^1 \\ \alpha^2 \Delta Y^2 \\ \alpha^3 \Delta Y^3 \\ \vdots \\ \alpha^M \Delta Y^M \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \alpha^1 J^1 \\ \alpha^2 J^2 \\ \alpha^3 J^3 \\ \vdots \\ \alpha^M J^M \end{pmatrix} \Delta X \quad (8)$$

ここで， α はそれぞれのデータの重み係数である．式(8)の連立一次方程式を解くと解析の修正量が得られるので，これを初期モデルの値に加えることでモデルは改善される．一度の修正で満足できる解を得ることはできないため何度も修正を繰り返して最終的な解に至る．

物理探査のインバージョンでは，観測方程式が ill-posed (不適切) でランク落ちしているためそのまま解いても発散する．これに対処するため，式(8)に拘束条件式を加えることによって広域パラメータの安定化を図ることができる．

$$\alpha^0 C_0 = \alpha^0 C \quad (9)$$

ここで α^0 は拘束の強さを与えるパラメータである．一般に使われる拘束条件は初期値拘束条件と平坦化拘束条件である．初期値拘束条件はダンピングとも呼ばれ， $C = I$ (単位行列) かつ， $C_0 = 0$ と与える．拘束条件は $\alpha^0 \Delta X = 0$ で「解の修正量は0である」というソフトな拘束条件，すなわち初期値の周辺に拘束することに相当する． α^0 は拘束条件の強さを与える重みである．平坦化拘束条件は隣接するグリッド間で速度や層厚が等しいという条件である．この場合は，隣接するグリッド間の速度や層厚の差分を計算するオペレータを C とする．修正前の初期モデル X^0 を使って $C_0 = -CX^0$ と与えると，拘束条件は $\alpha^0 C(X^0 + \Delta X) = 0$ となる．すなわち，修正後のモデル $X^0 + \Delta X$ に対して，隣接するグリッド間の速度や層厚の水平方向の差が **0** であるという条件を与えたことに相当する．

(執筆責任者 杉本芳博)

4.3 モニタリングデータの解析技術

1. 繰り返し物理探査の問題点

時間ステップごとに地盤の弾性波速度や比抵抗の分布を知ることができれば、地盤のゆるみや地下水位の変化、グラウトの注入範囲の広がり等の手がかりが得られるであろう。このような考えに基づき、物理探査を繰り返し実施して地盤状況の変化を調べる試みが多くなされている。しかし、このような繰り返し探査の解析は大変デリケートであり、逆解析の過程で発生した偽像が物性値の真の変化を覆い隠してしまうことがあるため注意が必要である。偽像の発生を抑えて真の物性変化を精度良く求めるための工夫が求められる。

図-1 は 2 回の探査結果からその間の物性変化を求めるための解析の流れを示している。逆解析の観測方程式は不安定であり (ill-posed)、ちょっとした影響で多くの偽像が発生する。2 回の逆解析結果の差をとることによって偽像がキャンセルされることはなく逆に強調されることになる。

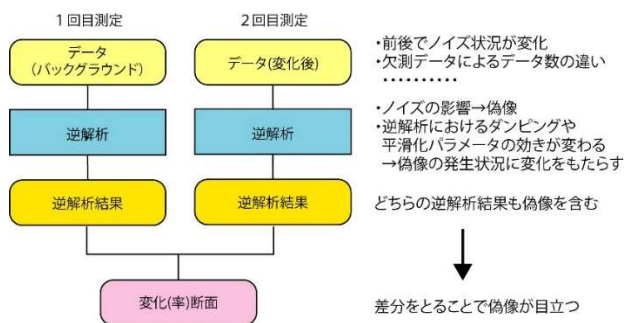


図-1 繰り返し物理探査の解析法（従来法）

偽像の発生には以下の要因が関わっている。

(1) ノイズの影響

逆解析結果にはノイズの影響による偽像が必ず含まれる。ノイズ状況は測定ごとに变化するため、ノイズによる偽像もまた測定ごとに变化する。これを物性変化として検出してしまいう可能性がある。

一口にノイズの影響といっても、その影響には2つのプロセスが考えられる。1つ目は、ノイズを含んだデータの影響で、解析断面中にノイズによる偽像が現れるケースである。2つ目は、ノイズの影響を抑えるための安定化処理を施す際に、そのフィルター効果が解析毎に微妙に変化して、物性値の変化として検出されるケースである。ABIC や AIC を使った制約付き最小2乗法の解析では、ノイズに合わせて自動的に制約条件の強さが決められるので、気づかないうちに精度低下の原因となつて

いる可能性がある。

(2) 測定条件の変化に起因する見掛けの物性変化

2次元探査や3次元探査の場合、長期間、野外に測定センサーを設置しておくことは難しい。しかし、測定のたびに設置し直すとなると、センサー位置やセンサーの設置条件は測定ごとに变化することになる。測定された生データを見ただけでは影響は目立たないことが多い。しかし、逆解析の過程でこの影響は増幅し偽の物性変化として検出される可能性がある。たとえ常設の測定センサーを設置しておいたとしても、センサーの劣化によってデータが部分的に欠損することはよくあることである。たとえ物性分布が変わらなくても、データの欠損によって逆解析結果は微妙に変化することになる。しかもその変化はランダムではないため真の物性値分布の変化と見分けがつかないことが多く、さらに悪いことには、前後の解析結果の差分をとることで、この微妙な変化が強調されることになる。

(3) 物性値の変化に起因する偽像の影響

逆解析結果に出現する偽像の中には物性分布そのものに起因するものもある。トレーサー試験などで物性値が変化することで、それに伴う偽像までもが変化し、解析結果の解釈に支障をきたす可能性もある。

(4) 解析パラメータの影響

イタレーションの回数や拘束条件の強さといった解析パラメータは逆解析結果の収束に少なからず影響を与える。イタレーション回数を同じに設定することは容易であるが、それでも解の収束を厳密に同じ条件にすることは難しい。逆解析の収束は先に述べたデータの S/N ばかりでなくモデルのコントラストにも影響されるためである。従って物性値の変化が解の修正性の違いをもたらし、これが見掛けの物性変化あるいは偽像として検出される可能性がある。

繰り返し物理探査の成功の鍵は偽像の影響を極力小さくすることである。図-1 に示した従来の解析方法では偽像の影響を強く受ける可能性があるため、これを軽減する解析方法が提案されている。

2. データの規格化による解析の高精度化

繰り返し物理探査の解析において偽像の発生を極力抑えるためには、1度の逆解析で物性変化を求めることが望ましい。このような考えに基づく逆解析のフローを図

-2 に示す。解析の手順は以下のとおりである。

(1) リファレンスモデルの作成

1 回目のデータから逆解析を行い、これをリファレンスモデルとする。

(2) 変化率解析データの作成

リファレンスモデルをもとに順解析を行って、次式により規格化データを作成する。

$$\text{規格化データ} = \text{順解析による理論値} + (\text{2 回目の測定値} - \text{1 回目の測定値})$$

なお、一般に比抵抗探索の逆解析で対数比抵抗を最小二乗法の未知数とするため、対数値の差すなわち比を計算して規格化データを作成する。

$$\text{規格化データ} = \text{順解析による理論値} \times (\text{2 回目の測定値} / \text{1 回目の測定値})$$

(3) 規格化データを使った逆解析

リファレンスモデルを初期モデルとして規格化データを逆解析する。

(4) 変化量の計算

逆解析結果とリファレンスモデルを比較して変化量または変化率を算出する。

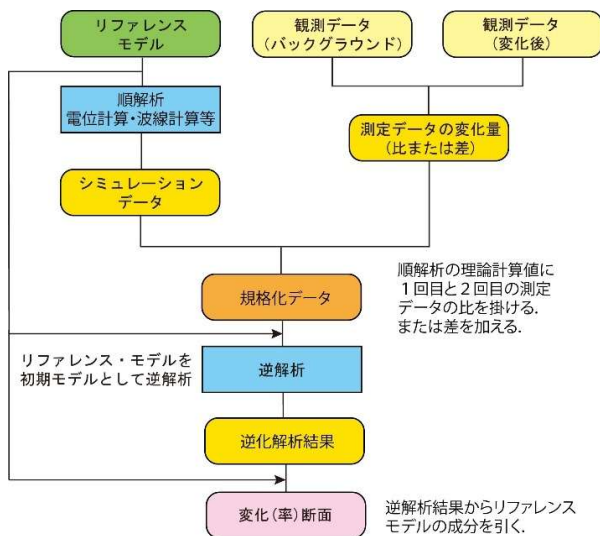


図-2 データの規格化によるモニタリングの解析方法

データの規格化による解析では物性値の差または比を計算するための逆解析は 1 回だけである。従来法では 1 回目と 2 回目の探索データに対して合わせて 2 回の逆解析を行うため、逆解析の収束の違いによる見掛けの物性変化（偽像）の発生を防ぐことができる。また、1 回目と 2 回目の共通のデータのみを使うことにより、データセットの違いによる見掛けの物性変化（偽像）を防ぐことができる。

3. 複数の時間ステップのデータの同時解析

「データ規格化による解析」は、前後 2 回の探索データからその間の物性変化を推定する方法であるが、測定回数が増えた場合には、どれをリファレンスにするかによって解析結果が変わる。この問題を克服し多ステップの繰り返し探索データを精度よく解析する方法が Kim et al. (1995) や清水・小田 (2019) から提案されている。彼らの方法は、多くの時間ステップのデータを同時に解析することを基本としており、時間を含めた 3 次元（2 次元＋時間）または四次元（3 次元＋時間）での解析を目指している。これは、多地点の垂直探索データを同時に解析する多点同時解析の考え方を時間方向に拡張したものとして理解することができる。

複数の時間ステップのデータを同時解析する利点は以下のとおりである。

(1) 計測中に場が変化する影響を適切に対処できること

例えばトレーサー試験において、計測に時間がかかると 1 サイクルの計測の間にトレーサーが移動してしまい場が変化してしまうという事態が起こりうる。この場合、1 サイクルの最初と最後の計測データは異なる場を観測しており、物性値分布が同じだと仮定して一緒に解析しても精度の良い結果は得られない。しかし、1 サイクルの最初と最後の時間ステップの物性値分布を逆解析の未知数とすれば、途中の任意の時間の物性分布を内挿することは容易であり、どの計測データに対しても適切な処理が可能である。

(2) 合理的な先験条件を与えて解析することによって偽像の発生を抑制できること

一般に、物性値が短期間に乱高下することは考えづらい。ノイズの影響や解析に起因する物性値の見掛けの乱高下は、「隣接するタイムステップの物性値の差は小さい」という先験情報を与えることで抑えることができる。モニタリングの解析結果の信頼性や分解能が期待される。また、トレーサー試験やグラウト効果判定のためのモニタリング測定では、水みちに沿った領域やグラウト注入孔周辺の限定的な領域だけ変化と考えるのが妥当である。状況に合わせて適切な先験条件を与えて解析することで無意味な偽像を抑制することができる。

清水・小田 (2019) は、比抵抗モニタリングの逆解析において各時間ステップの比抵抗を未知数とする代わりに、初回の比抵抗と各時間ステップ間の比抵抗の変化量を未知数とすることを提案した。さらに、「各ステップの変化量が小さい」という先験条件を与えることで、解析精度が向上することを報告している。

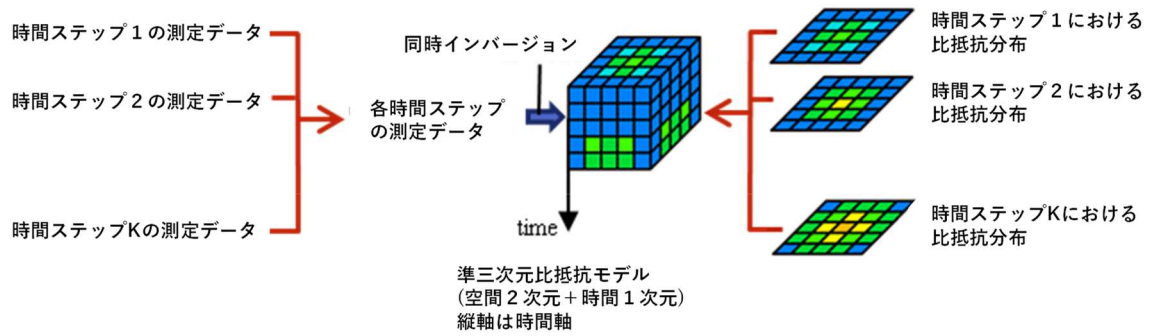


図-3 複数の時間ステップデータの同時インバージョンの概念図（清水・小田, 2019 の Fig. 3 に加筆）

3. シミュレーション検討の事例

ここでは、既往の文献からモニタリングデータの解析における偽像や解析方法を工夫して精度が向上の例を示す。

図-4～6 は杉本（2002）からの引用である。岩盤中に幅 1 m の破碎帯が鉛直にのびる構造を想定して比抵抗探索のシミュレーションを実施した結果である。破碎部の当初の比抵抗値を 500ohm-m とし、塩水注入によって 100ohm-m まで低下したという状況を設定している。電極間隔 1 m、最大測定深度 20m で 2 極法電気探査を実施したときのデータをシミュレーションで作成し、これを逆解析した。図-4 は変化前後のモデル比抵抗と逆解析の結果である。鉛直にのびる低比抵抗帯は概ね正確に検出されているものの、深部ほど分解能が低く低比抵抗帯の像がぼけている。また、低比抵抗帯の両側に高比抵抗の偽像が発生しているのが特徴的である。図-5 は深度 2.5m における比抵抗分布を 1 次元グラフに表示したものである。実線で示した解析比抵抗の分布は、破線で示したモデル比抵抗分布に対してあたかもバンドパスフィルターを適用したようなグラフとして表現されている。低比抵抗帯の両側に高比抵抗偽像が発生する現象は、矩形波にバンドパスフィルターを適用したときにサイドローブとよく似ている。逆解析の過程で高周波成分が再現されないため、フィルターをかけたようなイメージが得られていると考えることもできる。

塩水注入により比抵抗が低下するとサイドローブは大きくなり、解析断面の低比抵抗帯の比抵抗の低下に加えて、その先の高比抵抗偽像の抵抗値も大きくなる。結果として比抵抗低下領域の外側に見かけの比抵抗増加領域が発生している。

図-6 は従来法と規格化したデータを使った解析法の比較をしたものである。規格化データによる解析では『比抵抗は増加しない』という制限を与えて解析している。従来法の結果では比抵抗が低下領域の外側で比抵抗が増加しており、さらにその外側には比抵抗の低下が認められる。改良法による解析では『比抵抗は増加しない』と

いう制限を与えているため、高比抵抗の偽像が消えているのは当然であるが、高比抵抗偽像の両側に 2 次的に発生した低比抵抗の偽像（波線の丸印で示した領域）も消えている。データの規格化によってモニタリングデータの逆解析の精度が向上しているのが分かる。

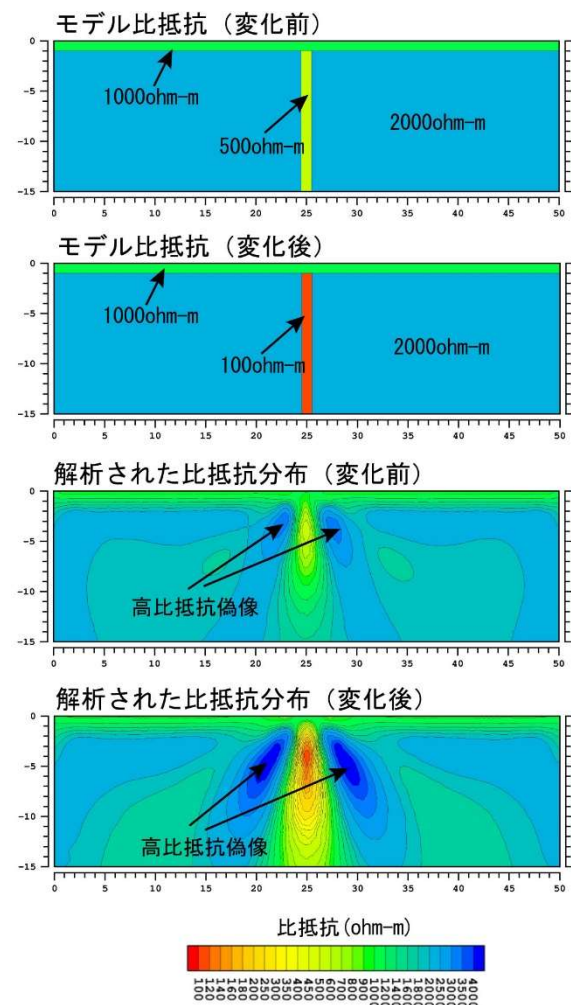


図-4 比抵抗変化に伴って解析断面上に現れた偽像の発生状況の違い

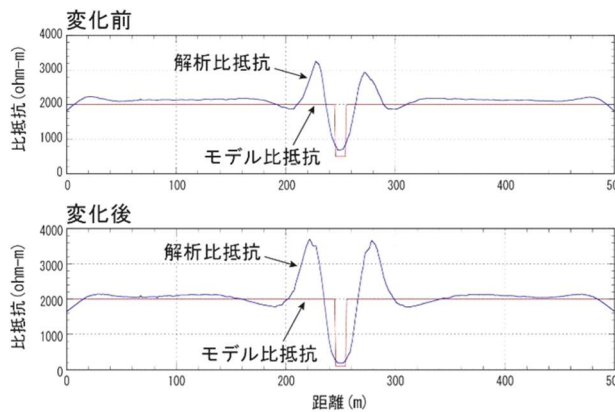


図-5 深度 2.5m における解析比抵抗の 1 次元分布

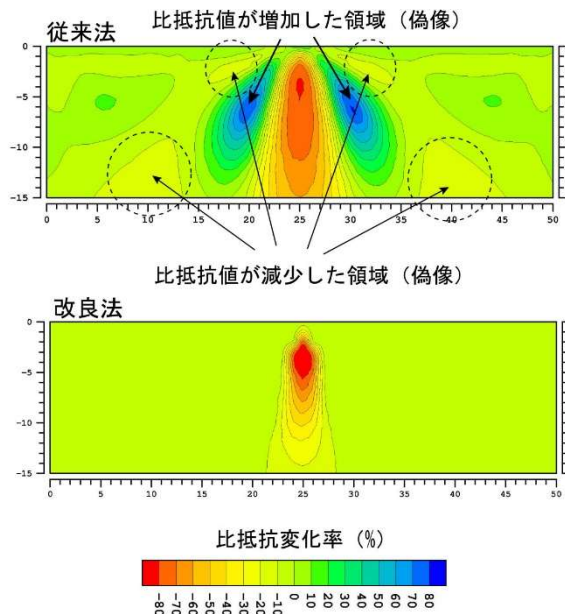


図-6 規格化したデータによる解析結果
比抵抗は増加しないという制限を設けて解析した

図-7 は清水・小田(2019)からの引用である。この事例は、複数の時間ステップのデータを一度に逆解析することによって解析精度が向上することをシミュレーションデータを使って示している。

筆者らは均質地盤の 2 次元 FEM モデルを使って移流拡散解析を実施し地下 2.5m の深度から注入した塩水の濃度分布の時刻歴を 10 秒ごとに計算した。別途実施した室内試験から塩水濃度と比抵抗の関係をおき、移流拡散解析結果の塩水濃度から比抵抗モデルを作成した。このモデルを使って比抵抗トモグラフィの順解析を行い、シミュレーション検討用の模擬データを作成した。比抵抗シミュレーションは 3m×3m の正方形の領域を探索対象として、領域を取り囲む赤い線上に 25cm 間隔に電極を配置したケースを想定した。このようにして作成した比抵抗トモグラフィの模擬データから複数時間ステップの同時逆解析を行った。図-7(c)は移流拡散解析を基に作成した比抵抗モデル、(a)は従来法による解析結果、(b)は複数時間ス

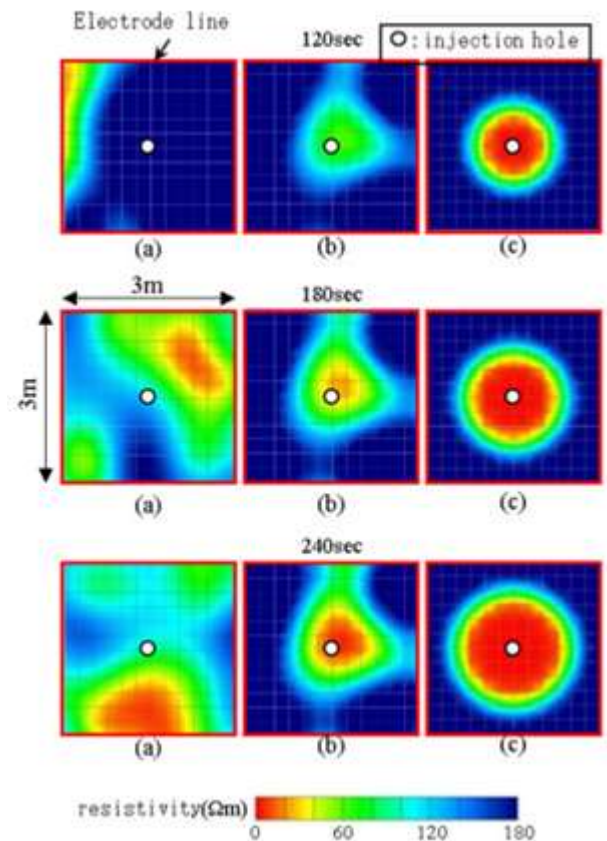


図-7 複数の時間ステップの同時逆解析によって
逆解析の精度が向上した事例
清水・小田(2019)より引用

テップの同時逆解析の結果である。図-7 の上段は時間ステップ 120 秒、中段は時間ステップ 180 秒、下段は 240 秒の比抵抗分布を示している。

(a)の従来法の結果では、中心から注入された塩水による低比抵抗ゾーンの広がりが全く再現されていない。これに対して、複数時間ステップのデータを同時逆解析した(b)の結果では時間経過とともに低比抵抗ゾーンが広がっている状況がうまく捉えられている。このように全時間ステップのデータを同時解析する方法はモニタリングデータの逆解析精度を改善することが分かる。

(執筆責任者 杉本芳博)

4.4 可視化の解析事例

4.4.1 DAS で取得した表面波探査データの事例

1. はじめに

集中豪雨や巨大地震に伴う土砂災害の被害を低減するためには地盤内の土質構成や水理構造を事前に把握して対策する必要がある。また、経年変化による地盤のゆるみや地下水位の変動を長期間モニタリングすることも必要であり、ボーリング調査に比べて広い範囲を非破壊的に効率的に調べることが可能な物理探査法への期待は大きい。

近年、光ファイバーケーブルを受振器として振動計測に用いる分布型音響センシング DAS (Distributed Acoustic Sensing) が CCS、石油・ガス分野で脚光を浴びている。これは光ファイバーケーブル内にレーザー光を入力し、地盤内の微小な振動に起因して光ファイバーケーブル内で発生する後方散乱光による位相変化を捉えることにより、光ファイバーケーブル軸上のひずみを高いサンプリング周波数で検出する技術である。DAS は光ファイバーケーブルを多チャンネル地震計センサーとして利用するシステムである。従来のジオフォンを用いた物理探査よりも空間的に高密度なデータが取得でき、長区間の測定を安価に行える。また従来の受振器に比べると耐久性が高いため、長期間設置するモニタリング用センサーとして使用することもできる。ここでは、斜面に埋設した光ファイバーケーブルによる DAS の連続データから地盤の表面波信号を抽出し、さらに逆解析によって S 波速度分布を求めた事例を紹介する。

て、DAS 計測による微動記録も同時に取得した。微動記録は 1 分 1 ファイルとして、1 時間分のデータを記録した。



図-1 調査位置図



図-2 光ファイバーケーブルの設置状況

2. DAS による表面波探査データの取得

DAS 計測は岡山大学北側に位置する半田山の斜面上で実施した(図-1)。調査地点は花崗岩の上に古生層が分布しており、2018 年 7 月の豪雨で斜面崩壊が生じた。調査測線はその崩壊地の西側に設定した。測線長 81m の斜面において、深さ 10cm 程度の溝を掘り(図-2(a))、溝の中に光ファイバーケーブルを埋設した後(図-2(b))、上から軽く土をかぶせて光ファイバーケーブルを設置した(図-2(c))。DAS 計測装置にはニューブレクス社製の NBX-S4000 を用いた。測定パラメータはゲージ長 0.2m、サンプリング周波数 500Hz、サンプリング間隔は $dx=0.2053m$ でデータ収録を行った。表-1 に DAS の計測仕様を示した。表面波探査の振源としてかけやを使い、測線に沿っておよそ 5m 間隔で鉛直に 4 回加振することでデータ取得を行った。本調査では、起振時にはトリガー信号は記録せず、15 秒間の連続記録測定中にかけて 4 回起振することでデータを取得した。DAS データの記録例を図-3 に示す。また、本調査では起振記録に加え

表-1 DAS 測定仕様

ゲージ長	0.21m
サンプリング周波数	500Hz
空間サンプリング	0.21m
測線長	81m
チャンネル数	395

3. DAS データの前処理

前述のように、起振時のトリガー(起振時間)に関するデータは取得していなかったため、以下の手順で起振記録の重合を行った。

- ① 起振記録のうち明瞭な波形(トレース)を選択して各起振記録での立ち上がり時間を読みとった。
- ② 読み取った時間から各起振波形(512 サンプル、記録長 1.024 秒)をそれぞれ抽出した。

- ③ 4回の起振データについて相関関数を計算して起振波形同士の初動のずれを修正した。
- ④ 最後に4回の波形記録を重合した。

重合後の起振記録を図-4に示す。重合後の起振波形を見ると、起振点周辺における初動部分のパルスが不明瞭でありS/Nの低下が認められる。これは地面への打撃により光ファイバー内のひずみ振幅が大きくなり、波が飽和している可能性がある。これは、現状のDASセンサーが従来型の地震計センサーに比べてダイナミックレンジが狭いためと考えられる。

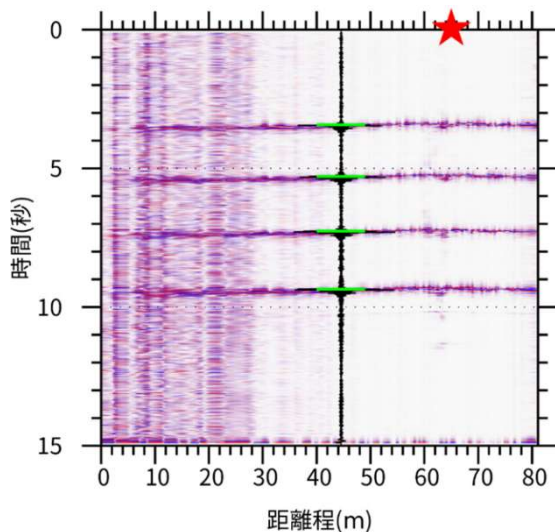


図-3 DASの起振記録の例（★は起振位置）

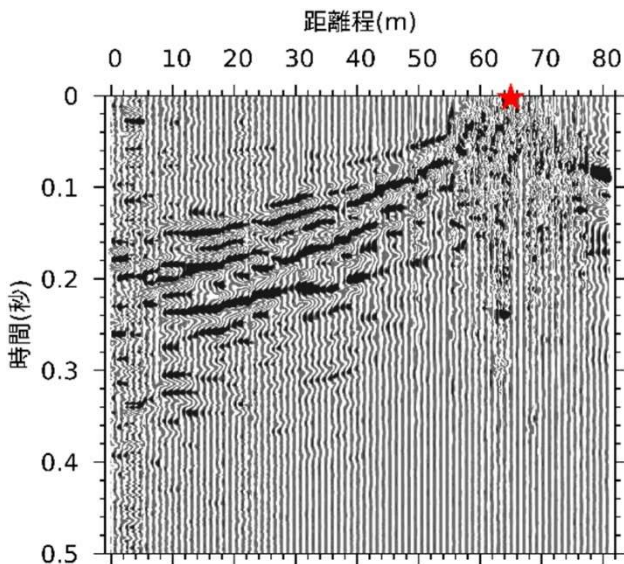


図-4 重合後の波形記録

起振点付近のS/Nを向上させるため、CMP 相互相関解析 (Hayashi and Suzuki, 2004)を適用した。CMPはCommon mid-pointの意味であり、発振点と受振点の中心が共通な波形データの集まりをCMP ギャザーと呼ぶ。振源近傍のデータは飽和しており使えないため、起振点

前後の10mのデータは使わず、相互相関関数の計算によってCMP ギャザーを作成した。これは、2つの受振点の観測波形の相互相関関数を足し合わせることによって、一方の受振点位置で発振した時の、もう一方の受振点位置での受振波形を合成できるという地震波干渉法の原理に基づいている。このようにして作成されたCMP ギャザーの一例を図-5(a)に示す。0.205mごとにCMP ギャザーを作成したのちに、各CMP ギャザーのデータに対してPhase-shift法を適用して分散曲線イメージを算出した(図-5(b))。さらにエネルギーが最大となる点を読み取り分散曲線を得た。

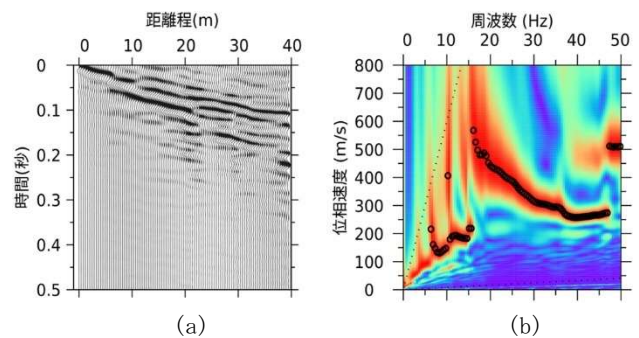
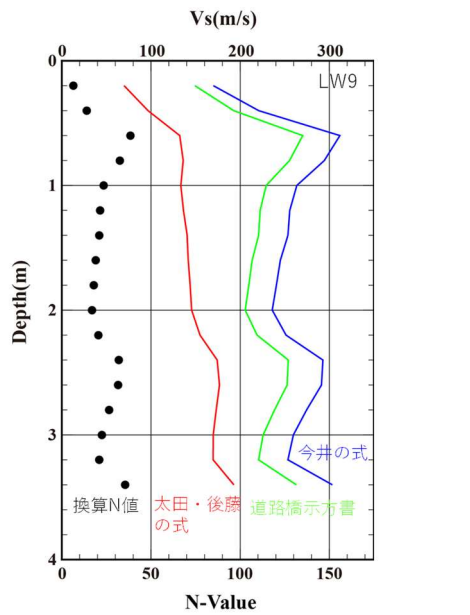


図-5 CMP 起振記録(a)と抽出した分散曲線イメージ(b)

4. サウンディングデータの事前検討

測線上および隣接した地点では、株式会社ウェスコのチームが、統合物性モデル研究組合の活動の一環として磁歪式変位センサーを使ったサウンディングを実施している。DASによる表面波探査データの逆解析にあたり、サウンディングの換算N値データを考慮した統合解析を試みた。

既往のN値とS波速度の関係式を使うことで換算N値データから各深度のS波速度が推定できる。このS波速度が妥当なものであるならば、表面波の位相速度データの逆解析にそのまま使用することができる。N値からS波速度するための関係式はいくつか知られており、それらの式を使って推定したS波速度と換算N値のグラフを図-6に示す。どの式を使うかによって推定されたS波速度の値は大きく異なり、どれが正しいかを判断する根拠はない。算出されたS波速度をそのまま表面波探査の解析に使用できないことから、N値からS波速度への変換式における3つのパラメータ α 、 β 、 γ の値を逆解析の未知数として取り扱い、S波速度から逆算されるN値が観測値と合うように α 、 β 、 γ の最適値を推定することを試みた。



$$Vs = \alpha N^{\beta} D^{\gamma} \quad Vs: S\text{波速度(m/s)} \quad N: N\text{値} \quad D: \text{深度(m)}$$

	α	β	γ	備考
太田・後藤の式(1978)	67.0	0.218	0.228	砂礫土
今井の式	97.0	0.314	0.0	
道路橋示方書	80.0	1/3	0.0	砂質土

図-6 換算 N 値および N 値と S 波速度の関係式から推定された S 波速度

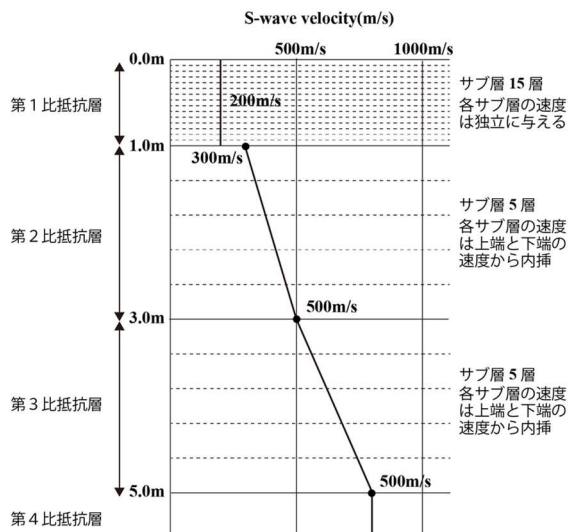


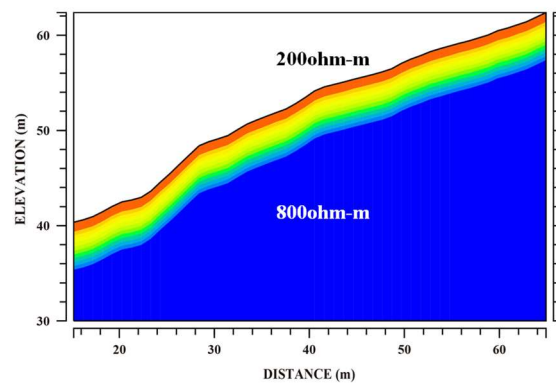
図-7 逆解析に使用した初期モデル

5. 逆解析

5.1 初期モデルの設定

前処理で得られた分散曲線データおよびサウンディングの換算 N 値データ、サウンディングで確認された表層の下面深度のデータを使って多地点同時逆解析を行った。測線方向に 2m 間隔にグリッド点を設けてそれぞれのグリッド点直下に 4 層からなる S 波速度構造モデルを考えた。第 1 層は表土でサウンディングの結果によると最大で 3.2mm 程度の厚さが確認されている。20cm 間隔で測定された換算 N 値データと対比できるように、第 1 層内を 15 層のサブ層で分割した。既往資料によると第 2 層は深は風化花崗岩層に対比され、深度とともに速度が増加するものと想定されることから、各層内は 5 層のサブ層に分割してそれぞれの速度は速度層上面と下面で定義した速度から内挿して求めた。初期モデルは平行層モデルとして層厚は場所によらず一定とした (図-7)。

換算 N 値データを使用するにあたっては、大田・後藤の式(1978)、今井の式、道路橋示方書のそれぞれの α , β , γ の値を初期値として解析を行い、初期値依存性を検討した。



5.2 逆解析結果

逆解析は 2 段階に分けて実施した。第 1 段階では概略の平均的な速度構造を求めることを目的として、各層の速度は横方向に変化しないものと仮定した。また、速度逆転層はないものと仮定してイタレーションの途中で下位層の速度が上位層の速度を下回ったときは上位層の速度で置き換えてから次のイタレーションに進んだ。10 回のイタレーションで概ね収束に至ったため、第 2 段階の解析に移行して 15 回のイタレーションを行った。第 2 段

階では横方向に速度が変わることを許容し、また、表層内の逆転層の発生を許すことで、より詳細な速度構造を求めた。図-8 は、N 値の変換パラメータ α , β , γ の初期値として道路橋示方書の値を使った場合の残差の収束状況である。また、図-9 は換算 N 値データと S 波速度から求めた換算 N 値を比較したグラフである。両者は良く合っており、換算 N 値データの情報が逆解析結果に良く反映されていることを示している。

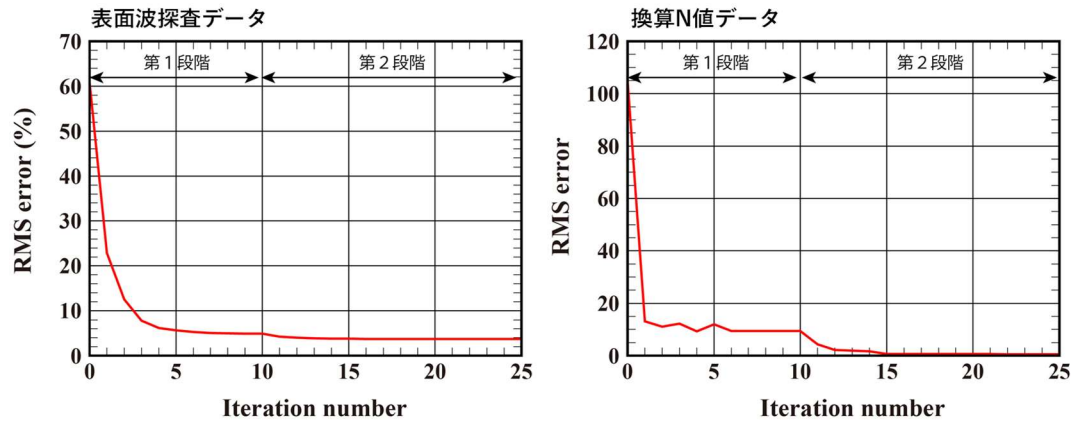


図-8 残差の収束状況（道路橋示方書の α ， β ， γ を初期値とした場合）

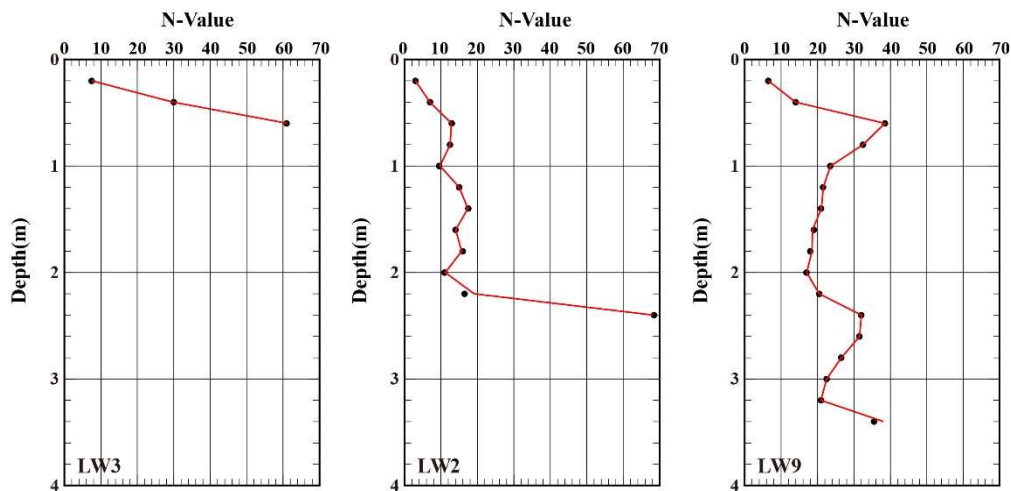


図-9 換算N値データとS波速度から推定した換算N値との比較
（道路橋示方書の α ， β ， γ を初期値とした場合）

逆解析結果を図-10に示す。比較のため、 α ， β ， γ の初期値として今井の式の値と使用した結果や、太田・後藤の式（1978）の値を使用した結果、山内(2024)による既往解析結果を併せて示した。使用した α ， β ， γ の初期値によらず、求められたS波速度断面はほぼ同じ結果となっており、さらに換算N値データを使用することによって表層の地すべり土塊内の詳細なS波速度構造が得られていることが確認された。換算N値データの無い地点についての解の精度や信頼性については、今後さらに検討する必要がある。

S波速度とN値の関係式における α ， β ， γ パラメータの初期値依存性を検討するため、異なる初期値を使って解析して得られた最終的な α ， β ， γ 値と逆解析結果のS波速度、S波速度から推定されたN値を図

-11に示す。大田・後藤の式のパラメータを初期値とした結果は、他の結果と比べてパラメータ値が3割程度異なっているが、S波速度から推定されたN値はほぼ同じ値を示していることが分かった。本ケースの場合、 α ， β ， γ のパラメータは一意的に決まらなかったことが分かる。その理由は、換算N値データの最大深度が3.4mであり、深度 D に関するパラメータ γ がうまく決定できなかったためと考えられる。N値データの深度範囲が広がればこの問題は改善する可能性がある。

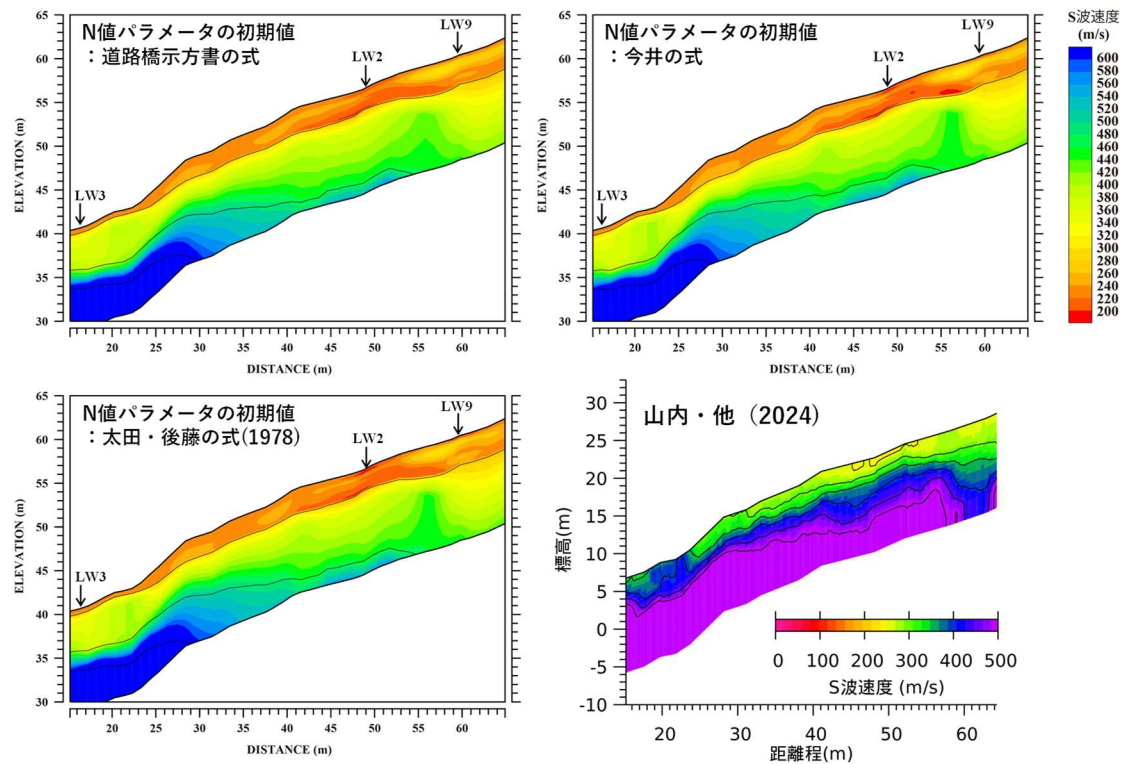
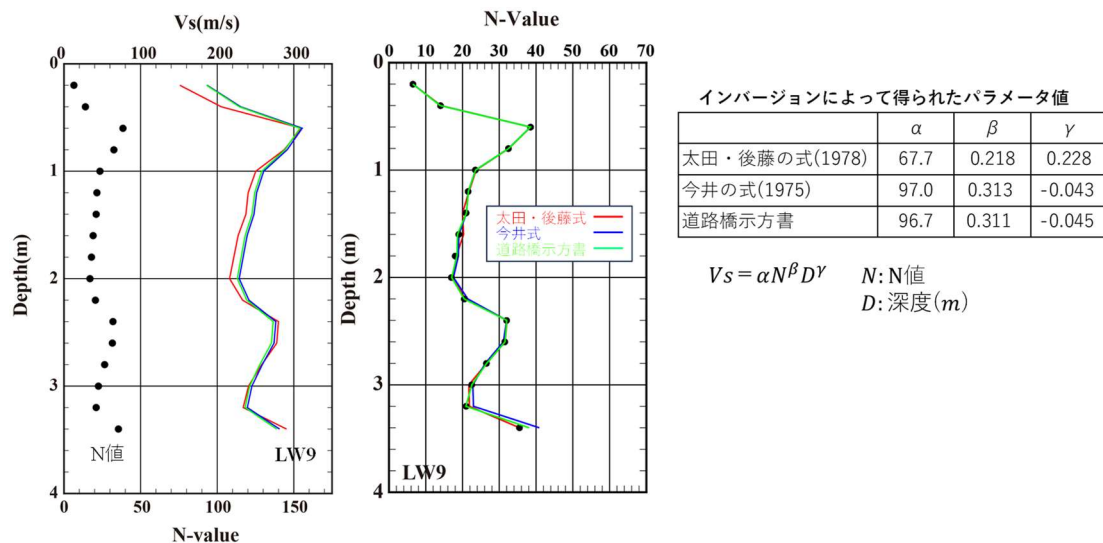


図-10 逆解析結果

図-11 S波速度-N値変換における α , β , γ パラメータの初期値依存性

6. おわりに

地すべりの発生地点の横の斜面に光ファイバケーブルを埋設し、かけやの打診による振動波形をDASによって収録した。取得された振動波形からレーリー波成分を抽出して、測線上の0.2m間隔で位相速度データを得た。これらの位相速度データを使って多地点同時逆解析を行い、S波速度断面を得ることかできた。

N値データは地盤の強度を示す指標であり建築物の設計や液状化判定など多方面で多くの実績があるが、物性

値ではないため、これを物理探査データと同等に扱うことについては物理探査技術者の間で疑問視する意見も根強くある。逆解析の初期モデル作成においてN値を使用することは従来からも行われてきたが、今回の試みのように、N値データを同時逆解析することは行われてこなかった。S波速度とN値の関係式における α , β , γ のパラメータを未知数とすることで、N値データを含めた同時逆解析が可能となり解析断面の分解能の向上に起用する可能性が示された。

(執筆責任者 杉本芳博)

4. 4. 2 屈折法弾性波探査と微動アレイ探査，ボーリング・データを統合解析した事例

1. はじめに

統合物性モデル技術研究組合の活動の一環として，基礎地盤株式会社，株式会社エイト日本技術開発から御提供頂いた弾性波探査，微動アレイ，ボーリング，その他のデータを基に統合解析を試みた．工学基盤以浅の比較的低速度の領域では，地下水位の上下で P 波速度が大きく変化することが知られている．この現象を利用して弾性波探査のデータや微動アレイ探査等のデータのジョイント・インバージョンにより地下水位の検出を試みた．

2. 飽和度と P 波速度の関係

図-1 のグラフは鎌田・他(2000)による砂岩の室内試験から求めた飽和度と弾性波速度の関係である．飽和度 89%~100% の範囲で S 波速度は約 200m/s の一定値を示しており飽和度には依存しない．一方，P 波速度は飽和度 98%を超えたところで急激に増加し，飽和度 100%で水中の音波速度 1500m/s に達している．不飽和状態の P 波速度が 1500m/s を下回る地盤では P 波速度が 1500m/s になる深度が概ね地下水位と推定される．

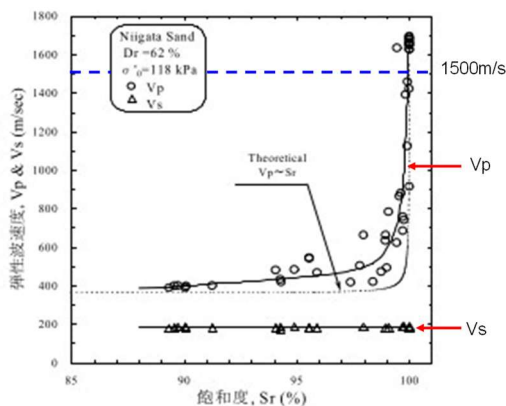


図-1 飽和度と弾性波速度の関係
鎌田・他(2000)に加筆した

3. 探査データの概要

調査地は花崗岩の丘陵で斜面を切土するとともに谷部を埋め立てて造成されたところである．造成後に実施した物理探査やボーリング調査，サウンディング調査等のデータを入手できたため，これらを使ってジョイント・インバージョン法による統合解析を試みた．使用したデータは表-2 のとおりである．図-2 に使用データの位置図を示す．

ボーリングのうち 4 孔については N 値データが取得されている．ラムサウンディングによる換算 N 値データと併せて大田・後藤の式を使って S 波速度を計算し，これ

から S 波検層の模擬データを作成した．これを，S 波速度検層データの代わりにジョイント・インバージョンのデータとした．N 値から換算した S 波速度には系統的な誤差が含まれる可能性があるため，補正を行った．

表-1 解析に使用したデータ

データの種類	データ数	備考
微動アレイ探査	5アレイ	1 辺30mのL字アレイ
H/V	5地点	
屈折法地震探査	1測線	測線長：約480m
ボーリング	14孔	4 孔はN値データあり
ラムサウンディング	8地点	約10m~25m

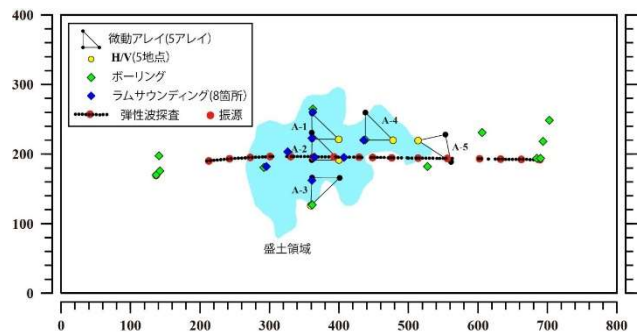


図-2 データ位置図

4. 解析方法

4.1 初期モデル

ジョイント・インバージョンに使用したグリッドの配置図を図-3(a) に示す．グリッド点数は 898 点である．グリッド点直下には第 1 速度層～第 8 速度層に区分された一次元速度構造を設定して，各速度層の S 波速度と層厚を未知数として逆解析を行った．図-4 に一次元速度構造の構成を示す．表層および盛土層に対応する第 1，第 2 速度層については N 値の 1m 間隔のデータやサウンディングの 0.2m 間隔のデータを生かすため，層内を複数のサブ層に分割してサブ層の層厚が最大でも 2m 程度になるように設定した．また，第 3 速度層以深についても速度が深度とともに徐々に増加することを想定して（ミラージュ層），各速度層内にサブ層を設定した．また弾性波探査データの解析において地下水位の影響を考慮するため，S 波速度構造を与えるグリッド点とは別に，地下水位解析用のグリッドを設定した（図-3(b)）．地下水位設定用のグリッド点は弾性波探査測線上と微動アレイ探査地点の 65 か所に配置した．

初期モデルの作成においては第 1 速度層（表層）の厚さを一律に 2m とした．次に，ボーリングおよびサウンディングのデータから盛土下面深および第 3 速度層に相当する D~CL 層の下面深度を読み取り，これを内挿して

全域の第2速度層と第3速度層の層厚を与えた。最下層上面の標高を-10mとし、第4速度層～第7速度層の厚さは比が同じになるように設定した。図-16は初期モデルのパネルダイアグラムである。弾性波探査測線沿いの断面およびそれに直交する2断面を表示した。

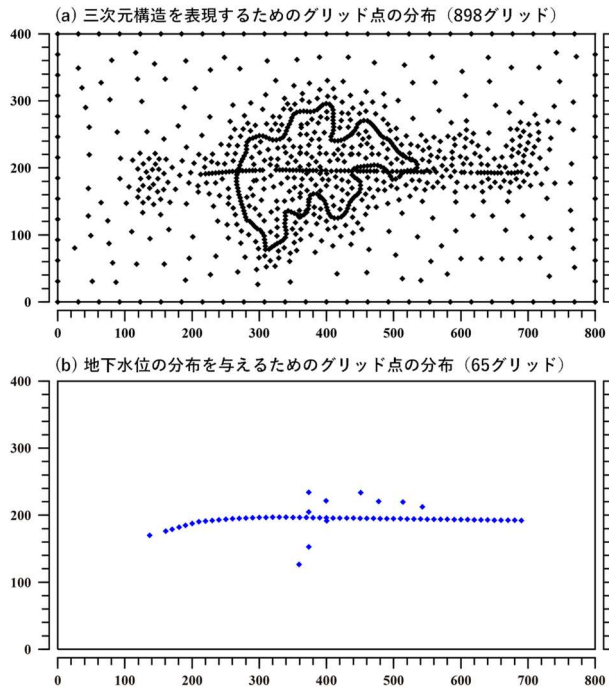


図-3 グリッド配置

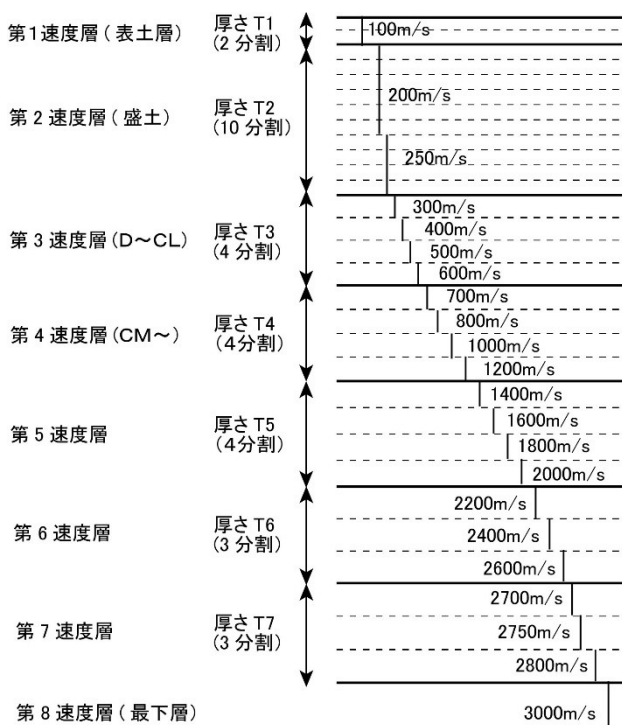


図-4 一次元 S 波速度構造の構成と初期 S 波速度

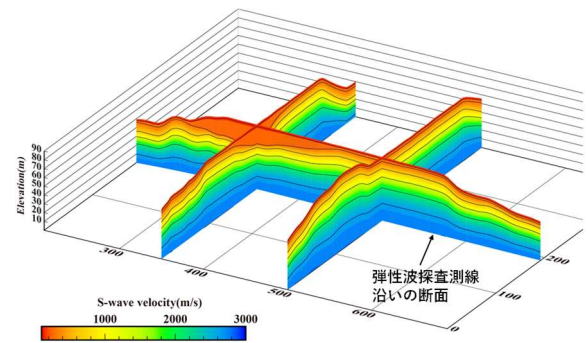


図-5 初期モデルのパネルダイアグラム表示

4.2 順解析の計算方法

微動アレイ探査データは1辺が約30mの直角二等辺三角形のL字アレイを使って得られた位相速度データである。このデータはアレイ直下の平均的な速度情報を与えるものであるが、どの地点の速度を示しているのかを明示することはできない。順解析にあたっては、アレイ内の5地点でそれぞれ初期モデルから理論分散曲線を計算し、スローネス（速度の逆数）領域で平均した値をアレイの平均分散曲線とした。

H/V の計算では5次の高次モードまでの計算を行い H/V スペクトルを求めた。また H/V スペクトルの振幅データからピーク周波数を求めて、これもあわせて逆解析のデータとした。

N 値データは大田・後藤の式を使って S 波速度に変換してから S 波検層の初動走時を計算した。これを S 波検層のデータとみなして逆解析のデータとした。大田・後藤の式の系統的な誤差を考慮して、順解析ではモデルの S 波速度 V_s に対して、一次式 $V_s^N = aV_s + b$ を使って補正してから走時を計算した。補正のための a 、 b は逆解析の未知数として取り扱い、微動アレイ探査や H/V のデータを含めた全体の RMS 残差が小さくなるように最適な a 、 b 値を求めた。

ボーリングおよびラムサウンディングから第2速度層下面（盛土層下面）や第3速度層下面の深度が分かっている地点については、該当する速度層までの層厚の総和 $D = \sum_i T_i$ を計算してモデルの深度を求め、これを深度データと比べた。

屈折法地震探査の走時計算は、3次元の広域モデルか測線に沿った波線計算用のセル・モデル（ローカル・モデル）を切り出して行った。図-6は初期モデルから切り出したセル・モデルである。

各セルの P 波速度は、広域モデルから内挿した S 波速度から V_s-V_p の関係式を使って変換した。S 波速度から P 波速度への変換には Ludwig et al. (1970) の関係式を修正して使用した（図-7）。Ludwig et al. (1970) の関係は飽和状態を想定しているため P 波速度は最低でも 1500m/s を超えている。既往の弾性波探査の解析結果を踏まえて、 $V_s < 1400\text{m/s}$ の範囲では元の式より小さくなるように P 波速度の値を設定した。さらに、図中の白丸

の点に速度の補正係数を設定し、これを逆解析の未知数として取り扱うことで V_s - V_p の式を最適化した。補正係数の初期値は 1.0 である。

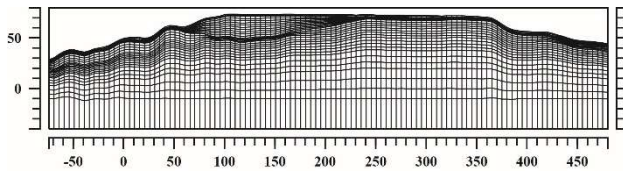


図-6 波線計算用ローカル・モデルのセル分割
(初期モデルの場合)

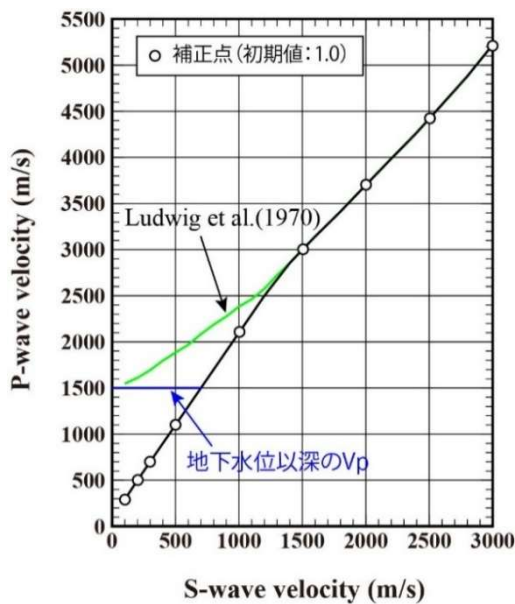


図-7 S 波速度と P 波速度の関係

地下水位の上下で P 波速度が大きく変化する影響については、以下の手順に従いセルの P 波速度を修正することで対処した。

- ① セル中央の座標における水位を計算する。
- ② セルが地下水位以深にあり（セル中央の上端深度が地下水位よりも深い場合）、かつセルの P 波速度が 1500m/s 以下の場合は P 波速度を 1500m/s に置き換える。
- ③ セルが地下水位以浅にある場合は（セル中央の下端深度が地下水位よりも浅い場合）、P 波速度はそのままとする。
- ④ 地下水位面がセル内を通過し、かつセルの P 波速度が 1500m/s 以下の場合は、セルの P 波速度を $V = (T_U + T_L) / (T_U/V_p + T_L/1500.0)$ で置き換える。ここで、 T_U はセル上端深度と地下水位深度の差、 T_L はセル下端深度と地下水位深度の差、 V_p は置き換える前の P 波速度である。

測線は直線ではなく若干屈曲している。このため 3 次元モデル内の実際の発振点—受振点間の距離は 2 次元解

析測線上での距離とは厳密には一致しない。走時計算では 2 次元モデルを使って波線を求めた後に、発振点—受振点間距離の違いに応じて波線経路を横方向に伸縮させてから走時を計算し直した。

4.3 逆解析の計算条件

逆解析は非線形最小二乗法を使って 2 段階に分けて実施した。第 1 段階では、第 7 速度層と第 8 速度層に含まれる 4 つのサブ層の速度は場所によらず一定とした。また、第 5 速度層以深は逆転層を禁止してイタレーションの途中で逆転層が発生した場合は下位層の速度を上位層の速度で置き換えた。第 2 段階の解析では条件を緩めて、全てのサブ層の速度は場所によって変化するものとした。また、逆転層の禁止条件は最下層と一つ上の層の間のみに適用した。

逆解析にあたっては、図-3(a)に示したグリッド点直下の速度層の層厚およびサブ層の S 波速度を未知数とした。さらに、地下水位が弾性波探査の走時に与える影響を考慮するため、図-3(b)に示した地下水位解析用のグリッド点上の水位を未知数として加えた。弾性波探査を実施した時の地下水位に関するデータが入手できなかったため、とりあえず盛土層下面深度から 2.5m 上に初期水位を設定して逆解析を実施した。

逆解析の途中で発散を抑えるため初期値拘束条件（ダンピング）を与えると同時に、横方向に速度や層厚が急変しないようにするため平坦化制約条件を与えた。

図-8 にイタレーション毎の RMS 残差の推移を示す。

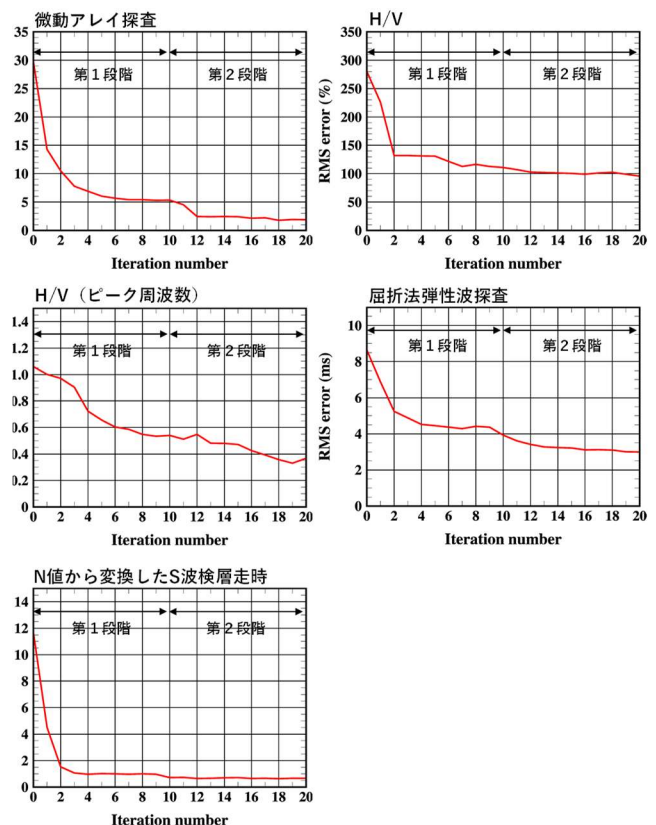


図-8 イタレーション毎の RMS 残差の推移

5. 解析結果

イタレーションを 20 回繰り返して概ね収束した段階で最終解とした。図-20～図-23 は A-1 地点の微動アレイ探査の分散曲線と H/V スペクトル、屈折法弾性波探査の走時曲線について最終モデルから計算した理論計算と観測データのフィッティングを示した図である。理論計算値はデータと整合しておりデータを説明しうることが分かる。図-9 微動アレイ探査の位相速度のフィッティング

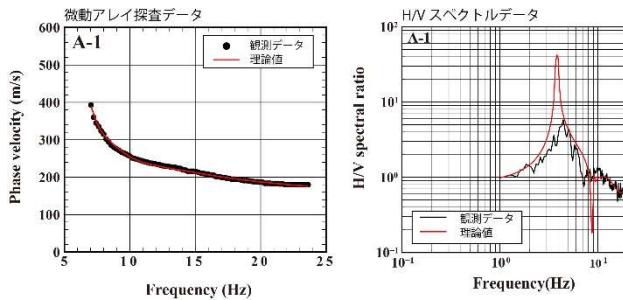


図-9 微動アレイ探査データと H/V スペクトルデータのフィッティング (A-1 地点)

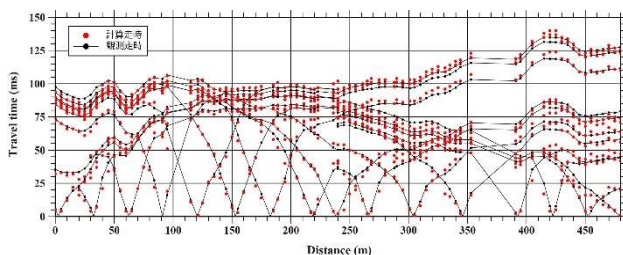


図-10 屈折法弾性波探査データのフィッティング

図-11 は弾性波探査測線上の S 波速度断面(a)と P 波速度断面(b)である。S 波速度断面では地表から盛土層の底までの全体が 200m/s～300m/s の低速度を示しているのに対して、P 波速度断面では表層に分布する低速度層 (200m/s～600m/s) と盛土下部に分布する 1500m/s 以上の速度層の 2 層に分かれおり、その境界は比較的明瞭である。1500m/s を示す領域は地下水位以深の領域である。

図-12 は 3 次元の広域モデルから切り出した S 波速度のパネルダイアグラムである。弾性波探査測線に沿った断面とそれに直交する 2 断面上の S 波速度を表示している。屈折法測線から離れた地点の地層境界面の形状は図-5 の初期モデルと概ね同じであり、各層の速度は屈折法測線上の各層の平均的な速度で置き換えられている。調査の進行に伴い新たなデータが追加されれば、これらの領域も改良されるものと考えられる。

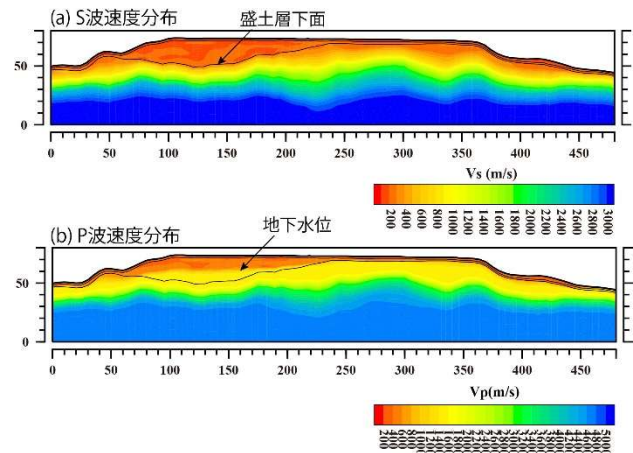


図-11 弾性波探査測線上の S 波および P 波速度断面

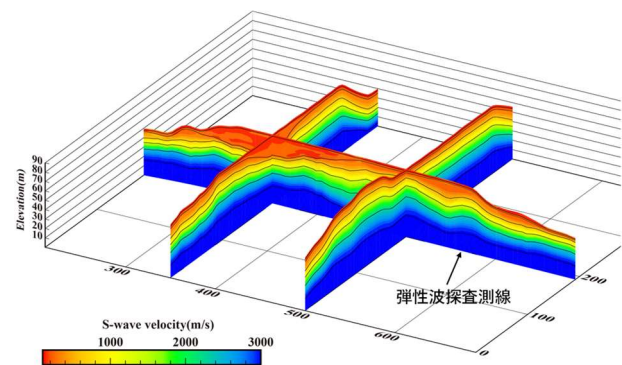


図-12 S 波速度分布のパネルダイアグラム表示
弾性波探査測線および直交する断面上の S 波速度分布

6. 地下水位の初期モデル依存性の検討

ジョイント・インバージョンによって求められた地下水位の深度は、逆解析で使った S 波速度と P 波速度の関係式や地下水位の初期値等に影響される可能性がある。ここでは、初期モデル依存性について検討した結果を示す。先に示した逆解析では地下水位の初期値を盛土層下面から 2.5m 浅い深度に設定して逆解析を行った。そこで、盛土層下面から 10m 浅い深度に設定したケースについても逆解析を実施して両者を比較した。なお、地下水位の深度がマイナスになるところは 0m としてある。また、データの重みや制約条件等の地下水位の初期値以外のパラメータは同じ値を使用した。図-13 は 2 ケースの初期モデルとそれを使った時の逆解析結果である。初期モデルの違いにもかかわらず結果は整合的である。もう少し詳細に検討するため、逆解析によって推定された盛土区間の地下水位深度をグラフに示した (図-14)。これを見ると、最大で 1.5m 程度の違いがあり若干の初期モデル依存性が認められるものの、その差は小さい。

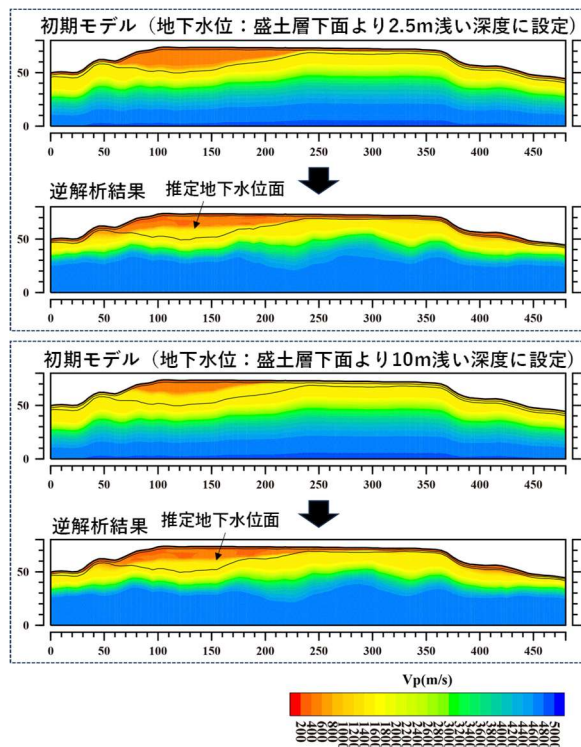


図-13 地下水位の初期モデル依存性の検討結果

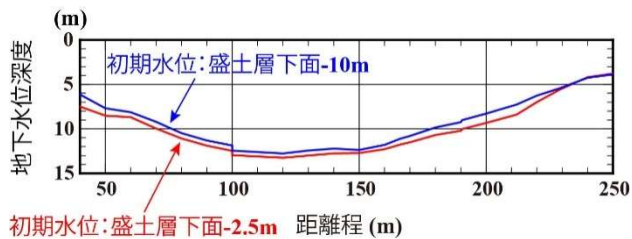


図-14 逆解析された地下水位分布

7. 今後の課題

以上の検討を通していくつかの課題が明らかになった。

- (ア) 微動アレイ探査と弾性波探査のデータを同時に解析するため V_s - V_p の関係式を使用した。補正係数を導入して、逆解析による V_s - V_p の関係式の最適化を図ったが結果の信頼性を保証するものではない。この点を明らかにするためには PS 検層などの追加のデータが必要である。
- (イ) 逆解析で求められた地下水位は最も深いところで約 13m である。弾性波探査実施時の地下水位に関する情報がないためこれが正しいかどうかは現状では不明である。
- (ウ) 今回の解析ではボーリングやサウンディングによって確認された盛土底面の深度をデータとして使用している。しかし、その数は極めて限られており、盛土層の形状を正確に再現してはいない

可能性がある。弾性波探査測線に沿った盛土の形状の誤差は地下水位の解析結果に大きく影響する可能性がある。この問題は盛土施工前の旧地形のデータを入手しジョイント・インバージョン解析に反映させることによって解決するものと期待される。

- (エ) 屈折法の解析にあたっては曲がった測線を 2 次元平面に投影してから解析を行った。このような 2 次元近似で十分な解析精度が得られたという確証はない。また、2 次元解析では盛土の下の旧谷地形の影響を適切に処理できなかった可能性もある。今後は、測線を含む帯状の 3 次元領域を切り出して 3 次元走時解析するようなプログラムの改良を検討する必要がある。

8. おわりに

微動アレイ探査や屈折法弾性波探査、ボーリング等のデータからジョイント・インバージョン法によって 3 次元 S 波速度構造モデルを作成した。この手法の長所は追加で実施したボーリングや物理探査等のデータを容易に追加して再解析できることである。調査が進行しデータが増えた段階で再解析することでモデルの精度が少しずつ改善していくものと期待される。地下水位の変動に対して P 波速度が大きな感度を広域の地下水位モニターへの応用も考えられる。今後の課題である。

(執筆責任者 杉本芳博)

4.4.3 垂直電気探査データの多地点同時逆解析の事例

1. はじめに

馮・他 (2003) は微動アレイ探査の解析において多地点のデータを同時に解析することによってバラツキの少ない精度の良い解析結果が得られることを報告している。多地点同時逆解析の方法は微動アレイ探査の解析だけでなく他の一次元探査の逆解析にも有効である。ここでは垂垂直電気探査のデータに適用した事例を紹介する。

2. 調査概要

本事例は地下ダムの事業化調査の一環として実施した垂直電気探査の事例である。基盤の深度や土層の構成を調べることを目的として、河川と直交する方向に約 700m の測線を展開して電気探査を実施した。当初の計画では比抵抗 2 次元探査の実施を検討していたが、測線が河川や鉄道と交差しておりこれら障害物をまたいで電極ケーブルを展開できず、2 次元探査の実施は困難であった。そのため 2 次元探査の代わりに測線に沿った複数の地点で垂直電気探査を実施することになった。垂直電気探査の実施地点を図-1 に示す。既存の道路に沿って測定地点を選定した。河川の右岸側と左岸側を一つの測線上に展開することができず、2 測線での探査となった。

本とし、一部の地点ではウェンナー法を併用した (図-1 の青丸地点)。シュランベルジャー法では電極間隔 $AB/2$ (電流電極間の距離の半分) を 0.5~50m の範囲で変えて 13 とおりの測定を行った。また、ウェンナー法においても電極間隔 (PIP2 の間隔 a) を 0.5~50m の範囲で 13 とおりの測定を行った。

各地点の電極展開方向は概ね測線方向としが、河川近傍の No.8~No.11 および鉄道の線路に近い No.16 では、測線方向に電極を展開することができなかったため、河川や線路に沿った方向に電極を展開した。

3. 垂直電気探査の多点同時解析

3.1 既往の解析結果

実はこのデータは今から 30 年以上前に取得したものである。当初は通常の一次元解析を実施することを考えて計画を立案したが、実際にデータを解析してみると解析結果がばらつき、地質的に意味のある結果を導くことが困難であった。このため、2 次元多地点同時逆解析のプログラムを急遽作成して対処した。その時の解析結果を図-2 に示す。この解析では層厚は固定して比抵抗のみを未知数として逆解析を行っている。横方向のばらつきは解消され地質的な解釈が可能な断面が得られた。

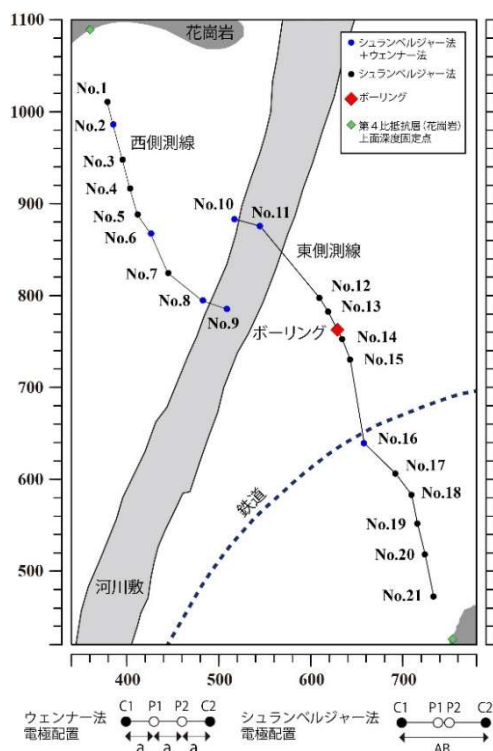


図-1 垂直電気探査の実施地点

垂直電気探査の電極配置はシュランベルジャー法を基

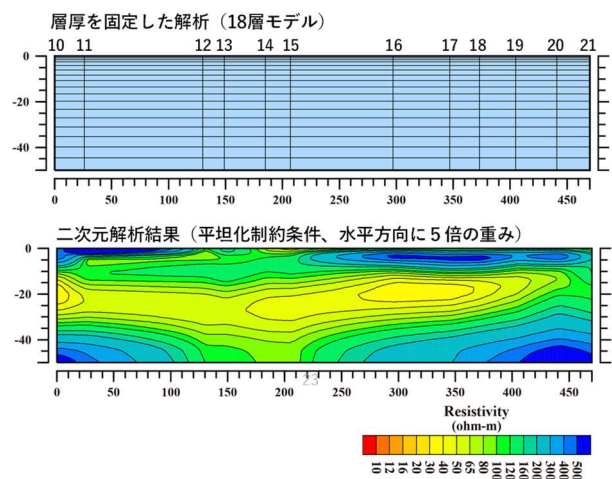


図-2 2次元同時逆解析結果 (東側測線)

3.2 ジョイント・インバージョン法による3次元解析

統合物性モデル研究組合の活動の一環として整備中のジョイント・インバージョン解析プログラム Jtomo3d を使って再解析を試みた。再解析における改良点は①全データをまとめて3次元的な解析を行うこと、②比抵抗層を明示的に取り扱うことの2点である。

図-3 は解析に使用したグリッドモデルである。赤丸で示した垂直電気探査の測定点の周辺に 90 点のグリッド点を加えて 3 次元モデルを設定した。東側測線の中央

部付近ではボーリング調査が実施されており、上から表層、砂層およびシルト混じり砂層、粘性土およびシルト質砂層、花崗岩層が確認されている。このようなボーリングの情報や図-2 に示した既往の解析結果を参考に、図-4 に示す 4 層構造の比抵抗層区分を与えた。

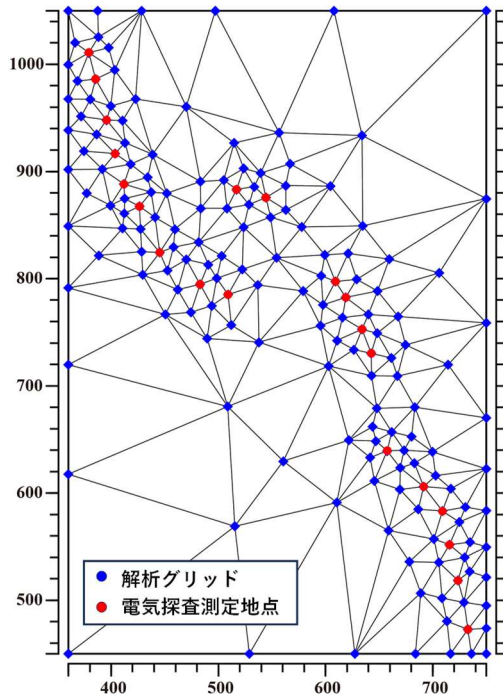


図-3 解析グリッド

第1～第3比抵抗層は、それぞれ①表土、②砂層およびシルト混じり砂層、③粘性土およびシルト質砂層に対応させている。各比抵抗層はさらに複数のサブ層に等分割して、層内の不均質性を表現した。また、花崗岩層は2つに分けて上部を比較的風化の進んだ第4比抵抗層に、下部を風化の程度の低い第5比抵抗層（基盤層）とした。

第1～第3比抵抗層内のサブ層の比抵抗は独立なパラメータとして扱った。また、第4比抵抗層に対比される風化花崗岩層は深部から浅部に向かって徐々に風化の程度が進んでいるものと考え、サブ層の比抵抗は上面に与えた低比抵抗と下面に与えた高比抵抗の値から線形内挿で求めるものとした。

図-4 (b) および図-5 に逆解析に使用した初期モデルを示す。初期モデルは場所によらず同じ層厚、同じ比抵抗分布を示す平行層モデルとした。なお、ボーリング地点では各地層境界の深度が確認されているが、初期モデルではボーリングで確認された深度には設定していない。兩岸の山に近いところでは基盤深度が浅くなることが予想されるため、ボーリングで確認された深度よりも浅いことに設定した。

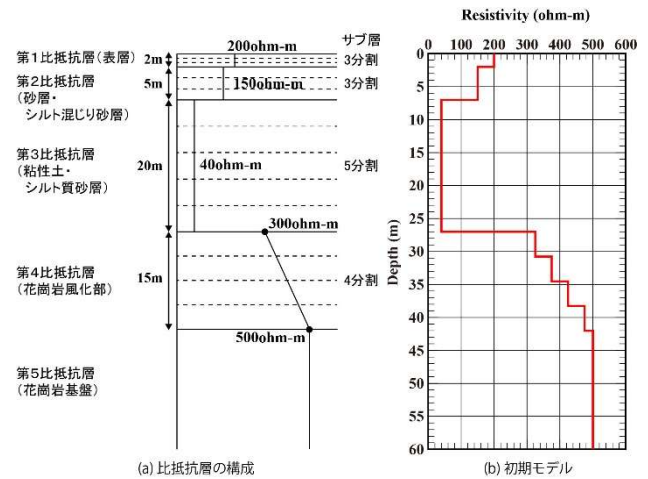


図-4 比抵抗層区分および初期比抵抗モデル

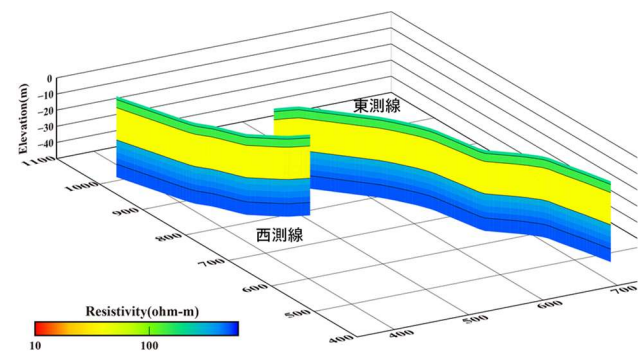


図-5 初期モデルのパネルダイアグラム表示

3.2 逆解析

解析にあたっては全ての探査地点の見掛け比抵抗データに加えてボーリングで確認されている地層境界深度（第2比抵抗層と第3比抵抗層の境界および第3比抵抗層と第4比抵抗層の境界）をデータとして使った。また測線の延長部にある花崗岩の山と平野部の境である地点（図-1 に◆で示した地点）の風化花崗岩上面深度（第4比抵抗層上面深度）を2mと与えた。

非線形最小二乗法によって比抵抗と層厚を修正するにあたり、発散を防ぐ目的で初期値拘束条件（ダンピング）と水平方向の平坦化制約条件を与えた。図-6 に示すように5回のイタレーションで収束に至った。

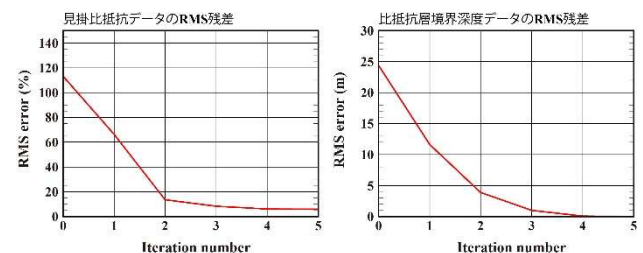


図-6 イタレーション毎の残差

3.3 逆析結果

最終モデルから西側測線および東側測線に沿った切り出した比抵抗断面を図-7に示す。また西側測線と東側測線の2断面をあわせてパネルダイヤグラム表示したものを図-8に示す。

ボーリング地点では地層境界深度をデータとして与えているため設定どおりの解析結果が得られている。第2比抵抗層の比抵抗値は概ね80ohm-m~400ohm-mの範囲に分布している。この値はボーリングで確認された砂層あるいはシルト混じり砂層の一般的な比抵抗値と整合的である。第3比抵抗層は30ohm-m~50ohm-mの比抵抗値を示しており粘土成分が多いことをうかがわせる。ボーリング結果では粘性土およびシルト質砂層が確認されており比抵抗の逆解析結果と一致する。第4比抵抗層と第5比抵抗層は300ohm-m~500ohm-mであり深度とともに比抵抗が増加する傾向がある。風化花崗岩の比抵抗としては妥当な値を示している。

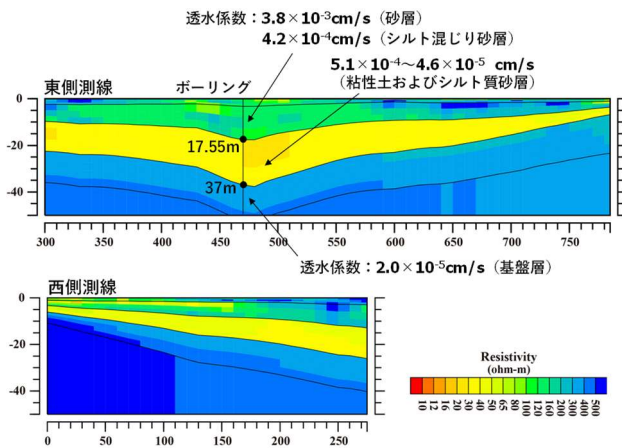


図-7 西側測線および東側測線に比抵抗分布

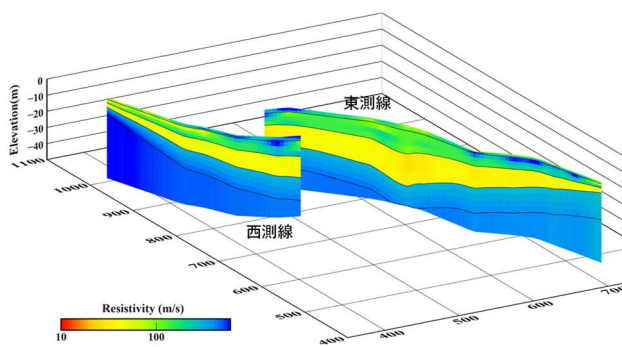


図-8 解析結果のパネルダイヤグラム表示

図-9は西側測線の河川に近い3地点の観測データと逆解析結果の比抵抗モデルから計算した理論見掛け比抵抗を比較したグラフである。観測データと理論見掛け比抵抗は良く一致しており、妥当な解が得られていることを示している。

No. 7~No. 9の3地点は隣接しており、解析結果の比抵抗断面図によれば3地点の間で比抵抗構造の大きなギャ

ップは認められない。しかし、3地点の見掛け比抵抗曲線には大きな違いがある。特にNo. 9地点では電極間隔(AB/2やa)が小さなところで1000ohm-m以上の高比抵抗を示しているのが特徴的である。No. 9地点は河川敷に位置しており、高比抵抗のデータは浅層部に堆積している河床礫層の比抵抗を反映しているものと考えられる。

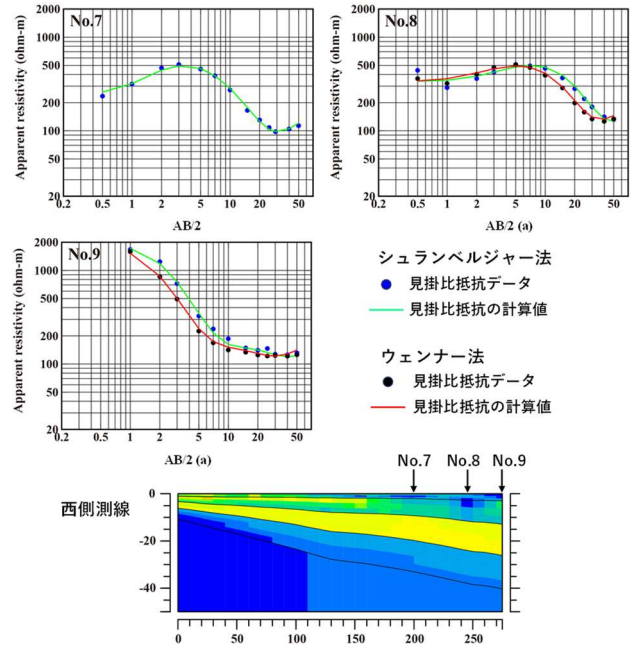


図-9 観測データと計算値の比較

このように観測データは極浅層の比抵抗の影響されるため、浅層部の構造によって見掛け比抵抗曲線全体の様相は大きく変化する。一地点ずつ個別に逆解析を行った場合、隣接する地点の逆解析結果が大きくばらつくことになり地質的に意味のある解析結果を得ることが難しくなる。このような場合には多地点同時逆解析は大変有効である。

4. おわりに

垂直電気探査データの多地点同時解析の事例を紹介した。垂直電気探査は水平成層構造を前提としているため、山岳トンネルの調査では2次元や3次元の高密度電気探査が主流となっているが、簡便に測定できコストも比較的にかからないため平野部での水調査等などでは現在でも活用されている。また場合によってはEM探査やTEM探査のような電磁法探査が使われることもある。電気探査と電磁探査はどちらも比抵抗を調べる探査であるが、得意とする対象深度や比抵抗範囲にはやや違いがある。多地点同時逆解析の枠組みでは両者を同時に統合解析することも可能である。そうすれば互いの長所で互いの短所を補完しあうことができ精度の高い調査結果を提供することができるであろう。

(執筆責任者 杉本芳博)

4.4.4 比抵抗モニタリングの事例

1. はじめに

4.3 節「モニタリングデータの解析」で述べたように、逆解析によって求めた比抵抗や弾性波速度の変化が、実際の地盤の変化を反映したものなのか、偽像の発生による見掛けの変化なのかを見分けることは容易ではない。従って、モニタリングデータの逆解析においては、偽像の影響を少なくするような工夫が必要である。ここでは、データの規格化によって比抵抗トモグラフィのモニタリングデータを解析した事例を紹介する。

2. モニタリング試験の目的

最終処分場表面に降った雨は、浸透水として処分場内に浸透し、内部保有水、そして浸出水となって処分場系外へと放出される。浸透水が浸出水になるまでの水みちや滞留時間は、その水質形成に大きな影響を及ぼすものと考えられる。この研究では、最終処分場の浸出水やガス質に大きな影響を及ぼす内部保有水の流動を明らかにすることを最終目的として、テストセル内に充填した廃棄物の比抵抗を比抵抗トモグラフィによってモニタリングを行った。

3. モニタリング測定の方法

直径 5m、高さ 4m のテストセルを 3 基（セル 1～セル 3）建設し、テストセル内の比抵抗の変化を追跡した。写真-1 にテストセルの設置状況を示す。

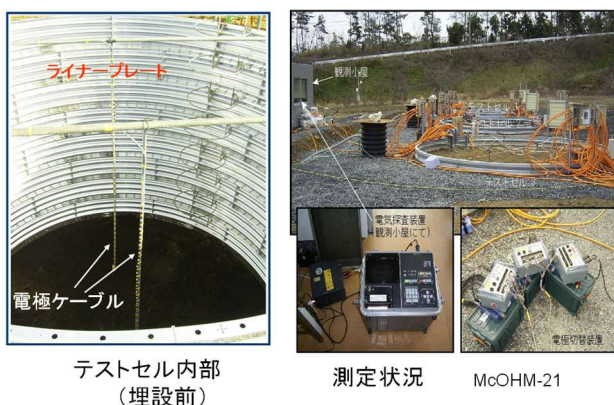


写真-1 テストセルの設置状況

テストセルの底部には 0.5m の厚さで PRB（Permeable Reactive Barrier）機能をもつ中間覆土層を設けた。その上に 2.5m の厚さで一般廃棄物（焼却灰＋シュレッターダスト＋コンポストの混合廃棄物）を充填し、最上部を厚さ 1m の覆土層で覆っている。覆土層と中間覆土層についてはテストセル毎に構成を変えた。セル 1 とセル 3 では覆

土として山土（上層 50cm）＋スラグ（下層 50cm）、セル 2 ではスラグ（1m）を設置した。また中間覆土層として、セル 1 とセル 2 にはスラグ＋黒ボク＋ゼオライト＋鉄粉という有機物を吸着されることを目的とした PRB（Permeable reactive barrier）層を設置し、セル 3 ではスラグ層を設置した。

比抵抗トモグラフィ測定のための電極ケーブルは 10cm で 36 チャンネルの電極が装着されている。多芯ケーブルの電線から電線を取り出し、これをステンレス製の針金に接続しケーブルに巻き付けて電極とした。接地抵抗を下げるためには電極の表面積を大きくする必要があるが、電極間隔に対してむやみに電極サイズを大きくすることはできない。針金電極の巻き付け区間長を 3cm とした。作成した電極ケーブル 2 本を、試料充填前のセル内に塩ビ管に沿わせて鉛直に立て込み、その後で廃棄物を充填した。2 本の電極ケーブルの離間距離は 2m、高さ 3.5m 区間が比抵抗トモグラフィの計測範囲となる。

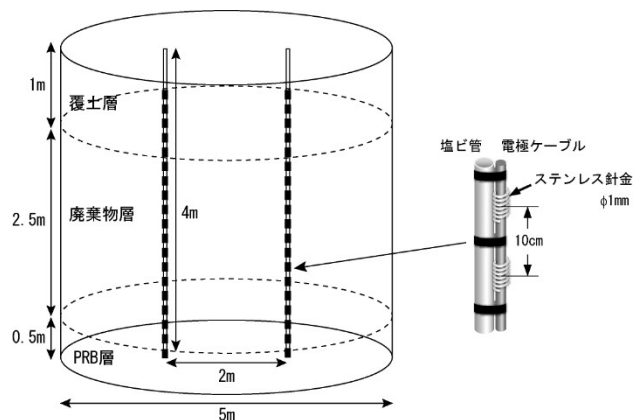


図-1 テストセルおよび測定電極の模式図

テストセルは平成 16 年 12 月に完成し、平成 17 年 3 月に 1 回目の比抵抗測定を実施した。その後、平成 17 年 8 月から平成 19 年 2 月までに計 7 回の測定を実施した。

一般に、2 次元比抵抗トモグラフィの測定では探索対象領域から離れた地点に電流と電位の遠電極を設けて 2 極法の計測を実施することが多い。しかし、今回の試験では導電性の鋼製ライナープレートで仕切られた中での計測する必要があったためテストセルの外に電極を設置することができなかった。そこで 4 極法に計測を基本として、図-2 に示すような変則的な電極配置でのデータ取得を行った。電極ケーブル沿いのインライン測定ではウェンナー法配置による測定を行うとともに、2 本の電極ケーブル間のクロスホール測定ではダイポール・ダイポール配置と平行ダイポール配置で測定を行った。1 回の測定で取得したデータ数は各セル約 400 である。

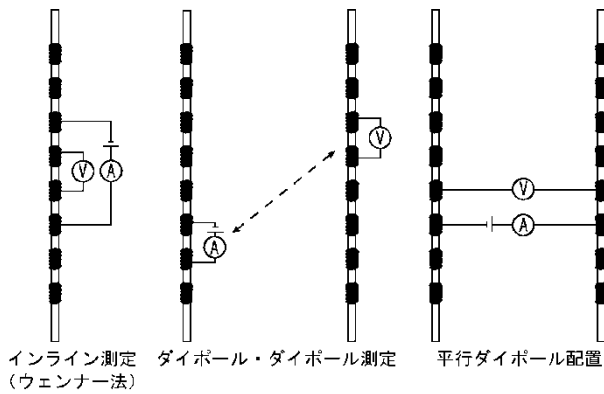


図-2 比抵抗トモグラフィ測定の電極配置

4. 電気検層結果

テストセルで取得した比抵抗データのうちインラインで測定したウェンナー法配置のデータから求めた見掛け比抵抗の深度分布を図-3に示す。見掛け比抵抗は、電極近傍の比抵抗が均一だと仮定して求めた概略の比抵抗の値であり、電極周辺の平均的な比抵抗を表す。縦軸は地表からの深度 (m) を示し、測定ケーブル毎 (図中 No. 1 と No. 2) の4回の測定のデータをまとめて表示している。どのセルにおいても、測定を重ねる毎に見掛け比抵抗の値が増加する傾向が確認される。

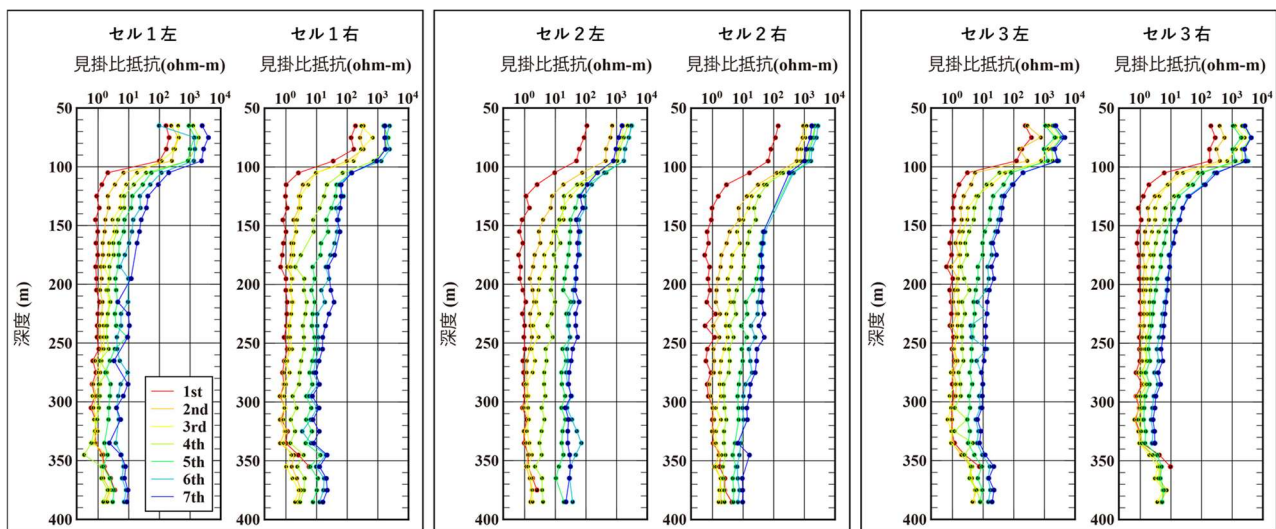


図-3 測定期間中の見掛け比抵抗の変化

5. モニタリングデータの逆解析

データ取得は2次元探査の電極配置で実施しているが、テストセル周囲のライナープレートの電気的な影響を適切に処理するため、図-4に示す3次元FEMモデルを使って逆解析を行った。FEMモデルは高さ425cm、直径500cmの円筒形の領域を4面体要素で分割したもので、ライナープレートの影響を考慮して、モデルの底面および側面の節点に電圧0Vの固定境界条件を与えた。

モニタリング測定の電極間隔が10cmであるのに対して電極サイズが3cmであったため、解析において点電極として取り扱うには無理がある。そこで、FEMモデルの電極の部分には長さ3cmの線要素およびジョイント要素（接地抵抗要素）を挿入し、実際の測定条件をより精度良く再現することで電位計算の精度向上を図った。

1回目の逆解析では、電気検層配置で測定されたウェンナー法の見掛け比抵抗を使って水平多層構造モデルを作成して初期モデルとした。初期モデルからの修正は平滑化制約付き最小二乗法を使用した。また、2回目以降の逆解析では、3.2節で述べたデータの正規化によって

モニタリングの精度向上を図った。

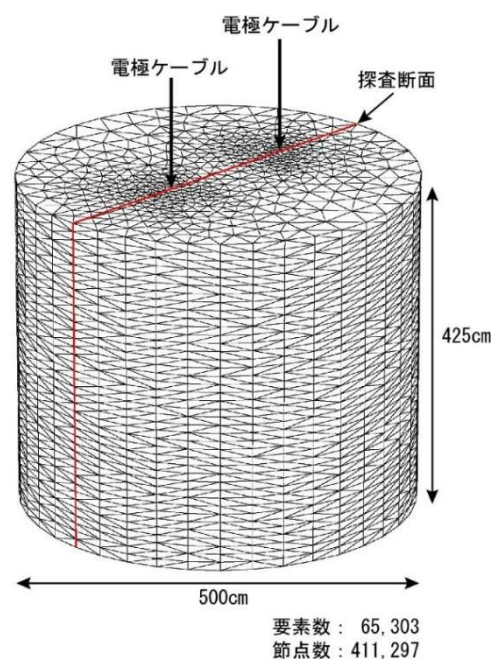


図-4 電位計算用FEMモデル

6. 比抵抗モニタリング解析の結果

平成 18 年 3 月から平成 19 年 2 月までに実施した 7 回の比抵抗トモグラフィの結果を図-5 に、その間の比抵抗の時間的な変化を図-6 に示す。

全期間を通して覆土層、廃棄物層および中間覆土層の境界は明瞭に再現されている。

初回の測定結果では 3 つのテストセルの間での顕著な差は認められなかった。高さ約 3m (深度約 1m) より上部の覆土層は約 $100 \Omega\text{m}$ の比抵抗を示し、その下位に位置する深さ 100cm 付近から 350cm 付近までの廃棄物層は約 $1 \Omega\text{m}$ の非常に低い比抵抗を示している。深さ 350cm 以深の PRB 層は数 Ωm ~ $1 \Omega\text{m}$ 程度のやや低い比抵抗を示す。

2 回目以降の測定結果では、廃棄物層の上部から比抵抗が上昇し (約 $1 \Omega\text{m}$ → 約 $10 \Omega\text{m}$)、その領域が時間と共に下部に向かって拡大する現象が認められた。これは、雨水の浸透によって廃棄物層内の塩類が洗い出され内部保有水の電気伝導度が変化したためと考えられる。

セル 2 では、比抵抗の上昇領域が最も早くの拡大し、平成 18 年の 8 月 ~ 12 月の段階で概ね廃棄物層下端に到達した。一方、セル 1 およびセル 3 ではセル 2 に比べて比抵抗上昇が遅く、平成 19 年 2 月の最終測定の段階でも廃棄物層下部に低比抵抗領域が残存していることが分かった。

セル 2 の覆土層はスラグのみで構成されているのに対して、セル 1 およびセル 3 では表層 1m のところに山土が入っているため、雨水の浸透速度および浸透量がセルによって異なり、洗い出し効果の進行に影響を与えた可能性がある。

セル 1 においては、断面の右側で比抵抗の上昇がやや速く進行している。また、セル 2 およびセル 3 においても、比抵抗の上昇域の拡大は均等ではない。これらは、テストセル内に水みちが存在し、水みちに沿って洗い出し効果が速く進行したことを示唆している。

これらの結果、覆土層、廃棄物層および中間覆土層の層序を明らかにするとともに、時間経過にともなってセルの上部から徐々に高比抵抗化している傾向を非破壊にて把握できた。最終廃棄物処理場の内水ならびに洗い出し効果をモニタリングする手法としての適用が期待される。

7. モニタリング解析の課題

ここでは、モニタリング解析の精度向上をさせるため規格化したデータを使って逆解析する方法を適用した。データの規格化による方法は前後 2 回の測定データに適用するのが基本である。本モニタリングのように長期間に複数の計測を行っている場合には、清水・小田 (2019) による複数時間ステップの同時逆解析の適用が望ましい。しかしコンピュータのメモリ容量の制約もあるため、現時点でも 3 次元データの同時逆解析は容易ではない。計

算の並列化やメモリの最適化などのプログラムの改良が今後の課題である。

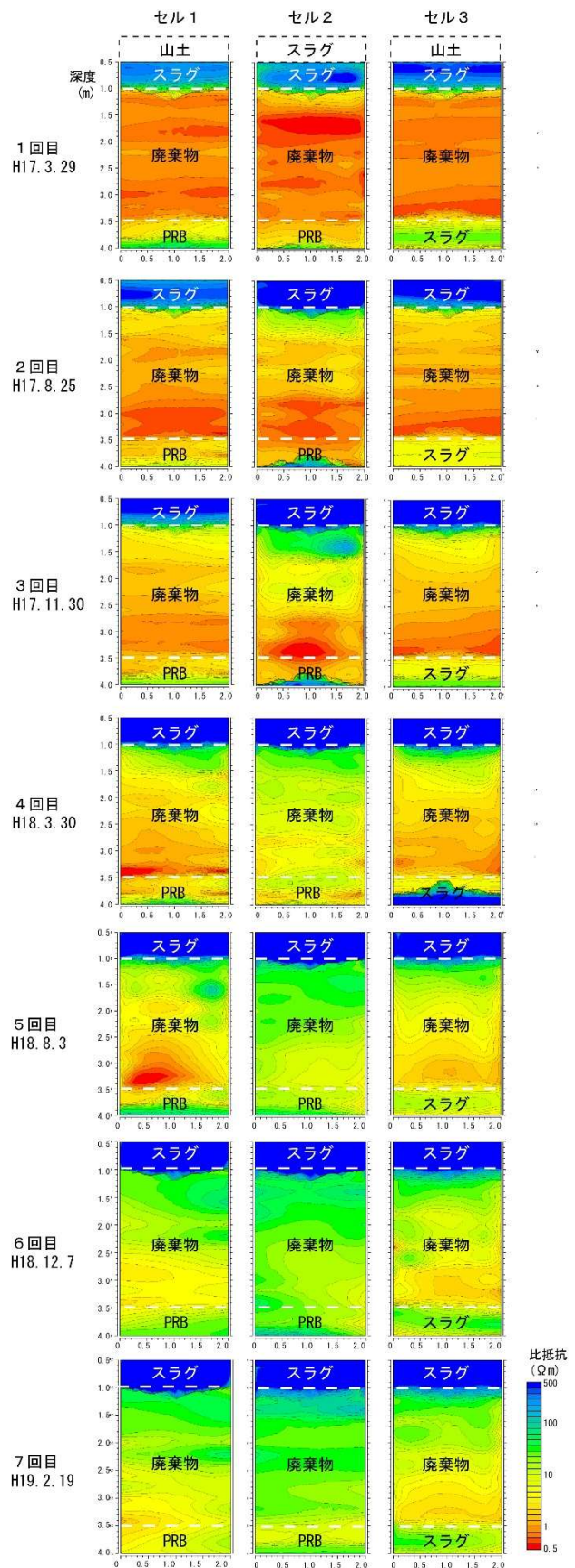


図-5 比抵抗モニタリング解析結果

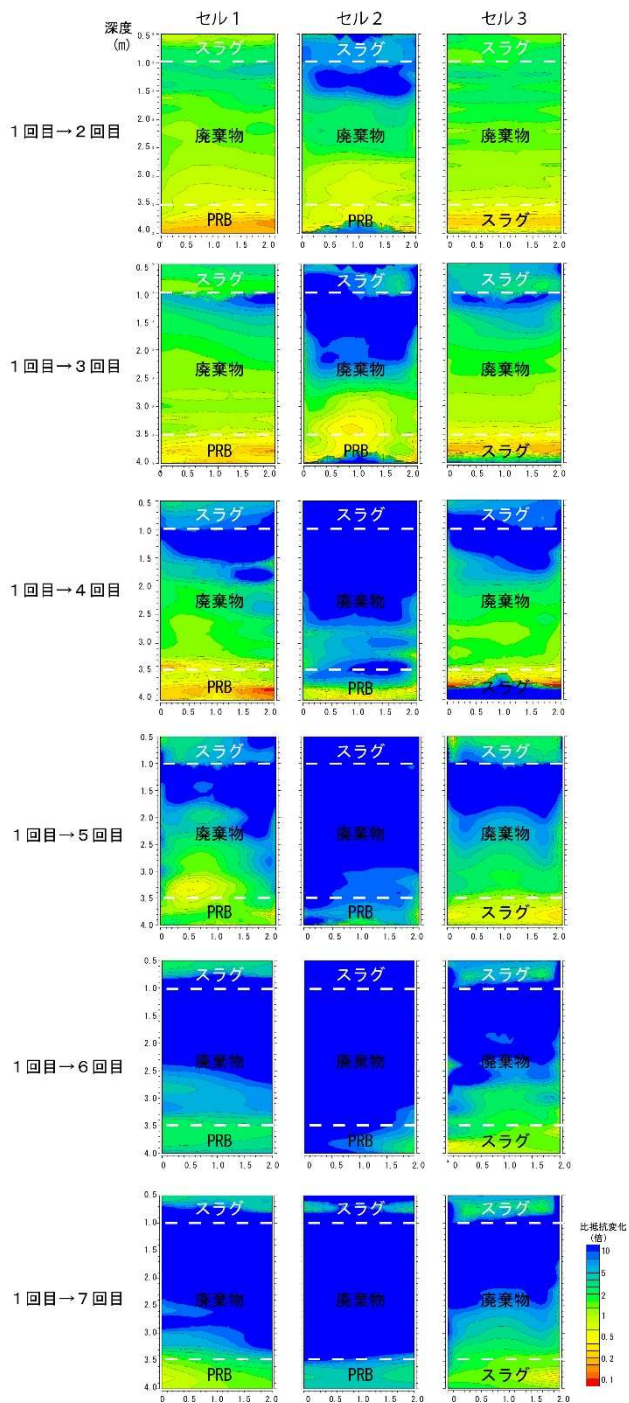


図-6 比抵抗変化

8. おわりに

埋設型の比抵抗トモグラフィ電極を使って、テストセル内で時間経過とともに比抵抗測定を繰り返し、比抵抗変化のモニタリングを実施した結果を紹介した。本事例では、モニタリングの精度を上げるため次の点に留意して解析を進めた。

- (1) 偽像の影響を低減するため比抵抗変化の解析にあたってはデータの規格化の手法を適用した。

- (2) ライナープレートに囲まれた円形のセル内での特殊な測定であり、市販の比抵抗トモグラフィのソフトでは精度の良い解析ができなかった。計算精度を上げるため、順解析（電位計算）ではセルの形状を反映した3次元FEMモデルを使用した。また、鋼製ライナープレートの影響を考慮して円筒の表面および底面の電位を0とおいて電位を計算した。
- (3) 電極のサイズの影響を評価するため線要素を使って電極をモデル化した。

ここでは割愛したが、絶縁性塗料でコーティングされたテストセル内でのモニタリングでは、円筒形のFEMモデルの表面に自由境界条件を与えて電位計算を行うことで精度の良い解析結果を得ることができた。このように比抵抗トモグラフィ・モニタリングの解析では、地形や人工構造物の形状をFEM等でモデル化して、その影響を適切に評価し順解析を行うことが重要である。廃棄物処理場において絶縁性の遮水シートが敷設されているところで比抵抗モニタリングを実施するのであれば、シートで囲まれた領域の3次元FEMモデルを作成することが精度の良いモニタリングを行うための必須条件であると考えられる。

（執筆責任者 杉本芳博）

参考文献

- 1) 馮少孔, 杉山長志, 山中浩明: 微動アレイ探査における多地点同時逆解析, 物理探査, vol.56, No.1, pp.1-11, 2003.
- 2) 杉本芳博, 中里裕臣, 竹内睦雄, 金善俊, 井上敬資, 山田直之, 青野哲雄: 2次元電気探査データを活用する実用的な3次元電気探査法, 物理探査学会第111回学術講演会論文集, pp.165-168, 2004.
- 3) 島裕雅: 二極法電極配置データを用いた実用的な二次元比抵抗自動解析法ー比抵抗映像法の解析法と適用例ー, 物理探査, Vol.45, No.3, pp.204-223.
- 4) 杉本芳博: 物理探査データのジョイント・インバージョーンー三次元速度構造モデル構築手法ー, 物理探査, Vol.71, pp.86-102, 2018.
- 5) Ludwig, W.J., Nafe, J.E. and Drake, C.L. : Seismic refraction, in the Sea edited by Maxwell, A.E. , Vol. 4, Wiley-Interscience, New York, 74, 1970.
- 6) 杉本芳博: 比抵抗トモグラフィによる時系列探査の新しい逆解析法, 物理探査学会第107回学術講演会論文集, pp.207-210, 2002.
- 7) 清水 智明, 小田 義也: 薬液注入の浸透過程を監視するための比抵抗トモグラフィの時系列解析法の提案, 物理探査, vol.72, pp. 139-154, 2019.
- 8) 山内泰知, 杉本芳博、高岡宏之, 瀬尾昭治, 今井 道男, 吉村雄一, 西垣誠, 西村輝: 斜面上に埋設された光ファイバーの DAS 計測を用いた表面波探査による S 波速度構造の推定、第 58 回地盤工学研究発表会, 2023.
- 9) 山内泰知, 杉本芳博, 高岡宏之, 瀬尾昭治, 今井 道, 吉村雄一, 西垣誠, 西村輝: 地盤内に埋設した光ファイバーを用いた DAS 計測による S 波速度構造の推定, 物理探査学会第 151 回学術講演会論文集, pp.213-216, 2024.
- 10) 鎌田邦夫, 大山敦朗, 黄永男, 石原研而, 塚本良道, P 波速度を用いる不飽和砂の液状化抵抗の評価, 土木工学会第 55 回年次学術講演会, III-A90, 2000.
- 11) 遠藤和人, 杉本芳博, 山田直之: 比抵抗トモグラフィによるテストセル内の一般廃棄物のモニタリング (その 2), 廃棄物資源循環学会第 17 回研究発表会, 2006.
- 12) 杉本芳博, 山田直之, 遠藤和人: 比抵抗トモグラフィを用いた大型ライシメーター充填廃棄物のモニタリング, 物理探査学会第 117 回学術講演会論文集, pp.365-368, 2007.

5. 外部・内部特性の評価技術

5.1 安全率を地形から評価する

1. 既往基準の安全率

1.1 既往基準の動いている地すべりの安全率

既往の各基準^{1)~8)}による動いている地すべりの現況安全率の一覧表を表-1に示した。過去、地すべりでは「活動中の地すべりでは20%程度安全率を増加させることで安定することが多い」という経験値により、逆算法による土質強度を用いて $F_s=1.0$ を1.2に20%UPさせるという手法がなされてきた。しかし、本来、動いているものが止まると考えれば、 $F_s=0.84$ から1.2倍し $F_s=1.01$ になることを意味し、 $F_s=0.84$ スタートが本来の姿であるので、現在の地すべり対策は限界設計をしているという現実がある。大昔、渡先生にその質問を投げかけた答えは、国家予算のためという回答であった。つまり、20%UPは不確かなものであるため、過大になるか、過小になるか不明であり、外科ではなく臨床医として状況に応じて追加対策を行なう臨床学的手法で国家予算を考慮しながら経済的で現実的な対策を行う、というのが地すべり対策の基本思想であった。

ピタリと止まる対策をするのであれば $F_s=0.84$ スタートだが、そのスタートが0.84なのか、0.90なのか誰もわからない。また、 $F_s=0.84$ から1.20までUPする場合は43%の安全率増加になる。

ただNEXCOは地すべりの区分に応じて、 $F_s=0.90\sim 0.99$ まで設定する手法を古くから採用しており、21%～33%UPの対策手法を取っている。高速道路という基幹ライフラインの重要性による。

また、近年は活動状況に応じて $F_s=0.95\sim 1.00$ とすることが多くなり、災害手帳による継続移動 $F_s=0.95$ 、降雨断続移動 $F_s=0.98$ 、原則 $F_s=1.00$ という現状安全率で、20%～26%UPという対策が一般的となってきた。

ただ、臨床学的な限界設計としての評価であることは間違いない。地すべりが止まると誰も思っていないのだ。

1.2 既往基準の動いていない地すべりの安全率

既往の各基準^{1)~8)}による動いていない地すべりの現況安全率の一覧表を表-1に示した。

NEXCOでは地すべりの区分に応じて、 $F_s=1.00\sim 1.10$ まで設定する手法を古くから採用しており、9%～20%UPの対策手法を取っている。

また、道路土工では $F_s=1.05\sim 1.15$ という幅のある設定になっている。「地すべり地形の安定度評価に関する研究報告書 p11」⁹⁾によれば、「逆算結果では安全率が1.05～1.15程度であったと思われるものが多い」という記載が

表-1 既往基準による現状安全率の設定

基準・指針等		現 況		計 画		区分
		地すべりの活動状況	F_s	保全対象・重要度等	PFs	
「建設省河川砂防技術基準(案)同解説・計画編」 建設省河川局 1997 p84～85 ¹⁾		一般的	1.00	重要	1.20	河川・砂防
				応急対策	1.05～1.10	
地すべり防止技術指針及び解説 国土交通省砂防部 独立行政法人土木研究所 H20年 P52 ²⁾		現在の活動状況に応じて	0.95～1.00	保安対象の重要	1.10～1.20	
				応急対策	1.05～	
「平成27年災害手帳」 一般社団法人全日本建設技術協会 平成27年7月、P396～398 ³⁾		原則的	1.00	河川砂防技術基準(案)同解説・計画編に従い	1.10～1.20	災害
		降雨等に伴って継続的に変動	0.98	重要な道路、河川あるいは人家などに重大な影響	1.2	
		継続的に変動	0.95	応急工事	1.00～1.05	
「道路土工の面工・斜面安定工指針」 (社)日本道路協会 H21.6 P400～403 ⁴⁾		現在活動中	0.95～1.00	状況により	1.05～1.20	道路
		現在活動していない	1.05～1.15	通常	1.2	
地すべりおよび斜面崩壊の防止対策の調査手法に関する研究 (財)高速道路調査会 1977 p143 ⁵⁾ 設計要領 第1集 土工 保全編 中 日本高速道路(株)(平成28年8月) p2-18 ⁶⁾	現在動いている	粘質土地すべり	0.90～0.93	目標	1.2	高速道路 NEXCO
		崩積土地すべり	0.93～0.95			
		風化岩地すべり	0.95～0.99			
		岩盤地すべり	0.99			
	動いて休止している		1.00～1.05			
	地すべり地形がある箇所	粘質土地すべり	1.00～1.03			
		崩積土地すべり	1.03～1.05			
		風化岩地すべり	1.05～1.10			
		岩盤地すべり	1.1			
	施工中に発生した場合 その施工段階を1.0		1.0			
土地改良事業計画設計基準計画 農地地すべり防止対策 基準書・技術書 農林水産省(平成16年3月)P39～174 ⁷⁾		滑動状況に応じて	0.95～1.00	①家屋、道路、鉄道、河川・公共施設	1.2	農地
				②農地が主たる対象の場合	1.10～1.15	
				③林地等が主たる対象の場合	1.1	
治山技術基準 解説地すべり防止編 (平成15年5月)林野庁 P150～160 ⁸⁾		滑動状況に応じて	0.95～1.00	保安対象の重要性 危険度による	1.1～1.20	林野

表-2 切土・盛土で動いた施工前の旧地形による現状安全率の設定⁹⁾

安全率	定数項	湧水		小構造		地質年代		断面斜面形		遷急線		誤差	合計	
Fs=	1.155	無	0.132	流れ	0.03	四新三	-0.035	凸	-0.029	有	0.033	0.05	max	
		有	-0.041	他	-0.128	古三中	0.089	直	0.119	無	-0.106	0	ave	
						古生	-0.038	凹	0.047			-0.05	min	
								複	-0.061					

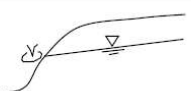
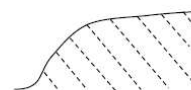
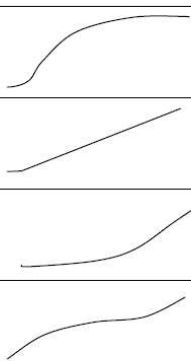
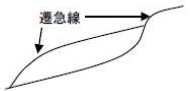
地形・地盤条件			Fs=1.155 誤差±0.05	
湧水		有り	-0.1	0
		無し	-0.041	+0.132
小構造		流れ壁	+0.030	
		その他	-0.128	
地質年代	第四紀・新第三紀		-0.035	+0.089
	古第三紀・中生代			
	古生代		-0.038	
断面形状		凸型	-0.029	
		直線型		+0.119
		凹型		+0.047
		複合型	-0.061	
遷急線		有り		+0.033
		無し	-0.106	

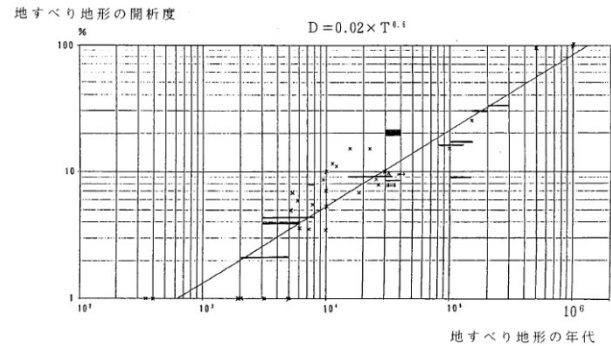
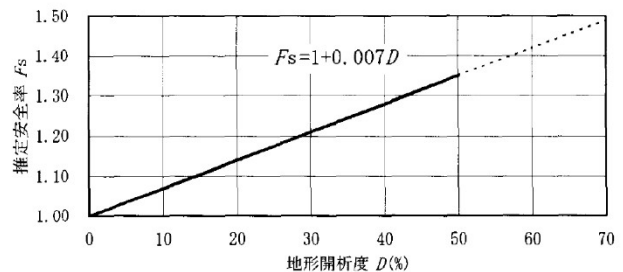
図-1 土工で動いた旧地形による現状安全率の設定⁹⁾

あり、それらのデータに基づくものと推定される。このように幅のある安全率の表示があるとき、多くの技術者は平均値ではなく最低値をとることが多い。Fs=1.05～1.15 なら 1.05 とする。間違いではないが、状況により適切に評価する勇気を持ちたいものである。

2. 地すべり地形による安全率

2.1 切土・盛土で動いた地すべりの安全率

高速道路調査会の「地すべり地形の安定度評価に関する研究報告書」⁹⁾によれば、78 の事例で、切土・盛土で動いた地すべりに対し、切土・盛土で地すべりが発生する時点の安全率を Fs=1 とし、スベリ面深度から c を決定し φ を逆算し、土工をする前の地形に戻した旧地山の安全率を算定した。また、その箇所の湧水・小構造・地質年代・断面斜面形・遷急線の地形項目で多変量解析を行い表-2 および図-1 に示す式を提示した。道路の切土・盛土で動く地すべりを考えるとき、有力な式になると考えられる。

図-2 地すべり形成年代と開析度¹⁰⁾図-3 開析度と安全率¹¹⁾

2.2 地すべりの開析度と安全率

柳田ら(2005)¹⁰⁾によると、全国の地質年代が判明している 46 か所の地すべり地の開析度を地形解析し、地すべり形成年代と開析度に式(1)の相関があることを示した。その相関図を図-2 に示す。

$$D=0.02T^{0.6} \quad (1)$$

ここで、D：開析度(%),

T：地すべり形成年代(年前)

稲垣ら(2005)¹¹⁾は、16 か所の地すべり断面が、河川浸食により不安定化しているとし、河川浸食後を Fs=1 とし、河川浸食前の安全率と河川浸食による開析度の相関式(2)を示した。その相関図を図-3 に示す。

$$Fs=1+0.007D \quad (2)$$

ここで、D：開析度(%),

Fs：河川浸食前の旧地形安全率

この式が誤解しやすいのは Fs が旧地山地形の安全率で、動いている現在の安全率ではないという点である。つまり動いていない地すべり地形のみ評価できる。

そこで、式(1)による 500,000 年前の地すべりの開析度 52.3%の安全率 Fs = 1.368 からそれぞれ低下する進行開析度と安全率低下量を求め、図-4 と式(3)に示した。

$$\Delta Fs=0.007 \Delta D \quad (3)$$

ここで、ΔD：進行開析度(%),

ΔFs：安全率低下量

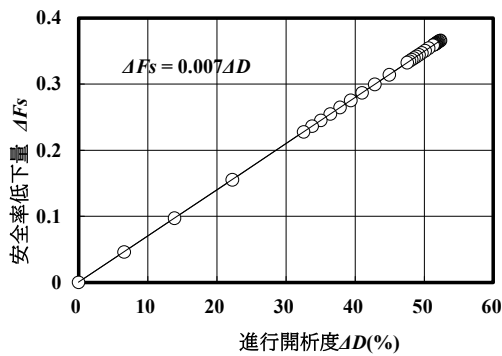


図-4 進行開析度と安全率低下量

つまり、表-2 で求めた現況安全率に対し、切土などで失われる進行開析度 ΔD から求めた安全率低下量 ΔF_s を引くことで、切土後の安全率が予測できることになる。例えば、表-2 で $F_s=1.15$ であり、切土で欠落する開析度が 20%であった場合は $\Delta F_s=0.14$ で $F_s=1.15-0.14=1.01$ となる。しかし切土で欠落する開析度が、25%の場合 $\Delta F_s=0.175$ なので、 $F_s=1.15-0.175=0.975$ となり、地すべりが発生することになる。式(3)は、切土などによる開析進行に対して有効な指標になる。

3. AHP 法の地すべり地形による安全率

3.1 AHP 法の評価点と安定度評価

1.1 章の図-6 で示した現地 62 箇所の「不安定斜面」の AHP 評価点の頻度分布は、中間 40～50 点を中心に分布した。現地は現状で確定変動以上の著しく移動している地すべりはなく、地すべり防止区域でもない。そのため、「不安定斜面」とはいえ、道路土工などで設定されている「現在活動していない風化岩地すべりは現状の安全率 $F_s=1.05\sim 1.15$ 」¹³⁾に相当すると考えられる。

「動いていない地すべり： $F_s=1.05\sim 1.15$ 」の評価は、高速道路調査会(1985)⁸⁾において $F_s=1.02\sim 1.21$ のデータ分布の中でほとんどが $F_s=1.05\sim 1.15$ に分布していたことによる。現地データもほぼ同様に $F_s=1.0\sim 1.20$ の分布のなかで、 $F_s=1.05\sim 1.15$ にほとんどが分布すると考えると、表-3 のようになる。その場合、AHP 評価点数が 70 点で $F_s=1.05$ 、30 点で $F_s=1.15$ と考え、式(4)が導かれる。式(5)は高速道路調査会(1985)⁹⁾による式を地形要素のみで再構成した F_s の修正式になる。

AHP 評価点数による安全率

$$F_s=(90-A)/400+1 \quad (4)$$

A:AHP 評価点数

高速道路調査会(1985)⁹⁾の地すべり地形安定度評価の地形項目限定の修正式

$$F_s=1.148+T+D+S\pm 0.05 \quad (5)$$

T:地質年代

- 0.035 : 第四紀, 新第三紀
- +0.089 : 古第三紀, 中生代
- 0.038 : 古生代

表-3 AHP 評価点数区分と安全率

AHP評価点数A	安定度	目安としてのAHP評価点数とFs案
～10	E: かなり安定	
10～30	D: 多少安定	-----10 $F_s=1.20$
30～50	C: 僅かに安定	-----30 $F_s=1.15$
50～70	B: 僅かに不安定	-----50 $F_s=1.10$
70～90	A: 多少不安定	-----70 $F_s=1.05$
90～	AAかなり不安定	-----90 $F_s=1.00$

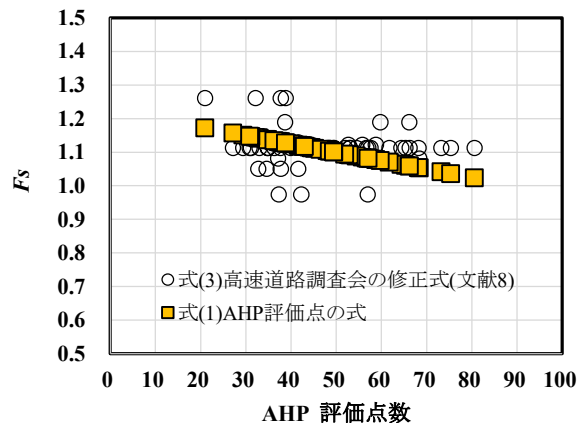


図-5 AHP 評価点数と安全率

D: 断面斜面積

- 0.029 : 凸型斜面
- +0.047 : 凹型斜面
- +0.119 : 直型斜面
- 0.061 : 複合斜面

S: 遷急線

- +0.033 : 遷急線あり
- 0.106 : 遷急線なし

図-5 は AHP 評価点数と高速道路調査会(1985)⁹⁾の式(5)に 1.1 章の現地の不安定地形を当てはめた F_s の分布図と、AHP による式(4)の F_s の分布図である。式(5)の F_s 分布のほぼ中央に AHP の F_s 式(4)が分布し、明確な相関があるとはいえないものの、AHP が大きくなると F_s が小さくなる調和的な分布を示している。これらから、現在明確には動いていない「不安定斜面」に対し、AHP 評価点数と式(4)の安全率 F_s は、式(5)などと調和的であり、目安としては、概ね妥当と考えられる。

3.2 地すべり地形発達過程の安定度評価

地すべり地形発達史を考慮した区分として細分したものを図-6 に示した。地すべり発達期を初期, 中期, 活性期, 後期, 解体期の 5 期に区分し, 更に 9 段階に細分した。図-6 での小分類の評価点がない箇所は、左右の平均値またはどちらかの値を採用した。

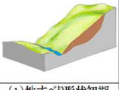
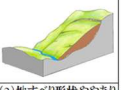
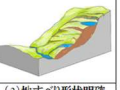

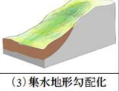
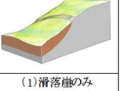
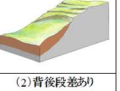
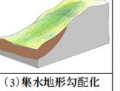
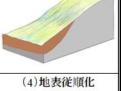
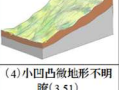
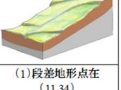
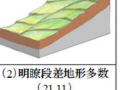
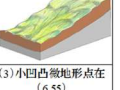
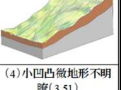
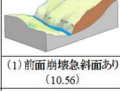
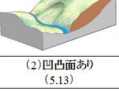
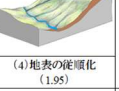

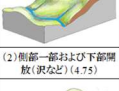
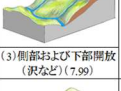
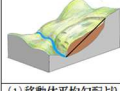
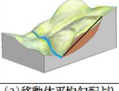
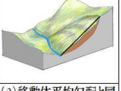
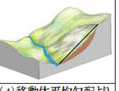
地すべり地形発達期		地すべり初期		地すべり中期		地すべり活性期		地すべり後期		地すべり解体期
地すべり地形発達段階		1	2	3	4	5	6	7	8	9
【Ⅰ】 地すべりの 発達段階	(a) 地すべり地形明瞭度 (13.96)	 (1) 地すべり形状初期 (4.33)	→	 (2) 地すべり形状ややあり (8.06)	→	 (3) 地すべり形状明確 (13.96)	→	 (4) 地すべり形状解体 (4.32)	→	
	(b) 滑落崖領域 (21.12)	 (3) 集水地形勾配化 (6.33)	→	 (1) 滑落崖のみ (12.16)	→	 (2) 背後段差あり (21.12)	→	 (3) 集水地形勾配化 (6.33)	→	 (4) 地表侵蝕化 (4.48)
【Ⅱ】 地すべり活動 の新しさ	(c) 移動体内微地形鮮明度 (21.11)	 (4) 小凹凸微地形不明瞭 (3.51)	→	 (1) 段差地形点在 (11.34)	→	 (2) 明瞭段差地形多数 (21.11)	→	 (3) 小凹凸微地形点在 (6.55)	→	 (4) 小凹凸微地形不明瞭 (3.51)
	(d) 移動体舌端部 (10.56)	→	 (1) 前面崩壊急斜面あり (10.56)	→	 (2) 凹凸面あり (5.13)	→	 (3) 移動体のみ (3.28)	→	 (4) 地表の侵蝕化 (1.95)	→
【Ⅲ】 地すべりの ポテンシャル	(e) 地すべり全体開放度 (7.99)	 (1) 下部のみ開放 (2.74)	→	 (2) 側部一部および下部開放 (沢など) (4.75)	→	 (3) 側部および下部開放 (沢など) (7.99)	→			
	(f) 移動体下部の勾配 (6.98)	→	 (1) 移動体平均勾配より著しく急 (6.98)	→	 (2) 移動体平均勾配よりやや急 (4.15)	→	 (3) 移動体平均勾配と同じ (2.40)	→	 (4) 移動体平均勾配よりゆるい (1.42)	→
(a) 地すべり地形明瞭度		4.33	6.20	8.06	11.01	13.96	10.75	7.53	4.32	4.32
(b) 滑落崖領域		6.33	9.25	12.16	16.64	21.12	13.73	6.33	5.41	4.48
(c) 移動体内微地形鮮度		3.52	7.43	11.34	16.23	21.11	13.83	6.55	5.04	3.52
(d) 移動体舌端部		10.56	10.56	7.85	5.13	4.21	3.28	2.62	1.95	1.95
(e) 地すべり全体開放度		2.74	3.41	4.08	4.75	6.37	7.99	7.99	7.99	7.99
(f) 移動体下部の勾配		6.98	6.98	5.57	4.15	3.28	2.40	1.91	1.42	1.42
AHP合計		34.46	43.82	49.05	57.91	70.04	51.97	32.93	26.12	23.68
補正(河川に面する+8.64)		43.10	52.46	57.69	66.55	78.68	60.61	41.57	34.76	32.32
AHPによるFs		1.12	1.09	1.08	1.06	1.03	1.07	1.12	1.14	1.14

図-6 地すべり地形発達過程

図-6 の配置按分について、地すべり初期、中期、活性期、後期に案分したのが「地すべり地形明瞭度」と「移動体舌端部」「移動体下部の勾配」で、その細分の1～8については、他の地形バランスを考慮し配置した。

「滑落崖領域」は、地すべり初期では「(3)集水地形勾配化」程度の変状はあると判断し、その後、滑落崖の発達に伴い(1)～(4)を地すべり中期、活性期、後期、解体期に案分し、細分の位置は他の地形バランスを考慮し配置した。

「移動体内微地形鮮明度」は、地すべり初期では変状の少ない「(4)小凹凸微地形不明瞭」程度と判断し、その後の地すべりの発達に伴い(1)～(4)を地すべり中期、活性期、後期、解体期に案分し、細分の位置は他の地形バランスを考慮し配置した。

「地すべり全体開放度」は、「(4)下部閉塞(ボトルネック)」のみが地すべり発達過程とは別の地形要素であるため除外し、地すべりの発達に伴い(1)～(3)を地すべり初期、中期、活性期に案分し、細分の位置は他の地形バランスを考慮し配置した。

図-6 の AHP 評価点の各段階の分布図を図-7 に示した。また図-8 の F_s は、「末端の侵食状況」が地すべり発達過程に対応しないため除外していたが、算定のため河川に面するとして「(2)河川または海岸線」に対応させ +8.64 とし追加合計し、 F_s を試算した。

図-7 に示す中分類の「(a)地すべり地形明瞭度」「(b)滑落崖領域」「(c)移動体内微地形鮮度」については地すべり活性期の段階 5 が最も AHP 評価点数が高かった。これは、滑落崖を含む地すべり内部地形については、地すべり活性期の中間時期が最も不安定という判断があると考えられる。

図-7 で示す中分類の「(d)移動体舌端部」「(f)移動体下部の勾配」については地すべり初期の段階 1～2 が最も高く、「(e)地すべり全体開放度」については地すべり後期～解体期の段階 7～9 が高くなる傾向を示した。つまり、地すべり初期では舌端部に不安定な特徴があり、全体の開放度は徐々に不安定化していく傾向となっている。

それらの合計の評価点の安全率は図-8 となり、地すべり活性期の段階 5 が最も安全率が低い結果となっている。

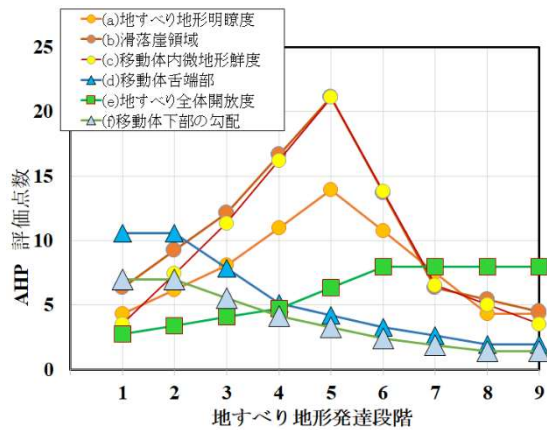
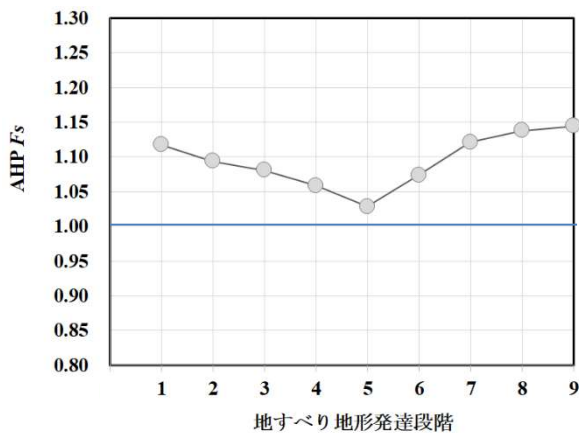


図-7 地すべり発達段階と個別項目の AHP 評価点数

図-8 地すべり発達段階の合計 AHP · F_s

その値は大きく 3 種類（舌端部地形変化，地すべり地内地形変化，全体の拘束力）のバランスで評価していることが考えられ，地すべり地形発達過程では複雑に相互影響し，単一の関係ではないことが推定された。

3.3 衛星 SAR の安定度評価

衛星 SAR による地すべり変位について 1.4 章に示したが，AHP 評価点と SAR 変位量に相関があることが認められている。式(4)により AHP 評価点から安全率 F_s が求められるので，衛星 SAR による地すべり各ブロックの平均絶対量 $v(\text{mm/y})$ と F_s の相関を示したのが図-9 である。

その相関式は図-13 の式(6)のラインと近似していることが判る。

菅原(2003)¹⁴⁾はクリープ性地すべりによる移動速度と安全率のデータをまとめ，式(6)を示した。また，べき乗式の式(7)を提案し，その定数 A と n は下記となる。

$$F_s = 1.0 - 0.1 \log v \pm 0.05 \quad (6)$$

ここで， F_s ：安全率， v ：移動速度(cm/d)

$$F_s = 1/(v/A)^{1/n} \quad (7)$$

ここで，定数 $A=1.01$ ， $n=22.7$

今回，そのデータに他のデータ^{15)~19)}を加え，衛星 SAR による「うごめき量」も追加しまとめると，図-10 に示すように「うごめき量」は，ちょうど国内のデータの延

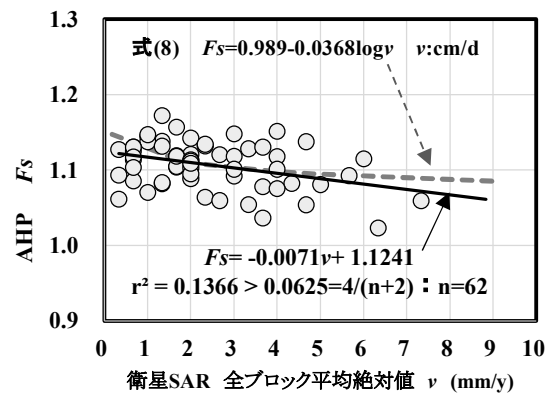
図-9 全ブロック「うごめき量」と AHP F_s

表-4 移動速度と各種基準対比表

藤原 ²⁰⁾ 地すべり区分	警戒避難 管理基準 ²¹⁾	移動量 v (cm/d)	国内の 式(8) F_s	菅原 の式(6) F_s
変動C 潜在		0.002	1.09	1.27
変動B 準確定		0.01	1.06	1.20
変動A 確定	注意	0.1	1.03	1.10
	警戒	1	0.99	1.00
	避難	4.8	0.96	0.93
	立ち入り禁止	24	0.94	0.86

表-5 各データの c 及び ϕ

項目	斜面 角度	c (kN/m^2)	ϕ ($^\circ$)	備考
Selborne(Cooper1998)菅原(2003) ¹⁴⁾	26.6	不明	不明	
Salledes(Pouget1985)菅原(2003) ¹⁴⁾	10	0	10	
St Barbara 山(Delai1980)菅原(2003) ¹⁴⁾	11	0	11	
Jezerka 山(Rozsypal1988)菅原(2003) ¹⁴⁾	15	不明	不明	
Smreka 山(Mandzik1988)菅原(2003) ¹⁴⁾	30	20	22	
(2D)Pelton ダム公園 $V=1$; $F_s=1$ (Cornforth1991)菅原(2003) ¹⁴⁾	5	不明	不明	
(3D)Pelton ダム公園 $V=1$; $F_s=1$ (Cornforth1991)菅原(2003) ¹⁴⁾	不明	不明	不明	
国道328号線(堀1993)菅原(2003) ¹⁴⁾	30	不明	不明	
高速道路八戸線(藤野1989)菅原(2003) ¹⁴⁾	不明	20	9.5	
和歌山四万十(宇都ら2011) ¹⁵⁾	不明	25	17.9	
長野第三紀凝灰岩(石田ら2011) ¹⁶⁾	不明	8.5	23.5	
群馬崩壊土(若井ら2021) ¹⁷⁾	不明	5	15	
コスタニエック(濱崎ら2016) ¹⁸⁾ 【ダンパーモデル】	不明	0	9	ダンパーモデル
三波川帯(木村2022) ¹⁹⁾	35	不明	不明	
古生層 SAR(木村ら2024) ²²⁾ 【AHP法+SAR】	30	不明	不明	AHP法

長線上に分布していた。この国内のデータの相関式は下式となる。

$$F_s = 0.989 - 0.0368 \log v \quad (8)$$

$$F_s = 1/(v/A)^{1/n} \quad (9)$$

ここで，定数 $A=1.01$ ， $n=62.5$

図-10 において，菅原(2003)¹⁴⁾の式(6)は国外のデータが主体で，国内のデータのみをまとめた式(8)と大きく勾配が異なる結果となった。ただし，菅原の式も今回の式も $F_s=1$ ， $v=1\text{cm/d}$ 付近を通過している点が共通で，べき乗式では定数 $A=1.01$ が同じであった。

それらの式の比較のため，藤原(1994)²⁰⁾による伸縮計の移動速度の指標と，丸山ら(1994)²¹⁾による警戒避難の管理

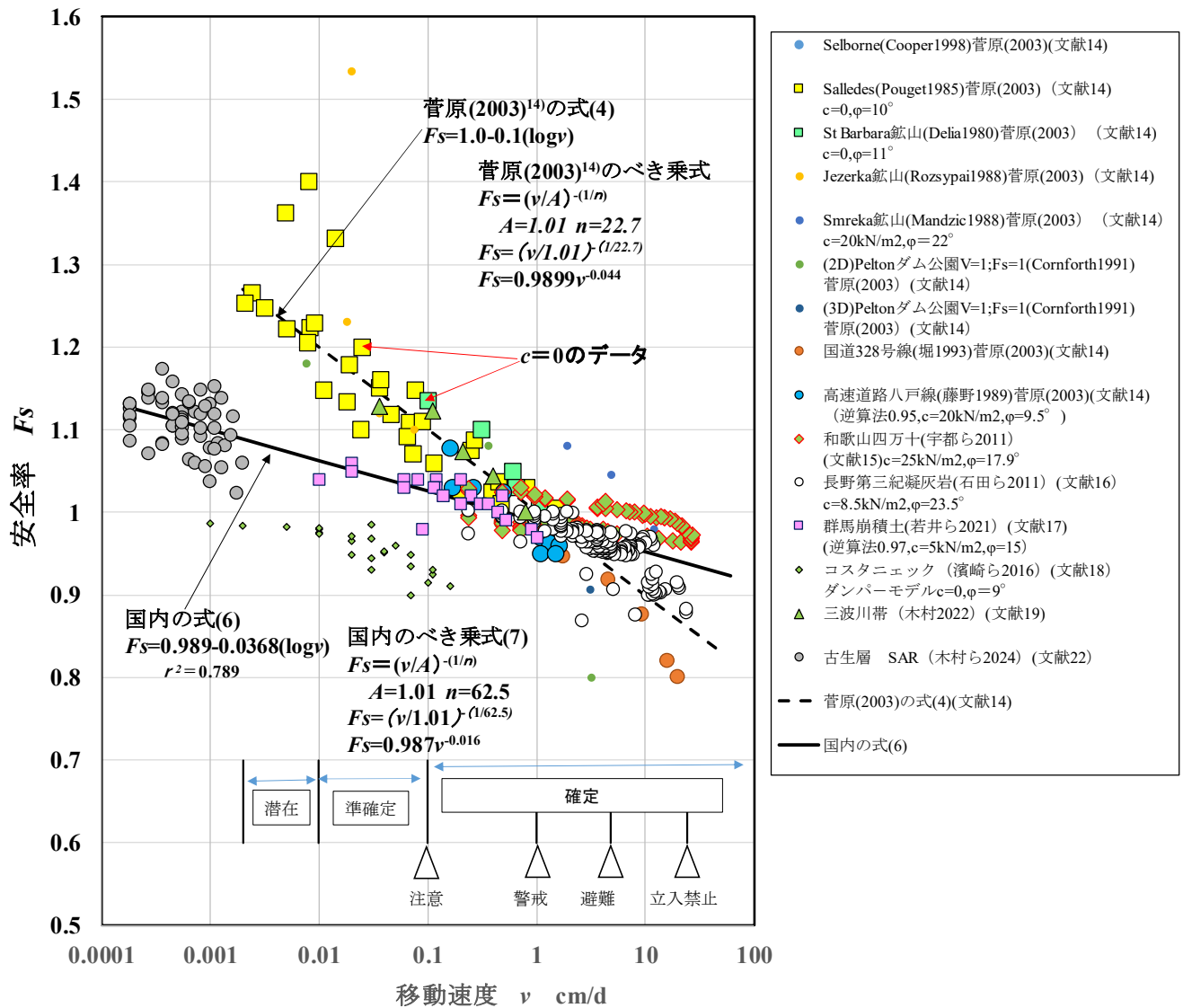


図-10 移動速度と安全率の相関

基準値に対し、安全率で比較したのが、表-4 及び図-10 である。

表-4 では変動 C の潜在変動に対し、式(6)では $F_s=1.20 \sim 1.27$ で 1.2 以上を示し安定となってしまうが、式(8)では $F_s=1.06 \sim 1.09$ であり 1.2 未満で不安定な状況と判断できる。菅原(2003)¹⁴の式が潜在～準確定変動レベルの移動速度において、安全率が $F_s=1.2$ 以上の高すぎる F_s になるのは、相関式の勾配が大きいことによる。その理由は表-5 で示すように、 $c=0$ の強度設定のデータに大きく左右されているためと考えられる。 $c=0$ の場合、地下水変動に敏感に反応し、水位低下に応じて安全率が c がある場合より大きくなるためと推定される。日本での適用は、逆算法で c と ϕ の両方を考慮するため、式(8)の方が、日本の安全率の実情に合う設定になっていると考えられる。なお、濱崎ら(2016)¹⁸のデータが $c=0$ でも勾配が小さいのは、ダンパーモデルの解析のためと推定される。

(執筆責任者 木村隆行)

参考文献

- 建設省河川局：建設省河川砂防技術基準（案）同解説・計画編，pp.84-85，1997.
- 国土交通省砂防部，独立行政法人土木研究所：地すべり防止技術指針及び解説，p.52，2008.
- (社)全日本建設技術協会：平成 27 年災害手帳，pp.396-398. (社)日本道路協会，道路土工，切土・斜面安定工指針，pp.400-403，2009.
- (財)高速道路調査会，地すべりおよび斜面崩壊の防止策の調査手法の関する研究，p.143，1977.
- 中日本高速道路(株)：設計要領第 1 集土工保全編，p.2-18，2016.
- 農林水産省：土地改良事業計画設計基準，農地地すべり防止対策基準書・技術書，pp.39-174，2004.
- 林野庁：治山技術基準解説地すべり防止編，pp.150-160，2003.
- (財)高速道路調査会：地すべり地形の安定度評価に関する研究報告書(日本道路公団委託)，pp.11-80，

- 1985.
- 9) 柳田誠，長谷川修一：地すべり地形の年齢-地すべり地形の形成から消失するまでの時間，第 39 回日本地すべり学会研究発表会講演集，pp591-594.2005
 - 10) 稲垣秀輝，大久保拓郎，長谷川修一，矢田部龍一：古期地すべりの安定性，地盤工学会，土と基礎，7 月号，pp17-19，2005.
 - 11) 森脇寛，佐々木良宣：斜面安定解析による地すべり地形斜面の危険度評価，日本地すべり学会，地すべり学会誌，Vol.44，No1，pp 25-32，2007.
 - 12) 社団法人日本道路協会：道路土工，切土工・斜面安定工指針，pp.402-403，2009.
 - 13) 菅原紀明：クリープ性地すべり斜面の安全率と地表の移動速度，応用地質技術年報，No.23，pp.3-17，2003.
 - 14) 宇都忠和，石田孝司，本間広樹，武士俊也：急速な変位を示す地すべりのひずみ速度と安全率との相関を検討した事例について，第 46 回地盤工学研究発表会講演集，pp.1985-1986，2011.
 - 15) 石田孝司，宇都忠和，本間広樹，武士俊也，細川謙一，南澤正幸：地すべりの変位速度と安全率の変化に関する検討事例について，第 60 回砂防学会研究発表会講演集，pp.150-151，2011.
 - 16) 若井明彦，小谷健太，大澤宗一郎，Deepak Raj Bhat，相楽渉：安全率とすべり速度の経験則を粘性定式化に応用した地すべり運動の有限要素シミュレーション，日本地すべり学会，地すべり，Vol.58，No.1，pp.1-15，2021.
 - 17) 濱作英作，丸井英明，吉松弘行，加藤猛士，古谷元，王純祥：地すべり移動速度を予測するためのダンパー質点系モデル，日本地すべり学会，地すべり，Vol.53，pp.128-133，2016.
 - 18) 木村隆行：タマに役立つ土質と地質の話，p.35，2022.
 - 19) 藤原明敏：地すべり調査と解析(改訂版)，理工図書，p.95，1994.
 - 20) 丸山清輝，小嶋伸一：移動観測による地すべり斜面の管理基準値，日本地すべり学会，地すべり，第 31 巻，第 1 号，pp.45-51，1994.
 - 21) 木村隆行，八野祐二，古川猛，伊達裕樹，松井章弘，西垣誠：AHP 法を用いた 14 人の熟練地質技術者による不安定斜面の評価，地盤工学会中国支部，地盤と建設，Vol.42，No.1，pp.53-62，2024.

5.2 N 値で表層崩壊箇所を評価する

1. 中国地方の土砂災害状況

N 値で表層崩壊箇所を評価する考え方は、下野³⁾らが過去に述べている。本論の内容を踏まえ以下に記述する。中国地方の土砂災害に関する傾向分析は、砂防便覧のデータ¹⁾と国土交通省の土砂災害情報²⁾を使用し、局地的集中豪雨の発現が顕著である 2002 年（平成 14 年）から 2011 年（平成 23 年）までの 10 年間でまとめ図-1 になる。図-1 では、前半の 5 年間と後半の 5 年間で、明らかに崖崩れと土石流が増大していることがわかる。

また、土砂災害危険箇所指数 a' は、各県が公表している土砂災害危険箇所数(n)を各地方面積 $A(\text{km}^2)$ で除し、 1.0km^2 あたりを統計単位としたものだが、それを図-2 に示す。

$$a' = (n/A) \times 1.0 \quad (1)$$

中国地方は、土砂災害危険箇所指数 a' が 1 位となっており、四国より多いことがわかる。その理由として、過去の降雨等による浸食形成が小さく崩壊免疫性が小さいことから年々増大する未経験の豪雨で崩壊が生じやすいこと、花崗岩や流紋岩風化土で砂状になりやすい地質範囲が多く供給源となる領域が広いこと、山裾まで住宅地が近接し被災しやすくなっていることなどが考えられる。

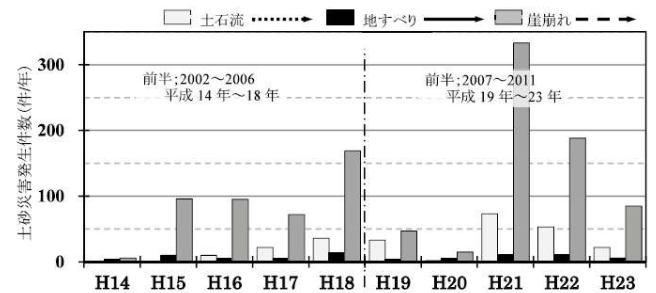


図-1 H14～H23 中国地方土砂災害発生件数³⁾

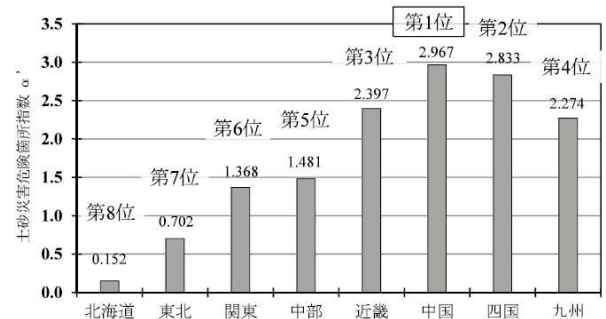


図-2 地方別土砂災害危険箇所指数 a' ³⁾

2. 中国地方の高速道路斜面災害状況

下野(2016)³⁾によると、中国地方の高速道路切土・盛土の斜面構造（段数）の分析結果では、図-3 に示すように段数が多いほど多く、頻度が 5%を超えるのは、盛土で 2 段以上、切土で 4 段以上になる。いずれも 5 段程度がピークで 10～15%の頻度となるが、より長大法面になると減少傾向になるのは、事前～事中対策など安定化の対応が検討され、処置されているためと推定される。

また、図-4 に示すように、盛土のり面の災害割合は、供用後 5 年までが多く、5 年以降は切土のり面の方が多いという傾向がある。切土のり面は、掘削後の風化作用により、年々脆弱化する傾向にあることが原因すると考えられる。

切土・盛土のり面の災害発生割合は、いずれも供用年数が 13 年経過するまでその不安定さが継続する。切土・盛土のり面である人工斜面は、地形・地質やのり面形状に対する総合的な検討に基づいて設計され、浸食劣化を防止する保護工を含めて適正な管理に基づき施工することが前提になっており、崩壊が地形改変を伴う施工後の不安定さに影響を受けていることが大きいことに繋がっている。

自然斜面の災害発生割合は、供用年数が 11 年経過する

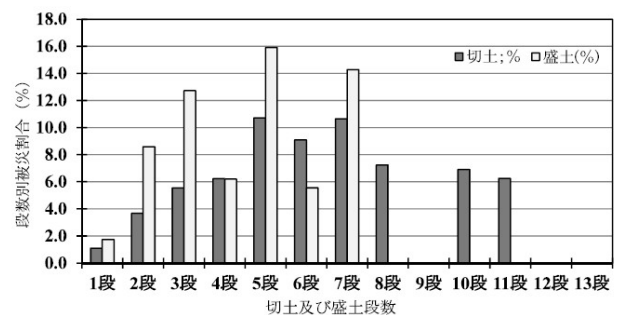


図-3 段数別の被災状況³⁾

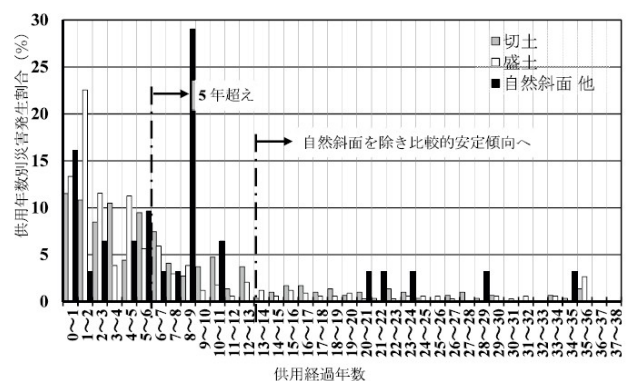
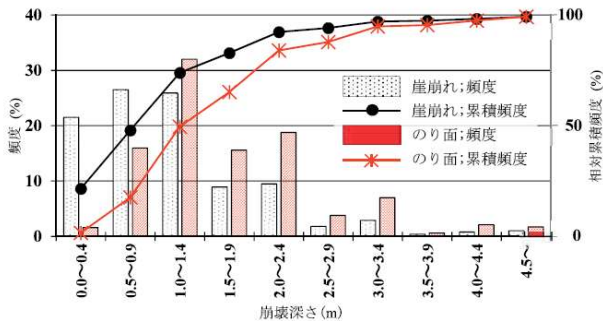


図-4 高速道路供用年数別災害発生頻度%³⁾

図-5 崖崩れ・のり面崩壊の深さ⁴⁾⁵⁾

と一旦減ってきているが、20 年を超えたところで経過年数に関係なく再び発生している。災害記録によると、供用経過年数 5 年と 10 年は 1993 年(平成 5 年)7 月 27 日台風第 5 号による広島市北部の土砂災害であり、供用経過年数 8 年・21 年・23 年・28 年・34 年の全ての災害は、2009 年(平成 21 年)7 月 21 日の中国・九州北部豪雨によるもので、山口県西部に集中していた。自然斜面は、道路用地外であり、地形改変を伴わないため、施工後の不安定さに影響を受けにくいことと、地山風化及び間伐の遅れによる不十分な森林保全が進行していることに加え、局地的な集中豪雨を受けたことが大きな原因であると考えられる。供用経過年数の推移とともに安定しているとはいえない。

また、図-5 に示すように、のり面の崩壊は自然斜面の崩壊より多少深くなる傾向があるが、深度 3m で 90% 以上を示し、5m 未満でほぼ 100% になっている。

また、被災箇所を後背地を含めた該当地質分布面積(km²)で除し、各地質 100km²あたりの災害発生指数 β' を式(2)により示したのが図-6 である。

$$\beta' = (\text{被災箇所数/地質分布面積}) \times 100 \quad (2)$$

図-6 では、地質面積が小さい新生代第三紀層から第四紀初期に偏っていて、これらのうち、布志名層・大森層・久利層・川合層は、島根県と鳥取県に点在し、新生代第三紀の著しく変質を受けた火山噴出物であるグリーンタフ(主に頁岩・泥質片岩・泥岩・凝灰岩で構成される)と称されている地質になる。

図-7 は、地質別の災害件数と災害規模を示したが、災害発生箇所数は、第 1 位が花崗岩類で 90 件(全体の約 30%)で圧倒的に多くなっており、都野津累層、大森層、崖錐堆積物と続いている。自然斜面では、件数は少ないが、花崗岩類、宇部層群、崖錐堆積物で多く発生している。災害発生箇所数は、花崗岩類が圧倒的に多くなっているが、これは、分布面積の大きさが起因していると考えられる。沖積層の大部分は、橋梁や盛土で施工されているため災害発生件数が少ない。

災害箇所数は花崗岩類が突出しているが、災害規模は、久利層が圧倒的に大きく関門層群、塩基性岩類と続い

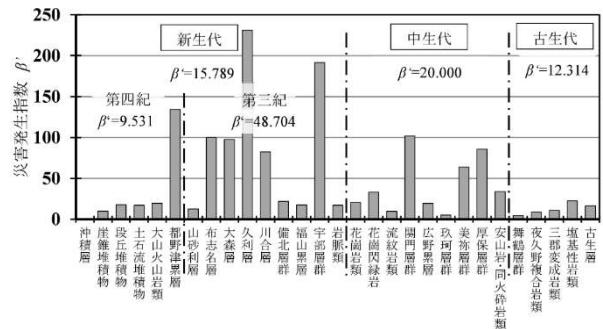
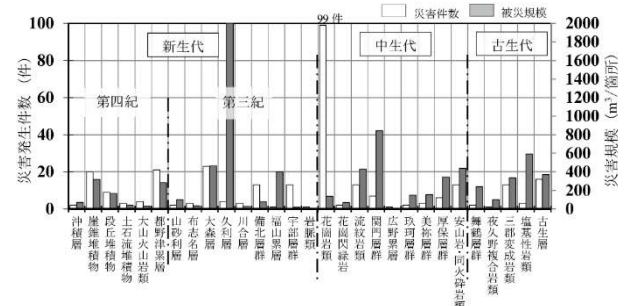
図-6 中国地方の高速道路の地質別災害発生指数 β' 

図-7 中国地方の高速道路の地質別災害件数と災害規模

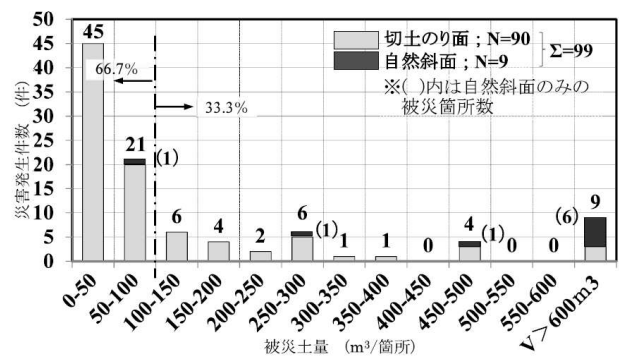


図-8 中国地方高速道路の花崗岩地域被災規模傾向

いる。

久利層は、凝灰質泥岩と砂礫を主体とした堆積層であり、崩壊箇所は、全て島根県山陰沿岸部を通過する山陰道の下り車線(山口方面へ向かう車線)側北向き斜面で、日本海側に向かって緩い流れ盤構造を呈しており、明瞭な脆弱層を介在した地すべり性崩壊であることが災害記録に記載されている。

関門層群は、山口県北西部と岡山県中部の備中地域に分布する凝灰岩質泥岩を主体とした砂礫と火山碎屑岩層及び頁岩が挟在した堆積層である。比較的堅固な地層であるが、貫入岩接触部付近では亀裂が多く見られ、関門層群の斜面崩壊は岩盤崩壊型の災害が多く見られた。つまり、地すべり性崩壊になる。

塩基性岩類は山口県西部及び広島県から岡山県の中国道筋に分布し、蛇紋岩、斑れい岩を主体としている。斜面崩壊は蛇紋岩が著しく変質風化した粘土質のり面で発生し、地すべり性崩壊で被災規模の大きいものであった。

表-1 被災該当地山と被災履歴なし地山の深度別平均 N 値

深度 (GL-m)	被災該当地山の N 値						被災履歴なし地山の N 値					
	平均値	標準偏差	変動係数	データ数	参考		平均値	標準偏差	変動係数	データ数	参考	
					中央値	最頻値					中央値	最頻値
-1.0	9.065	6.400	0.706	537	8.0	5.0	12.317	10.560	0.857	8,550	9.0	3.0
-2.0	12.743	7.969	0.625	487	11.0	9.0	16.205	11.848	0.731	7,135	13.0	6.0
-3.0	14.957	9.360	0.626	441	13.0	7.0 12.0	18.692	12.422	0.665	5,930	16.0	7.0
-4.0	17.393	9.934	0.571	405	15.0	12.0	19.980	12.532	0.627	4,898	18.0	12.0
-5.0	18.679	10.429	0.558	336	17.0	6.0 10.0 11.0 14.0 15.0	21.128	12.681	0.600	4,044	19.0	12.0
-6.0	20.672	11.539	0.558	299	18.0	13.0	21.969	12.627	0.575	3,366	20.0	15.0
-7.0	21.249	11.002	0.518	253	19.0	17.0	22.700	12.652	0.557	2,802	21.0	21.0
-8.0	22.612	10.977	0.485	227	20.0	17.0	23.437	12.370	0.528	2,260	22.0	22.0
-9.0	23.108	12.050	0.521	204	21.0	15.0	24.309	12.217	0.503	1,913	24.0	15.0
-10.0	23.343	10.599	0.454	175	22.0	15.0	25.157	12.195	0.485	1,587	24.0	18.0
計	—	—	—	3,364	—	—	—	—	—	42,485	—	—
-5.0 m 迄 平均	14.048	9.386	0.668	2,206	12.0	8.0	16.856	12.283	0.729	30,557	14.0	3.0
-10 m 迄 平均	16.789	10.779	0.642	3,364	14.0	8.0	18.643	12.674	0.680	42,485	16.0	6.0

※ハッチング部は、平均 N 値が小さい方を示す

表-2 被災該当地山と被災履歴なし地山の地質分類別平均 N 値

地質分類	被災該当地山の N 値						被災履歴なし地山の N 値					
	平均値	標準偏差	変動係数	データ数	参考		平均値	標準偏差	変動係数	データ数	参考	
					中央値	最頻値					中央値	最頻値
①	13.977	9.901	0.708	620	12.0	8.0	15.900	12.284	0.773	18,491	13.0	3.0
②	12.532	8.770	0.700	391	10.0	5.0	17.214	12.210	0.709	2,219	14.0	5.0
③	15.394	9.332	0.606	665	13.0	11.0	18.593	12.150	0.653	5,566	16.0	6.0
④	13.946	9.091	0.652	278	12.0	8.0	19.164	11.998	0.626	1,743	16.0	8.0
⑤	13.135	8.968	0.683	252	11.0	5.0	18.122	12.063	0.666	2,538	15.0	6.0

※① 新生代:末固結堆積層

② 新生代:火山岩・(火山) 碎屑岩の堆積層

③ 中生代後期～新生代初期:花崗岩類

④ 中生代:碎屑岩・火山岩等の堆積層(花崗岩類以外)

⑤ 古生層(碎屑岩, 火成岩の堆積層)

※ハッチング部は、平均 N 値が小さい方を示す

つまり、規模が大きい地すべり性崩壊になりやすい久利層・関門層群・塩基性岩類と、規模は小さいが多数の崩壊を生じやすい花崗岩類という特徴がみられる。

このなかで、中国地方の 30% 近くを占め代表的な地質である花崗岩類の規模に着目すると図-8 のようになる。

災害発生件数は、切土のり面と自然斜面を合わせて 99 件である。被災規模は小さいものが多く 100m³ 以下が 66.7% であり、このうち、切土のり面災害の半数は 50m³ 以下であった。比較的軽微な土砂流出が多くを占めているが、99 件のうち、自然斜面災害は 9 件であり、自然斜面災害 9 件中 6 件は、600m³ を超える大規模な土石流であった。

3. 中国地方の斜面災害と標準貫入試験結果

表-1 は、被災該当地山と被災履歴なし地山の N 値発現頻度を深度別に比較したものである。平均 N 値は両方とも深度の増加に従って大きくなり、バラッキが小さくなっている。深度別平均 N 値は、全て被災履歴なしの地山の N 値が被災該当地山の N 値を上回っている。深度-5.0m 迄の平均 N 値と深度-10.0m 迄の平均 N 値を比較すると、その差は 2.808 と 1.854 であり、深度-5.0m 迄の差の方が大きい。変動係数は、被災履歴なし地山の方が大きい。中央値は、平均 N 値と同様に全ての深度において、被災履歴なしの地山の N 値が被災該当地山の N 値を上回っている。一方、最頻値はその大小関係が一定ではなく、

表-3 被災該当地山の深度別 1σ 上限 N 値

深度 GL- (m)	平均 N 値	標準偏差 σ	1σ 上限 N 値 (整数)	データ総数; n	1σ 未満 データ数; n ₁	1σ 以上 データ数	1σ 未満 データ確率; y
-1.0	9.065	6.400	16.0	537	463	74	86.22%
-2.0	12.743	7.969	21.0	487	403	84	82.75%
-3.0	14.957	9.360	25.0	441	372	69	84.35%
-4.0	17.393	9.934	28.0	405	333	72	82.22%
-5.0	18.679	10.429	30.0	336	275	61	81.85%
計	—	—	—	2,206	1,846	360	83.71%

$$※ y(\%) = (\Sigma n_1 / \Sigma n) \times 100$$

表-4 全地質に対する被災該当地山の深度別 N_{DL} 値

深度 GL- (m)	平均 N 値	危険限界 N 値		データ総数; n	N _{DL} 値未満 データ数; n ₂	N _{DL} 値以上 データ数	N _{DL} 値未満 データ確率; y'
		計算値	N _{DL} 値				
-1.0	9.065	17.294	18	537	486	51	90.50%
-2.0	12.743	20.806	21	487	403	84	82.75%
-3.0	14.957	24.317	25	441	372	69	84.35%
-4.0	17.393	27.828	28	405	333	72	82.22%
-5.0	18.679	31.339	32	336	284	52	84.52%
平均	14.048	22.561	23	2,206	1,835	371	83.18%

$$※ y'(\%) = (\Sigma n_2 / \Sigma n) \times 100$$

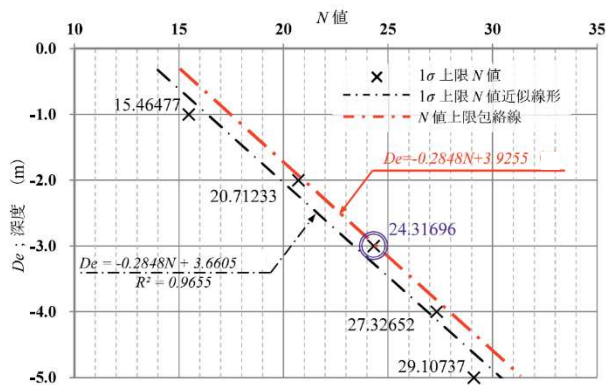
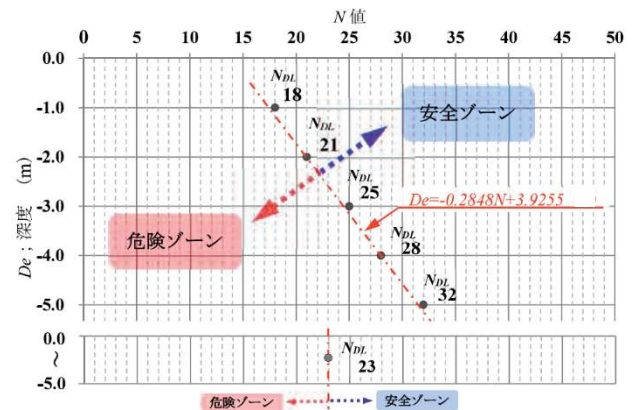


図-9 深度別 1σ 上限 N 値とその上限包絡線

図-10 全地質の深度別 N_{DL} 値

平均 N 値や中央値と違う結果になった。

各深度の N 値分布形状は高い側に裾を引く歪みを持った分布を示し、「中央値<平均値」の関係が成り立っている。従って、この高い値側に裾を引く歪み部分にバラッキが含まれている。被災該当地山の N 値と被災履歴なし地山の N 値の違いを分析するためには、安全側の設定となる中央値よりもバラッキを多く含む平均 N 値が適切と判断した。

表-2 は、5 つに区分した地質分類毎にまとめたものである。平均値、中央値は、いずれの地質分類においても被災履歴なしの地山の N 値が被災該当地山の N 値を上回っている。平均 N 値及び中央値に対する被災該当地山と被災履歴なしの地山の差は、新生代の未固結堆積層以外は同じような開きになっている。

ここで、被災該当地山に対する 5m までの深度別 1σ 上

限 N 値を求めたものを表-3 に示した。図-9 は、その 1σ 上限 N 値を包括するラインとして、平均値の勾配のまま全 1σ N 値を包括するラインを求めたもので、式(3)になる。その上限包絡線で与えられる N 値を危険限界 N 値 (N_{DL}) とし、図-10 および式(4)で示した。

$$De = -0.2848N + 3.9255 \quad (3)$$

$$N_{DL} = (-De + 3.9255) / 0.2848 \quad (4)$$

ここで、

De : 深度 (GL-m) N : N 値 N_{DL} : 危険限界 N 値

また、地質別の N_{DL} の算定式と N_{DL} 値を表-5 に示し、表-6 に、未災害の「被災履歴なし地山」データに占める N_{DL} 値未満の確率と、「被災該当地山」データに占める N_{DL} 値未満の確率を示した。

表-5 被災該当地山の地質別 N_{DL} と算出式

地質区分	深度 GL- (m)	N_{DL} 値	N_{DL} 値未満※ データ確率; y'	N_{DL} 値の算出式
①	-1.0	17	93.92%	$N_{DL} = (-De + 2.5539) / 0.2185$ (※ N_{DL} 値は切上げ整数値)
	-2.0	21	83.46%	
	-3.0	26	86.51%	
	-4.0	30	83.61%	
	-5.0	35	87.91%	
	平均	24	82.57%	※GL0～-5.0m までの平均深度から算出
②	-1.0	19	90.53%	$N_{DL} = (-De + 5.5816) / 0.3652$ (※ N_{DL} 値は切上げ整数値)
	-2.0	21	87.21%	
	-3.0	24	88.75%	
	-4.0	27	83.33%	
	-5.0	29	91.38%	
	平均	23	86.70%	※GL0～-5.0m までの平均深度から算出
③	-1.0	19	91.30%	$N_{DL} = (-De + 3.6977) / 0.2607$ (※ N_{DL} 値は切上げ整数値)
	-2.0	22	83.44%	
	-3.0	26	82.95%	
	-4.0	30	82.35%	
	-5.0	34	81.90%	
	平均	24	82.40%	※GL0～-5.0m までの平均深度から算出
④	-1.0	20	97.10%	$N_{DL} = (-De + 3.9008) / 0.2564$ (※ N_{DL} 値は切上げ整数値)
	-2.0	24	88.89%	
	-3.0	27	81.03%	
	-4.0	31	91.49%	
	-5.0	35	92.68%	
	平均	25	85.60%	※GL0～-5.0m までの平均深度から算出
⑤	-1.0	19	87.50%	$N_{DL} = (-De + 6.6702) / 0.4132$ (※ N_{DL} 値は切上げ整数値)
	-2.0	21	87.04%	
	-3.0	24	85.42%	
	-4.0	26	84.44%	
	-5.0	29	82.93%	
	平均	23	84.13%	※GL0～-5.0m までの平均深度から算出
全地質	-1.0	18	90.50%	$N_{DL} = (-De + 3.9255) / 0.2848$ (※ N_{DL} 値は切上げ整数値)
	-2.0	21	82.75%	
	-3.0	25	84.35%	
	-4.0	28	82.22%	
	-5.0	32	84.52%	
	平均	23	83.18%	※GL0～-5.0m までの平均深度から算出

※① 新生代;未固結堆積層

※ N_{DL} 値未満データ確率(%) $y' = (\Sigma n_2 / \Sigma n) \times 100$

② 新生代;火山岩・(火山)砕屑岩の堆積層

③ 中生代後期～新生代初期;花崗岩類

④ 中生代;砕屑岩・火山岩等の堆積層(花崗岩類以外)

⑤ 古生層(砕屑岩, 火成岩の堆積層)

表-6 被災該当地山と被災履歴なし地山に占める N_{DL} 値未満確率

深度 GL- (m)	N_{DL} 値未満 DB 確率					
	①新生代;未固結 堆積層	②新生代;火山岩 (火山)砕屑岩堆 積層	③中生代後期～ 新生代初期 花 崗岩類	④中生代 砕屑 岩, 火山岩堆積 層(花崗岩類以外)	⑤古生代 古生層 (砕屑岩, 火成 岩堆積層等)	全地質
-1	93.92%	90.53%	91.30%	97.10%	87.50%	90.50%
	75.07%	74.70%	75.18%	71.92%	70.00%	74.40%
-2	83.46%	87.21%	83.44%	88.89%	87.04%	82.75%
	71.15%	66.10%	64.95%	59.72%	61.11%	67.62%
-3	86.51%	88.75%	82.95%	81.03%	85.42%	84.35%
	73.65%	61.72%	64.07%	66.67%	65.29%	68.21%
-4	83.61%	83.33%	82.35%	91.49%	84.44%	82.22%
	75.91%	71.69%	69.58%	70.28%	65.40%	70.97%
-5	87.91%	91.38%	81.90%	92.68%	82.93%	84.52%
	81.12%	65.83%	73.49%	75.71%	71.30%	74.98%
0-5	84.03%	86.70%	82.41%	85.61%	84.13%	83.18%
平均	73.41%	67.01%	67.07%	67.41%	66.51%	69.30%

※ 上段;被災該当地山, 下段;被災履歴なし地山

表-7 地質別 0～5m 平均 N_{DL}

地質区分	GL-(m)に対する N_{DL} 値 (N_{DL} 値は切上げ整数値)						摘 要 (N_{DL} 値の算出式)
	-1.0	-2.0	-3.0	-4.0	-5.0	平均 [※]	
① 新生代;未固結堆積層	17	21	26	30	35	24	$N_{DL} = (-De + 2.5539) / 0.2185$
② 新生代;火山岩・(火山)砕屑岩の堆積層	19	21	24	27	29	23	$N_{DL} = (-De + 5.5816) / 0.3652$
③ 中生代後期～新生代初期;花崗岩類	19	22	26	30	34	24	$N_{DL} = (-De + 3.6977) / 0.2607$
④ 中生代;砕屑岩・火山岩等の堆積層(花崗岩類以外)	20	24	27	31	35	25	$N_{DL} = (-De + 3.9008) / 0.2564$
⑤ 古生層(砕屑岩, 火成岩の堆積層)	19	21	24	26	29	23	$N_{DL} = (-De + 6.6702) / 0.4132$
全地質	18	21	25	28	32	23	$N_{DL} = (-De + 3.9255) / 0.2848$

※平均は GL.0～5.0m までの平均深度から算出

のり面全体の健全性や予防保全のための防災対策検討等の実務に N_{DL} を使用した場合を考えると, 0～5m までの平均値から算出した N_{DL} を使用することが適切であると考えられる. 表-7 にその平均 N_{DL} を示す.

0～5m の平均値は $N=23\sim25$ であり, それ以下のゆるい土質を切土する場合, 崩壊するリスクが高くなるという有効な指標になると考えられる.

表層が風化土や土砂に覆われることが多い地山は, 基本的に表層はゆるく N 値が低い地山がほとんどである. つまり, ほとんどすべてが崩壊する要素を持つ. その中で少しでも, 崩壊するリスクを持つ地山を事前に把握できることは有意義と考える. 特に N 値という汎用性の高い指標で判断できるメリットは高い.

データ数から考えると, 表-8 のようになり, N_{DL} 未満で不安定になる可能性がある斜面は $23,011/32,763 \div 70\%$ であり, かなりの斜面がリスクを内在していると考えられ, それらを事前に把握し, より詳細な調査検討にとりかかれる 1 次スクリーニングとして, 有効と考える.

表-8 全地質のデータ割合

データ数	合計	被災該当地山	被災履歴なし地山
全体	32,763	2,206	30,557
N_{DL} 未満	70.23% 23,011	83.18% 1,835	69.30% 21,176
N_{DL} 以上	9,752	371	9,381

なお, 2013 年 4 月から 2015 年 3 月までに切土のり面及び自然斜面で発生した斜面災害 20 件を対象に被災該当地山の平均 N 値と N_{DL} の検証を行った結果, 0～5m までの平均値から算出した N_{DL} に対し, 全地質で全ての深度で平均 N 値が N_{DL} を下回っていた. このことは, この指標の有効性を示唆しているものと考えられる.

(執筆責任者 下野宗彦)

参考文献

- 1) (社)全国治水砂防協会: 砂防便覧 平成 20 年度版, pp.50-55, 2008.
- 2) 国土交通省: <http://www.sabo.or.jp/saigai/2011saigai.htm>, 土砂災害情報. 2011.
- 3) 下野宗彦: 中国地方における高速道路の斜面災害と地盤特性に関する研究, 山口大学, 理工博甲第 685 号, 博士請求論文, pp31-115, 2016.
- 4) (社)日本道路協会, 道路土工, 切土・斜面安定工指針, pp.123-190, 2009.
- 5) 奥園誠之: 斜面防災 100 のポイント, pp.172-173, 2006.

5.3 傾斜センサと土壌水分センサで斜面を評価する

1. はじめに

斜面災害は突発的かつ局所的に発生する自然災害の一つであり、人的・物的被害を未然に防ぐためには、平常時からのモニタリングと危険兆候の早期把握が非常に重要である。

特に、降雨や融雪といった水の供給によって土壌に含まれる水分量が増加すると、間隙水圧の上昇や土のせん断強度が低下し、結果として斜面の安定性が損なわれることにつながる。したがって、土壌水分の時系列的な変化を継続的に観測することは、斜面崩壊のリスクを定量的に評価するうえで不可欠な手段となっている。

従来、斜面防災における監視指標として、雨量が広く用いられてきたが、雨量はあくまで大気からの水の供給量を示すものであり、地中における水分の分布や蓄積状況を直接的に反映するものではない。一方で、土壌水分量の測定は、実際の地盤の水分量を定量的に捉えることができるため、災害発生の兆候を捉える指標の一つとして利用することが可能である。また、土質や地形条件によっては、同じ降雨量であっても土中の水分量の変化が大きく異なるため、斜面リスク管理に土壌水分計測を活用することは可能であると考えられる。

さらに、斜面の安定性を評価する上では、水分変化に加えて、実際の地盤の動きそのものを把握することも重要である。傾斜センサは地表や浅層部における微小な変位を継続的に監視することが可能であり、わずかな傾斜変化から斜面の変状を捉えることができる。

このように、土壌水分センサと傾斜センサを併用することにより、斜面内部の水分環境と表層の変位挙動の両面を総合的に評価することが可能となり、精度の高い斜面監視が実現できる。

本報では、以上の背景を踏まえ、両センサを用いた複合的なモニタリング手法について、実際の観測事例をもとにその有効性を検討する。

2. 斜面管理システムの概要

斜面管理システムの概要を図-1 に示す。本システムは、通信モジュールが組み込まれた測定器本体、傾斜センサ、土壌水分センサ、雨量計、および電源から構成されている。

写真-1 に傾斜センサ、土壌水分センサを示し、写真-2 に測定器本体を示す。

測定器本体は地中に打設した杭に固定し、傾斜センサは地中に設置し、斜面鉛直ならびに水平方向の地表面の変動を傾斜角として計測する。土壌水分センサは傾斜センサと同様に地中に埋設し、土壌水分の変化を体積含水

率として計測する。

計測データは NB-IoT 通信を通じてクラウドに保存され、関係者間での計測データの共有を可能としている。

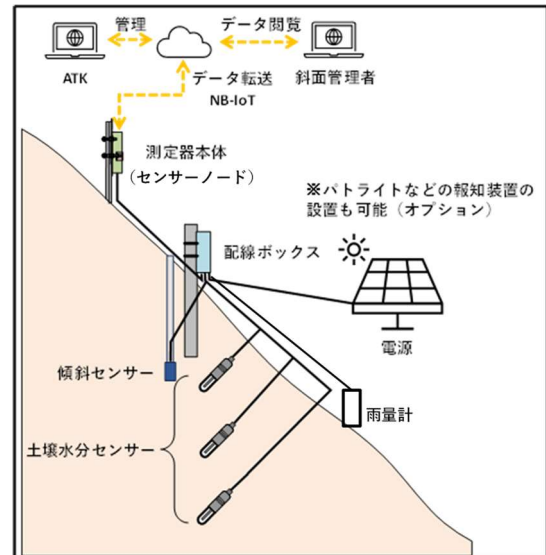


図-1 計測システム概念図



写真-1 傾斜センサプローブ（上）
土壌水分センサプローブ（下）



写真-2 測定器本体

3. 計測事例

3.1 設置箇所

設置状況を写真-3 に示す。設置箇所は、徳島県内の地すべり地帯である。観測システムの設置位置は、風化泥質片岩や風化砂質片岩を主体とする自然斜面であり、斜面勾配は 1:1.5～1:1.0 程度でやや不安定な斜面である。

雨水浸透の過程を詳細に把握するため、傾斜センサの他に、土壌水分センサを深度 10cm、30cm の 2 深度に設置した。現地に設置したソーラーパネルを電源とした。



写真-3 計測システム設置状況

3.2 計測結果

本サイトでは、2022 年 7 月 12 日から計測を開始した。観測期間中、9 月の豪雨時に傾斜センサで傾斜角の変動を捉えていたが、その後は比較的安定した状況が続いていた。しかし、2022 年 3 月 23 日に傾斜角の大きな変化を捉えた。その状況を以下に示し、図-2 に当日の時系列データを示す。サイト近傍の観測所データによると、現地は当日 8:00 頃から時間雨量最大 4mm 程度の降雨があった。現地に設置した土壌水分センサでも同時刻から体積含水率の増加が確認されており、現地でも降雨があったものと想定される。このような降雨の下、11:00 頃、斜面直交方向である Y 軸方向の傾斜角がわずかに増加し始め、センサが谷側へ傾斜し始める挙動が確認された。14:00 頃には、谷側への傾斜角が更に増加するとともに、傾斜角速度も徐々に大きくなり、傾斜変位が速度を増しつつ変位が増してきたと想定される。その後、17:00 頃に Y 軸方向の傾斜角が 50° 以上まで一気に急増し、斜面変位を予見させる変化が確認された。17:00 以降は、傾斜角や角速度の数値がばらつき、傾斜センサが不規則に動いている状況が継続していたものと想定される。

後日、現地確認した結果、写真-4 に示す表層崩壊が発生しており、崩壊範囲は斜面幅約 5m、延長約 10m であった。

なお、当社のセンサは崩壊によって谷側に流下されていることが確認された。

傾斜角および角速度の変動、および後日確認した現地状況から、現地では表層崩壊が発生し、その発生時間は 17:00 頃で、斜面崩壊は 18:30 頃まで継続的に発生していたと想定される。

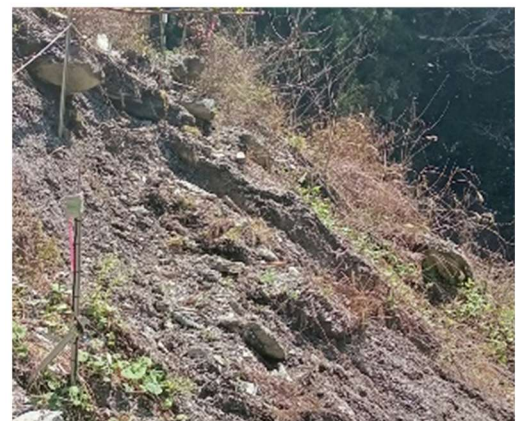
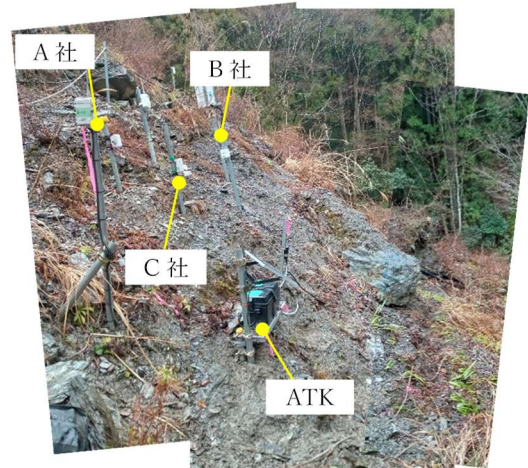


写真-4 観測システム設置箇所状況
(上：崩壊前 2023/3/2 下：崩壊後 2023/3/28)

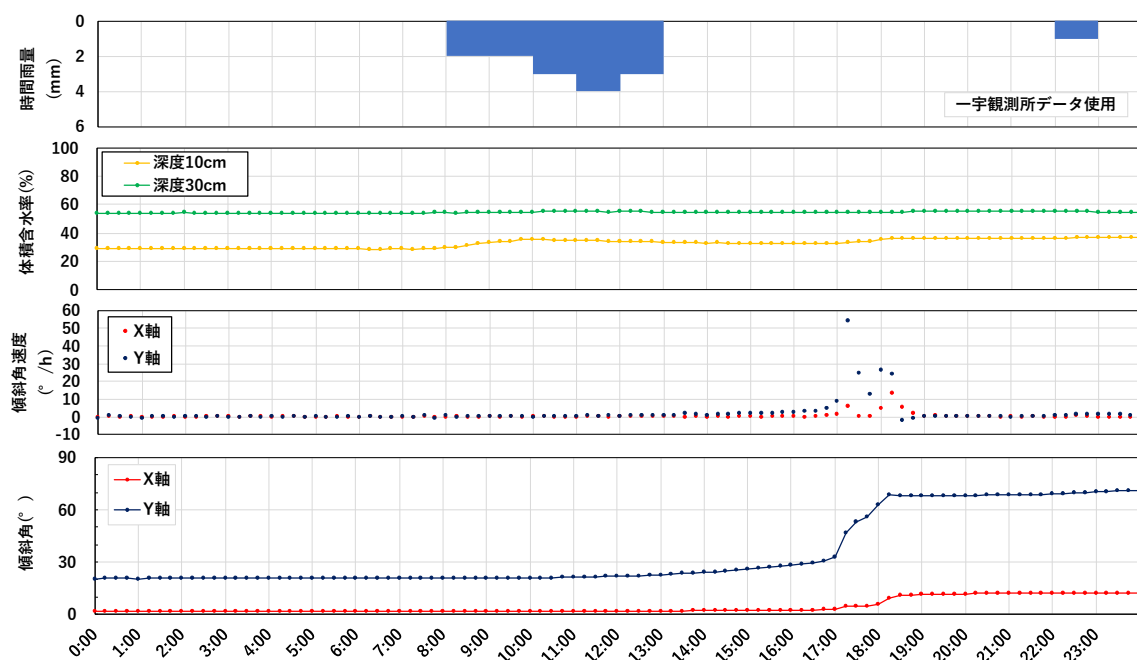


図-2 計測結果 (2023/3/23)

4. 考察

今回、斜面崩壊前後の計測データを取得することができた。そのため、得られたデータを基に、「クリープ」をキーワードにして斜面崩壊時の計測値の変化について考察する。

一般に、地すべり・斜面の崩壊はさまざまなパターンがある。これらの崩壊予測を行う一つの考え方としてクリープ変形の考え方がある。クリープ変形の考え方は、**図-3** に示す土砂や岩石のクリープ試験の結果から得られるクリープ曲線に基づいており、クリープ曲線はひずみの進行に応じて、1次から3次クリープまでの3つの領域に区分される。

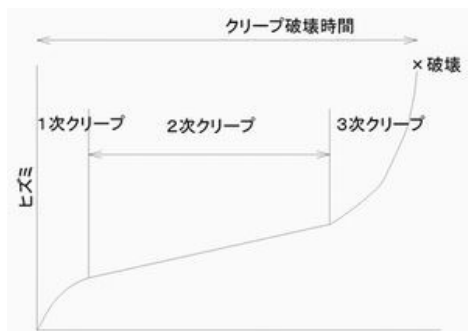


図-3 クリープ曲線模式図¹⁾

一般的に地すべりや斜面崩壊は、1次クリープや2次クリープ段階でクリープが停止した場合には崩壊までは至らず、崩壊に至る場合には1次から3次クリープまで連続した曲線形状をとる場合が多い。

この考え方を本サイトに適用してみると、斜面崩壊まで至った本サイトは3次クリープまで進行していたものと想定される。

そこで、福囿による表面移動速度の逆数を用いた予測法²⁾を参考にして今回の崩壊事例を当てはめてみた。すなわち、移動速度の逆数と時間の関係で斜面崩壊を示すという試みである。具体的には、傾斜角速度の逆数と時間の関係を求め、角加速度の逆数が1次～3次クリープの動きを示すかどうかを試行した。試行結果を**図-4**示に示す。

これによると、今後検討を重ねる必要はあるが、**図-3**に示す一連のクリープ曲線様が確認され、1次クリープ

から3次クリープへの変化が角加速度の逆数の傾きで捉えられた可能性があると考ええる。

5. まとめと今後の課題

今回、地すべり地に傾斜センサおよび土壌水分センサを設置し、斜面変位と体積含水率の経時変化をモニタリングした。その結果、降雨強度に応じた体積含水率の変化や斜面変位の状況が明らかとなり、管理手法を検討する上で、非常に有益な情報を得ることができた。

今後の課題として予測手法の確立が挙げられるが、崩壊予測手法の一つとして、再帰型ニューラル・ネットワーク(RNN(Recurrent Neural Network))を活用した計測データの異常値把握に挑戦したいと考えている。

すなわち、日々の体積含水率や傾斜角、傾斜角速度の時系列データ(情報)を基に、「通常の変化の傾向」を学習することで、従来の予想範囲を逸脱した「異常傾向」を判定する手法である。

この判定方法が確立し、1次クリープ発生直後に警報を発出することができれば、1次～2次クリープを避難に必要なリードタイムとして、安全な避難につながる可以考虑。

(執筆責任者 片山輝彦)

参考文献

- 1) 斎藤迪孝: 第3次クリープによる斜面崩壊時期の予知、地すべり, Vol. 4, No. 3, pp. 1-8, 1968.
- 2) 福囿輝旗: 表面移動速度の逆数を用いた降雨による斜面崩壊時刻の予測法, 地すべり, Vol. 22, No. 2, 8-13, 1985.

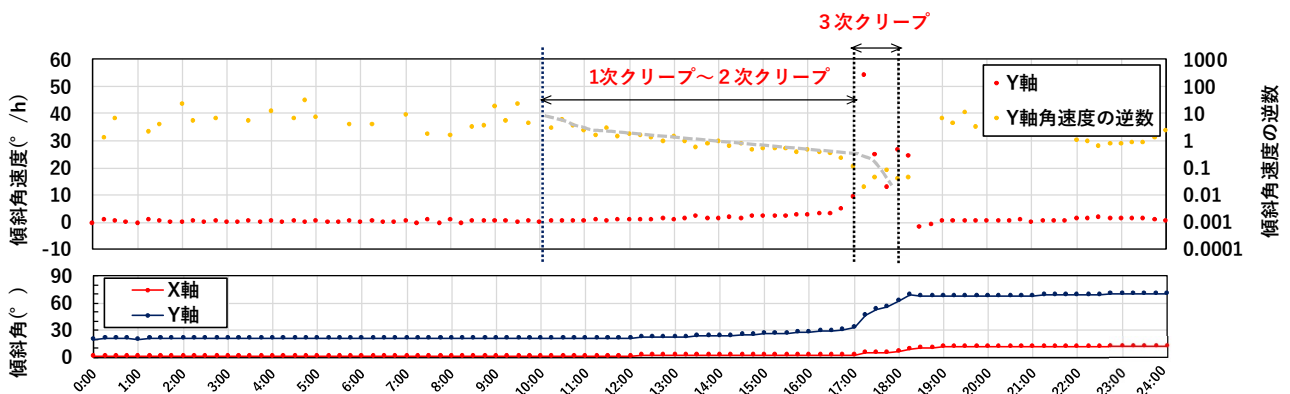


図-4 計測結果を基にした崩壊前後の傾斜角速度の変化 (2023/3/23)

5.4 降雨強度を評価する

1. はじめに

雨量データは、気象予測、治水・利水計画、農業活動、都市計画、防災対策など幅広い分野で活用されている。

こうした中、例えば図-1 に示す我が国の土砂災害の発生件数¹⁾は近年増加傾向にあり、迅速かつ効率的な事前防災としての災害対策を加速化するうえで、降雨強度を評価する技術の向上は不可欠である。

2. 降雨に関連する気候変動の概要

2.1 気温の変化

日本の年平均気温は、図-2 に示すとおり長期的には100年あたり1.40℃の割合で上昇しており、特に1990年代以降は高温となる年が頻出している²⁾。

これにより、気温が上がれば、大気は海洋や地表から蒸発した水分を多く含み、大雨や集中豪雨が起きやすい状態になる。

2.2 降雨量の変化³⁾

2.2.1 年平均雨量

中国地方5県の気象庁5地方気象台における年間雨量の経時変化を図-3 に示す⁴⁾。

5地方気象台の年間平均雨量を比較すると、山陰側の鳥取および松江が多く、山陽側の岡山、広島および下関が少ない傾向にある。山陽側では、東側の岡山から西側の広島、下関へ向けて多くなっている。また、5地方気象台の年間雨量の経時的な変化をみると、いずれも多雨と少雨を繰り返しており、両者の変動幅に顕著な特徴は認められない。つまり、年平均雨量については、顕著な増大傾向はないと考えられる。

2.2.2 1時間雨量50mm以上の発生回数

全国的にみると、1時間雨量50mm以上の発生回数は、図-4 に示すとおり1976～1985年の10年間から2010～2019年の至近10年間で平均約1.4倍に増加している⁵⁾。そこで、図-5 に中国地方5県の1970年代以前に観測が開始された観測所を対象とした1時間雨量50mm以上の発生回数を整理し、比較した⁴⁾。

まず、中国地方5県の合計でみると、1976～1985年の10年間における1時間雨量50mm以上の発生回数は95回程度、2010～2019年では190回程度と2.0倍に増加している。次に、県別でみると、島根県は横ばい、岡山県1.5倍、鳥取県2.5倍、広島県3.0倍、山口県3.5倍に増加している。以上のとおり、島根県を除く4県では、全

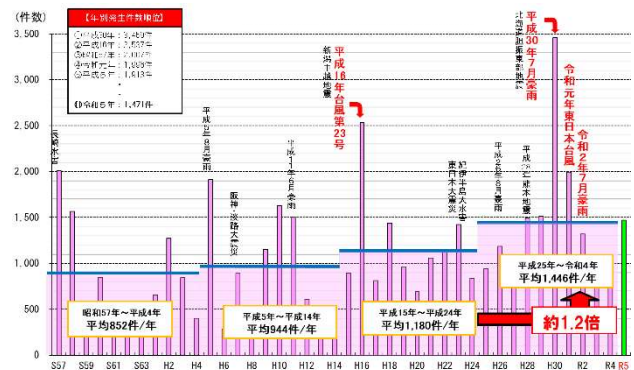


図-1 我が国の土砂災害発生件数の推移¹⁾

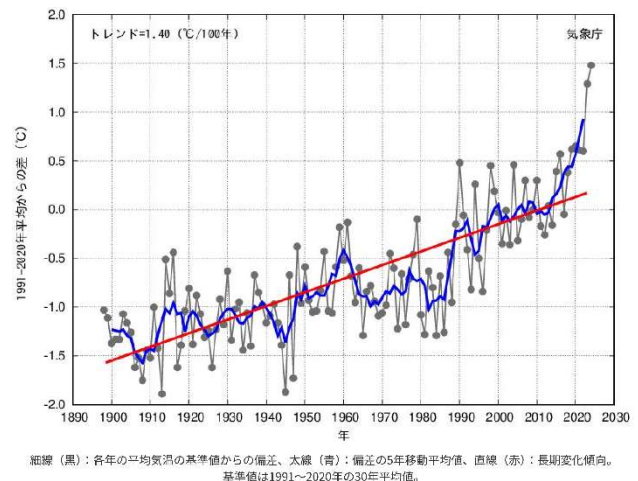


図-2 我が国の年平均気温偏差の水位²⁾

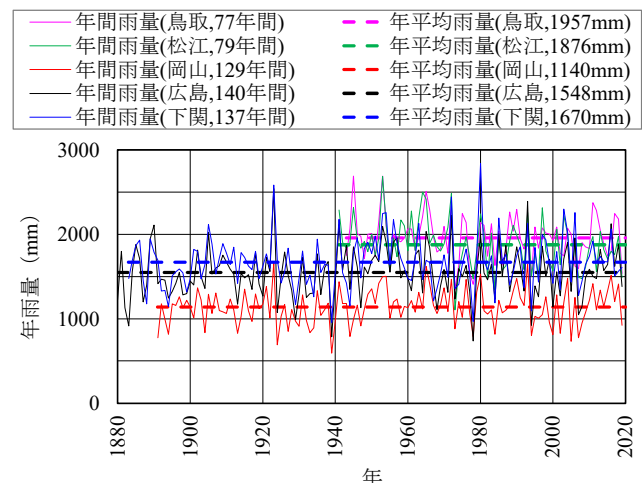
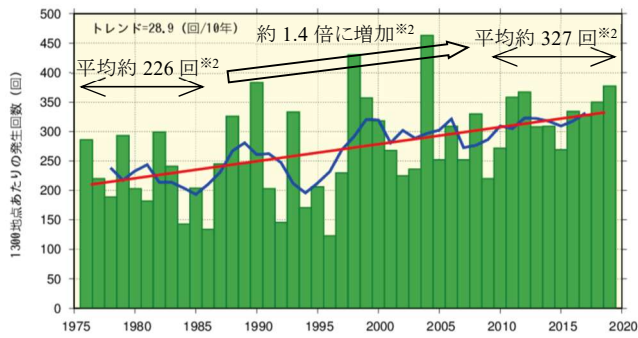


図-3 中国地方5地方気象台の年間雨量の経時変化⁴⁾

国平均の1.4倍を上回っており、1時間雨量50mm以上の発生回数に顕著な増大傾向が認められる。



※1: 赤線は長期的変化傾向, 青線は5年移動平均値を示す。
 ※2: 10年間の平均発生回数, 増加倍率 (矢印を含む) は加筆

図-4 全国の1時間雨量50mm以上の発生回数⁵⁾

2.2.3 観測史上最大雨量

気象庁は、2015年9月関東・東北豪雨以降、観測史上1位を更新した観測所とその雨量を整理・公開している。その至近年の気象事例で1位を更新した雨量観測所数は、表-1に示すとおりである⁴⁾。観測史上1位更新観測所数は、3気象事例のみで280観測所以上にのぼり、全国約1,300観測所のうちの約22%を占めている。また、6時間以内の短期雨量よりも12時間以上の長期雨量の方が、更新観測所数が多いことが特徴として挙げられる。

次に、中国地方5県の気象庁全122雨量観測所を対象とした観測史上最大雨量の発生時期と観測所数の関係を図-6に示す⁶⁾。このうち、2018年7月豪雨で観測史上最大値を更新した観測所数を表-2に示す⁶⁾。

図-6に示す観測史上最大雨量の更新観測所数は、1～72時間雨量のいずれも近年増加傾向にある。更新観測所数の中で2010～2019年は、1～6時間雨量は50観測所程度、12,72時間雨量では約60観測所、24～48時間雨量では約70観測所まで増加している。

なお、24～72時間雨量では、図-6の2010～2019年における更新観測所数の約7割が、表-2の2018年7月豪雨で観測史上最大値を更新した観測所になり、その大半は広島県と岡山県の観測所で発生している。また、表-1に示す全国の更新観測所数の約4割を占めている。

以上のとおり、近年は、前節の1時間50mm以上の雨量の発生回数に加えて、12～72時間の長期雨量も増大傾向にある。

2.2.4 旬毎の気象庁全観測所雨量の総和⁷⁾

2018年7月豪雨が発生した7月上旬の気象庁全観測所雨量の総和は、20万7527mm(1観測所あたり約215.3mm)で、1982年以降の旬ごとの最大総雨量とされてきた。しかしながら、熊本県球磨川等の氾濫を引き起こした2020年7月豪雨では、総和雨量20万8308mm(1観測所あたり216.1mm)となり、2年で前記豪雨記録が更新された。

今後、西日本から東日本の広い範囲にわたって、この2豪雨のような豪雨が増加することにより全国的な土砂災害等の激甚化が懸念され、降雨強度を評価する技術の更なる向上が期待される。

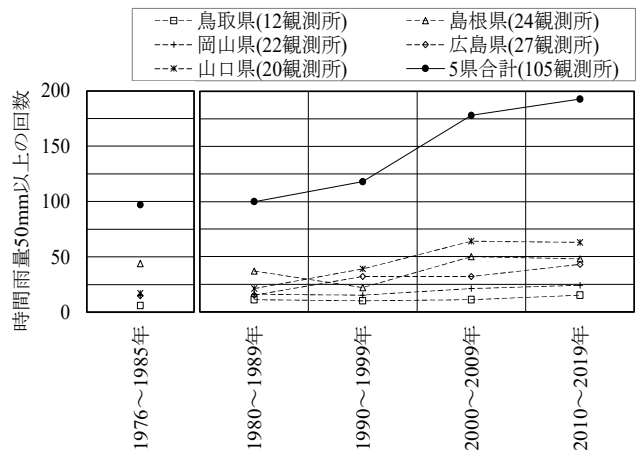


図-5 中国5県の1時間雨量50mm以上の発生回数⁴⁾

表-1 観測史上1位を更新した全国の雨量観測所数⁶⁾

最大雨量の時間	2018年7月豪雨 [岡山県高梁川水系 真備川氾濫他]	2019年10月 東日本台風 [長野県信濃川水系 千曲川氾濫他]	2020年7月豪雨 [熊本県 球磨川氾濫他]
1時間	14	9	15
3時間	16	40	17
6時間	31	89	18
12時間	49	120	20
24時間	77	103	30
48時間	125	72	40
72時間	123	53	40

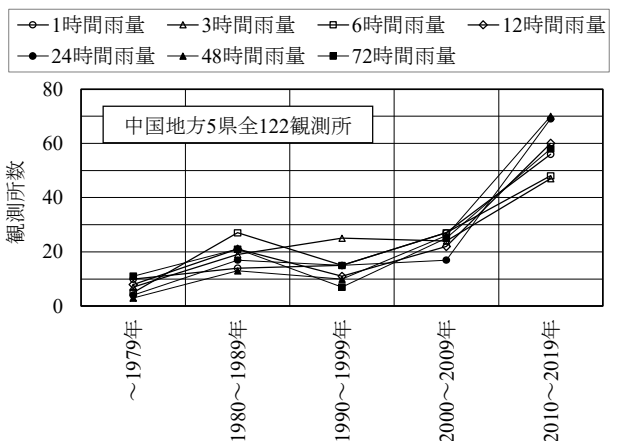


図-6 観測史上最大雨量の発生時期と更新観測所数⁶⁾

表-2 観測史上最大雨量更新観測所数 (2018.7 豪雨)⁶⁾

最大雨量の時間	鳥取県 (全16観測所)	島根県 (全27観測所)	岡山県 (全25観測所)
1時間	0	0	1
3時間	0	0	1
6時間	0	0	6
12時間	0	0	10
24時間	1	0	14
48時間	4	0	20
72時間	4	0	15
合計	9	0	67

最大雨量の時間	広島県 (全33観測所)	山口県 (全21観測所)	合計 (全122観測所)
1時間	1	2	4
3時間	3	1	5
6時間	8	0	14
12時間	17	0	27
24時間	21	1	37
48時間	25	3	52
72時間	23	3	45
合計	98	10	184

3. 降雨量の観測技術

3.1 アメダス（地域気象観測システム）⁸⁾

気象観測は、1875 年 6 月に東京気象台で開始された。その後、地上における気象データを自動で観測・伝送するアメダスの運用が、1974 年に開始された。また、運用開始後も、精度の高い機器への置き換えや設置場所の環境整備が進み、より正確な観測値の取得に取り組まれてきた。

アメダスは、約 17km 間隔で全国に約 1300 箇所設置されており、このうちの約 840 箇所は降雨量に加えて風向・風速、気温、湿度等を観測しているほか、雪の多い地方の約 330 箇所では積雪深も観測されている。

3.2 気象レーダー⁸⁾

1954 年に気象レーダーが導入されたことにより、アメダスでは測定できない広域の降雨情報を面的に捉え、広範囲の降雨量推定できるようになった。その後、1972 年には、ほぼ全国をカバーする観測網が完成し、1976 年には C バンドレーダー網、2005 年には C バンドドップラーレーダーへの更新、2020 年には C バンド二重偏波ドップラーレーダーへの更新といった観測精度向上が図られている。

気象レーダー観測は全国 20 箇所で行われており、これによる日本全国の降雨強度の分布は、リアルタイムの防災情報や降水短時間予報や降水ナウキャストといった予報の作成に用いられている。

また、防災科学技術研究所は、2003 年度に X バンド MP レーダーによる観測を開始し、その後国土交通省が観測対象範囲が約 80km の半径の都市域を主とした全国 39 箇所での観測網を整備した⁹⁾。これにより、約 250m メッシュの雨量情報を高頻度・高解像度で配信が可能となった。

3.3 線状降水帯の水蒸気観測網⁸⁾

気象庁の線状降水帯に関する情報は、2021 年 6 月から「顕著な大雨に関する気象情報」として提供が開始された。その後、大雨の予測技術の向上に伴って、2022 年 6 月からは半日前からの予測情報、2023 年 5 月からは観測情報を最大 30 分前倒しして発表する運用が開始され、段階的に情報の改善が図られている。これにより、線状降水帯の発生・進路予測精度が向上し、局地的集中豪雨による被害軽減が期待される。

なお、線状降水帯の定義は、「次々と発生する発達した雨雲（積乱雲）が列をなした、組織化した積乱雲群によって数時間にわたってほぼ同じ場所を通過または停滞することで作り出される、線状に伸びる長さ 50～300km 程度、幅 20～50km 程度の強い降水をともしう雨域」とされている。この言葉は、2014 年 8 月豪雨による広島土砂災害をきっかけに広く知られるようになった。

4. 今後の課題

土砂災害等の降雨に起因した災害の発生予測には、適正な降雨強度の評価が必要不可欠であり、現状における課題を下記に挙げる。

- (1)気候変動による降雨パターンの変化予測
- (2)今後の気温上昇と降雨強度増加の予測
- (3)山間部などの観測空白地域における局地的な豪雨や都市型ゲリラ豪雨の把握に向けた観測点の充実
- (4)狭範囲の局所的な降雨強度の変動予測
- (5)短時間の降雨強度の変動予測
- (6)レーダーメッシュの解像度と精度の向上
- (7)X バンド MP レーダーと C バンドレーダーの統合利用
- (8)リアルタイムデータの処理と活用
- (9)各種雨量データの整合性検証
- (10)上記(1)の設計用降雨強度への反映
- (11)設計に考慮するタイムスケールの適正化
- (12)設計に考慮する降雨確率の適正化
- (13)上記(1)に伴う地盤への降雨浸透量の把握

（執筆責任者 笹井友司）

参考文献

- 1) 国土交通省水管理・国土保全局砂防部：土砂災害の現況について、p.2, 2024.
- 2) 気象庁 web：https://www.data.jma.go.jp/cpdinfo/temp/an_jpn.html（入手日：2025.9.20）
- 3) 木村隆行、笹井友司、井上誠、西垣誠：激甚化する地盤災害の技術課題と展望、地盤と建設、地盤工学会中国支部、Vol.38, No.1, pp.9-18, 2020.
- 4) 気象庁 web：https://www.data.jma.go.jp/obd/stat/etrn/index.php（入手日：2020.8.28）
- 5) 気象庁：気候変動監視レポート 2019, p.39, 2020.
- 6) 気象庁 web：https://www.data.jma.go.jp/obd/stats/data/bosai/report/index_1989.html（入手日：2020.8.25）
- 7) 気象庁観測部：「令和 2 年 7 月豪雨」の観測記録について（報道発表）、2020.
- 8) 気象庁 web：https://www.jma.go.jp/jma/index.html（閲覧日：2025.9.20）
- 9) 土屋修一、山地秀幸、川崎将生：XRAIN 雨量観測の実用化技術に関する検討資料、国総研資料第 909 号、pp.1-5, 2016.

5.5 地震力を評価する

1. はじめに

1995 年 1 月 17 日に発生した阪神淡路大震災による人的被害は、死者 6,434 名、行方不明者 3 名、負傷者 43,792 名であった。また、住家被害は全壊約 105,000 棟で半壊約 144,000 棟、その他高速道路や新幹線の高架橋等の倒壊・落橋や液状化による港湾関係施設の沈下といった第二次世界大戦後最悪の被害をもたらした¹⁾。

この震災は、現行の各種耐震基準改訂のきっかけとなったものであり、本稿では震災後の耐震設計（地震力の評価法等）に関して私見も含め述べてみたい。

2. 阪神淡路大震災後数年の大きな動き

まず、各種基準類について、阪神・淡路大震災の翌年 1996 年から 1999 年にかけて道路橋、鉄道、港湾、水道・下水道といったあらゆる施設の耐震設計や耐震対策に係る基準の大幅改訂がなされた。

次に、阪神・淡路大震災を契機とした地震に対する調査について、国立研究開発法人防災科学技術研究所（以降、「防災科研」と記載）では、被害を及ぼすような強い揺れを確実に記録するための強震動観測網として、K-NET（Kyoshin Network：全国強震観測網）を全国約 1000 箇所、KiK-net（Kiban Kyoshin Network：基盤強震観測網）を全国約 700 箇所に設置・整備し、1996 年 6 月から運用開始している²⁾。なお、K-NET は、建造物が破壊に至る震動を捉えることを目的としているため、大半は地震計が地表に設置されている。また、KiK-net は、地震防災対策の推進を目的に、観測用井戸の地表と地中（井戸底）の双方に地震計が設置されている。その他、気象庁で全国約 670 箇所、地方公共団体で全国 2,900 箇所において、地震観測がなされている（図-1）³⁾。

また、1995 年 7 月には、地震に関する調査研究の成果を社会に伝え、政府として一元的に推進する特別な機関として地震調査研究推進本部が現文部科学省に設置され、地震に関する調査・観測の計画や前記の調査・観測の成果に基づく地震活動の評価と評価結果を公開する役割を担っている（図-2）⁴⁾。

3. 阪神淡路大震災後の耐震設計法の変化

阪神淡路大震災後、「供用期間中に発生する確率が高い」地震としてレベル 1 地震動、「供用期間中に発生する確率は低いが非常に強い」地震としてレベル 2 地震動が導入

●：気象庁 ●：地方公共団体 ●：国立研究開発法人防災科学技術研究所

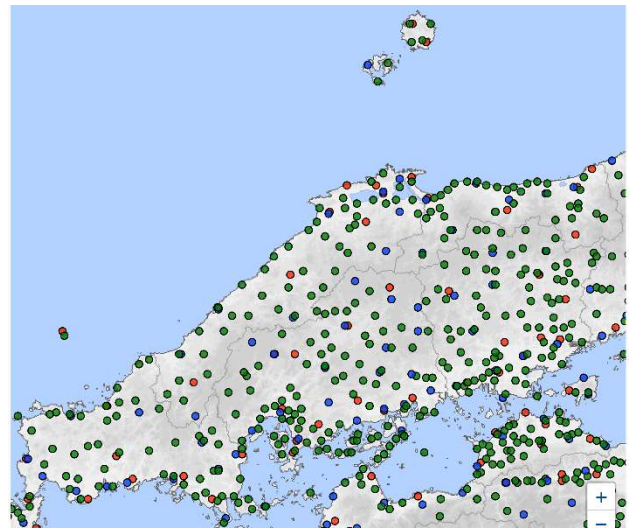


図-1 地震観測点（中国地方）³⁾

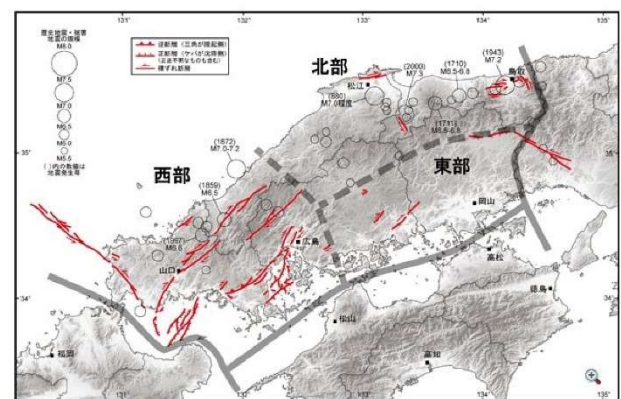


図-2 評価結果公開例（中国地方活断層の長期評価）⁴⁾

されるようになり、前者は「施設の健全性を損なわない」こと、後者は「所期の機能を保持する」ことを目標に耐震設計が行われるようになった^{例え}⁵⁾。また、レベル 1 とレベル 2 の地震動レベルに応じて許容する被災程度を設定・規定する耐震性能設計が取り入れられるようになり、性能要求にあわせて許容応力度法、地震時保有水平耐力法、限界状態設計法を選択し耐震照査がなされるようになった。

耐震設計の方法としては静的解析法と動的解析法に大別され、レベル 1 地震動に対しては一般的に静的解析法が用いられるが、レベル 2 地震動に対しては阪神淡路大震災後のコンピュータの目覚ましい発展と相まって、動的解析法が採用されるようになった。静的解析法は、震度法（固有周期を考慮しない）、震度法（固有周期を考慮）、震度法（固有周期と構造物特性係数を考慮）、地震時保有水平耐力法、応答変位法等に細分化される。また、動的解析法は、大きく線形解析法（全応力）、等価線形解析法

(全応力)、非線形解析法(有効応力)に分けられる。

まず、3つの解析法に関する概要について、線形解析法は荷重と変形が比例関係にある岩盤のような弾性体(線形)材料のみのモデルに適用される手法である。等価線形解析法は、盛土・埋土のような非線形材料を等価な線形材料に近似し、周波数領域で線形解析を繰り返すことで非線形現象を簡易に考慮する方法である。この解析法は、あまり大きなひずみが生じないモデルや地震動に対して適用される手法である。非線形解析は、荷重の増減による材料の挙動変化(塑性変形、残留変形)を考慮し、より忠実な再現が必要となる大ひずみが生じるモデルや地震動に対して適用される手法である。次に、全応力と有効応力の違いについて、全応力は外力と直接釣り合う応力を対象とするのに対し、有効応力は土質材料の挙動を支配する粒子間力に影響を与える間隙水圧を除いた、粒子の結合力を表す応力を対象とする。このため、過剰間隙水圧の変化を考慮する必要がある砂質地盤等を対象とした液状化解析では、非線形解析法(有効応力)を用いるのが望ましい。

4. 強震動の予測手法

地震調査研究推進本部では、地震調査委員会でなされる強震動評価に関する検討結果から、強震動予測手法の構成要素である震源断層パラメータの設定、地下構造モデルの作成、強震動計算、予測結果の検証について、現時点で最適と判断される手法や考え方を適宜改訂し、改訂のポイントも含めレシピとして取りまとめ、公開している⁹⁾。

また、独立行政法人(現国立研究開発法人海上・港湾・航空技術研究所)港湾空港技術研究所では、港湾施設の耐震性能照査に用いるレベル2地震動の算定方法についての研究成果^{例えば7)}を公開するとともに、その詳細についてアドバイスもいただける。

5. 地震動の予測・再現に係る最近の研究動向

地震調査研究推進本部における最新の「震源断層を特定した地震の強震動予測手法(レシピ)」の改訂は、2020年3月になされている⁹⁾。この改訂では、浅部・深部統合地盤モデルがある場合の地盤増幅率の評価について、表層地盤と工学的基盤での平均S波速度AVSの評価に用いるS波速度と工学的基盤上面のS波速度として、地域特性を考慮することで精度向上が図られている。

その他には、例えば2024年1月1日に能登半島北部を震源としたMj7.6の地震を対象に、経験的グリーン関数法によるフォワードモデリング手法を用いた検討を行い、地震動の再現精度向上に向けた震源モデルの構築に取り組んだ研究事例⁸⁾がある。

また、地表地震断層を伴った2014年長野県北部地震を対象に、地表面の変位に着目した動力学的断層破壊シミュレーションの初期応力条件の設定について検討された研究事例⁹⁾もある。

6. 山岳トンネルの耐震設計

近年のコンピュータの目覚ましい発展により、各種構造物や地盤の耐震評価に動的解析が多く用いられるようになった。こうした中で山岳トンネルは、基本的には過去の地震による被害発生状況等の経験に基づき、適用する支保工、二次覆工厚等が設定されているのが現状である。

山岳トンネルの耐震設計に関する文献¹⁰⁾でも、「山岳トンネルは以下等を踏まえると、耐震性の検討は過去の地震被害事例の分析結果に基づき、経験的に行わざるを得ない状況である。」と記載されている。

- (1)地質や構造に問題がない場合には耐震性の良い構造物(基本、無筋構造)である。
- (2)地震被害メカニズムについて不明な点が多い。
- (3)解析的設計手法が確立されていない。

これにより、山岳トンネルの耐震設計は、特殊条件(大断面、扁平断面、未固結地山内の小土被り区間等)の場合にのみ実施されているのが実状である。

また、前記文献には、表-1に示す過去の地震による被害発生要因が整理されている。既設トンネルでは、二次覆工への変状発生やトンネル内への湧水の有無、土被り等の把握はできるものの、表-1に示す全要因の把握は困難である。こうした中で、表-1に挙げられている「推定地震断層からの水平距離5km以内」は、建設時の施工記録や点検記録等がない場合におけるトンネル(坑口部を除く)の被害発生・耐震診断の可否検討において非常に有用な情報である。また、推定地震断層としての判定は、既往文献¹¹⁾より図-3に示すフローに従って行うことができる。なお、図-3の「水平距離5km以内」については、他文献¹²⁾においても、新潟県中越地震で大きな被害を受けた箇所が震央からの水平距離が約5km以内の範囲に位置していたとの理由から、トンネル対策箇所の選定目安とされている。

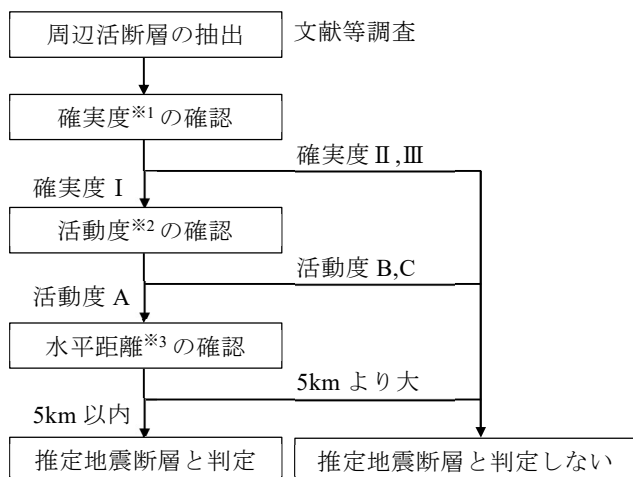
上記のとおり、特殊条件に該当しない一般的な山岳トンネルでは、耐震設計が実施されない。これは、筆者のこれまでの経験によると、一般的なモデル底面から地震動(加速度波形)を入力する地盤-トンネル連成の動的解析では、二次覆工厚が過去の経験に基づく厚さで足りなくなるうえに、無筋構造では耐震安全性を確保できない結果になるためと考える。上記(3)の「解析的設計手法が確立されていない。」は、このことを指すと推察される。山岳トンネルは、掘削に伴うトンネル周辺のゆるみ状態や、アーチクラウン上部の空洞の有無といった不確実性要因が多いことも原因と考えるが、外力(地震動)として一様加振となる加速度を入力している影響も否めない。

また、特殊条件の場合にのみ実施されている耐震設計も、現状においては静的解析法が採用されている。

以上のとおり、山岳トンネルを対象とした動的解析技術が確立されていないのは、解析技術者のはしくれとして不本意であり、今後動的解析による設計手法確立に向けた研究に取り組みたい。

表-1 過去の地震による被害発生要因¹⁰⁾

地形・地質的要因	構造的要因
<ul style="list-style-type: none"> 坑門・坑口等の小土被り区間 地山不良区間（断層破碎帯等） 建設時の大量湧水や切羽崩落による施工中断箇所 地質急変箇所（支保パターン変更） 地すべり地や偏圧地形箇所 断層交差箇所 推定地震断層からの水平距離 5km 以内等 	<ul style="list-style-type: none"> 覆工背面空洞 巻厚不足 覆工の老朽化 インバートなし等



※1：確実度を以下のとおり分類する¹³⁾。

確実度Ⅰ：活断層であることが確実なもの。位置、変位の向きが明確である。

確実度Ⅱ：活断層であると推定されるもの。位置、変位の向きも推定できるが、確実度Ⅰと判定できる決定的な資料に欠けるもの。

確実度Ⅲ：活断層の可能性はあるが、変位の向きが不明なもの。川や海の浸食による崖、浸食によってリニアメントが形成された疑いの残るもの。

※2：活動度を以下のとおり分類する¹³⁾。Sは第四紀の平均変位速度(m/千年)

活動度 A： $1 \leq S < 10$

活動度 B： $0.1 \leq S < 1$

活動度 C： $0.01 \leq S < 0.1$

※3：地図上で計測したトンネルとの最短距離

図-3 推定地震断層の判定フロー

7. 今後の課題

- (1)動的地盤特性の調査精度向上
- (2)強震動予測精度の更なる向上
- (3)簡易・安価で高精度な強震動観測計器の開発
- (4)液状化予測等に係る動的解析技術等の更なる高度化
- (5)発生地震や新知見への既存施設のバックフィット
- (6)今年度能登半島で発生した地震・豪雨複合災害リスクの考慮
- (7)復旧性向上を考慮した耐震設計技術の開発と設計基準類への反映

(執筆責任者 笹井友司)

参考文献

- 1) 内閣府：阪神・淡路大震災の概要と被害状況，pp.3-9，1995.
- 2) 防災科学技術研究 web：<https://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>（閲覧日：2025年9月27日）
- 3) 気象庁 web：<https://www.jma.go.jp/jma/kishou/known/jishin/intens-st/index.html>（閲覧日：2025年9月27日）
- 4) 地震調査研究推進本部 web：<https://www.jishin.go.jp/about/introduction/>（閲覧日：2025年9月27日）
- 5) 財団法人沿岸開発技術研究センター：港湾構造物設計事例集（上巻），pp.15-1，1999.
- 6) 地震調査研究推進本部地震調査委員会：震源断層を特定した地震の強震動予測手法（「レシピ」），2020.
- 7) 野津厚，菅野高弘：港湾におけるサイト増幅特性を考慮したレベル2地震動の算定事例，No.1146，pp.6-11，2006.
- 8) 池田隆明，岩田直樹，笹井友司，高橋裕徳，志賀正崇：2024年能登半島地震の震源モデルの検討，第44回地震工学研究会発表会論文集，2024.
- 9) 津田健一，宮腰淳一，岩田直樹，笹井友司，松井章弘，東圭太：動力学的断層破壊シミュレーションによる地表地震断層を伴った2014年長野県北部地震の応力条件の検討，日本地震学会2023年度秋季大会予稿集，S08-06，2023.
- 10) 公益社団法人土木学会：トンネルの地震被害と耐震設計—山岳・シールド・開削トンネル—，トンネル・ライブラリー第33号，2023.
- 11) 国立研究開発法人土木研究所道路技術研究グループトンネルチーム：山岳トンネルの地震時挙動と耐震対策に関する研究報告書，土木研究所資料第4358号，pp.5-2-5-5，2017.
- 12) 北川一希，水野光一朗，安田武道，鈴木尊，藤井幹生：JR東日本における既設山岳トンネルの耐震対策に関する技術資料の制定，インフラメンテナンス実践研究論文集，Vol.2，No.1，pp.269-278，2023.
- 13) 活断層研究会：新編日本の活断層，p.309，1991.

5.6 飽和土の力学特性を評価する

1. はじめに

斜面安定等に関する飽和度の力学特性の研究は、ほとんど変わっていないのが現状である。新しい盛土指針が近年中に出されそうになっているが、耐震や豪雨に対しては、それほど変化はしていない。ここは、数値解析について論述する。

2. 斜面安定度の評価

現在でも斜面崩壊の判定は、円弧すべり等によってなされている。しかも定常状態の地下水面を予測（本当かどうかがよくわからない水面の予測）して、地下水面下の領域は飽和状態であるので、飽和状態でのせん断係数を用いている。また、地下水面より上部は、不飽和状態のせん断係数を用いている。安定の評価は重力だけを考えている。本当に不思議な評価手法である。地下水は移動していて、それによって斜面内の土粒子に浸透水圧が作用することに関しても、地下水位の水位差だけで評価している程度である。しかも多くは2次元で評価している。

このような2次元の斜面の評価は、鉄道や道路盛土のような線状の盛土では十分かもしれないが、自然斜面であれば、地盤内に3次元の難透水層があり、その上部に厚さが未知の風化層があるため、当然3次元で評価すべきであると考えられる。しかし、斜面内の状況に関する調査はきわめて高価であるため、ほとんど実施していない。

また、斜面内には、地下水が流れているため、地下水が集まってくる斜面内の最も危険な場所を対象に、斜面の安定を評価すべきである。斜面安定は3次元より2次元の方が危険側を評価するので、斜面においても2次元で評価すべきとの意見もあるが、地下水が地下で集水する斜面内の谷筋では、他の所より早く地盤内が不飽和領域から飽和領域になりやすく、斜面の部分的な崩壊が発生すると、全体的に崩壊しやすくなる。斜面の法尻では、浸透する浸透水の勾配が緩くなるが、地下水が地表面に流出しようとするため、浸透水圧の作用する方向が斜面の外側になる。このため斜面の法尻が崩壊する。この法尻が最初に崩壊すると、斜面全体が逐次に崩壊し、その状況は豪雨が続く限り、斜面上部に逐次崩壊していく。

3. 飽和土の3次元の数値解析等について

飽和土の圧密に関しての3次元解析に関しての解析は、まだそれほど一般的になされていない。千葉外環での半地下高速道路の3層の地盤沈下や地下水の流動阻害についての力学的な数値解析についても、地盤変形と地下水流動のカップリング解析は、疑似3次元解析で実行した。関西新空港の二期の地盤沈下解析に用いたコードと同じコードを使った。土の構成式は、各層に対して室内実験での非線形の圧密特性を用いての解析で対応した。

4. おわりに

一日でも早く、量子コンピュータによる3次元の浸透と力学をカップリングしたプログラムが自由に使えるコードがほしい。

九州の北薩トンネルの工事での地上から100m下のトンネル周囲岩盤のリング状の止水(100m×3m)の力学解析を実施するのに、米国製のプログラムを購入して(2014年当時で約200万円)対応した。解析の中身が見えないソフトで不安であったが一度解析をして、グラウト区間と円形グラウトの幅を決定して、施工した。

トンネルに流出してくる地下水が自然由来のヒ素を0.1ppm含んでおり、下流の出水市の水道水源を守るために実施した。グラウト前は、傘を用いていたトンネル内は、傘なしで仕事ができるようになり、一次・二次覆工にも100m上の水圧が作用しない状況になった。完璧なグラウトと満足していた。しかし、2023年近くからの南海トラフの移動等が始まり、トンネル周囲の花崗岩にも影響があり、止水グラウトにかかる水圧や、中央ドレーンの排水流量も増していた。流量がどれくらいになると、再対策をどのようにするかを事前に検討しておくべきであったが、それができていないので、トンネルの床板があがり、側壁の一部が破壊された。

日本の地盤は動いているから、このようなことが起こることがわかった。動いている日本の止水対策は、もう少し余裕のある柔軟な対策をすべきと反省している。

新しい耐久性のある止水材と、その施工法を開発してほしい。

(執筆責任者 西垣誠)

5.7 飽和土の浸透特性を評価する.

1. はじめに

飽和土は地下水面より下の地盤と定義されていることから、まずは、一般的な模式図であるが、水循環の過程を図-1に示す。降雨や雪が地表に降り、土壌を浸透して地下水は形成される。そして、地下水は上流の山間部から平野部へ流動し、河川、海へ流出する。海水が蒸発し、雲となり降水をもたらすことを繰り返すことで、地下水は循環的に形成される。雨が降れば、地下水は上昇し、降雨前には、不飽和であった地盤も地下水が満たされると飽和土となる。したがって、飽和土の浸透を評価する上では、調査時点の飽和土だけでなく、降雨等による地下水の上昇程度も考慮して、地下水面より上の地層についても、飽和時の浸透特性を評価することが必要となってくる。

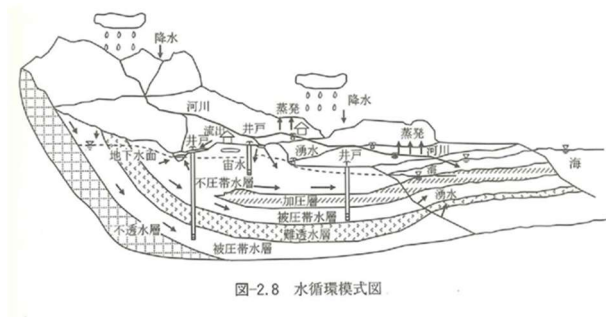


図-2.8 水循環模式図

図-1 水循環模式図¹⁾

地下水調査を行う上では、地下水の特徴をとらえて調査することが肝要である。「地盤工学会 地盤調査の方法と解説」(以下、地盤調査法)²⁾では、地下水の特徴を以

下のよう列記している。

- ①地下水は見えないということ(不可視性)
- ②地下水は動いているということ、ただし、流速は河川等に比べて極めて低速度であること(流動性、低流速性)
- ③広い範囲に地下水挙動の影響が及ぶこと(広域性)
- ④種々種の要因で刻々と地下水位や流用、流速、流向、場合によっては水質等が変化すること(変動性)

上記①～④は、地下水の流動は不均質性、不確実性を有することを示しており、そのため、地下水の調査はミクロ的な手法、マクロ的な手法を組み合わせる必要がある。

表-1は地盤調査法で基準化されている地下水調査の一覧を示したものである。飽和土の浸透特性を総合的に評価するためには、地形・地質特性等を考慮して、これらの調査を組み合わせる必要がある。本稿では、特に飽和土の浸透特性を評価する上で、最も重要なパラメータである透水係数を測定する方法に関する課題や課題解決に取り組んだ研究などを紹介する。

2. 飽和した地盤を対象とする現場透水試験

飽和地盤を対象とした単孔を利用する透水試験は、地質調査において最も頻繁に用いられる調査手法である。この試験法は、試験区間と試験孔の仕様に基づき、オーガー法、ピエゾメータ法、チューブ法、パッカー法に分類される。また、地盤の透水性に応じて適用方法が異なる。高透水性地盤では、孔内水位を一定に保ちながら流量を測定し透水係数を求める「定常法」が適用される。

表-1 地下水調査の方法³⁾

基準番号	基準名称	対象地盤			目的		
		礫質土	砂質土	粘性土	岩盤	水圧測定 水位・間隙	透水性調査 流動層検出
JGS 1311	ボーリング孔を利用した砂質・礫質地盤の地下水位の測定方法	○	—	△	○	—	—
JGS 1312	観測井による砂質・礫質地盤の地下水の測定法	○	—	—	○	—	—
JGS1313	ボーリング孔内に設置した電気式間隙水圧計による間隙水圧の測定方法	○	○	△	○	—	—
JGS 1314	単孔を利用した透水試験方法	○	—	—	—	○	—
JGS 1315	揚水試験方法	○	—	△	—	○	—
JGS 1316	締め固めた地盤の透水試験方法	—	○	—	—	○	—
JGS 1317	トレーサーによる地下水流動検層方法	○	○	△	—	—	—
JGS 1321	孔内水位回復法による岩盤の透水試験方法	△	—	○	○	○	—
JGS 1322	注水による岩盤の透水試験方法	—	—	○	—	○	—
JGS 1323	ルジオン試験方法	—	—	○	—	○	—

一方、孔水位の変化速度が計測可能な程度の透水性を有する地盤では、孔内水位の時間的変化から透水係数を算出する「非定常法」が用いられる。

単孔を利用した現場透水試験では、試験区間周辺の透水係数を評価することが可能である。正確な透水係数を得るため、試験区間の孔壁保護と試験孔の十分な洗浄が極めて重要であり、常に指摘されていることである。試験区間の孔壁が試験中に維持できない場合は、測定用パイプを用いることで、試験区間を確保する。ボーリング掘削時の泥水洗浄が不十分であると、孔壁に泥膜が残り目詰まりを起こし、実際よりも小さい透水係数値が得られる結果となることから、試験前には清水を用いて、十分な洗浄が必要となる⁴⁾。

進士・松岡ら⁵⁾は単孔式透水試験について、調査方法から解析法まで網羅的に言及している。彼らは立石らの研究から、測定管設置時における非定常法の回復法と注水法の透水係数を比較しており、十分な洗浄が実施されていない場合、注水法は回復法よりも小さな透水係数値を示すが、十分に洗浄を行った場合は両者で同等の値が得られることを示した。現場透水試験において、孔壁洗浄が如何に重要であることを示した結果である。また、地盤の透水係数が $10^{-5} \sim 10^{-3}$ m/s 程度の場合、試験時の水位差増加により試験区間の孔壁崩壊や孔底部のボーリングが生じやすく、この対策として、西垣⁶⁾は試験区間の保孔のためのスクリーン管設置例を示し、その後、二重管打込み式現場透水試験等⁷⁾が開発されている。

地盤調査法では、試験区間長 L 、試験孔径 D について $L/D > 4$ となるように試験孔を形成するよう規定されている。しかし、進士ら⁵⁾は、この条件の理論的背景について整理し、この比率は理論式の簡略化過程で導入された可能性があると指摘している。彼らの研究によれば、理論式を用いて計算する場合、試験区間長と試験孔径の関係は $L/D \leq 4$ でも適用可能であることを指摘した。これは実務上重要な知見であり、崩壊しやすい砂質地盤では試験孔を長く確保することが困難な場合でも、試験区間を短くして理論式により透水係数を求めることが可能であることを示している。

3. 地下水面より上の現場透水試験

原位置透水試験より求められる透水係数は図-1.2 に示すように4つに区別されている⁸⁾。地盤工学会基準(JGS1319-2017)で定められている地水面より上の地盤を対象とした現場透水試験で測定される透水係数は現場飽和透水係数と呼ばれている。普段は不飽和の状態地下水より上にある地盤も、降雨や雪により、地下水が上昇し、地下水面下となる場合もあり、豪雨の発生に伴う地すべりや河川堤防の浸透破壊では、現場飽和透水係数が重要なパラメータとなる。地下水面より上の地盤では降雨が降った場合、間隙中の空気が地盤内に閉じ込めら

れ、完全に排除することができない場合があるため、地下水面より下の地盤や室内試験が対象とする完全な飽和状態と区別するため「現場飽和状態」と定義されている。この試験法は、図-3に示すように地表面で実施する方法と試験孔で実施する方法に分かれているが、どの試験法も試験水を注水し、試験区間周辺を飽和状態に近い状態を保ち、定常浸潤流量と浸潤水頭より、現場飽和透水係数を求める。地盤内の初期飽和度及び封入空気の影響は、測定時間及び計測値に影響を与える。西垣ら⁹⁾は、注水試験前に CO_2 ガスを注入して、間隙空気を CO_2 ガスで置換し、試験水を試験区間に浸潤させた時に CO_2 ガスが試験水に溶解し、より飽和に近い状態での透水係数を求める方法を提案している。

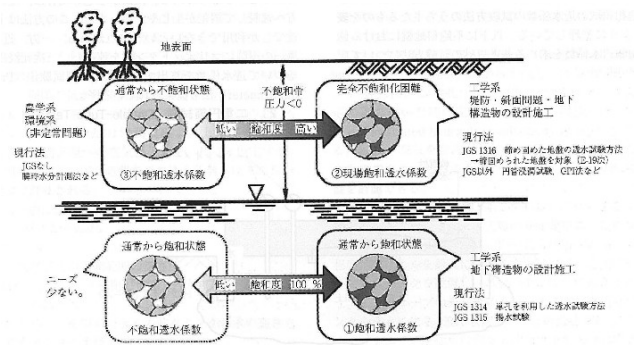


図-2 原位置試験で評価される透水係数⁸⁾

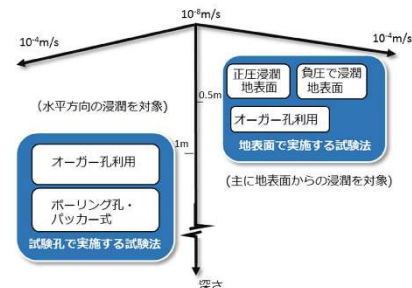


図-3 地下水面より上を対象とした透水試験方法⁸⁾

地下水面より上の地盤を対象とした現場透水試験は定常状態に到達するまで、注水を実施する必要がある。定常状態に達するまでの時間は対象地盤の透水係数によって異なる。現場飽和透水係数 2.1×10^{-4} m/s の豊浦砂では、約1時間で定常状態となる。一方で、現場飽和透水係数 2.3×10^{-6} m/s シラスでは72時間注水しても浸潤流量は低下し続けると報告されている⁸⁾。透水係数が低いと定常状態に達するまで長時間を要し、実務に適用する上では非効率的である。砂礫地盤のように透水性が良い地盤を対象とする場合、大量の注入水が必要となり、試験を困難にしている原因の一つである。そこで、非定常時の流量及び水位変動を利用して、現場飽和透水係数を推定する方法が検討されている。竹下ら¹⁰⁾は、地表面を対象とした現場透水試験として、プレッシャーインフィルトローメータ (Guelph Pressure, GPI) 法にて、変水位で浸潤させ、浸潤用円筒内水位の時間的変化を計測する簡易型変水位

透水試験を実施した。この試験では浸潤用円筒内の水位低下速度がほぼ一定になるまで複数回連続して実施し、浸潤水位の低下速度から浸潤流量を計算し、現場飽和透水係数を求め、定常法と同程度の値となることを現地実験で確認した。また、土木研究所のチーム^{11),12)}は、竹下らと同様な試験機器にて、図-4の試験装置を用いて、図-5のように5～6回の注水を繰り返し、注水した水位の低下速度を浸潤流量として、現場飽和透水係数を測定する方法を提案している。

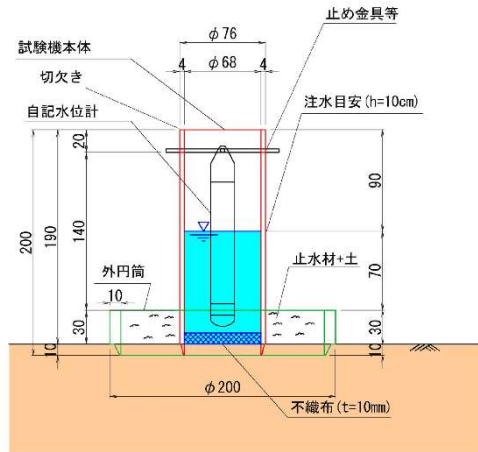


図-4 地下水面より上を対象とした透水試験方法¹²⁾

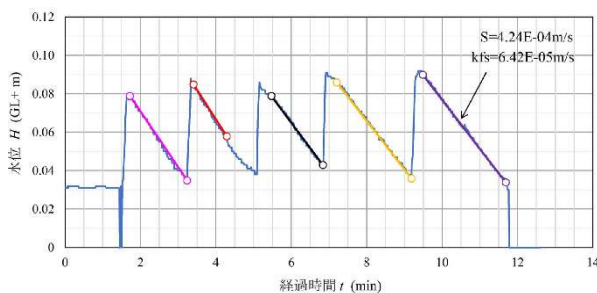


図-5 現場飽和透水試験の算定例¹²⁾

4. 岩盤の透水性の把握

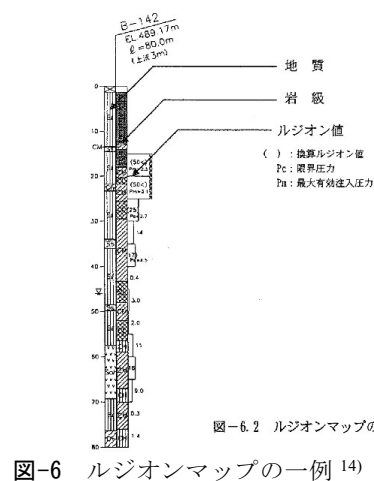
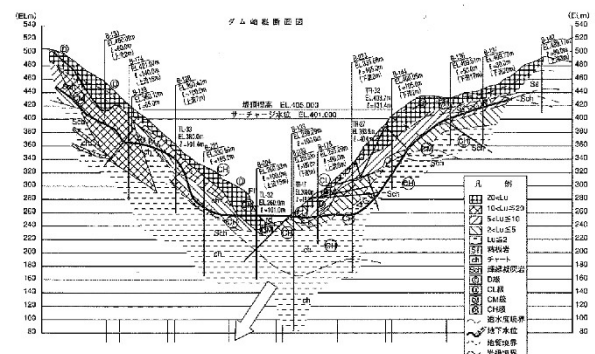
岩盤の透水性を求める試験としては、「ルジオン試験(JGS1323)」、「注水による岩盤の透水試験方法(JGS1322)」がある。両試験法は似ているが、ルジオン試験を求めることと、透水係数をもとめるという点で、両試験の目的は異なる。ルジオン試験は飽和・不飽和に関係なく注水試験を実施するのに対して、注水による岩盤の透水試験方法は地下水面より下方の飽和した岩盤を対象としている点異なる。また、ルジオン試験は段階的の注水圧力を上げて、0.98MPa時点の単位長さ当たり注水流量をルジオン値とする試験であるのに対して、注水による岩盤の透水試験方法では岩盤の変形・破壊をできるだけ小さくするため、低圧で注水を行うことが必要である¹³⁾。

ルジオン試験の方法は、ダム基礎地盤の透水性を統一的に評価するため、「ルジオンテスト技術指針・同解説」¹⁴⁾に定められている。2006年に改定された技術指針は硬

岩地盤だけでなく、軟岩に対し試験を実施する上での留意点も考慮されており、硬岩から軟岩まで幅広くダム基礎地盤に適用できる。

山口ら¹⁵⁾¹⁶⁾は、ダムの軟岩地盤にルジオン試験を適用するにあたり、風化軟岩では明瞭な亀裂などの水みちが発達していないこと多く、ルジオンテストの注入圧力などの試験仕様が必ずしも強度の小さい軟岩地盤には適していないこと、限界圧力発生後の透水性を評価することで、透水性を実際よりも課題に評価した場合が多くみられることを指摘し、軟岩では、24時間程度の長時間透水試験を実施することで、より実際に使用状況で適切な透水性を評価できることを示した。また、山口ら¹⁷⁾は浸透流解析を組み合わせることで、長時間でなく2時間程度の短時間の原位置試験を組み合わせることで、透水性を評価する方法を提案している。

岩盤の透水性は岩盤の亀裂の発達状況によって、隣接する試験区間でも透水性が数オーダー変わることも多い。ルジオン試験は深度方向に複数の試験区間を設けて実施し、図-6のように岩盤の透水性分布を示すルジオンマップを作成する。ルジオンマップにより、平面的、深度的な広がりなど、透水性分布が表現されているが、ルジオン試験の結果はボーリング孔周辺の局所的な透水性を測定していることには留意する必要がある。



才田ら¹⁸⁾は、花崗岩岩盤の透水性評価において、ルジオンテストに加えて、複数孔の揚水試験を用いることで岩盤の平均的な透水性を評価した。また、土原ら¹⁹⁾はマルチトレーサー試験を実施し、観測孔で確認された破過

曲線を解析することで、対象地域の岩盤斜面における地下水流動が地形から判読される動水勾配よりも卓越した亀裂面に支配されていると考察した。

田村ら²⁰⁾は、図-9 に示すように岩盤斜面において、比抵抗トモグラフィと比抵抗映像法を実施して、深部の地下水をとらえるには、比抵抗トモグラフィが適していると評価した。また、時系列測定によって降雨に対応した比抵抗の変化を解析、地下水浸透過程の映像化を試みて、差分解析により、浅層地下水には降雨の浸透速度が場所によって異なると評価した。

これらの既往研究は、単孔のルジオンテストに加えて、複孔を用いる揚水試験やトレーサー試験、比抵抗トモグラフィにより、岩盤の総合的な透水性を評価する上で有効であることを示している。

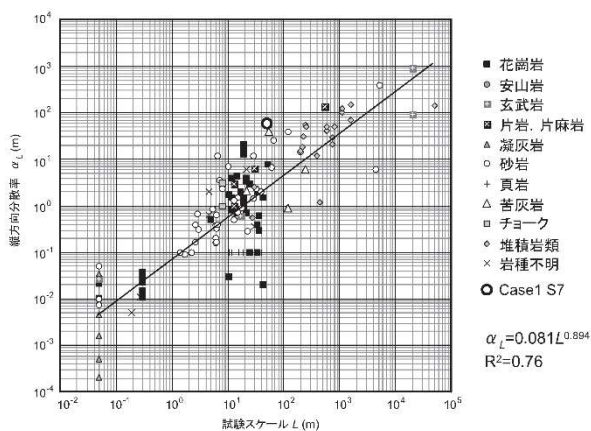


図-7 亀裂性岩盤における縦方向分散率と試験スケールとの関係¹⁹⁾

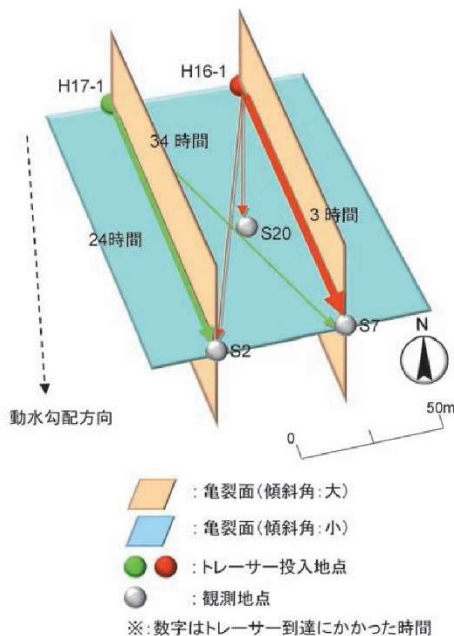


図-8 岩盤斜面冠頭部における亀裂内地下水流動方向概念図¹⁹⁾

5. おわりに

飽和地盤の浸透特性の評価は、河川堤防、ダム、地下水面下の根切り工事など、建設工事の事前調査として実施されてきた。しかし、令和2年の熱海市伊豆山土石流災害を契機に施行された令和5年度に盛土規制法では、溪流等に対する盛土を行う谷埋め盛土の場合には、3次元浸透流解析が実施することが求められる。防災・維持管理の観点から、地盤の透水性を適切に評価することが重要となっている。

本稿では、飽和地盤の浸透を評価すると題して、現場透水試験、地下水より上の透水試験、ルジオンテストを対象にレビューした。単孔を用いる透水試験は比較的容易に試験を実施することは可能であるが、その結果は、試験区間周辺の局所的な透水性である。地盤の透水性を面的、平均的に把握するためには、揚水試験やトレーサー試験を組合わせて、総合的に調査することが求められる。

(執筆責任者 菅野雄一)

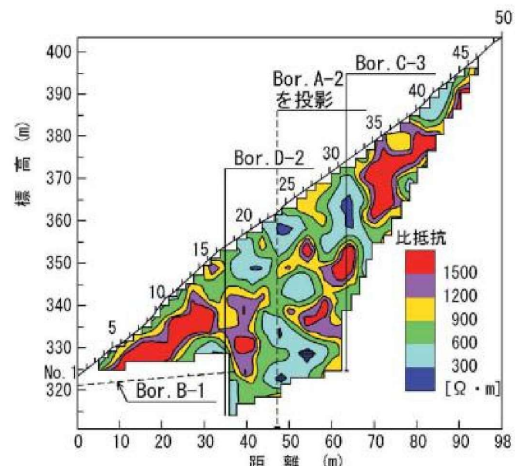


図-9 比抵抗トモグラフィの測定例²⁰⁾

参考文献

- 1) 地下水を知る編集委員会: 入門シリーズ 34 地下水を知る, (社) 地盤工学会, p.6, 2008. 地盤太郎, 土質花子: 地盤工学と土質力学, 地盤と建設, Vol.20, No.1, pp.1-10, 2002.
- 2) 地盤工学会 地盤調査企画・基準委員会: 地盤調査の方法と解説—二分冊の1— (公) 地盤工学会, p.471, 2013.
- 3) . 地盤工学会 地盤調査企画・基準委員会: 地盤調査の方法と解説—二分冊の1— (公) 地盤工学会, p.472, 2013.
- 4) 高坂信章: 原位置地下水調査法の留意点と建設現場での活用 9. 講座を終えるにあたって, 地下水学会誌, 第64巻第1号, pp.134, 2022.
- 5) 進士喜英, 松岡永憲: 原位置地下水長法の留意点と建

- 設現場での活用 4. 単孔式透水試験, 地下水学会誌, 第 62 巻第 1 号, pp.89-111, 2020.
- 6) 西垣誠: 単孔式原位置透水試験法の諸問題 (1986a), 地下水と井戸とポンプ, 28(5), pp1-13, 1986.
 - 7) 復建調査設計(株): 打込み式現場透水試験, 特許 2015-34106 号.
 - 8) (社) 地盤工学会: 新規制定地盤工学会基準・同解説 地下水面より上の地盤を対象とした透水試験方法 (JGS1319-2017), 2018.
 - 9) 西垣誠, 菅野雄一, 藤田貴文, 真木直也, 西田宣一: 不飽和地盤を対象とした現場飽和透水試験法に関する課題の抽出と改良に関する考察, 地下水学会誌, 第 60 巻第 3 号, pp.289-304, 2018.
 - 10) 竹下裕二, 三木愛実, 池田結: 簡易型変水透水試験による現場飽和透水係数の原位置測定方法, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol.77, No.3, pp.314-324, 2021.
 - 11) 上田和也, 石原雅規, 佐々木哲也: 地下水面より上の地盤を対象とした簡易透水試験法における地下水位の検証, 第 56 回地盤工学研究発表会, 2021.
 - 12) 地質・地盤研究グループ土質・振動チーム: 地表面における非定常浸透による簡易現場透水試験方法 (案), 国立研究開発法人土木研究所, 2024.
 - 13) 地盤工学会 地盤調査企画・基準委員会: 地盤調査の方法と解説—二分冊の 1— (公) 地盤工学会, p.592, 2013.
 - 14) 財) 国土技術研究センター: ルジオンテスト技術指針・同解説, (株) 大成出版社, p.14, 2006 年.
 - 15) 山口嘉一, 狩生亮: 長時間透水試験による軟岩地盤の透水性評価と基礎処理の合理化, 令和 2 年度ダム技術研究所調査研究活動報告 (1), pp.2-7-2-10, 2020.
 - 16) 山口嘉一, 坂本博紀: ダムの貯水により飽和する不飽和地盤の透水性の合理的評価法(1), 土木技術資料 54-10, pp.34-37, 2012.
 - 17) 山口嘉一, 坂本博紀: ダムの貯水により飽和する不飽和地盤の透水性の合理的評価法(2), 土木技術資料 54-11, pp.24-27, 2012.
 - 18) 才田進, 濱里 学, 飯島 康夫: ルジオンテストと揚水試験による花崗岩岩盤の浸水性評価に関する考察, 地下空間シンポジウム論文・報告集, 土木学会地下空間研究委員会 編 12 pp.61-68, 2007.
 - 19) 土原健雄, 菊池茂史, 大塚文也, 吉本周平, 石田聡, 今泉眞之: 亀裂性構造を考慮した岩盤斜面をながれる地下水流動特性, 農工研技報 207, pp.93-108, 2008.
 - 20) 田村栄治, 金山清一, 長谷川修一, 鶴田聖子: 岩盤斜面における浅層地下水と深層地下水の挙動, 日本地すべり学科誌, vol.44, No.2, pp. 103-110, 2007.

5.8 不飽和土の力学特性を評価する

1. はじめに

不飽和土の力学特性に関する第 5 回の欧州会議 (5th European Conference on Unsaturated Soils and Biotechnology applied to Geotechnical Engineering : EUNSAT2025 + BGE) が、2025 年 9 月 1 日から 3 日にポルトガルの首都リスボンで開催された。足利大学の西村友良先生からその情報をいただいた。

2. EUNSAT の内容

全体の発表は 90 編とコンパクトな会議である。会議は、4 つのテーマについて議論された。

- (1) Field Studies and Engineering Applications
- (2) Theoretical and Numerical Models
- (3) Experimental Evidence and Techniques
- (4) Studies on Coupled Phenomena

以下に、各テーマの最近の研究を紹介する。

- (1) 現場の技術者の応用に関しては、13 編の発表があった。原位置におけるモニタリングによる浅い地すべりの予測のための降雨の多因子閾値。
- (2) 理論モデルと数値モデルでは、25 編の発表があった。その中でも、運動学的硬化モデルを用いた不飽和土の挙動のモデル化や、不飽和斜面の崩壊に及ぼす降雨浸透による間隙水圧分布の影響、不飽和土の液状化時の応答解析。
- (3) 実験的証拠と技術は 35 編の発表があった。吸引圧と間隙水圧を考慮した不飽和土のクリープ変形、不飽和圧縮土のせん断弾性率に及ぼす放水特性の影響、新しく開発した吸引制御システムを用いた不飽和膨張土の流体力学的性質に関する研究等は、興味深い発表である。
- (4) 連成現象に関する研究では 17 編の発表があった。その中でも、降雨による浅層斜面の地すべり対策としての消石灰とグアーガム (増粘安定剤) の併用についてと、生体高分子マイクロカプセルと砂改良での添加剤の評価は興味深い研究である。

3. おわりに

日本の中で、不飽和土に関する三軸セルがどれだけ稼働しているのだろう。また、考えられない豪雨がいつ降るかが予測されない状況であるが、斜面への降雨による斜面崩壊を予測するために、どれだけ現場で地質を調査

して、各層の不飽和土の力学特性や浸透特性が調査されているのだろうかと思う。

DAS により不飽和かつ飽和斜面内の地層構成が、人体の X 線のごとく可視化できるようになってきている。その各層の浸透特性や力学特性を求めるには、まだ、原位置でのボーリングが必要である。そのためには、斜面の各所にボーリング機器を運ぶためにモノレールを設置する必要がある。将来は、ボーリングマシンが山を歩いてサンプリングしてこれようになるが、まだまだ時間がかかりそうだ。大阪万博で空飛ぶタクシーができると期待したが、日本製の空飛ぶタクシーもまだ実用化していない。

こんな中で、家屋の裏山の斜面を診断するためにはどうすれば良いかを考えた。その結果、LP や DAS で危険と判明した場所に対しては、その上流に大きな滑車と強靱な鉄のザイルを連携ドーンで運び上げ、高価なモノレールを使わずに、ボーリングに必要な機器や機材を山麓のモーターで運び上げるしかないと考えている。このシステムは、地層調査から崩壊防止工事、そして、対策をモニタリングし、対策が老朽化した後の再対策にまで、あるいは、山麓の住民がいなくなるまで必要である。

現有のボーリングシステムを軽量化した LWCPT (軽重量の CPT) & サンプリングシステムを、NEXCO の総合研究所の補助で試作して、岡山大学の半田山の山麓で実施して、その性能を確認している。しかし、LWCPT を用いてのサンプリングは試料の孔径が小さいため、現有の力学試験装置ではまだまだ改良しなければならない課題がある。斜面内の物性を探索する安価なシステムがほしい。

また、不飽和状態の斜面の崩壊予測には、斜面内の間隙水圧と間隙空気圧の計測をして、それらの斜面内の挙動を予測する数値解析システムが必要である。これに関しては、圧縮空気の岩盤内へのエネルギー備蓄の中川加明一郎氏の研究がある¹⁾。しかし、一般的な降雨の浸透を二相流で実施する解析ソフトも、一般的ではない。このような二相流に関する 2 次元での解析は、40 年前に研究し、その数値解析の妥当性に関しては、フランスの Grenoble 大学で室内試験結果と比較して確認をした²⁾。この二相流での 2 次元解析に関する解析手法は、3 次元解析まで拡張しているが、まだ、一般的な課題に適用はされていない。また、その解析に必要な不飽和土の透気・透水特性を、中性子線を用いて室内計測する研究もなさ

れている³⁾。

不飽和状態の斜面や岩盤内に降雨や表浸水が浸透しないように、天然のベントナイトをアルコールや薄い塩水で膨潤させないようにして、植栽がある斜面の表面等にベントナイト層を構成する研究発表も、既になされている⁴⁾。

自然斜面の崩壊だけではなく、不飽和土による盛土に関しても、従来の盛土の締固め基準を超えた新しい締固め基準が、九州の筑後川水系の小石原川のロックフィルダムである小石原ダムで実施されている^{5), 6), 7)}。この施工は、重機があるからできる施工であるが、この基準をさらに開発していってほしい。

(執筆責任者 西垣誠)

参考文献

- 1) 中川加明一郎：間隙水流の連成挙動解析と地盤工学問題への適用に関する研究，京都大学博士論文，p.135, 1989.
- 2) 河野伊一郎，西垣誠，浅間康史：有限要素法による水と空気の二相浸透流解析，土質工学研究発表講演集，Vol.19, pp.1371-1374, 1984.
- 3) 西垣誠，瀬尾昭治：非定常法による不飽和土の透気係数の室内での計測法に関する研究，土木学会論文集 C（地圏工学），Vol.70, No.1, pp.83-95, 1989.
- 4) 西垣誠，小松満，見掛信一郎，田岡洋，中島朋宏：エタノールを用いたベントナイトスラリーの亀裂性岩盤へのグラウト効果，土木学会論文集，No.764, III-67, pp.221-233, 2005.
- 5) 坂本博紀，福島雅人，日野浩二：小石原川ダムにおけるコア盛立の高度化・合理化の検討，ダム技術，No.390, pp.52-65, 2019.
- 6) 坂本博紀，小林弘明，龍岡文夫：遮水性盛土の地盤剛性指標に基づく締固め管理，土木学会論文集 C(地圏), Vol.76, No.3, pp.221-234, 2020.
- 7) 坂本博紀，龍岡文夫，曾田英揮，小林弘明：締固めエネルギーと飽和度を重視した遮水性盛土の締固め管理，土木学会論文集 C(地圏工学)，Vol.70, No.1, pp.43-58, 2021.

5.9 不飽和土の浸透特性の求め方

1. はじめに

3次元での地盤内の地層構造モデルの構築が、DAS等の物理探査によって可能になってきている。しかし、その各地層のせん断特性や浸透特性を求めるには、今日では、不攪乱の試料を現地（原位置）から採取して、室内試験で求める必要がある。

原位置で不攪乱の試料を不攪乱状態で採取することは不可能であるため、できるだけ乱さない試料を採取して、その試料から物理試験のための供試体を作成して、表-1の室内試験を実施する必要がある。

表-1 地盤の浸透特性

(1) 疑似飽和透水係数	k_{os}
(2) 不飽和浸透特性	
(a) 水分特性曲線	$\theta - \phi$
(b) 不飽和透水係数	$\theta - k_w(\theta)$
(3) 飽和透気係数	k_a
(a) 不飽和透気係数	$\theta - k_a(\theta)$

ここで、 θ ：土の体積含水率、

ϕ ：圧力水頭、

$k_w(\theta)$ ：体積含水率と不飽和透水係数、

$k_a(\theta)$ ：体積含水率と不飽和透気係数。

2. 間隙空気圧

2.1 間隙空気圧を考慮した地下水の浸透

不飽和土および飽和度の水の浸透特性や力学特性に関しては、中間報告書で論述した¹⁾。ここでは、実際に現場で降雨の浸透状況を斜面内に設置した際に、現行で実施しているような地盤内の「間隙水圧」の変化だけをモニタリングしているだけでは、説明ができない数値を得ることになることを示して、間隙空気圧の計測の必要性を論述する。

また、降雨等のように上部からの降雨が浸透する現象では、地盤内の間隙空気の影響があり、降雨浸透が、地下水だけを対象としている現状の数値解析手法の結果と異なる挙動をして、現状の地下水（単一相）だけを対象とした数値解析の限界に遭遇する。

降雨の浸透による斜面崩壊の予測解析は、地盤内の間隙空気圧を無視した方が、降雨の浸透が速くなり、斜面崩壊を検討する際には危険側の状況を予測している考えられる。危険性を検討するには、一相流の解析で十分であると判断してきた。

しかし、これからは、斜面内の地層構造が明確になってくると、斜面内の地層構造によって、降雨が浸透して

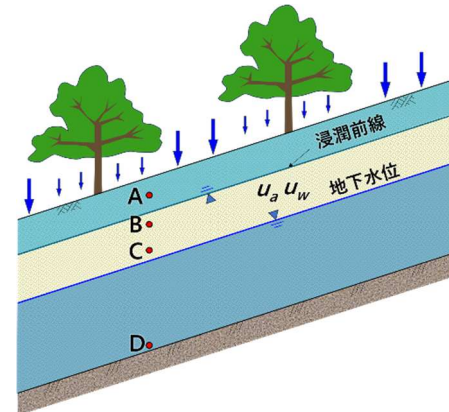


図-1 斜面内への降雨の浸透

きても、斜面内の空気が斜面内にトラップされ、斜面の表面内の浸透した地下水が斜面内に浸透するのではなく、地表面の薄い層の中で飽和して、薄い表層の地すべりのような崩壊を示すことが起こるかもしれない。

したがって、降雨等の浸透を議論する時には、土の透気係数（ k_a ）が体積含水率（ θ ）によってどのように変化するかのデータを求める必要がある。当然、降雨浸透による斜面崩壊を予測するには、以下の事項をモニタリングする必要がある。

- (1) 降雨の浸透によって土壌内の体積含水率がどれだけ増加してくるのか。
- (2) 土壌水分量の増加によって斜面内の各地層のせん断特性がどこまで減少してくるのか。不飽和土の体積含水率と粘着力の関係。
- (3) 土壌水分量の増加によって斜面内の単位体積重量がどれだけ変化するのか。
- (4) 土壌水分量の増加により飽和領域が形成されると、斜面内に地下水位が形成され、斜面内の地下水流により下流方向に移動しようとするにより、斜面内に「浸透水圧」が作用して斜面がいつそう危険になるため、斜面内の圧力水頭（ ϕ ）の分布状況をモニタリングする必要がある。
- (5) 斜面内の圧力水頭の変化は、斜面内の複数点での間隙水圧（ u_w ）の変化まで計測する必要がある。
- (6) 不飽和領域の負の圧力水頭（ ϕ ）の値は、間隙内の空気圧（ u_a ）の変動に影響を受けるため、当然、間隙空気圧の計測が必要になる。

$$U_c = U_a - U_w \quad (1)$$

ここで、

U_a ：地盤内の間隙空気圧、

U_w ：地盤内の間隙水圧、

U_c : 地盤内のマトリックスサクシオン.

降雨が斜面内を浸透する時には、図-1 に示すように上部から浸潤前線が降下してくる.

この時、 u_a の値がある限界値 (Air Entry Value, AEV) 以上になると、図-2 に示すように間隙空気が浸潤前線の飽和に近い層内を打ち破るように空気が上部にリークして行く. この時に斜面内の A, B, C 点での間隙空気圧 (u_a), 間隙水圧 (u_w), を計測すると、図-3 のような結果を得る.

地盤内への浸潤前線の様子をもっと詳細に検討すると、図-4 のように、浸潤前線の先端の間隙空気圧がある限界圧以上にあると、間隙空気が飽和に近い浸潤領域の中を空気がリークしてくる. この時の間隙空気圧を Air Entry Value と定義している. この値は、同じ土でも密度によって異なる値である.

したがって、斜面内では降雨による水が斜面内に浸透して行き、浸潤前線より下位の地盤内の間隙水圧を大きくしていくが、間隙空気圧が AEV 以上になると、土粒子間で構成されている間隙水の毛管圧を打破して、間隙空気が土粒子間を上昇してくる挙動を示す. この間隙空気のリークによって間隙空気圧が低下すると、浸潤前線が降下し、再び下位の地層の間隙空気圧が上昇すると、間隙空気は浸潤前線を打破して地表面にリークして行く (図-3 参照). 浸潤前線では、間隙空気と浸潤水との間でこのような現象が繰り返されて、浸潤前線は下位に浸透して行く (図-4 参照).

ここで、図-5 の各パラメータは以下である.

$$\phi = u_w / \gamma_w,$$

$$\theta = V_w / V,$$

ϕ_{cr} : 限界毛管上昇高.

この AEV は斜面を構成している土の水分特性曲線 (PF 曲線) で、斜面内を構成しているすべての土に対して求める必要がある.

2.2 透気特性の求め方

従来の透気試験の方法は、そのほとんどが定常法であった. しかし、定常法では供試体を作成する際に、供試体内の含水状態を均一にすることが困難である.

特に、高含水状態での不飽和土の透気係数を求めることは、線状降水帯のような豪雨での地盤内の地下水の挙動を定量的に評価して、斜面や堤体内の 2 相流の挙動をモニタリングした結果から、土砂災害の危険度を予測することが可能であるため、きわめて重要である.

地盤内での二相流の挙動を考慮するためのパラメータの求め方については、不飽和透水係数と透気係数を同時に求める研究はすでになされている²⁾. しかし、2025 年のメルボルンの IAH でも、ほとんど室内でのこの種のパラメータについての発表はなされなかった.

2.3 地表層の透水性、粘着力の改善技術

透気係数に関しては、地表面近くにベントナイトアル

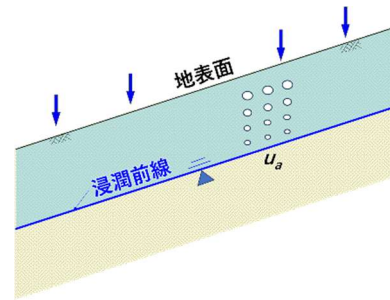


図-2 間隙空気のリーク

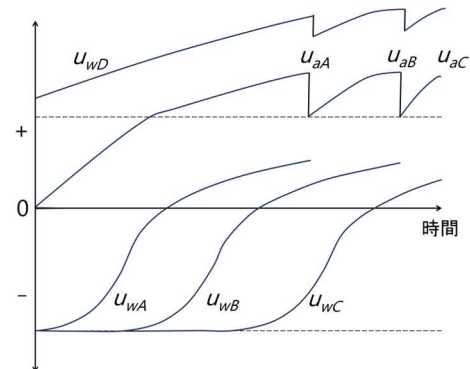
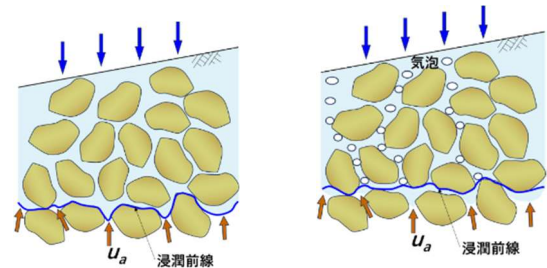


図-3 降雨時の各計測点での間隙水圧 (u_w), 間隙空気圧 (u_a) の挙動



(a) 降雨の浸潤状況 (b) 間隙空気のリーク状況

図-4 間隙空気のリークの詳細図

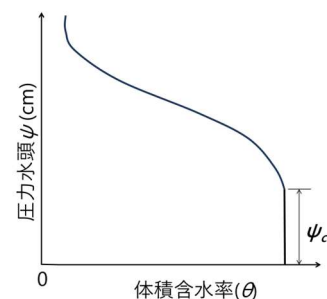


図-5 土の p F 曲線

コール懸濁液を注入あるいは散布すると、降雨の斜面内への浸透流量が少なくなり、間隙空気の地表へのリークが少なく、地表層の AEV が大きくなって、間隙空気の漏洩が小さくなり、降雨の浸透がいつそう困難になる.

地盤内に降雨や河川水が堤防に浸透する際には、地盤内での水の浸透と間隙空気の挙動を取り扱う必要があることは、古くより多くの研究がなされている³⁾.

3. おわりに

斜面浸透に最も大切な不飽和土の浸透は、きわめて重要であるが、我が国の学会でも、あまり研究発表はなされていない。学会でも、これに関しての特別なグループが構成されていない。

今後は、斜面内の地層が可視化できるようになったので、地盤工学会等でこの分野の新しい研究グループを再構成してほしい。

(執筆責任者 西垣誠)

参考文献

- 1) 統合物性モデル技術研究組合 2022 年 8 月研究発表会講演集, https://www.imtera.or.jp/download/file/2022_kouensyu_1.pdf
- 2) 西垣誠, 瀬尾昭治: 非定常法による不飽和土の透水係数の室内での計測法に関する研究, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol.70, No.1, pp.83-95, 1989.
- 3) 山崎和也・久楽勝行, 堤防への浸透と堤体の安定性, 土木研究所報告, No.145, 1972, pp.41-71.

5.10 不飽和土の室内試験に関する国内外の現状（メモ）

1. まえがき

土質力学、環境地盤工学が取り扱う盛土、道路盛土、鉄道盛土、河川堤防、造成地、宅地造成、処分施設などの土構造物は不飽和状態であり、人々の身近に存在し、インフラ整備施設として社会・経済には不可欠である。土砂災害の減災・防災の観点からは、不飽和状態の土壌、土砂、斜面が豪雨浸透で土石流、斜面崩壊を起こし、地震時に地割れ、側方流動などの甚大な被害とともに財産・人命を奪い去っている。土砂災害は必ずしも飽和地盤に限らず不飽和地盤において破壊が起きており、室内試験による不飽和土の工学的性質の解明の重要性が存在する。

土は飽和土と不飽和土に区別される。本来、土、土壌は土粒子、間隙で構成され、飽和土は土粒子と間隙水の2相である。不飽和土は間隙が間隙水と間隙空気を含むので、土粒子と合わせて3相構造である。微細な粘土粒子に限定すると粒子表面に電氣的結合の吸着水膜を構成の一部として加味すると4相となる。

理論上、不飽和土の間隙内の粒子接点に間隙水が付着し表面張力によってメニスカスを形成し、負の間隙水圧が存在する。（負の）間隙水圧と間隙空気圧の差からサクシオンと称される応力が定義され、不飽和地盤の力学問題、浸透問題、環境問題に関係する安定性評価に用いられている。

相数が違うことから飽和地盤の解明手法に比べ不飽和地盤の工学的解明は、測定項目および影響因子数が増えかつ便宜性から離れる。また、室内試験においてもサクシオン制御・測定を考慮することから測定技術の備えと質的向上が不可欠である。

地盤材料試験の方法と解説（社団法人地盤工学会）によると、不飽和土に関する試験法としては、不飽和土の三軸圧縮試験方法（JGS 0527）、土の保水性試験方法 JGS 0151-2000 がある。この学会規準・規格以外には不飽和土としての取り扱いの試験方法が制定されていない。不飽和地盤の安定性評価に密接に関連する圧密試験、一軸圧縮試験、一面せん断試験、透水試験、土の繰返し非排水三軸試験法、地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験方法についてサクシオン制御・測定を導入した試験方法ではないことから、試験者が独自で測定することとなる。

2. 本稿の趣旨

土質力学・地盤工学に関する理論・原理、経験式および測定手法・方法の大半は飽和土である。その一方で地球上の表層の大部分を覆う不飽和地盤は、実務上、地盤工学技術者が設計、施工、管理に関わりが多い。しかし、設計指針にはサクシオンを考慮した不飽和土の有効応力解析や不飽和地盤の透水係数評価などを考慮していない。不飽和土に関わる室内試験は測定制御に長時間が要する、装置・測定機器の整備に高額な設備費用を要することが課題視されまた、試験者の育成体制不十分を背景に人材不足も深刻である。現状が今後も続くと不飽和土の工学的理論と実務との乖離が拡大し、土構造物が本来有する耐久性などの能力を反映されていない設計手法が適用され続け、結果と

して工事費用軽減、管理体制の見直しへのアプローチが実現されない。

本メモは①国内における不飽和土の試験法の概略。②室内試験を利用した国内の不飽和土の工学的性質に関する研究の現状。③海外の不飽和土の工学的性質に関する研究の経緯。④海外の不飽和土の工学的性質に関する研究の現状。についてとりまとめる。

3. 国内の不飽和土に関する試験方法

地盤材料試験の方法と解説（社団法人地盤工学会）において、サクシオン制御・測定を詳細に説明している規格・基準は不飽和土の三軸圧縮試験方法（JGS 0527）、土の保水性試験方法 JGS 0151-2000 である。

不飽和地盤の挙動と評価（社団法人地盤工学会：平成16年）に理論、経験式、解析方法、試験装置、現場への対応がとりまとめられ、実務で不飽和地盤に関わる技術者やこれから不飽和土の理論などを学ぶ方々に最適な技術者向け書籍である。初版から20年が経過し、熱的作用、化学物質移動を含めた環境問題解決の技術的解法20年間の試験方法の進展などについて追記が必要かと考えられる。

4. 国内の不飽和土に関する研究

限定的であるが地盤工学研究発表会、土木学会全国大会、シンポジウムにおいて、不飽和土関係のセッションにおいて、真実探求の精神を背景に活発な発表および議論が行われており、学術・研究の一領域であることの証明である。

研究対象は土の水分保持曲線の迅速な把握、水分保持曲線のモデル開発。画像処理を用いた粒子間の水分保持分布の評価、サクシオン変化による力学的性質の変化、不飽和土の構成式モデルの開発。膨張性材料の浸透・膨潤特性が印象的である。他に不飽和供試体の繰返し三軸試験、液状化挙動解明への試みも見受けられ、今後の研究の進展が期待される。一方、過去3年程度であるが、セラミックディスクを用いた不飽和土の三軸圧縮試験に準じる試験結果からの考察・数値シミュレーションは非常に少ないといえ、言い換えると、セラミック板を用いたサクシオン制御・測定試験実施は行わず、不飽和土の力学挙動や降伏面の検証に重きを置く研究成果が多数を占めている。

5. 海外の不飽和土に関する研究の経緯

第1回不飽和土国際会議（First International Conference on Unsaturated Soils）は1996年フランス・パリで開催された。2023年には第8回不飽和土国際会議がギリシャ・ミロス島で開催された。ISMGEは、27年間を通じて、以下の世界各地で不飽和土国際会議を開催し、不飽和土の研究技術の普及に努めてきた。開催地は以下の通りである。Hong Kong (2018), Sydney (2014), Barcelona (2010), Phoenix (2006), Recife (2002), Beijing (1998) and Paris (1995)。

第1回不飽和土国際会議開催以前は、International Conference on Expansive soils として、第1回1965年から第

7回 1992年の27年間、開催されている。Expansive soils から Unsaturated soils に表記が変更された点に深い意味があり、不飽和地盤の工学的解明の重要性が世界中も科学者、技術者にとって必要とされた証である。

第1回不飽和土国際会議 Proceedings には、サクシオンを応力変数として明記し、不飽和土の有効応力とせん断強さ、圧縮性、透水性、降伏応力の拡張にも論じている。特に、海外各国にて、サクシオン制御・測定システムを導入した不飽和土のせん断強さ試験装置の完成度が高く、結果解釈の一定の理解が進展していた。

6. 海外の不飽和土に関する研究の現状

現在の海外における不飽和土に関する研究の主な項目名称に限ってみると、第1回不飽和土国際会議開催の頃と大きく異なることはなく、不飽和土の工学的特性（せん断強さ、体積変化、保水性）、試験方法・試験装置、構成式の開発、実施工例などである。

一方で、研究内容の変化は顕著である。環境問題、放射性廃棄物地層処分、繰り返し載荷特性、熱的問題である。中心的存在であったセラミックディスクを使用したサクシオン制御・測定を伴う不飽和土のせん断強さ解明の室内試験報告は少なくなり、紙面から姿を消し去っているといえる。代わって、高サクシオンを扱う蒸気圧法による湿度制御の活用がベントナイトなどの膨張性材料の変形性などの精査に用いられている。

その背景には理由があり、不飽和土の有効応力を評価した数値解析モデルの進歩である。不飽和地盤や土構造物の安全性予測の完成度を着実に向上させていると考えられる。少なくとも一定の妥当性の理解の中で予測できる状況であると。実務上、不飽和地盤を対象とする解析業務の必要性が存在しても、便宜的な仮定が技術者に満足度を付与し、不飽和室内試験の貢献度を消し去っているといえる。

7. まとめ

不飽和土のせん断強さ、体積変化、透水性、熱的特性、化学物質移動、動的強度・変形特性は当然、実務上、必要であり、今後も地盤工学・環境地盤工学の技術者の方々はその認識されていると思う。一方で不飽和土の室内試験の汎用性拡大の波が起きない理由としては、不飽和土の室内試験結果の用途が限定的であることが考えられる。せん断強さを定める強度定数とサクシオンの関係を確立するなど、複数の特性を相互に見極める技術的俯瞰姿勢が必要であると考える。

（執筆責任者 西村友利）

6. 地盤統合モデルで解析する技術

6.1 高度化する地盤調査技術を活用するための調査解析手法の組み立てについて

1. はじめに

2025 年 1 月 28 日に埼玉県八潮市道路陥没事故が発生した。道路陥没を未然に防ぐため、1980 年代から路面下の地盤状況を把握するための地中レーダー探査が適用され始め、探査技術や探査結果解析技術の高度化が進み、現在では路面下空洞探査技術として一般化している。しかし、空洞や地盤の緩みなどの検出精度には、路面下土層の不均質さを踏まえた探査結果解析技術の高度化などの課題があり¹⁾、今後も更なる技術開発が求められる。また、豪雨により発生する土砂災害対策のため斜面崩壊の予測技術も 1980 年代から山地からの雨水や地下水流出に関する浸透流解析等のモデルと斜面安定解析を組み合わせた解析手法が提案され活用されてきたが、山地河川流域にこういった解析モデルを適用する場合には、入力条件となる表層土層厚や透水係数、土層の物理特性などの物性値の空間的ばらつきが大きく、それらのデータをどのように取得し解析モデルを構築するのが大きな課題であった²⁾。これに対し、(独)土木研究所は、一つの流域を対象として、地下水位を定常状態と仮定し、表層土層厚の空間分布を簡易貫入試験で取得しモデルへ入力する程度の簡易なモデルでも、表層崩壊の危険度評価を行える手法を提案している³⁾。しかしながら、山地に存在するどの流域がより相対的に表層崩壊の危険度が高いのかを合理的に判断する手法は開発されていない。

ここで例示した道路陥没や豪雨時の斜面崩壊の調査解析手法は、広域の中で発生する地盤変状の位置を予測することが求められ、いずれも地盤の特性（地質や層厚、土質性状、土の物理特性など）を空間的に、できれば高い精度で把握することが課題と認識され、近年では空間的データを取得できる高度な地盤調査技術として、各種の物理探査や SAR（合成開口レーダー）衛星データの解析（可視化）技術の高度化が進展している⁴⁾。また、地盤調査における最も基本的情報である地形については、国土地理院が日本全国の 1mDEM を活用できる環境を整備しつつあり、国立研究開発法人産業総合研究所地調査総合センターが提供する 20 万分の 1 日本シームレス地質図を合わせて広域の三次元斜面安定解析などが実施されている⁵⁾。

一方、土木・建築物の計画地や斜面安定対策工の実施箇所、地すべりの変位計測など、オンサイトでの地盤調査技術も高度化しているが⁶⁾、地盤変状を予測して事前対策を行うという文脈において、高度化した地盤調査技術を活用するためには、詳細調査や対策すべき箇所を合理的に抽出することが必要になる。

このような視座を背景とし、本稿では、福井県にある曹洞宗大本山永平寺の山地森林域における土砂災害の発生可能性を検討するために、広域から局所へと表層崩壊の危険性のある斜面を合理的に（説明力を持たせて）絞り込み、表層崩壊危険度の評価を行った事例⁷⁾を紹介する。この事例の実施からすでに 10 年を経過しているが、この間に数値標高データ（DEM）が全国整備され、地形解析ツールとなる GIS の性能も向上し、オンサイト調査手法も新たな方法が実用化されてきていることを踏まえると、今後の調査解析手法を組み立てる際の参考になり得るのではないかと考える。

2. 大本山永平寺における表層崩壊危険度評価

2.1 調査解析の契機

曹洞宗大本山永平寺は、およそ 700 年前に福井県永平寺町の永平寺流域の深山に開山されて以来、多くの修行僧が生活をしてきた修行の場であるが、平成 24 年 4 月に伽藍山門前に生育するスギ巨木が強風により幹折れし、鐘楼などの伽藍建築物が破損する事態が生じた。これを機に、永平寺では修行の場である伽藍の安全・安心を確認し維持していくことの必要性が認識され、土砂災害についても、永平寺川流域で平成 16 年福井豪雨と同じ規模の豪雨が発生したらどのような事態が生じるのかを把握し、土砂災害に対する理解と警戒避難といった対応について準備を行う必要性が認識された。



写真-1 大本山永平寺伽藍と周囲の森林・山地斜面

2.2 調査・解析の考え方と流れ

図-1 に調査・解析の流れを示す。まず、1/25,000 の 10mDEM を用いて永平寺が位置する越前中央山地北部地域の相対的崩壊危険度を評価した（図-1 (A)）。



図-1 調査・解析の流れ

この相対的崩壊危険度は、谷が山地を刻んで形成した水系の流域毎に高度分散量と重み付き横断面平均傾斜という二つの地形量を用いて危険度を指標化したものである⁸⁾。図-2 の概念のとおり、流域の山地斜面に同じ層厚の表層土層が分布していると仮定した場合に、表層崩壊の発生のし易さを相対的に示すものである。越前中央山地北部地域の流域間の相対的崩壊危険度を把握し、この傾向がより局所的な範囲の斜面に対しても同様の傾向を示すのかを確認するために、同じ手法で LP の 10mDEM (1mDEM から作成) を用いて永平寺伽藍周辺の山地斜面の相対的崩壊危険度を検討した。評価範囲のスケールを変えて検討することで評価手法の妥当性を確認するとともに、永平寺伽藍周囲の山地斜面に対し、今後侵食が進みやすいと考えられる斜面の抽出を行った。

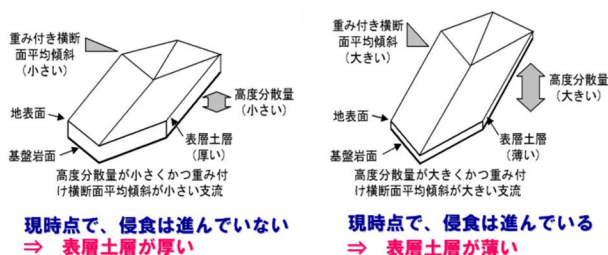


図-2 高度分散量と重み付き横断面平均傾斜を用いた斜面の地形発達状況の概念

次に、図-3 に示す考え方⁹⁾で LP の 10mDEM を用いて地形形態から表層崩壊が発生する可能性のある斜面を抽出した (図-1 (B))。そして、表層土層の層厚や土層の物理特性を仮定し、鉛直次元不飽和浸透流解析と準三

次元浸透流解析を組み合わせた表層土層地下水深の算出と、これを用いた無限長斜面の斜面安定計算による表層崩壊シミュレーションを実行し、平成 16 年福井豪雨が永平寺周辺に発生した場合の表層崩壊の可能性について解析を行い、豪雨時に表層崩壊が発生する可能性の高い斜面を抽出した (図-1 (C))。 (A) ~ (C) の結果から、永平寺伽藍周囲の山地斜面における相対的に表層崩壊の危険性が高い斜面を抽出した (図-1 (D))。

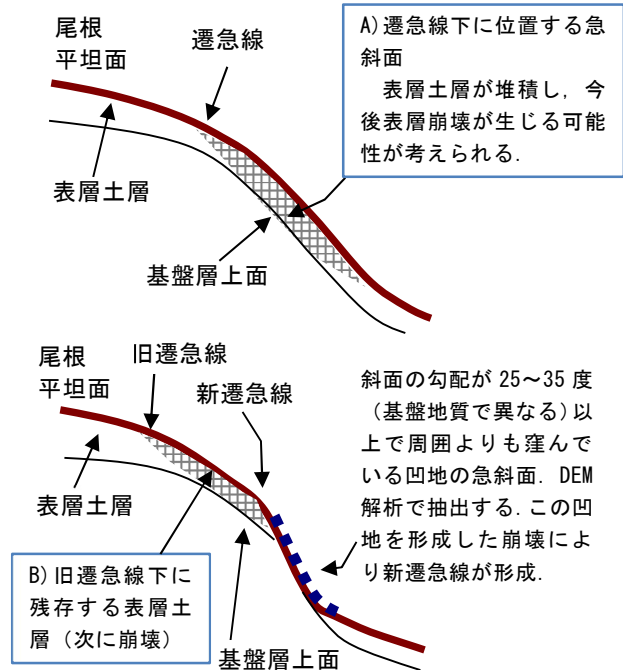


図-3 DEM 地形解析で抽出する崩壊危険斜面の模式横断 (谷の横断面イメージ, A), B) を抽出)

抽出した斜面は、表層崩壊が発生した場合に崩壊土砂が伽藍を直撃する可能性のある位置であったことから、現地調査を行って表層崩壊の危険性をより詳細に把握することとした (図-1 (E))。現地調査は、表層崩壊の発生に影響する表層土層の厚さを把握するための調査を中心に実施した。そして、この調査結果を用いて再度の表層崩壊シミュレーションを行い (図-1 (F))、抽出した山地斜面の表層崩壊危険度について評価を行った (図-1 (G))。なお、現地調査では当該斜面に生育しているスギ巨木の根系の広がり把握のために、散水により変化する地盤の比抵抗を比抵抗モニター法 (同一測線での複数回の高密度電気探査) で探査し、スギ根系の広がりや深さの可視化と推定を行い、当該斜面のスギ等の根系と斜面の安定性について定性的な検討も行っている。

2.3 DEM 地形解析による相対的崩壊危険度評価結果

図-4 は越前中央山地北部地域の流域ごとに高度分散量と重み付き横断面平均傾斜を求め散布図としたものである。すべての支流において表層崩壊の発生源となる表層土層の層厚が同じであると仮定すると、高度分散量

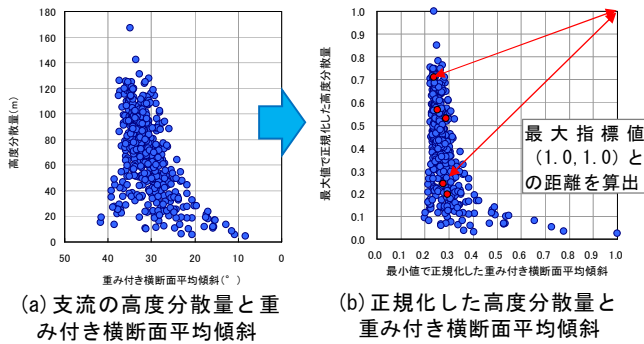


図-4 越前中央山地北部地域の支流の高度分散量と重み付き横断面平均傾斜

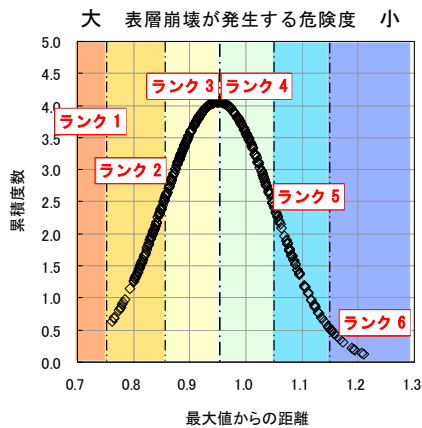


図-5 最大指標値と各支流の指標値の距離の分布

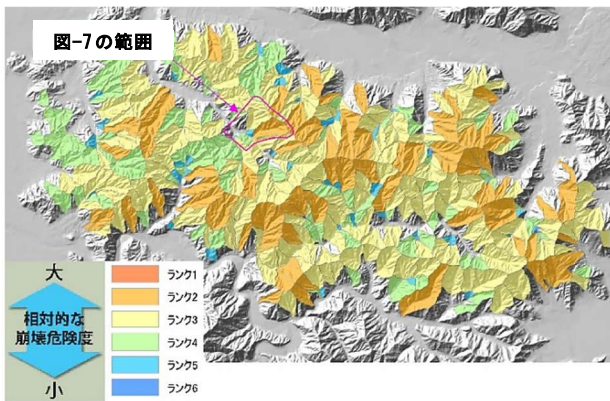


図-6 越前中央山地北部地域の相対的崩壊危険度

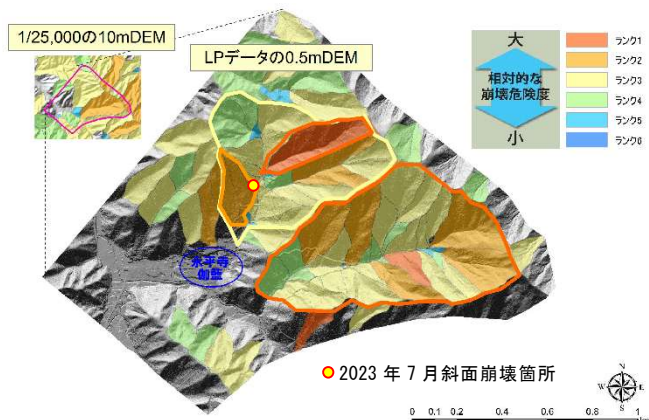


図-7 永平寺伽藍周辺山地斜面の相対的表層崩壊危険度

が大きく（起伏≒傾斜が大きい）重み付き横断面平均傾斜が小さい（谷が発達していない≒侵食が進んでいない）支流の斜面は、今後、相対的に侵食がより進行しやすい特徴を有していると考えられる。その度合いを評価するために、高度分散量の最大値と重み付き横断面の最小値を用いて正規化を行った。重み付き横断面平均傾斜は、傾斜が小さい方がより崩壊危険度を有する特性があると評価するために逆数を取り図-4のように正規化した。高度分散量と重み付き横断面平均傾斜の逆数が1.0の場合に最も相対的表層崩壊危険度が大きいと評価できることから、この最大値（1.0, 1.0）と各流域の指標がプロットされる点との距離を求めることで支流間の相対的危険度を数値化できる。これを図化したものは図-5のとおり正規分布となったことから、平均値と標準偏差により相対的表層崩壊危険度を6ランクに区分して図化を行った。図-6は越前中央山地北部地域、図-7は永平寺伽藍周辺の山地斜面の相対的表層崩壊危険度である。

越前中央山地北部地域にはランク1の支流は存在せずランク2が広範に分布する結果となった。永平寺伽藍周辺の山地斜面はランク2とランク3となった。図-7の解像度の高いLP10mDEMを用いると、1/25,000の精度でランク3であった伽藍の上流域の支流にはランク1やランク2の支流が存在する結果となった。地形のフラクタル性を確認した結果であるが、越前中央山地北部の隆起侵食という地形発達状況を勘案して永平寺伽藍周辺の山地斜面の相対的崩壊危険度を把握できたと考える。

2.4 DEM地形解析による表層崩壊危険斜面の抽出結果

図-8に永平寺伽藍周辺の山地斜面に対して表層崩壊危険斜面を抽出した結果を示す。伽藍周辺の山地斜面は傾斜が大きく、尾根筋に残る平坦な地形面も小さい。すなわち、侵食が進んでいる山地斜面であると考えられ、斜面凹地の上方や下方に遷急線の分布は少ない。つまり、遷急線の上方に表層崩壊の発生源となる（図-3のA、B）斜面の分布は比較的少ないと判読された。なお、現地踏査においてもその状況は確認された。

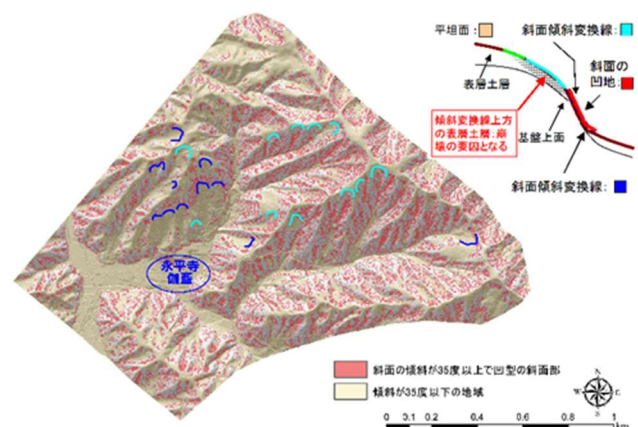


図-8 永平寺伽藍周辺の表層崩壊危険斜面の分布

2.5 表層崩壊シミュレーションによる危険斜面の抽出結果（1回目）

表層土層厚を 2m, 表層土層の内部摩擦角 35° , 粘着力 7.5kN/m^2 と仮定し, 平成 16 年福井豪雨の降雨が発生した場合の表層崩壊発生状況を計算した. 図-9 の計算結果のとおり, DEM 地形解析による相対的崩壊危険度がラン

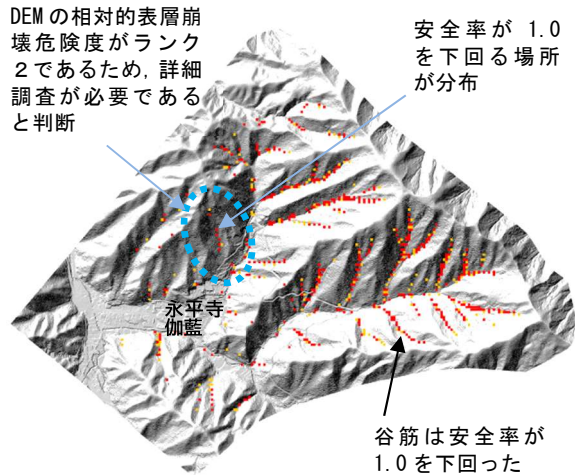


図-9 表層崩壊シミュレーション結果（1回目）

ク 2 と判定された伽藍直上の斜面に安全率が 1.0 を下回る領域が発生する結果となった. そこで, 設定した表層土層厚 2.0m が実際に分布するのを確認することにより表層崩壊の危険性を判断することとした. なお, 谷筋の斜面でも安全率 1.0 が下回っているが, 伽藍直上の支流には砂防ダムが数基建設されていることから現地調査は不要であると判断している.

2.5 現地調査結果

現地調査位置図を図-10 に示す. 表層土層厚は土層強度試験棒（どけん棒）による簡易貫入試験, 高密度電気探査, ボーリング調査で確認した.

簡易貫入試験の表層土層への最大貫入量は平均して 0.5m 程度で, 局所的に 0.7m~1.0m の貫入量が計測された. ボーリング調査では表層土層厚は 1.15m で簡易貫入試験と概ね同じであった. 表層土層は礫を少量含む粘性土主体の崖錘堆積物であり, 深度 0.15m~0.45m までの N 値は 2 で軟らかかった. 表層土層下位は深度 12.65m まで安山岩の強風化層で, 上部の深度 9m までは N 値が 6~17 を示す固結した礫混じりの粘性土であった. 強風化層の下位は安山岩が分布していた. 地下水位は, 深度 14m 付近に確認された. 掘削中に深度 3m 付近に孔内水位を確認したが, 下方への掘削で孔内水位が低下したことから, 強風化層の最上部にわずかに滞水していた宙水であると考えられた. 高密度電気探査では, 図-11 のように表層土層が礫質などで比抵抗値が高くなり, 深度 2m 付近に比抵抗値の境界が把握されたことから, 地質的境界は 1m 程度であると考えられた. また, スギの根本付近に深さ 5m~6m までの高比抵抗部が確認された. スギの根（直根）を捉えている可能性を考えられた.

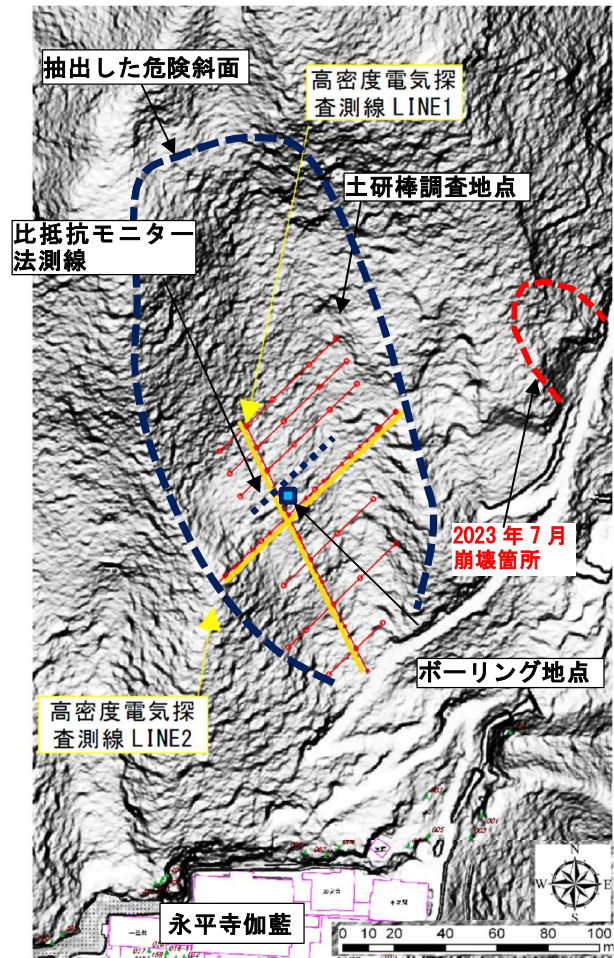


図-10 現地調査位置図

*背景は LP データによる陰影図

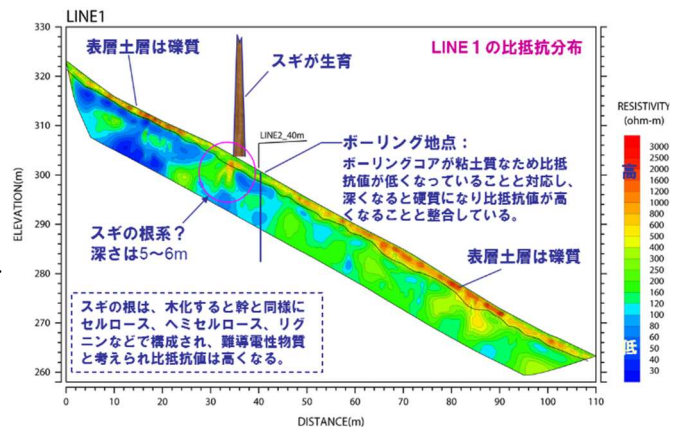


図-11 高密度電気探査結果（LINE1）

2.6 表層崩壊シミュレーション（2回目）と表層崩壊の危険性判定

現地調査に基づき表層土層厚を 1.0m とし, 他の条件は同じとして表層崩壊シミュレーションを行ったところ, 安全率は 1.0 を下回らない結果となった. したがって, DEM 地形解析による相対的表層崩壊危険度はランク 2 であるが, 表層崩壊危険斜面もほとんど存在しておらず表層土層厚が薄いことから, 伽藍にまで影響を及ぼすような土石流を発生させうる規模の表層崩壊は発生しないと結論づけた.

3. 考察

3.1 大本山永平寺の DEM 地形解析事例について

紹介した事例の検討から 10 数年の経過を経ている。この間、永平寺に近い気象庁美山観測所では、過去 10 年の日・月降水量や時間降水量が歴代 10 位以内に入る豪雨は複数回発生したものの、土石流は発生しなかった。しかし、2023 年 7 月 13 日に斜面崩壊が発生した。谷底に近い斜面での崩壊であったため、崩壊土砂は砂防ダムで捕捉され伽藍に影響を及ぼすことはなかった。崩壊箇所を図-7、図-10 に示す。林道が造成されており斜面には崩壊跡とみられる馬蹄形の凹地形態が認められる。この斜面には安山岩の風化層が露岩しており、図-10 のボーリングで確認された N 値 6~17 を示す固結した礫混じりの粘性土であった。林道に面した法面は比較的安定していると目視できたことや土石流を発生させる可能性は低いこと、砂防ダムが存在することなどから、この馬蹄形法面上方を崩壊危険斜面として扱うことはしなかった。しかし、地形断面だけみれば図-3 と同様の形態であり、斜面が侵食され谷地形が発達していくことを鑑みれば、ランク 2 の相対的崩壊危険斜面に含まれる位置であることから、現時点では、このような地形形態には注意が必要であると考えている。

3.2 DEM 地形解析の高度化と精度向上について

DEM の有効活用については太田・八戸 (2006) ¹⁰⁾ が解析の目的に応じた解像度の DEM を用いることの重要性を指摘している。永平寺の事例では、相対的崩壊危険度評価は国土地理院の地形図等高線から作成された 10mDEM を越前中央山地北部地域の解析に、航空レーザ測量で得た 1mDEM を 10mDEM に変換したデータを永平寺伽藍周辺の山地に適用した。また、永平寺伽藍周辺山地斜面における表層崩壊危険個所の抽出も後者の DEM を用いている。現在は、国土地理院が 1mDEM を整備・提供し始めており、GIS の機能も高まっていることから、地形解析を実施する上での負荷量は相当に縮小している。例えば、本事例の高度分散量は検討流域のポリゴンさえ作成すれば容易に DEM から複数流域間の地形特性を算出・解析できる。一方、重み付き横断面平均傾斜は地形量を集計する流域ポリゴンの設定から流域内の水系の設定まで GIS での画一的な操作で算出することはできず、現時点でも検討上の作業負荷は大きく容易に利用できる地形量ではない。つまり、DEM 地形解析を実施する上での課題はまだ存在していると認識できる。

一方、DEM と AI を組み合わせることで表層崩壊危険個所が存在する領域を一定の精度のもと抽出する新たな活用手法も検討されている ¹²⁾。したがって、広域から局所へ崩壊危険個所などを絞り込み、絞り込んだ領域に高度化している地盤技術を適用する調査を組立てる際に、DEM 地形解析の活用性は高いと考える。

ここで、平成 18 (2006 年) 年 7 月の北九州豪雨により

大規模な土砂災害が発生した朝倉地域に、相対的表層崩壊危険度評価を適用した事例を紹介する。解析に用いた DEM は、豪雨前年の 2005 年に国土地理院が整備した地形図に基づく 10mDEM である。

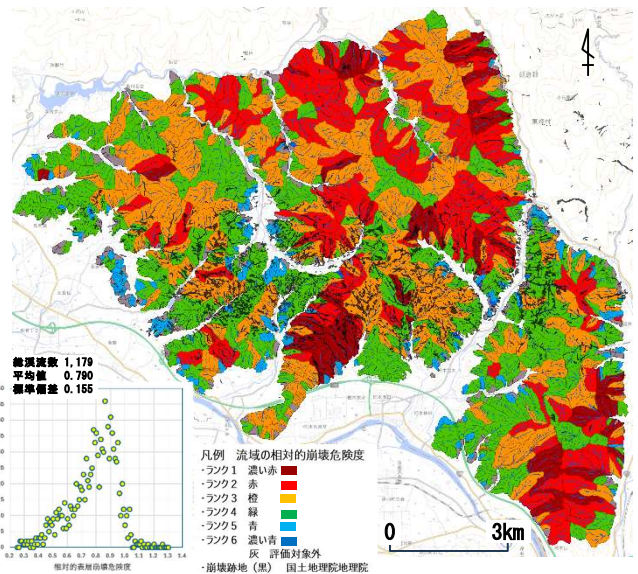


図-12 朝倉地域の相対的崩壊危険度

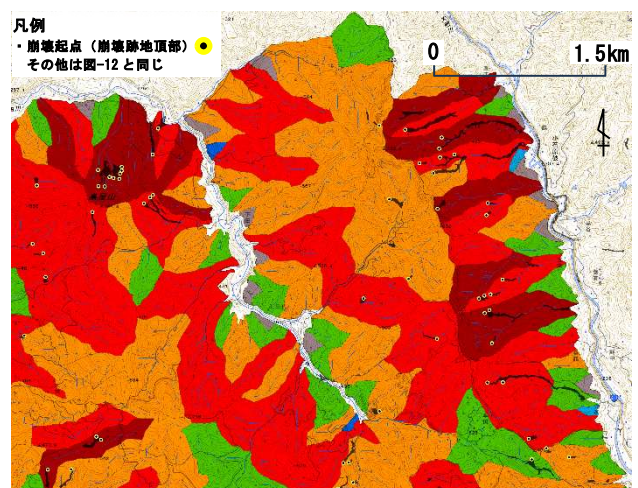


図-13 朝倉地域の相対的崩壊危険度 (北部拡大)

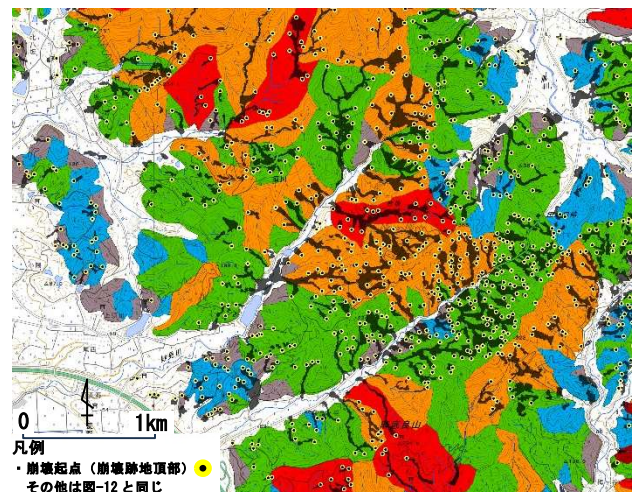


図-14 朝倉地域の相対的崩壊危険度 (南西部拡大)

検討範囲を 1,179 の溪流に分割し高度分散量と重み付き横断面平均傾斜を解析して相対的崩壊危険度を求めると、朝倉地域においても溪流間の相対的崩壊危険度は正規分布となった。検討範囲の溪流の相対的崩壊危険度を平均値と標準偏差で 6 ランクに区分し図-12 に示した。また、線状降水帯が掛からなかった検討範囲北部では図-13 のようにランク 1 とランク 2 で崩壊が発生しており、相対的崩壊危険度が高いと評価した流域で崩壊が発生している状況となっている。一方、線状降水帯が掛かった検討範囲中央付近では図-14 のように、すべてのランクで崩壊が発生する状況となっている。この結果の解釈については、溪流ごとの高度分散量や重み付き横断面平均傾斜の解析手法上の課題、例えば、解析に用いる DEM の精度・解像度や解析時に設定する水系の設定方法などのより詳細な検討が必要である。しかしながら、DEM 地形解析が高度な地盤調査手法を適用するための広域解析技術として活用できそうな感触を得た。

5. おわりに

- (1) 土木・建築物の計画地や斜面安定対策工の実施箇所、地すべりの変位計測など、オンサイトでの地盤調査技術が高度化している。このような高度化した地盤調査技術を活用するためには、変状を予測して事前対策を行うという文脈において、対策すべき箇所、つまり詳細な調査を実施すべき箇所を合理的に抽出することが重要であると考えられる。
- (2) この観点から、豪雨に伴う表層崩壊により土石流を発生させる可能性のある斜面を抽出しその可能性を評価した事例として、大本山永平寺伽藍周辺の山地斜面を対象とした検討事例を紹介した。
- (3) この事例では、二つの DEM 地形解析と表層崩壊シミュレーションの結果から、表層崩壊が発生する可能性のある斜面を抽出した。そして、当該斜面において、表層崩壊の発生可能性に影響する表層土層厚を把握するために簡易貫入試験、ボーリング調査、比抵抗モニター法などを実施した。比抵抗モニター法は、検討当時、高度化した地盤調査技術の一つであると考えられる。
- (4) 高度化する地盤調査技術を用いるための調査解析手法を組立てるにあたり、高度な地盤調査技術を適用する場所をどのように抽出するのかは大きな課題である。表層崩壊であれば、その発生可能性が相対的に高いと考えられる斜面を抽出することが必要となる。本報では、DEM 地形解析により広域から局所を絞り込む手法として、高度分散量と重み付き横断面平均傾斜を用いた相対的崩壊危険度という指標の活用例を示した。
- (5) 永平寺の事例に加え、平成 18 年 7 月北九州豪雨により大規模な土砂災害が発生した朝倉地域において相対的崩壊危険度評価を実施した。線状降水帯が掛か

らなかった地域では、相対的崩壊危険度が大きいと評価された流域で実際に崩壊が発生した。一方、線状降水帯が掛かった地域では相対的崩壊危険度のランクに関わらず崩壊が発生した。

- (6) 相対的崩壊危険度については、解析手法において課題のあることを示した上でこれを解決することにより、今後の DEM 地形解析に活用できる可能性を示唆した。

(執筆責任者 斉藤 泰久)

参考文献

- 1) 例えば、日本応用地質学会四国支部：応用地質 Q&A 中国四国版、土-15 空洞調査の手法と適用限界、https://www.jseg.or.jp/chushikoku/wp-jseg/wp-content/uploads/2025/03/1_15.pdf (参照 2025.7.31)。
- 2) 内田太郎：表層崩壊の予測精度向上に向けて、平成 25 年度国土技術政策総合研究所講演会講演集、pp.147-162, 2013。
- 3) 独立行政法人土木研究所土砂管理研究グループ：「表層崩壊に起因する土石流の発生危険度評価マニュアル (案)」、土木研究所資料第 4129 号, 2009。
- 4) 例えば、手束宗弘他：市街地での GNSS と InSAR における変位計測の適用の可能性、地盤工学会誌、Vol.70, No.01, Ser.No.808, pp.26-30, 2022。
- 5) 例えば、森口周二他：三次元地質構造を考慮した広域斜面安定性評価、地盤工学会誌、Vol.73, No.05, Ser.No.808, pp.52-55, 2025。
- 6) 例えば、内藤昌平他：複数の光ファイバおよびインテロゲータを用いた DAS 試験観測による地盤モニタリング性能比較、日本地震工学会論文集 第 25 巻、第 4 号(特集号)、pp.206-219, 2025。
- 7) 斉藤泰久、新貝文明、上野紗綾子、原田光則：大本山永平寺の森における表層崩壊危険度と森林の生育状態、土木学会西部支部第 7 回土砂災害に関するシンポジウム論文集、pp.37-42, 2014。
- 8) 新貝文昭、斉藤泰久、上野紗綾子：DEM データを用いた斜面安定評価と森林再生方法の検討(その 2)、平成 24 年度砂防学会研究発表会 2012。
- 9) 上野紗綾子、斉藤泰久、新貝文明：DEM データを用いた斜面安定評価と森林再生方法の検討(その 3)、平成 24 年度砂防学会研究発表会 2012。
- 10) 太田岳洋、八戸昭一：数値標高モデルによる地形計測の現状と応用例、応用地質、第 46 巻、第 6 号、pp.347-360, 2006。
- 11) Lin, Z.and Oguchi, T.: Longitudinal and transverse profiles of hilly and mountainous watersheds in Japan, Geomorphology, 111, pp.17-26, 2009。
- 12) 斉藤泰久：DEM と AI で危険斜面を予測、統合物性モデル技術研究組合 2025 年度研究発表会 (最新の技術展開に向けて) 研究報告書, 2025。

6.2 3次元地盤モデルの地震応答解析の現状と課題

1. はじめに

「統合物性モデル技術研究組合」では、三次元地盤モデルの構築を可能とするための様々な探査法について研究が行われてきた。地震防災分野におけるその利活用の形としては、三次元地震応答解析が代表的なものと言えるであろう。本文では、三次元地盤モデルの構築に関する現状をレビューし、さらに三次元地盤モデルを用いた三次元地震応答解析の現状と将来展望について記す。

2. 3次元地盤モデルの構築

2.1 高密度のボーリングデータの活用

従来の二次元地震応答解析では、地質断面図を作成し、各層の物性は一様とするものが大半であった。21世紀になりコンピュータの計算処理能力が向上し、三次元解析が可能となってきて、地盤モデルの構築手順は二次元で行っていることをそのまま三次元に拡張していた。最近になってようやくボーリングデータ等の地盤情報が密に得られるようになったことから、3次元地盤モデルの構築手法に関する研究が進んできている。

東京東部であれば、中澤ら(2022)¹⁾のように沖積層基底は丁寧に整理されているものを活用できる。表層地盤の地震応答解析を実施するならば、表層を3~4層程度に区分したいところであり、また都市中心部以外では沖積層基底さえも容易ではない。そのようなことから、村上(2022)²⁾や阪田(2022)³⁾のように地層区分の推定法が重要となってくる。阪田(2022)³⁾では表層地質という平面上の問題で扱ってはいるが、地層区分は連続量ではないので、インディケータ・クリギングを適用することが有効であることを示している。村上(2022)²⁾はあらかじめボーリングデータの地層区分を定めてニューラル・ネットワークに学習データを学ばせた上で、区分されていないボーリングデータに地層区分を与えるものである。

王寺ら(2022)⁴⁾は地震応答解析のための三次元グリッドモデル構築の流れを示しており、木村ら(2022)⁵⁾は具体例で詳細な手順を示している。密なボーリングデータを必要とし、かつ谷筋等の地形が変化するエリアではデータ不足を補うために補填データを追加する必要がある。この際には、三次元の可視化を容易に行えるツールと地質構造解釈の経験が必要となる。これらの検討では、数千のデータを扱っており、やや広域のモデルを構築していることに留意する必要があると考えられる。

2.2 微動探査法の活用

本報告書の3章で詳しく述べられているように、微動

探査法が近年では広く活用されている。実務レベルでは、3章で述べられているように、1点観測とアレイ観測をうまく組み合わせることで、精度のよい地盤構造推定を行うことができる。(国研)防災科学技術研究所の地震ハザードステーション(J-SHIS)⁶⁾でも、関東地方では、浅部深部統合地盤物性モデルとして、現状は地盤モデルというよりAVS30(深さ30mまでの平均S波速度)の指標値にとどまっているとはいえ公開されている。

3. 3次元地盤応答解析

3.1 解析手法

従来は大規模な地盤の有限要素解析は現実的ではなかったが、Ichimuraら^{7,8)}による計算手法では、地盤の物性に応じて適切なサイズのメッシュ(ソリッド四面体二次要素)を生成し、それを大規模な並列計算で非線形解析を行うことができる。

3.2 解析事例

穴太ら⁹⁾は3次元地盤震動解析により得られた結果から、ガス導管位置の地表面変位の時刻歴波形を抽出し、これを外力として配管系解析を実施した(図-1)。以下に3次元地震応答解析の事例として、その概要を記す。対象地域では、三角州・海岸低地では厚い軟弱土層が堆積しており、地震時の地盤増幅が懸念される。火山灰台地では工学的基盤面までの層厚が浅い。ボーリングデータに加え、このように地形変化が激しい箇所では、常時微動観測・解析を行い、データを補強している。地震動増幅への寄与が大きい軟弱土層をモデル化することを目的とし、ボーリングデータに対し、砂層、軟弱土層への分類を行った。軟弱土層は、N値3以下を含むシルト・粘性土層として層厚を確認したところ、最大40m程度であった。分類の結果、軟弱土の堆積エリアでは軟弱土層より浅部及び深部に砂層が確認された。深部の砂層は浅部よりも比較的硬く、深くなるにつれN値が大きくなり、工学的基盤に到達している傾向が見られた。浅部の砂層は深さによるN値のバラツキが大きく、2層に分割した。上記で定義した軟弱土層の上端・下端を空間的に内挿した。浅部の砂層に対しては、N値10の深さを内挿した。軟弱土層がないボーリングデータに対しては、深部の砂層をN値30の深さで内挿した。工学的基盤面も同様に内挿した。

ガス導管沿いに矩形領域を6つ設定し、有限要素モデルを構築した。6モデルの内、最大領域は2,048m×9,048mで、自由度は約3.6億と大規模な計算対象であり、このモデルの茨城波の解析は、並列計算に512個のCPU

を用いて計算時間は約 7.5 時間と、実務で扱えるレベルで計算することができた。図-1 は解析により得られた地盤ひずみの分布である。

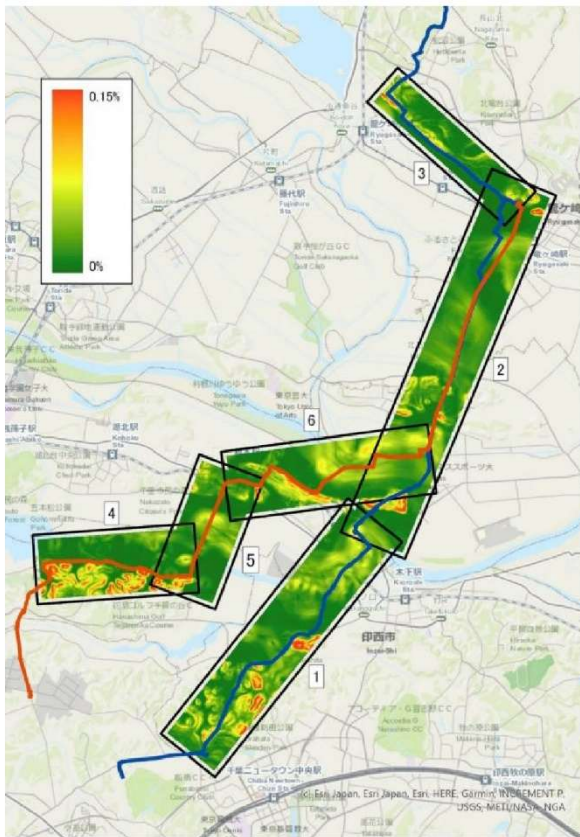


図-1 3次元地震応答解析による地盤ひずみ分布の算出例（穴太ら）

4. おわりに

穴太ら⁹⁾の解析例で示されているように、市村ら⁷⁾⁸⁾による手法・プログラムコード・計算機環境により数 km²の範囲で工学的に必要な周波数帯での非線形地震応答解析による評価が可能となっている。とはいえ、まだ地盤モデルの精度は十分なものではない。穴太らの解析は、地盤の軸ひずみが大きくなるとガス管に生じるひずみも大きくなるものである。地盤の軸ひずみは、丘陵と低地では地震時挙動が大きく異なるので、その境界付近で大きくなるが、境界の傾斜や物性が急激に変化するか、緩やかに変化するかによって、軸ひずみの大きさは左右さ

れる。一方で、従来の最大速度、震度等の算定を目的とするのであれば、低地部中央の表層が厚いところで大きくなるので、東京周辺部の地盤情報が密に得られるエリアでは解析により有用な情報が得られると考えられる。

（執筆責任者 末富岩雄）

参考文献

- 1) 中澤努,野々垣進: 東京都心部の三次元地盤構造の可視化と今後の利活用, 地盤工学会誌, Vol.70, No.5, pp.19-24, 2022. .
- 2) 村上哲: 地盤情報 DB に適用する NN による地層区分推定法, 地盤工学会誌, Vol.70, No.5, pp.35-38, 2022.
- 3) 阪田義隆: 確率論的アプローチに基づく地盤物性値の推定: 確率加重平均法, 地盤工学会誌, Vol.70, No.5, pp.31-34, 2022.
- 4) 王寺秀介, 木村克己, 大井昌弘, 和田里絵, 石原与四郎: 都市地盤モデルを対象とした三次元グリッドモデルの適用性, 地盤工学会誌, Vol.70, No.5, pp.14-18, 2022.
- 5) 木村克己, 花島裕樹, 石原与四郎, 西山昭一: 埋没地形面の形成過程を考慮したボーリングデータ補間による沖積層基底面モデルの三次元解析: 東京低地北部から中川低地南部の沖積層の例, 地質学雑誌, 第 119 巻, 第 8 号, pp.537-553, 2013
- 6) (国研) 防災科学技術研究所: 地震ハザードステーション(J-SHIS), <https://www.j-shis.bosai.go.jp/>
- 7) T. Ichimura, M. Hori, and J. Bielak: A Hybrid multiresolution meshing technique for finite element three-dimensional earthquake ground motion modeling in basins including topography, Geophysical Journal International, vol. 177, pp. 1221–1232, 2009.
- 8) T. Ichimura et al.: Three-Dimensional Nonlinear Seismic Ground Response Analysis of Local Site Effects for Estimating Seismic Behavior of Buried Pipelines, ASME J.
- 9) 穴太聖哉, 三津谷維基, 小林実央, 末富岩雄, 藤田航平, 市村強, 堀宗朗: 大規模数値計算を用いたガス導管の耐震性評価手法の提案, 土木学会論文集, Vol.80, No.15, 2024 年

6.3 物理探査データを使った地盤モデル構築についての課題

1. はじめに

物理探査は探査対象領域の弾性波速度や比抵抗等の物理量、地層境界の形状といった情報を、非破壊的に取得することができる。ボーリングや原位置試験に比べるとデータの精度や信頼性は劣るものの、広い範囲の情報を地盤モデルの作成に不可欠な 2 次元、3 次元の物性情報や地層内の不均質性の情報を提供する手法として期待されている。

石油やガス田の開発においては物理探査結果を基にした貯留層モデルの作成、流体シミュレーションの実施、埋蔵量の推定等が行われている。しかし、土木分野を対象とした浅部の調査では物理探査の役割は限定的である。両者の違いにはいくつかの理由がある。石油・ガス田のように大深度の調査では、コストの面からボーリングの数は制限される。代わりに物理探査のような比較的成本のかからない手法が重宝される。また、石油の調査で使われる反射法は屈折法や電気・電磁探査、重力探査に比べるとデータに含まれる情報が圧倒的に多い。反射波の往復走時に着目することで地層境界の形状が捉えられるばかりでなく、反射波の振幅情報からは様々なアトリビュートが抽出される。検層データを含めた総合解析によって岩相や間隙率等貯留槽評価に必要な情報が提供される。一方、浅層部の調査ではボーリングが比較的容易であり、必要に応じて複数の地点で原位置試験や室内試験を実施し地盤物性を取得することができる。そのため、物性値データの取得にわざわざ物理探査を使う必要性は深部探査に比べると低い。また、土木物理探査で主流になっている屈折法や電気探査の結果は、物性値の分布をコンタマップ表示するのみで地層や物性の境界を明示的に表さない。これでは土木技術者や地質技術者がイメージする地盤モデルのイメージとは相容れない。反射法や地中レーダーのように地下の境界面を直接調べる手法もあるが、コストや可探深度の問題から適用は限られている。これらの理由から、浅部地盤のモデル構築では物理探査は参考データとしての地位に甘んじており、そのポテンシャルが十分に生かされているという状況ではない。物理探査をもっとモデルの構築に活用するためには、物理探査データの解析方法や解析結果の表現方法について、もう少し検討する必要がある。

2. 地盤モデル構築における物理探査の役割

物理探査について考える前に地盤モデルの現状について簡単にまとめる。表-1 は全国地質調査業協会連合会によってまとめられた「三次元地盤モデル作成の手引

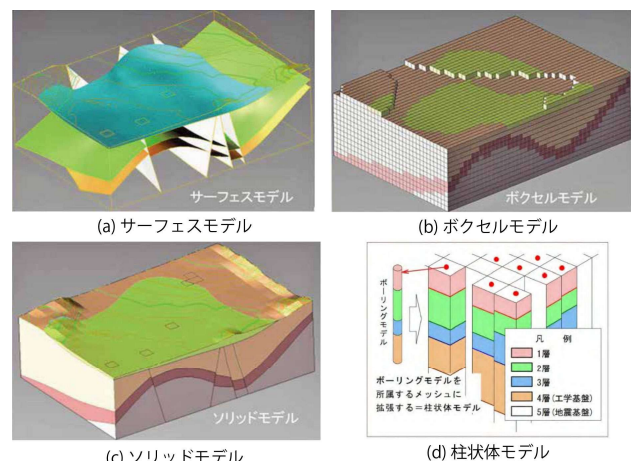
き」¹⁾にある地盤モデルの種類である。このうち、準 3 次元モデルやパネルダイアグラムは 3 次元地盤の表示方法とみることできる。物理探査による 3 次元地盤モデル構築の観点からは、ソリッドモデル、ボクセルモデル、柱状体モデルが重要である (図-1)。

ソリッドモデルは地層境界や物性境界、断層面、側面といった境界面 (サーフェスモデル) によって囲まれたブロックからなり、ブロックは岩種や土質、物性値等の属性を持つ。ボクセルモデルは対象領域を水平方向 (XY 方向) および深度方向に等間隔に分割し、分割された立方体または直方体のボクセルに属性を与えたものである。柱状体モデルは水平方向についてはボクセルモデルと同様に等間隔に分割し、深度方向については地層境界や速度境界で分割する。分割されたそれぞれのブロックは岩種や物性値等の属性を持つ。

表-1 3 次元地盤モデル

モデル名称	特記事項
一次元地盤モデル	
ボーリングモデル	ボーリング柱状図から層序等を抽出したモデル
準三次元地盤モデル	
テクスチャモデル (準三次元平面図)	三次元地形表面に地質平面図などを張り付けたモデル
準三次元断面図	従来手法の地質断面図に空間情報を付与したモデル
三次元地盤モデル	
サーフェスモデル	地質あるいは物性値層による境界モデル
ボクセルモデル	属性データをボクセルと接点の両方を対象とする
ソリッドモデル	柱状体モデル
パネルダイアグラム	三次元地盤モデルから作成された任意の断(平)面図

全国地質調査業協会連合会編「三次元地盤モデル作成の手引き」より引用



(a)～(c): 山根裕之・他 (2013)
(d): 3 次元地質・土質モデルガイドブック (2022)
国土地盤情報センター、全地連

図-1 サーフェスモデル、ボクセルモデル、ソリッドモデル、柱状体モデルの例 (文献 2,3)

サーフェスモデルのための境界面の検出には反射法や地中レーダーのような反射波を使う手法が向いているが、探査コストの問題や探査深度の制約から地盤モデル構築を目的として使用されることは少ない。一方、屈折法や電気探査は解析結果がコンタマップとして表現されるため境界面そのものを捉えることができない。このため従来は、コンタマップで表現された物理探査断面を専門家が解釈して境界面を推定し、サーフェスモデルに反映させてきた。すなわち、物理探査は定量的な手法であることを謳い文句にしているにもかかわらず、実際のモデル作成に際しては、定性的なやり方で限定的にしか利用されてこなかったというのが実情である。

4章で述べたように、ジョイント・インバージョンの方法はこの問題を打開できる可能性がある。境界面を明示的に扱い、さらにボーリングやサウンディング、その他の地質情報と物理探査データを統合することによって直接サーフェスモデルを作成できるようになると考えられる。ジョイント・インバージョンによって得られるモデルは境界面に境界面に囲まれた領域の属性を含むソリッドモデルでもある。境界面間の物性値を均一として解析することもできるが、不均質性を考慮して解析することもできる。定量的な手法としての物理探査の特性を生かしたモデル作成の枠組みについては後述の「モデル作成を目的とした物理探査の逆解析」のところで述べる。

弾性波速度や比抵抗等、探査によって取得された物性値はそのままでは設計に使われる変形係数や透水係数等の工学的物性値（属性）には変換できない。これらの工学的物性値はボーリング等の原位置での試験で求めるのが一般的であり、コ・クリギング等物理探査結果を考慮した内挿・外挿することによってモデル全域の物性値分布を精度よく求めることができる。また、岩石物理学の知見を基に複数の物理探査の結果から圧縮強度や変形係数、透水係数等の工学的な物性量を推定する試みもなされている。これについては、次の「統合物理探査による工学的物性値の推定」で述べる。

3. 統合物理探査による工学的物性値の推定

3.1 探査結果から工学的物性値を推定する方法

一般に、物理探査によって得られる弾性波速度や比抵抗といった物理量はそのままでは土木分野で使用できない。微動アレイ探査で求められる V_s の値がそのまま強震動シミュレーションで使用されるというのは例外中の例外であり、多くの場合、探査で得られる物理量は力学モデルに必要な地盤の変形係数や強度、水理モデルに必要な透水係数といった工学的な量に変換しなければならない。このため従来は調査地で取得されたデータ物性値間の相関関係を使ったり、既往研究で提案されている経験式を使ったりして、物理探査の結果から工学的な物性値に変換することが行われてきた。また、最近では岩

石物理学（ロックフィジックス）を使った検討も進められている。岩石物理学によるアプローチでは、物理探査で取得される物性値や工学で使用する物性値といったマクロな量（弾性波速度、比抵抗、力学強度、透水係数等）を、間隙率等の粒子レベルのミクロな量を使って記述し、ミクロな量を経由してマクロな物性量の間の関係を合理的に説明しようとするものである。これにより、探査で求められた物性値から透水係数等の工学的な物性を導くことができるとされている。

物理探査の結果から工学的物性値を得るためには、弾性波速度と比抵抗のように異なる探査の結果を組み合わせる必要がある。異なる探査の結果を統合するという意味から統合物理探査とも呼ばれている。

物理探査データによる地盤物性評価の具体的なやり方については、物理探査学会統合物理探査調査研究委員会から出されている報告書「統合物理探査による地盤物性評価と土木建設分野への適用（平成 29 年）」⁴⁾に網羅されている。また、高橋(2015)⁵⁾では岩石物理学に基づく物理探査データの解釈および工学的な物性量への変換の試みについて詳しく述べられている。それらの中から代表的な事例を一つ紹介する。

3.2 V_s と比抵抗を使って透水係数の評価した事例

高橋・他(2015)⁶⁾は、河川堤防で実施した V_s と表面波探査と 3 次元電気探査の結果から堤体内部の透水係数を推定した。以下はその概要である。なお、紙面のスペースの関係で大半の数式は割愛した。興味のある方は高橋・他(2015)を参照されたい。

(1) V_s と比抵抗、間隙率、粘土含有量の関係

V_s は岩石物理学でよく知られている未固結砂岩モデルを使って記述される。このモデルは地盤の土を「固い砂粒子と柔らかい粘土粒子の 2 種類の粒子から構成される」粒状物質と考える。途中の式は省くが、いくつかの仮定の基で V_s と間隙率は図-2(a) の関係に従う。両者の関係は粘土含有率にも依存する。

比抵抗と間隙率の関係を表すモデルはアーチーの式を拡張した並列回路モデルを使用して記述される。並列回路モデルは土の基質と間隙の両方を導電体と考えるモデルで、両者が並列回路を形成しているとみなす。さらに土の基質が砂粒子と粘土粒子の 2 粒子からなると仮定すると、基質の比抵抗は砂粒子と粘土粒子の比抵抗の有効値で表せるとし、この計算には粘土含有率が使われる。結論としては比抵抗と間隙率、粘土含有率の関係は図-2(b) のようになる。

V_s と間隙率の関係および比抵抗と間隙率の関係から間隙率のファクターを消去すると図-2(c) のように V_s と比抵抗の関係が得られる。同じ場所で V_s と比抵抗が計測されていれば、これを図-2(c) の上にプロットすると粘土含有率が推定できる。

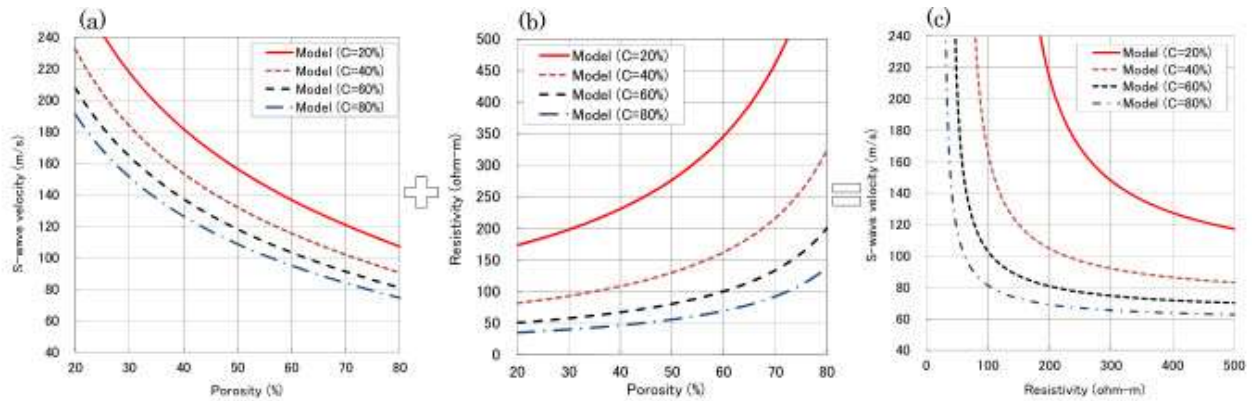


図-2 Vs と間隙率の関係(a)と比抵抗と間隙率の関係(b)から求められた Vs と比抵抗の関係(c)
(高橋・他, 2015 より引用)

図-3(b) は S 波屈折トモグラフィによる Vs の分布、図-3(c) は 3 次元比抵抗トモグラフィによる比抵抗の分布である。図-2(c) の関係を使って Vs と比抵抗から粘土含有率が推定される。これを基にソイルタイプとしてカテゴリ分けしたのが図-3(d)である。ここでは、推定された粘土含有率が 20% 以下をクラス 1、20%~30% をクラス 2、30%~40% をクラス 3 に、40% 以上をクラス 4 に分類した。また、参考までに開削断面のスケッチを図-2(a) に示す。ソイルタイプ I と II は粘土に、III と IV は砂に対比される。

(2) 透水係数の推定

粒状媒質に対する透水係数 k は Kozeny-Carman の式より次のように書かれる。

$$k = \frac{1}{72} \frac{\phi^3}{(1 - \phi)^2 \tau^2} d^2 \quad (1)$$

ここで、 ϕ は間隙率、 τ は迂回係数、 d は平均粒径である。砂と粘土の粒径 d_s 、 d_c をそれぞれ 1mm と 0.005mm と仮定すると平均粒径は粘土含有率 C から $d = (C/d_c + (1 - C)/d_s)^{-1}$ と書かれ、Vs と比抵抗から求めた C から平均粒径を求めることができる。また、 C が分かれば Vs あるいは比抵抗から間隙率 ϕ が求められる。迂回率 τ は流路の複雑さに応じて 1~5 程度とされており、この事例では流路が複雑な場合の値 5 が使われた。このようにして求めた ϕ 、 d 、 τ を (1) 式に代入することで透水係数が求められる。図-4 はこのようにして推定された堤体断面上の透水係数分布である。

図-3 の赤丸の地点で採取されたサンプルの室内透水試験結果によると砂質土部分では $8.22 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ 、粘性土部分では $1.21 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$ であった。物理探査データによる推定値は、それぞれ $10^{-3} \sim 10^{-2} \text{ cm/s}$ と $10^{-5} \sim 10^{-4} \text{ cm/s}$ である。誤差は概ね 1 桁以内であり室内試験結果と整合的であることが報告されている。

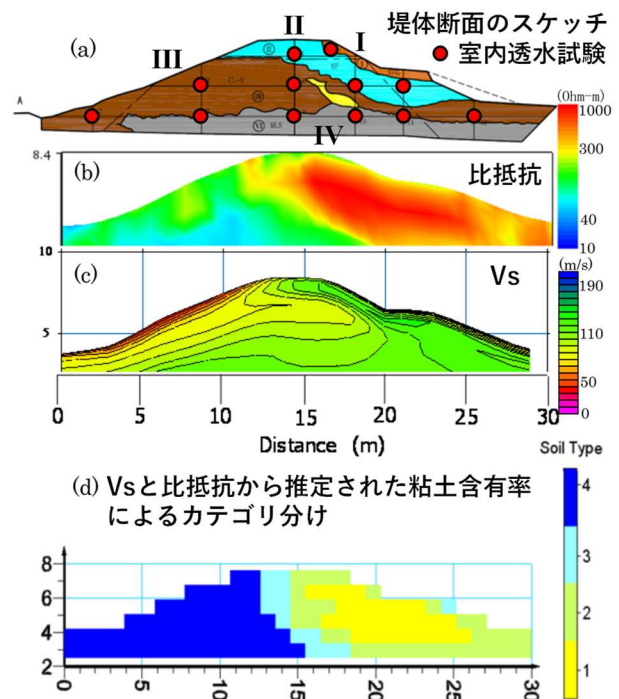


図-3 Vs と比抵抗から推定した粘土含有率によるカテゴリ分け (高橋・他, 2015 に加筆)

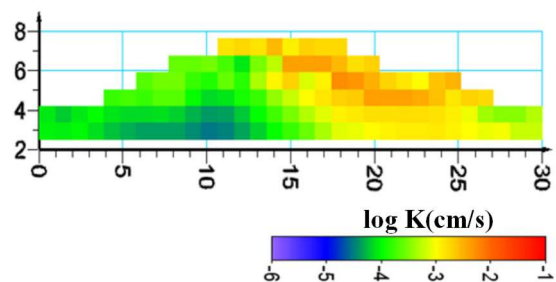


図-4 推定された透水係数の分布
(高橋・他, 2015 に加筆)

(3) 今後の課題

以上、 V_s と比抵抗から粘土含有率や透水係数が推定した事例を紹介した。推定結果の精度について考える場合、次の点について留意する必要がある。

- ① V_s や比抵抗を説明する岩石物理学モデルは理想化されたものであり、現実の地盤や岩盤の挙動を完全に再現したものではない。また、割愛した式では砂粒子や粘土粒子それぞれの剛性率や比抵抗等の値として経験的な値が使われている。間隙流体の比抵抗についても完全不飽和を仮定している。この妥当性については今のところ検証されていない。
- ② 透水係数の推定においても、土粒子の径や迂回係数等のモデルパラメータとして経験的な値を使用しているが、使用した値の妥当性については十分に検証されていない。
- ③ 工学的物性値の評価の基になる物理探査の結果は分解能が低く、堤体断面のスケッチとは完全には一致しない。透水係数断面の分解能もこれに制約されている。

4. モデル作成を目的とした物理探査の逆解析

地盤モデル作成を念頭において物理探査の解析法を見直すため、従来の物理探査の解析で使われてきた逆解析モデルについて議論する。2次元または3次元物理探査の逆解析にはトモグラフィ解析と層構造解析の2つがある。トモグラフィ解析は対象領域を小さなセルや要素で離散化して、それぞれのセルや要素の物性値を求める。セルや要素の形状は3角形や4角形（2次元探査）や4面体や6面体（3次元探査）が使われる。通常のボクセルモデルとは異なり、浅層部では小さなセル、深部では大きなセルを使って分割する。

層構造解析は地盤を多層構造で表現し、各層の層厚と物性値の両方を未知数として取り扱う。垂直電気探査や微動アレイ探査等の一次元解析では、層構造解析が主流である。一方、2次元探査や3次元探査ではトモグラフィ解析が主流であり層構造解析の事例は少ない。

2次元探査のデータを層構造解析した事例としては林・斎藤(1998)⁷⁾が挙げられる。彼らは、当時最新のデジタル測定装置を使った高精度屈折法弾性波探査を提案し、トモグラフィ解析に相当する「層構造を仮定しない解析」と層構造解析に相当する「層構造を仮定した解析」の2つの解析方法を示した。論文の地すべり調査の事例では、通常のトモグラフィ解析結果のコンタ線から層区分を行い、これを初期モデルとして層構造解析が行われた。この方法が実用化されれば、はぎとり法の結果よりも精度の高い層構造モデルが作成できると期待されたが、一般に普及することはなかった。層構造を仮定することによってプログラムが複雑になることや、層厚パラメータの

導入によって逆解析の非一意性が強くなり解が収束しづらくなったためと考えられる。現在でも「屈折法弾性波探査の層構造解析」は「はぎとり法」のことを指している。しかし、地盤モデルの作成に使うことを考えると「はぎとり法」の解析では限界があり、地層境界面の存在を明示的に扱った逆解析手法の確立が望まれる。

我々は、統合物性モデル技術研究組合の活動の一環として令和5年以降にジョイント・インバージョン解析プログラム Jtomo3d を整備してきた。本プログラムはトモグラフィ解析に加えて層構造解析も取り扱えるようにしている。層厚パラメータの導入によって非一意性が増す問題に対しては、ボーリングやサウンディング等の地層境界深度データ、反射法の往復走時データ等の情報を補うことによって改善することができるようになった。これらの対策によって信頼性の高い層構造モデルの作成が可能になってきている。

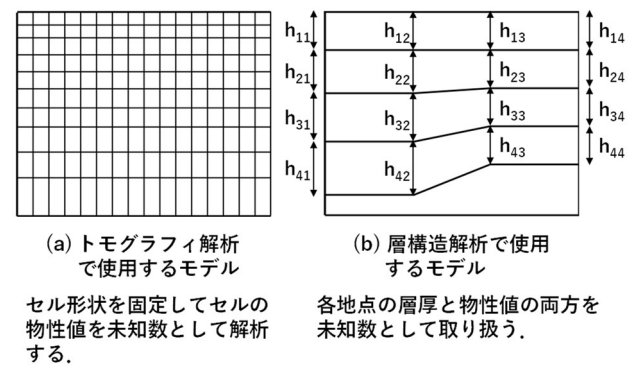
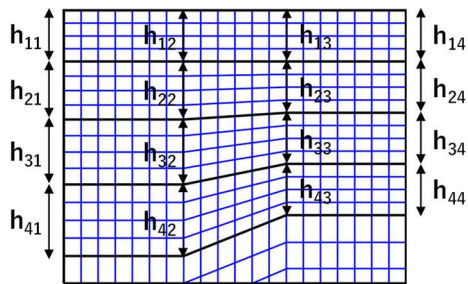


図-5 トモグラフィ解析と層構造解析

地盤モデルの構築を考えた場合、主要な地層境界や物性境界を明示的に取り扱うことに加えて、層内の不均質性を調べることも物理探査の重要な役割の一つである。地層や物性の境界面と内部の不均質性の両方を同時に扱うためのモデルの概念図を図-6に示す。このモデルは層構造モデルのように地層境界を明示的に取り扱うとともに、層内をさらに細かいセルで分割することによって不均質性を表現することができる。基本的には層構造モデルであるがセルモデルの性質もあるため、拡張層構造モデルと呼ぶことにする。プログラム Jtomo3d は拡張層構造モデルもサポートしており、4章の4.4.1～4.4.3では、この機能を使って解析した事例を紹介している。

層構造モデルや拡張層構造モデルは、浸食や堆積環境の変化で地層が欠如している場合や不整合があるモデルでも表現することができる。その場合は、地層が消えた部分の層厚を0mとすればよい。図-7は不整合があるモデルの例である。この方法は断層等が複雑に入り組んだところに適用することは難しいが、少数の大きな断層だけであれば対応することができる。図-8は正断層がある場合、図-9は逆断層がある場合のモデルの例である。いずれの例も、地表踏査やボーリング、反射法の結果から

作成した地質モデルを変換して作成した。このモデルを初期モデルとして使って逆解析すると、ボーリング地点の深度はそのままに各層の層厚と層内の弾性波速度を修正することができる。層厚の修正が大きすぎて境界面の形状が崩れた場合には、必要に応じて地質モデルを作り直してから解析を続行することが望ましい。



層厚の修正に伴ってセルの形状を変えながら各セルの物性値を解析する。

図-6 拡張層構造モデルの概念図

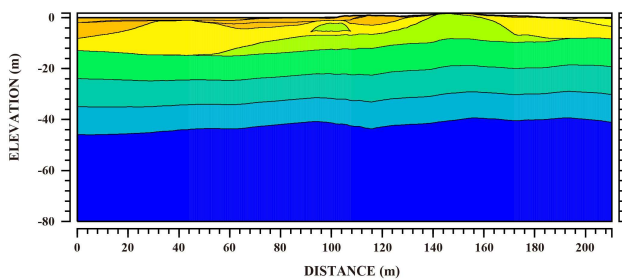
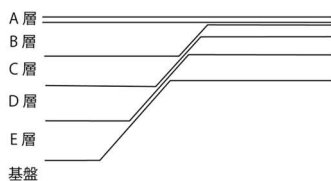
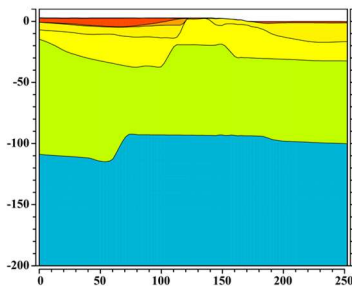


図-7 不整合があるモデルの例



(a) 層構造モデルで正断層を表現する方法



(b) 正断層を含む層構造モデルの例

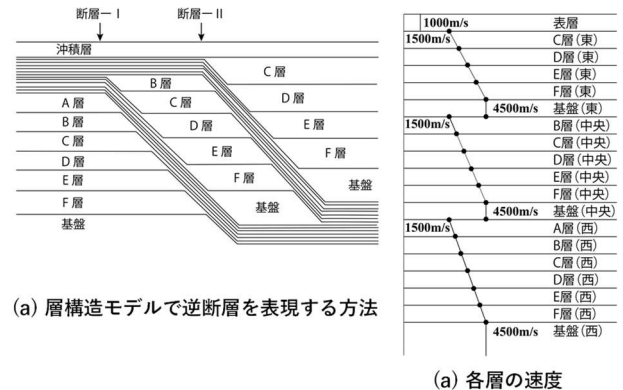
図-8 拡張層構造モデルにより正断層を表現した事例

5. 今後の課題

物理探査結果を使った地盤モデルの作成に関連して統合物理探査による工学的な物性値の推定法と地盤モデルを念頭に置いた物理探査の逆解析について述べた。

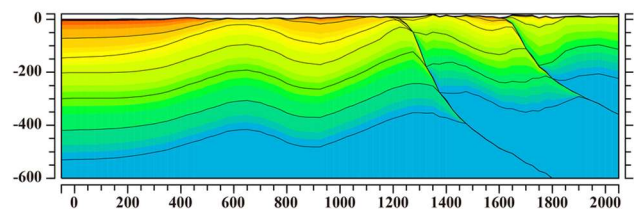
原位置試験や室内試験データの検討や岩石物理学を使ったアプローチを通して、探査による物性値（弾性波速度や比抵抗）と工学的物性値（透水係数や力学強度、変形係数）との相関性が理解できるようになり、物理探査の結果から工学的物性値を推定するための方法は確立されつつある。今後は原位置試験結果との比較から、探査領域全体についてキャリブレーションすることも検討する必要がある。

当然のことながら、これら工学的物性値の推定の基となる物理探査の解析精度の向上と異なる物性情報の使用は必須である。このためには、①弾性波速度と比抵抗の同時逆解析や②物性境界を考慮した層構造解析に対応した比抵抗探査逆解析ツールの開発も将来の課題である。



(a) 層構造モデルで逆断層を表現する方法

(a) 各層の速度



(b) 逆断層を含む層構造モデルの例

図-9 拡張層構造モデルにより逆断層を表現した事例

6. おわりに

近年、土木分野でもデジタルツインが注目されている（松岡,2021⁸⁾）。既往の土質・地質情報やボーリングデータ、探査データを基にコンピュータの中に仮想的な地盤モデルを作成し、シミュレーションによって将来を予測するとともに、予測と実際の現象にずれがあったならばモデルを修正する。また新しいデータが追加された時には、それを地下構造モデルに反映させる。このように現実の地盤と仮想空間上の地盤モデルをツインで考えていくことで、構造物の効率的な管理や災害防止に役立て

ていこうという考えである。そのためには、新しいデータが追加されたときにモデルを迅速に修正しシミュレーションを実施し、さらにシミュレーション結果と現実の現象とのずれを迅速に反映してモデルを修正するツールが必要である。先に言及した Jtomo3d の開発では、新たなボーリングデータや探査データが追加された場合に、これらを取り込んで簡単にモデルを修正することを想定してシステムを構築してきた。将来的にはデジタルツイン実現のためのツールとして使用することができるものと考えている。また、このようにして作成した探査モデルから工学的な物性値、例えば透水係数モデルに変換して浸透流シミュレーションや地すべりシミュレーション等の地盤シミュレーションを実施することも不可能ではない。そのためには、Jtomo3d が扱うグリッドモデルからシミュレーションで使用する FEM モデルへの変換ツールを整備する必要がある。また地盤シミュレーション結果のフィードバックあるいは逆解析と組み合わせることによって実地盤をより良く反映したモデルに改良する必要もある。課題は多いがデジタルツインの高度化に向けて一歩進めることができるであろう。

(執筆責任者 杉本芳博)

参考文献

- 1) 全国地質調査業協会連合会，日本建設情報総合センター：三次元地盤モデル作成の手引き，第1版，2016.
- 2) 山根裕之，椎葉航，新良子，小林一郎：CIM における 3D モデルの属性利用について，日本情報地質学会シンポジウム講演論文集，pp.49-50，2013.
- 3) 国土地盤情報センター：3 次元地質・土質モデルガイドブック，2022.
- 4) 物理探査学会統合物理探査調査研究委員会：統合物理探査による地盤物性評価と土木建設分野への適用，2017.
- 5) 高橋亨：地盤工学における浅層物理探査データの物理モデルに基づく解釈技術の高度化に関する研究，京都大学博士論文，2015.
- 6) 高橋 亨，相澤 隆生，村田和則，西尾英貴，松岡俊文：統合物理探査データを用いた河川堤防の浸透性プロファイリング，物理探査，Vol.68，No.3，pp.167-175，2015.
- 7) 林宏一，斎藤秀樹：高精度屈折法の開発と適用例，物理探査，vol.51，No.5，pp.471-492，1998.
- 8) 松岡敏文：物理探査トランスフォーメーション，地質と調査，Vol.158，p.1，2021.

6.4 統合物性モデル構築における課題

1. はじめに

統合地盤物性モデルとは、地盤に関する多様な物性データを空間的・時間的に統合して3次元的に可視化したモデルであり、その構成要素として以下が挙げられる。

- (1)ボーリングデータ（柱状図、N値、地層構成）
- (2)物理探査データ（弾性波、比抵抗等）
- (3)地質・地形情報（地質図、微地形分類）
- (4)地盤試験結果（室内・現場試験）
- (5)空間補間技術（グリッドモデル等）

また、統合地盤物性モデル構築の目的は、科学技術を用いて地震・液状化・斜面災害・洪水等の地盤関連の自然災害に対する防災技術・減災技術の高度化、地盤調査データの利活用促進と一元管理、国土強靱化のための基盤情報としての活用であると考えられる。

本論では、統合地盤モデル技術研究組合設立以降に当研究組合で議論された課題について整理する。なお、マクロな視点での統合地盤物性モデル構築における課題は、以下のとおりと考える。

- (1)物理探査結果の解釈の難しさ
- (2)異種データの統合と標準化
- (3)欠損データの補完と推定精度
- (4)3次元モデル構築の空間補完精度
- (5)モデル活用に向けた物性設定とその信頼性評価
- (6)データベース整備とそれへのアクセス性の向上

2. 強震動予測の精度向上に向けた課題

2.1 浅部地盤情報

現在、柱状図については「KuniJiban」国土地盤情報検索サイトで、全国約141,500本のデータが公開されているが、これらのデータは道路や河川に沿って線状に分布し、面的に不均質である。そのため、より多くのデータ確保には、自治体などの情報公開推進や建築申請時の法的公開推進なども課題であり、最終的には台湾のような包括的な地質法の整備¹⁾が必要であろう。また、付帯資料として土質試験結果が一部公開されているが、それら土質試験の全面的公開やカラーコア写真の公開も、今後の2次利用への展開において重要と考える。

ボーリングデータの補間として、弾性波探査やPS検層などととも、DASも有効な調査手法と考えられる。

DASは、地下に埋設された光ファイバーを使って地盤振動を観測する技術で、従来の物理探査に比べてコスト面で有利である。適用については、様々な分野で研究が進められ、浅層部のS波速度構造の把握に使われた事例

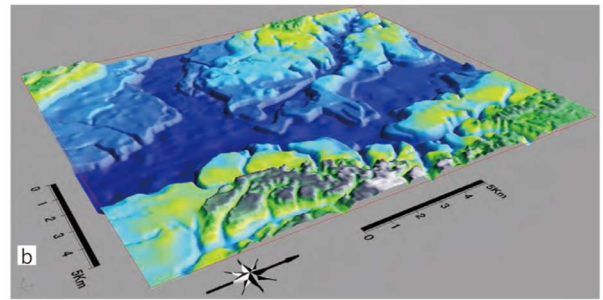


図-1 沖積層基底面モデルの鳥瞰図（2013）⁵⁾

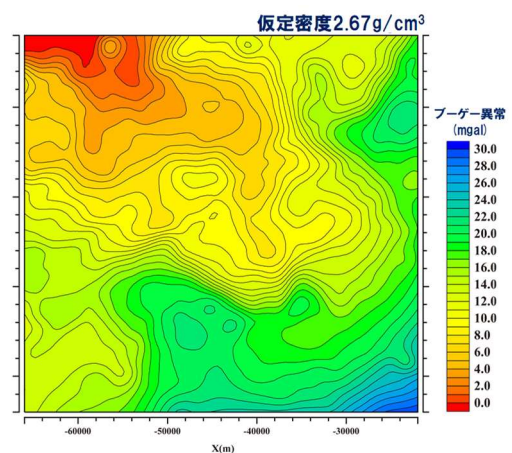


図-2 岡山県のブーゲー異常例⁶⁾

が報告されている^{2),3)}。これらのデータを包括的に補間して地盤モデルを構築する手法としては、AIを用いた地質断面図支援ツールや、地質統計学手法などもある。他の例では、木村他^{4),5)}が公開している三次元グリッドモデルがあり、その一例の沖積層基底面モデルの鳥瞰図を図-1に示す。以上のように、適正な補間には課題が多く、今後、更なる補間手法の開発が必要となる。

2.2 深部地盤情報

深部地盤の構造調査では、重力や大深度地震探査、微動アレイ探査等の物理探査データや地震観測データが使われる。

重力データは、地下の物質の密度分布を反映するので、観測された重力値から地形の影響や観測点の標高の影響を除去したブーゲー異常分布は、地震基盤深度の分布と相関性があることが知られており、深部地盤モデルを作成するためのデータになる。国内の重力データは、産業技術総合研究所によって取りまとめ・公開されており、図-2にその活用例を示す⁶⁾。

他に、K-netによる地震情報や微動アレイ探査による任意地点での計測情報を、深部構造のS波速度構造モデル

として解析することで、重力データを補間することが可能になる。微動アレイ探査はアレイ直下の一次元 S 波速度分布を求める手法であり、深部ボーリングの代用として有効かつ経済的である。複数地点で実施した微動アレイ探査結果を、重力データをガイドとして補間することにより、三次元的な S 波速度の分布を推定することができる。今後の調査と活用が期待される。

以上のような浅部・深部地盤統合モデルを構築し、サイトでの的確な地震動を把握することは強震動予測において重要であり、想定地震動の再現性向上の切り札になると考える。

3. 斜面災害予測の精度向上に向けた課題

3.1 面的な斜面評価手法

近年、ドローン、LP、SAR、空中電磁探査、ミュオン探査など、面的で広範囲を対象とした調査手法が研究開発されている。ドローンでの LP 測定は、施工現場などで実用化され、着実に研究が進んでいる。今後は、その解析手法の高度化による精度向上が必要と考える。

LP 計測による傾斜量図では、遷急線や遷緩線等の微地形が明確に把握できる。また、LP データの蓄積により、崩壊の前後や複数時期の差分解析が可能となり、地形的素因の把握も可能となった。図-3 は、岡山大学北側の崩壊斜面の傾斜量図である⁷⁾。崩壊は、一般的に遷急線前後の 0 次谷で発生するが、この事例では 0 次谷でない麓部斜面上端の 30 度未満の緩斜面で発生している。今後、このような崩壊のメカニズム解明が必要と考える。

3.2 低拘束圧下での移動体の強度評価手法

土石流の発生源の多くは表層崩壊であり、その表層の低圧下での強度は、必ずしも深部と同じ内部摩擦角 ϕ とは限らない。多くの強度試験は、 ϕ が変化しないという仮定で低圧から高圧のモールの応力円では ϕ を求めてしまうため、必ずしも崩壊が生じる表層の強度を反映できていない。

図-4 にマサ土の低拘束圧下での強度の低下現象を示す⁸⁾。低拘束圧下でのボシユレフ強度（圧縮・膨張履歴による同一間隙比での強度）の把握は、実務上困難なので、他の低拘束圧力学試験法を今後確立する必要がある。また、酸化物質によるボンド効果や動植物による多孔体の表層土塊は、通常ではない土質構造を有する可能性もあり、低拘束強度とともにパイプ流などを発生しやすい土質構造の把握が重要になる。

3.3 岩盤境界部の崩積土の適正な強度評価手法

表層崩壊は、岩盤上の崩積土が崩壊する事例が多く、その境界面では図-5 に示すようなプレカット強度となり、土質試験より低下する^{9),10)}。その更なる検証が、今後のメカニズム解明に必要である。

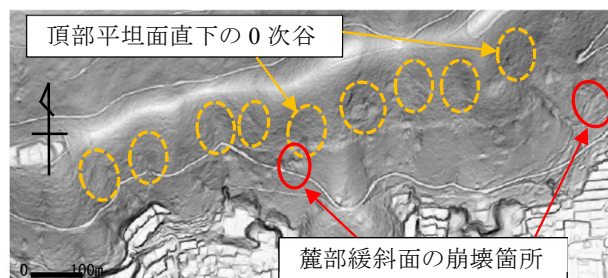


図-3 現地 LP 計測による傾斜量図と 0 次谷想定分布⁷⁾

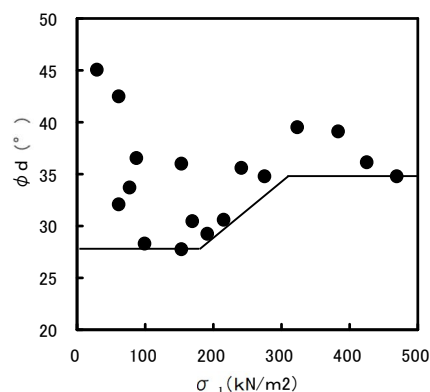


図-4 マサ土の一面せん断の σ_1 と ϕ_d ⁸⁾

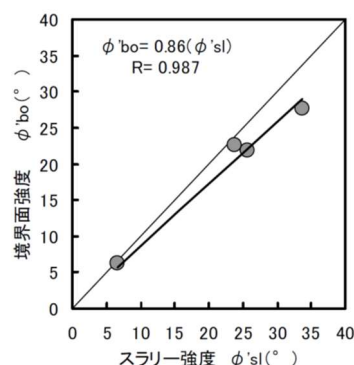


図-5 境界面強度の低下率¹⁰⁾

4. 洪水災害予測の精度向上に向けた課題

4.1 中間土・砂礫堤体材料の適正な評価

堤体材料の多くは、様々な中間土や礫混じり砂が多く、大半は砂質土に分類される。その場合、 ϕ 材として評価されるが、礫の混入率により極端に内部摩擦角 ϕ が低下することは意外に知られていない。図-6 に示す粘土と礫の混入土において非圧密非排水強度定数 ϕ_u は礫率 50% で低下する例¹¹⁾や、砂礫材料で礫率 40~50% の低拘束圧において、圧密非排水で間隙水压を考慮した強度定数 ϕ' が低下する図-7 のような現象がある¹²⁾。今後、このような礫率や拘束圧の適正な評価方法を確立していく必要がある。

4.2 堤体内空気圧・浸透圧の適正評価

豪雨の堤体内への浸透過程において、時系列的に(1)堤体内空気圧の発生、(2)浸透圧の発生の 2 段階の変化が想定され、その力学試験方法の開発が必要と考える。

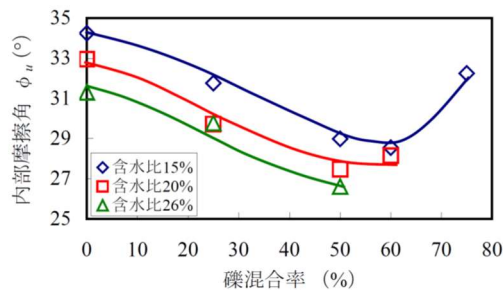


図-6 礫率と ϕ_u の相関¹¹⁾

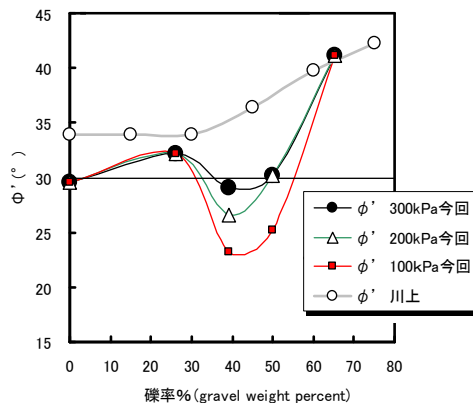


図-7 礫率と ϕ' の相関¹²⁾

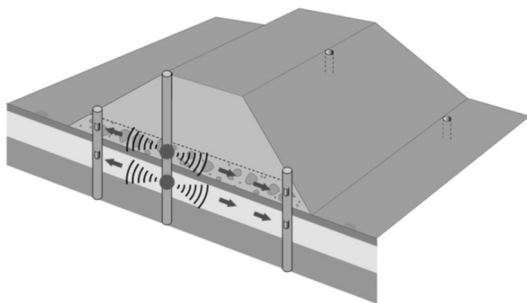


図-8 空気連通試験のイメージ³⁰⁾

4.3 堤防弱点箇所の調査手法の確立

堤防の弱点箇所（浸透破壊により決壊に至る可能性の高い箇所）の確実な抽出と、対策は極めて重要である。

しかし、堤体内に局所的に潜在する高透水層、水ミチ等の弱点箇所を抽出する調査手法は、確立されていない。図-8の空気圧連通試験と高密度電気探査を組み合わせた方法¹³⁾は、有効な調査手法としての確立が望まれる。

5. シミュレーション技術の課題

2～4章では、地震災害、斜面災害、洪水災害の予測シミュレーションの基礎となる地盤内調査、構造把握、物性設定に係る課題を論じた。

国土交通省は、自らのデータと民間等の多様なデータを連携し、業務効率化やスマートシティ施策等の高度化、産学官連携によるイノベーション創出のための「国土交通データプラットフォーム整備計画」を、2019年5

月に公表した¹⁴⁾。この計画の目指す姿を以下に記す。

- (1) 三次元データ視覚化機能として、国土地理院の三次元地形データをベースに、三次元地図上に点群データ等の構造物三次元データや地盤情報を表示する。
- (2) データハブ機能として、国土交通分野の多種多様な産学官のデータをAPIで連携し、同一インターフェースで横断的に検索、ダウンロード可能にする。
- (3) 情報発信機能として、国土交通データプラットフォームのデータを活用してシミュレーション等を行った事例を、登録・閲覧可能にする。

6. 今後の課題

地震災害・斜面災害・洪水災害における共通課題の解決には、企業間の垣根を超えた新しい研究体制も新たなポテンシャルになるのではないかと考える。このため、今後も関係者一同連携のもと、激甚化する外力に対して国土交通データプラットフォーム整備への貢献や包括的アプローチも見据えた新たな研究に取り組む必要がある。

(執筆責任者 笹井友司)

参考文献

- 1) 太田陽子：台湾の「地質法」について，活断層研究 38号，pp.51-54，2013.
- 2) 山内泰知，笠原順三，羽佐田葉子，川島裕貴，杉本芳博，山口隆志：DAS(Distributed Acoustic Sensor)の表面波分散曲線への適用可能性，日本地球惑星科学連合大会予稿集，2018.
- 3) 山内泰知，笠原順三，羽佐田葉子，川島裕貴，杉本芳博，山口隆志：人工震源と微動を震源として用いたDASによる表面波解析，物理探査学会第138回学術講演会論文集，pp.29-32，2018.5.
- 4) 木村克己，花島裕樹，石原与四郎，西山昭一：埋没地形面の形成過程を考慮したボーリングデータ補間による沖積層基底面モデルの三次元解析－東京低地北部から中川低地南部の沖積層の例，地質学雑誌，Vol.119，pp.537-553，2013.
- 5) 木村克己，花島裕樹，西山昭一，石原与四郎：ボーリングデータ解析による浅部地下地質構造の三次元モデリング－東京低地北部から中川低地南部の例，関東平野中央部の地下地質情報とその応用，特殊地質図，No.40，pp.56-113，2014.
- 6) 産業技術総合研究所地質調査総合センター：日本重力データベースDVD版，2013.
- 7) 井上真，西垣誠，鈴木茂之，木村隆行，笹井友司：2018年7月豪雨により崩壊した傾斜30度未満の崩壊斜面の機構解明，公益社団法人地盤工学会中国支部論文報告集，地盤と建設，Vol.38，No.1，pp.39-50，2020.

- 8) 武居有恒, 三浦清: マサ土崩壊とその対策, 島根県, 1978.
- 9) 山本哲朗, 鈴木素之, 寺山崇, 原田博: 斜面崩壊の素因となる不連続面のせん断強度の評価手法, 地盤工学会, 土と基礎, Vol.49(7), pp.7-9, 2001.
- 10) 木村隆行, 佐藤丈晴: 境界面強度における強度低下率, 平成 22 年度地盤工学会中国支部セミナー報告会, ポスターNo.22, 2010.
- 11) 田中利典, 棚橋由彦, 蔣宇静, 杉本知史, 辻大志: 風化地山を想定した礫-粘性土混合試料の強度特性の実験的評価, 土木学会西部支部研究発表会, pp.78-79, 2010.
- 12) 山名孝志, 木村隆行, 徳方完: 礫質土のせん断強度と斜面安定評価, 日本応用地質学会平成 16 年度研究発表会, pp.173-176, 2004.
- 13) 舘川逸朗, 藤吉秀彰, 新村卓也, 西村伸一, 西垣誠: 河川堤防における弱点箇所を抽出する組合せ調査法についての一考察, 第 53 回地盤工学研究発表会講演集, pp.981-982, 2018.
- 14) 国土交通省: 国土交通データプラットフォーム (仮称) 整備計画, 2019.

6.5 2次元浸透－応力連成解析による斜面安定性評価

1. はじめに

各地で集中豪雨による斜面崩壊が多発する中、現状の設計実務や各種研究の多くは、降雨浸透問題には有限要素法による2次元飽和・不飽和非定常浸透流解析が用いられているが、斜面安定問題には簡便な2次元極限平衡法（修正フェレニウス法）が用いられている。

また、斜面崩壊は、表層崩壊、深層崩壊および地すべり性崩壊に大別され、図-1¹⁾に示すとおり、斜面崩壊全体の約95%が傾斜度30°度以上の斜面で発生しており、このうちの80%以上は表土や崩積土等の表層崩壊に分類されている。

これに、近年の豪雨では、傾斜度30°未満の斜面でも表層崩壊が多発していることを踏まえ、傾斜度25°の斜面に対する2次元浸透－応力連成解析（せん断強度低減法）による安定性評価について報告する。

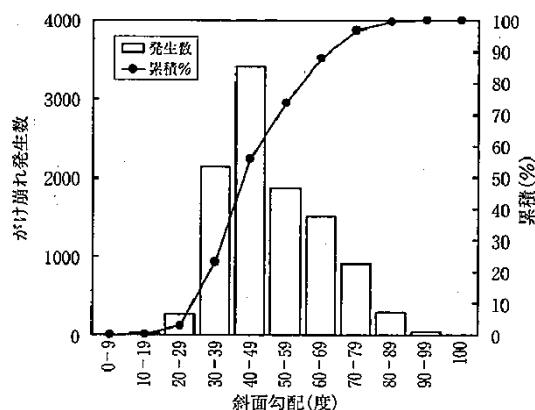


図-1 斜面崩壊が発生した勾配の分布¹⁾

2. 2次元飽和・不飽和非定常浸透流解析

2.1 解析条件

2.1.1 解析モデル

解析モデルとしては、図-2に示すような斜面の傾斜度を25°とした一様傾斜モデルと、斜面中腹で傾斜度25°から30°に変えたモデル（以降、「傾斜度25°の遷急線モデル」と記載）の2つの単純モデルを対象とする。

2.1.2 境界条件

検討2モデルの代表として、一様傾斜モデルの境界条件を図-3に示す。

2次元浸透流解析における初期水位設定時の境界条件は、モデル底面を不透水境界、モデル側方を水頭固定境界とし、降雨時の境界条件はモデル底面およびモデル側方については初期水位設定時と同様とし、地表面に降雨浸透境界を設定する。

図-4に示す2018年7月豪雨による岡山地方気象台の観測記録²⁾によると、7月4日～7月7日にかけての90時間と長時間にわたる総雨量は333mmに達している。また、その他の豪雨として、例えば2012年7月九州北部豪雨³⁾では3時間雨量が280mmに達しており、4時間雨量で前記333mmに達することは現実的であると言える。以上より、本研究では、地表面に与える降雨条件として、以下に示す典型的な2ケースを設定した。

- ① 長期型降雨：3.7mm/時間×90時間＝333mm
- ② 短期型降雨：83.25mm/時間×4時間＝333mm

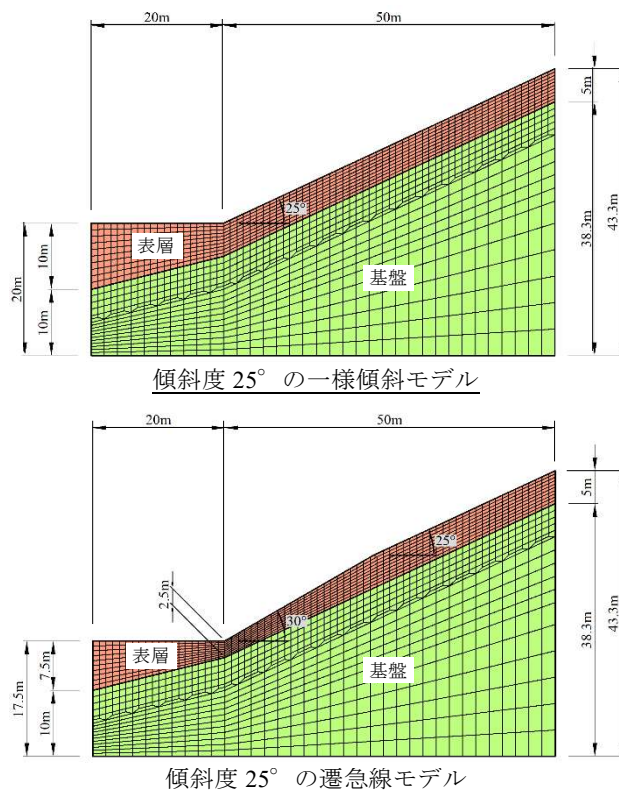


図-2 解析モデル

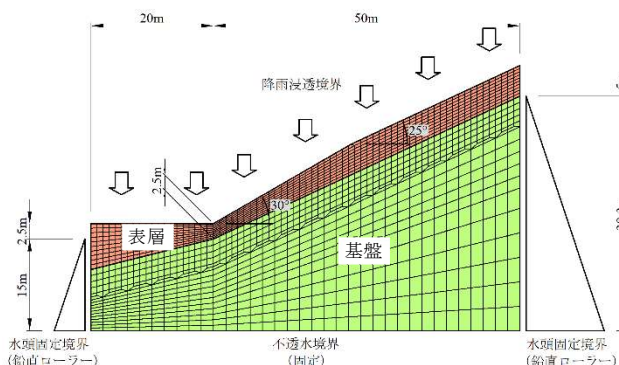


図-3 境界条件【一様傾斜モデルの例】

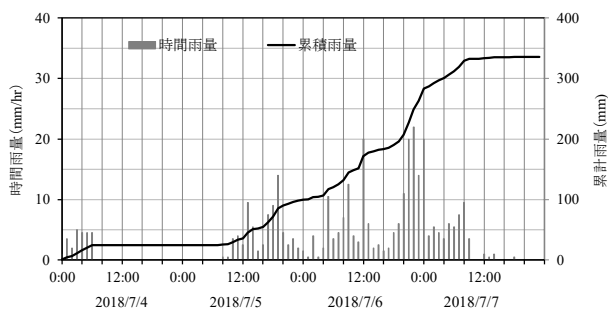


図-4 岡山地方気象台の雨量記録（2018年7月）²⁾

2.1.3 解析用物性値

本研究では、表-1に示す解析用物性値を仮定した。

なお、2次元浸透流解析に用いる表層の飽和透水係数は、既往資料⁴⁾を参考に、マサ土の概ね上限値とされる $1.0 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ と、概ね下限値とされる $1.0 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ の2ケースを対象とする。表層の不飽和特性⁵⁾は、図-5に示す飽和透水係数 $1.0 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ の場合には砂質土の特性を、飽和透水係数 $1.0 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ の場合には粘性土の特性を用いる。基岩の飽和透水係数は、前記表層の飽和透水係数の下限値 $1.0 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ から1オーダー下げた $1.0 \times 10^{-8} \text{ m/s}$ を仮定し、図-5の粘性土の特性を仮定する。

2.1.4 検討ケース

前項までの解析モデル、境界条件、解析用物性値に基づく2次元浸透流解析ケースを表-2に示す。

2.2 解析結果

検討8ケースの降雨完了時点における2次元浸透流計算結果を図-6に示し、以下に結果の考察を記載する。

2.2.1 傾斜度25°の一樣傾斜モデル

- (1)表層の飽和透水係数を大きくした場合、長期型降雨を考慮したCase1-A-①では、地下への浸透量に加えて下流側への流出量も多くなるため、地下水位上昇は斜面法尻付近に留まっており、地下水位面は地表面に至らない。
- (2)一方で、短期型降雨を考慮したCase1-A-②では、Case1-A-①に比べて下流側への流出量が少なくなるため、斜面法尻から上流側へ向けて飽和域が大きく拡がり、広い範囲で地下水位が地表面に達している。
- (3)表層の飽和透水係数を小さくした場合、長期型降雨を考慮したCase1-B-①では、地表面から下方に向けた圧力水頭（飽和度）の上昇が認められるものの、地下への浸透速度が遅いために地下水位面上昇はほとんど認められない。
- (4)また、短期型降雨を考慮したCase1-B-②では、降雨の継続時間が短いために、表層内への浸透量がCase1-B-①よりもさらに少なくなり、地表面からの下方に向けた圧力水頭（飽和度）の上昇、地下水位面上昇ともにほとんど認められない。

表-1 2次元浸透流解析用物性値^{4),5)}

Case 名	飽和透水係数 (m/s)		不飽和特性	
	表層	基岩	表層	基岩
A	1.0×10^{-4}	1.0×10^{-8}	図-5の砂質土特性	図-5の粘性土特性
B	1.0×10^{-7}	同上	図-5の粘性土特性	同上

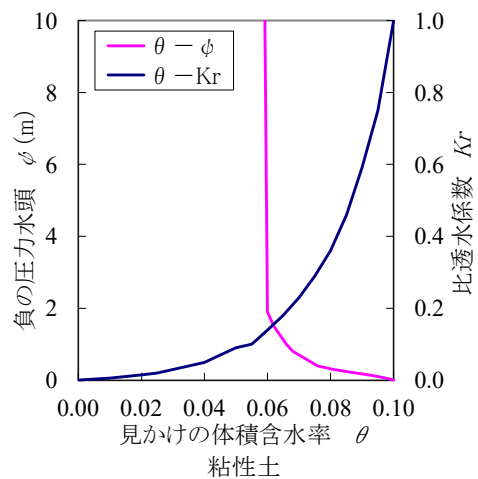
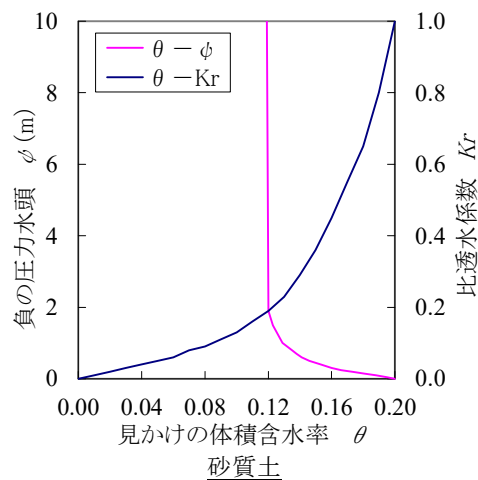


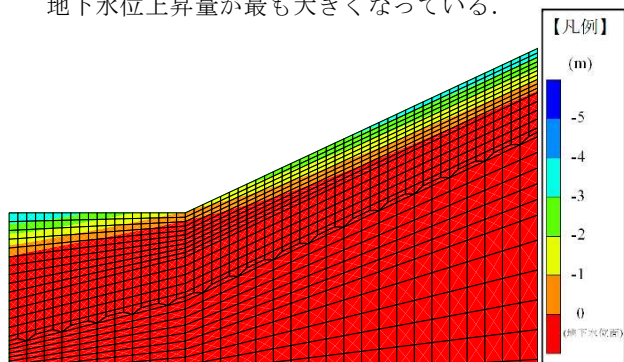
図-5 不飽和特性⁵⁾

表-2 2次元浸透流解析ケース

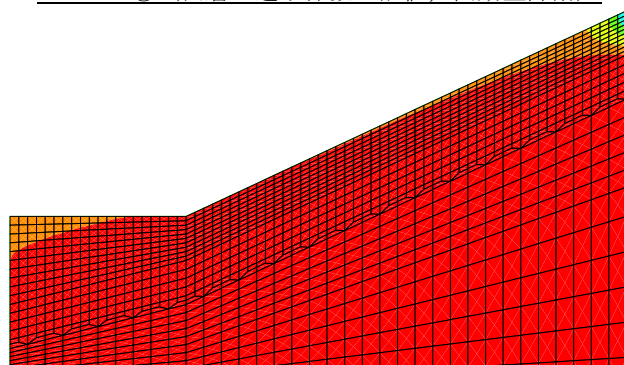
Case 名	解析モデル	表層の飽和透水係数 (m/s)	降雨条件
Case 1-A-①	傾斜度25°の一樣傾斜モデル	1.0×10^{-4} 【上限値】	3.7mm/hr×90hr 【長期型降雨】
Case 1-A-②	同上	同上	83.25mm/hr×4hr 【短期型降雨】
Case 1-B-①	同上	1.0×10^{-7} 【下限値】	3.7mm/hr×90hr 【長期型降雨】
Case 1-B-②	同上	同上	83.25mm/hr×4hr 【短期型降雨】
Case 2-A-①	傾斜度25°の遷急線モデル	1.0×10^{-4} 【上限値】	3.7mm/hr×90hr 【長期型降雨】
Case 2-A-②	同上	同上	83.25mm/hr×4hr 【短期型降雨】
Case 2-B-①	同上	1.0×10^{-7} 【下限値】	3.7mm/hr×90hr 【長期型降雨】
Case 2-B-②	同上	同上	83.25mm/hr×4hr 【短期型降雨】

2.2.2 傾斜度 25° の遷急線モデル

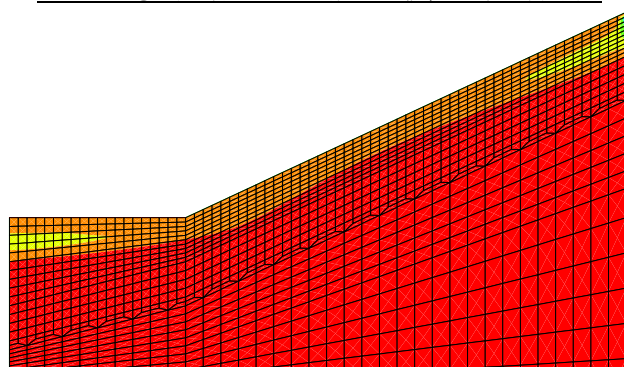
- (1)遷急線を考慮していない一様傾斜モデルと比べて、遷急線によって法尻付近の表層の層厚が薄くなると、全てのケースで法尻まで地下水位面上昇する。
- (2)また、斜面法尻から上流側へ向けて飽和域が大きく広がる Case2-A-②を除くと、表層の飽和透水係数が小さく、長期型降雨を考慮した Case2-B-①が、法尻付近の地下水位上昇量が最も大きくなっている。



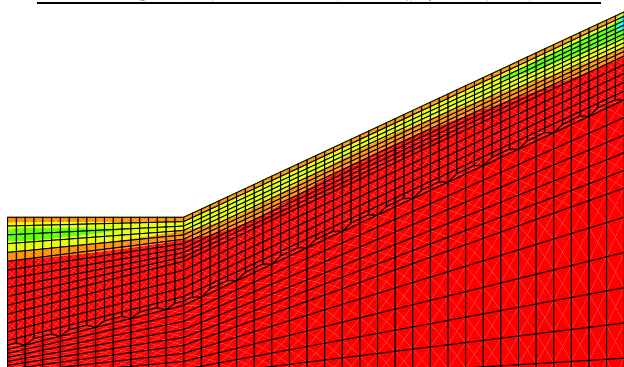
Case1-A-①（表層の透水係数上限値，長期型降雨）



Case1-A-②（表層の透水係数上限値，短期型降雨）



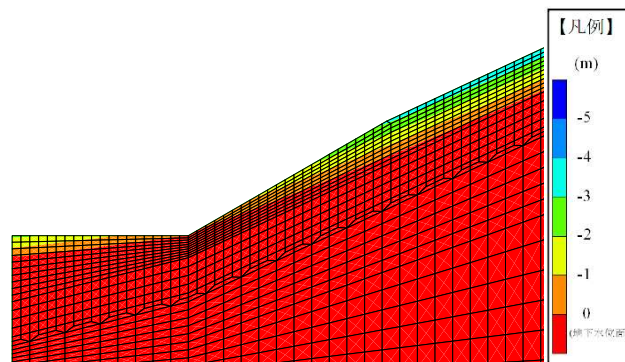
Case1-B-①（表層の透水係数下限値，長期型降雨）



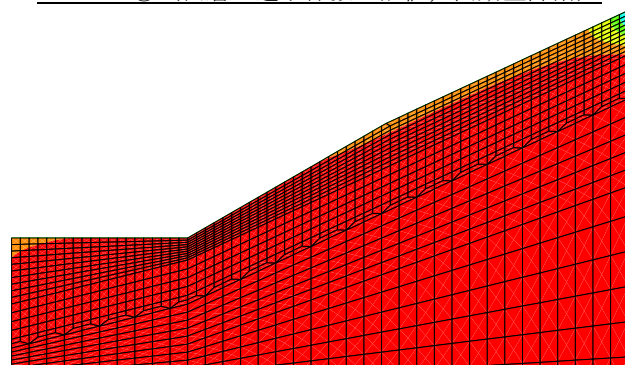
Case1-B-②（表層の透水係数下限値，短期型降雨）

2.2.3 総括

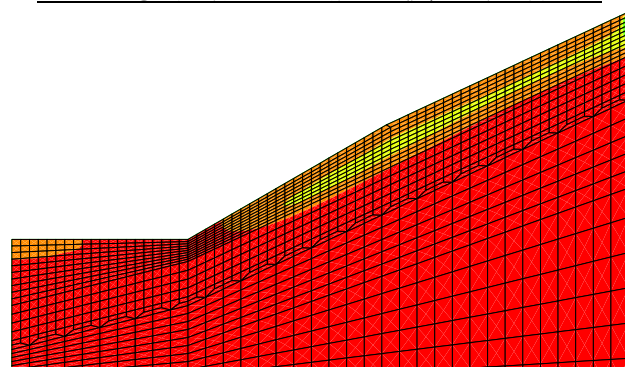
- (1)表層の透水性が高い場合には、至近年各地で発生している集中豪雨のような短期型降雨の方が、地下水位が上昇する。
- (2)一方で、表層の透水性が低い場合、特に遷急線が存在する斜面では、2018 年 7 月豪雨のような長期型降雨で表層内の地下水位が大きく上昇する。



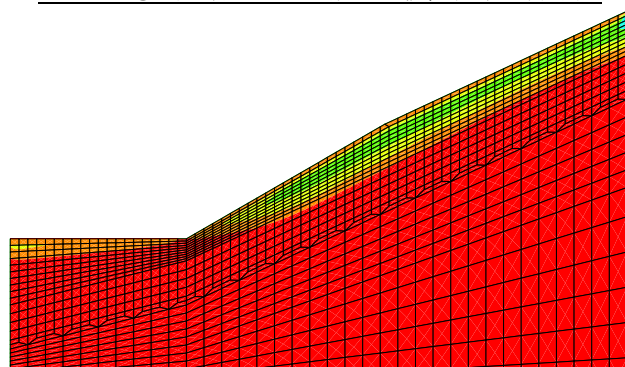
Case2-A-①（表層の透水係数上限値，長期型降雨）



Case2-A-②（表層の透水係数上限値，短期型降雨）



Case2-B-①（表層の透水係数下限値，長期型降雨）



Case2-B-②（表層の透水係数下限値，短期型降雨）

図-6 2次元浸透流計算による降雨完了時の地下水位分布

3. 2次元斜面安定性評価

本章では、前章の浸透流解析結果を基に、極限平衡法（修正フェレニウス法）と弾塑性 FEM 解析（せん断強度低減法）を用いて、斜面の安定性を評価する。

3.1 極限平衡法（修正フェレニウス法）

3.1.1 解析手法¹⁾

極限平衡法は、下式の修正フェレニウス法を用いる。この手法は、地盤を剛体と仮定し、モーメントのつり合いのみを考慮する簡便法である（図-7 参照）。

$$F_s = \frac{\sum \{c \cdot l + (W - U \cdot b) \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi\}}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (1)$$

ここに、 F_s ：すべり安全率、 c ：粘着力、

l ：すべり面の弧長、 W ：分割片の重量、

U ：間隙水圧、 b ：分割片の幅、

α ：分割片で切られたすべり面中点とすべり面の中心を結ぶ直線と鉛直線のなす角、

ϕ ：内部摩擦角

3.1.2 解析条件

3.1.2.1 解析モデル

解析モデルは、前章の図-2 f 2 モデルを対象とする。

3.1.2.2 解析用物性値

本研究では、表-3 に示す解析用物性値を仮定した。

なお、極限平衡法で用いる物性値は、単位体積重量と強度特性であり、後者について表層は N 値 15 程度を仮定した一般値⁴⁾を、基岩は表層に比べて十分に大きな値を仮定した。

3.1.2.3 検討ケース

前章の表-2 に示す 2 次元浸透流解析を実施した 8 ケースを対象とする。

3.1.3 解析結果

極限平衡法（修正フェレニウス法）によるすべり安全率算定結果を図-8 に示し、以下に結果の考察を記載する。

3.1.3.1 傾斜度 25° の一様傾斜モデル

一様傾斜モデルでは、地下水位面が地表面に達するケースも含めた全ケースですべり安全率が 2.0 を上回っており、崩壊に至らないと評価できる。このように十分な安全率を有する理由は、層厚が 5m と厚いために粘着力

（すべり線延長）の効果が発揮されることによる。この結果は、通常豪雨による斜面崩壊が表層厚 3m 程度以下の薄い箇所が発生^{例えば 4)}していることとも整合している。

3.1.3.2 傾斜度 25° の遷急線モデル

遷急線モデルについて、表層の透水係数を $1.0 \times 10^{-4} \text{m/s}$ と大きくした 2 ケースでは、降雨特性に係らずすべり安全率が 1.0 を下回っており、崩壊に至る結果となる。この 2 ケースの計算最終ステップのすべり線は、図-9 のとおり、地下水位面が地表面に達している領域を包絡する形状となっている。また、表層の透水係数を $1.0 \times 10^{-7} \text{m/s}$ と小さくしたケースでは、短期型降雨（83.25mm/時間×4 時間）では安全率が低下しないが、長期型降雨（3.7mm/時間×90 時間）の場合には安全率が 1.05 程度まで低下し、崩壊に至るもしくは崩壊に至る直前と評価できる。

3.1.3.3 総括

上記結果の総括として、平均的な傾斜度が 30° 未満の斜面であっても、遷急線が豪雨時の安定性に大きく影響することと、表層の透水性が低い斜面でも長期型降雨によってすべり安全率が 1.05 程度まで低下することである。

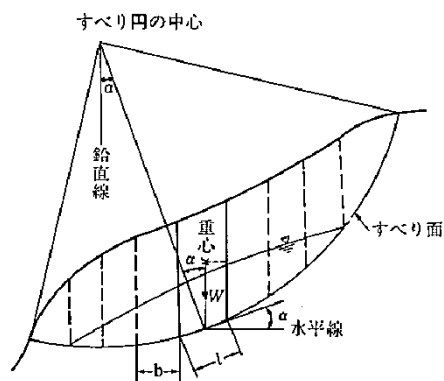


図-7 すべり面内のスライス分割例¹⁾

表-3 応力解析および安定性評価の条件⁴⁾

解析用物性値		表層	基盤
単位体積重量	湿潤	18kN/m ³	24kN/m ³
	飽和	20kN/m ³	25kN/m ³
強度特性	内部摩擦角	30°	45°
	粘着力	1kN/m ²	100kN/m ²
変形特性	弾性係数	$5.0 \times 10^4 \text{kN/m}^2$	$1.0 \times 10^7 \text{kN/m}^2$
	ポアソン比	0.333	0.200

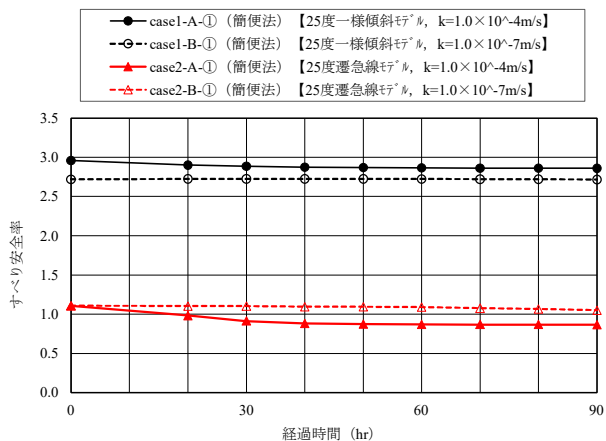


図-8 極限平衡法によるすべり安全率の経時変化

3.2 せん断強度低減法（弾塑性 FEM 解析）^{6), 7)}

3.2.1 解析手法

せん断強度低減法では、下式のとおり、粘着力 C' と内部摩擦角 ϕ' による強度 $\tan \phi'$ を低減係数 F で割った C'_F と $\tan \phi'_F$ を用いる。

$$C'_F = \frac{C'}{F}, \quad \tan \phi'_F = \frac{\tan \phi'}{F} \quad (2)$$

また、弾完全塑性構成式を用い、モール・クーロン式で土の破壊基準 f と塑性ポテンシャル g を定義している。

$$f = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} - C' \cdot \cos \phi' - \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \sin \phi' \quad (3)$$

$$g = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \sin \phi \quad (4)$$

ここで、 σ'_1 と σ'_3 は最大、最小有効主応力、 ϕ はダイレイタンシー角で既往の知見⁸⁾より $\phi = \phi'$ とする。

浸透流解析各時間ステップのせん断強度低減法の計算フローは、図-10 に示すとおりで、式(2)の低減したせん断強度を用い、斜面の自重や浸透水圧を外力とした弾塑性計算が、所定の最大繰返し回数内で収束する最大の低減係数 F を斜面の全体安全率と定義している。なお、浸透流解析結果の応力解析への反映として、自重によるベクトル f_b に不飽和域の飽和度の変化は考慮していない。

また、水圧によるベクトル f_u には、不飽和域のサクシオンによる有効応力の増加も考慮している。この手法では、すべり線の定義は不要であり、計算で自動的に決定される。 F が小さな場合、 C'_F と ϕ'_F が大きくなるため弾性応力状態となり、 F を段階的に大きくすると斜面に破壊が生じはじめモール・クーロン式を満たすようになる。

3.2.2 解析条件

3.2.2.1 解析モデル

解析モデルは、図-2 の傾斜度 25° の遷急線モデルを対象とする。

3.2.2.2 境界条件

応力解析時の境界条件は、図-3 に示すとおり、モデル底面を固定境界、モデル側方を鉛直ローラーとする。

3.2.2.3 解析用物性値

本研究では、表-3 に示す解析用物性値を仮定した。

なお、応力解析に用いる変形係数の設定方針は、前節の極限平衡法によるすべり安全率の算定に用いた強度特性と同様である。

3.2.2.4 検討ケース

前節の極限平衡法の総括を踏まえ、case2-B-①（長期型降雨・表層の飽和透水係数下限値）を対象とする。

3.2.3 解析結果

対象 1 ケースのせん断強度低減法と極限平衡法とのすべり安全率の比較を図-11 に、両手法の計算最終ステップにおけるすべり線の比較を図-12 に示し、以下に結果の考察を記載する。

なお、図-12 のせん断強度低減法によるすべり線は、せん断ひずみの大きさと表現される臨界すべり線である。

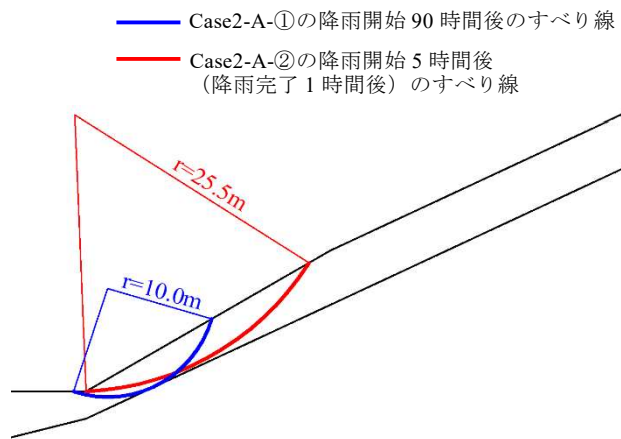


図-9 極限平衡法による代表 2 ケースのすべり線

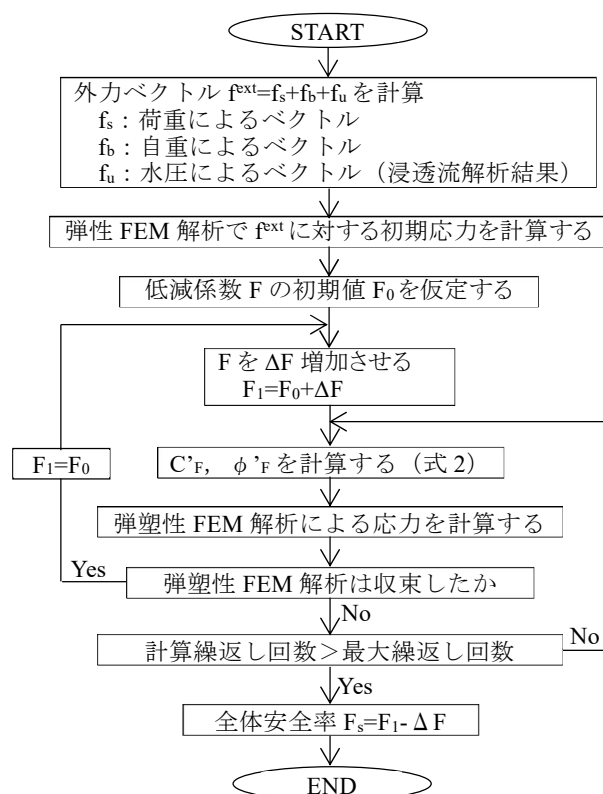


図-10 せん断強度低減法による応力解析フロー

- (1)せん断強度低減法の最小すべり安全率は、極限平衡法に比べて小さくなっている。なお、極限平衡法では、地下水位上昇の影響をすべり線直交方向の間隙水圧で考慮するのに対し、せん断強度低減法では浸透流解析による水圧ベクトルで考慮するため、後者では不飽和域も含めた地盤内の地下水の流向が応力状態、ひいてはすべり安全率に影響する。特に、斜面法尻が飽和に至ると斜面の外側へ向けた浸透水圧が発生し、すべり安全率を低下させる。
- (2)また、両手法のすべり線を比較すると、せん断強度低減法は遷急線下方の全体すべりであるのに対して、極限平衡法は法尻近傍の小さなすべりとなっており、両者で大きく異なっている。

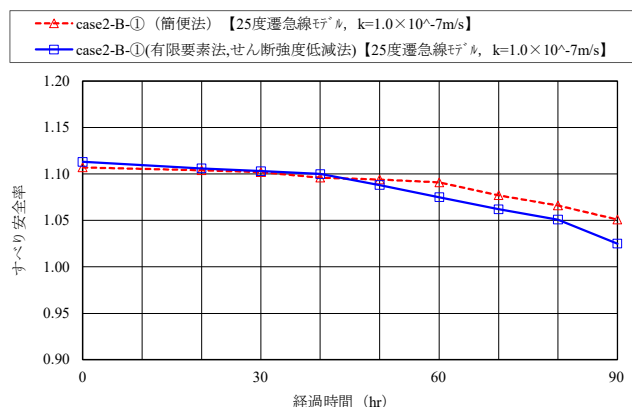


図-11 極限平衡法とせん断強度低減法のすべり安全率の比較 (Case2-B-①)

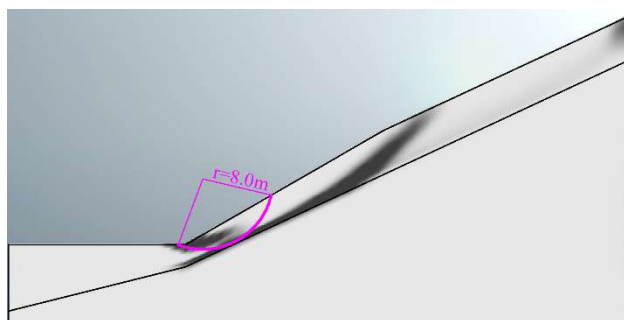


図-12 極限平衡法とせん断強度低減法のすべり線の比較 (Case2-B-①)

4. まとめ

本研究におけるまとめを以下に記載する。

- (1)せん断強度低減法では、浸透流解析の結果を水压ベクトルで考慮する。このため、特に斜面法尻が飽和に至るような場合には、斜面の外側へ向けた浸透水压が発生し、一般設計で用いられる極限平衡法よりもすべり安全率を大きく低下させる可能性が示唆された。
- (2)土砂災害警戒区域（急傾斜地）に指定されない 30° 未満の斜面の遷急線を把握することで、傾斜度 25° を指標とした斜面崩壊危険度評価の精度向上に繋がる可能性が示唆された。
- (3)今後は、国土地理院の保有する航空レーザー測量等による DEM データを活用した、 30° 未満の斜面の遷急線の把握が望まれる。

（執筆責任者 笹井友司）

参考文献

- 1) 社団法人日本道路協会：道路土工 切土工・斜面安定工指針（平成 21 年度版），p.314，2009.
- 2) 気象庁 web：http://www.data.jma.go.jp/obd/stats/etrn/index.php（入手日 2020.3.15）

- 3) 公益財団法人地盤工学会 平成 24 年 7 月九州北部豪雨による地盤災害調査団：平成 24 年 7 月九州北部豪雨による地盤災害調査報告書，2013.
- 4) 公益財団法人地盤工学会 平成 11 年広島県豪雨災害緊急調査委員会：平成 11 年の広島県豪雨災害調査報告書，2000.
- 5) 一般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），pp.42-68，2012.
- 6) Griffiths, D.V. and Lane, P. A. : Slope stability analysis by finite elements, *Geotechnique*, Vol.49, No.3, pp.387-403, 1999.
- 7) 蔡飛，鵜飼恵三：飽和・不飽和浸透流による降雨時斜面崩壊の予測可能性に関する考察，地盤工学会中国支部豪雨時の斜面崩壊のメカニズムと予測に関する論文集，pp.23-26，2001.
- 8) 鵜飼恵三，萩原敏行，井田寿朗：モデル化された切土斜面の 3 次元安定解析と留意点，地すべり，Vol.29, No.4, pp.18-24，1993.

6.6 2次元気液二相流解析の適用性に関する検討

1. はじめに

地下水が地盤工学にどのように関係しているかを考えると、地盤内に地下水が無い場合、ほとんどの地盤災害は生じないと結論付けても過言ではない。特に多雨の東アジアでは、地下水があることによって斜面崩壊や地盤の液状化が生じており、地下水は地盤工学における土砂災害とは切っても切れない要因となっている。地盤の液状化に対しての危険度マップは、自治体によって住民に提示されているが、地質的な分類での判定であり、地下水位（水圧）分布でのデータはほとんど収集されていないのが現状である。また、豪雨における斜面崩壊に関しても、地下水は大きく関与している。

近年の豪雨災害は、2014年8月の広島豪雨災害や2017年7月九州北部豪雨災害等のように短時間の降雨強度が大きい場合や2018年7月西日本豪雨のような降雨強度は比較的小さいが長く続く場合など、様々な特徴の豪雨に起因して発生している。

これまで降雨浸透による斜面崩壊のメカニズム解明のため、様々な解析手法による研究が行われている。豪雨時の斜面安定性評価には、雨水の浸透挙動や浸透水圧の変化を正確に把握する必要がある。不飽和地盤における浸透現象を数値解析により表現するためには、地盤内の間隙中における地下水と空気が同時に流動する現象を取り扱う、気液二相流解析を実施する必要がある。しかし、実務のほとんどは、地下水のみを取り扱った一相流解析であり、二相流解析に関する研究・事例は少ないのが現状である。

これまでに齋藤ら¹⁾は、降雨浸透・地下水排水過程における間隙空気の影響を確認するために水槽型の室内実験と二相流および単相流解析を実施し、降雨浸透過程の再現に適した解析手法を検討している。これにより、降雨強度が地盤の浸透能に比べ十分に小さい場合においては、その浸透・浸出過程は気液二相流解析および単相流解析いずれでも再現できることを確認している。一方で、石田ら²⁾は、降雨強度を変えた斜面模型実験と二相流解析を用いた再現解析および過去の斜面崩壊現場の再現解析を実施し、降雨強度が大きい場合は二相流解析が降雨時の斜面安定性評価に有用である可能性を示している。また、齋藤ら³⁾は、疑似的にばらつきと偏りのある不均一斜面に対する豪雨時の斜面内浸透流の性質について、気液二相流解析により検討し、均一場を仮定することで不均一場より斜面内の間隙水圧を過小評価する可能性があること、また間隙空気の影響は不均一場でより大きくなる可能性があることを示している。

本論文では、2018年7月の西日本豪雨で表層崩壊が発

生した傾斜30°未満の斜面を対象に、気液二相流解析と単相流解析を実施した。また、その結果を基に、実務で広く用いられている極限平衡法によりすべり安全率を算定し、斜面の安定性評価における気液二相流解析の適用性について検討した。

2. 気液二相流の基礎方程式

地盤内の気液二相流の基礎方程式⁴⁾は、連続の式とダルシー則、不飽和浸透特性、空気の圧縮性等を考慮して、以下のように表される。なお、本検討においては、溶解、揮発および水の圧縮性は考慮していない。

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial x_i} \left[K_{ij} \lambda_n \left(\frac{\partial P_n}{\partial x_j} + \rho_n g \frac{\partial x_3}{\partial x_j} \right) + K_{ij} R_s \lambda_w \left(\frac{\partial P_w}{\partial x_j} + \rho_w g \frac{\partial x_3}{\partial x_j} \right) \right] \\ &= \phi \left[- \left(\frac{1}{\beta_n} \right) S_w' \left(\frac{\partial P_n}{\partial t} - \frac{\partial P_w}{\partial t} \right) + (1 - S_w) B_n' \frac{\partial P_n}{\partial t} \right. \\ & \quad \left. + \left(\frac{1}{\beta_w} \right) R_s S_w' \left(\frac{\partial P_n}{\partial t} - \frac{\partial P_w}{\partial t} \right) \right. \\ & \quad \left. + R_s S_w B_w' \frac{\partial P_w}{\partial t} + \left(\frac{1}{\beta_w} \right) S_w R_s' \frac{\partial P_w}{\partial t} \right] \\ & \quad - q_n \end{aligned} \quad (1)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial x_i} \left[K_{ij} \lambda_w \left(\frac{\partial P_w}{\partial x_j} + \rho_w g \frac{\partial x_3}{\partial x_j} \right) + K_{ij} R_v \lambda_n \left(\frac{\partial P_n}{\partial x_j} + \rho_n g \frac{\partial x_3}{\partial x_j} \right) \right] \\ &= \phi \left[\left(\frac{1}{\beta_w} \right) S_w' \left(\frac{\partial P_n}{\partial t} - \frac{\partial P_w}{\partial t} \right) + S_w B_w' \frac{\partial P_w}{\partial t} \right. \\ & \quad \left. - \left(\frac{1}{\beta_n} \right) R_v S_w' \left(\frac{\partial P_n}{\partial t} - \frac{\partial P_w}{\partial t} \right) \right. \\ & \quad \left. + R_v (1 - S_w) B_n' \frac{\partial P_n}{\partial t} \right. \\ & \quad \left. + \left(\frac{1}{\beta_n} \right) (1 - S_w) R_v' \frac{\partial P_n}{\partial t} \right] - q_w \end{aligned} \quad (2)$$

ここで、 t ：時間、 x_i ：空間座標、 g ：重力加速度、 P_w 、 P_n ：水圧および空気圧、 ϕ ：間隙率、 S_w ：水の飽和度、 ρ_w 、 ρ_n ：水および空気の密度、 β_w 、 β_n ：水および空気の組成体積因子、 R_s 、 R_v ：溶解度および揮発、 K_{ij} ：絶対透過性テンソル
 $\lambda_w = k_{rw} / \mu_w \beta_n$ 、 $\lambda_n = k_m / \mu_n \beta_n$ 、 k_{rw} ：比透水係数、 k_m ：比透気係数、 μ_w 、 μ_n ：水および空気の粘性係数
 B_w' 、 B_n' および S_w' ：下式のとおる

$$B_w' = \frac{d}{dP_w} \left(\frac{1}{\beta_w} \right), \quad B_n' = \frac{d}{dP_n} \left(\frac{1}{\beta_n} \right) \quad (3)$$

$$S_w' = \frac{dS_w}{dP_c}, \quad P_c = P_n - P_w \quad (4)$$

3. 気液二相流解析

3.1 解析条件

二次元気液二相流解析は、2018 年 7 月豪雨で崩壊した岡山大学北側の半田山の自然斜面を対象に実施した。本斜面は、既往研究にて井上ら⁵⁾が一相流解析を実施しており、傾斜 30° 未満の急傾斜地崩壊危険箇所⁶⁾に指定されていない斜面である。

解析モデルは、図-1 に示す既往研究のものを用いた。

境界条件は、地表面を降雨浸透境界、側方下流側は地表面を水頭固定とした静水圧分布を与え、側方上流側と底面は不透水境界とした。

解析ケースおよび地盤特性を表-1 に示す。解析ケースは、既往研究の一相流解析の条件であるケース①と、参考に短期的な集中豪雨を想定したケース②とした。

不飽和浸透特性は、「河川堤防の構造検討の手引き」に示されている粘性土の不飽和浸透特性を参考に、van Genuchten の式を用いて図-2 に示す関係とした^{6),7)}。

初期水位は、既往調査ボーリング孔内観測水位⁵⁾を基に、表土が分布する斜面上方は表土下面、その他斜面下方は地表面に設定した。また、降雨条件は、図-3⁸⁾のとおり崩壊地近傍の岡山地方気象台における観測雨量を考慮した。

3.2 解析結果

一相流解析と二相流解析の降雨開始 90 時間後の飽和度分布の比較を図-4 に示す。なお、本図に示す二相流解析の飽和度分布は、サクション圧 $P_c = P_n - P_w$ (P_n : 間隙空気圧, P_w : 間隙水圧) と不飽和特性を用いて算定している。長期降雨イベントであった観測雨量のケース①は、通常の一相流解析では降雨浸透により表土内の飽和度が上昇しているが、二相流解析では表土最下端のごくわずかな範囲のみの飽和度上昇にとどまった。一方、短期的な集中豪雨を想定したケース②では、一相流解析および二相流解析ともに表土内の飽和度が上昇しない結果となった。

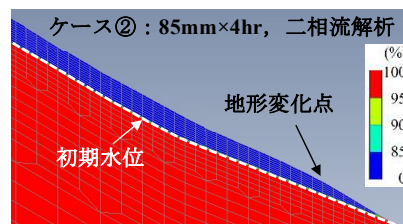
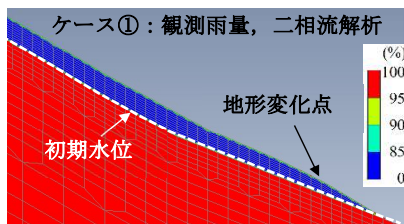
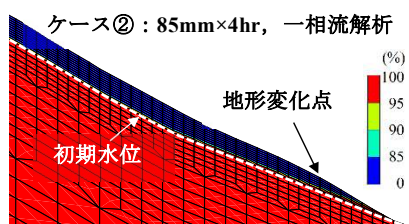
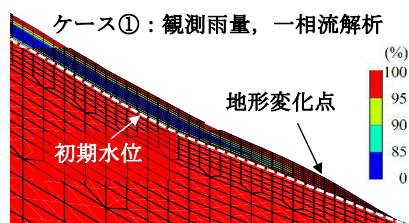


図-4 降雨開始 90 時間後の飽和度分布

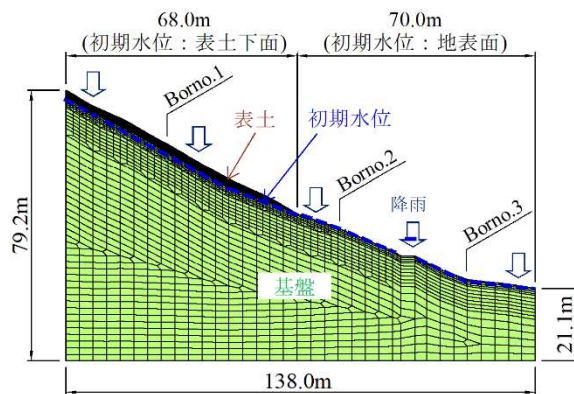


図-1 2次元解析モデル⁵⁾

表-1 解析ケース

No.	表土の飽和透水係数 (m/s)	表土の不飽和浸透特性	降雨条件
①	1.0×10^{-7}	粘性土	観測雨量
②	1.0×10^{-7}	粘性土	85mm×4hr ^{※2}

※1：基盤の飽和透水係数は 1.0×10^{-9} m/s とする。

※2：90 時間後の総雨量が 336mm に相当する短期的な集中豪雨を想定したケース

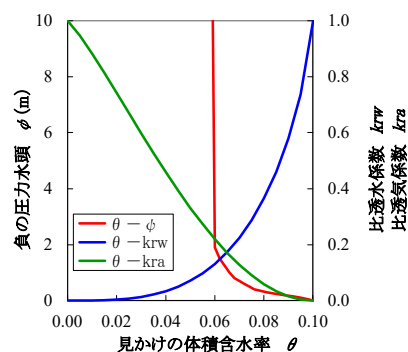


図-2 不飽和浸透特性

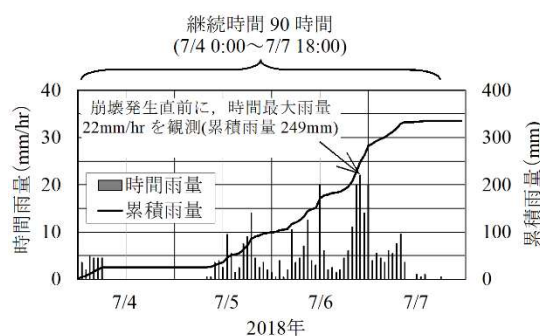


図-3 岡山地方気象台の雨量記録 (2018 年)⁸⁾

また、二相流解析における降雨開始 90 時間後の間隙空気圧分布を図-5 に示す。ケース①は、表土内全域の間隙空気圧 P_n が上昇しており、この空気圧縮の影響で一相流解析に比べて降雨浸透が遅れると考えられる。一方、ケース②は、間隙空気圧の上昇が認められなかった。

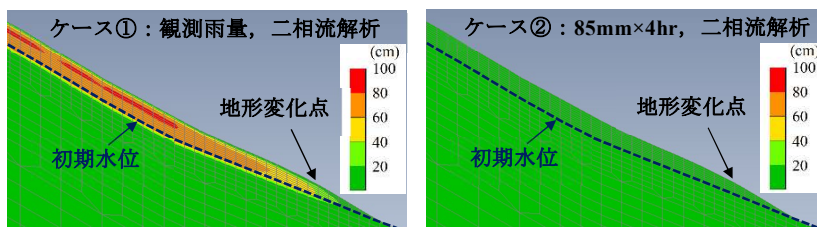


図-5 降雨開始 90 時間後の間隙空気圧 P_n 分布(空気圧を圧力水頭に換算)

4. 極限平衡法による斜面の安定性評価

4.1 評価手法⁹⁾

極限平衡法は、下式の修正フェレニウス法を用いる。この手法は、地盤を剛体と仮定し、モーメントのつり合いのみを考慮する簡便法である (図-6 参照)。

$$F_s = \frac{\sum \{c \cdot l + (W - U \cdot b) \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi\}}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (5)$$

ここで、 F_s ：すべり安全率、 c ：粘着力、

l ：すべり面の弧長、 W ：分割片の重量、

U ：間隙水圧、 b ：分割片の幅、

α ：分割片で切られたすべり面中点とすべり面の中心を結ぶ直線と鉛直線のなす角、

ϕ ：内部摩擦角

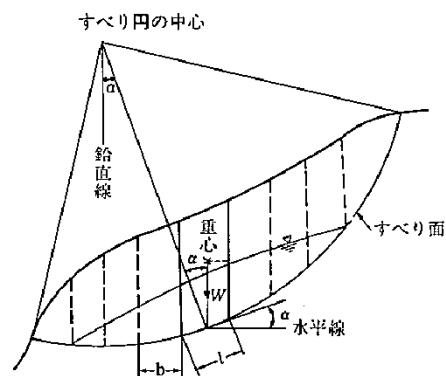


図-6 すべり面内のスライス分割例⁹⁾

表-2 安定性評価用物性値⁵⁾

解析用物性値		表土
単位 体積重量	湿潤	18kN/m ³
	飽和	20kN/m ³
強度特性	内部摩擦角	33°
	粘着力	0kN/m ²

※1：基岩は、表土に対して十分大きな強度特性を仮定した。

※2：水の単位体積重量は 10kN/m³ とした。

4.2 評価条件

安定性評価用の地盤条件は、表-2 のとおり、井上らによる当該崩壊斜面の試験結果⁵⁾を参考に設定した。

4.3 評価結果

前章の解析結果から求まる飽和度および間隙空気圧を基に算定したケース①での極限平衡法による安定性評価結果を図-7 に示す。なお、すべり安全率算定における地下水位は、一相流解析は図-4 の飽和度分布より算定するが、二相流解析は空気圧 P_n による有効応力の減少を簡易的に考慮するため、サクシオン圧 P_c から空気圧 P_n を差し引いた間隙水圧 P_w より算定した。

図-7 より、一相流解析は、地下水位の上昇により降雨開始 30 時間後に安全率が大きく低下している。一方、二相流解析は、徐々にすべり安全率が低下していき、崩壊発生時刻と想定される降雨開始 70 時間後付近ですべり安全率が 1.0 程度となった。この時の空気圧 P_n を考慮した場合の仮想地下水位は、図-8 に示すとおりである。

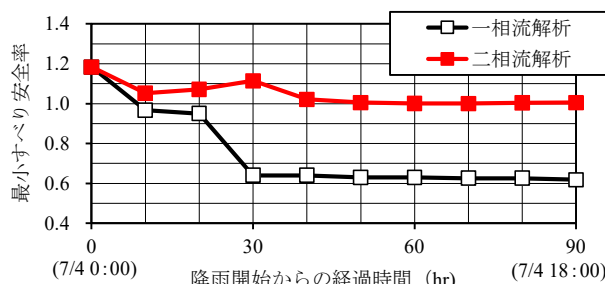


図-7 極限平衡法によるすべり安全率の比較(ケース①)

5. まとめ

2次元気液二相流解析結果に基づく極限平衡法によるすべり安全率は、一相流解析での安全率に比べて、当該斜面の崩壊に対する再現性が高い結果となり、二相流解析が斜面の安定性評価に有用であることを示唆した結果となった。

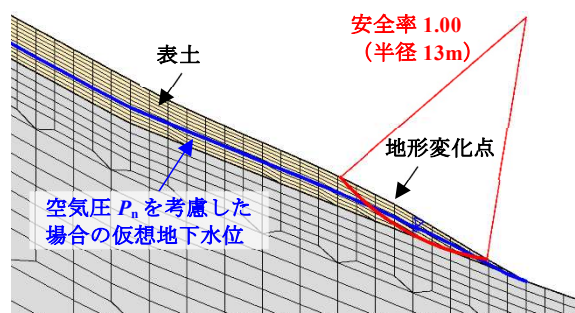


図-8 二相流解析ですべり安全率が最小となるすべり線 (降雨開始 70 時間後)

6. 今後の課題および展望

- (1) 今後は、傾斜や地盤特性の違い、地層の不陸等に着目し、斜面の安定性評価における気液二相流解析の適用性についてさらに研究を進めていく必要がある。
- (2) 自然斜面の安定性予測の向上のためには、斜面内の弱層の3次元的な分布を調査する技術開発が必要であり、簡易的に斜面内の風化層の広がりを把握する方法として、物理探査と軽量貫入試験装置の併用が挙げられる。
- (3) 貫入試験で得たサンプルから、不飽和土の力学特性および浸透特性を室内試験で求めるとともに、貫入孔を活用した間隙水圧計、間隙空気圧計、土壌水分計の設置が望まれる。
- (4) 予測モデルと降雨状況および原位置のモニタリングを基に、降雨時における道路等の通行規制または解除の判断につなげる必要がある。

(執筆責任者 松井章弘)

参考文献

- 1) 齋藤雅彦, 八木宗一郎, 正木寛昭, 市成準一: 降雨浸透・浸出過程における地盤内間隙空気の影響に関する実験と数値解析, 応用力学論文集, Vol.9, pp.901-908, 2006.
- 2) 石田純平, 杉本知史, 蔣宇静: 斜面安定解析への二相流解析適用に関する基礎的研究, 応用地質, 第59巻, 第5号, pp.263-272, 2018.
- 3) 齋藤雅彦, 増田竜士: 不均一性と間隙空気を考慮した数値解析による豪雨時の斜面内浸透流に関する研究, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol.74, No.4, I_7-I_12, 2018.
- 4) 河野伊一郎, 西垣誠, 浅間康史: 有限要素法による水と空気の二相浸透流解析, 土質工学研究発表会発表講演集, Vol.19, pp.1371-1374, 1984.
- 5) 井上真, 西垣誠, 鈴木茂之, 木村隆行, 笹井友司: 2018年7月豪雨により崩壊した傾斜30度未満の崩壊斜面の機構解明, 地盤と建設, Vol.38, No.1, pp.39-50, 2020.
- 6) 一般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), pp.42-68, 2012.
- 7) van Genuchten, M.T.: A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, Soil Science Society American journal, Vol.44, pp.892-898, 1980.
- 8) 気象庁 HP: <http://www.data.jma.go.jp/obd/stats/etrn/index.php> (入手日: 2020.3.15)
- 9) 社団法人日本道路協会: 道路土工 切土工・斜面安定工指針 (平成21年度版), p.398-399, 2009.

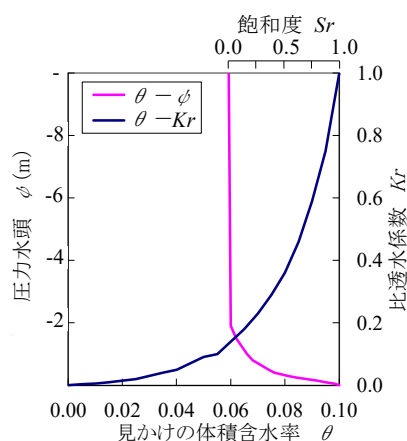


図-4 不飽和特性（粘性土）⁵⁾

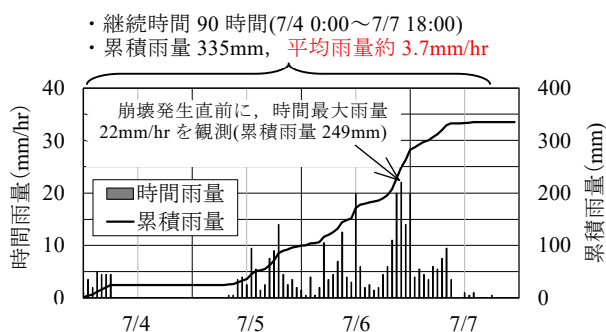


図-5 岡山地方気象台の雨量記録（2018年）⁶⁾

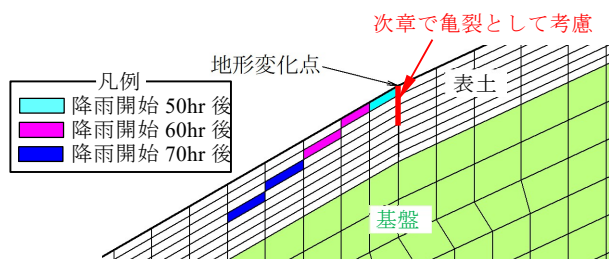


図-6 浸透-応力連成解析結果
（引張応力発生要素に着色）

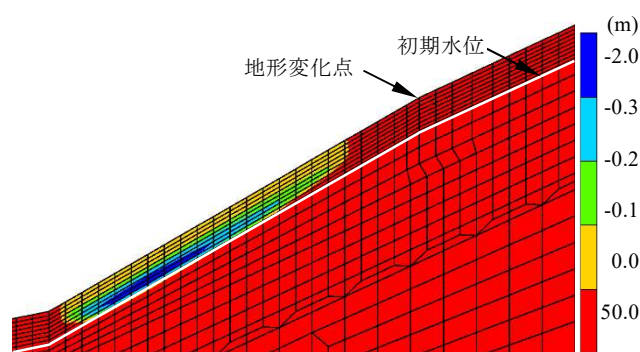
3. 引張り亀裂を考慮した飽和・不飽和浸透流解析

本章では、前章の浸透-応力連成解析結果を踏まえ、図-6に示す表層から4要素（厚さ1m）へ引張り亀裂の発生を仮定した2次元飽和・不飽和浸透流解析を行う。本検討では、引張り亀裂幅を1cm、表土の飽和透水係数を表-1の 10^7 倍である1.0m/sを仮定した。その他解析用物性値、不飽和特性、降雨条件等は、前章と同様である。

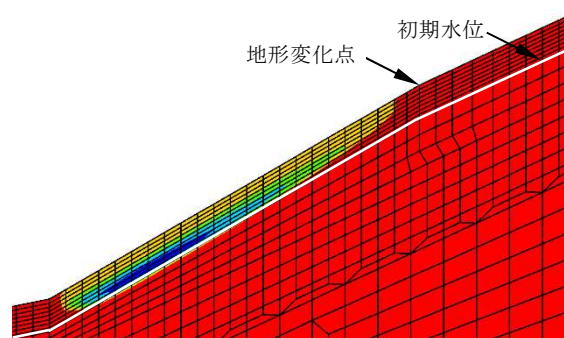
図-7に解析最終時刻である降雨開始90hr後の圧力水頭分布を示す。圧力水頭が正となる飽和域は、引張り亀裂を考慮した場合の方が、地形変化点から斜面下方に向けて広がっている。

4. 極限平衡法による斜面安定性評価

本章では、前章に示す2次元浸透流解析結果を基にし



引張り亀裂を考慮したケース



引張り亀裂を考慮しないケース

図-7 2次元浸透流解析結果
（圧力水頭分布，降雨開始90hr後）

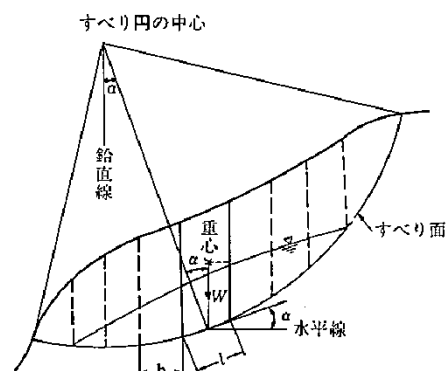


図-8 すべり面内のスライス分割例⁸⁾

た極限平衡法（修正フェレニウス法）⁷⁾による安定性評価を行う。

極限平衡法は、下式の修正フェレニウス法を用いる、この手法は、地盤を剛体と仮定し、モーメントのつり合いのみを考慮する簡便法である（図-8参照）。

$$F_s = \frac{\sum \{c \cdot l + (W - U \cdot b) \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi\}}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (1)$$

ここに、 F_s ：すべり安全率、 c ：粘着力、

l ：すべり面の弧長、 W ：分割片の重量、

U ：間隙水圧、 b ：分割片の幅、

α ：分割片で切られたすべり面中点とすべり面の中心を結ぶ直線と鉛直線のなす角、

ϕ ：内部摩擦角

上記手法による斜面安定性検討の結果を図-9 および図-10に示す。

引張り亀裂を考慮した場合には、降雨開始 40hr 以降から安全率が大きく低下しており、考慮しない場合に比べて低下開始が早い。これにより、両者の安全率の差異は、降雨開始 80hr 後に最大約 15%となる。また、両者の降雨開始 90hr 後のすべり線形状は概ね一致しており、いずれも地形変化点を始点に斜面中腹へ抜けている。

5. まとめ

- (1) 今回の検討により、地形変化点付近への引張応力の発生が確認されるとともに、これが斜面の安定性評価、すなわち崩壊の発生に大きく影響する可能性を示唆した。
- (2) 今後、引張応力の発生による亀裂（剥離）の進展を考慮できる解析手法の採用が望まれる。例えば、現状の解析モデルの要素間に、ジョイント要素を設定する案が挙げられる。
- (3) また、斜面の傾斜や物性値の違いによる本検討手法の適用性検討や、引張り亀裂の幅・深さが斜面の安定性評価へ及ぼす影響把握を要する。

（執筆責任者 笹井友司）

参考文献

- 1) 公益社団法人日本地すべり学会：日本地すべり学会誌，Vol.42，No.5，p.64，2006.
- 2) 井上真，西垣誠，鈴木茂之，木村隆行，笹井友司：2018 年 7 月豪雨により崩壊した傾斜 30 度未満の崩壊斜面の機構解明，建設と地盤，地盤工学会中国支部，Vol.38，pp.39-50，2020.
- 3) 赤井浩一，大西有三，西垣誠：有限要素法による飽和－不飽和浸透流の解析，土木学会論文報告集，第 264 号，pp.87-96，1977.
- 4) Griffiths, D.V. and Lane, P. A. : Slope stability analysis by finite elements, *Geotechnique*, Vol.49, No.3, pp.387-403, 1999.
- 5) 一般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），pp.42-68，2012.
- 6) 気象庁 HP: <http://www.data.jma.go.jp/obd/stats/etrn/index.php> (入手日 2020.3.15).
- 7) 社団法人日本道路協会，道路土工 切土工・斜面安定工指針（平成 21 年度版），pp.398-399，2009.
- 8) 社団法人日本道路協会：道路土工 切土工・斜面安定工指針（平成 21 年度版），p.314，2009.

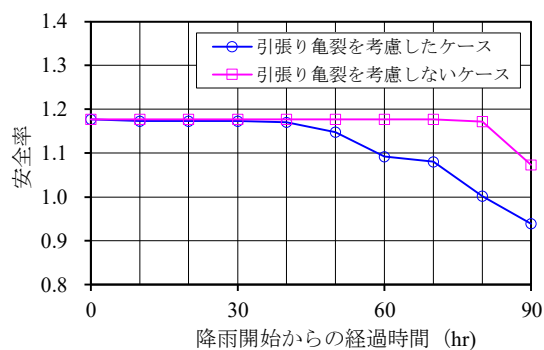


図-9 極限平衡法による斜面安定性評価結果

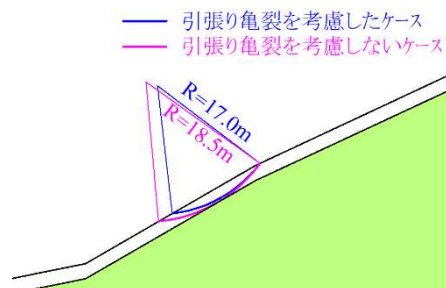


図-10 すべり線（降雨開始 90hr 後）

7. 地盤を安定化させる技術

7.1 水抜き工法で安定化させる

1. はじめに

多雨地域に位置する我が国の土木・建築分野では、地下水の影響による地盤の不安定化が大きな課題となっており、地盤沈下・斜面崩壊・液状化といった地盤の不安定化リスクは、インフラの安全性や地域住民の生活に深刻な影響を与える。水抜き工法は、地下水の排出を通じて地盤の強度を高めることで、地盤不安定化リスクを回避・低減する必要不可欠な技術である。

本稿では、道路・造成地・河川堤防・トンネル工事等、多様な現場で活用されている主な水抜き工法について紹介するとともに、今後の取り組むべき課題等に関する私見を述べる。

2. 斜面の安定化

水抜き工法による斜面安定化技術は、主に地下水の排除によって間隙水圧を低減し、斜面の安定性を高めることを目的とする。工法選定にあたっては地形・地質・地下水の状況、すべり面の深さや規模、施工性・維持管理の容易さ等を考慮する必要がある。

2.1 横ボーリング工

水平またはやや上向きにボーリング孔を掘削し、ストレーナ加工した保孔管を挿入することで、地下水を排出して間隙水圧を低減し、地すべり土塊の含水比を下げる工法である(図-1¹⁾)。本工法の採用にあたっては、地形・地質・地下水調査に基づき、最適な位置・方向・本数・延長を設計する必要がある。



図-1 横ボーリング工の削孔と地下水排水の状況¹⁾



イメージ図



集水井から井戸への地下水排水状況

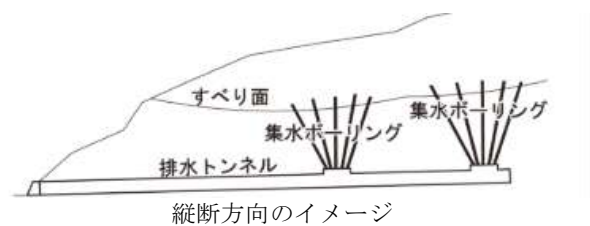
図-2 集水井工のイメージと施工完了状況写真²⁾

2.2 集水井工

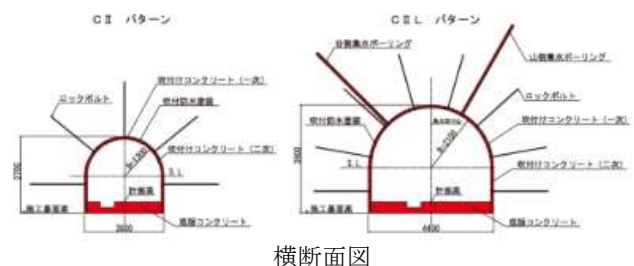
深いすべりに対応すべく内径 4.0m 程度の井戸を掘削・構築し、その井戸内から複数の集水ボーリングを設けて地下水を集水する工法である(図-2²⁾)。横ボーリング工が困難な場合に有効な工法であり、地下水位が高い場合や必要集水量が多い場合には、集水ボーリングの多段配置による効率的な集水を計画する必要がある。

2.3 排水トンネル工

トンネルから集水ボーリングや集水井を連結して地下水を排水する工法で、集水範囲が広い場合や地すべり規模が大きい場合に採用される(図-3³⁾)。トンネルは、原則として不動地盤内に設置することとし、地下水脈の分布を考慮して設計する必要がある。



縦断方向のイメージ



横断面図

図-3 排水トンネル工のイメージと横断面図³⁾



図-4 擁壁への打入ドレン（簡易水抜き管）設置状況⁴⁾

2.4 打入ドレン（簡易水抜き管）

法面や擁壁に直接打ち込む水抜き材（図-4⁴⁾）で、連続スリット状の集水口により目詰まりしにくく施工が容易であること、地下水位を下げ土の強度を向上させる効果を有することが特徴として挙げられる。

2.5 鋼管杭+水抜き（NS スロープキーパー）

小径羽根付き鋼管を斜面に回転圧入し、受圧板と水抜き孔を組み合わせることで、鋼管の引抜き抵抗と水抜き効果により斜面のすべり抵抗を向上させる工法である（図-5⁵⁾）。狭小地や施工困難な場所にも対応可能であることが特徴として挙げられる。

3. 河川堤防の安定化

水抜き工法による河川堤防の安定化技術は、堤体内部に滞留する水分や間隙水圧を効果的に排出し、堤防の安定性を高めることを目的とする。工法選定にあたっては、堤体材料、河川水位や施工性・維持管理の容易さ等を考慮する必要がある。また、斜面と異なる点として、液状化対策を目的とする場合がある。

3.1 水抜き孔の設置

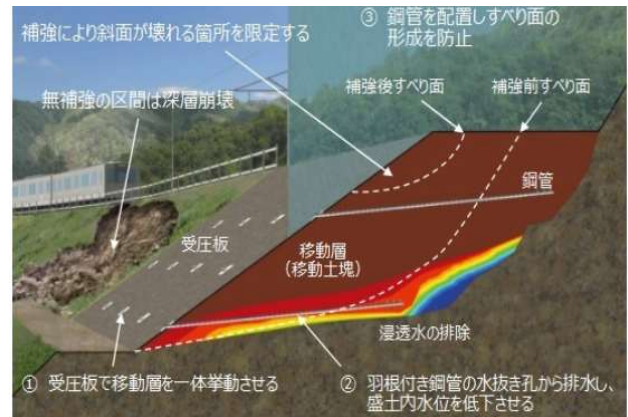
掘込河道などで残留水圧が大きくなる場合に推奨される工法であり、一般的には擁壁や護岸背面にφ50mm程度の孔を2.0～3.0m間隔で常時水位以深に設置される（図-6⁶⁾）。フィルター材との併用によって、細粒分の吸出しを防止する必要がある。また、施工時には、水抜き孔の位置・間隔・径の管理が確実に行うとともに、施工後の排水性能確認も不可欠である。

3.2 グラベルドレーン工（間隙水圧消散工）

砕石や砂利を充填した縦型・横型のドレーンを堤体内に設置することで、地震時の過剰間隙水圧を速やかに消散させて堤防の沈下や変形を抑制する工法である（図-7⁷⁾）。静的地盤変形解析等により、事前に最適な設置範囲・設置高さや対策効果等の評価が可能である。

3.3 堤体材料の効果的配置

川表側に透水性の小さい材料、川裏側に透水性の大き



斜面補強イメージ



実盛土での試験施工状況

図-5 NS スロープキーパーの概要と施工状況写真⁵⁾



図-6 河川堤防の水抜き孔設置状況⁶⁾

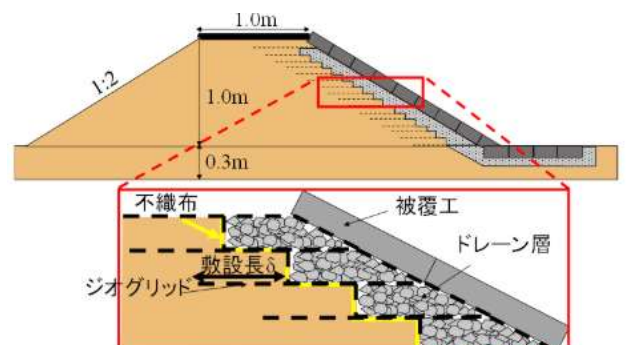


図-7 グラベルドレーン設置イメージ⁷⁾

い材料を用いることで、排水経路を確保しつつ堤体の安定性を向上させる工法である。

4. 宅地造成地の安定化

水抜き工法による宅地造成地の安定化技術は、地下水や雨水による土圧や水圧の増加を抑制し、造成地盤の安定性を高めることを目的とする。地すべり・滑動崩落・沈下のリスクがある造成地では、排水対策が非常に重要な役割を果たす。

4.1 暗渠排水工

地中に排水管や水路を埋設し、雨水や地下水を効率的に排出することで間隙水圧を低下させ、造成地盤の強度を向上させる工法である（図-8⁸⁾）。粘土質など透水性の低い地盤では、排水効果が低下することに留意する必要がある。また、透水性を高めるためには、砕石や砂利などのフィルター材を適切に選定・配置することが重要である。

4.2 擁壁背面排水工

擁壁の背面に排水管を設置し、雨水や地下水を効率的に排出することで、擁壁に作用する水圧を低減させるとともに、擁壁本体のコンクリート劣化や鉄筋腐食の防止する工法である（図-9⁹⁾）。砕石等のフィルター材や透水シートを設置による土砂や泥の流入防止、湧水が多い場合の水抜きボーリング工との併用等を検討する必要がある。

4.3 スロープ・ドレン（土留め柵）

土留めと排水を兼ねた構造で、造成地以外にも道路法肩などで使用される。従来の土留め工に排水機能を追加したものであるため、雨水や地下水を効率的に排出することによる間隙水圧の低下、造成地盤の強度向上、ならびに表層の洗掘や滑動崩壊の防止を目的とする（図-10¹⁰⁾）。降雨量 100mm/hr にも対応できる、高い排水能力を有する仕様設計が可能であるが、スロープ・ドレンによる排水を安全に処理できる側溝や集水桝との接続が不可欠となる。



図-8 暗渠排水管の設置状況⁸⁾

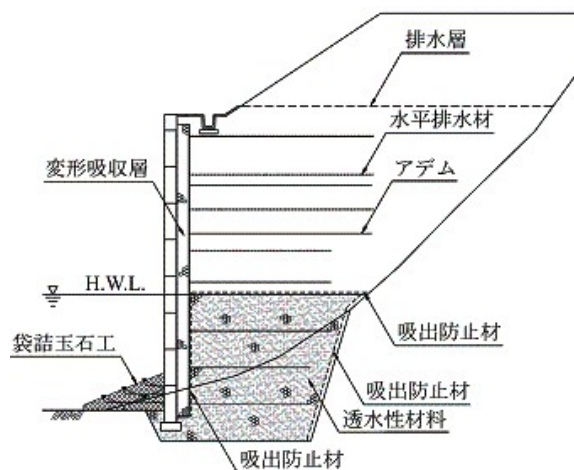


図-9 擁壁背面排水の設置イメージ⁹⁾



図-10 スロープ・ドレンの設置状況¹⁰⁾

5. 維持管理による排水機能の保持

水抜き工法の維持管理における重要な事項は、排水機能の低下を未然に防ぎ、斜面崩壊や河川堤防・宅地造成地のすべりといった災害を予防し続けることである。

排水管の最も重要な維持管理項目は目詰まりであり、この発生要因は以下のとおりである。

- (1)鉄細菌の繁殖：地下水中の鉄細菌の増殖により、水酸化鉄等の沈殿物が孔内に蓄積。
- (2)藻類・植物体の侵入：地表付近から侵入した植物性物質が孔内に堆積。
- (3)土砂や微粒子の流入：粘土や砂の孔内への流れ込み。以降では、排水機能を保持すべく維持管理項目を示す。

5.1 目詰まりの防止

5.1.1 排水管（水抜きパイプ）の点検と洗浄

排水管が土砂や鉄バクテリアなどが生成するスライムによって閉塞が起こると、排水効果の低下に伴って地下水位が上昇し、地盤の不安定に繋がる。

5.1.2 鉄バクテリア対策

鉄バクテリアによるスライムの発生は、水質調査を行って地下水の鉄濃度や溶存酸素量等を把握し、目詰まりの発生しやすい箇所の特定制と予防を継続する必要がある。

5.1.3 定期的な洗浄

定期的な高圧洗浄などを行い、排水管内の閉塞物を取り除くことで排水機能を維持する必要がある。

5.2 排水状況の監視

5.2.1 排水量の観測

水抜き工からの排水量の急激な減少は目詰まりの可能性があるので、排水量を定期的に測定し、異常な変化がないか確認を行う必要がある。

5.2.2 地下水位の観測

地すべり地等では、水抜き工の効果を把握するために観測井を設置して地下水位を継続的に測定することも有効である。

5.3 排水施設の健全性確認

5.3.1 破損や変形の確認

経年劣化や地すべりの移動等により、水抜きパイプや排水路等が破損・変形していないか、定期的に確認する必要がある。

5.3.2 腐食の確認

酸性や塩化物イオンを多く含む地下水は、排水管等の金属部材を腐食させる。特に、異種金属が使用されている場合には腐食が進みやすいため、注意が必要である。

5.4 点検計画の策定と運用

5.4.1 施設の評価

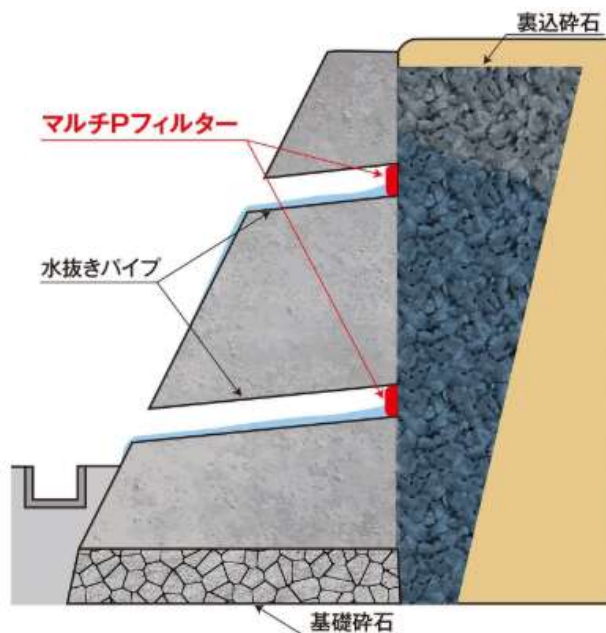
水抜き工が設置された施設の状況に応じて、劣化要因を考慮した維持管理計画の策定、実行・評価を確実に行う必要がある。

5.4.2 優先順位の設定

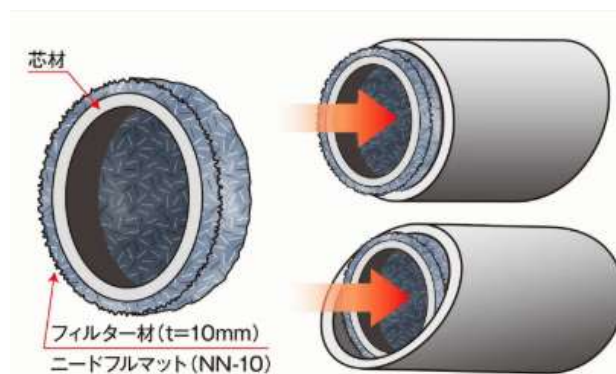
劣化や機能低下の進行が懸念される施設については、点検頻度を上げるといった優先順位づけを行う必要がある。

5.4.3 長期的・確実な運用

施設の長寿命化を確保するためには、立案した維持管理計画を長期的・確実に運用していく必要がある。



設置位置のイメージ



フィルター設置のイメージ

図-11 マルチ P フィルターのイメージ 12)

6. 目詰まり防止対策技術

6.1 孔内洗浄

本技術は、圧水を用いた洗浄によって孔内の堆積物を除去するもので、定期的なメンテナンスとして有効である。

6.2 酸素遮断

鉄細菌の繁殖に必要となる酸素の供給を遮断すべく、孔口にアタッチメントを設置する技術があり、実証試験において目詰まり物質がアタッチメントに付着し、孔内への付着が減少したとの報告事例¹¹⁾がある。

6.3 フィルター材

水抜きパイプに合成繊維製のフィルター材を装着することで、土砂や小動物などの侵入を防いで排水効果を維持する製品として、施工が容易で高耐久性のマルチ P フィルターが開発されている¹²⁾。

7. おわりに

本稿では、まず水抜き工による斜面、河川堤防、宅地造成地を安定化させる工法を挙げ、次にそれらの排水機能を保持する方法について述べ、最後に代表的な水抜き工法である排水管の最も重要な維持管理項目である目詰まりの防止対策技術について言及した。

水抜き工法による地盤の安定化は、地域住民が安心して暮らすうえで極めて重要である。一方で、人工的な地下水の排水は、周辺の生態系、環境や帯水層への地下水補充減少に伴う水質等への影響も懸念されるため、排水工法の設定には周辺影響への考慮が不可欠である。

また、水抜き工法選定に係る地域住民への説明性向上の観点からは、水抜き工を考慮した 2 次元、必要に応じて 3 次元の地下水流動解析等により、降雨時の排水効果を視覚的に示すことも必要と考える。

(執筆責任者 笹井友司)

参考文献

- 1) 株式会社ジオテック HP : <https://www.geotech-co.jp/business/works/jisuberi/jisu03.html> (入手日 : 2025.9.29)
- 2) 国土交通省東北地方整備局山形河川国道事務所 HP : <https://www.thr.mlit.go.jp/yamagata/syucho/sagaeiji/contents/news/201901-1/index.pdf> (入手日 : 2025.9.29)
- 3) 国土交通省中部地方整備局富士砂防事務所 : FUJI SABO 通信, 第 79 号, 2012.
- 4) 株式会社オーイケ HP : <https://www.ooike.net/lineup/result/残存型枠工法で施工した重力式擁壁/> (入手日 : 2025.9.29)
- 5) 公益社団法人土木学会 HP : 技術評価 第 21 号—NS スロープキーパー, <https://committees.jsce.or.jp/opcet/hyoka/21> (入手日 : 2025.9.29)
- 6) アイケンコンクリート HP : <https://www.ik-con.com/product/kanchiblock/index.html> (入手日 : 2025.9.30)
- 7) 東京理科大学創域理工学部社会基盤工学科水理研究室 HP : <https://www.rs.noda.tus.ac.jp/hydrolab/research.html#levee> (入手日 : 2025.9.30)
- 8) ニホン・ドレン株式会社 HP : <https://www.n-drain.co.jp/column/content/2035> (入手日 : 2025.9.30)
- 9) アデムウォール協会 HP : <https://www.adeamwall.jp/topics/2009/0401> (入手日 : 2025.9.30)
- 10) 農林水産省農村振興局企画部資源課 HP : https://www.maff.go.jp/j/nousin/noukan/tyotei/t_zisuberi/attach/pdf/index-78.pdf (閲覧日 : 2025.9.30)
- 11) 藤山商会 HP : <https://fujiyama5656.com> (閲覧日 : 2025.9.30)

7.2 グラウンドアンカー工法で安定化させる

1. グラウンドアンカー工

グラウンドアンカーとは、作用する引張り力を地盤に伝達するためのシステムで、グラウトの注入によって地盤に定着させるアンカー体と、自由長となる引張り部と、定着具からなるアンカー頭部によって構成される。このアンカーの引張り力を地盤に有効に伝達するために、構造物(受圧体)と一体で機能する。

すべり面の角度が急な箇所に適した工法である。

図-1 にアンカーのモデル図を示す。

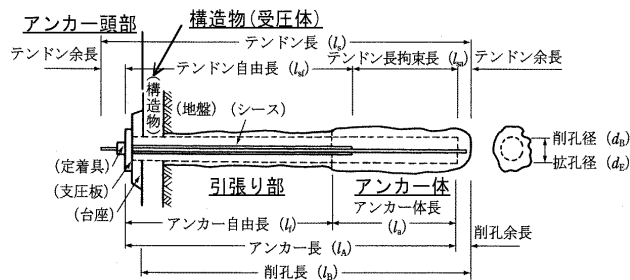


図-1 アンカーのモデル図^{1)*}

(1) アンカーの機能

アンカーの機能は、「引き止め効果」と「締め付け効果」を期待して設置する。

1 本当りの設計荷重は、地盤条件や受圧体の条件を考慮して決定するが、危険負担を軽減することより150~800KN/本程度とすること多い。

法面や斜面におけるアンカー工の抑止機能の違いによる配置例を図-2 に示す。

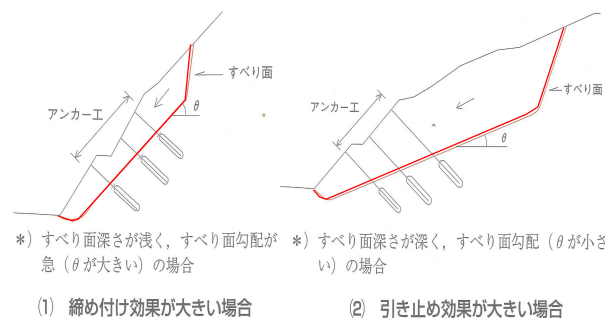


図-2 アンカー工の抑止機能の一例^{3)*}

(2) アンカーの配置

アンカーは、複数本により面的に配置することにより抑止効果が得られると考えられている。一方、設置位置、段数、間隔、打設角度により斜面の安定効果に大きな影響を与えるので慎重に検討する必要がある。

アンカー水平方向の配置は、すべり土塊の移動方向と受圧体が直角になるのが望ましく、設置間隔1.5m以上~4m以下とするのが一般的である。

アンカーの段数は2段以上が望ましく、打設方向は

すべり土塊の移動方向と平行とする。

打設角度は水平面から下向き5度~45度の範囲とする。また、脆弱な地盤や法肩に配置する場合は、地盤の変形が発生する場合があるので受圧体構造や配置位置を検討する必要がある。

補強アンカー(追加アンカー)において、アンカー間隔が1.5m未満の配置となる場合は、群効果を避けるために図-3に示すように既設のアンカー体より1.0m以上深部に、追加のアンカー体を配置すること。

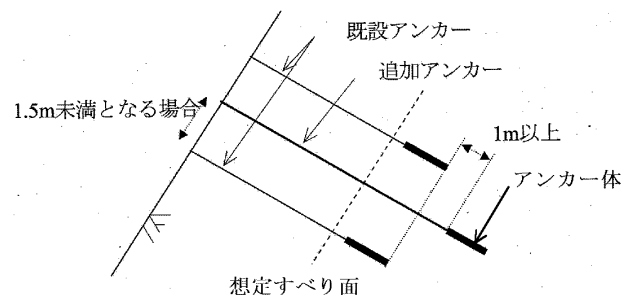


図-3 既設アンカーと追加アンカーの離隔^{4)*}

(3) アンカー工法の分類

アンカーの仕様は、供用期間と構造物の置かれる条件により分類されている。以前は、ランクAを(永久)、ランクBを(仮設)と称していた。表-1 にアンカー共用期間と構造物条件による分類を示す。

アンカーの仕様は、ランクAとして計画する。

表-1 アンカー供用期間と構造物の置かれる条件による分類¹⁾

構造物の種類	供用期間	
	2年未満	2年以上
一般の構造物	ランクB	ランクA
特殊な条件下にある構造物	ランクA	

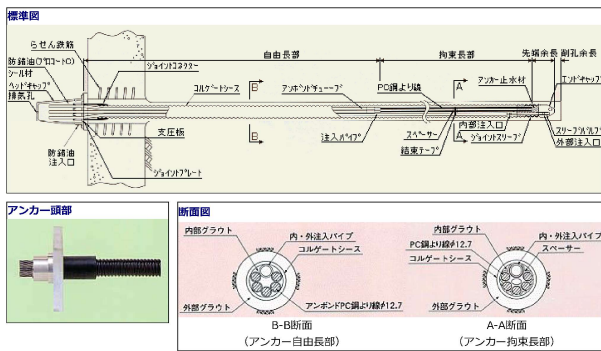
(4) アンカー工法の種類

アンカー工法は、各メーカーにより材料や定着方式等の違いにより多くの製品が販売されている。日本アンカー協会の資料(2005 発行)でも(永久)(仮設)を含めて37種類が紹介されている。基本は、引張材が被覆されたP C鋼より線で、定着部がグラウトにより地盤に定着される構造である。

鋼材を地中に設置するため腐食し易い構造である。近年では多重防食処理されたものや、樹脂製の引張材を使用した工法も開発されている。

設置条件や重要度、維持管理、経済性も含め適切な工法を選定する。

図-4 に永久アンカー工法の構造例を示す。

図-4 VSL 永久アンカー工法(A ランク) ⁶⁾

(5)受圧体の選定

受圧体はアンカー力を地山に伝達させるもので、十分な強度を必要とする。アンカー工の規模、地盤の状況、環境条件、施工性、経済性等について検討して選定する。

表-2 に斜面に設置する受圧板の種類を示す.

表-2 受圧板の種類

構造分類	受圧板の種類	
[連続構造]	のり枠(格子)	現場打コンクリート枠工
		吹付枠工
	連続板	コンクリート張工
		現場打擁壁工
[独立板構造]	独立受圧板	RC現場打ち平板
		RC・PCプレキャスト受圧板(形状多種)
		金属製受圧板(形状多種)
		※樹脂系受圧板(平板)

※FRP,プラスチックなど上記以外の素材

(6) アンカーの設計

アンカーの設計は、**図-5** に示す手順で行う。

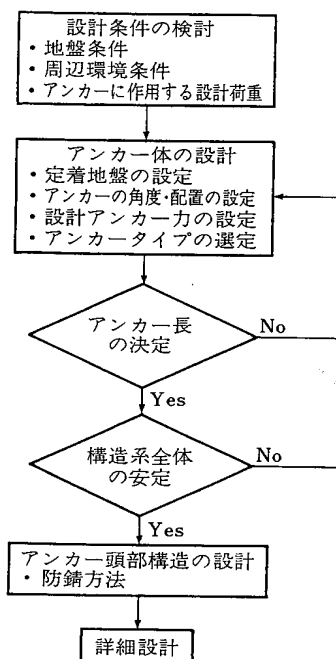


図-5 アンカーの設計計画フロー²⁾

(7) アンカーの施工

アンカーに必要な機能は、アンカー頭部、自由長部、定着長部がそれぞれの役割を果たし、地山を含めた構造物を安定させることである。施工はこれらの機能を十分に発揮できるように行わなければならない。

アンカー点検時に見られる機能低下の原因としては、状況の変化や設計の不備もあるが、施工不良によるものが大半を占める。仕様に従い入念に施工することが肝要である。また、施工の確実性を確認する為の試験として、引抜き試験、引張試験、確認試験により管理される。

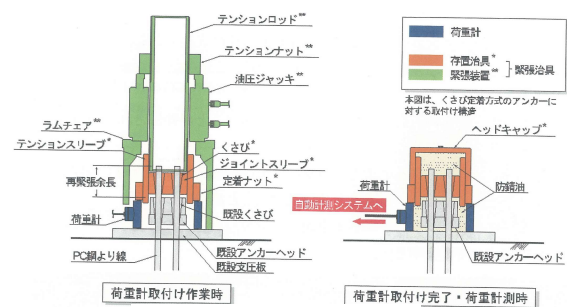
アンカーを施工する場合の主要作業を示す.

- ① 施工計画の立案
- ② 準備及び削孔（一般的径 90～135mm）
- ③ アンカーケーブルの加工・組立
- ④ 注入（一次、二次及び加圧注入）
- ⑤ 緊張・定着

(8)維持管理

グラウンドアンカーは、1976 年国内で基準が作成され広く普及しているが、施工直後から引張り力が減衰するのが一般的である。これは地盤の変形や tendon の伸び等によるもので適正な管理が必要である。

維持管理は定期的な点検と異常時の点検，計測，管理を行うべきである．特に旧タイプアンカー（1988 年 11 月制定土質工学会基準に準拠していない構造のアンカー）は，防食機能に劣っていたため腐食による頭部の脱落，飛び出し等の事故が発生しており注意を要する．近年では，緊張力を計測できる維持管理用の荷重計を施工時に設置することが多い．既設アンカーに後付け可能な荷重計で，アンカー張力を連続してモニタリングできる機器も開発されている．図-6 に紹介する．



a. Aki-Mos(アキモス)構造図



b.設置例写真

図-6 荷重計 Aki-Mos (アキモス)⁵⁾

点検時の評価は、アンカー単独の評価のみならず、アンカーされた構造物及び周辺の変状も併せて総合

的に評価することが必要である。第三者への被害が想定される場合は、緊急処置が必要である。

(9) 新技術と今後の課題

新設のアンカー工法については、頭部や引張り材の防食処理に優れた製品や、引張り材自体が炭素繊維による物など防食性に優れた新製品の開発が進んでいる。しかし、すでに施工済である多くのアンカーについては、現状での健全性について把握できていないものが多く、進行する老朽化への対策が課題である。

変状の原因は、水に起因するものが多い。

写真-1～2 にアンカー点検時の変状状況について示す。



写真-1 頭部の落下や腐食

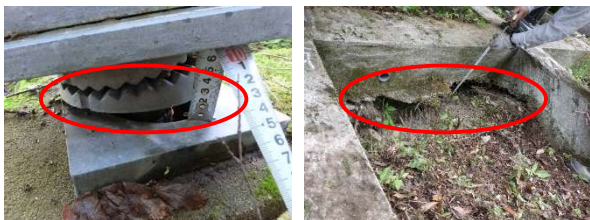


写真-2 頭部の浮きや受圧体の浮き

管理手法における技術としては、写真-3 に示すリフトオフ試験が容易にできる小型・軽量ジャッキや、図-7～8 に示すアンカー頭部の鋼線余長が短くても、除荷や再緊張ができる工法などが開発されている。



a. リフトオフ試験状況 b. ジャッキ部分

写真-3 SAAM(サーム) ジャッキシステム⁸⁾

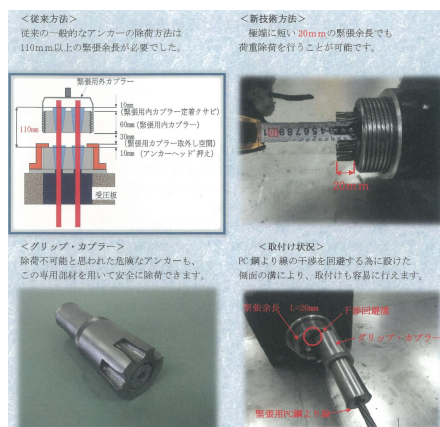


図-7 グリッパカプラー(特殊除荷工法)、鋼線の緊張余長 20mm でも安全に除荷できる工法⁸⁾

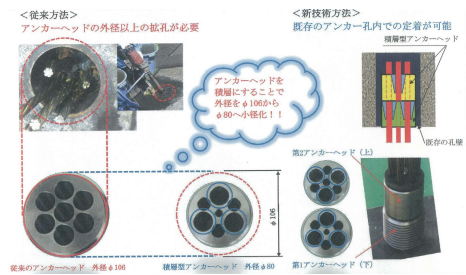


図-8 ロードレスター(特殊再定着工法)、除荷したアンカーを、既設孔を拡大させることなく再定着させる工法⁸⁾

新設では、アンカー体に光ファイバーを組み込み変異の計測ができる技術など開発されているが、コスト面が課題である。予算が限られる中で計画的な維持管理と対策が求められる。

(10) アンカー工での留意事項

- ・アンカーの構造は、荷重の増減の対応や維持管理のための計測機器が設置できる構造が望ましい。
- ・アンカー体の定着部は、すべり面より深部で堅固な地盤とし、引き抜き抵抗力が大きい岩盤が最も適している。引き抜き抵抗力が弱い地盤や、すべり面が確定していない場合は、自由長を長くして堅固な地盤に定着する。
- ・定着地盤の引き抜き抵抗力は、施工前に引抜き試験により確認しておく必要がある。引き抜き抵抗力が不足する場合は、設計の見直しが必要である。
- ・アンカーの耐久性を阻害する環境(温泉、鉱山、変質帯等)では、地盤や地下水などの影響を十分考量して適切な対応が必要である。
- ・地表面の地耐力が小さい場合や降雨時の流水等がある場合は、受圧板の沈下、移動や浮き、地山の崩壊、変形などが生じないように対策を取る必要がある。
- ・アンカー材は鋼材のため腐食に弱い、腐食の主原因は水である。施工において各アンカー工法の仕様に従い入念な施工とする。

2. アンカー工の設計事例

(1) 法面崩壊復旧計画

道路に接する民地法面の復旧において、工区分割を行い最適となる対策工を計画した。1 工区は過去の崩壊跡地であり、すべり崩壊を未然に抑止するためにアンカー工を採用した。

1) 計画図面

図-9 に計画平面図を、図-10 に計画断面図を示す。

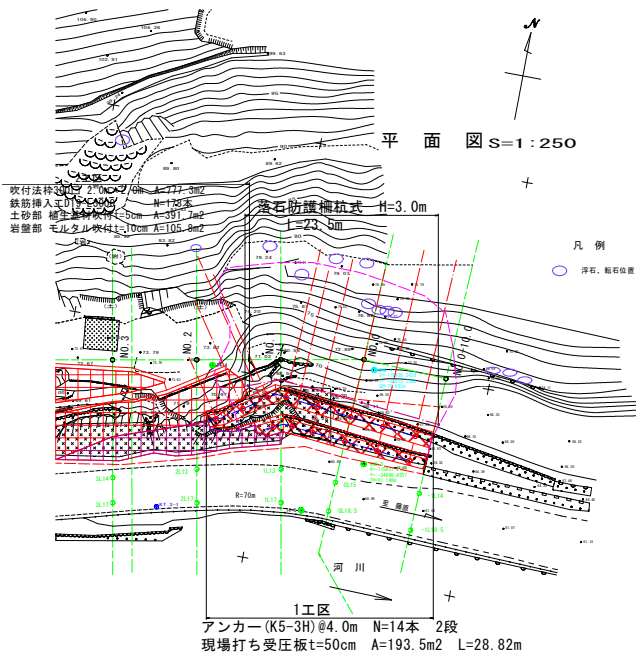


図-9 計画平面図

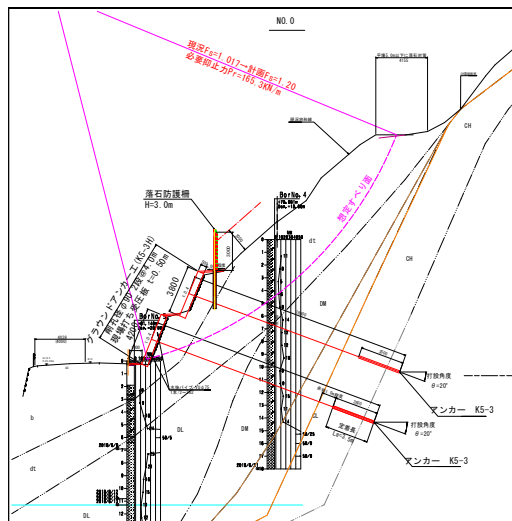


図-10 計画断面図 NO.0

2) 必要抑止力の計算

すべり面が確定していないため、土質調査結果より求めた土質定数を用いて、探索円弧を用いたすべり安定計算により安全率と必要抑止力を求めた。

現況安全率：Fs=1.017，計画安全率：Fsp=1.20

必要抑止力：Pr=165.3KN/m である。

採用したすべり安定計算式を式(1)示す。

$$Fs = \frac{\Sigma(c + l + (W - u \cdot b) \cos \alpha \cdot \tan \phi)}{\Sigma W \cdot \sin \alpha} \quad (1)$$

スライス分割法による、

ここで、Fs:安全率、

土質条件:崩積土(dt), N=8~13,

$\gamma=18\text{KN/m}^3$, $C=0\text{KN/m}^2$, $\phi=35^\circ$ 度。

3) アンカー工の計算

必要抑止力 Pr=165.3KN/m に対して最適となるアンカー配置を検討した。

設計アンカー力は Td=275.6KN/本となった。

表-3 に計算書の抜粋を示す。

表-3 設計アンカー力の計算書⁷⁾

項目	記号	単位	数値
外力			
必要抑止力	Pr	kN/m	165.3
すべり面	平均角度 θ	°	25.50
	$\tan \phi$	—	0.70021 ($\phi=35.000^\circ$)
断面計算			
水平間隔	s	m	4.00
施工段数	n	段	2
アンカー傾角	α	°	20.0
アンカー効果	締め付け+引き止め効果		
アンカー種類	PC鋼線より線(KTB・引張型SCアンカー) K5		
アンカーラック	ラックΔ(當時)		
定数			
コンクリートの許容付着応力度	τ_{cs}	N/mm ²	0.80
アンカー体の間隔幅抵抗	τ	N/mm ²	1.00
設計安全率	Fs	—	2.5

計算結果	設計アンカー力	アンカー規格	見かけ周長	割れ径	アンカー体長 (m)		
アンカー傾角 α (°)	Td (kN/本)		U (mm)	d _A (mm)	f _{sa}	f _s	L _a
20.0	275.6	K5-3H	104.6	90	3.30	2.44	3.5

4) 受圧板の計算

受圧板は既設石積みに変状が見られたため、密着性が良く、石積みの抜け落ちを防ぐ目的で、連続構造の現場打ち受圧板(RC構造)とした。

設計アンカー力 Td=275.6KN/本に対応する受圧板は、縦横2方向の仮想梁幅(モデル図-11)を想定した連続梁として計算した。鉄筋の配置は、仮想梁幅が必要となる鉄筋量を板の裏表全面に配置した。表-4 に計算書の抜粋を示す。

表-4 受圧板の計算書⁷⁾

計 算 条 件					
項		日	数		値
外力 設計アンカー力		記 号	単 位	275.6	
反 力 外 横 形 梁	スパン数	ℓ_{ba}	スパン	1	
	スパン長	ℓ_1	m	4.00	
	梁出し長	上 下	m	2.10	2.10
	スパン数	ℓ_{bs}	スパン	2	
	スパン長	ℓ_2	m	4.00	
	梁出し長	左 右	m	2.00	2.00
梁断面		仮想梁断面 (梁高×梁幅)	h × b	mm	500 × 720
有効高			d	mm	400
許 容 応 力 率	コンクリート	設計基準強度	σ_{sk}	N/mm ²	24.0
		圧縮応力度	σ_{cs}	N/mm ²	8.0
		せん断応力度	τ_{cs}	N/mm ²	0.390
		付着応力度	τ_{cs}	N/mm ²	1.60
	鉄筋	引張応力度	σ_{sk}	N/mm ²	180.0

計算結果	項目	記号	単位	数値
応力	最大曲げモーメント	M _{max}	kN・m	82.33
力	最大せん断力	S _{max}	kN	93.35

主 鉄 筋		応 力 度 (N/mm ²)				スターラップ		判定
呼び径	本数 (片側)	鉄筋量 (mm ²)	引張 σ_s	圧縮 σ_c	せん断 τ_{cs}	付着 τ_a	呼び径 間隔 (mm)	
D22	4	1548.4	149.4	4.89	0.365	0.937	—	OK

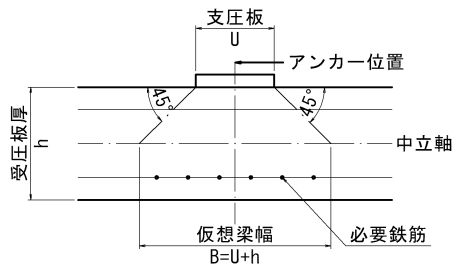


図-11 仮想梁幅モデル図

5) 構造詳細図の例

図-12に受圧板の展開図、図-13に配筋図を示す。

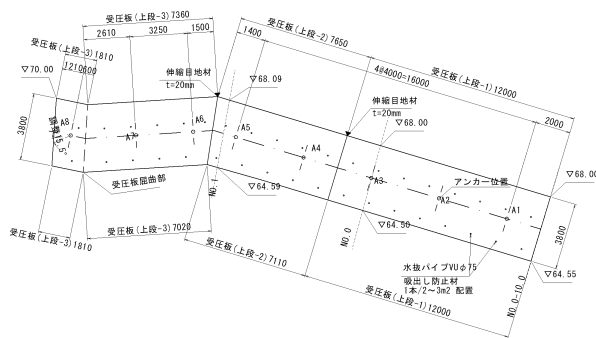


図-12 現場打ち受圧板展開図

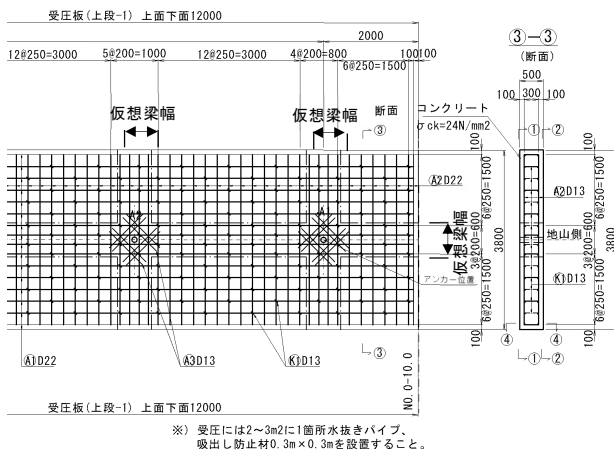


図-13 現場打ち受圧板配筋図

(2) 道路法面の地すべり災害復旧の計画

豪雨災害による道路法面の地すべり対策工を設計した。ボーリング調査及び孔内傾斜計、地表面の伸縮計、地下水位調査等によりすべり面を確定し、最適となる対策工を選定した。抑止工としてアンカー工と、抑制工として排水ボーリング工、法面保護工として吹付法砕工を計画した。

1) 対策工計画図面

図-14に計画平面図を、図-15に計画断面図を示す。

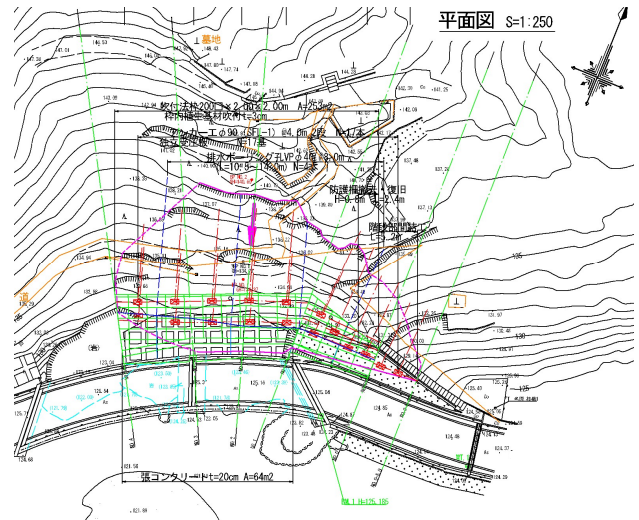


図-14 計画平面図

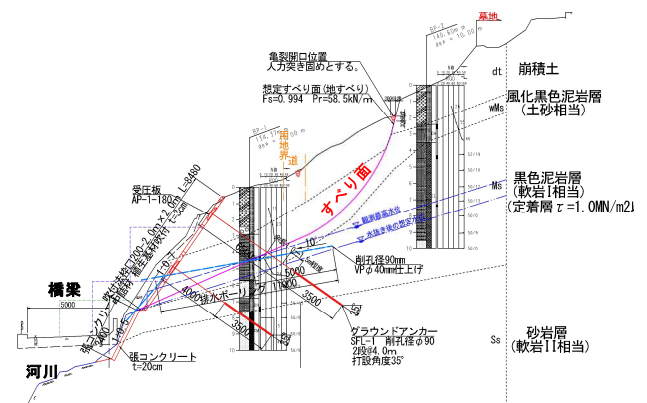


図-15 計画断面図 NO. 2

2) 被災状況

道路法面を含む地すべりであり、のり高さ 10m、被災延長 31.4m、崩壊土塊の末端部は橋梁に接触していた。また、ブロック積擁壁にも水平方向にひび割れや押し出しが見られた。

写真-4～5に被災状況写真を示す。

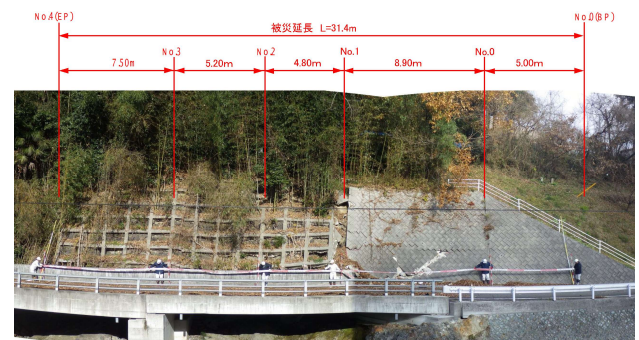


写真-4 被災法面全景



写真-5 被災法面断面状況

3) 機構解析および必要抑止力の算定

すべり土塊は降雨に伴う断続変動があり、特に豪雨時は滑動変位量が顕著に観測されるため、現況安全率 $F_s=0.98$ と設定した。土質調査結果より求めた土質定数を用いて逆算法によるすべり安定計算により必要抑止力を求めた。

- ・ 現況安全率： $F_s=0.98$,

土質定数： $C=4.5\text{ kN/m}^2$ (すべり層厚),

$$\phi=25.9^\circ, \gamma=18.0\text{ kN/m}^3.$$

- ・ 計画安全率： $F_s=1.12$ (市道) とした場合必要抑止力は $Pr=69.7\text{ kN/m}$ であるが、排水ボーリングによる地下水位の低下を見込みアンカー工による抑止力は $Pr=55.2\text{ kN/m}$ である。以下、図-16 に解析モデル図と結果を示す。

逆計算で求められたすべり面強度定数	
せん断抵抗角 ϕ	25.9°
粘着力 c	4.5 kN/m^2
現況安全率と必要抑止力	
現況安全率 F_s	0.98
必要抑止力 Pr ($p.F_s=1.12$)	69.7 kN/m
観測HWLから0.96m水位低下させて求める安全率	
安全率 F_s	1.01
必要抑止力 Pr ($p.F_s=1.12$)	55.2 kN/m

②解析結果

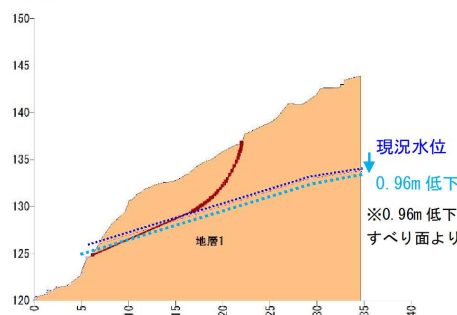


図-16 解析断面モデルと求められる必要抑止力

4) 対策工法の選定

A から D の4案比較により、経済性・施工性・景観等に優れる、D 案アンカー工+排水ボーリング工を採用した。

比較案の検討断面図を図-17～20 に示す。

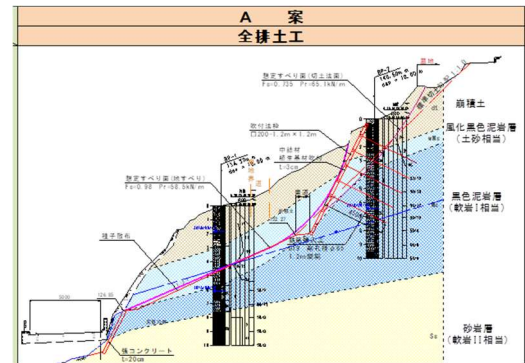


図-17 A 案断面図

評価: 経済性×, 施工性△, 景観性△, 用地取得×

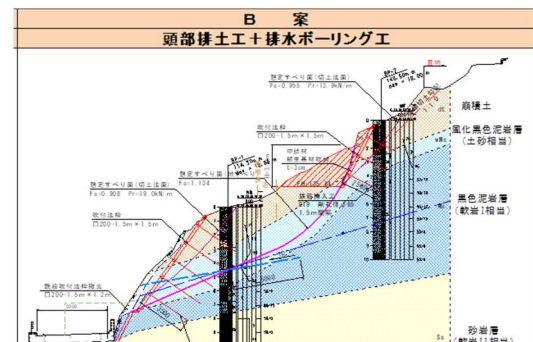


図-18 B 案断面図

評価: 経済性×, 施工性△, 景観性△, 用地取得×

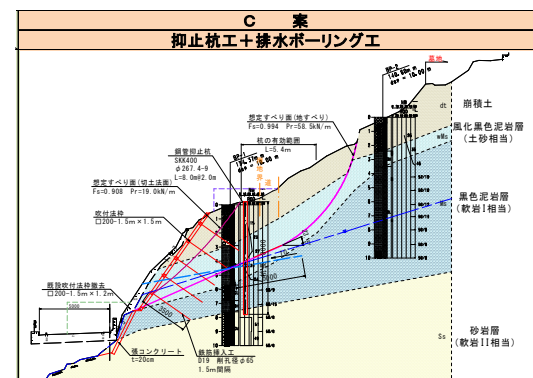


図-19 C 案断面図

評価: 経済性△, 施工性△, 景観性○, 用地取得△

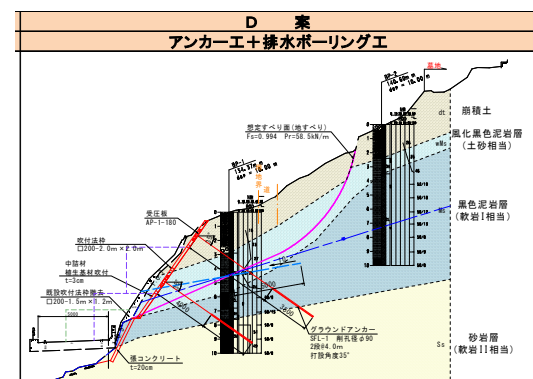


図-20 D 案断面図

評価: 経済性○, 施工性○, 景観性○, 用地取得○

5) アンカーの配置による比較検討

a. 比較条件

- ・アンカー本数が多くなると経済性に劣る。
- ・アンカー本数を少なくすると受圧構造体が大きくなる。
- ・アンカーの設置段数は2段以上が望ましい。
- ・平均N値15のDt層が受圧板の支持地盤となるため、許容地耐力は150KN/m²とする。
- ・アンカー打設角度は α 5度 \leq 45度以下とする必要がある。
- ・アンカー体と受圧板の角度は90度が望ましい。
- ・東日本高速道路(株)の設計要領では、アンカー体と受圧板の角度は90度より10度以内の角差とされている。
- ・角度調整台座により合成角度(鉛直と水平)20度まで可能な台座を計画する。
- ・受圧板設置の法面勾配1:0.7~0.5として角度調整を行う。
- ・アンカー体の定着位置はすべり面の凹凸等を考慮して、すべり面からの余長1.0m以上、かつ定着層(黒色泥岩層-軟岩I)より1.0m以上とする。
- ・上記条件によりアンカー工の配置検討を行う。

b. 検討結果

経済性に優れるアンカー工の配置は以下となる。

- ・施工段数：2段、・水平間隔：4.0m
- ・打設角度：35°

c. アンカー材の選定

グラウンドアンカーはその材料・形式によって多くの種類がある。設計計算上、材料を選定し計算を進める必要がある。当該地区に最適と考えられるアンカー材を施工実績などから形式別に3種類を選定して比較した。

圧縮型：SEE E工法

引張型：スーパーフロテック工法

引張型：KT B工法

d. 採用工法

経済性に優れる「スーパーフロテック工法」を採用する。

6) 受圧板の比較選定

アンカー工の受圧板は、一般的に図-21の種類に分類される。当計画地では、斜面の凹凸や勾配変化に対応可能な吹付法枠、板タイプは施工性に優れる二次製品の独立板が適する。

よって、A案とB案による比較検討の結果、施工性・経済性に優れる「A案：独立板+吹付法枠」を採用する。

比較案の検討断面図を図-22~23に示す。

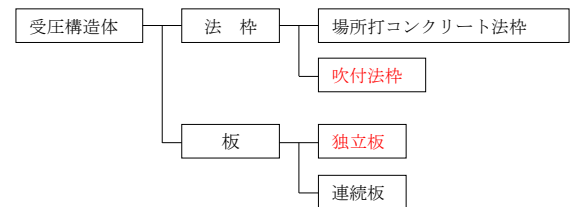
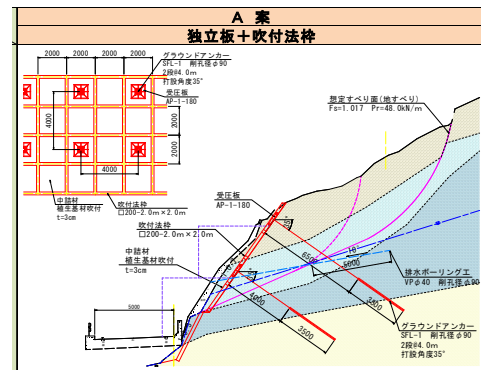
図-21 受圧板の分類⁸⁾*

図-22 A案断面図 評価:経済性○,施工性○

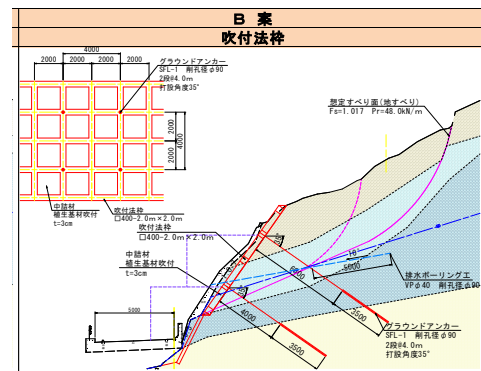


図-23 B案断面図 評価:経済性△,施工性△

7) 独立受圧板の比較

独立受圧板は、軽量で施工性に優れる二次製品を選定して表-5で比較した。結果、経済的に最も優れるアンカーパネルを採用する。

表-5 独立受圧板の比較表

名 称	KIT受圧板	FFU受圧板	アンカーパネル
タイプ	(KIT165-230-L)	(1000S-3)	(AP-1-180)
材 質	鋼 製	強化プラスチック(FFU)	繊維強化プラスチック(FRP)+鋼板
寸 法(縦×横×高さ)	1.60×1.60×0.1225 m	1.00×1.00×0.24 m	0.98×0.98×0.172 m
許容アンカー力	230 KN/本	650 KN/本	180 KN/本
重 量	162 kg	95 kg	94 kg
受圧面積	1.78 m ²	1.00 m ²	0.94 m ²
形状写真			
地盤反力	71 kN/m ²	126 kN/m ²	134 kN/m ²
許容地耐力150KN/m ²	○ K	○ K	○ K
工 費 (10基当り)	製品代 1,600,000 取付費 63,050 合 計 1,663,050	製品代 1,237,000 取付費 63,150 合 計 1,300,150	製品代 940,000 取付費 86,330 合 計 1,026,330
総合判定	×	△	○ 採用

8) 構造詳細図の例

法枠・アンカー位置の展開図、独立受圧板詳細図(平面図)、アンカー構造図、排水ボーリング孔口の詳細図を図-24~27に示す。

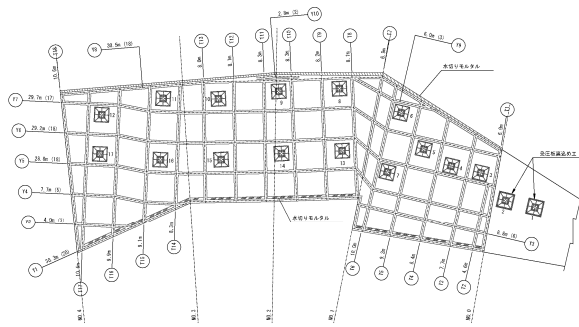


図-24 法枠・アンカー位置展開図

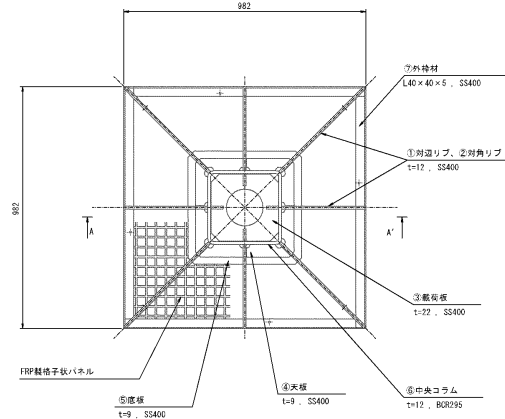


図-25 独立受圧板詳細図(平面図)

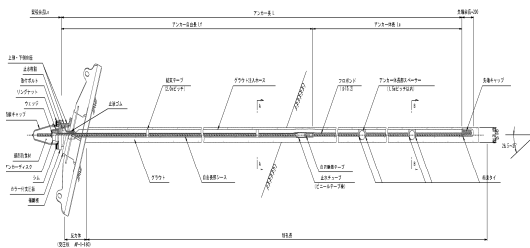


図-26 アンカー構造図

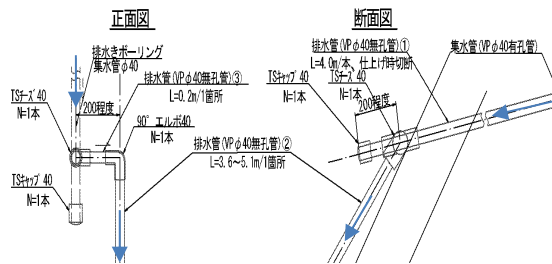


図-27 排水ボーリング孔口詳細図

9) 施工手順

施工は安全性に配慮して、以下の手順で行うこと。

図-28 施工手順図参照。

- ・ 現況地形 (Fs=0.98)
 - ① 排水ボーリング施工 (Fs=1.010)
 - ② 付法枠取壊し、掘削 (Fs=1.008)
 - ③ 上段アンカー施工 (Fs=1.068)
 - ④ 吹付法枠取壊し、掘削 (Fs=1.057)
 - ⑤ アンカー施工 (Fs=1.120)
 - ⑥ 吹付法枠施工
 - ⑦ 既設法枠取壊し、掘削、張コンクリート施工
 - ⑧ 枠内植生基材吹付施工
- ・ 施工完了

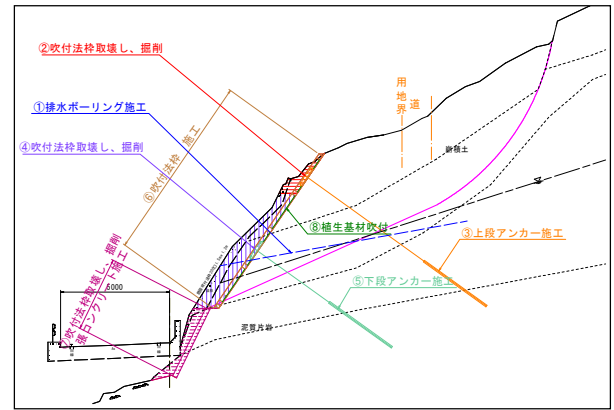


図-28 施工手順図

10) 施工時の留意点

- a. 環境への配慮
 - ・ 法面緑化の材料は自然環境に配慮できる在来種の草本類を主体とする。
- b. 安全管理
 - ・ 施工時期は極力降雨時期を避けることが望ましい。降雨時には、法面の崩壊に対してシート養生等による防災対策をとること。
 - ・ 観測施工により施工中の安全を確保することが望ましい。
 - ・ 新たに危険な亀裂等を発見した場合は、事前に発注者と協議を行うこと。
- c. 土工法面工事
 - ・ 地すべり崩壊であり法面の抑止、掘削に伴う施工時の安全を確保するため上段からの逆巻き施工を原則とする。
- d. 地下水排除工（排水ボーリング工）
 - ・ 施工中の安全を確保するため、先行して排水ボーリングを施工のこと。孔口の仕上げは法枠完成後とする。
- e. アンカー工について
 - ・ 本設前に引き抜き試験 1 本を実施し、設計に用いた極限周面摩擦抵抗値 (τ_p 値) の確認を行う必要がある。設計に用いた τ_p 値は、軟岩： $\tau_p=1.00\text{N/mm}^2$ である。
- f. アンカー受圧板について
 - ・ 逆巻き施工に配慮して独立受圧板を採用している。設置面は平坦に仕上げる。特に既設ブロック積に設置する箇所は、不陸整正のためのザブトン枠を計画している。
- g. 斜面の亀裂箇所
 - ・ 斜面には地すべり発生時に生じた亀裂が見られる。雨水が流入しないように入念に突き固めること。

3. アンカー工の施工事例写真

(1) 道路法面のアンカー工施工事例



写真-6 RC 独立受圧板とアンカー
(下段は吹付法枠と鉄筋挿入工)



写真-7 吹付法枠とアンカー



写真-8 プレキャスト受圧板とアンカー



写真-9 土留め擁壁の補強アンカー

(2) 急傾斜地崩壊防止対策のアンカー工施工事例



写真-10 RC 独立受圧板とアンカー



写真-11 吹付法枠とアンカー

(執筆責任者 西村正一)

参考文献

- 1) 公社)地盤工学会, グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説, p. 25, 64;2012.
 - 2) グラウンドアンカー技術協会, グラウンドアンカー工法設計施工指針, p. 40;2010.
 - 3) 公社)全国防災協会, 災害復旧事業における地すべり対策の手引き, pp. 76-79;2018.
 - 4) 東日本高速道路(株), 設計要領 第一集土工 一保全編, pp2-24~2-35;2016.
 - 5) 社)アンカー健全度協会, 現場技術者のためのアンカー維持・補修の手引き, pp. 223-227, 364, 365;2023.
 - 6) 土木情報サービス いさぼうネット:土木カタログ VSL 永久アンカー工法(Aランク), 2024. 11. 25, <https://isabou.net/sponsor/vsl/vsl-sp2.asp>.
 - 7) 株)五大開発, ソフトウェア-ANCHOR Version15-, アンカー工設計計算書.
 - 8) LLC アンカーアセットマネジメント研究会, SAAM ジャッキの設置方法, 2024. 12. 04, <https://www.saam.jp/summary.htm>.
-)*付は参考文献に追記している.

7. 3 セメント注入工法で安定化させる

1. はじめに

我が国は地震国であり、歴史的に見ても、関東大震災（1923 年）、新潟地震（1964 年）、阪神・淡路耐震災（1995 年）、東日本大震災（2011 年）などで甚大な被害を経験してきた。数ある地震被害のうち液状化による被害は、ただちに人命に関わることは稀ではあるが、噴水・噴砂の発生、戸建て住宅の沈下や傾斜、道路面の変形、ライフライン施設の損傷等により地震後の地域住民の生活に及ぼす影響は多大にして多種多様であり、これらが複合的に発生することで影響期間は長期に及ぶ。近年でも、能登半島沖地震（2024 年）による大規模宅地被害等も記憶に新しい。このような既設戸建て住宅の液状化被害は、東日本大震災（2011 年）以降にクローズアップされたが、建築基準法で義務付けられていないこと、費用対効果の問題、そして既存の対策工法が戸建て住宅に必ずしも適用できないこと等の理由により対策が進んでいないのが実情である。ここでは、既設戸建て住宅の液状化対策を目的とした数少ない工法の候補の一つとして極超微粒子セメントを用いた浸透注入工法について紹介する。

2. 戸建て住宅の液状化対策技術

2.1 戸建て住宅の液状化対策の現状・課題

地盤の液状化対策に関する技術開発は新潟地震を機に行われ、現在までに密度増大工法、固結工法、間隙水圧消散工法等が開発されてきた。しかしながら、これら従来工法の対象のほとんどが橋梁や高層建築物、河川堤防、港湾施設等に代表される公共性の高い大型構造物を対象とした工法のため、図-1 に示すように施工範囲が広く大型機械を使用する工法（広範囲を大型機械で効率良く施工する）がベースであり、個人の資産である戸建て住宅

のように小規模構造物を対象とする液状化対策技術が確立されていないのが実情である。

このような情勢を鑑み、東日本大震災以降、液状化により被災した地区を有する自治体、地盤工学会や建築学会などの関連学会の委員会、国土交通省等によって戸建て住宅の液状化対策に関する検討・技術開発が進められ、現在では専門技術者だけではなく市民向けに工法の提案が行われている^{例え、1,2)}。このような取組みにおいて考慮されるべき戸建て住宅特有の制約条件³⁾は以下のとおりである。

- ①個々の宅地範囲が狭いので、狭隘な場所で施工が可能な小型機械が必要である。
- ②住宅密集地のように家屋が隣接している場合は、隣家に悪影響を与えないようにする注意が必要である。
- ③個々の財産であるため、公共構造物に比べて多大な費用をかけることは難しい。
- ④新設家屋の場合と既設家屋の場合では、対策に必要な費用が大幅に異なる。

すなわち、既設家屋までを網羅する場合には、狭窄部において既設構造物の直下を安価に施工可能な工法の開発が不可欠である。

図-1 によると、既存の液状化対策工法では、施工面積が広がるほど大型の機械による大量施工が可能であり施工単価は比較的安くなるが、大型機械が適用不可能で施工面積が狭くなるにつれ、小型機械による施工能率の低下や特殊な仮設費などにより、費用が割高となり施工単価は高くなるという傾向にある。個人の資産である戸建て住宅の液状化対策の適用を検討する上で、これらの施工性と費用の関係にも留意する必要がある。

2.2 既設構造物に適用可能な液状化対策工法

既設構造物に対しては、構造物基礎直下の対策になることに加え、周辺にも既設構造物が存在し近接施工となるため、十分な施工ヤードの確保が困難になるケースも想定される。そのため、新設構造物を対象とするケースと比較して施工条件はかなり厳しくなり、適用が可能な工法はかなり限定される^{4),5)}。特に、住宅が密集する市街地となる場合には、隣地との間隔も狭く工事を行うための作業スペースを確保することが困難になる。また、工事に伴う振動、騒音や変状の影響に対しても注意を払う必要がある。東日本大震災以前も、このような場合に適用可能な特殊技術として「静的圧入締固め工法（CPG 工法：コンパクショングラウチング工法）」、「大口径深層混合処理工法」および「注入固化工法（浸透固化工法）」等開発されており、タンク、滑走路・誘導路、岸壁などの構造物に適用されてきた（表-1 参照）。

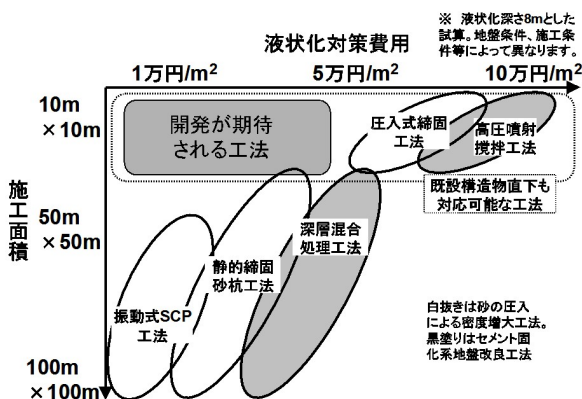
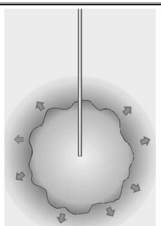
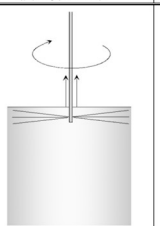
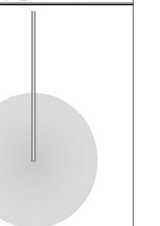
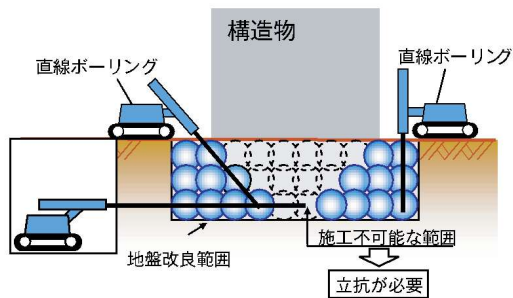


図-1 地盤改良施工面積と液状化対策費用との関係¹⁾

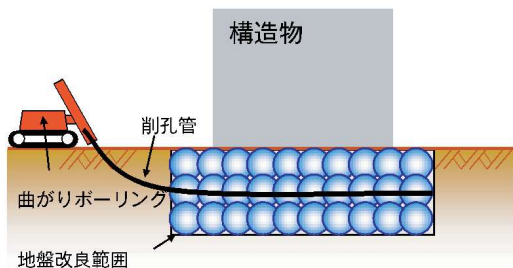
表-1 既設構造物の液状化に適用可能な工法例

原理	密度増大	固結	
工法	圧入締固め工法	深層混合処理工法 (高圧噴射工法)	注入固化工法 (浸透固化工法)
概要	 モルタルや流動性を良くした砂を高い圧力で押し込み、その圧力で周囲の地盤を締め固める。	 セメント系改良材を高い圧力で地盤内に噴射して土と混合して部分的に固結させる。	 低い圧力で薬液を水平方向にゆっくり浸透させ固結させる。

【従来工法による注入固化工法】



【曲がりボーリングを用いた注入固化工法】

図-2 既設構造物の浸透固化工法の概要⁶⁾

いずれも小型の機械で小口径の孔を掘削して地盤を改良する方法であり、狭隘な場所において施工が可能である。また、構造物の床から孔を掘削し、構造物の直下に施工することも可能である。更に、圧入締固め工法と注入固化工法では、構造物の外側から斜めに施工、あるいは構造物の下に向けて湾曲した孔を掘削して施工することが可能な技術も適用できる。特に、周辺への影響を踏まえると、浸透固化工法は、無振動・無騒音な施工が可能であり、住宅密集地にも適用可能な工法のひとつとして有効な工法であり、図-2 に示すように既設構造物直下の改良の実績も多い。

従来の浸透固化工法は、改良範囲に特殊水ガラス系の溶液型薬液注入材を浸透注入することによって地盤中の間隙水をゲル状に固化させて改良するものである。このため、溶液型注入材は浸透性に優れるが、改良体の一軸圧縮強さは $q_u=50\sim100\text{kN/m}^2$ 程度⁷⁾で改良され、強度発現性や耐久性の面で劣る。このため、将来危惧される首都直下型地震、南海トラフ地震など想定しうる最大規模

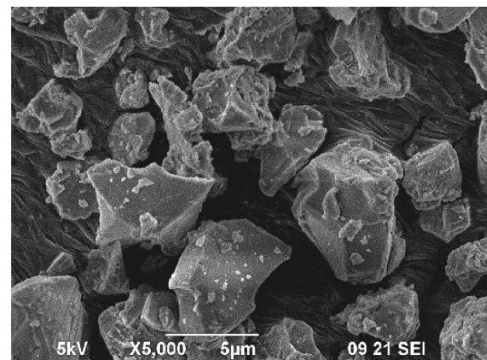
の巨大地震に耐えるためには、より強度・耐久性が高く安全性を確保できる方法が期待される。

3. 極超微粒子セメントによる注入固化工法

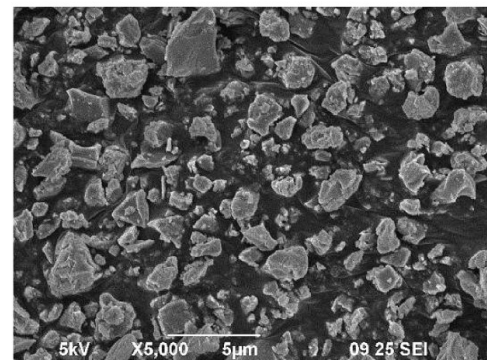
3.1 極超微粒子セメントについて

注入固化工法で用いられる溶液型以外の注入材としては、止水目的や強度・耐久性が必要な場合等に用いる懸濁液型の注入材として超微粒子セメントに代表されるセメント系注入材がある。従来のセメント系注入材は強度の発現性は期待できるが、浸透性については溶液型注入材と比較してかなり劣るため、細粒分を多く含む砂地盤への適用は困難と言われてきた。そこで、より浸透性を高めるために、ポルトランドセメントよりもセメント粒子を細かく粉砕することで、より浸透性を高めるために、ポルトランドセメントよりもセメント粒子を細かく粉砕した「超微粒子セメント」(平均粒径 $4\mu\text{m}$) へと改良されてきた。ただし、細粉砕を行い過ぎても細粉粒子が水和反応を生じてしまい、浸透性が低下する要因にもなる^{29),30)}。このようなセメント系注入材の短所を表-2 のように適用性を改善し、写真-1 及び図-3 に示すようにセメント粒子を粒径 $1\sim2\mu\text{m}$ 程度まで微粉砕するとともに、分散性を高めたセメントが「極超微粒子セメント」^{8),9)}である。

図-4 に普通セメント、超微粒子セメント、極超微粒子セメントについて、各注入材の粒径加積曲線を示すが、



(1) 超微粒子セメント



(2) 極超微粒子セメント

写真-1 極超微粒子セメントの顕微鏡写真⁸⁾

平均粒径 D_{50} は、従来の超微粒子注入材 ($4\mu\text{m}$) と比較して、さらに約 $1/3$ の $1.5\mu\text{m}$ 程度である。また、普通ポルトランドセメントの $20\mu\text{m}$ と比較して、約 $1/13$ である。更にこの材料は、水和反応の遅い高炉スラグを使用しており、ポリマー構造を有する特殊分散剤を使用することで、高度な分散性を保持して、高い浸透性を発揮できる強度で安全性の確保できる施工方法が期待できると考えられる。

表-2 セメント系注入材の適用地盤⁸⁾

透水係数 (m/s)	10^0	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	0.005	強度
粒径 (mm)	2.0	0.042	0.075				
土質	礫	粗砂	細砂	シルト	粘土		
注入材料							
溶液型薬液注入材料							小
懸濁型薬液注入材料							大
普通セメントグラウト							大
超微粒子セメントグラウト							大
極超微粒子セメントグラウト							大

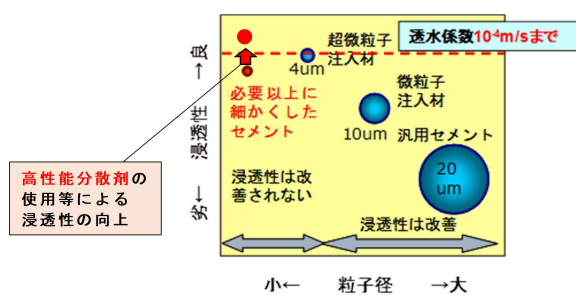
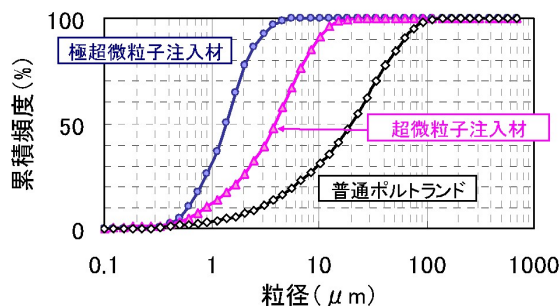
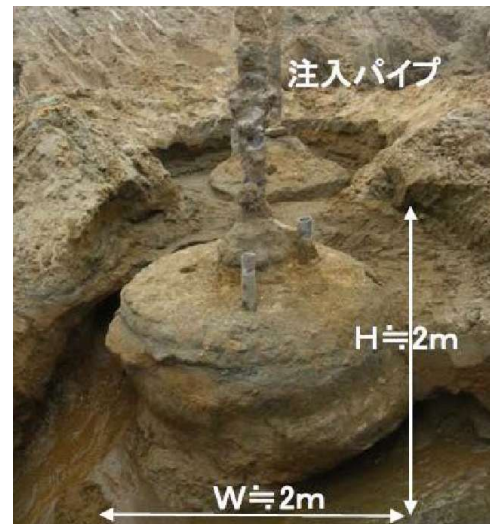
図-3 粒子径と浸透性の関係⁸⁾図-4 セメント系注入材の粒径加積曲線⁸⁾

写真-2 は、既往研究において成田層を対象とした試験施工により造成された改良体であるが、極超微粒子セメント浸透注入工法で、砂質土を固結する液状化対策が可能になることが確認されている¹⁰⁾。

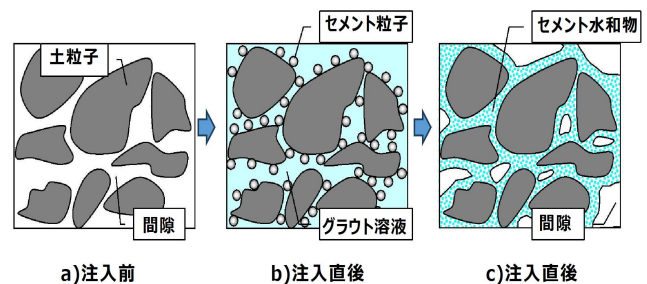
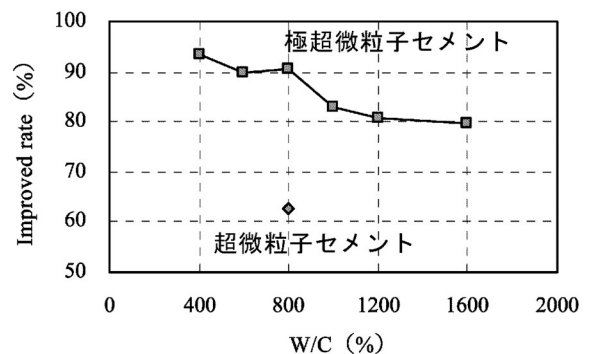
3.2 極超微粒子セメント注入材による改良原理・特徴

本工法のようにセメント系注入材を用いる浸透固化工法は、溶液型薬液を用いる浸透固化工法が地盤中の間隙を薬液で置き換えるのに対し、図-5 に示したように間隙に注入したセメントが水和物を生成し土粒子を結合することで固化体を形成するものである。

特に注入段階においては、水がセメント粒子の運搬役として地盤内を浸透させる役割を果たすが、注入材はセメント粒子の目詰まり等により濾過され、水だけが先行

写真-2 既往研究における注入後の改良体¹⁰⁾

して遠くへ浸透する。すなわち、特に細粒分が多い地盤では、セメント粒子が「ろ過現象」により遠くへ運搬されにくくなり目詰まりが生じやすくなると考えられる。また、図-6 は、小泉ら¹⁰⁾による砂質土地盤を対象とした極超微粒子セメント注入に関する三次元浸透固化実験による水セメント比と改良率（グラウトの注入量から推定される計画改良径に対する改良体の実測改良径との比）との関係である。この関係より、水セメント比(w/c)が大きいほど出来形が低下する傾向が認められ、セメント濃度が低くても必ずしも浸透距離が長く、より広い範囲を改良できるわけではないことを示す実験結果となっている。この傾向は、注入材（セメントミルク）の凝縮・濃縮の影響が要因と考えられ、溶液型薬液注入工では扱われないセメント系注入材を用いた浸透固化工法の特徴と言える。

図-5 セメント系注入材の浸透固化に伴う硬化概念⁸⁾図-6 水セメント比と改良出来高の関係¹⁰⁾

3.3 水セメント比に着目した改良効果の検証方法

著者らは、浸透固化過程における注入材（セメントミルク）の凝縮・濃縮の影響に着目し、次式で表現される改良体の平均的な水セメント比、注入したセメントミルクの水セメント比および充填率との関係より、固化特性を評価する方法を提案している¹¹⁾。

$$(w/c)_{is} = \frac{Vn}{Q} \left\{ (w/c)_{cs} + \frac{\rho_w}{\rho_c} \right\} - \frac{\rho_w}{\rho_c} \quad \cdots(1)$$

ここに、 V ：改良体体積、 n ：間隙率、 Q ：注入量、 ρ_c ：セメントの密度、 ρ_w ：水の密度、 $(w/c)_{is}$ ：改良体の平均的な水セメント比、 $(w/c)_{cs}$ ：セメントミルクの水セメント比、である。なお、いわゆる薬液注入工法の設計で用いられる充填率（ $\alpha = Q/(n \cdot V)$ ）と各水セメント比との関係は、次式で関係付けられる⁴⁾

$$\alpha = \frac{\rho_w / \rho_c + (w/c)_{cs}}{\rho_w / \rho_c + (w/c)_{is}} \quad \cdots(2)$$

さらに、式(1)より注入効率として式(3)が導かれる。

$$\frac{V}{Q} = \frac{1}{n \times \alpha} = \frac{1}{n} \times \frac{1 + (\rho_c / \rho_w)(w/c)_{is}}{1 + (\rho_c / \rho_w)(w/c)_{cs}} \quad \cdots(3)$$

式(3)から、注入効率の値は、改良体の平均的な水セメント比が大きいくほど大きくなり、改良体の出来形（ V ）が大きくとれる（注入効率が良い）ことを意味している。

4. 現地実験に基づく検討事例

超微粒子セメントを用いた浸透注入工法に関する検討成果として、土質性状の異なる2つのサイトで現場試験を行い改良効果について検討した事例^{11),12)}を示す。

現場試験は、表-3に示すように佐賀県唐津市の沖積低地（細粒分含有率 $F_c=5\%$ 程度）と千葉県袖ヶ浦市の臨海埋立地（細粒分含有率 $F_c=20\%$ 程度）における砂質土層を対象として実施したものである。

表-3 現地注入実験結果

サイト	唐津市 ²⁾		袖ヶ浦市 ¹⁾	
	K-1	K-2	S-1	S-2
深度 (m)	2.5 ~ 5.0		1.5 ~ 2.5	
N 値	4		6	
細粒分含有率 F_c (%)	6		20	
間隙率 n (推定値)	0.49		0.51	
水セメント比 $(w/c)_{cs}$	12	8	16	8
注入量 Q (m ³)	2.19	2.77	1.68	1.68
改良体出来型				
直径 D (m)	1.5	1.7	1.0	1.0
高さ H (m)	2.5	2.5	1.0	1.0
体積 V (m ³)	4.4	5.7	0.8	0.8
充填率 α	1.02	1.02	4.19	4.19
水セメント比 $(w/c)_{is}$	11.7	8.0	3.56	1.65

写真-3に各サイトにおける実験結果を示す。唐津市のサイトでは直径 1.5～1.7m の概ね均一な改良体を確認できており、本工法の有効性を確認できる結果を得た。一方で、袖ヶ浦市のサイトでは均一な浸透注入ができないという結果を得ており、埋立地のような細粒分の多い不均質な地盤に対しては、何らかの浸透促進を図る必要がある。



(1) 唐津市（沖積低地）



(2) 袖ヶ浦（埋立地）

写真-3 現地注入実験結果¹¹⁾

各サイトでの実験結果および地盤調査結果に基づき、式(1)で算出した改良体の平均的な水セメント比と注入材の水セメント比との関係を図-7に示す。これより、唐津市での改良体の平均的な水セメント比は注入材の水セメント比とほぼ同じ値となり、充填率 $\alpha=1$ 程度となった。また、袖ヶ浦での改良体の平均的な水セメント比は注入材の水セメント比よりも小さい値となり、充填率も充填率 $\alpha>1$ と濃縮傾向を示した。袖ヶ浦市のサイトのように不均質な埋立地ではセメント粒子の目詰まり等に起因して濃縮が生じやすい条件であり、浸透促進が必要であると考えられる。なお、図-8には、既往文献³⁾より推定したデータも示しているが、改良体の平均的な水セメント比は、頭打ちとなる傾向が見られ、固化しうる最大の水セメント比 $(w/c)_0$ が存在する可能性があることがわかる。

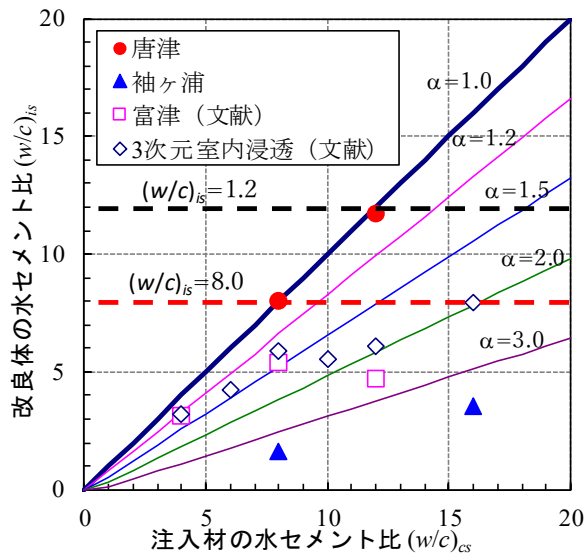


図-7 注入材水セメント比と改良体水セメント比

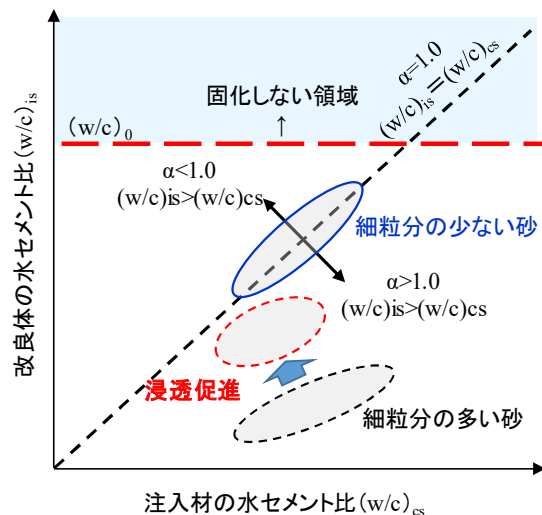


図-8 水セメント比を指標とする固化形態の模式図

5. 今後の課題（おわりに）

ここでは、極超微粒子セメントを用いた浸透注入工法について、その改良原理・特徴、水セメント比に着目した改良評価方法および現地実験事例について示した。現地実験の結果より、均質な地盤では目標改良仕様の改良体を造成でき液状化対策として有効であると考えられる。一方で、不均質な地盤については、不規則に介在する粘性土層等の影響で浸透しやすい部分だけに注入材が注入されてしまうため、いわゆる均質な改良体の造成が困難である。実際の埋立地はこのようなケースであることが多いと考えられ、不均質地盤への適用については解決していかなければならない課題である。これまでの取り組みでは浸透固化を想定しているが、不均質地盤についてはより高い注入圧力での割裂注入あるいは脈状注入でも、より広い範囲に注入する可能性がある。特に、極超微粒子セメントを用いる場合は、脈状に固結した部分で高い強度が期待できるため効果的であると考えられる。ただし、

高強度な脈状改良部が液状化対策としての効果・対策原理については更に詳細な検討が必要である。

また、極超微粒子セメント注入材を使用することで、従来の注入材よりも高強度かつ耐久性に優れた改良体を造成できるという長所もあるが、他の注入材と比較して高価であるという短所もある。近年では、火山灰¹³⁾やもみ殻灰¹⁴⁾等を活性フィラーとするジオポリマーを地盤改良に適用する研究も進められており、このようなジオポリマーを注入材として利用できればコスト・環境面でも改善されることが考えられる。

謝辞

本研究は、平成26年度国土交通省建設技術研究開発助成制度（政策課題解決型技術開発）によって実施された研究の一部である。研究を行うにあたり、東京電機大学の安田進名誉教授、岡山大学の西垣誠名誉教授には有用な助言を頂いた。また、唐津における現場試験では、(株)ワイ・ビー・エムより試験サイトの提供を頂いた。ここに、謝意を表します。

（執筆責任者 橋本和佳）

参考文献

- 1) 地盤工学会関東支部造成宅地の耐震対策に関する研究委員会：造成宅地の耐震対策に関する研究委員会報告書—液状化から戸建て住宅を守るための手引書—, 2013.5.
- 2) 東京都都市整備局：液状化による建物被害に備えるための手引, 2013.3.
- 3) 安田進, 原田健二：東京湾岸における液状化被害, 地盤工学会誌, VOL.59, NO.7, PP.38-41, 2011.7.
- 4) 安田進：既設構造物の液状化対策, 月刊 積算資料公表価格版 2015年11月号, 2015.12.
- 5) 田中俊行, 藤崎勝利：既設構造物の耐震補強, 液状化対策を目的とした地盤改良技術, 平成23年度中国地方建設技術開発交流会, 2011.10.
- 6) 山崎浩之, 善功企, 河村健輔：溶夜型薬液注入工法の液状化対策への適用, 港湾空港技術研究所報告第41巻第2号, 2002.2.
- 7) (財)沿岸開発技術研究センター：浸透固化処理工法技術マニュアル, 2010.
- 8) 金沢智彦：極超微粒子セメントの地盤工学への応用. 岡山大学博士論文. 2012.3
- 9) 西垣誠, 金沢智彦：セメント系注入材の注入によるしらす斜面崩壊防止対策に関する検討, 地盤工学ジャーナル, Vol.6, No.2, pp.213-224, 2011.
- 10) 小泉悠, 田中俊行, 竹内仁哉, 金沢智彦, 西垣誠：極超微粒子セメント注入材による砂質土地盤への注入工法の開発, 材料, Vol.61, No.1, pp.52-57, 2012.
- 11) K.Hashimoto, S.Nishihara, S.Oji, T.Kanazawa, S.Nishie, I.Seko, T.Hyodo, Y.Tsukamoto : Field testing

- of permeation grouting using microfine cement, Proc. ICE: Ground Improvement, Vol.169, No.2, pp.134-142, 2016.
- 12) Kazuyoshi Hashimoto, Weihong Wang, Taichi Hyodo & Yoshimichi Tsukamoto, Satoshi Nishihara, Shusuke Oji, Shunsaku Nishie & Ichiro Seko: Building up design basis for permeation grouting using ultra microfine cement to locally countermeasure against soil liquefaction, Proceedings of 3rd International Conference on Performance-based Design in Earthquake Geotechnical Engineering, Vancouver, Canada, July 16 – 19, 2017.
- 13) 西村輝, 西垣誠, 鈴木茂之: 火山礫を用いたジオポリマーによる落石防止材の研究, 第 57 回地盤工学会研究発表会, 2022.
- 14) 飯塚悠貴, 兵動太一, 立田真文, 竜田 尚紀: アルカリ水溶液がもみ殻灰を用いたジオポリマー改良土の強度に及ぼす影響, 令和 6 年度土木学会中部支部研究発表会, 2025.

7.4 ジオポリマー注入工法で安定化させる

1. はじめに

異常気象による豪雨や地震に対してどのように人命や市民の財産を守るために土木技術者は何をすれば良いかと考えると、結論は災害が起こる前に対策をして、その対策が劣化していくことをモニタリングして、再対策するシステムを構築することであるとなる。

色々な対策をして施設が劣化することが少しでも遅いことは、費用効果が良い対策であると評価される。しかし、長期的にモニタリングして管理していくことによって、対策する「技術の継承」もきわめて重要である。

しかし、現状では、過去に建設した施設の劣化が予想より早く、モニタリングをしていないために、この劣化が原因で施設の崩壊等が生じている。

世の中が忙しすぎるのかもしれないが、過去の構造物の劣化に関してのモニタリングすらしていないために、地盤が急に陥没したために地上では、交通が停止するなどの大災害が実際に生じている。

このような災害を防ぐために、地中構造物は劣化が遅いジオポリマーコンクリートの研究が、土木学会コンクリート委員会や農業土木学会等で議論されている。

2. 火山礫を用いたジオポリマーによる落石防止材の研究

2.1 背景

ジオポリマーの研究での原点は、火山灰と海水と生石灰であるが、生石灰を使うことはカーボンニュートラルの観点から現状では難しいので、生石灰を使わないで、伊豆大島に広く分布する玄武岩のスコリア状火山礫（以下、火山礫という）の組成はアルミナ・シリカを含みジオポリマー反応による硬化が期待された。表-1 に化学的組成割合を石炭灰、高炉スラグと合わせて示した。また、火山礫は環境基準の溶出試験をすべてクリアし、安全性や環境負荷の面から火山礫を用いたジオポリマーの研究に着手した¹⁾。

ここで本研究では、ジオポリマーの使用用途として、花崗岩地域で問題となる山でオニオン化した岩石の中で、落石発生源対策工法（予防工）の一つである岩盤接着工の接着材として利用できないかと考えた。今回使用したアルカリ溶液は珪酸ソーダ1号（以下、水ガラスという）を使用した。

2.2 火山礫の粒度特性

用いる火山礫は粒度調整された物で、その粒度特性と

表-1 化学的組成割合 (%)

組成	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO
火山礫	47	16	11	9
石灰灰	40~75	15~35	2~20	1~10
高炉スラグ	31~35	13~20	-	36~45

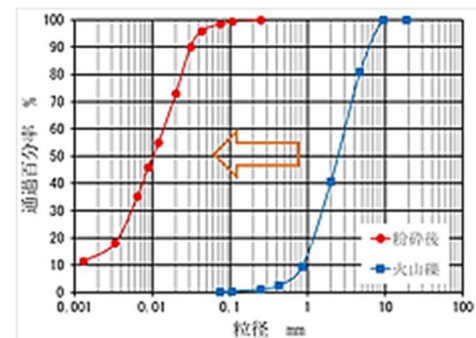


図-1 火山礫粉砕粒度特性

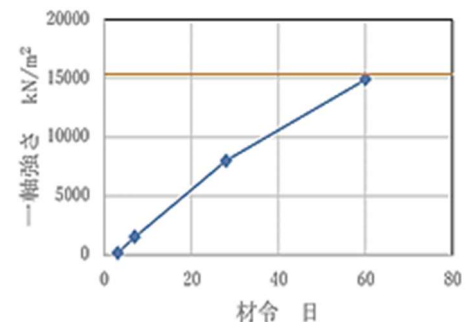


図-2 加温養生-室温養生 強度

して 50%粒径が 2.5mm と大きくこのままではポリマー反応が期待できないため、ボールミルを用いて粉砕し、単位重量当たりの表面積を大きくした。粉砕前後の火山礫の粒度特性を図-1 に示した。粉砕後の火山礫（以下、B フィラーという）の 50%粒径は 0.01mm となっている。また、一般的な石炭灰の 50%粒径は 0.01~0.04mm 程度とされている。

2.3 養生条件

ジオポリマーの特性として、加温養生することにより強度の早期発現が期待される。加温養生（60℃ 24 時間）と室温養生（14℃）の材令日数変化による一軸圧縮強さの比較を図-2 に示した。用いた試料の配合は重量比で、以下の通りである。

水ガラス：1 B フィラー：4 水：0.2

加温養生時の一軸圧縮強さ 15385 kN/m² に対し、材令 60 日の一軸圧縮強さ 14948 kN/m² と同程度の強度発現を確認できた。以降の室内試験では加温養生した試料を用いて試験を行った。

2.4 接着強さ試験

ジオポリマーと岩片がどの程度接着するかを測るため接着強さ試験を実施した。今回使用した岩片は、岡山県で広く分布し、不安定な状態の岩塊が多い花崗岩を用いる事とした。岩片は、表面の凹凸による接着強さの影響を少なくするため、ダイヤモンドホイールによる切断面で接着強さを試験することとした。試験に用いたジオポリマーの配合割合を表-2 に示した。

試験は JIS A 1171 「接着強さ試験」に準じて行う。岩片に 40mm×40mm の大きさをジオポリマーを形成し、その上に引張用の治具を接着するが、治具とジオポリマーの接着が強固にできないため、あらかじめジオポリマーを形成する際に、ボルトを埋込み治具と一体化させることとした。写真-1 に形成後の状況を示した。写真-2 には試験機の装着状況を示した。

接着強さ試験結果を表-3 に示した。表中には同配合で作成した一軸圧縮試験強さも合わせて記載した。

また、写真-3 には試験後のはく離状況を示した。はく離状況を見ると、ジオポリマー内部の引張破壊が約 60% 程度見受けられた。合わせて、岩片表面でも配合 A の試料を用いて試験した結果、配合 A と同様の 562 kN/m² の接着強さを確認できた。写真-4 に岩片表面はく離状況を示した。

2.5 促進スレーキング試験(JGS 2124-2020)

岩石の促進スレーキング試験は、乾燥／水浸を繰り返すことにより、スレーキング特性、耐久性を把握する目的で実施した。写真-5 に配合 A の試験前後の写真を示した。結果、スレーキング区分 0 (変化なし) であった。

2.6 まとめと今後の課題

岩盤接着工の設計法に関する文献は少なく、勘田(2002)²⁾の文献の設計例では、許容接着強さ(地震時)を 0.375 N/mm² (375 kN/m²) として計算している。今回の研究では環境負荷の少ない火山礫を用いたジオポリマーが、落石対策工の岩盤接着材として使用できるかの可能性を探るために行った。試験結果より、配合 A, B の試料においてはこの値を満たしていることから、岩盤接着材として利用できる可能性が高まった。

今後は実用化に向けて、経済性や、火山礫の粉碎システム、ジオポリマーの短所である使用時間の改善策として期待する添加剤の導入や、攪拌・圧送システムの検討を進めるとともに、力学特性の評価のための曲げ試験、施工性評価のスランプ試験、耐環境試験としての凍結・融解試験等も加え評価していきたい。

転石、浮石の不安定度を評価する手法として、落石危険度振動調査法(旧日本道路公団)や、深田ら(2013)³⁾は振動計測を用いた危険度評価の判定法を提案している。

表-2 接着強さ試験 配合割合(重量比)

配合	A	B	C
水ガラス	1	1	1
B フィラー	1	1.6	5
水	0.2	1	1.5

表-3 接着強さ試験結果

配合	A	B	C
接着強さ kN/m ²	539	381	184
一軸圧縮強さ kN/m ²	2301	1590	620



写真-1 試料作製状況



写真-2 試験状況



写真-3 はく離状況



写真-4 岩片表面試験後



a) 試験前

b) 試験後

写真-5 試験促進スレーキング

一方、微動アレーを用いた研究もされていると聞いている。これらの探査技術により転石、浮石の不安定度を定量的に評価し、接着工施工後の対策効果も合わせて評価していきたい。

3. おわりに

ジオポリマーの利用の壁は、珪酸ソーダ（水ガラス）の価格が高いためであることはわかっている。しかし、100 年で劣化する施設と 2000 年経って劣化する施設の差は、大きなものである。これを理解しないとジオポリマー材は土木の社会では使われない材料になってしまう。

しかし、安全を得るには、常にモニタリングする必要がある。1000 年の都の京都の木造建築物は常に匠により診断され、匠によって補修が続けられているから維持されていると考え、維持管理も高価な仕事である。どちらを選ぶかは、その国の哲学である。

謝辞

実際に実験を実施していただいた岡山土質試験センター長の西村輝様と、大島の火山礫である試験試料

及び、化学分析結果を提供くださった伊豆大島 村松興業株式会社 村松与志広様と共同研究をさせていただいたことをここに記して謝意とする。

（執筆責任者 西垣誠）

参考文献

- 1) 西村輝, 西垣誠, 鈴木茂之: 火山礫を用いたジオポリマーによる落石防止材の研究, 第 57 回地盤工学年次講演会, 2022.
- 2) 勘田益男: 落石対策工設計マニュアル, 2002.
- 3) 深田隆弘, 谷口達彦, 澁谷啓: 振動計測に基づく斜面上転石の落石危険度評価方法の提案, 2013.

8. 地盤を監視する技術

8.1 多点对应高精度微動振動で岩盤崩落および斜面安定を監視する『震介』

1. はじめに

微動計は、地盤や構造物が自然環境下で受ける微小な揺れ（地球の自然振動、遠地地震など）を計測する装置である。地盤調査での主な適用は、微動アレイ観測法（SPAC 法、FK 法など）で数台の微動計を一定の配置で設置し、地盤が伝える表面波の位相速度を解析する。これにより S 波速度構造 (V_s 構造) を推定することと、H/V スペクトル比法 (Nakamura 法) より垂直成分と水平成分のスペクトル比を解析し、地盤の共振周波数(卓越周期)を求め、地盤の柔らかさや層構造の概略を推定する。

振動計は、地震などの強い揺れを高感度で計測する装置で、人工的な振動源や自然地震による揺れを記録する。地盤調査での主な適用は、実際の地震動を複数地点で記録して地盤増幅特性を分析する「地震応答観測」になる。

これまでに、高精度な微動計と MEMS 振動計を組み込んだ『震介』を開発してきた。本文は岩盤崩落および斜面安定を監視する事例を紹介する。

2. 岩盤崩落監視への適用

岩盤斜面の崩壊・落石は、表層崩壊に比べて発生頻度は低いものの、崩壊が発生した場合には甚大な被害が生じる。このため、その対策や監視は道路防災上の重要な課題である。しかしながら、広範囲に存在する岩盤斜面のすべてに対して対策や監視を行うことは困難であるため、道路防災点検やその後の詳細調査を行うことにより、対策や監視を行うべき斜面の優先度をつけている。また、優先度が高い岩盤斜面はその安定性の評価が必要となる。従来の岩盤斜面の安定性評価は、現場における定性的な落石調査（目視調査）に基づく方法であり、常時監視を前提としたものではない。本技術は、MEMS 振動計を活用し、地震動・振動が発生時また発生後の岩盤振動特性を随時に監視するものである。不安定岩盤斜面の健全度を、岩盤斜面の固有振動数、減衰定数、RMS 速度振幅比を用いて遠隔で把握することができる。

2.1 技術概要・ポイント

道路岩盤斜面の安定性評価において、近接目視時による防災カルテ点検が一般的な方法であるが、本技術は道路管理の一層の充実・道路の安全性向上と、岩盤崩壊の早期検知および崩壊の前兆現象把握を目的として下記の機能を有する。

- ◆ 加速度の多点計測（図-1）
- ◆ 地震動・車両振動を感知し閾値（最大加速度）を超

過した加速度の収録（図-2）

- ◆ 卓越周波数、減衰定数、RMS 速度を随時解析し遠隔地にリアルタイム送信（図-3）¹⁾²⁾
- ◆ Web による斜面状況の遠隔監視（図-4）

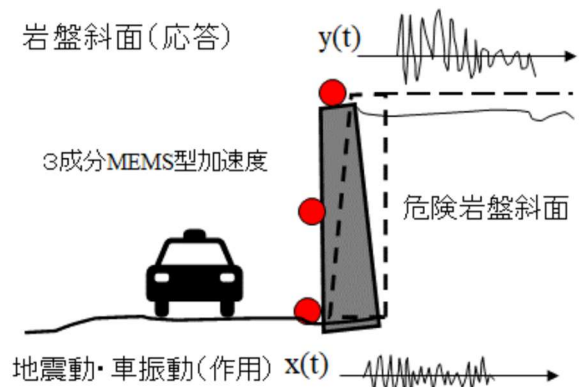


図-1 機器設置イメージ

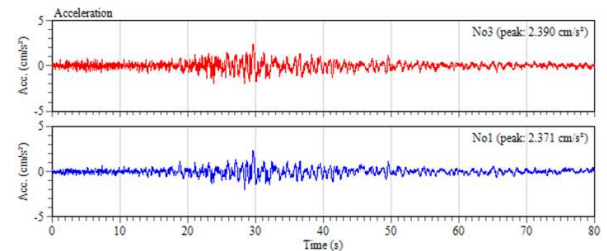
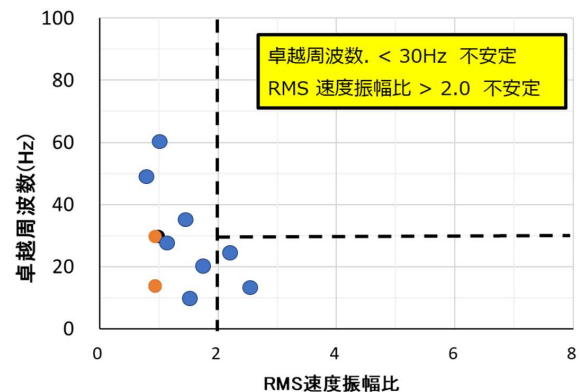


図-2 地震動加速度波形



落石振動調査法では、不安定領域の判定のしきい値として

- ・ RMS速度振幅比が2以上
- ・ 卓越周波数が30Hz以下
- ・ 減衰定数が0.2以下

図-3 落石振動調査法

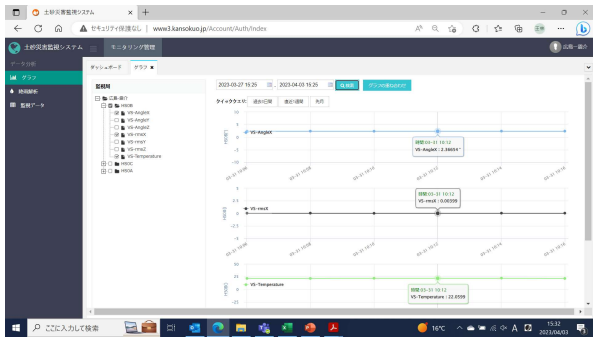


図-4 監視 Web 画面

2.2 現場状況と機器の設置

実証実験サイトの調査結果により、岩種は日本国内に広く分布する花崗岩系の深成岩である。当該斜面は、岩盤の緩みや落石が発生しやすい場所であり、鉛直に近い崖斜面である。その上部は、亀裂の発達と開口が進み緩んでいる状態で、落石の発生が予想される領域である。その下部は、亀裂の開口が少ないので、崩壊発生の可能性は低い、緩みの進行が予想される領域である。さらにその下部の道路面付近には亀裂の少ない不動領域が分布している。図-5 に示すように、3 成分の MEMS 型の加速度振動計 3 台 (No1～No3) を 3 つの領域 (上, 中, 下) に取り付け、岩盤斜面の振動を計測した。また、卓越周波数等を得るため計測点のうち 1 つ (No1) を安定岩盤に設置して基準振動とし、落石・崩壊部分の応答 (No.2,3) と比較する。各計測点における 3 成分 (NS, EW, UD 方向) の振動を 125Hz のサンプリング速度で常に記録する。計測した加速度が設定閾値 ($=2.0\text{gal}$) を超えた時に加速度波形が出力され、各計測点における振動の大きさの比を把握する。



図-5 計の設置と機器方向

2.3 地震動の観測結果

2022 年 1 月 22 日 1 時 8 分ごろ、日向灘を震源とする地震 ($M_j=6.6$) が発生した。180km を離れた本実証実験サイトでもこの地震動を計測した。振動計 No3 (上) と No1 (下) の NS 成分の地震波形を図-6 に、振動計 No2 (中) と No1 の NS 成分の地震波形を図-7 に示す。これ

らの振動波形記録をもとに、3 つの振動計の振動変位軌跡を NS-EW 平面に整理して図-8 に示す。全ての振動計は、北東—南西の 45 度方向に振動しており、同一の不安定岩盤ブロックに配置した振動計の振動特性を示している。振動変位軌跡の方向は、不安定斜面の亀裂とほぼ直交しており、岩盤斜面の脆弱性の特徴が示されている。

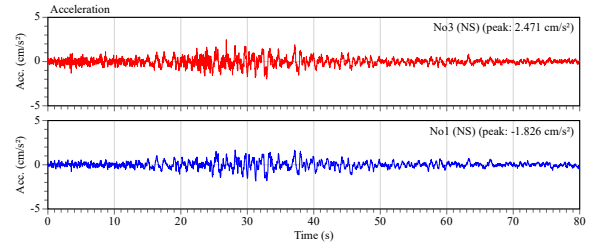


図-6 振動計 No3 (上) と No1 (下) NS 成分地震波形

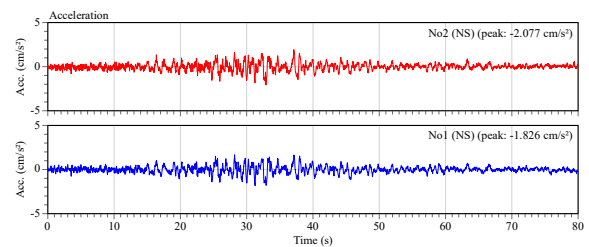


図-7 振動計 No2 (中) と No1 (下) NS 成分地震波形

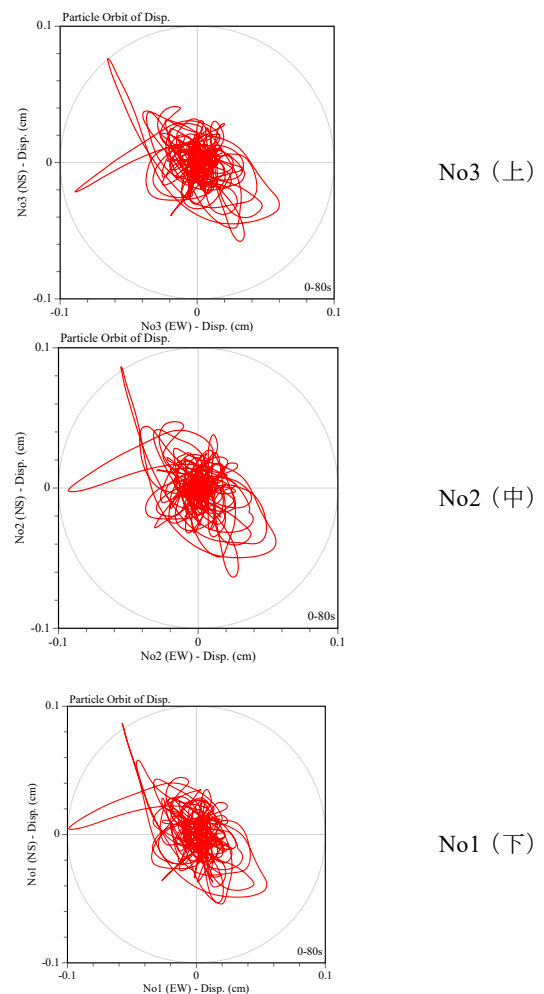


図-8 振動計 No3 (上) No2 (中) No1 (下) の震動変位 (cm) 軌跡

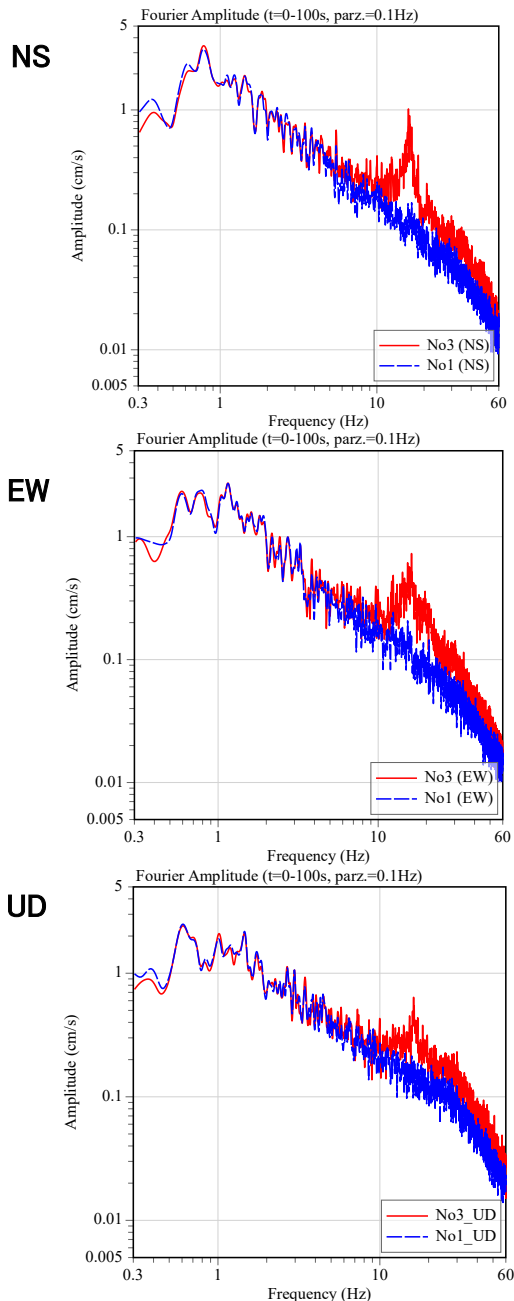


図-9 振動計 No3 上と No1 下の NS, EW, UD 方向のフーリエスペクトル

安定岩盤と不安定岩盤との間で、どのような周波数の振動が増幅されているのかを把握するため、安定岩盤 (No1) と不安定岩盤 (No3) のフーリエスペクトルを図-9に、No.1を基準としたフーリエスペクトル比 (伝達関数)を図-10に示す。また、振動計 No2 と振動計 No1 のフーリエスペクトル・RMS 速度振幅比・減衰定数の解析結果を加えて表-1に示す。今回の結果では、上部の振動計の振幅が大きく、増幅していることが確認できた。

また、フーリエスペクトル比より求めた卓越周波数は No3/No1 では 13Hz, No2/No1 では 29Hz であり、No.2の方が高い値となっている。落石危険度振動調査では、岩塊の浮石部と基盤部の振動特性の相違により、岩塊の安定性の評価を行う¹⁾。具体的には基盤部と浮石部の揺れの増幅を示す RMS 速度振幅比、浮石部の揺れの特性

を示す卓越周波数、揺れの減少度合いを示す減衰定数との関係から岩塊の安定性を評価する¹⁾。不安定化の判定閾値として RMS 速度振幅比が 2 以上、卓越周波数が 30Hz 以下、減衰定数が 0.2 以下を用いている²⁾。

上述した方法を参考して道路岩盤斜面の安定性の評価を行う。日向灘を震源とした地震動で得られた RMS 速度振幅比、卓越周波数、減衰定数との関係を整理した。

図-11 は RMS 速度振幅比と卓越周波数の関係を、図-12 は RMS 速度振幅比と減衰定数の関係を示す。図-11 と図-12 においては、計測値が左上にプロットされるものほど危険度は低く、右下にプロットされるものほど危険度は高くなる²⁾。

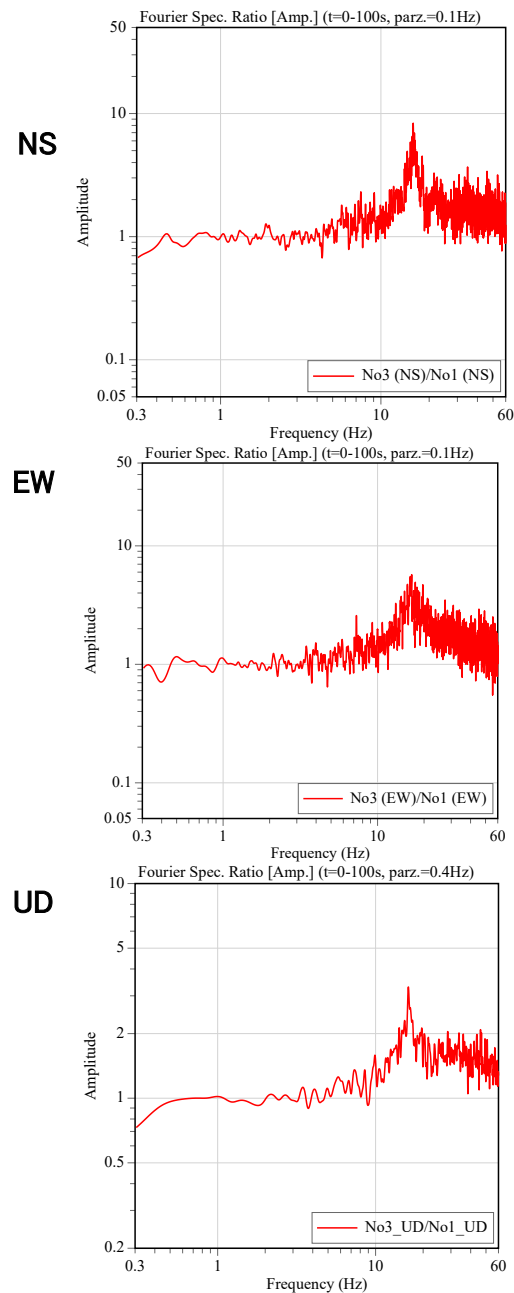


図-10 振動計 No3 上と No1 下の NS, EW, UD 方向のフーリエスペクトル比

表-1に示すように RMS 速度振幅比のほとんどが 1 であり、危険判断の閾値 (<2) 以下になっている。これは基盤部に対して岩盤部の応答は小さく岩盤斜面が安全にあ

ると判断するが、卓越周波数は 13Hz および 29Hz と判定
閾値の 30Hz より低い数値になっており、不安定領域の
範囲である。これは不安定岩盤の劣化で地盤構造が不均
一となり、やや不安定な構造になっていると判断でき
る。よって、この岩盤斜面は、引き続き長期的なモニタ
リングの実施が必要と考えられる。

表-1 地震動による振動計 No3 (上)
No2 (中) No1 (下) の解析結果

伝達関数		RMS速度 振幅比	卓越周波数 (Hz)	減衰定数
No.2/No.1	NS	0.99	29.81	0.06
	EW	0.94	29.81	0.07
No.3/No.1	NS	0.94	13.87	0.06
	EW	0.94	13.87	0.05

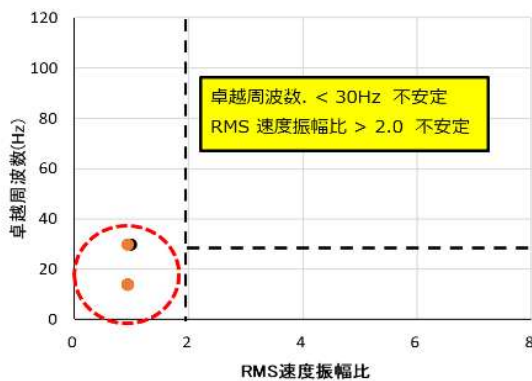


図-11 卓越周波数と RMS 速度振幅比の関係

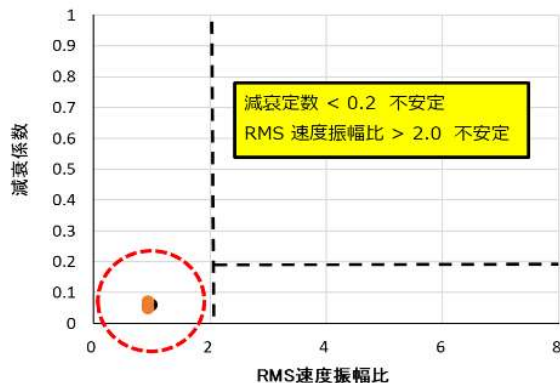


図-12 減衰定数と RMS 速度振幅比の関係

3. 斜面安定監視への適用

地面が自然に振動している状態（常時微動）の中で、
ある特定の周波数において水平方向の振動が強くなる
（ピークが現れる）現象が観測される。このピーク周波
数（共振周波数）は、主に軟らかい地層（堆積層）とそ
の下にある硬い基盤との構造に依存する。

H/V スペクトル比とは、水平方向の加速度時刻歴デー
タから求めた振幅スペクトルを鉛直方向の振幅スペクト

ルで割った比であり、これを用いて地盤特性を評価する
手法が提案されている⁴⁾⁵⁾。

一般に、H/V スペクトル比のピーク（地盤の固有周期）
の値が大きいほど、地盤の地震動増幅が大きくなるとさ
れている。さらに、H/V スペクトル比は地盤の S 波速度
（Vs）と密接に関係しており、S 波速度が小さい地盤ほ
ど、H/V スペクトル比のピーク値は大きくなる傾向があ
る。このように、常時微動 H/V スペクトル比と地盤の S
波速度（Vs：せん断波速度）の関係は、地盤の固有周波
数や地盤構造の推定において非常に有効な手法である。

H/V スペクトル比のピーク周波数 f_0 は、次のような
単純化された式で近似される：

$$f_0 = V_s / 4H \quad (1)$$

f_0 : H/V スペクトル比のピーク周波数 (Hz)

V_s : 最上部軟弱層の S 波速度 (m/s)

H : 軟弱層の厚さ (m)

この式は、「地表面に垂直に入射する S 波が地表面で
反射して共振するモデル」（一次元 SH 波モデル）に基づ
いており、1 層地盤モデルにおいて特に有効である。

3.1. 現場状況と機器の設置

岡山県岡山市北区半田山（津島・半田町周辺）は、2018
年 7 月の豪雨により、複数箇所では斜面崩壊が発生した地
域である。地盤は下部に中生代白亜紀の花崗岩（万成石）、
その上部に熱変成を受けた泥質堆積岩（ホルンフェルス
化）が分布しており、一般には安定な地盤と考えられて
いた⁶⁾。しかし、2018 年 7 月 7 日午前 10 時ごろ、東西斜
面の少なくとも 2 箇所では斜面崩壊が発生し、住宅被害も
確認された。崩壊が発生した斜面の傾斜角はおおむね 22
～25°程度であり、急傾斜地（30°以上）には該当しない範
囲であった。

被災後には、微動アレイ探査（地震計による S 波速度
構造解析）および DAS（Distributed Acoustic Sensing：光
ファイバを用いた S 波速度構造解析）による振動計測が
行われ、表層風化層の厚さや地下構造（S 波速度）の調査
結果が図-13 に示されている。

そこで、今回微動振動センサー「震介」を軽量コーン
貫入試験装置（Light Weight Core Penetration Test）の調査
地点 LW-2 と LW-9 の中間地点に設置した。その詳細な設
置位置は図-14 に示す。

事前調査の結果から当該計測地点における軟弱層の厚
さは約 3.4m、S 波速度はおおむね 160～200m/s の範囲で
あることが確認された。

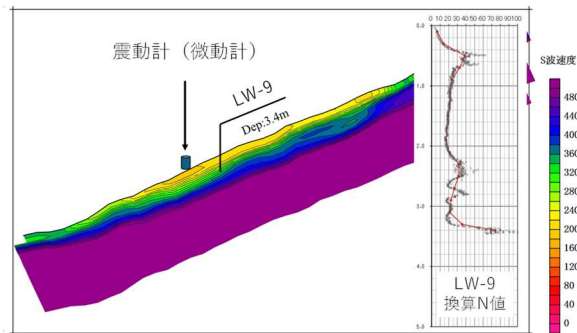


図-13 被災後の調査における表層風化層の換算 N 値と地下構造 (Vs) の結果

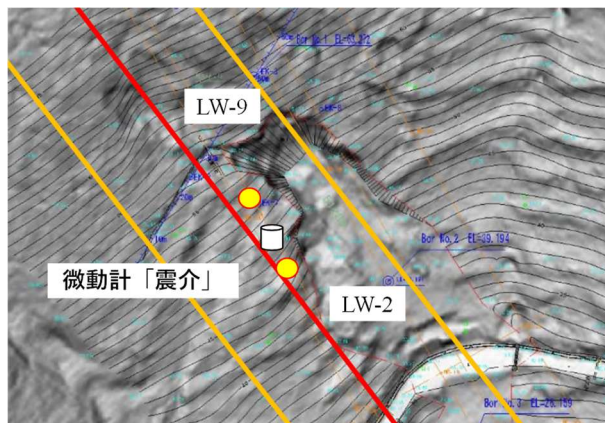


図-14 微動震動計の詳細設置位置

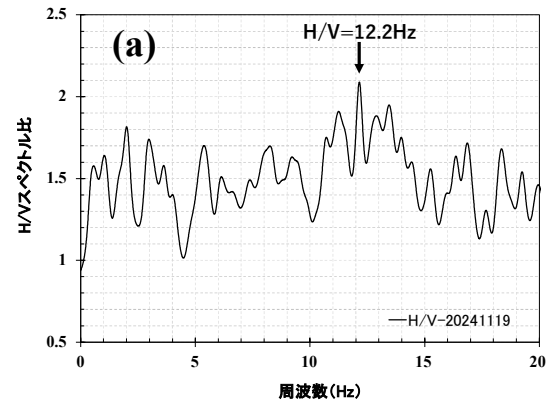
3.2. 常時微動の観測結果

常時微動計測は、深夜 1 時から 30 分間にわたってサンプリングを実施し、得られたデータを 50 秒ごとに区切って複数のスペクトルを算出した。これらのスペクトルを 5 回平均化（スタッキング）することで、信頼性の高い H/V スペクトル比の結果を得た。3 日間にわたる観測結果を図-15 に示す。H/V 比が最大となる周波数（共振周波数） f_0 は、それぞれ 12.2 Hz、12.6 Hz、13.3 Hz であり、これらの平均値は 12.7 Hz となった。1 層地盤モデルに基づく近似式（式 1）において、H/V スペクトル比のピーク周波数 f_0 と LW-9 地点における軟弱層の厚さ（3.4 m）を代入して換算すると、最上部軟弱層の S 波速度（Vs）は約 172 m/s と求められた。この結果は、これまでに実施された「崩壊の危険性のある箇所における弱層厚の分布調査」⁷⁾において得られた S 波速度（Vs = 160～200 m/s）の範囲とほぼ一致しており、妥当な値であると考えられる。

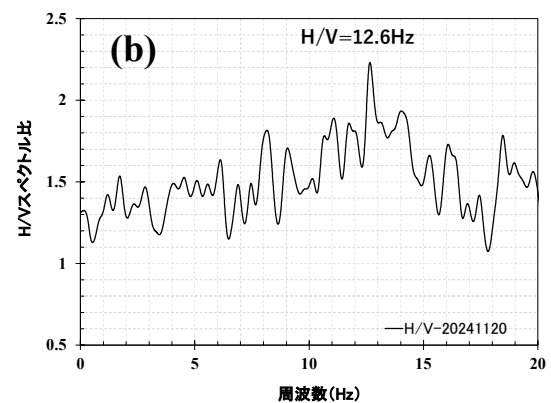
4. まとめ

振動計を用いることにより、道路岩盤斜面の安定性変化

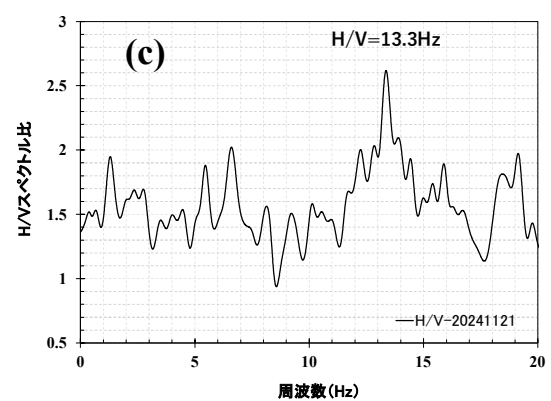
を定量的に遠隔地から監視する方法の適用事例について述べた。本技術は、道路維持管理に対して、対策工の適切な実施時期の判断や、工事中の安全管理等で使用できる技術と考えられる。現在は、さらに各種の振動源（車両走行振動など）を用いた計測を行い解析することにより、より適切な岩盤の不安定評価方法を高速道路斜面と鉄道斜面で行っている³⁾。



(a) 2024/11/19



(b) 2024/11/20



(c) 2024/11/21

図-15 H/V スペクトル比

微動探査に関しては、2021 年に物理探査学会および地震防災研究会によって、計測方法の標準化に関するシンポジウムが開催され、計測精度の向上が図られている。微動探査は、新たな地盤内部構造の探査技術として注目されており、今回実施した常時微動モニタリングは、省

電力かつ設置が容易な機器を用いることで、継続的なモニタリングを可能とするシステムである。システムでは日々の観測データを遠隔地のサーバに送信し、地盤構造の変化が常時監視されるとともに、地層の S 波速度構造変化を捉えることができる点が大きな特徴である。

(執筆責任者 王林, 陶尚寧)

参考文献

- 1) 不安定岩盤ブロック抽出のための岩盤斜面振動計測マニュアル, 土木研究所資料, 第 4051 号, 2007 年.
- 2) 土木構造物のためのモニタリングシステム活用ガイドライン (案) 土木研究所資料, 第 4408 号, 令和 2 年 12 月.
- 3) 王林, 陶尚寧, 山口弘志, 森脇武夫: 地震動を利用した道路岩盤斜面の安定性評価について, 第 58 回地盤工学研究発表会, 12-8-2-06, 2023.7.
- 4) 中村 K.: 常時微動による地盤の評価に関する研究. 地震, 58(1), 37-48.2005
- 5) 中村豊: H/V スペクトル比の基本構造, 物理探査学会第 3 回地震防災シンポジウム「微動と地震防災」, 2008.
- 6) 公益社団法人地盤工学会中国支部, https://jgs-okayama.sidedesk.jp/report/report2022_4th.php
- 7) 統合物性モデル技術研究組合, 2022 年研究発表会講演集, 地震災害・河川災害・土砂災害における最近の研究動向と課題について, 2022 年 8 月 26 日

8.2 光ファイバ給電技術を用いたセンシング事例

1. はじめに

光ファイバ給電とは、レーザー光を光ファイバへ通して電源の無い遠隔地まで送り、そこでレーザー光を電気に変換しセンサ等に給電する技術である。光ファイバ給電方式は既存の技術¹⁾ではあるが、防災関連の野外観測装置に使用された事例は少ない。また、光ファイバ給電を用いたシステム（以後光給電システムと呼ぶ）では、光ファイバ給電に使用する光ファイバにデータ通信を乗せることが可能であり、電線や無線によるデータ通信網を必要としないのも特徴の一つである。そして、光給電システムを用いた野外観測装置は、電気式の監視装置に比べ、落雷を受けやすい電源部のソーラーパネルやデータ通信のアンテナなどがいないため、雷雨や豪雨に対する抵抗性が高く、長期の安定的な観測が可能である²⁾。

本稿では、斜面崩壊や堤防等の監視用として開発した土壌水分量の多点計測と斜面の傾斜角度を計測できる光給電システムを半田山の LW8 地点の観測に使用した。

LW8 地点と現地管理用道路わきの観測小屋の結ぶ約 115m のうち 100m 区間は、微動、表面波、DAS で使用された SM 光ファイバを利用した。

今回観測に使用した光給電システムについて報告する。

2. センサの選定

観測地点の土壌水分と斜面の傾斜を同時に計測するセンサとして、株式会社 A・R・P 社製の WD5-WTA を選定した。選定理由は、1 台で土壌の体積含水率、電気伝導度と環境温度および 3 軸の加速度を計測でき、1 分間に 1 回測定時の平均消費電流が 0.9mA と小さいためである。

また、SDI12 デジタル通信を採用しているため、1 本のケーブルで多数のセンサを接続できることも選定理由の 1 つである。また WD5-WTA は 2.6 土壌水分センサによる体積含水率の変化特性で使用された LW-9 に設置したセンサと同じ型式である。図-1 に WD5-WTA の外形寸法と加速度の軸方向、表-1 に仕様を示す。

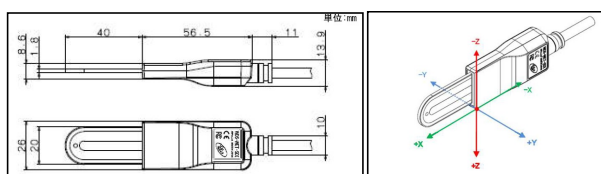


図-1 WD5-WTA の外形寸法と加速度の軸方向

表-1 WD5-WTA の仕様

項目	WD5-WTA-SDI
体積含水率 (VWC)	計測範囲 0 (空気中) ~ 100% (水溶液中)
	分解能 0.1%
	測定精度 50%以下: ±3% 50%以上: ±10% (*1)
加速度 (X/Y/Z: 3 軸)	精度(保湿度範囲)
	計測範囲 各軸 2G
	分解能 0.001G
温度	測定精度 オフセット誤差: ±0.186 感度誤差: ±0.126 *測定温度 25℃にて
	計測範囲 -10℃ ~ +60℃ (*4)
	分解能 0.1℃
環境条件	測定精度 ±1℃
	精度(保湿度範囲)
	動作温度範囲(センサー部) -10℃ ~ +60℃ (*4)
電源	保管温度範囲 -20℃ ~ +70℃ (*4) (*5)
	防水性(センサー部) IPx8 相当(水深 1m, 1 時間水没)
	EMC EN 61326-1:2013 Class B / FCC Part15B Class B
電源	供給電圧 +4.5 ~ +15VDC
	消費電流(DC5V) 平均消費電流: 0.9mA (1 分間に 1 回測定) 計測時消費電流: 33mA (typ) スタンバイ時: 550μA 常温(typ)
	消費電流(DC15V) 平均消費電流: 0.4mA (1 分間に 1 回測定) 計測時消費電流: 15mA (typ) スタンバイ時: 350μA 常温(typ)
インターフェース	規格 SDI12 Ver1.3
	電圧レベル H レベル: 3.5V 以上 / L レベル: 1V 以下
	通信速度 1,200baud±2%
ケーブル	計測距離 1 秒 (min)
	ケーブル径 φ5.4mm
	ケーブル長 5m (+200mm/-0mm) ※最大 30m まで延長可
ケーブル	ケーブル名 サンライズ SX (NE) LF A#025 (0.250) X2P
	束縛処理 半田上げ処理
	最大径線径 φ 8
センサー プローブ	プローブ長 40mm±2mm
	構造 折り返し平行伝送路
	材質 FR-4 (4 層)
外形寸法	センサー本体 107.5mm x 26mm x 13.9mm
	重量 240g
	環境対応 RoHS
付属品	取扱説明書 1 冊

3. 光ファイバ給電システムの概要

本光給電システムは、計測小屋に設置したゲートウェイ (親機) と監視現場に設置したセンサーノード (子機) とを 1 本の SM 光ファイバ線で繋ぎ、WD5-WTA と子機に対しての電力供給とデータ通信を行う観測装置となる (図-2 参照)。子機の電力は、親機の発電用光源 (レーザー光) を光ファイバ線で子機の発電部にある光発電素子へ送り、この素子でレーザー光を電力に変換して供給する。半田山サイトの電力は、計測間隔を 15 分と設定したことから子機を含めた 3 台の WD5-WTA が計測にて消費する電圧降下を十分に充電できる電圧設定が必要となる。1 回の計測で消費電力が約 15mW であることから余裕を持って親機のレーザー光の強さを 250mW とし、子機に対し約 5 分で 60mW まで充電するように設定した。写真-1 に親機、写真-2 に子機と配線 BOX に接続された WD5-WTA を示す。

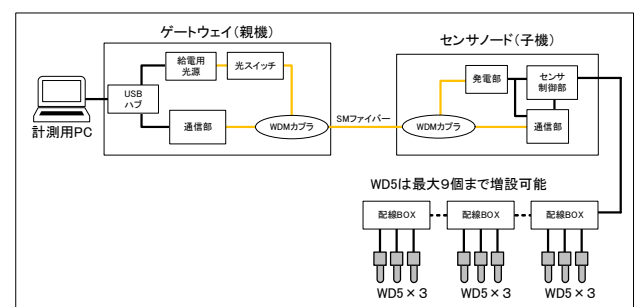


図-2 光給電システムの構成

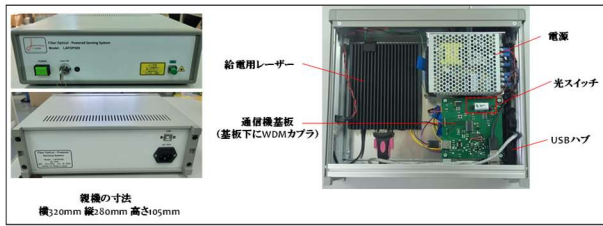


写真-1 親機の外観と構成



写真-2 子機（右）と配線BOXとWD5-WAT（左）

4. 半田山 LW8 の子機と親機の設置

本来光給電システムの親機は、光ファイバ網と商業電源の設置してある観測室内で使用するのが前提である。しかし、半田山サイトでは商業電源のある観測室を準備することができなかったため、管理道路脇の地盤内部の可視化実験のDASで使用されたSM光ファイバBOX付近に計測小屋を設け、ソーラーパネルによる電源供給で対応した。図-3に設置位置と設置後の光給電システムの写真を写真-3と写真-4に示す。



図-3 子機設置位置（LW8）と親機設置位置



写真-3 LW8に設置したWD5-WTAと子機



写真-4 親機とPC等を設置したソーラー発電計測小屋

5. 計測結果と課題

光給電システムでLW8地点の土壌水分と傾斜角度を計測した結果、土壌水分の計測結果は同地点で当社のセンサーノードで計測した結果と同じとなった。しかし、傾斜角度は光給電量の関係で15分に1回の計測に付き1回のサンプリングとしたため、図-7で示すように同地点同センサを用いたセンサーノード計測結果に比べ光給電システムのゆらぎが大きく表れる結果となった。ちなみにセンサーノード計測では、1回の計測に対して6回サンプリングした平均値を採用している。加速度センサのゆらぎに対しては、1計測に対しサンプリング数を増やし統計学手法で近似した値を求めざるを得ない。よって、今回の課題に対する解決策として現在親機のレーザー出力を上げ、平均値を得るためのサンプリング回数増加においても十分な電力を供給できる対策を実施している。

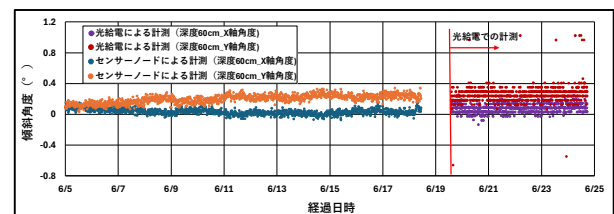


図-7 計測手法の違いによる傾斜角度のゆらぎ

（執筆責任者 後藤和幸）

参考文献

- 1) 三好貴子・瀬尾昭治・栗原啓丞・岩田樹哉・竹延千良・後藤和幸：光ファイバによる給電・通信機能を実現した計測技術の開発—地下水の物理・化学パラメータ計測装置の例—，日本地下水学 2021 年秋季講演会，175～180，2021。
- 2) 後藤和幸・片山輝彦・長田遼介：光給電システムを使用した斜面の土壌水分量と傾斜角度同時観測装置の開発，日本地下水学 2023 年秋季講演会，46～51，2023。

8.3 比抵抗モニタリング『レス・ツール』で監視する

1. はじめに

地盤の比抵抗（＝電気伝導度の逆数）は、間隙率（ φ ）や間隙水の比抵抗（ ρ_w ）、飽和度（ S_w ）、導電性鉱物の種類や量に依存する。導電性鉱物を含まないときの比抵抗 ρ は、アーチーの式と呼ばれる式(1)で表されることが経験的に知られている。

$$\rho = a \times \varphi^{-m} \times S_w^{-n} \times \rho_w \quad (1)$$

ここで a 、 m 、 n は地盤に固有の定数で、 $a = 0.6 \sim 1.5$ 、 $m = 1.3 \sim 3$ 、 $n = 2$ となる。すなわち、地盤の間隙率や間隙水の比抵抗が変化しなければ、地盤の比抵抗は飽和度の 2 乗に反比例することを意味し、たとえば飽和度が 30% から 90% に変化すると、比抵抗はほぼ一桁小さくなる。したがって、地盤の比抵抗をモニタリングすれば、含水状態の変化を知ることができ、斜面崩壊の警報システムとして利用可能であると考えられる。

現在、地盤調査などで一般的に用いられる電気探査は、比抵抗 2 次元探査（または高密度電気探査）と呼ばれる手法で、測線上に設置した数十点以上の電極をすべて測定装置に結線し、電極切り替え装置をコンピュータで制御することによって、数百～数千通りの電流電極－電位電極の組み合わせの測定を行う。これをインバージョン解析することによって、地下の比抵抗分布を可視化できることが大きな利点である。これまで、同一測線の比抵抗 2 次元探査を繰り返し実施して、降雨前後の比抵抗構造の比較することは行われているものの²⁾、モニタリングとして適用するためには、測定と解析に多大な時間を要すること、電源として商用電源や発電機が必要で、測定装置も大掛かりで、高価なものであることなどの難点がある。

発想を変えると、斜面崩壊警報システムとしては、降雨等によって比抵抗が平常時から変化していることを検出することが重要であり、詳細な比抵抗断面は必ずしも必要ではないと考えられる。ここでは、電気探査の垂直探査を利用する比抵抗モニタリングシステム^{3), 4)}について紹介する。

2. 比抵抗モニタリング装置『レス・ツール®』

2.1 測定装置

比抵抗モニタリング装置の主な仕様とシステムの模式図を表-1 および図-1 に示す。斜面崩壊警報システムとして、高頻度で比抵抗の解析結果が得られることと、外部電源がない場所でも使用できることの 2 点が要求されることから、上述のとおり比抵抗 2 次元探査は現実的ではなく、垂直探査を用いている。

表-1 比抵抗モニタリング装置の主な仕様

本体サイズ	284×363×120mm, 4.3kg
最大通電電圧・電流	120V, 50mA
通電周期	500msec
電位測定	10ch（同時測定）、24bitA/D
測定間隔	5, 10, 15, 20, 30 分～1, 2, 4, 8, 12, 24 時間（選択可能）
内蔵電池	12V, 15Ah
記憶媒体	SD カード

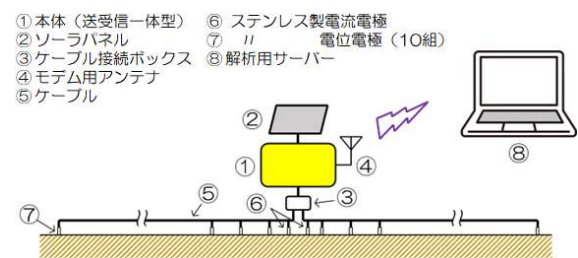


図-1 比抵抗モニタリング装置の模式図

垂直探査は、測点を中心として両側に電極を展開し、電極間隔の異なるデータを集めて、測点の下の比抵抗構造を水平多層構造として求める手法である。シュランベルジャー法と呼ばれる測定方法では、測点近くに電位電極を固定し、それを挟んで外側に電流電極を展開する。電流電極の間隔を変化させながら電位測定を行い、一組のデータとする。ただし、この方法では電流電極間隔を変更するたびに通電と電位測定が必要となり、電流電極を切り替える機構（もしくは手作業による電極の移動）が必要となるので、装置が複雑で、消費電力も多くなる。そこで筆者らのシステムでは、測点近くの電極（図-1 の⑥）で電流を流し、それを挟む外側の電位電極（同⑦）で測定を行う、“逆”シュランベルジャー法を採用した。

シュランベルジャー法と逆シュランベルジャー法は理論的に等価である一方、電極間隔の異なる複数の電位電極をあらかじめ多チャンネルの測定装置に結線しておくことで、一組の垂直探査データを一度の通電で取得することができる。そのため高頻度の測定および装置の小型・省電力化の点においてメリットがある。「レス・ツール」は、最大 10 チャンネルの電位測定を、最短 5 分間隔で実施することができる設計となっている。なお、厚さ数 m 以下の浅層崩壊をモニタリング対象として想定し、最大通電電流は 50mA としている。

電源には内蔵バッテリーのほかにソーラーパネルを用いる。内蔵バッテリーは、満充電状態から無充電で、10 分間隔の測定を一週間以上継続できる容量となっている。消費電力を抑えるため、測定後はスリープ状態と

なる。日照条件次第であるが、後述するテストサイトでの試験測定では、15 分間隔の測定で約 2 か月間、再充電なく測定を継続した実績がある。

測定したデータ（通電電流および 10 チャンネル分の電位差）は SD カードに保存されるとともに、内蔵の LTE モデムでサーバーに送信される。測定からデータ送信まで、30 秒程度で完結する。

サーバーからレス・トールにコマンドを送信することにより、測定間隔の設定、接地抵抗の測定、特定の日のデータのダウンロード・消去などを実行することができる。

2.2 解析とユーザーインターフェイス (UI)

地下の比抵抗構造が 1 次元（水平多層）構造であると仮定し、1 次元インバージョン解析⁵⁾により比抵抗構造を求める。

はじめに適当な層数を与え、各層の層厚と比抵抗を変数として、大地をモデル化する。適当な初期モデルに対して、実際の測定をシミュレートした電位差をリニアフィルタ法によって計算する。電位差の実測値と計算値には残差が生じるため、マルカート法を用いた非線形最小二乗法によりモデル(各層の厚さと比抵抗)を修正する。電位の計算とモデルの修正を繰り返すことにより、実測値を再現することができる最適な比抵抗モデルが得られる。

1 次元インバージョン解析は、一般的なパソコンでも十数秒で完了することから、リアルタイムの比抵抗モニタリングが成立する。

インバージョン解析で得られた比抵抗構造をボーリングの柱状図のように表現し、これを時系列に並べていくと、横軸を時間、縦軸を深度とする比抵抗構造の推移図が得られる。

UI 画面(図-2)では、比抵抗構造の推移(左上)、アメダスの降雨量/実効雨量/土壌雨量指数の推移(左下)、最新の 1 次元解析結果(右上)、バッテリー電圧の推移(右下)をブラウザで表示する。推移図の横軸長は 6, 12, 24 時間～7, 14, 28 日間で選択することができる。アメダスのデータは、Windows のタイムスケジューラ機能と、Python による Web スクレイピングを組み合わせて、最新のデータを自動収集するシステムとなっている。

3. 観測事例

テストサイト(図-3)は埼玉県北西部に位置し、地形としては“残丘”に相当する。平野部が標高 60m 前後であるのに対して、残丘の最高点は標高 112m で、鮮新～洪積統の上位段丘礫層によって構成される。比抵抗モニタリング装置の設置箇所は、残丘の最高地点から東北東に流下する谷を約 300m 下ったところに位置し、標高は約 80m である。この谷の上流部は 300m 以上ある。なお、

テストサイトは長期的に利用可能な地点を選定したものであり、斜面崩壊のリスクがあるわけではない。

比抵抗モニタリングは、電流電極間隔 0.25m、電位電極間隔 1～15m (いずれも片側長)で行った。

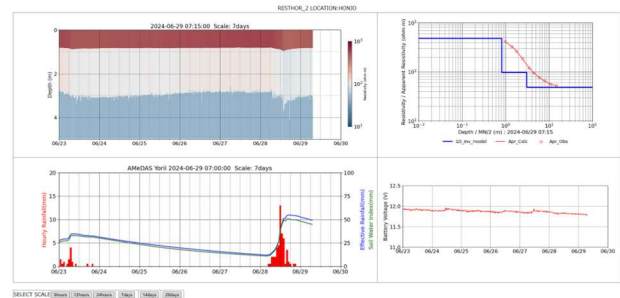


図-2 比抵抗モニタリングの UI 画面

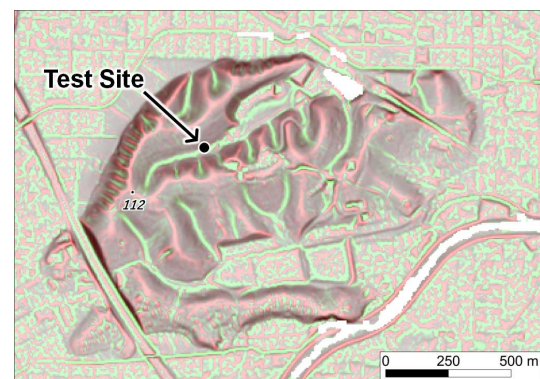


図-3 テストサイトの微地形表現図 (CI マップ)⁶⁾

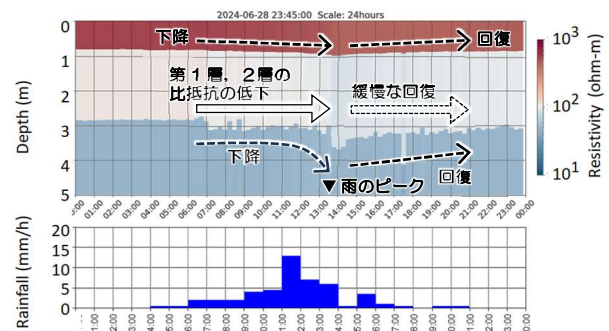


図-4 比較的弱い雨による比抵抗変化(横軸=24 時間)

3.1 比較的弱い雨が続いたときの比抵抗変化

図-4 は、比較的弱い雨が降り続いたときの比抵抗モニタリング事例で、上段は深さ 5m までの比抵抗の推移、下段は最寄りのアメダス観測点の降雨量を示している。テストサイトからアメダス観測点までは約 12km 離れていて、17 時間で計 48mm の降雨があった。アメダスでは 11 時から 12 時までの 1 時間に 13mm の降雨が観測されているが、レーダ雨量によると、テストサイト周辺では 13:35 頃(図中の▼)に最も強い雨が降ったと推定される。

深度 5m までの比抵抗は、表層から高-中-低比抵抗の 3

層構造で、破線矢印で示す通り、雨の降り始めとともに第1/第2層境界、第2/第3層境界が徐々に深くなり、雨が強くなるとそれが加速した。それぞれ、午前6時から最大変化量は-0.17mと-0.86mであった。雨のピークを過ぎると、各層の層厚は徐々に回復した。

比抵抗に着目すると、第3層の比抵抗はほとんど変化していないが、第1層、第2層の比抵抗は降雨とともに低下した（それぞれ16%および24%）。その後の比抵抗は回復しているが、層厚に比べると緩慢である。

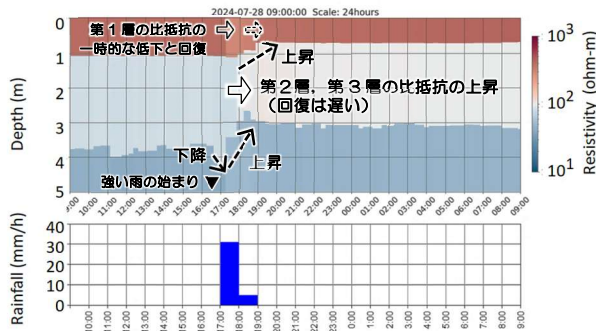


図-5 短時間の強い雨による比抵抗変化(横軸=24時間)

3.2 短時間の強い雨による比抵抗変化

図-5は、短時間に強い雨が降った事例である。アメダス観測点では17時から18時までの1時間に31mmの降雨が観測された。レーダ雨量によると、テストサイト周辺では16:30頃(図中の▼)から雨が降り始め、1時間程度激しい雨が降ったと推定される。

比抵抗構造の変化は前の事例とは異なる。降り始めに第2/第3層境界が一度下降し、その後、急激に1m以上上昇した。第1/第2層境界は、降雨より遅れて、30cm以上浅くなった。各層境界の回復は極めて緩慢である。

第1層の比抵抗は降雨中、一時的に約27%低下し、速やかに回復している。第2層の比抵抗は、降雨中の変化は小さく(-5%程度)、降雨後に約24%上昇した。第3層の比抵抗は降り始めに一度約8%低下し、その後約25%上昇した。層境界と同様に、比抵抗の回復も緩やかであった。一般に天水は地下水よりも比抵抗が高く(=電気伝導度が低く)、強い降雨により比抵抗が上昇したのは、天水による地下水の希釈が原因の一つとして考えられる。

4. 今後の課題

4.1 観測事例とノウハウの蓄積

前節に示したとおり、比抵抗を高頻度でモニタリングしたことにより、地盤の比抵抗構造(層厚と比抵抗)が降雨によって変化し、しかも雨の降り方によって変化パターンが異なることがわかった。このことは、比抵抗をモニタリングすることによって、地中の含水状態の変化を知ることができるということを示唆するものである。

今後はこれを斜面崩壊警報システムとして確立するため、観測事例を増やす必要がある。とくに、斜面崩壊につながるような強い雨に伴う比抵抗構造の変化の、一部始終を観測し、リスクの大きな比抵抗構造の変化パターンを把握する必要がある。ピンポイントの雨量や地下水位との同時測定も望ましい。

また、比抵抗2次元探索の事前実施など、斜面の中で効果的なモニタリング地点を選定するノウハウの蓄積も必要である。

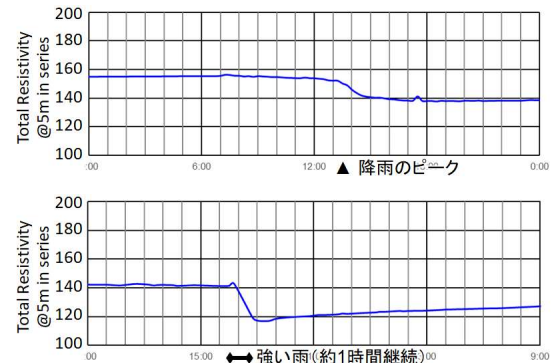


図-6 地表から深度5mまでの平均比抵抗の変化(上下それぞれ3.1節、3.2節の事例。横軸=24時間)

4.2 リスク評価手法の確立

比抵抗構造の変化は複雑であることから、斜面崩壊のリスクを定量的に評価する手法や基準の確立が必要である。

その際、一つには機械学習による判定が考えられるが、学習用データを蓄積するまでに多大な時間を要すると思われる。もう一つは、何らかの機械的な方法により数値基準を設けることである。

図-6は、前節で紹介した2事例について、式(2)を用いて地表から深度5mまでの平均比抵抗 ρ_{ave} を求めたものである。

$$\rho_{ave} = \sum(t_n \times \rho_n) / \sum t_n \quad (2)$$

ここで、 t_n および ρ_n はn番目の層の層厚および比抵抗であり、層厚の変化と比抵抗の変化を同時に評価可能である。2事例では比抵抗構造の変化パターンが異なるにもかかわらず、この指標は降雨の推移と調和的に見える。今後、観測事例を増やす中で、このような指標化も検討する必要がある。

(執筆責任者 上原大二郎)

参考文献

- 1) G.E. Archie : The Electrical Resistivity Log as Aid in Determining Some Reservoir Characteristics, Transactions of the AIME, Vol.146, pp.54-62, 1942.
- 2) たとえば、鈴木浩一、田中姿郎、窪田健二、末永弘、

吉武宏晃，三宮明，東健一：比抵抗法による地すべり斜面における集中豪雨時の浸透水のモニタリング，物理探査，Vol.69，No.2，pp.103-116，2016.

- 3) 上原大二郎，王寺秀介，上田匠，與田至門：比抵抗モニタリングによる斜面崩壊警報システムの開発，令和 4 年度 日本応用地質学会 研究発表会，001，2022.
- 4) 上原大二郎，竹田和弘，上田匠，與田至門，宮本虎之介：斜面崩壊警報システムとしての比抵抗モニタリング装置の開発と観測事例，令和 6 年度 日本応用地質学会 研究発表会，080，2024.
- 5) 與田至門，上田匠，上原大二郎，王寺秀介：Python を用いた水平多層構造・3D 任意電極配置に対応した電位応答解析手法，物理探査学会第 146 回学術講演会論文集，pp.19-22，2022.
- 6) 上原大二郎，西村修一，田中風羽，竹田和弘：収束度 (Convergence Index) を利用する微地形表現図「CI マップ」の考案，第 59 回地盤工学研究発表会，23-13-1-06，2024.

8.4 傾斜センサおよび土壌水分センサを活用した斜面管理について

1. はじめに

近年の異常気象に伴い豪雨災害が激甚化しており、各地で土砂崩れによる被害が報告されている。一般的に、切土斜面で想定される斜面崩壊の形態には、表面水の集中的な流入に起因する斜面浸食（ガリー浸食）や、地下水位の上昇に伴う斜面の不安定化により発生する斜面すべりによるものがある。鉄道事業者や道路事業者においては、不安定化リスクが顕在する土構造物を対象にフリーフレーム工法等による法面保護工の対策を順次講じているが、対策を講じていない斜面についても、降雨時の斜面安定性を定量的に把握することが求められている。



写真-1 被災状況と復旧状況

斜面安定に関する研究は多く行われているが、降雨時の斜面安定性を把握する新たな試みとして、小泉ら¹⁾が示す体積含水率と変形挙動の関係に注目した。すなわち、図-1のように表層崩壊が発生する前に斜面内の体積含水率の上昇率が変化する時点の体積含水率を初期擬似飽和体積含水率（IQS）と定義し、IQSと変形挙動の関係を提案したものであり、ある鉄道会社では、この関係を運転規制方法に活用できないか模索中である。

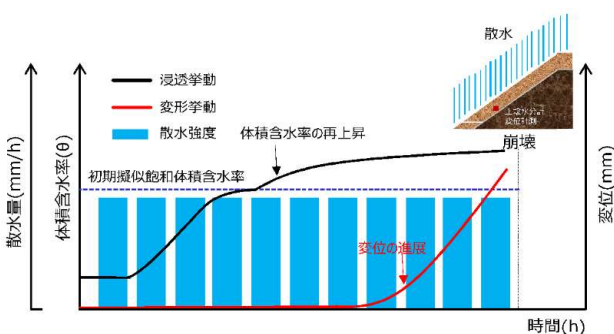


図-1 小型模型実験における体積含水率と変位の関係¹⁾

本章では、2022年に営業線切土斜面に設置したシステムの計測結果の事例紹介と、計測結果で得られた降雨強度と体積含水率の関係についてまとめ、斜面の新たな管理方法を示すものである。

2. 斜面管理システムの概要

斜面管理システムの概要を図-2に示す。本システムは、通信モジュールが組み込まれた測定器本体、傾斜センサ、土壌水分センサ、雨量計、および電源から構成されている。

写真-2に傾斜センサ、土壌水分センサを示し、写真-3に測定器本体を示す。

測定器本体は地中に打設した杭に固定し、傾斜センサは地中に設置し、斜面鉛直ならびに水平方向の地表面の変動を傾斜角として計測する。土壌水分センサは傾斜センサと同様に地中に埋設し、土壌水分の変化を体積含水率として計測する。

計測データはNB-IoT通信を通じてクラウドに保存され、関係者間での計測データの共有を可能としている。

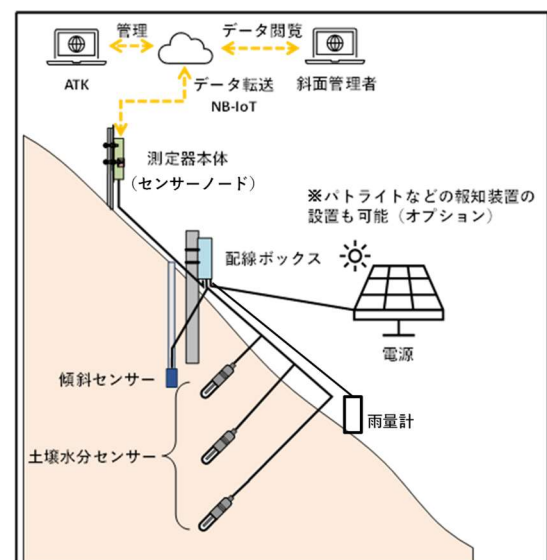


図-2 計測システム概念図²⁾



写真-2 傾斜センサプローブ（上）
土壌水分センサプローブ（下）



写真-3 測定器本体

3. 計測事例

3.1 計測システム設置箇所

写真-4 に設置状況を示す。設置箇所は鉄道営業線の切土斜面法尻部とした。斜面の変状を詳細に把握するため、SH 型貫入試験で表層の緩み分布を把握し、傾斜センサは深度 100cm に、土壌水分センサは、深度 30cm, 60cm, 100cm の 3 深度に設置した。



写真-4 システム設置状況

3.2 計測結果

図-3 に計測結果と降水量を示す。降水量は現地に設置した雨量計のデータを使用した。注目すべき点は、8 月 27 日からの断続的な降雨によって、8 月 29 日 13:15 から 22:30 にかけて、傾斜角度で約 0.4° の斜面変状が確認されたことである。この傾斜角度は水平変位に換算すると約 0.7mm に相当する。

変状発生前後の降雨と体積含水率の変化を見てみると、現地は 8 月 27 日の降雨で各深度とも体積含水率が上昇した後、29 日の降雨で各深度の体積含水率が再上昇し、体積含水率の再上昇に遅れて傾斜角に大きな変化が確認された。

その後、降雨が収まるとともに、変位の進行が収まり、変位発生前の傾斜角まで戻る挙動を示したが、変位発生前の傾斜角までは戻らず、約 0.1° 傾斜している状況であることが確認された。

3.3 考察

ここでは、各深度の体積含水率と降水量の関係について考察を行った。使用したデータは、計測期間中で変位が確認された 8 月 29 日を挟む前後 2 週間（8 月 15 日～9 月 12 日）とした。

表-1 に変状発生前、発生直前直後、発生後における体積含水率の変化をまとめ、図-4 に設置深度 100cm における各期間の降水量と体積含水率の関係を示す。

表-1 によると、各深度とも変状発生直前直後（8 月 29 日～9 月 1 日）における体積含水率の最小値と最大値は、変状発生前よりも大きい値を示し、特に深度 100cm は変状発生前と比較して体積含水率の最大値が 3%以上増加したことが明らかとなった。

表-1 各期間の体積含水率の変化

		8/15～8/28	8/29～9/1	9/2～9/12
期間中の累積雨量(mm)		130.2	289.2	18.8
深度 100cm	最小値(%)	59.28	60.46	36.94
	最大値(%)	63.84	67.02	61.96
	平均値(%)	60.57	62.62	58.74
	標準偏差	1.24	1.28	18.93
深度 60cm	最小値(%)	15.22	51.42	13.28
	最大値(%)	55.08	56.04	54.12
	平均値(%)	38.67	53.77	31.07
	標準偏差	17.09	0.97	17.64
深度 30cm	最小値(%)	14.82	44.68	14.04
	最大値(%)	58.96	59.26	56.86
	平均値(%)	32.00	56.52	27.66
	標準偏差	16.66	3.91	15.09

図-4 によると、変状発生前（8 月 15 日～8 月 28 日）に降雨に伴い体積含水率が最大で 64%付近まで増加後、変状発生直前直後（図-4 中の□）には、変状発生前と比較してさらに体積含水率が 67%付近まで再上昇したことが示された。

このことは、図-1 に示す体積含水率の再上昇に相当するものと考えられ、変位進展の要因の一つと推定される。

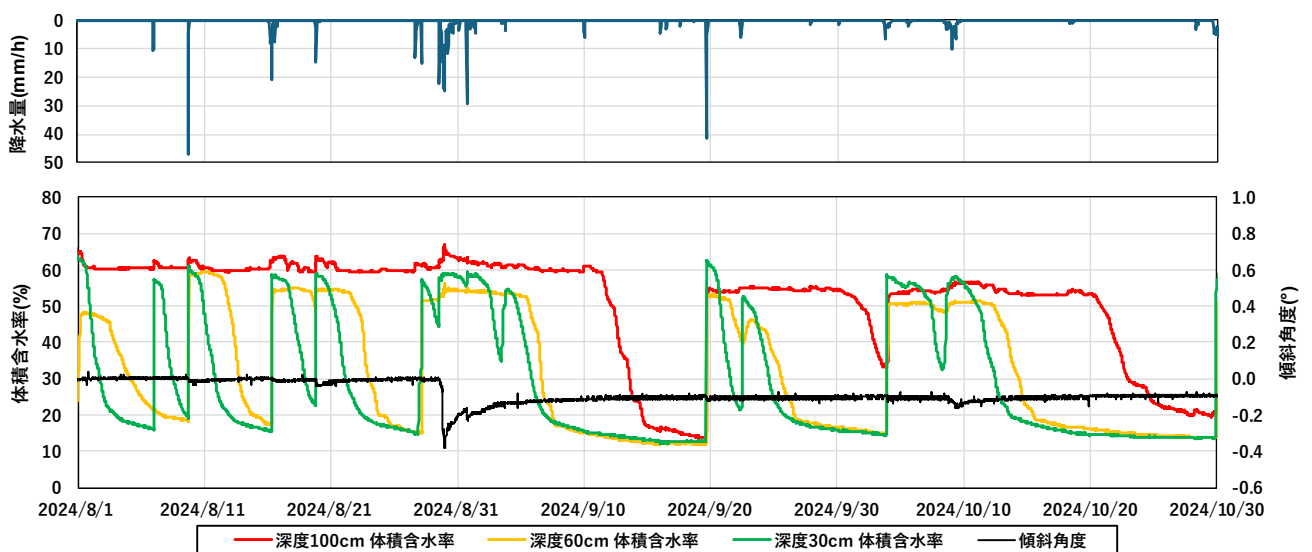


図-3 計測結果（2024/8/1～2024/10/30）

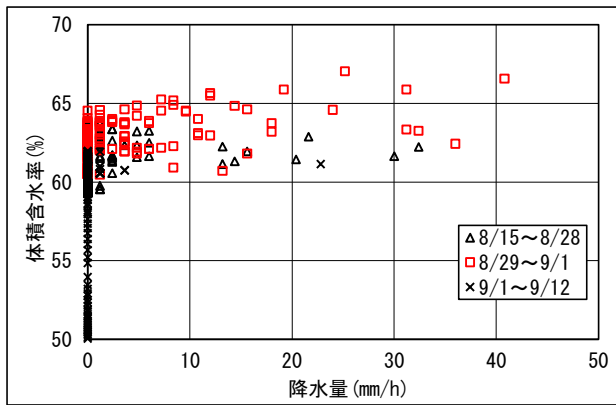


図-4 深度 100cm の体積含水率と降水量の関係

4. まとめ

計測結果から、断続的な降雨による体積含水率の上昇に伴い、斜面変状の進展が確認された。これに伴い鉄道事業者では補修を行い、変状の進行を防ぐ処置を行った。

変状発生時の体積含水率をみると、各深度とも変状発生時に IQS から体積含水率の再上昇が確認され、斜面変位の発生につながったものと推定される。しかしながら、本サイトにおける検証はまだ不十分であるため、今後も実斜面での計測データを蓄積し、体積含水率と降水量の関連について計測データの分析を進めていく計画となっている。

また、鉄道事業者ではこれらの分析結果を基に、体積含水率の変化や IQS を活用した新たな運転規制方法や規制解除の検討をすすめていきたいと考えている。

(執筆責任者 片山輝彦)

参考文献

- 1) 小泉圭吾, 櫻谷慶治, 小田和広, 伊藤真一, 福田芳雄, Maria Q. FENG, 竹本将: 降雨時の表層崩壊に対する高速道路通行規制基準の高度化に向けた基礎的研究, 土木学会論文集 C (地圏工学) Vol. 73, No. 1, pp. 93-105, 2017.

8.5 地盤調査における測位とリモートセンシング技術の展望

1. はじめに

最近のデジタル化とリアルタイム、3次元的な位置出しの必要性などの流れの中で、地盤調査における測位にも人工衛星やドローンが使われるようになり、インフラメンテナンス等にも、モニタリングなどで、リモートセンシングを利用した非破壊の調査や探査手法が多く用いられるようになってきている。

以下に、地盤調査における測位とリモートセンシング技術の展望について述べる。

2. 地盤調査における測位

2.1 従来の測位

従来の測位技術としては、レベルやトランシット、トータルステーション等の測量機器による2点間の高さや角度、距離を基本とした測位が挙げられるが、最近では、GNSSを利用したドローンによる測位やモバイル端末による測位も一般化しつつある。更に、地すべり地などの斜面監視には、リアルタイムでGNSSによる測位がされている。

2.2 今後の測位

今後の測位技術としては、GNSSを利用した測位が進むと考えられる。日本の測位衛星で、準天頂衛星である「みちびき」は、2018年度から4機体制で運用されているが、2026年度からは7機体制になる予定で、単独測位の誤差が10m程度から1m以下になると言われている¹⁾。またドローンの活用として、UAV測量（LiDARやLP）も行われつつある²⁾。

3. 地盤調査におけるリモートセンシング技術

3.1 従来のリモートセンシング技術

航空機による光学的な画像は、1900年前後位から多く撮られるようになった。人工衛星による光学的な画像も、1970年代から米国のランドサットにより得られており³⁾、現在では、GoogleMapを始め、多くの所で利用されている。また近年では、衛星SARによる地面の変位解析や、SWOT衛星による海面の変化からの海山を含む海底地形の把握、ドローンによる物理探査なども実施されている²⁾。

3.2 今後のリモートセンシング技術

特に小型衛星によるリモートセンシングでは、光学衛

星で、米国Planet社は既に数百機からなるDove衛星で衛星コンステレーションを分解能3.7mで構築しており、更に分解能30cmのPelican衛星の運用を目指している⁴⁾。

またSAR衛星では、国内の㈱Synspectiveと㈱QPS研究所が小型SAR衛星の運用を開始しており、両社とも30機以上の衛星コンステレーションの構築を目指している²⁾。これらのSAR衛星では、従来のだいち2号や4号のような太陽同期回帰軌道だけでなく、傾斜回帰軌道も組み合わせて運用され、東西成分の変位だけでなく、南北成分の変位も解析できることを目指している。

更に、洋上風力発電所の建設に伴う地盤調査では、水中ドローン(AUV)の使用も、一層拡大すると思われる。

4. まとめ

地盤調査における測位では、日本の準天頂衛星である「みちびき」により、人工衛星による測位精度が格段に上がり、その適用が増えると考えられる。またドローンによるUAV測量なども増えることが期待される。

地盤調査におけるリモートセンシング技術では、SAR衛星によるリモートセンシングで、今後、センサの高解像度化が進み、衛星コンステレーションによる観測の高頻度化に加え、衛星通信とデータ処理技術の高度化により、データ提供のリアルタイム性が増すと予想される²⁾。また衛星の小型化により、低コストで衛星を打ち上げることが可能となり、より多数かつ多様なデータ収集が期待される²⁾。ドローンによるリモートセンシングにおいても、地上でのUAVや水中でのAUVが活用されることが期待される²⁾。

(執筆責任者 八野祐二)

参考文献

- 1) Shamen-net 研究会：[新] 知っておきたいGPS/GNSSのはなし，2019.5.30
- 2) 吉川猛，六川修一，酒井直樹，虫明成生，竹下航：宇宙や空中からの物理探査（リモートセンシングとドローン物理探査），物理探査，第77巻，pp26-31，2024.
- 3) ウィキペディア：ランドサット，<https://ja.wikipedia.org/wiki/ランドサット>
- 4) Planet：Products，<https://www.planet.com/products/>

8.6 DAS の利用例

分散型音響センシング（Distributed Acoustic Sensing, DAS）は、近年、地震モニタリングの新たな技術として注目を集めている。この手法は既存の通信用光ファイバーケーブルを振動センサーとして活用するものであり、数十 km にわたる広域のデータ取得が可能である点に特徴を有する。従来の地震計やジオフォンは測線長が数十～数百 m 程度と比較的限られているのに対し、DAS は高密度かつ長距離のアレイ観測を実現できることから、広域モニタリングに優れた適用性を示す。

石油・ガス分野においては、DAS は主に坑井内に恒久設置され、VSP 探査に利用されてきた。従来の坑井地震計と比較すると、DAS は低コストで長期連続観測が可能であり、地下イメージングや地層解析においても有効である。その結果、油田・ガス田におけるリアルタイムモニタリングや詳細な地下構造解析を実現し、探査精度の向上が期待されている。一方、土木分野における DAS の適用は、そのスケールメリットを活かした長距離計測に関する研究が進展している。地表面に光ファイバーを設置することで高密度なデータ収集が可能となり、地下のイメージングやインフラ構造物の健全性評価に寄与している。具体的な適用例としては、埋設した光ファイバーを利用した振動解析による地下構造の可視化、道路・橋梁・トンネルといった線状構造物に対する振動監視や劣化診断が挙げられる。こうした応用は、DAS の長距離・高密度計測能力を最大限に活用した新たなモニタリング手法として位置づけられる。

以上のように、DAS 技術は石油・ガス分野における詳細な地下構造解析から、土木分野における広域モニタリングまで、幅広い領域での実用化が進みつつある。本稿では、特に 2025 年に報告された、地表面に設置された光ファイバーケーブルを用いた DAS による地下構造探査事例を 3 件紹介する。

まず、[1] では高速道路の路肩に埋設された光ファイバーを利用して DAS 計測を行い、得られた微動データについて直線微動アレイ解析に適用することで高速道路直下の S 波速度構造を推定した。その結果、従来の地震計を用いた直線微動アレイ探査と比較して、深度 15 m 以浅において良好な整合が確認された。さらに道路点検結果との比較から、法面変状、小段からの湧水、排水工の沈下・変状箇所では S 波速度の低下が認められ、構造的異常と速度低下が対応することが示された。

次に、[2] では 2 路線（国道 6 号・国道 50 号）沿いに敷設された供用中の通信用光ファイバーを利用して DAS 計測を実施し、それぞれ 56.65 km および 62.80 km にわたる測線で約半月間のデータを取得した。相互相関関数（CMPCC 法）および位相シフト法に基づく分散曲線解析を経て逆解析を行った結果、得られた S 波

速度構造断面は、地形・地質から推定されるモデルと概ね整合することが示された。

さらに、[3] では既設の通信用導管内光ファイバーを利用した Stanford DAS-2 Array を対象に、交通振動を震源とする微動記録を解析し、地下水位の推定が試みられた。具体的には、DAS データに相互相関解析を適用して仮想起振記録を生成し、これに全波形インバージョン（Full Waveform Inversion, FWI）を実施することで詳細な S 波速度構造を推定した。さらに、連続観測を活かしたタイムラプス FWI により速度変化を抽出した結果、その変化分布の上面が井戸観測による地下水位と一致することが確認され、DAS を用いた地下水位検出の可能性が示唆された。

以上の 3 事例に共通する特徴は、①表層部に設置された光ファイバーケーブルを利用していること、②人工震源を用いず交通振動等の環境雑微動を利用していること、③成果として S 波速度構造断面を導出している点である。すなわち、従来の物理探査のように人工震源を用いて観測機器を設置するのではなく、既設光ファイバーを受振器として活用し、受動的にデータを取得することで地下構造の把握が可能となる。このアプローチは、長距離にわたる地盤構造の把握や時系列的変化の検出に有効であり、継続的モニタリング技術としての大きな潜在性を有している。

（執筆責任者 山内泰知）

参考文献

- [1] 山崎充、八嶋厚、井上雅王、上野慎也、藤岡一頼、沢田和秀、村田芳信、林宏一、小西千里、町島裕一：泥岩を用いた道路盛土における分布型音響センシング（DAS）の適用、60 回地盤工学研究発表会、22-3-2-02, 2025
- [2] 小川直人、鈴木晴彦、櫻井健、小西千里、藤原広行、中村洋光、内藤昌平：国道沿いの通信用光ファイバを用いた DAS 記録による表層地盤モデル作成、60 回地盤工学研究発表会、22-3-2-03, 2025
- [3] Haipeng Li, Jingxiao Liu, Shujuan Mao, Siyuan Yuan, Robert G. Clapp, and Biondo L. Biondi : Daily Groundwater Monitoring Using Vehicle-DAS Elastic Full-waveform Inversion, arXiv: [arXiv:2501.10618]. [https://arxiv.org/abs/2501.10618] (アクセス日：2025 年 8 月 30 日)

8.7 堤防の声に耳をかたむける ～DAS による越水時の振動モニタリング～

1. はじめに

河川堤防は、災害から人命や財産を保護するうえで極めて重要な社会基盤施設である。近年、集中豪雨の頻発により、その機能と役割は一層重要性を増している。こうした状況下において、高度な維持管理を実現するために、堤防の健全性を効率的かつ継続的に把握するためのモニタリング技術の導入が喫緊の課題となっている。

国管理区間の河川堤防には管理に使用される通信用光ファイバ（いわゆるダークファイバ、以下 DF）が埋設されている。それをセンサとして用いることができる分布型光ファイバセンサ（以下、光ファイバ）はモニタリング技術の一つの選択肢となり得る。

本研究は、分布型音響センシング（Distributed Acoustic Sensing：以下、DAS）を河川堤防のモニタリング技術として適用し、河川水の越水や河川堤防の大変形などの異常をリアルタイムに検知することを目的に技術開発を行っている。

図-1 に DAS の概念図を示す。DAS は計測器から光ファイバに向けてパルス光を一定周期で送信し、光ファイバに加わる振動に応じて変化する後方散乱光の位相変化を検出することで、振動とその発生位置を計測する技術である。

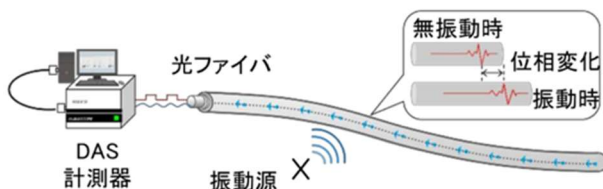


図-1 DAS による振動測定概念図

本報告では、越水時に河川堤防で発生する振動（堤防の声）の検出可能性を検証するために小型および大型模型実験を実施した結果^{4),5)}について報告する。

実験では、DAS を前述の DF に適用することを想定した検討を行った。あわせて光ファイバを敷設する鞘管に DF を密着させることで感度の向上を図る「セミ・ダークファイバ」（以下、SDF）^{1),2),3)}の活用についても検討した。ここで SDF としてビニールホースを鞘管内に光ファイバとともに挿入し、ホース内部に空気を充填して光ファイバを鞘管と密着させた。図-2 に本研究における SDF の概念図を示す。

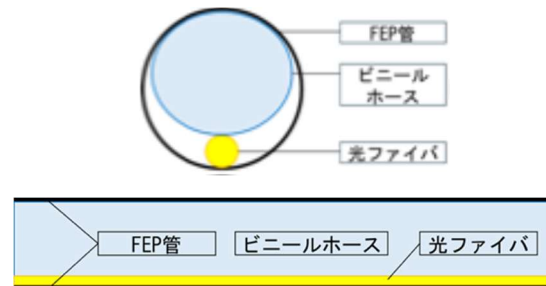


図-2 SDF 概念図

2. 小型模型実験

2.1 実験方法

河川堤防の小型模型を作成し、DF と SDF による越水検知を目的とした小型模型実験を実施した。実験に用いた模型を図-3、写真-1 に、塩ビ管端部の状態を写真-2 に示す。小型堤防模型には、高さ 220 mm、幅 584 mm、奥行 285 mm の土槽を使用した。堤体土には珪砂 6 号と木節粘土の混合土を用い、天端部には舗装を模擬する目的で厚さ 23 mm のファスト・アスを敷設した。

天端下には管理用光ファイバの鞘管を模した塩ビ管（外径 38mm、内径 32 mm）を埋設した。その内部に、DAS 計測における空間分解能を考慮して越水幅の範囲内に 5 m の光ファイバを巻き付けてビニールホースとともに敷設し、空気の充填状況を変化させることができたようにした。また、実験装置の給水能力を踏まえ、越水幅は天端中心部の 100 mm の範囲に限定した。

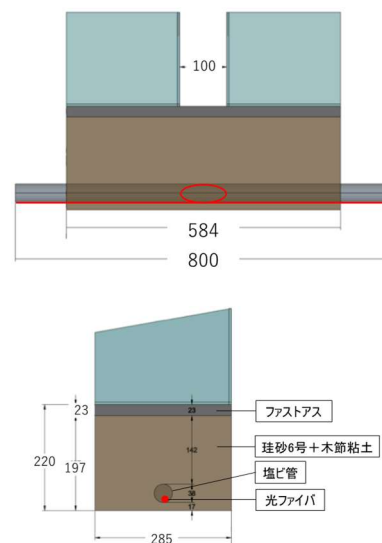


図-3 小型実験模型



写真-1 小型実験模型



写真-2 塩ビ管端部の状態

給水開始後、水位が天端高さに達し越水が開始した段階で DAS による振動計測を開始し、その後越水深を段階的に増加させた。越水深が 5.5 cm の場合を除き、その他の越水深では各 10 分間の計測を実施した。越水深 5.5 cm については給水・排水装置の制約により、約 4 分間の計測とした。各実験ケースを表-1 に示す。

表-1 実験ケース

ケース	越水深			
空気充填無 (DF)	1cm	2cm	3.5cm	5.5cm
空気充填有 (SDF)	1cm	2cm	3.5cm	5.5cm

本実験では、ビニールホース内に空気を充填しない状態で計測を行う空圧無のケース (DF を想定) と、空気を 15 kPa で充填し光ファイバと塩ビ管を密着させた空圧有のケース (SDF を想定) の比較を行った。

2.2 実験結果

越水時の実験状況を写真-3 に、振動計測の結果を図-4 に示す。図-4 のヒートマップからは、空圧無のケース (DF) では、ほとんど振動が計測されていないことが分かる。一方、空圧有のケース (SDF) においては、越水深 2 cm 以降で明瞭な振動が計測されていることが確認された。



写真-3 実験状況

さらに、各ケースにおける天端中心線上の振動波形に対して FFT (高速フーリエ変換) 処理を行い、周波数解析を実施した。今回の越水実験では、0.3~2 Hz の周波数帯域において越水による卓越周波数が観測されたため、この周波数範囲を対象としたフィルタ処理を施したうえで図-5 に示した。その結果、ヒートマップと同様に、空圧有 (SDF) のケースでは越水深 2 cm 以降において明確な応答の増加が認められた。

この結果は、光ファイバと鞘管を密着させることで感度を高め、越流水に伴う振動をより明瞭に把握することが可能であることを示唆している。

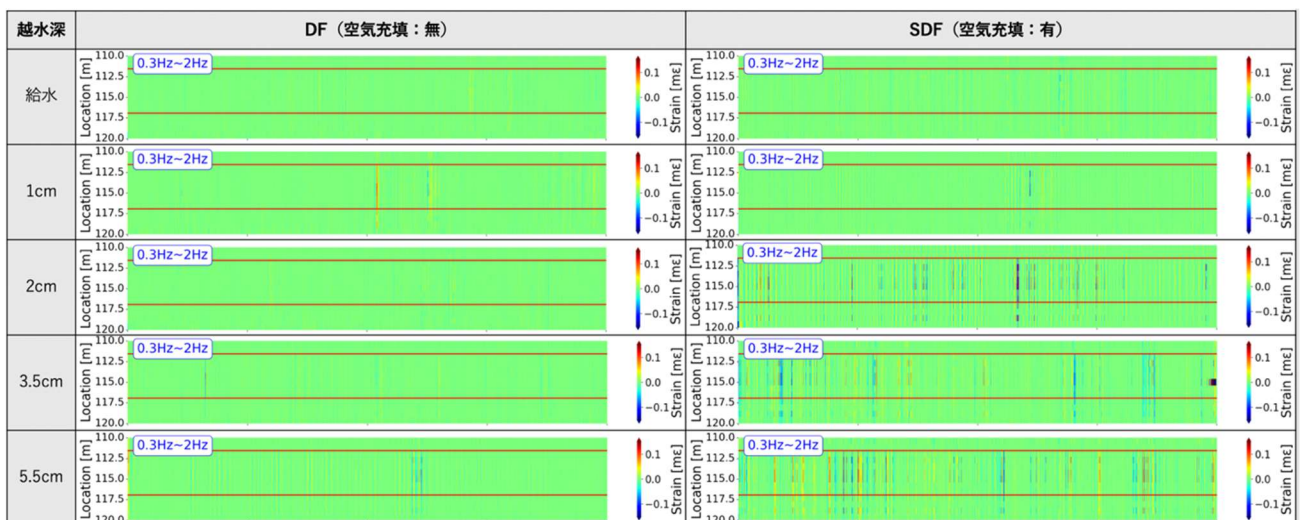


図-4 実験結果 (ヒートマップ)

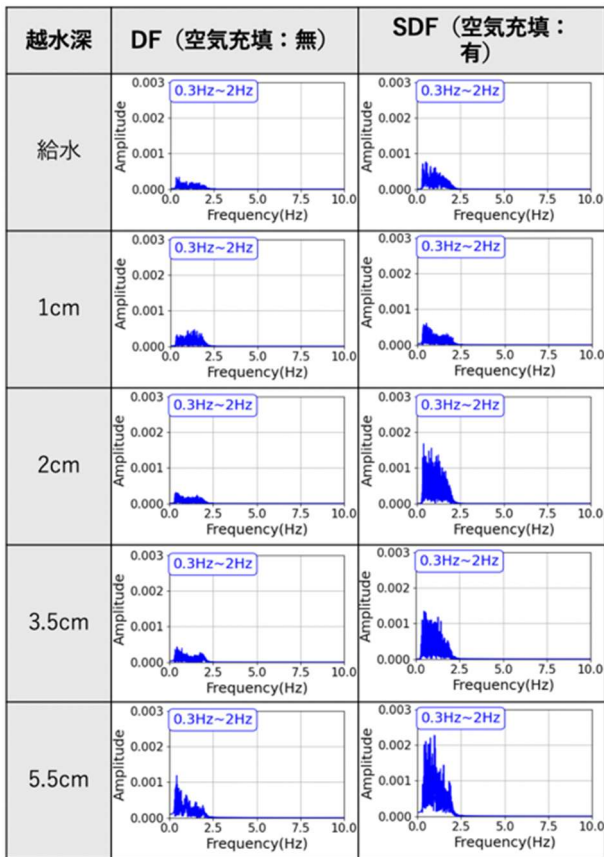


図-5 FFT 分析結果

3. 大型模型実験

3.1 実験方法

国土交通省国土技術政策総合研究所(茨城県つくば市)の落差実験水路に河川堤防の大型模型を作成し、前節と同様の DF と SDF による越水検知を目的とした大型模型実験を実施した。本実験では、高さ 6000mm、幅 5000mm の水路内に、天端幅 3200mm、堤防高さ 2500mm、堤内地盤高 1000mm、裏法面勾配 2 割となる大型堤防模型(図-6)を用いた。大型堤防模型の天端にはアスファルト舗装、川裏法肩にはブロック、川裏法面にはブロックマットによる保護工と通気防水シートが敷設され、川裏法尻にはドレーンが設置されている。

この大型堤防模型に対し、越水深 30cm となるように外力として越流水を与え、通算 3 時間以上にわたって実験を実施した。実験模型および越水時の状況を写真-4 及び写真-5 に示す。越水深 30cm 程度となる条件下における各部の越水深は、天端 32.5cm、法肩 14cm、法面 5cm であり、各位置の流速は、天端約 2m/s、法肩約 1.5m/s、法面および法尻で約 4m/s であった。なお、いずれの川裏法面保護工も実験終了時において著しい変状は確認されず、その下の堤体にも目立った変形は生じなかった。

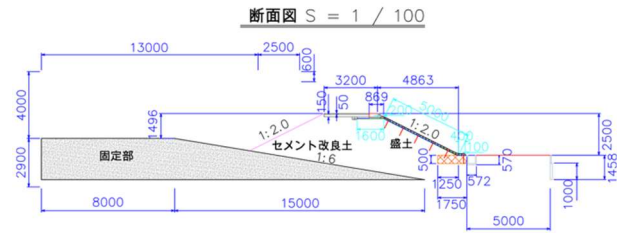


図-6 大型堤防模型



写真-4 越水実験 (越水前)



写真-5 越水実験 (越水時)

この大型堤防模型の天端アスファルト舗装下には、DF と SDF を模して、光ファイバとビニールホースを挿入した FEP 管(内径 80mm)を埋設した。実験では、ビニールホース内に空気を充填しない状態で計測を行う空圧無のケース(ケース 1: DF を想定)と、空気を 30kPa で充填し光ファイバと FEP 管を密着させた空圧有のケース(ケース 2: SDF を想定)の 2 条件において実施した。

3.2 実験結果

実験結果を図-7 及び図-8 に示す。ヒートマップ(赤線で囲まれた区間が越流範囲)および模型中心線上の 5~40 Hz の周波数成分に対応する振動波形に着目すると、DF では実験前の振動が大きく越水による振動の増加を明瞭に確認することはできなかった。一方、SDF は実験前、越流開始、越水中の順に振動の振幅が明瞭に増加していることが確認された。特に、越流開始時と比較して越水中の振動が顕著に増大しており、越流水深の増加に伴って天端上を流れる水量が増加することで、光ファイバが計測する振動も増加する傾向が見られた。

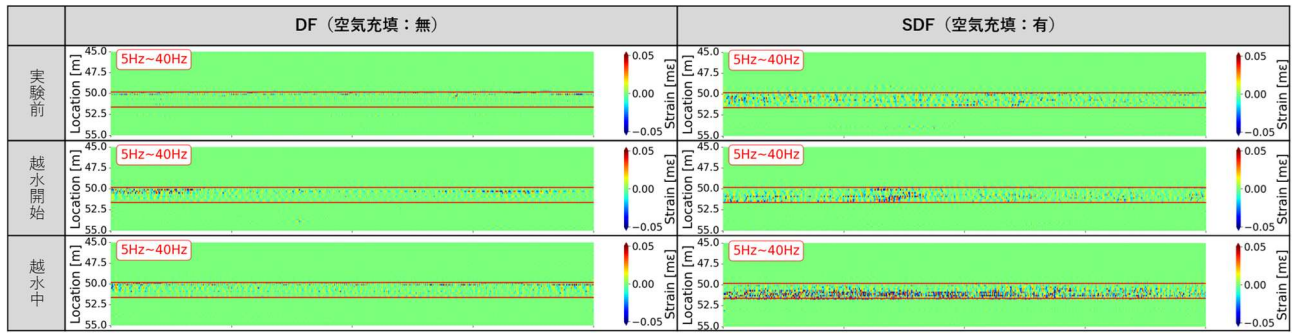


図-7 実験結果（ヒートマップ）

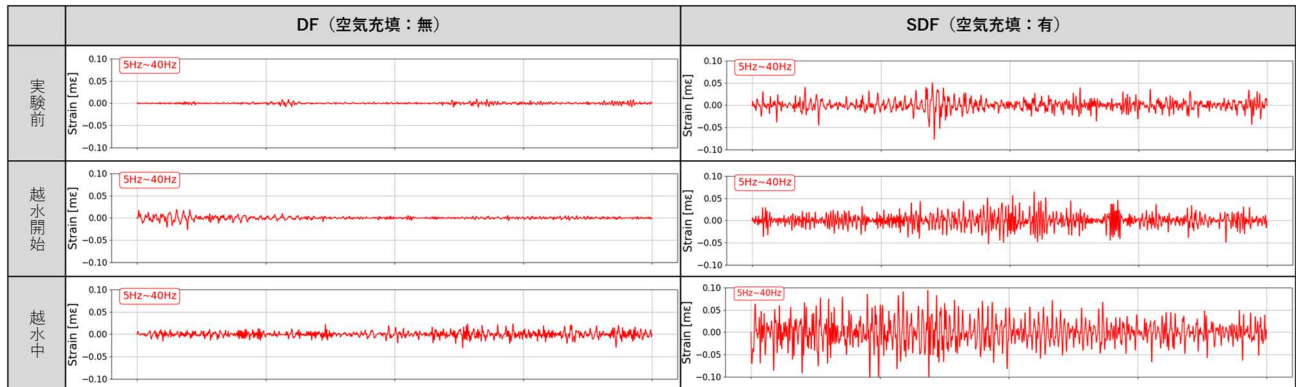


図-8 実験結果（振動波形）

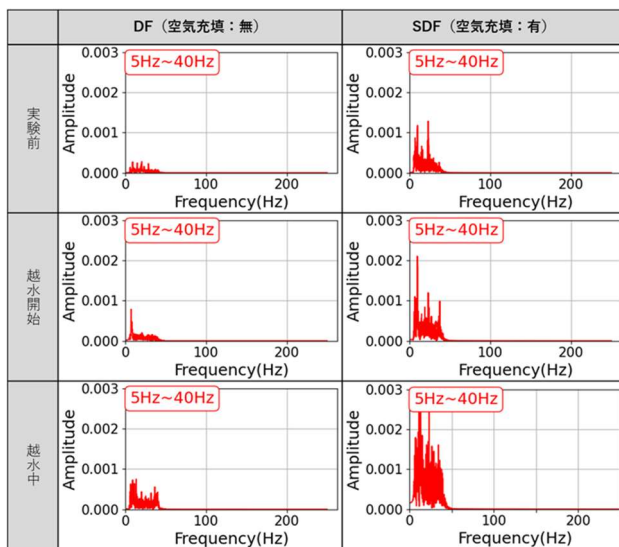


図-9 FFT 分析結果

これらの結果から、いずれの時点においても、SDFはDFよりも大きな振動を計測しており、感度の向上が示された。前節の小型模型実験の結果と同様に、光ファイバと鞘管（FEP管）を密着させることで感度を高めることが可能であることを裏付けている。

次に、図-8に示す振動波形に対して高速フーリエ変換（FFT）を適用した結果（図-9）をみると、実験前と比較して越流時には10 Hz付近に明瞭なピークが現れていることが分かる。このピークはSDFのほうがDFよりも明

確に捉えており、ノイズを排除して卓越する周波数成分を捉えることで越流の発生を効率的に検知できる可能性が示唆された。

4. 結論

本研究では、小型模型実験と大型模型実験を通じてDASによる振動計測により、既設の通信用光ファイバ（DF）や光ファイバと鞘管を密着させたSDFを用いて、越水時の振動（堤防の声）を検知できることを実証した。加えて、SDFではDFと比較して明確な感度向上が確認された。

また、大型模型実験では越水時の振動に関する周波数解析を行った結果、10 Hz付近に卓越したピークが見られた。今後の実用化に向けては、この周波数帯域に着目した効率的なモニタリングが有効であると考えられる。

今後は、実堤防における常時の振動特性の蓄積を進め、越水時の異常振動との識別に向けて研究を継続する予定である。

（執筆責任者 森 啓年、檜山孔聖）

参考文献

- 1) 檜山孔聖，加来穰，中村仁美，森啓年，永谷英基，

川野健一，安部利亮，千田裕司，内山政行，東屋俊：河川堤防の管理用光ファイバを用いた振動計測（DAS）の感度向上に関する実験，第 59 回地盤工学研究発表会，23-10-3-01，2024.

- 2) 安部利亮，永谷英基，川野健一，今井道男，吉村雄一，川端淳一，森啓年，中村仁美，加未穰，檜山孔聖，千田裕司，内山政行，東屋俊：河川管理用光ファイバの計測感度を向上させた振動計測（DAS）～その 1，第 59 回地盤工学研究発表会，23-10-3-02，2024.
- 3) 永谷英基，川野健一，安部利亮，今井道男，吉村雄一，川端淳一，森啓年，中村仁美，加未穰，檜山孔聖，千田裕司，内山政行，東屋俊：河川管理用光ファイバの計測感度を向上させた振動計測（DAS）～

その 2，第 59 回地盤工学研究発表会，23-10-3-03，2024.

- 4) 檜山孔聖，森啓年，永谷英基，川野健一，毛利輝，安部利亮：河川堤防越水時の発生振動を対象とした DAS 計測に関する大型模型実験，第 60 回地盤工学研究発表会，DS-5-09，2025.
- 5) 檜山孔聖，森啓年，永谷英基，川野健一，毛利輝，安部利亮：河川堤防の越水を対象とした DAS 振動計測による小型模型実験，土木学会第 80 回年次学術講演会，投稿中.

8.8 DAS 活用の全体展望について

1. はじめに

光ファイバセンサには様々な方式があるが、なかでも光ファイバそのものがセンサとして機能する“分布型”光ファイバセンサでは、図-1 に示すように光ケーブル全長で様々な情報を得られる。光ファイバ内を光が透過する際に生じる散乱光を解析することにより、決められたポイントではなく、すべての位置で温度やひずみ、振動を計測できる。小型軽量、長寿命、長距離伝送可能などの光ファイバの特長を活かし、長大なインフラ構造物を監視する手段として期待されている。

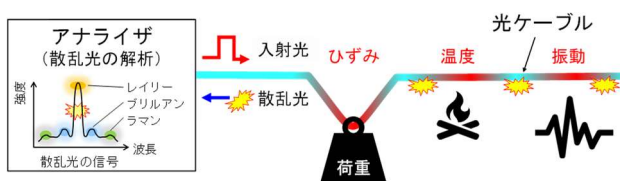


図-1 分布型光ファイバセンサイメージ

本項では、分布型光ファイバセンサのなかでも振動分布計測技術に関する概要と様々な取組み事例を紹介するとともに、その将来展望について概観する。

2. 分布型光ファイバ計測

光ファイバ内で生じる散乱光には3種類あり（ラマン、ブリルアン、レイリー）、これらを計測方式などに整理して表-1 に示す。主にラマン散乱光を利用した分布温度計測（DTS : Distributed Temperature Sensing）は、火災検知などを中心に広く展開されている。分布ひずみ計測（DSS : Distributed Strain Sensing）は、ブリルアン散乱光やレイリー散乱光のスペクトルが変化することを利用して、 10^{-4} ~ 10^{-6} オーダーのひずみ（光ファイバの伸縮）を計測する。近年、レイリー散乱光の位相変化などをもとにした分布音響計測（DAS : Distributed Acoustic Sensing）が盛んに開発されており、高速（数 kHz）で 10^{-9} オーダーの動的なひずみを捉えられるようになってきた¹⁾。

表-1 主な分布型光ファイバ計測

計測物理量	散乱光	計測方式の例
温度 DTS	ラマン ブリルアン	R-OTDR B-OTDR
ひずみ DSS	ブリルアン レイリー（スペクトル）	B-OTDR OFDR, TW-COTDR
振動 DAS	レイリー（位相など）	ϕ -COTDR

注記：片端接続の方式のみ

光ファイバセンサの適用にあたっては、計測物理量に

応じた計測方式だけでなく、光ファイバが被覆された光ケーブルを考慮する必要がある。DTS では光ケーブルを敷設さえすれば温度を計測できるが、DSS では光ケーブルを計測対象物に一体化（固定）させないとひずみが伝達されない。また、温度計測用光ケーブルではケーブル被覆と内部光ファイバの一体性は不要であるが、ひずみ計測用光ケーブルではケーブル被覆と内部光ファイバの一体性が必要である。そのため、前者は一般的な通信用ケーブルを転用できるが、後者は転用できず、DSS は光ケーブルの設置に手間とコストがかかると言える。両者の特長を表-2 に示す。なお、DAS は非常に感度が高く、光ケーブルに生じる僅かな振動さえ計測できる。必ずしも光ケーブルそのものを対象に一体化（固定）せずとも振動は一定程度伝わるため、通信用ケーブルを使うことが可能である。わが国では通信網が国土を広くカバーしていることもあり、既存の通信用ケーブルの空き芯（ダークファイバと呼ぶ）を有効活用する手段のひとつとして、昨今非常に注目を集めている²⁾。

表-2 光ケーブルの種類

用途	コスト	適用可能技術	芯数
通信用	安価	DTS, DAS	多芯
計測用	高価	DTS, DSS, DAS	通常 1~2 程度

3. 光ファイバ振動分布計測（DAS）による取組み

3.1 物理探査

近年、集中豪雨などに伴う土砂災害や盛土の地すべりが全国各地で発生している。これらの被害を低減するためには、地盤内の土質構成や水理構造を事前に把握したうえで対策工を考案するのが望ましいが、必要となる地質調査データについてはボーリングによる地質柱状図などのポイントにおける情報がほとんどである。表層の物性値を得るためには空中電磁探査や表面波探査などの物理探査手法が用いられる。DAS は光ケーブルそのものを地震計とみなすことができ、従来のジオフォンを用いた物理探査よりも高密度にデータを取得できることから、効率的に広範囲な調査が可能な物理探査手法として期待されている。ここでは、DAS による S 波速度構造推定の例を紹介する³⁾。

調査対象は、2018 年 7 月の豪雨で斜面崩壊が生じた箇所（図-2 に示す）の西側で測線長 81m の斜面とした。その概要を図-2 に示す。深さ 10cm 程度の溝を掘り、溝の中に通信用光ケーブルを敷設し、上から軽く土をかぶせた。表面波探査の振源にはかけやを使用し、測線に沿っておよそ 5m 間

隔で鉛直に 4 回加振することでデータ取得を行った。



図-2 斜面での DAS 計測の概要³⁾

65m 位置付近を打撃した際の DAS データを 4 回分重合した結果を図-3(a)に示す。今回適用した DAS アナライザは、散乱光の位相変化をもとに動的なひずみ（光ファイバの伸縮）を捉える方式が一般的であり、位相変化が $\pm\pi$ を越えた場合に評価が困難となる。今回、打撃箇所付近ではひずみ変化が大きく $\pm\pi$ を越え、却って信号の S/N が低い結果となった。通常、表面波探査で用いられる受振器は鉛直成分の速度を計測するが、DAS は光ケーブル軸方向のひずみ変化を計測するため、DAS データを速度へ変換した（図-3(b)）。ひずみから速度への変換は、周波数-波数領域に変換したひずみ起振記録 $E(\omega, k)$ に対して $-\omega/k$ を乗算後、逆フーリエ変換することで得た。ひずみと速度変換結果ともに、フーリエスペクトルに関してはひずみ値と速度値で同等の結果であった（図-3(c)(d)）ことから、以降の解析はひずみ結果を用いた。

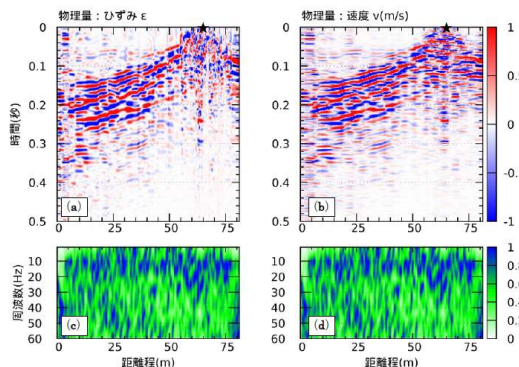


図-3 重合された DAS データと速度変換結果ならびに両者のフーリエスペクトル³⁾

重合された DAS データに対して相互相関解析（Common Mid Point : CMP）を適用し、各測点（約 0.2m 間隔）における CMP 起振記録を求めた。そして、各 CMP 起振記録に対して位相シフト法を適用し、分散曲線を得た。その後、レイリー波基本モードを仮定した分散曲線の逆解析により各 CMP における 1 次元 S 波速度構造をそれぞれ推定し、それらを統合して 2 次元 S 波速度構造モデルを得た（図-4）。得られた S 波速度構造モデルは、地表から深度 5m 程度に $V_s=300\text{m/s}$ の層が分布し、深度 5m 以深では $V_s=500\text{m/s}$ 以上の速度層が成層に分布した結果となった。得られた結果は別途実施された通常受振器による表面波探査結果とも概ね一致しており、表面

波探査の実施においては光ケーブルも通常のジオフォンと同程度の性能を有することが分かった。DAS は数 10km 以上にも及ぶ広範囲を計測可能で、その特長を考慮した解析を適用することで、従来のジオフォンよりも効率的な物理探査を実現できる。

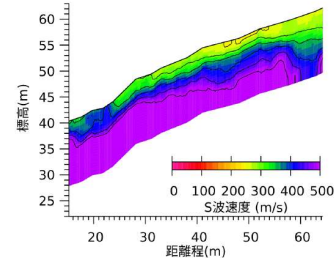


図-4 DAS データによる S 波速度構造モデル³⁾

3.2 工事振動検知

都市部や住宅街における建設工事では、生活環境の保全を十分に確保しながらの円滑な工事遂行が不可欠である。特に、工事作業に起因した振動については、現場周辺への影響範囲や程度をタイムリーに把握することが重要である。しかし、地盤なども含む振動の伝搬経路は複雑でその予測が困難である。その上、従来の振動計などでの測定では、多点かつ長期的な振動計測において制約が多い。一方、光ファイバは通信手段として広く日本中に張り巡らされており、DAS と組み合わせることで、新たな工事振動の把握手段となり得る。

DAS と通信用光ファイバを用いた工事振動モニタリングシステムの概要を図-5 に示す⁴⁾。DAS アナライザは、監視対象エリアに敷設された通信用光ケーブルと接続し、データ取得を行う。このとき、通信用光ケーブルのうちダークファイバを使用する。建設重機などの振動源から発生した振動は、地盤から地下とう道内の通信用光ケーブル、または地盤から電柱～電柱から架線された通信用光ケーブルへと伝搬し、光ファイバに微小なひずみ変化を与える。DAS では光ファイバに沿ってすべての位置でひずみ変化を捉え、現地の座標情報と組み合わせることで、リアルタイムに地図上に振動変化をマッピングし可視化できる。

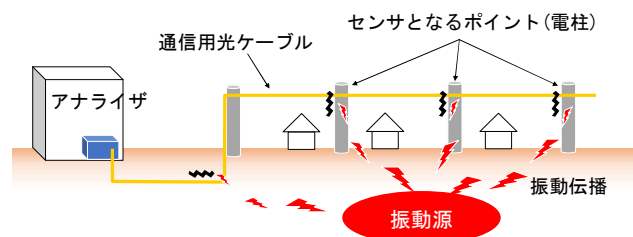


図-5 DAS による工事振動モニタリングシステム⁴⁾

本システムを用いて、トンネル掘削時の振動測定を行った。トンネル掘削の施工中から施工停止中まで DAS デ

ータを取得し、その変化を考察した。結果の一例を図-6に示す。赤線と緑線は、それぞれ施工時と施工停止時に観測された振動分布であり、黄線はそれらの差分を表す。これらは、DAS の生データからノイズ振動を除去する信号処理を行っている。測定された光ファイバ全長の振動分布のうちモニタリングエリアとなった距離 2,800～3,040m を抽出しており、トンネル掘削位置は 3,000m 付近である。測定されたトンネル掘進による振動は一般的に人が感じるとされる振動レベル (55 dB) に比べ非常に小さかったものの、施工時と施工停止時の振動レベルを比較すると、トンネル掘削位置で僅かに増加する傾向を確認することができた。また、電柱位置での振動レベルを抽出し、図-7 のように地図上にマッピング、各地点の振動レベルの変化をリアルタイムに可視化した。振動レベルに応じて各マーカーの大きさと色が変化し、複数のマーカーの挙動から振動の影響範囲を直観的に把握することができる。国土を網羅的に敷設されている通信用光ケーブルを活用し、近接工事による影響などを広く把握できる手段であり、安心な社会構築の一助として期待できる。

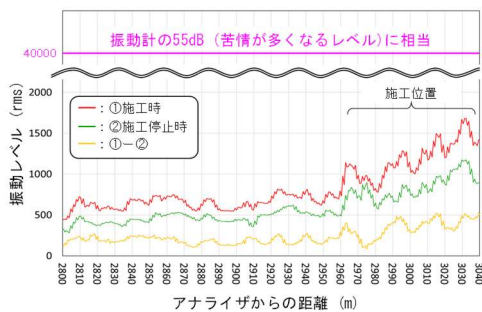


図-6 DAS データによる工事振動⁴⁾

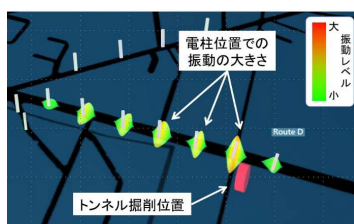


図-7 振動分布の可視化イメージ⁴⁾

3.3 交通流監視

道路上の様々な情報 (交通流、事故や逆走など) をとらえる手段としては、路側に設置されたカメラやレーダーなどが一般的であるが、それぞれの認識範囲は数 100m 程度にとどまる。そのため、道路全長にわたって情報を把握するためには網羅的な監視手段が望まれている。また、高速道路や主な国道沿いには通信用光ケーブルが敷設されていることが多く、ダークファイバと DAS による交通流監視への活用が期待されている。車両などの移動に伴う振動が舗装や地盤を介して通信用光ケーブルに伝

播するため、DAS データによって移動体を監視できるからである。

DAS による交通流監視の処理フローを図-8～9 に示す。まず、アナライザから得られた DAS データの必要な箇所のみを抽出し、交通流からの振動以外のノイズ成分を除去するためにフィルタ処理を行う。車両軌跡は、二値化後にエッジ検出、クラスタリングされた振動源群として軌跡を算出する。ここで得られた結果は光ケーブル上の位置であるため、光ケーブル敷設情報と地図情報をもとに緯度経度に変換され、交通流表示などが実現される⁵⁾。

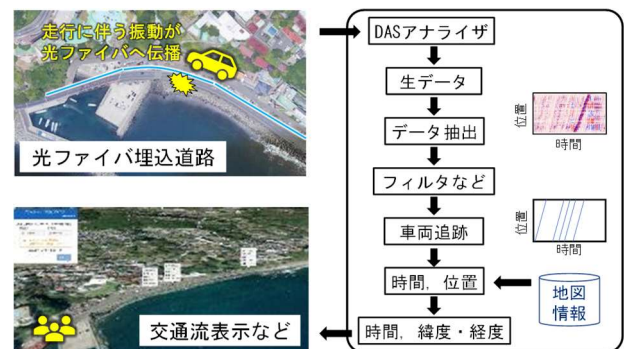


図-8 光ファイバによる交通流監視フロー

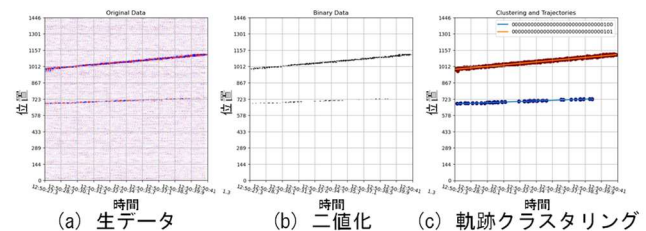


図-9 DAS データからの車両追跡

なお、通信用光ケーブルではなく、計測用光ケーブルを用いた交通流監視の取組みもはじまっている。具体的には、舗装表面からカッター加工した溝内部に計測用光ケーブルを直接敷設し、充填剤を施工することで舗装と一体化させる試みなどがなされている⁶⁾。図-10 に両者の DAS データを示す。計測用光ケーブルは、舗装との一体性が一様に確保されていることから、より解像度の高い定量的な道路上の情報の評価が期待できる。

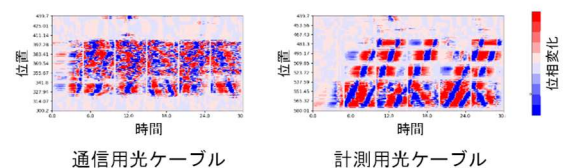


図-10 通信用と計測用光ケーブルで得られた DAS データの比較

将来的な自動運転システムでは、車両と道路インフラ間でリアルタイムの情報交換が行われると予想されるた

め、本技術は交通事故のリスク減少、渋滞の緩和や燃費の向上など交通流の最適化だけでなく、高齢者や障害者の支援など様々なモビリティサービスへの貢献が期待できる。さらに、車側だけでは把握しきれない道路情報を補完できるため、より安全で快適な移動が実現できる。今後、自動運転へ展開するために、リアルタイムで路側の DAS データを自動運転車両と低遅延で連携する技術が求められる⁷⁾。

4. 今後の展望

DAS は非常に高感度であり、特に侵入者検知や油井監視などで適用範囲が広がっている。わが国では、光ファイバ通信網の世帯普及率が高く、その網羅的に敷設された通信用光ケーブルを利用して、特に地震観測などを中心とした取組みが盛んである。こうした通信用光ケーブルは、通信会社だけでなく、電力やガス、上下水道などのインフラ管理者や、道路会社、鉄道会社も所有しており、一級河川や国道沿いにも敷設されている。最近では、通信会社の光ファイバ通信網と下水道内の光ケーブルを融合させた横断的な試みも着手(図-11)されており⁸⁾、新たな価値創造が期待される。一方で、通信用途以外での利用が規制されている光ファイバ通信ケーブルもあることから、ダークファイバの計測用途への門戸開放が期待される。

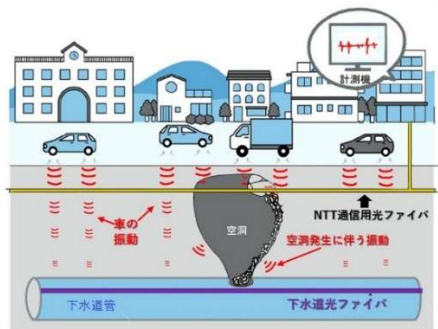


図-11 光ファイバを用いた地中空洞検知イメージ⁸⁾

また、散乱光解析の計測技術そのものも日進月歩である。計測範囲のさらなる長距離化、静ひずみ計測も可能にする低周波のドリフト低減、フェージング(干渉による信号強度の変動)への対応などが求められる。合わせて、時空間的に膨大な DAS データを取り扱う必要があるため、その処理～通信～蓄積技術の開発も不可欠である。

さらに、通信用光ケーブルの計測感度向上に向けた取組みも行われている。管内に敷設された通信用ケーブルをパッカーなどで周囲に押し付ける方法(セミ・ダークファイバ)によって、DAS データの感度向上効果が報告されている⁹⁾。既設の設備を有効活用する手段として期待される。

5. おわりに

本項では、分布型光ファイバセンサのひとつである振動分布計測(DAS)の概要と、物理探査、工事振動検知、交通流監視など、地盤構造を振動伝播経路のひとつとする様々な適用例を紹介した。今後、計測技術(散乱光解析の技術)とともに高度なデータ評価技術、特に常時計測に不可欠なビッグデータ処理技術などの開発が望まれる。また、さらなる網羅的、多面的、効率的な評価のためにも、様々な光ファイバ通信網が融合され、単一インフラ評価に留まらない横断的な取組みを期待したい。

(執筆責任者 今井道男)

参考文献

- 1) Hartog, A. H. (2017). An introduction to distributed optical fibre sensors. CRC press.
- 2) He, Z., & Liu, Q. (2021). Optical fiber distributed acoustic sensors: A review. *Journal of Lightwave Technology*, 39(12), 3671-3686.
- 3) 山内泰知, 杉本芳博, 高岡宏之, 瀬尾昭治, 今井道男, 吉村雄一, 西垣誠, 西村輝. (2023). 斜面上に埋設された光ファイバーの DAS 計測を用いた表面波探査による S 波速度構造の推定, 地盤工学研究発表会発表講演集, 58th, ROMBUNNO.11-11-3-05.
- 4) 岡本圭司, 今井道男, 永谷英基, 川端淳一, 江口周平, 村上太一, 隅谷亮太, 堀田大資, 法月佑太, 伊藤靖之, 佐々木理, 森洗遥, 大内啓佑, 佐伯直人, 青野義明, (2025). 通信用光ファイバを活用した工事振動モニタリングシステム, 令和 7 年度土木学会年次学術講演会, VI-48.
- 5) 青鹿弘行, 今井道男, 吉村雄一, 永谷英基, 辻良祐, 川端淳一, (2024). 路面上に敷設した光ファイバセンサによる交通流可視化技術, 令和 6 年度土木学会年次学術講演会, CS9-95.
- 6) 岩井稔, 五十嵐乃愛, 皆川春奈, 今井道男, 青鹿弘行, 大窪一正, 金塚英一, 大塚雄次郎, 田中宏幸, 保田祐司, 三枝貴志, (2024). 既存橋梁を対象とした光ファイバによる車両走行試験時の深度分布計測, 令和 6 年度土木学会年次学術講演会, IV-15.
- 7) 今井道男, 青鹿弘行, 永谷英基, 辻良祐, 川端淳一, 小山哉, 山口史人, 中道积夫, (2025). 舗装敷設光ファイバセンサによる道路情報解析を用いた路車間協調型自動運転システム, 令和 7 年度土木学会年次学術講演会, IV-15.
- 8) 下水道光ファイバを活用した地中空洞化調査技術の開発を開始, <https://www.kajima.co.jp/news/press/20250529/c1-j.htm>, (参照 2025.8.12)-
- 9) 檜山孔聖, 森啓年, 永谷英基, 川野健一, 毛利輝, 安部利亮, (2025). 河川堤防の越水を対象とした DAS 振動計測による小型模型実験, 令和 7 年度土木学会年次学術講演会, 11PM1-Co-09.

9. 将来への課題

9.1 建築分野の地盤調査について思うこと

1. はじめに

2011 年の東北太平洋沖地震により、東京湾岸地域で広範囲に渡って液状化が発生し、戸建て住宅の被害が目目された。また、この地震では震源から 500km 以上離れた首都圏の超高層ビルでも大きな揺れが観測され、高層建築物の耐震設計では長周期地震動の検討が義務づけられるようになった。以降、筆者自身も宅地の液状化や高層建築物等の耐震設計に関わる地盤調査・地盤設計の業務に携わる機会が多くなり、気づけば既に 10 年以上が経過している。およそ 30 年前に大学の土木工学科を卒業し、地質調査・建設コンサルタント業界で、土木系の土質調査やコンサルタント業務に従事してきた筆者にとって、建築分野の発注者や技術者との仕事は非常に新鮮であり、当初は同じ建設分野でありながら建築と土木との文化の違いを痛感したものである。また、最近では地盤品質判定士協議会での活動を通じて、建築分野の方々から地盤調査や基礎設計について多くのことを学ぶ機会にも恵まれている。ここでは、筆者がこれまでの建築関係の業務での経験をもとに、僭越ながら今後の建築分野の地盤調査の在り方について述べる。

2. 地盤分野における建築・土木の違い

建設とは、国語辞典（大辞泉）によれば「建物・施設・道路などを、新たに造ること」とあり、建物（建築物、人が活動しやすい空間）を造る建築と土木構造物（社会基盤、人の暮らし全体を良くするもの）を造る土木の両方を含む広い概念である。しかしながら、①民需が大半を占める建築と、官需が大半を占める土木、②建築士という法律で決められた資格が必要な建築と、技術者資格が必ずしも明確ではない土木など、同じ「建設」分野でありながら、両者は大学教育から実務の現場に至るまで長年棲み分けがなされてきたとされる¹⁾。構造物を支える「地盤・基礎の扱い」についても同様で、建築物と土木構造物ともに同じ地盤に基礎をおくものでありながら、同じ「基礎設計」であっても、設計の考え方や方法に違いがある。表-1 に地盤・基礎に関わる設計手法における違いを整理した。

土木分野では、基本的にオーダーメイドであり、公共の利益のために安全性や使用性の確保を目標としている。このため、計画対象範囲のみならず周辺地盤全体を視野に入れ、地震力のみならず多様な外力に対する安定性の確保が求められる。施設にもよるが、設計に必要な地盤条件を把握するために、数百 m～数 km の範囲でボーリング調査を主体とする地盤調査を実施することが多い。

一方、建築分野では建築基準法を遵守することが基本であり、敷地内を中心として人が活動しやすい空間（建物）をつくることを目標としている。このため、居住性や施工性に重点が置かれ、建物の沈下（特に、不同沈下）の防止や支持力確保が目的となる。特に、住宅の場合は、建物と土地は個人の資産であり、費用は個人負担であるため、居住性や快適性を損なわないコスト効率の高い設計が求められる。

表-1 地盤・基礎に関わる設計手法の比較

項目	土木分野	建築分野
基本	オーダーメイド (公共の利益)	法律(建築基準法)遵守
対象	橋梁・ダム・道路・港湾施設など	住宅・ビル・商業施設など
目的 (着眼点)	構造物と周辺地盤全体の安定を確保 (安定性, 耐久性, 防災・減災)	建物の沈下・不同沈下の防止・支持力確保 (居住性, 施工性, コスト)
主な基準	道路橋示方書, 港湾基準, ダム設計指針等の技術基準	建築基準法, 建築基礎構造設計指針(日本建築学会)等
設計手法	限界状態設計法 (性能設計)が主流	許容応力度設計法が中心 (限界状態設計も導入)
基礎形式	橋梁: 杭基礎・ケーソン, ダム: 岩盤基礎・グラウチング, 港湾: 鋼管杭・重力式など	直接基礎(布基礎・ベタ基礎), 杭基礎(既製杭・場所打ち杭), 地盤補強工法
地盤調査	ボーリング調査 原位置試験 物理探査・検層 室内土質試験	宅地: サウンディングが中心 高層: ボーリング調査(土木と同様)
影響範囲	広域的な地盤条件, 周辺への影響も評価	計画敷地範囲内での地盤条件

また、建築分野では、1995 年に発生した兵庫県南部地震による甚大な建物被害を契機に、2000 年に建築基準法が改正され、建物を建てる前に地盤調査を行うことが義務付けられた。地盤調査は、計画建物の敷地という限られた範囲で実施されることがほとんどである。高層建築物や免震建物の場合、地震動の地盤増幅を考慮した設計用入力地震動を設定し、時刻歴応答解析による耐震設計を行う必要があるため、土木構造物と同様に工学的基盤までの地盤状況を把握するためにボーリング調査が不可欠である。一方、戸建て住宅の場合は、計画建物四隅と中央でサウンディング(スクリーウエイト貫入試験(SWS)が主流)により数 m～10 m の深さまでの地盤を調査するケースが多い。また、「小規模建築物基礎設計指

針」(日本建築学会)では、圧密沈下量を含水比から計算する方法²⁾も推奨されている。個人が「憧れのマイホーム」を手に入れるための費用を捻出する立場で考えてみれば、できるだけコストを抑えた調査・設計手法に工夫されているとも言える。

なお、全国の建築系学科を有する大学の中でも基礎構造を専門とする先生が在籍する大学はわずかであり、講義を非常勤講師で補っているとしても、建築系学科では地盤工学・基礎構造をきちんと学んだ学生は少ないとされる³⁾。土木系技術者が構造・水理・地盤などの構造系から計画系まで「広く浅く(良い意味で)」学ぶのに対して、建築の構造設計者には地盤工学の知識を必要とする基礎設計が得意な人が少ないようである。このため、建築専門の地盤調査会社や地盤改良工事会社には、土木出身の技術者が多数在籍し、活躍している。

3. 宅地地盤調査の課題と今後の展望

前章で述べたように、建築と土木で地盤・基礎の扱い方に違いがあるものの、建築分野における地盤評価のニーズは、今後も高いと考えられる。特に、東日本大震災をはじめとする宅地被害の教訓を踏まえて創設された「地盤品質判定士」(2013年～)は、国土交通省の「公共工事に関する調査及び設計等の品質確保に資する技術者資格登録規定」において、「宅地防災分野」の唯一の資格として、2018年に登録資格認定を受けている。さらに、2021年の熱海市伊豆山の土石流災害を契機に大幅に改正された「宅地造成及び特定盛土等規制法」により、宅地分野における地盤評価の重要性と需要はますます高まると予想される。また、人口減少に伴い、建設分野に限らず人材不足が深刻化している中で、こうしたニーズに対応していくためには、従来の調査技術の継承に加え、新たな取組や技術開発も重要である。

戸建て住宅(宅地)の地盤調査は、建築分野の中でも特に調査費用や工期の制約を強く受けるため、簡便かつ低コストのSWSによる調査が主流となっている。しかし、SWSだけでは地盤の不均質性や深部地盤の強度を十分に把握できず、局所的な軟弱層や液状化リスクを見逃す可能性がある。また、SWSに限らず地盤調査結果の解釈には技術者の経験が大きく影響し、調査者や設計者の結果の解釈にばらつきが生じやすい。さらに、調査数が敷地内の数点に限られることが多く、不同沈下などの地盤リスクを完全に排除することは困難である。このように、宅地の地盤調査は「低コスト・短期間でいかに精度を確保するか」が最大の課題であり、今後は技術革新とデータ連携により、より安全で信頼性の高い調査体系へと進展が求められる。今後の展望としては、既存の調査技術の効果的な活用とDX推進による公開データの高度活用が必要である。

調査技術の効果的な活用としては、三成分コーン試験

(CPT)のように詳細な情報が得られる手法の採用や探査技術の併用により、SWS単独では得られない「より確からしい地盤情報」の取得が期待される。また、施工後においても、沈下センサーやIoT技術を活用したモニタリングにより長期的な地盤挙動を把握し、維持管理や災害対応へフィードバックする仕組みも可能となる。

DX推進としては、近隣地域の既存地盤データや地形図等の活用に加えDEMデータを用いた微地形解析⁵⁾を組み合わせることにより、地域スケールの地盤状況把握ができ、対象地の地盤特性の推定精度が向上する。特に、民間企業等が保有する膨大な地盤データが共有されることにより、3次元地層モデルの推定精度向上や現実的な地盤リスク評価が可能となるため、民間データの活用に向けた制度整備も重要である。更に、近年様々な分野で利用されているAIや機械学習を用いた地盤評価システムの導入により、評価結果のばらつき低減と生産性向上を図りつつ、より合理的かつ効率的な設計が可能である。

4. おわりに

本報告では、著者の経験と主観に基づき、建築分野(特に宅地)の地盤調査について現状、課題と今後の展望について述べた。ここで取り上げた宅地分野に限らず地盤調査業界を取り巻く社会的課題は年々多様化かつ複雑化しており、従来の地質調査技術のみでの解決は困難になりつつある。これらの課題を解決するためには、新技術や周辺技術の取り込みに加え、他産業との連携による事業領域の拡大、更には他業種との協調が重要である。このため、個々の技術者がこれまでの枠にとらわれず、他産業とも積極的に連携し、技術の取り込み、組合せ、融合による技術革新と事業領域の拡大が求められる。最後に、著者自身も統合物性モデル共同研究組合での活動を通じて得た成果を、様々な分野・事業領域へ適用することを提案するとともに、今後も自己研鑽を重ね技術を通じた社会貢献に努めていく所存である。

(執筆責任者 橋本和佳)

参考文献

- 1) 中島正愛：建築と土木の棲み分けと連携，土木学会誌 Vol.86 No.10，pp.26-29，2001.10.
- 2) 日本建築学会：小規模建築物基礎設計指針，pp.50-51，2008.5.
- 3) 小椋仁志：「土木と建築」，(社)地盤工学会関東支部ニューズレターNo.16，pp.1-2，2009.2.
- 4) 全国地質調査業協会連合会：新たな時代の地質調査業発展ビジョン，2021.12.
- 5) 上原大二郎ほか：収束度(Convergence Index)を利用する微地形表現図「CI マップ」の考案，第59回地盤工学研究発表会，23-13-1-06

9.2 調査に関わる技術者の育成について

1. はじめに

私が平成4年にこの業界に入り、はや30数年経過する。経験した業務は、地質調査をメインに、ため池設計、法面対策設計、橋梁補修設計等であり、いろいろなことを経験させていただいている。

業界ではまだまだ若輩者の私が、技術者の育成について語るのは非常に心苦しいが、機会をいただいたので以下に述べたいと思う。

2. 初期編

私が最初に入社した会社の大先輩から、「地質調査の担当者は酒が飲めたらOK!」と言われていた。最初はあまり飲めなかったことから、お酒が飲めるように鍛えられたことを覚えている。仕事が終わってから飲みに行くことが多く、出張では夕ご飯と称する飲み会が多かった。したがって、本当にお酒が飲めないといけないんだ!と思っていた(今ではすっかり、飲酒の習慣がついてしまい、 γ -GPTはハイスコアを更新中で、飲酒量を減らさないといけない状況に追い込まれている。皆様も飲みすぎに注意しましょう)。もちろん、現在では飲酒の強要は許されないと思う。結局、一番重要なのは、お酒が飲めることではなく、コミュニケーションが大事なのではないかと思う次第である。地質調査ではボーリングの立会(位置の立会、検尺)とか、打合せ協議等、コミュニケーションが必要な業務であると考え、どの仕事でもコミュニケーションは大切ということを実感している。

私の新入社員時代では、打合せに連れていかれるが、最初は知識がないことから、打合せ時には何もしゃべれなかったことを覚えている(何を話しているのか?が本当にわからなかった)。しかし、業務を数年経験するうちに、ある程度話ができるようになった(話す内容がわかることと、度胸が出てくる)ので、これは経験するしかないと思っている(3~5年くらいはかかったような気がします)。また、社内勉強会の発表及び外部の発表会(学会開催の)に発表者として参加することも有意義であると考え(若手の時は特に)。

3. 中級編

地質調査を行う場所には、何らかの土木構造物(道路、橋梁、トンネル等)を構築される場合が多い。そこで、地質調査の技術者も土木構造物の設計時に、どのような問題が発生するため、どのような調査が必要なのか?とい

うことも把握しておくことが重要であると考えている。

これには2通りの意見があり、「基本的に、発注者(設計会社)から調査内容の指示が来るから、指示されたことだけ、やっておけばよい」という意見がある(基本的にはそうである。指示された調査に対して正しいデータを取得することは非常に大事である)。ただし、私は、「でも、地質調査の担当者といえども、調査内容を提案することも必要では?」と思っていた。私の主任時代には、1級土木施工管理技士の受験に制約がなかったので、勉強できたこと、資格が取得できたことは、土木工事を理解するうえで、非常に良かったと思っている。また、今後は、総合評価落札方式等、プロポーザル方式の入札に参加する機会も増加すると予想されることから、地質調査の人員が、設計するための調査提案をすることは重要であると考え(調査のポイントを抑えることは、よい地質調査の成果に繋がると思っている)。

資格の話がでたので、資格に関する話題を1つ。私が広島で地質調査課にいたとき、当時の技術部長と打合せに行く道中に、「地質調査の人間は、技術士をもっていないと、〇〇や~」と言われた。その時は「ほんとかな~?」と思いつつ、受験はしていました(それから、7年後に合格しました。技術士を持っていると発注者の聞く態度が違うな~と思うことはあった(気のせいかもしれませんが)。なお、技術者であれば、1回は、技術士の口頭試験の経験をされた方が良いと思う(あの体験はなかなかできない。私も、初回面接時はガッチガチに緊張した。今となってはいい思い出)。

4. 上級編

上級技術者となった段階では、複雑な地質条件(断層、地すべり、液状化など)への対応能力や、他分野との連携能力が求められる。特に近年では、UAVを活用した空中写真測量やレーザー測量による点群データの取得、CIM(Construction Information Modeling)及び3次元地質モデルの構築といったICT技術の導入が進んでおり、こうした最新技術を理解し、業務に取り入れていくことも育成の大きな柱となっている。

いろいろ書きましたが、技術者の育成には、OJT(On the Job Training)を中心とした現場経験の積み重ねが非常に重要である。経験豊富な先輩技術者とともに現場に赴き、実務を通じて技能を習得することが最も効果的であると考え。また、前述しているが、社内勉強会の開催や、(一社)中国地質調査業協会、(公社)地盤工学会などが主催する外部研修への参加、さらに地質調査技士、技術士(建設部門(土質及び基礎)、応用理学部門(地質))、RCCM(土質及び基礎部門、地質部門)といった資格取得

支援を通じて、知識を習得し、系統的な育成を行うことが望ましいと考えている。

5. おわりに

地質調査のボーリング調査は、ボーリング作業の担い手も減少傾向にあり、かつ、ボーリングの自動化も多少は進んでいるが、特定の土質に限定されており、非常に厳しい状況ではある。しかし、複数の調査方法(物理探査等、サウンディング)及び最新技術を駆使して、若手～ベテランの各々がステップアップしていけば、この難局は乗り越えられる！と思っている。

(執筆責任者 三宅雅生)

9.3 防災に関する思い

1. これまでの研究

日本列島では日常生活のすぐ隣に災害リスクが存在する。集中豪雨による土砂崩れ等は毎年のように各地で発生している。にも関わらず、どの斜面がどの程度危険であるかを発災前に予測し対策することは現状では難しい。地域のハザードマップは整備されたが斜面の安定度に関する情報は反映されていない。その理由は斜面全体の地形や地盤に関する情報（微地形分布、崩落土砂の層厚・土質特性、地下水分布等）が予め入手できていないためである。予防保全には多大なコストと時間を要するため災害が発生してから対応する手順とならざるを得ない。

これまで7年間に亘って土砂災害WGでは、岡山大学北側の半田山（平成30年度豪雨災害の被災斜面）を実験フィールドとして、予防保全を念頭にした危険斜面の抽出手法に関するの研究に取り組んできた。

- (1) LPデータによる詳細地形図の作成（傾斜量図）
- (2) 各種物理探査の適用（表面波探査、光ファイバー）
- (3) 軽量サウンディング試験機の開発（LWCPT）
- (4) 物理探査データと貫入抵抗値との相関性の検証
- (5) 補間技術を駆使した3次元地盤モデルの作成
- (6) 衛星データによる斜面モニタリングの可能性検討

斜面上に分布する崩落土砂の層厚や物性値を知る調査手法の開発、3次元地盤モデルによる安定度評価の実施、広域の斜面モニタリング手法の開発がテーマである。実現すれば斜面ごとの定量的な危険度区分や防災情報を適時提供するシステムの構築に繋がる。そして安定対策工を計画的に布設することで国土強靱化を推進できる。

2. 岡山県の立地

2.1 自然環境

岡山県の地形は北から南に向かって階段状に標高が低くなる様相を呈している。中国山地を發した3つの大きな河川は吉備高原に深い谷を刻んで南下し、瀬戸内海に流れ込んで沿岸に広い沖積平野を形成している。岡山県の地質は古生代から新生代の幅広い年代の堆積岩・火成岩・変成岩がモザイク状に分布している。沿岸部を中心にマサ土状を呈する花崗岩層が広く露呈している。沖積平野の深部には締まった砂礫層が厚く堆積している一方地表付近は軟弱な粘土・砂層に覆われている。県北東部には兵庫県から延びる山崎断層があるが隣県に比べて活断層の分布数は少ない。過去の県域での地震発生数も少なく震度4以上を観測した事例は稀である。岡山県の気

象は降雨量1mm未満の日数が全国1位で特に県南部の年間降水量は隣の山陰・四国方面に較べて雨が少ない。

2.2 社会環境

岡山県は瀬戸内海や河川などの水運に恵まれ古代から産業が盛んな地域の一つである。特に砂鉄を含むがマサ土が県内で豊富に採れたことから「たたら製鉄」が永く営まれてきた。これに伴い大量の土砂が河川に流出した結果、多島海に土砂が堆積して陸続きになり沖積平野が徐々に拡大していった。多雨期には度々洪水が発生するようになり平野部ではその都度堤防を嵩上げたことで天井川となっていった。一方で遠浅になった沿岸部では干満差を利用した干拓が繰り返され行われ全国でも有数の広大なゼロメートル地帯が形成されていった。県南部の沖積平野は人の営みも加担して造られてきた土地であり、県人口の過半数はこのエリアで生活している。

2.3 新しい知見

近年、岡山市域を中心に重力探査による沖積平野部の地下構造調査が行われ、基盤を成す花崗岩層の上面に著しい起伏があることが報告された。中でも笹ヶ瀬川下流付近には東北東から西南西に伸びる溝状の窪みがあり、最大深度は370mに及ぶ大規模な構造であることが判明した。さらにこの溝状の窪みが検出された位置と昭和南海地震による損壊家屋の分布に有意な相関があり、基盤面の起伏の影響で地震波が焦点効果で集中し帯状の震災ゾーンが出現していた可能性があるとしている。そして差し迫った次の南海トラフ地震の際にも同様な現象が起こる恐れが高く、これらの影響を揺れやすさマップ等の災害情報に反映させるべきであると提言している。

3. 岡山県が抱える災害リスク

岡山県は3つの大きな災害リスクを抱えている。

(1) 雨に弱い斜面が多く存在する

他の地域に比べて過去に大きな雨に遭遇した履歴が少なく、多くの斜面上には崩落し得る土砂層が分布していると予想される。実験フィールドの半田山では勾配30度未満（急傾斜地崩壊危険区域の指定基準以下）の斜面で崩壊が発生しており、マサ土の地質特性も相まって豪雨による土砂災害が発生しやすい状況にある。

(2) 浸水しやすい低平地が広がる

天井川で河川勾配が小さい平野部では豪雨による洪水（特に内水氾濫）が発生しやすく、更に一度洪水が起こると長く浸水が続きやすい地形状況にある。平成30年度の実備水害では排水が追い付かず大きな被害を生じた。

また沿岸部の干拓地では地震による堤防の沈下も予想され津波・高潮による同様の浸水が懸念される。

(3) 地震動を増幅する軟弱地盤が分布する

軟弱地盤が分布する平野部では地震動の増幅による家屋の倒壊や道路・上下水道の寸断など広域で大きな被害が発生しやすい状況にある。昭和南海地震では震源から遠く離れた岡山県南の平野部で強振動が観測され多数の家屋倒壊や地盤の液状化の発生が記録されている。

4. 防災意識を変える ―岡山県も災害に弱い！―

岡山県は「晴れの国」と県民が自慢する気候穏やかな瀬戸内エリアの中程に位置している。北側と南側を高い山脈に遮られているためか大型台風も岡山に接近する頃には弱っているケースが多い。このようなことも重なり「岡山県は災害が少ない」との意識が多くの県民にある。ただ視点を変えれば、これまで大きな雨を経験することが無かっただけであり、地震災害に関してもここ数十年に限って大きな地震に遭遇せずに済んだ幸運に過ぎないと言える。生活上の災害体験の少なさが防災意識を低くしている主な原因である。

一方、昨今の「地球温暖化」の進行により気象環境が変化して毎年のようにどこかの地域で記録的な豪雨に見舞われるようになってきた。しかもその傾向は年々激化しているように見え岡山県も例外ではないと思われる。しかも近い将来、南海トラフ地震による広域震災に必ず遭遇することが判っている。前回の昭和南海地震の頃は県南の平野部の大半は農地であったが、戦後の高度成長期を経て郊外の斜面近くまで市街地が迫るようになり干拓地のゼロメートル地帯でも都市化が進行する状況になっている。次の南海トラフ地震では前回をはるかに上回る規模の震災となることは疑いがない。防災情報を早く正しく伝えるシステムの構築と共に、正しく理解し行動するための知識の普及への取組みが急務である。

今後の技術革新で、あらゆる場所の地形や地盤・地下水などに関するデータが詳細にリアルタイムに入手できるようになることをおおいに期待したい。そうなればハザードマップは日々更新されて生活の安全・安心のための礎となる。近未来には「自宅の裏山の安全予報」を毎朝の天気予報と同じように見る日が来るに違いない。

身近な真備町での大水害を目の当たりにしてからは岡山県でもようやく自分の住む地域の災害リスクに関心を持つ人が増えてきたように感じる。防災意識を変えていくためには、さまざまな災害の特徴や対処策・避難方法を住む人にわかりやすく知らせ、自分の地域が抱える防災上の弱点を正しく理解してもらうことが重要であり、その普及活動は建設コンサルタントに課せられた使命である。われわれは今後も科学技術力を駆使して100年計画で日本列島の強靱化を推進していかなければならな

い。住む人の安心・安全を高めて産業を振興することが地域の持続的な発展に繋がり、曳いては日本国の国際的な信頼度を高めることになると信じている。

(執筆責任者 與那城 稔)



写真-1 平成 30 年災害・半田山被災状況



写真-2 半田山実験フィールド

参考文献

- 1) 西村敬一：岡山平野における昭和南海地震による被害と要因の再検討―「ゆれやすさマップ」改善の試み―、岡山理科大学フロンティア理工学研究所研究報告，第3号，43－48，(2021)。
- 2) 西村敬一：岡山平野の3次元重力基盤構造と1946年昭和南海地震による被害分布，岡山理科大学技術科学研究所年報，第35号，45－57，(2017)
- 3) 西村敬一：地下構造からみた岡山平野の成り立ちと地震災害，岡山の自然と文化，第38号，73－122，(2019)
- 4) 鈴木茂之：岡山平野における最終氷期最盛期以降の海水準変動，岡山大学地球科学研究報告，Vol.11，No.1，33－37，(2004)
- 5) 西村敬一：地盤工学会中国支部講演会発表資料，岡山平野の基盤構造からみた地震災害，(2010)。
- 6) 木村隆行：中国地質調査業協会岡山県支部技術資料，
- 7) 国土交通省中国地方整備局岡山河川事務所 HP：岡山平野ゼロメートル地帯，
<https://www.cgr.mlit.go.jp/okakawa/>

9.4 斜面崩壊に対しての原位置モニタリングの課題

1. はじめに

原位置の斜面のモニタリングと言っても、何のためにモニタリングするかの基本を考える必要がある。特に斜面に関しては、今まで、斜面の表面の地形や斜面内部の地層構成が未知の状況で斜面崩壊が生じたりして、時に斜面の下にある住居をまもるために、住居より上の斜面の表面の動きを「伸縮計」で計測したり、地すべりしている斜面の中にボーリング孔を設置して、その孔内に傾斜計を定期的に挿入して、孔内の傾斜を計測して、斜面内の変位が大きいすべり面の位置を計測してきた。

斜面内の地下水位の変化も計測してきた。また、斜面内の土壌水分量の変化も計測してきた。しかし、これらのモニタリング結果をどのように結合させて斜面の安定性を予測するかについては、まだまだ不可能な状況であると考えて、モニタリングの課題について論述する。

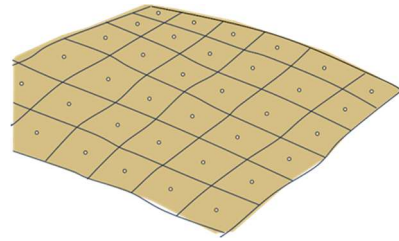


図-1 斜面表面での光ファイバーネットの設置

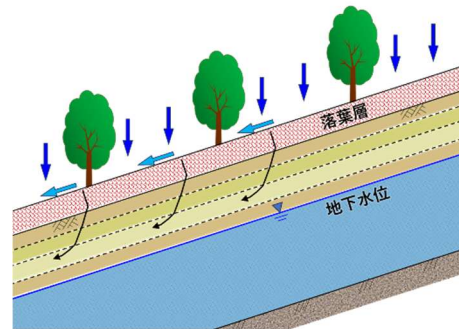


図-2 斜面内への降雨浸透状況

2. 斜面内のモニタリング

2.1 降雨量のモニタリング

気象庁の降雨データと実際に対象にしている樹林の中の降雨データとを比較すると、その降雨データは必ずしも一致していない。このことは、地質の3次元モデルであるデジタルツインに対しての降雨の正確な外力のデータがわからなくなる。しかし、ここで検討しようとしている目的は、対象としている斜面がどの程度の降雨によって斜面崩壊が生じるかを予測することである。

したがって、樹林のある斜面に対しては、樹林によって地表面に降る降雨量は、気象庁のデータを用いて斜面崩壊を予測する方が安全側の評価として考えられる。しかし、斜面内の地下の地層構造が可視化できると、樹林のある斜面内に水分計や地下水位系を設置して得た観測データと、数値解析より得た予測結果とが異なる場合が生じてくる。これに対しては、外力である降雨データが異なっていると判断するしかない。

樹林下の斜面表面に降る降雨量に対して正確なデータを得るには、斜面表面に密に雨量計を設置するしか対策がない。しかし、このような地表面の降雨分布を面的に計測することは現在では不可能である。

地表面下に光ファイバーケーブルをネット上に設置して、以下の事項を計測する。

- (i) 地表面に表流水が発生しているかどうか？
- (ii) 地表面に表流水が発生していれば、表流水の挙動を3次元の Navier-Stokes の方程式で数値解析をして、地表面と土中水の連成解析を実施する。
- (iii) 表流水の Navier-Stokes の3次元解析が困難であれば、

- 完全な Navier-Stokes の方程式が持つ非線形特性を線形化した方程式（疑似 Navier-Stokes 方程式）を用いて、地表面と地下水との挙動の連成解析を実施する。
- (iv) 地表面と地下水との連成解析は、Allan R. Freeze による Manning 則を用いた解析手法^{1), 2), 3)}に必要な地表面の粗度係数を計測する。
- (v) 斜面内の鉛直と水平方向の異方性の透水係数（飽和と不飽和領域での値）と原位置かボーリングコアを用いて計測する。
- (vi) 表流水が発生していない場合には、地表面からの蒸発散を求めることが困難であるため、地中の2点で間隙水圧と間隙空気圧を計測し、その間の鉛直方向の不飽和透水係数を求めて、地中の鉛直の2点間での浸透流量を計測する。
- (vii) この鉛直方向の浸透流量は、地下水への涵養流量であり、大きな水収支を論議する時の大切な流量である。
- (viii) しかし、斜面崩壊を予測するには、鉛直方向の多重の地層の浸透特性を計測する必要がある。

2.2 斜面の樹林の根茎による斜面崩壊への影響

斜面内にある樹林の根茎によって、斜面崩壊が起きにくくなっていることは、ある程度理解できる。しかし、根茎がどの程度斜面崩壊を防いでいるかを定量化することは、きわめて困難である。広葉樹林の根は、斜面の上方向に張っているが、針葉樹林では、斜面の下方向に

根を張っているので、木の下流の斜面が崩壊すると、針葉樹は下流に倒木して、下流に水によって流され、建物や橋を崩壊させたり、橋脚に集積してダムのようになり河川の上流の水位を上昇させて、橋脚より上流の堤防で越流が生じて、堤防決壊の原因になっていることがある。福井県の平成 16 年 7 月の足羽川の沢壊は、このような作用による決壊である。

平成 29 年 7 月の九州北部豪雨による福岡県朝倉市の水害は、流木が洪水と流動によって下流の家屋災害が増大したと考えられる。

林業は、大切な産業である。したがって、斜面崩壊しにくいように対策を事前にしておくことはきわめて重要である。しかし、たとえこのような事前対策をしていない斜面であっても、斜面の樹林の育つ特性などを記録して、そのデータより、斜面下の地盤の水分特性や土砂特性を推定して、現有の木を伐採した後の植林をする際には、従来のように縦方向に針葉樹、広葉樹と分けるだけでなく、斜面全体を対象として、一つの縦方向でも、上下部において土石流等の土砂災害が生じて、針葉樹が下流の流木とならないように、針葉樹の下部に広葉樹を植林するような対策を実施する必要がある。斜面から流木の元になる木が出てこない植林対策を検討してほしい。

3. おわりに

斜面崩壊を予測するには、対象としている場の 3 次元モデルを構築する必要がある。しかし、斜面崩壊が生じないと斜面表面や内部のデータののための調査は実施されないのが現状である。

それからの出発ができるようになってきているので、これからは災害を起こす可能性のある斜面に関しては、LP や DAS によって斜面のモデルを作成するためのデータを蓄積していったほしい。

(執筆責任者 西垣誠)

参考文献

- 1) Freeze, R.A. and J.A. Cherry : Groundwater, Prentice Hall, 181-186, 352-356, 540-541, 1979.
- 2) 西垣誠, 孫躍, 今井紀和 : 地表面要素を考慮した浸透流解析手法及び応用に関する検討, 日本地下水学会 2009 年春季講演会講演要旨, pp.140-145, 2009.5.
- 3) 西垣誠, 孫躍 : 地表面要素を考慮した浸透流解析手法及び応用に関する検討-越流を含む堤防浸透解析への応用-, 日本地下水学会 2010 年春季講演会講演要旨, pp.100-106, 2010.5. :

9.5 津波対策のエネルギー減衰

1. はじめに

2025 年は、1995 年に発生した阪神・淡路大震災が発生して 30 年になる。6,434 人の死者のうち 59% が 60 歳以上の高齢者であった。防ぐすべのない災害であったが、死者の多くは木造家屋が倒壊したために圧死した。

この災害後、建築基準が大きく改定されたが、現在でも古い規格の家に住んでいる国民が多く、2024 年の能登地震でも家屋の中で圧死している。

阪神・淡路大震災後、高速道路の建設も高架から地下へと変わっていった。しかし、地下に高速道路が建設されることによる地下水の流動阻害が生じないように、地下水の流動保全する書籍も出版された¹⁾。現在は、それに従って地中の道路を施工している。

2011 年 3 月 11 日の地震による津波は、久慈市の長内川を太平洋から川の上流へ遡上していった。それによって河川堤防を越流して河川範囲の住民に水害が生じた。この津波による水害は豪雨による水害と同じ現象であると考え、現状の河川を流れる可能な流量以上の水が動くために起こる現象である。このような水害を防止するには、河床に排水管を埋設しておき、遡上しようとする水を地中の大空洞に放流する対策を設置しておくことが可能ではないかと考えられる。

今から 30 年以内に南海トラフ地震が発生すると推定されている。この南海トラフ地震が生じると、高知県の黒潮町は、全国で最も高い 19m の津波が来ることになっている。6 階建のビルの屋上まで来る。土佐清水市と四万十市が 17m、高知市が 9m の高さまで来ると予測されている。この津波災害を少しでも小さくすることは考えられないのかと思う。2011 年 3 月 11 日に東北地方太平洋沖地震で地震が生じた。この地震は日本国内観測史上最大規模で、1900 年以後の世界の地震の中でも 4 番目の規模の地震だった。

津波は、海の深さが海岸線に近づくとき浅くなってくること、海底での摩擦で水面の方が容易に海水が移動できるために、海水面が上昇するために生じる現象である。

1m の津波に巻き込まれた人の死亡率は 100% である。この津波対策として一般に以下の対策が提案されている。

(1) 海岸線に津波避難タワーを設置する。

(2) 住民が高い位置に避難するルートを決めておく。

津波は、最も恐ろしい自然災害である。例えば、2011 年 3 月の東日本大震災による死者は 2 万 2228 人であり、その内、津波による死者は 15900 人で、行方不明者は 2520 人であった。したがって、津波によって 83% の人が、死者や行方不明者になっている。このように津波は、何万人という人間の命と財産を奪い取っている。

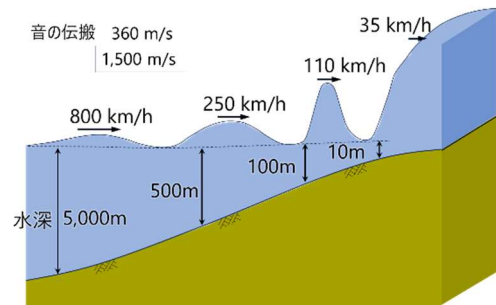


図-1 津波のスピード

人間の命については、一次的に避難をすれば救われるが、長年築いた財産を瞬時に奪ってしまうことは、人間の心の中のすべての希望を奪ってしまっ、人間を生きても希望を持たない人間にしてしまうほど、恐ろしい自然災害である。

したがって、津波が人間の近くに来るまでに、その大きな津波のエネルギーをどのように小さくするかに関する研究は、きわめて重要であると考えられる。以下に、2つの新しい津波対策を提案する。

2. 新しい津波対策

2.1 海中の人工島設置による対策

2011 年 3 月 11 日、宮城県の松島湾の奥にある松島町の瑞巖寺は、津波から救われた。湾の中の瑞巖寺がなぜ津波災害から守られたかを AI に尋ねると、「松島湾の地形と多くの島々が津波のエネルギーを分散したためだ」との答えが返ってきた。松島湾奥の被害が小さかったのは、松島湾の沖合に配列する島々が天然の津波防潮堤の役割を果たしたためと考えられている²⁾。すなわち、3 次元で流動している津波が多島の中を流動しているうちに、互いにぶつけ合うように移動すると、海岸線まで上陸する前にエネルギーが消滅するように人工島を配置する方法を開発すれば良いと考えられる。

それでは、図-2 に示すように日本中の海岸線に人工島を設置して津波のエネルギーを分散することが、津波対策の一つと考えられる。

2.2 津波と地下導水路トンネルによる対策

防潮堤が造れる所は、防潮堤を造れば良い。しかし、河川や、高知のように湾になっている所は、湾の奥に行くほど津波の高さが高くなり、最終的にはその津波が高知市を破壊してしまうことになっている。

このように湾内に侵入してくる津波の幅は、湾の幅である。最も高い高さが 10m とすると、問題は津波の波長がわかれば、津波の対応としてどれほどの容量の地下空洞施設が必要であるかを予測できる。津波が複数回、河川や湾内に遡上してくるのであれば、事前にそれだけの地下トンネルを掘削して対応しておけば可能かと考えている。

津波は洪水のように河川の中を遮なく流れているのではなく、海底地震や斜面崩壊のショックによる海水に加えられた力が周囲に伝搬する現象であるため、一過性の現象であると考えられる。したがって、この状態の津波のエネルギーを分散させる方法として、津波の来る民家の海岸線に津波のエネルギーを分散する海中トンネルを掘削しておく方法も考えられる。津波は複数回来るようであれば、複数の地下トンネルを事前に設置しておくことで、民家の前に来る津波のエネルギーは分散して、大切な人命や財産を失わないですむ可能性がある。

この対策は、「津波の落とし穴」のような対策である。どれだけの空洞を事前に掘削するかについての設計は、過去の津波の高さと幅のデータを調べれば予測がつくと考えられる。この予測に対して、どれくらいの安全率を見込むかについては、その時の政治が決める課題である。ちなみに首都圏外環放水路では、67 万 m^3 の空間を地下に設置している。関西の大和川地下放水路の総体積は 2600 万 m^3 である。これほど強大な地下空間を設置しなくても、第 1 波、第 2 波等の津波を地下の空間に落とし込めば、高知市の津波被害は軽減できるのではと考えられる。

3. おわりに

津波対策として、河川や湾のない所は高い防潮堤で対処するしかない。しかし、河川や湾内で可能な新しい 2 つの対策案を提示した。人々の命と財産を守るために、大河の近くの地下に放水路を設置しようとする計画と同じように、津波対策として地下空間を考えることも有効かと考えてほしい。

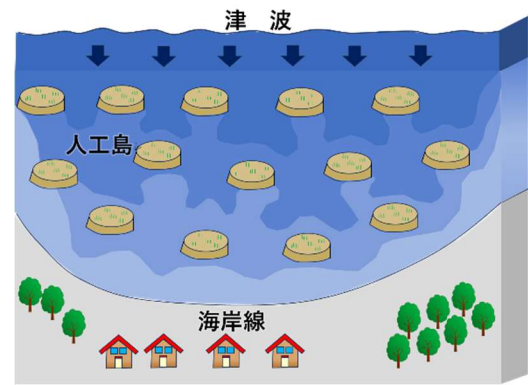


図-2 民家の前の海中の人工島

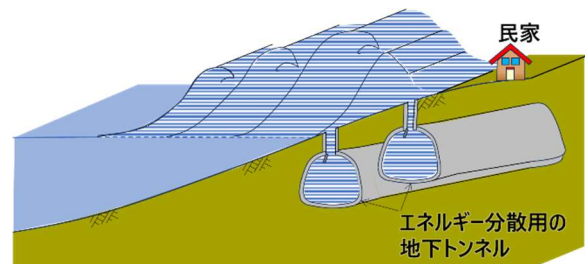


図-3 津波のエネルギー分散用地下トンネル

(執筆責任者 西垣誠)

参考文献

- 1) 地盤工学会編：地下水流動保全のための環境影響評価と対策 ―調査・設計・施工から管理まで―, p.375, 2004.
- 2) 長谷川修一, Ranjan Kumar Dahal, 野々村敦子, 鏡原和也, : “なぜ松島湾奥の津波被害が小さく、湾口の島々の岩盤崩壊が多発したのか?”, 日本応用地質学会中国四国支部研究発表会発表論文集, 2011, pp.27-32.

9.6 地下水位低下工法による液状化対策の課題とその回復方法

1. はじめに

液状化が起こる所は、ハザードマップで示されている。しかし、そこに対しての液状化対策は、災害が起こらないと対策されないのが現状である。また、過去に液状化が起こった所でも、再び液状化が発生することは、わかってきたので、いっそう確実な液状化対策が必要である。液状化対策のために3つの方法が考えられるが、ここでは、地下水位低下工法について検討する。

- (1) 砂地盤を締め固める。液状化しないように地盤内にセメントミルク等を注入して、液状化する砂地盤を拘束する対策。
- (2) 液状化する地域の地下水位を恒常的に低下する地下水位低下工法を実施する。
- (3) 液状化する砂を固化する。

2. 地下水位低下工法

地下水位低下工法による対策では、以下の事項が課題になる。

- (a) 止水材料の耐久性
- (b) 降雨の浸透流の制御
- (c) 揚水するための電気エネルギー

液状化対策をしたい地域を効率よく地下水位を低下するために、地下水を低下したい領域に外部から地下水が流入しないように砂地盤に鉛直に止水鋼矢板等を打設して、止水地域を限定する工法が実施されている。

対象領域内の地下水位を低下させるため恒常的に地下水を揚水するため、その揚水ポンプの電気代が必要になってくる。

3. 周囲の止水材料の耐久性

3.1 ジオポリマー材による止水壁

ここでの課題は、地下の止水施設の耐久性である。地中の金属物は60年近くで劣化してくる。矢板の腐食によって、地下の止水が困難になってくることは中間報告で指摘しているので¹⁾、ここでは耐久性のある止水工法について提案する。

たとえば、周囲の止水材料をジオポリマーコンクリートを用いたTDR工法にする。ジオポリマーコンクリートの問題は、水ガラスの材料費(1,500円/kg)である。ケイ酸ソーダ水をいかに安価に製造するかが、大課題になっている。

古代は火山灰と塩水と生石灰でジオポリマーコンクリートが製造されている。日本の火山の火山灰は国立公園内にあり掘り出すことができないが、伊豆大島の三原山の火山灰は民地にもあり、古い火山灰は、降雨によって重金属がリーチングされているため、ジオポリマー材に使用することは可能である²⁾。火山灰の代わりとしては、ゴミスラグや石灰灰でも作成できる。しかし、これらのスラグをジオポリマーにするには、ケイ酸ソーダが必要になる。

また、TDR工法は、鋼矢板打設より大きな工事になるので、もう少しコンパクトなTDR法の開発も必要である。

3.2 ベントナイトによる液状化防止対策地域外周の止水壁の構築

地震時の砂地盤の液状化対策として、液状化対象地区の地下水位を低下させる工法は、きわめて安価な工法である。地下水位低下対象地区に外部からの地下水が混入しないように対象地区に矢板を打設して側方からの地下水の浸入を防止する工法が実施されている。しかし、矢板は50年で確実に地中構造物としての耐久性に問題が出てくる。

液状化が生じる砂地盤に「ベントナイトとアルコールとの懸濁液」を注入して、注入液の塩水濃度が周囲の淡水の地下水により希釈されると、ベントナイトが膨潤して止水性を持った縦の層が形成される。この縦の止水層は、地震が来ても壊れない可動式のベントナイトと砂の混合壁になる。このようなベントナイトと砂の止水層は、地上に植物のない所ではベントナイトと塩水（濃度2%程度）の懸濁液でも構築できる³⁾。

液状化が起きやすい砂層は、密度が小さい砂層である。したがって、ベントナイト懸濁液を深度15~20mまで注入することは可能であるので、側方の縦の止水壁が施工できる。ただし、地下水の流れがある所では、注入領域をケミカルな溶液注入によって一次的に止水しておく必要がある。

ベントナイト注入による止水壁は、地下水中では、亀裂を発生しない壁であるが、壁の外と内の水位（水圧）が異なるためベントナイトが膨潤しているが細粒土が移動する可能性があるため、止水壁内外に光ファイバセンサーを設置して、ベントナイト壁のひずみを計測しておくことで、止水壁の健全性を定期的にモニタリングできる。

4. 降雨の地下水への浸透防止対策法

4.1 一般家屋での植栽域の課題

砂地盤で地下水位が高い所では、地震時に液状化しやすいと考えられている。したがって、戸建てのある砂地盤の周囲に地下水が流入して来ないように止水して、止水した領域内の地下水を揚水して地下水位低下工法による液状化対策がなされている。

このような地下水位低下工法で課題となるのは、止水領域内への降雨の浸透によって地下水位が一次的に上昇する現象である。一次的であれ地下水位が上昇している時に地震が来ると、砂地盤は液状化する。

一般に、地表面からの降雨の浸透による地下水位の上昇を軽減するために地表をアスファルト舗装することによる止水対策がなされている。しかし、図-1のように家屋のある所以外の地表をアスファルト舗装することは、地表に植物がなくなることになり、生活環境としては、きわめて殺風景な状況になる。しかし、植栽のある所から降雨が浸透し、地下水位が上昇してくる。このような状況に対応する方法として、植栽の上部の土層に降雨が浸透しにくい層を構築することにより、どの程度、降雨の地下水への浸透が減少するかについて検討した結果を論述する。

ここで、戸建ての家屋の周囲はコンクリートかアスファルト等により表面遮水されている状況であると仮定すると、降雨が地下に浸透してくるのは植栽域だけに限定される。この状況で植栽域の表面に遮水シートを設置してしまうと、植物は成長しなくなる。したがってある程度の水は地下に浸透させることを考えると、土質性遮水層を地表面に設置する方法しかないと考えられる。

一般に土質遮水は粘土等の難透水性の土層を地表に敷設する工法で、図-2 に示すように土層厚が 50 cm 以上で鉛直透水係数が $1.0 \times 10^{-8} \text{ m/s}$ が基準となっている。しかし、このような難透水層を敷設することは、すでに植栽がある所ではきわめて困難である。

ここでは、既存の植栽がある所でいかに降雨の地下水への浸透を減少させるかについて検討する。

4.2 植栽域を対象とした降雨浸透水流量の低減化工法

地表面層に降雨の止水層を構成する方法は、以下の手順で行う。

- (1) 植栽域の表面からの降雨の浸透を減少させるため、地表面に薄い「アルコールのベントナイト懸濁液」を散布して、表面からベントナイト懸濁液を植栽の土の中に浸透させていく。
- (2) アルコール中ではベントナイトは膨潤せず団粒化しないので、砂質土の中には懸濁液として浸透していく。ベントナイト懸濁液が地表面から浸透した後真水を散水すると、アルコール濃度が薄くなり、浸潤した領域の中でベントナイトが膨潤して、膨潤層の表層透水係数が低下してくる。

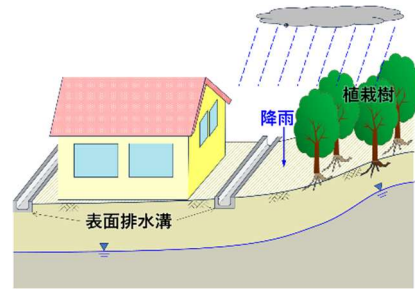


図-1 戸建ての家屋の例

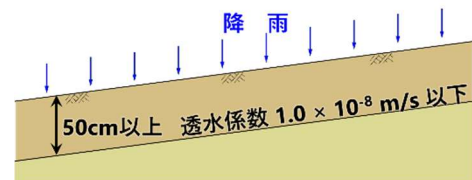


図-2 土質遮水工の基準の例

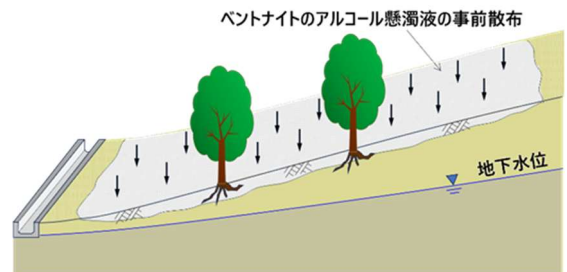


図-3 植栽地における難透水層の形成法

- (3) ここで使用するベントナイトは、米国ワイオミング産のベントナイトの粒径は $3.0 \sim 6.0 \mu \text{ m}$ 程度であり、関東の江戸川層や成田砂のような粒径が $180 \mu \text{ m}$ 程度の砂の中にも浸透注入することができる。ここでは、ベントナイトのアルコール懸濁液を提案したが、縦の止水壁と同様にベントナイトの薄い塩水懸濁液を用いても、降水の地中への浸透を減少させることが可能である。しかし、塩水による植物の生長への影響は、別途事前に検討しておく必要がある。
- (4) 降雨の鉛直への浸透流量を制御する前と後の地中の水分量の変化をモニタリングして、浸透水が少ないようであれば、それぞれの植物の根に直接ドリッピングーションを実施して、植物の成長をコントロールするシステムを構築する。

4.3 砂質地盤内の地下水位低下対策

地盤内が飽和状態であると、地震時に地盤は液状化する。したがって、常時、砂質地盤内の地下水位の低下量は $3 \sim 4 \text{ m}$ といわれている。

この値は、豪雨があっても維持する必要がある。したがって、変動する降雨に対して地下水位を計測して、常に水位の低下能力をコントロールできるシステムでないと、絶対的な液状化対策とは断言できないと考えられる。

豪雨で地下水位が上昇した時に地震がきて液状化現象が生じることも考えて、複合事象の対策を考えておく必要がある。そのためには、地下水位を低下させる揚水ポンプもサーボポンプを用いる必要がある。地下水位がある高さになると作動する普通の揚水ポンプでは、将来の気象予測に対応して地下水位を制御することは困難である。周囲の地下水位の変化により、ポンプの回転運動を制御するシステムは、砂地盤に対して過度の動水勾配を発生しないと考えられる。

地下水位を低下させる地域の地下水が十分に低下していることを確認するためには、当然、十分な観測井を設置して、降雨強度と地下水の関係データを収集して、揚水ポンプによる揚水流量をコントロールしていく必要がある。

4.4 恒久的な地下水低下システムによる地盤沈下に対する対策

地下水位を恒久的に一定以下に低下させることによって周囲の地盤にどのような影響があるかについては、対策を実施する前に十分に検討しておく必要がある。

今日では、3次元での砂質層、粘土層のある地盤において、砂質層の地下水位を低下させることが原因となつてどの程度の地盤沈下が生じるかの予測は可能になっているので⁴⁾、対策を講じる前に地盤内の粘土層の圧密特性を調査して、不均質に生じる地盤沈下を予測する必要がある。

もし、地下水位低下工法による液状化対策によって部分的に地盤沈下が生じるのであれば、その粘土層の地盤改良を実施して、地下水位低下工法を実施する必要がある。

4.5 恒久的な地下水位低下システムの維持管理

地下水位低下システムを恒久的に維持管理するには、排水システムの見詰まり対策がいちばん大切な課題になる。排水システムにどのような見詰まりが生じるかを整理すると、以下になる。

- (a) 揚水ポンプ周囲の見詰まり
- (b) 広域の排水管の見詰まり
- (c) 砂質層内の見詰まり

(a) 揚水ポンプ周囲の見詰まり

揚水ポンプ周囲のフィルター等の見詰まりは、恒久的にポンプを作動していると生じる一般的な見詰まり現象であるので、定期的に揚水システムの洗浄を実施する必要がある。また、揚水用の井戸内の洗浄も必要である。

ここで大きな課題は、洗浄等のメンテナンスを実施している時に地震が発生した場合の対策を、事前に検討しておく必要がある。いかにして地下水位を回復させないでシステムを洗浄するかは、大きな課題である。本システムを洗浄するために予備のポンプや揚水井戸を設置しておく必要性を検討する必要がある。

(b) 広域の排水管の見詰まり

排水管の見詰まり対策はきわめて重要である。地下水位を低下させるための鉛直井戸や水平井戸のフィルターの見詰まりは、「必ず起こる」現象である。したがって、排水管の中にフィルターを洗浄するための細管を、排水管の設置時に設置しておく必要がある。洗浄の際にこの細管からナノバブルの水を注入して、ナノバブルによるフィルターの見詰まり物質を洗浄する能力を利用する洗浄は、高圧ジェット等による洗浄より効果がある技術が開発されている⁵⁾ので、フィルターを定期的に洗浄する。

洗浄効果の確認は、排水管の地山部と排水管内の細管内との水圧差から判定できる。

(c) 砂質層内の見詰まり

砂質層内の地下水位を恒久的に低下させるには、砂質地盤内の土粒子をできるだけ移動させないように、低い動水勾配で地下水位を排水する必要がある。高い動水勾配で揚水すると、砂質層内の微細粒子が地下水とともに移動する現象（suffusion 現象、internal erosion 現象）が生じる。この時に排水管のスクリーンのサイズは、地山の砂質層の土の粒度分布を考慮して選定する必要がある。もし、選択に誤りがあると、揚水することによって、地盤の骨格を構成している土粒子（一般に D_{85} ）が流亡してしまうと、地盤陥没が生じることがある。

また、この粒子移動により砂質層内で見詰まりが生じてしまうと、砂質層内で部分的に透水係数が小さくなってしまうことがある。この現象を回避するには、内部浸食を起こさない動水勾配で、排水管のピッチを設計しておく必要がある。また、恒久的な地下水位を低下させる前に、長期の段階揚水試験を実施して地盤内の細粒土を取り除く必要がある。

5. おわりに

本研究では、地震による戸建ての液状化対策として、広域の土地の地下の地下水を低下させる際の手法について検討した。地下水を恒久的に揚水して排水するのであれば、太陽光発電によるエネルギーを用いれば良いが、そのエネルギーの蓄電システムが必要になる。しかし、対象地区の地下水への涵養流量を少なくしておく、太陽光のエネルギーがなくなる夜間は揚水をしなくても、地下水の上昇がゆっくりであれば、揚水を停止しておいても大丈夫な管理ができる可能性があると考えている。

地下水位のモニタリングシステム屋、鉛直の止水壁の止水効果のモニタリングに対しては、これからは DAS によって実施していく必要がある。

（執筆責任者 西垣誠）

参考文献

- 1) 西垣誠：統合物性モデル技術研究組合の成果の中間報告と未来への夢、統合物性モデル技術研究組合

- 2022 年研究発表会講演集,p.6, 2022.
- 2) 西村輝, 西垣誠, 鈴木茂之: 火山礫を用いたジオポリマーによる落石防止材の研究, 第 57 回地盤工学研究発表会, 2022.
 - 3) 西垣誠, 小松満, 見掛信一郎, 田岡洋, 中島朋宏: エタノールを用いたベントナイトスラリーの亀裂性岩盤へのグラウト効果, 土木学会論文集, No. 764/III-67, pp.221-233, 2004. 6.
 - 4) 入江彰: トンネル掘削における地盤環境保全に関する研究, 岡山大学大学院 博士論文, 2006
 - 5) 科野健三, 保志篤, 熊谷茂一, 川俣和久, 西垣誠: マイクロ・ナノバブルによる集水井横ボーリング集水管外閉塞物除去に関する研究, 地盤工学ジャーナル, 19 巻 3 号, p.285-303, 2024.

9.7 地下空洞探査

1. はじめに

2025 年 1 月 28 日 9:40 頃、埼玉県八潮市の中央一丁目交差点で道路陥没事故が発生した。大型トラック 1 台が陥没する穴ができ（直径 5m、深さ 10m 程度）、トラックが転落した。原因は、計 4.75m の地下の下水道管の破損が引き起こした事故である。この陥没によって、隣接する地下にある雨水管が破損して、川の水が逆流し、道路陥没が拡大して、トラックの運転手の救助ができず、行方不明のまま埋め戻された。その後、孔の直径は 40m を超えるまで拡大した。下水道管が下水からの硫化水素が空気に混入して硫酸になり、コンクリート管を溶解したことが原因になっている。

陥没した地域は、近くを流れる中川の低地で、暑さが 45m 程度ある沖積層である。地下水は、地表から -1m で、N 値は 4 以下の軟弱地盤が GL-32m まで連続している所である。

下水道は 5 年に 1 回以上、点検することが下水道法で定められている。どのような点検なのかがよくわからない。2025 年 2 月 6 日にも、名古屋市緑区で市道が陥没して乗用車が動けなくなった事故が生じた。北海道の下水道管は全長約 33,000 km で、50 年経過管が 4,200 km もあるといわれている。しかし、その対策は人員不足や財政難で対応できていないのが現状である。このように対策が必要な下水道は 50 万 km あるという。これに対して、今後どのようにあるべきかを論述する。

2. 土地の陥没を起こさない方法

土地の陥没は、土地の下の土がどこかに流亡するためである。すなわち、土が地下水の動きによって移動するためである。このような陥没を起こさないようにするために現状では、地中に構造物を設置した後、埋め戻し材に砂を用いる。しかし、砂では十分な締固めができない。また、地盤内に空洞があると容易に地下水と共に流動してしまう。不飽和領域では砂は動きにくいですが、地下水位が上昇してくると、砂は水締めされるため体積が減少し、砂層の上部に空洞ができる。しかし、この現象はコラプス現象で、この地下水の上下が繰り返されると細粒土が移動して、陥没は生じる。

一般に、地上の陥没事象は、地下水が上下する毎に地下の土砂が移動するために生じる。地下に人工的な構造物があり、その中に地下水と共に移動した土砂があると、いつか地下に空洞ができ、繰り返し生じる地下水の上下運動によってその空洞の体積が大きくなって、地表に陥没が生じる。

1998 年に岡山県中部の高梁市の旧備中町平川郷地区の陥没事象も、地下の基岩の石灰岩の溶食によって生じたものである。地下水が毎年 10m 以上上下している現象が生じており、それが原因で石灰岩上部の土砂が溶食の穴（ドリーネ）の中に流亡する現象が陥没の原因として、対策をした。

河川を 3 面張りにして河川の水が地下に流入しないようにした。地下水位が大きく変状する原因として、水田の利用も関係していることを示した。また、地下の状況を探査するため、地中の石灰岩の溶食の頭部の分布調査を実施した。これらの結果として、ドリーネの上にある数件の家屋の移動だけで、全住民の転居はなかった。転居しない家屋の住民には、地盤陥没が生じても寝室には倒れてきて圧迫死になるような家具を置かないよう注意した。その後、この地域では大きな陥没が生じていない。

土地の陥没を起こさない方法は、地下水位を大きく上下させないようにすることが大切だと判断した。しかし、自然の地下の変状はいつまでも続いている。それに対して現地では、何もモニタリングしていないのが心配である。

3. 明石市の人工海浜の陥没による子供の死亡事故

2001 年 12 月 30 日、明石市の大蔵海岸の人工砂浜で発生した陥没事故、明石大蔵海岸砂浜陥没事故が発生した。この砂浜を 4 歳の女兒が歩いていた時に陥没に吸い込まれて生き埋めになり、2002 年 5 月に死亡した。

この事故で、国と市の管理責任が問われ、担当者 4 人が有罪判決を受けた。事故前に 1999 年と 2000 年に多数の陥没が発生していたが、管理者は、その記録も行わず、国への報告もしていなかった。確かに 20 年も前になるこの時にも、人工砂浜の下に空洞があることを、上から探知する技術がなかった。しかし、砂浜で少女が死亡する前に、何度か陥没が生じていた。それに対して、何も対策をせず放置したことによる判決かもしれない。

地中の空洞を探知する技術がないのなら、毎朝、砂浜に海水を充分放水していれば、陥没する場所を探知できたのではないかと考えられる。しかし、誰も実施していなかった。詳細は各自調べてほしい。

4. 現状の地下空洞探査技術の限界と新しい探査法

電磁波探査では、地表から 3m 程度しかわからない。しかも、地下水下で何が起きているかが探査できない。しかし、下水道の上部に DAS を設置しておくと、下水道

のどこに穴があり、その穴に砂が流亡している現象が確認できる可能性がある。

- (1) 埋め戻しを砂で実施する時は、十分水を入れて、十分に水締めを実施する。また、地下構造物の劣化による空洞が生じると、砂による埋め戻しでは、簡単に構造物の中に砂が流動してしまう。今後は、図-1 に示すように、地下構造物と埋め戻し材の間に耐久性のある材料でラップしておく、埋め戻し材である砂が構造物の中に流亡しなくなると考えられる。当然のことであるが、地中構造物に周囲の地下水が漏洩していないかどうかのモニタリングを、小型ドローン等で常に調査する必要がある。
- (2) 軟弱地盤上の下水管は、地震等によって変位するので、その変位箇所が下水管の継手部の止水が劣化して下水管内に地下水が流入して、継手部の砂が下水管内に流亡して、継手部の上部に空洞が生じる。このような地下での変状を DAS は探査できる。
- (3) この空洞が経年的に大きく成長して道路下に空洞が生じる状況も、DAS によってリアルタイムでモニタリングができる。
- (4) 現状の探査ではこの空洞の探査は、空洞のトップが地表から 3m 程度にまで成長しないと、空洞の存在を探知できない。しかし、電磁波では地下水位が高い所では探知が困難である。
- (5) この道路内の地層の変化をリアルタイムで探知するため、地下構造物の上部の地層に DAS を設置して、下部の砂層の密度変化をリアルタイムで探査して、地中の空洞探知を実施するしか方法がないと考えられる。

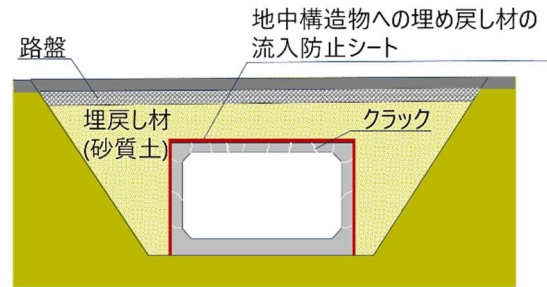


図-1 地中構造物への埋め戻し材の流入防止

- (6) 地中内の空洞があるかないかを探知する簡単な方法は、地表から水を注入して、道路下を飽和にして空洞の成長を早くして探知する方法も提案できる。しかし、それは空洞が生じてからの探査である。

5. 地下埋設工事の改善

現状の地下埋設工事では、地下構造物の耐久性は検討しているが、構造物の劣化のモニタリングについては検討されていない。当然であるが、自然の地盤内の土地の地下構造の変化について何もモニタリングしていない。地下水位の上下のデータすらモニタリングしていない。

これからは、形のある物は必ず劣化すると考え、地下に埋設された物こそ綿密にモニタリングする社会を確立してほしい。

(執筆責任者 西垣誠)

9.8 地盤陥没と地下水

1. はじめに

地下で地下水によって何が起きているのかが良くわからない。特に、ドレーンシステムが目詰まりにより、地下水位が上昇して盛土材料が飽和になり、地下水が上昇して盛土内の細粒土が移動し、下水管の損傷穴に土砂が移動して、それを繰り返していると、地盤内の空洞が大きくなり地盤陥没が生じる。

埼玉県八潮市のようなことが起こらないようにする対策として以下の事項が考えられる。

- (1) 地盤の支持率が低い所は、下水道管の基礎を、ジオポリマー材で地盤改良をしておく。
- (2) 下水道管を亜硫酸ガス等で劣化しないように、下水道管内の換気を行い、ガス濃度を低下する。
- (3) 下水道管の周囲の埋土は、砂だけではなく礫を充分に含んだ砂質土で、十分に締固めて施工する。下水道管に亀裂や穴ができて、その穴に砂質土が流入しないように、下水道管の周囲を耐久性のある不織布で覆って、下水道管内への砂の流亡を防ぐ。それによって下水道上の空洞の発生を防ぐことができる。
- (4) 下水道管の上部の埋め戻し土内に陥没するような空洞が生じていないかどうかを、DAS を用いてリアルタイムで、埋め戻し土内の S 波の伝播速度の変化をモニタリングする。道路の地表面の微小な変状探査は、赤外線サーモグラフィで計測することも可能である。
- (5) 今後は下水道管を埋敷設すると同時に、DAS によって、その上部の S 波の伝播速度をリアルタイムで計測することによって下水道施設の周囲の地盤のゆるみ度をモニタリングすることができる。
- (6) 飽和領域内の埋め戻し土内の土の密度変化を探査するには、音響トモグラフィ探査も適用できる可能性がある。この技術は、「飽和領域」での地層探査に使われている。
- (7) 水平方向の音響トモグラフィ探査手法は、米国マイアミ大学の山本先生が、潜水艦での通信（水中音響通信）システムを地中内の地層の診断システムとして開発された技術である¹⁾。ボーリング孔内で一定の周波数の音を発信して、周囲のボーリング孔内にレシーバーを深さ方向に設置して、地層内の地盤の密度分布を計測する手法である。
- (8) 下水道管の上部の埋め戻し土内の地層の水平的な密度変化を調査する方法は、下水道管内の健全度を調査する「マンホール管間」において音響トモグラフィで調査すると、精度の高い地盤内の密度変化の計測が可能になると考えられる。ただ、水深が浅い所は困難である。
- (9) 自然の地盤内は経年的に変化している。プレートの中にある日本列島は、経年的に隆起や沈降、そして、水平的な地表面の座標も移動をしているので、その変動も考慮する必要がある。
- (10) 豪雨があると、地表面もガリー浸食され、地形が変化している。当然のことであるが、地中も浸透水の流動によって、内部浸食が起こって、各地層内の透水係数も時々刻々と変化している。いわんや、人工の土構造物は浸透水によってどんどん内部浸食が生じて、空洞が発展する可能性がある。このような地表面の変化は、国土地理院によって、常に計測されている。しかし、地盤内の土中水による経年的な変化を計測するモニタリング網は、わが国ではまだなされていない。DAS のシステム網を国土全体に設置すると、国土の地盤内の変動や密度等の変化がリアルタイムでモニタリングすることが可能である。
- (11) DAS による地中のモニタリングは、国道であればビデオカメラのデータ等を送信するために通信用の光ファイバーが日本中に既に張り巡らせている。この通信用の光ファイバーケーブルの「つかっていないケーブル」（ダークファイバー）を用いて道路の基礎地盤内を探索することは可能である。
- (12) 計測したデータをコンピュータの中に蓄積していくことによって、従来のような地層のリスクを考えなくても、将来の変状が推定できる。
- (13) 地盤内の状況を現状でも 0.4m ピッチで可視化できる。1 日でも早くこの技術を国土全体に拡張してほしい。
- (14) 現在の日本では老人の人口がどんどん増え、自分で自分の命を守る行動ができなくなっている。一方、異常気象によって土砂災害の規模がどんどん大きくなっているので、事前対策を検討するための荷重のデータをどうするかが定まらない状況である。したがって、十分に余裕のある事前対策を検討して、実施する必要がある。

2. 対策したところのモニタリング

- (1) これに対処するためには、災害が起こる前に災害の対策をした所が、豪雨時にどのような挙動をしているかをモニタリングして、そのデータから対策が十分であったかどうかと判断するデータの集録が必要と考えられる。ここでは、災害対策も当然であるが、その対策が時々刻々と劣化していくので、その状況をモニタリングして、次なる再対策ができるような社会になっていきたいものである。

- (2) しかし、今日では対策のために、打設した鋼矢板の腐食等のモニタリングはなされていない。今日では、水道管の腐食や地震による水道管の破損等が、能登半島地震後、大きな社会問題になっている。
- (3) 広島市内で、洪水時の河川水の一時貯蔵のための地下施設のためのシールド工事で、上部の水道施設の影響によってシールド工法による工事が止まっているような事故が生じている。
- (4) 60 年近い地中の水道施設の劣化は、30 年前の阪神淡路地震において地下の水道管の影響がわかっていたが、その後対策をしているが、それがまだ終わっていないのが現状である。また、新しく設置した水道管に対しても、その劣化度をモニタリングするシステムが導入されていないのも現状である。
- (5) 鉄構造物が劣化することはわかっているので、一日でも早く、その劣化度をモニタリングするシステムを確立する必要がある。そのシステムとして DAS が現状、注目されている。

3. おわりに

地下水のある地中では、地表より劣化が遅いかもしれないが、地下水の水質が悪い所では、地表より劣化が早い所もあると考え、一日でも早く DAS によって劣化度をモニタリングするシステムを開発して、日本中に DAS のネットワークを構築することを検討してほしい。

地盤陥没は道路だけではなく鉄道盛土でも生じている。起こっている現象は同じであるので、鉄道のローカル線にも DAS を設置してほしい。また、モニタリングだけでなく陥没を生じさせない対策を実施して、その将来の劣化もモニタリングして、再対策を実施することが普通となるシステムを確立してほしい。

(執筆責任者 西垣誠)

参考文献

- 1) 榑原淳一，高周波数の弾性波の速度と減衰率を用いた弾性波トモグラフィ地盤調査手法に関する研究，早稲田大学大学院創造理工学研究科博士論文，2013.

9.9 山林火災と土砂災害対策

1. はじめに

2025 年 2 月 26 日に岩手県大船渡市で山林火災が発生し、3 月 9 日に鎮圧宣言があったが、4 月 9 日に沈下宣言をした。類焼面積は 2,900 ha であった。過去最大規模の山林火災である。被害は死者 1 名でている。住宅被害は、住家 102 棟で、うち全壊 76 棟であった。非住家 108 棟（うち全壊 95 棟）も被害を受けている¹⁾。

また、2025 年 3 月 23 日には、愛媛県今治市、西条市でも消失面積約 442 ha の山林火災が発生し、3 月 31 日に鎮圧宣言した。さらに 3 月 20 日に岡山市で、焼失面積 565 ha の山林火災が発生し、3 月 28 日に鎮圧宣言をした。

山林火災の消火がこんなに長期間続くのは、山間部に消防車や消防隊員が入りにくく、消火活動が難航するためだと言われている。また、防災ヘリによる空からのサーモグラフィーでの熱源探査技術では、まだ詳細な確認が困難であるため、人間の目視での最終安全確認が必要であることにもよる。

山林火災の消火では、消火するための水の確保も大変である。防災ヘリにより空中からの消火もされているが、夜間は稼働できないため、その間に火事は拡大していく状況であった。

2025 年 2 月 2 日に発生したロサンゼルス²⁾の山林火災でも防災ヘリが活躍していたが、鎮圧まで 24 日かかり、29 人の死者がでている。消失面積は 200km² (2 万 ha) 以上で、東京都 23 区の 3 分の 1 の面積の土地が焼失したことになる。世界最強の軍隊を持っている米国でも、30 人近い死者を出して 1 か月近く消火できなかったことに対して、現有の消火施設では、十分な水量と水圧での消火ができなかったと説明している。

2025 年 3 月 21 日に韓国南東部江原道で山林火災が発生し、焼失面積は 4,800 ha で、30 人死亡し、3 月 30 日に鎮圧した。韓国では毎年大規模な山火事が繰り返されて、過去に 2022 年の太白山脈周辺や被害海岸地域で、大きな山林火災の被害を受けている。韓国では、「山林火災はもう日常」と言われている。2025 年 8 月には、乾燥した日が続く中で、スペイン、ポルトガル、フランスで森林の火災が生じている。

2. 山林火災の対策：消防艇による消火

日本中で季節が乾燥している状況下での消火対策として、今後、何が必要かと考えると、消火のための水の確保である。大船渡の火災に対して住民の方々は海に面した所に住んでいるので、住民の家屋の裏山の火事による

火の類焼をいかに防ぐかがいちばん大切なことと考えると、海水をポンプアップすることによって消火する消防艇の設置と類焼防止のための家屋の裏山に防火帯を設置しておくべきであると考ええる。しかし、現在はなされていない。消火と海水散布による環境への悪化と、どちらが大切かは今後の議論であるが、阪神淡路大震災の火災の消火でも、海水を用いた事例がある。

これからの山林火災の早期消火に必要なことをまとめると、以下になる。

(a) 消防艇組織の強化

日本には消防艇が 49 艇あるとのことだが、石油コンビナート施設や船舶の消火活動用とのことで、一般には利用できない。また、普通の消防艇の移動速度は、現状（2025 年）最大で 36 km/h (20 ノット程度) であるため、瞬時には火災現地に移動して消火できないようである。福岡市消防には最高 74 km/h 出せる消防艇があると聞くが、一般の火災には出動できないそうだ。このような状況では、国が中心となって海や空からの消火対策をする必要がある。

(b) 山頂防火槽

山林火災のための水に対しては、図-1 に示すように、それぞれの山の頂上に防火水槽を設置して、山の中にパイプラインを事前に設置して、防火用の消防ホースと結合できる施設を設置すべきである。

当然であるが、埋設したパイプラインには光ファイバセンサーを設置して、山全体の地温、地下水圧、地下の変位を計測して、パイプの劣化度をモニタリングして耐久性を常に感知しておく必要がある。また、このような施設は、山麓の水道施設が地震等で被害を受けた時の緊急対策施設にもなる。

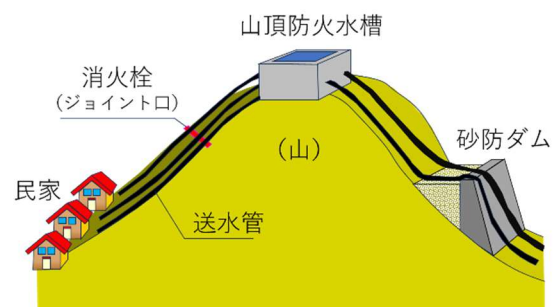


図-1 民家のある地区の山火対策（山頂防火水槽）

(c) 防火帯

山の林と林の間の防火帯を設置することも重要である

が、山林を国がすべて管理できないので、まず、山林を確実に管理する新しい法律を設定して、管理ができていない山林は、山林火災においてきわめて危険であることを国民に周知して、管理できない山林は、国が管理して国民を守るべきであると考えられる。

しかし、防火帯の機能を山林の間で維持することも非常に難しい仕事であるため、防火帯の除草専用のロボット等が開発されることを祈っている。

(d) 新しい鎮火車の開発

現在の消防自動車は、平野部に対応した消火専用車である。したがって、林道がない所では消火できない。これに対して、キャタピラ付きの鎮火専用車を開発して、林道が無くても消火できる体制を確立することが急務になっていると考える。

(e) 夜間可動鎮火ヘリの開発

現状では鎮火ヘリは日中しか稼働しないが、夜間も稼働できる鎮火ヘリの開発と普及を急速に実施すべきである。山林の地山の温度を空中から高精度に感知するセンサーを搭載しておく、残り火の分布を感知することができるので、鎮圧の判断がしやすくなると考えられると、夜間も活動できる鎮火ヘリ組織の構築も必要である。

3. 山林火災後土砂災害

四国の西条市と今治市は、2025 年の山林火災に対して愛媛県知事に砂防ダム設置要望を、2025 年 4 月 28 日に提出した。また、岡山市も山林火災による土砂流出の危険性を検討するために現地の調査が 4 月 17 日頃から開始した。

一般に、山林火災が発生すると斜面の表面が乾燥して亀裂が入り、そこに雨が降ると表面の亀裂から降水が浸透して、これを何回も繰り返すと表面の土砂が降雨の表面流によって浸食され、斜面の表面に部分的なガリー浸食が深くなって、土石流となって土砂が沢に流出してくる。

このように上流より流出した土砂の下流への流出を防ぐために土石流防止の砂防ダムを設置して、土砂災害を防止する対策が一般的になされている。

しかし、どの程度の土砂が砂防ダムに流出してくるかを予測することは極めて困難である。以下に砂防ダムに流出してくる土砂量の推定方法を示す。

(a) 対象斜面の表面についての調査を LP で実施する。

(b) 対象斜面内の風化層の厚さの 3 次元分布を求めるため、DAS によって風化層の厚さを求める。風化層の厚さは経年的に変化するため、常にモニタリングを実施する必要がある。

(c) 3 次元で求めた風化層の層堆積を算出して、その土砂が、水分を含むことによって移動してくると、どれくらいの体積になるかを推定して、最悪、一度の土石流でその現象が生じた場合を求めて、砂防ダムを設計す

る。

(d) 土石流で移動する土砂が、砂防ダムによる堆積より多すぎた場合は、一部の斜面が崩壊しないように斜面保全対策をして、砂防ダムを設計する。

(e) 山林は常に変化しているので、山林のモニタリングから対策の劣化も考慮して、新しい対策を追加することを常に検討して、斜面全体の安全を確認する。

山林火災が生じた領域は森林の根系が腐食すると、降雨による土砂災害が生じやすいので、できるだけ早いうちに植林をして山林の環境保全をする必要がある。この場合、山林が商業目的の所であれば、その目的に合った植林をするが、日本中でスギ花粉問題が出ているので、無花粉スギを植林する等の対策をする必要がある。

最近の豪雨による土砂災害では、土石流とともに大木が根ごと流されてくることが多いので、そのようなことが起こらないように、植生を考えた植林をしてほしい。土砂災害だけを考えると、早く成長する針葉樹が広葉樹より有効であるが、山の状況を考え、針葉樹や広葉樹の根系の特徴を考慮して、土砂災害が生じにくい山林を構成することが重要である。

岡山市には、5 世紀前半に築造されて日本で 4 番目（仁徳、応神、履中古墳の次の古墳）に大きい造山古墳がある。全長約 350m の前方後円墳であるが、天皇の墓ではないため、自由に墳丘に登ることができる。1975 年頃は、古墳の上は畑地があったが、古墳の上に桜の木を植林して、周囲の大木を伐採した。その後、大木を伐採した所が、2018 年の小田川の大水害の時に、古墳の中ほどで土砂崩壊が生じた。古墳築造して約 1600 年後の土砂崩壊である。

この崩壊は、伐採された切り株の根系は処理されていないので、切り株の根系は数年で腐食して、腐食した根系に降雨が浸透して、2018 年の古墳の一部の崩壊が生じたのではと考えている。

2014 年の広島土砂災害についても、マツクイムシの災害で雨の少ない瀬戸内海のアカマツが枯れてしまった。その松枯れによる土砂災害を防ぐためカシの木を植林したが、木が成長する前に、アカマツの杭のような根系が数年で腐食して、2014 年 8 月 20 日に安佐北区、安佐南区の住宅地での土砂災害で 77 人の人命を失った。

このような根系が関係する土砂災害の議論は、あまりされていない。なぜなら、山の木を伐採した時に伐採した木の根系を処理するのは大変であるので、一般には処理をしないで植林をしている。しかし、「森林の根系の腐食による表層崩壊防止機能」に関しては、多くの森林に関する研究者によって論述されているので²⁾、今後は根系を処理してほしい。

これを逆に考えると、山林火災やマツクイムシ被害によって森林が枯れると、樹木の根系がもつ土砂栽培防止効果である水平根による表層のネット効果と、垂直根による鉄筋挿入工法のような斜面のせん断防止の杭効果が

低下すると考えられる。

多くの文献より、条件が異なる森林と土砂災害との関係を求める研究を比較した研究があるが、地盤内の条件がまたよくわかっていないので、森林と土砂災害の関係を論じるのはまだ無理であるとの研究が正しいようである³⁾。

ただ、「地すべり地は、森林は浸透水を増すため良い」との意見は検討してみる価値がある。ただ、ここで「森林は浸透水を増す」との表現は、森林は落葉層を構造し、日陰を作るため降水を地盤内に涵養しやすくすることを説明すると考えると、現状では森林が表層の斜面崩壊や浸食を防いでいることがわかるが、森林を伐採した後に植林をしても、伐根腐朽の 5～10 年は危険な状況であるので、常に斜面内の状況のモニタリングを十分に実施する必要がある。

また、伐根腐朽によって地盤内の鉛直方向の透水係数が大きくなることにも注意して、腐朽した株の透水性を低下させる処理方法も、今後の大きな課題である。

4. おわりに

2025 年 8 月中旬には、フランス、ポルトガル、ギリシャ、そしてオーストラリアで山火事が発生している。山火事の原因は、焚火や放火、たばこ等が主たる原因となっている。

森林火災に何回も対応しているスペインには、「防火」についての専門部隊もある。15m 幅の防火帯が山の中に設置していると聞いている。草木が密集している所は、専門部隊が事前に燃やして、予防策を実施している。森林を火災から守るために、ドローン部隊が活躍している。

特に、近年は地球の温暖化により、豪雨があるが晴れの日が多い気候になってきている。そして、日本中の森林は、管理者の高齢化により管理の悪い山林が増えている。

狭い国土の 80% は山林であるため、このままの状況では山林火災がどんどん増えてくる可能性がある。国有林や民有林等と分けないで、今後は、国全体でこの山林火災対策を根底から考えてほしい。

(執筆責任者 西垣誠)

参考文献

- 1) 大船渡市赤時町林野火災発生に伴う対応状況(第 35 報兼最終報), 岩手県復興防災部防災課防災危機管理担当(2025 年 3 月 19 日)。
- 2) 林野庁, 解説書「森林の根系による表層崩壊防止機能について」, p.94, 2023.
- 3) 川口武雄, 森林の山崩れ防止機能論議, 水利科学, Vol.35, No.2, pp.24-46, 1991.

9.10 斜面中腹に生じた亀裂対策

1. はじめに

2024 年 7 月 12 日の早朝に、松山城城山の北東側斜面が崩壊し、土砂が山麓の住宅密集地に流入し、死者 3 名、住家 3 棟前回の甚大な被害をもたらした¹⁾。7 月 10 日 24 時から 7 月 12 日 7 時までの総降水量は 213 mm、最大時間降水量は 41 mm（7 月 11 日の 3～4 時）であった。城山の崩壊した北側の基盤地質は花崗閃緑岩であるが、土砂流出の発生範囲は和泉層群分布域であった。

崩壊は城壁直下の緊急車両用道路（2015 年構築）から発生した。この場所は、2017 年 9 月から 2024 年 6 月にかけて継続的に道路路面にクラックが発生しており、道路盛土の擁壁が谷川に変状していたとの報告がある¹⁾。

このような斜面中腹の亀裂に対しては、専門家でない立場の人が見ても、豪雨があれば亀裂の中に降雨や上流からの表流水が浸透して、斜面崩壊が生じる危険性があることがわかる。川尻らの研究報告でも、地震によって生じた亀裂や、豪雨による崩壊した斜面の周囲のすべり残りのような亀裂であっても、このような亀裂の次の降雨に対する耐力は低減している²⁾。

斜面中腹に亀裂が生じたことが斜面崩壊であるとして、2000 年のオーストラリアのメルボルンでの国際会議で、豪雨による亀裂の発生を示した研究報告で述べた³⁾。しかし、誰もこの亀裂の事前処理方法については検討されていない。このような亀裂は、次の降雨によって大災害を起こす可能性がある。ここでは、このような斜面中腹に生じた亀裂対策について論述する。

2. 斜面に生じた亀裂の探査

豪雨や地震によって斜面に生じた図-1 のような亀裂の発生箇所を探査することは、森林のある時には現状ではきわめて困難である。しかし、能登地震の後、豪雨により土砂災害が生じるような複合災害から人命を守るには、きわめて重要な課題である。これに対して、以下の事項を提案する。

- (1) 人家の背後の斜面に対し、LP による地表面調査を実施する。
- (2) 斜面崩壊の危険性のある流域を抽出する。これは専門家でないといけないが。
- (3) 地震によって崩壊しそうな場所を抽出する。
- (4) 崩壊の危険性のある場所に DAS のケーブルを埋設して、斜面内を可視化して、斜面内の変位をモニタリングする。
- (5) 豪雨や地震の後、変位が生じた場所を確認する。現在では LP による調査しかない。
- (6) 斜面の亀裂を確認した場合は、その場所の亀裂の幅、

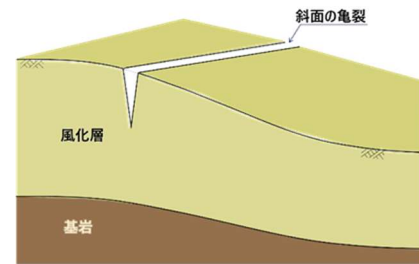


図-1 斜面の亀裂

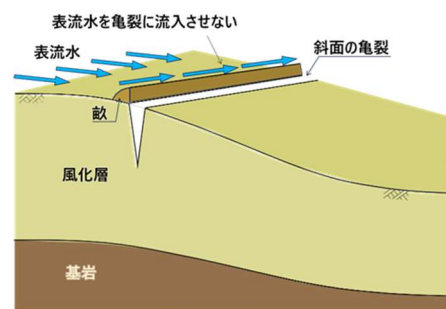


図-2 簡易表流水流入防止畝

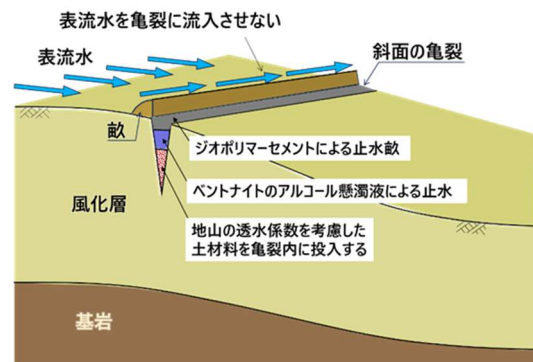


図-3 亀裂の修復

深さを調査する。

- (7) 次の豪雨による斜面崩壊を回避するため、亀裂を 1 日でも早く修復する。
- (8) 修復機能の劣化をモニタリングして、劣化と判断すると、再修復をする。

3. 斜面の亀裂の修復

- (1) 亀裂内に表流水が浸入しないように、図-2 のように亀裂の上流側に簡易のソイルセメント等による畝を設置する。最も良いのはジオポリマー材による畝であるが、表流水を亀裂に流入させないように、3 次元的に畝を設置する。
- (2) 地表面から降雨の直接浸入を防ぐために仮設のシートを亀裂の上に被せる。

- (3) 亀裂内に表流水や降雨が侵入しないように、亀裂内のすべてにセメントモルタルを流入させる対策も考えられるが、亀裂内の透水性が周囲の地層より低くなると、亀裂の上流側の地下水位が上昇する可能性があるため、亀裂の上流と下流に LWCPT で地山の特性を調査して、一般的には、図-3 に示す方法で修復する。
- (a) 亀裂内の深さを考慮して、透水性の良い地層に対しては、砂等の透水性材料を投入する。
 - (b) 亀裂の上部からの降水の浸入を防ぐため、粒径が数 μm の小さいベントナイト（例えば米国ワイオミングやインドのベントナイト）とアルコールの懸濁液を流入する。
 - (c) この懸濁液のアルコール濃度が降水によって低下することにより、ベントナイトの膨潤が開始し始めるので、その止水状況を確認する。
 - (d) 斜面の亀裂が変状していないかの確認を、モニタリングと DAS によって実施する。
 - (e) 対策に変状が生じたら、再対策を実施する。

4. おわりに

本研究では、斜面の亀裂の探査から斜面に生じた亀裂

に対しての対策法を論述した。しかし、ここで論述した事項は、実際に対策をされた事例はないので、後日のモニタリングを充分に実施する。多くの人々にここに論述した手法の妥当性を確認して、改良すべき事項については真摯に再検討して、よりタフな対策に育ってほしい。

（執筆責任者 西垣誠）

参考文献

- 1) 愛媛県砂防課, 松山市緑町土砂災害対策技術検討委員会報告書, 2025 年 1 月, p.18.
- 2) 川尻 峻三, 布川 修, 伊藤 賀章, 西田 幹嗣, 松丸 貴樹, 川口 貴之, 太田 直之, 杉山 友康, 実験的検討による地震後の降雨による盛土崩壊メカニズムについて, 地盤工学ジャーナル, Vol.9, No.2, pp. 153-168, 2014.
- 3) A Tohari, M Nishigaki, M Komatsu, Laboratory Experiments On Initiation Of Rainfallinduced Slope Failure With Moisture Content Measurements, ISSMGE, ISRM and IAEG GeoEng2000., 24 Nov.2000, Award paper.

9.11 降雨の地下水への浸透流量の求め方

1. はじめに

異常気象になり、集中豪雨があり洪水や土砂災害が増加しているが、地下への降水流入量が増加しているかどうかについては、まだわかっていない。豪雨はあるが晴れの日が増加して、年間透水量はあまり変わっていない状況が日本では続いている。

地下水への正確な涵養量を予測しないと、豪雨による斜面崩壊も予測できなくなる。また、地表からの地下水流の涵養によって、水封式の石油がLPGの備蓄システムが成立しなくなる。ここでは、地下への涵養流量の推定手法について論述する。

2. 地盤内への浸透流量

豪雨による水は地表に降ると、図-1のように4つのパスに分離される。

$$P = I + S + E \quad (1)$$

ここで、

P : 降雨流量 (m^3/s),

I : 地盤内への浸透流量 (m^3/s),

S : 表面流量 (m^3/s),

E : 空气中への蒸発散流量 (m^3/s).

式(1)は一瞬の状況を表しており、図-2に示す流域のあるコントロールボリューム (CV) である時間でのバランスを考えると、

$$\bar{P} = \bar{I} + \bar{S} + \bar{E} \quad (2)$$

ここで、

\bar{P} : 流域(C)にある時間で降った降雨量,

\bar{I} : 流域(C)の地盤内にある時間内に浸透した流量,

\bar{S} : 流域(C)の表流水としてある時間で流出した流量,

\bar{E} : 流域(C)からのある時間での蒸発量と植物の葉からの蒸散量。

式(2)で私達が計測できる流量は、 \bar{P} と \bar{S} の値である。しかし、 \bar{P} の値も、流域に植物があれば、その木の下で計測した降雨量は、地域の气象台が出している降雨量とは異なった値になると考えると、 \bar{P} も信じられる値かとの疑問が生じる。また、 \bar{S} に関しても、流域の地下からどれだけの水量が流出しているかは良くわからない。

式(2)は対象流域のタンクモデルとして、降雨と流出流量の時間的変化や気温からある程度の蒸発散量を予測して、地盤への浸透流量を予測している。しかし、このような地盤内の地層構造を調査しないでの水収支で、斜面崩壊を予測した結果は、精度の悪い方法であると考え

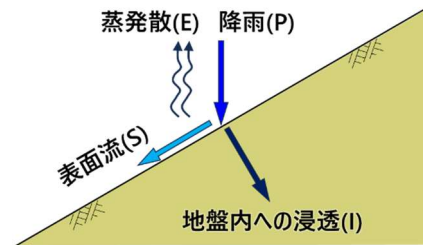


図-1 降雨の浸透と表面流下と蒸発

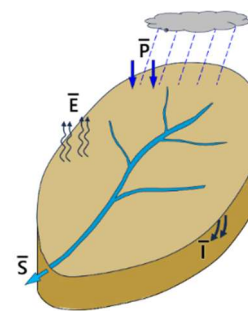


図-2 タンクモデル的な流域の水収支

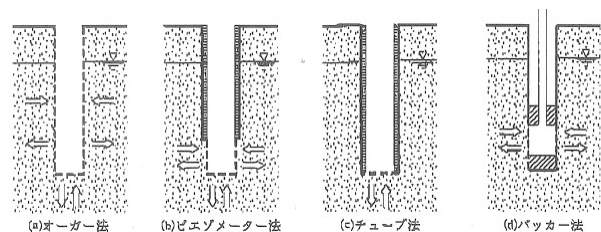


図-3 試験孔使用による試験法の分類¹⁾

られる。したがって、豪雨の何割が地盤内に浸透していくのかを直接計測していく方法を探求することは、きわめて大切であると考え。実際に不均質な斜面での複数個所の地盤の浸透特性を調査する手法には、どのように浸透特性を求めるかについて検討する。

3. 原位置での鉛直、水平方向の透水係数の計測

地盤内の鉛直方向の透水係数を求める方法としては、一般に図-3に示す原位置単孔式透水試験が実施される。

図-3の中のピエゾメーター法は、 $i/r_0 > 4$ の条件を満たすと、地盤内の水平方向の透水係数(k_h)を求めている。

それに対して、図-4のチューブ法は、回復法の試験ではボーリング孔の先端からの地下水が孔底に集まってくるため、鉛直方向の透水係数(k_z)の影響を受けるため、

チューブ法で求められた透水係数 (k') は次式の値を求めている。

$$k' = \sqrt{k_v k_h} \quad (3)$$

この2つの原位置での透水試験を応用する降雨浸透に関する鉛直透水係数 (k_v) の値を求めることが可能になる。

これらの異方性の透水係数 k_h , k_v を具体的に求める手順を以下に示す。

- (a) ボーリング孔の孔壁崩壊を防ぐため、ボーリング孔内にケーシングを設置して、その孔底を洗浄して図-4のチューブ法によって帯水層の透水係数 k' を求める。
- (b) この孔底にストレーナ管(図-5 参照)を押し込んで、孔底にパッカーを設置してピエゾメーター試験を実施し、その深度の水平方向の透水係数 (k_h) を求める。その値を用いて、式(3)より鉛直方向の透水係数 (k_v) の値は式(4)より算定できる。

$$k_v = \frac{k' r^2}{k_h} \quad (4)$$

- (c) この透水試験は、飽和な斜面に対しての試験であるが、孔内の水を注入して、注入孔内(ボーリング孔内)の水位を一定に保ってその注入流量が一定になるまで実施すると、ボーリング孔底での疑似飽和状態での透水係数が求められる。
- (d) 斜面内の各深度での透水係数を求めるには、(a), (b) を実施して地盤内の透水係数を計測する。

4. 降雨等の地下水への涵養流量の計測方法

図-6 は、地中の深度方向における全水頭分布を示している。この分布曲線で Z 方向の勾配が零の面 ($dh/dz = 0$) を発散ゼロフラックス面 (Divergent Zero Flux Plane, DZFP) と称している²⁾。

このゼロフラックス面より上部の領域は、降雨浸透や地表や植物からの蒸発散により地中水分が左右に変動している領域である。

これに対して、DZFP 面より下部では地中水の蒸発散の影響を受けにくい領域であり、重力の作用によって土中水が下方に移動する領域である。

日本の気象条件では、平坦な草地においては $-0.8 \sim -1.5\text{m}$ 付近にゼロフラックス面があると言われている³⁾。このゼロフラックス面の深度を求めるには、深さ方向の複数点での圧力水頭 (ψ) の経時的な変化を計測する必要がある。その結果より、図-7 に示すように、ゼロフラックス面以深の2点 (A, B 点) での圧力水頭 (ψ_A , ψ_B) の値を計測すると、下方向への地下水の動水勾配が計測し、その区間の不飽和透水係数 (k) があれば、降雨等の水の下方向への地下水への涵養流量 (q) が次式より求められる^{4), 5), 6)}。

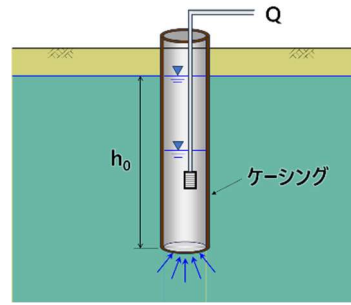


図-4 チューブ法

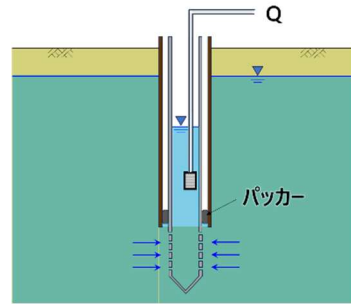


図-5 ストレーナ管を挿入してのピエゾメーター試験

$$q = -k \left(\frac{\psi_A - \psi_B}{L_{AB}} + 1 \right) \quad (5)$$

ここで L_{AB} は、図-7 に示す計測点 A, B 間の距離。

広域の地下水の地層変化を鑑みた地下水への降水等の涵養流量を正確に計測するには、上記の計測点を流域全体に設置する必要がある。その際の注意点を以下に列挙する。

- (a) 原位置での圧力水頭を計測するには、一般にテンションメーターを用いて計測するが、テンションメーターは、センサーの先端に飽和状態のセラミックディスクを介して地山の負の圧力水頭を計測することが一般的である。しかし、セラミックディスクを飽和状態に保つために常に水を補充する必要があるため、長期の計測ではきわめて注意深く管理する必要がある。
- (b) 原位置での不飽和状態での鉛直の透水係数を原位置で計測することはきわめて困難であるため、飽和度に対応した不飽和土の土の透水係数を求めるためには、原位置から試料をサンプリングして、室内で不飽和土の透水試験を実施して、体積含水率 (θ) に対応した不飽和土の透水係数を求める必要がある。
- (c) 原位置での圧力水頭の計測には、当然、その場の土中の間隙空気圧の影響を受けるため、圧力水頭変化を間隙水圧計測している時には、間隙空気圧の変動も計測して、それに対応した負の圧力水頭に換算して、動水勾配を算出する必要がある。
- (d) テンションメーターから得られた負の圧力水圧を計

測するより、A 点、B 点の体積含水率を土壌水分計で計測しておき、PF 曲線を計測しておく、体積含水率の変化を用いて負の圧力水頭を PF 曲線より求めると、安定した状態で長期の圧力水頭の変化を推定できる。しかし、PF 曲線はヒステリシス曲線があるので、その補正も必要であるため注意する必要がある。

- (f) 地中の A 点、B 点で負の圧力水頭の計測の際には、当然、同じ点での間隙空気圧 (u_a) の計測が必要である。しかし、浸潤前線下の間隙空気圧の値は、トラップされている空気層の空気圧であり、A 点でも B 点でも同じ空気圧になっており、式 (5) を用いて地下水への涵養流量を求める場合には、空気圧の計測が必要ないとも考えられる。
- (g) 不飽和領域の透水係数を原位置で計測することは、まだ困難であるので、不飽和領域の異方性の透水係数を求めることに関しては、ここで示したように、不飽和領域に十分に水を浸透させて飽和に近い状態にして、その透水係数を求めるのが従来より一般的であるので、本研究でもそれに従って異方性の透水係数を求める方法を提案した。

5. おわりに

ここでは、降雨がどれだけ地下水涵養に寄与しているかを、ここでは論述した。ここでの結論は、年間降雨量がおなじだから、涵養量が同じと考えるのではなく、どのような降雨が地下水に関与しているかを考えて、地下水の状況を予測する必要があることを理解してほしい。

(執筆責任者 西垣誠)

参考文献

- 1) 地盤工学会, 地盤調査の方法と解説, 第 1 刷発行, p.381, 2004.
- 2) 杉田倫明・田中正, 水文科学, 共立出版, pp.145-147, 2009.
- 3) 地下水学会編, 21 世紀の地下水管理 雨水浸透・地

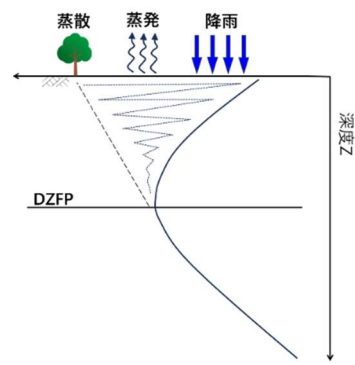


図-6 ゼロフラックス面 (DZFP)

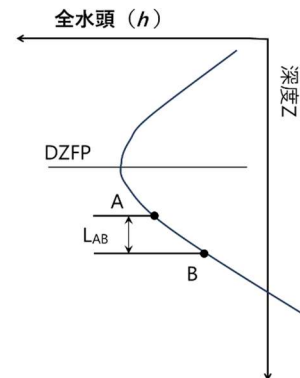


図-7 降雨の地下への浸透流量の計測

下水涵養, 理工図書, pp.50-64, 2001.

- 4) 西垣誠・中本有軌・今西啓太・佐藤朱生, 不飽和土の定常法による浸透特性の計測法に関する研究, 地下水学会 2009 年秋季講演会講演要旨, pp.64-65, 2009.
- 5) 西垣誠・瀬尾昭治・渡部高広・藤原聖也, 原位置における間隙空気圧と間隙水圧の長期計測に関する研究, 地下水学会 2010 年秋季講演会講演要旨, pp.210-211, 2010.
- 6) 西垣誠・平田洋一・渡部啓示・藤本泰史・飯島智典・藤田貴文, 降雨の地下水の涵養流量の評価手法に関する計測, 地下水学会 2011 年秋季講演会講演要旨, pp.74-75, 2011.

9.12 地球温暖化による豪雨対策

1. はじめに

地球温暖化によって世界中で豪雨が降り、世界中で洪水が生じている。また、当然のことであるが、山間部では斜面崩壊や土砂災害が生じている。もし、このような状況の中で地震が生じると、地下水位が上昇しているため、複合災害として地盤の液状化が生じる所が多くなる。

豪雨によって、平野部では表面水の流れが、表流水が重力によって流下する以上の降雨があるため、内水排除ができなくなり、洪水が生じ、河川水が堤防を越流して氾濫する。

これは、コントロールボリューム（以後、CV と称す）内、質量保存則を考えると、豪雨によって天から流入してくる流量が多いため、表流水の流れが重力だけの力では、CV 内の水

$$\int_V \mathbf{v} + \int_S \mathbf{Q} = 0 \quad (1)$$

排水できないために起こっている現象である。

豪雨による災害の課題を簡単に整理すると、以下のようになる。

- (a) 豪雨による洪水対策
- (b) 地下水位低下による液状化対策
- (c) 斜面への降雨浸透による斜面崩壊や土石流、地すべり現象の対策

本研究では、これらの自然災害から、いかに人命と財産を守るかについて論述する。

2. 豪雨による洪水対策

2.1 洪水対策の基本

洪水に対しての対策は、CV に流入してくる流量より、流出する流量が少ないために生じる現象である（図-1 参照）。

これは、表流水の流れを簡単に考えると、排水流量として、動水勾配と水位差によって移動する水量が、重力のエネルギーだけを考えているため、豪雨時に CV 内の体積が増加して洪水が生じることを表している。洪水を対象としている流域内の水を排水するために、重力のエネルギーだけではなく、太陽光のエネルギーを新しい太陽光発電（ペロブスカイト太陽光発電）のエネルギーを付加した排水システムを構築すると、豪雨強度を考慮して豪雨による水の排水能力をコントロールすることは可能であると考えられる。

昔は、流域に集まってきた水を効率よく海まで排水するために、河川から分岐した水を海まで排水していた。

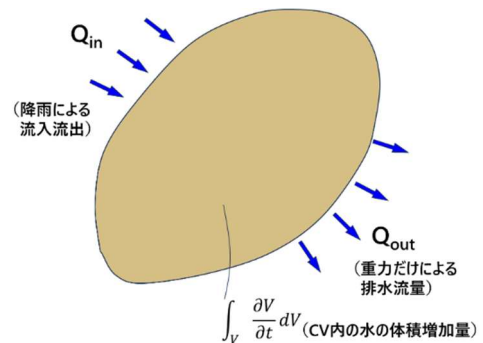


図-1 流域内の水の質量保存則

この対策の基本は、流出するための断面を大きくする（CV の表面積を大きくする）対策である。この対策によって豪雨時の洪水に対しての排水能力は格段に増加した。

しかし、今日では新しい放水路を建設することは諸事情により困難になってきているため、排水面積を拡大することは難しい。このような現状に対して、どのような対策があるかと考えると、以下の2つの対策が考えられる。

- (a) 河川の流末に排水ポンプを設置する対策
- (b) 河川内に放水管を海まで設置する対策

以下に、具体的な対策を説明する。

2.2 河川の流末に排水ポンプを設置する対策

これは、きわめて簡単な対策で、重力だけで表流水を海まで排水するのではなく、排水ポンプの力を借りて河川内の流速を増加させる対策である。広大な河川に対して、人工的なポンプによってどこまで水を排水できるかはきわめて難しい課題であるが、河川内の水を速やかに海まで放流することによって、洪水の氾濫をある程度防げる可能性はある。

2.3 河川内に放水管を海まで設置する対策

水の流れには、開水路と閉水路がある。閉水路は開水路の2倍の水を流下すると考えられている。単純に考えて2倍であるが、自由水面を持つ開水路の流れは乱流になり、もっと複雑な流れになる。これに対して閉水路は、流末にポンプをつけると、同じ断面積でも大きな水位差をつけることが可能になり、開水路の10倍以上の水を流下することが可能になると考えられる。

3. おわりに

ここでは、河川堤防を高くしなくても河川の河床に管

水路を海まで設置すると、現状の河川でも、従来の 10 倍程度の水を下流に流下することが可能になると考えられる。

しかし、実際に洪水の時には、河川内に流木等の水以外のものが流下してくるため、それによる流動障害が生じるため、その対策については今後の課題である。

これからは、太陽光から十分な電気エネルギーを得ることが可能となるので、そのエネルギーを用いて、内水排除や洪水対策を検討していくことが重要である。

災害が起こる前の対策である事前整備費より、氾濫被害の復旧費の方が多いことが、3 年前の国交省の資料より明らかになった。これは、費用だけの比較である。災害によって人命を失うことがどれだけの損害であるかを考えると、事前整備がきわめて大切であることがわかる。しかし、津波以外では事前対策がなされていない。

過去の 1000 年とか 100 年確率による設計から、将来の気候変動を見据えた対策が必要であると国交省が検討するようになったことは心強い²⁾。

今、国が検討しているのは、「将来の気象の状況、土地利用を考えて治水計画をする」³⁾となっているが、具体的な対策が示されていない。しかし、例えばインドネシアのジャカルタの年間降水量は 1800 mm から 2400 mm 程度とされているので、日本の将来の気象予測では、現在の雨量の 1.5 倍から 2 倍の降雨があると考えても良い。河川流域全体で 1.5 倍から 2 倍の豪雨に対抗できる堤防高を考えることは、現状では不可能に近い計画である。

また、流域内に新たな放水路を 2 本、3 本と設置することも、現状ではきわめて困難と言える。しかし、流域の豪雨の水を海に放流しないと、洪水が起こる。

どんな豪雨があっても、流域から水を排水するには、現在のオープンチャネルの河川水路ではなく、河川に流入してくる水を海まで放流するクロズドチャネル（パイプ水路）を、河川内や河川の底部、あるいは河川の両側にある堤防内に設置しておく方法が考えられる。

このクロズドパイプの下流端に強大な排水ポンプを設置しておくことで、洪水の排水能力はコントロールできることになる。また、このような施設を地震がきても大丈夫な施設にすることは、堤防高を高くしてそれを耐震構造にすることより十分容易であると考えられる。そのためには、日本の製鉄業、機械業が土木業とタッグを組んで、このシステムを確立してほしい。また、世界中の水害対策にも適用してほしい。

（執筆責任者 西垣誠）

参考文献

- 1) 禰津家久, 中川博次, 自由水面を考慮した開水路乱流の数値計算手法-修正 K- ϵ 乱流モデルによる解法-, 京都大学防災研究所年報, 第 29 号 B-2, pp.647-673, 1976.
- 2) 近年の水害と「流域治水」の推進, 社会資本整備審議会河川分科会, 第 109 回 河川整備基本方針検討小委員会資料 1, 2021 年.
- 3) 梯 滋郎, 気候変動に対応した未来志向の治水に向けて—100 年後の未来を見据えて—, 土木学会誌, Vol.109, No.5, pp.16-17, 2024.

9.13 洪水対策として放水路を作成する

1. はじめに

異常気象による豪雨によって、2025 年の現在でも、世界中で洪水が生じている。本報告で何回も提唱しているように、豪雨によって生じる洪水を既存の河川で「重力」で海まで排水することは、現状の河川の断面では不可能である。

重力だけでなく原油のパイプラインのように地表にパイプライン網を構成して、洪水の水を「ポンプ」で海まで排水するシステムの設置を考えている。価値ある原油であるから大陸間を強大なパイプライン網が建設されている。ガスにしても、大阪ガスが大阪から岡山までのガスパイプラインが構築されている。

しかし、豪雨に対しての内水排除のパイプラインに関しては、何も検討されていない。洪水の水と原油とを比較するのはおかしいが、国民の命と財産を守るため、国家が主体となって、洪水を起こさぬように大パイプラインを日本中に設置して、何回も提唱するが、線状降水帯が生じて、国民が避難しない社会を確立することを考えてほしい。

2. 現場の排水ポンプ

以下に、放水管の考え方を論述する。

- (1) 日本中の堤防のすべてを高くするより、山から海まで放水管を設置する。
- (2) 地球温暖化によって、線状降水帯によりこれからどれくらいの降雨があるかは、良くわからない。
- (3) 流域治水より、ポンプによる排水システムは豪雨の規模の変化に迅速に対策できる。
- (4) 大阪の大和川放水路の排水ポンプは、大型ポンプ 6 台で $330\text{m}^3/\text{s}$ の排水能力がある。日本最大級の排水流量

を誇る毛馬排水機場のポンプがある。

- (5) 日本最大級の排水機場である新潟県新川河口排水機場で、西蒲原地区の排水に 40 年前から使っている排水ポンプ 6 台は、 $\phi 4200\text{ mm}$ 、 $250\text{m}^3/\text{s}$ の排水能力がある。荏原製作所製のチューブポンプで、すでにある。
- (6) 河口に堰を造り、塩水遡上を防ぐ工事は、日本中の多くの河川で実施されている。しかし、その工事毎に環境問題から反対が起こる。岐阜県の長良川の河口堰がその一例である。したがって、本川の河口ではない放水路を新たに設置して、河川に集まってくる豪雨の水を速やかにかに海に放流する新しいシステムを構築する必要がある。
- (7) ちなみに、2025 年で世界一の能力を持つ排水ポンプは、出力 3350HP (2500kW) の水中モータポンプで、100m の揚程に対して流量 $78.86\text{m}^3/\text{min}$ とされている。

3. おわりに

洪水が起こる前に、放水管を用いて、河川水を海に排水する。ローカルな内水に関しても、排水路の所に排水管を設置して、重力ではなく電気のエネルギーで内水を速やかに海まで排水する排水網を確立する。

降雨の予測だけでなく、洪水が生じないように何をすべきかを考え、鉄道等の下の道路内の排水も、排水ポンプで速やかに排水するシステムを、国家は構築すべきである。これは河川工学ではなく、石油の配油工学(パイプライン工学)かもしれない。原油と人命とどちらが大切かを検討してほしい。しかし、答えはわかっている。

(執筆責任者 西垣誠)

9.14 道路土工構造物基準の改定からの考え方

1. はじめに

道路土工構造物技術基準が 10 年ぶりに改訂されることになった¹⁾。2024 年の能登半島地震による被害を踏まえた対応である。具体的な内容については、国土交通省道路局のホームページを参照してほしい²⁾。ここでは、この改定に対して、これから道路設計において何をすべきかについて論述する。

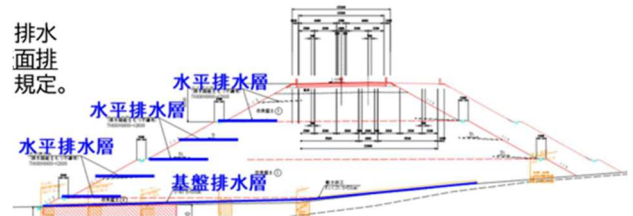


図-1 斜面の法尻の排水層の目詰まり対策例

2. 道路土工構造物の設計初期段階における配慮事項の明確化

道路の路線の設計段階で道路機能を確保するために、線状の構造物である道路のすべての箇所において、道路基盤情報だけでなく、道路周辺の地形、地質を十分に把握することを強調している。具体的には、以下の事項への配慮の重要性を指摘している。

- (1) 道路の周囲で地すべりが発生しないか。
- (2) 道路周辺の沢筋から土石流災害を受けないか。
- (3) 山岳道路で道路の側溝に表流水が集水して、道路の谷筋に土石流が生じないか。
- (4) 軟弱地盤上の道路の地震時の大変形が生じないか。
- (5) 砂地盤状の道路の地震時の液状化による盛土等の大変形が生じないか。
- (6) 道路周囲の地山の地震や豪雨等の外力に対しての安定性を事前に予測する。
- (7) 種々の外荷重による道路と道路周囲の変状を予測して、その事象が起こらないように（回避するために）施工段階で対策をしておく。

3. 地質及び地盤等の不確実性への対応の明確化

地質や地盤の不確実性を解消するために地質構造に対してボーリング調査を実施して地盤の不確実性を少なくするが、一般にボーリング調査はそれほど高密度で実施できない。

この現状に対して、路線と考えられる地形に対して、LP で表面形状を明確にして、地震や豪雨によって災害を受けると考えられる所の地盤内の地層構成を知るために、DAS による地盤内の探査を実施する。この探査によって、地盤内の地層構成が明確になる。

しかし、それぞれおの地層の浸透特性や、斜面崩壊に関するせん断特性、そして盛土をすることによる圧密特

性等に関しては、それぞれの地層にボーリング調査を実施して、地中から不攪乱に近い地質のサンプルを採取して、室内試験を実施する必要がある。

これらのデータを用いて対象にしている場の 3 次元のデジタルツインモデルを構築して、地震や豪雨に対して「最も弱い条件」を考慮して、安全な場合を模索する。

4. 排水対策の明確化

土工締固の基準の変更や排水対策の改良が、2013 年（平成 25 年）に実施された。その中で大きく変更されたのは、2010 年の道路土工・盛土指針における土の締固め度が 90% 以上という規定がなされた。また、平成 25 年に排水対策も改良された。これらの基準に従って道路の締固めや排水施設を設置した結果と平成 25 年より前の基準で施工された道路の地震時の耐久性は、2024 年の能登半島地震で比較されて、2013 年(平成 25 年)の基準が有意であることが検証された。

これらの実績より、図-1 に示すように盛土の排水を強化することが地震や豪雨に対してきわめて有力であることがわかった。また、「のり尻排水施設」では、砕石置換と水平排水層が盛土を強化されることがわかった。

5. 排水対策の目詰まりによる劣化とその対策

図-1 の排水施設はきわめて強力な帯水施設である。従来は盛土内に排水管を数 m ピッチで挿入する方法があるが、法尻に排水のための鉄筋かごの中に砕石を入れた排水層（じゃかご層）を設置する層に変化している。

ここで問題になるのは、この水平排水層の耐久性である。河川堤防の堤外法面や法尻に同様にじゃかご層を設置している。このようなじゃかご層の課題を整理すると、以下の事項が考えられる。

- (1) 鉄筋である鉄の耐久性.
- (2) 排水層への盛土材料の流亡による排水層の目詰まり.
- (3) 土材料の流亡による盛土内の空洞化や陥没.
- (4) 排水層の目詰まり度のモニタリング.
- (5) 排水層の目詰まり対策.
- (6) 排水層の目詰まりに対して、リフレッシュ化のための洗浄工法.
- (7) 盛土内の空洞発生とその対策

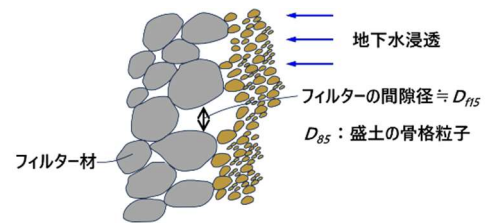


図-2 フィルター材

5.1 鉄筋の耐久性

土木構造物は 50 年の耐久性を考えて施工しているため鉄筋の耐久性が進んできていると目視判断した「じゃかご」を交換する。しかし、蛇籠の施工時に 50 年先にとのように交換するかまで本当に検討して工事はなされているのかについてはよくわからない。

5.2 排水層への盛土材料の流亡に対する対策

排水層へ盛土材料が流亡してくることを防止するために「細粒分流失防止シート」が盛土と排水施設の間に不織布等のシートを設置するよう、道路指示等に記述されている。

このようなシートの誤った選択により、不織布シートの地山側に地山から流出した細粒土が数層にわたり付着して、道路盛土からの地下水が排水層に排水されず、じゃかごの上部から道路盛土内の浸透水が流出してくる現象に遭遇する。

この現象は、排水層の構造に大きな誤りがある。地山から排水層内には、地山盛土の骨格をなす土粒子(D_{85})がフィルター層に流亡すると、盛土が変形したり、盛土内に空洞が生じてしまう。したがって、盛土の骨格となる粒子が地下水の浸透によってフィルターの間隙(D_{f15})に流亡しない基準は、K.Terzaghi によって、以下の式(1)に定められている³⁾。

$$D_{f15} < 5 D_{85} \quad (1)$$

ここで、 D_{f15} は、フィルター材の粒度過積曲線の 15% の粒径である。これは、フィルター材の間隙を計測することは大変であるため、フィルターの空隙の幅(D_{f15})をフィルター材の 15%粒径と仮定した値である。

また、盛土の骨格を構成している土粒子(D_{85})は、5 個がアーチを組む幅よりフィルターの空隙が大きければ、フィルターの空隙に盛土や地山の D_{85} の土粒子が流亡するとの仮説である。

したがって、フィルターに D_{85} の粒子が流亡して来ないために、式(1)の条件を満足するフィルターを選定する必要がある。しかし、逆に考えると、この式(1)を満足するフィルターを選定すると、フィルター内に地山の D_{85} 以下の粒径の土粒子がどんどん流亡してしまっており、フィルター内に目詰まりが生じてしまうことになる。

したがって、フィルター層は単一の粒径の材料で構成するのではなく、盛土に接している第 1 層のフィルター

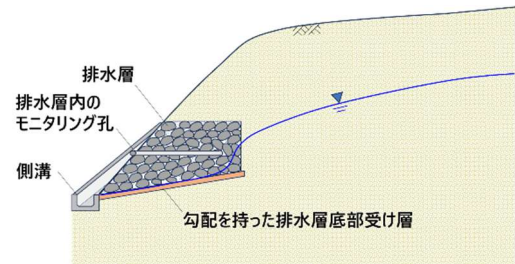


図-3 斜面の法尻の排水層の目詰まり対策例

は、盛土の D_{85} の粒子を流亡させないフィルター材で構成する。第 2 層目のフィルターは、第 1 層のフィルター材を流亡させない第 1 層より少し大きいフィルター材で構成する。

このようにフィルター材を複数の材料で構成することは、ロックフィルダムセンターコア材から流出側のフィルターでは複数層に設計するのは、一般的な設計となっているが、一般の盛土ではこの技術は使われていない。

当然のことであるが、河川堤防のフィルター材や道路盛土のフィルター材の基準には、現在でも単粒のフィルター材のじゃかごが現在でも使われている。盛土の構造の安定を考えるのではなく、フィルターの目詰まり防止を維持することを考えて、「フィルターの外部に不織布」を設置している。これはきわめて危険な方法で、地山から流亡してきた細粒土が不織布の地山側の表面に付着して、不織布の透水性を低下させてフィルター層に地下水が流れなくなり、フィルター層の機能が低下する。その結果、地山や盛土内の地下水位が上昇してくる。実際に、フィルター層の上部から地下水が流出している現場に度々遭遇する。また、この不織布シートが目詰まり度をモニタリングする研究報告もある⁴⁾。

フィルターを不織布等でカバーしなければ、当然フィルター内に盛土や地山からの細粒土が流入してきてフィルターの中で目詰まりが生じる。フィルターがどの程度目詰まりしているかを定期的にモニタリングすることは、小口径ビデオスコープを用いることによって可能になっている。

擁壁に設置下水抜き孔からの地山からの地下水の流出する高さが年々上に移動していくことから、水抜き孔から下の水抜き孔が地山からの細粒土で目詰まりしていることがわかる。

フィルター内に流亡してきた細粒土をいかにして、フ

フィルターから速やかに除去するかについては、以下の手法が考えられる。

(1)排水層の底部に勾配をつける。

排水層の底部を図-3 に示すように勾配をつけて、地山から流亡してきた細粒土が速やかに側溝に流出できるようにする。

(2) 擁壁の水抜き孔を底部に設置する。

擁壁の水抜き孔は、 $2\sim 3\text{m}^2$ に1つ設置する基準になっているが、擁壁の水抜き孔を図-4 に示すように一番下に設置し、裏込めフィルターの底部に勾配をつけておく。この手法により、地下水と共にフィルター内に流亡してきた細粒土がフィルター層の底部の水抜き孔を通して側溝に流出できる。

(3) フィルター層の目詰まり状況を判定するシステムの確立

アースダムやロックフィルダムのフィルター層は、高さがあり、粘土質のセンターコアからの浸透水によってフィルター層に細粒土が流亡してきても、フィルター層の底部に堆積する容量が十分にあり、フィルター層の底部が目詰まりしても100年程度の時間は大丈夫であるが、法面尻の排水層や擁壁の現状のフィルター層は、簡単に目詰まりが生じてしまう。

フィルター層内に流亡してきた細粒土を速やかに底部受け層から側溝に排水しているかどうかの確認をするために事前に設置しておいた排水層内モニタリング孔や水抜き孔からフィルター層の目詰まり度を胃カメラのように「工業用の小口径のビデオスコープ」を用いて、フィルター内の状況を定期的に目視で調査して、フィルター層の目詰まり状況を検査する。

(4) フィルター層の洗浄システムの確立

フィルター層の内部の目詰まりが確認されれば、フィルター層内の確認孔からマイクロナノバブル水等でフィルター層を洗浄する注水孔を事前に設置しておく。

5.3 盛土内の空洞探査とその対策

盛土内の細粒土の土は、地下水とともに、上流から下流へと移動してしまう。このように盛土内の間隙率等は、長い年月の間さまさまに変化している。この変化をモニタリングするには盛土内に事前に光ファイバーケーブルを設置しておく、盛土内の経年的な密度変化もモニタリングできるため、このDASによるケーブルの設置はきわめて重要である。

さらに、盛土内に空洞等が発見されれば天然材料である粒径の小さいベントナイト(例えば米国のワイオミングのベントナイト)の塩水またはアルコールの懸濁液を低い水圧で注入し、塩分濃度やアルコール濃度が降水によって低下してくることによってベントナイトの徐々の膨潤による空洞の充填工法が有効である。

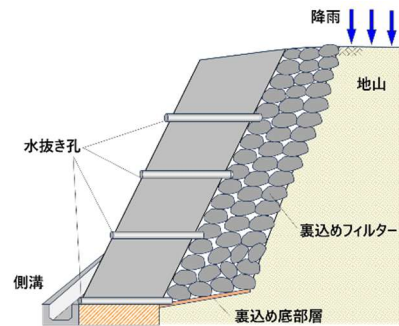


図-4 擁壁の水抜き孔と裏込め層底部

6. おわりに

斜面内の排水対策を強化することが、豪雨や地震から斜面を守ることに対して一番大切な項目であることを国土交通省が認めてくれたので、日本中の斜面や盛土に対して排水層や排水工が設置される時代に変化している。しかし、そのような排水施設は、地下水が流れることによって「必ず目詰まり現象が生じて」排水機能が劣化していくことを理解する必要がある。

「フィルターの目詰まりを回避する」ため、フィルター層と盛土の境界に「細粒分流出防止シート」(不織布等)を設置することを、平成22年度版では指針としている⁵⁾。

何回も同じことを指摘するが、この不織布の地山側に微粒子や細粒土が堆積するため、フィルターの周囲を難透水材料が覆ってしまうので、当然、フィルターの機能は低下してしまう。

このような現象を回避するために不織布ではなく、地山のD₈₅の土粒子がフィルターの中に流亡しないフィルター材をフィルター層と地山の間に設置すると、地山の細粒土がフィルター層の中に流入してきてフィルター層が目詰まりしてしまう。

式(1)Terzaghiの理論に従って、フィルター層が目詰まりを生じさせてしまうか、不織布を目詰まりさせるかのどちらの目詰まりを選択するかを考えると、目詰まりしたフィルター層を洗浄するだけで排水機能が回復できる手法が一番簡単な維持管理手法といえる。

斜面や盛土の表面水を排水する側溝は、周囲の樹木の落葉が堆積するため、毎年側溝の洗浄が必要である。その時に目では見れないフィルター内の目詰まり状況を観察するために小型ビデオスコープを水抜き孔内に挿入して、フィルター材の目詰まり診断して、目詰まりがあれば水で洗浄していく維持管理システムが普通である社会を確立することが必要である。将来はそれが普通になって、ロボットがやってくれる時代が来てほしい。

(執筆責任者 西垣誠)

参考文献

- 1) 国土交通省,「道路土工構造物技術基準」の改定について～令和6年能登半島地震による被害を踏まえた

対応等～, 2025 年 6 月 26 日, 道路局国道・技術課
都市局街路交通施設課, <https://www.mlit.go.jp/report/press/content/001897110.pdf>

- 2) 国土交通省 報道発表資料 令和 7 年 6 月 26 日, https://www.mlit.go.jp/report/press/road01_hh_001960.html
- 3) (社)日本道路協会, 道路土工 盛土指針, 平成 22 年度版, pp.165-167.
- 4) 藤井宏和, 榊利博, 森裕紀, 小松満: 河川堤防におけるドレーン工フィルター部の目詰まり箇所の検知を目的とした加熱式光ファイバ計測による堤体内流速のモニタリングのための基礎的実験, 地下水学会誌, 第 67 巻, 2 号, pp.151-166, 2025.
- 5) (社)日本道路協会, 道路土工 盛土指針, 平成 22 年度版, pp.155-159.

9.15 斜面安定を評価するために何をモニタリングするのか

1. はじめに

豪雨に対して、斜面内で何が起きているかを知るために、斜面内に土壌水分計や間隙水圧計、間隙空気圧計を設置することは、きわめて大切である。また、斜面表面の変位を計測するために、伸縮計や孔内傾斜計を設置することも大切である。しかし、これからは、斜面内の構造がわかってきているので、もう少し斜面崩壊がいつ起こるかを予測できるモニタリングにするべきだと考えている。ここでは、その例について論述する。

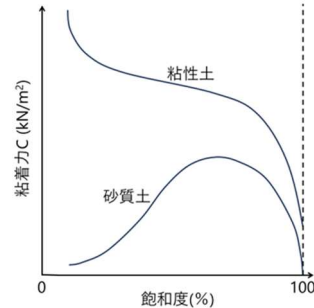


図-1 飽和度と粘着力の関係

2. 斜面内の土壌水分計測

斜面内の土壌水分の変動を計測するセンサーが開発されている。土の中の誘電率の変化を計測することによって、土壌水分の変動は計測できる時代になってきた。

しかし、土壌水分の変化を計測することによって、斜面内の土の飽和度の変化がわかる。土壌の飽和度が増えてくると、以下の現象が生じる。

- (1) 土壌の飽和度が増えてくると、図-1 に示すように土の粘着力が減少してくるために斜面が崩壊しやすくなる。
- (2) 斜面方向への浸透水圧の増加

斜面内の飽和度が 100% 近くになると、地下水が浸透しようとする。その浸透は、全水頭の高い所から低い方向に移動してくるので、その土粒子間の流れによって浸透水圧が土粒子に作用する。どのくらいの浸透水圧が作用しているかを知るには、斜面内の複数の地点での間隙水圧(u_w)変動を計測する必要がある。

この間隙水圧の値は、不飽和領域では負の値を示し、飽和領域では正の値を示す。正の値は、土粒子の間隙の水圧を計測するので、間隙水圧計の活力を感知する所に土粒子等が直接するのを防ぐために耐久性のあるフィルター材を設置する必要がある。

地盤内の複数点に設置した、間隙水圧計間の動き（流速 v ）は、一般的にはダルシーの法則より次式より求められる。

$$v = ki = k \frac{dh}{dx} \quad (1)$$

ここで、 k は透水係数 (m/s)、 h は全水頭である。

地下水が動くとき土粒子にどのような浸透圧が作用しているかを検討するために、図-2 の水平な浸透モデルを用いるとわかりやすい。

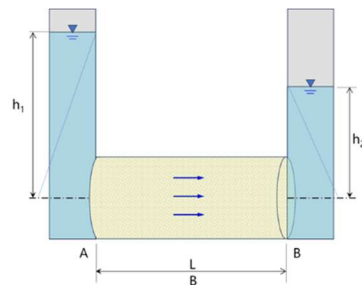


図-2 水平一次元の砂層内の浸透

図-2 で A 面に作用する水圧(P_A)、B 面に作用する水圧(P_B)とすると、地下水が浸透することによって流末のフィルターに作用する力 (F) は次式になる。

$$F = P_A - P_B \quad (2)$$

ここで、砂層の断面積を a とすると、

$$P_A = ah_1 \cdot \gamma_w \quad (3)$$

$$P_B = ah_2 \cdot \gamma_w \quad (4)$$

ここで、 γ_w : 土中水の単位体積重量である。したがって、(2)式は、次式になる。

$$F = aL\gamma_w \frac{(h_1 - h_2)}{L} \quad (5)$$

$$F = V_i \cdot \gamma_w \cdot i \quad (6)$$

ここで、 $V_i (= aL)$ は砂層の全体積である。したがって、砂層に作用する浸透水圧 (f) は次式になる。

$$f = \frac{F}{V} = \gamma_w i \quad (7)$$

この f の値は有限要素法のような数値解析をする場合に、有効応力を用い数値解析を実施すると、

$$\sigma' = \sigma - u \quad (8)$$

ここで、 σ' は有効応力、 σ は全応力、 u は間隙水圧。

浸透水圧に関しては、特に考慮しなくても自動的に浸透水圧による荷重の増加は考慮されている。このように浸透水圧を考慮するためには、斜面内の複数点での「正

の間隙水圧」をモニタリングしておく必要がある。ただ、電気式の間隙水圧計の耐久性は 5 年程度であるため、5 年毎にセンサーを交換する必要がある。一般に、日本は湿度が高いため、電気式の間隙水圧計は水圧を計測するセンサー内の所が腐食しやすいと考えている。

このような電気製の間隙水圧計に対して、光ファイバーによる間隙水圧計は、岡山県の水島での天然ガスの備蓄基地での地下 150~180m の岩盤タンク内のガス圧などの計測を 20 年近く計測ができています。

(3) 斜面内の正の間隙水圧変化のモニタリングで何がわかるのか。

斜面内の飽和状態の中に間隙水圧計を設置して、斜面の安定を検討することが一般によくなされているが、斜面内の水圧がある値になると、斜面崩壊が生じることを室内実験でも確認されているが、飽和領域内の間隙水圧が急に上昇した後、崩壊が生じ、瞬時に斜面崩壊が発生するため、モニタリング結果を人民に通知して、全員が避難するまでの時間を準備することは、現状では困難である。また、現状では豪雨がいつまで続くかの予測も、まだ困難である。

このように考えると、地盤内の正圧の間隙水圧だけをモニタリングすることは、住民の避難勧告には役に立たないことになる。図-3 に、斜面内での複数の深度での間隙水圧や間隙空気圧を計測する例を示す。

3. おわりに

斜面内の 3 次元的地層モデルが物理探査技術によって構築できるようになってきている。しかし、その技術に

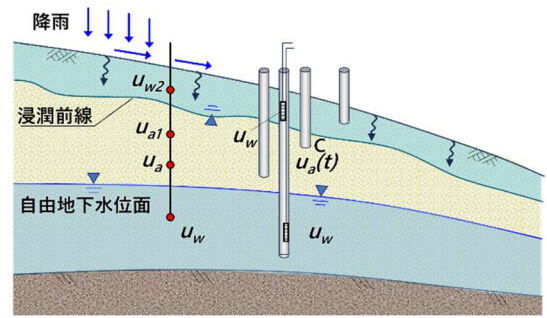


図-3 斜面内への降雨浸透のモニタリング

対応できるようにまだ、3 次元で斜面安定を検討できるソフトが公開されていない。地下水に関しては 3 次元の一相流の解析手法は公開されているが、地盤内の間隙空気の挙動までを考慮した数値解析ソフトも公開されていない。斜面内の間隙空気が斜面崩壊に対してどれほど影響するかについても、まだそれほど検討されていない。

間隙空気が影響しないと考えて、一相流で斜面の安定を論議しても良いのではとも考えられる。また、それで斜面崩壊を予測して、その対策を検討して、変位に対してのモニタリングで、対策の劣化度を検討すれば良いかもしれない。

しかし、間隙水圧や土壌水分量等の変化をモニタリングすることは、時間軸の議論ではきわめて重要なモニタリングであるので、これからも多相の場の物性の変化を計測して、それらの変動から斜面安定対策をする世界になってほしい。

(執筆責任者 西垣誠)

9.16 将来の技術展開に向けて

1. はじめに

統合物性モデル技術研究組合が考える「地盤災害が起こる前の災害対策」について、再度、整理する。

2. 地震による液状化と津波対策

(a) 地震時の地盤の液状化対策

- (i) 液状化対策の地下水位低下工法では、ジオポリマー材による TRD 工法を用いて対象地区の周囲に止水壁を設置し、その中の地下水をポンプアップして地下水位を恒常的に低下する。
- (ii) 地下水揚水ポンプのエネルギーは、ペブロスカイト等による太陽光発電システムを用いる。気候に左右されずに揚水できる体制を構築する。
- (iii) 地下水位低下施設の目詰まり等の劣化対策として、排水システムの目詰まり状況をリアルタイムでモニタリングする。
- (iv) 目詰まりは、マイクロナノバブル等による洗浄を実施する。
- (v) 液状化する砂層を極超微粒子セメントの注入によって固化する。

(b) 地震による津波対策

- (i) 多島による津波災害の減少法
- (ii) 湾や河川下への放流施設による津波エネルギーの減少法を実施する。

3. 豪雨による洪水対策

線状降水帯による豪雨の増加を考えると、日本中の現状の河川堤防等では、豪雨時の洪水対策を確実に実施することが困難となっている。したがって、新しい洪水対策では、重力だけで排水するのではなく、河川の河床下等に排水管を海まで施工する。電気エネルギーを用いたポンプシステムと従来の排水システムとを併用することによって、多様な豪雨パターンに対応できると考えている。この河川の地下の排水管ネットは、平時はリニア新幹線と同様に山から海のための物流システムに利用する。

4. 豪雨による斜面の土砂災害

- (a) 森林内の地山の表面の地形探査を図-1 に示すように

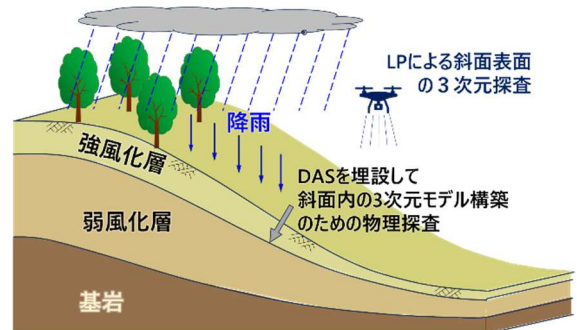


図-1 斜面表面と斜面内の調査

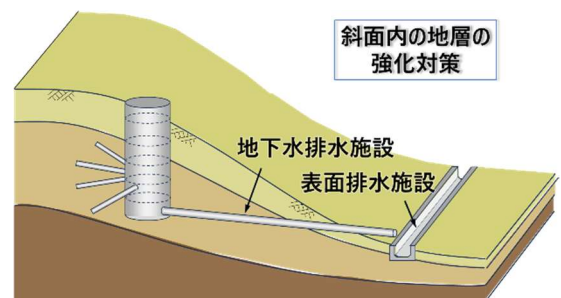


図-2 斜面内の地下水排水施設

- LP で実施して、斜面の危険度を判定する。
- (b) 危険な斜面に対しては、図-2 に示すように DAS を地中に設置して、「地盤内を可視化」して、地層構成を把握する。また、DAS による斜面の変位をモニタリングする。
- (c) 斜面内の各構成層の力学特性、浸透特性を求めるため、LWCPT による斜面内探査を実施する。原位置、室内試験より、力学特性、浸透特性を求める。
- (d) 対象斜面のデジタルツインモデルを構築して、豪雨や地震に対する斜面の安定性を検討する。
- (e) 豪雨等に対して危険と判定された斜面に対しては、災害が生じる前に以下の対策をする。
 - (i) 斜面崩壊が生じる所には、ジオポリマーコンクリート等を注入して斜面強化を実施する。
 - (ii) 斜面内の地下水位が上昇しないように、斜面内に水平排水施設を設置する。
 - (iii) 斜面の表面は降雨等で浸食されるので、地表面変化のモニタリングとして定期的にドローン等による LP 探査を実施する。
 - (iv) 降雨は斜面表面から容易に浸透してくるので、透水性が大きい斜面の浅層部に低透水性材料であるベントナイトのアルコール懸濁液等を表面に散布して、浅層部に低透水層を形成する技術開発

も重要であると考えている。

- (v) 図-2 に示すように、斜面内部に設置した排水施設の目詰まり対策として、目詰まり状況を光ファイバービデオスコープでモニタリングして、排水施設のスクリーンおよびフィルター等をマイクロナノバブルで洗浄をする。
- (vi) 基岩の風化を DAS によりモニタリングして、斜面崩壊対策を再考して、対策を強化する。
- (f) (d)から(e)を図-3 のフローチャートに示すように繰り返して、斜面安定を確認して、住民の命や財産を常に保護するシステムを確立する。

5. 粘性土斜面の地すべり

- (a) 斜面の表面形状の LP による探査。
- (b) 斜面内の粘性土層の分布を DAS により探査する。
- (c) 粘性土層を含んだ斜面の 3 次元デジタルツインモデルを構築するために、LWCPT 調査をして、斜面内の土質、透水性の原位置および室内試験を実施して、浸透と安定に必要なデータを取る。
- (d) 粘性土内の水分を排水するためのシステムを、水平ドレーン工法を設置している。この排水工により、地下水の浸透方向が水平から鉛直に変わるため、地山に作用する浸透水圧の方向を変化させる。したがって、水平排水工は地すべり対策として現在でも実施している。しかし、粘性土地盤がなぜ地すべりを起こすかを考えると、地盤内に地下水が浸透するためである。これは、粘性土地盤から土中水を取り除いていないためである。したがって、いつまでの地すべり対策を実施する必要がある。
- (e) 粘性土地盤から土中水を除去する方法としては、粘性土地盤内に電子レンジと同じように「マイクロウェーブを負荷して粘性土からの土中水を除去する方法」が考えられる。
- (f) 事実、現在では大きな木材板を乾燥させるため、マイクロウェーブが用いられている。
- (g) この技術を地すべり斜面に応用して、粘性土地盤から土中の水分を除去する方法が提案できる。
- (h) 粘性土の粘着力は、砂地盤とは異なり、図-4 に示すように土中の水分量を少なくすればするほど、その粘着力は増加する。
- (i) このように、地すべり面の粘着力が増加すると、地滑りの移動速度は低下してくる。
- (j) しかし、地すべり面の土中水を零にしても再び周囲の土中水が含水率の低い所に移動してくる。より一層の夢としては、太陽のエネルギーを集中させて、現場の

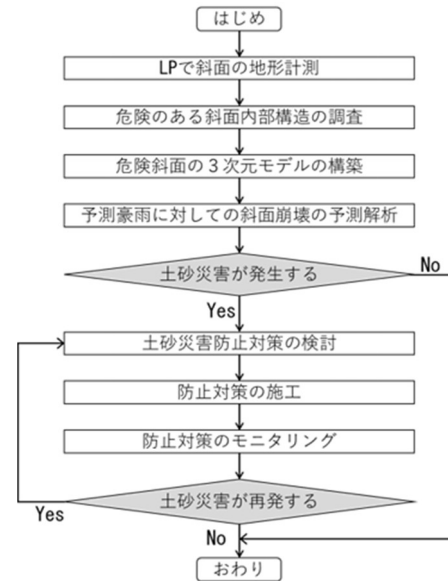


図-3 斜面崩壊対策のフローチャート

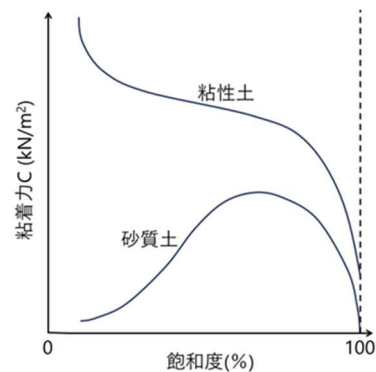


図-4 斜土砂の飽和度による粘着力の変化

粘土を陶器になるまで焼き上げれば、地すべり地の抑止杭になり、地すべり地の長期間の安定性が保持され则认为している。

6. おわりに

本研究グループは、自然災害を少しでも少なくするための研究を7年間続けてきました。まだまだ多くの課題がありますので、皆様に興味を持っていただき、どんどん改良されて、世界中の人々を自然災害から守ってあげる社会を形成していただくことを願っています。

(執筆責任者 西垣誠)

編集後記

この研究報告書を取りまとめるにあたり、5 人の寄稿論文と、西垣理事長をはじめとした 23 人の組合員の執筆論文により、多方面の分野における包括的な研究報告書として、とりまとめることができました。ありがとうございました。今後、更なる技術発展により新しい防災技術が確立されることが考えられ、また期待されますが、そのひとつのサインポストとして活用いただければ幸いです。

(事務局長 木村隆行)

国土交通大臣認可 統合物性モデル技術研究組合
令和 7 年度 研究発表会 研究報告書

発行日 令和 7 年 11 月 19 日 第 1 刷

編集 統合物性モデル技術研究組合 事務局

発行 統合物性モデル技術研究組合 理事長 西垣誠

〒700-0087 岡山市北区津島京町3丁目1-21

TEL 086-214-3333 FAX 086-214-3339

<https://www.imtera.or.jp/>

助成 公益財団法人八雲環境科学振興財団(研究集会助成)

印刷 イシダ印刷

執筆者一覧

	氏名	所属	執筆 章番号
	西垣誠	統合物性モデル技術研究組合(理事長)	1, 5.6, 5.8, 5.9, 7.4, 9.4, 9.5, 9.6, 9.7, 9.8, 9.9, 9.10, 9.11, 9.12, 9.13, 9.14, 9.15, 9.16
寄稿	横山俊治	公益財団法人深田地質研究所(元高知大学)	2.6
寄稿	西村友良	足利大学	5.1
寄稿	下野宗彦	西日本高速道路エンジニア中国株式会社	5.2
寄稿	森啓年	山口大学	8.7
寄稿	今井道男	鹿島建設株式会社 技術研究所	8.8
	木村隆行	株式会社エイト日本技術開発	2.1, 2.4, 2.8, 3.1, 3.4, 3.7, 5.1
	斉藤泰久	パシフィックコンサルタンツ株式会社	2.2, 6.1
	八野祐二	基礎地盤コンサルタンツ株式会社	2.3, 8.5
	井上真	株式会社ウエスコ	2.5, 3.2, 3.3
	今井利宗	川崎地質株式会社	2.7
	橘徹	土質工学株式会社	3.5
	麻生健介	株式会社ソイル・プレーン	3.6
	杉本芳博	大日本ダイヤコンサルタント株式会社・ジオトモラボ	4.1, 4.2, 4.3, 4.4, 6.3
	片山輝彦	アサノ大成基礎エンジニアリング	5.3, 8.4
	笹井友司	中電技術コンサルタント株式会社	5.4, 5.5, 6.4, 6.5, 6.7, 7.1
	菅野雄一	復建調査設計株式会社	5.7
	末富岩雄	株式会社エイト日本技術開発	6.2
	松井章弘	中電技術コンサルタント株式会社	6.6
	西村正一	株式会社ウエスコ	7.2
	橋本和佳	中央開発株式会社	7.3, 9.1
	王林、陶尚寧	中央開発株式会社	8.1
	後藤和幸	アサノ大成基礎エンジニアリング	8.2
	上原大二郎	中央開発株式会社	8.3
	山内泰知	大日本ダイヤコンサルタント株式会社	8.6
	三宅雅生	株式会社ソイル・プレーン	9.2
	与那城稔	株式会社ウエスコ	9.3