



斜面の動態観測に基づくグラウンドアンカーの緊張力予測に関する研究

杉井, 良平

(Degree)

博士 (工学)

(Date of Degree)

2023-03-25

(Date of Publication)

2024-03-01

(Resource Type)

doctoral thesis

(Report Number)

甲第8639号

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/0100482387>

※ 当コンテンツは神戸大学の学術成果です。無断複製・不正使用等を禁じます。著作権法で認められている範囲内で、適切にご利用ください。



博士論文

斜面の動態観測に基づくグラウンド
アンカーの緊張力予測に関する研究

令和 5 年 1 月

神戸大学大学院工学研究科市民工学専攻

氏名 杉井 良平

目次

1. 序論.....	1
1.1 研究の背景.....	1
1.2 研究の目的.....	2
1.3 本論文の構成.....	3
参考文献.....	6
2. 既往の研究.....	7
2.1 はじめに.....	7
2.2 グラウンドアンカーの緊張力増加に関する既往の報告と事例調査.....	7
2.3 グラウンドアンカーの緊張力増加の予測に関する課題.....	16
2.4 グラウンドアンカーの有限要素解析に関する既往の研究と課題.....	17
2.5 有限要素法による逆解析に用いる計測データ取得に関する課題.....	21
2.6 第2章のまとめ.....	24
参考文献.....	25
3. 有限要素解析を用いたグラウンドアンカーの緊張力予測手法の検討.....	28
3.1 はじめに.....	28
3.2 グラウンドアンカーのモデル化手法の概要.....	28
3.3 岩城地すべりでの検討例.....	30
3.3.1 解析対象地すべりの概要.....	30
3.3.2 対策工の施工状況とアンカー緊張力等の計測結果.....	31
3.3.3 解析方法.....	34
3.3.4 解析結果.....	40
3.3.5 まとめ.....	44
3.4 土山地区法面での検討例.....	46
3.4.1 解析対象地法面の概要.....	46
3.4.2 解析方法.....	53
3.4.3 解析結果.....	62
3.4.4 まとめ.....	72

3.5 グラウンドアンカーの仰角と緊張力の増加量に関する一考察.....	73
3.5.1 はじめに.....	73
3.5.2 解析方法.....	75
3.5.3 解析結果と考察.....	81
3.5.4 まとめ.....	87
3.6 第3章のまとめ.....	88
参考文献.....	89
4. プラスチック光ファイバーと携帯端末を用いた斜面の動態観測手法の検討.....	91
4.1 はじめに.....	91
4.2 プラスチック光ファイバーを用いたセンサーに関する既往の研究.....	93
4.2.1 プラスチック光ファイバーの概要.....	93
4.2.2 プラスチック光ファイバーを用いたセンサー.....	94
4.2.3 プラスチック光ファイバーセンサーを用いた計測例.....	95
4.3 地盤への水分浸透状況の観測手法の検討.....	103
4.3.1 はじめに.....	103
4.3.2 プラスチック光ファイバーを用いた水分検知センサー.....	105
4.3.3 光情報処理アプリケーション.....	110
4.3.4 土層カラムによる体積含水率と光強度の測定.....	114
4.3.5 今後の課題.....	126
4.3.6 まとめ、注釈.....	128
4.4 レーザー光とプラスチック光ファイバーを用いた多点鉛直変位計測手法の検討.....	129
4.4.1 はじめに.....	129
4.4.2 レーザー光を用いた多点鉛直変位計測の概要.....	129
4.4.3 室内実験.....	131
4.4.4 室外実験（多点計測）.....	135
4.4.5 まとめ.....	139
4.5 POF センサーを用いた斜面計測の適用範囲と今後の課題.....	140
4.5.1 POF センサーを用いた斜面計測の適用範囲.....	140
4.5.2 POF センサーを用いた斜面計測の今後の課題.....	149
4.6 第4章のまとめ.....	151
参考文献.....	152
5. 結論.....	155

1. 序論

1.1 研究の背景

グラウンドアンカー（以下、アンカーという）の国内での使用は1957年の藤原ダムにおける副ダムのプレストレスアンカーに始まったと言われている¹⁾。1960年代に入ると仮設土留め工や鉄塔や橋梁の基礎の補強などへの用途の拡大が進んでいった。さらに、1960年代後半になると地すべり対策や斜面安定対策に適用されるようになり、アンカーを恒久的に利用するいわゆる永久アンカーとしての使用が拡大した。このように、国内でグラウンドアンカーが導入されて以来、既に50年以上が経過しており、この間に施工技術や使用材料など改良が重ねられ、施工事例も年々増加している。例えば2003～2008年の5年間を平均すると、施工件数は年間約3,100件、施工延長は約2,100kmとなっている²⁾。しかし、導入初期に施工されたアンカーでは当時の施工技術や防食技術が開発途上のものもあり、近年になって供用開始から長期経過したアンカーにおいて、アンカーの引張り部の破断や頭部の落下、浮き上がり、斜面・構造物の変状などの問題も見られてきている。この様な背景のもと、2000年代以降、アンカーの維持管理に関する基準³⁾の整備や残存する緊張力を計測する手法⁴⁾の開発などが進んでいる。

アンカーに関する基準書⁵⁾によると、アンカーとは図-1.1に示すように作用する引張力（緊張力）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造成されるアンカー体、引張り部（自由長部）、アンカー頭部によって構成されるものであると定義されている。この定義から分かるように、アンカーが期待された機能を保持し続けるには適切な緊張力が導入されている状態が保たれていることが前提となる。一方で、施工時にアンカーに導入された緊張力は様々な要因で変動することが知られている。例えば、施工後の時間経過とともに地盤のクリープや引張材のリラクゼーションの影響により引張り部に緩みが生じ、緊張力が減少する⁶⁾。また、土留めアンカーや法面安定対策のためのアンカーのように掘削・切土が進むにつれて生じる土圧の影響を受けて緊張力が増加する場合や、施工中・施工後の地すべりの滑動により増加する場合もある⁷⁾。この緊張力の増加量が大きい場合、アンカーが引き抜け・破断に至る可能性がある(写真-1.1)。

緊張力に増加が生じた場合は、その原因を明らかにした上で、必要に応じてアンカーの再緊張作業による緊張力の調整や、アンカーの追加施工などの対策が行われる。しかし、施工中もしくは施工後に緊張力がどのように変化するかを予測する方法として定まったものはなく、設計上、緊張力の変化を定量的に見込むことは困難である。このため、

アンカーの緊張力の変動への対応は、斜面変状や緊張力の経過観察を行いながらの逐次的な対応となり、観測・追加対策を含め長期的に労力・費用がかかることが多い⁸⁾。アンカーの緊張力管理を効果的に行い、その機能を保持していくためには、施工中・施工後のアンカーの緊張力の変化を予測する手法、また、アンカーを含む斜面全体の動態観測を低コストで実施する手法の開発が求められる。

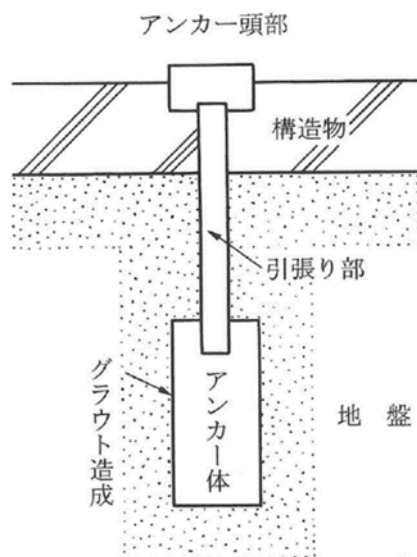


図-1.1 アンカーの基本要素³⁾



写真-1.1 アンカーが破断し飛び出した状況

1.2 研究の目的

本研究の目的は、まず、法面の変状・地すべりの滑動により発生するアンカーの緊張力の増加量を定量的に予測する手法を提案することである。これに当たっては、実際に法面の切土に伴いアンカーの緊張力の増加が発生した事例を用いて手法の適用性を確認した。提案する手法では、ある時点までのアンカーの緊張力増加の計測値を再現する有限要素モデルを構築し、その後の地盤形状の変化や対策工の追加などをモデル上で再現し、それに伴う緊張力の変化を算出する。この際、アンカーの緊張力の計測に関する情報を補完するために法面の変位・地下水位の状態などを観測しておくことが望ましい。これらの観測について、従来手法と比較して低コストで観測を実施する手法の提案についても本研究の目的とする。本研究では、既往研究^{9),10)}によって、プラスチック光ファイバー（以下、POF という）から構成されるセンサーを用いて、光情報で対象物の状態変化を観測する方法が検討されていることに着目し、この手法の斜面の動態観測への適用について検討している。

1.3 本論文の構成

本論文は、図-1.2 に記す全5章で構成されている。

第1章では「序論」として、本研究の背景、目的および構成について述べている。

第2章では「既往の研究」として、アンカーの緊張力の増加事例に関する既往の研究、アンカーの現行の設計手法の概要と課題について述べている。次に、本研究において、緊張力の予測に用いることになる有限要素解析（以下、FEM という）について、アンカーを含む斜面を対象とする解析に用いた既往の研究について整理し、残された課題について述べている。

第3章では「有限要素解析を用いたグラウンドアンカーの緊張力予測手法の検討」として、FEM によるアンカーのモデル化手法について概説した上で、法面の切土に伴いアンカーの緊張力の増加が発生した2つの事例（写真-1.2）を用いて、有限要素解析を用

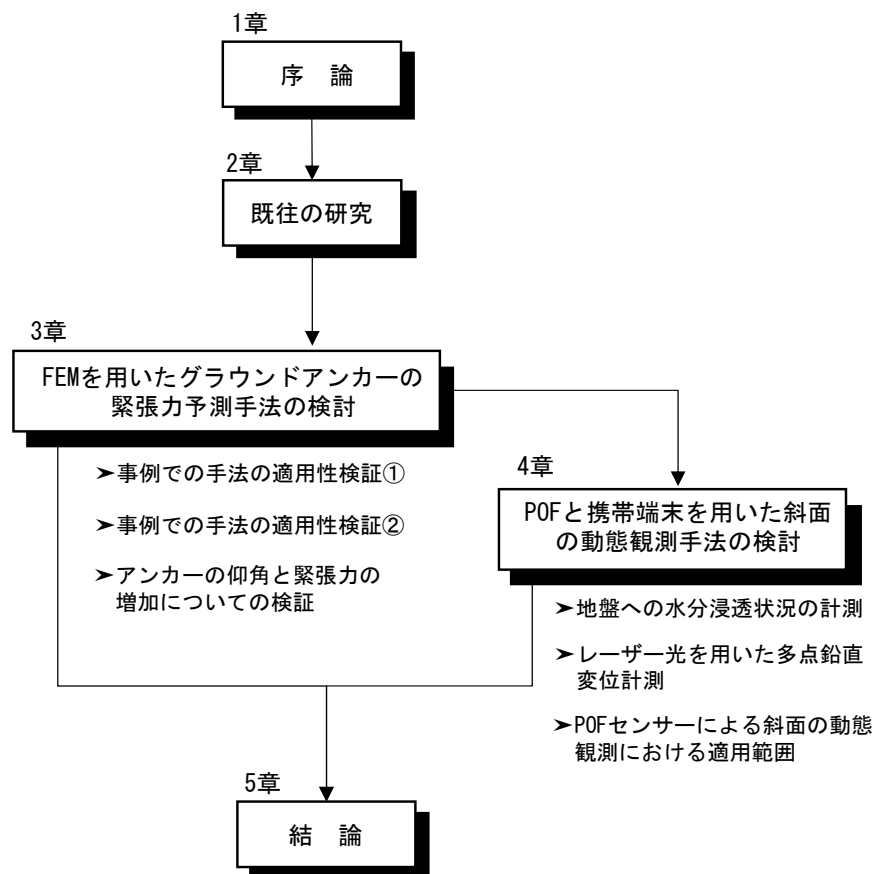


図-1.2 本論文の構成

いてアンカーの緊張力予測する手法の適用性を検証した結果を述べている．いずれの事例も，法面の切土を誘因とした地すべり性の変状によるアンカーの緊張力の増加が確認され，その後，緊張力の除荷やアンカーの増設などが行われている．この他，アンカーの仰角と緊張力の増加量が関連している可能性について，モデル斜面を用いた解析により検証した結果について述べている．



(a) 岩城地区



(b) 土山地区

写真-1.2 解析の対象とした法面

第4章では、「プラスチック光ファイバーと携帯端末を用いた斜面の動態観測手法の検討」として、まず、提案するアンカーの緊張力予測手法の精度を向上させるために有効と考えられる POF センサーを用いた観測手法に関する既往の研究について述べている。次に POF を用いた水分検知センサー（RR センサー）と土壌水分計の計測値の関係を明らかにするために実施した土層カラムを用いた散水実験の結果を述べている。また POF とレーザー光を用いた変位計測手法の実用性を検証するために実施した室内及び室外実験の結果を述べている。さらに、その他の POF センサーによる手法も含め、斜面の動態観測への適用範囲について述べている。

第5章では「結論」として、本研究で得られた知見をまとめている。

参考文献

- 1) 土質工学会：アースアンカー工法一付・土質工学会アースアンカー設計．施工技術一，pp.1-3, 1976.
- 2) 土木研究所，日本アンカー協会：グラウンドアンカー維持管理マニュアル，鹿島出版会，p.1, 2008.
- 3) 藤原優，酒井俊典：グラウンドアンカーのリフトオフ試験方法に関する検討，グラウンドアンカーのリフトオフ試験方法に関する検討，土木学会論文集C（地圏工学），Vol. 67, No.4, pp.558-568, 2011.
- 4) 斎藤秀樹，山崎充，八嶋厚，名波一輝，青池邦夫，曾根好徳：振動法によるグラウンドアンカー緊張力の推定，土木学会論文集C（地圏工学），Vol. 77, No.3, pp.213-232, 2021.
- 5) 地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説，丸善出版，p.1, p19, 2012.
- 6) 土木研究所，日本工営（株），日特建設（株），ライト工業（株），守谷鋼機（株），日本基礎技術開発（株），（株）エスイー：グラウンドアンカーの適正な緊張力計測手法に関する研究，共同研究報告書 458 号, 2014.
- 7) 杉井良平，高木将行，石黒梓，石井靖雄：事例調査によるグラウンドアンカーの荷重増加原因の考察，土木学会第 72 回年次学術講演会，pp.877-878, 2018.
- 8) 杉井良平，高木将行，石黒梓，石井靖雄，藤平大：グラウンドアンカー工の荷重増加への対処方法の実態調査，第 56 回日本地すべり学会研究発表会講演集，p.38, 2018.
- 9) Akutagawa, S., Machinimas, Y.: A new optical fiber sensor for reading RGB intensities of light returning from an observation point in geo-materials, *Proc. of the 49th US Rock Mechanics/Geotechnical Symposium, American Rock Mechanics Association*, pp. 1-7, 2015.
- 10) Akutagawa, S., Machijima, Y., Sato, T., Takahashi, A.: Experimental characterization of movement of water and air in granular material by using optic fiber sensor with an emphasis on refractive index of light, *Proc. of the 51th US Rock Mechanics/Geotechnical Symposium, American Rock Mechanics Association*, pp. 1-8, 2017.

2. 既往の研究

2.1 はじめに

本研究は、法面の変状・地すべりの滑動により発生するアンカーの緊張力の増加量を定量的に予測する手法を提案することである。本章では、まず、アンカーの緊張力の増加事例に関する既往の研究、アンカーの現行の設計手法の概要と課題について述べる。次に、本研究において、緊張力の予測に用いることになる FEM について、アンカーに関する解析に用いた既往の研究について整理し、残された課題について述べる。

2.2 グラウンドアンカーの緊張力増加に関する既往の報告と事例調査

アンカーに導入された緊張力は様々な要因で変動することが知られている。例えば、施工後の時間経過とともに地盤のクリープや引張材のリラクゼーションの影響により引張り部に緩みが生じ、緊張力が減少する。また、引張り部の防錆処理が不十分な場合、腐食により引張り部の断面欠損が生じ破断に至る場合がある。引張り部の腐食による劣化に関してはアンカーの実用化初期から問題視され、現在は PTI (Post Tensioning Institute) の提言¹⁾をもとに、国内でも基準類が整備され防錆に関する仕様規定が明確に定められている²⁾。一方、緊張力が増加する原因としては、土留めアンカーや法面安定対策のためのアンカーなどにおいて、掘削・切土が進むにつれて生じる土圧や地すべり滑動の影響を受けることが挙げられる。このようなアンカーの緊張力の増加は、アンカー頭部に設置された荷重計(写真-2.1)の計測値の上昇や、アンカーの破断・引き抜け(写真-2.2)などによって確認される。アンカーの緊張力の増加事例が報告されるケースは少なく、報告された場合も個別の事例報告に留まっている場合が多い。アンカーの緊張力が増加するということは、当初設計に誤りがあったというような印象を与えるため、積極的に公表されていないものと推察される。本節では報告されているいくつかのアンカーの緊張力の増加事例について述べ、さらに緊張力増加事例の特徴・原因・対策について整理した結果を述べる。



写真-2.1 アンカーの荷重計



写真-2.2 破断し頭部が飛び出したアンカー

2.2.1 グラウンドアンカーの緊張力増加事例

アンカーの緊張力が変動した事例についての報告として、土木研究所がアンカーの適正な緊張力計測手法を検討するために事例集収集を行った報告³⁾がある。この報告では国内13件のアンカーの緊張力の計測記録が示され、このうちの5件において緊張力の増加が認められている。これらの事例における緊張力の増加の原因は4件がアンカーの施工後の地すべり滑動、1件が法面の切土に伴う地山の応力開放とされている。山崎・酒井⁴⁾は、アンカーの緊張力と変位観測機器により観測される変位量の関係について調査した研究において、4件の緊張力増加事例を報告している。4件の緊張力の増加の原因は全て地すべりであり、緊張力の増加量と地すべりの変位量に一定の相関関係があることを示している。この他、地すべり滑動によりアンカーの緊張力増加もしくは引き抜けが認められたことが示されている研究・報告として、岡本ほか⁵⁾、宇佐美ほか⁶⁾、滝澤ほか⁷⁾、木下ら⁸⁾、餅井ほか⁹⁾などがある。

地すべり滑動以外のアンカーの緊張力増加の原因として、膨張性粘土鉱物を有する地質構造の法面が、雨水浸透などにより膨潤することが挙げられる。このような膨潤性地質による地盤膨張を原因とするアンカーの緊張力増加事例の報告として中川ほか¹⁰⁾、仕名野ほか¹¹⁾、河内ほか¹²⁾などがある。

2.2.2 グラウンドアンカーの緊張力増加事例の調査

(1) 事例調査の概要

杉井ら^{13), 14), 15)}は、既往文献や災害報告資料から、アンカーの荷重計測・変状事例として47事例を収集し、そのうち緊張力の増加が認められた26事例を緊張力増加事例として整理している。緊張力増加事例のアンカーの施工時期は1988年以後であり、その位置は図-2.1に示すとおりである。26事例の内、24事例は、アンカーに設置された緊張力計の計測結果やリフトオフ試験の結果から、定着緊張力の10%以上の緊張力増加が確認された事例である。残りの2事例はアンカーが破断に至っていることから、緊張力が増加したと推定される事例である。これらについて、各事例における緊張力増加の原因・特徴・実施された対処方法について調査している。以降ではこの調査結果の詳細について述べる。



図-2.1 収集事例の位置

(2) 緊張力増加事例の傾向

収集した事例について、保全施設別に道路・ダム・河川・その他に区分し整理した結果を図-2.2に示す。保全施設別の事例数は道路が最も多く約7割を占める。また、収集事例を切土斜面・自然斜面に区分し整理した結果を図-2.3に示す。斜面区分は切土斜面が最も多く約7割を占める。

推定された緊張力増加の原因別の事例数を図-2.4に示す。緊張力増加の原因が地すべりであった事例は約7割と最も多く、切土・ダム湛水・降雨の他、これら複数が地すべりの誘因となったものと推定された。地すべりの次に多い原因は地盤膨張であった。こ

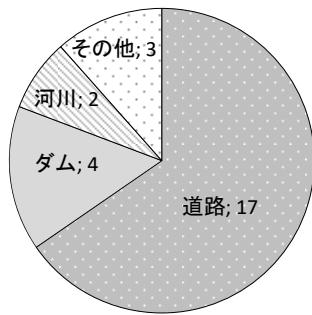


図-2.2 保全施設別の事例数

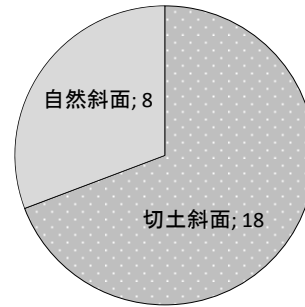


図-2.3 斜面区分別の事例数

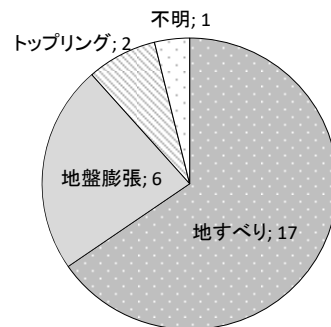


図-2.4 原因別の事例数

れは、切土による応力解放や地盤に含まれる膨張性粘土鉱物の影響で、斜面の全体もしくは一部が膨張したため、緊張力が増加したと推定される事例である。なお、地盤膨張が原因と考えられた事例は、全て切土斜面の事例であった。

(3) 地すべりが原因であった緊張力増加事例の特徴

収集した地すべりによる緊張力増加事例は、アンカー設計緒元や観測記録等を確認した結果、アンカー定着部と地すべりブロックの位置関係から次の3つのケースに分類された(図-2.5)。Case-1は、当初設定した地すべりブロックよりも広い範囲の地すべりの滑動に伴い、緊張力が増加した事例である。Case-2は、当初設定した地すべりブロックよりも深い地すべりブロックにアンカー定着部が位置していたために、深い地すべりブロックの滑動に伴い緊張力が増加した事例である。Case-3は、当初設定した地すべりブロックが、豪雨などにより地下水位が想定を超えて上昇したことや、応力解放などの影響で土質定数($c \cdot \phi$)が低下したことにより滑動し、緊張力が増加したと推定される事例である。事例数はCase-1が6事例、Case-2が8事例、Case-3が3事例であった。

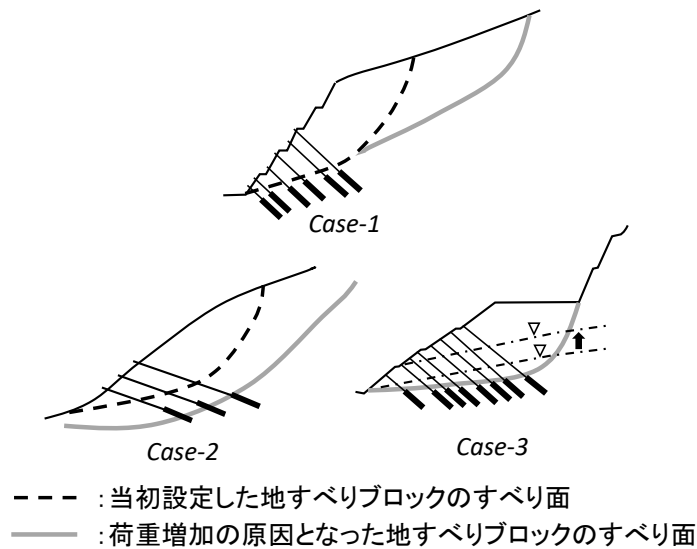


図-2.5 地すべりによる緊張力増加の分類

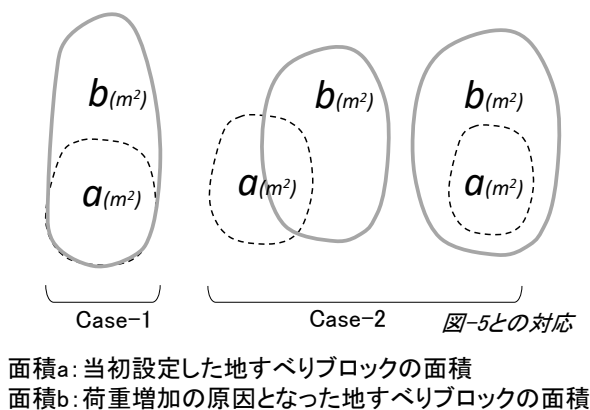


図-2.6 面積 a と面積 b の概念図

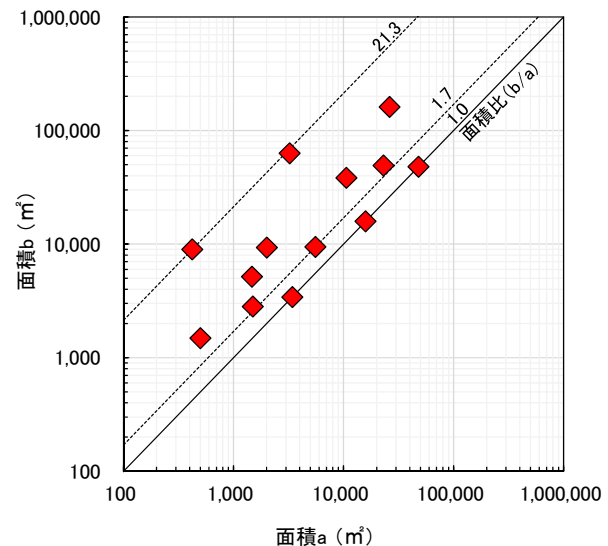


図-2.7 面積 a と面積 b の関係

地すべりが原因と推定された 17 事例の内、地すべりブロックの範囲が明らかな 13 事例について、図-2.6 に示すように、当初設定した地すべりブロックの面積を「面積 a」、緊張力増加の原因となった地すべりブロックの面積を「面積 b」として平面図上から求め、相互に比較した結果を図-2.7 に示す。図中には、面積 a に対する面積 b の比（面積比）が 1.0, 1.7, 21.3 となる点を実線及び破線で示した。面積比が 1.0 の事例（Case-3 に該当する事例）以外は、面積比が 1.7~21.3 であり、設計時に対象としていた地すべりブロックよりも大きな地すべりブロックの滑動により、緊張力が増加している。このことから、緊張力増加が確認された場合は、当初設定したよりも大きな規模の地すべりブロックが原因である可能性を視野に入れて調査を行う必要が示唆される。

Case-3 は、前述したように、当初設定した地すべりブロックが、地下水位の上昇や、土質定数 ($c \cdot \phi$) の低下により滑動し、緊張力が増加したと推定される事例である。しかし、同様の条件下において緊張力増加が発生していない事例も多く存在する。そこで、他の要因を検討するため、Case-3 に該当する 3 事例と別途収集した緊張力の増加が認められなかった 21 事例について、斜面長・最大層厚・アンカー仰角（打設角度）・すべり面勾配を、図-2.8 に示したように断面図上で計測し相互に比較した。なお、対象とした事例では同一ブロックに施工されたアンカーの仰角は全て同様であった。また、すべり面勾配は、アンカー打設箇所の平均値を読みとった。比較結果を図-2.9 に示す。図-2.9

(a) に示す斜面長と最大層厚の関係には、Case-3 と緊張力増加の認められなかった事例に分布傾向の違いは認められない。一方、図-2.9 (b) (c) (d) では、すべり面勾配が緩い範囲、アンカー仰角が急な範囲に、Case-3 が分布している傾向が認められる。特にすべり面勾配が 15° 以下、アンカー仰角が 30° 以上の範囲には、Case-3 の全ての事例が分布し、緊張力増加の認められなかった事例は 1 事例のみであった。緊張力増加にすべり面勾配とアンカー仰角が影響している可能性が示唆される。

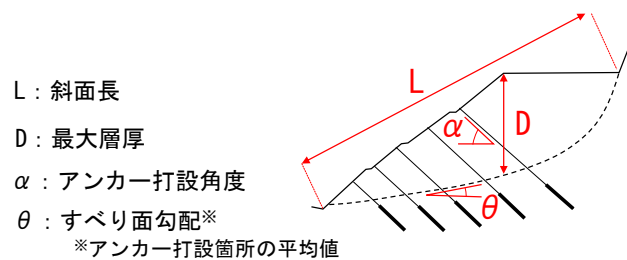


図-2.8 計測箇所

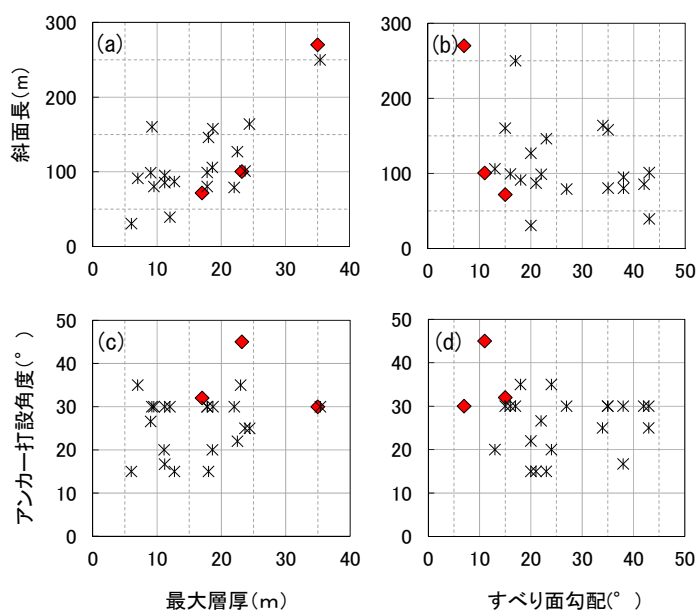


図-2.9 Case-3 と緊張力増加が認められなかった自事例の比較

(4) 各事例における対処方法

追加対策が実施された 17 事例において選定された対策工の事例数を図-2.10 に示す。「アンカー増し打ち」と「アンカー更新」の違いは、既設アンカーの効果を期待するかどうかであり、期待する場合が「アンカー増し打ち」、期待しない場合が「アンカー更新」である。図-2.10 中に示したように、地すべり対策工は抑制工と抑止工に分類される²⁾。抑制工の中で最も選定された事例数が多かったのは横ボーリング工、抑止工の中で最も選定された事例数が多かったのはアンカー増し打ちであった。

対策工が実施された 17 事例について、各対策工が実施された順序を図-2.11 に示す。図-2.11 では、対策工を地下水排除工（横ボーリング工・集水井・排水トンネル）、土工（応急押え盛土・押え盛土・排土）、抑止工（アンカー・抑止杭・深礎杭）、緊張力調整（除荷・再緊張）に区分し、左から右の順序で各対策が行われたことを表している。また、地すべり以外（地盤膨張・トップリング）を原因とする事例を Case-4 としている。複数が並ぶのは、それらの対策工が組み合わせて用いられたことを示している。なお、収束・経過観測に至っていない事例は、追加対策を検討中、もしくは今回の調査では、その後の状況が不明であった事例である。Case-1、Case-2 の事例では、地下水排除工や土工などの抑制工が単独、もしくは抑止工との組み合わせで施工されている傾向が認められる。一方、Case-3 や Case-4 では抑止工が単独で施工されている傾向が認められる。また、一度の対策工で緊張力増加の収束が確認された事例は 17 事例中 5 事例のみであり、緊張力増加に対する対処が繰り返し行われた事例が多い傾向が認められた。

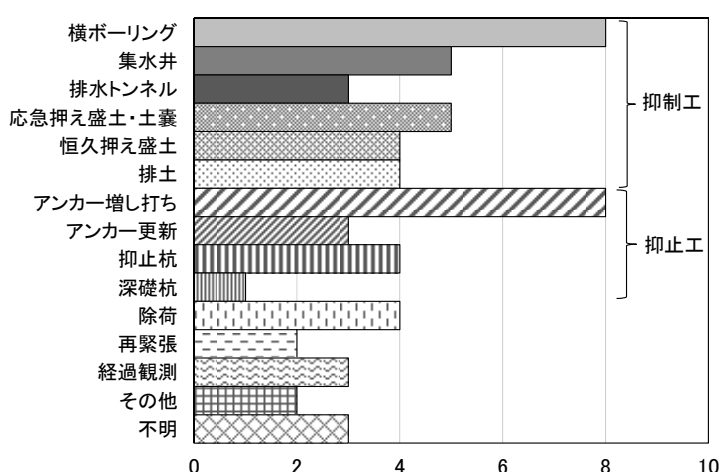


図-2.10 選定された対策工の事例数。重複あり，数字は件数。

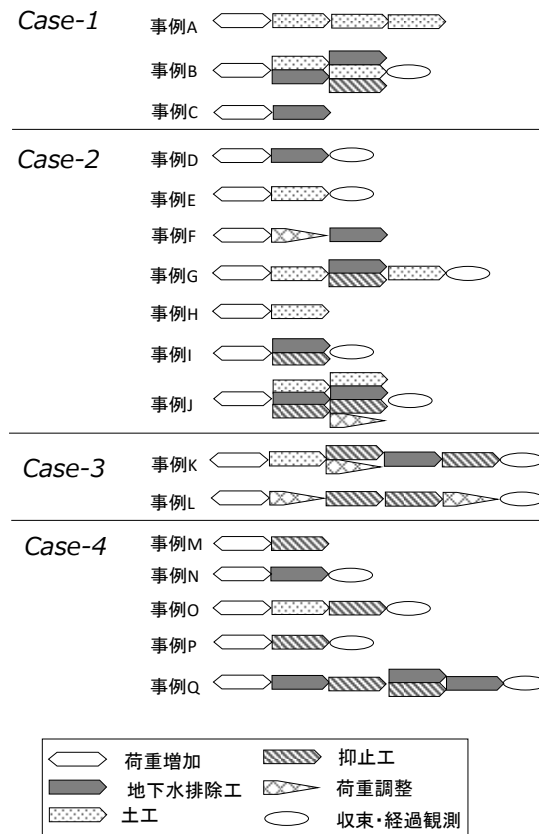


図-2.11 各事例における対策工の順序

(5) まとめ

既往の緊張力増加事例について調査した結果、以下のことが明らかとなった。①収集された 26 事例では、緊張力増加の原因は地すべりの滑動による場合が多く約 7 割を占め、それらはアンカー定着部と地すべりブロックの位置関係から 3 つのケースに分類可能であった。また、地すべりの次に多い原因は地盤膨張であり、それらは全て切土斜面の事例であった。②緊張力増加の原因となった地すべりブロックと当初設定した地すべりブロックが異なる事例では、それらの面積の比は 1.7～21.3 であった。③緊張力増加の原因が当初設定した地すべりブロックであった事例は相対的にすべり面勾配が緩く、アンカー仰角が急な事例であった。④緊張力増加の原因が地すべりであり、原因となった地すべりブロックと当初設定した地すべりブロックが異なる事例では抑制工中心の対策、その他の事例では抑止工中心の対策が行われていた。

2.2.3 グラウンドアンカーの緊張力増加に関する既往のまとめ

既往研究から、アンカーの緊張力増加の発生原因については地すべりの滑動である場合が多い傾向が認められた。また、アンカーの緊張力の変動への対応は、一度の対策工で緊張力増加の収束が確認された事例は少なく、斜面変状や緊張力の経過観察を行いながらの逐次的な対応となっている。この原因は、追加される対策工の効果の予測が困難であることに起因していると考えられる。これらから、アンカーの緊張力管理を効果的にを行い、その機能を保持していくためには、地すべり性の法面・斜面変状によるアンカーの緊張力の変化を予測する手法の開発が求められると言える。

また、地すべりの滑動が緊張力増加の原因となる際、当初想定していた地すべりよりも、発生した地すべりの規模が大きい事例が多かった。しかし、当初設定していた地すべりと、緊張力増加の原因となった地すべりの規模が整合している事例もあった。このような事例では緊張力増加にすべり面勾配とアンカー仰角が影響している可能性が示唆された。

2.3 グラウンドアンカーの緊張力増加の予測に関する課題

斜面对策工としてのアンカーの設計は、一般に、極限平衡法によって行われ、地すべり土塊を剛体とみなし、地すべりの滑動力とそれに対する抵抗力から斜面の安全率が式2.1により算定されている^{16), 17)}.

$$F_s = \frac{\sum c \cdot l + \{\sum W \cdot \cos \alpha + T \cdot \sin(\alpha + \theta)\} \tan \phi}{\sum W \cdot \sin \alpha - T \cdot \cos(\alpha + \theta)} \quad (2.1)$$

ここに、 F_s ：安全率， c ：粘着力， l ：分割片で切られたすべり面長， W ：分割片の重量， α ：分割片のすべり面勾配， ϕ ：せん断抵抗角， T ：アンカー力（緊張力）， θ ：アンカー仰角である。

この場合、地すべりの滑動や土塊の変形に伴うアンカー自由長部の伸びは考慮されない。実際には、地すべりの土塊の滑動量や変形係数、自由長部の剛性に応じて自由長部に伸びが生じ、アンカーに作用する緊張力が定まることになる。

また、図-2.12 に示すように現行の設計法では、アンカーの構造物としての存在は考慮せず、アンカー力が直接にすべり面に作用し引き止め機能と締め付け機能を発揮するものと仮定されている。この概念は、設計における簡便性からくるものであり、地表面の受圧体や地中のアンカー体（定着体）に与えられた緊張力が周辺の地盤へ広く分散するといった実際の地盤内の力学的挙動を厳密に表すものではない。

以上のように、アンカーの設計においては、地すべり土塊の移動や変形を考慮しない、アンカーの構造物としての存在は考慮せず、緊張力はすべり面に直接作用する、というような仮定がされている。これらの仮定は、設計を簡便にするという面では有利だが、アンカーの緊張力の予測しようとする議論を困難にしている要因となっていると考えられる。

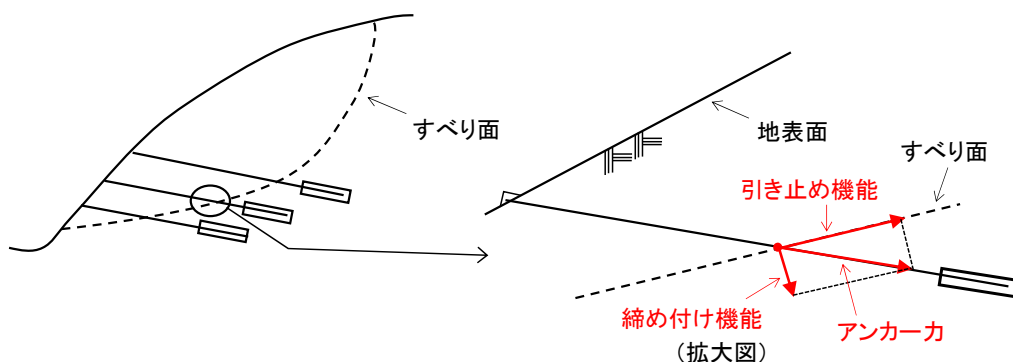


図-2.12 アンカー機能の概念図

2.4 グラウンドアンカーの有限要素解析に関する既往の研究と課題

2.4.1 はじめに

前節で述べたように、アンカーの設計を極限平衡法で行おうとした場合、実際のアンカーの構造物としての存在や、地盤内の力学的挙動について大胆な仮定を行う必要がある。一方で有限要素法（以下、FEM）は、アンカーを含む斜面全体系に対して有限要素モデルを用いて地盤内の応力や変位の状況を説明できる有効な手法であり、アンカーの設計への活用が期待されている¹⁸⁾。本節では、アンカーを含む斜面について FEM 解析を行った既往研究について述べ、FEM 解析を用いてアンカーの緊張力を予測しようとする場合の課題について述べる。

2.4.2 グラウンドアンカーの有限要素解析に関する既往の研究

アンカーを含む斜面について FEM 解析を行った既往研究として、地すべりの安定解析と対策工の設計を FEM 解析により実施した事例¹⁹⁾がある。この事例では、地すべりの対策工設計において、アンカーを軸力のみ評価する棒要素によりモデル化し、地すべりの滑動力を作用させた際のアンカーの変位および軸力の分布について言及している。中村ら²⁰⁾は、FEM によるモデル斜面を用いてアンカーの最適な初期緊張力の設定手法を検討している。この研究では、アンカーの初期緊張力を節点集中荷重で、緊張力の変動は地盤外に配置した棒要素にてモデル化している（図-2.13）。

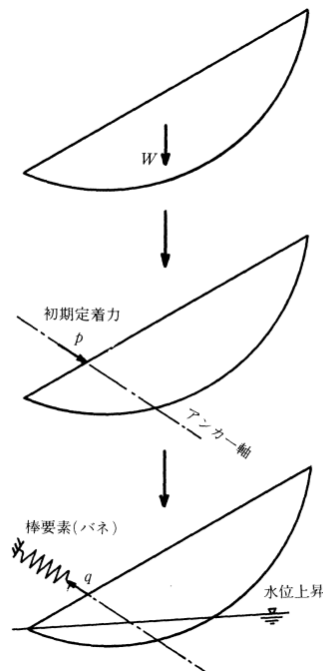


図-2.13 中村ら²⁰⁾のアンカーのモデル化手順

蔡・鵜飼²¹⁾は、アンカーが配置されたモデル斜面を用いて、極限平衡法と FEM で算出されるアンカーの補強効果についての比較を行っている。この研究においては、図-2.14 に示すように、3次元 FEM によってアンカーを詳細にモデル化した場合と、2次元 FEM によってアンカーを棒（バー）要素で簡易にモデル化した場合において、得られる斜面安全率は概ね等しいことを示している。また、藤平ら²²⁾も図-2.15 に示すように、3次元 FEM においてアンカーをソリッド要素の細密モデルで構築した場合と、棒要素の簡素化モデルで構築した場合に概ね同様の応力分布が確認できることを示している。

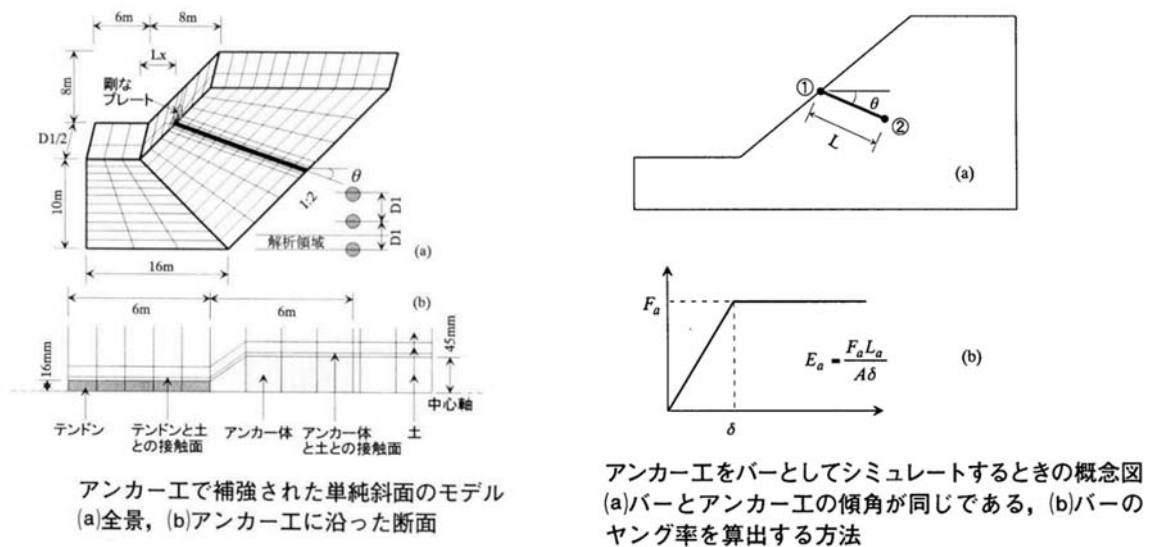


図-2.14 蔡・鵜飼²¹⁾のアンカーの FEM モデル

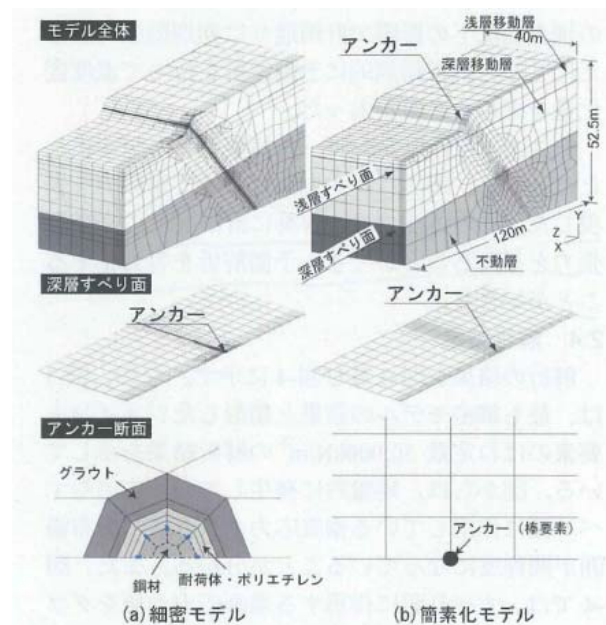


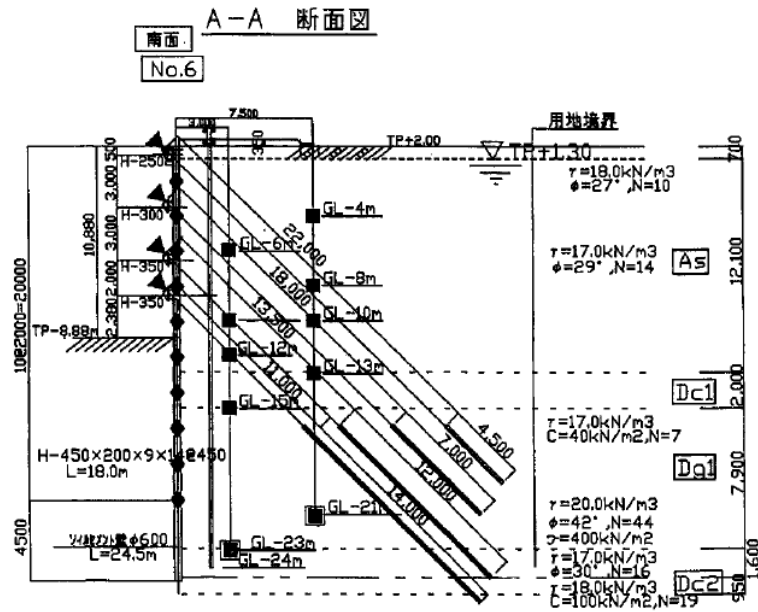
図-2.15 藤平ほか²²⁾のアンカーの FEM モデル

2.4.3 グラウンドアンカーを含む斜面の有限要素解析に関する課題

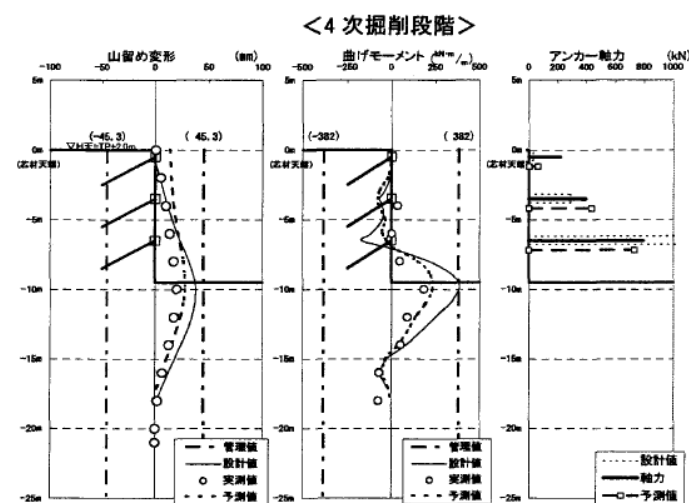
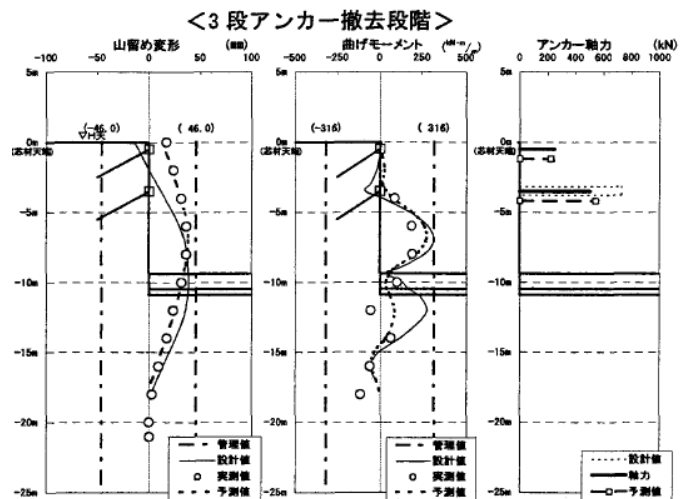
ここまでで示した既往研究によると、アンカーを含む斜面全体を FEM モデル化する場合、アンカーを棒要素で簡易にモデル化することで、ソリッド要素でモデル化する場合と同様の結果が得られるものと考えられる。このことは、解析の簡便性の点で優位であり市販の地盤有限要素解析プログラムにおいても、棒要素の設定は基本機能として実装されている場合が多いため実務への適用性も高いと考えられる。

しかし、アンカーを含む斜面に限らず、地すべりなどの斜面安定問題において FEM 解析を実施しようとする場合、各種地盤のパラメータの設定方法が問題となる。山崎・山田²³⁾は地すべりの FEM 解析においては、①実用に供されている安定解析が 2 次元の極限平衡法が主流であり、FEM 解析があまり行われていないこと、②地すべりの移動土塊および地すべり的には基岩とされている不動層が、礫と粘性土の混合層・風化岩・破碎岩で構成されるため、ボーリングコアによる土質・岩石試験に困難が生じること、以上の理由などにより、公表されている物性値のデータが少ないことを指摘している。また、原位置でボーリングコアによる土質試験を実施し地盤のパラメータを得ようとする場合も、自然地盤の不均一性から、そのボーリングコアの土質特性が斜面全体を代表するものであるかの疑義が残る。

一方で、地盤工学の分野では、施工過程の測定値の逆解析結果を設計や施工に反映させる「情報化施工」が積極的に行われてきた^{24) 25)}。トンネルのような線状構造物では、全線にわたり詳細な地盤調査を行うことが困難なため、特にこの手法は有効であり、NATM 工法などはこの概念に基づくものである²⁵⁾。ここで、上原ほか²⁶⁾が、開削工事における山留用アンカーについて、掘削段階ごとの緊張力変化を予測した事例を報告していることに着目する（図-2.16）。この事例では、施工中のアンカーの緊張力計測結果等を用いて、弾塑性法²⁷⁾による逆解析を行い、以後の掘削段階での緊張力予測の計算に用いるパラメータを求めている。弾塑性法は、山留め壁の掘削面と背面に作用する側圧のつりあいから、土留め壁の変形量を求める方法である。この事例と同様に、斜面对策工として施工されたアンカーについても、緊張力の計測値を用いた FEM による逆解析により、地盤のパラメータを設定することが可能と考えられる。しかし、斜面对策工として施工されたアンカーの緊張力について逆解析を行い地盤のパラメータを設定した事例はなく、その適用性を検証する余地が残されている。



(a) 解析断面

図-2.16 土留め用アンカーの逆解析事例²⁶⁾

2.5 有限要素法による逆解析に用いる計測データ取得に関する課題

前節で述べたように、アンカーの緊張力の計測値を用いた逆解析により、アンカーの緊張力の変化を予測するための FEM モデルの地盤のパラメータを設定できる可能性がある。アンカーの緊張力の計測は主にあらかじめアンカーの頭部に設置されたロードセル式の荷重計により行われる²⁾。荷重計によるアンカーの緊張力の計測は、他の動態観測が実施されていない場合においても実施されていることが多く、緊張力増加時の解析に活用できる機会は多いと考えられる。特に NEXCO が管理する高速道路では、施工時において、アンカー全本数の 5% 以上かつ 5 本以上、あるいは施工数量が 20 本未満では 2 本を基準として荷重計を設置し、短くとも工事完了までは緊張力計測を行うこととされており²⁸⁾、緊張力の変動が認められるようであれば継続して計測される。

しかし、荷重計を信頼をもって使用できる期間はアンカーの供用期間よりも短く、一般に 5～10 年と言われている。このため、荷重計の耐用年数が過ぎる前に荷重計を交換するカリフトオフ試験（写真-2.3）に切り替える必要がある。リフトオフ試験は、アンカー頭部に緊張ジャッキを設置し、直接引張り荷重を与える方法である²⁾。最近では、既設のアンカーにも設置可能で、かつ取り付け付けた荷重計の交換が可能な緊張力計測システムも開発されている²⁹⁾。

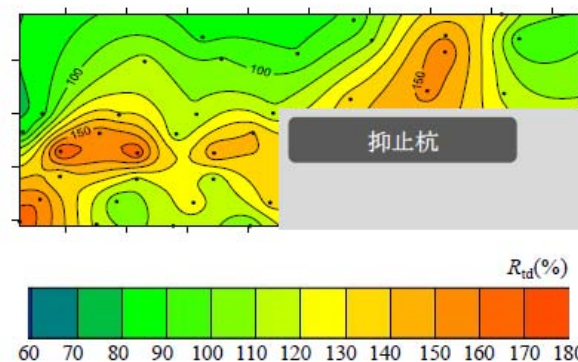


写真-2.3 リフトオフ試験の実施状況²⁾

アンカーにあらかじめ荷重計が設置されていない場合に緊張力を計測する手法としても、前述したリフトオフ試験が実施されることが多く、図-2.17 に示すように、リフトオフ試験から得られた残存緊張力を面的に表示し、アンカーを含む斜面全体の健全性を把握しようとする手法も提案されている³⁰⁾。



(a) 調査対象法面



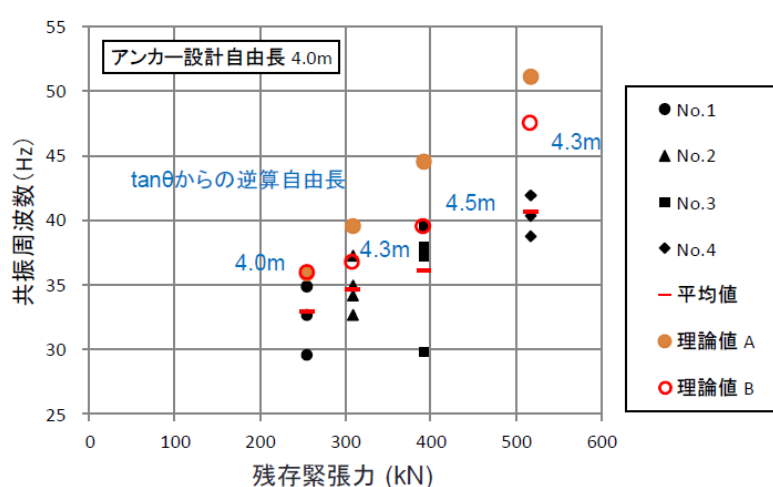
(b) アンカーの緊張力分布

図-2.17 アンカーの緊張力残存率の分布図の事例³⁰⁾

荷重計やリフトオフ試験により緊張力を計測する手法は、確実に正確な計測値が得られる反面、施工時にあらかじめ荷重計を設置しておく必要があることや、リフトオフ試験に要する一か所当りの費用が高額であるなどの制約がある。近年では、荷重計やリフトオフ試験による方法以外の緊張力の計測手法についての研究が行われている。例えば斎藤ほか³¹⁾は振動法を用いた非破壊方法を提案し、誤差 10%程度以内の精度で残存緊張力を計測可能であることを示している。この手法ではアンカー余長部にバイブレータと加速度計を設置し、これらから得られるアンカーの共振周波数と残存緊張力に一定の関係があることを示している（図 2-18）。ただし、アンカーの長さが既知であることが計



(a) 余長部に設置されたパイブレータと加速度計



(b) 共振周波数と緊張力の関係

図-2.18 振動法による残存緊張力の計測例³¹⁾

測の条件であり、精度が確認させているアンカーの長さは比較的短い場合に限定されている。この他、切山ほか³²⁾は X 線によるアンカーの支圧板表面応力の測定結果から緊張力を推定する方法を検討している。また、芥川ほか³³⁾は磁歪法を用いて、アンカー頭部のナットの表面に作用する応力を計測し、間接的にアンカーの緊張力を推定する方法を検討している。これらの手法の実用化が進めばアンカーの緊張力の計測が簡易に実施できることになるが、多様な仕様・長さのアンカーへの適用性において課題が残っており、当面は荷重計やリフトオフ試験による緊張力の計測が主になると考えられる。

アンカーの緊張力の予測のための FEM 解析を実施するにあたり、逆解析に活用可能な緊張力の計測箇所数は可能な限り多いことが望ましいが、荷重計やリフトオフ試験計測に要する費用や労力の問題からその箇所数に制限があることが想定される。その場合、緊張力のみならず、変位や地下水位などの動態観測の結果を補完的に用いることで、解析の精度が高められるものと考えられる。

2.6 第2章のまとめ

(1)グラウンドアンカーの緊張力増加に関する既往の報告と事例調査

アンカーの緊張力増加の発生原因は地すべりの滑動である場合が多い傾向が認められた。また、アンカーの緊張力の変動への対応は、一度の対策工で緊張力増加の収束が確認された事例は少なく、斜面変状や緊張力の経過観察を行いながらの逐次的な対応となっていた。この原因は、追加される対策工の効果の予測が困難であることに起因していると考えられる。これらから、アンカーの緊張力管理を効果的にを行い、その機能を保持していくためには、地すべり性の法面・斜面変状によるアンカーの緊張力の変化を予測する手法の開発が求められると言える。また、いくつかの事例では緊張力増加にすべり面勾配とアンカー仰角が影響している可能性が示唆された。

(2)グラウンドアンカーの緊張力の増加量を予測する上での課題

アンカーの設計においては、地すべり土塊の移動や変形を考慮しない、アンカーの構造物としての存在は考慮せず、緊張力はすべり面に直接作用する、というような仮定がされている。これらの仮定は、設計を簡便にするという面では有利だが、アンカーの緊張力の予測しようとする議論を困難にしている要因となっていると考えられる。

(3)グラウンドアンカーを含む斜面の有限要素解析に関する課題

地すべりなどの斜面安定問題において FEM 解析を実施しようとする場合、各種地盤のパラメータの設定方法が問題となる。この解決策とし、斜面对策工として施工されたアンカーについて、緊張力計測値を用いた FEM による逆解析により、地盤のパラメータを設定することが可能と考えられる。しかし、斜面对策工として施工されたアンカーの緊張力について FEM による逆解析を行い地盤のパラメータを設定した事例はなく、その適用性を検証する余地が残されている。

(4)有限要素解析による逆解析に用いる計測データ取得に関する課題

アンカーの緊張力の予測のための FEM 解析を実施するにあたり、逆解析に活用可能な緊張力の計測箇所数は可能な限り多いことが望ましいが、荷重計やリフトオフ試験計測費用の問題からその箇所数に制限があることが想定される。その場合、緊張力のみならず、変位や地下水位などの動態観測の結果を補完的に用いることで、解析の精度が高まるものと考えられる。

参考文献

- 1) Post Tensioning Institute (PTI).: Recommendations for prestressed rock and soil anchors. Fourth Edition, First Printing, p.98, 2004.
- 2) 地盤工学会:グラウンドアンカー設計・施工基準, 同解説, 丸善出版, pp.201-202, 2012.
- 3) 土木研究所, 日本工営 (株), 日特建設 (株), ライト工業 (株), 守谷鋼機 (株), 日本基礎技術開発 (株), (株) エスイー: グラウンドアンカーの適正な緊張力計測手法に関する研究, 共同研究報告書 458 号, 2014.
- 4) 山崎充, 酒井俊典: グラウンドアンカーに設置した荷重計と変位観測機器の関係についての評価, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol.75, No.3, pp.288-302, 2019.
- 5) 岡本直人, 森宏樹, 佐藤貢: 地すべりによるアンカー破断の挙動について, 第 51 回地盤工学研究発表会, pp.2059-2060, 2016.
- 6) 宇佐美嘉則, 松原義男, 田中義朗, 富田秀樹, 亀田尚志, 市川岳志: 大崩海岸で発生した地すべり機構とその対応, 第 54 回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp.28-29, 2015.
- 7) 滝澤俊康, 中里裕, 三田淳: 地すべりグラウンドアンカー工の荷重試験の一時事例, 第 51 回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp.82-83, 2012.
- 8) 木下篤彦, 榎田充哉, 山田泰弘, 岩田恭志: 破碎帯地すべりににおける移動体の変形特性と抑止工の機能に関する考察, 日本地すべり学会誌, Vol.50, No.6, pp.30-35, 2013.
- 9) 餅井忠大, 久野高敬, 佐藤靖彦: 結晶片岩地域での長大切土工事おけるのり面安定化対策工の実施例, 土木学会第 71 回年次学術講演会, pp.1615-1616, 2016.
- 10) 中川渉, 遠藤司, 山本寛: 軟質凝灰岩分布地域における長大切土のり面観測事例, 第 48 回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp.116-117, 2009.
- 11) 仕名野裕, 小林暢彦, 木野真一郎, 井上和男, 宮田和: 長大切土のり面におけるグラウンドアンカーの荷重増加原因の追究とその対策—京都縦貫自動車道 (綾部宮津道路) 宮津天橋立 I C 工事—, 土木施工, Vo.1.44, No.3, pp.50-57, 2003.
- 12) 河内義文, 今野良治, 鈴木素之, 山本哲郎, 寺山崇, 竹田直樹: 斜面内グラウンドアンカーの緊張力および変位に与える浸水の影響, 土木学会論文集, Vol.67, No.791, pp.31-43, 2005.
- 13) 杉井良平, 高木将行, 石黒梓, 藤平大: 事例調査によるグラウンドアンカーの荷重増加原因の考察, 土木学会全国大会第 72 回年次学術講演会, pp.877-878, 2017.
- 14) 杉井良平, 高木将行, 石黒梓, 石井靖雄, 藤平大: グラウンドアンカー工の荷重増加への対処方法の実態調査, 第 56 回日本地すべり学会研究発表会講演集, p.38, 2017.

- 15) 杉井良平：グラウンドアンカーの荷重が増加した斜面の事例調査，土木研究所資料—平成 28 年度交流研究員報告書概要版，第 4364 号，pp.79-82，2016.
- 16) 日本道路協会（2009）：道路土工-切土工・斜面安定工指針，pp.290-293.
- 17) 日本河川協会（2003）：建設省河川砂防技術基準（案）同解説・設計編[Ⅱ]，山海堂，pp.63-64.
- 18) 日本地すべり学会：有限要素法による地すべり解析，山海堂，pp.75-85， pp.63-70，2006.
- 19) 藤田 壽雄：有限要素法による地すべりの安定解析と対策工の設計，地すべり，Vol.27，No.4，pp.19-26，1990.
- 20) 中村浩之，星野和彦，奥田公也：アンカー工における最適な初期定着力の設定，地すべり，Vol.29，No.1，pp.16-23，1992.
- 21) 蔡飛，鵜飼恵三：アンカー工による斜面の補強効果-極限平衡法と弾塑性 FEM との比較，日本地すべり学会誌，Vol.40，No.4，pp.8-14，2003.
- 22) 藤平大，藤沢和範，田中尚，上野雄一，倉岡千郎，河合政岐：3 次元 FEM 解析による地すべり滑動に伴うアンカー緊張力増加の再現解析，第 45 回日本地すべり学会研究発表会講演集，pp.269-272，2006.
- 23) 山崎孝成・山田正雄：地すべり解析における有限要素法の利用第 8 回，日本地すべり学会誌，Vol.41，No.1，pp.74-77，2004.
- 24) 土木学会：土木工学における逆問題入門，丸善，pp.1-2，pp.12-23，2000.
- 25) 土質工学会：地盤工学における数値解析の実務，土質工学会，pp.335-338，2000.
- 26) 上原達一・坂根勇一・塚元龍馬・藤原正明，グラウンドアンカーを用いた大規模開削工事における情報化施工，土と基礎，Vol.50，No.6，pp.22-24，2002.
- 27) 土木学会：トンネル標準示方書（開削工法編）・同解説，丸善，pp.133-137，1996.
- 28) 東日本高速道路(株)，中日本高速道路(株)，西日本高速道路(株)：土工施工管理要領，pp.3-38-3-39，2017.
- 29) 土木研究所，日特建設（株），守谷鋼機（株），ライト工業（株），（株）共和電業，（株）エスイー，（株）東横エルメス，坂田電機株，（株）東京測器研究所：アンカーへの取付け・交換が容易な新型アンカー荷重計の開発，共同研究報告書 407 号，2010.
- 30) 藤原優，酒井俊典：「点」から「面」へ展開するグラウンドアンカーの健全性評価手法の検討，土木学会論文集 C（地圏工学），Vol.73，No.4，pp.460-474，2017.
- 31) 斎藤秀樹，山崎充，八嶋厚，名波一輝，青池邦夫，曾根好徳：振動法によるグラウンドアンカー緊張力の推定，土木学会論文集 C（地圏工学），Vol.77，No.3，pp.213-232，

2019.

- 32) 切山貴文, 鎌田敏郎, 堤成一郎, 寺澤広基, 服部晋一, 刈茅孝一, 鈴木翔太: 支圧板表面の応力分布に着目したグラウンドアンカー緊張力の推定方法に関する研究, 土木学会論文集 E (材料・コンクリート構造), Vol.75, No.2, pp.95-105, 2019.
- 33) 芥川真一, 有村有紀, 中森絵美, 櫻井春輔, 馬場修二, 森聡: 磁歪法を用いた PS アンカー軸力推定方法の提案と大規模地下空洞における検証例, 土木学会論文集 F, Vol.64, No.4, pp.413-430, 2008.

3. 有限要素解析を用いたグラウンドアンカーの緊張力予測手法の検討

3.1 はじめに

本章では、FEM 解析を用いたアンカーの緊張力予測手法について検討した結果を述べる。提案する手法では、ある時点までのアンカーの緊張力の増加を再現する有限要素モデルを逆解析により構築する。次に、その後の地盤形状の変化や追加の対策工をモデル上で再現し、それに伴う緊張力の変化を算出する。以降の節では、まず、アンカーの FEM モデル化方法の概要を述べる。次に法面の切土に伴いアンカーの緊張力の増加が発生した 2 つの事例を用いて、手法の適用性を検証した結果を述べる。岩城地区¹⁾の事例では、法面の切土を誘因とした地すべり滑動によるアンカーの緊張力の増加が確認され、その後、緊張力の除荷とアンカーの増設が行われている。土山地区の事例²⁾では、法面の切土に伴う逐次的な緊張力の増加が確認されている。この他、アンカーの仰角と緊張力の増加量が関連している可能性について、モデル斜面を用いた解析により検証した結果³⁾について述べる。なお、本研究では、弾塑性 FEM モデルを用いているため、アンカーの抵抗力と地すべりの滑動力がつりあい停止する静的状態を解析対象としており、つりあうまでの緊張力変化の過程は解析していない。

3.2 グラウンドアンカーモデル化手法の概要

アンカーおよび緊張力増加のモデル化は、既往研究^{4), 5)}を参考とし、アンカーの初期の緊張力を節点集中荷重で、自由長部を棒要素で再現する方法によって行った。ここではその方法について説明する。

図-3.1 にアンカーの緊張力増加のモデル化方法手順を示す。手順(1)、地盤の自重を載荷させる。この段階のすべり面の要素においては、仮に基盤・地すべり土塊と同じ単位体積重量・変形係数・ポアソン比を持つ弾性体パラメータを設定しており、モデル上で地すべり土塊の滑動は発生しない。手順(2)、受圧構造物とアンカー体（定着部）を梁要素を用いてモデル化し、それぞれにアンカーの緊張力と等価の節点集中荷重を作用させる。アンカー体に作用させる節点集中荷重は、その和が緊張力と等価になるように分散させて作用させる。この時、アンカーの自由長部はモデル化されていない。手順(3)、アンカーの自由長部を棒要素を用いてモデル化する。この状態を施工直後のアンカーに初期の緊張力が作用している状態と考える。アンカーの緊張力を作用させた後に自由長部のモデル化を行う理由は、棒要素に圧縮方向の軸力が作用することを防ぐためであり、この時点では棒要素に軸力は作用していない。手順(4)、すべり面の位置に配置された要

3. 有限要素解析を用いたグラウンドアンカーの緊張力予測手法の検討

素に、すべり面としての弾塑性体パラメータを設定する．この際、ポアソン比についても自重載荷時と異なる値を設定する．すべり面要素に残差力が生じ、この再配分によりモデル上で地すべり土塊の滑動が発生する．さらに本解析では、実際に行われた切土を、地すべり末端部の地盤要素を除去することにより再現している．これによっても、地すべり土塊の応力状態の均衡が崩れ、モデル上で地すべり土塊の滑動が発生する．自由長部としてモデル化した棒要素の両端は受圧板とアンカー体に固定されている．このため、地すべり土塊の滑動に伴い、受圧板とアンカー体の距離が広がることにより棒要素に引張方向の軸力が発生する．この軸力をアンカーの緊張力の増分として取り扱う．この際に発生した軸力の増分と、初期の緊張力として法面表面に作用させた節点集中荷重の和を地すべり発生後のアンカーの緊張力として取り扱う．また、棒要素は両端の節点のみが固定されており、その他の節点は地盤のソリッド要素とは共有されていない．そのため、すべり面に作用するせん断応力は、棒要素には作用しない．

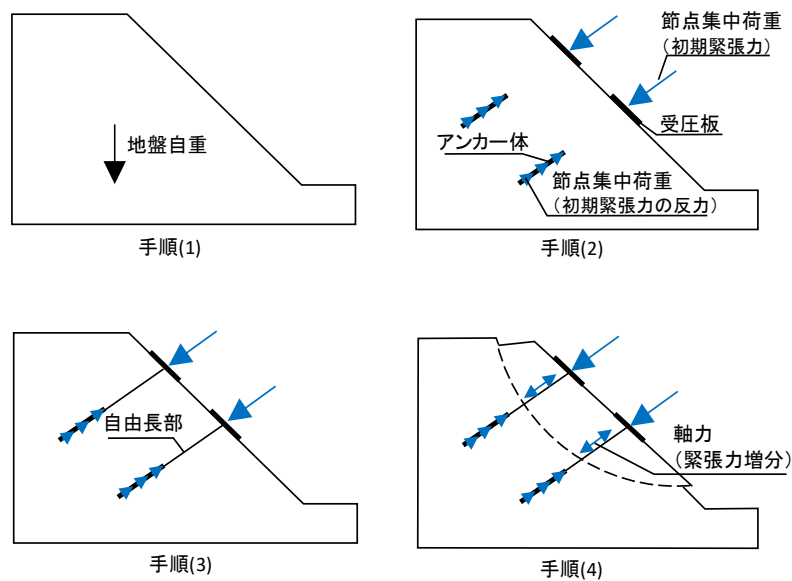


図-3.1 アンカーの荷重増加のモデル化手順

3.3 岩城地区地すべりでの検討

3.3.1 解析対象地すべりの概要

解析対象とした地すべりは、秋田県由利本荘市岩城地区の自動車専用道路に面した東向き斜面に位置する。当該地すべりは、道路建設工事に伴う掘削が誘因となり発生し、その規模は、最大幅約 200 m、最大長さ約 100 m、地すべり土塊の最大厚は約 22 m と推定された^{6),7)}。地すべり対策工として、アンカーのほか集水井工、排土工が施工されている（図-3.2、図-3.3）。当地域の地質は、新第三紀船川層に属し、砂岩を伴う暗灰色泥岩からなる。また南北方向の断層や褶曲構造により高角度の節理面が発達している。地質調査により、すべり面とみられる厚さ 10 cm 程度の粘土層が確認されており、対策工設計においては、すべり面は図-3.3 に示す形状で設定されている。また、スレーキングにより劣化しやすい地質特性を有する。

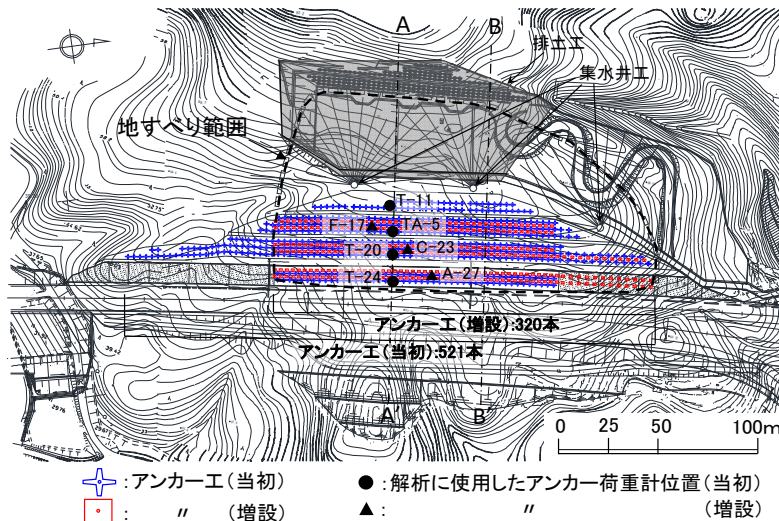


図-3.2 岩城地すべり平面図

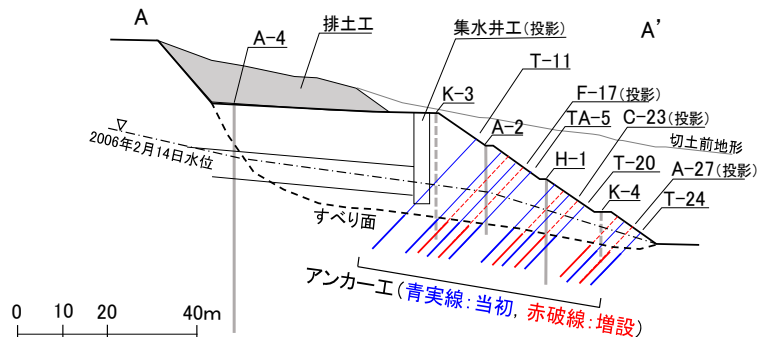


図-3.3 岩城地すべり A-A' 断面図

3.3.2 対策工の施工状況とアンカー緊張力等の計測結果

対策工の施工状況とアンカーの荷重計，孔内傾斜計，地下水位計等の計測結果を図-3.4に示す．当該地すべりでは，道路法面の掘削に先行し，排土工と集水井工3基が施工されていた．その上で，2005年5月頃から上段の法面より，掘削とアンカーが段ごとに施工された．図-3.2に示したA-A'断面付近の掘削が完了し，B-B'断面付近の最下段法面を掘削中にアンカーの緊張力が増加を始めた．そのため，最下段法面への応急押え盛土工と，除荷工（1）を行いつつ施工が進められた．

アンカーには20本につき1基程度の割合で荷重計が設置され計測が行われた．図-3.3に示すA-A'断面では荷重計が4基設置されていた（T-11・TA-5・T-20・T-24）．また，設置型孔内傾斜計（K-3・K-4），地下水位計（A-4・A-2・H-1）などによる計測が行われた．図-3.4に示す各計測値の計測間隔は1回/日である．ただし，設置型孔内傾斜計の2005年11月30日以前の計測値については，電子データが得られなかったため，紙媒体の資料に掲載されているグラフから10日間隔で値を読み取った．

当初アンカー施工期間の後半にあたる2006年3月26日～6月3日のアンカーの緊張力増加量の推定分布図を図-3.5に示す．図-3.5では，緊張力の計測が行われていないアンカーの緊張力については，近接する荷重計の計測値を荷重計設置個所までの距離に応じて増減するものとして推定した．A-A'断面では下段部のアンカーほど緊張力増加量が大きい．

アンカー施工後，緊張力増加が継続したため，図-3.4（a）に除荷工（2）として示すとおり，アンカーの破断や引き抜けを防ぐ目的で，2006年6月～2007年6月に各段のアンカーにおいて1～4回の除荷工が行われた．2009年4月～2010年3月には，追加の地下水排除工として横ボーリング工と集水井工内での集水ボーリング工の増設が行われた．荷重計TA-5では，2007年7月から2010年6月の緊張力増加量は平均33kN/年であるのに対し，2010年7月から2011年6月の緊張力増加量は5kN/年であった．その他の荷重計についても，2011年6月頃までには，次第に緊張力の増加量が小さくなる傾向が認められ，地すべりの滑動力とアンカーの抑止力がつりあいつつあるとみられる．2011年6月から2012年2月にかけて，降伏荷重に近づいた当初アンカーの緊張力を他のアンカーに再配分することを目的とし，アンカーの増設と除荷工（3）が行われた．増設されたアンカーの一部に対しても荷重計が設置され，図-3.3に示すA-A'断面付近では3基が設置された（F-17・C-23・A-27）．荷重計T-20・T-24では，2012年2月以降も100kN程度の緊張力増加が計測されているが，他の荷重計の値は明瞭な増加傾向を示していない．なお，アンカーの緊張力計測結果にみられる年単位の周期変動は，他の事例においても報告されており⁷⁾，気温との関連性があると考えられる．

3. 有限要素解析を用いたグラウンドアンカーの緊張力予測手法の検討

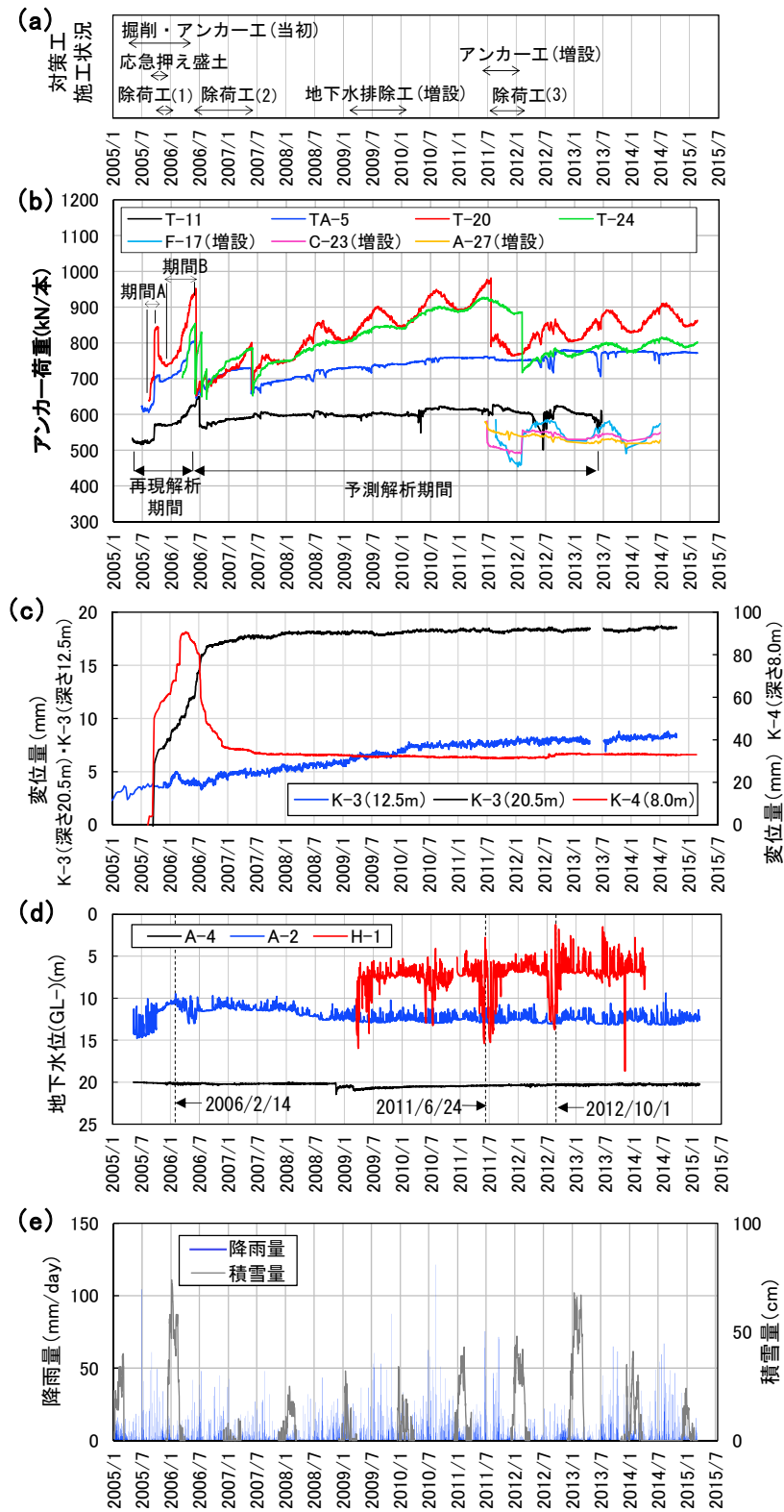


図-3.4 対策工施工状況と計測結果。(a) 対策工施工状況。(b) アンカー緊張力。

(c) 孔内傾斜計の変位量。(d) 地下水位。(e) 降雨量・積雪量。

3. 有限要素解析を用いたグラウンドアンカーの緊張力予測手法の検討

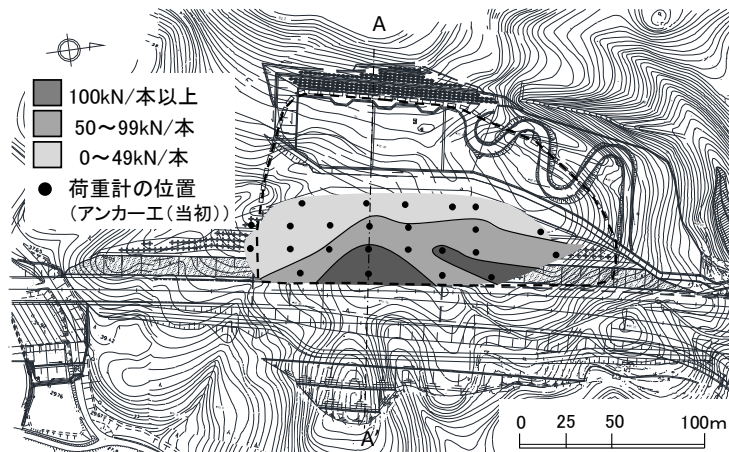


図-3.5 アンカー工の緊張力増加量の推定分布図
(2006年3月26日～6月3日)

図-3.4 (c) に示した孔内傾斜計の計測結果では、斜面下方（地すべりの滑動方向）を正として表示している。図-3.4 (c) をみると、すべり面付近の傾斜計 K-3（深さ 20.5 m）・K-4（深さ 8.0 m）において、2005 年 8 月から 2006 年 7 月頃にかけて、地すべり滑動によるものと推定される 15～90 mm 程度の変位を記録し、それ以降は年間 1 mm 以下の小さな変位が継続している。K-4（深さ 8.0 m）の計測値は、斜面下方向きの変位を示した後、上方向きの変位を示した。この原因は不明であるが、アンカーや除荷工の施工によって局所的な地盤の変形が発生した可能性が考えられる。すべり面よりも浅い深度の傾斜計 K-3（深さ 12.5 m）では、徐々に変位量が増加しており、地すべり土塊の変形が進行していることが推定される。また、K-3（深さ 12.5 m）での値は 2010 年 7 月頃から変位量が年間 0.8 mm から 0.2 mm 程度に小さくなる傾向を示した。すべり面付近の変位量に加えて地すべり土塊内の変位量も小さくなりつつあることから、地すべりの滑動は追加対策により沈静化してきたと推定される。

すべり面よりも深い深度の傾斜計では計測期間を通じて明瞭な変位は認められていない。A-A'断面以外の箇所においても孔内傾斜計による計測が行われていたが、A-A'断面の計測結果と概ね同様の傾向を示し、地すべり土塊が一体となり滑動していたと考えられる。

図-3.4 (d) に示した地下水位の計測結果をみると、A-4 孔では 2008 年 11 月以降に若干の水位低下がみられるものの計測期間を通じて大きな変化は認められない。A-2 孔では、降雨に反応する 1～3 m 程度の変動が計測期間を通じて認められている。H-1 孔では、降雨との関連性が不明瞭な 10 m 程度の変動を記録している。

3.3.3 解析方法

(1) 解析方法の概要

解析は、2次元弾塑性FEM解析とし、再現解析と予測解析に分けて行った。再現解析では、図-3.4(b)に再現解析期間として示す2005年6月～2006年6月のアンカーの施工条件において解析モデルを構築し、この期間のアンカーの緊張力増加を再現できる地盤のパラメータを逆解析により設定した。予測解析では、追加対策工として実施された除荷工(2)及び、アンカーの増設と除荷工(3)を、再現解析で構築した解析モデルに追加設定し、それぞれアンカーの緊張力計算を行った。各解析では、実際の施工段階を考慮したステップ解析を実施した。なお、解析は「株式会社フォーラムエイト社製、GeoFEAS2D」を使用して行った。

(2) 解析モデル

a) 解析モデルの概要

解析モデルは、図-3.3に示したA-A'断面を用いて、地すべり土塊、すべり面、基盤、アンカーからなる構造とした(図-3.6)。図-3.6には、再現解析での地下水位として設定した2006年2月14日時点の地下水位を示している。本事例では、解析対象としたA-A'断面の掘削完了後からアンカーの緊張力増加が発生しており、それ以前の掘削段階では顕著な緊張力増加は認められなかった。そのため、解析では、掘削完了時の地表面とアンカーを設定した後に、すべり面を設定し地すべりの滑動が発生させ、アンカーの緊張力を増加させた。

地すべり土塊、基盤は弾性体のソリッド要素を用いた。地すべり土塊内のメッシュサイズは、すべり面及びアンカーが設置されている周辺は、一边を0.5mとし、それ以外は1.0mとした。

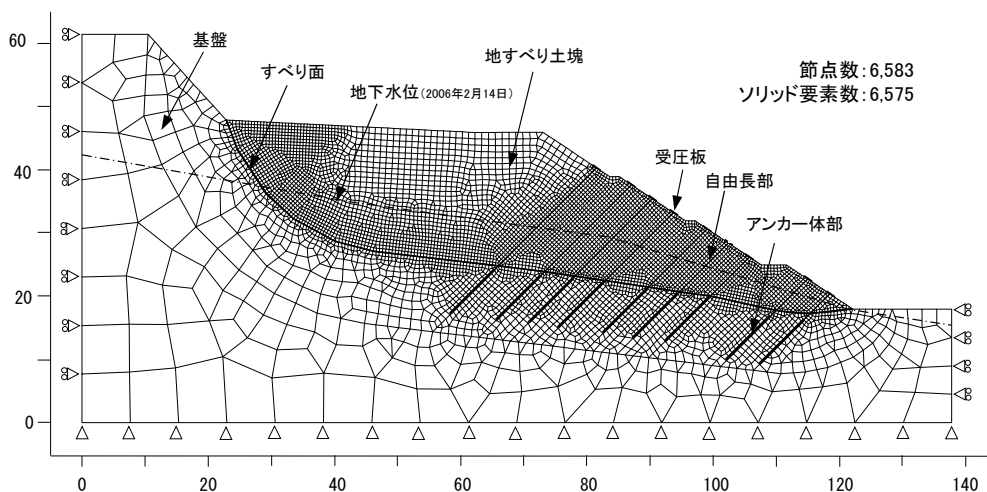


図-3.6 地すべりの有限要素解析モデル

3. 有限要素解析を用いたグラウンドアンカーの緊張力予測手法の検討

すべり面は弾完全塑性体と仮定し、ソリッド要素を用いてモデル化した。構成則は降伏基準に Mohr-Coulomb 条件、塑性ポテンシャルに Drucker-Prager 条件を用いる MC-DP モデル^{8),9)}を適用した。すべり面として設定したソリッド要素の厚さは、実際にボーリングコアで観察されたすべり面とみられる粘土層の厚さを基に 10 cm とした。

地すべりの FEM 解析において、地すべりの滑動を発生させる方法として、水位上昇による間隙水圧の変化を外力として与える方法¹⁰⁾、すべり面のせん断強度を低減させる方法^{9),11)}などがある。解析対象とした地すべりでは、図-3.4 に示した現地での計測結果において地下水位の上昇による地すべりの滑動が明確に捉えられていない。そこで、本解析では、すべり面要素のせん断強度を低減させることにより地すべりの滑動を発生させることとした。

地下水による間隙水圧の影響については、浮力を等価節点力に換算して¹²⁾モデル化した。

b) アンカーのモデル化

アンカーは受圧板、アンカー体、自由長部からなる構造とした。受圧板及びアンカー体はそれぞれ 2 m と 10 m の梁要素、自由長部は 6.5~22.8 m の棒要素を用いてモデル化した。アンカーに作用する緊張力のモデル化は、中村ほか⁴⁾と同様に地すべりの地表面に節点集中荷重を作用させて行った。アンカーの自由長部に該当する棒要素は、蔡・鵜飼⁵⁾と同様に、地すべり土塊内に設定した。この際、自由長部と地盤の摩擦抵抗力は、自由長部に発生する軸力と比較して十分に小さいと仮定し、棒要素の両端のみを受圧板とアンカー体に接合した。また、日本地すべり学会¹³⁾に示されているように、地表面に作用させた節点集中荷重の反力に相当する緊張力をアンカー体に設定し作用させた。

本解析は、奥行き方向の単位幅を 1 m とした 2 次元解析とした。そのため、アンカーの緊張力や、アンカーの部材として用いている梁要素と棒要素の断面積には、実際の値をアンカー奥行き方向の配置間隔 (3 m) で除した値を用いた。

c) アンカーの物性値・地盤のパラメータ

解析に使用したアンカーの各部材の物性値等を表-3.1 に示す。アンカーは自由長部の断面積が異なる 2 種類のタイプが用いられており、最上段のアンカーと増設されたアンカーがタイプ-1、その他のアンカーがタイプ-2 である。各部材の断面積と自由長部の弾性係数は、部材の試験成績書の記載値を用いた。試験成績書から得られなかった各部材の単位体積重量と、アンカー体と受圧板の弾性係数、単位体積重量は、土木学会¹⁴⁾によるコンクリートと鋼材の記載値とした。

解析に使用した地盤のパラメータを表-3.2 に示す。表-3.2 に示す値は、再現解析において、実際の緊張力を再現可能な値として探索し設定したものである。地質調査の結果

3. 有限要素解析を用いたグラウンドアンカーの緊張力予測手法の検討

表-3.1 アンカー工の各部材の物性値等

	要素タイプ	構成則	弾性係数 (N/mm ²)	断面積 (mm ²)	単位体積重量 (kN/m ³)
自由長部(タイプ-1)	棒要素	弾性体	186,000	555	77.0
自由長部(タイプ-2)	棒要素	弾性体	186,000	694	77.0
アンカー体	梁要素	弾性体	25,000	14,314	22.5
受圧板	梁要素	弾性体	200,000	110,000	77.0

表-3.2 解析に用いた地盤のパラメータ

	要素タイプ	構成則	単位体積重量 (kN/m ³)	変形係数 (kN/m ²)	せん断抵抗角 (°)	粘着力 (kN/m ²)	ポアソン比
地すべり土塊	ソリッド要素	弾性体	18.5	75,000	—	—	0.2
すべり面	ソリッド要素	弾塑性体	18.5	1,100	8.5※(6.03※※)	22※(15.6※※)	0.4
基盤	ソリッド要素	弾性体	18.5	200,000	—	—	0.2

※押え盛土の効果を見込んだ値(期間A) ※※せん断強度低減後の値(期間B以降)

から、地すべり土塊と基盤は主として CL 級から CM 級の岩盤により構成され、概ね一様な物性を示していると推定された。そのため、解析モデルにおいても、地すべり土塊と基盤は、それぞれ同一のパラメータを与えた。変形係数は、既往文献^{15), 16)}で斜面の安定解析に用いる物性値として示されている値の範囲で感度解析を行い、実際の緊張力増加を再現可能な値を探索し設定した。地盤の変形係数のうち、地すべり土塊及び基盤の変形係数は、申¹⁵⁾により、風化堆積岩(階級 3~4)の値として示されている 30,000~500,000 kN/m²の範囲において探索し設定した。

すべり面の土質強度パラメータのうち、粘着力は地すべりの最大層厚より、22.0 kN/m²と設定した¹⁷⁾。せん断抵抗角は、図-3.4 (b)に「期間 A」として示した 2005 年 8 月~10 月の安全率を 0.98 と仮定し、簡便法を用いた逆算により得た 8.5°を設定した。その上で、すべり面の変形係数を、申¹⁵⁾により軟質土の値として示されている 1,000~6,000 kN/m²の範囲において探索し設定した。なお、実際にはこの時、応急押え盛土が施工されている。そのため、この時得られたすべり面のせん断強度は応急押え盛土の効果を見込んだ値となる。

また、図-3.4 (b)に「期間 B」として示した 2005 年 11 月~2006 年 6 月には、安全率を 0.98 と仮定した期間 A よりも、アンカーの緊張力が大きく増加している。この期間では応急押え盛土の除去や、B-B'断面付近での掘削の進行に伴う地すべりの安全率の低下が推定された。そのため、該当する解析のステップにおいて、すべり面のせん断強度を、実際の緊張力増加を再現する値となるまで低減させた。この際のすべり面のせん断強度の低減は、鵜飼ほか⁹⁾を参考とし、粘着力とせん断抵抗角を低減係数で除すことによって行った。鵜飼ほか⁹⁾は斜面の全体安全率を得るために低減係数(F)を徐々に増加

させ、計算が収束しなくなる直前の値を求めたが、本解析では低減係数 (F) を徐々に増加させ、実際の緊張力増加を再現する値を求めた。なお、この際に実際の緊張力増加を再現する値として得られた低減係数 (F) は 1.41 であった。

地盤のポアソン比は、土質工学会¹⁸⁾に基づき、地すべり土塊と基盤はいずれも CL 級、CM 級岩盤の値として示されている 0.2 とし、すべり面は破碎帯の値として示されている 0.4 とした。

(3) 解析手順

a) 再現解析手順

再現解析では、図-3.7 に示す解析ステップのうち Step-1～5 を行った。再現解析期間の対策工の施工状況とアンカーの緊張力計測値は図-3.8 に示すとおりである。図-3.8 では再現期間中の対策工の施工状況を図-3.4 (a) よりも詳細に示している。

Step-1 では自重計算を行い、Step-2 では受圧板、アンカー体を設定し、初期緊張力を作用させた。この時の初期緊張力は、図-3.8 に「Step-2 設定値」として示すとおり、荷重計 T-20 の計測が開始された 2005 年 8 月 27 日時点の各荷重計の計測値とした。荷重計が設置されていないアンカーの初期荷重は、同じ段の法面で計測されていた値と同じ値とした。Step-1～2 においては、すべり面の位置に配置されたソリッド要素の地盤のパラメータは地すべり土塊と同じ値を設定した。

Step-3 では、自由長部を設定し、すべり面の位置に配置されたソリッド要素に、前節

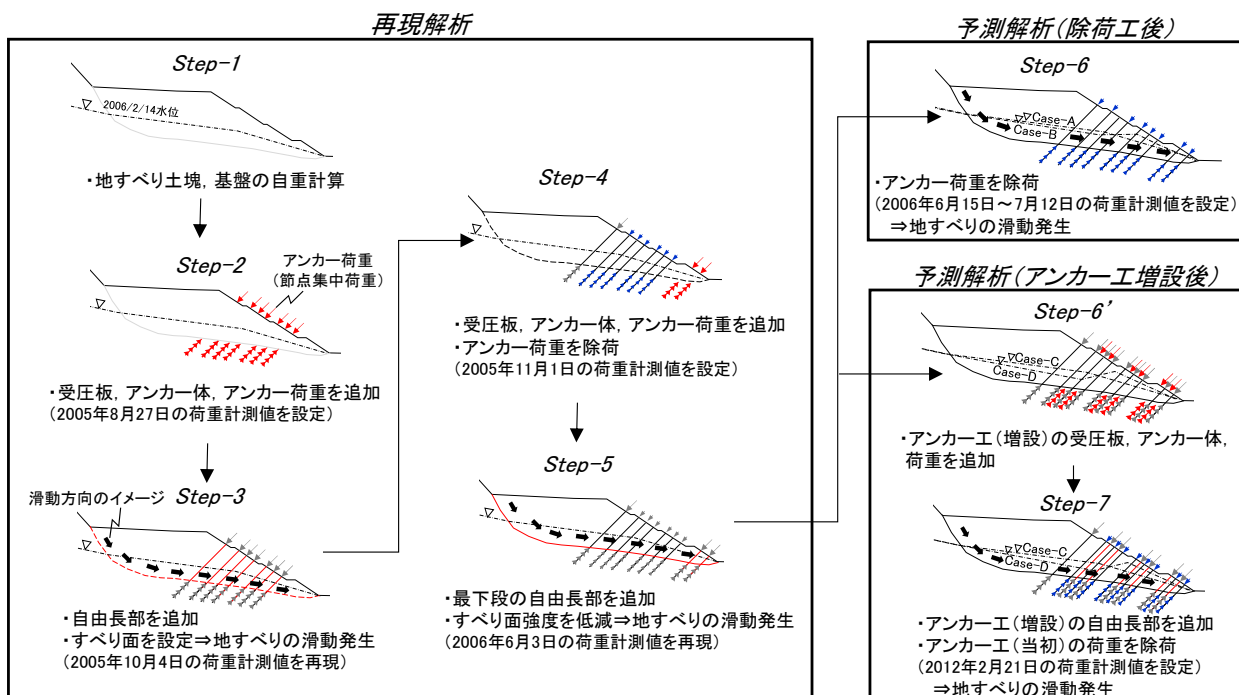


図-3.7 解析ステップ

3. 有限要素解析を用いたグラウンドアンカーの緊張力予測手法の検討

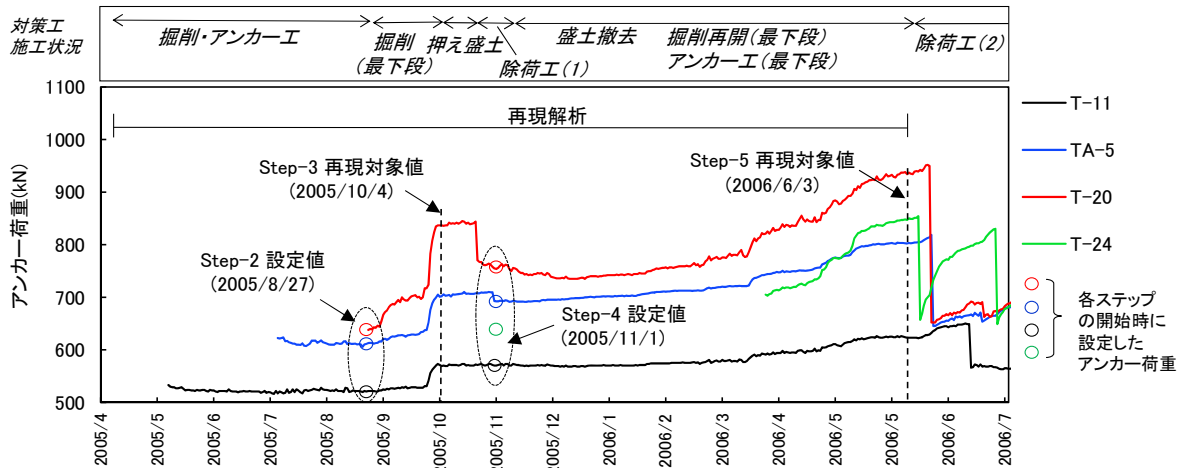


図-3.8 再現解析期間の対策工の施工状況及びアンカー工の荷重

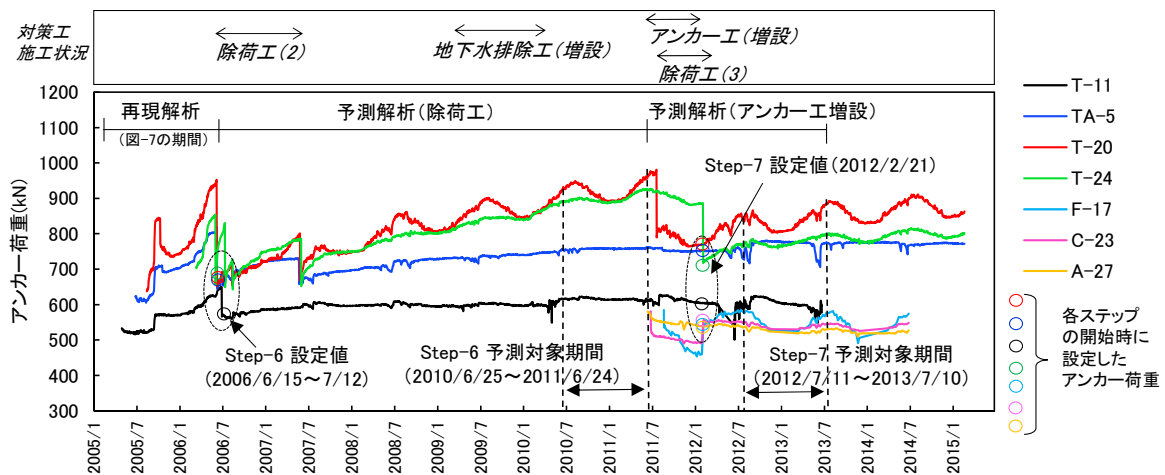


図-3.9 予測解析期間の対策工の施工状況及びアンカー工の荷重

で述べた安全率を 0.98 と仮定した時のすべり面の土質強度パラメータのほか変形係数を設定し、地すべりの滑動を発生させた。自由長部として設定されている棒要素は、両端が地すべりの地表面の受圧版と基盤のアンカー体に固定されているため、地すべりの滑動に伴い引張方向の軸力が生じる。この軸力の増分と初期緊張力の和を、地すべりの滑動後のアンカーの緊張力とし、図-3.8 に「Step-3 再現対象値」として示した 2005 年 10 月 4 日時点の緊張力を再現した。

Step-4 では、最下段のアンカーの受圧板、アンカー体を設定し、初期緊張力を作用させた。この時、追加した最下段のアンカーについては、施工直後の荷重計 T-24 での計測値が得られなかったため、アンカーの設計緊張力を初期緊張力として設定した。また、実際の施工では、図-3.8 に除荷工 (1) と示すように、2005 年 10 月～11 月に荷重計 TA-5・T-20 が設置された法面のアンカーにおいて除荷工が行われている。そこで、荷重計

3. 有限要素解析を用いたグラウンドアンカーの緊張力予測手法の検討

TA-5・T-20 が設置された法面のアンカーの緊張力については、Step-3 の完了時のアンカーの節点集中荷重の値を減じ、図-3.8 に「Step-4 設定値」として示す 2005 年 11 月 1 日時点の緊張力を作用させた。

Step-5 では、最下段のアンカーの自由長部を設定し、すべり面のせん断強度を前節で述べたように低減させることにより、再度地すべりの滑動を発生させ、図-3.8 に「Step-5 再現対象値」と示した 2006 年 6 月 3 日時点の緊張力を再現した。

以上のステップ解析において、2005 年 10 月 4 日及び 2006 年 6 月 3 日時点のアンカーの緊張力が良好に再現される地盤の変形係数とすべり面の粘着力及びせん断抵抗角を試行錯誤により探索し表-3.2 の値を得た。なお、再現解析における地下水位は、再現解析期間内での最高水位（2006 年 2 月 14 日の計測水位）を用いて設定した。

b) 予測解析手順

予測解析は、図-3.7 右図に示すとおり、除荷工後の解析とアンカーの増設後の解析に分けて行った。それぞれの解析における地盤のパラメータには、Step-5 で設定した値を用いた。予測解析期間の対策工の施工状況とアンカーの緊張力計測値は図-3.9 に示すとおりである。

i) 除荷工後の予測解析手順

除荷工後の緊張力の予測解析では、図-3.9 に除荷工（2）と示す期間のうち、「Step-6 設定値」として示す期間（2006 年 6 月 15 日～7 月 12 日）に行われた除荷工の直後の緊張力を設定し、その後の緊張力を解析により求めた。そして、得られた解析値を、図-3.9 に「Step-6 予測対象期間」として示す期間（2010 年 6 月 25 日～2011 年 6 月 24 日）の実測値と比較した。予測対象期間を 1 年間とした理由は、緊張力計測値に年単位の周期変動がみられるためである。荷重計 TA-5・T-20・T-24 においては対象とした除荷工以外にも 2006 年 7 月 19 日～2007 年 6 月 15 日の間に計 3 回の除荷工が実施されているが、いずれの除荷工も緊張力の増加が小さくなる前に行われており、静的状態を解析対象とする弾塑性 FEM 解析では再現が困難である。そのため、最も大きな除荷がなされた最初の除荷工のみを対象とし、緊張力増加が小さくなった期間の実測値と解析値を比較することとした。

解析は、図-3.7 に示すとおり Step-5 の解析結果を引き継いだ Step-6 において、節点集中荷重の値を小さくすることによって、アンカーの緊張力を「Step-6 設定値」に減じた。設定されていたアンカーの緊張力が減少すると、地すべりの滑動が発生し、再度、アンカーとしてモデル化されていた棒要素の軸力が増加することとなる。

予測解析期間では再現解析期間からの地下水位の変動が認められ、緊張力の増加量への影響が考えられた。そこで、Step-6 では、地下水位を変化させた 2 つのケースを設定

した．Case-A として Step-5 と同じ地下水位としたケースを，Case-B として予測対象期間内での最高水位（2011 年 6 月 24 日の計測水位）を用いたケースを設定した．

ii) アンカー増設後の予測解析手順

アンカー増設後の緊張力の予測解析は，図-3.9 に「Step-7 設定値」と示す，アンカーの増設と除荷工（3）が完了した 2012 年 2 月 21 日の緊張力を設定し，その後の緊張力を解析により求めた．そして，得られた解析値を，図-8 に「Step-7 予測対象期間」として示す 2012 年 7 月 11 日から，荷重計 T-11 の計測が終了した 2013 年 7 月 10 日までの 1 年間の実測値と比較した．

当初は，除荷工後の緊張力予測を行った Step-6 の解析結果を引き継いだ解析モデルを用いて解析を試みたが，計算が収束せず解が得られなかった．これは除荷工（2）の解析を行った Step-6 までで，地すべり頭部のすべり面付近における最大変位が 145 mm となっており，設定したメッシュサイズに対して変位量が大きくなったことが原因と考えられた．そこで，解析は，図-3.7 に示すとおり，Step-5 を引き継いだ Step-6'において増設されたアンカーを追加して設定し，Step-7 において当初アンカーの緊張力を「Step-7 設定値」に減じた．設定されていた当初アンカーの緊張力が減少すると，地すべりの滑動が再度発生し，増設されたアンカーに緊張力が配分されることとなる．なお，増設されたアンカーの設定緊張力については，A-A'断面上に荷重計が設置された増設アンカーがなかったため，A-A'断面の近くに設置されていた図-3.3 に示した荷重計 F-17・C-23・A-27 の計測値を用いた．また，除荷工後の予測解析と同様に，Step-5 と同じ地下水位とした Case-C と，予測対象期間内での最高水位（2012 年 10 月 1 日の計測水位）を用いた Case-D を設定した．

3.3.4 解析結果

(1) 再現解析結果

図-3.10・11 に再現解析の Step-3 及び Step-5 の解析結果を示す．図-3.10・11 ではそれぞれのステップにおける各アンカーの緊張力の解析値と実測値をあわせて示す．図-3.10・11 に示す設定値は，Step-3 及び Step-5 のそれぞれの計算開始時に設定したアンカーの緊張力を示す．図-3.10・11 に示す「誤差率」は，解析値と実測値の差を実測値で除し，百分率で示した値である．図-3.10・11 によると，緊張力の増加量は一様ではなく，下段のアンカーほど緊張力の増加量が大きい．これは，下段のアンカーほど自由長部の長さが短いためと考えられる．再現解析結果における誤差率は-2～5 %であり，2005 年 10 月 4 日及び 2006 年 6 月 3 日時点のアンカーの緊張力が良好に再現されている．解析モデルのすべり面のせん断強度を低減することによって，掘削を誘因とした地すべり

3. 有限要素解析を用いたグラウンドアンカーの緊張力予測手法の検討

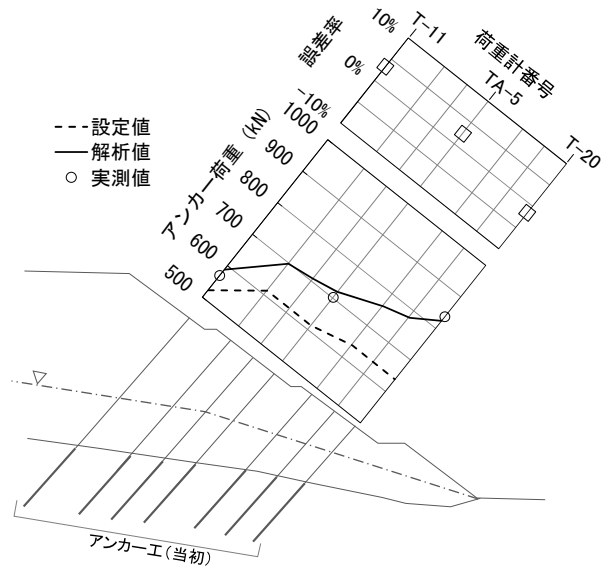


図-3.10 再現解析 (Step-3) の解析結果.

設定値: 2005 年 8 月 27 日の緊張力.

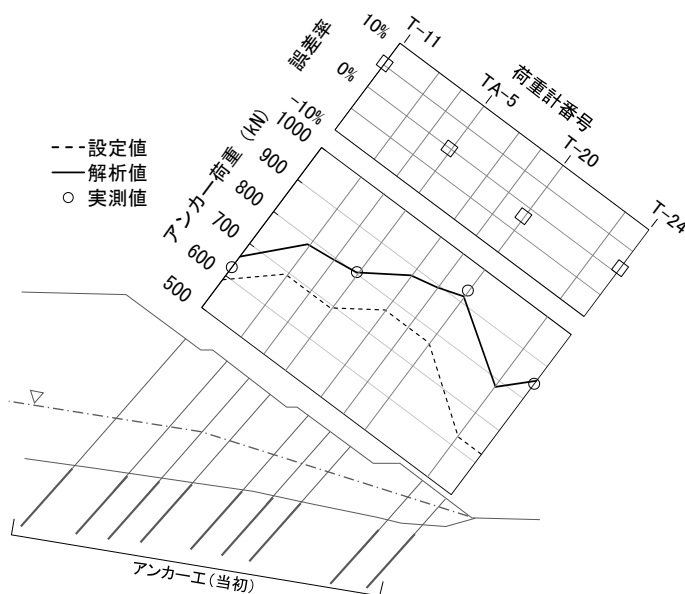


図-3.11 再現解析 (Step-5) の解析結果.

設定値: 2005 年 11 月 1 日の緊張力.

土塊の滑動と、それに伴うアンカーの緊張力増加が表現されたと考えられる。

図-3.12 に Step-5 の解析結果より作成した変位分布図を示す。図-3.12 によると、地すべり土塊の変位量は 17～50 mm であり、アンカーが設定されている範囲の変位量は地すべり頭部の半分程度の値となっている。Step-5 再現期間にあたる 2005 年 11 月 1 日～

3. 有限要素解析を用いたグラウンドアンカーの緊張力予測手法の検討

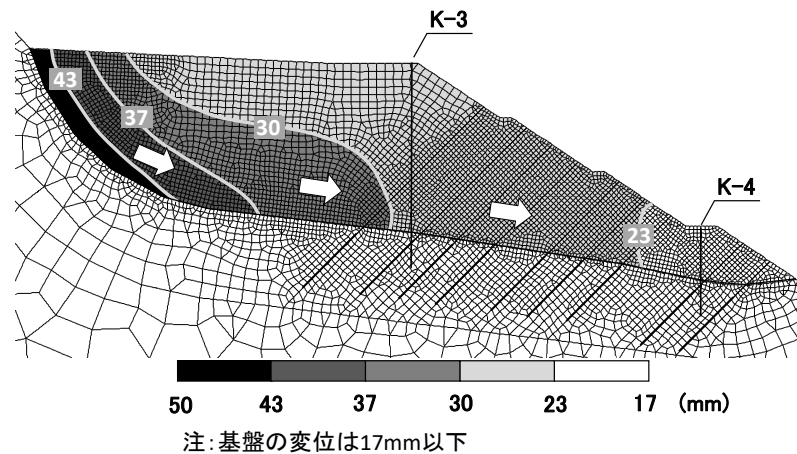


図-11 Step-5 での変位量. 変位方向の傾向を矢印で表現.

2006 年 6 月 3 日の孔内傾斜計 (K-3・K-4) のすべり面深度の付近の変位量は 5～33 mm であったのに対し、解析によって求められた同地点の変位量は 17～30 mm である。再現解析結果における変位量は実測値と調和的な値であった。

(2) 予測解析結果

図-3.13・14 に予測解析の Step-6 及び Step-7 の解析結果を示す。図-3.13・14 に示す実測値は、予測対象期間の計測値の範囲と平均値を示す。また、図-3.13・14 における誤差率は実測値の平均値を基に図-3.10・11 と同じ方法で算出した。

a) 除荷工後の予測解析結果

図-3.13 によると、斜面下部のアンカーの解析値ほど緊張力の増加量が多い傾向を示す。解析値は Step-6 予測対象期間にあたる 2010 年 6 月 25 日～2011 年 6 月 24 日の実測値の平均値に対して、全体としてはやや小さい値を示す傾向が認められるものの、実測値に近い値が得られている。Step-6 における誤差率の範囲は-17～0%である。Case-A,B の解析結果を比較すると、地下水位の変化を考慮した Case-B は、Case-A と比較して実測値に近い値を示した。

Step-6 の解析値が全体的に実測値よりも低い傾向を示した原因の一つとして、本解析では、すべり面を弾完全塑性体と仮定し、塑性化した後のせん断強度は一定としていることが考えられる。実際の地すべりでは、地すべりの滑動が進行し、すべり面が塑性化すると、すべり面のせん断強度がピーク強度から残留強度へと低下していくことが考えられる。解析対象期間が長期にわたる場合で、より安全側の解析結果を得るには、すべり面のせん断強度がピーク強度から残留強度へ低下することを考慮する必要があると考えられる。既往文献¹⁵⁾によると、残留強度ではせん断強度の成分のうち、粘着力がゼロかゼロに近い値となることが示されており参考となると考えられる。

3. 有限要素解析を用いたグラウンドアンカーの緊張力予測手法の検討

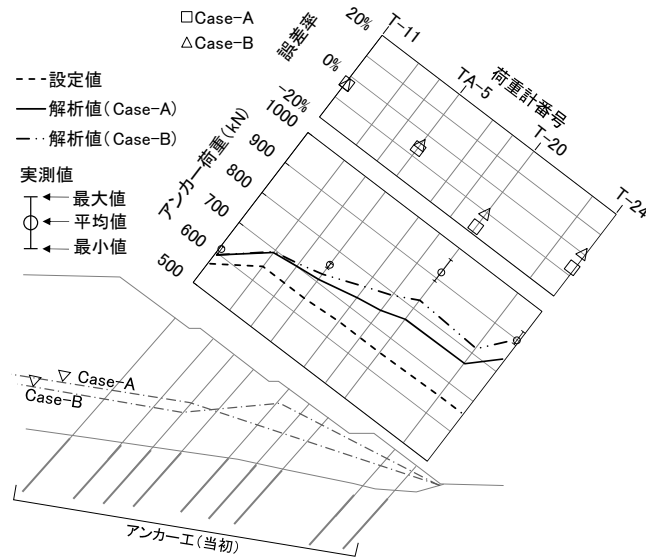


図-3.13 予測解析 (Step-6) の解析結果.

設定値: 2006 年 6 月 15 日~7 月 12 日の荷重.

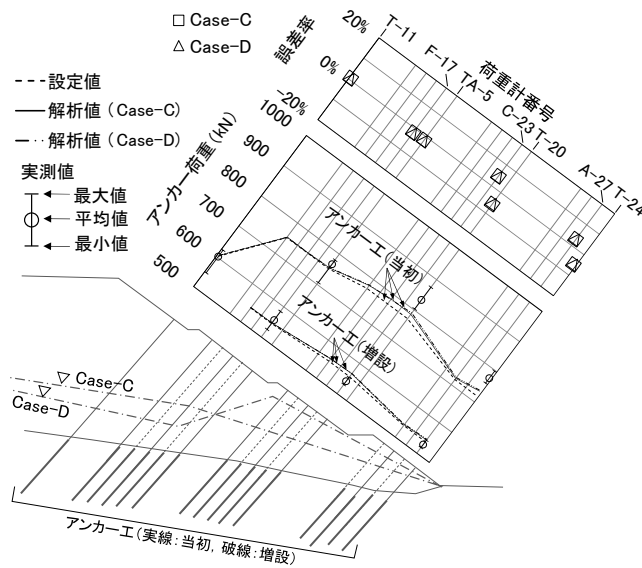


図-3.14 予測解析 (Step-7) の解析結果.

設定値: 2012 年 2 月 21 日の荷重.

荷重計 T-20 の解析値と実測値の差が他と比べて大きい原因として、除荷後の予測解析では、除荷工 (2) のうち最初の除荷工のみを再現していることが考えられる。実際の地すべりでは、その後も複数回の除荷工が行われ、荷重計 T-24 のアンカーの緊張力の除荷量は他のアンカーに比べて大きい。荷重計 T-20 のアンカーに実際に配分された緊張力は、FEM 解析で考慮していない荷重計 T-24 のアンカーの除荷の影響により大きくなっ

た可能性が考えられる。

b) アンカー増設後の予測解析結果

図-3.14によると、Case-C・Dの解析結果は、いずれのアンカーにおいても、設定値と大きく異なる値とはなっておらず、設定値から20 kN以下の増加にとどまっている。一方、Step-7 予測対象期間にあたる2012年7月11日～2013年7月10日における実測値の平均は、荷重計T-20・T-24において設定値から50 kN程度の増加を示すが、他の荷重計では大きな増減は認められない。解析値は実測値に対し誤差率-6～5 %の値が得られている。

Step-6で行った除荷工後の予測解析では、除荷工(2)のうち、最も大きな除荷工のみを再現した。また、Step-6'～7において行ったアンカーの増設後の予測解析では、除荷工(2)の再現は行っていない。しかし、いずれの解析結果についても、誤差率は極端に大きな値を示さなかった。このことは、本研究で用いた手法が、全ての除荷工の再現を行うことが困難な場合にも、主要な対策を考慮した緊張力の概略予測を行う上では有効である可能性を示すものと考えられる。

以上の結果より、アンカーの緊張力計測値を得ることで、FEMを用いた逆解析により地盤のパラメータを設定し、地すべりへの追加対策後の緊張力変化を予測できる可能性が示された。ただし、実際の現場で解析を行う際の解析ステップ、土質強度パラメータ、地下水位の設定については、今回の解析結果を参考に、対象とする地すべり毎にさらに検討が必要と考えられる。

3.3.5 まとめ

アンカーの緊張力増加が発生し追加対策工が行われた岩城地区の地すべりを事例に、2次元弾塑性FEMを用いた解析により、地盤のパラメータを設定した上で、除荷工及びアンカー増設による追加対策後のアンカーの緊張力を求め実測値との比較を行った。その結果、以下のことが明らかとなった。

- (1) FEM 解析により、追加対策前の地すべりの滑動に伴うアンカーの緊張力変化は誤差率-2～5 %の範囲で再現され、追加対策後のアンカーの緊張力は、実測値に対し誤差率-17～5 %の範囲の値を得た。したがって本研究で構築した2次元弾塑性FEM解析モデルは、概ね実際の現場への適用性があると考えられた。ただし、解析ケースによっては、解析値が実測値よりも全体的に低い傾向を示した。この原因として本解析ではすべり面の構成則を弾完全塑性体として仮定していることが挙げられる。解析対象期間が長期にわたる場合で、より安全側の解析結果を得るには、すべり面のせん断

3. 有限要素解析を用いたグラウンドアンカーの緊張力予測手法の検討

強度がピーク強度から残留強度へ低下することを考慮する必要があると考えられる．

(2)アンカーの緊張力計測値を用いた逆解析により地盤のパラメータを設定した FEM モデルが，追加対策後の緊張力の概略予測に活用できる可能性が示された．

本研究では再現解析において，地すべり土塊，すべり面，基盤のポアソン比をそれぞれ一定とした．また，すべり面強度を低下させる際に，粘着力とせん断抵抗力を同様の割合で低減させた．これらの条件が予測解析の結果に影響を与える可能性が考えられる．また，アンカーの緊張力増加は，アンカーの地すべりの滑動方向に対する 3 次元的な配置の影響を受ける場合もあると考えられる．これらの要因も考慮した検討が今後必要と考えている．

3.4 土山地区法面での検討

前節の事例では一断面での予測解析に留まったが、本事例では、主測線の再現解析で得られた地盤のパラメータを、隣接する副測線に流用した予測解析も加えて実施した。また、アンカーの健全度の目安と示されている緊張力の閾値¹⁹⁾に着目し、緊張力の予測結果の精度に関する考察を加えた。

3.4.1 解析対象地法面の概要

(1) 解析対象法面とアンカー設計の概要

本研究で事例とした法面²⁰⁾は、滋賀県甲賀市土山地区の自動車専用道路に面した延長約 600m、7 段の長大法面である。この法面では道路建設工事に伴う切土が誘因となり地すべり性の変状が度々発生した。このうち、解析対象とした地すべりの規模は最大幅約 50m、最大長さ約 40m、地すべり土塊の最大層厚は約 10m と推定された。この地すべりへの対策工としてアンカーが施工された（写真-1，図-3.15）。当地域の地質は大部分が古生代野洲川層群に属し、泥岩が主体である。地層の層理面は北傾斜で法面との関係は流れ盤となる。対策工設計におけるすべり面は図-3.15 にすべり面（当初）及びすべり面（変更）と示す形状で設定されていた。

表-3.3・4 にすべり面（変更）を設計すべり面とした地すべり対策工の設計条件と、アンカーの諸元を示す。粘着力は、当該法面の当初設計時に用いられていた推定値が設定されている。せん断抵抗角は、A-A'断面において 4 段目法面上段のアンカー施工後の段

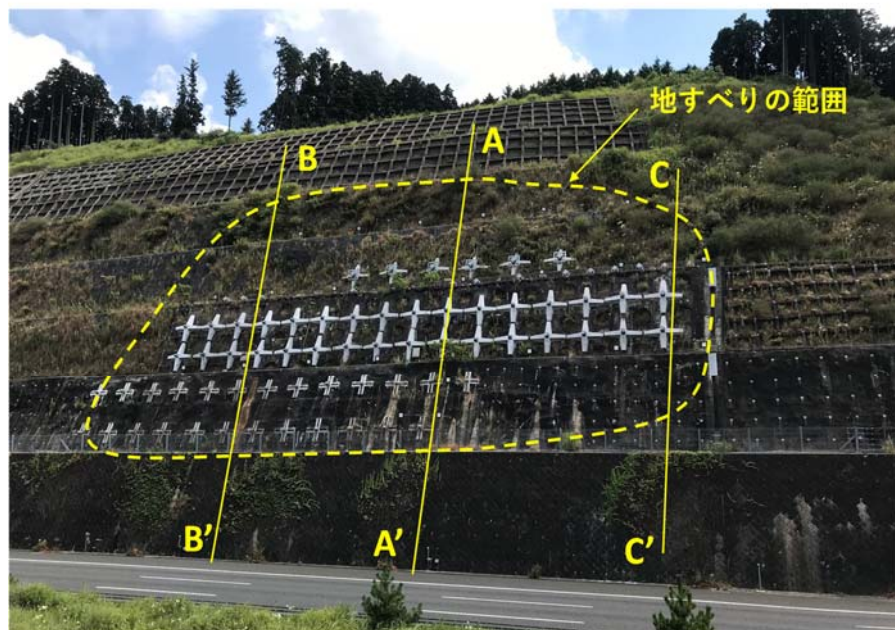


写真-4.1 対象とした法面と推定された地すべりの範囲

3. 有限要素解析を用いたグラウンドアンカーの緊張力予測手法の検討

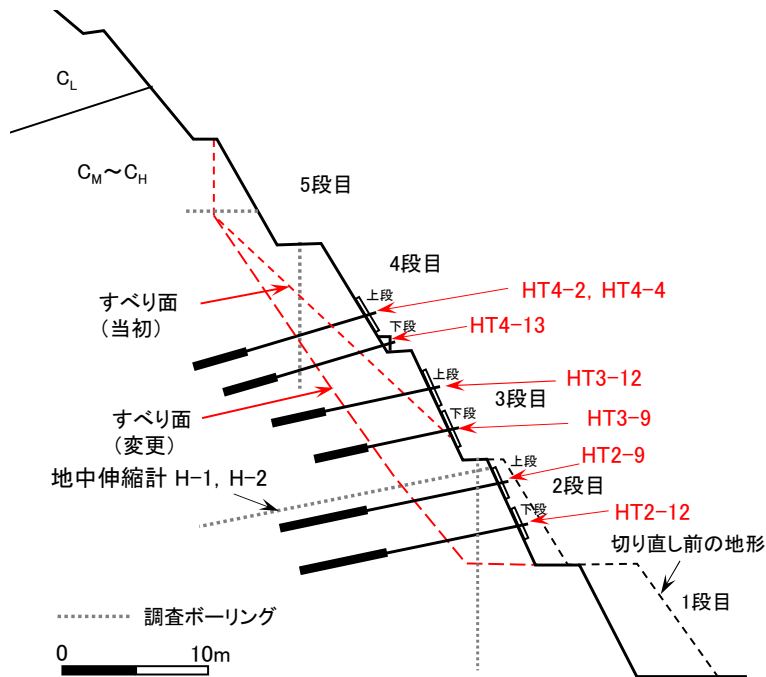


図-3.15 対象とした法面のA-A'断面図

表-3.3 極限平衡法による設計条件

	A-A'断面	B-B'断面	C-C'断面
地盤の単位体積重量 (kN/m^3)	27.5		
粘着力 (kN/m^2)	32.9		
内部摩擦角 ($^{\circ}$)	23.5		
現況安全率	0.99	0.95	1.50
計画安全率	1.2		
対策後安全率	1.27	1.21	2.18

表-3.4 アンカーの諸元

位置	アンカー タイプ	PC鋼より線径×本数 (mm) (本)	自由長 (m)	アンカー体長 (m)	設計アンカー力 (kN/本)
4段目上段	摩擦引張型	$\phi 12.7 \times 5$	9.0	3.0	474
4段目下段		$\phi 12.7 \times 7$	8.0	3.5	724
3段目上段		$\phi 12.7 \times 6$	7.0	3.5	657
3段目下段			5.5	3.5	657
2段目上段		$\phi 15.2 \times 6$	10.5	6.5	940
2段目下段			10.0	6.5	940

階の安全率を、地すべり区分に応じた安全率の参考値²¹⁾から 0.99 とし、極限平衡法による逆算から求められている。B-B'断面・C-C'断面については、これらの値が転用され、導入されるアンカーの抑止効果により各断面において計画安全率を満たすことが確認されていた。極限平衡法によるアンカーの設計では、アンカーの緊張力をすべり面に作用するベクトルとしてのみ扱い^{例えば 17), 22)}、これにより発生する抑止力により、地すべりの滑動が完全に停止するものと仮定される。地すべり土塊の滑動や変形、これに伴うアンカー自由長部の伸び、緊張力の変化は考慮されない。

(2) 切土の施工状況とアンカー緊張力等の計測結果

当該法面で実施された各計測の位置を図-3.16 に、切土及び対策工の施工状況と解析の対象とした A-A'断面・B-B'断面・C-C'断面付近の計測結果を図-3.17 に示す。アンカーの緊張力計測は全 88 本のアンカーのうち、18 本で行われた。その他の観測として、2004 年 5 月～10 月の期間には 5・4 段目法面小段の 6 箇所での移動杭測量、2007 年 4 月以後は 2 段目法面の 2 箇所での地中伸縮計による変位計測が行われた。

図-3.17(a)に示すように、施工は上段から行われ、2003 年 5 月から 2004 年 5 月にかけて 5・4・3 段目法面の切土が施工された。この期間中、解析対象とした地すべりの範囲内では、節理面に沿った深さ 1～2m 程度の小規模崩壊が計 3 回発生していた。そこで 5・4・3 段目法面を範囲とする崩壊を防止する目的で、2004 年 5 月から 6 月にかけて 4 段目法面上段にアンカーが施工された。この際に想定されたすべり面は、図-3.15 にす

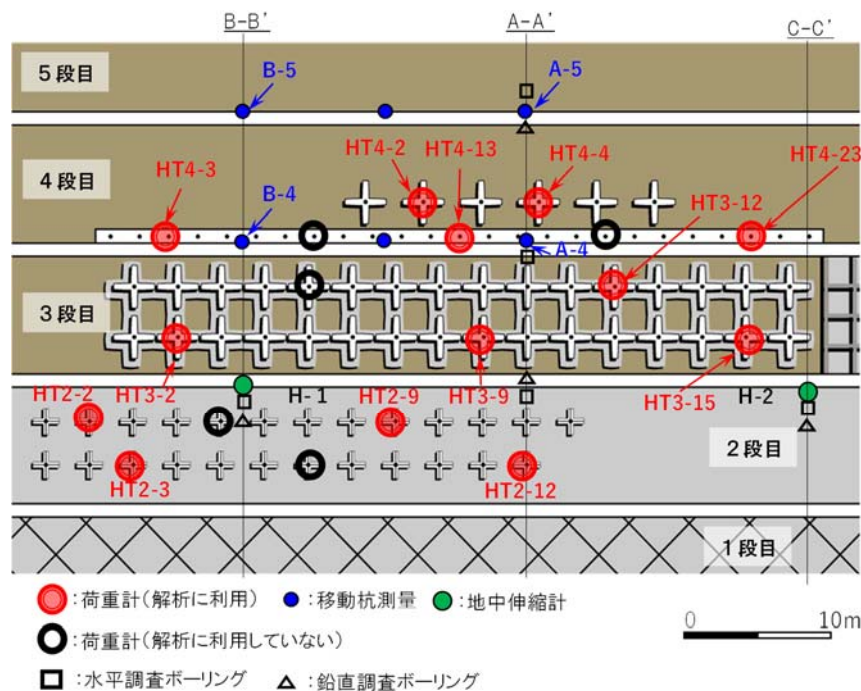


図-3.16 各計測器の位置図

3. 有限要素解析を用いたグラウンドアンカーの緊張力予測手法の検討

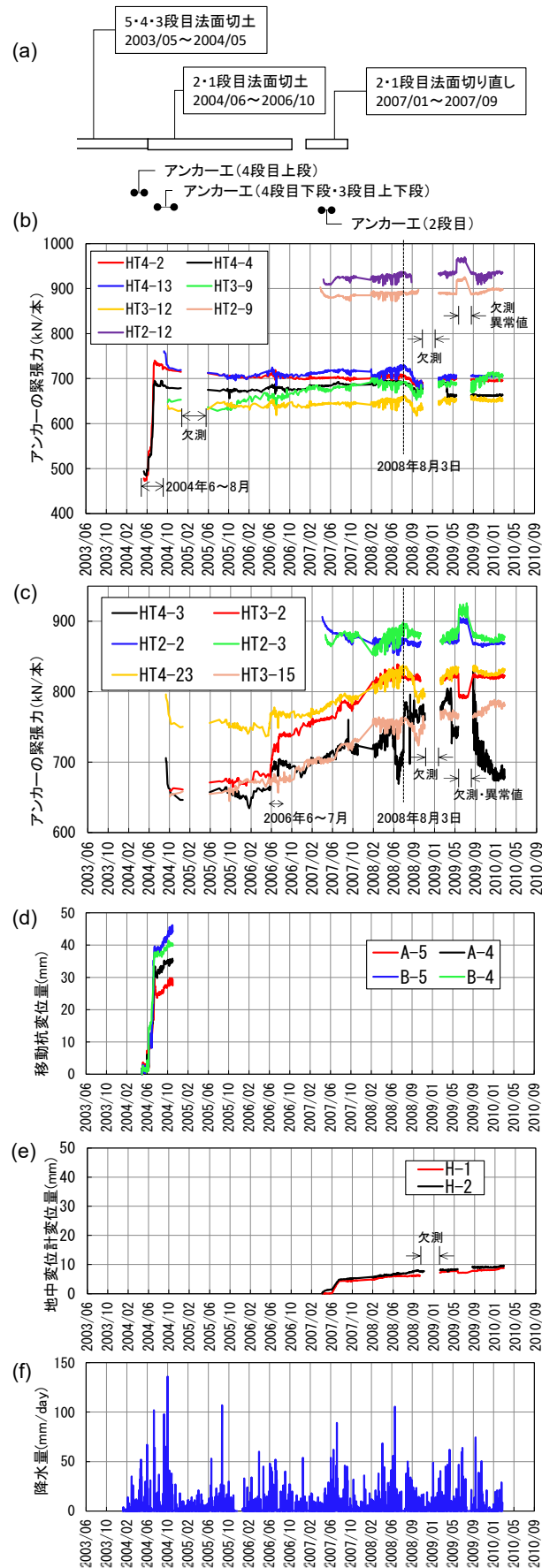


図-3.17 施工状況と計測結果。(a)施工状況。(b)A-A' 断面のアンカー緊張力。

(c)B-B'・C-C' 断面のアンカー緊張力。(d)移動杭の変位量。(e)地中変位計

べり面（当初）と示す通りである．なお，4 段目法面上段のアンカーの定着位置は，すべり面（当初）よりも大幅に深い位置に設定されている．この理由は，想定した位置よりも深い位置にすべり面が発生した場合にも，アンカーが地すべりに対し抑止力を発揮するように設計されていたためである．その後，2 段目法面を掘削中に 4 段目法面上段のアンカーの緊張力，移動杭の変位量がそれぞれ増加したため，すべり面の見直しと 4 段目法面下段・3 段目法面でのアンカーの増設が行われた．この際に想定されたすべり面は，**図-3.15**にすべり面（変更）と示す通りである．すべり面（変更）の位置は，施工中に追加して実施されたボーリング調査により確認された厚さ 25cm 程度の礫混じりの粘土層の深度と，法面表面で観察された亀裂などの変状の範囲から推定されている．

2006 年 10 月には 1 段目法面までの切土が完了した．さらに車線増設を目的とし，2007 年 1 月から 9 月にかけて 2・1 段目法面の切り直しと 2 段目法面でのアンカーの施工が行われた．

図-3.17(b)に A-A'断面付近でのアンカーの緊張力の計測結果を示す．4 段目法面上段のアンカーに設置された荷重計 HT4-2・HT4-4 の計測結果をみると，2 段目法面の切土が開始された 2004 年 6 月～8 月に，200kN/本以上の緊張力増加が認められる．当初想定していたよりも大きな規模の地すべりが発生したため，アンカーの抑止力が不足し，緊張力の増加に至ったと考えられる．追加された 4 段目法面下段・3 段目法面のアンカー（HT4-13・HT3-12）の緊張力については，施工後から概ね一定の値で推移しているが，HT3-9 のみ，施工後から徐々に緊張力が増加し，2008 年 3 月頃までに 45kN/本程度の緊張力増加が認められる．切り直し時に施工された 2 段目法面のアンカー（HT2-9・HT2-12）については，施工後，概ね一定の値で推移している．2009 年 7 月～8 月頃に計測値の急激な増減が認められるが，既往の計測事例⁷⁾において計測機器の一時的な異常による計測値の変動例に傾向が類似しており，実際には緊張力は増減していないものと推定される．

図-3.17(c)に B-B'断面・C-C'断面付近でのアンカーの緊張力の計測結果を示す．4 段目法面下段・3 段目法面のアンカー（HT4-3・HT4-23・HT3-2・HT3-15）は，計測開始から 2006 年 5 月頃までは明瞭な増加傾向を示していないが，2006 年 6 月～7 月頃に 20～40kN/本程度の緊張力増加が発生した．1・2 段目法面の切土に伴い，地すべりが滑動しアンカーの緊張力を増加させたものと考えられる．その後は，各荷重計で 4kN/月程度の緊張力増加が 2008 年 8 月頃まで観測されている．2 段目法面のアンカー（HT2-2・HT2-3）については，明瞭な増加傾向は認められない．

アンカーの緊張力の全体的な傾向として，2008 年 8 月頃以降は明瞭な緊張力増加は認められない．この時期から地すべりの滑動力とアンカーの抵抗力がつり合い状態になっ

3. 有限要素解析を用いたグラウンドアンカーの緊張力予測手法の検討

たものと推定される．やや増加傾向が続いているとみられる C-C'断面の 3 段目法面のアンカー（HT3-15）についても，施工から 2008 年 8 月までの平均増加量は 5.3kN/月であるのに対し，2008 年 8 月から計測値が得られている 2010 年 3 月までの平均増加量は 1.0kN/月であり，増加量が少なくなっている．なお，アンカーの緊張力が計測開始直後に低下している場合があるが，これはアンカー体と地盤の間のクリープ，アンカー鋼線とグラウトのクリープ，テンドンのリラクゼーションや，隣接して施工されたアンカーの緊張力による地盤沈下などが原因と考えられる．また，2008 年 2 月頃以降の緊張力の振幅が全体的に大きくなっている．これは既往計測事例 7)に示されているように，計測機器の絶縁抵抗の低下などによるものと考えられる．

4 段目法面下段・3 段目法面のアンカーの施工が完了した 2004 年 10 月 22 日から，全ての荷重計の緊張力増加が概ね収束したとみられる 2008 年 8 月 3 日までの緊張力増加量の推定分布を図-3.18 に示す．図-3.18 では，緊張力の計測が行われていないアンカーの緊張力については，近接する荷重計の距離に応じて増減するものとして推定した．4・3 段目法面に施工されたアンカーの緊張力変動の全体的な傾向として，アンカー施工範囲の両端下部ほど緊張力増加が大きい．2004 年 6 月～8 月に確認された 4 段目法面上段アンカーの緊張力の増加とあわせると，4・3 段目法面のアンカーが施工された範囲の全域において緊張力の増加が確認される．このことから，少なくとも 4・3 段目法面のアンカーが施工された範囲においては，アンカーの定着位置よりも浅い位置をすべり面とする地すべりの滑動があったものと推定される．

図-3.17(d)に移動杭測量による道路方向への水平変位量を示す．いずれの計測位置に

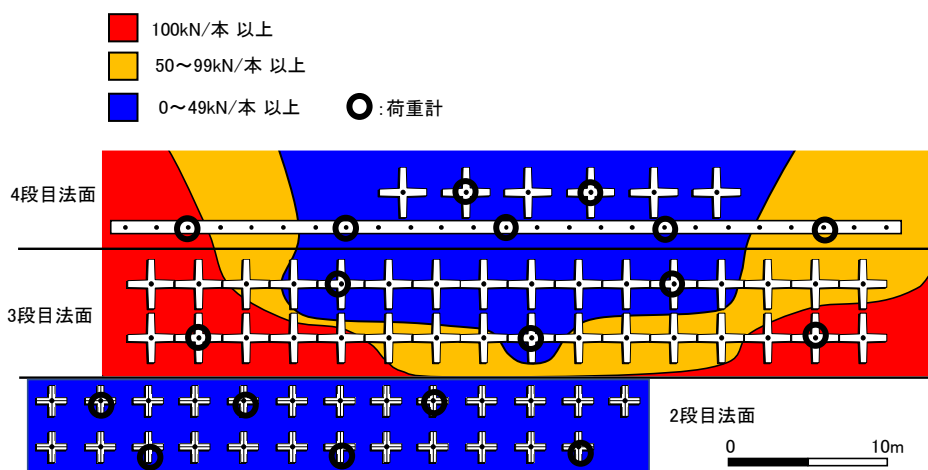


図-3.18 緊張力の増加量の推定分布図

(2004 年 10 月～2008 年 8 月)

3. 有限要素解析を用いたグラウンドアンカーの緊張力予測手法の検討

においても 2 段目法面の切土が開始された 2004 年 6 月～8 月に 25～40mm の大きな変位を記録している。この時期は 4 段目上段のアンカーの緊張力が大きく増加した時期と一致している。その後、2004 年 11 月まで 0.1mm/日以下の変位が継続している。

図-3.17 (e)に 2 段目法面に設置された地中伸縮計の変位量を示す。地中伸縮計による計測は 2 段目法面の切り直し着手後から開始されている。いずれの計測位置についても 2007 年 6 月に 5mm 程度の変位が計測され、その後は 0.3mm/月程度の小さな変位が継続している。

図-3.17(f)に当該現場付近で観測された降水量を示す。アンカーの緊張力の計測値と降水量に明瞭な関係は認められていない。

3.4.2 解析方法

(1) 本検討における解析方法の概要

解析は2次元弾塑性 FEM 解析を用い、再現解析と予測解析に分けて行った。

再現解析では最初に顕著な緊張力の増加が計測された 2004 年 6 月～8 月のアンカーの施工条件において A-A'断面の FEM モデルを構築し、この期間の 4 段目法面上段のアンカーの緊張力増加を再現する地盤のパラメータを逆解析により設定した。逆解析により設定するパラメータはすべり面のせん断抵抗角、粘着力及び変形係数である。この際、この逆問題を満たす地盤のパラメータの組み合わせは多数存在し、一意的に地盤のパラメータを設定することは困難である。一方、実際の現場において斜面の安定計算を行う場合は、現況安全率を仮定した極限平衡法による逆算により、せん断抵抗角と粘着力が求められていることがほとんどである。そのため、本検討の再現解析では、実務において極限平衡法と併用することを想定し、極限平衡法によって求められた値を基本として解析を開始し、この値を実際の緊張力の増加量を再現する値となるように補正するものとした。この時の補正方法と、地盤の変形係数の組み合わせの異なる 3 ケースの解析を実施し、パラメータの組み合わせの違いが予測解析に与える影響についても確認した。

予測解析では、その後に施工されたアンカーと切土を FEM モデル上で再現し、この時の A-A'断面でのアンカーの緊張力の増加量を算出し、実測値と比較した。また、極限平衡法による安定解析では、主測線における逆算から決定されたせん断抵抗角、粘着力を地すべり全体を代表する値と仮定し、副測線にも転用する場合が多い。当該現場においてもこの方法により副測線 (B-B'断面、C-C'断面) の安定計算が行われている。そこで本解析についても、A-A'断面での再現解析で得た 3 ケースの地盤のパラメータを B-B'断面・C-C'断面にも適用させ、アンカーの緊張力を算出し実測値と比較した。

なお、解析は「株式会社フォーラムエイト社製、GeoFEAS2D」を使用して行った。

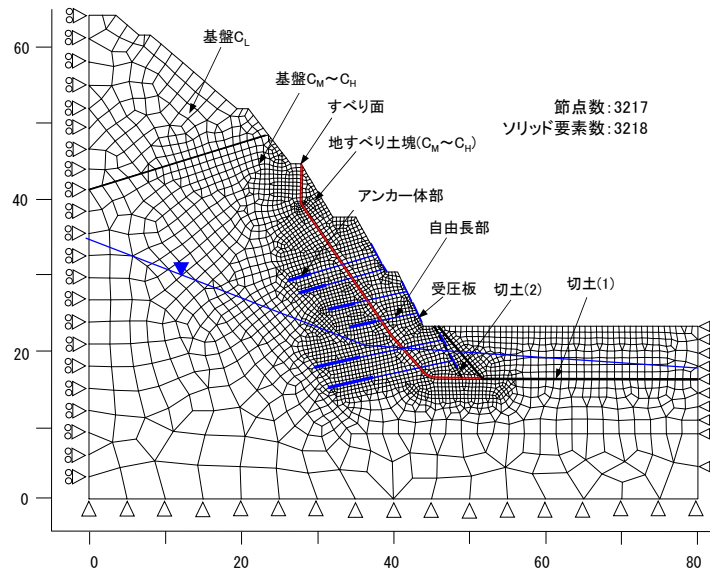
(2) 解析モデル

a) 解析モデルの概要

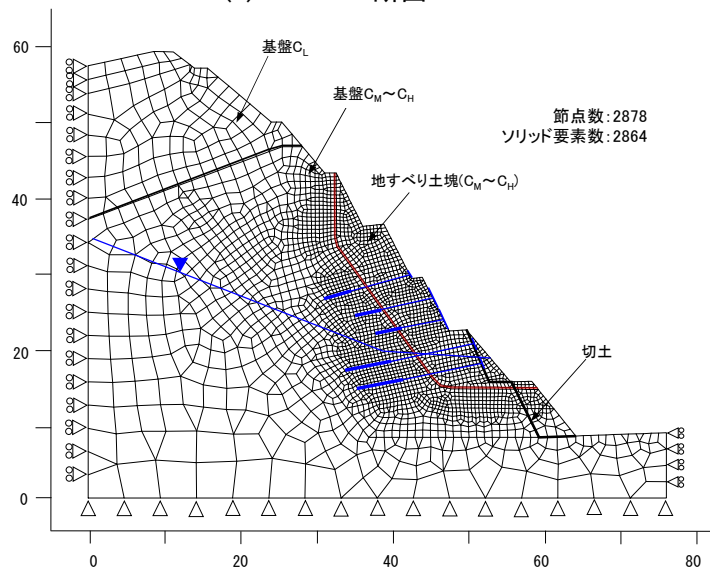
解析モデルは実務での運用を考慮し、可能な限り簡素化した。A-A'断面・B-B'断面・C-C'断面ともに地すべり土塊、すべり面、基盤、アンカーからなる構造とした(図-3.19)。解析におけるすべり面の位置は、設計時に想定されたすべり面(変更)の位置としている。

地すべり土塊、基盤は破壊しないものと仮定した。そのため、地すべり土塊及び基盤は弾性体のソリッド要素を用いてモデル化した。ソリッド要素の形状は三角形もしくは四角形とし、地すべり土塊内の要素サイズは一辺を 0.5m 以下とした。なお、要素サイズ

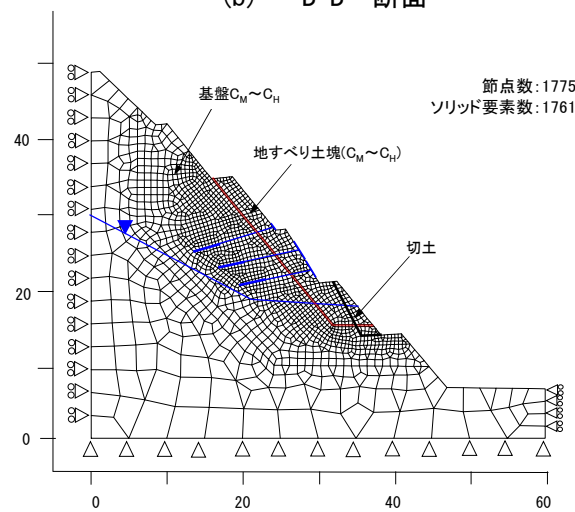
3. 有限要素解析を用いたグラウンドアンカーの緊張力予測手法の検討



(a) A-A' 断面



(b) B-B' 断面



(c) C-C' 断面

図-3.19 アンカーと法面の有限要素解析モデル

の感度解析を行ったところ、地すべり土塊の要素サイズを 0.25m 程度とした場合も、0.5m の場合と概ね同じ解析結果となることを確認している。

すべり面は弾完全塑性体として扱い、ソリッド要素を用いてモデル化した。当該法面では、ボーリングコア観察により、すべり面とみられる 25cm 程度の粘土層が確認された。このため、すべり面のソリッド要素の厚みも 25cm とした。すべり面要素の構成則は降伏規準に Mohr-Coulomb 条件、塑性ポテンシャルに Drucker-Prager 条件を用いた MC-DP モデルを適用した。MC-DP モデルは、非関連流れ則を適用した場合に、Mohr-Coulomb 条件のみを用いるモデルよりも安定して解が得られることが示されている⁸⁾。当該法面では、地下水位の常時観測が行われていなかったため、調査ボーリング時に確認された地下水位を設定し、全ての解析期間中で一定としている。本解析は全応力解析とし、地下水位による間隙水圧は、浮力を等価節点力に換算する方法^{12), 13)}によりモデル化した。なお、本解析では、地すべりの滑動力とアンカーの抑止力がつりあう静止状態を解析対象としており、つりあうまでの緊張力変化の過程は解析していない。

b) アンカーのモデル化

アンカーは受圧板・アンカー体・自由長部からなる構造とした。受圧板及びアンカー体は梁要素、自由長部は 5.5～10.5m の棒要素を用いてモデル化した。なお、自由長部の長さによっては、アンカーの緊張力に摩擦損失が発生することが指摘されているが¹²⁾、本事例の自由長部は最長 10.5m と短いため解析に与える影響は小さいと仮定した。

本解析は奥行方向の単位幅を 1m とした 2 次元解析とした。そのため、アンカーの緊張力や部材として用いる梁要素と棒要素の断面積には、実際の値をアンカーの奥行方向の配置間隔（4 段目上段：4m，4 段目下段：2m，3 段目：3m，2 段目：3m）で除した値を用いた。

c) アンカーの物性値・地盤のパラメータ

解析に利用したアンカーの部材の物性値を表-3.5 に示す。本事例では仕様の異なる 4 種類のアンカーが施工されていた。各部材の断面積は施工記録資料の記載値を用いた。自由長部の弾性係数はアンカーに用いられる PC より線の一般値を用いた。アンカー体と受圧板の単位体積重量と弾性係数は施工記録資料から値が得られなかったため、土木学会¹⁴⁾によるコンクリートと鋼材の記載値とした。

表-3.6 に解析に使用した地盤のパラメータを示す。基盤と地すべり土塊の変形係数は、参考となる試験値などが存在しなかったため、ボーリングコア判読による地質区分を利用し、文献値から設定するものとした。ボーリングコアの判読結果から、当該地盤は主として C_H 級～C_L 級の硬岩及び軟岩から構成されると推定され、地すべり土塊と基盤に明瞭な地質の違いは確認されていない。この地質区分に対応する値として、既往文献¹⁵⁾

3. 有限要素解析を用いたグラウンドアンカーの緊張力予測手法の検討

表-3.5 アンカーの部材の物性値

	位置	要素タイプ	構成則	弾性係数 (N/mm ²)	断面積 (mm ²)	単位体積重量 (kN/m ³)
自由長部	4段目法面上段	棒要素	弾性体	194,000	493	77.0
	4段目法面下段			194,000	691	77.0
	3段目法面上・下段			194,000	592	77.0
	2段目法面上・下段			194,000	832	77.0
アンカー体(定着体)	共通	梁要素	弾性体	25,000	10,387	22.5
受圧板	4段目法面上段	梁要素	弾性体	200,000	112,875	77.0
	4段目法面下段			25,000	515,000	22.5
	3段目法面上・下段			200,000	112,875	77.0
	2段目法面上・下段			200,000	61,600	77.0

表-3.6 地盤のパラメータ

	地盤種類	単位体積重量 (kN/m ³)	変形係数 (kN/m ²)	粘着力 (kN/m ²)	せん断抵抗角 (°)	ポアソン比	ダイレタンシー角 (°)
共通	すべり面(基本)	20.0	1000	32.9	23.5	0.35	0.0
Case-1	地すべり土塊	27.5	50,000	—	—	0.25	0.0
	基盤C _M ~C _H						
	基盤C _L	21.0					
	すべり面(低減)	20.0	850	29.9	21.6	0.35	0.0
Case-2	地すべり土塊	27.5	100,000	—	—	0.25	0.0
	基盤C _M ~C _H						
	基盤C _L	21.0					
	すべり面(低減)	20.0	1,000	27.8	20.2	0.35	0.0
Case-3	地すべり土塊	27.5	50,000	—	—	0.25	0.0
	基盤C _M ~C _H						
	すべり面(低減)	20.0	630	32.9	23.5	0.35	0.0

¹⁶⁾により岩石の変形係数として示されている値のうち、硬岩階級 4（風化堆積岩～部分風化堆積岩）～軟岩階級 5 の値と示されている範囲から 50,000kN/m² 及び 100,000kN/m² を設定した。地すべり土塊と基盤のポアソン比についても、同様の既往文献^{15), 16)}により、硬岩階級 4（風化堆積岩～部分風化堆積岩）～軟岩階級 5 の値として示されている 0.25 とした。

すべり面のパラメータは、表-3.6 にすべり面（基本）として示す値を用いて解析を開始した。このうち、せん断抵抗角と粘着力は、前述したように、極限平衡法による設計に用いられた値とした。変形係数は既往文献^{14), 15)}により粘土（階級 3）の値と示されている範囲から 1,000kN/m² とした。ポアソン比は同じく粘土（階級 3）の値として示されている 0.35 とした。まず、この基本となるパラメータを用いて再現計算を行ったところ、緊張力の増加量が実測値まで至らなかった。このことから、実際のすべり面せん断強度定数もしくは変形係数が設定値よりも小さいと考え、実測された緊張力の増加量を再現する値となるまで、すべり面のせん断強度定数および変形係数を低減させる繰り返し計算を行った。その結果として、表-3.6 にすべり面（低減）として示す値を得た。この際の低減方法は次節において述べる。

3. 有限要素解析を用いたグラウンドアンカーの緊張力予測手法の検討

地盤の単位体積重量のうち、基盤 $C_M \sim C_H$ の値は設計時に用いられていた 27.5kN/m^3 とした。その他の地盤の単位体積重量は既往文献¹⁸⁾において、岩盤斜面の安定解析に用いる値として示されている値とした。

(3) 解析手順

a) 再現解析手順

図-3.20 に解析対象とした緊張力の計測値と当時の施工状況を示す。図-3.21 には本解析の解析ステップを示している。A-A'断面における再現解析は、図-3.21 に示す Step-1 ～3 によって行った。再現対象とした4段目法面上段のアンカーの緊張力の増加は、2段目法面の切土後から発生しているため、解析は2段目法面の切土前の地盤形状から開始している。

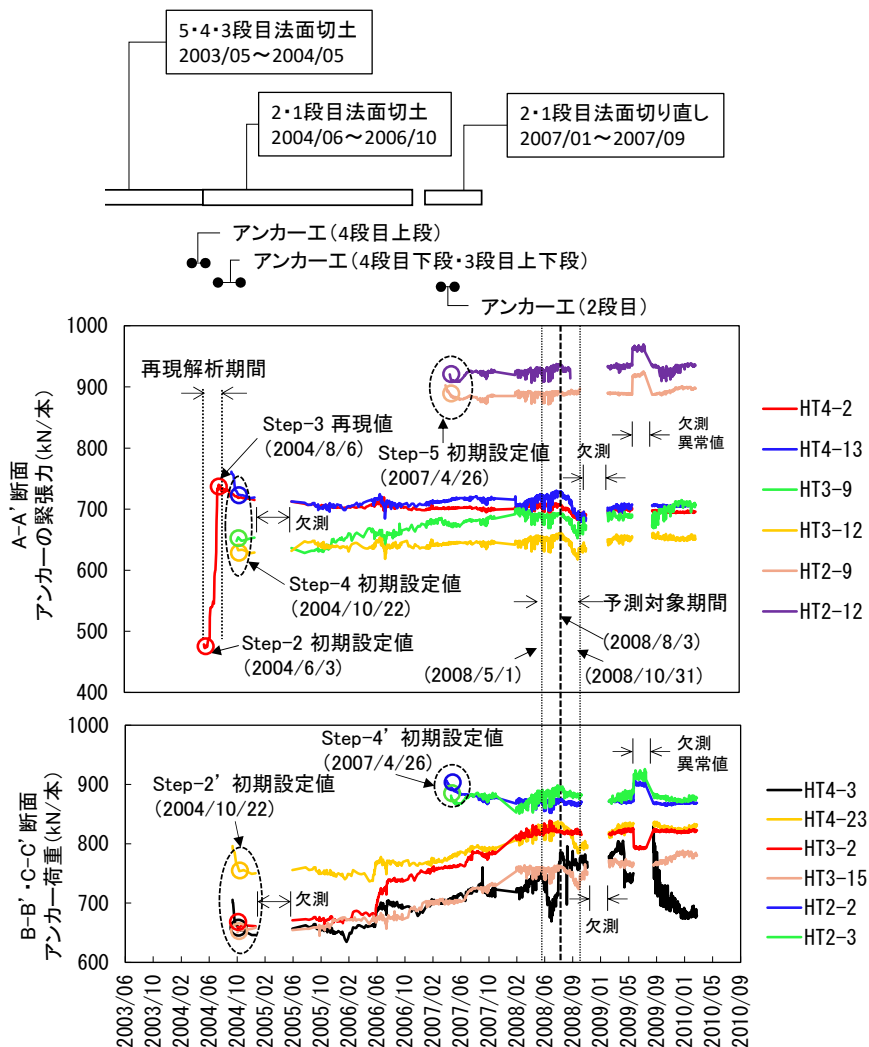
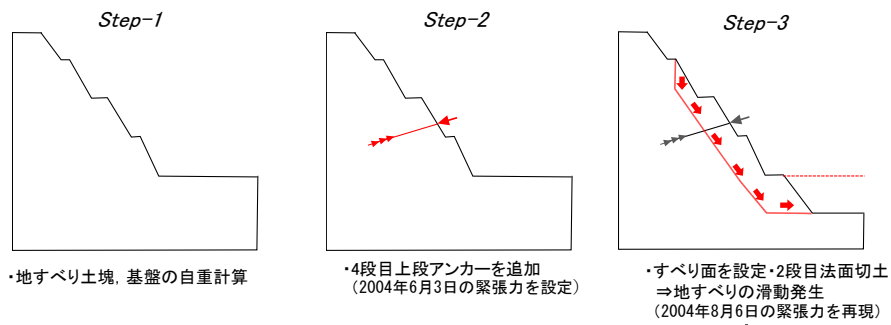


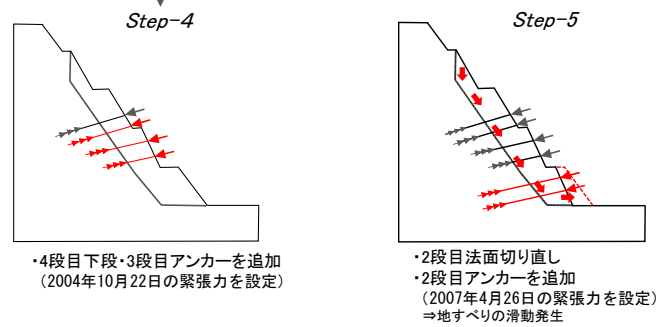
図-3.20 施工状況とアンカー緊張力の計測値

3. 有限要素解析を用いたグラウンドアンカーの緊張力予測手法の検討

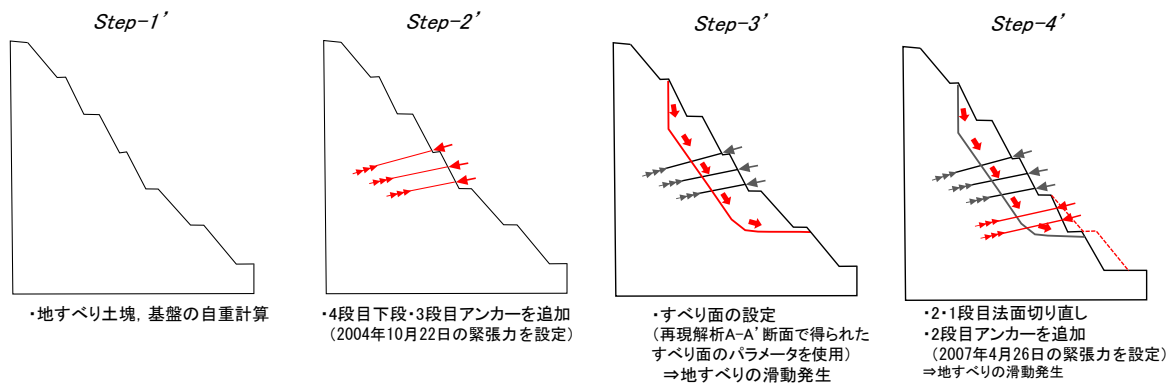
再現解析(A-A'断面)



予測解析(A-A'断面)



予測解析(B-B'断面)



予測解析(C-C'断面)

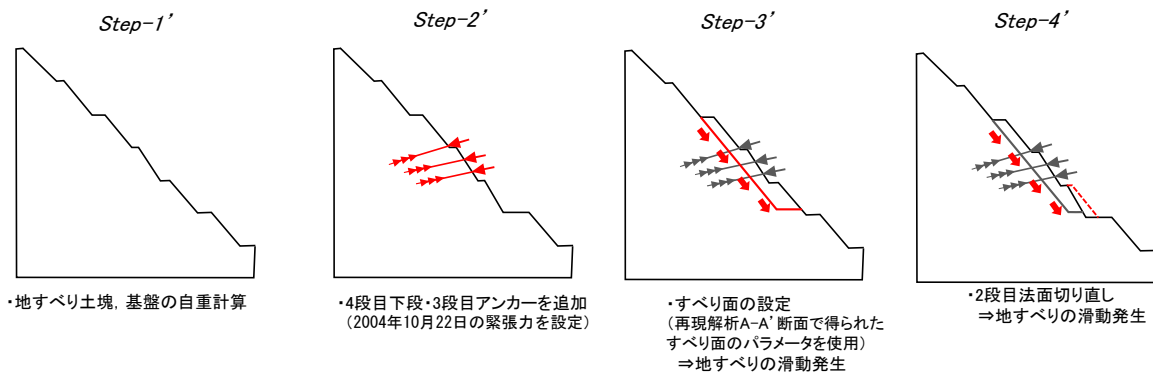


図-3.21 解析ステップ

3. 有限要素解析を用いたグラウンドアンカーの緊張力予測手法の検討

Step-1 では地盤の自重計算を行う。この時点のすべり面要素の地盤のパラメータは、表-3.6 に示す地すべり土塊及び基盤 $C_M \sim C_H$ と同様の値とし、弾性体と仮定している。Step-2 では4段目法面上段のアンカーをモデル化し、緊張力の初期設定値として緊張力の計測が開始された2004年6月3日の計測値を作用させた。Step-3 ではすべり面要素にすべり面用の弾塑性体パラメータを設定すると共に2段目法面の切土を行い、地すべりの滑動を発生させ、アンカーの緊張力の増加量を求めた。前述したように、表-4 に示したすべり面（基本）のパラメータを設定した場合に得られたアンカーの緊張力の増加量は、実際の緊張力の増加よりも小さな値となった。そこで以下に示す方法により、すべり面のせん断強度及び変形係数を低減し実際の緊張力の増加量を再現するすべり面のパラメータを求めた。

Case-1 と Case-2 では、まず、すべり面（基本）のパラメータのうち、せん断強度を低減させる繰り返し計算を行った。この際のすべり面のせん断強度の低減方法は、鵜飼²³⁾の検討を参考とし、式(1)に示すように粘着力とせん断摩擦抵抗力を低減係数で除すことによって行った。鵜飼²³⁾では斜面の全体安全率を得るために低減係数 F を徐々に増加させ、計算が収束しなくなる直前の値を求めているが、本解析では実際の緊張力増加を再現する値を求めた。なお、解析の収束誤差は鵜飼¹⁷⁾による提案値を参考に ERR （変位増分のノルム/全変位のノルム） $=10^{-5}$ とし、反復計算回数 500 回を超えた時点を法面の崩壊状態と考えた。

$$\tau = c/F + \sigma \cdot \tan\phi/F \quad (3.1)$$

ここに、 τ ：すべり面のせん断強度 (kN/m^2)、 c ：粘着力(kN/m^2)、 σ ：すべり面に作用する垂直応力 (kN/m^2)、 ϕ ：せん断抵抗角 ($^\circ$)、 F ：低減係数である。また、低減されたすべり面の粘着力： c_F とせん断抵抗角： ϕ_F は式(2)・(3)によって表される。

$$c_F = c/F \quad (3.2)$$

$$\phi_F = \tan^{-1}(\tan\phi/F) \quad (3.3)$$

ここで、Case-1 では低減係数 F が 1.10 を超えると反復計算が発散し、実測された緊張力に至る前に、モデル化した法面が崩壊に至ったと考えられた。しかし、実際の法面は崩壊に至っていないことから、ここでは、せん断強度がこの低減値よりも低いことはないとして仮定した。この場合、実際の地すべりでは、すべり面の変形係数が設定値よりも小さく、すべり面の弾性変形による緊張力の増加量が解析よりも大きかった可能性が考えら

れる．そこで以降は，すべり面の変形係数を低減させることにより，すべり面の弾性変形による地すべり土塊の移動量を増加させ，アンカーの緊張力の増加量を調整した．Case-3 では，粘着力とせん断抵抗角は変化させず，変形係数のみを低減させることにより緊張力の増加量を求めた．

以上のステップ解析により，図-3.20 に再現値として示した急激な緊張力の増加が収束した 2004 年 8 月 6 日時点の緊張力が良好に再現されるまで，すべり面の粘着力とせん断抵抗角及び変形係数を低減する繰り返し計算を行い，表-3.6 にすべり面（低減）と示す値を得た．なお，A-A'断面付近の 4 段目法面上段のアンカーでは HT4-2 と HT4-4 の 2 箇所緊張力の計測が行われていたが，緊張力の増加量が大きかった HT-4-2 の緊張力を再現解析の対象とした．

b) 予測解析手順

A-A'断面の予測解析は，図-3.21 に示す通り，再現解析の Step-3 を引き継いだ解析モデルを用いて行った．以降の解析における地盤のパラメータには Step-3 で得た値を用いている．Step-4 では 4 段目法面下段及び 3 段目法面のアンカーを追加して設定した．この時の緊張力の初期設定値は，4 段目法面下段及び 3 段目法面の全ての荷重計で緊張力の計測が開始された 2004 年 10 月 22 日の実測値とした．Step-5 では，2 段目法面の切り直しと 2 段目法面のアンカーの追加を行った．この時の 2 段目法面のアンカーの緊張力の初期設定値は，2 段目法面の全ての荷重計で緊張力の計測が開始された 2007 年 4 月 26 日の実測値とした．以上の解析から得られた緊張力の解析値と，実際の法面において緊張力の増加が概ね収束したとみられる時期の緊張力として，図-3.20 に予測対象期間と示す 2008 年 8 月 3 日の前後 3 ヶ月（2008 年 5 月 1 日～10 月 31 日）の実測値を比較した．

B-B'・C-C'断面の予測解析は図-8 に示す Step-1'～4'によって行った．B-B'断面における予測解析の手順は，Step-1'では地盤の自重計算を行い，Step-2'では 4・3 段目法面のアンカーをモデル化し，緊張力の初期設定値として 4 段目法面下段及び 3 段目法面の全ての荷重計で計測が開始された 2004 年 10 月 22 日の実測値を作用させた．Step-3'ではすべり面の位置に配置されたソリッド要素にすべり面のパラメータを設定し，地すべりの滑動を発生させた．Step-4'では 2・1 段目法面の切り直しと 2 段目法面のアンカーの追加を行った．そして，得られた解析値を A-A'断面と同様の期間の実測値と比較した．

C-C'断面の予測解析の手順は B-B'断面と同様だが，2 段目法面にはアンカーが存在しないため，Step-4'における 2 段目法面のアンカーの追加は行っていない．

B-B'断面では，図-3.17 (d) に示すように 2004 年 6 月頃に移動杭の変位が認められ，アンカーの施工前に既にすべり面が形成されていたと考えられる．一方，解析ではアン

3. 有限要素解析を用いたグラウンドアンカーの緊張力予測手法の検討

カーのモデル化後にすべり面の地盤のパラメータを設定し、地すべり滑動を発生させているため、地盤の応力状態が実際と異なると考えられる。しかし、アンカー施工前の応力状態を推定し再現することは困難であるため、ここでは上述の様にアンカーをモデル化した後に地すべりを発生させるものとした。この条件では地すべり土塊の滑動開始後の滑動力がすべてアンカーに作用することになるため、緊張力増加によるアンカーの破断や引き抜けに対しては安全側の予測結果となる。

3.4.3 解析結果

(1) 再現解析結果

図-3.22 に再現解析の Step-3 の結果を示す。荷重計 H4-2 の実測値をみると、再現解析の対象期間とした 2004 年 6 月 3 日から 8 月 6 日の間に 247kN/本の緊張力増加が発生している。解析値をみると、いずれのケースにおいても 2004 年 8 月 6 日時点のアンカーの緊張力が良好に再現されている。

図-3.23 に解析 Case-1 における Step-3 の解析完了時の変形図を示す。図-3.23 ではアンカーのモデル化後、すべり面のパラメータの設定と 2 段目法面の切土を行い、地すべりを発生させた直後の状況を示している。図-3.23 によると、下段の法面ほど変位量が大きい傾向が認められる。

図-3.17(d) に示した様に、再現解析に対応する期間中（2004 年 6 月～8 月）に法面小段において移動杭測量が行われていた。図-3.23 に示す A-5 及び A-4 点での水平変位量の実測値と解析値を比較すると、A-5 では実測値：29mm に対し解析値 47mm，A-4 では実測値：40mm に対し解析値 55mm であり、概ね調和的な値が得られている。

現行の設計手法^{17),21),22)}では、地すべりの滑動状況から現況安全率を仮定し、地盤のパラメータや必要抑止力を算出する方法が示されている。この手法は経験的な蓄積によるものであり、多くの実績をもつ有効な手段であるが、技術者の定性的な判断による部分もあり、適用される現場によっては安全率が過大評価されてしまう場合がある。一方、

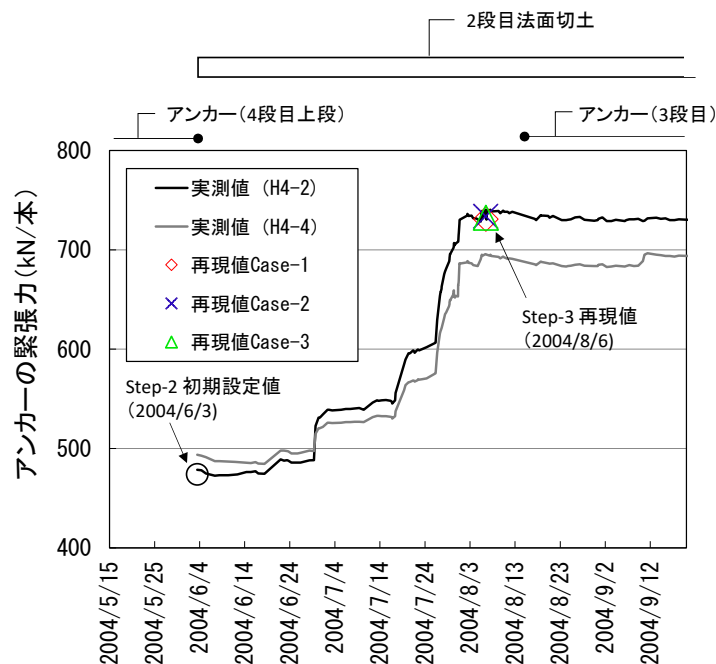


図-3.22 再現解析結果

3. 有限要素解析を用いたグラウンドアンカーの緊張力予測手法の検討

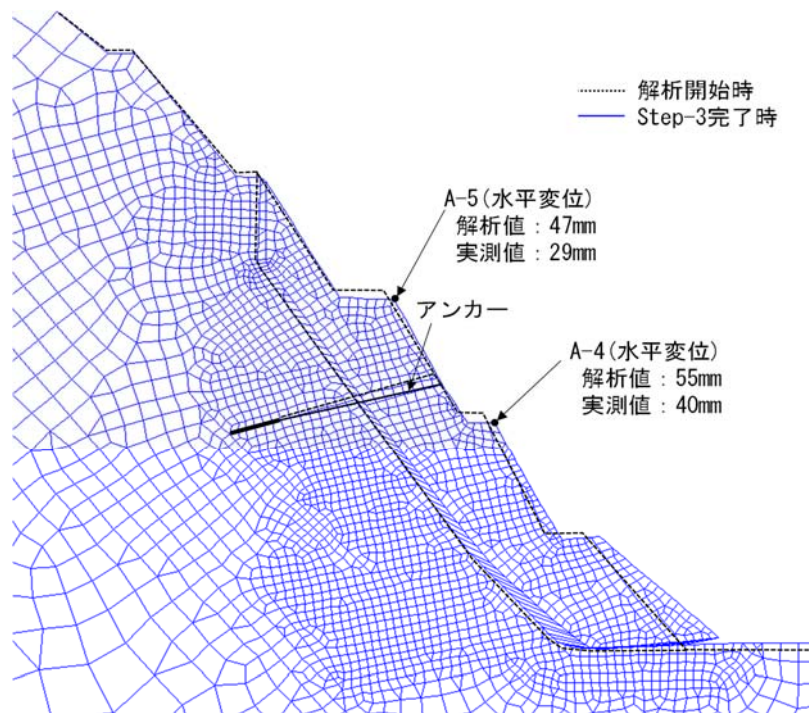


図-3.23 再現解析における A-A' 断面の変形図
(変形量を 10 倍に強調)

本研究で提案する手法は、実測値から現況の地盤のパラメータを算出しようとするものであり、上記の問題解決へのアプローチの一つであると考えることができる。本事例においては、再現解析の Case-1・2 において、すべり面のせん断強度の低減係数が 1.10 と 1.18 の際に実際の緊張力が再現されており、実際のすべり面のせん断強度は、現行の設計手法によって得られた値よりも小さかった可能性が考えられる。

(2) 予測解析結果

図-3.24・25・26 に A-A'・B-B'・C-C'断面における予測解析の結果を示す。図-3.24・25・26 に示す実測値は、予測対象期間の計測値の範囲と平均値を示す。また、表-3.7 に予測解析の結果の一覧を示す。表-3.7 に示す「誤差率」は実測値の平均値と解析値の差を実測値の平均値で除し、百分率で示した値である。図-24・25 において、実測値の増分が負となっているアンカーがあるが、この原因は地盤のクリープやテンドンのリラクゼーションによるアンカーの緊張力の低下量が、地すべりの滑動による緊張力の増加量を上回ったためだと考えられる。

図-3.24 に示す A-A'断面の解析結果によると、解析値の増加量はいずれも小さいが、3 段目法面下段のアンカー (HT3-9) の付近ほど増加量が大きい傾向を示す。各ケースの解析値は予測対象期間である 2008 年 5 月 1 日～10 月 31 日の実測値の平均と概ね近い値

3. 有限要素解析を用いたグラウンドアンカーの緊張力予測手法の検討

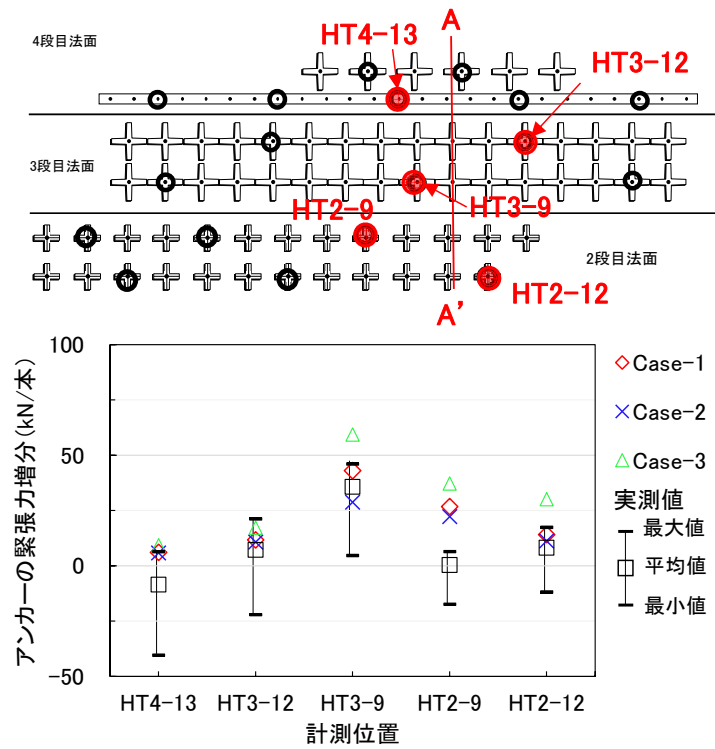


図-3.24 予測解析結果 (A-A' 断面)

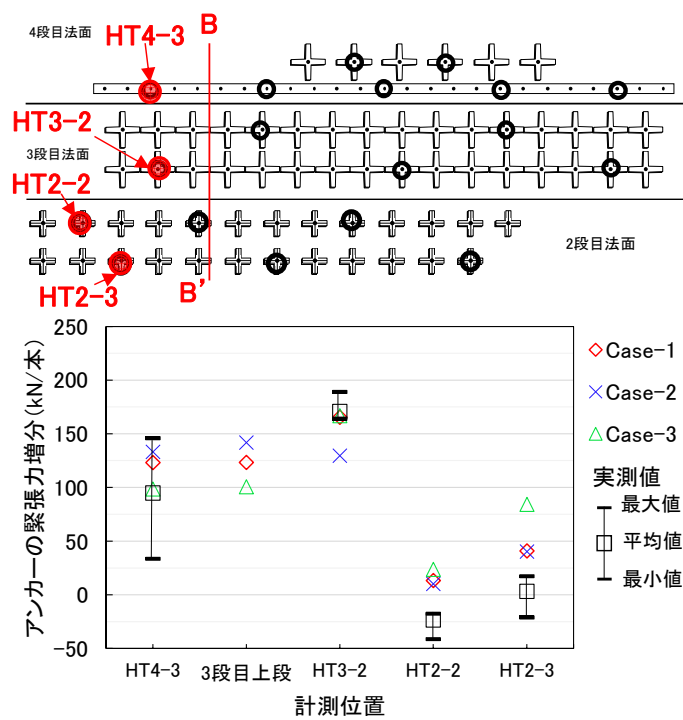


図-3.25 予測解析結果 (B-B' 断面)

3. 有限要素解析を用いたグラウンドアンカーの緊張力予測手法の検討

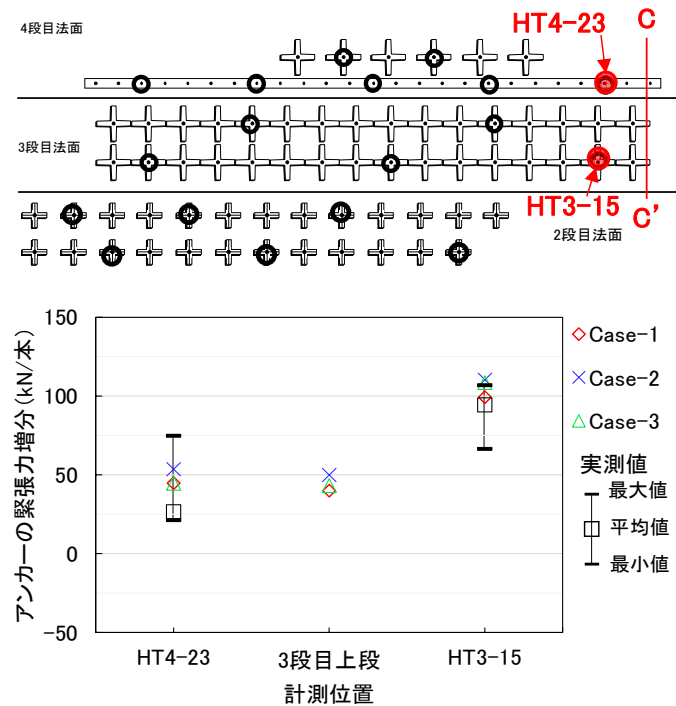


図-3.26 予測解析結果 (C-C' 断面)

表-3.7 予測解析結果一覧

解析断面	荷重計番号	初期緊張力 kN/本	実測値 (平均) kN/本	解析値, ()内: 誤差率※ kN/本					
				Case-1		Case-2		Case-3	
A-A'	HT4-13	724	716	730	(2.0%)	730	(2.0%)	733	(2.5%)
	HT3-12	640	647	652	(0.7%)	651	(0.6%)	657	(1.6%)
	HT3-9	648	683	691	(1.1%)	676	(-1.0%)	707	(3.5%)
	HT2-9	889	889	916	(3.0%)	911	(2.5%)	926	(4.1%)
	HT2-12	920	928	934	(0.6%)	931	(0.3%)	950	(2.4%)
B-B'	HT4-3	778	745	773	(3.8%)	783	(5.2%)	749	(0.5%)
	3段目上段	784	—	773		792		751	
	HT3-2	757	821	822	(0.2%)	787	(-4.1%)	824	(0.4%)
	HT2-2	893	870	907	(4.2%)	904		917	(5.4%)
	HT2-3	881	884	922	(4.3%)	921		965	(9.2%)
C-C'	HT4-23	763	790	808	(2.3%)	817	(3.4%)	808	(2.3%)
	3段目上段	650	—	690		700		693	
	HT3-15	657	751	756	(0.7%)	767	(2.1%)	766	(1.9%)

※誤差率 = [解析値 - 実測値(平均)] ÷ 実測値(平均)

3. 有限要素解析を用いたグラウンドアンカーの緊張力予測手法の検討

であった。2 段目法面上段のアンカー（HT2-9）の解析値は、実測値よりもやや大きな値を示すが、この原因は、実測値で確認されるアンカー施工直後の地盤のクリープなどによる緊張力の低下が、解析では考慮されていないためだと考えられる。2 段目法面上段のアンカー（HT2-9）の実測値をみると、計測開始から 6 ヶ月間で 25kN/本程度の緊張力の低下が確認されている。各ケース間の解析値をみると全体として Case-3 の値がやや大きい傾向が認められる。誤差率の範囲は-1.0%~4.1%であった。図-3.27 に Step-5 の解析完了時の変形図（Step-4 完了時との差分）を示す。2 段目法面の切り直しにより、若干の地すべり土塊の変位が確認される。変位量は、3 段目法面下段から 2 段目法面がやや大きく、図-3.27 に示す 2 段目法面の法肩部での水平変位は 8mm であった。実際の法面においては、図-3.17(e) で示した様に、地中変位計 H-1・H-2 において 2 段目法面の切り直しが開始された 2007 年 6 月から累積して 10mm 程度の変位が確認されており、解析値と概ね整合する。なお、図-3.27 中の法尻部の隆起は切土に伴う応力開放によるものである。

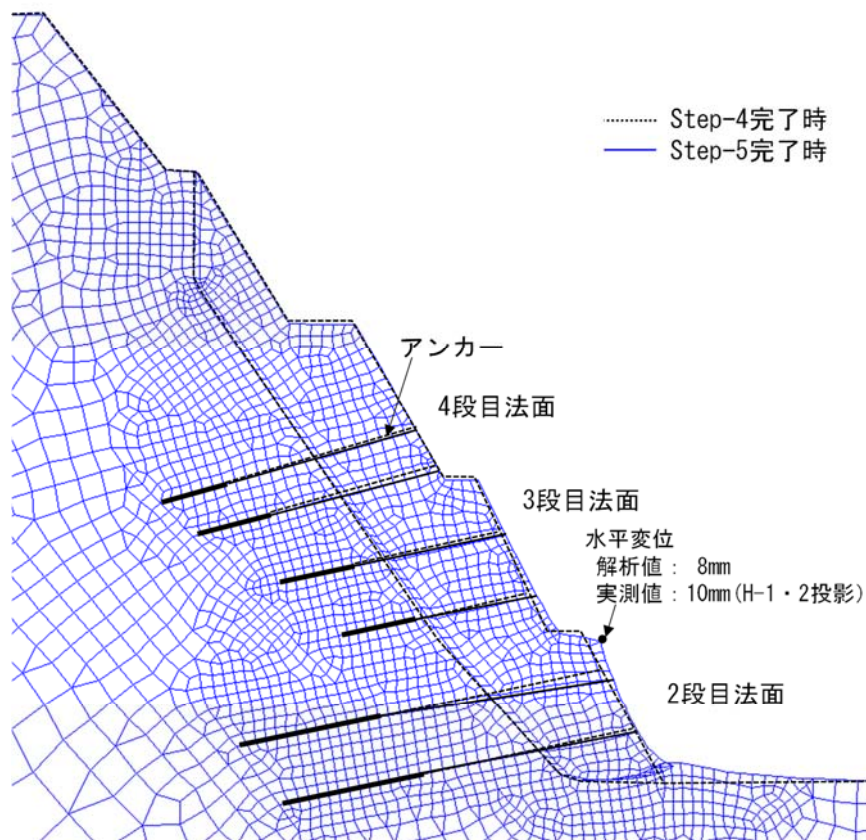


図-3.27 予測解析における A-A' 断面の変形図
(変形量を 100 倍に強調)

図-3.25 に示す B-B' 断面の解析結果によると、解析値は 4・3 段目法面のアンカーにおいて、顕著な緊張力の増加を示し、全体として実測値に概ね近い値であった。各ケースの誤差率の範囲は-4.1%~9.2%であった。各ケースの解析結果の違いに着目すると、Case-1 と Case-3 の解析値は、実測値と同様に 3 段目法面下段のアンカー (HT3-2) の増加量が最も大きい傾向があるが、Case-2 はこれらと異なり、4・3 段目法面の各アンカーの緊張力の増加量の差が小さい。図-3.28 に B-B'断面の予測解析の Case-1 と Case-2 の Step-3 完了時における水平方向変位量を示す。図-3.28 では右方向を正としている。Case-1 の変位量を示す図-3.28(a)によると、地すべり土塊の変位量は 0~120mm の範囲にあり、地すべり末端部の変位量はアンカーが設定されている範囲と比較して大きい。一方、Case-2 の変位量を示す図-3.28(b)によると、地すべり土塊の変位量は概ね 0~100mm であり、Case-1 と同様に地すべり末端部付近の変位量が多いが、地すべり土塊内での変位量の差は小さい。Case-2 は地盤の土塊の変形係数が高く変形が生じにくいいため、地すべり土塊内の変位量の差が小さくなり、結果として緊張力の増加量の差も小さくなったものと考えられる。このことは、再現解析時に設定する地すべり土塊の変形係数によって、予測解析での地すべり土塊内の変位量が変化し、求まる個々のアンカーの緊張力増加量が変化することを示す。

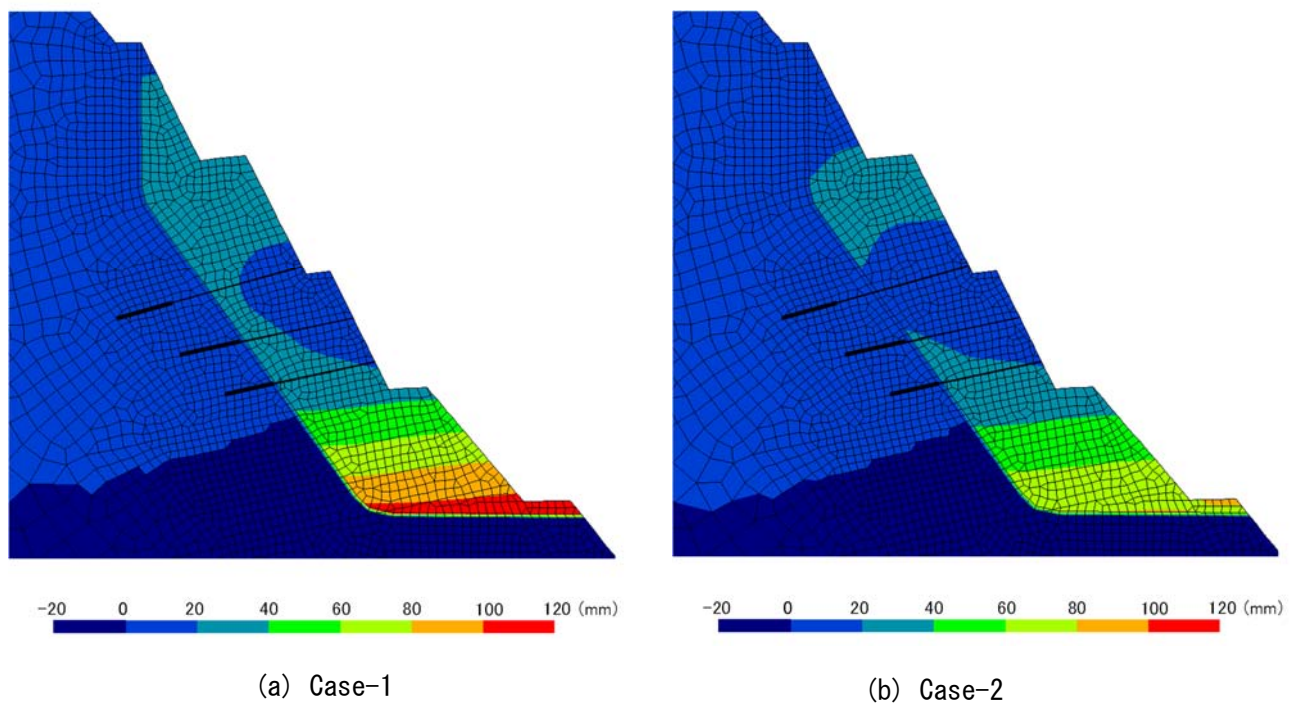


図-3.28 B-B' 断面の Step-3 完了時における水平変位量

図-3.26 に示す C-C' 断面の解析結果によると、解析値はいずれのケースにおいても実測値に概ね近い値を示した。また、各ケース間の解析値の差は他の断面と比較して小さく、各ケースの誤差率の範囲は 0.7%~3.4%であった。C-C' 断面は地すべり土塊の規模が小さいため、地すべり土塊内の変形量に差が生じにくく、各ケースにおける解析値の差が小さくなった可能性が考えられる。

いずれの断面の解析結果においても、解析値は実測値に近い値を示しているものの、ケースごとにやや値が異なった。各ケースの増加量の大小関係は解析断面や位置ごとに異なり、地すべりの断面形状の影響を受けているものと推定されるが、現在のところ一般的な傾向を特定するには至っていない。

各断面における、ケースごとのアンカーの緊張力増分の総和を図-3.29 に示す。図-3.29 によると、各断面において、各ケースのアンカーの緊張力の総和が概ね等しいことが分かる。本解析は地すべりの滑動力とアンカーの抑止力がつり合った時点を対象としている。このため、各ケースにおいてアンカーに作用する緊張力は、地すべりの滑動を停止させる抑止力を得るための最小の緊張力だと考えられる。ここで、図-3.29 で示すように各ケースのアンカーの緊張力の総和が概ね等しいということは、各ケースにおいて、地すべりの滑動を停止させるために必要な抑止力も概ね等しいと考えることが可能である。このことは、再現解析において実測値を再現する地盤のパラメータの組み合わせは、多数のケースが存在するものの、結果として、地すべり土塊に与えている滑動力は同様であることを示唆する。さらに、再現解析で得られた地盤のパラメータを用いた予測解析においては、パラメータの組み合わせによらず、断面当たりの緊張力の増加量

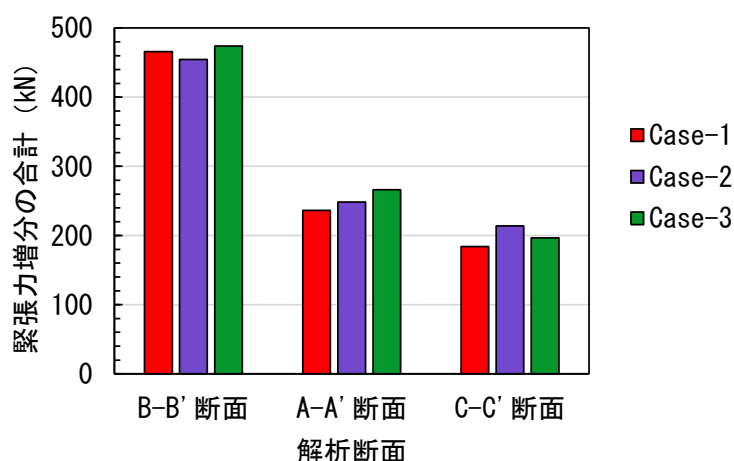


図-3.29 各ケースにおける緊張力増分の合計

の総和は概ね近い値となる可能性を示す。ただし、限られた事例での考察であるため、さらに規模の大きな地すべり土塊などでの検証が必要と考えられる。

(3) 予測解析結果の精度に関する評価

アンカーの緊張力の変動予測に求められる精度は適用する現場ごとに異なると考えられるが、ここではアンカーの残存引張力と健全度の目安¹⁹⁾として示されている緊張力の閾値に着目した。この閾値は、アンカーの緊張力変動が確認された場合の対処方法を検討する上で広く用いられている。緊張力の計測値と閾値の関係から、アンカーの健全度が判定され、引き続きの供用の可否や、追加対策の要否などが判断される。このため、アンカーの緊張力を予測しようとする場合、得られた予測値から判定される健全度が、計測値から判定される健全度と同様かどうか重要となる。この閾値は表-3.9に示すようにアンカーの引き抜けや破断に対する限界値である許容アンカー力 (T_a) やアンカーに使用されている PC 鋼より線の降伏引張力 (T_{ys}) などから定められている。

図-3.30・31・32 に各断面における実測値と解析値の緊張力及び、アンカーの健全度の範囲を示す。許容アンカー力 (T_a) は、アンカー体（定着部）の長ささと直径、PC 鋼より線の本数から算出した。この際、算出に用いる極限周面摩擦抵抗値 (τ) は設計基準¹⁸⁾において硬岩の値として示されている 1.50MN/m^2 を用いた。

図-3.30によると、実測値の平均値は3段目法面下段のアンカー（HT3-9）のみ健全度 C に位置し、その他のアンカーは健全度 A に留まっている。解析値は各ケースとも、実測値と概ね同様の範囲に位置している。図-3.31によると、実測値の平均値は、4段目法面下のアンカー（HT4-3）については健全度 B、3段目法面下段のアンカー（HT3-2）については健全度 D に位置している。各ケースの解析値については、実測値の平均値と概

表-3.9 アンカーの残存引張力と健全度の目安²⁴⁾

残存引張力の範囲	健全度	状態	対処例
$0.9T_{ys}$ $1.1T_a$ 許容アンカー力 (T_a) 設計アンカー力 (T_d) 定着時緊張力 (P_t)	E	破断の恐れあり	緊急対策を実施
	D	危険な状態になる恐れあり	対策を実施
	C	許容値を超えている	
	B		経過観察により対策の必要性を検討
$0.8P_t$ $0.5P_t$ $0.1P_t$	A	健全	経過観察により対策の必要性を検討
	A	健全	
	B		
	C	機能が大きく低下している	
	D	機能していない	対策を実施

ね同様の健全度の範囲内に位置している。図-3.32 によると 4 段目法面下のアンカー（HT4-23）の実測値の平均値は健全度 C に、3 段目法面下のアンカー（HT3-15）の実測値の平均値は健全度 D に位置している。各ケースの解析値については、実測値の平均値と同様な健全度の範囲内に位置している。

いずれの解析断面においても、各ケースの解析値から判定される健全度は、アンカーの緊張力増加が収束したとみられる時期の実測値と概ね同様の健全度を示した。

以上の結果は、実務においてアンカーの緊張力の計測値を用いた逆解析から構築した解析モデルにより、切土後のアンカーの緊張力や健全度を予測できる可能性を示す。ただし、地盤のパラメータの組み合わせや断面形状の違いが解析結果に若干の影響を与えることも明らかになった。特に地すべり土塊の変形係数によって、各アンカーへの緊張力増加の配分が変化する可能性が示された。地すべり土塊の規模が本事例よりも大きい場合には、この影響が大きくなりアンカーの健全度の予測結果が変化する可能性があるため留意が必要である。また、本手法では アンカー施工後の地盤のクリープなどによる緊張力の低下は考慮されない。そのため、解析における緊張力の初期設定値は、緊張力の低下が概ね停止した時点の計測値を用いることが望ましい。解析を行う段階において、このような計測値が得られない場合には、定着時からの緊張力の低下を考慮し、緊張力の初期設定値を実際の定着緊張力よりもやや低めに設定するなどの工夫が必要である。定着時からの緊張力の低下量に関しては山崎・酒井²⁵⁾の研究に詳しく示されている。

本手法は、設定したすべり面の位置が正しいという前提で行われるため、モデルの構築にあたっては、極限平衡法による安定計算と同様に、すべり面の設定は十分に慎重に行う必要がある。本検討で対象とした事例では、設計時に想定したすべり面の位置が、実際のすべり面と整合していたために、緊張力を概ね予測することが可能であった。しかし、設定したすべり面と異なる範囲で地すべりが滑動した場合は、実際の緊張力は予測値と全く異なる値を示すと予想される。再現解析を行う時点で、複数個所で緊張力の計測が行われている場合は、再現解析に利用できる計測値が多く得られるとともに、緊張力の増加箇所の分布が地すべりの範囲、すべり面の深度等を推定する参考となる。これに対し、本検討の対象とした現場のように、再現解析を行う時点でアンカーの緊張力の計測点数が少ない場合は、緊張力のみでなく、その他の計測や調査結果を基に地すべりの機構を十分に精査した上で、特に注意して再現解析モデルを構築する必要がある。

3. 有限要素解析を用いたグラウンドアンカーの緊張力予測手法の検討

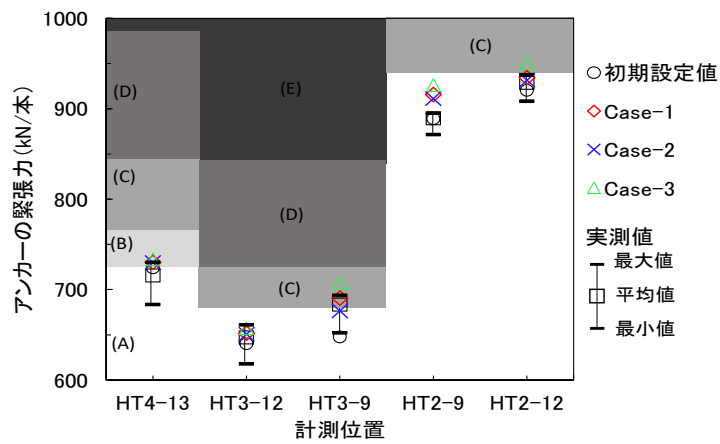


図-3.30 緊張力とアンカーの健全度 (A-A' 断面)

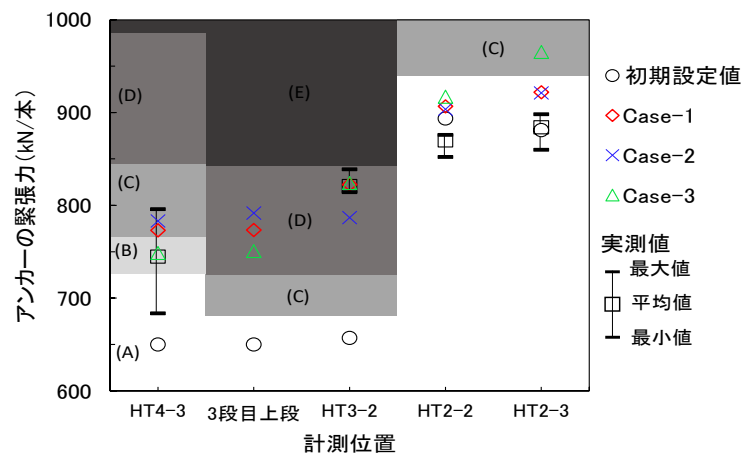


図-3.31 緊張力とアンカーの健全度 (B-B' 断面)

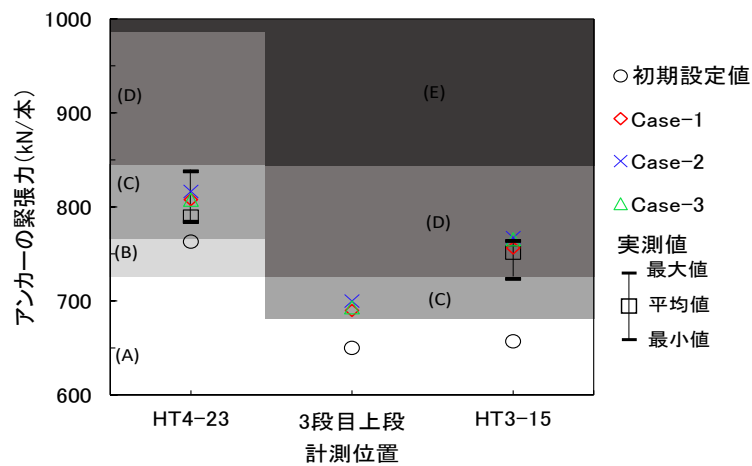


図-3.32 緊張力とアンカーの健全度 (C-C' 断面)

3.4.4 まとめ

本研究では、切土に伴いアンカーの緊張力が増加した法面を事例に、緊張力の計測値を用いた逆解析により 2 次元弾塑性 FEM 解析モデルを構築し、切土時の緊張力の予測に用いた場合の適用性を評価した。その結果、以下のことが明らかとなった。

- (1) 逆解析を行った解析断面（主測線：A-A'断面）におけるアンカーの緊張力の予測値は、地盤のパラメータの組み合わせによりやや異なる値を示したものの、実測値と概ね同様の傾向を示し、誤差率の範囲は-1.0%~4.1%であった。
- (2) 主測線での逆解析で得られた地盤のパラメータを、他の解析断面（副測線：B-B'断面・C-C'断面）に転用した場合のアンカーの緊張力の予測値は、地盤のパラメータの組み合わせによりやや異なる値を示したものの、実測値と概ね同様の傾向を示した。誤差率の範囲は-4.1%~9.2%であった。
- (3) いずれの解析断面においても、各ケースの解析値から判定されるアンカーの健全度は、アンカーの緊張力増加が収束したとみられる時期の実測値と概ね同様の健全度を示した。
- (4) 以上から、緊張力の計測値を用いた逆解析から構築した解析モデルにより、切土後のアンカーの緊張力や健全度を予測できる可能性が示された。

ただし、解析で設定したすべり面と異なる範囲で地すべりが滑動した場合は、実際の緊張力は予測値と全く異なる値を示すと予想される。再現解析を行う時点で、複数個所で緊張力の計測が行われている場合は、再現解析に利用できる計測値が多く得られるとともに、緊張力の増加箇所の分布が地すべりの範囲、すべり面の深度等を推定する参考となる。これに対し、本検討の対象とした現場のように、再現解析を行う時点でアンカーの緊張力の計測点数が少ない場合は、緊張力のみでなく、その他の計測や調査結果を基に地すべりの機構を十分に精査した上で、特に注意して再現解析モデルを構築する必要がある。

3.5 FEM 解析を用いたグラウンドアンカーの仰角と斜面安全率に関する一考察

3.5.1 はじめに

斜面对策工としてのグラウンドアンカー（以下、アンカー）には、以下の 2 つの機能があると考えられている^{17), 21), 22)}。

- (a) すべり面における垂直応力を増加させ、せん断抵抗力を増大させる、締め付け（抑え込み）機能
- (b) すべり滑動力を減殺する引き止め（待ち受け）機能

図-3.33 に示すように、主に、(a) の締め付け機能が発揮されることを期待してアンカーを用いるのは、すべり面の勾配が急で、かつすべり面の位置が比較的浅い場合が多いとされている。この時、締め付け機能を重点的に期待するならば、アンカーの仰角がすべり面に直角に近いほど締め付け機能は大きくなる。一方、主に (b) の引き止め機能を期待してアンカーを用いる場合にはすべり面の勾配が緩やかでかつすべり面が比較的深い場合が多いとされている。この時、引き止め効果を重点的に期待するならば、アンカーの仰角がすべり面に平行に近い角度になるほど、アンカー力の方向と土塊の移動方向が一致し、引き止め機能は大きくなる。アンカーの仰角はすべり面勾配との関係から、前述した 2 つの機能の配分を決定する重要な要素となる。このため、アンカーの仰角は施工性・経済性のみならず、抑止の対象とする斜面のすべり面形状と期待する機能との

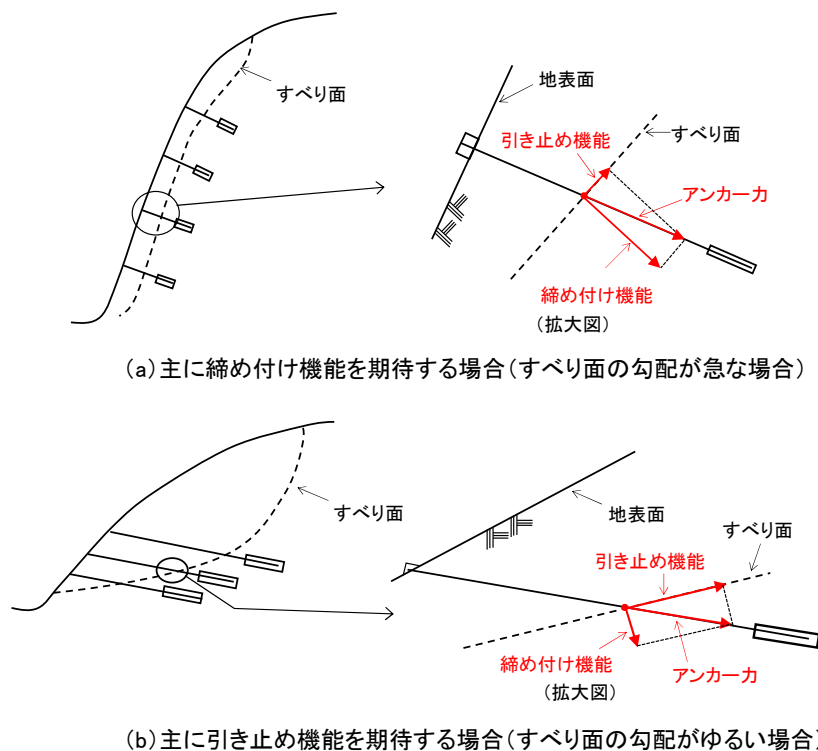


図-3.33 従来手法で期待するアンカーの機能

関係も考慮して総合的に判断する必要がある。

しかしながら、実務においてアンカーの仰角を合理的に決定する手法は定まったものがないのが現状である。そのため、必要抑止力が得られるアンカーの仕様・打設間隔・仰角の組み合わせが試行計算され、複数の結果の中から、すべり面の勾配や、期待する機能によらず、最も施工費の安いものが選定されているケースが多い。第2章で述べた既往の調査²⁶⁾では、緩いすべり面勾配に対して比較的大きな仰角のアンカーが施工された複数の斜面において、斜面の変動に伴いアンカーに変状が生じた例が報告されており、すべり面勾配とアンカー仰角の関係によっては、期待されているアンカーの効果が得られていない可能性が考えられる。

このアンカーの仰角に関する議論を困難にしている一因として、従来設計での「アンカー力が直接にすべり面に作用している」という概念が、設計における簡便性からくるものであり、受圧板やアンカー体に与えられた緊張力が周辺の地盤へ広く分散するといった実際の地盤内の力学的挙動を厳密に表すものではないためであることが挙げられる。一方で FEM は、アンカーを含む斜面全体系に対して有限要素モデルを用いて地盤内の応力や変位の状況を説明できる有効な手法であり、アンカーの設計への活用が期待されている¹³⁾。蔡・鵜飼⁵⁾はアンカーの仰角と斜面の全体安全率の関係について FEM 解析を用いて評価しているが、すべり面勾配が比較的に急で規模の小さな斜面のモデルにおける検討に限られている。そこで本研究では、すべり面勾配が比較的緩やかで、規模の大きな斜面のモデルを用いてアンカーの仰角と安全率の関係について FEM 解析を用いて評価するものとした。すべり面形状の異なる2つのモデル斜面において、従来手法によりアンカーの仰角のみが異なる3ケースの斜面对策設計を行い、それぞれについて、FEM 解析による斜面の全体安全率を求め、従来手法による安全率と比較した結果を示す。

3.5.2. 解析方法

(1) 解析に用いた斜面

解析の対象とした斜面の横断図を図-3.34 に示す。斜面 A の斜面形状は中村ら⁴⁾がアンカーにおける最適な初期緊張力について FEM 解析を行った斜面を参考にしていて、斜面 B の斜面形状は蔡・鵜飼²⁷⁾が極限平衡法とせん断強度低減有限要素法による安全率の比較を行った斜面を参考にしていて、極限平衡法と FEM 解析に使用した土質パラメータを表-3.10 に示す。斜面 A は既知のすべり面を有し、補強前の極限平衡法による安全率が概ね 1.0 となるように土質パラメータを設定している。斜面 B は繰り返し円弧すべり計算により探索された最小安全率の円弧すべりに対し、補強前の極限平衡法による安全率が 1.0 となるように土質パラメータを設定している。斜面 A は地質調査などによってすべり面の位置が判明している場合を、斜面 B は明確なすべり面の存在は確認されていないものの、大規模な地すべり性の崩壊が発生する可能性がある場合を想定している。なお、斜面 B は参考とした文献ではせん断強度の小さい層を挟む 3 層の地質構造と

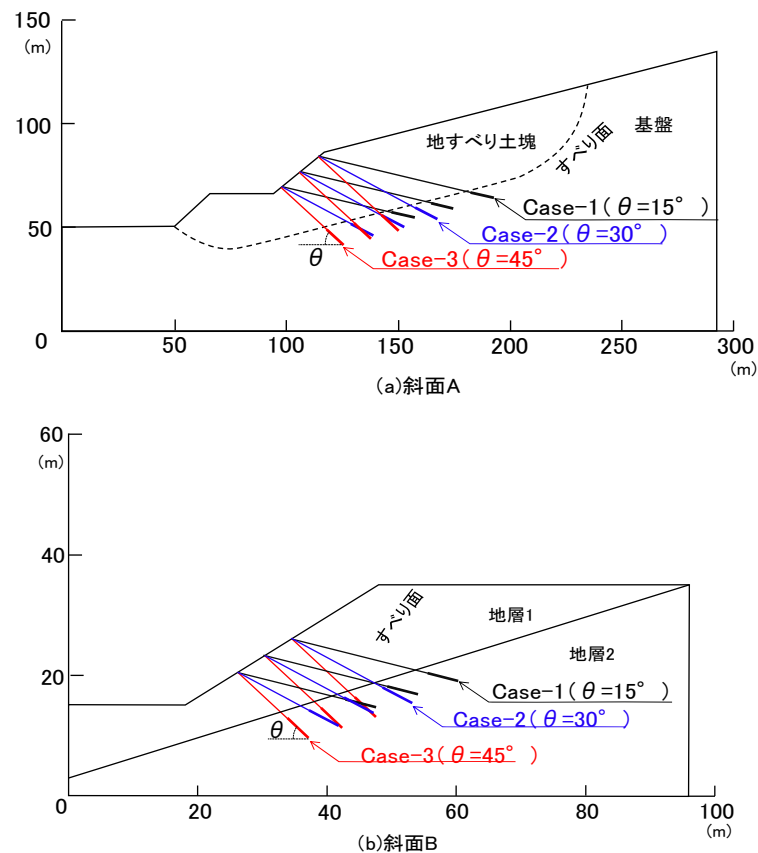


図-3.34 解析対象とした斜面の横断図

3. 有限要素解析を用いたグラウンドアンカーの緊張力予測手法の検討

表-3.10 土質パラメータ

モデル	地層	内部摩擦角 $\phi (^{\circ})$	粘着力 $c (\text{kN/m}^2)$	単位体積重量 $\gamma (\text{kN/m}^3)$	弾性係数 $E (\text{kN/m}^2)$	ポアソン比 ν
斜面A	地すべり土塊	-	-	18.00	20,000	0.35
	基盤	-	-	18.00	30,000	0.30
	すべり面	11	40	18.00	1,000	0.35
斜面B	地層1	12	29.4	18.82	200,000	0.30
	地層2	40	294.0	18.82	200,000	0.30

注) 変形係数, ポアソン比はFEM解析のみに利用

なっているが, このまま使用すると補強前の安全率が極めて低くなるため, 2 層の地質構造とした. これらの斜面に対し, 補強後の安全率が斜面 A は 1.1, 斜面 B は 1.2 となるようにアンカーの設計を 3 種類の仰角 (15° , 30° , 45°) ごとに従来手法によって行った. 補強後の安全率の算出は土工指針¹⁾に示される式 (1) にて行った.

$$FS = \frac{\sum c \cdot l + \{\sum W \cdot \cos \alpha + T \cdot \sin (\alpha + \theta)\} \tan \phi}{\sum W \cdot \sin \alpha - T \cdot \cos (\alpha + \theta)} \quad (3.4)$$

ここに, FS : 安全率, c : 粘着力, l : 分割片で切られたすべり面長, W : 分割片の重量, α : 分割片のすべり面勾配, ϕ : せん断抵抗角, T : アンカー力, θ : アンカー仰角である. 補強後の計画安全率は 1.05~1.20 の範囲で設定され, 通常は 1.2 が用いられる場合が多い¹⁾. 斜面 A については地すべりの滑動力が大きく, 計画安全率を 1.2 とすると, 一般的なアンカーの仕様では対応が難しくなる. このため, ここでは計画安全率を 1.1 とするものとした.

従来手法により決定したアンカーの諸元を表-3.11 に示す. 表-3.11 によると, いずれの斜面においても, アンカーの仰角が小さい場合のほうが, 設計アンカー力が小さいがアンカー全長が長くなっている. 一方, アンカーの仰角が大きい場合のほうが, 設計アンカー力が大きいがアンカー全長が短くなっている. この時, 使用されるアンカーの製品仕様にもよるが, アンカーの全長が短い場合のほうが経済的に優位になる場合が多い.

3. 有限要素解析を用いたグラウンドアンカーの緊張力予測手法の検討

表-3.11 アンカーの諸元

(a) 斜面A			
	Case-1	Case-2	Case-3
アンカー仰角	15°	30°	45°
安全率, 補強前	1.03		
必要抑止力 (kN/m)	1995		
設計アンカー力/本	1037	1184	1494
アンカー奥行き間隔 (m)	1.5		
アンカー全長 (m)	上段 : 80.0	60.0	50.0
	中段 : 70.0	53.0	44.5
	下段 : 60.5	46.5	39.0
安全率, 補強後	1.10		

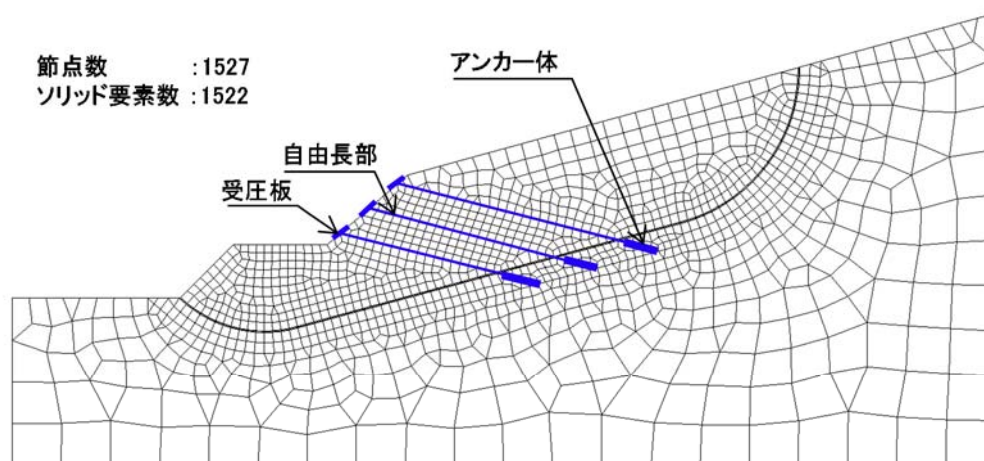
(b) 斜面B			
	Case-1	Case-2	Case-3
アンカー仰角	15°	30°	45°
安全率, 補強前	1.00		
必要抑止力 (kN/m)	469		
設計アンカー力/本	564	636	778
アンカー奥行き間隔 (m)	3.0		
アンカー全長 (m)	上段 : 26.5	21.5	18.5
	中段 : 24.5	19.5	17.0
	下段 : 22.0	18.0	15.5
安全率, 補強後	1.20		

(2) 解析に用いた FEM モデル

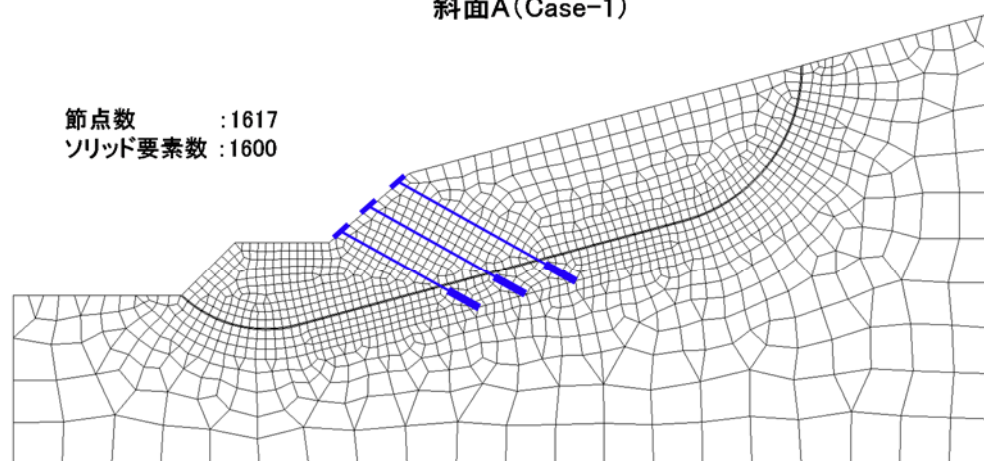
図-3.35 (a), (b) に解析に用いた FEM モデルを示す. 斜面 A は地すべり土塊, すべり面, 基盤からなる構造とした. 地すべり土塊, 基盤は弾性体のソリッド要素を用いた. 地すべり土塊のメッシュサイズはすべり面及びアンカーが設置される周辺は一辺を 2.5m とし, それ以外は 5.0m とした. すべり面は弾完全塑性体と仮定し, ソリッド要素を用いてモデル化した. 構成則は降伏基準に Mohr-Coulomb 条件, 塑性ポテンシャルに Drucker-Prager 条件を用いる MC-DP モデル (非関連流れ則)⁸⁾を適用した. すべり面として設定したソリッド要素の厚さは 50cm とした. 境界条件は, 下部は完全拘束, 左右は鉛直ローラーとした. 各要素の変形係数およびポアソン比は既往文献^{15), 16)}において斜面の安定解析に用いる物性値として示されている範囲から, 地すべり土塊は軟岩 3 (風化/あまり固結していない), 基盤は軟岩 2 (部分風化/中程度に固結), すべり面は軟質土の値を設定している (表-3.10).

斜面 B は地層 1, 地層 2 からなる構造とした. いずれも弾完全塑性体のソリッド要素を用い, メッシュサイズはアンカーが設置される周辺は一辺を 1.0m とし, それ以外は 1.5m とした. 弾完全塑性体の構成則と, モデルの境界条件は斜面 A と同様である. 各要素の変形係数およびポアソン比は, 参考とした既往文献^{15), 16)}と同様の値としている (表-3.10).

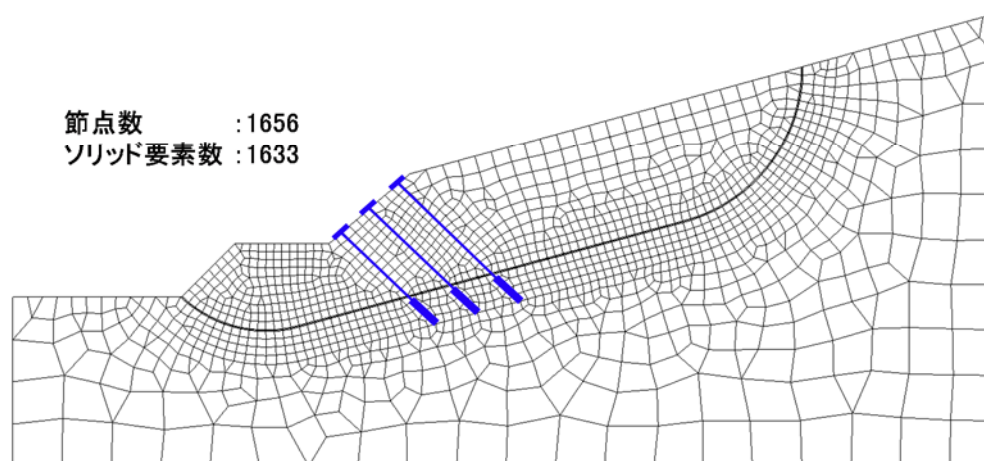
3. 有限要素解析を用いたグラウンドアンカーの緊張力予測手法の検討



斜面A(Case-1)



斜面A(Case-2)



斜面A(Case-3)

図-3.35 (a) 斜面Aの解析に用いたFEMモデル

3. 有限要素解析を用いたグラウンドアンカーの緊張力予測手法の検討

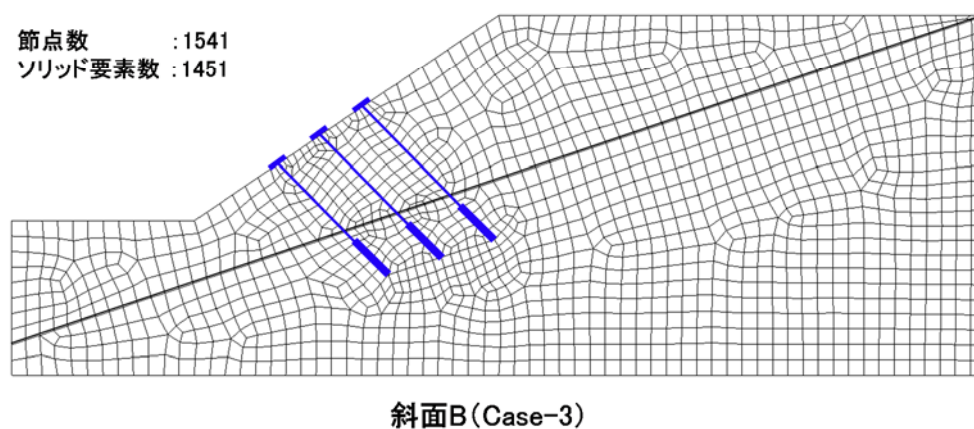
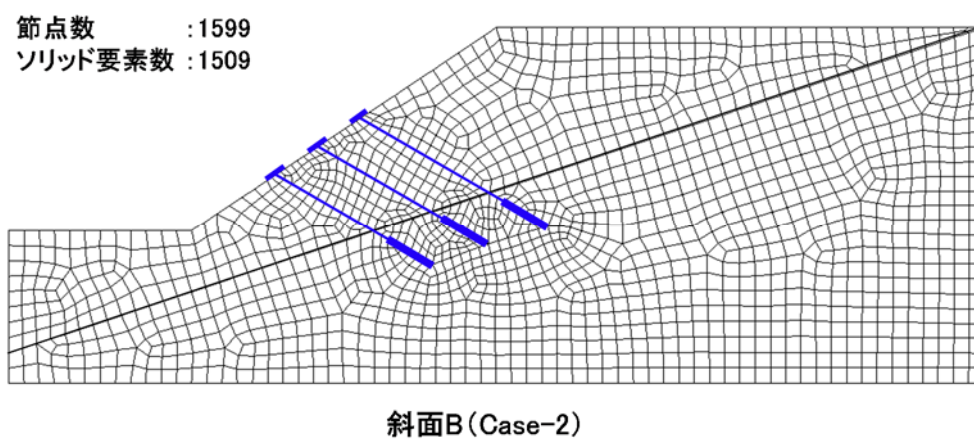
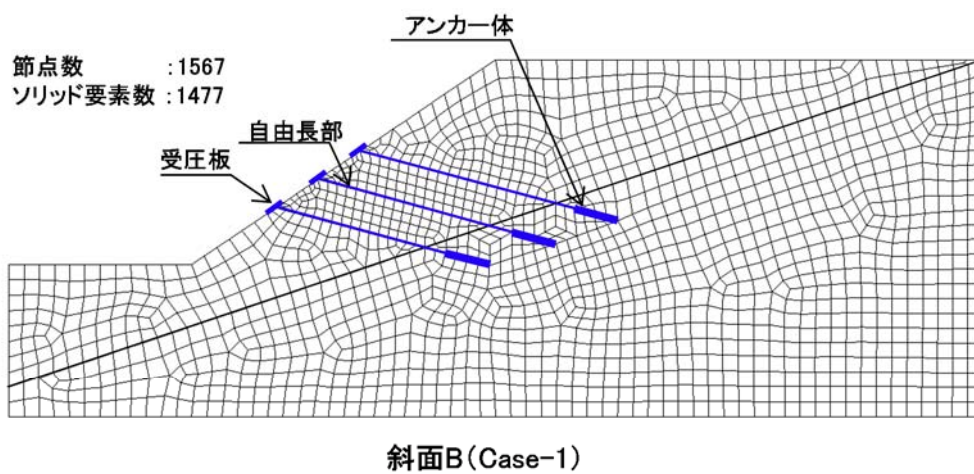


図-3. 35 (b) 斜面 B の解析に用いた FEM モデル

(3) アンカーのモデル化方法

アンカーのモデル化は初期緊張力を節点集中荷重で、自由長部を棒要素でモデル化する手法を用いて行った^{1),2)}。ここでは初期緊張力として、表-3.11 に設計アンカー力と示す値を与えている。この手法では、自由長部をモデル化している棒要素の両端が地表の受圧板、地中のアンカー体（定着部）に固定されているため、土塊の滑動に伴い棒要素に引張方向の軸力が生じることとなる。なお、棒要素は両端の節点のみが固定されており、その他の節点は地盤のソリッド要素とは共有されていない。そのため、地盤との摩擦力や、すべり面に作用するせん断応力は、棒要素には作用しない。表-3.12 に解析に使用したアンカー部材の物性値を示す。なお、本解析は奥行方向の単位幅を 1m とした 2 次元解析とした。そのため、アンカーの緊張力や部材として用いる梁要素と棒要素の断面積には、表-3.12 に示す値をアンカーの奥行方向の配置間隔で除した値を用いた。

表-3.12 アンカー部材の物性値

モデル	部材名	要素タイプ	構成則	弾性係数 (N/mm ²)	断面積 (mm ²)	単位体積重量 (kN/m ³)
斜面A	自由長部	棒要素	弾性体	194,000	592	77.0
	アンカー体（定着体）	梁要素	弾性体	25,000	10,387	22.5
	受圧板	梁要素	弾性体	200,000	37,000	77.0
斜面B	自由長部	棒要素	弾性体	194,000	1,382	77.0
	アンカー体（定着体）	梁要素	弾性体	25,000	21,400	22.5
	受圧板	梁要素	弾性体	200,000	125,600	77.0

(4) 斜面の全体安全率の算出方法

本研究の FEM 解析による斜面の全体安全率の算出はせん断強度低減法²⁷⁾によって行った。せん断強度低減法は、土質の強度定数（内部摩擦角と粘着力）を徐々に低減させ、反復計算が発散し斜面が崩壊に至ったと判断された時の低減係数を斜面の全体安全率として取り扱う手法である。この手法によって算出される安全率は、極限平衡法で定義される安全率と同じ意味をもつと言われている。斜面 A においては、すべり面要素のみにせん断強度低減法を適用させたため、地すべり土塊がすべり面を境界として滑動し崩壊に至る現象に対する安全率となる。斜面 B は全ての土質要素にせん断強度低減法を適用させたため、アンカーの補強前後において最小の安全率を示すすべり面が計算結果により決定される。解析の手順は、まずアンカーによる補強前のモデルについて、安全率を算出する。次にそのモデルに各アンカー部材及び、従来手法によって決定したアンカーの各仰角の設計アンカー力を初期緊張力として追加し、この状態での安全率を算出す

る．なお，初期緊張力としての節点集中荷重は地表の受圧板の要素に作用させ，この反力として逆向きの節点荷重をアンカー体の要素に分散して作用させている．

3.5.3 解析結果と考察

図-3.36 に斜面 A (Case-2) にせん断強度低減法を適用した際の変形図を示す．図-3.36 では崩壊直前のメッシュの変形を 20 倍に強調して示しており，アンカーが設置されている範囲と比較して，地すべりの頭部と末端部の変形量が大きいことが確認できる．表-3.13 に FEM 解析による全体安全率の算出結果を示す．表-3.13 (a) によると斜面 A のいずれのケースにおいても斜面の全体安全率は従来手法による目標安全率を 1.1 (補強前+0.07) を満足しており，その増加率はアンカーの仰角が小さいほど大きい．図-3.37 に FEM 解析による崩壊直前の各アンカーの緊張力の増加量を示す．図-3.37 (a) によるとアンカーの緊張力の増加量はアンカーの仰角が小さいほど大きい．これは，すべり面勾配とアンカーの仰角が平行に近いほど，土塊の滑動方向とアンカーの軸方向が一致し，アンカーに引張力が作用しやすいためだと考えられる．ここで，FEM 解析で得られた緊張力の増分を設計アンカー力に加算して式 (1) により安全率を算出すると，Case-1 は 1.18，Case-2 は 1.17，Case-3 は 1.15 であり，表-3.13 (a) に示す補強後の安全率と概ね近い値が得られる．このことから，地すべりの滑動に伴い作用するアンカーの緊張力の増分が，従来手法で期待している安全率からの上乗せに寄与しているものと考えられる．

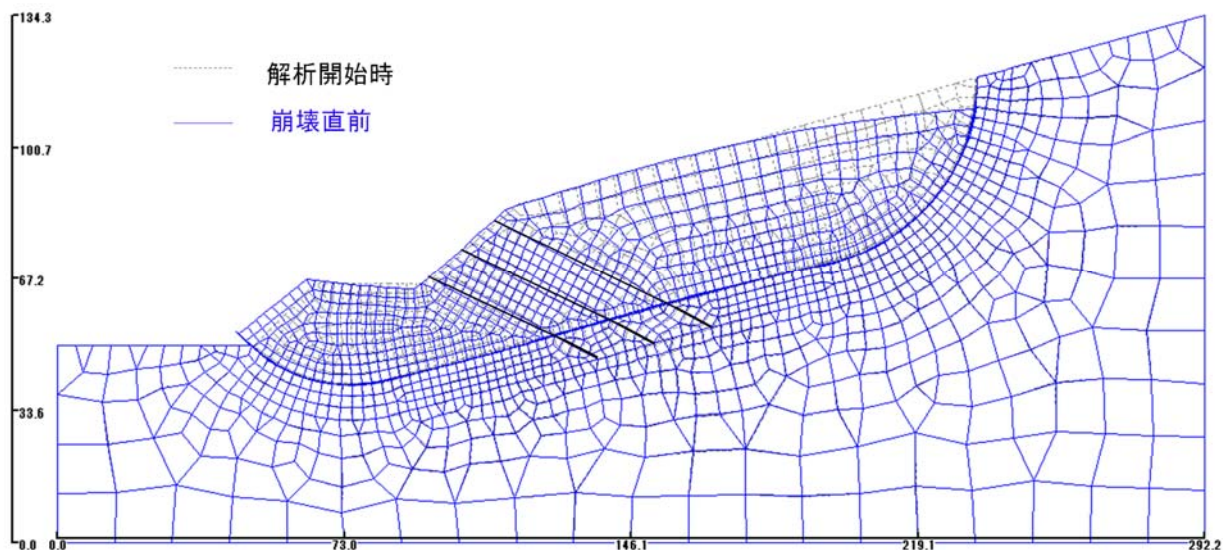


図-3.36 斜面 A (Case-2) 変形図．変形量を 20 倍に強調している．

3. 有限要素解析を用いたグラウンドアンカーの緊張力予測手法の検討

表-3.13 FEM 解析による斜面の全体安全率

(a) 斜面A			
	Case-1	Case-2	Case-3
アンカー仰角	15°	30°	45°
安全率, 補強前	1.03	1.03	1.03
安全率, 補強後 ()内増分	1.17 (+0.14)	1.15 (+0.12)	1.13 (+0.10)

(b) 斜面B			
	Case-1	Case-2	Case-3
アンカー仰角	15°	30°	45°
安全率, 補強前	1.05	1.05	1.04
安全率, 補強後 ()内増分	1.26 (+0.21)	1.25 (+0.20)	1.21 (+0.17)

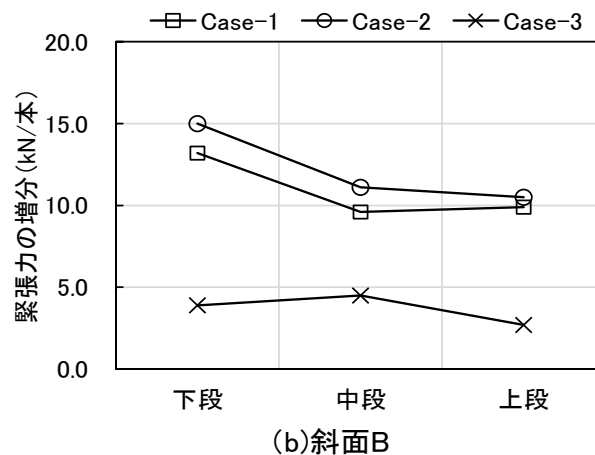
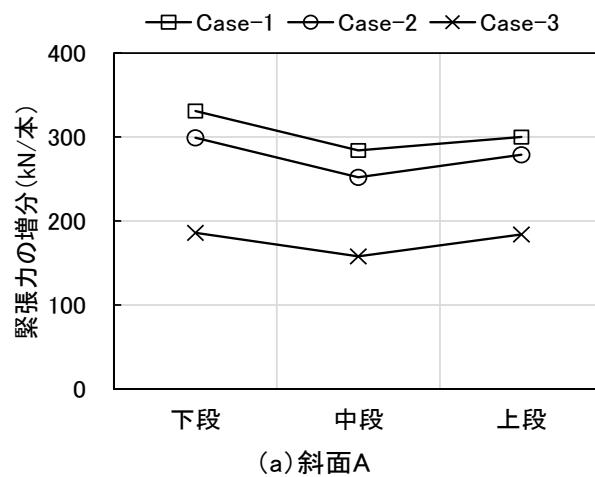


図-3.37 FEM 解析による崩壊直前の緊張力の増分

図-3. 38・39・40 に斜面 B (Case-1・2・3) にせん断強度低減法を適用した際の補強前後における最大ひずみ増分のコンタ図を示す. 図-3. 38・39・40 では暖色ほどひずみ増分が大きいことを示している. 図-3. 38・39・40 の (a) 補強前における最大ひずみ増分の分布をみると, 極限平衡法によって探索された最小安全率の円弧すべりと概ね同様の位置にひずみ増分が大きい範囲が分布している. 図-3. 38・39・40 の (b) 補強後によると, ひずみ増分が確認される範囲は補強前よりもやや深度方向に広がり, アンカーが配置されている範囲及びそれよりも上部の範囲のひずみ増分が小さくなっている傾向が認められる. 表-13(b)によると, 補強前の安全率は 1.04~1.05 であり, 極限平衡法による設定値 1.00 よりも若干高い値が得られている. 補強後の安全率の増加率は斜面 A と同様にアンカー仰角が小さいほど高い. 図-3. 37 (b) によると, 斜面 B のいずれのアンカーにおいても緊張力の増加が認められるものの, 設計アンカー力に対する比はいずれのケースでも小さく, 緊張力の増加が安全率に与えた影響は斜面 A と比較すると限定的だったと言える. この原因は, 図-3. 38・39・40 における (b) 補強後のひずみ増分の分布状況で確認できるように, 斜面 B ではアンカーが配置されていないすべり面下部の

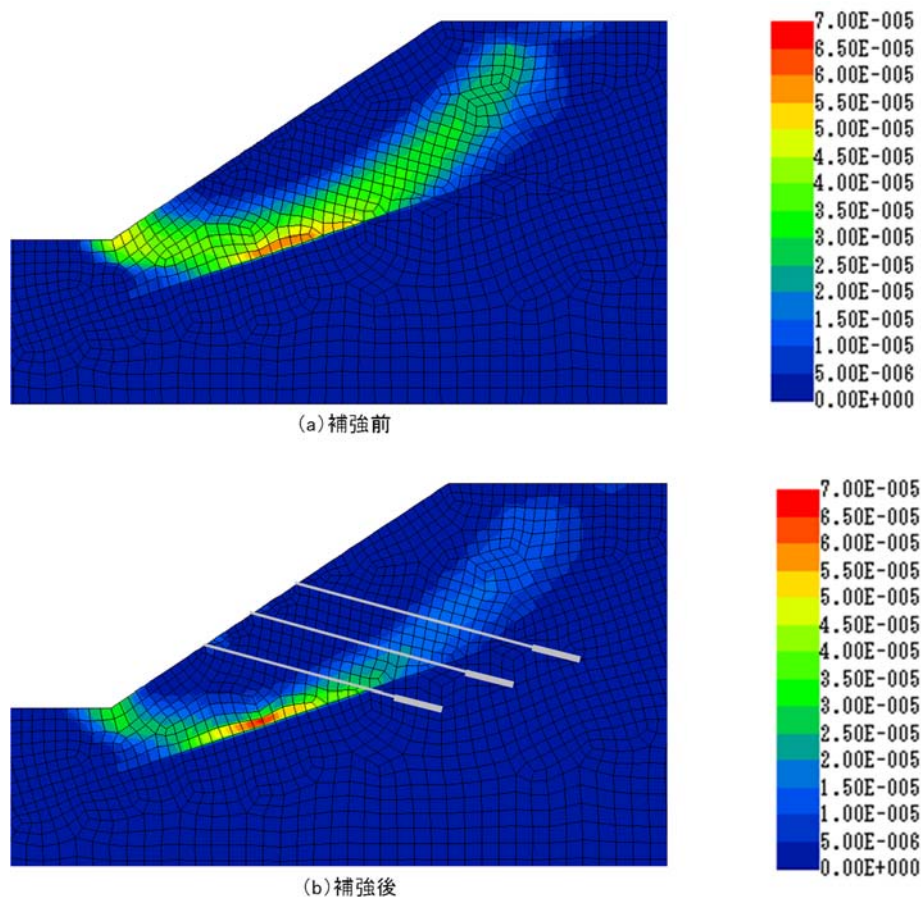


図-3. 38 斜面 B (Case-1) の最大ひずみ増分のコンタ図

3. 有限要素解析を用いたグラウンドアンカーの緊張力予測手法の検討

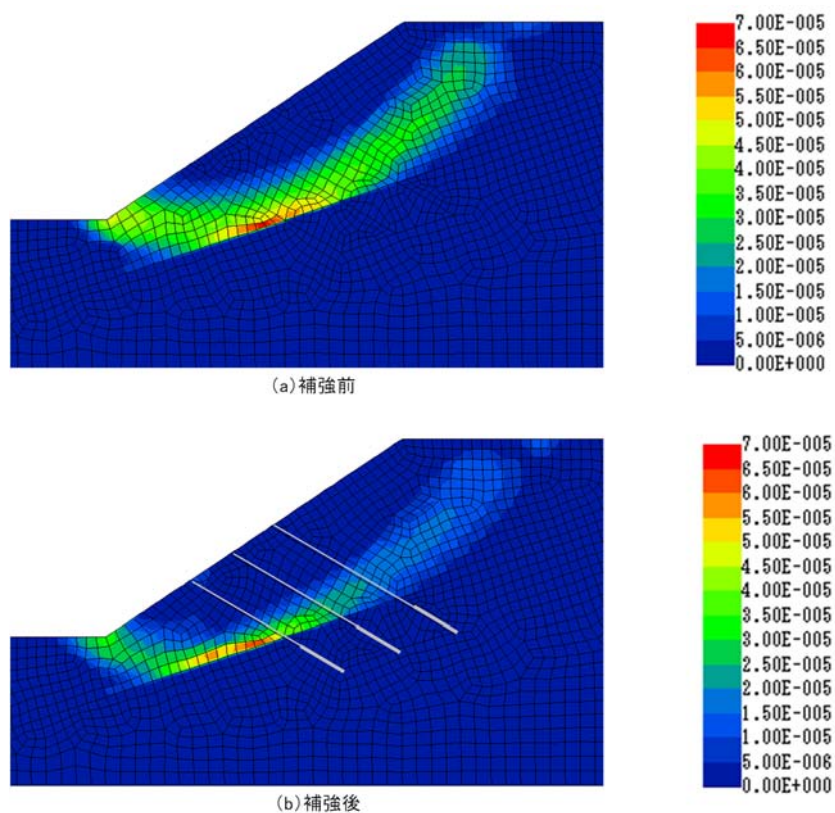


図-3.39 斜面 B (Case-2) の最大ひずみ増分のコンタ図

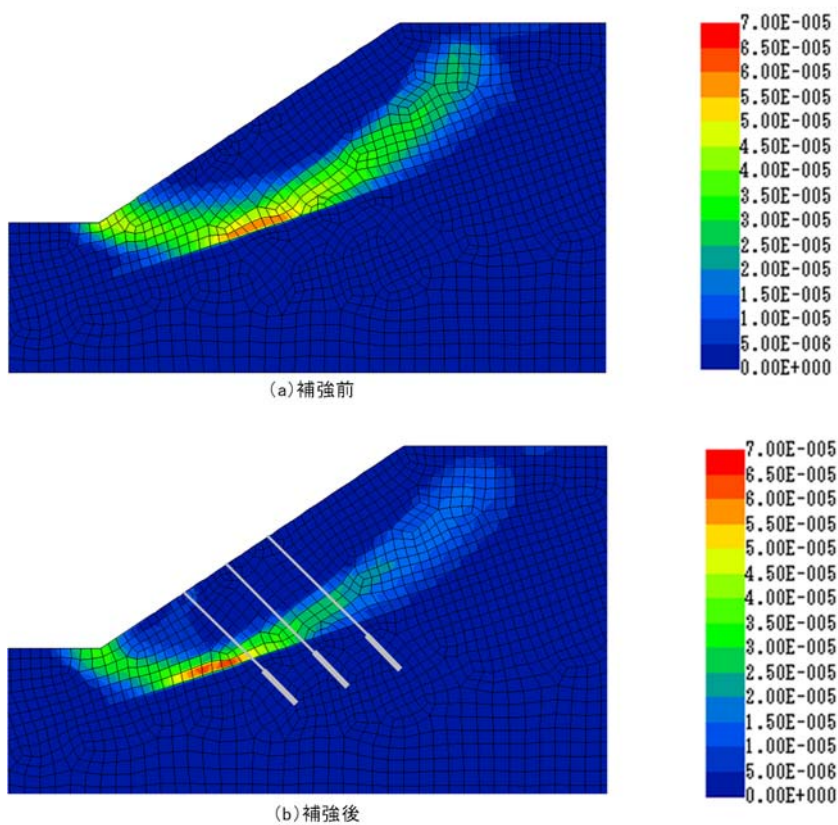


図-3.40 斜面 B (Case-2) の最大ひずみ増分のコンタ図

ひずみ増分が卓越しており、アンカーに大きな軸力が作用する前に斜面下部が崩壊に至ったためだと考えられる。また、ここでは斜面 B の Case-3 における補強による安全率の増分が+0.17 であり、従来手法で期待していた+0.20 に至っていないことに着目する。この原因として従来手法では考慮していない地表面に作用するアンカー力の存在が考えられる。図-3.41 に示すように地表面に作用するアンカー力について考えると、アンカーの軸方向に作用するアンカー力 T は水平方向成分 T_h と鉛直方向成分 T_v に分けられる。この時、 T_h は基本的に土塊の移動方向に対抗し、引き止め機能として土塊を押し上げる方向に作用するが、 T_v はすべり面の勾配によっては土塊を押し下げる方向に作用する可能性がある。図-3.42 に斜面 B の Case-3 のモデルについて、アンカーの初期緊張力としての節点集中荷重を作用させたことによって生じる主ひずみの分布図を示す。図-3.42 によると、最下段のアンカーの下方の地層境界付近において、左斜め下方向の圧縮ひずみが生じていることが確認され、アンカーの緊張力が部分的には土塊を押し下げる方向に作用していると言える。この結果として、FEM 解析によって得られる安全率は、アンカーにより全体としては増加するものの、この作用を無視している従来手法によって算出される安全率よりも低くなっている可能性が考えられる。

以上のように、いずれの斜面の解析結果においても、アンカーの仰角が小さい場合に従来手法よりも大きな安全率が得られる傾向が認められた。このことは、想定されるすべり面勾配が比較的緩い場合（今回のケースでは、斜面 A のすべり面勾配：15°，斜面 B のすべり面勾配：平均 27°）においてアンカーの設計を行う場合、従来手法により同じ安全率が得られている場合でもアンカーの仰角が小さい場合の方が安全側の設計とな

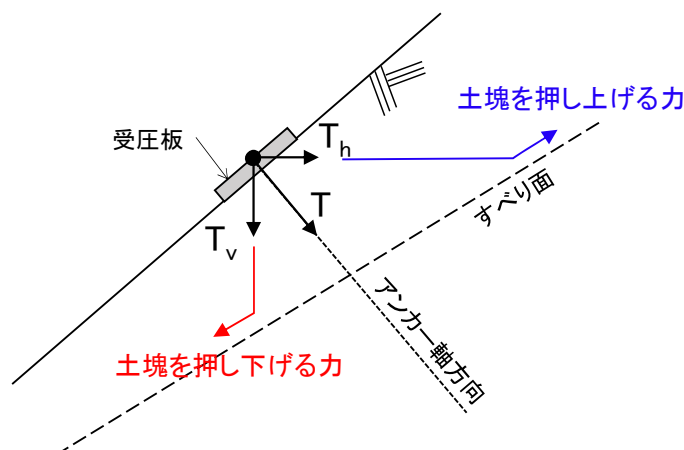


図-3.41 地表面に作用するアンカー力

3. 有限要素解析を用いたグラウンドアンカーの緊張力予測手法の検討

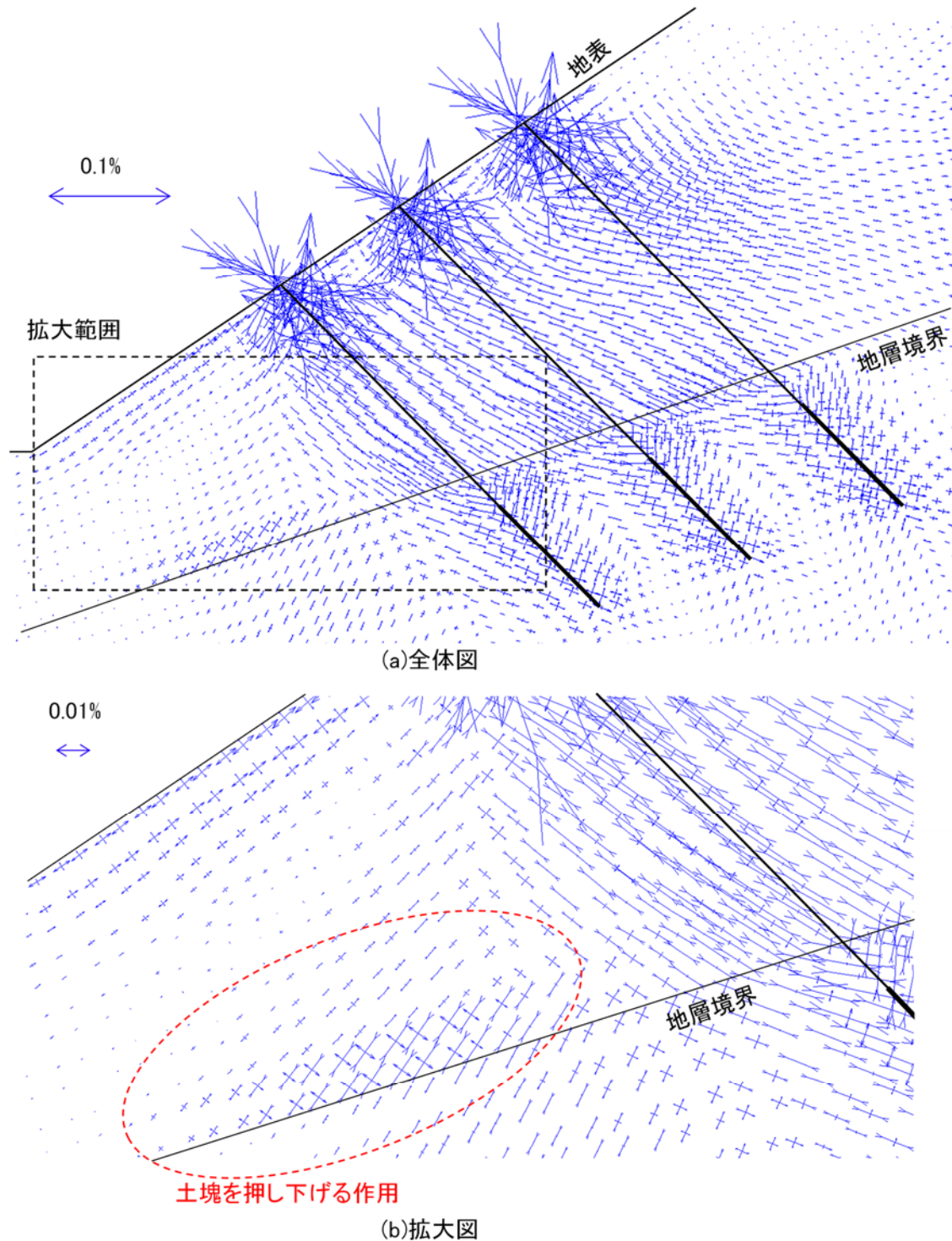


図-3.42 アンカーの初期緊張力を作用させたことによって発生する主ひずみの分布図

ることを示唆する。この結果は、すべり面勾配が緩い場合には、アンカー仰角をすべり面と平行に近く設定した方が有利であるという従来の設計概念と概ね整合する。FEM 解析を用いることで、これまで経験的に取り扱われてきたアンカーの仰角に関する設計概念を定量的に説明することが可能となると考えられる。

3.5.4 まとめ

すべり面勾配が緩く規模の大きな2つのモデル斜面において、従来設計手法とFEM解析によりアンカーの仰角のみを変化させて斜面の全体安全率を求めたところ以下のことが明らかとなった。

- (1) 従来手法とFEM解析によって得られる斜面の全体安全率は、アンカーの仰角によって差が生じた。アンカーの仰角が小さい場合に、FEM解析におけるアンカー軸力の増加量が大きくなり、安全率も高くなる傾向が認められた。アンカーの仰角が小さく、アンカー方向とすべり面のなす角が小さい場合は、アンカーが引張材として機能しやすく、アンカー緊張力の増分が追加の抑止力として作用したためだと考えられる。
- (2) 円弧すべりのモデル斜面におけるFEM解析の結果では、アンカーの仰角が大きい場合、従来設計法で期待していた安全率を下回った。アンカーの仰角が大きい場合、地表面に作用するアンカー力の鉛直方向成分が大きくなる。このアンカー力の鉛直方向成分が土塊を下方に押し下げる様に作用し、全体としてのアンカーの効果を低減している可能性が考えられる。
- (3) FEM解析を用いることで、アンカー仰角に応じたアンカーの引張材としての効果や、アンカー力の鉛直方向成分の負の効果などの、従来手法では考慮されていなかった要素が評価可能であることが明らかになった。このことからアンカー仰角の合理的な設定に対しての、FEM解析の有効性が示されたと考えられる。汎用FEM地盤解析ソフト（フォーラムエイト社製、GeoFEAS2D）に内装される機能を組み合わせて実施しており、特殊な計算プログラムは使用していない。実務においても重要度の高い斜面のアンカー設計においては、FEM解析を用いた検討が行われることが期待される。また、アンカーの効果に関する解析のケーススタディを蓄積し、設計において特に注意すべき条件を示すなどの取り組みも必要と考えられる。

3.6 第3章のまとめ

FEM 解析を用いてアンカーの緊張力変動を予測する手法について提案し、実際にアンカーの緊張力の増加が発生した2つの事例を用いて、その適用性を検証した。提案する手法では、ある時点までのアンカーの緊張力の増加を再現する有限要素モデルを構築し、その後の現場状態の変化をモデル上で再現し、それに伴う緊張力の変化を算出する。

岩城地区の事例では、追加対策前の地すべりの滑動に伴うアンカーの緊張力変化は誤差率-2~5 %の範囲で再現され、追加対策後のアンカーの緊張力は、実測値に対し誤差率-17~5%の範囲の値を得た。ただし、解析ケースによっては、解析値が実測値よりも全体的に低い傾向を示した。この原因として本解析ではすべり面の構成則を弾完全塑性体として仮定していることが挙げられる。解析対象期間が長期にわたる場合で、より安全側の解析結果を得るには、すべり面のせん断強度がピーク強度から残留強度へ低下することを考慮する必要があると考えられる。

土山地区の事例では、逆解析を行った解析断面（主測線：A-A'断面）におけるアンカーの緊張力の予測値は、地盤のパラメータの組み合わせによりやや異なる値を示したものの、実測値と概ね同様の傾向を示し、誤差率の範囲は-1.0%~4.1%であった。主測線での逆解析で得られた地盤のパラメータを、他の解析断面（副測線：B-B'断面・C-C'断面）に転用した場合のアンカーの緊張力の予測値は、地盤のパラメータの組み合わせによりやや異なる値を示したものの、実測値と概ね同様の傾向を示し、誤差率の範囲は-4.1%~9.2%であった。いずれの解析断面においても、各ケースの解析値から判定されるアンカーの健全度は、アンカーの緊張力増加が収束したとみられる時期の実測値と概ね同様の健全度を示した。

以上から、提案する FEM 解析を用いてアンカーの緊張力変動を予測する手法は概ね実際の現場への適用性があると考えられた。ただし、土山地区の事例のように、再現解析を行う時点でアンカーの緊張力の計測点数が少ない場合は、緊張力のみでなく、その他の計測や調査結果を基に地すべりの機構を十分に精査した上で、特に注意して再現解析モデルを構築する必要性が述べられた。

また、FEM 解析を用いることで、アンカー仰角に応じたアンカーの引張材としての効果や、アンカー力の鉛直方向成分の負の効果などの、従来手法では考慮されていなかった要素が評価可能であることが明らかになった。このことからアンカー仰角の合理的な設定に対しての、FEM 解析の有効性が示された。

参考文献

- 1) 杉井良平, 高木将行, 藤平大, 石井靖雄: FEM によるグラウンドアンカー荷重の変動予測手法の検討—アンカーが追加された地すべりにおける荷重予測—, 日本地すべり学会誌, Vol. 55, No. 5, pp. 23-32, 2018.
- 2) 杉井良平, 山崎充, 芥川真一: FEM 解析を用いた切土時のグラウンドアンカー緊張力予測手法に関する検討, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol.77, No.4, 371-385, 2021.
- 3) 杉井良平, 歳藤修一, 芥川真一: FEM 解析を用いたグラウンドアンカーの仰角と斜面安全率に関する一考察, Kansai Geo-Symposium 2022—地下水地盤環境・防災・計測技術に関するシンポジウム—論文集, pp.231-236, 2022.
- 4) 中村浩之, 星野和彦, 奥田公也: アンカー工における最適な初期定着力の設定, 地すべり, Vol.29, No.1, pp.16-23, 1992.
- 5) 蔡飛, 鵜飼恵三: アンカー工による斜面の補強効果-極限平衡法と弾塑性 FEM との比較, 日本地すべり学会誌, Vol.40, No.4, pp.8-14, 2003.
- 6) 栗田政芳・豊嶋駿一 (2012): 岩城地区法面对策について, 平成 24 年度国土交通省東北地方整備局管内業務発表会発表論文,
<http://www.thr.mlit.go.jp/Bumon/B00097/k00360/happyoukai/H24/ronbun/5-17.pdf> (参照日 2017 年 12 月 25 日) .
- 7) 土木研究所, 日本工営 (株), 日特建設 (株), ライト工業 (株), 守谷鋼機 (株), 日本基礎技術開発 (株), (株) エスイー: グラウンドアンカーの適正な緊張力計測手法に関する研究, 共同研究報告書 458 号, 2014.
- 8) 田中忠次: 有限要素法による変形・安定解析, わかりやすい土質力学原論 (第 1 回改訂版), (社)土質工学会, pp.109-154, 1992.
- 9) 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.
- 10) 石井靖雄・藤澤和範・中島祐一・倉岡千郎: 地下水位の上昇による再滑動型地すべりの FEM 解析モデルと杭の FEM 再現解析, 日本地すべり学会誌, Vol.43, No.2, pp.1-9, 2006.
- 11) 若井明彦・鵜飼恵三・蔡飛・田中潔: 地すべり抑止杭の合理的な最大抑止力評価のための簡易設計支援システム, 日本地すべり学会誌, Vol.42, No.5, pp.18-28, 2006.
- 12) 田中忠次・鵜飼恵三・河邑眞・阪上最一・大津宏康: 地盤の三次元弾塑性有限要素解析, 丸善, pp.113-114, 1996.
- 13) 日本地すべり学会: 有限要素法による地すべり解析, 山海堂, pp. 65-66, pp.80-83, 2006.
- 14) 土木学会: コンクリート標準示方書 2012 年制定設計編, 丸善, p.39, p.53, 2013.

- 15) 申潤植：地すべり工学-理論と実践-, 山海堂, p.56, 58, p.60, 1989.
- 16) Hobst,L. and Zajic,J. : Anchoring in rock and soil, Developments in Geotechnical Engineering Vol. 33, Elsevier Scientific Pub. Co, p.45, p.49, 1983.
- 17) 国土交通省砂防部・(独) 土木研究所：地すべり防止技術指針及び同解説, (社)全国治水砂防協会, pp.56-57, 2008.
- 18) 土質工学会：地盤工学における数値解析の実務, (社)土質工学会, p.45, 1987.
- 19) 土木研究所, 日本アンカー協会：グラウンドアンカー維持管理マニュアル, 鹿島出版会, pp. 74, 2008.
- 20) 山崎充, 酒井俊典：グラウンドアンカーに設置した荷重計と変位観測機器の関係についての評価, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol. 75, No. 3, pp. 288-302, 2019.
- 21) 東日本高速道路(株), 中日本高速道路(株), 西日本高速道路(株)：設計要領第一集土工保全編・土工建設編, p. 2-27, 2016.
- 22) 日本道路協会：道路土工一切土工・斜面安定指針, pp. 290-293, pp. 400-403, 2009.
- 23) 鵜飼恵三：弾塑性 FEM による斜面の全体安全率の計算法, 土質工学会論文報告集, Vol. 29, No. 2, pp. 190-195, 1989.
- 24) 地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準, 同解説, 丸善出版, p. 78, 2012.
- 25) 山崎充, 酒井俊典：グラウンドアンカーの緊張力低下と地質条件の関係についての検討, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol. 76, No. 4, pp. 411-428, 2020.
- 26) 杉井良平：グラウンドアンカーの荷重が増加した斜面の事例調査, 土木研究所資料・平成 28 年度交流研究員報告書概要版, 土木研究所, pp.79-82, 2016.
- 27) 蔡飛・鵜飼恵三・黄文峰：斜面安定性の評価－極限平衡法と弾塑性 FEM の比較, 日本地すべり学会誌, Vol.39, No.4, pp.395-402, 2003.

4. プラスチック光ファイバーと携帯端末を用いた斜面の動態観測手法の検討

4.1 はじめに

第3章で述べた様に、本研究で提案する FEM を用いた手法によってアンカーの緊張力を予測しようとする場合、再現解析を行う時点でアンカーの緊張力が少ない斜面では、緊張力のみでなく、斜面の変位や地下水位などの、その他の計測結果も活用して再現解析モデルを構築する必要がある。また、十分な観測・調査によって斜面変動の機構が明確になっていることが手法を適用させる前提としている。実際の斜面で地表面もしくは地中の変位、地下水位などに関する情報を計測して斜面を監視しようとする場合、各種センサーでデータを取得し、無線技術などを利用してデータをデータロガーに集約、現場の技術責任者を通じて関係者に伝達されることが多い。このような従来の観測システムを配備するには一つの斜面だけでも高額な費用が発生するため、経済的な問題から十分な数の観測システムを配備することは困難な場合が多い。

ここで、既往研究において^{1),2),3)}、によって、社会インフラ全般の計測システムの低コスト化を目的に、POF から構成されるセンサーを用いて、電気ではなく、光情報で対象物の状態変化を観測する方法が検討されていることに着目する。この手法では、計測の対

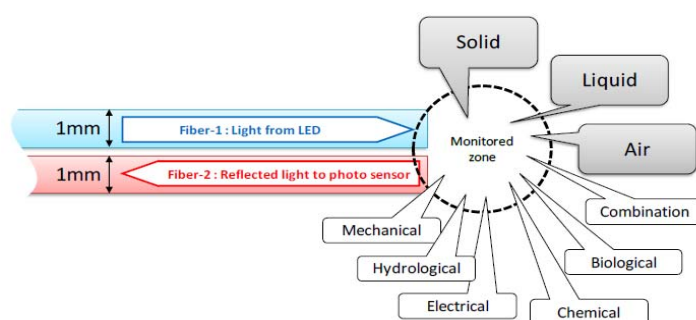


図-4.1 プラスチック光ファイバー先端での反射光強度に影響を与える要因¹⁾

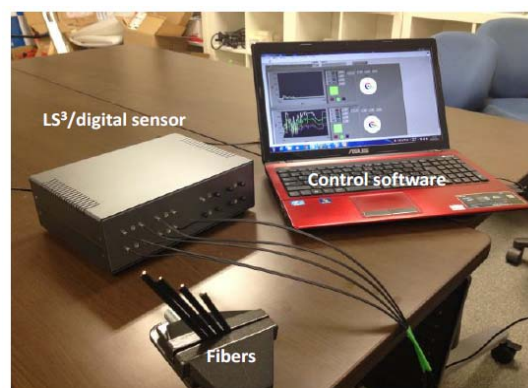


図-4.2 モニタリングシステムの構成¹⁾

象となっている事象の変化を光情報（強度や色合い）の変化として POF で捉え、得られた光情報の変化を専用のデータロガーにより数値化することを基本概念としている（図 4-1・2）。このセンサーを斜面の動態観測に活用することで、アンカーの緊張力の予測はもとより、斜面の監視・安定性の評価を低コストで実施できる可能性がある。

本章では、まず、POF センサーに関する既往研究について述べる。次に、斜面の安定状態、また、アンカーを含む斜面を FEM モデル化に関して議論する場合に重要となる、地盤への水分の浸透状況、地盤の全体的な変位について POF センサーを用いて計測する手法について検討した結果^{4),5)}を述べる。また、POF センサーを用いた計測手法について、斜面の動態観測に用いる場合の適用範囲と、今後の課題について述べる。

4.2 プラスチック光ファイバーを用いたセンサーに関する既往の研究

4.2.1 プラスチック光ファイバーの概要⁶⁾

POF は、コアとクラッドがいずれもポリマーを材料とする光ファイバーであり、最大の特徴はその直径が石英光ファイバーと比較して非常に大きいことである。各種の代表的な光ファイバーの断面の比較を図-4.3 に示す。POF は素線の直径が 0.5mm～1.0mm と大きいにもかかわらず柔軟性に富み、曲げや引張による破壊が発生しにくい。そのため POF 同士の結合などに高い合軸精度が要求されず、コネクタ等の端末部材や端末処理が安価で簡単であるといわれている。このため POF は多様な現場・計測対象に応じたセンサーの製作・加工を容易に行うことが可能であるという利点を持つ。

また、代表的なケーブル構造は POF 素線に樹脂の被覆を施しただけという単純なものであり、コネクタ等の部材構造やそれを用いた施工も簡単で且つ低コストある。さらに、装飾用途で POF の素線を露出させて使用している例もあるように人体に突き刺さる危険性がなく、家庭内やオフィス等でも容易に取り扱える光ファイバーと言える。

ただし、伝送損失は石英光ファイバーのそれよりも大きいため、例えばポリメタクリル酸メチル (Poly—methacrylate : PMMA) をコア材料とする POF の場合、最大伝送距離は 50m から 100m 程度に限られる。従って POF は、端末加工がコストに占める割合の大きい短距離データ伝送用途や、一般ユーザが光ファイバーを直接触れる可能性がある民生用途に適した光ファイバーという位置づけとされている。

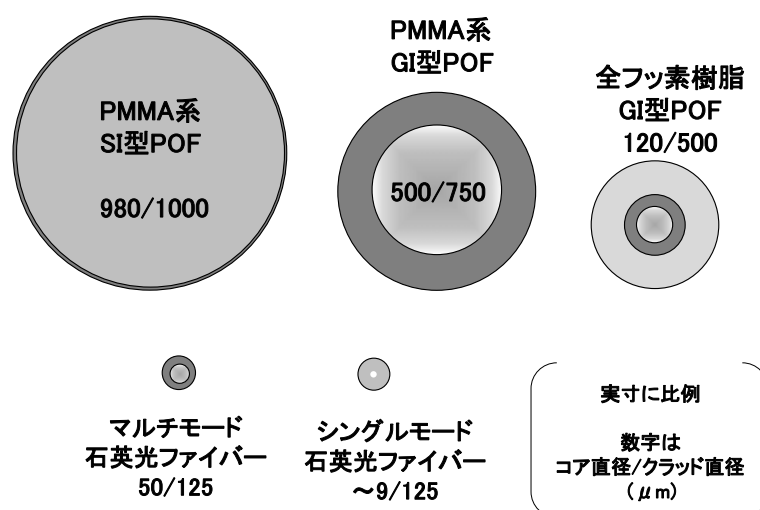


図-4.3 各種の代表的な光ファイバーの断面の比較（小池⁶⁾をもとに作成）

4.2.2 プラスチック光ファイバーを用いたセンサー

ここでは具体的な POF による計測形式として R2 センサーと Gap センサー³⁾について説明する。なお、R2 センサーは、既往文献³⁾においては Twin Fiber センサーとされていたが、その後、2 本の POF を使用する複数の種類のセンサーが開発されたため、混同を防ぐために名称を改めたものである。R2 とは、反射 (Reflection) の原理と 2 本の POF を使用したセンサーであることを示す。

図-4.4 に R2 センサーの概念図を示す。この方式では、図-4.4 において L1 として示すように、光源で発生した光が 1 本目の POF に送り込まれる。1 本目の POF の先端から放出された光のうち、L2 と示される部分が、POF 先端の前面にある任意の物体に当たる。反射した光のうち、L3 で示されるものの一部が 2 本目の POF に入射し、最終的に L4 の光が POF を通ってデータロガーに戻る。このように、R2 センサーは、センサー面のすぐ前にある任意の粒子や物質の存在や移動の影響を受ける光情報の測定に適している。

図-4.5 に Gap センサーの概念図を示す。図-4.5 に示すように、2 本の POF がある距離の間隔をもって直列に並んでいる。1 本目の POF の先端に到達した光 L1 のうち、一部は 2 本目 POF の断面に L2_a として直接に達し、さらにその一部は 2 本目の POF に入射する。別の一部は、任意の物体の表面に L2_b として当たり、その一部は 2 本目 POF の断面に向かって L3 として反射し、さらにその一部は実際に 2 本目の POF に入射する。これらの合計は、L4 となり、データロガーに戻り記録される。Gap センサーは、POF の 2 つの断面の間の空間で起こる任意の現象に由来する光情報を測定するのに適している。

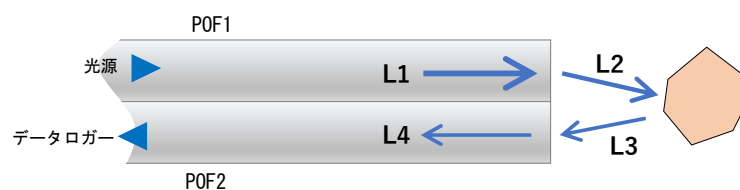


図-4.4 R2 センサーの概念図

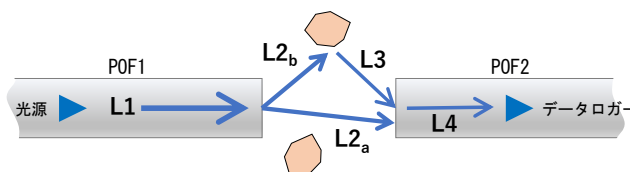


図-4.5 Gap センサーの概念図

4.2.3 プラスチック光ファイバーセンサーを用いた計測例

ここでは、POF センサーを用いて計測が行われた事例について述べる。

(1) 降雨による斜面崩壊の計測例²⁾

本事例は、降雨による斜面崩壊を想定して実施された、実物大模型実験における計測例である。写真-4.1、図-4.6 に示すように、模型斜面は透水性基盤の上面に幅 9m、層厚 1.0m、高さ 4.5m、斜面勾配 40°で造成された。斜面中には図-4.6 に示すように、POF センサーの他に、複数のセンサーが設置されている。この斜面に 40mm/h の人工降雨を与え、斜面が崩壊に至るまでの挙動が観測された。POF センサーとして、図-4.7 (a) に示すように地表から深度 700mm までに 8 つの R2 センサーが設置・埋設された。各 R2 センサーの初期状態は図-4.7 (b) に示すように土粒子に覆われており、R2 センサーの先端部に何らかの変状が生じた場合、データロガーが取得する光の強度が変化することになる。

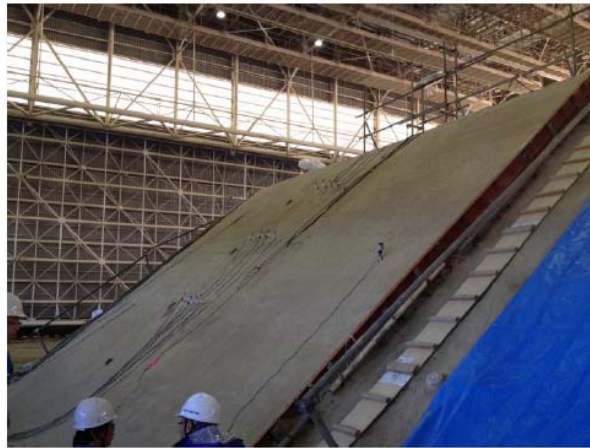


写真-4.1 実物大模型斜面²⁾

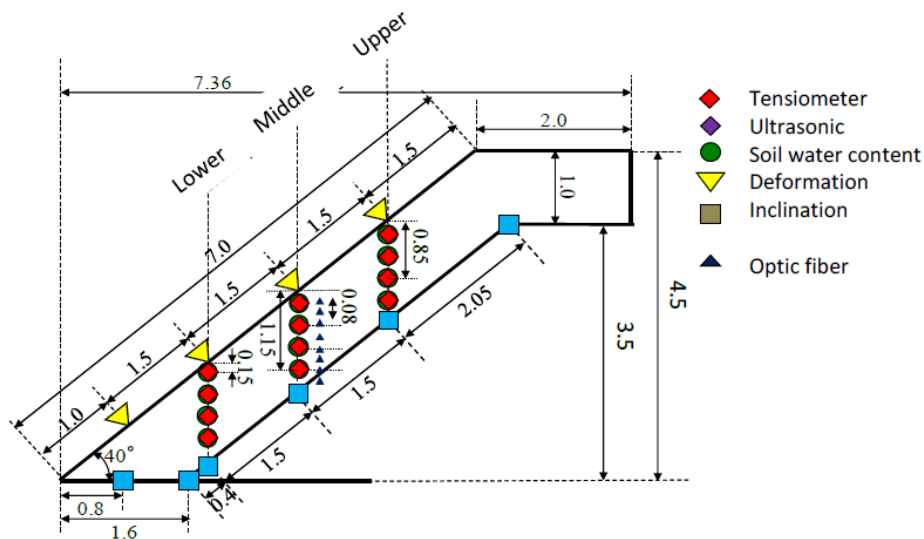


図-4.6 実物大模型の断面図と計測機器の位置²⁾

4. プラスチック光ファイバーと携帯端末を用いた斜面の動態観測手法の検討

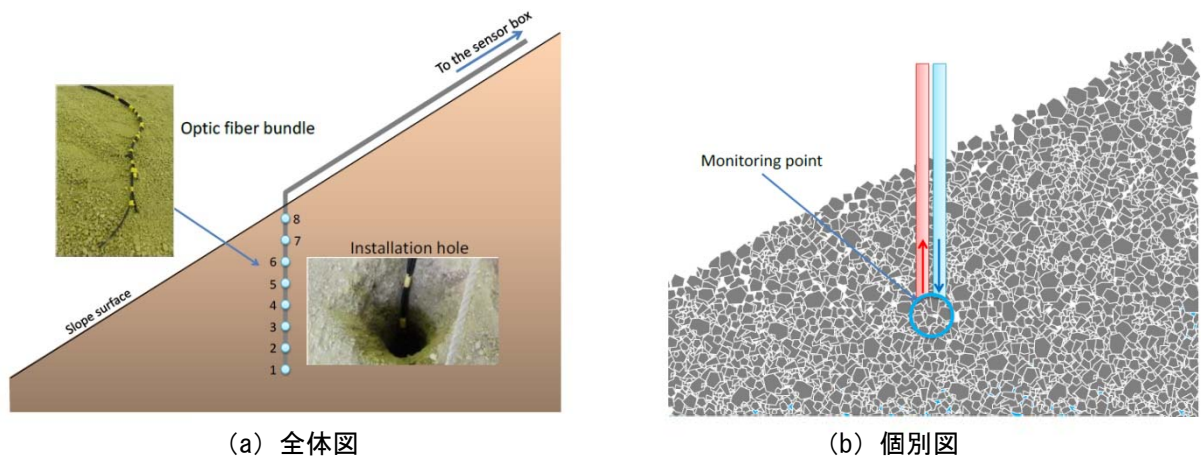


図-4.7 POF (R2) センサーの設置状況²⁾

写真-4.2 に斜面が崩壊に至った際の写真を示す．法肩部から法尻部にかけて崩壊が発生していることが認められる．図-4.8 に R2 センサーの計測結果を示す．図-4.8 によると R2 センサーによる光強度 (Light intensity) は法肩に亀裂が生じた時刻前後で徐々に減少し，崩壊時刻付近で大きく増加している．このように R2 センサーを斜面地に埋設しておくことで，斜面変状に応じて R2 センサーが取得する光強度が変化することが明らかになっている．



写真-4.2 斜面の崩壊状況²⁾

4. プラスチック光ファイバーと携帯端末を用いた斜面の動態観測手法の検討

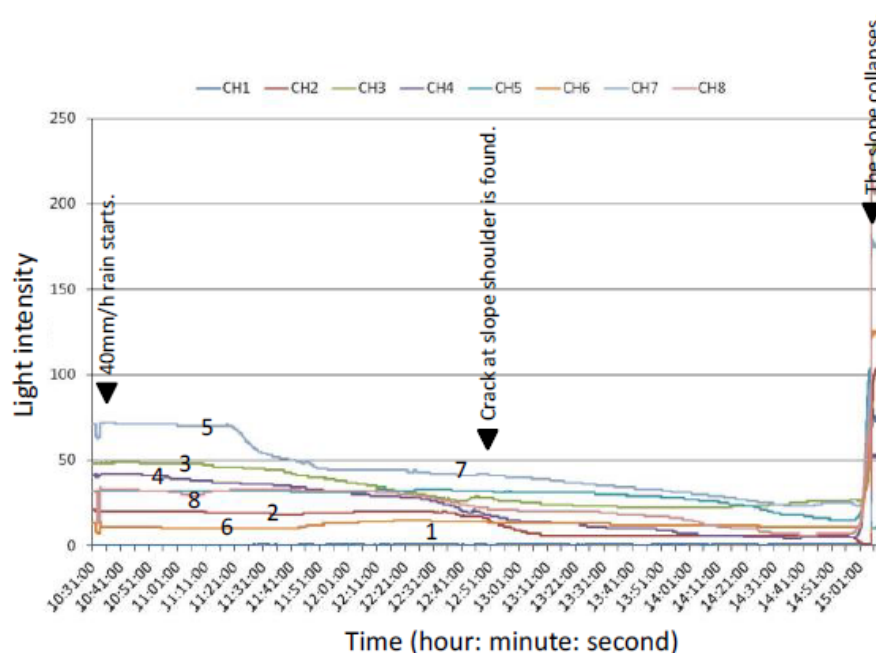
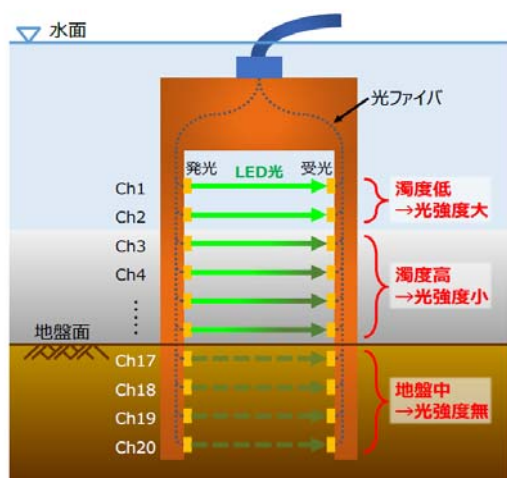


図-4.8 斜面の崩壊状況²⁾

(2) 波浪や河川出水による干潟の地盤高の変動計測⁷⁾

本事例は、波浪や河川取水などの干潟に対する外力が大きくなる期間の地盤高および濁度について、Gap センサーを用いて計測・推定を行った事例である。本事例では、POF センサーとして、図-4.9 に示すような Gap センサーを干潟に設置し、この Gap センサーが得る光強度について 5 ヶ月間の計測が行われている。

図-4.10 に光強度の計測結果を示す。これによると Ch14 以浅に設置された Gap センサーの光強度に変動がみられ、地盤高に変化が生じていることが分かる。また、図-4.11



(a) POF を用いた計測手法の原理



(b) 設置状況

図-4.9 干潟における POF (Gap) センサーの設置状況⁷⁾

4. プラスチック光ファイバーと携帯端末を用いた斜面の動態観測手法の検討

に示すように Gap センサーで計測された明度と濁度計で計測された濁度の関係には一定の関係が認められた。

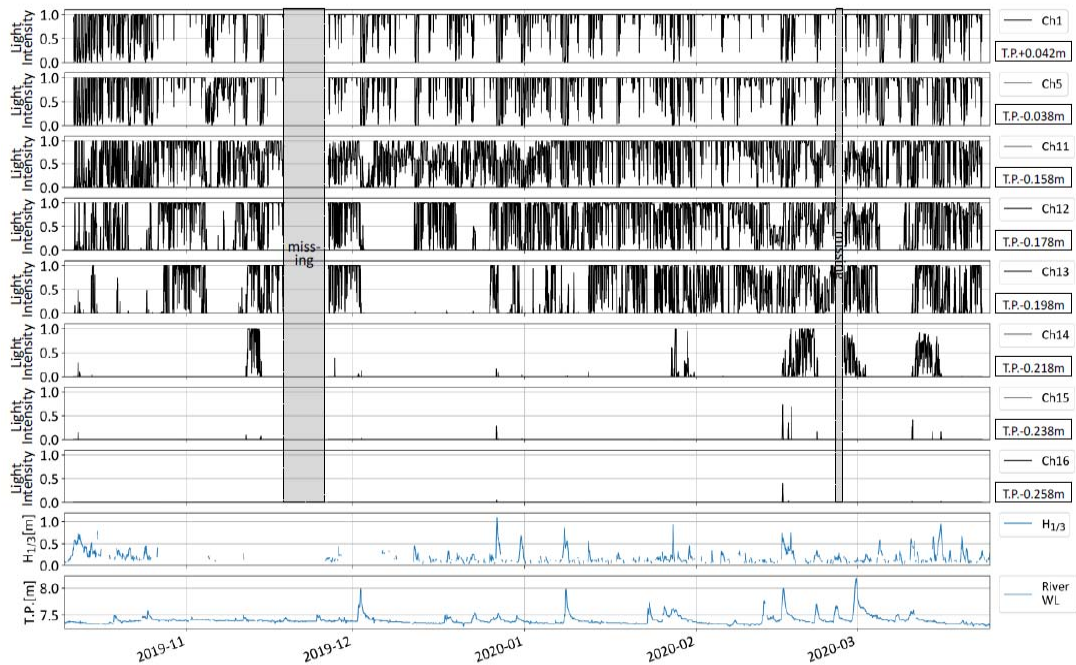


図-4.10 光強度 (Light intensity) の計測結果⁷⁾

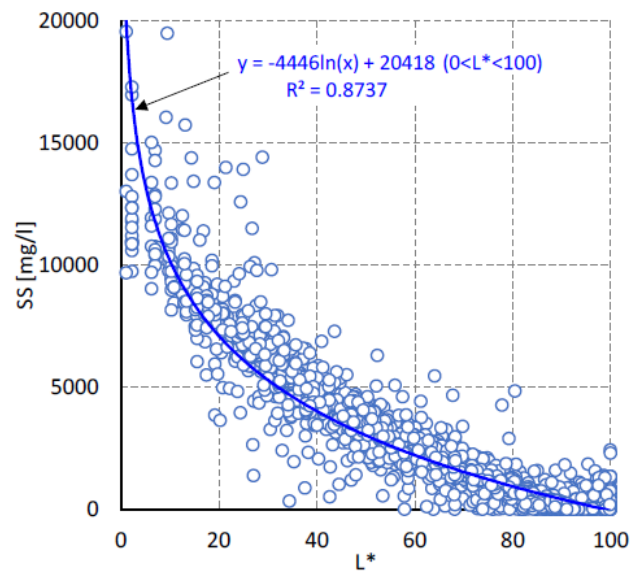


図-4.11 明度 (L^*) と濁度の関係⁷⁾

(3) コンクリートの硬化過程の計測⁸⁾

本事例では、生コンクリート中にPOFセンサーを設置し、コンクリートの硬化過程をモニタリングする手法の提案をしている。ここではRRセンサー（図-4.12）と言われる水分を検知するPOFセンサーが用いられている。このセンサーに関する詳細は次節にて述べる。図-4.13に示すようにRRセンサー設置した型枠内に生コンクリートを打設し、コンクリートが硬化する過程での光強度の変化を捉えている。

図-4.14に示す通り、生コンクリートの打設後の時間経過とともにRRセンサーが捉える光強度に変化がみられ、硬化過程との関連が述べられている。

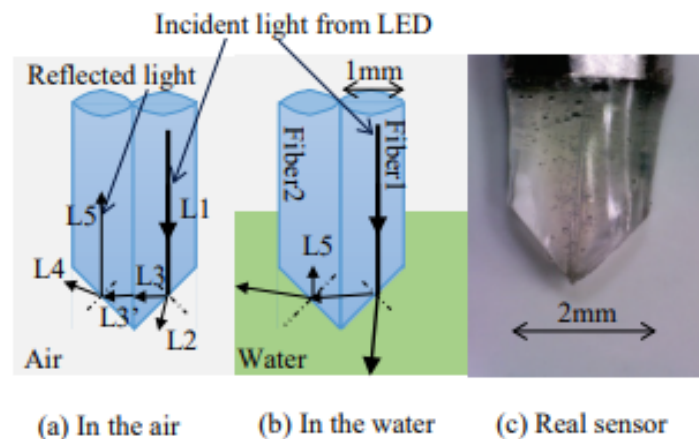
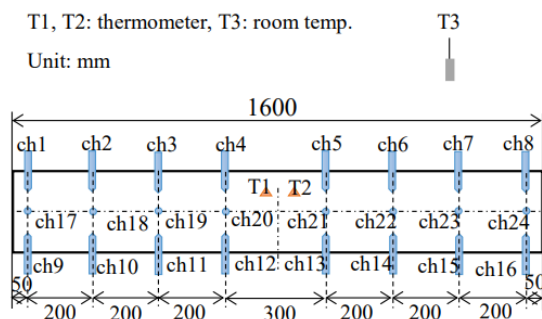
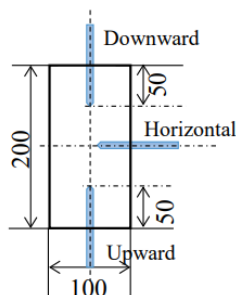


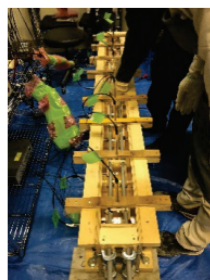
図-4.12 RR センサー⁸⁾



(a) Sie vieof concrete beam and sensor setup



(b) Sectional view of beam



(c) Layout of RR sensor



(d) Hardening test in the room

図-4.13 コンクリート供試体の作成状況と RR センサーの位置図⁸⁾

4. プラスチック光ファイバーと携帯端末を用いた斜面の動態観測手法の検討

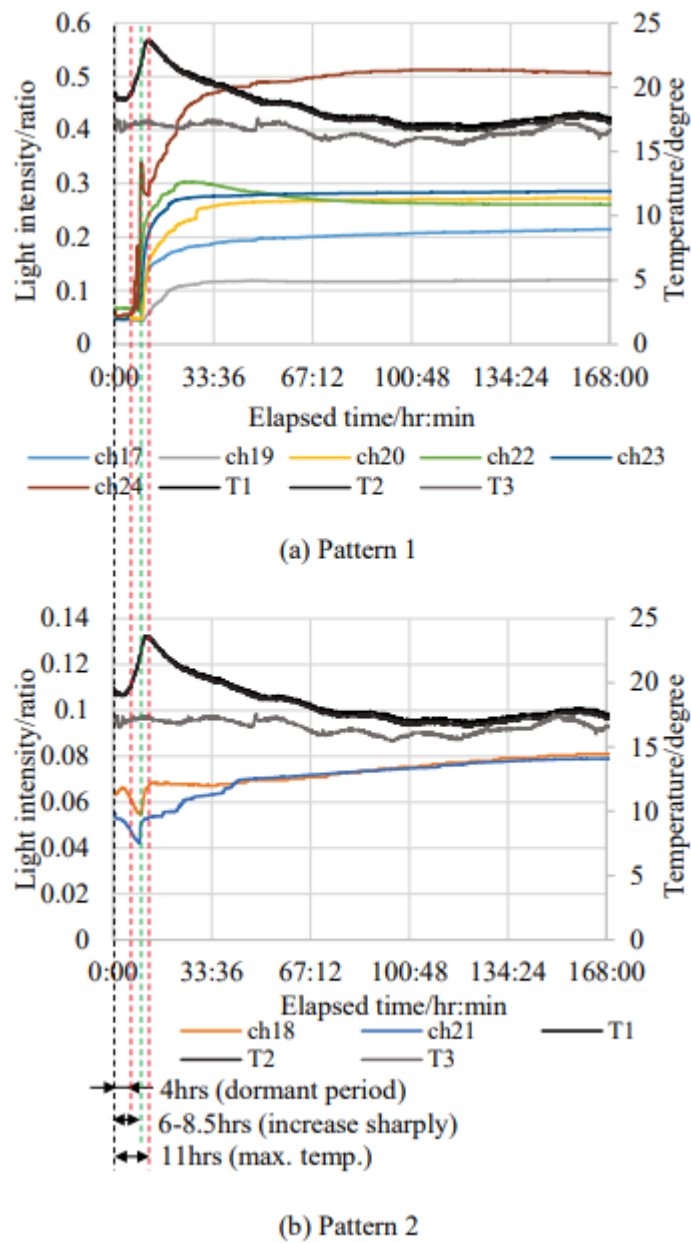


図-4.14 光強度・温度と経過時間の関係⁸⁾

(4) スマートフォン用の画像処理アプリケーション^{9), 10)}

芥川ほか⁹⁾は POF を用いた計測のさらなる低コスト化を目指し、光情報を取得するデータロガー部分^{1), 2), 3)}を携帯端末用のアプリケーションで代替する方法を検討している。近年の携帯端末機器はほとんどの機種が小型カメラを内蔵しており、多くの場合、機器の前側と後側の両方に最低 1 個ずつ装着されている。さらに、レンズの小型化によって、カメラが光を取り入れる部分の大きさがおおよそ 2mm 程度のものが多く、このサイズが POF の外径 2.2mm (POF 本体の直径は 1mm で被覆を含める場合) に近いことから、光データを取得した POF を写真-4.3 に示すように直接カメラに当てることによって、それを携帯端末機器にインストールしたアプリケーションで分析することが可能となるとしている。また、井上¹⁰⁾は複数の POF センサーの片側を 1 箇所に集約し、光情報を同時に取得可能としたアプリケーションを用いて、複数種類の POF センサーの計測値を一台の携帯端末で処理する方法についての検討を行っている (図-4.15)。

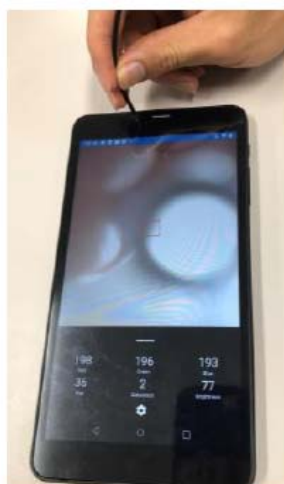


写真 4-3 POF をカメラに近づけた様子⁹⁾

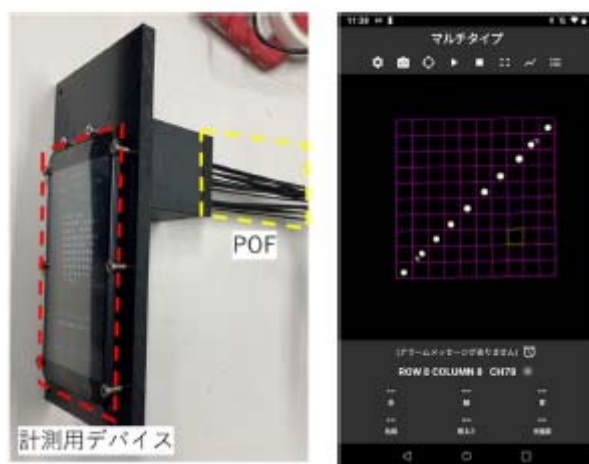


図-4.15 複数の POF を一台の携帯端末で処理する状況¹⁰⁾

(5) まとめ

ここまで挙げた事例のように、POF センサーは POF の先端で生じる様々な事象を光情報の変化として捉えることが可能である。ただし、捉えた光情報を、どの様に実際に発生している事象と関連付けて解釈・評価するかを、センサー毎もしくは事例毎に検討する必要がある。また、POF センサー自体は安価に作成が可能であるものの、光情報を処理するデータロガーが高価であるため汎用性などに課題がある。これに対しデータロガー部分を携帯端末用のアプリケーションで代替える方法が検討されている。

4.3 地盤への水分浸透状況の観測手法の検討

4.3.1 はじめに

降雨などに起因する地すべりの滑動、それに伴うアンカーの荷重増加予測、斜面崩壊発生の予測やその危険度を評価するには斜面の変位や地下水位、間隙水圧、土壌水分の挙動を計測する方法が有効である。第3章で示した岩城地区の事例においても、地下水位の設定条件により、FEM解析による荷重予測の結果が大きく異なることが確認されている。また、近年では、斜面崩壊からの避難行動や、高速道路などでの通行止めに必要な時間的な猶予を確保するために、早い段階で崩壊の可能性を判断する必要があることも指摘されている¹¹⁾。特に、斜面の崩壊形態が表層すべりである場合、変形が生じてから崩壊に至るまでの時間は非常に短いと考えられる。降雨時の斜面崩壊は雨水の浸透によるサクションの減少に伴うせん断強度の低下、地盤の自重の増加、地下水位の変動等によって引き起こされる。このため、早い段階で正確に斜面崩壊の危険度を評価するには、崩壊の初動となる変位そのものよりも、地下水位や間隙水圧、土壌水分を観測し指標とすることが有利な場合が多いと考えられる。近年では、斜面における水分に関する情報と斜面崩壊の予測・危険度評価を関連付けた様々な研究がなされている。例えば笹原・酒井¹²⁾は砂質模型斜面に人工降雨を与える実物大実験において、地下水位増加量に伴う地表面変位量の増加量が徐々に大きくなることを明らかにした。北村ら¹³⁾は室内模型斜面を用いた実験から水分の浸透により負の間隙水圧が増加した後、数 kPa で一定となる地点を疑似飽和状態と定義し、さらに散水が継続した後に崩壊に至ることを示した。檀上ら¹⁴⁾は大型模型斜面を用いた室内散水実験において、水分の浸透に伴い間隙水圧が疑似飽和状態を示し、この状態が継続された後に、地下水位が上昇し変位が生じ崩壊に至ることを示した。小泉ら¹⁵⁾は、室内模型実験における体積含水率の計測結果から、疑似飽和状態の時点の体積含水率を初期疑似飽和体積含水率と定義し、初期疑似飽和体積含水率に達した以降も散水が継続されることで体積含水率の上昇率が変化し、飽和、崩壊へ進展することを明らかにした。

実際の斜面で地下水位や間隙水圧、体積含水率などの地盤中の水分に関する情報を計測して斜面を監視しようとする場合、各種センサーでデータを取得し、無線技術などを利用してデータをデータロガーに集約し、現場の技術責任者が危険度を判定して、関係者に伝達されることが多い。このような従来の観測システムを配備するには一つの斜面だけでも高額な費用が発生するため、小さな自治体や個人が負担して配備することは困難な場合が多い。また、同様の理由から、斜面崩壊の危険性が高いことが予め判明している限られた場所に設置せざるをえない状況でもある。

ここで、Akutagawa and Machijima³⁾によって、社会インフラ全般の計測システムの低コ

スト化を目的に、POF から構成されるセンサーを用いて、電気でなく、光情報で対象物の状態変化を観測する方法が検討されていることに着目する。この手法では、計測の対象となっている事象の変化を光情報（強度や色合い）の変化として POF で捉え、得られた光情報の変化を専用のデータロガーにより数値化することを基本概念としている。ただし、センサー部分は低コスト化されたものの、使用する光情報処理用のデータロガーの製作コストの高さ、汎用性の低さなどの問題が残されていた。

一方で、スマートフォンやタブレット端末などの携帯端末の技術進歩によって、カメラ機能による動画撮影、画像データの記録や画像処理の性能向上が図られ、専用の撮影機器やデータ分析器の機能性に近づいている。斜面崩壊の予兆に関するデータを光情報として収集でき、それを個人所有の携帯端末などで画像処理して分析するアプリケーションプログラムが提供されるならば、個人が自身を守るために自宅で周囲の斜面の監視を実施できることになる。また、個人使用の目的でなく監視業務を行う場合も、担当者が携帯端末をもって現場に出向く、あるいは携帯端末を現場に常設して長期的な監視を実施するなどの利用方法も考えられる。

このような背景のもと、著者らは、光情報の処理用データロガーをスマートフォンなどの携帯端末に置き換え、内蔵もしくは外部接続された小型カメラを用いた画像解析により POF によって得た光情報を数値化する研究を行っている^{9),10),16)}。この研究の一部では、室内実験により、POF を用いた水分検知センサーと専用アプリケーションをインストールした携帯端末を用いて、砂試料中の水分の検知が可能であることを示している。ただし、POF の先端で得られる光の強度の減少により水分の検知が可能であることは判明しているものの、この光の強度が他の計測機器から得られるパラメータ（水位・間隙水圧・体積含水率）とどのように関連付けられるかが不明であるという問題が残されていた。

そこで、本研究では、POF を用いた水分検知センサーおよび光情報処理アプリケーションを用いて得られる光の強さと、土壌水分計から得られる体積含水率の関係を明らかにするために、土層カラム散水実験を行った。実験では、土層カラムに水分検知センサーと土壌水分計を埋設し、土層カラムの上部から散水を行った。そして水分検知用 POF センサーが計測した光の強さと、土壌水分計が計測した体積含水率の変化の比較を行った。本稿では、まず、POF を用いた水分検知センサーについて概説する。次に、携帯端末を用いた光情報処理アプリケーションの概要と使用例について説明する。最後に POF センサーと光情報処理アプリケーションを用いた土層カラム試験の結果を示す。

4.3.2 POF を用いた水分検知センサー（RR センサー）

ここでは、光の屈折率の違いを利用した POF による水分検知センサー³⁾について述べる．材料 A と B の屈折率をそれぞれ n_1 と n_2 とする．図-4.16 に示すように材料 A を伝搬する入射光が θ_i の入射角をもって、材料 B に達したとする．

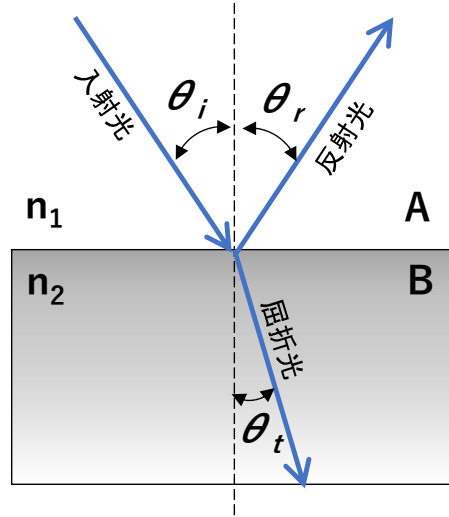


図-4.16 光の反射と屈折

このとき、入射光は反射光と屈折光に分かれる．この時の入射角 θ_i と反射角 θ_r 、屈折角 θ_t の関係は式(4.1)、式(4.2)となることが知られている¹⁷⁾．

$$\theta_i = \theta_r \quad (4.1)$$

$$n_1 \cdot \sin \theta_i = n_2 \cdot \sin \theta_t \quad (4.2)$$

入射光に対する反射光の強度の比 R は式(4.3)のように定義される¹⁷⁾．

$$R = \left(\frac{n_1 - n_2}{n_1 + n_2} \right)^2 \quad (4.3)$$

このような屈折率の異なる 2 つの物質間での光の伝搬の性質を利用して、水分検知用の POF センサーを設計することができる．まず、図-4.17 に示すように POF の軸方向に鉛直に切断された POF があるとする．空気、水の屈折率をそれぞれ 1.00、1.33^{注1)}、POF の屈折率を 1.49^{注2)} とすると、POF の先端が空気に囲まれているときの反射率 R_{air} （図-4.17 では L3/L1）は式(4.4)のように求められる．

4. プラスチック光ファイバーと携帯端末を用いた斜面の動態観測手法の検討

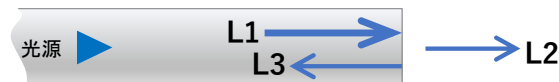


図-4.17 鉛直に切断された POF における光の経路

$$R_{air} = [(1.49 - 1.00)/(1.49 + 1.00)]^2 = 0.039 \quad (4.4)$$

一方、POF の先端が水に囲まれているときの反射率 R_{water} （図-4.17 では L3/L1）は以下のように求められる。

$$R_{water} = [(1.49 - 1.33)/(1.49 + 1.33)]^2 = 0.003 \quad (4.5)$$

R_{water} は R_{air} の約 8% となる。これは POF の先端の周囲の物質が空気から水に替わると、POF の断面から反射される光の強度が大きく減少することを意味する。この傾向は POF の先端が傾斜している場合も同様である。図-4.18 に示すような先端が斜めに切断されている POF に、光 L1 が入射されているとする。POF の先端が鉛直に切断されている場合と同様に、POF 先端の周囲の物質が空気から水になると反射光 L3 の強度は減少する。ここで、図-4.19 (a) に示すように、2 本目の POF が 1 本目の POF に並列して接着され



図-4.18 斜めに切断された POF における光の経路

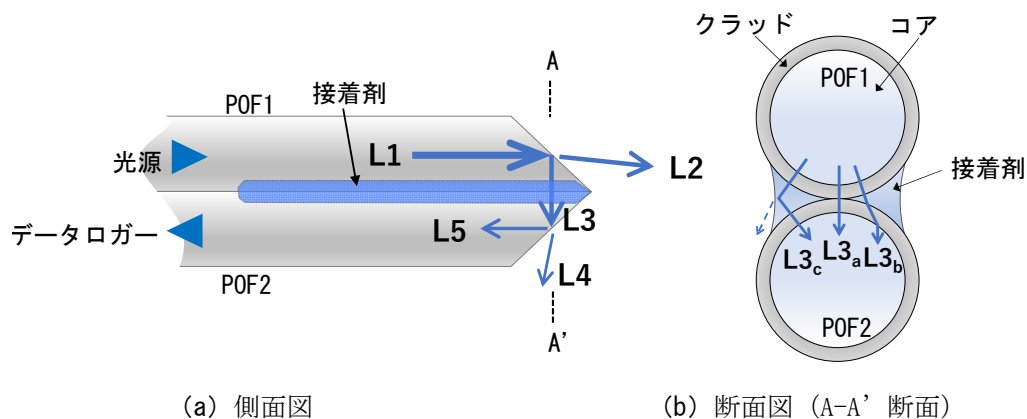


図-4.19 斜めに切断された 2 本の POF における光の経路

ているとする．すると、反射光 L3 は図-4.19 (b) に示すように、大きく分けて 3 種類の経路で 2 本目の POF の傾斜した側面に到達する．2 本の POF の接した部分を直接通過する L3a、POF の外部に出た後に接着剤を通過して 2 本目の POF に達する L3b、接着剤の外側の境界面で反射した後に 2 本目達する L3c である．このような経路を経て 2 本目の POF に達した L3 は、屈折光 L4 と反射光 L5 となる．この L1 の一部が L5 となって 2 本目の POF に入射される過程で重要なことは、L5 の光の強度が POF の先端が空気に囲まれているのか、水に囲まれているのかによって異なるという点である．このため、2 本目の POF の反対側で得られる L5 の光の強度の変化を計測することにより、POF の先端の周囲の状況（水分の有無）の変化を推定可能となる．以下ではこの 2 本の POF で構成される水分検知センサーを RR センサー（Reflection-Refracton sensor）という．

写真-4.4 に直径 1.0mm の POF（直径 0.98mm のコアを 0.1mm のクラッドが覆ったもの）で製作した RR センサーの先端部を示す．RR センサーは、2 本の POF をシアノアクリレート系瞬間接着剤で接着したのち、超音波カッターで斜めに切断して作製する．ここで、RR センサーを用いた計測の例として、RR センサーの先端部を水滴に差し込み、水滴が蒸発するまでの光の強度の計測結果を図-4.20 に示す．ここでの光の強度は赤（R）・緑（G）・青（B）の三原色の成分から式(6)により算出される値であり、光強度（L）として定義する．

$$L = \sqrt{R^2 + G^2 + B^2} \quad (4.6)$$

なお、 $R \cdot G \cdot B$ の 3 つの値は 0～255 の値、 L は 0～442 の値をとる．これらの光情報の取得は光情報処理アプリケーションを用いて行っており、この詳細は次章で説明する．図-4.20 に示すように、RR センサーの先端が空気中から水滴に差し込まれると光強度が

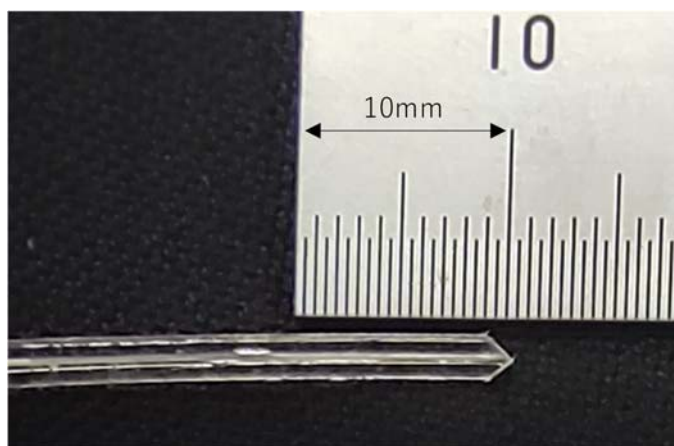


写真-4.4 直径 1.0mm の 2 本の POF で製作した RR センサー

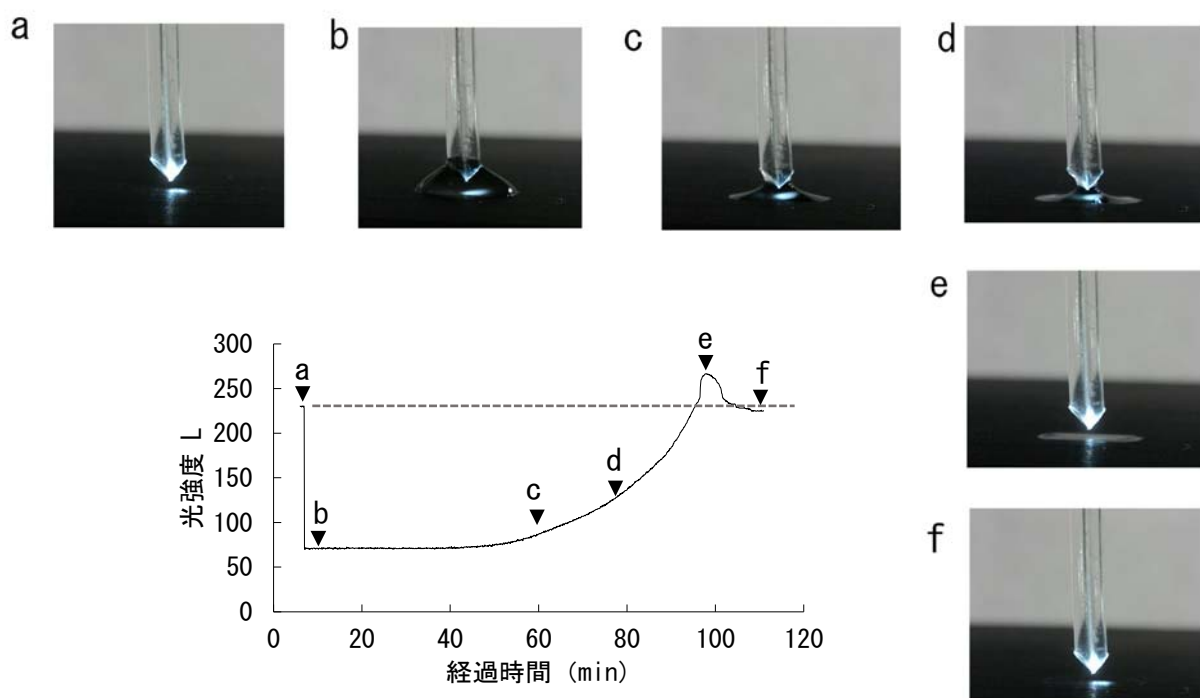


図-4.20 RR センサー先端の水滴の蒸発に伴う光強度の変化. 写真 a~f はグラフに示す時点の RR センサーと水滴の様子を示す.

初期値の 230 程度から 60 程度まで減少する. その後, 水滴の蒸発に伴い, RR センサーの先端部の水分に接する面積が少なくなるにつれて光強度が増加する. さらに水滴が完全に蒸発すると, 水滴に差し込む前の値に戻ることが確認できる. 水滴が完全に乾燥する直前に, 一時的に光強度が初期状態よりも高くなる傾向が認められる. この原因の解明には至っていないが, RR センサーの表面に目視では確認できない程度に薄く吸着した水分が存在し, 1 本目の POF 外に出た光が, この水分と空気の境界面で反射し 2 本目の POF 内に戻ることによって RR センサーが得る光の量が増えている可能性が考えられる.

このように, RR センサーから得られる光強度は, センサー先端部の水分に接している部分の面積に応じて変化する. この特性を利用して地盤の体積含水率の経時変化を捉えることができる可能性がある. ただし, RR センサーの製作は現状では手作業で行われる. このため, RR センサー先端部の切断面の角度や切断面の滑らかさなどの製作上の誤差から, 計測値に RR センサー毎の個体差が生じる. 図-4.21 に, 5 つの RR センサーについて, 光源を同様の条件とした状態で, RR センサーの先端部を空気中から水中へ挿入し, さらに空気中に戻した際の光強度の変化を示す. 図-4.21 によると計測される光強度には, RR センサーが空気中にある場合では最大で 40 程度の差があり, 水中で

4. プラスチック光ファイバーと携帯端末を用いた斜面の動態観測手法の検討

は 100 以上の差がある．このような RR センサー毎の個体差の存在から，光強度の絶対値ではなく，光強度の相対変化から RR センサー先端の周囲の状況进行评估するものとしている．

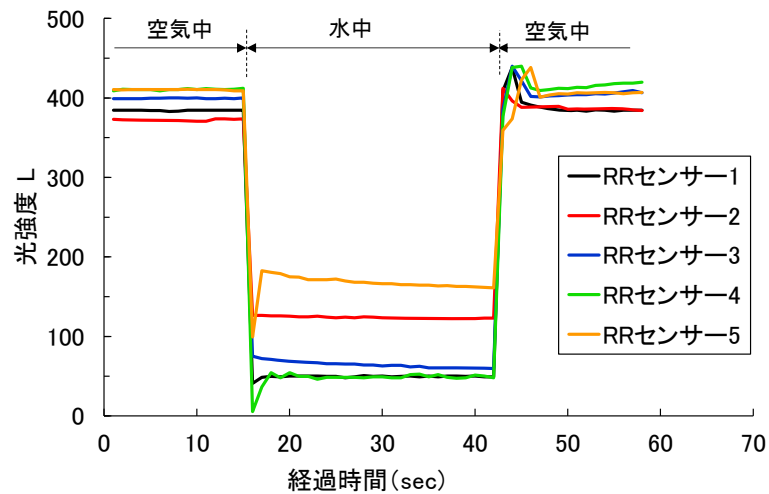


図-4.21 RR センサー毎の計測値の違い

4.3.3 光情報処理アプリケーション

(1) 光情報処理アプリケーション

本研究で用いた光情報処理アプリケーションは、市販の携帯端末で稼働し、POFセンサーが持ち帰る光情報を、画像解析により分析・記録を行うことが可能である。この際の画像情報の取り込みは携帯端末に内蔵、もしくは外部接続されたカメラによって行われ、場合によっては事前に録画された画像情報を処理することも可能である。現行の光情報処理アプリケーションはAndroid OSにおいて使用が可能である。写真-4.5 に光情報処理アプリケーションがインストールされた携帯端末の起動状況を、図-4.22 にアプリケーションの表示画面を示す。携帯端末は、市販されている製品に専用アプリケーションをインストールしたものである。ここでは、携帯端末に内蔵されているカメラが円

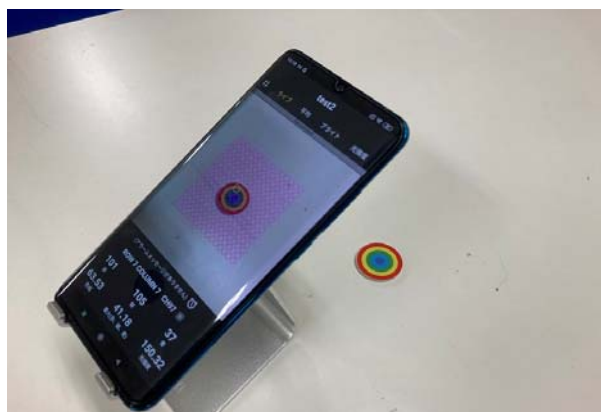
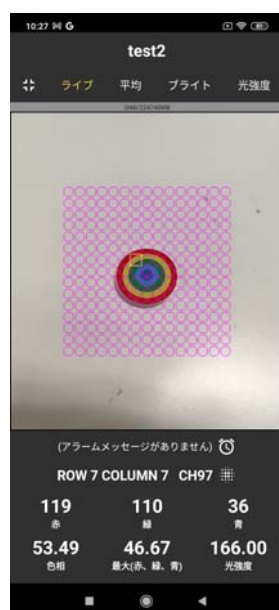
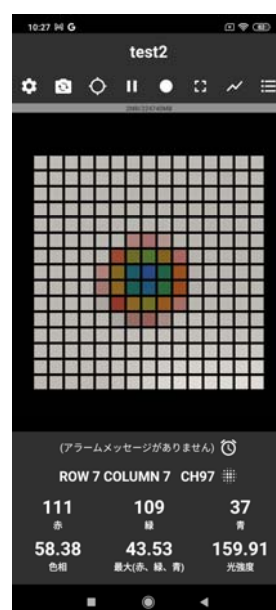


写真-4.5 光情報処理アプリケーションがインストールされた携帯端末の起動状況



(a) ライブ表示



(b) 平均表示

図-4.22 光情報処理アプリケーションの表示画面

形の色サンプルを捉えている．カメラに捉えられた画像は任意の数・サイズのセルに分割される．図-4. 22 (a) の例では 15×15 で並ぶそれぞれの円に外接する正方形領域が光情報を取得する領域であり，図-4. 22 (b) に示すように，この領域内のピクセルの光情報の平均値が携帯端末にリアルタイムで表示・記録される．記録可能な最小時間間隔は 5 秒であり，現状では 30×30 までのセルが設定可能となっている．記録する光情報は赤 (R)・緑(G)・青(B)の三原色の成分，前述した光強度 (L) に加え，明度 (V)，色相 (H) であり，それら値は以下の式で表される．なお， V は 0～100， H は 0～360 の値をとる．

$$V = (MAX \div 255) \times 100 \quad (4.7)$$

$MAX = R$ の場合，

$$H = 60 \times \frac{G - B}{MAX - MIN} \quad (4.8)$$

$MAX = G$ の場合，

$$H = 60 \times (2 + \frac{B - R}{MAX - MIN}) \quad (4.9)$$

$MAX = B$ の場合，

$$H = 60 \times (4 + \frac{R - G}{MAX - MIN}) \quad (4.10)$$

ここに， $MAX : R \cdot G \cdot B$ の内の最大値， $MIN : R \cdot G \cdot B$ の内の最小値，である．

(2) POF センサーと光情報処理アプリケーションを組み合わせた使用例

写真-4. 6，図-4. 23 に POF センサーと光情報処理アプリケーションを組み合わせた使用状況の例を示す．この例での POF センサーは 2 章で述べた Gap センサーに分類されるが，光を入射するための POF は存在せず，室内の照明がその役割を果たしている．図-4. 23 に示すように，3 本の POF1～3 の一端が 3 色の球体（ガラス製）の下面に接する形で設置されており，もう一端が遮光ボックス内で携帯端末の外部接続カメラで撮影されている．もう 1 本の POF4 の先端部は 1.0mm 以下程度の隙間がある状態で色サンプルに設置され，同じくもう一端が外部接続カメラで撮影されている．この時，球体の下面

4. プラスチック光ファイバーと携帯端末を用いた斜面の動態観測手法の検討

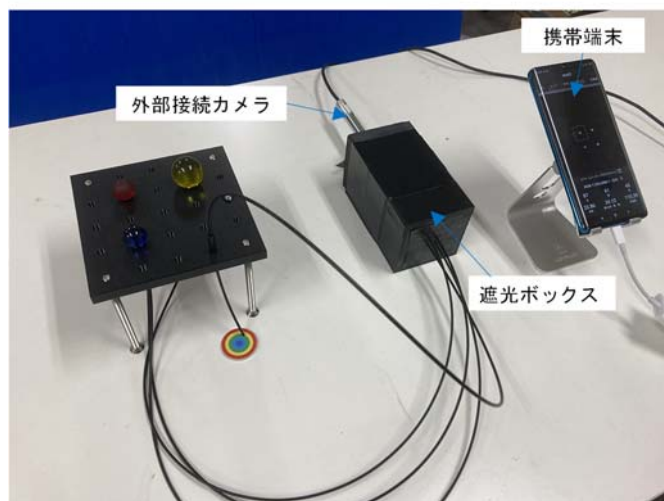


写真-4.6 光情報処理アプリケーションの使用例

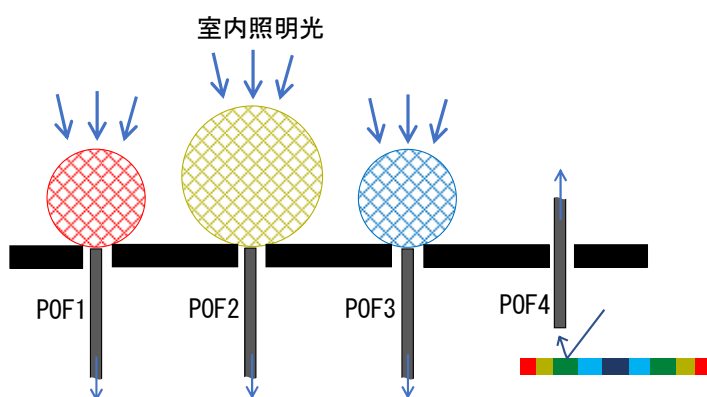


図-4.23 使用例での POF 先端の状況

に設置された各 POF1～3 には球体の内部を通過した室内照明光が入射される．また，色サンプルに設置された POF4 には色サンプルの表面で反射した室内照明光が入射される．図-4.24 に POF の断面の光情報を処理するアプリケーションの表示画面を示す．図-4.24(a) では，外部接続カメラが撮影している 4 本の POF の断面のライブ画像が表示されており，各 POF の断面がもう一端の先端部に存在する物質の色と同色に発光していることが視認できる．ここでは撮影される POF の断面の位置に合わせて記憶領域が設定されており，各 POF の先端部から伝達された色情報が記録される．図-4.24(a) の画面上では 4 つの赤紫色の円が表示されているが，図-4.24(c) に示すように，この円に外接する正方形領域が記憶領域となる．なお，図-4.24(a) 中の黄色の四角は，画面下部に各色情報を表示させる領域として選択されていることを示すものであり記憶領域の範囲を示すものではない．図-4.24(b) では記憶領域内のピクセルの色情報の平均値が表示されている．以上のように特殊な機器を用いずに計測システムを構築することが可能である．

4. プラスチック光ファイバーと携帯端末を用いた斜面の動態観測手法の検討

本計測システムを自動観測に用いる場合には、スマートフォンなどの携帯端末を現地に常設し、携帯端末の通信機能を利用して外部から計測値を確認することが可能である。もしくは、現地には Web カメラを設置し、撮影される POF 断面の画像を任意の場所で受信しアプリケーションを利用して解析することも可能である。

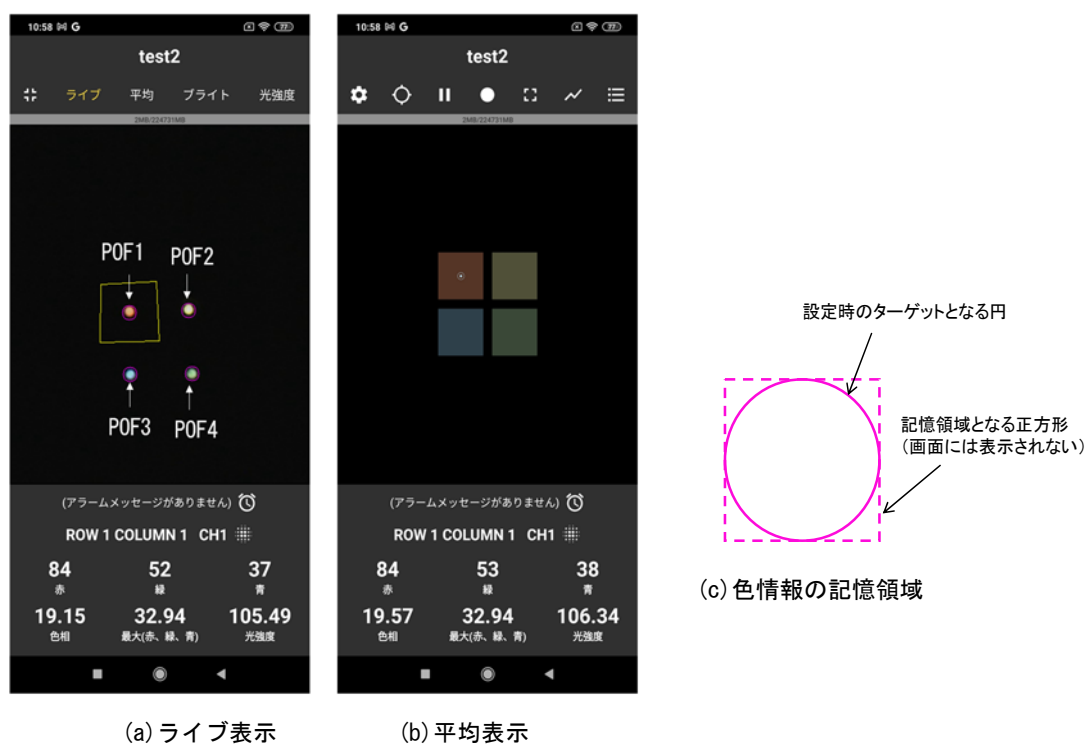


図-4.24 POF の断面の光情報を処理するアプリケーションの表示画面

4.3.4 土層カラムによる体積含水率と光強度の測定

ここでは土壌水分計で計測される体積含水率と RR センサーで計測する光強度の関係を比較することを目的として行った土層カラム散水実験について述べる。

(1) 実験方法

実験方法は櫻谷ら¹⁸⁾が、マサ土試料の初期疑似飽和体積含水率を求めることを目的として行った土層カラム試験を参考としている。土層カラム試験用の試料として、兵庫県産のマサ土を利用した。表-4.1 に試料の物性値、図-4.25 に試料の粒径分布図、図-4.26 に土層カラムの概要を示す。土層カラムは、直径 150mm、高さ 500mm の円筒状の亚克力管であり、含水比 2.0%の試料を充填した。充填後の間隙比は 0.7 である。土層カラムの境界条件は、上面が降雨を模擬した散水を受けるために開放し、透水条件としている。側面は亚克力板により拘束して不透水としている。ただし、土層カラム内の間隙水圧の発生を抑制するとともに、土層カラム内の飽和帯が形成されている深度を特定するために、直径 2mm の空気孔を 72 箇所（18 箇所×4 段）設けた。底面は不透水として

表-4.1 試料の物性値

試料		兵庫県産マサ土
初期含水率 (w)	%	2.0
設定乾燥密度 (ρ_d)	g/cm^3	1.547
最大乾燥密度 (ρ_{dmax})	g/cm^3	1.814
土粒子密度 (ρ_s)	g/cm^3	2.623
間隙比 (e)		0.7
透水係数 (k)	m/s	1.41×10^{-4}

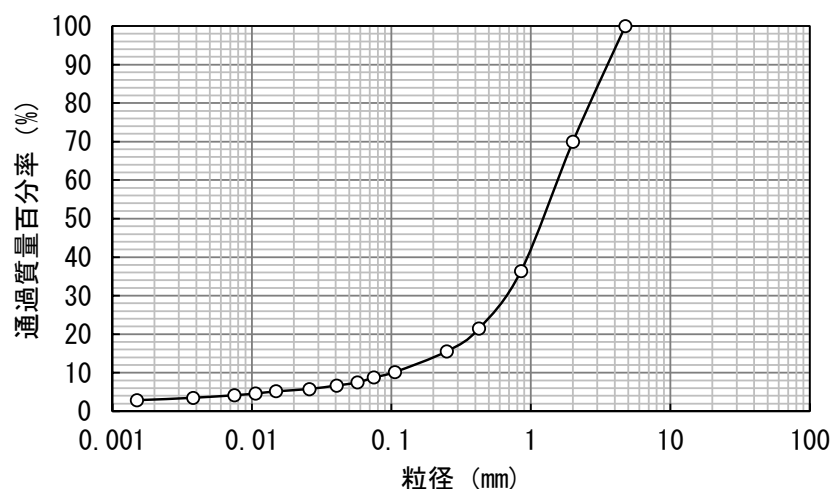


図-4.25 試料の粒径分布図

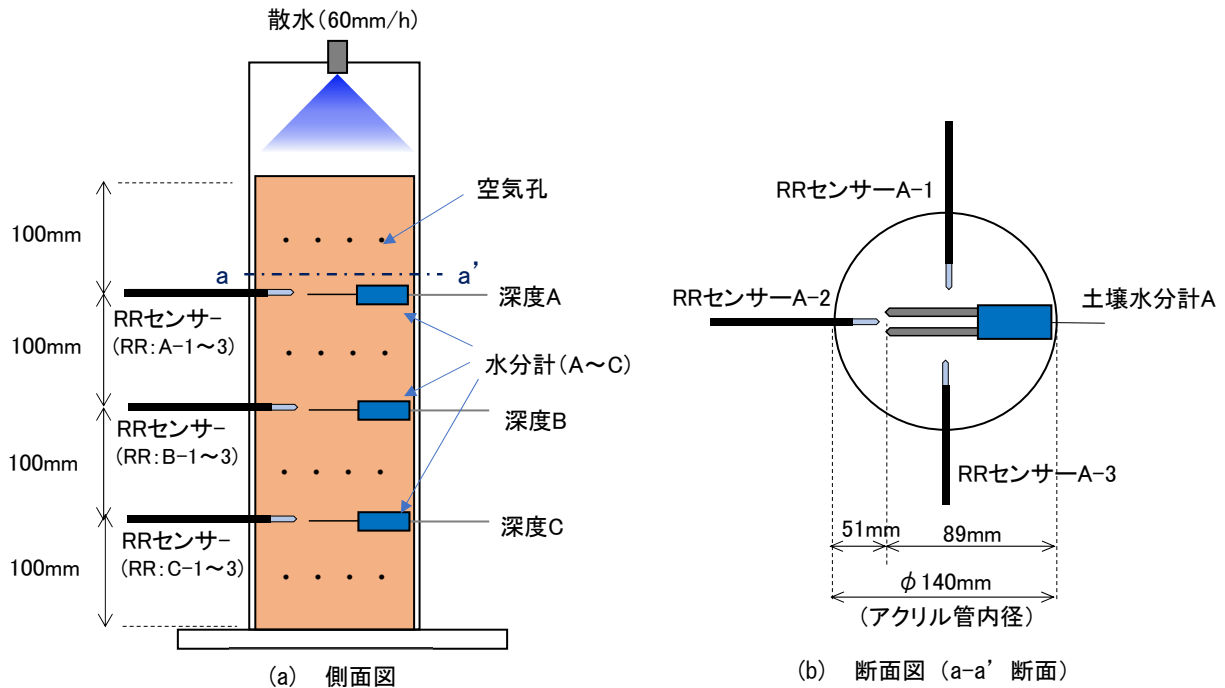


図-4. 26 土層カラムの概要

いる．水位の上昇とともに空気孔から水漏れが確認される．本実験ではその孔の高さまで飽和帯が形成されていると判断するとともに，水漏れ確認後はパテによる止水を行った（写真-4. 7）．

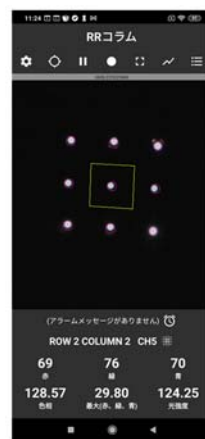
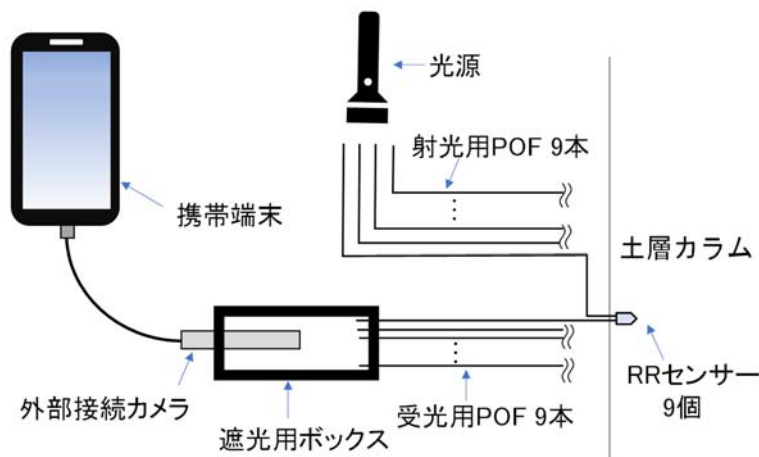
体積含水率の測定には土壤水分計 EC-5（Decagon 社，測定精度 $\pm 3.0\%$ ）を使用し，深度 100mm（深度 A），200mm（深度 B），300mm（深度 C）に埋設した．また，同様の深度に RR センサーを 3 箇所ずつ，図-4. 26 (b) に示す位置に配置した．土壤水分計のセンサーの電圧出力値から体積含水率への変換は，メーカーが参考として提示する変換式を用いて行った．なお，センサー毎の測定誤差を低減するために，初期値のみ散水前の含水比から算出される体積含水率の理論値に合わせて補正した．メーカーが提示する変換式は全ての土質に適用可能なものではないため，本実験で算出される体積含水率は誤差を有し正確な値ではない可能性がある．したがって，本論文で示す体積含水率の計測値は参考値とし，主に体積含水率の経時変化と，RR センサーで計測される光強度との相対変化に着目して考察を行うものとする．

図-4. 27 に RR センサーと携帯端末による光強度計測の機器構成を示す．RR センサーの一方の端面は光源に向けて配置した．もう一方の POF の端面は携帯端末の外部接続カメラで撮影され，光強度が記録される．実験で使用した POF は東レ社製の POF（PGU-CD1001-22-E）であり，コアおよびクラッドの直径は 1.0mm，被覆も含めた直径は 2.2mm

4. プラスチック光ファイバーと携帯端末を用いた斜面の動態観測手法の検討

である。RR センサーは 2 本の POF の先端の被覆を除去し、接着剤を用いて並列に接着した上で、超音波カッターで斜めに切断して作製した。使用した携帯端末は Xiaomi 社製のスマートフォン（型式：M1910F4S）である。外部接続カメラは Andonstar 社製のデジタル顕微鏡（型式：A1）を使用した。光源は発光部からの距離 33cm での明るさが 2500lx の卓上照明を使用した。射光用 POF の光源側の端部は照明の発光部に直接に接する位置に設置した。

散水は電動ポンプと噴霧ノズルを用いて行い、散水強度は 60mm/h とした。各センサーの計測間隔 5 秒として測定を行った。浸潤線が底面に到達後、飽和帯の形成、水位の上昇を経て、各地点の計測値が平衡を保った時点で実験を終了した。



アプリケーションの起動画面

図-4.27 RR センサーと携帯端末による光強度計測の機器構成

4. プラスチック光ファイバーと携帯端末を用いた斜面の動態観測手法の検討



(a) 散水状況



(b) パテによる止水状況

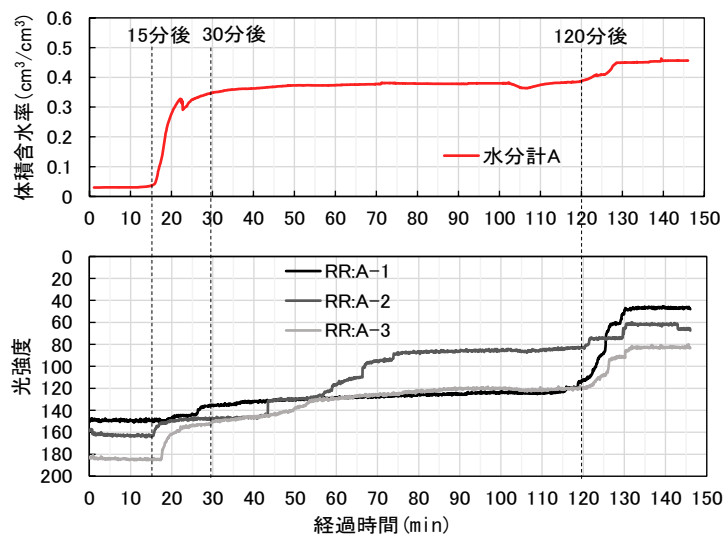
写真 4.7 実験の実施状況

(2) 実験結果

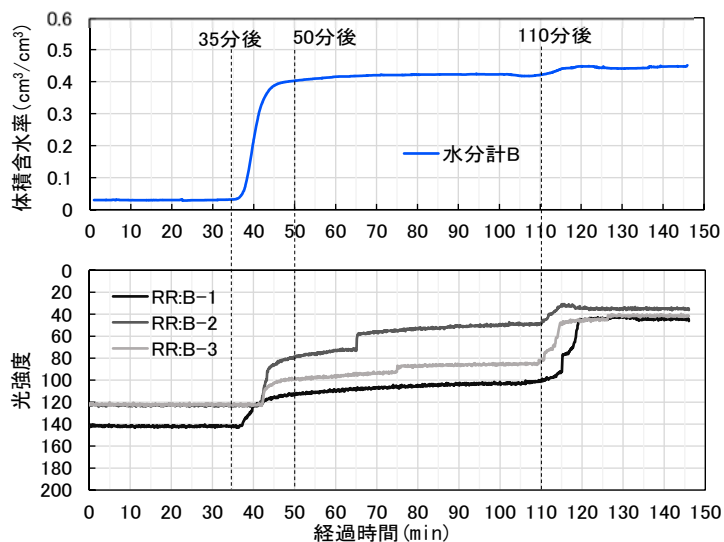
散水開始後の体積含水率および光強度の計測結果を図-4.28に示す。深度 A の土壤水分計（水分計 A）による体積含水率の計測結果をみると、散水開始から 15 分後に体積含水率が上昇を開始し、30 分後頃から一時的に体積含水率が 0.38 程度で平衡状態を示し、その後 120 分後頃から再び上昇が確認された。深度 B の土壤水分計（水分計 B）による体積含水率の計測結果をみると、散水開始から 35 分後に体積含水率が上昇を開始し、50 分後から一時的に体積含水率が 0.41 程度で平衡状態を示し、その後 110 分後頃から再び上昇が確認された。深度 C の土壤水分計（水分計 C）による体積含水率の計測結果をみると、散水開始から 60 分後に体積含水率が上昇を開始し、70 分後から一時的に体積含水率が 0.38 程度で平衡状態を示し、その後 90 分後頃から再び上昇が確認された。図-4.29 に側面から撮影した土層への水分の浸透状況を示す。図-4.29 では、各深度の土壤水分計で体積含水率の平衡状態が始まった時刻における状況を示し、浸潤線の位置を赤破線で示している。各時刻における浸潤線の位置は、土壤水分計が設置された各深度と概ね一致しており、浸潤線の通過後、体積含水率の平衡状態が始まるものとみられる。また各空気孔からの水漏れは、いずれも直上の土壤水分計が計測する体積含水率が再び上昇する 5 分程度前に確認されており、体積含水率の再上昇は飽和帯が形成されたことを意味すると考えられる。なお、各深度の体積含水率の測定値の最大値は、設定乾燥密度と土粒子密度から算出される間隙率の理論値を超過している。これは、電圧出力値から体積含水率への変換において、メーカーが参考として示す変換式を用いていることにより生じている誤差とみられる。

次に各深度の光強度の計測結果をみると、各深度の体積含水率が最初に上昇を示した経過時間と数分の誤差はあるものの概ね同様の経過時間において各深度で 10~40 程度の光強度の減少が認められる。さらに、各深度の体積含水率が再び上昇を示した経過時間と概ね同様の経過時間においても、20~100 程度の光強度の減少が認められる。この時の光強度の変化は、体積含水率の変化と比較すると段階的に進行している傾向がみられる。また、深度 A の 2 測点（RR : A-2・A-3）と深度 B の 2 測点（RR : B-2・B-3）の光強度は体積含水率が平衡状態を示す間にも減少が生じている。土層への水分の浸透は、土層を構成する試料の不均一性から、不飽和状態のなかでも、部分的に飽和した領域が存在するなど、局所的にはバラつきをもって進行しているものと考えられる。体積含水率は、土壤水分計の長さ 55mm の 2 本の電極間の誘電率を計測しているのに対し、RR センサーは POF の先端部分という局所的な範囲を計測している。このため、RR センサーは局所的な飽和領域の発生を逐次計測し、計測される光強度が段階的に変化する傾向を示したものと考えられる。なお、深度 C の 2 箇所（RR : C-1・C-3）については、体積

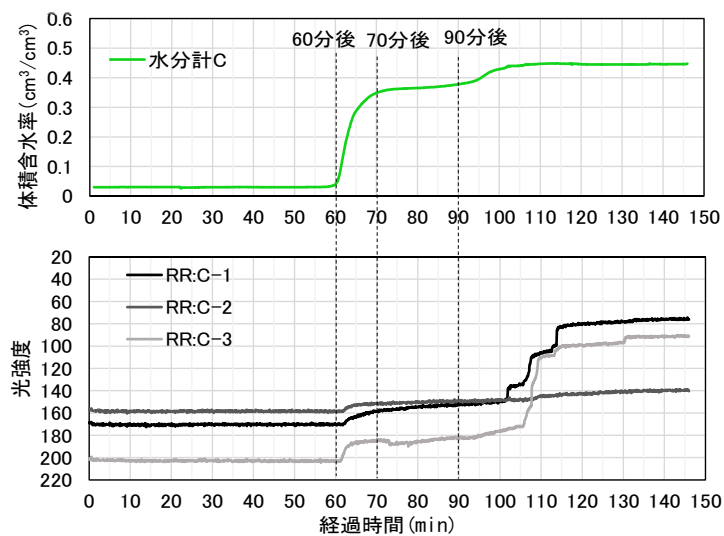
4. プラスチック光ファイバーと携帯端末を用いた斜面の動態観測手法の検討



(a) 深度 A



(b) 深度 B



(c) 深度 C

図-4.28 体積含水率と光強度の計測結果

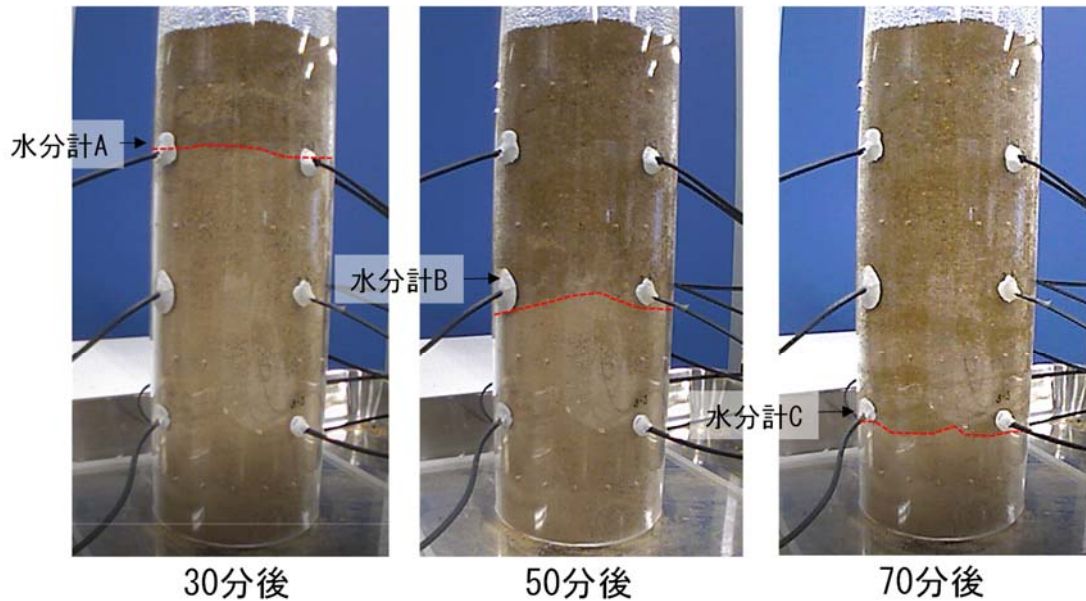


図-4.29 水分の浸透状況. 赤破線は上方からの浸潤線を示す.

含水率の上昇から 10 分程度経過後に光強度の再減少が確認され、もう 1 箇所 (RR : C-2) については、2 回目の光強度の明瞭な減少は確認されなかった。深度 C のみ体積含水率の上昇に対し、光強度の減少が遅れた原因として、カラム底部側面からの水漏れが考えられる。浸潤線がカラム底面に到達し水位が形成される際に、アクリル管と底面のアクリル板の接続部から水漏れが発生したため、空気孔と同様にパテで止水した。この作業中に土層カラムの外周側の水位の上昇が土層カラムの中央部に比べて遅れ、結果として中央部に設置された土壌水分計が外周側に設置された RR センサーよりも早い経過時間で反応した可能性が考えられる。RR : C-2 の光強度が再度の上昇を示さなかった原因は明らかになっていないが、水位が形成された後も、RR センサーの先端部に封入空気が存在し、局所的には飽和状態に至らなかった可能性が考えられる。

ここで、各 RR センサーの計測結果の比較のために、以下の式(11)によって光強度の計測値を光強度指数 (LII : Light Intensity Index) と定義して正規化する。

$$LII = \frac{L - L_{MAX}}{L_{MIN} - L_{MAX}} \quad (4.11)$$

ここに、 L_{MAX} : 各 RR センサーの光強度 (L) の計測値の最大値、 L_{MIN} : 各 RR センサーの光強度 (L) の計測値の最小値である。LII は 0~1 の値をとり、0 は水分の浸透がない状態、1 は飽和状態を意味する。

図-4.30 に光強度指数の経時変化を示す．図-4.30 では各深度で体積含水率の平衡状態が確認された期間を疑似飽和状態として示している．なお，明瞭な光強度の変化が認められなかった RR センサー（RR：C-2）については表示していない．疑似飽和状態の期間における光強度指数に着目すると，疑似飽和状態の期間に値が概ね一定であった計測位置のうち，RR：A-1・C-1・C-3 の光強度指数は 0.2 程度，RR：B-1・B-3 は 0.3～0.4 程度の値で推移した．一方，疑似飽和状態の期間にも光強度指数の変動があったその他の計測点の値は疑似飽和状態の期間中，それぞれ 0.2，0.4 を超過するが，その最大値は 0.8 に留まった．疑似飽和状態における光強度指数は，各 RR センサーが先端部の局所的には異なる水分の状況を捉えているため特定の値とはならなかったとみられるが，体積含水率が飽和状態に向けて再度上昇する前に光強度指数が 0.8 を超え 1.0 に達した RR センサーは認められなかった．

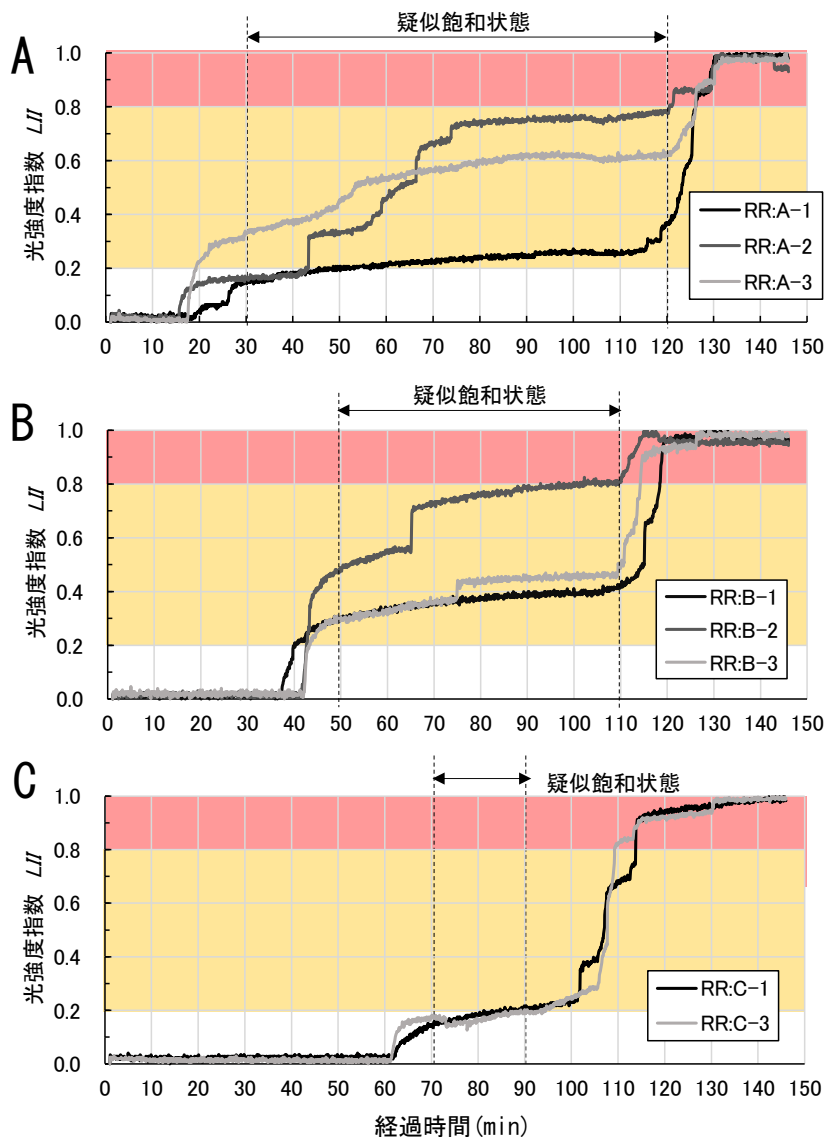


図-4.30 光強度指数 (L/I) の経時変化. A：深度 A, B：深度 B, C：深度 C.

図-4.31 に各深度の同時刻における体積含水率と光強度指数の関係を示す。体積含水率の増加量にともなう光強度指数の増加率は一定ではなく、体積含水率が飽和状態の値に近づくと光強度指数の増加率が増加する傾向が認められる。深度 A・B では、それぞれの深度において疑似飽和状態とみられる体積含水率に至る付近で光強度指数の増加率が急増している。例えば深度 A の RR : A-2 の場合、体積含水率が 0.38 に達した以降では、増加率が 20 倍以上となっている。深度 C については、前述したように光強度の

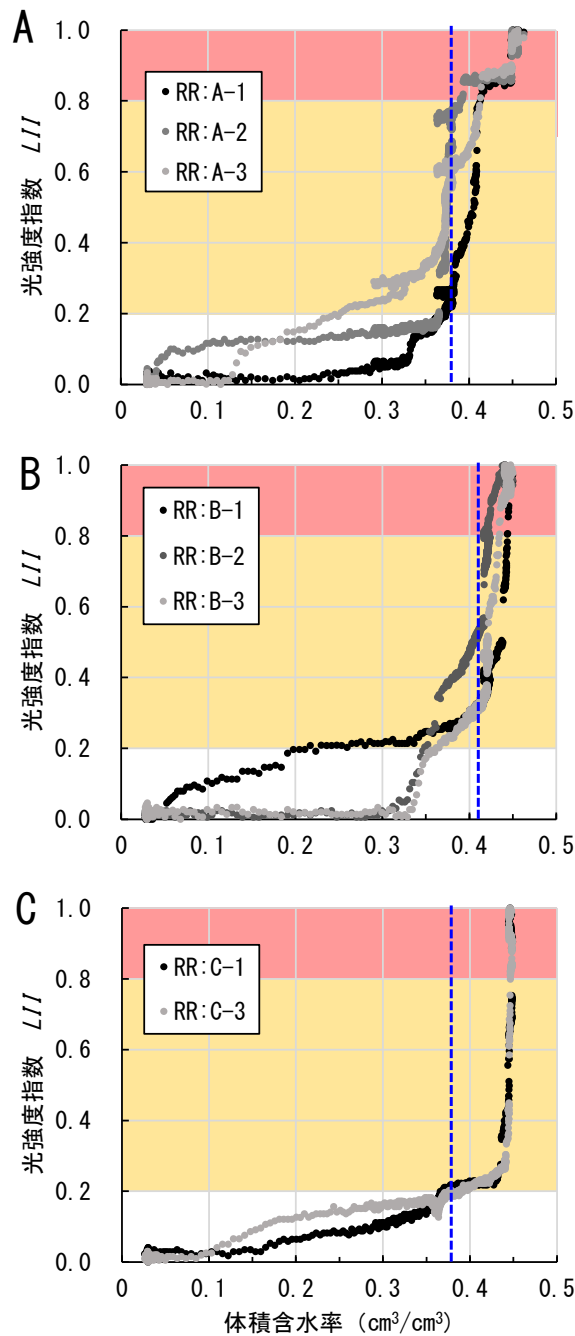


図-4.31 体積含水率と光強度指数 (LII) の関係。A : 深度 A, B : 深度 B, C : 深度 C. 青破線 : 疑似飽和状態の体積含水率。

再減少が体積含水率の再上昇に対して遅れて計測されたために、光強度指数の急増する体積含水率が他の深度よりも大きくなっている。

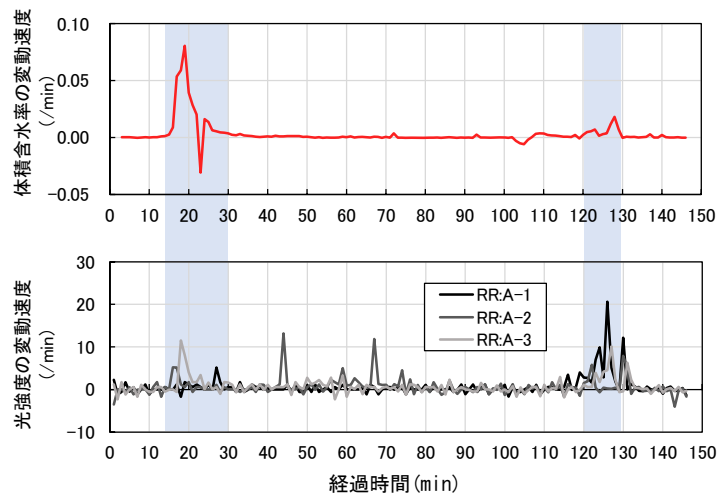
(3) 考察

一定強度の散水に伴い各深度の体積含水率は上昇・平衡状態・再上昇という経過が観察され、それぞれ、水分の浸透が計測位置に到達した状態・上部からの水分の浸透と排水が均衡する疑似飽和状態・下部から飽和帯が形成され水位が発生する状態と考えられる。各深度において観測された平衡状態の体積含水率は、小泉ら¹¹⁾によって初期疑似飽和体積含水率として定義されており、これを指標とした斜面の健全度評価手法が提案されている。この手法では、斜面の体積含水率が初期疑似飽和体積含水率を超過した場合、斜面の崩壊に対する危険度が高まるとしている。このため、体積含水率と光強度の関係が明らかになれば、斜面に埋設された RR センサーから得られる光強度の変動傾向を把握することにより降雨による斜面の健全度の変化を評価可能であると考えられる。

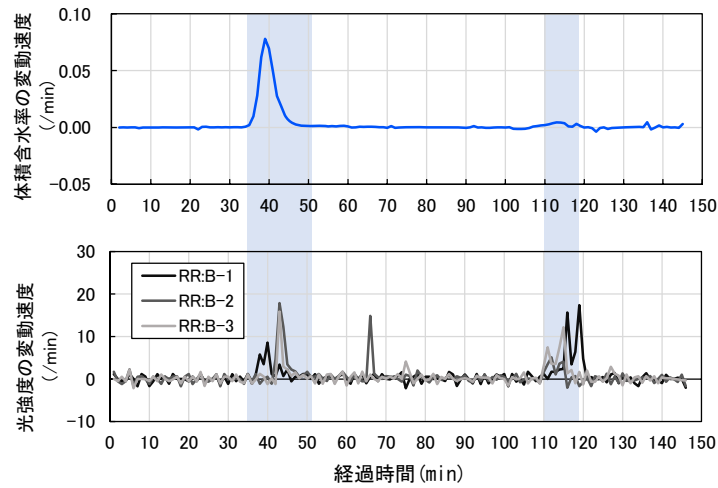
光強度の計測値をみると体積含水率の変動が確認された経過時間と概ね同様の経過時間において、減少・平衡状態・再減少という経過が観察されたものの、計測位置によっては、体積含水率が平衡状態を示し疑似飽和状態にあるとみられる間にも光強度の減少が確認された。ただし、疑似飽和状態にあったとみられる期間における光強度指数は 0.2~0.8 の範囲内に留まる傾向が認められた。このことから、RR センサーによって得られる光強度指数は、疑似飽和状態ではある一定の範囲で推移する可能性が考えられる。このような特徴が実際の斜面の地盤にも共通するものであるならば、例えば、光強度指数が 0.2~0.8 の範囲にある場合は、水分の浸透があるものの飽和状態には至っていない、0.8 を超過した場合は、飽和状態に至っている、などの判断が可能であると考えられる。なお、このような評価を行うためには、事前に当該地盤において、水分の浸透がない状態と飽和状態での光強度を調査し、光強度指数を算出する用意をしておく必要がある。

一方、光強度指数は初期疑似飽和体積含水率とみられる体積含水率に至るあたりから、体積含水率の上昇に対する増加率がそれまでよりも増大するという特徴が認められた。このため、RR センサーによる観測中に光強度指数もしくは光強度の変動速度がそれまでよりも急増する場合には、体積含水率が初期疑似飽和体積含水率を超過し、斜面の地盤が飽和状態に向かっていると評価できると考えられる。ここで、図-4.32 に本実験における体積含水率と光強度の変動速度の経時変化を示す。各深度の体積含水率の変動速度をみると、最初に水分の浸潤があった時点で大きな変動速度が確認され、疑似飽和状態から飽和状態に移行する時点でも、やや変動速度が増加している。光強度の変動速度をみると、バラツキを伴うものの、最初に水分の浸潤があった時点よりも、疑似飽和状

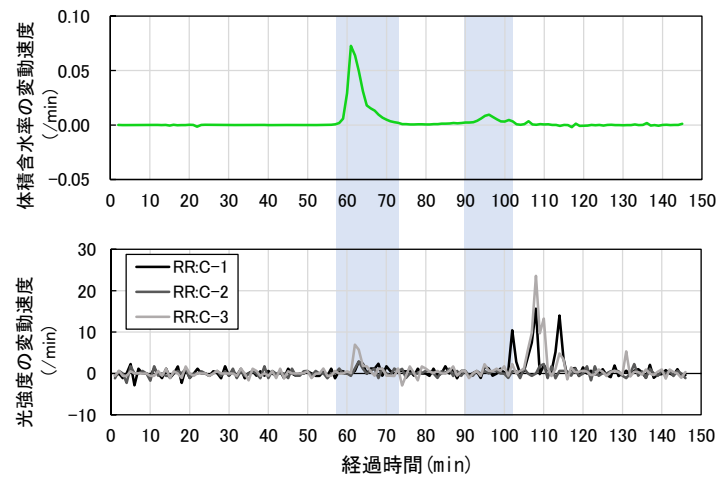
4. プラスチック光ファイバーと携帯端末を用いた斜面の動態観測手法の検討



(a) 深度 A



(b) 深度 B



(c) 深度 C

図-4.32 体積含水率と光強度の変動速度の経時変化

態から飽和状態に移行する時点の方が明瞭な変動速度の増加を示している。疑似飽和状態から飽和状態への移行時には、光強度が体積含水率よりも敏感に反応するものと言える。

以上から、RR センサーにより光強度を計測することによって、疑似飽和状態から飽和帯の形成（地下水位上昇）までの過程を把握できる可能性が示された。

4.3.5 今後の課題

既往研究¹¹⁾において疑似飽和状態の体積含水率は降雨強度により変化することが示されており、本実験で得られたような光強度と体積含水率の関係が、降雨強度が異なる場合にも共通するものであるかを検証する必要がある。さらに、土質が異なる場合にも、疑似飽和状態の体積含水率は変化するため、異なる間隙比や他の種類の試料での検証も必要であると考えられる。

RR センサーによる光強度の計測は POF 先端という限られた範囲を計測の対象としているため、水位が形成された後も、センサーの設置個所に局所的な不飽和領域が形成された場合、C-2 の計測値のように光強度の減少が生じず、全体としての飽和帯の形成を見逃す可能性がある。または、局所的な飽和状態を反応した場合、地盤全体の飽和状態との区別がつかないという問題も生じる可能性がある。このため、多点で RR センサーによる計測を行い、各計測値を総合的に評価する必要や、土壌水分計などの従来計測機器の設置数が限られた場合に RR センサーによりこれを補完するというような使用方法を検討する必要があると考えられる。また、RR センサー自体の改善として RR センサーの先端部を現在よりも大型化し、局所的な水分の動きに計測値が大きな影響を受けないようにするなどの方法も考えられる。現在は RR センサーの大型化と画一化を目的として、作製方法を見直し、先端を斜め加工にしたキャップ状の透明部材を2本の並列した POF に被せる方法について検討をしている(写真-4.8)。ここでは、キャップ状の透明部材のサイズ・材質による計測感度の変化を確認する必要がある。

その他の課題として、実際の斜面への簡易な埋設方法の開発があげられる。土壌水分計などを実際の斜面に設置する場合、斜面上において埋設用の縦穴を掘削し、その縦穴

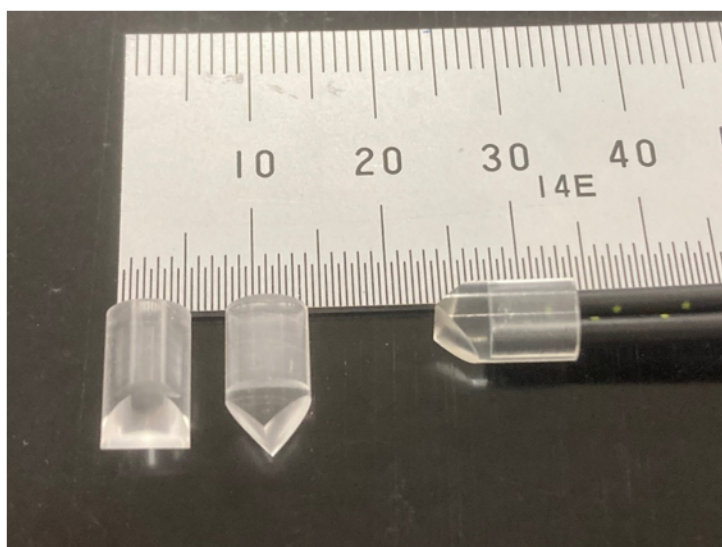


写真-4.8 検討中のキャップ型 RR センサー

内にセンサーを配置する方法¹⁾などにより行われており、斜面勾配が急な場合は作業の安全性・効率に問題があるとともに、埋設深度に限界があると考えられる。一方で RR センサーの場合は、センサー部分のサイズが小さいため、小径の孔を削孔し、その孔にセンサーを挿入するなどの簡易な設置方法が想定され、具体的な手法について今後検討していく予定である。

以上のような課題が残されるものの、本手法が実際の斜面に実装された場合、従来よりも低コストで多点の計測が可能となる。本実験における 1 測点あたりの計測費用を算出すると RR センサーは土壌水分計の 1/10 程度の費用となっており、計測点数が増えるとの差はさらに大きなものとなる。また、特殊な機器が不要であることから、これまで斜面の観測に関わることのなかった個人などが汎用スマートフォンなどを用いて観測に参加できることとなり、この手法が斜面の危機管理のありかたを大きく変化させる可能性があると考えられる。

4.3.6 まとめ

POF を用いた水分検知センサー (RR センサー) と携帯端末を利用した光情報処理アプリケーションを用いて、土層カラムの散水実験を行った結果、以下のことが明らかとなった。

- 1) 光強度の計測値は体積含水率で確認された散水に伴う上昇・平衡状態・再上昇と概ね同様の経過時間において、初期の減少・平衡状態・再減少という経過が観察された。しかし、計測位置によっては、体積含水率が平衡状態を示し疑似飽和状態にあるとみられる間にも光強度の減少が確認された。
- 2) 光強度を正規化した光強度指数 (LII) は、疑似飽和状態にあったとみられる期間において 0.2~0.8 の範囲内に留まる傾向が認められた。光強度指数は、疑似飽和状態ではある一定の範囲で推移する可能性が考えられる。
- 3) 光強度指数は初期疑似飽和体積含水率とみられる体積含水率に至るあたりから、体積含水率の上昇に対する増加率がそれまでよりも増大するという特徴が認められた。このため、RR センサーによる観測中に光強度指数もしくは光強度の変動速度がそれまでよりも急増する場合には、体積含水率が初期疑似飽和体積含水率を超過し、斜面の地盤が飽和状態に向かっていると評価できると考えられる。
- 4) 以上のような体積含水率と光強度の関係から、光強度を計測することで、散水強度が一定の条件下においては、地盤への水分の浸透状況が概ね推定可能であることが示された。

注釈

注 1) 自然科学研究機構国立天文台, 理科年表 2022 (机上版), 丸善出版 (株), p111(477), 2021.

注 2) 東レ社 HP, 電子情報材料製品ラインナップ

https://www.electronics.toray/products/raytela/rayt_03.htht, 2022.9.

4.4 レーザー光とプラスチック光ファイバーを用いた多点鉛直変位計測手法の検討

4.4.1 はじめに

土木工事においては、斜面の動態観測に限らず、施工と同時に施工中の安全確保・設計の妥当性の検証を目的とし、構造物や地盤・斜面の挙動の計測が行われる場合がある。例えば計測される要素が変位の場合、施工中の管理基準値は mm オーダーで設定される場合が多い^{例えは 19), 20)}。この精度で変位を計測しようとする場合に用いられる機器として、電子レベル、水盛式沈下計、トータルステーション、レーザー距離計などが挙げられる¹⁵⁾。これらの計測機器は、信頼性は高いものの費用の問題から、計測施工が行われる施工現場は経費に余裕のある大規模工事に限られている傾向がある。伊藤ら²¹⁾は工事の斜面崩壊による労働災害は、請負金額・工期・作業人数がいずれも小さな中小規模工事での被災がほとんどを占めていることを理由に、簡易で廉価な計測施工のシステムの必要性を指摘している。

本稿では、POF と携帯端末を用いた新しい計測手法の一例として、建設現場等において墨出し作業に用いられているレーザー墨出し器を併用した多点鉛直変位計測について検討した結果^{5), 22)}について述べる。

4.4.2 レーザー光を用いた多点鉛直変位計測の概要

図-4.33 に レーザー光を用いた多点鉛直変位計測の概念図を示す。レーザー光の照射装置は、廉価な計測システムを構築するために、市販されているレーザー墨出し器（レーザー波長 515～532nm：緑色）を用いる。レーザー墨出し器のレーザー光は面状に照射されるが、図-4.33 に示すように、鉛直方向にも照射距離に応じた幅をもっている。この時、一般にレーザー光の強度は中央部ほど強い分布となる。計測の初期状態としてレーザー光の中央部の高さに POF が断面を光源に向けて設置されているとすると、POF が設置されている地盤が沈下した場合、POF が捉える光の強度は I_0 から $I(r)$ に減少する

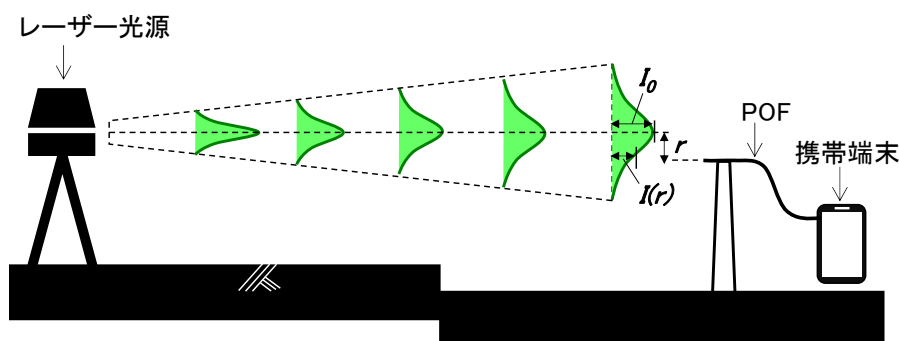


図-4.33 レーザー光を用いた鉛直変位計測の概念図

ことになる．本手法は，このような計測を多点で行い，捉えたレーザー光の強度の変化を，前節で述べた光情報処理アプリケーションをインストールしたスマートフォンにより計測し，地盤の変位量を特定しようとするものである．

なお，現行の光情報処理アプリケーションは Android OS において使用が可能であり，1～900 点の同時計測が可能である．光情報処理アプリケーションでは光の強度として，赤 (R) ・緑 (G) ・青 (B) の三原色の成分の値を計測可能であり，それぞれ 0～255 の値をとる．本研究ではこのうち緑 (G) の成分のみを取り扱い，光強度 G として定義する．

4.4.3 室内実験

(1) 実験方法

ここでは、POF の鉛直変位に依存するレーザー光の強度の分布を明らかにするために実施した室内実験について述べる．実験装置の構成を図-4.34 に、実験状況と光情報処理アプリケーションの稼働画面を写真-4.9 に示す．POF を 0.168mm/秒の速度で上下動させる変位装置を作成し、POF を水平方向に照射されているレーザー光を鉛直方向に通過させた．この際に POF が捉える光強度 G と変位量の関係を求めた．実験は照明を消した状態の室内で行い、計測間隔は 1 秒毎とした．レーザー光源から POF までの距離 z は 10m～70m（10m 間隔）の 7 ケースとした．図-4.18 に示すように、1 本の POF の一端が断面をレーザー光源に向けた状態で変位装置に固定されており、もう一端の断面が遮光ボックス内で携帯端末の外部接続カメラで撮影されている．写真-4.7 (b) では、外部接続カメラが撮影している POF の断面が表示されている．本実験では、写真-4.1 (b) 中の黄色の正方形が光情報の計測領域として設定されており、この範囲の光情報の平均値が記録される．実験で使用した POF は東レ社製の POF（PGU-CD1001-22-E）であり、

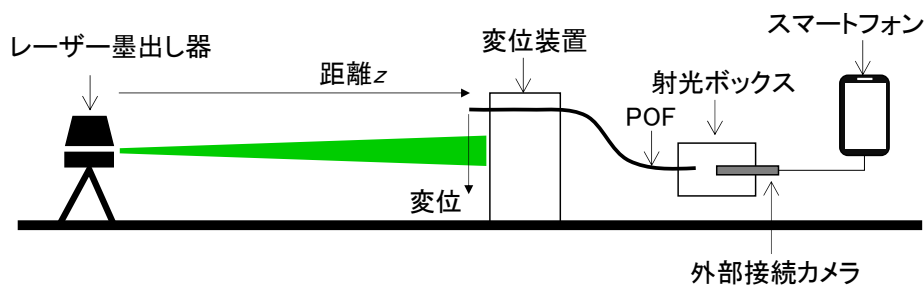
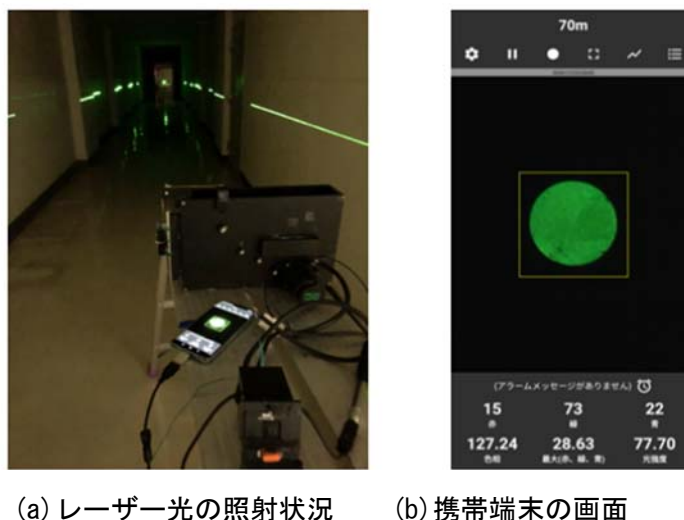


図-4.34 実験装置の構成



(a) レーザー光の照射状況 (b) 携帯端末の画面

写真-4.9 実験の実施状況

コアおよびクラッドの直径は 1.0mm, 被覆も含めた直径は 2.2mm である. 使用したレーザー光源は山真製鋸社製のレーザー墨出し器 (GLZ-3, 波長: 532nm), 携帯端末は Xiaomi 社製のスマートフォン (M1910F4S) である. 外部接続カメラは Andonstar 社製のデジタル顕微鏡 (A1) を使用した.

(2) 実験結果・考察

図-4. 35 (a) ~ (g) に各ケースの変位と光強度 G の関係を示す. いずれのケースにおいても光強度 G は, 中央で最大値をとる左右対称の分布となることが確認された.

ここでは, 光強度 G の分布の近似式化を試みる. 光源からの距離 z におけるレーザー光の強度分布は一般的にガウス関数で表され, レーザー光の中央からの距離 r の位置の光の強度 $I(r)$ は式 (4.12) で得られる²³⁾.

$$I(r) = I_0 \cdot \exp\left(\frac{-2 \cdot r^2}{w(z)^2}\right) \quad (4.12)$$

ここに, I_0 : レーザー光の中央部の光の強度, $w(z)$: 光の強度が I_0 の $1/e^2$ (13.5%) となるレーザー光の中央部からの距離である. ここで, 各ケースの実測値から, I_0 と $w(z)$ を抽出する. 抽出例を図-4. 35 (c) ($z = 30m$) に示す. なお, $w(z)$ は左右の平均値としている. 抽出した値を用いて光強度 G を, r を変数とする関数で表したものが図-4. 35 において近似値として示す曲線であり, 各ケースの実測値と近似値は概ね整合している. 図-4. 36 に各ケースで抽出した $w(z)$ と距離 z の関係を示す. 図-4. 36 によると, $w(z)$ と距離 z は概ね比例関係にある傾向が認められ, 図-4. 36 中に示す近似式が得られる.

本実験で用いたレーザー墨出し器を計測に用いる場合, 各距離 z における I_0 は, 現場の照度や湿度等により変化することが予想される. 一方, 図-4. 36 で示される $w(z)$ と距離 z の関係は不変であると仮定すると, ある計測点における I_0 と距離 z が既知である場合, POF が得る光強度 G ($I(r)$) と式 (1) を変形した式 (2) から, 現状の変位量 (距離 r) を求めることができる可能性がある.

$$r = \sqrt{\log \frac{I(r)}{I_0} \cdot \frac{w(z)^2}{-2}} \quad (4.13)$$

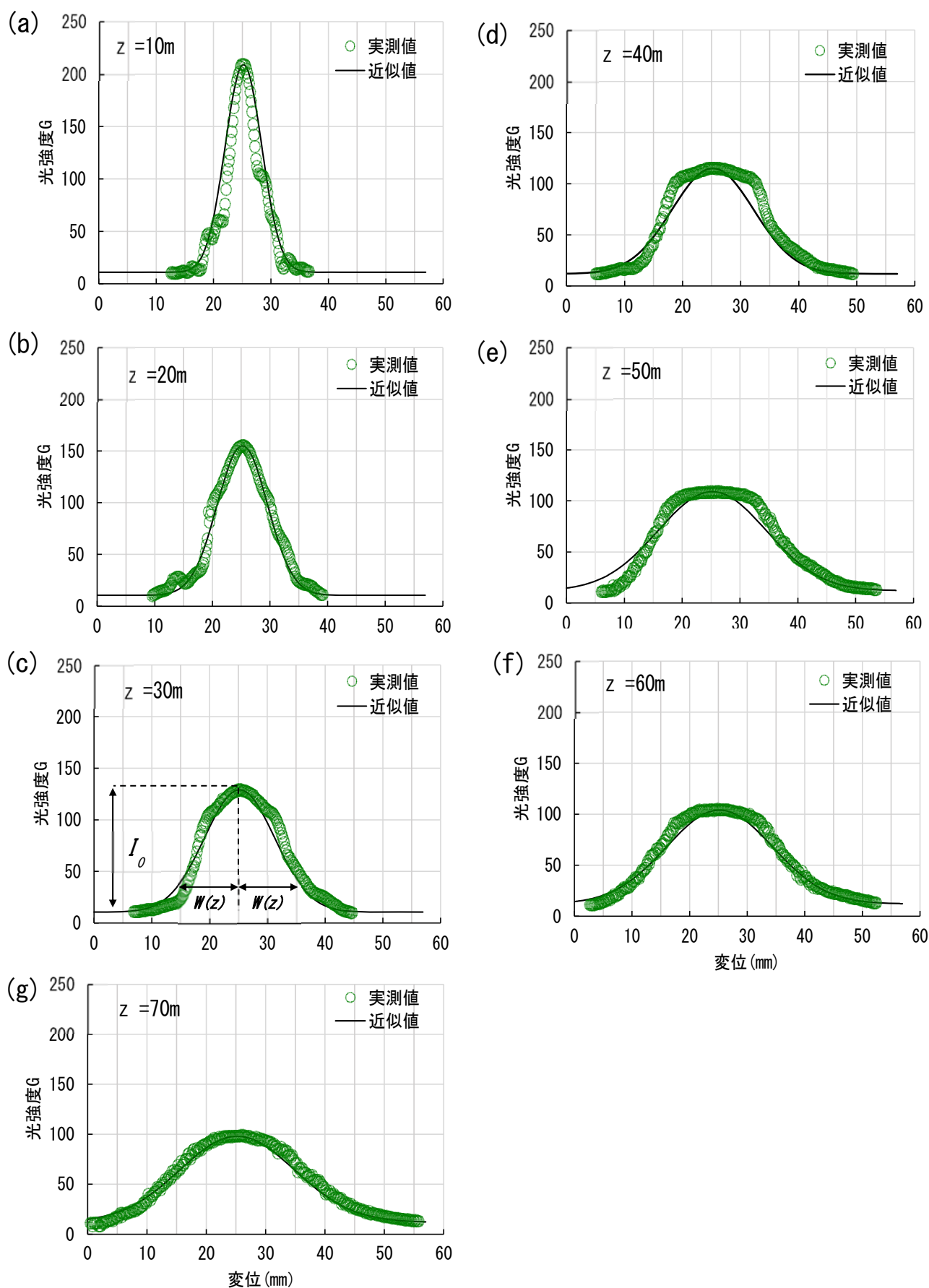


図-4.35 室内実験における変位と光強度 G の関係

4. プラスチック光ファイバーと携帯端末を用いた斜面の動態観測手法の検討

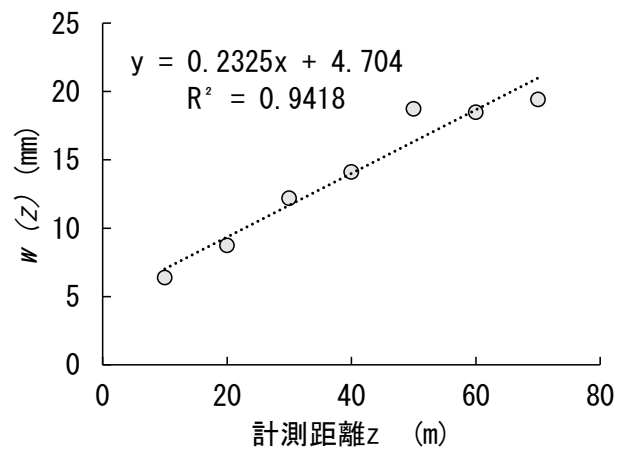


図-4. 36 $w(z)$ とレーザー光源からの距離 z の関係

4.4.4 室外実験（多点計測）

(1) 実験方法

本章では、室外実験において、式（4.13）を用いて光強度 G から変位量を求めた結果について述べる。実験は夜間の屋外において、25本の三脚に POF を取り付け、**図-4.37** に示す配置で同時鉛直変位計測を行った。**写真-4.10** に配置状況を示す。光源から計測位置までの距離 z は 40.0m～60.8m である。三脚の高さを所定の量ずつ減ずることで、広範囲の地表面沈下を模擬的に作り出し、各計測位置の POF が捉える光強度 G を計測した。三脚頭部の計測部には上・中・下の3本の POF を 10mm 間隔で装着した（**図-4.38 A・B**）。三脚の高さは、中段の POF が得る光強度が概ね最大となる位置を初期状態とし、各ステップで全ての POF を 2mm ずつ、合計 28mm 減じた。光強度の計測は、各ステッ

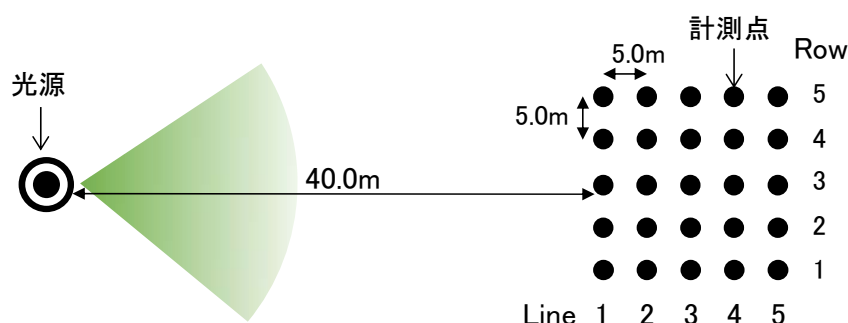


図-4.37 室外実験の計測点配置図



写-4.10 センサーの配置状況（計測は日没後に実施）

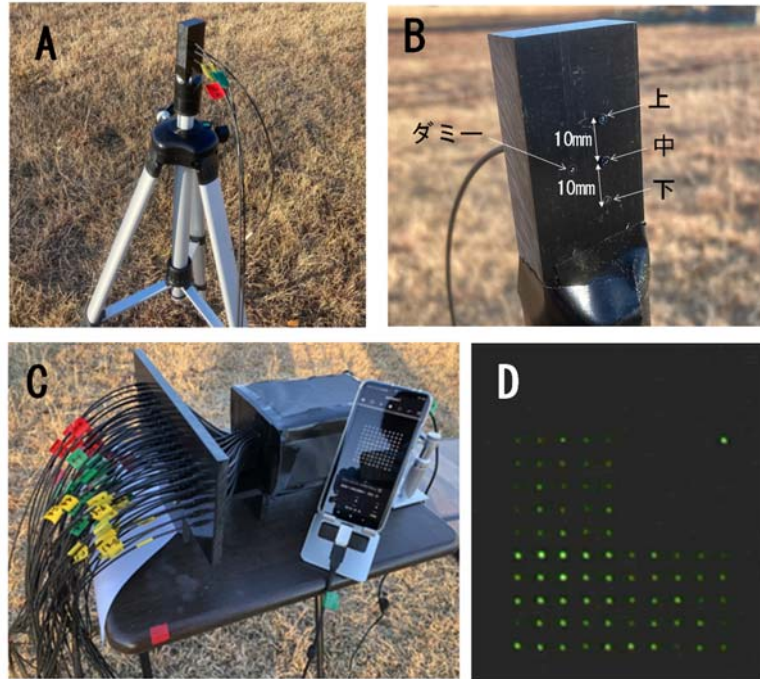


図-4.38 A : POF を取り付けした三脚, B : 三脚頭部の POF 取り付け部, C : POF の集約部,
D : 外部接続カメラで撮影される POF の断面.

で全ての三脚の高さ調整が完了した後に1分間(5秒間隔)計測した. 基本的な計測システムの構成・機材の仕様は前章の実験と同様である. 図4.38 C・Dに POF の集約部と携帯端末に表示された各 POF の断面の状況を示す. ここでは各 POF の断面の位置に記憶領域が設定され, 各 POF の光強度 G が計測される.

(2) 実験結果・考察

図-4.39 に実験で得られた代表計測点の変位量と光強度 G の関係を示す. 各計測点の中段の計測結果をみると変位が増加するにつれ光強度 G は最大値に近い値から減少していく. 上段の計測結果をみると変位が増加するにつれて光強度 G は徐々に増加した後に減少に転じる. 上段の光強度が最初に増加傾向を示すことから, 変位が下方に向かっていくことが計測値から判断できる. 下段の計測結果をみると, 中段の計測結果よりも低い値から減少した後に概ね一定の値を示す. 変位量が8~10mmを超過すると下段の POF がレーザー光の幅から逸脱し光強度 G が変化しなくなったものと考えられる.

実験で得られた光強度 G と式(2)を用いて算出した変位量と実際の変位量の関係を図-4.40 に示す. 算出にあたっては, 各ステップで計測された中段の値の平均値を用いている. 図-4.40 によると各計測点の計算値は実際に与えた2mm ずつの変位に応じて増加していく. ただし, 計算値の絶対値は真値に対して $\pm 5\text{mm}$ 程度の誤差を持つ. この傾

向は Line2・3・4 においても同様である．図-4. 40 において示す例では特に Line1-Row4, Line2-Row4, Line3-Row3 の誤差が大きい．この全体がスライドするような誤差の原因の一つとして POF の初期位置の設定誤差が挙げられる．

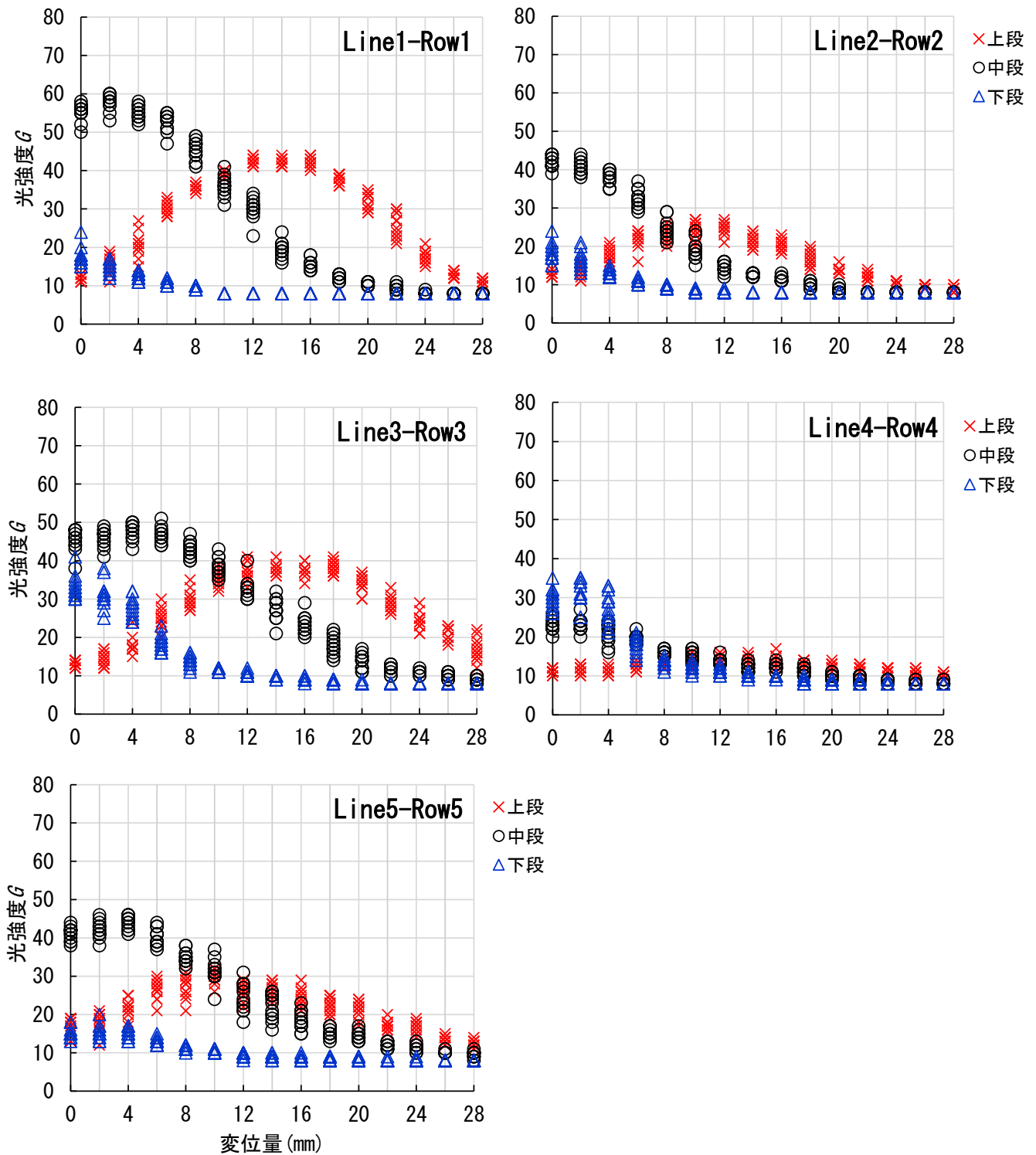


図-4. 39 代表計測点の変位量と光強度 G

4. プラスチック光ファイバーと携帯端末を用いた斜面の動態観測手法の検討

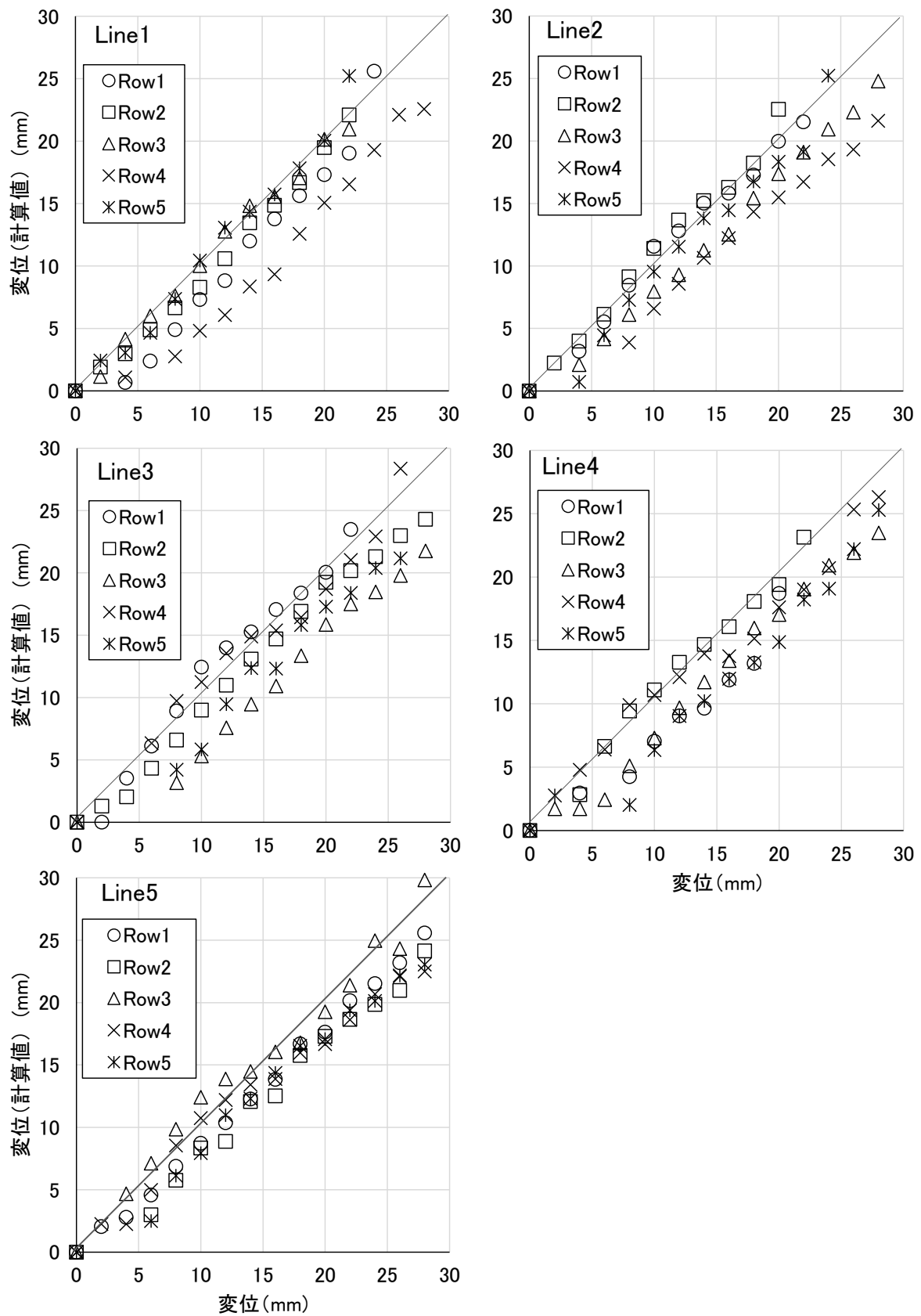


図-4.40 実際に与えた変位置と光強度 G から計算した変位置

4.4.5 まとめ

本手法を用いて模擬的な地表面沈下量を計測したところ、光源から計測位置の距離が40.0m～60.8mの範囲では、計測値は実際に与えた変位量に対し、絶対値としては±5mmの誤差を持つが、相対変位は2mm程度の精度で計測可能であることが確認された。従来手法と比較すると計測精度は劣るものの、特殊な機器を用いないため、導入コストは従来手法の1/10以下に低減される。このため、これまで計測施工が行われなかったような中小規模工事を対象とした簡易で廉価な計測システムとして利用できる可能性が考えられる。また、センサーとして用いるPOFが一本の場合には計測可能な変位量の幅はレーザー光の幅の範囲内に限られるが、室外実験で示したように複数のPOFを設置することにより、計測可能な変位量の幅を広げることが可能である。また、本実験では鉛直変位を対象としたが、レーザー光の照射角度を変更することで任意の方向の変位を計測することも可能である。

今後の課題として太陽光の影響下での計測方法の検討が挙げられる。本実験は太陽光の影響を受けない室内や夜間の室外で行った。太陽光はレーザー光の光強度 G を計測する際の外乱要因となることが予想され、この影響を低減させる方法を検討していく予定である。

4.5 POF センサーを用いた斜面計測の適用範囲と今後の課題

前節まででは、POF を用いたセンサーと光情報処理アプリケーションを用いた計測として、地盤への水分の浸透状況と多点の変位計測について検討した内容を述べた。ここでは、その他の POF センサーを用いた基本的な計測手法も含め、斜面計測への適用範囲について述べる。また、POF センサーの社会実装に向けた今後の課題について述べる。

4.5.1 POF センサーを用いた斜面計測の適用範囲

表-4.2 に POF センサーにより計測可能な斜面・法面の動態観測・構造物点検に関する計測項目と計測方法の例を示す。表-4.2 に示すように斜面上で発生する様々な事象について、POF センサーによって計測を行うことが可能である。以降では表-4.2 に示す項目からいくつかの計測手法について具体的な方法について述べる。

表-4.2 POF センサーで計測可能な斜面の動態観測の項目と計測方法の例

計測項目	POFセンサーの形式	形態
地表面変位	GAP・R1・R2	伸縮計 傾斜計 レーザー光
地中変位	R2	地中埋設
地下水位・水分の浸透	RR	地中埋設
降雨量・積雪量	RR・R2	柵型
コンクリート構造物等のひび割れの進展・目地のズレ	GAP	構造物の表面に設置
モルタル吹付・法枠等の背面空洞化	GAP	背面埋め込み
アンカーの鋼線・コンクリート構造物の鉄筋などの腐食	R7	鋼線・鉄筋などへ接着
アンカー・鉄筋挿入工の軸力	GAP	頭部プレート等への挟み込み
擁壁の傾倒	GAP	傾斜計
側溝の閉塞状況	GAP・R1	側溝の側面に設置

(1) 地表面変位の計測

a) 伸縮計形式

地表面の変位を計測する方法については、斜面上に亀裂等などが確認され、変位の進展がある位置があらかじめ判明している場合は、伸縮計型の装置にカラーフィルターを設置し、斜面の変位に伴うカラーフィルターの回転を GAP センサーで捉える方法²⁴⁾や、同じく伸縮計型の装置に複数の R1 センサー(1 本の POF を使用したセンサー)を設置し、どの位置の R1 センサーに太陽光が入射しているのかを把握することで変位量を計測する方法²⁵⁾などがある。R1 センサーによる手法は太陽光を用いるため、昼間のみの計測に限定されるが、無電源で使用する事が可能である(図-4.41)。



(a) 太陽光の取得部分



(b) 変位を視認するためのボード



(c) 設置状況

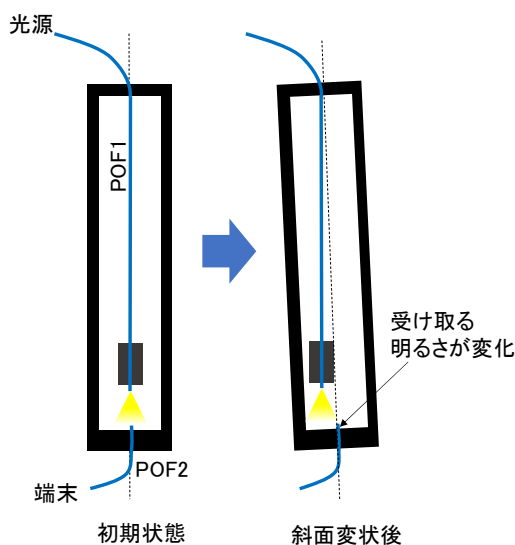
図-4.41 R1 センサーを用いた地表面伸縮計²⁵⁾

b) 傾斜計形式

振り子を内装した傾斜計型の装置に R1 センサーや GAP センサーを設置することで、地表面の傾斜を計測することが可能である。井上²⁴⁾は振り子の下面にカラーフィルター

4. プラスチック光ファイバーと携帯端末を用いた斜面の動態観測手法の検討

を設置し、そのカラーフィルターと R1 センサーの位置関係の変化から地表面に発生した傾斜量を計測する方法を提案している。また、図-4.42 に示すように POF 自体を振り子として利用した GAP センサー形式の傾斜計も検討されている¹⁶⁾。この形式の場合、GAP センサーにおける相互の POF の位置関係と明度（もしくは光強度）の関係をあらかじめ把握しておくことで、発生する傾斜量を光強度から算出できる可能性が示されている。



(a) 計測の概念図¹⁶⁾

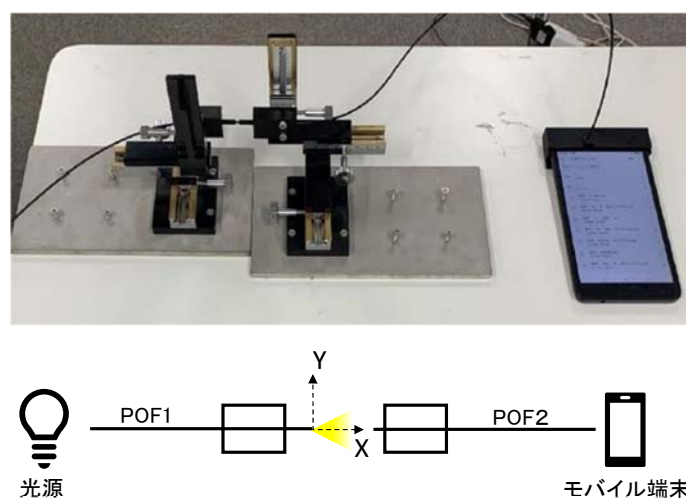


(b) 実際の現場への設置状況

図-4.42 POF を利用した傾斜計の例

c) GAP センサーにおける明度（光強度）と変位量の関係¹⁶⁾

ここで、GAP センサーで捉えた明度（もしくは光強度）を変位量（もしくは傾斜量）に換算することを想定して行った基礎実験について説明する．実験の概要図を図-4. 43 に示す．一対の POF を用意し、1 本目の POF の片側を光源付近に固定し、2 本目の POF の片側をモバイル機器のカメラ部分に固定する．それぞれの POF のもう一端を 0.01mm 単位で変位を与えることが可能な治具を用い、向き合わせて固定する．2 本の POF が向き合って接している状態を原点とし、この位置関係を変化させた際の明度（ $\text{RGBMAX} \div 255 \times 100$ ）の変化を計測した．図-4. 43 に示す通り、POF 間の距離を X 軸、変位を Y 軸として取り扱った．実験①では $(X,Y) = (0,0)$ の初期状態で得られる明度を「100」となるよう光源の光強度を調整したうえで、変位 Y を 0.5mm 間隔で明度が「0」となるまで変化させた．これを POF 間の距離 X を 0～60mm の範囲で 5mm ずつ変化させて繰り返した．実験②では POF 間の距離 X に関わらず、変位 Y = 「0」の初期状態で得られる明度が「50」となるように光源の光強度を調整し、変位 Y を 0.05mm ずつ増加させ、明度が「0」となるまで計測を行った．これを POF 間の距離 X が 0～5mm の範囲で 1 mm ずつ変化させて繰り返した．

図-4. 43 実験の概要図¹⁶⁾

実験①で得られた距離 X・変位 Y・明度の関係を図-4. 44 に示す．距離 X と変位 Y の変化に応じて明度が変化していることが確認できる．実験②で得られた各 POF 間の距離 X における明度と変位 Y の関係を図-4. 45 に示す．図-4. 45 によると、各 POF 間の距離 X における明度と変位 Y の関係は正規分布状の形状をとる傾向が認められる．一般的に光線の強度分布は理想的正規分布に沿った放射強度を持つことが良く知られている¹²⁾．実験結果から得られた明度と変位量の関係も正規分布の確率密度関数で近似され、計測された明度から変位を算出可能であると考えられる．

4. プラスチック光ファイバーと携帯端末を用いた斜面の動態観測手法の検討

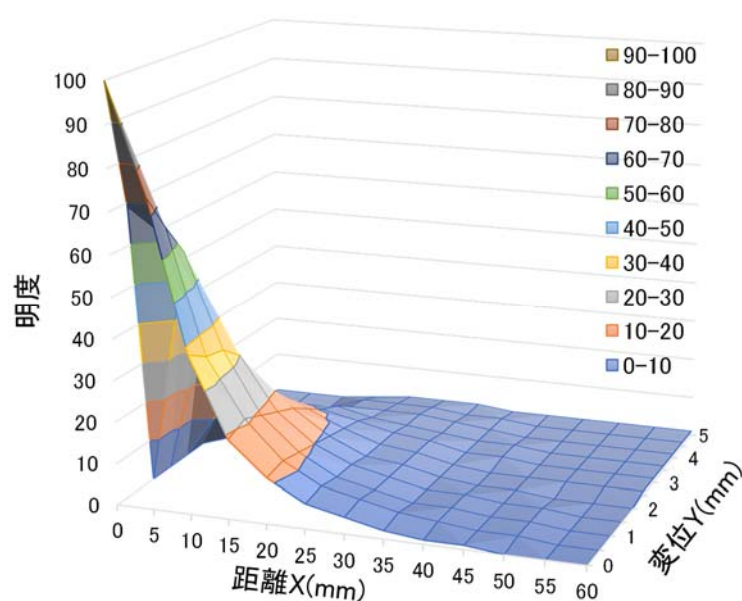


図-4.44 実験①の結果. 距離 X と変位 Y と明度の関係¹⁶⁾.

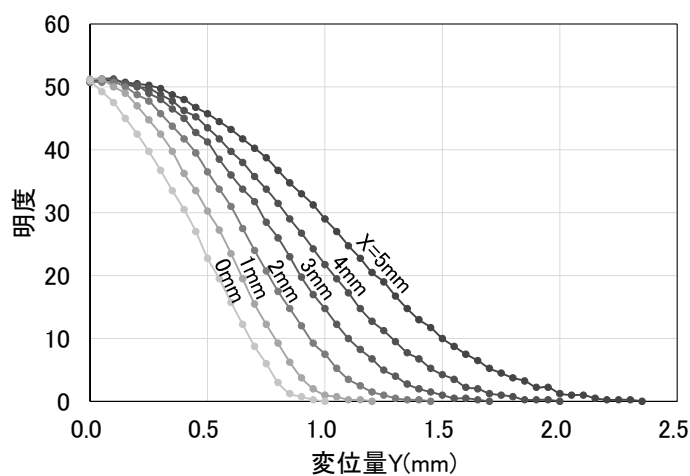


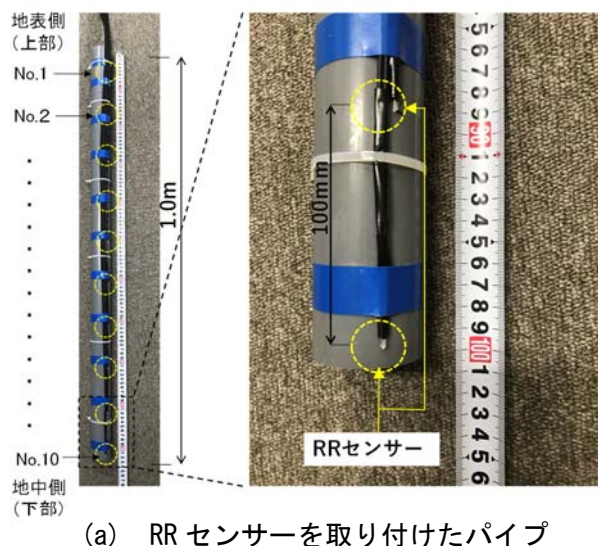
図-4.45 実験②の結果.

各距離 X における変位 Y と明度の関係¹⁶⁾.

(2) 地下水位・地盤への水分の浸透

地下水位や地盤への水分の浸透状況の計測については、前述したように RR センサーを用いた手法が有効である。現地斜面への埋設方法としては、現状においては、図-4.46に示すように縦穴を掘削し、RR センサーを複数設置したパイプを地中に埋設する方法など検討している²⁶⁾。

4. プラスチック光ファイバーと携帯端末を用いた斜面の動態観測手法の検討



(b) 挿入状況



(c) 埋設完了

図-4.46 RR センサーの埋設状況²⁶⁾

(3) 構造物のひび割れ・目地開口の進展

斜面上の構造物にひび割れや目地の開口等が確認される場合、写真-4.11 に示すように変状部を跨ぐ形で GPA センサーを取り付けることで、ひび割れ・開口の進展を観測することが可能である。写真-4.11 (a) では GAP センサーが露出しているが、写真-4.11 (b) ではゴムチューブで遮光処理を行っている。このように、何らかの方法で遮光処理を行えば、太陽光などの影響を受けずに一定の条件での観測も可能である。



(a) ひび割れ部に設置した GAP センサー²⁴⁾



(b) 遮光処理をした GAP センサー

写真-4.11 ひび割れ部に設置した GAP センサー

(4) アンカーの鋼線・コンクリート構造物の鉄筋の腐食

鋼線や鋼板などの鋼製部材の腐食状況を、POF センサーを用いて観測する検討^{27), 28)}が行われており、アンカーの鋼線や法枠などの斜面上の鉄筋コンクリート（もしくはモルタル）の鉄筋の腐食状況の観測にも適用が可能であると考えられる。Hou ほか²⁷⁾は図-4.47 に示すような 2 種類のセンサーを用いて鋼板の腐食状況を観測可能であることを示している。図-4.47 (a) に示す GAP センサーを用いた手法では、鋼板の側面に GAP センサーを設置し、腐食により生成される物質が GAP センサーを構成する 2 本の POF の間に入り込む現象を捉えることで、腐食を検知するものである。図-4.47 (b) に示す手法では 7 本の POF を用いた R7 センサーを鋼板の表面に設置することで、鋼板の腐食状況を観測する。R7 センサーでは 7 本の POF のうち、中心の 1 本の POF が光を送り込み、その他の 6 本の POF が鋼板で反射した光を受け取る。この反射光の色が鋼板の腐食とともに変化する。鋼板の腐食を検知するものである。同様の POF センサーを施工時にアンカーの鋼線や法枠の鉄筋などに取り付けておくことで、これらの腐食を検知することが可能である。

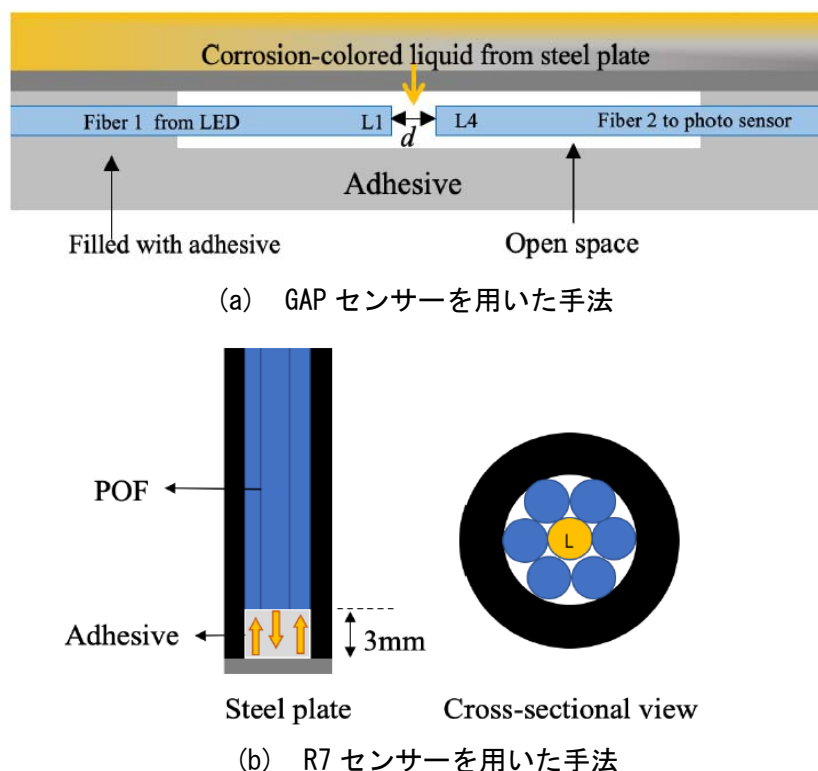


図-4.47 POF センサーにより鋼板の腐食を検知する手法²⁷⁾

(5) 鉄筋挿入工の軸力²⁹⁾

自然斜面・法面の表層崩壊防止、岩盤斜面の崩落防止に用いられる鉄筋挿入工の軸力を計測する手法について検討した例²⁹⁾を示す。

通常の鉄筋挿入工は、図-4.48(a)に示すように、補強材、プレート、ナットの部材からなる。一方、検討した手法では、図-4.48(b)に示すように、2枚の皿ばねを重ね合わせ、2枚のプレートの間に挟み込む。斜面に変形が生じ、補強材に軸力が発生すると皿ばねに微小なたわみが発生する。このたわみによる変位をPOFセンサー（GAPセンサー）で捉える。GAPセンサー取付用の治具は図-4.49に示す片持ち梁状の構造とし、3Dプリンターで作成した。治具の上部には高さ調整用のネジを取り付けている。この治具を2枚のプレート間に配置する。皿ばねにたわみが生じ、プレート間の距離が縮まると図-4.49に距離 x として示す距離も縮み、2本のPOF間に相対変位が生じることとなる。

実際の鉄筋挿入工において、本手法を用いて、軸力の増加に伴う明度の変化を計測した。対象とした鉄筋挿入工は神戸大学構内の斜面に施工されたワイヤー連結工型の頭部構造を有するものである。図-4.40に示すように、2枚のプレート間に治具を配置する。用いた皿ばねの仕様はJIS B 2706 呼び径 71mmである。POFの片側を光源に、もう一方をモバイル機器のカメラ部分に固定し、トルクレンチを用いて人力で補強材に軸力を導入した。導入する軸力は初期軸力を約4.0kNとし徐々に増加させ、この間の明度(RGB_{MAX}

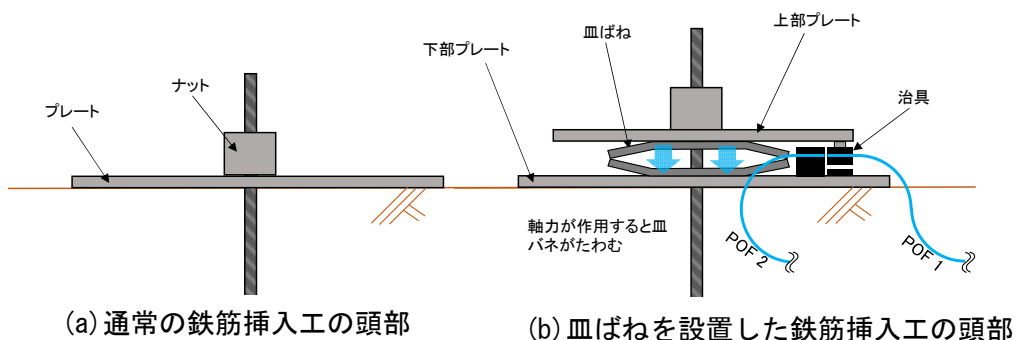


図-4.48 POF センサーにより鉄筋挿入工の軸力を計測する方法²⁹⁾

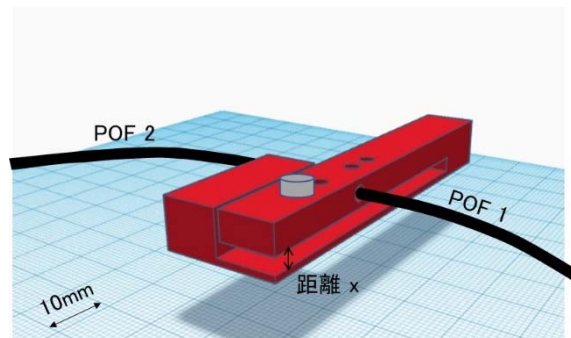
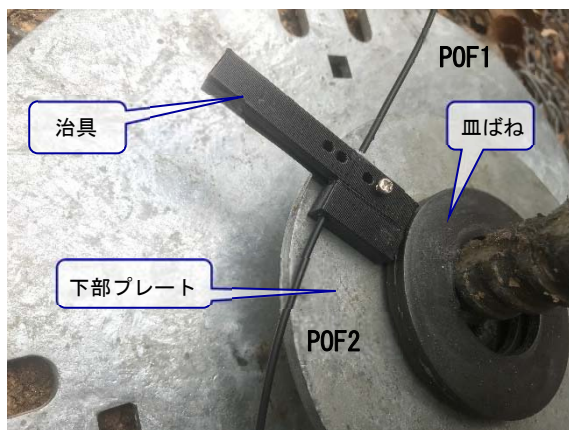


図-4.49 変位計に用いた治具²⁹⁾

4. プラスチック光ファイバーと携帯端末を用いた斜面の動態観測手法の検討

÷255×100) の変化を測定した．治具の距離 x がゼロになるまで軸力を増加させ，同一の鉄筋挿入工において，この実験を3回行った．

図-4.41 に明度の初期値からの変化量と試験時間・軸力の関係を示す．いずれの計測においても軸力の増加に伴い明度が低下している傾向が確認できる．計測回数ごとの明度と軸力の関係は完全に一致はしていないものの，検討した手法により皿ばねの変位を計測することで，鉄筋挿入工の補強材に作用するおおよその軸力を推定できる可能性が示された．

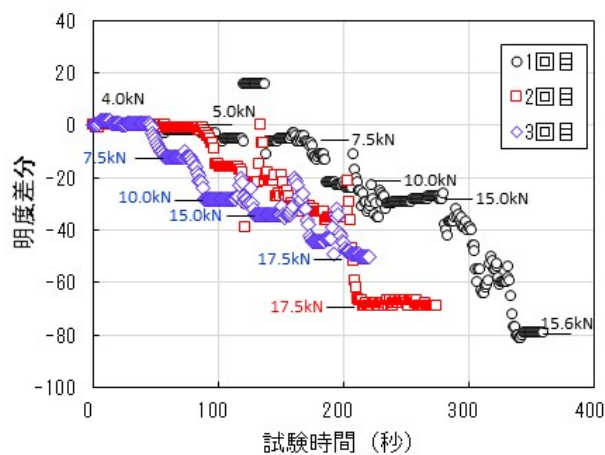


(a) 治具の設置状況．上部プレートの設置前．

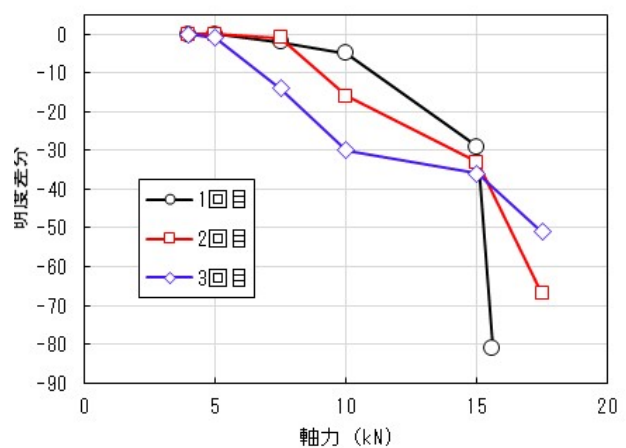


(b) トルクレンチによる軸力の導入

図-4.40 実験の実施状況²⁹⁾



(a) 明度と試験時間の関係



(b) 明度と軸力の関係

図-4.41 実験結果²⁹⁾

4.5.2 POF センサーを用いた斜面計測の今後の課題

ここまでで述べた様に POF センサーを用いることで、斜面上で発生する様々な事象に関する計測を行うことが可能であることが確認されている。一方で、POF センサーを用いて実際の斜面の動態観測に実装する場合、下記の課題が残されていると考えられる。

(1) センサー作製の画一化・簡素化

現状では RR センサーや R2 センサーなどの個々の POF センサーの作製は基本的にセンサー毎に手作業で実施されるため、各センサーにおいては若干の個体差が生じる。例えば、RR センサーの場合、先端部の切断面の滑らかさや接着剤の付着状況により、同様の条件下で計測を行った場合においても、得られる値に差が生じる。センサー毎の計測値を正規化することで対応することも可能だが、より計測値の評価を容易にするには、作成による誤差を低減する方法について検討していく必要がある。

(2) 長期の斜面の動態観測手法の確立

斜面の動態観測を実施する場合、長期的な計測が求められる場合が多いと考えられる。また、計測コストの削減や山間部での計測を想定すると、商用電力の得られない状況での観測が必要となる。現状では専用アプリケーションをインストールした携帯端末を現場に常駐させ、POF が取得する光情報を直接処理する方法や、現場に設置した WEB カメラで撮影した POF 断面の画像を、別の場所で専用アプリケーションをインストールした携帯端末で間接的に処理する方法がある。しかし、いずれの方法においても POF に光を入射するための照明や、携帯端末、WEB カメラに電力を供給する必要があり、斜面での長期観測を想定した場合、電力の供給方法、またそのコストに問題がある。

この問題に対し、乾電池で稼働し、タイムラプスカメラと照明の機能を併せ持つ装置を作成し対応することを検討している。この装置は、タイムラプスカメラが静止画を撮影する限られた時間にのみ照明が起動するように設定されている（写真-4.12）。この装置が撮影した画像を適宜回収し、別途、光情報処理アプリケーションで解析することを想定している。リアルタイム性はないものの、乾電池などの簡易な電力供給で長期の観測が可能になると考えられる。ただし、装置の耐久性などに不明な部分が多く、今後、実際の現場において適用性を検討していく必要がある。

また、本手法は特殊な機器が不要であることから、これまで斜面の観測に関わることのなかった個人などが汎用スマートフォンなどを用いて観測に参加できることとなる。例えば、観測対象の近隣住民などがデータ回収に加わることで、データ回収頻度を増やすことも想定可能である。

4. プラスチック光ファイバーと携帯端末を用いた斜面の動態観測手法の検討

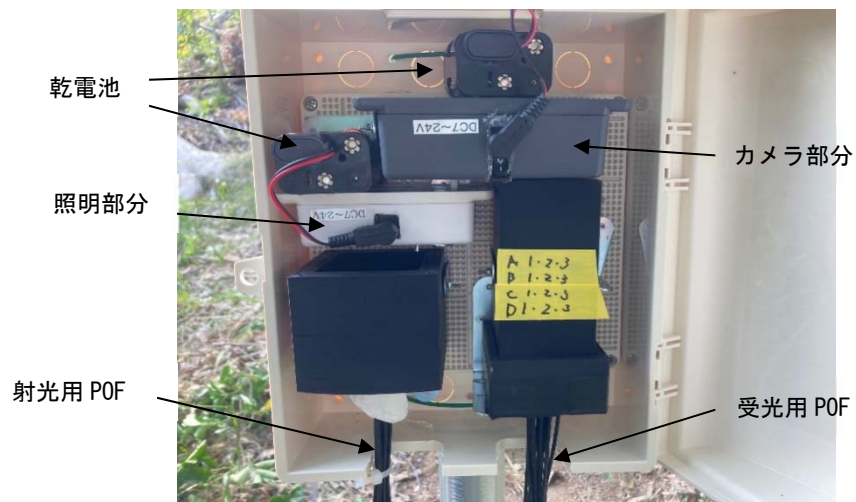


写真-4.12 タイムラプスカメラと照明の機能を併せ持つ装置

4.6 第4章のまとめ

POF を用いた水分検知センサー (RR センサー) と携帯端末を利用した光情報処理アプリケーションを用いて、土層カラムの散水実験を行った結果、POF を用いた水分検知センサーが計測する光強度と、土壌水分計が計測する体積含水率には一定の関係が認められた。地盤内に設置された RR センサーが取得する光強度を計測することで、地盤への水分の浸透状況が概ね推定可能であることが示された。

レーザー光と POF を用いた手法により模擬的な地表面沈下量を計測したところ、レーザー光源から計測位置の距離が 40.0m~60.8m の範囲では、計測値は実際に与えた変位量に対し、絶対値としては±5mm の誤差を持つが、相対変位は 2 mm程度の精度で計測可能であることが確認された。なお、本実験では鉛直変位を対象としたが、レーザー光の照射角度を変更することで任意の方向の変位を計測することも可能である。

これらの手法により得られる地盤への水分の浸透状況や地表面の変位は、斜面の安定状態を議論する場合、また、アンカーを含む斜面を FEM モデル化する場合に重要な情報となる。

上記の 2 つの計測事例の他、POF センサーを用いることで、斜面において生じる変位や地下水位変動、構造物の劣化などの様々な事象が観測可能であることが示された。これらの手法は従来手法と比較すると計測精度は劣るものの、特殊な機器を用いないため、センサー部分の導入コストは従来手法の 1/10 以下に低減されることが考えられる。

一方で、センサー部分の作成誤差の低減、長期の計測手法の確立などの課題が示された。

また、本手法は特殊な機器が不要であることから、これまで斜面の観測に関わることのなかった個人などが汎用スマートフォンなどを用いて観測に参加できることとなり、この手法が斜面の危機管理のありかたを大きく変化させる可能性があると考えられる。

参考文献

- 1) Akutagawa, S., Nishio, A., Matsumoto, Y., Takahashi, A., Machijima, Y.: A new method for reading local deformation of granular material by using light, *Proc. of the 48th US Rock Mechanics/Geotechnical Symposium, American Rock Mechanics Association*, pp. 1-6, 2014.
- 2) Akutagawa, S., Machijima, Y.: A new optical fiber sensor for reading RGB intensities of light returning from an observation point in geo-materials, *Proc. of the 49th US Rock Mechanics/Geotechnical Symposium, American Rock Mechanics Association*, pp. 1-7, 2015.
- 3) Akutagawa, S., Machijima, Y., Sato, T., Takahashi, A.: Experimental characterization of movement of water and air in granular material by using optic fiber sensor with an emphasis on refractive index of light, *Proc. of the 51th US Rock Mechanics/Geotechnical Symposium, American Rock Mechanics Association*, pp. 1-8, 2017.
- 4) 杉井良平, 芥川真一, 松村匡樹: プラスチック光ファイバーと携帯端末を用いた地盤への水分浸透状況の観測手法の検討, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol. 78, No.4, pp.355-368, 2022.
- 5) 杉井良平, 荒瀬航, 芥川真一: レーザー光とプラスチック光ファイバーを用いた多点鉛直変位計測手法の検討, 土木情報学シンポジウム講演集, Vol.47, pp.177-180, 2022.
- 6) 小池康博: プラスチック光ファイバー, NEW GLASS, Vol. 25, No. 1, pp. 20-23, 2010.
- 7) 山野貴司, 黒田直人, 辻本剛三, 外村隆臣, 酒井大樹: 光ファイバを用いた地盤高計測および濁度推定手法の白川河口干潟への適用性検討, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.76, No.2, pp.I_1351-I_1356, 2020.
- 8) Zhang, H., Ogata, A., Tezuka, H., Kanamori, S., Shimizu, S., AN, L., Akutagawa, S.: Monitoring of concrete/mortar using plastic optical fiber sensors: Fundamental experiment and data interpretation, *Journal of JSCE*, Vol. 10, pp. 247-259, 2022.
- 9) 芥川真一, 井上雅之, 林 稔, 松村匡樹, 土本真史: プラスチック製光ファイバーセンサーとスマートフォンアプリを用いた斜面モニタリングの低コスト化の実現に向けた研究, *Kansai Geo-Symposium 2020*, Vol. 8, pp. 209-214, 2020.
- 10) 井上雅之: 斜面防災を想定した POF センサーの適用に関する基礎的研究, 神戸大学大学院工学研究科市民工学専攻一修士論文, pp.36-57, 2021.
- 11) 小泉圭吾, 小松 満, 小田和広, 伊藤真一, 堤 浩志: 体積含水率に着目した降雨時の斜面の健全性を評価するための一考察, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol. 77, No. 2, pp. 129-139, 2021.

- 12) 笹原克夫, 酒井直樹 : 地表面変位と地下水位のモニタリングに基づく斜面崩壊発生予測, 地盤工学ジャーナル, Vol. 9, No. 4, pp. 671-685, 2014.
- 13) 北村良介, 酒匂一成, 加藤俊二, 水島俊基, 今西 肇 : 降雨時のしらす斜面・崩壊に関する室内土層試験, 地盤工学ジャーナル, Vol. 2, No. 3, pp. 149-168, 2005.
- 14) 檀上 徹, 酒匂一成, 深川良一, 酒井直樹, 岩佐直人, Nghiem Minh Quang : 降雨, 不飽和浸透挙動, 変位量の観測結果に基づく降雨時表層すべり型崩壊過程の検証, 土木学会論文集 C (地圏工学) , Vol. 68, No. 3, pp. 508-525, 2012.
- 15) 小泉圭吾, 櫻谷慶治, 小田和広, 伊藤真一, 福田芳雄, Feng, Q. N., 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研究, 土木学会論文集 C (地圏工学) , Vol. 73, No. 1, pp. 93-105, 2017.
- 16) 杉井良平, 芥川真一, 井上雅之, 佐々木拓海 : プラスチック光ファイバーとモバイル機器を利用した斜面計測手法の基礎研究, 令和 3 年度土木学会全国大会第 76 回年次学術講演会, CS9-37, 2021.
- 17) 谷田貝豊彦 : 応用光学—光計測入門 (第二版) , 丸善, pp. 19-22, 2005.
- 18) 櫻谷慶治, 小泉圭吾, 小田和広, 伊藤真一, 小松 満 : 模型差面を用いた疑似飽和体積含水率と斜面変形に関する研究, 地盤工学ジャーナル, Vol. 13, No. 3, pp. 183-192, 2018.
- 19) 日本トンネル技術協会 : 都市近接施工ガイドライン, pp. 参 1-6-参 1-30, 2016.
- 20) 斜面防災対策技術協会 : 地すべり対策便覧, pp. 402-407, 2014.
- 21) 伊藤和也, 武山峰典, 豊澤康男・佐野哲也 : レーザーと光センサーを利用した 2 次元変位計測システムの開発と切土斜面の動態観測への適用, 土木学会論文集 C, Vol. 63, No. 2, pp. 502-515, 2007.
- 22) 荒瀬航 : POF センサーとレーザー光を利用したモニタリングに関する研究, 神戸大学大学院工学研究科市民工学専攻一修士論文, pp.13-20, pp.46-62, 2022.
- 23) 國分泰雄 : 先端光エレクトロニクスシリーズ 6 光波工学, pp. 76-80, pp. 215-219.
- 24) 井上雅之 : 斜面防災を想定した POF センサーの適用に関する基礎的研究, 神戸大学大学院工学研究科市民工学専攻一修士論文, pp.36-57, 2021.
- 25) 芥川真一, 張海華, 西尾彰宣, 辻村幸治, 小林弘典, 高橋厚志 : 無電源で作動する岩盤構造物のモニタリング装置の開発と適用事例, 第 43 回岩盤力学に関するシンポジウム講演集, pp.284-287, 2015.
- 26) 杉井良平, 井上雅之, 荒瀬航, 芥川真一 : プラスチック光ファイバーセンサーとモバイル機器を用いた斜面への水分浸透状況の観測, Kansai Geo-Symposium 2021—地下水地盤環境・防災・計測技術に関するシンポジウム—論文集, pp.105-109, 2021.

- 27) Hou Liang, 芥川真一, 友重勇氣, 木村隆志 : POF センサーを利用した鋼構造物の腐食モニタリングに関する基礎研究, 令和 4 年度土木学会全国大会第 77 回年次学術講演会, CS2-30, 2022.
- 28) 芥川真一, 玉井幸志朗, 成子実花, 堀井智紀 : プラスチック製光ファイバーセンサーを用いた鋼線表面の腐食検知, 令和 4 年度土木学会全国大会第 77 回年次学術講演会, CS9-33, 2022.
- 29) 杉井良平, 芥川真一, 大谷祐希 : プラスチック光ファイバーを利用した鉄筋挿入工の軸力計測に関する検討, 第 56 回地盤工学研究発表会, 12-10-1-08, 2021.

5. 結論

本研究では、法面の変状・地すべりの滑動により発生するアンカーの緊張力の増加を定量的に予測する手法を提案し、実際にアンカーの緊張力の増加が発生した事例を用いて適用性を確認した。次に、提案する手法の精度の向上を目的とし、POF から構成されるセンサーを用いて、光情報で対象物の状態変化を観測する手法の斜面の動態観測への適用について検討した。

2 章では、アンカーの緊張力変動やアンカーを含む斜面の FEM 解析に関する既往の研究について整理した。

アンカーの緊張力増加の発生原因は地すべりの滑動である場合が多い傾向が認められた。また、アンカーの緊張力の変動への対応は、一度の対策工で緊張力増加の収束が確認された事例は少なく、斜面変状や緊張力の経過観察を行いながらの逐次的な対応となっていた。この原因は、追加される対策工の効果の予測が困難であることに起因していると考えられる。これらから、アンカーの緊張力管理を効果的にを行い、その機能を保持していくためには、地すべり性の法面・斜面変状によるアンカーの緊張力の変化を予測する手法の開発が求められると言える。また、いくつかの事例では緊張力増加にすべり面勾配とアンカー仰角が影響している可能性が示唆された。

アンカーの設計においては、地すべり土塊の移動や変形を考慮しない、アンカーの構造物としての存在は考慮せず、緊張力はすべり面に直接作用する、というような仮定がされている。これらの仮定は、設計を簡便にするという面では有利だが、アンカーの緊張力の予測しようとする議論を困難にしている要因となっていると考えられる。

地すべりなどの斜面安定問題において FEM 解析を実施しようとする場合、各種地盤のパラメータの設定方法が問題となる。この解決策とし、斜面对策工として施工されたアンカーについて、緊張力計測値を用いた FEM による逆解析により、地盤のパラメータを設定することが可能と考えられる。しかし、斜面对策工として施工されたアンカーの緊張力について FEM による逆解析を行い地盤のパラメータを設定した事例はなく、その適用性を検証する余地が残されている。

アンカーの緊張力の予測のための FEM 解析を実施するにあたり、逆解析に活用可能な緊張力の計測箇所数は可能な限り多いことが望ましいが、荷重計やリフトオフ試験計測費用の問題からその個所数に制限があることが想定される。その場合、緊張力の

みならず、変位や地下水位などの動態観測の結果を補完的に用いることで、解析の精度が高まるものと考えられる。

3章では、FEM解析を用いてアンカーの緊張力変動を予測する手法について提案し、実際にアンカーの緊張力の増加が発生した2つの事例を用いて、その適用性を検証した。提案する手法では、ある時点までのアンカーの緊張力の増加を再現する有限要素モデルを構築し、その後の現場状態の変化をモデル上で再現し、それに伴う緊張力の変化を算出する。

岩城地区の事例では、追加対策前の地すべりの滑動に伴うアンカーの緊張力変化は誤差率-2～5%の範囲で再現され、追加対策後のアンカーの緊張力は、実測値に対し誤差率-17～5%の範囲の値を得た。ただし、解析ケースによっては、解析値が実測値よりも全体的に低い傾向を示した。この原因として本解析ではすべり面の構成則を弾完全塑性体として仮定していることが挙げられる。解析対象期間が長期にわたる場合で、より安全側の解析結果を得るには、すべり面のせん断強度がピーク強度から残留強度へ低下することを考慮する必要があると考えられる。

土山地区の事例では、逆解析を行った解析断面（主測線：A-A'断面）におけるアンカーの緊張力の予測値は、地盤のパラメータの組み合わせによりやや異なる値を示したものの、実測値と概ね同様の傾向を示し、誤差率の範囲は-1.0%～4.1%であった。主測線での逆解析で得られた地盤のパラメータを、他の解析断面（副測線：B-B'断面・C-C'断面）に転用した場合のアンカーの緊張力の予測値は、地盤のパラメータの組み合わせによりやや異なる値を示したものの、実測値と概ね同様の傾向を示し、誤差率の範囲は-4.1%～9.2%であった。いずれの解析断面においても、各ケースの解析値から判定されるアンカーの健全度は、アンカーの緊張力増加が収束したとみられる時期の実測値と概ね同様の健全度を示した。

以上から、提案するFEM解析を用いてアンカーの緊張力変動を予測する手法は概ね実際の現場への適用性があると考えられた。ただし、土山地区の事例のように、再現解析を行う時点でアンカーの緊張力の計測点数が少ない場合は、緊張力のみでなく、その他の計測や調査結果を基に地すべりの機構を十分に精査した上で、特に注意して再現解析モデルを構築する必要性が述べられた。

また、FEM解析を用いることで、アンカー仰角に応じたアンカーの引張材としての効果や、アンカー力の鉛直方向成分の負の効果などの、従来手法では考慮されていなかった要素が評価可能であることが明らかになった。このことからアンカー仰角の合理的な設定に対しての、FEM解析の有効性が示された。

4 章では、まず、POF センサーに関する既往研究について述べた。既往研究では POF から構成されるセンサーを用いて、電気でなく、光情報で対象物の状態変化を観測する方法が検討されている。この手法では、計測の対象となっている事象の変化を光情報（強度や色合い）の変化として POF で捉え、得られた光情報の変化を専用のデータロガーにより数値化することを基本概念としている。さらに、データロガー部分をスマートフォンで代替える手法が検討されており、このセンサーを斜面の動態観測に活用することで、アンカーの緊張力の予測はもとより、斜面の監視・安定性の評価を低コストで実施できる可能性がある。ただし、捉えた光情報を、どの様に実際に発生している事象と関連付けて解釈・評価するかを、センサー毎もしくは事例毎に検討する必要がある。

次に、POF を用いた水分検知センサー（RR センサー）と携帯端末を利用した光情報処理アプリケーションを用いて、土層カラムの散水実験を行い、POF を用いた水分検知センサーが計測する光強度と、土壌水分計が計測する体積含水率には一定の関係が認められることを明らかにした。地盤内に設置された RR センサーが取得する光強度を計測することで、地盤への水分の浸透状況が概ね推定可能であることが示された。

レーザー光と POF を用いた手法により模擬的な地表面沈下量を計測したところ、レーザー光源から計測位置の距離が 40.0m~60.8m の範囲では、計測値は実際に与えた変位量に対し、絶対値としては±5mm の誤差を持つが、相対変位は 2 mm 程度の精度で計測可能であることが確認された。なお、本実験では鉛直変位を対象としたが、レーザー光の照射角度を変更することで任意の方向の変位を計測することも可能である。

これらの手法により得られる地盤への水分の浸透状況や地表面の変位は、斜面の安定状態を議論する場合、また、アンカーを含む斜面を FEM モデル化する場合に重要な情報となる。

上記の 2 つの計測事例の他、POF センサーを用いることで、斜面において生じる変位や地下水位変動、構造物の劣化などの様々な事象が観測可能であることが示された。これらの手法は従来手法と比較すると計測精度は劣るものの、特殊な機器を用いないため、センサー部分の導入コストは従来手法の 1/10 以下に低減されることが考えられる。

一方で、センサー部分の作成誤差の低減、長期の計測手法の確立などの課題が示された。

本研究では、FEM 解析を用いてアンカーの緊張力変動を予測する手法について提案し、実際の事例を用いて手法の適用性を確認した。提案する手法では、アンカーの

FEM モデルを簡素化しているため、解析作業の負担が少なく、実際の業務への適用性も高いと考えられる。また、POF を用いた斜面の動態観測手法は、アンカーの緊張力変動の予測のみならず、アンカーのない斜面における一般的な動態観測の手法としても有効である。また、特殊な機器が不要であることから、これまで斜面の観測に関わることのなかった個人などが汎用スマートフォンなどを用いて観測に参加できることとなり、この手法が斜面の危機管理のありかたを大きく変化させる可能性があると考えられる。最後に、本論文がアンカーの設計施工・維持管理、斜面災害に関する被害の防止・軽減の一助になることを願ってやまない。

謝辞

本論文は、著者がライト工業（株）に在籍しながら、神戸大学大学院工学研究科市民工学専攻に所属して芥川真一教授のご指導のもとに研究を行った内容を取りまとめたものであります。

芥川真一教授からはプラスチック光ファイバーセンサーを用いた計測に関する知見や研究・論文全体について多くのご指導を頂きました。また、同研究室の学生の皆様からは実験の準備・実施にあたりご協力を頂きました。

神戸大学大学院工学研究科市民工学専攻、森川英典教授、ならびに楢田泰子准教授には本論文の審査をお引き受け頂き、貴重なご意見を頂きました。

本研究の一部は（国研）土木研究所に在籍中に実施したものであり、石井靖雄氏、藤平大氏をはじめとした土砂管理グループの皆様からは、地すべりの基礎から FEM 解析まで多くのご指導とご助言を頂きました。中日本ハイウェイ・エンジニアリング名古屋（株）の山崎充氏からは貴重な観測データのご提供とご助言を頂きました。

鈴木和夫前代表取締役社長（現会長）をはじめとしたライト工業（株）の皆様には、博士後期課程での研究という貴重な機会、社業との両立にあたってのご配慮を頂きました。

ここに記して、心よりお礼申し上げます。

2023 年 1 月 杉井良平

神戸大学博士論文

「斜面の動態観測に基づくグラウンドアンカーの緊張力予測に関する研究」全 158 頁

提 出 日 2023 年 1 月 17 日

本博士論文が神戸大学機関リポジトリ **Kernel** にて掲載される場合、掲載登録日（公開日）はリポジトリの該当ページ上に掲載されます。

©著者氏名 杉井 良平

本論文の内容の一部あるいは全部を無断で複製・転載・翻訳することを禁じます。