

公益社団法人 国土緑化推進機構

「緑と水の森林ファンド事業助成」

地すべり対策技術の現状と今後のあり方に関する
調査研究

平成 28 年度 報 告 書

平成 29 年 6 月

公益社団法人 森林保全・管理技術研究所

はじめに

地すべり対策技術部会における本年度の研究の主なキーワードである”性能規定化”は、世界貿易機構(WTO)の協定の遵守、コスト削減の推進等の観点から世界的な潮流であり、我が国のいろいろな技術基準書も性能規定化への路線に沿った見直し作業が進められてきた。

今回対象とした「治山技術基準―地すべり防止編」もその流れの中で改訂が実施されているが、まだ、完全な性能規定化の途上にある。本研究では3年間にわたり、地すべり防止編における今後のさらなる性能規定化の方向性の検討を行ったが、委員の先生方からの意見も踏まえ、一定の成果が得られたと考えており、本年度の報告書では過年度の成果も併せて取りまとめている。この報告書の内容が、地すべり防止編の更なる性能規定化への一つのヒントとなればと考えている。

一方、性能規定化が進められたことによって詳細な仕様に関する説明が技術基準書から削除され、会計検査などでよりどころとする技術的な説明が不足しているとの指摘がある。それに対応するために平成25年版治山技術基準解説―地すべり防止編の「解説」の補足内容検討を平成 26 年度に行ったが、これについても一定の成果が得られた。技術基準書そのものの更なる性能規定化が進行すれば、この種の補足説明資料は更に重要な技術資料となるものと考えている。

平成 29 年 6 月 30 日

公益社団法人 森林保全・管理技術研究所
地すべり対策技術部会

目次

第1章 調査研究概要	1
第1節 調査研究目的	1
第2節 全体計画	2
第1項 調査研究内容	2
第2項 調査研究の進め方	2
第3節 各年度で実施した調査研究内容	4
第4節 部会の開催状況	6
第5節 報告書の要約	12
第1項 地すべり対策技術の現状と課題の整理	12
第2項 治山事業における地すべり対策技術の性能規定化のあり方と今後の展望の検討	12
第3項 治山事業における地すべり対策工の維持管理のあり方と今後の展望の検討	12
第4項 平成25年版治山技術基準解説―地すべり防止編の「解説」の補足内容検討	12
第2章 地すべり解析技術の現状と課題の整理	14
第1節 極限平衡法による安定解析について	14
第2節 土質パラメータの設定について	14
第1項 c' , ϕ' の設定手法について	14
第2項 単位体積重量の設定について	16
第3節 間隙水圧の設定について	17
第4節 数値解析について	17
第5節 地震力を考慮した地すべり解析技術（数値解析）	17
第3章 抑制工設計技術の現状と課題の整理	19
第1節 地下水排除工の効果の算定について	19
第2節 技術基準の相違について	19
第4章 抑止工設計技術の現状と課題の整理	23
第1節 設計パラメータの設定について	23
第1項 アンカー工の設計パラメータについて	23
第2項 杭工設計パラメータについて	24
第2節 技術基準の相違について	26
第1項 アンカー工について	26
第2項 シャフト工について	27
第5章 日本における性能規定化の現状の整理	28
第1節 技術基準の性能規定化の背景	28
第6章 公共土木施設における性能規定化の現状の整理	30
第1節 港湾基準の性能規定化の例	30
第2節 道路橋示方書の性能規定化の例	34
第7章 性能規定化の現状	35
第8章 地すべり対策技術の性能規定化のあり方の検討・整理	36
第9章 性能規定化に向けた土質パラメータの設定手法の今後の展望について	37

第1節	性能規定化に向けた c' , ϕ' の設定手法のあり方について	37
第2節	性能規定化に向けた単位体積重量の設定の今後の展望について	38
第3節	性能規定化に向けた間隙水圧の設定の今後の展望について	39
第10章	性能規定化に向けた対策工の設計パラメータ設定の今後の展望について	39
第1節	アンカー工	39
第2節	杭工	39
第11章	性能規定化に向けた技術基準の今後の展望について	39
第12章	性能規定化に向けた地すべり解析手法の今後の展望について	39
第1節	極限平衡法による安定解析について	39
第2節	地下水排除工の効果の算定について	40
第3節	設計に用いる数値解析について	40
第4節	地震力に対応した設計（数値解析）について	40
第13章	性能規定化の導入項目と優先度の検討	41
第1節	地すべり調査解析	41
第2節	地すべり防止工事計画	42
第3節	地すべり防止工の設計	43
第14章	地すべり対策技術の性能規定化に関する記述の検討	45
第1節	地すべり対策技術の性能規定化に関する記述方針	45
第2節	安定解析：強度定数の設定 の性能規定化記述例	47
第3節	安定解析：間隙水圧の設定 の性能規定化記述例	49
第4節	集水井工：径及び深さ の性能規定化記述例	51
第5節	集水井工：構造 の性能規定化記述例	54
第6節	集水井工：安定性の検討 の性能規定化記述例	54
第7節	集水井工：効果の算定 の性能規定化記述例	61
第8節	アンカー工：位置及び打設角度、配列 の性能規定化記述例	62
第9節	アンカー工：安定性の検討 の性能規定化記述例	67
第15章	地すべり対策工の維持管理の現状と課題の整理，改善策の検討	70
第16章	地すべり対策工の維持管理の今後の展望の検討	73
第17章	平成25年版治山技術基準解説—地すべり防止編の「解説」の補足内容検討	76
第1節	「第2章 地すべり調査解析」の補足内容検討	76
第1項	地すべり調査の流れについて	76
第2項	地すべりブロックの区分の把握について	77
第3項	測線の設定について	77
第4項	安定解析の方法及び種類について	77
第5項	強度定数の設定について	78
第6項	単位体積重量 γ_t	79
第7項	間隙水圧の設定について	79
第2節	「第3章 地すべり防止工事計画」の補足内容検討	80
第1項	計画規模について	80
第2項	工種選定及び組合せについて	80

第3節 「第4章 地すべり防止工の設計」の補足内容検討	81
第1項 集水井工－集水井工効果の算定について	81
第2項 排水トンネル工－排水トンネル工効果の算定について	81
第3項 杭工－杭の構造，間隔及び配列について	81
第4項 アンカー工－アンカー工の型式について	82
第4節 「第5章 地すべり防止効果の検証」の補足内容検討	82
第1項 調査の種類について	82
第2項 地すべり防止工の維持管理の検討について	82

巻末資料1：治山事業における地すべり対策事業の性能規定化のあり方について（川邊委員）

巻末資料2：大規模外力に対する治山施設の設計法の考え方の試案（石川委員）

巻末資料3：干渉 SAR 技術を用いた地すべり変動箇所の抽出（土屋委員）

巻末資料4：山地災害対策技術の現状と今後の課題－災害外力と脆弱性の視点から－（執印委員）

巻末資料5：地すべり対策技術の向上に求められること

－将来の気候変動を想定した積雪地帯における地すべり対策工技術の確立－（松浦委員）

巻末資料6：地すべり対策工の現状と今後の維持管理（松浦委員）

第1章 調査研究概要

第1節 調査研究目的

近年、我が国の公共事業等における設計手法は、世界貿易機構（WTO）の協定の遵守、コスト縮減の推進等の観点から、性能規定による設計に対応した基準類の検討・整備が進められている。特に港湾施設などを中心に性能規定を本格的に取り入れた技術基準書の改訂が進んでいる。

そのような中で、国土交通省の河川砂防技術基準は計画編が平成19年に、調査編が平成24年に改定され、性能規定を取り入れた内容となっている。治山分野においては治山技術基準の総則・山地治山編が平成21年に、林道技術基準が平成23年に、地すべり防止編が平成25年にそれぞれ改訂され、性能規定化への路線に沿った技術基準の見直しの初期段階がほぼ完了した。港湾分野などのように性能規定を本格的に取り入れた基準書類と比較すると、近年改訂された治山技術基準は性能規定化の初期段階にあることから、今後さらなる性能規定化が必要になる。治山事業における地すべり対策技術の性能規定化の方向性を検討することは重要である。

そのような性能規定型の基準書改訂が進む中、都道府県等の実務担当者からは実務や会計検査等に対応するための技術的な説明が削除され技術基準書として十分機能していないとの指摘もある。性能規定化の方向性を検討することと同時に、実務の中でそれをどのように具体化していくかについて提示することも重要である。

一方、性能規定とともに公共施設のコスト縮減が近年の大きな課題であり、公共施設のライフサイクルコスト縮減やアセットマネジメントが注目されている。それに関連して維持管理の手法や歩掛を整理する動きがいろいろな機関等で進められており、平成23年5月には国土交通省の河川砂防技術基準維持管理編（河川編）が策定された。

地すべり防止施設についても各機関で維持管理の手法や歩掛を整理する動きがあるが、治山事業における地すべり防止施設は維持管理手法の技術面や費用面の説明だけではなく、維持管理の考え方やあり方を整理し、都道府県等の実務担当者がそれを長期にわたって継続するシステムづくりが重要である。

中山間地を主な対象としている治山事業の中の地すべり対策においては、性能規定化や維持管理技術導入に関して、いろいろな面で都市近郊や河川・砂防分野での地すべり対策と区別する必要がある。本研究では治山事業の中の地すべり対策における性能規定化や維持管理技術導入のあり方について研究を行う。

第2節 全体計画

第1項 調査研究内容

研究開発課題：地すべり対策技術の現状と今後のあり方では平成26年7月～29年6月の3年間で以下の調査研究を実施する。調査研究の全体スケジュールを表1に示す。

- I. 地すべり対策技術の現状と課題の整理
 - (1) 地すべり解析技術の現状と課題の整理
 - (2) 抑制工設計技術の現状と課題の整理
 - (3) 抑止工設計技術の現状と課題の整理
- II. 治山事業における地すべり対策技術の性能規定化のあり方と今後の展望の検討
 - (1) 日本における性能規定化の現状の整理
 - (2) 公共土木施設における性能規定化の現状の整理
 - (3) 地すべり対策工の要求性能の整理
 - (4) 地すべり対策技術の性能規定化のあり方の検討・整理
 - (5) 地すべり対策技術の性能規定化の今後の展望の検討・整理
 - (6) 地すべり対策技術の性能規定化モデルの作成
- III. 治山事業における地すべり対策工の維持管理のあり方と今後の展望の検討
 - (1) 地すべり対策工の維持管理の現状と課題の整理
 - (2) 地すべり対策工の維持管理の改善検討
 - (3) 地すべり対策工の維持管理の今後の展望の検討
- IV. 平成25年版治山技術基準解説―地すべり防止編の「解説」の補足内容検討
 - (1) 「第2章 地すべり調査解析」の補足内容検討
 - (2) 「第3章 地すべり防止工事計画」の補足内容検討
 - (3) 「第4章 地すべり防止工の設計」の補足内容検討
 - (4) 「第5章 地すべり防止効果の検証」の補足内容検討
- V. 平成25年版治山技術基準解説―地すべり防止編の手引き作成

第2項 調査研究の進め方

調査研究は委員会による検討とワーキングによる検討の2つの方法を用いて実施する。

① 委員会の設置

治山事業における地すべり対策の性能規定化や維持管理技術導入のあり方について検討するため、学識経験者、関連業界関係者、森林分野技術者からなる検討委員会を設置し、課題の推進について助言を受ける。

② ワーキングの設置

平成25年版治山技術基準解説―地すべり防止編の「解説」の補足内容検討においては関連業界関係者、森林分野技術者からなるワーキングを設置し、具体的な内容の検討及び資料の作成を実施する。

図 1.1 調査研究全体スケジュール

調査項目	H26年度	H27年度	H28年度
1. 地すべり対策技術の現状と課題の整理			
(1-1) 地すべり解析技術の現状と課題の整理	←→		
(1-2) 抑制工設計技術の現状と課題の整理		←→	
(1-3) 抑止工設計技術の現状と課題の整理		←→	
2. 治山事業における地すべり対策技術の性能規定化のあり方と今後の展望の検討			
(2-1) 日本における性能規定化の現状の整理		←→	
(2-2) 公共土木施設における性能規定化の現状の整理		←→	
(2-3) 地すべり対策工の要求性能の整理		←→	
(2-4) 地すべり対策技術の性能規定化のあり方の検討・整理		←→	
(2-5) 地すべり対策技術の性能規定化の今後の展望の検討・整理		←→	
(2-6) 地すべり対策技術の性能規定化モデルの作成			←→
3. 治山事業における地すべり対策工の維持管理のあり方と今後の展望の検討			
(3-1) 地すべり対策工の維持管理の現状と課題の整理		←→	
(3-2) 地すべり対策工の維持管理の改善検討		←→	
(3-3) 地すべり対策工の維持管理の今後の展望の検討			←→
4. 平成25年版治山技術基準解説－地すべり防止編の「解説」の補足内容検討			
(4-1) 「第2章 地すべり調査解析」の補足内容検討	←→		
(4-2) 「第3章 地すべり防止工事計画」の補足内容検討	←→		
(4-3) 「第4章 地すべり防止工の設計」の補足内容検討	←→		
(4-4) 「第5章 地すべり防止効果の検証」の補足内容検討	←→		
(4-5) 平成25年版治山技術基準解説－地すべり防止編の手引き作成	←→		

調査研究期間：平成26年7月～29年6月（3年間）

第3節 各年度で実施した調査研究内容

各年度で実施した研究調査内容は以下の通りである。

<平成26年度の調査研究実施内容>

I. 地すべり対策技術の現状と課題の整理

(1) 地すべり解析技術の現状と課題の整理

IV. 平成25年版治山技術基準解説―地すべり防止編の「解説」の補足内容検討

(1) 「第2章 地すべり調査解析」の補足内容検討

(2) 「第3章 地すべり防止工事計画」の補足内容検討

(3) 「第4章 地すべり防止工の設計」の補足内容検討

(4) 「第5章 地すべり防止効果の検証」の補足内容検討

V. 平成25年版治山技術基準解説―地すべり防止編の手引き作成

<平成27年度の調査研究実施内容>

I. 地すべり対策技術の現状と課題の整理

(1) 地すべり解析技術の現状と課題の整理

(2) 抑制工設計技術の現状と課題の整理

(3) 抑止工設計技術の現状と課題の整理

II. 治山事業における地すべり対策技術の性能規定化のあり方と今後の展望の検討

(1) 日本における性能規定化の現状の整理

(2) 公共土木施設における性能規定化の現状の整理

(3) 地すべり対策工の要求性能の整理

(4) 地すべり対策技術の性能規定化のあり方の検討・整理

III. 治山事業における地すべり対策工の維持管理のあり方と今後の展望の検討

(1) 地すべり対策工の維持管理の現状と課題の整理

(2) 地すべり対策工の維持管理の改善検討

<平成28年度の調査研究実施内容>

II. 治山事業における地すべり対策技術の性能規定化のあり方と今後の展望の検討

(1) 地すべり対策技術の性能規定化モデルの作成

III. 治山事業における地すべり対策工の維持管理のあり方と今後の展望の検討

(1) 地すべり対策工の維持管理の今後の展望の検討

上記の調査研究は、学識経験者、関連業界関係者、森林分野技術者からなる検討委員会を設置し、それぞれについて現状・課題・今後の対応策（あり方）について検討を行った。

委員会の構成は以下のとおりである。

<委員>

	氏名	フリガナ	所属
1	石川芳治	イシカワ ヨシハル	元 東京農工大学 環境資源共生科学部門 (教授)
2	松浦純生	マツウラ スミオ	京都大学防災研究所 地盤災害研究部門 (教授)
3	土屋 智	ツチヤ サトシ	静岡大学 農学部森林防災工学研究室 (教授)
4	川邊 洋	カワベ ヒロシ	元 新潟大学 農学部生産環境科学科 (教授)
5	執印康裕	シュウイン ヤスヒロ	宇都宮大学 農学部森林科学科 (教授)
6	浅野志穂	アサノ シホ	森林総合研究所 治山研究室 (室長)
7	河合英二	カワイ エイジ	森林・自然環境技術者教育会 (主任研究員)
8	榎田充哉	エノキダ ミツヤ	国土防災技術 (株) 技術本部 (本部長)

<部会員>

区分	氏名	フリガナ	所属
(主査)	河合英二	カワイ エイジ	森林・自然環境技術者教育会 (主任研究員)
(副主査)	黒川 将	クロカワ マサル	国土防災技術 (株) 東京支店 (課長補佐)
部会員	浅野志穂	アサノ シホ	森林総合研究所 治山研究室 (室長)
部会員	土佐信一	トサ シンイチ	国土防災技術 (株) 技術本部 第二技術開発センター (センター長)

平成 25 年版治山技術基準解説－地すべり防止編の「解説」の補足内容検討においては関連業界関係者、森林分野技術者からなるワーキングを設置し、具体的な内容の検討及び資料の作成を実施した。

ワーキングの構成は以下の通りである。

<ワーキングメンバー>

	氏名	フリガナ	所属
1	榎田充哉	エノキダ ミツヤ	国土防災技術 (株) 技術本部 (本部長)
2	渡邊悦夫	ワタナベ エツオ	(株) 森林テクニクス (技術部長)
3	矢野間敬男	ヤノマ タカオ	(株) 森林テクニクス前橋支店 (主幹技師)
4	滝口 順	タキグチ ジュン	明治コンサルタント (株) 東京支店 (課長)
5	関場清隆	セキバ キヨタカ	明治コンサルタント (株) 北陸支店
6	大西満信	オオニシ ミツノブ	アジア航測 (株) 社会基盤システム開発センター (技師長)
7	ハスバートル	ハスバートル	アジア航測 (株) 社会基盤システム開発センター (技術部長)
8	黒川 将	クロカワ マサル	国土防災技術 (株) 技術本部第一技術開発センター (課長補佐)

※所属はワーキングを開催した平成 26 年度時点のもの

第4節 部会の開催状況

○平成26年度第1回委員会（通算第1回）

開催日時：平成27年3月31日（木）13：30～16：00

開催場所：日林協会館4階 中会議室

参加者：

（委員） 石川芳治（委員長代理）、松浦純生、川邊 洋、執印康裕、浅野志穂、河合英二、榎田充哉

（部会員） 河合英二（主査）、浅野志穂、黒川 将

（事務局） 黒川 将

検討内容：

1. 平成25年版治山技術基準解説―地すべり防止編の「解説」の補足説明（素案）について
2. 今後の予定等について

開催状況：



○平成 26 年度第 2 回委員会（通算第 2 回）

開催日時：平成 27 年 5 月 30 日（土）13：30～16：00

開催場所：国土防災技術本社会議室

参加者：

（委員） 土屋 智（委員長），石川芳治，松浦純生，川邊 洋，執印康裕，浅野志穂，河合英二，榎田充哉

（部会員） 河合英二（主査），浅野志穂，黒川 将

（事務局） 黒川 将，土佐信一

委員会検討内容：

1. 平成 25 年版治山技術基準解説—地すべり防止編の「解説」の補足説明（案）について
2. 今後の予定等について

開催状況：



○平成27年度 第1回委員会（通算第3回）

開催日時：平成28年3月31日（木）13：30～16：00

開催場所：国土防災技術(株) 本社 地下会議室

参加者：

- （委員） 土屋 智（委員長）、石川芳治、松浦純生、川邊 洋、執印康裕、浅野志穂、河合英二
- （部会員） 河合英二（主査）、浅野志穂、土佐信一、黒川 将
- （事務局） 土佐信一、敦賀屋研次郎

検討内容：

1. 地すべり対策技術の現状と課題の整理
 1. 1 地すべり解析技術の現状と課題の整理
 1. 2 抑制工設計技術の現状と課題の整理
 1. 3 抑止工設計技術の現状と課題の整理
2. 治山事業における地すべり対策技術の性能規定化のあり方と今後の展望の検討
 2. 1 日本における性能規定化の現状の整理
 2. 2 公共土木施設における性能規定化の現状の整理
 2. 3 地すべり対策技術の性能規定化のあり方の検討・整理
3. 治山事業における地すべり対策工の維持管理のあり方と今後の展望の検討
 3. 1 地すべり対策工の維持管理の現状と課題の整理

開催状況：



○平成 27 年度 第 2 回委員会（通算第 4 回）

開催日時：平成 28 年 5 月 14 日（土）13：30～16：00

開催場所：国土防災技術(株) 本社 5 階会議室

参加者：

- （委員） 土屋 智（委員長），石川芳治，松浦純生，川邊 洋，執印康裕，浅野志穂，河合英二，榎田充哉
- （部会員） 河合英二（主査），浅野志穂，土佐信一，黒川 将
- （事務局） 土佐信一

検討内容：

1. 治山事業における地すべり対策技術の性能規定化のあり方と今後の展望の検討
 1. 1 地すべり対策技術の性能規定化のあり方の検討・整理
 - ①性能規定化に向けた設計に用いるパラメータの設定手法のあり方
 - ・性能規定化に向けた土質パラメータの設定手法のあり方について
 - ・性能規定化に向けた c' ， ϕ' の設定手法のあり方について
 - ・性能規定化に向けた単位体積重量の設定のあり方について
 - ・性能規定化に向けた間隙水圧の設定のあり方について
 - ・性能規定化に向けた対策工を設計パラメータ設定のあり方について
 - ②性能規定化に向けた技術基準のあり方について
 - ③性能規定化に向けた地すべり解析手法のあり方について
 2. 治山事業における地すべり対策工の維持管理のあり方と今後の展望の検討
 2. 1 地すべり対策工の維持管理の現状と課題の整理
 2. 2 地すべり対策工の維持管理の改善策（案）の検討

開催状況



○平成28年度 第1回委員会（通算第5回）

開催日時：平成29年4月27日（木）13：30～16：00

開催場所：日林協会館 会議室

参加者：

- （委員） 土屋 智（委員長），石川芳治，松浦純生，川邊 洋，執印康裕，浅野志穂，
河合英二，榎田充哉
（部会員） 河合英二（主査），浅野志穂，黒川 将
（事務局） 黒川 将

検討内容：

1. H27年度検討結果の概要について
 1. 1 地すべり対策技術の現状と課題の整理について
 1. 2 地すべり対策技術の性能規定化のあり方と今後の展望について
 1. 3 地すべり対策工の維持管理のあり方と今後の展望の検討について
2. 地すべり対策技術の性能規定導入項目の検討
 2. 1 地すべり対策技術の性能規定化モデルの作成

開催状況：



○平成 28 年度 第 2 回委員会（通算第 6 回）

開催日時：平成 29 年 5 月 27 日（土）13：30～16：00

開催場所：国土防災技術(株) 本社 5 階会議室

参加者：

（委員） 土屋 智（委員長），石川芳治，松浦純生，川邊 洋，執印康裕，浅野志穂，
河合英二，榎田充哉

（部会員） 河合英二（主査），浅野志穂，黒川 将

（事務局） 黒川 将

検討内容：

1. 第 1 回委員会議事録と前回までの検討内容について
2. 地すべり対策技術の性能規定化の導入項目と優先度の検討
3. 地すべり対策技術の性能規定化に関する記述方針
4. 地すべり対策技術の性能規定化に関する記述の検討
5. 地すべり対策工の維持管理の現状と課題，改善策（案）について
6. 地すべり対策工の維持管理の今後の展望について

開催状況



第5節 報告書の要約

第1項 地すべり対策技術の現状と課題の整理

地すべり対策技術として、(1)地すべり解析技術、(2)抑制工設計技術、(3)抑止工設計技術について、それぞれの現状と課題の整理を行った。

地すべり解析技術では、極限平衡法による安定解析、土質パラメータの設定(c' 、 ϕ' の設定、単位体積重量の設定)、間隙水圧の設定、数値解析、地震力を考慮した地すべり解析技術(数値解析)についての現状と課題の整理を行った。

抑制工設計技術では、地下水排除工の効果の算定、技術基準の相違(特に集水井工の設計方法の相違)について現状と課題の整理を行った。

抑止工設計技術では、代表的な抑止工としてアンカー工と杭工を取り上げて、その設計パラメータの設定について、アンカー工とシャフト工の設計方法の技術基準の相違について現状と課題の整理を行った。

第2項 治山事業における地すべり対策技術の性能規定化のあり方と今後の展望の検討

日本における性能規定化の現状を把握するために、性能規定化の背景について整理を行い、建築分野、土木分野の性能規定化の現状について整理を行った。

次に、公共土木施設における性能規定化の現状を把握することを目的として、土木分野で最も性能規定化が進んでいると考えられる港湾の施設の技術上の基準・同解説(港湾基準)と道路橋示方書を事例として取り上げ、その性能規定化の現状について整理を行った。

これら他分野の性能規定化の現状を参考に地すべり対策技術の性能規定化のあり方について整理を行い、今後の展望について検討を行った。

また、上記までの地すべり対策技術の性能規定化のあり方と今後の展望の検討結果を踏まえて、地すべり対策技術の性能規定化は限界状態設計法的な表現(数式をの表現を含む)とし、それに加えて従来の許容応力度法も併記したみなし規定を導入することが望ましいと判断した。この検討結果に基づき、性能規定化を導入した際の技術基準の記述例について検討した。

第3項 治山事業における地すべり対策工の維持管理のあり方と今後の展望の検討

地すべり対策工の維持管理において大きな課題はモニタリングが不足していることと地すべり対策工の耐用年数が明確になっていないことと考えられる。

代表的な地すべり対策工としてボーリング暗きょ工、集水井工、アンカー工、杭工を取り上げ、これらの地すべり対策工のモニタリングについての現状と課題について整理を行い、今後の展望として改善策(案)の整理を行った。

また、地すべり対策工の耐用年数では一律50年と設定される場合が多いことから、それぞれの対策工ごとに耐用年数を設定する上での考慮する必要がある項目の整理を行い、改善策(案)の整理を行った。

また、上記までの地すべり対策工の維持管理の課題と改善策の検討結果を踏まえて、地すべり対策における代表的な工種について今後の展望を検討した。

第4項 平成25年版治山技術基準解説—地すべり防止編の「解説」の補足内容検討

近年、我が国の公共事業等における設計手法は、世界貿易機構(WTO)の協定の遵守、コスト削減の推進等の観点から、性能規定による設計に対応した基準類の検討・整備が進められている。特に港湾施設などを中心に性能規定を本格的に取り入れた技術基準書の改訂が進んでいる。

そのような中で、国土交通省の河川砂防技術基準は計画編が平成19年に、調査編が平成24年に改定され、性能規定を取り入れた内容となっている。治山分野においては治山技術基準の総則・山地治山編が平成21年に、林道技術基準が平成23年に、地すべり防止編が平成25年にそれぞれ

れ改訂され、性能規定化への路線に沿った技術基準の見直しの初期段階がほぼ完了した。

そのような性能規定型の基準書改訂が進む中、都道府県等の実務担当者からは実務や会計検査等に対応するための技術的な説明が削除され技術基準書として十分機能していないとの指摘もある。

以上のことから、関連業界関係者、森林分野技術者からなるワーキングを設置し、平成 25 年版治山技術基準解説一地すべり防止編の「解説」の補足内容の検討を行い、その内容を学識経験者、関連業界関係者、森林分野技術者からなる検討委員会に諮り、助言を受け、平成 25 年版治山技術基準解説一地すべり防止編の手引きの作成を行った。

第2章 地すべり解析技術の現状と課題の整理

第1節 極限平衡法による安定解析について

地すべりの機構解析や地すべり対策工事計画・設計に用いる安定解析は、極限平衡法が一般的である。極限平衡法の安定解析式には二次元安定解析式、近似三次元安定解析式、三次元安定解析式があるが、実務では主断面での斜面の均衡を考えた二次元安定解析が主に用いられている。地すべりは三次元的な土塊の移動現象であるため、二次元安定解析で適正に評価することが困難な場合がある。

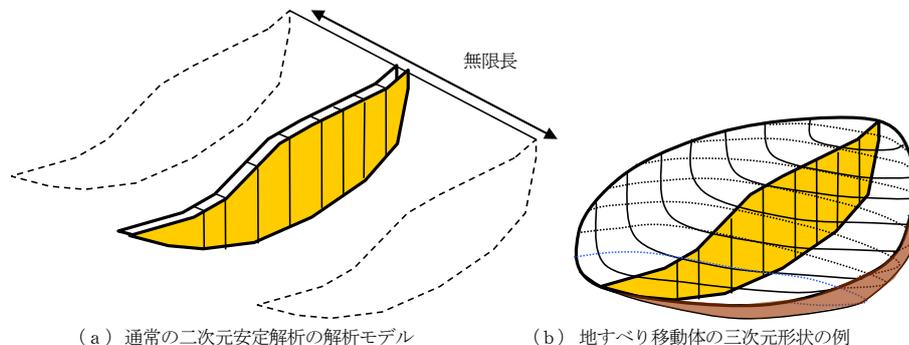


図 2.1 地すべり移動体の形状と2次元安定解析の関係 (山崎, 2008)

また、極限平衡法では変形量が扱えないため、杭工やアンカー工など変形を伴う抑止工の設計には向いていないという課題がある。

表 2.1 極限平衡法による安定解析の現状と課題

項目	内容
現状	<ul style="list-style-type: none"> ● 地すべりの機構解析や地すべり対策工事計画・設計に用いる安定解析は、極限平衡法が一般的 ● 安定解析式には二次元安定解析式、近似三次元安定解析式、三次元安定解析式がある。 ● 地すべりは三次元的な土塊の移動現象であるが、実務では主断面での斜面の均衡を考えた二次元安定解析が主に用いられている。
課題	<ul style="list-style-type: none"> ● 以下の場合、二次元安定解析で適正に評価することが困難 (三次元安定解析がよい) <ul style="list-style-type: none"> ・ 地すべりの規模が大きい場合 ・ 主断面がブロック中央から著しく偏る場合 ・ 横断面形状が非対称である場合 など ● 極限平衡法では変形量が扱えない (杭工やアンカー工など変形を伴う抑止工の設計には向いていない)

第2節 土質パラメータの設定について

第1項 c' 、 ϕ' の設定手法について

c' 、 ϕ' の設定では、先に安全率を決定し、逆算によりパラメータを求める方法 (逆解析) が一般的に用いられている。逆解析の方法として① ϕ' を設定して c' を逆算する手法、② c' を設定して ϕ' を逆算する手法、③残留係数法が存在する。

パラメータの逆解析では逆算で設定するパラメータに移動土塊の三次元形状や側壁部・末端部での抵抗力などが含まれることになり、実際の値と誤差が生じる。このため、パラメータが過大または過小に推定された場合 (特に c' = 地すべり最大層厚 (地すべり平均層厚) を用いて c' を設定して ϕ' を逆算する手法の場合)、地すべり防止工の効果評価 (地下水排除工の効果やアンカ

一工の締め付け効果) への影響が大きい。

表 2.2 c' , ϕ' の設定手法の現状と課題

項目	内容																								
現状	<ul style="list-style-type: none"> ● 先に安全率を決定し、パラメータを逆算して求める方法（逆解析）が一般的に用いられる。 ● 治山技術基準では、逆解析には、c', ϕ' の設定の仕方によって3手法が記載されている。 <ol style="list-style-type: none"> ① ϕ' を設定して c' を逆算する手法 ② c' を設定して ϕ' を逆算する手法 ③ 残留係数法 ● 地すべり防止技術指針では、c' を設定して ϕ' を逆算する手法として、$c' =$地すべり最大層厚とする方法のみが記載されている。 表 地すべり土塊の最大鉛直層厚と粘着力（地すべり防止技術指針） <table border="1" data-bbox="619 750 1214 963"> <thead> <tr> <th>地すべり土塊の最大鉛直層厚 (m)</th> <th>粘着力 c' (kN/m²)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>5</td><td>5</td></tr> <tr><td>10</td><td>10</td></tr> <tr><td>15</td><td>15</td></tr> <tr><td>20</td><td>20</td></tr> <tr><td>25</td><td>25</td></tr> </tbody> </table> ● 道路土工 切土工・斜面安定工指針では c' を設定 ($c' =$地すべり平均層厚) して ϕ を逆算する方法を優先的に説明しているが、ϕ' を設定して c' を逆算する方法も記載されている。 表 地すべり土塊の平均鉛直層厚と粘着力（道路土工 切土工・斜面安定工指針） <table border="1" data-bbox="630 1205 1190 1417"> <thead> <tr> <th>すべり面の平均鉛直層厚 (m)</th> <th>粘着力 c KN/m²</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>5</td><td>5</td></tr> <tr><td>10</td><td>10</td></tr> <tr><td>15</td><td>15</td></tr> <tr><td>20</td><td>20</td></tr> <tr><td>25</td><td>25</td></tr> </tbody> </table> ● 地すべり安定解析用強度決定法（日本地すべり学会東北支部）では、すべり面を含む試料のすべり面せん断試験等の土質試験により ϕ' を求め、ϕ' から c' を逆算する手法が示されている。 	地すべり土塊の最大鉛直層厚 (m)	粘着力 c' (kN/m ²)	5	5	10	10	15	15	20	20	25	25	すべり面の平均鉛直層厚 (m)	粘着力 c KN/m ²	5	5	10	10	15	15	20	20	25	25
地すべり土塊の最大鉛直層厚 (m)	粘着力 c' (kN/m ²)																								
5	5																								
10	10																								
15	15																								
20	20																								
25	25																								
すべり面の平均鉛直層厚 (m)	粘着力 c KN/m ²																								
5	5																								
10	10																								
15	15																								
20	20																								
25	25																								
課題	<ul style="list-style-type: none"> ● 逆算で設定するパラメータに移動土塊の三次元形状や側壁部・末端部での抵抗力などが含まれることになり、実際の値と誤差が生じる。 ● パラメータが過大または過小に推定された場合（特に c' を設定して ϕ' を逆算する手法の場合）、地すべり防止工の効果評価に影響が大きい。 ● $c' =$地すべり最大層厚（地すべり平均層厚）の理論的な根拠は不明確 ● Fellenius 式は一般に安全率を小さく算出するため、Fellenius 式を用いて ($c' =$地すべり最大層厚（地すべり平均層厚）として) ϕ' を逆算で設定すると ϕ' が過大に算出される傾向にある。このため、地下水排除工の効果やアンカー工の締め付け効果を過大に評価するため危険側の設計となる。 																								

第2項 単位体積重量の設定について

地すべり土塊の単位体積重量は、一般に文献による値 ($\gamma=18\text{kN}/\text{m}^3$) を用いることが多いが、 $\gamma=18\text{kN}/\text{m}^3$ とする設定根拠が不明確である。また、単位体積重量の違いが算出される安全率に影響するため、一律一般値を使用することは地すべりの安定性を過大もしくは過小に評価している可能性がある。

表 2.3 単位体積重量の設定の現状と課題

項目	内容															
現状	<ul style="list-style-type: none"> ● 地すべり土塊の単位体積重量は、地すべりの安定を評価する上で計測値を用いることが望ましいとされている。 ● 実測値を用いて安定検討が行われることは少なく、一般に文献による値 ($\gamma=18\text{kN}/\text{m}^3$) を用いることが多い。 ● 道路土工_仮設構造物工指針 (平成 11 年) では、土の単位体積重量を以下表のように示している。この中の粘性土の値として $\gamma=18\text{kN}/\text{m}^3$ が標準的に用いられたと考えられる。 <p style="text-align: center;">表 土の単位体積重量</p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th colspan="3" style="text-align: right;">(kN/m³ (tf/m³))</th> </tr> <tr> <th style="text-align: center;">土 質</th> <th style="text-align: center;">密なもの</th> <th style="text-align: center;">ゆるいもの</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">礫質土</td> <td style="text-align: center;">20 (2.0)</td> <td style="text-align: center;">18 (1.8)</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">砂質土</td> <td style="text-align: center;">19 (1.9)</td> <td style="text-align: center;">17 (1.7)</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">粘性土</td> <td style="text-align: center;">18 (1.8)</td> <td style="text-align: center;">14 (1.4)</td> </tr> </tbody> </table> <ul style="list-style-type: none"> ● 地すべり防止技術指針では、土塊の単位体積重量について以下のように記載されている。 <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 5px 0;"> <p>なお、<u>土塊の単位体積重量は $18\text{kN}/\text{m}^3$ を用いるが</u>、シラスや巨石が多く、間隙の大きい地層や熱水変質を受けた地層では土質試験を実施して決定することが望ましい。</p> </div> <p style="text-align: right;">地すべり防止技術指針 p57</p> ● 道路土工_切土工・斜面安定工指針 (平成 21 年度版) では、土塊の単位体積重量について以下のように記載されている。 <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 5px 0;"> <p>(ii) 地すべり土塊の単位体積重量</p> <p><u>一般の地すべりでは、土塊の単位体積重量を $\gamma_1=18\text{kN}/\text{m}^3$ として計算する。</u>しかし、火山灰を起源とするロームやしらす、粘土はこれより小さい単位体積重量を有し、硬質な岩石を含む崩積土や風化岩からなる地盤はこれよりも大きい。そこで、可能な限り現場において単位体積重量の測定を行うことが望ましい。</p> </div> <p style="text-align: right;">道路土工_切土工・斜面安定工指針 (平成 21 年度版) p399</p> 	(kN/m ³ (tf/m ³))			土 質	密なもの	ゆるいもの	礫質土	20 (2.0)	18 (1.8)	砂質土	19 (1.9)	17 (1.7)	粘性土	18 (1.8)	14 (1.4)
(kN/m ³ (tf/m ³))																
土 質	密なもの	ゆるいもの														
礫質土	20 (2.0)	18 (1.8)														
砂質土	19 (1.9)	17 (1.7)														
粘性土	18 (1.8)	14 (1.4)														
課題	<ul style="list-style-type: none"> ● $\gamma=18\text{kN}/\text{m}^3$ とする設定根拠が不明確 ● 単位体積重量の違いが安全率に影響する 															

第3節 間隙水圧の設定について

間隙水圧とはすべり面に作用する水圧である。間隙水圧を直接計測するためには埋設型間隙水圧計を設置する必要があるが、埋設後の確認や点検ができない、回収できないという不利点があるため、部分的ストレナー孔や全孔ストレナー孔による地下水位観測で代用されている。

対策工の評価は、基本的に対策後の観測期間の最高水位に対して現状安全率を算出して、その現状安全率が計画安全率を上回っているかそれとも下回っているかで評価している。

例えば、観測期間内に100年確率などの豪雨が発生する場合もあれば、評価期間が短く小雨季でほとんど雨が降らない場合は半年に1回程度の降雨に対する最高水位での現状安全率が計画安全率を上回っていると判断される場合もある。つまり、現状安全率を算出する際の誘因量については考慮されていない状況にある。

また、初期安全率を設定する際、臨界水位を観測されればその時の水位を用いて初期安全率1.0として c' 、 ϕ' を設定することができるが、常に動いていない地すべりで初期安全率を設定する際に臨界水位を観測されない場合は観測期間の最高水位を用いており、この場合においても算出時の誘因量については考慮されていない。

第4節 数値解析について

地下水排除工の効果の検討に浸透流解析が使用されたり、地震の影響の検証にニューマーク法が使用されている事例はあるものの、対策工の設計に数値解析は使用されていない。

土質試験や原位置試験、物理探査など可能な調査・試験結果を基に各種パラメータを設定し、数値解析する方法（順解析）では、地すべり現象の実測結果と解析結果が乖離が発生するため、実際の地盤変形と解析結果を一致させるためには実測された地盤変形に合うように逆解析によるパラメータ調査が必要となる。また、パラメータを同じにしても解析モデルの作り方で解析結果が異なり、解析モデルを統一しても解析コードの違いによって解析結果が異なるという課題がある。

表 2.4 数値解析の現状と課題

項目	内容
現状	<ul style="list-style-type: none">● 対策工の設計に数値解析は使用されていない● 地下水排除工の効果の検討に浸透流解析が使用されたり、地震の影響の検証にニューマーク法が使用されている事例はある
課題	<ul style="list-style-type: none">● 実際の地盤変形と解析結果を一致させるためには実測された地盤変形に合うように逆解析によるパラメータ調査が必要● 土質試験や原位置試験、物理探査など可能な調査・試験結果を基に各種パラメータを設定し、数値解析する方法（順解析）では、地すべり現象の実測結果と解析結果が乖離が発生する● パラメータを同じにしても解析モデルの作り方で解析結果が異なる● 解析モデルを統一しても解析コードの違いによって解析結果が異なる

第5節 地震力を考慮した地すべり解析技術（数値解析）

これまで設計された地すべり対策工の設計では、あらかじめ地震の影響を考慮した設計はほとんど行われていない。近年発生した大規模な地震を踏まえ実務上の対応として、地震力を考慮せず設計した対策工の規格に対し、地震の影響が作用した場合について地震応答解析等の数値解析を実施し確認・検証を行う場合がある。

しかし、地震が地すべりに与える影響が明確になっておらず、地震によって発生した地すべり地の検証は行えるが、地震による初生地すべりや地震による再活動する地すべりの事前予測は、

現状の技術では不可能である。

表 2.5 地震力を考慮した地すべり解析技術（数値解析）の現状と課題

項目	内容								
現状	<ul style="list-style-type: none"> ● これまで設計された地すべり対策工の設計では、あらかじめ地震の影響を考慮した設計はほとんど行われていない。 ● 近年発生した大規模な地震を踏まえ実務上の対応として、地震力を考慮説通常設計した対策工の規格に対し、地震の影響が作用した場合について確認する場合がある。 ● 実務で用いられる地すべり地震解析の解析手法は以下表に分類される。 <p style="text-align: center;">表 地すべり地震解析の分類と概要</p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th data-bbox="443 631 788 667">解析手法</th> <th data-bbox="788 631 1375 667">概要</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td data-bbox="443 667 788 788">震度法</td> <td data-bbox="788 667 1375 788"> <ul style="list-style-type: none"> ・古くからある手法 ・過大設計になる可能性がある。 ・あまり使用されていない。 </td> </tr> <tr> <td data-bbox="443 788 788 909">ニューマーク法</td> <td data-bbox="788 788 1375 909"> <ul style="list-style-type: none"> ・由比などで実施 ・鉄道施設等の盛土を対象とした地震時安定解析として広く適用されている </td> </tr> <tr> <td data-bbox="443 909 788 963">FEM（地震応答解析）</td> <td data-bbox="788 909 1375 963"> <ul style="list-style-type: none"> ・実務では試験的に実施 </td> </tr> </tbody> </table> <ul style="list-style-type: none"> ● 地震が地すべりに与える影響が明確になっていない ● 地震により地すべり発生箇所の検証は行えるが、地震による初生地すべりや地震による再活動する地すべりの事前予測は不可能（←現状でもあり課題でもある） 	解析手法	概要	震度法	<ul style="list-style-type: none"> ・古くからある手法 ・過大設計になる可能性がある。 ・あまり使用されていない。 	ニューマーク法	<ul style="list-style-type: none"> ・由比などで実施 ・鉄道施設等の盛土を対象とした地震時安定解析として広く適用されている 	FEM（地震応答解析）	<ul style="list-style-type: none"> ・実務では試験的に実施
解析手法	概要								
震度法	<ul style="list-style-type: none"> ・古くからある手法 ・過大設計になる可能性がある。 ・あまり使用されていない。 								
ニューマーク法	<ul style="list-style-type: none"> ・由比などで実施 ・鉄道施設等の盛土を対象とした地震時安定解析として広く適用されている 								
FEM（地震応答解析）	<ul style="list-style-type: none"> ・実務では試験的に実施 								
課題	<ul style="list-style-type: none"> ● ニューマーク法 ニューマーク法は盛土の円弧すべりの耐震解析として用いられている手法（鉄道構造物の基準（鉄道総合研究所，1998）や河川堤防の基準（国土交通省河川局，2005）で採用されている）。 土質パラメータが比較的均質で滑動に伴う土塊の変形やすべり面形状の変化が小さい現象が対象とされている解析手法を地すべりの複合すべりに適用している。 地すべり土塊を剛体として扱っており、地すべり土塊の変形やすべり面と土塊の相対的な位置関係の変化が考慮されていないため、滑動量が大きい場合、計算で想定している条件から離れていくため、滑動量の精度は悪くなる。 <p>→それに対して FEM 等による地震応答解析では、土塊の変形・滑動を逐次追跡していくことができる技術。</p> <ul style="list-style-type: none"> ● FEM（地震応答解析） 解析コードが頻雑となるため、解析コードが異なると異なる結果が得られる。 解析パラメータも多いので、解析担当者による設定のばらつきの影響を受ける。 対策工のモデル化が困難な場合がある。 ①分離面（すべり面）での横ずれ変形が発生するモデル構築に不向き ②地盤と鋼材の両方が混在する複合的な条件での解析手法の確立が不十分 （例えば、杭と地盤の境界のせん断変形・剥離といった細かな現象を設定できるプログラムは非常に少ない。 								

第3章 抑制工設計技術の現状と課題の整理

第1節 地下水排除工の効果の算定について

地下水排除工によってどの程度地下水位が低下するかを予め正確に予測することは難しく、有効な効果予測手法が確立されていない。

治山技術基準では、群井の井戸公式等が示されている。群井の井戸公式は平地で発達した理論のため、山地では精度が落ちるが、浸透流解析に比べ簡易に地下水位低下の平面的な分布を推定し効果の確認を行うことができるという利点がある。

一方、地すべり防止技術指針では、地下水位の計画低下高の目安として横ボーリング工：3m、集水井工：5m、排水トンネル工：8mという値が示されており、地下水排除工の配置や数量を考慮せず使用されている場合がある。

表 3.1 地下水排除工の効果の算定の現状と課題

項目	内容						
現状	<ul style="list-style-type: none"> ● 治山技術基準では、群井の井戸公式が示されており、地下水位低下の平面的な分布を推定し効果の確認を行っている。 ● 地すべり防止技術指針では、地下水位の計画低下高の目安として以下の値が示されている。 <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td>横ボーリング工</td> <td>3m</td> </tr> <tr> <td>集水井工</td> <td>5m</td> </tr> <tr> <td>排水トンネル工</td> <td>8m</td> </tr> </table> <p style="text-align: center;">☒ 地下水排除工における地下水位低下高（地すべり防止技術指針）</p>	横ボーリング工	3m	集水井工	5m	排水トンネル工	8m
横ボーリング工	3m						
集水井工	5m						
排水トンネル工	8m						
課題	<ul style="list-style-type: none"> ● 地すべり防止技術指針で示されている地下水位の計画低下高の目安の値が地下水排除工の配置や数量を考慮せず使用されている場合がある。 ● 群井の井戸公式は平地で発達した理論のため、山地では精度が落ちる。 						

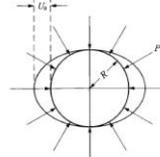
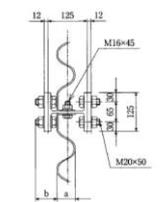
第2節 技術基準の相違について

地すべりという同じ現象を対象にした技術基準にも関わらず、集水性の設計方法（構造、ライナープレート設計方法、土圧の与え方）が治山技術基準と地すべり防止技術指針で異なっている。

表 3.2 集水性の設計方法の違い（構造）

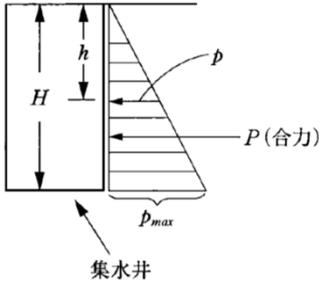
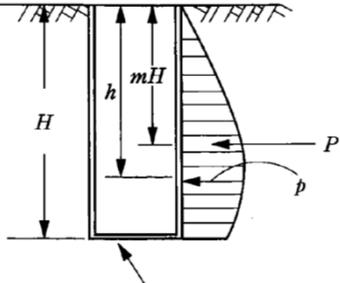
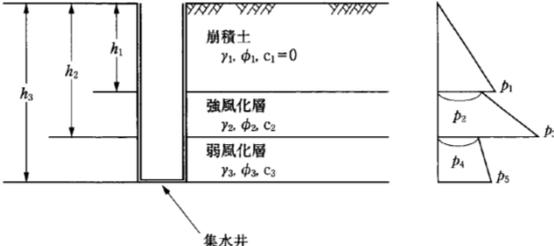
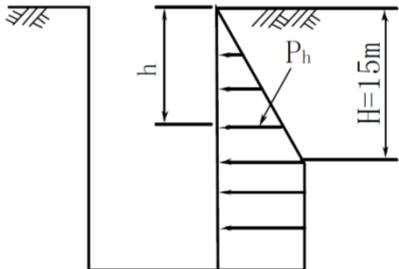
	治山技術基準	地すべり防止技術指針
構造	ライナープレートと補強リングの組み合わせを基本としている。	パーティカルスティフナーやラテラルストラットの採用を前提としている。

表 3.3 集水性の設計方法の違い (ライナープレートの設計方法)

ライナープレートの設計方法	治山技術基準	地すべり防止技術指針
	<p>2 ライナープレートの板厚</p> <p>ライナープレートは、弧形の波形鋼板の4辺にフランジを取り付けた部材を使用し、円環に組み立て井筒とするもので、円環に荷重が作用すると楕円形に変形し、荷重の作用した側はへこんで土圧が減少し、ふくらんだ部分に荷重が伝達されて全体として安定し、座屈を防止する構造となっている。</p> <p>しかし、変形の程度が大きき場合には座屈することになるため、集水井に使用するライナープレートの板厚は、楕円ずれ量を考慮して決定する。</p> <p>(1) 最大曲げモーメント</p> <p>楕円ずれ量は、円環に周囲から土圧が作用した場合に図4-14のように円形が楕円形に変形した場合の変形量 (U_0) をいい、一様な土圧 P の下で最大曲げモーメント M_{max} は、次式により求められる。</p> $M_{max} = PR \left[U_0 + \frac{U_0 P}{P_0 - P} \right] = \frac{P U_0 R}{I - P/P_0} \quad <4.3.22>$ <p>ここで、M_{max} : 最大曲げモーメント P : 土圧 = $p_{max} \times 1.0$ R : 集水井の半径 (m) U_0 : 初期楕円ずれ量 P_0 : 座屈危険土圧</p> $= 1.5 \times \frac{2EI}{R^3} = \frac{3EI}{R^3}$ <p>E : ライナープレートと補強リングの合成曲げ剛性 E : ヤング率 I : 断面2次モーメント</p> <p>ただし、有効断面積並びに有効断面2次モーメントは集水孔、ボルト孔等を考慮して減じる。</p> <p>また、初期楕円ずれ量は、崩壊性の地盤又は押し出し性の地盤でない場合であっても、施工時の余振りがあるため、ライナープレート集水井の初期楕円ずれ量 (U_0) は、ライナープレートの波高 (図4-15のa) の1/2に安全率1.5を乗じた値を見込む。なお、補強リング周辺は、部分的に固定するボルトを含めた範囲 (4-15のb) まで余振りをするようになる。</p>  <p>図4-14 楕円ずれ量の説明</p>  <p>図4-15 集水井余振り説明図</p> <p>(2) 許容圧縮応力度</p> <p>最大圧縮応力は、M_{max} のときに生ずる最大圧縮応力と圧縮力 $P \cdot R$ を加えたものとなり、次式で求められる。</p> $\sigma_{max} = \frac{PR}{A} + \frac{M_{max}}{Z} \leq \sigma_0 \quad <4.3.23>$ <p>ここで、σ_{max} : 最大圧縮応力度 A : 集水井の断面積 Z : 集水井の断面係数 σ_0 : 許容圧縮応力度</p> <p>なお、補強リングを使用するときは、補強リングとライナープレートの許容応力度がそれぞれ異なるので、応力計算はそれぞれについて行う。</p> <p>(3) 板厚の決定</p> <p>ライナープレートの板厚は、集水井の許容圧縮応力度 (σ_0) と楕円ずれ量 (U_0) に対応するライナープレート (補強リングを使用する場合は補強リングを含めた) の許容外圧 (P_0) を考慮し、$p \leq P_0$ となるように決定する。</p> <p>p は、次式により求める。</p> $p^2 - \left(1 + \frac{A}{Z} U_0 \right) P_0 + \sigma_0 \frac{A}{R} = 0 \quad <4.3.24>$ <p>また、ライナープレートと補強リングとを組み合わせた場合、その合成断面の荷重配分は、軸力 (N) を断面積比で、曲げモーメント (M) を断面2次モーメント比で配分し、次により計算する。</p> <p>① 軸力 (N) に対する配分率</p> <p>ライナープレート $\alpha_1 = \frac{A_1}{A_1 + A_2/d} \quad <4.3.25>$</p>	<p>集水井外周面に作用する荷重は、原則として土圧のみとし、水圧は考慮しない。土圧は主働土圧とし、原則として地すべり運動に伴い発生する土圧は考慮しない。しかしながら、実際の地すべり挙動は複雑であるため、必要に応じて地すべり運動に伴い発生する土圧を考慮した計算手法を用いることもある。また、集水井の変形が予想される場合は、ラテラルスラットやパーティカルスティフナーを用いて集水井を補強する。この他、偏土圧が予想される場合は、それを考慮した設計を行う。</p> <p>座屈に対して安全な部材の断面 (板厚) 決定は、集水井外周面に作用する最大土圧 P_{max} を用いて次式によって決定する。</p> $q_d = \frac{3 \cdot E \cdot I}{f \cdot R^3} \geq P_{max} \quad \dots \quad \text{(式5-2)}$ <p>q_d : 集水井外周面の許容外圧 (kN/m²) E : ヤング率 (kN/m²) I : ライナープレート、コルゲート深さ1m当たりの断面二次モーメント (m⁴/m) ただし、集水孔、ボルト孔等を考慮して有効断面二次モーメントは0.8 I_0 (I_0 : 集水孔、ボルト孔等がない場合の断面二次モーメント) とする。 f : 安全率 (1.5~2.0) R : 集水井半径 (m) P_{max} : 集水井外周面に作用する最大土圧</p> <p>式5-2は、鋼板の波影の影響を考え、ポアソン比を零とした場合の外圧を受ける薄肉円筒における単位長さあたりの座屈の式である。これを満足しない場合は、ライナープレート、コルゲートの水平継ぎ目、または、内側にH型鋼による補強リングをはめ込んで補強する。なお、補強リングの断面及び間隔は、補強リングの間隔を単位長さに換算して決定する (図5-14)。</p> <p>なお、土圧等の設計条件が明確な場合は、部材の断面を土圧の分布に応じて変化させることができる。</p>

	治山技術基準	地すべり防止技術指針
	<p>補強リング $\sigma_n = \frac{A_n/I}{A_L + A_n/I}$ <4-3-26></p> <p>ここで、a_n: 軸力 (N) に対するライナープレートの配分率 σ_n: 軸力 (N) に対する補強リングの配分率 A_L: ライナープレートの断面積 (m²) A_n: 補強リングの断面積 (m²) I: 補強リングの間隔 (m)</p> <p>② 曲げモーメント (M) に対する配分率</p> <p>ライナープレート $\beta_L = \frac{I_L}{I_L + I_n/I}$ <4-3-27></p> <p>補強リング $\beta_n = \frac{I_n/I}{I_L + I_n/I}$ <4-3-28></p> <p>ここで、β_L: 軸力 (N) に対するライナープレートの配分率 β_n: 軸力 (N) に対する補強リングの配分率 I_L: ライナープレートの断面積 (m²) I_n: 補強リングの断面積 (m²)</p> <p>③ ライナープレート、補強リングの応力度</p> <p>ライナープレート $\sigma_L = \frac{\alpha_n \cdot N}{A_L} + \frac{\beta_L \cdot M}{Z_L} \leq \sigma_{nL}$ <4-3-29></p> <p>補強リング $\sigma_n = \left(\frac{\alpha_n \cdot N}{A_n} + \frac{\beta_n \cdot M}{Z_n} \right) \cdot I \leq \sigma_{n0}$ <4-3-30></p> <p>ここで、σ_L: ライナープレートの応力度 σ_n: 補強リングの応力度 Z_L: ライナープレートの断面係数 Z_n: 補強リングの断面係数</p> <p>式<4-3-29>、<4-3-30>のMに式<4-3-22>のM_{max}を代入し、同じく式<4-3-23>のσ_{n0}をそれぞれに代入して$A_L=A_L/a_n$、$A_n=A_n/a_n$、$Z_L=Z_L/\beta_L$、$Z_n=Z_n/\beta_n$と置きpについて整理する。</p> <p>$p^2 - \left[\left(1 + \frac{A_L}{Z_L} (I_n) P_o + \sigma_{nL} \frac{A_L}{R} \right) p + \sigma_{nL} \frac{A_L}{R} P_o \right] = 0$ <4-3-31></p> <p>$p^2 - \left[\left(1 + \frac{A_n}{Z_n} (I_n) P_o + \sigma_{n0} \frac{A_n/I}{R} \right) p + \sigma_{n0} \frac{A_n/I}{R} P_o \right] = 0$ <4-3-32></p> <p>ライナープレートと補強リングのそれぞれについて式<4-3-31>、<4-3-32>から許容外圧を求め、ライナープレートと補強リングの許容外圧を比べて小さい方を許容外圧とする。</p>	

表 3.4 集水性の設計方法の違い（土圧の与え方）

	治山技術基準	地すべり防止技術指針
土圧の与え方	<p>深さ 20m 未満の集水井に作用する土圧 ⇒ランキン土圧式より求める</p>  <p>図 土圧分布図（ランキン）</p> <p>深さ 20m 以上の集水井に作用する土圧 ⇒テルツアギー式により求める</p>  <p>図 土圧分布図（テルツアギー）</p> <p>土質条件が多層構造の場合の集水井 ⇒各層の土圧分布から最大手動土圧を見出す</p>  <p>図 土圧分布図（多層構造の土質）</p>	<p>一般に、土圧は深さ 15m 程度以上では増加しないものとし、深さ 15m 未満では静止土圧の三角形分布とする</p>  <p>図 土圧分布図</p>

第4章 抑止工設計技術の現状と課題の整理

第1節 設計パラメータの設定について

第1項 アンカー工の設計パラメータについて

摩擦型アンカーでは岩盤とモルタルの付着強度（極限周面摩擦抵抗（ τ 値））が、設計に必要不可欠なパラメータである。グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説ではアンカー工の極限周面摩擦抵抗（ τ 値）は以下の値が一般値として示されているが，実際には基本調査試験（引抜き試験）結果を用いて設計を行う。

しかし，基本調査試験（引抜き試験）が実施される時期には，地すべり調査時と工事施工時の2パターンがある。このため，基本調査試験（引抜き試験）が工事施工時に実施される場合は，アンカー工設計時には実際の極限周面摩擦抵抗が不明であり，グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説で示された一般値を使うこととなるが，極限周面摩擦抵抗（ τ 値）の一般値には幅（例えば，風化岩では0.60～1.00MN/m²など）があり，妥当な値が不明確である。

また，グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説の極限周面摩擦抵抗（ τ 値）一般値は地盤工学会がアンカー協会から提供された1975年以前の試験データを取りまとめたものであり，とりまとめに用いられた元データが古く，基本調査試験（引抜き試験）から求めた値と一般値が必ずしも整合しない。

表 4.1 アンカー工の設計パラメータ設定の現状と課題

項目	内容																																			
現状	<ul style="list-style-type: none"> ● 摩擦型アンカーでは岩盤とモルタルの付着強度（極限周面摩擦抵抗（τ 値））が，設計に必要不可欠なパラメータである。 ● グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説ではアンカー工の極限周面摩擦抵抗（τ 値）は以下の値が一般値として示されている。 																																			
	<p style="text-align: center;">表 アンカーの極限周面摩擦抵抗（地盤工学会，2012）</p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th colspan="2">地盤の種類</th> <th>摩擦抵抗(MN/m²)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="4">岩盤</td> <td>硬 岩</td> <td>1.50～2.50</td> </tr> <tr> <td>軟 岩</td> <td>1.00～1.50</td> </tr> <tr> <td>風化岩</td> <td>0.60～1.00</td> </tr> <tr> <td>土 丹</td> <td>0.60～1.20</td> </tr> <tr> <td rowspan="5">砂礫</td> <td rowspan="5">N 値</td> <td>10</td> <td>0.10～0.20</td> </tr> <tr> <td>20</td> <td>0.17～0.25</td> </tr> <tr> <td>30</td> <td>0.25～0.35</td> </tr> <tr> <td>40</td> <td>0.35～0.45</td> </tr> <tr> <td>50</td> <td>0.45～0.70</td> </tr> <tr> <td rowspan="5">砂</td> <td rowspan="5">N 値</td> <td>10</td> <td>0.10～0.14</td> </tr> <tr> <td>20</td> <td>0.18～0.22</td> </tr> <tr> <td>30</td> <td>0.23～0.27</td> </tr> <tr> <td>40</td> <td>0.29～0.35</td> </tr> <tr> <td>50</td> <td>0.30～0.40</td> </tr> </tbody> </table>	地盤の種類		摩擦抵抗(MN/m ²)	岩盤	硬 岩	1.50～2.50	軟 岩	1.00～1.50	風化岩	0.60～1.00	土 丹	0.60～1.20	砂礫	N 値	10	0.10～0.20	20	0.17～0.25	30	0.25～0.35	40	0.35～0.45	50	0.45～0.70	砂	N 値	10	0.10～0.14	20	0.18～0.22	30	0.23～0.27	40	0.29～0.35	50
地盤の種類		摩擦抵抗(MN/m ²)																																		
岩盤	硬 岩	1.50～2.50																																		
	軟 岩	1.00～1.50																																		
	風化岩	0.60～1.00																																		
	土 丹	0.60～1.20																																		
砂礫	N 値	10	0.10～0.20																																	
		20	0.17～0.25																																	
		30	0.25～0.35																																	
		40	0.35～0.45																																	
		50	0.45～0.70																																	
砂	N 値	10	0.10～0.14																																	
		20	0.18～0.22																																	
		30	0.23～0.27																																	
		40	0.29～0.35																																	
		50	0.30～0.40																																	
課題	<ul style="list-style-type: none"> ● 基本調査試験（引抜き試験）が地すべり調査時に実施される場合と工事施工時に施工される場合がある。 ● 基本調査試験（引抜き試験）が工事施工時に実施される場合は，アンカー工設計時には実際の極限周面摩擦抵抗が不明であり，グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説で示された一般値を使うこととなるが，その一般値に幅（風化岩：0.60～1.00MN/m²など）がある。 ● グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説の極限周面摩擦抵抗（τ 値）一般値は地盤工学会がアンカー協会から提供された1975年以前の試験データを取りまとめたもの（→元データが古い） ● 基本調査試験（引抜き試験）から求めた値と一般値が必ずしも整合しない 																																			

表 基本調査試験（引抜き試験）による極限周面摩擦抵抗（ τ 値）

事例 No.		地質	τ (MN/m ²)
1	福島	シルト岩	0.25
2	長崎	風化砂岩	0.29
3	新潟	砂岩泥岩	0.33
4	神奈川	弱風化凝灰岩	0.28
5	長崎	凝灰角礫岩	0.42
6	岩手	風化凝灰岩	0.53
7	岩手	凝灰岩	0.68
8	岩手	緑色岩	0.61
9	長崎	泥質片岩	0.36
10	高知	弱風化泥質片岩	0.71
11	徳島	弱風化泥質片岩	0.88
12	徳島	塩基性片岩	0.70
13	徳島	風化塩基性片岩	0.63

第2項 杭工設計パラメータについて

杭工の設計においては、地盤の変形係数 E_s や横方向地盤反力係数 kh が設計に用いられる。これらの値は、一般には港研式、林野庁と長野県の式などにより標準貫入試験結果である N 値から求めており、杭工設計パラメータの取得を目的とした原位置試験（孔内水平載荷試験）は実施されていない。

N 値からの横方向地盤反力係数の推定法は主として軟弱地盤など平地における研究成果（港研究式や道路橋示方書下部構造物編）によるものを地すべりに援用（地すべり鋼管杭設計要領）しており、山崎・山田（2004）の地すべり地のボーリング孔で実施された孔内水平載荷試験（LLT とエラストメータ）の値と同時に実施された標準貫入試験値との関係によると、地すべり地の変形係数は、同じ N 値の非地すべり地の変形係数より小さい傾向にあり、過大に見積もっている可能性がある。

また、杭工の設計に使用するパラメータの推定にあたっては、すべり面周辺の N 値が必要となるが、すべり面周辺では標準貫入試験が反発し貫入出来ない場合は、換算 N 値を使用することになる。

表 4.2 杭工の設計パラメータの現状と課題

項目	内容
現状	<ul style="list-style-type: none"> ● 地盤の変形係数 E_s や横方向地盤反力係数 kh が設計に用いられる。 ● 一般には N 値からの推定より求めている（港研式、林野庁と長野県の式）。 ● 杭工設計パラメータの取得を目的とした原位置試験（孔内水平載荷試験）は実施されていない。
課題	<ul style="list-style-type: none"> ● N 値からの横方向地盤反力係数の推定法は主として軟弱地盤など平地における研究成果（港研究式や道路橋示方書下部構造物編）によるものを地すべりに援用している（地すべり鋼管杭設計要領）。 ● 山崎・山田（2004）の地すべり地のボーリング孔で実施された孔内水平載荷試験（LLT とエラストメータ）の値と同時に実施された標準貫入試験値との関係によると、地すべり地の変形係数は、同じ N 値の非地すべり地の変形係数より小さい傾向にある。

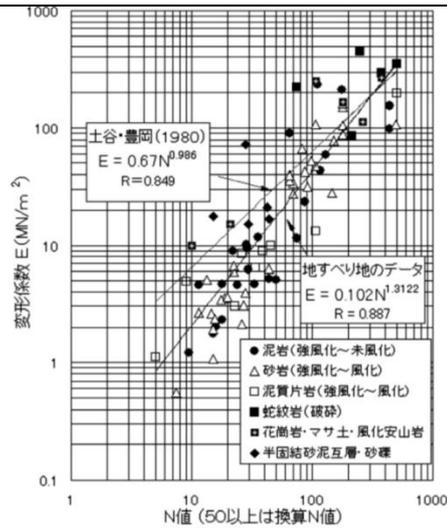


図 N 値と孔内水平載荷試験による変形係数 (山崎・山田, 2004)

- 杭工の設計に使用するパラメータの推定にあたっては、すべり面周辺の N 値が必要となるが、すべり面周辺の貫入試験が反発し貫入試験が出来ない場合は、換算 N 値を使用することになる。
- 杭工設計パラメータの取得を目的とした原位置試験（孔内水平載荷試験）は実施されていない。

第2節 技術基準の相違について

地すべりという同じ現象を対象にした技術基準にも関わらず、シャフト工の設計方法やアンカー工の引留め効果の取扱いが技術基準によって異なっている。

第1項 アンカー工について

アンカー工の引留め効果は、治山技術基準では安定解析式の分母項から引く式が示されているのに対し、地すべり防止技術指針では分子項に加算する式が示されている。一方、道路土工では両方の式が示されている。力学的には分母項から引く方法が正しい。

表 4.3 アンカー工の引留め効果の取扱いの違い

治山技術基準	地すべり防止技術指針	道路土工
<p>地すべりを抑止するためには「引き止め機能」のみ考慮するので、地すべり単位幅 (m) 当たりの所要アンカー力 (P) は、安定解析式により次のようになる。</p> <p>① Fellenius (フェレニウス) 式による場合</p> $P = \frac{(F - F_0) / F}{\sec(\alpha + \theta)} \cdot \Sigma T \quad <4.4-48>$ <p>ここで、F : 計画安全率 $F = \Sigma S / (\Sigma T - R)$ R : アンカーによる地すべり抑止力 $R = P \cdot \cos(\alpha + \theta)$ α : アンカーとの交点でのすべり面傾斜 θ : アンカー傾斜角 F_0 : 初期安全率 $F_0 = \Sigma S / \Sigma T$ $\Sigma T = \Sigma W \cdot \sin \alpha$ ΣS : 安定解析式右辺の分子項</p> <p>② Janbu (ヤンプ) 式による場合</p> $P = \frac{\{(F(\Sigma T + Q) - f_0 \Sigma S) / F\} \cdot \sec(\alpha + \theta) \cos \alpha}{\cos \alpha} \quad <4.4-49>$ <p>ここで、$F = f_0 \Sigma S / (\Sigma T + Q - R)$ $R = P \cdot \cos(\alpha + \theta) / \cos \alpha$ $F_0 = f_0 \Sigma S / (\Sigma T + Q)$ $\Sigma T = \Sigma W \cdot \tan \alpha$ ΣS : 安定解析式右辺の分子項 Q : 冠頭部の亀裂を埋めている水による水平水圧等の外力 f_0 : 修正係数 $\approx (50d/L)^{0.25}$ ただし、$d/L \leq 0.02$ で $f_0 = 1$ L : 舌端部と冠頭部亀裂の深さの点を結んだ直線長 d : L と L に平行、かつ、すべり面に接する直線との間の距離</p> <p>③ Bishop (ビショップ) 式による場合</p> $P = (F \Sigma T - \Sigma S) / F \cos(\alpha + \theta) \quad <4.4-50>$ <p>ただし、Bishop 式又は Janbu 式を用いる場合には、安定解析式の両辺に目標安全率 F を含んでいることから、求めた P をそれぞれの式に代入し、この P のもとで目標安全率 F が実現されることを確認する。</p>	<p>引き止め効果を利用した必要アンカー力の算定</p> $P/F_s = \frac{\Sigma(W \cdot \cos \theta - U) \cdot \tan \phi' + c' \cdot \Sigma l + P \cdot \sin(\alpha - \theta)}{\Sigma W \cdot \sin \theta} \quad \dots \text{(式 5-14)}$ <p>P, F_s : 計画安全率 W : 分割片の重量 (kN/m) U : 分割片に働く間隙水圧 (kN/m) P : 必要アンカー力 (kN/m) ϕ' : 内部摩擦角 (°) c' : 粘着力 (kN/m²) l : 分割片のすべり面長 (m) θ : アンカー打設位置におけるすべり面の傾斜角 (°) (図 5-2.4 参照) α : アンカー打設角 (°)</p>	<p>8-2) による。これはアンカー力 T と安全率 F_s の関係を与える式 (参 8-1) から導いたものである。</p> $F_s = \frac{\Sigma c' + \Sigma (W - u \cdot b) \cos \alpha + \tan \phi + \Sigma T \cos(\alpha + \theta) \sin(\alpha + \theta) \tan \phi}{\Sigma W \cdot \sin \alpha} \quad \dots \text{(参 8-1; 再掲)}$ <p>ここに、(参 11-3 参照)、 F_s : 安全率 c : 粘着力 (kN/m²) l : 分割片で切られたすべり面の弧長 (m) b : 分割片の幅 (m) W : 分割片の重量 (kN/m) u : 間隙水圧 (kN/m²) α : 分割片で切られたすべり面の中点とすべり面の中心を結ぶ直線と鉛直線のなす角 (度) ϕ : セン断抵抗角 (度) T : アンカー力 (kN/m) θ : アンカーテンドンと水平面のなす角度 (度)</p> <p>アンカーによる抑止力は、</p> $T_p = \frac{F_s \cdot \Sigma W \cdot \sin \alpha - \{ \Sigma c' + \Sigma (W - u \cdot b) \cos \alpha + \tan \phi \}}{\Sigma \cos(\alpha + \theta) \sin(\alpha + \theta) \tan \phi} \quad \dots \text{(参 8-2; 再掲)}$ <p>ここに、T_p : 必要アンカー力 (単位奥行あたり) (kN/m) F_s : 計画安全率</p> <p>なお、地すべりの滑動力を減じる考え方もある。その場合、アンカーの計算式として次式 ((参 11-4)、(参 11-5)) が使用されることもある。</p> $F_s = \frac{\Sigma c' + \Sigma (W - u \cdot b) \cos \alpha + T \cdot \sin(\alpha + \theta) \tan \phi}{\Sigma W \cdot \sin \alpha - T \cdot \cos(\alpha + \theta)} \quad \dots \text{(参 11-4)}$ <p>アンカーによる抑止力は、</p> $P_p = \frac{F_s \cdot \Sigma W \cdot \sin \alpha - \Sigma c' - \Sigma (W - u \cdot b) \cos \alpha + \tan \phi}{F_s \cdot \cos(\alpha + \theta) \sin(\alpha + \theta) \tan \phi} \quad \dots \text{(参 11-5)}$

第2項 シャフト工について

シャフト工を剛体杭として設計するか、たわみ杭として設計するかの判定を治山技術基準は施工位置でのすべり面深さ（すべり面から上の杭長）、地すべり防止技術指針ではすべり面からの根入れ長（すべり面から下の杭長）を用いて判定している。

すべり面からの下の杭長は、施工時に人為的に設定が可能であるのに対し、すべり面から上の杭長は施工位置でのすべり面深さで決まるため人為的な設定ができない。このため、すべり面から上の杭長を用いて判定する手法が力学的には正しい。

表 4.4 シャフト工の設計方法の相違

治山技術基準	地すべり防止技術指針
<p>シャフト工の設計方法は、剛体杭として設計する方法とたわみ杭として設計する方法に大別することができ、一般的に次式により判定している。</p> <p>$\beta l \leq 2$……剛体杭 $\beta l > 2$……たわみ杭</p> <p>ここで、</p> $\beta = \sqrt{\frac{4k_h d}{4EI}} \quad <44-38>$ <p>k_h: 移動層の水平地盤反力係数 (kN/m²) d: シャフト工の外径 (m) EI: シャフトの曲げ剛性 (kN・m²) (弾性係数Eはコンクリートの弾性係数を用いるか、鋼材とコンクリートをその断面積の比率で合成した値を用いる)</p> <p>l: 施工位置でのすべり面深さ (m)</p>	<p>シャフト工のような大口径構造物を曲げ杭として設計するか、力を受けても変形しない剛体杭として設計するかの判定は、一般に次式により行っている。</p> <p>$\beta l \leq 2$の場合は剛体杭として設計する。 $\beta l > 2$の場合は曲げ杭として設計する。</p> $\beta = \sqrt{\frac{K \cdot d}{4 \cdot E \cdot I}} \quad \dots \quad (\text{式 5-12})$ <p>K: 根入れ部地盤の横方向地盤係数 (kN/m³) d: シャフトの外径 (m) l: すべり面からのシャフトの根入れ長 (m) E: シャフトの弾性係数 (kN/m²) I: シャフトの断面二次モーメント (m⁴)</p>

<引用文献>

- 国土交通省砂防部・(独) 土木研究所 (2008): 地すべり防止技術指針及び同解説
 (公社) 地盤工学会 (2012): グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説 (JGS4101-2012)
 (一財) 日本治山治水協会 (2013): 平成 25 年版治山技術基準解説地すべり防止編
 (社) 日本港湾協会 (2007): 港湾の施設の技術上の基準・同解説 (平成 19 年 7 月)
 (社) 日本道路協会 (2002): 道路橋示方書 (I 共通編, IV 下部構造編)・同解説
 (社) 日本道路協会 (1999): 道路土工 仮設構造物工指針
 (社) 日本道路協会 (2009): 道路土工 切土工・斜面安定工指針 (平成 21 年度版)
 山崎孝成 (2008): 安定解析, 地すべり防止技術研修テキスト, 建設研修センター
 山崎孝成・山田正雄 (2004): FEM による地すべり解析の基礎理論, 日本地すべり学会誌, Vol.41, No.1, pp.74~77

第5章 日本における性能規定化の現状の整理

第1節 技術基準の性能規定化の背景

1995年1月に発効したWTO/TBT協定は、貿易における技術的障害をなくすことを目的とした協定で、設計基準のような技術規格に関して、「性能規定化」と「国際標準への整合化」が要求されている。

また、1998年6月に策定されたISO2394（構造物の信頼性に関する一般原則）では、終局限界状態および使用限界状態を対象とした信頼性理論に基づく部分安全係数方式の性能照査型設計を推奨している。

表 5.1 TBT 協定（抜粋）

<p>第二条 強制規格の中央政府機関による立案，制定及び適用 （略）</p> <p>2.4 加盟国は，強制規格を必要とする場合において，関連する国際規格が存在するとき又はその仕上がりが見前であるときは，<u>当該国際規格又はその関連部分を強制規格の基礎として用いる。</u> （性能規定化）</p> <p>（略）</p> <p>2.8 加盟国は，適当な場合には，デザイン又は記述的に示された特性よりも<u>性能に着目した製品の要件に基づく強制規格を定める。</u>（国際標準への整合） （以下，略）</p>

※下線とカッコ書きを加筆

国内においては「規制改革推進3か年計画」（平成15年3月28日閣議決定）において、技術革新に対して柔軟に対応できるよう、仕様規定となっている基準については、原則として全て性能規定化するよう検討を行う旨の方針が決定された。

表 5.2 国内における性能規定化の流れ

年月	内容
2001年3月30日	ISO2394（構造物の信頼性に関する一般原則）策定 →基準の内容が技術革新に対して柔軟に対応できるよう、仕様規定となっている基準については、原則としてこれをすべて性能規定化するよう検討する
2002年10月	土木・建築にかかる設計の基本策定（国土交通省） →要求性能を満たすことの検証方法として信頼性設計の考え方を基礎とする
2003年3月	code PLATFORMの策定（土木学会） →「設計」に関して土木と建築で共有できる部分について考え方を共有化する
2003年3月	国土交通省公共事業コスト構造改革プログラム →「土木・建築にかかる設計の基本」に沿った基準類の改定，策定を行う →「土木工事共通仕様書」の改訂 →「港湾の施設の技術上の基準」の性能規定化

従来の「仕様規定」は、材料や寸法などを具体的に規定するものであり、基準の内容が一意に決まり、合否の判定も明快かつ公正に行える一方で、技術革新や経済・社会のグローバル化への柔軟な対応が難しいという点が指摘されている。これに対して、本来果たすべき目的や機能を満たせばよいとするのが「性能規定」であり、近年のシミュレーション技術や評価技術の発展等を背景として、技術基準をできるだけ「性能規定化」していくことが社会的に要請されている。

しかし、性能規定化の状況は、それぞれの分野ごとに異なっている。建築分野は性能規定化が最も進んだ分野であり、1998年建築基準法の改正が行われ、構造設計基準類も構造物に要求される性能を照査する形に改訂された。

一方、土木分野は建築分野に比べて性能規定化は遅れている状況にある。

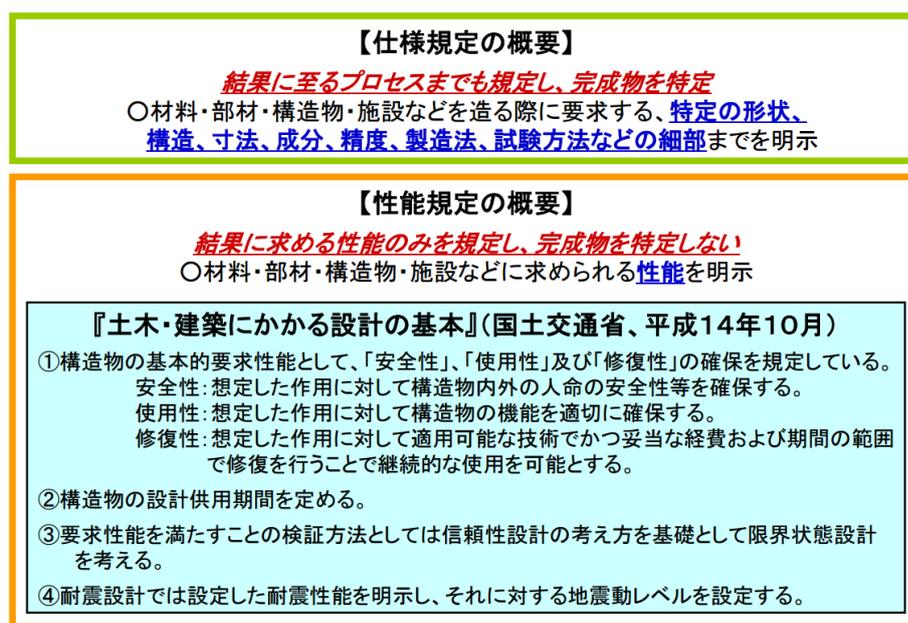


図 5.1 仕様規定と性能規定の概要 (国土交通省港湾局, 2005)

表 5.3 国土交通省が所管する基準類の性能規定化の動向 (国土交通省港湾局, 2005 に一部追記)

		河川	道路	建築	鉄道	港湾
法 体 系	法律	・河川法	・道路法	・建築基準法	・鉄道営業法	・港湾法
	政令	・河川法施行令 ・河川管理施設等構造令	・道路法施行令 ・道路構造令	・建築基準法施行令		・港湾法施行令
	省令	・河川法施行規則 ・河川管理施設等構造令施行規則	・道路法施行規則 ・道路構造令施行規則	・建築基準法施行規則	・鉄道に関する技術上の基準を定める省令	・港湾法施行規則 ・港湾の施設の技術上の基準を定める省令
性能規定化の動向		未定	道路橋示方書を改訂(H14.3) 「性能規定型の技術基準を目指して、要求する事項とそれを満たす従来からの規定とを併記」	建築基準法を改正(H12.6施行) ↓ 性能規定の導入	「鉄道に関する技術上の基準を定める省令」の制定(H14.3施行) ↓ 性能規定の導入	「港湾の施設の技術上の基準を定める省令」を性能規定化する予定(平成18年度) ↓ H19.3施行 性能規定化の導入

第6章 公共土木施設における性能規定化の現状の整理

土木分野の性能規定化の現状として港湾関係の技術基準書（以下、港湾基準）と道路橋示方書について整理を行った。

第1節 港湾基準の性能規定化の例

港湾基準は、2007年に全面的に改正され、性能設計体系の技術基準となっている。また、技術基準を解説する「港湾の施設の技術上の基準・同解説」についても性能設計体系に対応した内容へと改訂された。

港湾基準の性能規定の基本的枠組みは、基準として目的・要求性能・性能規定が規定（法的拘束力あり）され、性能照査手法の具体的内容については基準の対象外となっている。このため、具体的な性能照査手法や許容される破壊確率、変形量等の限界値は設計者の判断に委ねられている。ただし、法的な拘束力を有さない解説や附属書といった形式で性能照査方法の標準的な考え方や最低限度の限界値が例示されている。

表 6.1 性能設計の階層

階層	内容
目的	当該施設を必要とする理由
要求性能	目的を達成するために当該施設が保有しなければならない性能
性能規定	要求性能が満たされるために必要な照査に関する規定であり、具体的に照査が可能なように詳細に規定したもの
性能照査	目的、要求性能、性能規定に対して、数値解析、模型実験などの適切な手法によって、その性能が満足されることを照査すること

性能の階層と港湾基準体系の関係を図 6.1 に示す。

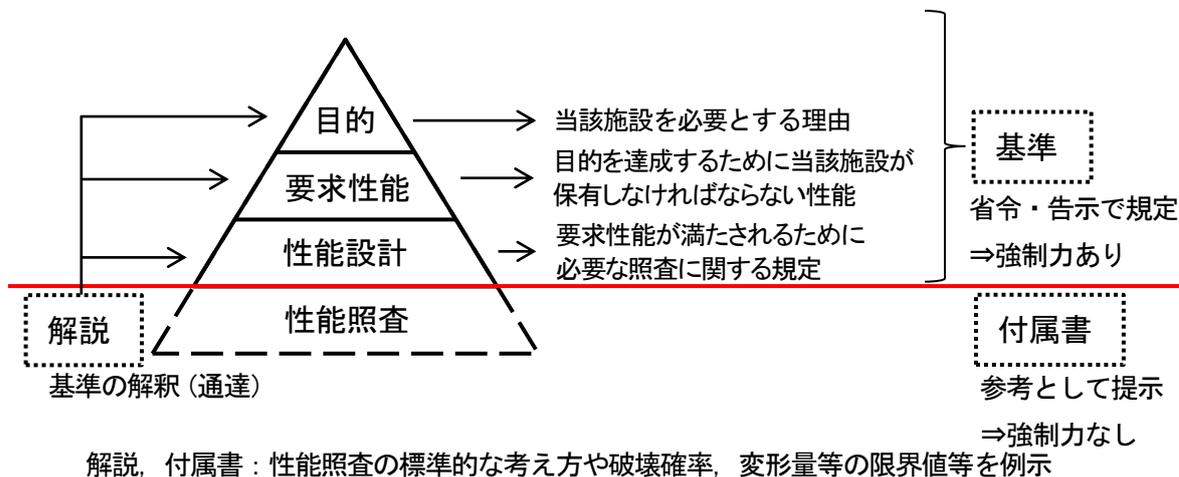


図 6.1 性能設計の階層と港湾基準の体系

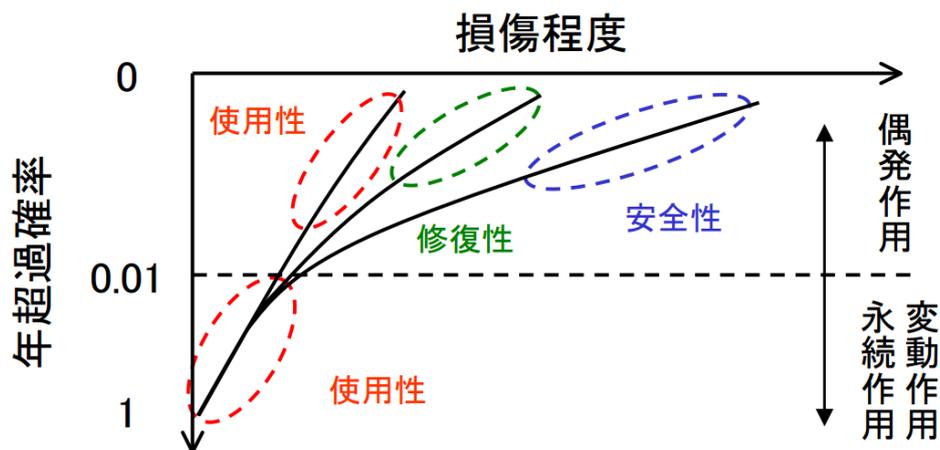
要求性能は、目的を達成するために構造物が保有しなければならない性能であり、「基本的要求性能」と「その他の要求性能」に整理される。「基本的要求性能」は、作用に対する施設の構造的な応答（変形、断面力等）に関する性能とし、さらに、施設の重要度や機能に応じて①安全性、②修復性、③使用性に分類される。これらの性能は、それぞれ①非常に大きな損傷が発生するものの、損傷の範囲が人命や背後圏の財産に甚大な影響を及ぼさないこと、②ある程度の修復が必要となるが、比較的短期間のうちに機能を再び発揮することが可能であること、③僅かな修復を

行うことによりすみやかに機能が発揮できることとして定義される。損傷の程度は①安全性>②修復性>③使用性となる。なお、「その他の要求性能」では、施設の共用および利便性の観点から必要とされる構造的な諸元等に関する性能が規定される。

表 6.2 要求性能の分類と定義

分類	定義
基本的要求性能	作用に対する施設の構造的な応答（変形，断面力等）に関する性能
使用性	わずかな修復を行うことにより，速やかに機能が発揮できること
修復性	ある程度の修復が必要となるが，比較的短期間の内に機能を再び発揮することが可能であること
安全性	非常に大きな損傷が発生するものの，損傷の範囲が人命や背後圏の財産に甚大な影響をおよぼさないこと
供用性	施設の共用および利便性の観点から必要とされる構造的な諸元等に関する性能

- 永続状態，変動状態：概ね年超過確率 0.01 程度以上の作用が主たる作用の状態
- 偶発状態：概ね年超過確率 0.01 程度以下の作用が主たる作用の状態



注) 便宜的に年超過確率0.01程度を閾値をとして，偶発作用と変動作用の分類をしている。

図 6.2 施設に要求される性能の概要（国総研ほか，2005）

性能規定は，要求性能が満たされるために必要な照査に関する規定であり，照査にあたり考慮すべき作用の組合せに対応する設計状態は，永続状態，変動状態（概ね年超過確率 0.01 程度以上の作用が主たる作用の状態）および偶発状態（概ね年超過確率 0.01 程度以下の作用が主たる作用の状態）とされている。港湾構造物に求められる性能としては，基本的に永続状態と変動状態に対しては使用性，偶発状態に対しては，施設の機能や重要度に応じて，安全性，修復性，使用性のいずれかひとつの性能が要求される。ただし，施設の機能と重要度によっては偶発作用に対する性能が求められないこともある。

表 6.3 主な作用の分類と定義（国総研ほか，2005）

主な作用	定義	施設に求められる性能
永続作用（状態）	自重，土圧，温度応力，腐食・凍結融解などの環境作用等	使用性
変動作用（状態）	羽藤，風，水位（潮位），貨物・車両などによる載荷重，船舶の接岸・牽引作用，レベル1地震動等	使用性
偶発作用（状態）	接岸以外の船舶等の衝突，火災，津波，レベル2地震動，偶発作用の波浪等	使用性，修復性，安全性

港湾基準では，施設の性能照査に用いられる手法に関する具体的な仕様の規定は行われていない。許容される性能照査手法としては，信頼性に基づく方法，施設的作用応答を適切に評価する数値解析手法，模型実験，あるいは過去の経験等の手法が想定されており，設計者は，これらの手法を適宜選択し，適切に性能照査をすることになっている。

表 6.4 推奨される照査手法

内容	手法
推奨される照査手法	<ul style="list-style-type: none"> ・信頼性に基づく方法 ・施設的作用応答を適切に評価する数値解析手法 ・模型実験 ・過去の経験等に基づく方法

表 6.5 設計状態ごとに想定される標準的な手法（国総研ほか，2005）

設計状態	主たる作用	推奨される性能照査手法
永続状態 変動状態	自重，土圧，水圧，載荷重，波浪，風，船舶による作用等	・信頼性設計法
	レベル1地震動	<ul style="list-style-type: none"> ・信頼性設計法 ・地盤・構造物の動的相互作用を考慮した非線形地震応答解析 ・簡易法（震度法）
偶発状態	レベル2地震動，津波，船舶の衝突，偶発作用としての波浪等	・数値解析法（変形量や損傷程度を具体的に評価）

信頼性に基づく方法は施設が破壊可能性を確率論に基づく手法によって評価する方法であり、その評価方法に応じて3つの設計水準がある（表 6.6）。

高位より構造物の破壊確率 P_f を直接評価するレベル3、信頼性指標 β を評価するレベル2、部分係数 γ を用いて耐力の設計用値 R_d 及び作用の設計用値 S_d から評価するレベル1となる。このうち、港湾基準で用いられている部分係数法はレベル1となる。

表 6.6 信頼性設計法の3つのレベル（国総研ほか，2005 に追記）

設計水準	安全性照査式	制御パラメータ	
レベル3	$P_f \geq P_f$	破壊確率	高度
レベル2	$\beta T \leq \beta$	信頼性指標	
レベル1	$R_d \geq S_d$	設計用値 部分係数	

部分係数法（レベル1信頼性設計法）は ISO2394 や「土木・建築にかかる設計の基本」において標準的な性能照査方法として推奨されていることから、いろいろな技術基準書に採用されている。

部分係数を用いたレベル1信頼性設計法では、次式で求められる部分係数 γ と設計用値 R_d 、 S_d から構造物の安全性を照査することになっている。

$$\gamma_X = (1 - \alpha_X \beta_T V_X) \frac{\mu_X}{X_k}$$

ここに、 β_T : 目標信頼性指標、 V_X : 確率変数 X の変動係数、
 μ_X : 確率変数 X の平均値、 X_k : 確率変数 X の特性値、
 α_X : X が信頼性指標に与える感度

第2節 道路橋示方書の性能規定化の例

道路橋示方書は、2002年の改訂により仕様規定型基準から性能規定基準へ移行した。

しかし、道路橋示方書の性能規定化の基本的な考え方は、従来の仕様規定に対し、仕様規定が求める要求性能を「性能規定」として明示し、併せて、従来の仕様規定を「みなし規定」として併記することを原則としている（図 6.3）。

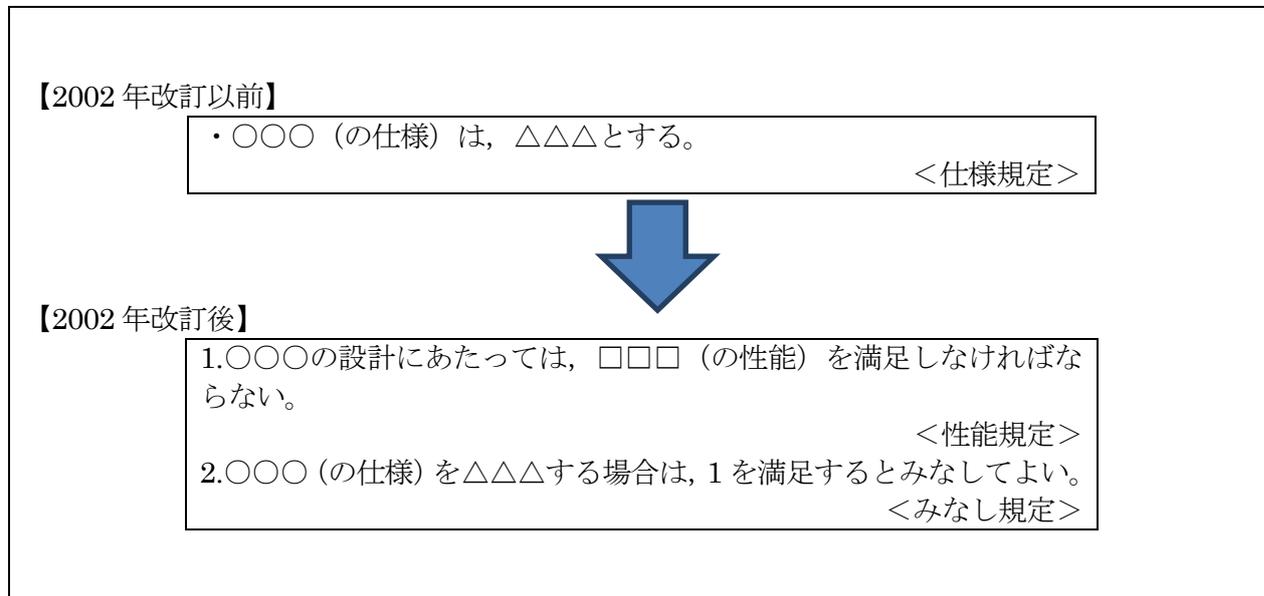


図 6.3 道路橋示方書の性能規定化の例

第7章 性能規定化の現状

上記までに整理したように、同じ土木分野の技術基準書であっても表 7.1 のような違いがある。

表 7.1 技術基準の性能規定化の違い

技術基準書	性能規定化の特徴
道路橋示方書（平成 14 年 3 月）	性能規定型の技術基準書を意識した要求事項と従来の規定を併記する形式。許容応力度法による照査もそのまま継続されている。
港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 19 年 7 月）	施設毎の目的と要求性能を国土交通省の省令として、施設毎の性能規定を国土交通省の告示として明記し、性能照査の方法には部分係数法を採用しているが拘束力のない参考資料として、解説や付属書に記述されている。

性能設計の概念について福井（2001）は、以下の2つに区分している。

表 7.2 性能設計の区分

性能設計の区分	内 容
性能明示型設計法	構造物の機能を確保するために要求される性能のレベル、その照査に用いる荷重のレベルとの関係を明確にした設計法。照査にはみなし適合規程などが利用される。
性能照査型設計法	構造物の機能が確保されていることを、要求性能そのものを提示し、これを照査することを規定した設計法。

また、原（2004）では性能設計コードは以下のように第1段階→第2段階→第3段階と推移する考えられている。

表 7.3 性能設計コードの推移予測（原（2004）を一部修正）

推移	性能設計への移行レベル	内 容
第1段階	性能明示型コードへの変更	性能は明示するが、照査はみなし適合規定により、何ら前と変わらない。ただし、別途十分な信頼性を満足することを証明すればこの限りではない。
第2段階	限界状態設計書式（部分係数法）への変更	部分係数法による設計書式となるが、照査はみなし適合規定が許容される。ただし、別途十分な信頼性を満足することを証明すればこの限りではない。
第3段階	本格的な信頼性設計への変更	みなし適合規定の廃止。確率論に基づく信頼性設計の導入。

土木分野の技術基準は性能明示型設計法がほとんどであり、港湾基準は、部分係数法を導入したものの限界状態設計法までには至っておらず、性能設計コードの水位では第1段階と第2段階の中間の状態に位置する。一方、道路橋示方書は第1段階の状態となっており、同じ土木分野の技術基準書であっても性能規定化の状態は異なっている。

第8章 地すべり対策技術の性能規定化のあり方の検討・整理

主として人工材料を利用する建築分野では性能規定化が進んでいるものの、自然現象を対象とする土木分野では確率的な考え方の導入が難しいため性能規定化は遅れている状況にある。地すべり対策技術においても同様の理由により性能規定化が遅れていると考えられるが、他分野と同様に国際標準との整合、社会への説明性の向上、新技術の開発とコスト縮減の観点から性能規定化の推進を検討する必要がある。

表 8.1 性能規定化することの意味

視点	内容
国際標準との整合	国際的な基準類制定の考え方との整合性が図れる。
社会への説明性の向上	地すべり対策工が要求される性能がイメージしやすくなる。説明性の向上が図れる。
新技術の開発とコスト縮減	要求する性能を中心とする内容の性能規定に改めることにより、従来の仕様（形、材質）にとらわれない新しい技術の開発や多様な設計が可能となり、結果的に同一機能の構造物の品質向上やコスト縮減をもたらすことが期待できる。

地すべり対策技術においては、地すべり対策工の計画においては性能規定に近い考え方で実施されている。つまり、地すべりを止めるという目的のみが決まっているが、工種や配置について規定はなく、各地すべり現場の特性に応じて検討することになっている。

一方で、地すべり対策工の設計においては、地すべり対策工に作用する外力が、降雨・融雪・地下水などによって変化する自然環境の中に置かれた自然材料（土）からなる物体の不安定な動きであることから、施設の破壊可能性を確率論に基づいた評価や信頼性に基づいて照査を行うことが難しい。

このため地すべり対策技術を全体的に性能規定化することは難しく、性能規定化が可能な部分について検討を実施していく必要がある。

なお、地すべり対策技術の性能規定化における課題は、①自然の土に対する地すべり解析技術の開発と適切な土質試験値の取得、②抑制工（地下水排除工）の効果予測技術の開発、③地すべりの形状・変位を考慮した抑止効果評価などが挙げられる。

<引用文献>

国土交通省港湾局（2005）：「港湾の施設の技術上の基準」の性能規定化について，平成 17 年 5 月 17 日交通政策審議会第 14 回港湾分科会（資料 3）

国土交通省国土技術政策総合研究所・（独）港湾空港技術研究所（2005）：性能設計と信頼性設計について（案），平成 17 年 10 月 31 日「港湾の施設の技術上の基準」の改正に向けた勉強会（資料-2）

（社）日本港湾協会（2007）：港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 19 年 7 月）

（社）日本道路協会（2002）：道路橋示方書（I 共通編，IV 下部構造編）・同解説

原隆史（2004）：道路橋下部構造の性能設計法について，第 4 回新土木技術発表・討論会予稿集

福井次郎（2001）：道路橋基礎の性能設計，基礎工，Vol.29，No.8，pp.17～20

第9章 性能規定化に向けた土質パラメータの設定手法の今後の展望について

第1節 性能規定化に向けた c' 、 ϕ' の設定手法のあり方について

性能設計では土質試験結果の ϕ' を統計的な処理を行い、確率論的に取り扱う必要がある。

眞弓ほか(2003)や長谷川ほか(2011)は、すべり面試料を用いた土質試験によるせん断抵抗角の地質帯別の統計結果を報告しており、現状として地質年代や地質区分といった大区分については統計的な値を示すことが可能となっている。しかし、確率論的に取り扱うには現状ではまだデータ数は不足している状況にあることから、今後も様々な地質年代や地質区分での地すべりで採取した試料を用いた土質試験を実施し、より詳細な区分(広域的な地層区分から地域的な地層区分へ)での統計値の整理を実施し、性能設計に用いるパラメータとして確率論的取扱いが可能となるだけの十分な統計データの蓄積を行っていく必要がある。

表 9.1 地質帯別のすべり面のせん断抵抗角(長谷川ほか(2011)に最新データを追加)

誘因別	地質・岩種	番号	試験地(都道府県)	現場数	試料数	ϕ' min	ϕ' max	ϕ' AVE (現場代表値)	
降雨・融雪 誘因型	熱水変質岩	1	山形, 神奈川, 兵庫, 大分, 熊本	5	16	3.8	19.0	8.2	
	第四系 (凝灰岩)	2	北海道	1	1	-	-	9.8	
	新第三系	(泥岩)	3	北海道, 青森, 秋田, 岩手, 山形, 新潟, 長野, 富山, 千葉, 山梨, 静岡, 鳥取	22	37	3.0	14.9	6.0
		(凝灰岩)	4	北海道, 青森, 秋田, 岩手, 山形, 福島, 新潟, 群馬, 山梨, 福井, 兵庫	19	55	2.5	14.7	6.1
		(凝灰角礫岩)	5	秋田, 山形, 長野, 兵庫, 鳥取	12	33	2.9	23.5	9.3
		(玄武岩)	6	秋田	1	3	7.1	9.9	8.1
	古第三系	(凝灰岩・泥岩)	7	福島, 千葉, 北松型(長崎, 佐賀)	11	35	2.8	15.8	6.8
	中生界	(泥質岩・凝灰岩)	8	北海道, 岩手, 長野, 福井	6	24	4.7	18.5	10.1
		四万十帯(泥質岩)	9	宮崎	2	3	10.3	19.0	14.9
		秩父帯(泥質岩・緑色岩)	10	群馬, 徳島	4	7	10.8	23.9	16.9
		御荷鉢帯(緑色岩)	11	埼玉, 徳島, 愛媛	6	21	7.2	22.0	15.9
	西南日本外帯 (付加体)	三波川帯(塩基性片岩)	12	長野, 徳島, 愛媛	6	17	8.5	26.6	16.1
		三波川帯(泥質片岩)	13	徳島, 愛媛, 高知, 大分	12	31	20.3	32.4	25.2
		三波川帯(塩基性片岩・ 泥質片岩互層)	14	徳島	2	8	10.2	23.7	15.1
	変成岩・深成岩	長崎変成岩類(雲母片岩, 塩基性片岩・泥質片岩互層)	15	長崎	3	4	10.1	19.3	14.6
		(蛇紋岩)	16	静岡	1	1	-	-	11.8
		額家帯(片麻岩)	17	奈良	1	1	-	-	7.5
地震 誘因型	新潟県中越地震 (泥質岩・凝灰質砂岩)	18	新潟	4	21	7.3	33.9	23.0	
	岩手・宮城内陸地震 (火山砕屑岩・堆積岩)	19	岩手	3	11	4.9	34.8	17.0	
	岩手・宮城内陸地震 (火山砕屑岩)	20	宮城	3	3	9.8	30.1	18.7	
	東北地方太平洋沖地震 (ローム)	21	福島, 栃木	2	5	28.6	42.0	34.8	

第2節 性能規定化に向けた単位体積重量の設定の今後の展望について

性能設計では単位体積重量を統計的な処理を行い、確率論的に取り扱う必要がある。

山田ほか（2011）などでは、ボーリングコア箱の重量計測から単位体積重量を算出した事例が報告されており簡易に単位体積重量を計測することは可能である。

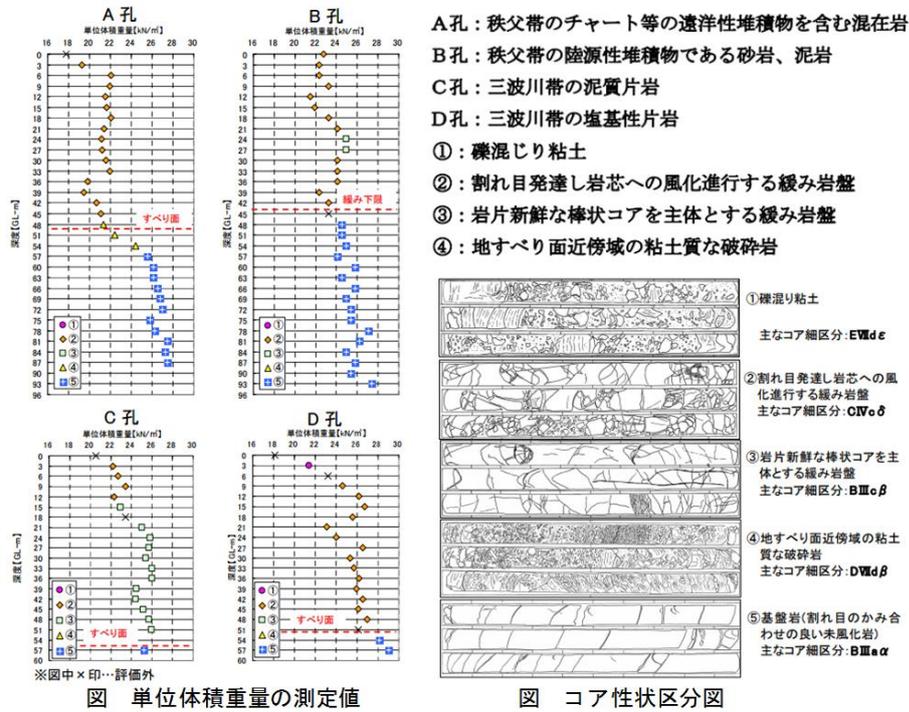


図 9.1 ボーリングコア箱の重量計測から単位体積重量を算出した事例（山田ほか，2011）

表 9.2 ボーリングコア試料による湿潤単位体積重量の統計値（山崎・山田，2004）

地質・土質	平均	標準偏差	信頼区間 (95%)	データ数
粘性土・砂質土・ ローム・変質安山岩	19.1	0.13	0.25	334
マサ土	16.9	0.61	1.38	10
泥岩・風化泥岩	20.8	0.27	0.54	131
砂岩・礫岩・頁岩・ 凝灰角礫岩	22.4	0.23	0.46	91
凝灰岩・風化凝灰岩	18.2	0.41	0.84	39
花崗岩類	23.1	0.55	1.12	28
変成岩・蛇紋岩	28.2	0.20	0.41	76
火山岩	23.6	0.49	1.00	43
	単位kN/m ³		計	752

また、山崎・山田（2004）は、ボーリングコア試料を用いて土質試験により湿潤単位体積重量を測定し、それらを地質・土質ごとの統計値として報告しており、現状として地質年代や地質区分といった大区分については統計的な値を示すことが可能となっている。しかし、確率論的に取り扱うには現状ではまだデータ数は不足している状況にあることから、今後も様々な土質や地質での地すべりで採取した試料を用いて単位体積重量の計測を実施し、より詳細な区分（広域的な地層区分から地域的な地層区分へ）での統計値の整理を実施し、性能設計に用いるパラメータとして確率論的の取扱いが可能となるだけの十分な統計データの蓄積を行っていく必要がある。

第3節 性能規定化に向けた間隙水圧の設定の今後の展望について

性能規定化に向けた間隙水圧の設定では、再現期間を考慮した最高水位（超過確率水位）の採用していく必要がある。例えば、観測地点ごとの降雨対地下水位モデルを構築し、計画降雨対応解析水位を求める手法の採用がある。

第10章 性能規定化に向けた対策工の設計パラメータ設定の今後の展望について

第1節 アンカー工

性能規定化では極限周面摩擦抵抗を統計的な処理を行い、確率論的に取り扱う必要がある。基本調査試験（引抜き試験）は全国で行われているものの、データの整理がされていないことから、まずは、データ収集を進め地質年代や地質区分といった大区分について統計的な値を示すことが必要となる。その後、より詳細な区分（広域的な地層区分→地域的な地層区分）での統計処理についての検討となる。性能設計に用いるパラメータとして確率論的取扱いが可能となるだけの十分な統計データの蓄積を行っていく必要がある。

第2節 杭工

性能規定化では地盤の変形係数や横方向地盤反力係数を統計的な処理を行い、確率論的に取り扱う必要がある。水平載荷試験を杭工設計のために実施することはほとんどないため、杭工の設計に必要なパラメータはN値からの推定により実施されているが、すべり面周辺では貫入不可（反発）となり換算N値を用いた推定となっていることから、山間地での水平載荷試験を実施しデータを蓄積する必要がある。今後、データ収集を進め、蓄積したデータについては統計的なデータ処理により地質年代や地質区分といった大区分による統計値の整理を行い、データ収集状況からより詳細な区分（広域的な地層区分→地域的な地層区分）での統計値について整理していく必要がある。性能設計に用いるパラメータとして確率論的取扱いが可能となるだけの十分な統計データの蓄積を行っていく必要がある。

第11章 性能規定化に向けた技術基準の今後の展望について

地すべりという同じ現象を対象にした技術基準にも関わらず、集水性の設計方法（構造、ライナープレートの設計方法、土圧の与え方）、シャフト杭の設計方法（剛体杭かたわみ杭かの判定）、アンカー工の引留め効果の取扱いが治山技術基準と地すべり防止技術指針で異なっている。

性能規定化に向けてより理論的に正しい考え方を採用した技術基準への統一を検討した方が良いと思われる。

第12章 性能規定化に向けた地すべり解析手法の今後の展望について

第1節 極限平衡法による安定解析について

地すべりは三次元的な土塊の移動現象であるが、実務では主断面での斜面の均衡を考えた二次元安定解析が主に用いられている。しかし、二次元安定解析では、地すべりの規模が大きい場合や主断面がブロック中央から著しく偏る場合、横断面形状が非対称である場合といった現場条件では適正に地すべりの安定性を評価することが困難である。これを解決するためには三次元安定解析式の採用が必要となる。ただし、三次元安定解析式を採用する場合、移動体の三次元形状について詳細な調査が必要となるため調査費が増大すること、アンカー工の引き力をどのように三次元的に取り込むかや1本毎に長さの異なる杭の負担力をどのように取り込むかなど三次元安定解析に対応した地すべり対策工の設計方法について技術的な課題が存在することに留意する必要がある。

また、極限平衡法では変形量が扱えない（考慮しない）ため、杭工やアンカー工など変形を伴う抑止工の設計には向いていないといえる。このことから変形が取り扱える数値解析の導入が必要となる。

第2節 地下水排除工の効果の算定について

地下水排除工によってどの程度地下水位が低下するかを予め正確に予測することは難しく、有効な効果予測手法が確立されていないことから、まずは地下水排除工施行前後の地下水位分布や地下水位の時系列変化のデータ収集や蓄積を行い、地すべり地の土質や地質の違いによる地下水排除工導入数量と地下水位低下状況について検証を行う必要がある。その後、それらの検証結果を踏まえて、地すべり地において有効な地下水位低下を予測する解析手法について検討を実施していくことが必要である。

第3節 設計に用いる数値解析について

現状、数値解析は様々な解析コードが存在しているため、パラメータや解析モデルを同じにしても解析コードの違いによって解析結果がことなる。実務において数値解析を設計に用いるためには、同じ条件であれば同じ解析結果とならなければならない。このためには、設計に用いる解析コードを統一する必要がある。

また、解析コードを統一したとしてもパラメータの設定や解析モデルによっても解析結果が異なってくるためパラメータの設定や解析モデルについても統一する必要がある。

将来的に数値解析を設計に用いるためには、解析コードの課題、パラメータ設定の課題、解析モデルの課題を解決していく必要がある。

第4節 地震力に対応した設計（数値解析）について

現状、地震によって発生した地すべり地の検証は行えるが、地震によって発生する初生地すべりや地震によって再活動する地すべりを地震発生前に事前予測をすることは不可能である。これは、地震が地すべりに与える影響が明確になっていないためであり、今後、地震地すべり発生メカニズムの解明が必要である。

地震地すべり発生メカニズムを解明したうえで、地震力に対応した地すべりの数値解析手法による設計手法を構築する必要がある。

現状、地震力に対応した数値解析手法はニューマーク法と地震応答解析がある。これらのうち、より物理的で詳細な解析が可能な手法は、地震応答解析であるが、将来的には解析コードの課題、パラメータ設定の課題、解析モデルの課題を解決していく必要がある。

<引用文献>

長谷川陽一・柴崎達也・眞弓孝之・山崎孝成（2011）：すべり面のせん断抵抗角の最新の地質別統計，第50回日本地すべり学会研究発表会予稿集

眞弓孝之・柴崎達也・山崎孝成：すべり面せん断試験によるすべり面のせん断強度評価，地すべり，Vol.40, No.4, pp15-24, 2003

山崎孝成・山田正雄（2004）：FEMによる地すべり解析の基礎理論，日本地すべり学会誌，Vol.41, No.1, pp.74～77

山田政典・一色弘充・森山豊・久保美和・堀川耕輔・森木良太・竹澤悠人・関英理香（2011）：地すべりの地質・性状区分と単位体積重量，全地連「技術フォーラム2011」京都予稿集

第13章 性能規定化の導入項目と優先度の検討

地すべり対策工の設計においては、地すべり対策工に作用する外力が、降雨・融雪・地下水などによって変化する自然環境の中に置かれた自然材料（土）からなる物体の不安定な動きであることから、施設の破壊可能性を確率論に基づいた評価や信頼性に基づいて照査を行うことが難しい。このため地すべり対策技術を全体的に本格的な性能規定を導入することは難しいことから、技術基準を限界状態設計法的な表現（数式をの表現を含む）とし、それに加えて従来の特許容応力度法も併記したみなし規定を導入することが望ましいと判断される。

みなし規定を含めた性能規定化を行う項目は、導入することによって現状の課題を改善することが可能な項目とし、設計パラメータに関する項目や技術基準により記載内容に差異がある項目とした。さらに、これらについて導入の優先度の検討を行った。

第1節 地すべり調査解析

地すべり調査解析の各項目について性能規定化導入の優先度の検討を行った。

その結果、地すべり調査の項目については性能を規定すること自体がなじまないことから、現状のままとするのが良いと判断される。

一方、地すべり解析の項目にあたる安定解析については性能規定化が可能な項目と判断されるが、「安定解析の方法や種類」については現状の仕様規定のままとするのが特に良いと判断した。これは、安定解析が地すべりの安定度の評価に加え、対策工の設計にも関連しており、この両者は一連のものであり、安定解析で求められる性能を満足する（地すべりの安定度を適切に評価できる）からと言って、地すべり対策工の設計手法が確立していない解析手法が採用されると、地すべり対策事業として不具合が生じることが懸念されるためである。安定解析の他の項目である強度定数の設定や間隙水圧の設定については性能規定化が可能である。

表 1 3.1 地すべり調査解析の性能規定導入項目と優先度

	現状	みなし規定	性能規定	備考
地すべり調査解析				
予備調査				
予備調査の種類				
地形地質調査	○			
環境調査	○			
社会特性調査	○			
現地踏査				
踏査	○			
地形測量				
地上測量	○			
航空レーザー測量	○			
土質・地質調査				
物理探査				
弾性波探査	○			
電気探査	○			
ボーリング調査				
ボーリングの位置	○			
ボーリングの深度	○			
サウンディング調査				
標準貫入試験	○			
土質・岩石試験				
試料の採取	○			
試掘観察調査	○			
地下水調査				
地下水位調査	○			
間隙水圧調査	○			
地下水検層	○			
簡易揚水試験	○			
揚水試験	○			
水質調査	○			
地下水流出量調査	○			
地表移動量調査				
標識観測	○			
地表伸縮計	○			
地盤傾斜計	○			
地中変動量調査				
パイプひずみ計	○			
孔内傾斜計	○			
地中伸縮計	○			
多層移動量計	○			
気象調査				
降水量調査	○			
積雪量調査	○			
機構解析				
測線の設定				
測線の設定	○			
すべり面の判定	○			
地すべりブロック区分の確定	○			
地すべり発生機構の解明	○			
安定解析				
安定解析の方法及び種類	◎			
強度定数の設定		○		土質試験結果(粘着力 c , せん断抵抗角 ϕ , 単位体積重量 γ)の評価と適切な設定
間隙水圧の設定		○		時系列的に変化する中で適切な値の採用と採用した値の評価(再現期間)

第2節 地すべり防止工事計画

地すべり防止工事計画の性能規定導入項目と優先度を表 1 3.2 に示す。

地すべり防止工事計画の項目は、性能規定の内容になじまないことから全項目において現状のままとするのが望ましいと判断される。

表 1 3.2 地すべり防止工事計画の性能規定導入項目と優先度

	現状	みなし規定	性能規定	備考
地すべり防止工事計画				
計画規模	○			
地すべり防止工事計画の策定				
地すべり防止工事計画の具体的方針	○			
環境負荷の低減	○			
地すべり防止工事の種類				
工種の選定及び組合せ	○			

第3節 地すべり防止工の設計

地すべり防止工の設計において性能規定の導入が可能な項目は、設計パラメータに関する項目や技術基準により記載内容に差異がある項目とした。

特に性能規定を導入した方がよい項目として「地下水排除工の効果の算定」を選定した。これは、現状の技術基準の中には地下水排除工の効果を配置や数量に関わらず仕様規定により3mや5mとしているものがあるものの、地下水排除工の効果はその配置や数量により変わることから、計画・設計する際は事前に有限要素法や有限差分法を用いた地下水位低下シミュレーションや群井理論を使った簡易な地下水位低下シミュレーションなど方法を用いて集水井配置による安全率上昇効果を対策工計画時に算定することが望ましいためである。

表 1 3.3 地すべり防止工の設計の性能規定導入項目と優先度 (1/2)

	現状	みなし規定	性能規定	備考
地すべり防止工の設計				
測量				
測量の範囲	○			
測量の種類				
平面測量	○			
縦断測量	○			
横断測量	○			
抑制工の設計				
浸透防止工				
位置	○			
種別と構造	○			
水路工				
位置	○			
種別と構造	○			
流路工				
位置	○			
種別と構造	○			
暗きよ工				
位置	○			
種別と構造	○			
ボーリング暗きよ工				
位置、本数、方向、延長及び勾配	○			
構造	○			
効果の算定		◎		地すべり地において適切に地下水位低下を予測する解析を実施
集水井工				
位置	○			
配置	○			
種別	○			
径及び深さ	○			技術基準による相違：完全井／不完全井
構造		◎		技術基準による相違：構造(ライナープレート+補強リング/ライナープレート+パーティカルスティフナー+ラテラルストラット)
安定性の検討		○		土質試験結果(粘着力 c 、せん断抵抗角 ϕ 、単位体積重量 γ)の評価と適切な設定 技術基準による相違：土圧の与え方、ライナープレートの設計方法
集水井ボーリング	○			
排水ボーリング	○			
効果の算定		◎		地すべり地において適切に地下水位低下を予測する解析を実施

表 1 3. 4 地すべり防止工の設計の性能規定導入項目と優先度 (2/2)

	現状	みなし規定	性能規定	備考
排水トンネル工				
位置	○			
断面	○			
勾配	○			
支保・覆工	○			
構造	○			
坑口部	○			
集水ボーリング	○			
効果の算定		◎		地すべり地において適切に地下水水位低下を予測する解析を実施
排土工				
位置	○			
排土区域及び排土深	○			
切土のり面の形状		○		崩壊が発生しない勾配
切土のり面の保護	○			
切土の処理	○			
押え盛土工				
位置	○			
盛土区域及び盛土厚	○			
盛土基礎	○			
盛土のり面の形状		○		崩壊が発生しない勾配
盛土のり面の保護	○			
ガス排除工				
位置	○			
構造	○			
治山ダム工等				
位置	○			
種別と構造	○			
土留工				
位置	○			
種別と構造	○			
抑止工の設計				
杭工				
位置	○			
杭の型式		○		性能設計に用いるパラメータ(地盤の変形係数や横方向地盤反力係数)の評価と適切な設定
杭材の種別	○			
杭の構造、間隔及び配列	○			
安定性の検討	○			
杭内部及び外周の処理	○			
シャフト工				
位置	○			
シャフト工の設計式		○		技術基準による相違:剛体杭/たわみ杭の判定
シャフト工の規格	○			
シャフト工の構造、配列及び間隔	○			
安定性の検討		○		性能設計に用いるパラメータ(地盤の変形係数や横方向地盤反力係数)の評価と適切な設定
シャフト工外周の処理	○			
アンカー工				
位置及び打設角度、配列		○		技術基準による相違:引留め効果の取扱い
アンカー工の型式	○			
安定性の検討		○		性能設計に用いるパラメータ(極限周面摩擦抵抗)の評価と適切な設定
耐久性の確保	○			
地すべり防止効果の検証				
調査の種類	○			
施工効果の検証				
地すべり防止工の効果判定	○			
地すべりの安定度の評価	○			
地すべり防止工の維持管理の検討	○			

第14章 地すべり対策技術の性能規定化に関する記述の検討

第1節 地すべり対策技術の性能規定化に関する記述方針

港湾技術基準や道路土工を参考に地すべり対策技術における性能規定及び性能照査の記述方法を表14.1に示す。

要求性能及び性能規定の基本的事項のみを掲載し、具体的な手法を明示しない場合、実務に支障が生じるおそれがあることから、拘束力の無い解説などに従来型の方法に準拠した設計方法を見なし適合規定として記述する方式とする。

表 14.1 性能規定に関する記述方法の例

区分	内容	記述方法
目的	当該施設を必要とする理由	設計対象毎に技術基準の中に明記する。
要求性能	目的を達成するために当該施設が保有しなければならない性能	
性能規定	要求性能が満たされるために必要な照査に関する規定であり、具体的に照査が可能ないように詳細に規定したもの	
性能照査	目的、要求性能、性能規定に対して、数値解析、模型実験などの適切な手法によって、その性能が満足されることを照査すること	解説や付属書の形で参考資料として記述するが、港湾の技術基準のように部分係数法などの性能照査の方法は示さない。その中に従来からの設計法の内容を拘束力の無い参考資料として記述する。

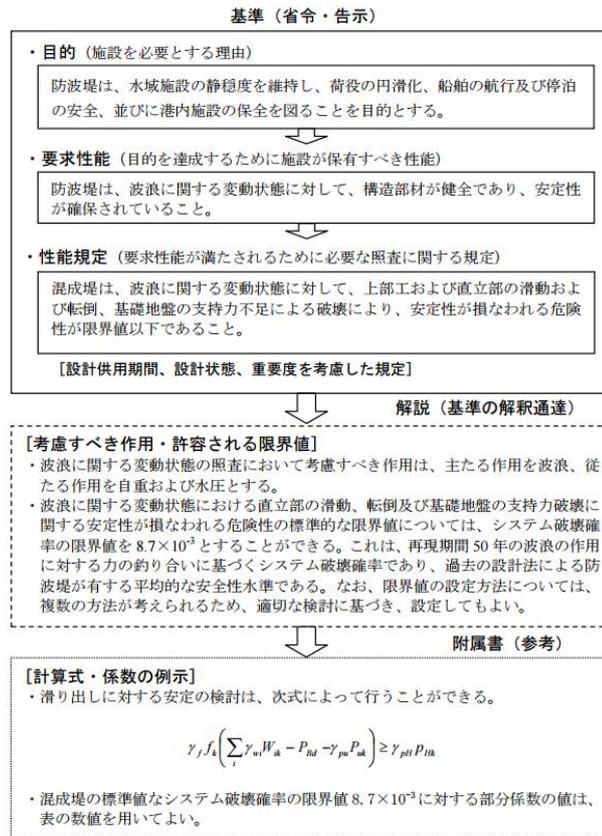


図 14.1 港湾技術基準の性能規定化の基本的枠組みの例

以下の項目について、性能規定化を導入した際の記述例について検討した。

- 安定解析
 - ① 強度定数の設定：参照
 - ② 間隙水圧の設定：参照
- 集水井工
 - ③ 径及び深さ：参照
 - ④ 構造：参照
 - ⑤ 安定性の検討：参照
 - ⑥ 効果の算定：参照
- アンカー工
 - ⑦ 位置及び打設角度、配列：参照
 - ⑧ 安定性の検討：参照

性能規定・みなし規定化（案）

強度定数の設定

安定解析に使用する強度定数は、地すべり移動の実態又はすべり面粘土の試験結果等を評価したものでなければならずならない。

〔解説〕

安定解析に用いる強度定数には、すべり面粘土の粘着力 c 、せん断抵抗角 ϕ がある。地すべりの安定解析は、有効応力解析を前提としていることから、せん断強さに関する定数も有効応力による粘着力 c' 、せん断抵抗角 ϕ' を用いる。

安定解析に使用する強度定数は、土質試験結果により求めることを原則とする。ただし、現場条件等により土質試験を実施できない場合は、同様の地すべり素因を有する地すべり地で用いられた土質試験値、文献情報、物理試験結果からの推定値等を利用してよい。

なお、地すべりの移動土塊やすべり面を構成する地質は多様であり、強度定数は地質や地質年代によって異なる。そのため、安定解析に用いる強度定数は、地質区分や地質年代による強度定数のばらつきを考慮したうえで設定する。

〔参考〕

1 地質帯別のすべり面のせん断抵抗角

以下の図表は、不攪乱のすべり面を試験時にせん断面に一致させることができる定堆積繰り返し一面せん断試験機（すべり面せん断試験機）により計測したすべり面のせん断抵抗角を地質帯別に整理したものである。

表 地質帯別のすべり面のせん断抵抗角（長谷川ほか（2011）に最新データを追加）

誘因別	地質・岩種	番号	試験地(都道府県)	現場数	試料数	ϕ' min	ϕ' max	ϕ' AVE (現場代表値)	
降雨・融雪誘因型	熱水変質岩	1	山形, 神奈川, 兵庫, 大分, 熊本	5	16	3.8	19.0	8.2	
	第四系 (凝灰岩)	2	北海道	1	1	-	-	9.8	
	新第三系	(泥岩)	3	北海道, 青森, 秋田, 岩手, 山形, 新潟, 長野, 富山, 千葉, 山梨, 静岡, 鳥取	22	37	3.0	14.9	6.0
		(凝灰岩)	4	北海道, 青森, 秋田, 岩手, 山形, 福島, 新潟, 群馬, 山梨, 福井, 兵庫	19	55	2.5	14.7	6.1
		(凝灰角礫岩)	5	秋田, 山形, 長野, 兵庫, 鳥取	12	33	2.9	23.5	9.3
	古第三系	(凝灰岩・泥岩)	7	福島, 千葉, 北松型(長崎, 佐賀)	11	35	2.8	15.8	6.8
		(玄武岩)	6	秋田	1	3	7.1	9.9	8.1
	中古生界	(凝灰岩・泥岩)	8	北海道, 岩手, 長野, 福井	6	24	4.7	18.5	10.1
		四万十帯(泥質岩)	9	宮崎	2	3	10.3	19.0	14.9
		秩父帯(泥質岩・緑色岩)	10	群馬, 徳島	4	7	10.8	23.9	16.9
		御荷鉢帯(緑色岩)	11	埼玉, 徳島, 愛媛	6	21	7.2	22.0	15.9
		三波川帯(塩基性片岩)	12	長野, 徳島, 愛媛	6	17	8.5	26.6	16.1
		三波川帯(泥質片岩)	13	徳島, 愛媛, 高知, 大分	12	31	20.3	32.4	25.2
		三波川帯(塩基性片岩・泥質片岩互層)	14	徳島	2	8	10.2	23.7	15.1
		長崎変成岩類(雲母片岩, 塩基性片岩・泥質片岩互層)	15	長崎	3	4	10.1	19.3	14.6
		(蛇紋岩)	16	静岡	1	1	-	-	11.8
		願家帯(片麻岩)	17	奈良	1	1	-	-	7.5
	地震誘因型	新第三系 (泥質岩・凝灰質砂岩)	18	新潟	4	21	7.3	33.9	23.0
		岩手・宮城内陸地震 (火山砕屑岩・堆積岩)	19	岩手	3	11	4.9	34.8	17.0
		岩手・宮城内陸地震 (火山砕屑岩)	20	宮城	3	3	9.8	30.1	18.7
		東北地方太平洋沖地震 (ローム)	21	福島, 栃木	2	5	28.6	42.0	34.8

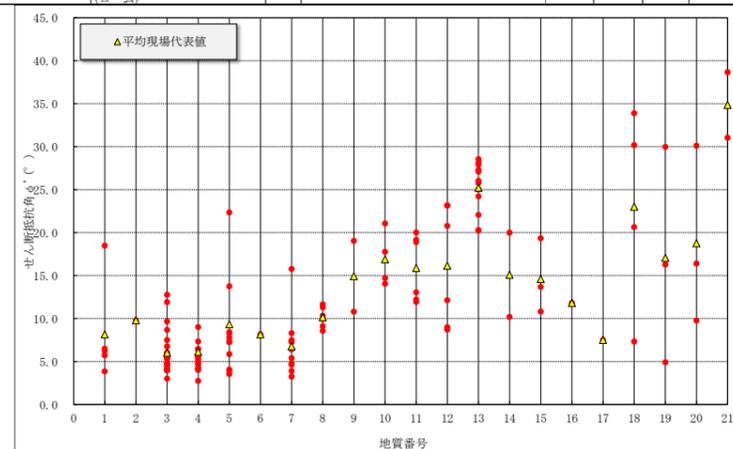


図 地質帯別のすべり面のせん断抵抗角（長谷川ほか（2011）に最新データを追加）

○長谷川陽一、柴崎達也、眞弓孝之、山崎孝成（2011）：すべり面せん断抵抗角の最新の地質別統計、第50回日本地すべり学会研究発表会講演集、pp.214-215

2 極限平衡法による安定解析では、一般に先ず安全率を決定してから強度定数を逆算して求める方法（逆算解析）が用

現状（平成25年度版 治山技術基準 地すべり防止編）

強度定数の設定

安定解析に使用する強度定数は、地すべり移動の実態又はすべり面粘土の試験結果等を評価した上で設定するものとする。

〔解説〕

安定解析に用いる強度定数には、すべり面粘土の粘着力 c 、せん断抵抗角 ϕ がある。地すべりの安定解析は、有効応力解析を前提としていることから、せん断強さに関する定数も有効応力による粘着力 c' 、せん断抵抗角 ϕ' を用いる。

すべり面の強度定数は、土質試験結果により求めることが望ましいが、現場条件等により土質試験を実施できない場合は、同様の地すべり素因を有する地すべり地で用いられた土質試験値、文献情報、物理試験結果からの推定値等を利用してよい。

〔参考〕

極限平衡法による安定解析では、一般に先ず安全率を決定してから強度定数を逆算して求める方法（逆算解析）が用い

性能規定・みなし規定化 (案)

いられることが多い。

逆算解析には、 c' 、 ϕ' の設定の仕方により、次の方法がある。

1 ϕ' を設定して c' を逆算する手法

すべり面を含む乱さない試料を採取し、すべり面のせん断強さを直接計測するせん断試験や、乱したすべり面粘土を利用する各種残留強度試験（リングせん断試験、繰り返し一面せん断試験等）により ϕ' を求め、これを安定解析に代入し c' を逆算する手法である。

ここで算出される c' の値には特殊な規制条件や側壁部・末端部での抵抗力等も含まれることになり、土質試験結果より大きめの値となる。しかしながら、防止工効果の推定に当たり、 c' を過大に評価することの影響は ϕ' の誤差による影響に比べて小さい。

2 c' を設定して ϕ' を逆算する手法

すべり面粘土の土質試験結果等から c' を与える方法のほか、中・古生層や結晶片岩地帯での地すべりや、第三紀層地すべりで冠頭部亀裂と末端部押し出し現象が見られるものは、すべり面せん断強度は残留強度に低下していると考えてよく、 $c'=0$ と設定することができる。また、すべり面粘土の土質試験結果等を与える方法もある。

ここで算出される ϕ' の値には、特殊な規制条件や側壁部・末端部での抵抗力なども含まれ、土質試験結果より大きめの値となる場合がある。その結果、地すべり防止工の効果を過大に評価する危険があることから、土質試験結果や文献情報等を参照して、得られた ϕ' の検証を行うことが重要である。

3 残留係数法

すべり面に期待される実際の平均せん断強さが、ピークせん断強さと残留せん断強さとの間のどの状態にあるかを示す残留係数 R を特定することで現在の平均せん断強さを推定する方法である。残留係数 R は次式で表され、0~1の間に値をとる。

$$R = \frac{\tau_p - \tau}{\tau_p - \tau_r}$$

ここに、 τ ：平均せん断強さ、 τ_p ：ピーク強度、 τ_r ：残留強度

具体的な推定方法は、現状安全率での c' - $\tan \phi'$ 図（曲線A）を作成し、さらにピーク強度と残留強度を結ぶ直線（直線B）を図示し、この曲線Aと直線Bの交点位置の強度を現在の平均せん断強さとするものである。

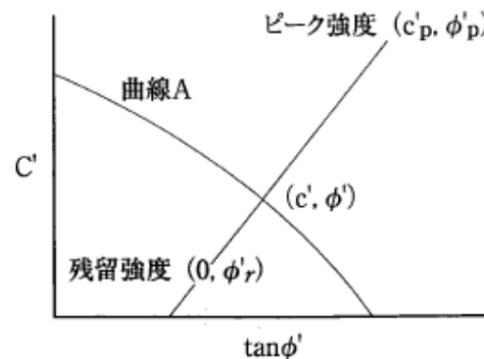


図2-16 c' - $\tan \phi'$ 図

既に三断面が生じているすべり面粘土では、ピーク強度を測定できないことから、完全軟化強度をもって便宜的にピーク強度とみなす。

現状 (平成25年度版 治山技術基準 地すべり防止編)

られることが多い。

逆算解析には、 c' 、 ϕ' の設定の仕方により、次の方法がある。

1 ϕ' を設定して c' を逆算する手法

すべり面を含む乱さない試料を採取し、すべり面のせん断強さを直接計測するせん断試験や、乱したすべり面粘土を利用する各種残留強度試験（リングせん断試験、繰り返し一面せん断試験等）により ϕ' を求め、これを安定解析に代入し c' を逆算する手法である。

ここで算出される c' の値には特殊な規制条件や側壁部・末端部での抵抗力等も含まれることになり、土質試験結果より大きめの値となる。しかしながら、防止工効果の推定に当たり、 c' を過大に評価することの影響は ϕ' の誤差による影響に比べて小さい。

2 c' を設定して ϕ' を逆算する手法

すべり面粘土の土質試験結果等から c' を与える方法のほか、中・古生層や結晶片岩地帯での地すべりや、第三紀層地すべりで冠頭部亀裂と末端部押し出し現象が見られるものは、すべり面せん断強度は残留強度に低下していると考えてよく、 $c'=0$ と設定することができる。また、すべり面粘土の土質試験結果等を与える方法もある。

ここで算出される ϕ' の値には、特殊な規制条件や側壁部・末端部での抵抗力なども含まれ、土質試験結果より大きめの値となる場合がある。その結果、地すべり防止工の効果を過大に評価する危険があることから、土質試験結果や文献情報等を参照して、得られた ϕ' の検証を行うことが重要である。

3 残留係数法

すべり面に期待される実際の平均せん断強さが、ピークせん断強さと残留せん断強さとの間のどの状態にあるかを示す残留係数 R を特定することで現在の平均せん断強さを推定する方法である。残留係数 R は次式で表され、0~1の間に値をとる。

$$R = \frac{\tau_p - \tau}{\tau_p - \tau_r}$$

ここに、 τ ：平均せん断強さ、 τ_p ：ピーク強度、 τ_r ：残留強度

具体的な推定方法は、現状安全率での c' - $\tan \phi'$ 図（曲線A）を作成し、さらにピーク強度と残留強度を結ぶ直線（直線B）を図示し、この曲線Aと直線Bの交点位置の強度を現在の平均せん断強さとするものである。

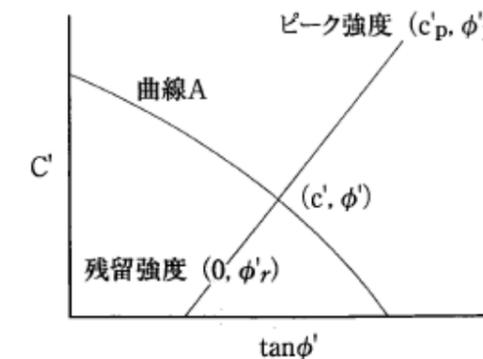


図2-16 c' - $\tan \phi'$ 図

既に三断面が生じているすべり面粘土では、ピーク強度を測定できないことから、完全軟化強度をもって便宜的にピーク強度とみなす。

性能規定・みなし規定化（案）

間隙水圧の設定

安定解析に用いる間隙水圧は、地すべり地全体の間隙水圧分布を考慮し、目的に応じて適切に**設定しなければならぬ**。

〔解説〕

安定解析は、強度定数の推定、地すべり防止工の効果推定、施工後の地すべりの安定性の評価等、利用目的に応じて行われる。そのため、安定解析に用いる間隙水圧は、**以下表を参考に**時系列的に変化する中で適切な時点の値を用いる。

安定解析の間隙水圧は、地すべりの移動と相関のあるすべり面付近の地下水帯から得るようにする。ただし、このような間隙水圧が得にくい場合は、便宜的に地下水位から求めることもある。

表 利用目的に応じた間隙水圧の設定例

	解説
初期安全率	再現期間2～3年程度の最高水位に対する安全率
目標安全率	再現期間5～10年程度の最高水位に対する安全率
計画安全率	再現期間5～10年程度の最高水位に対する安全率

〔参考〕

1 強度定数の推定における間隙水圧

強度定数の推定における間隙水圧は、臨界状態のものを用いることが望ましい。臨界状態が確認できない場合は、観測期間中の最高水位により求めた間隙水圧を用いることもある。

2 地すべり防止工の工種・工法、規模の決定及び効果推定に用いる間隙水圧

地すべり防止工の工種・工法、規模の決定、地すべり防止工の効果推定に用いる間隙水圧は、最も地すべりが活動しやすい状態のものを用いることが望ましく、通常は観測最高水位を用いる。しかしながら、最高水位を観測した時点の降水量等が地すべり発生時より著しく小さい場合には観測された最高水位は最も危険とはいえ、適切な地すべり防止工の計画を立案できないことがある。このような場合は必要に応じて、観測最高水位を補正することがある。

3 地すべり防止工施工後の安定性の評価における間隙水圧

地すべり防止工施工後の安定性を評価する場合に用いる間隙水圧は、観測最高水位、将来予想される最高水位等を考慮して設定する。

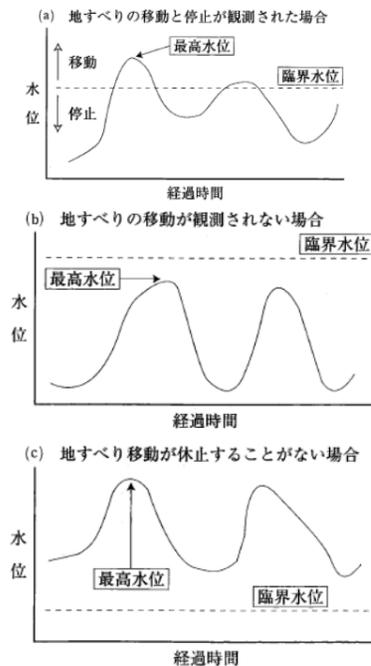


図2-17 地すべり移動状況と観測水位の関係

現状（平成25年度版 治山技術基準 地すべり防止編）

間隙水圧の設定

安定解析に用いる間隙水圧は、地すべり地全体の間隙水圧分布を考慮し、目的に応じて適切に**設定するものとする**。

〔解説〕

安定解析は、強度定数の推定、地すべり防止工の効果推定、施工後の地すべりの安定性の評価等、利用目的に応じて行われる。そのため、安定解析に用いる間隙水圧は、時系列的に変化する中で適切な時点の値を用いる。

安定解析の間隙水圧は、地すべりの移動と相関のあるすべり面付近の地下水帯から得るようにする。ただし、このような間隙水圧が得にくい場合は、便宜的に地下水位から求めることもある。

〔参考〕

1 強度定数の推定における間隙水圧

強度定数の推定における間隙水圧は、臨界状態のものを用いることが望ましい。臨界状態が確認できない場合は、観測期間中の最高水位により求めた間隙水圧を用いることもある。

2 地すべり防止工の工種・工法、規模の決定及び効果推定に用いる間隙水圧

地すべり防止工の工種・工法、規模の決定、地すべり防止工の効果推定に用いる間隙水圧は、最も地すべりが活動しやすい状態のものを用いることが望ましく、通常は観測最高水位を用いる。しかしながら、最高水位を観測した時点の降水量等が地すべり発生時より著しく小さい場合には観測された最高水位は最も危険とはいえ、適切な地すべり防止工の計画を立案できないことがある。このような場合は必要に応じて、観測最高水位を補正することがある。

3 地すべり防止工施工後の安定性の評価における間隙水圧

地すべり防止工施工後の安定性を評価する場合に用いる間隙水圧は、観測最高水位、将来予想される最高水位等を考慮して設定する。

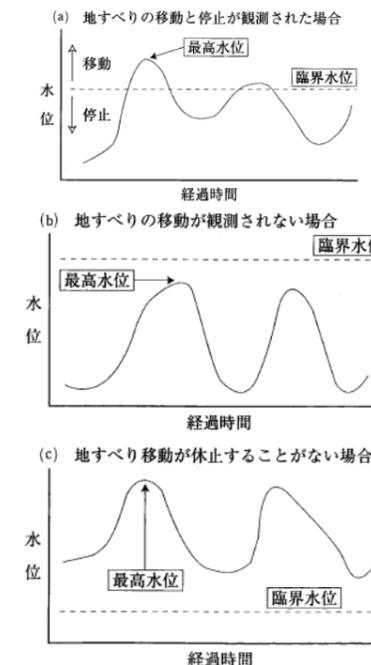


図2-17 地すべり移動状況と観測水位の関係

性能規定・みなし規定化 (案)

4 超過確率水位を用いた安定性の評価

再現期間を考慮した解析上の最高水位（超過確率水位）を求め、これを安定解析に用いる方法である。降雨に対する地下水位モデルを構築することで、計画降雨対応のモデル解析水位を算出し、超過確率水位とする考え方である。

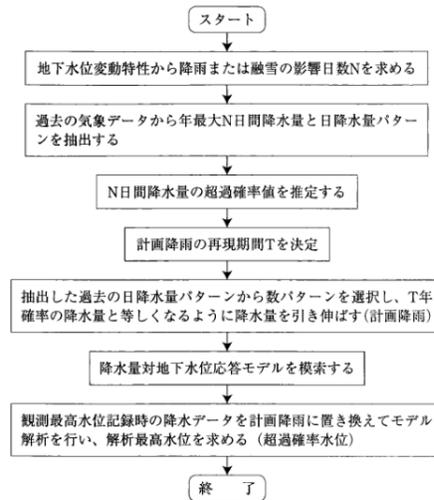


図2-18 超過確率水位を求めるフロー

現状 (平成25年度版 治山技術基準 地すべり防止編)

4 超過確率水位を用いた安定性の評価

再現期間を考慮した解析上の最高水位（超過確率水位）を求め、これを安定解析に用いる方法である。降雨に対する地下水位モデルを構築することで、計画降雨対応のモデル解析水位を算出し、超過確率水位とする考え方である。

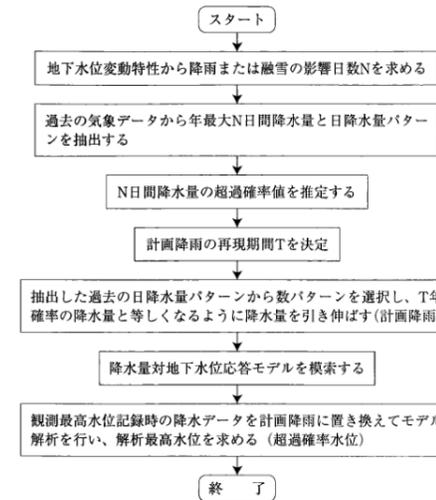


図2-18 超過確率水位を求めるフロー

性能規定・みなし規定化（案）	現状（平成25年度版 治山技術基準 地すべり防止編要）
<p>要求性能</p> <p>(1) 集水井工に要求される性能 集水井工は、地すべり地の安定を図るために必要とされる性能を満足するものとする。</p> <p>(2) 安全性能 集水井工は、地すべりに作用する地下水を効果的に排除する地すべり対策工としての構造物として要求される安全性能を満足しなければならない。</p> <p>(3) 耐久性能 集水井工は、その供用期間中において構造物の機能が保持できるための耐久性能を有していなければならない。</p> <p>(4) 第三者影響度に関わる性能 集水井工は、第三者に有害な影響を与えない性能を有していなければならない。</p> <p>〔解説〕</p> <p>(1) 集水井工は、地すべり地に対して十分な抑制機能を発揮する性能が要求される。</p> <p>(2) 集水井工は、地表からでは排除できないすべり面付近の地下水を効果的に排除することにより地すべり滑動を抑制する目的で用いられるので、供用期間中に構造物として有害な変形・変位を生じさせないこと、地すべりの安定が図れることが安全性能として要求される。</p> <p>(3) 集水井工は経年変化により劣化する。経年劣化は井筒に使用される材料であるライナープレートの腐食や鉄筋コンクリート枠の凍結融解作用、中性化、塩化物イオンの浸入、化学的侵食、アルカリ骨材反応等により生じる。経年劣化の要因は、供用期間中は、これらの劣化要因を踏まえ、長期にわたって耐久性を確保する必要がある。</p> <p>(4) 集水井工が第三者に有害な影響を与える事項の一つとして、集水井工内への落下が挙げられる。落下防止柵、落下防止ネット、看板、作業通路の確保が必要。合わせて事前に近隣住民への周知を行うことが望ましい。</p> <p>性能規定</p> <p>(1) 安全性能の照査 集水井工の安全性能の照査は、構造物自体の構造上の特性から確保すべき性能と機能上の特性から確保すべき性能について照査する。</p> <p>(2) 耐久性能の照査 集水井工の耐久性能の照査は、集水井工に求められる機能、供用される環境、供用年数を考慮する。</p> <p>(3) 第三者影響度に関わる性能の照査 集水井工の第三者影響度に関わる性能の照査は、適切な方法により行わなければならない。</p> <p>〔解説〕</p> <p>(1) 集水井工自体の安全性を供用期間中、保証する必要がある。集水井工の安全性能は、井筒に作用する土圧について安定であるか照査を行う必要がある。集水井の安全性についての照査は、集水井の破壊、変位・変形等の限界状態に対して照査を行うのが原則である。</p> <p>(2) 集水井の劣化は、経年変化に伴うライナープレートの腐食や、コンクリート枠の凍結融解作用、中性化、塩化物イオンの浸入、化学的侵食、アルカリ骨材反応等によって生じる。これらの劣化要因の中から、集水井工が設置される条件を考慮しながら必要な事項について照査を行う。集水井工に求められる耐久性能は、その集水井工が設置される環境条件によって異なるため、耐久性能に関する照査項目はそれらを勘案し適切に選定しなければならない。</p> <p>(3) 集水井工が第三者に与える影響や被害には、集水井地表部における転倒や集水井内への転落が考えられるしかし、設計、施工段階で照査する手法は確立していないので、維持管理において落下防止柵、落下防止ネット、看板、作業通路等の目視確認を行い、集水井工が第三者影響度に関する性能を満足しているか継続的に照査することが望ましい。</p> <p>設計の原則</p> <p>(1) 集水井工の設計にあたっては、集水井工の種類、機能とその適用範囲を考慮し設定された要求性能を満足することを確認しなければならない。ただし、所定の要求性能を満足していることが、あらかじめ確かめられている場合はその照査を省略してもよい。</p> <p>(2) 集水井工の設計では、供用期間中に限界状態に至らないことを照査しなければならない。</p>	

【解説】

(1) 集水性の設計は、現地調査結果に基づいて、その使用目的を明確にして、性能規定に示された項目について照査するのがよい。
 (2) 集水井工の一部が限界状態に達すると、安全性が急激に低下し、場合によっては破壊に至る。集水井の井筒が限界状態に至るとその機能を果たさなくなり、様々な不都合が生じるので、供用期間中に限界状態に至らないことを照査する必要がある。
 (3) 地すべり対策工の限界状態を終局限界状態、使用限界状態に区分した。
 終局限界状態は、供用期間中に1～2回の頻度で生じることが想定される最大荷重に対応する限界状態であり、構造物の安全性にかかわる限界状態である。
 使用限界状態は、通常の使用性や機能確保または耐久性に関連する限界状態とし、使用性あるいは耐久性の照査に用いる。

部分安全係数

部分安全係数は、材料係数 γ_m 、荷重計数 γ_b 、構造解析係数 γ_a 、部材係数 γ_f 、および構造物係数 γ_i とする。

【解説】

部分安全係数は、材料強度や部材寸法のばらつき、構造物や部材の重要度、構造解析の不確実性を考慮して定める。以下はのり枠工の設計・施工指針で示されている部分安全係数を示す。

表 標準的な部分安全係数

	材料係数 γ_m		部材係数 γ_b	構造解析係数 γ_a	荷重係数 γ_f	構造物係数 γ_i
	グラウト γ_e	鋼材 γ_s				
終局限界状態	1.3	1.0	1.1～1.3	1.0	1.0～1.2	1.0～1.2
使用限界状態	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

○引用文献：全国特定法面保護協会（2013）：のり枠工の設計・施工指針（改訂版第3版）

荷重

(1) 集水井工の井筒に作用する荷重としては、原則として土圧のみとする。
 (2) 設計に用いる土圧は、作用する土圧に荷重計数を乗じて定めるものとする。

【解説】

(1) 集水井の井筒に作用する外力は、一般的に土圧のみとし水圧を考慮しない。また、土圧は主働土圧とみなし、地すべり土圧を考慮しない。
 (2) 集水井の井筒に作用する荷重のばらつきを考慮するために荷重計数を導入する。

$$P_d = p_{max} \cdot \gamma_f$$

P_d ：設計土圧
 p_{max} ：最大主働土圧
 γ_f ：荷重計数

荷重係数

集水井工の設計に用いる荷重係数は、以下に示した値を標準とする。

表 荷重係数

限界状態	荷重係数 (γ)
終局限界状態	1.0～1.2
使用限界状態	1.0

【解説】

作用荷重の種類と各限界状態に対する設計荷重を以下に示す。

表 作用荷重の種類と各限界状態に対する設計荷重

作用荷重の種類	使用限界状態の設計荷重 (作用荷重× γ_f)	終局限界状態の設計荷重 (作用荷重× γ_f)
	作用荷重×1.0	作用荷重×(1.0~1.2)

集水井工：径及び深さ

- 1 集水井の径は、施工上の安全性及び集排水ボーリングの作業性等を検討して決定しなければならない。
- 2 集水井の深さは、地すべりに作用するすべり面付近の地下水を最も効果的に排除できる深さとしなければならない。

〔解説〕

- 1 集水井の内径は、3.5m又は 4.0m が一般的であり、施工の安全性、深さ及び集排水ボーリングの延長等を考慮して計画する。
- 2 深さの大きい集水井では落下物防止やガス排除等、特に安全対策に留意する。
- 3 すべり面付近の地下水を排除させるとともに、排水ボーリングを基盤内に設置させるために、集水井の底部は基盤内に 2～3m 程度貫入させる。
なお、底部を基盤内に設けなくとも目的とする地下水の排除ができる場合や、地すべり活動による集水井の破壊を防止する場合等には底部をすべり面より上に設ける場合がある。

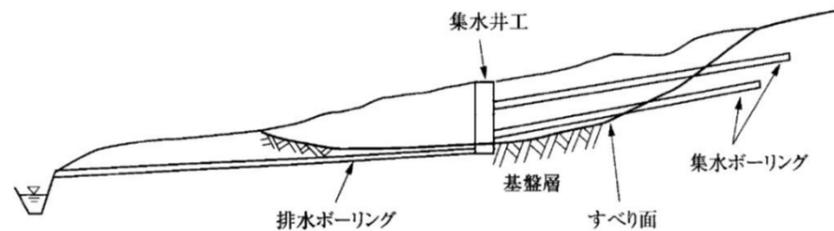


図 4-10 基盤内に底部を設けた集水井工

集水井工：径及び深さ

- 1 集水井の径は、施工上の安全性及び集排水ボーリングの作業性等を検討して決定するものとする。
- 2 集水井の深さは、基盤内に達するまでとする。ただし、活動が停止していない地すべり地内に計画する集水井はこの限りではない。

〔解説〕

- 1 集水井の内径は、3.5m又は 4.0m が一般的であり、施工の安全性、深さ及び集排水ボーリングの延長等を考慮して計画する。
- 2 深さの大きい集水井では落下物防止やガス排除等、特に安全対策に留意する。
- 3 すべり面付近の地下水を排除させるとともに、排水ボーリングを基盤内に設置させるために、集水井の底部は基盤内に 2～3m 程度貫入させる。
なお、底部を基盤内に設けなくとも目的とする地下水の排除ができる場合や、地すべり活動による集水井の破壊を防止する場合等には底部をすべり面より上に設ける場合がある。

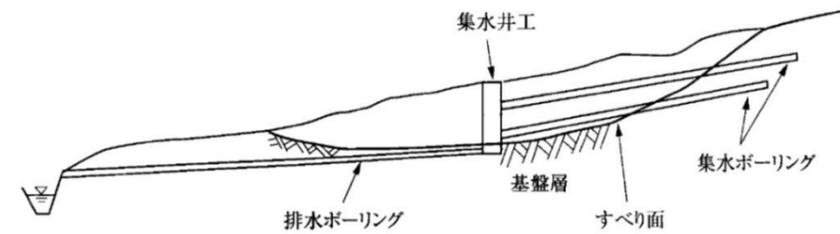


図 4-10 基盤内に底部を設けた集水井工

第5節 集水井工：構造 の性能規定化記述例

性能規定・みなし規定化 (案)	現状 (平成 25 年度版 治山技術基準 地すべり防止編Ⅱ)
<p>構造</p> <p>集水井の構造は、目的、現地の条件から、安定性、施工性を考慮して決定しなければならない。</p> <p>〔解説〕</p> <p>1 集水井の構造は、地盤条件や施工性等を考慮して、安全な構造とする。 なお、ライナープレートを用いる場合で掘削中の若干の移動や孔壁の崩壊等、外圧がかかるおそれのある場合は、補強リングを設ける。</p> <p>2 集水井を施工するに当たっては、口元を確実に固定し、傾斜や自重による沈下等に耐える構造とする。</p> <p>3 基礎部の貯水槽は集水した地下水が再浸透しないよう、水密性のあるコンクリート等で施工する。</p> <p>4 集水井の維持管理のため、内部には昇降階段、又は梯子を設置する。</p> <p>5 集水井の頂部は、部外者等が立ち入らないようにするなどのために、地表面から 0.5～1 m 程度井筒を立ち上げ、蓋をし施錠するとともに、周囲にはフェンス等を設置するなどして適切に管理する。</p>	<p>構造</p> <p>集水井の構造は、目的、現地の条件から、安定性、施工性を考慮して決定するものとする。</p> <p>〔解説〕</p> <p>1 集水井の構造は、地盤条件や施工性等を考慮して、安全な構造とする。 なお、ライナープレートを用いる場合で掘削中の若干の移動や孔壁の崩壊等、外圧がかかるおそれのある場合は、補強リングを設ける。</p> <p>2 集水井を施工するに当たっては、口元を確実に固定し、傾斜や自重による沈下等に耐える構造とする。</p> <p>3 基礎部の貯水槽は集水した地下水が再浸透しないよう、水密性のあるコンクリート等で施工する。</p> <p>4 集水井の維持管理のため、内部には昇降階段、又は梯子を設置する。</p> <p>5 集水井の頂部は、部外者等が立ち入らないようにするなどのために、地表面から 0.5～1 m 程度井筒を立ち上げ、蓋をし施錠するとともに、周囲にはフェンス等を設置するなどして適切に管理する。</p>

第6節 集水井工：安定性の検討 の性能規定化記述例

性能規定・みなし規定化 (案)	現状 (平成 25 年度版 治山技術基準 地すべり防止編Ⅱ)
<p>安全性能の照査</p> <p>(1) 集水井工は、供用期間中にわたって安全性能を満足していることを確認しなければならない。 (2) 集水井工の安全性能照査は、断面破壊の終局限界状態に至らないことを確認することにより行う。</p> <p>〔解説〕</p> <p>1 応力度の照査は以下により行う。</p> $\gamma_i \frac{\sigma_{Sd}}{\sigma_{Rd}} \leq 1.0$ <p>なお、</p> $\sigma_{Sd} = \gamma_a \left[\frac{P_d R}{A} + \frac{M_d}{Z} \right]$ $M_d = P_d R \left[U_0 + \frac{U_0 P_d}{P_{cr} - P_d} \right] = \frac{P_d U_0 R}{1 - P_d / P_{cr}}$ $\sigma_{Rd} = \frac{\sigma_a}{\gamma_b}$ <p>σ_{Sd} : 設計圧縮応力 σ_{Rd} : 設計圧縮耐力 P_d : 設計土圧 = $p_{max} \cdot \gamma_f$ R : 集水性の半径 U_0 : 初期楕円ずれ量 M_d : 設計曲げモーメント P_{cr} : 座屈危険土圧 E : ヤング率 I : 断面 2 次モーメント γ_i : 構造物係数 γ_m : 部材係数 γ_f : 荷重係数</p> <p>なお、補強リングとを使用するときは、補強リングとライナープレートそれぞれについて行う。</p>	<p>安定性の検討</p> <p>集水井は、想定される荷重に対して安定性を検討しなければならない。</p> <p>〔解説〕</p>

2 座屈に対する照査は以下により行う。
 集水井の板厚は、集水井の設計圧縮耐力 σ_{Rd} と楕円ズレ量 U_0 に対応するライナープレート (補強リングを使用する場合は補強リングを含めた) の許容外圧 P_a を考慮し、以下となるように決定する。

$$\gamma_i \frac{P_d}{P} \leq 1.0$$

なお、

$$P = \frac{P_a}{\gamma_m}$$

$$P_d = p_{max} \cdot \gamma_f$$

P_d : 設計土圧

P : ライナープレートの外圧耐力

P_a : ライナープレートの許容外圧

p_{max} : 最大主働土圧

γ_i : 構造物係数

γ_m : 部材係数

γ_f : 荷重係数

[参考]

集水井の井筒に作用する外力は、一般的に土圧のみとし水圧を考慮しない。また、土圧は主働土圧とみなし、地すべり土圧を考慮しない。

移動中の地すべり地内に設ける集水井で、地すべり土圧を考慮する必要がある場合は、井筒の安定計算をシャフト工に準じて行うことになるが、このような箇所は、施工上の危険及び完成後の破壊のおそれ大きいので、他の工法による地下水排除も検討し総合的に判断する。

1 集水井に作用する土圧

集水井に作用する土圧は、次の区分に応じて求める。

(1) 深さ 20m 未満の集水井

ランキン土圧式により求める。

$$p = K_A \cdot \gamma \cdot h \quad <4-3-9>$$

$$p_{max} = K_A \cdot \gamma \cdot H \quad <4-3-10>$$

ここで、 p : 任意の深さ h (m) における主働土圧強度 (kN/m²)

p_{max} : 集水井の底部における主働土圧強度 (kN/m²)

K_A : 主働土圧係数

$$= \tan^2 \left[45^\circ - \frac{\phi}{2} \right] - \frac{2c}{\gamma h} \tan \left[45^\circ - \frac{\phi}{2} \right] \quad <4-3-11>$$

ϕ : 土のせん断抵抗角 (°)

c : 土の粘着力 (kN/m²)

γ : 土の湿潤単位体積重量 (kN/m³)

H : 集水井の深さ (m)

集水井の井筒に作用する外力は、一般的に土圧のみとし水圧を考慮しない。また、土圧は主働土圧とみなし、地すべり土圧を考慮しない。

移動中の地すべり地内に設ける集水井で、地すべり土圧を考慮する必要がある場合は、井筒の安定計算をシャフト工に準じて行うことになるが、このような箇所は、施工上の危険及び完成後の破壊のおそれ大きいので、他の工法による地下水排除も検討し総合的に判断する。

[参考]

1 集水井に作用する土圧

集水井に作用する土圧は、次の区分に応じて求める。

(1) 深さ 20m 未満の集水井

ランキン土圧式により求める。

$$p = K_A \cdot \gamma \cdot h \quad <4-3-9>$$

$$p_{max} = K_A \cdot \gamma \cdot H \quad <4-3-10>$$

ここで、 p : 任意の深さ h (m) における主働土圧強度 (kN/m²)

p_{max} : 集水井の底部における主働土圧強度 (kN/m²)

K_A : 主働土圧係数

$$= \tan^2 \left[45^\circ - \frac{\phi}{2} \right] - \frac{2c}{\gamma h} \tan \left[45^\circ - \frac{\phi}{2} \right] \quad <4-3-11>$$

ϕ : 土のせん断抵抗角 (°)

c : 土の粘着力 (kN/m²)

γ : 土の湿潤単位体積重量 (kN/m³)

H : 集水井の深さ (m)

性能規定・みなし規定化 (案)

$$P = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \tan^2 \left[45^\circ - \frac{\phi}{2} \right] - 2 \cdot c \cdot H \cdot \tan \left[45^\circ - \frac{\phi}{2} \right] + \frac{2 \cdot c^2}{\gamma} \quad <4-3-12>$$

ここで、 P ：深さ H にわたり主働土圧 p が作用したとすときの単位幅当たりの土圧の合力 (kN/m)

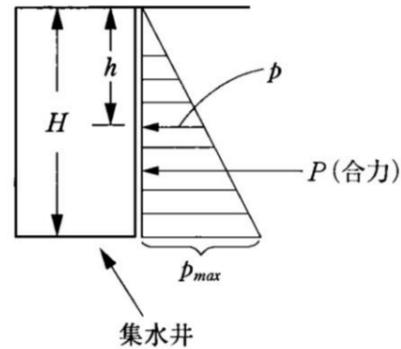


図4-11 土圧分布図 (ランキン)

(2) 深さ 20m 以上の集水井

土圧の合力 P はランキン土圧式から求める P と等しく、土圧分布は周辺土のアーチアクションを考慮してテルツアギー式によって求める。

$$p = \left\{ \frac{12(3m-2)}{H^3} h^2 + \frac{6(3-4m)}{H^2} h \right\} P \quad <4-3-13>$$

$$p_{max} = \frac{3(3-4m)^2}{4(2-3m)} \cdot \frac{P}{H} \quad <4-3-14>$$

$$h' = \frac{3-4m}{4(2-3m)} \cdot H \quad <4-3-15>$$

ここで、 p ：任意の深さ h (m) における主働土圧強度 (kN/m²)

p_{max} ：最大主働土圧強度 (kN/m²)

m ：土圧合力 P の作用点の集水井の深さ H に対する比
($m \approx 0.55$)

h' ：最大主働土圧強度の生じる深さ (m)

H ：集水井の深さ (m)

P ：土圧の合力 (kN/m)

$$= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \tan^2 \left[45^\circ - \frac{\phi}{2} \right] - 2 \cdot c \cdot H \cdot \tan \left[45^\circ - \frac{\phi}{2} \right] + \frac{2 \cdot c^2}{\gamma} \quad <4-3-16>$$

現状 (平成 25 年度版 治山技術基準 地すべり防止編Ⅱ)

$$P = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \tan^2 \left[45^\circ - \frac{\phi}{2} \right] - 2 \cdot c \cdot H \cdot \tan \left[45^\circ - \frac{\phi}{2} \right] + \frac{2 \cdot c^2}{\gamma} \quad <4-3-12>$$

ここで、 P ：深さ H にわたり主働土圧 p が作用したとすときの単位幅当たりの土圧の合力 (kN/m)

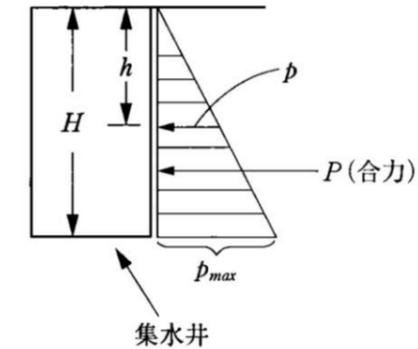


図4-11 土圧分布図 (ランキン)

(2) 深さ 20m 以上の集水井

土圧の合力 P はランキン土圧式から求める P と等しく、土圧分布は周辺土のアーチアクションを考慮してテルツアギー式によって求める。

$$p = \left\{ \frac{12(3m-2)}{H^3} h^2 + \frac{6(3-4m)}{H^2} h \right\} P \quad <4-3-13>$$

$$p_{max} = \frac{3(3-4m)^2}{4(2-3m)} \cdot \frac{P}{H} \quad <4-3-14>$$

$$h' = \frac{3-4m}{4(2-3m)} \cdot H \quad <4-3-15>$$

ここで、 p ：任意の深さ h (m) における主働土圧強度 (kN/m²)

p_{max} ：最大主働土圧強度 (kN/m²)

m ：土圧合力 P の作用点の集水井の深さ H に対する比
($m \approx 0.55$)

h' ：最大主働土圧強度の生じる深さ (m)

H ：集水井の深さ (m)

P ：土圧の合力 (kN/m)

$$= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \tan^2 \left[45^\circ - \frac{\phi}{2} \right] - 2 \cdot c \cdot H \cdot \tan \left[45^\circ - \frac{\phi}{2} \right] + \frac{2 \cdot c^2}{\gamma} \quad <4-3-16>$$

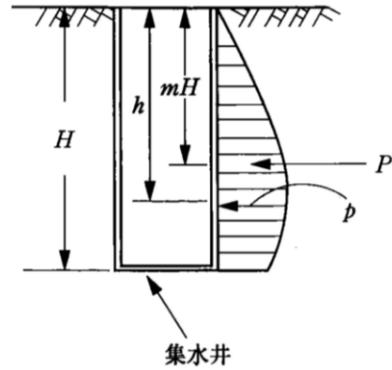


図4-12 土圧分布図 (テルツァギ)

(3) 土質条件が多層構造の場合の集水井

各層の土圧分布を求め最大主動土圧 p_{max} を見出す。

例えば、図4-13のような多層構造の土質条件に設ける集水井の場合は、次に示す計算式により計算し p_{max} を求めればよい。

$$p_1 = \gamma_1 h_1 \tan^2 \left[45^\circ - \frac{\phi_1}{2} \right] \quad <4-3-17>$$

$$p_2 = \gamma_1 h_1 \tan^2 \left[45^\circ - \frac{\phi_2}{2} \right] - 2c_2 \tan \left[45^\circ - \frac{\phi_2}{2} \right] \quad <4-3-18>$$

$$p_3 = \{ \gamma_1 h_1 + \gamma_2 (h_2 - h_1) \} \tan^2 \left[45^\circ - \frac{\phi_2}{2} \right] - 2c_2 \tan \left[45^\circ - \frac{\phi_2}{2} \right] \quad <4-3-19>$$

$$p_4 = \{ \gamma_1 h_1 + \gamma_2 (h_2 - h_1) \} \tan^2 \left[45^\circ - \frac{\phi_3}{2} \right] - 2c_3 \tan \left[45^\circ - \frac{\phi_3}{2} \right] \quad <4-3-20>$$

$$p_5 = \{ \gamma_1 h_1 + \gamma_2 (h_2 - h_1) + \gamma_3 (h_3 - h_2) \} \tan^2 \left[45^\circ - \frac{\phi_3}{2} \right] - 2c_3 \tan \left[45^\circ - \frac{\phi_3}{2} \right] \quad <4-3-21>$$

ここで、 $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3$: 各層の土の湿潤単位重量 (kN/m³)

h_1, h_2, h_3 : 各層の地表からの厚さ (m)

ϕ_1, ϕ_2, ϕ_3 : 各層の土のせん断抵抗角 (°)

c_1, c_2, c_3 : 各層の土の粘着力 (kN/m²)

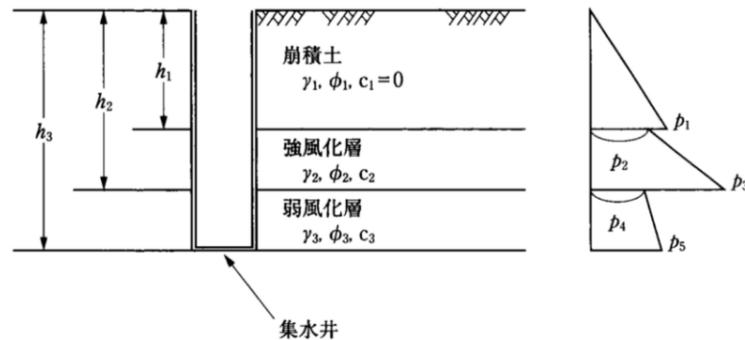


図4-13 土圧分布図 (多層構造の土質)

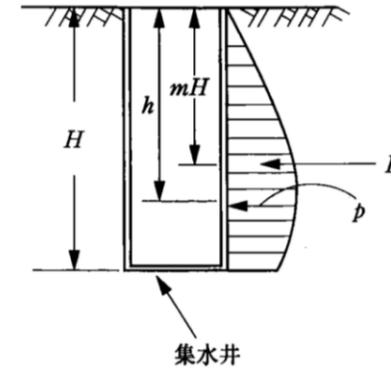


図4-12 土圧分布図 (テルツァギ)

(3) 土質条件が多層構造の場合の集水井

各層の土圧分布を求め最大主動土圧 p_{max} を見出す。

例えば、図4-13のような多層構造の土質条件に設ける集水井の場合は、次に示す計算式により計算し p_{max} を求めればよい。

$$p_1 = \gamma_1 h_1 \tan^2 \left[45^\circ - \frac{\phi_1}{2} \right] \quad <4-3-17>$$

$$p_2 = \gamma_1 h_1 \tan^2 \left[45^\circ - \frac{\phi_2}{2} \right] - 2c_2 \tan \left[45^\circ - \frac{\phi_2}{2} \right] \quad <4-3-18>$$

$$p_3 = \{ \gamma_1 h_1 + \gamma_2 (h_2 - h_1) \} \tan^2 \left[45^\circ - \frac{\phi_2}{2} \right] - 2c_2 \tan \left[45^\circ - \frac{\phi_2}{2} \right] \quad <4-3-19>$$

$$p_4 = \{ \gamma_1 h_1 + \gamma_2 (h_2 - h_1) \} \tan^2 \left[45^\circ - \frac{\phi_3}{2} \right] - 2c_3 \tan \left[45^\circ - \frac{\phi_3}{2} \right] \quad <4-3-20>$$

$$p_5 = \{ \gamma_1 h_1 + \gamma_2 (h_2 - h_1) + \gamma_3 (h_3 - h_2) \} \tan^2 \left[45^\circ - \frac{\phi_3}{2} \right] - 2c_3 \tan \left[45^\circ - \frac{\phi_3}{2} \right] \quad <4-3-21>$$

ここで、 $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3$: 各層の土の湿潤単位重量 (kN/m³)

h_1, h_2, h_3 : 各層の地表からの厚さ (m)

ϕ_1, ϕ_2, ϕ_3 : 各層の土のせん断抵抗角 (°)

c_1, c_2, c_3 : 各層の土の粘着力 (kN/m²)

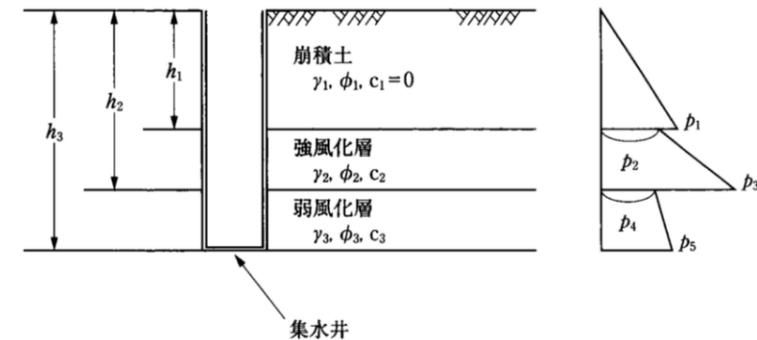


図4-13 土圧分布図 (多層構造の土質)

2 ライナープレートの板厚の決定

ライナープレートは、弧形の波形鋼板の 4 辺にフランジを取り付けた部材を使用し、円環に組み立て井筒とするもので、円環に荷重が作用すると楕円形に変形し、荷重の作用した側はへこんで土圧が減少し、ふくらんだ部分に荷重が伝達されて全体として安定し、座屈を防止する構造となっている。

しかし、変形の程度が大きい場合には座屈することになるため、集水井に使用するライナープレートの板厚は、楕円ずれ量を考慮して決定する。

(1) 最大曲げモーメント

楕円ずれ量は、円環に周囲から土圧が作用した場合に図 4-14 のように円形が楕円形に変形した場合の変形量(U 0)をいい、一様な土圧P の下で最大曲げモーメントM max は、次式により求められる。

$$M_{max} = PR \left[U_0 + \frac{U_0 P}{P_{cr} - P} \right] = \frac{PU_0 R}{1 - P/P_{cr}} \quad <4-3-22>$$

ここで、M_{max} : 最大曲げモーメント

P : 土圧 = p_{max} × 1.0

R : 集水井の半径 (m)

U₀ : 初期楕円ずれ量

P_{cr} : 座屈危険土圧

$$= 1.5 \times \frac{2EI}{R^3} = \frac{3EI}{R^3}$$

E・I : ライナープレートと補強リングの合成曲げ剛性

E : ヤング率

I : 断面 2 次モーメント

ただし、有効断面積並びに有効断面二次モーメントは集水孔、ボルト孔等を考慮して減じる。

また、初期楕円ずれ量は、崩壊性の地盤又は押し出し性の地盤でない場合であっても、施工時の余掘りがあるため、ライナープレート集水井の初期楕円ずれ量 (U 0) は、ライナープレートの波高 (図 4-15 の a) の 1/2 に安全率 1.5 を乗じた値を見込む。なお、補強リング周辺は、部分的に固定するボルトを含めた範囲 (4-15 の b) まで余掘りをするようになる。

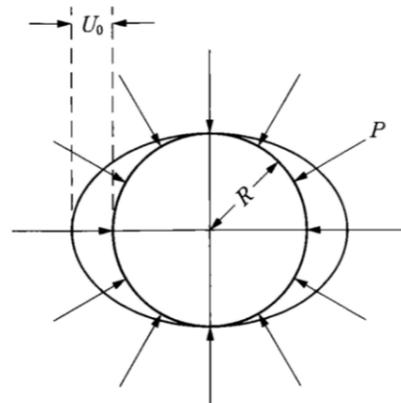


図 4-14 楕円ずれ量の説明

2 ライナープレートの板厚

ライナープレートは、弧形の波形鋼板の 4 辺にフランジを取り付けた部材を使用し、円環に組み立て井筒とするもので、円環に荷重が作用すると楕円形に変形し、荷重の作用した側はへこんで土圧が減少し、ふくらんだ部分に荷重が伝達されて全体として安定し、座屈を防止する構造となっている。

しかし、変形の程度が大きい場合には座屈することになるため、集水井に使用するライナープレートの板厚は、楕円ずれ量を考慮して決定する。

(1) 最大曲げモーメント

楕円ずれ量は、円環に周囲から土圧が作用した場合に図 4-14 のように円形が楕円形に変形した場合の変形量(U 0)をいい、一様な土圧P の下で最大曲げモーメントM max は、次式により求められる。

$$M_{max} = PR \left[U_0 + \frac{U_0 P}{P_{cr} - P} \right] = \frac{PU_0 R}{1 - P/P_{cr}} \quad <4-3-22>$$

ここで、M_{max} : 最大曲げモーメント

P : 土圧 = p_{max} × 1.0

R : 集水井の半径 (m)

U₀ : 初期楕円ずれ量

P_{cr} : 座屈危険土圧

$$= 1.5 \times \frac{2EI}{R^3} = \frac{3EI}{R^3}$$

E・I : ライナープレートと補強リングの合成曲げ剛性

E : ヤング率

I : 断面 2 次モーメント

ただし、有効断面積並びに有効断面二次モーメントは集水孔、ボルト孔等を考慮して減じる。

また、初期楕円ずれ量は、崩壊性の地盤又は押し出し性の地盤でない場合であっても、施工時の余掘りがあるため、ライナープレート集水井の初期楕円ずれ量 (U 0) は、ライナープレートの波高 (図 4-15 の a) の 1/2 に安全率 1.5 を乗じた値を見込む。なお、補強リング周辺は、部分的に固定するボルトを含めた範囲 (4-15 の b) まで余掘りをするようになる。

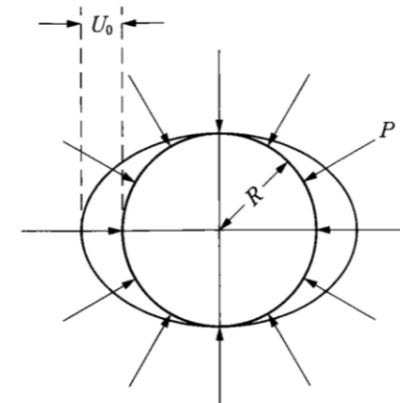


図 4-14 楕円ずれ量の説明

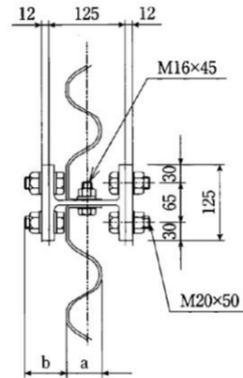


図4-15 集水井余堀り説明図

(2) 許容圧縮応力度

最大圧縮応力は、M max のときに生ずる最大圧縮応力と圧縮力 P ・ R を加えたものとなり、次式で求められる。

$$\sigma_{max} = \frac{PR}{A} + \frac{M_{max}}{Z} \leq \sigma_a \quad <4-3-23>$$

ここで、 σ_{max} : 最大圧縮応力度
 A : 集水井の断面積
 Z : 集水井の断面係数
 σ_a : 許容圧縮応力度

なお、補強リングを使用するときは、補強リングとライナープレートの許容応力度がそれぞれ異なるので、応力計算はそれぞれについて行う。

(3) 板厚の決定

ライナープレートの板厚は、集水井の許容圧縮応力度 (σ_a) と楕円ずれ量 (U_0) に対応するライナープレート (補強リングを使用する場合は補強リングを含めた) の許容外圧 (P_a) を考慮し、 $p \leq P_a$ となるように決定する。

p は、次式により求める。

$$p^2 - \left\{ \left(1 + \frac{A}{Z} U_0 \right) P_{cr} + \sigma_a \frac{A}{R} \right\} p + \sigma_a \frac{A}{R} P_{cr} = 0 \quad <4-3-24>$$

また、ライナープレートと補強リングとを組み合わせた場合、その合成断面の荷重配分は、軸力 (N) を断面積比で、曲げモーメント (M) を断面2次モーメント比で配分し、次により計算する。

① 軸力 (N) に対する配分率

ライナープレート $\alpha_L = \frac{A_L}{A_L + A_H/l} \quad <4-3-25>$

補強リング $\alpha_H = \frac{A_H/l}{A_L + A_H/l} \quad <4-3-26>$

ここで、 α_L : 軸力 (N) に対するライナープレートの配分率
 α_H : 軸力 (N) に対する補強リングの配分率
 A_L : ライナープレートの断面積 (m²)
 A_H : 補強リングの断面積 (m²)
 l : 補強リングの間隔 (m)

② 曲げモーメント (M) に対する配分率

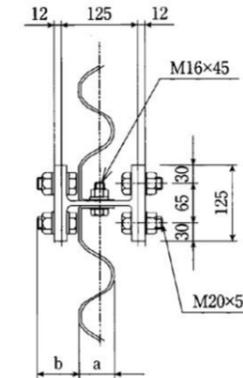


図4-15 集水井余堀り説明図

(2) 許容圧縮応力度

最大圧縮応力は、M max のときに生ずる最大圧縮応力と圧縮力 P ・ R を加えたものとなり、次式で求められる。

$$\sigma_{max} = \frac{PR}{A} + \frac{M_{max}}{Z} \leq \sigma_a \quad <4-3-23>$$

ここで、 σ_{max} : 最大圧縮応力度
 A : 集水井の断面積
 Z : 集水井の断面係数
 σ_a : 許容圧縮応力度

なお、補強リングを使用するときは、補強リングとライナープレートの許容応力度がそれぞれ異なるので、応力計算はそれぞれについて行う。

(3) 板厚の決定

ライナープレートの板厚は、集水井の許容圧縮応力度 (σ_a) と楕円ずれ量 (U_0) に対応するライナープレート (補強リングを使用する場合は補強リングを含めた) の許容外圧 (P_a) を考慮し、 $p \leq P_a$ となるように決定する。

p は、次式により求める。

$$p^2 - \left\{ \left(1 + \frac{A}{Z} U_0 \right) P_{cr} + \sigma_a \frac{A}{R} \right\} p + \sigma_a \frac{A}{R} P_{cr} = 0 \quad <4-3-24>$$

また、ライナープレートと補強リングとを組み合わせた場合、その合成断面の荷重配分は、軸力 (N) を断面積比で、曲げモーメント (M) を断面2次モーメント比で配分し、次により計算する。

① 軸力 (N) に対する配分率

ライナープレート $\alpha_L = \frac{A_L}{A_L + A_H/l} \quad <4-3-25>$

補強リング $\alpha_H = \frac{A_H/l}{A_L + A_H/l} \quad <4-3-26>$

ここで、 α_L : 軸力 (N) に対するライナープレートの配分率
 α_H : 軸力 (N) に対する補強リングの配分率
 A_L : ライナープレートの断面積 (m²)
 A_H : 補強リングの断面積 (m²)
 l : 補強リングの間隔 (m)

② 曲げモーメント (M) に対する配分率

性能規定・みなし規定化 (案)	現状 (平成 25 年度版 治山技術基準 地すべり防止編Ⅱ)
ライナープレート $\beta_L = \frac{I_L}{I_L + I_H/l}$ <4-3-27>	ライナープレート $\beta_L = \frac{I_L}{I_L + I_H/l}$ <4-3-27>
補強リング $\beta_H = \frac{I_H/l}{I_L + I_H/l}$ <4-3-28>	補強リング $\beta_H = \frac{I_H/l}{I_L + I_H/l}$ <4-3-28>
ここで、 β_L ：軸力 (N) に対するライナープレートの配分率 β_H ：軸力 (N) に対する補強リングの配分率 I_L ：ライナープレートの断面積 (㎡) I_H ：補強リングの断面積 (㎡)	ここで、 β_L ：軸力 (N) に対するライナープレートの配分率 β_H ：軸力 (N) に対する補強リングの配分率 I_L ：ライナープレートの断面積 (㎡) I_H ：補強リングの断面積 (㎡)
③ ライナープレート、補強リングの応力度 ライナープレート $\sigma_L = \frac{\alpha_L \cdot N}{A_L} + \frac{\beta_L \cdot M}{Z_L} \leq \sigma_{La}$ <4-3-29> 補強リング $\sigma_H = \left(\frac{\alpha_H \cdot N}{A_H} + \frac{\beta_H \cdot M}{Z_H} \right) \cdot l \leq \sigma_{Ha}$ <4-3-30> ここで、 σ_L ：ライナープレートの応力度 σ_H ：補強リングの応力度 Z_L ：ライナープレートの断面係数 Z_H ：補強リングの断面係数	③ ライナープレート、補強リングの応力度 ライナープレート $\sigma_L = \frac{\alpha_L \cdot N}{A_L} + \frac{\beta_L \cdot M}{Z_L} \leq \sigma_{La}$ <4-3-29> 補強リング $\sigma_H = \left(\frac{\alpha_H \cdot N}{A_H} + \frac{\beta_H \cdot M}{Z_H} \right) \cdot l \leq \sigma_{Ha}$ <4-3-30> ここで、 σ_L ：ライナープレートの応力度 σ_H ：補強リングの応力度 Z_L ：ライナープレートの断面係数 Z_H ：補強リングの断面係数
式<4-3-29、4-3-30>の M に式<4-3-22>の M_{max} を代入し、同じく式<4-3-23>の σ_{max} をそれぞれに代入して $A'_L = A_L/\alpha_L$ 、 $A'_H = A_H/\alpha_H$ 、 $Z'_L = Z_L/\beta_L$ 、 $Z'_H = Z_H/\beta_H$ と置き p について整理する。 $p^2 - \left[\left(1 + \frac{A'_L}{Z'_L} U_0 \right) P_{cr} + \sigma_{La} \frac{A'_L}{R} \right] p + \sigma_{La} \frac{A'_L}{R} P_{cr} = 0$ <4-3-31> $p^2 - \left[\left(1 + \frac{A'_H}{Z'_H} U_0 \right) P_{cr} + \sigma_{Ha} \frac{A'_H/l}{R} \right] p + \sigma_{Ha} \frac{A'_H/l}{R} P_{cr} = 0$ <4-3-32> ライナープレートと補強リングのそれぞれについて式<4-3-31、4-3-32>から許容外圧を求め、ライナープレートと補強リングの許容外圧を比べて小さい方を許容外圧とする。	式<4-3-29、4-3-30>の M に式<4-3-22>の M_{max} を代入し、同じく式<4-3-23>の σ_{max} をそれぞれに代入して $A'_L = A_L/\alpha_L$ 、 $A'_H = A_H/\alpha_H$ 、 $Z'_L = Z_L/\beta_L$ 、 $Z'_H = Z_H/\beta_H$ と置き p について整理する。 $p^2 - \left[\left(1 + \frac{A'_L}{Z'_L} U_0 \right) P_{cr} + \sigma_{La} \frac{A'_L}{R} \right] p + \sigma_{La} \frac{A'_L}{R} P_{cr} = 0$ <4-3-31> $p^2 - \left[\left(1 + \frac{A'_H}{Z'_H} U_0 \right) P_{cr} + \sigma_{Ha} \frac{A'_H/l}{R} \right] p + \sigma_{Ha} \frac{A'_H/l}{R} P_{cr} = 0$ <4-3-32> ライナープレートと補強リングのそれぞれについて式<4-3-31、4-3-32>から許容外圧を求め、ライナープレートと補強リングの許容外圧を比べて小さい方を許容外圧とする。
3 基礎部の静水槽は集水した地下水が再浸透しないようにするために設けるもので、水密性のあるコンクリート等で施工し、一般に深さは 1.5m 程度である。	3 基礎部の静水槽は集水した地下水が再浸透しないようにするために設けるもので、水密性のあるコンクリート等で施工し、一般に深さは 1.5m 程度である。

性能規定・みなし規定化（案）	現状（平成 25 年度版 治山技術基準 地すべり防止編Ⅱ）
<p>集水井工：効果の算定</p> <p style="border: 1px solid black; padding: 2px;">集水井工の効果の算定は、配置や基数を考慮して行わなければならない。</p> <p>〔解説〕 集水井工の排水効果の範囲は、地下水文的な影響範囲に限定されることから、集水井の位置や基数により排水効果が異なり、均一に水位が低下することはない。排水効果は、集水井工の位置、基数、影響範囲内での水圧低下効果、複数の集水井の相互効果を考慮して算定する。 集水井工がその集水効果を十分に発揮するためには、すべり面の下まで掘り下げた完全井とすることが望ましい。もし、すべり面に到達しない集水井工とする場合は、不完全井としてその集水効果を推定する。 排水効果による安全率の上昇を主断面のみの二次元安定解析で検討する場合は、主断面から遠い位置での集水井工の効果を適切に評価するため、横断方向での平均的な水圧低下を考慮して安定解析を行う。</p> <p>〔参考〕 集水ボーリングの効果 地すべり地の地下水帯は、地層や裂か系などが組み合わされた複雑な構造であり、より確実な集水効果を発揮するために井筒と集水ボーリングを組み合わせる用いることが望ましい。 集水井工の効果を算定して集水井と集水ボーリング配置を検証する場合、集水井自体の効果を井戸公式などで算定して地下水位低下の平面的な分布を推定し、そこで算出される集水井自体の揚水量Q と降雨時に供給される地下水量を合わせた量の地下水を集水できるように、集水ボーリングの本数等を管暗きょ公式を用いて決定する慣用的な方法が採用されている。 その他の方法として有限要素法などによる浸透流解析の手法がある。</p>	<p>集水井工：効果の算定</p> <p style="border: 1px solid black; padding: 2px;">集水井工の効果の算定は、配置や基数を考慮して行うものとする。</p> <p>〔解説〕 集水井工の排水効果の範囲は、地下水文的な影響範囲に限定されることから、集水井の位置や基数により排水効果が異なり、均一に水位が低下することはない。排水効果は、集水井工の位置、基数、影響範囲内での水圧低下効果、複数の集水井の相互効果を考慮して算定する。 集水井工がその集水効果を十分に発揮するためには、すべり面の下まで掘り下げた完全井とすることが望ましい。もし、すべり面に到達しない集水井工とする場合は、不完全井としてその集水効果を推定する。 排水効果による安全率の上昇を主断面のみの二次元安定解析で検討する場合は、主断面から遠い位置での集水井工の効果を適切に評価するため、横断方向での平均的な水圧低下を考慮して安定解析を行う。</p> <p>〔参考〕 集水ボーリングの効果 地すべり地の地下水帯は、地層や裂か系などが組み合わされた複雑な構造であり、より確実な集水効果を発揮するために井筒と集水ボーリングを組み合わせる用いることが望ましい。 集水井工の効果を算定して集水井と集水ボーリング配置を検証する場合、集水井自体の効果を井戸公式などで算定して地下水位低下の平面的な分布を推定し、そこで算出される集水井自体の揚水量Q と降雨時に供給される地下水量を合わせた量の地下水を集水できるように、集水ボーリングの本数等を管暗きょ公式を用いて決定する慣用的な方法が採用されている。 その他の方法として有限要素法などによる浸透流解析の手法がある。</p>

部分安全係数

部分安全係数は、材料係数 γ_m 、荷重係数 γ_f 、構造解析係数 γ_a 、部材係数 γ_b 及び構造物係数 γ_i とする。

〔解説〕

部分安全係数は、材料強度や部材寸法のばらつき、構造物や部材の重要度、構造解析の不確実性を考慮して定める。標準的な部分安全係数を表-1に示す。

表-1 標準的な部分安全係数

	材料係数 γ_m		部材係数 γ_b	構造解析係数 γ_a	荷重係数 γ_f	構造物係数 γ_i
	グラウト γ_c	鋼材 γ_s				
終局限界状態	1.3	1.0	1.1~1.3	1.0	1.0~1.2	1.0~1.2
使用限界状態	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

○引用文献：全国特定法面保護協会（2013）：のり枠工の設計・施工指針（改訂版第3版）

荷重係数

アンカー工の設計に用いる荷重係数は、一般に表-2に示した値を標準とする。

表-2 荷重係数

限界状態	荷重係数 (γ_f)
終局限界状態	1.0~1.2
使用限界状態	1.0

〔解説〕

作用荷重の種類と各限界状態に対する設計荷重を表-3に示す。

表-3 作用荷重の種類と各限界状態に対する設計荷重

作用荷重の種類	使用限界状態の設計荷重 (作用荷重× γ_f)	終局限界状態の設計荷重 (作用荷重× γ_f)
設計アンカー力	作用荷重×1.0	作用荷重×(1.0~1.2)

安全性能の照査

アンカー工は、供用期間中にわたって安全性能を満足していることを確認する必要がある。

〔解説〕

1 アンカー工の安全性照査は、アンカー材、アンカー体周面摩擦抵抗及び受圧板の地耐力が終局限界状態に至らないことを確認することにより行う。

2 アンカー材、アンカー体周面摩擦抵抗及び受圧板の地耐力の終局限界状態に対する検討は、設計力 S_d の設計耐力 R_d に対する比に構造物係数 γ_i を乗じた値が、1.0以下であることを確かめることにより行うものとする。

$$\frac{\gamma_i S_d}{R_d} \leq 1.0$$

位置及び打設角度、配列

アンカー工の位置、打設角度及び配列は、地すべり滑動力に最も効果的に抵抗するように選定しなければならぬ。

〔解説〕

- アンカー工は、安全性、経済性、施工性を考慮し、適切な位置、打設角度、配列を検討する。
- アンカー工の効果は、定着岩盤の良否に左右することから、アンカー工の位置を決定する場合は、設計荷重に耐えられる岩盤に定着させられるか十分に検討する。
- アンカー工の施工段数に制限はないが、部分的に応力を集中させることなく、全体として地すべり滑動力に抵抗させるよう配置する。配列の方向は、地すべり斜面を横断させるように地すべり移動の方向におおむね直角として等間隔で設置する。
地すべり滑動力の大きい場合は、1 本当たりのアンカー引張力が大きくなるので、定着基盤及び受圧板の支持地盤の強度等を勘案し決定する。
- アンカー工の機能には次の 2 つがある。地すべりの場合は、すべり面の勾配が緩くかつすべり面が比較的深い場合が多く、引き止め効果に期待することが多い。なお、アンカーの初期緊張力は、期待する機能を考慮して決定する。

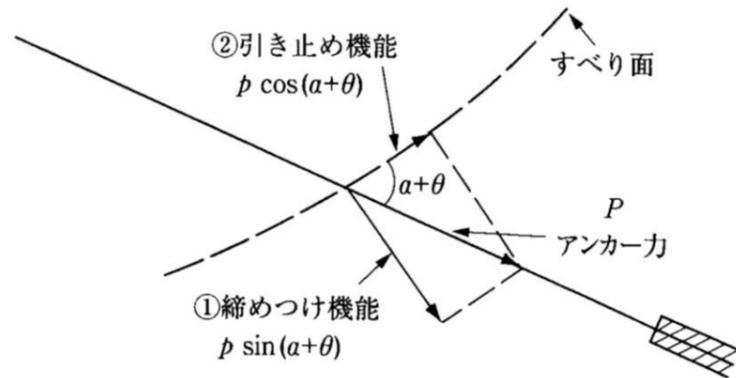


図 4-25 アンカー工の二つの機能
(出典) 道路土工一切土・斜面安定工指針 (H21 版) (社) 日本道路協会 H21.6

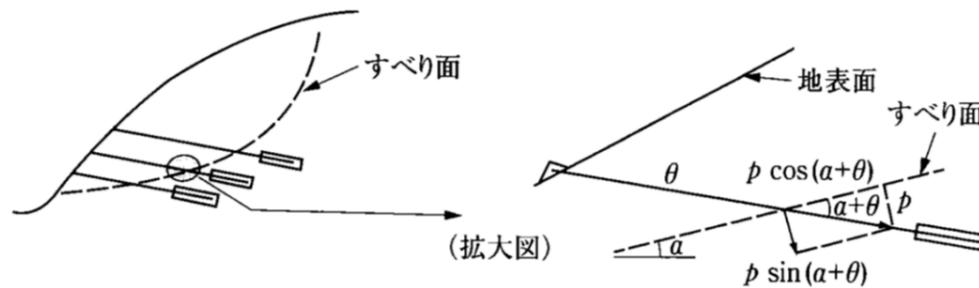


図 4-26 引き止め機能を期待する場合 (すべり面の勾配が緩い場合)
(出典) 道路土工一切土・斜面安定工指針 (H21 版) (社) 日本道路協会 H21.6

〔参考〕

- アンカー工の配置の留意点
 - 全体的な安定の確保
アンカーの間隔及び長さは、アンカーで固定される構造物の周辺地盤を含めた全体的な安定を考慮して決定する。
 - 近接構造物の影響

位置及び打設角度、配列

アンカー工の位置、打設角度及び配列は、地すべり滑動力に最も効果的に抵抗するように選定するものとする。

〔解説〕

- アンカー工は、安全性、経済性、施工性を考慮し、適切な位置、打設角度、配列を検討する。
- アンカー工の効果は、定着岩盤の良否に左右することから、アンカー工の位置を決定する場合は、設計荷重に耐えられる岩盤に定着させられるか十分に検討する。
- アンカー工の施工段数に制限はないが、部分的に応力を集中させることなく、全体として地すべり滑動力に抵抗させるよう配置する。配列の方向は、地すべり斜面を横断させるように地すべり移動の方向におおむね直角として等間隔で設置する。
地すべり滑動力の大きい場合は、1 本当たりのアンカー引張力が大きくなるので、定着基盤及び受圧板の支持地盤の強度等を勘案し決定する。
- アンカー工の機能には次の 2 つがある。地すべりの場合は、すべり面の勾配が緩くかつすべり面が比較的深い場合が多く、引き止め効果に期待することが多い。なお、アンカーの初期緊張力は、期待する機能を考慮して決定する。

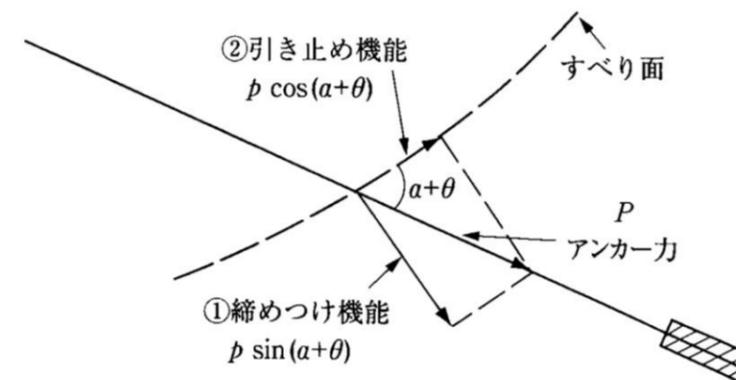


図 4-25 アンカー工の二つの機能
(出典) 道路土工一切土・斜面安定工指針 (H21 版) (社) 日本道路協会 H21.6

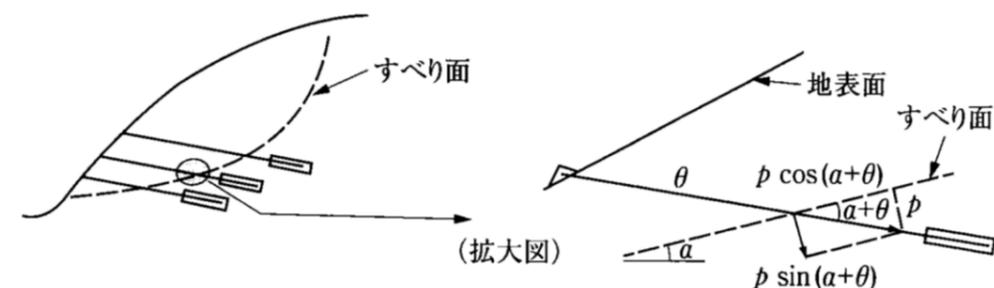


図 4-26 引き止め機能を期待する場合 (すべり面の勾配が緩い場合)
(出典) 道路土工一切土・斜面安定工指針 (H21 版) (社) 日本道路協会 H21.6

〔参考〕

- アンカー工の配置の留意点
 - 全体的な安定の確保
アンカーの間隔及び長さは、アンカーで固定される構造物の周辺地盤を含めた全体的な安定を考慮して決定する。

性能規定・みなし規定化 (案)

アンカーの配置は、近隣構造物(地上構造物のほか、埋設物、杭等)への影響を考慮して決定する。

2 アンカーの打設方向

次のような場合は、アンカーの打設方向について十分な検討を行う。

- (1) 地すべり移動方向とアンカー打設方向が異なる場合
 - ・アンカー抑止力の補正が必要となる。
 - ・アンカー定着長が長くなり、引張り材の規格が上がる場合がある。
- (2) 受圧板がアンカー方向と直交しない場合
 - ・受圧板に偏土圧が発生する。
 - ・受圧板に横方向の力が発生する。
 - ・アンカー頭部に角度調整具が必要となる。

この場合、対応方法としては、地山部を段切り施工する、又はアンカー頭部に角度調整具を設ける方法がある。

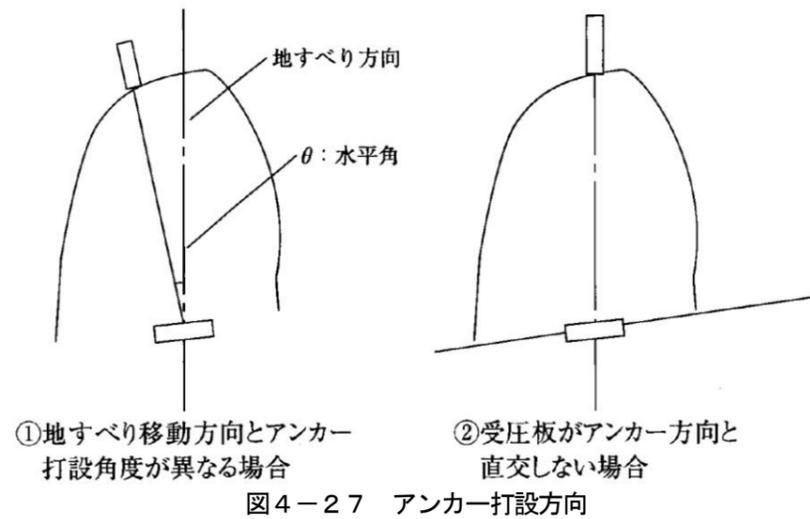


図4-27 アンカー打設方向

3 所要アンカー力の算出

アンカー工の所要アンカー力は、次のとおりとする。なお、崩壊の危険性の高い斜面において、アンカー工に締め付け効果を期待する場合は、第2編山地治山事業第5章第3節3-8「グラウンドアンカー工」を参照する。

(1) 通常の地すべりでの算出式

地すべりを抑止するためには「引き止め機能」のみ考慮するので、地すべり単位幅(m)当たりの所要アンカー力(P)は、安定解析式により次のようになる。

① Fellenius (フェレニウス) 式による場合

$$P = [(F - F_0) / F] \cdot \sec(\alpha + \theta) \cdot \Sigma T \quad <4448>$$

ここで、F: 計画安全率

$$F = \Sigma S / (\Sigma T - R)$$

R: アンカーによる地すべり抑止力

$$R = P \cdot \cos(\alpha + \theta)$$

alpha: アンカーとの交点でのすべり面傾斜

theta: アンカー傾斜角

$$F_0: \text{初期安全率} \quad F_0 = \Sigma S / \Sigma T$$

$$\Sigma T = \Sigma W \cdot \sin \alpha$$

Sigma S = 安定解析式右辺の分子項

現状 (平成25年度版 治山技術基準 地すべり防止編Ⅱ)

- (2) 近接構造物の影響
 - アンカーの配置は、近隣構造物(地上構造物のほか、埋設物、杭等)への影響を考慮して決定する。

2 アンカーの打設方向

次のような場合は、アンカーの打設方向について十分な検討を行う。

- (1) 地すべり移動方向とアンカー打設方向が異なる場合
 - ・アンカー抑止力の補正が必要となる。
 - ・アンカー定着長が長くなり、引張り材の規格が上がる場合がある。
- (2) 受圧板がアンカー方向と直交しない場合
 - ・受圧板に偏土圧が発生する。
 - ・受圧板に横方向の力が発生する。
 - ・アンカー頭部に角度調整具が必要となる。

この場合、対応方法としては、地山部を段切り施工する、又はアンカー頭部に角度調整具を設ける方法がある。

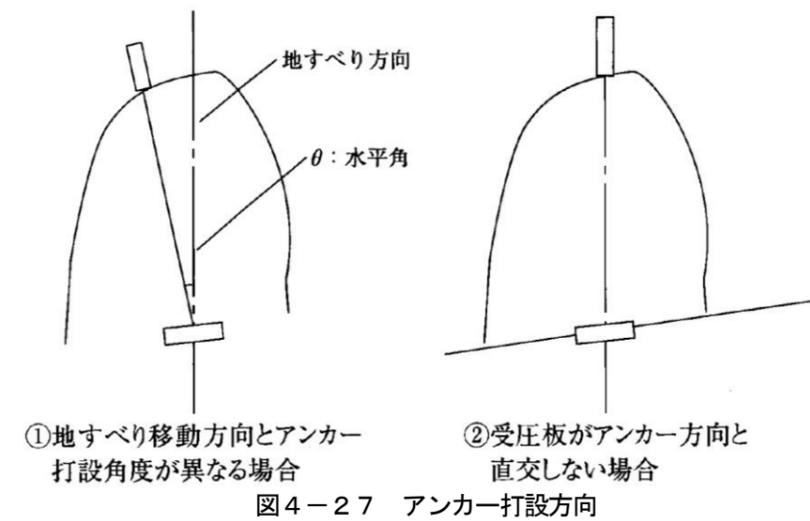


図4-27 アンカー打設方向

3 所要アンカー力の算出

アンカー工の所要アンカー力は、次のとおりとする。なお、崩壊の危険性の高い斜面において、アンカー工に締め付け効果を期待する場合は、第2編山地治山事業第5章第3節3-8「グラウンドアンカー工」を参照する。

(1) 通常の地すべりでの算出式

地すべりを抑止するためには「引き止め機能」のみ考慮するので、地すべり単位幅(m)当たりの所要アンカー力(P)は、安定解析式により次のようになる。

① Fellenius (フェレニウス) 式による場合

$$P = [(F - F_0) / F] \cdot \sec(\alpha + \theta) \cdot \Sigma T \quad <4448>$$

ここで、F: 計画安全率

$$F = \Sigma S / (\Sigma T - R)$$

R: アンカーによる地すべり抑止力

$$R = P \cdot \cos(\alpha + \theta)$$

alpha: アンカーとの交点でのすべり面傾斜

theta: アンカー傾斜角

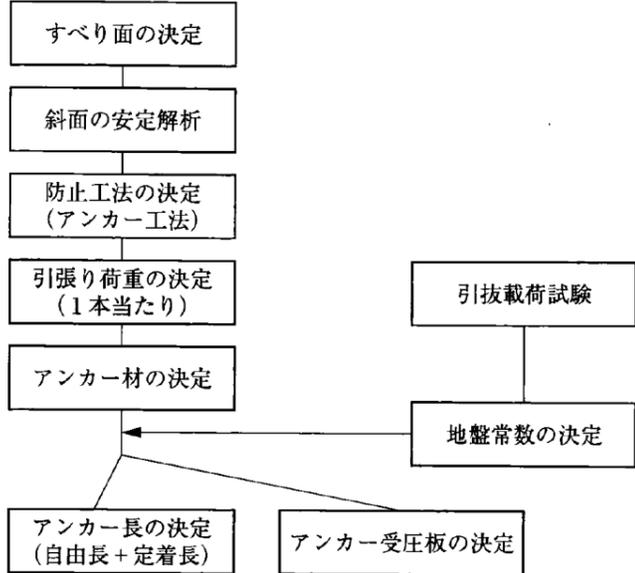
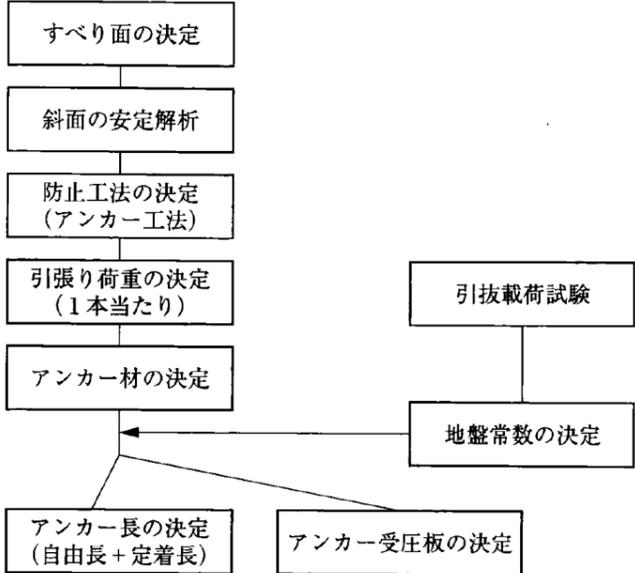
$$F_0: \text{初期安全率} \quad F_0 = \Sigma S / \Sigma T$$

$$\Sigma T = \Sigma W \cdot \sin \alpha$$

Sigma S = 安定解析式右辺の分子項

性能規定・みなし規定化 (案)	現状 (平成 25 年度版 治山技術基準 地すべり防止編Ⅱ)
<p>② Janbu (ヤンプ) 式による場合</p> $P = \{ [F(\Sigma T + Q) - f_0 \Sigma S] / F \} \cdot \sec(\alpha + \theta) \cos \alpha \quad <44-49>$ <p>ここで、$F = f_0 \Sigma S / (\Sigma T + Q - R)$ $R = P \cdot \cos(\alpha + \theta) / \cos \alpha$ $F_0 = f_0 \Sigma S / (\Sigma T + Q)$ $\Sigma T = \Sigma W \cdot \tan \alpha$ $\Sigma S =$ 安定解析式右辺の分子項 Q : 冠頭部の亀裂を埋めている水による水平水圧等の外力 f_0 : 修正係数 $\approx (50d/L)^{1/336}$</p> <p>ただし、$d/L \leq 0.02$ で $f_0 = 1$ L : 舌端部と冠頭部亀裂の深さの点を結んだ直線長 d : L と L に平行、かつ、すべり面に接する直線との間の距離</p> <p>③ Bishop (ビショップ) 式による場合</p> $P = (F \Sigma T - \Sigma S) / F \cos(\alpha + \theta) \quad <44-50>$ <p>ただし、Bishop 式又は Janbu 式を用いる場合には、安定解析式の両辺に目標安全率 F を含んでいることから、求めた P をそれぞれの式に代入し、この P のもとで目標安全率 F が実現されることを確認する。</p> <p>(2) 移動層が薄く、急傾斜崩壊タイプの地すべりでの算出式 斜面傾斜が急傾斜で、浅いすべりの場合は「引き止め機能」と「締め付け機能」の両方を考慮するので、アンカー力(P)は、安定解析式により次のようになる。</p> <p>① Fellenius 式による場合</p> $P = \Sigma T(F - F_0) / [F \cdot \cos(\alpha + \theta) + \sin(\alpha + \theta) \tan \phi] \quad <44-51>$ <p>② Janbu 式による場合</p> $P = (F \Sigma T - f_0 \Sigma S) / [F \cos(\theta + \alpha) / \cos \alpha + f_0 \sin \theta \tan \phi' / n_a] \quad <44-52>$ <p>ここで、$n_a = \cos 2\alpha (1 + \tan \alpha \tan \theta / F)$</p> <p>③ Bishop 式による場合</p> $P = (F \Sigma T - \Sigma S) / [F \cos(\theta + \alpha) + \sin \theta \tan \phi' / \cos \alpha + \sin \alpha \tan \theta / F] \quad <44-53>$ <p>4 アンカー工の配置の目安</p> <p>(1) 近接構造物の影響 アンカーと近接構造物は水平距離で 3.0m 以上離す。</p> <p>(2) アンカー体の設置間隔 杭工に準じて 2.0m~4.0m を標準とする。</p> <p>(3) アンカー傾角 アンカー傾角は、注入材硬化時に生ずる残留スライム及びグラウトブリージングがアンカーの耐力に大きく影響するので、水平面より $-10^\circ \sim +10^\circ$ の範囲は避ける。</p>	<p>② Janbu (ヤンプ) 式による場合</p> $P = \{ [F(\Sigma T + Q) - f_0 \Sigma S] / F \} \cdot \sec(\alpha + \theta) \cos \alpha \quad <44-49>$ <p>ここで、$F = f_0 \Sigma S / (\Sigma T + Q - R)$ $R = P \cdot \cos(\alpha + \theta) / \cos \alpha$ $F_0 = f_0 \Sigma S / (\Sigma T + Q)$ $\Sigma T = \Sigma W \cdot \tan \alpha$ $\Sigma S =$ 安定解析式右辺の分子項 Q : 冠頭部の亀裂を埋めている水による水平水圧等の外力 f_0 : 修正係数 $\approx (50d/L)^{1/336}$</p> <p>ただし、$d/L \leq 0.02$ で $f_0 = 1$ L : 舌端部と冠頭部亀裂の深さの点を結んだ直線長 d : L と L に平行、かつ、すべり面に接する直線との間の距離</p> <p>③ Bishop (ビショップ) 式による場合</p> $P = (F \Sigma T - \Sigma S) / F \cos(\alpha + \theta) \quad <44-50>$ <p>ただし、Bishop 式又は Janbu 式を用いる場合には、安定解析式の両辺に目標安全率 F を含んでいることから、求めた P をそれぞれの式に代入し、この P のもとで目標安全率 F が実現されることを確認する。</p> <p>(2) 移動層が薄く、急傾斜崩壊タイプの地すべりでの算出式 斜面傾斜が急傾斜で、浅いすべりの場合は「引き止め機能」と「締め付け機能」の両方を考慮するので、アンカー力(P)は、安定解析式により次のようになる。</p> <p>① Fellenius 式による場合</p> $P = \Sigma T(F - F_0) / [F \cdot \cos(\alpha + \theta) + \sin(\alpha + \theta) \tan \phi] \quad <44-51>$ <p>② Janbu 式による場合</p> $P = (F \Sigma T - f_0 \Sigma S) / [F \cos(\theta + \alpha) / \cos \alpha + f_0 \sin \theta \tan \phi' / n_a] \quad <44-52>$ <p>ここで、$n_a = \cos 2\alpha (1 + \tan \alpha \tan \theta / F)$</p> <p>③ Bishop 式による場合</p> $P = (F \Sigma T - \Sigma S) / [F \cos(\theta + \alpha) + \sin \theta \tan \phi' / \cos \alpha + \sin \alpha \tan \theta / F] \quad <44-53>$ <p>4 アンカー工の配置の目安</p> <p>(1) 近接構造物の影響 アンカーと近接構造物は水平距離で 3.0m 以上離す。</p> <p>(2) アンカー体の設置間隔 杭工に準じて 2.0m~4.0m を標準とする。</p> <p>(3) アンカー傾角 アンカー傾角は、注入材硬化時に生ずる残留スライム及びグラウトブリージングがアンカーの耐力に大きく影響するので、水平面より $-10^\circ \sim +10^\circ$ の範囲は避ける。</p>

性能規定・みなし規定化 (案)	現状 (平成 25 年度版 治山技術基準 地すべり防止編Ⅱ)
<p>5 アンカー工の緊張力</p> <p>(1) 引き止め機能のみを見込む場合 一般的には、設計アンカー力の 50%程度に設定されている場合が多い。 ただし、この場合は、安定計算上の安全率が$F_s < 1.0$にならないように留意する。</p> <p>(2) 締め付け効果を見込む場合 設計において締め付け効果を見込んでいる場合には、締め付け効果を発揮させるために定着時緊張力は、設計アンカー力の 100%に設計する。 この場合には、地盤のクリープ変形等により有効緊張力が変化し、設計アンカー力相当の有効緊張力が確保できない場合には、維持管理段階において、緊張力の管理を行って必要に応じて再緊張を行う。</p>	<p>5 アンカー工の緊張力</p> <p>(1) 引き止め機能のみを見込む場合 一般的には、設計アンカー力の 50%程度に設定されている場合が多い。 ただし、この場合は、安定計算上の安全率が$F_s < 1.0$にならないように留意する。</p> <p>(2) 締め付け効果を見込む場合 設計において締め付け効果を見込んでいる場合には、締め付け効果を発揮させるために定着時緊張力は、設計アンカー力の 100%に設計する。 この場合には、地盤のクリープ変形等により有効緊張力が変化し、設計アンカー力相当の有効緊張力が確保できない場合には、維持管理段階において、緊張力の管理を行って必要に応じて再緊張を行う。</p>

性能規定・みなし規定化（案）	現状（平成25年度版 治山技術基準 地すべり防止編）
<p>安定性の検討 アンカー工は、アンカーにかかる荷重に対して、頭部、引張り部、アンカー体が安定でなければならない。</p>	<p>安定性の検討 アンカー工は、アンカーにかかる荷重に対して、頭部、引張り部、アンカー体が安定でなければならない。</p>
<p>〔解説〕</p> <p>1 アンカー工は、設計アンカー力（引張荷重）に対して安定するように、引張り材、受圧板、アンカー体を決定する。</p>  <p>図4-28 アンカー工設計フローチャート</p> <p>2 アンカー工の引張り材は、アンカー力を確実にアンカー体に伝達することができる材料を使用する。引張り材の許容引張り応力度は、引張り材の引張り強度及び降伏強度に対して十分な安全率を確保する。 設計アンカー力 T_a とアンカー材引張耐力 T_{yd} の関係は以下を満足する必要がある。 $\frac{\gamma_i T_a}{T_{yd}} \leq 1.0$</p> <p>3 受圧板の条件は、次のとおり。 (1) 受圧板を支持する地盤は、緊張による沈下に対して安定 (2) 受圧板は、曲げ破壊及び押し抜きせん断破壊に対して安定 設計アンカー力 T_a と受圧板の地耐力 T_{ud} の関係は以下を満足する必要がある。 $\frac{\gamma_i T_a}{T_{ud}} \leq 1.0$ 設計アンカー力 T_a と受圧板の曲げ破壊耐力 M_{ud} の関係は以下を満足する必要がある。 $\frac{\gamma_i T_a}{M_{ud}} \leq 1.0$</p> <p>4 アンカー体は、地すべり滑動力による引き抜き作用に対して十分な安全率を確保する。 設計アンカー力 T_a とアンカー体周面摩擦耐力 T_{wd} の関係は以下を満足する必要がある。 $\frac{\gamma_i T_a}{T_{wd}} \leq 1.0$</p> <p>5 定着部は、圧力注入グラウトを施工できる構造とする。グラウトは、設計荷重に対して十分耐え得る品質とする。</p> <p>〔参考〕</p> <p>1 引張り材（テンドン）の選定</p>	<p>〔解説〕</p> <p>1 アンカー工は、設計アンカー力（引張荷重）に対して安定するように、引張り材、受圧板、アンカー体を決定する。</p>  <p>図4-28 アンカー工設計フローチャート</p> <p>2 アンカー工の引張り材は、アンカー力を確実にアンカー体に伝達することができる材料を使用する。引張り材の許容引張り応力度は、引張り材の引張り強度及び降伏強度に対して十分な安全率を確保する。</p> <p>3 受圧板の条件は、次のとおり。 (1) 受圧板を支持する地盤は、緊張による沈下に対して安定 (2) 受圧板は、曲げ破壊及び押し抜きせん断破壊に対して安定</p> <p>4 アンカー体は、地すべり滑動力による引き抜き作用に対して十分な安全率を確保する。</p> <p>5 定着部は、圧力注入グラウトを施工できる構造とする。グラウトは、設計荷重に対して十分耐え得る品質とする。</p> <p>〔参考〕</p> <p>1 引張り材（テンドン）の選定</p>

性能規定・みなし規定化 (案)	現状 (平成 25 年度版 治山技術基準 地すべり防止編Ⅱ)														
<p>1 引張り材 (テンドン) の選定 設計アンカー力(T_d)は次式により求め、T_dに対して安全な引張り材を選定する。 $T_d = P \cdot D \div n$ <4-4-54></p> <p>ここで、T_d: 設計アンカー力 (kN/本) P: 地すべり単位幅当たりの所要アンカー力 (kN/m) D: アンカー設置間隔 (m) n: 施工段数</p> <p>引張り材の引張耐力 T_{yd} は以下の表の値を標準とする。</p> <table border="1" data-bbox="418 558 1145 768"> <thead> <tr> <th></th> <th>テンドン極限引張り力 (T_{ul}) に対して</th> <th>テンドン降伏引張り力 (T_{ys}) に対して</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>ランク B</td> <td>0.65</td> <td>0.80</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">ランク A</td> <td>(常時)</td> <td>0.60</td> </tr> <tr> <td>(地震時)</td> <td>0.80</td> </tr> <tr> <td>初期緊張時、試験時</td> <td>-</td> <td>0.90</td> </tr> </tbody> </table> <p>2 引張り材の取扱い アンカー工に使用する引張り材は、断面が小さいため腐食による影響を受けやすいほか、温度が高くなるとリラクゼーションが促進される可能性があるため、直射日光を避けて保管する。また、ガスにより切断する場合は、切断面から 15~20mm 程度の範囲内は、熱影響を顕著に受けて強度が低下するので、余裕を見込んで切断するか、カッター等により切断する。</p> <p>3 受圧板の選定 アンカー工を設置する地表部は一般的に土砂層であるため、地すべり滑動力等による引張り材の緊張により地表のアンカー頭部が沈下しやすい。これを防止してアンカー工の効果を十分に発揮させるため、アンカー頭部には受圧板を設ける。 受圧板には、板、のり枠等があるが、斜面の状況、アンカーの諸元、施工性、経済性、維持管理、景観等を十分考慮して選定する。 また、受圧板の形式と斜面に応じて次により安定条件を検討する。</p> <p>(1) 地盤の支持力に対する安定 受圧板を支持する地盤の支持力は載荷試験により求めるべきであるが、計算により求める場合は、テルツァギーの支持力公式が用いられている。</p> <p>(2) 曲げ破壊及び押し抜きせん断破壊に対する安定 受圧板の曲げ破壊に対する安定度は、アンカー固定点を支点とする「はり」として計算することが多い。一枚の受圧板に複数のアンカーを固定する場合は、隣接するアンカー間は連続ばりとし、端部は片持ばりとして計算し、断面厚及び所要鉄筋量を求める。この場合は、荷重は等分布荷重として扱う。 押し抜きせん断応力度及び許容せん断応力度については、コンクリート標準示方書により計算する。 なお、受圧板としてのり枠を用いたときの断面力の算定に当たっては、地盤反力を等分布荷重とし、アンカー力は、縦・横梁の両方向に作用するものとして検討することが多い。</p> <p>4 アンカー体の決定 アンカー体は、地すべり滑動力が発生した場合に受圧板と一体となって引き抜き作用に対して抵抗し、地すべり移動を抑止するもので、引抜抵抗力は、極限引抜き力を基に十分な安全性を確保するよう設計する。なお、極限引抜き力はアンカー試験により確認する。 試験方法は、地盤工学会基準「グラウンドアンカー設計・施工基準」(JGS4101-2012) 及び同解説に準じて行い、必要に応じてアンカー計画の見直しを行う。</p> <p>(1) 摩擦型アンカー体の設計 摩擦型のアンカー体の定着長は理論的には、テンドン (引張り材) とグラウトとの付着力から求められる長さ、グラウトと地盤との摩擦抵抗から求められる長さを比較し、いずれか長い方をもって決定する。</p>		テンドン極限引張り力 (T_{ul}) に対して	テンドン降伏引張り力 (T_{ys}) に対して	ランク B	0.65	0.80	ランク A	(常時)	0.60	(地震時)	0.80	初期緊張時、試験時	-	0.90	<p>設計アンカー力(T_d)は次式により求め、T_dに対して安全な引張り材を選定する。 $T_d = P \cdot D \div n$ <4-4-54></p> <p>ここで、T_d: 設計アンカー力 (kN/本) P: 地すべり単位幅当たりの所要アンカー力 (kN/m) D: アンカー設置間隔 (m) n: 施工段数</p> <p>引張り材の許容応力度は、鋼材の引張り強度の 60%、又は降伏強度の 75%のいずれか小さい値以下とする。</p> <p>2 引張り材の取扱い アンカー工に使用する引張り材は、断面が小さいため腐食による影響を受けやすいほか、温度が高くなるとリラクゼーションが促進される可能性があるため、直射日光を避けて保管する。また、ガスにより切断する場合は、切断面から 15~20mm 程度の範囲内は、熱影響を顕著に受けて強度が低下するので、余裕を見込んで切断するか、カッター等により切断する。</p> <p>3 受圧板の選定 アンカー工を設置する地表部は一般的に土砂層であるため、地すべり滑動力等による引張り材の緊張により地表のアンカー頭部が沈下しやすい。これを防止してアンカー工の効果を十分に発揮させるため、アンカー頭部には受圧板を設ける。 受圧板には、板、のり枠等があるが、斜面の状況、アンカーの諸元、施工性、経済性、維持管理、景観等を十分考慮して選定する。 また、受圧板の形式と斜面に応じて次により安定条件を検討する。</p> <p>(1) 地盤の支持力に対する安定 受圧板を支持する地盤の支持力は載荷試験により求めるべきであるが、計算により求める場合は、テルツァギーの支持力公式が用いられている。</p> <p>(2) 曲げ破壊及び押し抜きせん断破壊に対する安定 受圧板の曲げ破壊に対する安定度は、アンカー固定点を支点とする「はり」として計算することが多い。一枚の受圧板に複数のアンカーを固定する場合は、隣接するアンカー間は連続ばりとし、端部は片持ばりとして計算し、断面厚及び所要鉄筋量を求める。この場合は、荷重は等分布荷重として扱う。 押し抜きせん断応力度及び許容せん断応力度については、コンクリート標準示方書により計算する。 なお、受圧板としてのり枠を用いたときの断面力の算定に当たっては、地盤反力を等分布荷重とし、アンカー力は、縦・横梁の両方向に作用するものとして検討することが多い。</p> <p>4 アンカー体の決定 アンカー体は、地すべり滑動力が発生した場合に受圧板と一体となって引き抜き作用に対して抵抗し、地すべり移動を抑止するもので、引抜抵抗力は、極限引抜き力を基に十分な安全性を確保するよう設計する。なお、極限引抜き力はアンカー試験により確認する。 試験方法は、地盤工学会基準「グラウンドアンカー設計・施工基準」(JGS4101-2012) 及び同解説に準じて行い、必要に応じてアンカー計画の見直しを行う。</p> <p>(1) 摩擦型アンカー体の設計 摩擦型のアンカー体の定着長は理論的には、テンドン (引張り材) とグラウトとの付着力から求められる長さ、グラウトと地盤との摩擦抵抗から求められる長さを比較し、いずれか長い方をもって決定する。</p>
	テンドン極限引張り力 (T_{ul}) に対して	テンドン降伏引張り力 (T_{ys}) に対して													
ランク B	0.65	0.80													
ランク A	(常時)	0.60													
	(地震時)	0.80													
初期緊張時、試験時	-	0.90													

性能規定・みなし規定化 (案)

現状 (平成 25 年度版 治山技術基準 地すべり防止編Ⅱ)

① テンドンとグラウトとの付着力により求まるテンドン拘束力 (T_{ab})

$$T_{ab} = U \cdot l_m \cdot \tau_{ba}$$

U : テンダンの見掛けの周長
 l_m : テンドン拘束長
 τ_{ba} : 許容付着応力度

② グラウトと地盤の摩擦抵抗から求まる極限引抜き力 (T_{ug})

$$T_{ug} = \pi \cdot d_A \cdot l_A \cdot \tau$$

T_{ug} : 極限引抜き力
 d_A : アンカー体径
 τ : 周面摩擦抵抗
 l_A : アンカー体長

		極限引抜き力 (T_{ug}) に対して
ランク B	(常時)	$T_{ug}/1.5$
	(地震時)	$T_{ug}/2.5$
ランク A	(地震時)	$T_{ug}/1.5 \sim 2.0$

③ アンカー材引張耐力 T_{yd}

$$T_{yd} = \min(T_{ab}, T_{ug}/(1.5 \sim 2.5))$$

定着長が長くなる(設計荷重が大きくなる)と、定着部の全長にわたって均等に引張り荷重が分担されないことから、その長さは一般的には 4~7m 程度、最大でも 10m 以下とする。

なお、アンカー体の定着長を 10m 以下とするため、アンカー段数やアンカー間隔等の検討を行う。ただし、定着長が極端に短いと、地層の変化等の影響を受けやすくなるため、その最小値は 3m とする。

(2) 支圧型アンカー体の設計

支圧型アンカーは、アンカー体前面の支圧力により引き抜き作用に抵抗するものであるため、アンカー体前面の基盤内岩盤の一軸圧縮強度に応じた長さを次式により求め、アンカーの芯抜き閉塞長として決定する。

$$T_{ug} = q \cdot A$$

T_{ug} : 極限引抜き力
 q : 支圧部分の単位面積当りの支圧抵抗
 A : アンカー体の支圧面積

$$T_{yd} = \min(T_{ab}, T_{ug}/(1.5 \sim 2.5))$$

5 定着部のグラウト

(1) 摩擦型アンカー工のグラウト

摩擦型アンカー工におけるグラウトは、定着部と非定着部の境界部にアンカー孔の閉塞装置であるパッカー等を装着し、定着部にモルタル又はセメントミルクを加圧注入する方法と、全孔にわたって注入する方法とがある。加圧注入は、グラウト材の密度を高くして強度を増すとともに、基盤内の亀裂等にグラウト材が侵入してアンカー体の実径を増大し、周面摩擦力を増加させるなどの効果があることから、周面摩擦型アンカー工のグラウトは加圧注入とする。

(2) 支圧型アンカー工のグラウト

支圧型アンカー工におけるグラウトは、孔壁の保護及び鋼材の防錆のために行われるので、加圧は行わなくともよいところであるが、アンカー体前面の基盤内岩盤の支圧強度の増強を図るために加圧注入を行うことが望ましい。

① テンドンとグラウトとの付着力により求まるテンドン拘束長 (L_{sa})

$$L_{sa} = \frac{T_d}{U \cdot \tau_{ba}} \quad <4-4-55>$$

ここで、 L_{sa} : テンドン拘束長 (m)
 T_d : 設計アンカー力 (kN/本)
 U : テンダンの見掛け周長 (m)
 τ_{ba} : グラウトとテンダンの許容付着応力度 (kN/m²)

② グラウトと地盤の摩擦抵抗から求まるアンカー体長 (L_a)

$$L_a = f_s \frac{T_d}{\pi \cdot d_A \cdot \tau} \quad <4-4-56>$$

ここで、 L_a : アンカー体長 (m)
 d_A : アンカー体径 (m)
 τ : 周面摩擦抵抗 (kN/m²)
 f_s : 安全率 (2.5)

また、定着長が長くなる(設計荷重が大きくなる)と、定着部の全長にわたって均等に引張り荷重が分担されないことから、その長さは一般的には 4~7m 程度、最大でも 10m 以下とする。
 なお、アンカー体の定着長を 10m 以下とするため、アンカー段数やアンカー間隔等の検討を行う。ただし、定着長が極端に短いと、地層の変化等の影響を受けやすくなるため、その最小値は 3m とする。

(2) 支圧型アンカー体の設計

支圧型アンカーは、アンカー体前面の支圧力により引き抜き作用に抵抗するものであるため、アンカー体前面の基盤内岩盤の一軸圧縮強度に応じた長さを次式により求め、アンカーの芯抜き閉塞長として決定する。

$$h_r = \{3 \cdot m_k \cdot P / (\pi \cdot \sigma_c \cdot k_0 \cdot \tan^2 \phi)\} \quad <4-4-57>$$

ここで、 h_r : 芯抜き閉塞長 (m)
 m_k : 安全係数 = 1.5
 P : アンカー設計荷重 (kN)
 σ_c : 定着岩盤の一軸圧縮強度 (kPa)
 k_0 : 基盤層内岩石のポアソン比による係数
 $= \nu / (1 - \nu)$
 ν : 定着岩盤のポアソン比
 ϕ : 定着岩盤のせん断抵抗角 (°)

5 定着部のグラウト

(1) 摩擦型アンカー工のグラウト

摩擦型アンカー工におけるグラウトは、定着部と非定着部の境界部にアンカー孔の閉塞装置であるパッカー等を装着し、定着部にモルタル又はセメントミルクを加圧注入する方法と、全孔にわたって注入する方法とがある。加圧注入は、グラウト材の密度を高くして強度を増すとともに、基盤内の亀裂等にグラウト材が侵入してアンカー体の実径を増大し、周面摩擦力を増加させるなどの効果があることから、周面摩擦型アンカー工のグラウトは加圧注入とする。

(2) 支圧型アンカー工のグラウト

支圧型アンカー工におけるグラウトは、孔壁の保護及び鋼材の防錆のために行われるので、加圧は行わなくともよいところであるが、アンカー体前面の基盤内岩盤の支圧強度の増強を図るために加圧注入を行うことが望ましい。

第15章 地すべり対策工の維持管理の現状と課題の整理、改善策の検討

地すべり対策工の維持管理において大きな課題はモニタリングが不足していることと地すべり対策工の耐用年数が明確になっていないことである。

地下水排除工（ボーリング暗きょ工や集水井工）の維持管理における健全度評価は、集水ボーリングや排水ボーリングの孔口の目詰まりの程度や排水量から判断しているが、排水量と降雨量の関係についてはモニタリングがほとんど実施されていない状況にある。地下水排除工の集水ボーリングの機能低下は同強度の降雨に対する排水量の応答性の経年変化によって判断することができる。

地下水排除工（ボーリング暗きょ工や集水井工）の耐用年数は一般的に50年とされているが、施工された環境や構造（集水ボーリング：ガス管/塩ビ管/サビレス）や材質（集水井：ライナープレート/セグメント）によって耐用年数が異なっていることから、それぞれの地下水排除工が施工された環境や構造・材質によって耐用年数を設定する必要がある。

アンカー工の維持管理では、外観の近接目視点検が主である。目視点検によって緊張力の変化などの機能低下が懸念される場合は詳細調査によりリフトオフ試験等が行われる。このため、常時、観測機器が設置され、緊張力の時系列変化を把握している事例は多くないため、アンカー頭部あるいはアンカー体や引張部に観測機器を装着して緊張力のモニタリングを実施する必要がある。なお、緊張力の測定には荷重計が用いられることが多いが、荷重計のセンサーやロガーとアンカー体であるPC鋼線にはそれぞれの温度特性が異なっており、日変化、季節変化がある。このことからアンカー体と同程度の温度特性をもつ観測機器（ワイヤーによる多層移動量観測）を用いてモニタリングを実施するのがよい。

アンカー工の耐用年数は一般的に50年とされているが、アンカー工が導入された初期に施工されたアンカーでは施工技術や防食技術が発展途上であり、特に、1988年制定の土質工学会（現：地盤工学会）基準によってアンカーの二重防食が義務付けられる以前のアンカー（旧タイプアンカー）においては耐久性に問題があり、施工された年代によって耐用年数が異なるといえる。また、アンカー工が施工された環境によっても耐用年数が異なることから、施工年代や施工された環境を考慮し、個別に耐用年数を設定する必要がある。

杭工の維持管理では、杭頭や周辺地盤の状況から杭工の健全度を判断していることが多い。この方法では杭本体の変形量と地下部の劣化損傷程度は不明であることから、杭工内に孔内傾斜計や歪ゲージ等を設置し、杭工自体の変形量を観測する必要がある。また、杭頭変位状況をGPS等によるモニタリングでの把握はほとんど行われていないため変位時期等は不明であり、GPSや伸縮計を設置し、観測を行うことも有効である。

杭工の耐用年数は一般的に50年とされているが、施工年代によって外周モルタルや中詰めとしてもちいられた材料の種類が異なっており耐用年数への影響が考えられる。また、施工された環境によって耐用年数が変化し、一般に地下15～20m以深は還元的環境となり腐食が進行しないためすべり面深度によっても耐用年数が異なることから、施工年代、施工環境、すべり面深度を考慮し、耐用年数を設定する必要がある。

表 15.1 地すべり対策工（ボーリング暗きょ工，集水井工）の維持管理の現状と課題，改善策（案）

工種	現状	主な課題	改善策（案）
ボーリング暗きょ工	<ul style="list-style-type: none"> ● 健全度を孔口の状況（目詰まりの程度や排水量）のみから判断している 	<ul style="list-style-type: none"> ● 排水量と降雨量の関係についてモニタリングが不足している 	<ul style="list-style-type: none"> ● 施工箇所毎に排水量と降雨量等の気象観測結果が比較できるよう整理（グラフ化）する。 ● 排水量については、過去の観測結果および降水量との関係について対比し、劣化や損傷の度合いについてまとめる。
	<ul style="list-style-type: none"> ● 耐用年数50年とされている 	<ul style="list-style-type: none"> ● 施工された環境によって耐用年数が異なる ● 材質（ガス管/塩ビ管/サビレス）によって耐用年数が異なる 	<ul style="list-style-type: none"> ● 施工された環境によって耐用年数を設定する ● 材質（ガス管/塩ビ管/サビレス）によって耐用年数を設定する
集水井工	<ul style="list-style-type: none"> ● 健全度を孔口の状況（目詰まりの程度や排水量）のみから判断している 	<ul style="list-style-type: none"> ● 排水量と地下水位の変化についてモニタリングが不足している 	<ul style="list-style-type: none"> ● 施工箇所毎に排水量と降雨量等の気象観測結果が比較できるよう整理（グラフ化）する。 ● 特に降雨量と排水量の関係について整理する。 ● 排水量については、過去の観測結果および降水量との関係について対比し、劣化や損傷の度合いについてまとめる。
	<ul style="list-style-type: none"> ● 耐用年数50年とされている 	<ul style="list-style-type: none"> ● 施工された環境によって耐用年数が異なる ● 構造（ライナープレート/セグメント）によって耐用年数が異なる ● 方式（完全井/不完全井）により耐用年数が異なる 	<ul style="list-style-type: none"> ● 施工された環境によって耐用年数を設定する ● 集水井の構造（ライナープレート/セグメント）によって耐用年数を設定する ● 集水井の方式（完全井/不完全井）によって耐用年数を設定する

表 15.2 地すべり対策工（アンカー工，杭工）の
維持管理の現状と課題，改善策（案）

工種	現状	主な課題	改善策（案）
アンカー工	<ul style="list-style-type: none"> ● 外観の近接目視点検が主 ● 緊張力の変化などの機能低下が懸念される場合は，詳細調査が行われる（リフトオフ試験など） ● 緊張力の測定には主に荷重計が用いられている 	<ul style="list-style-type: none"> ● 観測機器が設置されていることが少ないため，残存引張り力などの経時変化の把握が困難 ● 荷重計（センサーやロガー）とアンカー体（PC鋼線）の温度依存性（季節変化，日変化）があり，それぞれの温度特性が異なる 	<ul style="list-style-type: none"> ● アンカー頭部あるいはアンカー体や引張り部に観測機器（荷重計や歪ゲージ，ワイヤー設置による変位量観測）を装着し残存引張り力などのモニタリングを実施 ● 温度特性が同程度の観測機器を用いる（ワイヤーによる多層移動量観測など） ● 2～3年の期間でモニタリングを実施しトレンド解析を行う ● 必ずしも全箇所を実施する必要はなく，中央・両端部など少なくとも3点実施により傾向を把握可能
	<ul style="list-style-type: none"> ● 耐用年数50年とされている 	<ul style="list-style-type: none"> ● 施工年代によって防食技術が異なるため耐用年数が異なる ● 施工された環境によって耐用年数が異なる 	<ul style="list-style-type: none"> ● 施工年代によって耐用年数を設定する <p>施工された環境によって耐用年数を設定する</p>
杭工	<ul style="list-style-type: none"> ● 杭頭や周辺地盤の状況から判断している 	<ul style="list-style-type: none"> ● 杭本体の変形量と地下部の劣化損傷程度が不明 ● 杭頭のモニタリング（GPS等による）はほとんど行われいない 	<ul style="list-style-type: none"> ● 杭本体に孔内傾斜計や歪ゲージなどを設置し，杭本体の変形量を観測する ● 杭頭にGPSや伸縮計などを設置し，観測を行う ● GPSは常設によるトレンド解析が適切 ● 必ずしも全箇所を実施する必要はなく，中央・両端部など少なくとも3点実施により傾向を把握可能 ● 杭内部に孔内傾斜計を設置すると変形量が明瞭に把握できる
	<ul style="list-style-type: none"> ● 耐用年数50年とされている 	<ul style="list-style-type: none"> ● 施工年代によって外周モルタルや中詰め材種類が異なるため耐用年数が異なる ● 施工された環境によって耐用年数が異なる ● 一般に地下15～20m以深は還元的環境となるためすべり面深度によって耐用年数が異なる 	<ul style="list-style-type: none"> ● 施工年代によって耐用年数を設定する ● 施工された環境によって耐用年数を設定する ● すべり面深度によって耐用年数を設定する

第16章 地すべり対策工の維持管理の今後の展望の検討

地すべり対策事業では、調査から対策工の施工までは、動態観測がきめ細やかに実施され、地すべり滑動を詳細に把握するよう努めている。その一方で、地すべり対策事業が一旦概成してしまうと、動態観測等は中止され、施工後の対策工のモニタリングは積極的に実施されているとは言い難い。これは地すべり対策工を永久構造物と捉えていることや国や都道府県の財政事情等によるものであるが、施工後50年を超え劣化が進んだ集水井が今後増加することや旧タイプのアンカー工が数多く存在し、地すべり対策工としての機能を失いつつある施設が存在していることから、今後は地すべり対策工の維持管理を適切に行っていく必要がある。維持管理を適切に行っていくためには、点検・調査のタイミングや機能回復を実施する時期の判断が重要になってくる。これらの判断のためには地すべり対策工の状況の時系列的に観測（モニタリング）することが重要となる。

以下では、代表的な地すべり対策工としてボーリング暗きょ工、集水井工、アンカー工、杭工についての維持管理の今後の展望について述べる。

ボーリング暗きょ工の排水量は、気象条件や季節により変動するため、継続的にモニタリングを実施することにより対策効果や劣化、破損状態の評価が可能となる。これらの評価は排水量の観測結果と降雨等の気象データとの関係を考察する必要があるため、地すべり地で同時に気象データを取得する努力が必要であり、各種データの取得は半自動や自動観測が適している。

また、近年、孔内洗浄後にカメラの挿入し孔内状況を直接観察することが可能になっている。これらのデータを蓄積することにより将来的には地すべり対策工としての耐用年数を示すことが出来るかもしれない。

集水井工は、昭和40年ごろから全国に普及しており、今後施工後50年を超え劣化が進んだ集水井の増加が見込まれている。これらの集水井について維持管理や更新をどうするかが今後の課題となる。

集水井工のモニタリングについては、ボーリング暗きょ工と同様の考え方で実施していくことになると考えられるが、集水井工の場合は、集水ボーリングからの排水量に加え排水ボーリングからの排水量を継続的に観測することにより、地下水排除機能の長期的な効果を判定・確認していく必要がある。

集水井工の最新の点検技術としては UAV を用いて集水井内の画像を取得し三次元化により状況把握（変形量把握）する技術の開発が行われており、劣化が進み井内への立入りが危険な集水井についても適切に点検を実施することが可能となりつつある。

アンカー工は昭和51年に（社）土質工学会により「アースアンカー設計・施工基準」が制定されて以降、急速に普及していったが、当初のアンカーは二重防錆が規定されていなかったことや施工技術が未熟であったことから、これらの旧タイプアンカーの健全性の評価には課題が残る。

アンカーの緊張力は、リラクゼーションやクリープによって変動することから、残存引張り力の経年的なモニタリングが重要となってくる。しかし、緊張力の測定には主に荷重計が用いられているが、荷重計（センサーやロガー）とアンカー体（PC鋼線）には温度依存性があり、さらにそれぞれの部材の温度特性が異なっており、測定される緊張力には季節変化や日変化が生じることになる。このため、温度特性が同程度の観測機器（ワイヤーによる多層移動量観測など）や2～3年の期間でモニタリングを実施しトレンド解析を行うことが望ましい。また、モニタリングは必ずしも全箇所を実施する必要はなく、中央・両端部など少なくとも3点について上記期間実施することにより緊張力変化傾向の把握が可能となる。

杭工は、大部分が地表面化に施工されているため、杭本体の劣化状態を直接観察して状況を把握することは難しいのが現状である。地表面で確認できる変状は主に杭頭の傾倒であり、これはGPS等によって観測することが可能である。なお、GPSによって杭頭のモニタリングを実施する際は、GPSを常設し時系列モデルによるトレンド解析が有効である。また、地中内の状況把握

には、杭工内に孔内傾斜計を設置観測することにより、傾斜計で観測結果から杭工の変形量を明らかにすることができる。これにより対策実施後の地すべり挙動の把握や設計の検証が可能となる。杭工のモニタリングもアンカー工と同様に、必ずしも全箇所を実施する必要はなく、中央・両端部など少なくとも3点で3年程度実施することにより傾向を把握することが可能となる。

表 16.1 地すべり対策工の維持管理の今後の展望

工種	今後の展望
全体	<ul style="list-style-type: none"> ● 地すべり事業では調査から工事までは、動態観測が実施されるが、事業が概成してしまうと観測は中止され、対策工のモニタリングは積極的に実施されていない。 ● 地すべり対策工を永久構造物として捉えていることや財政事情から十分なモニタリングが行われているとは言い難い。 ● 劣化が進んだ集水井や旧タイプのアンカー工など数多く存在し、機能が劣化しその機能を失いつつある対策工が存在する。 ● 地すべり対策工の維持管理を適切に行っていくためには、点検・調査のタイミング、機能回復を実施する時期の判断が必要。 ● 判断のためには地すべり対策工の状況を時系列的に観測することが重要
ボーリング暗きょ工	<ul style="list-style-type: none"> ● 排水量は気象条件や季節により変動するため、継続的にモニタリングを実施することにより効果や劣化、破損状態の評価に有効 ● 手計りの場合、降雨との関連性を確認できなくなるので、半自動観測や自動観測が適している。 ● 近年、孔内洗浄後にカメラの挿入し孔内状況の直接観察が可能になっている。これらのデータ蓄積により地すべり対策工としての耐用年数を示すことが出来るかもしれない。
集水井工	<ul style="list-style-type: none"> ● 今後更新の時期を迎える集水井工の増加が見込まれている。 ● ボーリング暗きょ工と同様に、集水井からの排水量と排水ボーリングからの排水量を継続的に観測することにより、地下水排除機能の長期的な効果を判定確認する必要がある ● UAV を用いて集水井内の画像を取得し三次元化により状況把握（変形量把握）する技術の開発が行われている。 ● ライナープレート製の集水井が圧倒的に多いが、それらの維持管理や更新をどうするかが今後の課題となる
アンカー工	<ul style="list-style-type: none"> ● 今後更新の時期を迎える既設アンカーの増加が見込まれている。 ● 初期に施工されたアンカー工（旧タイプアンカー）は施工技術や防食技術が未熟なため、健全性の評価が課題 ● アンカー緊張力はリラクゼーションやクリープにより変動することから、残存引張り力の経年的なモニタリングが重要 ● モニタリングは必ずしも全箇所を実施する必要はなく、中央・両端部など少なくとも3点を3年程度の長期実施することにより傾向を把握できる
杭工	<ul style="list-style-type: none"> ● 大部分が地表面化に施工されているため、杭本体の劣化状態を直接観察して状況を把握することは難しい ● GPS による杭頭のモニタリングは、常設し時系列モデルによるトレンド解析が有効。 ● 杭工内に孔内傾斜計を設置観測することにより杭工の変形量を明らかにすることができる。これにより対策実施後の地すべり挙動の把握や設計の検証が可能となる。 ● モニタリングは、必ずしも全箇所を実施する必要はなく、中央・両端部など少なくとも3点実施（3年程度）により傾向を把握できる

第17章 平成25年版治山技術基準解説―地すべり防止編の「解説」の補足内容検討

近年、我が国の公共事業等における設計手法は、世界貿易機構（WTO）の協定の遵守、コスト削減の推進等の観点から、性能規定による設計に対応した基準類の検討・整備が進められている。特に港湾施設などを中心に性能規定を本格的に取り入れた技術基準書の改訂が進んでいる。

そのような中で、国土交通省の河川砂防技術基準は計画編が平成19年に、調査編が平成24年に改定され、性能規定を取り入れた内容となっている。治山分野においては治山技術基準の総則・山地治山編が平成21年に、林道技術基準が平成23年に、地すべり防止編が平成25年にそれぞれ改訂され、性能規定化への路線に沿った技術基準の見直しの初期段階がほぼ完了した。

そのような性能規定型の基準書改訂が進む中、都道府県等の実務担当者からは実務や会計検査等に対応するための技術的な説明が削除され技術基準書として十分機能していないとの指摘もある。

以上のことから、関連業界関係者、森林分野技術者からなるワーキングを設置し、平成25年版治山技術基準解説―地すべり防止編の「解説」の補足内容の検討を行い、その内容を学識経験者、関連業界関係者、森林分野技術者からなる検討委員会に諮り、助言を受け、平成25年版治山技術基準解説―地すべり防止編の手引きの作成を行った。

以下では、平成26年度の検討結果の中から主な内容をまとめる。

第1節 「第2章 地すべり調査解析」の補足内容検討

第1項 地すべり調査の流れについて

地すべり調査は、地すべり地及び周辺地域の実態把握を目的とした実態調査と、地すべりの移動機構の把握を目的とした機構調査があり、「地すべり防止工をどのような位置に、どのような工法で、どの程度の規模で行い、それから期待される効果はどのようなものか。」を判明させることを目的としている。

実態調査は、予備調査（第2節）、現地踏査（第3節）、地形調査（第4節）、地表移動量調査（第7節）に分かれる。

予備調査は、既存の資料・文献等により調査地の自然環境、地すべりが及ぼす社会的影響、地域を網羅する法的規制、防災等に関する既存の施設等を概括的、総体的に把握するめに実施するものである。この予備調査は、地すべり調査の最初に取り掛かる調査であるため、その成否がその後の調査等に及ぼす影響が大きい。そのため、資料・文献等の収集に当たっては、精度の高いものを選定することに留意しなければならない。また、予備調査では、調査地とその周辺の空中写真を入手し、判読により地すべり地分布図や地形分類図等を作成しておくことが不可欠である。

現地踏査では、予備調査でまとめた資料を参考に、地すべり地現地において地すべりによる地表変状、地質、地下水等の状況を把握する。その後、地すべり地の地形測量を実施し、平面図に滑落崖、地変状等を記載する。地表移動量調査により、地すべりの移動の範囲、状況を把握する。この実態調査により、地すべりブロック区分の把握を行い、このブロック区分に基づき機構調査を行う。

治山技術基準において機構調査の章は、土質・地質調査（第5節）、地下水調査（第6節）、地表移動量調査（第7節）、地中変動量調査（第8節）、気象調査（第9節）に分かれる。

地下水調査や地中変動量調査は、土質・地質調査で実施されるボーリング孔を用いるが、地表移動量調査や気象調査はその制限がないため、平行して実施することが可能である。調査を計画するに当たっては、「予備調査」及び「現地踏査」が終了した段階で、地すべりの規模、移動範囲、移動時期、緊急性等に関して仮説を立てて、地すべり調査の種類を決める。地すべり調査の種類は、上記仮説を肯定又は否定することが可能で、十分な妥当性を有し、かつ効果の高いものを採用する必要がある。さらに、効率的な調査とするためには、地すべり調査の実施中であっても、必要に応じて調査計画の見直しを行う必要がある。

各種地すべり調査の実施後、その結果に基づき検証、照合を行って、目的とした結果が実証されているか否かを確認し、確認できない場合は、フィードバックして再検討、再調査を行い、目的に合致する調査を行う必要がある。

目的にあった調査を実施後、機構解析を行う。また、機構解析の結果を仮説にフィードバックし、必要に応じて仮説の見直し等を行う。

第2項 地すべりブロックの区分の把握について

地すべりブロックの区分の把握は、予備調査の段階から行い、その後の各段階の調査結果をフィードバックし、修正を行うものとする。

予備調査の段階では、既存資料地形図、空中写真、微地形表現図等により、地すべり範囲を事前に想定し、概略的に地すべりブロック区分の把握を行う。概略的に把握した地すべりの範囲に対し、現地踏査を行い、滑落崖・亀裂の連続性等から地すべりの影響範囲を確認し、地ブロックの区分の仮決定を行う。

第3項 測線の設定について

地すべりブロック区分を把握した後、ブロックごとに測線を設ける。測線は、主測線と副測線に分けられる。

主測線は、各種詳細調査の測線網の基準線であり、安定解析の基準線になる場合もあるので、当該ブロックを代表する位置に設けることが必要である。主測線の設定は、地すべり機構の解明の成否あるいは精度に関り、結果として防止工事の経費等に大きく影響することがあるので、測線の位置、方向及び長さの決定に当たっては、十分に検討しなければならない。

主測線の位置は次のようにする。

- ① 主測線の位置及び方向は、予備調査及び現地踏査で把握した移動範囲及び移動方向に基づき、原則として、地すべりブロックの中心部に移動方向に平行に設ける。また、測線は原則として直線とするが、斜面の上部と下部の動きの方向が大きく異なる場合は折れ線とすることができる。
- ② 主測線の長さは、最上部の亀裂、最下部の盛り上がりまたはすべり面の末端等、安定解析に欠かせない地点を含めて十分に余裕を持った長さとする。
- ③ 主測線の基準点は、後日照査が可能なように原則として不動点に設けるものとする。

副測線は、地すべりブロックが大きいか、または複雑で主測線のみでは十分な調査成果が得られない場合に設けるものである。

- ① 副測線は、縦断副測線と横断副測線とする。
- ② 縦断副測線は、一般的に主測線と平行に設けるものであり、その基準点等は主測線に準ずる。なお、縦断副測線は、三次元安定解析等の測線として用いられる場合があるので、測線の位置、方向及び長さ決定に当たっては十分に検討しなければならない。
- ③ 横断副測線は、主測線を補助するものとして、地すべりの形態が立体的に把握できる位置に主測線に直角方向になるように設ける。また、長さは地すべりの幅を把握に十分なものとする。

第4項 安定解析の方法及び種類について

(1) 安定解析式の選択

地すべりは、ある特定のすべり面を使って滑動することが多く、盛土破壊等に見られるような円弧型のすべりは皆無と言ってよいほどである。よって、非円弧すべりに対応した Janbu 式が標準の安定解析式である。

(2) 近似三次元安定解析を実施するときの地すべりブロックの認定

上下あるいは左右に隣接する地すべりブロックが、相互に影響を及ぼしているブロックなのか、あるいは無関係のブロックなのかは、地すべり防止工の計画に際して非常に重要となる。近似三次元安定解析を実施する際、その範囲は、同一のブロックもしくは影響し合っているブロックとする。

第5項 強度定数の設定について

(1) 逆算解析を行う意味

盛土等の安定解析では、強度定数を設定して安全率を求める順算解析による安定解析が適用される。これは、盛土は施工管理された人工構造物であり、土質条件が比較的均質なため、土質試験によって精度の良い強度定数を設定できるためである。

一方、地すべりの安定解析は、 c' もしくは ϕ' と安全率を仮定して、どちらか一方の定数を求める逆算解析が広く行われている。これは、盛土とは異なり、自然斜面は地盤条件・地下水位条件が複雑で規模も大きいため、精度良く強度定数を設定するためには、数多くの箇所で土質試験を行う必要があり、現実的ではないことが多いためである。

また、地すべり調査では、通常、地表・地中変動量調査によって地すべりの変動状況を把握する。この観測結果と順算解析で求めた安全率がかけ離れていることが多々ある。安全率の違いは地すべり対策工の工事費に直結するため、地すべり活動状況と整合した安全率を設定することが重要である。

以上から、土質試験などによって、すべり面の粘着力 c' 、内部摩擦角 ϕ' のうちいずれか（例えば ϕ' ）を決定し、地表・地中変動量調査によって把握した地すべり変動状況に基づいて設定した現状安全率から逆算によってもう一方の土質定数（例えば c' ）を決定するのが、最も実用的と言える。（なお、以下で述べるように、最初に ϕ' を決定した方が、地すべり防止計画上の問題が少ない）

(2) 試料採取と試験条件

強度定数を土質試験から求める場合、採取した試料がすべり面全体を代表する試料か、についても検討する必要がある。一般的に、すべり面は、場所によって強度が異なっていることが多いので、試料採取位置と数量に留意しなければならない。

地すべりの発達段階と試験条件とが整合するか、についても検討が必要である。

地すべりは、過圧密粘土の強度がピークせん断強度から残留強度に低下していく過程で発生する、とされている（Skempton, 1964）。例えば、初生的な地すべりの場合はピーク強度を用いるべきであるし（Skempton, 1970）、逆に、末端部に圧縮亀裂や盛り上がりが見られ、側壁亀裂が明瞭に追跡できるような状態では、すでに残留強度にまでせん断強度が低下したものとしてよい（申, 1989）。

(3) 逆算解析時における現状安全率の推定

地すべり滑動と安全率の関連付けは、本来、臨界安全率 $F=1.0$ の状態だけが可能である。しかしながら、観測期間中に地すべり活動を捉えられない場合 ($F>1.0$)、逆に、地すべりが常時滑動し休止しない場合 ($F<1.0$) では、現状安全率を推定せざるを得ない。

このような場合、地すべりの活動度に応じて、 $0.95\sim 1.0$ の間で現状安全率の推定値が用いられることが多い。

これらの推定値を用いる際には、結果が過大あるいは過小となる危険性を十分に認識し、後日、臨界状態での諸元を得た時には、すみやかに修正する必要がある。

(4) 強度定数が、過大あるいは過小に推定された場合の問題点

逆算解析に際して設定する強度定数の過大又は過小については、次のような問題点があるので、十分注意する必要がある。

- ① 鉛直荷重の変化を伴う抑制工法（排水工法、排土工法、盛土工法など）では、逆算解析において粘着力 c' 、内部摩擦角 ϕ' のうちどちらを大きくとるか、小さくとるかによって、工法効果の評価が大きく異なる。例えば、すべり面の強度が全範囲で残留強度まで低下して $c'=0$ となっている地すべり（再活動型で、抵抗要因もない地すべり）に対し、 $c'>0$ と設定して ϕ' を逆算で求めた場合には、得られる ϕ' は相対的に過小評価されてしまい、期待される抑制効果を小さく見積もることになる。逆に、すべり面全面で残留強度まで強度低下していない地すべりで、 $c'=0$ として ϕ' を逆算で求めると、 ϕ' が過大に評価されてしまい、抑制効果を過大に見積もることになる。すなわち、上記のような工法を採用する場合、 ϕ' の誤差が大きく影響するので、一般的に言えば、 ϕ' の誤差を小さくするため、 ϕ' を先に設定した方が望ましい。
- ② 間隙水圧を過大（あるいは過小）に見積もった場合、せん断強さも過大（あるいは過小）に評価し、抑制工の効果を過大（あるいは過小）評価することになる。
- ③ すべり面せん断強度が残留強度まで低下してしまっていて、 $c'=0$ と設定することができるケースもある。ただしその場合、 ϕ' が大きな値となる。 ϕ' が実際よりも過大となった場合、地下水排除工の効果を過大に見ることになるので、 $c'=0$ の採用には細心の注意が必要である。
- ④ 逆算時の安全率を臨界安全率（ $F=1.0$ ）以外の条件で設定する場合、せん断強さ（ c' 、 ϕ' ）に誤差を生ずる恐れが強い。

第6項 単位体積重量 γ_t

単位体積重量 γ_t は、地すべり滑動力の算定に使用され、地すべり防止工の計画数量などを左右する、重要なパラメータである。

単位体積重量 γ_t の設定は、現場試料を用いた土質試験、文献情報などにより、対象とする地すべり移動土塊の平均的な値となるよう、努めなければならない。

第7項 間隙水圧の設定について

（1）間隙水圧と孔内水位

すべり面にかかる圧力水頭を測定するための方法としては、間隙水圧計を埋設して直接水圧を測定する方法と、すべり面付近のみをストレーナ加工しその上下を遮水した水位観測専用孔で観測する方法とがある。（第2章 6-3項参照）

ただし、間隙水圧が上昇した時、孔内水位が上昇するためには、地下水が観測孔内を満たすまでの時間を要する。すなわち、「孔内水位＝間隙水圧」ではない。よって、地すべりのように、水圧が大きく関係している現象の場合、間隙水圧を直接測った方が望ましい。

（2）臨界水位についての留意点

地すべり移動状況と観測水位の関係を継続的に調べると、移動開始時と停止時の臨界水位が異なる場合がある。

その場合は、当該地すべりの移動状況と水位変動状況などを十分に考慮しながら、臨界水位を慎重に決定しなければならないが、一般的には移動開始時の臨界水位を使用する。

（3）超過確率水位の求め方についての補足

超過確率水位を求めるにあたって、やむを得ない場合は、次の方法を用いてもよい。

降雨対地下水位モデルを構築できない場合、観測地下水位から直接に超過確率水位を求める方法が考えられている。

観測点ごとの年最高水位を用いた極値解析が望ましいが、一般には観測期間が短いことから、対象地域における高水位の月最高水位を用いて、極値解析する方法が実用的とされている。

第2節 「第3章 地すべり防止工事計画」の補足内容検討

第1項 計画規模について

地すべりの滑動状況と安全率の関連付けが可能となるのは、地すべりが滑動する直前の安全率が $F=1.0$ （臨界状態）ということのみである。このため、臨界状態での間隙水圧分布を知ることにより妥当な土質強度定数の推定が可能となり、対策工計画策定や対策工効果判定をより適正に実施することができる。

県の技術基準の中には保全対象の重要度に応じた目標安全率が詳細に明示しているものがある。・ $F=1.0$ の状態を“極限平衡状態”と表現している専門書もあるが、これは正しくない。極限平衡法は $F=1.0$ の状態を解析する手法ではなく、 $F \geq 1.0$ の状態を解析する手法であるので、 $F \geq 1.0$ の状態のすべてを“極限平衡状態”と表現することが正しい。専門的に説明すると、「“すべり面のせん断強さ÷安全率 F ”が“すべり面のせん断力”と常に釣り合っている」という状態を解析するのが極限平衡法である。

第2項 工種選定及び組合せについて

降雨又は融雪による地下水圧の上昇を誘因とする地すべりでは、原則として地下水排除工を採用するものとする。地下水排除工を主な対策工とする場合は、集水機能低下による地すべりの不安定化を避けるため十分な維持管理対策を講じる必要がある。持管理対策を講じる必要がある。

第3節 「第4章 地すべり防止工の設計」の補足内容検討

第1項 集水井工—集水井工効果の算定について

集水井工などの計画水位高を 3m や 5m と設定する事例があるが、地すべり地全域の地下水位を 3m 低下させるためには相当数の集水井工が必要となる。計画水位高を 3m や 5m とし、良いと記述されている基準書では、当初「地すべり地内にまんべんなく配置した場合」という条件が付いていた。“まんべんなく”という判断について、対象の地すべり地で集水井 10 基が適切か 5 基が適切かなどを、技術者の私見のみで判断することは難しい。よって、集水井配置と数量の効果を事前に推定することが望ましい。

有限要素法や有限差分法を用いた地下水位低下シミュレーションや群井理論を使った簡易な地下水位低下シミュレーションなど方法を用いて集水井配置による安全率上昇効果を対策工計画時に算定することが望ましい。

計画されている集水井配置の妥当性を検証することが望ましい。何のシミュレーションも実施せずに“計画水位低下高 5m”などとする設定は望ましくない。

第2項 排水トンネル工—排水トンネル工効果の算定について

排水トンネル工などの計画水位高を 5m や 8m と設定する事例があるが、地すべり地全域の地下水位を 5m 低下させるためには相当数の排水トンネル工と集水ボーリング工が必要となる。計画水位高を 5m や 8m とし、良いと記述されている基準書では、当初「地すべり地内にまんべんなく配置した場合」という条件が付いていた。“まんべんなく”という判断について、対象の地すべり地でどの程度の排水トンネルの延長が必要かを、技術者の私見のみで適切に判断することは難しい。よって、排水トンネル工及び集水ボーリングの配置と数量の効果を事前に推定することが望ましい。

排水トンネル工は事業費が巨額となるので、有限要素法や有限差分法を用いた地下水位低下シミュレーションや群井理論を使った簡易な地下水位低下シミュレーションなど方法を用いて集水ボーリング孔配置による安全率上昇効果を対策工計画時に推定した方がよい。

計画されている集水ボーリング孔配置の妥当性を検証する必要がある。何のシミュレーションも実施せずに“計画水位低下高 8m”などとする設定は適切ではない。

第3項 杭工—杭の構造、間隔及び配列について

(1) 杭の配列

杭の配列は、原則として単列配置とする。やむを得ず、千鳥配置とする場合は山側杭と谷側杭の設置位置での地形の違いや地すべり亀裂の有無などの地形状況、移動特性の違いなどによって山側や谷側のみに荷重が集中することの内容に配慮する必要がある。

また、崩積土や強風化層を移動層とする地すべりでは地すべり変位に伴う上段の杭及び杭周辺地盤の変形が花壇の杭に影響することも考えられるため、移動層の地盤条件も考慮する必要がある。

複数列での施工を計画する場合は、それぞれの杭設置位置での地すべり変位の大きさや方向が同じで、かつ、移動時期も同じであることを確認し、その上で、必要抑止力の配分方法を慎重に検討する必要がある。

(2) 杭間隔

杭の施工上、孔壁間の距離は約 1m 以上確保する必要があるため、杭間隔の決定にあたっては、この点を考慮する必要がある。設計計算上、孔壁間の距離が 1m 未満となる場合には杭配列を千鳥配列とする。

(3) 孔壁間を 1m 以上確保する意味

- ① 杭工は効率を考えて、3～4孔をまとめて削孔し、一気に鋼管の建込みを行うことが多いが、孔壁間が近いとグラウトが隣の孔に流入したり、洗浄による泥水が洗浄済みの孔に流れるなどの悪影響がある。また、隣の孔に注入したグラウトの影響で鋼管が浮く場合もある。
- ② 1本ずつ削孔+建込みをする場合で孔壁間が近い場合は、隣の杭周辺のグラウトの十分な養生期間を待って削孔を始める必要がある。そうしないと削孔時の振動やケーシング挿入時の圧力等が隣接する杭のグラウトに悪影響を与え、グラウト内の亀裂の発生や不均質なグラウトが生成される可能性が高くなる。また、十分に養生されたグラウトでも削孔時の振動によりクラックが発生する可能性もある。グラウトにクラック等が発生するとグラウトの防食機能が著しく低下する。
- ③ 孔壁間が近いと孔壁間の土塊の乱れや応力解放が大きくなり、孔壁の崩壊が起きやすくなる。
- ④ 地すべり抑止杭は平地ではなく斜面に設置されることと設置位置のすべり面も傾斜している影響で、地すべり滑動時に杭の軸方向の力を受ける。そのため、杭周辺地盤の拘束力が弱いと、地すべり滑動時に杭頭が地表に突き出る変状が生じる。孔壁間が近いと孔壁間の土塊の乱れや応力解放が大きくなり、地山の持つ本来の強度を有しなくなることから、杭の拘束力が低下し、杭に作用する軸方向の力に対する耐性が低下する。

第4項 アンカー工—アンカー工の型式について

アンカー工は摩擦型アンカーも引張型と圧縮型に分かれる。それぞれに長短があるので定着地盤の状況に合わせて選定する必要がある。

また、受圧板位置での緊張方式もくさび型とナット型がある。荷重管理の容易さや自由長変更の自由度などを考慮して、それらを選定する必要がある。

第4節 「第5章 地すべり防止効果の検証」の補足内容検討

第1項 調査の種類について

(1) 調査計画立案に関する留意点

地すべり防止効果の検証のための調査を円滑に実施するには、機構調査時点から検証のための調査を考えた調査計画を立案する必要がある。また、新たに調査を実施する場合も、機構調査の結果を十分に検討し、整合性をとらなければならない。

(2) 調査方法

地すべり防止工の効果判定を目的とする調査を実施する場合は、その工法の特徴により、一般的に次のような調査方法が用いられる。

効果判定の調査方法

区 分	主として用いられる調査方法
水路工・暗きょ工・ボーリング暗きょ工・集水井工・排水トンネル工	現地点検・地表移動量調査・地中移動量調査・地下水位調査・地下水排水量調査・構造物挙動調査
排土工・押え盛土工・治山ダム工・土留工等	現地点検・地表移動量調査・地中移動量調査・構造物挙動調査
杭工・シャフト工・アンカー工	現地点検・地表移動量調査・地中移動量調査・構造物挙動調査

第2項 地すべり防止工の維持管理の検討について

地すべり防止工の維持管理の留意点を以下に示す。

(1) 水路工

水路内に堆積した土砂や落ち葉等の清掃を行う。また、水路に亀裂や目地の開きが認められた

場合には間詰め等の補修を行う。

(2) 地下水排除工

ボーリング暗渠工や集水ボーリング工からの集水量減少の原因として、①工事効果、②スライム付着による目詰まり、などがある。また、ある程度の目詰まりがあっても地すべりの安定性には影響しないケースもある。

観測や点検により原因を推定し、目詰まりが原因で機能低下している可能性が高い場合には、高圧水による洗浄を行うことで、機能が回復することがある。

集水井本体については、井筒の変形や腐食について確認する。昇降階段や天蓋、立入防止柵等の付帯施設の健全性も併せて点検する。

排水トンネル内部については、亀裂やゆがみ、押し出し等の有無を確認する。

集水井や排水トンネルの変状が地すべり性か否かの判断が重要であり、地すべり性の場合には抜本的な対策が必要である。

集水井や排水トンネル内に立ち入る際には、酸欠やガス中毒の危険性があるため、酸素濃度のチェック、有毒ガスの有無のチェック、換気等の安全対策を十分に講じる。

(3) 杭工, シャフト工

杭工やシャフト工（以下、杭等と表記）については、地中に埋まっているため健全性を把握するのが難しい。このため、点検では、杭等の配列の乱れや、杭等の頭部の突出・傾倒、杭等の周辺地盤の変状の有無について確認する。

杭等自体の変形を把握するためには、施工時にあらかじめ孔内傾斜計ガイドパイプを設置し、観測を行う必要がある。この観測結果からたわみ図を作成し、杭等の挙動・応力解析を行い、設計許容値と比較し、健全性を評価する。

ただし、杭等は、谷側に曲ることで初めて効力を発揮するので、杭等の頭部が変位した場合でも、直ちに異常とは言えない。頭部変位が何を意味するのか、杭等自体の変形や地すべり活動の観測データ、設計時の資料などを使って、総合的に判断する必要がある。

(4) アンカー工

アンカーが健全かどうかは、以下に示す方法で調査することが望ましい。

- ① アンカー頭部の腐食状況や受圧構造物の変状等を定期的に点検する。
- ② アンカー頭部に荷重計を設置し、緊張力の変化を観測する。
観測結果から、必要に応じて、再緊張や除荷、追加施工等を検討する。

巻末資料 1 : 治山事業における地すべり対策事業の性能規定化のあり方について (川邊委員)

巻末資料 2 : 大規模外力に対する治山施設の設計法の考え方の試案 (石川委員)

巻末資料 3 : 干渉 SAR 技術を用いた地すべり変動箇所抽出 (土屋委員)

巻末資料 4 : 山地災害対策技術の現状と今後の課題ー災害外力と脆弱性の視点からー (執印委員)

巻末資料 5 : 地すべり対策技術の向上に求められること

ー将来の気候変動を想定した積雪地帯における地すべり対策工技術の確立ー (松浦委員)

巻末資料 6 : 地すべり対策工の現状と今後の維持管理 (松浦委員)

<巻末資料1>

治山事業における地すべり対策事業の性能規定化のあり方について
(川邊委員)

治山事業における地すべり対策技術の性能規定化のあり方について

元新潟大学 教授 川邊 洋

1. はじめに

近年、我が国の公共事業等における設計手法は、国際標準との整合性、社会への説明性の向上、新技術の開発とコスト削減の推進等の観点から、性能規定による設計に対応するように、各種基準類の検討・整備が進められている。

平成 25 年に改訂された治山技術基準の地すべり防止編は性能規定化の初期段階にあることから、今後さらなる性能規定化が必要になると思われる。さらに、実務の中でそれをどのように具体化していくのかについて検討することも重要である。

地すべり対策技術には、他の土木分野や建築分野にはない困難な条件が存在しているうえ、中山間地を主な対象としている治山事業の中の地すべり対策技術には、いろいろな面で都市近郊や河川・砂防分野での地すべり対策技術とは異なる点が存在する。

2. 地すべり対策技術の特殊性

土木・建築分野の構造物は、人工材料を利用した人工構造物である。たとえ土などの自然材料を使ったとしても、極めて人工的に管理された施工がなされている。それらの構造物に作用する外力は、主に水や空気による流体力であり、地震力であり、それらには統一された理論的取扱方が適用されている。自然相手の多い土木分野はやや遅れているものの、これらの分野の性能規定化は少しずつ進んでいる。

性能規定化のやや遅れている土木分野の中でも、とくに地すべり対策の場合は確率的な考え方の導入が難しいため、性能規定化が大きく遅れている。

地すべり対策用の構造物の多くは、人工材料を用いた人工構造物であるが、それに作用する外力は、自然環境（主に降雨・融雪・地下水）の中に置かれた自然材料（土）からなる物体の不安定な動きである。施設の破壊可能性を確率論に基づく手法によって評価することは難しい。さらに、地すべり対策用の施設は、地すべり活動による外力に耐えつつ、本来の用途（地下水排出など）を達成しなければならないものも多い。

例えば港湾施設は、施設そのものが破壊されることは許されないが、地すべり防止施設は、基本的に土の流動による災害を防止することが目的であり、施設そのものがたとえ破壊しても、背後圏の人命や財産に甚大な被害を及ぼさなければ目的は達している。このことも信頼性解析を難しくしている。信頼性に劣るため、信頼性に基づく照査方法は難しい。施設の応答を適切に評価することが難しいため、数値解析手法も難しい。結局、過去の経験や蓄積されたデータ等に基づく方法が現実的となってしまう。

地すべり対策技術の「性能規定」化には、自然の土に対する地すべり解析技術の開発と適切な土質試験値の取得、人工材料による人工構造物に対しては、抑制工の効果予測技術の開発、地すべりの形状・変位を考慮した抑止効果評価の判定が課題として存在している。

ところで、中山間地を主な対象としている治山事業の中の地すべり対策技術については、次のような課題がある。

- 1) 施設周辺の森林と一体となって効果を発揮している場合は、施設そのものの効果を抽出することが難しい。
- 2) 直近に保全対象物がない場合、当該施設を必要とする理由をつけにくい。
- 3) 傾斜地であるため、正確な数値解析が困難、現場での土質試験が不可能、平地での理論式の適用が不可能、などの課題がある。また、地質・岩種が複雑に入り組んでいる。

3. 特殊性を踏まえた性能規定化のあり方

構造物としての地すべり防止施設については、従来の「仕様規定」が具体的でわかりやすいが、地すべりの動きも含めた地すべり地全体の維持管理、例えば、年間の移動量を 10mm 以内に抑えるように地すべり地を維持管理しなければならないとすると、「性能規定」の方がわかりやすい(地すべり対策の全体計画は、既に性能設計的な考え方になっている)。ただし、「目的」や「要求性能」は明らかであっても、港湾基準のような「要求性能」が満たされるために必要な照査が可能なように具体的に詳細に規定したものという意味での「性能規定」はやはり難しい。これが可能であれば、複数の手段の中での選択の自由度が大きく、従来の仕様に囚われずに済み、結果的に品質向上やコスト縮減をもたらすことが期待される(その代わりに、高度な技術が要求され、技術者の責任は増大する)。

現状でも、地すべり活動を止めるという目的だけが決まっていて、工種や配置の規定はなく、各現場に応じて検討することになっている。新しい工種・工法・材料を使って柔軟に新しい工法を開発することが可能性であり、これは「仕様規定」というよりも「性能規定」に近い考え方である。とは言え、現状の対策技術は固定化してしまっており、これでは将来の技術の進化を阻害する。もう少し自由度があってもいい。

基準類を一気に「性能規定」化することが混乱を招くのであれば、経過処置として、「性能規定」と「仕様規定」両者の長所を活かす形で基準類を体系化することが考えられる。「性能規定」化した体系においては、要求された性能の実現方法は、基本的に設計者等に任せる。一方、設計を効率的に実施するためには「仕様規定」が便利なので、要求された性能を満足することが証明された「仕様規定」を、参考規定として、本文ではなく、解説の中に収める方法が考えられる。道路橋示方書の性能規定化の基本的な考え方は、従来の「仕様規定」が求める要求性能を「性能規定」として明示し、併せて、従来の「仕様規定」を「みなし規定」として併記するものである。地すべり対策の参考になるかもしれない。

これまでのデータの蓄積や経験が積み重なったものが現状の「仕様規定」であり、「性能規定」化の流れの中でも、現状の「仕様規定」を併記するというのが現実的であろう。基準の表記方法を性能明示型コードへ変更する第一段階くらいにはできるかもしれない。

このように、段階的に「性能規定」化を進める一つの方法は、地すべりの全体的な動きに対しては性能規定化、個別工種については仕様規定を残す方法である。

もう一つの方法は、地すべりの規模で区別する。大規模地すべりでは、性能規定化を目指す、仕様規定も活かす。一方小規模地すべりでは、仕様規定を活かしつつ、中に性能規定を入れ込む。地すべり規模が小さく、対策工のパターンが決まっているような地すべりに対して、性能規定により対策工を設計することは意味がない。大規模地すべり対策では、将来の技術の進化をめざし、小規模地すべり対策では、新しく開発された工種や考え方の定着を図る。

例えば、地すべり全体の動きを年間 10mm 以内に抑制せよ、そのためには、どのような工種をどのように配置してもよい、という場合が前者である。後者は、新しい対策工法が開発された、この方法を確立・定着させるために、今回は本工法を用いることにするが、細部については、各自の工夫の余地を残す、という方法である。何もかも性能評価にすると、地すべり対策のように自然物の動きが対象であり、考え方や工種に自由度の大きい場合には、種々の案が雨後の竹の子のように出てきて、一つの対策工法がなかなか定着しない。

4. 性能規定化に向けた設計に用いるパラメータの設定手法のあり方

対象物の性質上、非常にバラツキの大きいパラメータを統計的に処理することにより、各種指針はできている。その指針の数値を取り込むことは、当該地すべりにとっては確定値となり、解析に使われる式も一意的、そこから得られる安全率は確定値となる。すなわち、安全率が 1 を境に、 $1 < f$ ならば安定、 $1 > f$ ならば地すべり発生という考え方になる。例えば、パラメータのバラツキを考慮して求めた安全率が、 $f = 1$ を中心とした正規分布をしているとすると、それを

性能設計に取り込む必要がある。また、バラツキが大きく、かつ安全率に及ぼす影響の大きいパラメータを利用して、感度分析を行う必要もある。地すべり土塊の変形が取り扱える数値解析法を導入すれば、安全率の問題は解消するが、パラメータのバラツキは土塊の変形量のバラツキとなって現れる。

土質パラメータとして、ピンポイント・データである土質試験結果を利用すると、当該の土試料については正確な値が求まるかもしれないが、地すべり地全体の動きに反映している土質パラメータとは限らない。その点では逆解析がよいが、移動土塊の三次元形状や側壁部・末端部での抵抗力などが含まれてしまう。委員会資料のように、当該の現場試料ではなく、地質・岩種別の土質試験値から採用するのが現実的かもしれない。そのためには、現場代表値だけではなく、バラツキも考慮すべきである。同一の地質・岩種の中でのバラツキと試料採取地の間に相関があるかもしれない。統計的処理、確率論的取扱のためにはデータ数を増やす必要がある。

逆解析は、単なる実測値と解析値の数値合わせに陥る危険もある。順解析の結果、実測結果と解析結果が乖離したとしても、その原因を究明することにより、地すべり現象の本質に迫れる可能性がある。

なお、降雨・融雪の影響は、間隙水圧上昇だけではなく、土質パラメータ c 、 ϕ にも及ぶ。この変化を考慮すべきか、考慮する場合の方法は、など検討が必要である。

なお、技術基準の過度な統一、あるいは解析コード、解析モデル、各種パラメータ設定手法などの過度な統一は、性能規定化の流れに逆行する恐れがある。

<巻末資料2>

大規模外力に対する治山施設の設計法の考え方の試案

(石川委員)

大規模外力に対する治山施設の設計法の考え方の試案

東京農工大学 名誉教授 石川芳治

1. はじめに

我が国では、最近、平成7年の兵庫県南部地震、平成9年7月の出水市における豪雨、平成12年の三宅島および有珠山の噴火、平成16年の新潟県中越地震、平成16年の梅雨前線豪雨と相次ぐ台風による豪雨、平成20年の岩手・宮城内陸地震、平成23年3月の東北地方太平洋沖地震、平成23年9月の台風12号による豪雨、平成24年7月の九州北部豪雨、平成25年10月の伊豆大島における豪雨、平成26年7月の台風8号による豪雨、平成26年8月の広島地方での豪雨、平成28年4月の熊本地震等により大規模な土砂災害が発生している。さらに、隣国の台湾では平成11年(1999)に集集大地震、平成21年8月のモーラコット台風に伴う豪雨により、また中国では平成20年(2008)の汶川大地震(四川地震)により大規模な土砂災害が発生している。特に、平成26年の広島地方の土砂災害では土石流の流下により一部の治山ダムが損傷を受けている。

我が国では、近い将来、東北地方太平洋沖地震と同じ海溝型の地震であるマグニチュード8クラスの東海地震、東南海地震、南海地震が発生する確率が高い。また、気候変動に関する政府間パネル(IPCC)第5次評価報告書(2014年)では「将来、多くの中緯度の陸域の大部分では、極端な降水がより強く、より頻繁に発生する可能性が非常に高い」述べられており、わが国においても近い将来、極端な気象現象、例えば超大型台風が発生し日本を襲う可能性が高まっている。このようなことから、大地震や超大型台風に伴う未曾有の豪雨による大規模な土砂災害の発生が増加する可能性が高く、早急にこのような大規模な土砂災害へのハードおよびソフト対策を講じて行く必要がある。特にハード対策に関しては、これまでは一般に100年超過確率の豪雨による土砂移動現象に対して安全な対策施設を設計しているが、これらを上回る大規模な土砂移動現象に対しては一部に損傷を受けても、その機能を維持し、復旧が容易な対策施設の設計法の開発が必要とされている。

2. 検討目的

従来の治山施設の設計法で想定している100年超過確率の降雨に起因する土砂移動現象(土石流・斜面崩壊)を超える大規模な土砂移動現象、ならびに降雨および地震等に起因する深層崩壊による崩壊土砂の移動現象に対する適切な対策施設(例として治山ダム)の設計法の考え方を検討する。以下では100年超過確率を超える降雨(数百年超過確率による降雨)により発生する土砂移動現象による発生する外力を「大規模外力」と呼ぶこととする。したがって、「大規模外力」は従来の設計で用いられている100年超過確率の降雨に起因する土砂移動現象による外力よりも大きくなる。

3. 治山施設の要求性能

3.1 想定する外力の設計レベル

治山施設に要求される性能としては、(i)従来の治山施設の設計法で想定している100年超過確率の降雨に起因する土砂移動現象(土石流・斜面崩壊)に対するものと(ii)100年超過確率を超える(数百年確率の)降雨による大規模な土砂移動現象、ならびに降雨および地震等に起因する深層崩壊による崩壊土砂の移動現象に対するものの2種類がある。以下では表1に示すように、(i)従来の治山施設の設計法で想定している100年超過確率の降雨に起因する土砂移動現象(土石流・斜面崩壊)による外力を「レベルⅠ」、(ii)100年超過確率を超える降雨(数百年超過確率の降雨)による大規模な土砂移動現象、ならびに降雨および地震等に起因する深層崩壊による崩壊土砂の移動現象に対する外力を「レベルⅡ」とする。

表1 治山施設（治山ダム等）の基本性能

設計レベル	作用・頻度の程度	構造物の限界状態
レベルⅠ	100年超過確率の降雨による土石流、表層崩壊等による土砂移動現象	許容限界（使用限界）以下。構造物は損傷・破壊を受けない。レベルⅠに応じた所定の土砂生産の抑止および流下土砂の捕捉機能を発揮する。
レベルⅡ	数100年超過確率の降雨による土石流、深層崩壊（大規模崩壊）等による土砂移動現象	終局限界以下。構造物は部分的な損傷・破壊を受けてもよい。レベルⅡに応じた所定の土砂生産の抑止および流下土砂の捕捉機能を発揮する。

3. 2 適用施設

レベルⅠの設計外力は基本的に全ての地域の全ての治山施設に適用する。一方「レベルⅡ」の設計外力は重要な治山施設に対してのみ適用する。表2に「レベルⅠ」と「レベルⅡ」の適用区分を示す。したがって重要な治山施設に対しては、「レベルⅠ」と「レベルⅡ」の両方について適用することとなる。

表2 治山施設（治山ダム等）の重要度に応じた設計レベルの適用施設

設計レベル	土砂移動現象の規模	適用する施設
レベルⅠ	通常の土砂移動現象（土石流、斜面崩壊）	全ての治山施設
レベルⅡ	大規模な土石流や深層崩壊が発生する可能性の高い地域	保全対象の人家戸数が多い地域、災害時要援護者が多い施設がある地域、重要な道路・鉄道等が保全対象の地域にある基幹的な治山施設

3. 3 基本性能

例えば治山ダムではレベルⅠの現象の発生時には施設の損傷・破壊を生じないで所定の土砂等の発生量の抑制および流下してくる土砂等のうち、所定の量を捕捉することができる。レベルⅡの現象の発生時には施設は一部の損傷・破壊を受けても重大な破壊は受けず、所定の土砂等の発生量を減少させ、さらに流下してくる土砂等のうち、所定の土砂量を捕捉できる。

3. 4 治山施設の限界状態

治山施設の被災・劣化等による限界状態には①使用性限界、②修復性限界、③安全性限界（終局限界）があり、それぞれは次のような状態を意味する。

- ① 使用性限界；治山施設には設計時の安定性、安全性、機能（土砂・流木の捕捉機能等）に影響を与えるような損傷や劣化、摩耗が生じていない限界。
- ② 修復性限界；治山施設の一部に損傷、劣化、摩耗が発生しており、設計時の安定性、安全性が低下しているが機能（土砂・流木の捕捉機能等）にはほとんど影響なく、簡易な補修で設計時の基本性能を満たすことができる限界。
- ③ 安全性限界（終局限界）；治山施設の一部が損傷・破壊されたり、消失されており、設計時の安定性、安全性が著しく低下しているが、その機能（土砂・流木の捕捉機能）はおおよそ保持されている限界。設計時の基本性能を満たすためには大規模な補修・補強が必要である。
- ④ 破壊あるいは崩壊；安全性限界（終局限界）を超えて、治山施設の大部分あるいは全部が崩壊・破壊された状態。治山施設の機能（土砂・流木の捕捉等）の大部分は失われており、治山施設を修復することは技術的あるいは経済的に不適切である状態。

3. 5 治山施設の設計レベルと限界状態

治山施設の設計レベルⅠ、Ⅱに対応して想定される限界状態は表3のとおりである。治山ダムの場合では「使用限界状態」と「修復限界状態」とを明確に区分することが困難と考えられるので、これらをまとめて「使用限界状態」とする。

表3 設計レベルと限界状態

	使用限界状態	修復限界状態	終局限界状態
レベルⅠ	○	—	—
レベルⅡ	—	—	○

3. 6 付加要求性能

治山施設の設計に当たっては以下の付加的な性能を満たす必要がある。

「安全性」；フェイルセーフ。周辺や下流における被害を拡大させるような重大な破壊を起こさない。

「使用性」；維持管理（除石、点検、補修等）が容易である。
外観が周辺環境と調和している。

「環境性」；地域環境を破壊しない。地球環境の保全に配慮している。

「経済性」；災害復旧が容易である。ライフ・サイクル・コストが高くない。
維持管理が容易である。

「施工性」；施工が容易である。所定の品質の施工が容易にできる。安全な施工ができる。

3. 7 大規模外力の設定方法

最近の大規模な土砂災害を引き起こしている降雨量は数百年超過確率の降雨である場合が多いことから、このような年超過確率を対象とする。また、深層崩壊により土石流や大規模な土砂移動現象が発生するが、深層崩壊は降雨で発生することもあるが地震で発生することもあり、深層崩壊による土石流や土砂移動は土砂量により計画規模を決定することが考えられる。このことから、大規模外力の設定手法としては次の2方法について検討する。

① 降雨により発生する現象：数百年超過確率の降雨により発生する表層崩壊、溪床堆積物の流動化等に起因する土石流、

② 降雨および地震により発生する深層崩壊等を起因とする土石流・土砂移動：深層崩壊の崩壊土砂の流動化による土石流・土砂移動

上記の①、②のような誘因による土石流、土砂移動について、それぞれの土石流・土砂流出の計画流出土砂量、計画流出流木量、土石流ピーク流量、土石流の流速、土石流の流動深、土石流の流体力、最大礫径、流木の最大長、最大直径を適切に算定する手法を開発する。

なお、地震動による直接的な治山施設の損傷・破壊については検討対象としない。

3. 8 治山施設の設計供用期間

大規模外力に対して設計するレベルⅡの治山施設については、その設計供用期間を適切な時期における補修を前提として50～100年とする。

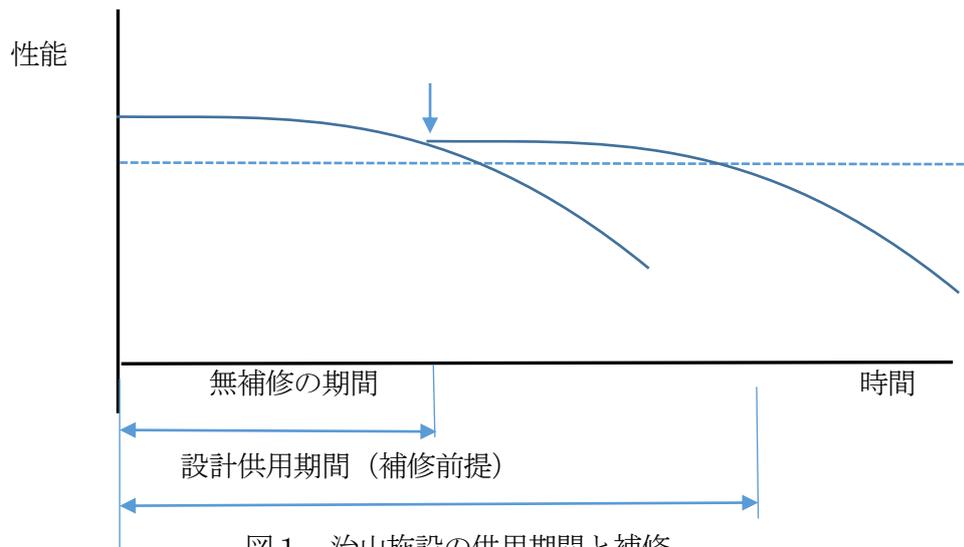


図1 治山施設の供用期間と補修

3. 9 大規模外力に対する合理的な治山施設の設計法

大規模外力（作用力 S ）の算定手法が明らかになった場合、次に検討すべきことは、どの程度の性能（抵抗力 R ）を持つ治山施設を造ることが妥当であるかを定める必要がある。治山施設の性能（抵抗力 R ）を高めることで構造物の安全性は高まるが同時にコストも増大する。一般に構造物の性能（安全性）とコストはトレードオフの関係にあるので、具体的な施設の設計に当たっては様々なリスクを最小にするような構造物の性能（規模や構造）を選択する必要がある。

リスクの概念を定量的に取り扱うための信頼性設計法（構造物が限界状態に達する可能性を確率論的に照査する方法）において目標信頼性指標は最も重要な因子であり(片出、2011)、決定方法にはいくつかの手法が提示されている。Eurocode-0 および ISO2394 においては、構造物の重要度を安全対策の費用と対比させた目標信頼性指標を規定する性能規定型の設計方法を提案している。しかしながら、この方法では目標信頼性を既存構造物と整合することが可能であるが、構造物の重要度や時代変化によって目標信頼性レベルを変更する根拠の導出は難しく、設計者と使用者によるリスクの分担を合意する対話には適さない。なお、供用期間中における目標信頼性指標 β_T は設計供用期間中の破壊確率 P_f と標準正規確率分布の累積分布関数 Φ とに次の関係がある。 $P_f = \Phi(-\beta_T)$ この式から供用期間中における目標信頼性指標 β_T が大きいほど設計供用期間中の破壊確率 P_f は小さくなる。

一方 SEAOC（カリフォルニア構造技術者研究会）により提案された性能マトリクス（表4、図2）は性能明示型の設計法であり、使用者にとって理解がしやすい表現となっている。

しかしながら、この設計方法で構造物の要求性能を選択したとしても、目標信頼性指標は決定できない。

表4 性能マトリクスの例(Vision 2000)

probability of exceedence for 50 years	return period	Fully Operational	Operational	Life safe	Near collapse
70%	Frequent (43years)	○			
50%	Occasional (72years)	■	○		
10%	Rare (475years)	★	■	○	
5%	Very Rare (970years)	★	■	○	○

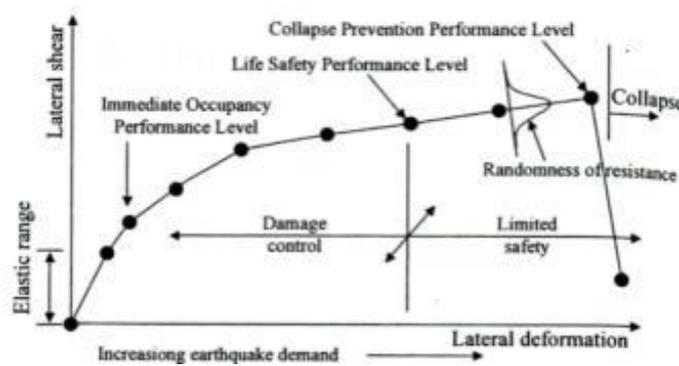


図2 多段階限界状態の(Vision 2000)

4. 照査の方法

4. 1 一般

照査においては性能規定を満たすことを示さなくてはならない。照査において次に述べるアプローチA、Bのいずれを採用するかは設計者の判断によるが、事業者が指定する場合もある。設計者は当該構造物の設計に関する分野の専門技術に精通した者、および適切な公的機関が認定した当該分野の専門技術者資格の保有者であることが望ましい。

4. 2 照査アプローチA

治山施設（レベルII）の性能照査に用いる方法に制限はないが、設計者は当該治山施設が性能規定を一定のある適当な信頼性で満足していることを証明しなければならない。設計者は、治山施設設計報告書を作成し、適切な審査機関に提出して審査を受けることが望ましい。

4. 3 照査アプローチB（既往のガイドライン）

設計者は既往の設計ガイドライン（技術指針）の指示する手法（手順）に基づいて治山施設の性能を照査する。適合みなし規定を採用する場合は、個々の規定が達成しようとする性能についても記述する。場合によっては「部分係数による設計法」に基づいた書式を採用する。

4. 4 作用荷重（照査アプローチB）

照査アプローチBにおいて考慮すべき治山ダムに作用する荷重は次のとおりである。

表5 レベルⅠ（不透過型治山ダムの本体部、従来の設計荷重）

	洪水時	土石流時	地震時（平常時）
高さ 15m 未満	自重、静水圧	自重、静水圧、堆砂圧、土石流流体力	なし
高さ 15m 以上	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、土石流流体力	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時動水圧、地震時慣性力

表6 レベルⅠ（透過型治山ダムの本体部、従来の設計荷重）

	洪水時	土石流時	地震時（平常時）
高さ 15m 未満	なし	自重、堆砂圧、土石流流体力	なし
高さ 15m 以上	なし	自重、堆砂圧、土石流流体力	なし

表7 レベルⅠ（不透過型治山ダムの袖部、従来の設計荷重）

	土石流時
治山ダム袖部（高さによらず）	土石流流体力、巨礫（流木）の衝突による衝撃力

表8 レベルⅠ（透過型治山ダムの透過部、従来の設計荷重）

	土石流時	満砂時	温度変化時
設計荷重	自重、堆砂圧、土石流流体力	自重、堆砂圧	自重、温度応力
許容応力度の割増係数	1.5	1.0	1.15

表9 レベルⅡ（不透過型治山ダムの本体部）

	平常時（洪水時）	土石流時	地震時
高さ 15m 未満	自重、静水圧	自重、静水圧、堆砂圧、土石流流体力、巨礫（流木）の衝突による衝撃力	なし
高さ 15m 以上	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、土石流流体力、巨礫（流木）の衝突による衝撃力	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時動水圧、地震時慣性力

表10 レベルⅡ（透過型治山ダムの本体部）

	平常時（洪水時）	土石流時	地震時
高さ 15m 未満	なし	自重、堆砂圧、土石流流体力、巨礫（流木）の衝突による衝撃力	なし
高さ 15m 以上	なし	自重、堆砂圧、土石流流体力、巨礫（流木）の衝突による衝撃力	なし

表 1 1 レベルⅡ（不透過型治山ダム・透過型治山ダムの袖部）

	土石流時
治山ダム袖部（高さによらず）	土石流流体力、巨礫（流木）の衝突による衝撃力

表 1 2 レベルⅡ（透過型治山ダムの透過部）

	土石流時	満砂時	温度変化時
設計荷重	自重、堆砂圧、土石流流体力、巨礫（流木）の衝突による衝撃力	自重、堆砂圧	自重、温度応力
許容応力度の割増係数	1.5	1.0	1.15

4. 5 作用荷重に対する安定性の照査方法（照査アプローチ B）

レベルⅠ、レベルⅡにおける作用荷重の組み合わせに対して治山ダムが保有すべき安定性は次のとおりである。

表 1 3 コンクリート不透過型治山ダムの保有すべき安定性

	安定性	照査方法
レベルⅠ	① 転倒 ② 滑動 ③ 沈下	①作用荷重の合力が堤底のミドルサードに入る。 ②所定の滑動安全率を保持する。 ③基礎地盤において堤体が沈下しない。
レベルⅡ	① 転倒 ② 滑動 ③ 沈下 ④ 堤体（本体部）の破壊	① 所定の転倒に対する安全率を保持する。 ② 所定の滑動安全率を保持する。 ③ 所定の沈下量以内である。 ④ 堤体（本体部）は破壊しない。堤体の一部の破壊が堤体全体の破壊に繋がらない。

表 1 4 鋼製透過型治山ダムの保有すべき安定性

	安定性	照査方法
レベルⅠ	① 転倒 ② 滑動 ③ 沈下 ④ 材料および堤体の変形	①作用荷重の合力が堤底のミドルサードに入る。 ②所定の滑動安全率を保持する。 ③基礎地盤において堤体が沈下しない。 ④ 使用材料の限界ひずみ量以内とする。また、堤体の全体の許容変形量以内とする。
レベルⅡ	① 転倒 ② 滑動 ③ 沈下 ④ 堤体（本体部）の破壊 ⑤ 構造部材の破壊	① 所定の転倒に対する安全率を保持する。 ② 所定の滑動安全率を保持する。 ③所定の沈下量以内である。 ④ 堤体（本体部）は破壊しない（限界の変形量以内とする）。 ⑤ 構造部材の破壊が堤体全体の破壊に繋がらない

4. 6 その他の安全性の照査方法（照査アプローチ B）

(1) 本体部を乗り越えて落下する礫による本体部の損傷・破壊に対する安全性

レベル I

本体部（特に放水路部）を乗り越えて落下する礫が本体部に衝突することによる本体部の損傷・破壊を避けるために本体部下流側のり勾配は急にする（通常 1 : 0.2）。

レベル II

本体部（特に放水路部）を乗り越えて落下する礫が本体部に衝突することによる本体部の損傷・破壊に対する安全性について検討を行い、必要な対策を講じる。特に下流のり勾配を 1 : 0.3 より緩くする場合。

(2) 堤体の前庭部の洗掘に対する安全性

レベル I

堤体の前庭部（水通し下流部）の洗掘を防止するために必要に応じて水叩き工、副堰堤の設置等を行う。

レベル II

堤体の前庭部（水通し下流部+袖部の下流部）の洗掘を防止するために、掘削部が岩級区分 C_L 以下の場合には水叩き工、洗掘防止工、副堰堤の設置等を行う。

(3) 袖部の洗掘に対する安全性

レベル I

袖部の突込み部の洗掘を防止するために、所定の深さで地山内に袖を突っ込む。

レベル II

袖部の突込み部の洗掘を防止するため、掘削部の埋戻しはコンクリートにより行う。

(4) 本堤基礎地盤のパイピングに対する安全性

レベル I

本堤基礎地盤のパイピングについて検討する。

レベル II

本堤基礎地盤のパイピングに対する安全性について検討し、必要な対策を講じる（例えば地盤改良等）。

(5) 堤体水通し部・水叩き工の摩耗・破損に対する安全性

レベル I

土砂礫の流下に伴う堤体水通し部・水叩き工の摩耗について考慮して設計する。

レベル II

土砂礫の流下に伴う堤体水通し部・水叩き工の摩耗・損傷について検討し、必要な対策を講じる（例えば衝撃・摩耗に強い鋳鋼板の使用等）。

4. 7 安定性の照査の解析手法（照査アプローチ B）

本体部の全体の安定性の照査とともに、袖部についても安定性の照査を行う。

表 1 5 コンクリート不透過型治山ダムの安定性照査解析手法

	全体安定性解析法	構造部材安定性解析手法
レベル I	許容応力度設計法（剛体安定性）	（袖部：許容応力度設計法）
レベル II	許容応力度設計法（剛体安定性） FEM 動的解析等	（袖部：許容応力度設計法）

鋼製治山ダムについては鋼製構造部材の安定性についても照査を行う。

表16 鋼製透過型治山ダムの安定性照査解析手法

	全体安定性解析法	構造部材安定性解析手法
レベルⅠ	許容応力度設計法（弾性限界設計、座屈応力度）	（袖部：許容応力度設計法） 鋼製部材：FEM 静的解析等
レベルⅡ	許容応力度設計法（弾性限界設計、座屈応力度） FEM 動的解析等	（袖部：許容応力度設計法） 鋼製部材：FEM 動的解析等

4. 8 鋼製透過型治山ダムのリダンダンシーの評価

鋼製透過型治山ダムについては、一部の部材が破損したとしても治山ダム全体の破壊につながるないようにするためリダンダンシーの高い構造であるかどうかを評価する。この場合、治山ダムの破壊プロセスを考慮した評価を行う。

例えば、構造形状の有する不静定次数を基礎とする部材指数を参考情報としてリダンダンシー評価を行う方法を用いる。さらに、鋼製透過型治山ダムの被災実態調査から被災プロセスを考慮して、部材の消失確率を推定することも必要である。

引用文献

片出 亮：リダンダンシーとリスク分担の確率的評価に基づく砂防堰堤の設計法に関する研究、防衛大学校博士学位論文、p.161.2011

SEAOC Vision 2000: Performance based seismic engineering of buildings, 1995

<巻末資料3>

干渉 SAR 技術を用いた地すべり変動箇所の抽出
(土屋委員)

干渉 SAR 技術を用いた地すべり変動箇所の抽出

静岡大学 教授 土屋 智

1. はじめに

干渉 SAR (Interferometric Synthetic Aperture Radar) は、人工衛星に搭載された SAR センサーから能動的に電波を照射し、微小な地表変動を広範囲にとらえる技術であり、これまでに火山膨張の観測 (矢来ら, 2015), 地震活動による地殻変動の観測 (上芝ら, 2016), 地すべりの変動を抽出 (佐藤ら, 2012) 等において数多くの成果が蓄積されてきた。近年では SAR センサーの高分解能化が進み、地すべり変動箇所における小ブロック内の斜面変動の抽出結果も報告されている (石塚ら, 2017)。今後は、さらなるセンサーの高分解能化と観測の高頻度化が予想されることから、地すべり変動の広域的な抽出の目的で使用される干渉 SAR の利用は、益々大きくなることが予想される。

2014 年 5 月 24 日に打ち上げられた ALOS2 (Advanced Land Observing Satellite-2) に搭載された PALSAR2 は、ALOS 1 に搭載された PALSAR と同様に L バンド合成開口レーダーであり、PALSAR に比べ 3m と分解能を高めるとともに回帰日数を 14 日に短縮した。これにより高分解能、高頻度に地球表面の凹凸を記録する SAR データが得られることになった。とくに、PALSAR2 が有する L バンド SAR は波長が長いため、森林樹冠を透過し林床付近で反射するデータも取得されることから、植生の多い山間部においても干渉性の低下が生じにくく、森林斜面の地表変動の抽出には有利であるとされる ()。

このように地表の把握精度の向上が期待される SAR データにより、地すべりに伴う地表変動が広域的に把握されれば、地すべりブロック区分にとって有用な情報を提供することになり地すべり調査の進展に寄与するものと考えられる。このことから、地すべり変動が確認されている山地斜面を対象に、PALSAR2 データによる干渉 SAR により地表変動の広域的な変動を把握し、得られた干渉 SAR 解析と現地計測された GNSS 観測による変動量との比較を行い、その精度を検証した (Nishiguchi et al., 2017) ので以下に紹介したい。

2. 研究対象地と解析方法

2. 1 小塩地すべり

小塩地すべりは長野県南部に位置する大規模地すべりである (図 1)。

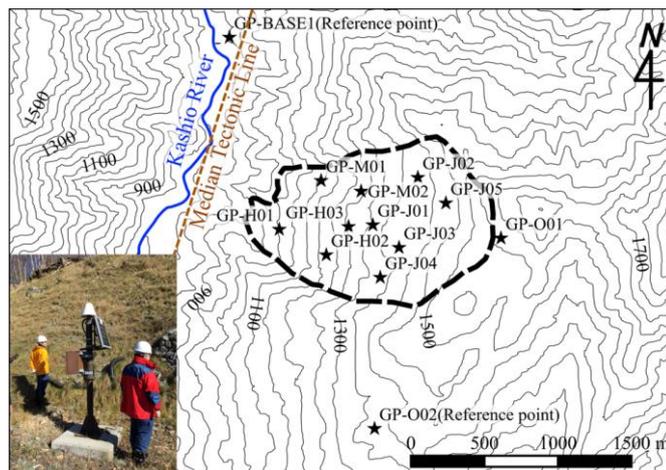


図 1 小塩地すべりと GNN 観測位置

小塩地すべりは中央から下端で 27.8° , 中央から上端で 14.9° の斜面傾斜であり、斜面長約 2000m, 幅約 1000m の規模の大きい地すべりである。地質は三波川帯に属する結晶片岩類と御

荷鉢帯に属する緑色岩類で構成され、構造運動により地質は脆弱である。地すべり末端部にほぼ南北に鹿塩川が流れ、これとほぼ同じ位置で平行に中央構造線が走っている。

ここでは 1991 年から本格的な対策工事が実施され、現在までに集水井 60 基、排水トンネル 3 群、アンカー 6 段が施行されている。GNSS 観測機器は 2011 年以降に 13 箇所を設置され、3 時間毎に常時地表の変動量が計測されている (図 1)。ここでは、GNSS 観測で得られた地すべり変動量と同時期に撮影された SAR 画像を用い、干渉 SAR 解析により求めた変動量と対比し解析結果の精度の検証を行う。

2. 2 口坂本地すべり

口坂本地区は、小塩地すべりの南 60km、静岡市から北に 40km に位置しており、エリア内の平均斜面傾斜は 33.4° である (図 2)。笹山構造線に起因する破砕帯付近に位置し、頁岩の風化岩盤が分布し非常に脆弱な地質である。笹山構造線の西側 A, B, C の大規模な地すべりブロックを有する口坂本地すべりが分布している (図 2)。

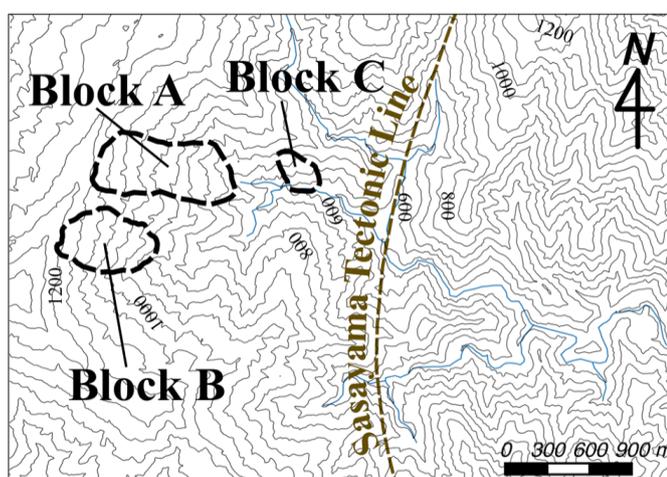


図 2 口坂本地すべり地区の地すべりブロック

口坂本地すべりでは 1988 年から集水トンネル工、集水井工、横ボーリング工、水路工などが施行されており、A 地区及び C 地区では現在の変動は沈静化している。B 地区は対策工事中 (2016 年現在) であり、伸縮計観測により一部箇所では 10mm/年以上の変動が継続していることが確認されている (図 3)。ここでは、沈静化したエリアを含む約 17 km²の範囲を対象として解析を行った。

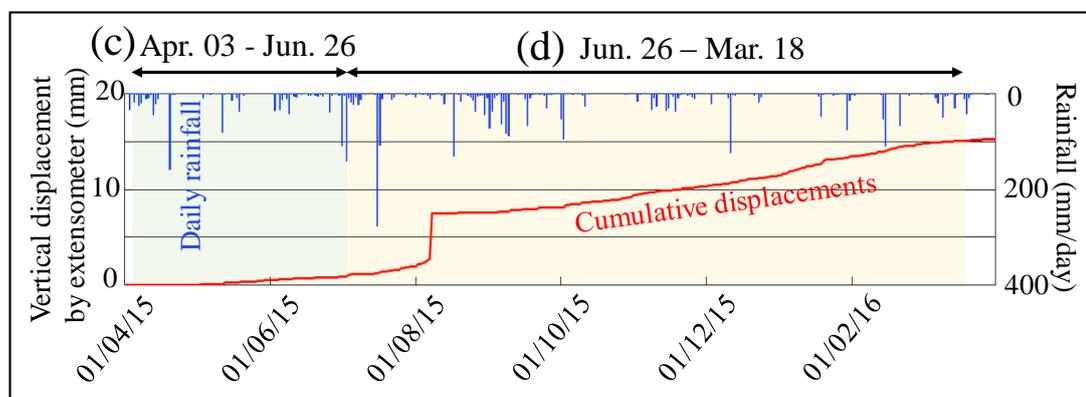


図 3 口坂本地すべり B ブロック下方位置の伸縮計観測結果 (2015 年 4 月 1 日~2016 年 3 月 31 日, C : D は SAR 画像取得期間を示す)

2. 3 SAR データと解析方法

解析に用いた SAR データは、表 1 に示すように小塩地すべりでは 2014 年、2015 年の観測結果であり、マスターとスレーブの期間は 70 日から 280 日で、それらの基線長は約 50~300m である。口坂本地区では、2014 年から 2016 年の観測結果で、干渉 SAR の対となる期間は 70 日から 266 日、基線長は約 100~300m である (表 1)。なお、SAR 干渉画像の作成に用いたソフトウェアとその使用に関しては、文献 (Nishiguchi et al., 2017) に示す通りである。

表 1 解析に用いた SAR データ (観測幅 50km, 解像度 3m, オフナーディア角 35.4°, 軌道: 極方向, 右側撮影)

Observed date Master	Observed date Slave	Observation period (days)	Baseline perpendicular (m)
(A) InSAR analysis of Koshio landslide			
Sep. 19, 2014	Nov. 28, 2014	70	114.1
Sep. 19, 2014	Apr. 03, 2015	196	177.7
Sep. 19, 2014	Jun. 26, 2015	280	50.5
Nov. 28, 2014	Apr. 03, 2015	126	291.9
Nov. 28, 2014	Jun. 26, 2015	210	63.7
Apr. 03, 2015	Jun. 26, 2015	84	228.2
(B) InSAR analysis of Kuchisakamoto area			
Sep. 19, 2014	Nov. 28, 2014	70	115.8
Nov. 28, 2014	Apr. 03, 2015	126	292.5
Apr. 03, 2015	Jun. 26, 2015	84	228.6
Jun. 26, 2015	Mar. 18, 2016	266	96.6

3. 解析結果と現地観測の対比

3. 1 小塩地すべりの GNSS 観測との対比

干渉 SAR 解析精度の検証を目的に、現地計測である GNSS 観測結果と表 1 のデータを用いた干渉 SAR 解析から得られた変動量を比較する。対象地は継続的に GNSS 観測が行われている長野県の小塩地すべりである。小塩地すべりにおける GNSS 観測はスタティック法で行われており、観測時間は毎日 21 時から 24 時の 3 時間である。観測点は基準点 2 点、観測点 11 点の合計 13 点であり、基準点からの相対的な移動量を観測している。なお、電子基準点観測データを用いた基準点 2 箇所の不動性検証結果は、18~22mm (水平方向) の精度である。

GNSS 観測で得られる変動量は X/Y/H 座標であるため、干渉 SAR 解析で得られる衛星視線方向の地表変動量とは単純に比較することができない。そこで (1) 式 (Hanssen, 2001) を用いて GNSS 観測で得られた変動量を SAR 衛星視線方向の変動量へと変換した。

$$d_{los} = d_u \cos \theta - \sin \theta \{ d_n \cos(\alpha - 3\pi/2) + d_e \sin(\alpha - 3\pi/2) \} \quad (1)$$

d_{los} , d_u , d_n , d_e はそれぞれ衛星視線方向, 上下方向, 北南方向, 東西方向の変動量を示す。 θ 及び α はそれぞれ入射角, 衛星進行方向の方位角で、入射角は 36.5°, 方位角は 348° をそれぞれ用いた。

図 4 には、2014 年 9 月 19 日と 2015 年 6 月 26 日の SAR データを用いて小塩地すべりにおける干渉 SAR 解析を行った結果を示す。小塩地すべり全体で衛星視線方向 (スラント方向) に近づく変動が見られるが、その中で GP-H02 及び GP-H03 付近で周囲 (概ね 60mm 以下) よりも局所的に変動量の大きい (概ね 120mm 前後) 箇所が存在していることがわかる。また、斜面上部に位置する GP-O01 付近ではほとんど変動が見られない。

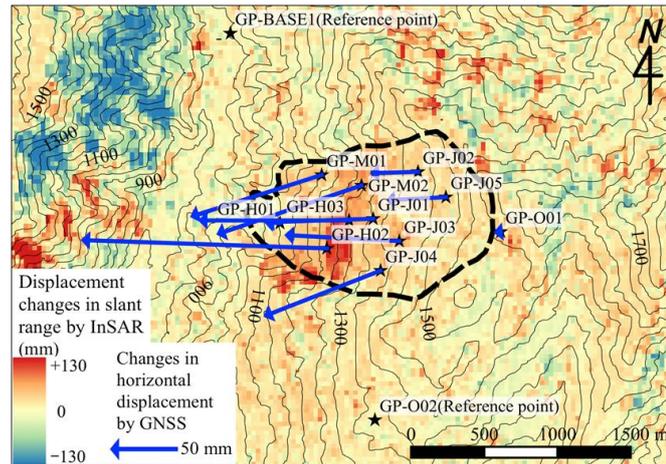


図4 干渉 SAR (赤-青の色付け) と GNSS 観測 (矢印) による小塩地すべりの地表変動量の比較 (両データともスラント方向での移動量)

小塩地すべりは西向き斜面であるため、アセンディング軌道 (極方向) 右側撮影の場合、衛星視線方向に近づく変動は隆起または西向き方向の地表変動が発生していることを示している。小塩地すべりに設置された GNSS 観測結果 (図4中の青矢印) によると、移動方向は西向きであり干渉 SAR 解析で得られた移動方向と整合的である。

図5には、GNSS 観測結果と干渉 SAR 解析で得られた変動量を対比した。図5に示すように66プロット中58プロットで残差が20mm以内になり、残差二乗和 RMS は15.1mm となった。この干渉 SAR 解析は、GNSS 観測が誤差18~22mm を内包していることを考慮すると、その解析誤差は RMS15.1mm よりもさらに小さくなる可能性も考えられる。このことから、PALSAR 2データを用いた干渉 SAR による地表変動量の面的把握は、精度が高く地すべり変動の広域的な計測に有用であると考えられる。

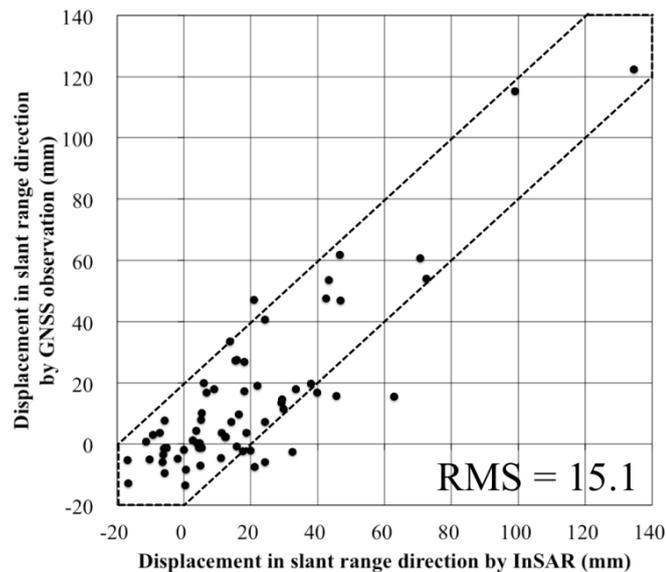


図5 干渉 SAR 結果と GNSS 観測による地表変動量の対比 (両データともスラント方向での移動量)

3. 2 口坂本地区における現地調査結果との対比

図6に口坂本地区における当該期間での干渉 SAR 結果を示す。図6に示すように解析対象期間において、A 地区及び C 地区の地表変動は認められなかった。しかし、B 地区のブロック下

部では、2015年4月3日から2015年6月26日の解析ペア（図6（d））及び2015年6月26日から2016年3月18日の解析ペア（図6（e））の干渉 SAR 解析において衛星視線方向から遠ざかる方向の変動が認められた。口坂本地すべりは東向き斜面であるためアセンディング軌道右側観測の場合、衛星から遠ざかる変動は沈降方向または東向き方向の変動が発生していることを示している。図3に示すように B 地区ブロック下部の移動量は期間(d)で、概ね 80mm、期間(e)では概ね 40mm であった。既往の報告によると A 地区及び C 地区は沈静化しているが B 地区は現在も移動中であり、図6に示す干渉 SAR 解析結果はこの報告と整合的であった。

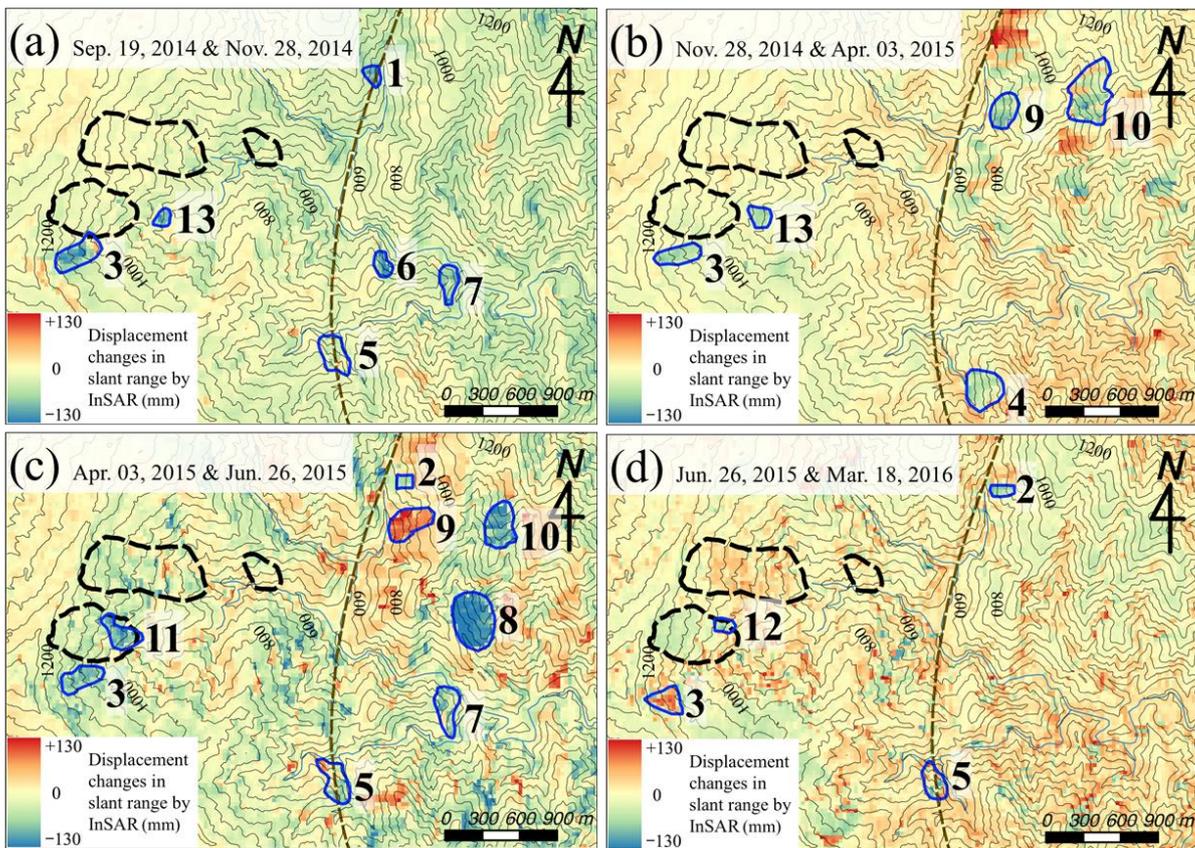


図6 口坂本地区における4時期の干渉 SAR 結果（点線は地すべりブロック，実線の囲い箇所は干渉 SAR による変動抽出箇所，数字箇所は現地調査した箇所）

干渉 SAR 解析結果と現地地の地表変動状況の対応を把握するために、2016年5月、6月5日に口坂本地区周辺において現地調査を実施した。調査箇所は、図6に示す干渉 SAR 解析で変動が見られた区域で（図6の実線で囲まれた区域）、数字で示す13箇所である。現地調査では地すべり地の特徴である人工構造物の亀裂・根曲・地すべり地形を主な指標とし、その活動性を以下の定義に基づき調査した。すなわち、「A: 過去数年以内に活発に活動しており、現在も活動していると思われる箇所（新鮮な立木の傾倒、新鮮な人口構造物の亀裂が発生しているような活発な地

すべりが起きている)」、[B: A ほどではないが現在も活動しており、過去に活発に活動していたと思われる箇所(極端な根曲や人工構造物の亀裂、滑落崖・緩斜面・地面の亀裂・線状凹地のような地すべり地形を呈する)」、[C: 現在は活動していないと思われる箇所(目立った特徴が見られない)」、[?: アクセスが悪く調査が不可能]である。

結果を表2に示すが、抽出された13箇所のうち、約31%で現在も活発に活動していると思われる特徴(Activity: A)が観察された。その活動がAほど活発ではないが現在も緩やかに活動していると思われる特徴(Activity: B)を有する箇所は38%であった。また、特徴が見られなかった誤抽出箇所(Activity: C)は約23%、アクセスが困難だったため調査ができなかった箇所(Activity: ?)は約8%であった。地すべりに関係する斜面変動を観察できた箇所(Activity: AとB)は複数時期の干渉SAR解析で変動が抽出されていたのに対して、誤抽出箇所(Activity: C)ではある時期のみ、干渉SAR解析による変動が抽出されていた。さらに活動性と斜面方位・斜面傾斜の関係を検討したところ、誤抽出箇所はすべて西または南西向き斜面かつ斜面傾斜が40°前後の斜面に分布していることがわかった。一方で、地すべりに関係する特徴が見られた箇所は様々な方位の斜面に分布しており、斜面傾斜の分布は29.5°から47.0°と幅があった。

表2 干渉SAR解析結果に基づいて現地確認した地表変動の状況

Site No.	Topographical characteristics	Activity
1	特に目立った変動はなし(斜面下側から目視)	?
2	すでに地すべり崩壊が起きている	A
3	道路上の亀裂、路肩の崩壊	A
4	変動域周囲には根曲などが見られるが、内部には目立った変動はない	C
5	滑落崖と緩斜面が繰り返している。変動域内部と外部の境目に凹地あり	B
6	根曲が多く見られる	B
7	すでに小規模な地すべり崩壊が起きている。末端押し出し部に逆傾斜が見られる	A
8	特に目立った特徴はない	C
9	変動域上部に線状凹地、根曲、急斜面のあとに緩斜面あり	B
10	礫が多い(ドライラベル?)	C
11	斜面の押し出しや、根曲がみられる。すでに地すべり崩壊が起きている	A
12	根曲が多く見られる	B
13	地面の亀裂や、すでに地すべり崩壊が起きている	B

4. おわりに

干渉SARを用いた地すべりによる地表変動の抽出結果を定量化する目的で、解析結果と観測GNSS、現地変動状況との対比を行い次のような結果を得た。①干渉SAR解析結果と現地計測結果の残差のRMSは15.1mmであり、高精度に斜面変動が計測できた。②干渉SAR解析で変動が抽出された箇所の多くで地すべりに関係すると思われる斜面の特徴が観察された。また、地すべりの特徴が観察された箇所は複数の干渉SAR解析によって変動が抽出される可能性が大きいことから、複数時期の干渉SAR解析で変動が認められる場合は、実際に斜面変動が生じている可能性が高いことがわかった。

以上のことから、観測期間の短いペアを選択的に用いて、複数時期の干渉SAR解析結果で共通して変動している箇所を優先的に現地確認すれば、効率的かつ正確に広範囲に斜面変動を把握できる可能性が高いことを示した。ただし、今回使用したSARデータはアセンディング軌道のものであり、西側斜面の急傾斜箇所は正しい解析が行えず、誤抽出の原因となった可能性がある。今後はディセンディング軌道のデータも組み合わせた場合の抽出精度の改善について明らかにする必要がある。

引用文献

- Hanssen, R. F. (2001). Decomposition of the displacement vector. In *Radar interferometry: Data interpretation and error analysis* (pp. 162-163).
- Takaki Nishiguchi I Satoshi Tsuchiya I Fumitoshi Imaizumi (2017) Detection and accuracy of landslide movement by InSAR analysis using PALSAR-2 data, *Landslides*, DOI 10.1007/s10346-017-0821-z.

石塚師也, 藤井幸泰, 金子誠, 高橋亨, 松岡 俊文 (2017) 干渉 SAR 解析によって推定した地表変動と地すべりブロックとの関連—白山甚之助谷周辺の地すべりを例に一, 応用地質, 57(6), 289-294.

上芝晴香, 三浦優司, 宮原伐折羅, 仲井博之, 本田昌樹, 攪上泰亮, 山下達也 (2016) だいち 2 号 SAR 干渉解析による熊本地震に伴う地殻変動の検出, 国土地理院時報, 128, 139-146.

佐藤浩, 岡谷隆基, 小荒井衛, 鈴木啓, 飛田幹男, 矢来博司, 関口辰夫 (2012) SAR 干渉画像を用いた地すべり地表変動の検出について—山形県月山周辺を事例にして—, 日本地すべり学会誌, 49(2), 61-67.

矢来博司, 小林知勝, 森下遊, 山田晋也, 三浦優司, 和田弘人, 仲井博之, 山中雅之, 攪上泰亮, 上芝晴香 (2015) だいち 2 号の干渉 SAR による火山活動モニタリング, 写真測量とリモートセンシング, 55 (1) , 6-11.

<巻末資料4>

山地災害対策技術の現状と今後の課題－災害外力と脆弱性の視点から－
(執印委員)

山地災害対策技術の現状と今後の課題 –災害外力と脆弱性の視点から–

宇都宮大学 教授 執印康裕

1. はじめに

わが国は国土の約7割が山地をしめており、湿潤温暖気候帯に属していることから台風および湿潤温暖前線等による豪雨を誘因とする崩壊、地すべり、土石流等の土砂移動現象によって土砂災害が発生している。土砂災害は毎年1000件以上発生しており、わが国は土砂災害に対して基本的に脆弱であるということを改めて認識する必要がある。土砂災害の発生を考える上では、発生場における災害をもたらす可能性のある災害外力と発生場の脆弱性の2つを考慮した上で対策を立案・実行することが基本であることは周知の事実ではあるが、その基本概念を図1に示す。

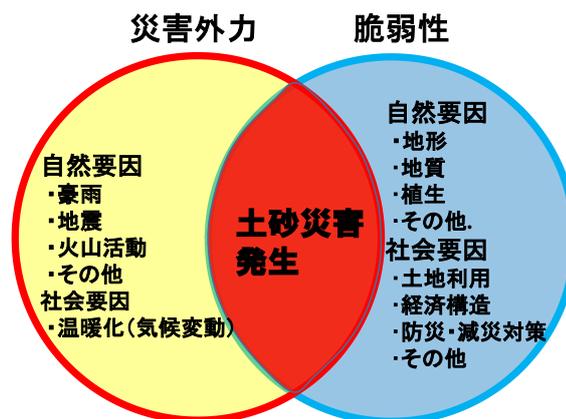


図1 土砂災害発生の基本概念

図1に示すように、土砂災害は災害外力（主として誘因）と脆弱性（主として素因）の相互作用（図1中の両者の重なり部分）の結果として発生する。外力および脆弱性の両者を構成する要因として、自然要因および社会要因の2つを示しているが、この両者は基本的には独立した事象ではなく各要因の相互作用の結果として、災害外力および脆弱性が規定される構造をとる。例えば災害外力において経済活動による世界規模の温暖化が豪雨発生頻度および規模を将来的に増大させる可能性が高いこと（すなわち災害外力の増大）が従来から指摘され、また脆弱性においては地形・地質等の自然要因および社会要因の経済構造に応じた土地利用がなされることから、林地開発等の植生の改変や宅地開発等の地形変化を伴う土地利用形態によっては脆弱性の増大が生じることとなる。なお図1において災害外力と脆弱性を示す両円の中心を不動点とすると、土砂災害の発生頻度および規模は両者の半径の違いによって変化することになる。すなわち両者の重なり部分が大きいほど発生頻度および災害規模は増大し、逆に小さいほど減少することになる。このことは地域による災害特性の違いとして認識される一方で、ある一つの地域を対象にした場合には、災害発生頻度および規模の長期時系列変化として違いとして捉えることが出来る。この概念を図2に示す。

図2から、仮に脆弱性レベル1とした場合、災害外力（図中の赤線）の大きさに応じて3回の土砂災害（災害A,B,C）が発生し、災害規模は規模B, A, Cの順に小さくなることがわかる。それに対して脆弱性レベル2とした場合には、発生土砂災害はBのみであり、災害規模も脆弱性レベル1の場合と比較して小さくなる。先の図1中に示した脆弱性を規定する要素としての防災・減災対策は、脆弱性を減少（すなわち災害抵抗力を増大）させるものであるが、図2に示すように仮にある時点でレベル1にあった脆弱性がその後の防災・減災対策によってレベル2まで変化したとすると、災害A, Cに対しては防災機能を発揮し、災害Bに対しては減災機能を発揮することになる。

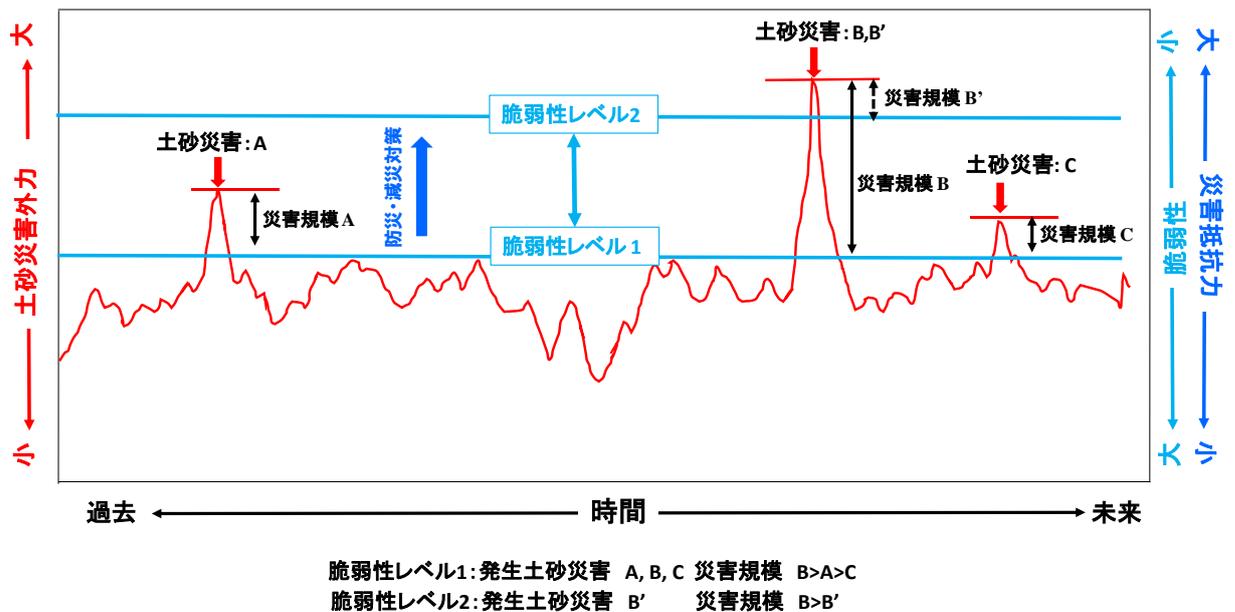


図2 土砂災害外力および脆弱性レベルを考慮した災害発生および規模についての
長期時系列変化

すなわち山地災害対策を含む防災・減災対策を今後より効果的に進めていくための諸課題（例えば災害対策施設の老朽化に起因する機能の低下＝対策施設の長寿命化、大規模災害外力を想定した対策施設効果の発揮および警戒・避難基準およびハザードマップの作成等々）は、災害外力及び脆弱性の両者の長期時系列変化に対する定量的評価手法の開発に収斂される。当然のことはあるが脆弱性そのものは防災・減災対策だけによって変化するものではなく、自然要因および社会要因の相互作用の結果として規定されるため、自然科学分野だけでなく社会科学分野と協同して実施する必要がある。災害外力に関してみれば、近年においては温暖化の進行に伴うと推定される極端な降雨現象が観測されており、甚大な土砂災害（2011年8月台風12号による紀伊半島豪雨災害、2012年7月九州北部豪雨災害、2013年10月台風26号による伊豆大島豪雨災害、2014年8月の広島豪雨災害など）が現実発生しており、災害発生頻度および規模を決定する第一の主要因は災害外力であることが再認識される。さらに本委員会が検討した山地災害対策技術における施設の性能規定化において、災害外力に対応した施設効果を評価した上で実施する必要があることから、災害外力の長期時系列評価の重要度は高い。

以上のことを背景として図2の概念図に対応した土砂災害外力の長期時系列評価の可能性について東京都伊豆大島を対象として検討した事例を紹介する。伊豆大島を対象とした理由は、2013年10月台風26号による伊豆大島豪雨災害の他に1958年狩野川台風災害合わせて2回の土砂災害が発生しており、豪雨規模に対応した土砂災害の直接の引き金となった崩壊・土砂流出状況の情報が得られていることによる。

2. 伊豆大島を対象とした災害外力の長期時系列変化

2.1 対象地の概要

伊豆大島は東京都の南西約100kmに位置し、周囲長約52km、面積約91km²、最高標高764m（三原山）の火山島である。本島においては、2013年10月15日から16日未明にかけて、台風26号より多量の降雨がもたらされ、特に本島西部に位置する伊豆大島元町地区にある気象庁AMeDAS観測所では総降雨量824mm、最大時間雨量119mmの記録的豪雨が観測されている。この豪雨を誘因として16日午前2時過ぎ頃から山腹斜面上部の広範囲にわたって発生した表層

崩壊それに引き続く土石流によって山裾に位置する元町地区、神達地区周辺を中心に甚大な土砂災害が発生した（石川ら，2014）。図3に伊豆大島の位置および地形概略を示す。

元町地区および周辺の過去の記録的な土砂災害については、1958年の狩野川台風による被害が報告されているのみである。記録によれば当該台風を誘因とする崩壊・土砂流出により9月26日午後4時20分頃に土石流が同地区内を流下し（日本経済新聞電子版，2013）、人的被害に限ってみれば死者1名、行方不明者1名、重軽傷者53名の人的被害が発生している（井上公夫，2014）。本論においては、両台風によって土砂災害が発生した図3に示す黒枠で囲まれた範囲（東西：4km、南北：3km、陸地面積：約10km²）を検討対象としている。

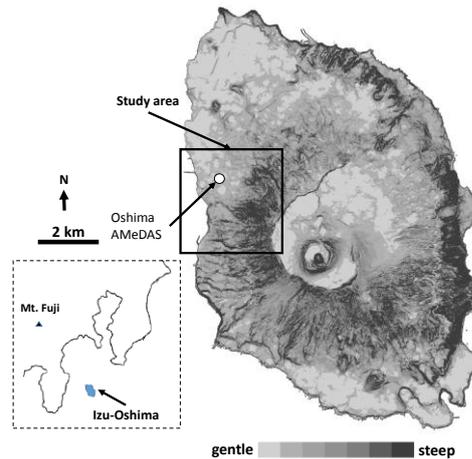


図3 伊豆大島の地形概略および検討対象範囲

2. 2 両台風による崩壊発生および崩壊・土砂流出状況

1958年狩野川台風および2013年台風26号の豪雨によって対象範囲内において発生した崩壊土砂流出状況を図3中におけるAMeDAS観測点によるハイトグラフと併せて図4に示す。

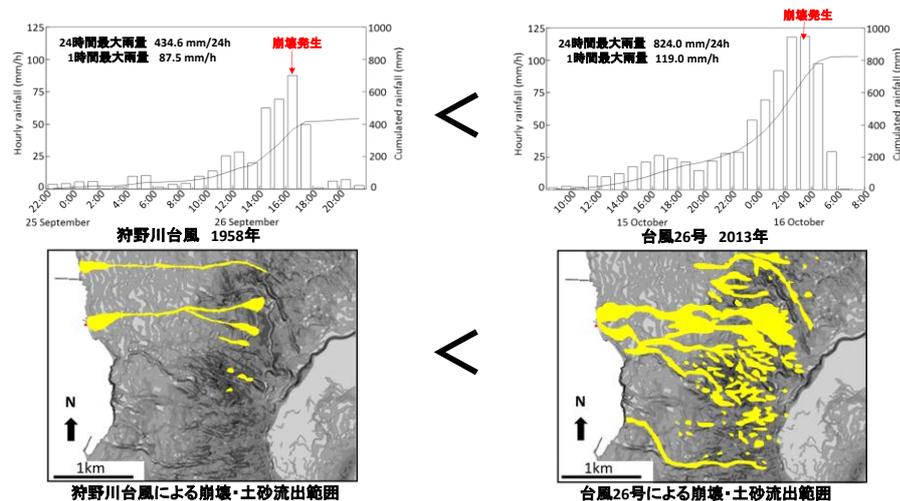


図4 両台風におけるハイトグラフおよび崩壊・土砂流出範囲（黄色）

本図から狩野川台風の崩壊・土砂流出範囲は台風26号によるものと比較して狭いことが判る。両台風の崩壊・土砂流出範囲の違いは災害規模に対応しており台風26号による土砂災害では死者36名、行方不明者3名、重軽傷者22名と狩野川台風を大きく超える人的被害が発生している。これは狩野川台風における24時間最大雨量434.6mm、1時間最大雨量87.5mmといずれも台風26号による値（24時間最大雨量824mm、1時間最大雨量）と比較して下回っていることに対応

しているものである。特に狩野川台風の24時間最大雨量は434.6mmと台風26号の824mmと比較して大きく下回っており、このことが両台風による崩壊・土砂流出範囲の違いを反映していると解釈することも可能である。ただし両台風による崩壊はいずれも崩壊深1m程度の表層崩壊であることが確認されており（石川ら，2014：井上公夫，2014），図4に示すようにいずれも降雨ピーク付近で崩壊が発生していることから，従来から指摘されているように短時間雨量の違いが崩壊・土砂流出範囲に影響を与えている可能性も排除できない。

2. 3 24時間最大雨量および1時間雨量の長期時系列変化について

前節においては，狩野川台風と台風26号の比較から降雨規模（すなわち災害外力）の違いが災害規模に対応した崩壊・土砂流出範囲に影響を与えている可能性があることを示した。本節では年最大24時間雨量および1時間雨量を災害外力の指標と仮定した場合，1950年から2015年までの66年間の長期時系列変動について検討した。結果を図5に示す。

本図から最大規模の土砂災害を引き起こした台風26号は両指標とも最大であるものの，狩野川台風の指標を上回る年が1980年（最大1時間雨量：105.5mm）および1982年（最大24時間雨量：712.0mm）の両年に発生していることがわかる。なお検討対象範囲においては狩野川台風および2013年の台風26号以外には豪雨による土砂災害は発生していない。この事実は，本図が図2に示した概念図と同様の対応関係を示すものではないことを示している。また，わが国で豪雨に対する警戒・避難対策の指標の一つとして広く使用されている土壌雨量指数（岡田ら，2001）による検討も行ったが，その値は年最大24時間雨量と同様の傾向を示し，1982年の年最大土壌雨量指数が狩野川台風の値を上回る結果となった。警戒・避難対策においては基本的に土壌雨量指数と1時間雨量の2つの指標を2軸とする2次元平面上での組み合わせによって災害外力の時間変化をスネークラインによって評価していることは周知の事実であるが，これは1豪雨イベント期間中の数時間から数日での短い期間を主として対象としているためであり，図2の概念図に示したような数十年間の長期時系列における災害外力の変動を評価する手法としては適したものであるのではない。

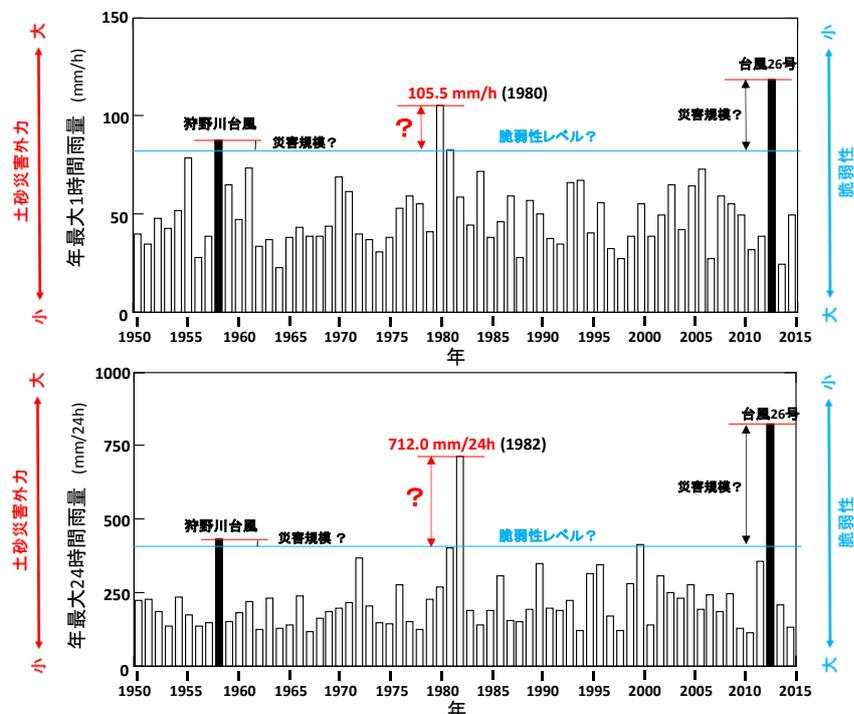


図5 年最大24時間雨量および1時間最大雨量の長期時系列変動（1950年-2015年）

2. 4 空間分布型概念崩壊モデルの概要および本モデルによる災害外力の

長期時系列評価手法について

前節で記述した結果は、降雨情報のみを用いた災害外力の長期時系列変動評価を行うことが困難であることを示唆している。勿論この点については今後検討を進めていく必要があると考えるが、ここでは極めて単純に空間分布型崩壊モデルを使用した。空間分布型崩壊モデルとは、対象空間範囲を個々の基本要素に分割し、基本要素および要素間の水移動を考慮した地下水位変動計算と斜面安定解析を基本要素に対して行うものである。崩壊発生の予知・予測を目的として、これまで多くの空間分布型崩壊モデルが提案されているが（例えば、Okimura and Ichikawa, 1985 ; Montgomery and Dietrich, 1994 ; 黒川ら, 2006）、本モデルは、地下水位変動計算に窪田ら(1987)の手法を適用し、これと無限長斜面安定解析を組み合わせることで領域内全ての分割された各セルの崩壊判定を行う構造を有している。崩壊判定には安全率が1以下の基本要素を崩壊セルと定義している。図6の本モデルの概略図を示す。

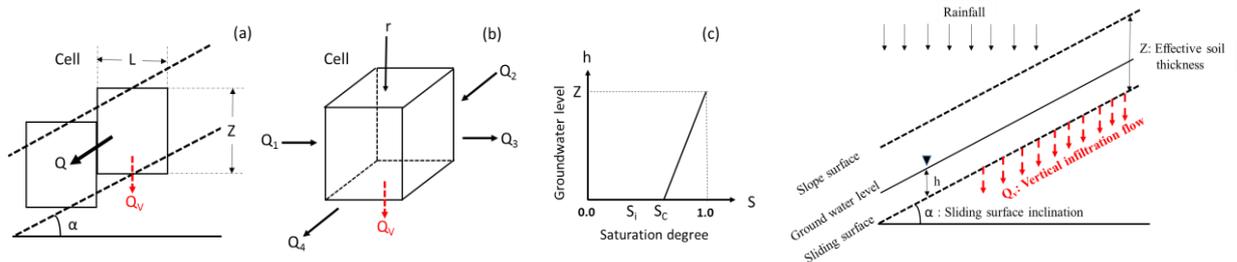


図6 分布型崩壊概念モデルによる地下水位計算および崩壊判定の概略図

図6(a)において Q は基本要素（セル）からの側方浸透流出量を、 Q_v はセル底面からの鉛直浸透流出量を示している。この流出量の計算においては各セルの飽和度に応じて流出させるものとし、図6(c)に示した飽和度－地下水位関係から地下水位変動を計算する仕組みをとる。本モデルの特徴は図6の崩壊判定の概略図に示したように、すべり面から鉛直浸透流を設定していることにある。なお基本要素の大きさ L および Z は各々10m, 1m に設定し、計算時間ステップは1時間雨量を10分単位に分割して実施した。

評価としては連続降雨時時系列データから24時間無降雨継続状態を区切りとする各降雨イベントにおける時系列データを本モデルに入力し、モデルから出力される指標値を災害外力とする手法を採用した。対象期間の1950年から2015年の66年間の総イベント数は4910イベントであったが、災害外力は災害を引き起こす可能性の高い豪雨イベントであることから、区分された4910イベントから最大1時間雨量および最大24時間雨量のいずれかが上位10位のイベントを豪雨イベントとして抽出した。結果を表1に示す。

表1 66年間の降雨イベント（4910 イベント）から抽出された17豪雨イベント

降雨番号	災害発生・非発生	開始年月日	終了年月日	最大1時間雨量		最大24時間雨量	
				雨量 (mm/h)	順位	雨量 (mm/24h)	順位
468	非発生	1955/8/5	1955/8/8	78.4	5	138.1	147
狩野川台風 704	発生	1958/9/21	1958/9/26	87.5	3	434.6	3
961	非発生	1961/10/7	1961/10/10	73.4	6	222.1	29
1621	非発生	1970/9/29	1970/9/29	69.0	9	196.5	44
1751	非発生	1972/7/14	1972/7/16	40.0	71	368.0	6
2358	非発生	1980/10/14	1980/10/15	105.5	2	271.0	17
2429	非発生	1981/10/22	1981/10/23	82.5	4	403.0	5
2493	非発生	1982/9/6	1982/9/12	58.5	20	712.0	2
2637	非発生	1984/7/11	1984/7/13	72.0	8	121.5	202
3106	非発生	1990/11/27	1990/11/30	40.5	69	350.5	8
3379	非発生	1994/7/7	1994/7/7	67.0	10	90.0	397
3456	非発生	1995/9/15	1995/9/17	36.0	99	315.5	10
3523	非発生	1996/9/21	1996/9/22	56.0	23	346.0	9
3788	非発生	2000/7/7	2000/7/8	55.5	24	412.0	4
4204	非発生	2006/4/10	2006/4/12	73.0	7	195.5	46
4635	非発生	2012/4/30	2012/5/3	28.5	172	356.0	7
台風26号 4745	発生	2013/10/15	2013/10/16	118.5	1	824.0	1

表1に示すように結果として2つの災害発生降雨イベントを含む17イベントを抽出し、これをモデルへの入力豪雨イベントとして使用した。降雨番号4745（2013年台風26号）を入力イベントとした事例を図7に示す。

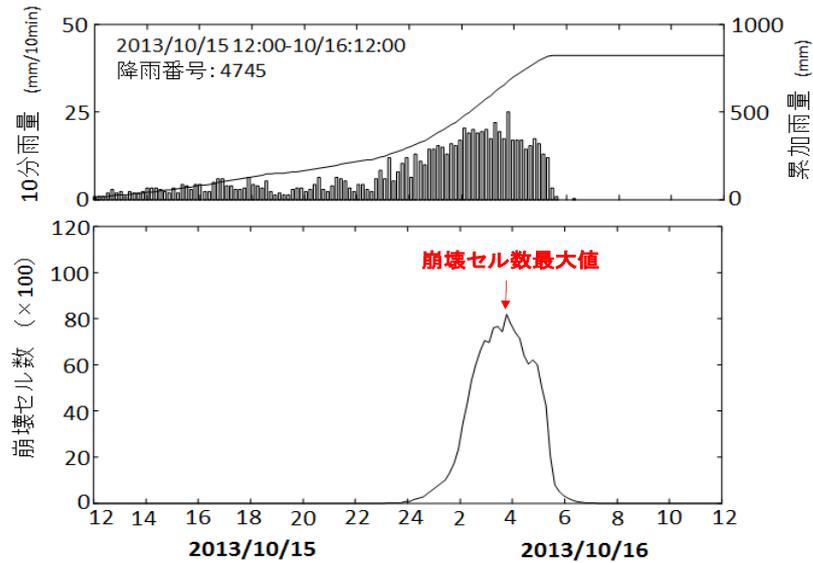


図7 2013年台風26号を入力イベントとしたモデル出力例

図7に示すように、対象範囲内の崩壊セル数はイベントの降雨時系列変化に応じて変化するが、イベント期間内における崩壊セル数最大値を災害外力として評価している。なお崩壊セル数最大値は斜面安定解析および地下水位計算に関連する各パラメータの値によって変化するが、災害が発生した時間帯が推定されている2イベントを用いて、その時間帯における崩壊セル数増分が最大値となるようにパラメータ値を探索して決定している。調整モデルパラメータは、すべり面からの鉛直浸透に関連したパラメータのうち1つのみを使用し、それ以外のパラメータは全て既往研究を参考に決定している。なお本検討では脆弱性の時系列変化を考慮していないため、探索されたパラメータ値を含め、抽出された17豪雨イベント全てに対して同一のパラメータ値を与えて評価を行っている。

2. 5 災害外力の長期時系列変化の評価結果

表2に17豪雨イベントに対する崩壊セル数最大値の一覧を、図8に表2に示した崩壊セル数最大値を時系列に対して表示したものを示す。

表2 17豪雨イベントの崩壊セル数最大値一覧

降雨番号	災害発生・非発生	開始年月日	終了年月日	崩壊セル数最大値	
				セル数	順位
468	非発生	1955/8/5	1955/8/8	0	13
704	発生	1958/9/21	1958/9/26	1,429	2
961	非発生	1961/10/7	1961/10/10	28	8
1621	非発生	1970/9/29	1970/9/29	6	11
1751	非発生	1972/7/14	1972/7/16	11	10
2358	非発生	1980/10/14	1980/10/15	315	5
2429	非発生	1981/10/22	1981/10/23	633	3
2493	非発生	1982/9/6	1982/9/12	175	7
2637	非発生	1984/7/11	1984/7/13	0	13
3106	非発生	1990/11/27	1990/11/30	20	9
3379	非発生	1994/7/7	1994/7/7	0	13
3456	非発生	1995/9/15	1995/9/17	0	13
3523	非発生	1996/9/21	1996/9/22	189	6
3788	非発生	2000/7/7	2000/7/8	393	4
4204	非発生	2006/4/10	2006/4/12	0	13
4635	非発生	2012/4/30	2012/5/3	5	12
4745	発生	2013/10/15	2013/10/16	8,188	1

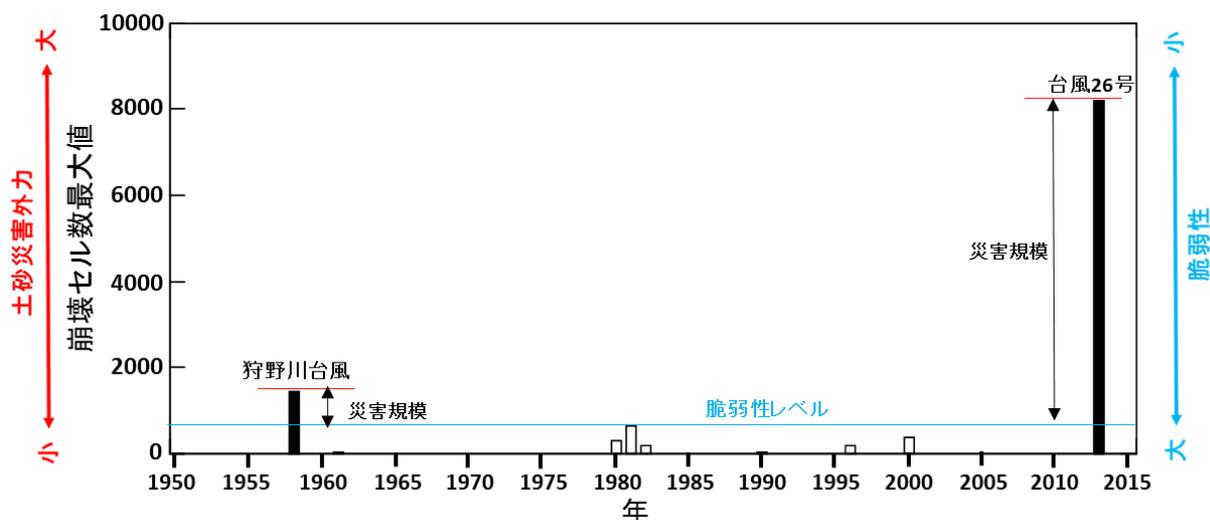


図8 崩壊セル数最大値を土砂災害外力とする長期時系列変化

表2より崩壊セルが発生したのは17豪雨イベント中13イベントであり、災害発生豪雨の両イベントがいずれも上位2位を示していることが確認される。また本検討においては脆弱性の長期変動については考慮していないが、降雨番号2429の崩壊セル数最大値を災害非発生上限として脆弱性レベルを設定した場合、図8は図2に示した概念図と対応しており、このことは長期時系列における災害外力の評価がある程度まで可能であることを示唆している。

3. おわりに

本報告で紹介した事例は表層崩壊を対象に豪雨時の災害外力の長期時系列変化について簡単に検討を加えたものであるが、長期時系列に対する評価という観点は今後の災害対策施設の性能規定化に向けても必要不可欠なものである。例えば『平成25年度版治山技術基準 地すべり防止

工事編』の【5.3 安定解析：間隙水圧の設定】の項目において安定性の評価は超過確率水位を用いて行うこととなっている。すなわち超過確率水位が災害外力に相当するものであるが、この超過確率水位は設定された再現期間の計画降雨に対する解析水位（モデル計算上の水位）となっていることから、地すべり発生時における水位とは必ずしも一致するものではない。これは対策工事が地すべり発生後に実施されることが大半であることから止むを得ない側面があるものの、今日においては対策工事が施工されてから長期間経過した工事もあり、そのような現場では実際の長期時系列データを用いて設定された災害外力（計画降雨）に対して検討を加えることもある程度まで可能であると考え。そのことが今後の性能規定化の向上および、対策工事施設の長期経年変化を含めた防災機能の定量的評価につながるものであると考え。

引用文献

井上公夫(2014)：伊豆大島・元町の土砂災害史，地理，59-2，p. 10-19

石川芳治ら (2014)：2013 年 10 月 16 日台風 26 号による伊豆大島土砂災害，砂防学会誌，Vol. 66，No. 5，p. 61-72

窪田順平・福嶋義宏・鈴木雅一(1987)：山腹斜面における土壌水分変動の観測とモデル化，日林誌，Vol. 69，p. 258-269

黒川潮・阿部和時・大丸裕武・松浦純生(2006)：物理則モデルによる表層崩壊危険度評価，日本地すべり学会誌，Vol. 43，No. 6，p. 351-355

Montgomery DR, Dietrich WE (1994) A physically based model for the topographic control on shallow landsliding. *Water Resources Research* 30, p. 1153–1171

日本経済新聞電子版(2013)：伊豆大島「将来の憂いなきよう」55 年前、土石流を記録，2013 年 11 月 3 日配信

岡田憲治・牧原康孝・新保明彦・永田和彦・国次雅司・斉藤清(2001)：土壌雨量指数，天気，p. 59-66

Okimura, T. and Ichikawa, R.(1985) A prediction method for surface failures by movements of infiltrated water in a surface soil layer, *Natural Disaster Sci.* Vol.11, p. 41-51

<巻末資料5>

地すべり対策技術の向上に求められること

—将来の気候変動を想定した積雪地帯における地すべり対策工技術の確立—

(松浦委員)

地すべり対策技術の向上に求められること」 —将来の気候変動を想定した積雪地帯における地すべり対策工技術の確立—

京都大学防災研究所 教授 松浦純生

1. はじめに

日本が世界でも有数の多雪地帯であることは案外知られていない。しかし、日本海側に面した東北～北陸地方の山間地では、寒冬多雪年には 4～5m を超える積雪を観測することも珍しくない。この多量の雪は温帯性低気圧ではなく、おもに気団の変質によってもたらされる。すなわち、低温で乾燥したシベリア気団が、暖かい日本海を吹走する際に水蒸気を多量に含み変質することに加え、日本列島を南北に走る脊梁山脈による地形効果によって、多量の雪がもたらされる。日本の多雪地帯が世界と大きく異なる点は、日本の場合は 35～40 度と低い緯度に分布することである。

日本の積雪地帯が低緯度に位置するがゆえに、温暖化は積雪環境に大きな影響をもたらすと考えられる。季節積雪層の形成や消失の変動は、降水～積雪～流出といった一連の水文過程をより複雑にし、水資源はもちろんのこと、積雪に起因した地すべりなどの災害形態や発生危険度などに大きな影響を与えると予想される。このため、温暖化による将来の気候変動に対応した、地すべり対策技術の高度化が求められる。

2. 積雪層の形成と降水の再配分

積雪地帯の液体降水は直接、地表面に到達するが、固体の場合は積雪層として一旦貯留され、時間の遅れや強度の変化を伴いながら積雪底面から地表面に流出する特徴を持つ。したがって、無積雪期に地表面に到達する水は降雨で、積雪期間中は主として融雪水となる。ところが積雪層に雨が降った場合、降雨のみが積雪層から地表面に流出することはない。積雪表層では降雨中でも潜熱などによって雪が融け、量は少ないものの雨によっても雪が融ける。つまり、積雪層に雨が降った場合は、融雪水と混合し、一体となって積雪層の底面から地表面に流出する。したがって、積雪地帯で地表面に到達する水は「降雨」もしくは「融雪水」、又は「降雨+融雪水」の三種類となる。

積雪地帯における地すべりの発生機構を明らかにするとともに、危険度を把握し、適切な対策工を計画し施工するには、地表面に到達する水の量（以下、MR:Meltwater and/or Rainfall）を、通年にわたり正確に把握しなければならない。つまり、降雨で発生する地すべりと比較する上で、積雪期間中に地すべりの変位を発生させる間隙水圧とその原因となる MR の関係を正確に把握する必要がある。さらに、警戒避難のための規準指標を策定する場合には、最低でも 1 時間単位で MR を把握することが求められる。同様に、地下水排除工などの地すべり対策工を設計する場合、MR の生起確率を正確に把握しておかないと、対策工の機能を効果的に発揮できない（図 1）。



図 1 融雪期に水没し、地すべりの再活動によって被災した集水井（富山県）

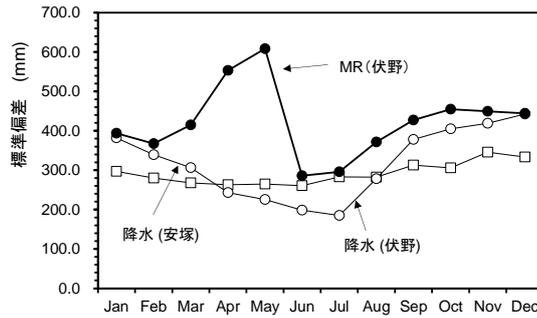


図2 各月を年界とした場合の標準偏差

3. 積雪地帯における地表面到達水量 (MR) の特徴

平面レーシメータなどで得られた地表面到達水量 (MR) のデータを処理する場合には、水収支の誤差が最小になるように水文年を決定する必要がある。これは、一年のうち、もっとも MR が少なくなる期間を年界としないと、極値解析したときの誤差が大きくなるためである。このことは、意外と考慮されず、通常的气象観測データと同じ1月を年界としている場合が多い。積雪地帯の中山間地における MR の観測結果をもとに、MR の標準偏差が最も小さくなる月を求めた事例を図2に示す。このように、MR については6月を年界とした場合に標準偏差が最も小さくなる結果が得られた。すなわち融雪期と梅雨期の間が、統計上、最も MR が安定的に少なくなることを示す。

一方、11寒候年にわたる観測結果から、上位50個の最大時MRを抽出し、それらが出現した時期について調査したところ、大部分が無積雪期に出現し、積雪期間に記録したのはわずか5個しかなかった(図3)。これらの結果から、強度の大きい時MRのほとんどは、無積雪期に降雨によってもたらされることが分かる。

さらに、11寒候年における上位50個の日MRの出現分布をみると、時MRとは逆にほとんどが積雪期間に、しかも融雪期に集中することが明かとなった(図4)。また、積雪初期にも3個記録している。このように観測時間単位を長くとるとMRの強度分布が無積雪期から積雪期に移行する傾向が見られた。観測時間単位を長くとるほど、最大MRの出現分布は積雪期間にシフトする傾向がみられた。

短時間強度の大きい降雨は表層崩壊やそれに起因する土石流などを発生させ、降雨強度は大きくないものの、継続時間が長く総量が多い降雨は、深層崩壊や地すべりなどを発生させると言われている。積雪地帯の融雪期は後者に該当することになり、MRの特徴は規模が大きい地すべりを発生する原因となると考えられる。

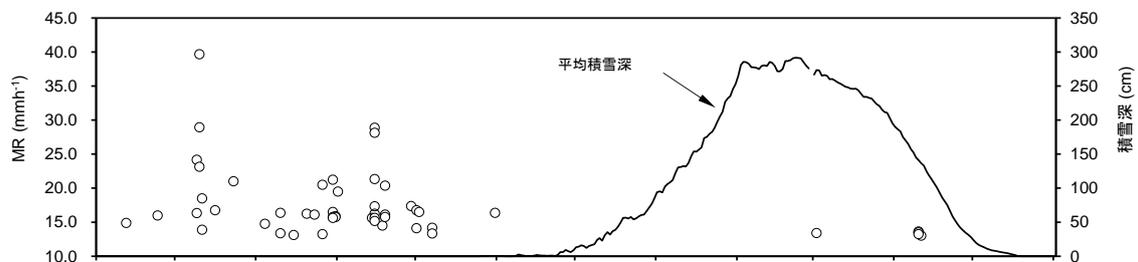


図3 積雪地帯における時最大MRの分布特性

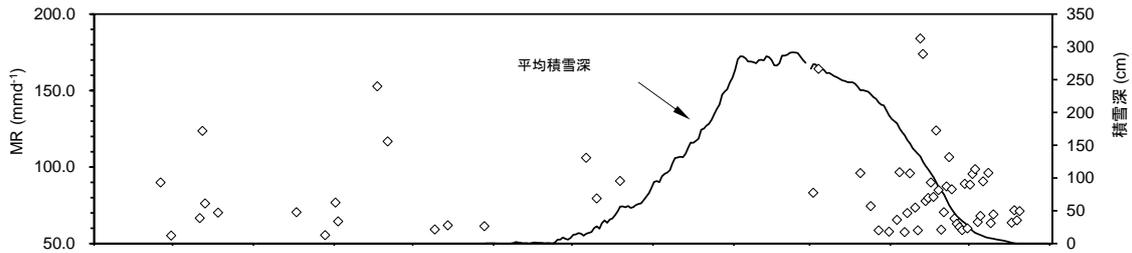


図4 積雪地帯における日最大MRの分布特性

4. 積雪期間を考慮した極値分布

データ処理を行った期間における無積雪期のみのおよび日データを用いた極値分布と、積雪期間を含んだ時および日データを用いた極値分布の違いを Gumbel-chow 法を用いて比較した。積雪期に最大時MRを記録したのは1個でしかも13mm/hと値も小さいので、積雪期のデータを考慮しない場合とする場合ではほとんど変化が認められない(図5)。

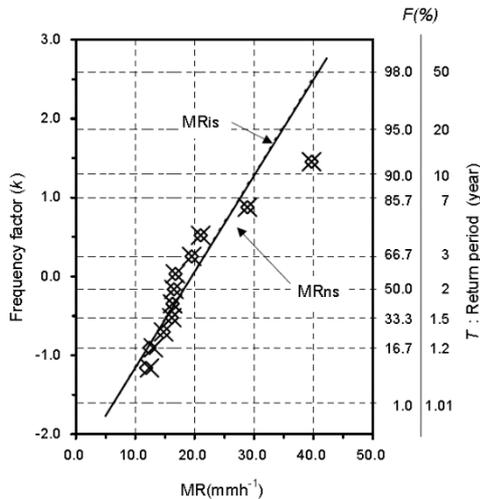


図5 積雪期を考慮しない場合と考慮した場合の時MRの極値分布

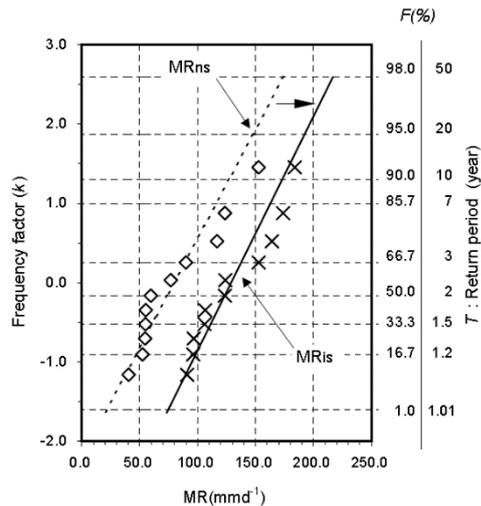


図6 積雪期を考慮しない場合と考慮した場合の日MRの極値分布

一方、日MRについては積雪期のデータを考慮する場合としない場合ではきわめて大きな相違が見られた(図6)。例えば、150mm/dの地表面到達水量が発生する確率年は、積雪期のデータを含んだ場合で5年であるのに対し、含まない場合は22年と約7年の違いが認められる。これは、多雪地帯ではより大きなイベントが恒常的に発生していることを示す。したがって、地すべり対策工を設計する際には、積雪期間におけるMRを十分に考慮する必要があると考える。

5. 将来の気候変動予測

温暖化の進行に伴って、今後起こりうる長期的な変動予測についての様々な取り組みが、各機関によって実施されている。気象庁では、地球全体の気候を考えるための大気大循環モデルという、大気圏をある大きさの格子に分割し、物理的な法則にしたがって大気の循環を予測する手法を用い、80~100年後における日本の気候を予測している(気象庁、2013)。

それによると、12月から3月までの寒候期における降雪量は、かなり減少すると予測されている(図7)。各種の温暖化排出シナリオに基づいたモデルでも同じような計算結果が出され、多い

ところでは年間約 400mm の降雪量が減少するとされる。ただし、積雪量の長期減少傾向の過程においては、極端な気象現象が頻繁に発生すると考えられる。つまり年によって極端な暖冬少雪となったり、寒冬多雪となるなど、振れ幅が大きくなる可能性が高い。実際に、2010/11 以降の冬は 4 年間も寒冬多雪の傾向が続いていたが、2015/16 は一転して少雪暖冬となったことは記憶に新しい。一方、2009/10 のように一時的に多量の降雪を観測する一方で、最高気温と最低気温の差が拡大するといった、一寒候期の間でも気象現象の振れが大きくなると推定される。

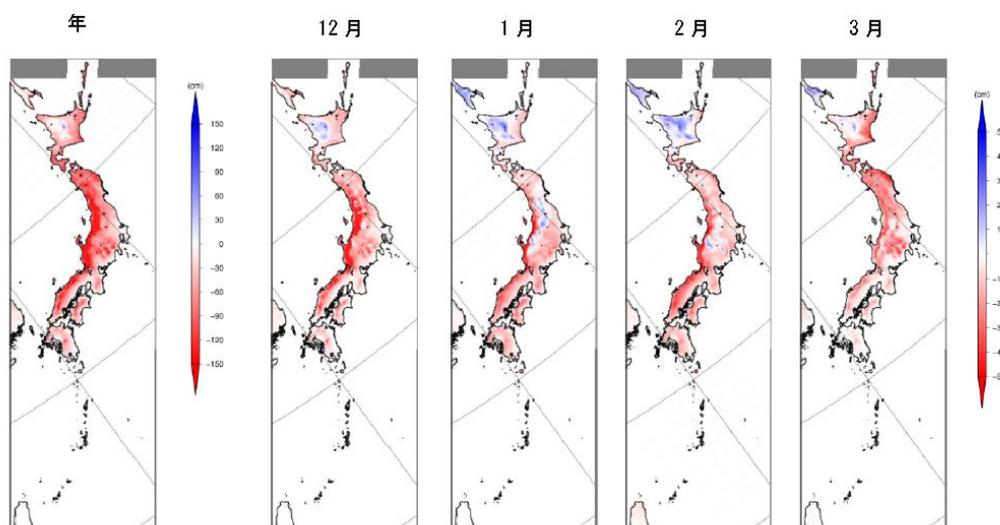


図7 地球温暖化モデルによる将来の年及び月降雪量の変化（気象庁 2013）

6. おわりに

積雪地帯の降水は、無積雪地帯と違ってタイミングや強度、継続時間などを大きく変えて地表面に到達し、斜面地盤内に浸透する。このため、積雪地帯で発生する地すべりの発生メカニズムや危険度評価、さらには適切で経済的な対策工を計画し、設計するには、地表面到達水量を正確に把握することが望まれる。

さらに、今後、温暖化が進むと暖温帯多雪地帯はもちろんのこと、寒帯少雪地帯の積雪環境も劇的に変化することが予想される。加えて積雪環境だけでなく、積雪期間における降雨や融雪を促進する強風などの発生確率も高まると予想される。

各研究機関から提案された将来データが利用可能となっている場合もあることから、これからの地すべり対策工の計画や設計にあたっては、将来の積雪環境や極端気象現象を考慮した仕様にするのが望ましいと考える。

参考文献

気象庁(2013)：地球温暖化予測情報（第8巻）、積雪・降雪の将来予測、58-64.

<巻末資料6>
地すべり対策工の現状と今後の維持管理
(松浦委員)

地すべり対策工の現状と今後の維持管理

京都大学防災研究所 教授 松浦純生

1. はじめに

系統だった地すべり調査が実施され、機構解析の結果をもとに地すべり防止対策工事が本格的に実施されるようになってから半世紀以上が経過した。すでに概成した地すべり地も多いが、対策工の施工効果の減退などにかかわる調査例やそれに関わる実証データの蓄積は多くない。日本の場合は再活動型地すべりが多数を占めるため、今後の維持管理に数多くの不確定な要素が存在する。地すべり地が次々と概成を迎えつつある今日、重要な保全対象をかかえる地すべり地については対策工の施工効果などを継続的に監視するとともに、地すべりの再活動の徴候を早期に発見し、再発を未然に防ぐ意味においても、概成後の適切な維持・管理システムについて検討を加える必要がある。このようなニーズを背景に、(一社)斜面防災対策技術協会から斜面対策工維持管理実施要領が出版され、体系的に点検や調査手法が提示されている¹⁾。ここでは、それを補足する意味で、さまざまな事例を紹介しつつ、今後の維持・管理システムについて考えたい。

2. 概成後の維持・管理における諸問題

2. 1 地すべり対策工の施工効果の減退による地すべり土塊の不安定化

地すべり地には対策工として排土工、押さえ盛土工、集水井工、排水トンネル工などの抑制工や、アンカー工、杭打工、深礎工などの抑止工が施工されている。ところが、これらの対策工がその施工効果を恒久的に発揮し続けるとは限らず、機能が低下もしくは減退することによって、初期の安全率を達成することができなくなり、時間スケールでの遅延はあるものの、既往の地すべり土塊の再活動が始まることは充分予想される(図1)。この原因として、①対策構造物自体の耐用年数の問題、②対策工の機能そのものの低下、③対策工施工技術の問題などが考えられる。ただし、それぞれは密接に関係している場合が多い。また、地すべりが再び活動を始めると、集水井ボーリングの切断や屈曲などの影響を与えるため、さらに施工効果の低下が進むといった事例もある。



図1 地すべりの再活動によって傾倒した昭和50年代に施工された集水井
(新潟県上越市安塚区)

(1) 抑制工における諸問題

抑制工として位置づけられる排土工、押さえ盛土工のうち、排土工は安定勾配に整形したとし

ても、上載荷重の開放や乾燥により岩盤表層が短期間にスレーキングを起こし、不安定になり表層崩壊が発生する場合がある。一方、地すべり地内に設置された治山ダムなどは、地すべりの再活動が起こると変形し破壊されることがある。コンクリート製治山ダムは地盤変位の影響を受けやすく、ブロック状に破壊されることがある（図2、3）。また、地すべり変動が大きいと柔構造であるブロック積治山ダムも変形破壊され、機能を果たさなくなる場合がある（図4）。



図2 地すべりによって被災した谷止工(宮崎県椎葉村)



図3 地すべりによって破壊された谷止工(長野県大鹿村)



図4 地すべりによって破壊された谷止工(福島県米沢市)

抑制工におけるより大きな問題は、水を取り扱う地表水排除工および地下水排除工に集約される。とくに後者はすべり面付近に作用する深層地下水の排除を目的として施工されているため、施工効果が減退すると地すべりの再発にもつながることが十分予想される。このため、以前から抑制工の経年変化についての問題が提起されてきた²⁾³⁾。とくに地すべりの規模が大きくなるほど、地下水排除工と排土工が主体となるため、地下水排除工の機能の維持は重要な問題となる。

代表的な抑制工として最も一般的に用いられている集水井工は、井内から多数の集水ボーリングを打設する。この際、保孔管にガス管を使用した場合、電位差腐蝕が原因となって機能の大幅な減退を引き起こす事例が報告されている（図5）。とくにシラス地帯の地すべり地の場合、埋設後10年程度で腐蝕が進行し、その後は初期の集水量が期待できないどころか全く機能しない場合も想定される⁴⁾。このように、対策構造物そのものの耐用年数が大きな問題となることがある。

ガス管は、トンネルからの建て上げボーリングにも多用されていることから、集水井だけでなくトンネルからの集水ボーリングの維持・管理でも問題点になることが予想される。



図5 地すべりの移動と電蝕によって腐蝕した集水ボーリング(佐賀県唐津市)

初期の対策工事には、集水井の井筒に黒皮といわれる防蝕性の低い塗装が使われ問題となったが(図6)、現在では亜鉛メッキのライナープレートが使われている。その耐用年数は一般に保孔管よりも長く、ライナーそのものの耐久性が問題になっているところは少ない。しかし、バーチカルやリングなどの部品が腐蝕することによって集水井全体の耐久性が損なわれる危険性もある。温泉地帯では高温で強酸性の地下水や火山性ガスなどによって急速に腐蝕が進行する場合がある。このような箇所ではエポキシ樹脂やFRPでコーティングすることもあるが、ピンポイントでの傷などが原因となって腐蝕が拡大する場合もある(図7)。

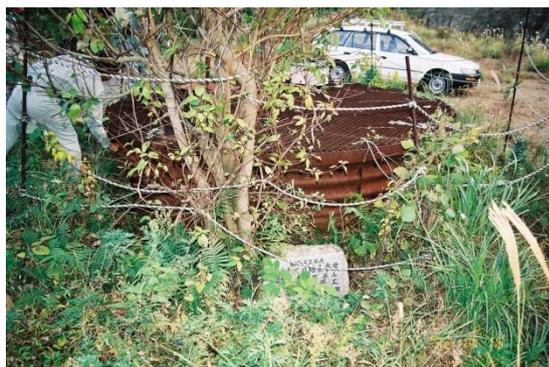


図6 腐蝕が進行した集水井(長崎県佐世保市)



図7 エポキシ樹脂を塗布したにもかかわらず 集水井に発生した腐蝕(熊本県市南阿蘇村)

一方、対策工の機能の低下には、上記のように構造物そのものの寿命が直接的な原因となることもあるが、保孔管などが目詰まりなどを起こして機能が低下する事例が非常に多い(図8)。



図8 保孔管の腐蝕とスライムの付着(秋田県北秋田市)

埼玉県結晶片岩地すべり地における間隙水圧の長期間にわたる観測例によると⁵⁾、集水井施工によって地下水が大幅に低下したものの、その後徐々ではあるがそれぞれの間隙水圧が上昇する傾向が得られた(図9)。この原因として、水文地質構造の変化や降水量の経年変化などが考えられるが、主要な原因は保孔管の目詰まりと考えられる。保孔管の目詰まりについては多くの事例が報告され⁶⁾、土砂の流入やスライムなどの付着が主要な原因とされている。

大規模な地すべり地の場合は、抑制工の施工効果に期待する割合が大きいため、抑制工の機能低下を常に監視する必要がある。

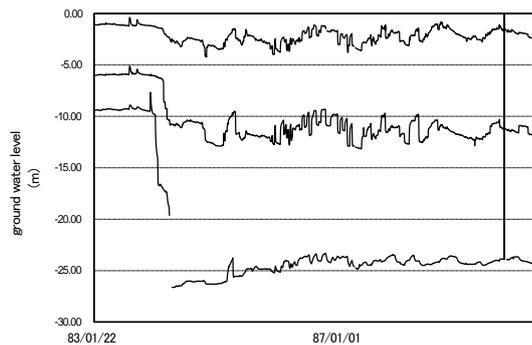


図9 集水井施工後の地下水位の変化(埼玉県寄居町)

(2) 抑止工における諸問題

また、杭打工などに使われる鋼管でも長期間の使用による腐蝕が大きな問題となる可能性がある。とくに、温泉地すべり地では硫化水素、強酸イオン、高温水やガスなどによって腐蝕の進行が早まる恐れがあることから、各種の試験が行われた⁷⁾。その結果、ライニング材料としてコーラルターエナメルやFRPが有効とされている(図10)。しかし、より過酷な条件下での使用では、前述のようにピンホールでの腐蝕が進む可能性もある。このような箇所での調査事例は、他のそうでない地すべり地で施工された構造物の、より長い時間軸での腐蝕などを知る上で、外挿可能な事例になると考えられる。

アンカー工の場合、定着長部、自由長部、頭部などが腐蝕を起こすとアンカー工の所定の効果を発揮することが困難になり、重大な事故や地すべりの再発につながる可能性もある。「グラウンドアンカー設計・施工基準」などによってダブルプロテクションが義務付けられているなど⁸⁾、防蝕性や耐久性に十分配慮されるようになってきた。アンカー工施工の歴史が比較的新しいため、その耐久性や破断事故についての検証例は多くはないものの、国際プレストレストコンクリート連盟アンカー分科会の調査によると、アンカー頭部から引張り部にかけての破断事故が多いことから、この部分での防蝕には充分配慮しなければならない(図11)。

抑止工は一般に、安全率を確保し維持するのに重要な役割を果たすことから、その機能の低下

には細心の注意を払う必要がある。



図 10 FRP を塗布中の遠心力鋳鋼管



図 11 受圧版の劣化とゆるみ(秋田県大仙市)

2. 2 風化の進行などによる新たな地すべり移動土塊の発生

対策工の施工効果の減退だけではなく、風化の進行や地形の変化等による新たな弱線等の発生など、さまざまな要因によって地山そのものが再び不安定化することも考えられる。

(1) 風化の深部への進行

第三紀層の地すべり地では、同一地すべりで何回も地すべりが反復して発生する場合がある。この理由として、過褶曲による破碎などによって風化した泥岩が厚く堆積しているため、この部分で新たなすべり面が形成されることが考えられる。1963 (昭和 38) 年、1977 年、1987 年と同一の地すべり地で 25 年近くにわたり 3 回に分けて実施されたボーリング調査の結果によると、ボーリングの掘削技術やコア判定技術の差はあるものの、全体的に風化が深部に進行しているとされる事例もある⁹⁾。

また、結晶片岩地帯では、造山運動の発達によって、微褶曲構造や面構造などの構造的な要素が発達していることから、地下水が浸透しやすく深部まで風化が進行する。その結果、広範囲にわたり厚い風化帯が発達していることが多い (図 12)。したがって、これらの地域ではその後の地下水文環境の変化などで地すべりが反復して発生する可能性がある。



図 12 結晶片岩地帯における地すべり（ネパールダウラギリ県）

（２）地形の変化等による弱線等の新たな発生

大規模な岩盤地すべりなどが発生すると、応力解放によって発生した箇所の深部や周辺部に新たなシーティングジョイントが形成されることがある¹⁰⁾。一方、冠頭部付近などで大規模な排土工などを行った場合でも新たな弱線が発生することも考えられる。弱線は一般に高透水性なため、地下水の侵入が容易となり岩体の化学的風化の進行することが多く、化学的風化は新たな亀裂の発達を促す。したがって、ただちに地すべりが発生するとは限らないものの、長期的には新たなすべり面が形成され地すべりが発生する危険性を伴う。また、一般に除荷にともなう膨張性岩体における膨張はシーティングジョイントの岩体膨張とは別とされているが¹¹⁾、亀裂が発生する現象は同じであることから、膨張性の岩盤でも地形変化による地すべり発生危険度は増加する。

地すべりとは異なるものの、排土工などを行った斜面が劣化し表層崩壊の発生危険度が高まることも予想される。特に第三紀層地すべり地帯の軟岩はスレーキングを起こしやすく（図 13）、上載荷重の除去や乾燥などによって地盤の強度劣化が急速に進行し、表層崩壊が発生することがある。



図 13 スレーキングによって短時間で風化しつつある泥岩（宮崎県日南市）

3. 維持・管理方法の現状と今後の方向

3. 1 現状の維持・管理方法

（１）概成後の維持・管理

前述のように、地すべり防止対策施工地には概成後も様々な諸問題が内包されていると考えられる。その中のいくつかはある時間の経過とともに、最終的に地すべりの再活動といった形として顕在化する可能性がある。したがって概成地のうち、高い優先度が認められるものについては、合理的な維持・管理システムを確立する必要がある。

地すべり地を数多くかかえる都道府県では、地すべり発生の兆候を早期に発見するとともに、地すべり防止施設の破損や老朽化を点検するための地すべり巡視員制度を設置し、施設の維持管

理や地すべり災害の未然の防止に努めている（図 14）。また、新潟県では草木の繁茂等によって確認が困難となることが多い集水井などの施設を、GPS を使って正確な位置を同定し、維持・管理をスムーズに行う試みがなされている。



図 14 点検中の集水井（青森県佐井村）

なお、概成地の維持・管理とは、対策工の施工効果を常時監視するとともに、新たな不安定化の要因をいち早く検出し、迅速な対応をとるためのシステムを意味することから、次に説明する対策施設の維持・管理も広義的に含むものとする。

（２）対策施設の維持・管理

ボーリング暗渠工や井戸からの集水ボーリングについては、保孔管の目詰まりによる機能の低下が以前から指摘され、各地すべり地で問題となってから久しい。このため管理手法やマニュアルなどについての検討例も以前から進められ¹²⁾、機能を維持もしくは回復するための各種の洗浄工法なども開発され、広く実施されてきている。しかしながら、効果は短期間で限定的との報告もあることから、今後、さらに管理指針を高度化するため、長期的なモニタリングなどによってデータを蓄積する必要があると考えられる。

アンカー工については、高速道路などののり面に施工されたものについて、管理手法が提案されている¹³⁾。これによると、目視による各種点検と健全度調査に分けることができ、後者は目視や打撃音診断などによるアンカー頭部の調査と、有効緊張力が当初の設計通りになっているか、オーバーロードになっていないかなどのチェックを行う荷重試験がある。荷重計測の方法としては、ロードセルによる連続観測と現場で実施するリフトオフ試験があり、その結果を用いて管理の指針としている。アンカー工は他の抑止工に比べて構造が複雑なため、維持・管理に十分注意を払う必要がある。また、降雨や地震などによって破壊されることもあり、修理が必要になることもある（図 15）。



図 15 地震によって破壊されたアンカー工（岩手県奥州市）

3. 2 施工跡地の管理の方向

概成後の維持・管理を効率的に実施するため、保全対象の重要性や、概成後の経過年数、地すべりの性質や施工した対策工の種類などによって、維持・管理のガイドラインを示したマニュアルが整備された。対象とする項目は、①地すべり活動の再発、②施設の施工効果などが考えられ、後者には施設の腐蝕状態なども含まれる。これらの項目を監視する方法としては、①巡回による目視での判断と②各種センサーを用いる方法が考えられる。各種センサーによる監視の方法はさらに、a) 巡視員によって定期的に人力でセンサーの値を計測する方法、b) 半自動観測を行いカードなどでデータを収集する方法、c) 無線や携帯などを使ってデータを自動で回収する方法、d) 有線によって自動観測を行い常時地すべりの変動を監視し異常があれば早期に警戒を発令する手法などに区分することができる。

目視では確認できないような鋼管杭のたわみ、集水ボーリングからの集水量の変化、地すべりの微妙な挙動でも、センサーを使えば定量的に明らかにすることができる。したがって重要な箇所については、各種のセンサーを配置することによって適切に維持・管理する必要がある。方法としては、すべての地すべり地を一様に監視することは効率が悪いので、優先順位をつけ、それに基づいて上記の a)～d) のどの手法で監視するかを決定する必要があるだろう。センサーによる監視では、長期間にわたる効果的で経済的な運用を考えた場合、従来から用いてきたセンサーやデータ収集処理システムなどは様々な問題が発生する可能性がある。したがって、緊急調査や機構調査等で用いられてきた手法とは基本コンセプトが異なった、維持・管理に特化したシステムの設計、構築を考える必要があるだろう。また、観測インターバルを適切にとらないと、ピーク値を取りこぼすことになるので、注意が必要となる（図 16）。

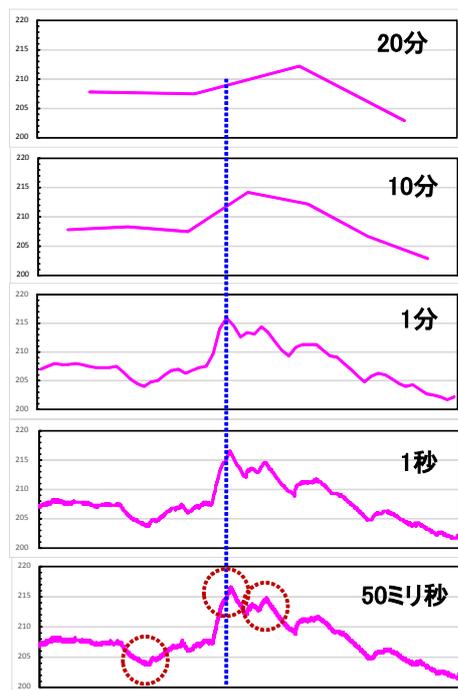


図 16 観測インターバルによる間隙水圧波形の違い（実際の観測データ）

4. 地すべり地での維持・管理システムのあり方

4. 1 維持・管理基準の設定

(1) 施工前後の調査解析の必要性

重要な保全対象がある箇所は、概成後も適切に維持・管理すべき地すべり地について管理基準などの方法について詳細に検討するとともに、情報通信技術を用いた全自動観測によって、地すべりの不安定化の要因をいち早くモニタリングし、リアルタイムに近い形で警戒・避難体制をとれるようなシステムが必要となる。

的確な維持・管理指針を策定するためには、概成地が様々な対策工の施工によって当初の計画安全率を達成しているか、対策工の施工効果が継続して維持されているかなどを、機構調査などで得られた施工前後の地下水位や変位量、その他の観測データをもとにチェックする必要がある。そのためには、対策工事前のデータの蓄積が不可欠であるが、一般に対策工事が緊急を要する場合が多いため、施工前に十分な調査期間が与えられることは少ない。このことが、施工効果の定量的な効果の判定を困難にし、管理のための合理的な基準を策定する際のネックとなることが多い。したがって、可能であれば施工前の調査を綿密に実施することはもちろん、実施時には、その後の維持・管理も考慮した観測項目や手法を選択すべきである。例えば、集水井や排水トンネルからの排水量の観測などが考えられる（図17）。



図17 概成後の排水トンネルに設置された流量計（新潟県上越市）

（2）降水～間隙水圧～変位モデルを用いた早期警戒基準値の検討

概成したものの将来にわたり維持・管理する必要がある地すべり地の場合は、自動観測はもちろんのこと、得られたデータを効率的に処理するとともに、合理的な管理基準値を設定する必要がある。最終的な基準は移動量となるが、保全対象としての重要性を勘案すると早期に警戒する基準についても考慮する必要がある。移動が認められた際の管理基準値については様々な場合で検討されているものの¹⁴⁾、早期警戒基準についての検討例は少ない。基準値を気象要素とするか、あるいは地すべりの安定性につながる間隙水圧とするについては議論の対象となろう。いずれにせよ、気象要素→間隙水圧→変位量の関係について一連のモデルを構築することが基準値を設定するために重要となってくる¹⁵⁾。そのためには、地すべり発生時のメカニズムを明らかにし、発生前の適切なモデルを構築することはもちろんのこと、施工後の地形の変化や対策構造物の効果なども考慮した対策工施工後のモデルを作成する必要がある。このモデルについては、施工後に継続して得られたデータを常時検証することによって、より現実に近い形に最適化する努力も必要であろう。モデルには、物理モデルや応答モデルなどが考えられるが、いずれの際にも誘因として考えられる水文気象データを確率論的に入力し、間隙水圧、安全率の低下など一連の挙動を統一的に取り扱えるようにモデルを構築しなければならない。その際、降雨などの気象要素と間隙水圧の関係については、物理モデル等での表現は比較的容易で、これまで降雨の浸透などによる間隙水圧の変動予測などの研究がおこなわれてきた¹⁶⁾。しかし、間隙水圧と移動量の関係を定量的なモデルで表す研究例¹⁷⁾は少ない。このような手法とは別に、得られた間隙水圧のデータから逐次安定計算式を用いて安全率を算出する手法も考えられる。しかし、そのためには複数の観測孔が必要となってくることや、対策工の施工効果を安定計算に組み込む方法についての議論が十分でないなど、今後にわたる検討が必要と思われる。

4. 2 地すべり地の統合管理システムの高度化

(1) 新たなセンサー技術

近年、半導体集積回路の製造に用いられる微細加工技術を応用し、モータや駆動系などの機構を組み込んだ超小型の機械システムである微小電気機械システム（MEMS：Micro Electro Mechanical Systems）の開発が著しく進展している。なかでも傾斜に比例した液面の傾きを静電容量の変化として検出する傾斜センサーの開発が進んでいる（図 18）。これをパイプひずみ計のひずみゲージの代わりに使えば、従来のセンサーでは検出できなかった地表面に変位量を計測することができる。



図 18 MEMS 技術を応用した傾斜計 (<http://www.geots.co.jp>)

(2) ICT と IoT を用いた統合管理

以前は IT（情報通信技術）が一般的であったが、ややハードウェアに偏った概念や使い方であったため、最近では ICT (Information and Communication Technology) が一般的となっている。これは、ICT とは IT の概念をさらに進化させ、通信コミュニケーションを重要視し、ネットワーク通信による情報や知識の共有をめざすことが、社会ニーズになっているからである。一方、IoT とはいわゆる「モノのインターネット (Internet of Things)」のことで、すべてのモノがインターネットに接続することで、さまざま情報や知識を共有できるだけでなく、双方向に情報交換ができるシステムである。近年はスマートフォンが一般的になり、また膨大な情報を蓄積し利用するクラウドコンピューティングが普及したことから、この概念が広まった。この IoT 技術と前述の MEMS を応用したセンサーを組み合わせると、今後、防災に十分に活用できると考えられる。例えば、安価な MEMS を多数斜面に配置し、それらをインターネットで結ぶことで双方向のモニタリングが簡単に実現できるので、斜面変状に対する早期警戒システムを構築できる（図 19）。

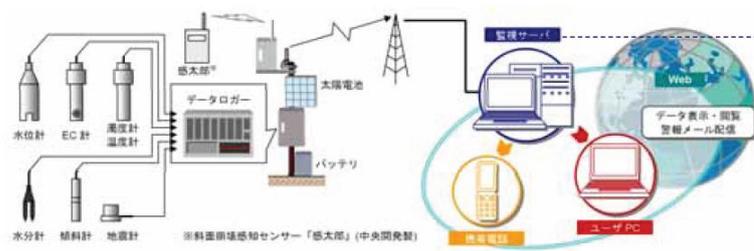


図-19 MEMS 技術と IoT を利用した防災対策

(<http://www.cknet.co.jp/technology/observation/kantarou/>)

7. おわりに

各種の地すべり調査に基づいて数多くの防止対策工事が実施されてきたが、施工後、長期間にわたる維持・管理に配慮した形で行われているケースは意外に少ない。維持・管理基準についても、個別のケースや特定の地域についてその試みがなされているものの、他分野の管理基準等を

準用している例も多い。地すべり対策工事が本格的に実施されてから 50 年以上が経過し、施設や機能の劣化が著しく進行している箇所もある。したがって、そのような箇所では地すべりの再活動のリスクも高まっていると推察される。今後、対策予算の伸びが期待できない中、施設の長寿命化を図るとともに、適切な維持・管理手法について継続的に検討する必要がある。以上、本論では考えられる様々な不安定化の要因や維持・管理の実態を調査し、問題点を抽出するとともに今後の展望についての提案を試みた。

参考文献

- 1) 維持管理マニュアル編集出版委員会 (2016) : 斜面对策工維持管理実施要項一点検・詳細調査編、(一社)斜面对策技術協会、pp. 633
- 2) 板垣宏一、堀江四郎、武田建悦(1986) : 地すべり防止施設 (抑制工) の経年変化について、第 25 回地すべり学会研究発表講演集、pp. 106-107
- 3) 前橋営林局(1987) : 対策工法の経年変化及び工法の改善調査、昭和 61 年度林野庁地すべり対策協議会調査報告書、pp. 34
- 4) 寺田秀樹、鈴木幹夫、武田桂輔(1988) : 集水パイプに関する諸問題とその対応 一主としてシラス分布地帯の地すべり地において一、平成 10 年度砂防学会研究発表会概要集、pp. 354-355
- 5) 森林総合研究所(1991) : 集水井の配置法とその効果判定、平成 2 年度林野庁地すべり対策協議会調査報告書、pp. 81
- 6) 高橋正樹、丸山清輝、加藤信夫(1999) : 地すべり地における地下水排除施設機能低下に関する調査、第 38 回地すべり学会研究発表講演集、pp. 361-364
- 7) 三原孝夫、栄藤修、森崎充、中野明(1990) : ライニング処理 G パイルの腐蝕試験とライニング材の付着・伸縮性実験について、第 29 回地すべり学会研究発表講演集、pp. 336-339
- 8) 地盤工学会(1998) : グランドアンカー設計・施工基準、同解説、pp. 148
- 9) 新潟県農林水産部治山課(1991) : 地すべりの反復性に関する調査、平成 2 年度林野庁地すべり対策協議会調査報告書、pp. 56
- 10) 江川良武(1984) : 地すべりにおけるすべり面の起源、地すべり、Vol. 21、No. 2、pp. 3-10
- 11) 飯田隆一(1978) : 岩盤力学概説、彰国社、pp. 318
- 12) 長井義樹、銭谷秀徳、他(1994) : 集水工施設の機能調査結果と管理マニュアル (案) の作成について、第 33 回地すべり学会研究発表講演集、pp. 393-396
- 13) 高速道路調査会(1991) : 斜面安定のためのアンカー工の計画・設計に関する研究 (その 3) 報告書、pp. 235-267
- 14) 地すべり観測便覧編集委員会(2012) : 地すべり観測便覧、地すべり対策技術協会、pp. 504
- 15) 岡本隆、松浦純生、浅野志穂、朴三奎(1999) : 地すべり施工跡地における管理基準値の設定に関する一考察、第 38 回地すべり学会研究発表講演集、pp. 595-598
- 16) 浅野志穂、朴三奎、松浦純生、岡本隆(2000) : 大規模地すべり地における融雪期の地下水流動解析、地すべり、Vol. 36、No. 4、pp. 70-77
- 17) 榎田充哉、市川仁士、大宅康平(1994) : 地下水位と移動量の関係に基づく地すべりの移動特性とモデル解析、地すべり、Vol. 31、No. 2、pp. 1-8