

ゆるみ岩盤の安定性評価法の開発

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 22～平 27

担当チーム：地質・地盤研究グループ（地質）

研究担当者：佐々木靖人、浅井健一、日外勝仁、
江口貴弘

【要旨】

応力解放などにより時間の経過とともに不安定化が進行するような岩盤斜面、特に、亀裂に支配された複雑で多様な不安定化の形態を示すゆるみ岩盤斜面に対し、長期の安定性を評価する方法として、筆者らは FEM ステップ解析法を考案した。ひずみ集中箇所の差別的な劣化促進がゆるみによる強度物性値低下の一因であるとの考えの下、自重解析によって算出された相当塑性ひずみ量に応じてメッシュ単位で物性値を低減変更した後、次のステップで変更物性値による解析を計算し直す、というサイクルを変化が収束するまで繰り返すことで、岩盤のゆるみ進行過程を再現評価できることが本提案手法の特徴である。

キーワード：ゆるみ岩盤、岩盤斜面安定、有限要素法（FEM）、FEM ステップ解析法、塑性ひずみ

1. はじめに

自然界に見られる岩盤には、外的要因により局部的に性状が悪くなっている部分があり、この部分を「ゆるみ岩盤」と称して健岩部との差別化が図られている。佐々木¹⁾らは、広義の岩盤の「ゆるみ」として「応力解放・重力作用・風化作用等に起因した変形・体積増加・密度減少などにより、亀裂の発生・開口・ずれなどを生じ、岩盤の状態を保ちつつも全体として変形しやすく、かつ、非弾性的性質が大きくなった状態」と定義している。

このような力学的に不安定な状態にあるゆるみ岩盤に構造物基礎や切土のり面を施工した場所では、岩盤の変形や応力集中などにより、構造物自体にも様々な変状が発生している。このため、調査・設計・施工の各段階でゆるみ状況を的確に把握し、安定性を適切に評価することが求められている。

そこで本研究では、ゆるみ岩盤の挙動を定量的に評価できる手法の開発を目標とし、通常に得られる地質調査情報量から解析モデルの構築が可能と考えられる有限要素法によるゆるみ岩盤の定量的評価法について検討した。

これまでの一連の研究では、事例に基づいたゆるみ岩盤のパターン分類^{2), 3)}を行い、ゆるみ区分と亀裂調査結果との関係を整理⁴⁾するとともに、風化によるゆるみ進行現象の再現⁵⁾や亀裂の分布性状に基づいたモデル化方法の検討⁶⁾などを行い、数値解析によりゆるみ岩盤を定量的に表現する方法を提案し⁷⁾、様々な基礎検討^{8), 9), 10)}の上、実岩盤斜面への適用^{11), 12)}も試行してきた。

本研究では、岩盤のゆるみ進行過程を再現するために、開発提案している「FEM ステップ解析法」と、それを用いたゆるみ岩盤の定量的評価法について、実際の岩盤斜面評価に適用するイメージに沿って、全体の流れをフロー図の形で示すとともに、その考え方や各要素技術について解説してきた¹³⁾。また、地盤内部に発生するゆるみ現象を可能な限り定量的に把握することを目的とした数値解析を用いた評価手法としてとりまとめた「ゆるみ岩盤斜面の安定性評価の手引き（案）[数値解析編]」の抜粋版を 2 章以降に示すとともに、ゆるみ岩盤に対する解析・評価の流れを図-1 のフローに示す。

2. ゆるみ検討の必要性和その流れ

2.1 用語定義

本研究で用いる用語について以下に定義する。

- ・物性値：物質が備えている性質を規定項目の尺度で表現するもの
- ・老朽化：作られた時の性状を時間の経過によって失われて機能しなくなった状態
- ・外的作用要因：岩盤に対して変化を与える外的な原因
- ・応力劣化：岩盤の応力状態変化により生じた微小破壊によって発生する強度低下機構
- ・FEM ステップ解析：FEM 解析により局所安全率や塑性ひずみを用いて応力劣化を表現するための解析手法

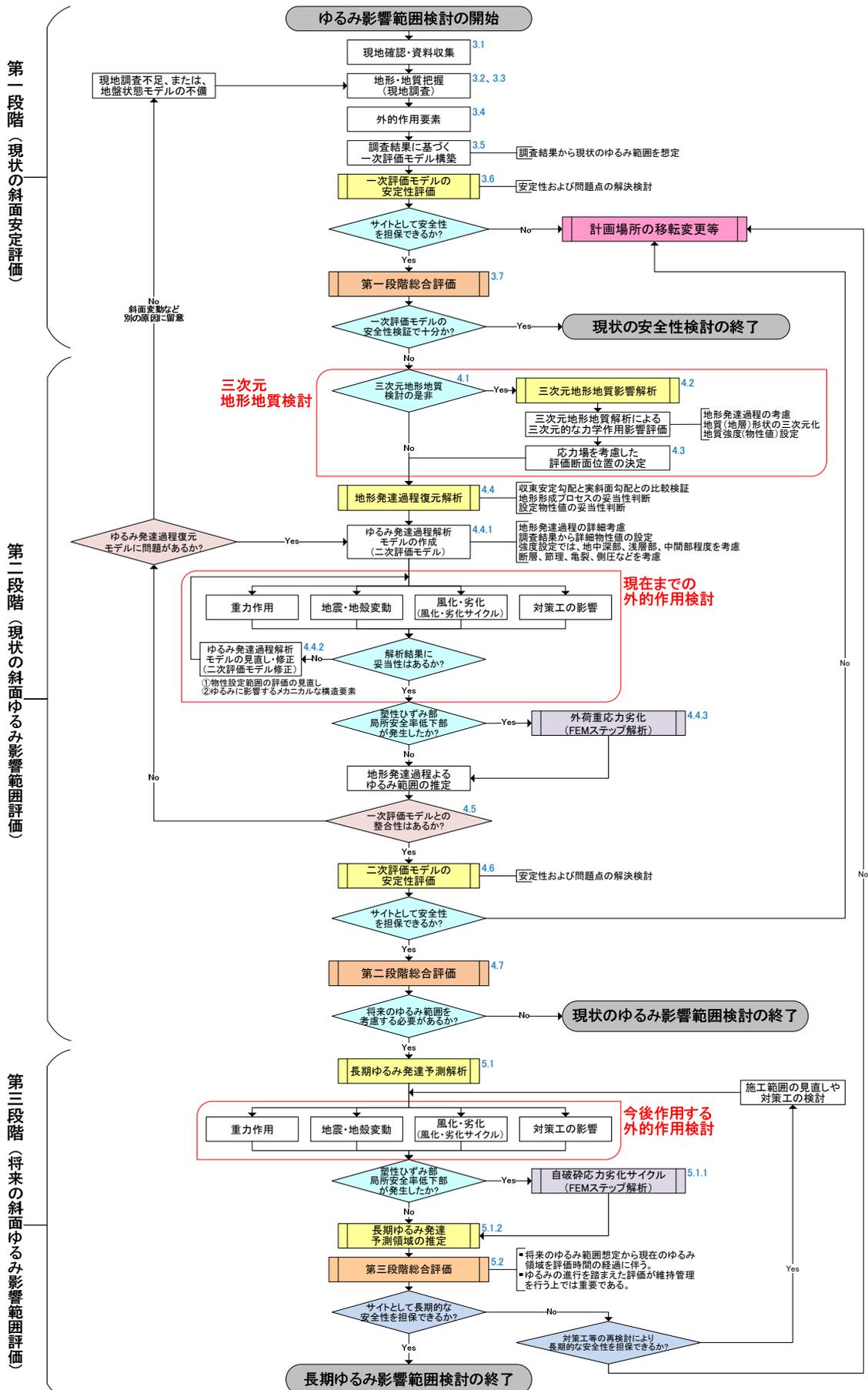


図-1 ゆるみ岩盤に対する解析・評価の流れ (図中の青添字は章節項番号に対応) (既報文献¹³⁾ に加筆修正)

- ・ステージ：数値解析ソフトウェアで用いられる計算段階を表現するための単位
- ・ステップ：自破砕応力劣化サイクルでの繰り返し回数を表現するための単位
- ・地形発達過程復元解析：地形の発達過程を数値解析で表現することで、地形変化に伴う応力作用による微小破壊の進行過程を定量的に把握する解析
- ・長期ゆるみ発達予測解析：数値解析を用いて、岩盤内部の小さなゆるみ領域が時間の経過に伴って徐々に拡大する状況を定量的に把握する解析
- ・外荷重応力劣化：数値解析により外荷重の変化ステージ毎に生じる応力劣化をFEMステップ解析で評価する方法
- ・自破砕応力劣化サイクル：数値解析により時間の経過に起因する応力劣化の拡大をFEMステップ解析で評価する方法

2.2 ゆるみ検討の必要性

繰り返しになるが、ゆるみは、応力解放・重力作用・風化作用等に起因した変形・体積増加・密度減少などにより、亀裂の発生・開口・ずれなどを生じ、岩盤の状態を保ちつつも、全体として変形しやすかつ非弾性的性質が大きくなった状態であり、荷重、風化・劣化作用等により岩盤内部に発生した微小破壊が顕在化した状態でもある。本研究では、そのような外的作用に起因する現象である岩盤のゆるみを定量化できる外的作用として荷重による応力劣化に着目した。本研究で述べる応力劣化とは、岩盤内部に生じる局所安全率低下部や塑性ひずみ部を微小破壊領域と考え、機械的に物性値を低下させる機構である。これによりゆるみの進行の定量的な表現を試みたものである。

ゆるみの評価については、当該サイトの規模・形態などを考慮し、将来的な維持管理計画において安全性の確保を踏まえて検討段階を決定する必要がある。斜面の安定性評価としては、現状の安全性を把握することに重点をおいた検討が一般的であり、そのための手法については、多くの基準や要領が策定・発刊されている。これまでの一般的な斜面評価としては、対象施設を管理している機関に合わせた評価手法を適用することで安全性を担保していた。このような手法は、仕様評価的手法であり、単純化された検討により、一定以上の安全性を確保することで実質的に多くの現場で採用され、その効果を発揮してきた。しかしながら高度成長を契機に多くの公共事業が行なわれ、それによって斜面对策も数多く実施されているが、多くの斜面对策現場で「老朽化」と称される問題

が顕在化してきており、建設時の仕様評価の手法だけでは十分に対応しきれず、アセットマネジメント、長寿命化などの新たな検討が必要な状況となっている。

斜面对策における「老朽化」とは、一般的に以下に列挙する状態を総称している。

- ① 斜面の安全性を担保している対策工が破損・劣化する状況
- ② 対策工が機能しているものの斜面変状が進行する状況
- ③ 対策工の破損・劣化と斜面変状が相乗作用的に顕在化する状況

上記のような状況の内、①の様に対策工のみを対象とした老朽化は、対策施設に働きかける処置を検討することで問題の解決を行なうことが可能である。しかし、②、③の場合には、対策されている斜面側の変化であり、変形形態を把握すること自体が非常に難しく、そのため地盤の「ゆるみ」として定義することで発生原因や進展形態等については明確な評価を行うことは難しかった。

岩盤斜面は、河川等による浸食や造構運動による隆起など様々な要因により、長い時間を経る中でその形状を変化させると同時に、応力解放等により斜面自体の安定性も変化しつつある。その変化は人間の時間尺度から言えば極めて緩やかなもの感じられるが、厳密な斜面安定を考える上で決して無視できるものではなく、また、切り土工などの人の手による急激な斜面形状の変化は、風化・浸食や小崩壊を起こしながらの長い時間をかけた地形変化とは異なり、著しく応力バランスを欠いたものであり、それにより引き起こされるゆるみの進行も極めて大きなものになっていると考えられる。

前述したとおり、通常の岩盤斜面の安定性を評価する際には、現時点、あるいは、対策工等の施工前後を比較するのみである。それに対し本手引き（案）では、現在および将来的なゆるみの進行を含めた土木施設の安定性を適切に評価することを特徴としている。そのため、本提案手法は、「ゆるみ」の発生について力学的な微小破壊に着目し、地形変化を受ける前の状態を初期安定状態とみなし、評価時点までに累積した塑性ひずみを数値解析により把握することで、現在及び将来の斜面安定を客観的に評価できる他に類を見ない手法と言える。

2.3 ゆるみ検討の流れ

「ゆるみ」の規模や程度によって、以下の第一段階～第三段階までの検討処理を定義する。

(1) 第一段階（現状の斜面安定評価）

対応箇所の現状を把握し、斜面安定性評価検討を実施

する段階である。

これまで一般的に実施されている調査対策検討が第一段階に当たる。現状に対して地形・地質調査、推定ゆるみ領域、斜面変状の要因・機構の解析、対策工検討、維持補修計画を実施し、将来的な安全性を担保する検討である。維持管理計画においても規模、工法等を考慮しても十分な実現性が確保されている場合は、第一段階の検討のみで十分な対応である。しかしながら、ゆるみ領域の想定の不確実性が維持管理計画に重大な影響が考えられるサイトでは更に検討段階を進める必要がある。

第一段階の検討では、調査結果をから検討用の地形モデルの作成が不可欠である。この地形モデルを一次評価モデルと定義する。

(2) 第二段階（現状の斜面ゆるみ影響範囲評価）

力学的なゆるみ拡大機構を検討する段階である。ゆるみ範囲を外力作用による微小破壊とし、数値解析により機械的に算定することで、第一段階のゆるみ範囲想定を検証と評価モデルの精査・再検証を実施する。

地形発達過程を考慮した力学的なゆるみ拡大機構の検討により、検討サイトがこれまで受けてきた特徴的な荷重影響を数値解析評価により力学的なゆるみ範囲として推定を行う。力学的なゆるみ拡大機構で算定したゆるみ範囲と調査結果から推定されたゆるみ範囲に対して比較検討を行い、検討段階相互の問題点を精査する。二度の評価により得られた結果を相互検証する事で検討精度の向上や問題要因の見逃し・見落としを防止する効果を期待するものである。現状推定ゆるみ領域と力学算定ゆるみ領域に整合性が確認できた場合は、検討に用いた二次元断面モデルを二次評価モデルとして安定性評価を実施する。

(3) 第三段階（将来の斜面ゆるみ影響範囲評価）

将来的なゆるみの最大領域が予想される外的影響要因を複合的に作用させることで定量的に把握する段階である。また、現状のゆるみ領域が最大ゆるみ領域に対して途中段階である場合には、将来的な影響を踏まえた総合的な評価を実施する。

二次評価モデルにより詳細な力学的ゆるみ拡大機構検討を行う。現時点までのゆるみ領域に加え、今後実施される人為的影響や地震、地殻変動、風化・劣化作用などの外的影響要因を考慮したゆるみ影響範囲検討を実施し、現状と今後進行が予想されるゆるみ範囲の把握を行う。

ゆるみ拡大に対する対策工や維持管理計画などのサイトの安全性を多面的に維持するための総合的な安全性評価を実施する。最終段階の検討であるためサイトの安全

性が担保できない場合には、これを明確に示し、施設位置などの計画段階までの見直しを提案する。

3. 第一段階（現状の斜面安定評価）

3.1 現地確認・資料収集

現地確認・資料収集では、これまでの地形発達過程においてどのような変遷を経て現在に至るかなど、広域的な地域の成り立ちを把握することが重要である。

地形発達過程をプロファイルすることは、現状の地形がどのようにして作られたのかを知ることに繋がる。それは、地形変化を生じさせた要因を推定することでもあり、最も重要な影響要因を抽出することに繋がる。このような取り組みは、現状地形から将来地形を予測することでもあり、長期的な変状形態を想定するものである。

今後どのような変化が起きるか予測が立てられれば、検討モデルを作成することも容易であり、数値解析を行う上でも解析手法の選定にも寄与する。

3.2 地形

現地の地形情報としては、三次元地形データを基本とし、俯瞰的な地形形態を三次元CADなどで確認できるデータであることが望まれる。

3.3 地質

地質情報の入手では、地層構成や風化・劣化の特徴、また、断層・破碎帯などの現地特性の推測が可能となるように、十分に留意した調査を実施した上で、ゆるみ領域の把握に努める。

3.4 外的作用要素

現状の地形・地質がどのような外的作用を受けているかを明確にする必要がある。現状評価においては、作用要素を的確に考慮することが安定性を評価する上で重要である。

3.5 一次評価モデル構築

地形・地質・外的作用要素などを総合的に判断して、数値解析を行うための評価モデルの構築を行う。この段階の解析モデルを一次評価モデルと称する。

3.5.1 解析モデルの作成

(1) 解析形態モデル

一次評価モデル構築では、現状を的確に評価できる解析形態モデルの作成が重要である。岩盤の基本的な特性から代表的な解析要素モデルを組み合わせることで作成を行う。

モデルは、FEM 解析の基本である連続体モデルであり、岩盤の種類によって特に特徴的な性状を留意点として分枝判断を行うフローチャート（図-2）を作成した。実際の岩盤は、同一岩種でも地域によって強度物性が異

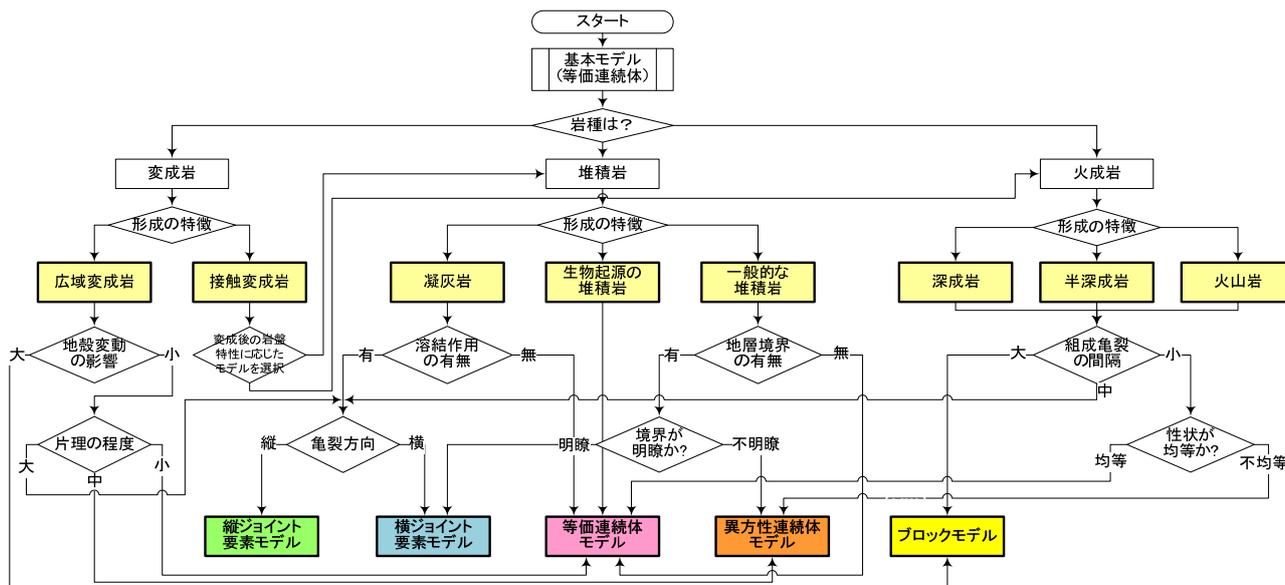


図-2 地質性状に応じた解析要素モデル選択フロー¹³⁾

なるため、モデル作成時は、現地調査結果やその他の資料に基づき、現地状況を推察・評価できる適切な値を設定する必要がある。

FEM 解析を行うにあたっては、岩盤の種類や亀裂・地層の状況から、最も適した解析要素モデルを選択する必要がある。図-2 に示す5つの解析要素モデルについて、その特徴と解析時の留意事項を整理する。

a) 縦ジョイントモデル

柱状節理や高角度の不連続面が発達し、トップリングによるクリープが発生している斜面において有効な解析モデルである。特に節理構造が地山全体の挙動に影響を与える場合は考慮を検討する。

b) 横ジョイントモデル

大きな断層部の影響を不連続面として変位的に評価する解析モデルである。不連続面を設けることで大変形を考慮し、位置的な変化を評価する場合に有効な解析モデルである。

c) 等価連続体モデル

不連続面による影響を連続体の強度低減などで疑似的に表現する解析モデルである。岩盤内部の応力・ひずみ状態を評価する場合に有効な解析モデルである。

d) 異方性連続体モデル

縦横で岩盤の力学特性に大きな違いがある場合に有効な解析モデルである。堆積岩類や片理を伴う変成岩の場合に考慮すべきモデルである。

e) ブロックモデル

構造的に大きなブロック状の亀裂を持ち、個々のブロックが積み重なって岩盤を形成しているような場合に有効な解析モデルである。

表-1 岩盤等級別岩盤物性値 (大強度)⁶⁾

名称	静的変形特性						
	物性値						
	ポアソン比 ν_s	ヤング率 $E(kN/m^2)$	単位体積重量 $\gamma(kN/m^3)$	粘着力 $C(kN/m^2)$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	引張強度 $\sigma_t(kN/m^2)$	静止土圧係数 K_0
C _H 級岩盤	0.30	2,000,000	20	2,000	50.0	400	0.5
C _M 級岩盤	0.30	750,000	20	750	42.5	150	0.5
C _L 級岩盤	0.30	200,000	20	300	35.0	60	0.5
D級岩盤	0.30	100,000	20	150	30.0	30	0.5

表-2 岩盤等級別岩盤物性値 (中強度)⁶⁾

名称	静的変形特性						
	物性値						
	ポアソン比 ν_s	ヤング率 $E(kN/m^2)$	単位体積重量 $\gamma(kN/m^3)$	粘着力 $C(kN/m^2)$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	引張強度 $\sigma_t(kN/m^2)$	静止土圧係数 K_0
C _H 級岩盤	0.30	1,000,000	20	1,000	45.0	200	0.5
C _M 級岩盤	0.30	500,000	20	500	40.0	100	0.5
C _L 級岩盤	0.30	200,000	20	300	35.0	60	0.5
D級岩盤	0.30	100,000	20	150	30.0	30	0.5

表-3 岩盤等級別岩盤物性値 (小強度)⁶⁾

名称	静的変形特性						
	物性値						
	ポアソン比 ν_s	ヤング率 $E(kN/m^2)$	単位体積重量 $\gamma(kN/m^3)$	粘着力 $C(kN/m^2)$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	引張強度 $\sigma_t(kN/m^2)$	静止土圧係数 K_0
C _H 級岩盤	0.30	500,000	20	500	40.0	100	0.5
C _M 級岩盤	0.30	200,000	20	300	35.0	60	0.5
C _L 級岩盤	0.30	100,000	20	150	30.0	30	0.5
D級岩盤	0.30	50,000	20	70	25.0	14	0.5

(2) 解析モデル構築

基本的な解析モデルをどのように組み合わせることが、最適なモデル化につながるか、トライアルアンドエラーで解決しながら、解析モデルの構築を行う。

(3) 物性値の設定

数値解析に用いる物性値は、明確に規定化されたものではなく、様々な調査結果や過去の解析結果を参考として、現地特徴を踏まえた設定が必要となる。

(4) 強度定数の決定方法

強度の決定方法として「岩種、風化・劣化、岩の試験強度」などの項目を総合的に評価して決定する。

- ・岩種：岩種によって、ポアソン比、弾性係数、せん断性係数が異なるため、基本的な分類項目とする。
- ・風化・劣化：風化状況は、現地調査結果を考慮して、3～4段階に分割し定量化する。
- ・岩の試験強度：供試体を作ることができる部分の強度を把握することで岩盤の基本強度を推定する。

a) 岩種別標準物性値

岩盤等級は相対区分となっており、岩種等に応じて、大強度（硬度の高い火成岩に適用可能な強度分布）、中強度（第三紀以前の堆積岩や亀裂の多い火成岩に適用可能な強度分布）、小強度（第四紀以後の堆積岩や変成岩に適用可能な強度分布）の3つに分類し、強度区分ごとの岩盤等級別岩盤物性値を表-1、表-2、表-3に例示する⁶⁾。

b) 物性値決定における留意点

岩種別標準物性値を提案しているが、この値はあくまで基本的な物性値の範囲を示しており、確定値として使用を規定したものではない。収集資料などから明らかに適用が難しい物性である場合には、物性値の増減や特性値を新たに決定することが必要である。また、岩盤を弾塑性体としているが、非線形弾性体として取り扱うべき岩種もあり、岩盤の性状を十分に理解した上で物性値の決定を行うことが必要である。特に水の影響を受けやすい岩種では、化学的な反応である膨潤やスレーキングが発生することもあり、これらの現象に対応した物性値の設定方法は明確でないため、物性値の決定については十分な注意が必要である。そのため解析モデル作成において、検討サイトの変状理由が力学的要素以外であることが明確な場合は、現地周辺での風化・劣化の特徴に関して資料収集を充実させることが肝要である。

3.5.2 解析ステージの設定

地形変化の変遷の内、力学的作用への影響が顕著な事象について解析ステージとして計算ケースの作成を行う。

数値解析の基本は、解析する対象が如何にして現状の形態に至ったのかを想定することにあり、変化形態の想定を解析上の進行段階として表現することが重要である。

崩壊現象を評価する弾塑性解析とは、地形変化の影響を時系列的に復元することであり、過去から現在、そして未来の状況を復元・予測することである。特に短期的な地形変化は、力学的影響が大きく作用するため、非常に重要な変化として解析に反映させる必要がある。このような状態変化を表現する方法ために、現在用いられている多くの弾塑性解析には、段階解析（ステージ）を考慮することが可能となっているものが多い。また、解析時の段階設定は、解析精度に大きく影響を及ぼすため、非

常に重要な作業と言える。

3.6 一次評価モデルの安定性評価

数値解析による岩盤斜面の全体の安定性を評価する方法としては、今のところ厳密に規定された方法がないため、本検討で用いた独自の安定性評価（案）を参考として以下に示す。

・評価方法（評価式）

安定度評価解析では、個別に作成した評価用の要素ブロックに着目し、そのブロックの局所安全率を要素ブロックで加重平均することで、評価ブロック全体の安定度として算出する。例えば、評価ブロックとは崩壊岩体のことであり、要素ブロックとは崩壊岩体を縁切る境界部のブロックである。

a) 2次元安定度評価

$$F_{s_a} = \frac{\sum(\text{局所安全率}F_s \times \text{要素ブロック面積}A)}{\sum(\text{要素ブロック面積}A)}$$

$$F_{s_a} \geq 1.0 \cdots \cdots \text{OK}$$

b) 3次元安定度評価

$$F_{s_a} = \frac{\sum(\text{局所安全率}F_s \times \text{要素ブロック体積}V)}{\sum(\text{要素ブロック体積}V)}$$

$$F_{s_a} \geq 1.0 \cdots \cdots \text{OK}$$

※注意点

この評価方法は、不安定と考えられる領域が岩盤として一体となっていることを前提に作成しており、岩盤崩壊的な現象を基本としている。そのため崩壊機構が異なる場合には適用を避けることに留意する。また、これらの考え方は、算出数値から評価値へ変換する工程が含まれるが、現時点では、明確な規則規定を設定するには至っていない。あくまで、現地で確認されている強度分布に当てはめている方法をとっており、現地調査で得られる当初データが非常に重要なものであると言える。

3.7 第一段階総合評価

現状の安定性を評価した結果より、現状のゆるみ領域の想定の不確実性が安定性に重大な影響が考えられるかを評価する。

一次評価モデルにより安定性評価を行っているが、この段階で大きく安定性を欠く場合は、サイトの選定に問題があったとの評価が必要であり、サイト選定からやり直すことが求められる。しかし、一次評価モデルで数値解析では問題の無い結果が得られている場合でも、ゆるみ領域の設定次第で判定結果が変わるような場合については、更に検討段階を進める必要がある。第一段階総合

評価は、解析段階を終了させるか、それとも更に進めるかについて評価を行うものである。

4. 第二段階(現状の斜面ゆるみ影響範囲評価)

4.1 三次元地形地質検討

二次元断面では、表しきれない地形・地質の相互作用や変形影響などを詳細に評価するためには、現地状況できるだけ正確に解析モデルに反映させる必要がある。その手法として三次元 CAD 等による地形・地質のモデルからの三次元地形地質検討は非常に有効な手法である。

数値解析を行う目的は、安全性を担保するためであり、簡単な解析手法で安全性を担保できるのであれば、敢えて難しい解析手法（二次元 FEM 解析、三次元 FEM 解析など）を用いる必要がないと言える。現状では、解析を高度化すると検討に必要な費用や時間も増加することとなり、費用対効果のバランスが十分に確保されているかが問題となる。三次元解析が必要となるのは二次元解析では必要にして十分な解析結果を得ることが出来ない場合であるが、元来、二次元解析では現実の三次元の情報を正確に反映した結果にはなっていない可能性を十分に留意しておく必要がある。現状における三次元地形地質解析の使用事例は、以下に示す場合が考えられる。

- ① 既に実施済みの二次元解析検討では、期待した解析結果が得られて（変状を表現出来て）いない場合
- ② 複雑な地形・地質要素が相互に関係している可能性があり、二次元では十分なモデル化ができない可能性が高い場合
- ③ 研究的な目的で、三次元地形地質解析が必要と判断された場合

4.2 三次元地形地質解析

三次元地形地質解析は、三次元地形・地質の力学的影響を数値的に取得することが可能であるため、技術者の恣意的な要素が入り難く、客観性の高い評価手法である。

三次元地形地質解析は、二次元解析では評価できない立体的な力学影響を定量化することが可能となっており、二次元解析では決して得ることのできない三次元解析ならではの優位点がある。

二次元断面図では、受け盤に見える地層も断面方向を変えて見た場合に流れ盤となっている場合などもあり、二次元断面が現地状況を的確に表現できない場合も多くある。特に道路や河川等で斜面対策を主目的として作られていない横断面図において、この傾向が顕著に見られる。

三次元地形地質解析では、一次評価モデル以上に施工段階を精密に復元する必要がある。切土や盛土、または

構造物の施工など、外荷重要素の作用過程は実際に行う、あるいは行った手順を復元することが重要である。作用過程が実際と異なれば、力学的な影響も異なることになり、精密解析の目的を満足できない可能性がある。

4.3 応力場を考慮した評価断面位置の決定

二次元断面によるゆるみ拡大機構の検証は、最も影響が大きくなる断面位置で行う必要がある。三次元地形地質解析が実施されているサイトでは、この解析結果を踏まえて二次元断面の抽出を行うことが可能である。二次元断面位置の抽出にあたっては、三次元地形地質解析の結果より、最も変形影響の大きな節点から断面位置及び主方向の算定を行う。

一次評価モデルの作成において、二次元断面を用いた評価モデルの作成を行っているが、この断面位置が、現地の応力場を的確に捉えているかが検討精度を左右することとなる。そのため、地形・地質の状況を詳細に精査し、評価断面を決定する必要があるが、一般的に検討技術者の主観で決定される場合が多く、恣意的な要素を多分に含むことになる。しかし、三次元地形地質解析を行っている場合は、解析結果から二次元検討断面を決定することが可能であり、解析の客観性が向上することになる。

4.4 地形発達過程復元解析

地形発達過程を数値解析でモデル化することで、力学的作用にゆるみの発達過程を考慮する。多くの場合、浸食作用が主となるが、切土や盛土、地震や地殻変動、風化・劣化にも留意する必要がある。

ゆるみの発達を数値解析により表現するためには、外的荷重の影響バランスを変化させる事象を解析ステージに反映させることが必要になる。外的荷重の影響バランスの変化には、浸食作用、切土や盛土、地震や地殻変動等の様に直接的に外荷重要素が作用する場合や風化・劣化により抵抗強度が下がることで間接的にバランスが崩れる場合がある。数値解析では、これらの状態変化を解析ステージとして表現することで段階的に進行する力学的作用を解析上で表現することとなる。第二段階のゆるみ影響範囲評価における地形発達過程復元解析では、第一段階で行った解析ステージでの検討に対してゆるみの力学的拡大機構を加味して検討を行うことで、地形発達過程で生じると想定されるゆるみの範囲を数値解析により定量的に推定する。現状において地形発達過程復元解析は、数値解析ソフトウェア（解析コード）の関係で現時点では二次元解析での検討となっている。

4.4.1 ゆるみ発達過程解析モデル

ゆるみ要因によって用いるべき解析モデルは異なっ

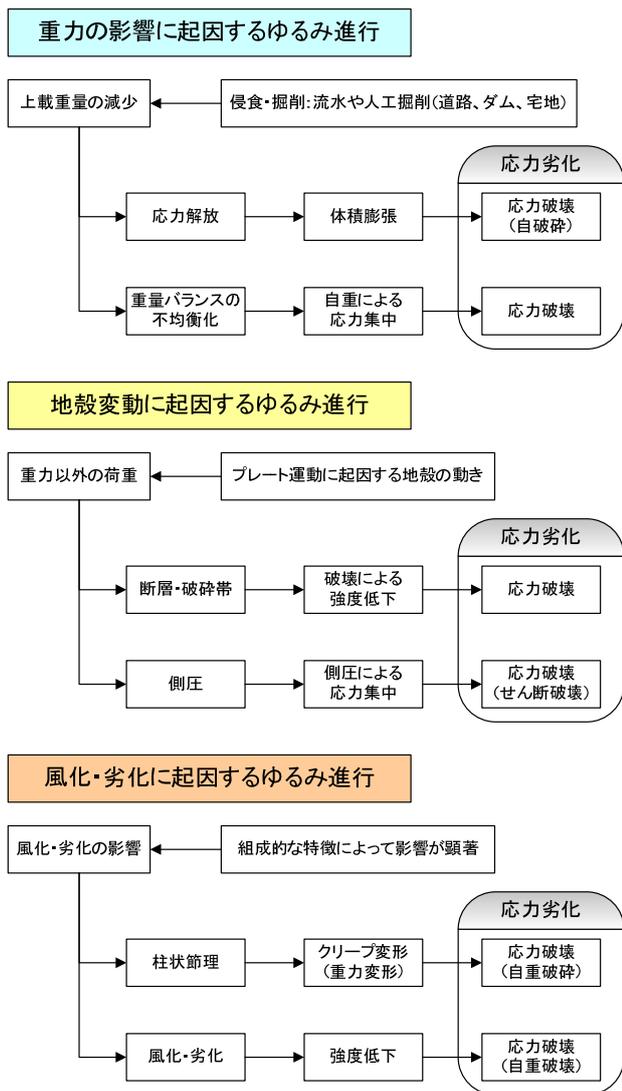


図-3 ゆるみのグループ分類

おり、留意すべき特徴に合わせて適切な解析モデルを用いることで、ゆるみ発達過程解析モデルの作成を行う。

最も経験が必要となる部分である。3.5.1 解析モデルの作成に挙げている解析モデルを現地状況に合わせて選択し作成を行う。地形発達過程を段階的な影響として考慮するためのモデル作りは、十分な検討評価と試算を繰り返すことが必要になる。解析モデルの精度が解析結果に大きく影響することを理解して、現状を的確に評価できる解析モデルの作成を改めて検討する必要がある。地形発達過程復元解析では、最も影響の大きい要因によって考慮すべき解析モデルが異なるため、外的要因を考慮して図-3に示す3つのグループに分類した。

(1) 主要地形要素

主要地形要素として柱状節理や断層など地質構造と密接に関係する構造がある。このような主要地形要素に対しては解析モデルに不連続面(ジョイント)要素を用いることが多い。

柱状節理や断層など外力作用による影響形態が特徴的な要素については、数値解析によってどのような変形影響を評価すべきかを十分に検討した上で、どのような解析モデルを用いるかを決定する必要がある。

(2) 外的作用要因

現状の地形・地質がどのような変遷を経て作られたかを評価するために、基本的な外的作用要因の作用形態を解析モデルで表現する必要がある。発達過程としての作用順序などについても整理する。

外的作用要因としては、以下に列挙するような事項が代表的であるが、サイト特有の特徴的な事象については適切に考慮しなければならない。

- ・地殻変動: 地層傾斜・褶曲・断層など地殻変動による地形発達を開始時点を考慮する。
- ・浸食: 河川や海岸、風や化学作用などの浸食作用による地形改変過程を考慮する。
- ・風化・劣化: 時間の経過とともに岩盤の力学的強度が低下する現象を考慮する。徐々に風化・劣化が進行することで、自重による変状が増大する(クリープ変形の加速など)。

(3) 対策工の影響評価

対策工による岩盤内部の力学的バランスの変化がゆるみを生じさせる場合があるため、第二段階評価では、力学的作用形態を可能な限り解析モデルに反映させる。

現状の斜面対策工の多くが、限界平衡解析により検討されており、見かけの力学的バランスを評価しているが、塑性ひずみや局所安全率などに関しては十分な影響評価が行われていない。そのため対策工自体がゆるみを拡大させるトリガーとなる場合もあるため、対策工の岩盤への影響についても考慮する必要がある。また、対策工設計では、地盤への影響について十分な検討と配慮が求められる。

(4) 複合条件への配慮

ゆるみの発生原因が一種類の要因によるサイトは殆ど無い。多くのサイトで複数の要因が複雑に作用することでゆるみを誘発している。

ゆるみの発生要因の組み合わせを全て検証することは、現実的に無理であるため、特に影響が懸念される組み合わせについて列挙する。

- ① 不連続面を多く含む岩盤では、マシブな岩盤に比べて強度低下が見られることが確認されており、亀裂の量や間隔、開口幅などを基に強度範囲を想定する取り組みが行われている。強度の低下に伴い、力学的ゆるみの拡大が生じてくる。

- ② 地殻変動に伴う側圧は、重力以外で作用する長期的な荷重の一つであり、比較的広範囲に作用する特徴を持っている。しかし、側圧の作用形態も一様ではなく、側圧発生 の 主 要 因 に よ っ て 作 用 形 態 が 異 な る 。 例 え ば 地 殻 プ レ ー ト の 動 き の よ う に 長 期 的 ス パ ン で 緩 や か に 作 用 す る 場 合 も あ れ ば 、 火 山 活 動 で は 限 ら れ た 範 囲 で 短 期 的 に 作 用 す る 場 合 も あ る な ど 、 そ の 形 態 は 多 様 である。
- ③ 地形の発達においても、「ゆるみ」の作用が顕著に表れたと考えることのできる事例として、河川浸食による河道発達が挙げられる。この作用は、単純に水流浸食だけでは説明できない河道拡大と河岸斜面の発達形成に、ゆるみ作用に伴う岩盤の自破碎が深く関与していることが推察される。
- ④ 自重以外で不定期に作用する最も影響の大きな荷重として地震がある。

4.4.2 ゆるみ発達過程解析モデルの見直し・修正

ゆるみ発生過程解析モデルの解析結果について、現地状況や計測結果など客観要素との比較検証を行い、解析モデルの妥当性の検証を行う。妥当性が確認できない場合は、解析モデルの見直し・修正を行い、最終的なゆるみ発生過程解析モデルを作成する。

《見直し・修正項目》

- ・物性値の見直し設定
- ・地殻変動に伴う断層や破碎帯
- ・側圧や地震の作用規模、形態
- ・人為的地形改変のステージ化

最も一般的な見直し・修正としては、物性値の見直しであると思われる。現地で変状が確認されているサイトでは、初期検討（第一段階総合評価）において変状形態と検討結果に整合性を図るため、物性値の設定で対応している場合が多く、比較的低い物性値を用いる傾向が見られる。その他、変位に対して影響の大きいモデル要素についても十分な妥当性確認を実施する。

4.4.3 外荷重応力劣化 (FEM ステップ解析)

地形改変等の外荷重影響による応力の劣化を数値解析により表現する解析機構を外荷重応力劣化と規定した。外荷重応力劣化サイクルの流れを図-4 に示す。

地形発達過程に伴う荷重（自重）変化によって生じた局所安全率低下部や塑性ひずみ部を応力劣化として扱うことで、地形発達過程に伴うゆるみ領域を評価する検討手法であり、これを外荷重応力劣化と規定する。外荷重応力劣化は、荷重状態が変更される解析ステージ毎に局

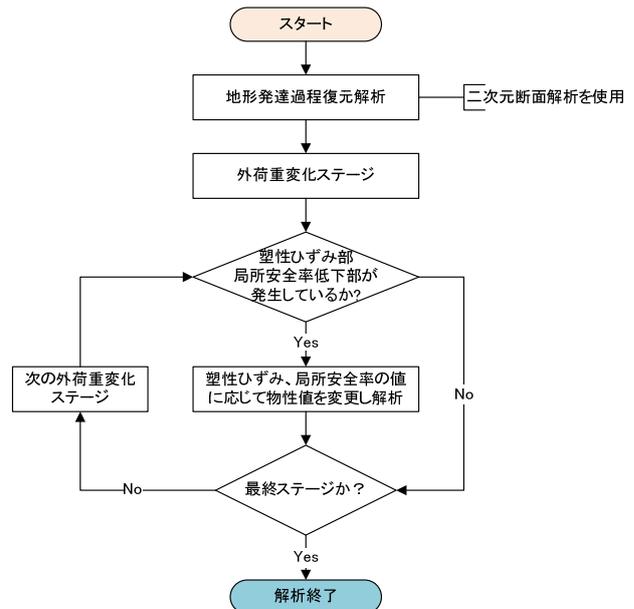


図-4 外荷重応力劣化サイクルフロー図

所安全率と塑性ひずみを評価し、物性値の低下範囲を解析モデルに反映させ、荷重状態が変更された次の解析ステージへと計算を進めることが、「FEM ステップ解析法」の手順である。岩盤内部の微小破壊の程度を局所安全率や塑性ひずみの値から想定するため、物理的指標を考慮した「物性値の低下」が可能となる。物性値の強度範囲については、各サイトにおける岩盤種類や既存調査における強度判定などを考慮して、未風化、弱風化、強風化などの段階ごとに塑性ひずみとの関係を規定する必要がある。この解析では、最終解析ステージまでの応力劣化を考慮することが可能であり、地形発達過程におけるゆるみの範囲を概ね評価することができる。ただし、物性値の低下が広範囲におよぶ場合には、応力劣化領域が自破碎的に拡大する可能性があり、第三段階総合評価への移行を考慮する必要がある。

(1) 閾値

地盤材料における一般的なひずみの範囲は、

ひずみ範囲	0.001%~0.01%	: 弾性
	0.01%~1.0%	: 弾塑性
	1.0%以上	: 破壊

と考えられているため、このひずみの範囲から微小破壊の進行を想定した。また、局所安全率 F_s が 1.0 を下回っている場合も、部分的に微小破壊が生じていると考えられる。適用に当たっては、モデル拘束要素の影響など除外した上で適切な評価に用いることに留意する。

(2) 物性値

- ・塑性ひずみ評価: 相当塑性ひずみの値と適用物性値(例)

相当塑性ひずみ量

0.01未満	: 物性変更なし(C _H 級)
0.01%以上、0.1%未満	: C _M 級へ強度低減
0.1%以上	: C _L 級へ強度低減

・局所安全率評価：局所安全率 F_s が 1.0 を下回った要素の取り扱い（例）

【静的解析（浸食モデル）】

- ① 地表面に面している要素及びそれに連なる要素の場合、次ステージでそれらの要素を除去する。
- ② 内部にある要素の場合、次ステージでそれらの要素を D 級（土砂化した岩）まで強度低下させる。

【静的解析（掘削モデル）】

- ① 次ステージ（サイクル）でそれらの要素を D 級（土砂化した岩）まで強度低下させる。

【動的解析】（動的解析から静的解析に引き渡す段階）

- ① 圧縮応力による場合、要素を C_L 級まで強度低下させる。
- ② 引張応力による場合、要素を D 級まで強度低下させる。

ここに示した閾値や物性値は、手引き（案）作成に用いた解析事例で採用した値である。全てのサイトを網羅している訳ではないため、適用にあたっては十分に留意しなければならない。

4.5 一次評価モデルとの比較検討

地形発達過程復元解析で得られたゆるみ範囲と一次評価モデルを比較し、各段階におけるモデル作成の妥当性を判断する。

検討結果から推定されたゆるみ範囲と一次評価モデルを比較し、それぞれの検討段階の妥当性を評価し、問題点の抽出をその解決に当てる。調査不足や解析モデルの誤りなどその原因は、多岐に及ぶため、多くの十分な検証が必要である。妥当性評価において、一次評価モデルに整合性が見られない場合は、ゆるみ発達過程解析モデルに問題があるのかを第一に検証する。現地調査結果から作られた一次評価モデルに比べると多くの不確定要素が含まれているためであるが、ゆるみ発達過程解析モデルに問題が見られない場合は、一次評価モデルの不備である場合が考えられる。また、ゆるみ発達過程解析モデルに考慮されていない過去の斜面変動などの重要な検討要素が見落とされている場合など、第一段階総合評価での現地調査の不足や、地質構造の解釈及び斜面の変状想定に問題がある場合があり、必要に応じて検討段階を引き戻す判断も必要となる。

4.6 二次評価モデルの安定性評価

ゆるみ発達過程解析モデルによる地形発達過程復元解析に一次評価モデルとの整合性が確認できた場合は、ゆるみ発達過程解析モデルを二次評価モデルとして解析結果より安定性の評価を行う。

地形発達過程復元解析（ゆるみ発達過程解析+外荷重応力劣化）を行った結果から現時点でのゆるみ範囲の推定を考慮した安定性の評価を実施する。評価手法としては、

3.6 一次評価モデルの安定性評価を参考にすること。

4.7 第二段階総合評価

第二段階検討を総合的に考慮し、長期的な安定性を担保するために更なる検討の必要性について判断する。

地形発達過程復元解析等により得られた最大ゆるみ範囲と現状のゆるみ範囲を比較することで、今後もゆるみ範囲の拡大が生じる可能性があり、サイトの安全性が担保できないことが想定される場合には、ゆるみの影響について更に詳細な検討を進める必要があるかについて判断する。必要があると判断した場合には、第三段階総合評価に検討を進める。

5. 第三段階（将来の斜面ゆるみ影響範囲評価）**5.1 長期ゆるみ発達予測解析**

二次評価モデルに対して自破砕応力劣化サイクルを適用し、長期ゆるみ発達予測解析を実施する。第二段階総合評価で考慮していない外的作用要素が予測される場合は可能な限り考慮する。

基本技術としては、第一段階と第二段階の総合評価で用いた技術の発展形である。地形発達過程復元解析により現状のゆるみ想定は概ね終了しているため、今後のゆるみ領域の拡大に特化した検討である。但し、解析モデルの詳細化や解析ステージの増加、解析ステップの増加など、数値解析としては、使用コンピュータの高性能化や計算時間の増加など、負の要素も生じることに留意が必要である。第二段階総合評価までの検討で、二次評価モデルについては完成された状態である。この解析モデルは現地の変状を表現するために必要な解析モデル要素が考慮されたものであり、物性値やゆるみ範囲についても現地状況との整合性が概ね確保されている。自破砕応力劣化サイクルは、外荷重応力劣化により得られた物性変化影響を基に、更なる時間の経過により生じる可能性のあるゆるみ領域の最大範囲を推定する手法である。

5.1.1 自破砕応力劣化サイクル（FEM ステップ解析）

自重影響を最大限に評価した応力劣化範囲を算定する解析手法である。検討のトリガーとして、地震、側圧、対策工などを考慮することも可能である。自破砕応力劣

化サイクルの流れを図-5に示す。

自破砕応力劣化サイクルは、地形改変を伴わない状態において応力劣化を検討するための解析手法である。実斜面では、物性値が低下した領域が拡大することで応力バランスが崩れ、更に微小破壊領域が拡大する事象が見られる。このような連鎖的に拡大する微小破壊領域を数値解析で表現するための手法である。この解析手法は、微小破壊領域の増加が収束するまで計算サイクルを繰り返し実施する必要があるため、名称に「サイクル」が使われている。岩盤内部の微小破壊の程度を局所安全率と塑性ひずみの値から想定することは、応力劣化の基本を用いているが、数値解析ソフトウェアの問題から自重影響を再評価させるために、自重の除荷、載荷の繰り返しが必要となっている。既存のFEM解析ソフトウェアでは、物性値のみの変更に対して荷重影響を検討しないものが多く、数値解析ソフトウェアの改良が望まれる。

(1) 閾値

地盤材料における一般的なひずみの範囲は、

ひずみ範囲	0.001%~0.01%	: 弾性
	0.01%~1.0%	: 弾塑性
	1.0%以上	: 破壊

と考えられているため、このひずみの範囲から微小破壊の進行を想定した。また、局所安全率 F_s が 1.0 を下回っている場合も、部分的に微小破壊が生じていると考えられる。適用にあたっては、モデル拘束要素の影響など除外した上で適切な評価に用いることに留意する。

(2) 物性値

・塑性ひずみ評価: 相当塑性ひずみの値と適用物性値 (例)

相当塑性ひずみ量		
0.01未満		: 物性変更なし(C_H 級)
0.01%以上、0.1%未満		: C_M 級~強度低減
0.1%以上		: C_L 級~強度低減

・局所安全率評価: 局所安全率 F_s が 1.0 を下回った要素の取り扱い (例)

【静的解析】

① 次ステージ (サイクル) でそれらの要素を D 級 (土砂化した岩) まで強度低下させる。

【動的解析】 (動的解析から静的解析に引き渡す段階)

① 圧縮応力による場合、要素を C_L 級まで強度低下させる。

② 引張応力による場合、要素を D 級まで強度低下させる。

ここに示した閾値や物性値は、手引き作成に用いた解析事例で採用した値である。全てのサイトを網羅してい

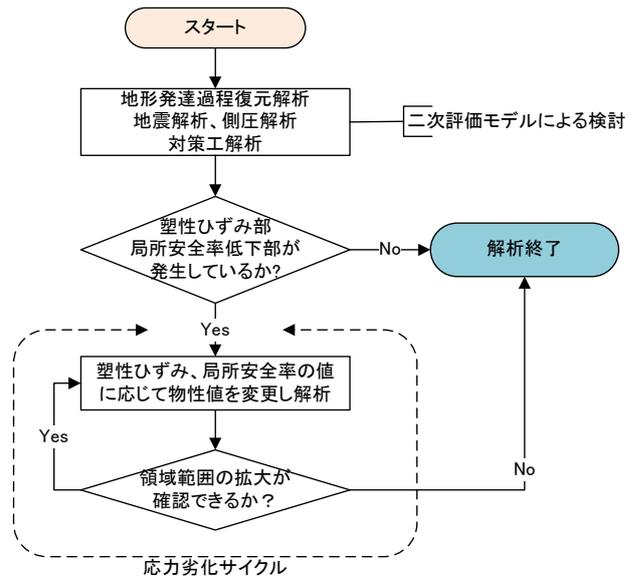


図-5 自破砕応力劣化サイクルフロー図

る訳ではないため、適用にあたっては十分に留意しなければならない。

(3) 収束条件

自破砕応力劣化サイクルの収束条件を定義する。検討において相当塑性ひずみの増加が完全にストップするまでサイクルを繰り返すことが最も正確な解析評価となる。しかし、評価に用いている相当塑性ひずみは、非常に小さな値であるため物性値変更箇所の影響が顕著でありなかなか収束しない傾向にある。解析精度の確保と繰り返し回数の軽減とのバランスを図るため相当塑性ひずみの増加量から増加機構の有意性を評価し収束判定を行うこととした。応力劣化サイクル解析において相当塑性ひずみ範囲は、初期解析よりステップが進行するに伴い徐々に増加量が増加するがあるピークを境に増加量は徐々に減少する傾向が見られる。これは作用荷重と強度物性の関係から相当塑性ひずみの影響が明瞭な範囲に達しているためと思われる。しかし、前述したように物性値の低下を行った部位があればその周辺では、微量でも相当塑性ひずみの増加が見られるため完全な収束には至らない。この状況は、力学的に相当塑性ひずみが生じる範囲ではなく、解析誤差としても、解析の有意性に影響がないと判断した。この誤差に対して範囲条件を設定し、応力劣化サイクルの収束判定とした。増加量に対して有意性を見出す方法として、統計学での以下の考え方に基づいた。

・分布が正規分布に従う場合、95%信頼区間は約平均 $\pm 2 \times$ 標準誤差

・分布が正規分布に従う場合、99%信頼区間は約平均 $\pm 3 \times$ 標準誤差

標準誤差の2倍以上の範囲である5%値はイレギュラ

一の可能性が高いと判断することが可能である。そのため「5%以下の増加率になった段階で増加に有意性がなくなり、応力劣化サイクルが収束している」と判定することとした。また、増加量としては、全ての要素（強度設定が複数ある場合）の増加合計数で評価する。

5.1.2 長期ゆるみ発達予測領域の推定

将来的に発達が予測されるゆるみ領域を推定することで、現在のゆるみ領域が今後どのように変化して行くのかを時間軸の要素を踏まえて変化形態を考慮する。

第三段階総合評価での長期ゆるみ発達予測領域は、将来的に発生が懸念されるゆるみの最大領域である。但し、ゆるみの到達点である将来がいつ訪れるかについては、現在の技術では明確に規定することができない。しかし、現状のゆるみ領域が時間軸のどのあたりに位置するのかについては考慮することが可能であり、今後生じる可能性のあるゆるみ範囲を考慮した検討が可能となる。

5.2 第三段階総合評価

将来的なゆるみ範囲に対して、十分な安全性を担保することが可能であるのかを評価する。ゆるみ状況から人為的な対処での可否を検討し、最終的な処置を決定する。

検討サイトにおけるゆるみ影響に対する最終的な総合評価である。総合評価としては、今後拡大が懸念されるゆるみ領域の推定結果を踏まえて現地の安定性を担保できる処置の有無についても検討が必要である。この検討において対策工を用いる場合は、対策工の維持管理方法などを明確に検討し、判断しなければならない。

多くのサイトで用いられているグラウンドアンカー工でも破損や変状が多く確認されているが、適切な維持管理補修方法が確立されておらず、長期的な対策工の機能評価が、第三段階総合評価に与える影響は非常に大きいと言える。複雑な処置により安全性を担保しなければならないサイトは、不測の事態に対応できない可能性が高いため、そのような検討結果になったサイトでは、斜面影響が懸念される施設の移設など、計画段階からの見直しを行うことが必要である。

6. 解析事例の紹介

6.1 トップリング型ゆるみ進行斜面における解析事例

本節では、自重による岩盤クリープ現象が雨水等による風化により促進されていくというゆるみ進行過程のFEMによる再現方法についての検討例を紹介する。前述の手引き（案）のフロー図に従うと、第二段階までの評価に当たり、主に「風化・劣化」による外的作用を考慮したケースとなる。

6.1.1 解析条件

ゆるみの進行に応じた段階的な解析ステップを設定し、岩盤の強度物性値や亀裂を模したジョイント要素の物性値を適宜変化させることで、ゆるみ進行現象の数値解析的表現の可能性を検討するものである。

トップリング型のゆるみ進行過程のイメージを図-6に示す。柱状節理に代表される高角度の開口亀裂の分布が特徴であり、その亀裂の進展と開口拡大に伴う風化・変形の進展により、ゆるみが進行するパターンである。

上位岩盤中の高角度亀裂の開口と風化等による上部岩盤の強度低下が、上層から下層へと段階的に進行していく過程のモデル化表現として、まずは亀裂の開口、その次に岩盤強度の低下の順に発生するものとし、その強度低下範囲がより下層まで進行するとともに、その劣化程度も徐々に大きくなる段階的なモデルとした。

解析モデルメッシュを図-7に、解析に使用した物性値を表-4、表-5に示す。

基となる岩盤を等価連続体で、組成段階からの節理などを縦ジョイント要素で構成し、また、高角度亀裂の開口を縦ジョイント要素の物性値の低下で、亀裂を含む層の強度低下を岩盤物性値の低下で表現することで、ゆるみの進行を段階的に再現した。

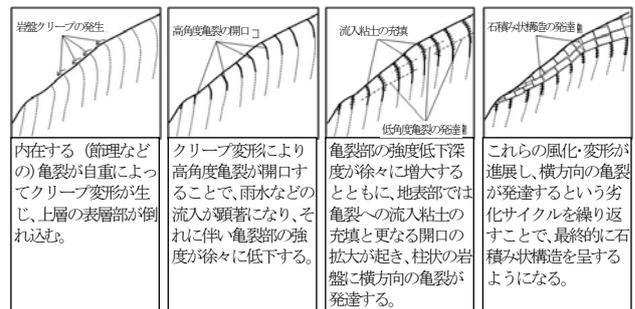


図-6 ゆるみ進行パターン⁷⁾

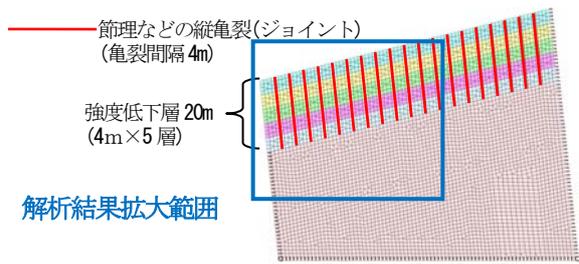


図-7 解析モデルメッシュ図（トップリング型）⁷⁾

表-4 岩盤物性値（トップリング型）⁷⁾

名称	物性値							
	ポアソン比 ν_s	ヤング率 E_s (kN/m ²)	せん断弾性係数 G (kN/m ²)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	粘着力 C (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	引張強度 σ_t (kN/m ²)	線膨張係数 α (1/°C)
岩盤200	0.35	1,400,000	0	18	350	40	200	0.000001
岩盤100	0.35	700,000	0	18	150	40	100	0.000001
岩盤50	0.35	140,000	0	18	35	30	50	0.000001

表-5 ジョイント物性値（トップリング型）⁷⁾

名称	鉛直方向 剛性率 K_n (kN/m ²)	せん断方向 剛性率 K_s (kN/m ²)	開口最大値 V_{max} (m)	引張強度 σ_t (kN/m ²)	粘着力 C (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	せん断破壊 時の応力 分配係数 FACT	一軸圧縮 強度 q_u (kN/m ²)	最大強度に 対する残留 強度の比 Bo	ダイレタン シアン角 I_o (°)	Ur-rpの 関係係数 M
ジョイント100	17,500,000	6,481,481	0.04	100	0	40	0	1,000	0	20	0
ジョイント50	3,500,000	1,296,296	0.04	50	0	30	0	500	0	20	0
ジョイント25	1,750,000	648,148	0.04	25	0	20	0	250	0	20	0



図-8 解析フロー (トッピング型) 7)

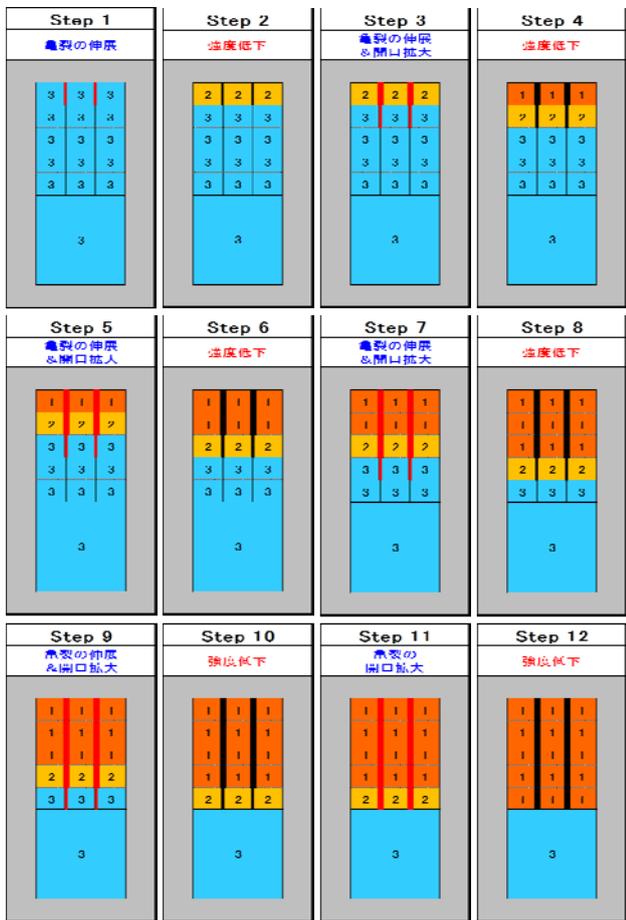


図-9 風化・劣化進展イメージ図

6.1.2 解析ステップ設定に至る検討及び結果考察

本研究での最大の目標は、クリープ型のゆるみ進行過程をより良く再現できる解析モデル化方法を試行錯誤により探し求めることである。実際の斜面の現地調査状況と調和的な結果となった解析ステップの進行手順と風化・劣化の進展イメージを図-8、図-9に、その時の変位と相当塑性ひずみの解析結果を図-10に示す。

ゆるみ現象の進行として、亀裂の劣化のみが進行するとしたケースでは、亀裂の開口は発生するが塑性ひずみの発生は確認できず、また、岩盤の劣化のみが進行するとしたケースでは、表層から近い範囲にのみ塑性ひずみが発生した。これらのことから、ゆるみの拡大を表現するには、亀裂の強度だけでなく岩盤自体の強度低下を考慮する必要があると考えた。また、ゆるみの進展を表すために、図-8に示すように解析ステップをできるだけ細かくするとともに、亀裂や岩盤の強度低下を一度に起こすのではなく、変化範囲と程度の両方を段階的に拡大させることで、現実的な風化・劣化進行の表現を試みた。

強度劣化をモデル化した解析を行う場合、定数低減を

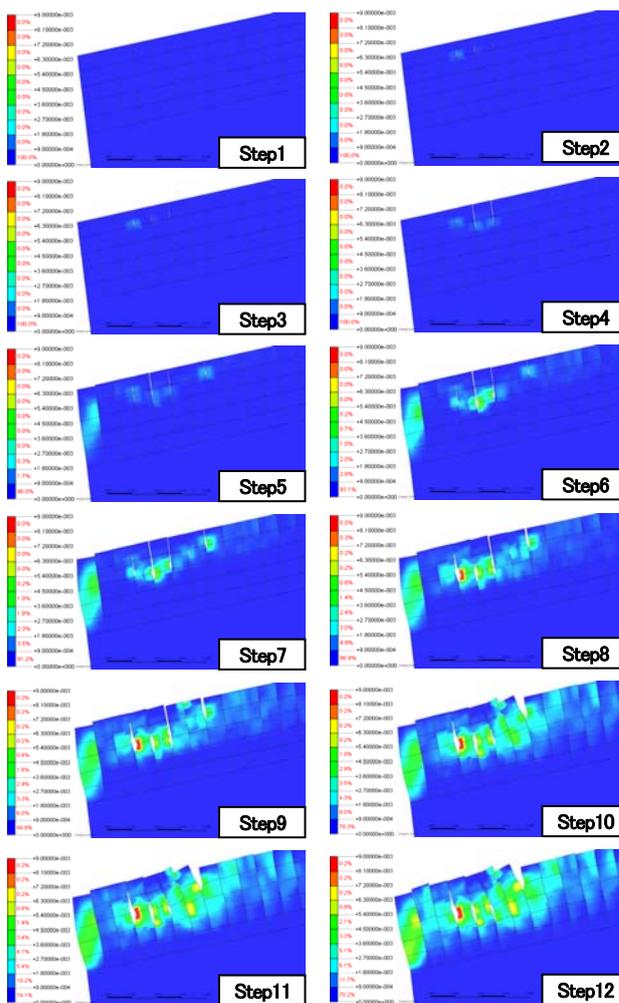


図-10 相当塑性ひずみ分布図 7)

段階的に行った方が変化の累積が顕著に現れる傾向があった。その理由として、極端な定数低減を一度に行くとジョイント部の開口や局所的な塑性域の拡大により荷重伝達が行われ難いことが考えられる。段階的に定数を低減することで、ゆるみの蓄積と範囲の拡大が適切に再現される傾向が認められた。

解析結果の図-10 に示すように、縦ジョイント要素で分断された柱状岩体では自重により局部破壊と転倒変形が生じており、この状態がクリープ変形であると思われる。岩盤の強度を低下させることで、柱状岩体の横方向に塑性ひずみが発生し、強度低下がさらに進行するといずれは横方向の破壊面が生じると推察できる。このことは、ゆるみ岩盤斜面の横抗壁面において観察される、柱状岩体が水平方向のせん断割れ目により分断された積み石状を呈したブロック化現象を表していると考えられる。

6.2 地震によるゆるみの再進展に関する解析事例

地震が直接的な引き金となり岩盤崩壊が発生するだけでなく、地震後しばらくたってから崩壊に至る事例も多数報告されていることから、本節では、地震によって即崩壊とならずとも斜面内部が劣化し、その後不安定化が進展することで徐々に斜面の安定性が損なわれていくメカニズムの数値解析的な再現を行った解析事例について紹介する。前述の手引き(案)のフロー図に従うと、第二段階までの評価に当たり、外的作用としては、まずは「重力作用」を考慮した後に、「地震」による再劣化を考慮したケースとなる。

6.2.1 解析条件

本検討は地震による岩盤斜面への影響に対して応力劣化サイクルを用いることで、地震後数時間～数年後に発生する崩壊現象を表現する取り組みである(図-11 参照)。

応力劣化サイクルの強度低減については、以下に示す相当塑性ひずみ量基準により、 C_H 級→ C_M 級→ C_L 級へと強度低減を行い、増加率5%未満を収束条件としている。

相当塑性ひずみ量	
0.01未満	: 物性変更なし(C_H 級)
0.01%以上、0.1%未満	: C_M 級～強度低減
0.1%以上	: C_L 級～強度低減

しかし、動的解析(Soil Plus)では、相当塑性ひずみを算出することが出来なかったため、代わりに弾性ひずみを確認すると、静的応力劣化サイクルにおける相当塑性ひずみが生じている部分に発生していた弾性ひずみ(0.5%程度)に比べて地震時の弾性ひずみ(0.15%程度)が小さな値となっていることから、地震時では塑性ひずみの領域まで達していないと判断した。その代わりに

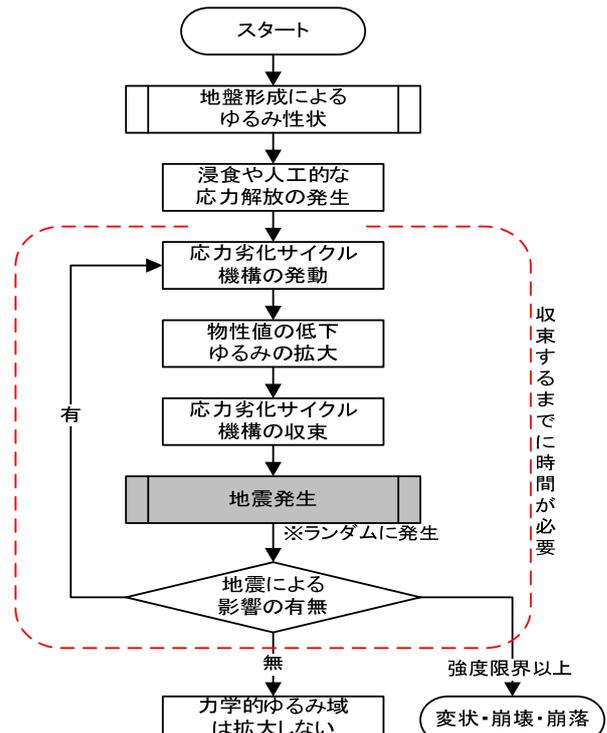


図-11 地震によるゆるみ拡大機構概念図⁹⁾

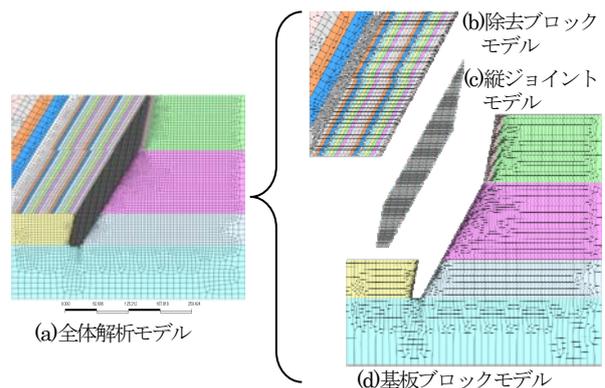


図-12 解析モデルメッシュ図⁹⁾

表-6 岩盤物性値(静的変形特性)⁹⁾

名称	静的変形特性						
	物性値						
	ポアソン比 ν_s	ヤング率 $E(kN/m^2)$	単位体積重量 $\gamma(kN/m^3)$	粘着力 $C(kN/m^2)$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	引張強度 $\sigma_t(kN/m^2)$	静止土圧係数 K_0
OH級岩盤	0.30	1,000,000	20	1,000	45	200	0.5
CM級岩盤	0.30	500,000	20	500	40	100	0.5
CL級岩盤	0.30	200,000	20	300	35	60	0.5
D級岩盤	0.30	100,000	20	150	30	30	0.5

表-7 岩盤物性値(動的変形特性)⁹⁾

名称	動的変形特性			
	動的物性値		減衰	
	動的ポアソン比 ν_d	動的ヤング率 $E_d(kN/m^2)$	材料減衰 減衰比 h	要素別レリー減衰の係数 質量にかかる係数 剛性にかかる係数
OH級岩盤	0.35	1,400,000	0.13	0
CM級岩盤	0.35	700,000	0.2	0
CL級岩盤	0.35	280,000	0.26	0
D級岩盤	0.35	140,000	0.3	0

FEMの安全性評価基準として多く用いられている局所安全率を確認すると、応力解放による応力劣化サイクルで物性値を低下させた要素周辺に局所安全率 F_s が 1.0 を下回る要素が存在し、さらに斜面表面部分にも低下要

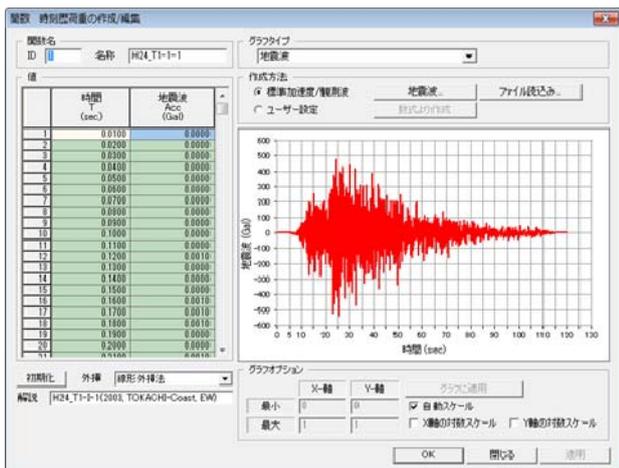


図-13 解析に用いた地震動（平成15年十勝沖地震 T I - I - 1）

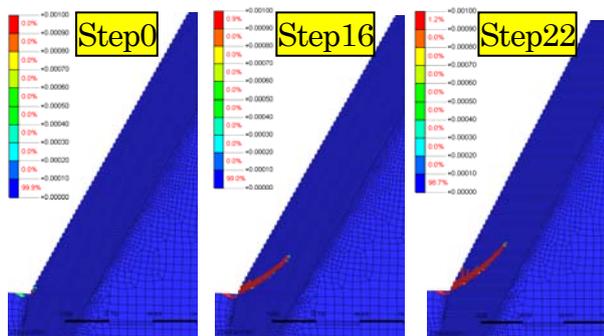


図-14 地震前相当塑性ひずみ進展図（拡大図）⁹⁾

素が分布していた。このことから、地震動により局所安全率 F_s が 1.0 を下回る箇所では局所的に破壊が生じていると考え、 C_L 級まで物性低減を行った上で応力劣化サイクルを繰り返すこととした。

使用した解析物性値等を図-12、表-6、表-7 に示す。地震動は図-13 に示すレベル 2 地震動（タイプ I）I 種地盤 平成 15 年十勝沖地震 T I - I - 1 の水平载荷とした。

6.2.2 解析結果及び考察

地震前の応力劣化サイクル結果を図-14、表-8 に、地震時の動的解析結果を図-15、図-16 に、地震後に再開した応力劣化サイクル結果を図-17、表-9 に示す。

地震前解析は 22 サイクル、地震後解析では 5 サイクルで収束となった。結果として、強度低下範囲が更に上方に拡大し、せん断破壊（すべり）形状に類似した強度低下部形状を発生させる形態となった。地震により破壊要素（一定数が必要と思われる）が生じた場合、応力劣化サイクルが再度開始することが確認できた。

「地震動による微小ひずみが応力劣化サイクルのトリガーとなる」という考えは、地震発生後時間おいて発生する斜面崩壊や岩盤崩落の発生機構を示していると思われる。すなわち、地震発生と同時に破壊現象が起らなかったサイトでも、地震によって蓄積したひずみや微小破壊を起点としてゆるみが顕在化し進展していくことで、

表-8 地震前物性低減サイクルと増加メッシュ数⁹⁾

物性低減サイクル	増加メッシュ数	累積増加メッシュ数	増加率 (増加数/前サイクルまでの累積増加数)
開始直後	3	3	
1	2	5	66.7%
2	5	10	100.0%
3	6	16	60.0%
4	7	23	43.8%
5	8	31	34.8%
6	9	40	29.0%
7	10	50	25.0%
8	10	60	20.0%
9	10	70	16.7%
10	8	78	11.4%
11	7	85	9.0%
12	8	93	9.4%
13	8	101	8.6%
14	6	107	5.9%
15	6	113	5.6%
16	5	118	4.4%
17	5	123	4.2%
18	5	128	4.1%
19	4	132	3.1%
20	5	137	3.8%
21	8	145	5.8%
22	3		2.1%

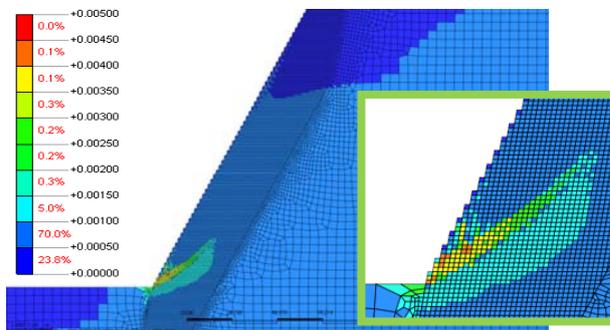


図-15 動的解析弾性ひずみ図⁹⁾

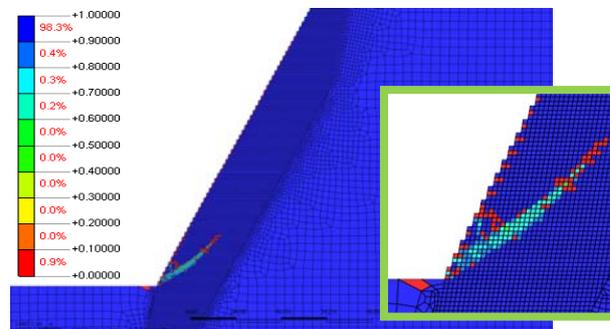


図-16 動的解析局所安全率図⁹⁾

結果として時間遅れの崩壊現象が発生する可能性を示唆している。また、地震による岩盤のゆるみは、通常の応力劣化によるもの比べて範囲も程度も拡大しているこ

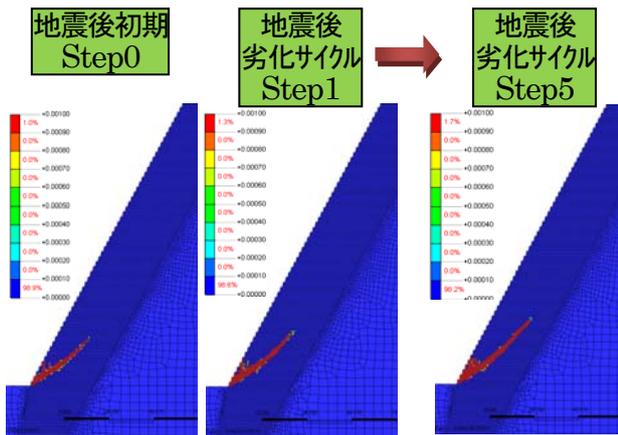


図-17 地震後相当塑性ひずみ進展図 (拡大図)⁹⁾

表-9 地震後物性低減サイクルと増加メッシュ数⁹⁾

物性低減 サイクル	増加 メッシュ数	累積増加 メッシュ数	増加率 (増加数/前サイクル までの累積増加数)
地震直後	93	93	
1	3	96	3.2%
2	11	107	11.5%
3	10	117	9.3%
4	6	123	5.1%
5	6	129	4.9%

とから、長期の斜面安定を検討する際は、将来受けるかもしれない地震の影響を考慮するとともに、地震直後だけでなく時間遅れによる不安定化進展にも留意する必要がある。

6.3 河川浸食による地形発達過程の再現検討事例

6.3.1 河川浸食過程

本研究では、主に山間部の河川沿いの急崖斜面において、河川浸食が引き起こす応力解放（除荷）によって発生する岩盤斜面のゆるみを対象としている。数値解析にあたっては、河川浸食による地形変化からくる除荷を、解析メッシュの除去という形で表現し、その結果として発生する塑性ひずみを駆動力として、応力劣化サイクルを繰り返している所である。図-15、図-16にも見られるように、除荷による塑性ひずみは法尻部に集中し、そこから斜面深部上方にゆるみが拡大する解析結果となっている。

実際の河川斜面においては、浸食による地形変化、応力解放、ゆるみや風化といった3つの要素が、入り交じりながら異なる速度で進行していると考えられる。そのため、時々河床法尻部からのゆるみの進行と下刻による下方浸食の合わせり具合によっては、ゆるみ範囲は法尻部だけではなく、表層から一定深度までの斜面全体に分布することも考えられる。その場合は、解析結果と実際の斜面安定度はかなり乖離してしまうことになる。

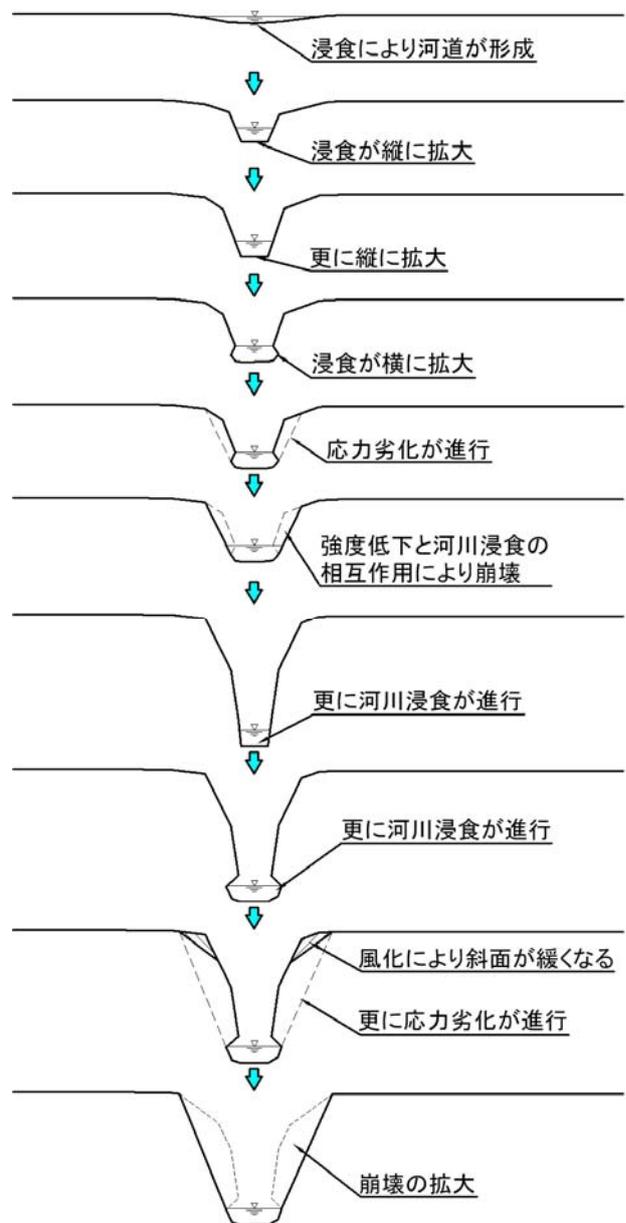


図-18 河川浸食模式図

そのため、各岩級別に浸食による斜面安定勾配が何度になるのかを踏まえた上で、検討中の手法によって河川浸食による地形発達過程を再現するとともに、斜面形状とゆるみ発達部の位置関係の把握を行うこととした。

河川浸食は、図-18に示すとおり、河床を徐々に浸食しながら川底の標高を下げて行く、ただし河床部の岩盤強度は地中深部に向かうほど一般的に硬くなり、浸食による標高変化は小さくなる。その反面、河床部分の浸食に使われていたエネルギーが横方向に作用するようになり、浸食斜面の下部にオーバーハング形状を生じさせる。オーバーハング地形は、突出部の自重作用により、背後岩盤上部に引張応力が生じ、オーバーハング基部には大きな圧縮応力が作用する。このような進行過程を数値解

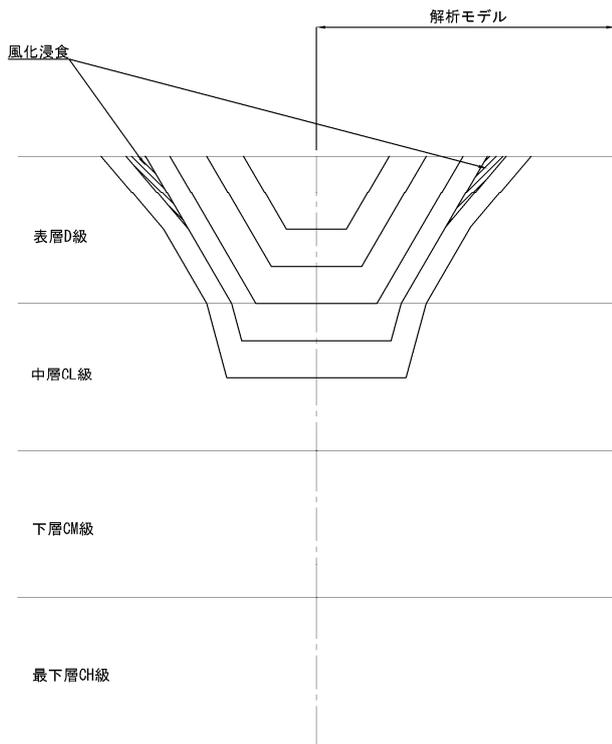


図-19 解析基本モデルイメージ

表-10 物性値表 (静的変形特性)

名称	静的変形特性						
	物性値						
	ポアソン比 ν_s	ヤング率 E (kN/m^2)	単位体積重量 γ (kN/m^3)	粘着力 C (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	引張強度 σ_t (kN/m^2)	静止土圧係数 K_0
C _H 級岩盤	0.30	1,000,000	20	1,000	45.0	200	0.5
C _M 級岩盤	0.30	500,000	20	500	40.0	100	0.5
C _L 級岩盤	0.30	200,000	20	300	35.0	60	0.5
D級岩盤	0.30	100,000	20	150	30.0	30	0.5

表-11 物性値表 (ジョイント要素)

名称	鉛直方向剛性率	せん断方向剛性率	閉口最大量	引張強度	粘着力	内部摩擦角
	K_n (kN/m^3)	K_s (kN/m^3)	V_{mc} (m)	σ_t (kN/m^2)	C (kN/m^2)	ϕ ($^\circ$)
C _H 級ジョイント	500,000	192,300	0.1	10	50	40
C _M 級ジョイント	200,000	76,900	0.1	6	30	35
C _L 級ジョイント	100,000	38,500	0.1	3	15	30

名称	せん断破壊時の応力分配係数	一軸圧縮強度	最大強度に対する残留強度の比	ダイレタンション角	Ur- τ pの関係係数
	FACT	q_u (kN/m^2)	B_0	I_0 ($^\circ$)	M
C _H 級ジョイント	0.5	100	0.5	15	0.5
C _M 級ジョイント	0.5	60	0.5	10	0.5
C _L 級ジョイント	0.5	30	0.5	5	0.5

析で表現するために、図-19に示すように、表層(D級)、中層(C_L級)、下層(C_M級)、最下層(C_H級)と、強度の異なる4層からなる地盤としてモデル化した。

6.3.2 解析条件

河川が形成される地盤として表層部にD級層を考慮した。複合条件による応力劣化と浸食作用を組み合わせることで河川による洗掘作用を表現する。通常の塑性ひ

ずみによる破壊の判定では、微小破壊をモデル化し、C_L級までの物性変化としていたのに対し、河川浸食や雨水浸食のモデル化にあたっては、応力開放などによる地盤の変化を破壊だけではなく、河川流水だけでなく雨水などの表流水でも浸食が進行する岩盤に対応させるため、物性値をD級まで低減することとした。また、斜面表層でD級に低減された部分については、風化・浸食作用により、取り除かれていく現象の再現を試みた。

物性値は、表-10に示すとおり、これまで検討に用いてきた中強度岩盤用の基本値(表-2)と同じ値を用い、ジョイント要素については表-11に示す値を採用した。物性値低減の方針は4.4.3外荷重応力劣化(FEMステップ解析)に示したとおりである。なお、本稿の内容は、既報¹⁰⁾で示した解析モデルに、岩盤の層境に表-11に示すジョイント要素を追加する改良を行った結果である。

相当塑性ひずみ量評価

- 0.01未満 : 物性変更なし(C_H級)
- 0.01%以上、0.1%未満 : C_M級へ強度低減
- 0.1%以上 : C_L級へ強度低減
- 1.0%以上 : D級へ強度低減

局所安全率評価

局所安全率Fs=1.0未満

- ・地表面に面している要素及びそれに連なる要素の場合、次ステージでそれらの要素を除去する。
- ・内部にある要素の場合、次ステージでそれらの要素をD級(土砂化した岩)まで強度低下させる。

解析ステージの方法としては、河川浸食を表現するためにモデル左側20m幅のブロックを1m毎に除去することで、浸食の進行を表現した。

安定勾配の判定基準としては、可能な限り遷急線と河床端部を繋ぐラインで安定勾配を計測することを基本とする。しかし、崩壊形態によっては、明確な遷急線が形成されない場合があり、遷急線位置を想定する必要がある場合は、過大評価とならないように留意した上で遷急線位置を想定する。

浸食による河床位置の決定方法は、斜面が不安定化により崩壊(除去)した後、新たな局所安全率低下要素(Fs<1.0)が河床付近に生じるまで浸食解析を繰り返し、新たな安全率低下要素が確認されたステージの一つ前のステージでの河床を採用位置とする。この河床位置は、浸食斜面において安全性が維持されている状態で最も浸食が深くなる位置を表現している。このように抽出した河

床と遷急線を用いて安定勾配と限界高さを図上読み取りで決定する。

塑性ひずみ量以外の物性低減基準として、数値解析で一般的に用いられる破壊評価法である局所安全率を併用し、局所安全率 F_s が 1.0 を下回るメッシュを D 級へ物性低減することとした。

数値解析では、線対称の場合、片側だけをモデル化する場合がある。今回の解析ステージの方法としては、河川浸食を表現するために、河床幅を 40m としてその半分にあたる 20m のモデル化として、メッシュモデル左側 20m 幅のブロックを 1m 毎に除去することで、浸食の進行を表現することとした。また、幅 20m×下方 1m の下方浸食の他に、河川流水や表流水による側方浸食による地形変化を表現するために、表層に面した D 級メッシュを取り除くこととした。解析の手順は以下に示すとおりである。

- ① D 級岩盤のみのモデルにおいて、D 級岩盤の安定勾配を算出
- ② 求められた安定勾配に基づいた D 級岩盤斜面の下位に C_L 級岩盤を配置したモデルにおいて、 C_L 級岩盤の安定勾配を算出
- ③ 求められた安定勾配に基づいた D 級及び C_L 級岩盤斜面の下位に C_M 級岩盤を配置したモデルにおいて、 C_M 級岩盤の安定勾配を算出

これらの結果を基に、河川浸食が C_H 級岩盤へといたるまでの全体の地形変化を把握するとともに、斜面形状におけるゆるみ分布箇所を把握を行うものである。

6.3.3 解析結果及び考察

(1) 表層 D 級岩盤層浸食検討

最初の段階は、表層部の強度を最も軟弱な D 級として検討を行い、D 級岩盤における安定勾配の算出を試みた。解析メッシュモデルは、図-20 に示すとおりである。表層部を D 級の強度とし、最上部左側の 20m について、河川による下方浸食を模して、解析 1 ステップ毎に 1m ずつ除去していくこととした。その時のメッシュを除去する境界を図-20 中に赤点線で示す。解析の手順を以下に示す。

- D-1 河床浸食を模して、幅[20m]×深さ[1m]のメッシュを除去。
- D-2 自重解析 ⇒ 分布結果把握。
- D-3 斜面表層部に生じた局所安全率 F_s が 1.0 未満のメッシュを除去。

このような D-1 から D-3 のサイクルを、新たに斜面基部の法尻部に局所安全率の低下エリアが生じるまで繰り返す。

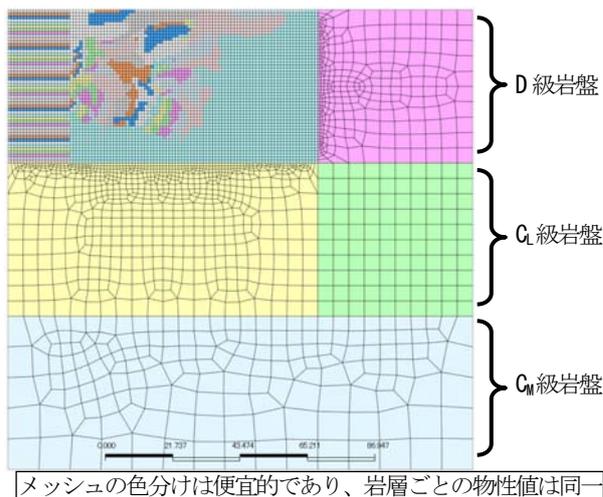


図-20 D 級岩盤解析メッシュモデル図 (浸食境界を图示)

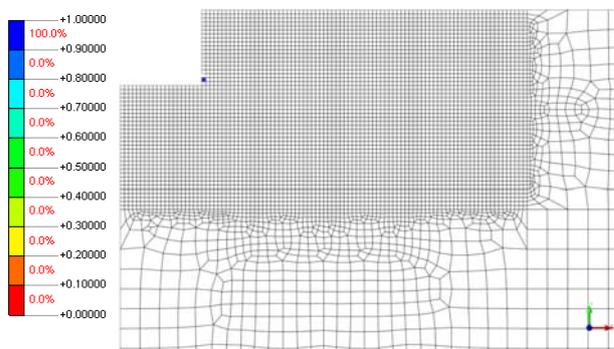


図-21 D 級岩盤浸食 19m (ステージ 20) 安全率 1.0 未満が発生

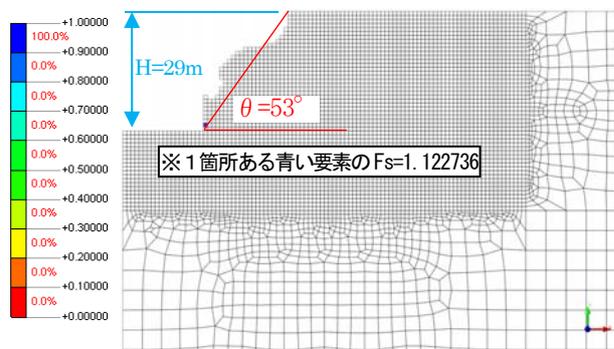


図-22 D 級岩盤における安定勾配状態での局所安全率図 (D 級岩盤浸食 29m (ステージ 30) 安全率 1.0 未満)

返し、浸食とメッシュ除去によって生じた法尻部と法肩部をつなぐ平均斜面勾配を計測する。

D 級岩盤では、物性値が最低となっているため、塑性ひずみによる応力劣化は考慮しない。安全率の低下域は、図-21 に示すとおり浸食 19m から発生し始めた。また、河床浸食とともに斜面表層のメッシュ除去のステージを進めると、浸食が 30m になった段階で斜面法尻部に再度新たな局所安全率 F_s が 1.0 未満のメッシュが発生した。そのため、図-22 に示すように、1 ステージ前の浸食 29m (ステージ 30) を安定勾配とみなした。なお、図-22 中に 1 箇所青く表示されているメッシュがあるが、局所

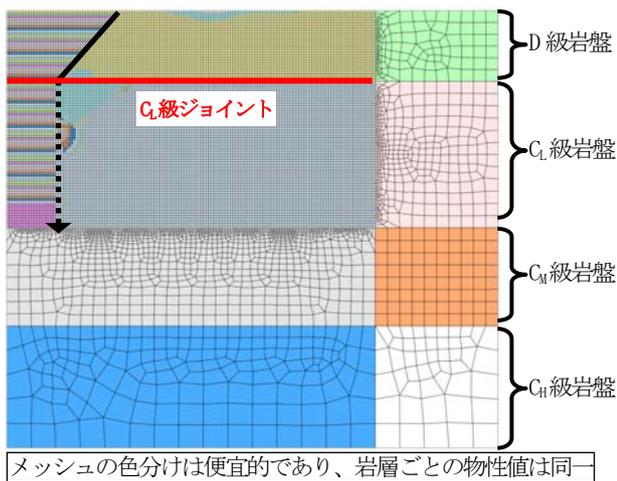


図-23 C_L級岩盤解析メッシュモデル図 (浸食境界を图示)

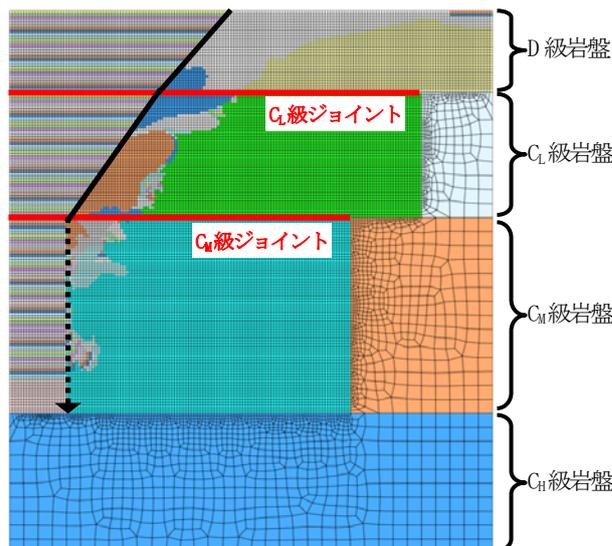


図-26 C_M級岩盤解析メッシュモデル図 (浸食境界を图示)

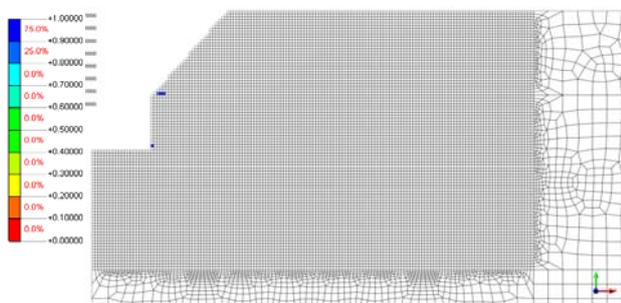


図-24 C_L級岩盤浸食 19m (ステージ 49) 安全率 1.0 未満が発生

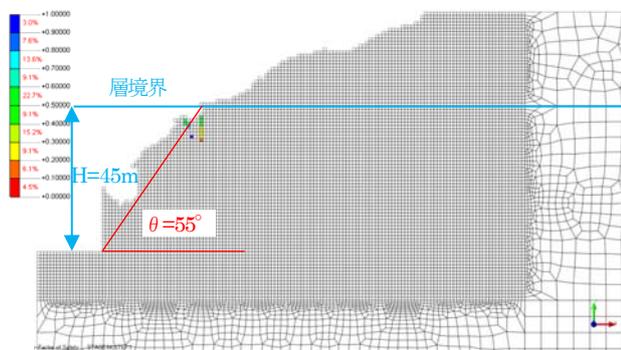


図-25 C_L級岩盤における安定勾配状態での局所安全率図 (C_L級岩盤浸食 45m (ステージ 87) 安全率 1.0 未満)

安全率は $F_s=1.122736$ であるため、表示プログラムのバグであると思われる。

結果として、D 級岩盤では、浸食 29m で約 53° の勾配の崩壊斜面が形成される結果となった。逆説的の述べるならば、用いた強度物性値の斜面における安定勾配は約 53° であることが示されたと言える。

(2) 中層 C_L 級岩盤層浸食検討

次の段階では、解析メッシュモデルとして、下部に河床幅の半分として 20m の浸食境界 (図-23 中の黒点線) を反映した C_L 級岩盤を配置し、その上部に D_L 級岩盤を配置し、横から 20m 位置を起点として斜面勾配 53° で層

厚 29m の浸食境界 (図-23 中の黒実線) となるようなメッシュ区分を設定する。解析の手順を以下に示す。

C_L-1 表層 D 級層においては、幅[20m+勾配 50° となる分]×深さ[1m]のメッシュを除去。また、下位の中間 C_L 層においては、幅[20m]×深さ[1m]のメッシュを除去。

C_L-2 自重解析 ⇒ 分布結果把握。

C_L-3 塑性ひずみ及び局所安全率に基づく物性値変更。

C_M-4 斜面表層部に新たに生じた D 級メッシュを除去。物性値の低減は、図-24 に示すとおり D 級岩盤浸食 29m + C_L 級岩盤浸食 19m (ステージ 49) から発生し始めた。また、河床浸食とともに斜面表層のメッシュ除去のステージを進めると、図-25 に示すように、結果として、C_L 級岩盤は、浸食 45m (全体 74m) で約 55° の勾配の崩壊斜面が形成される結果となった。

(3) 下層 C_M 級岩盤層浸食検討

さらに次の段階では、解析メッシュモデルとして、下部に河床幅の半分として 20m の浸食境界 (図-26 中の黒点線) を反映した C_M 級岩盤を配置し、その上部に C_L 級岩盤を配置し、横から 20m 位置を起点として斜面勾配 55° で層厚 45m の浸食境界 (図-26 中の黒実線下部) となるようにし、さらにその上部には、D 級岩盤を配置し、下位浸食境界に接続するように斜面勾配 50° で層厚 29m の浸食境界 (図-26 中の黒実線上部) となるようなメッシュ区分を設定する。解析の手順を以下に示す。

C_M-1 表層 D 級層 (層厚 29m) においては、幅[20m+勾配 50° となる分]×深さ[1m]のメッシュを除去し、その下位の中間 C_L 層 (層厚 45m) においては、幅[20m+勾配 55° となる分]×深さ[1m]のメッシュを除去。また、さらにその下位の層 C_M 層においては、幅[20m]×深

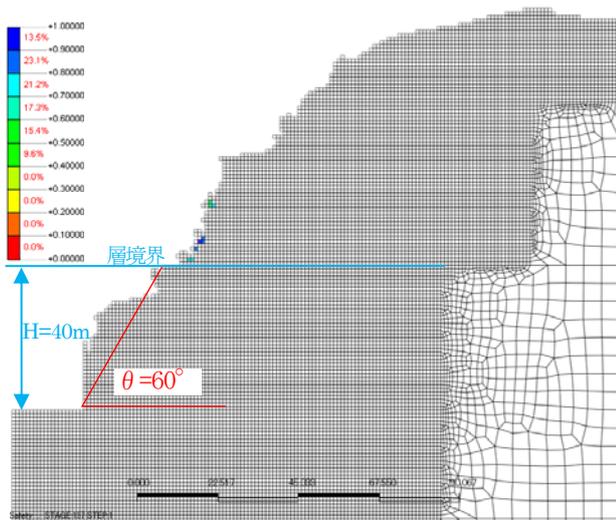


図-27 C_M 級岩盤における安定勾配状態での局所安全率図
(C_M 級岩盤浸食40m(ステージ137)安全率1.0未満)

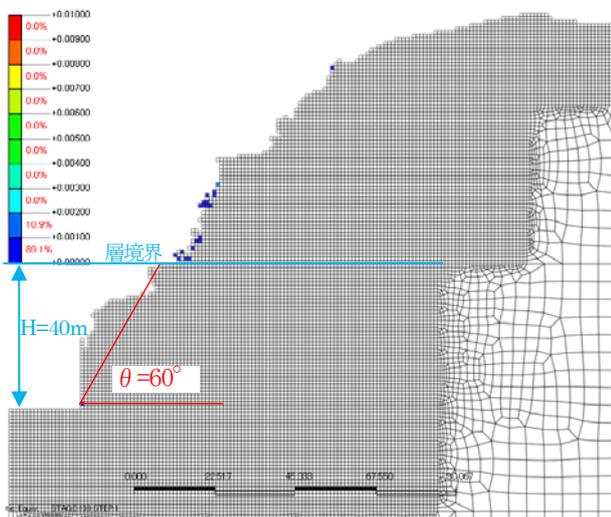


図-28 C_M 級岩盤における安定勾配状態での塑性ひずみ分布図
(C_M 級岩盤浸食40m(ステージ137)塑性ひずみ1.0%以下)

さ[1m]のメッシュを除去。

C_M -2 自重解析 ⇒ 分布結果把握 ⇒ 除荷。

C_M -3 塑性ひずみ及び局所安全率に基づく物性値変更。

C_M -4 斜面表層部に新たに生じたD級メッシュを除去。

図-27、図-28に示すように、 C_M 級岩盤は、浸食40m(全体114m)で約60°の勾配の崩壊斜面が形成される結果となった。 C_M 級単層では、 C_L 級より高さが低くなったことは、 C_M 級岩盤に斜面全体の死荷重影響が作用するためであり、複合斜面における河川浸食を表現した結果であると考えられる。本検討では、それぞれの地層強度において安全性が確保された最大浸食高さを表層から深部に向かって積み上げたモデルである。結果として斜面全体の自重の影響を評価した形態となった。

(4) 最下層 C_H 級岩盤層浸食検討

C_H 級岩盤についても、これまでと同様にモデル化を行

い、浸食過程の再現を試みたが、浸食深が100m近くとも斜面基部の法尻部に新たに局所安全率の低下が発生せず、解析メッシュ数の制限により浸食サイクルを打ち止めとしたため、 C_H 級岩盤における安定勾配を把握することはできなかった。

(5) 河川浸食による地形発達過程再現に関する考察

D級岩盤では浸食29mで斜面勾配約50°、D級+ C_L 級岩盤では浸食45m(全体74m)で斜面勾配約55°、D級+ C_L 級+ C_M 級岩盤は、浸食40m(全体114m)で斜面勾配約60°の斜面形成となった。浸食が進み、法尻部に劣化領域が生じ始めた状態が、すなわち、一時的な斜面の安定勾配状態であると考えられ、その後、再度斜面の劣化が進行し始めるものと推察される。

河川浸食や応力解放によるクリープ変形などは、非常に長期な時間スパンでの出来事であり、河床浸食と応力劣化、風化劣化の速度割合を各々調整する必要がある。しかし、FEMステップ解析法を用いた今回の雑駁なモデル検討においても、河川浸食による地形発達過程を再現することができ、高位から順にD級から C_M 級へといった岩盤斜面において、盤強度に対応した安定勾配が明らかとなった。またそれらの結果から、地形変化からくる除荷によって引き起こされる塑性ひずみを劣化サイクルの最初の駆動力とし、法尻部から斜面内部上方に拡大するゆるみ領域を評価するという、図-14、図-16、図-17等の結果に代表される本検討手法の考え方に大きな矛盾はないと推察される。

7. まとめ

塑性ひずみ量に応じて岩盤の強度物性値の逐次低減変更を繰り返すという、本研究で開発した「FEMステップ解析法」に基づいたゆるみ岩盤の定量的評価法は、物性変更⇒再解析を繰り返していくことで、岩盤の応力解放やクリープ変形と行ったような時間的な応力劣化サイクルを再現・把握できる手法である。また、切り土や対策工などの現時点での1回の条件変更による解析結果の変化を見るのではなく、地盤の隆起や浸食などがまだ起きていなかった平坦な状態を初期状態と設定し、長期的な地形変化によるひずみ蓄積と物性低減を考慮することで、塑性ひずみの蓄積や局所安全率の分布に基づき、不安定領域の時間的な変化も把握できる手法となっている。

これまでの一連の研究成果を踏まえ、本稿では、数値解析によるゆるみ岩盤斜面の安定性評価の方法を実務の流れに即して手引き(案)の抜粋版という形で紹介した。解説等を補充し、実斜面への適用検証結果を参考事例と

表-12 ゆるみ岩盤斜面の安定性評価の手引き (案)
[数値解析編] 目次案

1	総則	1
1.1	目的	1
1.2	適用の範囲	1
1.3	ゆるみ	2
1.4	ゆるみ発生機構	3
1.5	応力劣化	4
1.6	用語解説	5
2	ゆるみ検討の流れ	6
3	第一段階(現状の斜面安定評価)	9
3.1	現地確認・資料収集	9
3.2	地形	11
3.3	地質	12
3.4	外的作用要素	13
3.5	一次評価モデル作成	13
3.5.1	解析モデルの作成	14
【技術コラム】	「的確な物性値とは？」	28
3.5.2	解析ステージの設定	29
3.6	一次評価モデルの安定性評価	30
3.7	第一段階総合評価	30
4	第二段階(現状の斜面ゆるみ影響範囲評価)	32
4.1	三次元地形地質検討	32
4.2	三次元地形地質解析	33
4.3	応力場を考慮した評価断面位置の決定	34
4.4	地形発達過程復元解析	37
4.4.1	ゆるみ発達過程解析モデル	37
4.4.2	ゆるみ発達過程解析モデルの見直し・修正	40
【技術コラム】	「不連続面とは？」	41
4.4.3	外荷重応力劣化(FEMステップ解析)	42
【技術コラム】	「間値と物性値の関係？」	43
4.5	一次評価モデルとの比較検討	44
4.6	二次評価モデルの安定性評価	44
4.7	第二段階総合評価	44
5	第三段階(将来の斜面ゆるみ影響範囲評価)	45
5.1	長期ゆるみ発達予測解析	45
5.1.1	自破砕応力劣化サイクル(FEMステップ解析)	45
5.1.2	長期ゆるみ発達予測領域の推定	48
5.2	第三段階総合評価	48
【技術コラム】	「数値解析ソフトウェアとは？」	49
6	参考事例	50
6.1	地形発達過程復元解析(河川浸食モデル)	50
6.1.1	D級河川浸食	53
6.1.2	CL級河川浸食	63
6.1.3	CM級河川浸食	87
6.1.4	浸食モデルの妥当性チェック	129
6.2	重力作用に起因する自破砕応力劣化サイクル	133
6.3	地震に起因する自破砕応力劣化サイクル	167
6.4	風化・劣化に起因する自破砕応力劣化サイクル	173
6.4.1	表層亀裂開口パターン(モデル構築)	173
6.4.2	クリープ変形パターン(モデル構築)	203
6.5	三次元地形地質検討	232
6.5.1	ゆるみの評価の観点からの有効性評価	274
6.6	実岩盤をモデルとしたケーススタディー検討	284
6.6.1	三次元解析側面モデル検討	284
6.6.2	抽出二次元断面による詳細検討	296
6.6.3	物性値見直し解析	332
6.6.4	外荷重応力劣化(FEMステップ解析)の適用	353

して付記したものを、「ゆるみ岩盤斜面の安定性評価の手引き(案)[数値解析編]」として刊行する予定である。その目次案を表-12に示す。

また、数値解析には地形、地質、ゆるみの分布と性状の把握、そしてそれらが形成されたメカニズムの推定が必要である。そのためにはゆるみ岩盤に対する適切な地質調査と評価を行うことが必要である。このことから本研究では、ゆるみ岩盤における地質調査・評価の考え方や留意点をまとめたものについても、「ゆるみ岩盤斜面の安定性評価の手引き(案)[調査編]」として刊行する予定である。その目次案を表-13に示す。

なお、本手引き(案)で示した解析の物性値などは、個々のモデル検討に基づき設定したにすぎず、客観的な物性値設定基準を一般化する上でも、今後は本提案手法

表-13 ゆるみ岩盤斜面の安定性評価の手引き(案)
[調査編] 目次案

1	総則	1
1.1	ゆるみ岩盤とは	1
1.2	本マニュアル(案)の目的と適用範囲	2
1.3	本マニュアル(案)の構成	3
2	ゆるみ岩盤調査の手順	4
2.1	建設事業におけるゆるみ岩盤調査の位置付け	4
2.2	構造物基礎の念入りな地質調査の必要がある場合のゆるみ岩盤調査の位置付けと流れ	7
2.3	構造物基礎の地質調査を念入りに行わない場合のゆるみ岩盤調査の位置付けと流れ	10
3	ゆるみ岩盤調査の内容	12
3.1	ゆるみ確認段階	12
3.1.1	ゆるみ確認段階での必要作業内容	12
3.1.2	ゆるみ確認段階におけるゆるみ岩盤への調査と評価について	12
3.1.3	ゆるみ確認段階における設計の対応について	12
3.2	ゆるみ概要段階	13
3.2.1	ゆるみ概要段階での必要作業内容	13
3.2.2	ゆるみ岩盤性状を把握するための調査について	13
3.2.3	ゆるみ岩盤の範囲を把握するための調査について	14
3.2.4	ゆるみメカニズムの推定について	14
3.2.5	ゆるみ概要段階における設計の対応について	17
3.3	ゆるみ精査段階	18
3.3.1	ゆるみ概要段階での必要作業内容	18
3.3.2	ゆるみ岩盤区分の設定について	18
3.3.3	ゆるみゾーン区分の設定について	23
3.4	施工対応段階	24
3.4.1	事前の調査でゆるみ岩盤の存在が把握できていなかった場合の対応	24
3.4.2	施工時に確認されたゆるみがゆるみ精査段階で把握していた性状・範囲と異なった場合の対応	25
4	ゆるみ岩盤調査法	27
4.1	ゆるみ岩盤調査法の概要について	27
4.2	文献調査	29
4.3	地形調査	29
4.4	地表踏査	31
4.5	ボーリング調査	32
4.6	横坑調査	34
4.7	弾性波探査	35
4.8	弾性波トモグラフィ	36
4.9	ルジオンテスト	39
4.10	亀裂開口量調査	40

の現場適用事例が増え、さらなる知見が蓄積されることを期待してやまないものである。

参考文献

- 1) 佐々木靖人・片山弘憲・倉橋稔幸：ダムにおけるゆるみ岩盤の実態と分類試案、ダム技術、No. 228、pp. 9-21、ダム技術センター、2005。
- 2) 江口貴弘・日外勝仁・佐々木靖人：ダム建設事例におけるゆるみ岩盤のパターン分類、平成24年度日本応用地質学会研究発表会論文集、pp. 85-86、2012。
- 3) Takahiro EGUCHI, Katsuhito AGUI and Yasuhito SASAKI : Classification of “loosened rock mass” based on cases of dam construction, Engineering Geology for Society and Territory, Vol. 6、pp. 793-797, Springer International Publishing, 2014.
- 4) 江口貴弘・日外勝仁・佐々木靖人：ダム建設事例におけるゆるみ区分についての実態と考察、日本応用地質学会平成26年度研究発表会講演論文集、pp. 117-118、2014。
- 5) 日外勝仁・江口貴弘・佐々木靖人：FEM解析によるゆるみ岩盤モデル化方法の検討、日本応用地質学会平成24年度研究発表会講演論文集、pp. 87-88、2012。
- 6) 日外勝仁・江口貴弘・佐々木靖人：FEM解析によるゆるみ岩盤モデル化方法の検討(その2)、日本応用地質学会平成

25 年度研究発表会講演論文集、pp. 31-32、2013.

- 7) 日外勝仁・江口貴弘・佐々木靖人：岩盤斜面におけるゆるみ進行過程の数値解析モデル化に関する基礎検討、土木学会第 42 回岩盤力学に関するシンポジウム講演集、pp. 74-79、2014.
- 8) 日外勝仁・江口貴弘・佐々木靖人：ゆるみ岩盤の数値解析評価における物性値低減設定に関する検討、土木学会第 43 回岩盤力学に関するシンポジウム講演集、pp. 248-253、2015.
- 9) 日外勝仁・江口貴弘・佐々木靖人：FEM 解析によるゆるみ岩盤モデル化方法の検討（その 3）、日本応用地質学会平成 26 年度研究発表会講演論文集、pp. 163-164、2014.
- 10) 日外勝仁・江口貴弘・佐々木靖人：FEM 解析によるゆるみ岩盤モデル化方法の検討（その 4）、日本応用地質学会平成 27 年度研究発表会講演論文集、pp. 79-80、2015.
- 11) 江口貴弘・日外勝仁・佐々木靖人：三次元地形モデルを用いた数値解析による長大法面における掘削と対策工の影響評価、第 42 回土木学会関東支部技術研究発表会論文集、I-45 (p. 4)、2015.
- 12) 江口貴弘・日外勝仁・佐々木靖人：数値解析結果に基づくゆるみの進行における地質構造の影響について、日本応用地質学会平成 27 年度研究発表会講演論文集、pp. 77-78、2015.
- 13) 日外勝仁・江口貴弘・佐々木靖人：FEM を用いた進行性ゆるみ岩盤の解析モデル化方法と評価の流れ、土木学会第 44 回岩盤力学に関するシンポジウム講演集、pp. 1-6、2016.

A STUDY ON LOOSEN ROCK MASS SLOPE STABILITY ASSESSMENT BY NUMERICAL ANALYSIS

Budget : Grants for operating expenses

General account

Research Period : FY2010-2015

Research Team : Geology and Geotechnical

Engineering Research Group

(Geology)

Author : SASAKI Yasuhito

ASAI Kenichi

AGUI Katsuhito

EGUCHI Takahiro

Abstract : As a method for evaluating the long-term stability, the authors designed "FEM step analysis method" intended for the rock slope (especially, loosen rock slope dominantly controlled by the crack) that was becoming unstable because of the release of in-situ stress along with the time passage. This study is based on the idea that one of the causes of the strength property value reduction due to loosening is discriminatory accelerated deterioration of strain concentration points. After the physical properties value of each mesh is decreased in proportion to the amount of the plasticity strain calculated by the self-weight analysis, the analysis by the changed physical properties value is done over again in the next step. The feature of this proposal technique is to evaluate the loose progress process of the rock mass by repeating such a cycle until the change settles reproducing.

Key words : loosen rock mass, rock slope stability, finite element method, FEM step analysis, plastic strain