

引張破壊を考慮に入れた構成モデルによる 軟岩斜面の支保効果に関する研究

STUDY ON EFFECTS OF SUPPORT FOR SOFT ROCK SLOPE BY A CONSTITUTIVE EQUATION WITH TENSION FAILURE

吉田秀典*・宇田圭一**・高森大資***

Hidenori YOSHIDA, Keiichi UDA and Daisuke TAKAMORI

It is necessary to construct the analytical method that can reproduce the behaviors of rock structures accurately so as to discuss their safety, and to design them economically and rationally. The behaviors are very complicated since the fracture modes such as tension cracking and shear sliding under compression are sometimes occurred simultaneously. The material properties of rock are grasped by laboratory experiments, which do not always provide us the property such tension strength. Thus, in this study, the constitutive equation of rock is proposed with taking a tension failure into account, and the numerical examinations are compared with experimental data. Furthermore, the effects of supports for rock slope and the affect of tension failure are discussed with numerical results.

Key Words: rock slope, tension failure, constitutive equation, effect of supports

1. はじめに

岩盤構造物における調査・設計・施工フローでは、一般的に、計画段階→設計段階→施工段階→維持管理段階というような段階を踏み、その安定性の検討がなされるが、その設計段階においては、例えば岩盤斜面の場合、詳細調査→安定解析→詳細設計→施工計画というステップを踏む¹⁾。

岩盤斜面における安定解析においては、主として限界平衡解析法が用いられるが、この手法では、すべり面が完全に成長した状態を想定して最大耐力を計算している。しかしながら、現実のすべり面の形成現象は進行的なものであることが近年の研究により明らかになってきており、限界平衡解析法と実際の挙動には乖離がある。例えば、図-1は、Hallbauerら²⁾による岩石の三軸圧縮試験における軸ひずみと軸応力の関係、および任意の荷重段階における破壊概況図を示したものであるが、これより、ピーク応力 (σ_{max}) に達する前に破壊が顕在化し、やがてピーク付近で変形が局所化していることが分かる。変形が1本のすべり面に局所化した後、1本に局所化したすべり面が供試体端部まで伸びることで供試体は二分化してひずみ軟化挙動を示す。初期の段階においてすべり面は短く、徐々に成長して最終的な段階を迎えるが、最大強度を発揮する時点では、供試体を二分化するような段階には至っておらず、現行の安定性照査で用いられている仮定とは異なる^{3),4)}。

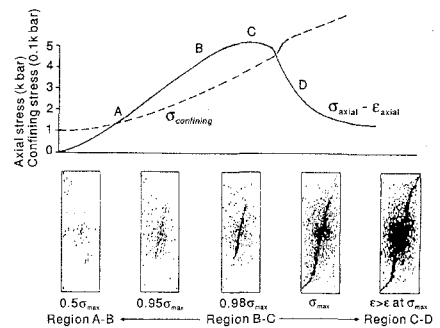


図-1 三軸圧縮試験における岩石の挙動²⁾

*正会員 博士 (工学) 香川大学助教授 工学部 安全システム建設工学科

**香川大学 大学院工学研究科 安全システム建設工学専攻

*** (株) ユー・エス・ジェイ 総務・人事部人事部

近年、上述したような課題を克服する目的で、数値解析法による検討も多くなってきているが、地盤工学の分野では、引張側の挙動を解析において考慮しているケースはそれほど多くない。しかしながら、実構造物においては引張破壊を生ずる可能性もあるため、数値解析結果が実現象と異なることもありうる。数値解析結果が真実に近くない場合、当然のことながら適切な支保設計が困難となる。そこで本研究では、まず、極めて簡易ではあるがすべり面の進行的な成長を捉えられるような構成モデルを実験から定めた上で、その構成モデルの引張側においては、コンクリート工学で多用されている、いわゆる tension-softening 型のモデルを追加した構成モデルの提案を行う。さらに、提案する引張破壊を考慮に入れた構成モデルを用いて、軟岩斜面における支保の効果について考察し、引張破壊と支保の関係について論ずることを目的とした。

2. 構成モデル

一般に岩盤構造物では、詳細調査時に実施される室内試験、例えば地質ボーリングなどから得られるコアサンプルを用いて行う室内試験より変形特性（弾性係数やポアソン比）や強度特性（粘着力や内部摩擦角）を抽出し、その後の予測／安定解析における解析パラメータを決定する。本研究では、実際に取得したサンプリングなどが無いため、佐々木⁵⁾—星谷⁶⁾の一連の研究を参考に解析パラメータ／モデルを定め、それを用いて岩盤斜面の解析を実施した。星谷は岩盤斜面の破壊実験を行い、実験を通してすべり面などの追跡および数値解析を実施しているが、その供試体の作成および数値解析における入力パラメータなどの設定については、佐々木の実施した平面ひずみ圧縮試験を参考にしている。したがって、佐々木の実験がコアサンプルを用いた実験における変形特性や強度特性の抽出に、また、星谷の実験が予測解析の妥当性の検証に対応していると考えられることから、本研究ではこれら一連の実験を対象に解析を実施した。

まず、構成モデルの構築については、以下のようなことを前提にした。圧縮側においては、初期降伏応力（ σ_y 、本解析では実験結果より定める）までは弾性係数（ E ）を有し、その後は、ひずみ硬化しながらピークに達するものとした。また、ピーク後は初期降伏応力までひずみ軟化し、それ以降は残留状態に至ると仮定した。降伏関数としては Drucker-Prager の条件を採用した。一方、引張側は、圧縮側と同じ勾配（ E ）を有しながら引張強度（ σ_t ）まで上昇し、引張強度に達した後は、クラックなどの発生にともなう軟化の挙動を再現できるようモデルを設定している。各要素において最大引張応力を求め、その応力が引張強度に達した場合、最大主応力方向に

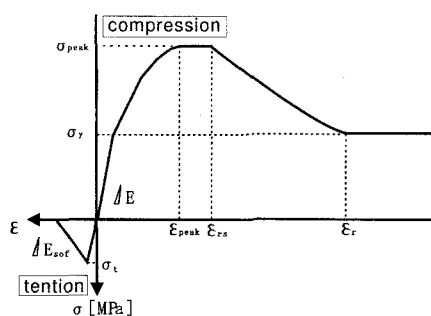


図-2 構成モデル

対して垂直方向な方向にクラックが入るものとしている。この場合、クラックの入った方向に対して直角となる方向にのみ軟化が生じ、他の2方向については軟化はさせず、上記の弾性係数を保つものとしている。これにより、クラック発生・進展に伴う材料異方性を表現している。構成モデルの概形を図-2に示す。なお本解析では、巨視的に安定を失うと判断した時点で解析を停止させており、図-1における領域D、つまり巨視的に材料が二分する形になり、それらが剛体に近い状態で滑動している状態に追従できるものではない。こうした領域の挙動にも対処できればさらに良いのであるが、図-1より、最終的に卓越する、つまり局所化するすべり面はピーク前からその概形を示しつつあり、ピーク後は、すべり面が供試体端部に達することで巨視的に軟化挙動を呈していることが分かる。岩盤構造物に対して、適切な支保を施そうという場合、概形が判明すれば対処が可能であると考え、本研究では材料の巨視的な挙動に関してはピークまでを議論の対象とした。

次に、実験結果より構成則における各種パラメータを決定する必要があるが、前述の通り本研究では、佐々木⁵⁾の実施した人工軟岩の平面ひずみ試験を参考に解析パラメータの決定を行った。その結果、ピーク強度（ σ_{peak} ）とひずみ（ ϵ_{peak} ）、ひずみ軟化を開始する直前のひずみ（ ϵ_{rs} ）、および残留状態に至る時のひずみ

(ε_r) を $\sigma_{peak} = 2.2\sigma_y$, $\varepsilon_{peak} = 1.4\%$, $\varepsilon_{rs} = 3\%$, $\varepsilon_r = 6\%$ と定めることで実験をほぼ再現できることが判明した。その他、供試体の変形／強度特性および載荷板の変形特性を表－１に示す。引張強度をはじめ、軟化係数およびクラック発生後のせん断伝達を支配するせん断保持率に関しては、実験よりデータが得られなかったため、引張強度を初期降伏応力の5分の1 ($\sigma_t = \frac{1}{5}\sigma_y$)、軟化係数、せん断保持率

表－１ 材料特性

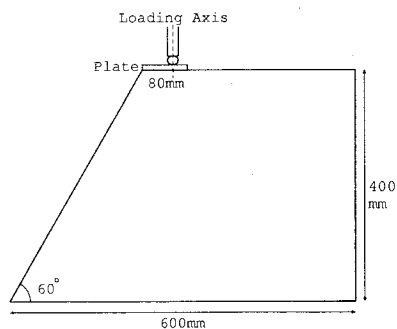
岩盤	変形特性 文献 ⁵⁾ 値	弾性係数	745MPa
	強度特性 本研究で 決定した値	ポアソン比	0.154
		内部摩擦角	40°
		初期降伏応力	0.136MPa
		軟化係数	20,000MPa
載荷板	変形特性	引張強度	0.0272MPa
		弾性係数	210,000MPa
		ポアソン比	0.3

をそれぞれ 20,000 N/mm², 0.1 と仮定して解析に用いた。クラック発生後、その法線およびせん断方向の応力伝達が全く無くなるのではなく、せん断方向についてはある程度までは伝達すると仮定し、せん断保持率はその割合を示す。なお、採用している構成則は、要素内に複数のクラックが含まれることを前提とした平均化構成則であるため、要素分割によって材料が消費する破壊エネルギーは異なり、局所化を前提とした解析の場合、その前提が崩れない程度に十分小さな要素分割を必要とするが、本解析では、局所化は前提としておらず、また、ある程度要素を細かくすることで解の収束が見られた。文献⁷⁾においては、材料の非均質性なども考慮に入れて佐々木⁵⁾の実施した実験と解析の比較を行っているの、詳細はこちらを参照されたい。

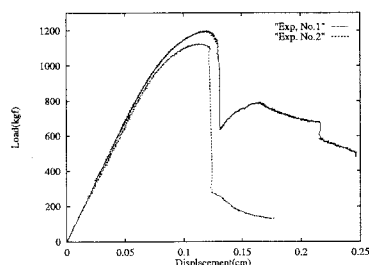
3. 斜面の破壊試験解析

(1) 解析概要

本章では、佐々木が作成した供試体と同じ配合で作成された人工的な斜面の破壊試験⁶⁾の解析を通して、実験の再現および支保の効果を議論する。本研究では、前章の実験が供試体コアを用いた室内試験に相当し、本章における実験が、得られた材料特性／解析モデルを用いた実構造物の挙動予測／安定解析に相当すると位置付けている。実験供試体の形状およびサイズは図－３に示す通りで、実験は平面ひずみ状態（奥行きは 100mm）で行っている。なお、載荷板は幅が 80mm で、十分な剛性を有することから弾性体とみなした。載荷は速度 3mm/h の変位制御で行い、載荷位置を載荷剛板の中心から 10mm および 25mm 偏心させて実験している。本稿では紙面の関係上、偏心 25mm（ただし、解析においては有限要素メッシュの都合上、27mm の偏心）のケースを取り上げた。前述の平面ひずみ圧縮試験と斜面の破壊試験の材料配合が同じであることから、供試体および載荷板については、前章で示した構成則および材料特性を用いた。また、境界条件（平面ひずみの条件下で、底部の鉛直方向、右側部の水平方向の変位を固定）などに関しては、出来る限り実験と近くなるように設定した。



図－３ 供試体の寸法



図－４ 荷重－変位曲線（実験）⁶⁾

（星谷氏より許可を得て掲載）

(2) 引張破壊の影響

まず、解析において引張破壊を考慮に入れない場合（case1）と考慮に入れた場合（case2）で、何がどの程度異なるのかについて考察を加える。図－４、図－５および図－６には、それぞれ実験、case1 および case2 における荷重－変位曲線を示している。図－５および図－６より、引張破壊を考慮に入れない場合、曲線は滑らかな変化を示すが、引張破壊を考慮した場合、初期の段階から引張破壊が生じて部分領域ながら応力再配分が起こるため、曲線はやや波を打つような形になり、それは載荷後半において顕著となる。しかしながら、ピーク荷重およびその時の変位もほぼ同じで、マクロ的には両者の差は小さい。また実験では、図－４に示すように、変位量 0.6mm を過ぎると徐々に勾配が緩くなり、ピーク時（変位 1.1 ～ 1.2mm）の荷重は 10 ～

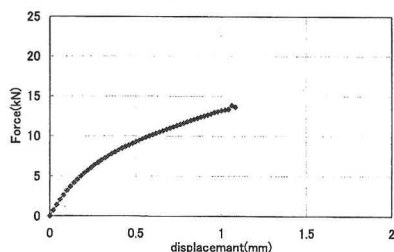


図-5 変位荷重曲線 (case1)

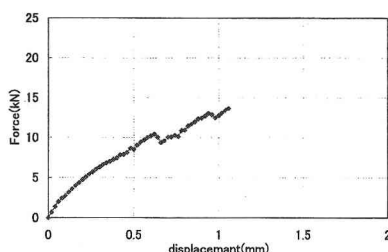


図-6 変位荷重曲線 (case2)

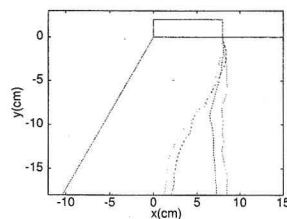


図-7 すべり面のパス⁶⁾
(星谷氏より許可を得て掲載)

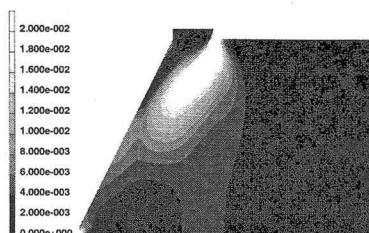


図-8 相当塑性ひずみ (case1)

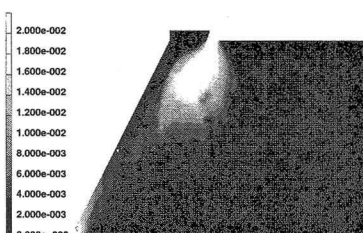


図-9 相当塑性ひずみ (case2)

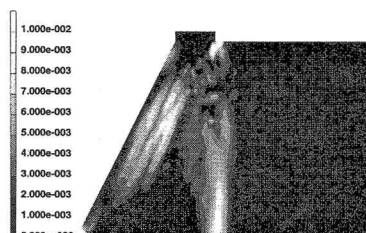


図-10 相当クラックひずみ (case2)

12 kN (約 1000 ~ 1200 kgf) 程度であるが、引張破壊の考慮の有無に関わらず、解析結果は概ねこうした傾向を再現している。したがって、荷重-変位関係などマクロ的な挙動に関しては、引張破壊の考慮の有無による差が顕著とならない可能性がある。

文献⁶⁾によれば、実験におけるすべり面は載荷板右端より発生し、それが鉛直下方向やや右斜めに進展しながら、徐々に左方に円弧を描くようになる。その後、深度 100mm 付近ですべり面は折れ曲がり、鉛直下方向に供試体を貫通するように進展する(図-7 参照)。文献⁶⁾に掲載されている破壊性状の写真からは、折れ曲がる前後で破壊性状が異なり、折れ曲がり前がせん断すべりを形成しているのに対し、折れ曲がり後は明らかに開口している様子が伺える。このように折れ曲がり前後で破壊のモードが異なり、折れ曲がった後の破壊モードは引張破壊が卓越していることから、本研究では、折れ曲がる前をすべり面と、また、折れ曲がった後を開口クラックと表現する。そこで case1 と case2 の破壊モードに着目する。載荷変位を 1mm 加えた際(ほぼピーク時)の case1 および case2 の相当塑性ひずみ分布を図-8 および図-9 に、また case2 に限っては、その相当クラックひずみ分布(算出方法は、相当塑性ひずみと同様、塑性ひずみをクラックひずみで置き換えて計算すればよい)を図-10 にそれぞれ示す。当然ではあるが、case1 においては引張破壊を生じないため、その破壊形態は図-8 に近いと思われるが、文献⁶⁾に述べられている事実や図-7 に示す破壊モードとは全く異なり、すべり面が斜面方向に進展しているのみである。一方、case2 においては、破壊形態は図-9 と図-10 を重ね合わせたものに近いと思われるが、これは文献⁶⁾で述べられている破壊モードに近い。例えば、すべり面は載荷板より深度 100mm 程度までは、載荷板右端より下方向に円弧を描きながら進展し、それ以深では特に進展が見られない。開口クラックはすべり面の先端から発生し、斜面に平行に進展するものと鉛直下方向に進展するものがあり、最終的な破壊は、前述のすべり面と鉛直下方向に進展したクラックの連結によって供試体が二分するモードになることが予想される。このように、引張破壊の考慮の有無によって破壊性状は大きく異なり、今回の案件では、引張破壊を考慮することで、文献⁶⁾の実験に近い破壊モードが再現できることから、以降では引張破壊を考慮に入れた構成則を用いて議論を行う。

(3) 支保の効果

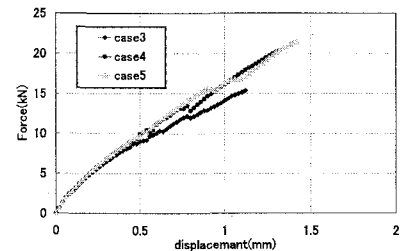
本節では、上述の結果を踏まえ岩盤斜面に施す支保の効果について、試行的に検討することとした。支保としては、ケーブルボルトのような材質を有するものを導入することを想定し、その剛性(断面積)、打設

位置、打設本数などを変化させ、上述したような変形および強度特性を有する地盤に対する支保効果について議論を行う。なお、支保部材にはトラス要素（弾・完全塑性体）を用い、その長さを 200mm、弾性係数を 210,000MPa とした。打設方向については、上述したすべり面あるいは開口クラックに対して出来るだけ直になるように配置するものとした。

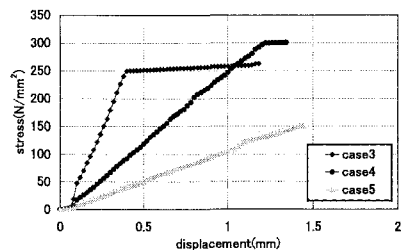
a) 剛性

本小節では、支保の剛性を変化させた場合にマクロ的な荷重－変位曲線、および破壊性状がどのように変化するかについて考察を行う。剛性の変化については、弾性係数は一定のまま断面積のみを変化させることとした。本来、岩盤斜面の補強などに当たっては、PS アンカーやケーブルボルトなど、鋼線をより線にしたものを使用するが、実験供試体の寸法が小さいことも考慮に入れ、本解析では詳細な支保のモデル化は行わず、単に異形鉄筋を挿入した場合について考える。鉄筋径としては、10mm、30mm および 50mm の 3 種類を考え、それぞれの強度を 250N/mm^2 (SD235 程度, case3), 300N/mm^2 (SD295 程度, case4) および 350N/mm^2 (SD345 程度, case5) と仮定した。打設位置としては、図－9 に示されたすべり面の先端部付近に、すべり面に対して垂直になるように配置した（図－13～図－18 を参照）。

まず、3 ケースにおける荷重－変位曲線を図－11 に示す。図より、無支保である結果（図－6）と比較して、case4 と case5



図－11 荷重変位曲線 (case3,4,5)



図－12 鉄筋応力－載荷変位関係 (case3,4,5)

はピークにおける変位および荷重が増大しており、支保としての効果がマクロ的にも現れているが、case4 と case5 にほとんど差が見られない。これより、打設本数や位置が同じ場合、単に断面積を増大しただけではマクロ的な耐力増大にはつながらないことが分かる。case3 は無支保の場合（case2）と比較してピーク変位および荷重ともほとんど差がないが、無支保の場合に確認されたような曲線のガタツキは見当たらない。これは、case3 においては若干の開口クラックの抑制などが図られているものの、剛性が不足してマクロ的に耐力を上げるに至っていないが、case4 および case5 についてはマクロ的に耐力を増大させるだけの剛性を有することを示唆している。

次に、3 ケースにおける鉄筋応力－載荷変位曲線を図－12 に示す。図より、case3 では鉄筋径が細く、かつ強度が小さいため、載荷にともなう鉄筋応力の増大が著しく、載荷 0.4mm 程度で鉄筋は降伏している。鉄筋の剛性を大きく（本解析では断面積を大きく）するにしたがい、鉄筋の応力増分は小さくなり、case4 では載荷変位 1.2mm まで降伏しない。case5 に至っては、載荷変位 1.5mm でも降伏しなかった。これより、鉄筋が降伏すると、岩盤が破壊するにともなう再配分される応力を鉄筋が負担できなくなるため、岩盤の破壊を遅延させる効果が顕在化せず、同時に、斜面全体のピーク荷重の増大も期待できないことが分かる。

さらに、各ケースにおける相当塑性ひずみ分布を図－13～図－15 に、相当クラックひずみ分布を図－16～図－18 にそれぞれ示す。荷重－変位曲線においてピーク荷重の増大などが見られなかった case3 については、図－10 と比較して、斜面近傍の開口クラックの領域は小さくなっているものの依然として存在しているのに対し、case4 および case5 では斜面近傍の開口クラックの領域がほぼ無くなっている。ただし、鉄筋の長さが不十分なため、深部における開口クラックの発生の抑制には至っていない。また、相当塑性ひずみについても、一見したところそれほど大きな差は無いが、case3 においては特定のすべり面とその近傍にひずみが集中しているのに対し、case4 および case5 ではややひずみ分布が分散している。これより、十分な剛性および強度を有するトラス部材を追加することで開口クラックの発生の抑制とせん断すべりの分散化が図られ、結果としてピーク荷重が増大することが分かる。なお、せん断すべりに対してきちんと抵抗できる要素、例えば

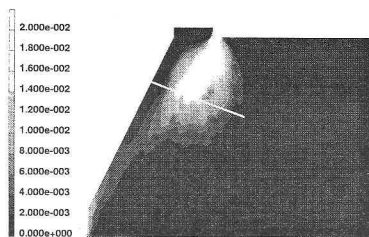


図-13 相当塑性ひずみ (case3)

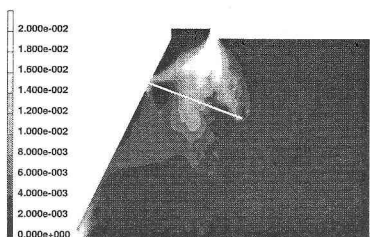


図-14 相当塑性ひずみ (case4)

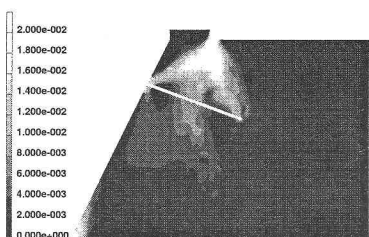


図-15 相当塑性ひずみ (case5)

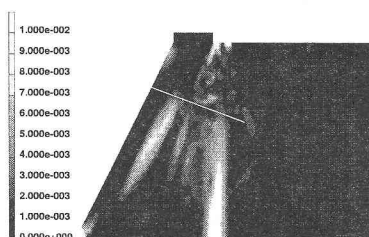


図-16 相当クラックひずみ (case3)

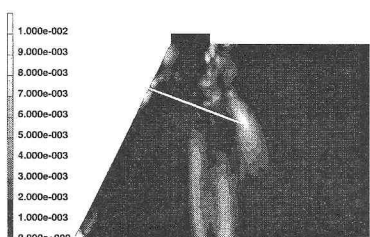


図-17 相当クラックひずみ (case4)

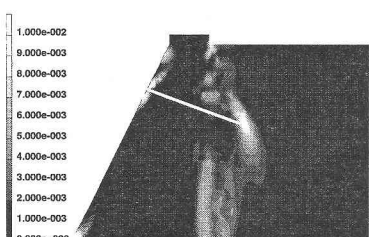


図-18 相当クラックひずみ (case5)

ソリッド要素などを追加することでせん断すべりに対する抵抗性も増大するものと思われる。

b) 打設位置

本小節では、打設位置を変化させた場合にマクロ的な荷重－変位曲線、および破壊性状がどのように変化するかについて考察を行う。ここでは、打設する鉄筋は1本のみで、その径を 30mm（つまり、case4 をベース）とし、打設位置のみを変化させて解析を行う。打設位置としては、case4 より上方 (case6) あるいは下方 (case7) に1本打設し、この場合もすべり面に対して垂直になるように配置した (図-21～図-24 を参照)。

まず、3 ケースにおける荷重－変位曲線を図-19 に、鉄筋応力－変位曲線を図-20 に示す。図-19 より、マクロ的には荷重－変位曲線に関してはほとんど差がないが、図-20 より鉄筋応力－載荷変位関係にはそれぞれのケースでやや差が見られる。例えば、載荷 1.2mm 程度で case4 と同様 case6 の鉄筋も降伏しているが、case7 は降伏には至っておらず。また、載荷変位に対する応力増分も小さい。ただし、case7 に関しては、剛性が十分で耐力も増加するケースとは大きく異なり、ピーク荷重が増大していないことから、鉄筋は大きな変形が生じない箇所に打設されて、岩盤の破壊にともなう応力再配分が適切になされていないものと思われる。

さらに、各ケースにおける相当塑性ひずみ分布を図-21 および図-22 に、相当クラックひずみ分布を図-23 および図-24 にそれぞれ示す。相当塑性ひずみ分布より、支保をトラス要素でモデル化していることに起因して、鉄筋にせん断すべり抑制の効果は期待できないが、case4 と比較して、case6 および case7 では塑性ひずみが分散化しておらず、特に、鉄筋が分布の下方に位置している case7 では支保としての機能を果たしていない。一方、図-23 および図-24 より、無支保で見られる斜面近傍の開口クラックは生じておらず、打設の位置に関わらず、ある程度の効果を発揮していることが伺える。

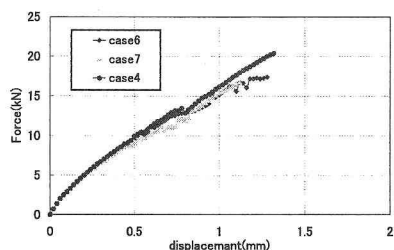


図-19 荷重－変位曲線 (case4,6,7)

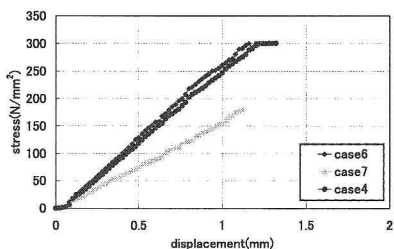


図-20 鉄筋応力－載荷変位関係 (case4,6,7)

c) 打設本数

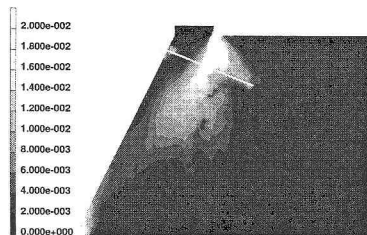
本小節では、打設本数を変化させた場合にマクロ的な荷重－変位曲線、および破壊性状がどのように変化するのかについて考察を行う。ここでは、打設する鉄筋の径を10mm（強度は250N/mm²）とし、打設本数を変化させて解析を行う。

打設位置としては、鉄筋を1本配置した case3 に対して上方および下方に4本ずつ、合計9本を配置ケース（case8）および上方および下方に2本ずつ、合計5本を配置するケース（case9）の2通りを考え、全ての鉄筋がすべり面に対して垂直になるように配置した（図－28～図－31を参照）。径

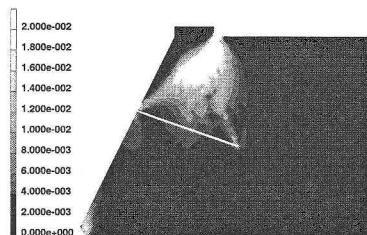
10mmの鉄筋を9本配置した場合、径30mmの鉄筋を1本配置した場合と剛性は等しくなる。これによって、1本あたりの剛性が小さなものを複数打設する場合と、これと等価な剛性を有するように断面積などを大きくした鉄筋を1本打設した場合における挙動の違いの検討が可能となる。

まず、荷重－変位曲線を図－25に示す。鉄筋径10mmを1本打設したケース（case3）に比べると、case8の場合、ピーク変位および荷重が増大しているが、case9についてはそれほど差がない。これは、径10mmの鉄筋を5本打設した場合、若干の開口クラック発生のはつながるものの、依然として剛性不足でマクロ的に耐力を上げるに至っていないが、9本程度を打設することでマクロ的にも耐力を増大させることができることを示唆している。径10mmの鉄筋を9本打設した場合、等価な剛性としては、径30mmの鉄筋を1本打設した場合（case4）と同じになるが、径10mmの鉄筋の強度が小さいこともあり、case4よりもピーク変位および荷重が小さくなっている。

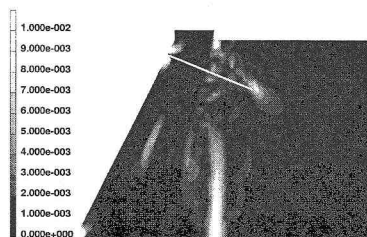
こうした現象を考察する目的で、case8およびcase9の鉄筋応力－変位曲線を図－26（9本分まとめて）および図－27（5本分まとめて）に示す。図より、载荷変位のレベルに差こそあるものの、2ケースの全ての鉄筋が降伏に至っており、本数の少ないcase8の方がやや载荷レベルの小さい段階で全ての鉄筋が降伏しているが、その差は大きくない。解析では、すべり面の進展とともに、载荷板に近い上部の鉄筋から降伏しており、当然ではあるが、鉄筋の強度が重要であることが分かる。



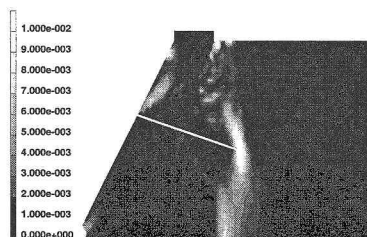
図－21 相当塑性ひずみ（case6）



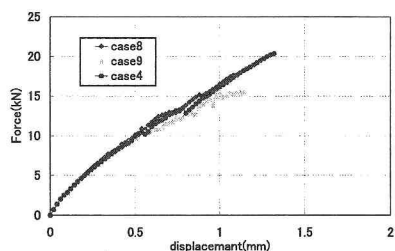
図－22 相当塑性ひずみ（case7）



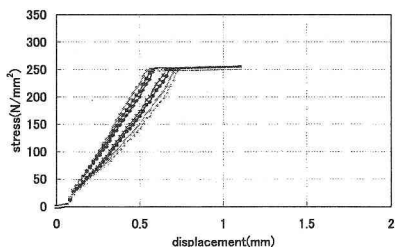
図－23 相当クラックひずみ（case6）



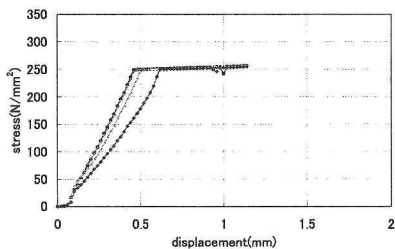
図－24 相当クラックひずみ（case7）



図－25 荷重変位曲線（case4, 8, 9）



図－26 鉄筋応力－载荷変位関係（case8）



図－27 鉄筋応力－载荷変位関係（case9）

さらに、相当塑性ひずみ分布を図-28および図-29に、相当クラックひずみ分布を図-30および図-31に示す。これらと図-14および図-17を比較すると、これらの2ケースもcase4と同様に開口すべりの発生の抑制はできているが、せん断すべり分布が分散化していない。これは、鉄筋の強度が不十分であったため、適切な応力の再配分がなされる前に鉄筋が降伏したことが原因と考えられ、結果的にcase4ほどの耐力増加には繋がらなかった。

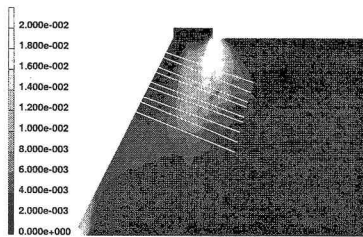


図-28 相当塑性ひずみ (case8)

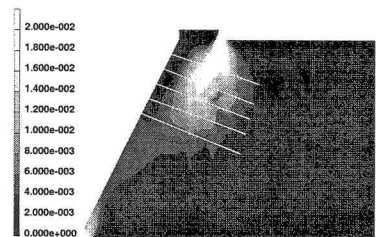


図-29 相当塑性ひずみ (case9)

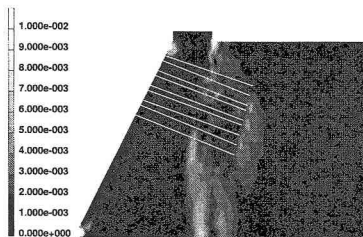


図-30 相当クラックひずみ (case8)

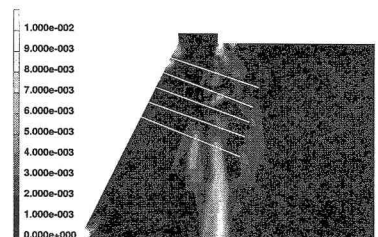


図-31 相当クラックひずみ (case9)

4. まとめ

本研究では、引張破壊を考慮した構成モデルを用いて、軟岩斜面における支保の効果について考察した。引張破壊の有無により結果が大きく異なるという他に、支保の剛性、打設箇所および密度によってその効果が異なることが判明した。また、支保をトラス要素でモデル化しているため、開口クラックに対する効果が顕著となっているものの、せん断すべりにともなう変形を分散させる効果があり、結果的に耐力が増加することが判明した。今後は、せん断すべりに対する効果を議論できるような支保のモデル化が必要となる。

本モデルは進行的なすべり面の解析が可能である他に、引張応力下におけるクラック発生・進展にともなう異方的な剛性の変化を表現できるものであり、地盤工学の分野ではこうしたモデルが多用されていないことから新規的と言えるが、有用性を確認していないことから、今後は、有用性の確認と引張側の挙動がどれだけ現象を支配しているかを把握することが重要となる。

なお、提案している構成モデルは平均化構成則であることから、全ての現象の詳細に表現できるとは限らないが、文献⁶⁾に見られるような、特殊な要素の導入とそれにともなうメッシュの導入をすることがないことから操作性に優れており、さらに、客観的に評価が困難なパラメータが少なく、一般的な室内試験よりほとんどのパラメータを決定できるという特長を有する。

参考文献

- [1] 地盤工学会編：岩盤構造物の設計に関する研究報告書，地盤工学会，1997
- [2] Hallbauer, D.K., WAagner H. and Cook, N.G.W. : Some observations concerning the microscopic and mechanical behavior of quartzite specimens in stiff, triaxial compression tests. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol.10, pp.713-726, 1973
- [3] Yoshida, T., Tatsuoka, F., Siddiquee, M.S.A. and Kamegai, Y. : Shear banding in sands observed in plane strain compression, Localisation and Bifurcation Theory for Soils and Rocks, Balkema, pp.165-179, 1995
- [4] Tatsuoka, F and Kim, Y.S. : Deformation of shear zone in sedimentary soft rock observed in triaxial compression, Localisation and Bifurcation Theory for Soils and Rocks, Balkema, pp.181-187, 1995
- [5] 佐々木規雄：東京大学大学院工学系研究科社会基盤工学専攻・修士論文，An Analysis of Progressive Failure of Soft Rock and Validation by Model Test, pp12-19, 1998
- [6] 星谷寛：東京大学大学院工学系研究科社会基盤工学専攻・修士論文，軟岩の破壊挙動に対する解析と模型実験による検証，pp17-40, 2000
- [7] 吉田秀典，高森大資，和田光真：非均質が岩盤構造物の挙動に及ぼす影響と設計に関する研究，応用力学論文集，Vol.6, pp.387-396, 2003