

岩盤力学解析における数値解析コードの利用

寺戸 秀和・清水 則一・中川 浩二

社会建設工学科

本報告では、岩盤斜面やトンネル工学上のいくつかの問題について、解析コードを利用して検討した結果について述べる。取り上げた問題は、1) トンネル坑口岩盤斜面の安定性の検討、2) 大断面トンネルの挙動解析、3) トンネルの地山改良効果の解析、4) ケーブルボルトの作用効果の検討、であり、いずれも最近の話題である。解析コードとしては、UDEC (Universal Distinct Element Code) と FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) を用いた。

Key Words : *engineering rock mechanics, application codes, numerical analysis, tunnel, slope*

1. はじめに

トンネル・地下空洞、斜面などの岩盤構造物の設計や、その力学的挙動のメカニズムの解明において数値解析は重要であり、これまでに多くの解析手法が提案されてきた。岩盤は節理や断層などの大小様々な不連続面が存在すること、また、異種の地質材料から構成され不均質性を有するなど、他の工学的な材料とは異なる特性を持っている。更に解析すべき問題は、現場に応じた個々の特殊性を考慮しなければならず、従来は目的に応じた解析プログラムを研究者らがそれぞれ独自に開発する傾向にあった。

ところが、最近のパーソナルコンピュータの性能の著しい向上とその普及によって、解析が実務一般においてもかなり身近なものとなり、また、岩盤構造物を対象とした優れた数値解析コードが開発され市販されるようになってきた。このような背景から、実務のみならず研究あるいは教育において、優れた解析コードを工学的問題の検討と解決のために、より積極的に利用することは有効と考えられる。そのため、解析コードの持っている得失を十分に把握し、実際の問題への適用性と限界を検討することは必要なことである。

本報告は、岩盤工学の問題の解析を対象とした個別要素法コードの UDEC (Universal Distinct Element Code) および連続体解析コードの FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) を用いて、斜面およびトンネルを対象としたいくつかの実務的あるいは

基礎的な問題の解析を行った結果について述べるものである。

2. UDEC と FLAC の概要

岩盤力学の解析は、岩盤の亀裂や断層など大小様々な不連続面を直接モデル化する不連続体解析と、それらを平均化して等価な連続体としてモデル化する連続体解析に分けられ、それぞれについて多くの解析モデルと解析方法が提案されている¹⁾。ここで用いる UDEC および FLAC (いずれも, ITASCA, USA, 社製) はそれぞれ、不連続体解析法および連続体解析法に属するもので、いずれも運動方程式を差分化して解く解析コードである。

(1) UDEC²⁾ の概要

UDEC は、個別要素法 (Distinct Element Method; DEM)³⁾ に基づく岩盤の不連続体解析のためのコードである。個別要素法は、岩盤を不連続面で囲まれたブロックの集合体として取り扱い、個々のブロックにおける運動方程式を時間方向に差分化して、系全体の方程式を順次解く数値解析法である。解析の際ブロック同士が重ならないように力を配分して、各々の時間ステップにおいて個々のブロックが釣り合うまで収束計算を行う。その際、例えば一つの岩盤ブロックが抜け出し斜面上をすべる、あるいはトンネル内空へ落下するような場合も、ブロックが運

動方程式を満たしながら系全体から離れていくことを可能にしている。この手法は、通常の連続体力学に立脚した解析手法では取り扱うことが困難な挙動を解析できる点に特長がある。

(2) FLAC⁴⁾ の概要

連続体の解析法として有限要素法(Finite Element Method; FEM)は以前からよく利用されているが、大変形や流動的な挙動の解析に対してはプログラムの取り扱いが複雑となり、岩盤工学問題の実務において利用されるまでにはまだ時間を要するものと思われる。

FLACは、連続体の大変形や流動的な挙動を比較的容易に解析できるものである。この方法は、解析の対象となる岩盤をゾーニングし、各ゾーンの質量をゾーンの重心位置の質点に集中させ、この質点の運動方程式を隣接するゾーン内の質点の運動と関連させて解く方法である⁵⁾。解析のエンジンとなる部分は、UDECと全く同じ時間差分法に基づくものであるが、隣接する質点の運動を関連させる際に、岩盤の構成式(応力-ひずみ関係)を用いる。解析上はひずみの適合条件を用いないため、疑似的な連続体解析となる。このように定式化することで、有限要素法のように全体剛性マトリックスを作成し、多元連立方程式を解く必要がないため、コンピュータの記憶容量をそれほど必要としない特長がある。

上記の2つの解析手法とも、岩盤の弾・塑性問題の静的および動的な力学解析のみならず、岩の時間依存的性質、熱・水との連成解析、支保・補強材の導入など多くのオプション機能がある。また、数々の問題に対して厳密解との比較によって解析結果の妥当性が検証されており^{2)・4)}、岩盤工学の分野では世界の多くの技術者の間で用いられている。

3. 不連続性岩盤斜面の安定解析

トンネル坑口の地形は建設箇所の制約などにより急勾配岩盤斜面となることがある。岩盤斜面の表面は、長年の天候の経緯や化学的なプロセスにより、基質岩部および不連続面に風化あるいは脆弱化が進み、ゆるみやすくなっていることがある。近年発生したトンネル坑口岩盤の崩落事故により、全国的に危険箇所を調査し対策を検討しているところである。ここでは、亀裂を多く含んだ、ある実際のトンネルの坑口部の不連続性岩盤斜面の安定性評価に UDEC を適用した例を示す⁶⁾。

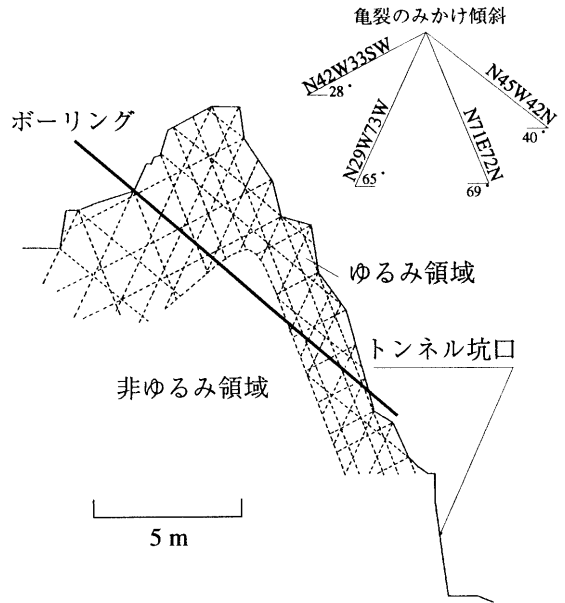


図-1 不連続面を考慮した岩盤斜面のモデル

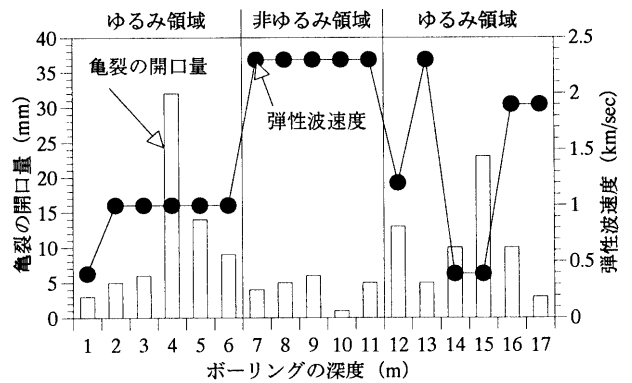


図-2 ボーリングの深度と弾性波速度および亀裂の開口量の関係

(1) 原位置調査に基づく解析モデルの作成

当該斜面では斜面の地質構成や、亀裂などの不連続面の構成を把握するために、地表踏査、ボーリング調査、弾性波探査などが行われた。その結果からここでは図-1に示すようなモデルを作成した。

なお、図-2に示すボーリング孔の深度とその範囲における亀裂の開口量および弾性波速度の関係から、亀裂の発達による影響が少なく弾性波速度の速い領域を「非ゆるみ領域」、亀裂が発達し弾性波速度の遅い領域を「ゆるみ領域」とした。解析上、非ゆるみ領域は剛体とし、また、ゆるみ領域は不連続面で囲まれた弾性体ブロックとした。不連続面は、すべりに対してはモール・クーロンの摩擦則に従うバネで、また、不連続面と直交する方向には引張り

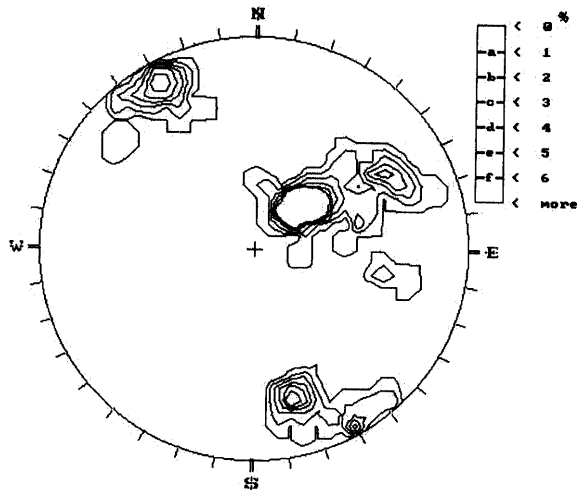


図-3 ステレオネットに表した不連続面のコンターマップ

に抵抗しないバネでモデル化した。

一方、図-1 に示す亀裂の方向は、ボーリング調査の結果より得られた不連続面のコンターマップ (図-3) から、斜面の形状と斜面の安定性を示す上で重要と考えられる亀裂を推定し、その結果をもとに設定した。本解析では図-1 に示す4方向の亀裂の内、水平方向より40度の傾きを持つ流れ盤 (N45W, 42N) と、水平方向と65度の傾きを持つ受け盤 (N29W, 73W) の2方向の亀裂を検討の対象とした。前者は地表踏査で確認された石英脈にともなう亀裂であり、後者はボアホールカメラの結果から間隔が最も密で、開口量が最も大きいと判断された亀裂である。

(2) 解析ケース

岩盤斜面の安定解析は、

- a) 現況斜面、
- b) 斜面頂部切り取り時、
- c) 斜面頂部切り取り後、ロックボルトおよび吹付けコンクリートを施工、
- d) 地震時 (ケースc) について、

の4つケースについて実施した。また、不連続面のせん断強度を表す内部摩擦角度 ϕ と粘着力Cについては、 ϕ は30度に固定し、粘着力を低減させることによって斜面にすべりが生じる限界状態について調べた。表-1 に解析に用いた岩盤および不連続面の力学定数を示す。

(3) 解析結果

a) 現況斜面の安定解析

現況斜面における安定性を評価するため、図-4

表-1 岩盤および不連続面の力学定数

岩盤の力学定数	
弾性係数 (MPa)	4.0×10^3
ポアソン比	0.35
単位体積重量 (kN/m ³)	27.9
不連続面の強度	
摩擦角 (度)	30
引張り強度 (Pa)	0
粘着力	パラメトリックに与える

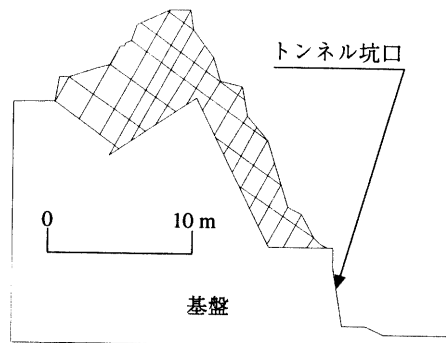


図-4 解析モデル

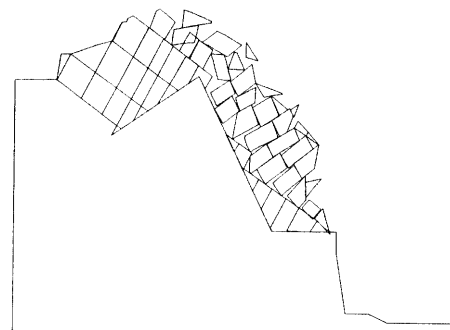


図-5 崩壊の様子 (C=49 kPa)

に示すモデルを作成し解析を行った。最初に、図-4 に示す状態において不連続面の粘着力を仮に C = 100 kPa とし、重力解析を行った結果、斜面は安定であった。次に、風化などにより粘着力が低下すると想定し、斜面にすべりが生じるまで徐々に粘着力を低下させ、限界値を求めた結果、C = 49 kPa のとき、すべりおよびトップリング崩壊が生じた (図-5)。したがって、実際の岩盤の不連続面に C = 49 kPa 以上の強度が見込めるかどうか、対策工を講じるかどうかの目安となる。

b) 斜面頂部切り取り時の安定解析

斜面安定のための対策方法として、斜面頂部の

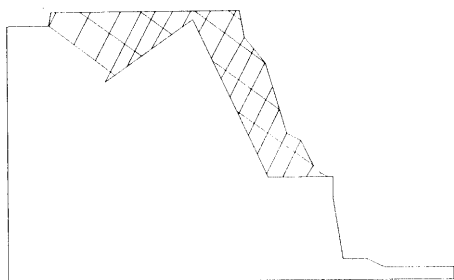


図-6 解析モデル (頂部カット)

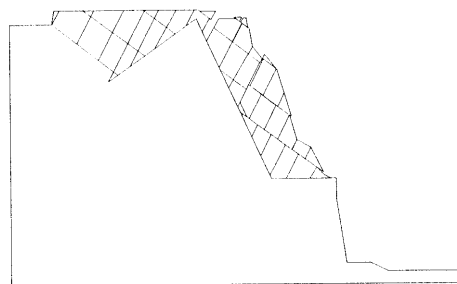


図-7 崩壊の様子 (頂部カット, C=34 kPa)

切り取りを考える。図-4 に示す重力下で安定した状態において、図-6 のように斜面上部をカットし、不連続面の粘着力の限界値を求めた。その結果、C=34 kPa のとき、すべりが生じた (図-7)。斜面上部をカットすることにより、不連続面の粘着力が現況斜面のときよりも低い値であっても斜面は安定することが分かる。また、図-5 と図-7 を比較すると、トップリングの発生も抑制されている。

c) 斜面頂部切り取り後のロックボルトおよび吹付けコンクリート施工時の安定解析

斜面頂部をカットした後に吹付けコンクリートおよびロックボルトを導入した場合の安定解析を行った。吹付けコンクリートおよびロックボルトの力学定数を表-2 に示す。このとき最悪のケースとして、不連続面の粘着力を C=0 Pa とした。その結果、吹付けコンクリートおよびロックボルトが有効に働き斜面は安定し、またロックボルトに発生する軸力も最大で 34.6 kN と許容軸力値 (45 kN) 内に収まった (図-8)。

d) 震度法によるケース c) の地震時の安定解析

斜面頂部をカットした後に吹付けコンクリートおよびロックボルトを導入したケースにおいて、地震時の安定性を検討するために、震度法の考え方により水平震度 0.15 を作用させた解析を行った (図-9)。この場合、不連続面の粘着力は、頂部切り取りを行った場合 (図-6 参照) の斜面安定の限界値

表-2 ロックボルトと吹付けコンクリートの力学定数

ロックボルト (SD 295)		吹付けコンクリート	
弾性係数 (MPa)	2.0×10^5	弾性係数 (MPa)	2.0×10^4
直径 (mm)	19.1	ポアソン比	0.3
許容強度 (kN)	45	吹付け厚 (cm)	20

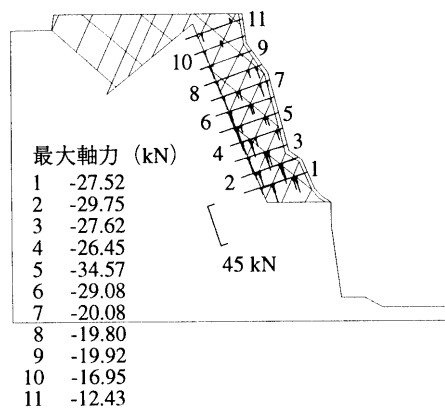


図-8 安定化対策とロックボルトの最大軸力 (静的時, C=0 Pa)

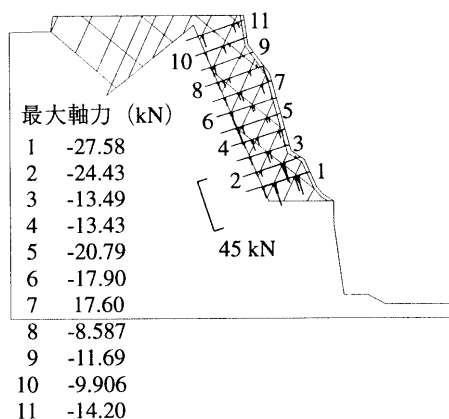
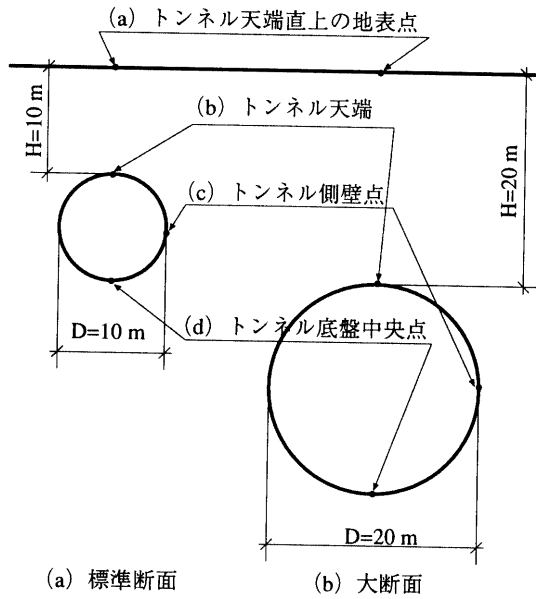


図-9 安定化対策とロックボルトの最大軸力 (地震時, C=34 kPa)

である C=34 kPa とした。その結果、吹付けコンクリートおよびロックボルトが有効に働き斜面は安定し、またロックボルトに発生する軸力も最大で 27.6 kN であり許容軸力値 (45 kN) 内に収まった。

(4) まとめ

ここでは UDEC を用いてトンネル坑口部の岩盤斜面の安定性の評価を行った。UDEC に限らず不連続岩盤の解析では、岩盤基質部のみならず不連続面に関する力学定数など多くの入力条件が必要となる。そのような情報を現地調査等から確定することは困



図一10 標準断面と大断面の円形トンネル

表一3 地山の物性値

弾性係数 (MPa)	150
ポアソン比	0.35
単位体積重量 (kN/m ³)	20.6
粘着力 (MPa)	0.1
内部摩擦角度 (度)	30

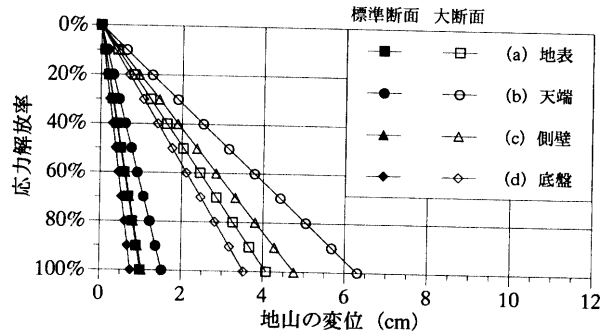
難であることはよく知られている。しかしながら、本報告で用いた UDEC は、考え得る想定条件に対して比較的簡単に解析を繰り返し行うことができ、不連続性岩盤の安定性の評価等に有用であると思われる。

4. 大断面トンネルの力学的挙動解析

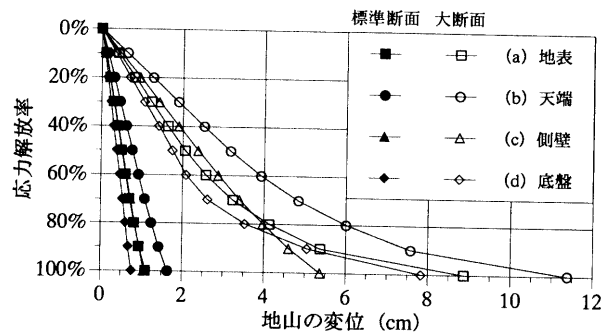
わが国の主要な高速道路では、掘削断面積 200 m² を超える大断面トンネルが計画・施工されている。従来の 2 車線道路トンネルの掘削断面積が 85 m² 程度であることと比較すると約 2.5 倍となる。しかしながら、大断面化したトンネルの力学的挙動についてはまだ十分に把握されていないのが現状である。ここでは、FLAC を用いて大断面トンネルと標準断面トンネルの力学的挙動の相違を考察する⁷⁾。

(1) 解析条件

トンネルの形状は簡単のために図一10 に示すような円形トンネルとし、解析は平面ひずみ状態で



図一11 弾性解析による応力解放率と地山変位の関係



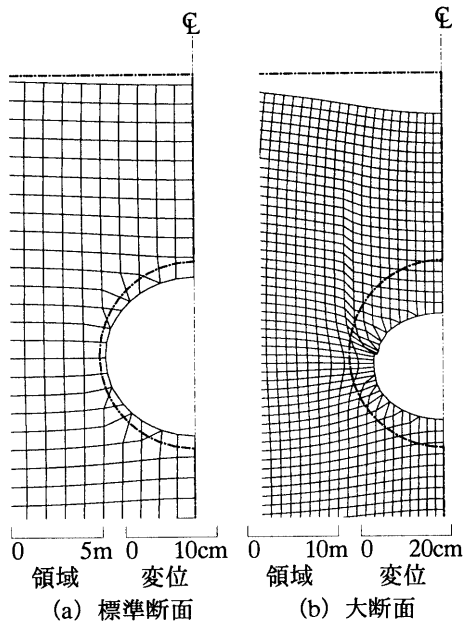
図一12 弾塑性解析による応力解放率と地山変位の関係

う。トンネルの直径は $D = 10 \text{ m}$ と $D = 20 \text{ m}$ とした。また土被り H は、それぞれのトンネル直径と同一の長さを設定した (土被り比 $H/D = 1$)。地山として、日本道路公団の地山分類による DII 地山を想定し、力学定数には表一3 に示す値を用いた。また、地山の構成則は弾性体およびモール・クーロンの破壊規準に基づく弾・完全塑性体の両ケースとして、それぞれ解析を行った。なお、トンネルの掘削は、トンネル壁面に最初に初期応力と釣り合う内圧を作用させ、徐々に内圧を低減することでシミュレートする。

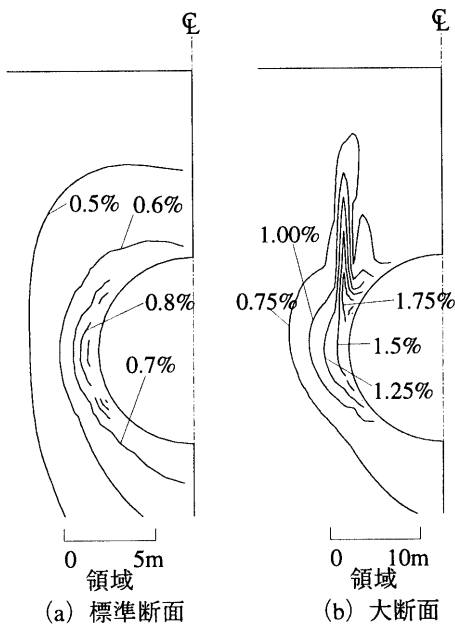
(2) 解析結果

まず、トンネルの掘削解析を支保工を無視した素掘りトンネルとして行ったときの解析結果を示す。図一11 および図一12 は、それぞれ弾性体および弾塑性体の変位の解析結果を応力解放率との関係で表したものである。ここで応力解放率とは、0% の場合は未掘削状態を、また、100% の場合は掘削が終了したことを表すパラメータである。

弾性解析では標準断面と大断面の変位の関係は、トンネル径と初期応力 (あるいは土被り厚さ) の大きさに比例した結果を示している (図一11 参照) が、弾塑性解析においては標準断面と大断面の変位の関係は弾性解析のように比例した関係を示していない

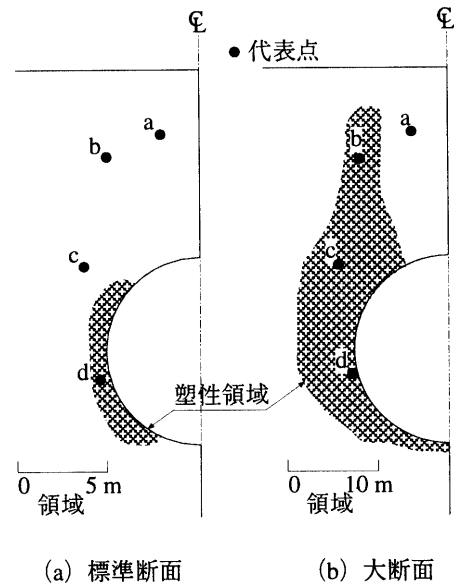


図一13 弾塑性解析による変形の様子



図一14 弾塑性解析による最大せん断ひずみ分布

(図一12 参照)．特に大断面では，解放率が60%を越えてから地表点および底盤中央点の変位の増加率が側壁点の変位の増加率を上回っており，解放率が70%を越えたあたりから変位量が逆転している．また地表点と天端部の最終沈下量の比に着目すると，弾性解析では両断面とも同一の値であるが，弾塑性解析では地表点と天端部の最終沈下量の比は標準断面では0.67，大断面では0.78となっている．すなわち，断面が大きくなると，地表面沈下と天端沈下が



図一15 塑性領域と地山の代表点

等しくなる「とも下がり」と言われる現象が現れ，地山が不安定となる可能性がある．これらの結果は，弾性解析では掘削面積が異なった場合でも，土被り比が同じであれば変位はトンネル径と初期応力の大きさに比例するが，弾塑性解析を行った場合は同じ土被り比でも変形のモードが異なることを示している．

以上のように，地山が弾塑性体であると大断面の挙動の特徴が現れるため，さらに詳細に弾塑性解析の結果について調べる．

図一13に標準断面と大断面トンネルに対する最終変形状態を表す．図中の破線は掘削前の形状である．大断面では標準断面に比べ，トンネル上半の地山のトンネル内空へ向かう挙動がより大きく現れており，トンネル上部とそのほかの領域との間に不連続的な挙動が見られる．これを詳しく調べるために，最大せん断ひずみの分布を求めた(図一14 参照)．図から明らかなようにトンネル肩口より地表面にかけてせん断ひずみが集中しており，標準断面とは異なったひずみ分布を示している．先のとも下がり現象や図一13 および図一14 に示される大断面トンネルの挙動は，土被りの浅いトンネル地山の不安定性を特徴づけており，同じ地山条件(しばしば，土被り/トンネル直径比が用いられる)において大断面は標準断面に比べて不安定となる可能性があることが示唆されている．

図一15にトンネル周辺に発生した塑性領域を示す．大断面トンネルでは最大せん断ひずみが集中しているトンネル肩口から地表面にかけて塑性領域が

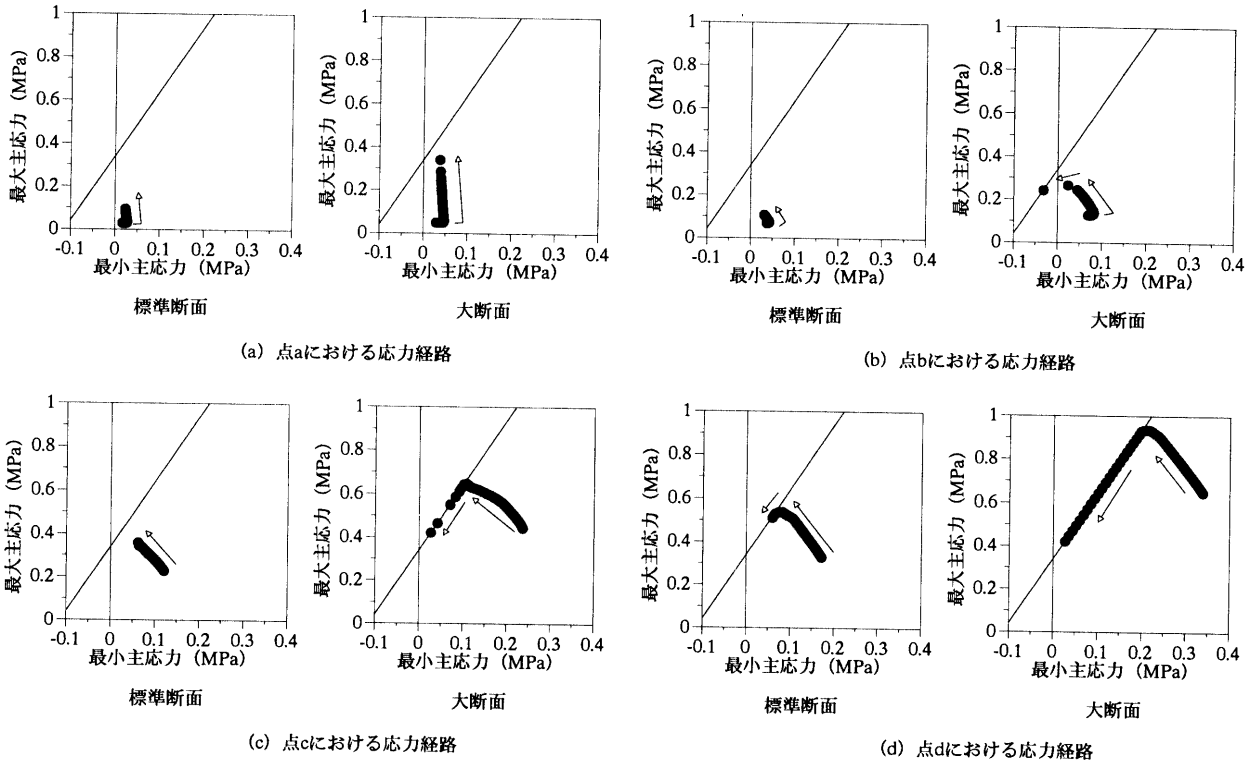


図-16 地山の各代表点における応力経路

生じていることがわかる。次に、トンネル周辺における応力経路を両トンネル地山の同一点について調べる（図-15, a~d 参照）。図-16 に各点の応力経路を示す。図は縦軸に最大主応力、横軸に最小主応力を取り（圧縮応力を正とする）、図中の実線は破壊規準線を表している。また、図中の点は、応力解放率を0から100%まで2%の間隔で表した応力経路である。標準断面において、トンネル壁面近傍の点dでは応力解放率90%のとき塑性に達しているが、他の点では終始弾性状態にあることがわかる。一方、大断面トンネルでは、地表面に近いトンネル上部の点aおよび点bについて、点aでは最終段階でかなり破壊規準線に接近しているが弾性状態にあり、点bでは最終的に破壊規準線に達し塑性状態に至っている。また、点cでは応力解放率が80%の付近で塑性状態となり、壁面付近の点dでは応力解放率50%で既に塑性状態となり、その後応力は破壊規準線上を平均応力が小さくなる方向に移動していることが分かる。

(3) 吹付けコンクリートの効果について

実際のトンネル施工では、掘削後にトンネル内壁に吹付けコンクリートや地山にロックボルトを打設する。ここでは、DI地山の標準断面トンネルに対する標準的な吹付けコンクリート（厚さ20cm）を

施工し、その効果について標準断面と大断面で比較する。なお吹付けコンクリートの力学定数を表-4に示す。

図-17は、吹付けコンクリートを施工した場合の最大せん断ひずみの分布である。吹付けコンクリートを施工しない場合（図-14）と比較すると、吹付けコンクリートを施工したことにより、いずれのトンネルもひずみの値が小さくなっている。特に大断面トンネルの場合、トンネル肩口より地表面にかけてのひずみの集中が抑制されている。

図-18には、吹付けコンクリートを施工した場合の塑性領域の広がりを示している。ここでも、吹付けコンクリートを施工しない場合（図-15）に比べて、大断面トンネルにおいて塑性領域の発生がかなり抑制されていることがわかる。

表-5は掘削終了（応力解放率100%）時の地表点と天端の沈下量の比を、素掘りおよび吹付けコンクリート施工時のそれぞれについて示したものである。表から大断面において、吹付けコンクリートを施工することによって、この比が標準断面における比と同程度となり、吹付けの効果が見れていることが分かる。

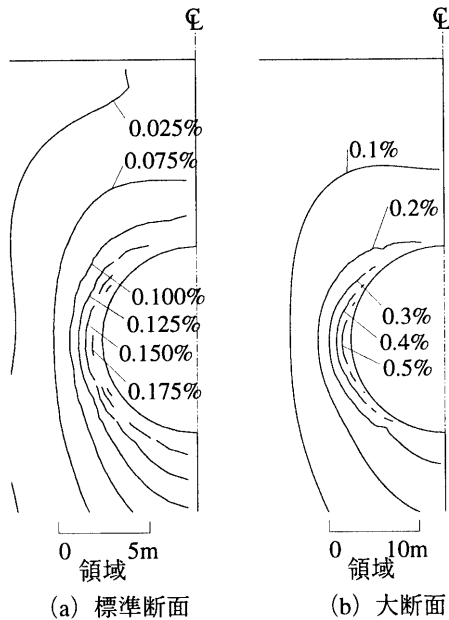
上記の解析結果は、トンネルの直径が標準断面の2倍である大断面においても、標準断面と同程度の吹付け厚さで地山の安定性を向上させるためにか

表一四 吹付けコンクリートの物性値

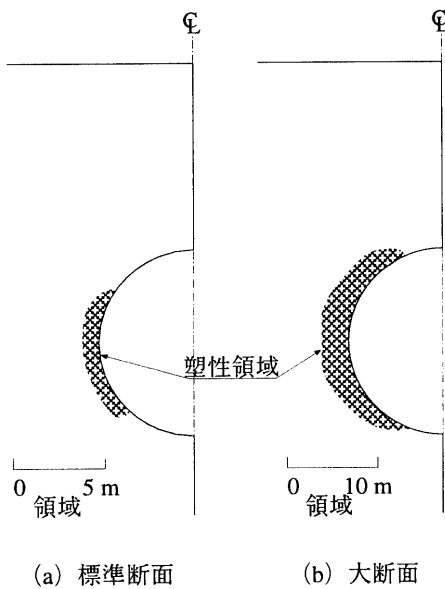
厚さ	弾性係数	ポアソン比
20 cm	3000 MPa	0.3

表一五 掘削終了時の地表点と天端の沈下量の比

	標準断面	大断面
素掘り解析	0.67	0.78
吹付けコンクリート施工	0.61	0.65



図一七 吹付け施工時の最大せん断ひずみ分布



図一八 吹付け施工時の塑性領域

りの効果が得られることを示唆している。

(4) まとめ

ここでは大断面トンネルの力学的挙動の特徴を調べるために、FLACによる解析を行った。以下に

得られた結果をとりまとめる。

1. 弾塑性解析において、大断面トンネルは、トンネル上部の地山の内空への変位が標準断面に比して大きい。それに伴い大断面では、トンネル肩口から地表にかけて最大せん断ひずみが集中し、塑性領域も広がる。同一の地山条件において、標準断面と比べ変形挙動のモードが異なり、大断面の場合、トンネルの安定性に問題が生じる可能性がある。
2. 大断面における吹付けコンクリートの厚さを標準断面と同一としても、地山の安定性を向上させるためにかなりの効果が得られることが示唆された。

5. トンネルにおける地山改良の効果の検討

脆弱な地山ではトンネル施工において安定性が懸念される場合があるが、掘削を行う事前に地山を改良することによって、安全性を高めて施工を行うことがある。ここでは、あるトンネルで計画された地山改良の効果を検討するために行った解析結果を紹介する。なお解析にはFLACを用いた。

(1) 対象トンネルと地山の先行改良

対象となるトンネルは、シルト質の地山に低土被りで掘削される2車線の道路トンネルである。トンネル上部の地表面に県道があり、掘削による地表部の沈下の抑制と地山の安定性を確保することを目的として、地山の先行改良が計画された。ここで計画された地山の先行改良とは、トンネル掘削に先立ってトンネル上部半断面の壁面に沿って鋼製パイプを打設し、さらに薬液を注入して地山を補強するものである。その効果として、掘削にともなう生じるトンネル上部地山の変位や地表面の沈下等を抑制して、トンネルの安全性を高め、かつ、周辺への影響を少なくしようとするものである。

さらに、本トンネルでは、沢部に崖錐堆積物が存在しトンネル施工に影響があると考えられるので、ソイルセメントによる地盤改良もあわせて計画され

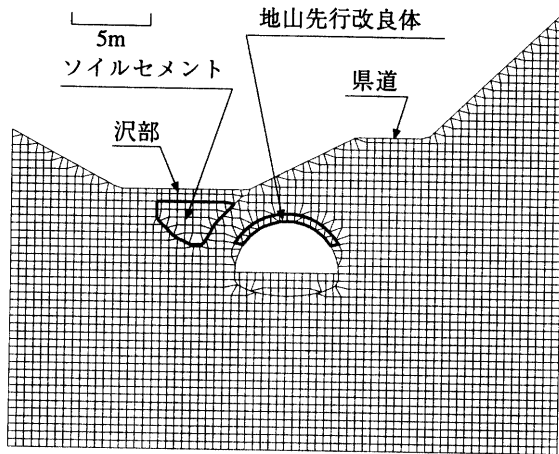


図-19 解析対象断面の形状とゾーニング

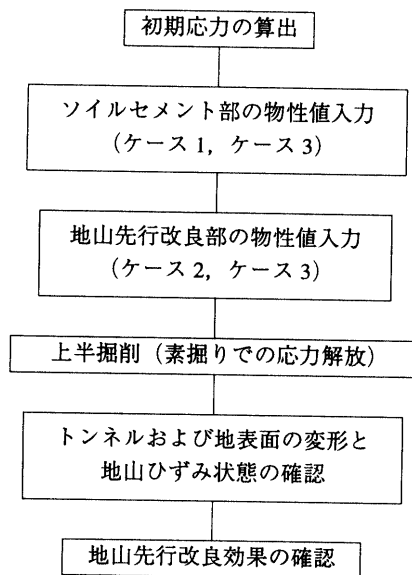


図-20 解析手順のフロー

た. 図-19に解析の対象となる断面の形状と先行改良位置を, FLACのゾーニングとあわせて示す.

(2) 解析の手順と条件

解析は平面ひずみ問題として, 以下に示す手順で実施した.

1. 解析断面において初期応力を求める. ここでは重力解析によって求めた.
2. 地山の先行改良を行う. これは, 改良を行う地山内の領域の物性値を改良体のものに置き換える. ソイルセメントによる補強領域についても同様にする.
3. 上半掘削を行う. これは, トンネル掘削表面

表-6 解析に用いた物性値

	地山	改良体	ソイルセメント
変形係数 (MPa)	50	100	100
単位体積重量 (kN/m ³)	17.9	17.9	17.6
ポアソン比	0.35	0.3	0.3
粘着力 (MPa)	0.05	0.3	0.7
内部摩擦角 (度)	30	15	20

において初期応力を解放することによってシミュレートする.

4. 解析ケースは, 以下の3ケースについて行った (図-20参照).
 - a) 沢部のソイルセメントのみによる改良ケース (ケース1)
 - b) トンネル上部の先行改良体のみによる改良ケース (ケース2)
 - c) ソイルセメントと先行改良体による改良ケース (ケース3)
5. 解析結果に基づき地山改良の効果を検討する.

図-20に解析手順をとりまとめて示す. また, 解析に用いた地山, ソイルセメントならびに改良体の物性値を表-6に示す. これらの物性値は, ポーリングコアによる室内試験の結果等を考慮して決定した.

(3) 解析結果

- a) 沢部のソイルセメントのみによる改良ケース (ケース1)

図-21 (a) ~ (c) に, それぞれケース1の上半掘削時の (a) 地山の变形, (b) 最大せん断ひずみ分布, (c) 塑性領域, を示す. 図-21 (a) によると, 地山はトンネル断面の左肩上部に大きな沈下が生じ, 全体としてトンネル内空へ向かい反時計方向に回転しながら大きく变形している. また最大せん断ひずみ (図-21 (b)) は, トンネル両肩部より地表面へ向かって広がっている. これらは, 土被りの浅いトンネルが崩壊に至るまでに示す特徴的な挙動である. さらに塑性領域の発達 (図-21 (c)) を見ると, トンネル左上部ではせん断破壊が地表まで達し, 道路付近で生じた引張り破壊がトンネル右部分のせん断破壊と連結し, トンネルは不安定な様相を呈している.

- b) トンネル上部の先行改良体のみによる改良ケース (ケース2)

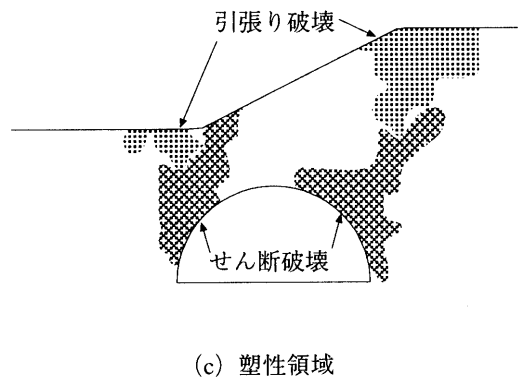
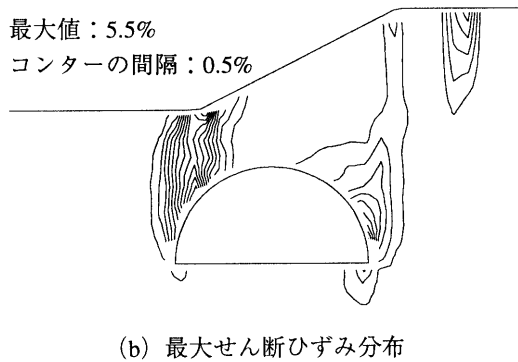
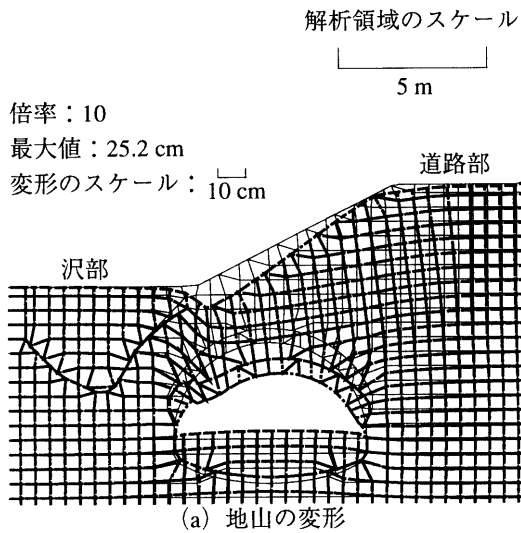


図-21 ケース1(沢部のソイルセメントのみによる改良)の解析結果

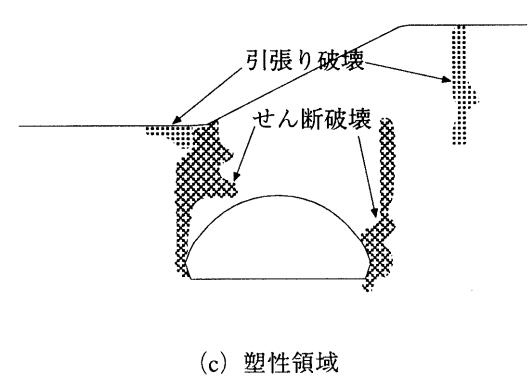
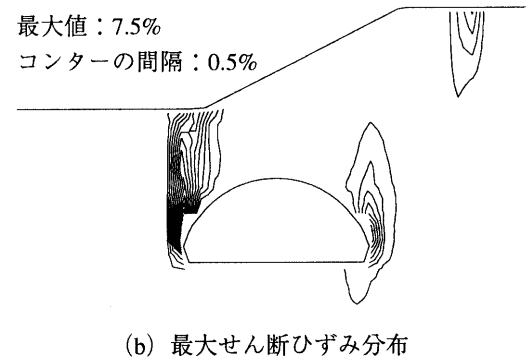
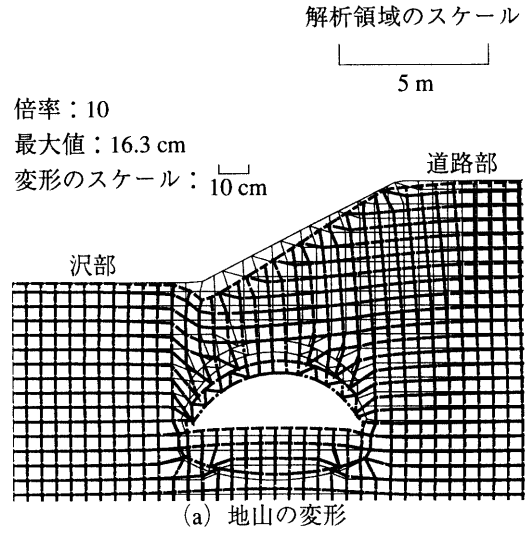


図-22 ケース2(トンネル上部の先行改良体のみによる改良)の解析結果

図-22 (a) ~ (c) に、それぞれケース2の上半掘削時の (a) 地山の変形、(b) 最大せん断ひずみ分布、(c) 塑性領域、を示す。図-22 (a) によると、変形はケース1の場合に比べやや抑制されている。しかしながら最大せん断ひずみ(図-22 (b))は最大値で7.5%であり、ケース1の最大値(5.5%)を上回っている。また塑性領域(図-22 (c))を見ると、トンネル上部の塑性化は抑制されているも

ののトンネル左肩部は塑性破壊を生じている。
 c) ソイルセメントと先行改良体による改良ケース(ケース3)

図-23 (a) ~ (c) に、それぞれケース3の上半掘削時の (a) 地山の変形、(b) 最大せん断ひずみ分布、(c) 塑性領域、を示す。

図-23 (a) から、変位が大きく抑制されるだけではなく、ケース1, 2で見られたような左上部の不

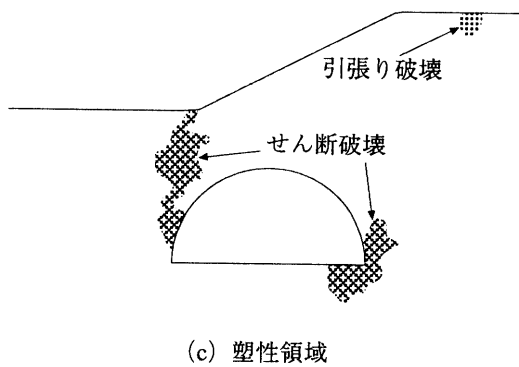
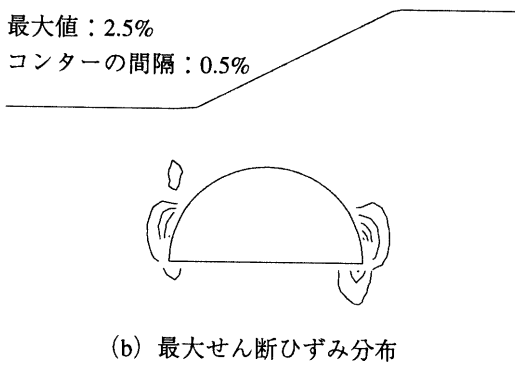
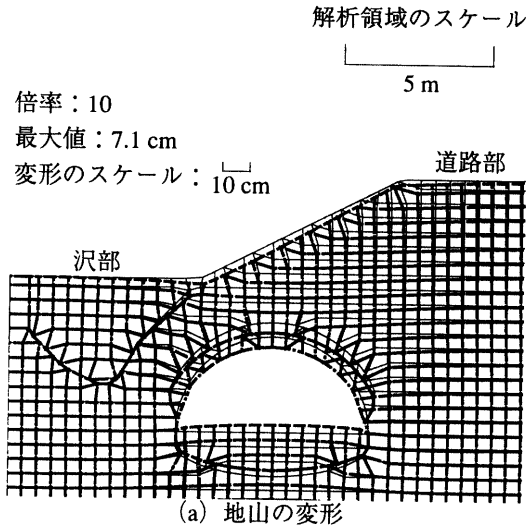


図-23 ケース3(ソイルセメントと先行改良体による改良)の解析結果

均等な変位分布も抑制されている。最大せん断ひずみ(図-23(b))もほぼ左右対称に生じており、0.5%のコンターもトンネルのごく周辺に限定されている。塑性領域(図-23(c))は、トンネル左肩部から地表面にかけて広がっているものの、ケース1,2に比べるとその範囲は狭くなっている。また、道路部でわずかに引張り破壊が見られるが、他のケースと比べるとかなり抑制されている。

(4) まとめ

ここではトンネルの地山先行改良による効果について検討した。解析結果から、先行改良体はソイルセメントと併用することで、トンネルの安定性の向上と周辺への影響を抑制することに有効であることが示された。しかしながら、地山や改良体の物性値の設定には不確定な要素を含んでいることもあり、解析結果の評価においては、それらの不確定性を考慮する必要があることに注意すべきである。

6. 軟岩に対するケーブルボルトの作用効果の検討

トンネルの大断面化に伴い地山の事前補強工法として、ケーブルボルトの利用が考えられている。ケーブルボルト工法とは、柔軟性があり引張り強度の高い鋼製より線(ケーブルボルト)をボアホールに挿入し、グラウトで定着することにより岩盤を補強・支保する工法である⁸⁾。この工法は、海外において不連続性の硬岩に主に用いられているが、剛性および強度とも低い日本のトンネル地山に効果があるかどうかは十分に明らかでない。ここでは、軟岩地山におけるケーブルボルトの基本的な作用効果を数値シミュレーションによって考察する^{9), 10)}

(1) 解析手法と解析モデル

ケーブルボルトの基本的な作用効果を調べるために、一軸圧縮試験の数値シミュレーションをFLACを用いて行う。供試体は縦10m、横5mの直方体とし、平面ひずみ解析を行った。またケーブルボルトは、供試体中央から3本および9本の2つのパターンで打設する。打設間隔は3本の場合は2m、9本の場合は1mである。

供試体のモデルは、不連続面を有する弾性体の硬岩(以下、硬岩モデル)、モール・クーロンの降伏規準に基づく弾・完全塑性挙動を示す連続体の軟岩(以下、軟岩モデルA)、モール・クーロンの降伏規準に基づくひずみ軟化塑性挙動を示す連続体の軟岩(以下、軟岩モデルB)、の3ケースを考える。ここで、ひずみ軟化塑性モデルとして、降伏後の応力-ひずみ関係において、塑性ひずみの増加に伴って粘着力および内部摩擦角が減少するものを用いる。図-24(a)~(c)にそれぞれ弾性体、弾・完全塑性体、ひずみ軟化塑性体それぞれの応力-ひずみ関係を模式的に示す。

硬岩および軟岩に対する解析モデルを図-25に、

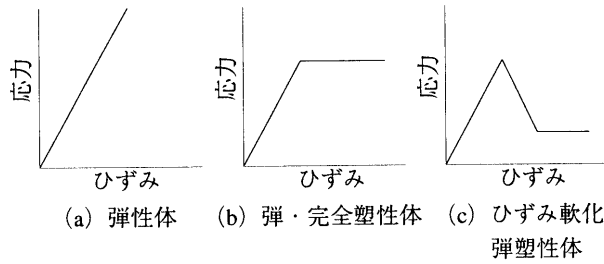


図-24 各モデルの応力-ひずみ関係

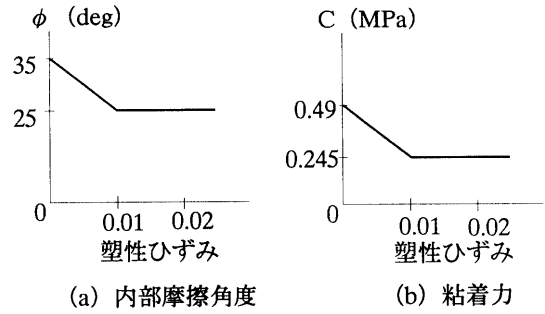


図-26 内部摩擦角度と粘着力の低下率

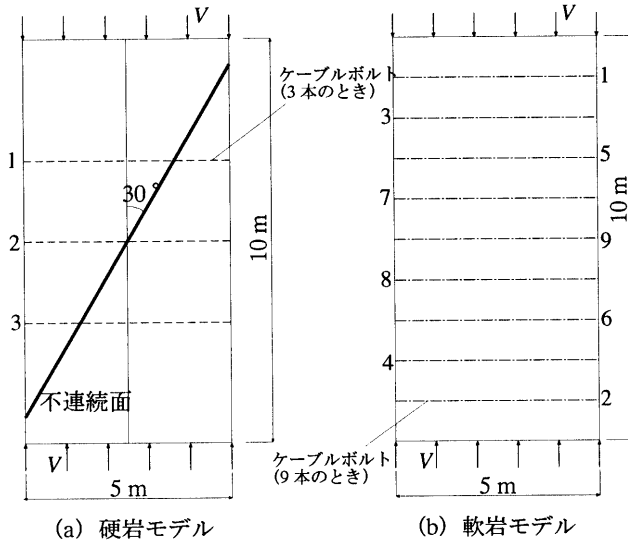


図-25 解析に用いた供試体モデル

表-7 各モデルの物性値

	硬岩モデル	軟岩モデル
密度 (kN/m ³)	24.5	21.6
弾性係数 (MPa)	4900	490
ポアソン比	0.25	0.35
粘着力 (MPa)	2.94	0.49
内部摩擦角 (度)	50	35
引張り強度 (MPa)	1.62	0.188
不連続面の垂直剛性 (MPa/m)	1000	-
不連続面のせん断剛性 (MPa/m)	1000	-
不連続面の粘着力 (MPa)	0.5	-
摩擦角 (度)	45	-

また、各モデルの力学定数を表-7 に示す。本解析では硬岩および軟岩に対して、日本道路公団地山区分のそれぞれBおよびDI地山の平均的な力学定数を与えた。なお、軟化に関する力学定数は平均的な値が知られていないので、図-26 に示すように仮定した。

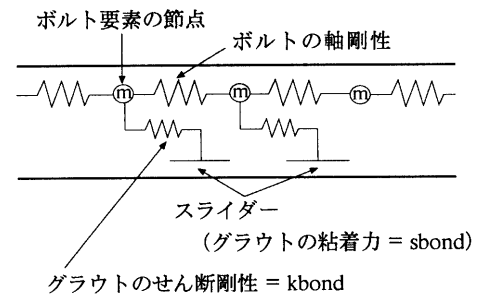


図-27 FLACにおけるケーブルボルトのモデル図

表-8 ケーブルボルトの物性値

弾性係数 (MPa)	2×10^5
降伏強度 (MPa)	1×10^3
kbond (N/m/m)	1×10^{10}
sbond (N/m)	1×10^7
公称径 (mm)	15.2

一軸圧縮試験の数値シミュレーションは、供試体上下面に変位速度 V を等変位荷重し変位制御によって行った。一方、ケーブルボルトは、図-27 に示すようにケーブルボルトを降伏するバネ要素、グラウトは弾性バネ、ケーブル/グラウト間の付着特性はすべりを表現できるスライダによってモデル化した。なお、このモデルはFLACに組み込まれたものである。表-8 にケーブルボルトとグラウトに関する解析パラメータを示す。なお、kbond および sbond はそれぞれグラウトのせん断剛性、および、ケーブルボルトとグラウト間の付着強度を表すパラメータである。

(2) 解析結果

a) 硬岩モデル

硬岩モデルの最終変形図を図-28 に示す。図から供試体が不連続面に沿ったすべりを生じていることが分かる。図-29 に荷重方向の応力-ひずみ関係

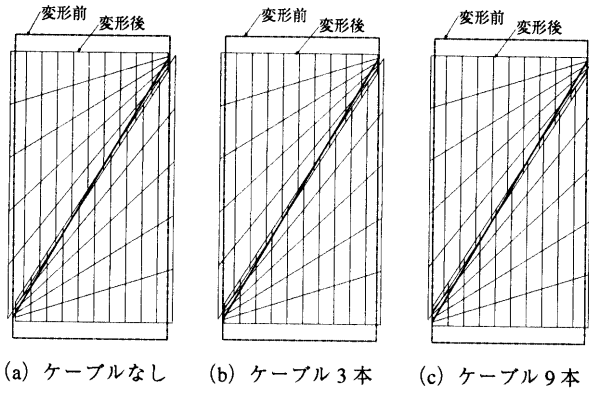


図-28 硬岩モデルの最終変形図 (倍率:100)

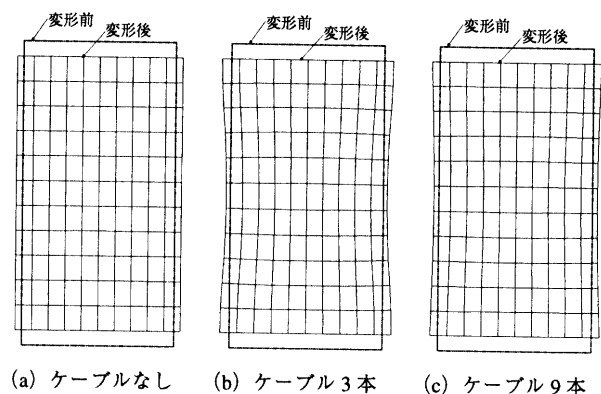


図-30 軟岩モデル A の最終変形図 (倍率:10)

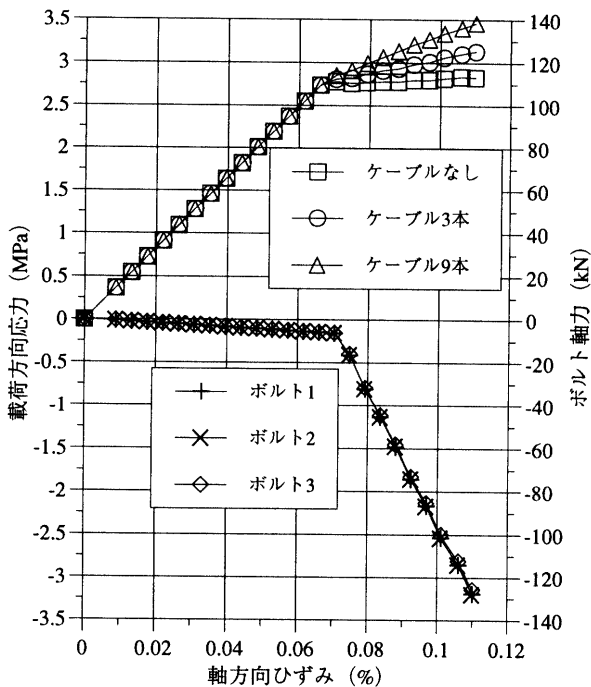


図-29 硬岩モデルの载荷方向の応力-ひずみ関係とボルト軸力 (ケーブルボルト3本の場合) の関係

をケーブルボルトに発生した軸力 (ケーブルボルト3本打設時) とあわせて示す。ケーブルを打設した場合、不連続面がすべりを生じた後に強度の増加 (ひずみ硬化) が見られる。また、図-29のボルト軸力の発生状況から、すべりを生じた後にケーブル軸力の増加の傾きが急変していることが分かる。これは、ケーブルの軸力によって不連続面のすべりを抑制し、結果的に供試体としては強度が増加するためと考えられる。この結果は、硬岩におけるケーブルボルトは不連続面の挙動を抑制するというこれまでの知見を支持するものと考えられる。

b) 軟岩モデル A

弾・完全塑性の軟岩モデル A の最終変形図およ

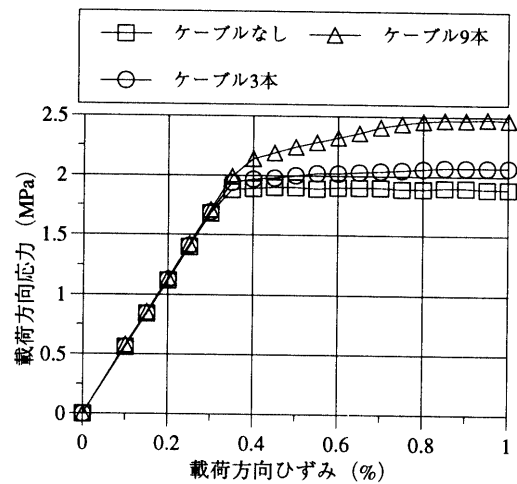


図-31 軟岩モデル A の载荷方向の応力-ひずみ関係

び载荷方向の応力-ひずみ関係を、それぞれ、図-30および図-31に示す。ケーブルボルトを打設すると不連続面のある硬岩モデルと同様に、供試体降伏後に供試体の強度増加が見られる。ただし、ケーブルボルトに降伏が見られると、供試体の硬化傾向は減少し理想塑性型の応力-ひずみ関係となる。しかし、最終的な強度はケーブルを打設しない場合に比べて増加しており、ケーブルボルトの効果が見られる。

c) 軟岩モデル B

ひずみ軟化塑性の軟岩モデル B の最終変形図と载荷方向の応力-ひずみ関係を、それぞれ図-32および図-33に示す。図-33からケーブルボルトを打設することによって、ケーブルボルトを打設しない場合に見られる降伏後の急激な応力減少が緩和されていることが分かる。この緩和される傾向もケーブルボルトが降伏するにつれて減少するが、残留強度はケーブルを打設しない場合に比べて大きくなることが示されている。

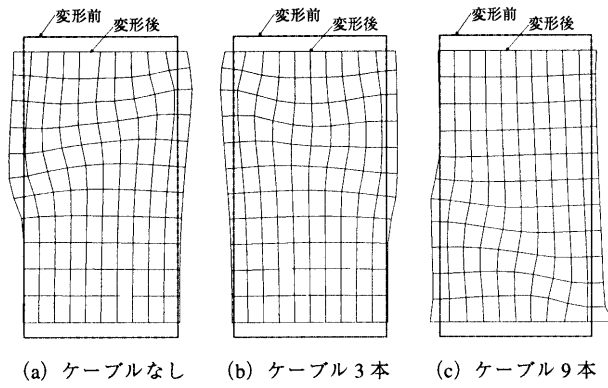


図-32 軟岩モデルBの最終変形図 (倍率:10)

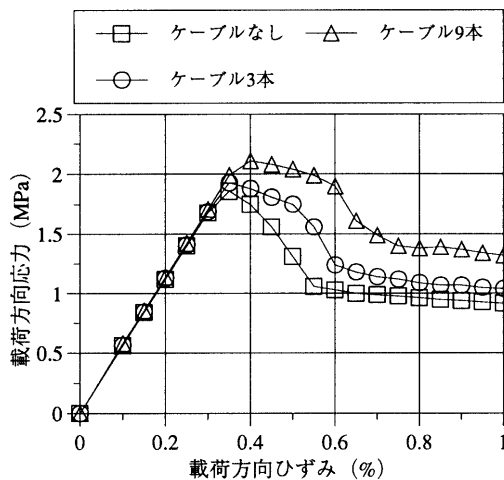


図-33 軟岩モデルBの載荷方向の応力-ひずみ関係

(3) ケーブルボルトの効果に関する考察

3つのケースに対する解析結果から、ケーブルボルトは不連続性硬岩のみならず、軟岩においても効果があることが分かった。しかし、その効果は供試体の降伏後の強度増加および延性特性の向上として現れ、降伏以前の剛性の改善には効果がないことが示された。また、降伏後の効果はケーブルボルト軸力によって生じ、ケーブルの降伏、あるいはケーブルとグラウトの付着が切れたときにその効果が減じていることが分かった。いずれにしても、ケーブルボルトの効果は、岩盤の降伏後の強度と延性特性の改善にあると考えられる。

そこでケーブルボルトの作用効果をもう少し定量的に見るために、図-34に示すような効果率を定義した。すなわち、硬岩モデルおよび軟岩モデルAにおいては図-34(a)に示すように、ケーブルボルトを打設しない場合から弾性挙動を示す応力-ひずみ関係までの角度を α 、ケーブルボルトを打設しない場合からケーブルボルトを打設した場合までの

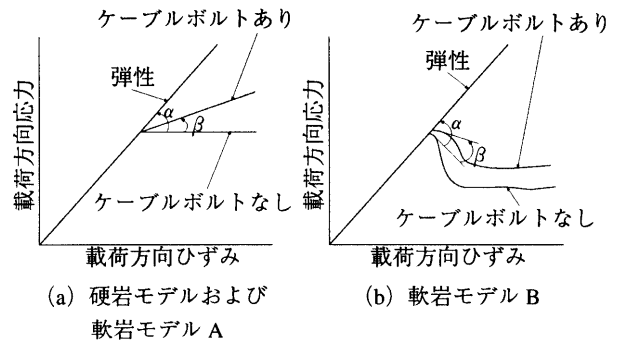


図-34 効果率のパラメータ

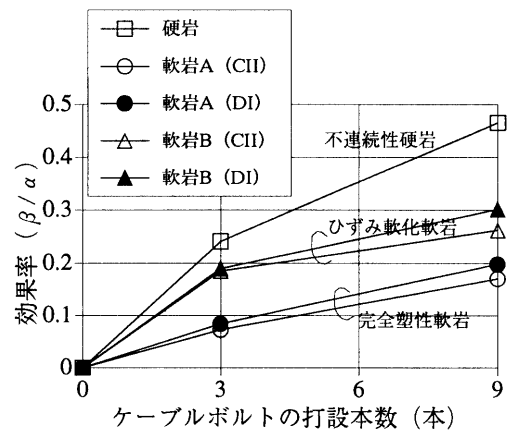


図-35 各モデルの効果率による比較

応力-ひずみ関係の角度を β とし、その比 β/α を効果率とする。また軟岩モデルBにおいては図-34(b)に示すように、降伏直後の軟化挙動の接線を取り、ケーブルボルトを打設しない場合から弾性体の応力-ひずみ関係までの角度を α 、ケーブルボルトを打設しない場合からケーブルボルトを打設した場合の応力-ひずみ関係までの角度を β とし、上記と同様に比 β/α で効果率を定義する。効果率は0の場合ケーブルボルトの効果がないことを表し、1の場合は供試体が弾性挙動を示し、ケーブルボルトの作用効果が最大となることを表している。

図-35に効果率とケーブルボルトの本数の関係を各モデルごとに示す。図にはCII地山に対する結果もあわせて示している。いずれのモデルもケーブルボルトの打設本数を増加させると効果率も上昇している。ひずみ軟化塑性モデルと完全塑性モデルを比較すると、ひずみ軟化モデルの方が少ないケーブルボルトの本数で大きな効果が得られている。また、強度の低い地山ほど(DIの方がCIIより強度が低い)ケーブルボルトの効果が見られることが分かる。

(4) まとめ

ケーブルボルトの作用効果に関する数値シミュレーションの結果、軟岩であっても、ケーブルボルトによって岩盤は補強されることが分かった。その効果は、降伏後の強度増加および延性特性の向上として現れ、降伏以前の剛性の改善には効果がないようである。また、ひずみ軟化を示す軟岩に対してより効果があることが示された。もっとも、本結果はあくまで数値解析によるモデル計算であり、その妥当性は実際の適用の結果と比較するまで待たなければならない。現在、ケーブルボルトを用いた試験施工が始まっており、近い将来、その効果について知見が得られるものと思われる。

7. むすび

本報告では、岩盤力学における最近の諸問題に対し、数値解析コードを利用して解析・検討した例を示した。本文でも述べたように、検討結果の妥当性の検証は、現場における実際の岩盤の挙動と比較してなされるべきことあるが、想定される様々なケースに対して、比較的容易に解析できるため、市販の数値解析コードの利用はかなり有用と思われる。その際、そのコードの特徴や限界を知る必要があり、ベンチマーク試験を多く受けているコードを利用すべきであろう。

謝辞：本報告の数値計算に協力いただいた、山口大学工学部 岡部正君、小島穰君、武田智治君、春名啓治君に感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 桜井春輔, 清水則一: 不連続性岩盤の解析手法の現状, 土と基礎, 40 (418), pp.43-48, 1992.
- 2) UDEC ver. 2.0 user's manual, ITASCA, 1993.
- 3) Cundall, P.A.: A computer model for simulating progressive large-scale movements in blocky rock system, *Proc. Int. Sympo. for ISRM*, Nancy, Paper No. II-8, 1971.
- 4) FLAC ver. 3.3 user's manual, ITASCA, 1996.
- 5) Cundall, P.A.: A microcomputer program for modeling large-strain plasticity programs, *Proc. the 6th Int. Conf. on Numerical Method in Geomechanics*, Innsbruck, Vol.3, pp.2101-2108, 1988.
- 6) 春名啓治, 小島穰, 寺戸秀和, 清水則一, 中川浩二: 数値解析による不連続性岩盤斜面の安定性の評価, 第49回 土木学会中国支部 研究発表会発表概要集, pp.381-382, 1997.
- 7) 岡部正, 寺戸秀和, 清水則一, 中川浩二: 超大断面トンネルの力学的挙動に関する数値解析, 第49回 土木学会中国支部 研究発表会発表概要集, pp.409-410, 1997.
- 8) 清水則一, P.K. Kaiser, M.S. Diederichs, D.J. Hutchinson: 海外におけるケーブルボルトの設計法, トンネルと地下, 28 (4), pp.43-52, 1997.
- 9) 武田智治, 寺戸秀和, 清水則一, 中川浩二: 軟岩におけるケーブルボルトの効果に関する数値シミュレーション, 第49回 土木学会中国支部 研究発表会発表概要集, pp.407-408, 1997.
- 10) 清水則一, 武田智治: 軟岩に対するケーブルボルトの適用性について, トンネル工学研究論文・報告集, 第7巻, 1997 (印刷中)。

(1997. 10. 15 受理)

APPLICATION OF NUMERICAL ANALYSIS CODES FOR SOLVING ROCK MECHANICS PROBLEMS

Hidekazu TERATO, Norikazu SHIMIZU and Koji NAKAGAWA

Numerical analysis can help engineers to understand mechanism of rockmass behavior and apply for design of tunnels, underground caverns, slopes and foundations. The various application codes for analysis in rock mechanics have been developed, and they becomes widely used in design practice. This report describes application examples of engineering codes, UDEC and FLAC, to analysis some rock mechanics problems; i.e., (1) assessment of stability of a discontinuous rock slope at a tunnel entrance, (2) behavior of a large section shallow tunnel, (3) reinforcement of weak ground around a shallow tunnel, and (4) cablebolting in soft and weak rock. They demonstrates these codes are very useful for better understanding mechanism of rockmass behavior.