

軟岩トンネル周辺地山の時間依存性を考慮した有限差分法解析

FINITE DIFFERENCE ANALYSIS CONSIDERED THE CHARACTERISTIC OF TIME DEPENDENCY FOR SOFT ROCK TUNNEL

中川光雄*・蔣 宇静**

Mitsuo NAKAGAWA and Yujing JIANG

Soft rock has the characteristic of time dependency, that is to say, creep and/or strength-reduction. Burger-creep visco-elast-plastic model is formulated for a finite difference method, which is especially proposed by Cundall and is well expressed large-strain and plastic flow after failure. In this paper, interactions between Maxwell substance, Kelvin substance, strength and its reduction are tried to investigate. Furthermore, the necessity of introduction of appropriate yield modeling of tunnel lining, strength and its reduction by using the creep visco-elast-plastic model.

Key Words: time dependency, visco-elast-plasticity, soft rock, finite difference method, post-failure, strength-reduction

1. はじめに

我国の国土は広く軟岩で覆われており、道路や鉄道トンネルの大半がこのような地山中に施工されている。一般に、軟岩は、ひずみ軟化、および、クリープや応力緩和などの時間依存性挙動の卓越した地盤材料であるため、数値解析を用いて軟岩トンネルの変状やこれによる補修の必要性、その部位、最適な対策工の選定、またはその効果を精度よく評価するためには、これらの現象発生メカニズムを解明し十分にモデル化に反映させる必要がある。軟岩の特性に対する既往の代表的な研究としては、足立・岡による軟岩のひずみ軟化型弾粘塑性構成モデル¹⁾、大久保らによるコンプライアンス可変型モデル²⁾、里らの強度の時間依存性に着目した解析³⁾などが挙げられる。

さて、実用的で精度よい評価を目指す場合、著者らは以下の3点が重要な課題であると考え、第1に、粘弾性挙動ではそのひずみ速度により、1次クリープから2次クリープを経て3次クリープまでに分けられることが知られている。しかし、全ての軟岩が2次クリープや3次クリープまでの挙動を呈するわけではなく、実用面では1次クリープまでのモデル化で十分とする考えが多く見受けられる。そこで、どのレベルまでのクリープを考慮することが必要なかを判定する何らかの基準が必要ではないかと考える。クリープ特性は多くの場合、クリープ試験を実施して評価しモデル化されるが、例えば50年程度の供用を考える場合、これに比べて短期間で終了する試験結果のみからこれを判定することは困難な場合がある。これとは別に、岩盤強度が経時的に低下することも知られており、これを考慮する必要性の判断、必要であればどのようにモデル化するかを決定する必要がある。第2に、粘弾性と塑性が直列に結合した定式化に基づいた数値解析を実施するにあたり、1次クリープ、2次クリープ、強度の経時変化の力学モデル成分がそれぞれのどのような相互作用を呈するかを把握しておくことは、現場で粘弾塑性解析を実施する際の留意点になると思われる。第3に、周辺地山のゆるみが拡大して支保や覆工にかかる荷重が増大する懸念がある場合でも、現状では支保や覆工に降伏や破壊を考慮した数値解析例はあまり見受けられない。そこで、支保や覆工に対して強度や破壊後特性を適切にモデル化する手法を確立する必要があると考える。

*正会員 博士(工学) (株)CRCソリューションズ 工学システム事業部 建設情報部 地盤・耐震課

**正会員 博士(工学) 長崎大学助教授 工学部社会開発工学科

以上述べたモデル化の課題に基づいて適用する数値解析法に求められる条件を考えると、クリープ変形や強度の時間的低下に起因する軟岩地山の流動的な破壊後挙動が安定的にシミュレートできることが重要となる。そこで、降伏後に変形を伴い進行性破壊を呈するような不安定現象を安定的にシミュレートできる数値解析法の1である Cundall らの有限差分法^{4),5)}が有効であるとする。本論文では、上述した第2の課題の解明を試みることを目的とし、まず、粘弾塑性5要素モデル⁶⁾の有限差分法への定式化や適用上の留意点を考察する。次に、ここで定式化した粘弾塑性解析を適用して軟岩地山に掘削されるトンネルの挙動解析を実施し、得られた周辺岩盤の変形挙動やトンネル覆工応力の経時変化より、各々の力学モデル要素の相互作用を考察する。

2. 有限差分法における粘弾塑性モデルの定式化

粘弾性体を数値解析的に取り扱う場合、準静的問題と動的問題に大別される。前者は、ひずみ速度がかなりゆるやかあるいは粘性が大きく慣性の影響が無視できるような場合に適用されるが、もちろん時間の影響も考慮しなければならない。一方、後者は変位が急激に発生し慣性の影響が無視できない場合に適用される。本論文では、前者の立場に基づいて以下に定式化を示す。

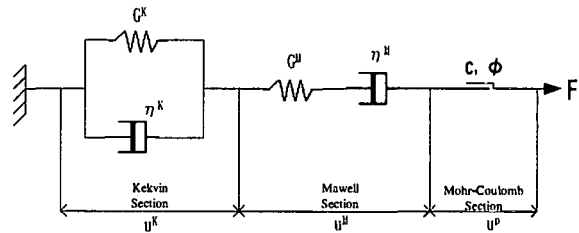
(1) 粘弾塑性モデルの定式化⁶⁾

粘弾塑性モデルは、図－1 に示すような Kelvin モデル、Maxwell モデル、スライダーを直列に結合したものである。これは、粘弾性と塑性が共存していることを意味する。粘弾性モデルにおける Maxwell モデルと Kelvin モデルの直列は、Burgers モデルとも呼ばれている。ここで、応力とひずみの関係を偏差成分と体積成分に分けて考えると、粘性挙動は偏差成分のみに起因して発生し、塑性挙動は偏差成分と体積成分の両方に起因して発生するものとする。まず最初に、偏差応力テンソル s_{ij} および偏差ひずみテンソル e_{ij} を式(1)～式(3)に表す。ここで、 δ_{ij} はクロネッカのデルタを表す。

$$S_{ij} = \sigma_{ij} - \sigma_m \delta_{ij} \tag{1}$$

$$e_{ij} = \varepsilon_{ij} - \frac{\varepsilon_{vol}}{3} \delta_{ij} \tag{2}$$

$$\text{ここで、} \quad \varepsilon_{vol} = \varepsilon_{kk} \quad \sigma_m = \frac{\sigma_{kk}}{3} \tag{3}$$



図－1 粘弾塑性モデル

次に、Kelvin 要素、Maxwell 要素、塑性要素のそれぞれの定式化を以下の左枠内に示す。そして、それらを有限差分法に對して定式化するため増分形で表現した式を以下の右枠内に示す。ここで、 G^K 、 η^K はそれぞれ Kelvin 要素のせん断弾性係数と粘性係数、 G^M 、 η^M はそれぞれ Maxwell 要素のせん断弾性係数と粘性係数である。また、塑性変形が持続するか否は、Mohr-Coulomb 降伏条件式により判定され、塑性ひずみは塑性ポテンシャル g および塑性パラメータ λ により規定される。最初に、全ひずみ速度 $\dot{e}_{ij}$ は、Kelvin モデルによるひずみ速度成分 $\dot{e}_{ij}^K$ 、Maxwell モデルによるひずみ速度成分 $\dot{e}_{ij}^M$ 、塑性モデルによるひずみ速度成分 $\dot{e}_{ij}^P$ のそれぞれ和として次式(4)で表現される。

$$\dot{e}_{ij} = \dot{e}_{ij}^K + \dot{e}_{ij}^M + \dot{e}_{ij}^P \tag{4}$$

Kelvin モデルの構成式は、

式(4)は、

$$\Delta e_{ij} = \Delta e_{ij}^K + \Delta e_{ij}^M + \Delta e_{ij}^P \tag{10}$$

式(5)は、

$$s_{ij} = 2\eta^K \dot{e}_{ij}^K + 2G^K e_{ij}^K \quad (5)$$

Maxwell モデルの構成式は,

$$\dot{e}_{ij}^M = \frac{\dot{s}_{ij}}{2G^M} + \frac{s_{ij}}{2\eta^M} \quad (6)$$

塑性ひずみ速度は,

$$\dot{e}_{ij}^p = \lambda \cdot \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} - \frac{1}{3} \dot{e}_{vol}^p \delta_{ij} \quad (7)$$

ここで,

$$\dot{e}_{vol}^p = \lambda \left[\frac{\partial g}{\partial \sigma_{11}} + \frac{\partial g}{\partial \sigma_{22}} + \frac{\partial g}{\partial \sigma_{33}} \right] \quad (8)$$

応力速度の体積成分は,

$$\dot{\sigma}_0 = K(\dot{e}_{vol} - \dot{e}_{vol}^p) \quad (9)$$

$$\bar{s}_{ij} \Delta t = 2\eta^K \Delta e_{ij}^K + 2G^K \bar{e}_{ij}^K \Delta t \quad (11)$$

式(6)は,

$$\Delta e_{ij}^M = \frac{\Delta s_{ij}}{2G^M} + \frac{\bar{s}_{ij}}{2\eta^M} \Delta t \quad (12)$$

式(9)は,

$$\Delta \sigma_0 = K(\Delta e_{vol} - \Delta e_{vol}^p) \quad (13)$$

ここで、バー記号は時刻 t における量と $t + \Delta t$ における量の平均を意味する。すなわち,

$$\bar{s}_{ij} = \frac{s_{ij}^{(t+\Delta t)} + s_{ij}^{(t)}}{2} \quad \bar{e}_{ij} = \frac{e_{ij}^{(t+\Delta t)} + e_{ij}^{(t)}}{2} \quad (14)$$

ここで、時刻 $t + \Delta t$ におけるひずみの Kelvin 成分 $e_{ij}^{K(t+\Delta t)}$ は、式(14)を式(11)に代入して次式で表現される。

$$e_{ij}^{K(t+\Delta t)} = \frac{1}{A} \left[B e_{ij}^{K(t)} + \frac{\Delta t}{4\eta^K} (s_{ij}^{(t+\Delta t)} + s_{ij}^{(t)}) \right] \quad (15)$$

ここで、A, B はそれぞれ,

$$A = 1 + \frac{G^K \Delta t}{2\eta^K} \quad B = 1 - \frac{G^K \Delta t}{2\eta^K} \quad (16)$$

最終的に、時刻 $t + \Delta t$ における偏差応力テンソルは、式(12)と式(15)を式(10)に代入して次式のように表現される。

$$s_{ij}^{(t+\Delta t)} = \frac{1}{a} \left[\Delta e_{ij} - \Delta e_{ij}^p + b s_{ij}^{(t)} - \left(\frac{B}{A} - 1 \right) e_{ij}^{K(t)} \right] \quad (17)$$

ここで、 a, b はそれぞれ

$$a = \frac{1}{2G^M} + \frac{\Delta t}{4} \left(\frac{1}{\eta^M} + \frac{1}{A\eta^K} \right) \quad b = \frac{1}{2G^M} - \frac{\Delta t}{4} \left(\frac{1}{\eta^M} + \frac{1}{A\eta^K} \right) \quad (18)$$

式(17)では、ひずみ増分の Kelvin 成分 $e_{ij}^{K(t)}$ が陽な形で残留しているため、式(17)を実行する前に式(15)を用いてこれを求めておく必要がある。計算は e_{ij}^K にその履歴が記録されながら進行するため、この意味では Burgers モデルの応答は過去の履歴に依存すると言える。体積成分に関しては、式(13)は、式(19)の形となる。

$$\sigma_0^{(t+\Delta t)} = \sigma_0^{(t)} + K(\Delta e_{vol} - \Delta e_{vol}^p) \quad (19)$$

(2) 初期応力の偏差成分による変形

前節で示したモデルの粘弾性成分では、地盤内応力に偏差成分が存在している状態であれば粘性挙動が発生することになる。この原理に基づけば、トンネル掘削前の初期応力が異方性であれば、これに起因した粘性挙動が施工前の原地盤に発生することになる。これを確認するために、図-2に示したトンネル掘削前の原地盤を弾性体としてこれに異方応力を与えて平衡させた後、発生したひずみを消去して粘弾性計算を実施すると、10年後の変位が図-3(a)に示すように得られた。これは、Kelvin および Maxwell の各ひずみ成分は粘弾性計算スタート時点で消去したため、発生している原地盤応力

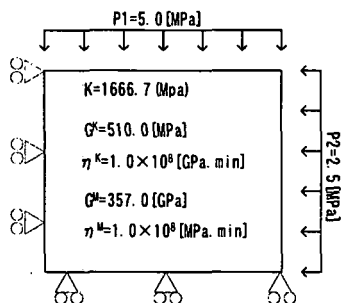
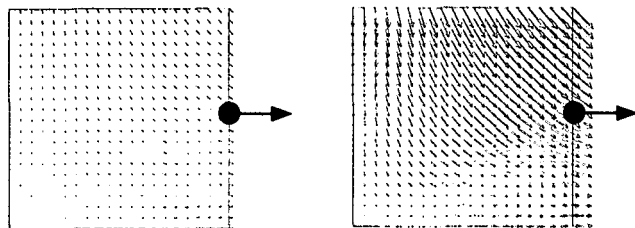


図-2 初期応力地盤



(a) Kelvin ひずみを与えない場合 (b) Kelvin ひずみを与えた場合

図-3 10年後の変位ベクトル

と平衡していないことが原因である。

そこで、この応力状態に対応するひずみの Kelvin 成分を式(2)を用いて求め、式(16)の $e_{ij}^{(k)}$ に与えてから粘弾性計算を実施すると、

図-3 (b) に示すように変位は減少したが完全には消去されなかった。

図-4 に両ケースの右側面中央の水平変位の経時変化を示す。これより、

原地盤の偏差応力による粘性挙動のうち、Kelvin 成分は消去可能であるが、Maxwell 成分は消去できないことが分かる。このことは、初期

応力計算において発生したひずみを消去する通常の手続きにおいて Maxwell モデルが有する問題点と言える。因って、2 次クリープまで

考慮する解析を実施する場合は、初期応力時の偏差成分による変形が

その後の掘削などによる変形に含まれることになり、評価において留意が必要である。

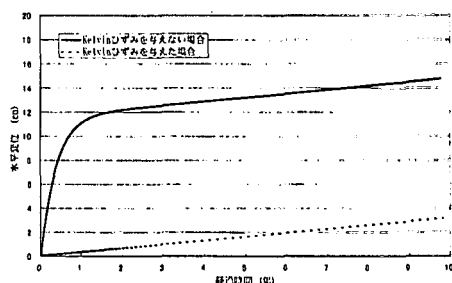


図-4 水平変位の経時変化の比較

3. トンネル掘削解析

前章で述べた定式化を用いて道路トンネルを対象に供用後 50 年までの内空変位を得て、粘弾性挙動を 1 次クリープまでとした場合 (kelvin モデルのみ)、2 次クリープまでを考慮した場合 (kelvin モデル+Maxwell モデル)、そのそれぞれの場合に対し

て、岩盤強度の時間的低下を考慮しない場合と考慮した

場合を比較し考察する。解析検討ケースを表-1 に示す。

また、用いた物性値を表-2 に示す。解析は、粘弾性挙動に対しては岩盤を粘弾性体、岩盤強度を考慮す

る場合は岩盤を粘弾塑性体として実施する。ここで、強度低下の傾向は、

吸水膨張による強度低下において膨潤ひずみの進行と強度低下の関係を示した植本の研究⁷⁾を参考に図-5 のように想定した。

また、トンネルの土被りは 200m を想定し、変位は掘削後平衡となった時点より計測を開始した。

また、トンネルの土被りは 200m を想定し、変位は掘削後平衡となった時点より計測を開始した。

また、トンネルの土被りは 200m を想定し、変位は掘削後平衡となった時点より計測を開始した。

また、トンネルの土被りは 200m を想定し、変位は掘削後平衡となった時点より計測を開始した。

また、トンネルの土被りは 200m を想定し、変位は掘削後平衡となった時点より計測を開始した。

また、トンネルの土被りは 200m を想定し、変位は掘削後平衡となった時点より計測を開始した。

また、トンネルの土被りは 200m を想定し、変位は掘削後平衡となった時点より計測を開始した。

また、トンネルの土被りは 200m を想定し、変位は掘削後平衡となった時点より計測を開始した。

また、トンネルの土被りは 200m を想定し、変位は掘削後平衡となった時点より計測を開始した。

また、トンネルの土被りは 200m を想定し、変位は掘削後平衡となった時点より計測を開始した。

また、トンネルの土被りは 200m を想定し、変位は掘削後平衡となった時点より計測を開始した。

表-1 解析検討ケース

ケース番号	Kelvinモデル	Maxwellモデル	強度一定	強度低下
1	○			
2	○	○		
3	○		○	
4	○	○	○	
5	○			○
6	○	○		○
7		○	○	
8				○

表-2 物性値 (泥岩)

体積弾性係数 K MPa	Kelvinクリープ定数		Maxwellクリープ定数		強度		密度 ρ kg/m ³
	せん断弾性係数 G^k MPa	粘性係数 η^k MPa.min	せん断弾性係数 G^M MPa	粘性係数 η^M MPa.min	粘着力 c MPa	内部摩擦角 ϕ deg	
0.0	0.0	1.0×10^8	0.0	1.0×10^{10}	0.3	30.0	2400.0

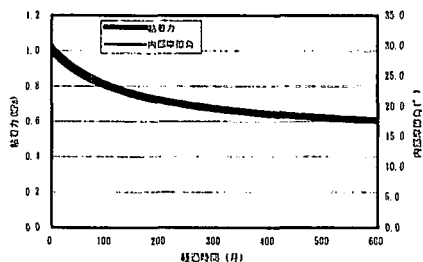


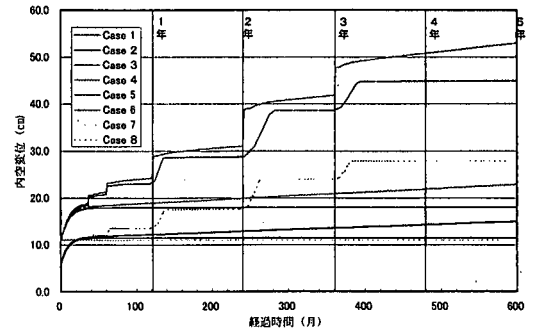
図-5 強度低下の経時変化

6)においても4要素モデルを用いて2次クリープまで考慮した方が大きな変位が得られ、モデルの選定により将来予測に対し大きな違いを生じることになる。これより、予測の精度を確保するためには、モデル選定の判断基準が必要であることが分かる。現状で考えられる1つの方向性として、当初設計では1次クリープまでを考慮した解析を実施し、供用後のモニタリングの結果に基づき2次クリープまでを考慮した再計算を行い、最適な補修設計の判断材料とする方向で今後とも検討したい。

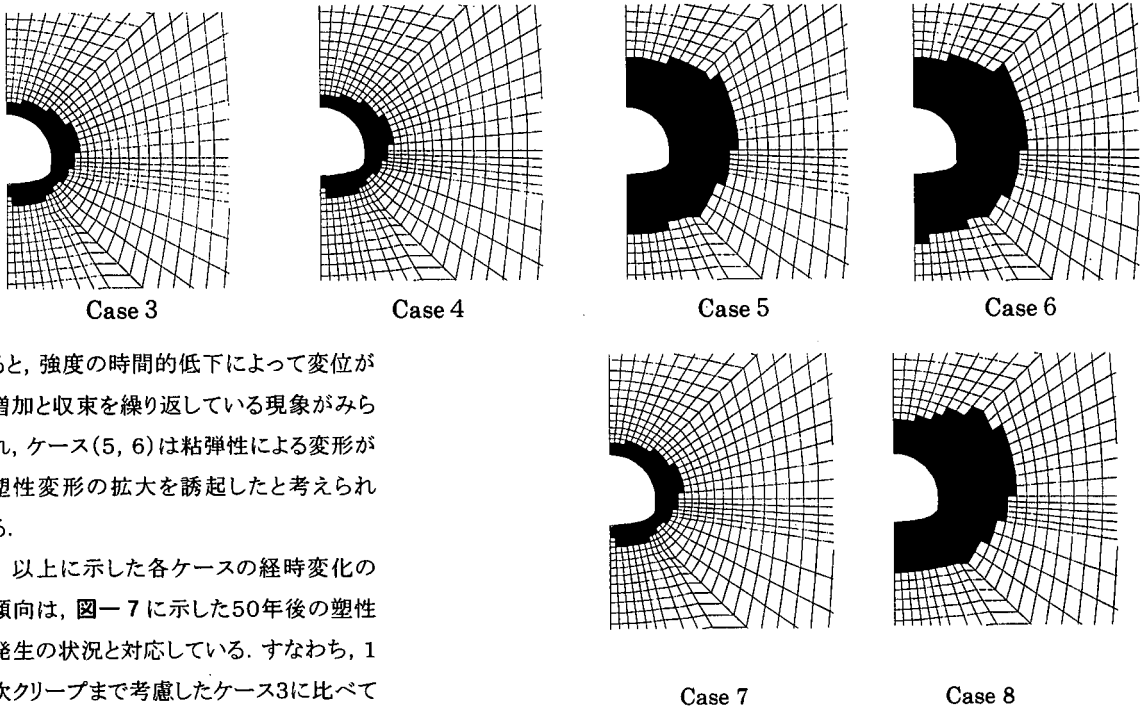
次に、岩盤強度を考慮しないケース(1, 2)に比較して、岩盤強度を考慮したケース(3, 4, 5, 6)の方が大きな変位が得られている。

特に、強度低下の経時変化を考慮したケース(5, 6)は、強度低下の経時変化が無いとしたケース(3, 4)に比べて格段に大きな変位が得られている。このケースでは、スプリングライン上のトンネル半径に対する内空変位の割合が約8%に至っていることから、内空面付近では大変形領域の挙動が発生していると思われる。

最後に、強度低下の経時変化を考慮したケース(5, 6)を見ると、いずれも、1次クリープから2次クリープを経て3次クリープに至った現象が繰り返し発生している。粘弾性挙動を考慮しないで強度の経時変化のみ考慮したケース(7, 8)と比較す



図一6 内空変位の経時変化(無支保)



図一7 50年後の塑性発生状況

ると、強度の時間的低下によって変位が増加と収束を繰り返している現象がみられ、ケース(5, 6)は粘弾性による変形が塑性変形の拡大を誘起したと考えられる。

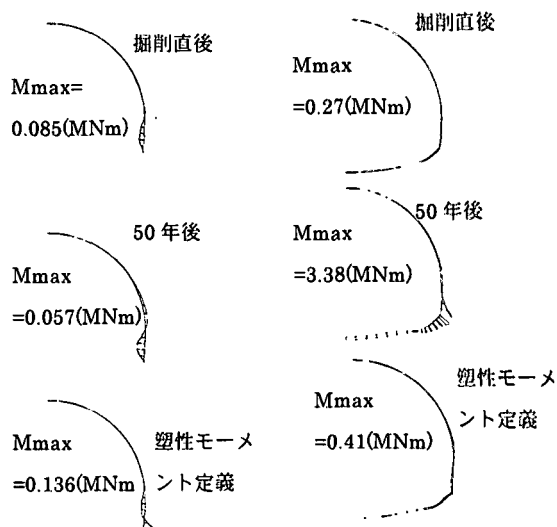
以上に示した各ケースの経時変化の傾向は、図一7に示した50年後の塑性発生状況と対応している。すなわち、1次クリープまで考慮したケース3に比べて2次クリープまで考慮したケース4が、ケース5に比べて6の方が塑性がより拡大して発生している。また、強度低下の経時変化を考慮しないケース(3, 4)に比べて、強度低下の経時変化を考慮したケース(5, 6)の方が塑性がより広く拡大している。粘弾性と塑性が共存する定式化(式(4))においては、粘弾性による変形増分が塑性の発生を誘起したであろうと考えられるが、塑性状態が粘弾性特性に対してどのような影響を与えるのかはここで示した結果から明らかにすることはできない。本論文で示した定式化では、粘弾性成分と塑性成分は各々独立しており支配方程式に連成項を含むわけではない。しかしながら粘弾性成分から塑性成分へ連成効果をみることはできたと考える。

表一 3 支保工・覆工の断面諸元

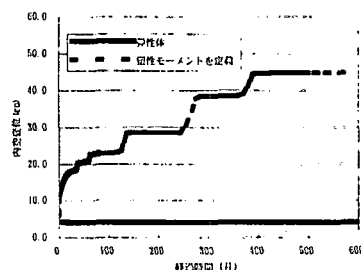
	ヤング率 (MPa)	断面積 (m ²)	断面2次モーメント (m ⁴)
吹付けコンクリート	4000	2.50E-01	0
鋼アーチ支保工	2.10E+05	6.35E-03	4.72E-05
覆工コンクリート	2.50E+04	0.5	1.04E-02

(2) 支保・覆工を考慮した場合

1次クリープおよび強度の低下を考慮した前節のケース5に対して、吹付けコンクリート、鋼製支保工、覆工コンクリートをそれぞれはり要素を用いてモデル化して解析を実施した。断面諸元は表一3に示す。3次元効果を考慮するため、ここでは無支保で30%応力解放した後吹付けコンクリート、鋼製支保工を施した。これに続いて95%まで解放した後覆工コンクリートを施し、残り100%まで解放した。図一8に掘削直後、および、50年後のモーメントの発生状況を示す。また、掘削直後に発生したモーメント最大値の1.5倍を塑性降伏モーメントとして与えた場合の結果も合わせて示す。さらに、図一9には覆工を弾性体としてモデル化した場合と塑性モーメントを与えた場合の内空変位の経時変化を示す。これより、塑性モーメントを与えた場合は図一6に示した無支保の場合と同様な変位が得られていることが分かる。現状では弾性体としてモデル化して得られた断面力から照査する方法が一般的のようである。しかしながら、塑性降伏を考慮する方法としては、M- ϕ 曲線の定義を導入するなどの方法も考えられ、支保・覆工を含めた挙動を数値解析により精度よく予測するには、適切な方法により支保覆工に破壊後特性を導入すべきであると考ええる。



図一 8 鋼製支保工・覆工のモーメント



図一 9 内空変位の経時変化(支保・覆工)

4. まとめ

ここで述べた3つの課題のうち、今後は第1と第3に取り組む予定である。また、第2は別の現場を対象にさらに検討を進める予定である。

参考文献

- 1)足立紀尚,岡二三生,:凍結砂のひずみ軟化型弾粘塑性構成式,土木学会論文集, No.454, pp75-81, 1992.
- 2)大久保ら:非線形粘弾性モデルによる円形坑道周辺岩盤挙動のシミュレーション, 資源と素材, Vol.109,pp209-214,1993.
- 3)里ら:強度の時間依存性に着目した岩盤の解析, 第18回土質工学研究発表会論文概要集, pp817-820,1983.
- 4)Cundall, P.A. and Board M.:A microcomputer program for modeling large-strain plasticity problems, Prepared for the 6th International Congress on Numerical Methods in Geomechanics, 1988.
- 5)中川光雄・蔣 宇静・江崎哲郎:大変形理論の岩盤挙動および安定性評価への適用, 土木学会論文集, No.575/III-40, pp.93-104,1997.
- 6)Jaeger and Cook ;Fundamentals of RockMechanics, Chapman and Hall, 1979.
- 7)植本ら:膨潤性地山における変形挙動と多作工の効果, 土と基礎, Vol.36, No.5, pp43-48,1988.