

ひずみ軟化挙動を示す地盤の空洞掘削解析

岐阜大学工学部

岡 二三生・八嶋 厚

西松建設（元岐阜大学学生）

山田英樹

1. まえがき

軟岩のような材料は、ある程度の拘束圧のもとでは、ひずみ硬化-軟化挙動を示すことが知られている。このような特性をもつ地盤中の空洞掘削においては、ひずみ硬化-軟化を表現できるモデルを取り入れた解析を実施する必要がある。本研究では、三軸伸張試験等の簡単な室内試験の数値シミュレーションによって、実際の空洞掘削時のひずみ軟化挙動の有無をある程度予測できることを述べる。ついで、支保工との相互作用を考慮することによって、実際の掘削解析においてもひずみ軟化挙動が再現できることを示す。

2. 軟岩に対するひずみ軟化型構成式

軟岩のような材料をせん断すると、その応力-ひずみ関係には、ひずみ硬化のみならず、強度の低下をともなったひずみ軟化現象が観察される。とくに、拘束圧が小さい範囲での実験では、顕著に現れる。現在までに、このひずみ硬化-軟化過程を統一的にモデル化しようとする試みが数多く実施されてきた。この試みは、大きくわけて2つのグループに分けられる。

1つは、ひずみ軟化現象を材料固有の性質とみる方法であり、材料の応力-ひずみ関係を数学的に記述する構成式を用いてその現象を表現しようとするものである。一番簡単なモデル化は、ひずみ硬化域とひずみ軟化域でそれぞれ異なる双曲線近似を行うものである。つまり、非線形弾性の構成式である。このモデルは簡単であるが、除荷・再載荷過程における弾性領域を表現できない、応力径路依存性や拘束圧依存性を考慮できない等の欠点をもつ。次に考えられるのは、古典的塑性論で用いられるひずみ硬化パラメータに負の値を用いるものである。しかし、この手法によっても、ひずみ軟化域（負の硬化パラメータを採用する領域）で解の一意性がそこなわれ、解が安定的に得られないなどの欠点がある。本研究で用いる足立・岡モデル [1] は、その数学的構造が粘塑性アルゴリズムと同様であり、粘塑性アルゴリズムで解の一意性を証明できるのと同様に、ひずみ軟化過程においても解の一意性を確保できる。また、弾塑性構成式であることから、弾性域を表現することが可能であり、除荷・再載荷過程における弾性応答も表現できる。

ひずみ軟化を表現する手法のもう1つのグループは、ひずみ軟化現象は材料固有の性質ではなく、境界値問題の解としての変形が局所化することによって得られるもの、とする考え方に基づいている。この考え方は、まだ新しく、たとえばひずみ硬化のみを表現できる構成式を用いても、特定の境界条件のもとでせん断試験などを解析してやれば、解析結果のアウトプットとしてひずみ軟化挙動が再現されるといったものである。

以上のようにひずみ軟化現象に対して2つのとらえ方があり、ひずみ軟化現象は、材料構造の劣化と変形の局所化の2つの現象に関係しているが、本研究では、せん断試験でみられるひずみ軟化現象を、材料固有の性質としての構造の劣化としてとらえ、安定的に数値解析できる手法として足立・岡モデル [1] を採用する。足立・岡モデルでは、実験等で得られる応力をセメンテーションや粘着成分による部分と摩擦による成分の2つに分けて考える。表現をかえれば、現在の応力に対する摩擦成

A numerical simulation of the excavation of cavern using a strain-softening constitutive model, Fusao OKA, Atsushi YASHIMA (Gifu University) and Hideki YAMADA (Nishimatu Co. Ltd.)

分応力の発現の遅れを表現することによって、ひずみ軟化過程を表現する。したがって、もし材料にセメンテーションや粘着成分がなく（ボロボロに破砕した岩や強度に風化した岩など）、材料の強度が摩擦成分のみで発揮されるような場合には、応力-ひずみ関係は、ひずみ硬化過程のみが現れる曲線で表現される。

足立・岡モデルにおいて必要な材料定数は、等方弾性体を仮定した材料における材料定数2つの他に、 τ （応力履歴パラメータ）、 b および σ_{mb} （塑性ポテンシャルパラメータ）、 M_f （破壊応力比）、 G' （双曲線近似したひずみ硬化関数の初期勾配）である。弾性理論における2つのパラメータは、例えば三軸排水試験の初期勾配から決定できる。 b および σ_{mb} は、引張強度と圧密降伏応力より決定できる。 M_f は残留強度より決定できる。 G' については、基本的には劣化の進んだ材料試験の応力-ひずみ曲線の初期勾配より求めるが、その後、試験データに対してカーブフィッティングを行う。 τ については、実験で得られた応力-ひずみ曲線を用いて、フィッティングにより決定する。

3. 空洞掘削問題の数値解析

対象とした空洞の掘削径は7.2mであり、コンクリート覆工を打設する場合には、その厚さを60cmとした。本解析では計算時間等を考慮して、外側境界は空洞半径の4.3倍とした。外周の境界では変

表-1 弾塑性解析の解析条件

空洞掘削径	(m)	7.2
空洞内径	(m)	6.0
覆工厚さ	(m)	0.6
覆工コンクリートヤング率	E_c (kgf/cm ²)	50,000
覆工コンクリートポアソン比	ν_c	0.2
岩盤ヤング率	E_G (kgf/cm ²)	20,000
岩盤ポアソン比	ν_G	0.2
初期地圧	(kgf/cm ²)	110
塑性ポテンシャルパラメータ	σ_{mb} (kgf/cm ²)	500
塑性ポテンシャルパラメータ	b (kgf/cm ²)	50
破壊応力比	M_f	1.0
硬化パラメータ	G'	3,000
応力履歴パラメータ	τ	0.001, 0.002, 0.01

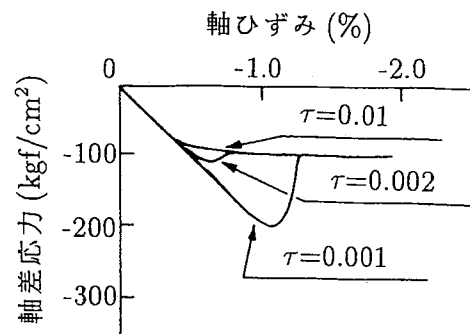
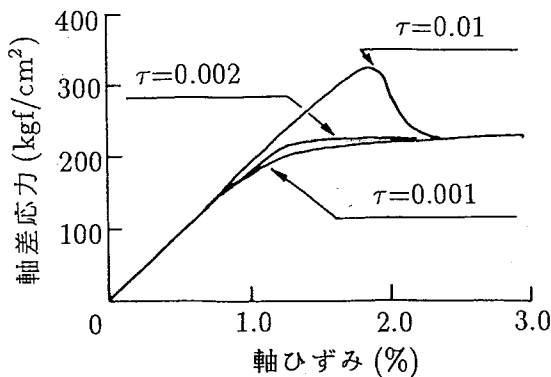


図-1 三軸排水圧縮試験のシミュレーション

図-2 三軸排水伸張試験のシミュレーション

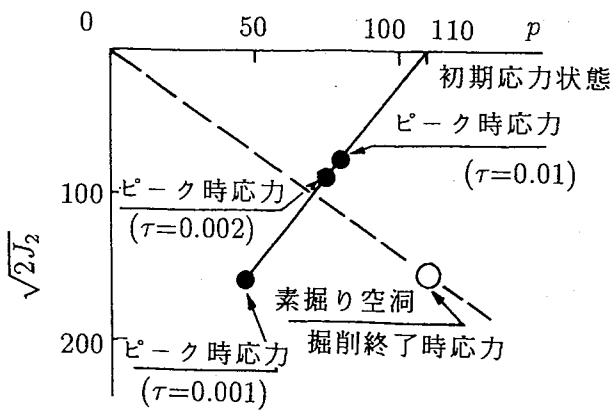


図-3 破壊時の応力状態について

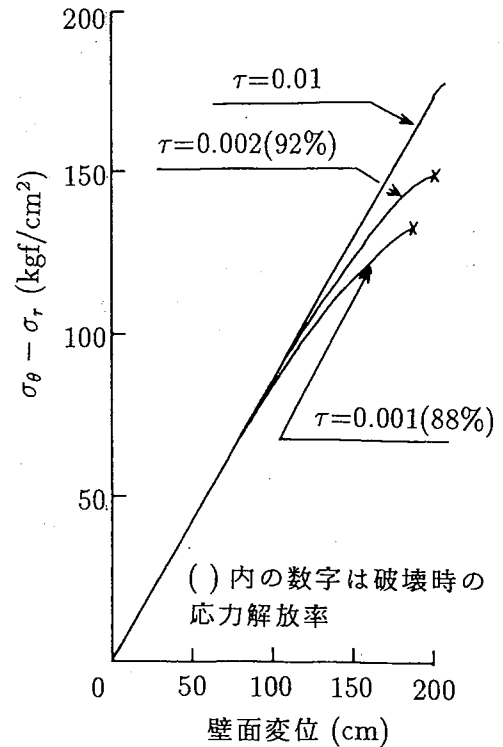


図-4 空洞掘削に伴う $(\sigma_{\theta} - \sigma_r)$ の変化と壁面変位の関係

位は生じないものとしている。弾塑性解析を実施する上での解析条件について表-1に示す。軟岩程度の岩盤を想定して、変形係数を $20,000\text{kgf/cm}^2$ とした。また、コンクリートの打設を考慮した場合、打設直後の覆工には十分な剛性は得られないとして、コンクリートの変形係数を $50,000\text{kgf/cm}^2$ と仮定した。

三軸排水試験のシミュレーション

本研究においては、空洞掘削解析を行うが、それに先だって要素試験のシミュレーションを試みた。実際の掘削問題においては、 110kgf/cm^2 の初期応力状態のもとで解析を実施する。そこで、表-1に示したパラメータを用いて、側圧が 110kgf/cm^2 における三軸排水圧縮試験と三軸排水伸張試験の要素シミュレーションを実施した。 τ 値を3種類かえることによって得られた応力-ひずみ関係を図-1、2に示す。これらの図より、 τ の値が大きくなれば破壊強度も増加することがわかる。

平面ひずみ条件下における素掘り空洞解析では、初期応力 110kgf/cm^2 (等方圧)のもとで、空洞壁面の荷重を徐々に解放していけば、弾性論を仮定した場合、空洞壁面では掘削終了時に半径方向に 0kgf/cm^2 、円周方向に 220kgf/cm^2 、ひずみ拘束方向に 110kgf/cm^2 (一定)となり、ここで実施した三軸排水伸張試験の応力状態は必ずしも一致しない。しかしながら、除荷過程をある程度表現しうるものとして、三軸排水伸張試験の数値シミュレーション結果を用いて考察することができる。図-3は3種類の τ 値を用いた三軸排水伸張試験のシミュレーションの最大軸差応力時の $(p, \sqrt{2J_2})$ と平面ひずみ条件における空洞掘削終了時の弾性論による $(p, \sqrt{2J_2})$ を示している。ここで、 $p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$ 、 $\sqrt{2J_2} = \sqrt{S_{ij}S_{ij}}$ である。空洞掘削終了時の $\sqrt{2J_2}/p$ は $\tau = 0.01$ のときの最大軸差応力時のそれよりも下まわっているため、空洞掘削を行っても地盤は安定であると予想される。しかし、 $\tau = 0.001$ のときの最大軸差応力時の $\sqrt{2J_2}/p$ と、 $\tau = 0.002$ のときの最大軸差応力時の $\sqrt{2J_2}/p$ は、空洞掘削終了時の $\sqrt{2J_2}/p$ より小さいので、空洞掘削による応力状態を地盤が

保持できないことが予想される。以下では、これらのパラメータ値を用いて空洞掘削時の解析を試みる。

空洞掘削時の解析

先に示した3種類の τ 値を用いた弾塑性モデルを用いて素掘り空洞掘削解析を実施した。空洞掘削は掘削壁面に作用する初期地圧を50ステップに分けて応力解放を行うことにより再現した。

解析結果を図-4に示す。縦軸は空洞壁面の要素の円周方向応力 σ_θ 、半径方向応力 σ_r の差を表し、横軸は半径方向の壁面変位を表す。図より、どのパラメータのモデルにおいても初期の応力解放で弾性的な挙動を示すが、 τ 値に応じて塑性的変形が始まり、 $\tau = 0.001$ のとき、初期地圧の88%が解放されたとき、地山が破壊し、 $\tau = 0.002$ のときは、初期地圧の92%が解放されたとき、地山が破壊したことがわかる。これは、図-3において考察した内容と整合している。また、 τ 値が大きくなるにつれて、地山はより安定となり、 $\tau = 0.01$ においては、100%応力を解放しても地山は破壊していないが、3種類の場合について、応力解放が増すにつれ断面変位は2m近くになることがわかる。このことから、応力解放の早い時期に内壁をコンクリート打設した方がよいことがわかる。

上述したように、本研究で仮定したパラメータを用いた弾塑性解析では、 τ の値により、空洞を掘削しても安定したり、空洞掘削途中で地山が破壊に至るといった結果となった。そこで、コンクリート覆工打設を考慮した解析では、破壊に至る以前に20, 40, 60, 80%の応力解放率の時点で、コンクリート覆工を施工した場合について解析を試みた。コンクリート覆工打設時期と壁面変位について、表-2に示す。表-2の各パラメータ別の地盤壁面の変位量と壁面に作用する応力($\sigma_\theta - \sigma_r$)をプロットしたものを図-5~図-7に示す。

$\tau = 0.01$ のとき、応力解放が20%ごとの壁面変位は一定で弾性的挙動を示しており、図-5のようになる。しかし、 $\tau = 0.001$ のときは、応力解放率が20, 40%のときにコンクリート覆工打設を行った場合は、平均壁面変位量は29cm前後と弾性的挙動であるが、応力解放率が60%のときにコンクリート覆工打設を行った場合は応力解放60%から80%までの壁面変位量は30cm、応力解放80%から100%までの壁面変位量は35cmと増えている。また、応力解放率が80%のときにコンクリート覆工打設を行った場合の打設後の壁面変位量は43cmとさらに増えており、図-7のようになり塑性

表-2 覆工打設時期と壁面変位関係

τ 値	覆工打設時の 応力解放率 (%)	覆工打設時の 壁面変位 (cm)	掘削終了時の 壁面変位 (cm)	応力解放20%ごとの 平均壁面変位 (cm)
0.001	20	41	155	28.5
	40	83	172	29.7
	60	127	192	32.5
	80	176	219	43.0
0.002	20	41	152	27.8
	40	82	167	28.3
	60	125	183	29.0
	80	169	203	34.0
0.01	20	41	149	27.0
	40	81	163	27.3
	60	122	177	27.5
	80	163	191	28.0

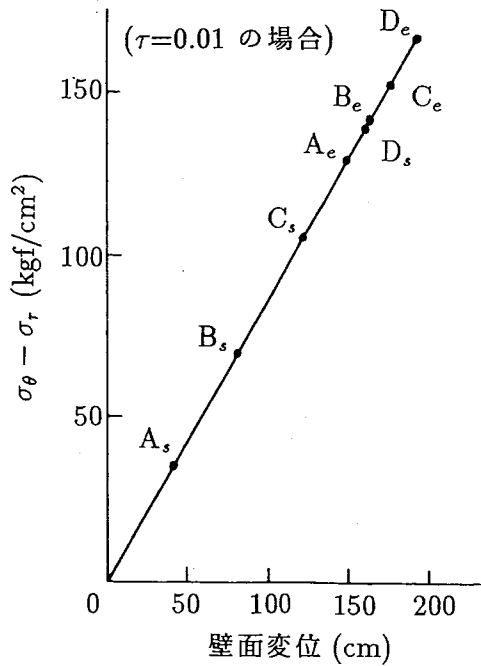


図-5 覆工打設を考慮した空洞掘削に伴う $(\sigma_\theta - \sigma_r)$ の変化と壁面変位の関係

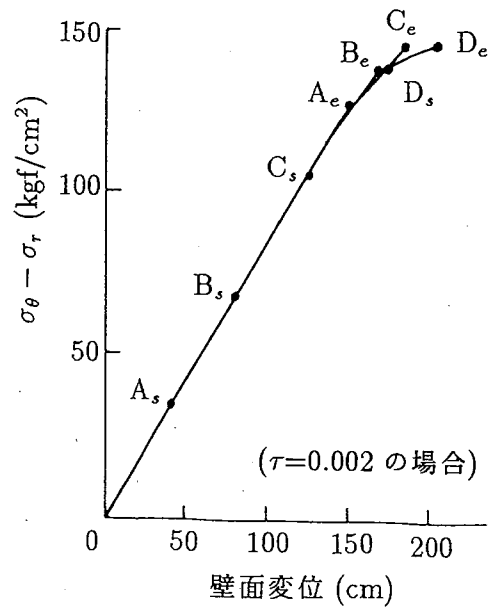


図-6 覆工打設を考慮した空洞掘削に伴う $(\sigma_\theta - \sigma_r)$ の変化と壁面変位の関係

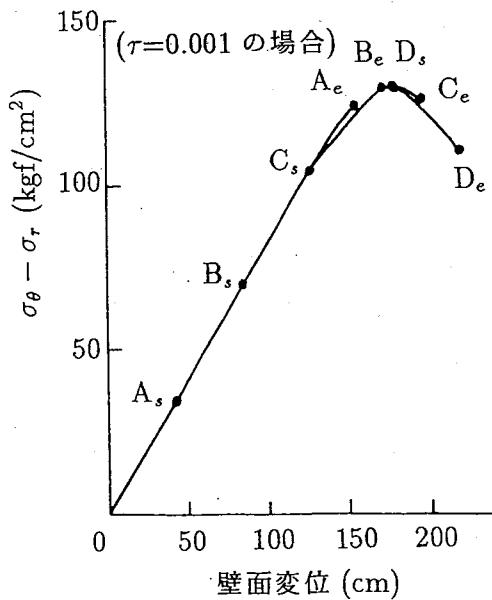


図-7 覆工打設を考慮した空洞掘削に伴う $(\sigma_\theta - \sigma_r)$ の変化と壁面変位の関係

0-A_s-A_e 応力解放 20%時に覆工打設した場合
 0-B_s-B_e 応力解放 40%時に覆工打設した場合
 0-C_s-C_e 応力解放 60%時に覆工打設した場合
 0-D_s-D_e 応力解放 80%時に覆工打設した場合

添字 (s) は覆工打設時、(e) は掘削終了時を示す。

的挙動を示す。また、 $\tau = 0.002$ のときは、応力解放率が 20, 40, 60%のときにコンクリート覆工打設を行った場合は弾性的挙動を示しているが、応力解放率が 80%のときにコンクリート覆工打設を行った場合は、若干塑性的挙動を示している (図-6)。

図-7より、 $\tau = 0.001$ の場合、応力解放が 60%以降でコンクリート覆工打設を行うとひずみ軟化を示すことがわかった。したがって、それらの場合について、地盤内の応力分布を図-8、9に示す。それぞれの図とも、応力解放率が 100%の時点で、円周方向応力 σ_θ の分布がそれ以前の応力解放

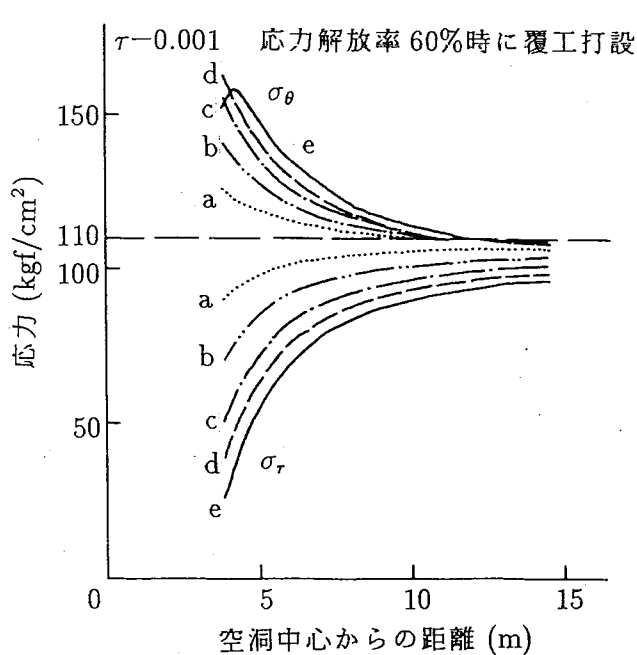


図-8 応力解放率 60%時に覆工を打設した場合の地盤内応力分布

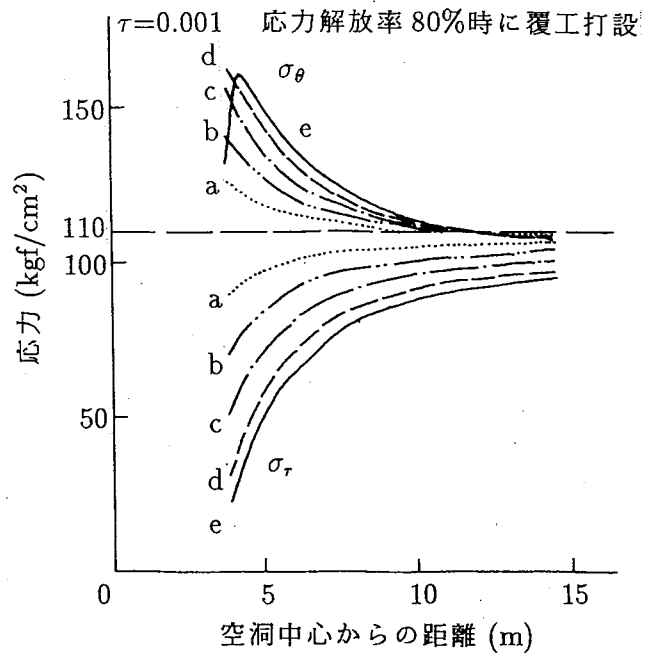


図-9 応力解放率 80%時に覆工を打設した場合の地盤内応力分布

a: 応力解放率 20%での地盤の応力分布 b: 応力解放率 40%での地盤の応力分布
 c: 応力解放率 60%での地盤の応力分布 d: 応力解放率 80%での地盤の応力分布
 e: 応力解放率 100% (掘削終了時)での地盤の応力分布

率の時点における分布と異なっている。ひずみ軟化現象により、空洞壁面周辺の円周方向応力 σ_θ がそれ以前に比べて小さくなり、その減少分は覆工に余分に作用することになる。このことから、地盤がひずみ軟化挙動を示すような応力状態で空洞掘削を行うと、覆工に過大な荷重が作用してしまうことがわかる。また、壁面変位も大きくなることがわかる(表-2)。したがって、地盤が弾性的挙動でおさまるようにコンクリート覆工打設を行う時期を考えた方がよいことがわかる。

以上の結果より、空洞の設計・施工を行う場合、地盤の特性および覆工の剛性を評価し、有効な打設時期を判断して、適切な時期に覆工打設を行うことにより、安全性および経済性が高まることがわかる。

参考文献

[1] 足立紀尚・岡 二三生：軟岩のひずみ軟化型弾塑性構成式、土木学会論文集、No.445/3-18、pp.9-16、1992。