

地下空洞設計法の現状と課題について

亀村 勝美^{1*}

¹財団法人 深田地質研究所 (〒113-0021 東京都文京区本駒込2-13-12)

*E-mail: kame@fgi.or.jp

わが国では、これまで地下発電所、水封式備蓄貯槽など多くの大規模地下空洞が建設されてきた。しかし、そのすべてが計画から設計、施工まで順調に推移し竣工に至った訳ではなく、様々なトラブルに遭遇しながらもそれらを克服してきた事例も報告されている。そして多くの貴重な知見が残されているが、それらが活用されているかという点必ずしもそうではない。それは、地下空洞の施工はその限定された用途、大規模さ故、多くの技術者が何回も経験できるものではないことも原因として挙げられる。そこで、これまでの建設事例について概括し、現行の地下空洞設計の考え方における問題点を抽出し、今後の安全で合理的な設計のために解決すべき課題を示すことを試みた。

Key Words : *underground cavern, design, stability, discontinuity*

1. はじめに

わが国では様々な用途で多くの大規模地下空洞が建設されてきた。こうした地下空洞は岩盤中に建設されるが、設置深度が深いことや空洞断面が非常に大きいことから、掘削時の岩盤の安定性が重要な課題となっている。このため調査坑を掘削し、原位置の地質状況を確認した上で初期応力計測、原位置岩盤載荷試験など実施し、現場の状況を反映した情報を事前に得た上で設計を行っている。

しかし地下空洞の3次元的その規模と比べると限られた数量の調査結果から岩盤条件の全てを明らかにすることは困難である。そこで地下空洞の施工に当たっては、施工時に観察や計測を行い逐次新たな岩盤に関する情報を得て、遅滞なく次の施工段階に反映させる情報化施工が採用されている。この情報化施工の中では、様々な最新の情報に基づいて岩盤の特性を評価し、設計条件を見直した上で次の施工段階以降の岩盤挙動解析を行う数値解析法が重要な役割を果たしている。

この数値解析法については、これまでの地下空洞の建設の歴史の中で様々な検討が積み重ねられ、岩盤の非線形力学特性と地下空洞の施工段階を評価できるいわゆる電中研方式が確立されるに至った。

一方、地下空洞は時代とともに大断面化し、またその設置深度もより深くなってきた。そして情報化施工によ

っても岩盤の挙動を十分な精度で予測することができない事例も報告されている。特に硬岩に特有の不連続性が岩盤の力学的挙動を支配している場合には、情報化施工における挙動の評価は一段とその困難さを増している。

ここでは、既往文献に基づきこれまでの建設事例について概括し、現行の地下空洞設計の考え方における問題点を抽出し、今後の安全で合理的な設計のために解決すべき課題を示すことを試みた。

2. 大規模地下空洞の施工事例

土木学会岩盤力学委員会が1996年に出版した「大規模地下空洞の情報化施工」は、わが国の多くの大規模地下空洞の施工事例を調査し、設計、調査、施工（情報化施工）の各項目について取りまとめたもので、大規模地下空洞の建設に関わる技術を知る貴重な資料である。その中の調査では、27の地下空洞について諸元と調査結果の概要が示されている。表-1は、そのうち岩盤区分と空洞の深度を示したものである。

また空洞名は示されていないが表-2に示すような原位置試験結果が示されている。

このように多くの空洞の岩盤情報が示されているものの、個々の空洞についての情報は明示されていないため、ここでは以下のようにして岩級ごとに弾性係数の値を設定し、建設深度と岩盤の弾性係数との関係を整理した。

まず表-1 に示された岩級を硬い順に並べると表-3 のようになる。すなわちBだけで成り立っているものが一番硬く、次いでB-CH, CH, . . . という順である。

この結果に対し、表-2 の試験結果に示された岩級区分毎の弾性係数の平均値を取り、表-4 のように割り振った。ここで表-2 には C_M-C_L が無いため、表-3 での C_M-C_L は C_M の値から仮定した。

こうした上で各々の地下空洞の設置深度と岩盤の弾性係数との関係を整理すると図-1 が得られる。図には、表-1 に示された地下空洞の他、最近の建設事例から九州電力の小丸川発電所²⁾と北海道電力の京極発電所³⁾の

例を追加プロットしている。ただし弾性係数は実際に設計に用いられたものではなく、ここで岩級に対応して設定した表-4 に基づいている。

今、岩盤の初期応力 σ_0 が地山の自重によってのみ決定されると仮定すると

$$\sigma_0 = \gamma H \quad (1)$$

ここに γ : 地山自重, H : 地下空洞深度である。

一方、円孔弾性体中に掘削した時の孔壁変位 u とひずみ ε は、

$$u = (1 + \nu) / E \sigma_0 a \quad (2)$$

$$\varepsilon = u / a = (1 + \nu) / E \sigma_0 \quad (3)$$

と与えられる。ここに E , ν : 弾性定数, a : 円孔の半径である。

こうすると地下空洞の設置深度と弾性係数を与えることにより孔壁でのひずみが計算できる。ここで $\nu = 0.25$, $\gamma = 2.6 \text{ t/m}^3$ とすると図-1 に示すような等ひずみ線を描くことができる。例えば深度 300m の地点の弾性係数 10GPa の岩盤中に円形空洞を掘削すると、その孔壁におけるひずみは 0.1% となる。

図からこれまでの地下空洞は、空洞掘削時に 0.1% 程度のひずみを生じる岩盤条件下で建設されていたことが判る。ここで留意しなければならないのは、この 0.1% は等方等圧下での円形の空洞での値であり、円形以外の形状や異方的な初期応力条件下では、この数倍のひずみが生じることになる。

単純にこの図を見ると設置深度が深くなるほど堅硬な岩盤中に建設されており、生じるひずみも小さいことが判る。一方で堅硬であればあるほど岩盤の破壊ひずみは小さくなる。では、どこに限界があるのでしょうか？

3. 岩盤の限界ひずみ

トンネル工事における情報化施工で得られる変位の計測結果に基づく岩盤・地盤の安定性評価では、桜井⁴⁾の提示する限界ひずみがよく用いられる。図-2 に限界

表-1 地下空洞と調査結果としての岩級と設置深度¹⁾

空洞	岩盤区分	深度(m)	空洞	岩盤区分	深度(m)
高見	CM-CL	260	南原	B	180
第二沼澤	B-CM	160	俣野川	CH-B	370
新高瀬川	CH-B	250	本川	B-CH	270
玉原	CH-B	240	大平	B-CH	280
今市	CH-B	400	天山	B-CH	500
塩原	CH	200	奥只見	-	110
奥矢作第二	CH-B	340	沼原	CH-CM	250
奥美濃	CH-CM	360	新豊根	B-CH	220
有峰第三	CH-CM	63	下郷	CH-CM	120
黒部川第四	B-CH	160	城山	-	220
喜撰山	CH-B	250	久慈	L-M	100
奥多々良木	CH-B	200	菊間	H-M	65
奥吉野	CH	200	串木野	M-Hv	100
大河内	CH	280			

表-2 岩級と原位置試験結果¹⁾

地点	岩盤区分	平均接線弾性係数 (GPa)	C (MPa)	ϕ (°)	τ ($\sigma_{n=5}$) (MPa)
1	CH-B	17.7	-	-	-
2	CH	-	-	-	-
3	CH-B	7.6	2.76	63	12.3
4	CH	14.5	0.04	68	12.0
5	CH	14.5	1.2	55	88.5
6	CM-CH	7.9	-	-	-
7	CH-B	18.5	2.87	55	10.0
8	CH	10.5	2.38	43	7.0
9	CH	21.8	3.83	40	8.0
10	CH-B	11.6	1.55	62	11.0
11	CH-B	16	0.37	73	18.0
12	CH-B	10.9	5.46	28	8.0
13	CM	6.8	0.64	44	5.2
14	CH-B	25.5	2.96	56	10.0
15	B	34	14.2	55	25.0
16	CH-B	26.5	2.5	58	10.5

表-3 岩盤区分の分類

	B	CH	CM	CL
B	1	2	4	7
CH	-	3	5	8
CM	-	-	6	9
CL	-	-	-	10

表-4 岩盤区分ごとの平均接線弾性係数(GPa)

	B	CH	CM	CL
B	34	17	10	-
CH		15	8	-
CM			7	5

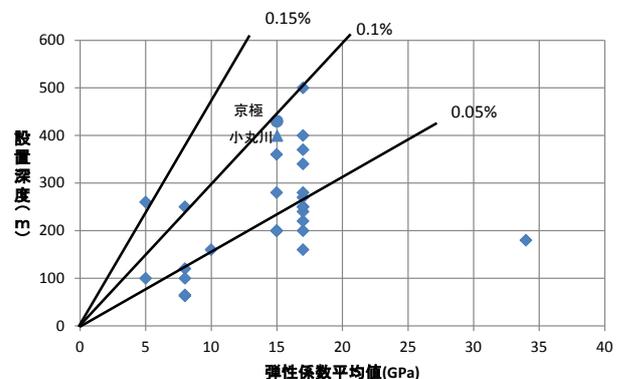


図-1 我が国における大規模地下空洞の設置深度と岩盤物性の関係

ひずみと一軸圧縮強度 σ_c の関係を示す。

依田³⁾はこの安定レベルと限界レベルの他に2つのレベルを設定し、それぞれ以下のような算定式を示している。

レベル I (安定領域とやや不安定な領域の境界)

$$\varepsilon_1 = 10^{(-0.3441 \text{Log} \sigma_c + 0.4227)}$$

レベル II (やや不安定な領域と不安定領域の境界)

$$\varepsilon_2 = 10^{(-0.3441 \text{Log} \sigma_c + 0.0595)}$$

レベル III (不安定領域と極めて不安定な領域の境界)

$$\varepsilon_3 = 10^{(-0.3441 \text{Log} \sigma_c + 0.2995)}$$

極限レベル (極めて不安定な領域と限界領域の境界)

$$\varepsilon_u = 10^{(-0.3441 \text{Log} \sigma_c + 0.5395)}$$

ここでもこの限界ひずみを用い、大規模地下空洞の設置条件の限界がどこにあるのかを検討する。

図-2 に基づいて限界ひずみを算定するためには、一軸圧縮強度 σ_c を設定する必要がある。ここで表-2 に示された C, ϕ から一軸圧縮強度を計算すると $C_{II}B$ 区分では、平均で 8MPa となる。この値は原位置岩盤試験による C, ϕ を用いた結果であり、岩石の一軸圧縮強度としては明らかに小さい。そこでここでは $C_{II}B$ の平均的な岩石の一軸圧縮強度として 1 オーダー大きい 80MPa を仮定し、 $E=230 \sigma_c$ の関係から強度を設定し限界ひずみを算定した。

こうすると図-1 に示した弾性係数に対応する一軸圧縮強度が設定され、レベル I から極限レベルまでのひずみが計算できる。その結果を図-1 に重ねたのが図-3 である。図において ε_{1-1} とあるのは、等方等圧の円孔のひずみに対するレベル I ひずみを示している。この場合、ほとんどの円形の地下空洞において岩盤に生じるひずみは小さく、岩盤の安定は保たれていると言える。

これに対し ε_{1-2} の曲線は、空洞に生じるひずみが円孔の解の2倍であった場合のレベル I ひずみを示しており、空洞の多くがやや不安定な領域にあることになる。更に空洞に生じるひずみが円孔の解の4倍であるとする

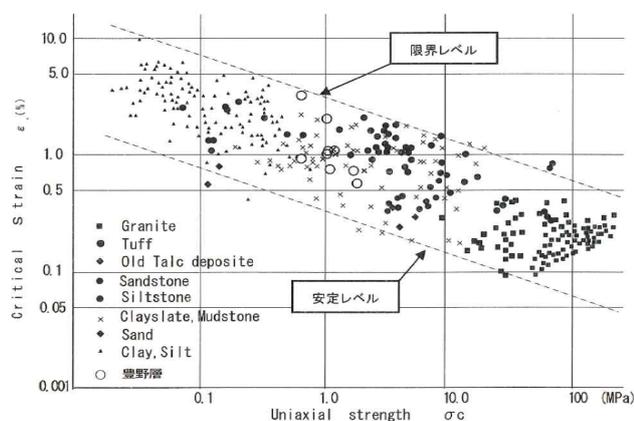


図-2 限界ひずみと一軸圧縮強度との関係⁵⁾

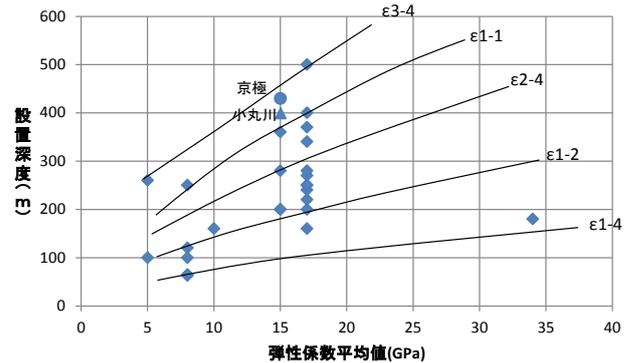


図-3 地下空洞の設置条件と限界ひずみ

とレベル I ひずみは ε_{1-4} 、レベル II ひずみは ε_{2-4} 、レベル III ひずみは ε_{3-4} で示す曲線となり、設置深度の深い多くの空洞は不安定領域に属することになる。こうして見ると ε_{3-4} のあたりに限界があり、よほど岩盤条件が良くない限り設置深度は 500~600m までであることが推定される。

ここで述べたように硬岩中であっても設置深度が深い場合限界ひずみの観点からは厳しい条件にあり、地下空洞の安定を保つためには、初期応力状態と岩盤の強度特性を考慮した上で極力応力集中=ひずみの増大を招かない形状を設定することが必要となる。

4. 支保工設計における問題点

3章において地下空洞の設置条件に関わるおおよその限界を示したが、硬岩の場合そうした限界内の岩盤条件での施工においても支保工の設計について問題が生じることがある。

小丸川発電所の事例²⁾でも示されているように、不連続面が岩盤の変形挙動を支配しているような硬岩中の空洞では、情報化施工によって計測される岩盤変位は連続体解析で得られるような岩盤変位と異なり、例えば図-4 に示すような結果が得られる。この場合、掘削面から 1.0m と 2.5m の計測区間に不連続面があり、それが掘削による応力解放により変位したと推定される。

しかしそのような不連続面の存在が事前の調査によっても、また掘削時の切羽観察によっても明確に把握することができない場合、不連続面を解析モデルに取り入れることは難しく、連続体解析の枠の中で計測結果を評価することになる。

そのような検討の結果、図に示すような解析結果が得られたとする。この場合、計測値の誤差や数値解析の精度を勘案し、変位に関しては概ね現在のモデルで評価できたとして、解析条件を再設定し次ステップ以降の掘削

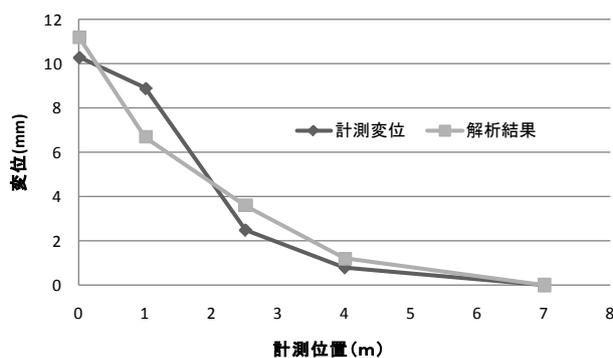


図-4 計測岩盤変位と解析結果の概念

時の予測解析が行われる。そして、掘削完了時に想定されるゆりみ領域を対象に最終的な岩盤空洞の安定性が検討されることになる。

ここで問題となるのは、こうして求められたゆりみ領域が適切なものであるかどうかである。本来、不連続面の挙動で支配されている岩盤の変形挙動を連続体で評価する場合、解析に用いる変形係数や強度定数の設定には様々な仮定が持ち込まれることになる。そうした仮定の結果、変位は再現できたとしてもゆりみ領域の判定に用いられる塑性域分布、破壊接近度分布あるいはひずみ分布などがどれだけ実態を反映しているかは疑問である。

さらに、解析結果に基づき設定されたゆりみ領域に対して設計された支保工（PS アンカーや吹付けコンクリートなど）が妥当なものであるのかどうかを判断することは難しい。

現在、地下空洞の支保工は数値解析結果や計測結果に基づいて設定されたゆりみ領域が空洞供用時に安定性を保つように決定されている。しかしこうした極限平衡理論に基づく地盤岩盤の安定性の評価は、基本的には連続体としてモデル化できるものに対して構築されたものであり、不連続面でその力学的挙動が支配されている硬岩中のトンネルに対しての適用性は、明確には議論されていないと思われる。不連続性岩盤に特化した詳細な議論が望まれる。その上で澤田ら²⁾が提唱しているような不

連続面の挙動を前提とした情報化施工が実務に適用され、その妥当性、有用性が検討されることが必要である。

一方、その前提条件として岩盤中の不連続面の調査、評価手法の確立が不可欠である。現在実務において行われているボーリングコア調査、切羽観察、BTVなどを駆使しても、事前の調査や掘削段階での調査観察などによって岩盤の挙動を支配している、あるいは支配するであろう不連続面を特定することは至難の業である。

ここに新たな岩盤安定性評価手法と対応した、不連続面の調査手法の開発が望まれる。

5. おわりに

ここでは既往の文献調査に基づいて硬岩中の地下空洞の設計法について日頃疑問に感じていることについて多少の議論を展開した。具体的なデータに基づく数値解析などの手順を経たものではないので単なる思い付きの感も否めない。ただ不連続性岩盤を対象とした地下空間開発を今後とも積極的に推進するのであれば、こうした議論を更に深め、合理的かつ安全な地下空間を社会に提供する必要がある。

参考文献

- 1) 土木学会岩盤力学委員会：大規模地下空洞の情報化施工，土木学会，1996.
- 2) 澤田昌孝，新孝一，山下裕司，江藤芳武，蔣宇静，吉田秀典，堀井秀之：不連続面の挙動を考慮可能な解析手法を用いた情報化施工の提案，土木学会論文集 F，Vol.65No.1，pp.17-31,2009.
- 3) 西村哲治，白戸伸明，武田宣孝：京極発電所地下空洞掘削における情報化施工，電力土木，No.347，pp.19-23,2010.
- 4) 桜井俊輔：トンネル工事における変位計測結果の評価法，土木学会論文報告集，No.317，pp. 93-100，1982.
- 5) 依田淳一：第四紀未固結粘性土地山における都市 NATM トンネルの挙動分析と合理的な設計・施工管理手法，京都大学学位論文，2008.

ON CURRENT SITUATION AND PROBLEMS OF UNDERGROUND CAVERN DESIGN

Katsumi KAMEMURA

In Japan, a lot of large-scale, underground caverns such as the underground power stations and LNG storage cavern have been constructed. However, every construction project has not been completed without trouble through planning, design to construction and various troubles during construction have been reported. Though a lot of valuable findings and experiences have been left, they have not been used timely and properly. Because underground caverns are constructed within the limited usage and in very large scale, number of engineers engaging to construction project might be limited. Here, construction cases, up to now are summarized and the problems in a present underground cave design are discussed.