

# 日本と諸外国の大規模地下空洞の岩盤支保システム設計実績とその考察

## Comparative Study of Rock Support System Design Practice for Large-scale Underground Excavations in Japan and Some Other Countries

Ming Cai\*・田坂 嘉章\*\*・宇野 晴彦\*\*・小山 俊博\*\*\*  
Ming Cai, Yoshiaki Tasaka, Haruhiko Uno and Toshihiro Koyama

Rock support system design practice for large-scale underground excavations in Japan and some other countries are reviewed. Different rock support system design methods are summarized and data related to support quantities for the surveyed large-scale caverns are presented. To clarify the problem, data re-analysis using Finite Element Method is performed. A consistent data input procedure was adopted based on the GSI system proposed by Hoek, Kaiser and Bawden (1995). It is found from these analyses that support pressures applied to most caverns in Japan are reasonable, which are comparable to the practice in other countries. It is also found that while reinforcement lengths for cavern sidewalls are generally acceptable, unnecessary long rockbolts or anchors have been applied to cavern roofs.

### 1. はじめに

日本および諸外国における既設の大規模地下空洞の支保設計方法や支保実績等を分析・評価することは、合理的な支保設計を行うにあたって有益な情報を与える<sup>1),2),3)</sup>。ただし、こうした評価・分析においては、日本と諸外国では地殻変動の違いによる地質構造や岩盤性状が異なること、さらに、支保設計の思想や方法が異なること等を考慮する必要がある。

本研究は、日本および諸外国の地下発電所空洞等の大規模地下空洞を対象として、先ず岩盤支保システム(補強工・支保工)の設計方法を整理するとともに、岩盤支保システム実績と空洞規模の関係について比較検討した。さらに、地点毎に岩盤特性・地圧条件ならびに設計手法が異なるため、岩盤支保システム実績の評価に当たっては、Hoek, Kaiser and Bawden (1995)により提案されたGSIシステム<sup>4)</sup>に基づいて物性評価を行うとともに、同一のFEM解析コード<sup>5)</sup>(Phase<sup>2</sup>)を用いて既設地下空洞周辺岩盤の変形、応力分布、破壊領域を評価し、これらと岩盤支保システム実績の関係について整理・分析した。

調査対象とした地下空洞は、1953年から1998年に建設された幅13m以上あるいは高さ15m以上の大規模地下空洞であり、日本(24)、北アメリカ(29)、ヨーロッパ(24)、アジア(16:除く日本)、その他(16)の計109地点(地下発電所92)のデータを収集した。

### 2. 大規模地下空洞の岩盤支保システムの設計方法

大規模地下空洞の岩盤支保システムに多用されるロックボルト、PS工、吹付コンクリートおよびアーチコンクリートの設計方法の概要を述べる。支保設計は、天井部と側壁部に区分して設計しているケースが多

\* 工博 Geomechanics Research Centre (GRC), Mirarco, Laurentian University, Canada

\*\* 正会員 工修 東電設計(株)技術開発本部 土木技術部

\*\*\* 正会員 工修 東京電力(株)建設部 土木・建築技術センター

く、一般的には図-1に示す設計方法が適用されている。設計方法は、地質・岩盤状況により、①不連続面が支配的な安定問題に対する設計法(不連続体解析、くさび解析、キープロック解析)、②応力が支配的な安定性問題に対する設計法(連続体解析、経験法、理論解析、円弧すべり解析)に区分することができる。それぞれ、安定解析で空洞掘削の可能性が確認され、岩盤支保システム設計により支保量の算定が行われる。

岩盤支保システム設計方法については、経験法は、天井部の支保圧を求める Terzaghi の方法、大規模地下空洞の実績に基づき天井部と側壁部の支保圧を求める Cording らの重力モデルによる方法<sup>6)</sup>、トンネルを対象にした Bieniawski の RMR 法、Barton らの Q システム<sup>7)</sup>および US Army Corps のロックボルトによる補強設計の経験則などが用いられている。

観察法は、「情報化設計法」や「Design-as-you-go 法」と呼ばれ、観察(計測)により設計時の仮定条件を確認し、構造物の挙動が予測挙動と整合するように設計するものである(Kaiser)。くさび解析(Hoek & Brown)は、ステレオ投影法で抽出した不連続面により形成される岩盤ブロックの崩落・すべりに対して極限平衡法によりロックボルトや PS 工を設計するものである。また、不連続面と掘削開放面により形成される潜在的に危険なブロックの抽出方法(キープロック解析)が Goodman & Shi により提案され、近年の大規模地下空洞の設計に用いられている。理論解析は、Hoek & Brown の特性曲線法(Characteristic Line Method)、Kastner の弾塑性理論および NATM 理論などであり、円形空洞を仮定した理論解として主に天井部の設計に用いられている。円弧すべり解析は、FEM で得られた側壁部のゆるみ領域内の岩塊のすべりに対して PS 工およびロックボルトの支保量を設計するために用いられ、スリッライン解析は、FEM 解析で得られた応力に基づき、仮定したすべり線の安全率を求める手法である。アーチコンクリートの設計では、骨組構造解析および FEM 解析による断面設計が行われている。

日本と諸外国の設計方法を比較すると、安定解析は、いずれの国でも主に FEM 等の連続体解析手法を用いているが、岩盤支保システムは、諸外国が主に経験法に基づいて設計されているのに対し、日本では円弧すべり解析、スリッライン解析により設計されているのが特徴である。

### 3. 空洞規模と岩盤支保システム実績の関係

岩盤支保システムのうち、大規模地下空洞に適用されたロックボルトおよび PS 工の実績と空洞規模の関係を以下に述べる。

#### (1) 支保圧

図-2に天井部のロックボルトおよび PS 工の支保圧( $P_i$ )と空洞幅( $W$ )の関係を示す。Cording ら<sup>6)</sup>の経験式( $P_i = nW \gamma$ ,  $n$ : roof rock load factors)によりデータを整理した結果、岩盤の単位体積重量を $\gamma = 0.027 \text{ MN/m}^3$ と仮定すれば、 $P_i$ は $n = 0.05 \sim 0.3$ の範囲にある。Cording らは、26地点の大規模地下空洞を対象としてデータ整理を行い、 $n = 0.1 \sim 0.3$ の範囲には

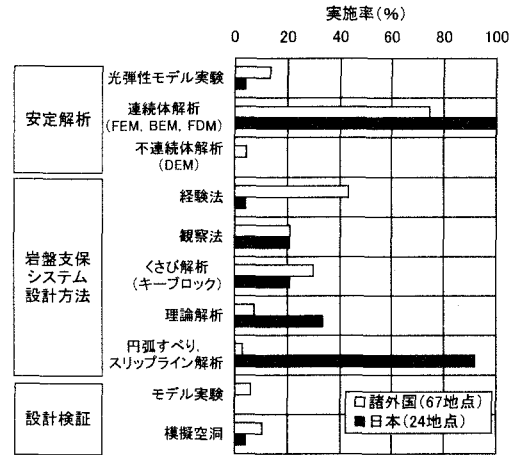


図-1 大規模地下空洞の設計方法

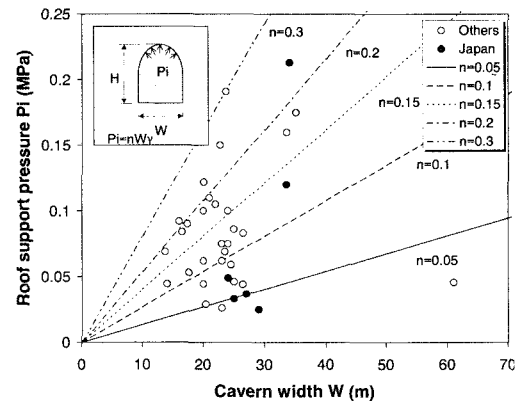


図-2 天井部支保圧と空洞幅の関係

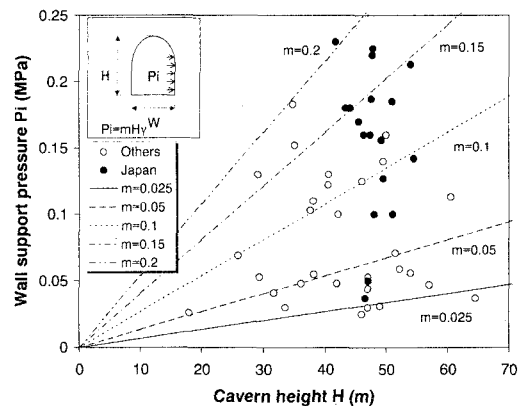


図-3 側壁部支保圧と空洞高さの関係

とんどのデータがあることから、任意の空洞幅に対する天井部の必要支保圧を求める関係式を導いている。図-2において Cording らの整理結果から外れるデータ( $n < 0.1$ )は、岩盤が非常に良い場合、あるいはアーチコンクリートとロックボルトを併用した場合である。

図-3に側壁部の支保圧( $P_i$ )と空洞高さ( $H$ )の関係を示す。Cording らの経験式( $P_i = mH \gamma$ ,  $m$ : wall rock load factors)によりデータを整理した結果、 $P_i$  は  $m = 0.025 \sim 0.2$  の範囲にあり、ほとんどのデータは、Cording らの整理結果 ( $m = 0.04 \sim 0.15$ ) の範囲内にある。図-3によれば、側壁部の支保圧は諸外国と比べて日本が高くなっている<sup>2)</sup>。しかし、高い支保圧を採用したにもかかわらず、いくつかの空洞では側壁変位の急増や PS 工とロックボルト軸力の急激な増加および吹付コンクリートのひび割れなどの変状が確認されており、日本の設計が一概に過剰とは言い難い<sup>3)</sup>。

## (2) 補強工長

図-4に天井部の補強工 (RB:ロックボルト, PS: PS 工) の長さ( $L$ )と空洞幅( $W$ )の関係を示す。ロックボルト長は、 $0.125W \sim 0.33W$  の範囲にある。PS 工長は、 $0.33W \sim 0.67W$  の範囲にあり、ほとんどのデータが Barton ら<sup>7)</sup> が提唱した PS 工長( $L = 0.4W$ )より長くなっている。

図-5に側壁部の補強工の長さ( $L$ )と空洞高さ( $H$ )の関係を示す。ロックボルト長は、 $0.1H$  近傍に分布し、ほとんどのデータが  $4m \sim 6m$  となっている。これは、PS 工と併用しているためである。PS 工長は、 $0.25H \sim 0.67H$  の範囲にあり、その平均値は Barton ら<sup>6)</sup> が推奨する PS 工長 ( $L = 0.35H$ ) となっている。日本の PS 工長は、Barton らの推奨値と同程度かそれよりも小さいものとなっている。

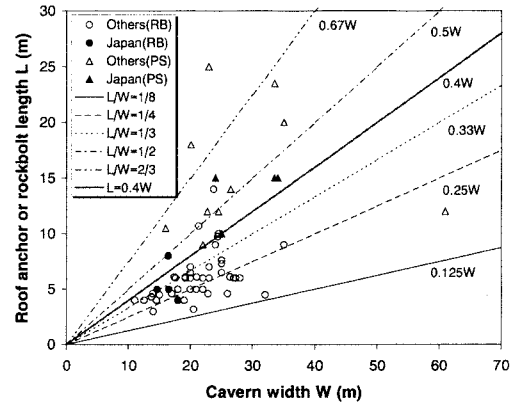


図-4 天井部補強工長と空洞幅の関係

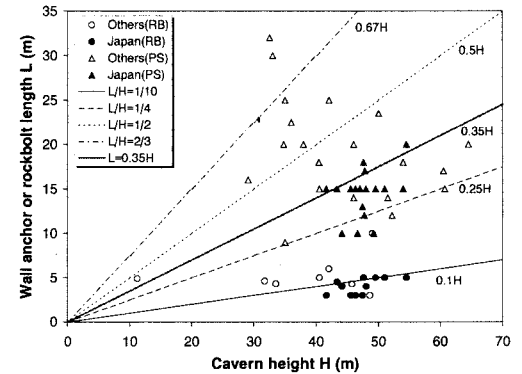


図-5 側壁部補強工長と空洞高さの関係

## 4. GSI システムおよび FEM 解析に基づく岩盤支保システム実績の評価

岩盤特性・地圧条件ならびに設計手法が異なる日本と諸外国の支保システム実績を同一視点から評価するために、調査対象地点のうち、地質・岩盤条件が明確になっている 37 地点を対象として、GSI システムを用いて、岩盤指標の評価を行うとともに、FEM 解析に用いる岩盤物性の設定を行った。そして、岩盤指標および FEM 解析で得られたゆるみ領域 (破壊領域) をパラメータとして、対象地点の地下空洞の支保量について比較検討を行った。

### (1) GSI システム<sup>4)</sup>の概要

Hoek, Kaiser and Bawden (1995)は、不連続面の連結性と不連続面表面の変質状況から岩盤を評価する地質強度指標(GSI)を提案している。GSI 値は、極めて悪い岩盤から岩石まで 10 から 100 に区分されている。GSI システムにより、式(1)に示す Hoek-Brown の破壊基準(Hoek ら, 1995)におけるパラメータ  $m_b, s, a$  を求めることができる。

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left( m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (1)$$

ここで、 $\sigma_1, \sigma_3$  は破壊時の最大・最小有効主応力、 $m_b$  は岩盤の破壊基準定数、 $s, a$  は岩盤特性に依存する材料定数および  $\sigma_c$  は岩石の一軸圧縮強度である。GSI システムによるパラメータ  $m_b, s, a$  は、次式で与えら

れる。

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right), \quad s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right), \quad a = 0.5, \quad (GSI > 25) \quad (2)$$

ここで、 $m_i$ は Hoek-Brown の岩石の破壊基準定数であり、岩石の圧縮試験から得られる。 $GSI < 25$  の場合のパラメータ  $s, a$  は、 $s = 0, a = 0.65 - GSI/200$  である。さらに、GSI システムは、岩盤の変形係数  $E$  の経験式を式(3)で、Barton ら(1974)が提案した岩盤評価指標  $Q$  値と  $GSI$  値の関係を式(4)で与えている。

$$E = \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} \cdot 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)}, \quad (\sigma_c < 100MPa) \quad (3)$$

$$GSI = 9 \log_e Q + 44 \quad (4)$$

### (2) FEM 解析の概要

岩盤は、式(1)の Hoek-Brown の破壊基準を用いた弾・完全塑性材料を仮定し、対象地点の初期応力、岩盤物性を考慮して FEM 解析を行った。解析モデルは、対象地点の空洞形状(たまご型、弾頭型、きのこ型等)、掘削段階および主要な地質の非均質性を考慮した。きのこ型空洞の場合には、天井部のアーチコンクリートをソリッド要素でモデル化した。なお、ロックボルト、PS 工および吹付コンクリートは、解析目的が支保挙動よりも支保量の評価にあるため考慮しなかった。解析は、xy 座標系の平面ひずみ条件で行い、初期応力は面外応力  $\sigma_z$  も考慮した。岩盤物性は、GSI システムに基づき設定した。ただし、岩盤試験結果および変位観測結果が得られている地点に対しては、これらと解析結果を合わせて岩盤物性を補正した。

### (3) 岩盤支保システム実績の評価とその考察

図-6 に側壁部の支保圧( $P_i$ )と、岩盤の一軸圧縮強度 ( $q_u = (2c_m \cdot \cos \phi_m) / (1 - \sin \phi_m)$ ),  $c_m, \phi_m$ : 岩盤の Mohr-Coulomb の強度定数) と水平方向初期応力 ( $\sigma_h$ ) の比率との関係を示す。図中の円の大きさは、式(4)により  $GSI$  値から求めた  $Q$  値の大きさを示している。一般に、地山強度比 ( $q_u / \sigma_h$ ) が小さい場合、つまり岩盤の強度が低いあるいは初期応力が高い場合、空洞周辺岩盤は潜在的に不安定なため、相対的に重支保が適用される<sup>1)</sup>。 $q_u / \sigma_h$  が同程度の側壁部の支保圧は、諸外国と比べて日本が高くなっている。分析データは、概ね  $Q < 4$  (悪い岩盤)、 $4 < Q < 10$  (普通の岩盤)、 $Q > 10$  (良好な岩盤) の3つのグループに区分できる。第2グループには、 $Q > 10$  のケースが含まれ、すべてのデータを厳密に区分できない。 $q_u / \sigma_h$  が大きくても、岩盤の質が低ければ( $Q < 4$ )、高い支保圧が要求される。日本の半数の空洞は、 $Q$  値の低い岩盤内にあり、高い支保圧が設定されたことは適切であったものと考えられる。

図-7 に空洞の支保圧( $P_i$ )と  $Q$  値の関係を示す。図中の直線は、Barton らの  $Q$  システム<sup>7)</sup>における支保圧( $P_i$ )の推奨値 ( $Jr$ : Joint Roughness Number,  $Jr = 0.5 \sim 2.0$ )である。日本の大規模地下空洞の設計は、Barton らとは異なる設計システムを採用したにもかかわらず、適用した支保圧のほとんどは、諸外国と同様に  $Q$  シ

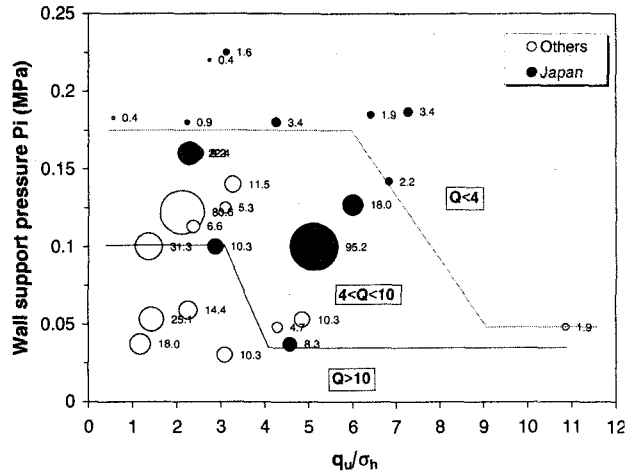


図-6 側壁部支保圧と  $q_u / \sigma_h$  の関係

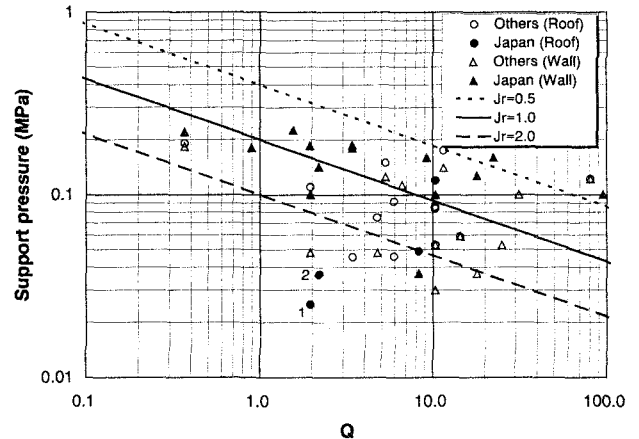


図-7 支保圧と  $Q$  値の関係

ステムチャートの推奨値の適用範囲にあることが分かる。なお、  
 図中付番した二つの地点は、天井部にロックボルトによる一時  
 支保を打設した後にアーチコンクリートを施工しているため、  
 他のデータと大きな隔たりがある。

図-8に天井部の補強工の長さ $L$ とFEM解析で得られたゆるみ  
 領域（破壊基準に抵触した領域の壁面からの深さ）の関係を示  
 す。多くの空洞では、補強工長は、解析によるゆるみ領域の5  
 倍より長いことが分かる。解析による天井部のゆるみ領域は  
 $0\sim 4\text{m}$ であり、Hibinoら<sup>8)</sup>の報告による天井部岩盤変位計の計  
 測結果と対応している。これらの結果は、天井部に不安定プロ  
 ックが存在する場合を除いて、応力が支配的な問題の場合での  
 ロックボルトあるいはアンカーの長さを低減させられる可能性  
 を示唆しており、最適な岩盤支保システム設計のための研究課  
 題の一つと考える。

図-9に側壁部の支保長とゆるみ領域の深さの関係を示す。  
 打設されたPS工長は、解析によるゆるみ領域と同程度から約  
 3倍程度の範囲にある。ロックボルトは、岩盤表面の浅い部分  
 の補強に使われるため、その長さはゆるみ領域より小さい場合  
 がある。

## 5. おわりに

本研究の主な成果を以下にまとめる。

(1) 日本と諸外国の設計方法を比較すると、安定解析は、い

ずれの国でもFEM等の連続体解析手法を用いているが、岩盤支保システムは、諸外国が主に経験法に基づいて設計されているのに対し、日本では円弧すべり解析、スリッライン解析により設計されているのが特徴である。

(2) 日本の支保圧（特に側壁部 $P_i$ ）は、空洞規模（ $W, H$ ）や地山強度比（ $q_v/\sigma_v$ ）で評価した場合には諸外国に比べて高くなっているが、岩盤指標（ $Q$ 値）を加えて評価した場合には諸外国と同程度と判断できる。

(3) 日本と諸外国の支保圧の実績は、Bartonらの $Q$ システムチャートの推奨値の適用範囲にある。

(4) 天井部の補強工長は、FEM解析によるゆるみ領域よりも5倍以上大きいことから、応力が支配的な場合にはこれを低減できる可能性がある。

今後、空洞の変状分析等を追加し、数値解析と経験法を合わせた支保設計システム設計方法（Semi-empirical Method）を検討する予定である。本研究の遂行にあたり、Drs. P.K.Kaiser & C.D.Martin (GRC) に御指導とGRCデータベース利用の御協力を頂いた。記して謝意を表する次第である。

## 参考文献

- 1) 野崎 他：大規模地下空洞における各種安定化対策とその考察、電力土木、No.209、pp.40-48、1987。
- 2) 川本 他：大規模地下空洞設計の現状分析とその考察、トンネルと地下、第23巻3号、pp.31-37、1992。
- 3) 地盤工学会：岩盤構造物の設計法に関する研究報告書、pp.38-71、1997。
- 4) Hoek, E., Kaiser, P.K. and Bawden, W.F.: *Support of underground excavations in hard rock*, A.A. Balkema., 1995。
- 5) Curran, J.H. and Corkum, B.T.: *Phase<sup>2</sup>-2D finite element program for calculating stresses and estimating support around underground excavations*, reference manual, Rock Engineering Group, University of Toronto, Canada, 1997。
- 6) Cording, E.J., Hendron Jr., A.J. and Deere, D.U.: *Rock engineering for underground caverns*, Proc. ASCE Symp. on Underground Rock Chambers, pp.567-600, 1971。
- 7) Barton, N., Lien, R. and Lunde, J.: Estimation of support requirements for underground excavations, Proc. 16<sup>th</sup> US Symp. on Rock Mech., Design methods in Rock Mechanics, C. Fairhurst & S.L. Crouch (eds.), pp.163-177, 1977。
- 8) Hibino, S., Motojima, M. and Kanagawa, T.: Behavior of rocks around large caverns during excavation, Proc. 5<sup>th</sup> Congress of ISRM, D, pp.199-202, 1986。

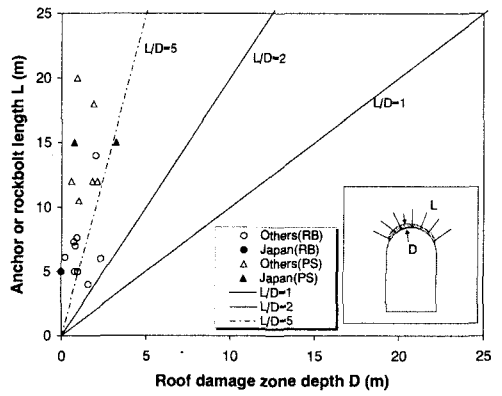


図-8 天井部補強工長とゆるみ領域の関係

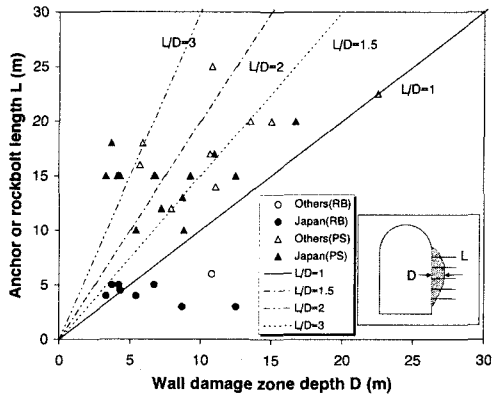


図-9 側壁部補強工長とゆるみ領域の関係