

(24) 大深度軟岩地盤における立坑掘削挙動を模擬した室内模型実験
LABORATORY MODEL TEST ON SHAFT DRILLING BEHAVIOR AT DEEP SOFT ROCK GROUND

川崎 了*・岡本 敏郎**・田中 幸久***
Satoru KAWASAKI, Toshiro OKAMOTO and Yukihisa TANAKA

The feasibility of a compressed air energy storage system (CAES) depends on whether it is economic to construct a compressed air storage tank or cavern in deep underground (e.g. deeper than 400 m). As a construction method of compressed air storage facilities in soft rock ground, we have proposed a new method using a steel pipe shaft as a storage tank of compressed air. The steel pipe is installed into ground already bored by vertical shaft boring with slurry. A series of laboratory model tests using a shaft drilling simulator was carried out to investigate the stability of shaft drilling at deep soft rock ground. Consequently, it was experimentally shown that the possibility of shaft drilling at deep sand stone ground whose unconfined compressive strength was from 5 to 30 kgf/cm² was good.

1. はじめに

当所が提案する泥水掘削・鋼管シャフト方式¹⁾は、わが国の大都市周辺に広く分布する軟岩地盤を対象とした圧縮空気貯槽建設工法である。この方式は、地下400～800mの深部地盤中に圧縮空気貯蔵用の鋼製貯槽を建設すると最も経済的になる²⁾ことから、大深度軟岩地盤の泥水掘削時における立坑の安定性について検討する必要がある。特に、通常のボーリング掘削で使用される1.1前後の泥水比重は経験的に選定される場合が多いため、地盤条件と泥水比重との関係を孔壁の安定性の面から明らかにしておくことが重要である。

このような背景から、筆者らは軟岩地盤における大深度立坑掘削挙動を模擬した室内模型実験を実施中である。本報告では、模型実験の概要と主な実験結果について述べる。

2. 試験装置の概要

実験で使用する装置は、模型空洞高圧載荷試験装置と呼んでいるものであり、大型三軸試験装置のセル内部を改良したものである。その外観図を図-1に示す。本装置では、外径30cm、内径5cmそして高さ40cmの大型中空供試体を使用する。また、メンブレンは供試体の内側と外側の合計で2枚必要である。この供試体の外周および内空壁面に対して高水圧を負荷し、大深度地盤中の応力状態を供試体内に発生させる。その後、立坑に見立てた空洞内の圧力を減少させ、深部地盤中の立坑掘削過程をシミュレートする。本装置の特徴は、供試体の外周および内空壁面に載荷する圧力をそれぞれ独立に操作できる点にあり、最大載荷能力はともに100kgf/cm²である。

* 正会員 (財) 電力中央研究所我孫子研究所耐震部土質グループ
** 正会員 工博 (財) 電力中央研究所企画部経営調査室
*** 正会員 工博 (財) 電力中央研究所我孫子研究所耐震部土質グループ

計測する主な項目は、内圧（空洞内の水圧）、外圧（供試体外周に負荷する水圧）および孔壁変位（円形空洞壁面の半径方向変位）の3つである。孔壁変位計測は、図-2に示すような2つのプローブが180°逆向きに取り付けられた非接触型変位計により、プローブと金属製ターゲットとの間の距離を非接触の状態にて測定する。最大測定可能距離は8mm、また測定精度は1/1000mmである。ターゲットは、縦4cm×横4cm×厚さ0.08mmの薄いステンレス板を使用し、板の角は半径 $r = 1$ cmで丸くしている。このターゲット4枚を、供試体中央付近の高さ20cmと30cmの2つの計測断面の位置にて90°計測方向を変えてそれぞれ2枚ずつセットするが（図-3参照）、メンブレンの影響を避けて供試体の微小な孔壁変位を直接測定するために、内メンブレンと供試体の間に接着剤を用いて張り付ける（図-2参照）。なお、プローブとターゲットとの間には、水およびネオプレンゴム製メンブレンが存在するが、事前の検討結果によればこれらが変位計測に全く影響を与えないことを確認している。

3. 試料

模型実験の供試体としては人工砂岩および自然の砂質泥岩を使用した。ここでは特に、主に実施してきた人工砂岩について述べる。模型実験の供試体として使用する人工砂岩は、その力学特性が一般的な自然軟岩を模擬していること、また供試体が安定的かつ経済的に作製できること、などの条件を満たすことが望ましい。本研究では、これらの条件を満たすと思われる谷ら³⁾の人工軟岩作製法にならない、人工砂岩を作製した。この方法は、練り混ぜたモルタルを所定の圧力で圧密する点に特徴がある。今回対象とした試料は、これまでの大深度軟岩地盤を対象とした室内要素試験結果⁴⁾を参考に、一軸圧縮強度 q_u がそれぞれ30kgf/cm²と5kgf/cm²程度の人工砂岩S-2、S-4を用いた。また、圧密圧力 P' については、40kgf/cm²、80kgf/cm²、120kgf/cm²の3種類とした。モルタルは、利根川砂、生田木節粘土、早強セメントおよび水道水により配合され、その割合は重量比で69.3:7.1:6.3:17.3（S-2）、72.6:7.7:1.7:18.0（S-4）である。

4. 実験方法

まず、ビット外径5cmのコアカッターを使用して、供試体に内径5cm、高さ40cmの円形模型立坑を掘削する。

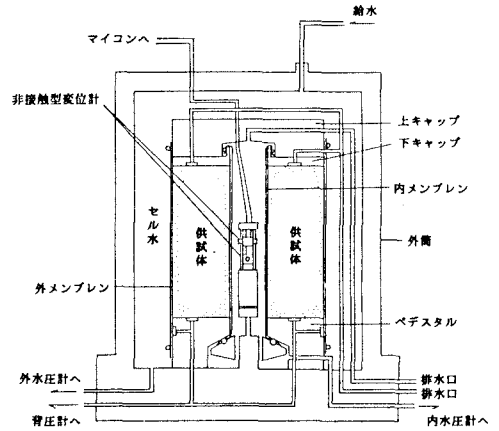


図-1 模型空洞高圧载荷試験装置

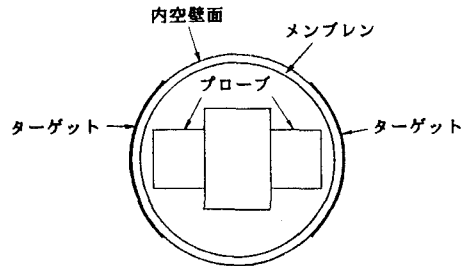


図-2 非接触型変位計の測定断面

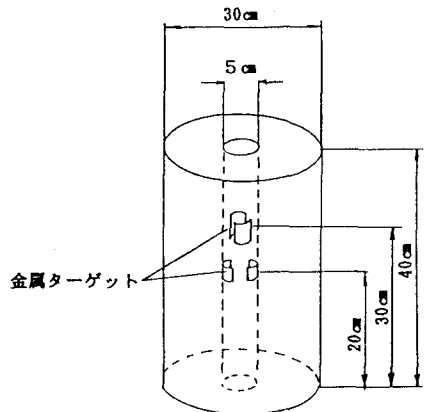


図-3 供試体とターゲットの位置関係

なお、採取したコアは一軸圧縮試験などの要素試験に用いる。次に、供試体をセル内にセットし、内圧と外圧を同時に所定の有効拘束圧まで上昇させて等方圧密（静止土圧係数 K_0 を1と仮定）を行う。そして、圧密終了後は外圧を一定かつ供試体を排水状態に保ちながら、内圧を1分間に 1 kgf/cm^2 の割合で減少させることによって立坑掘削過程をシミュレートする。なお、供試体にはバックプレッシャーとして 6 kgf/cm^2 を負荷している。また、ここでは泥水が孔壁に付着して不透水性のマッドケーキを形成し、これを介して泥水圧が全応力として孔壁面に作用するものと考えるので、内メンブレンはマッドケーキを模擬していると言える。

5. 実験結果

内圧－孔壁変位関係の一例を図-4に示す。これは、 $q_u \approx 5 \text{ kgf/cm}^2$ の人工砂岩（S-4）を用いて深度 $h = 600\text{m}$ の軟岩地盤における立坑掘削を想定した実験結果である。内圧の除荷過程において微小な載荷～再除荷の繰り返しを行い、最終除荷時（内圧=0）における孔壁変位の収束を待って最初の圧密圧力まで再載荷を行っている。この図の除荷過程は、いわゆる地山特性曲線と呼ばれているものに相当し、支保圧と孔壁変位の関係を表している。同図には、除荷過程の比較的早期より非線形弾性の挙動が強く見られる。また、図中の下部には比重1.1の泥水圧が作用した場合の推定内圧を点線で示している。最終除荷時を比重1.0の（泥）水圧が作用した状態と考えると、比重を1.1から1.0に下げることによって孔壁変位が約2倍になることがわかる。なお、これまでに実施した実験ケースの中では、孔壁変位が収束しなかったり孔壁周辺が崩壊にまで至ったケースは見られなかった。

図-5は、最終除荷時（内圧=0）における円周方向最大孔壁ひずみ $\epsilon_\theta = u/r$ （ u ：半径方向変位、 r ：半径）と実験で想定した深度 h との関係を示している。川本ら⁵⁾は、既存の軟岩トンネルのデータを整理し、 $\epsilon_\theta = 1\%$ をスクィーズング発生の有無の境界値として報告したが、今回の実験結果はそれと若干異なる傾向を示している。すなわち、人工砂岩（S-2）の ϵ_θ はすべて $\epsilon_\theta < 1\%$ であり、川本らの結果と一致している。また、深度200m以浅の ϵ_θ についても岩種による違いが小さく、 $\epsilon_\theta = 1\%$ 付近の値で孔壁が安定している。しかし、深度の増大に伴って岩種間の ϵ_θ の差は大きくなり、軟質な材料ほど孔壁安定時における ϵ_θ の値が大きくなる傾向が見られる。

図-6は、図-5の横軸をトンネル掘削時における代表的

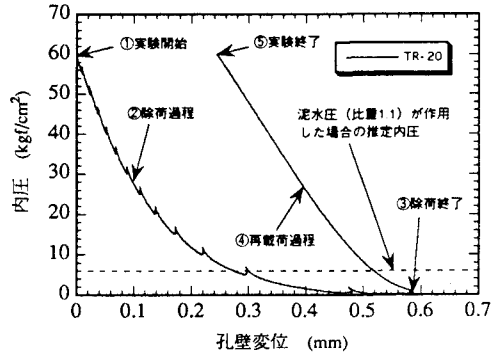


図-4 内圧－孔壁変位関係の例

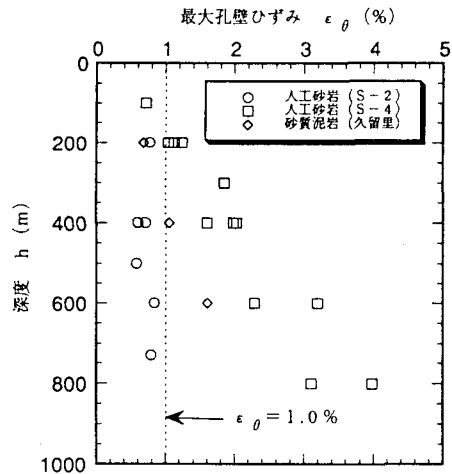


図-5 最大孔壁ひずみ－深度関係

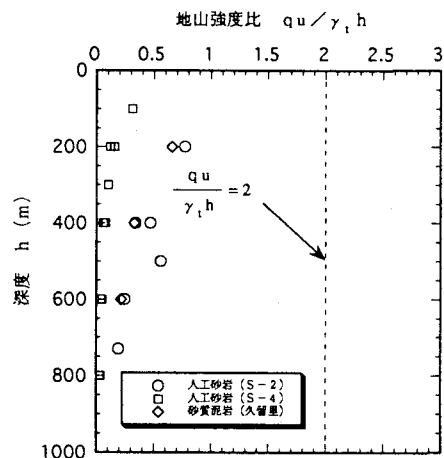


図-6 地山強度比－深度関係

な地山安定性の指標である地山強度比 $q_u / \gamma_i h$ (γ_i : 地山単位体積重量、 h : 深度) に置き直したものである。この図には、地山安定性の境界値とされる $q_u / \gamma_i h = 2$ の値を点線で記入している。今回実施した実験条件からは、すべて孔壁が不安定とされる領域にあると計算されるが、実験的には孔壁が安定している結果が得られている。このように、従来のトンネル地山の安定性指標によれば孔壁が不安定とされる地盤においても、実験的には孔壁の安定性が保たれている結果が得られていることから、今後詳細な大深度軟岩地盤の掘削時における安定性評価手法を確立する必要がある。

一般的には、素堀の円形トンネル壁面の地山応力は一軸圧縮状態と考えられているが、厳密には二軸圧縮状態にあると思われる。例えば、軟質砂岩のように強度特性が拘束圧に大きく依存すると思われる地盤材料を対象とした大深度掘削問題を考える場合、無拘束圧下で求めた q_u をそのまま地山強度として用いること

により立坑掘削時の安定性を議論するのは、かなりの安全側の評価を与える可能性があると思われる。図-7は、模型実験と同じ拘束圧下における人工砂岩 (S-2) および砂質泥岩 (久留里) の三軸圧縮強度 q_{max} と有効土かぶり圧の関係図に対し、地山強度比 $q_u / \gamma_i h$ および強度比 $q_u / \gamma_i' h$ (γ_i' : 水中単位体積重量) の値がともに2となる場合の境界線を加筆したものである。なお、縦軸は有効土かぶり圧を深度に換算して表示している。また、実線および一点鎖線より右側の領域は、それぞれ地山強度比および強度比により定義される安定領域である。これまで模型立坑が崩壊に至った実験ケースがないため、この図で立坑の安定領域と不安定領域の境界に関する議論はできないが、図中において人工砂岩 (S-2) の q_{max} のデータが強度比 $q_u / \gamma_i' h = 2$ の境界線の右側にプロットされていることから、例えば強度比 $q_u / \gamma_i' h = 2$ のライン付近が、軟質な砂岩地盤の安定領域と不安定領域の境界になることも考えられる。しかし、このライン以下の領域には模型実験で孔壁の安定性が保たれた砂質泥岩 (久留里) のデータが存在していることから、地盤の材料特性による違いの影響を含め、安定領域と不安定領域の境界について調べる必要がある。今後、模型立坑を破壊にまで至らしめる実験を計画しており、その実験結果を待って詳細を検討したい。

6. おわりに

本報告では、大深度軟岩地盤の立坑掘削を模擬した室内模型実験の概要と、供試体として主に人工砂岩を用いた実験結果について述べた。今回の実験結果からは、 $K_0 = 1$ かつ $q_u \approx 5 \sim 30 \text{ kgf/cm}^2$ の砂質軟岩地盤において泥水掘削・鋼管シャフト方式の適用性が高いことを実験的に示すものと考えられる。今後は、特に空洞の破壊現象の把握に着目し、岩種および K_0 値を変えた模型実験を実施してデータの収集に努めるとともに、実験結果の解析的評価を行うことにより大深度軟岩地盤の立坑掘削時安定性の指標および評価手法に関する検討を実施する予定である。

7. 参考文献

- 1) 西 好一、川崎 了、藤原義一：軟岩地盤における圧縮空気貯蔵用空洞建設技術 (その1) —鋼管シャフト

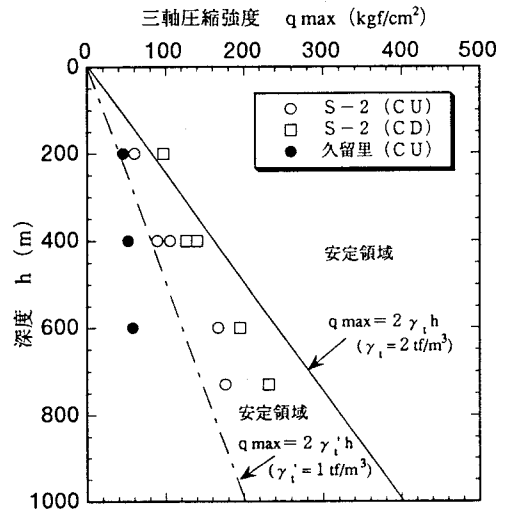


図-7 地山強度比と強度比から計算される安定領域と三軸圧縮強度の関係

方式および凍結横坑・凍結拡幅空洞方式の検討一、電力中央研究所報告、平成2年12月。

- 2) 田中幸久、岡本敏郎、川崎 了、藤原義一：軟岩CAESにおける貯槽埋設深度と建設コストとの関連性、都市地下空間利用における大深度地盤に関するシンポジウム発表論文集、(社)土質工学会、pp.235~240、平成5年11月。
- 3) 谷 和夫、吉田保夫：人工軟岩の作製法、第24回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文、(社)土木学会、pp.251~255、1992。
- 4) 川崎 了、西 好一、藤原義一、岡本敏郎：圧縮空気貯蔵のための大深度軟岩地盤の力学的特の解明一不攪乱試料を用いた室内試験による物性評価一、電力中央研究所報告、平成5年9月。
- 5) 川本眺万、Omer AYDAN、赤木知之：日本におけるスクィーズイングトンネルの実態、第24回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集、(社)土木学会、pp.191~195、1992。