来待砂岩の極低温下における力学挙動*

鴨志田直人¹ 大河原正文²
阿部正良³ 古住光正⁴

Mechanical Behavior of Kimachi Sandstone under Ultralow Temperature

by Naoto KAMOSHIDA^{a*}, Masafumi OKAWARA^a, Masayoshi ABE^a and Mitsumasa FURUZUMI^a

a. Faculty of Engineering, Iwate University, 4-3-5 Ueda, Morioka, Iwate 020-8551, Japan

(*Corresponding author E-mail: kamosida@iwate-u.ac.jp)

The practical application of the rock cavern storage of liquefied fuels (such as natural gas, liquid hydrogen or dimethyl ether) requires stability analysis of the cavern in question with regard to thermal stress, and an understanding of thermophysical properties and mechanical properties of rock mass is essential for such analysis.

In our research, a linear expansion strain measurement test up to -170°C was first conducted using Kimachi sandstone (24.0% porosity) to study the relationship between the freezing of pore water and its expansion strain. Then a uniaxial compression test and indirect tensile test were conducted with wet sandstone cooled down below freezing point to ultralow temperatures to review the influence of the formation of pore ice on the strength of wet sandstone. The following findings were obtained.

When Kimachi sandstone is cooled down, frost swelling occurs twice, and therefore the linear expansion coefficient fluctuates over range of temperatures between 0 to -70°C . This may be because pores of two different sizes exist in Kimachi sandstone and the freezing temperature of the pore water differs depending on the pore size. The compressive strength and indirect tensile strength of the wet sandstone increase with the decrease in the specimen temperature. Two causes of this phenomenon may be identified. One is that an increase in pore ice that shares the load is the main cause of the phenomenon in temperatures down to -50°C where freezing of the pore water is almost completed. The other is that an increase in strength by volumetric shrinkage of the rock forming minerals and pore ice is the main cause in temperatures below -50°C .

KEY WORDS: Wet Sandstone, Ultralow Temperature, Pore Ice, Thermal Expansion Strain, Linear Expansion Coefficient, Tensile Strength

1. はじめに

地球温暖化ガス排出に関心が高まりつつある昨今において、石炭や石油などに比べ相対的に環境負荷が少ないクリーンなエネルギーである天然ガスの需要拡大が見込まれている。また、石油の代替エネルギーとして液化水素やジメチルエーテルなどの低温液化燃料の実用化も検討されている¹⁾。これら石油代替エネルギーの安定供給の実現には、貯蔵施設の確保が課題となる。国土が狭く山地が多い我が国の大規模貯蔵施設においては、地上タンク方式や半地下タンク式のように広大な平地や海岸埋立地を必要とせず、隔離性および耐震性に優れた地下岩盤空洞内貯蔵が有力視されている。さらに、天然ガスや液化水素、ジメチルエーテルなどは通常常圧低温状態の液体として輸送するため、そのまま低温の液化状態で貯蔵する方がエネルギー効率の観点からも都合がよ

い。以上のことを踏まえ、液化燃料を常圧低温下で貯蔵する岩盤内貯蔵施設の重要性が認識されている。

極低温液化燃料の岩盤内貯蔵方式には、貯蔵槽周辺岩盤に凍結ゾーンを設けることで液密性を確保する「凍結方式」と、貯蔵槽周辺岩盤に不飽和ゾーンを設け貯蔵槽内側に貼った薄膜で液密性を確保する「メンブレン方式」の2方式が考案されている。いずれの方式においても、貯蔵槽周辺の岩盤は冷却されるため、低温岩盤貯蔵施設の実用化には、空洞周辺に発生する熱応力に対する空洞の安定性と、貯蔵した液化燃料の外部への漏洩に対する検討の2つが必要であり、その安定解析には岩盤の熱物性と力学物性値の把握が重要となる。

岩石の低温下における熱力学的性質についての研究は、安定解析の際に必要な各種物性値そのものに主眼がおかれ、沢入花崗岩・江持安山岩²⁾、稲田花崗岩³⁾、七浦層砂岩⁴⁾、大谷凝灰岩⁵⁾、来待砂岩・伊豆若草凝灰岩⁶⁾など、さまざまな岩石の物性値が報告されている。この低温下における岩石の力学的物性値の変化は間隙水の凍結によるものと考えられることから、岩石の間隙率と低温下における力学的物性値との関係についても2つの手法によって研究が行われている。一つは、インタクト岩石を加熱処理することで人工的に間隙率を変えた岩石を用いて比較する手法³⁾、もう一つは、間隙率の異なる岩石を用いて比較検討する手法⁷⁾

*2010年4月20日受付 2010年10月19日受理

1. 普通会员 博(工) 岩手大学助教 工学部社会環境工学科

2. 博(工) 岩手大学准教授 工学部社会環境工学科

3. 岩手大学技術専門員 技術部工学系技術室

4. 工学博士 岩手大学名誉教授

[著者連絡先] FAX: 019-621-6446 (岩手大学・鴨志田)

E-mail: kamosida@iwate-u.ac.jp

キーワード: 湿潤砂岩, 極低温下, 間隙氷, 凍結膨張ひずみ, 線膨張係数, 引張強度

Table 1 Properties of Kimachi sandstone.

Dry density	(g/cm ³)	1.95
Saturated density	(g/cm ³)	2.19
Effective porosity	(%)	24.0
Water content*	(%)	12.3
Velocity of P-wave	(km/s)	2.54
Velocity of S-wave	(km/s)	1.58

* Saturation state

である。稲田⁷⁾は、花崗岩（間隙率 1.99%）、砂岩（8.12%）、凝灰岩（37.09%）、泥岩（39.42%）を用いた研究により、間隙率の大きい湿潤岩石ほど、冷却による圧縮強度および引張強度の増加は顕著になること、とくに間隙率が 37% 以上とより大きい場合には、湿潤岩石の圧縮強度および引張強度は乾燥岩石を超えることを明らかにした。

温度低下における湿潤岩石の強度増加のメカニズムについては、間隙水の凍結温度とそれ以下の温度に分けて仮説が述べられている。間隙水の凍結にともなう岩石の強度増加メカニズムについては、氷が造岩鉱物の膠着物質として働くこと、氷と造岩鉱物が荷重を分担することの複合によるものと考えられる^{7,8)}。また、間隙水凍結後の温度低下にともなう岩石の強度増加メカニズムについては、間隙水の氷点降下現象による孔径の大きい間隙から順に氷結すること、氷自体の強度が温度の低下にともない増加することの 2 点が主たる要因であると考えられている^{2, 7, 8)}。なお、この他にも、応力腐食による亀裂速度の低下からの考察⁹⁾や、インクルージョンモデルを用いた検討¹⁰⁾などのメカニズムがあり、現在のところ、間隙水の凍結による岩石の強度増加メカニズムが明らかにされているとは言えない。

本研究では、来待砂岩を用い、極低温下における岩石の物性について検討を行った。具体的には、まず始めに、線膨張ひずみ測定試験を行い、極低温までの冷却過程における来待砂岩の変形挙動について観察し、間隙氷の成長過程について検討した。次に、氷点下から極低温下まで冷却した供試体に対して一軸圧縮試験および圧裂引張試験を行い、間隙氷の生成が来待砂岩の力学物性にどのような影響を及ぼすのかについて検討した。なお、供試岩石として来待砂岩を用いたのは、一般的な砂岩と比較して間隙率が高いという特徴を有するため、間隙水の影響がより明瞭に現れると考えられるからである。

2. 実験方法

2・1 供試岩石

本研究では、供試岩石として来待砂岩（島根県松江市産）を用いた。来待砂岩は、主に円磨度の低い火山岩片と、石英、斜長石、輝石、角閃石などの砂粒からなり、砂粒間は斜プチロル沸石とスメクタイトで膠着されている凝灰質砂岩である。Table 1 に来待砂岩の物性値を示す。来待砂岩の空隙率は 24.0% と一般的な砂岩と比較して高い特徴を有する。

供試体の形状および寸法を、線膨張ひずみ測定試験用として堆積面を面に持つ 1 辺 50mm の立方体、一軸圧縮試験用として堆積面を上下端面にもつ直径 30mm 長さ 60mm の円柱状、圧裂引張試験用として直径 60mm 長さ 30mm の円柱状とした。線膨張ひずみ測定試験に立方体供試体を用いたのは、堆積面に平行な面と垂直な面の線膨張ひずみを 1 つの供試体で一度に測定することで、堆積岩の異方性を明確にするためである。各供試体にひずみゲージを張り付けた後、温度 90℃ の乾燥炉で 48 時間以上乾燥させたものを乾燥状態（飽和度 0%）として扱った。また、乾燥状

Fig.1 Schematic of experimental apparatus.

(a) Photograph

(b) Schematic

Fig.2 Specimen of linear thermal expansion test.

態の供試体を室温の蒸留水に沈め、真空ポンプを用いて 24 時間以上脱気しながら水中養生したものを湿潤状態（飽和度 100%）として扱った。

2・2 線膨張ひずみ測定試験

線膨張ひずみ測定試験には、熱伝導率測定用低温槽（ジャパンスーマティック社製、恒温槽 65 × 45 × 40cm）を用いた。本実験システムの概要を Fig. 1 に示す。本装置は、冷媒として液化窒素ボンベから導入した気化窒素ガスを用いる。また、本装置の冷却速度・昇温速度は、熱伝対による恒温槽内部の温度測定と電磁弁による冷媒の流入量制御により、自由に設定できる。

供試体のひずみは低温用ひずみゲージ（共和電業社製 KFL-30-350-C1-11）を用いて、また、供試体の表面温度はシース熱電対（助川電気工業社製 K 型熱電対）を用いて測定し、データロガーに記録した。なお、ひずみゲージの貼り付け位置と向きは、Fig. 2 に示す通りである。本実験で得られた出力ひずみは、ひずみゲージの見かけひずみを含んでいるため、温度補正を行い、真ひずみを求めた。なお、ひずみゲージの見かけひずみは、石英熔融ガラスに低温用ひずみゲージを張り付けて計測し、計測された出力ひずみから温度依存性が極めて小さい石英熔融ガラスの線膨張ひずみを減算することで求めた。

線膨張試験は、冷却速度を 3℃/min と 0.3℃/min の 2 段階で行った。冷却速度 3℃/min の試験では恒温槽内部の温度を室温から -170℃ まで冷却し、0.3℃/min の試験では試験時間の都合上、室温から -80℃ まで冷却した。このとき、供試体内部の温度分布が一樣になるのを待ため、冷却速度 3℃/min では -170℃ を、0.3℃/

Fig.3 Relationship between air temperature in chamber and surface temperature of specimen.

Fig.4 Relationship between surface temperature of specimen and strain.

Fig.5 Relationship between surface temperature of specimen and strain of pore ice.

min では -80°C を1時間保持した。供試体の含水状態は、乾燥状態と湿潤状態の2状態とした。なお、供試体は、含水比の変化を避けるため、内側にポリエチレン、外側にポリエチレンテレフタレートに施した特殊ラミネートフィルム製の冷凍・耐湯バッグ（山本製作所製 heat seal bag, $200 \times 300\text{mm}$, 以降, heat seal bag と称す）に入れて密封し、試験に供した。

2・3 一軸圧縮試験, 圧裂引張試験

一軸圧縮試験, 圧裂引張試験には, 万能材料試験機（東京衡機製造所製 RUE-100 型）を用いた。一軸圧縮試験では, 軸および周ひずみを計測するため供試体に低温用ひずみゲージ（共和電業社製 KFL-5-120-C1-11）を供試体側面中央に貼付け, 得られた出力ひずみに対しダミーゲージによる温度補正を行い, 真ひずみを求めた。

一軸圧縮試験, 圧裂引張試験共に, 室温 (15°C), -10 , -50 ,

-100 , -170°C の温度条件下で各3回行い, 乾燥状態（飽和度 0%）, 湿潤状態（飽和度 100%）の含水条件下で行った。試験片の冷却は, 熱伝導率測定用低温槽を用い, 試験片の冷却速度を $3^{\circ}\text{C}/\text{min}$ とした。なお, 恒温槽内部が所定の温度になった後, 一時間保持し, 供試体内部の温度分布が一樣になるのを待って試験に供した。供試体の冷却時には, 含水状態の変化を避けるため, heat seal bag に入れて密封した。一軸圧縮試験, 圧裂引張試験の载荷は一定応力速度で行い, 一軸圧縮試験では約 0.7MPa/s , 圧裂引張試験では約 0.3MPa/s （試験片直径方向に 850N/s ）とした。供試体の温度変化を最小限に抑えるため, 载荷盤の周囲を断熱材で作製した簡易低温槽で囲み, その内部を低温状態に保ち試験を行った。なお, 载荷時には, 供試体を heat seal bag から取り出して行った。

3. 実験結果および考察

3・1 線膨張ひずみ測定試験

Fig. 3 に, 恒温槽内の雰囲気温度と試験片表面温度の関係について示す。同図より乾燥砂岩を見ると, 冷却速度 $3^{\circ}\text{C}/\text{min}$ では表面温度と雰囲気温度の間に差が生じるが, 冷却速度 $0.3^{\circ}\text{C}/\text{min}$ では差が生じないことがわかる。この雰囲気温度と表面温度との差は, 試験片内部の温度分布が一樣でないことを示唆している。次に, 湿潤砂岩をみると, 雰囲気温度が低下しているにも関わらず, 表面温度が 0°C で停滞する現象が確認できる。この表面温度の 0°C での停滞は, 乾燥砂岩ではみられないことより, 間隙水が凍結する際の潜熱による影響であると考えられる。さらに, 雰囲気温度 -100°C 以下 ($3^{\circ}\text{C}/\text{min}$) または雰囲気温度 -40°C 以下 ($0.3^{\circ}\text{C}/\text{min}$) の灰色で示した範囲において, 湿潤砂岩と乾燥砂岩の曲線を比較すると, 曲線の傾きに差がみられる。この曲線の傾きは湿潤砂岩の方が大きく, さらにこの傾きの差は, 速い冷却速度において顕著である。この曲線の傾きの差は, 造岩鉱物と間隙水および間隙内部の空気の熱伝導率の違いに起因するものと考えられる。

Fig. 4 に, 冷却速度 0.3 および $3^{\circ}\text{C}/\text{min}$ における湿潤砂岩のひずみ挙動を示す。同図には, 乾燥砂岩（冷却速度 $3^{\circ}\text{C}/\text{min}$ ）についても示した。なお, 乾燥砂岩では, 冷却速度の違いは確認できなかった。同図より, 湿潤砂岩の表面温度-ひずみ曲線では, 乾燥砂岩ではみられない膨張ひずみが確認できる。この膨張ひずみは, 速い冷却速度において大きく発生している。湿潤砂岩の冷却過程でみられる膨張ひずみは, 間隙水の凍結に起因するものと考えられる⁷⁾。そこで, 湿潤砂岩のひずみから乾燥砂岩のひずみを減算し, これを間隙水のひずみと仮定し, その挙動を検討した。

Fig. 5 に, 冷却速度 0.3 および $3^{\circ}\text{C}/\text{min}$ における間隙水のひずみを示す。同図より, ひずみは -4°C 前後から（1回目）膨張を示した後一定となり, さらに表面温度が低下すると再び（2回目）膨張を示し, その後収縮に転じる挙動を示す。膨張ひずみの最大値は 1000×10^{-6} ($3^{\circ}\text{C}/\text{min}$), 130×10^{-6} ($0.3^{\circ}\text{C}/\text{min}$) であり, 冷却速度で大きく異なる。また, 膨張ひずみピーク時の試験片表面温度は -55°C ($3^{\circ}\text{C}/\text{min}$), -45°C ($0.3^{\circ}\text{C}/\text{min}$) 付近であり, 冷却速度の遅速で多少の違いがみられる。この間隙水の膨張ひずみの最大値は, 水の凍結による体積膨張 9%と比較して極めて小さい。この原因の一つとして Furuzumi らの仮説が挙げられる¹¹⁾。Furuzumi らは, 湿潤岩石が完全に飽和せず, 空隙に空気を取り残されたとし, 間隙水凍結直後の空隙内部は間隙氷・未凍結水・空気と満たされていると仮定している。この状態からさらに冷却すると, 間隙氷生成による体積膨張により未凍結水が押し出され, 空気の体積を圧縮し, 結果として試験片の膨張は小さくなると考えられる。一方, 冷却速度を速くすると, 未凍結水が移動する前に次々と間隙氷が生成されるため, 空気を圧縮する間隙氷の割合

Fig. 6 Relationship between surface temperature of specimen and linear expansion coefficient.

が減少し、空隙を直接押し広げる割合が増加し、結果として、試験片の膨張は大きくなると考えられる。

湿潤岩石の凍結膨張については、これまでも報告されている例えば7, 12)。しかしながら、それらの報告は、湿潤岩石の凍結ひずみを連続して測定したのではなく、凍結膨張ひずみについても断片的にしか述べられていない。そこで、Fig. 5をもとに、湿潤砂岩の凍結メカニズムについて考察した。孔径が小さくなると凍結温度は降下することが知られている例えば13)。また、水銀ポロシメータによる測定結果¹⁴⁾によると、来待砂岩は100 μm 以上の孔と0.1 μm 以下の細孔の異なる孔径が確認されている。以上のことよりFig. 5の2回の凍結膨張ひずみは異なる孔径の間隙水が凍結していると考えられる。また、膨張ひずみピーク時の表面温度が冷却速度で異なる原因は、試験片内部の温度分布差に起因する(Fig. 3参照)と考えられる。

Fig. 4より、試験片表面温度-ひずみ曲線の傾きをとるとFig. 6となる。この曲線の傾き、つまり単位温度変化(ΔT)当たりのひずみ変化率($\Delta \epsilon$)は、線膨張係数と同じ次元をもつ。そこで本報では、立方体試験片より得られた試験片表面温度-ひずみ曲線の傾き $\Delta \epsilon / \Delta T$ を来待砂岩の線膨張係数として暫定的に扱うことにした。同図より、冷却速度3 $^{\circ}\text{C}/\text{min}$ の試験結果をみると、間隙水の凍結現象がピークを迎えるまでの温度範囲内では、表面温度-線膨張係数曲線は複雑で一定の挙動を示さない。具体的には、間隙水が1回目の凍結をほぼ終えるまでの温度範囲(0 $\sim$ -30 $^{\circ}\text{C}$)において線膨張係数は大きな膨張を示す下に凸の曲線を描き、2回目の凍結を終える直前の温度範囲(-30 $\sim$ -50 $^{\circ}\text{C}$)において線膨張係数は収縮を示す上に凸の曲線を描く。次に、凍結現象がピークを迎えた後の温度範囲(-50 $\sim$ -55 $^{\circ}\text{C}$)において、線膨張係数は再度急激な収縮を示し、その後、表面温度が-70 $^{\circ}\text{C}$ 以下になると、収縮を示す線膨張係数はほぼ線形的に減少する傾向を示す。他方、冷却速度0.3 $^{\circ}\text{C}/\text{min}$ の試験では、表面温度-80 $^{\circ}\text{C}$ における線膨張係数に、冷却速度3 $^{\circ}\text{C}/\text{min}$ との違いは無い。間隙水の凍結がピークを迎えた後の表面温度-70 $\sim$ -160 $^{\circ}\text{C}$ の範囲における線膨張係数は、ほぼ $10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ を示し、一般的な岩石の低温下における線膨張係数の範囲(0 $\sim$ $10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)¹⁵⁾に収まっており、立方体試験片で得られた本測定結果は、湿潤状態にある来待砂岩の線膨張の指標として扱えると思われる。次に、湿潤砂岩の線膨張係数を乾燥砂岩のそれとで比較すると、表面温度-70 $^{\circ}\text{C}$ 以下での湿潤砂岩の線膨張曲線の傾きは、乾燥状態の傾きよりも小さく、表面温度-160 $^{\circ}\text{C}$ における湿潤砂岩の線膨張係数($8 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)は、乾燥砂岩($4 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)と比べ2倍程度大きい値を示していることがわかる。この原因として、乾燥砂岩は造岩鉱物のみの線膨張係数と考えられるのに対して、湿潤砂岩は造岩鉱物と間

Fig. 7 Relationship between specimen temperature and uniaxial compressive strength.

隙水の両者の線膨張係数を加算したものであると考えられる。

3・2 一軸圧縮試験

各試験片温度における来待砂岩の圧縮強度をFig. 7に示す。乾燥砂岩の圧縮強度は、試験片温度の低下にしたがいほぼ比例的に増加する傾向を示し、-170 $^{\circ}\text{C}$ における圧縮強度は、室温における圧縮強度の約1.4倍まで増加している。一方、湿潤砂岩の圧縮強度においても、試験片温度の低下にしたがい増加する傾向はみられるが、その増加割合は乾燥砂岩と比較して非常に大きく、複雑な挙動を示している。具体的には、湿潤砂岩の圧縮強度は、間隙水が凍結を始めている-10 $^{\circ}\text{C}$ において室温時の1.1倍と微増し、大部分の間隙水がほぼ凍結を終える-50 $^{\circ}\text{C}$ において室温時の2.2倍へと急増し、最終的には-170 $^{\circ}\text{C}$ において室温時の3.3倍にまで増加している。また、湿潤砂岩と乾燥砂岩の圧縮強度を比較すると、室温(15 $^{\circ}\text{C}$)において乾燥砂岩の半分程度である湿潤砂岩の圧縮強度は、-50 $^{\circ}\text{C}$ において乾燥砂岩と同程度まで急増し、さらに-170 $^{\circ}\text{C}$ において乾燥砂岩の圧縮強度の約1.2倍まで増大する結果となる。

これまで、温度の低下における湿潤岩石の強度増加のメカニズムについては、2つの主たる要因があると考えられてきた^{2, 7, 8)}。一つは、間隙水の氷点降下現象による孔径の大きい間隙から順に氷結すること、もう一つは氷の強度が温度の低下にともない増加することである。これら湿潤砂岩の強度増加メカニズムの要因は、Fig. 7の結果より、間隙水の最大膨張ひずみの温度を指標とすることで2つに分けることができると考えられる。つまり、湿潤砂岩の強度増加メカニズムについて、間隙水の最大膨張ひずみが最大となる-50 $^{\circ}\text{C}$ までの冷却過程では、間隙水の凍結による間隙水と造岩鉱物の複合体による荷重分担の効果の増加が主たる要因であると考えられ、-50 $^{\circ}\text{C}$ 以下の冷却過程では、間隙水の凍結はほぼ終わっていると思われることより造岩鉱物と間隙水の体積収縮による圧縮強度の増加が主たる要因であると考えられる。

来待砂岩の乾燥状態における応力-ひずみ線図をFig. 8(a)に、湿潤状態における応力-ひずみ線図をFig. 8(b)にそれぞれ示す。同図には、各試験片温度について最も代表的な試験結果のみを記している。Fig. 8(a)より室温における乾燥砂岩の応力-軸ひずみ曲線は、試験片温度15 $^{\circ}\text{C}$ 、-50 $^{\circ}\text{C}$ 、-100 $^{\circ}\text{C}$ において、応力の増加にしたがい弾性挙動から塑性挙動を経て脆性破壊に至る傾向を示す。しかし、-170 $^{\circ}\text{C}$ では、応力-軸ひずみ曲線は応力の増加にしたがい弾性挙動から直接脆性破壊に至り、塑性挙動は確認できない。その結果、ヤング率を圧縮強度の50%における応力-軸ひずみ曲線の接線勾配で求めると、室温(15 $^{\circ}\text{C}$)、-50 $^{\circ}\text{C}$ 、-100 $^{\circ}\text{C}$ では6.6GPa前後で変化は見られず、-170 $^{\circ}\text{C}$ では13GPaと約2倍に増加する。一方、Fig. 8(b)より室温における湿潤砂岩

Fig.8 Stress-strain curve in uniaxial compression test at various specimen temperature.

Fig.9 Relationship between specimen temperature and indirect tensile strength.

Fig.10 Relationship between specimen temperature and difference of strength.

の応力-ひずみ曲線は、乾燥砂岩と異なり、弾性挙動を示したまま直接脆性破壊に至る傾向を示す。また、これらのひずみ曲線は、試験片温度によってその挙動が異なる。室温 (15°C) と間隙水がほぼ凍結を終える温度 (-50°C) のひずみ曲線を比較すると、温度の低下にしたがい破壊強度は増加するが、破壊時の軸ひずみ・周ひずみの値に変化は見られない。その結果、ヤング率は、3.2GPa (15°C)、8.1GPa (-50°C) と変化し、温度の低下とともに増加する。一方、間隙水がほぼ凍結を終えた以降の-50、-100、-170°Cを比較すると、温度の低下にしたがい、破壊強度は増加し、破壊時の軸ひずみ・周ひずみの値は減少する挙動を示す。その結果、ヤング率は、8.1GPa (-50°C)、42GPa (-100°C)、51GPa (-170°C) と変化し、温度の低下とともに急増する。この湿潤砂岩でみられるヤング率の急増や、塑性挙動を経ずに直接脆性破壊に至る現象は、温度の低下により、間隙水が体積収縮し硬化するためと考えられる。

3・3 圧裂引張試験

各試験片温度における来待砂岩の圧裂引張強度を Fig. 9 に示す。乾燥砂岩の引張強度は、試験片温度の低下にしたがい増加する傾向を示す。-170°Cにおける引張強度は、室温における引張強度の約 2 倍まで増加し、この引張強度の増加は乾燥砂岩の圧縮強度の増加 (1.4 倍) よりも大きい。一方、湿潤砂岩の引張強度においても、試験片温度の低下にしたがい増加する傾向はみられるが、その増加は乾燥砂岩と比較して非常に大きい。具体的には、湿潤砂岩の引張強度が凍結を始めている-10°Cにおいて室温時の 1.7 倍と増加し、大部分の間隙水がほぼ凍結を終える-50°Cにおいて室温時の 4.0 倍へと急増する。さらに-170°Cにおける湿潤砂岩の引張強度は、室温時の 7.4 倍にまで増加しており、乾燥砂岩

の引張強度の増加 (3.3 倍) よりも非常に大きい。また、湿潤砂岩と乾燥砂岩の引張強度を比較すると、室温 (15°C) において乾燥砂岩の半分程度である湿潤砂岩の強度は、-10°Cで乾燥砂岩と同程度まで急増し、さらに-170°Cにおいて室温時の乾燥砂岩の約 9.0 倍まで増大する結果となる。

間隙水凍結後の温度低下にともなう岩石の強度増加メカニズムは、造岩鉱物と間隙水の体積収縮による圧縮強度の増加が主たる要因であると考えられる (Fig. 7 参照)。そこで、温度の低下にともなう氷の強度増加による影響について検討した。具体的には、一軸圧縮試験結果 (Fig. 7) と圧裂引張試験結果 (Fig. 9) より、温度毎に湿潤砂岩の強度から乾燥砂岩の強度を減算し、この強度差を間隙水が受け持つ荷重と仮定して、強度差と温度低下の関係を検討した。

Fig. 10 に、各試験片温度における来待砂岩の強度差 (湿潤強度-乾燥強度) を示す。強度差は、圧縮強度および引張強度ともに温度の低下にしたがい増加する。しかし、引張強度と圧縮強度とでは間隙水の受け持つ応力に違いがみられ、間隙水がほぼ凍結を終える-50°Cについて比較すると、圧縮強度の強度差は約 -5MPa であり、引張強度の強度差は約 5MPa である。また、凍結岩石の温度低下にともなう強度増加の主たる要因を間隙水の体積収縮による氷の強度増加と仮定し、間隙水がほぼ凍結を終える-50°Cを基準に間隙水の強度 (強度差) の増加量を計算した。試験片温度 -170°Cにおける圧縮強度の強度差は約 15MPa の増加、引張強度の強度差は約 5MPa の増加となる。さらに、造岩鉱物の強度と間隙水の強度との間には線形加算則が成立すると仮定する。本砂岩の有効空隙率は 24% であることから、間隙水の圧縮強度は 63MPa の増加、引張強度は 21MPa の増加と算出される。

一方、多結晶氷の一軸圧縮強度は最大でも 10MPa 程度であり、引張強度は 1MPa 以下である¹⁶⁾。つまり、試験片温度-170℃では、間隙水の方が多結晶氷よりも圧縮強度で約 63 倍、引張強度で約 21 倍も大きいことになる。このことより、間隙水凍結後の温度低下にともなう凍結岩石の強度増加メカニズムは、従来考えられてきた (Fig. 7 参照) 間隙水の体積収縮による強度の増加が主たる要因と単純に結論づけることはできない。以上のことを踏まえると、今後、温度低下にともなう凍結岩石の強度増加の要因として、間隙氷による造岩鉱物の膠着効果や、間隙氷の噛み合わせ効果について明らかにする必要があると考えられる。

最後に、欧米において試みられた凍結方式による LNG の岩盤内貯蔵は、熱応力によるクラックの発生などによって失敗に終わっている¹⁷⁾。この原因として、米山ら¹⁸⁾は凍結方式による低温岩盤貯蔵の成立条件について、有限要素法を用いた熱力学と力学の連成解析を行っている。その結果、LNG (-162℃) を貯蔵した場合、湿潤岩石の力学物性値の温度依存性と凍結膨張ひずみによる影響で、空洞壁面に引張破壊による破壊領域が発生し、このクラックから LNG が漏出することを明らかにした。さらに、この解析条件において、米山らは凍結方式の適用可能な下限温度を -60 ~ -80℃程度であることを示唆した。

有限要素法による LNG 岩盤内貯蔵の力学的安定解析では、その運用に即して①岩盤内空洞掘削時の施工期間、②施設建設終了時から極低温液化燃料貯蔵開始までのブレイク期間、③極低温液化燃料貯蔵運転期間の 3 つの期間に分けて解析する必要がある。②と③の期間における安定解析では、始めに非定常熱伝導解析を行い、次に、得られた経過時間における空洞周辺岩盤の温度分布をもとに熱応力解析を行って、得られた応力を岩盤の破壊基準に照らし合わせることで力学的評価を行う。湿潤岩石の凍結膨張による線膨張係数と、凍結岩石の力学物性値における温度依存性は、熱応力解析においてその精度を左右する重要なファクターとなる。すなわち、本研究で明らかとした、「湿潤砂岩の凍結膨張メカニズム」と「温度低下にともなう凍結岩石の強度増加の発現機構」を用いることで、空洞周辺岩盤に生じる凍結膨張き裂の分布を設計の段階で詳細に予測することが可能になると思われる。

4. ま と め

本研究では、来待砂岩を用いて、極低温までの冷却過程における間隙水の凍結過程について検討した。次に、間隙氷の生成が砂岩の力学物性にどのような影響を及ぼすのかについて検討した。本研究で明らかになったことをまとめると以下ようになる。

線膨張ひずみ測定試験の結果

- (1) 湿潤状態の来待砂岩を冷却すると、凍結膨張が 2 回にわたってみられる。これより、湿潤砂岩の凍結膨張メカニズムは、孔 (100 μ m 以上) と細孔 (0.1 μ m) の異なる 2 つの孔径の間隙水が異なる温度で凍結していると考えられる。

- (2) 湿潤砂岩の表面温度—線膨張係数曲線について、間隙水の凍結現象がピークに至るまでの温度範囲内では、線膨張係数は増減を繰り返す、線形性を示さない。凍結現象がピークを越えた以降の温度範囲では、線膨張係数は収縮を示しほぼ線形的に減少する傾向となる。

一軸圧縮試験および圧裂引張試験の結果

- (3) 湿潤砂岩の圧縮強度は、間隙水凍結初期の-10℃において室温時の 1.1 倍であるが、間隙水凍結がほぼ終了する-50℃になると室温時の 2.2 倍と急増し、-170℃では室温時の 3.3 倍まで増加する。
- (4) 湿潤砂岩の引張強度は、間隙水凍結初期の-10℃において室温時の 1.7 倍に増加し、間隙水凍結がほぼ終了する-50℃になると室温時の 4.0 倍と急増し、-170℃では室温時の 7.4 倍まで増加する。この間隙水凍結による引張強度の増加は、圧縮強度の増加よりも顕著である。
- (5) 湿潤砂岩の強度増加メカニズムについて、間隙水凍結がほぼ終了する-50℃までの冷却過程では、生成される間隙氷と造岩鉱物の複合体による荷重分担の効果の増加が主たる要因であり、間隙水の凍結がほぼ終了する-50℃以下の冷却過程では、造岩鉱物と間隙氷の体積収縮による圧縮強度の増加が主たる要因であると考えられる。しかし、試験片温度-170℃において間隙氷の受け持つ応力は、多結晶氷の強度を大幅に超えており、間隙水凍結後の強度増加メカニズムについてはさらなる検討を要する。

References

- 1) METI: *Shin Kokka Enerugi Senryaku ni tsuite*, (METI, Tokyo, 2006).
- 2) I. Matsunaga, M. Kuriyagawa and N. Kinoshita: *Journal of MMIJ*, **97** (1981), 431-436.
- 3) Y. Ishizuka, N. Kinoshita and T. Okuno: *Doboku Gakkai Ronbunshuu*, **370III-5** (1986), 243-250.
- 4) Y. Inada, Y. Kohmura and T. Fujiwara: *Doboku Gakkai Ronbunshuu*, **445III-18** (1992), 65-73.
- 5) Y. Inada, T. Fujiwara, S. Hatano and S. Kadota: *Doboku Gakkai Ronbunshuu*, **449III-28** (1994), 23-30.
- 6) Y. Inada and N. Kinoshita: *Proc. 34th Symp. on Rock Mech.*, (2005), pp.165-170.
- 7) Y. Inada, N. Kinoshita, S. Seki, T. Matsuo, A. Nariyuki and K. Ochi: *Doboku Gakkai Ronbunshuu*, **547III-36** (1996), 211-220.
- 8) N. Kinoshita, S. Akagawa and A. Denda: *J. Soc. Mat. Sci., Japan*, **45** (1996), 242-248.
- 9) N. Kodama, Y. Fujii, S. Akagawa and Y. Ishijima: *Doboku Gakkai Ronbunshuu C*, **63** (2007), 24-33.
- 10) J. Kodama, T. Goto and Y. Fujii: *Journal of MMIJ*, **124** (2008), 733-740.
- 11) M. Furuzumi, Y. Takeshita, M. Kurashige, F. Nishimura, K. Hirose and K. Imai: *Journal of Thermal Stresses*, **27** (2004), 331-344.
- 12) A. Nakaya, N. Wakabayashi, H. Momota and H. Takasaki: *Proc. 37th Symp. on Rock Mech.*, (2008), pp.409-414.
- 13) A. A. Antoniou: *J. Phys. Chem.*, **68** (1964), 2754-2764.
- 14) D. Nakamura, T. Goto, N. Mori, T. Suzuki and Hiramatsu: *Japanese Geotechnical Journal*, **1** (2006), 131-142.
- 15) JSCE: *Thermally-Induced Engineering Problems in Underground Rock Structures - Properties and Analysis-*, (JSCE, Tokyo, 2006), pp.52-55.
- 16) N. Maeno and T. Kuroda: *Seppyou no Kouzou to Bussei*, (Kokon Syoin, Tokyo, 1986), pp.117-119.
- 17) E. Amantini, E. Chanfreau, and H. Y. Kim: *LNG Journal*, **Mar./Apr.** (2003), 25-27.
- 18) K. Yoneyama, H. Momota, N. Wakabayashi and S. Okada: *Proc. Symp. on Underground Space*, **12** (2007), pp.9-18.