

解 説

凍土の知識 —人工凍土壁の技術—

凍土分科会^{1*}

要 旨

凍土の高強度や遮水性を利用すべく人工的に造成される凍土壁は、トンネル掘削（防護などの建設工事における確実な地盤改良工法）などに 50 年以上活用されてきた。それゆえ我が国においては、1960 年頃より凍土や凍土壁に関する研究および技術開発が継続されている。しかしながら、凍土および人工凍土壁の基礎知識、技術、実績は、一般的にはあまり理解されていない。そこで本解説では、最初に寒気によって形成する自然の凍土から冷凍機を用いて人工的に造成する凍土までの様々な凍土を紹介し、その後に人工凍土壁に関する実績や設備、凍土壁の造成・維持技術、凍土壁の特性を説明する。本解説により、福島第一原発事故対策で最近注目されている凍土遮水壁、および今後とも大都市地下開発での大深度および大断面掘削防護に不可欠な凍土土留め壁への理解が深まることを期待する。

キーワード：凍土、凍土壁、遮水壁、凍結工法

Key words: frozen soil, frozen soil wall, impervious wall, ground freezing method

1. はじめに

土が 0℃ 以下に冷やされると、土粒子間隙に含まれる水の多くが凍結し間隙氷となる。地中温度の低下にともなう間隙氷の増加は、土粒子の骨格構造を補強するため凍土を堅固にし、通水流路を狭めるため凍土に遮水性を付与する。また、氷の潜熱は 334 kJ kg^{-1} 、熱容量は $2.1 \text{ kJ kg}^{-1} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$ と大きい。このため、氷を多く含む凍土は多量の熱エネルギーの供給なしには融解しない。これは、氷期に発達した永久凍土が現存する理由の一つでもある。

これらの特徴に基づき、土を人工的に凍結し、脆弱地盤の土留め壁や地下水の遮水壁、食糧貯蔵、乱さない砂・礫試料（不攪乱試料）の採取などに用いることがある。こうした人工凍土の利用は、

海外では 19 世紀中頃より炭鉱立坑構築等に見られ、国内では 1960 年頃より関連する研究と技術開発が精力的に継続されている。特に我が国では、諸外国に比べて地盤が軟弱な都市部での施工が多く、また地中温度が高いため、高度な凍結技術が確立している（土質工学会, 1994; 生頼, 1998; 伊豆田・譽田, 2003）。これまでに日本で造成された人工凍土の総量は世界でも突出した施工実績を保有しており、今や一般的な施工技術と見なせる。1ヶ所で造成される凍土の量は数百から数万 m^3 と個々の例で異なり、施工深度は 70 m に達する例もある（例えば、土質工学会, 1994）。また、凍土が人工的に保持される期間は、短期的な例から液化天然ガス（LNG）地下タンクの周囲で 30 年以上保持されている例まで多岐にわたる。経済産業省（2013a）によれば、近年では、福島第一原子力発電所の汚染水対策に人工凍土による遮水壁の構築が計画されている。また、今後の大深度および大断面での高速道路や高速鉄道などの建設にお

1 凍土分科会

〒514-8507 津市栗真町屋町 1577 三重大学大学院生
物資源学研究所 渡辺晋生（凍土分科会幹事）

* 連絡先：kunio@bio.mie-u.ac.jp

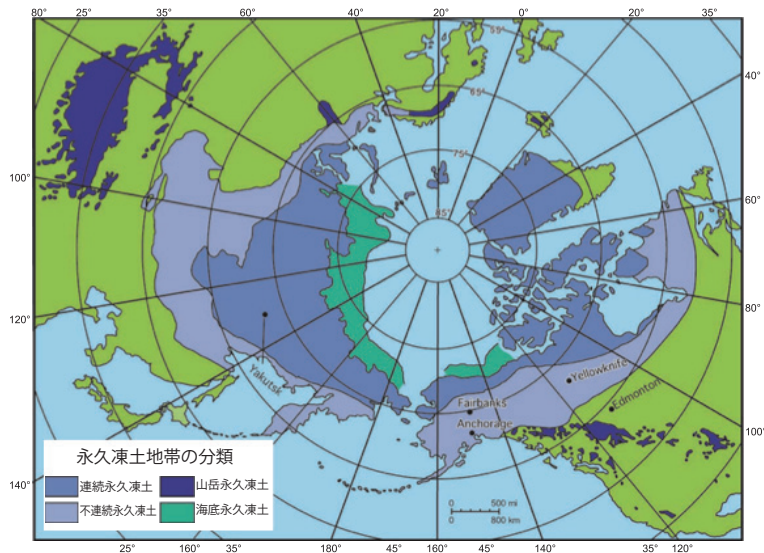


図 1 北半球地域の凍土の分布 (Pewe, 1982).

いても、人工凍土の活用が注目を集めている。

一方、霜柱や路面の凍結など土の凍結は比較的身近な現象ではあるものの、土がどのように凍結するのか、凍結するとどうなるのかを正しく理解している人は少ない。特に、土中における凍土の成長やそれにとまう地下水流の変化を直接目にするには難しいため、凍土の遮水効果を具体的にイメージすることは容易ではない。そこで本稿では、凍土に関する基礎的知見に基づき、人工凍土の基礎知識、技術、実績を解説する。なお紙面の関係で、凍土に関する専門用語については日本雪氷学会 (2014) による雪氷辞典や凍土特集編集委員会 (2004) による雪氷の解説などを参照されたい。

2. いろいろな凍土

土に含まれる水が凍って土全体が固結したものが凍土であるが、さまざまな場面で形成されている。

2.1 自然凍土 (自然寒気により形成される、または形成された凍土)

2.1.1 凍土の分布

気候の寒冷な地域の地盤はその寒さに応じて凍結状態が異なる。すなわち年平均気温が氷点下の地域では「永久凍土」と呼ばれる状態になること

が多く、年平均気温が正で冬季に気温が氷点下になる地域の多くは「季節凍土」と呼ばれる状態になる。Pewe (1982) による永久凍土と季節凍土の北半球における分布を、図 1 に示す。同図に示す濃い青の部分は高山に分布する「山岳永久凍土帯」、青の部分は永久凍土が連続的に分布する「連続永久凍土帯」、薄い青の部分は永久凍土が不連続に分布する「不連続永久凍土帯」、青緑の部分は北極海海底に存在する「海底永久凍土帯」を示している。永久凍土帯と季節凍土帯に、多少とも凍結に見舞われる地域を合わせると地球の全陸地の 70% を占める (土質工学会, 1994)。

2.1.2 永久凍土

永久凍土の定義は一般に連続した 2 年間以上 0℃ 以下の温度状態にある地盤とされる。永久凍土の平面分布は図 1 に示したとおりであり、その面積は世界の陸地面積の 14% を占める (土質工学会, 1994)。永久凍土の厚さは図 2 に示すように、北半球では北ほど厚く南下するにつれ薄くなる。同図に示すように永久凍土の厚さが薄くなるにつれその分布は連続性が失われ連続永久凍土帯から不連続永久凍土帯となる。また、地表部分には夏に融け冬に凍る「活動層 (active layer)」が存在し (図 2, 図 3)、活動層直下には地下水 (ground ice) と総称される様々な形態の水体が不均一に分

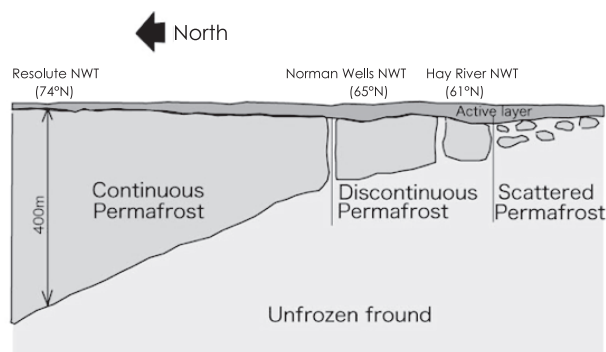


図 2 永久凍土の厚さ分布 (断面図) (Johnston, 1981).

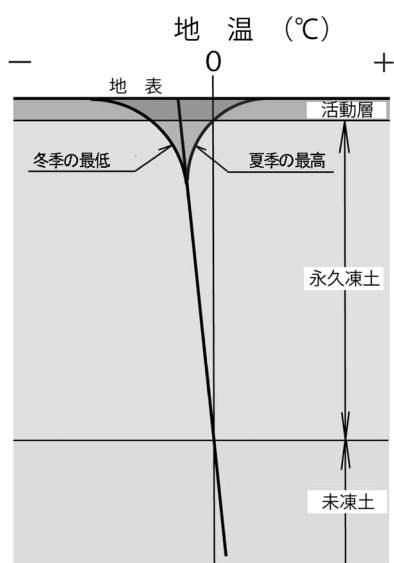


図 3 永久凍土浅部の地中温度.

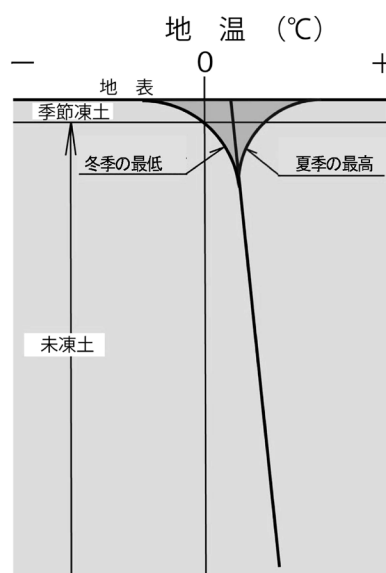


図 4 季節凍土地帯の地中温度.

布している。このため、植生が乱される等の外乱により地表からのエネルギー入射が増加すると地下水が融解し地表が陥没することもある。

2.1.3 季節凍土

季節凍土帯は永久凍土帯より年平均気温が高く、しかしながら冬季には気温が氷点下になる地域である。地盤の鉛直温度分布 (地温の変動幅) は図 4 に示すように冬季に地盤の浅部のみが凍結しその他の季節では凍結しない。このため永久凍土において特徴的に存在していた地下水は基本的に季節凍土地帯には存在しない。結果として季節凍土地帯において地盤が凍結融解を繰り返した場

合問題になるのは、いわゆる凍結膨張 (凍上) と融解 (解凍) 沈下限定される。

2.2 人工凍土 (人工的に形成する凍土)

2.2.1 地盤凍結工法 (トンネルの掘削防護のために形成する凍土)

地盤凍結工法では、シールド機 (地盤を掘削しトンネルを形成する機械) の立坑 (地盤内に建設されたコンクリート製の筒または箱) からの発進防護 (図 5, 写真館 99 写真 1) および到達防護, トンネル-立坑間接続防護 (図 6, 写真館 99 写真 2), トンネル地中接続のための拡幅防護 (図 7) などのために、一時的に掘削対象地盤の全周を凍

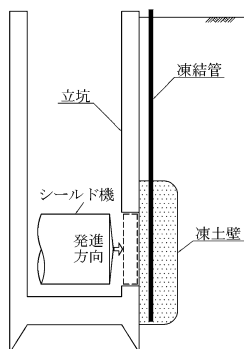


図 5 シールド発進防護用凍土壁の模式図。

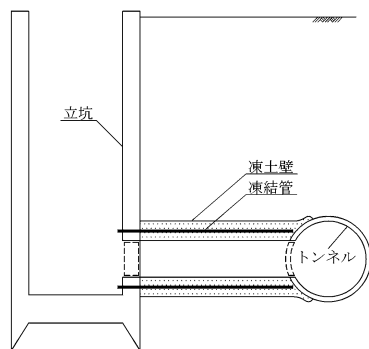


図 6 トンネル-立坑間接続防護用凍土壁の模式図。

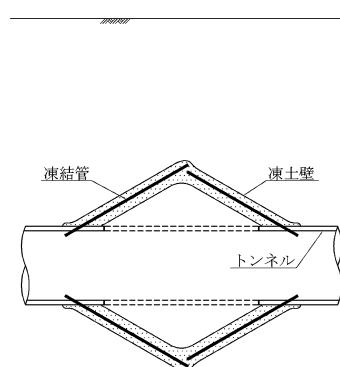


図 7 地中拡幅防護用凍土壁の模式図。

結し強固にする（例えば，土質工学会，1994；地盤工学会，2013）。なお，シールド機は立坑のコンクリートを掘削できないので，発進および到達防護ではシールド通過部のコンクリートを除去するときに出水や土水圧に対応するために凍土壁を造成している。

ここで形成される凍土壁は，掘削防護用の強固で均一性が高い土留め壁である。また掘削時の出水を無くす効果もある。このため信頼性が高い掘削防護のための地盤改良工法といえる。

地盤凍結工法の実績は，国内では 1962 年に初施工され，都市部においてこれまでに 600 件余りに上る。主な施工は，都市での下水道幹線，地下鉄，電力線・ガス幹線，地下調節池，地下高速道路などの建設工事にとまって行われてきた。これらの実績は，大学や企業などにより 1960 年代から開始された，後述の凍土物性の基礎研究，技術開発に裏付けられている。

大規模な地盤凍結工法の適用事例として，海底地盤内に 2 線の高速道路トンネルを建設する工事で，1997 年に開通した東京湾アクアラインがある（古郷ら，1996）。この事例では，外径 14.14m のシールド機が 8 基（神奈川県川崎市の浮島から 2 基，現在は風の搭と呼ばれる川崎人工島（写真館 99 写真 3）から 4 基，千葉県木更津から 2 基）で，立坑内から陸側地盤や海底地盤に向けて掘削を開始した。そしてこれらを地中 2 箇所接続し，高速道路トンネルを海底地盤内に 2 線建設した（図 8，9）。シールド機発進とシールド機地中接続の

掘削防護は，高水圧下（最大 7MPa）であったために，すべて地盤凍結工法が採用されている。

2.2.2 低温液化ガス地下貯蔵タンク周辺の凍土

上記のように人工凍土の代表的なものは，トンネル工事等の補助工法として比較的短期間の施工が求められている土留め用の凍土である。ところが，私たちの身近な所に既に 30 数年間も存在続けている凍土がある。それは都市部に供給する電力・ガスのエネルギー源である液化天然ガス（LNG）の地下貯蔵タンク周りの凍土である（図 10）（土質工学会，1994）。この凍土はタンク周りを強固に囲むことになり，凍土の水密性，液密性，気密性を考えるとタンクの安全性に寄与している。

しかしながら，地下タンク周辺地盤をむやみに凍結させるわけにはいかない。凍結膨張による付帯構造物の変状やタンク側壁に付加荷重として新たに発生する凍結土圧は回避されなければならないからである。LNG は -162°C と超低温であるため，凍土の成長は温水やブラインを循環させたヒーター管で制御されている。このように制御された凍土壁により地下タンクは守られている。

3. 人工凍土の技術

3.1 人工凍土壁の実績と凍結設備

3.1.1 人工凍土壁の実績

i) 平面的大きさ：人工的に凍土壁を形成した国内の実績は，トンネル掘削防護では壁面 1 辺 5 m～30 m が多く，LNG タンクではこれより大き

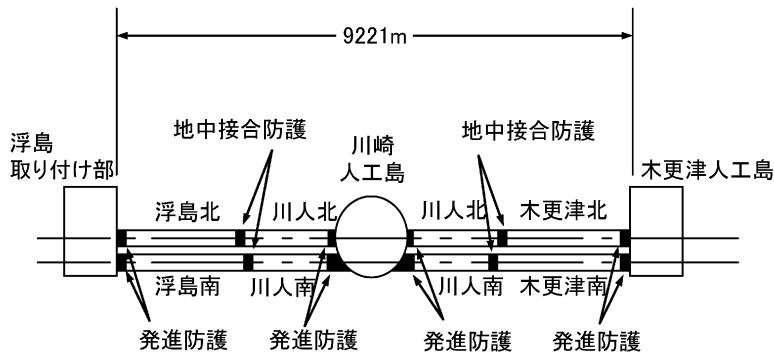


図 8 東京湾アクアラインと凍結工事施工箇所（平面図） ※凍結工事箇所は黒塗。

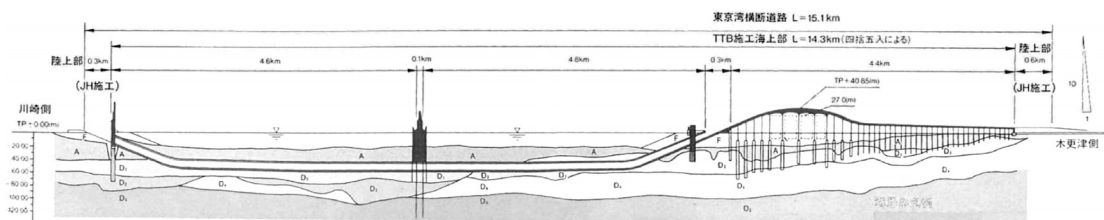


図 9 東京湾アクアライン（断面図）。

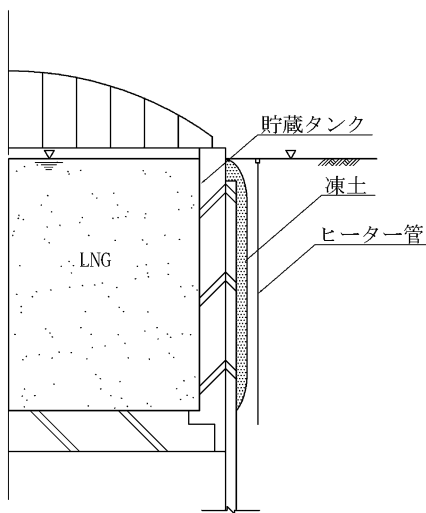


図 10 LNG タンク周辺凍土壁（断面）の模式図。

い。

ii) 深度：国内のトンネル掘削防護では最大深度 70m であり，海外の炭鉱では 600m という報告も見られる（土質工学会，1994）。

iii) 凍土壁の厚み：トンネル掘削防護では，通常は 1m～7m である。

iv) 凍土量：トンネルで造成する凍土量は掘削空間の大きさによって大きく異なる．1ヶ所当たり $200\text{m}^3 \sim 40,000\text{m}^3$ であり，前述の東京湾アクアラインでは発進防護 8ヶ所合計で $25,000\text{m}^3$ が造成されている。

v) 凍土造成期間：トンネル掘削防護用凍土壁では，通常 1ヶ月～2ヶ月である。

vi) 凍土維持期間：トンネル構造物を築造するまでの期間であるため 1ヶ月～2ヶ月が多いが，2年間維持した事例もある．LNG 地下式タンク周辺地盤には，30 年以上凍土が維持されている．土谷（2004）によれば，帯広のように十分な寒さ（平均的な凍結指数は $700^\circ\text{C}\cdot\text{日}$ ）がある場合には，ヒートパイプを使って人工的に凍らせた永久凍土の食糧低温貯蔵庫が，30 年近く経過した現在も安定して維持されている．さらに自然寒気により形成される永久凍土層は，北極圏では少なくとも最後の氷期から 1 万年以上も存在し続けており，凍土の遮水性などが維持されている。

3.1.2 凍結設備

人工的に地盤内に連続した凍土壁を造成するためには，図 11 に示すように，地盤内に多数の凍結

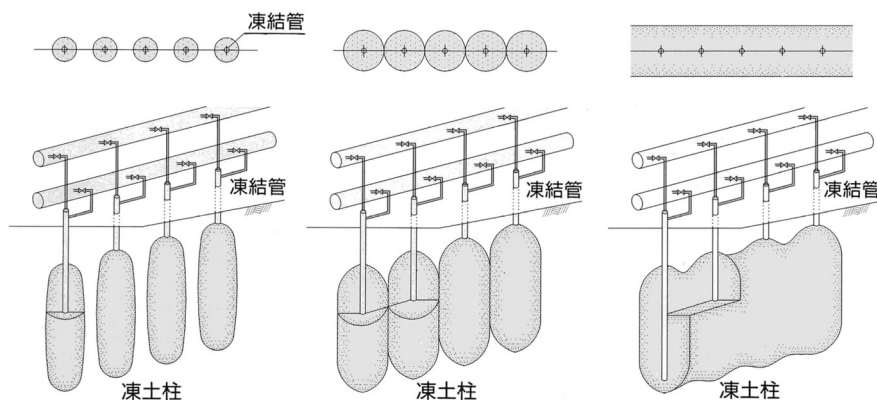


図 11 凍土壁造成までの模式図 (地盤工学会, 2013)。

管を列状に埋設し、この中に冷却液を循環し、凍結管の外面から凍土を徐々に成長させ、円柱状凍土を隣接する円柱状凍土と連続させる。

凍土壁造成において、凍結に必要な冷却エネルギーや凍結設備規模の計画と施工管理は、最も重要である。冷却エネルギーは、土に含まれる水を氷にする（潜熱エネルギー）だけでなく、地中温度を 0°C 以下に低下させる（顕熱エネルギー）ためにも必要である。

地盤冷却システムは、図 12 に示すように、地中凍結管、冷凍機、クーリング・タワーなどから構成される (地盤工学会, 2013)。地盤の熱は最初に冷却液（塩化カルシウム水溶液：ブラインと呼ばれる）に移り、地盤凍結ユニットによって、最終的にクーリング・タワーから大気中に放出される。

掘削防護に必要な凍土壁の形状および温度を実現するには、地中凍結管の配置、冷凍機およびクーリング・タワーの容量選定などを適正に計画し、また施工中に計測管理することが重要である。

凍土壁造成時には、地盤内部の水の凍結潜熱を奪う必要があり、かつ周辺地盤の温度が高く温度勾配が大きいため外から入る熱流も大きく、地盤凍結ユニットは最大の電力を要する。トンネル掘削防護では、1ヶ所当たり $37\text{ kW} \sim 150\text{ kW}$ の地盤凍結ユニットを用いることが多い。前述した大規模凍結工事である東京湾アクアラインでは、川崎人工島からのシールド発進防護 4ヶ所合計で $2,400\text{ kW}$ の地盤凍結ユニットを使用した。

なお、設備仕様や設置方法などの詳細は本解説

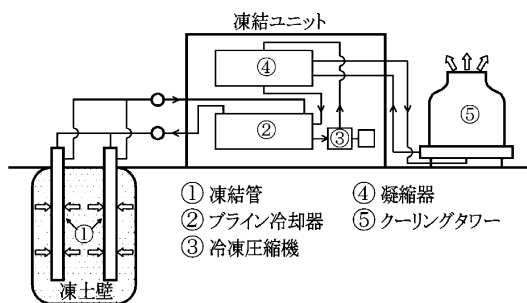


図 12 凍結工法の凍結設備の模式図 (地盤工学会, 2013)。

の範囲外とし、設備に不具合が生じた場合の凍土壁に及ぼす影響のみを、後述の凍土維持に記載する。

3.2 凍土壁造成について

3.2.1 土の特性の影響

地盤の凍結に影響する土質特性には下記のものがある。中でも凍結の潜熱エネルギーに直接影響する土の容積含水率の影響が大きい。

i) 容積含水率：砂質土よりも粘性土の方が容積含水率は大きく、地盤凍結には多くの冷熱エネルギーを必要とする。

ii) 土の透水系数：地下水の通り易さを示す透水系数は、礫、砂質土、シルト、粘土の順で小さくなる。同じ地下水位差では、透水系数に比例して地下水が流動する。この地下水流は地盤冷却および凍結を抑制する場合がある。

iii) 飽和度：凍土の強度は前述したように間隙

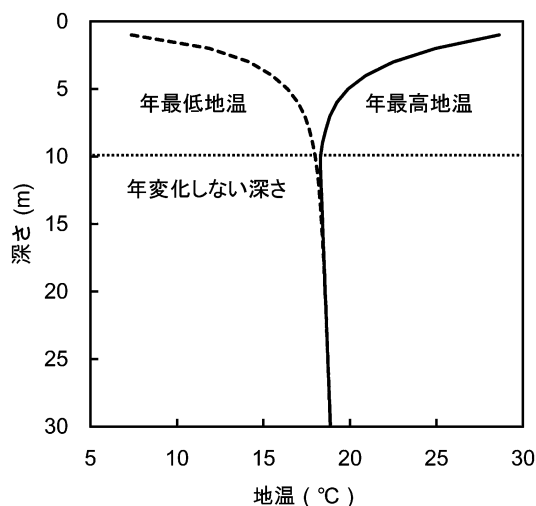


図 13 地中温度分布の年変動 (断面)。

水による土粒子の結合によるため、凍結前の間隙水の飽和度に依存する。トンネル掘削防護はほとんどの場合に地下水位以下で用いられるため、凍結対象地盤は水で飽和している。なお、不飽和である場合には、十分な強度を得るため飽和度を高める必要がある。

iv) 地中温度：凍結設備の冷却能力が同じであれば、凍土造成を開始する時点の地中温度が高いほど、地盤凍結に長い期間を要する。

地中温度の年変化の例として、年平均気温 18°C 、年振幅 11°C 、地中温度勾配 $0.03^{\circ}\text{C m}^{-1}$ を仮定した場合の (東京や大阪など)、年最高地中温度分布および年最低地中温度分布の計算結果を図 13 に示す。この計算結果からは、地表の温度の年変化は、10 m 以深の地中温度にほとんど影響しないと見なせる。この年変化しなくなった深度の地中温度は、東京や大阪は 18°C 前後、札幌は 9°C 前後である。なお、他に加熱源がある場合には、凍結工事の計画時点で地中温度を測定する必要がある。

3.2.2 地下水流の影響

地下水流は熱エネルギーを凍結対象地盤にもたらしため、地盤の冷却や凍結を遅くする。連続した凍土壁が形成可能な地下水流速は、限界地下水流速と呼ばれている。たとえば、トンネル掘削防護凍結工事での標準的な凍結条件 (造成する凍土

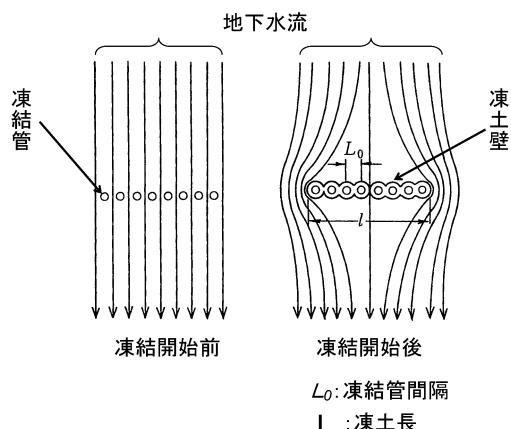


図 14 凍土壁造成による地下水流変化の模式図。

壁長さ = 30 m、凍結管間隔 = 1.0 m、冷却液温度 = -30°C など) では、経験的に限界地下水流速は 1 m/日程度を目安にしている。この限界地下水流速については、1960 年代から高志 (1969) による近似解析解が検討に用いられ、凍結対象地盤の地下水流速が解析値より大きい場合には、地中温度のモニタリング結果を考慮した上で、下記の対策が施されている。なお、近似解析解の他に数値シミュレーションによる解析も行われている。

地下水流の地盤凍結への影響を抑制する方策は、主に次の 2 つである。

i) 地下水流速の低減：凍土壁の上流へ薬液を注入する工法 (薬液注入工法) を用いることが多く、他に凍土壁の前後の地下水位差を少なくすることもある。なお、注入材の凍結時・解凍後の強度および凍上性も調べられており、セメント系は一般に凍土に近く、水ガラス系の一部では凍上性があったり解凍後に強度がでなかったりする結果も報告されている。

ii) 冷却力強化：凍結管を増設する、凍結管間隔を狭める、冷却液温度を低くすることが行われる。

また、形成する凍土壁が長い場合には、遮水壁造成によるダムアップ効果 (図 14) によって、凍土壁造成前の地下水流速が小さくても対策が必要となることもある。

なお、地下水の動きは、基本的には自然の地下水面勾配 (動水勾配) に従い、水平方向に近い。

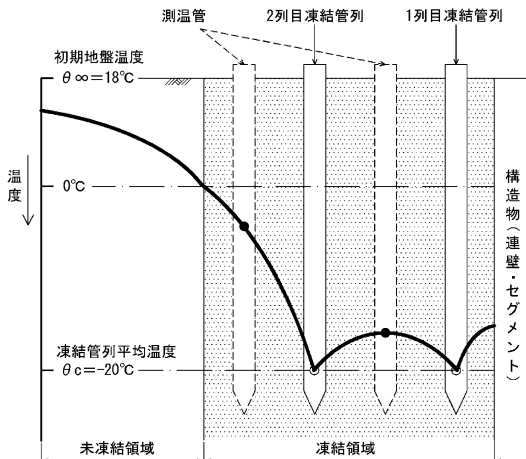


図 15 地盤温度分布測定の様式図。

ただし、設置した凍結管などが不透水層を貫通すると、地盤との間隙が生じやすくなり、間隙の部分で局所的な鉛直方向の水流が発生して凍結しにくくなる可能性がある。このような場合には、間隙を埋めることが必要となる。

また、降雨は地表面を夏期には冷却し、冬期には加熱する傾向がある。さらに、降雨は地下水流速を増加させることもあるので、降雨時とその後には地中温度の変化に注意を払う必要がある。

3.2.3 凍土壁造成の確認方法

① 地中温度のモニタリング

トンネル掘削防護の凍土壁では、図 15 に示すように、凍結対象地盤に測温管を設置して地中温度をモニタリングし、凍土壁の造成状況、造成完了確認、そして維持中の凍土壁性能保持を判断している。各測温管には、複数の深度に温度センサーを挿入する。トンネル掘削防護での測温管本数は、凍結管本数の 2 割前後が多いが、モニタリングの重要度に応じて増減される。

地中温度は自動計測され、地中温度低下の実測値と解析値との比較を行い、正常な凍土壁造成が進行しているか否かを、現場および遠隔でモニタリングする (図 16)。

なお、モニタリングは、凍土壁維持期間も継続される。その理由は、凍土壁の強度は後述のように温度依存性が強いので何らかの理由による凍土壁温度上昇による強度低下、または凍土壁厚減少が生じないかを、計測管理するためである。

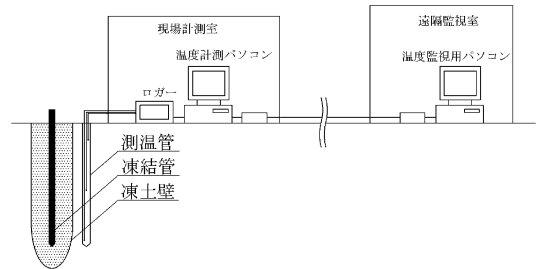


図 16 地盤温度モニタリングと遠隔監視の様式図。

② 凍土壁閉塞確認

トンネル掘削防護では、凍土壁には土留め壁としての強度だけでなく、地下水の遮水性も求められる。このため掘削開始前には凍土壁が閉塞し遮水機能が確立されているかを確認する必要がある。この確認の基本は前述した凍土壁温度の計測管理であるが、これ以外にも凍土壁造成後の間隙水圧の上昇や閉塞水の排水により、閉塞の確認を行う。

i) 間隙水圧上昇確認：凍土壁が閉塞すると、その後の内側への凍土成長にともなう水の凍結による体積膨張により、凍土壁に囲まれた未凍土部分の間隙水圧が上昇する。この間隙水圧の上昇を数日間確認することで、凍土壁の閉塞を確認する。

ii) 閉塞水の排水：間隙水圧の上昇が確認された後、凍土壁に囲まれた部分の間隙水を排水し復水状況の確認を行う。間隙水圧の上昇確認と同時に排水を行い凍土壁内側からの排水がなくなれば、凍土壁が完全に閉塞したことが確認される。

3.3 凍土壁維持について

① 凍土性状の長期安定性

自然凍土である永久凍土は、数万年以上も安定的に存在している。人工凍土も凍結設備の継続運転により凍結状態を保てば、長期的に性状は変化しない安定性の高い材料と見なせる。

② 地盤冷却停止の凍土壁への影響

凍結設備の故障 (設備自体、人為、自然災害 (台風、地震、津波など) による) が生じた場合には、凍土壁の温度は緩やかに上昇し、凍土の厚みもわずかながら減少する。

掘削防護の場合には、凍土壁は土留め壁であり、凍土壁の温度が上昇すると凍結が継続していても強度が低下し、凍土壁に変形が生じて危険になる

ため、凍結設備の運転再開は急務となる。

一方、掘削をともなわない遮水壁の場合には、遮水凍土壁の連続性が確保できなくなるまでに、ある程度の時間的余裕があるため、それまでに凍結設備の再開を行えばよいという考えで対処される。

なお、凍土壁が目的を達した後に自然状態で解凍させる場合には（自然解凍）、凍土造成期間と凍土維持期間の合計したものと同程度かそれ以上の期間で、凍土壁の解凍が完了することが多い。

③ 地震動の凍土壁遮水性への影響

後述のように凍土には変形追従性があり、また微細な隙間が発生しても修復する性質もある。このため、トンネル掘削防護を凍土壁だけで行っていた期間に、阪神淡路大震災や東日本大震災による地震（大阪市、川崎市で、震度 5 程度）を経験したが、凍土壁の損傷はもちろん、凍土壁と構築物の間での湧水も認められなかった。なお、上記の大阪市の事例ではシールド機発進防護のための開口直径 12 m の円板型凍土壁、川崎市では立坑防護のための内直径 6 m の円筒型凍土壁であった。

④ 加熱因子の凍土壁への影響

i) 地下水流変化の影響：凍土壁の造成が完了した後に地下水流が多くなった箇所では、凍土壁温度上昇や凍土厚減少が起こる可能性がある。このような場合には、前述した地下水流の影響を抑制する方策を適切に行なうことが重要である。

ii) 夏季の影響：トンネル掘削防護の土留め壁の計画では、夏場の熱負荷（地盤からの熱、配管への熱）で凍結ユニットの冷却能力を設定しているため、夏季の気温上昇により地盤冷却能力が不足することはない。

また、図 13 で示したように、地下 10 m 以深では地中温度は年間を通じて一定であるため、地盤の凍結負荷は通常は年変化しない。

⑤ 凍土壁維持時の電力

凍土壁維持時には、すでに凍結潜熱を奪う必要はなくなり、また周辺地盤の温度も低く温度勾配が小さく外から入る熱流は小さいため、凍土壁造成時より電力は大幅に少なくなる。

トンネル掘削防護の凍土壁維持期の電力は、一般的には、凍土壁造成時の 1/2 前後である。ただ

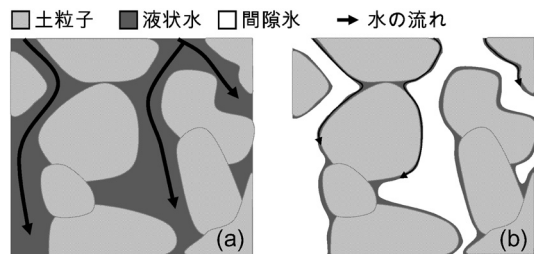


図 17 水分飽和状態の (a) 未凍土と (b) 0℃ 付近の凍土の間隙の模式図。

し、大きな地下水流がある場合には、維持時の電力の低減は少なくなる。

3.4 凍土壁の特性

3.4.1 凍土の遮水性

土の透水係数は土粒子間隙の通水断面積に依存する。Jury and Horton (2006) によれば、土を径の異なる毛管の集合と考えれば、任意の間隙の透水係数は相当する毛管径の二乗に反比例する。飽和土を 0℃ 以下に冷やした場合、径の大きな間隙中から順に水が氷になる。この際、表面力や曲率効果により土粒子表面や微細間隙の水は液相として保持され通水に寄与する（図 17）。しかし、その通水断面積は 0℃ 近辺で大幅に減少するため、凍土の透水係数は温度低下にともない急激に低下する。成長した氷による間隙の閉塞や、アイスレンズによる通水流路の断絶は更なる透水係数の低下を引き起こす。図 18 に、Watanabe *et al.* (2008) 及び Nixon (1991) による、幾つかの土質について間接的に測定された凍土の透水係数を示す。たとえば、鳥取砂丘砂の飽和透水係数は常温で 10^{-6} ms^{-1} であるが、 -0.01°C で 10^{-10} ms^{-1} 、 -1°C で 10^{-12} ms^{-1} と指数関数的に減少し、実用上は透水性が無くなる。

3.4.2 凍土の強度特性と変形特性

① 凍土の強度特性

地盤凍結工法で造成する凍土壁は地下深い地点での掘削を防護する土留め壁であるため、十分な強度を持った凍土壁が必要である。このため、さまざまな土質からなる凍土について、種々の凍土強度を把握し、計画に反映させている。

凍土は、土と氷とわずかな量の不凍水から構成される。土粒子と土粒子を結合させている水は

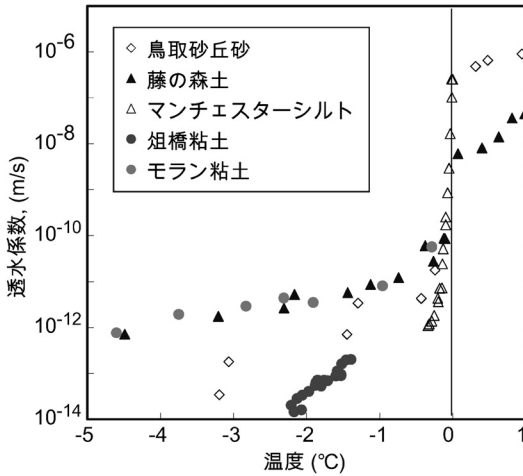


図 18 異なる土質の凍土の透水係数.

0°Cでは固体になったばかりの柔らかい物質であり、温度低下により氷の強度は増加する。また、凍土強度を弱めている不凍水分量も温度低下により減少する。これらにより、凍土の強度は温度依存性が高い。

凍土壁の力学的設計で必要となるのは、主に、高志ら(1981)による凍土の一軸強度(図19)と伊豆田ら(1987)による曲げ強度(図20)である。たとえば、-10°Cでの凍土の一軸圧縮強さは、粘土凍土で 4.6 MN m^{-2} 、細粒分のない細砂凍土では 12 MN m^{-2} であり、モルタル程度の大きい値である。

なお、凍土の力学特性の実験的研究は、要素凍土(円柱型、梁型)だけでなく、構造体凍土(円板型、円筒型、アーチ型)でも行われている(土質工学会, 1994)。

② 凍土の変形特性

凍土は水と不凍水の存在によってクリープ性が卓越し、変形に追従しやすい性質を持つ。したがって、過去のトンネル掘削防護において、凍土壁が緩やかに変形しても出水に至るような事例はみられていない。

前述したように、凍土は土粒子間の氷によって一体化している。仮に凍土壁にクラックが生じた場合でも、そのクラックが凍土壁を貫通していない、またはクラック幅がわずかであれば、周辺地盤から地下水がクラックに入っても水になる。こ

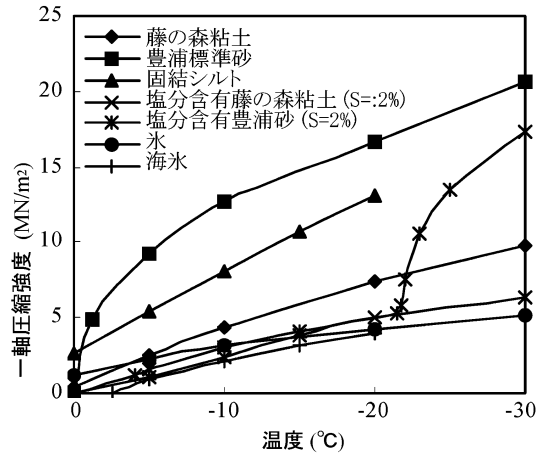


図 19 凍土の一軸圧縮強さと温度の関係.

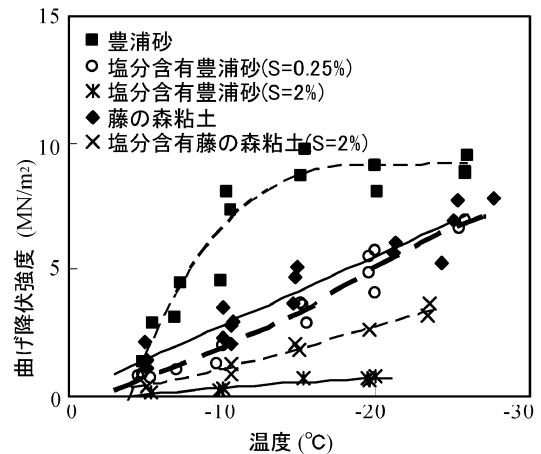


図 20 凍土の曲げ強さと温度の関係.

のため、凍土壁は一体化し遮水性も復活するという自己修復性があると考えられている。

3.4.3 地盤の凍結がもたらす諸現象

① 凍結膨張(凍上)

土が凍結した結果、元の体積より大きくなったアイスレンズが発生する現象への用語の定義には、地盤凍結工法などでの現地盤の凍結膨張率予測を目的とする工学的立場と、凍結膨張現象のメカニズム解明を目指す理学的立場との、二つのものがみられる。

i) 地盤凍結工法などにおいて：凍結膨張率とは、凍結する前の土の体積に対する、凍結による

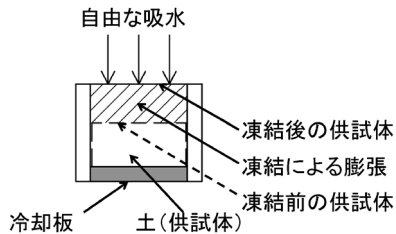


図 21 室内凍上試験の模式図.

膨張の割合である。土中の水分は、凍結して氷になると体積が9%膨張する。砂質土では余剰水が比較的容易に排水され、また地盤凍結工法が適用される地下数十 m では大きな拘束応力があるため、土の凍結膨張は起こらないことが多い。一方、粘性土では、間隙水の凍結による膨張により土中に発生する余剰水は排水されにくく、地下数十 m では、土は3%前後の凍結膨張をする。なお、凍上性の高い粘性土では、凍結時に周辺地盤から水を吸水することにより、凍結膨張率は3~6%になることが多い。

土の室内凍上試験としては、自然凍土での凍上による道路などの隆起対策(置き換えの必要性判定、置き換え材料の選定)、および人工凍土での定量予測(後述の凍上量や凍結土圧)のために、図21や雪氷写真館99写真4に示すものが実施される(例えば、高志ら、1974)。前者は凍上性判定のための試験、後者は凍上量予測のための試験と呼ばれ、地盤工学会で基準化され広く用いられている(地盤工学会、2009)。ここで、室内凍上試験の供試体長さは2~4cm、直径は6cmと規定しており、載荷応力や凍結速度は実際の条件に近いものが選定される。

一方、高志ら(1976)によれば、実際の地盤の凍結においては、粘性土層が凍上するために周辺の透水性地盤(砂礫層)から吸水しようとするが、室内試験の供試体より十分厚い粘性土層が水が凍結面に移動する必要があるため、大きな動水抵抗が発生する。すなわち、実際の地盤では、室内凍上試験のような自由な吸水はできないため、凍結膨張率は小さくなる。

また、高志ら(1974)によれば、凍結膨張率 ξ (-)は、凍結面の有効応力が大きくなる、または凍結速度 U (mm h⁻¹)が早くなると、小さくなる

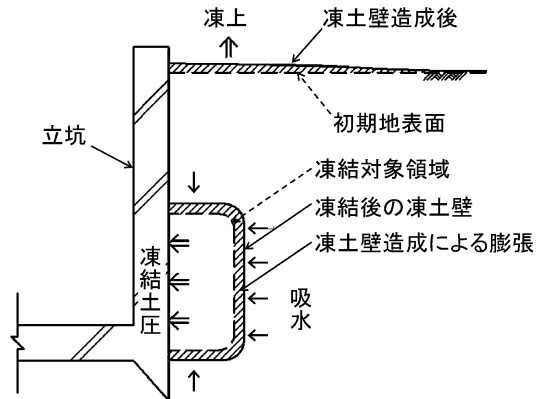


図 22 土の凍結膨張により発生する膨張圧と凍上の模式図.

傾向がある。これを表す実験式は、我が国では地盤凍結工法だけでなく LNG 地下貯蔵タンクなどの凍結膨張の検討に広く用いられている。

$$\xi = \xi_0 + \frac{C}{\sigma} \quad (\text{凍結速度一定})$$

$$\xi = \xi_0 + \frac{\sigma_0}{\sigma} \left(1 + \frac{\sqrt{U_0}}{\sqrt{U}} \right) \quad (\text{凍結速度任意})$$

ここで、 ξ_0 (-), C (kNm⁻²), σ_0 (kNm⁻²), U_0 (mm h⁻¹)は凍上定数である。

地盤の凍結膨張により、図22に示すように、凍土周辺の構造物(建物、地下埋設管、トンネルなど)が変位することがある。鉛直方向の変位量を予測するために、慣用的には戸部・秋元(1979)により地表面変位を図23のようにガウス分布曲線を使用した近似式が用いられ、有限要素法(FEM)解析も行なわれている。

凍結膨張による変位により、凍土壁外面の土圧が増加することがある。この応力増加は凍結膨張圧と呼ばれて、また立坑などの構造物への付加応力は凍結土圧と称される。これらを予測する慣用式としては高志(1972)による円筒理論(図24)であり、他にFEM解析も行なわれている。

ii) 凍結膨張のメカニズム研究において：土が凍結するということは土粒子間隙に存在する水が凍結することである。しかし、元々間隙に存在している水がその場で凍結しても最大で間隙水の体積9%の体積膨張しか起きない(その場合

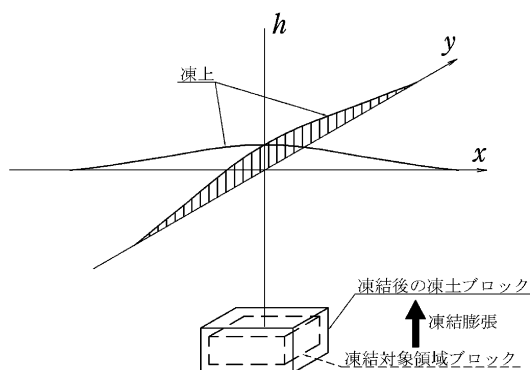


図 23 凍上予測法の模式図.

結: in-situ freezing). また, このような現象では凍結膨張現象の象徴である熱流に直交する氷脈(アイスレンズ: ice lens)は発生・成長しない. すなわち上記の記述における「その場凍結」は凍結膨張現象の範疇に入れず, 吸水をともなう凍結膨張現象(氷晶分離凍結: segregation freezing)のみを凍結膨張現象と定義している. この発生機構はいくつか提案されているが, 実験的に検証されたものがないため現在も研究の対象となっている. 「氷晶分離凍結」のプロセスとしては, 1) アイスレンズ成長面では水圧が低下しており, この圧力低下に誘因され, 2) 水分が未凍土側からアイスレンズに向かって流入し, 3) アイスレンズの成長面で凍結することでアイスレンズが成長すると考えられている.

② 凍結融解の透水性および強度への影響

粘性土が凍結しアイスレンズが発生すると, 解凍後に透水係数の増加や強度低下が起こる場合がある. アイスレンズが発生した後に解凍すると, それが存在した部分が荷重により閉じる場合と, mm 単位の薄い水みちの残る場合がある. 水みちが残る場合には, 凍結融解する領域で, 透水係数の増加や解凍土の強度低下が起こる可能性がある.

なお, トンネル掘削防護では, このような水みちから掘削面への湧水は観察されていない. この理由として, アイスレンズは連続しないことなどが挙げられる.

③ 地下水流への影響

凍土壁の造成完了にともない地下水流は妨

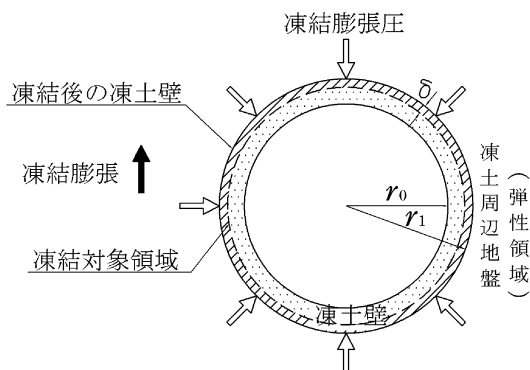


図 24 凍結膨張圧予測法の模式図.

げられ, 凍土壁上流では, 自然地下水位および地下水圧が上昇する傾向がある. 過去のトンネル掘削防護での凍土壁の長さは 30m 以下であったため, 凍土壁造成による影響は見られていないが, 従来よりも凍土壁が長い場合には地下水流への影響を考慮する必要がある.

4. おわりに

自然凍土は寒冷地の人々の目には触れる機会もあるが, 人工凍土は都市の地下深くに造成されるため, その知識や技術に馴染みが薄い. しかし, これまで半世紀以上にわたって, 我が国において人工凍土が造成・維持されている. 凍土の利用には, 観測やシミュレーションによる周辺の水移動や環境の相互理解も重要である.

凍土は他の材料にはない特性を有するため, 地下深い場所での土木工事に従事する人々や施設の安全性を確保する上で, 技術的信頼性が高い. 凍土の特性を理解した上で, 将来も利用され続けられることを期待し, 本解説の結びとする.

<付録: 福島第一原発で計画されている凍土遮水壁>

1) 凍土遮水壁の目的

東京電力福島第一原子力発電所では, 山側からの地下水の流入により日々 400 m³の汚染水が発生しており, この増え続ける汚染水の問題は廃炉を進めていく上での最も深刻な課題である. このため, 課題に対する抜本対策を検討する有識者による汚染水処理委員会により, 基本的考え方が決

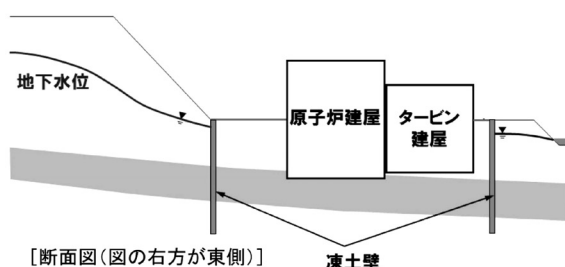


図 25 福島第一原発の凍土遮水壁の計画図 (平面, 断面) (経済産業省, 2013b).

定された。すなわち、これまで東京電力が取り組んだ水位管理等対策を補完する上での抜本対策として、プラント全体を取り囲む陸側遮水壁を設置すべきとされた。そこで提案された施工案の凍土壁、粘土壁、グラベル (碎石) 連壁等が委員会で検討され、その中から以下に示す理由により、遮水効果と施工性に優れた凍土方式が適切と判断された。

- i) 遮水能力が高く、地下水流入抑制効果が高い
- ii) 他の工法に比較して埋設物があっても施工の可能であり遮水壁を囲む範囲も狭く、施工期間も短い
- iii) その結果、取り扱う地下水の総量が少なく、地下水管理が比較的容易

2) 凍土壁形状

- i) 平面的大きさ：経済産業省 (2013b) によれば、平面形状は原発 4 基を囲む長方形であり (図 25)、その全長さは約 1400 m (山側および海側約 500 m、その間約 200 m × 2 辺) が計画されている。
- ii) 深度：地表面から難透水層までの約 30 m が計画されている (H25 年 8 月時点)。

3) 凍土造成期間とその後の凍土維持期間

- i) 凍土造成期間：地下水流の影響は現在検討されているが、その影響が小さければトンネル掘削防護と同程度と推測される。
- ii) 凍土維持期間：経済産業省 (2014) によれば、維持期間は、凍土造成完了から 6 年間程度が計画されている。

文 献

- 土質工学会, 1994: 土の凍結—その理論と実際— (土質基礎工学ライブラリー 23), 土質工学会, 310 pp.
- 伊豆田久雄・譽田孝宏, 2003: 土の凍結と地盤工学 9, 地盤凍結工法, 土と基礎, **51** (11), 63-68.
- 伊豆田久雄・生頼孝博・山本英夫, 1987: 凍土の曲げ条件下における変形挙動と強度特性, 雪氷, **50** (1), 25-32.
- 地盤工学会, 2009: 凍土判定のための土の凍上試験方法および凍上量予測のための土の凍上試験方法, JGS0172-2009 および 0171-2009.
- 地盤工学会, 2013: 地盤改良の調査・設計と施工, 6.6 凍結工法, 地盤工学会, 255 p.
- Johnston, G.H., 1981: *Permafrost-engineering design and construction*, Hoboken, John Wiley & Sons, p.31.
- Jury, Wand R. Horton 著, 取出伸夫監訳, 井上光弘, 長裕幸, 西村 拓, 諸泉利嗣, 渡辺晋生訳, 土壌物理学—土中の水・熱・ガス・化学物質移動の基礎と応用—, 築地書館, 2006, pp.89-93.
- 経済産業省, 2013a: 陸福島第一原子力発電所における汚染水対策, 東日本大震災 関連情報, <http://www.meti.go.jp/earthquake/nuclear/osensuitaisaku.html> (2014 年 1 月 21 日閲覧)。
- 経済産業省, 2013b: 陸側遮水壁タスクフォース (第 1 回), 資料 3—地下水の流入抑制のための対策 (概要) [H25. 5. 30 資源エネルギー庁], http://www.meti.go.jp/earthquake/nuclear/20130701_01.html (2014 年 1 月 21 日閲覧)。
- 経済産業省, 2014: 陸側遮水壁タスクフォース (第 6 回): 議事次第, (2014 年 2 月 13 日閲覧), http://www.meti.go.jp/earthquake/nuclear/20131220_03.html.
- 古郷 誠・山田憲夫・岩間紀夫・渡辺恒方, 1996: 東京湾横断道路・川崎人工島凍結工法により発進防護工, 基礎工, **24** (7), 120-123.

- 日本雪氷学会, 2014: 新版 雪氷辞典, 古今書院, 307 p.
- Nixon, J.F., 1991: Discrete ice lens theory for frost heave in soils, *Can. Geotechn. J.*, **28**, 843-859.
- 生頼孝博, 1998: 地盤凍結工法とその開発, 雪氷, **59** (3), 159-167.
- Pewe, T.L., 1982, *Geologic Hazards of the Fairbanks Area, Alaska: Classification, Distribution, and Climatic Significance*, Special Report 15, Division of Geological and Geophysical Survey, State of Alaska, 109p.
- 高志 勤, 1969: 凍結管列の凍結結合に対する地下水流の影響について, 土木学会論文集, **161**, 51-58.
- 高志 勤, 1972: 凍結膨張による未凍結領域内の土圧と変位の経時変化, 土木学会論文報告集, **200**, 49-62.
- 高志 勤・益田 稔・山本英夫, 1974: 土の凍結膨張率に及ぼす凍結速度, 有効応力の影響に関する研究, 雪氷, **36** (2), 1-20.
- 高志 勤・益田 稔・山本英夫, 1976: 凍土に及ぼす未凍結土内の動水抵抗の影響, 雪氷, **38** (1), 1-10.
- 高志 勤・生頼孝博・山本英夫・岡本 純, 1981: 均質な粘土凍土の一軸圧縮強度に関する実験的研究, 土木学会論文集, **315**, 83-93.
- 凍土分科会, 2014: 地盤凍結工法, 雪氷, **76** (2), 雪氷写真館 i-ii.
- 凍土特集編集委員会, 2004: 凍土用語解説, 雪氷, **66** (2), 273-277.
- 戸部 暢・秋元 攻, 1979: 凍土変位計算法 (三次元), 第 34 回土木学会年次学術講演会概要集Ⅲ, 243-249.
- 土谷富士夫, 2004: ヒートパイプによる人工永久凍土低温貯蔵庫, 雪氷, **66** (2), 251-257.
- Watanabe, K. and M. Flury, 2008: Capillary bundle model of hydraulic conductivity for frozen soil, *Water Resour. Res.*, **44**, W12402

Knowledge of Frozen Soil — Technology of Artificial Frozen Soil Wall —

Subcommittee on Ground Freezing^{1*}

¹ Subcommittee on Ground Freezing, Kunio Watanabe, Graduate School of Bioresources,
Mie University 1577 Kurima-Machiya Tsu, Mie 514-8507

* Corresponding author: kunio@bio.mie-u.ac.jp

(2014 年 2 月 3 日受付, 2014 年 3 月 10 日改稿受付,
2014 年 3 月 10 日受理, 討論期限 2014 年 9 月 15 日)