



Title	地盤凍結工法における土の凍結膨張対策に関する研究
Author(s)	小椋, 浩
Degree Grantor	北海道大学
Degree Name	博士(工学)
Dissertation Number	甲第15367号
Issue Date	2023-03-23
DOI	https://doi.org/10.14943/doctoral.k15367
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/89385
Type	doctoral thesis
File Information	Hiroshi_Ogura.pdf



地盤凍結工法における 土の凍結膨張対策に関する研究

Study on Measures against Freeze Expansion of Soil due to Ground Freezing Method

2023 年 2 月

小椋 浩

HIROSHI OGURA

目 次

1. 緒論	1
1.1 研究の背景と目的	1
1.2 本論文の構成	2
2. 地盤凍結工法の原理と適用およびその課題	5
2.1 本章の目的	5
2.2 地盤凍結工法の原理と優位点	5
2.3 地盤凍結工法の適用	7
2.3.1 適用目的	7
2.3.2 国内外での適用の歴史	9
2.3.3 施工事例	12
2.4 地盤凍結工法の課題	17
2.4.1 地盤凍結工法の熱的課題	17
2.4.2 地盤凍結工法の力学的課題	18
2.4.3 凍結膨張の影響管理課題	22
2.5 本章のまとめ	22
3. 凍結膨張対策の現状と必要性	25
3.1 土の凍結膨張とその影響の予測	25
3.1.1 地盤凍結現場土の凍結膨張	25
3.1.2 室内凍上試験と現場土の凍結膨張予測	26
3.1.3 地表面および地下埋設物への凍上の影響予想	30
3.1.4 近隣構造物への凍結膨張圧の影響予想	31
3.2 凍結膨張がもたらす事象の検討	32
3.2.1 凍上変位の影響	34
3.2.2 凍結膨張圧の影響	36
3.3 設計における凍結膨張の影響の考え方	38
3.3.1 土質や深度によるもの	38
3.3.2 構造物の許容値によるもの	39
3.3.3 その他の与条件によるもの	39
3.4 合理的な凍結膨張対策の必要性	40
3.4.1 凍結膨張変位の吸収による対策	40
3.4.2 温度管理がもたらす凍土厚増加制御による対策	42
3.4.3 剛性部材併用がもたらす必要凍土厚減少による対策	43
3.5 本章のまとめ	44
4. 膨張変位吸収における凍結膨張圧低減効果と合理的設計	49
4.1 膨張変位吸収としての凍結膨張対策における課題	49
4.2 膨張変位吸収の効果予測手法の提案	50
4.2.1 地山抜取孔方式での予測方法	50

4.2.2	膨張対策溝方式での予測方法	54
4.2.3	砂置換帯方式での予測方法	58
4.3	施工事例による予測手法の検証	59
4.3.1	地山抜取孔方式での検証	59
4.3.2	膨張対策溝方式での検証	61
4.3.3	砂置換帯方式での検証	65
4.4	合理的な膨張変位吸収方式の膨張対策選定方法の提案	68
4.4.1	膨張変位吸収方式の比較	68
4.4.2	膨張変位吸収方式の膨張対策方式の選定	68
4.5	本章のまとめ	71
5.	ヒートフェンス方式凍土厚制御における凍結熱解析手法の適用性と合理的設計	73
5.1	平衡凍土面法とその適用について	73
5.1.1	一般的な凍結工法における凍結熱解析手法	73
5.1.2	ヒートフェンス方式への平衡凍土面法の適用	76
5.1.3	凍結管列と温水管列が平行配置の場合	77
5.1.4	凍結管列と温水管列が円周配置の場合	79
5.2	平衡凍土面法の適用範囲について	80
5.3	凍結工事現場での凍結熱解析手法適用性の検証と凍上量抑制効果の考察	81
5.3.1	検証対象の凍結工事	81
5.3.2	温水温度と凍土厚推定値増減の関係	82
5.3.3	計測結果による平衡凍土面法の検証	85
5.3.4	ヒートフェンス方式の凍上量抑制効果の考察	87
5.4	温度管理がもたらす凍土厚増加制御による対策の選定	88
5.5	本章のまとめ	90
6.	結論	93
	謝辞	97

1. 結論

1.1 研究の背景と目的

著者は、地盤凍結工法において時に問題となる凍結膨張問題解決のための凍結膨張対策に係わってきた。1990 年から携わった東京湾横断道路プロジェクト（東京湾アクアライン）の凍土設計業務においても当時世界最大級のシールドマシンを日本最大深度、しかも海底下より発進させると言う恐らく地盤凍結工法でなければなし得ない工事の計画・施工に携わった。これをきっかけに凍土の凍結膨張対策の合理的な施工、選定を行う事に携わってきた。

地盤凍結工法は、地盤改良工法の一つである。1962 年に守口市の河川下の軟弱地盤を凍結させ水平トンネル掘削の防護を行って以来、東京や大阪の大都市を中心とし、地下 70 m を越える大深度や 10 m を越える大断面での地盤掘削防護のためにこれまで 600 件余り施工されてきた¹²⁾。他の多くの地盤改良工法では不可能な完全な止水とモルタルに近い高強度の土留壁を、我が国のトンネル建設現場で施工している。

本工法は都市トンネル工事で不可欠なものであるが、粘性土地盤を凍結する場合には、現地盤の体積が増すという、凍結膨張現象が起こり、凍土壁周辺の地下埋設物、トンネル、地下鉄、上下水道、道路などの構造物を変形させ損傷を与える場合がある。近年では新設される地下構造物の大口径化や大深度化が進み固結シルトに代表されるような硬質な地盤を凍結させる機会が増加する傾向にあり、このような硬質な粘性土地盤を凍結させる場合には大きな凍結膨張圧が発生し、周辺の構造物に多大な影響を及ぼす可能性が懸念される。

大きな凍結膨張圧や凍上が予想される場合、構造物の健全性を維持するためには何らかの凍結膨張圧対策が必要となることが多い。例えば前述の東京湾横断道路（東京湾アクアライン）工事³⁾や横浜市・今井川地下調節池工事⁴⁾では、対策のために凍結の工費に対して少なからぬ対策費を必要とした。凍結膨張対策は、膨張変位を吸収する方法と、凍土量を抑えて発生する凍結膨張圧や凍上を低減する方法が過去に施工されてきた。本論文ではそれら膨張変位吸収による凍結膨張対策および凍土量を抑えて発生する膨張圧や凍上変位を低減する方法の二つを扱う。前者である膨張変位吸収による凍結膨張対策についてはさまざまな方式が考案され、現場ごとに効果の報告はなされている。しかし、これらを体系的に検討した設計手法は確立していないため、吸収効果が足りない、または凍結膨張対策工事が過大設計になる可能性が懸念される。

後者の凍土量を抑えて発生する膨張を低減する方法については地盤凍結の熱解析手法を用いるが、基本的な理論解析手法はあるものの、その適用範囲の検討や現場施工例の計測結果による体系的な検証は少なかった。

本研究では、今までの現場合わせた、経験論的に行われていた凍結膨張対策を、定量的評価と理論的裏付けを導入することにより、凍結膨張対策の合理的選定方法と設計方法の確立を最終目標とする。

前者の膨張変位吸収による凍結膨張対策法の予測手法を提案し、それをういた上で、土質、凍結方式、施工性、低減効果等の要因から分析と検討を行い、最適な凍結膨張対策を選定する指標を得ることを目標とする。

また後者のヒートフェンス方式を採用する場合に凍土が必要な強度⁵⁶⁾を保ちながら、凍上量の抑制が可能となる適切な温水管列位置の設定や、温水温度をはじめとする温水循環運転プログラムの合理的設定が求

められるため、計画および施工管理で用いるべき平衡凍土面管理のための凍結熱解析手法である平衡凍土面法について考え、その適用性と妥当性を明らかにする。

1.2 本論文の構成

本論文では、地山抜取孔方式、膨張対策溝方式、砂置換帯方式の3種類の膨張変位吸収による膨張圧対策の効果予測法の提案を行い、実際の凍結工事現場における予測手法の検証、その結果に基づく合理的な膨張変位吸収による凍結膨張圧対策の選定方法および設計方法を提案した。また、ヒートフェンス方式による凍土厚制御における凍結熱解析手法である平衡凍土面法の適用範囲とその精度についての検証を行ない、平衡凍土面法を用いた合理的なヒートフェンス方式の凍土厚制御方法を提案する。

以下に各章の概要を述べる。

第2章では、本研究の主要課題である凍結膨張対策を適用する地盤凍結工法の概要と現状を述べる。本工法の原理を述べ、凍結工事の目的を分類し、これまでの適用を総括する。また、実際に施工した凍結工事を例示することで、工事規模や都市土木における必要性を示す。凍結工法の課題として、地下水流による熱的課題、力学的課題として設計基準強度の設定方法、最後に本研究の主題である凍結膨張の影響管理課題を述べる。

第3章では、提案する凍結膨張対策を研究する背景を明らかにする。まず土の凍結膨張メカニズムとその影響の予測方法について記述する。地盤凍結工法において重要なことは、適切な物性評価に基づく凍結膨張量の予測と、周辺地盤での凍上変位や凍結膨張圧の推定である。このため、まず室内凍上試験と現場土での凍結膨張率予測としての凍上試験方法の概要説明、試験結果の紹介と、凍結膨張率の現場への適用方法を示す。次に地表面及び地下埋設物への凍上の影響算出方法としての三次元凍上変位計算法や近接構造物への凍結膨張圧の影響算出方法としての高志の円筒理論を示す。これらにより凍結膨張がもたらす事象の分析として凍上変位の影響、凍結膨張圧の影響等について過去の事例、モデル計算を通して具体的に提示する。これらを踏まえ凍結膨張対策の設計における考え方を土質によるもの、構造物の許容値によるもの、その他の与条件によるもののそれぞれの場合に分けて示すとともに、合理的な対策の必要性を考える。

第4章では、膨張変位吸収による凍結膨張圧低減効果とその合理的設計法について検証を行う。膨張変位吸収による膨張対策には、地山抜取孔方式、膨張対策溝方式、砂置換帯方式の3種類が過去において施工されており、それぞれの課題を示した上で、膨張変位吸収の効果予測手法の提案を行う。地山抜取孔方式での予測手法は、過去に行われた抜取り孔の実験を元に抜取り孔の開孔率や抜取り孔の配置形状による抜取り孔の崩壊開始圧力、崩壊完了圧力を求め、この方式による膨張圧低減の予測手法を提示する。次に膨張対策溝方式での予測手法に対しては、対策溝が凍結前の土圧に対して崩壊をせず、凍結膨張圧作用時に膨張対策溝が崩壊する残存率を導出する検討を行う。また、膨張対策溝の設置位置を決定する手法を検討し、合理的な残存率設定方法と膨張対策溝設置位置設定方法を示し、膨張対策溝の定量的な設計方法を提案する。最後の砂置換帯方式での予測手法においては未凍結の周辺地盤の変形係数と砂置換帯の変形係数、ならびにその大きさから合成地盤としての変形係数を求め、砂置換帯に求められる性能に合わせた合理的な設計方法を提案する。

これらの研究成果を検証するために、実際の凍結工事現場における予測・管理結果との比較を行なう。地山抜取孔方式の検証は首都圏外郭放水路の建設工事におけるシールド発進防護凍結工事、膨張対策溝方式の検証は東京湾横断道路（東京湾アクアライン）川崎人工島（風の塔）におけるシールド発進防護凍結工事、砂置換帯方式の検証は今井川調節池建設工事におけるシールド発進防護凍結工事である。以上を踏まえ、凍

結膨張対策が求められる工事の地盤情報や期待される効果に基づいて、適切な膨張対策を選定するための実務的フローを作成し、膨張変位吸収による膨張圧対策を合理的に選択できるよう提案を行う。

第5章はヒートフェンス方式による凍土厚増加制御による対策として、凍結範囲の外側に温水管を列状に配置し、循環する温水により加熱をすることで、凍土維持期間中の凍土の増加を抑える方法の合理的設計法について検討を行う。

このヒートフェンス方式の凍土厚制御においては、凍結を促進させる凍結管と、凍結を抑制させる温水管の配置設定が重要な上、凍結領域を的確に予測するための熱解析手法の適用が必要となる。本研究では、凍結管列と温水管列の配置を平行にした場合と円周配置にした場合の2ケースを対象に、両管列の間に存在する平衡凍土面に着目した実用的熱解析手法である平衡凍土面法の適用範囲とその精度についての検証を行う。

この検討成果を受けて、ヒートフェンス方式による凍結膨張対策が採用された隅田川幹線トンネル拡幅防護の凍結工事を対象に、凍土厚制御と凍上量抑制効果について比較検討を行う。この工事では地表面に発生する凍上量を厳格に管理する必要があり、本方式による制御効果が注目されたが、現地での温水温度と凍土厚の増減などの計測結果をもとに適宜、平衡凍土面法に基づく予測を行った結果、凍土厚と凍上量の実測値と予測値の間に良い相関関係が認められ、ヒートフェンス方式による凍土厚と凍上量の制御効果を明らかにした。

これにより、凍結管列に対して温水管列の設置位置、温水温度、温水運転プログラムを合理的に設定することを検討する。

第6章では本研究で得られた成果を取りまとめる。

第1章 参考文献

- 1) 地盤工学会編：土の凍結－その理論と実際－（土質基礎工学ライブラリー23），第5章 人工凍結の利用と制御，pp.249-268，地盤工学会，1994.
- 2) 伊豆田久雄，譽田孝宏：第9章 地盤凍結工法，土と基礎，Vol.51，No.11，pp.63-68，2003.
- 3) 古郷誠，山田憲夫，岩間紀夫，渡辺恒方：東京湾横断道路・川崎人工島凍結工法による発進防護，基礎工，Vol.24，No.7，1996.
- 4) 大久保一文，金澤吉紘，藤枝憲文，岡本正：土かぶり85mの大断面内水圧トンネルー横浜市今井川調節池ー，トンネルと地下，Vol.30，No.5，1999.
- 5) 高志勤，生頼孝博，山本英夫，岡本純：砂凍土の一軸圧縮強さに関する実験的研究，土木学会論文報告集，No.302，pp.79-88，1980.
- 6) 高志勤，生頼孝博，山本英夫，岡本純：均質な粘土凍土の一軸圧縮強度に関する実験的研究，土木学会論文報告集，No.315，pp.83-93，1981.

2. 地盤凍結工法の原理と適用およびその課題

2.1 本章の目的

日本列島は陸地面積の75%に及ぶ範囲が山地、山麓であり、人口の大部分が少ない平野部に住居している。平野部には多数の河川が存在し、その河川により運ばれた土砂が海岸部地方で堆積し都市の地盤を形成している。このような都市の地盤は、多くの場所水飽和状態の沖積層、洪積層、そして第三紀層部から成り立っている。そのため、都市の地下に構造物を築造するためには、これらの豊富な地下水を有する軟弱層において土圧を支えるだけでなく、地下水の流入をいかに抑えるかという点が工事の安全面で重要である。地盤改良工法の一つとして、地盤を凍結するいわゆる地盤凍結工法は、高水圧下においても出水の危険性を低減させることのできる優れた掘削防護工法として施工されている。

凍結工法は、炭鉱立坑掘削の際の透水層の止水のため、1862年にイギリスで誕生した¹⁾。我が国では軟弱地盤かつ建築物や地下埋設物が輻輳する状況で、1962年の初施工から都市土木の補助工法として独自の発展を遂げ、都市の上下水道、地下鉄、電力、通信、共同溝、地下河川、地下高速道路などの建設で用いられてきた²⁾。

今後も開発が進む都市地下空間は、さらに深く、さらに大断面となる事が想定されるため、掘削防護用の地盤改良体の信頼性はより高いものが求められる。このため、本工法を適用する機会も増えるものと考えられる。しかし、粘性土層を凍結させた場合においては凍結膨張問題が存在し、発生する凍結膨張圧や凍上により周辺構造物へ多大な影響をおよぼす可能性がある。

本章では、研究の主要課題である“土の凍結膨張対策”を適用する、地盤凍結工法の概要と現状を述べる。地盤を凍結する本工法の原理を述べ、適用する目的を分類し、これまでの適用を総括する。また、実際に施工した凍結工事を説明し、工事規模や都市土木工事における必要性を示す。また地盤凍結工法の課題を抽出する。

2.2 地盤凍結工法の原理と優位点

凍結工法の原理は、地盤を冷却することで、地下水面以下の地盤内に元から存在する間隙水を氷にするという、極めてシンプルなものである。地盤温度を0℃以下に冷却し、地盤中の水を氷に変化させると、軟弱で透水性の高い地盤を強固で難透水性な凍土に改良できる。氷は高強度であり、たとえば-10℃での一軸圧縮強さは約3,000 kN/m²である。この氷で強く土粒子同士が結合された凍土の一軸圧縮強さは、同温度の砂質土凍土で7,000 kN/m²以上と大きい。粘性土凍土では不凍水が僅かに含まれるため、砂質凍土よりも一軸圧縮強さは小さく、4,500 kN/m²前後である¹²⁾。

氷のもう一つの特徴は、水を完全に通さないことである。凍土では土粒子間隙のほとんどをこの氷で満たしているため、凍土の透水係数は、たとえば-1℃の砂質凍土では10⁻¹² m/sという非常に小さい値である（温度低下により不凍水が減り、透水係数はさらに小さくなる）。このため、地下50m以深の大きな地下水圧に対しても、凍土壁は実用的には完全な止水壁となる³⁾。

地盤凍結工法では、図2-1に示すように、大型冷凍機と冷却塔（クーリングタワー）から構成される冷却システムにより-30℃程度に冷却したブライン（冷却液）を、地中に埋設した凍結管内に循環させ、土留めまたは止水のための凍土壁を造成する¹²⁾。地盤を凍結させるためには、図2-2に示すように、凍結管で地中の

熱エネルギーを奪い、最終的に大気中に放出する。凍土は図 2-3 に示すように、まず凍結管に接する地盤を円柱状に凍結し、時間の経過により円柱状凍土の直径を増して相互に接するようにし、最終的には連続した凍土壁を造成する。

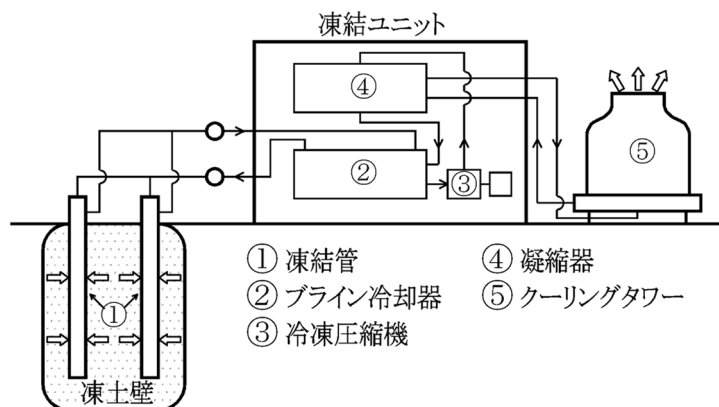


図 2-1 凍結工法の模式図

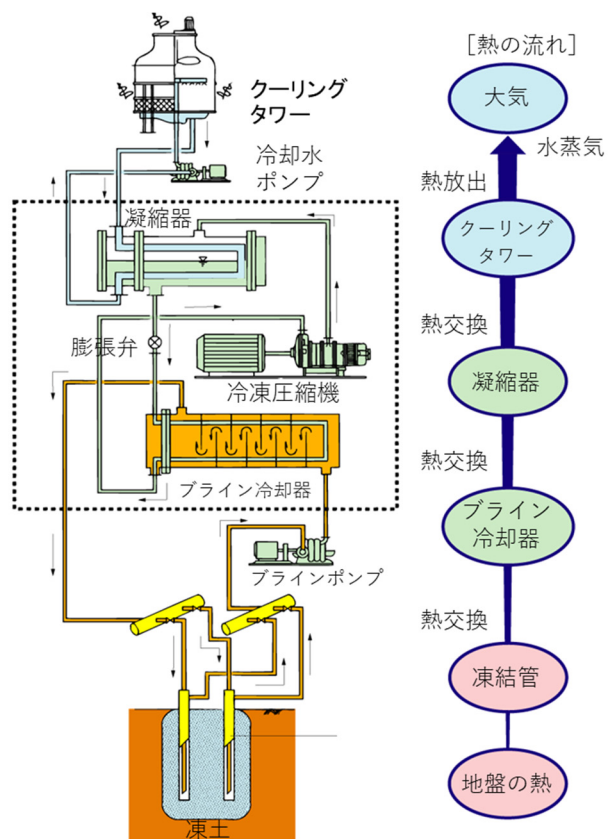


図 2-2 冷凍サイクル図

熱は温度の高い箇所から低い箇所に、自然に移動する。凍結を計画する領域のどこか一部に温度の高い部分が存在しても、時間とともに凍土壁内の温度ムラは均一化する。凍土強度は地盤温度に依存するため、凍土強度も自然に均一化する。

このため、凍結工法では大きな凍土壁内でも、地盤改良品質に差がないというセメント攪拌や薬液注入など他の地盤改良工法にはない大きな利点がある。また、室内力学試験から得られた強度は、現地盤の設計にも同じ値のままで用いることができるという、これも他の地盤改良工法にない優れた特徴もある。なお、この均一化は、凍土壁とそれに接するセグメントおよび構築物との間でも起こり、強度や止水性の一体性が確保される。

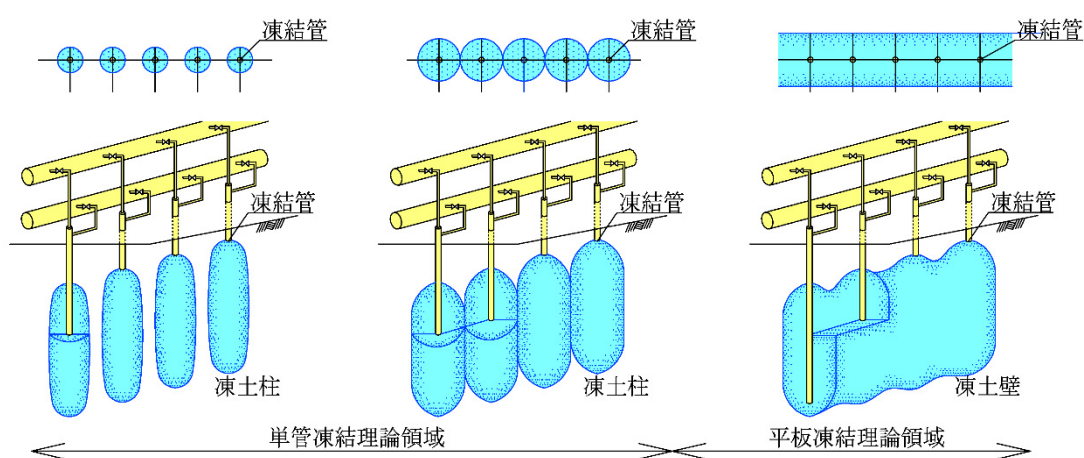


図 2-3 管列凍結理論の模式図

2.3 地盤凍結工法の適用

2.3.1 適用目的

我が国の凍結工法は、地下掘削時の土水圧を受けもつ土留壁として、適用が開始された。前述のように凍土壁は水を通さないため、止水の機能も合わせもつ。代表的な適用対象は、下記の6種類であった²⁾。図 2-4 に土留め兼止水凍土の適用事例の模式図を示す。

- ① シールドの発進防護および到達防護
- ② トンネルや立坑間の接続防護
- ③ シールド間の地中接合防護
- ④ トンネル拡幅防護
- ⑤ 河川横断トンネル防護
- ⑥ その他

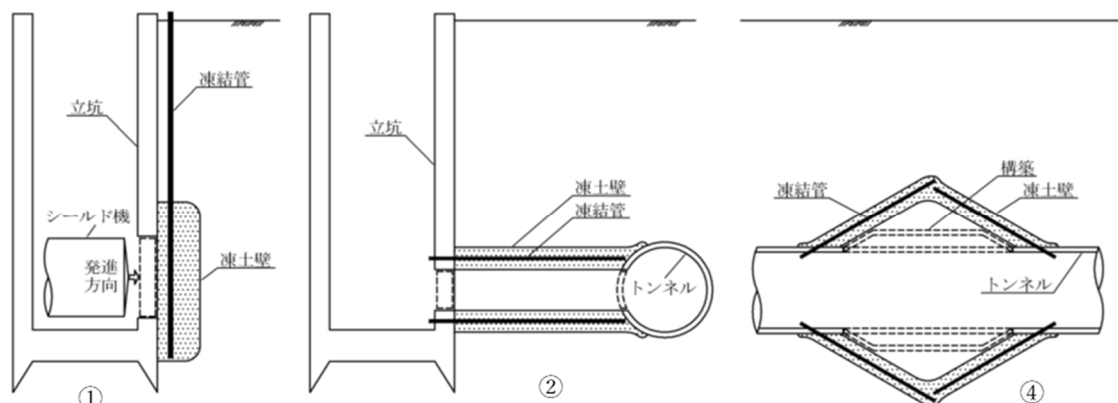


図 2-4 土留め兼止水凍土の適用目的の模式図

最近急速に増えつつある対象は、止水である。この傾向は、土木工事での要望が高まっている工期短縮、コストダウン、そして凍結膨張の影響低減などに応えるためである。

⑦ 止水を対象とする凍土造成

- ・パイプルーフ間（図 2-5）,
- ・都市 NATM
- ・シールド通過部の立坑との止水
- ・セメント攪拌混合改良体の止水

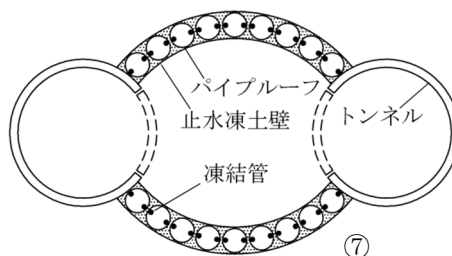


図 2-5 パイプルーフ間の止水凍土模式図

次いで近年増加傾向にある対象を、以下に列举する。

⑧ シールドや掘削工事でのトラブルへの対策

- ・シールド通過部の支障物撤去
- ・シールドのビットやテールシールの交換
- ・出水した立坑の復旧

⑨ 地下水環境配慮の土留防護や止水防護

- ・上水道の水源付近，飲料工場井戸付近

⑩ 特殊形状シールド(H&V など)の発進防護

⑪ 特殊地盤などの冷却

- ・火山帯地盤(橋脚用コンクリートの打設養生)
- ・古墳丘(壁画のカビ対策)

さらに、台湾や香港⁴⁾、シンガポール⁵⁾などの海外の工事においても、凍結工法の需要は高まっている。

2.3.2 国内外での適用の歴史

世界で最初に人工的に凍土を造成し土木工事に利用した地域は、イギリスのウェールズであるといわれている¹⁾。鉱山用立坑建設において帯水層の崩落防止のために、1862年に実施されたという記録がある。その後、旧ソビエト連邦や北欧の採鉱用立坑⁶⁾、都市地下道⁶⁾、建物直下のトンネル、海底トンネルの事故復旧⁷⁾などで多数用いられ、深度 600 m で凍結工法により防護したという報告がある⁸⁾。最近では、オランダにおいて河川下の並列トンネル間の避難坑接続工事⁹⁾の補助工法としても採用された。

また、上田らは、1978～2008 年の間の海外物件を 286 件収集し集計分析した¹⁰⁾。表 2-1 に収集分析結果を示す。それによると、現場所在地の国籍別では、欧州が約 58.0%，北米が約 29.4%，アジアなど他の地域が約 12.6%であり、地盤凍結工法は先進国での適用が多いことがわかる。施工企業の国籍別で見ると、ドイツとアメリカの企業の施工件数が多く、それぞれ欧州および北米での主導的な役割がうかがえる。また表中の白抜きデータで示す自国施工（施工企業と現場所在地の国籍が一致）が全体の約 64%を占めるが、欧州の企業は自国以外に欧州内の近隣諸国や、北米やアジアなど他の地域でも施工を行っている。

表 2-1 収集現場の国籍別集計

		凍 結 工 法 施 工 企 業 の 国 籍															合 計		
		欧 州										北 米		ア ジ ア		オーストラリア		国 籍 不 明	
		フィンランド	フランス	ドイツ	イタリア	ノルウェー	ポーランド	スウェーデン	スイス	ロシア	スペイン	イギリス	カナダ	アメリカ	中国				北 朝 鮮
凍結工法の施工企業数		2	1	5	2	1	1	1	2	1	1	1	1	6		1	1		27
凍 結 現 場 所 在 地 の 国 籍	オーストリア			3														3	
	ベルギー			2								2						4	
	デンマーク		9														1	10	
	フィンランド	3																3	
	フランス				2												5	7	
	ドイツ			24			1										3	28	
	オランダ			27														27	
	イタリア				11				2								1	14	
	ノルウェー					16											1	17	
	ポーランド						2											2	
	スウェーデン	1				8		1										10	
	スイス			3					4								1	8	
	ロシア									19								19	
	スペイン										5							5	
	イギリス											9						9	
	北米	カナダ			3							1	10	2				16	
		アメリカ			15									52			1	68	
	アジア	バングラデシュ														2		2	
		中国					1		3							26		30	
		モンゴル													1			1	
	国 籍	オーストラリア															1	1	
		ブラジル			1													1	
		南アフリカ							1									1	
合 計		4	9	78	13	25	3	1	10	19	5	12	10	54	27	2	13	286	

*白抜きの数字は企業が自国で施工した場合の件数を示す。

わが国では京都大学・故村山朔郎教授が導入の必要性を提唱し、それを受けて故高志勤氏らにより、イギリスで初施工された 100 年後の 1962 年に、大阪府守口市の水道管推進防護工事に適用された¹¹⁾。日本における本工法の土木工学的用途は多岐にわたり、それぞれの時代が要求する地下構造物建設に採用されてきた¹²⁾。

1960 年代：上下水道トンネル建設や地下街の連絡路建設

1970 年代：河川直下横断トンネルや広域下水道整備のためのトンネル工事

1980 年代：航空機燃料やガス輸送パイプライン建設のシールド機発進・到達防護・地中接続防護

1990 年代：東京湾横断道路（東京湾アクアライン）建設¹³⁾や地下雨水貯留池建設のための大断面シールド発進¹⁴⁾・到達・地中接続防護

2000 年代：首都高地下高速道路建設のためのシールド発進・到達防護

などである。それに加え近年では地下高速道路の大規模なシールドトンネルの切広げ工事¹⁵⁾¹⁶⁾などが代表的な工事である。施工された事業主体の割合は 2012 年までの約 50 年間で見ると図 2-6¹²⁾のようになり、本工法が採用された事業の件数でみると下水道事業の流域下水道幹線トンネル工事で最も多く採用されている。

凍土壁の目的毎の施工件数の割合は、図 2-7¹²⁾に示すように、立坑からのシールド機の発進防護と到達防護が一番多い。発進防護凍結工事の施工状況の例を、図 2-8 の模式図と図 2-9 の写真で示す。

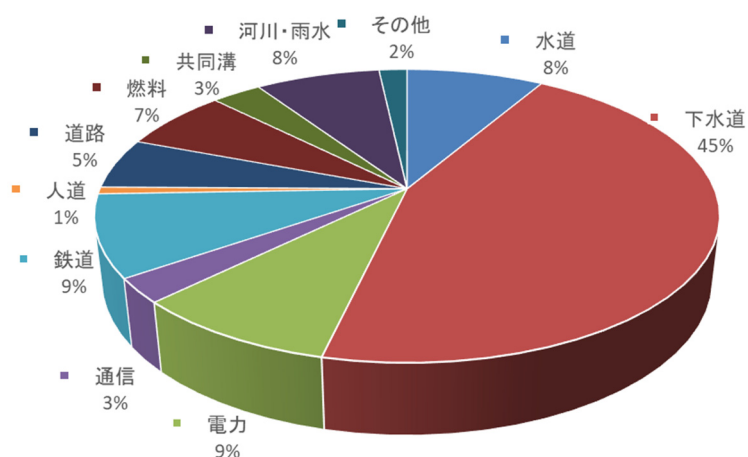


図 2-6 施工された事業主体の割合(2012 年まで)¹²⁾

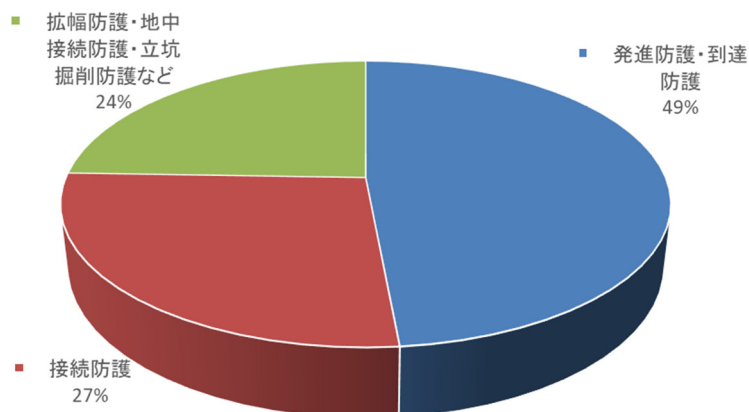


図 2-7 地盤凍結工法が適用された防護目的の種類と割合(2012 年まで)¹²⁾

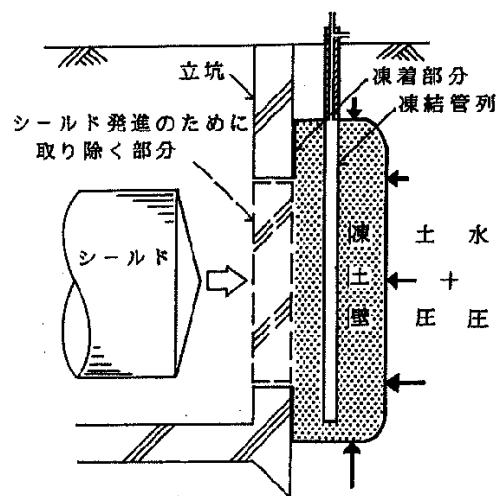


図 2-8 発進防護凍結工事の模式図(断面図)

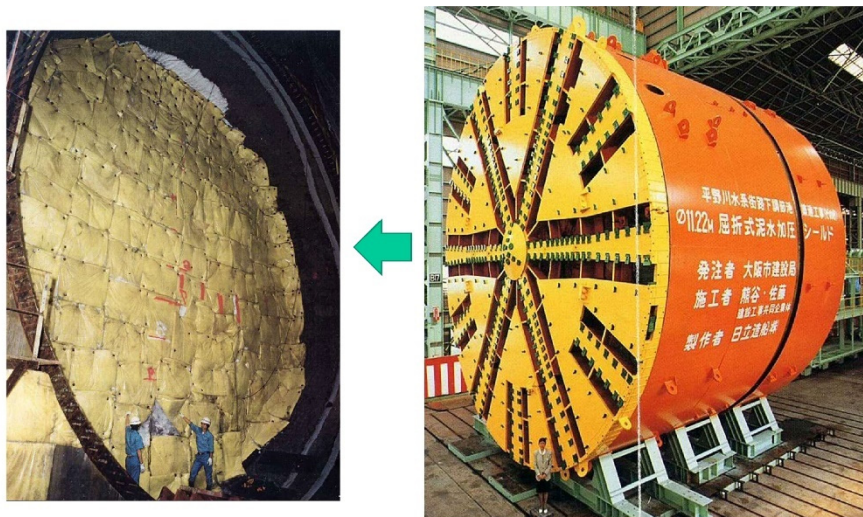


図 2-9 シールド発進防護凍結工事の状況

両者において 2012 年までに 230 件施工されているが、近年では発進防護は NOMST (Novel Material Shield-cuttable Tunnel-wall System) に代表されるような切削できる壁等の他の工法に置き換わる傾向はある。しかし到達では、特に大断面や大深度での施工では、立坑壁は切削できる壁等に置き換わっても、到達後の立坑壁面とシールドトンネルの間の止水凍結は今後も増加する傾向にある。一方、最近 20 年間で施工件数が増えたのは、トンネルや立坑間の接続工事の防護である。水平トンネル掘削防護工事の施工状況の例を、図 2-10 の模式図と図 2-11 の写真に示す。接続防護の全工事件数は約 130 件あるが、最近 20 年間に施工されたのは、約 95 件である。増加因子としては、土木工事全体の施工深度が深くなり上部の輻輳状態により地上からの施工が出来ない、高水圧であることや、また接続する断面積が大きくなったために、薬液注入やセメント混合攪拌により防護する工法では施工不能、または完全な止水が困難であるためである。

なおこれらの用途以外では、既設トンネルの拡幅防護、シールド機の地中接合防護、立坑築造防護、新幹線直下でのトンネル掘削防護、地下道路トンネルインターチェンジ築造のためのトンネル間切広げ防護まで多種多様なものがあり、国内の施工総数は 600 件を越えていると推測される¹²⁾。

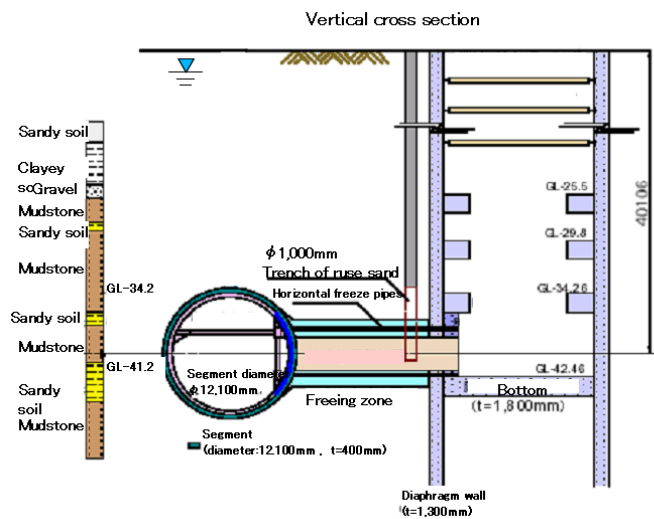


図 2-10 水平トンネル築造防護凍結工事の模式図(断面図)

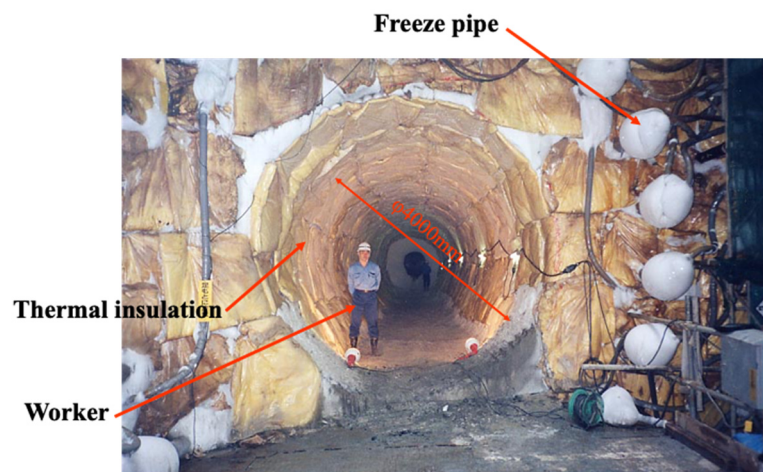


図 2-11 水平トンネル掘削防護工事の施工状況

2.3.3 施工事例

凍結工事が適用される工事状況，凍土壁の構成方法，および凍土壁の規模などを述べる．“凍結膨張対策”を適用する代表的な 2 件の発進防護凍結工事および 1 件の非開削トンネル拡幅防護凍結工事，1 件のトンネル切り開き防護凍結工事について，工事の概要，特徴，および技術課題を示す．

(1) 今井川地下調節池建設工事での今井川立坑発進防護凍結工事¹⁴⁾

図 2-12 に示す凍結工事は，横浜市が 1995 年から 1998 年に施工した今井川調節池建設工事の中で，今井川立坑からのシールド機発進防護のため施工されたものである．

シールド機外径はφ12.14 m と大きく，土被りも 45 m あったために，連続地中壁（以下，連壁）立坑からシールド機発進防護として地盤凍結工法が採用された．造成した凍土壁の開口直径はφ12.48 m，造成する凍土壁の凍土厚みは 4.4 m と計画された．

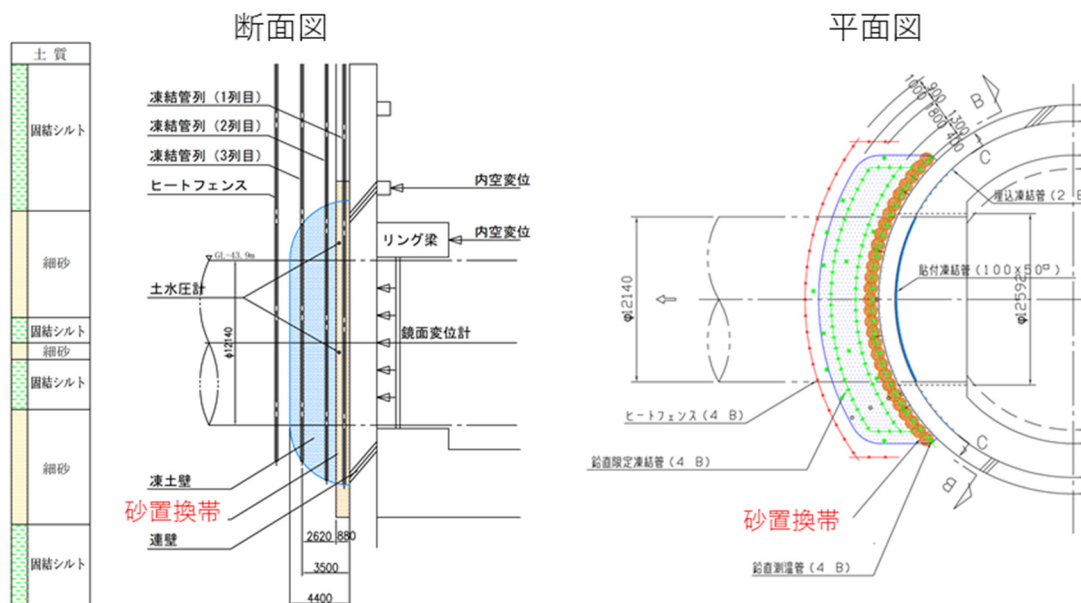


図 2-12 今井川立坑発進防護凍結工事の計画図面

本凍結工事では硬質な固結シルト層を含むため大きな凍結膨張圧の発生が予想された。その対策として後述する砂置換帯を設置する対策が行われた。対策効果を現場計測により把握する施工管理を行うために、複数の種類の計測方法により工事で発生する凍結膨張圧を総合評価した¹⁷⁾。この対策により無対策の場合に $1,120 \text{ kN/m}^2$ と予想された膨張圧は、現場計測により 800 kN/m^2 程度低減し $200 \sim 300 \text{ kN/m}^2$ になったことを確認した。これについては第4章において詳細に述べる。

(2) 東京湾横断道路建設工事での川崎人工島立坑・中央北発進防護凍結工事¹³⁾

図 2-13 に示す東京湾横断道路（東京湾アクアライン）の建設工事のトンネル部は、建設当時世界最大級の外径 $\phi 14.14 \text{ m}$ という大口径シールド機での施工であった。8機のシールド機は神奈川県側浮島取付部、川崎人工島（現風の塔）、千葉側木更津人工島（現海ほたるパーキング）の3か所の立坑から2機ずつが向かい合って掘進し、それぞれの立坑中央付近の海底下で地中接合するというものであった。

地盤凍結工法は、大断面であるだけでなく、海面下 70 m の高水圧であることも考慮され、図 2-13 に示すように、シールド機が立坑より発進する際の仮壁撤去、シールド初期推進時の発進防護工8か所、地中接合防護4か所に採用された。これらの内、最も大深度で施工された川崎人工島での凍結工事を、図 2-14、図 2-15 に示す。

本凍結工事における技術的課題としては、

- 1) 固化処理された人工島からのシールド機の発進であるために、大きな凍結膨張圧が予想された。
- 2) 大型工事であるために、工期短縮が強く求められた。

1)の膨張対策については、後述する膨張対策溝方式を新たに開発し凍結膨張圧を $1/3 \sim 1/13$ に軽減することが出来たと推定¹⁸⁾されている。これについても第4章において詳細に述べる。2)については、連続地中壁の撤去において、従来は多数のコアを削孔して大型機械で撤去する方法であったが、工期を短縮する方法として制御発破が検討され、凍土壁への影響の考察および施工中の管理の徹底により安全に施工された¹³⁾。

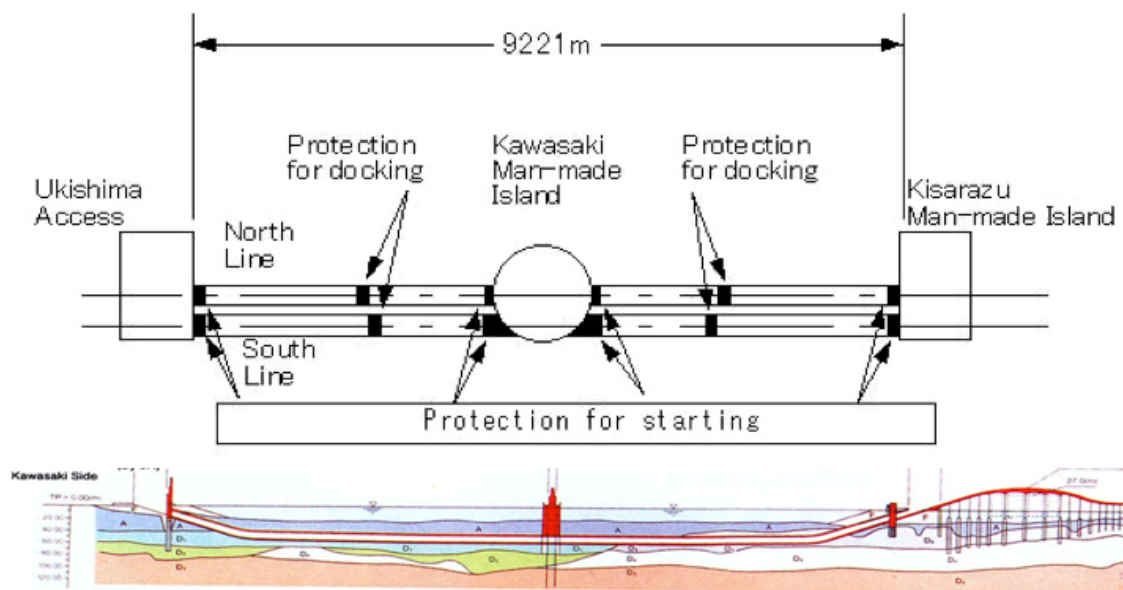


図 2-13 東京湾アクアライン建設工事と凍結防護の施工箇所

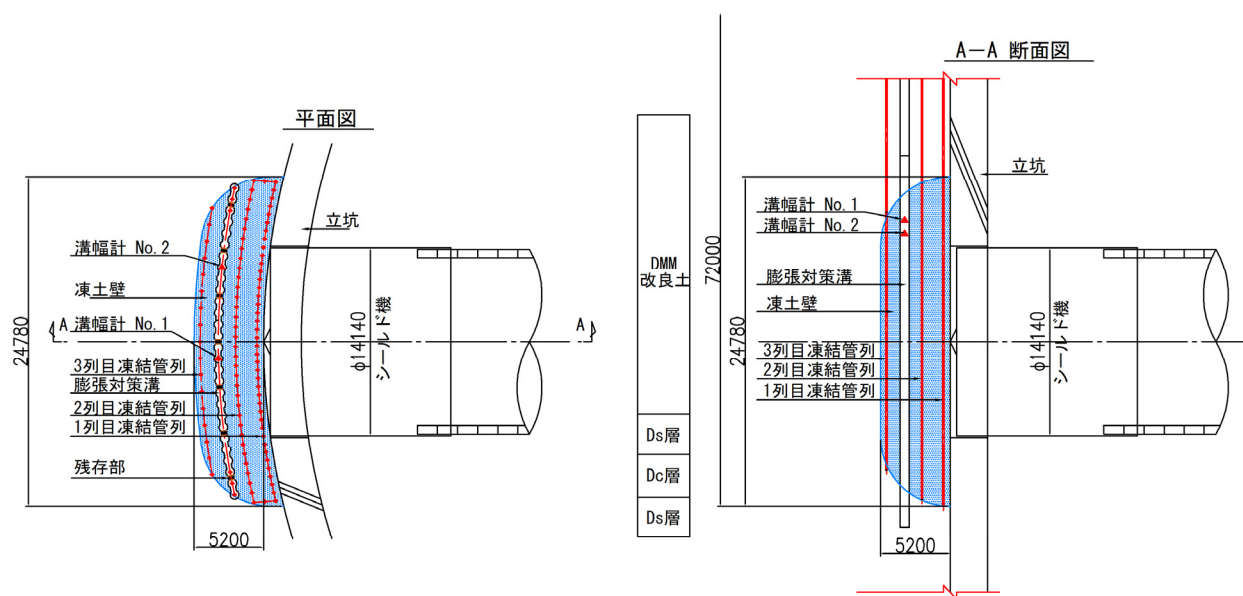


図 2-14 川崎人工島での発進防護凍結工事の概要



図 2-15 川崎人工島(風の塔)での発進防護凍結工事の状況

(3) 隅田川幹線その3工事トンネル拡幅防護凍結工事¹⁹⁾

図 2-16 に示される凍結工事は、外径 $\phi 5,500$ mm の既設のシールドトンネルに千住関屋ポンプ所から発進した外径 $\phi 6,350$ mm のシールドマシンが到達接続するために既設のセグメントを延長 19.7 m にわたり $\phi 9,500$ mm に地中拡幅工事を行うものである。

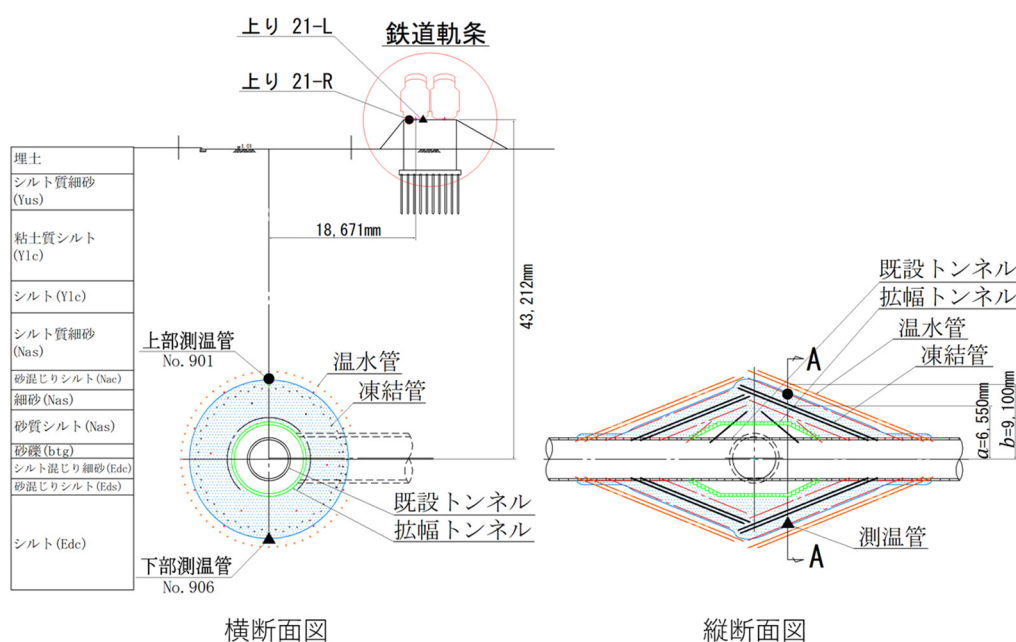


図 2-16 隅田川幹線拡幅防護凍結工事の概要

本工事の接続部直上には埋設物が輻輳しており地上からの施工が困難、土被りが約 37 m と高水圧かつ接続部の南側約 20.5 m の地上部に鉄道が通っているため、凍結工法が採用された。しかし、本工事は地下約 40 m に 3,700 m³ もの凍土を造成する計画となっており、地上部の鉄道軌条への影響が懸念された。拡幅部の土質は図 2-16 に示すとおりであり、既設トンネル上端から 2.0 m 付近の砂礫層以外では、凍結対象地盤はシルトを含む地盤であり、拡幅防護に必要な凍土壁の厚みを造成した後の約 1 年間の長期の凍土維持期間中において

て、無対策の場合には鉄道軌条の凍上変位に対する管理値 6 mm に対して 12.2 mm の凍上変位が予想された。このため凍土維持期間中に拡幅工事に必要な凍土強度を維持したまま、余剰な凍土ができないように温水管を使って凍土壁の成長を制御した。その結果、第 5 章に詳細に述べるように凍上変位約 5.5 mm となり無地に工事を終えた²⁰⁾。

(4) 首都高中央環状新宿線富ヶ谷出入口工事²¹⁾

首都高速中央環状新宿線富ヶ谷出入口工事においてパイプルーフとの併用による止水凍土方式が採用²¹⁾された。本工事は、図 2-17²¹⁾に示したように離隔約 7 m で併設されているφ12.83 m の既設シールドトンネル間を中央に立坑を挟み、合計 130 m 区間に渡り非開削で切り開き、ランプトンネルの合流部を建設する工事であった。地上部は非常に交通量の多い幹線道路であるため非開削での施工が求められた。水平区間中 46 m 範囲は上部に腐植土が堆積しており、地下水位低下工法では地盤沈下を起こすため止水のために凍結工法が採用された。切り開き部の土質は図 2-17²¹⁾に示したようになる。切り開き部上部に膨張性の高い沖積粘土層 (Ac 層)、腐植土層 (Ap 層) が存在した。また土被りも小さい事より地表面の幹線道路に凍上変位が出る事が懸念された。

本工事は大断面であるため凍土のみで防護すると非常に厚い凍土壁 (3.3 m) が必要となり地上部道路への凍結膨張の影響が懸念された。そのため、上部は直線パイプルーフ、下部は曲線パイプルーフで荷重を受け、パイプルーフ間の止水のみを凍土で行うというパイプルーフ併用止水凍土方式が採用された。これにより止水に必要な凍土厚は大幅に抑制され 0.7 m となった。しかし、掘削および構築の凍土維持期間が長く維持中に余剰な凍土が造成されてしまうため、これを如何に制御するかが課題となった。この課題に対し、維持期間中の制御運転の方式は、凍結管を 2 本に 1 本、3 本に 1 本ブライン循環させる間引運転および凍結管の間欠運転 (停止) を採用した。それに加えて凍結管を水平方向に限定方式とし、施工進捗に合わせて立坑より 23 m までの手前半分と 23 m 以降の奥半分について運転と停止を組み合わせる方法とし無事施工を終えた。

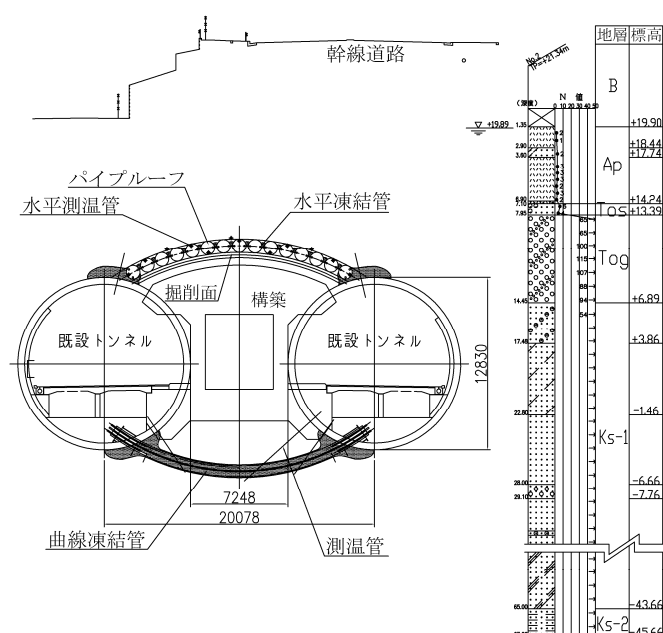


図 2-17 施工概要図(断面図)²¹⁾

2.4 地盤凍結工法の課題

2.4.1 地盤凍結工法の熱的課題

地盤凍結工法の熱的な課題は、地下水流問題である。地盤凍結工法では、地盤中に凍結管を適当な間隔で列状に埋設し、これらを冷却することによって地盤中に凍土壁を完成するものである。この場合地下水流が存在しなければ、凍土は各凍結管を中心として次第に成長し所定の凍土壁が完成するが、地下水流が存在すれば、この地下水流により持ち込まれる熱のために凍土の成長が阻害される可能性がある²²⁾²³⁾²⁴⁾。

この地下水流の影響を解析する手法としては、非定常熱伝導解析と浸透流解析の連成解析等が考えられるがこの手法は、メッシュの作成や、各種パラメーターの設定に非常に手間がかかる。

そこで、計画時には凍結の可否を判定する限界流速の式をもって許容できる地下水流速を求めている。限界流速の式¹⁴⁾は以下のようになる。

$$U_{\infty crit} = \frac{6\pi \cdot M^2 \cdot \lambda_1}{n/100 \cdot l_f \cdot \gamma_w \cdot C_w} \cdot \frac{\theta_f - \theta_b}{\theta_{\infty} - \theta_f} \cdot F\left(\frac{2a_p}{p}, b_{crit}\right) \quad (2.1)$$

ここに、

$U_{\infty crit}$ ：限界流速 (m/h)， M ：凍結管の列数， λ_1 ：凍結後の土の熱伝導率 (W/m°C)，

n ：地盤の間隙率 (%)， l_f ：凍結領域の代表長 (m)， γ_w ：地下水の単位体積重量 (kN/m³)， C_w ：地下水の比熱 (kJ/kg°C)， θ_f ：地下水の氷点 (°C)， θ_b ：ブライン温度 (°C)， θ_{∞} ：地中温度 (°C)， $F(2a_p/p, b_{crit})$ ：凍結管の管径と間隔によって決まる関数値， a_p ：凍結管の外半径 (m)， p ：凍結管の間隔 (m)である。

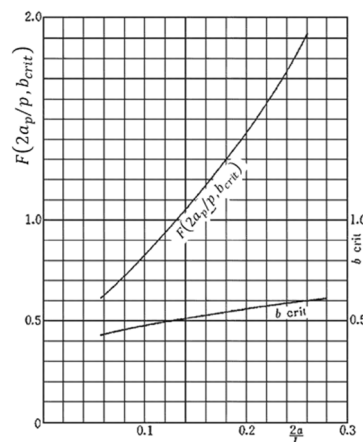


図 2-18 $\frac{2a_p}{p} - F\left(\frac{2a_p}{p}, b_{crit}\right)$ グラフ

地下水流速が上式で求めた限界流速より速いときには、経済的に成り立つ範囲内で冷却温度、凍結管の配列などの凍結計画の変更や、地下水流の流速を減らす事前対策などを別途講じる事より凍結工法の採用を可能にする。

地下水流の影響を減らす対策として、計画時に検討すべきものとしては、1)冷却温度の低下、2)凍結管径の拡大、3)凍結管間隔の縮小、4)凍結管列数の増加等がある²⁵⁾。

一方、補助工法による対策としては、5)地盤改良により地盤の透水係数を小さくする、6)凍結域上流に注入等により遮水壁を設ける等があり²⁵⁾、実際の凍結工事ではこれらの対策が用いられることが多い。以降に凍結現場において地下水流による凍土造成不良を上記の 6) 凍結域上流に注入の方法により対策をとった事例

を紹介する。

本事例は平行するトンネル間の連絡路建設工事で発生した，地下水流による連続凍土壁造成の阻害例であり，当該域の部分薬液注入により克服したものである。

- 1) 図 2-19 の縦断面に示す凍土壁の造成が計画された（トンネル内から見たら凍土壁は矩形型）。地下水流が 1 m/日以上と想定されると影響を検討するが，近傍の土質調査によると地下水の流れは 0.5 m/日であり問題なしと判断された。
- 2) しかし，凍土造成を開始すると，図 2-19 に示すように（地中温度の測定結果から凍土の造成状況を想定したもの），トンネル・スプリングライン付近の地中温度低下が鈍く，連続する凍土壁の造成が阻害されていると判断された。
- 3) 凍土が造成されない原因としては，土質調査が行われた後に開削工事が近傍で行われ，地下水の流れが早くなっている可能性があると考えられた。
- 4) 地下水の流れを抑制することを目的として，図 2-20 に示す上流側の位置に，薬液注入（二重管ストレーナ）を一行施工した。注入剤は 0℃以下の環境であってもゲル化し強度が発現する土質安定注入剤が使用された。
- 5) その結果，薬液注入後 1 日程度で地中温度が低下し始め，連続する凍土壁が造成できた。

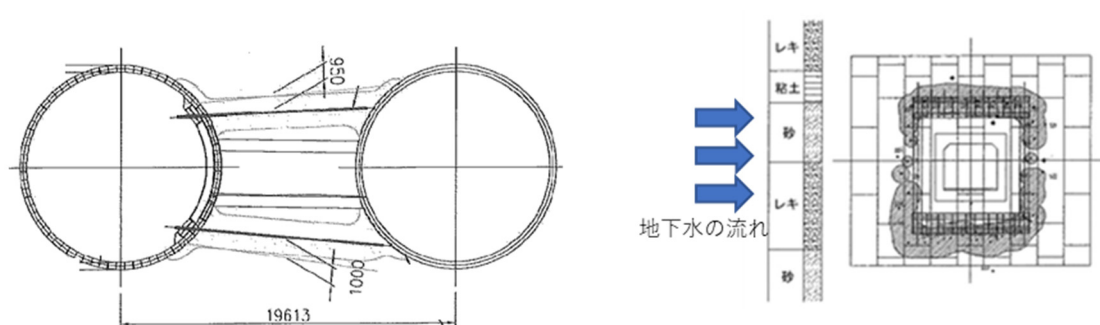


図 2-19 凍土造成状況図

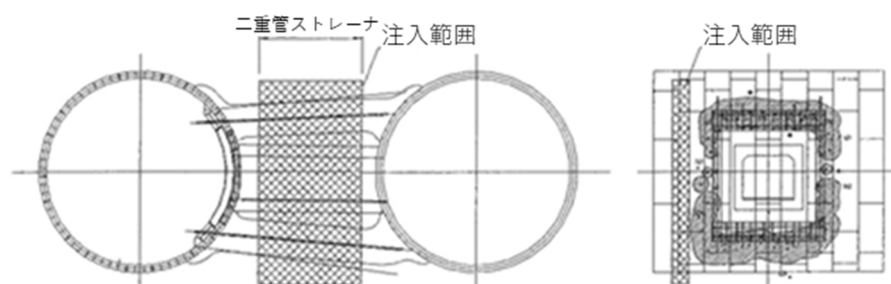


図 2-20 注入範囲図

2.4.2 地盤凍結工法の力学的課題

凍土壁の設計にあたっては，工事全体計画に基づき施工目的，立地環境条件，地盤条件，工期などを総合的に検討し，安全かつ経済的な計画をたてる必要がある²⁾²⁶⁾。

まず，設計条件から凍結形式（凍土壁形状など）が決定され，当該計画の個々の設定条件（ブライン温度，

凍土平均温度等)を仮定し必要凍土厚を試算する。必要凍土厚が決まると、その凍土を造成するのに最適な凍結管の配置を決定する。

その後、凍結速度、凍結負荷等の熱計算を行い、ブライン温度、凍結日数、冷凍機容量を決定し、これにより凍土壁の平均温度を算出する。この凍土平均温度、ブライン温度、凍結日数等が、先に仮定した設定条件に合っているか確認する。設定条件に合致しなかった場合には、設定条件を一部変更し再度、構造計算や熱計算を行い適切な凍土設計を行う。

凍土の設計基準強度は、高志ら^{28) 29)}によって系統的行われた砂凍土及び粘性土凍土の一軸圧縮試験結果を基に設定することが出来る。ただし、一軸圧縮試験において、応力～ひずみ曲線でピークが得られない場合は、ひずみ10%時の応力 σ_{10} を採っている。凍土の一軸圧縮強度は、一軸圧縮強度と温度の関係(図2-21)、一軸圧縮強さと塩分濃度の関係(図2-22)に示すように砂・粘土の土質の違い、凍土温度、塩分の有無により一軸圧縮強度が大きく影響を受ける。これら凍土の強度特性を踏まえ設計基準強度の設定にあたっては、飽和土を対象として凍結対象土質を砂質土と粘性土に大別して、凍土温度・塩分濃度により設計基準強度を設定することが可能である²⁶⁾。また図2-22からも明らかなように特に砂凍土においては微量の塩分含有にて一軸圧縮強度が著しく低下するため²⁸⁾、塩分含有0.2%以上の凍土を塩分含有凍土として扱う。

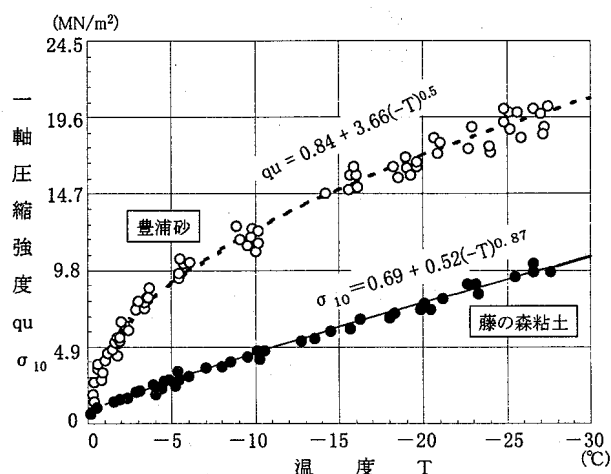


図 2-21 一軸圧縮強さと温度の関係

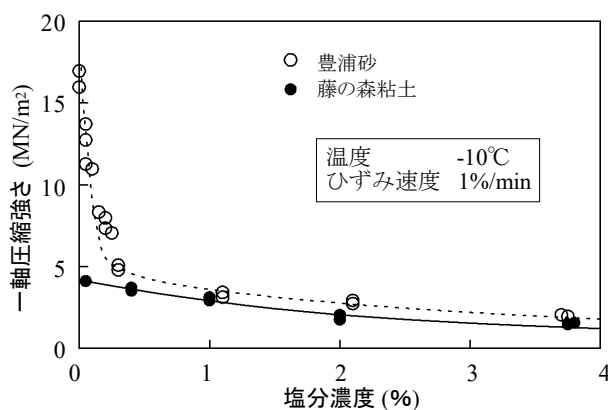


図 2-22 一軸圧縮強さと塩分濃度の関係

(1) 塩分非含有土（塩分濃度 0.2%未満）の設計基準強度.

a)圧縮強度

温度が異なる定歪速度の凍土最大強度(q_u , σ_{10}) と降伏強度 σ_y の関係（図 2-23）より，各温度とも一軸圧縮強度(q_u , σ_{10})の 65%が降伏強度とみなせる²⁹⁾.

これをもとに，粘土凍土の圧縮設計基準強度は藤の森粘土の室内実験結果を基に σ_{10} の 65%の値とする.

砂質土の強度は，その粒度組成によりバラツキが大きく，また微量の塩分含有によっても大幅に低下するため，豊浦標準砂の凍土強度は用いずに粘土凍土の設計基準強度の 1.5 倍の値を砂質土凍土の圧縮設計基準強度とする²⁶⁾.

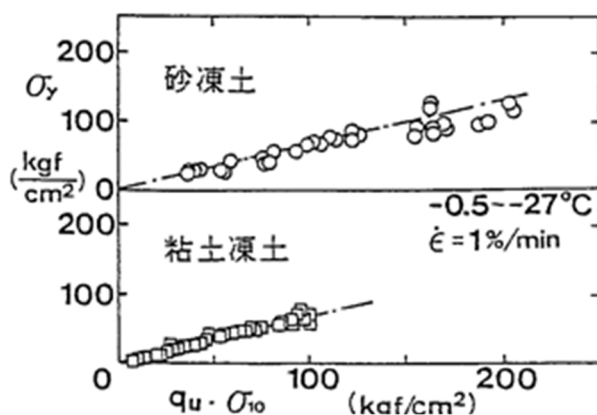


図 2-23 最大強度 q_u , σ_{10} と降伏強度 σ_y の関係

b)曲げ強度

図 2-24 に室内試験より得られた塩分非含有粘土凍土の一軸圧縮強度(q_u , σ_{10})及び曲げ試験による曲げ降伏強度(σ_y)と凍土温度との関係を示す²⁶⁾. 比較のために圧縮設計基準強度 $\sigma_c = 0.65q_u(\sigma_{10})$ と曲げ設計基準強度 $\sigma_b = 0.6\sigma_c$ の曲線を加えた. この図 2-24 を見ると設計曲げ強度は曲げ降伏値(σ_y)の下限包絡線となり，一軸圧縮強度と良好な相関性を有している. この関係は砂凍土の場合でも同様である.

これより塩分非含有凍土の曲げ強度は，設計基準圧縮強度の 60%を設計基準強度とする²⁶⁾. なお同様の作図を行っても塩分含有土の場合には相関性は成り立たない.

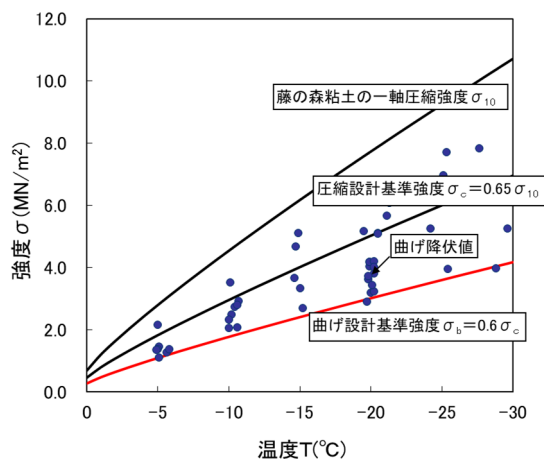


図 2-24 塩分非含有粘土凍土の一軸圧，曲げ降伏強度と凍土温度との関係

c)せん断強度

凍土の三軸圧縮試験結果より、凍土のせん断破壊にもモール・クーロン破壊基準が当てはまることが認められている²⁶⁾。ここで一軸圧縮強度 $q_u(\sigma_{10})$ とせん断強度 τ の相関性に注目すると、モールの応力円より

$$\tau = \frac{q_u}{2} \sin 2\alpha = \frac{q_u}{2} \sin(90^\circ + \phi) = \left(\frac{1}{2} \cos \phi\right) q_u \quad (2.2)$$

なる関係が成り立つ。文献¹⁾では、粘性土では塩分濃度に無関係に $\phi \doteq 0^\circ$ であるから $\tau \doteq 0.5q_u(\sigma_{10})$ 、砂では、塩分濃度 $S=0\%$ の時 $\phi \doteq 16^\circ$ で $\tau \doteq 0.48q_u(\sigma_{10})$ 、 $S=3.3\%$ の時 $\phi \doteq 36^\circ$ で $\tau \doteq 0.4q_u(\sigma_{10})$ という関係が得られる。

これは、せん断強度 τ と $q_u(\sigma_{10})$ の関係ではあるが、圧縮降伏強度である σ_c とせん断降伏強度 σ_τ の間にも同様の関係が成り立つものと考え塩分非含有凍土のせん断強度は、粘性土の場合設計基準圧縮強度の50%、砂凍土の場合設計基準圧縮強度の40%を設計基準強度としている²⁶⁾。

(2) 塩分含有土（塩分濃度 0.2%以上）の設計基準強度

a)圧縮強度

塩分含有により粘性土と砂質土の凍土強度特性の差は極端に縮まるので、粘性土・砂質土共に一軸圧縮強度(q_u, σ_{10})の65%を設計基準圧縮強度とする²⁶⁾。

b)曲げ強度

塩分含有凍土の場合、圧縮強度と曲げ強度の相関性が崩れるため、それぞれの圧縮強度から曲げ強度を推定することが出来ない。従って曲げ強度については、室内試験結果の曲げ降伏強度(σ_y)を設計基準強度とする²⁶⁾。

c)せん断強度

粘性土凍土及び砂質凍土のせん断強度と圧縮強度は相関性が認められる¹⁾ので、粘性土については圧縮強度の50%、砂質土については圧縮強度の40%をせん断設計基準強度とする。表 2-2 に凍土温度 -10°C のときの設計基準強度²⁶⁾を示す。

表 2-2 凍土の設計基準強度(凍土温度 -10°C)

	塩分 0%		塩分 1%	
	砂質凍土	粘土凍土	砂質凍土	粘土凍土
圧縮強度 σ_{uc} (kN/m^2)	4,500	3,000	2,250	2,000
曲げ強度 σ_{ub} (kN/m^2)	2,700	1,800	1,000	1,200
剪断強度 $\sigma_{u\tau}$ (kN/m^2)	1,800	1,500	850	1,000

以上のように設計基準強度を設定し、凍土の造成厚みを決めているが、この力学的な課題にクリープの問題³⁰⁾がある。凍土のクリープ問題は古くから知られており、海外では凍土の厚み設計に凍土のクリープ強度を用いることも多い。ただしクリープ強度の把握は、まだ系統的に研究がなされているとはいいがたく、対象土固有のものであることもあり計画時にクリープ強度を把握することは困難である。現状は構造計算の安全率（現状 $F_s=2.0$ が多い）に含むものとして計画しており、凍土の計画をする場合の課題となっている。しかし近年は我が国でも凍土のクリープ試験が行われ始めており³¹⁾凍土のクリープ強度の把握に期待がかかる。

2.4.3 凍結膨張の影響管理課題

地盤凍結工法はシールド工事の大深度化や大口径化にともない採用件数は増えているが、凍結膨張問題がある¹⁾。凍結工法は、地中に埋め込まれた凍結管内に冷却されたブラインを循環することにより土中の間隙水を凍結させ、掘削に必要な凍土壁を造成し（凍土造成期間）、その後の掘削中（凍土維持期間）に防護することが目的となる。

砂地盤においては凍結膨張問題は起こらないが、粘性土地盤で地盤凍結工法を採用する時には、凍結する際に凍結膨張し、凍土周辺地盤を鉛直・水平方向に変位させる。これらは地表面や埋設物の隆起（凍上変位）および解凍後の沈下（解凍沈下）や、地中構造物への付加応力を与える場合がある。

近年、凍結工事が大深度化、大規模化し、固結シルトに代表される硬質な地盤を凍結させる機会が増えている。このよう場合には大きな凍結膨張圧の発生、また凍上により周辺構造物に多大な影響を及ぼす可能性が懸念される。

凍結膨張に起因する凍上問題、凍結膨張圧問題が予想される場合には、後述する凍上変位計算法や高志の円筒理論、または FEM 等の数値解析を用いて影響を検討し、周辺構造物に対する影響が多であると判断された場合には、凍結膨張に対する対策が必要となる。凍結膨張対策は、膨張変位を吸収する方法と、凍土量を抑える方法の 2 つが、過去に対処療法的に施工されてきた。これらの凍結膨張対策を合理的に選定し、凍結膨張の影響を構造物の許容値以内に管理することが課題となっている。

2.5 本章のまとめ

本章では地盤凍結工法の概要と課題を述べた。地盤凍結工法の原理や施工方法の概要を示し、造成する凍土壁の目的の多くは土留めと止水を兼用する土留め凍土壁であることを述べた。イギリスでの地盤凍結工法の発祥から現在に至るまでの適用工事を分析した。また実際に施工した 2 件の発進防護凍結工事、1 件の拡幅防護凍結工事、1 件のトンネル切り開き防護凍結工法の概要を示すことで、工事規模、都市土木での必要性、および技術的課題を具体的に示した。また最後に凍結工法の課題として凍土壁の熱管理としての地下水流の影響や解析手法、凍土壁の力学管理として設計強度の設定について記述した。また凍結膨張の影響管理として凍結膨張とその影響の予測、凍結膨張対策の合理的設計の必要性について説明を行った。

地盤凍結工法におけるこれらの課題を体系的に整理することにより、本研究の主題である凍結膨張対策の合理的設計法確立の重要性を示した。本研究では、本章に挙げた課題の内、凍結膨張対策の合理的設計に着目し、研究対象とする。

第2章 参考文献

- 1) 地盤工学会編：土の凍結－その理論と実際－（土質基礎工学ライブラリー23），第5章 人工凍結の利用と制御，pp.249-302，地盤工学会，1994.
- 2) 「都市トンネルのための地盤改良工法」連載講座小委員会：都市トンネルのための地盤改良工法(5)－凍結工法(1)－，トンネルと地下，Vol.45，No.10，pp.797-805，2014.
- 3) 雪氷学会凍土分科会：凍土の知識－人工凍土壁の技術－，雪氷，Vol.75，No.2，pp.179-192，2014.
- 4) Teijiro SAITO, Tatsuro SHIMIZU, Masakatsu WAKAO and Tang Arthur Tuk Sze : Design and construction of the tunnel with artificial ground freezing for the 100m passenger adit of MTR West Island Line C704 in Hong Kong, Proceedings of the 8th CECAR, Tokyo, 2019.
- 5) Kaoru HASHIDA, Hiromitsu TADA, Satoru TAKEDA and Sha MARICAN : Design and Construction of Linkway with Underpinning and SCL Tunnels with Ground Freezing Crossing underneath existing MRT ‘live’ Tunnels for Thomson-East Coast Line Marina Bay Station in singapore, Proceedings of the 8th CECAR, Tokyo, 2019.
- 6) Y.A.ドルマン，N.G.トルウパック：凍結工法，鹿島出版社，pp.278，1972.
- 7) A-L.Berggren : The Oslofjord subsea tunnel, a case record, Ground Freezing 2000, Balkema, Rotterdam, pp.267-272, 2000
- 8) J.S.Harris : State of the art : Tunneling using artificially frozen ground, 5th international symposium on ground freezing, Balkema, pp.245-253, 1988.
- 9) H.Hab, R.Jagow-Klaff, H.-W.Seidel : Westerschelde tunnel-Use of brine freezing for the traverse galleries, Ground Freezing 2000, Balkema, Rotterdam, 2000.
- 10) 上田保司，徳原永治：海外における凍結工法施工事例と我が国との比較分析，精研技術報告集，No.7，2007.
- 11) 高志勤，左治：わが国における最初の土壌凍結工法の記録，冷凍，Vol.38，No.426，pp.282-294，1963.
- 12) 伊豆田久雄，譽田孝宏：第9章 地盤凍結工法，土と基礎（筆者にて一部修正），Vol.51，No.11，pp.63-68，2003.
- 13) 古郷誠，山田憲夫，岩間紀夫，渡辺恒方：東京湾横断道路・川崎人工島凍結工法による発進防護，基礎工，Vol.24，No.7，1996.
- 14) 大久保一文，金澤吉紘，藤枝憲文，岡本正：土かぶり 85mの大断面内水圧トンネルー横浜市今井川調節池ー，トンネルと地下，Vol.30，No.5，1999.
- 15) 三室恵史，岩下善一郎，野網孝之：パイプルーフアーチ工法の計画と施工実績ー中央環状品川線五反田出入口工事ー，第50回地盤工学研究発表会，2015.
- 16) 中川雅由，山下善幸，森田大介，深山大介：大規模道路トンネルのランプ分合流における切り開き施工事例ー五反田出入口におけるパイプルーフアーチ工法・シールド上部開削・下部先進導坑の適用ー，第79回施工体験発表会，2016.
- 17) H.IZUTA, H.YAMAMOTO and T.OHRAI : Mechanical properties of circular slabs of frozen sand and clay, 5th International Symposium on Ground Freezing, Jones & Holden(eds), Balkema, pp.178-192, 1988.
- 18) 増田隆，森本裕朗，三戸憲二，伊豆田久雄：凍結膨張圧軽減対策溝の効果，トンネルと地下，Vol.30，No.1，1999.
- 19) 武見敏靖，堀浩之，下村義直，高松伸行：大深度・高水圧下での凍結工法による地中接合部の拡幅，トンネルと地下，Vol.49，No.1，pp.27-35，2018.

-
- 20) Ogura, H., Kanie, S., Hori, H., Shimomura, H., Takamatu, N.: On the volume restriction operation of artificially frozen ground for suppression of frost heaving by warm-water piping around frozen ground, Proceedings of the 8th CECAR, Tokyo, 2019.
 - 21) 土橋浩, 白鳥明, 深山大介, 福田隆正: 地中トラスを用いたシールドトンネル分岐合流部の設計 (筆者にて一部加筆・修正), トンネル工学報告集, No.15, 307-314, 2005.
 - 22) 高志勤: 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, No.161, pp.51-58, 1969.
 - 23) 戸部暢: 地盤凍結工法における地下水流の影響について, 冷凍, Vol.51, No.585, pp.19-29, 1975.
 - 24) 戸部暢, 加藤哲司: 地下水流の影響を受ける厚みのある凍土壁の凍結閉塞について, 土木学会論文集, No.547/III-36, pp.75-86, 1996.
 - 25) 日本機械化協会編: 地盤凍結工法一計画, 設計から施工まで一, 日本建設機械化協会, pp.16-17, 1982.
 - 26) 小椋浩, 野木明, 伊豆田久雄, 櫛田幸弘: 地盤凍結工法における設計・施工及び新技術, 土質基礎の仮設に関する技術報告会報告集, 北海道土木技術会, pp.1-10, 2005.
 - 27) 高志勤, 生頼孝博, 山本英夫, 岡本純: 砂凍土の一軸圧縮強さに関する実験的研究, 土木学会論文報告集, No.302, pp.79-88, 1980.
 - 28) 高志勤, 生頼孝博, 山本英夫, 岡本純: 均質な粘土凍土の一軸圧縮強度に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, No.315, pp.83-93, 1981.
 - 29) 生頼孝博, 伊豆田久雄, 山本英夫: 凍土の一軸圧縮試験における最大強度特性と降伏強度特性の相関性, 雪氷学会秋季大会講演予稿集, 1986.
 - 30) 木下誠一, 了解公利: 土質工学におけるレオロジー, 5.凍土のレオロジー, 土と基礎, Vol.29, No.2, 1981.
 - 31) 小椋浩, 吉田聡: 地盤凍結工法の技術開発と最近の活用事例, 基礎工, Vol.49, No.12, pp.72-75, 2021.

3. 凍結膨張対策の現状と必要性

3.1 土の凍結膨張とその影響の予測

地盤凍結工法はシールド工事の大深度化や大口径化にともない採用件数は増えているが、凍結膨張問題がある¹⁾。砂地盤においては凍結膨張問題は起こらないが、凍結工事が大規模化し、粘性土地盤を凍結させる場合には大きな凍結膨張圧が発生し、周辺構造物に大きな影響を及ぼす可能性が懸念される。

これらを検討する上で最も基本となる物性値は土の凍結膨張率である。凍結工事予定の現地から採取された土が凍結したときの凍結膨張率(体積)や解凍後の収縮率(体積)が室内試験より求められている。室内凍上・沈下試験は地盤工学会基準²⁾JGS 0171-2003 で規定されており、凍結膨張率 ξ と解凍沈下率 ζ が算出される。凍結膨張率 ξ は土質により異なるが、一般には細粒分が多いと増加する傾向がある。同じ土では、凍結する面に作用している有効応力が小さいほど、また凍結する速度が小さいほど、凍結膨張率は増加する。

これらの関係は、高志の式³⁾と呼ばれている実験式で整理されており、地盤凍結工事だけでなく LNG 地下貯蔵式タンクの凍結膨張圧予想でも広く用いられている⁴⁾。なお、現地盤で凍結膨張が起こる際には、凍土前方の未凍結域から吸水するため動水抵抗によって吸排水量が制限される。このため、上記の室内凍上試験から求まる ξ より、現地盤の凍結膨張率は小さくなる⁴⁾傾向にある。

3.1.1 地盤凍結現場土の凍結膨張

地盤中の間隙水は、地盤の温度が間隙水の氷点($\approx 0^{\circ}\text{C}$)以下になると凍結して氷になる。その際粘性土地盤においては、凍結面に周囲の間隙水が吸い寄せられてアイスレンズを生成し凍結膨張する。アイスレンズは凍結面の進行とともに発生と成長を繰り返し、凍土中にアイスレンズと土の断続的な層構造を形成する。

図 3-1 の写真に後述する室内凍上試験において確認されたアイスレンズを示す。写真に写っている黒い縞模様がアイスレンズであり、凍上量はこのアイスレンズの厚みの積算量となる。

アイスレンズの生成のメカニズムについては諸説あるが、凍結面にはフローゼンフリンジと呼ばれるものが存在し、その中には 0°C 以下でも凍らない水(不凍水)が存在し、それを介して未凍土から水がアイスレンズに供給される⁵⁾。そのため、凍結膨張量は吸水がなければ凍結前の土中の間隙水の 9% の膨張率となるはずであるが、この吸水作用によるアイスレンズの生成により数 10% の凍結膨張率となることもある。

凍結工法において凍結膨張率に影響を与える因子としては、凍結速度、拘束応力、土の粒度分布、塩分濃度等があげられる。凍結速度や拘束応力と凍結膨張率の関係を示した実験式は後述するが、ここでは凍結膨張率と拘束応力の関係のグラフを図 3-2 に示す。

このグラフより、凍結膨張率は拘束応力に反比例する事がわかる。自然凍上の場合には土被りがほとんどないのに対し、凍結工法では土被りが 30 m~40 m あることも多く体積膨張率は 4~6% 程度となることが多い。

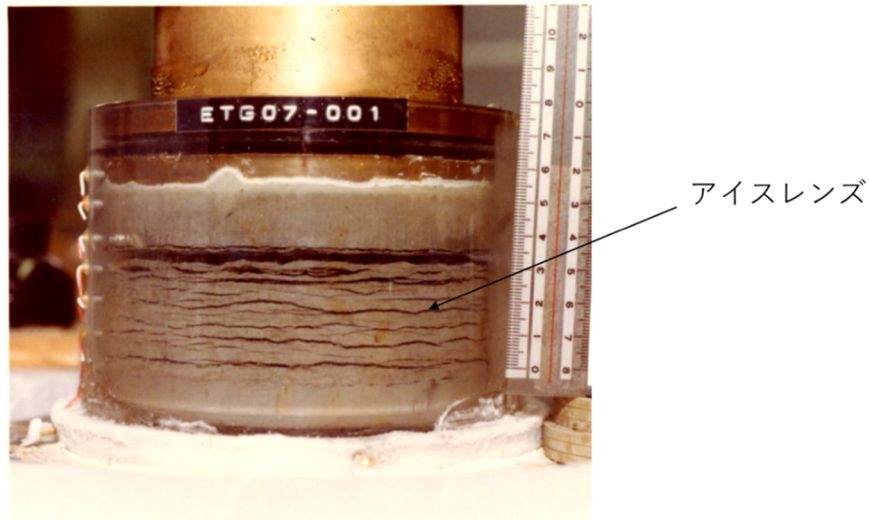


図 3-1 凍上試験とアイスレンズ

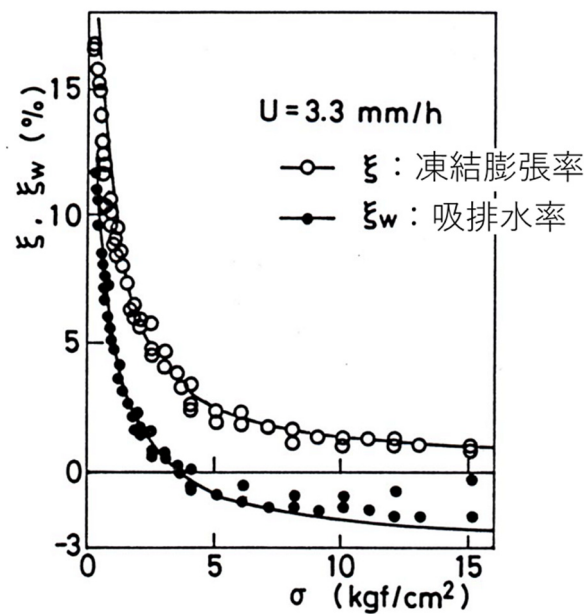


図 3-2 拘束応力 σ と凍結膨張率 ξ および吸排水率 ξ_w 関係

3.1.2 室内凍上試験と現場土の凍結膨張予測

地盤凍結工法における地盤凍結による周辺地盤や周辺構造物への影響を評価する場合，まず室内凍上試験を行い凍結対象土の凍結膨張率を把握³⁾⁶⁾する．飽和土の室内凍上試験は，図 3-3 に示す専用の凍上試験機を用い地盤工学会基準²⁾JGS0171-2003（凍上量予測のための土の凍上試験方法）に従い行われる．

この試験装置は，試料土供試体に任意の拘束応力を加えた状態で，水分の吸排水が自由な，いわゆる開放型（Open Type）の凍上試験を行うことができる．供試体は内径 60 mm，外径 140 mm のアクリル製シリンダーに納められ，上端面はポーラスプレートをついたピストン型冷却器に接し，下端面は主冷却板に接している．冷却は電子冷却モジュールに電流を流すことによりペルチェ効果を利用して行う．供試体の凍結は下端面の主冷却板側より一次元的に進行するが，その間，上端面側のポーラスプレートを通して水分が出入りで

きるようになっている。主冷却板の温度を予め定めたプログラムに従って経時調整できるようにプログラムコントローラーを採用している。これにより、供試体が一次的に凍結する時の凍結速度をほぼ一定にすることができる。供試体上端面はピストン型冷却器に不凍液を循環させ、供試体上端面を一定温度に保つことができる。供試体に加えられる拘束応力 σ_1 は、スプリングを圧縮して発生させる。土の凍上特性に直接関与する圧力は全圧、間隙水圧ではなく、全圧から間隙水圧を差し引いた拘束応力のみである事が基礎実験の結果より分かっている⁸⁾。

土の凍上性は、内的要因として土の粒度や細粒分含有量、粘土鉱物の種類、不凍水分量、透水係数、塩分濃度などの要因により左右される。また外的要因としては凍結速度、载荷応力、試験装置の側面摩擦などがあげられる。試験で直接計測される供試体高さや吸排水量の経時変化は、図 3-4 に例示したグラフで表される。供試体の高さの変化から凍結膨張率 ξ を算出する。

この凍上試験を同一土で拘束応力 σ_1 を何種類か変えて行い、凍結膨張率 ξ を拘束応力の逆数($1/\sigma_1$)で整理すると図 3-5 のようになる。

なお、自然地盤における凍結は、一般に地表面付近で生じる現象であり、①不飽和土の場合が多いこと、②荷重はゼロに近いこと、③温度条件が一定でないこと、など凍上発生に影響する因子が複雑であるため、これを定量的に表す構成式は困難であり、「自然凍結分野」では、現状においては地盤工学会基準²⁾JGS0172-2003（凍上性判定のための土の凍上試験法）を適用するのが妥当であるとされている²⁾。しかし、近年では石川ら⁹⁾により修正高志の式や土要素の簡易凍上モデルなども提案されている。

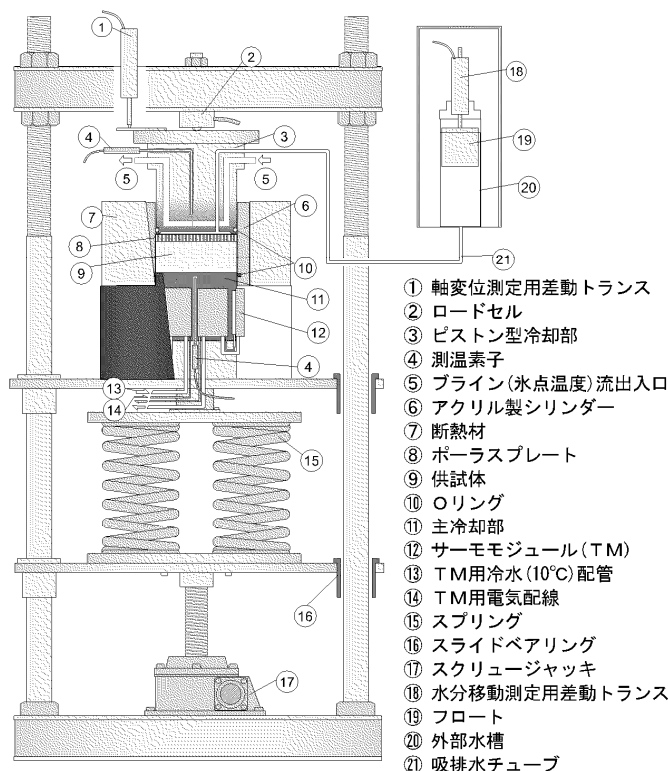
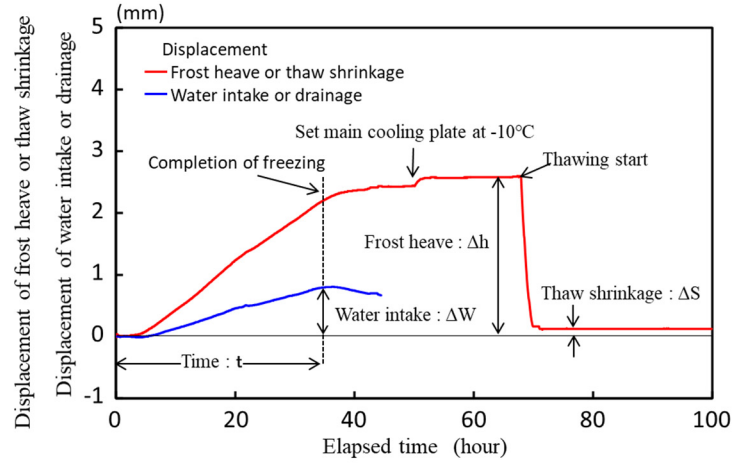


図 3-3 凍上試験機



Before freezing
 Height of soil specimen : H
 Volume of soil specimen : V

• Frost heave ratio : $\xi = \Delta h / H$
 • Water intake ratio : $\xi_w = \Delta W / V$
 • Thaw shrinkage ratio : $\xi_s = \Delta S / H$
 • Freezing rate : $U = H / t$

図 3-4 凍上試験結果参考グラフ

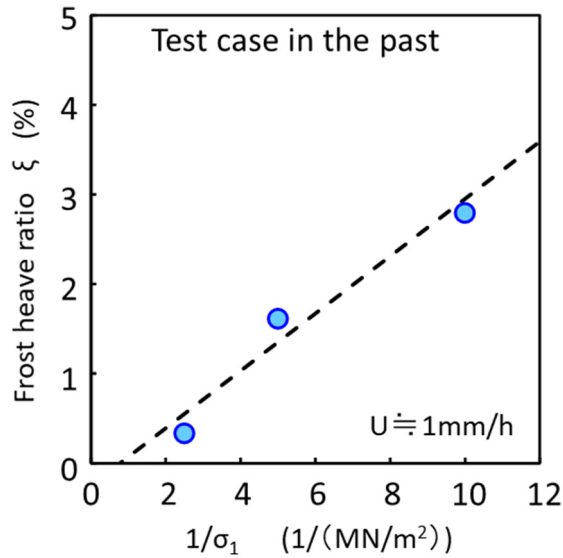


図 3-5 凍結膨張率 ξ と $1/\sigma_1$ との関係(参考図)

このように、同じ土質の凍上試験においても拘束応力の違いによって凍結膨張率には大きな違いが表れることがわかる。また凍結膨張率は、拘束応力の逆数($1/\sigma_1$)に比例することも見て取れる。また、過去の基礎研究から ξ は凍結速度の平方根の逆数に比例することもわかっている。この関係を実験式に表したものが式 (3.1) に示す高志の式³⁾である。

$$\xi = C_1 + \frac{\sigma_0}{\sigma_1} \left(1 + \sqrt{\frac{U_0}{U}} \right) \quad (3.1)$$

ここに、 C_1 、 σ_0 、 U_0 ：試験から求まる定数、 σ_1 ：拘束応力、 U ：凍結速度

すなわち、凍結膨張率 ξ は凍結面に働く拘束応力 σ_1 および未凍土が凍結する速度である凍結速度 U の平方根に反比例するという関係がある。

式(3.1)で U を一定とすると $C_2 = \sigma_0(1 + \sqrt{U_0/U})$ ＝一定となり式(3.1)は以下の式(3.2)に簡略化される。凍結速度 U は、凍結工法に用いる場合には一般的な凍結速度として 1 mm/h としている。

$$\xi = C_1 + \frac{C_2}{\sigma_1} \quad (3.2)$$

図 3-5 のように、試験結果を縦軸に凍結膨張率 ξ を横軸に拘束応力 σ_1 の逆数としてまとめると、縦軸の切片で C_1 が、勾配から C_2 が求まる。

また、本試験では凍結に伴い吸排水が起こり、質量保存則により吸排水率 ξ_w と凍結膨張率 ξ の間には、式(3.3)の関係が成り立つ⁴⁾。

$$\xi = C_0 + (1 + \Gamma)\xi_w \quad (3.3)$$

ここに、 C_0 ：吸排水がない場合の凍結膨張率、 Γ ：間隙水が凍結するときの膨張率($\Gamma \cong 0.09$)。

この室内試験による凍結膨張率 ξ に対して、凍結対象の現地盤における凍結膨張率を ξ' とすると、現地盤で吸水しながら凍結する土の場合、凍土内では吸排水率 ξ_w に相当する分が凍結する際に水から氷への体積増加分が膨張する。ところが凍結する前の未凍土の段階で吸排水率 ξ_w に相当する水が抜け出しており、脱水压密分だけ収縮している。すなわち現地盤の凍結膨張率 ξ' は結局両者の差し引きとして次式(3.4)で表される。

$$\xi' = C_0 + (1 + \Gamma)\xi_w - \beta \cdot \xi_w \quad (3.4)$$

ここに、 β ：脱水压密係数、 $\beta = 1$ （吸水で N 値 < 30 の粘性土） $\sim \beta = 0$ （排水、または吸水であるが N 値 > 30 の粘性土）

また、凍結面での水の動きに着目すると図 3-6 のように凍土の外に接する未凍土の層は、凍結面へ水呼び込む場合において水の出入りを妨げる働きをしている。この作用を動水抵抗と称し、この現象によって現地地盤内では吸排水量が制限され、室内試験で得られる吸排水率 ξ_w よりも小さくなる。動水抵抗の影響によって吸排水量に制限を受けた吸排水率 ξ'_w を求める式は、高志ら⁶⁾により求められている。この式は室内試験の凍結をモデル化しているため、凍結面が給水源まで進行する前提で解析されている。

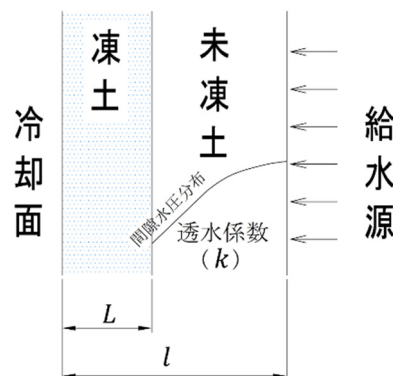


図 3-6 凍結面前方に未到土がある場合の導水抵抗を伴う給水凍上の模式図

通常の地層構成では最終凍結面より遠方に給水源がありこの場合にも適用できるように拡張したものが下記の加藤の拡張式⁴⁾ (3.5) であり、この式を用いて現地盤での吸排水率 ξ'_w を計算する。

$$\xi'_w = \frac{1}{2UL} \left(D - E - BL + \frac{CF}{B} \times \ln \frac{B \cdot D + B^2 l + C \cdot F}{B^2(l-L) + C \cdot F + B \cdot E} - C\sigma_1 \times \ln \frac{D + \frac{F}{\sigma_1} l + C\sigma_1}{E + \frac{F(l-L)}{\sigma_1} + C\sigma_1} \right) \quad (3.5)$$

$$\text{ここに, } A: \frac{U}{1+\Gamma} C_2, B: \frac{n_f \Gamma}{1+\Gamma} U, C: \frac{\kappa}{\gamma_w}, D: \sqrt{(C\sigma_1 - Bl)^2 + 4ACl}, \\ F: 2A - B\sigma_1, E: \sqrt{\{C\sigma_1 - B(l-L)\}^2 + 4AC(l-L)}$$

ここに、 U ：凍結速度（1 mm/h）， l ：冷却面と吸水面間の距離， σ_1 ：有効応力， C_2 ：凍上基本値の一つ， L ：最終凍土厚， n_f ：自由水容積含水率， κ ：透水係数， γ_w ：間隙水の単位体積重量

以上から現地盤の凍結膨張率 ξ' は最終的に、

$$\xi' = C_0 + (1 + \Gamma)\xi'_w - \beta \cdot \xi'_w \quad (3.6)$$

として表される。

3.1.3 地表面および地下埋設物への凍上の影響予想

凍結膨張に起因する地表面や、地下埋設物への凍上の影響検討には、戸部らの凍上変位計算法（三次元¹⁰⁾¹¹⁾）を用いて計算する。

本計算における仮定条件は以下のようになる。

- 1) 解析は、三次元の問題として扱う。
- 2) 地盤は、等方均質で微細な部分より構成され、地中の微小部分が凍結膨張した場合の地表面の隆起の形状は、地表面に対して垂直な、その軸線に関して対称形であり、その軸線を含む断面の隆起曲線（以下凍上曲線）は、Gauss の誤差曲線で表示することが出来る。
- 3) 地中に生じた凍結膨張量は、周囲地盤の性状や、圧密現象の影響を受けず、全量が地表面に伝達される。従って、地表面の隆起容積は、凍土の凍結膨張量に等しい。
- 4) 任意形状の地中の凍土塊の凍結膨張による地表面の凍上変位は、微小部分による凍上変位を、凍土塊の内部全域に亘って集計したもので表すことが出来る。

この条件に従い、地表面の位置を x, y 座標で表し、これに対して微小凍土が地表面の座標位置の直下にある場合を考え、この微小凍土の凍結膨張による地表面の凍上変位をそれぞれ計算し、それらを集計して求める。

本計算は、上記条件 3)にあるように凍結膨張量の全量が地表面に現れる計算となっているため、周辺地盤が軟弱であったり、ボーリング等による地山の緩みがある場合には、計算値よりも実際の凍上量が小さくなる場合がある。

計算式は式(3.7)のようになり、凍上率 η と凍土量から決まる凍結膨張量が、図 3-7 に模式的に示されるように体積保存されて広がる。また凍上量は、凍土を数個の直方体に分割し、それぞれの計算値を合計した値となる。

$$G(x, y) = \frac{\eta}{4} \int_{h_1}^{h_2} \left\{ \operatorname{erf} \left(\frac{l_f + x}{a_f h} \right) + \operatorname{erf} \left(\frac{l_f - x}{a_f h} \right) \right\} \cdot \left\{ \operatorname{erf} \left(\frac{w_f + y}{a_f h} \right) + \operatorname{erf} \left(\frac{w_f - y}{a_f h} \right) \right\} dh \quad (3.7)$$

ここに、 η ：凍上率、 x, y ：計算位置、 l_f ：凍土の幅（ x 方向）の $1/2$ 、 w_f ：凍土の幅（ y 方向）の $1/2$ 、 a_f ：凍土の影響範囲を表す値（ 45° として $a_f=1$ ）、 h_1, h_2 ：凍土の上、下面深度、 $erf(x)$ ：Gauss の誤差関数

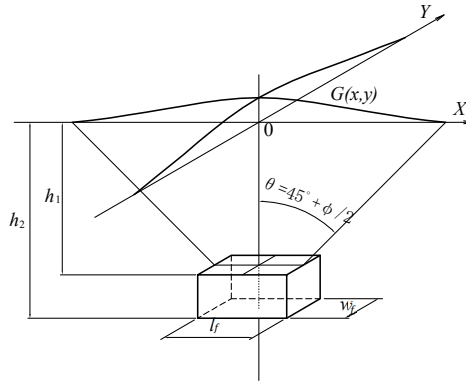
$$erf(x) = 2/\sqrt{\pi} \int_0^x e^{-t^2} \cdot dt$$


図 3-7 ガウス分布による凍上分布の模式図

3.1.4 近隣構造物への凍結膨張圧の影響予想

凍土造成に伴い発生する凍結膨張量は、凍土壁周辺の未凍結地盤中に広がろうとする。この際に未凍結地盤から反力が生じ、これを凍結膨張圧と呼んでいる。この凍結膨張圧は凍土壁を介して立坑やトンネルを押ししたり、凍土壁から離れた地中構築物への付加応力となったりする⁴⁾。

凍土壁に接する構築物の外面への影響を予想するには、無限の広がりを持つ等方均質な土の中に図 3-8 に示すように構築物の外面(r_0)を仮想冷却面と見なし、造成する凍土壁を円筒近似し、凍結運転期間に応じて造成される凍土壁の外面(r_1)での発生応力（凍結膨張圧 σ_f ）および変位量 δ_f を算出する高志の円筒理論¹²⁾が適用されている。なお、地盤凍結工法では多くの場合に、造成する凍土壁は構築物全体を囲わないため、凍土壁の外面で発生する凍結膨張圧は構築物外面への付加応力（凍結土圧）に等しいとみなしてよい。しかし、構築物全周を凍結する場合には、凍土壁の剛性により凍結土圧は凍結膨張圧よりも小さくなることに留意する必要がある⁴⁾。また凍土が粘性土層と砂層の互層で構成される場合、未凍結地盤の弾性係数（変形係数）と膨張率を各々の層について層厚平均したものにより平均凍結膨張圧を求める。本論文においても式(3.11)を用いて凍結膨張圧を求める。

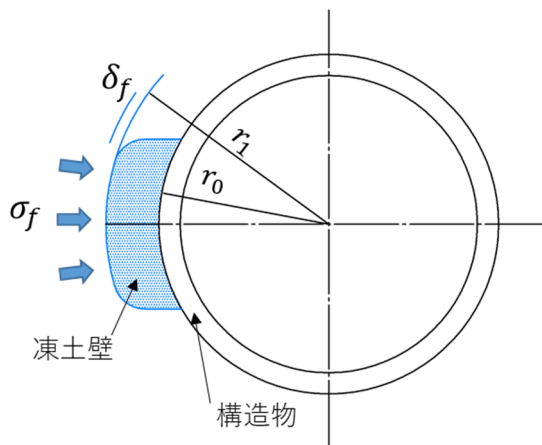


図 3-8 円筒理論のモデル図

未凍結領域が弾性体として挙動する場合の半径方向主応力 σ_r は式(3.8)、半径方向変位 δ_r は式(3.9)で表される¹²⁾。

$$\text{半径方向主応力: } \sigma_r = \sigma_\infty + (\sigma_{r1} - \sigma_\infty) \cdot \frac{r_1^2}{r^2} \quad (3.8)$$

$$\text{半径方向変位: } \delta_r = (\sigma_{r1} - \sigma_\infty) \cdot \frac{1+\nu}{E} \cdot \frac{r_1^2}{r} \quad (3.9)$$

ここで凍結半径 r_1 は式(3.10)を満足する¹²⁾。

$$r_1 = \sqrt{\frac{\frac{\xi_s}{2} \cdot r_0^2 + r_0 \delta_0}{\frac{\xi_s}{2} - (\sigma_{r1} - \sigma_\infty) \cdot \frac{1+\nu}{E}}} \quad (3.10)$$

仮想冷却面 (r_0) 位置の変位量 $\delta_0=0$ とし、式(3.10)を書き直すと凍結面における応力増加： σ_f は

$$\sigma_f = \frac{E}{1+\nu} \cdot \frac{\xi_s}{2} \cdot \left(1 - \frac{r_0^2}{r_1^2}\right) \quad (3.11)$$

また凍結面半径 r_1 での変形量： δ_f は

$$\delta_f = \frac{\xi_s}{2} \cdot \frac{r_1^2 - r_0^2}{r_2} \quad (3.12)$$

で表される⁴⁾。

ここに、 σ_∞ ：凍結前の地盤内有効応力 (kN/m²)、 σ_{r1} ：凍結面半径が r_1 のときの半径方向主応力 (kN/m²)、 ν ：未凍結地盤のポアソン比 (－)、 E ：未凍結地盤の変形係数 (kN/m²)、 ξ_s ：構築物方向への凍結膨張率 (%) / 100、 r_0 ：冷却面半径(m)、 r_1 ：凍結面半径(m)

3.2 凍結膨張がもたらす事象の検討

凍結工法の黎明期より、凍結膨張に起因する地表面付近、近接する埋設物への凍上問題、近接構造物に対する凍結膨張圧問題は凍結工法における最大の懸念事項とされてきた。そのため、過去より凍上問題、凍結膨張圧問題については、室内実験や解析・現場計測を通して様々な研究がなされている。表 3-1 に先行研究の一覧を示す。これを見ると、1970 年代には比較的浅深度で大規模な凍結を行った地下鉄の河川横断工事で凍上問題が多く発生していたようである。また報文のある 4 件の現場において 1 ヶ所で後述する地山抜き取り、2 ヶ所でヒートフェンスの施工が同時に行われていた。また 1970 年代には凍上特性や凍上、凍結膨張圧の予測に関する実験や解析が数多く行われている。

1990 年代に入ると、東京湾横断道路を初めとする大口径・大深度でのシールドマシンの発進防護工事等の増加に伴い、発進立坑等に対する凍結膨張圧問題がクローズアップされてきているのがわかる。それに伴い、地山抜き取り、膨張対策溝、砂置換帯などの膨張対策がとられ、さまざまな現場計測や解析手法の検討も行われている。さらに 2000 年代に入ってから、地下高速道路の大規模切広げ工事において、地表面付近に大規模な凍土を作る必要性から凍上量抑制のため、凍土量を極力減らす意味でパイプルーフに代表される他の工法で土圧に対抗し凍土は止水のみというパイプルーフ併用止水凍土方式というものの採用も広がっている。

表 3-1 凍結膨張問題に対する先行研究

参考文献	筆頭著者	年	現場報告										実験・解析				
			対象		方式による分類						凍上	膨張圧	対策工	解析			
					変位吸収				凍土量削減								
			凍上	膨張圧	地山抜き取り	膨張対策溝	砂置換帯	ヒートフェンス	間引き運転	高温ブライン							
10)	高志勤	1970									○				○		
13)	駒田義雄	1970	○														
14)	田中康男	1970	○		○				○								
12)	高志勤	1972											○		○		
3)	高志勤	1974											○				
6)	高志勤	1976										○					
15)	金安進	1978	○						○								
11)	戸部暢	1979										○					
16)	伊豆田久雄	1991												○			
17)	伊豆田久雄	1992												○			
18)	伊豆田久雄	1994													○		
19)	原廣	1994		○			○										
20)	宮本明雄	1994		○			○										
21)	古郷誠	1996		○			○										
22)	小松靖明	1996		○	○												
23)	岩田文秀	1996		○											○		
24)	石倉克司	1998	○	○			○										
25)	山内薫	1998		○	○												
26)	上田保司	1999									○						
27)	元木輝彦	1999		○	○										○		
28)	増田隆	1999		○			○										
29)	大久保一文	1999		○				○									
30)	大久保一文	1999		○				○									
31)	江口公暲	2000		○	○												
32)	K.Okubo	2000		○				○									
4)	野木明	2001										○					
33)	奥俊彦	2002													○		
34)	青木誠	2002		○													
7)	小野丘	2003										○					
9)	石川達也	2014										○			○		
35)	三室恵史	2015	○								○						
36)	中川雅由	2016	○								○						
37)	Ogura,H	2019	○							○							
38)	田中悠一	2019	○							○							
39)	岩崎広幸	2020		○													
40)	小椋浩	2021												○			
41)	小椋浩	2021	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○		
42)	小椋浩	2022	○						○	○							

3.2.1 凍上変位の影響

凍上変位の問題は、凍結工法黎明期より大きな問題として認識されてきた。その理由の一つには、凍結工法の黎明期に東京の地下鉄工事の河川横断工事に数多く採用されたことがあげられる。地下鉄の河川横断工事は浅深度で河川を横断し、また上部に橋梁を抱える事より、凍上の影響を非常に大きく受けることとなる。

一例として、東京地下鉄1号線（都営浅草線）の金杉橋工区¹³⁾を上げる。本工事は図3-9に示すように、地下鉄1号線が目黒川を横断する際において水平凍結における凍結工法により防護する工事であった。本工事においては、図3-10に示すように最大82mmの凍上量が確認されており、凍土端部付近のアパットにクラックが生じモルタル、薬液注入で適宜養生を行い本格的被害を防止したと報告されている。

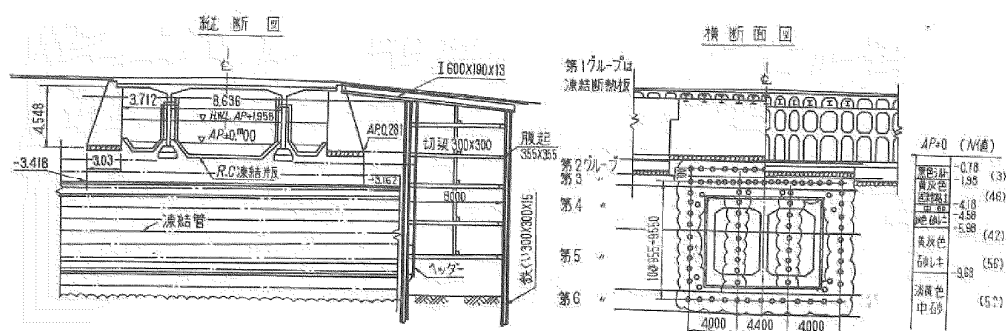
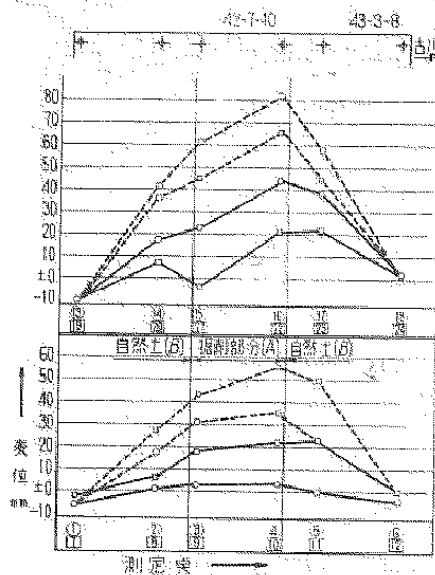


図 3-9 金杉橋工区参考図



(橋台、橋脚変位の最大値と8ヵ月後)
—— 42.7.10 —— 43.3.8

図 3-10 金杉橋変動状況図

また、同時期に行われた都営地下鉄新宿線および東京メトロ半蔵門線が九段下駅付近で日本橋川を横断する際に行われた組板橋工区の河川横断工事¹⁵⁾(図 3-11)においては、当時鉄筋コンクリートアーチ橋であった組橋が不等変位が許されなかった関係から、工事時に凍上対策として鋼床版桁橋への架け替えが行われる等、非常に大きな影響を与えることとなった。近年は凍結工事が大深度化し、地表面への凍上問題は以前より減少したが、現在でも後述するように凍結部位上部に鉄道を抱える等、凍上問題が大きな懸念材料となる工事は数多く存在し、これらの凍上問題を合理的に対策することが凍結工法における課題となっている。

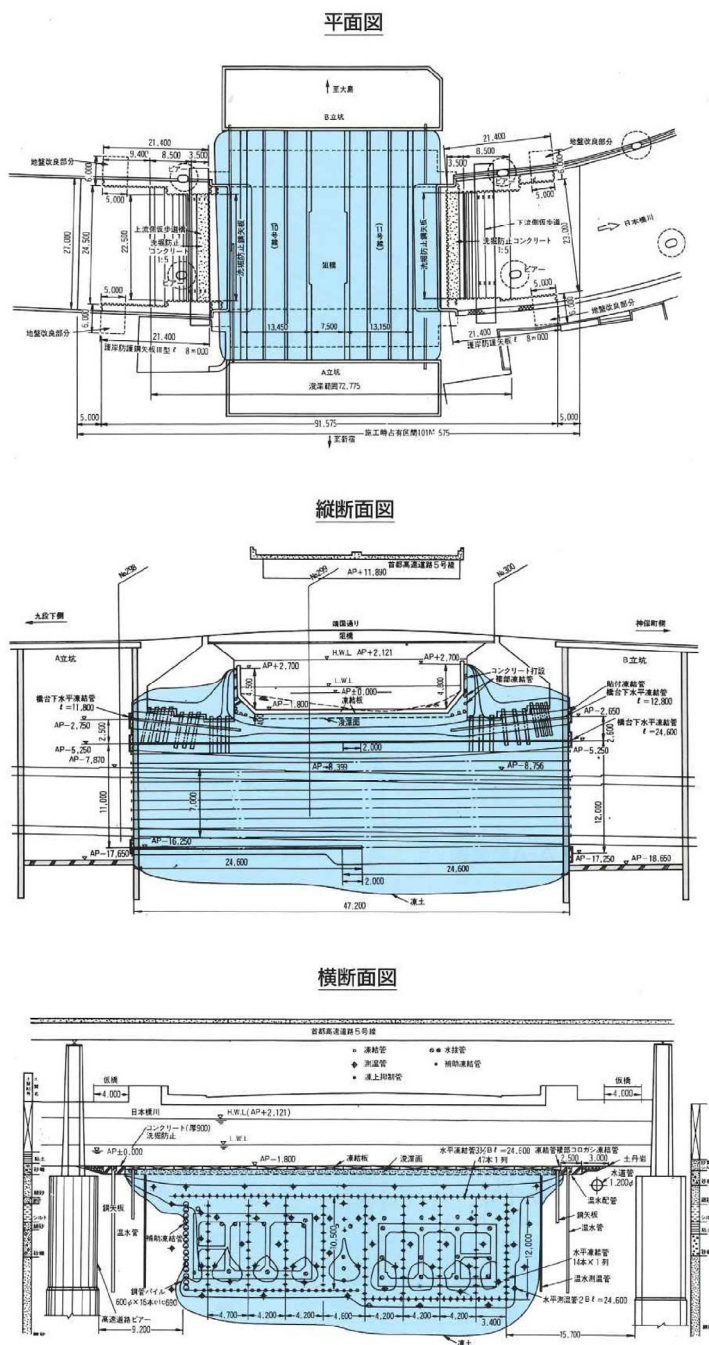


図 3-11 組板橋工区参考図

3.2.2 凍結膨張圧の影響

凍結膨張圧の影響を，モデル現場で考えてみる．モデル現場はシールドトンネルの T 字型接続工事とし，図 3-12 に示す形状とする．

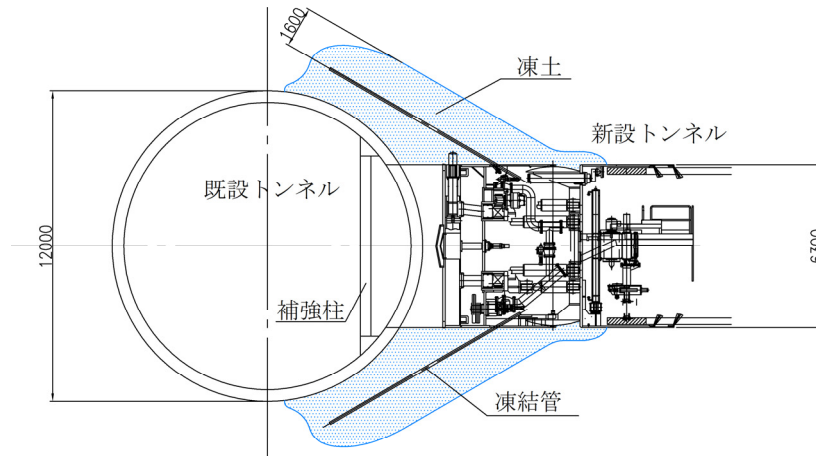


図 3-12 モデル現場形状(縦断面図)

土質は，固結シルト層とした場合の既存トンネルにかかる凍結膨張圧について検討を 3.1.4 で示した式(3.11)を用いて行う．図 3-13 にモデル図，表 3-2 に計算条件を示す．

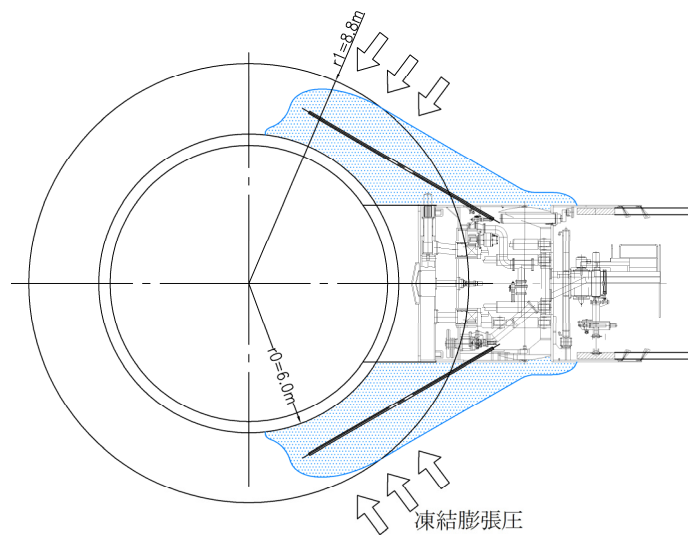


図 3-13 計算モデル

表 3-2 計算条件

土質	固結シルト層
変形係数 E	200 MN/m ²
ポアソン比 ν	0.35
構築方向への凍結膨張率 ξ_s	2.7%
冷却面半径 r_0	6.0 m
凍結面半径 r_1	8.8 m

この条件を式(3.11)に適用すると以下ようになる.

$$\sigma_f = \frac{E}{1+\nu} \cdot \frac{\xi_s}{2} \cdot \left(1 - \frac{r_0^2}{r_1^2}\right) = \frac{200}{1+0.35} \cdot \frac{0.027}{2} \cdot \left(1 - \frac{6.0^2}{8.8^2}\right) = 1.07 \text{ MN/m}^2$$

この凍結膨張圧が、既設トンネルに作用した場合の影響には以下のようなものが考えられる.

- 1)既設トンネルの変形
- 2)セグメントリング間ボルトの破断
- 3)セグメントの目違い
- 4)開口補強柱の座屈
- 5)スチールセグメント主桁の座屈

図 3-14 に過去現場でのセグメントの目違い、図 3-15 にセグメント目開き、主桁の座屈の写真を示す.

このように、凍結膨張圧による影響は非常に大きなものがあり、凍結膨張圧対策を合理的に設計することが非常に重要であることがわかる.



図 3-14 セグメントの目違い発生状況



図 3-15 セグメント目開き, 主桁座屈の発生状況

3.3 設計における凍結膨張の影響の考え方

凍結工法を設計する場合に, 凍結対象域に粘性土が含まれている場合大なり小なりの凍結膨張による影響が考えられる. 凍土壁を計画する場合に, この凍結膨張の影響が問題となる懸念がある場合には合わせて凍結膨張対策も検討する必要がある. その場合の設計時の考え方を本節では考察する.

3.3.1 土質や深度によるもの

凍結対象域に含まれる粘性土層の土質に着目した場合, まず凍結膨張率の想定を行う. 凍上試験が行われている場合には, 3.1.2 で示した方法で現地地盤での凍結膨張率の想定を行う. また, 凍上試験が行われていない場合には, 過去の凍上試験をデータベース化した凍土性状データベース²⁶⁾等から推定を行う. 一般的な性状としては, 図 3-16 に示すように細粒分が多いほど, 拘束圧が小さいほど凍結膨張率は大きくなる傾向にある.

本データベースは, 過去に約 250 現場から採取された約 450 種類の試料土の試験結果である. 凍結工法の施工は大都市圏が多く試料土の採取位置は関東が 67%, 関西が 26%を占める.

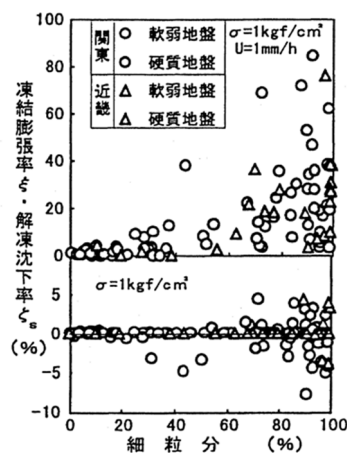


図 3-16 細粒分と条件下 ξ, ζ_s の関係

凍結膨張特性は、その土の粒度分布や塩分濃度などの土が固有にもつ内的因子とともに、土の受ける有効応力 σ_1 や凍結速度 U などの外的因子にも影響を受ける。室内試験では上記外的因子を各凍結工事現場状況から試験条件を与えるので試料土間で試験条件が異なり、得られた試験結果を比較検討する事が出来ない。そこで試験から直接得られるデータの他に、以下に説明するように、全試料土について同じ試験条件（外的因子）での凍結膨張率を計算して蓄積し、図 3-16 を作成している。凍結膨張率 ξ 、吸排水率 ξ_w には前述の式(3.1)、式(3.3)の関係が成り立つ、この式(3.1)、(3.3)から拘束応力 $\sigma_1=0.1 \text{ MN/m}^2$ 、凍結速度 $U=1 \text{ mm/h}$ での ξ, ξ_w を計算した(以下条件下 ξ, ξ_w)。

凍結膨張率が推定できれば、その値を用いて凍上や凍結膨張圧の影響を検討する。この場合、凍上に関しては凍土体積と凍結深度の影響が大きい。そのため、浅深度で凍土を設計する場合には極力凍土量を減らすことが重要である。

また、凍結膨張圧の場合には、周辺の未凍結地盤の変形係数が非常に重要となる。前述したように、式(3.11)を用いて計算するが、変形係数の値が直接的に凍結膨張圧に影響を与える式となっている。関東近郊では、深度が深くなると土丹と呼ばれる固結シルト層が表れるが、非常に大きな変形係数を持っているため、近年の大深度化したシールド工事においては大きな凍結膨張圧が推定される凍結工事が増えている。この場合には、鉛直凍結か水平凍結などの凍結方式の選択、凍土量を減らす構造計算モデルの選択等が計画時の重要なポイントとなる。

3.3.2 構造物の許容値によるもの

前述の土質により発生する凍上、凍結膨張圧の影響の計画において、対象となる構造物の許容値も非常に重要なものとなる。例えば浅深度で軟弱粘性土地盤であった場合、発生する凍結膨張圧は比較的小さいものの、対象となる構造物の許容値が非常に小さい場合は、大きな懸念が生じる。それに対して、硬質地盤であっても凍結膨張圧の付加応力を考慮した強固な構造物である場合においては、特に凍結膨張対策を行わなくても問題とならない場合もある。また、凍上変位の影響についても上部および近隣の重要構造物の有無によりやはり許容値は変わってくる。計画時に予想される凍結膨張圧や凍上変位の絶対値と構造物の許容値に応じて合理的に対策を検討する必要がある。

3.3.3 その他の与条件によるもの

前述の土質による差異や構造物の許容値による設計における考え方に加えて、その他の与条件による考え方を示す。その他の与条件としては、おもに次に示すようなものが考えられる。

- 1)凍土の維持日数（土木工事期間）
- 2)施工条件（立坑条件、地下埋設物等）
- 3)工事費用

まず、1)の凍土の維持日数については、必要な凍土が完成したのちの掘削および構造物築造等の土木工事期間であり、工事の種類、規模等により大きく変化する。凍結工法は、必要な凍土が完成した後もその凍土の強度、厚みを維持するために冷却を継続する必要がある。その際ある程度の制御運転（ブライン温度上昇や凍結管間引き運転）を行っても凍土量が増えることは避けられない。特に維持期間の長い現場では、必要凍土造成完了時に許容値を下回っていたとしても維持期間中に増加する凍土により許容値をオーバーするといったことも懸念される。また、計画時には維持期間中の凍土量増加分の凍結膨張量の増加分は考慮に入れているが、土木工事の常として維持期間が予期せず伸びるということはたびたび起こる事でありその点も十分注意する必要がある。

2)の施工条件とは、鉛直凍結方式か水平凍結方式かの凍結形式や、地下埋設物、立坑、トンネルの施工条件等のことを意味する。凍結方式が鉛直凍結方式であるのか、水平凍結方式であるのかで施工できる対策工が変わってくる。例えば鉛直方式では、後述する膨張変位吸収方式の凍結膨張対策は全て適用できるが、水平方式では立坑やトンネルの施工条件により連続した溝を作ることは高圧噴射攪拌工法以外では不可能であるが、高圧噴射攪拌工法は変形係数の大きな粘性土では施工が難しく適用できる現場は少ない。また、鉛直凍結方式であっても都市部では地下埋設物が輻輳している場合には大規模な凍結変位吸収方式の凍結膨張対策は採用が困難な場合が多い。その場合には、必要な凍土量においては構造物の許容値を下回っており維持期間中の凍土量増加により許容値を超える場合であれば、ヒートフェンス方式などの別の凍結膨張対策を検討する必要がある。掘削防護に必要な凍土量を造成しただけで既に許容値を超えてしまう場合にはパイプルーフや高圧噴射攪拌体により土圧を負担し凍土は止水のみを行う止水凍土方式を検討する必要がある。

3)の工事費用については、凍結工法においては公共工事における採用がほとんどであるため、工費の問題は避けて通れない、当然効果の高い凍結膨張対策工は費用的にも高価になりがちであり、これは公共の要求とは相反することとなる、そのため各条件を吟味し最小の工費で必要な効果が得られる凍結膨張対策を合理的に選定することは非常に重要となる。

3.4 合理的な凍結膨張対策の必要性

3.4.1 凍結膨張変位の吸収による対策⁴⁰⁾

膨張変位を吸収する凍結膨張対策法の代表的な方式は、(a)地山抜取孔方式、(b)膨張対策溝方式、(c)砂置換帯方式の3つに分類される。それぞれの特徴と課題を以下に示す。

(a)地山抜取孔方式

地山抜取孔方式は、軟弱な粘性土地盤で採用されることが多い。施工方法は図 3-17 に示すように、凍結管列間もしくは凍土壁の外側に、ボーリングマシンを用いて地山を抜取り多数の孔を開け、それらがつぶれることにより膨張変位を吸収するというものである。

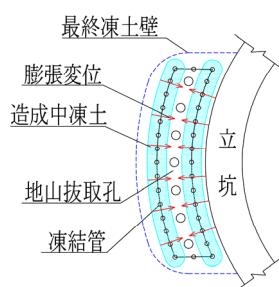


図 3-17 地山抜取孔方式の概念図

この原理は、凍結膨張が発生したときに地山抜取孔がつぶれることにより膨張変位を吸収し、凍土壁外面が地盤を変位させる量を減少させて、その結果、立坑などの構造物に付加される凍結膨張圧を低減させるものである。対策効果は、地盤の強度、抜取口径、抜取ピッチ等から決まる。抜取孔の配列は後述する一列式と千鳥式があり、要求される凍結膨張圧の低減率により決める。また原計画になく凍土壁造成中の事後施工で採用される事もあり、抜取孔内充填物は、事前施工の場合には高吸水性樹脂などにより粘性を高めた泥水、事後施工の場合には充填物を入れない事が多い。施工性としては汎用されているボーリングマシンを使用し

て施工するため、比較的容易に施工可能である。また施工機械がコンパクトなため、トンネルや立坑等の坑内より水平凍結管を埋設して施工する水平凍結の現場にも適用しやすい特徴を持つ。しかしながら、これまでは抜取径や抜取ピッチなどが経験的に決められており、適用範囲を含めて合理的に計画されていないという課題が残っている。

(b)膨張対策溝方式

膨張対策溝方式は硬質地盤で採用されている方式である。図 3-18 に示すように、最終凍土壁の中央部に連続地中壁工法や高圧噴射攪拌工法等を用いて連続した溝を作りその溝が収縮することにより膨張変位を吸収させる。

凍土壁は、冷却日数の増加に伴い凍結管列から徐々に厚みが増し完成される。膨張対策溝は凍土壁中央部に設置されることが多いため、出来るだけ多くの膨張変位を溝の収縮により吸収させるためには、対策溝内に温水管を設置し溝の凍結を極力遅らせる処置が取られることが多い。また事前設置となるため溝壁維持のために高吸水性樹脂で粘性を適度に高めた泥水を充填物として使用する。これは泥水の粘性が低いがゆえに引き起こされる凍結時の溝内対流を防止しつつも、凍土壁造成中に発生する凍結膨張変位を吸収するための泥水の流動性を確保する事で、凍結膨張圧作用時の膨張変位吸収性能を保持させるための方策である。

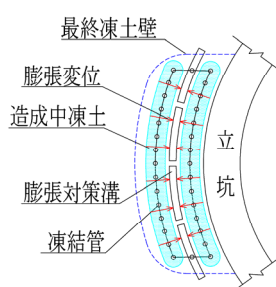


図 3-18 膨張対策溝方式の概念図

施工性は、施工機械が地中連続壁工法や高圧噴射攪拌工法等の大型の機械を使用するため地山抜取孔方式より大型になる。また連続溝を作るため水平凍結の現場には適用できる現場は少ない。

本方式では、膨張圧がかかる前の土水圧でもし崩壊してしまうと立坑等の構造物が不安定になり問題となる。これを防ぐために、完全に連続した溝ではなくすることで、凍結前の土水圧では崩壊せず、膨張圧が付加した場合に構造物の許容値以下で溝が収縮するように、後述する対策溝の残存率や対策溝設置位置を適正に設定することが課題となっている。

(c)砂置換帯方式

土丹層に代表される様な、硬質粘性土地盤で凍結工法を採用する場合、大きな凍結膨張圧が発生する事は避けられない。そうしたときに、立坑等の構造物側の許容圧力が小さければ、膨張対策の効果が最大限に発揮出来る対策が必要となる。

その様な場合に採用されているのが、図 3-19 に示す砂置換帯方式である。

施工方法は、立坑等の構造物際に全旋回オールケーシング工法等で掘削し、その中に凍結しても膨張性のない砂をゆるく充填した砂置換帯を設置し、構造物から遠いほうの凍結管列から凍土造成を開始する。そのときに発生する凍結膨張変位を、砂置換帯で吸収する。砂置換帯の外側の凍土が出来た後には、砂置換帯内

に設置した凍結管列を運転し、砂置換帯を凍結させ凍土を完成させる。砂は膨張しないため構造物にかかる凍結膨張圧を最小限にすることが出来る。

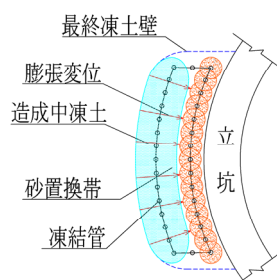


図 3-19 砂置換帯方式の概念図

施工性としては、施工機械が砂置換帯設置に全旋回オールケーシング工法を用いたり、外側凍土造成中に砂抜き取りのためボーリングマシンやジェットグラウトマシンによる砂の抜き取りが必要となる場合があり、前述の 2 つの方式より大掛かりとなる。この砂の抜き取りを本論文では乱しボーリングと呼ぶ。この砂置換帯も砂置換帯自体の水平施工は容易ではないものの、水平凍結管埋設時の充填物保持が容易なため、膨張対策溝方式に比べれば水平凍結時においても対応しやすい。

本方式では予想される膨張変位量に対して砂置換帯の溝幅、充填する砂の詰め具合等を合理的に計画する事が課題となっている。

3.4.2 温度管理がもたらす凍土厚増加制御による対策

凍結工法は、地中に埋め込まれた凍結管内に冷却されたブラインを循環することにより土中の間隙水を凍結させ、掘削に必要な凍土壁を造成し（凍土造成期間）、その後の掘削中（凍土維持期間）に防護することが目的となる。

必要な凍土壁が完成し掘削工事が開始された後でも、凍土壁の機能を維持するために適切な凍土量制御を行う必要がある。凍土維持期間において造成されてしまう凍土量を制御する方法には、いくつかの温度管理による凍結膨張対策法がある。施工が容易な順で、下記に列挙する。

(d)ブライン温度を上げる

(e)凍結管間引き運転

(f)間欠運転

(g)ヒートフェンス方式⁴²⁾

(d)のブライン温度を上げる方法は、凍土の造成速度が冷却温度に依存することを利用して、凍土造成時の冷却温度を凍土維持期間において 5℃～10℃上昇させることにより凍土の造成速度を遅くし凍土量の増加を制御するものである。この方法は、冷凍機の設定温度を変更するだけで可能であり、施工は容易であるが冷却温度を上昇させると、凍土の平均温度も上昇する。凍土強度は凍土温度に依存⁴³⁾⁴⁴⁾するため、凍土温度が上昇すると凍土強度が小さくなり、凍土の厚みが余分に必要となるため、冷却温度と凍土温度と必要な凍土厚みの管理が重要となる。また、凍土厚制御効果は1～2割程度である。

(e)の凍結管間引き運転の方法は、凍結管内のブライン循環を2本に1本や3本に1本に限定することで、凍結管列の冷却力を減少させることで、(d)のブライン温度を上げる方法と同様の効果を得るものである。また、凍土温度の上昇なども同様となるため、管理も(d)と同様の管理が必要となる。実施工では(d)のブライン温度の上昇と(e)の凍結管間引き運転を同時に行うことが多く、その場合の凍土厚制御効果は2～3割程度と

なる。

(f)の間欠運転は、凍土と構造物の界面で止水構造に非常に重要な凍着部を除き、凍結管内のブライン循環を一定期間完全に停止し、再度循環するといったことを定期的に行い、凍土の成長を制御するものである。

しかし、凍結管の間引き運転より凍土の温度上昇が大きく、通常の凍結ではあまり用いず 3.4.3 に後述するパイプルーフ併用止水凍土方式の時に多く用いられている。

(g)のヒートフェンス方式は、凍土範囲の外側に温水管を列状に配置し、循環する温水により加熱をすることで、凍土維持期間中の凍土の増加を抑える方法である。この方式による制御方法は、図 3-20 に示すように必要な凍土範囲の外側に温水管を列状に設置し、その中を循環する温水からの熱で凍土面の進行を止める方法であり、条件次第では凍土の増加を完全に止めることも可能である。このヒートフェンス方式による凍土量制御は、地盤凍結工法以外でも行われており、地下貯蔵式液化天然ガスタンクにおいて長期間の運用に当たり、タンク周りの凍土が悪影響を及ぼさないようタンク周囲および底面に温水管を配置し影響の低減を図っている¹⁾。

本方式は凍土維持期間中の凍土増加を完全に止めることが出来る究極の温度管理であるが、施工が最も大がかりであるために、施工期間を増加させるとともに施工コストも増加させてしまう。このため、このヒートフェンス方式を採用する場合、凍土が必要な強度⁴³⁾⁴⁴⁾を保ちながら、凍上量の抑制が可能となる過不足のない適切な温水管列位置の設定や、温水温度をはじめとする温水循環運転プログラムの合理的設定が求められる。

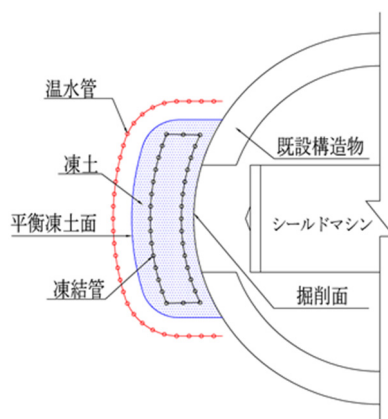


図 3-20 ヒートフェンス方式の概念図

3.4.3 剛性部材併用がもたらす必要凍土厚減少による対策⁴⁶⁾

近年増加している、道路トンネルのインターチェンジなどの切り開き工事に代表されるような、大規模工事などで非常に大きな凍土壁が必要となり、その凍土を作るだけで周辺構造物に影響が懸念される場合がある。この課題を解決するために、多数の鋼管（パイプルーフ）により耐力壁に掛かる荷重を受け持ち、凍土は止水機能だけを持たす事により、造成する凍土の厚みを減じる方式が考案され施工が始まっている（以下、パイプルーフ併用止水凍土方式）。なおこの方式においても掘削に必要な当初の凍土量は制御されるが、凍土維持期間中の凍土量の増加は避けられない、そこで前述の凍結管間引運転や、大幅なブライン温度の上昇、一時的にブライン循環を全停止する間欠運転およびヒートフェンス方式を用いて、凍土維持期間である掘削工事での凍土量の増加を制御している。

パイプルーフ併用止水凍土方式では、図 3-21 に示すように、地盤を支えるパイプルーフ内に凍結管を設置

し、凍土によりパイプルーフ間の止水を行うものである。この方式において掘削中の凍土維持期間における凍土量増加を制御するための凍結管間引運転では、前述したように凍結管列の平均温度が上昇し、その結果、凍土温度も上昇する⁴⁵⁾。パイプルーフを併用しない従来の凍土だけで土留めおよび止水を行う場合には、凍土温度上昇分だけ凍土強度が低下し凍土厚みの増加が必要となる。また、冷却力を減じて凍結面の進行速度は遅くなるものの凍土厚は増加する。一方、パイプルーフ併用止水凍土方式⁴⁶⁾においては、凍土に求められる機能が止水のみとなるため、凍土だけで土留めおよび止水を行う場合よりも凍土温度を上げる事が可能となり、凍土量制御効果も大きなものとなる。掘削防護の凍土維持期間中のパイプルーフ併用止水凍土方式における適切な凍土温度と凍土厚の設定、凍結管間引きの頻度の設定が課題となっている。また鋼管と凍土という変形係数が大きく異なる材料の複合体であり、止水が目的とは言え、合成構造としての扱いが必要となるなどの力学的課題も残っている。

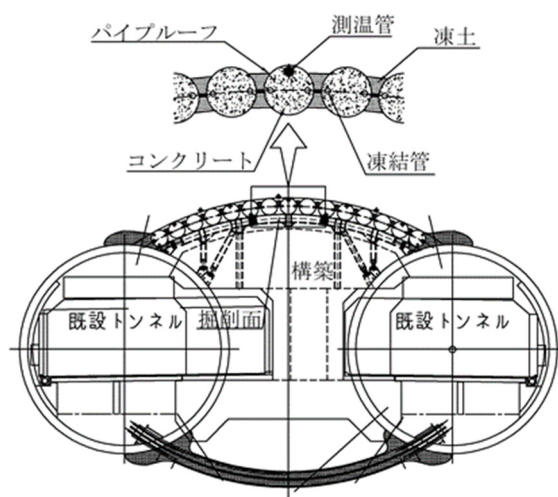


図 3-21 パイプルーフ併用止水凍土方式の概念図⁴⁶⁾

3.5 本章のまとめ

凍結膨張問題は、凍結工法の黎明期から指摘されており、凍結工法の発展は凍結膨張問題との戦いであったといっても過言ではない。地下鉄河川横断の時代には、浅深度で大規模な凍土造成を行い、地表面付近の凍上問題に直面した。その後、凍土の強度特性や膨張特性の研究が進み凍土量の減少、3.1.3 で示した三次元凍上変位計算法により凍上量の正確な予測が可能となった。また、地下構造物の大深度化により、固結シルト層に代表されるような変形係数の大きな地盤を凍結させるようになり新たに凍結膨張圧問題が着目されるようになった。さらに近年においては、大深度化とともにシールドトンネルの大口径化も進み硬質粘性土地盤において大規模な凍土壁を造成する必要があると、凍結膨張圧に対する対策が必須となっている。凍結膨張圧に対しても、高志の円筒理論により、予測が可能となっている。また、近年では道路トンネルの切り開き工事等で浅深度での凍結工事も増加する傾向にあり、凍土量を極力減らす必要が出てきた。

これらの対策は 3.4 で紹介した様々な方式があげられるが、これらを体系的に検討した設計手法は確立していない。場合によっては、対策効果が足りない、または過大設計になるといった可能性が懸念され、合理的に対策工を選定する指標を得る必要がある。

本研究においては、3.4.1 の凍結膨張変位の吸収による対策、3.4.2 の温度管理がもたらす凍土厚制御による対策のうちのヒートフェンス方式に着目しそれらを研究する。

第3章 参考文献

- 1) 地盤工学会編：土の凍結－その理論と実際－（土質基礎工学ライブラリー23），第5章 人工凍結の利用と制御，pp.249-302，地盤工学会，1994.
- 2) 地盤工学会編：地盤材料試験の方法と解説－二分冊の1－，pp.226-249，地盤工学会，2009.
- 3) 高志勤，益田稔，山本英夫：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，Vol.36，No.2，1974.
- 4) 野木明，上曾山優，伊豆田久雄，加藤哲司：地盤凍結工法における凍上量及び凍結膨張圧の設計手法と事例，土の凍結と室内凍上試験方法に関するシンポジウム，地盤工学会，pp.99-106，2001.
- 5) 社団法人地盤工学会北海道支部編：寒冷地地盤工学－凍上被害とその対策－，pp.3-15，地盤工学会，2009.
- 6) 高志勤，益田稔，山本英夫：凍上に及ぼす未凍結土内の動水抵抗の影響（特に応力の小さい場合），雪氷，Vol.38，No.1，pp.1-10，1976.
- 7) 小野丘，山本英夫，伊豆田久雄：第4章 凍上試験法，土と基礎，Vol.51，No.6，pp.47-52，2003.
- 8) 高志勤，益田稔：間隙水圧が地盤凍結膨張率に及ぼす影響について，土木学会第27回年次学術講演会概要集第3部，pp.297-300，1972.
- 9) 石川達也，木次谷一平，所哲也，赤川敏：低土被り圧下の不飽和路床土の凍上量の推定方法の提案，土木学会論文集E1（舗装工学），Vol.70，No.3（舗装工学論文集第19巻），I_65-I_70，2014.
- 10) 高志勤，戸部暢：凍上変位計算法，土木学会第25回年次学術講演会概要集III，pp.327-330，1970.
- 11) 戸部暢，秋元攻：凍上変位計算法（三次元），土木学会第34回年次学術講演会概要集III，pp.243-244，1979.
- 12) 高志勤：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，No.200，pp.49-62，1972.
- 13) 駒田義雄，吉田収一：都営地下鉄で施工した凍結工法（下），鉄道土木，Vol.12，No.5，1970.
- 14) 田中康男，八木茂雄：河底横過 地下鉄6号線－神田橋，施工技術，Vol.3，No.3，1970.
- 15) 金安進，後藤康之，青木稔：日本橋川下の大断面凍結工法－地下鉄新宿線・半蔵門線－，トンネルと地下，Vol.9，No.8，1978.
- 16) 伊豆田久雄，松岡啓次，仲山良隆：凍上変位吸収孔に関する室内モデル実験(1)，土木学会第46回年次学術講演会，1991.
- 17) 伊豆田久雄，上田保司，山本英夫：凍結膨張吸収孔に関する室内モデル実験(2)－凍結膨張による圧密の影響について－，土木学会第47回年次学術講演会，1992.
- 18) 伊豆田久雄，上田保司，生頼孝博：凍結膨張吸収孔に関する室内モデル実験(3)，土木学会第49回年次学術講演会，1994.
- 19) 原廣，田中益弘，滝本邦彦，船本一伸：大口径シールド発進防護凍結工の凍結膨張圧の推定－神田川・環状七号線地下調節池工事－，土木学会第49回年次学術講演会，1994.
- 20) 宮本明雄，高橋弓景：川崎人工島の発進防護，土木施工，Vol.37，No.1，1996.
- 21) 古郷誠，山田憲夫，岩間紀夫，渡辺恒方：東京湾横断道路・川崎人工島凍結工法による発進防護，基礎工，Vol.24，No.7，1996.
- 22) 小松靖朋，高部剣也，伊豆田久雄：発進防護地盤凍結工事における膨張対策の効果について，土木学会第51回年次学術講演会，1996.

-
- 23) 岩田文秀, 松岡隆之, 小林進, 松岡啓次: 凍結膨張変位吸収溝を考慮した FEM 解析による対策効果, 土木学会第 56 回年次学術講演会, 2001.
 - 24) 石倉克司, 櫛田幸弘: 白い凍土はシールドの守り神, トンネルと地下, Vol.29, No.2, 1998.
 - 25) 山内薫, 可川清人, 小林進: 変位吸収孔による凍結膨張変位抑制効果, 第 33 回地盤工学研究発表会, 1998.
 - 26) 上田保司, 隅谷大作, 山本英夫: 現場採取土に基づく土の凍結性状データベース, 第 34 回地盤工学研究発表会, 1999.
 - 27) 元木輝彦, 伊豆田久雄, 西田与志雄, 今石尚, 加藤哲司: 凍結膨張圧の計測管理, 土木学会第 54 回年次学術講演会, 1999.
 - 28) 増田隆, 森本裕朗, 三戸憲二, 伊豆田久雄: 凍結膨張圧軽減対策溝の効果, トンネルと地下, Vol.30, No.1, 1999.
 - 29) 大久保一文, 田中邦和, 藤枝憲文, 岡本正: 固結シルト層を含む地盤凍結工事での凍結膨張圧軽減, 土木学会第 54 回年次学術講演会, 1999.
 - 30) 大久保一文, 金澤吉紘, 藤枝憲文, 岡本正: 土かぶり 85m の大断面内水圧トンネルー横浜市今井川調節池ー, トンネルと地下, Vol.30, No.5, 1999.
 - 31) 江口公道, 中村隆良, 今石尚, 西田与志雄: 穿孔抜き取りで凍結膨張圧を軽減ー外郭放水路第 2 工区, トンネルと地下, Vol.31, No.5, 2000.
 - 32) K.Okubo, T.Okamoto, K.Ryokai, H.Izuta: Evaluation of countermeasures for 1.10MPa frost expansion pressure using a new measurement system, Ground Freezing 2000, Rotterdam, 2000.
 - 33) 奥俊彦, 小林進, 松岡啓次, 凍結膨張対策としての吸収孔設計手法の一提案, 精研技報集, No.2, 2002.
 - 34) 青木誠, 深澤裕志, 石原和典, 伊豆田久雄, 森保史: 凍結工法による大深度でのシールド地中接続工事における施工管理について, 土木学会第 57 回年次学術講演会, 2002.
 - 35) 三室恵史, 岩下善一郎, 野網孝之: パイプルーフアーチ工法の計画と施工実績ー中央環状品川線五反田出入口工事ー, 第 50 回地盤工学研究発表会, 2015.
 - 36) 中川雅由, 山下善幸, 森田大介, 深山大介: 大規模道路トンネルのランプ分合流における切り開き施工事例ー五反田出入口におけるパイプルーフアーチ工法・シールド上部開削・下部先進導坑の適用ー, 第 79 回施工体験発表会, 2016.
 - 37) Ogura, H., Kanie, S., Hori, H., Shimomura, H., Takamatu, N.: On the volume restriction operation of artificially frozen ground for suppression of frost heaving by warm-water piping around frozen ground, Proceedings of the 8th CECAR, Tokyo, 2019.
 - 38) 田中悠一, 高松伸行, 大畝丈弘, 日比野義博, 清水孝之: 大規模放射状凍結工の施工結果に関する一考察, 土木学会論文集 F1, Vol.75, No.2 (特集号), I_30-I_40, 2019.
 - 39) 岩崎広幸, 井上善博, 小椋浩, 平山智史: 2 つのブライン温度で余剰凍土厚抑制, 土木学会第 75 回学術講演会, 2020.
 - 40) 小椋浩, 蟹江俊仁, 伊豆田久雄: 凍結膨張変位吸収による凍結膨張圧低減効果とその合理的選定方法, 土木学会論文集 F1, Vol.76, No.1, pp. 85-98, 2021.
 - 41) 小椋浩, 吉田聡志: 地盤凍結工法の技術開発と最近の活用事例, 基礎工, Vol.49, No.12, 2021.
 - 42) 小椋浩, 伊豆田久雄, 蟹江俊仁: ヒートフェンス方式凍土厚制御への凍結熱解析手法の適用性, 地盤工学ジャーナル, Vol.17, No.4, pp.551-560, 2022.

-
- 43) 高志勤, 生頼孝博, 山本英夫, 岡本純: 砂凍土の一軸圧縮強さに関する実験的研究, 土木学会論文報告集, No.302, pp.79-88, 1980.
 - 44) 高志勤, 生頼孝博, 山本英夫, 岡本純: 均質な粘土凍土の一軸圧縮強度に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, No.315, pp.83-93, 1981.
 - 45) 戸部暢, 秋元攻: 凍土内温度分布計算式とその応用, 冷凍, Vol.54, No.622, pp.3-11, 1979.
 - 46) 土橋浩, 白鳥明, 深山大介, 福田隆正: 地中トラスを用いたシールドトンネル分岐合流部の設計 (筆者にて一部加筆・修正), トンネル工学報告集, No.15, 307-314, 2005.

4. 膨張変位吸収における凍結膨張圧低減効果と合理的設計

4.1 膨張変位吸収としての凍結膨張対策における課題¹⁾

膨張変位吸収による凍結膨張対策には、3.4.1 凍結膨張変位の吸収による対策で示したように、(a)地山抜取孔方式、(b)膨張対策溝方式、(c)砂置換帯方式の3つがこれまで施工されてきた。また(a)地山抜取孔方式には1列式(a1)と千鳥式(a2)の2種類がある。図4-1に凍結膨張変位吸収による対策工の概念図を示す。

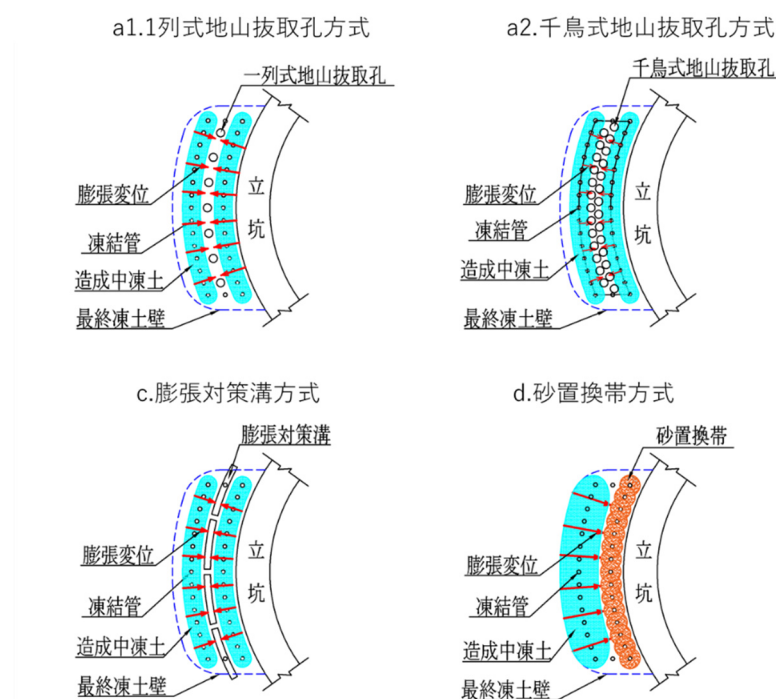


図 4-1 凍結膨張変位吸収による対策概念図

膨張変位吸収による凍結膨張対策の特徴は以下の通りである、

(a) 地山抜取孔方式

地山抜取孔方式の特徴は、凍結管列間もしくは凍土壁の外側に、ボーリングマシンを用いて地山を抜取り多数の孔を開け、それらにより膨張変位を吸収するというものである。この原理は、凍結膨張が発生したときに地山抜取孔がつぶれることにより膨張変位を吸収し、凍土壁外面が地盤を変位させる量を減少させて、その結果、立坑などの構造物に付加される凍結膨張圧を低減させるものである。抜取孔の配列は後述する一列式と千鳥式があり、要求される凍結膨張圧の低減率により決める。施工性としては汎用されているボーリングマシンを使用して施工するため、比較的容易に施工可能である。しかしながら、これまでは抜取径や抜取ピッチなどが経験的に決められており、適用範囲を含めて合理的に計画されていないという課題が残っている。

(b) 膨張対策溝方式

一方、膨張対策溝方式は、硬質地盤で採用されている方式である。最終凍土壁の中央部に連続地中

壁工法や高圧噴射攪拌工法等を用いて連続した溝を作りその溝が収縮することにより膨張変位を吸収させる。施工性は、施工機械が地中連続壁工法や高圧噴射攪拌工法等の大型の機械を使用するため地山採取孔方式より大型になる。本方式では、膨張圧がかかる前の土水圧でも崩壊してしまうと立坑等の構造物が不安定になり問題となる。これを防ぐために、完全に連続した溝ではなくすることで、凍結前の土水圧では崩壊せず、膨張圧が付加した場合に構造物の許容値以下で溝が収縮するように、後述する対策溝の残存率や膨張対策溝設置位置を適正に設定することが課題となっている。

(c) 砂置換帯方式

砂置換帯方式は、土丹層に代表される様な、硬質粘性土地盤で凍結工法を採用する場合、大きな凍結膨張圧が発生する事は避けられない。そうしたときに、立坑等の構造物側の許容圧力が小さければ、膨張対策の効果が最大限に発揮出来る対策が必要となる。その様な場合に採用されているのが砂置換帯方式である。施工方法は、立坑等の構造物際に全旋回オールケーシング工法等で掘削し、その中に凍結しても膨張性のない砂をゆるく充填した砂置換帯を設置し、構造物から遠いほうの凍結管列から凍土造成を開始する。そのときに発生する凍結膨張変位を、砂置換帯で吸収する。砂置換帯の外側の凍土が出来た後には、砂置換帯内に設置した凍結管列を運転し、砂置換帯を凍結させ凍土を完成させる。砂は膨張しないため構造物にかかる凍結膨張圧を最小限にすることが出来る。施工性としては、施工機械が砂置換帯設置に全旋回オールケーシング工法を用いたり、外側凍土造成中に砂抜き取りのためボーリングマシンやジェットグラウトマシンによる砂の抜き取りが必要となる場合があり、前述の2つの方式より大掛かりとなる。この砂の抜き取りを本論文では乱しボーリングと呼ぶ。本方式では予想される膨張変位量に対して砂置換帯の溝幅、充填する砂の詰め具合等を合理的に計画する事が課題となっている。

このように、それぞれの対策方式にはそれぞれの課題もある、また対策効果や施工機械の大小等に違いがあるため、対策効果が足りない、逆に対策が過剰設計になる等の無いよう合理的に計画することが大きな課題となっている。

4.2 膨張変位吸収の効果予測手法の提案¹⁾

過去の実験結果や解析を吟味して、膨張変位吸収効果の予測手法を提案する。

4.2.1 地山採取孔方式での予測方法

地山採取孔方式に関しては、過去に幾つかのモデル実験が伊豆田ら²³⁾²⁴⁾により行われている。図4-2に示すように実施工をモデル化した、複数の地山採取孔の変形および崩壊応力に関する室内モデル実験(図4-3)は以下のように行われた。スラリー状の藤の森青粘土を400 kN/m²で圧密し、直方体試料土を作製する。試料土の一軸圧縮強さは230 kN/m²であった。図4-3中に斜線で示した試料土に直径15 mmの孔を後述する2つのパターンであけたものを供試体とした。

削孔パターンは図4-4aに示す一列式と図4-4bの千鳥式の2種類である。削孔の度合いは孔直径 ϕ と孔中心間の距離 L の比である開孔率 ϕ/L で表し、供試体の上下面および側面変位を拘束し、前後面から変位 d_1 を約0.1 mm/minの速度で圧縮し様々な間隔で孔をあけた供試体の崩壊圧力を求めた。また千鳥式の場合、前列と後列の孔中心距離は30 mmとした。

モデル実験から得られた変位量 d_1 と発生圧力 P_1 の関係を、図4-4aと図4-4bに示す。全ての曲線で、圧縮開始時の圧力は直線から曲線となる。その後の圧縮進行により圧力が圧縮開始時より穏やかな勾配で直線的に増加する傾向が続き、最後には圧力増加がほとんどの場合に加速的になった。途中で見られた圧力増加の

直線区間の始まりの圧力を崩壊開始圧力 P_s (●, ■), 最後の圧力増加が加速的 (=直線から外れる) になる圧力を崩壊完了圧力 P_e (○, □) とした。

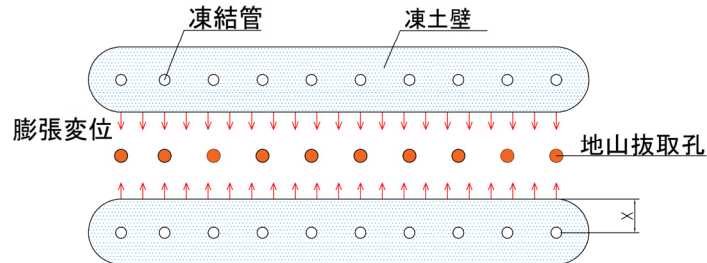


図 4-2 凍結工事における地山抜取孔の概念図(平面図)

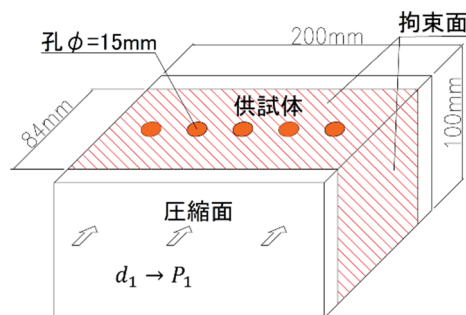


図 4-3 モデル実験装置の模式図

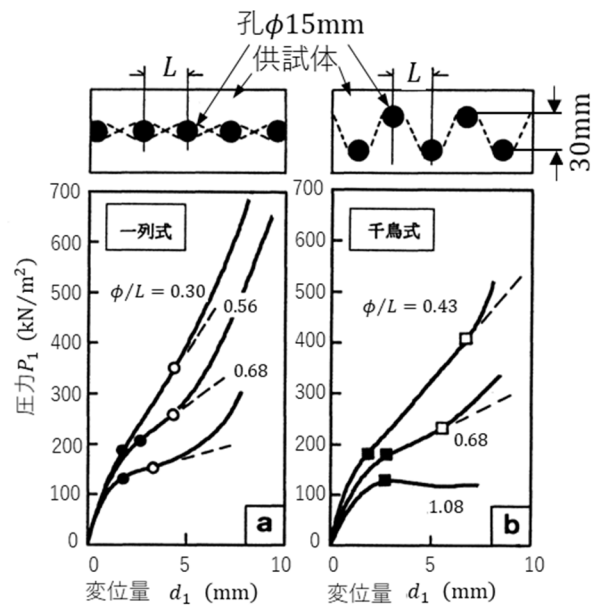


図 4-4 一列式および千鳥式供試体の変位と発生圧力

これらのモデル実験結果を現場の膨張変位吸収予測に適用するために、地山抜取孔の崩壊過程と凍結膨張変位の有無を以下のように考える。

- 1) ボーリングによる地山抜取孔の配置が適切であれば、施工直後の抜取孔の孔壁は自立しているものとする。この状態は、凍土造成初期のように有効土圧増加が小さい間、持続的に保たれるものとする。
- 2) 凍結進行による凍土量増加に伴い膨張変位量が増加し、その結果有効土圧も大きくなる。孔周辺地山は塑性変形を始めるが、孔自体の有意な収縮は顕著ではないとみなす。その後に、ある有効土圧になると地山抜取孔周辺地盤が崩壊を始め膨張変位量は吸収され、その後の膨張変位量増加により発生する凍結膨張圧増加は抑制される。この崩壊が始まる有効土圧を崩壊開始圧力 P_s とする。
- 3) さらに凍土量増加に伴い凍結膨張圧が発生すると、膨張量に見合うだけ地山抜取孔は崩壊した土で次第に埋まっていき、やがて完全に埋まる。埋まった時の有効土圧を崩壊完了圧力 P_e とする。
- 4) その後も凍土増加が続く場合には、膨張変位を吸収させる孔が無いために、凍結膨張圧の増加傾向は再び大きくなる。

このモデル実験結果を用いて本研究では経験式を導く。図 4-4a の関係より、一列式地山抜取孔方式の場合の崩壊開始圧力と地盤のせん断強さの比 P_s/τ_f と開孔率 ϕ/L の関係、崩壊完了圧力と地盤せん断強さの比 P_e/τ_f と開孔率 ϕ/L の関係を図 4-5 に示す。

実験結果より崩壊開始圧力 P_s と崩壊完了圧力 P_e について、開孔率(ϕ/L)と試料土のせん断強さ(τ_f)を変数とし、図 4-5 に破線で示した経験式(4.1)、式(4.2)を導いた。

$$P_s = \tau_f \times (-0.67 \ln(\phi/L) + 1.0) \quad (4.1)$$

$$P_e = \tau_f \times (-1.75 \ln(\phi/L) + 0.85) \quad (4.2)$$

試料土のせん断強さに対し開孔率が大きいほうが崩壊 開始圧力、崩壊完了圧力ともに小さくなり、崩壊開始圧力はせん断強さの 1.3~1.8 の範囲、崩壊完了圧力は、せん断強さの 1.5~3.0 の範囲にあることが分かった。

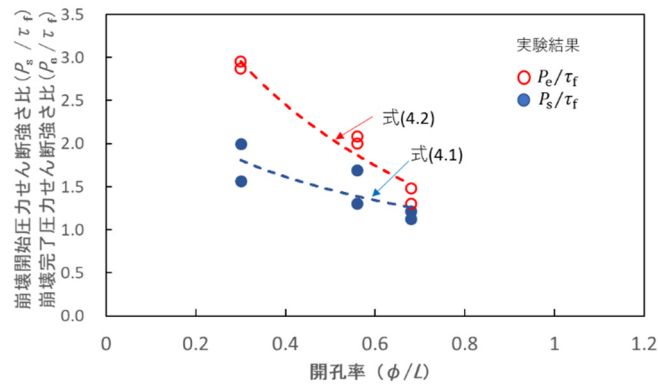


図 4-5 一列式地山抜取孔方式での ϕ/L と P_s/τ_f 、 P_e/τ_f の関係

次に千鳥式の場合においても一列式と同様に、図 4-6 に結果を整理した。この実験結果から、崩壊開始圧力 P_s 、崩壊完了圧力 P_e について開孔率(ϕ/L)、試料土のせん断強さ(τ_f)を変数とし、図 4-6 に破線で示した次の経験式(4.3)、式(4.4)を導いた。

$$P_s = \tau_f \times (-0.34 \ln(\phi/L) + 1.37) \quad (4.3)$$

$$P_e = \tau_f \times (-1.89 \ln(\phi/L) + 1.50) \quad (4.4)$$

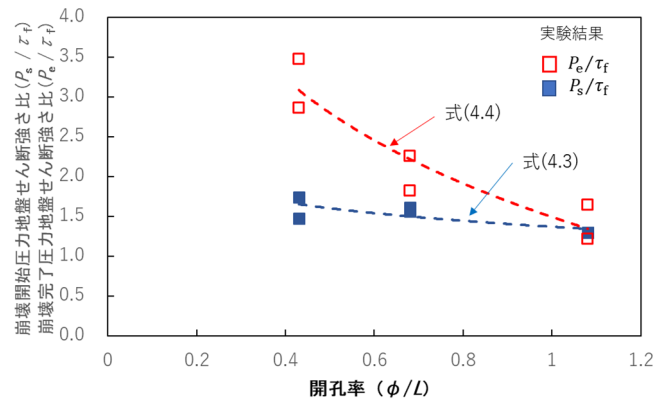


図 4-6 千鳥式地山抜取孔方式での ϕ/L と P_s/τ_f , P_e/τ_f の関係

以上より、千鳥式の崩壊開始圧力は、せん断強さに対し 1.3～1.7 の範囲、崩壊完了圧力は 1.4～3.1 の範囲である。また、崩壊開始圧力と開孔率の関係はほぼ開孔率 1.0 で崩壊開始圧力を維持できることがわかった。このモデル実験より導いた経験式(4.1)～式(4.4)により地山抜取孔方式の凍結膨張圧吸収の予測する手法を提案する。

一方、千鳥式地山抜取孔方式における奥らの解析⁹⁾によると開孔率が一定であれば、図 4-7 に示すように、地山抜取孔の崩壊開始圧力は地盤のせん断強さにほぼ比例することが報告されている。これより、一列式、千鳥式共に地山のせん断強さにかかわらず上記経験式 (4.1)～式(4.4)が成立するものと考えられる。

地山抜取孔を計画する際には、凍結膨張圧が小さい段階では地山抜取孔が自立し、かつ崩壊完了圧力を超える時に対象構造物の許容応力度以下となるようにしなければならない。本予測手法は、このような計画を行う際に有効な手段となるものである。

また膨張量相当の抜取体積が一列式では確保できない場合や、開孔率が 0.5 を超える場合には、抜取孔径より残置部の距離が短くなり、抜取孔の削孔が困難になるという施工的な理由により千鳥式を採用する方が合理的と考えられる。

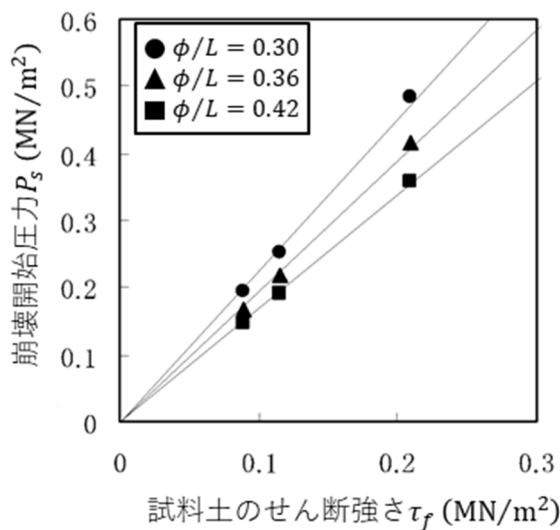


図 4-7 試料土のせん断強さと崩壊開始圧力の関係

4.2.2 膨張対策溝方式での予測方法

膨張対策溝方式は図 4-8 に示すように連続した溝を作り，その溝が収縮することにより膨張変位を吸収する．このため，崩壊開始圧力の設定は，連続して設けた開放部長さと残存部長さの和である L と凍結前に地山が崩壊するのを防ぐ残存部の長さ l の比 l/L である残存率 γ で行う．

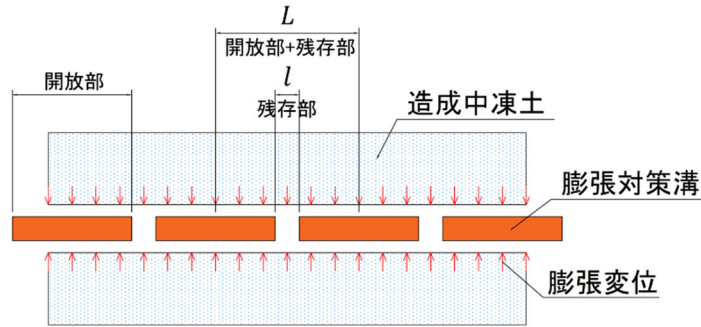


図 4-8 膨張対策溝の模式図

膨張対策溝が凍結膨張対策として成立するためには次の 3 条件を満たす必要がある．

- 条件 1. 凍土造成開始までの対策溝において，作用する静止有効土圧により残存部がせん断破壊しない．
- 条件 2. 凍結膨張圧作用時において残存部がせん断破壊する．残存部の崩壊のメカニズムを図 4-9 に示す．
- 条件 3. 凍結膨張圧作用時において立坑際凍土と対策溝間の未凍結土が押し抜きせん断破壊を起こす．

この 3 条件を満たす残存率と対策溝設置位置を以下で検討する．

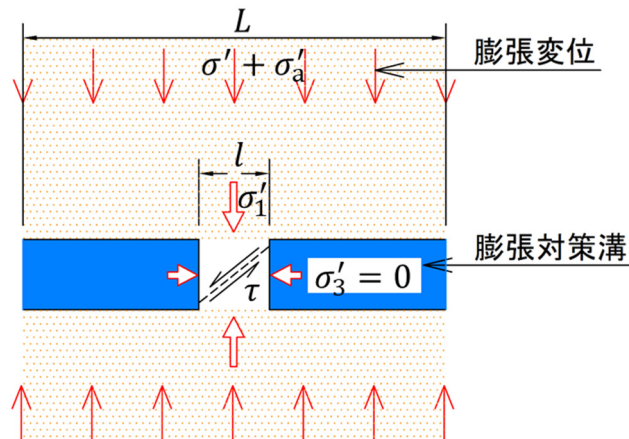


図 4-9 残存部崩壊メカニズム

条件 1 について検討する，膨張対策溝域（開放部＋残存部）に作用する応力は有効応力と考え， σ' とする．残存部に働く力（最大有効主応力 $\sigma'_1 \times l$ ）は静止土圧の有効応力 $\sigma' \times L$ と釣り合うため，式(4.5)が導出される．

$$\sigma'_1 = \sigma' \times (1/\gamma) \quad (4.5)$$

最小有効主応力 σ'_3 は 0 となるためせん断応力 τ は σ'_1 の $\cos \phi/2$ であり，このせん断応力 τ が地山のせん断強さ τ_f を下回れば，凍結開始前の設置時では残存部はせん断破壊を起こさない．

$$\tau = \frac{\sigma'_1 \times \cos \phi}{2} = \frac{\cos \phi}{2} \times \sigma' \times (1/\gamma) \leq \tau_f \quad (4.6)$$

式(4.6)を無次元化すると、式(4.7)のようになる。

$$(1/\gamma) \leq \frac{2 \times \tau_f}{\sigma' \times \cos \phi} \quad (4.7)$$

本式が条件 1.「凍土造成開始前に残存部がせん断破壊しない」を満たす条件となる。

次に条件 2. 凍結膨張圧発生による残存部のせん断破壊の検討を行う。凍結膨張圧が発生したとき、残存部に作用するせん断応力 τ が地山のせん断強さ τ_f を上回れば残存部はせん断破壊を起こす。ここでは静止有効応力からの付加有効応力 σ'_a で残存部がせん断破壊するように設定するので、 L の範囲の有効応力は $\sigma' + \sigma'_a$ となり式(4.8)が条件 2.「凍結膨張圧作用時において残存部がせん断破壊を起こす」を満たす式となる。

$$\tau_f \leq \frac{\cos \phi}{2} \times (\sigma' + \sigma'_a) \times (1/\gamma) \quad (4.8)$$

この式(4.7)、式(4.8)を満たす範囲の残存率 γ が条件 1, 2 を満たす。

$$\frac{2 \times \tau_f}{(\sigma' + \sigma'_a) \times \cos \phi} \leq (1/\gamma) \leq \frac{2 \times \tau_f}{\sigma' \times \cos \phi} \quad (4.9)$$

この範囲で残存率 γ を設定する方法を図 4-10 に示す。この図は $(1/\gamma)$ と前述の条件 1.と条件 2.の関係を示した図となり、図中の青線で示した条件 1.と赤線で示した条件 2.を両方満たすよう、条件 1.以下かつ条件 2.以上に $(1/\gamma)$ を設定する。

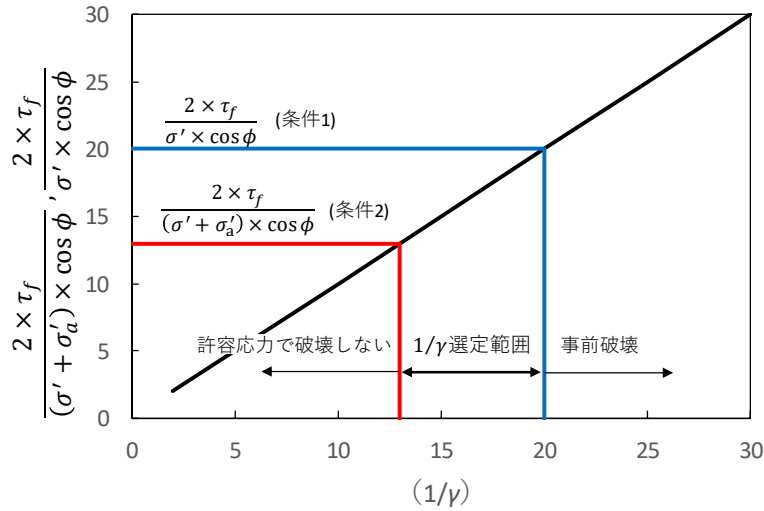


図 4-10 $(1/\gamma)$ 選定範囲

一方、条件 3 として膨張対策溝を計画する上では膨張対策溝の設置位置（立坑中心から対策溝の立坑側までの距離） PL_f を決める必要がある。膨張対策溝と立坑の間の凍土の膨張を吸収するためには、立坑の許容応力を超える前に膨張対策溝残存部がせん断破壊する必要がある。残存部の破壊条件は、前述の式(4.9)となり、実際には膨張対策溝と凍土の間の未凍結土がたわんで凍結膨張圧を残存部に伝達しているものと考えられるが、ここでは安全側の考え方として、許容値以内の凍結膨張圧により未凍結土が押し抜きせん断破壊を起こし、凍結膨張圧を膨張対策溝に伝達することができる位置を PL_f とする方法を提案する。

膨張対策溝を凍結管列の間に設置する場合には、図 4-11 に示したように膨張対策溝の立坑側には凍結管列により造成された凍土と、未凍結土が存在する。

この未凍結土が膨張対策溝側に押し抜きせん断破壊し膨張対策溝側へ移動すれば、凍結膨張圧が膨張対策

溝残存部に伝達され、残存部がせん断破壊し条件 3 が満たされる。

立坑際の凍土により発生する凍結膨張圧 $\sigma_a(r_1)$ は、凍結面内面の座標を r_0 、凍結面の座標を r_1 として、式(3.11)より、式(4.10)として表される。

$$\sigma_a(r_1) = \frac{E}{1+\nu} \cdot \frac{\xi_s}{2} \cdot \left(1 - \frac{r_0^2}{r_1^2}\right) \quad (4.10)$$

一方、図 4-11 に示した凍土形状の場合、この凍結面の未凍結土に作用する圧力により未凍結土の押し抜きせん断で破壊するとしたときの未凍結土の厚さ t は力のつり合いより、

$$\sigma_a(r_1) \cdot D \cdot W = 2(D + W) \cdot t \cdot \tau_f \quad (4.11)$$

ここに、 $\sigma_a(r_1)$ ：凍結面半径が r_1 の時の凍結膨張圧、 D ：深度方向凍土長、 W ：凍土幅、 t ：未凍結土厚み、 τ_f ：未凍結土せん断強さ

すなわち、押し抜きせん断で破壊する未凍結土の厚さ t は式(4.12)のようになる。

$$t = \frac{D \cdot W \cdot \sigma_a(r_1)}{2(D + W) \times \tau_f} \quad (4.12)$$

適切な膨張対策溝の位置は、凍結膨張圧により未凍結部分が適切に崩壊して応力増加を抑止するように決定しなければならないため、膨張対策溝の設置位置 PL_f は立坑に代表される構造物中心より、

$$PL_f \leq (r_1 + t) \quad (4.13)$$

の位置に設置する。

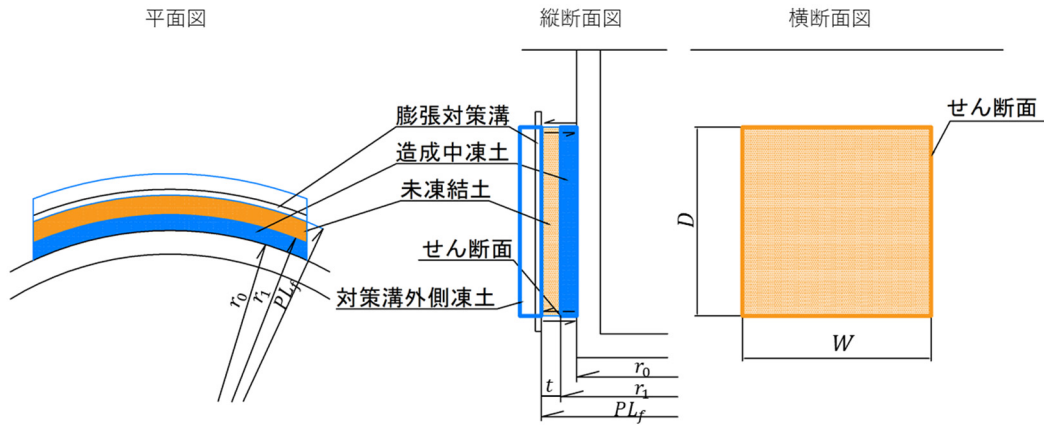


図 4-11 未凍結土の押し抜きせん断抵抗モデル

これら式(4.10)～式(4.13)より、膨張対策溝の設置位置 PL_f は、立坑中心より、 $(r_1 + t)$ 以内の位置に設置する必要がある。図 4-12 に立坑外面と膨張対策溝の距離($PL_f - r_0$)と、未凍結土が押し抜きせん断破壊するときの付加応力の関係を式(4.10)、式(4.12)より未凍結土の変形係数をパラメーターとしてグラフに示す（ここでは構築方向膨張率 ξ_s ：3%、ポアソン比 ν ：0.35、立坑半径 r_0 ：20 m、凍土深さ D ：16 m、凍土幅 W ：16 mとした）。なお、未凍結土の変形係数 E とせん断強さ τ_f の関係は、内部摩擦角 $\phi=0^\circ$ と仮定し $E = 210\tau_f$ とした。これを見ると、周辺地盤の変形係数が大きいほど立坑外面と膨張対策溝の距離($PL_f - r_0$)を小さくする必要があることがわかる。

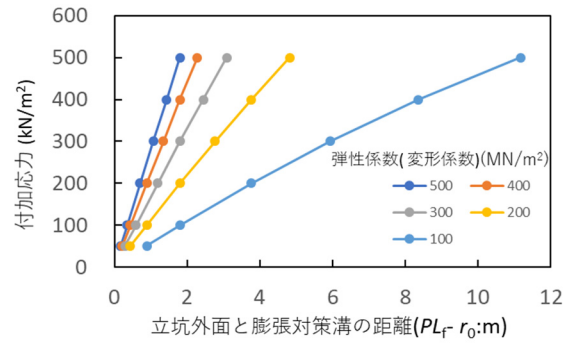


図 4-12 立坑外面と膨張対策溝の距離($PL_f - r_0$)と付加応力の関係

前述の条件 1～3 を踏まえて、膨張対策溝の定量的設計法を検討する。検討にはモデルケースを用いるものとし、図 4-12 と同様の計算諸数値とし表 4-1 に示す。

表 4-1 計算書数値

変形係数 E	300,000kN/m ²
ポアソン比 ν	0.35
構築方向凍結膨張率 ξ_s	3%
冷却面半径 r_0	20m
凍土幅 W	16m
凍土深さ D	16m
せん断強さ τ_f	$E/210$
静止有効土圧 σ'	100kN/m ²

前述のように、膨張対策溝と立坑間で発生する膨張圧は式(4.10)で表されるが、本式は周辺地盤の変形係数、ポアソン比、凍結膨張率の土質条件、構造物の形状により決定される。それに対して、残存部の崩壊付加応力は式(4.8)より式(4.14)として表される。

$$\gamma = \frac{(\sigma' + \sigma'_a) \times \cos \phi}{2 \times \tau_f} \quad (4.14)$$

ここで、図 4-13 に膨張対策溝設置位置 PL_f および残存率と付加応力の関係を示す。

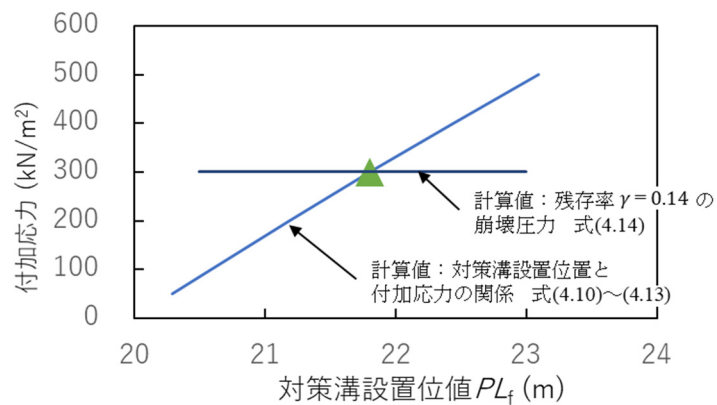


図 4-13 膨張対策溝設置位置，残存率と付加応力の関係

式(4.10)～式(4.13)から求まる対策溝設置位置と付加応力の関係は膨張対策溝設置位置 PL_f により増減する。また式(4.14)から求まる残存部の崩壊圧力の関係は、 PL_f には依存せず残存率により一定値となる。この両線が交わる点が最適な残存率と対策溝設置位置であるため、例えば図 4-13 においては、膨張対策溝の崩壊を付加応力 $\sigma'_a = 300 \text{ kN/m}^2$ に設定した場合、式(4.14)により残存率が $\gamma = 0.14$ と求まり、膨張対策溝設置位置と残存率が定量的に決定する。これが前述した条件 1 と条件 2 を満足すれば膨張対策溝の設計が成立する。これにより、膨張対策溝の定量的な設計法が確立された。

4.2.3 砂置換帯方式での予測方法

地盤が非常に硬質であったり、立坑の許容付加応力が小さい場合には、図 4-12 に示したように膨張対策溝方式では対策溝設置位置を立坑に非常に近くする必要がある。しかし、近くにするにしたがい立坑周りの地盤反力が極端に変わり立坑の安定性が問題となることが多く、この解決策として砂置換帯方式が適用される。

砂置換帯方式は立坑等の構造物近傍に砂置換帯を設置し、凍結膨張圧発生時に砂置換帯が圧縮されることにより凍結膨張圧を吸収するものである。充填物が砂であるため、立坑周りの地盤反力はある程度保たれ立坑が不安定になることを防ぐことができる。従来は膨張圧発生時に膨張分の砂を抜取る（乱しボーリング）ことで膨張圧を低減させる前提であったが、ここでは次に示すように合成地盤の変形係数で考える。

ここで、図 4-14 のモデル図のように砂置換帯を設置したことによる立坑周辺地盤全体の变形係数 E_s は、周辺地盤と、ゆる詰め砂の合成地盤と考え、以下の式(4.15)で求められる。

$$E_s = \frac{L_1 + L_2}{\frac{L_1}{E_1} + \frac{L_2}{E_2}} \quad (4.15)$$

ここに、 L_1 ：砂置換帯幅、 L_2 ：未凍結の周辺の地盤幅、 E_1 ：砂置換帯の变形係数、 E_2 ：周辺地盤の变形係数

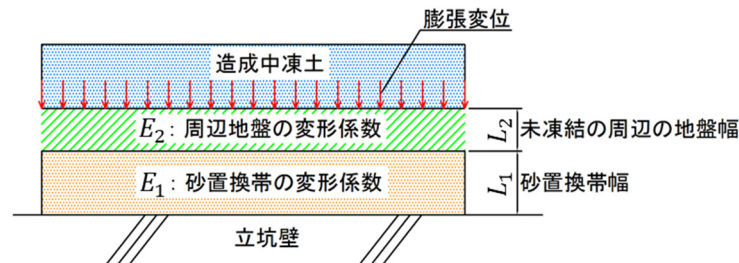


図 4-14 砂置換帯設置による合成地盤モデルの模式図

この合成地盤の变形係数 E_s を介して膨張変位 δ_r が立坑等の構造物に伝達される場合の応力 σ_f は式(4.16)となる、

$$\sigma_f = E_s \cdot \delta_r / (L_1 + L_2) \quad (4.16)$$

このため、砂置換による変形係数の低下分だけ構造物に伝達する凍結膨張圧が低下する。図 4-15 に周辺地盤の変形係数をパラメーターとして砂置換帯幅を変化させたときの合成地盤の变形係数 E_s を示す（ここでは凍結管列と立坑の距離は 3.5 m、砂置換帯の变形係数は 40 MN/m²）。また図 4-16 に砂置換帯幅を 1.0 m に固定し、砂置換帯の变形係数を変化させたときの合成地盤の变形係数 E_s を示す。

図 4-15、図 4-16 より砂置換帯の場合、周辺地盤の变形係数の大小にかかわらず砂置換帯幅や砂置換帯の砂の詰め具合により合成地盤の变形係数を調整できることが分かった。また周辺地盤の变形係数が高いほど変形係数の低減効果が大きくなるため硬質粘性土地盤においては有利となる。

また砂置換帯方式は、凍結膨張の進行に伴う砂置換帯の圧縮による吸収効果の減少や、予想以上の凍結膨張圧が発生した場合に、砂置換帯内を乱しボーリングによる砂の抜取を行うことにより、砂置換帯の変形係数を低下させ、その効果の回復や効果の増大を図ることができる。これにより、砂置換帯に求められる性能に合わせた合理的な設計方法が可能となった。

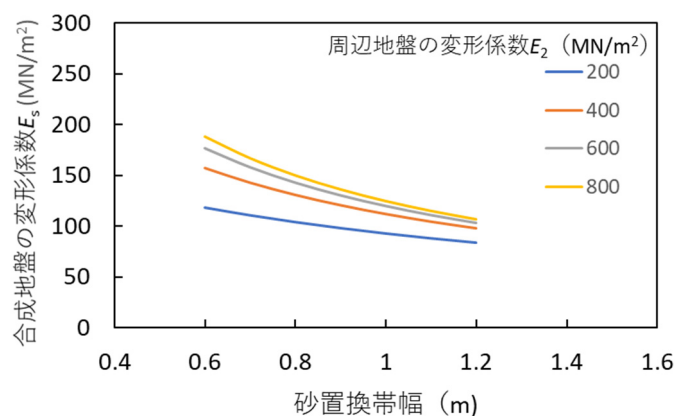


図 4-15 砂置換帯幅 L_1 と合成地盤の変形係数 E_s の関係

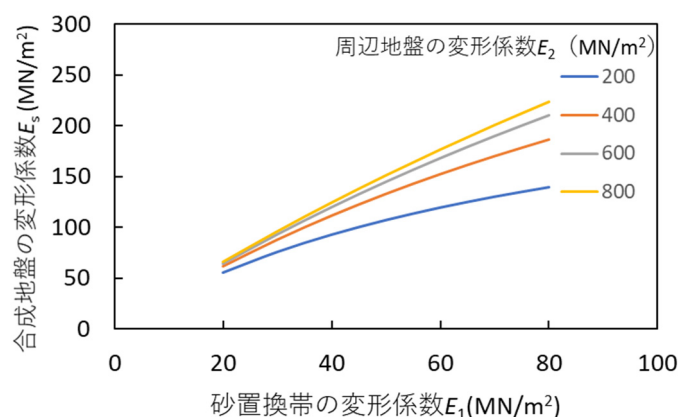


図 4-16 砂置換帯の変形係数 E_1 と合成地盤の変形係数 E_s の関係

4.3 施工事例による予測手法の検証¹⁾

過去のいくつかの工事で、凍結膨張圧対策工が採られてきた、ここではそのうちの代表的なものを用いて本論文で提案する予測手法の妥当性を検証する。

4.3.1 地山抜取孔方式での検証

首都圏外郭放水路の建設工事⁶⁾においては大口径大深度でのシールド発進及び到達の際の補助工法として地盤凍結工法が採用された。

このうち第2立坑では凍結対象地盤の一部に粘性土が含まれているため凍結膨張圧の発生が予想され、立坑や連壁の安全性を確保するための膨張対策として一列式地山抜取孔方式が採用された。抜取効果については、江口ら⁶⁾、元木ら⁷⁾により報告されている。

凍結対象地盤は洪積粘土層（Dc2）で、変形係数は $E=55,000 \text{ kN/m}^2$ 、ポアソン比 $\nu=0.35$ 、凍結膨張率 $\xi'=3.6\%$ であった。事前に予想された凍結膨張圧は連壁取り壊し用凍土造成完了時（凍結 85 日目）の無対策時凍結膨張圧で、平均膨張圧 167 kN/m^2 、Dc2 層部分で 270 kN/m^2 であった。

地山抜取孔は 1 列式とし、1 列目と 2 列目の凍結管列間の未凍結 Dc2 層部分をボーリングにより抜取る。抜取径を凍結管埋設に使用した施工機械の $\phi 165 \text{ mm}$ 、抜取ピッチは 0.5 m とし開孔率は 0.33 とされた。

計測項目としては図 4-17 に示すように連壁内鉄筋応力、立坑内空変位、連壁鏡面のたわみであった。

図 4-18 に示すように、連壁取り壊し用凍土造成完了時（85 日目）までの凍結膨張圧は連壁の最大たわみと内空変位から各々推定した結果、いずれも 190 kN/m^2 前後であった。

また初期推進用凍土造成完了時（凍結 153 日目）の凍結膨張圧は内空変位から推定すると 290 kN/m^2 程度であった。これにより膨張対策効果としては、式(3.11)を用いて計算される無対策時の事前予想凍結膨張圧（連壁取り壊し用凍土造成完了時（85 日目） 270 kN/m^2 、初期推進用凍土完成時（153 日目） 370 kN/m^2 ）に対して、凍結膨張圧の低減率 Re_h は、 $20\sim 30\%$ 程度であった。

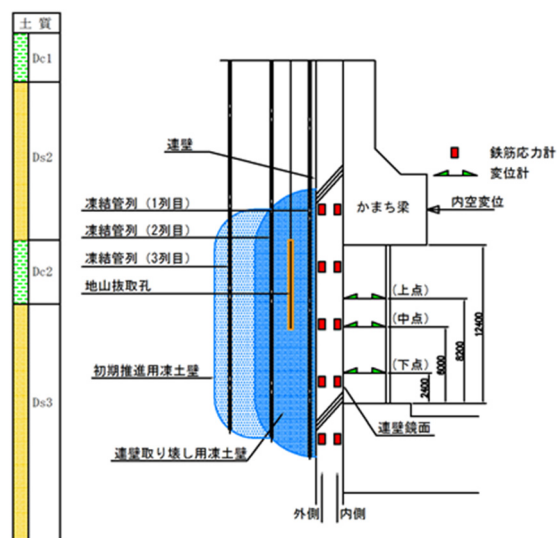


図 4-17 連壁鉄筋応力計と変位計の設置位置

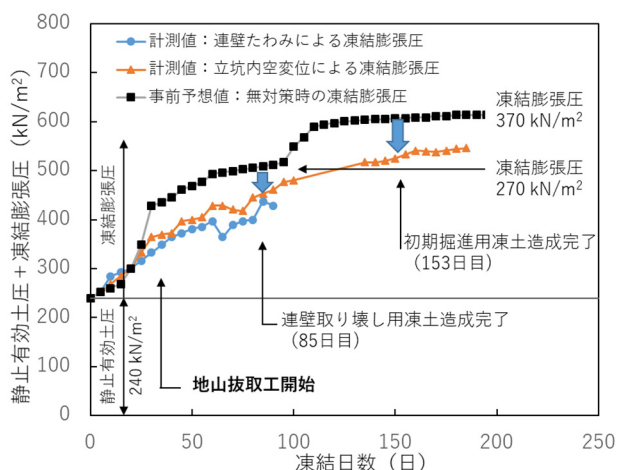


図 4-18 無対策時の凍結膨張圧と対策した工事で計測された凍結膨張圧の比較

この結果を本稿で提案する予測手法により検証する．開孔率は 0.33，地山せん断強さは粘性土であることより $\phi=0^\circ$ として，粘着力 $C=250 \text{ kN/m}^2$ より $\tau_f=250 \text{ kN/m}^2$ 程度とする．凍結運転開始前の静止有効土圧は，Dc2 層下端深度が GL-56.9 m，静止土圧係数 0.5，地下水位 GL-2.45 m とすると 240 kN/m^2 となる．表 4-2 に式 (4.1)，式(4.2)を用いて計算した崩壊開始時及び崩壊完了時の凍結膨張圧の計算結果を示す．

表 4-2 崩壊開始および完了時の凍結膨張圧計算結果

	崩壊開始時	崩壊完了時
τ_f (kN/m ²)	250	
開孔率	0.33	
静止有効土圧 (kN/m ²)	240	
P_s/τ_f or P_e/τ_f	1.7	2.8
P_s or P_e (kN/m ²)	430	700
凍結膨張圧 (kN/m ²)	190	460

次に本予測手法による計算値と計測結果の比較を図 4-19 に示す．計測結果からは初期推進用凍土造成完了時（凍結 153 日目）の凍結膨張圧は 290 kN/m^2 と推定されており，事前予想値の 370 kN/m^2 に対して地山抜取孔の崩壊により凍結膨張圧が吸収されたことがわかる．一方地山抜取孔の崩壊開始圧力は図 4-18 によると地山抜取工が開始された凍結日数 35 日目以降，事前予想に対して連壁たわみによる計測結果の勾配が小さく，事前予想値との乖離が大きくなっているためここが崩壊圧力と判断した．この時の無対策時凍結膨張圧 210 kN/m^2 であった．すなわち凍結開始前の有効土圧 240 kN/m^2 とあわせて， 450 kN/m^2 で崩壊開始，地山抜取孔が完全に埋まらなかったため崩壊完了圧力までは達せず $530 = (290+240) \text{ kN/m}^2$ で凍結完了，最終的に 290 kN/m^2 までの凍結膨張圧に抑制された．崩壊開始圧力の計算結果は，ほぼ一致し本予測手法の妥当性が検証されたものとする．

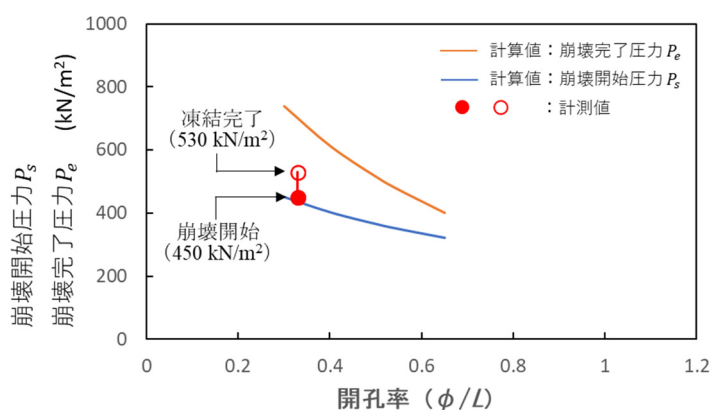


図 4-19 予測手法による計算値と計測値の比較

4.3.2 膨張対策溝方式での検証

東京湾横断道路川崎人工島から発進する 4 本のシールドでは従来の施工実績を大きく上回る高水圧（最大 670 kN/m^2 ），大断面（ $\phi 14.14 \text{ m}$ ）という特殊条件であった．

このため全シールドの発進防護工として地盤凍結工法が採用⁸⁾された．しかし，この現場は従来工事に比べ凍結土量が多く，凍結対象土中に硬質な人工地盤（DMM 改良土）も存在し，無対策の場合には静止有効土

圧の 100%以上の凍結膨張圧 ($1,100 \text{ kN/m}^2$) が予測された。このため、凍結膨張対策として膨張対策溝方式が採用された。対策効果については、増田ら⁸⁾により報告されている。

凍結の対象となる地盤は、図 4-20 に示すように洪積土(Dc, Ds), DMM 改良土(変形係数 $E=510,000 \text{ kN/m}^2$, ポアソン比 $\nu=0.45$)、構築方向凍結膨張率 $\xi_s=3.0\%$ とされた。無対策時の凍結膨張圧は最終造成凍土厚の凍結膨張圧で約 $1,100 \text{ kN/m}^2$ と予想され、立坑の許容付加応力を大きく超えていた。そこで膨張対策溝は、図 4-21 のように 2 列目凍結管列と 3 列目凍結管列の間に設置された。これは凍結管の運転順序が 1 列目 3 列目を先行運転し、続いて 2 列目の順に運転するため、2 列目 3 列目間が最後に凍結し、膨張対策溝の吸収効果がもっとも発揮できるためである。膨張対策溝内には溝壁の長期安定のために、ベントナイト泥水に高吸水性樹脂を攪拌混合させたものが充填された。また膨張対策溝の吸収効果をより長期間発揮できるように、膨張対策溝が部分的に凍結するのを防止する目的で、温水管を膨張対策溝内に設置して運転を行った。

計測項目は膨張対策溝内に設置した溝幅計の収縮量と、立坑鉄筋応力であった。膨張対策溝の凍結が完了するまでに計測された収縮量の経時変化を図 4-22 に示す。凍土端部では凍土造成が遅いことや、上下部への変位の散逸、膨張対策溝の崩壊時期のずれによる凍結膨張圧の低減があるため No.1 と No.2 とで計測された収縮量は途中で異なるものの、膨張対策溝閉塞完了時(105 日目)では、No.1 で 121 mm , No.2 では 119 mm , 平均 120 mm の膨張対策溝の収縮が確認された。なお凍結開始直後に溝幅計が設置できなかったため、計測期間から求めた収縮量と凍土造成量との比に未計測期間の凍土造成量を乗じて、収縮量を推定して加算した(図 4-22 中の△印)。

凍土壁自体の凍結膨張変位量 δ_f を円筒理論式(3.12)で求め、溝幅計の収縮量と比較した(図 4-23)。膨張対策効果としては、溝幅計の収縮量に基づいて高志の円筒理論より凍結膨張圧の低減効果を評価すると、最終的に計算される $\delta_f=170 \text{ mm}$ に対し収縮量 120 mm となり凍結膨張圧の低減率 Re_h は 70%程度であった。

この現場について、提案する予測手法の妥当性を検証する。本現場での静止有効土圧 σ' は 120 kN/m^2 、立坑の許容付加応力は 400 kN/m^2 、地盤の平均せん断強さ τ_f は $1,825 \text{ kN/m}^2$ であった。地盤の静止有効土圧では残存部がせん断破壊を起こさず、 400 kN/m^2 の許容付加応力以内におさまる残存率を求める。式(4.9)より $(1/\gamma)$ は $7.1\sim31.1$ の範囲、すなわち残存率 (γ) は $0.035\sim0.14$ の範囲で設定する。本現場での残存率は、 $L=3,500 \text{ mm}$, $l=335 \text{ mm}$ となっており $\gamma=0.095$ で施工されている。これは式(4.8)より 230 kN/m^2 の付加応力で膨張対策溝の残存部が崩壊する残存率である。

次に、膨張対策溝の設置位置 PL_f を平均せん断抵抗力 $\tau_f=1,563 \text{ kN/m}^2$ 、付加応力 400 kN/m^2 以内でせん断破壊するように設定し、式(4.10)、式(4.12)を用いて算出すると、 $r_0=51.8 \text{ m}$ に対し $r_1=53.9 \text{ m}$, $t=1.6 \text{ m}$ となり PL_f は 55.5 m 以下となった、これより立坑壁より 3.7 m 以内の位置に設置すれば良いこととなる。実際には膨張対策溝は立坑壁より $3.1 \text{ m}(PL_f=54.9 \text{ m})$ の位置に設置されており、提案する手法からは付加応力 340 kN/m^2 で崩壊が始まると計算される。一方、溝幅計のデータからは第 2 列目凍結管列の運転を開始した運転開始 20 日目頃には溝幅計 No.2 部分で、運転開始 65 日目頃に No.1 部分で収縮量の勾配が急となったことから、残存部の崩壊が始まったものと考えられる。そのときの膨張対策溝と立坑壁の間の凍土厚は、実測された測温点温度より 20 日目 1.8 m , 65 日目 2.85 m (図 4-24) となり、それぞれの凍結膨張圧は式 (3.11)より 20 日目 350 kN/m^2 , 膨張変位量 53 mm , 65 日目 540 kN/m^2 , 膨張変位量 83 mm と推定される。溝幅計 No.1 部分は、先に No.2 が崩壊したことにより凍結膨張圧が低減されており 65 日目に崩壊圧力に達したものと考えられる。このように、対策溝の崩壊がどこから発生するのかというのは予測しにくいところがある。また脆性的な破壊であるため、それが発生する時期の推測は困難ではあるが、先に崩壊が始まった No.2 部分の計測値からの推定値と計算値がほぼ一致していることより、提案する予測手法の妥当性への検証はできたと考える(図 4-25)。

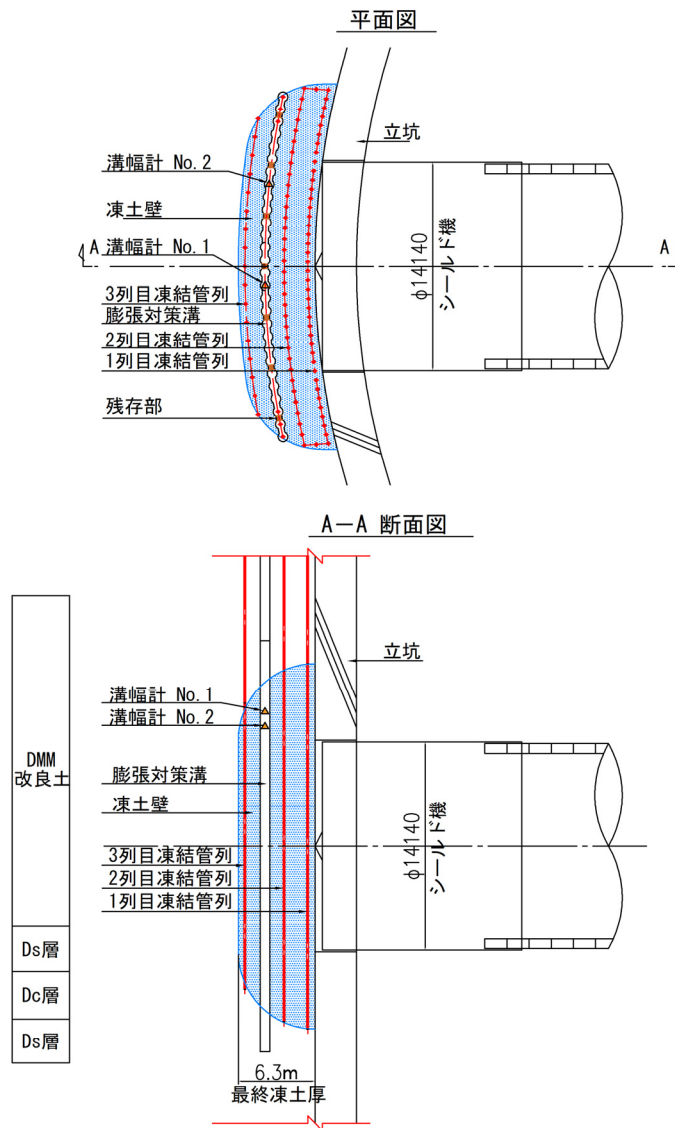
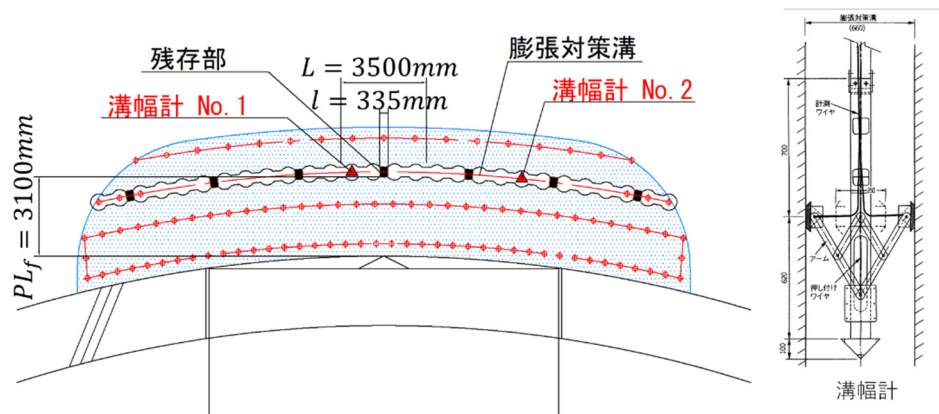


図 4-20 凍結工と計測位置図



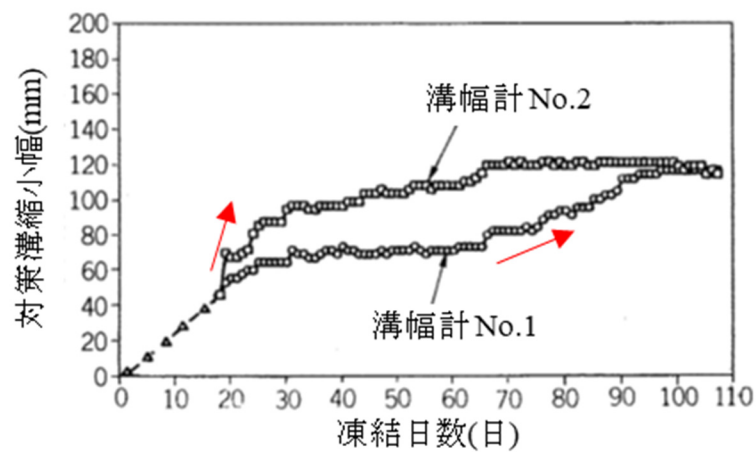


図 4-22 膨張対策溝の収縮量の経時変化

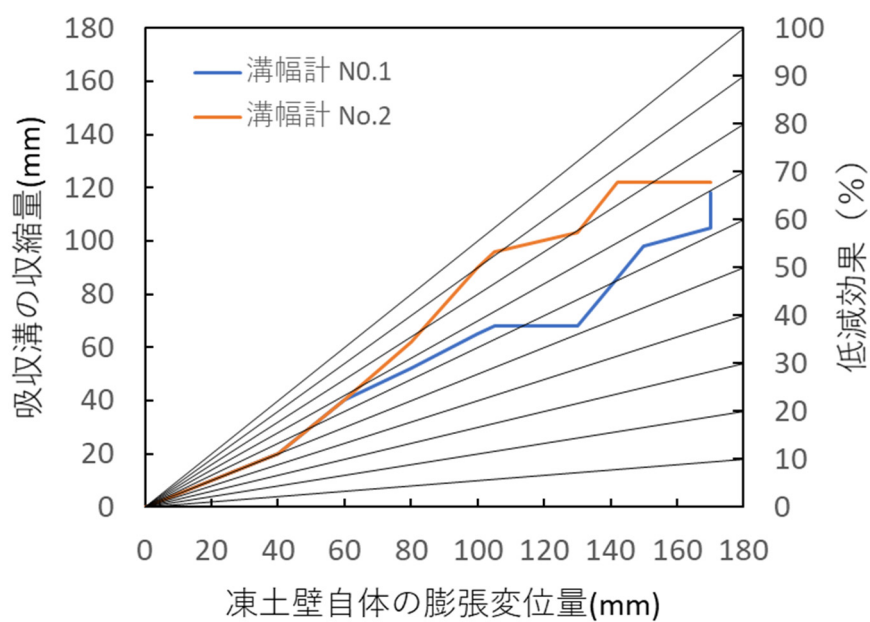


図 4-23 溝幅計の収縮量及び対策効果

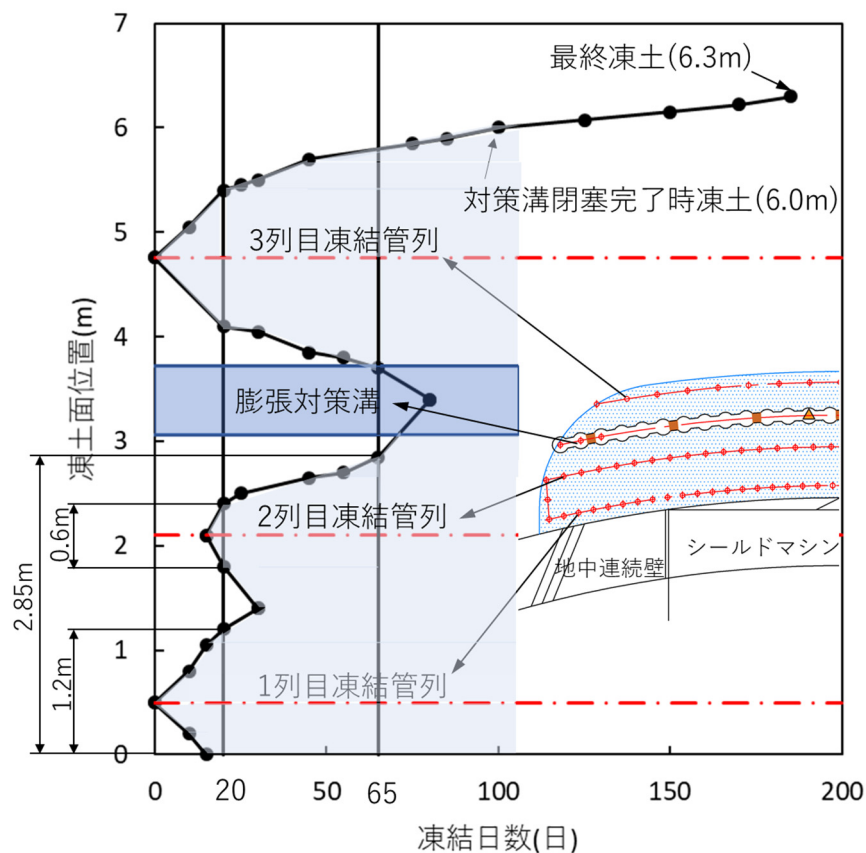


図 4-24 凍土成長図

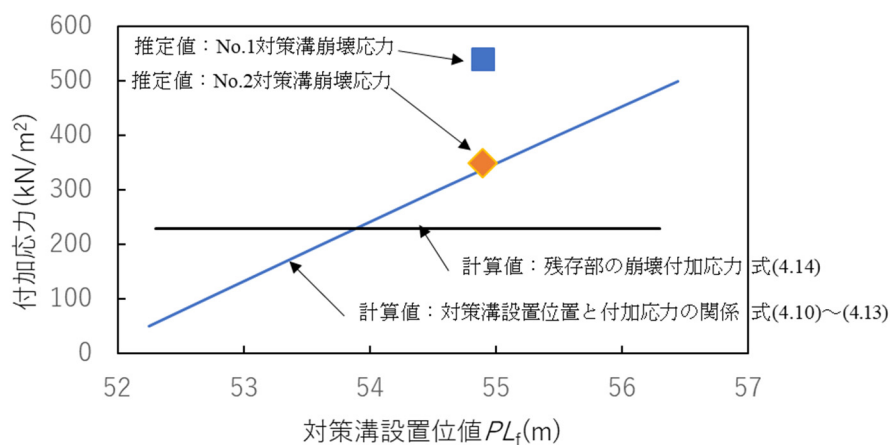


図 4-25 対策溝設置位置と付加応力の関係

4.3.3 砂置換帯方式での検証

今井川調節池建設工事では、シールド外径が $\phi 12.14$ mで、土被りも45 mあったため、シールドマシンの発進防護工として地盤凍結工法が採用された。本工事では硬質な固結シルト層を含むため、大きな凍結膨張圧の発生が予想され、砂置換帯方式による凍結膨張対策が施工された。砂置換帯の効果については、大久保ら⁹¹⁰⁾により報告されている。本工事の対象地盤は固結シルト層(Km層)であり、変形係数 $E=560,000$ kN/m²,

ポアソン比 $\nu=0.45$ ，現場土凍結膨張率 $\xi'=4.0\%$ であった．凍結膨張圧は無対策時には $1,120 \text{ kN/m}^2$ と事前に予想された．そこで膨張対策工として砂置換帯の設置，砂置換帯の乱しボーリング，ヒートフェンス工が設置された．

砂置換帯は立坑への凍結膨張圧の影響を極力減じるために，立坑際に全旋回オールケーシング工法（CD 工法）により $\phi 1.0 \text{ m}$ の孔を掘り，地上から投入した砂で円柱体を形成した．これをオーバーラップさせることで，緩詰め状態の砂置換帯を設置した．しかし砂置換帯の圧縮による吸収だけでは十分でない場合，乱しボーリングを行うこともある．乱しボーリングは，砂置換帯にロッドを挿入し，送水することによって砂置換帯の砂を回収するものである．ただし砂置換帯が凍結した後の凍結維持期間中には適用できないため，この期間の必要凍土厚以上の不要な凍土成長は加熱管で制御した（ヒートフェンス工）．

計測項目は，図 4-26 に示すように砂置換帯内の土水圧，連壁のたわみ，リング梁の内空変位，鉄筋応力であった．図 4-27 に示すように立坑に作用した圧力（凍土造成が完了した時点）は，土水圧，連壁のたわみ，リング梁の内空変位の 3 種類の計測結果から $150 \text{ kN/m}^2 \sim 220 \text{ kN/m}^2$ と推定された．

無対策であった場合には式(3.11)より最終的には $1,120 \text{ kN/m}^2$ まで増加し連壁や立坑に大きな影響を与えたと推定されるが，計測された凍結膨張圧と比較すると，図 4-27 に示すように乱しボーリング以前でも 800 kN/m^2 程度の凍結膨張圧の低減効果が認められ，最終時でも立坑に作用する凍結膨張圧を無対策時の 2 割程度までに低減させることができ，非常に有効であった．

本計測結果と前述の予測手法による予測値の比較を行う．図 4-28 に示すように， $\phi 1,000 \text{ mm}$ を 800 mm ピッチで施工することにより砂置換帯有効幅 L_1 は 0.88 m となる．

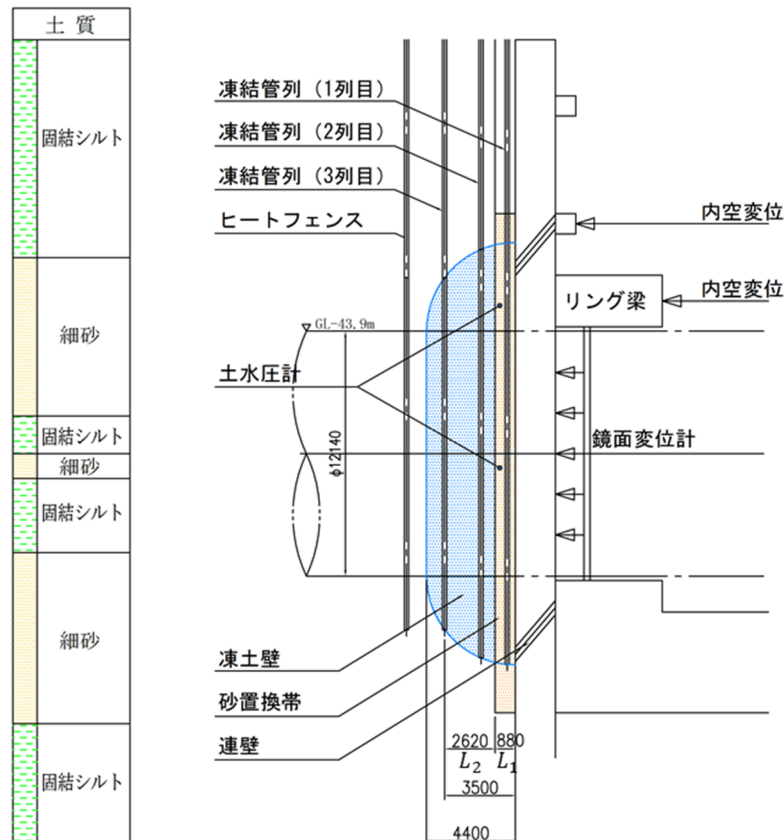


図 4-26 凍結工事と計測位置(断面図)

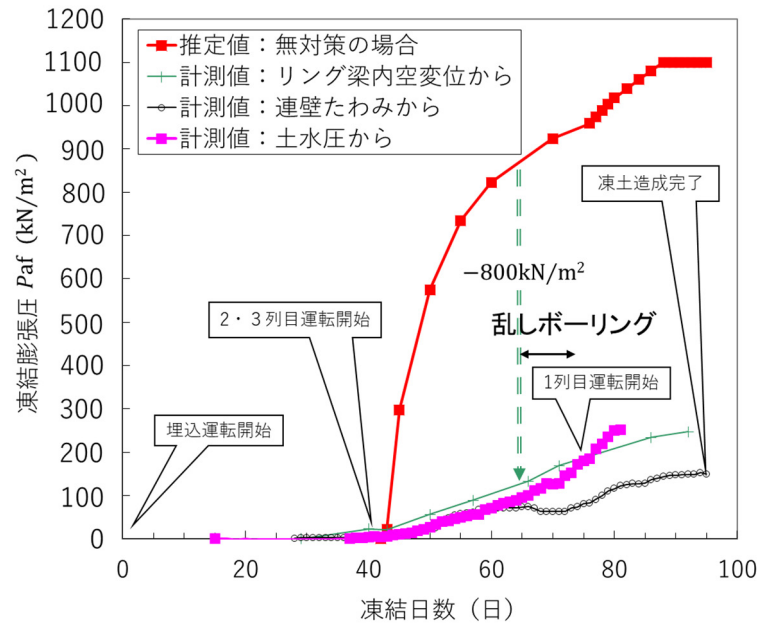


図 4-27 無対策時の凍結膨張圧と計測された凍結膨張圧の比較

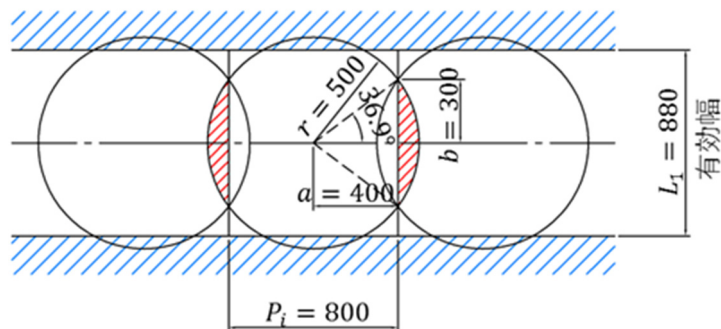


図 4-28 砂置換帯の有効幅モデル

また、図 4-26 に示すように、3 列目凍結管列は立坑より 3.5 m の位置に設置されているため未凍結の周辺の固結シルト層幅 L_2 は $3.5 \text{ m} - 0.88 \text{ m}$ の 2.62 m 。地盤の変形係数は固結シルト層で $E_2 = 560,000 \text{ kN/m}^2$ 、砂置換帯はゆる詰め砂であるため、その変形係数 E_1 はトンネル標準示方書¹¹⁾によると、N 値 0～10 の場合 $29,000 \text{ kN/m}^2$ 、10～20 の場合 $50,000 \text{ kN/m}^2$ となる。

$E_1 = 29,000 \text{ kN/m}^2$ の場合の合成地盤の変形係数を式(4.15)を用いて算出すると、 $E_s = 100,000 \text{ kN/m}^2$ となる。同様に $E_1 = 50,000 \text{ kN/m}^2$ の場合には、 $E_s = 157,000 \text{ kN/m}^2$ となり、これは現地盤の 18%～28% 程度の合成変形係数 E_s となる。凍結膨張圧は、式(4.16)より未凍結地盤の変形係数に比例するため、この場合凍土造成時に 2 列目、3 列目凍結管列で発生する凍結膨張圧は、70%～80% 以上の低減率 Re_h と計算され、上述した実測結果とほぼ同様の値となり、提案した予測手法の妥当性が検証されたものと考えられる。また、乱しボーリングについても凍結日数 65 日目から施工を行い、図 4-27 の連壁たわみに効果が認められることより一定の効果があることが確認された。

4.4 合理的な膨張変位吸収方式の膨張対策選定方法の提案¹⁾

4.4.1 膨張変位吸収方式の比較

各吸収方式において提案した予測手法は、過去の凍結工事の計測結果をほぼ説明することができたと考える。そこで、合理的な膨張対策方式を選択する方法の提案を行う。表 4-3 にそれぞれの膨張対策方式の、適用性、対策方法、対策効果、および施工性をまとめる。予測手法と通常工事の与条件から算出する凍結膨張圧の低減率 Re_h は、地山抜取孔方式では、実績より一列式の場合 20～30%程度、千鳥式の場合 50%程度¹²⁾である。一列式の開孔率 50%は千鳥式の開孔率 100%の場合の削孔間隔と同等になる。開孔率を 50%以上と大きく取りたい場合には、抜取孔径より残置部の距離が短くなるという施工的な問題より千鳥式が有利となる。膨張対策溝方式においては 60～80%程度の低減効果、砂置換帯方式では 80～90%以上の低減効果が想定できる。

4.4.2 膨張変位吸収方式の膨張対策方式の選定

表 4-3 より凍結膨張圧低減効果の大きい順は c.砂置換帯方式>b.膨張対策溝方式>a2.千鳥式地山抜取孔方式>a1.一列式地山抜取孔方式となるが、施工性の面では a1.一列式地山抜取孔方式>a2.千鳥式地山抜取孔方式>b.膨張対策溝方式>c.砂置換帯方式となる。以下に選定フローを述べ、図 4-29 にフロー図として示す。

まず選定にあたっては、適切な凍結膨張圧発生予想を行い、構造物の付加許容応力以内に収まっているかを確認することが重要である。

これを超えた場合には凍結膨張圧対策が必要となる。最初に検討すべきは、最も施工が容易な地山抜取孔方式の適用可否である。提案する予測手法より、地山抜取孔方式の抜取孔崩壊完了圧力は最大限の抜取を行った場合でも、一列式の場合は地山のせん断強さの 2.0 倍程度、千鳥式の場合は 1.5 倍程度である。このため、対象となる構造物の許容付加応力に地盤の有効土圧を加えたものが対象地盤のせん断強さの 2.0 倍より大きい場合が一列式の適用範囲となる。

次に要求される凍結膨張圧の低減率を確認する、低減率が 30%以下であれば一列式地山抜取孔方式を選択する。ただし低減率 Re_h が 30% 以下であっても膨張量相当の抜取体積が一列式では確保できない場合や開孔率が 50%を超える場合には、施工的な理由により千鳥式を採用する方が合理的である。

対象となる構造物の許容付加応力に地盤の有効土圧を加えたものが対象地盤のせん断強さの 1.5～2.0 倍の範囲が、千鳥式地山抜取孔方式の適用範囲となる。要求される凍結膨張圧の低減率は 50%以下を目安とする。

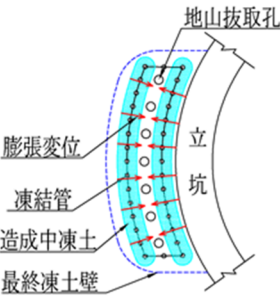
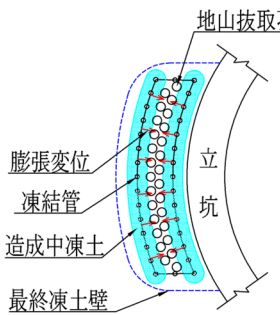
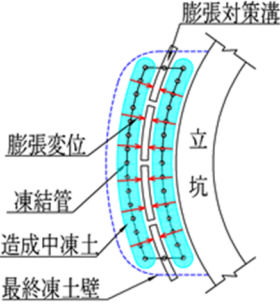
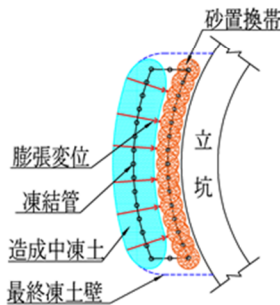
凍結膨張圧がより大きく、要求される低減率が 50%を超える場合や、固結シルト層のような硬質土地盤で許容付加応力に地盤の有効土圧を加えたものが地山のせん断強さの 1.5 倍より小さい場合には、膨張対策溝方式や砂置換帯方式を選択する。始めに検討すべきは膨張対策溝設置位置 PL_f である。立坑の安定性、膨張対策溝の施工性、また膨張対策溝を最後に凍結させるという効果の継続性を考慮した場合には、立坑から膨張対策溝までの距離($PL_f - r_0$)は 1.0 m 以上を膨張対策溝方式の適用範囲とする。次に要求される低減率 Re_h を考える。両者を比較した場合、膨張対策溝方式では膨張対策溝より構造物に近い凍結管列で造成される凍土による凍結膨張圧は完全には吸収しきれない。また膨張対策溝内に充填した高吸水性樹脂を最後に凍結させるときに幾らかの膨張が起こる。これらのため、凍結膨張圧低減率は約 60～80%程度が限度である。

それに対し砂置換帯方式の場合、周辺地盤の変形係数によらず設定できること、砂を凍結させる時の膨張がほとんどないこと、対策を立坑近傍に設置できること、さらに凍土造成中に乱しボーリングによる砂の抜取作業が行えるという利点がある。これらの利点から砂置換帯方式の低減率は 80～90%程度と、膨張対策溝方式より効果が大きい。そのため、要求される低減率 Re_h が 50～80%程度であれば膨張対策溝方式、80%以上

であれば砂置換帯方式を選定するのが合理的である。

このように立坑・周辺構造物の許容応力と対策効果を考慮し、最適な膨張対策方式を合理的に選定することが出来るものとする。

表 4-3 膨張変位吸収方式の比較表

		適用性	対策方法	対策効果	施工性
a1. 一 列 式 地 山 抜 取 孔 方 式		対象土が比較的軟弱な場合、低減すべき膨張圧が小さい場合。	凍土前面もしくは凍結管列間には凍結管列間に地山抜取孔を設置し膨張変位を吸収。	提案した予測手法＋通常想定される与条件より、20～30%の低減効果を算出	汎用マシンを使用。 施工は容易。 施工期間最短。
a2. 千 鳥 式 地 山 抜 取 孔 方 式		硬質粘土地盤、比較的大きな膨張圧を低減する必要がある場合。	管列間に千鳥状に地山抜取孔を設置し膨張変位を吸収。	提案した予測手法＋通常想定される与条件より、50%程度の低減効果を算出	汎用マシンを使用。 施工は容易。 施工期間短い。
b. 膨 張 対 策 溝 方 式		固結シルト等の硬質土で非常に大きな膨張圧が発生する場合、大きな効果が求められる場合。	管列間にほぼ連続した溝を作ることにより、膨張変位を効果的に吸収。	提案した予測手法＋通常想定される与条件より、60～80%の低減効果を算出	大掛かりな施工機械。 施工期間長い。
c. 砂 置 換 帯 方 式		固結シルト等の硬質土で非常に大きな膨張圧が発生する場合、大きな効果が求められる場合。	立坑際に連続した砂置換帯を作ることにより、立坑周辺地盤の変形係数を低下させ、膨張変位を効果的に吸収。	提案した予測手法＋通常想定される与条件より、80～90%の低減効果を算出	大掛かりな施工機械。 施工期間長い。

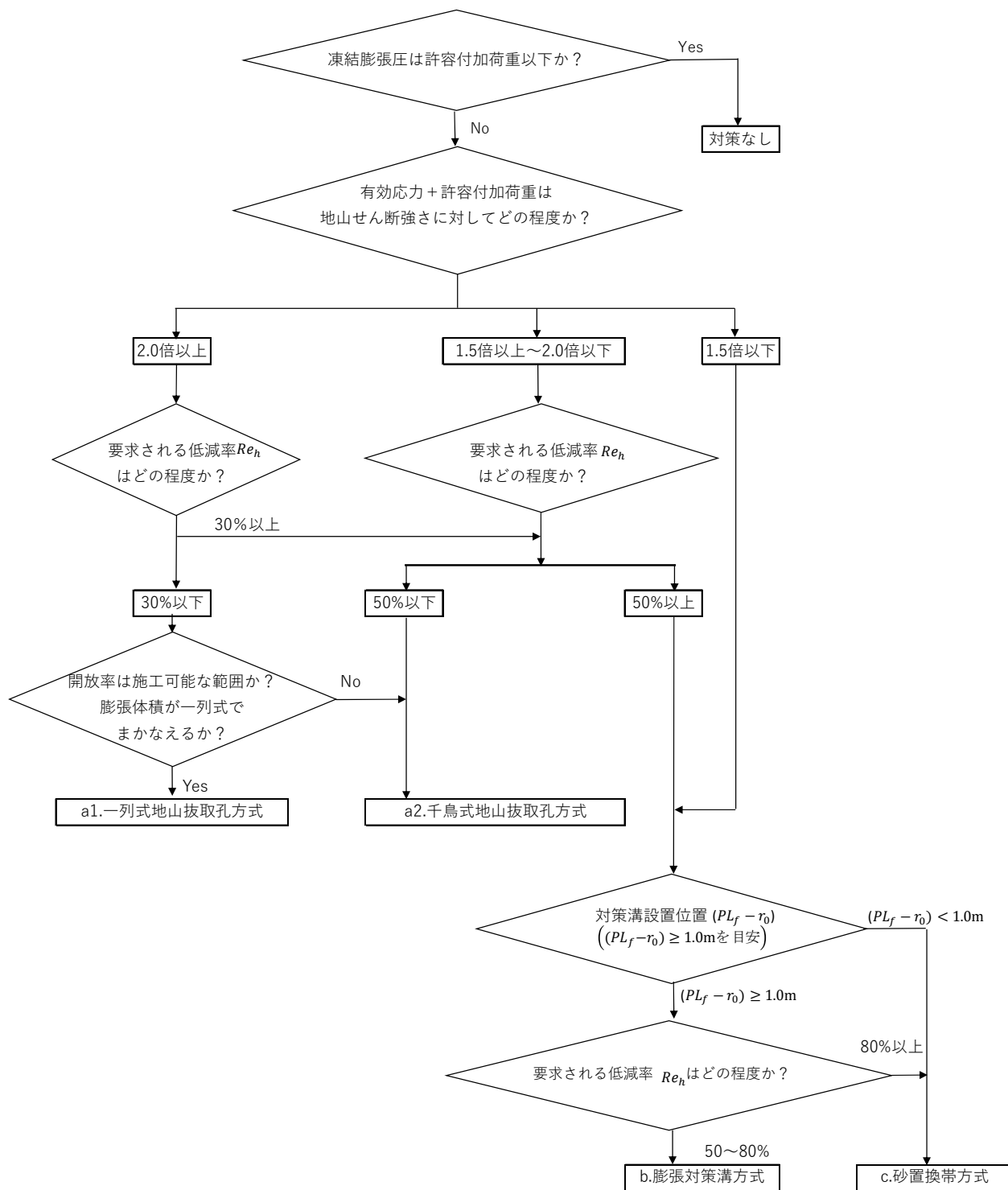


図 4-29 膨張変位吸収方式の凍結膨張対策方式選定フロー

4.5 本章のまとめ

本章では、合理的な膨張変位吸収方式の凍結膨張対策選定のための各方式による凍結膨張圧低減効果の予測手法を提案した。実際に施工した現場での妥当性が検証された本予測手法から得られた結果を以下にまとめる。

- ① 地山抜取り、膨張対策溝、砂置換帯などは、いずれもその効果に対する期待はされているものの、現場合わせの対応であったが、現象に物理的・数理的な説明を加えて定量的な評価ができるようになったことが、本研究の大きな成果である。
- ② 一列式、千鳥式の地山抜取孔方式の対策孔崩壊開始圧力 P_s 、崩壊完了圧力 P_e と開孔率 ϕ/L の関係を表す経験式を導き、予測手法を提案し妥当性を検証した。
- ③ 膨張対策溝方式の残置率の設定方法、対策溝設置位置の決定方法を導き、予測手法を提案し妥当性を検証し有効性が検証され、定量的に計画できるようになった。
- ④ 砂置換帯方式の砂置換帯幅、砂置換帯変形係数より合成変形係数を算出する予測手法を提案し、砂置換帯に求められる性能に合わせた合理的な設計方法を提案し妥当性を検証した。
- ⑤ 凍結膨張圧の低減率 Re_h は、一列式地山抜取孔方式は 20～30%程度、千鳥式地山抜取孔方式は一列式に対して開孔率を大きくしやすく、抜取量も大きく出来る。これらのため、一列式よりも低減率を大きくとりやすく、その低減率は 50%程度となる。膨張対策溝方式の場合は、低減率 Re_h が 60～80%と大きく硬質地盤でも対策効果が大きく有効である。しかし、地盤の変形係数の大きさに応じて膨張対策溝を立坑等構造物に近付けて施工する必要がある。砂置換帯方式は、低減率 Re_h が 80%以上と大きく有効である。また立坑等の構造物に近いところでの施工が可能であり、構造物への凍結膨張圧の影響をもっとも小さくできる。
- ⑥ 以上を踏まえ、閾値を持った適切な膨張対策を選定するための実務的フローを作成し、膨張変位吸収による膨張対策を合理的に選択できるようになった。

今後の課題として、高吸水性樹脂や砂に代わる、膨張性がなく充填性の良い充填物の選定。

低減率 Re_h の大きい膨張対策溝方式や砂置換帯方式は使用機材が大掛かりとなるため狭小現場での施工や水平方式の施工に制約が多く、施工機械の小型化や水平施工への対応が残る。

第4章 参考文献

- 1) 小椋浩, 蟹江俊仁, 伊豆田久雄: 凍結膨張変位吸収による凍結膨張圧低減効果とその合理的選定方法, 土木学会論文集 F1, Vol.76, No.1, pp. 85-98, 2021.
- 2) 伊豆田久雄, 松岡啓次, 仲山良隆: 凍上変位吸収孔に関する室内モデル実験(1), 土木学会第 46 回年次学術講演会, 1991.
- 3) 伊豆田久雄, 上田保司, 山本英夫: 凍結膨張吸収孔に関する室内モデル実験(2)ー凍結膨張による圧密の影響についてー, 土木学会第 47 回年次学術講演会, 1992.
- 4) 伊豆田久雄, 上田保司, 生頼孝博: 凍結膨張吸収孔に関する室内モデル実験(3), 土木学会第 49 回年次学術講演会, 1994.
- 5) 奥俊彦, 小林進, 松岡啓次, 凍結膨張対策としての吸収孔設計手法の一提案, 精研技報集, No.2, 2002.
- 6) 江口公道, 中村隆良, 今石尚, 西田与志雄: 穿孔抜き取りで凍結膨張圧を軽減ー外郭放水路第 2 工区, トンネルと地下, Vol.31, No.5, 2000.
- 7) 元木輝彦, 伊豆田久雄, 西田与志雄, 今石尚, 加藤哲司: 凍結膨張圧の計測管理, 土木学会第 54 回年次学術講演会, 1999.
- 8) 増田隆, 森本裕朗, 三戸憲二, 伊豆田久雄: 凍結膨張圧軽減対策溝の効果, トンネルと地下, Vol.30, No.1, 1999.
- 9) 大久保一文, 田中邦和, 藤枝憲文, 岡本正, 伊豆田久雄: 固結シルト層を含む地盤凍結工事での凍結膨張圧軽減, 土木学会第 54 回学術講演会, 1999.
- 10) 大久保一文, 金澤吉紘, 藤枝憲文, 岡本正: 土かぶり 85m の大断面内水圧トンネルー横浜市今井川調節池ー, トンネルと地下, Vol.30, No.5, 1999.
- 11) 土木学会編: トンネル標準示方書[開削工法編]・同解説, 土木学会, pp.266, 1997.
- 12) 小松靖朋, 高部剣也, 伊豆田久雄: 発進防護地盤凍結工事における膨張対策の効果について, 土木学会第 51 回学術講演会, 1996.

5. ヒートフェンス方式凍土厚制御における凍結熱解析手法の適用性と合理的設計

5.1 平衡凍土面法とその適用について¹⁾

ヒートフェンス方式の凍土厚増加制御は、3.4.2 で示したとおりであるが、ここで示したように凍土が必要な強度²⁾を保ちながら、凍上量の抑制が可能となる適切な温水管列位置の設定や、温水温度をはじめとする温水循環運転プログラムの合理的設定が求められている。本研究では、はじめに計画および施工管理で用いるべき平衡凍土面管理のための凍結熱解析手法である平衡凍土面法について考える。平衡凍土面法は凍結管まわりで円柱状に凍結範囲が広がる段階を経て、凍土が連続平板とみなせる状態になってからの熱平衡問題を扱うものである。この熱平衡状態を評価するための実用式は、凍結管列と温水管列がともに平行配置の場合と、それらが円周配置の場合に分かれている。本章ではこれら二つの実用式に基づく管の配置設計と温度管理プログラムを整理して紹介するとともに、それぞれの適用範囲についての検証を行うものとする。さらに、本平衡凍土面法を適用した過去の現場において計測された事象との比較することにより、その適用性と妥当性を明らかにすることを目的とする。

ヒートフェンス方式による凍土厚制御を行う場合でも、凍結管や温水管まわりでの温度管理や凍土厚の推定を行う上で基本となるのは、従前より行われてきた凍結工法における凍結熱解析手法である。本章ではまずヒートフェンスを用いない一般的な凍結工法における凍結熱解析手法について概説した後、温水管を用いたヒートフェンス方式に拡張した場合の適用性について考えていくものとする。

5.1.1 一般的な凍結工法における凍結熱解析手法

凍結工法において、凍土成長を把握するための熱解析は凍結工法の黎明期から単管凍結理論と平板凍結理論、それらを組み合わせた管列凍結理論としておこなわれており十分に検証されている⁴⁾。この管列凍結理論とは、図 5-1 に示したように凍土が成長していく場合にまず冷却液を循環している凍結管周りに年輪状に凍土が成長していき、その凍土が隣接する凍結管の凍土と繋がった後は平板状に成長するという現象を表現したもので、隣接する凍土柱が接するまでの初期は凍結管周りに年輪状に凍土成長する単管凍結理論を用い、それ以降は単管凍結理論から平板状に凍土成長する平板凍結理論に移行する。この管列凍結理論は、必要な凍土厚みを何日で造成できるか、その場合に必要な冷凍機の容量はいくらかが簡単に精度よく計算できるものとして適用されてきた。

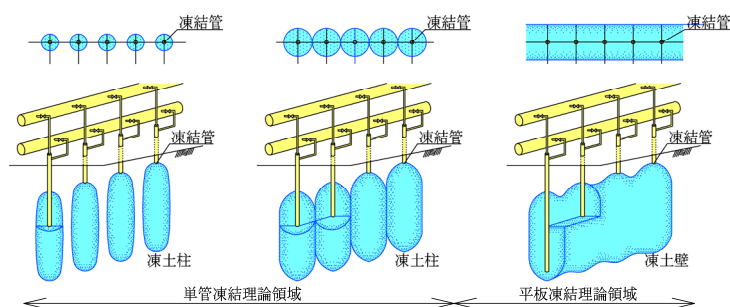


図 5-1 管列凍結理論の模式図

また平板凍結理論は地中に平板状の冷却盤があると仮定し、その平板からの凍結速度を求めるものであるが、実際の凍結工事においては凍結管をあるピッチをもって列状に設置し、この凍結管列の平均温度をもって平板温度としている。この凍結管列の平均温度 θ_c を求める式が、式(5.1)、式(5.2)に示す凍土領域中の温度分布が均質な半無限平面地盤内で定常状態かつ凍結管 4 本の条件において凍結管列の平均温度を求める、凍結管列平均温度近似式（以下 M_X の式）である⁵⁾。

この近似式は定常状態での凍結管列の平均温度を求めるものであるが、凍結工事においては凍土の造成速度が非常に遅く準定常状態であるため本式で十分に表現できる。

平板凍結理論に移行してからは常にその時々々の凍土厚、ブライン温度に応じて本 M_X の式により凍結管列平均温度を求める。図 5-2 に凍結管列平均温度の考え方の模式図を示す。

$$\theta_c = \frac{1}{2}(\theta_b + \theta_0) = \frac{\theta_b}{2}(1 + M_X) \quad (5.1)$$

ここに、

$$M_X = \frac{\theta_0}{\theta_b} = \frac{\ln\left(\frac{2p}{3a_p}\right) \cdot \ln\left\{\frac{X^2 + \left(\frac{p}{2}\right)^2}{\left(\frac{p}{2}\right)^2}\right\} + \ln\left(\frac{2p}{a_p}\right) \cdot \ln\left\{\frac{X^2 + \left(\frac{3p}{2}\right)^2}{\left(\frac{3p}{2}\right)^2}\right\}}{\ln\left(\frac{2p}{3a_p}\right) \cdot \ln\left\{\frac{X^2 + \left(\frac{p}{2}\right)^2}{2p^2}\right\} + \ln\left(\frac{2p}{a_p}\right) \cdot \ln\left\{\frac{X^2 + \left(\frac{3p}{2}\right)^2}{3a_p p}\right\}} \quad (5.2)$$

ここに、 θ_b ：ブライン温度、 θ_0 ：凍結管と凍結管の中央温度、 a_p ：凍結管外半径、 p ：凍結管ピッチ、 X ：冷却面（凍結管列）と凍土面の距離（凍土厚）

なお、平行配置での温水管列平均温度 θ_{hp} 、円周配置での温水管列平均温度 θ_{hr} を求める場合には、 θ_b を温水温度 θ_h と置き換え、温水管と温水管の中央温度としての θ_0 と θ_{hp} 、 θ_{hr} の比である M_X を求める。また X は温水管列からの凍土面までの距離とする。

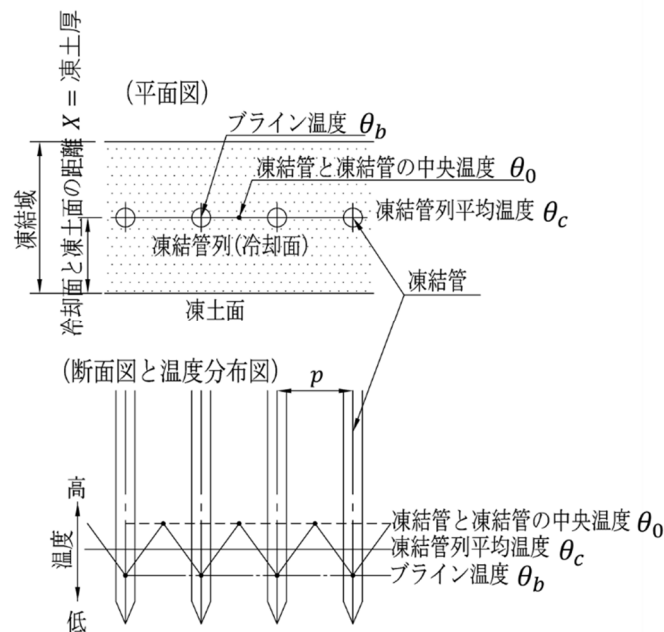


図 5-2 凍結管列平均温度の考え方の模式図

管列凍結理論ではなく数値解析手法によっても、より厳密な温度計算も可能ではあるが、管列凍結理論に比べてメッシュ切りや計算に時間がかかる。それに対して管列凍結理論は凍結工法の計画時などにおいては、計画変更や計画の比較時などに迅速に凍結日数や冷凍機容量が計算できる。

また現場では環境条件に関わる様々な事象が発生するため、それに迅速に対応するためにはこの理論のような実用的な式は非常に有効である。図 5-3 に管列凍結理論と非定常熱伝導解析⁶⁷⁾による数値解析結果との比較を示す。計算条件は一般的な凍結現場の値として表 5-1 に示す。

両者を比較すると、単管凍結理論領域（凍結管列からの凍土厚が 0.4 m まで）でやや差異が見られるが、これは非定常熱伝導解析の凍土厚を凍結管と凍結管の真ん中で算出しており、凍土柱がつながった時点から曲線が始まるためである。また、凍土柱がつながった後、平板凍結に移行してからは非常に良い一致をみせている。このように管列凍結理論は数値解析とも非常によく整合するため、設計時、現場管理時には極めて有用である。

また、凍結現場において実測地中温度から凍土厚を推定する方法は、図 5-4 の概念図に示すように、定常状態において凍土内の温度分布がほぼ直線分布となることを利用して、凍結管列平均温度、凍結管列と測温管の距離、測温点実測温度から以下の凍土厚推定式(5.3)で求める。なお本式も定常状態での近似式であるが、前述したように凍結工事においては準定常状態であり、また凍土壁が平板状となった以降においては凍土内温度分布は直線に近いので、本式で十分に凍土厚みが表現でき、また現場での凍土管理に広く用いられている実用式である。

$$X = (\theta_c - \theta_f) \times t / (\theta_c - \theta_t) \quad (5.3)$$

ここに、 θ_c ：凍結管列平均温度、 θ_f ：凍結温度（氷点温度）、 t ：凍結管列と測温管の距離、 θ_t ：測温点温度

なお、実際の凍結現場においては、測温管の実測温度と想定される仮の凍土厚から前述した M_x の式を利用して管列平均温度を仮定し、その管列平均温度と測温管実測温度から改めて凍土厚推定値を求めるという手法をとっている。両者の差が十分に近づくまでこの計算を繰り返すことにより、凍土厚推定値 X を定めている。

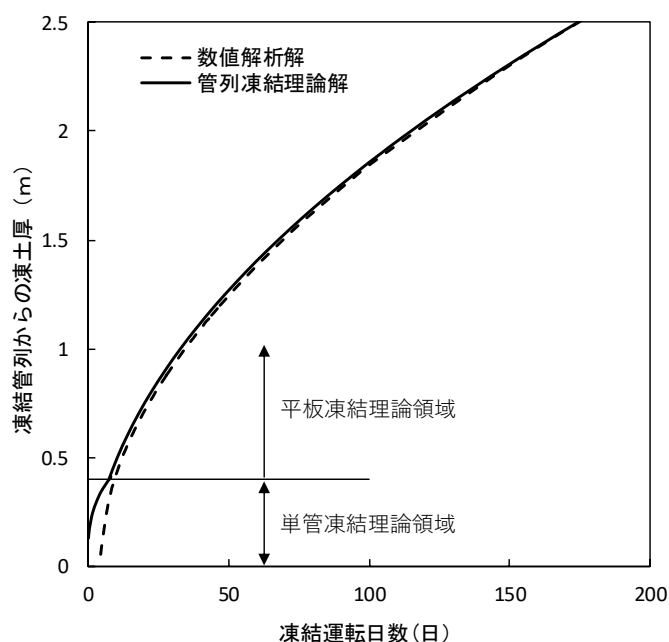


図 5-3 管列凍結理論解と数値解析解の比較

表 5-1 各入力値

項目	値
容積含水率 P (m^3/m^3)	0.6
初期地中温度 θ_∞ ($^\circ\text{C}$)	18.0
凍結管半径 a_p (m)	0.05715
ブライン温度 θ_b ($^\circ\text{C}$)	-30.0
凍結管ピッチ p (m)	0.8
氷点温度 θ_f ($^\circ\text{C}$)	0.0

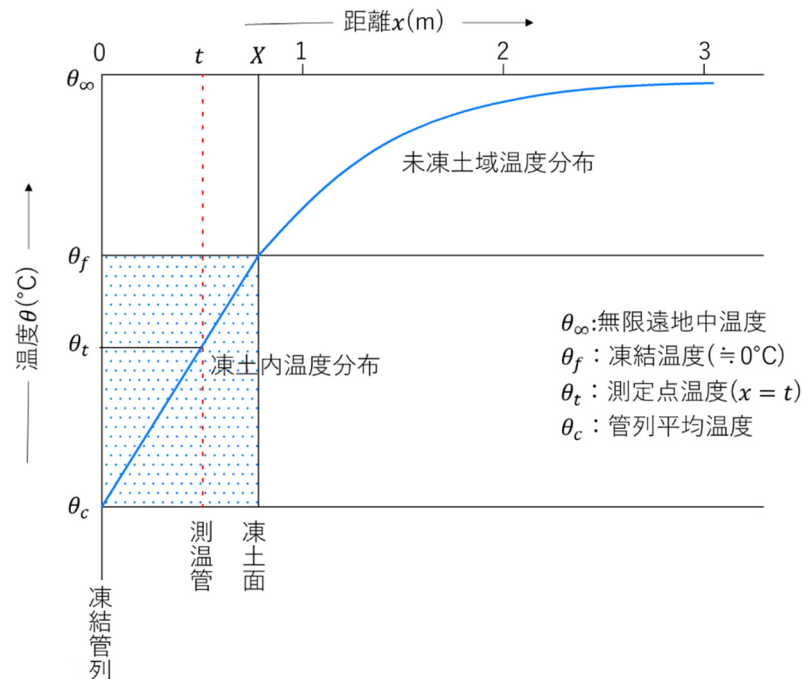


図 5-4 現場測温管温度による凍土厚推定の概念図

5.1.2 ヒートフェンス方式への平衡凍土面法の適用

凍土面の制御を目的としたヒートフェンス方式を採用する場合、ここまで述べた凍結熱解析手法に以下で述べる平衡凍土面法を追加して適用する。平衡凍土面法は、伝熱工学の計算式⁸⁾によって導かれる。この平衡凍土面法は経験的に適用可能と考えてはいるものの、凍結工法における適用性が十分に検証されているとはいえない。ヒートフェンス方式の場合は、設計・制御のプロセスがより複雑になる。このため、精度の高い結果は期待できるものの、複雑な計算条件が必要な数値解析手法⁶⁷⁾よりも、実用性の高い平衡凍土面法がのぞまれることとなる。図 5-5 に本ヒートフェンス方式における平衡凍土面法による平衡凍土厚 X_e の算出フローを示す。

ヒートフェンス方式の温水制御を計画する場合、決定すべきことは温水管位置、温水温度、温水を加熱するヒーターの容量であり、これらは熱の収支の問題として扱うことが可能である。以下、凍結管列、温水管列の配置が、平行配置、円周配置の場合の解析手法を検討し両配置の適用範囲について検討を行う。

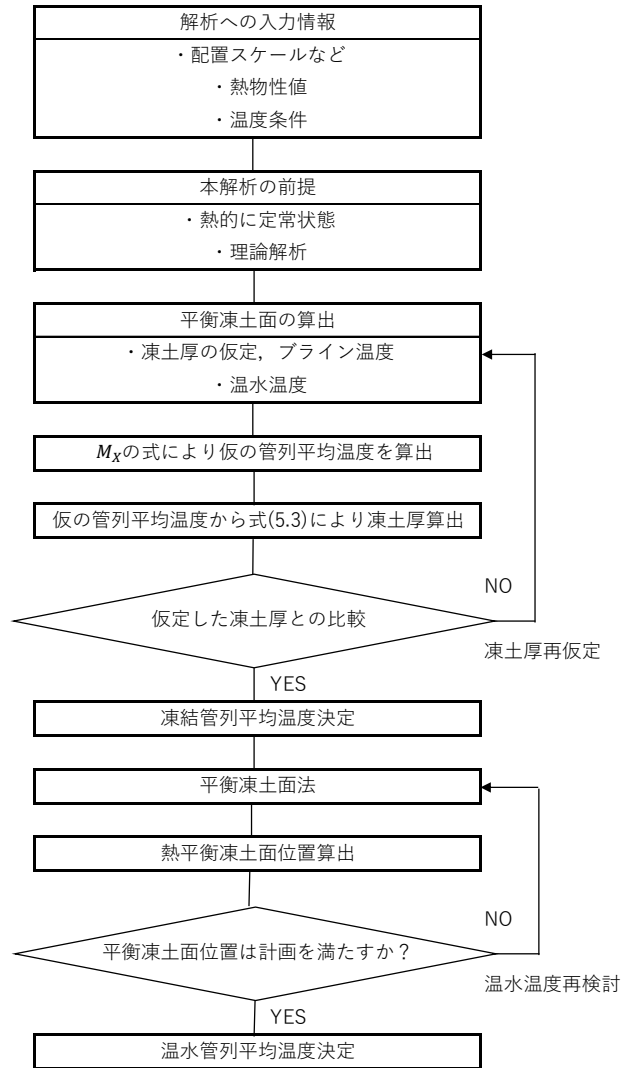


図 5-5 平衡凍土面法での平衡凍土厚の算出フロー

5.1.3 凍結管列と温水管列が平行配置の場合

まず図 5-6 に均一な地盤中に凍結管列と温水管列が平行に配置され熱平衡状態になった場合の概念図を示す。凍土面の進行が止まる平衡凍土面においては熱の収支は定常状態となっており、この場合の凍結管列で地盤から奪う熱流束としての冷却負荷 q_1 、温水管列から地盤へ侵入する熱流束としての加熱負荷 q_2 は、間隙水の氷点が $0.0\text{ }^{\circ}\text{C}$ とした場合、以下の式(5.4)、式(5.5)のようになる。これらの式は定常状態での式であるが凍結工事においては凍土の造成速度が非常に遅いため本式で十分に表現できる。

$$q_1 = \frac{\lambda_1 \cdot (-\theta_c)}{X_e} \quad (5.4)$$

$$q_2 = \frac{\lambda_2 \cdot \theta_{hp}}{l - X_e} \quad (5.5)$$

ここに、 λ_1 ：凍土の熱伝導率、 λ_2 ：未凍土の熱伝導率、 l ：冷却面と加熱面の距離、 θ_c ：凍結管列平均温度、 θ_{hp} ：平行配置での温水管列平均温度、 X_e ：冷却面と平衡凍土面の距離（平衡凍土厚）

この場合の温水管列から侵入する熱と凍結管列で奪う熱のバランスが取れ、凍土面の進行が止まる平衡凍土厚 X_e は $q_1 = q_2$ より以下の式(5.6)で表される.

$$X_e = \frac{\lambda_1 \cdot l \cdot (-\theta_c)}{\lambda_1 \cdot (-\theta_c) + \lambda_2 \cdot \theta_{hp}} \quad (5.6)$$

また平衡凍土厚を X_e の位置で制御するための温水管列平均温度 θ_{hp} は $q_1 = q_2$ より式(5.7)のようになる.

$$\theta_{hp} = \frac{\lambda_1 \cdot (l - X_e)}{\lambda_2 \cdot X_e} (-\theta_c) \quad (5.7)$$

この時、凍結管列平均温度 θ_c または平行配置での温水管列平均温度 θ_{hp} は前述の式(5.1), 式(5.2) (M_X の式)により求める. この式(5.4)～式(5.7)を用いて温水管列の配置位置について検討する.

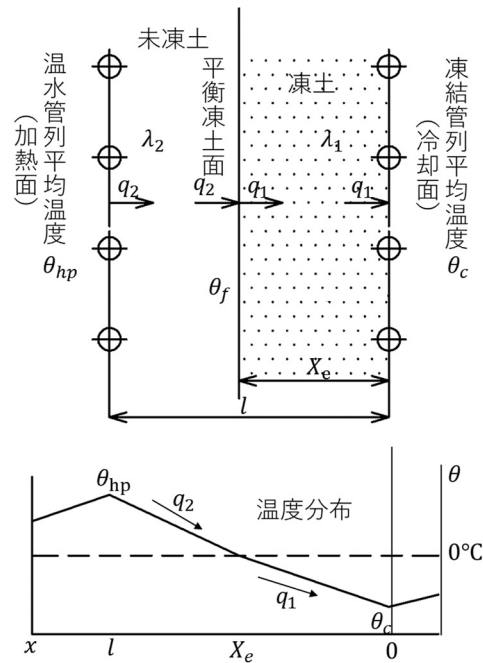


図 5-6 凍結管列と温水管列が平行に配置されたモデルと熱平衡状態での温度分布概念図

図 5-6 のように凍結管列と温水管列が平行に配置されている場合において、平行配置での温水管列の平均温度 θ_{hp} と平衡凍土厚 X_e の関係を、凍結管列と温水管列との距離 l をパラメーターとして図 5-7 に示す.

例えば、凍結管列平均温度 θ_c を $-25.0\text{ }^{\circ}\text{C}$ とし、平衡凍土厚を凍結管列から $X_e=1.0\text{ m}$ の位置に設定する場合の温水管列平均温度は冷却面と加熱面の距離 $l=1.25\text{ m}$ の場合には温水管平均温度 θ_{hp} は $+11.5\text{ }^{\circ}\text{C}$ であるの対し、 $l=1.5\text{ m}$ のときには $+23.5\text{ }^{\circ}\text{C}$ 、 $l=1.75\text{ m}$ の場合には $+35.0\text{ }^{\circ}\text{C}$ が必要となることがわかる. すなわち、温水管列位置により必要な温水管列平均温度が大きく変わることがわかった.

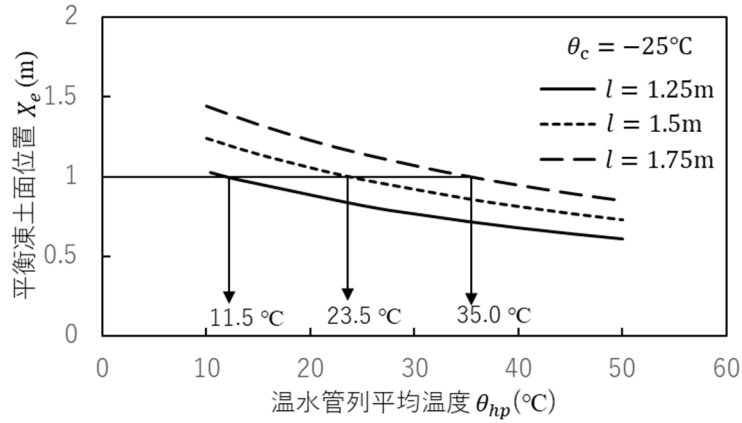


図 5-7 温水管列平均温度と平衡凍土厚の関係

5.1.4 凍結管列と温水管列が円周配置の場合

次に凍結管列と温水管列が円周状に配置されている場合を考える. 図 5-6 と同様の概念図を図 5-8 に示す.

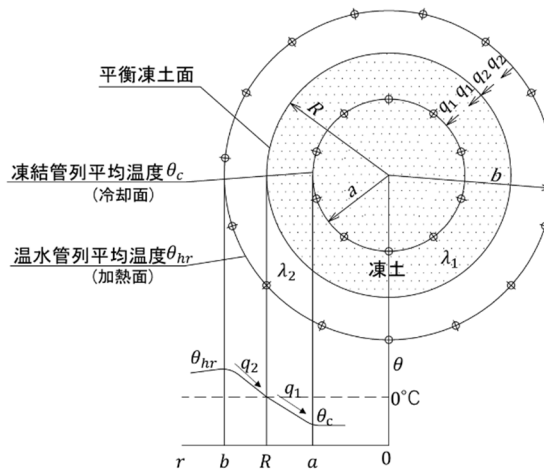


図 5-8 凍結管列と温水管列が円周状に配置されたモデルと熱平衡状態での温度分布概念図

このとき平衡凍土面が R の位置にある場合の凍結管列で奪う熱流束としての冷却負荷 q_1 , 温水管列から侵入する熱流束としての加熱負荷 q_2 は以下の式(5.8), 式(5.9)のようになる. 本式も定常状態の式であるが式(5.4), 式(5.5)と同様, 凍結工事を表現できる. なお円周配置の温水管列平均温度は, 平行配置の場合と同様に式(5.1), 式(5.2) (M_x の式)を用いて算出する.

$$q_1 = \frac{2 \cdot \pi \cdot \lambda_1 \cdot (-\theta_c)}{\ln(R/a)} \quad (5.8)$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot \pi \cdot \lambda_2 \cdot \theta_{hr}}{\ln(b/R)} \quad (5.9)$$

ここに, a : 凍結管列半径, b : 温水管列半径, R : 平衡凍土面の半径, θ_{hr} : 円周配置での温水管列平均温度

平衡凍土面の半径 R は $q_1 = q_2$ より以下の式で表される。

$$R = \exp \cdot \left\{ \frac{\lambda_2 \cdot \theta_{hr} \cdot \ln(a) + \lambda_1 \cdot (-\theta_c) \cdot \ln(b)}{\lambda_2 \cdot \theta_{hr} + \lambda_1 \cdot (-\theta_c)} \right\} \quad (5.10)$$

また凍土面を R で制御するための温水管列平均温度 θ_{hr} は $q_1 = q_2$ より次式となる。

$$\theta_{hr} = \frac{\lambda_1 \cdot (-\theta_c) \cdot \ln(b/R)}{\lambda_2 \cdot \ln(R/a)} \quad (5.11)$$

本平衡凍土面法は、後述する凍結工事の諸定数を用いて具体的に計算し、現場で得られた計測結果を解釈するのに用いる。

5.2 平衡凍土面法の適用範囲について¹⁾

平行配置の場合も、円周配置の場合も、平衡凍土面の位置を求めるための基本的な考え方は同じであるが、実用上より簡便に使えるのは平行配置の式である。そこでこれらの式の解を比較することにより、それぞれの適用範囲について考えることとする。

なお判定条件として、どちらの式で計算しても①温水の管列平均温度の差が通常の温度制御による変動範囲である 10%以内であること、②平衡凍土面の算定位置の差が、力学的余裕代により誤差が吸収出来る 5%以内であることとした。

平行配置と円周配置での必要温水温度の計算値の差異について図 5-9 において検討する。円周配置の場合の式(5.8)、式(5.9)は分母が凍結管列半径 a 、温水管列半径 b 、平衡凍土面の半径 R の比となっているため熱的な相似関係が成り立つので、凍結管列半径 a に対して温水管列半径 b の半径比率 b/a で考える。例えば凍結管列半径を $a=10.0$ m、温水管列半径を $b=12.0$ m とした場合には $b/a=1.2$ となる。

平行配置と円周配置の必要温度の計算値の差について図 5-9 において検証する。平衡凍土面を凍結管列と温水管列の中間に制御する場合に必要な温水管列平均温度の円周配置と平行配置とでの比を、温水管列平均温度比 θ_{hr}/θ_{hp} として図 5-9 に示す。

今回の比較計算では、表 5-2 の条件を用いるものとする。また平行配置の場合の l は、円周配置の場合の $b - a$ とした。図 5-9 より半径比率が大きくなると温水管列平均温度比が小さくなり平行配置の計算と円周配置の計算値の乖離が大きくなることがわかる。この図 5-9 より、半径比率が 1.2 以下であれば温水管列平均温度比は実用上許容可能な 90%以上となることがわかる。

一方、図 5-10 に半径比率を 1.2, 1.3, 1.4 と変化させた場合の温水管列平均温度と平衡凍土厚比 $(R - a)/X_e$ の関係を示す。円周配置の場合の平衡凍土厚は $R - a$ として比較した。図 5-10 より半径比 1.2 の場合、平衡凍土厚比が 95%以上の範囲に収まる。これら比較により半径比 1.2 以下であれば円周配置の式(5.10)、式(5.11)を用いずに、より簡便な平行配置の式(5.6)、式(5.7)で充分検討できることが新たにわかった。これより半径比率 1.2 以下を平行配置の解の適用範囲とし、1.2 以上では円周配置の解を用いる必要があることを明らかにした。

表 5-2 比較計算に用いたパラメーター

項目	値
凍土の熱伝導率 λ_2 (W/m°C)	2.69
未凍土の熱伝導率 λ_1 (W/m°C)	1.42
凍結管列平均温度 θ_c (°C)	-25.0

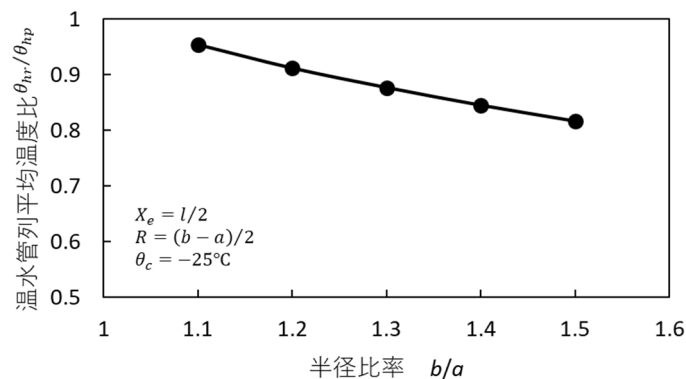


図 5-9 平衡凍土面が凍結管列と温水管列の中間の時の半径比率と温水温度比の関係

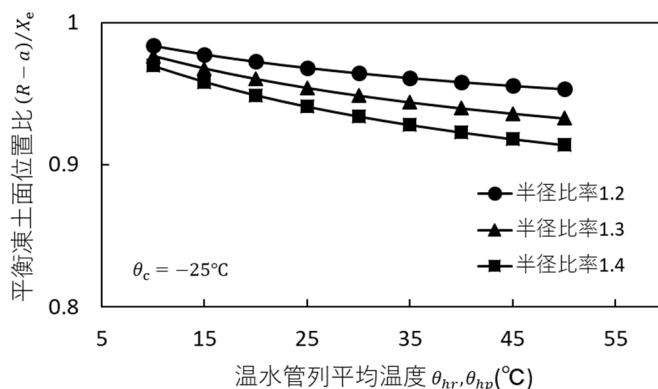


図 5-10 半径比を変化させた場合の両配置における温水温度と平衡凍土厚比の関係

5.3 凍結工事現場での凍結熱解析手法適用性の検証と凍上量抑制効果の考察¹⁾

以上の議論を踏まえた上で、提案する凍結熱解析手法である平衡凍土面法と前述した凍土厚推定式(5.3)を、実際の凍結工事に適用した場合の取り扱い方を示しながら、現地盤の温度計測結果による検証により本手法が有用であることを明らかにする。また、同現場での凍上量抑制が凍土厚増加制御によりもたらされることを定量的に立証することで、提案する本平衡凍土面法が有効であることを示す。

5.3.1 検証対象の凍結工事

検証で用いるのは、トンネル拡幅防護のための凍結工事であり、前述のヒートフェンス方式の凍土量制御が行われた⁹⁾¹⁰⁾¹¹⁾¹²⁾。シールド機を到達させるための拡幅トンネルを築造するための掘削防護を、凍結工法で行った。

拡幅部の断面図および土質を図 5-11 に示す。既設トンネル上端から 2.0m 付近の砂礫層以外では、凍結対象地盤はシルトを含む地盤であり、凍結による凍上が予測され、地上部に走る鉄道軌条の凍結膨張による隆起が懸念された。そこで凍上量を抑制するために、ヒートフェンス方式の凍土量制御が採用された¹⁰⁾¹¹⁾。凍結管列、温水管列は、図 5-11 の A-A 断面において凍結管列半径 $a=6,550$ mm、温水管列半径 $b=9,100$ mm に設置された。

凍上量の予測は、3.1.3 に示した、戸部らの凍上変位計算法（三次元）¹³⁾を用いて計算した。本計算法は凍上率 η と凍土量から決まる凍結膨張量が、体積保存されて広がるとした式（3.7）を用いた。

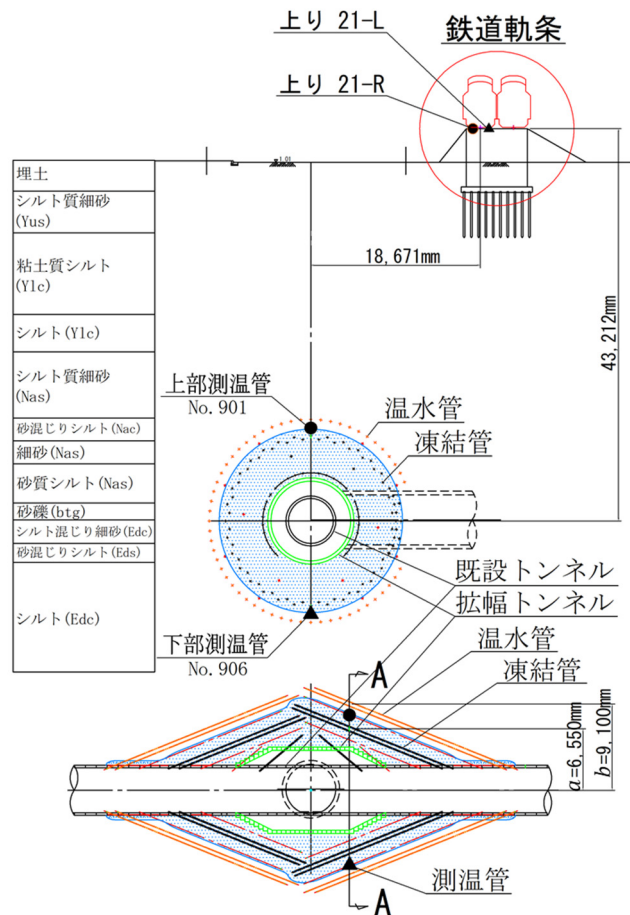


図 5-11 検証対象とする測温点位置と土質柱状図

5.3.2 温水温度と凍土厚推定値増減の関係

本凍結工事での施工中の温水温度は、現地計測された凍上量が管理値を超えないように管理された。

図 5-12 に現地計測による鉄道軌道の凍上変位，図 5-13 に現地実測の温水温度，図 5-14 に測温管実測地中温度の各々の経時変化を示す．なお，図 5-12 において必要凍土厚を造成するまでの凍結工事初期（凍結運転日数 150 日まで）には，凍結管・温水管などの埋設工事により地盤に緩みが生じている．凍結工事初期において実測凍上量が予測値より小さいのは，この緩みが主因と考える．

以下では，凍土面の制御状況は，前述の凍土厚推定式(5.3) により算出する．図 5-15 は図 5-11 の A-A 断面における凍土リング上下部の凍結管列からの凍土厚推定値の経時変化であり，図 5-14 の地中温度グラフの実測温度より凍土厚推定値を求めた．この時必要な凍結管列平均温度（図 5-2 参照）は， M_x の式(5.1)，式(5.2)を用いた．また，凍結管列と測温管の距離 t は凍結管と測温管の位置測定から，上部凍土厚推定値算出時には $t=1.43\text{ m}$ ，下部凍土厚推定値算出時には $t=1.30\text{ m}$ ，凍結温度 $\theta_f=0.0\text{ }^{\circ}\text{C}$ とした．なお測温点温度と管列平均温度で凍土厚を求める本方法は，測温点温度がマイナス領域にならないと適用できないため，凍土厚の推定は上下両測温点がマイナス領域となった凍結運転 125 日目より行った．

地中温度経時変化（図 5-14）および凍土厚制御状態経時変化（図 5-15）において，図中の①～④の期間に着目すると，以下のような特徴があることがわかる．

期間①（下部）では温水運転初期段階において温水温度が $+4.0\text{ }^{\circ}\text{C}\sim+5.0\text{ }^{\circ}\text{C}$ と低いため、下部の地中温度（実線）は低下を続け凍土厚推定値は増加をしている。期間②（上部）では同上時期において、下部と同様に地中温度の低下は見られるが、上部の地中温度（破線）の温度低下は下部（実線）に比べて小さく凍土厚推定値の増加も下部に比べると小さい。また、c 点にて温水温度を $+7.0\text{ }^{\circ}\text{C}$ に上昇した結果上部測温点温度に若干の温度上昇がみられ凍土厚推定値も定常状態から若干減少に転じた。期間③（下部）においては温水温度を $+9.0\text{ }^{\circ}\text{C}\sim+10.0\text{ }^{\circ}\text{C}$ に上昇させ定常状態とした(d 点)以降は 約 200 日間の長期においても下部の地中温度の低下は小さく、また凍土厚推定値の増加もほとんど抑えられ、後半の 100 日間においてはほぼ定常状態と言える。期間④（上部）は期間③と同時期において、上部の地中温度は上昇し、凍土厚推定値も減少し凍土面の弱い後退が見られた。

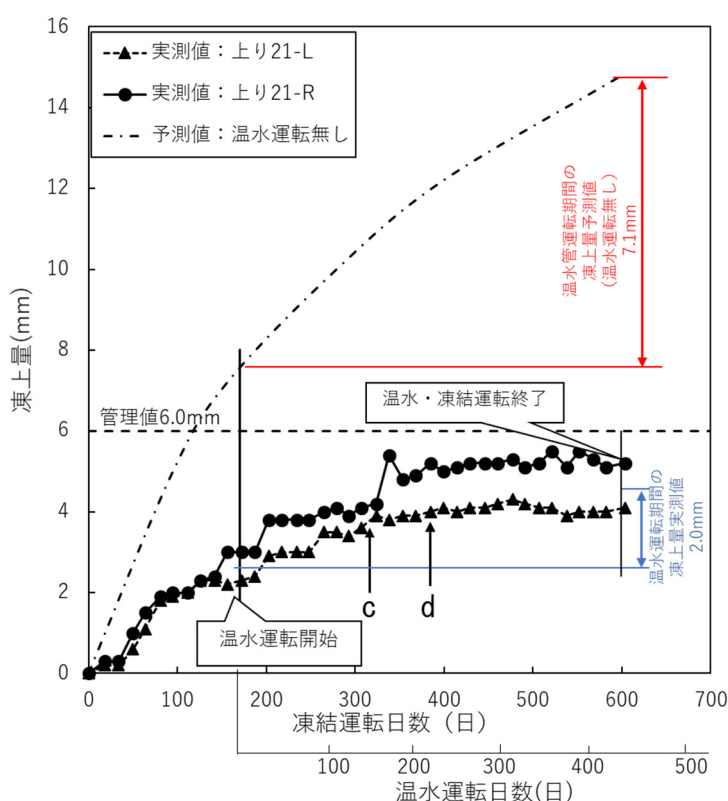


図 5-12 鉄道軌道の凍上変位経時変化

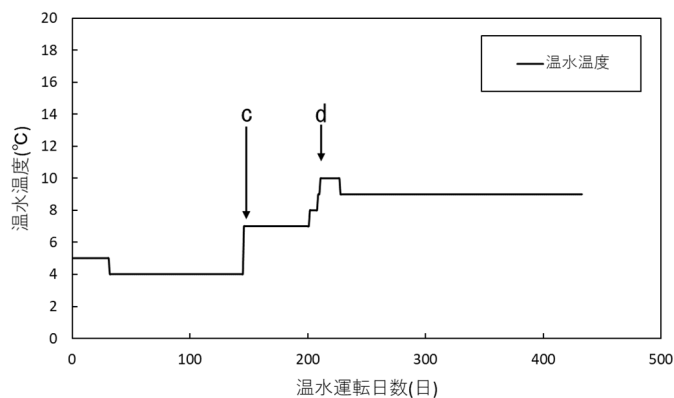


図 5-13 温水温度(実測値)の経時変化

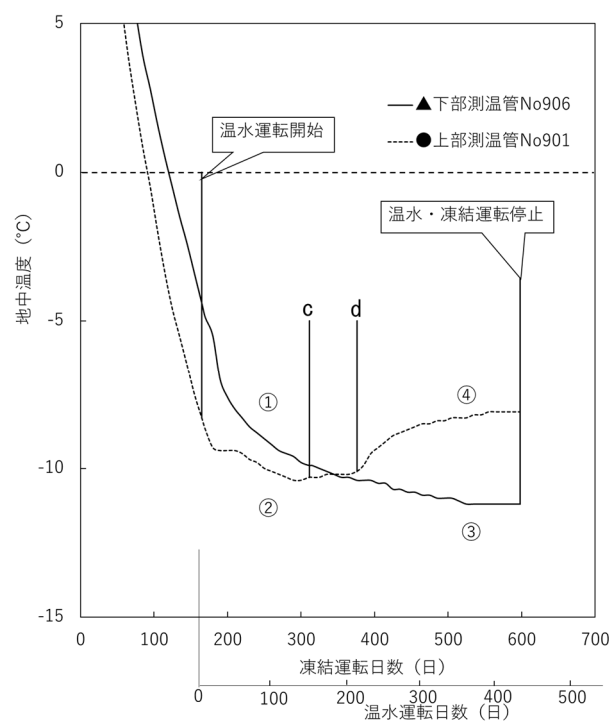


図 5-14 測温管 901・906 による地中温度経時変化

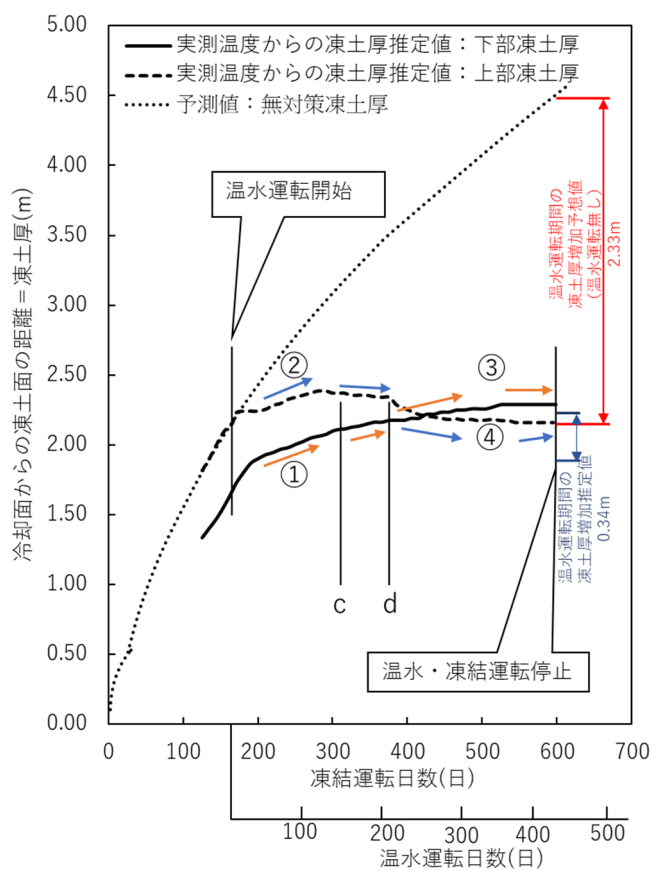


図 5-15 凍土厚制御状態

5.3.3 計測結果による平衡凍土面法の検証

図 5-14, 図 5-15 に示した期間①～④の現象に対して, 表 5-3 に示す熱伝導率, 凍結管列(冷却面)半径および温水管列(加熱面)半径, 温水温度, 計算される平衡凍土厚および実測温度からの凍土厚推定値の比較から平衡凍土面法の適用性を検証する. ここで, 前述した半径比率 b/a は, 表 5-3 に示す値から $b/a=1.39$ となり, 前述の 5.2 で見出した b/a が 1.2 以上の場合であるため円周配置モデルの適用範囲となり, 検討は図 5-8 の円周配置モデルで行い, 平衡凍土厚は式(5.10)で算出した. 提案する平衡凍土面法により計算される平衡凍土厚と現場測定値である凍土厚推定値との大小関係からは以下が予測される.

- ・ 平衡凍土厚 (計算値) > 凍土厚推定値 (現場測定値) → 凍土厚の増加
- ・ 平衡凍土厚 (計算値) < 凍土厚推定値 (現場測定値) → 凍土厚の減少
- ・ 平衡凍土厚 (計算値) $\approx$ 凍土厚推定値 (現場測定値) → 凍土厚の停滞

(1) 下部凍土についての検証

期間① (下部) については, 表 5-4 に示したように温水運転開始時においては平衡凍土厚 > 凍土厚推定値であるため, この時点で凍土厚は増加することが予測される. 同様に c 点では, 温水温度を +7.0 °C に上昇させた後でも平衡凍土厚 > 凍土厚推定値であるため, 引き続き凍土厚は増加することが予測される. これらはの凍土厚推定値の増減と一致した.

次に期間③ (下部) の図 5-13 中の d 点以降の温水温度一定とした期間においても同様に平衡凍土厚 > 凍土厚推定値となっており凍土厚が増加する予測と一致した. また温水運転停止時には平衡凍土厚 $\approx$ 凍土厚推定値となっており, 凍土厚の増減がなくなる予測とも一致している.

(2) 上部凍土についての検証

期間② (上部) に関して, 表 5-5 に示したように温水運転開始時には下部凍土と同様に平衡凍土厚 > 凍土厚推定値であり凍土厚は増加する予測と一致した. 一方 c 点以降は温水温度を +7.0 °C に上昇させたため, 平衡凍土厚 $\approx$ 凍土厚推定値となり, ほぼ停滞状態から微減状態となる予測と一致する.

上部凍土の期間④では, d 点において平衡凍土厚 < 凍土厚推定値となり凍土厚は減少の予測となり, 温水運転停止時には平衡凍土厚に対し凍土厚推定値よりも若干小さな値となった. これらも前述の予測と一致している.

表 5-4, 表 5-5 に示したようにすべての期間において, 凍土厚推定値の変化は平衡凍土面法で予測されたものに一致していた. これらより平衡凍土面法はヒートフェンス方式における凍結現場に適用可能であることが検証された.

なお, 上部凍土の期間④では, 施工での温水温度 +9.0 °C において, 凍土厚推定値は d 点においては 2.34 m に対し温水運転停止時には 2.16 m となり, 少し凍土が後退したことが分かった. これは, 仮に計算平衡凍土厚が凍土厚推定値よりも薄い凍土厚となる高い温水温度で制御できた場合には, 凍土量を減少させることも可能であることを示している. 今後は温水運転管理を改善できる可能性があるため, 提案する平衡凍土面法を用いて検討を進めたい. また, 今後は電気ヒーターを用いるのではなく, 安定した温度の確保や熱の回収方法等の課題は残るものの冷凍機の冷却水やモーターなどの現場の排熱を利用するなどエネルギー効率を上げ, 環境配慮するような改良を加えていきたい.

表 5-3 各入力値

	上部	下部
凍結管列(冷却面)半径 a (m)	6.55	6.55
温水管列(加熱面)半径 b (m)	9.1	9.1
凍結管ピッチ p (m)	0.85	0.90
温水管ピッチ p_h (m)	1.0	1.0
凍結管半径 a_p (m)	0.03815	0.03815
温水管半径 a_h (m)	0.03815	0.03815
凍土の熱伝導率 κ_1 (W/m°C)	2.69	2.69
未凍土の熱伝導率 κ_2 (W/m°C)	1.42	1.42

表 5-4 下部凍土面で計算される平衡凍土厚と実測凍土厚の比較(期間①③)

	期間①	
	温水運転開始時	c 点
ブライン温度 θ_b (°C)	-30.0	-30.0
凍結管列平均温度 θ_c (°C)	-25.09	-25.72
温水温度 θ_{hb} (°C)	5.0	7.0
温水管列平均温度 θ_{hr} (°C)	3.68	4.38
平衡凍土厚(計算値) (m)	2.34	2.31
大小関係	∨	∨
凍土厚推定値(現場測定値) (m)	1.67	2.11
実測された凍土厚の増減	増加	増加

	期間③	
	d 点	温水運転停止時
ブライン温度 θ_b (°C)	-30.0	-30.0
凍結管列平均温度 θ_c (°C)	-25.80	-25.92
温水温度 θ_{hb} (°C)	9.0	9.0
温水管列平均温度 θ_{hr} (°C)	5.41	5.04
平衡凍土厚(計算値) (m)	2.26	2.27
大小関係	∨	≒
凍土厚推定値(現場測定値)(m)	2.18	2.29
実測された凍土厚の増減	増加	停滞

表 5-5 上部凍土面で計算される平衡凍土厚と実測凍土厚の比較(期間②④)

	期間②	
	温水運転開始時	c 点
ブライン温度 θ_b (°C)	-30.0	-30.0
凍結管列平均温度 θ_c (°C)	-25.94	-26.21
温水温度 θ_{hb} (°C)	5.0	7.0
温水管列平均温度 θ_{hr} (°C)	3.15	3.73
平衡凍土厚(計算値) (m)	2.37	2.34
大小関係	∇	≒
凍土厚推定値(現場測定値) (m)	2.10	2.37
実測された凍土厚の増減	増加	停滞

	期間④	
	d 点	温水運転停止時
ブライン温度 θ_b (°C)	-30.0	-30.0
凍結管列平均温度 θ_c (°C)	-26.18	-26.00
温水温度 θ_{hb} (°C)	9.0	9.0
温水管列平均温度 θ_{hr} (°C)	4.88	5.48
平衡凍土厚(計算値) (m)	2.29	2.25
大小関係	∧	∇
凍土厚推定値(現場測定値) (m)	2.34	2.16
実測された凍土厚の増減	減少	増加

5.3.4 ヒートフェンス方式の凍上量抑制効果の考察

図 5-15 に示した実測温度からの凍土厚推定値から、ヒートフェンス方式の凍土厚制御を行ったことで、温水運転期間中の凍土厚増加は上部、下部平均で 0.34 m の増加に制御できたことが分かった。これに対し同期間の温水運転無しの場合の予測値は 2.33 m の増加となり、ヒートフェンス方式での凍土厚増加制御率 Su_h は 85%となる。一方、図 5-12 より、この温水運転期間での凍上量は、上り 21-L と上り 21-R の平均値として 2.0 mm、温水運転無しの場合の凍上量予測値は同期間において 7.1 mm であるため凍上量抑制率は 72%となり凍土厚増加制御率 Su_h とおおむね一致する。

次に凍土厚と凍上量の関係を調べる。図 5-16 に本凍結工事から得られた凍土厚推定値と凍上量の関係を示す。ここでも凍土厚は上部と下部の凍土厚の平均値、凍上量は、上り 21-L と上り 21-R の凍上量の平均値としている。なお、前述したように本研究で用いた管列平均温度と測温点実測温度より凍土厚を求める凍土厚推定式(5.3)では測温点温度がマイナス領域にならないと適用できないため、凍土厚が 1.5 m 以下の部分については管列凍結理論から求まる凍結速度曲線より推定した。値に多少のばらつきは見られるものの、図 5-16 の全体的な傾向としては、凍土厚と凍上量はほぼ比例関係にある。なお図中の破線は、実測温度からの凍土厚推定値より最小二乗法(切片:0.0)で求めた直線である。

より詳細に見ると、凍結管列からの凍土厚みが 2 m 位までの小さいときには凍上量増加は少なく、凍土厚みがこれより大きくなると凍上量の増加が大きくなる。これは、凍結運転初期には凍結管埋設による地山の

緩みに凍上量が吸収され地表面に凍上として現れにくく、凍土厚みが必要凍土厚に達し温水管列で凍土厚増加を制御し凍土面をほぼ静止させた場合であっても、未凍土側より間隙水が引き寄せられ凍結膨張率が大きくなることなどが考えられる。これにより、凍土厚制御率 Su_h 85%に対して凍上量抑制率 72%が若干少なかったことも説明できる。

以上より凍上量の抑制には、凍土量の制御が効果的であることを、本熱解析手法を用いることにより改めて確認できた。

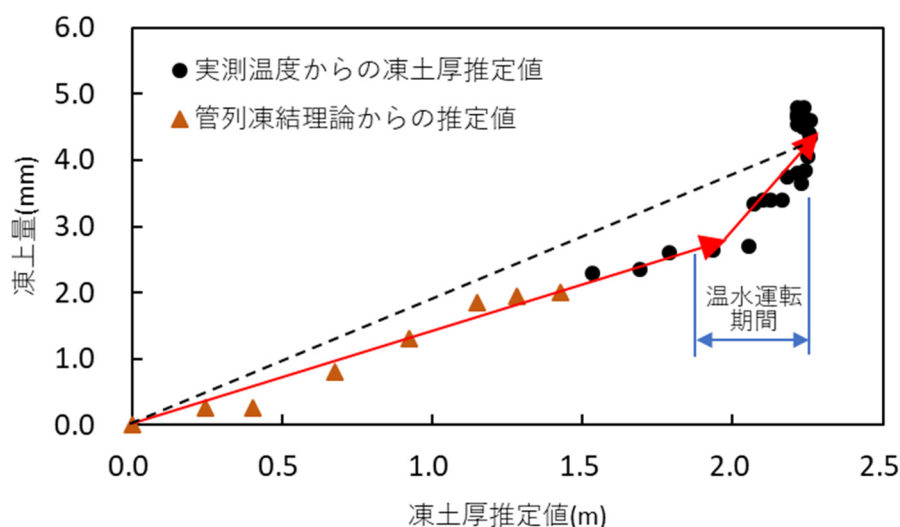


図 5-16 凍土厚推定値と凍上量の関係

5.4 温度管理がもたらす凍土厚増加制御による対策の選定

温度管理がもたらす凍土厚増加制御による対策には、3.4.2 に示したように、d.ブライン温度上昇、e.凍結管間引き運転、f.間欠運転、g.ヒートフェンス方式があげられる。これらの凍土厚増加制御効果 Su_h の大きい順は、g.ヒートフェンス方式>f.間欠運転>e.凍結管間引き運転≒d.ブライン温度上昇の順となる。一方、施工性の面では d.ブライン温度上昇>e.凍結管間引き運転>f.間欠運転>g.ヒートフェンス方式の順となる。これら方式の凍結膨張低減効果 Su_h は以下ようになる。

d.ブライン温度上昇：10～20%

e.凍結管間引き運転：10～20%

f.間欠運転：50%程度

g.ヒートフェンス方式：30%～100%

また、ブライン温度上昇と凍結管間引き運転を併用することにより凍土厚増加制御率 Su_h を 20～30%とすることも可能である。図 5-17 に温度管理がもたらす凍土厚増加制御による対策の選定フローを示す。

この温度管理がもたらす凍土厚増加制御による対策は、土木工事期間（凍土維持期間）の余剰凍土を制御するものであるため、凍土造成期間に発生する凍結膨張圧および凍上には効果がない。そのため、まず重要なことは、必要凍土厚を造成したときに管理値を下回っている事である。必要凍土厚みを造成したときにすでに、近接構造物や凍上量の許容値を上回っている場合には、止水凍土方式や 4 章で示した膨張変位球種方式の凍結膨張対策を検討する必要がある。必要凍土厚みで許容値を下回っていることを確認後、次に検討するのは、維持時に要求される制御率 Su_h である。前述したように d.ブライン温度上昇、e.凍結管間引き運転の

制御率 Su_h は10～20%である。また、d.ブライン温度上昇とe.凍結管間引き運転を併用することにより制御率 Su_h を20～30%とすることが出来るため、維持時に要求される凍土厚増加制御率 Su_h が30%以下の場合はd.ブライン温度上昇、e.凍結管間引き運転または、その2つの併用を採用するのが合理的である。ただし、前述したようにこれらの方法は凍土温度の上昇を伴うため、変更した凍土温度で安全率を確保できるかチェックが必要である。またf.間欠運転は、凍結運転を一時的に全停止する方法であるためd.ブライン温度上昇やe.凍結管の間引き運転より凍土の温度上昇が大きく、通常の凍結ではあまり用いず止水凍土方式の時に多く用いられている。

維持時に要求される凍土厚増加制御率 Su_h が30%以上の場合には、g.ヒートフェンス方式が選択される。また、g.ヒートフェンス方式は、温度管理がもたらす凍土厚増加制御の中では最も施工に手間がかかる、このため、ヒートフェンス方式を採用するときには変位吸収方式と施工性・経済性の比較を行う必要がある。

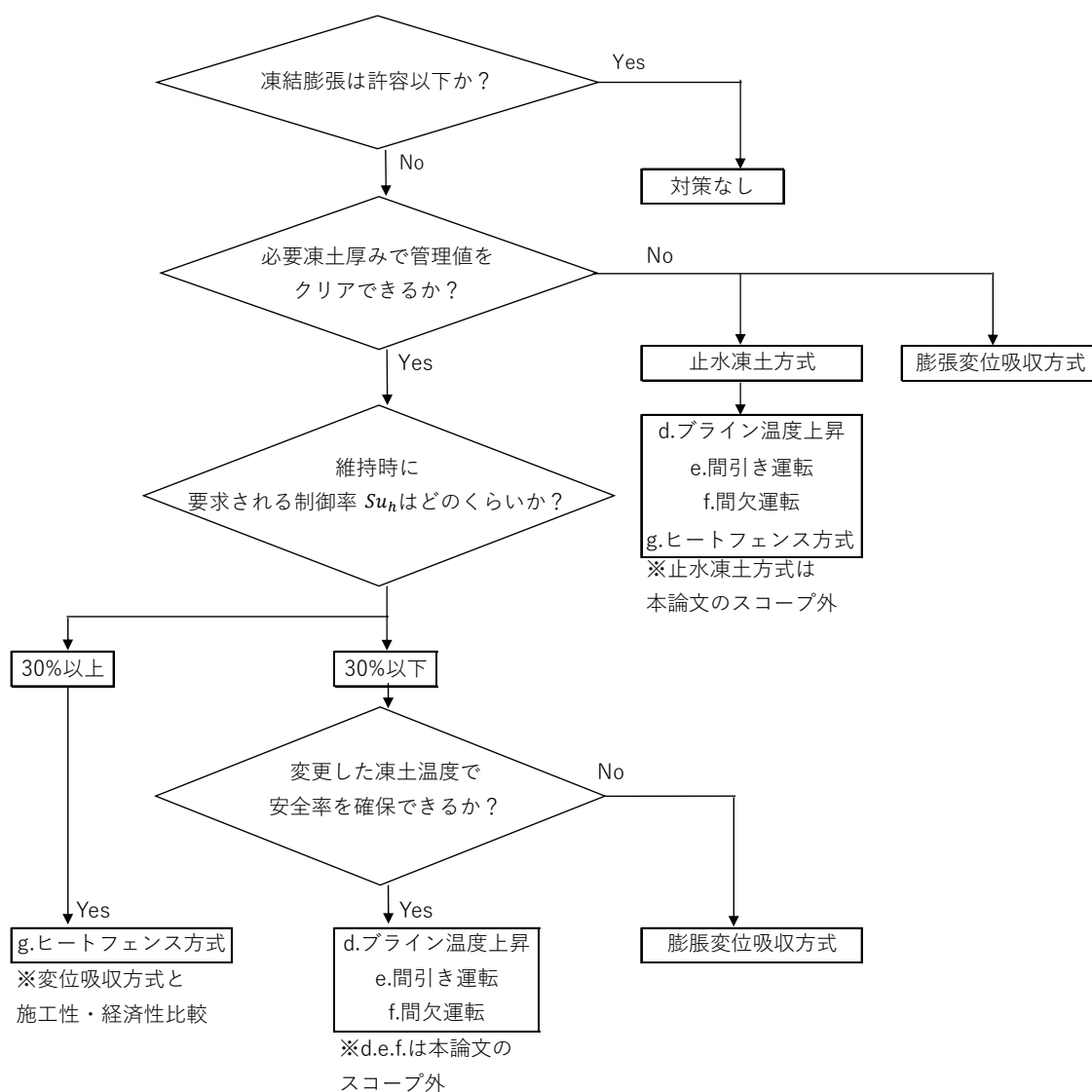


図 5-17 温度管理がもたらす凍土厚増加制御による対策選定フロー

5.5 本章のまとめ

凍土量制御方法の一つであるヒートフェンス方式への平衡凍土面法の適用性を、実際に施工した凍結工事で検証した。得られた知見は以下の通りである。

- ① ヒートフェンス方式を計画する場合の、ヒートフェンス配置位置、ヒートフェンス温度、加熱負荷を求める解析手法として式(5.4)～式(5.7)、式(5.8)～式(5.11)を提案した。また凍結工事の計測結果を用いて、それらの適用は有効であることを明らかにした。
- ② ヒートフェンス方式では、これまで現場で状況を見ながらトライアンドエラーで処理してきたが、現場での制御における定量的な裏付けとなるデータが提供できた。
- ③ 凍結管列と温水管列の平行配置の式(5.6)、式(5.7)と円周配置の式(5.10)、式(5.11)の適用範囲を明確にできた。
- ④ 実際の凍結工事において、温水運転により制御された凍土厚みは、温水運転無しの場合の凍土厚の15%に抑えられたことを明らかにした。
- ⑤ 仮に、平衡凍土面法により計算される平衡凍土厚を、凍土厚推定値よりも小さくする高い温水温度とした場合には、凍土厚を減少できることが示唆された。
- ⑥ 本手法を用いることでヒートフェンス方式による凍土厚増加制御が、凍上対策として有効であることが定量的に実証できた。

本研究により、ヒートフェンス方式の凍土厚制御において、提案する平衡凍土面法の有効性を明らかにできた。またヒートフェンス方式の凍土厚制御が凍上量を抑制するのに非常に有効であることを凍結工事において実証できた。これらの知見に基づき、合理的な温度制御がもたらす凍土厚増加制御による選定フローを明示できた。今後は、ヒートフェンス方式の凍土厚制御をより良い技術とするために、本平衡凍土面法による結果をフィードバックし、凍結工法の更なる技術発展と経済的かつエネルギー効率をより高め、環境配慮するような改良を加えていくことを課題としたい。

第5章 参考文献

- 1) 小椋浩, 伊豆田久雄, 蟹江俊仁: ヒートフェンス方式凍土厚制御への凍結熱解析手法の適用性, 地盤工学ジャーナル, Vol.17, No.4, pp.551-560, 2022.
- 2) 高志勤, 生頼孝博, 山本英夫, 岡本純: 砂凍土の一軸圧縮強さに関する実験的研究, 土木学会論文報告集, No.302, pp.79-88, 1980.
- 3) 高志勤, 生頼孝博, 山本英夫, 岡本純: 均質な粘土凍土の一軸圧縮強度に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, No.315, pp.83-93, 1981.
- 4) 高志勤, 和田正八郎: 土壌凍結工法について〔I〕, 冷凍, Vol.36, No.408, pp.1-15, 1961.
- 5) 戸部暢, 秋元攻: 凍土内温度分布計算式とその応用, 冷凍, Vol.54, No.622, pp.3-11, 1979.
- 6) 松岡啓次, 生頼孝博: 凍土利用による冷熱蓄熱と回収の検討, 日本雪氷学会誌, Vol.66, No.2, pp.207-215, 2004.
- 7) 松岡啓次, 隅谷大作, 小椋浩: 地盤の凍結・解凍予測のための三次元非定常熱伝導解析, 土木学会論文集(地圏工学), Vol.71, No.2, pp.125-135, 2015.
- 8) 北山直方: 図解 伝熱工学の学び方, (株)オーム社, pp.23-50, 1986.
- 9) 武見敏靖, 堀浩之, 下村義直, 高松伸行: 大深度・高水压下での凍結工法による地中接合部の拡幅, トンネルと地下, Vol.49, No.1, pp.27-35, 2018.
- 10) Ogura, H., Kanie, S., Hori, H., Shimomura, H., Takamatu, N.: On the volume restriction operation of artificially frozen ground for suppression of frost heaving by warm-water piping around frozen ground, Proceedings of the 8th CECAR, Tokyo, 2019.
- 11) 田中悠一, 高松伸行, 大畝丈弘, 日比野義博, 清水孝之: 大規模放射状凍結工の施工結果に関する一考察, 土木学会論文集 F1, Vol.75, No.2 (特集号), I_30-I_40, 2019.
- 12) 中島義成, 猪八重勇, 葛西孝周, 船倉孝弘, 小泉淳: 凍結工法を用いて既設一次覆工シールドにより口径の大きいシールドを直角に接合, トンネル工学報告集, 第24巻, II-13, 2014.
- 13) 戸部暢, 秋元攻: 凍上変位計算法(三次元), 土木学会第34回年次学術講演会概要集, 1979.

6. 結論

本研究では、地盤凍結工法において時に問題となる凍結膨張問題解決のための凍結膨張対策を提案し過去の凍結工事の実測例を検証することにより、合理的な凍結膨張対策を選定することを可能とした。

膨張変位吸収による、各膨張変位吸収方式（一列式地山抜取孔方式、千鳥式地山抜取孔方式、膨張対策溝方式、砂置換帯方式）において合理的な膨張変位吸収による凍結膨張対策の選定フローを示した。

ヒートフェンス方式の凍土厚制御においては凍結熱解析手法を提案し、実際に施工した凍結工事の計測結果を用いて、それらの適用性を検証した。また、ブライン温度上昇や凍結管の間引運転、間欠運転の過去の実績を踏まえ温度管理がもたらす凍土厚増加制御による対策の選定フローを示した。

これらにより、本研究の目的である膨張変位吸収による凍結膨張対策、温度管理がもたらす凍土厚増加制御による対策のそれぞれの合理的選定と設計方法を確立することが出来た。

各章で行った考察と結論を総括すると以下のとおりである。

第1章では著者と凍結膨張対策との係り、本研究の背景、および目的を述べた。

第2章では、凍結膨張対策を適用する地盤凍結工法の概要と現状を述べた。地盤改良のために地盤を凍結する方法の原理を述べ、本工法を適用する目的を分類し、国内外での適用の歴史を整理した。実際に施工した施工事例4件を分析した。凍結工法の課題として凍土壁の熱管理としての、地下水流の影響や解析手法、凍土壁の力学管理として設計強度の設定について記述した。また凍結膨張の影響管理として凍結膨張とその影響の予測、凍結膨張対策の合理的設計について説明を行った。地盤凍結工法におけるこれらの課題を体系的に整理することにより、本研究の主題である凍結膨張対策の合理的設計法確立の重要性を示した。

第3章では、凍結膨張対策の現状と課題を示した。最初に土の膨張メカニズムとその影響の予測方法を示した。地盤凍結工法において重要なことは、適切な物性評価に基づく凍結膨張量の予測と、周辺地盤での凍上変位や凍結膨張圧の評価である。このため、まず室内凍上試験と現場での凍結膨張予測としての凍上試験方法の概要説明、試験結果の紹介と、凍結膨張率の現場への適用方法を示した。次に地表面及び地下埋設物への凍上の影響検討方法としての三次元凍上変位計算法や近接構造物への凍結膨張圧の影響検討方法としての高志の円筒理論を取り上げた。これらにより凍結膨張がもたらす事象の分析として凍上変位の影響、凍結膨張圧の影響等について過去の事例、モデル計算を通して具体的に提示した。これらを踏まえ凍結膨張対策の設計における考え方を土質によるもの、構造物の許容値によるもの、その他の与条件によるもののそれぞれの場合に分けて示すとともに、合理的な対策の必要性を考えた、これにより、本研究で着目している凍結膨張変位の吸収による対策と、温度管理がもたらす凍土厚増加制御による対策の位置づけを明確に定めた。

第4章では、膨張変位吸収による凍結膨張圧低減効果とその合理的設計法について検証を行った。膨張変位吸収による膨張対策には、地山抜取孔方式、膨張対策溝方式、砂置換帯方式の3種類が過去において施工されており、これらの課題を示した上で、膨張変位吸収の効果予測手法の提案を行った。地山抜取孔方式での予測手法は、一列式、千鳥式の対策孔崩壊開始圧力 P_s 、崩壊完了圧力 P_e と開口率 ϕ/L の関係を表す経験式を導き、予測手法を提案した。次に膨張対策溝方式での予測手法に対しては、対策溝が凍結前の土圧に対して崩壊をせず、凍結膨張圧作用時に膨張対策溝が崩壊する膨張対策溝方式での残置率の設定方法、対策溝設置位置の決定方法を導いた。

一方、砂置換帯方式での予測手法においては、砂置換帯方式の砂置換帯幅、砂置換帯変形係数より合成変

形係数を算出する予測手法を提案し、砂置換帯に求められる性能に合わせた合理的な設計方法を提案した。

これらの研究成果を検証するために、実際の凍結工事3現場における予測・管理結果との比較を行なった。

3 ケースともそれぞれにおける発生事象を適切に説明できる結果となり、提案した予測手法の有効性が検証された。以上を踏まえ、凍結膨張対策が求められる工事の地盤情報や期待される効果に基づいて、適切な膨張対策を選定するための実務的フローを作成し、膨張変位吸収による膨張圧対策を合理的に選択できるよう提案を行った。

第5章では、温度管理がもたらす凍土厚増加制御による対策として、凍結範囲の外側に温水管を列状に配置し、循環する温水により加熱をすることで、凍土維持期間中の凍土の増加を抑えるヒートフェンス方式の合理的設計法について検討を行った。本研究では、凍結管列と温水管列の配置を平行にした場合と円周方向にした場合の2ケースを対象に、その間に存在する平衡凍土面に着目した実用的熱解析手法である平衡凍土面法の適用範囲とその精度についての検証を行った。この検討成果を受けて、ヒートフェンス方式による凍結膨張対策が取られたトンネル拡幅防護の凍結工事を対象に、凍土厚制御と凍上量抑制効果について比較検討を行った。現場での温水温度と凍土厚の増減などの計測結果をもとに適宜、平衡凍土面法に基づく予測を行った結果、実測温度から推定された凍土厚と予測した凍土厚や凍上量の実測値と予測値の間に良い相関関係が認められ、ヒートフェンス方式による凍土厚と凍上量の制御効果が明らかとなった。

これまではヒートフェンス方式についても、現場で状況を見ながらトライアンドエラーで処理してきたが、現場での制御における定量的な裏付けとなるデータが提供できた。

本研究により、膨張変位吸収による凍結膨張対策とヒートフェンス方式を含む温度管理がもたらす凍土厚制御による凍結膨張対策、それぞれの対策効果と選定方法、設計方法、現場における管理方法を確認することが出来、本研究の目的に到達した。

膨張変位吸収による凍結膨張対策は、掘削などの土木工事を行うのに必要な凍土壁（厚み）を造る期間（凍土造成期間）に有効な対策であり、凍土壁完成後には余剰に造成される凍土による凍結膨張圧および凍上は軟弱地盤における地山抜取孔を除いて制御されにくい。

一方、ヒートフェンス方式の凍土厚制御は、土木工事期間（凍土維持期間）の余剰凍土を制御するものであるため、凍土造成期間に発生する凍結膨張圧および凍上変位の抑制には効果がない。

このため、膨張対策選定時には、構造物の許容値や維持期間による余剰凍土の増加分を考慮して、膨張変位吸収による凍結膨張対策と、ヒートフェンス方式を随時組み合わせる選定が必要である。

これらを踏まえて、膨張変位吸収による凍結膨張対策、温度管理がもたらす凍土厚増加制御による対策を組み合わせた膨張対策選定フローを図6-1に示す。これにより合理的な凍結膨張対策の選定方法と設計方法を確認することが出来、本研究の目的に到達した。

本研究成果の適用範囲と今後の課題としては、以下のようなものがあげられる、

- ① 本研究の現実の運用にあたっては不飽和土が存在する場合もある。本成果は、飽和土を対象としたものであり、不飽和土にはそのまま適用することができない。
- ② 対策溝の効果を説明することができたものの、対策溝の崩壊は脆性的破壊のため、「崩壊時期」や「崩壊順序」までを予測することは難しい。
- ③ このため、対策溝の「残存率」は範囲で表すことはできたが、最適化までは言及できていない。
- ④ また、砂置換帯における「乱しボーリング」による効果は確認できたが、砂置換帯の変形係数低減量までは定量化できていない。

今後これらの課題を克服しながら、地盤凍結工法の実用性の向上と応用性の発展に寄与していきたいと考える。

謝辞

本論文は、北海道大学 蟹江俊仁教授の終始親切丁寧なご指導と激励を賜り完成したものです。先生は常にご多忙のお立場であるにも関わらず、お時間を割いて下さり、多くの貴重なお教えをくださいました。ここに厚くお礼申し上げます。また、ご多忙の中、論文の審査と、有益なご助言を賜りました、北海道大学 石川達也教授、渡部要一教授、北海道科学大学 川端伸一郎教授に厚く御礼申し上げます。

元北海道大学 赤川敏先生におきましては、蟹江先生をご紹介いただいたにとどまらず、国際会議発表に際しましては、論文作成、英訳におきまして多大なるご協力をいただき、ここに厚く御礼申し上げます。

また、今回の機会をお与えくださり、筆者を叱咤激励くださいました(株)精研の元上司 伊豆田久雄元常務取締役、心から感謝いたします。渡辺恒方元凍結本部長、加藤哲司元技術設計部長、櫛田幸弘元設計部長、野木明元設計副部長には凍結設計のいろはからお教えいただき、本論文の主眼をなす凍結膨張対策につきましても多くのご教授をいただきました。また松能功常務取締役、植木和幸凍結本部長、河津典一外環本部長には本研究への温かいご支援をいただきました。さらに凍結本部・外環本部の多くの諸兄、ならびに吉田聡志技術設計部長を始め大畝丈弘氏、岡田健次郎氏、馬道佳代氏、上田保司氏、隅谷大作氏、久門義史氏、大石雅人氏、釘崎佑樹氏には多岐にわたる協力を得ましたことに、心から感謝申し上げます。

本論文は、凍結工法黎明期から諸先輩方のたゆまぬ研究・開発により蓄積された知見や経験の上に成り立っていると言っても過言ではありません。その流れの中で本論文をまとめる機会に恵まれたことは、筆者にとってたいへん運がよかったと感じており、この偉大なる諸先輩方に改めて敬意と感謝の念を表したいと思います。

最後に、本論文はお名前を挙げられなかった一緒に歩んできた凍結工法の仲間たちに支えられ、まとめられたものです。本文中にも述べましたように、凍結工法はまだまだ、困難な工事にチャレンジして行かなければなりません。凍結膨張対策は、まだ多くの課題を残している難しい問題です。この工法の完成の為、本論文がささやかなりとも寄与できると幸いです。また、筆者を育ててくれた凍結工法のさらなる発展のためにも、今後も精進を務める所存です。こうした取り組みを通じて地盤凍結工法の発展に微力ながら貢献できれば、これほど光栄なことはありません。ここに深く感謝する次第です。