

15.6 積雪寒冷地における冬期土工の品質確保に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 23～平 26

担当チーム：寒地基礎技術研究グループ（寒地地盤）

研究担当者：山梨高裕、佐藤厚子、安達隆征、山田充

【要旨】

冬期の盛土施工は、通常の時期の施工と比較して、凍結・凍上により施工した盛土の品質の低下や、固化材による改良強度が十分発現しないなどの問題がある。本研究は、これらの問題に対応するため、それぞれの現象を把握し、冬期土工の施工法および品質管理基準、低温下で改良効果を有する固化材による改良方法、低コストな方法である寒冷気候を利用した高含水比土の改良技術について提案することを目的としている。このため、冬期施工に関する調査、試験を行うとともに、低温下でも改良が可能な固化処理に関する屋外実験を行った。その結果、寒冷下での盛土の施工では、夜間の盛土休止により盛土表面が凍結・凍上することにより、融雪期に盛土が変状する場合があります。この対策として、盛土の施工速度を速くすること、断熱材により施工途中に盛土表面被覆すること、非凍上性材料により盛土を施工すること、凍結した部分を除去しさらに転圧することなどにより、盛土の融雪期の変状を抑制できることがわかった。また、これまでの研究によれば、固化材改良は、養生温度が0℃未満の場合、ほとんど強度発現しないことがわかっていましたが、現場での大きな盛土により実験した結果、現場の盛土はほとんど凍結せず、強度発現したことを確認した。さらに、低コストな方法として寒冷気候と大型土のうを利用した改良実験を行ったところ、高含水比の浚渫土砂の高含水比を大幅に低下させ、1年間で超湿地ブルドーザの走行性を確保できるまでに改良できた。

キーワード：積雪寒冷地、冬期施工、固化、凍上、改良

1. はじめに

積雪寒冷地では、冬期に施工される盛土において、締固め不足や固化処理での強度発現不足のため、施工後手直しを要する場合があります¹⁾。したがって、寒冷気候下の施工に関する基準の提案、固化処理技術の開発が必要である。また、寒冷気候を利用した土の改良技術の開発は、低コスト化を実現し、寒冷気候下での効率的な施工に有益である。本研究は、これらを明らかにするため、冬期土工における品質管理基準の提案、低温下での固化処理技術の提案、低温を利用した土の改良技術の開発を行うものである。

2. 冬期土工の施工法および品質管理方法の開発

冬期盛土における品質管理基準を提案するために、冬期および夏期に施工された盛土について、融雪期の変状を調査した。また、実物大の冬期盛土を試験施工し、施工方法と盛土融解後の状況を調査した。これらの結果より、冬期土工に適した施工法について取りまとめた。

2.1 冬期土工の実態調査

冬期に施工される盛土の調査として、夏期に施工される盛土との比較をするために、表-1に示すように、夏期(44箇所)と冬期(76箇所)に施工した河川堤防(45箇所)および道路盛土(75箇所)について、施工直後の盛土の密度を測定した(写真-1)。さらに、これらの盛土の施工翌年の春先の融雪期に盛土の状況(写真-2)を調査した。夏期盛土と冬期盛土による盛土の締固め度を図-1に示す。夏期盛土、冬期盛土ともに施工当時の国土交通省の規格

表-1 冬期盛土の実態調査数

施工時期		土質		
		粘性土	砂質土	礫質土
平成22年度冬	河川	2	6	21
	道路	-	6	24
平成23年度夏	河川	2	2	2
	道路	3	5	30
平成23年度冬	河川	-	3	7
	道路	-	1	6



写真-1 砂置換による盛土の密度測定(冬期)



写真-2 春先の小規模な崩壊

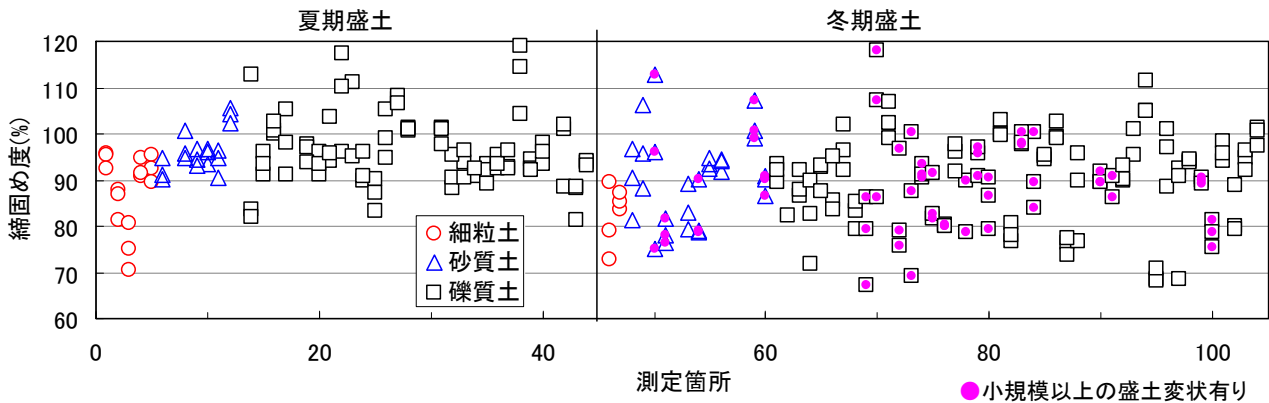


図-1 施工時期の違いによる締固め度と盛土融解期の変状の有無

値である締固め度の最低値が 85%以下の箇所があった。締固め度 85%以下の箇所は夏期盛土では 4 箇所(44 箇所中)で 全体の 10%、冬期盛土では 25 箇所(76 箇所中)で全体の 33%であった。締固め度の最低値は、夏期盛土よりも冬期盛土の方が低く、締固め度のばらつきも夏期盛土よりも冬期盛土が大きい。

施工翌年の状況については、夏期盛土では、変状した箇所がなかったが、冬期盛土では 21 箇所で見られた。冬期盛土の変状の中には、盛土を再構築しなければならなかった箇所が 2 箇所含まれている。冬期盛土では夏期盛土と比較して、締固めが不十分となる場合があり、このために盛土融解期に変状が発生しやすくなると考えられる。冬期の施工では、夏期よりも入念な締固めが必要である。

冬期盛土では、搬入された土砂が凍結していることはなかったが、全体の傾向として、盛土の品質は夏期と比較して低いといえる。

2.2 施工条件を変えた実大盛土試験

冬期盛土における品質管理基準を提案するために、冬期盛土を試験施工して施工時および盛土融解後の性状を調査した。

2.2.1 冬期施工による盛土の変状要因

気温がマイナスの冬期に盛土を施工すると、盛土の表面から盛土が凍結する。このとき、盛土材料が凍上性を有していれば、図-2 に示すように、凍結面より下方の未

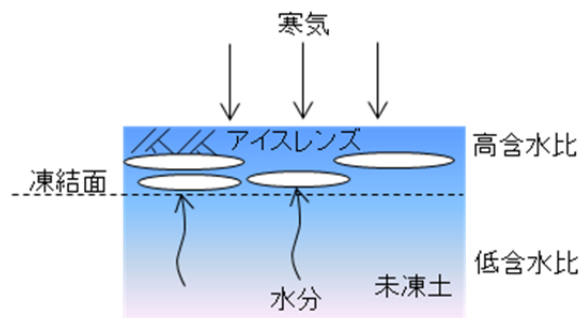


図-2 凍上の原理

表-2 盛土材料の基本物性値

盛土材		No.1	No.2	No.3	No.4
材料の凍上性		凍上性	凍上性	非凍上性	凍上性
土粒子密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$		2.626	2.546	2.745	2.732
自然含水比 $w_n(\%)$		40.47	67.91	9.23	68.6
粒度特性	2mm 以上(%)	7.8	23.8	74.0	1.5
	75 μm ~2mm(%)	74.6	50.2	23.9	70.1
	75 μm 以下(%)	17.6	26.0	2.1	28.4
コンシステンシー限界		N.P.	N.P.	N.P.	N.P.
地盤材料の分類記号		S-FG	SFG	GS	SF
最大乾燥密度 $\rho_{\text{dmax}}(\text{g/cm}^3)$		1.270	0.989	2.064	0.995
最適含水比 $w_{\text{opt}}(\%)$		35.0	53.2	8.8	54.2
コーン指数 $q_u(\text{kN/m}^2)$		1403	508.6	2111.1	649
透水試験(m/s)		2.45×10^{-6}	4.51×10^{-7}	1.54×10^{-5}	-

表-3 施工条件

施工年	2011			2012								2013		
盛土材料	No.1			No.2					No.3			No.4		
盛土 No.	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	
1日の施工層数	6	2	1	6	6	1	1	1	1	6	1	6	1	
断熱材	無			有			無							
凍土部分削除	無						有			無				
凍土削除後転圧	無								有		無			

凍結部分より移動してくる水分によって凍結面付近でアイスレンズが形成される²⁾。このアイスレンズは、気温、未凍結部の土質、水分量の影響を受け厚さが異なる。

実際の施工では、盛土の施工は、1日で完成断面となることが少ないため、夜間に盛土の施工を休止せざるを得ない。積雪寒冷地で冬期に盛土を施工して、夜間に盛土作業を休止すると、施工面が寒気にさらされる。凍上性材料により盛土を施工した場合、盛土表面からの寒気により、盛土中にアイスレンズが発生し、盛土が凍上する。春になり、盛土が暖められると、施工中に発生したアイスレンズが融解する。これらは、盛土表面が不陸になること、および盛土内部の密度が低下することなどの要因となる。したがって、寒冷地で冬期施工を行うと、寒冷でない地域での施工や夏期の施工と比べて、盛土が変状したり、盛土の品質が不十分となることが多い。

2.2.2 盛土の施工方法および調査方法

(1) 施工方法

冬期施工による盛土の変状に与える影響を確認するため、寒地土木研究所苫小牧施工試験フィールドにおいて、表-2に示す基本物性値を有する材料により、試験盛土を行った。各材料について、粒度分布による凍上性判定³⁾をおこなった。盛土材 No.1、No.2、No.4 は凍上発生の可能性のある材料、No.3 は非凍上性の材料である。これらの材料により、幅 4.0m、高さ 1.8m、こう配 1:1.5 の盛土を施工した。延長は、隣接盛土の影響を受けないように 5m 以上とした。

盛土の施工条件を表-3に示す。各材料について、6層/日(夜間の盛土休止無し)、1層/日として盛土を施工した。盛土材 No.1 では、2層/日も実施した。盛土材 No.2 では、盛土休止による凍結・凍上を抑制するため、次の3種類の対策を検討した。

①転圧から次層転圧までの間、盛土に断熱材を敷設した。使用した断熱材は、熱伝導率 $0.033 \times 10^{-6}(\text{W/m} \cdot \text{K})$ 、厚さ



写真-3 試験施工状況

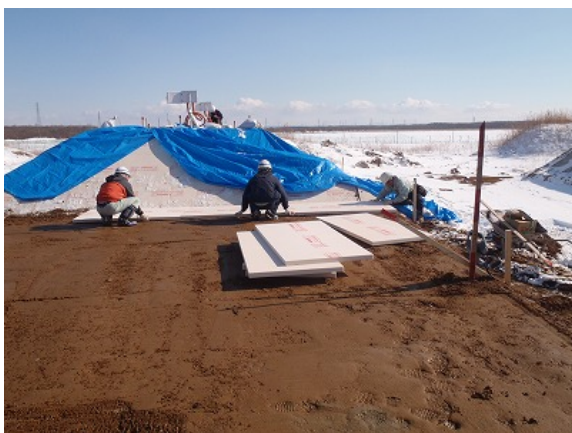


写真-4 断熱材施工状況



写真-5 凍土除去状況

5cm の押出発泡ポリスチレン (XPS) である(写真-4)。
 ②盛土休止中に各層の表面が凍結していたので、次の層の施工前にこの凍土を除去した。このとき、凍土除去後転圧してから次の層を転圧した場合も実験を行った(写真-5)。

③非凍上性材料である No.3 により盛土を施工した。

盛土各層の仕上がり高さは 30、60、90、120、150、180cm

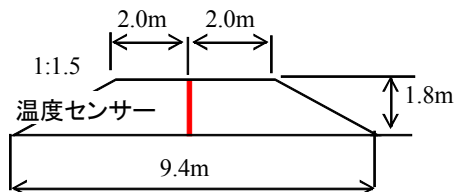


図-3 盛土の形状と温度センサー設置位置

とした。No.2⑧⑨は、凍土部分を除去したため、巻きだし厚は、凍土除去部分だけ厚くなっている。また、盛土底部からの水分移動がないように非凍上性材料による厚さ 50cm の基盤材の上に盛土を施工した。なお、盛土施工時に地盤の変位がなかったことを確認している。

(2) 調査方法

図-3 に示す位置で、盛土施工時直後から盛土開削までの間、温度を計測した。気温と各盛土の中の温度を表面から 10cm ごとに、温度センサーにより正時ごとに自動計測した。また、盛土の施工時と、融解後に盛土を開削して、乾燥密度と含水比を測定した。これらは、盛土の中心部で、表面から 30cm ごとに測定した。⑥～⑨、⑪では、盛土施工時と施工翌日 8 時に盛土の高さを測定した。⑥～⑨では、盛土施工翌日の含水比とコーン指数⁴⁾を測定した。いずれも盛土表面で計測した。

①②③盛土について、施工 1 か月後、盛土が融解した後 N 値を測定した。

また、⑫、⑬では、盛土の沈下量に着目し、夏に施工した盛土(以降夏盛土と称する)と比較した。夏盛土の材表-2 の No.1、No.2 で、これらの盛土について天端のコンクリート板の高さを測定した。

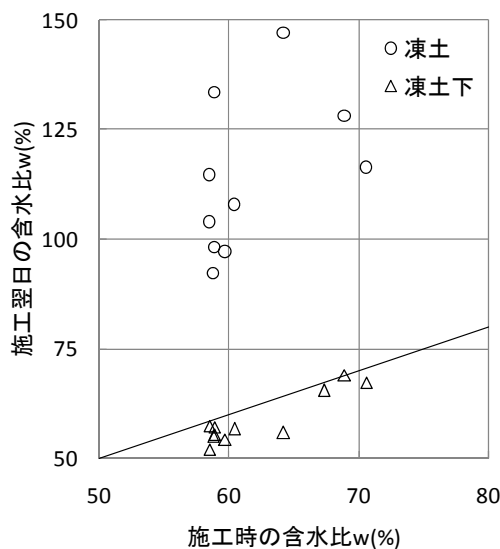


図-4 施工時と施工翌日の盛土の含水比の変化

2.2.3 調査結果

(1) 施工中の盛土の状態

a. 盛土施工前後の含水比の変化

夜間休止による盛土の凍上状態を調べた。施工時と施工翌日の盛土表面の凍土と、その直下の含水比を図-4に示す。凍土部分の含水比は、施工時と比較して、20%以上高くなっていた。これに対し、凍土下の含水比は、一部例外があるものの施工時より、4%程度低くなっていた。夜間の盛土休止期間中に盛土表面が凍結し、この部分の含水比が高くなり、その下の含水比が低下していた。このことから、夜間の盛土休止があると、30cmの限られた範囲でも凍上現象があるといえる。凍上の発生箇所は平面的に不均一であることから、凍上した箇所が融解することにより、盛土の不陸発生の要因となる可能性がある。

一方、断熱材を敷設した箇所では、断熱材の下は凍結していなかった。また、施工時と施工翌日の含水比はほぼ等しかった。冬期施工時に断熱材を敷設することにより、盛土の凍上が起こらず、不陸の発生を抑制できると考えられる。

b. 盛土施工方法と強度および含水比

凍土除去と凍土除去後の転圧の有無による密度の変化と強度を調べた。図-5に盛土施工時、凍土除去時、凍土除去後転圧したときの乾燥密度を示す。すべての盛土で、

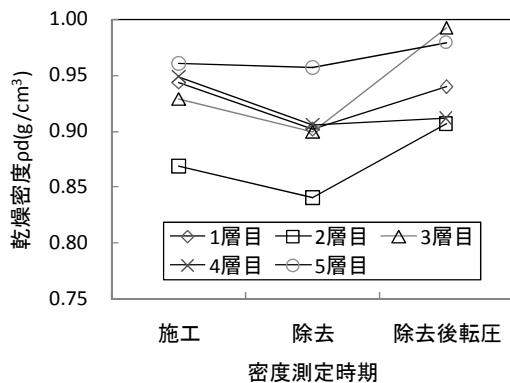


図-5 凍土の除去と盛土の乾燥密度

凍土を除去することにより、凍土除去箇所の乾燥密度は低くなっている。また、凍土除去後転圧することにより、盛土の乾燥密度は高くなり、凍土除去前の密度とほぼ同じかそれ以上の密度となった。これより、凍土を除去するだけでは、盛土内部に密度の低い箇所が存在し、不均一な盛土となり、盛土の不陸が発生する可能性がある。凍土を除去した場合は、除去した箇所を転圧した後、次の層の施工を行うことが望ましい。

次に、断熱材敷設箇所、対策無し、凍土除去、凍土除

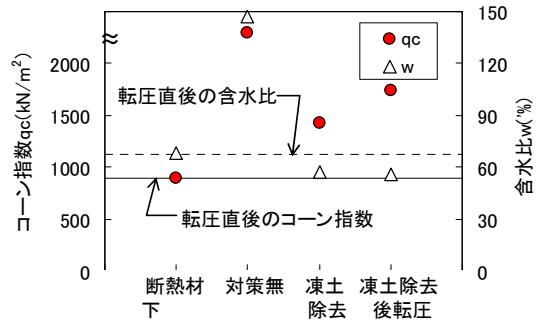


図-6 凍結による盛土の強度および含水比の変化 (No. 2 材料)

去後転圧した箇所の強度と含水比を測定した。強度は、盛土表面のコーン指数である。図-6にNo.2材料による盛土の3層目のコーン指数、含水比の例を示す。対策無しでは、コーンは貫入不可であった。しかし、盛土表面は凍結しており、含水比が高いことから、凍結による一時的な強度増加と考えられる。高含水の凍土が融解すると、強度が低くなるので注意しなければならない。

断熱材敷設箇所のコーン指数および含水比は、転圧直後も変化がなかった。断熱材敷設箇所は、目視では凍結は確認されなかった。

凍土除去箇所、凍土除去後転圧した箇所では、施工直後よりもコーン指数が約 500kN/m² 以上高くなり、含水比が約 10%低下した。これは、凍上により含水比が上昇した箇所を除去したため、その下方の含水比は低下し、これによりコーン指数が大きくなったものと考えられる。凍土除去後転圧した箇所は、コーン指数がさらに大きくなった。凍土除去で密度が若干低くなった箇所を転圧したことによりコーン指数が大きくなったと考えられる。凍土除去後の転圧は盛土の品質を向上させることが確認できた。

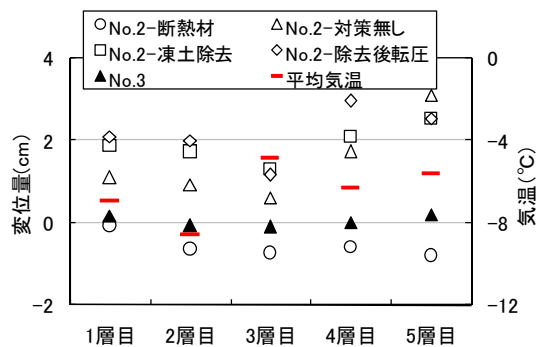


図-7 夜間の盛土休止中の変位 (No. 2、No. 3 材料)

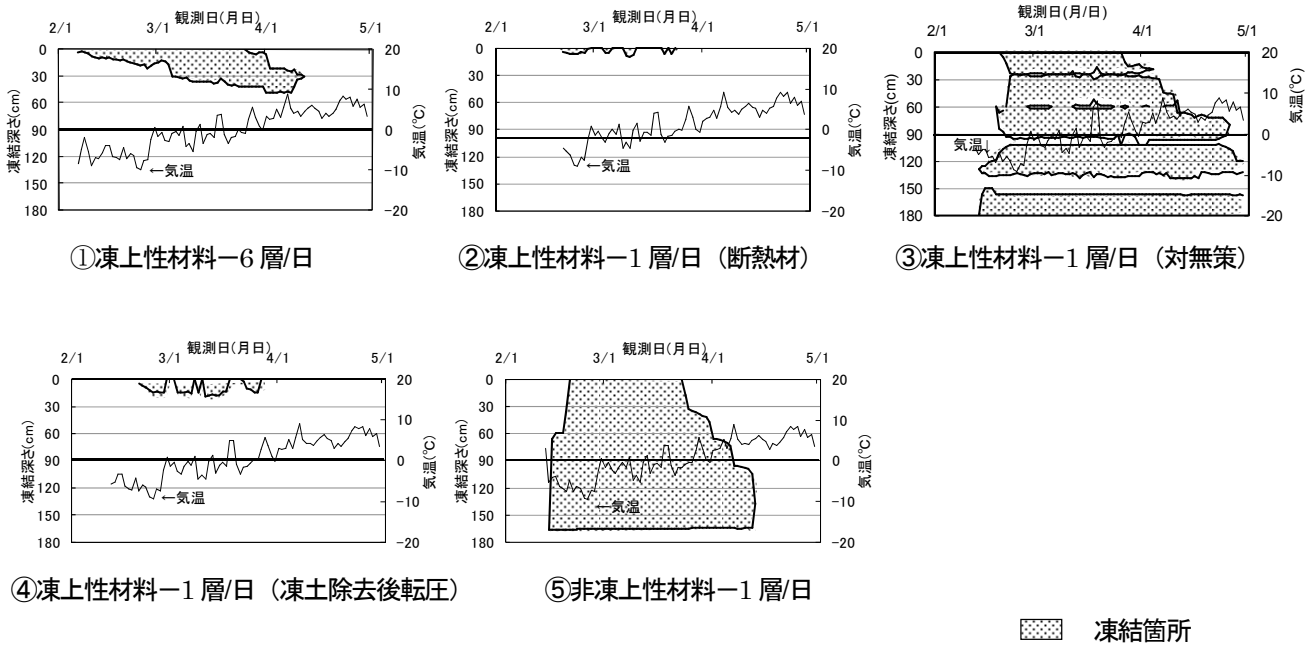


図-8 盛土の凍結状態

c. 夜間の盛土休止による変化量（凍上量）

盛土休止により、盛土表面が凍上すると考えられることから、作業終了時(午後4時)および、翌日作業開始時(午前8時)に盛土の高さを測定した。凍上性材料、非凍上性材料において、盛土休止回数5回で施工したときの各層の変化量を図-7に示す。ここで変化量とは、作業終了時と開始時の盛土の高さの差、凍上により持ち上がった量である。図には、作業終了から、翌日作業開始時の間の正時で測定した気温の平均値も合わせて示した。

凍上性材料による盛土では、凍上対策をしない場合、すべての層で盛土が隆起した。非凍上性材料では、盛土休止による変位はほとんどなかった。

断熱材を敷設した盛土は、各層ともに数mmの沈下があり、盛土休止中、自重により圧縮し沈下したと考えられる。盛土の高さが大きいほど沈下量が大きくなっている。これは、盛土の施工数が大きいほど、圧縮沈下する層が厚くなることおよび上載荷重が大きくなったためと思われる。盛土の圧縮により密度が大きくなり、不陸が発生しにくくなると考えられる。

(2) 施工後の盛土の状態

a. 盛土の凍結状態

盛土の温度測定データから比例配分により、マイナス温度となる領域を推定し、観測日ごとに盛土内の凍結深さを求めた。図-8は、盛土内の凍結状況の例としてNo.2、3の材料について、夜間の盛土休止無し(6層/日)、1層/日として施工した場合、盛土を断熱した場合、盛土休止

中に凍結した箇所を除去しその後転圧した場合の盛土の凍結状態を示したものである。

①6層/日で施工した盛土は、時間の経過とともに徐々に盛土の凍結深さは大きくなっていった。

②1層/日断熱材を敷設しながら施工した盛土では、次の層の転圧前には断熱材の下は凍結しておらず、盛土完成後、天端部で数cm凍結しただけであり、断熱材による凍結抑制効果は大きいことがわかった。しかし、幅5m程度、長さ7m程度、厚さ30cmの小さな盛土であっても、盛土作業前に天端の断熱材を撤去し、施工後断熱材を敷設作業は約1時間を要することから、他の効率的な方法および材料の検討が必要である。

③1層/日の施工では、夜間一晩休止中に4~5cmの凍結が盛土表面に見られた。盛土の施工は常に凍結していない材料を用いたが、盛土休止により、表面が冷却され、最終的には、盛土のほとんどが凍結した状態となった。夜間凍結した箇所に日中未凍結の材料を施工しても凍結箇所は融解しなかったことから、盛土内に層状の凍結箇所が残留した。1日で完成断面まで施工した場合は、1層の凍結箇所であったが、1層/日の施工では5層の凍結箇所となり、施工中の中断回数が多いほど凍結する層の数が多かった。また、③1層/日の施工では、①1日で完成断面まで施工した場合よりも凍結深さは大きくなり、融解するまでの時間も長かった。

④盛土は、施工途中に凍結した部分を除去したため、③盛土対策無し、①1日で完成断面まで施工した場合よりも凍結深さは小さかった。これは、盛土完成が①より

も2週間程度遅くなり、さらにあまり気温が低くなかったことによる影響が考えられる。

⑤非凍上性材料による盛土は、施工直後から盛土全体が凍結した。これは非凍上性材料の熱伝導率が高いためであると考えられる。しかし、図-7 に示すように凍結しても変状がなく冬期土工に適した材料であるといえる。

すべての盛土において、盛土の融解は盛土上部と底部から進み、最後は短時間で融解する。

b. 盛土の施工方法と盛土融解後の密度

施工時と融解後の盛土の密度の例として、No.1 の材料による盛土について図-9 に示す。全体の傾向として、非凍結部は施工時の密度と融解後の密度はほぼ等しいが、凍結部は施工時の密度と比較して融解後の密度は低くなっている。盛土施工時には、測定したすべての箇所での締固め度90%以上であったが、凍結した箇所は1箇所をのぞいて、締固め度が低くなった。また、締固め度90%を

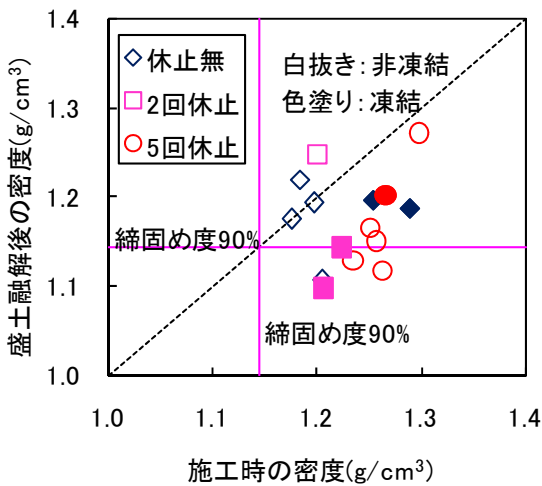


図-9 施工時と開削時の盛土の密度

下回った場合もあった。これは、凍上により、盛土内にできたアイスレンズが、融解後はそのまま空洞になり、盛土内の乾燥密度が低下したものと考えられる。この空洞となり、ゆるんだ箇所、融解した水分や雨水が浸透することにより、水みちが発生し、盛土の沈下や変形を引き起こす可能性がある。凍上性材料による盛土では、盛土を凍上させないことが、盛土の変状を抑制できるといえる。

c. 盛土のN値

盛土のN値を図-10 に示す。80cm 以上深い箇所のN値は5~10程度であり、盛土のN値は小さい。しかし、2/29 測定の凍結している盛土表面のN値は大きい。盛土がほぼ融解した4/24では、すべての盛土でN値は15以下となった。N値が15よりも大きい場合、盛土は凍結していると考えられる。地盤表面についても同様であり、冬期にN値が高い場合は、凍結していることが推測されるので、融解することにより強度低下すると考えられる。

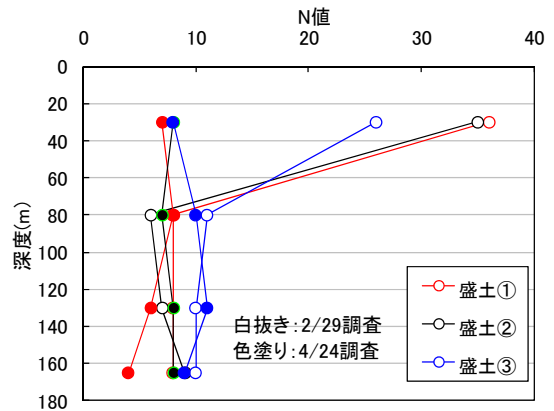
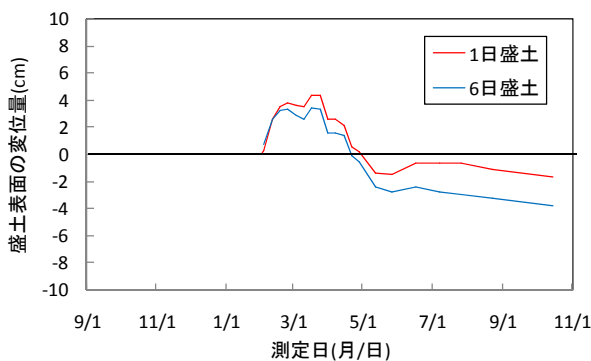
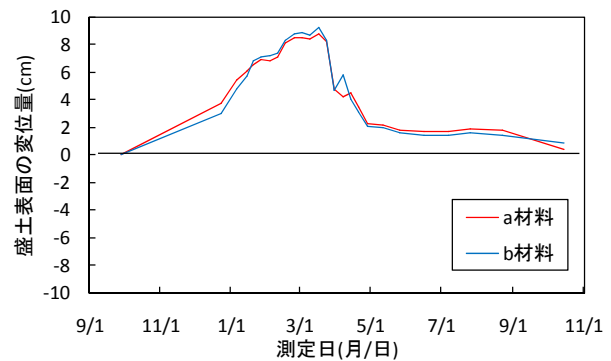


図-10 盛土のN値



a. 冬盛土



b. 夏盛土

図-11 盛土の変位量 (隆起を正、沈下を負として表示)

d. 盛土表面の変位量

各盛土表面の変位量を図-11に示す。1日盛土は、盛土完成後表面の凍上により4cm程度隆起し、その後沈下して、凍土消失時期である5月中旬に一定値に収束した。盛土が沈下し始めた3月中旬は、盛土が融解し始めた時期とほぼ一致している。また、盛土の沈下が収束した5月中旬は、盛土内の凍土が完全に消失した5月上旬より2週間程度遅れた時期であった。6日盛土も同様に盛土完成後表面が隆起したが、その量は3cm程度であった。6日盛土の表面は、その後沈下し続け、10月下旬の時点でも収束していなかった。

夏盛土は、盛土表面が凍結し始めるころから表面が隆起し、最大凍結深さとなる3月上旬で最大隆起量となり、その後沈下した。夏盛土と1日盛土は凍上による変位の傾向がほぼ同じであった。また、夏盛土は凍上により隆起した量が、融解時期の沈下量とほぼ等しく、最終的には盛土表面の変位量は、盛土完成時と同じになった。冬期の6日盛土は、1.8mの盛土に対して、盛土完成直後から約4cmの沈下があり、盛土完成後の不陸が懸念される。しかし、冬期の1日盛土は最終的な沈下量は2cmであり、冬期の6日盛土の1/2程度であった。

2.2.4 冬期土工に適した施工法、品質管理方法の検討のまとめ

冬期土工における品質管理基準の提案に関する研究において、積雪寒冷地における冬期盛土に関する調査の結果、以下の知見が得られた。

- ① 夜間の盛土休止により、厚さ30cm程度の限られた範囲でも凍上現象がある。
- ② 盛土の施工速度が速いと、施工休止回数つまり凍結回数を少なくできるので凍結深さが小さく、冬期に凍上した盛土が融解するまでの時間が短くなり、盛土の沈下を早期に収束できる。
- ③ 断熱材による凍結・凍上抑制効果は大きく、断熱材を施工することにより、盛土はほとんど凍結しなかった。これより、盛土作業の夜間休止による変状の抑制には、断熱材の利用が効果的である。
- ④ 非凍上性材料による盛土は凍上による変状が小さいので、夜間休止による影響が少なく、冬期施工に適している。
- ⑤ 凍結した部分を除去すると凍結・融解による変位量が少ない。また、除去後はコーン指数が大きくなり、特に凍土を除去した後に転圧すると、より強度が大きくなる。これより、盛土の品質向上のためには、



写真-6 冬期の固化材による改良

凍土層除去およびその後の締固めも有効である。

- ⑥ 盛土が凍結すると、凍結表面の強度は大きくなるが、融解することにより強度は大きく低下する。
- ⑦ 冬期施工によって盛土を造成する場合、良質な材料により、凍結が入らないように1日で盛土を完成させると、沈下が収束する時期が早く、沈下量も低減する。

3. 低温下で改良効果を有する固化処理技術の開発

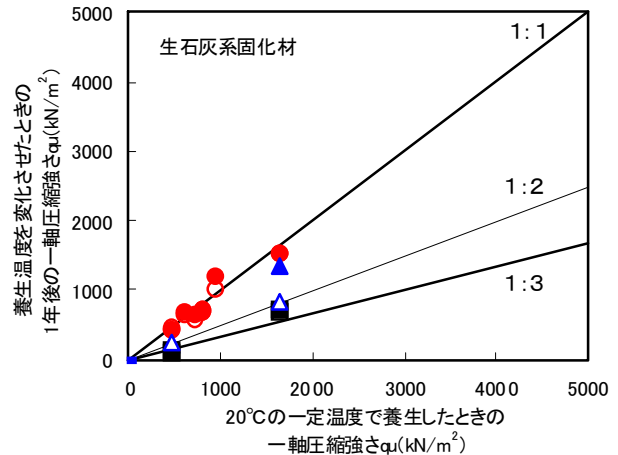
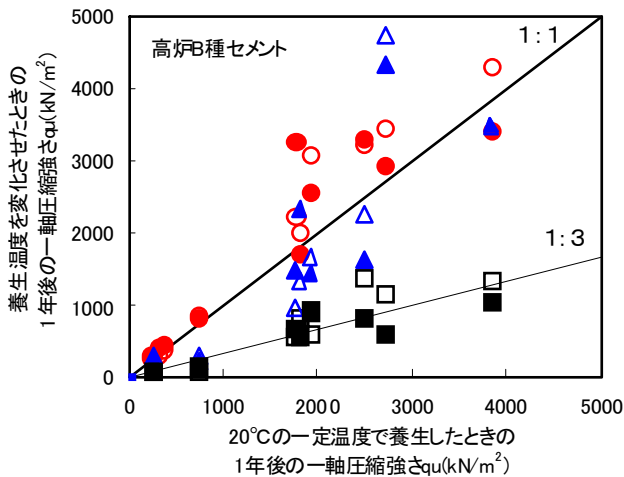
不良土を固化材で改良する場合、養生温度が強度に与える影響は大きいことから、養生温度と強度の関係を求め、低温化での固化処理技術の提案に関する研究を行った。

3.1 室内・屋外試験による改良土の低温下での強度発現特性の検討

3.1.1 室内試験

固化材により改良した材料による盛土を施工するときの室内配合試験の養生条件⁵⁾は、北海道で冬期に施工する場合と大きく異なる。そこで、実際の施工を想定した養生による発現強度を求めた。自然含水比状態でのコーン指数は300kN/m²以下で湿地ブルドーザの走行性を確保できない⁴⁾ほど強度の低い不良土について、養生温度を、20℃、5℃、-20℃として一軸圧縮強さを求めた。

養生温度を20℃の一定にしたときの1年後の一軸圧縮強さと養生温度を変化させたときの1年後の一軸圧縮強さの関係を図-12に示す。高炉B種セメントにより改良した場合、初期の養生温度を5℃としてその後-20℃としても、再び養生温度を20℃にすれば、1年後の一軸圧縮強さは、養生温度を20℃の一定にしたときとほぼ等しい。しかし、初期の養生温度を-20℃とした場合の1年後



- 5°C(1か月)→20°C(11か月)
- 5°C(3か月)→20°C(9か月)
- △ 5°C(1か月)→-20°C(1か月)→5°C(1か月)→20°C(9か月)
- ▲ 5°C(1か月)→-20°C(3か月)→5°C(1か月)→20°C(7か月)
- -20°C(1か月)→5°C(1か月)→20°C(10か月)
- -20°C(3か月)→5°C(1か月)→20°C(8か月)

図-12 固化材による改良土の養生温度の違いによる強度発現

の一軸圧縮強さは、20°Cの一定温度で養生した場合の約1/3程度の強度であった。

生石灰により改良した場合でも、初期の養生温度を5°Cとしてその後-20°Cとしても、再び養生温度を20°Cにすれば、高炉B種セメントと同様に1年後の一軸圧縮強さは、養生温度を20°Cの一定にしたときとほぼ等しくなった。また、初期の養生温度を-20°Cとした場合の1年後の一軸圧縮強さは、20°Cの一定温度で養生した場合の約1/2程度の強度であった。

いずれの固化材により改良しても初期養生温度が5°Cであれば、その後-20°Cとなってもふたたび20°Cに養生温度を高くすることにより、20°Cの一定温度による養生とほぼ同じ強度となったが、初期養生温度が-20°Cであればその後養生温度を高くしても強度は低かった。これらの室内試験の結果より、固化材による改良の場合は、マイナス気温での改良を行わないか、マイナス気温とならないような対策が必要である。

3.1.2 屋外試験

盛土工事において、土に必要な強度がなく盛土の安定が確保できないような不良土を改良する場合、セメントや生石灰などの固化材により改良して施工する方法がある。これらの方法で改良した材料により、室内で小さな供試体を作製して強度を測定すると、養生温度の影響を

受け⁶⁾⁷⁾、0°C未満で養生した場合は、ほとんど強度発現しない⁸⁾。これは、室内試験の小さな供試体を0°C未満で養生すると、供試体中の水分が凍結し、固化作用が進行できなくなることおよび、土粒子と土粒子を結合させている固化成分が破壊され強度の発現が阻害される⁹⁾¹⁰⁾と考えられる。このため、これまで固化材により改良した材料による盛土は、慣例的に寒冷気候下では施工されていなかった。

一方、土砂とセメント系の固化材を混合すると、土砂の中の水とセメントが反応して水和熱が発生し、寸法が



写真-7 現場試験施工

大きいほど発熱量も大きい⁹⁾。盛土は室内試験の供試体よりはるかに大きいので、セメントで改良した材料による盛土を一般的な方法で施工しても、寒冷気候下でも凍結しないで、強度発現する可能性がある。

また、固化材が生石灰の場合、土砂の水分と生石灰が反応して¹⁰⁾、発熱・膨張する。反応時間は、土の含水比、混合度合い、および気温により一定ではないが、4~12時間⁹⁾とされており、発熱・膨張している間に盛土を施工すると、締め固めた盛土が緩んで密度が小さくなり盛土の品質が低下する。このため、生石灰による改良土を施工するときは、発熱・膨張反応が終了するまで、仮置き養生しなければならない。この発熱反応中の材料を施工済みの盛土の上で翌日まで仮置き養生することにより、盛土が凍結しないで、強度発現すると考えた。

そこで、0°C未満の気温の中で、固化材により不良土を改良して実物大の試験盛土を施工し、盛土内の温度と強度を調べた。また、実際の施工現場において、不良土を生石灰系固化材により改良して盛土を施工する現場があったので、ここでも盛土内の温度と強度を調べた。

(1) 調査内容

a. 施工方法

寒地土木研究所苫小牧施工試験フィールドで、0°C未満の低温条件で、高炉B種セメントと生石灰の2種類の固化材により改良した材料および比較のため改良しない材料(原土)により試験盛土を施工した。セメントを固化材とした改良土、および原土では、一般的な方法により冬期に盛土を施工した。生石灰を固化材とした場合は、発熱・膨張反応が終了するまでの間仮置き養生するが、これを固化材との混合後から翌日まで、施工済みの盛土の上で行うことにより盛土を保温した。

試験施工では、表-4 に示す原土1に固化材を混合し、

表-4 盛土材料の基本物性値

盛土		試験施工	実施工
		原土1	原土2
土粒子密度 $\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$		2.732	-
自然含水比 $w_n(\%)$		68.59	27.0
粒度特性	2mm 以上(%)	1.5	-
	75 μm ~2mm(%)	70.1	-
	75 μm 以下(%)	28.4	-
コンシステンシー限界		N.P.	N.P.
地盤材料の分類記号		(SF)	(GS-F)
搬入時の土砂の温度(°C)		3.6~8.4	-
コーン指数 $qc(\text{kN}/\text{m}^2)$		649.1	207

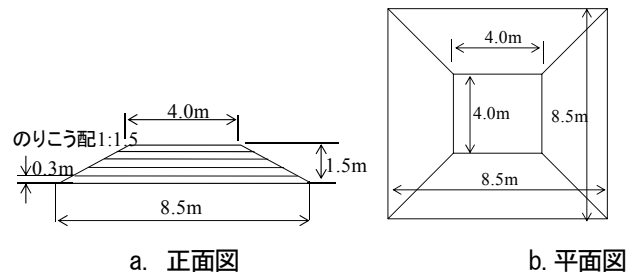


図-13 盛土の形状

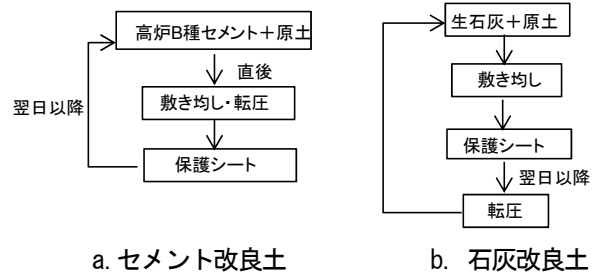


図-14 施工の手順

図-13 に示す形状で盛土した。固化材と原土1とは、汎用性のある建設機械であるバックホウのバケットで約10分間攪拌混合した。試験施工の手順を図-14 に示す。高炉B種セメントと原土1との混合土(以降セメント改良土)は、混合後、すみやかに盛土施工箇所まで敷き均して転圧した。生石灰と原土1との混合土(以降生石灰改良土)は、1層目では、盛土施工箇所まで敷き均し後養生した。2層目以降は、転圧済みの盛土の上で敷き均し、反応が終了するまで養生し翌日転圧した。それぞれの改良土は、原則として、1日1層ずつ、仕上がり厚さを30cmとして施工した。

北海道では、改良土を施工するとき、汎用性があり、取り扱いが比較的容易なポリエチレン製の保護シート(通称ブルーシート、本文では保護シート)を盛土表面に敷設することが一般的である。本試験施工でも、盛土の施工途中は保護シートで施工箇所を覆った。いずれも盛土完成後の最上層は保護シートを敷設していない。また、保護シートの影響を調べるため、保護シートを敷設しない置き土による盛土も調べた。これらの結果は、未改良の原土1を用いて、保護シートを用いない一般的な方法で施工した盛土と比較した。

b. 調査方法

試験盛土では、盛土中央部の温度を表面から深さ10cmごとに温度センサーを配置して毎正時に自動計測した。また、試験施工では盛土の強度発現傾向を調べるため、

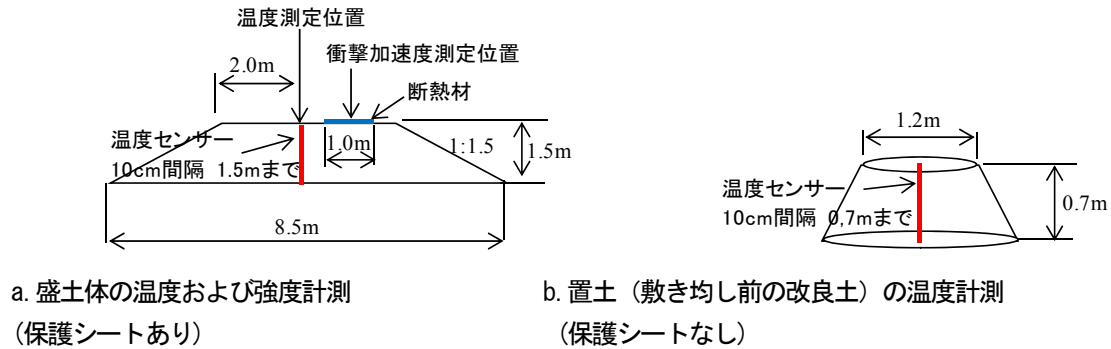


図-15 計測位置の概略

表-5 試験施工および実際の施工条件の概略

盛土		試験施工				実際の道路工事			
固化材		高炉B種セメント	生石灰		無	石灰系固化材			
混合量		10% (原土の湿潤重量に対して)				0	12	22	17.5
盛土高(m)		1.5	0.7	1.5	0.7	1.5	3.0		
施工時期		1/15-1/23	1/26	1/15-1/23	1/16	1/15-1/23	11/13	12/17	
保護シート		有	無	有	無	無	無		
バケットの種類		一般的				-	ふるい状		
施工時の 気象条件	気温 (°C)	最高	3.4				0.5	-0.2	
		最低	-19.2				-6.3	-1.1	
	最大積雪深(cm)	31 ¹³⁾				81 ¹⁴⁾			

盛土表面の衝撃加速度¹¹⁾を測定するとともに、施工の翌年10月に盛土を開削し盛土内の衝撃加速度を測定した。衝撃加速度は、一軸圧縮強さと相関性が高いことから、室内試験により衝撃加速度と一軸圧縮強さの関係を求めておき、現場で測定した衝撃加速度から一軸圧縮強さを推定した。なお、冬期施工により盛土が凍結した場合は、凍土の強度を測定することとなり、正確な強度を測定できない。このため、衝撃加速度を測定する盛土表面箇所を断熱材で覆った。用いた断熱材は、これまでの実験¹²⁾で凍結を抑制することができた住宅用断熱材である。この材料は厚さ5cmで、熱伝導率は $0.033 \times 10^{-6} (\text{W/m} \cdot \text{K})$ である。図-15に計測位置の概略を示す。

また、表-4の原土2を石灰系固化材により改良（以降石灰系改良土）した実際の道路盛土の工事において、盛土の表面から10cmごとに温度センサーを設置し、融雪期の5月下旬まで、毎正時に温度を自動計測した。さら

表-6 固化材混合による温度変化

固化材	セメント	生石灰
時間	温度	
10:00(混合前)	6.7	7.7
13:00(混合3時間後)	11.1	43.1

に5月下旬に盛土の一部を開削し、衝撃加速度を測定した。なお、この盛土施工では保護シートを敷設しなかった。

試験施工および実際の施工条件の概略を表-5に示す。なお、原土1に対する固化材の混合量は、不良土を固化材により改良する場合としては比較的多いが、この試験施工では、発熱の効果を確認するため、多めに設定した。

(2) 調査結果

a. 固化材混合による改良土の温度変化

原土1に固化材を混合したときの改良土の温度変化を求めた。固化材と原土1の混合は、気温-1.3℃のもとで行い、締め固めをしないで置土し、表面から深さ10cmの位置の温度を測定した。混合前と混合から約3時間後の温度を表-6に示す。セメント改良土では、改良前6.7℃であった原土1がセメント混合3時間後に11.1℃まで上昇した。石灰改良土では7.7℃であった原土1が生石灰混合3時間後に43.1℃まで上昇した。セメント改良土、石灰改良土のいずれも固化材混合による発熱で温度が上昇した。特に、石灰改良土で温度上昇が大きい。

b. 原土による盛土施工中の凍結状態

原土1による盛土について、施工開始から盛土開削までの盛土内の10cmごとに計測した温度から凍結深さを推定した。図-16に施工中の盛土の凍結状態を示す。

原土の敷き均し、転圧中には盛土は凍結しなかった。施工中はマイナス気温であり、1層目から5層目のすべてで、時間の経過とともに盛土表面から凍結が進んでいった。1層目では、転圧から次の日の施工までに約10cm凍結した。2層目の盛土材の敷き均し、転圧作業により、凍結した箇所が一旦融解した。その後5日間盛土作業を休止したことから盛土の表面が寒気にさらされ、凍結深さが大きくなっていった。3層目、4層目、5層目の施工

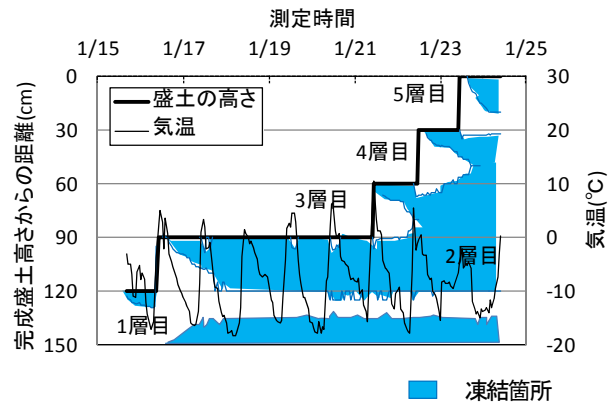


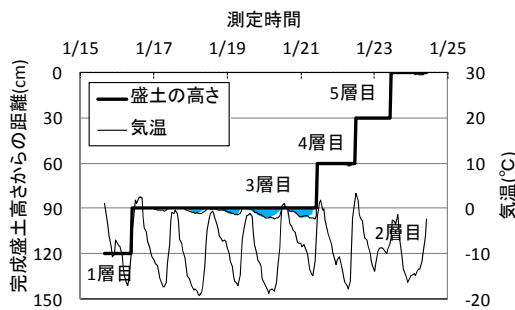
図-16 施工中の盛土の凍結状態(原土)

でも、原土の保有熱により、敷き均し、転圧作業後、凍結表面が若干融解した。しかし、2層目以降は、ほぼ1日で盛土の1層目が凍結した。原土1のような材料により、一般的な盛土施工を行うと、夜間の休止作業により、盛土全体がほぼ凍結する場合があるといえる。

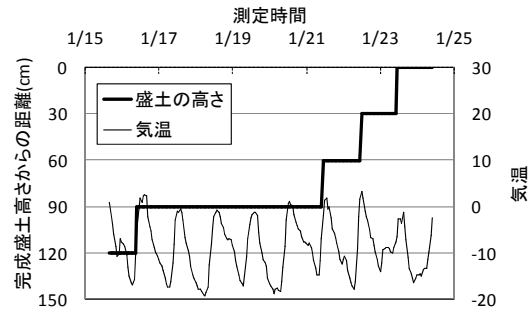
c. 改良土による盛土施工中の凍結状態

施工期間中は、夜間にマイナス19.2℃まで低下する場合もあり、寒冷下における施工であった。

セメント改良土について、保護シートを敷設したときの盛土施工中の凍結状態を図-17に示す。転圧から翌日

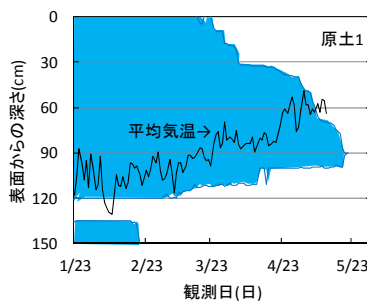


a. セメント改良土

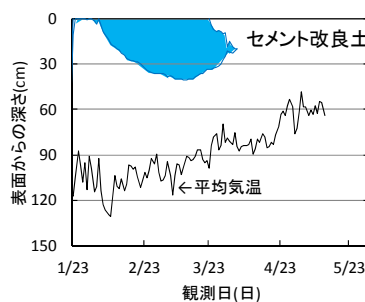


b. 石灰改良土

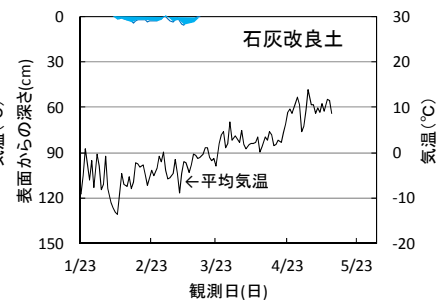
図-17 施工中の改良土による盛土の凍結状態



a. 原土



b. セメント改良土



c. 石灰改良土

図-18 盛土施工から融解までの盛土内の凍結状態

表-7 各盛土(施工中シート有り)の凍結、融解時期

	最大凍結深さ	凍結開始	凍結消失	凍結期間
原土1	120cm	1/24	5/21	117
セメント改良土	40cm	2/3	4/4	60
石灰改良土	6cm	2/7	3/16	37

の施工前までの時間で、凍結深さは1層目と4層目で0cm、3層目と5層目で2cmであった。2層目は盛土作業休止の5日間で、気温の変動にともない、凍結融解を繰り返した。1層目から4層目までの凍結箇所は、その上に次の盛土を施工(敷き均し・転圧)したとき、盛土材の保有熱および原土とセメントとの反応熱により、盛土表面が融解した。盛土施工中は、盛土内に凍結箇所は存在しなかった。

石灰改良土を施工済みの盛土の上で仮置き養生して覆土する施工方法では、5日間寒気にさらされた2層目を含めて、どの層においても施工中に盛土が0℃未満になることはなく、盛土の凍結を抑制できた。

保護シートを敷設した固化材改良土は、限定された条件(土砂、固化材量)ではあるが、盛土の施工中は0℃未満の気温であっても1週間程度は盛土がほぼ凍結しないことがわかった。また、改良による熱反応の影響は大きく、特に、生石灰による改良では、発熱量がセメントよりもかなり大きいといえる。

d. 盛土融解までの盛土内の凍結状態

盛土完成から融解までの盛土内の凍結状態を図-18に示す。また、最大凍結深さ、凍結開始時期、盛土表面からの融解開始時期、凍結消失時期を表-7に示す。施工後の日平均気温は、0℃未満の期間が2か月続いた。最大凍結深さは、原土1のみの盛土では120cmであったが、石灰改良土では6cm、セメント改良土では40cmであり、固化材で改良した盛土は、原土1のみよりもかなり凍結深さが小さかった。

凍結開始時期は、原土1のみでは、施工直後から凍結し始めたのに対し、セメント改良土では施工から11日後、石灰改良土では15日後からであり、盛土完成後も固化材の反応熱により、盛土の凍結を抑制できた。

盛土内の凍結が消失する時期は、最大凍結深さが小さい方が早く、このため、凍結期間も最大凍結深さが小さい方が短かった。特に石灰改良土では、盛土完成後、ほとんど凍結しなかった。セメントや生石灰の固化材の反応熱により、盛土の凍結を抑制できた。

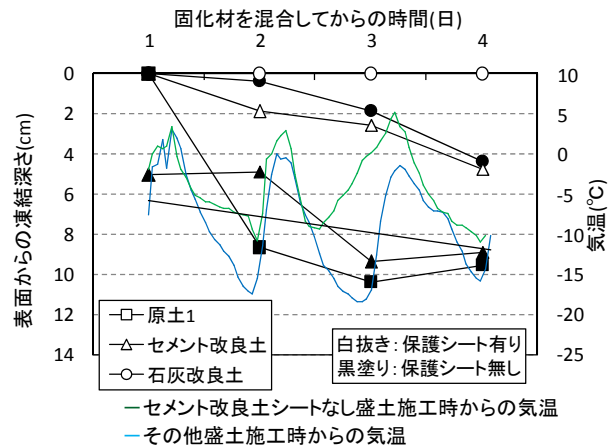


図-19 保護シートが盛土の凍結に与える影響

e. 保護シートによる盛土凍結抑制効果

セメント改良土と石灰改良土による盛土を施工し、保護シートを敷設した場合と敷設しない場合で、凍結深さを測定した。保護シート有り2層目と保護シート無しの盛土について施工からの日数と凍結深さを図-19に示す。セメント改良土の保護シート無しは、施工の工程上固化材の混合日が異なっている。

全体では、保護シート有りの方が無しよりも凍結深さが小さい。石灰改良土では、保護シートが無くてもセメント改良土の保護シート有りよりも凍結深さが小さかった。セメント改良土では、保護シートによる養生で、混合後4日目の凍結深さは保護シート無しの場合の約半分程度であった。また、石灰改良土では、保護シートがなければ盛土はわずかに凍結したが、保護シートがある場合は、盛土が凍結することはなかった。

保護シートの敷設により改良土と保護シートの間に空気層が形成されたこと、さらに風が地表面に直接当たらないことによる放熱量の減少の効果が現れたものと考えられる。このように、保護シートは凍結の抑制に効果があるといえる。

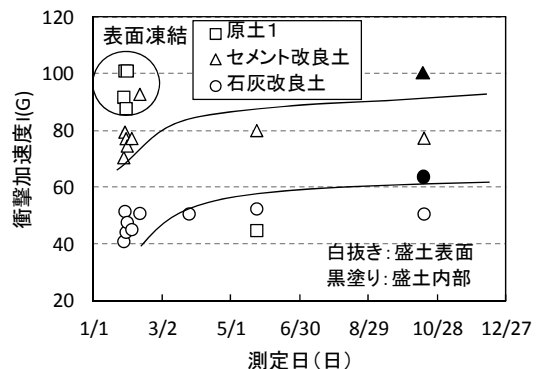


図-20 盛土の衝撃加速度

f. 盛土の衝撃加速度の変化

各材料により施工した盛土の表面の衝撃加速度の変化を図-20 に示す。原土のみ（未改良土）およびセメント改良土の一部に凍結が見られ正確な衝撃加速度を測定できなかった。原土のみの測定箇所の盛土表面は、断熱材により断熱したが、盛土完成日が真冬日であり、盛土完成からの時間経過がごくわずかであっても表面は凍結した。石灰改良土は、前述したように、固化材を混合してから発熱しており、盛土表面が凍結しなかった。盛土表面の衝撃加速度は、セメント改良土、石灰改良土ともに施工から1週間程度は時間とともに大きくなった。施工5か月目は施工から1週間とほぼ同じであった。施工から時間が経過しても強度の低下はなかった。また、盛土開削時に測定した盛土内部の衝撃加速度は、セメント改良土、石灰改良土ともに施工時よりも大きくなっており、時間経過による強度発現を確認できた。

セメント改良土、石灰改良土の7日養生後の衝撃加速

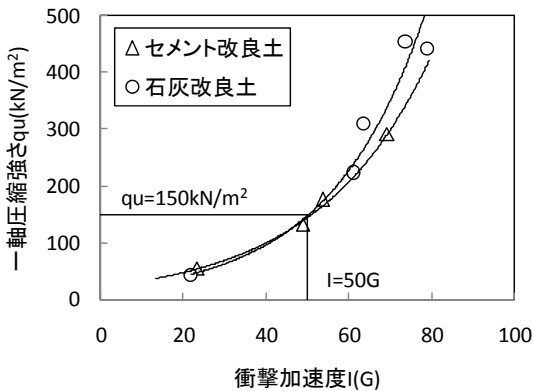


図-21 原土1を材料とする固化土の7日養生後の衝撃加速度と一軸圧縮強さ

度と一軸圧縮強さを図-21 に示す。固化材により改良した盛土の強度の目標値を7日養生後の一軸圧縮強さ 150kN/m^2 ¹¹⁾ とするといずれの固化材改良土の場合でも、この強度となる衝撃加速度は50Gである。試験施工による盛土では、盛土表面および盛土内部の衝撃加速度は、50G以上であり、盛土としての安定性を確保できることが確認された。

(3) 実際の道路工事現場での施工

実際の道路工事現場における、固化材による改良工事は富良野市内で実施された。室内試験の結果、対象土の改良として石灰系固化材が最も適した固化材であった。本施工に際して、目標強度を得ることができる固化材量を決定するため、石灰系固化材を混合した改良土（以降石灰系改良土）により試験施工を行った。試験施工にお

ける固化材の配合は、対象土に対して 12kg/m^3 、 17kg/m^3 、 22kg/m^3 とし、このうち 12kg/m^3 、 22kg/m^3 の石灰系改良土による盛土の温度を計測した。

図-22 は、盛土の凍結深さと気温の経時変化を示したものである。固化材を混合した時刻は、固化材量 12kg/m^3 で11時、固化材量 22kg/m^3 で15時であった。固化材を混合してからの時間経過にともない気温は低下し、16時には 0°C 未満となり、深夜には、 -4°C まで低下した。この間、固化材量 12kg/m^3 の凍結深さは 5.5cm 、固化材量 22kg/m^3 では 4.0cm であった。気温がプラスになると凍結した改良土はすべて融解した。固化材量が多いと発熱量が多く凍結深さが小さい傾向にあった。

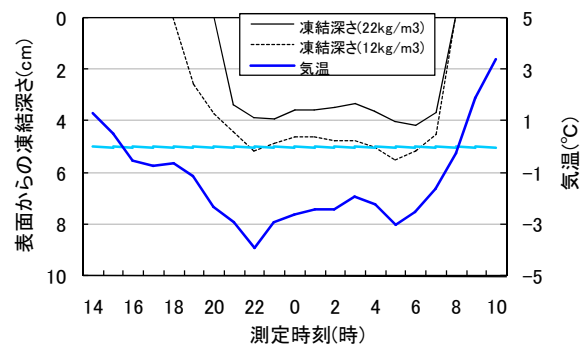


図-22 現場施工による盛土の施工時の凍結深さと気温

試験施工の結果、石灰系改良土の配合は、 17.5kg/m^3 であった。この配合で施工した道路盛土内の温度を計測し、図-23 に示す。この施工では、石灰系固化材を用いたので、発熱膨張のための養生を転圧済みの盛土の上で行った。盛土を施工してから3月下旬までのこの箇所での平均気温は 0°C 未満であった。石灰系改良土は、盛土完成後、時間の経過とともに凍結深さが大きくなり、盛土表面から 30cm 程度凍結した。気温が 0°C 以上となる頃から凍結

した箇所が融解し始めた。

盛土が完全に融解した5月下旬に盛土を開削し、盛土が凍結しなかつ

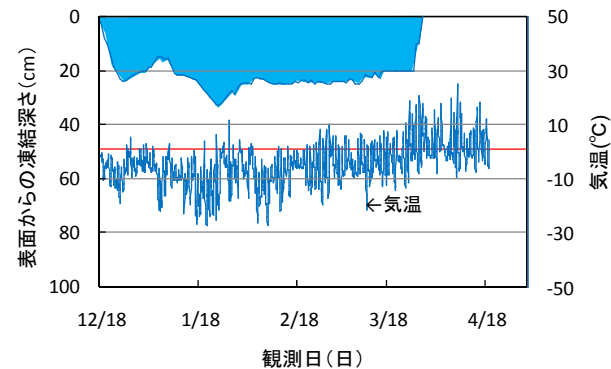


図-23 現場施工による盛土の施工後の凍結深さと気温

た箇所(表面から1mの深さ)で衝撃加速度を測定した。衝撃加速度は63.8Gであった。室内試験によりあらかじめ求めた衝撃加速度と一軸圧縮強さの関係から、目標一軸圧縮強さに対応する衝撃加速度は60Gであった。これらの結果より、寒冷期における実際の石灰系改良土による道路工事では、盛土の凍結は最大で30cm程度であり、凍結しなかった箇所では、盛土に必要な強度が確保されたことを確認できた。なお、同じ材料、同じ配合で、より気温が低い冬期に施工した盛土は凍結融解したが、この箇所の衝撃加速度は58.6Gであり、凍結した箇所では目標値を確保できなかった。

3. 2 冬期施工に適した固化材、配合の検討のまとめ

本検討で、セメントや石灰などの固化材による改良を行った。これまで、0°C未満の寒冷気候での固化材による改良は、なるべく行わないようにしてきた。しかし、寒冷地域でも一般的な方法およびそれほど手間をかけない方法により、固化材による改良が可能となることがわかった。これらをまとめると次のとおりである。

- ① セメントおよび生石灰などの固化材による改良では、反応熱により改良土の温度が上昇する。特に、生石灰では温度上昇効果が大きい。これにより、盛土内の凍結を抑制できた。
- ② 固化材による改良土では、盛土の施工中に0°C未満の気温になっても、1週間程度は盛土が凍結しなかった。
- ③ 凍結が抑制された盛土の融解時期の強度は、目標強度を満足していた。
- ④ 汎用のポリエチレン製シート(いわゆるブルーシート)の敷設は、空気層の断熱効果や風当たりによる放熱の減少効果によって、地表面の温度低下を防ぐ効果がある。
- ⑤ 寒冷地域で固化材により不良土を改良する場合、冬期間であっても夏期の施工と同様な方法で施工できる。生石灰による改良では、発熱反応終了までの養生を転圧済みの盛土上で行う。さらに、盛土完成までは、保護シートにより盛土表面を養生すると凍結防止の効果が大きい。また、現場では盛土の完成まで1週間程度で施工すると、盛土はほとんど凍結しなかった。

4. 寒冷気候を利用した高含水比土の改良技術の提案

北海道のような寒冷地では、冬期に地盤の凍上現象が発生し、土中にアイスレンズと呼ばれる氷の塊が生成されることがよく知られている(図-2)。アイスレンズが生

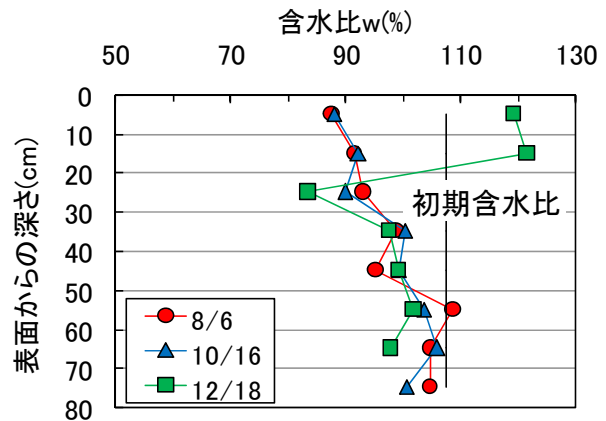


図-24 地表面からの深さと含水比の変化

成される際には、未凍土側から水分が地表面へ向かって移動していくため、凍土の含水比は高くなり、未凍土の含水比は低下する。そこで、この寒冷地特有の凍上現象を利用して、効率的に高含水比土を改良する技術を検討した。実験は、運搬不可能な高含水比土を大型土のうに投入して寒冷な気候下で含水比の変化を調べるものである。

4. 1 排泥池に沈殿保管された浚渫土砂の含水比

寒冷気候を利用した脱水効果が冬期に限定されるものかを確認するため、浚渫により排泥池に沈殿保管された土砂の深さ方向の含水比分布を求めた(図-24)。

計測開始時の5月21日に、排泥池の含水比は108%であったが、8月16日と10月16日には、表面付近から徐々に低下した。これは、気温上昇によって土中の水分が蒸発し、乾燥したためと考えられる。また、この乾燥による含水比の低下は地表面から深さ30cm程度までであり、それ以深では含水比の低下は確認できなかった。初冬の12月18日の計測では、地表面付近で大幅に含水比が上昇した。これは、凍上現象によって生じた水分移動と考えられる。初冬の12月18日の計測では、地表面付近で大幅に含水比が上昇した。これは凍上現象によって生じた水分移動と考えられる。逆に深さ30cm付近では、含水比が夏期より10%程度低下した。

外気との接触面が一面のみに限られる場合は、地表面から深い位置の含水比の低減が進まず、効率的な改良が困難と考えられる。そこで、大型土のうを用いることにより、外気との接触面を三面とすると、効率的な含水比低下が可能と考えた

4.2 実験方法

4.2.1 大型土のうの設置方法

表-8 浚渫土砂の物理的性質

物性値		
土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)		2.285
初期含水比 w_n (%)		420.4
粒度特性	2mm 以上 (%)	0.0
	75 μ m~2mm (%)	12.3
	75 μ m 以下 (%)	87.7
コンシステ ンシー	液性限界 w_L (%)	229.0
	塑性限界 w_P (%)	126.8
地盤材料の分類記号		(MH)
最大乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)		0.646
最適含水比 w_{opt} (%)		68.8
コーン指数 q_c (kN/m ²)		測定不能

実験は表-8 に示す物性値を有する網走湖の浚渫土砂である(図-24 とは異なる土砂)。初期含水比は約 420%であり、液性限界の約 2 倍と非常に高く、粒径 75 μ m 以下の粒子がほとんどを占める細粒土である。そのままの状態では締め固めが不可能で、コーン指数の測定ができないほど柔らかく、運搬ができない材料である。この土砂をバックホウで排泥池から採取し、攪拌して均等にしたのち、冬直前の 11 月に大型土のうに投入した(写真-8)。

大型土のうはポリプロピレン製で、紫外線劣化に対する耐久性に優れ、長時間設置後でも移動・転用が可能な強度を有している。容量は体積 1m³ で、直径は概ね 110cm である。また、生地の透水係数は 1.04×10^{-4} m/s 以上である。

写真-9 に大型土のうの設置状況を示す。大型土のうは、凍上による底面からの水分供給を防止するために高さ 50cm の礫材による盛土の上に設置した。土のうのみでは自立できなかつたため、写真に示すように、枠で支持するか、足場に渡した単管に吊り下げて設置した。

また、降雨や融雪水など土のう外部からの水分の浸透が、土砂の含水比の低減にどの程度影響を与えるのか明かにする目的で、土のうに屋根を設置した場合と設置しない場合の 2 ケースを実験した。土のうは合計 20 個作製し、このうちの 10 個に、鉄板を用いて、屋根を設置した(写真-9(a))。なお、継続的に寒気を接触させるため、土のうの周辺を定期的に除雪した。

4.2.2 調査方法

土のう内の凍結状態を調べるため、図-25(a) に示すように、メチレンブルー凍結深度計と温度センサーを、屋



写真-8 土砂の投入状況



(a) 屋根あり



(b) 屋根なし

写真-9 大型土のう設置状況

根あり屋根無しそれぞれの土のうの水平方向と鉛直方向に設置した。水平方向は、土のう底面から高さ 35cm の位置、鉛直方向は側面から 55cm の位置であり、それぞれ土のうの中心を通るように調整されている。また、水平方向の凍結深度計については、南北方向に設置した。

凍上による大型土のう内の含水比の変化を求めるため、図-25(b) に示す位置で含水比を測定した。含水比の測定は定期的に行い、含水比を測定するときに 1 つずつ、毎回異なる土のうを解体した。なお、測定は、1 か月に 1 回程度、12 月から翌年 11 月までの合計 9 回実施した。

4.3. 試験結果

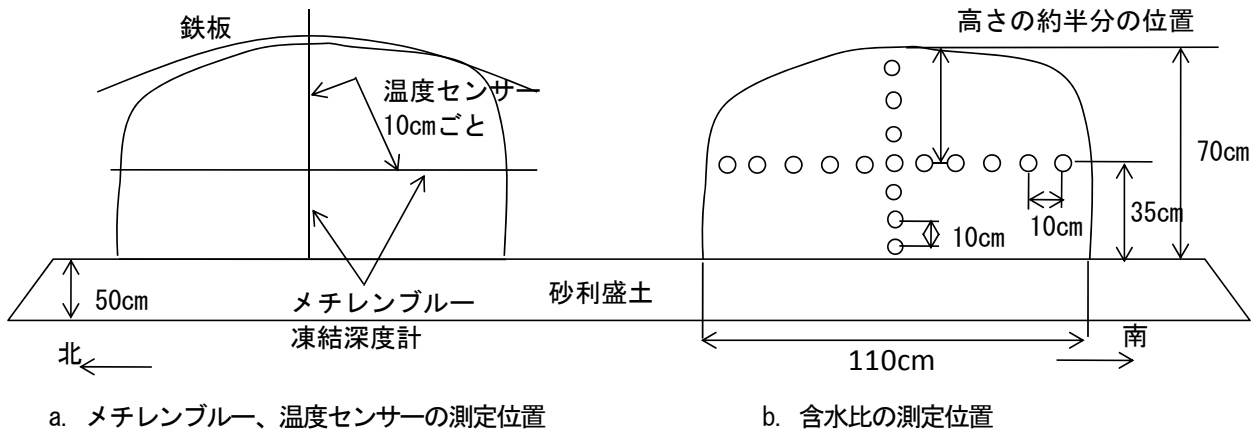


図-25 メチレンブルー、温度センサーおよび含水比の測定位置

4.3.1 大型土のう内の土砂の凍結状態

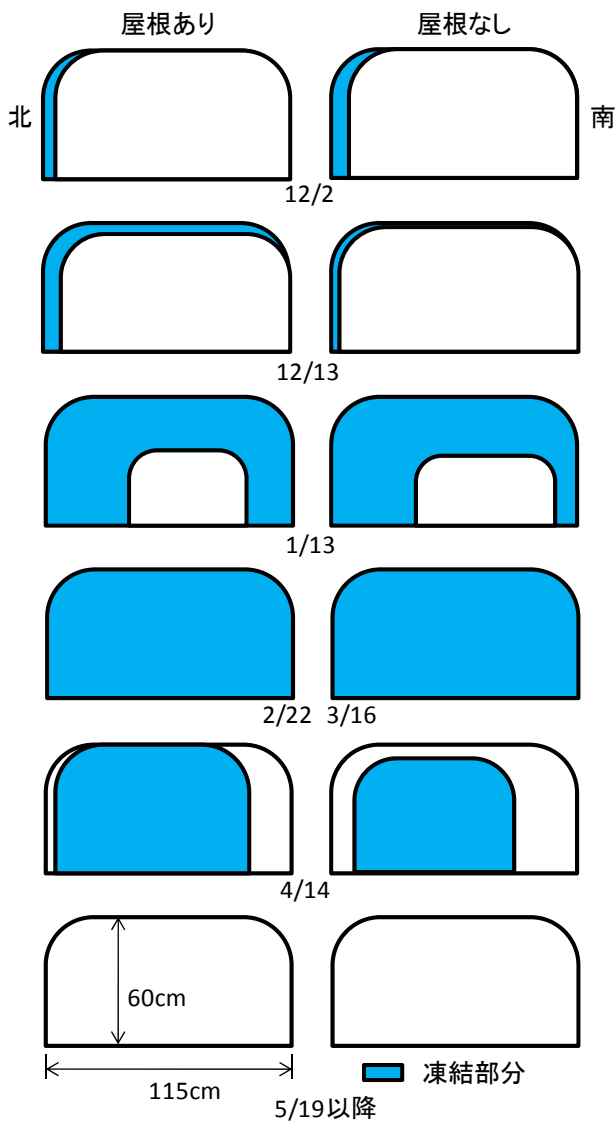


図-26 大型土のうの凍結状況

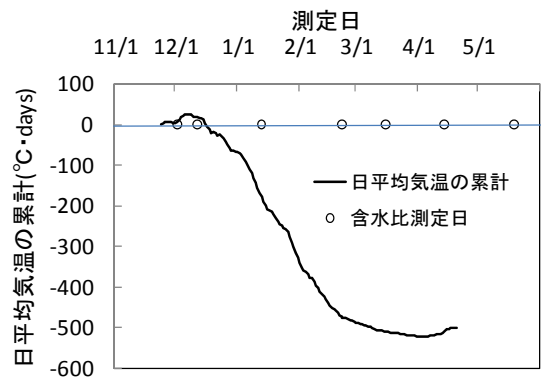


図-27 日平均気温の累積値と含水比測定時期

メチレンブルー凍結深度計、温度センサーなどのデー

タから土のう開削時の土砂の凍結箇所を推定し図-26 に示す。また、このときの日平均気温の累計を図-27 に示す。屋根あり、屋根なしのいずれも 12 月 2 日には、日当たりの悪い北側が凍結した。これは、日平均気温の累計が最大となるころと一致している。1 月 13 日には、北側、南側、上部が凍結しており、特に北側の凍結深さが大きい。2 月 22 日、3 月 16 日は大型土のう全体が凍結した。4 月 14 日は、日当たりの良い南側から融解し、5 月 19 日には、どちらの土のうも完全に融解した。屋根あり、屋根なしともに凍結と融解の時期や方向はほぼ同じであった。

融解開始時期は、土のう上部では、屋根なしが屋根ありよりも1週間程度、側面の融解は屋根ありの方が屋根なしよりも1週間程度早い時期であった。屋根は灰色の鉄板であったことから、屋根のない黒色の大型土のうの方が太陽光を多く集め、土砂の融解が早く進んだと考えられる。

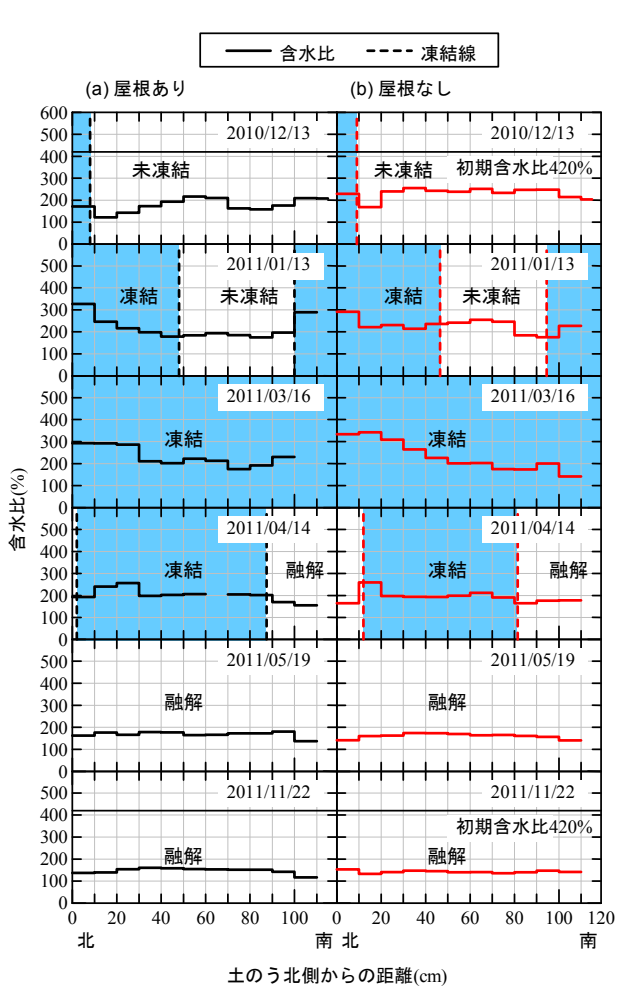


写真-9

しかし、その差は大きく、屋根の有無は、土のうの凍結や融解に関して、ほとんど影響を与えないといえる。

4.3.2 大型土のう内の含水比変化

図-28に土のう内の浚渫土砂の水平方向における含水比分布および凍結線の位置を、図-29に鉛直方向にお

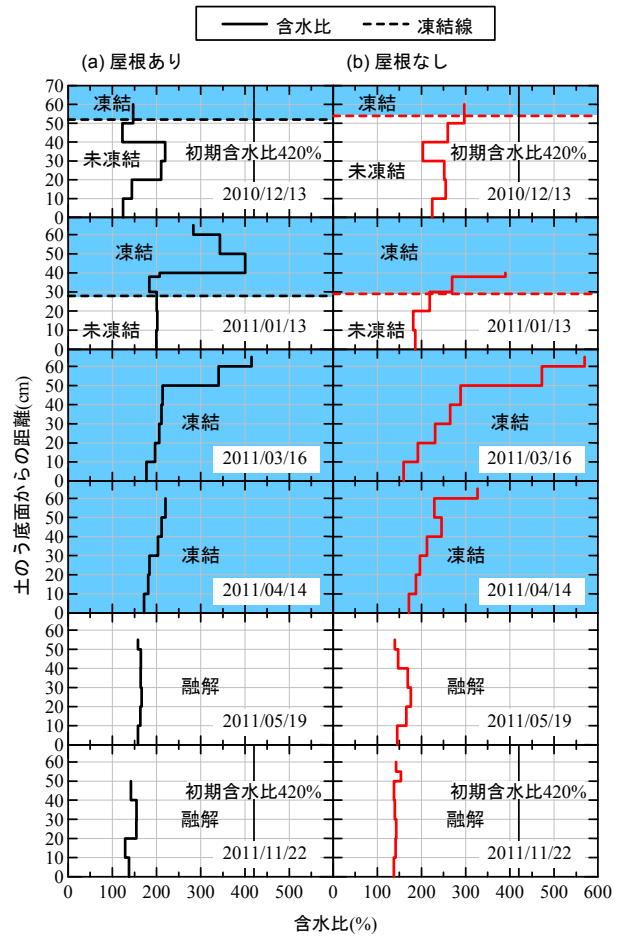
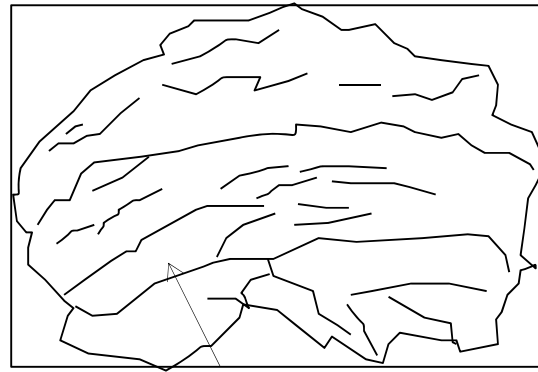


図-29 土のう内の浚渫土砂の鉛直方向における含水比分布

る含水比分布および凍結線の位置を示す。図中の実線は含水比を、点線は凍結線を表している。

11月11日の土砂投入時に420%あった含水比は、初冬の12月13日には、200%程度まで低下していたことが確認できる。本研究ではジオテキスタイルを用いており、この織目がフィルターの役割を果たして土のうから水分のみが排出され、浚渫土砂の自重圧密が促進されたものと



アイスレンズ

写真-10 大型土のう内の土砂に形成されたアイスレンズ

考えられる。これを裏付けるように、土砂投入時には土のう表面に水分の染み出しが確認されている。

凍結期の12月13日から翌年3月16日の含水比分布では、凍結線が土のう内部に進行すると、土のう表面付近では写真-10に示すようなアイスレンズが生成され、これを含んだ土砂の含水比が高くなった。

融解期の5月19日の含水比分布では、凍結期の水分移動で大きな値を示していた土のう表面付近の含水比が、屋根の有無にかかわらず低下していた。これは、表面付近に移動した水分が、融解して蒸発したためと考えられる。また、アイスレンズによって形成されたクラックは、アイスレンズが融解する際に発生する水分を流す水みちの役割を果たしていると考えられる。これによって排水が促され、含水比は200%を下回る値となった。

図-30に含水比とコーン指数の関係を示す。屋根の有無にかかわらず、初期状態では運搬すらできなかった材料が、本実験により、1年間で含水比は約140%まで低下した。この含水比は超湿地ブルドーザが走行可能な強度であるコーン指数200kN/m²であり⁴⁾、運搬可能な材料¹⁵⁾となった。寒冷気候と大型土のうにより、高含水比の浚

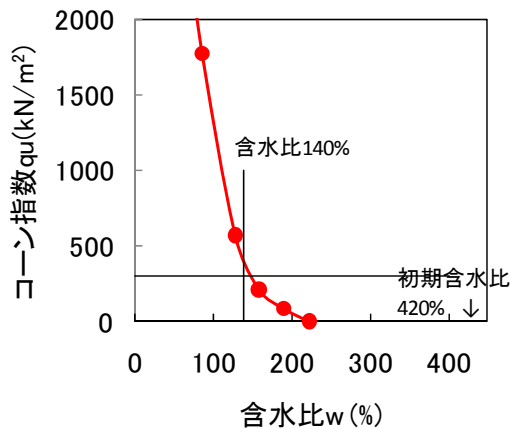


図-30 含水比とコーン指数

漉土砂を改良することができた。

4.4 実用化に向けた検討のまとめ

大型土のうと寒冷気候を利用して、高含水比土を改良する技術を開発するための検討を行った。その結果、大型土のうと、寒冷気候を効率的に利用することにより、初期含水比420%の浚漉土砂を1年間で含水比140%程度まで改良できた。この方法を用いることで、不良土を、効率的に改良することができると考えられる。

また、本研究を実施したオホーツク地域のような少雨、少雪の地域に限られるが、降雨や降雪の影響は小さく、これらを防ぐための屋根を設置する必要はないことも明

らかとなった。

5. まとめ

本研究において実施した検討により以下の知見が得られた。

- ① 冬期土工により融雪期に盛土の変状を抑制できる方法として、盛土の施工速度を速くすること、断熱材により盛土を断熱すること、非凍上性材料を使用すること、凍土層を除去しその後の締固めすることが有効である。
- ② 寒冷地域で冬期に固化材により不良土を改良する場合、生石灰による改良では、発熱反応終了までの養生を転圧済みの盛土上で行う。さらに、盛土完成までは、保護シートにより盛土表面を養生すると凍結防止の効果が大きい。
- ③ 大型土のうと寒冷気候を利用することにより、高含水な土砂を、安価に、効率的にさらには簡便に、年間を通じて含水比を低下させることができた。

参考文献

- 1) 地盤工学会北海道支部地盤の凍上対策に関する研究委員会編：寒冷地地盤工学—凍上被害とその対策—、p.231、2009.12
- 2) 地盤工学会北海道支部地盤の凍上対策に関する研究委員会編：寒冷地地盤工学—凍上被害とその対策—、p.3、2009.12
- 3) ISSMFE TC-8: Grain size distribution as a frost susceptibility criterion of soil、VTT Symposium、Vol.1、pp.29-32、1989.
- 4) 日本道路協会：道路土工要綱、p.389、2009.6.
- 5) 地盤工学会：土質試験の方法と解説—第一回改訂版—、pp.300-316、2000.3.
- 6) 秋谷健二他：ソイルセメントコラムの原位置温度測定及び養生温度の強度に及ぼす影響、第20回土質工学研究発表会、pp.1737-1740、1985.6
- 7) 日本道路公団北海道支社札幌技術事務所：凍上技術テキスト、2003.3.
- 8) 佐藤厚子、鈴木輝之、西本 聡：セメントおよび石灰改良土の発現強度に及ぼす養生温度の影響、地盤工学ジャーナル Vol. 3、No. 4、331-342、2008.11.
- 9) 日本コンクリート工学協会：コンクリート技術の要点'99、p.177、1999.9
- 10) 日本石灰協会：石灰による路床路盤の安定処理工法、p.34、1985.8
- 11) 土木研究所寒地土木研究所：北海道における不良土対策マニュアル、2013.4.
- 12) 佐藤厚子、山梨高裕、鈴木輝之、川端伸一郎：冬期土工による盛土の性状、第49回地盤工学研究発表会発表講演集、

2014.7

- 13) 気象庁 過去の気象データ検索 胆振地方苫小牧地
点
- 14) 気象庁 過去の気象データ検索 上川地方富良野地

点

- 15) 国土交通省 北海道開発局事業振興部技術管理課：北海道
開発局における建設副産物適正処理の手引き、2008.

A STUDY ON MAINTENANCE OF WINTER EARTHWORK QUALITY IN COLD、 SNOWY REGIONS

Budgeted : Grants for operating expenses

General account

Research Period : FY2011-2014

Research Team : Cold-Region Construction Engineering Research Group
(Geotechnical)

Author : YAMANASHI Takahiro

SATO Atsuko

ADACHI Takayuki

YAMADA Mitsuru

Abstract : Fill construction has more problems in winter than in other seasons、 including degradation of fill quality due to freezing and frost heave、 and insufficient improvement of fill strength from the addition of stabilizer. This study aims to understand and address problems such as those above by proposing the following: earthworks methods and quality-control standards for winter、 a method for improving fill strength by the addition of a stabilizer that performs well under low-temperature conditions、 and low-cost techniques for improving high-moisture-content soil by exposing it to the cold. As in FY 2011 and 2012、 we continued to carry out studies and experiments on fill construction in winter of FY 2013、 and we performed outdoor experiments on a solidification process that can improve fill strength even under low-temperature conditions. It was found that under cold climatic conditions、 frozen layers of ground form in a fill、 which causes the frost penetration depth to increase when the fill construction speed is slow、 and that the laying of insulating material is very effective a controlling freezing.It was also found that the use of heat generated by quicklime reduces the frost penetration depth.

Key words : winter construction; cold and snowy regions; solidification; frost-heaving