

泥炭地における国道建設のケースヒストリー

— 一般国道12号江別市豊幌の場合 —

A Case History of National Road Construction over Peat Deposits

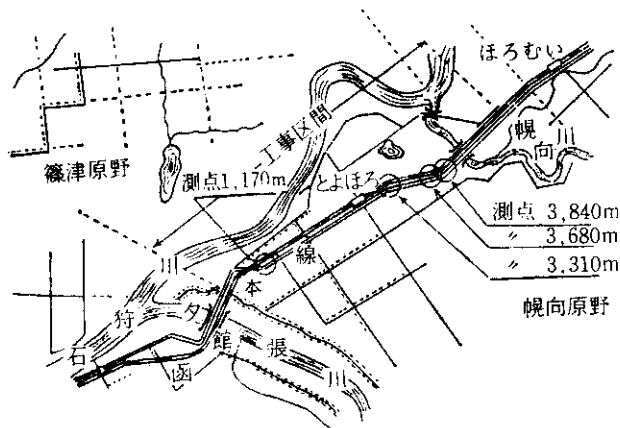
— National Road 12 near Toyohoro, Ebetsu, Hokkaido —

佐々木 晴 美*

1. 概 要

北海道の泥炭地における道路づくりの歴史は、北海道の開拓の歴史でもある。すなわち、開拓当時の農道は、排水のための側溝を掘削した泥炭や土砂を盛り上げて敷きならし、その上に薄い衣土をかける程度のものであった。開拓道路になると、さらにその上に覆土をし砂利敷きを行っている。しかし、このような道路工事現場では、いくら盛土を行っても容易に沈下して跡かたもなくなり、場合によっては盛土を行ったところが、在来の地表面よりも低くなるようなこともあり、このような現場は、“お化け丁場”と呼ばれ敬遠されていた。

明治14年(1881)から明治23年(1890)にわたって、樺戸集治監の囚人の労苦でつくられた月形～峯延間の道路では、あらかじめ路線の両側に排水溝を設け、これを運河として運んだ木材を泥炭地に敷き並べ、その上に盛土、砂利敷きを行って沈下を抑制する工法がとられている。

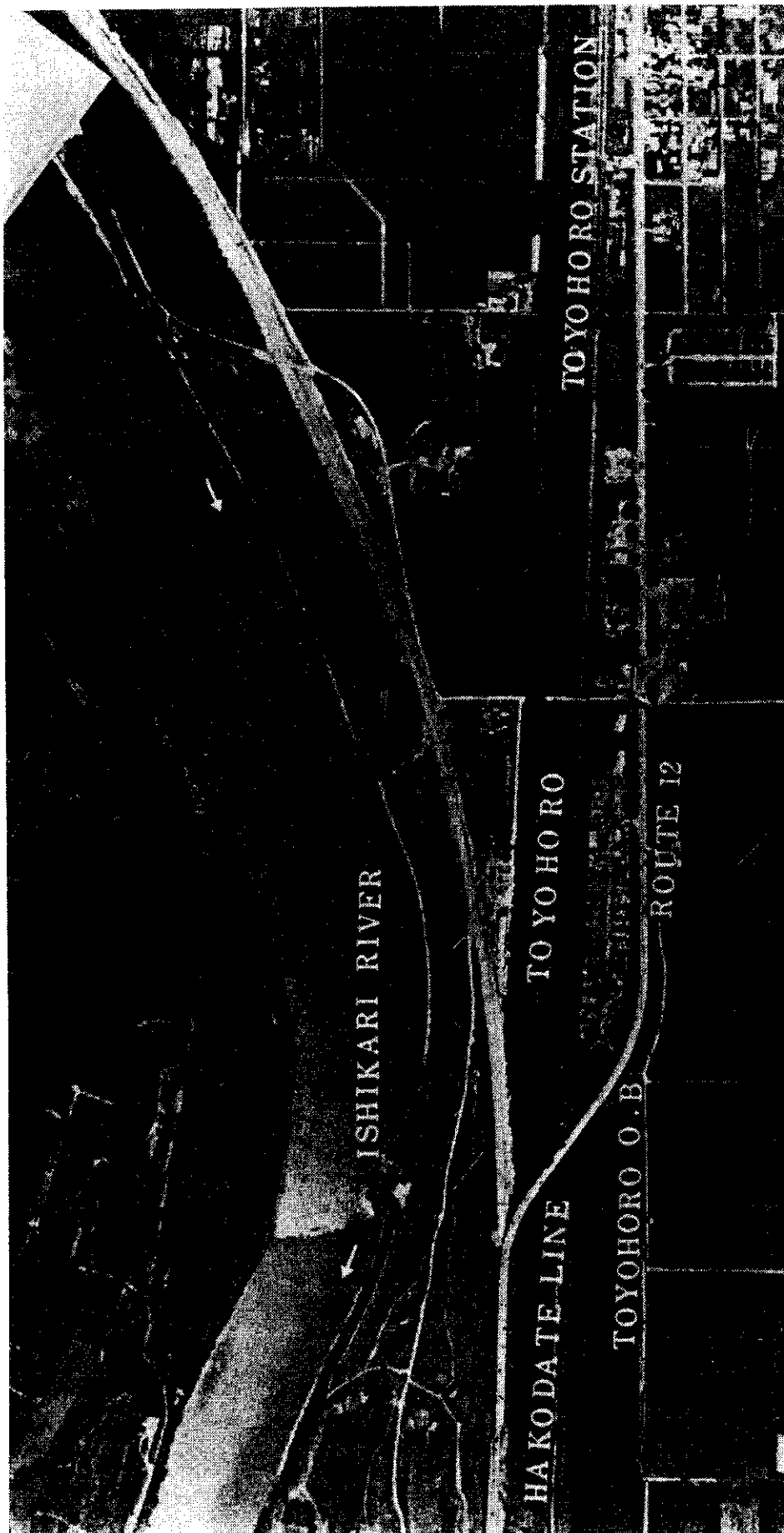


図—1 調査試験箇所位置図

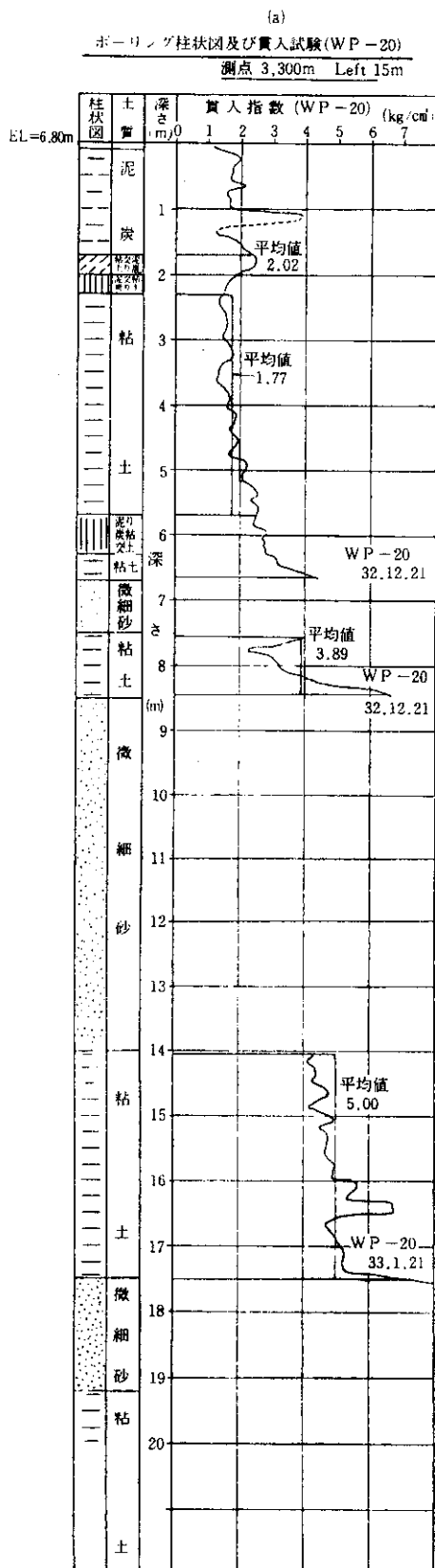
*土質研究室長

第二次大戦以前には、さしたる道路建設技術の進歩はみられなかったが、戦後、第一次道路整備5カ年計画が実施に移された昭和29年頃から、北海道の泥炭地にも本格的な舗装道路の建設が必要となってきた。在来道路が自然発生的な過程を経て漸増する自動車交通の量と輪荷重の推移に対応して改良補強が加えられていた石狩泥炭地においても、このような背景のもとに、本格的な舗装道路の建設が開始されることになった。江別市豊幌は、図—1および写真—1に示すように、北海道の道路網の中でも重要な幹線の1つであり、札幌市と旭川市を結ぶ一般国道12号が、この石狩泥炭地を通過する地点にある。この付近は、夕張川、幌向川が石狩川に流入する間に狹在して、泥炭ならびに粘土層からなるきわめて軟弱な地盤が広がっている地帯として、従来から各種建設事業の実施が困難とされていたところであり、諸般の事情と相まって国道の改良が見送られていた区間である。しかし、石狩川築堤工事や国道の路線変更などの関連もあって、当該区間の処女泥炭地における舗装道路の建設が要求されてきた訳である。

当該区間の国道建設に当たっては、この区間の泥炭地盤の工学的性状、道路路体を支持する泥炭地盤のすべり破壊に対する安定と沈下、適切な対策工法の選定および設計などが問題となり、昭和32年度から、施工区間300mに対して幅22m、盛土計画高さ1.0、1.5、2.0、2.5、3.0mの各段階区分を設け、事前の土質調査と相まって、盛土基礎地盤の安定と沈下に関する調査が行われた。盛土の施工の過程において、一部の区間で基礎地盤のすべり破壊が起こったが、各種の調査を行い、このすべり破壊の発生機構について考察するとともに、盛土荷重による泥炭性軟弱地盤の安定に関する解析方法について検討を行った。この成果は、以後の泥炭地における道路盛土



写真—1 — 一般国道12号江別市豊幌付近の航空写真



(b)

ボーリング柱状図

測点 3,000m 附近

土質	深さ (m)	厚さ (m)	深さ (m)
粘土	3.6		4.8
砂粘土	7.3		12.1
青粘土	19.4		31.5
小砂	3.0		34.5
砂利	7.4		41.9
砂	0.9		42.8
砂粘土	1.2		44.0
小砂利	1.5		45.5
荒砂	4.5		50.0
青粘土	14.6		64.6
小砂	9.1		73.7
砂粘土	1.7		75.4
小砂	3.6		79.0
中砂	9.1		88.1
白粘土	5.5		93.6
中砂	18.2		111.8
砂粘土	14.6		126.4

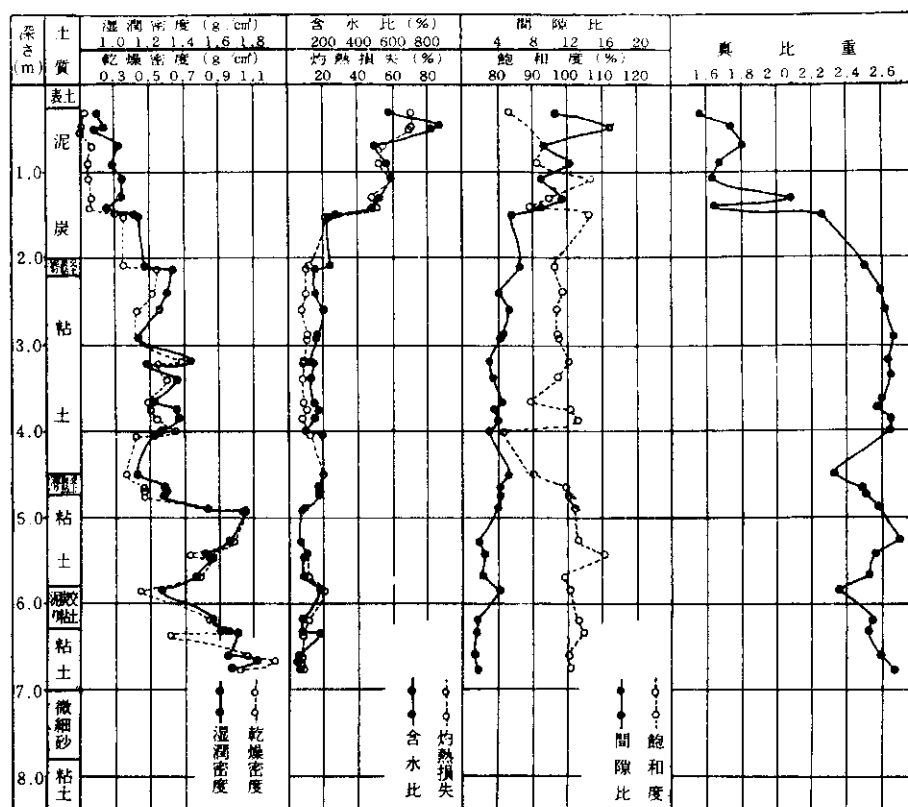
図-2 工事箇所地盤のプロファイル

や堤防の設計のための基本的な考え方の整理に多大の貢献をした。また、施工後の長期的な沈下観測が続けられ、泥炭地における盛土基礎地盤の沈下予測方法を見いだすための出発点となった。

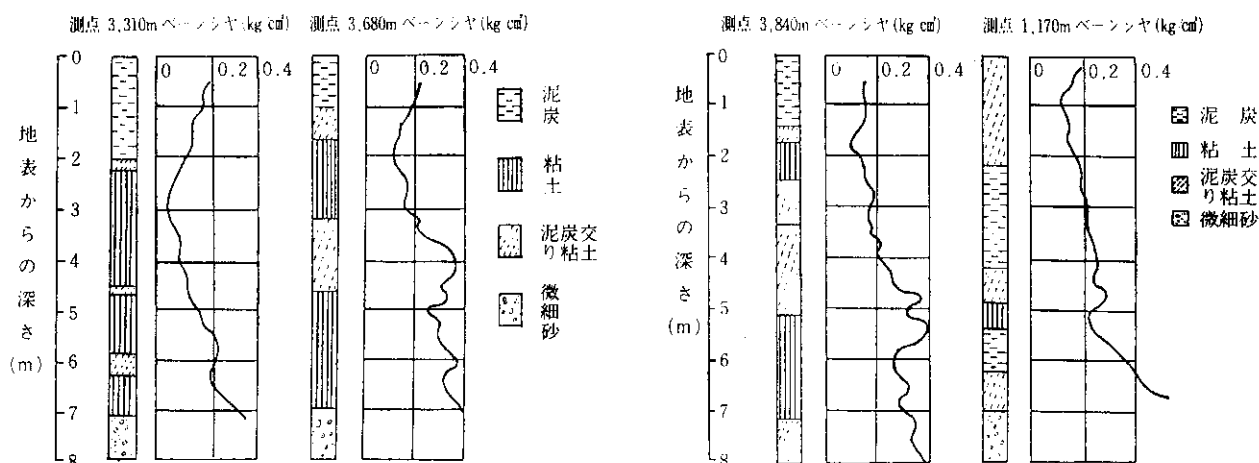
ここでは、上述したような北海道の泥炭地における道路建設、ひいては堤防建設の技術の進歩の上で、明確な位置づけを持って、これに貢献したと考えられている一般国道12号江別市豊幌における国道建設工事について紹介する。

2. 地盤の土層構成と工学的性質

一般国道12号江別市豊幌の工事区間においては、工事に先だって土質調査・試験を行い、地盤の土層構成、物理的性質、圧密定数および強度定数などが把握された。図—2は深さ20mまでの間の地盤プロフィールを、図—3は深さ約7m以浅の地盤土の物理的性質を、図—4はその深さ範囲の土層柱状図とベーン試験による地盤強度を示す。



図—3 浅層部の地盤土の物理的性質



図—4 基盤土層と強度

これらの資料からわかるように、当該区間の地盤では、マクロ的には深さ0～2mの泥炭層、2～7mの粘土層、7～8mの微細砂層、8～9mの粘土層が堆積し、以下、微細砂層と粘土層の互層が続いている。盛土基礎地盤として問題になると思われる。深さ9m以浅の軟弱土層は、おおよそ含水比が500～870%、湿潤密度が0.9～1.0g/cm³、間げき比が9～17、強熱減量が50～70%、圧縮指数が2～7なる泥炭表層と、含水比が50～240%、湿潤密度が1.1～1.8g/cm³、間げき比が1～6、強熱減量が6～17%、圧縮指数が3以下なる粘土層からなっている。

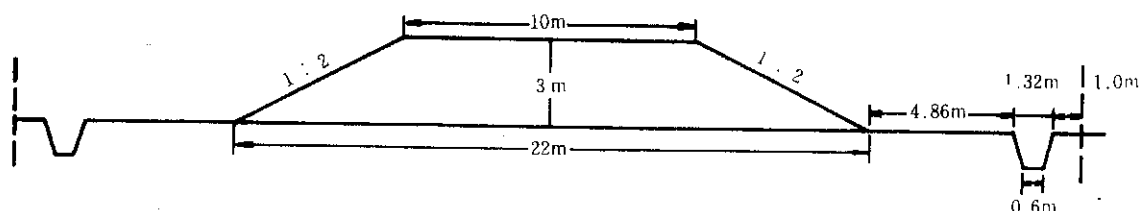
3. 工事計画

それ以前の北海道の泥炭地における道路づくりはすでに述べたように、せいぜい排水のための側溝や丸太の敷設などの処置を行った上で、盛土、砂利敷きを行う程度のものであったが、第一次道路整備5カ年計画に基づいて、本格的な舗装を前提として築造が開始された。札幌市と旭川市を結ぶ元一級国道のうちの当該区間の道路は、北海道の代表的な泥炭地の1つである石狩泥炭地を

通過するところから、泥炭地盤の工学的性状の把握、吟味に基づく科学的判断をよりどころとしながら、盛土の施工段階におけるすべり破壊の防止、残留沈下量の大きさと関連における舗装時期の決定など、この道路建設工事を的確に進めるとともに、経済的なものとするのが要求された。

なお、計画盛土断面は平坦部に対しては図一5に示すような台形断面であるが、跨線橋取付け部に対しては、高さ6.9mの台形断面の両側に押え盛土を持ったものである。

また、当該区間の泥炭地盤について行った土質調査の結果に基づいて、盛土荷重による基礎地盤のすべり破壊に対する安定に関する検討と最終沈下量の予測を行った。その結果、当該区間の盛土の施工に当たっては、なんらかの軟弱地盤対策工法が必要であることが明らかとなり、工期に十分余裕があることに加えて工費を低く押えることを重視した結果、全体的には緩速段階施工法によることとし、特に跨線橋取付け部に対してはサンドドレーン工法と押え盛土工法もあわせて用いることとした。実際には本舗装の施工は、残留沈下速度が10cm/年



図一5 計画盛土断面図（平坦部）

程度の時点で、交通量をも考慮しながら行った。

4. 試験断面の設定

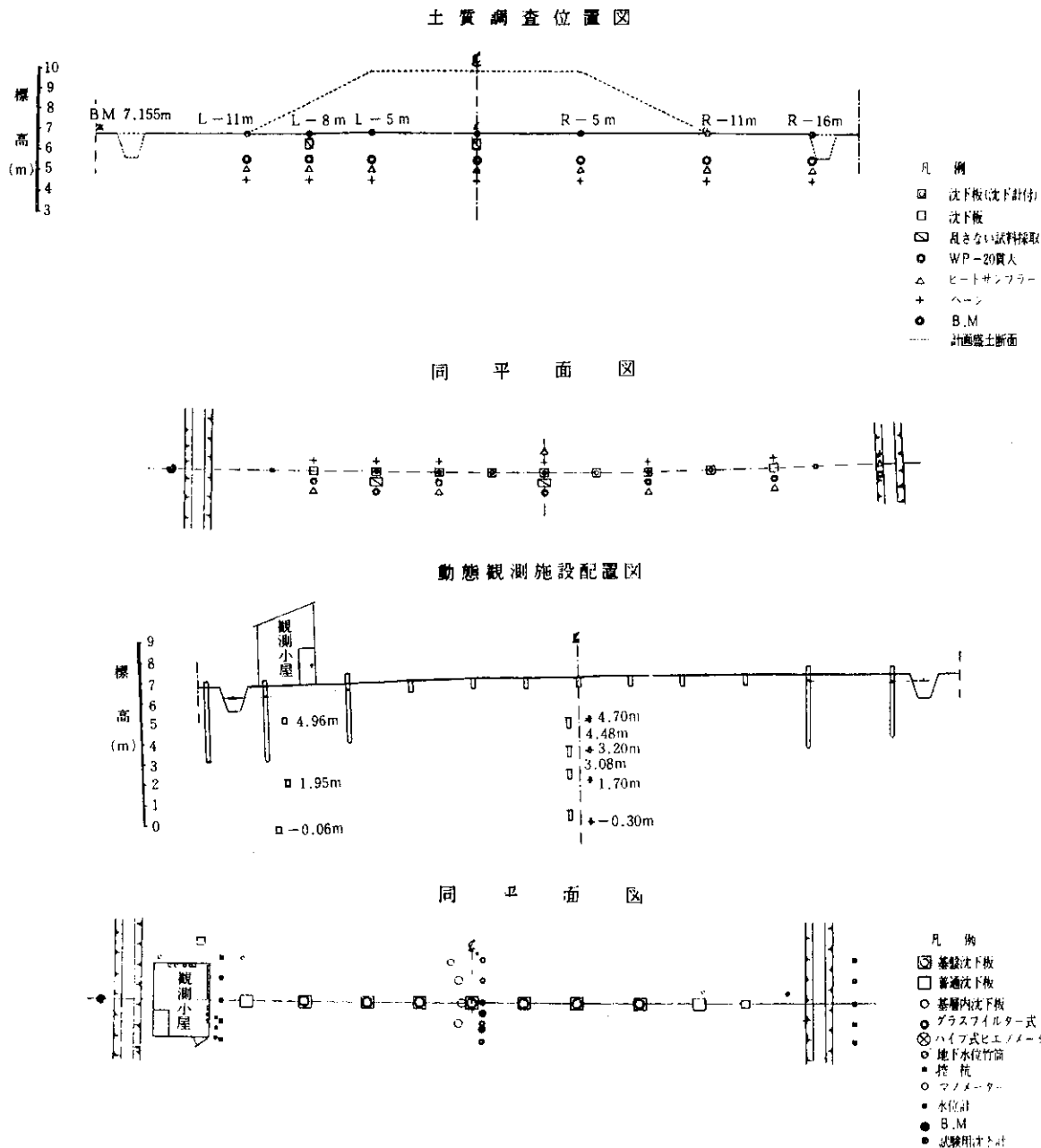
当該工事区間の泥炭および粘土層からなるきわめて軟弱な地盤上に、道路盛土を築造する際の基礎地盤の安定ならびに沈下に関する施工管理に資するとともに、それらの機構と定量的な解明を意図して、図一1にも示したように、測点3,310m、測点3,680m、測点3,840mおよび測点1,170mの4地点に試験断面を設定し、32年度から43年度までの12年間、盛土施工前の段階における土質調査、施工段階における動態観測、施工後における盛土基礎地盤の安定と沈下の経時変化に関する調査などを行った。図一6は試験断面における土質調査位置ならびに動態観測施設の設置状況の一例を示す。

ベンチマークの設置に当たっては、泥炭地におけるこの種の調査結果が、高さの基準点の設定が的確でないために不明確となる場合が多いことを考慮して、もっと

信頼性に富む設備や配置とすることを計画したが、用地の関係もあって盛土のり尻から7m離れた地点に、直径 $1\frac{1}{2}$ インチ、長さ5.5mのガス管2本を連結して深さ10mの細砂層中に打込んでこれを利用した。

盛土基礎地盤の沈下量の測定に対しては、地盤表面に厚さ3cm、縦60cm×横60cmの木板に直径 $3\frac{1}{2}$ インチ、長さ50cmのガス管を取付けたものを木板面が地盤表面と平行になるように設置し、これを盛土中心のほか左右各々、2.5、5.0、8.0、11.0mのところに配列した。また、基礎地盤内には厚さ9mm、直径20cmの鉄板に直径 $3\frac{1}{2}$ インチ、長さ50cmのガス管を取付けたものを、8インチ・ソイルオーガーで所定の深さまで掘った孔中に埋込み、自然状態に近似するよう注意して埋戻した。基礎地盤内における沈下板の深さは地盤表面から、それぞれ2.0、3.5、5.0、7.0mとした。

また、基礎地盤のすべり破壊の徴候ならびに側方流動の状況の把握を意図して、のり尻外の地盤の変位を測定



図一六 土質調査位置および動態観測施設の設置状況 (測点 3,310m)

するために、厚さ 3 cm、縦 30 cm × 横 30 cm の木板を角材で固定した測定板を、盛土の左右両側のり尻外 2 m のところに設置した。

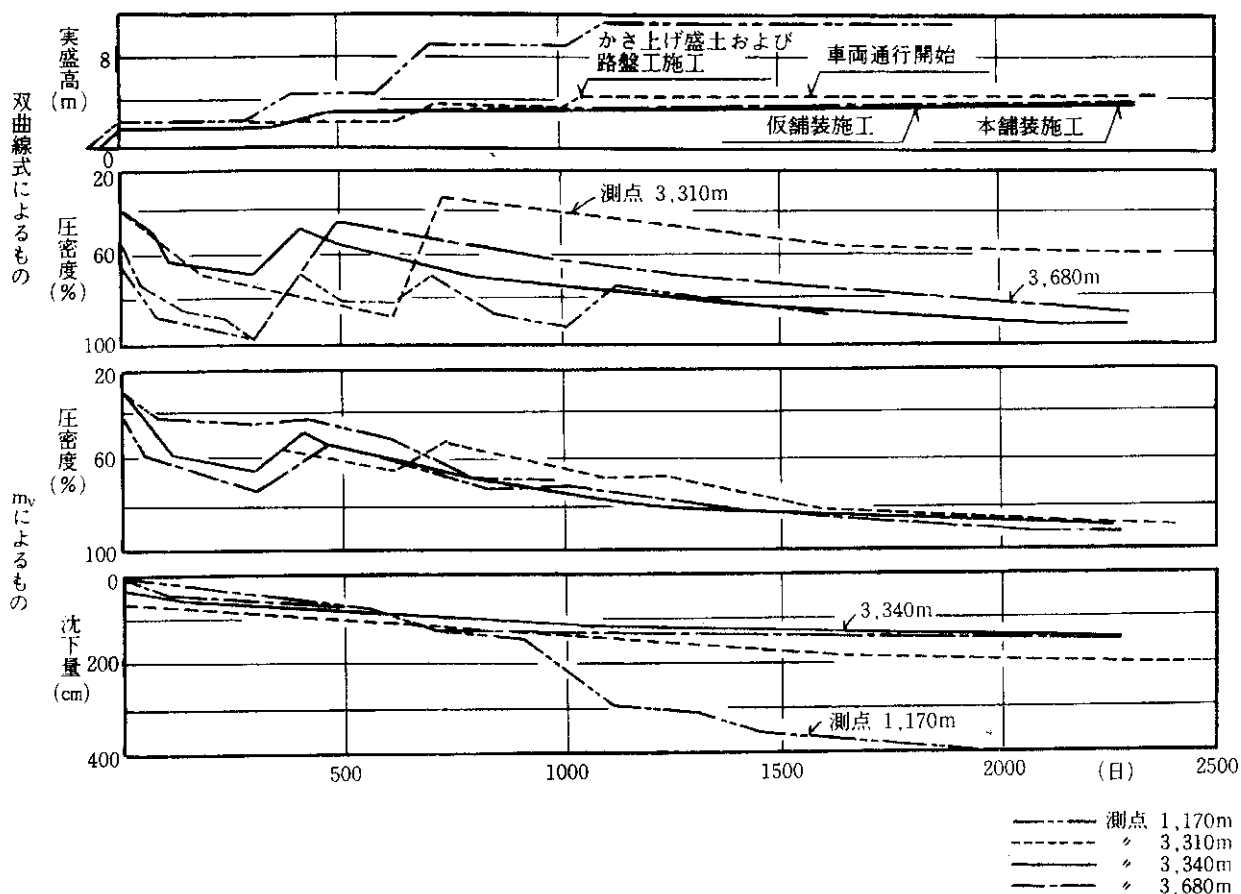
盛土の施工に伴う基礎地盤内の間げき水圧の変動の測定については、沈下板の対応深度にソイルオーガーによる穿孔を利用して埋設した内径 $\frac{1}{4}$ インチのビニールパイプを導管としたグラスフィルター式ピエゾメーターによって行うこととした。

5. 盛土の施工およびそれに伴う動態観測

当該区間の盛土の施工は、32年度から開始された。すなわち、測点 3,310 m を含む区間は 32 年度に、測点 3,680

m を含む区間は 33 年度に、それぞれ盛土を始め 35 年 8 月に完成し、36 年 8 月から供用開始され、38 年 6 月に本舗装の施工が行われた。測点 1,170 m 付近は国鉄函館本線と立体交差する豊幌跨線橋の取付け盛土部で、34 年度にサンドドレーン工法による地盤処理が行われ、37 年度に完成した。この間の盛土および舗装の施工経過と、これらに対応する基礎地盤の沈下と圧密度の経時変化を、図一七に、また、これらを含む施工概要を表一に示す。

これらの資料に示すように、工事区間全体としては基礎地盤の圧縮に伴う強度増加を待ちながら、緩速段階施工が進められたが、天端幅 10 m、敷幅 22 m、高さ 3 m、のり勾配 1 : 2 なる盛土断面で計画されていた測点 3,310

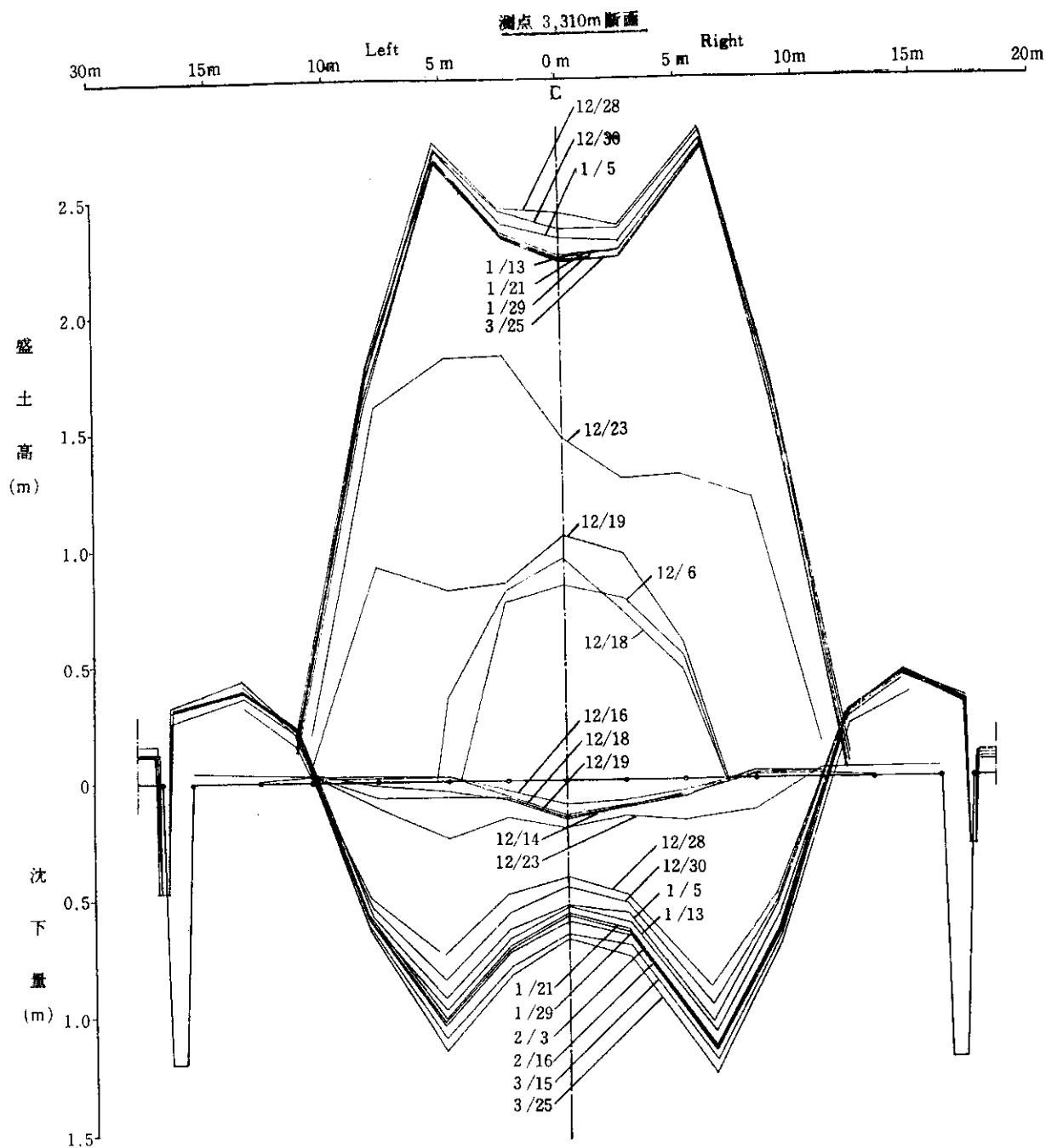


図一7 施工経過および基礎地盤の沈下、圧密度の経時変化

表一1 試験断面盛土施工概要

(経過日数は 39年3月31日現在)

測 点	1,170m (跨線橋取付け道路)	3,310m	3,680m	3,840m
地盤処理の有無	有(サンドドレーン工法 n=6.8)	無	無	無
抑え盛土の有無	有	有	無	無
破壊沈下の有無	無	無 有	無	無
実 盛 高 (m)	2.5 4.7 8.9 10.7	2.0 3.8	1.6 3.1	1.8 3.1
盛土後経過日数	394 + 312 + 389 + 516	717+1,548	482+1,541	414+1,622
通行開始年月	37年12月	36年8月	36年8月	36年8月
通行開始後1年間の沈下量 (cm)	47	20	13	8
仮舗装施工年月	39年10月	37年3月	37年10月	37年8月
仮舗装後1年間の沈下量 (cm)	—	9	10	9
本舗装施工年月	—	38年6月	38年6月	38年6月



図一 8 盛土施工過程と沈下の経時変化の横断的図示 (測点 3,310m)

m付近では、原地盤からの盛高が2.43mに達した時に、基礎地盤に急激な破壊沈下が発生した。盛土の施工はただちに中断されたが、その翌日にはさらに著しい沈下が継続し、盛土天端中央部には縦断方向のき裂が発生し基礎地盤面に向かって垂直に入っていることが確認されたところから、盛土荷重による基礎地盤の安定解析に際しては、基礎地盤内に発生するすべり面がそのままの形状で盛土を貫通するとする考え方は適当でないとの判断を得、これがその後の安定解析に導入された。また、図一8はこの測点における盛土の施工経過とそれに対応する基礎地盤の沈下の経時変化を横断的に示したものである

が、同図によると、沈下量の最大値が盛土中央ではなくてのり肩付近に対応する位置で発生していることがわかる。このような現象を含めて、この場合のすべり破壊の機構に関する検討が行われ、その結果、軟弱地盤におけるすべり破壊は、盛土荷重による地盤内の各点における最大せん断応力とせん断抵抗との比として与えられる危険指数の全般的な平衡関係が破壊条件を支配するとする解釈が最も適切であるとの結論が得られた。

6. 盛土施工後における基礎地盤の安定と沈下

当該区間の盛土の施工はすでに述べたように、32年か

ら37年にかけて行われた後、平坦区間は36年8月に、また、跨線橋取り付け部は37年12月に、それぞれ供用開始され、仮舗装、本舗装が施工されて今日にいたっているが、盛土基礎地盤の安定と沈下に関する調査は、盛土完了後も交通量の増大によって作業がきわめて困難になった43年まで続けられた。

図一9は盛土完了から約1,600日までの間の、各試験断面の測点における沈下量の経時変化に関する実測値と、これに基づく予測式について検討した結果を示す。また、表一2には各測点について、盛土完了から約1,600日経過した39年3月の時点における沈下量の実測値、圧密度などを示すとともに、それ以降の沈下量の経時変化に関する実測値を、図一8で得られた予測式の適用によって求められた推定値と比較しながら示した。沈下量の経時変化に関する調査が打ち切られた盛土完了から約3,000日経過時点における残留沈下速度は、おおよそ測点3,310 mでは4.6 cm/年、測点3,680 mでは18 cm/年であった。

なお、供用開始から39年3月までの期間を含む33年から40年にかけての、当該現場の近接地点における自動車交通量および輪荷重の経年変化は、図一10に示すようなものとなっている。

盛土基礎地盤の安定に関する経時変化については、ベーン試験による地盤強度の測定結果によって検討した。図一11に盛土中心部における基礎地盤強度の経時変化の一例を示す。このような資料から、当該現場における緩速段階施工法の適用により、軟弱土層の圧縮に伴って地盤強度が明らかに増加していることがわかる。また、試験断面における各土層の圧縮率（圧縮変形量の初期層厚に対する比率）に伴うベーンせん断抵抗の増加の状況は、図一12に示すようなものとなっている。これによると泥炭層および粘土層の盛土荷重による圧縮に伴って生ずる強度増加の程度には、圧縮率が等しい場合には、ほとんど差がないことがわかる。したがって、泥炭層は載荷後の初期圧縮変形量が大きいという特性をもつところから、粘土層の場合に比べて、盛土後、比較的短時間に基礎地盤の安定性を増大させるものと考えられる。

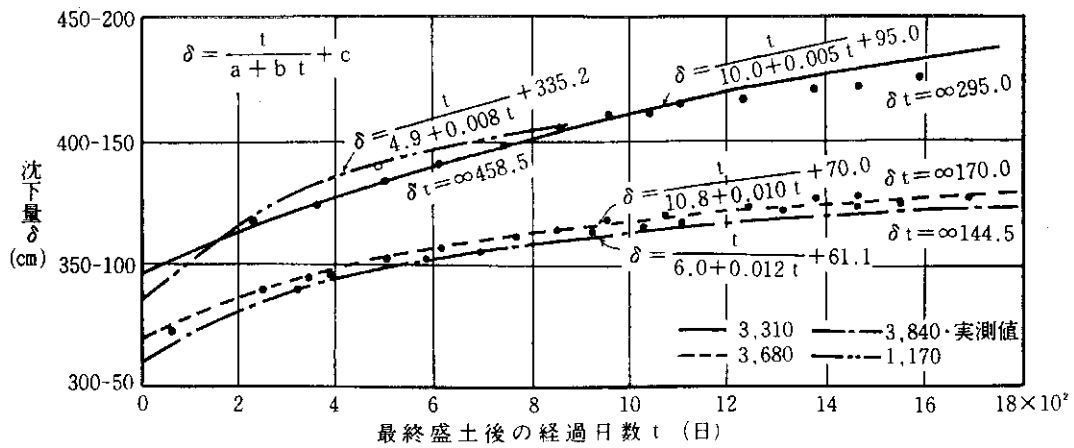
7. 結 語

以上、述べてきたように、北海道の泥炭地における本格的な道路築造の先駆となったばかりでなく、泥炭地における盛土築造技術の進歩に大きく貢献した、この江別市豊幌付近の区間は、調査、解析、設計、施工などの面で当該区間の工事にたずさわった多くの関係者の努力が

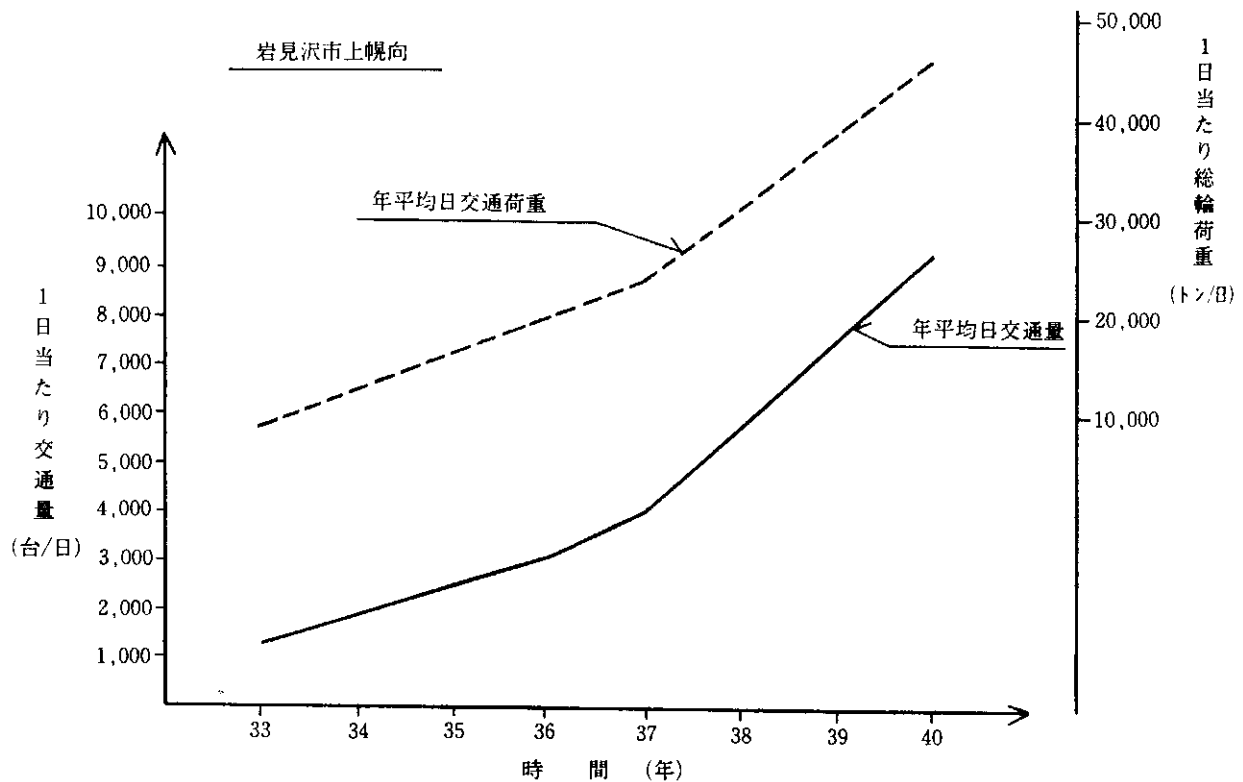
表一2 沈下量の経時変化（39年3月以降）

測点 (m)	最盛高 (m)	最終推定 沈下量 (cm)	39年3月 現在実測 沈下量 (cm)	39年3月 現在の測 量圧密度 (%)	39年3月 以降の推 定残留 沈下量 (cm)	39年3月～40年3月		39年3月～41年3月		39年3月～42年3月		39年3月～44年3月		沈下予測式 (双曲線式)
						推定	実測	推定	実測	推定	実測	推定	実測	
3,310	3.9	295.0	178.7	60.6	116.3	10	22.3	18	27.8	25	31.3	37	44.8	$\frac{t}{10.0+0.005t} + 95.0$
3,680	3.1	170.0	133.0	78.2	37.0	5	8.3	8	10.0	11	13.0	16	20.0	$\frac{t}{10.8+0.010t} + 70.0$
3,840	3.0	144.5	129.7	89.8	14.8	3	4.5	3	12.3	7	15.1	9	—	$\frac{t}{6.0+0.012t} + 61.1$
1,170	10.8	458.5	391.6	85.5	66.9	18	17.5	28	32.4	35	32.9	46	—	$\frac{t}{4.9+0.008t} + 335.2$

注：推定沈下量と実測沈下量との間の差は 実測沈下量－推定沈下量 として表わした。

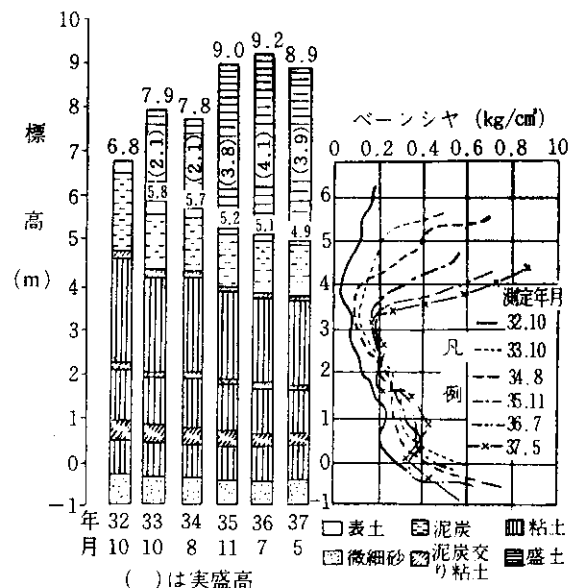


図一〇 盛土中心基盤面における実測沈下量と双曲線式による推定値

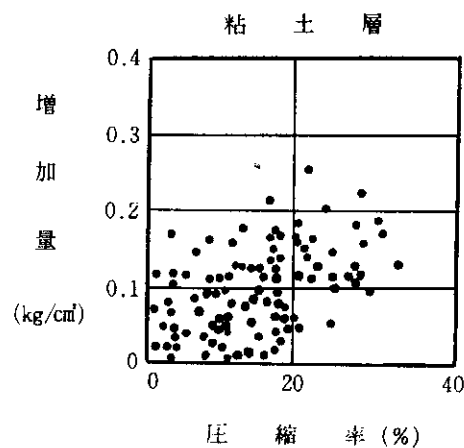
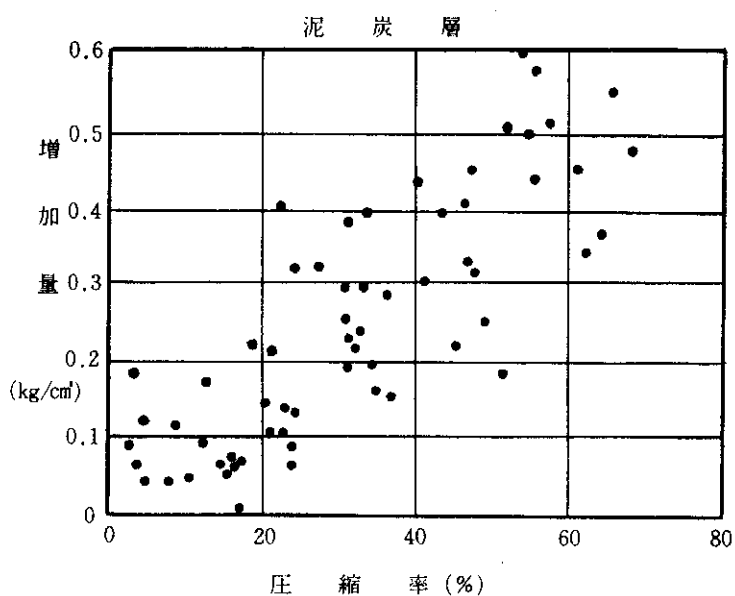
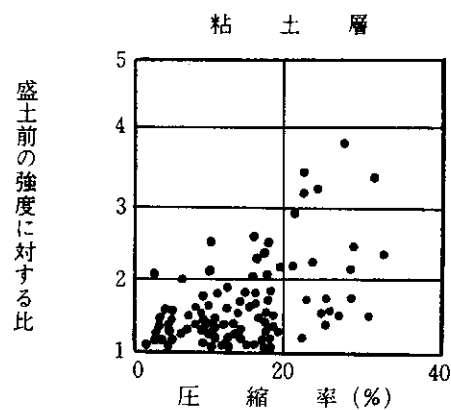
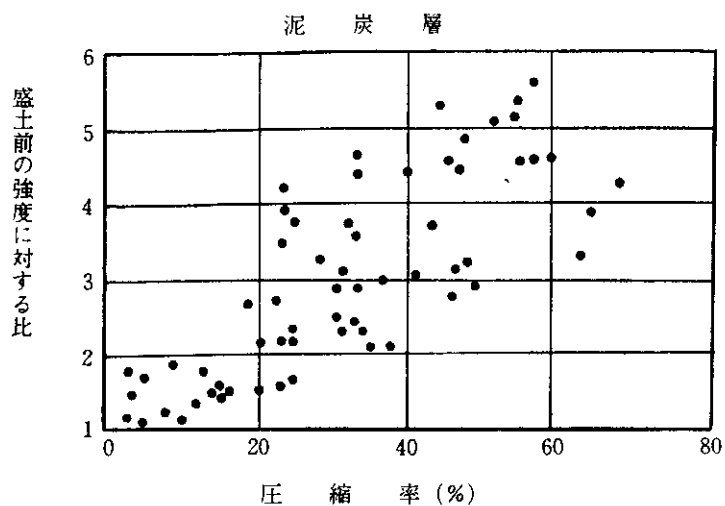


図一〇 工事箇所付近における自動車交通量と輪荷重の経年変化

実り、現在では一般国道12号が北海道の重要な幹線の1つとしての役目を十分果たすのに役立っている。



図一〇 圧縮に伴う地盤強度の経時変化 (測点 3,310m)



図—12 圧縮率とベーンシヤの増加の関係
(測点 3,310m, 3,680m, 3,840m)

引用文献

- 1) 若林 功：北海道開拓秘録，第3篇，月寒学院，1949

- 2) 宮川 勇：泥炭地の土質工学的調査研究，第4報 泥炭性軟弱地における築堤基盤の安定に関する研究 土木試験所報告，第21号，pp.1～84，1959