ISSN 0386－5878
土研資料第1661号
マイクロフィルム第　　号

土木研究所資料

軟弱地盤上の低盛土道路に関する調査報告書(4)

昭和56年3月

建設省技術管理業務・土質部会
建設省土木研究所土質研究室

Copyright © 1981 by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director of P.W.R.I.

この報告書は，土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって，本報告書の全部又は一部の転載，複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

まえがき

盛土高2～3 m以下のいわゆる低盛土道路は，これまでその沿道利用の便，工事費の節減及び軟弱地盤地帯でのすべり破壊の危険や施工中の沈下が少ないことなどの理由によって，一般国道の建設に広く採用されてきている。

しかし，低盛土道路を軟弱地盤上に施工した場合，供用後，路面の平坦性や舗装の維持に問題を及ぼすような不等沈下を生じることが多い。これは，高盛土の場合なら盛土内で分散してしまう交通荷重が，低盛土では軟弱層にまで伝播し，土に繰返し圧密作用を及ぼして沈下や不等沈下を助長することに大きな原因がある。特に，支持基礎をもつ橋脚やボックスカルバートなどの道路横断構造物との取り付け部では段差が生じやすく，維持管理上あるいは走行上の著しい障害となりやすい。

これまで，軟弱地盤上の低盛土道路におけるこのような問題点の指摘はなされてきたが，どのような条件のときにどの程度の沈下や不等沈下による被害が発生するかについては，軟弱地盤の厚さや性状，舗装や盛土の厚さと剛性，路面の平坦性並びに交通特性などによっても異なるため，一概にはいえないのが現状である。また，交通荷重による沈下量を繰返し荷重を加えた圧密試験から予測しようとする試み[1)2)3)]もあるが，外力としての交通荷重の評価そのものがむずかしいこともあって，まだいくつかの解明すべき問題が残されている。さらに，低盛土道路に適した軟弱地盤対策についても，対策の効果が実証された例が少ないため，効果的でかつ経済的な工法がまだ確立されていない。

そこで本研究では，1)実際の低盛土道路に生じる沈下や不等沈下の実態の把握と問題点の整理，2)交通荷重の評価と交通荷重による沈下量を予測する手法の確立，3)低盛土道路に適した軟弱地盤対策工法の提案を目的として，実際の低盛土道路に各種の地盤対策工を試験施工した調査区間を設け，路面の沈下や平坦性の変化などを長期にわたって追跡調査してきた。

これまでの調査の結果，どのような条件の道路でどの程度の沈下や不等沈下が発生するかが明らかになるとともに，各種の対策工の効果についてもある程度の評価が下せる段階になった。さらに，観測された沈下の実態から交通荷重の大きさを評価し，交通荷重による沈下量を簡便に予測する手法についても検討を加えた。よって，以上の成果をここにとりまとめる。

なお，本研究は，建設省技術研究会の道路部門指定課題「軟弱地盤上の低盛土道路の設計法に関する研究」として昭和48年度から開始し，51年度からは建設省技術管理業務・土質部会の共同研究課題として追跡調査を実施してきたものである。調査に御協力いただいた各地方建設局の工事事務所ならびに技術事務所の関係各位に対し，深く感謝の意を表する。

昭和56年 3 月

建設省技術管理業務・土質部会

＜とりまとめ担当者＞

土質研究室　久楽勝行　三木博史

真下陽一　関　一雄

目　　次

まえがき
1. 調査目的 …… 1
2. 調査方法 …… 2
3. 調査結果 …… 3
3－1　3号川尻バイパス …… 4
3－1－1　基本的な道路諸条件 …… 4
3－1－2　観測結果 …… 5
3－2　11号吉野川バイパス …… 14
3－2－1　基本的な道路諸条件 …… 14
3－2－2　観測結果 …… 15
3－3　1号沼津バイパス …… 24
3－3－1　基本的な道路諸条件 …… 24
3－3－2　観測結果 …… 26
3－4　4号越谷－春日部バイパス …… 40
3－4－1　基本的な道路諸条件 …… 40
3－4－2　観測結果 …… 41
3－5　17号長岡東バイパス …… 53
3－5－1　基本的な道路諸条件 …… 53
3－5－2　観測結果 …… 54
3－6　7号昭和バイパス …… 65
3－6－1　基本的な道路諸条件 …… 65
3－6－2　観測結果 …… 66
3－7　207号白石バイパス …… 71
3－7－1　路面状況ならびに沈下解析結果 …… 71
3－7－2　交通衝撃荷重の実測結果 …… 74
4. 考　　察 …… 76
4－1　低盛土道路における問題点 …… 76
4－2　交通荷重の評価 …… 78
5. ま と め …… 81
参考文献 …… 82
土質調査報告書一覧 …… 83
付　　録
o　各バイパスにおける原地盤（盛土施工前）の土質試験結果一覧図 …… 85
o　原地盤（盛土施工前）の圧密試験結果 …… 99

1. 調査目的

低盛土道路を軟弱地盤上に施工した場合，供用後，路面の平坦性や舗装の維持に問題を及ぼすような不等沈下を生じることが多い。

これは，高盛土の場合なら盛土内で分散してしまう交通荷重が，低盛土では軟弱層にまで伝播し，土に繰返し圧密作用を及ぼして沈下や不等沈下を助長することに大きな原因がある。

このような低盛土特有の問題に対する軟弱地盤対策としては，各種の表層処理工法，載荷重工法，置換工法，サンドコンパクションパイル工法及び石灰パイル工法など種々の方法が考えられるが，実際の低盛土道路においてその効果が実証された例が少ないため，効果的でかつ経済的な工法がまだ確立されていない。

そこで本調査では，実際の軟弱地盤上の低盛土道路に各種の対策工を試験施工してその挙動観測を行い，その結果から低盛土道路に適した軟弱地盤対策を見い出すことを目的としている。

表－1　調査対象道路と地盤処理工法

地建	工事事務所	道路名（地先名）	地盤処理工法
東北地建	秋田工事事務所	7号　昭和バイパス（秋田市金足字清水）	生石灰パイル $\ell=2.7\,m$ 無処理 生石灰パイル $\ell=5.0\,m$ ネトロンシート PPFシート サンドコンパクションパイル $\ell=5.0\,m$
関東地建	北首都国道工事事務所	4号　越谷一春日部バイパス（越谷市平方）	生石灰パイル $\ell=4\,m$ 生石灰パイル $\ell=2\,m$ 無処理 シート
北陸地建	長岡国道工事事務所	17号　長岡東バイパス（長岡市土合）	生石灰パイル $\ell=3.5\,m$ PPFシート 無処理
中部地建	沼津工事事務所	1号　沼津バイパス（沼津市西沢田）	無処理によるサーチャージ工法
四国地建	徳島工事事務所	11号　吉野川バイパス川内工区（徳島市川内町大松）	無処理 置換
九州地建	熊本工事事務所	3号　川尻バイパス野田地区（熊本市野田町）	無処理 生石灰安定処理 シート敷設 Fe石灰安定処理

2. 調査方法

実際の低盛土道路に各種の軟弱地盤対策工を試験施工した調査区間を設け，供用前後にわたる路面の沈下や平坦性の変化などを長期にわたって追跡調査した。

調査は，地方建設局と共同で行い，表－1に示すような6箇所の低盛土道路を対象として実施した。また，各道路で試験施工した対策工の種類は表中に示すとおりである。

各道路に共通して実施した調査項目は，次の5項目である。

1) 地盤対策工施工前後における土質調査

地盤対策工施工前後においてサウンディング，ボーリング，サンプリング及び土質試験を実施し，原地盤の条件を明らかにするとともに，地盤対策工の効果を判定した。

2) 沈下観測

盛土を完了した後から舗装工事までの間は，縦断方向に5 mおき，横断方向には道路中央と両側ののり肩の3点で，木杭を打ってレベルによる沈下観測を行った。また，舗装完成後は，縦断方向に5 mおき，横断方向に6点で，舗装面に鋲を打って同じくレベルにより路面沈下を観測した。観測頻度は，盛土完了後及び供用開始後約1ケ月間は原則として2～3日に一度とし，その後は1週間ないし1ケ月に1度とした。なお，盛土施工中に発生した沈下量の値は，盛土完了後にチェックボーリングを行って確認するか，あるいは連続沈下計を用いて観測を行った。

3) のり先の変形観測

のり先に5 mおきに木杭を打ち，沈下および水平変位を測量した。なお，観測頻度は，沈下観測の場合と同様である。

4) 路面の平坦性調査

舗装完了後の路面の平坦性を，3 mプロフィロメータを用いて1～3ケ月に1回程度の頻度で調査した。

5) 交通量調査

交通量調査を年2回程度実施し，特に低盛土道路の沈下に大きな影響をもつと考えられる大型車交通量を重点にして調べた。

また，上記6箇所以外の道路で，供用後の不等沈下が非常に大きな問題となっている例として佐賀県白石バイパスを取り上げ，次のような調査を実施している。

a) 既存資料にもとづく沈下解析

既存の資料にもとづいて沈下解析を実施し，実測沈下量との比較により，交通荷重による沈下量を推定した。

b) 路面に加わる交通衝撃荷重の実測

路面の凹凸が激しい現地の道路において，20 ton トラックの走行試験を行い，路面に加わる交通衝撃の大きさを実測した。

3. 調査結果

地盤構成，土質性状，対策工法，盛土厚及び舗装構造などが種々に異なる7箇所の低盛土道路における調査結果を，下記の要領でとりまとめた。

まず，基本的な道路諸条件として，次の4項目を明らかにした。

(1) 原地盤の条件

サウンディング・ボーリング位置図，土質断面図及び各ボーリング地点ごとの土質試験結果一覧図を示した。なお，代表的なe－log P曲線については，試料採取位置を明記して付図にとりまとめた。

(2) 地盤対策工の概要

(3) 観測点及び観測用計器配置図

(4) 道路構造

道路構造として，盛土厚と舗装構成を示した。なお，盛土厚については，計画盛土高でなく実質の盛土厚を明らかにした。

次に，観測結果として，下記の6項目についてとりまとめた。

(1) 施工中の沈下の発生状況

地盤対策工，盛土工，舗装工の各施工段階における沈下の発生状況を整理した。

(2) 累積交通量

供用開始後の累積交通量を，累積全交通量と累積大型車交通量に区別して示した。

(3) 供用開始後の沈下量

供用開始後の沈下量を，各対策工種別に示した。

(4) 路面の平坦性の経時変化

供用開始後の路面の平坦性の経時変化を，各対策工区間別に示した。

(5) 道路縦断方向の沈下の発生状況

道路縦断方向の沈下の発生状況を，土質断面図と対比させて示した。

(6) 道路横断方向の沈下の発生状況

道路横断方向の沈下の発生状況を，対策工の種類が異なる代表的な断面ごとに示した。

以下，上記の要領に従って，各道路ごとに調査結果の概要を述べる。

3－1　3号川尻バイパス

本調査地は，図3－1－1に示すように，熊本市の南部を流れる緑川と加勢川にはさまれた軟弱地盤上に位置する。

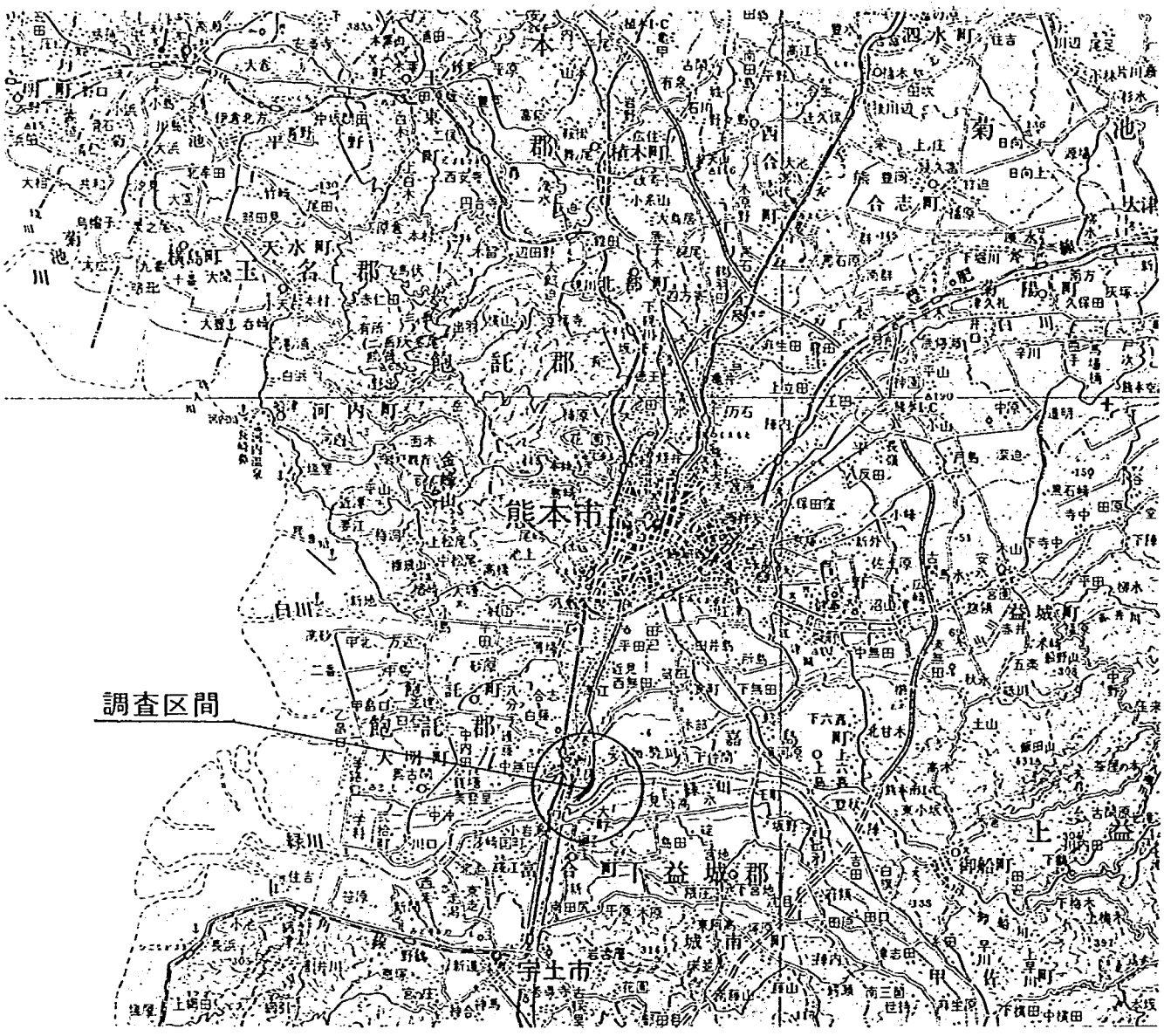


図3－1－1　調査位置案内図

3－1－1　基本的な道路諸条件

(1)　原地盤の条件

調査区間の土質断面図を図3－1－2に示すが，問題となる土層は，層厚4～6 m の上部粘性土層である。この粘性土層の性質は，図3－1－3の土質試験結果一覧図によれば含水比が70～90％，一軸圧縮強さが0.2～0.5 kg／cm²，圧縮指数が0.7～1.2程度であり，かなり軟弱な地盤であるといえる。

ただし，測点No.127＋10～No.130＋10の区間においては，過去に盛土がなされているため，圧縮指数が0.2～0.7とかなり小さくなっており，調査区間の中で部分的に圧縮性の小さい区間を形成している。

(2) 地盤対策工の概要

地盤対策工の種類は，Fe石灰安定処理，生石灰安定処理，ネット敷設及び無処理の4種類である。石灰安定処理工法の処理厚は30 cmとし，混合割合は重量比でFe石灰安定処理の場合7.5％，生石灰安定処理の場合7.0％とした。またネット敷設においては，ネトロンZ－30を使用している。

図3－1－4には地盤対策工の施工概略図を示すが，上り車線に生石灰安定処理区間とネット敷設区間を設け，下り車線にFe石灰安定処理区間と無処理区間を配置している。なお，これらの地盤対策工は，過去の盛土により地盤が高くなっている部分を削り，その土を前後の地盤に盛土したのちに施工されたものである。

(3) 観測点及び観測用計器配置図

観測点の配置は，図3－1－5に示すとおりである。

(4) 道路構造

道路構造として，盛土厚の分布を図3－1－4に，また舗装構成を図3－1－6に示す。

3－1－2 観測結果

(1) 施工中の沈下の発生状況

川尻バイパスでは，上り車線と下り車線で舗装工並びに供用開始の時期が一年ずれている。したがって，施工中の沈下の発生状況についても，上り車線と下り車線を区別して図3－1－7に示した。まず，上り車線について述べると，生石灰パイル区間，ネット敷設区間ともに舗装工事に伴ってかなりの沈下が発生していることがよみとれる。ただし，同じ生石灰パイル区間においても，旧盛土区間にあたるNo.130の沈下がNo.127の沈下に比べてかなり小さいことがわかる。また，ネット敷設区間の方が生石灰パイル区間に比べて沈下量がやや小さいようであるが，これはネット敷設の効果があったとみるより，ネット敷設区間の方がやや軟弱層が薄いことによるものと考えられる。

一方，上り車線より1年遅れて舗装工事が行われた下り車線においては，舗装工事に伴う沈下が上り車線ほど顕著に認められない。これは，約1年間の盛土の放置期間中にある程度沈下が進行したことによるものと考えられる。

(2) 累積交通量

本地区における年度別日交通量を表3－1に示す。また，これにもとづき，供用開始後の累積交通量を図示すると図3－1－8のとおりである。

(3) 供用開始後の沈下量

図3－1－9と図3－1－10に，それぞれ上り車線と下り車線の代表的な測点

表3－1 年度別日交通量

（単位：台/日）

年度		小型車	大型車	合計	大型混入率
S 50年	上り	6,114	2257	8,371	27.0
	下り	8,073	2,414	10,487	23.0
	計	14,187	4,671	18,858	24.8
S 51年	上り	8,304	3,018	11,322	26.7
	下り	8,320	2,748	11,068	24.8
	計	16,624	5,766	22,390	25.8
S 52年	上り	8,391	2,600	10,991	23.7
	下り	9,009	2,358	11,367	20.7
	計	17,400	4,958	22,358	22.2
S 53年	上り	8,474	2,452	10,926	22.4
	下り	8,894	2,585	11,479	22.5
	計	17,368	5,037	22,405	22.5
S 54年	上り	9,101	2,683	11,784	22.8
	下り	9,717	2,893	12,610	22.9
	計	18,817	5,576	24,393	22.9

における供用開始後の沈下量を示す。図より，旧盛土跡にあたる測点No.130を除けば，対策工の種別にかかわらず，供用後3年ほどの間に6～9cmの沈下が発生していることが認められ，いずれの対策工を施工した場合でも交通荷重の影響をかなり受けていることがわかる。従って，石灰安定処理やネット敷設などの表層処理工法には，交通荷重による沈下を押さえる効果はあまり期待できないといえる。

(4) 路面の平坦性の経時変化

図3－1－11は，3mプロフィロメータにより調べた路面の平坦性の経時変化を各対策工区間別に示したものである。図から，いずれの対策工区間においても，3mプロフィロメータによる標準偏差の値が1.5～2.5mm程度の範囲内におさまっていることがよみとれ，路面の平坦性はかなり良好に保たれていることがわかる。

(5) 道路縦断方向の沈下の発生状況

図3－1－12と図3－1－13に，それぞれ上り車線と下り車線の道路縦断方向の沈下の発生状況を，供用開始から1年ごとに示す。図より，旧盛土区間の沈下量がその前後に比べてかなり小さくなっていることが顕著に認められる。

したがって，旧盛土跡は，この場合は不等沈下の原因となっているといえるが，逆にみれば，旧盛土のようなサーチャージが低盛土における軟弱地盤対策として非常に有効であることが示されているとも考えられる。

(6) 道路横断方向の沈下の発生状況

道路横断方向の沈下の発生状況を供用開始から1年ごとに示すと図3－1－14のとおりである。図より，旧盛土跡を別にすれば，道路中央部の沈下が路肩部の沈下に比べてやや大きくなるという一般的な傾向がみとめられる。

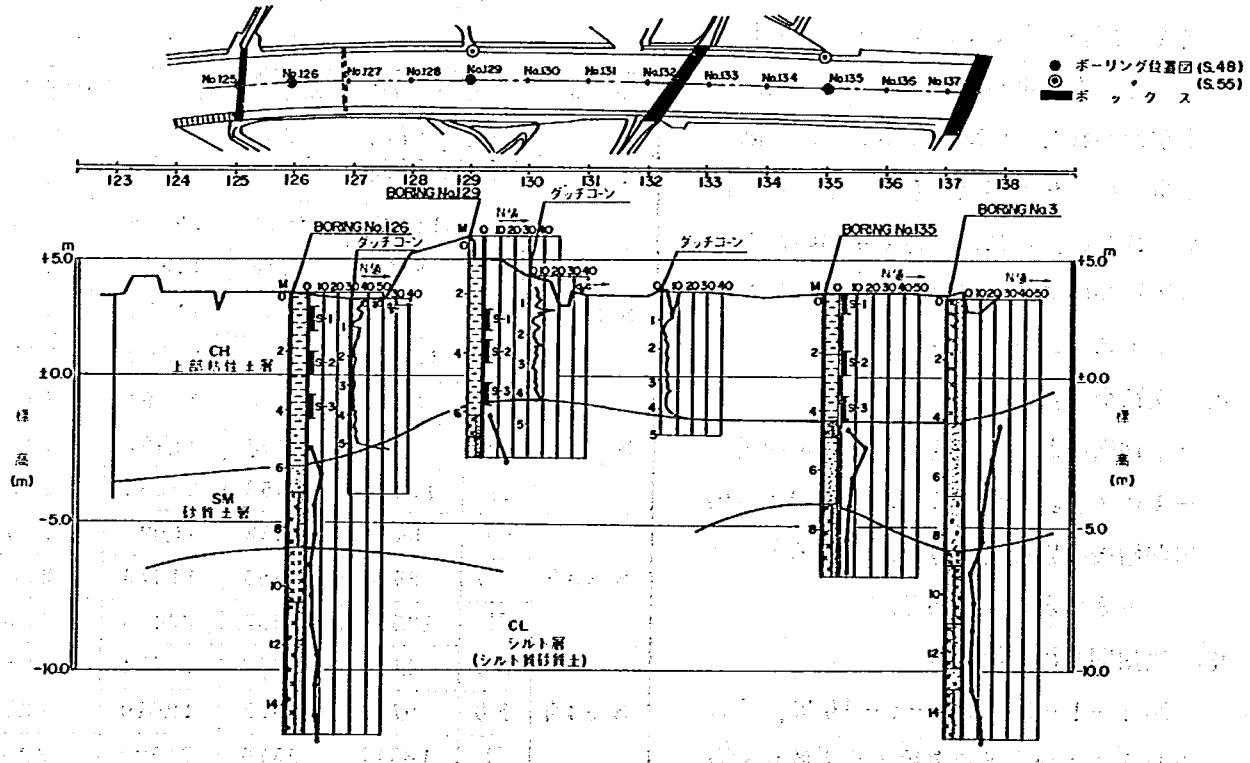


図3－1－2　川尻バイパス土質断面図

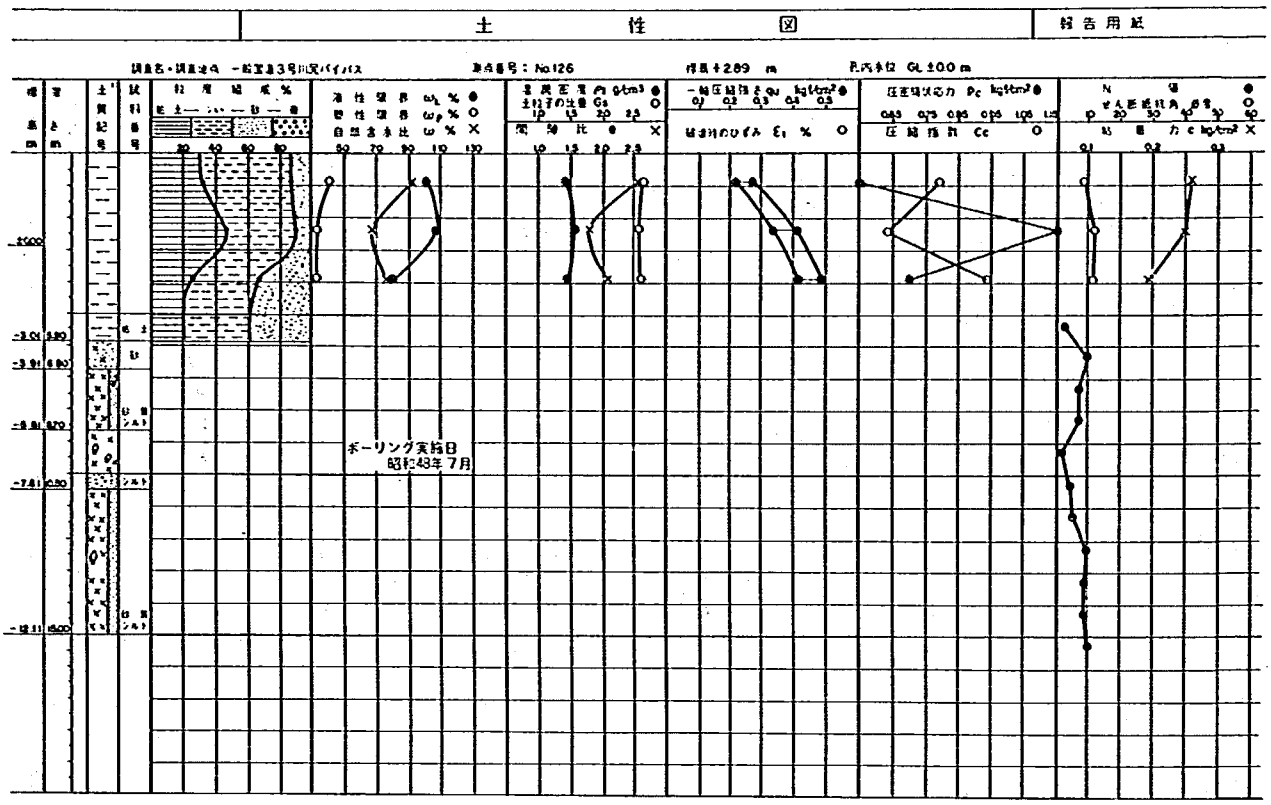


図3－1－3(a)　土質試験結果一覧図

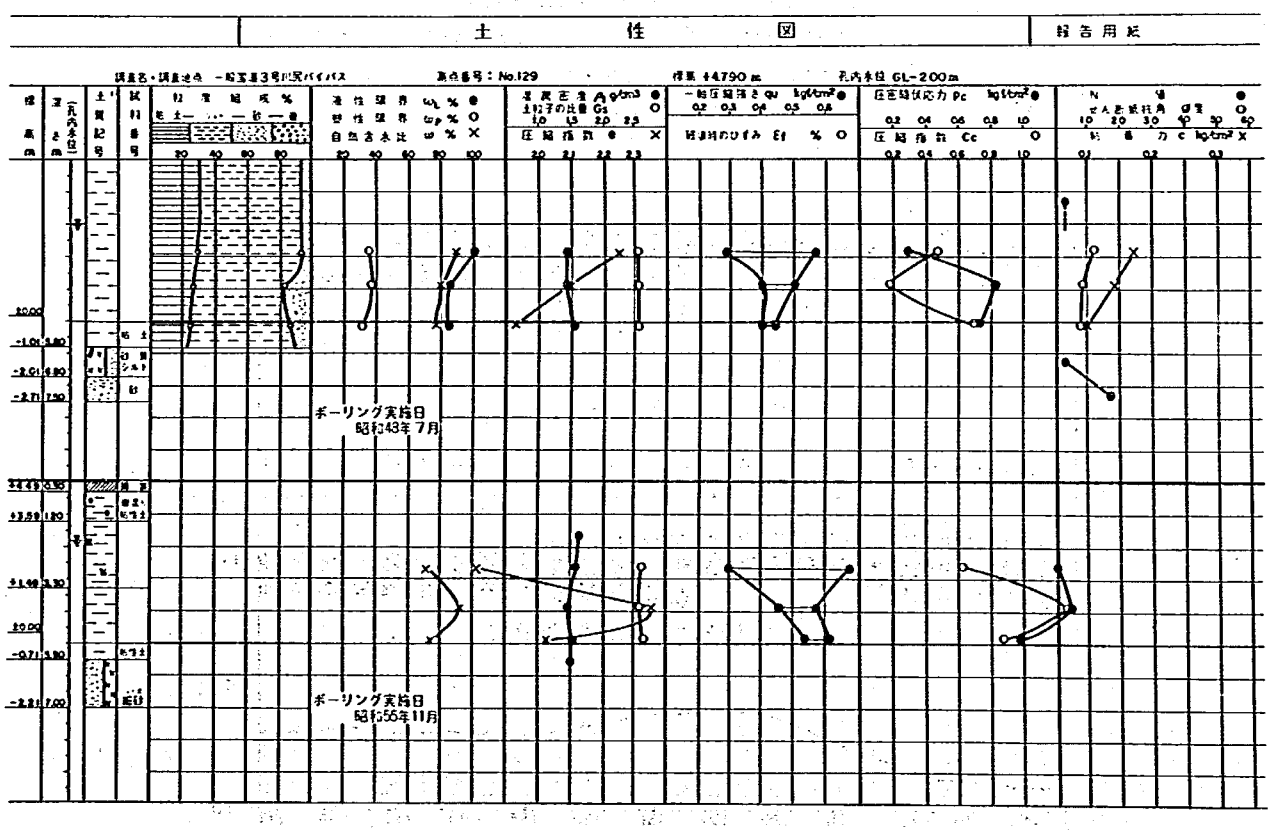


図3－1－3(b)　土質試験結果一覧図

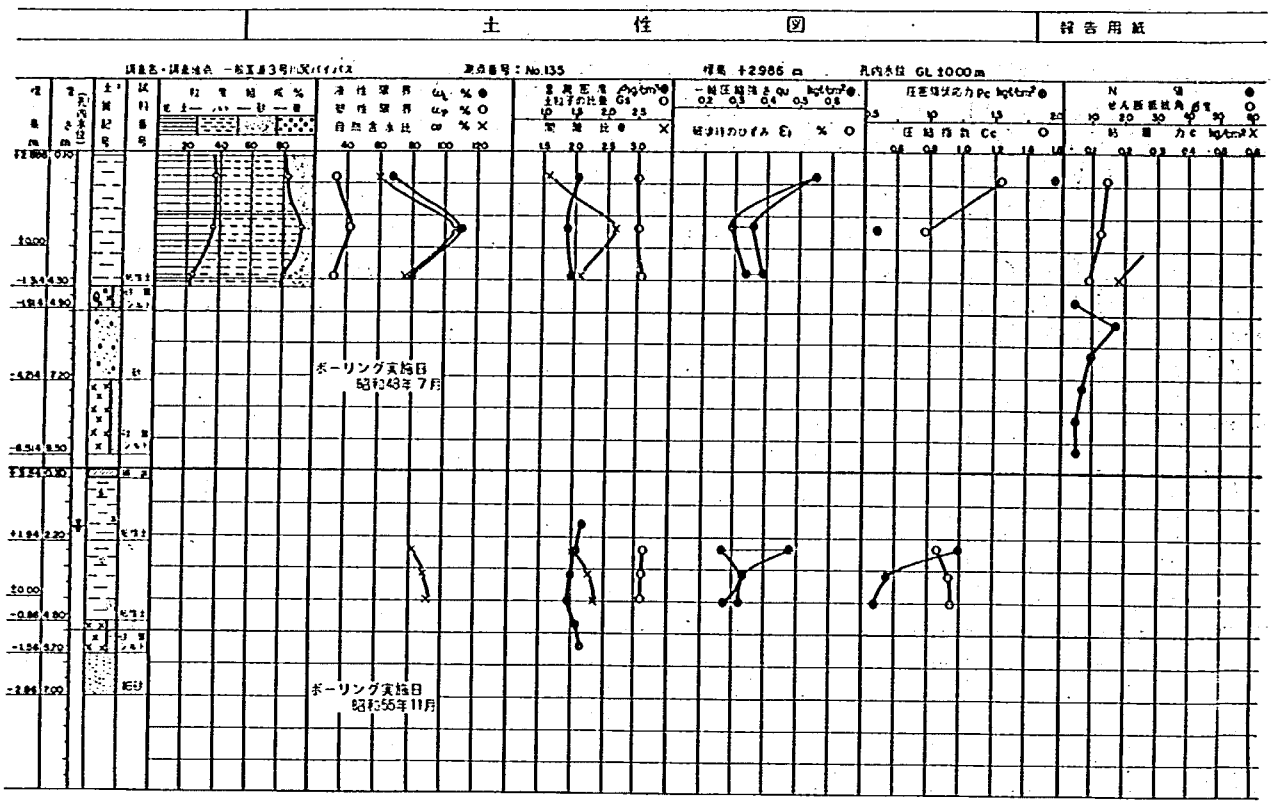


図3－1－3(c)　土質試験結果一覧図

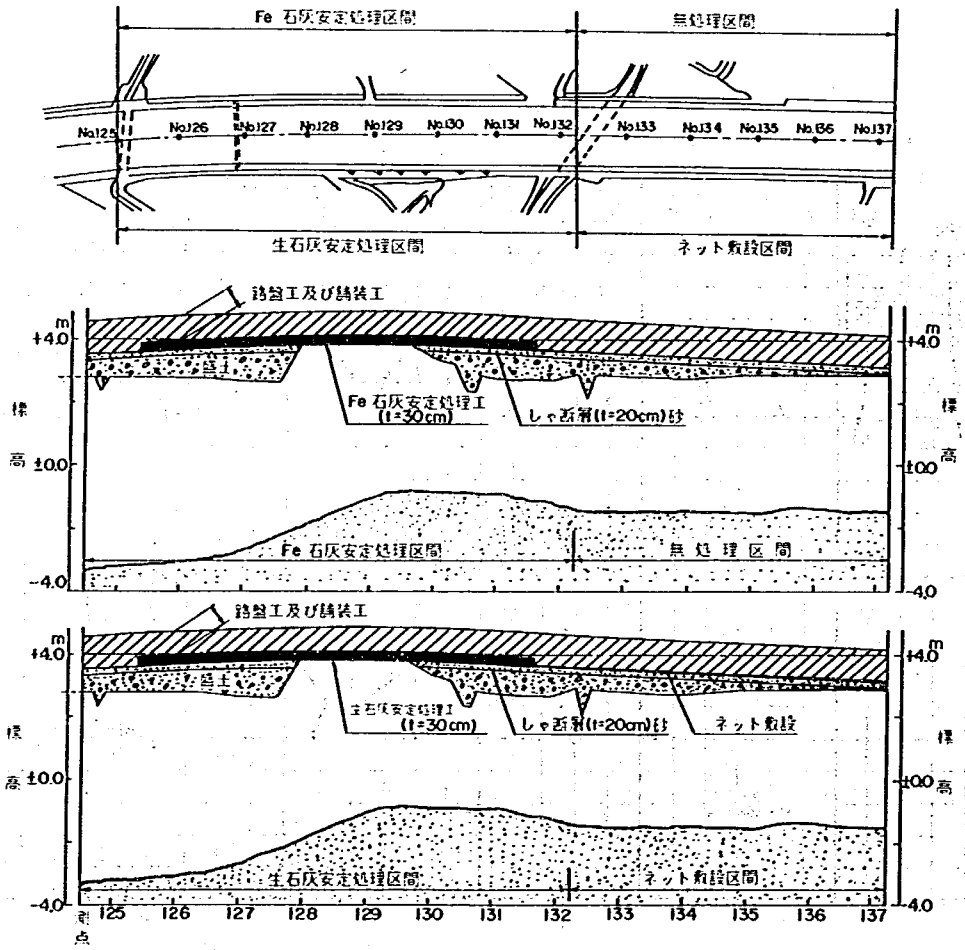


図3－1－4　地盤対策工図

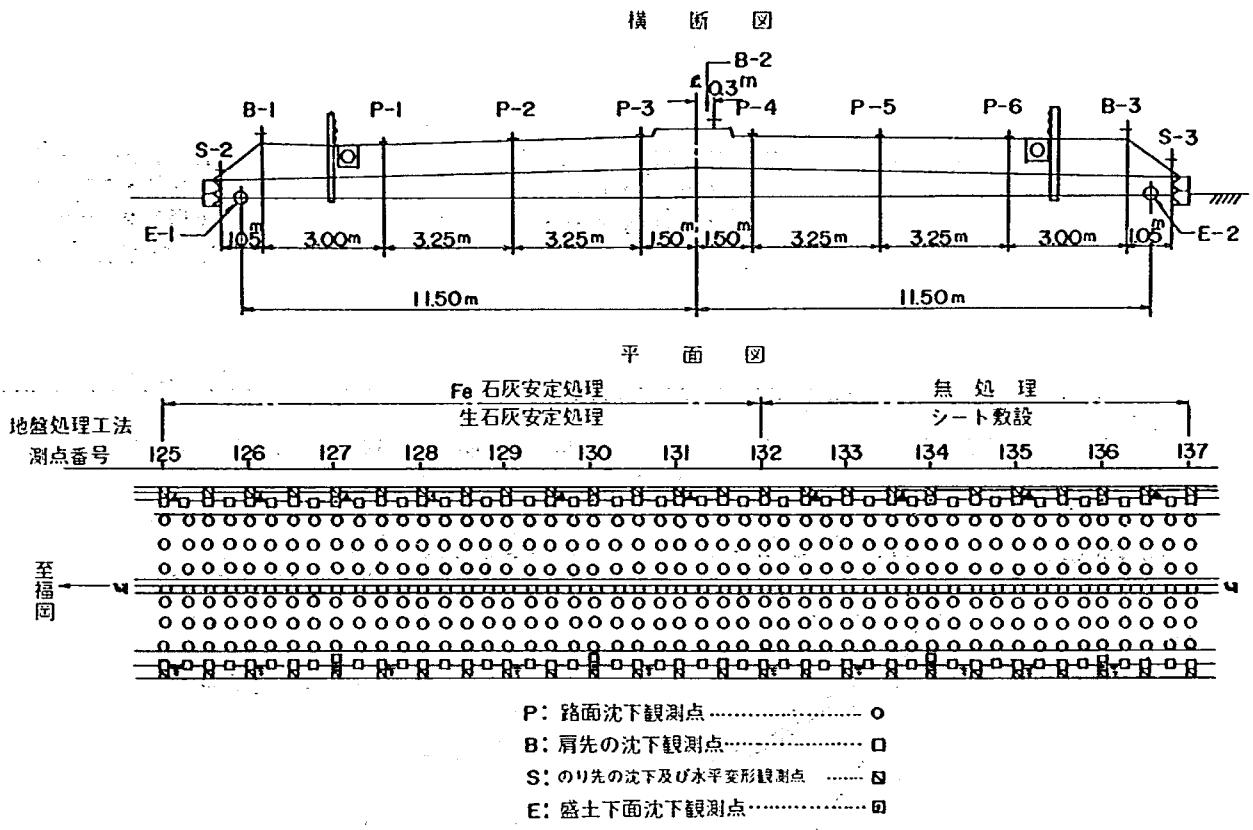


図3－1－5　観測点配置図

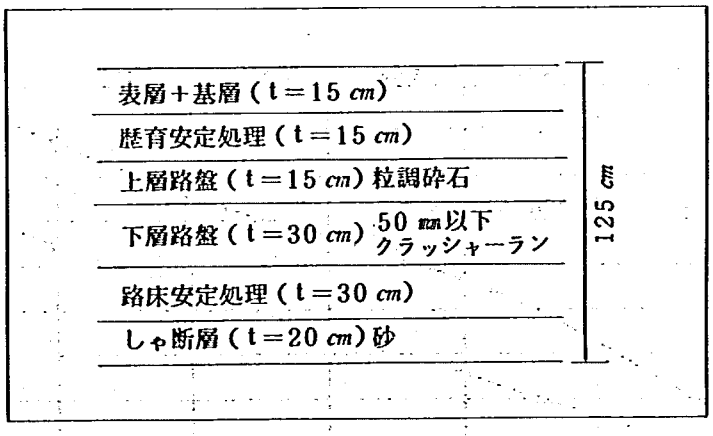


図3－1－6　舗装構成

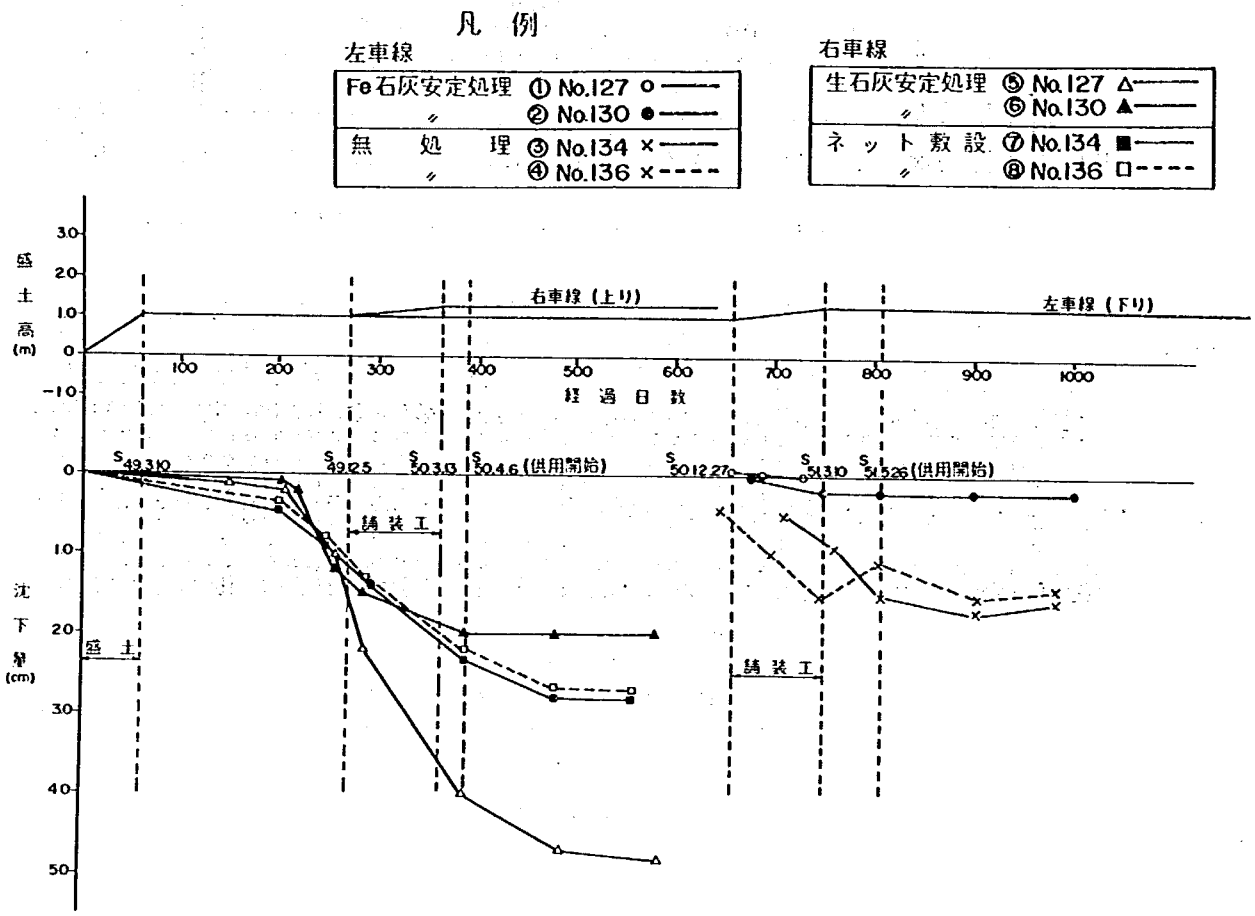


図3－1－7　施工中の沈下の発生状況

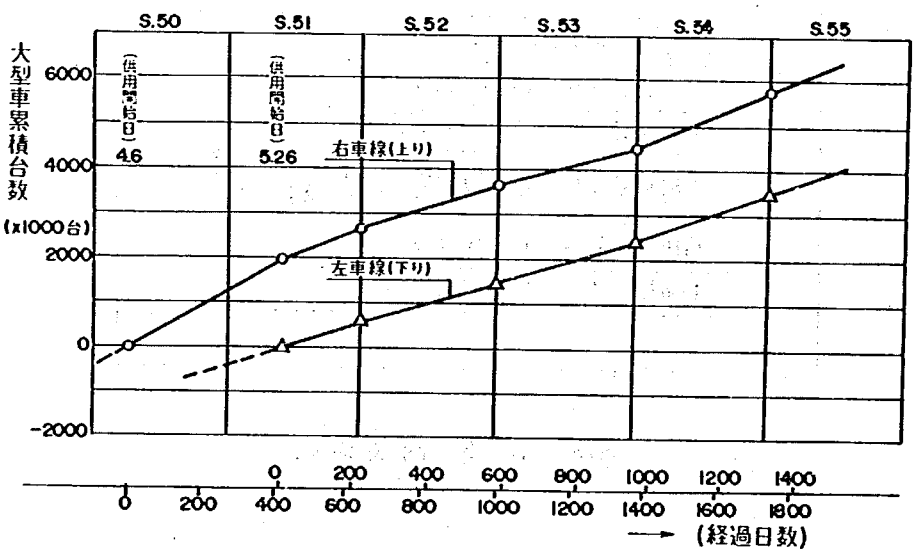


図3－1－8　大型車累積交通量

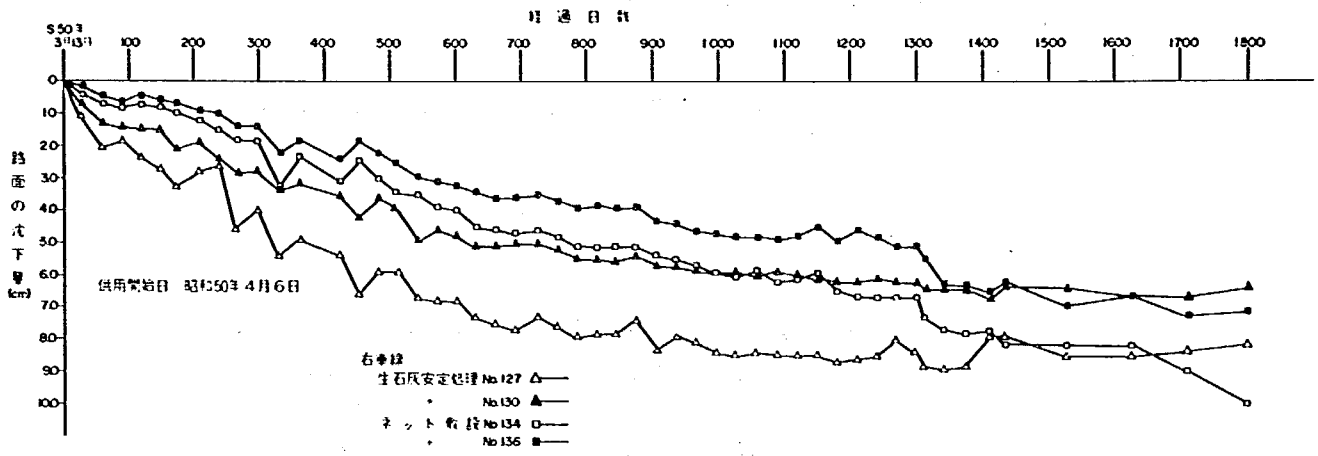


図3－1－9　供用開始後の沈下量(上り車線)

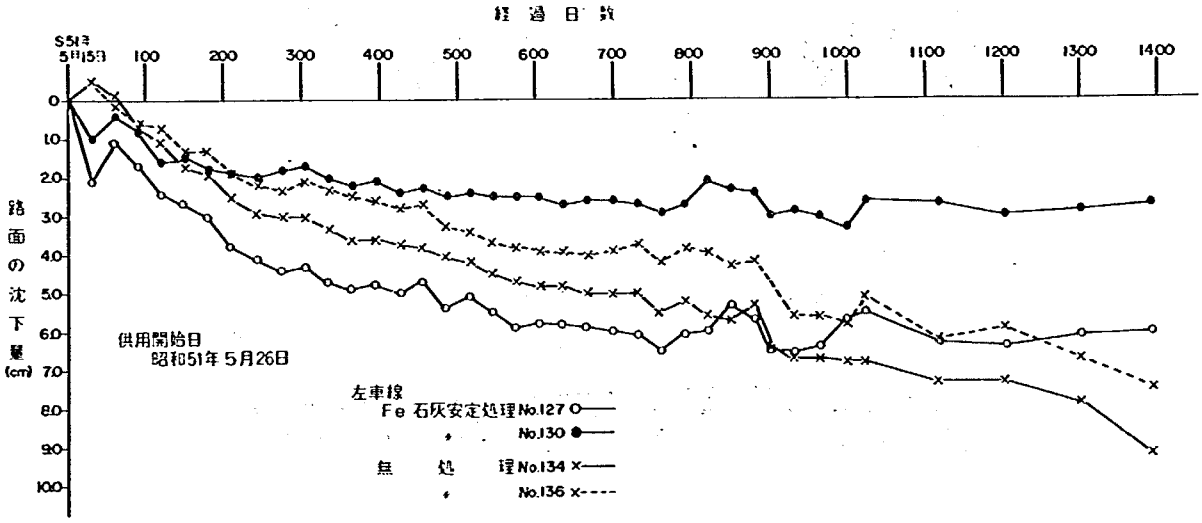


図3－1－10　供用開始後の沈下量(下り車線)

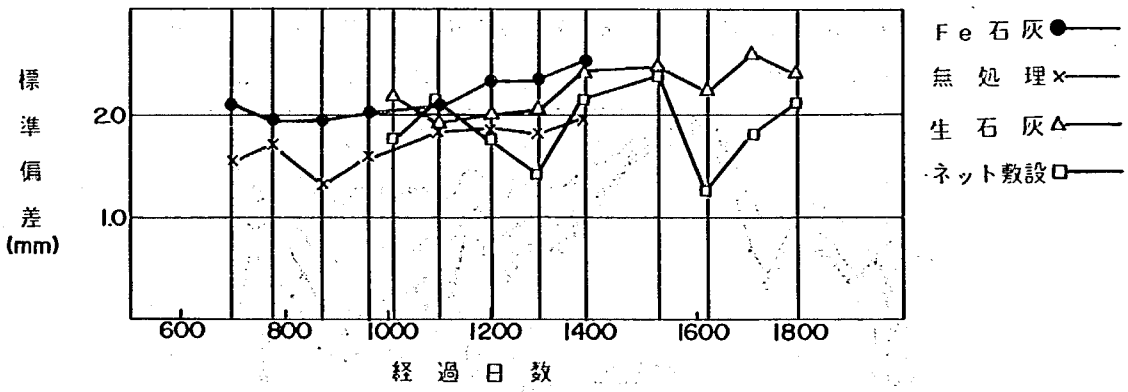


図3－1－11　路面の平坦性の経時変化

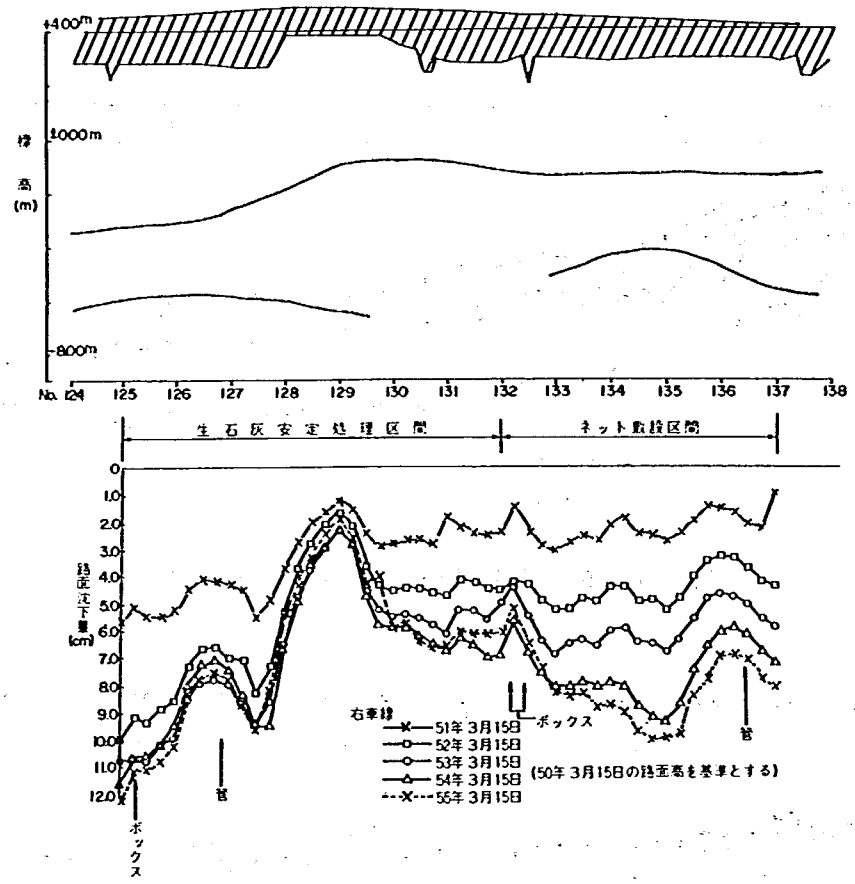


図3－1－12　道路縦断方向の沈下プロフィル（上り車線）

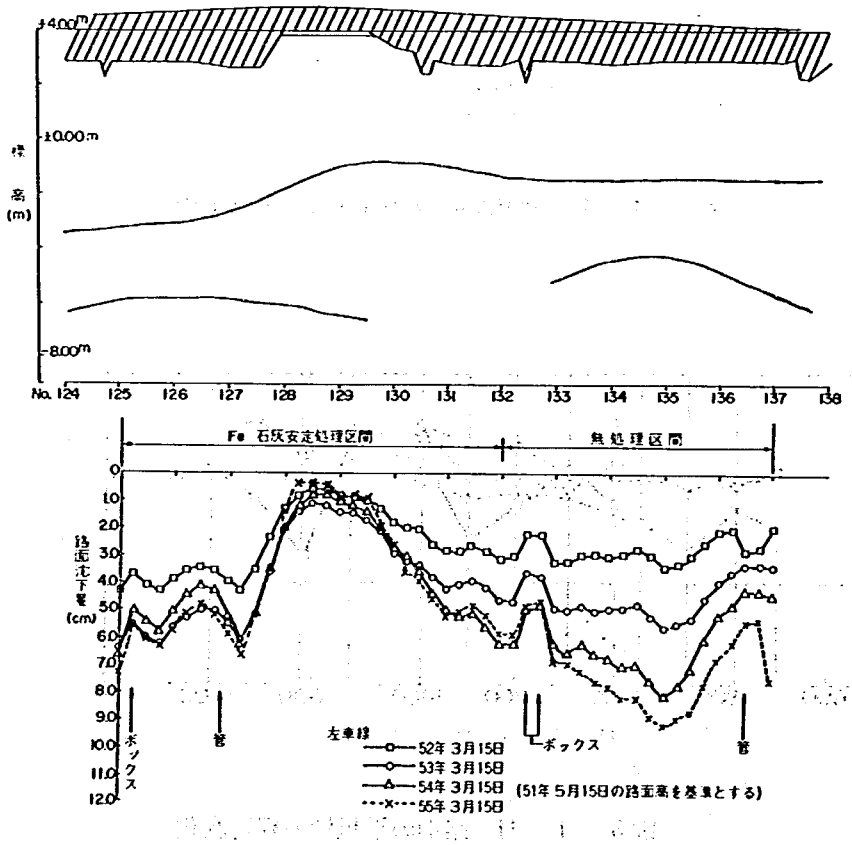


図3－1－13　道路縦断方向の沈下プロフィル（下り車線）

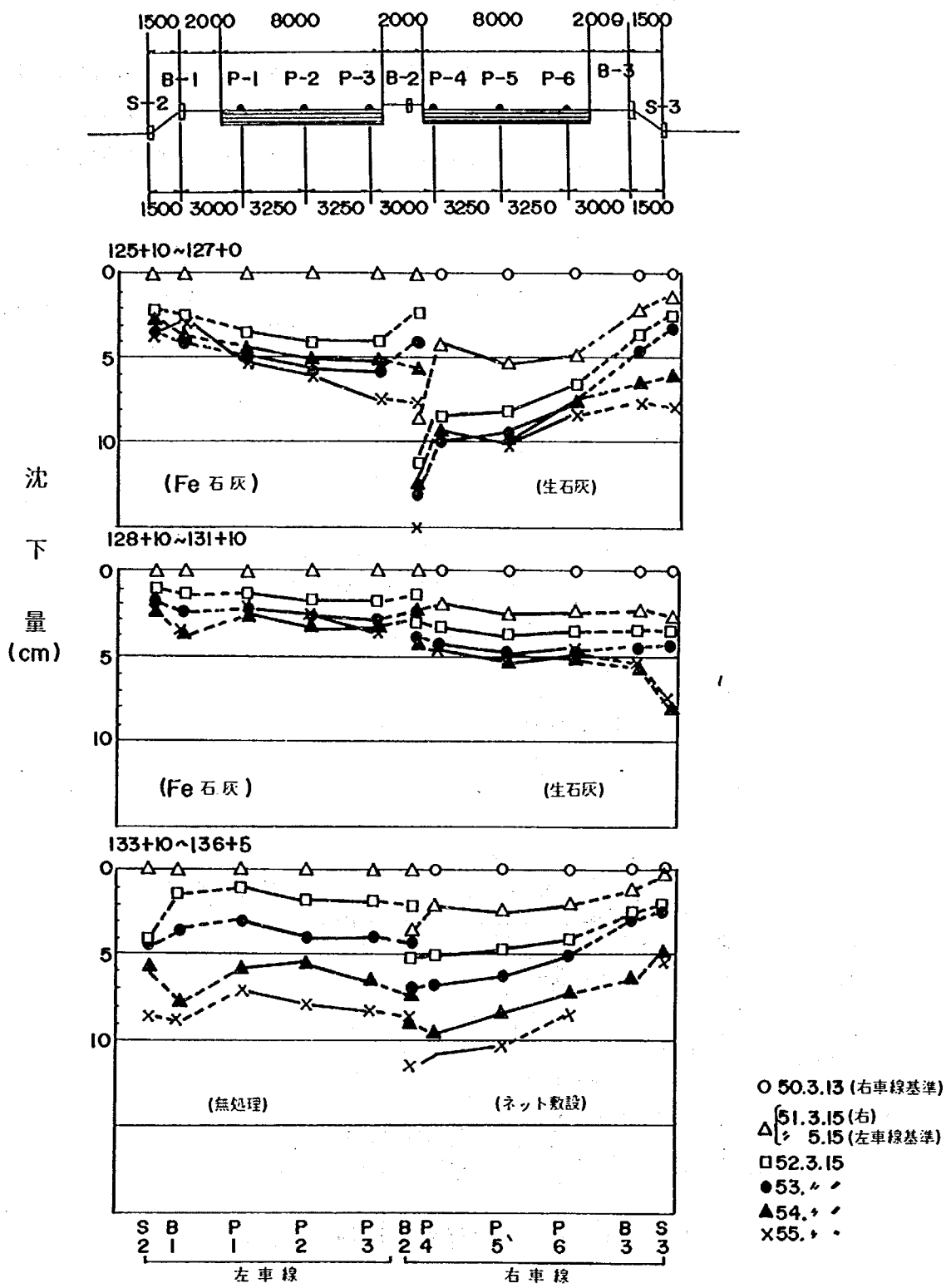


図3－1－14　道路横断方向の沈下のプロフィル

3－2　11号吉野川バイパス

本調査地は，図3－2－1に示すように，吉野川の河口付近に位置する。地形的には，海岸浸食および自然堤防の発達がくり返し行われて形成されたところであり，全般的に粘性土と細粒砂が互層状に堆積する地層構成をなす。ただし，粘性土であっても細砂を多く混入しており，いわゆる高圧縮性の軟弱粘性土は認められない地域である。

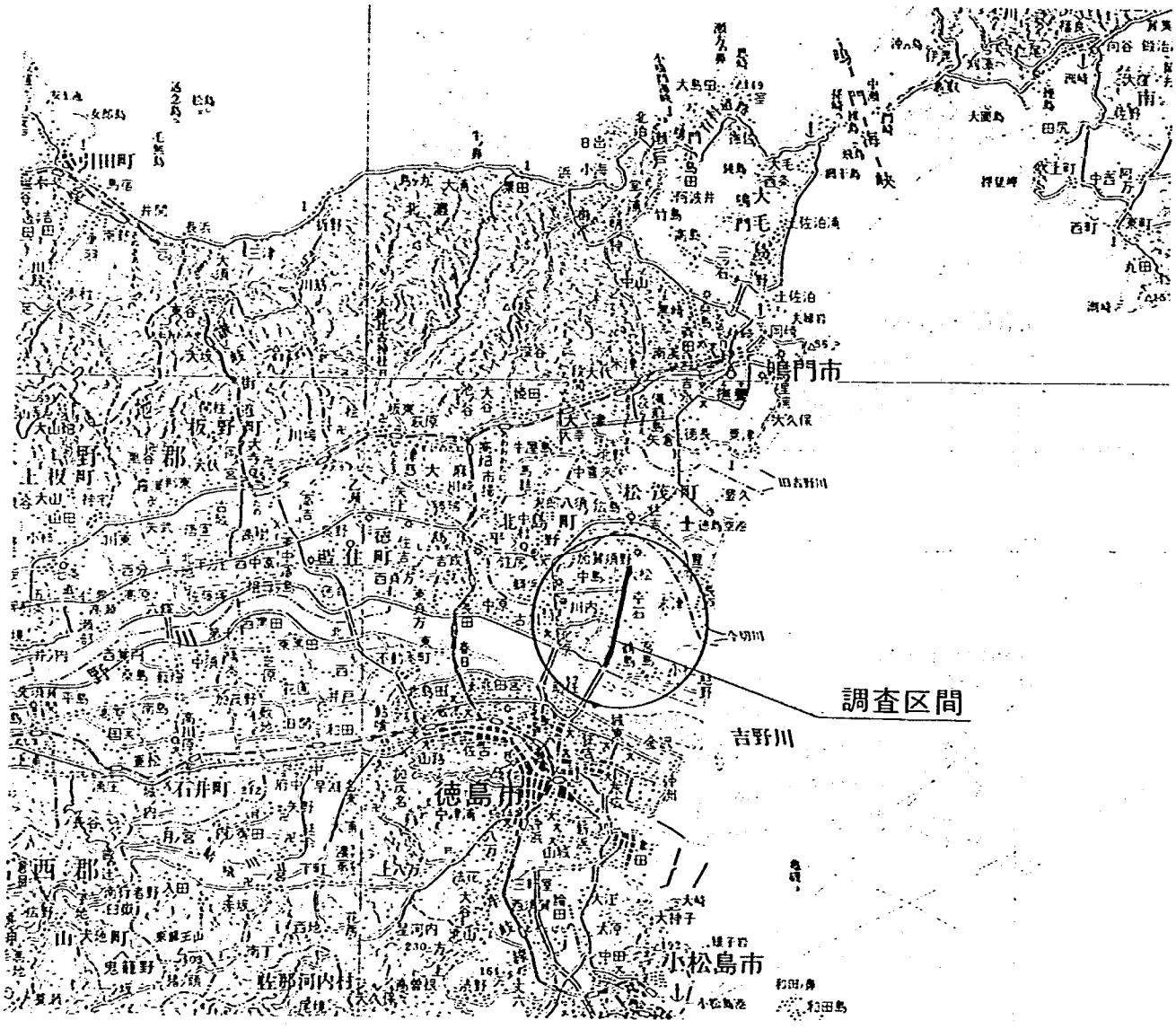


図3－2－1　調査位置案内図

3－2－1　基本的な道路諸条件

(1)　原地盤の条件

調査区間の土質断面図を図3－2－2に，また個々のボーリング及びサウンディング試験結果を図3－2－3に示す。N値やコーン貫入抵抗の値などからみると，沈下が問題となるのは表層1～3 m に堆積している上部粘性土層のみであろうと判断できる。また，この上部層は砂質シルト層であり，その性質は表3－2－1に示すように，自然含水比が30～40％，一軸圧縮強さが0.3～0.5 kg/cm^2，

圧縮指数が0.3程度のやや硬い地盤であるといえる。

(2) 地盤対策工の概要

地盤対策工の種類は，置換工法と無処理の2種類とし，その配置は図3－2－4に示すとおりとした。なお，置換工法は，シルト層の表層約40 cmを良質の砂で置換したものである。

(3) 観測点及び観測用計器配置図

観測点の配置は，図3－2－5に示すとおりである。

(4) 道路構造

道路構造は，盛土を0.5～0.8 mの厚さで施工した上に，図3－2－6に示すような構成の舗装を施工したものである。

3－2－2　観測結果

(1) 施工中の沈下の発生状況

厚さが約0.5～0.8 mの盛土の施工中における沈下の発生状況は不明であるが，盛土を完了した直後からの沈下の発生状況は図3－2－7に示すとおりである。図より，路盤工の施工に伴う沈下量は，無処理区間より置換区間の方が小さいことが認められ，置換の効果がある程度発揮されたものと判断できる。

(2) 累積交通量

交通量は，供用開始からあまり変動がなく，全交通量が片側一車線で8,000台／日，大型車混入率が8％程度となっている。また，供用開始後の累積交通量を車線別に示すと図3－2－8のとおりである。

(3) 供用開始後の沈下量

供用開始後の沈下の発生状況を図3－2－9に示す。まず，沈下量の絶対値に着目した場合，無処理区間，置換区間ともにごく小さい沈下しか発生していないことがわかる。したがって，軟弱層が非常に薄い場合には，供用後の沈下はほとんど問題にならないといえる。ただし，沈下継続の有無に着目した場合には，無処理区間では供用後3年ほど経過してもなお沈下が継続しているのに対し，置換区間では供用後2年ほどで沈下がほぼ収まっていることが認められ，置換工法の効果がうかがわれる。

(4) 路面の平坦性の経時変化

図3－2－10は，供用開始後の路面の平坦性の経時変化を処理区間別に示したものである。図より，無処理区間，置換区間ともに，3 mプロフィロメータによる標準偏差が2 mm以内におさまっていることがよみとれ，供用後の路面の平坦性は非常に良好に保たれていることがわかる。したがって，軟弱層が非常に薄い場合には，供用後の交通荷重による路面の平坦性の低下はほとんど問題にならないといえる。

(5) 道路縦断方向の沈下の発生状況

図3－2－11に，道路縦断方向の沈下の発生状況を示す。

(6) 道路横断方向の沈下の発生状況

また，図3－2－12には，道路横断方向の沈下の発生状況を経年的に示してある。

表3－2－1　土質試験結果

軟弱地盤の性質

道路名		11号 吉野川バイパス	
試験区間		無処理	置換
測点番号		176＋10	158＋10
層番号および深度（m）		10.43～1.37	10.15～0.45
物理特性	自然含水比 wn (%)	34.9～41.1	38.5
	湿潤密度 γt (g/cm³)	1.734～1.839	
	土粒子比重 Gs	2.781	2.713
シスコーテンシ	液性限界 wL (%)	38.0	47.0
	塑性指数 Ip (%)	21.0	24.0
土質分類名		CL	CL
特性せん断	せん断抵抗角 φ (°)	φu＝11.0	
	粘着力 C (kg/cm²)	Cu＝0.19	
ディサウンング	ダッチコーン qc (kg/cm²)	3.0～10.0	5.0～10.0
	スウェーデン式		

一軸圧縮試験結果

1	2	3	4	5	6	7	8	9
区間記号	測点	土層・深度	ω (%)	γt (g/cm³)	qu (kg/cm²)	εf (%)	E50 (kg/cm²)	備考
6－a	176＋10	10.43～1.37	40.9	1.783	0.380	13.5	5.28	
			35.3	1.839	0.445	110	7.42	
			41.1	1.734	0.281	15.0	3.35	
			35.6	1.807	0.360	12.0	5.63	

圧密試験結果

1	2	3	4	5	6	7	8	9
孔	区間	測点	層・深度（m）	ωo (%)	γt (g/cm³)	eo	Cc	po (kg/cm²)
124	6－a	176＋10	10.43～1.37	37.6	1.846	1.073	0.29	1.95

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
孔	Δp	0.05	0.1	0.2	0.4	0.8	1.6	3.2	0.1
	e		1.059	1.031	1.004	0.969	0.917	0.852	0.748
124	mv		6.77×10^{-2}	1.34×10^{-1}	6.60×10^{-2}	1.51×10^{-2}	3.30×10^{-2}	2.17×10^{-2}	
	cv				7.13×10^{-3}	7.80×10^{-3}	4.87×10^{-3}	7.47×10^{-3}	

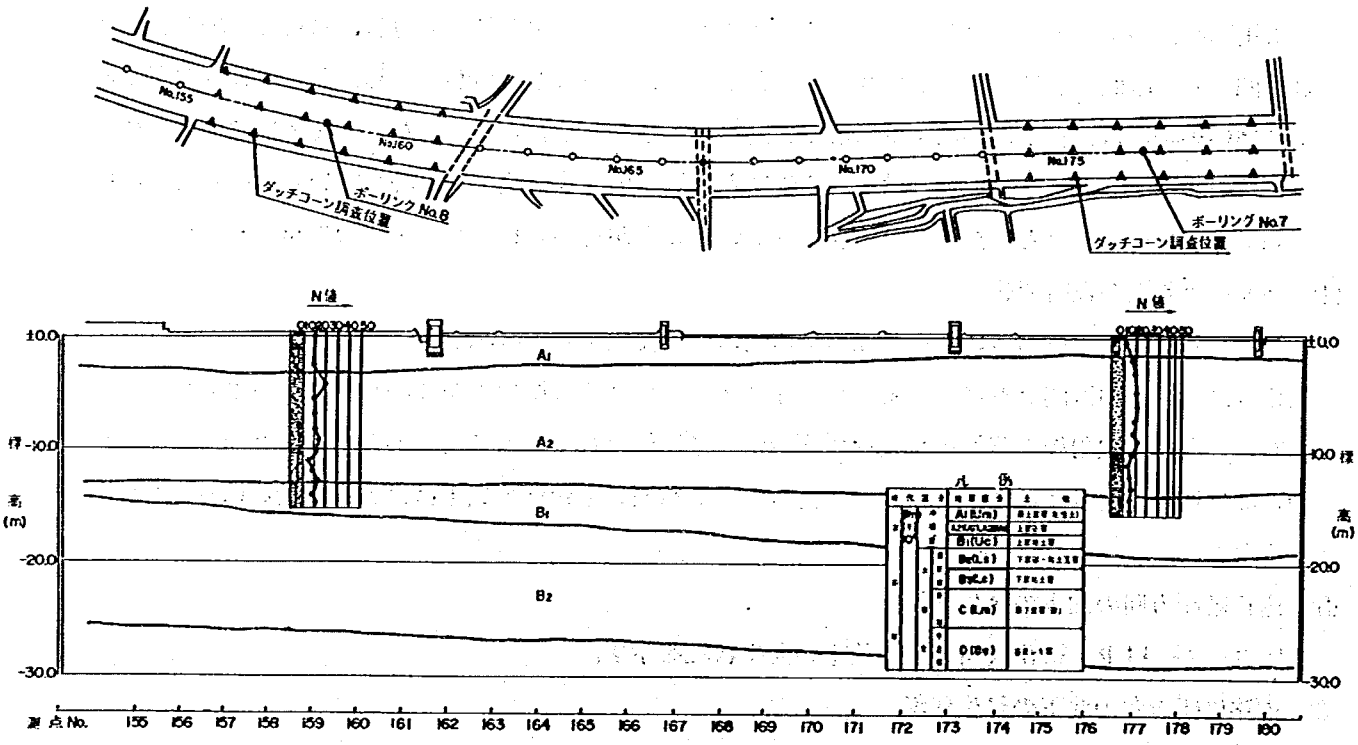


図3－2－2　土質断面図

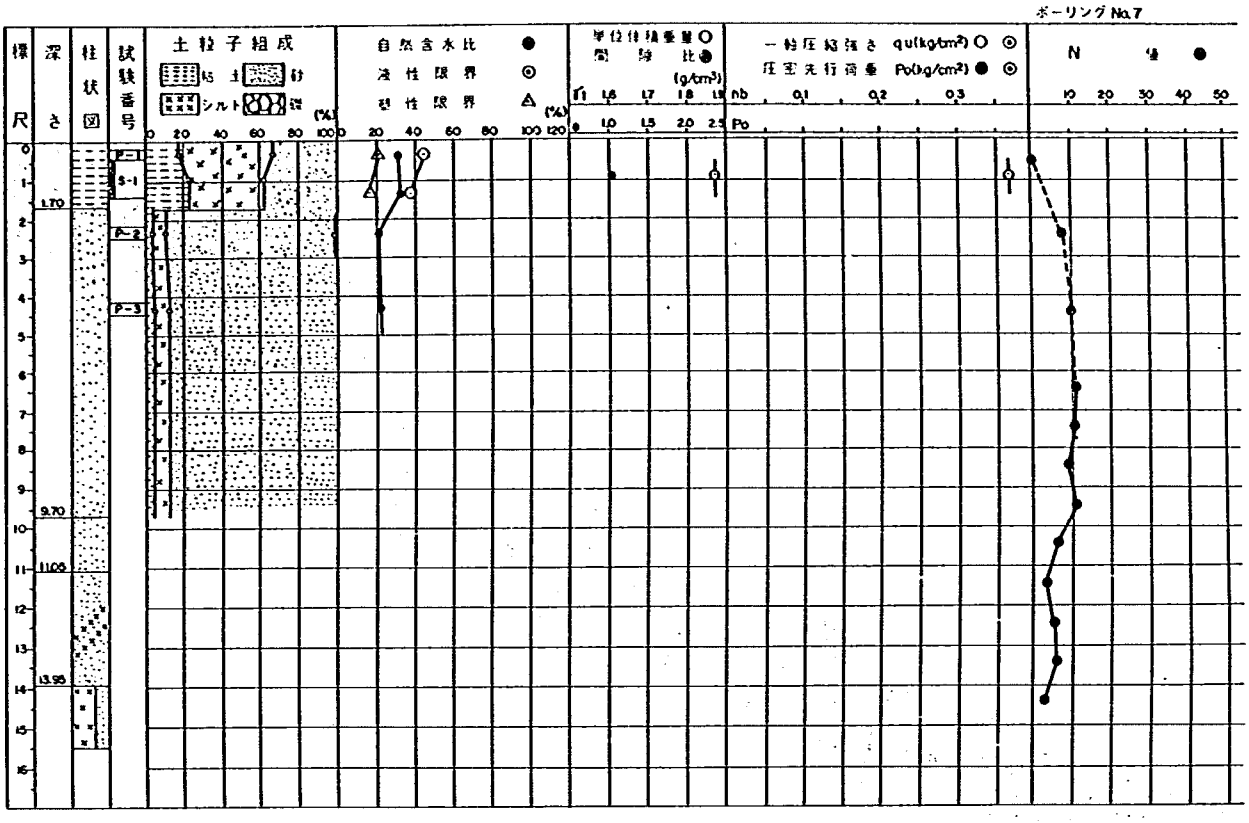


図3－2－3 (a) 土性一覧図

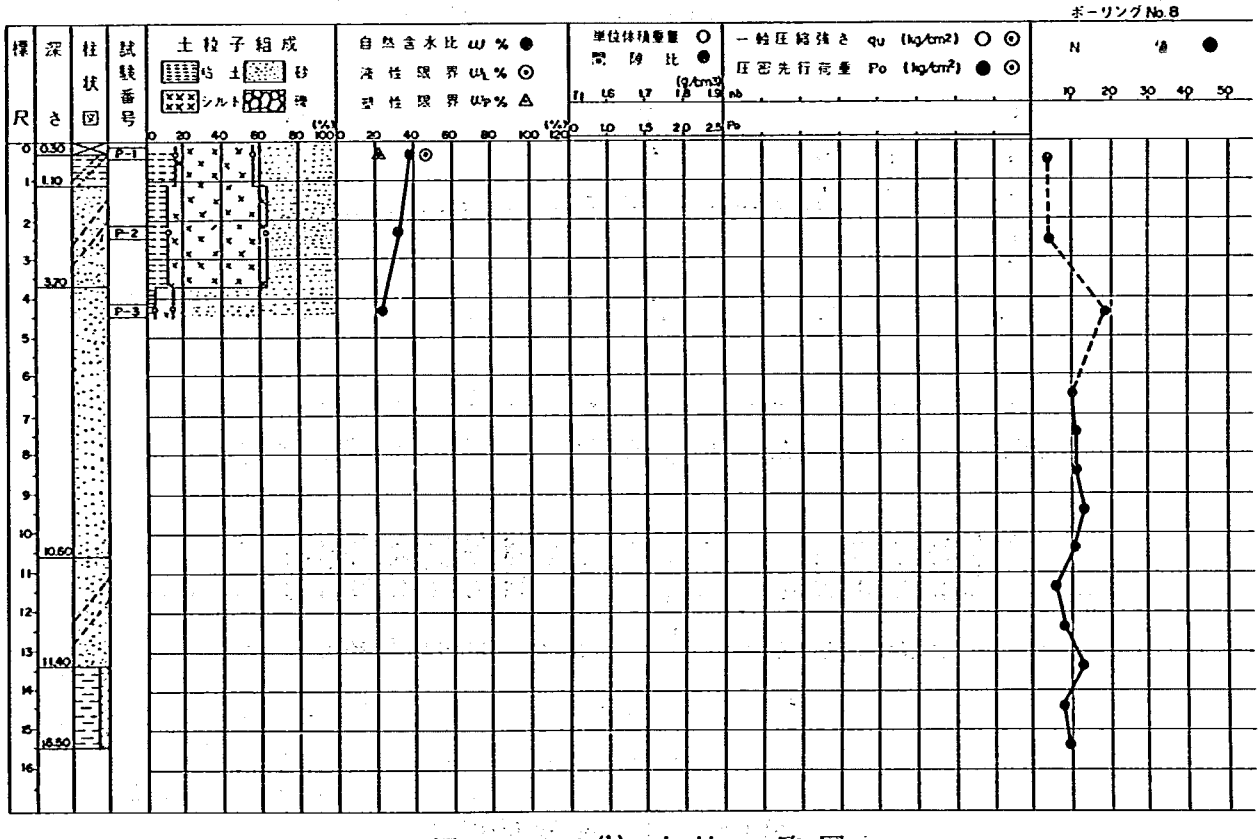


図3－2－3 (b) 土性一覧図

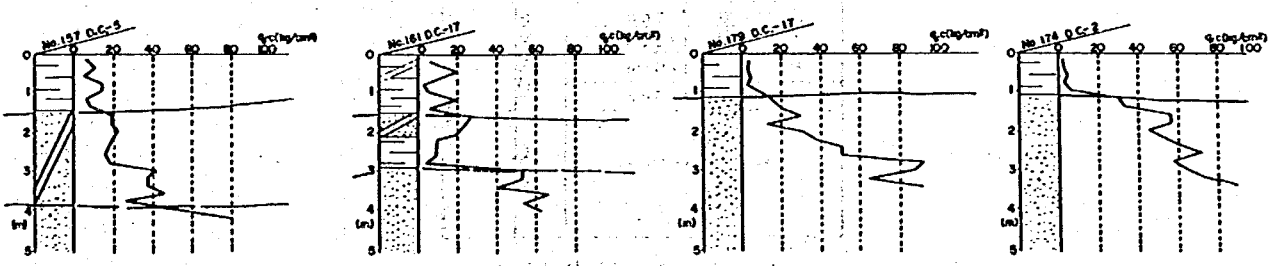


図3－2－3 (c) ボーリング及びオランダ式コーン貫入試験結果

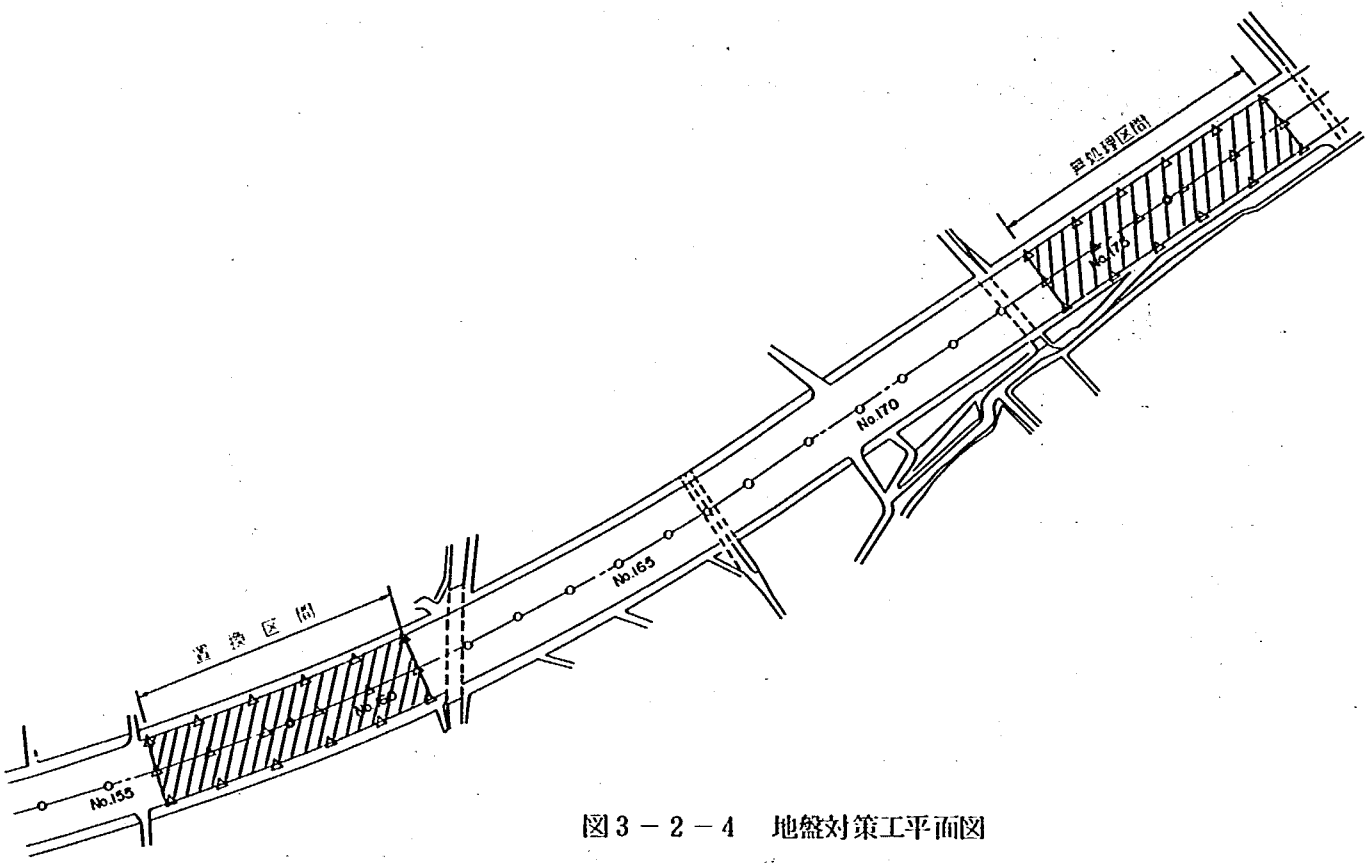


図3－2－4　地盤対策工平面図

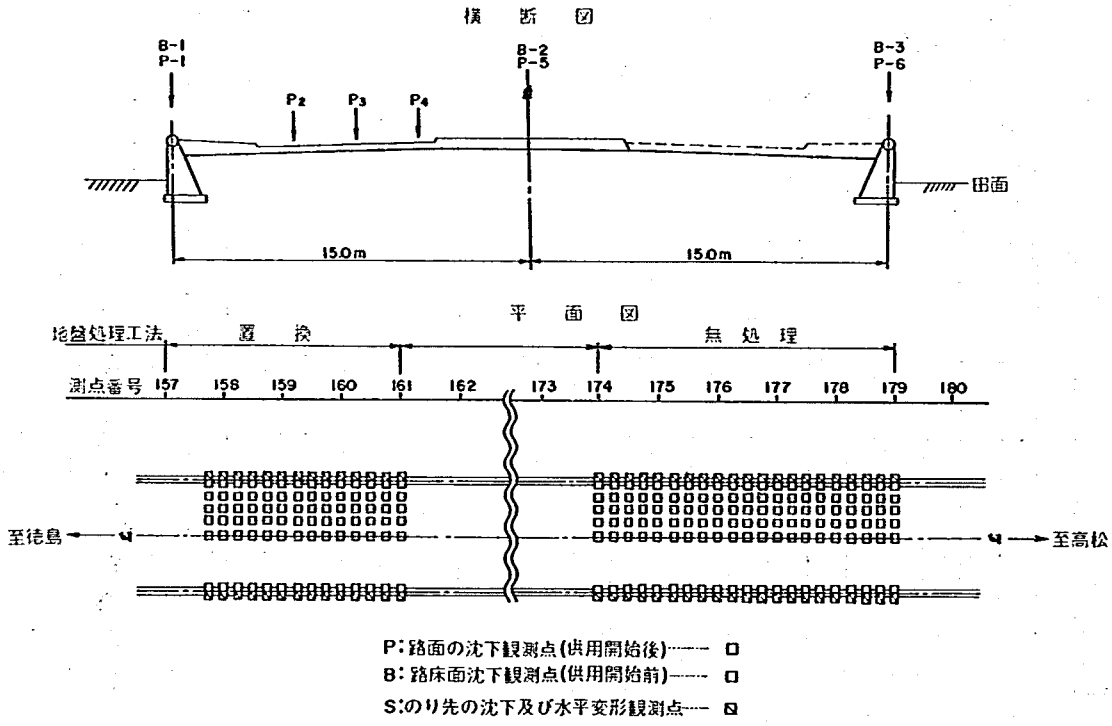


図3－2－5　観測点位置図

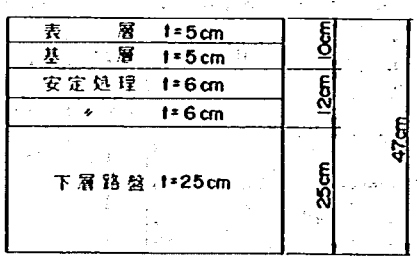
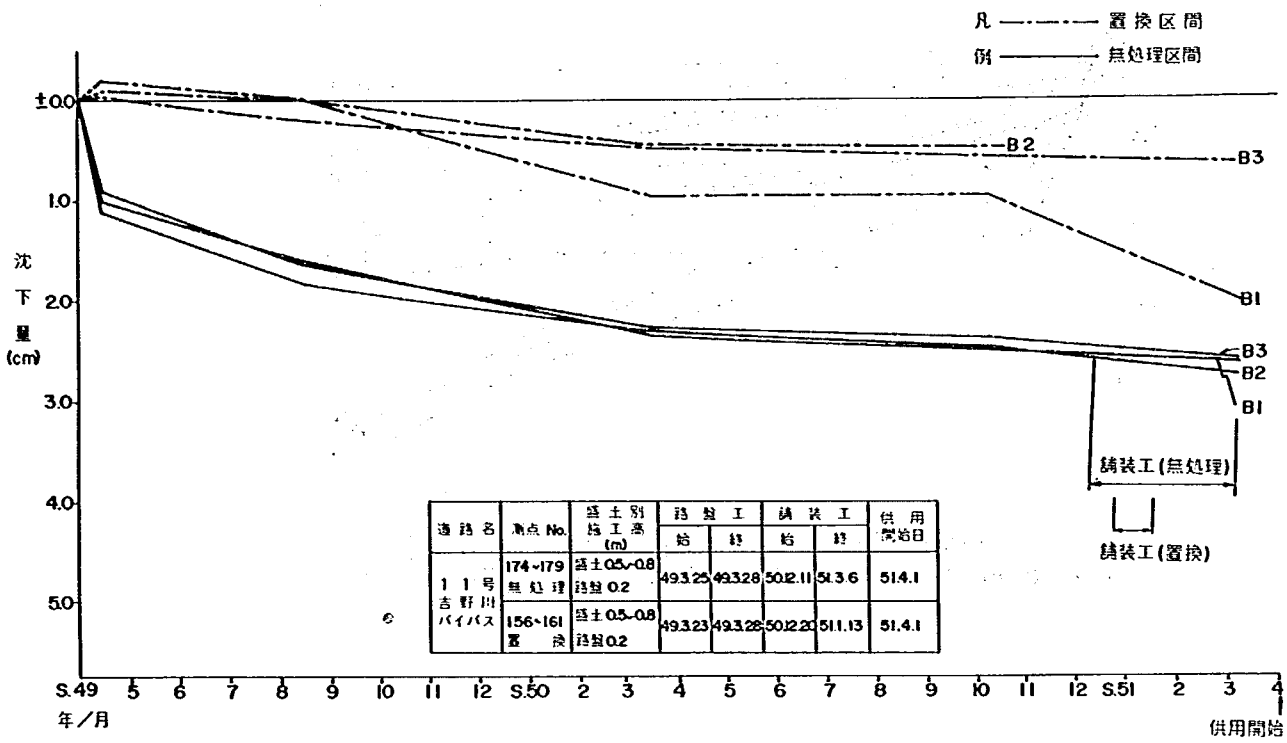


図3－2－6　舗装構成

路床面の沈下 (B-1～B-3)
(S.49.4～S.51.3)



道路名	測点 No.	盛土別施工高 (m)	路盤工 始	路盤工 終	舗装工 始	舗装工 終	供用開始日
11号 吉野川バイパス	174～179 無処理	盛土0.5～0.8 路盤0.2	49.3.25	49.3.28	50.12.11	51.3.6	51.4.1
	156～161 置換	盛土0.5～0.8 路盤0.2	49.3.23	49.3.28	50.12.20	51.1.13	51.4.1

図3－2－7　盛土完了後の沈下の発生状況

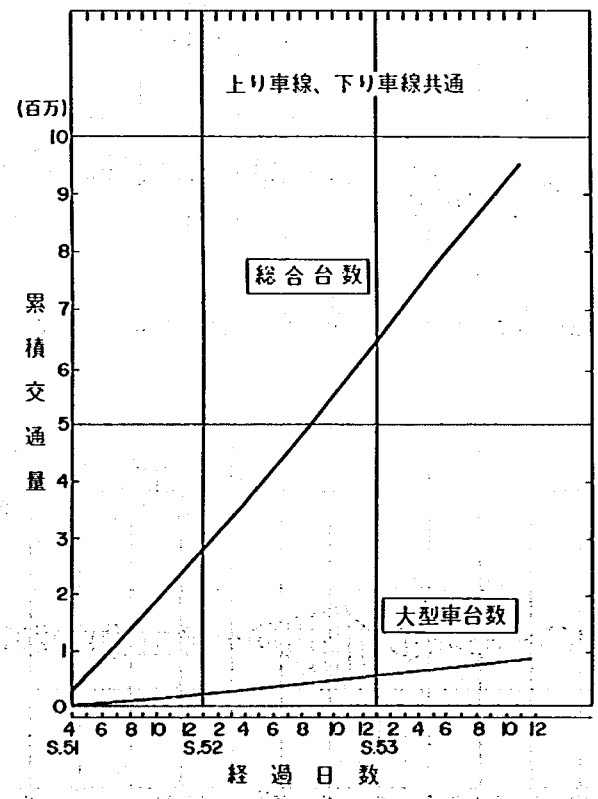


図3－2－8　累積交通量（片側一車線）

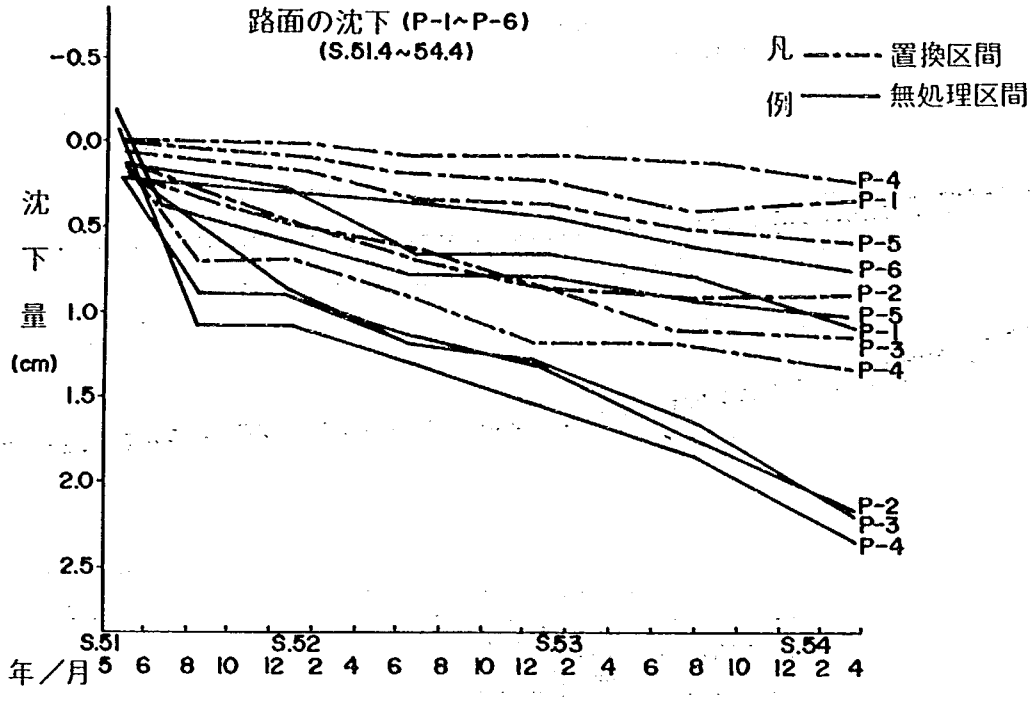


図3－2－9　供用開始後の沈下量

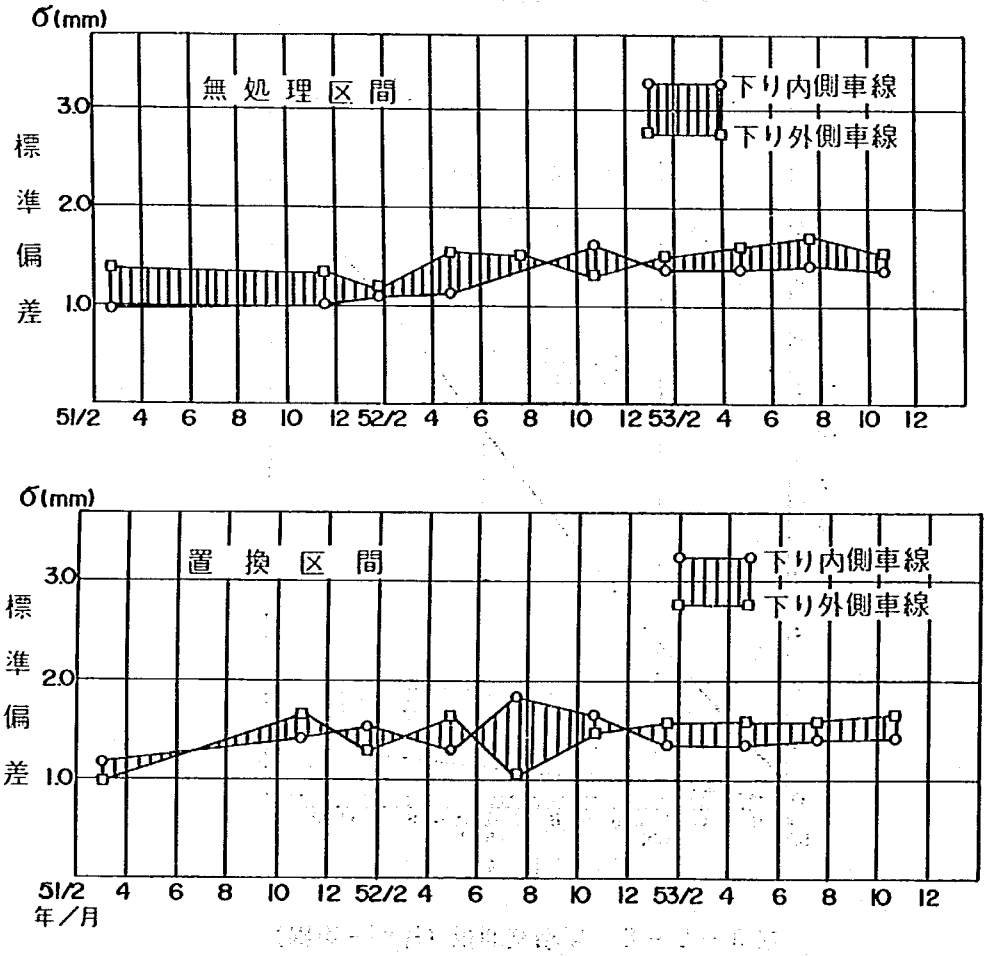


図3－2－10　路面の平坦性の経時変化

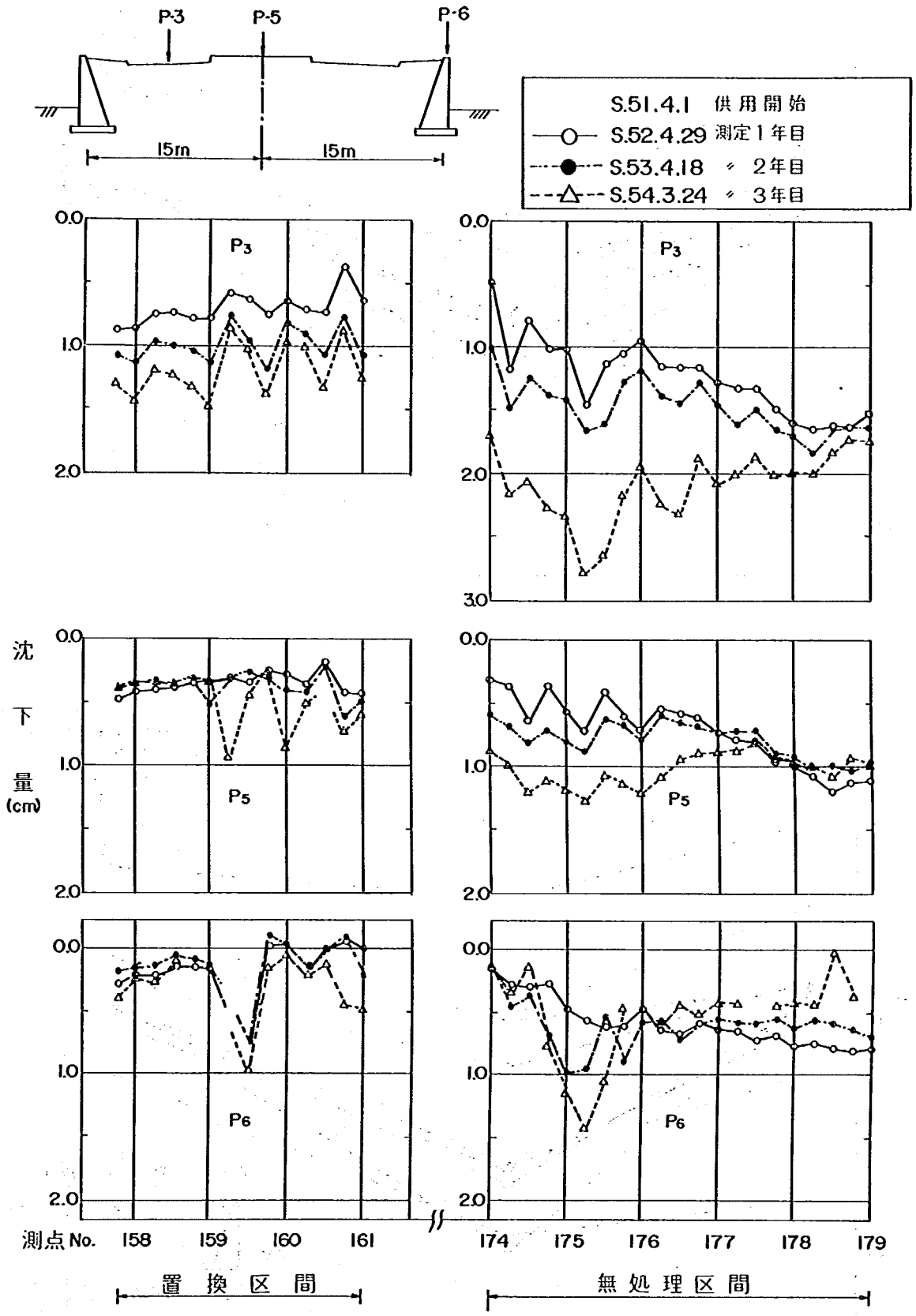
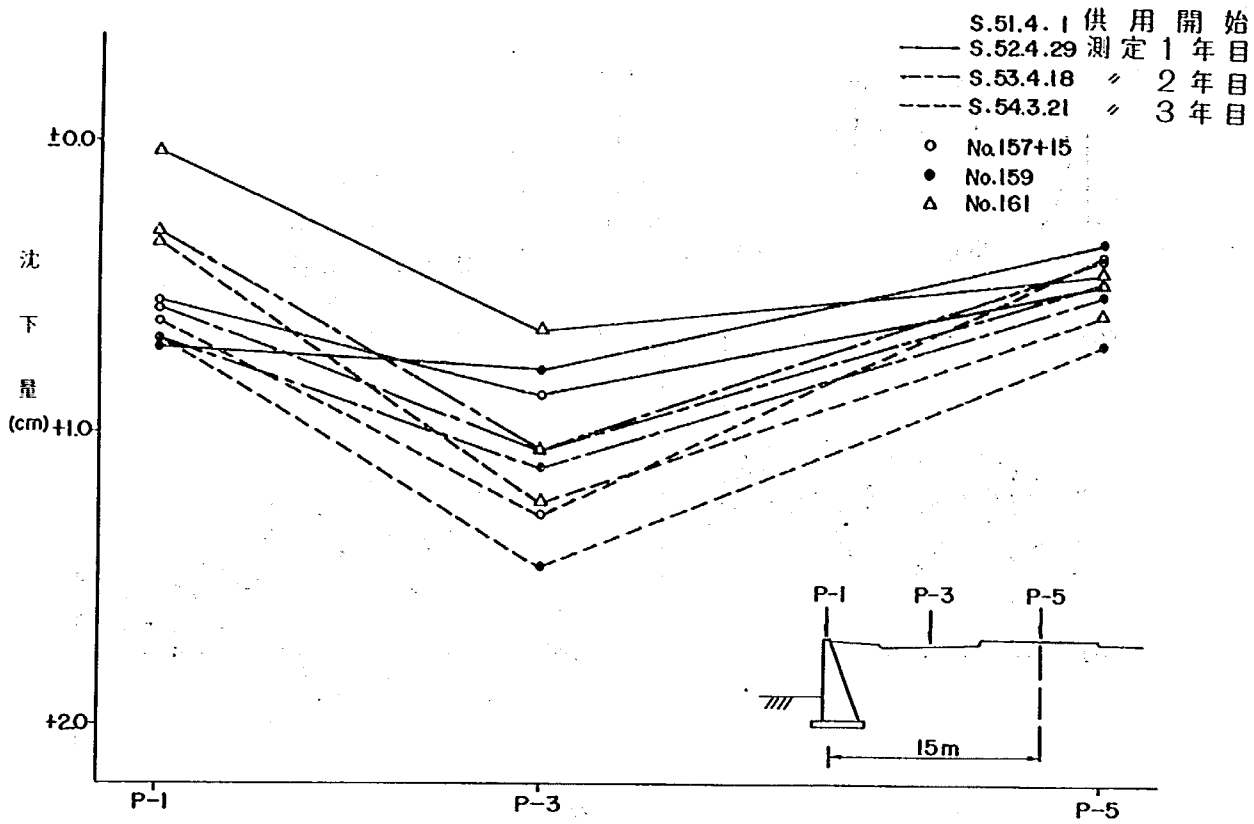
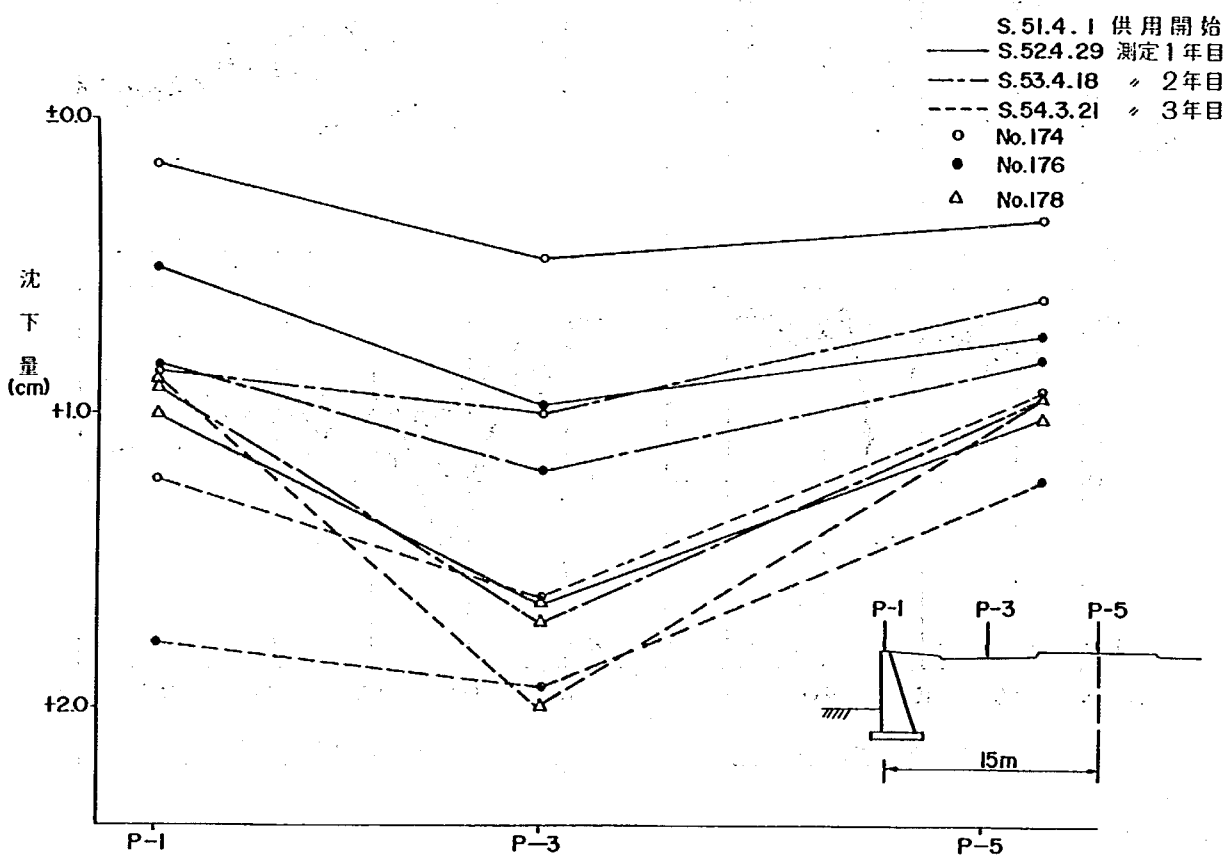


図3－2－11 道路縦断方向の沈下のプロフィル



(a) 置換区間



(b) 無処理区間

図3－2－12 道路横断方向の沈下のプロフィル

3－3　1号沼津バイパス

本調査地は，図3－3－1に示すように，愛鷹山麓と駿河湾にはさまれた低湿地帯上に位置する。地盤は，極めて軟弱な泥炭層からなり，“浮島ケ原”の名で知られる我国有数の軟弱地盤地帯となっている。

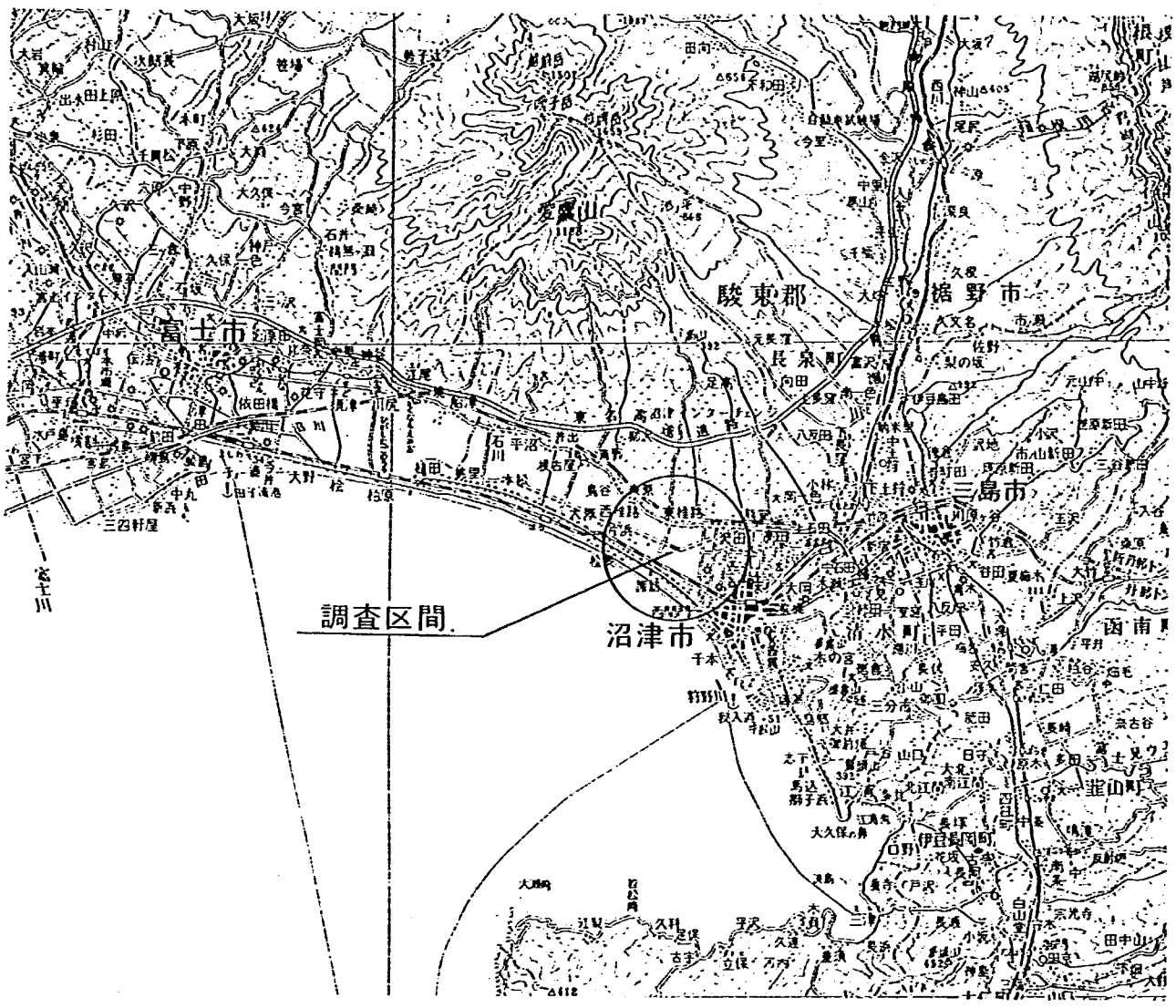


図3－3－1　調査位置案内図

3－3－1　基本的な道路諸条件

(1) 原地盤の条件

調査区間は，測点No.271＋10～No.274のA区間と測点No.286＋10～No.287＋10のB区間に分れているが，両区間周辺の土質断面図を示すと図3－3－2のとおりである。軟弱層厚は7～8 m程度であり，上，中，下の3層に大別できる。

上部層は，表層部約50 cmの有機シルト層とこれに続く厚さ約1.5～3 mの繊維質泥炭層からなる。上部泥炭層は，黒茶褐色を呈し，含水比が300～800％，一軸圧縮強度が0.1～0.3 kg／cm²，圧縮指数が4～6と著しく軟弱である。

中部層は，層厚が約0.6～2.0 mで，暗灰色の粘土質シルト層からなる。土質は，含水比が70～120

%，一軸圧縮強度が0.2～1.0 kg／cm²，圧縮指数が0.5～1.0程度と比較的よく締っている。また，圧密降伏応力が大きいことなどから，かなり過圧密された土層であると判断できる。

下部層は，かなり均質な暗黒灰色の泥炭層からなり，基盤の砂層まで約2～4 mの層厚で堆積している。土質は，含水比が300～600%，一軸圧縮強度が0.3～0.5 kg／cm²，圧縮指数が3～6程度と非常に軟弱であるが，上部泥炭層に比べると幾分圧密が進行していることがうかがわれる。

なお，表3－3－1には，上記の各層の土質定数値をとりまとめて示してある。

(2) 地盤対策工の概要

沼津バイパスでは，サーチャージ工法が採用されたが，サンドドレーンなどの圧密促進工法は併用していない。

サーチャージ工法は，供用後の沈下の原因となる路体の重量や交通荷重などに相当する荷重を事前に加えて圧密を促進させ，あらかじめ軟弱地盤を沈下させておくことをねらいとするものであり，沼津バイパスでは図3－3－3に示すような工程で工事が行なわれた。

すなわち，まずサンドマットと一次盛土を施工して約1年間放置し，次にこの放置期間中に発生した沈下量に相当する厚さの余盛を行いさらに約1年半放置した。こののち，舗装工事に先立って，サーチャージに相当する盛土の除去を行ったものである。図3－3－3には，施工中の沈下の発生状況もあわせて示してあるが，各段階の盛土の放置期間中にかなり圧密が進み，供用開始後の沈下量を軽減する効果が十分にあらわれていることが認められる。

なお，参考のために，今回の調査区間の反対側車線（図3－3－4）において，本工事に先立って実施された試験盛土工事の概略を示すと次のとおりである。すなわち，図3－3－5に示すように，生石灰パイル，サンドドレーン及び無処理の各工区が隣接して設けられ，この上に高さ3 mの盛土が試験施工された。図3－3－6と図3－3－7に試験盛土に伴う沈下の発生状況を，また図3－3－8に試験盛土前後に実施したボーリング試験結果をとりまとめた。これらの図から総合的に判断すると，まず，生石灰パイル工法においては，短期的には沈下を軽減する効果が認められるものの，長期的には残留沈下が継続することが問題点として残るようである。また，サンドドレーン工法と無処理を比較すると無処理の場合でも予想以上に圧密の進行が速く，サンドドレーンを用いた場合と比較しても圧密速度にほとんど差が認められないことから，泥炭地盤においては，サンドドレーンの圧密促進効果はあまり顕著に認められないといえる。

(3) 観測点及び観測用計器配置図

観測点の配置は，図3－3－9に示すとおりである。

(4) 道路構造

図3－3－10は，舗装構成と道路縦断方向の盛土厚の変化を示したものである。図に示すように，盛土により2 mを超える大きな沈下が生じたために，低盛土ではあるものの，実質の盛土厚が4 mを超えるかなり厚い盛土となっていることが沼津バイパスにおける道路構造の大きな特徴であるといえる。

3－3－2　観測結果

(1)　施工中の沈下の発生状況

施工中の沈下の観測記録としては，前述の図3－3－3が測点№268付近で得られた唯一の記録である。地盤条件がこの測点№268とほぼ同じであろうと思われるA区間においては，図3－3－3に示した沈下とほぼ同程度の沈下が施工中に生じたものと判断できる。

(2)　累積交通量

図3－3－11に，供用開始後の累積交通量を示す。図より，昭和53年12月の供用区間延伸に伴い交通量にかなりの増大が認められる。例えば，大型車交通量では，供用区間延伸直前の53年12月において片側一車線あたり2,000台／日程度であったものが，55年12月現在では4,000台／日程度とほぼ倍増している。

(3)　供用開始後の沈下量

図3－3－12と図3－3－13には，それぞれA，B両区間における供用開始後の沈下量を示した。図より，供用開始から1年余り経過した53年前半の時点では，沈下がほぼおさまる傾向にあることが認められ，サーチャージの効果が十分に発揮されたものと判断された。ところが，53年半ば以降，沈下が再び生じ始め，55年6月現在でもなお沈下が継続する傾向にあることが認められる。この点については，「(6)道路横断方向の沈下の発生状況」のところであわせて考察を加えることとする。なお55年の7～8月頃に路面が隆起するような観測結果が得られているが，これはこの時期に路面のいたみ（亀甲状のひび割れの発生）が激しくなったために，3cm程度のオーバーレイを行った影響があらわれたものである。

(4)　路面の平坦性の経時変化

供用開始後の路面の平坦性の経時変化を対策工区間別に示すと図3－3－14のとうりである。図より，A，B両区間ともに，53年末頃までは路面の平坦性がほぼ良好に保たれているのに対し，54年の前半以降，時間とともに急激に路面の平坦性が悪化していることが認められる。なお，この点についても(6)で考察する。

(5)　道路縦断方向の沈下の発生状況

図3－3－15は，道路縦断方向の沈下の発生状況を区間別に示したものである。

(6)　道路横断方向の沈下の発生状況

図3－3－16に，代表的な測点ごとの道路横断方向の発生状況を示す。図より，どの測点においてもの り尻側に近づくほど沈下量が大きくなっていることが顕著に認められる。

この原因について調べたところ，A区間では，図3－3－17に示す箇所において道路に隣接して宅地造成が行なわれていることがわかった。宅地造成は昭和53年4月頃から開始され，道路と同じ高さまで盛土がなされている。したがって，図3－3－12に示した53年4月以降の路面沈下のうちのかなりの分は，この宅造盛土によるひき込み沈下の影響によるものと考えられる。同じく，図3－3－14でみたように，53年末頃からこの区間の平坦性が急激に悪化したのも，一因はこの宅地造成にあるものと思われる。

これに対して，B区間では，A区間のような宅地造成の影響がないにもかかわらず，のり尻測の沈下が大きくなる傾向を示している。この原因として次に考えられることは，基盤がのり尻側で深くな

るように傾斜しているのではないかということである。このことはあくまで推論にすぎないが，図3－3－18に示す広域の地質断面図などをみると，沼津バイパスの基盤は山側に深く落ち込んでいる可能性がかなりあると思われる。また，図3－3－19に示すのり尻の水平移動量観測結果によれば，供用開始後，のり尻部で大きいところでは10 cm 以上も山側に水平移動を起こしていることがわかっており，道路全体が基盤の傾斜にひきずられて変形していることも十分に考えられる。

以上の調査結果を整理すると，沼津バイパスでは，一度沈下がおさまる傾向にあったものが，供用区間の延伸に伴う交通量の増大や道路に隣接して施工された宅地造成などの影響もあって，再び路面の沈下量とのり尻の水平移動量が急増し，路面の平坦性が急激に低下したものと考えられる。また，これらの変状には，基盤の傾斜もある程度影響しているのではないかと推察される。

表3－3－1　土質定数値一覧表

地層区分	土質名	W_n %	G_s	e	γ_t t/m³	q_u kg/cm²	P_y kg/cm²	C_c	E_{50} kg/cm²
上部層	有機質シルト	150~300	2.0~2.2	4.3	1.1~1.3	0.1~0.25	0.25	1.5	5≧
	泥炭 (F_s-4)	350~800 (250)	1.6~2.0 (2.0)	7~13 (7.5)	1.0~1.05 (1.2)	0.1~0.2 (0.25)	0.1~0.3 (0.5)	4~5.5 (3.5)	5> (4)
中部層	粘土質シルト	70~120	2.5~2.8	2.0~3.0	1.3~1.6	0.15~1.0	0.35~1.0	0.5~1.0	2~20
下層部	泥炭 (F_s-3)	350~600 (700~800)	1.5~1.8 (1.6~1.7)	9.0~100 (10~13.0)	0.9~1.05 (1.05)	0.3~0.5 (0.1~0.2)	0.3~0.5 (0.2~0.3)	3.0~6.0 (6.0)	10≧ (5≧)
	粘土質シルト	50~250	2.0~2.6	2.0~8.0	1.2~1.6	0.2~0.6	0.25	1.0~4.0	5~30

W_n：自然含水比(%)　　G_s：比重　　e：間隙比

γ_t：湿潤単位体積重量(t/m³)　　q_u：一軸圧縮強度(kg/cm²)

P_y：圧密降伏荷重(kg/cm²)　　C_c：圧縮指数

E_{50}：変形係数(kg/cm²)

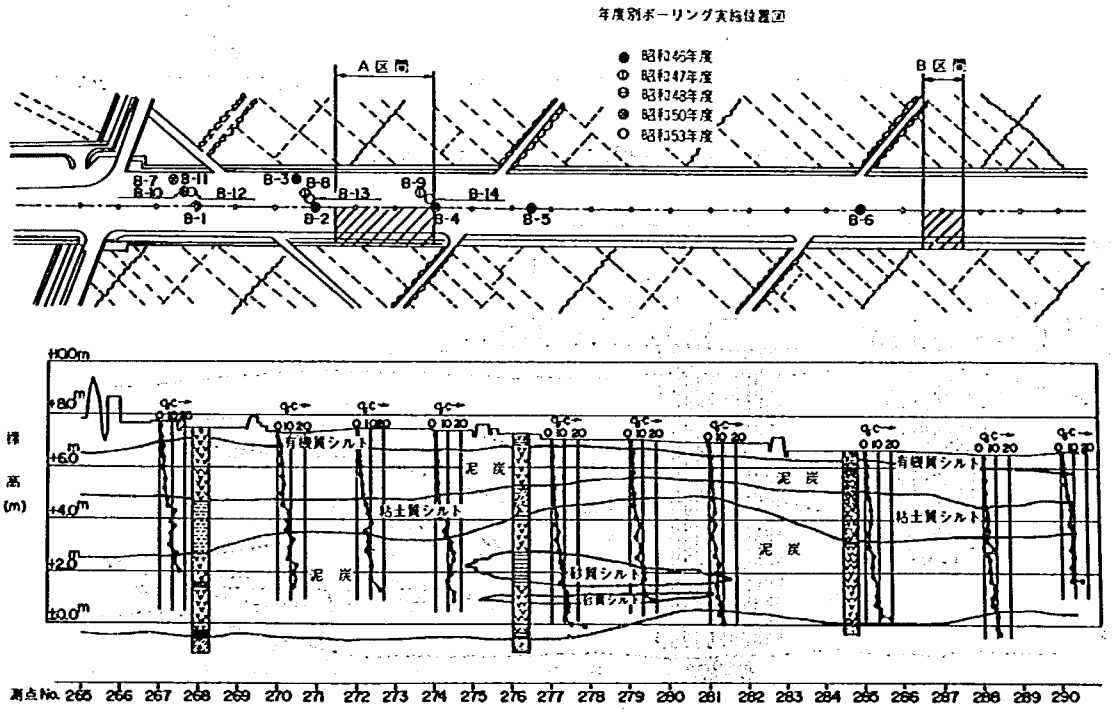


図3－3－2　土質断面図

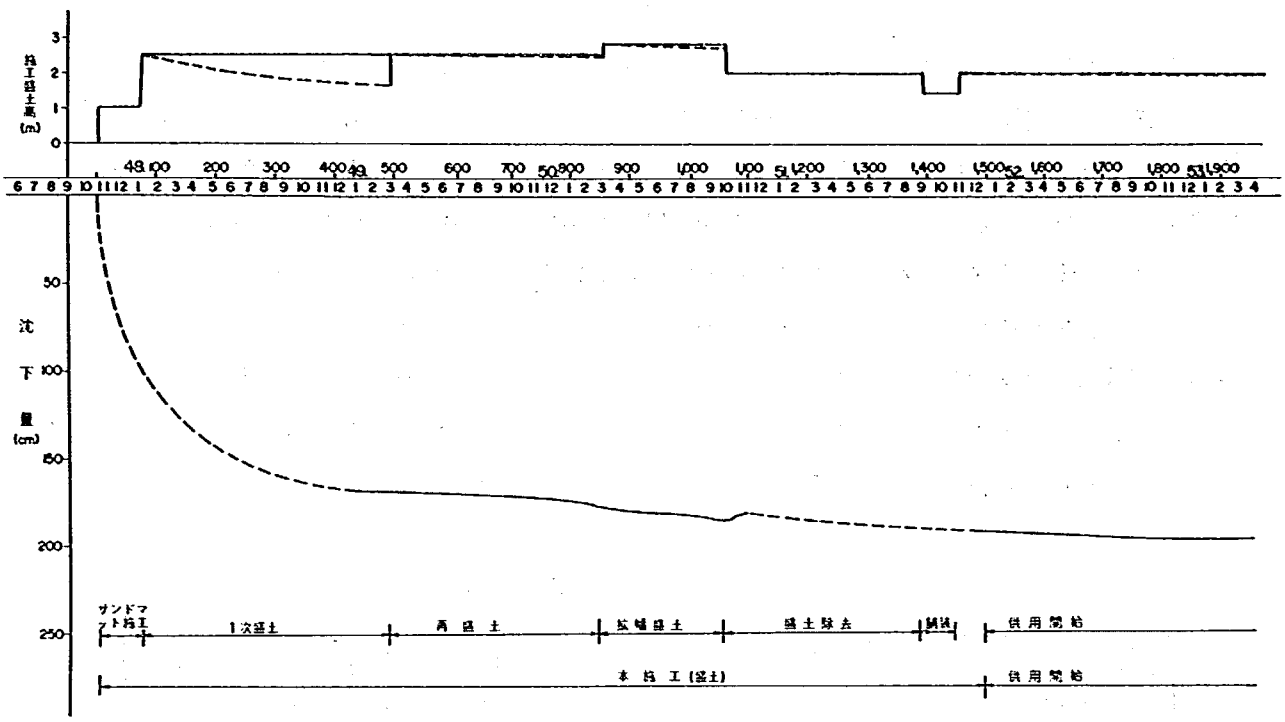


図3－3－3　盛土の施工工程と施工中の沈下量

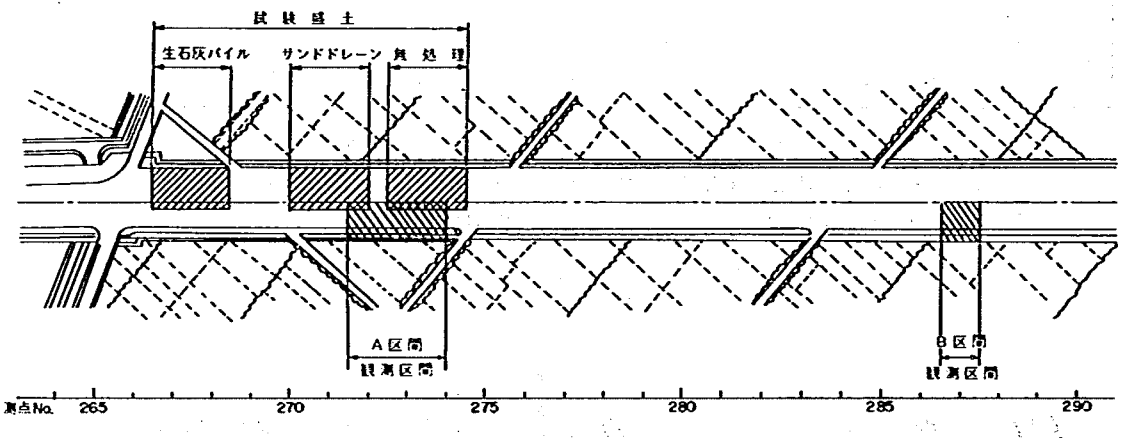


図3－3－4　試験盛土調査区間平面図

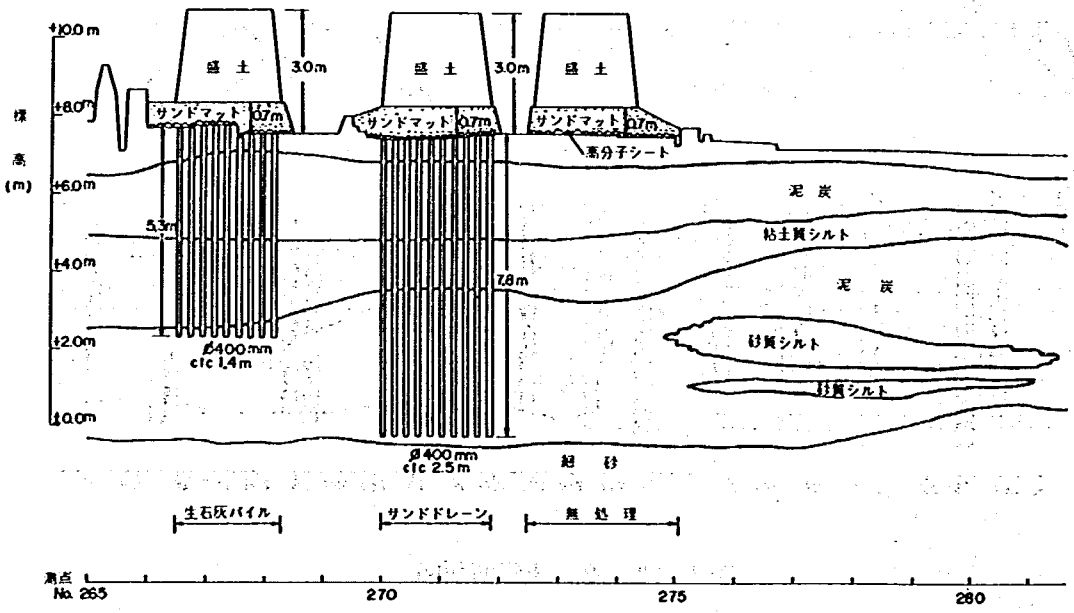
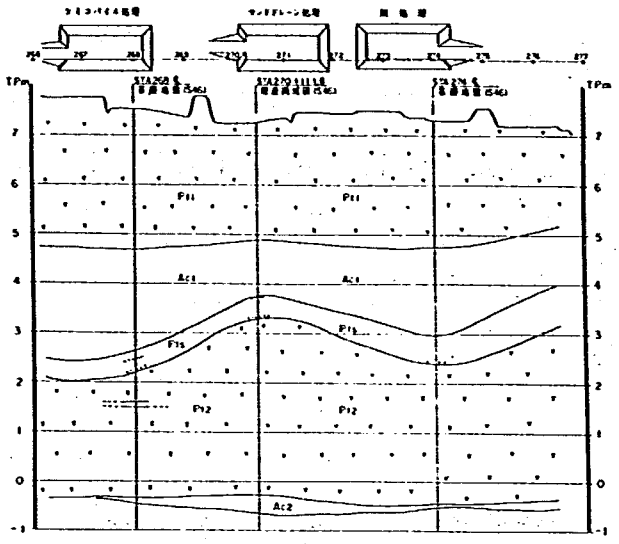
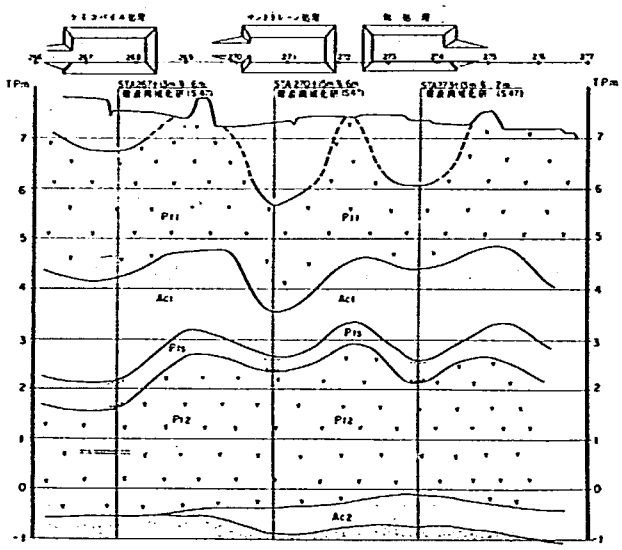


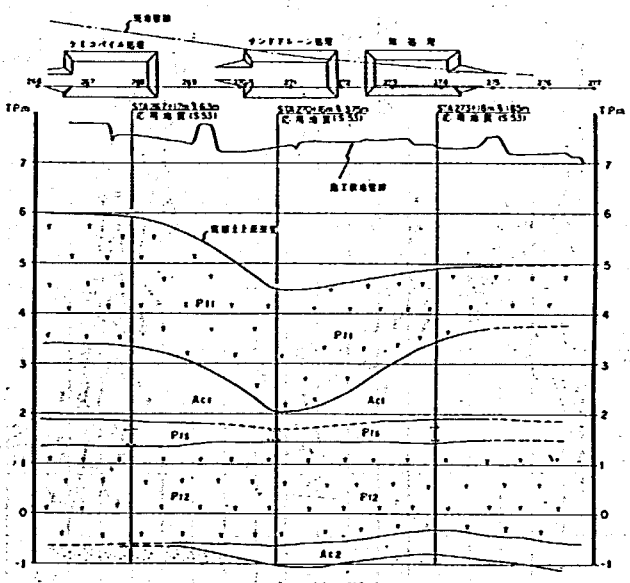
図3－3－5　試験盛土標準断面図



土層断面図（Ｓ４６）



土層断面図（Ｓ４７）



土層断面図（Ｓ５３）

図３－３－６　試験盛土前後における土質断面図

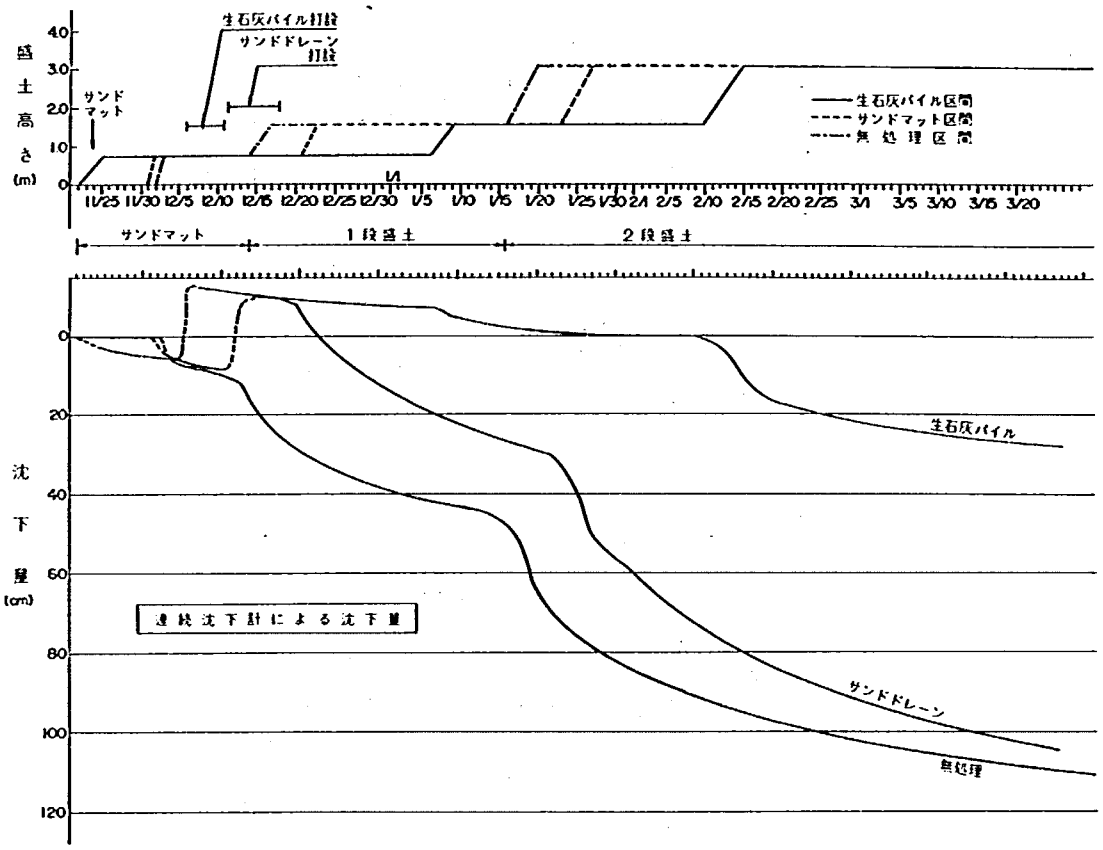
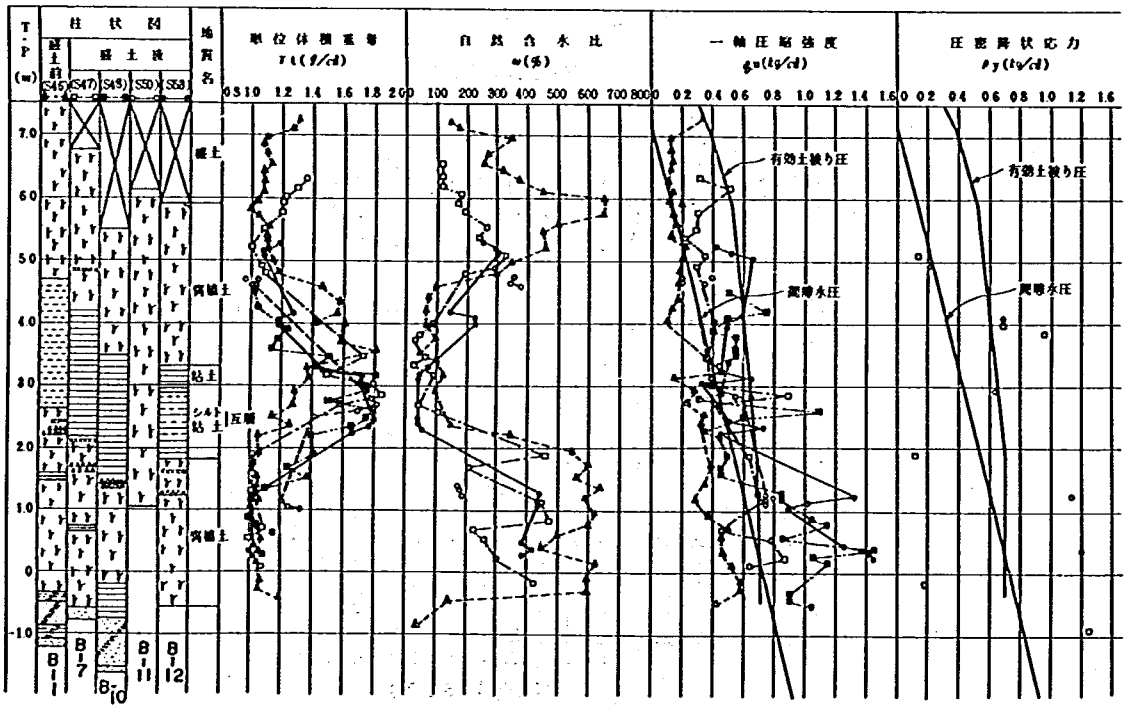
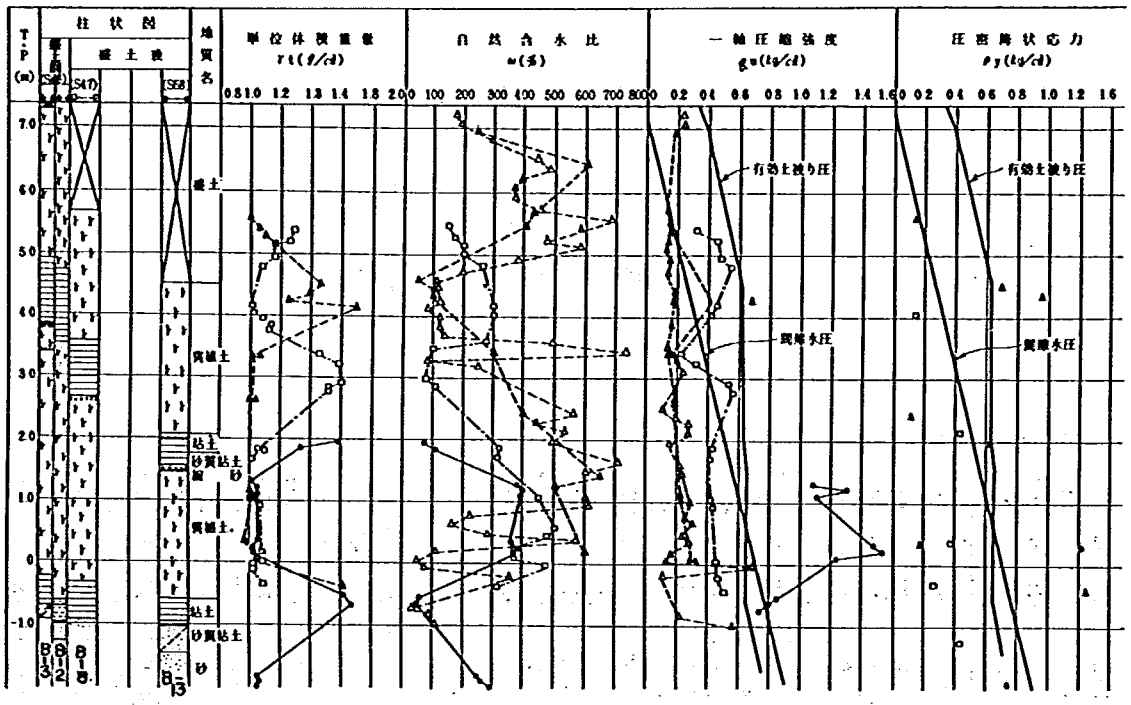


図3－3－7　試験盛土における沈下観測結果



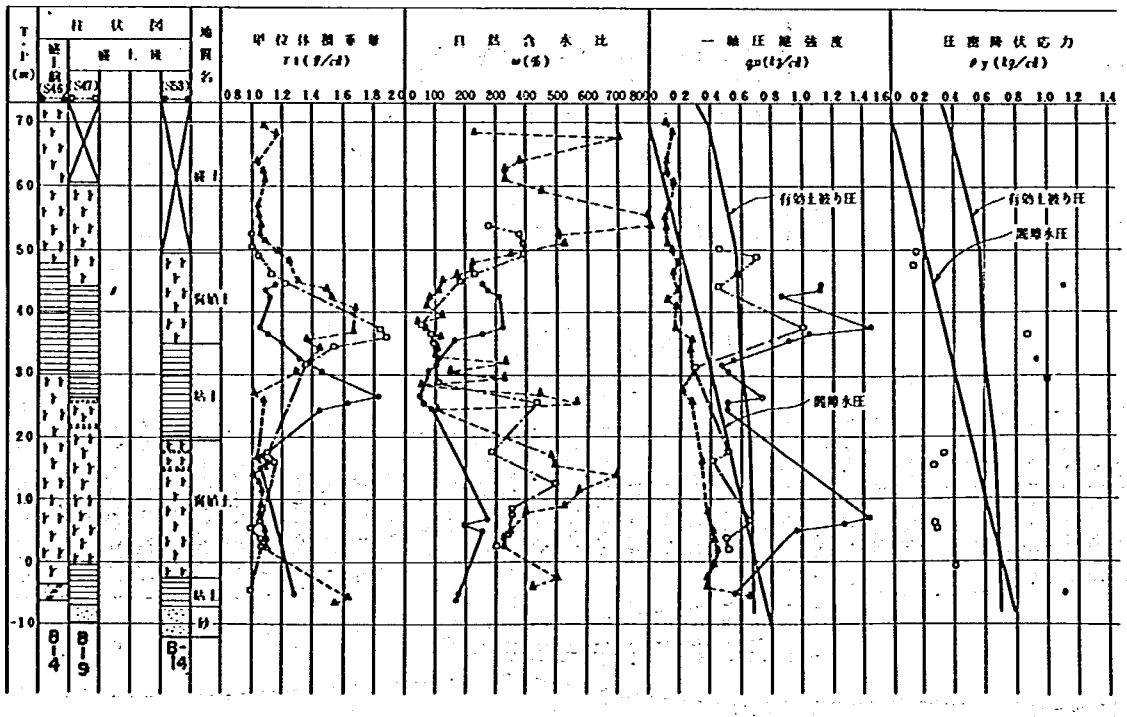
生石灰パイル区間

図3－3－8 (a)　盛土前後の土質試験結果一覧



サンドドレーン区間

図３－３－８ (b)　盛土前後の土質試験結果一覧



無処理区間

図３－３－８ (c)　盛土前後の土質試験結果一覧

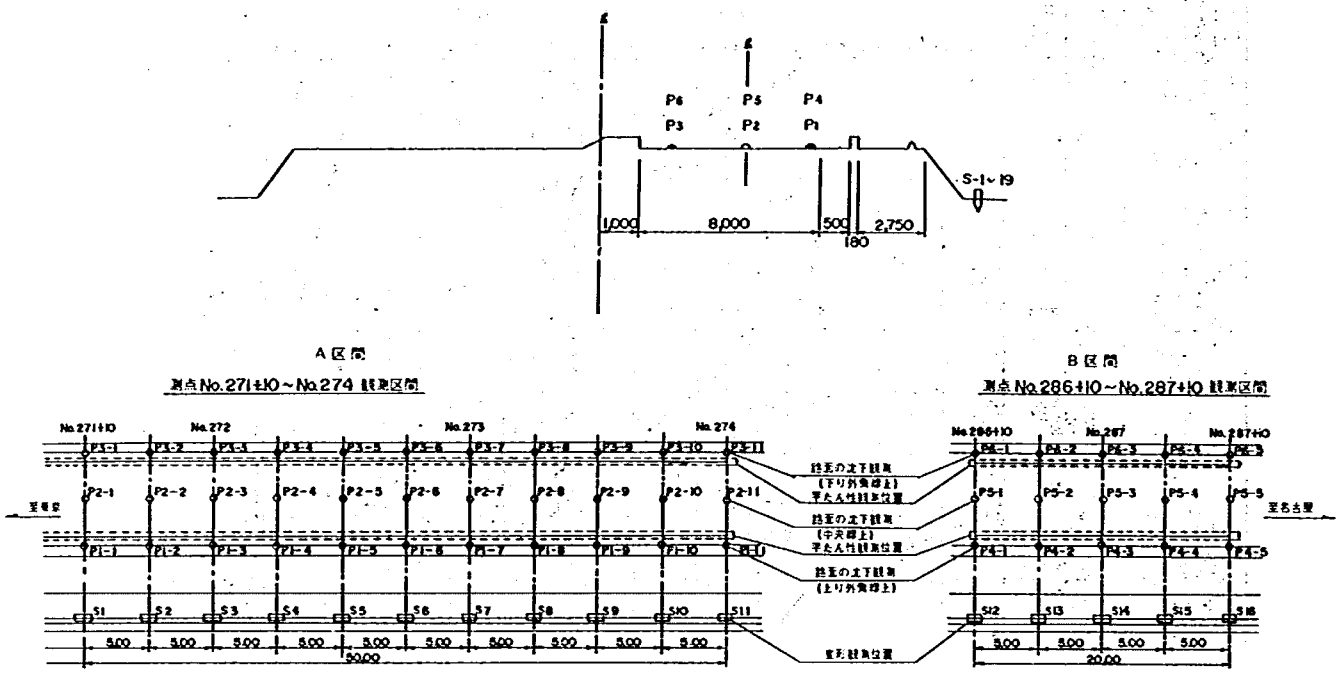


図3－3－9　観測点および観測用計器配置図

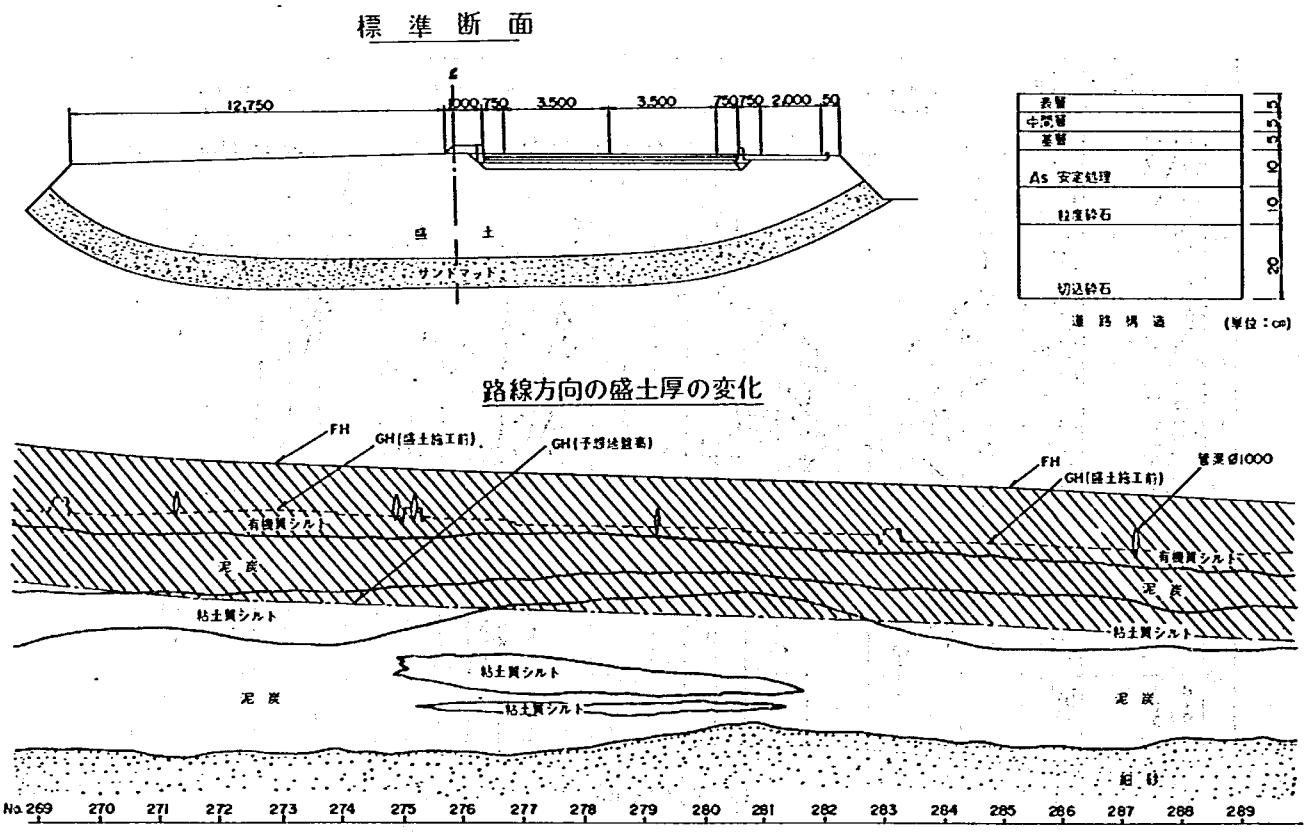


図3－3－10　道路構造及び盛土厚の変化

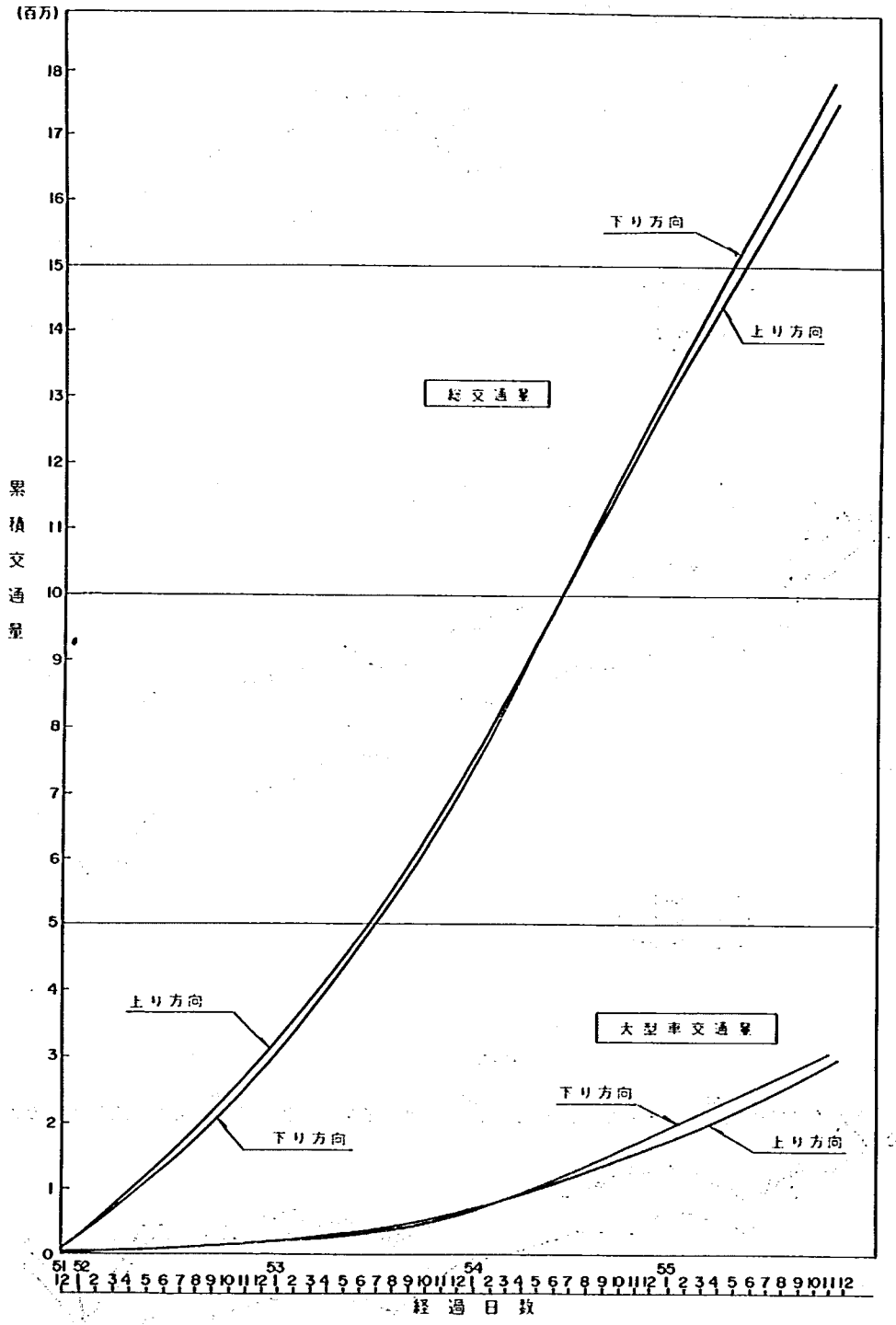


図3－3－11 累積交通量

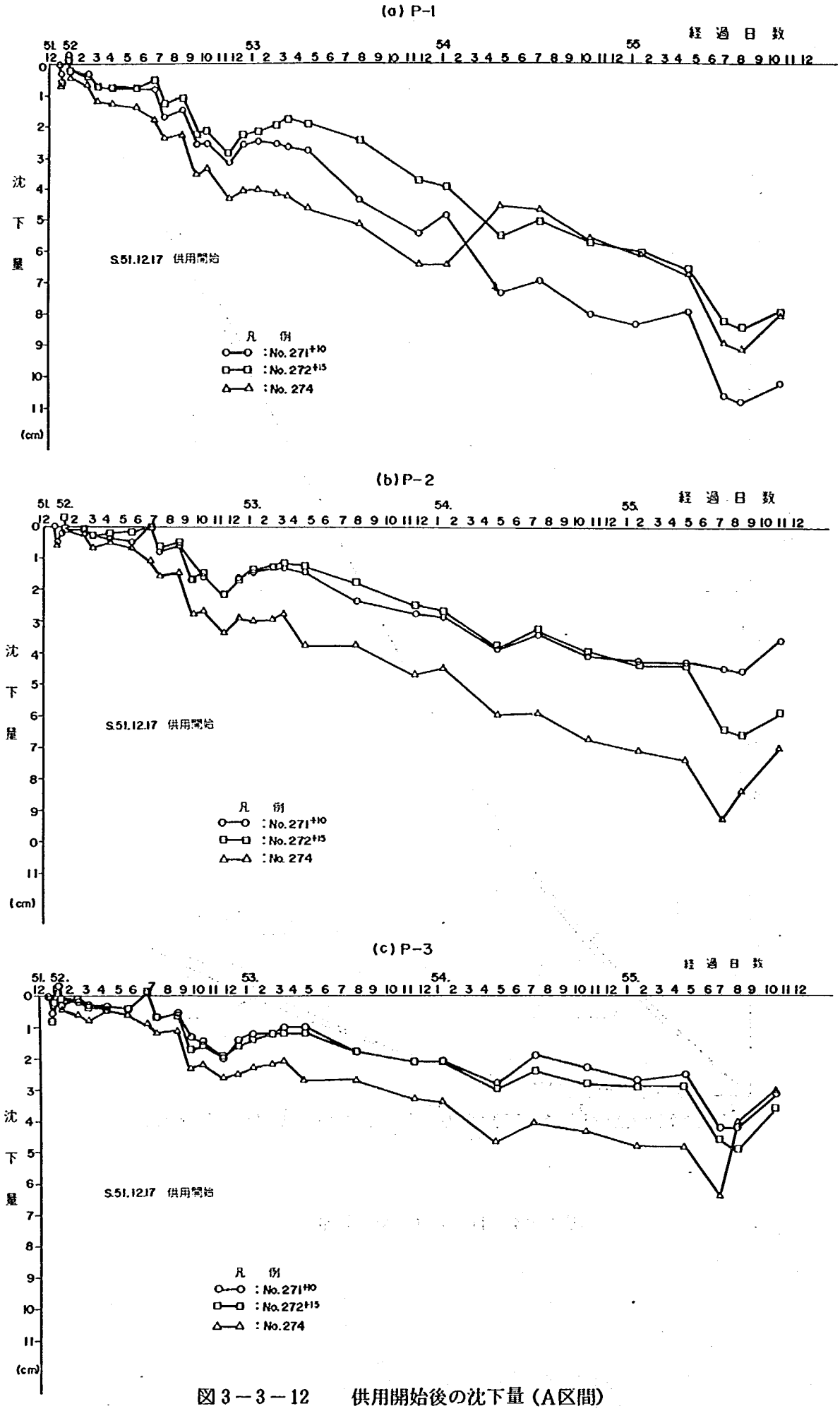


図3－3－12　供用開始後の沈下量（A区間）

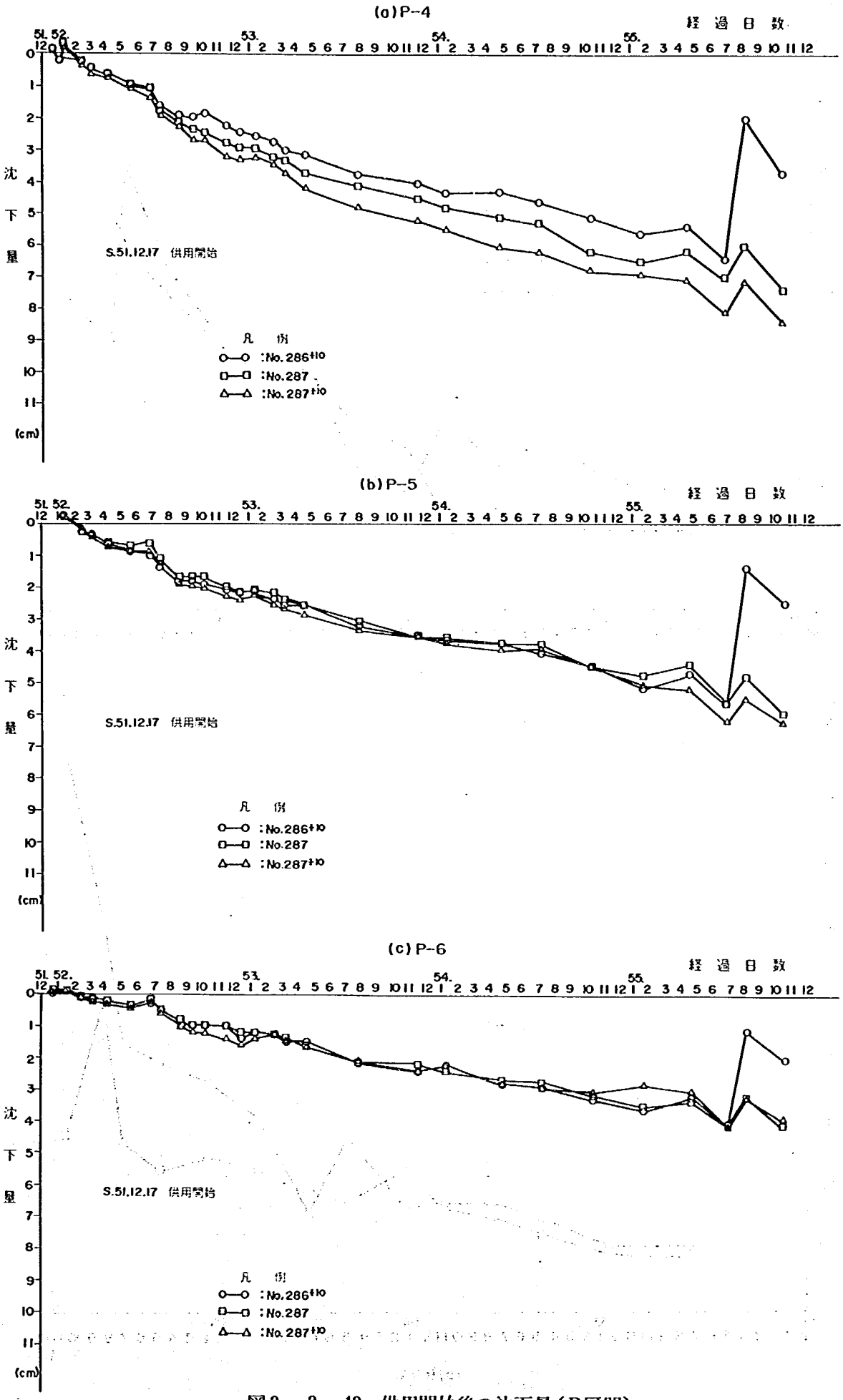
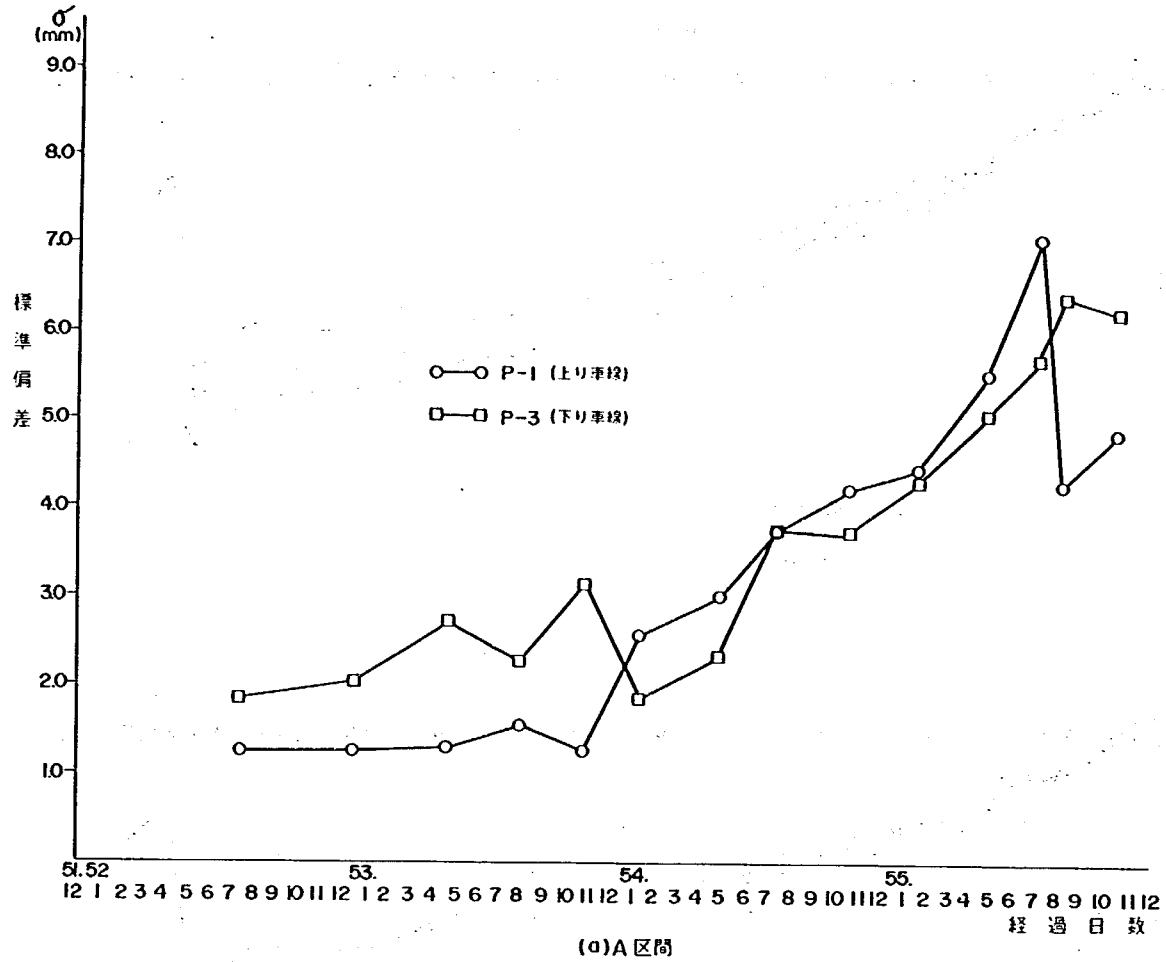
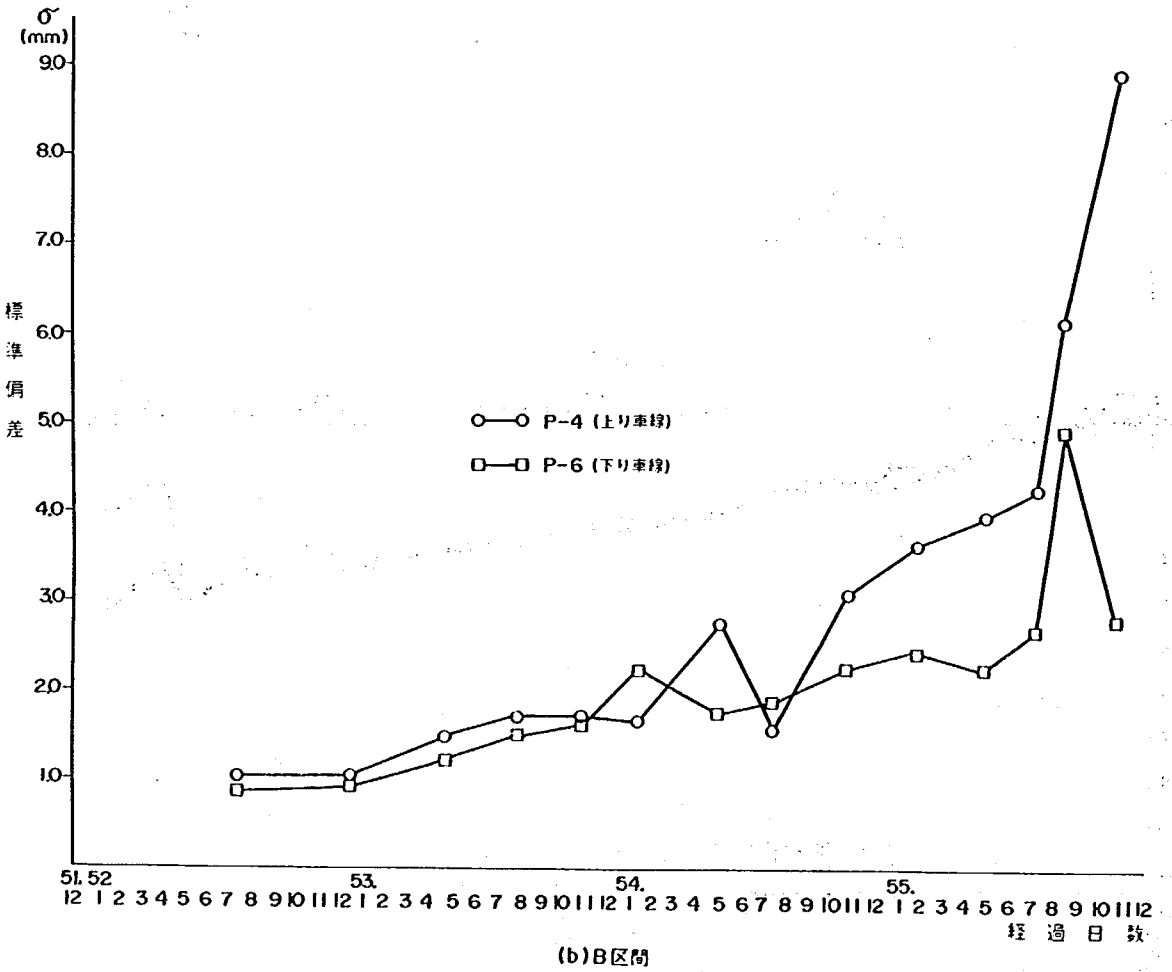


図3－3－13 供用開始後の沈下量（B区間）



(a)A区間



(b)B区間

図3－3－14　路面の平坦性の経時変化

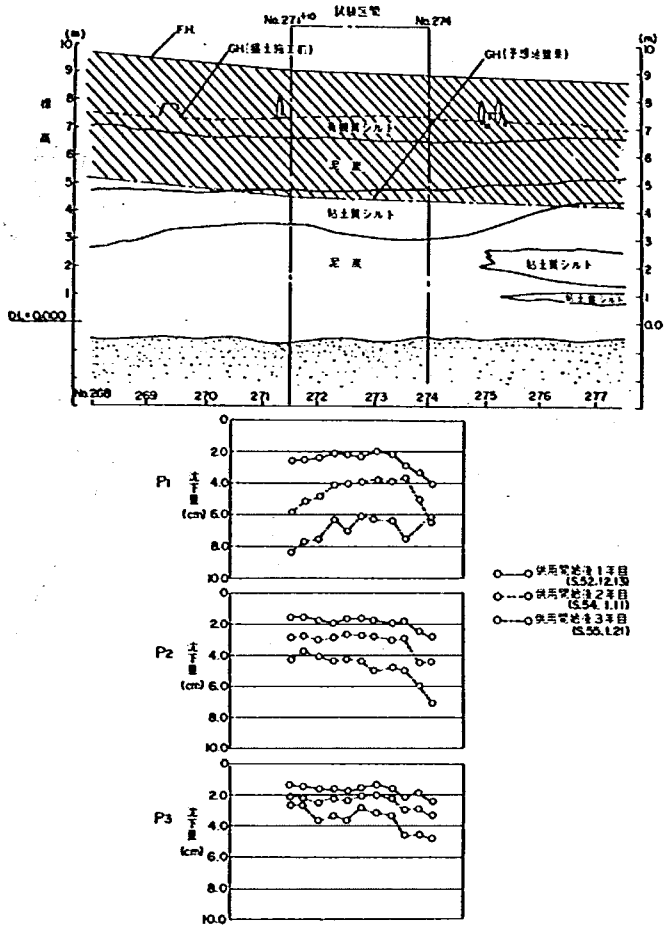


図3－3－15(a)　道路縦断方向の沈下のプロフィル（A区間）

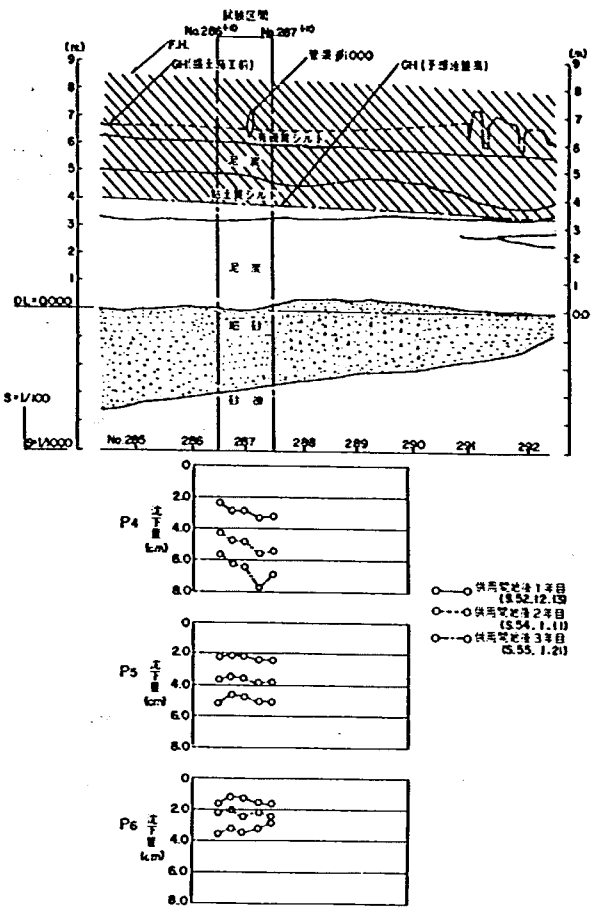


図3－3－15(b)　道路縦断方向の沈下のプロフィル（B区間）

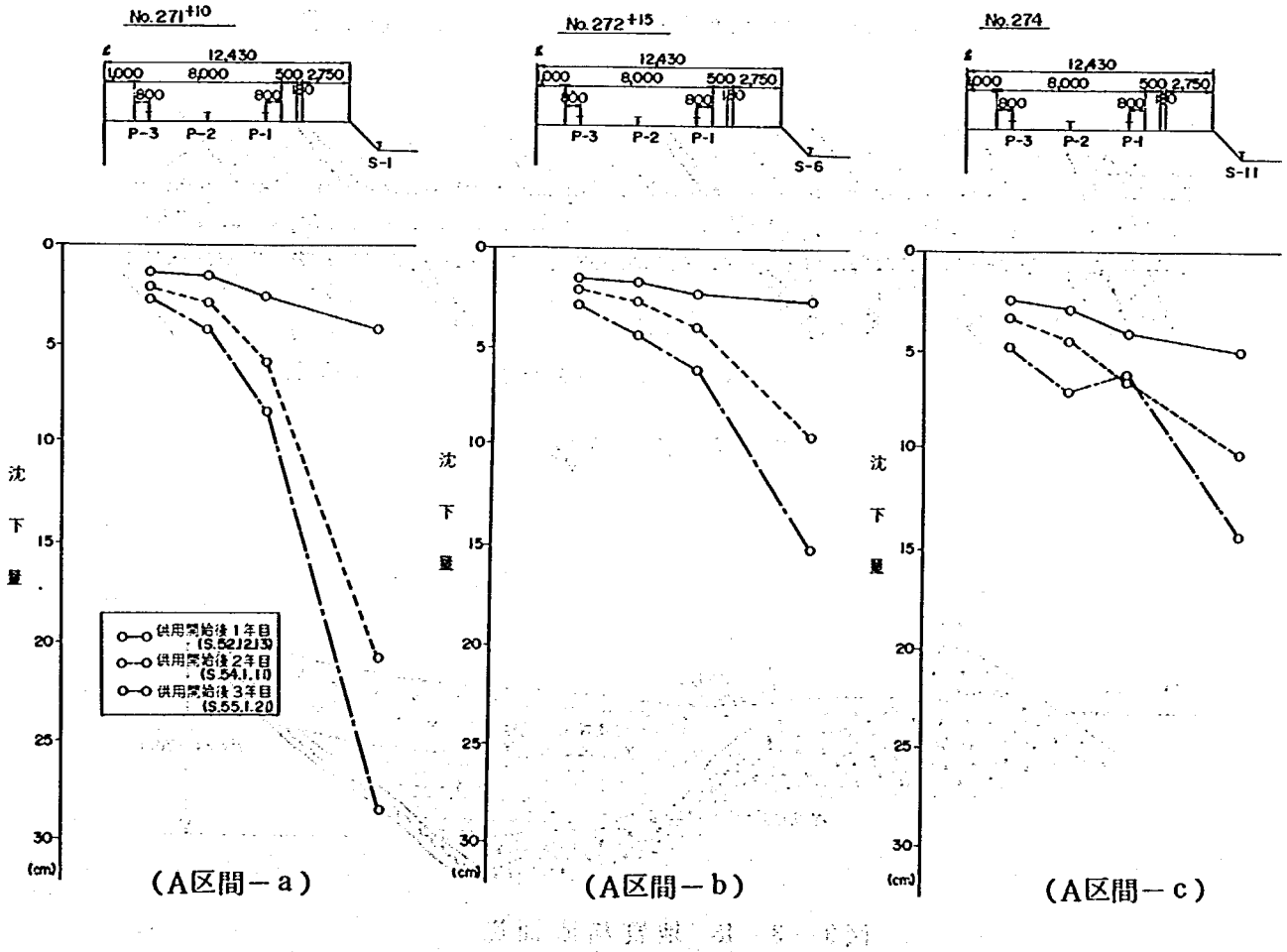


図3－3－16　道路横断方向の沈下のプロフィル（A区間）

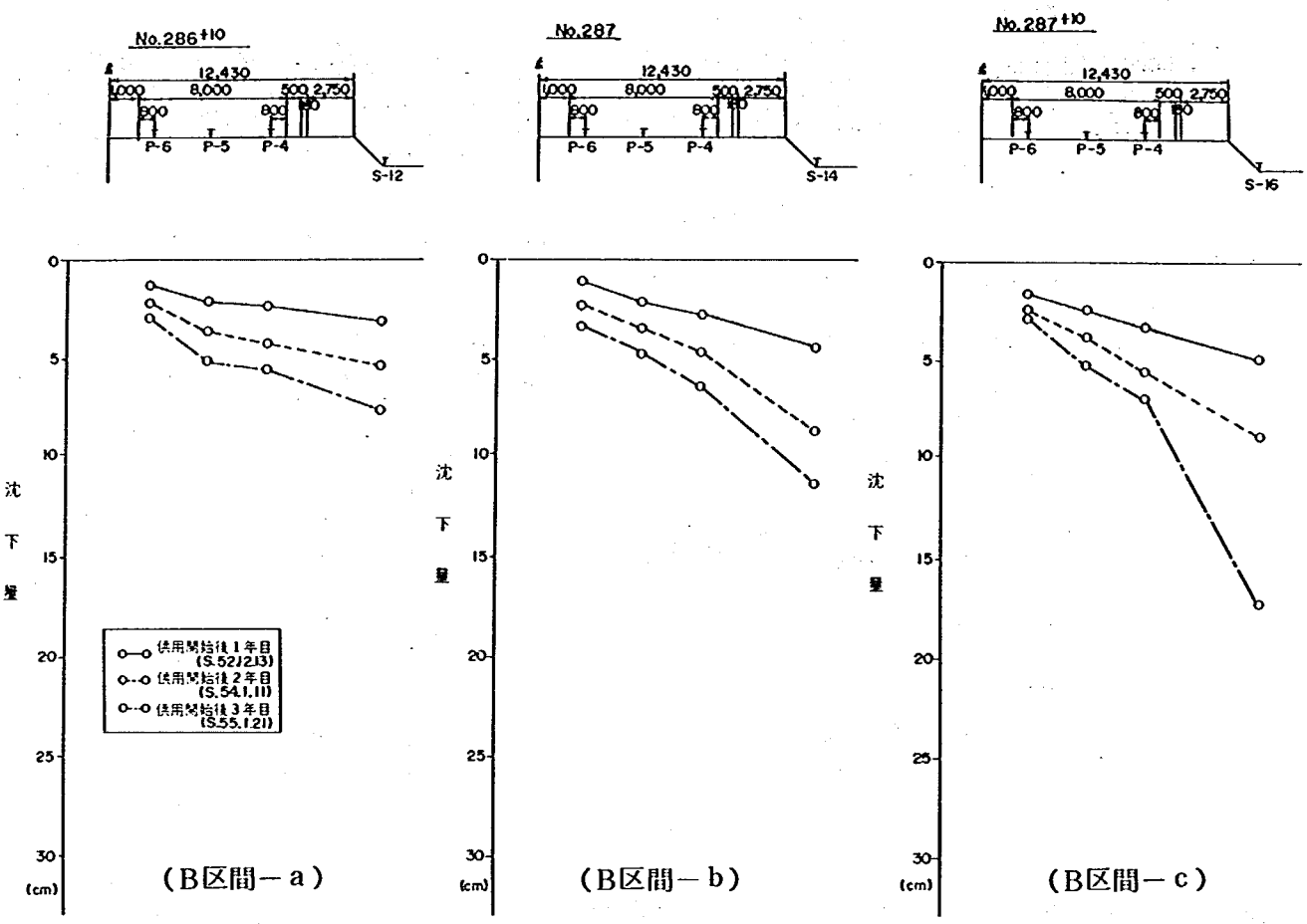


図3－3－16　道路横断方向の沈下のプロフィル（B区間）

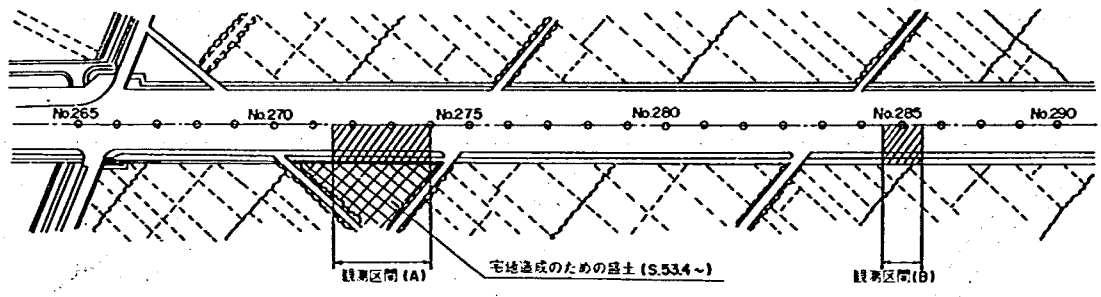


図3－3－17　宅地造成箇所

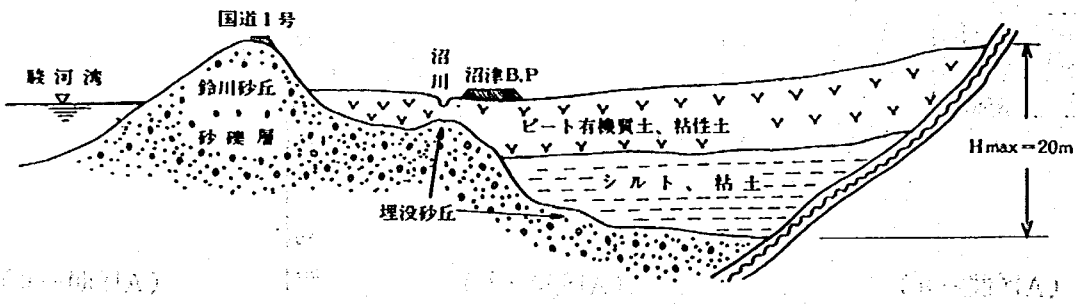


図3－3－18　地質横断面図

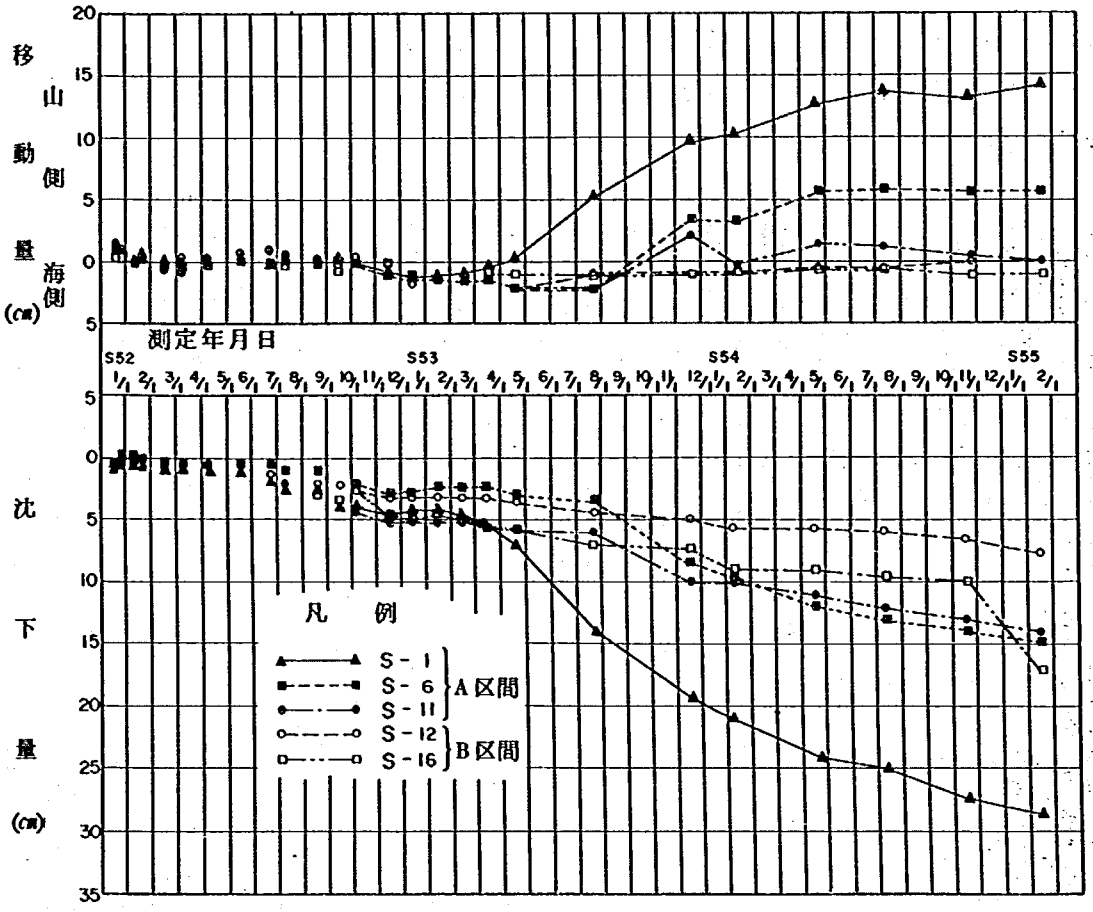


図3－3－19　のり先変形観測結果

3－4　4号越谷－春日部バイパス

本調査地は，図3－4－1に示すように，越谷市街より北へ約5 kmの地点に位置する。地形的には，元荒川と古利根川の流路変遷によって形成された氾濫原であり，沖積層の厚さが40 mにも及ぶ大規模な軟弱地盤地帯となっている。

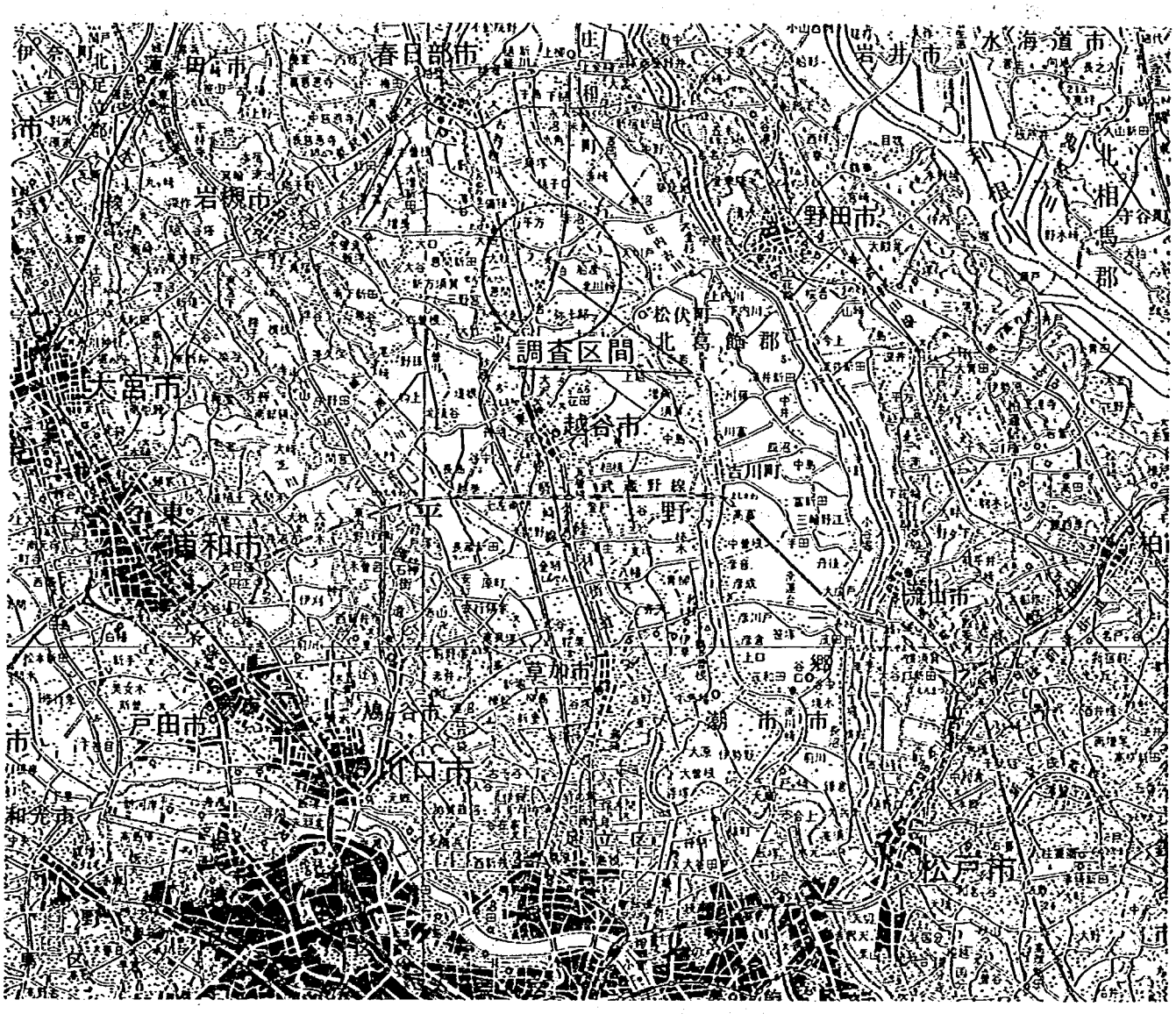


図3－4－1　調査位置案内図

3－4－1　基本的な道路諸条件

(1)　原地盤の条件

調査区間の土質断面図を図3－4－2に示したが，沖積層の厚さが40 mにも及ぶ非常に規模の大きい軟弱地盤である。ただし，測点No.95～No.110の区間には，かなり厚い中間砂層が存在する。

地盤は，上中下の3層に区分される。上部層は，TP－5 m以浅に分布する陸成のシルト質粘性土層であり，腐植物を多く混入し，自然含水比が40～60％，一軸圧縮強度が0.2～0.4 kg／cm²程度となっている。

中部層は，TP－5 mからTP－20 mないし－30 mの間に分布する海成粘性土層であり，貝殻片を多く混入し，含水比が70～30％と大きな値を示す極めて軟弱な地層である。

下部層は，上半部に貝殻片，下半部に腐植物を含む陸成～海成の粘性土から成る。所々に砂をレンズ状にはさみ，含水比が小さくN値が1～19とかなり硬い地層である。

また，これらの沖積層の下位には砂質土を主体とする洪積層が発達し，TP－40～－50 mにその上面が認められている。

なお，図3－4－2の平面図に示した位置で実施されたボーリング試験の結果ならびに圧密試験の結果は，巻末の付録に掲載してあるので参照されたい。

(2) 地盤対策工の概要

地盤対策工の種類は，①深さ4 mの生石灰パイル，②深さ2 mの生石灰パイルとシート敷設の併用，③シート敷設のみ，及び④無処理の4種類であり，各々を図3－4－3に示すように配置した。また，各区間における地盤対策工の標準断面を示すと図3－4－4のとおりである。なお，図中にプレロード60 cmとあるが，これは舗装工の施工に際して盛土を60 cm除去し，このかわりに路盤となる砕石を60 cm盛ったということであり，供用後の交通荷重に相当する荷重を事前に加えておいたということではない点に注意されたい。また，シートにはクレラ製＃7510を使用している。

(3) 観測点及び観測用計器配置図

観測点の配置は，図3－4－5に示すとおりである。

(4) 道路構造

道路構造は，図3－4－4に示した標準断面図の上に，図3－4－6に示すような舗装が施工されたものと考えてよい。しかし，実際には施工中に沈下が生じているので，その分盛土が厚くなっている。盛土を施工してから約2年後に実施されたチェックボーリングの結果（付図参照）によると，実質の盛土厚の分布は，60 cmのプレロードを除去する前の時点において，図3－4－7に示すとおりであったことがわかっている。

3－4－2　観測結果

(1) 施工中の沈下の発生状況

図3－4－8は，施工中の沈下の発生状況を各対策工別に示したものである。図より，盛土に伴う沈下が，深さ4 mの生石灰パイル区間で約140 cm，深さ2 mの生石パイル区間で約120 cm，シート敷設区間及び無処理区間で約80 cm生じていることがわかる。注目されることは，生石灰パイル区間でもかなり大きな沈下が発生していることと，地盤条件や盛土高がほぼ等しいシート敷設区間と無処理区間では沈下量にほとんど差が認められないことである。

一方，舗装工に際しては，沈下がほとんど発生しておらず，60 cmのプレロードの効果が十分に認められる。

(2) 累積交通量

上り下り両方向をあわせた全交通量は9,000～15,000台／日，大型車混入率は25～30％程度である。また，供用開始後の累積交通量を示すと図3－4－9のとおりである。

(3) 供用開始後の沈下量

図3－4－10に，供用開始後の沈下量を対策工別に示す。図より，対策工の種別にかかわらず，供用後にかなりの大きさの沈下が発生しており，供用開始から3年半程経過した55年9月現在でも沈下が継続する傾向にあることがよみとれる。また，沈下速度は，無処理とシート工の両区間で年間約4 cm，生石灰パイル区間で年間約10 cmと非常に大きい値を示している。

したがって，軟弱層が非常に厚い場合には，供用後の交通荷重の影響により，著しい沈下が長期にわたって継続することがわかる。また，生石灰パイルも軟弱層のごく表層に施工する程度では，沈下を防止する効果があまり認められないといえる。さらに，無処理とシート敷設を比較するほとんど沈下量に差が認められないことから，シート敷設工法には沈下を押さえる効果があまり期待できないといえそうである。

(4) 路面の平坦性の経時変化

3 mプロフィロメータによる標準偏差の経時変化を，上り車線と下り車線について，対策工別に示したものが図3－4－11である。図より，標準偏差の値は55年現在でも1.5 mm以下におさまっており，これまでのところは平坦性が非常に良好に保たれているといえる。

次に，対策工別の平坦性を比較すると，対策工を施工した区間の平坦性が無処理区間に比べてかなり良好に保たれていることが認められる。特に，生石灰パイル区間では，年間10 cmを超える沈下が継続しているにもかかわらず，路面の平坦性が非常に良好に保たれている結果となっている。したがって，生石灰パイル工法やシート敷設工法などの表層処理工法には，路面の平坦性を維持する効果がある程度期待できるといえそうである。

(5) 道路縦断方向の沈下の発生状況

図3－4－12は，道路縦断方向の沈下の発生状況を，土質断面図と対比させて示したものである。図より，軟弱層の厚い測点No.88～No.94の区間で供用後著しい沈下が生じているのに対し，軟弱層の薄い測点No.98～No.110の区間では供用後の沈下量が比較的小さくなっていることがよみとれる。また，軟弱層厚が著しく変化している測点No.94～No.98の区間では路面の不等沈下が認められ，このように地形の変化が著しい場合には不等沈下が発生しやすいことがわかる。

(6) 道路横断方向の沈下の発生状況

図3－4－13は，道路横断方向にみた沈下の発生状況を対策工区間別に示したものである。図より，生石灰パイル区間でやや道路中央部の沈下が大きくなる傾向を示しているものの，各区間とも道路横断方向にはほぼ均一に沈下していることがわかる。

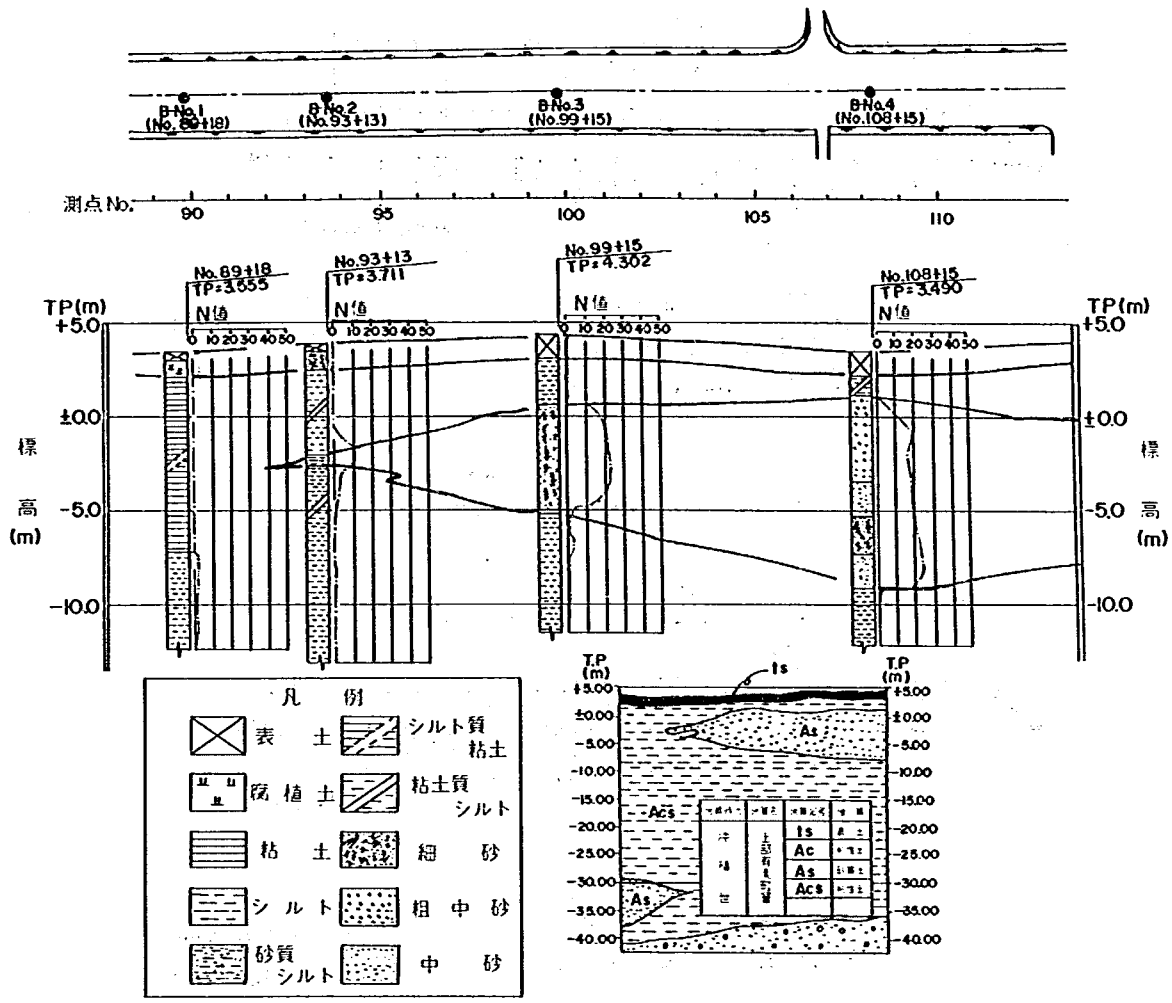


図3－4－2　土質断面図

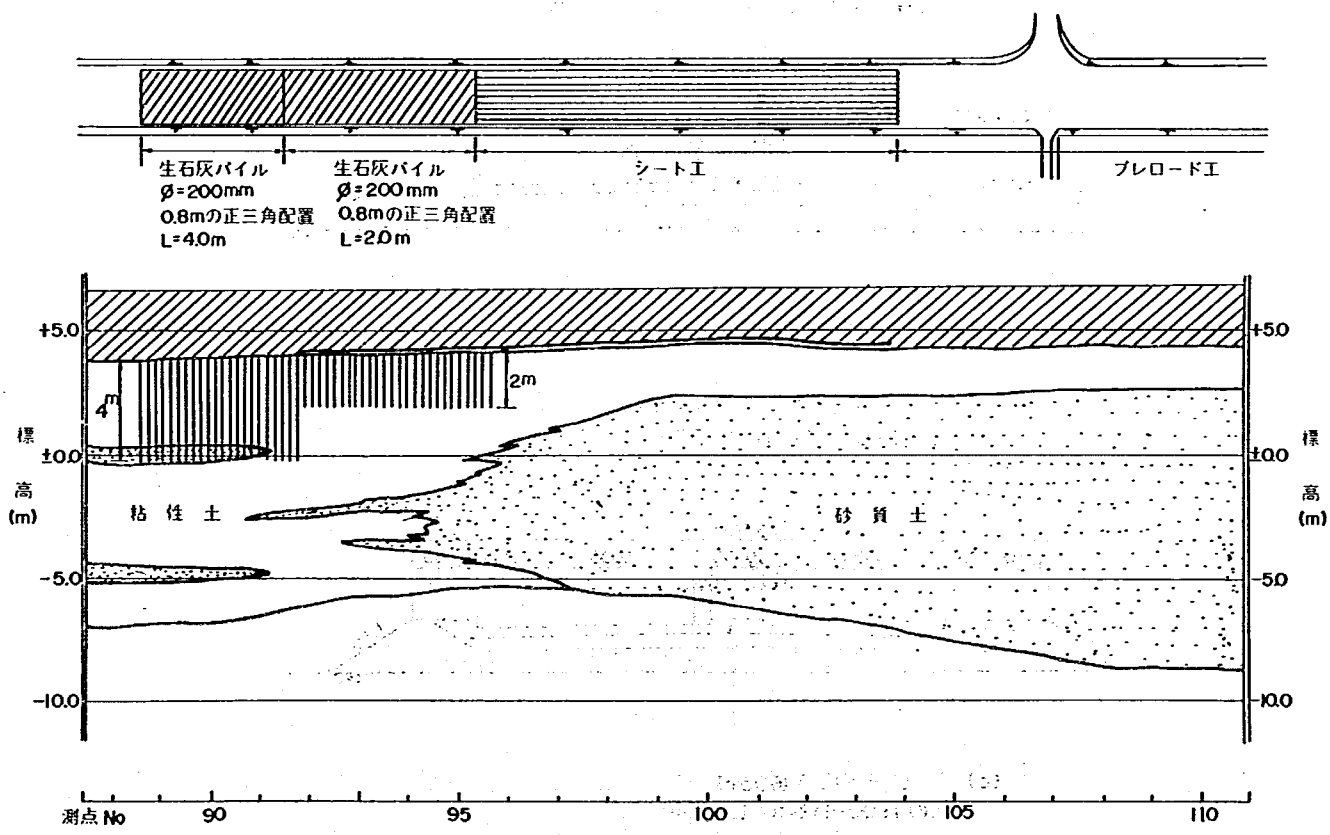
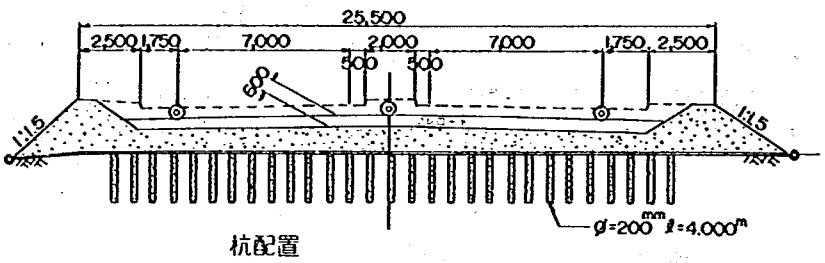
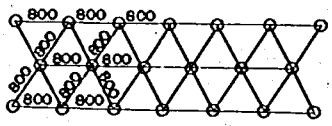


図3－4－3　地盤対策工配置図

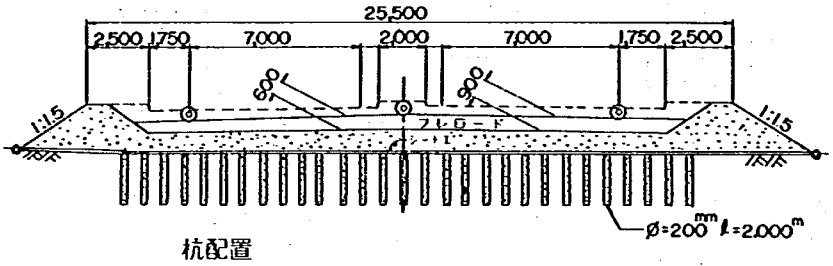


杭配置

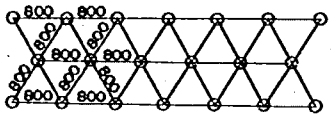


生石灰パイル：打設本数＝3079本
打設延長＝12316 m

(a) 生石灰パイル＋プレロード (Hb=60cm)
No.88+00～91+15　L=75m Pile=4.000m

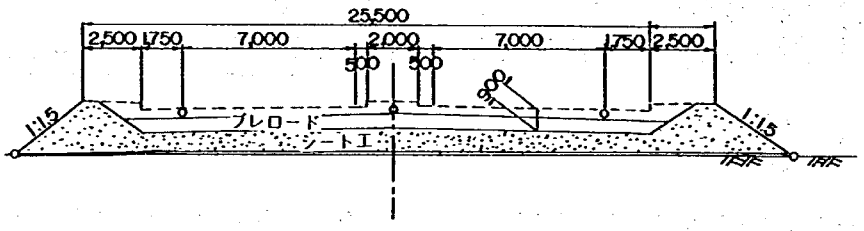


杭配置



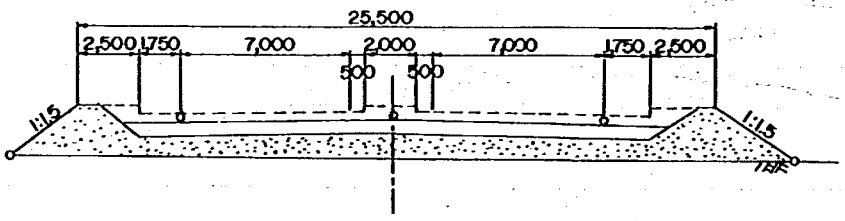
生石灰パイル：打設本数＝3110本
打設延長＝6220m
シート：2221.5m²

(b) 生石灰パイル＋シート＋プレロード (60cm)
No.91+15～95+10　L=75m Pile=2.00cm



シート：3008m²

(c) シート＋プレロード(60cm)
No.95+10～104+00　L=170m



(d) プレロードのみ(60cm)
No.104+00～112+10　L=170m

図3－4－4　地盤対策工標準断面図

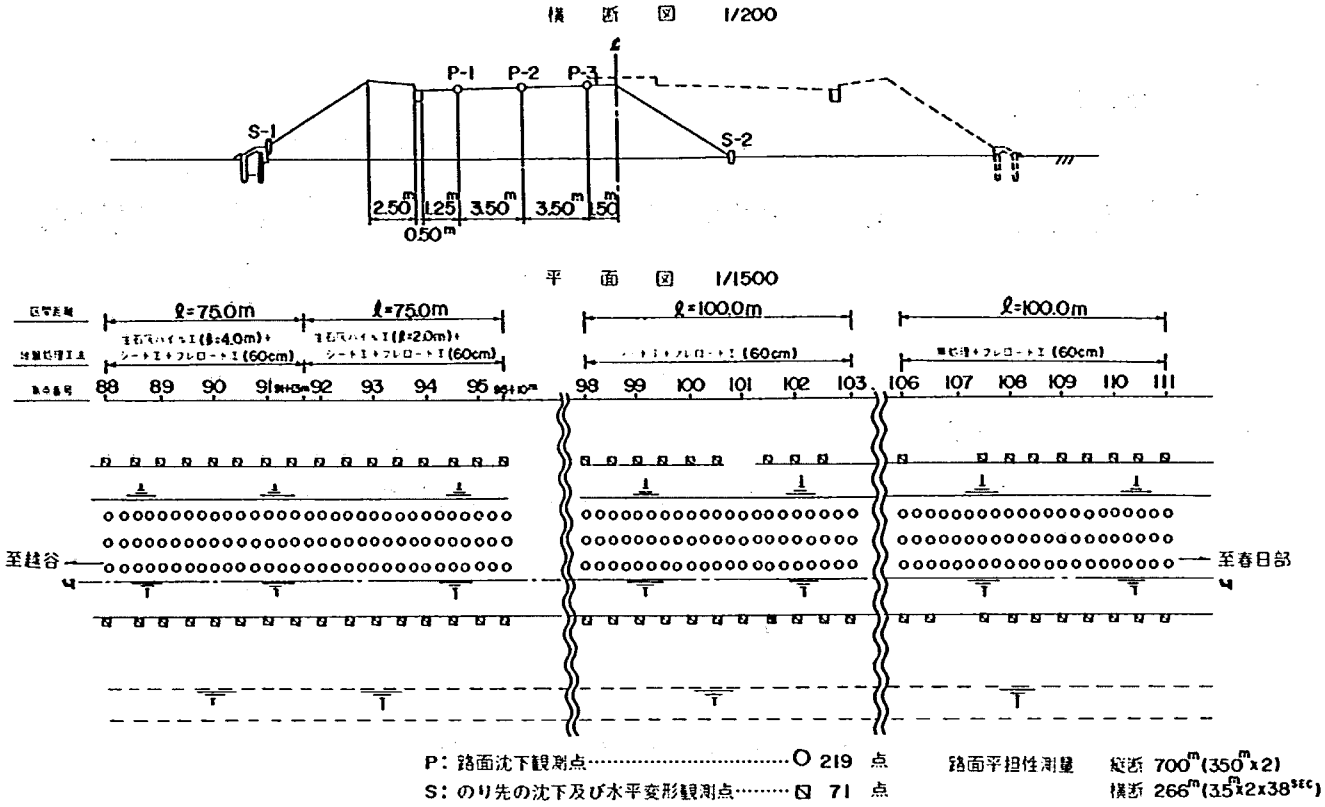


図3－4－5 観測点位置図

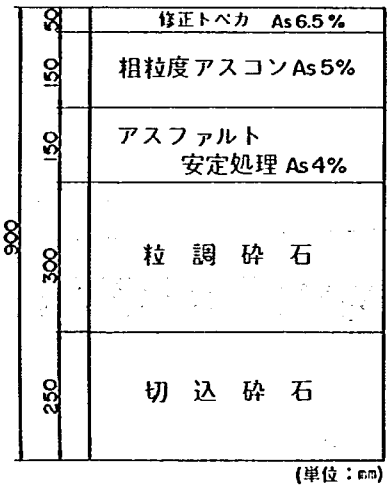


図3－4－6 舗装構成

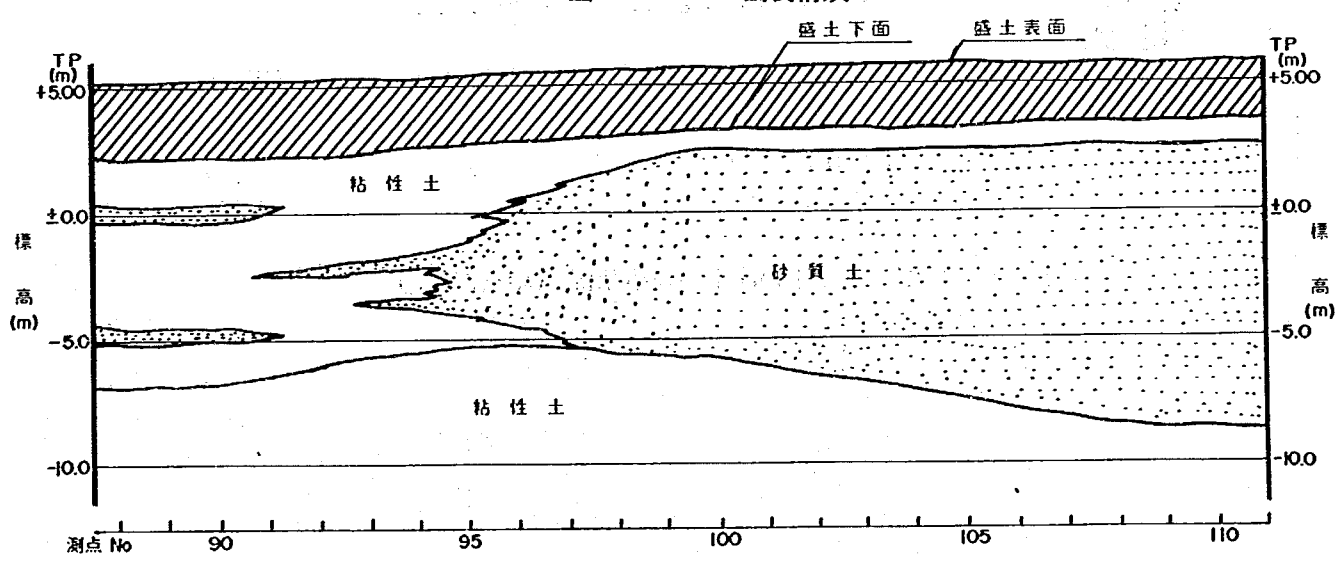
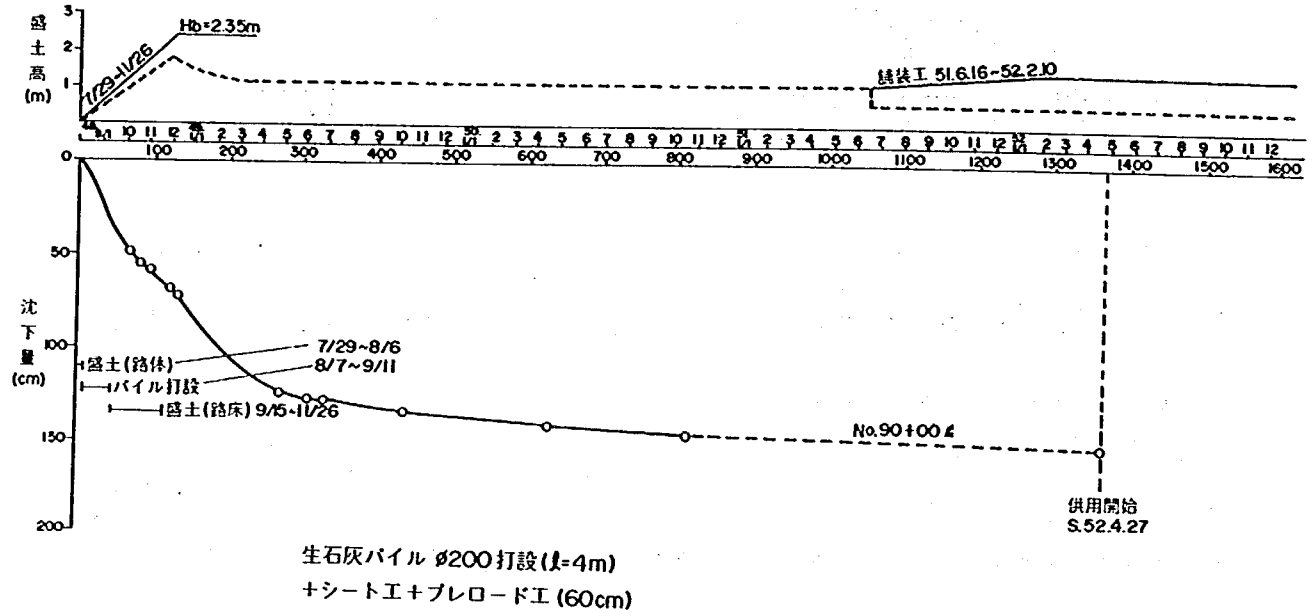
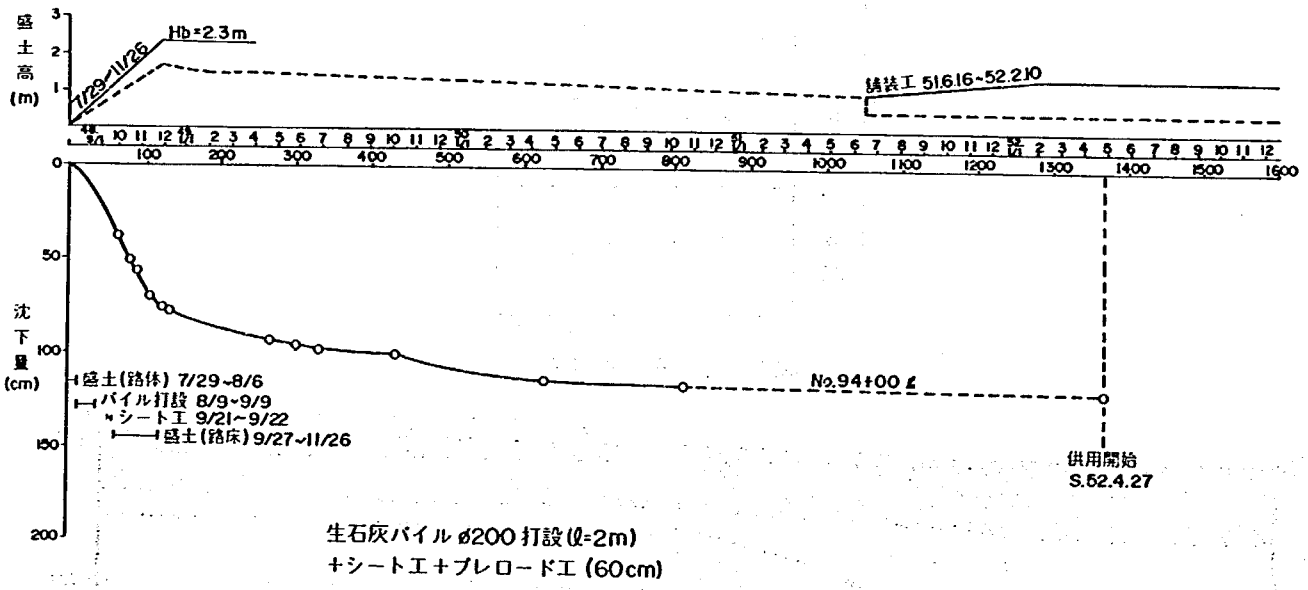


図3－4－7 路線方向の盛土厚の変化



生石灰パイル ø200 打設(ℓ=4m)
+シート工+プレロード工 (60cm)

図3－4－8 (a) 施工中の沈下の発生状況 (測点No.90)



生石灰パイル ø200 打設(ℓ=2m)
+シート工+プレロード工 (60cm)

図3－4－8 (b) 施工中の沈下の発生状況 (測点No.94)

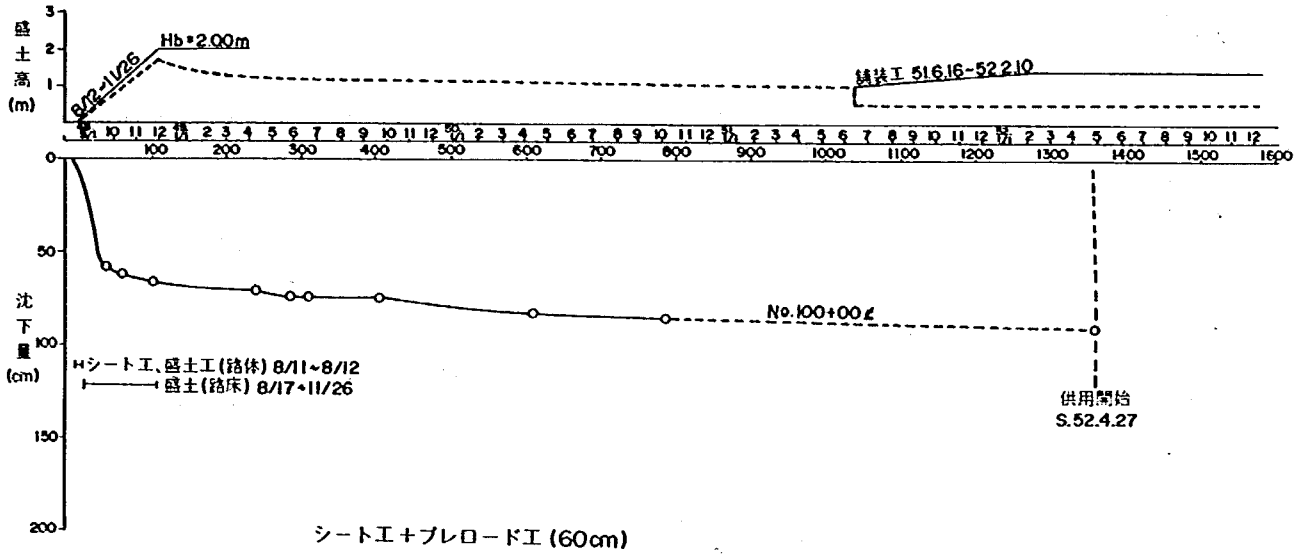


図3－4－8 (c) 施工中の沈下の発生状況 (測点No.100)

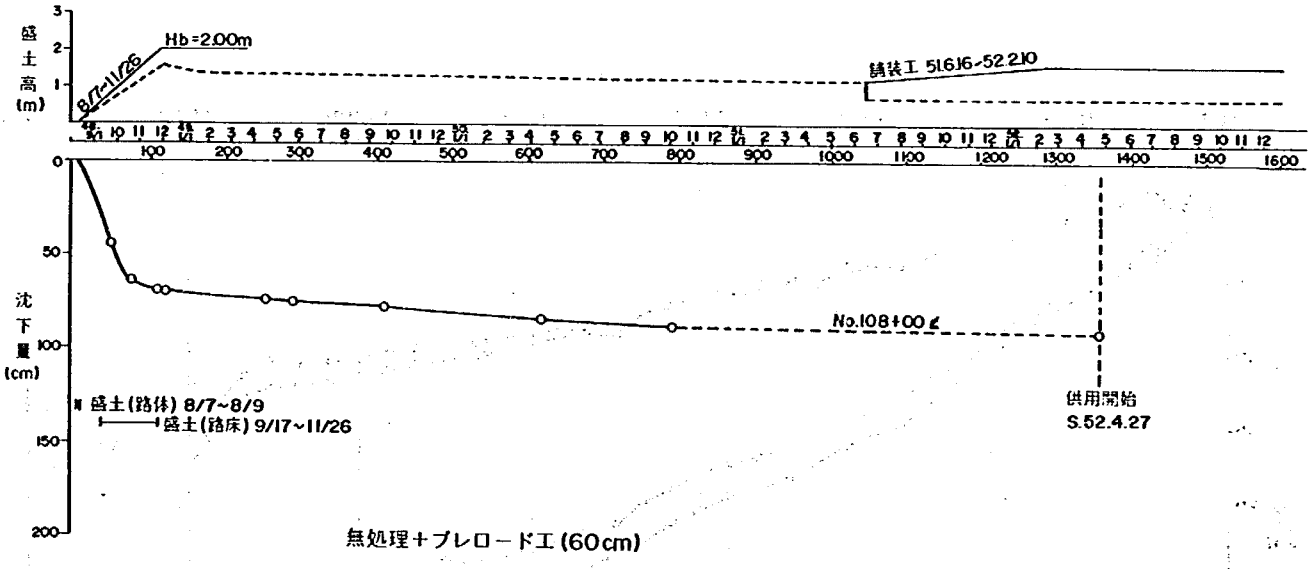


図3－4－8 (d) 施工中の沈下の発生状況 (測点No.108)

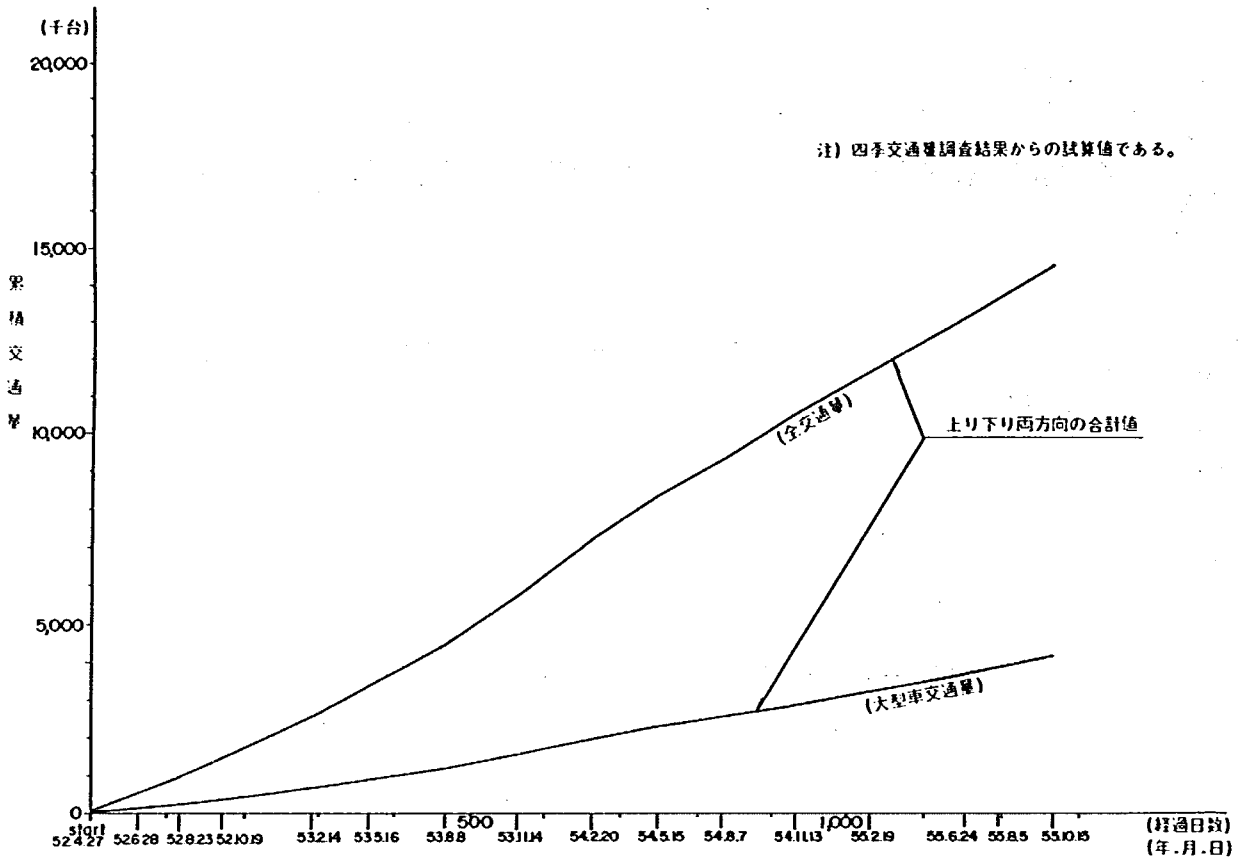


図3－4－9　累積交通量

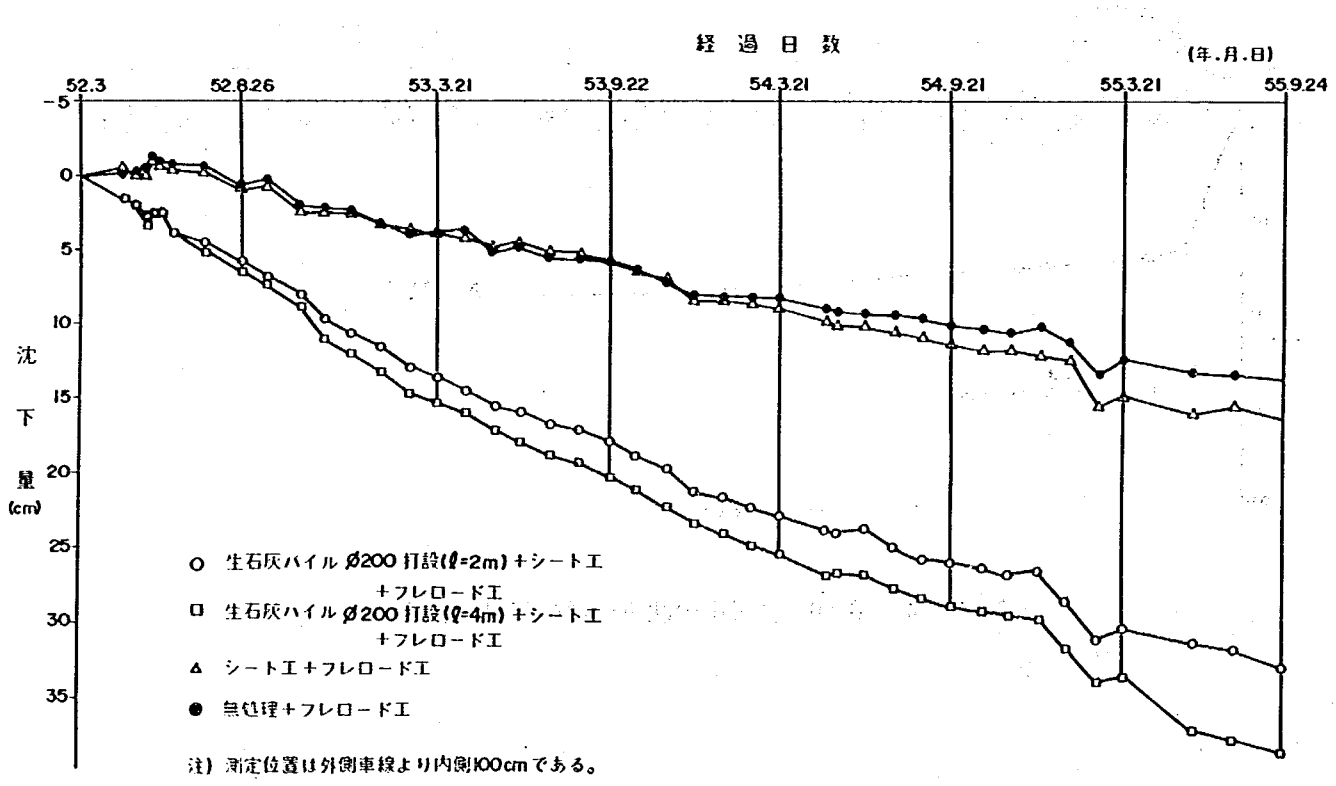
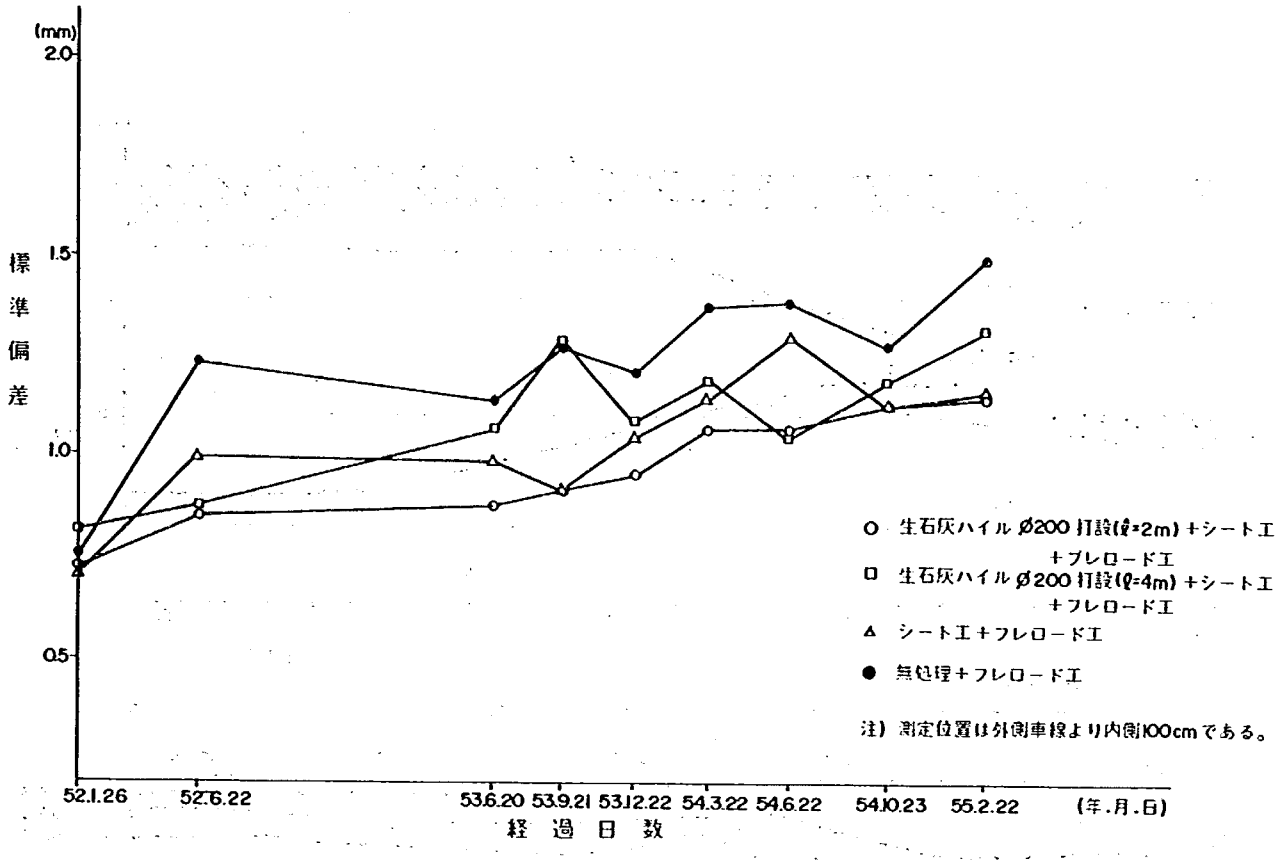
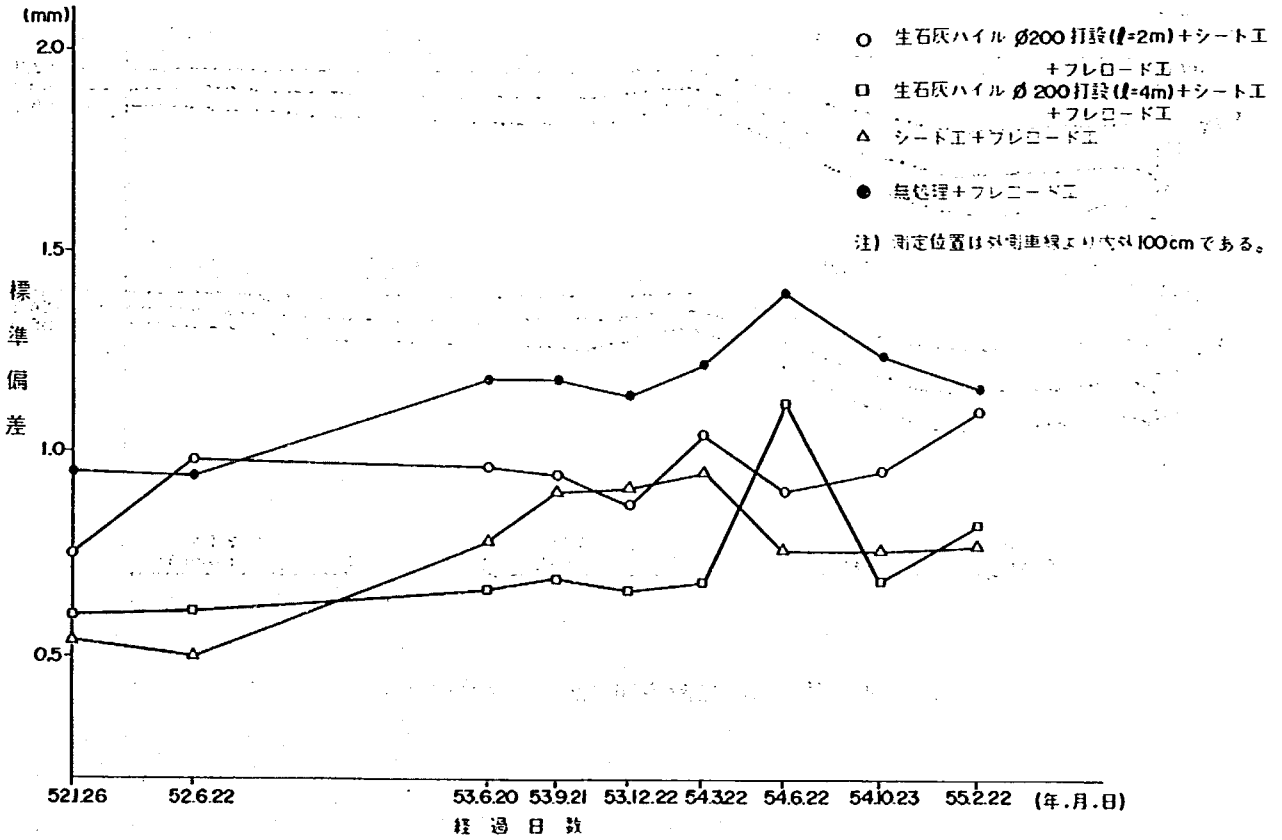


図3－4－10　供用開始後の沈下量



(a) 上り車線



(b) 下り車線

図3－4－11　路面の平坦性の経時変化

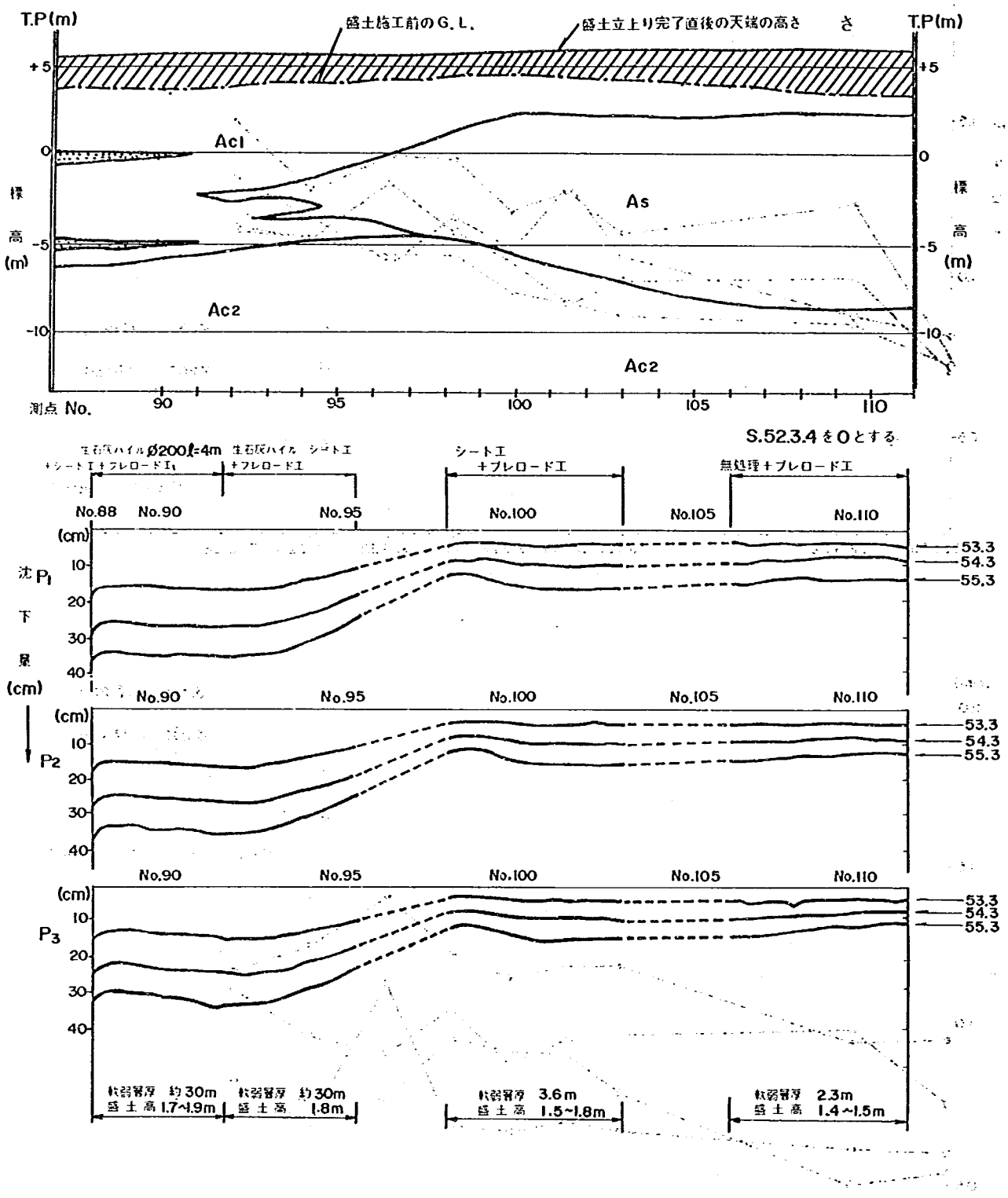
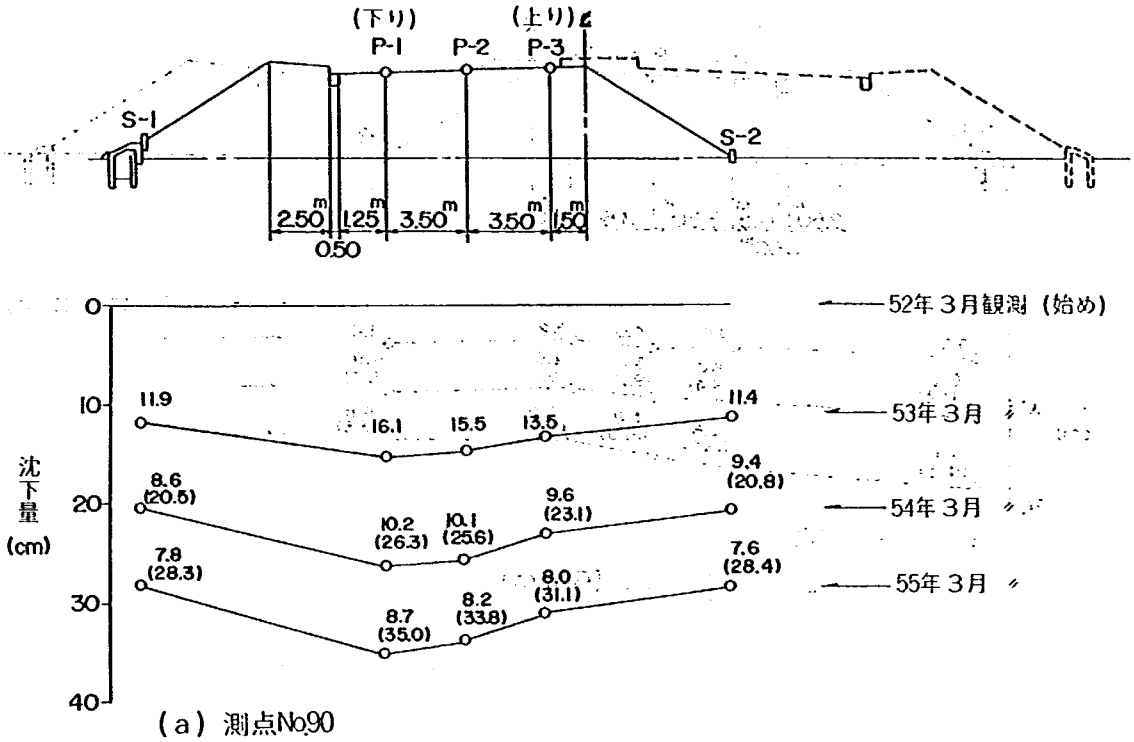
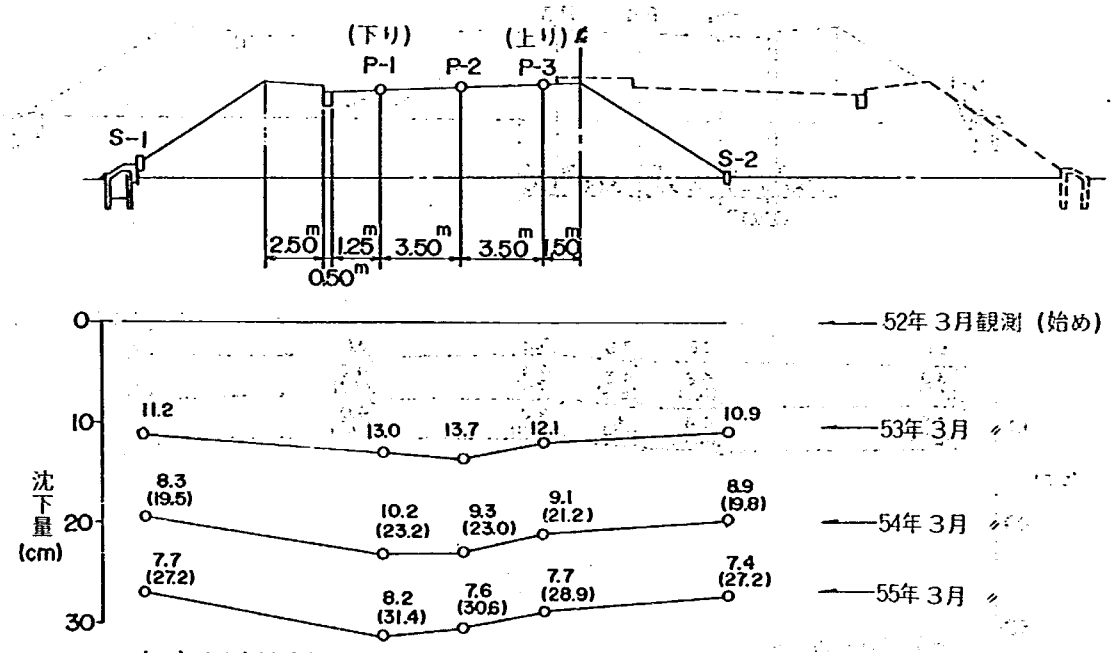


図3－4－12　道路縦断方向の沈下のプロフィル



(a) 測点No.90

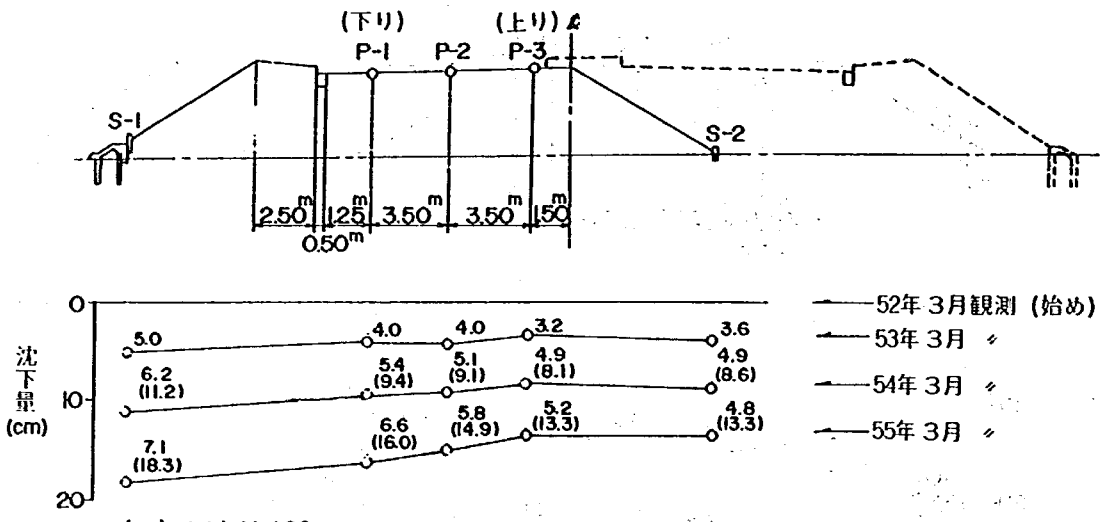
生石灰パイル工 (ℓ=4.0m)+シート工+プレロード工(60cm)



(b) 測点No.94

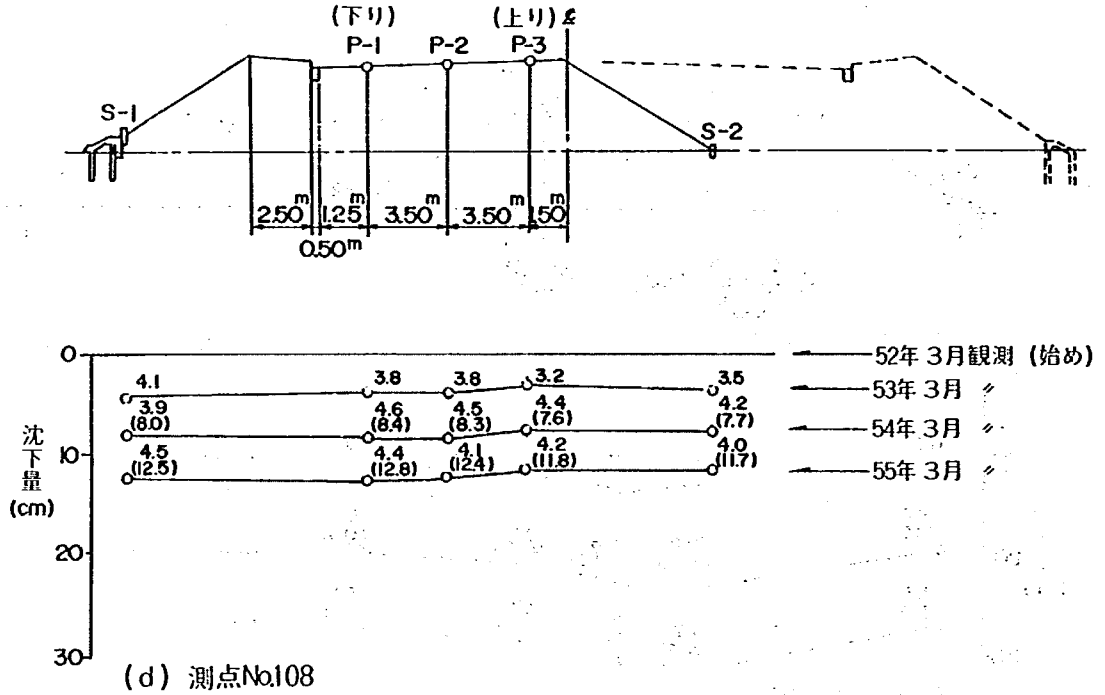
生石灰パイル工 (ℓ=2.0m)+シート工+プレロード工(60cm)

図3－4－13(a) 道路横断方向の沈下のプロフィル



(c) 測点No.100

シート工＋プレロード工(60cm)



(d) 測点No.108

無処理＋プレロード工 (60cm)

図3－4－13(b) 道路横断方向の沈下のプロフィル

3－5　17号長岡東バイパス

本調査地は，図3－5－1に示すように，長岡市街から東へ約2 kmの軟弱地盤上に位置する。

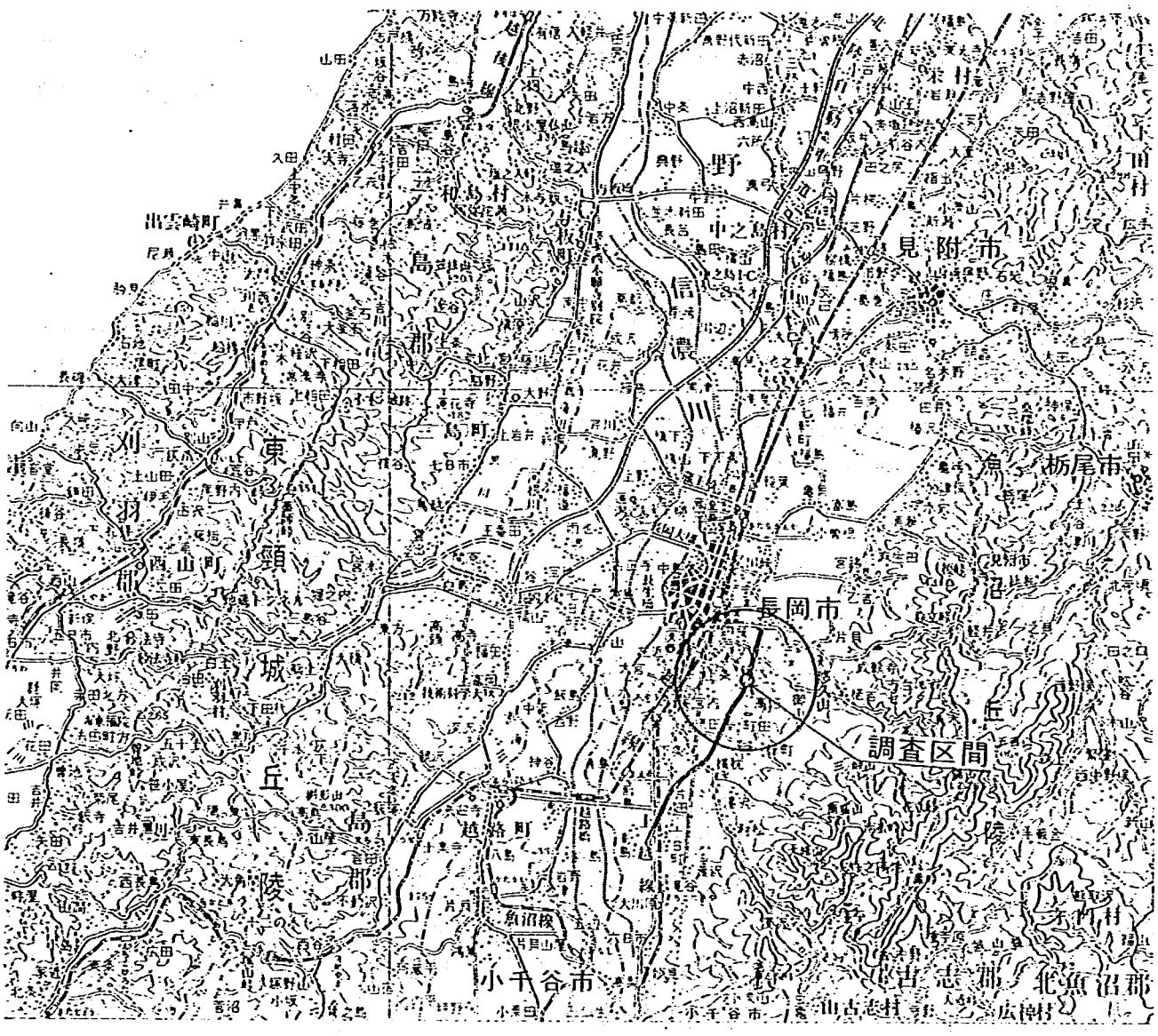


図3－5－1　道路位置図

3－5－1　基本的な道路諸条件

(1) 原地盤の条件

図3－5－2に，調査区間周辺の土質断面図を示す。地盤は，層厚が約15 mの沖積地盤であり，砂層と粘性土層が複雑に互層をなしている。図3－5－3に示した土質試験結果一覧図によると，粘性土は腐植物を混入する砂質シルトないしシルト質粘性土であり，含水比が30～60％，一軸圧縮強さが0.2～1.0 kg／cm²，圧縮指数が0.4～0.7程度の値となっている。また，圧密降伏応力がかなり大きいことが特徴であり，かなり過圧密された地盤であるといえる。

(2) 地盤対策工の概要

地盤対策工の種類は，深さ3.5 mの生石灰パイル，ＰＰＦシート敷設および無処理の3種類であり，

各々を図3－5－4に示すように配置している。

(3) 観測及び観測用計器配置図

各工区における観測点の位置及び連続沈下計の設置位置を示すと図3－5－5のとおりである。

(4) 道路構造

図3－5－6に，各工区ごとの道路構造とその施工時期を示す。舗装構成は，各工区とも共通で図中に示すとおりであるが，盛土厚は工区ごとに異なっており，路線方向の盛土厚の分布を示すと図3－5－7のとおりとなっている。

3－5－2　観測結果

(1) 施工中の沈下の発生状況

施工中の沈下の発生状況を各工区ごとに示したものが図3－5－8である。図から，盛土及び舗装工事に伴う沈下の発生状況が明瞭によみとれる。なお，図3－5－9には，対策工別の沈下量の比較を行うために，上記の3区間の沈下観測結果を一枚の図面に整理してある。図より，施工中の沈下の発生状況は各対策工区間ともほぼ等しく，舗装完了までにいずれも10 cm程度の沈下が生じていることがよみとれる。ただし，各区間ごとに地盤条件及び盛土厚が異なるので，この図面だけから各対策工法の効果を評価することはむずかしい。

(2) 累積交通量

交通量調査結果を図3－5－10に示す。供用開始以降，交通量にはほとんど変動がなく，上り下り両方向の12時間全交通量は約5,500台／12 h，12時間大型車交通量は約500台／12 hとなっている。

(3) 供用開始後の沈下量

供用開始後の沈下量を対策工別に示すと図3－5－11のとおりである。図より，生石灰パイル区間と無処理区間では，供用開始後ほとんど沈下が生じていないことがわかる。これに対して，シート敷設区間では，供用後かなりの沈下が発生し，特に供用開始から2年目以降，沈下が急増する傾向を示している。この原因については，現時点でははっきりした結論を下し難いが，図3－5－2に示した地盤条件から判断すると，シート敷設区間の表層部に2～3 mの厚さで存在するゆるい砂質土層が，供用後の動的な交通荷重の影響により圧縮されているのではないかと推察できる。

(4) 路面の平坦性の経時変化

図3－5－12に路面の平坦性の経時変化を対策工別に示す。全体的にいえば，各区間とも3 mプロフィロメーターによる標準偏差の値は2 mm以内におさまっていることが認められ，路面の平坦性はかなり良好に保たれていることがわかる。また，対策工別にみると，生石灰パイル区間とシート敷設区間の平坦性が無処理区間に比べてかなり良好に保たれていることがよみとれる。したがって，生石灰パイル工法およびシート敷設工法には，路面の平坦性を維持する効果がある程度期待できるといえそうである。

(5) 道路縦断方向の沈下の発生状況

調査区間長が短くて断片的なので，道路縦断方向の沈下のプロフィルを得るまでには至っていないが，土質断面図と対比させて沈下調査結果を示すと，図3－5－13のとおりとなる。

(6) 道路横断方向の沈下の発生状況

各工区ごとに道路横断方向の沈下の発生状況を示すと図3－5－14のとおりである。

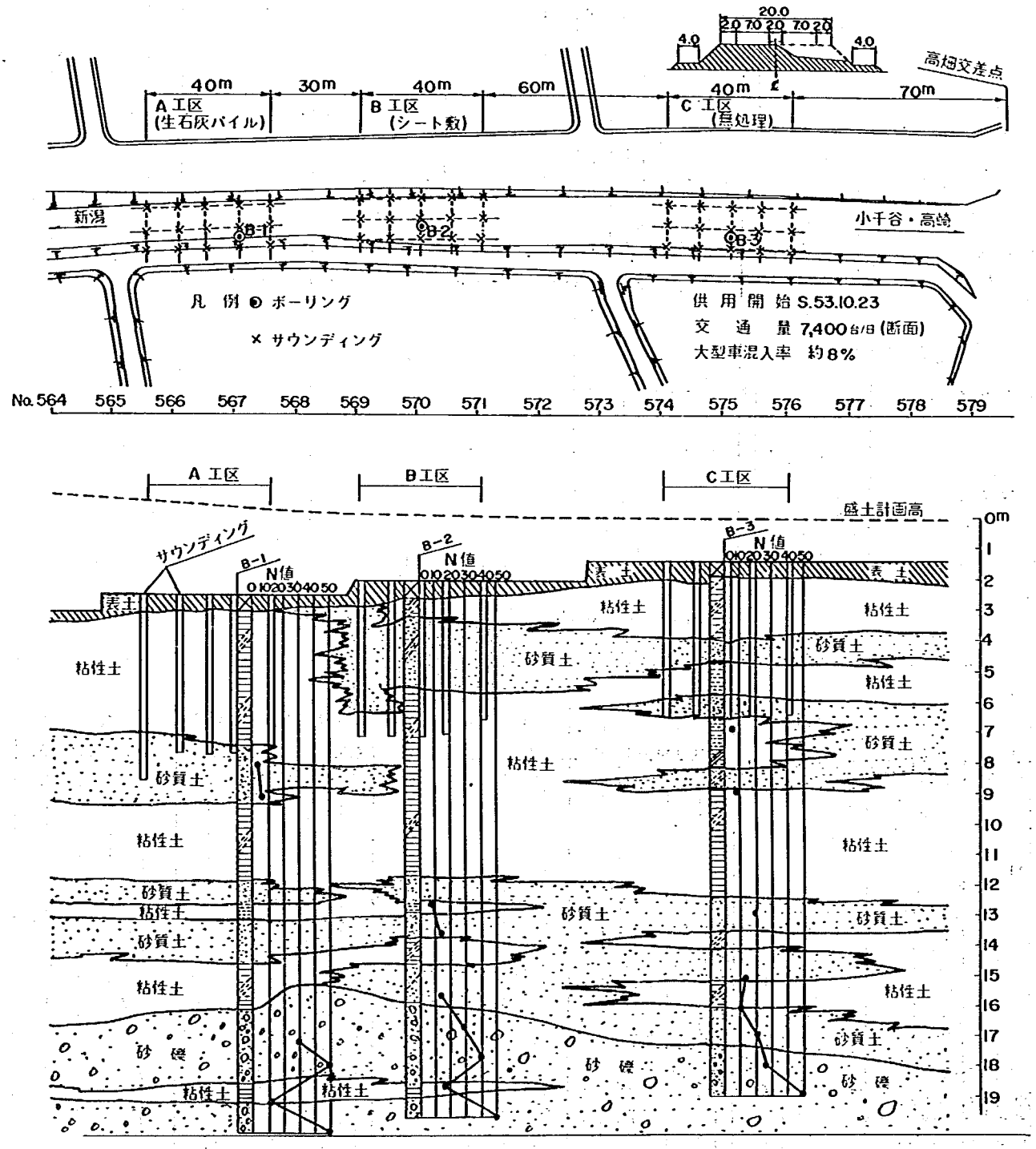


図3－5－2. 土質断面図

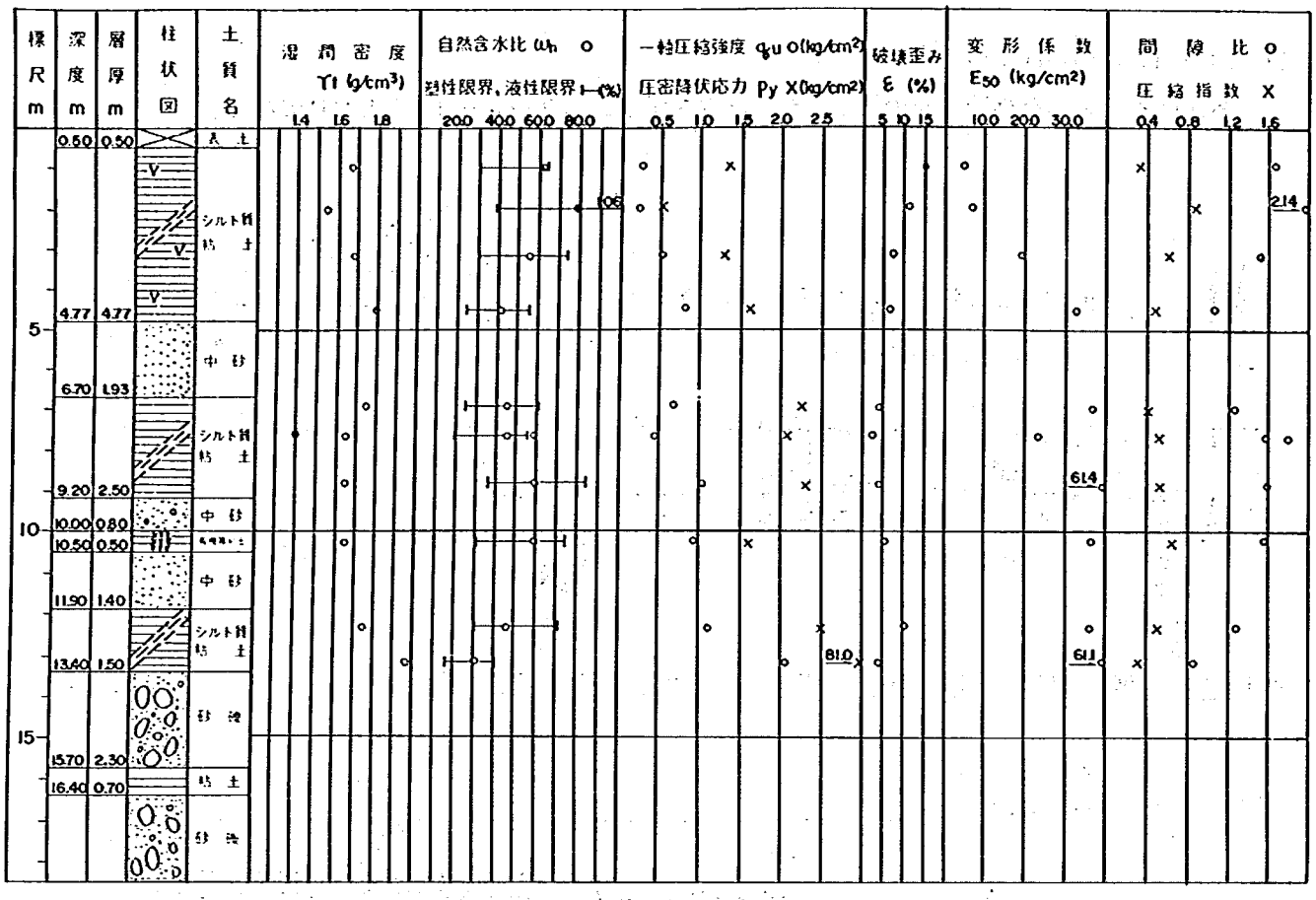


図3－5－3 (a)　土質試験結果一覧図（B－1）

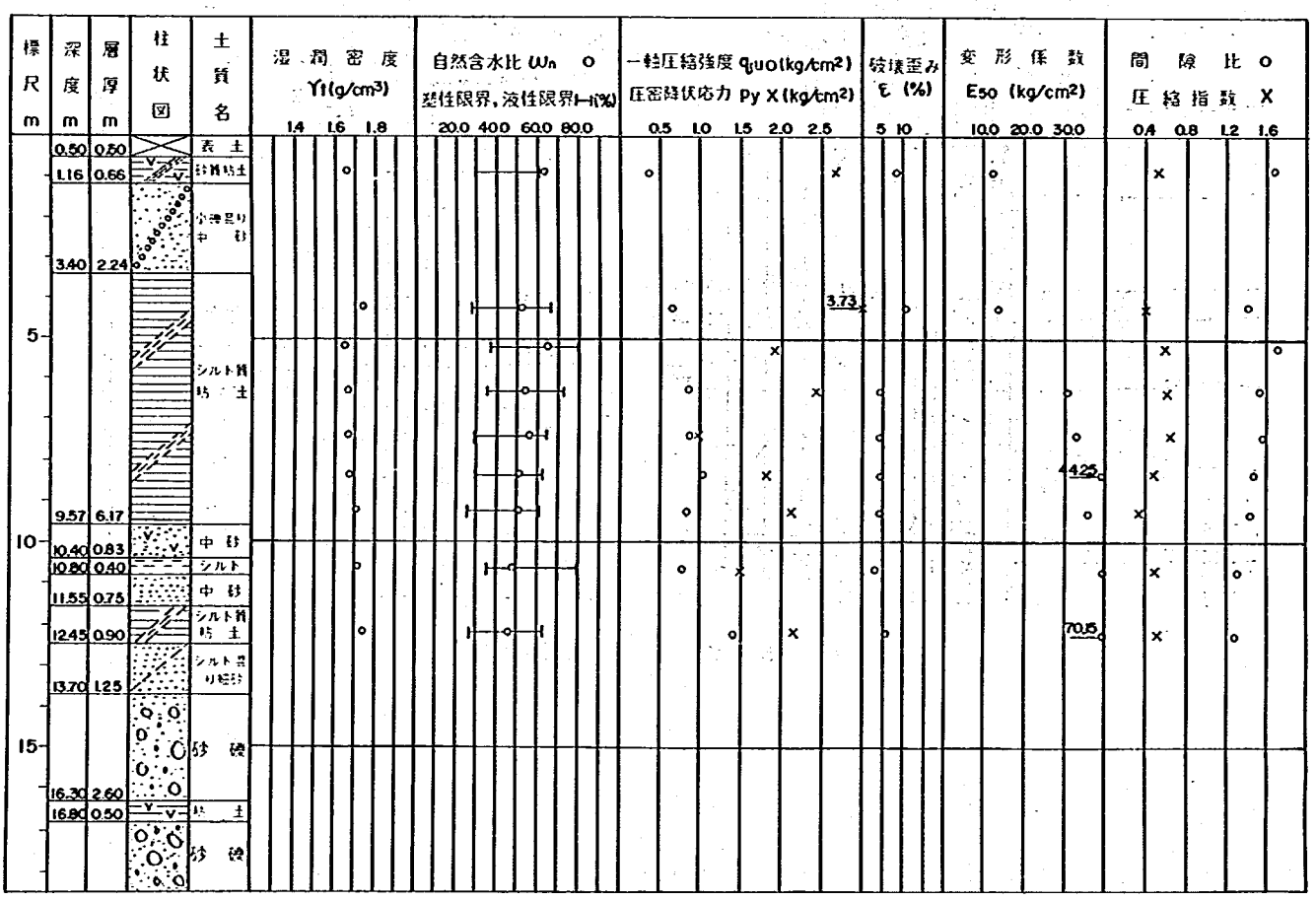


図3－5－3 (b)　土質試験結果一覧図（B－2）

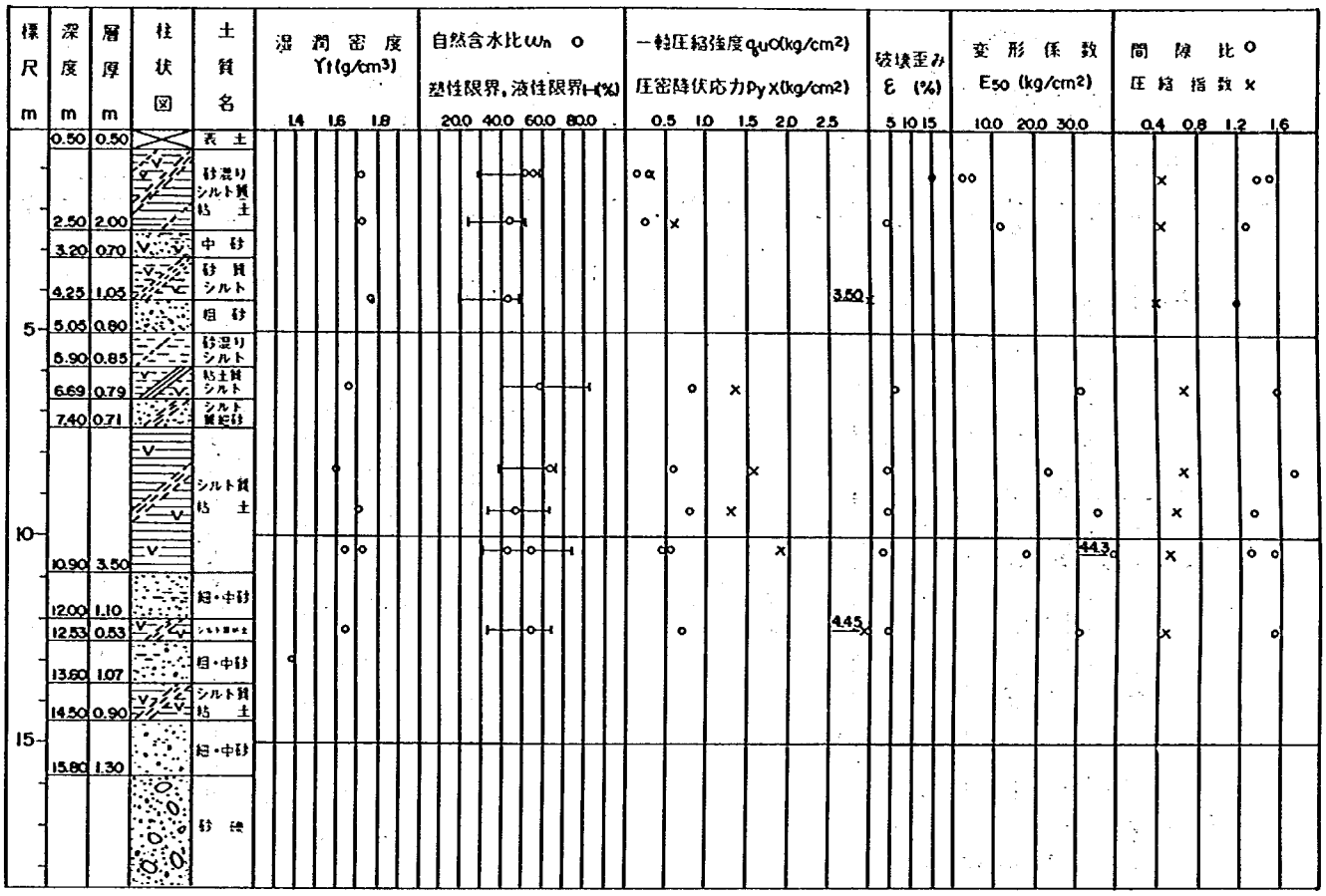


図3－5－3 (c) 土質試験結果一覧図（B－3）

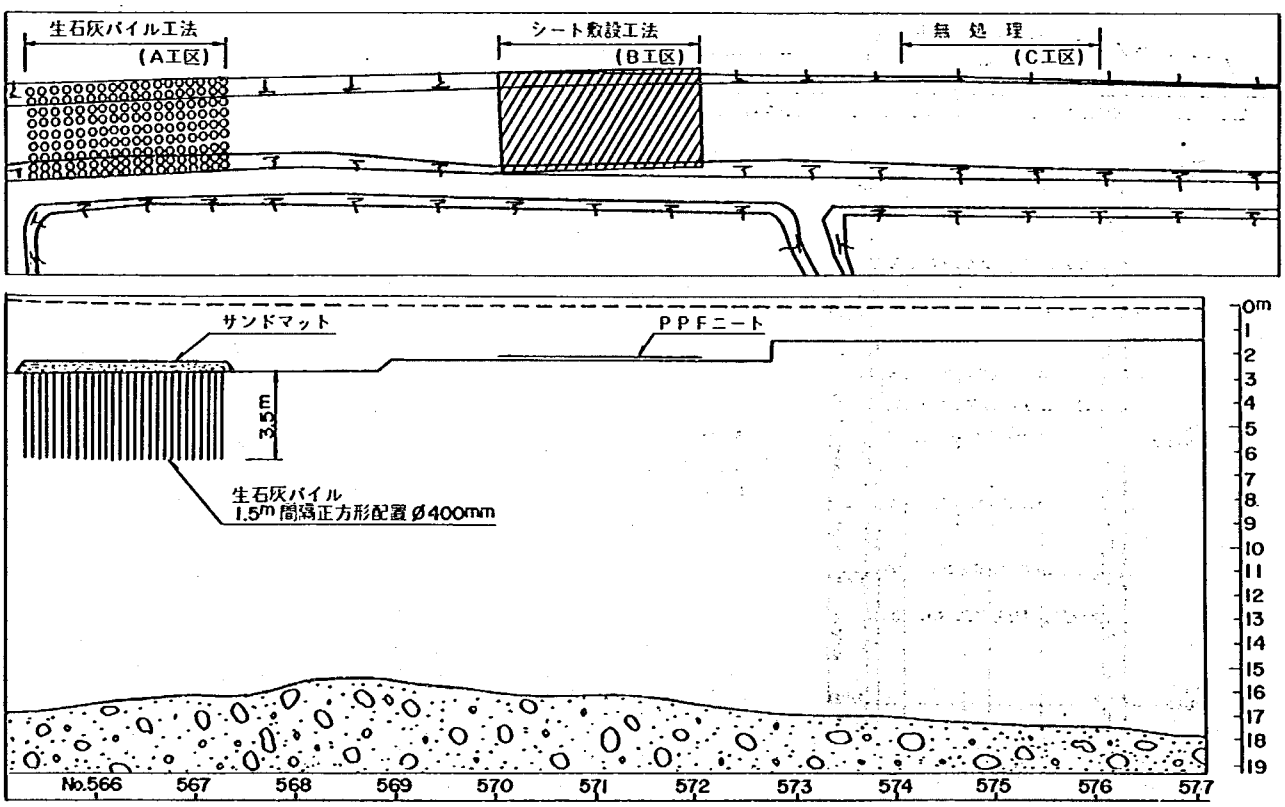


図3－5－4 地盤対策工配置図

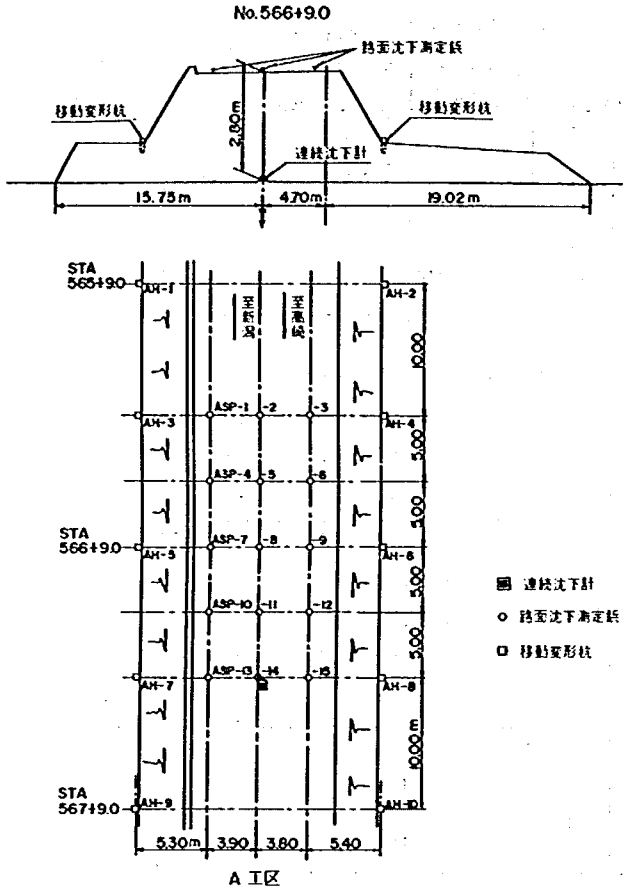


図3－5－5 (a) 観測点及び観測用計器配置図

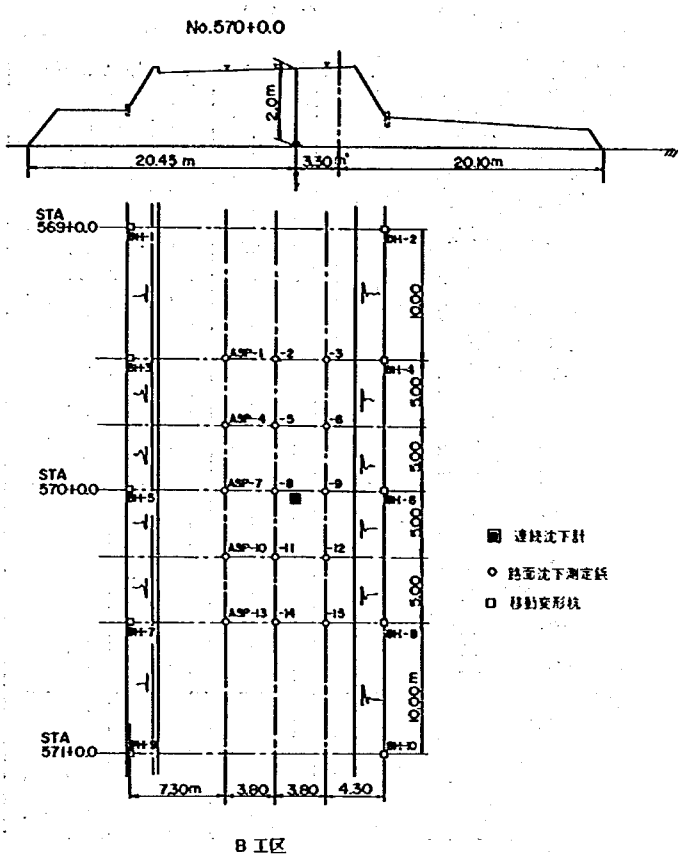


図3－5－5 (b) 観測点及び観測用計器配置図

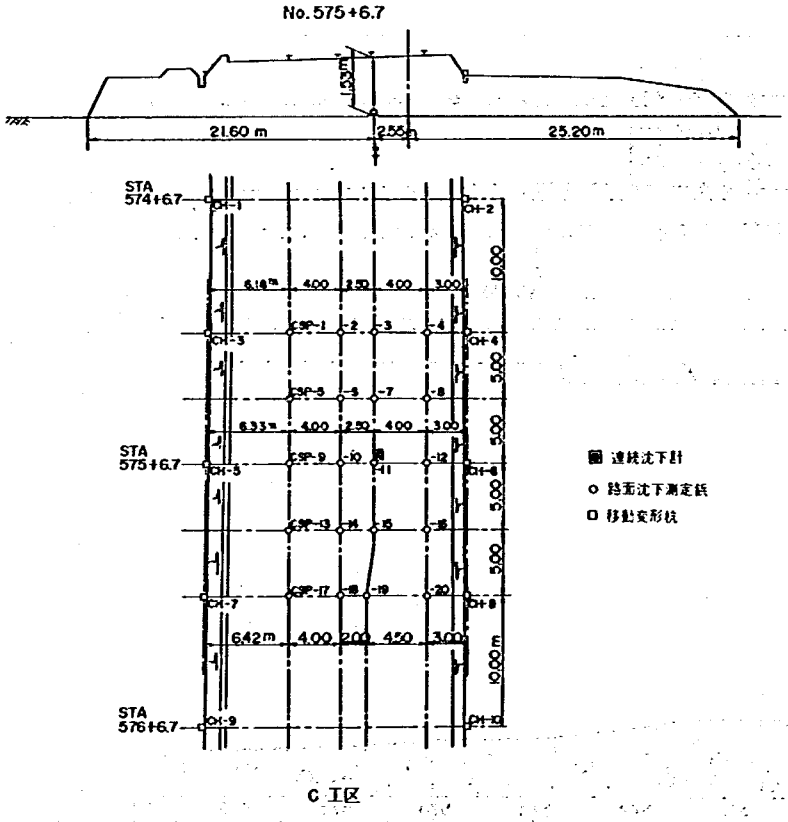


図3－5－5 (c) 観測点及び観測用計器配置図

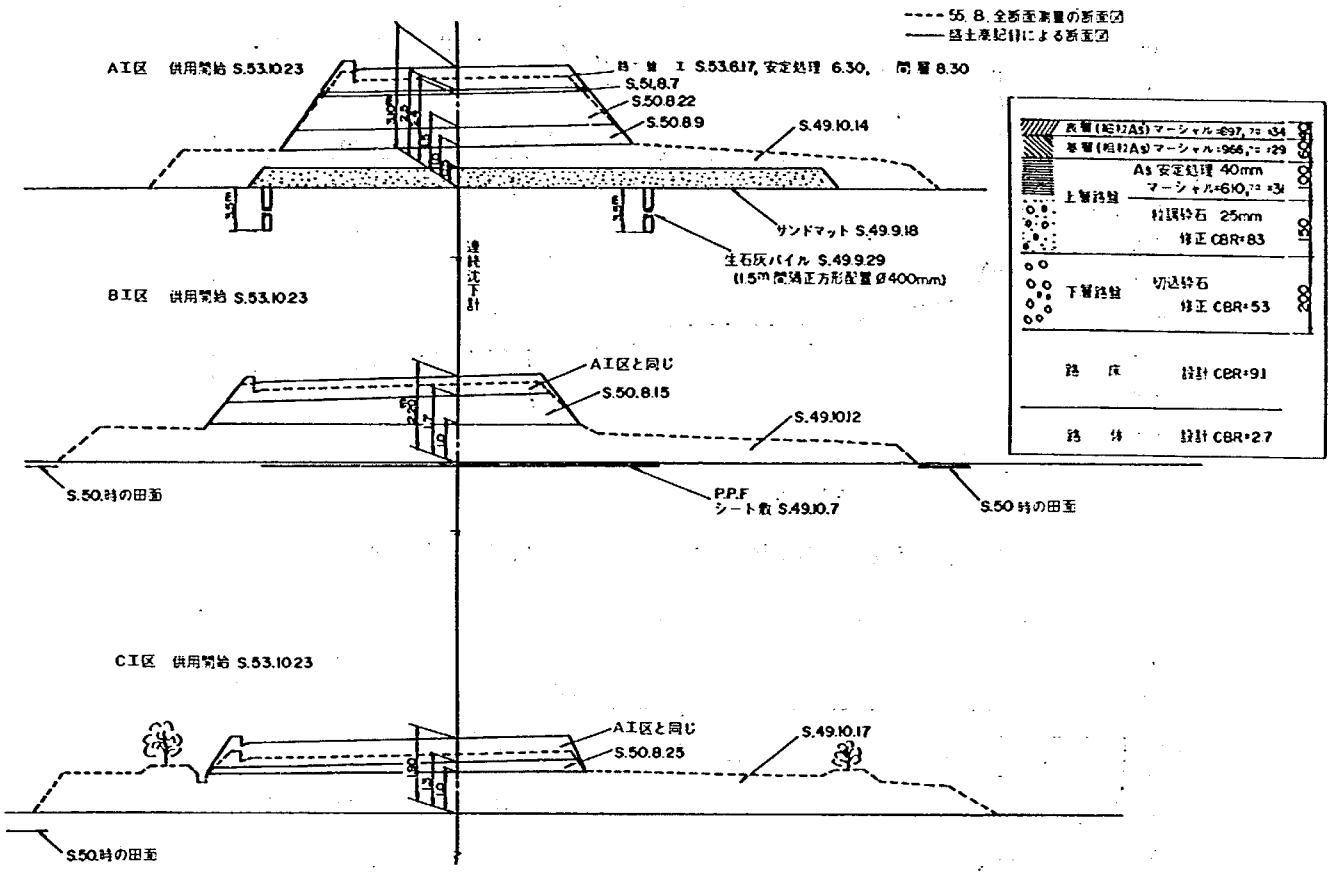


図3－5－6 道路構造

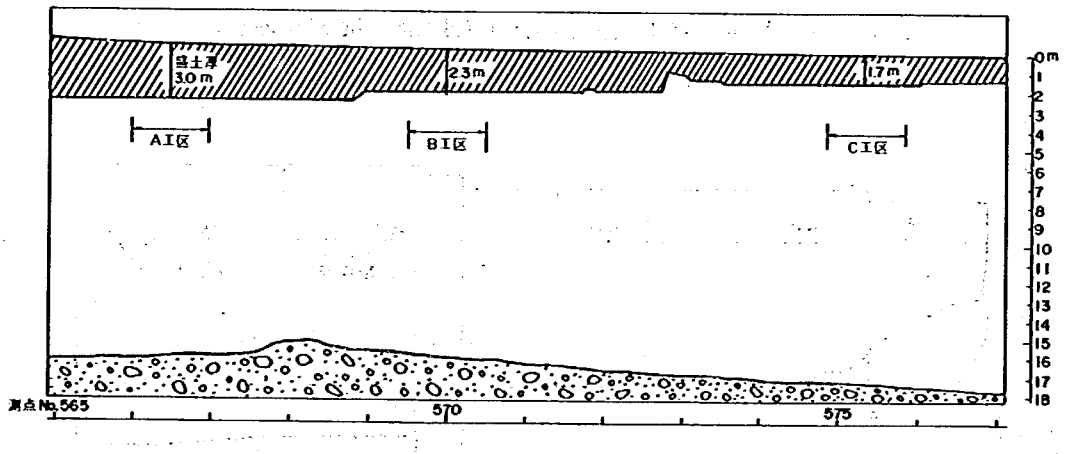
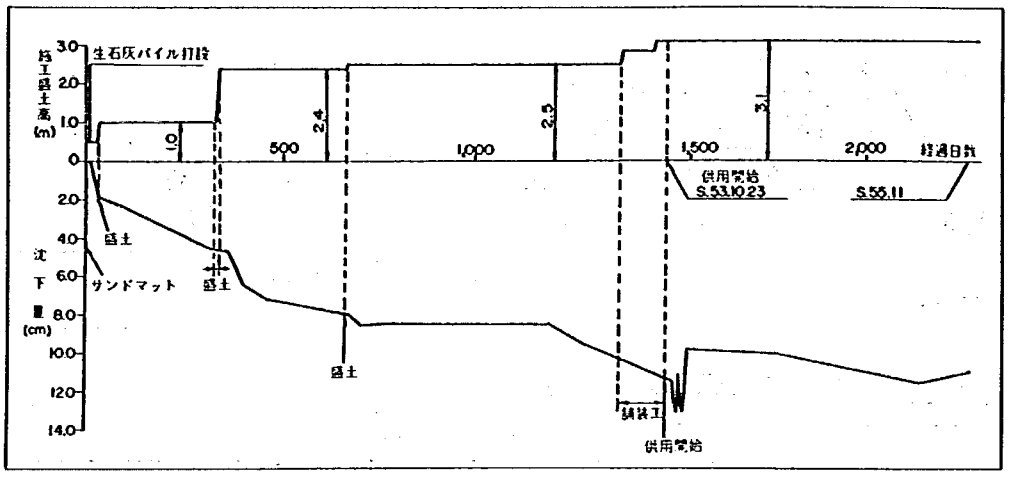
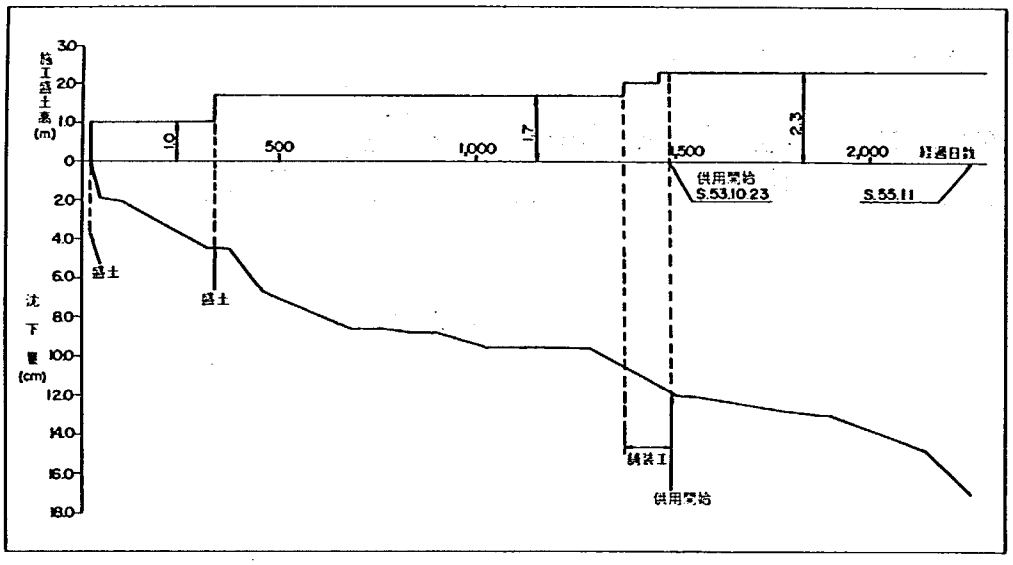


図3－5－7 路線方向の盛土厚の変化



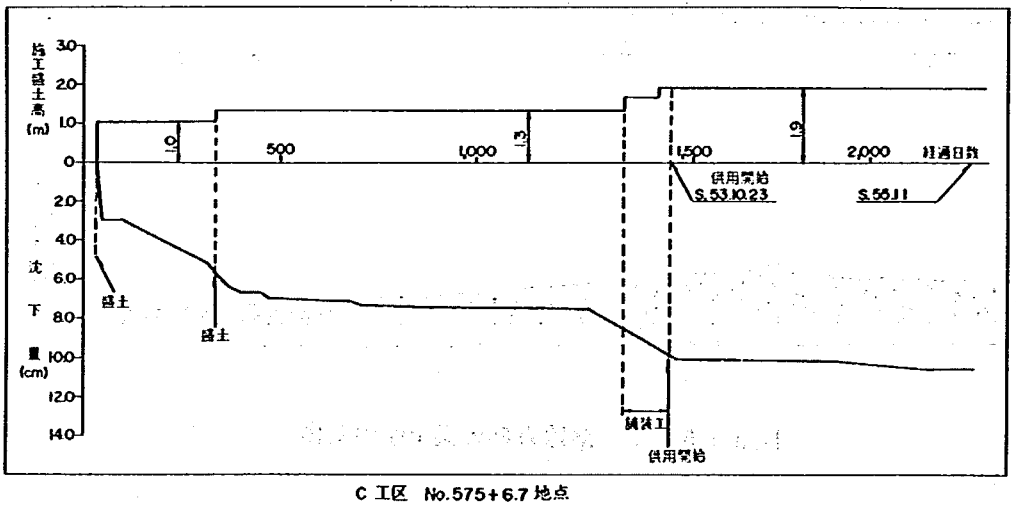
A工区 No.567 地点

図3－5－8 (a) 盛土施工中の沈下(A工区，No.567 地点)



B工区 No.570 地点

図3－5－8 (b) 盛土施工中の沈下(B工区，No.570 地点)



C 工区 No.575+6.7 地点

図3－5－8 (c) 盛土施工中の沈下(C工区，No.575＋6.7 地点)

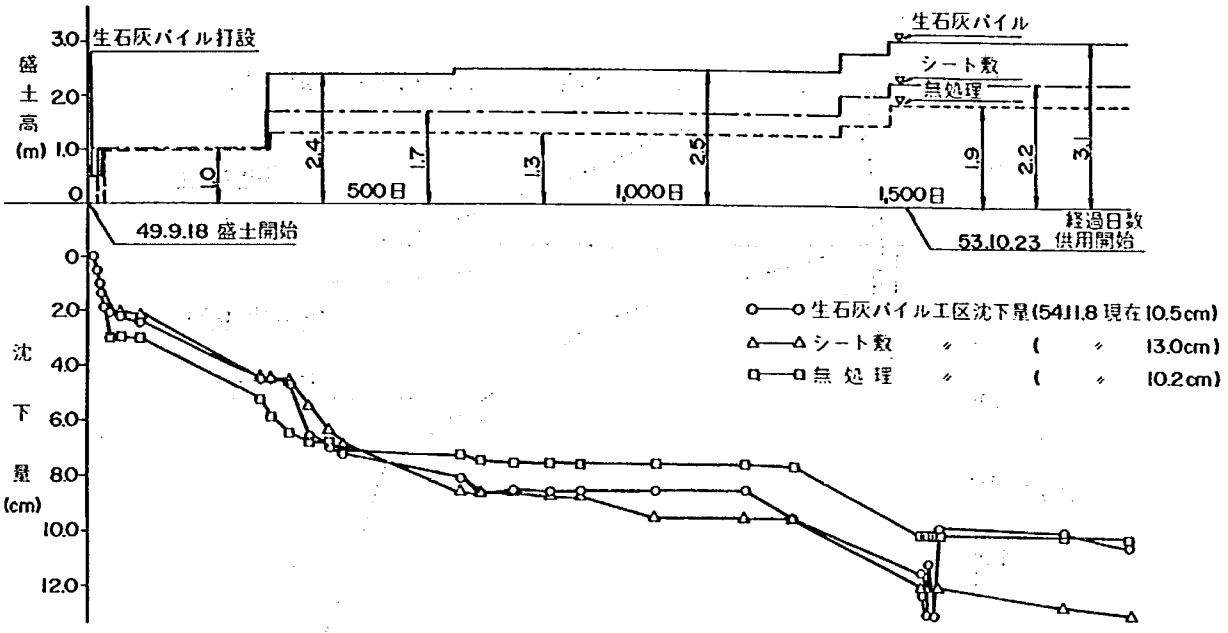


図3－5－9　盛土施工中の沈下の対策工別比較図

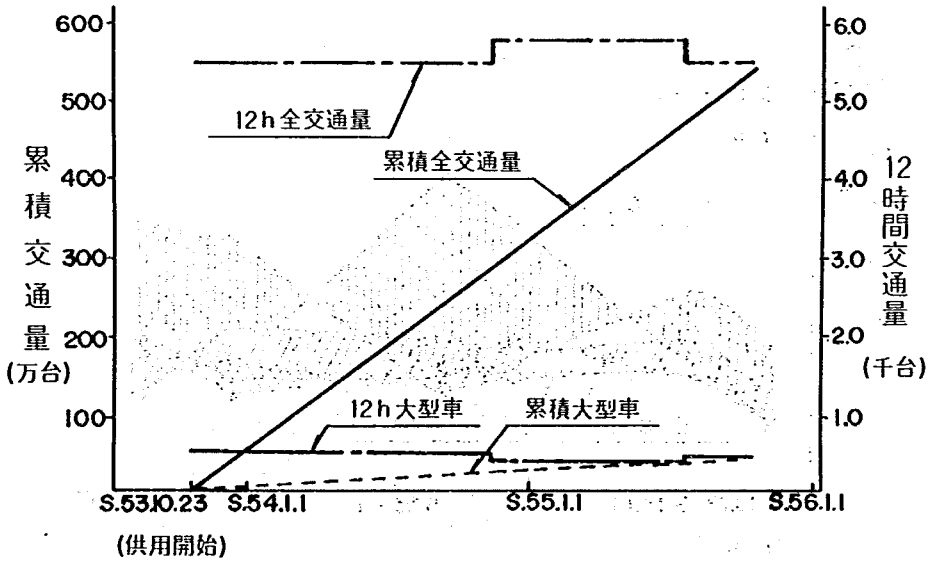


図3－5－10　累積交通量及び12時間交通量

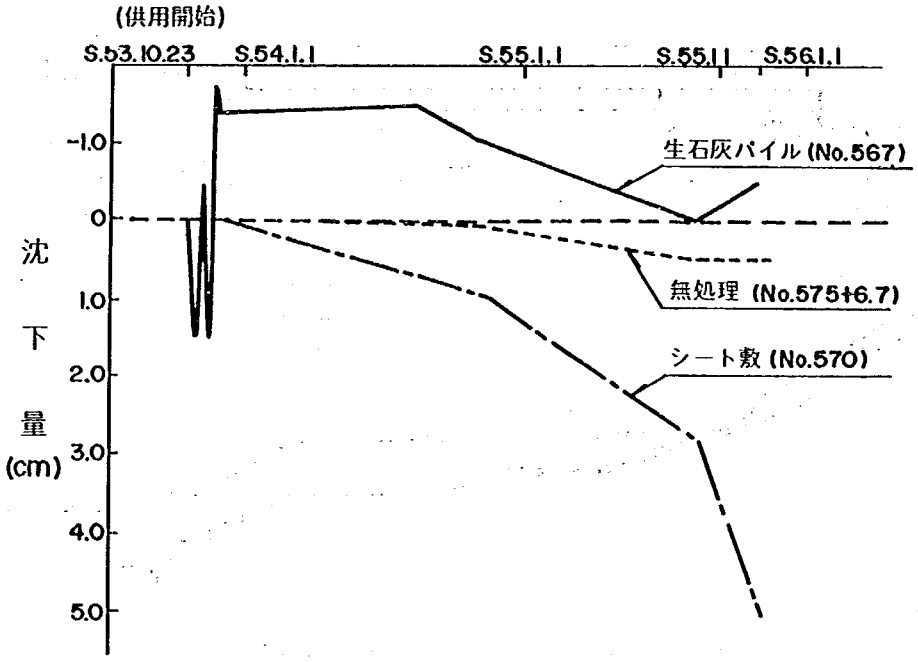


図3－5－11　供用開始後の沈下量

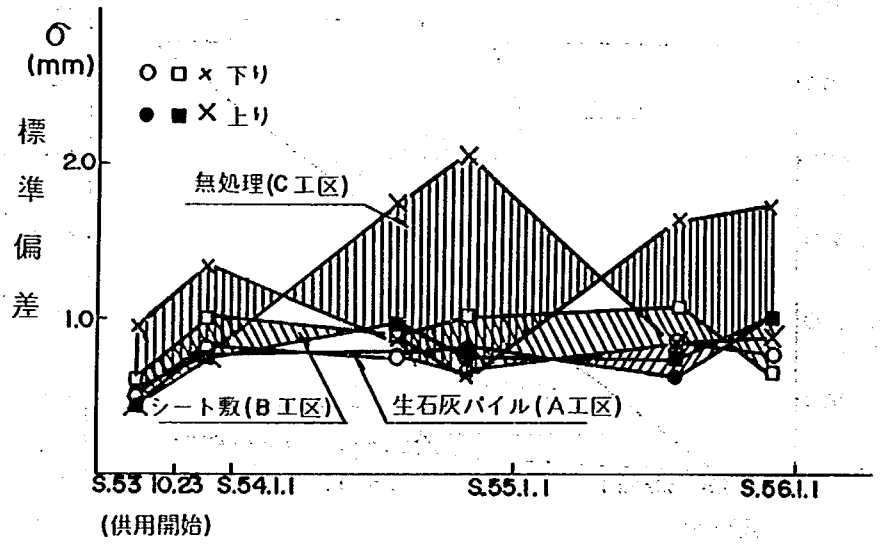


図3－5－12　路面の平坦性試験の結果

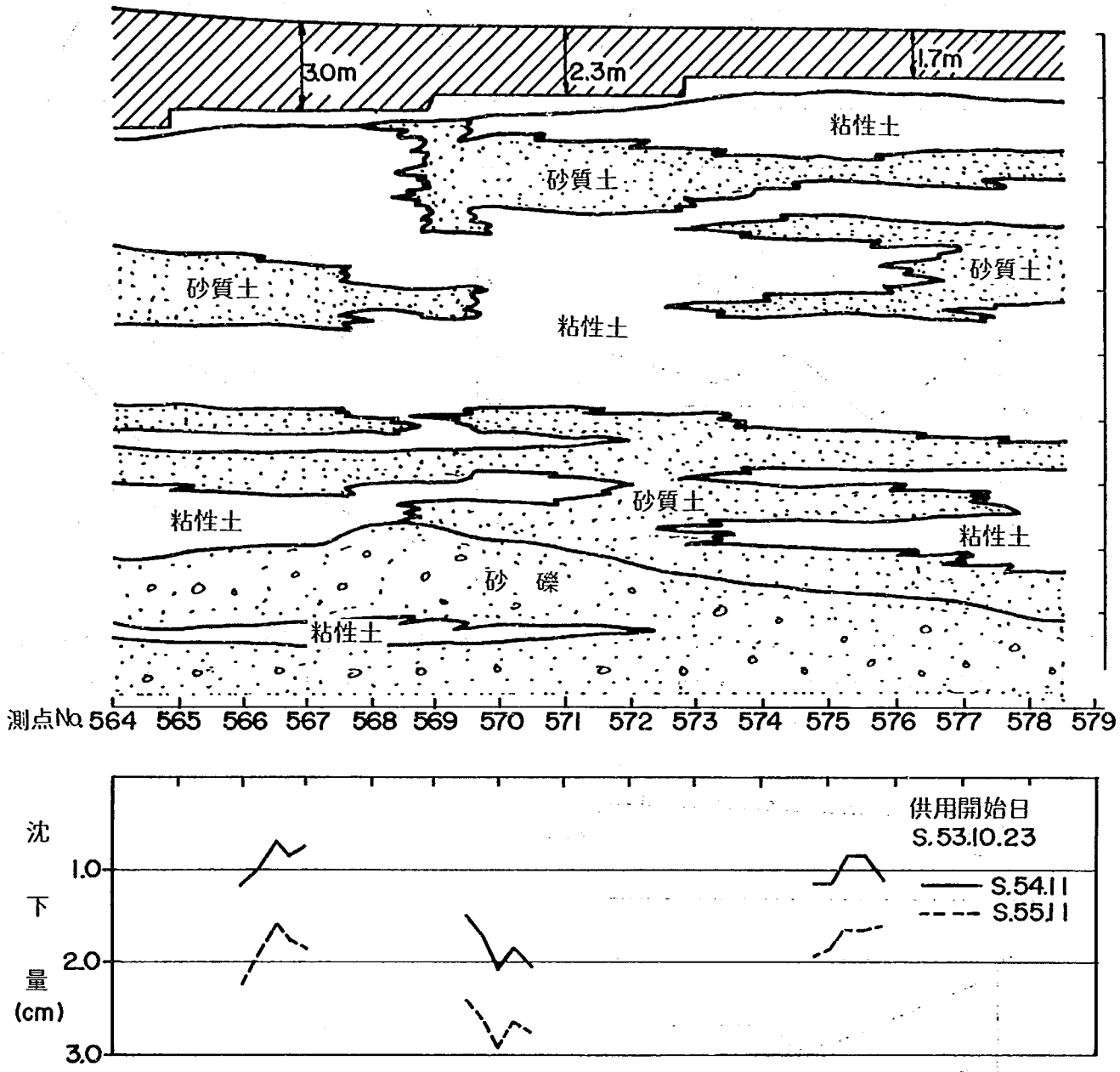


図3－5－13　道路縦断方向の沈下のプロフィル

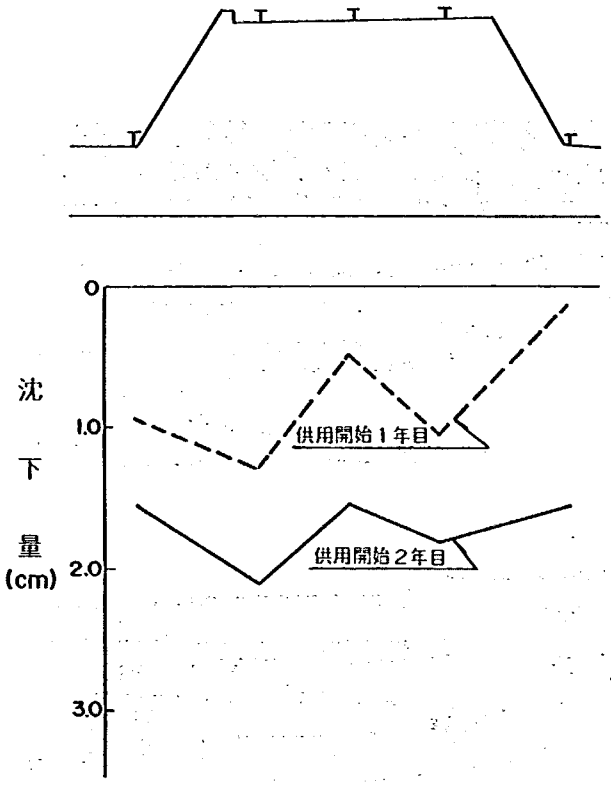


図３－５－14(a)　道路横断方向の沈下のプロフィル
（A工区，生石灰パイル，No.567 地点）

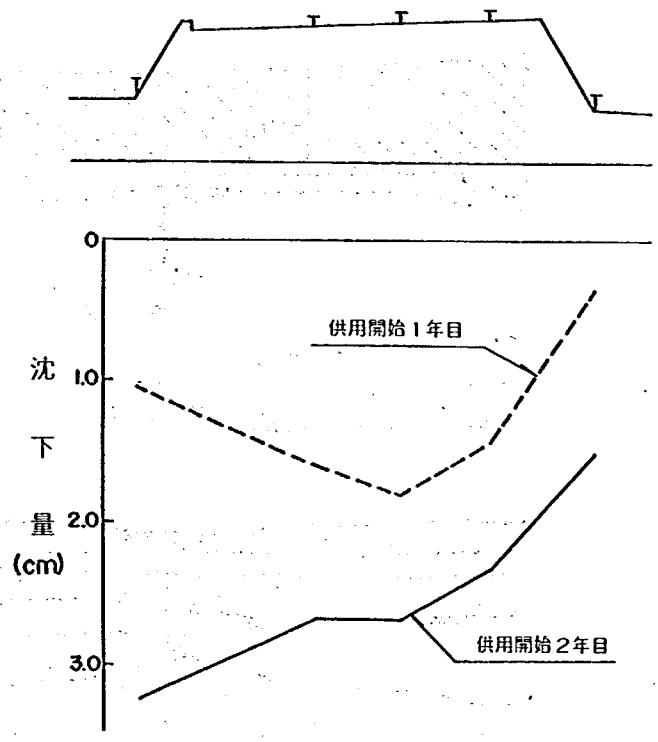


図３－５－14(b)　道路横断方向の沈下のプロフィル
（B工区，シート敷，No.570 地点）

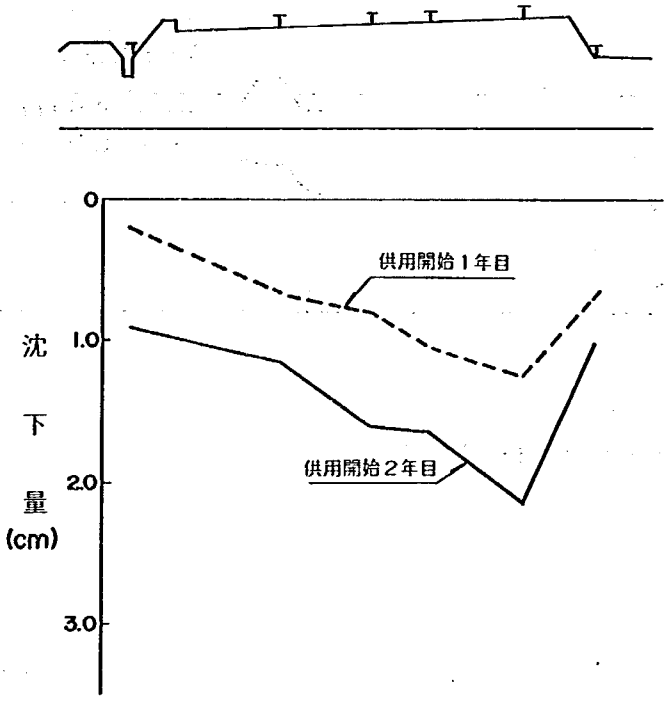


図３－５－14(c)　道路横断方向の沈下のプロフィル
（C工区，無処理，No.575＋6.7 地点）

3－6　7号昭和バイパス

本調査地は，図3－6－1に示すように，八郎潟南端部から南へ約3㎞付近に位置する。地質的には，潟成堆積物である高含水比の有機質土が表層部に4～5 m の厚さで堆積する典型的な軟弱地盤地帯である。

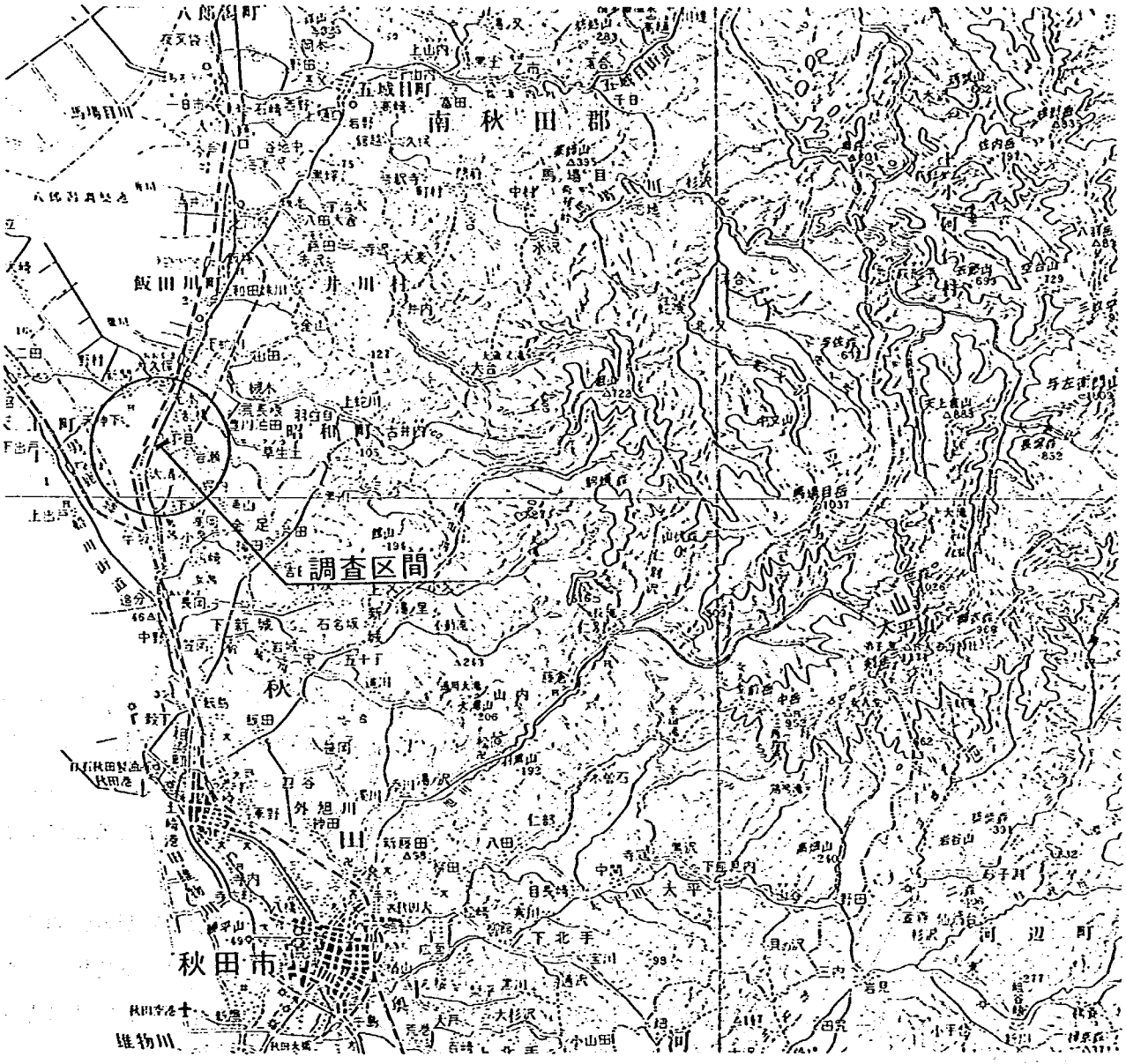


図3－6－1　調査位置案内図

3－6－1　基本的な道路諸条件

(1) 原地盤の条件

図3－6－2に，調査区間の土質断面図を示す。なお，14箇所で実施したボーリング試験の結果は，付図にとりまとめてある。調査結果から判断すると，調査区間は，軟弱層の性質の違いによって次の3つの区間に大別できる。

まず，測点No.42～No.45の区間は，調査区間中で最も軟弱な区間であり，自然含水比が500％以上，一軸圧縮強さが約0.1 kg／cm²，間ゲキ比が7.5以上，圧縮指数が3～14程度となっている。

一方，測点No.45～No.54＋10の区間は，調査区間中では最も地盤条件の良い区間であり，自然含水比が100～500％，一軸圧縮強さが0.15～0.4 kg／cm²，間ゲキ比が2～5程度，圧縮指数が1～7程度の値を示す。

残りの測点No.54＋10～No.62の区間は，上記の2区間のほぼ中間的な性質を示す区間であるといえる。

(2) 地盤対策工の概要

地盤対策工の種類は，生石灰パイル（深さ2.7 mと5.0 m），サンドコンパクションパイル，ネトロンシート敷設，ＰＰＦシート敷設，及び無処理の6種類であり，図3－6－3に示すように，各々60 mの区間ごとに配置した。

(3) 観測点及び観測用計器配置図

観測点及び観測用計器の配置は，図3－6－4に示すとおりである。

(4) 道路構造

図3－6－5に舗装構成を示す。また，図3－6－6には，チェックボーリングの結果（図3－6－7）明らかになった道路縦断方向の盛土厚の分布を示す。図3－6－6より，地盤条件の悪い区間ほど盛土厚が大きくなっていることが認められ，大きいところではサンドマットの厚さ約1 mも含めて3 mを超える盛土厚となっていることがわかる。

3－6－2　観測結果

(1) 施工中の沈下の発生状況

観測結果について述べる前に，まず施工の工程と観測開始の時期を明らかにしておく。施工は，無処理の地盤上に約1 mの厚さのサンドマットが敷かれ，こののちに各種の地盤対策工が打設され，この上に盛土が施工されたものである。一方，観測は，地盤対策工を打設したのちに開始されたので，サンドマット施工中の沈下の発生状況は把めていない。ただし，サンドマットの施工による最終沈下量は，チェックボーリングの結果により明らかにされている。

図3－6－8に，施工中の沈下の発生状況を示す。図より，観測開始時の沈下量の値が各区間でそれぞれ異なる値となっているが，この沈下量は前述したように無処理地盤にサンドマットを施工した時に発生した沈下量であるため，対策工の効果とは何ら関係がなく，原地盤の条件が悪い区間ほど大きい値を示している。

次に，盛土の施工による沈下の発生状況を対策工別に比較すると，サンドコンパクションパイル区間で最も大きな沈下が発生しており，次いで浅い生石灰パイル，無処理，ネトロンシート，ＰＰＦシートの順に沈下が小さくなり，深い生石灰パイルで最も沈下の発生が小さくなっていることがよみとれる。したがって，軟弱層の全層を生石灰パイルで改良した場合には，盛土による沈下をかなり軽減する効果が認められるのに対し，サンドコンパクションパイルの場合には，盛土による沈下を押さえる効果はあまり期待できないといえる。

(2) 供用開始後の沈下量

図3－6－9は，供用開始後の沈下の発生状況を対策工別に示したものである。図より，供用を開始してから現在までの3ケ月足らずの間に，約2 cmの沈下が発生している区間もあり，交通荷重によ

る影響がかなりあらわれていることがわかる。また，対策工別にみると，深い生石灰パイル区間の沈下量が他の区間に比べてかなり小さいことが認められ，軟弱層の全層を生石灰パイルで改良すれば，供用後の沈下量をかなり押さえられることがわかる。なお，無処理区間の沈下量が比較的小さくなっているが，これはこの区間の原地盤の条件が他に比べて比較的良いためであろうと考えられる。

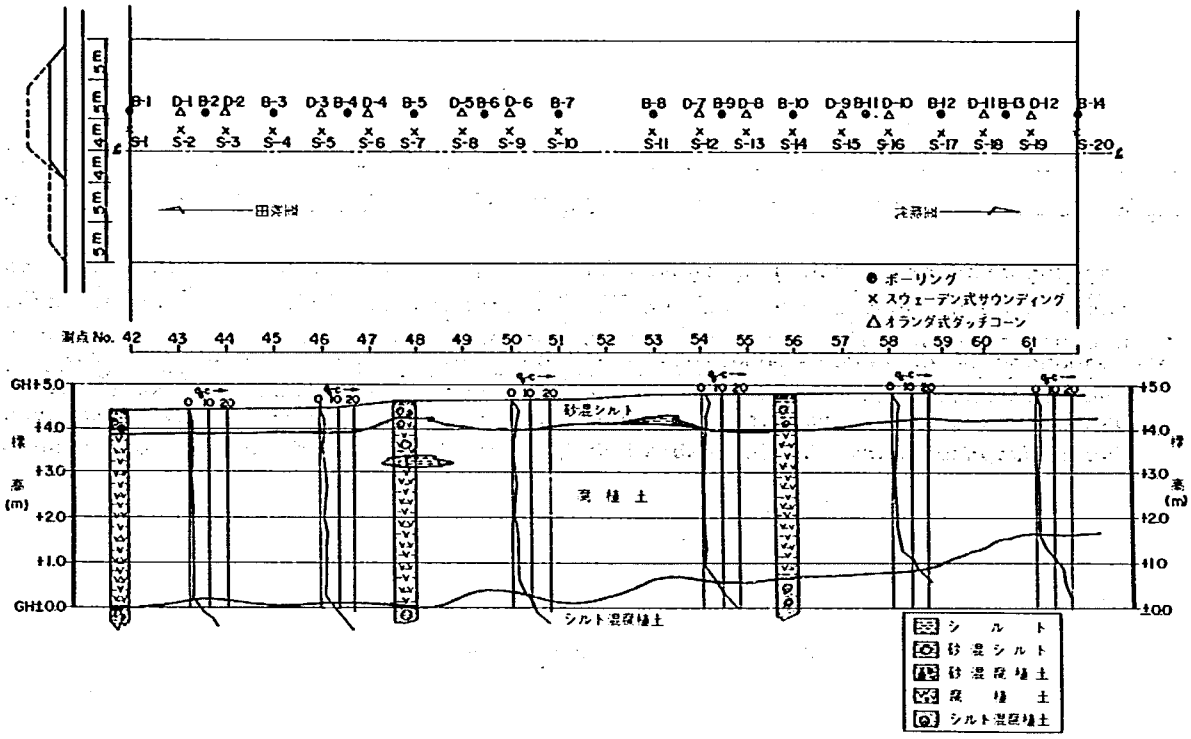


図3－6－2　土質断面図

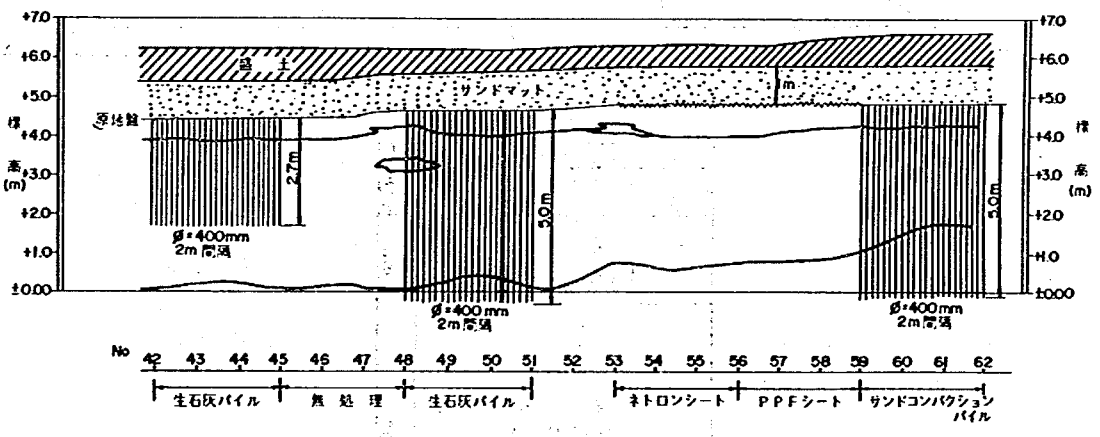


図3－6－3　地盤対策工配置図

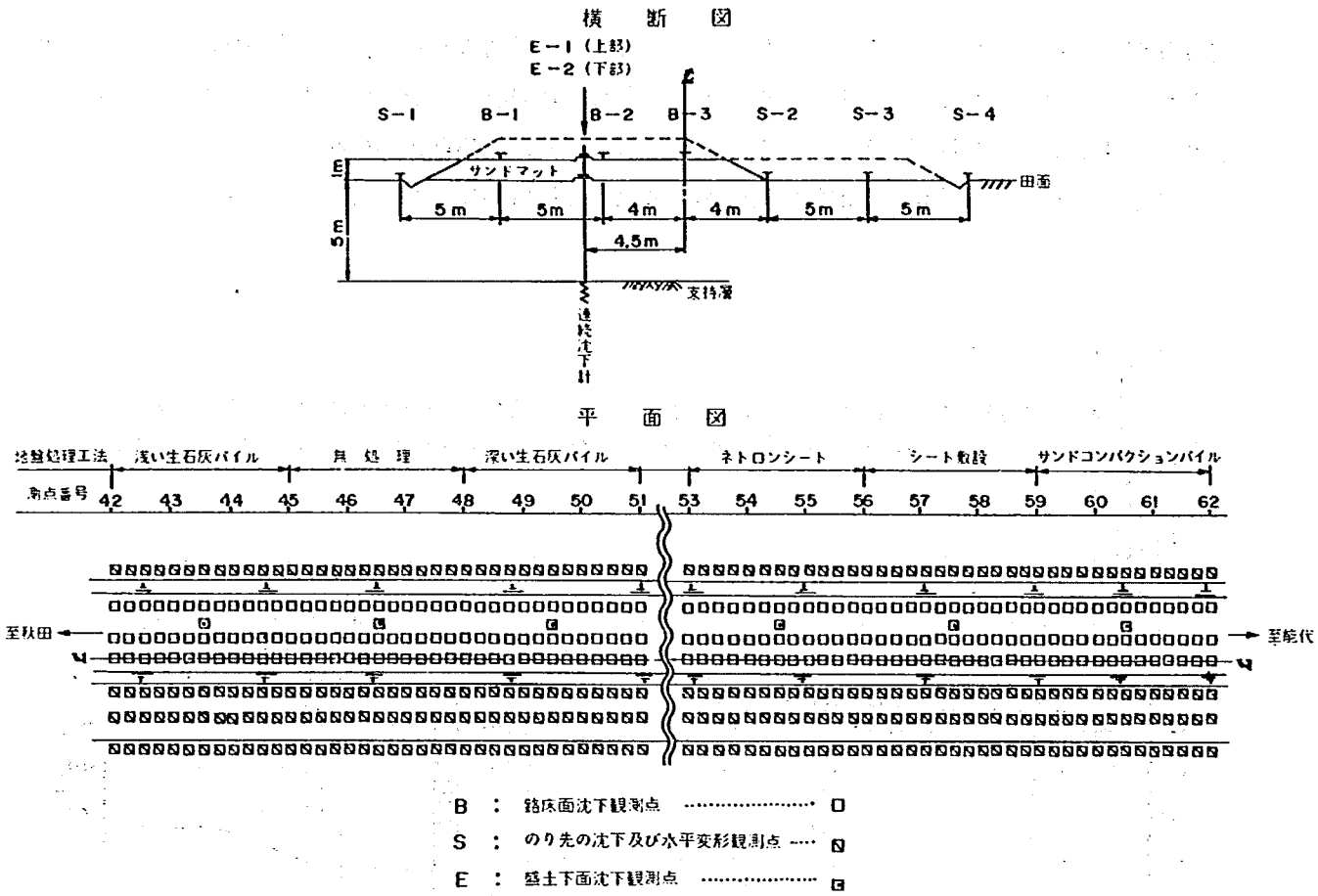


図3－6－4　観測点及び観測用計器配置図

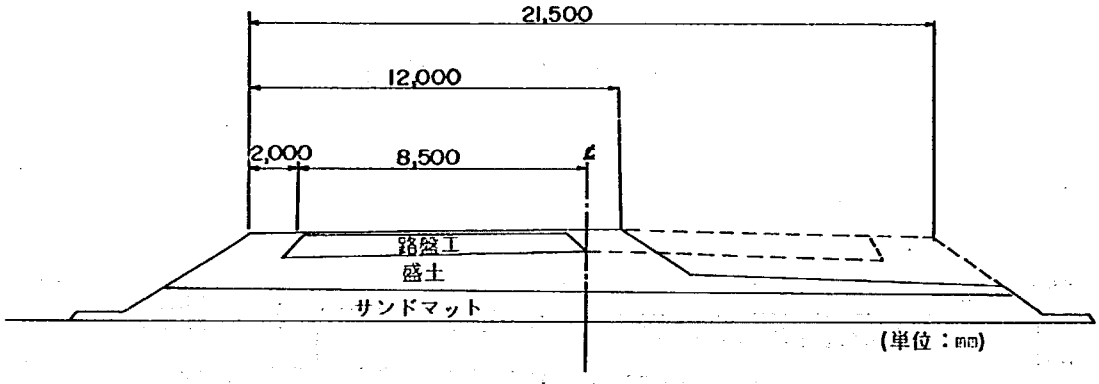


表　　層（細粒ギャップ）	4.0
中　間　層（粗　粒　度）	4.0
基　　層（粗　粒　度）	4.0
上　層　路　盤（歴青安定処理）	15.0
下　層　路　盤（切込砕石）	40.0

(単位：cm)

図3－6－5　道路構造

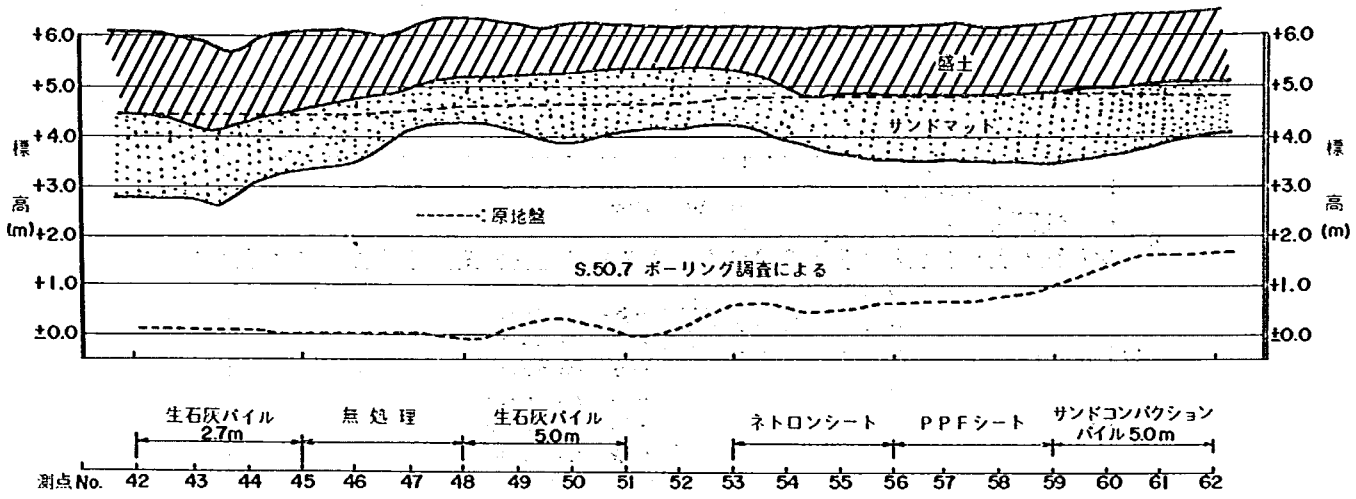


図3－6－6　縦断方向の盛土厚の変化

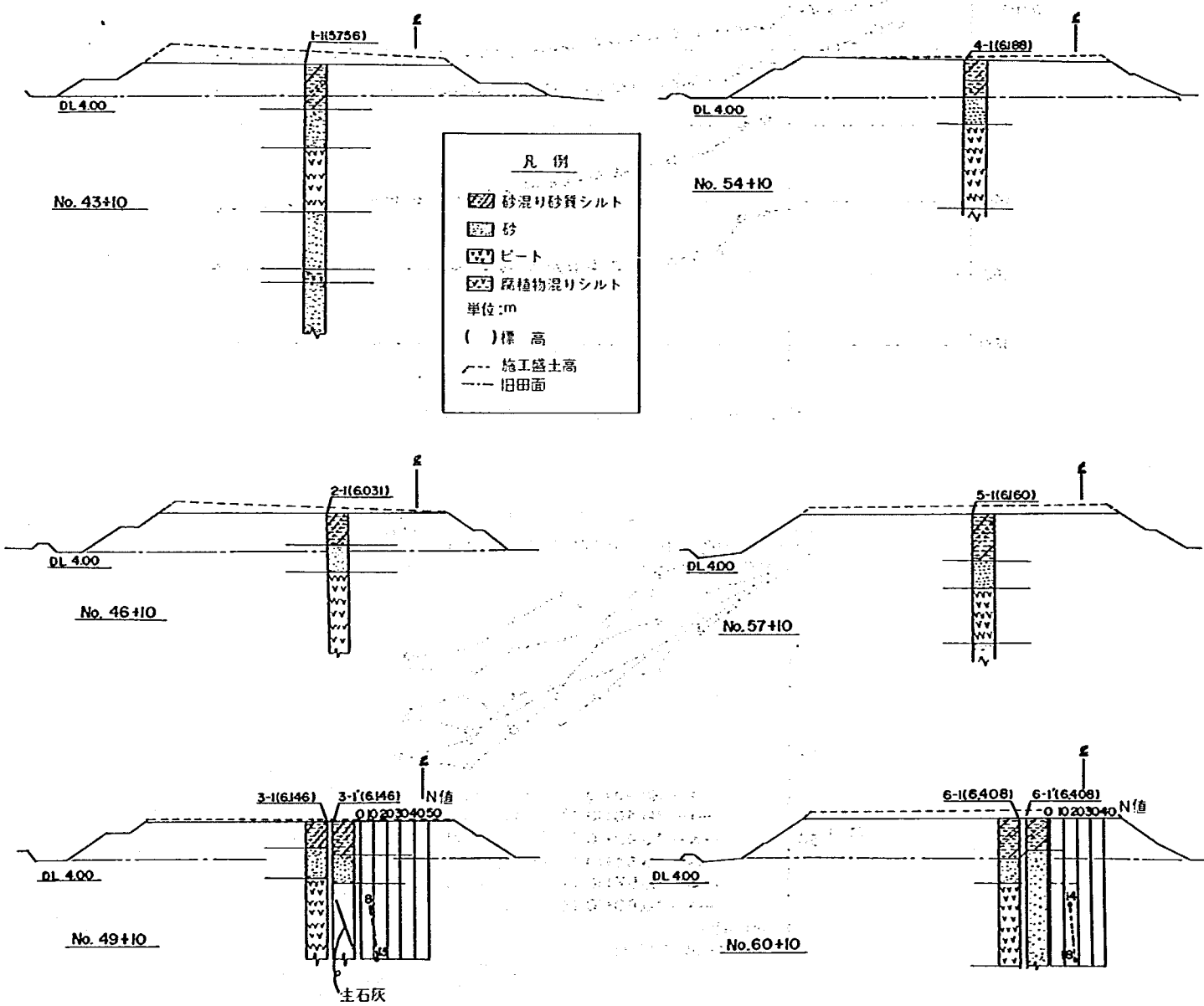


図3－6－7　地盤確認土質想定横断面図(施工後)

昭和50年7月6日～18日

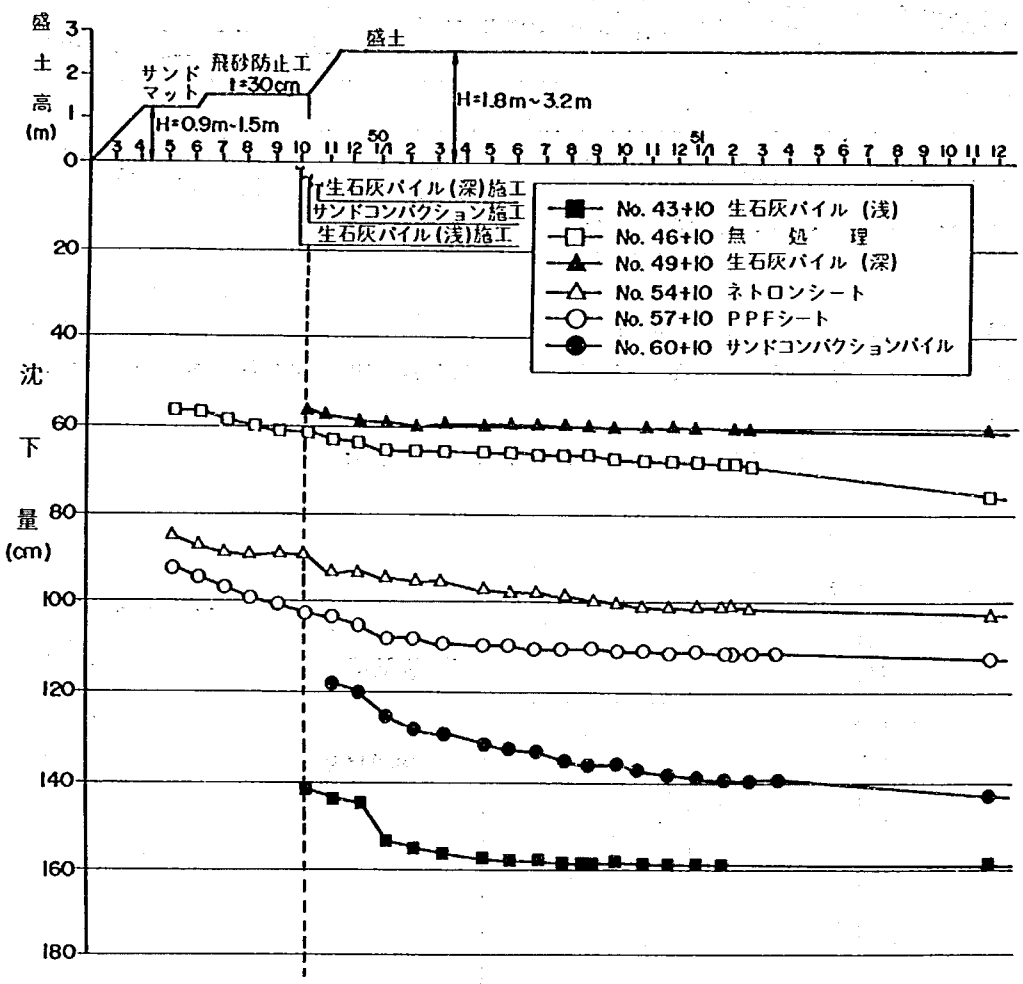


図3－6－8　施工中の沈下の発生状況

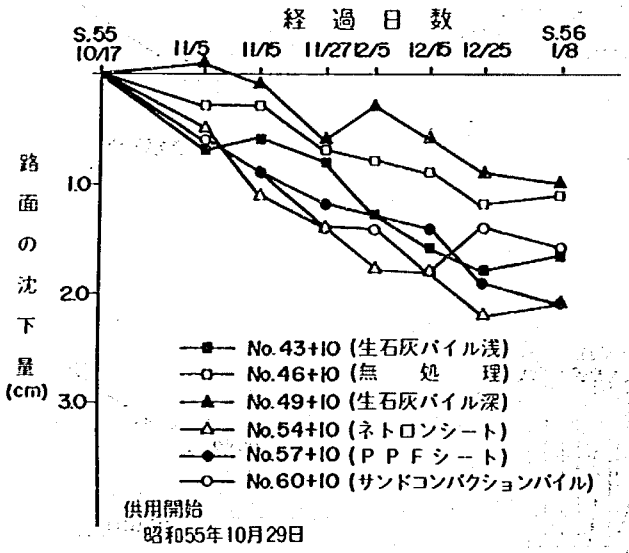


図3－6－9　供用開始後の沈下量

3－7　207号白石バイパス

本調査地は，図3－7－1に示すように，有明海北部沿岸に三角洲低地として発達した佐賀平野の西部に位置する。地盤は，極めて軟弱な有明粘土が約15 m の厚さで堆積する典型的な軟弱地盤である。

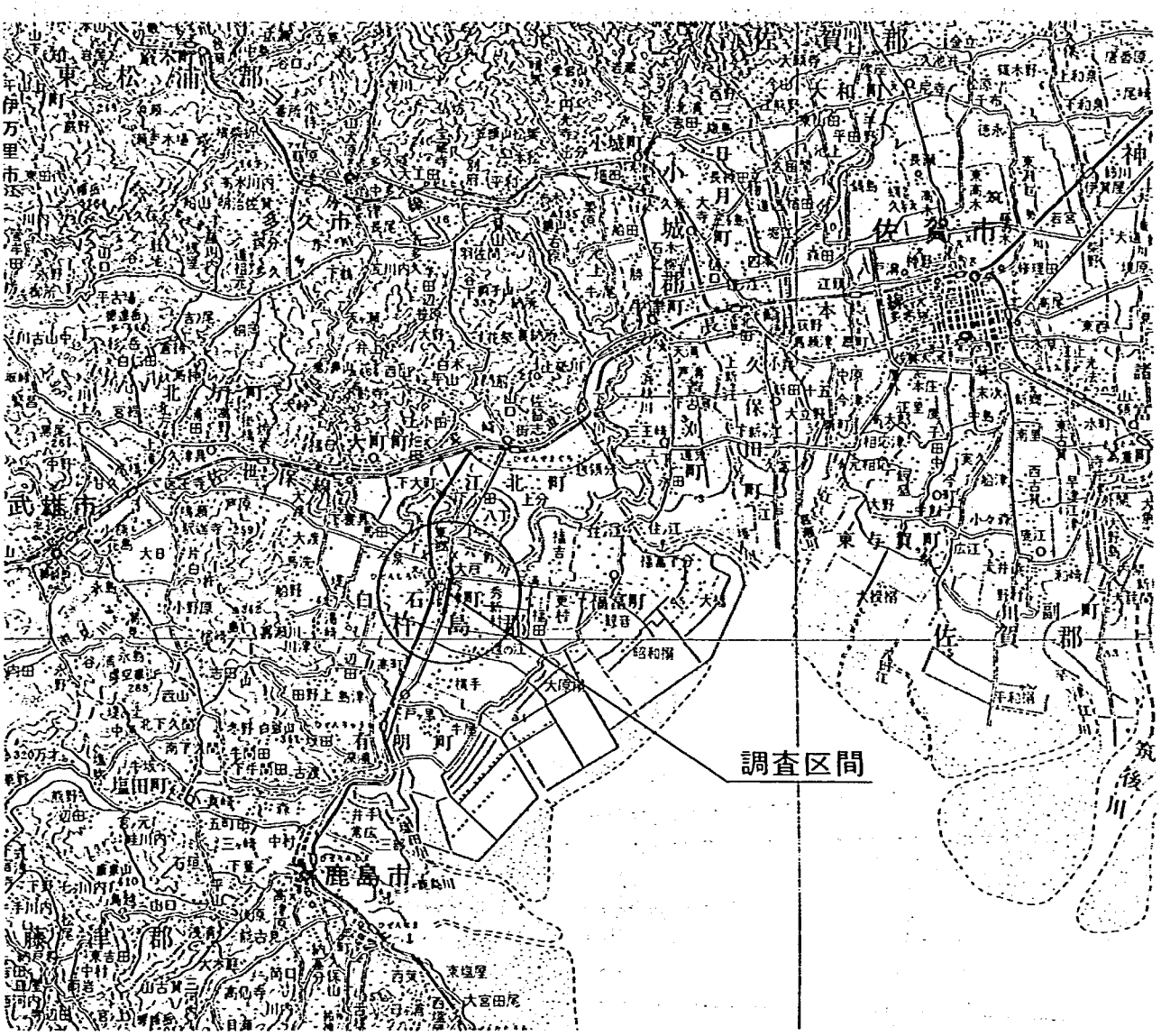


図3－7－1　調査位置図

3－7－1　路面状況ならびに沈下解析結果

図3－7－2に，白石バイパスの土質断面図と昭和55年現在の路面の状況とを対比して示す。昭和42年の供用開始から現在までの13年ほどの間に盛土部で非常に大きな沈下が発生した結果，支持杭をもつボックスカルバートとの取付部で大きな不等沈下を生じ，路面に激しい凹凸が生じていることが認められる。

沈下の原因としては，地下水の汲み上げによる地盤沈下の影響も大きく，白石バイパスと同じ年に完成した付近の中学校の建物の基礎の浮き上がりの程度などから，広域的な地盤沈下が70 cm 程度生じたものと判断される。

今回，広域的な地盤沈下の影響を除いた実質の道路の沈下量を調べるため，図３－７－２に示すＢ－１，Ｂ－２，Ｂ－３の各地点において，路肩部とそこから11 m 離れた盛土敷外の２箇所を組にしてボーリング調査が実施され，その結果，図３－７－３～図３－７－５に示すような道路横断面図が得られた。図３－７－３より，Ｂ－１地点では盛土の下面が原地盤より約２ m 低くなっていることがよみとれ，広域的な地盤沈下の影響を除いた実質の道路の沈下は，Ｂ－１では約２ m であると判断された。同様に，図３－７－４と図３－７－５より，Ｂ－２とＢ－３地点での実質の道路の沈下は，それぞれ約 1.1 m と約 1.4 m であることが明らかになった。

一方，道路の自重のみによる沈下量を計算により求めると，Ｂ－１で約 110 cm，Ｂ－２とＢ－３では約 70 cm にしかならないことから，それぞれ残りの約 90 cm，40 cm，70 cm の沈下は交通荷重の影響により生じたものと考えられる。

このように，支持基礎をもつ道路横断構造物が存在する場合には，供用後時間の経過とともにその取付け部で大きな不等沈下が発生し，維持管理上および走行上の著しい障害となりやすいといえる。そして，不等沈下の原因としては，交通荷重による影響がかなり大きいことが沈下解析の結果明らかとなった。

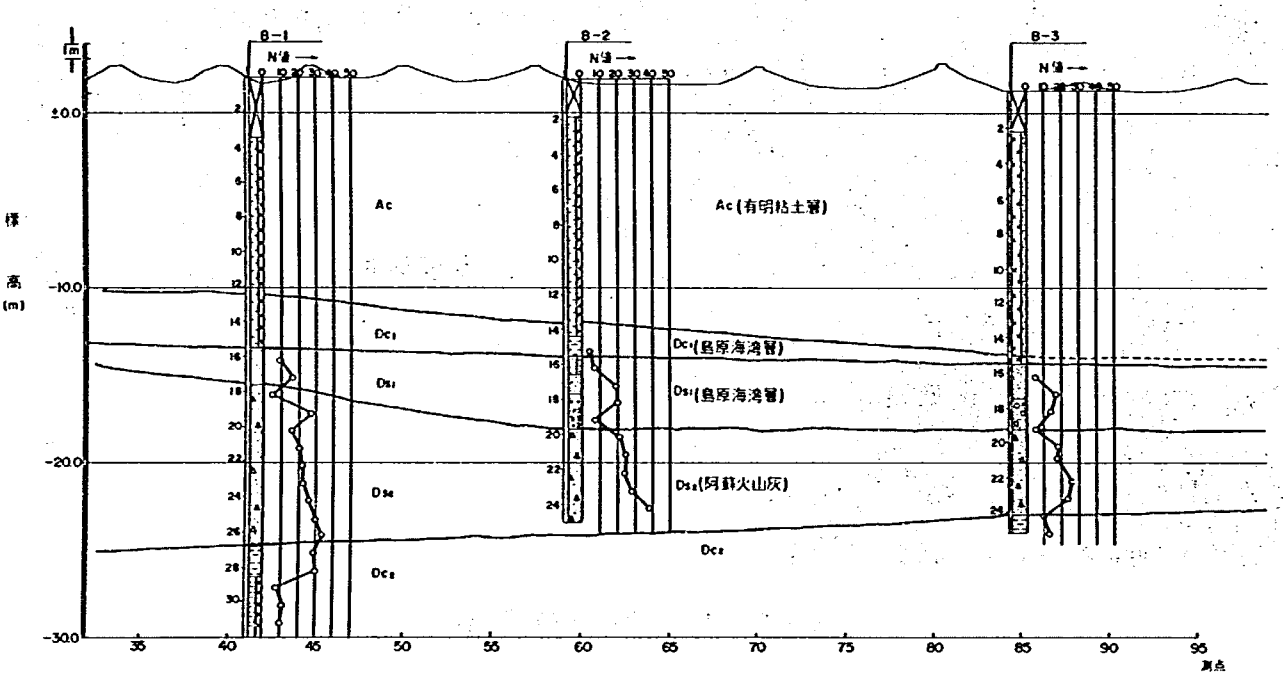


図３－７－２　白石バイパスの土質断面図と路面の凹凸の発生状況

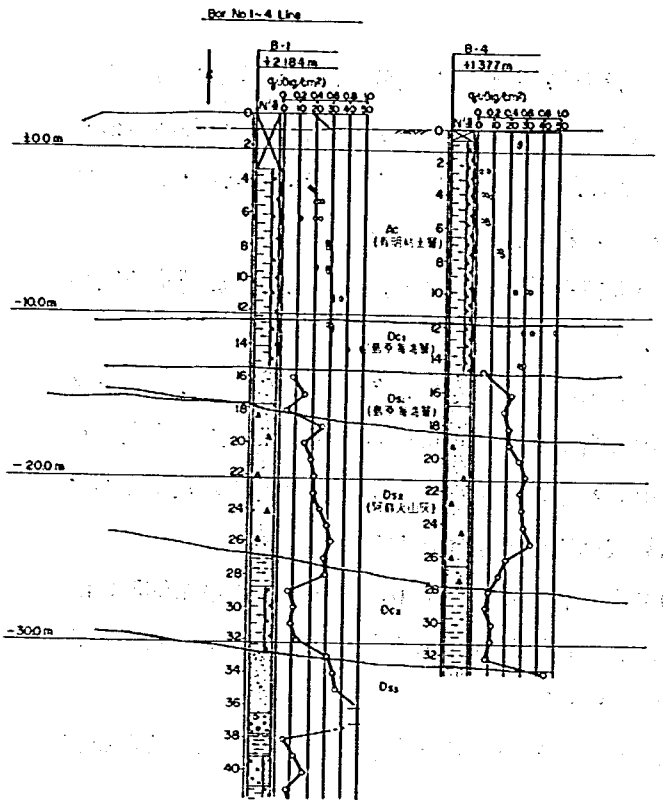


図3－7－3　道路横断方向の土質断面図
（B－1地点）

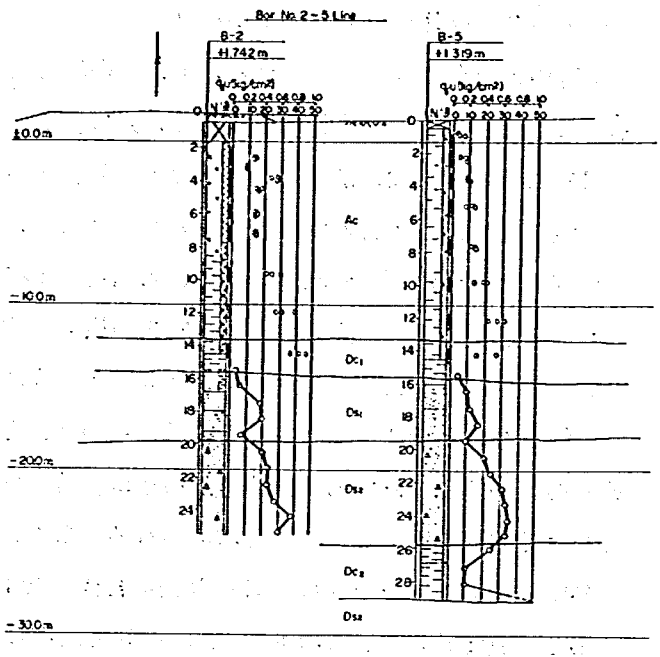


図3－7－4　道路横断方向の土質断面図
（B－2地点）

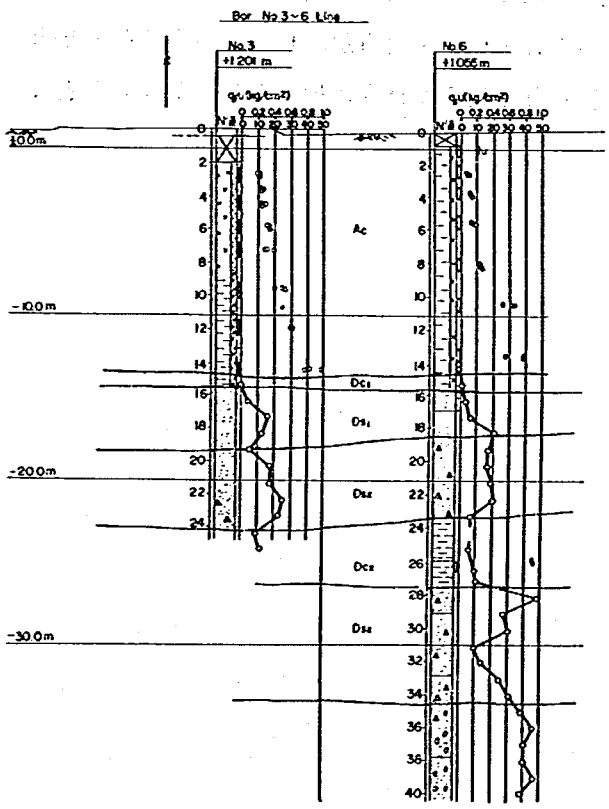


図3－7－5　道路横断方向の土質断面図
（B－3地点）

3－7－2　交通衝撃荷重の実測結果

走行中の自動車が路面に加える荷重は，静的な成分（静荷重）と動的な成分とから構成される。この動的な成分（以下，動的付加荷重と呼ぶ）は，主として路面の凹凸により誘起され，自動車各部の振動の慣性力として路面に加えられるものであり，その大きさは路面の平坦性や車両の構造特性（重量，振動特性など）及び走行速度の影響を強く受けるといわれている[5]。

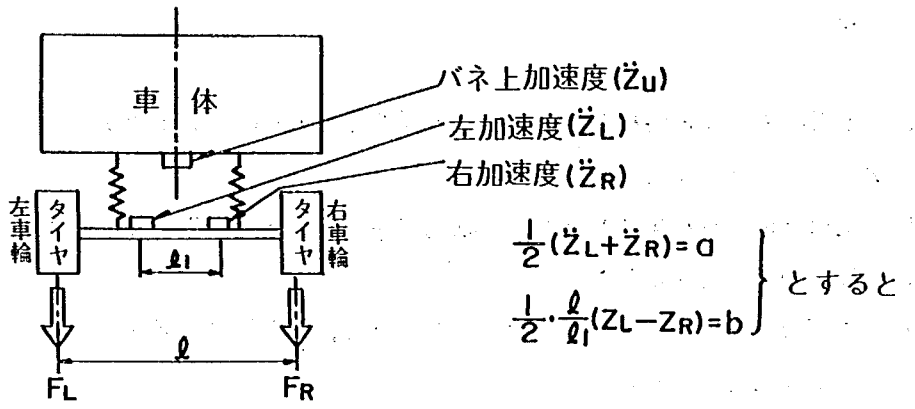
今回，激しい路面の凹凸が生じている白石バイパスの本調査区間において，この動的付加荷重を実測したので以下にその調査方法と調査結果の概要を紹介する。

まず，動的付加荷重の測定原理を図3－7－6に示す。図に示すように，3個の加速度計をトラックの後輪車軸に2箇所，板バネに1箇所とりつけ，走行中の自動車の揺れに伴って発生する上下方向の加速度を連続的に記録する。動的付加荷重は，時々刻々得られる加速度の値にトラック各部の質量をかけあわせる演算を行うことにより求められる。なお，演算式は図中に示すとおりである。

測定に用いたトラックは，日野自動車KB－304Dであり，自重6.960 ton，バネ下重量2.065 tonである。測定時には，このトラックに砂利を満載して，総重量を約20 tonとした。また，満載時の静止状態における後輪荷重は，左右後輪の合計で約13 tonであった。

走行試験は，約1.3 kmの本調査区間において全面交通規制を行って実施し，20，30，40，50 km／時の4ケースの走行速度での動的付加荷重を実測した。

図3－7－7に，動的付加荷重の実測結果を走行速度別に示す。図より，ボックスカルバートの取り付け部付近で動的付加荷重が特に大きな値を示していることが認められ，走行速度が40～50 km／hrの場合には動的付加荷重が10 tonを超える大きな値となっていることがわかる。このことは，静的な状態での後輪荷重13 tonに対して，衝撃係数の値でほぼ1.0に近い衝撃荷重が加わっていることを意味しており，路面の平坦性が悪い場合には，極めて大きな交通衝撃荷重が路面に加わることが明らかとなった。



$$\left.\begin{aligned}\frac{1}{2}(\ddot{Z}_L+\ddot{Z}_R)&=a\\ \frac{1}{2}\cdot\frac{\ell}{\ell_1}(Z_L-Z_R)&=b\end{aligned}\right\}\text{とすると}$$

$$F_L=\frac{m\ell}{2}(a+b)+\frac{1}{2}(m_u\cdot\ddot{Z}_u)$$

$$F_R=\frac{m\ell}{2}(a-b)+\frac{1}{2}(m_u\cdot\ddot{Z}_u)$$

$$F=F_L+F_R$$

m_u: リヤーバネ上質量

$m\ell$: 〃 下 〃

ℓ, ℓ_1: タイヤ間および加速度計間距離

図3－7－6　動的付加荷重の計測原理（大型トラックの場合）

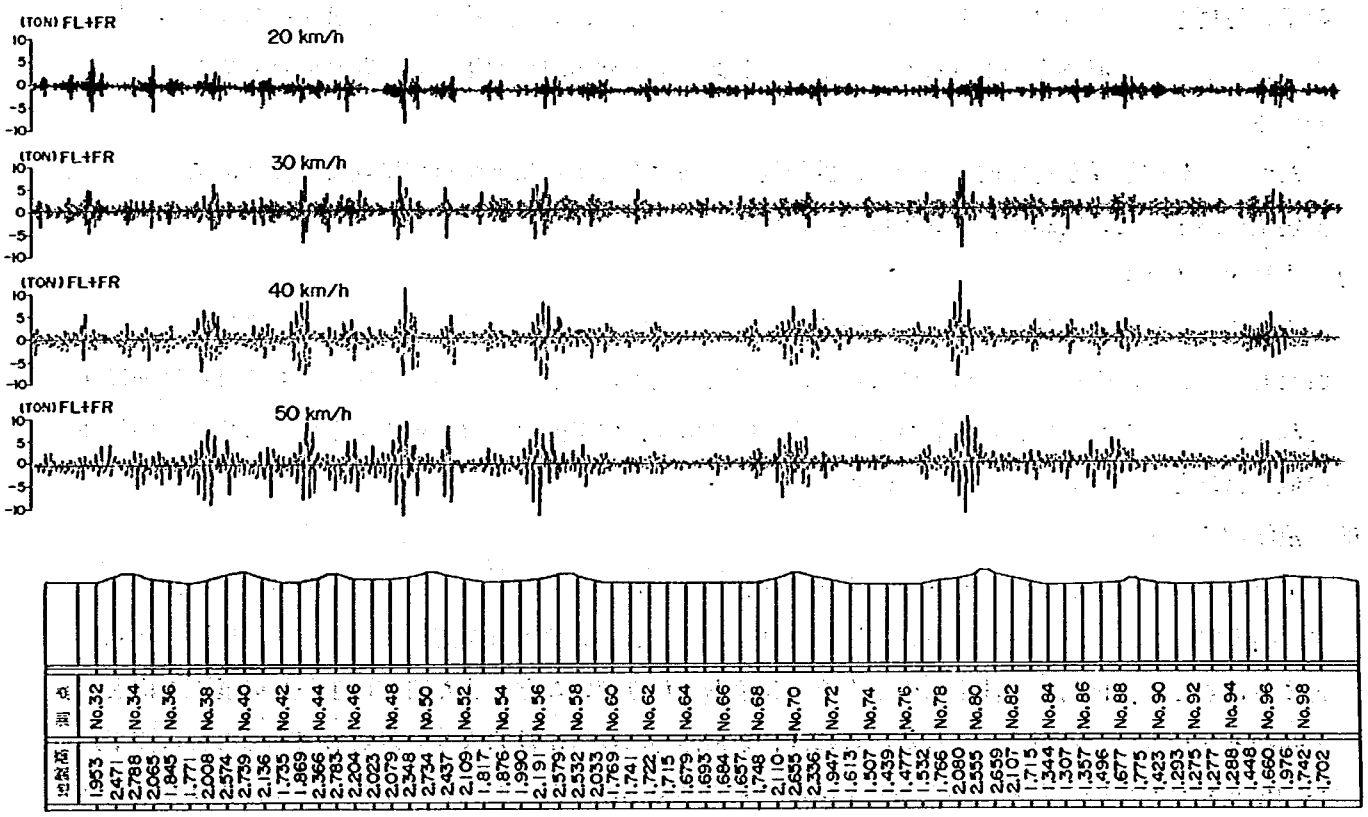


図3－7－7　交通衝撃荷重の実測結果

4. 考　察

地盤条件，対策工法および道路構造などが種々に異なる7箇所の低盛土道路で得られた上記の調査結果にもとづき，次のようなとりまとめを行なった。

(1) 各々の低盛土道路の調査結果にもとづき，軟弱地盤上の低盛土道路における問題点を整理するとともに，各種の対策工の効果を判定した。

(2) 観測された沈下の実態から交通荷重の大きさを評価し，供用後の交通荷重による沈下量を簡便に予測する手法について検討を加えた。

4－1　低盛土道路における問題点

各道路について，調査結果の要点をふり返るとともに，低盛土道路における問題点を整理すると次のようになる。

(1) 川尻バイパス

川尻バイパスは，一部に旧盛土箇所のある層厚4～6 *m*の粘性土地盤上に建設されたものであり，地盤対策としては，石灰安定処理やネット敷設などの表層処理工法が施工されている。旧盛土箇所以外では，供用後3年程の間に6～9 *cm*の沈下が発生しており，各種の表層処理工法を施工した場合でも交通荷重の影響をかなり受けていることがわかる。これに対して，旧盛土箇所では，供用後の沈下がかなり小さいことから，旧盛土のようなサーチャージが低盛土の軟弱地盤対策として非常に有効であることがわかる。

ただし，軟弱層厚が比較的薄いので，供用後の交通荷重による沈下が早期に収まる傾向にあるために，低盛土道路としての問題は比較的少ないといえる。

(2) 吉野川バイパス

吉野川バイパスは，層厚が1～3 *m*程度のごく薄い砂質シルト層の上に，無処理と置換工法で施工されたものである。供用後4年以上になるが，供用後の沈下量は小さく，路面の平坦性も非常に良好に保たれている。したがって，軟弱層が非常に薄い場合には，供用後の交通荷重による沈下ならびに平坦性の低下はほとんど問題にならないといえる。

(3) 沼津バイパス

沼津バイパスは，層厚が7～8 *m*の非常に軟弱な泥炭層の上に建設されたものであり，対策工法としては盛土厚約30 *cm*のサーチャージが用いられている。供用開始後の調査結果のうち，初期の2年間ほどに着目すると，供用後の沈下は少なくその収束もかなり速いこと，また路面の平坦性の低下もほとんど問題とならないことが認められる。これは，地盤が透水性の比較的大きい泥炭層であるために沈下が早期に収まりやすいことと，盛土の施工中に2 *m*を超える沈下が生じた結果実質の盛土厚が4 *m*にも達し，交通荷重の盛土内での分散がかなり大きくなったことなどが原因として考えられる。

したがって，実質の盛土厚が厚い場合には，交通荷重が盛土内でかなり分散するため，交通荷重による沈下並びに平坦性の低下はあまり問題とならないといえる。

なお，沼津バイパスにおいては，供用後3年目以降，山側ののり尻部で異常に大きな沈下並びに水平

移動が生じ始め，この結果，路面全体に亀甲状のひび割れが発生し，路面の平坦性が急激に悪化した。この原因としては，道路に隣接して行われた宅地造成の影響や重交通量の急増，あるいは基盤の傾斜の影響などが考えられるが，現在のところまだ不明な点も多いので，今後も継続して調査を実施していく必要がある。

(4) 越谷ー春日部バイパス

越谷ー春日部バイパスは，沖積層の厚さが40 m にも及ぶ軟弱地盤地帯に建設されたもので，2～3 mの深さにかなり厚い中間砂層の存在する箇所がある。対策工としては，深さ4 mと2 mの生石灰パイル工法及びシート敷設工法が用いられているが，対策工を施工した場合でも，供用後，年間10 cm に及ぶ大きな沈下が継続する結果となっている。

したがって，軟弱層が厚い場合には，供用後，長期にわたって沈下が継続するため，表層付近を多少改良する程度では沈下を押さえる効果はあまり期待できないといえる。

ただし，路面の平坦性に着目すると，生石灰パイル及びシート工を施工した区間の平坦性が無処理区間に比べてかなり良好に保たれていることが認められ，生石灰パイルやシート工などの表層処理工法には，路面の平坦性を維持する効果がある程度期待できるといえそうである。

(5) 長岡東バイパス

長岡東バイパスは，粘性土と砂質土の互層からなる層厚約15 m の沖積地盤上に建設されたものであるが，地盤がかなり過圧密された硬い地盤なので，供用後の沈下ならびに平坦性ともにあまり問題を生じていない。

なお，越谷ー春日部バイパスの場合と同様に，生石灰パイル区間とシート敷設区間の平坦性が無処理区間に比べてかなり良好に保たれていることから，これらの表層処理工法には路面の平坦性を維持する効果がある程度期待できるといえる。

(6) 昭和バイパス

昭和バイパスは，層厚が4～5 mの極めて軟弱な泥炭層の上に建設されたものであり，対策工法としては，生石灰パイル，サンドコンパクションパイル，ネトロンシート敷設，ＰＰＦシート敷設及び無処理の各工法が用いられている。

盛土施工中の沈下の発生状況からみると，軟弱層の全層を生石灰パイルで改良した場合には，盛土による沈下をかなり軽減する効果が認められるのに対し，全層をサンドコンパクションパイルで改良した場合には，盛土による沈下を押さえる効果はあまり認められないようである。

また，供用開始後の沈下量をみると，供用後の3ケ月足らずの間に2 cmもの沈下が発生している区間もあり，交通替重の影響をかなり受けていることがわかる。しかし，供用後まだ間もないので，今後の継続調査の必要がある。

(7) 白石バイパス

白石バイパスは，厚さ約15 cm の有明粘土層の上に無処理のまま建設されたものであるが，供用開始から13年ほどの間に，盛土部と支持杭をもつボックスカルバートとの間で非常に大きな断差が発生し，路面に激しい凹凸が生じている。

既存資料にもとづいて沈下解析を実施した結果，盛土部における供用後の全沈下量のうち，かなりの沈下が交通荷重の影響によるものであることが明らかとなった。

さらに，20 ton トラックを用いて現地走行試験を行い，路面に加わる交通衝撃荷重を実測した結果，激しい路面の凹凸が認められるボックスカルバートと盛土との取付け部付近では，静止時の後輪荷重13 tonに対して衝撃係数の値でほぼ 1.0 に近い交通衝撃荷重が路面に働くことが判明した。

したがって，支持基礎をもつ道路横断構造物が存在する場合には，その取付け部で交通荷重による大きな不等沈下が発生し，維持管理上および走行上の著しい障害となりやすいといえる。

4－2　交通荷重の評価

以上述べてきたように，軟弱地盤上の低盛土道路では，供用後に交通荷重の影響でかなりの沈下が発生する場合が多い。しかも，発生する沈下の程度は軟弱層の厚さにかなり左右されるようである。すなわち軟弱層が比較的薄い場合には，舗装工事中に加わる工事用の車両の重量がサーチャージの役割を果して沈下が早期に収まるため，供用後の交通荷重による沈下の発生は比較的少ない。これに対して，軟弱層がかなり厚い場合には，沈下の発生に長い時間を必要とし，舗装期間中に工事用の車両の重量が多少加わる程度では，供用後の交通荷重による沈下を事前に促進させる効果はほとんど期待できないため，供用後に著しい沈下が長期にわたって継続することが多い。

たとえば，越谷－春日部バイパスの測点 No.90 No.94 において観測された沈下の発生状況（図4－1）をみると，盛土工と舗装工による沈下がほぼおさまったのち，供用開始にともなって交通荷重の影響による

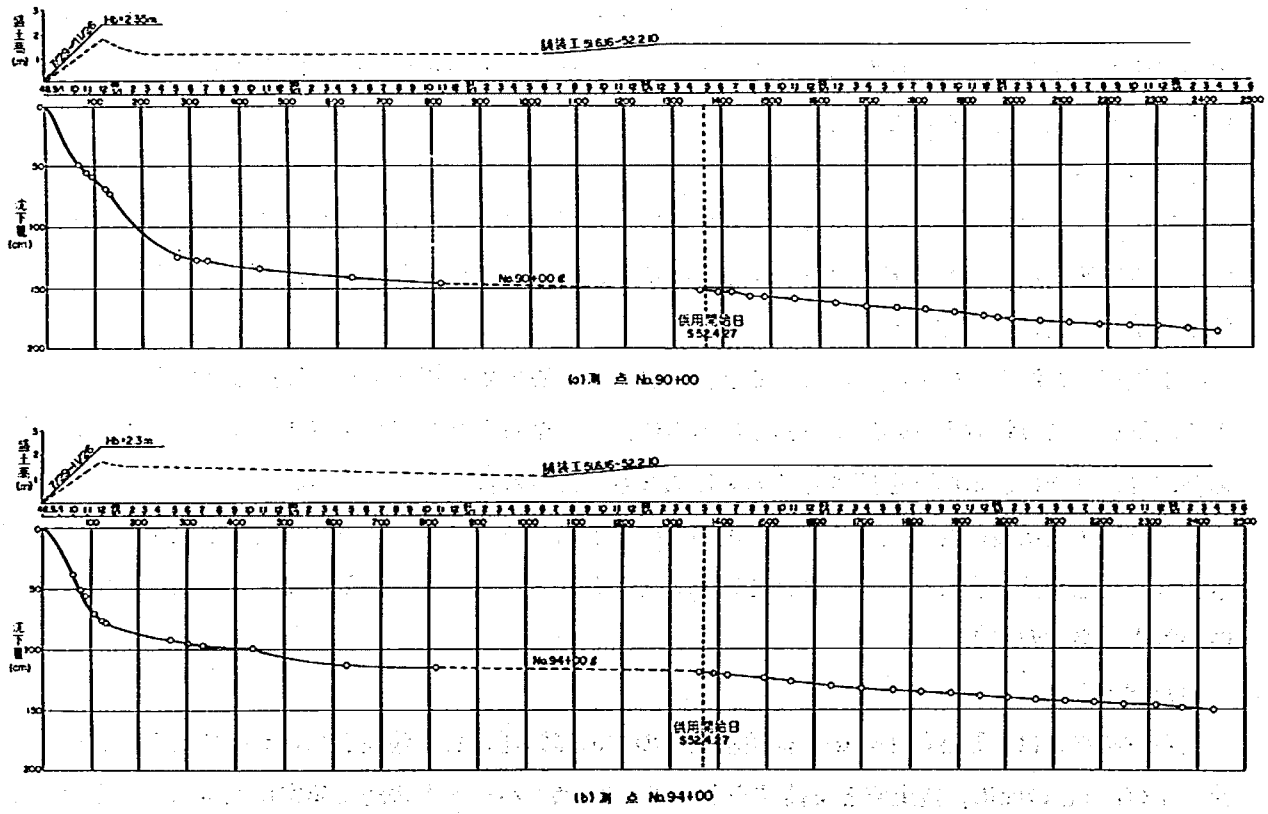


図4－1　越谷－春日部バイパスにおける沈下観測結果

と考えられる新たな沈下が加わっており，しかも，時間の経過とともに沈下量が増大していることが顕著に認められる。

そこで，低盛土道路における供用後の沈下発生の実態にもとづき，次に述べるような方法で交通荷重の大きさを評価した。

まず，越谷一春日部バイパスの場合を例にとり，図4－2を用いて交通荷重を評価する方法を説明する。いま，交通を開放しなかった場合を仮定すると，盛土による圧密沈下が継続するのみであるから，図に示した計算沈下曲線 S_i+S_c に沿った沈下が観測されるはずである。ところが実際には，供用後の交通荷重によって新たな沈下が加わるため，S_i+S_c で示す沈下曲線よりもかなり大きい沈下が観測されている。そこで，S_i+S_c で示す沈下曲線からはずれて新たに加わる沈下分を，仮りに静的な盛土荷重 ΔP を加えてひき起こすことを考え，供用開始の時点から ΔP の静荷重を加えたときの計算沈下曲線を求めると図に示すとおりとなる。これを沈下の観測値と比較すると，ΔP が 1.5 t／m² の場合の沈下曲線の観測値とほぼ一致していることがわかる。

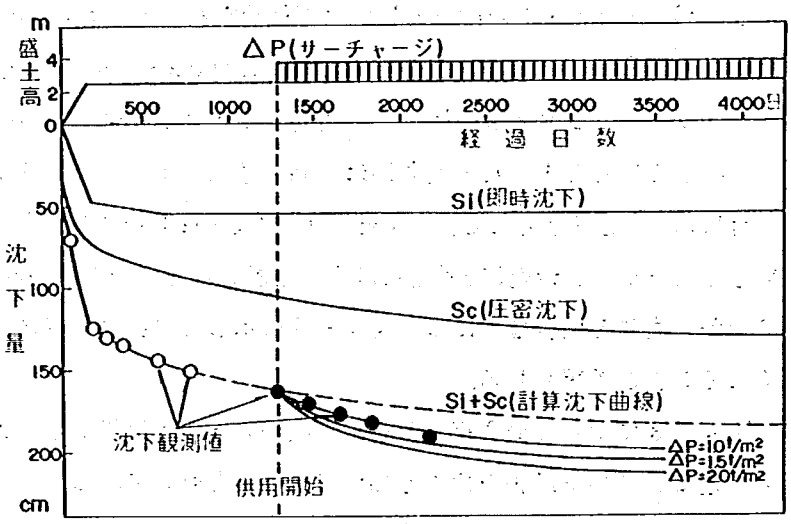


図4－2　越谷一春日部バイパス（測点№90）の沈下曲線

ただし，沈下速度については，観測値の方が計算値よりかなり遅いことが認められるが，ここでは最終沈下量のみを比較した。以上の方法により越谷一春日部バイパスにおける交通荷重の影響の大きさは，約 1.5 t／m² の静的な盛土荷重の効果に相当するものと判断した。

つづいて白石バイパスについても，越谷一春日部バイパスと同様に，交通荷重によって生じたと思われる約 40 cm および 70 cm の沈下をひき起こすのに必要な盛土荷重を求めると，2.5 t／m² および 4.0 t／m² 程度になる。

また，沼津バイパスについては，宅地造成等による悪影響を除いて考えると，約 30 cm の盛土によるサーチャージの効果がある程度有効であったと考えられ，この 30 cm の盛土に相当する 0.5 t／m² 程度以下の盛土荷重が交通荷重の効果に相当するものと判断した。

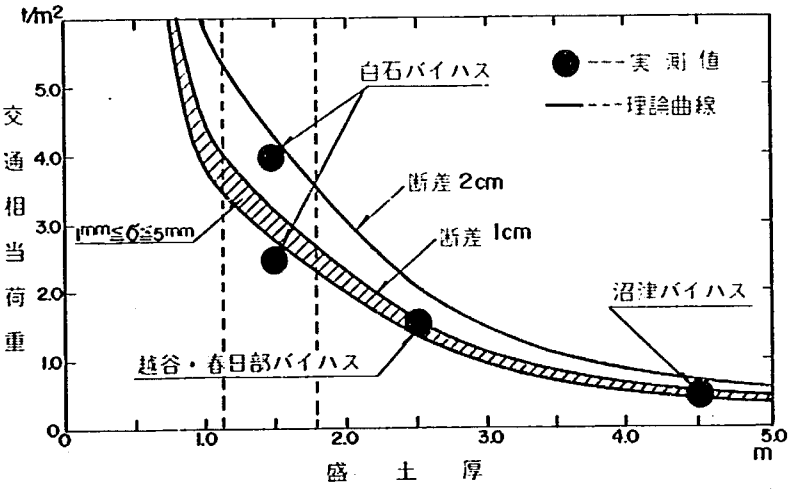


図4－3　交通相当荷重

以上の結果を各バイパスの盛土厚との関係で整理したものが図4－3である。ここで，交通相当荷重とは，交通荷重に相当する盛土荷重のことである。図から，盛土厚が大きくなるほど，盛土内における荷重の分散効果が大きくなるため，交通相当荷重が小さくなる傾向が認められる。

なお，図4－3の中に示した曲線は，次のような方法で求めた理論曲線である。すなわち，路面上に20 ton トラックを1 m間隔で2台平行に並べたときの輪荷重を想定し，この荷重が深さ方向に45°に分散して伝播すると仮定して，盛土下面すなわち軟弱地盤表面に伝わる応力を計算により求めたものである。ただし，20 ton トラックの荷重としては衝撃荷重を考えており，衝撃係数は，3 m プロフィロメータで測定した範囲の凹凸の標準偏差が5 mm以下の場合には0.3～0.5，段差が1 cmの場合で0.5，段差が2 cmで1.0とした。なお，この衝撃係数の値は，交通荷重に関する既往の実験値[5]を参考にして定めたものである。

このようにして求めた理論曲線は今回の結果とよく一致する傾向を示しており，通常の平坦性の道路の場合には，交通荷重として，20 ton トラックを1 m間隔で2台平行に並べたときの輪荷重を想定し，衝撃係数として0.3～0.5程度を考えればよいと思われる。一方，路面の平坦性が極度に悪化したり，1 cm以上の段差が生じる場合などには，図4－3に示した白石バイパスの例のように交通荷重の影響がかなり大きくなることが予想される。

図4－3に示した交通相当荷重は，実際の低盛土道路で観測された沈下の実態から求めたものであるから，逆に，この交通相当荷重を加えて沈下量を計算すれば，供用後かなりの期間を経たときに発生するであろう軟弱地盤の最終的な沈下量を簡便に推定することも可能であると考えられる。さらに，供用後の交通荷重による沈下量が予測できれば，あらかじめサーチャージを加えて沈下を促進させておくことも可能であり，図4－3は，このサーチャージの大きさや載荷期間を決定する際の目安としても利用できる。

5. まとめ

各種の対策工を施工した実際の低盛土道路で実施してきた路面の沈下や平坦性などの長期観測の結果にもとづき，低盛土道路に発生する沈下の実態とその問題点を明らかにし，各種の対策工法の効果についてもある程度の検討を加えた。さらに，本調査で得られた沈下の実態から交通荷重の大きさを評価し，交通荷重による沈下量を簡便に予測する手法を検討した。得られた結果をまとめると次のようになる。

① 軟弱地盤上の低盛土道路では，供用後に交通荷重の影響でかなりの沈下が発生し，維持管理上および走行上の大きな問題となりやすい。特に問題となる箇所は，支持基礎をもつ道路横断構造物との取付け部，軟弱層の厚い箇所および地形の変化の著しい箇所である。これに対して，軟弱層が比較的薄い場合には，供用前に加わる工事用の車両の影響もあって沈下が早期に収まるため，供用後の交通荷重による沈下ならびに不等沈下はあまり問題とならない。

② 低盛土道路における軟弱地盤対策として非常に有効と考えられる工法は，サーチャージ工法である。供用後の交通荷重の影響に相当するサーチャージを事前に加えて沈下を促進させておけば，供用後の沈下や路面の平坦性の低下をかなり軽減することができる。一方，石灰パイル工法や混合処理工法を用いる場合には，表層に近い部分だけでなく，できればかなり深部まで改良することが沈下を押さえるためには望ましい。

③ 実際の低盛土道路で観測した沈下の実態にもとづき，供用後の交通荷重の影響の大きさを静的な盛土荷重に換算して評価すると図4－3のようになる。図4－3にもとづき，対象とする道路の盛土厚や路面の平坦性に応じた交通相当荷重を求め，この荷重を加えて沈下量を計算すれば，供用後の交通荷重の影響を考慮した軟弱地盤の沈下量を簡便に推定することも可能であると考えられる。さらに，供用後の交通荷重による沈下量が予測できれば，あらかじめサーチャージを加えて沈下を促進させておくことも可能であり，図4－3は，このサーチャージの大きさや載荷期間を決定する際の目安としても利用できる。

ただし，土中に伝播する交通荷重は，盛土厚や路面の平坦性のほか，舗装構造や交通特性などの複雑な影響を受けるものであるため，今後，これらの条件が種々に異なる道路においてさらにデータを蓄積していく必要があると思われる。

参考文献

1) Luo, W. K. : "The characteristics of soils subjected to repeated loads and their applications to engineering practice", Soils and Foundations, Vol. 13, №1, Mar, 1973, JSSMFE, pp. 11～27

2) Yamanouchi, T. and Yasuhara, K. : "Settlement of clay subgrades of low bank roads after opening to traffic", Second Australia-New Road Conference on GEOMECHANICS, Brisbane, Sep. 1975, pp. 115～119

3) Hyde, A. F. L. and Brown, S. F. : "The plastic deformation of a silty clay under creep and repeated loading", Geotechnique, Vol. 26, №1, 1976, pp. 173～184

4) 建設省土木研究所土質研究室：軟弱地盤上の低盛土道路に関する調査報告書(1), (2), (3), 土研資料第1117号(1976), 第1194号(1977), 第1452号(1979)

5) 建設省土木研究所構造研究室：交通振動に関する調査報告書, 土研資料第1232号, 1976

6) 久楽勝行・三木博史・真下陽一・関一雄：軟弱地盤上の低盛土道路の沈下とその対策, 土木技術資料, Vol. 22, №8, 1980, pp. 13～17

7) 真下陽一・久楽勝行・三木博史：軟弱地盤上の低盛土道路の沈下特性, 土木学会第34回講演概要集第3部, 1979, 土木学会, pp. 106～107

8) 久楽勝行・三木博史：軟弱地盤上の低盛土道路の不等沈下対策, 第13回日本道路会議特定課題論文集, 1979, 日本道路協会, pp. 125～127

9) 久楽勝行・三木博史：低盛土道路の沈下予測に関する一考察, 第15回土質工学研究発表会, 1980, pp. 273～276

10) Seed, H. B. and McNeil, R. L. : "Soil deformalion under repeated stress applications", Conf. Papers, Soils for Engineering Purposes, ASTM STP, №232, 1957, pp. 177～196

11) Lewis, W. A. : "The settlement of the approach embankments to a new road bridge at Lackford, West Suffolk", Geotechnique, Vol. 6., №3, 1956, pp. 106～114

12) Bjerrum, L. : "Secondary settlement of structures subjected to large variations in live loads", Proc. Symp. Rheology and Soil Mech, IUTAM, Grenoble, 1966, pp. 460～471

土質調査報告書一覧

7号昭和バイパス		
昭和48年度昭和バイパス試験盛土工区土質調査報告書（その1）資料集	昭和48年12月	東建地質調査株式会社
昭和48年度昭和バイパス試験盛土工区土質調査報告書（その1）	昭和49年1月	東建地質調査株式会社
昭和49年度昭和バイパス試験盛土工区観測調査報告書	昭和50年3月	（株式会社）日さく
昭和50年度昭和バイパス試験盛土工区土質試験調査報告書	昭和50年8月	（株式会社）日さく
昭和バイパス地盤調査業務委託報告書	昭和53年3月	住鉱コンサルタント株式会社
4号越谷一春日部バイパス		
土質調査報告書	昭和48年12月	土質コンサルタント株式会社
平方地区地質調査報告書	昭和51年11月	（株式会社）応用地質調査事務所
17号長岡東バイパス		
長岡東バイパス土質調査報告書	昭和49年3月	（株式会社）応用地質調査事層所
1号沼津バイパス		
昭和46年度沼津バイパス試験盛土調査報告書（第一編試験盛土の測定結果）	昭和47年3月	(社)日本建設機械化協会 建設機械化研究所
昭和47年度沼津バイパス試験盛土調査報告書	昭和47年7月	(社)日本建設機械化協会 建設機械化研究所
昭和47年度沼津バイパス試験盛土調査（測定及び資料集）	昭和47年7月	(社)日本建設機械化研究所 建設機械化研究所
沼津バイパス土質試験報告書	昭和47年3月	基礎地盤コンサルタンツ株式会社
11号吉野川バイパス		
昭和48年度吉野川バイパス軟弱地盤調査報告書	昭和48年9月	基礎地盤コンサルタンツ株式会社
昭和54年度盛土に関する試験調査解析業務報告書	昭和54年6月	復建調査設計株式会社
3号川尻バイパス		
一般国道3号川尻バイパス（その2）土質調査業務報告書	昭和48年12月	基礎地盤コンサルタンツ株式会社
川尻バイパス路面沈下観測結果の解析報告書	昭和54年12月	（株式会社）福山コンサルタント
川尻バイパス土質調査業務報告書	昭和55年12月	基礎地盤コンサルタンツ株式会社
白石バイパス		
国道207号線白石バイパスの沈下と対策	昭和53年6月	基礎地盤コンサルタンツ株式会社 福岡支社

巻末付録－1

各バイパスにおける原地盤（盛土施工前）の土質試験結果一覧図

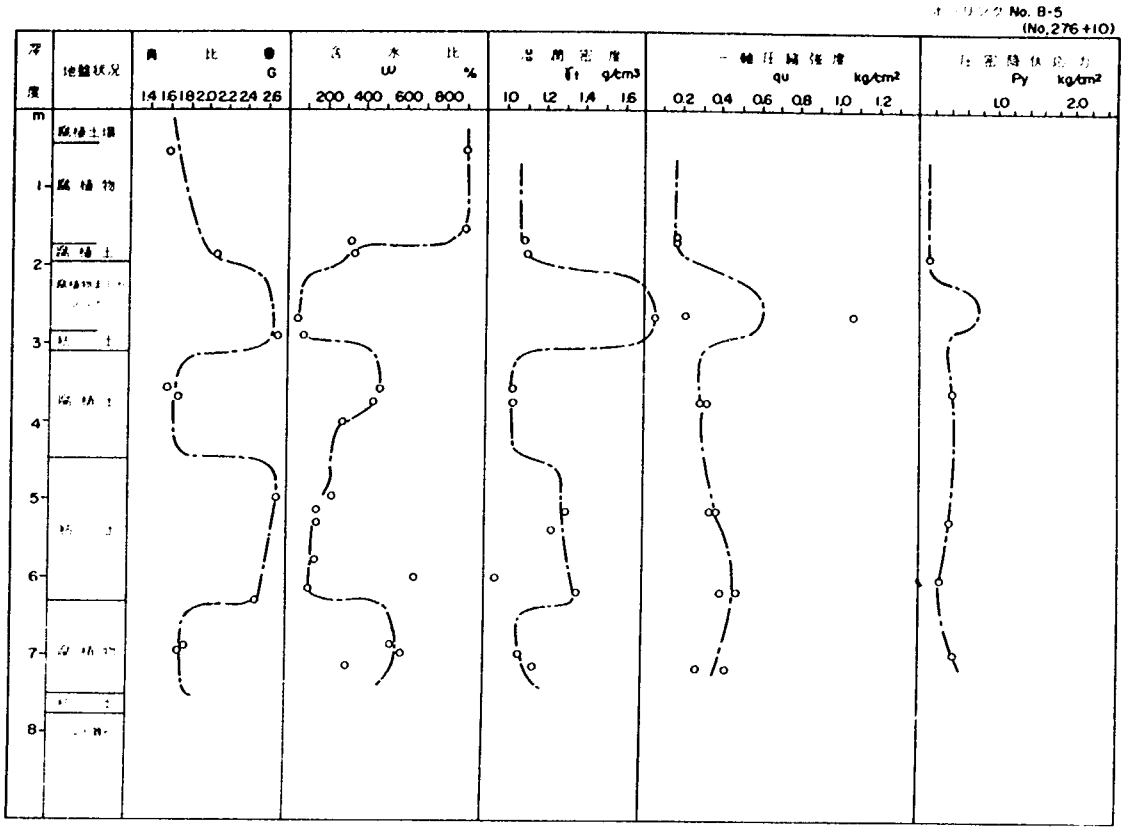
1号　沼津バイパス（一部）…… 87

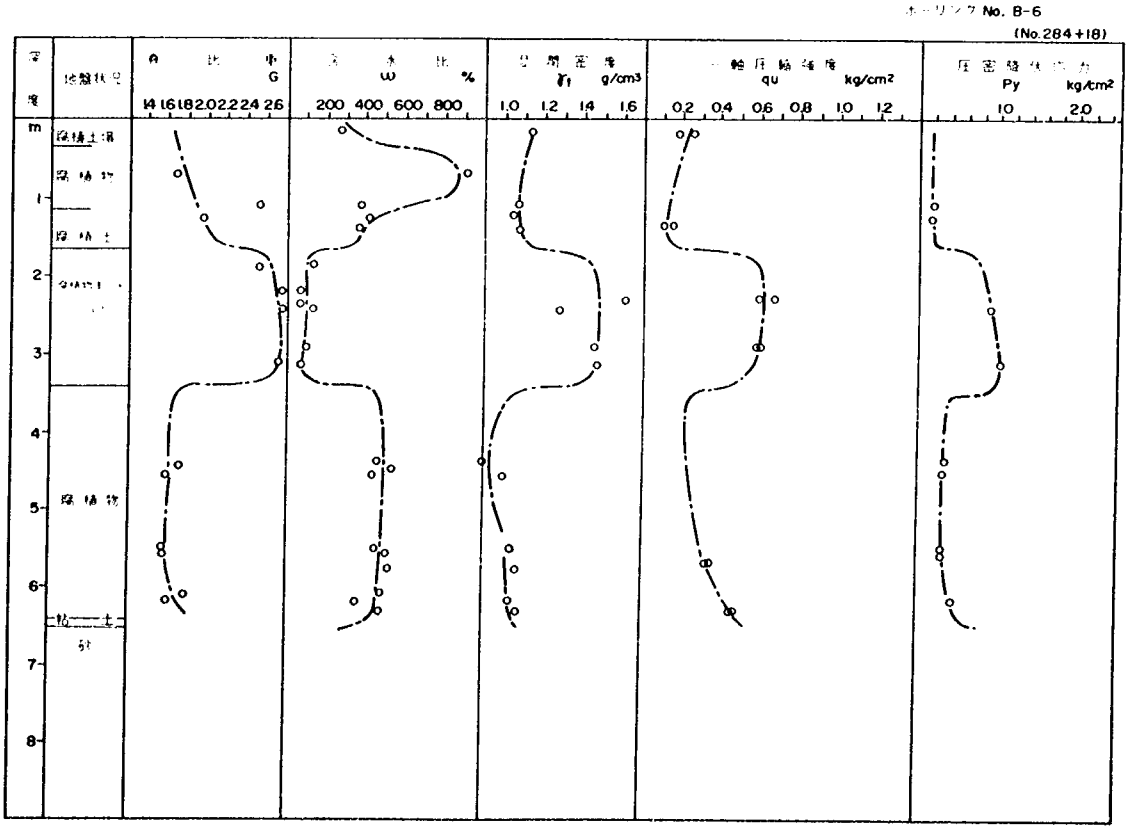
4号　越谷－春日部バイパス…… 88

7号　昭和バイパス…… 90

207号　白石バイパス …… 95

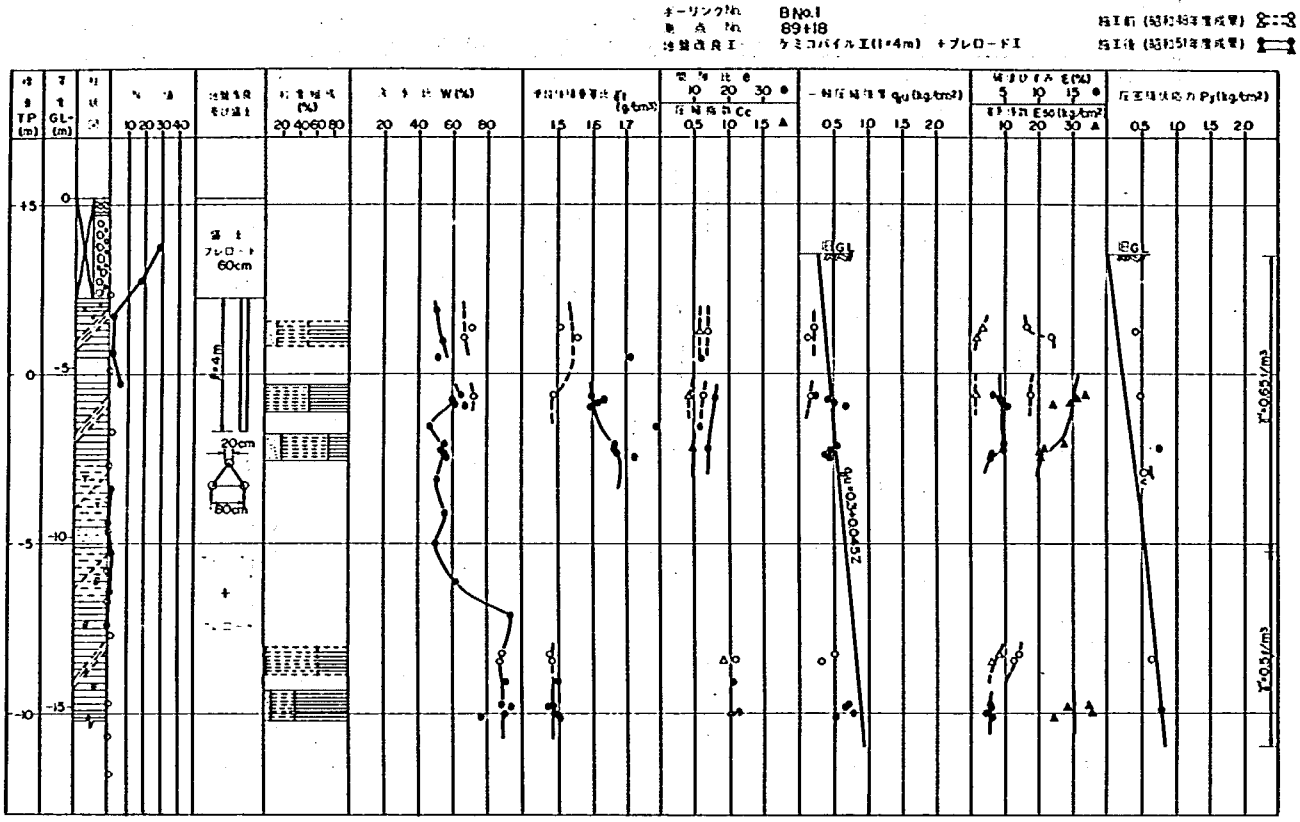
沼津バイパス


No. B-5
(No.276+10)
深度
地盤状況
G
1.4 1.6 1.8 2.0 2.2 2.4 2.6
ω
%
200 400 600 800
γt
g/cm3
1.0 1.2 1.4 1.6
qu
kg/cm2
0.2 0.4 0.6 0.8 1.0 1.2
Py
kg/cm2
1.0 2.0
m
1
2
3
4
5
6
7
8

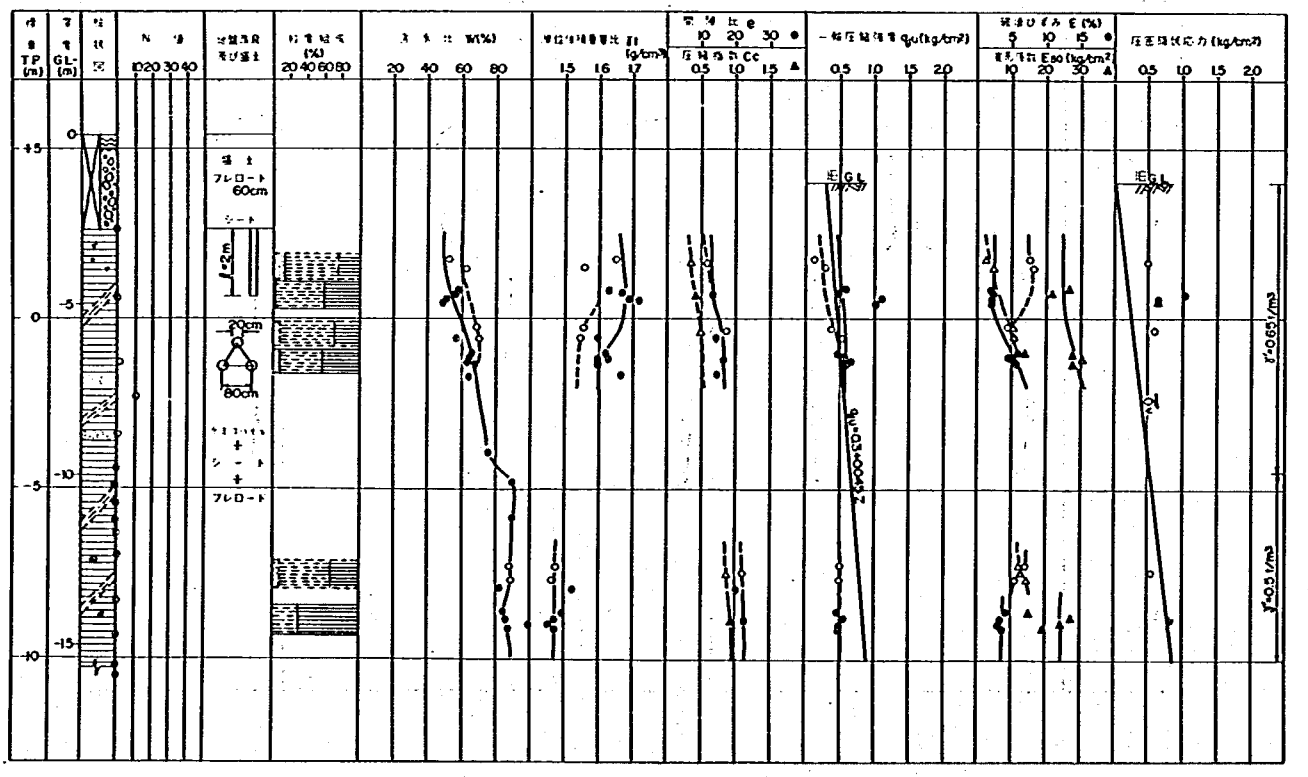

No. B-6
(No.284+18)
深度
地盤状況
G
1.4 1.6 1.8 2.0 2.2 2.4 2.6
ω
%
200 400 600 800
γt
g/cm3
1.0 1.2 1.4 1.6
qu
kg/cm2
0.2 0.4 0.6 0.8 1.0 1.2
Py
kg/cm2
1.0 2.0
m
1
2
3
4
5
6
7
8

越谷―春日部バイパス

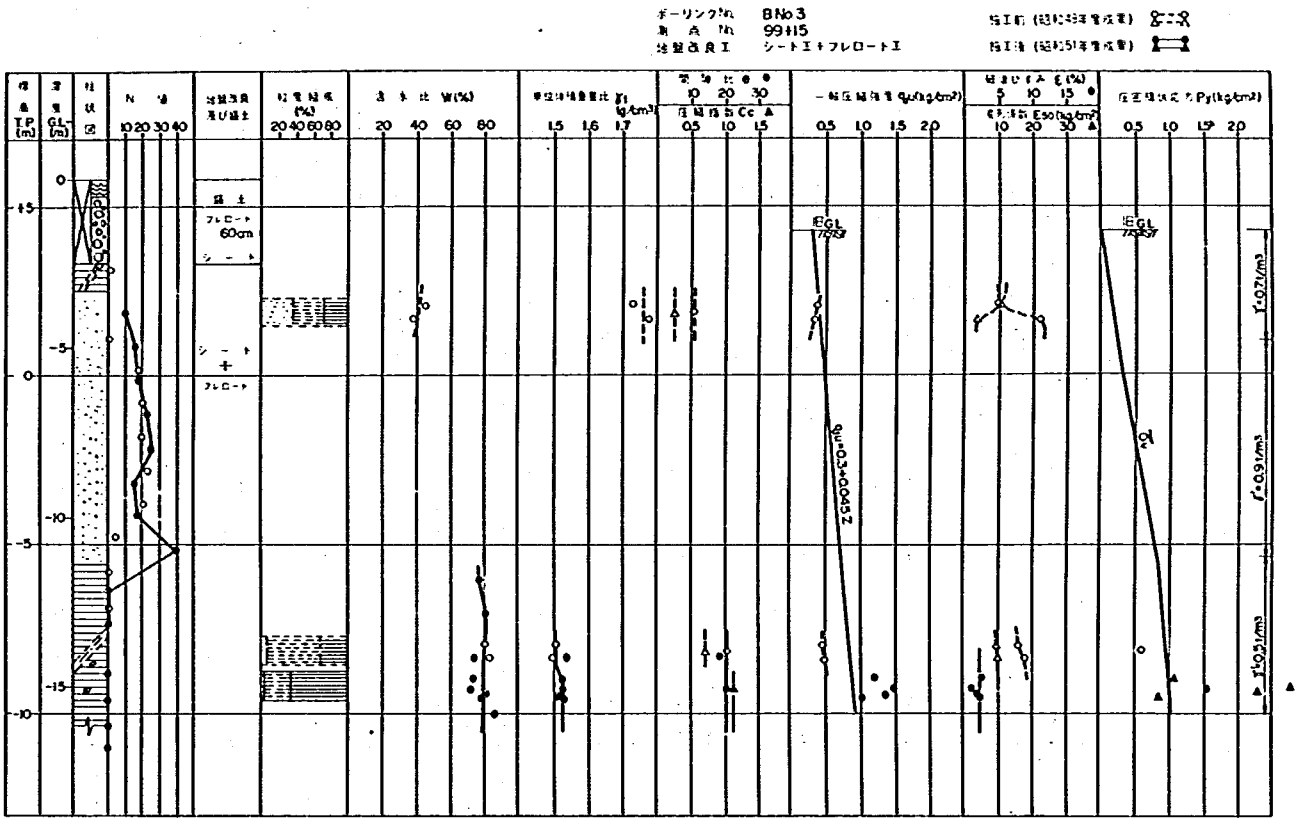
土質試験結果一覧図(1)



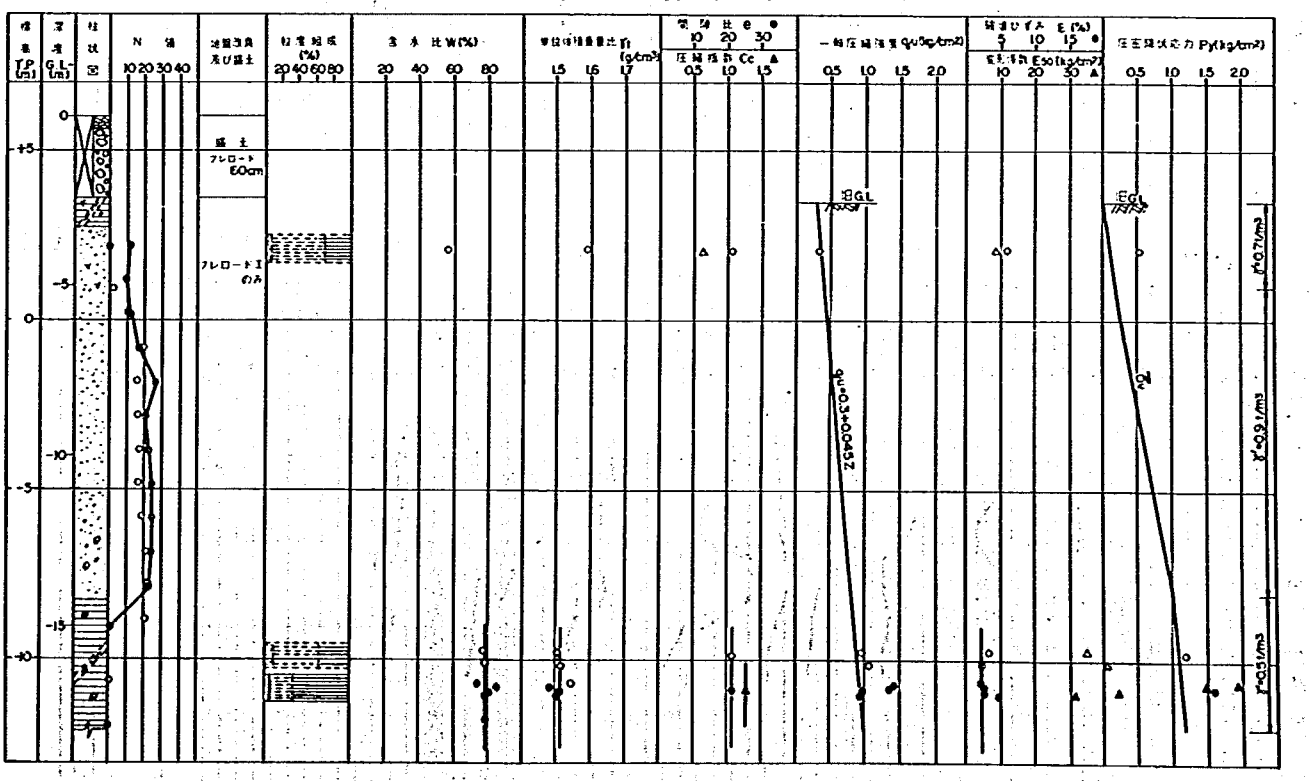
土質試験結果一覧図(2)



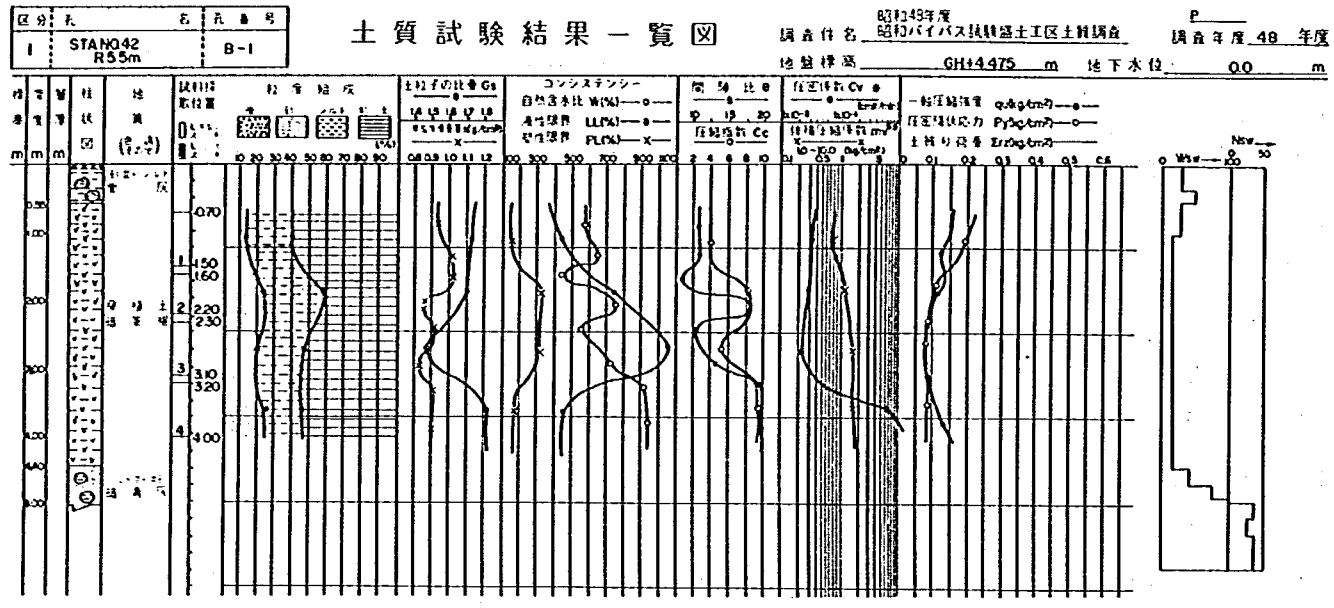
土質試験結果一覧図(3)

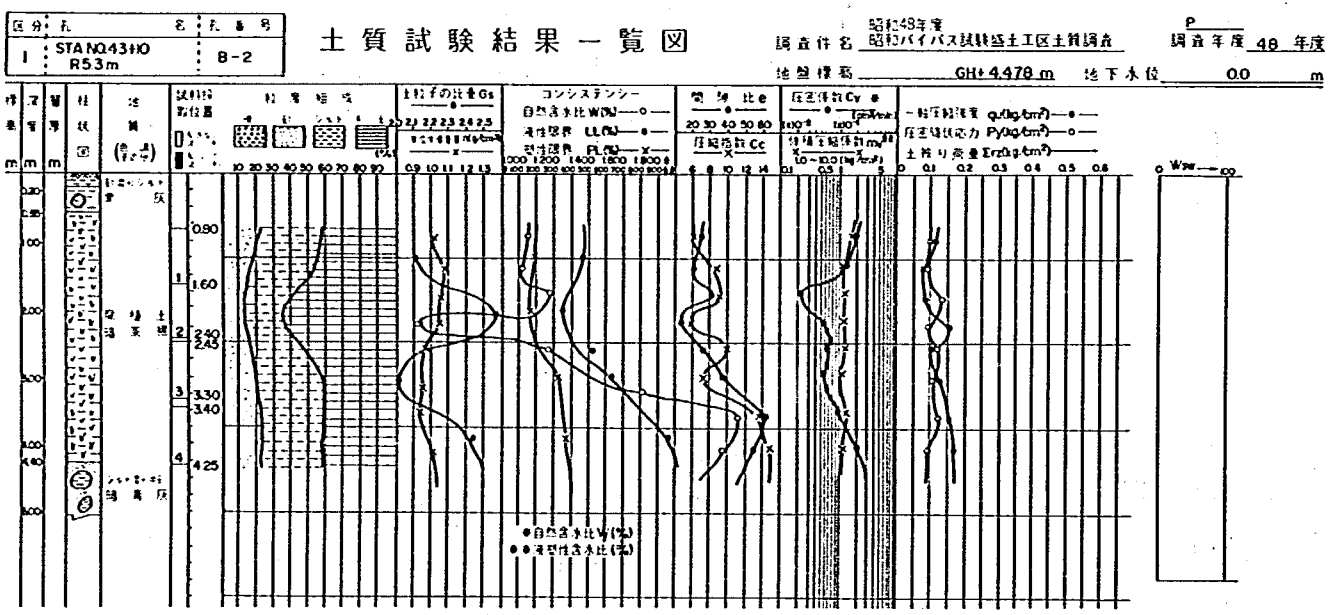


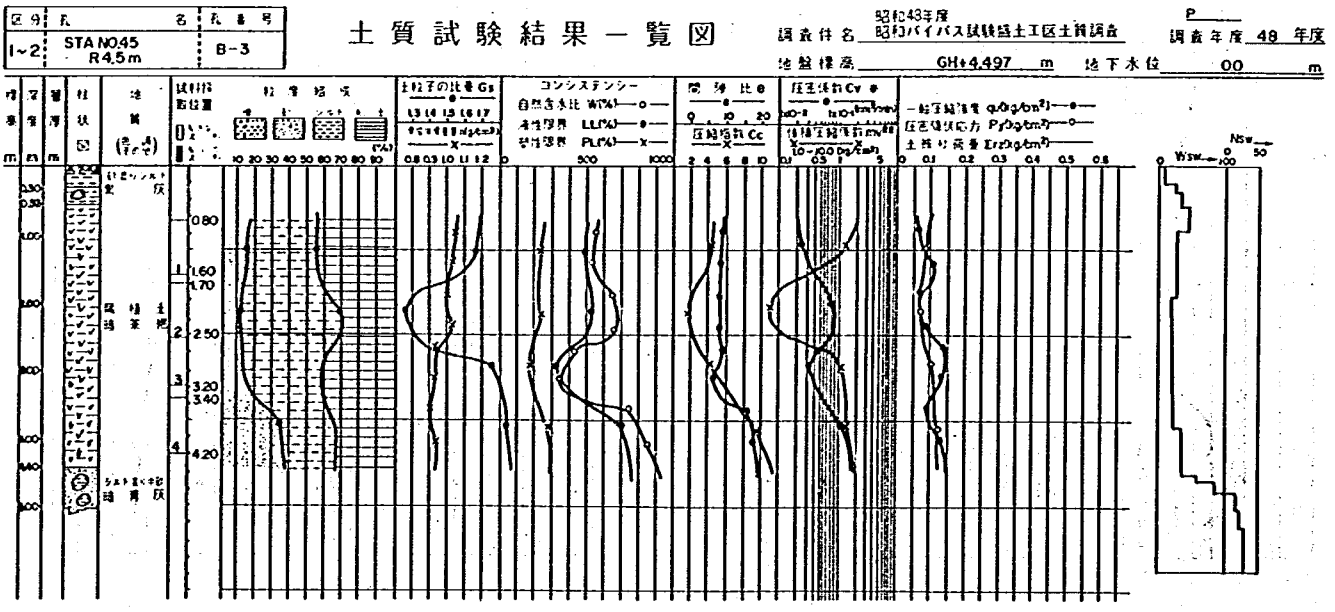
土質試験結果一覧図(4)



昭和バイパス


区分 I
孔名 STA.NO.42 R.55m
孔番号 B-1
土質試験結果一覧図
昭和48年度
調査件名 昭和バイパス試験盛土工区土質調査
P
調査年度 48 年度
地盤標高 GH+4.475 m
地下水位 0.0 m
粒度結果
土粒子の比重 Gs
コンシステンシー
自然含水比 W(%)
液性限界 LL(%)
塑性限界 PL(%)
間隙比 e
圧縮指数 Cc
圧密係数 Cv
一軸圧縮強度 qu
圧密降伏応力 Py
土被り荷重 Pro


区分 I
孔名 STA.NO.43+10 R.53m
孔番号 B-2
土質試験結果一覧図
昭和48年度
調査件名 昭和バイパス試験盛土工区土質調査
P
調査年度 48 年度
地盤標高 GH+4.478 m
地下水位 0.0 m
粒度結果
土粒子の比重 Gs
コンシステンシー
自然含水比 W(%)
液性限界 LL(%)
塑性限界 PL(%)
間隙比 e
圧縮指数 Cc
圧密係数 Cv
一軸圧縮強度 qu
圧密降伏応力 Py
土被り荷重 Pro


区分 I~2
孔名 STA.NO.45 R.4.5m
孔番号 B-3
土質試験結果一覧図
昭和48年度
調査件名 昭和バイパス試験盛土工区土質調査
P
調査年度 48 年度
地盤標高 GH+4.497 m
地下水位 00 m
粒度結果
土粒子の比重 Gs
コンシステンシー
自然含水比 W(%)
液性限界 LL(%)
塑性限界 PL(%)
間隙比 e
圧縮指数 Cc
圧密係数 Cv
一軸圧縮強度 qu
圧密降伏応力 Py
土被り荷重 Pro

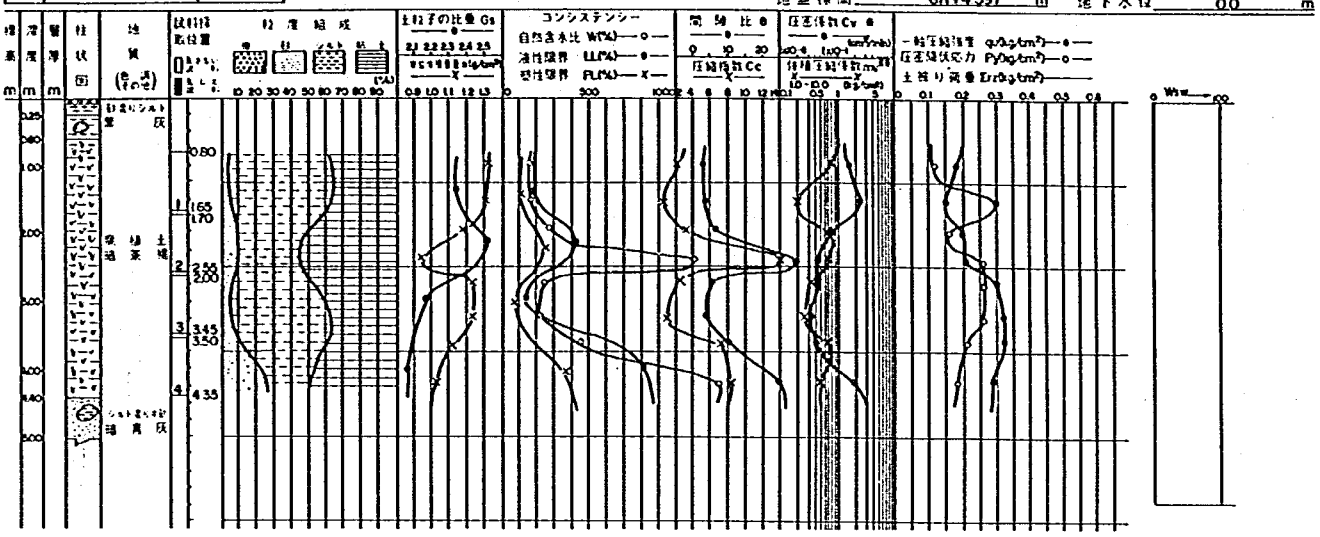
区分	孔名	孔番号
2	STA.0.46+10 R45m	B-4

土質試験結果一覧図

昭和48年度 昭和バイパス試験盛土工区土質調査

P 調査年度 48 年度

地盤標高 GH+4.597 m 地下水位 0.0 m



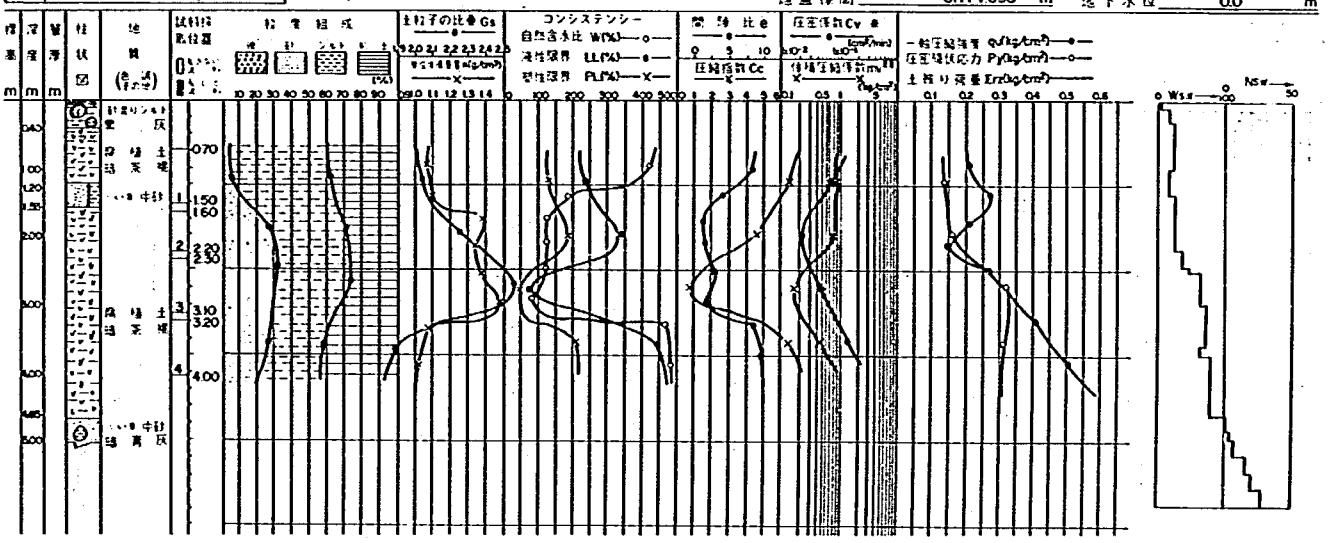
区分	孔名	孔番号
2-3	STA.0.48 R45m	B-5

土質試験結果一覧図

昭和48年度 昭和バイパス試験盛土工区土質調査

P 調査年度 48 年度

地盤標高 GH+4.658 m 地下水位 0.0 m



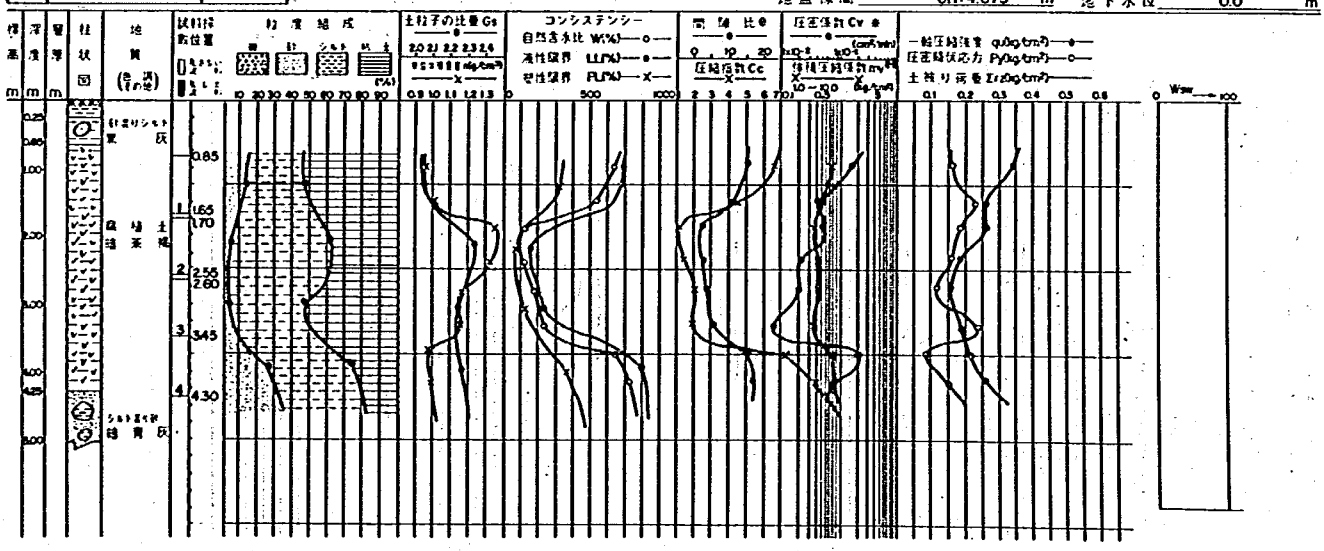
区分	孔名	孔番号
3	STA.0.49+10 R45m	B-6

土質試験結果一覧図

昭和48年度 昭和バイパス試験盛土工区土質調査

P 調査年度 48 年度

地盤標高 GH+4.673 m 地下水位 0.0 m



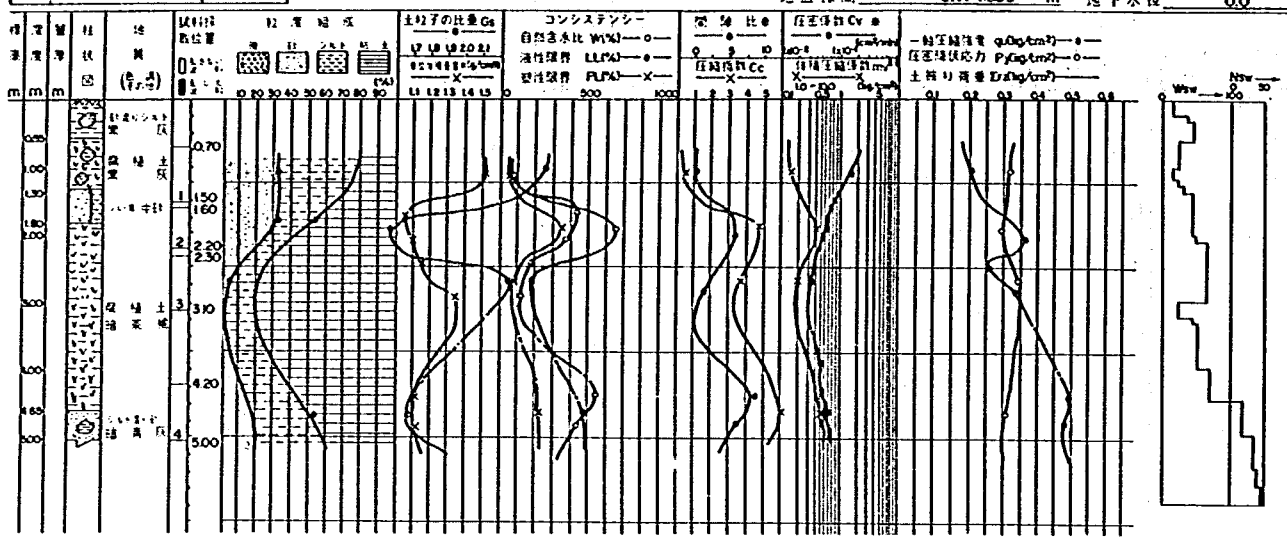
区分	孔名	孔番号
3	STA.NO.51 R45m	B-7

土質試験結果一覧図

昭和48年度 昭和バイパス試験盛土工区土質調査

P 調査年度 48 年度

地盤標高 GH+4.689 m 地下水位 0.0 m



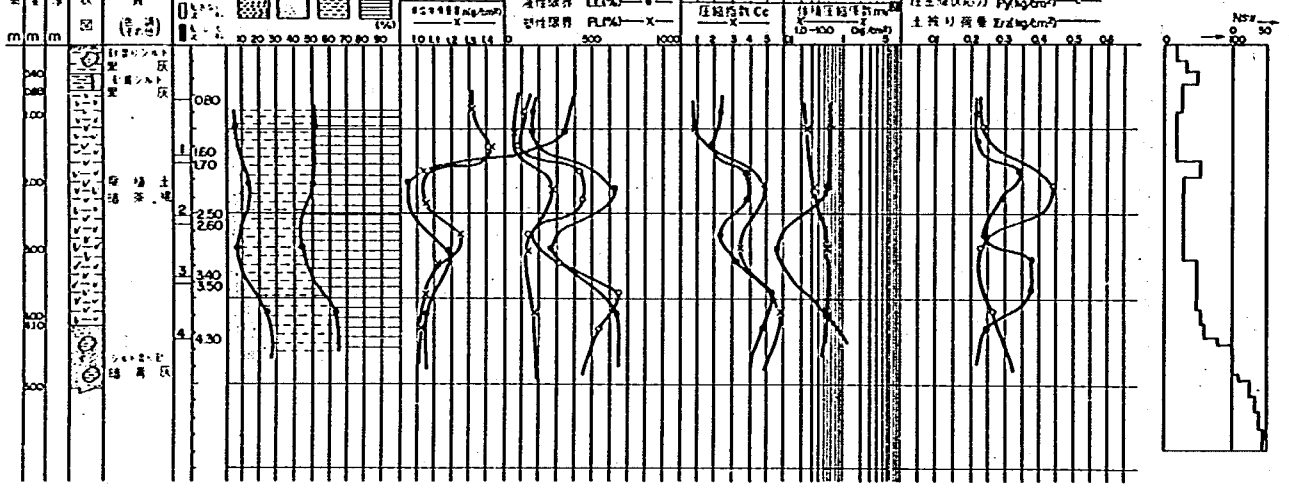
区分	孔名	孔番号
4	STA.NO.53 R45m	B-8

土質試験結果一覧図

昭和48年度 昭和バイパス試験盛土工区土質調査

P 調査年度 48 年度

地盤標高 GH+4.849 m 地下水位 0.0 m



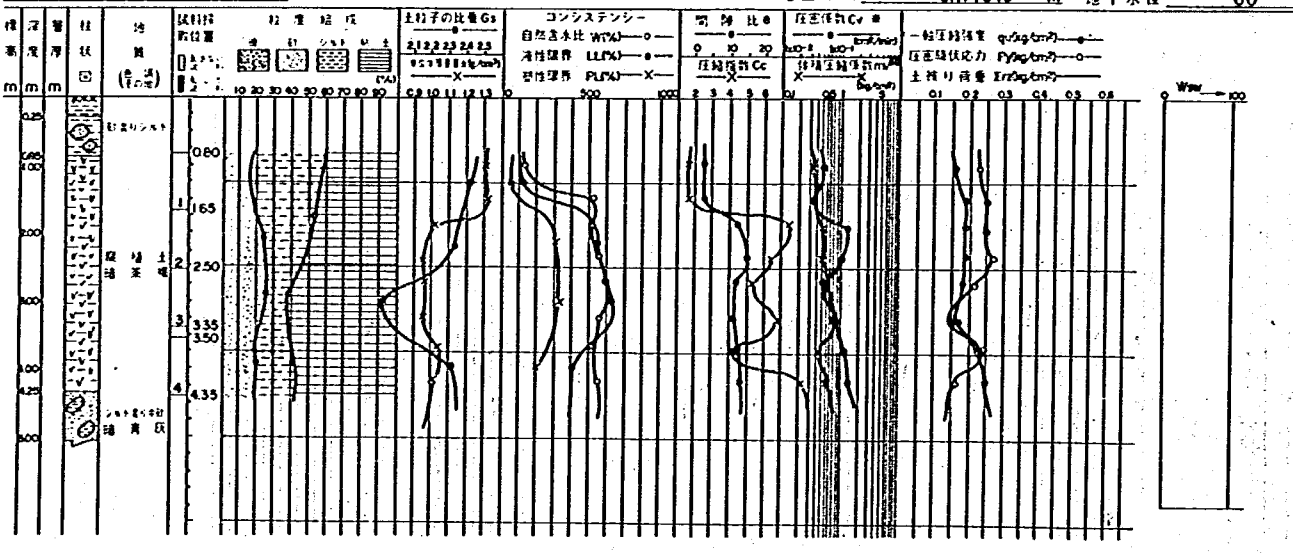
区分	孔名	孔番号
4	STA.NO.54+10 R45m	B-9

土質試験結果一覧図

昭和48年度 昭和バイパス試験盛土工区土質調査

P 調査年度 48 年度

地盤標高 GH+4.849 m 地下水位 0.0 m



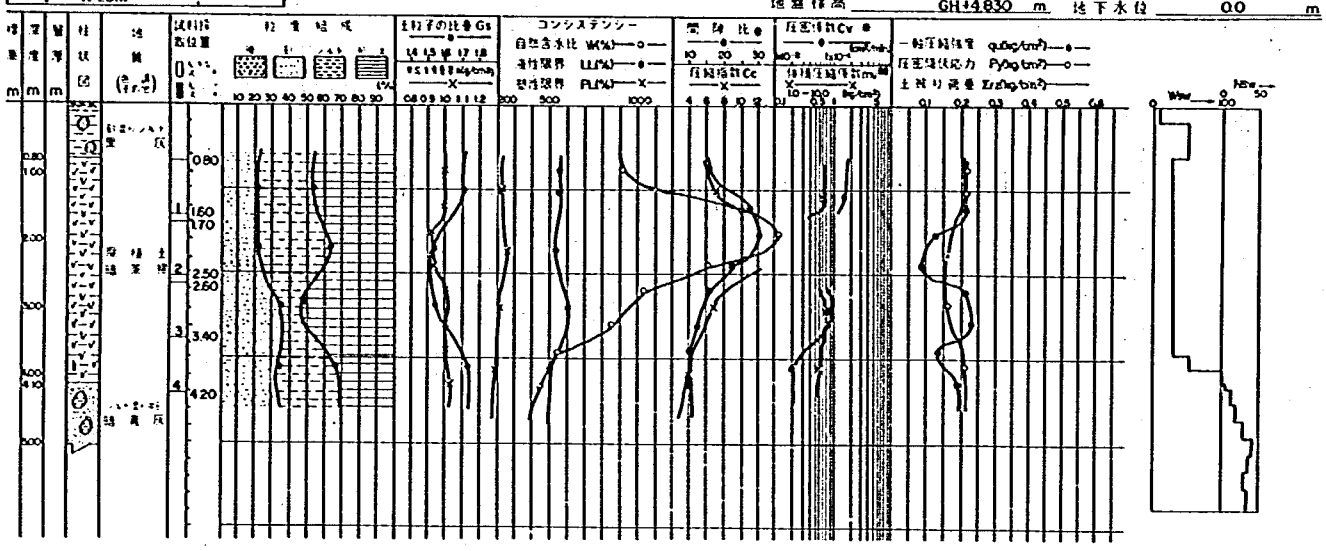
区分	孔名	孔番号
4-5	STA NO.56 R45m	B-10

土質試験結果一覧図

昭和48年度 昭和バイパス試験盛土工区土質調査

P 調査年度 48 年度

地盤標高 GH+4.830 m 地下水位 0.0 m



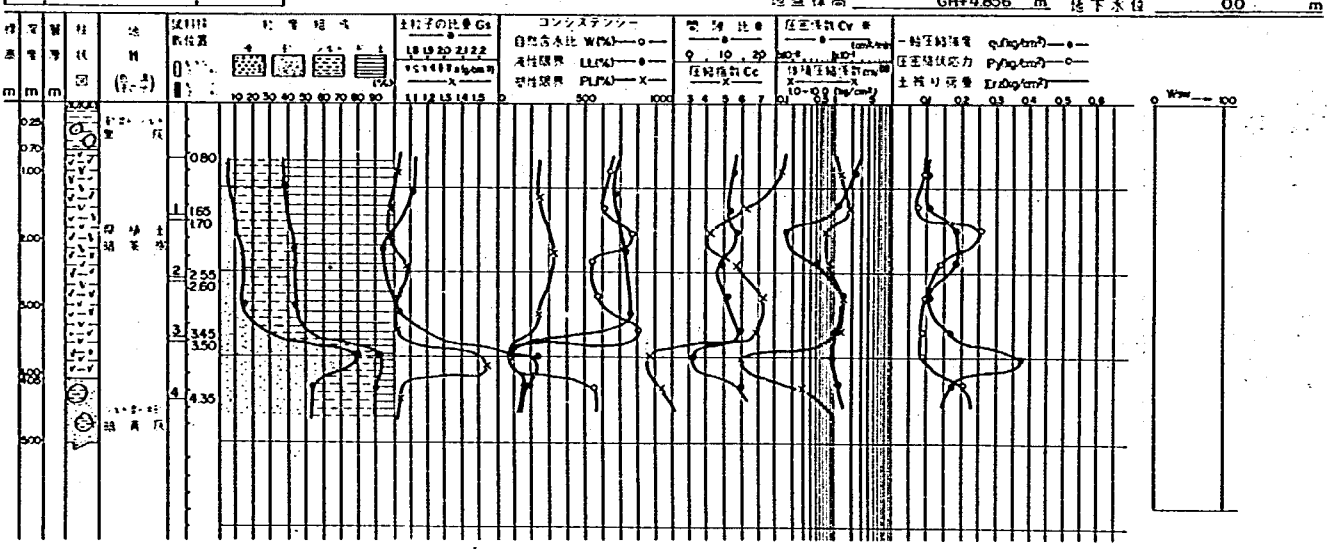
区分	孔名	孔番号
5	STA NO.57+10 R45m	B-11

土質試験結果一覧図

昭和48年度 昭和バイパス試験盛土工区土質調査

P 調査年度 48 年度

地盤標高 GH+4.856 m 地下水位 0.0 m



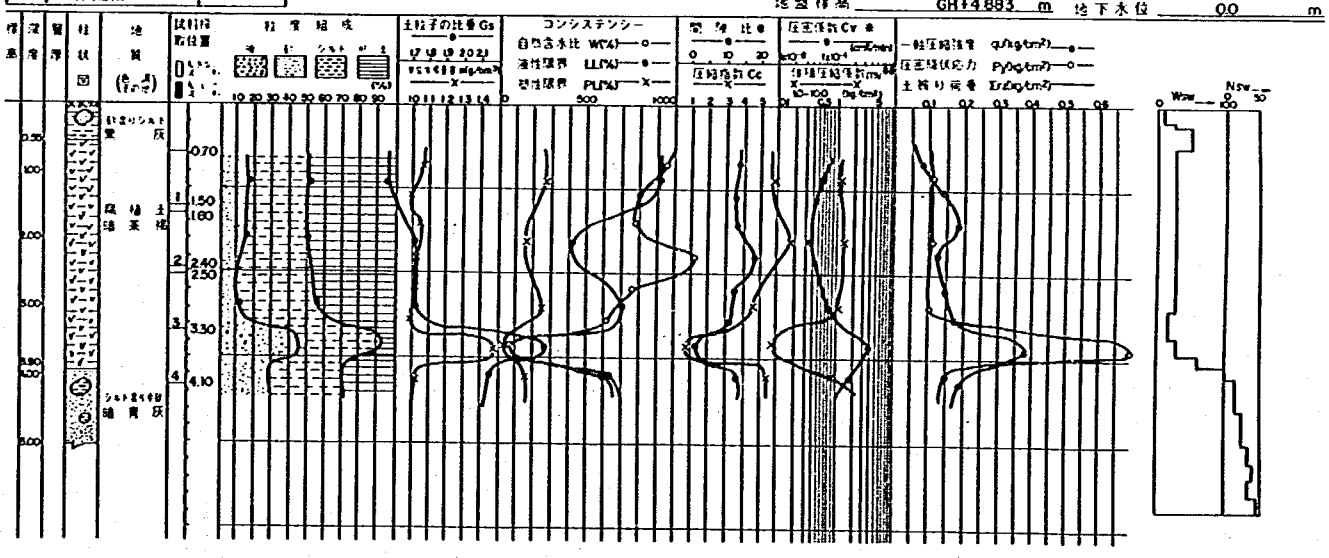
区分	孔名	孔番号
5-6	STA NO.59 R45m	B-12

土質試験結果一覧図

昭和48年度 昭和バイパス試験盛土工区土質調査

P 調査年度 48 年度

地盤標高 GH+4.883 m 地下水位 0.0 m

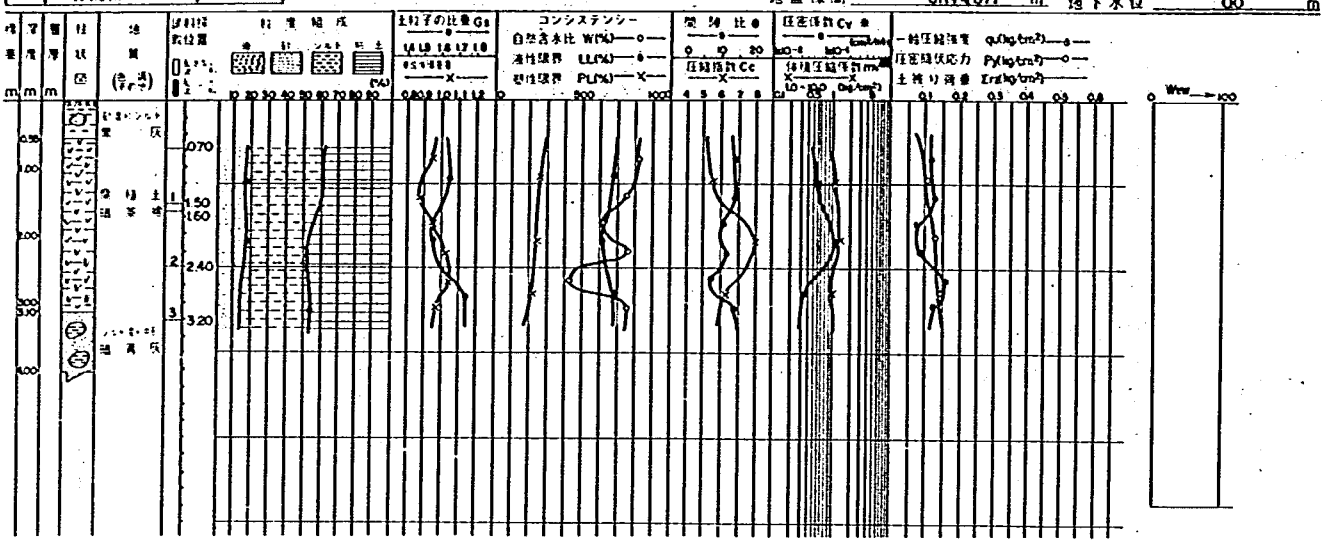


区分	孔名	孔番号
6	STA NO.60+10 R4.5m	B-13

土質試験結果一覧図

調査件名 昭和48年度 昭和バイパス試験盛土工区土質調査　　P 調査年度 48 年度

地盤標高 GH+4.877 m　地下水位 0.0 m

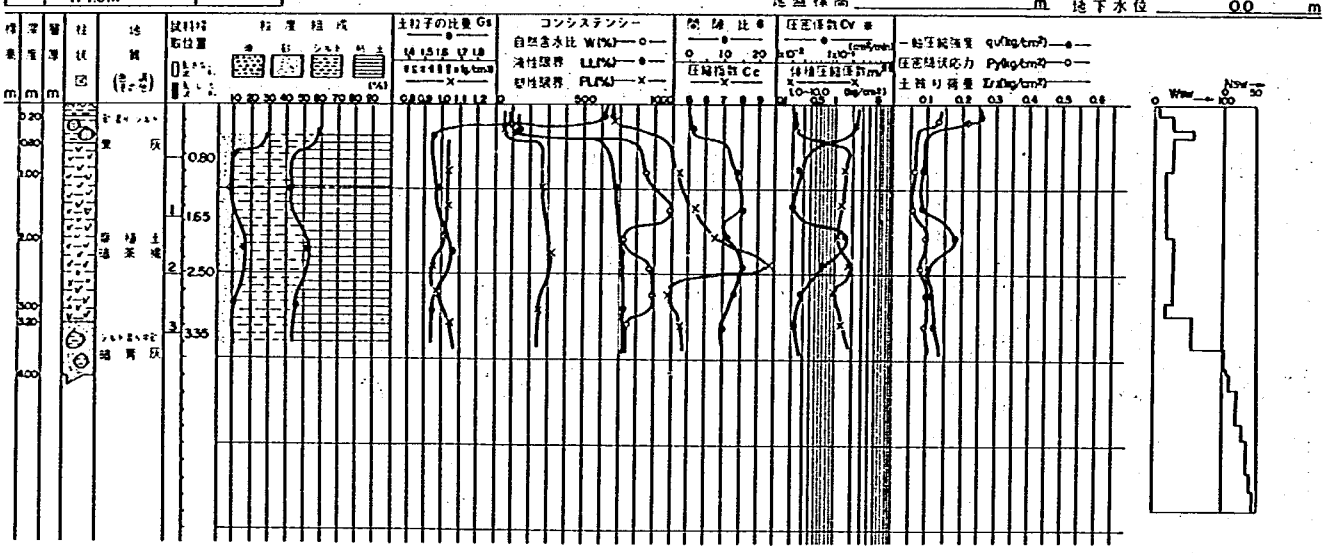


区分	孔名	孔番号
6	STA NO.62 R4.3m	B-14

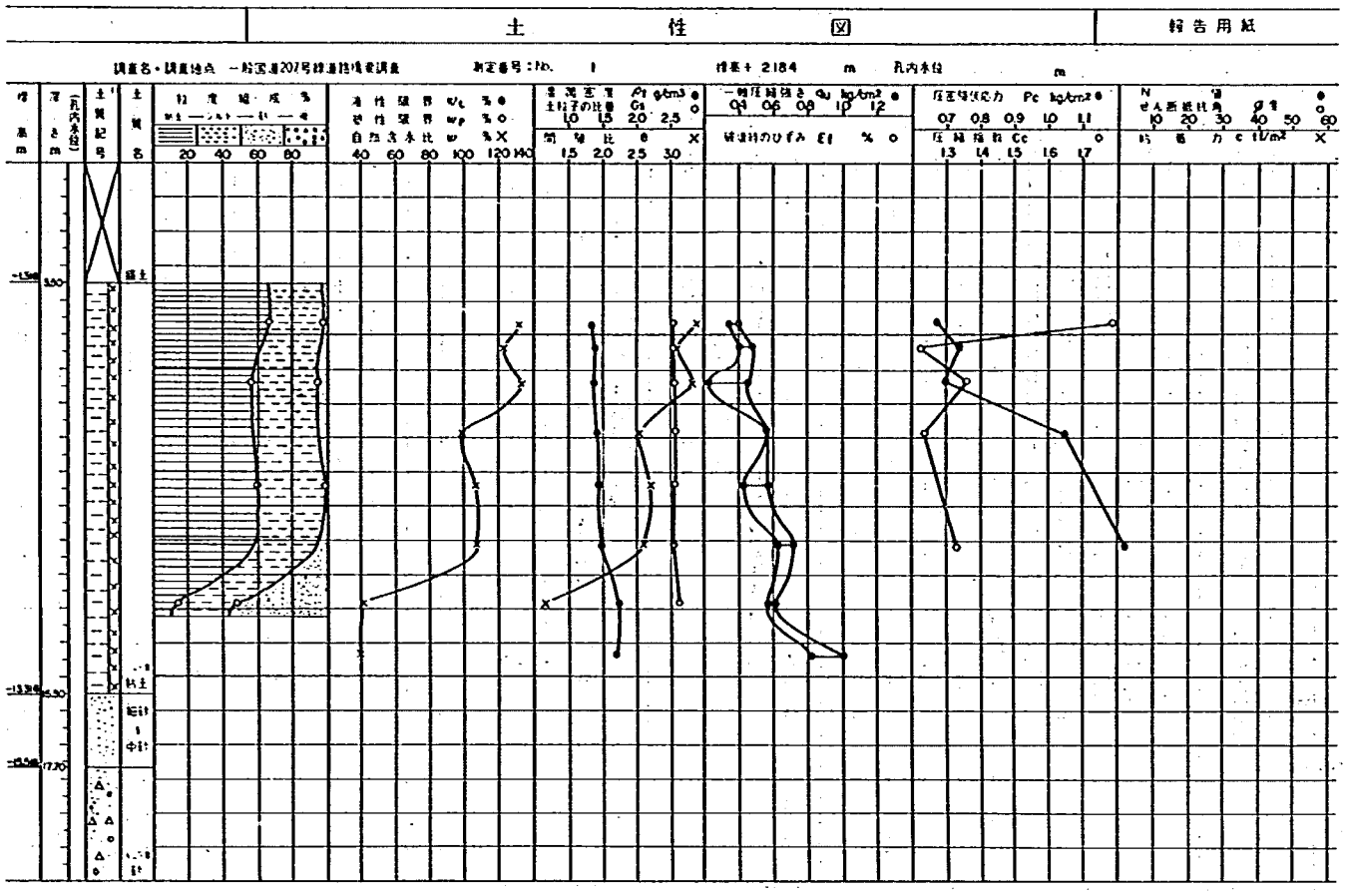
土質試験結果一覧図

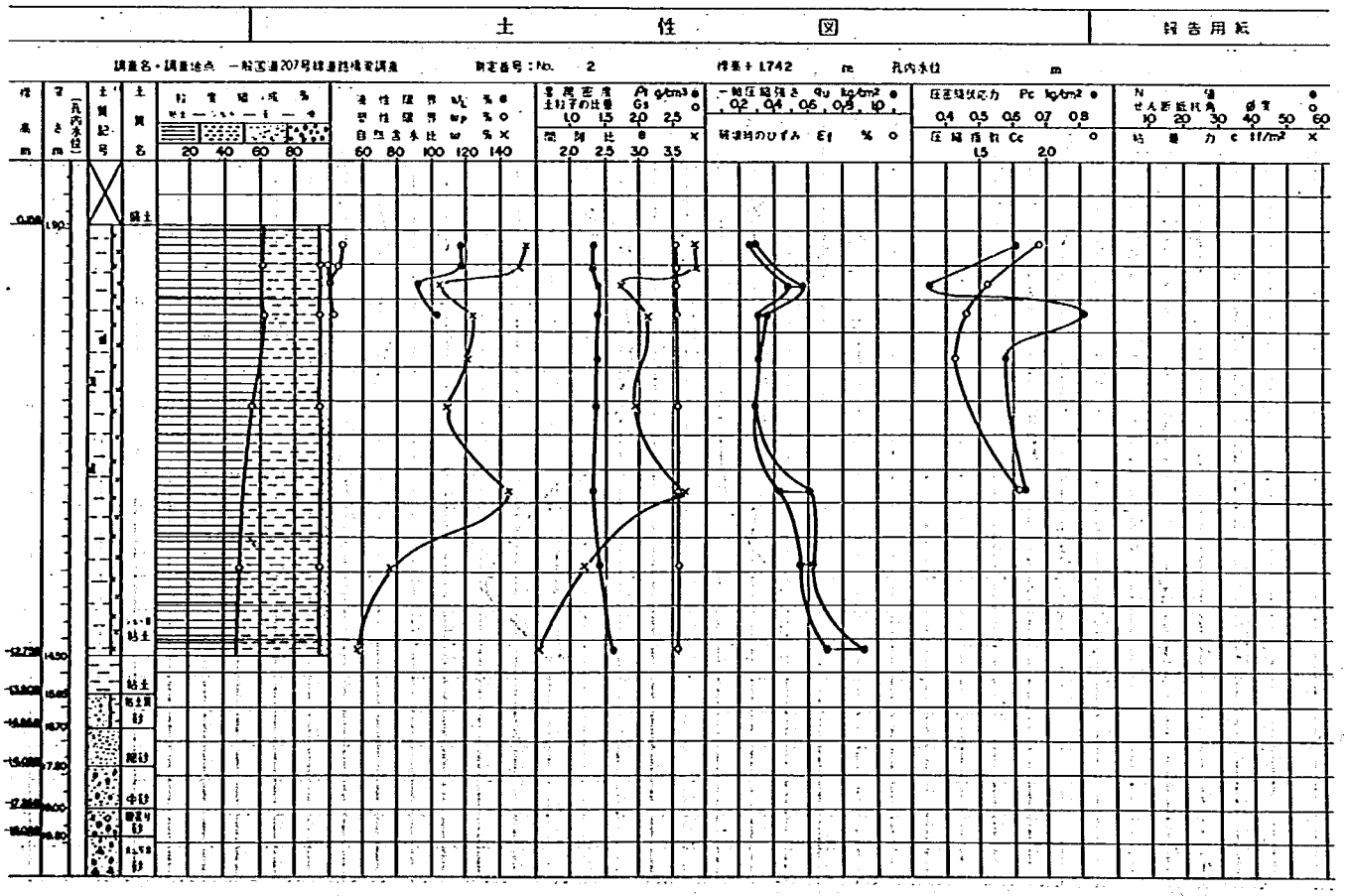
調査件名 昭和48年度 昭和バイパス試験盛土工区土質調査　　P 調査年度 48 年度

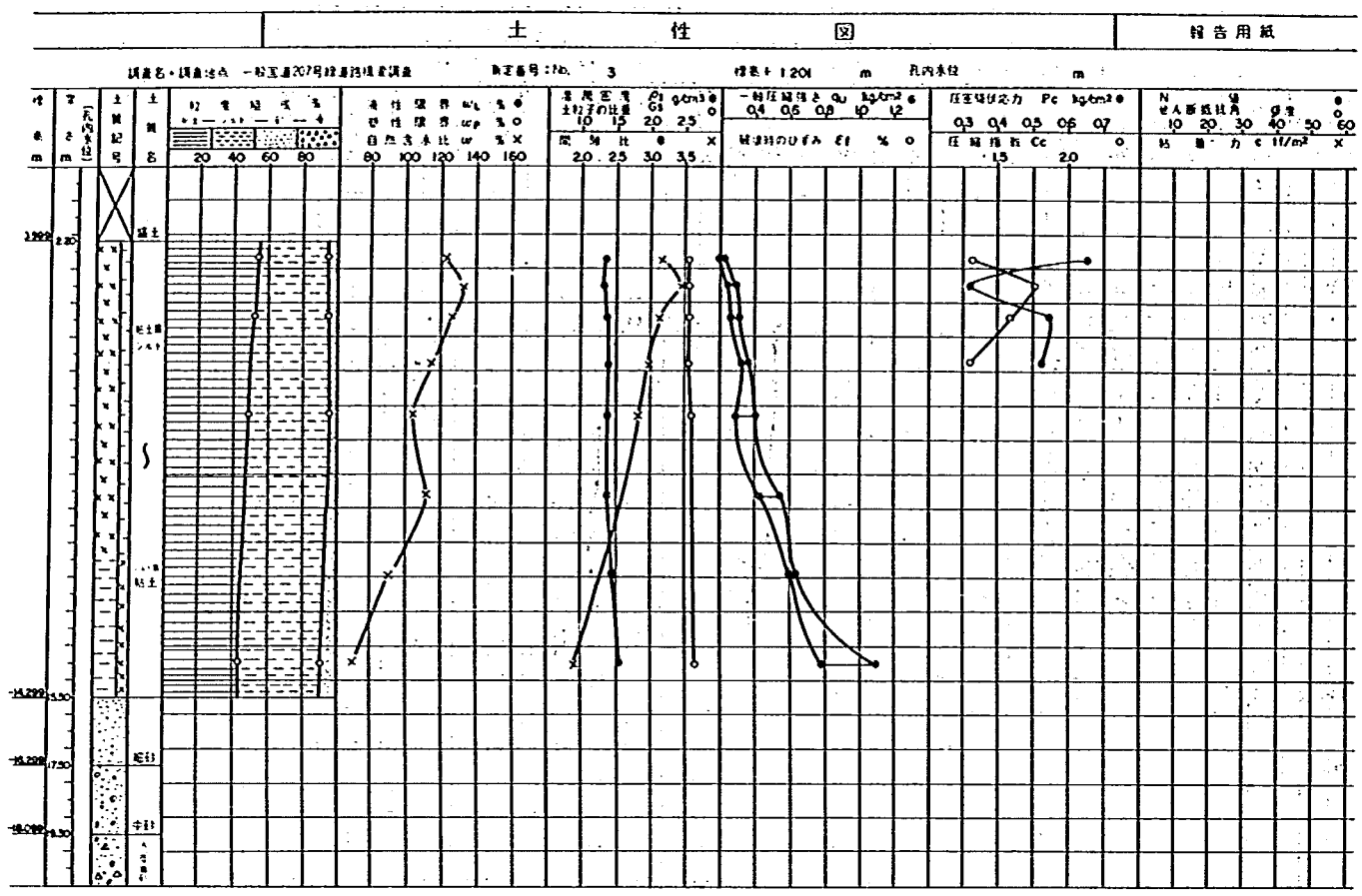
地盤標高 m　地下水位 0.0 m

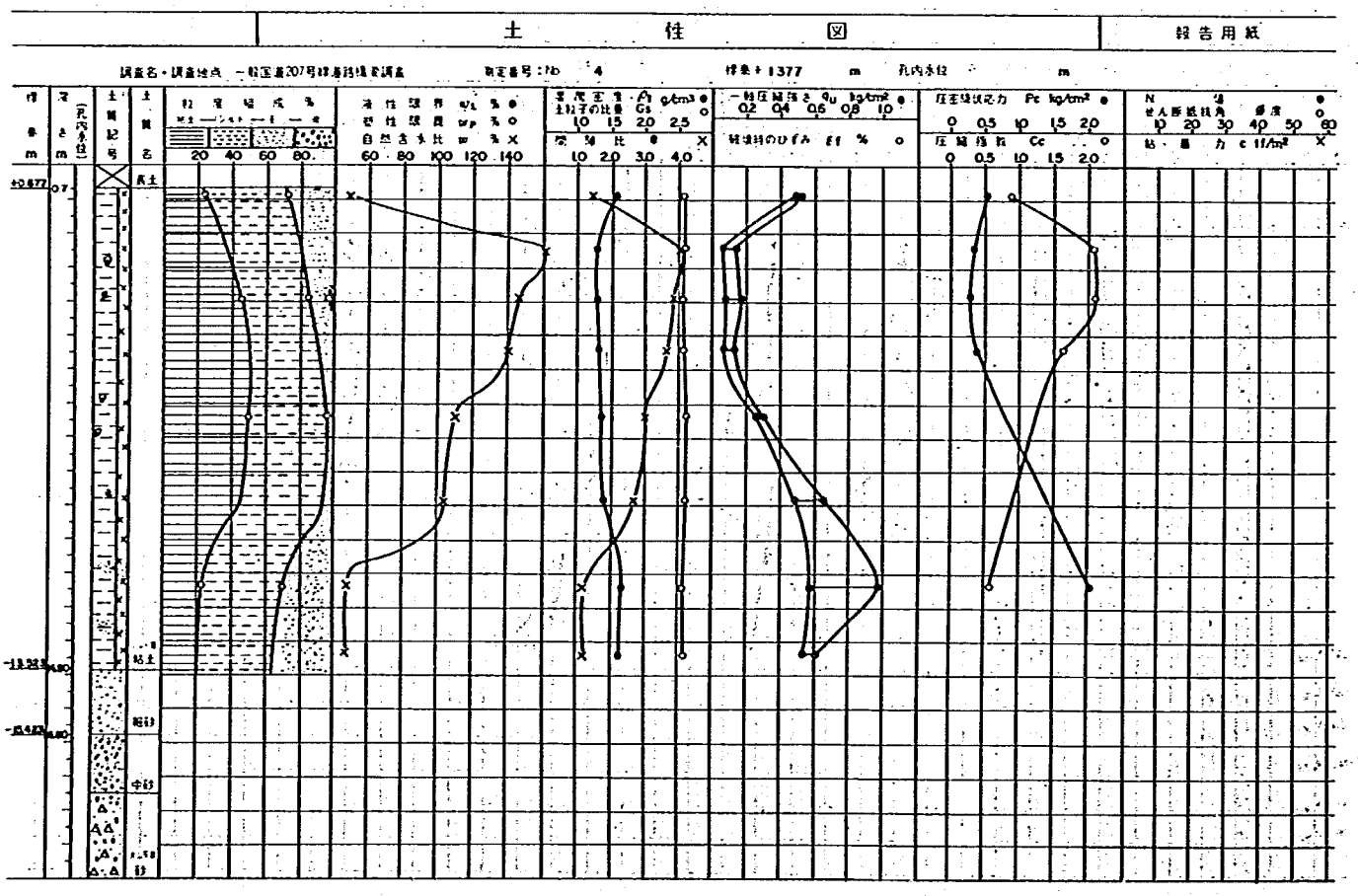


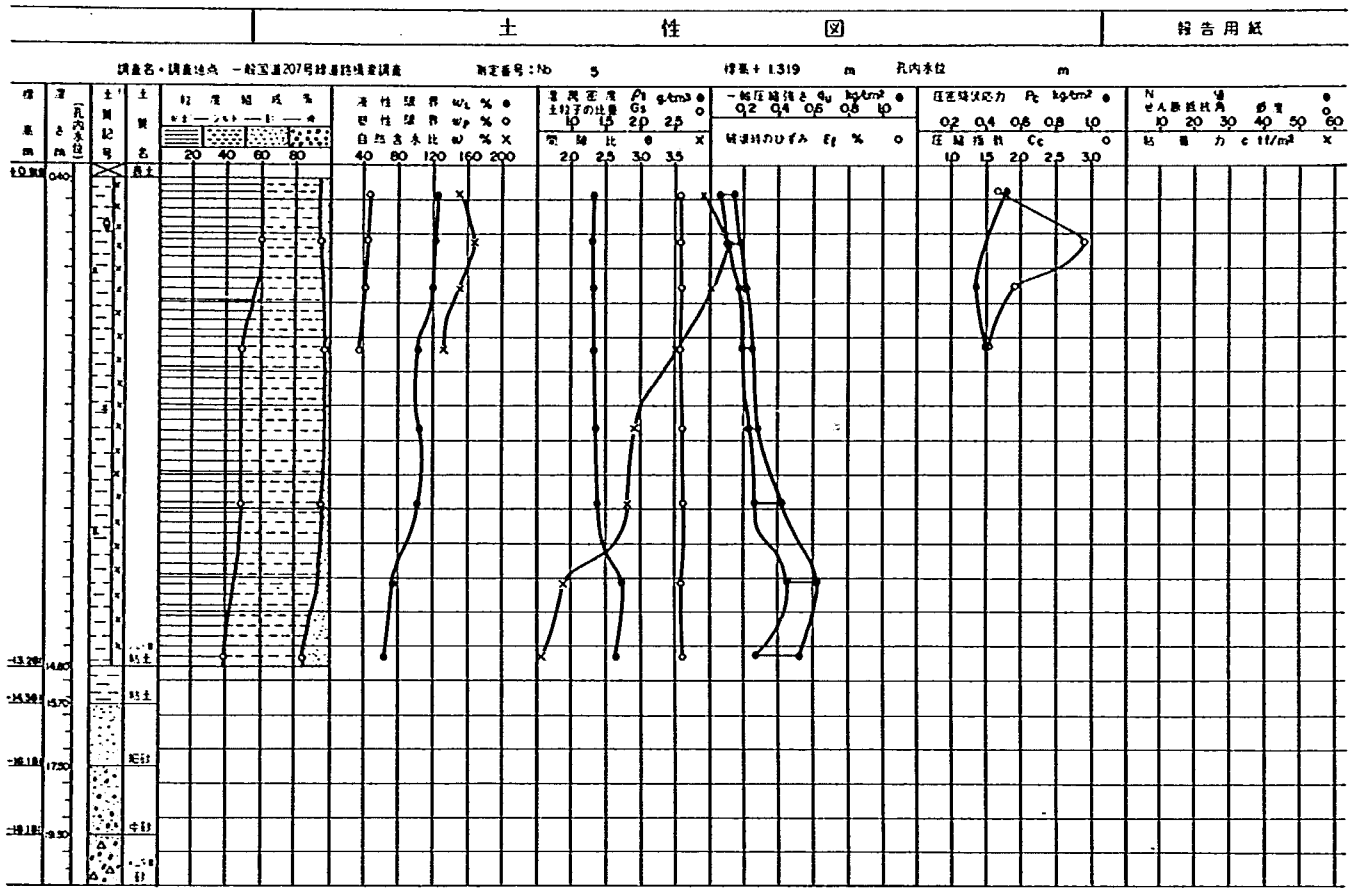
白石バイパス

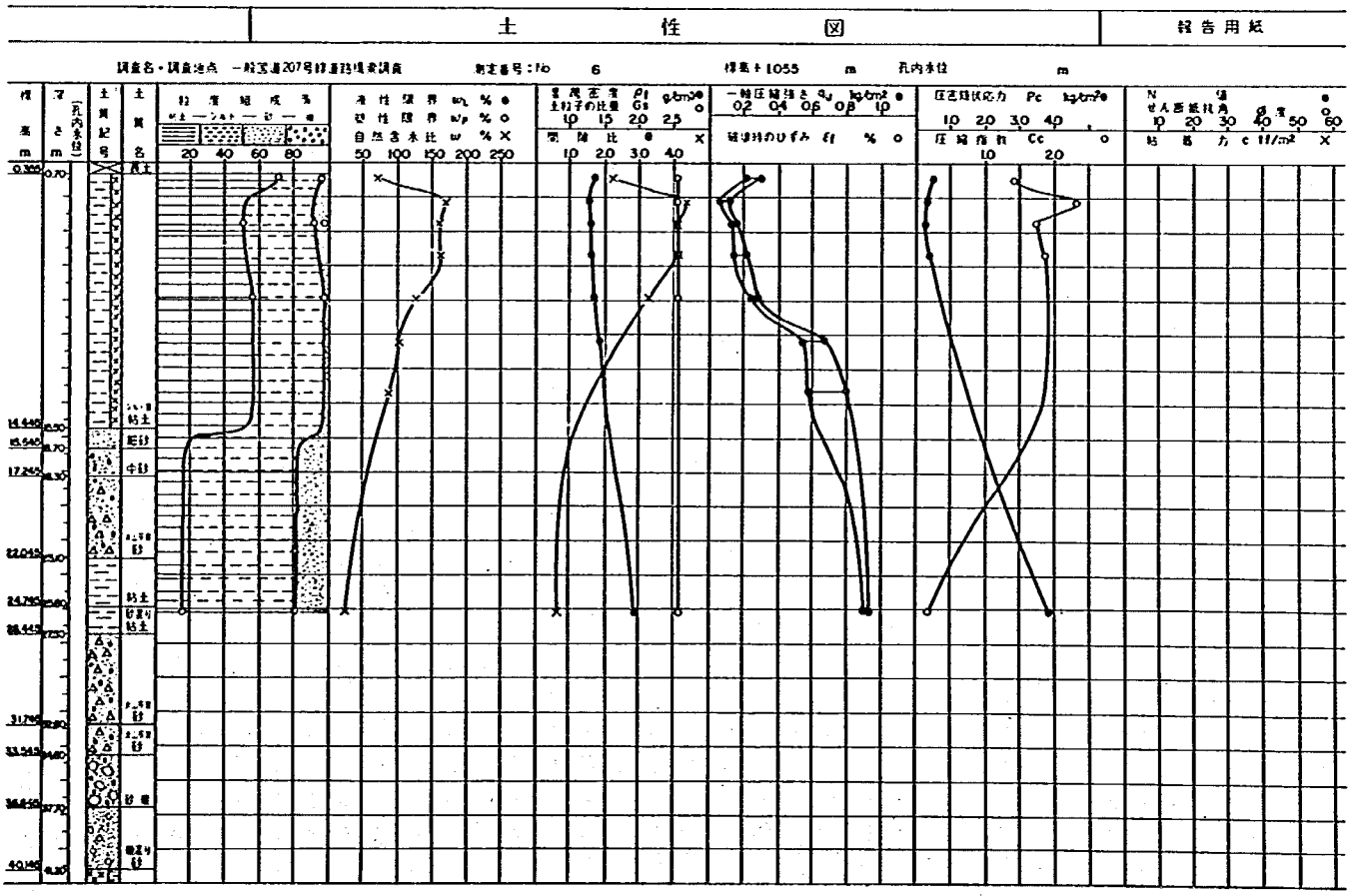

土性図
報告用紙
調査名・調査地点 一般国道207号線道路環境調査
測定番号：No. 1
標高＋2.184 m
孔内水位 m
粘土
砂


土性図
報告用紙
調査名・調査地点 一般国道207号線道路環境調査
測定番号：No. 2
標高＋1.742 m
孔内水位 m
粘土
砂


土 性 図
報告用紙
調査名・調査地点 一般国道207号線道路橋梁調査
測定番号：No. 3
標高＋1.201 m
孔内水位 m
標高 m
深さ m
土質記号
土質名
粒度組成 %
20 40 60 80
液性限界 w_L %
塑性限界 w_P %
自然含水比 w %
80 100 120 140 160
土粒子の比重 Gs
1.0 1.5 2.0 2.5
間隙比 e
2.0 2.5 3.0 3.5
一軸圧縮強さ q_u kg/cm²
0.4 0.6 0.8 1.0 1.2
破壊時のひずみ εf %
圧密降伏応力 Pc kg/cm²
0.3 0.4 0.5 0.6 0.7
圧縮指数 Cc
1.5 2.0
N値
せん断抵抗角 φ度
10 20 30 40 50 60
粘着力 c tf/m²
盛土
粘土
粘土
粘砂
中砂


土 性 図
報告用紙
調査名・調査地点 一般国道207号線道路橋梁調査
測定番号：No. 4
標高＋1.377 m
孔内水位 m
標高 m
深さ m
土質記号
土質名
粒度組成 %
20 40 60 80
液性限界 w_L %
塑性限界 w_P %
自然含水比 w %
60 80 100 120 140
土粒子の比重 Gs
1.0 1.5 2.0 2.5
間隙比 e
1.0 2.0 3.0 4.0
一軸圧縮強さ q_u kg/cm²
0.2 0.4 0.6 0.8 1.0
破壊時のひずみ εf %
圧密降伏応力 Pc kg/cm²
0 0.5 1.0 1.5 2.0
圧縮指数 Cc
0 0.5 1.0 1.5 2.0
N値
せん断抵抗角 φ度
10 20 30 40 50 60
粘着力 c tf/m²
粘土
粘土
粘砂
中砂


土 性 図
報告用紙
調査名・調査地点 一般国道207号線道路橋梁調査
測定番号：No 5
標高＋1.319 m
孔内水位 m
標高 m
深さ m
土質記号
土質名
粒度組成 %
液性限界 w_L %
塑性限界 w_P %
自然含水比 w %
土粒子の比量 Gs
間隙比 e
一軸圧縮強さ q_u kg/cm²
破壊時のひずみ ε_f %
圧縮指数 Cc
N 値
せん断抵抗角 φ 度
粘着力 c tf/m²
20 40 60 80
40 80 120 160 200
1.0 1.5 2.0 2.5
2.0 2.5 3.0 3.5
0.2 0.4 0.6 0.8 1.0
1.0 1.5 2.0 2.5 3.0
10 20 30 40 50 60
0.40
-13.280
14.80
-14.380
15.70
-16.180
17.50
-18.180
19.50
粘土
粘土
粘土
粘砂
中砂


土 性 図
報告用紙
調査名・調査地点 一般国道207号線道路橋梁調査
測定番号：No 6
標高＋1.055 m
孔内水位 m
標高 m
深さ m
土質記号
土質名
粒度組成 %
液性限界 w_L %
塑性限界 w_P %
自然含水比 w %
土粒子の比量 Gs
間隙比 e
一軸圧縮強さ q_u kg/cm²
破壊時のひずみ ε_f %
圧縮指数 Cc
N 値
せん断抵抗角 φ 度
粘着力 c tf/m²
20 40 60 80
50 100 150 200 250
1.0 2.0 3.0 4.0
0.2 0.4 0.6 0.8 1.0
1.0 2.0 3.0 4.0
1.0 2.0
10 20 30 40 50 60
0.70
14.440
15.50
15.640
16.70
17.240
18.30
22.040
23.10
24.740
25.80
28.440
27.50
31.740
32.80
33.540
34.80
36.640
37.70
40.140
粘土
粘土
粘砂
中砂
粘土
粘土

巻末付録－2

原地盤（盛土施工前）の圧密試験結果

(e-logP曲線，log$\bar{P}$-logMv，Cv、k曲線)

3号　川尻バイパス…… 101

11号　吉野川バイパス…… 107

1号　沼津バイパス…… 111

4号　越谷－春日部バイパス…… 121

17号　長岡東バイパス…… 129

7号　昭和バイパス…… 139

207号　白石バイパス …… 149

3号　川尻バイパス

3号 III 图 [illegible]

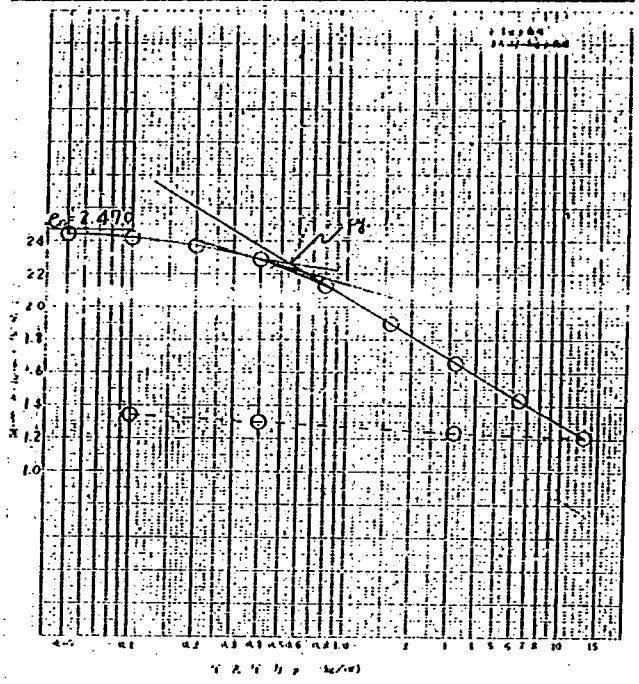
$e-\log p$曲線

	圧密試験 ($e-\log p$ 曲線)	報告用紙 II

調査名・調査地点 川尾バイパス　　試験年月日 48年 8月 日

試験者

試料番号	採取深度	液性限界 w_L	初期間隙比 e_0	初期間隙比 e_0	圧密指数 C_c	圧密降伏力 p_y kg/cm²	記号
126	0.50～1.30		3.470	2.470	0.78	0.55	

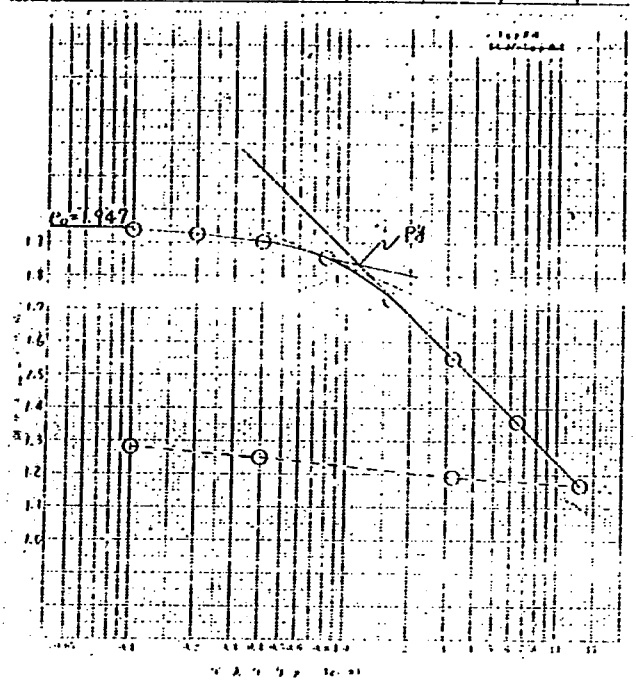


	圧密試験 ($e-\log p$ 曲線)	報告用紙 II

調査名・調査地点 川尾バイパス　　試験年月日 48年 8月 日

試験者

試料番号	採取深度	液性限界 w_L	初期間隙比 e_0	初期間隙比 e_0	圧密指数 C_c	圧密降伏力 p_y kg/cm²	記号
126	2.00～2.80		2.947	1.947	0.64	1.15	

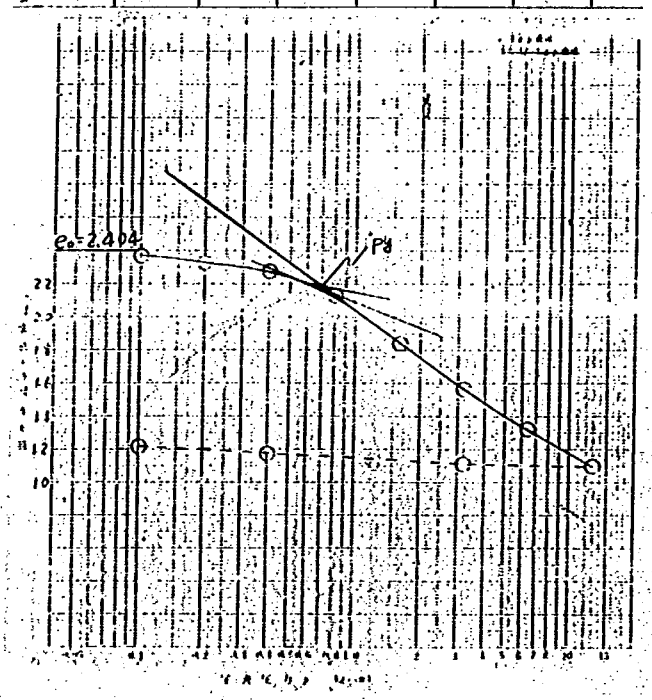


	圧密試験 ($e-\log p$ 曲線)	報告用紙 II

調査名・調査地点 川尾バイパス　　試験年月日 48年 8月 日

試験者

試料番号	採取深度	液性限界 w_L	初期間隙比 e_0	初期間隙比 e_0	圧密指数 C_c	圧密降伏力 p_y kg/cm²	記号
126	3.50～4.30		3.404	2.404	0.74	0.70	

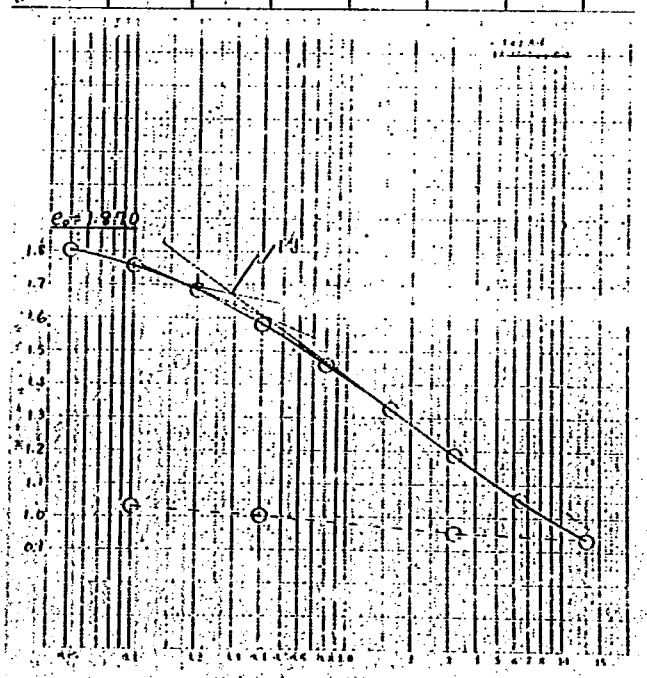


	圧密試験 ($e-\log p$ 曲線)	報告用紙 II

調査名・調査地点 川尾バイパス　　試験年月日 48年 8月 日

試験者

試料番号	採取深度	液性限界 w_L	初期間隙比 e_0	初期間隙比 e_0	圧密指数 C_c	圧密降伏力 p_y kg/cm²	記号
129	2.50～3.20		2.870	1.870	0.47	0.29	



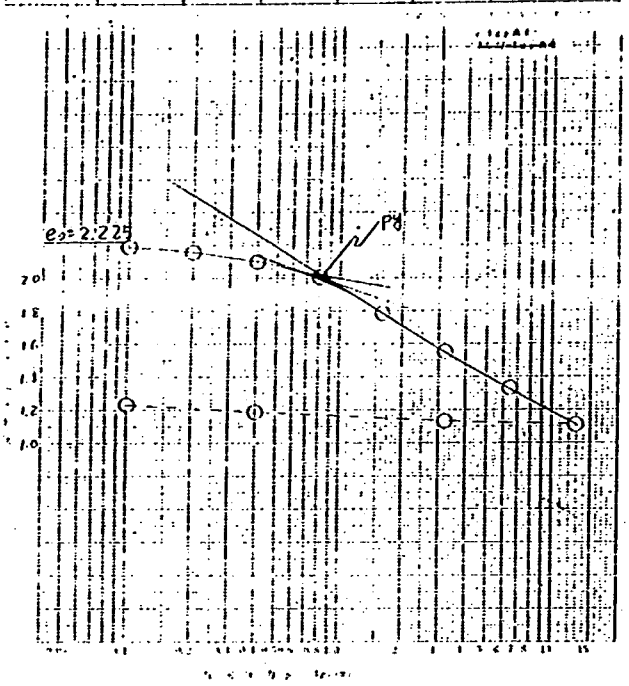
$e-\log p$曲線

	圧密試験 ($e-\log p$曲線)	報告用紙 II

調査名・調査地点 川尻バイパス　　試験年月日 48年8月 日

試験者

試験番号	採取深さ	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	記号
129	3.50~4.30		3.225	2.225	0.19	0.83	

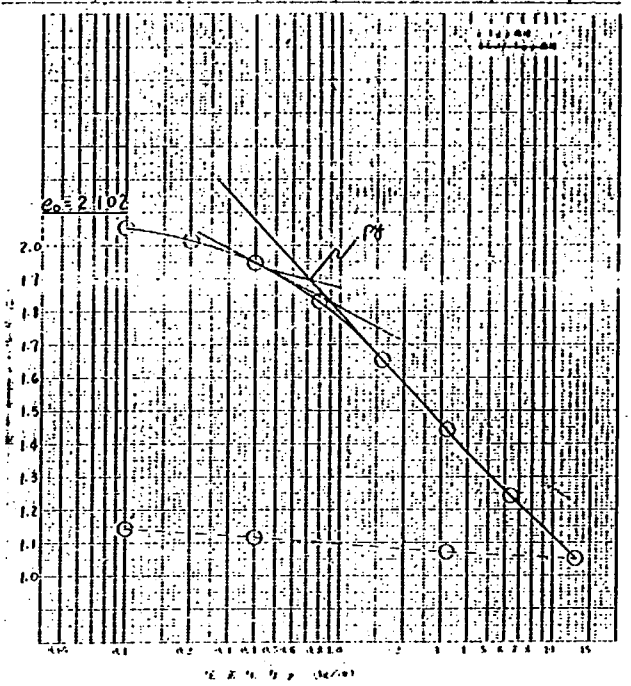


	圧密試験 ($e-\log p$曲線)	報告用紙 II

調査名・調査地点 川尻バイパス　　試験年月日 48年8月 日

試験者

試験番号	採取深さ	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	記号
129	5.00~5.30		3.102	2.102	0.70	0.72	

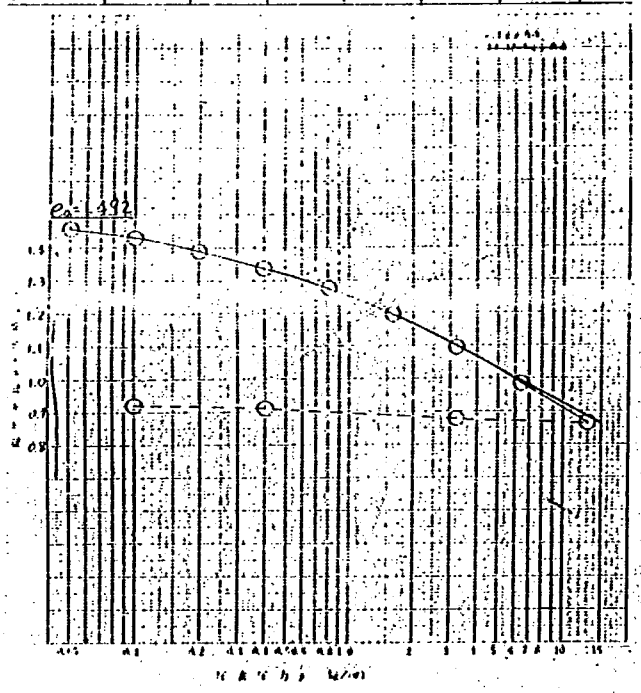


	圧密試験 ($e-\log p$曲線)	報告用紙 II

調査名・調査地点 川尻バイパス　　試験年月日 48年8月 日

試験者

試験番号	採取深さ	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	記号
135 ✓	0.50~1.10		2.492	1.492	—	—	

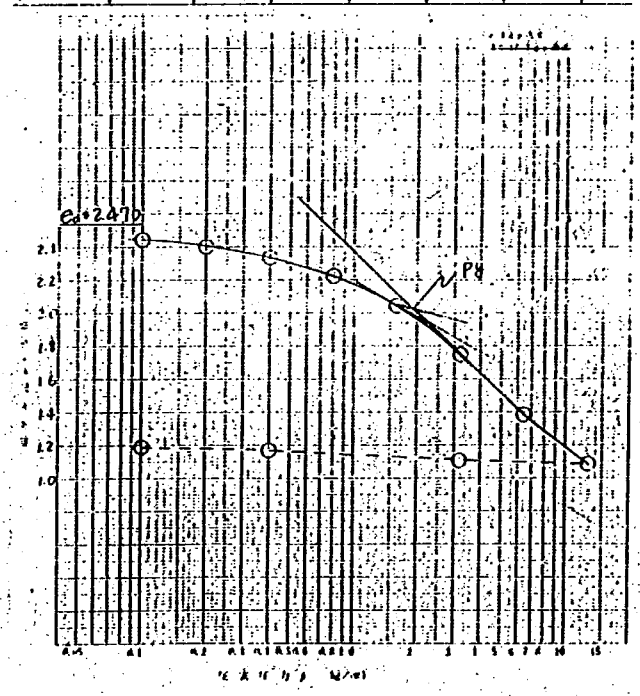


	圧密試験 ($e-\log p$曲線)	報告用紙 II

調査名・調査地点 川尻バイパス　　試験年月日 48年8月 日

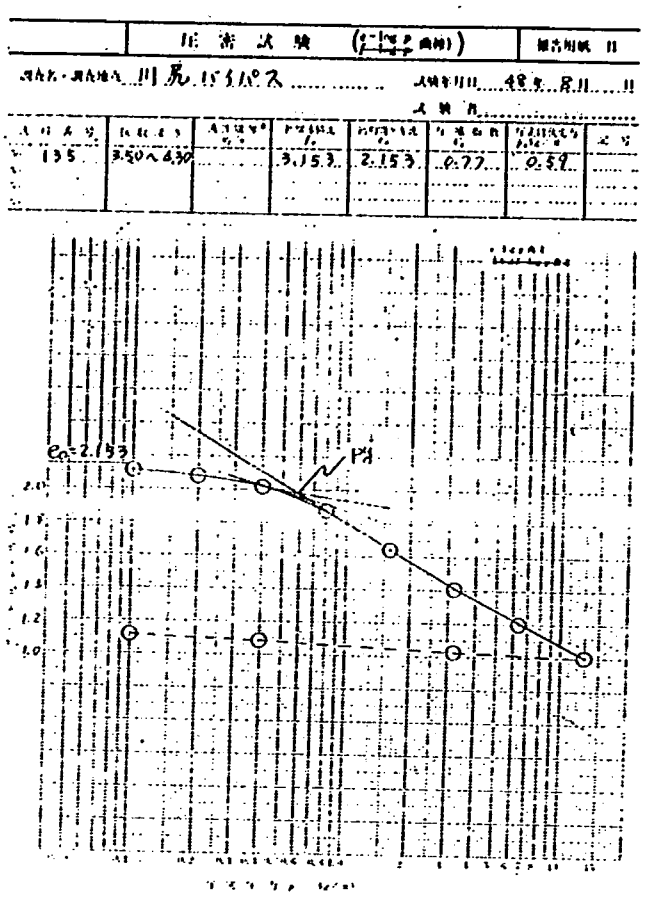
試験者

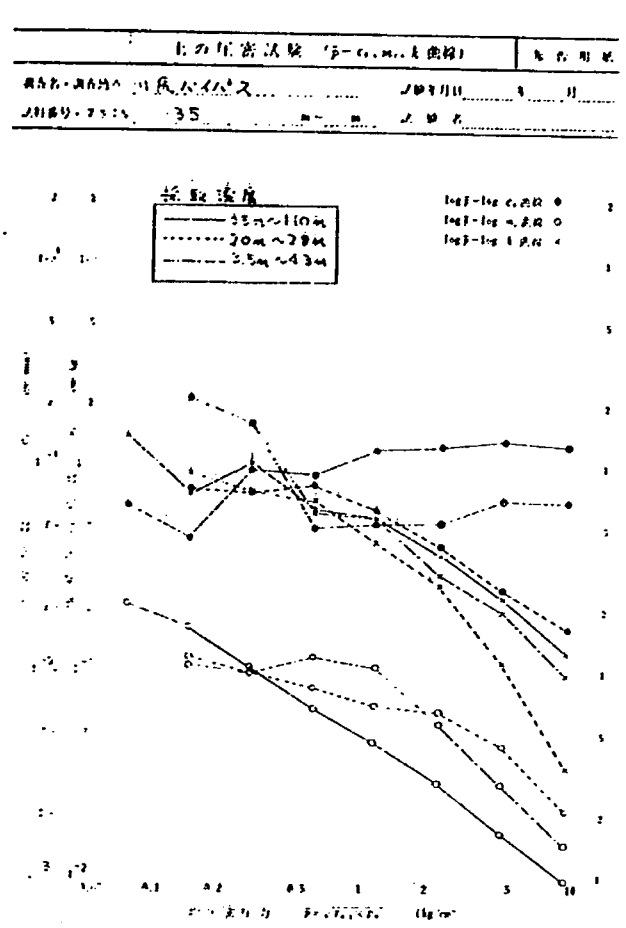
試験番号	採取深さ	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	記号
135	2.50~2.80		3.470	2.470	1.23	1.94	

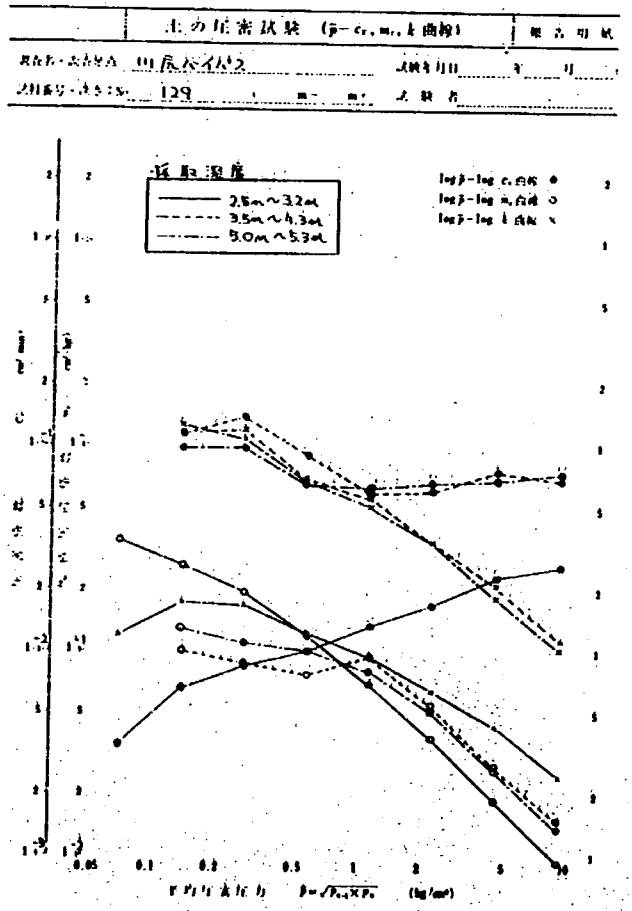


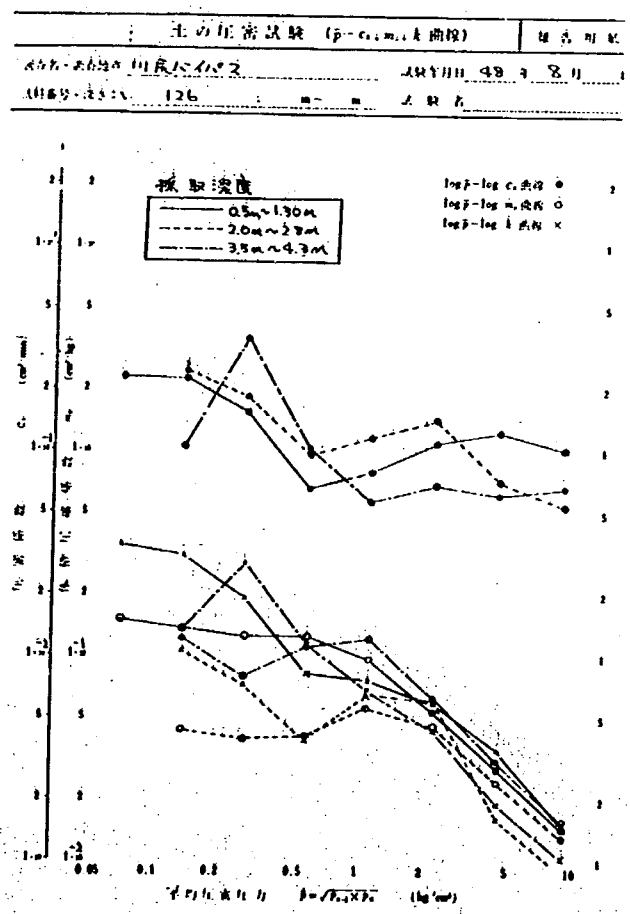
$e-\log p$曲線

$\log \bar{p}-\log m_v, c_v, k$曲線





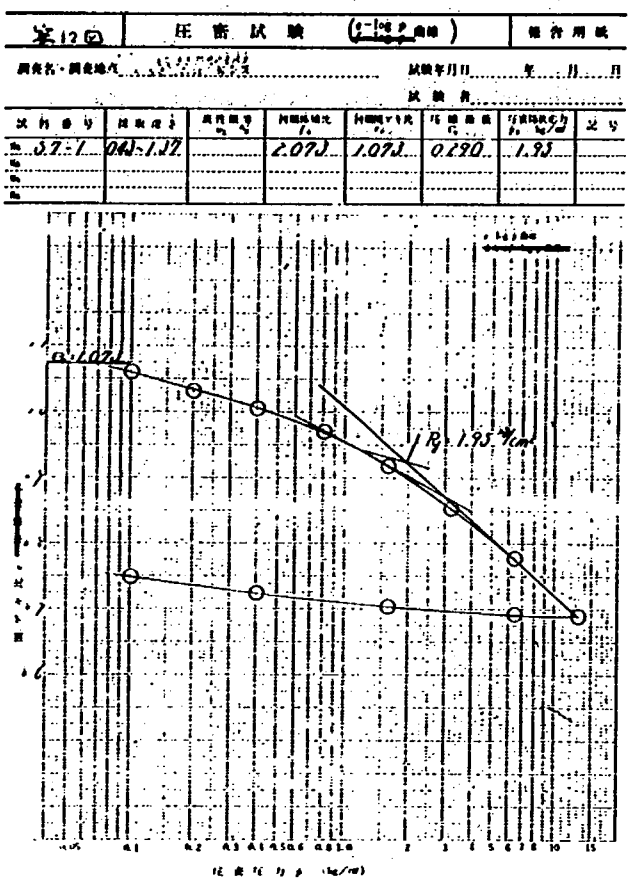




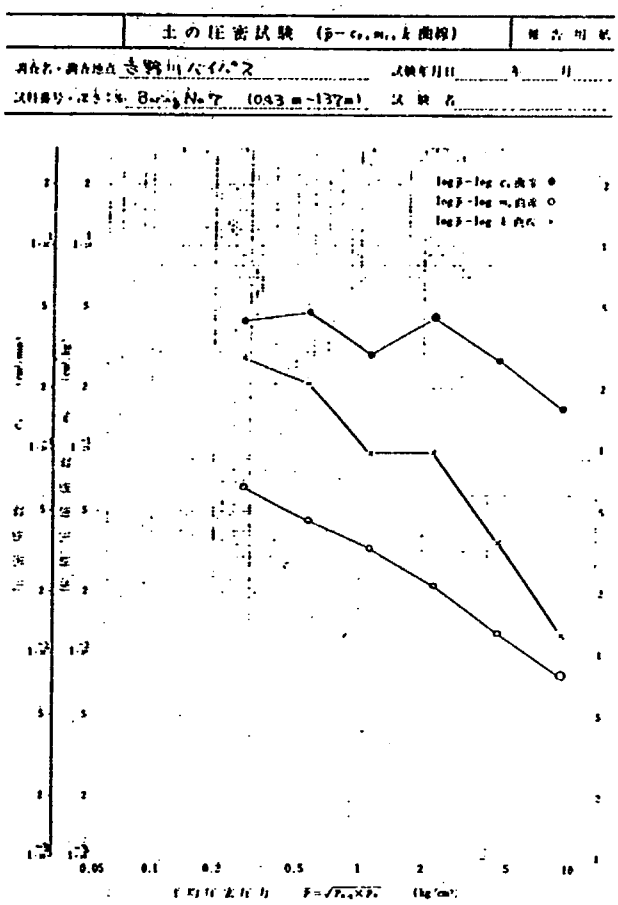
11号　吉野川バイパス

三八トラハ川愛吉・合川

$e-\log p$曲線



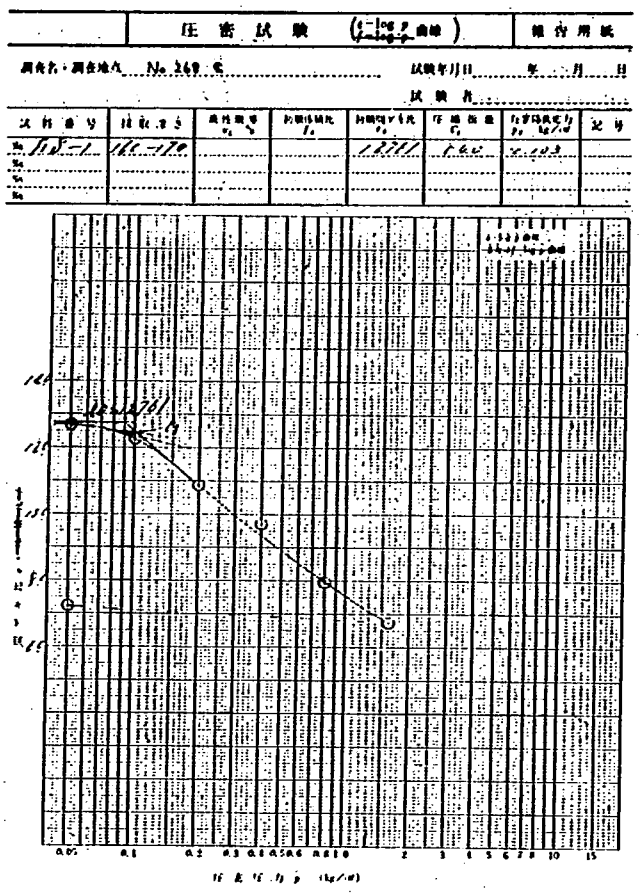
$\log \bar{p}-\log m_v,\ c_v,\ k$曲線

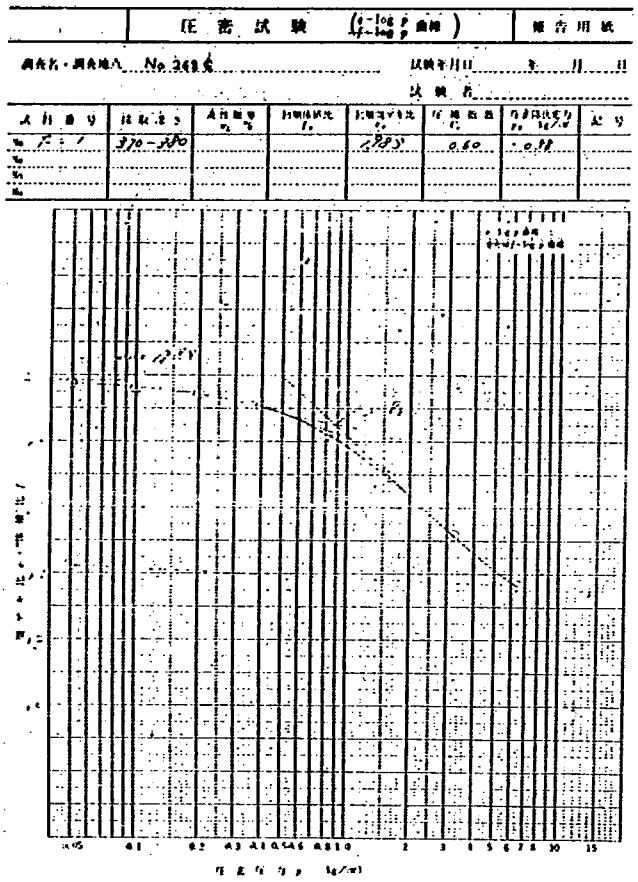


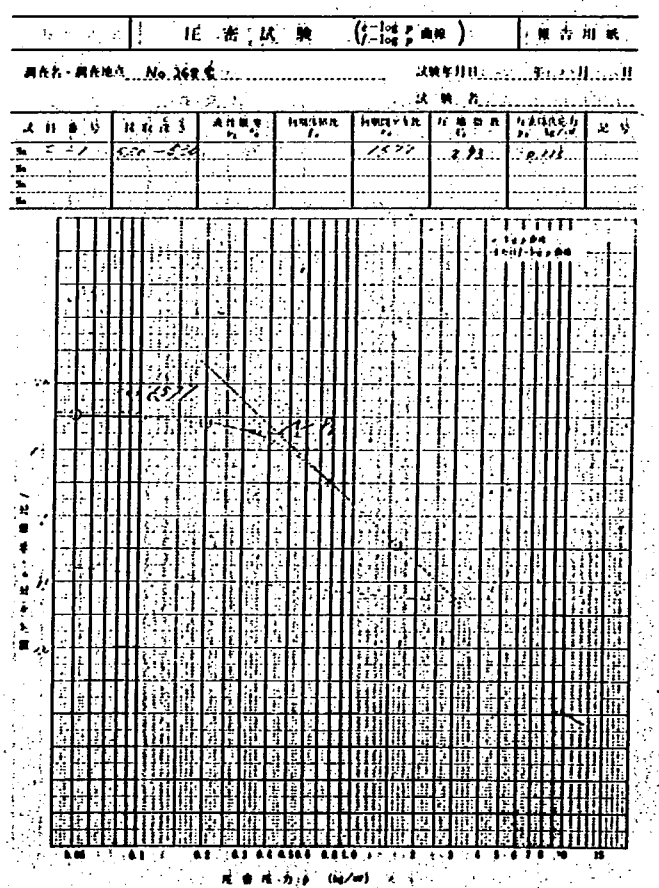
1号 沼津バイパス

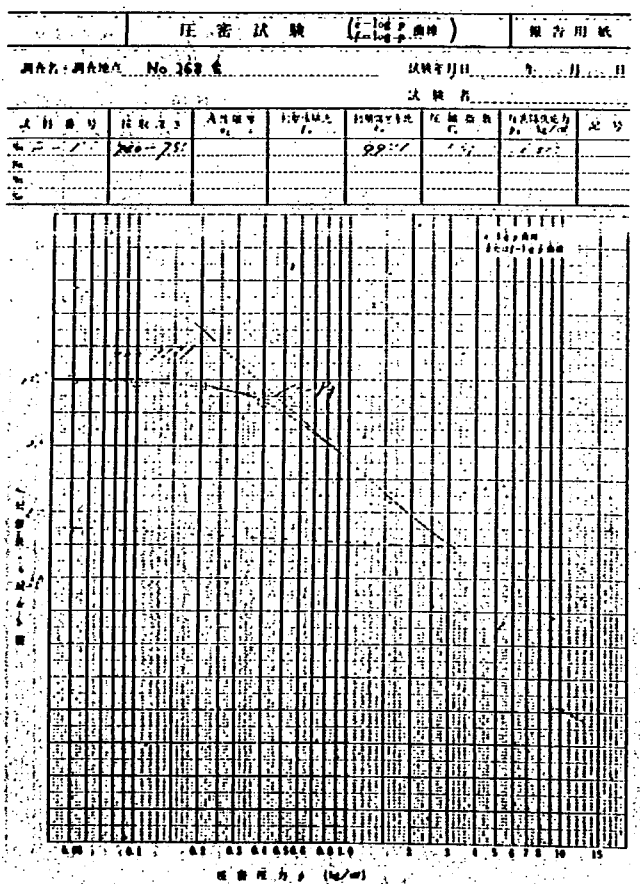
$e-\log p$ 曲線

測点No.268



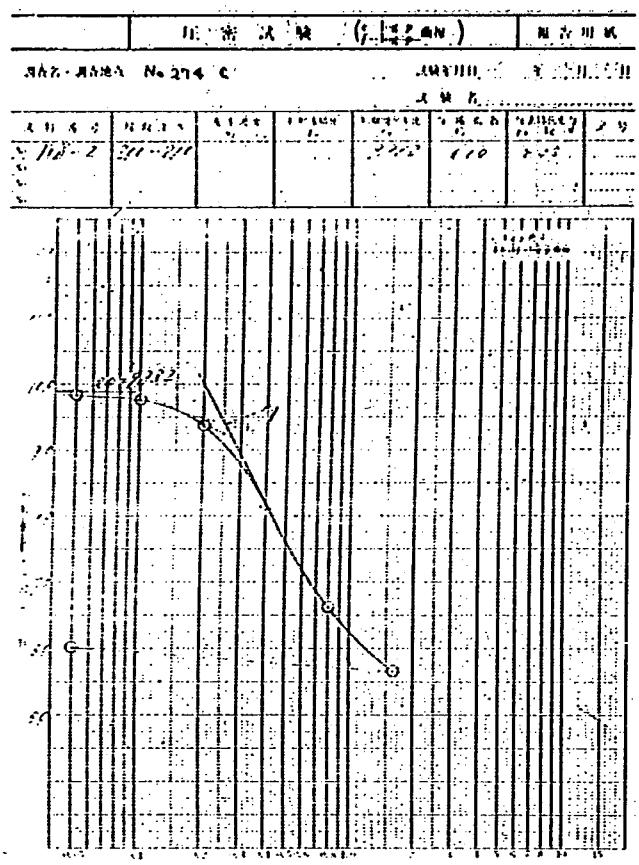


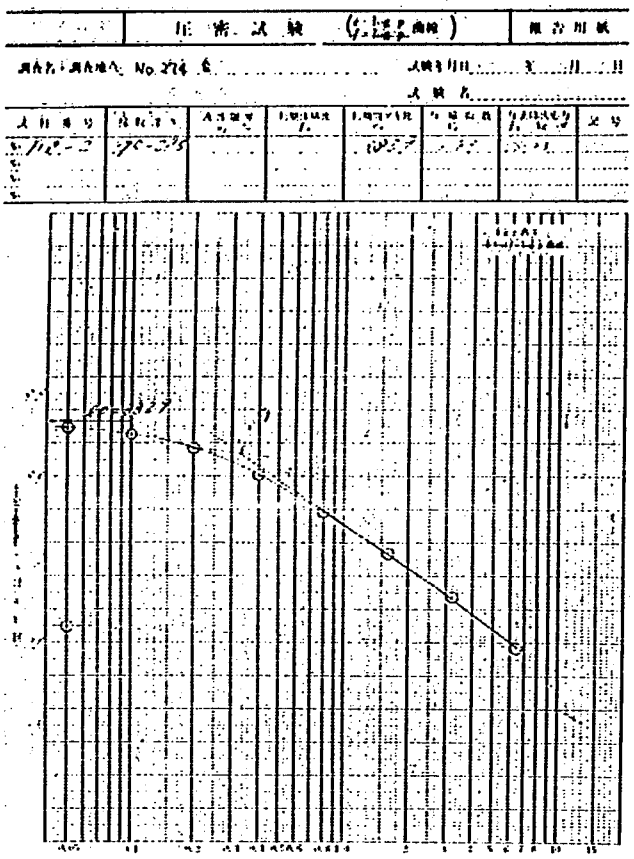


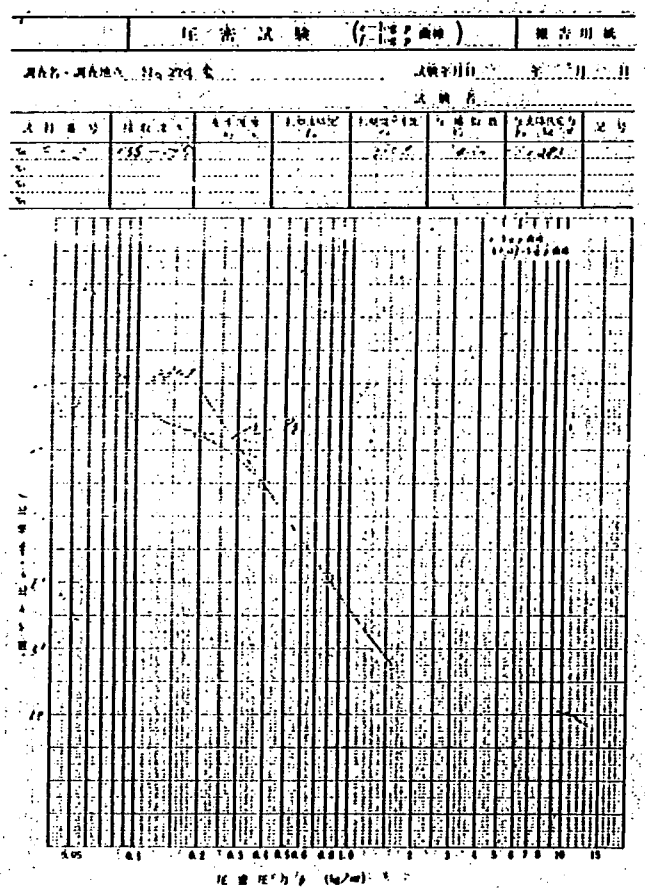


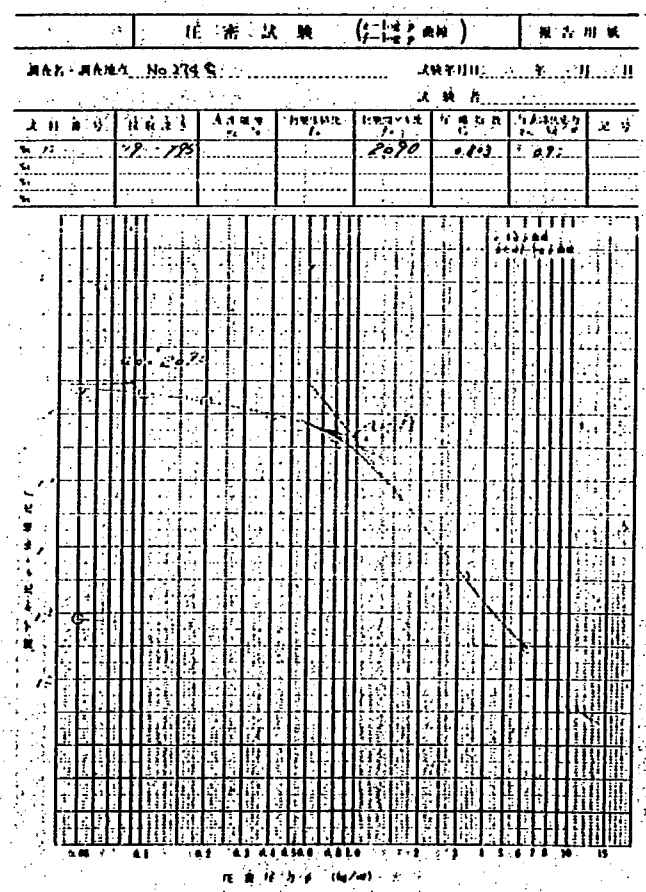
$e-\log p$曲線

測点No.274



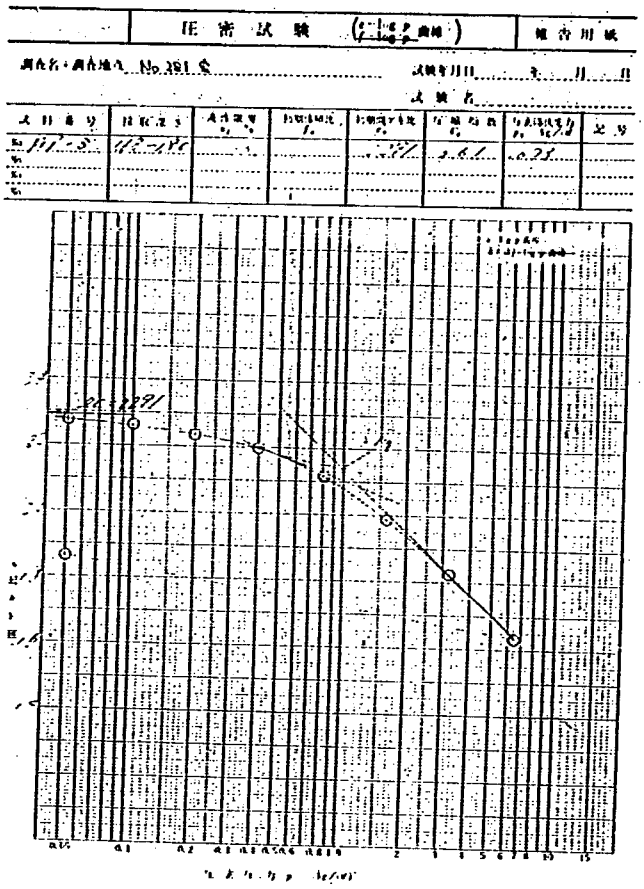


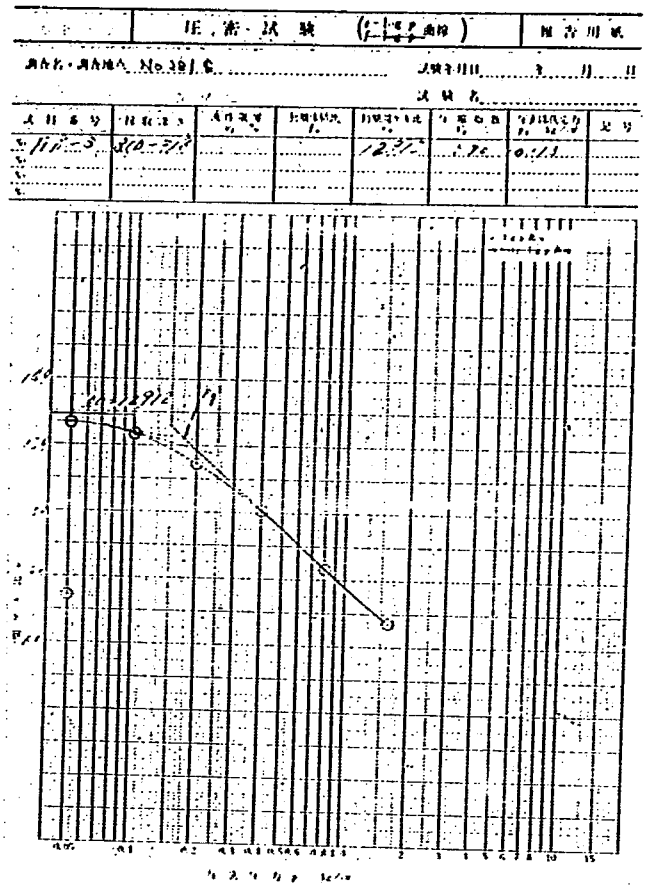


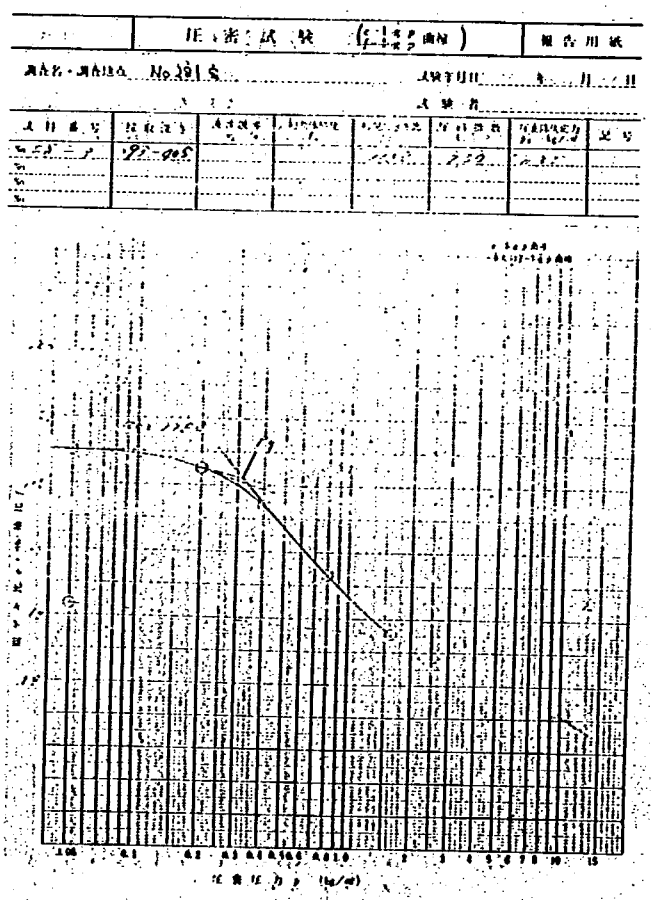


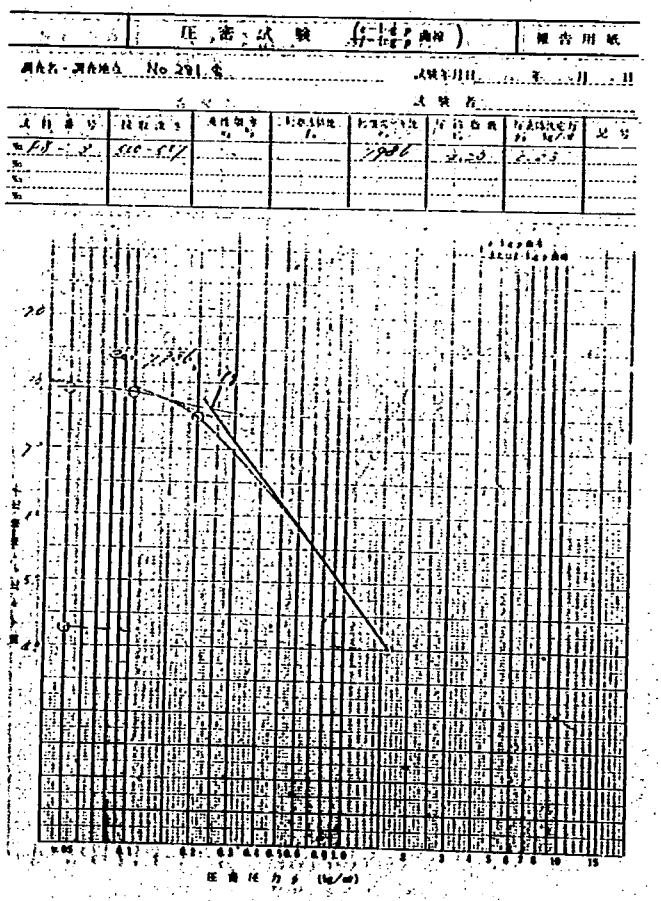
$e-\log p$曲線

測点No.281



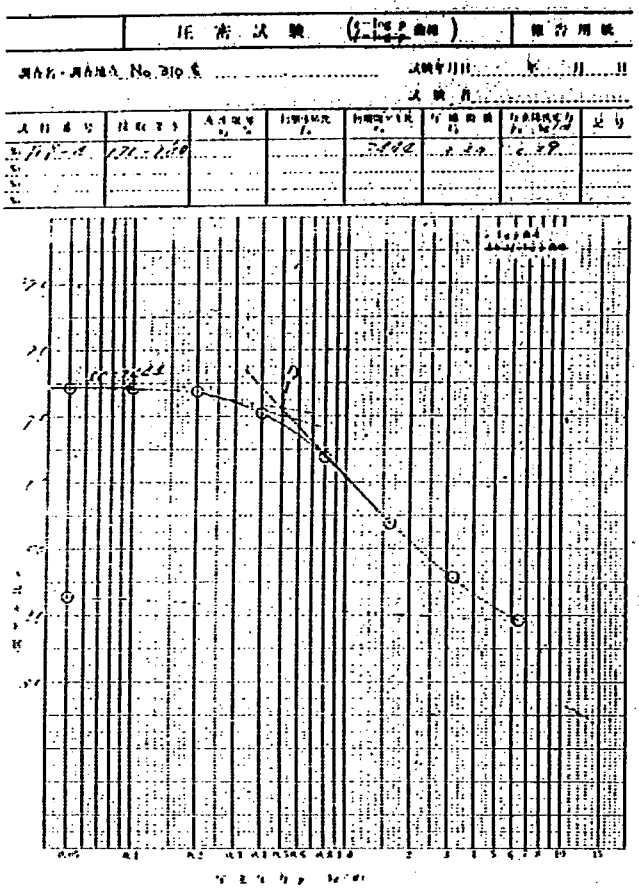


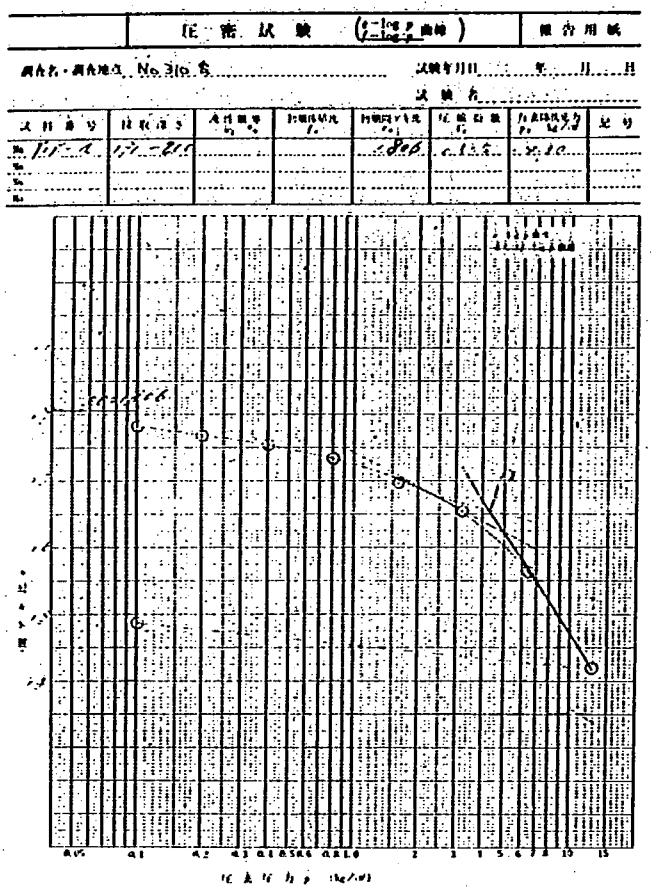


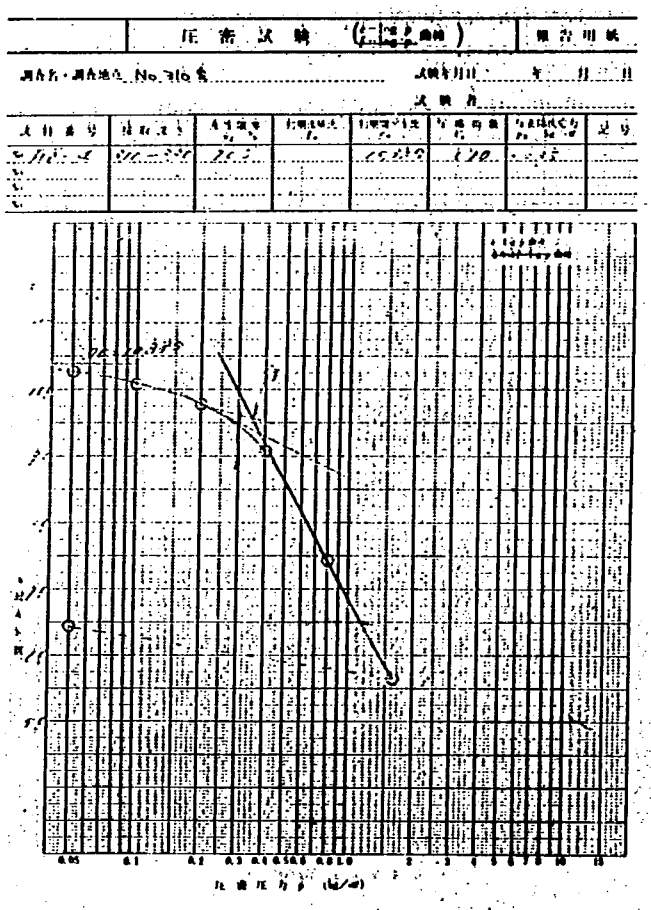


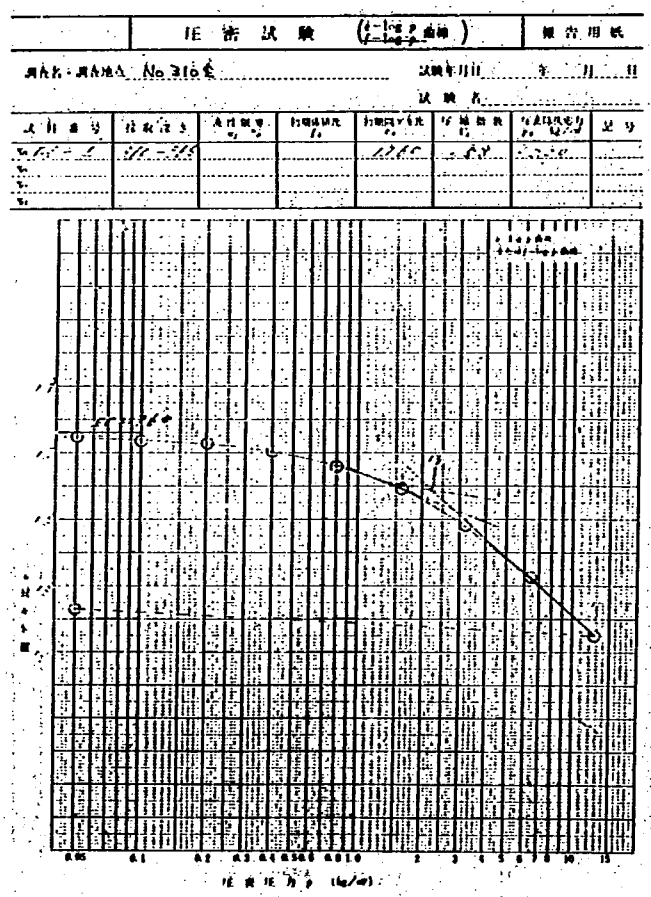
$e-\log p$曲線

測点No.310



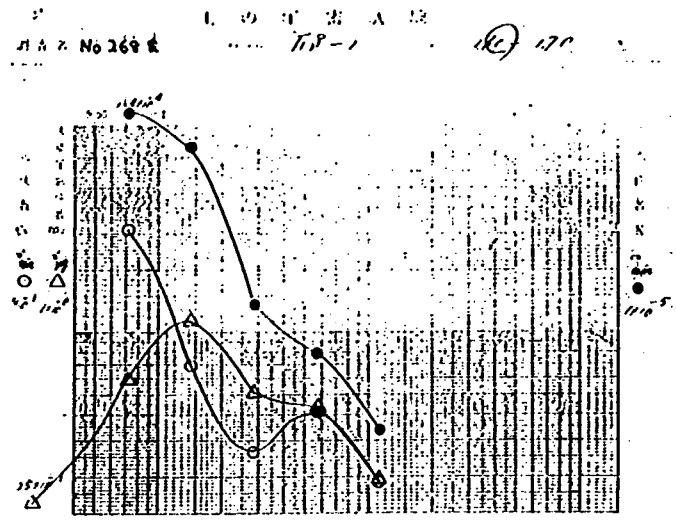


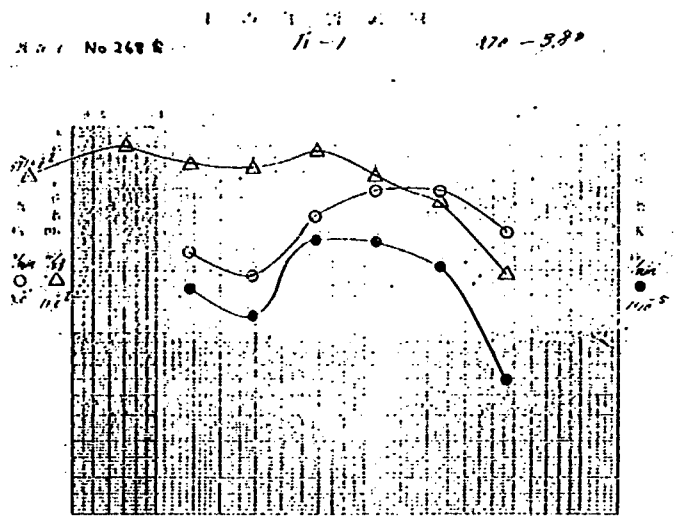


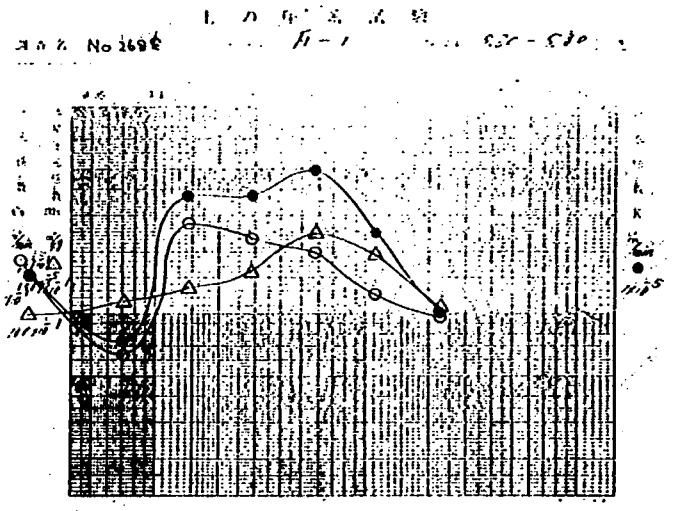


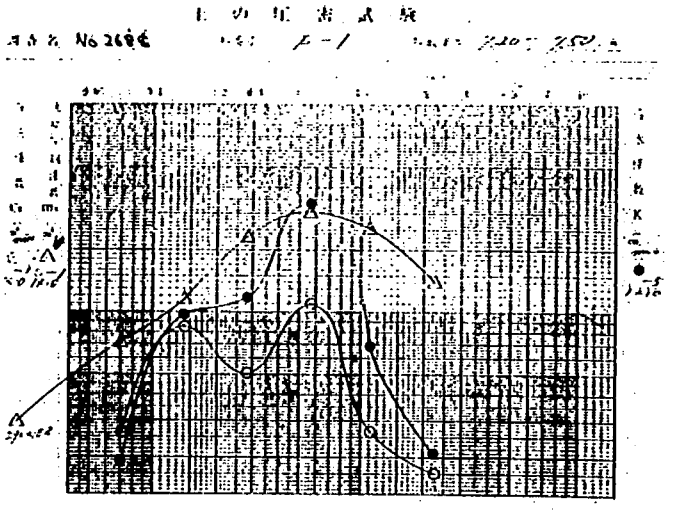
$\log \bar{p} - \log m_v, c_v, k$

測点No.268

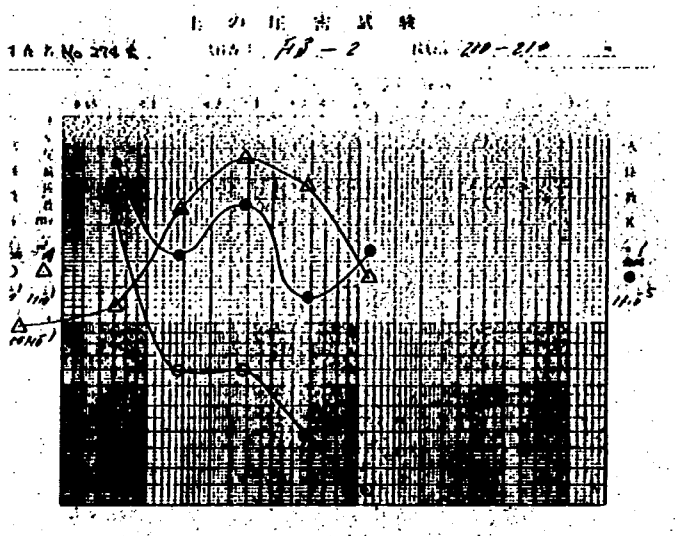


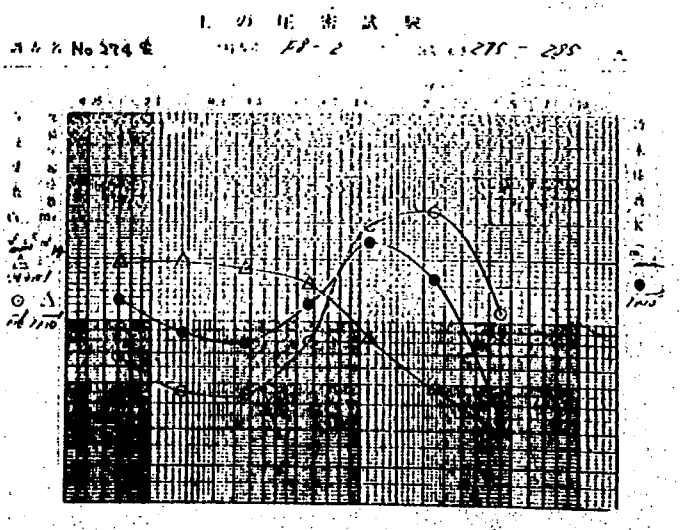






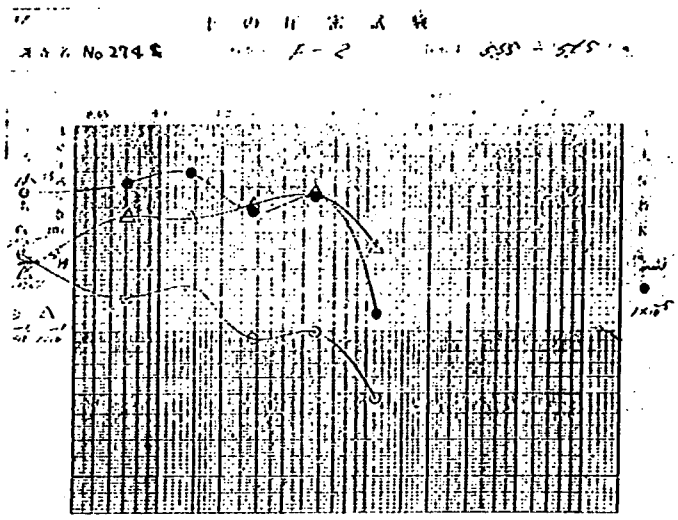
測点No.274

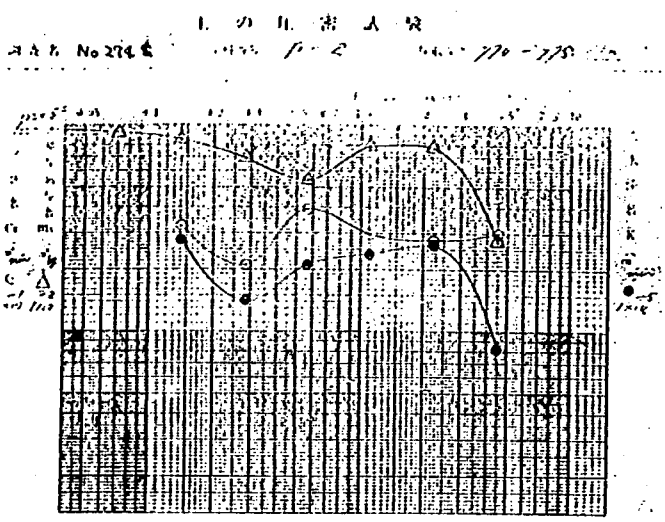




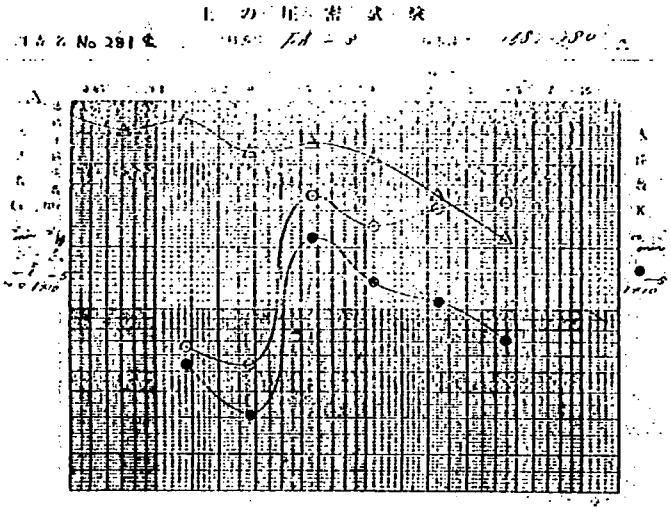
$\log \bar{p} - \log m_v, c_v, k$

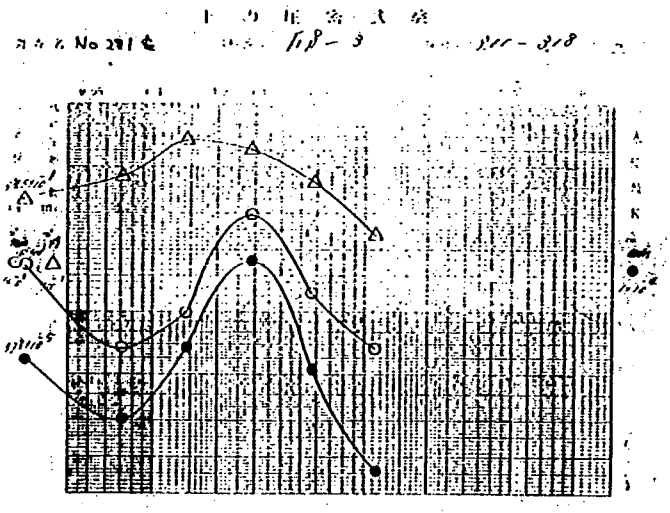
測点No. 274

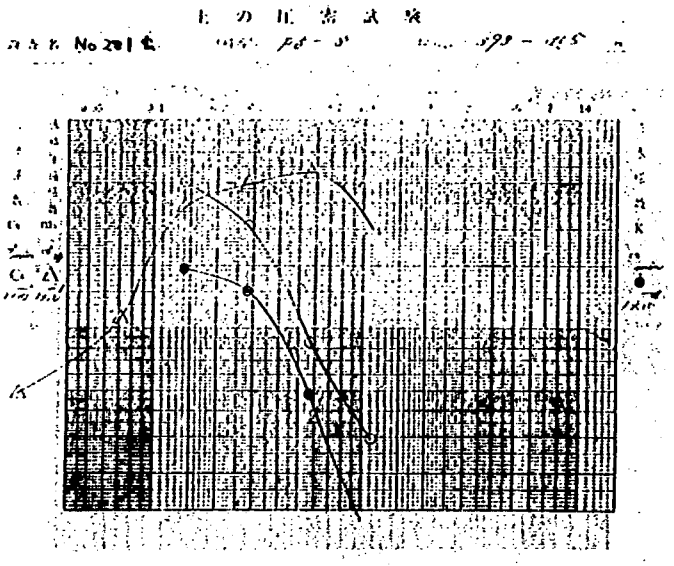


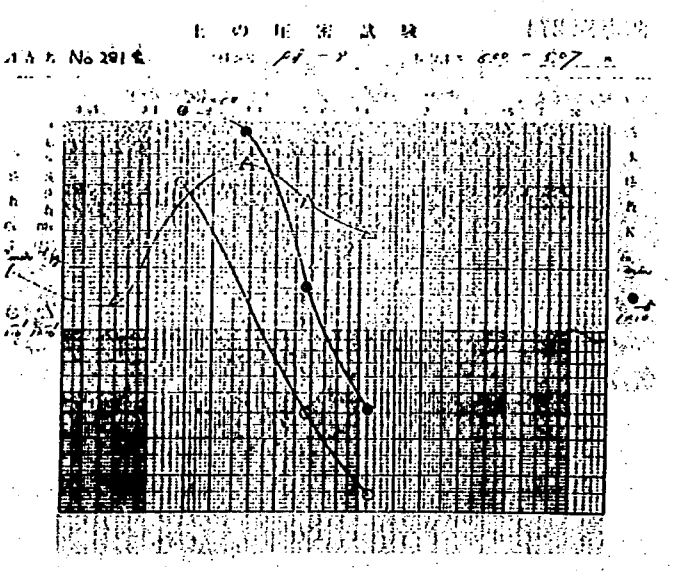


測点No. 281



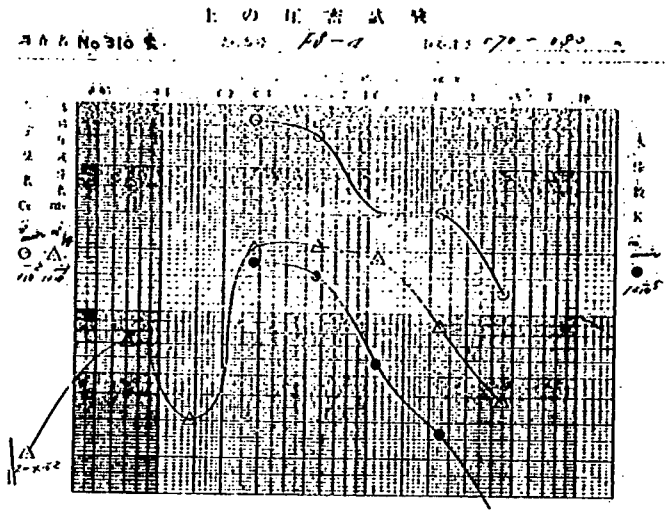


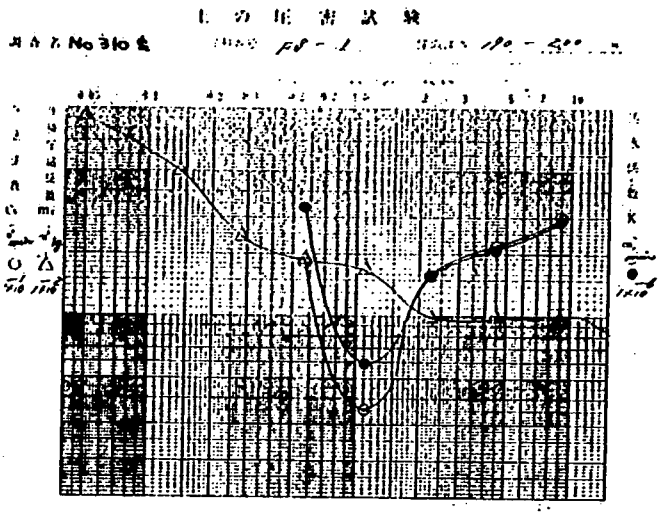


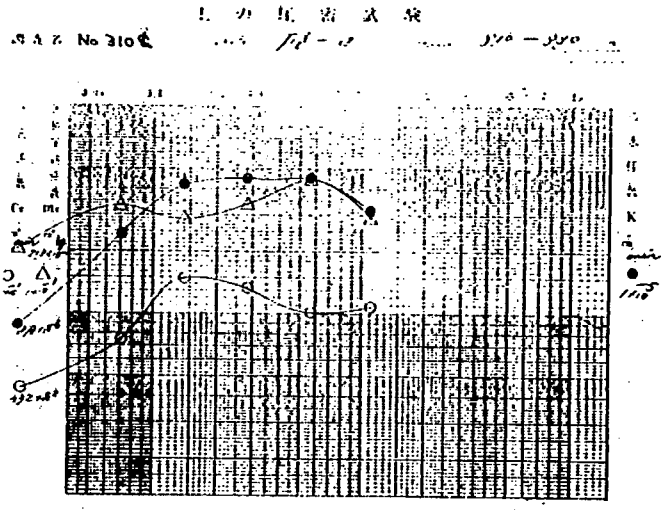


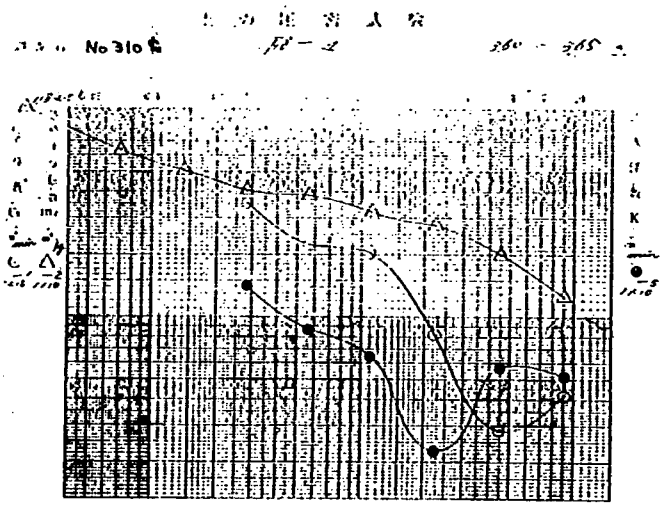
$\log \bar{p} - \log m_v, c_v, k$

測点No.310





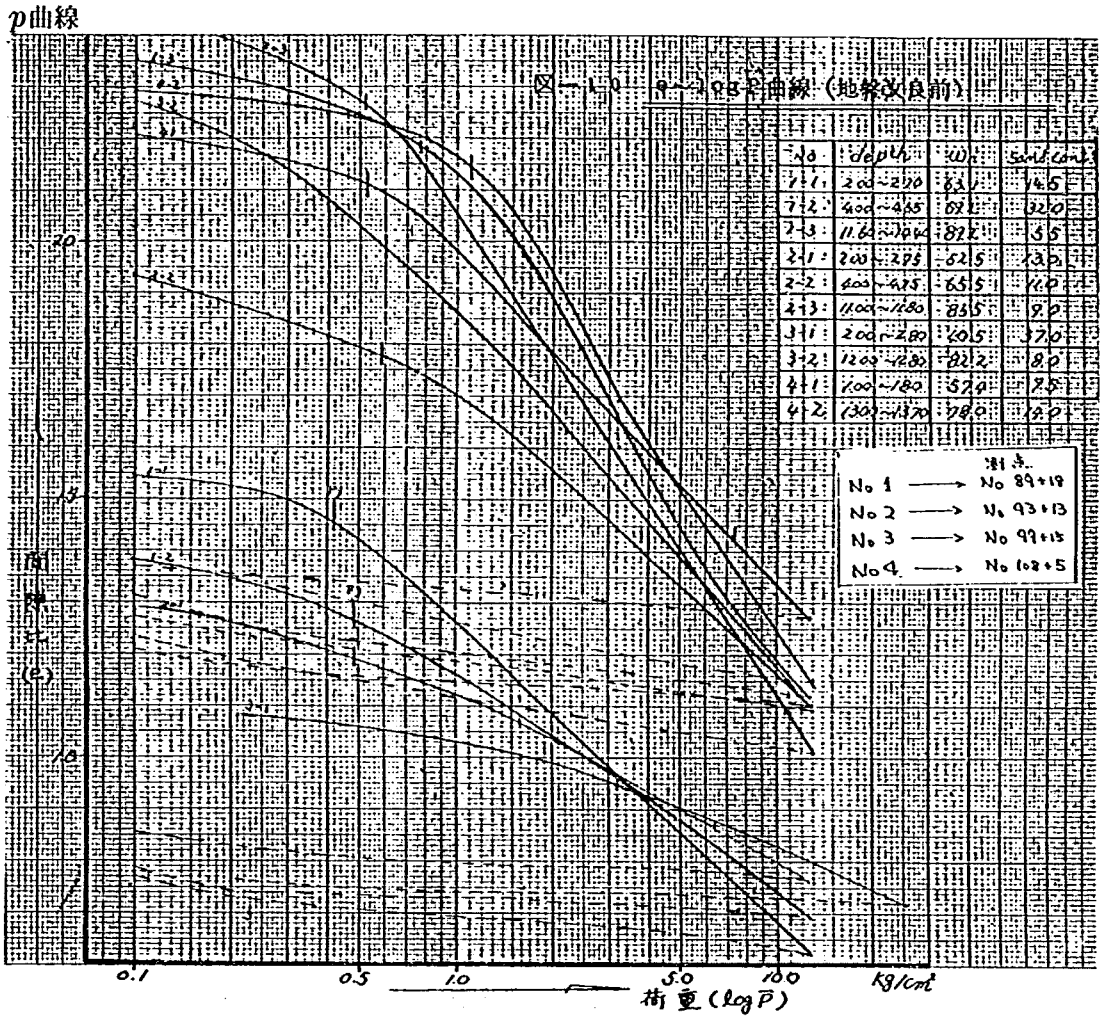




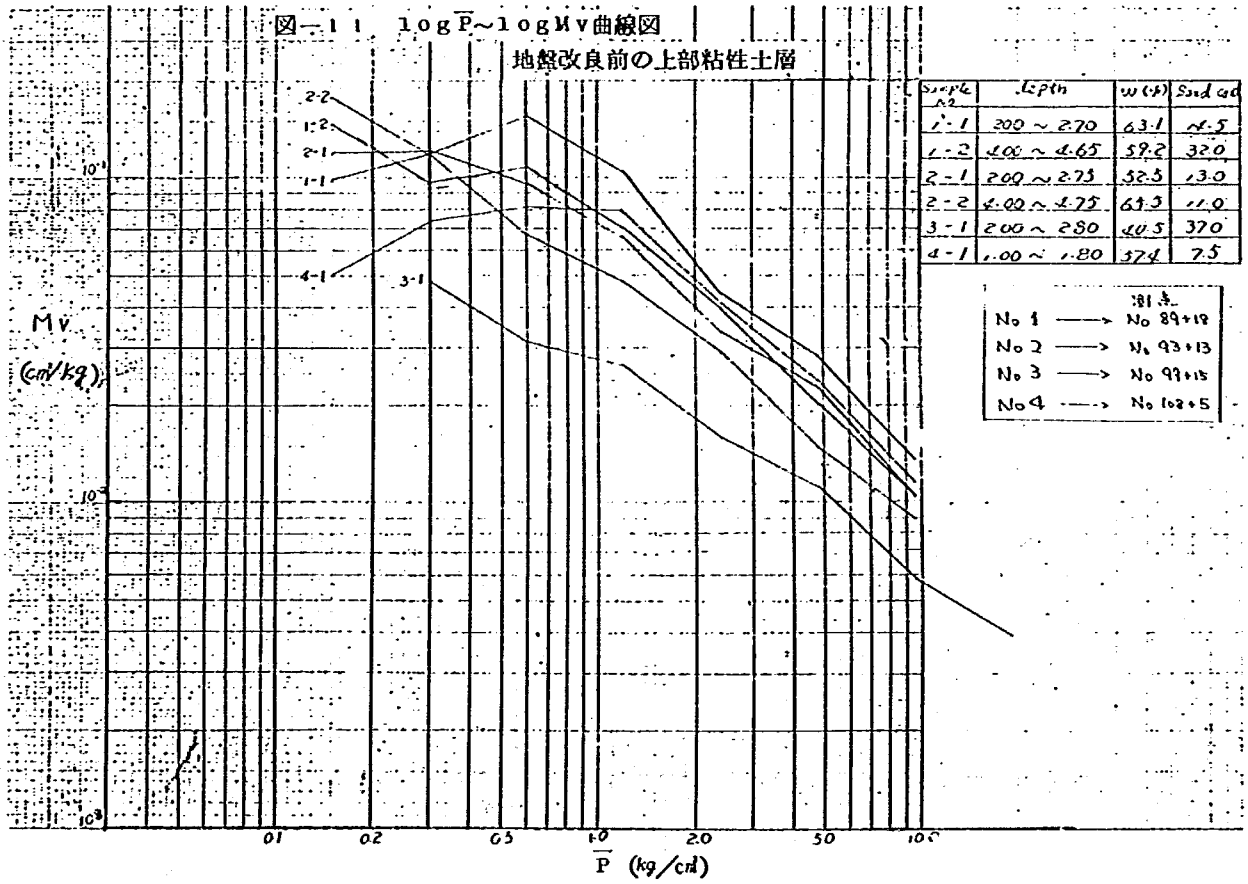
4号　越谷―春日部バイパス

第六章　研究目的、研究方法

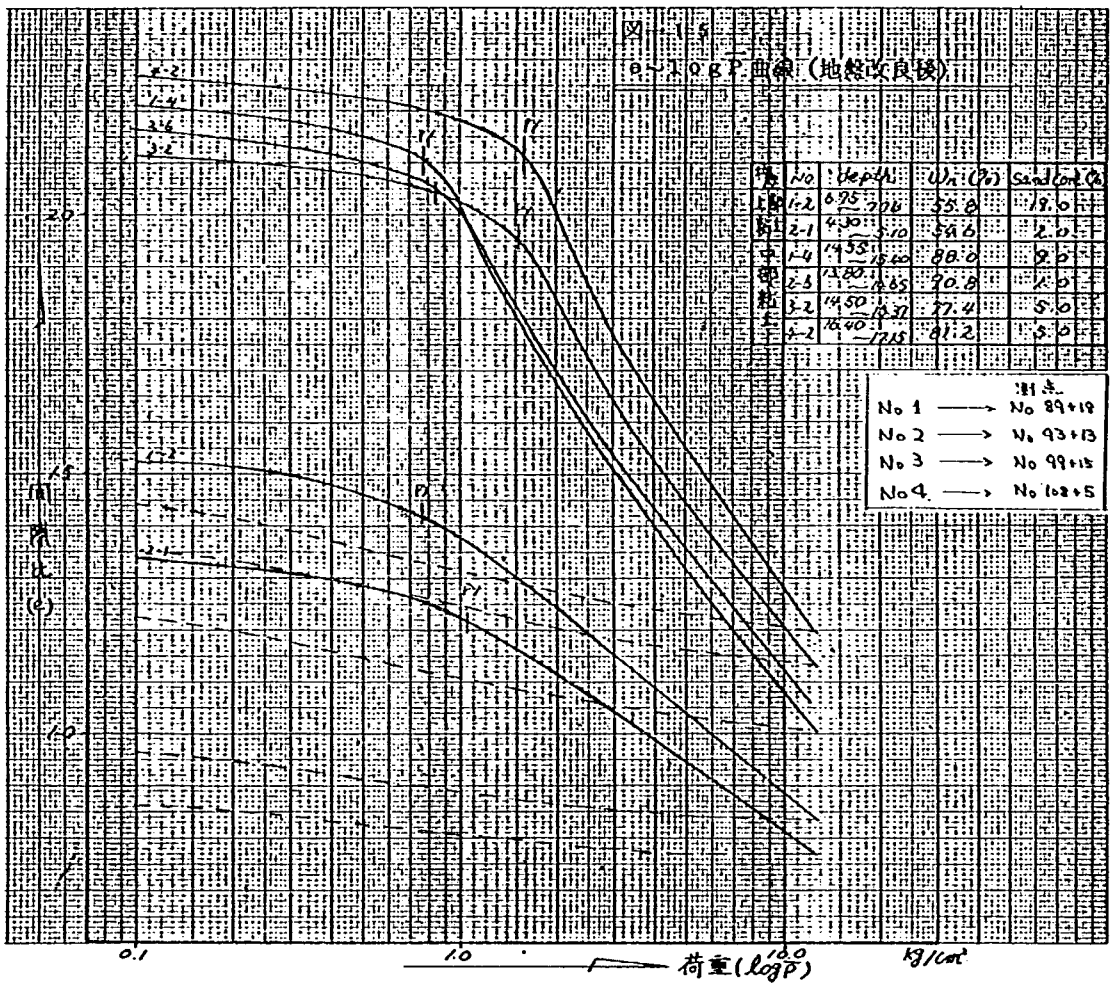
$e-\log p$曲線



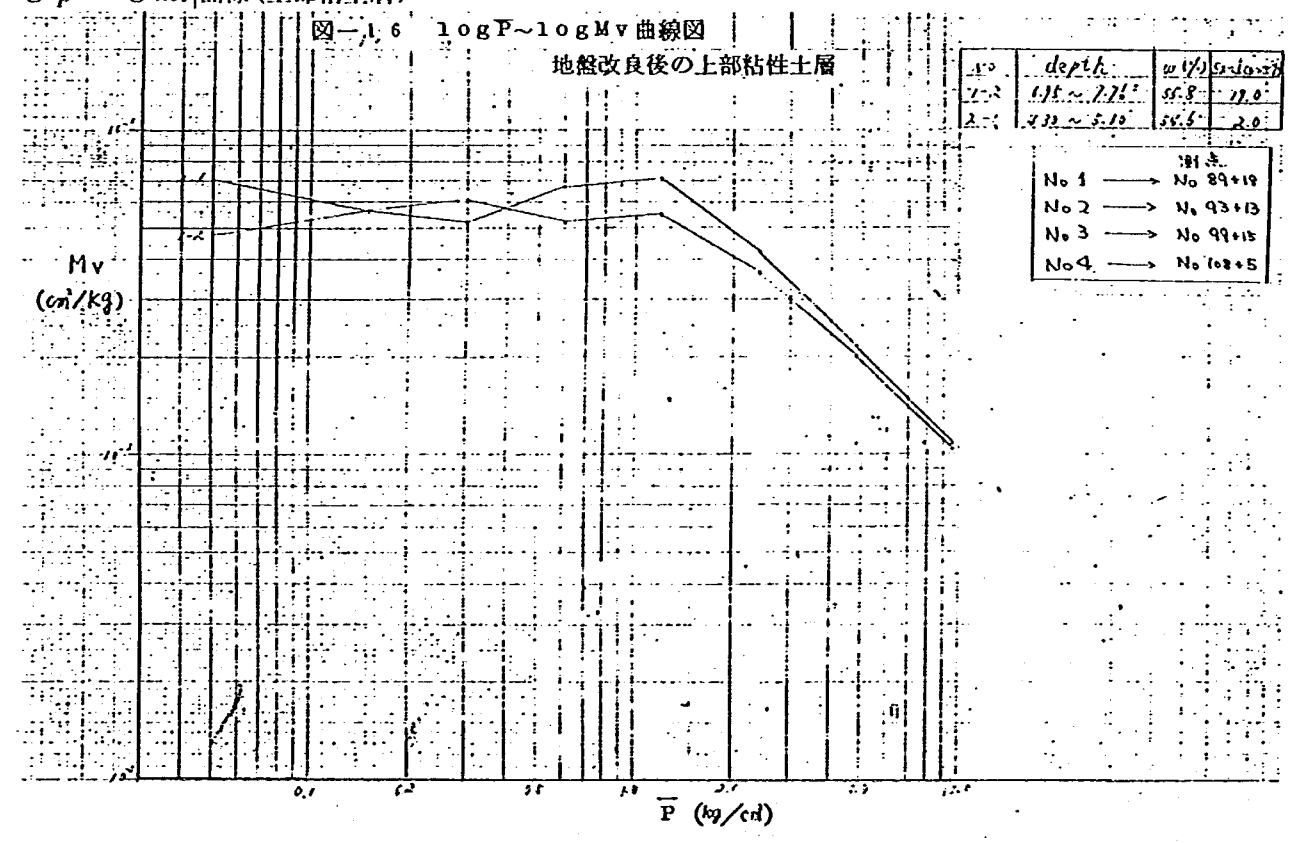
$\log \bar{p}-\log m_v$ 曲線（上部粘土層）



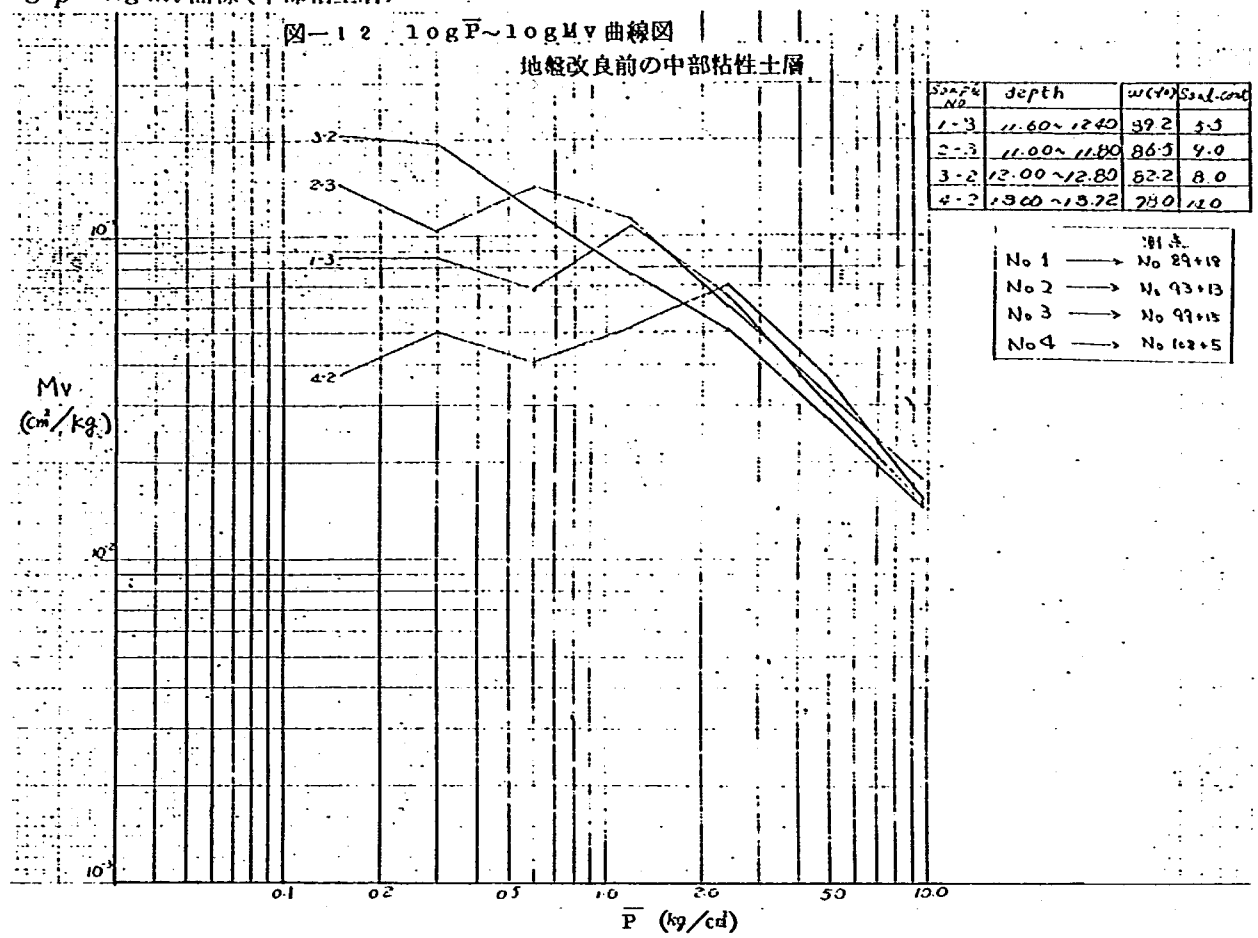
$e-\log p$曲線



$\log \bar{p}-\log m_v$曲線（上部粘土層）

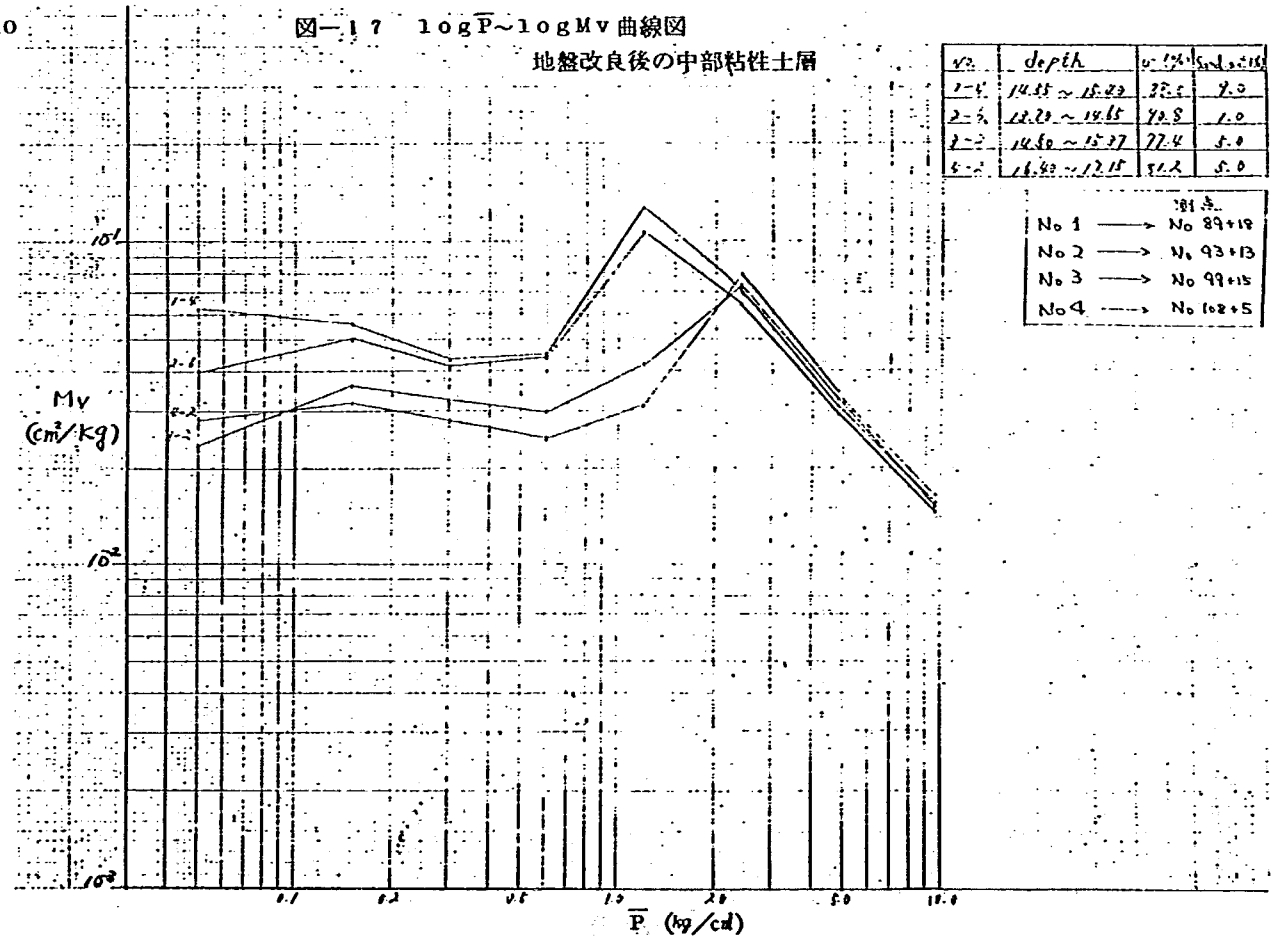


log $\bar{p}$ − log m_v 曲線（中部粘土層）


図−12　log $\overline{P}$ ~ log Mv 曲線図
地盤改良前の中部粘性土層

Sample No	depth	w(%)	Sand cont
1-3	11.60 ~ 12.40	89.2	5.5
2-3	11.00 ~ 11.80	86.5	9.0
3-2	12.00 ~ 12.80	82.2	8.0
4-2	13.00 ~ 13.72	78.0	12.0

測点
No 1 ⟶ No 89+18
No 2 ⟶ No 93+13
No 3 ⟶ No 99+15
No 4 ⟶ No 102+5


図−17　log $\overline{P}$ ~ log Mv 曲線図
地盤改良後の中部粘性土層

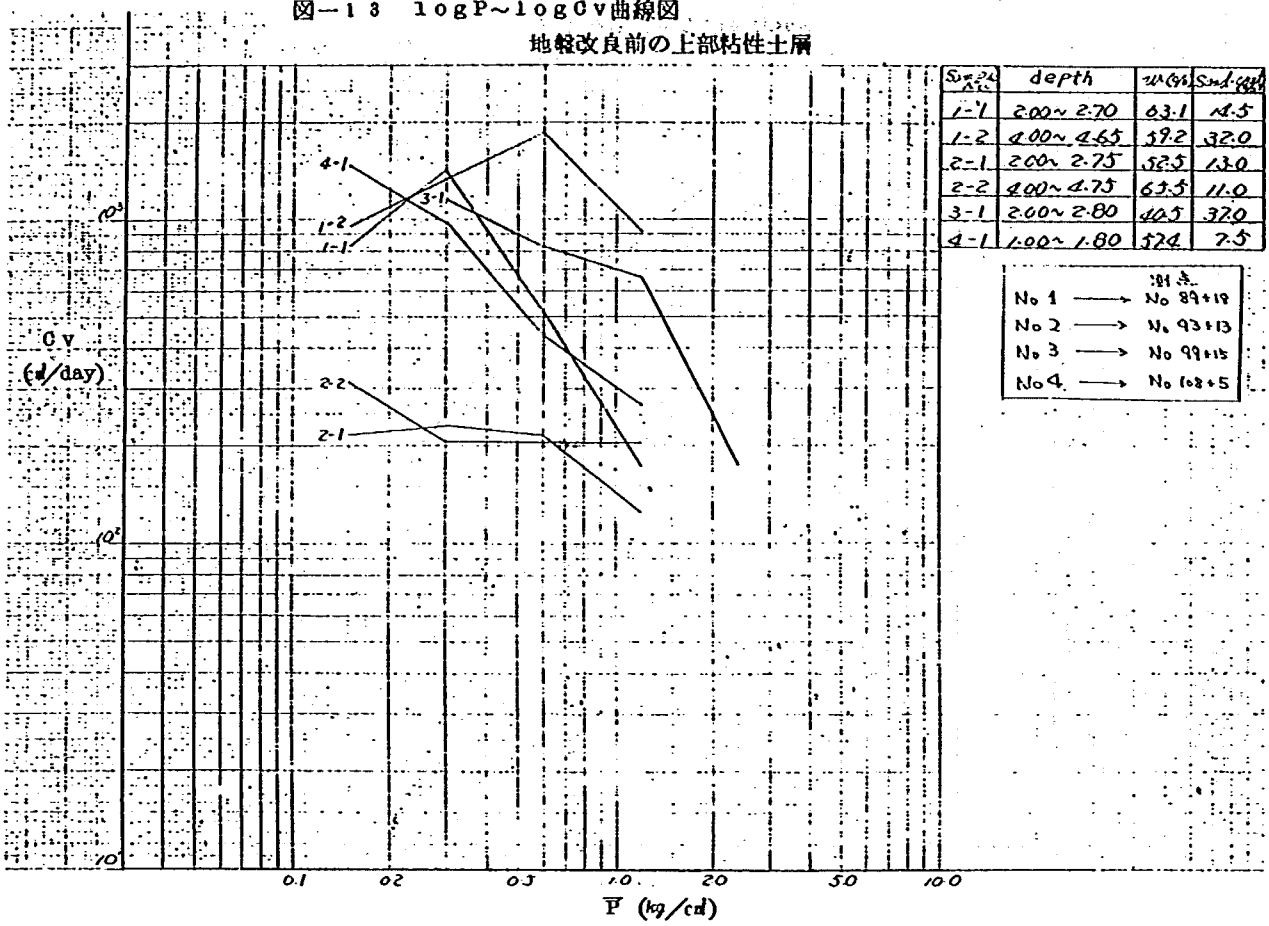
No.	depth	w(%)	Sand cont
1-4	14.55 ~ 15.40	88.5	9.0
2-6	13.70 ~ 14.65	90.8	1.0
3-2	14.50 ~ 15.37	77.4	5.0
4-2	16.40 ~ 17.15	81.2	5.0

測点
No 1 ⟶ No 89+18
No 2 ⟶ No 93+13
No 3 ⟶ No 99+15
No 4 ⟶ No 102+5

log $\bar{p}$ − log c_v 曲線(上部粘土層)

図−13　logP〜logCv曲線図

地盤改良前の上部粘性土層

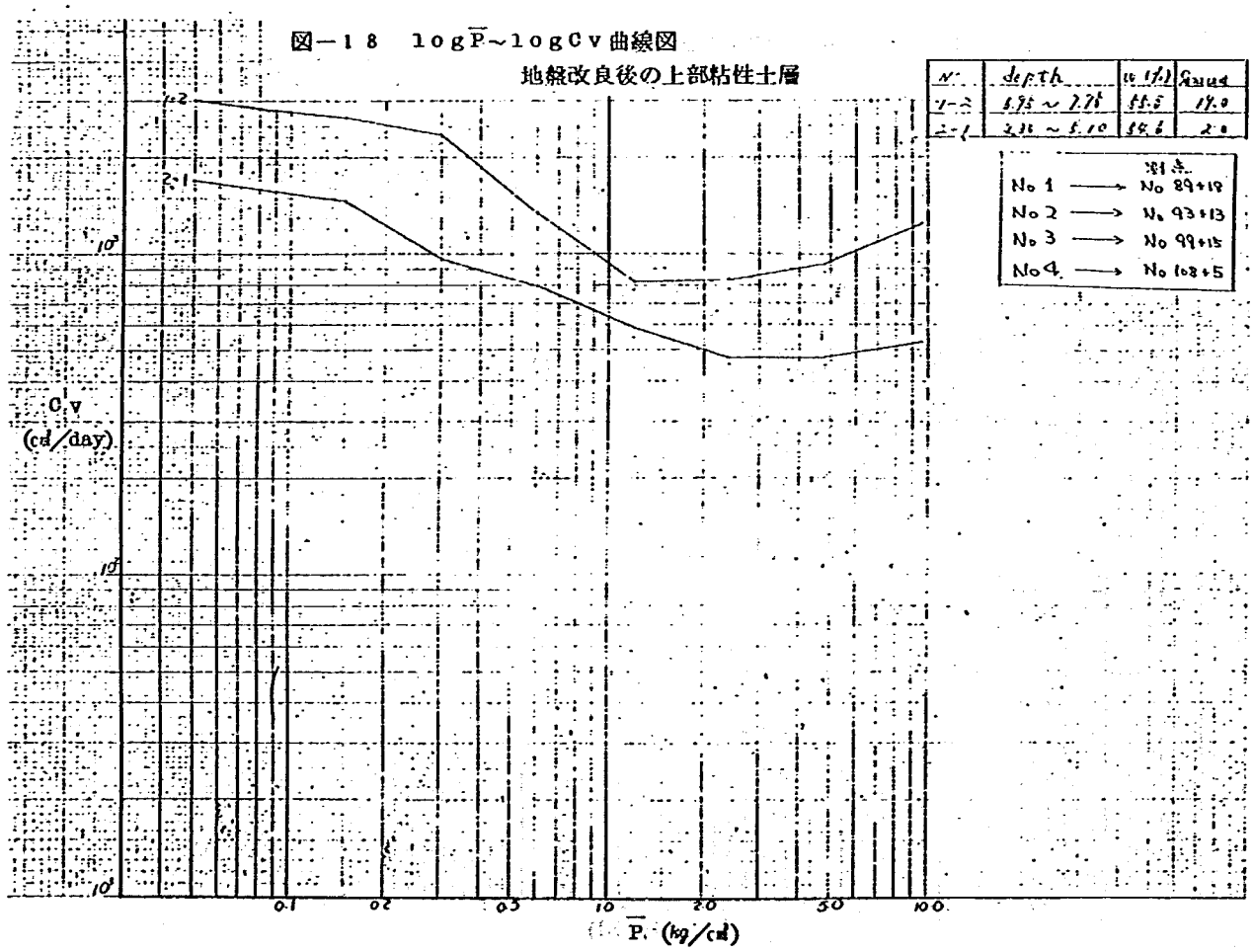


Sample No.	depth	w (%)	Sand content (%)
1-1	2.00〜2.70	63.1	14.5
1-2	4.00〜4.65	59.2	32.0
2-1	2.00〜2.75	52.5	13.0
2-2	4.00〜4.75	65.5	11.0
3-1	2.00〜2.80	40.5	37.0
4-1	1.00〜1.80	57.4	7.5

	測点
No 1 ⟶	No 89+18
No 2 ⟶	No 93+13
No 3 ⟶	No 99+15
No 4 ⟶	No 108+5

図−18　log$\bar{P}$〜logCv曲線図

地盤改良後の上部粘性土層



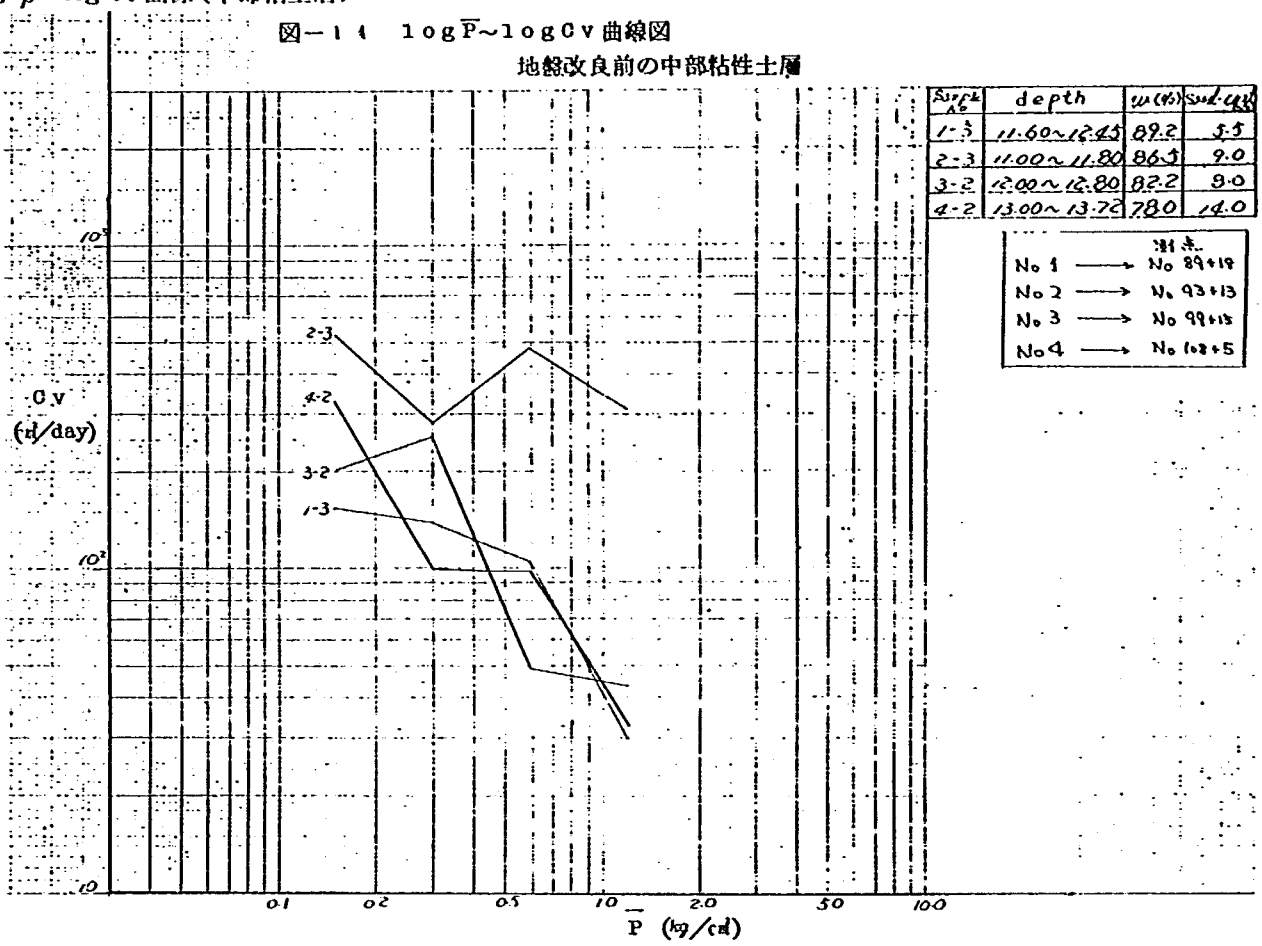
No.	depth	w (%)	Sand content
1-2	6.95〜7.75	55.5	19.0
2-1	2.35〜5.10	54.6	2.0

	測点
No 1 ⟶	No 89+18
No 2 ⟶	No 93+13
No 3 ⟶	No 99+15
No 4 ⟶	No 108+5

log $\bar{p}$ − log c_v 曲線（中部粘土層）

図−14　log $\overline{P}$ ~ log Cv 曲線図

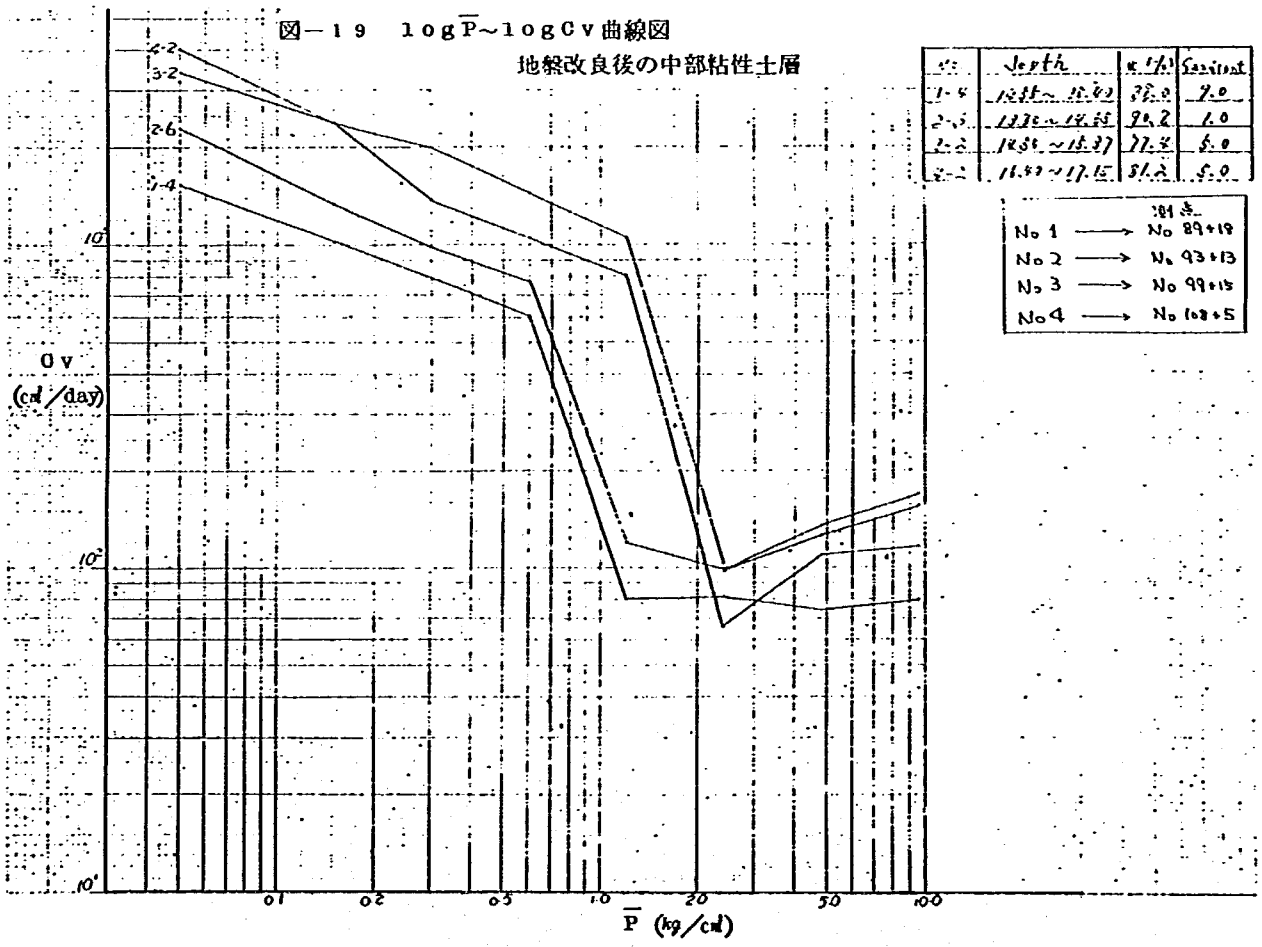
地盤改良前の中部粘性土層



Sample No	depth	w (%)	Sand-cut
1-3	11.60~12.45	89.2	5.5
2-3	11.00~11.80	86.5	9.0
3-2	12.00~12.80	82.2	8.0
4-2	13.00~13.72	78.0	14.0

図−19　log $\overline{P}$ ~ log Cv 曲線図

地盤改良後の中部粘性土層



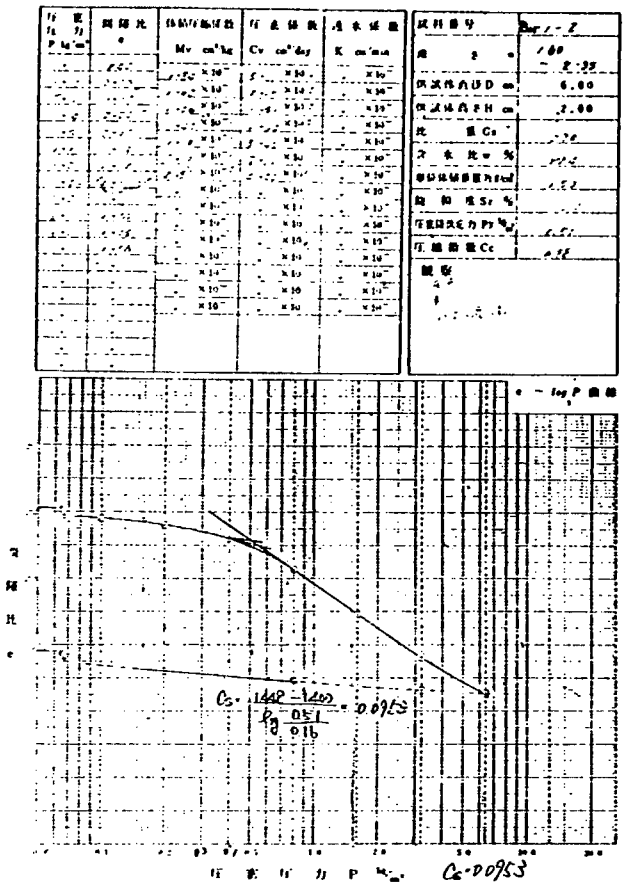
No	Depth	w (%)	Sand-cut
1-4	14.55~15.40	88.0	9.0
2-5	13.30~14.65	90.2	1.0
3-2	14.50~15.37	77.4	6.0
4-2	16.40~17.15	81.2	5.0

17号　長岡東バイパス

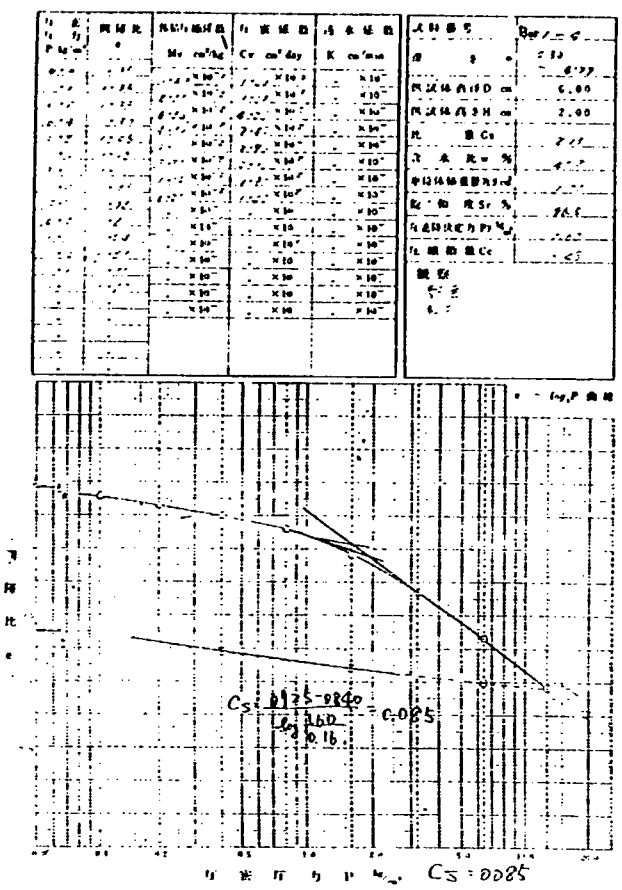
$e-\log \bar{p}$ 曲線

ボーリングNo.1

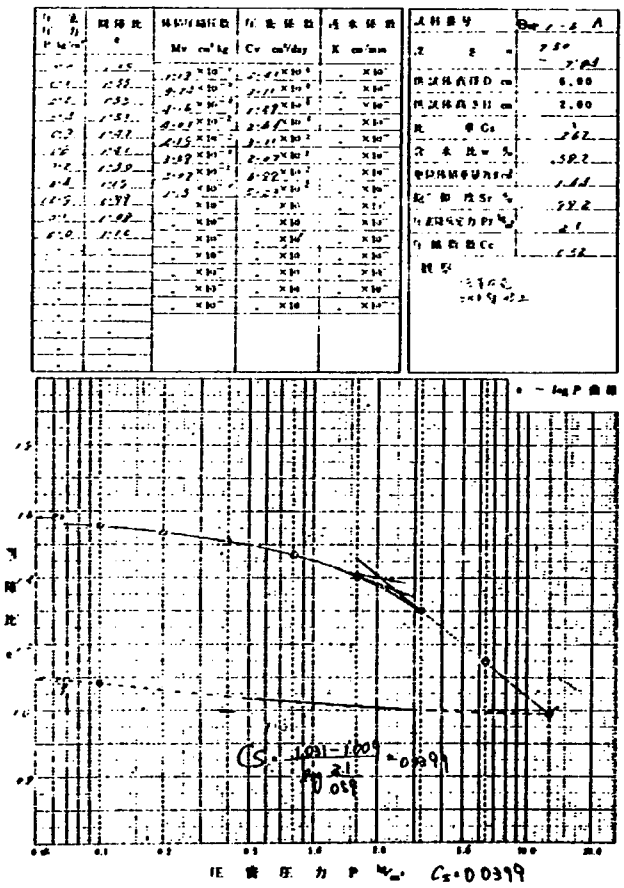
圧密試験



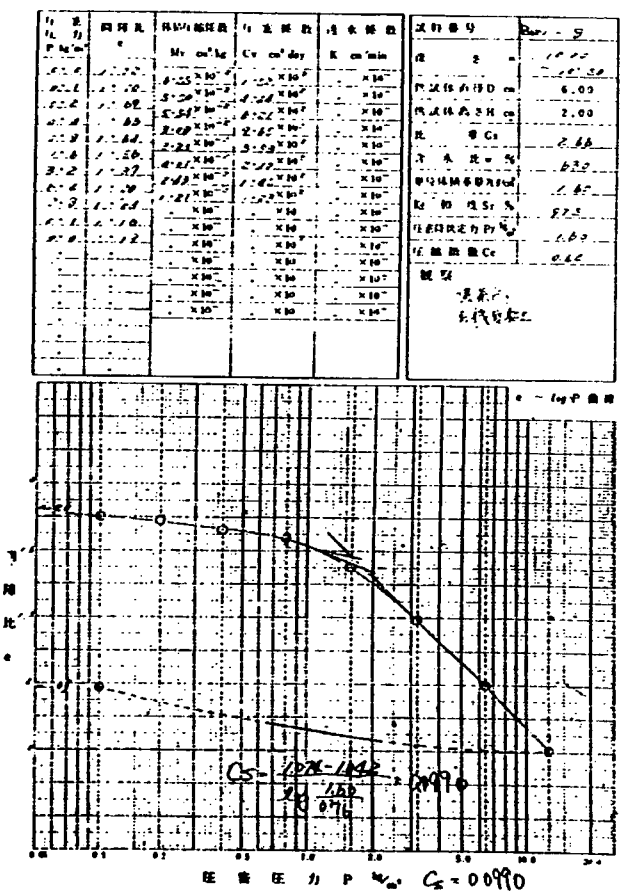
圧密試験



圧密試験



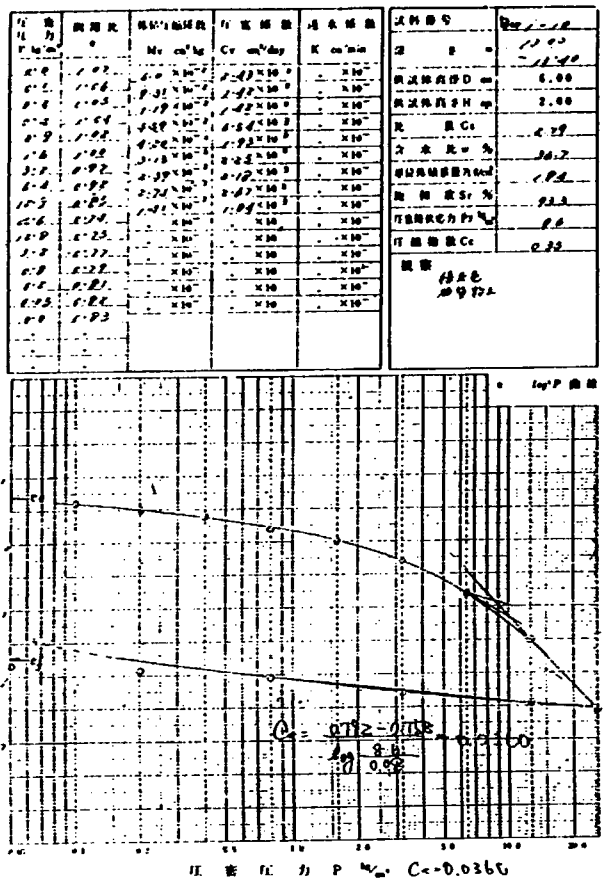
圧密試験



$e-\log p$曲線

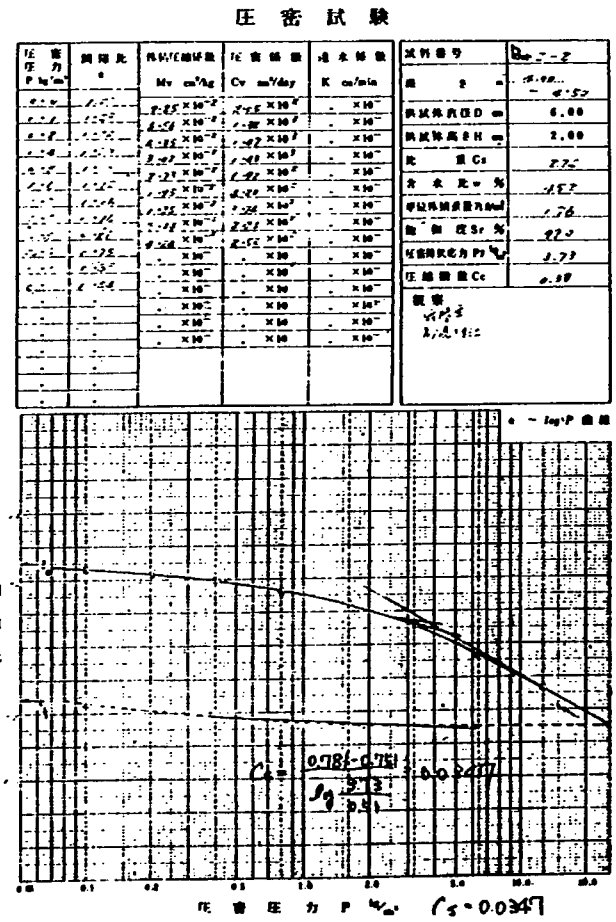
ボーリングNo.1

圧 密 試 験

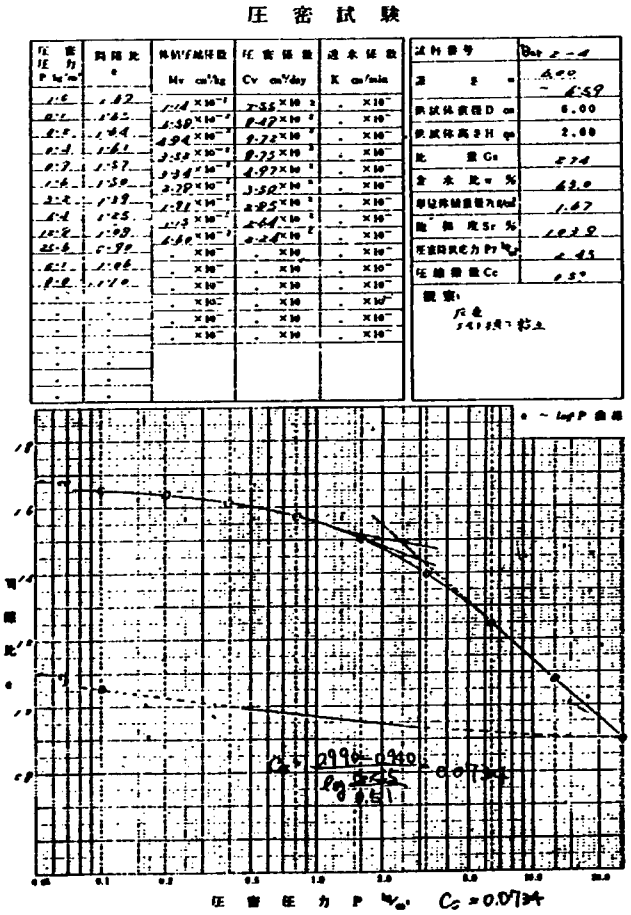


ボーリングNo.2

圧 密 試 験



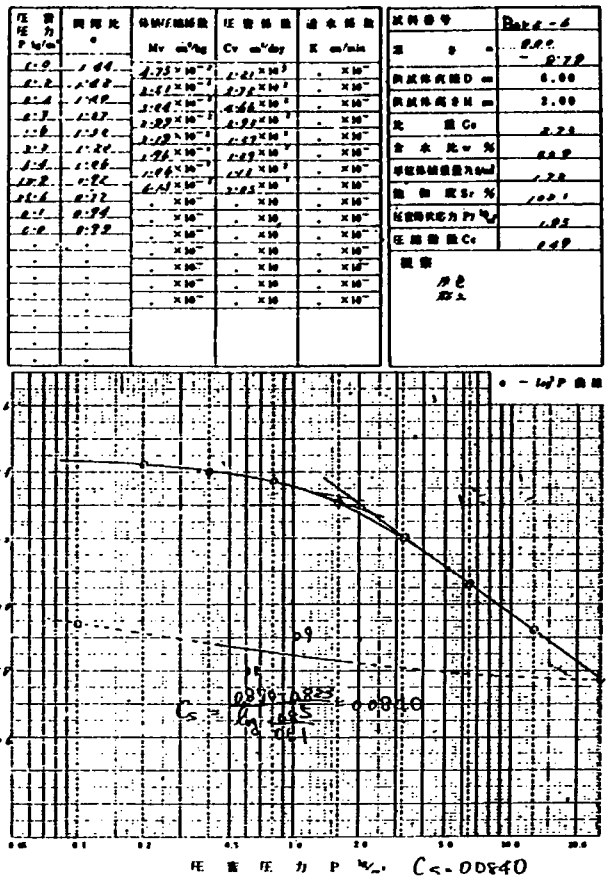
圧 密 試 験



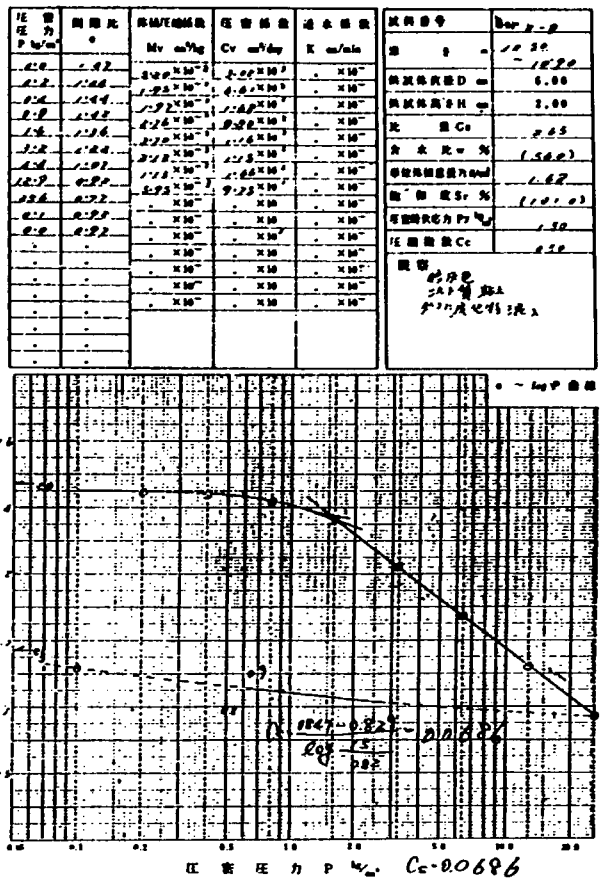
$e-\log p$曲線

ボーリングNo.2

圧 密 試 験

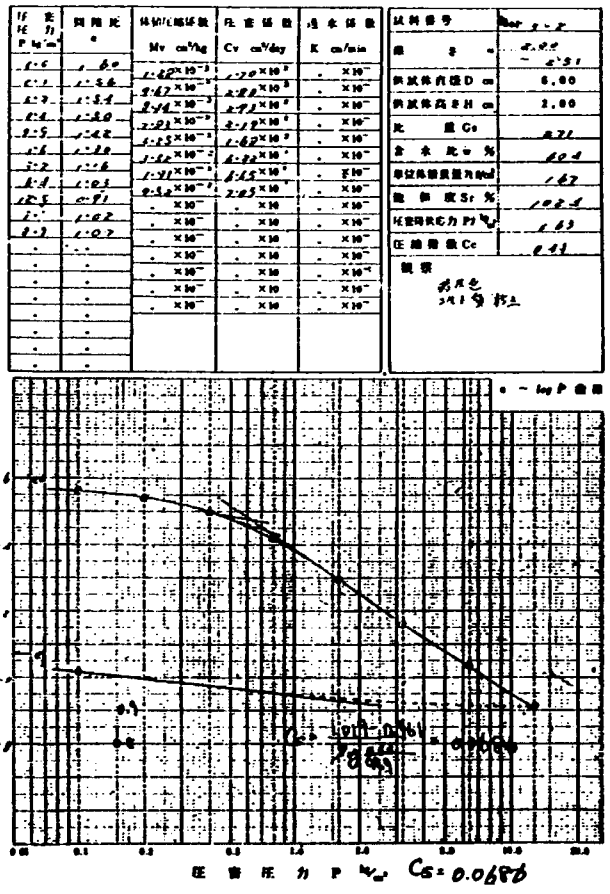


圧 密 試 験

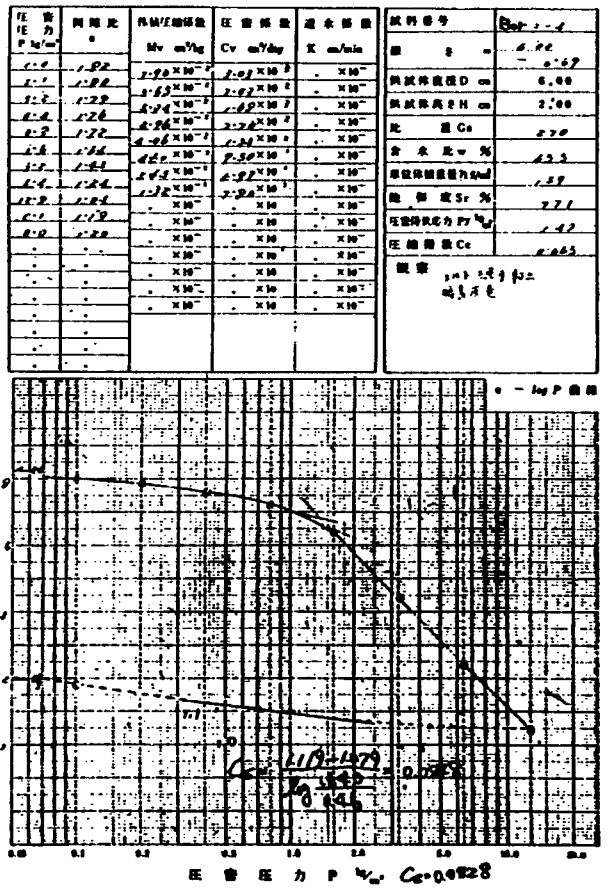


ボーリングNo.3

圧 密 試 験

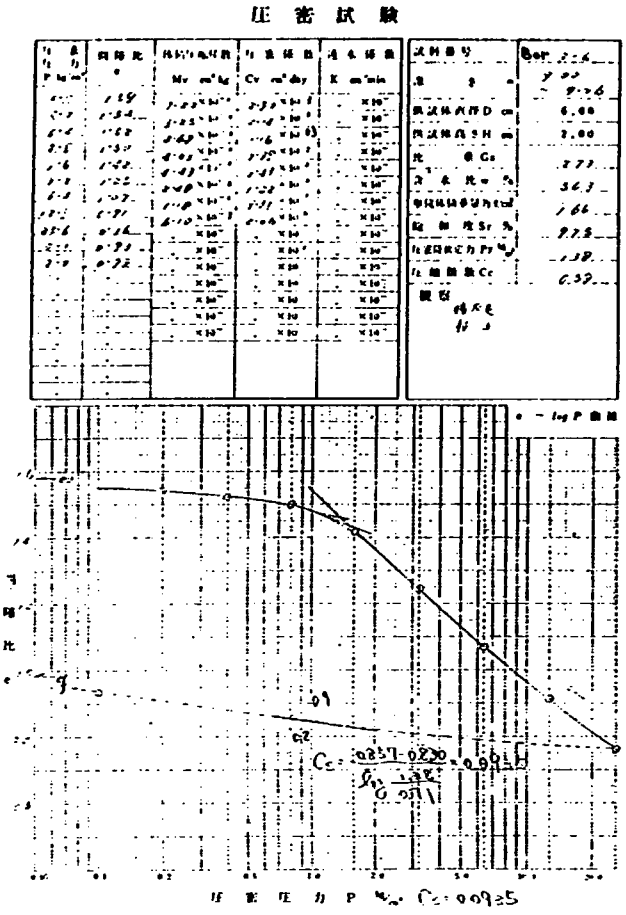


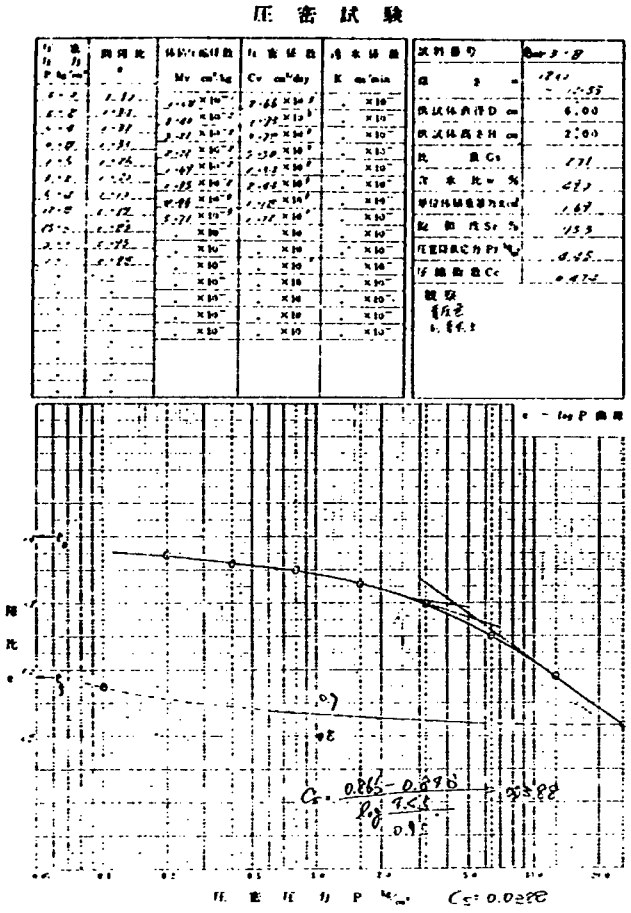
圧 密 試 験



$e-\log p$曲線

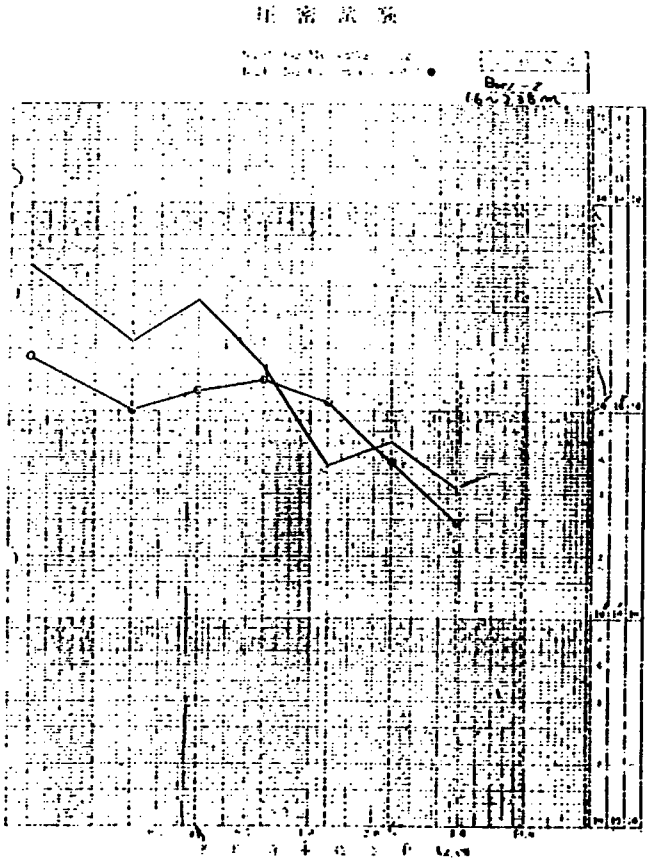
ボーリングNo.3

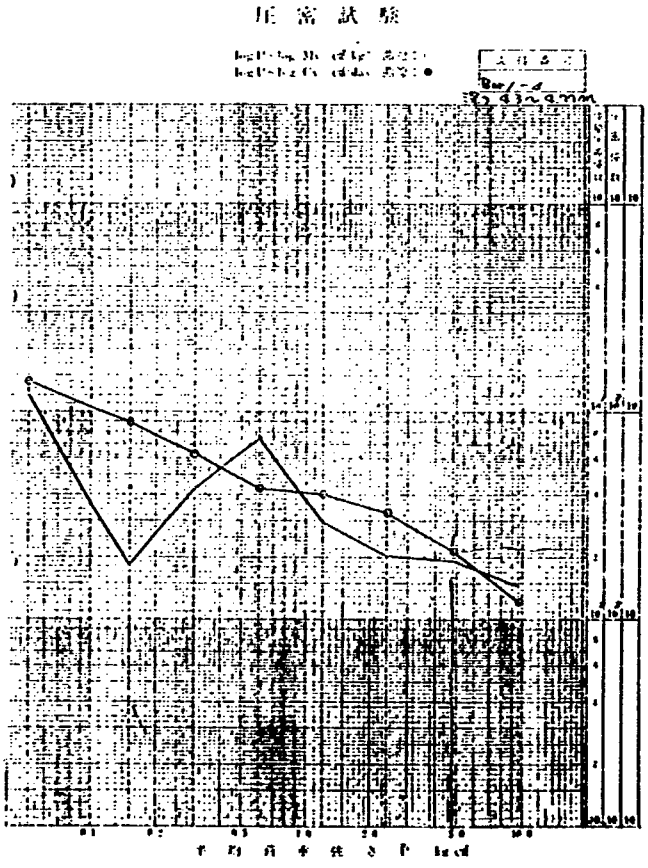




$\log \bar{p}-\log m_v$，c_v曲線

ボーリングNo.1

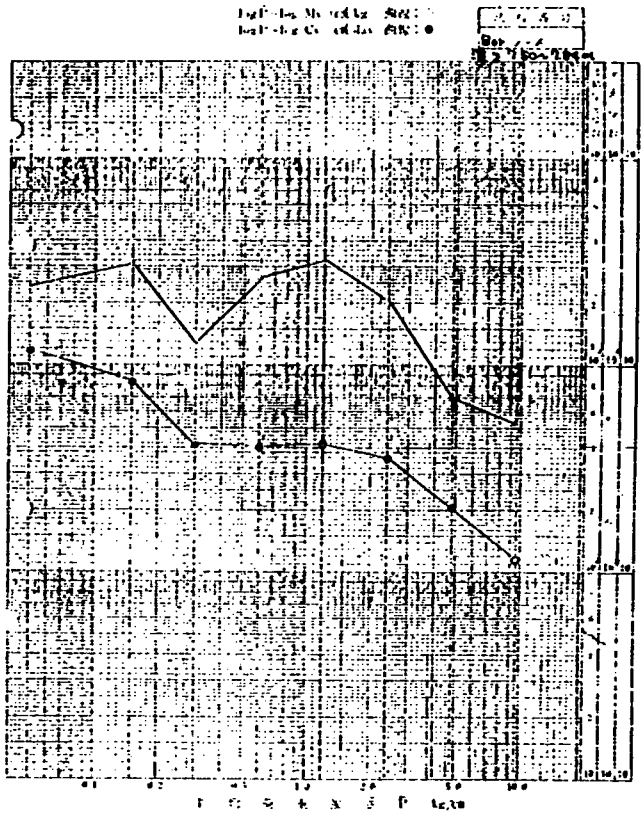




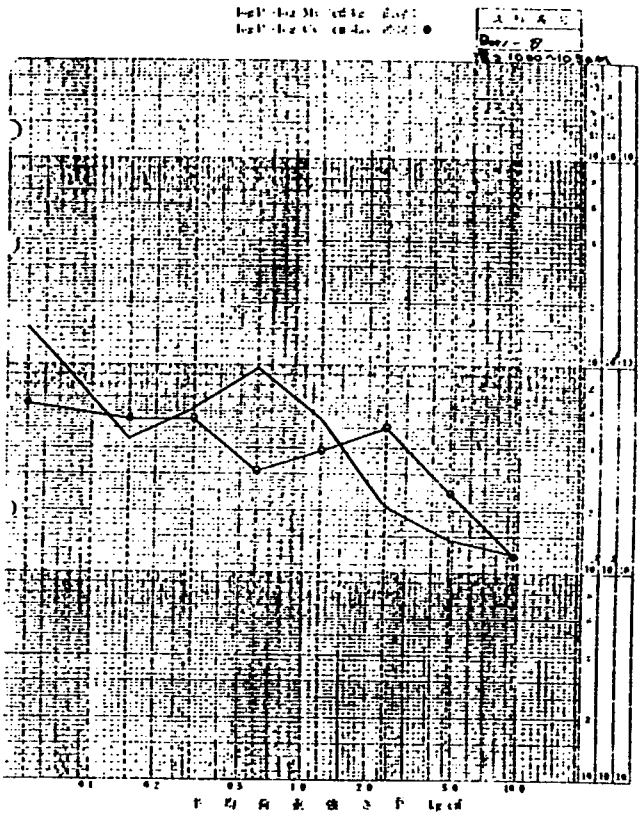
$\log \bar{p} - \log m_v$, c_v 曲線

ボーリングNo.1

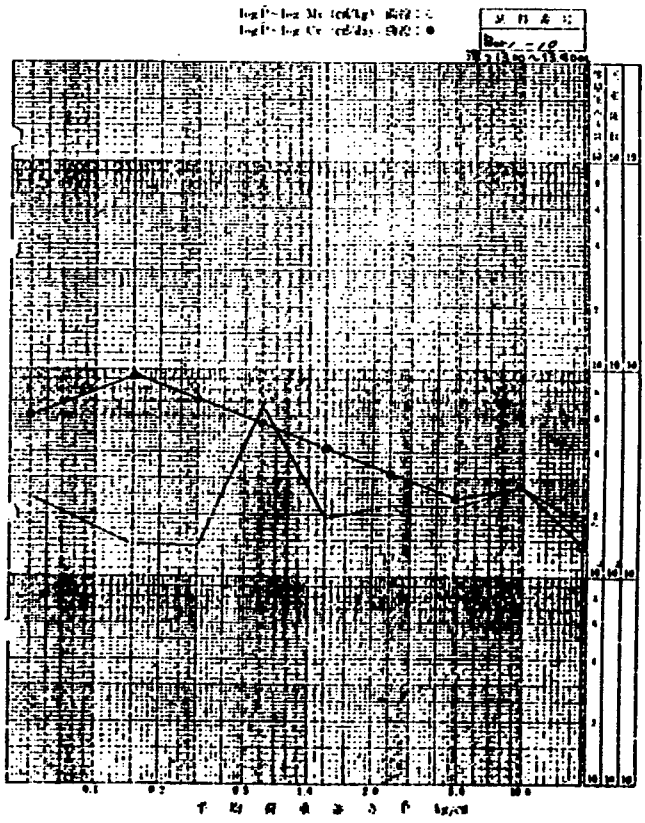
圧 密 試 験



圧 密 試 験



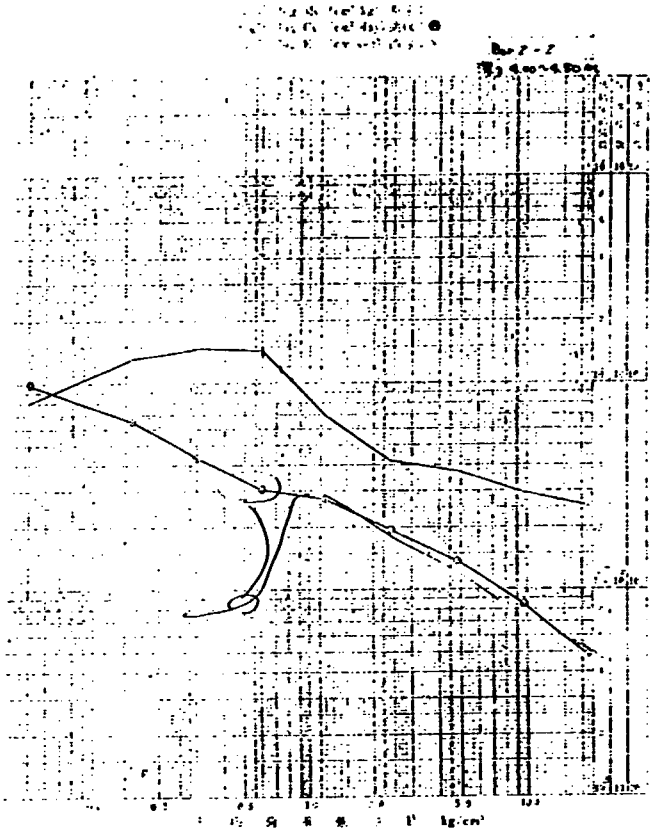
圧 密 試 験



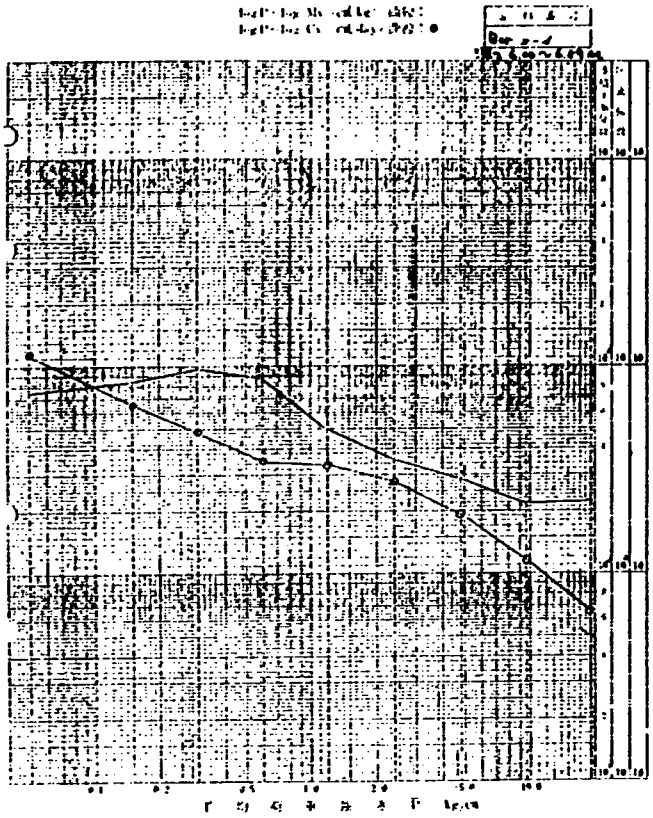
$\log \bar{p} - \log m_v$, c_v 曲線

ボーリングNo.2

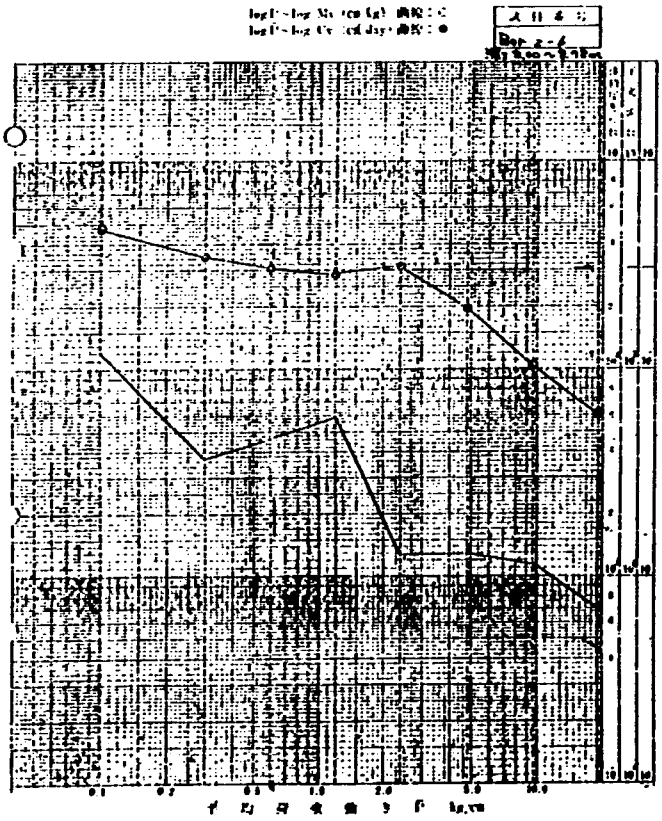
圧密試験



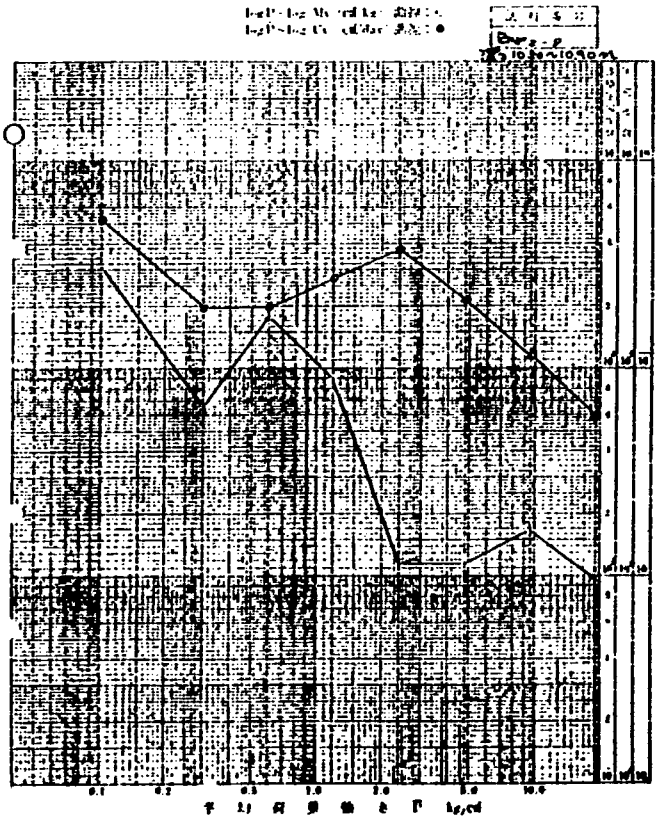
圧密試験



圧密試験



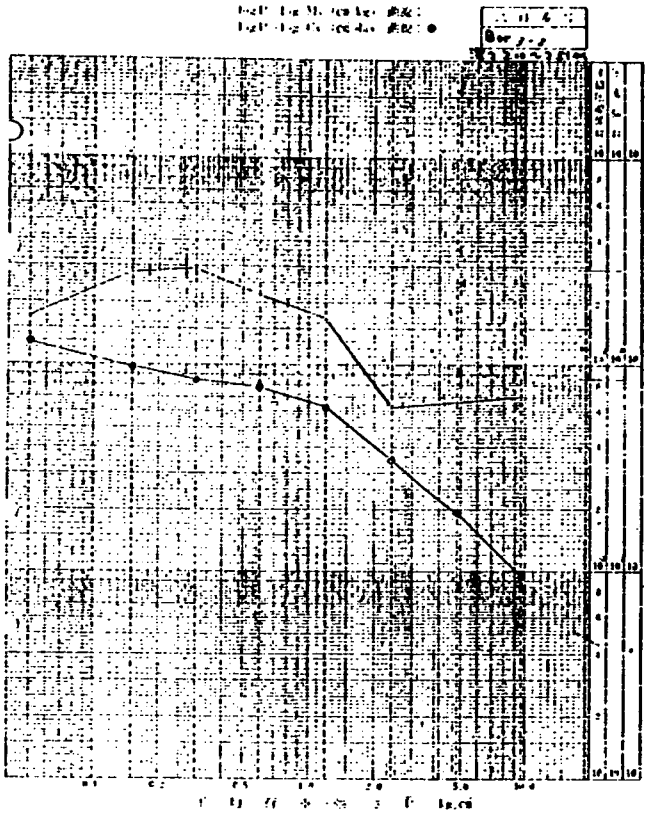
圧密試験



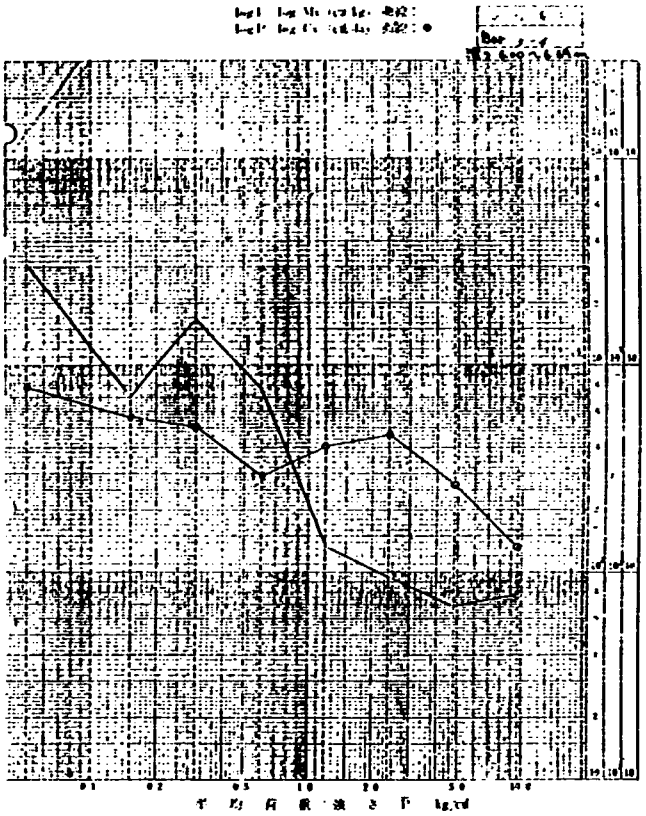
$\log \bar{p} - \log m_v$, c_v 曲線

ボーリングNo.3

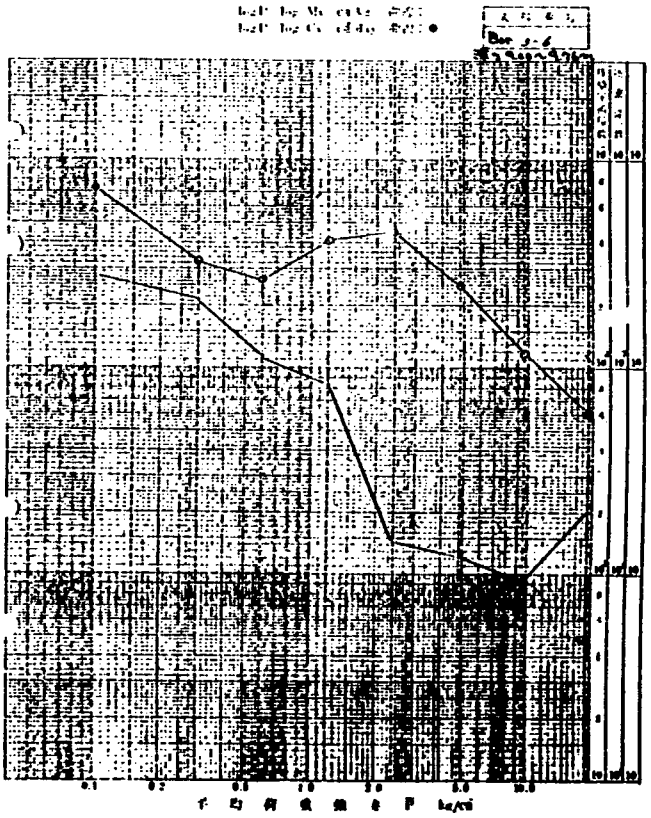
圧 密 試 験



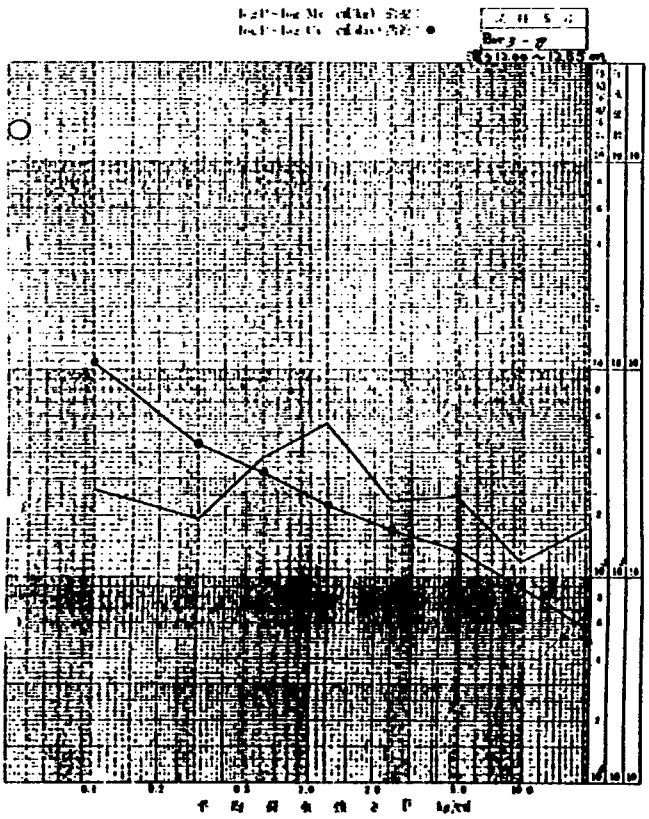
圧 密 試 験



圧 密 試 験



圧 密 試 験



7号 昭和バイパス

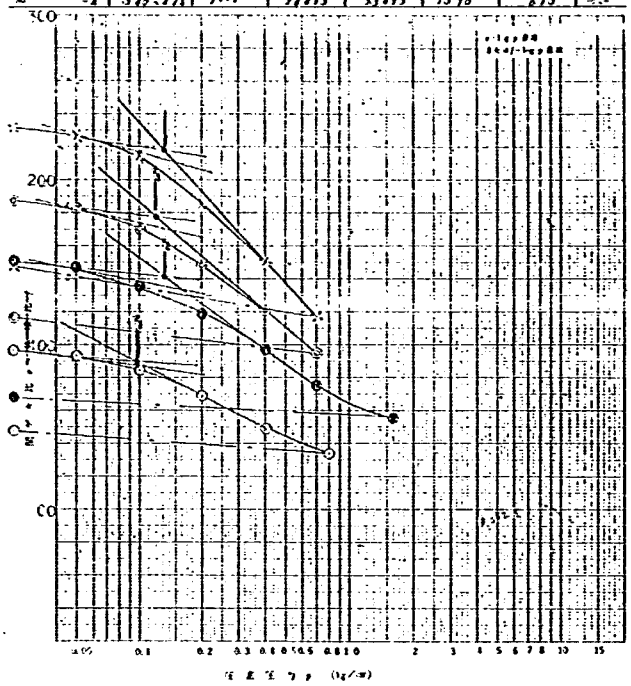
$e-\log p$曲線

圧密試験 ($e-\log p$ 曲線 / $f-\log p$ 曲線)	報告用紙

調査名・調査地点 [illegible]　試験年月日 48年12月 日

試験者

試料番号	採取深さ	過性限度 w_L %	初期体積比 f_0	初期間ゲキ比 e_0	圧縮指数 C_c	圧密降伏応力 p_0 kg/cm²	記号
No. 49(10)-1	0.80~1.62	1.38	10.775	9.775	5.50	0.10	○
No. -2	1.62~2.42	1.02	16.383	16.383	9.25	0.13	●
No. -3	2.42~3.32	1.02	20.033	19.033	10.85	0.17	◇
No. -4	3.42~4.35	1.02	24.433	23.433	13.90	0.13	☆

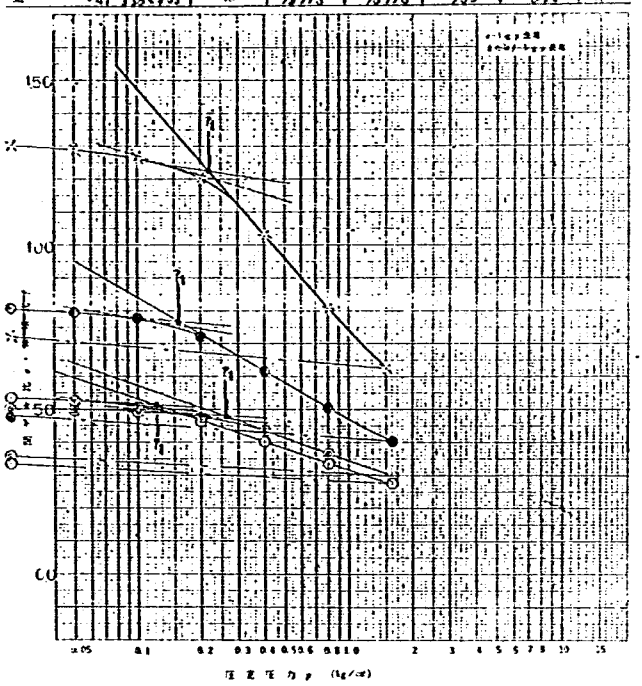


圧密試験 ($e-\log p$ 曲線 / $f-\log p$ 曲線)	報告用紙

調査名・調査地点 [illegible]　試験年月日 48年12月 日

試験者

試料番号	採取深さ	過性限度 w_L %	初期体積比 f_0	初期間ゲキ比 e_0	圧縮指数 C_c	圧密降伏応力 p_0 kg/cm²	記号
No. 46(10)-1	0.80~1.65	1.33	6.407	5.407	2.14	0.12	○
No. -2	1.70~2.55	1.33	9.119	8.119	3.70	0.16	●
No. -3	2.60~3.45	1.05	6.055	5.055	2.77	0.16	◇
No. -4	3.50~4.35	1.02	14.115	13.115	2.33	0.17	☆

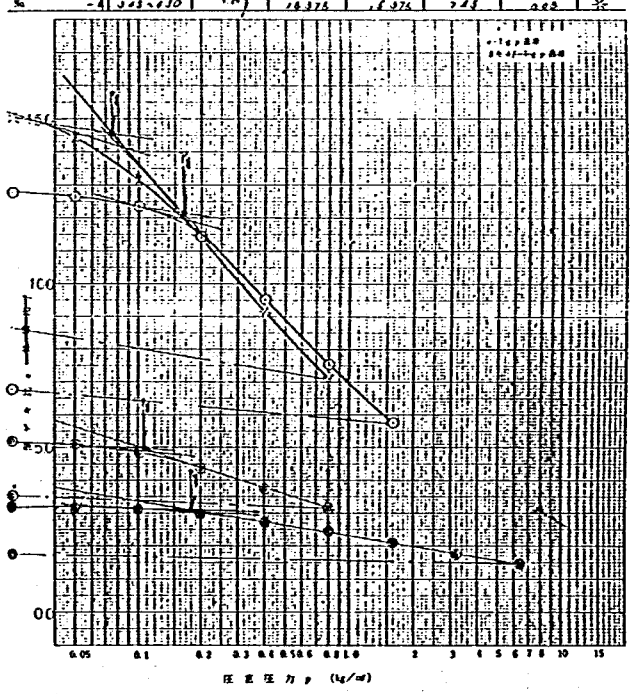


圧密試験 ($e-\log p$ 曲線 / $f-\log p$ 曲線)	報告用紙

調査名・調査地点 [illegible]　試験年月日 48年12月 日

試験者

試料番号	採取深さ	過性限度 w_L %	初期体積比 f_0	初期間ゲキ比 e_0	圧縮指数 C_c	圧密降伏応力 p_0 kg/cm²	記号
No. 47(10)-1	0.85~1.65	1.02	13.895	12.895	6.70	0.17	○
No. -2	1.70~2.55	1.33	9.775	8.775	4.00	0.15	●
No. -3	2.60~3.45	1.33	6.262	5.262	2.07	0.11	◇
No. -4	3.45~4.30	1.02	16.375	15.375	7.45	0.05	☆

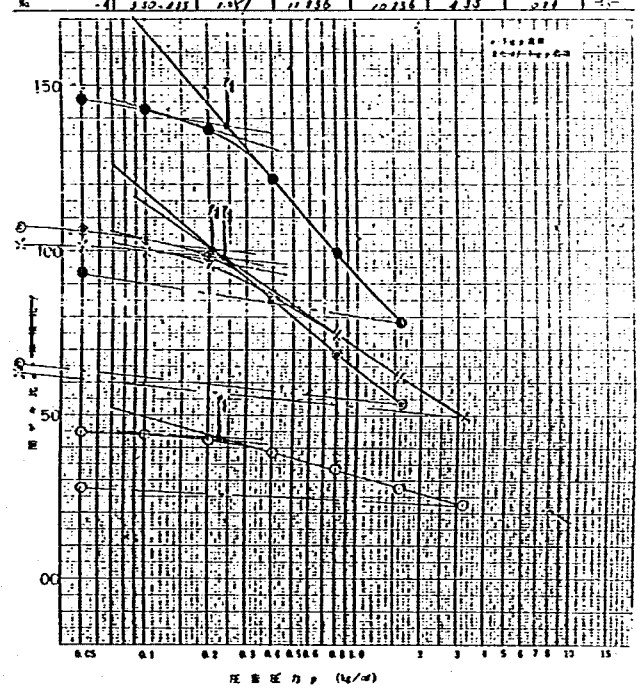


圧密試験 ($e-\log p$ 曲線 / $f-\log p$ 曲線)	報告用紙

調査名・調査地点 [illegible]　試験年月日 48年12月 日

試験者

試料番号	採取深さ	過性限度 w_L %	初期体積比 f_0	初期間ゲキ比 e_0	圧縮指数 C_c	圧密降伏応力 p_0 kg/cm²	記号
No. 58(10)-1	0.80~1.65	1.33	5.540	4.540	1.79	0.13	○
No. -2	1.65~2.50	1.02	15.814	14.814	7.33	0.15	●
No. -3	2.50~3.35	1.02	11.775	10.775	5.37	0.21	◇
No. -4	3.50~4.35	1.02	11.256	10.256	4.35	0.14	☆



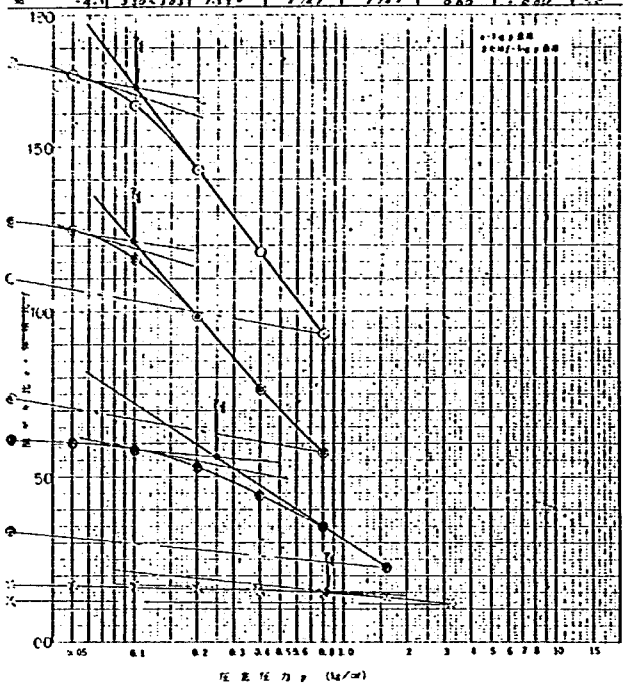
$e-\log p$曲線

	圧密試験 ($e-\log p$ 曲線 / $f-\log p$ 曲線)	報告用紙

調査名・調査地点 [illegible]　試験年月日 48年12月 日

試験者

試料番号	採取深さ	最適含水量 w_c %	初期間隙比 f_0	初期間隙比 e_0	圧縮指数 C_c	圧密降伏応力 p_0 kg/cm²	記号
No.57 (1.0)-1	0.80~1.65	1.07	18.737	12.737	6.30	0.10	○
No. -2	1.70~2.55	1.09	7.184	6.184	4.10	0.25	●
No. -3	2.60~3.40	1.03	12.589	11.788	7.77	0.10	◎
No. -4	3.50~3.05	1.550	8.747	7.747	0.80	0.80	※

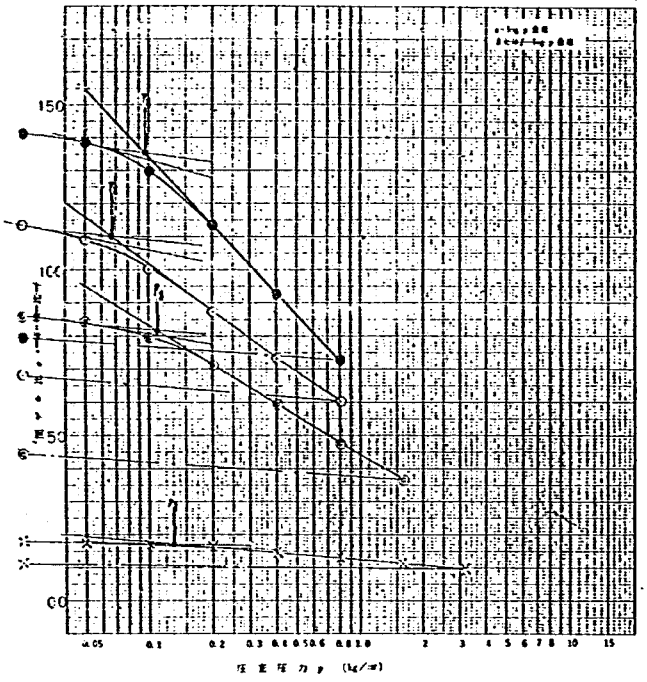


	圧密試験 ($e-\log p$ 曲線 / $f-\log p$ 曲線)	報告用紙

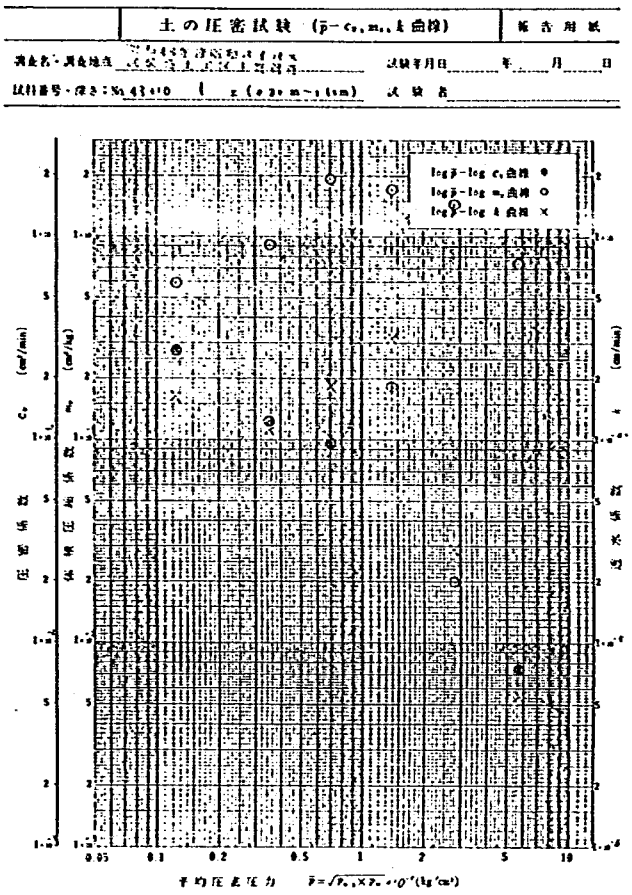
調査名・調査地点 [illegible]　試験年月日 48年12月 日

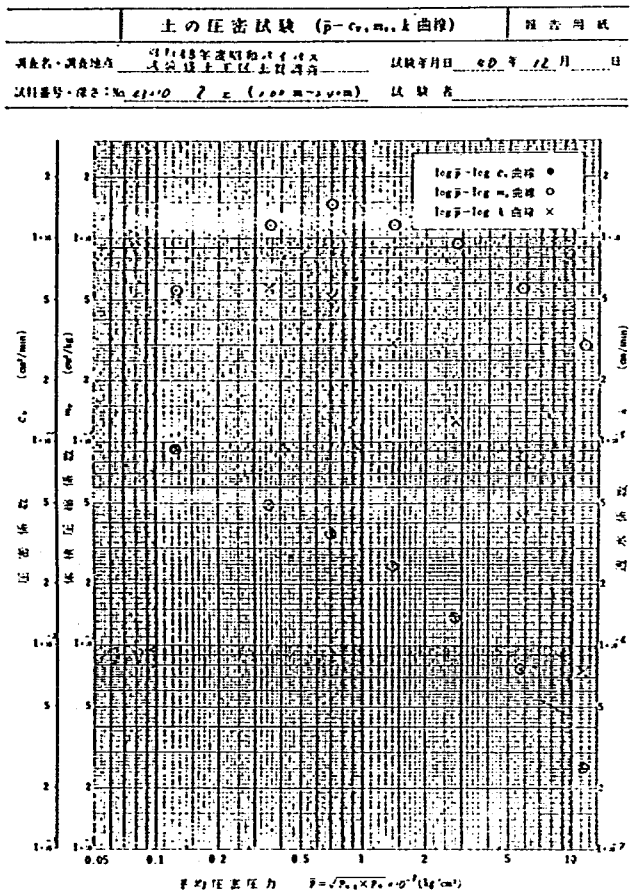
試験者

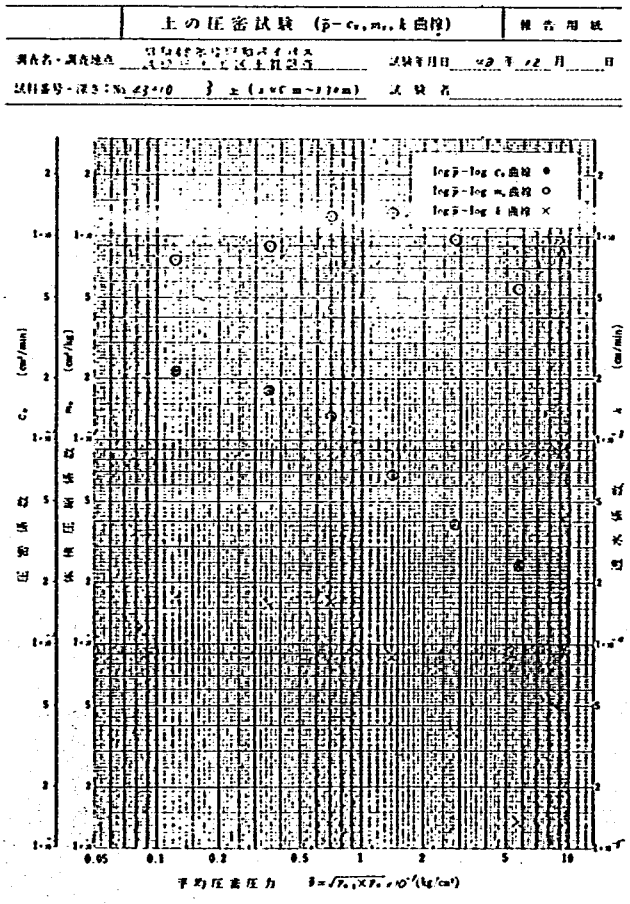
試料番号	採取深さ	最適含水量 w_c %	初期間隙比 f_0	初期間隙比 e_0	圧縮指数 C_c	圧密降伏応力 p_0 kg/cm²	記号
No.60 (1.0)-1	0.80~1.65	1.03	12.589	11.589	4.70	0.07	○
No. -2	1.65~2.50	1.03	15.330	14.330	6.82	0.10	●
No. -3	2.50~3.30	1.03	9.489	8.489	3.93	0.11	◎
No. -4	3.50~4.40	1.03	2.823	1.823	0.45	0.13	※

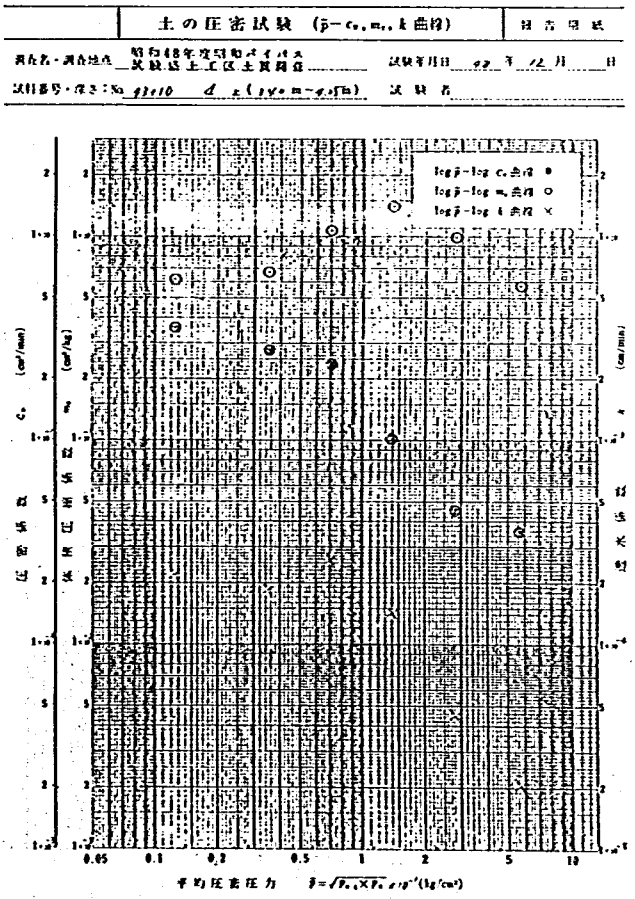


log p − log m_v , c_v , k 曲線

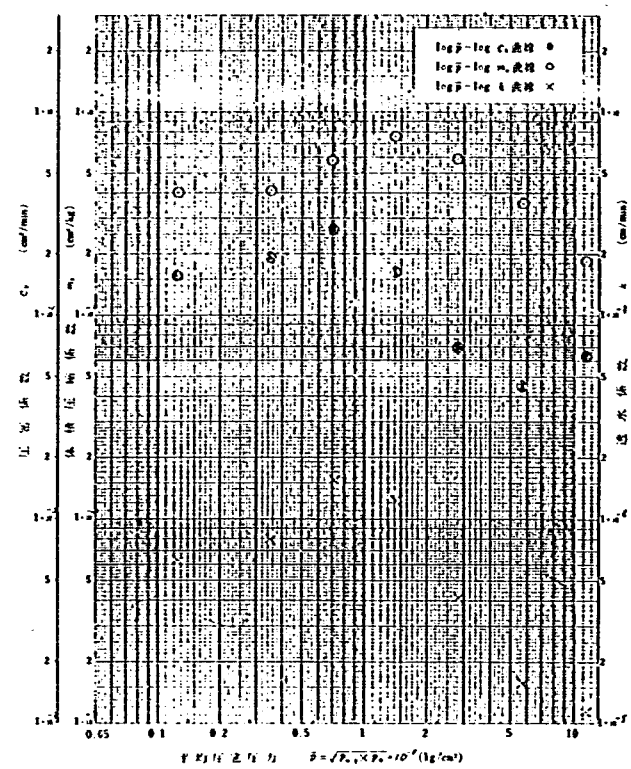


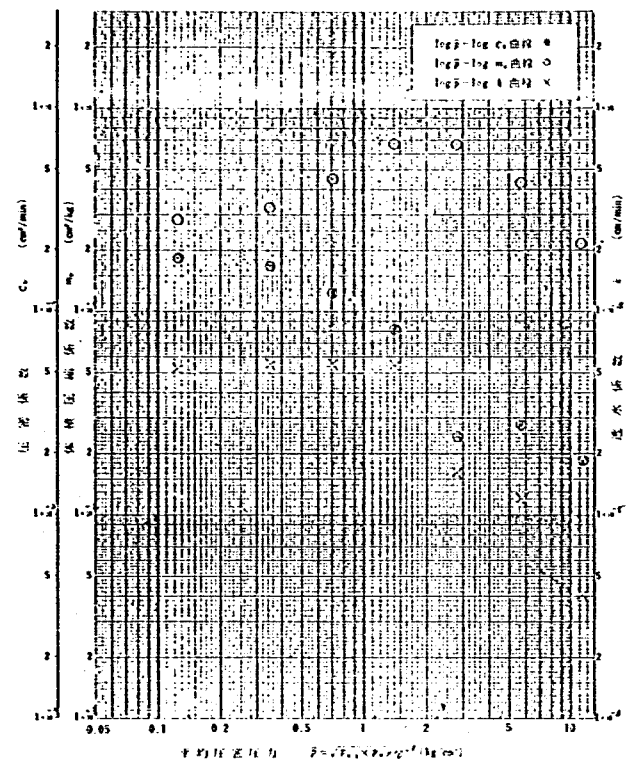


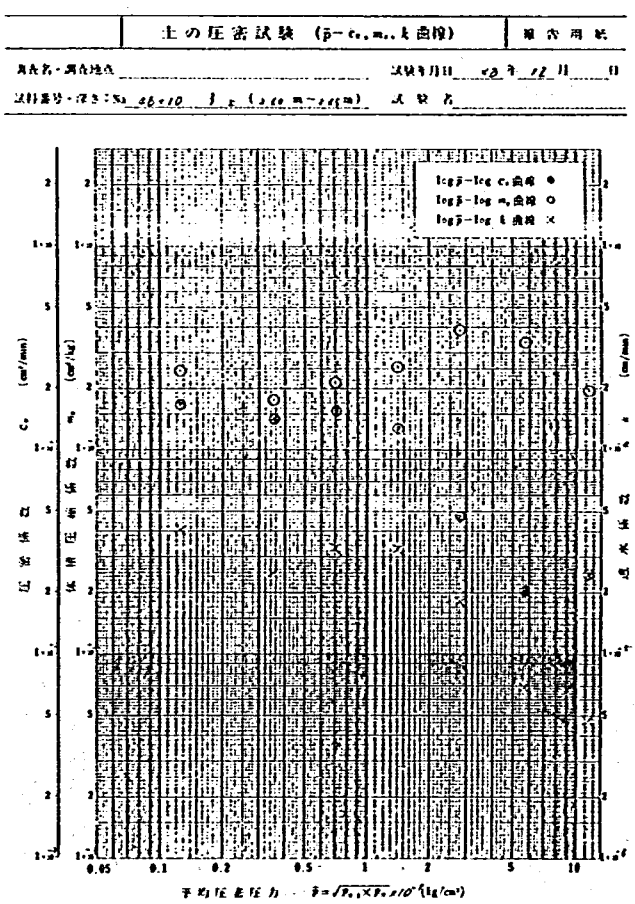


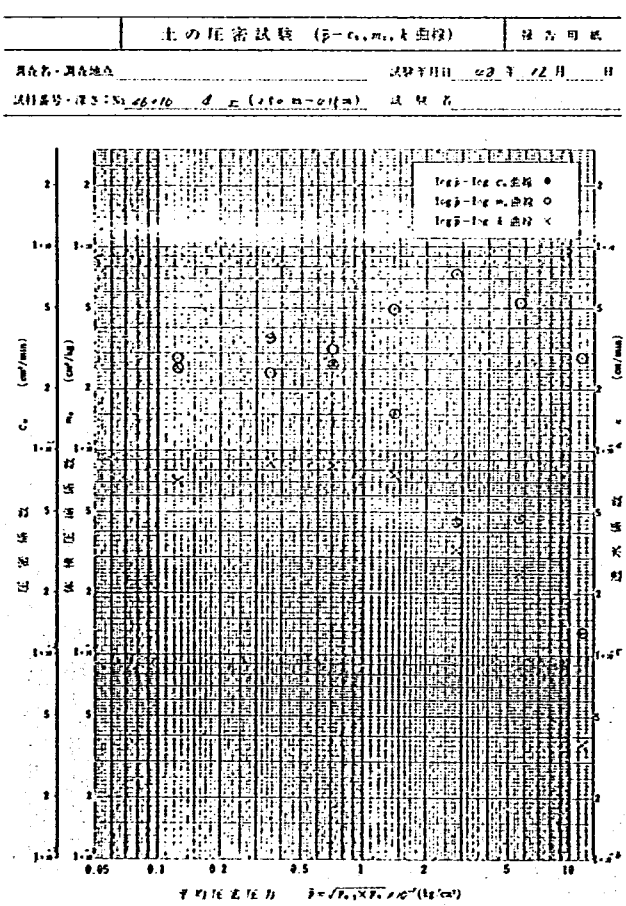


log $\bar{p}$ − log m_v , c_v , k 曲線





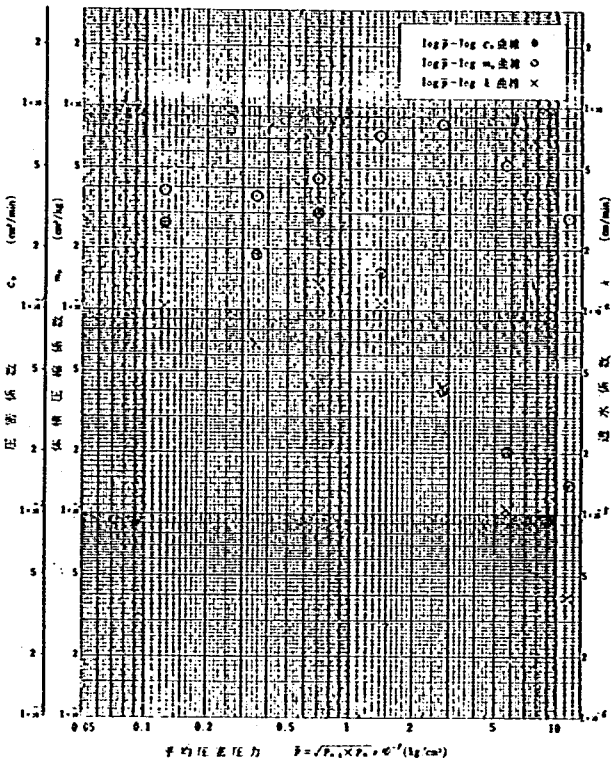




	土の圧密試験 ($\bar{p}-c_v, m_v, k$ 曲線)	報告用紙

調査名・調査地点 _____ 試験年月日 48 年 12 月 ___ 日

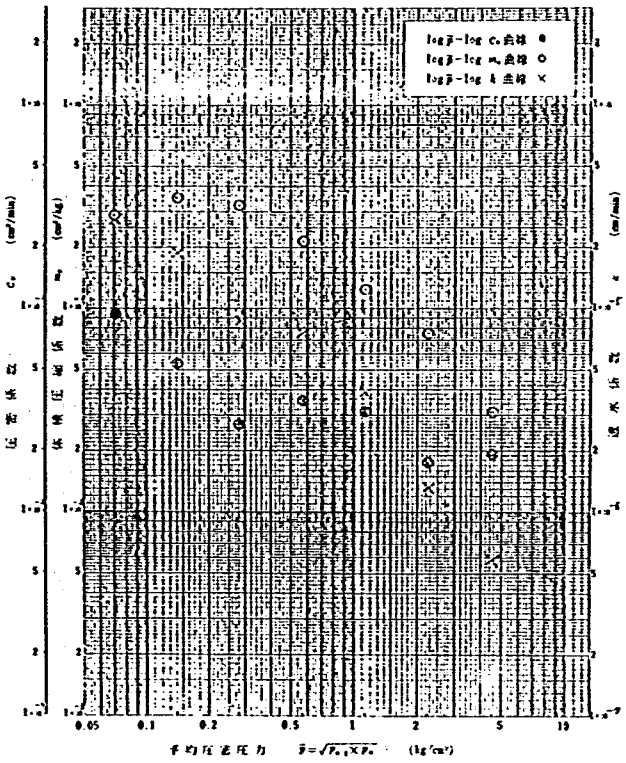
試料番号・深さ：No. 49+10 1 上 (0.05m～1.15m) 試験者 _____



	土の圧密試験 ($\bar{p}-c_v, m_v, k$ 曲線)	報告用紙

調査名・調査地点 _____ 試験年月日 48 年 12 月 ___ 日

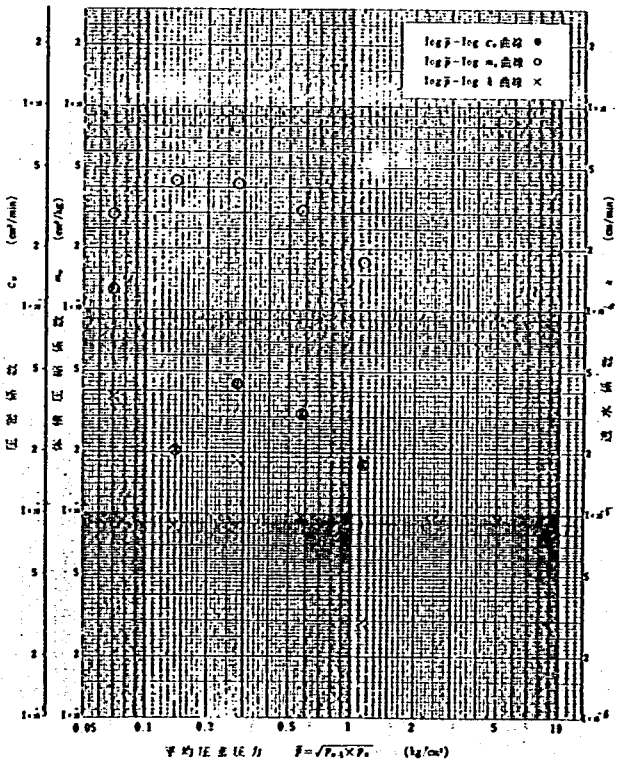
試料番号・深さ：No. 49+10 2 上 (1.70m～2.15m) 試験者 _____



	土の圧密試験 ($\bar{p}-c_v, m_v, k$ 曲線)	報告用紙

調査名・調査地点 _____ 試験年月日 48 年 12 月 ___ 日

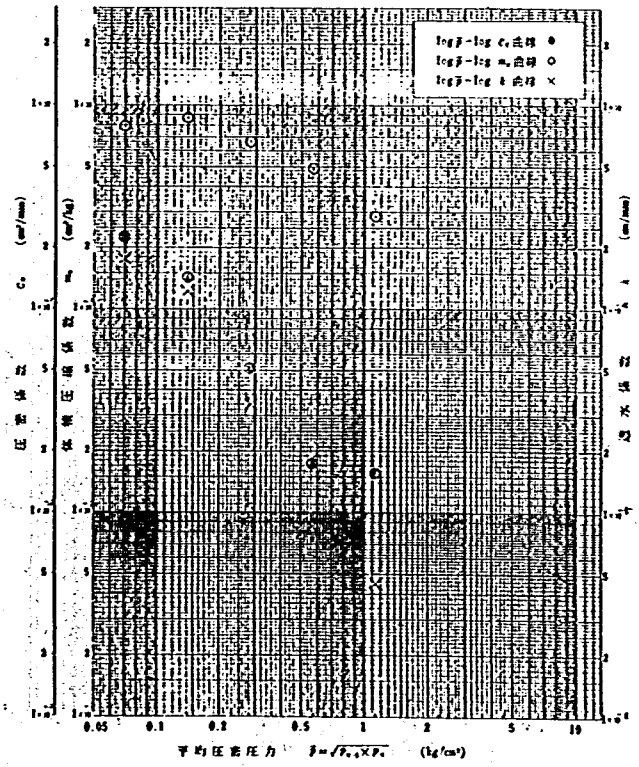
試料番号・深さ：No. 49+10 3 上 (2.60m～3.05m) 試験者 _____



	土の圧密試験 ($\bar{p}-c_v, m_v, k$ 曲線)	報告用紙

調査名・調査地点 _____ 試験年月日 48 年 12 月 ___ 日

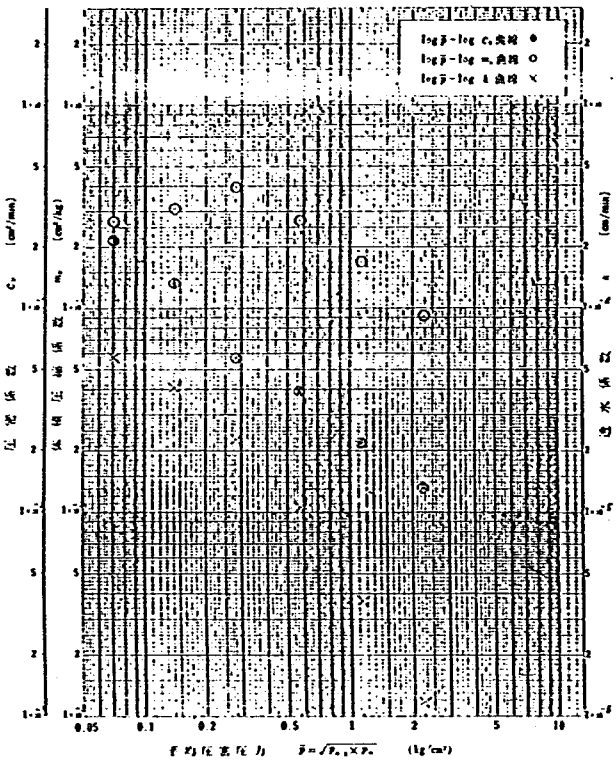
試料番号・深さ：No. 49+10 4 上 (3.45m～4.20m) 試験者 _____



	土の圧密試験 ($\bar{p}-c_v, m_v, k$ 曲線)	報告用紙

調査名・調査地点 ＿＿＿＿＿＿ 試験年月日 40 年 12 月 日

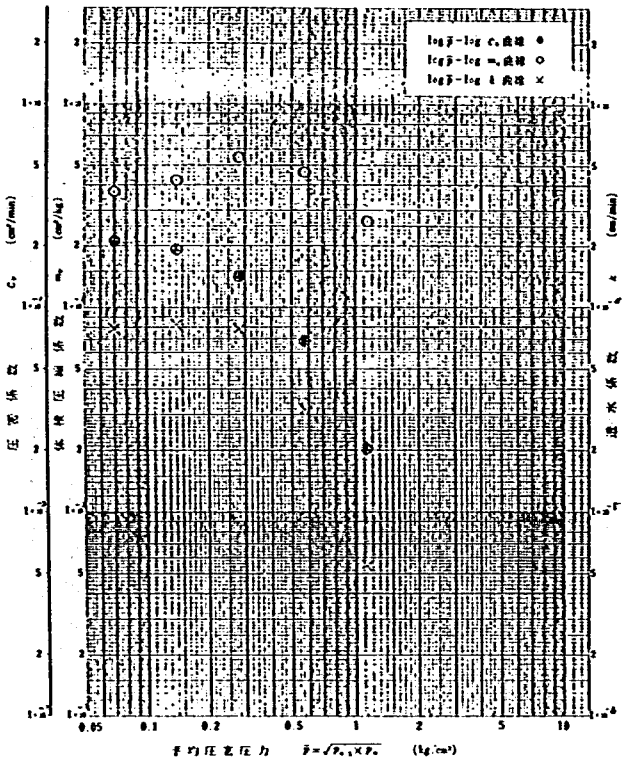
試料番号・深さ：No. 54+10 1 上 (0.30 m～1.45 m) 試験者 ＿＿＿＿＿＿



	土の圧密試験 ($\bar{p}-c_v, m_v, k$ 曲線)	報告用紙

調査名・調査地点 ＿＿＿＿＿＿ 試験年月日 40 年 12 月 日

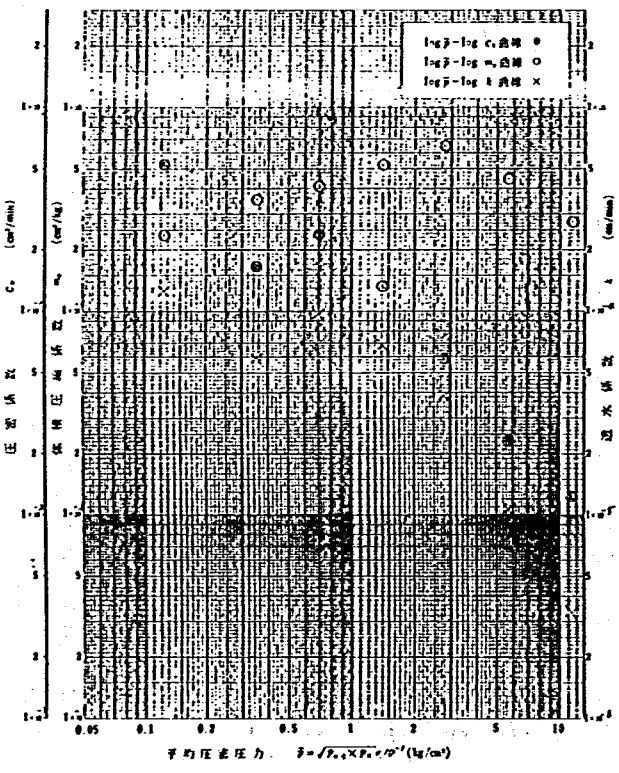
試料番号・深さ：No. 54+10 2 上 (1.65 m～2.50 m) 試験者 ＿＿＿＿＿＿



	土の圧密試験 ($\bar{p}-c_v, m_v, k$ 曲線)	報告用紙

調査名・調査地点 ＿＿＿＿＿＿ 試験年月日 40 年 12 月 日

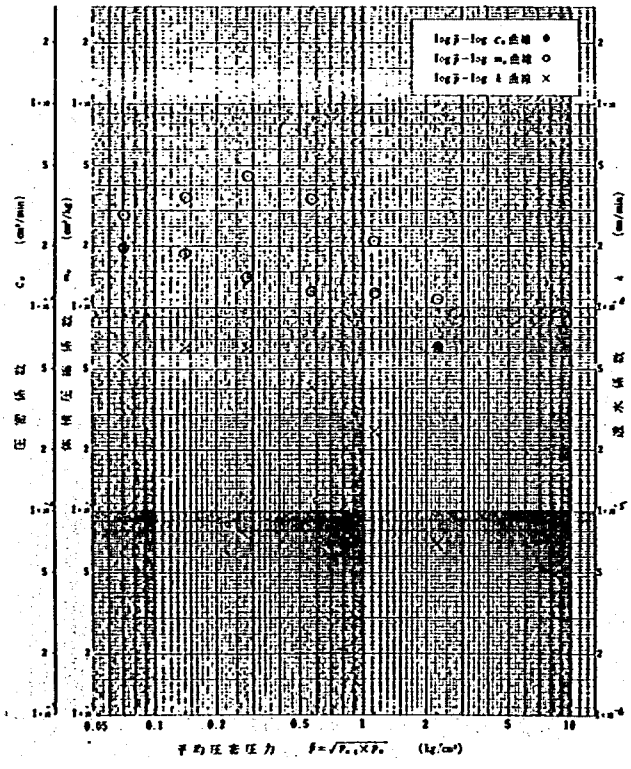
試料番号・深さ：No. 54+10 3 上 (2.50 m～3.15 m) 試験者 ＿＿＿＿＿＿



	土の圧密試験 ($\bar{p}-c_v, m_v, k$ 曲線)	報告用紙

調査名・調査地点 ＿＿＿＿＿＿ 試験年月日 40 年 12 月 日

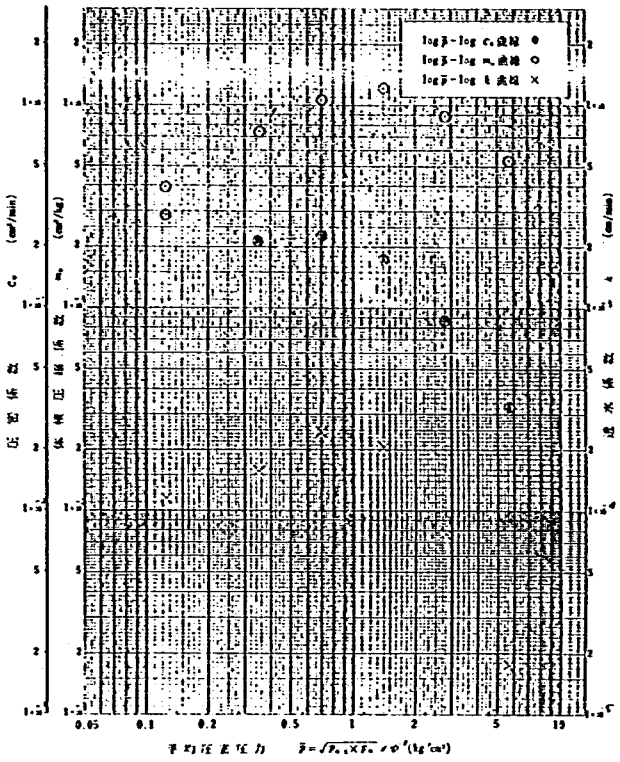
試料番号・深さ：No. 54+10 4 上 (3.50 m～4.15 m) 試験者 ＿＿＿＿＿＿



土の圧密試験 ($\bar{p}-c_v, m_v, k$ 曲線)　報告用紙

調査名・調査地点　　試験年月日 43 年 12 月 日

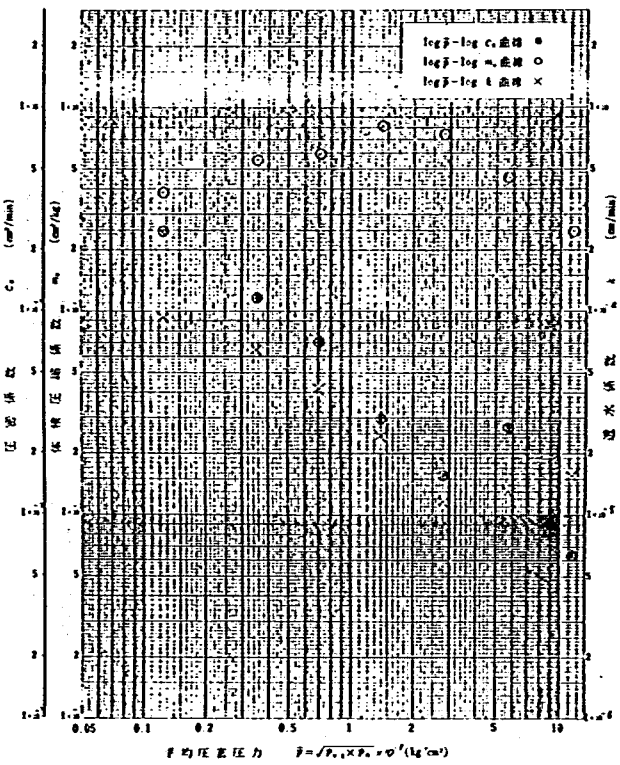
試料番号・深さ：No. 57+10 1 ㄴ (2.80 m～4.15m)　試験者



土の圧密試験 ($\bar{p}-c_v, m_v, k$ 曲線)　報告用紙

調査名・調査地点　　試験年月日 43 年 12 月 日

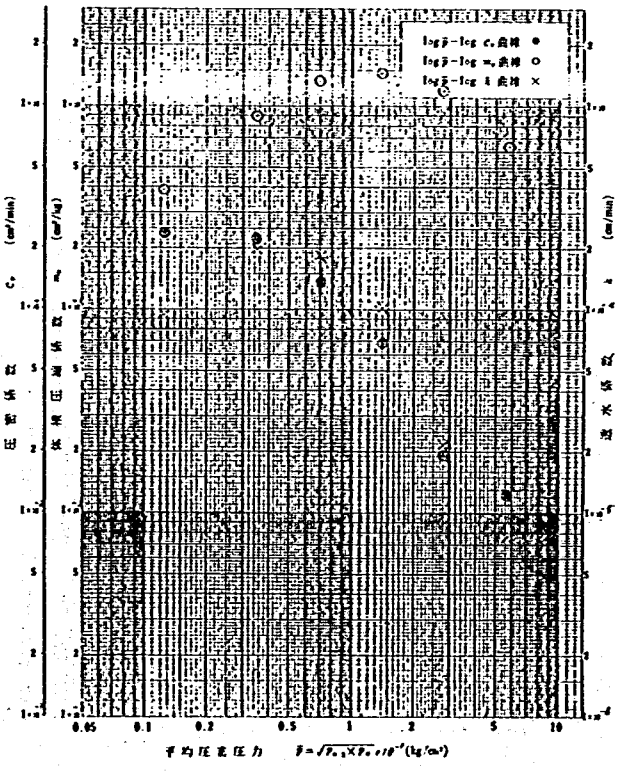
試料番号・深さ：No. 57+10 2 ㄴ (2.90 m～4.15m)　試験者



土の圧密試験 ($\bar{p}-c_v, m_v, k$ 曲線)　報告用紙

調査名・調査地点　　試験年月日 43 年 12 月 日

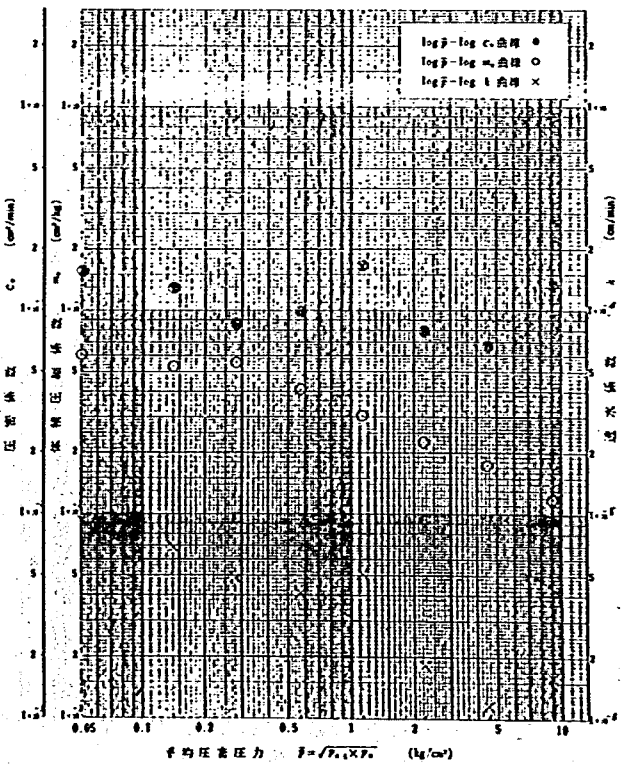
試料番号・深さ：No. 57+10 3 ㄴ (3.60 m～4.65m)　試験者



土の圧密試験 ($\bar{p}-c_v, m_v, k$ 曲線)　報告用紙

調査名・調査地点　　試験年月日 43 年 12 月 日

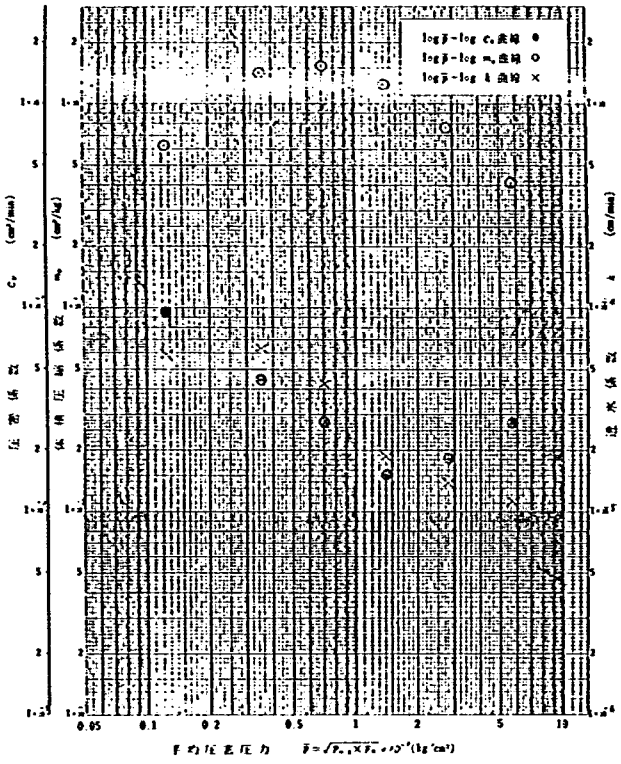
試料番号・深さ：No. 57+10 4-1 (3.60 m～4.65m)　試験者



	土の圧密試験 ($\bar{p}-c_v, m_v, k$ 曲線)	報告用紙

調査名・調査地点 ＿＿＿＿＿＿ 試験年月日 48 年 12 月 日

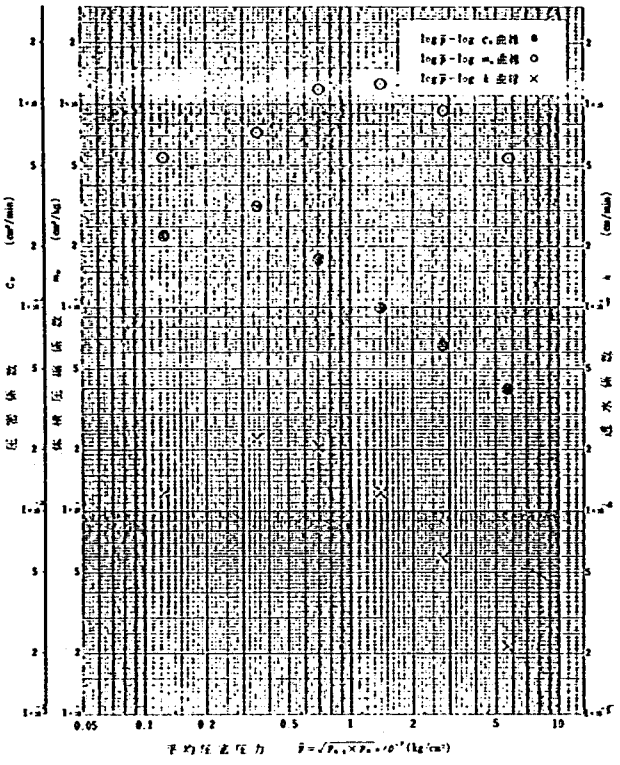
試料番号・深さ：No. 60+10 1 上 (0.80 m～1.65 m) 試験者 ＿＿＿＿＿＿



	土の圧密試験 ($\bar{p}-c_v, m_v, k$ 曲線)	報告用紙

調査名・調査地点 ＿＿＿＿＿＿ 試験年月日 48 年 12 月 日

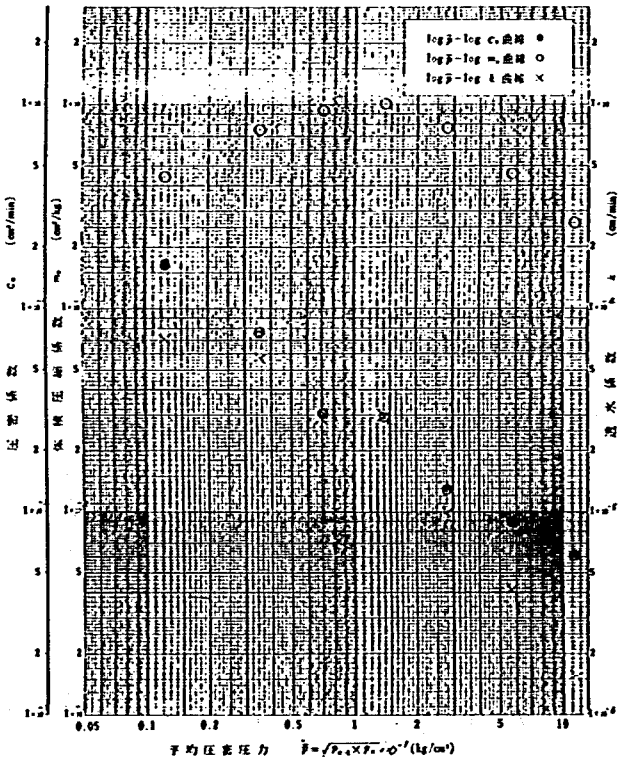
試料番号・深さ：No. 60+10 2 上 (1.65 m～2.50 m) 試験者 ＿＿＿＿＿＿



	土の圧密試験 ($\bar{p}-c_v, m_v, k$ 曲線)	報告用紙

調査名・調査地点 ＿＿＿＿＿＿ 試験年月日 48 年 12 月 日

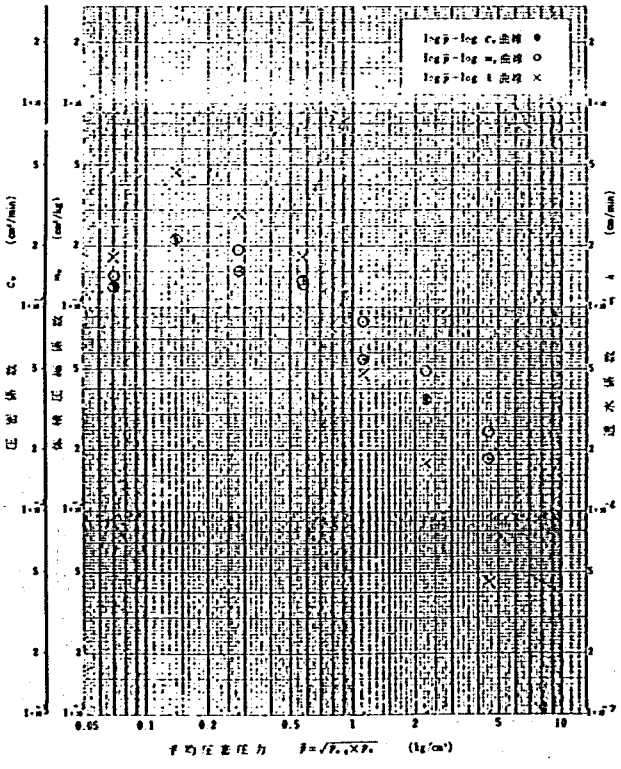
試料番号・深さ：No. 60+10 3 上 (2.50 m～3.30 m) 試験者 ＿＿＿＿＿＿



	土の圧密試験 ($\bar{p}-c_v, m_v, k$ 曲線)	報告用紙

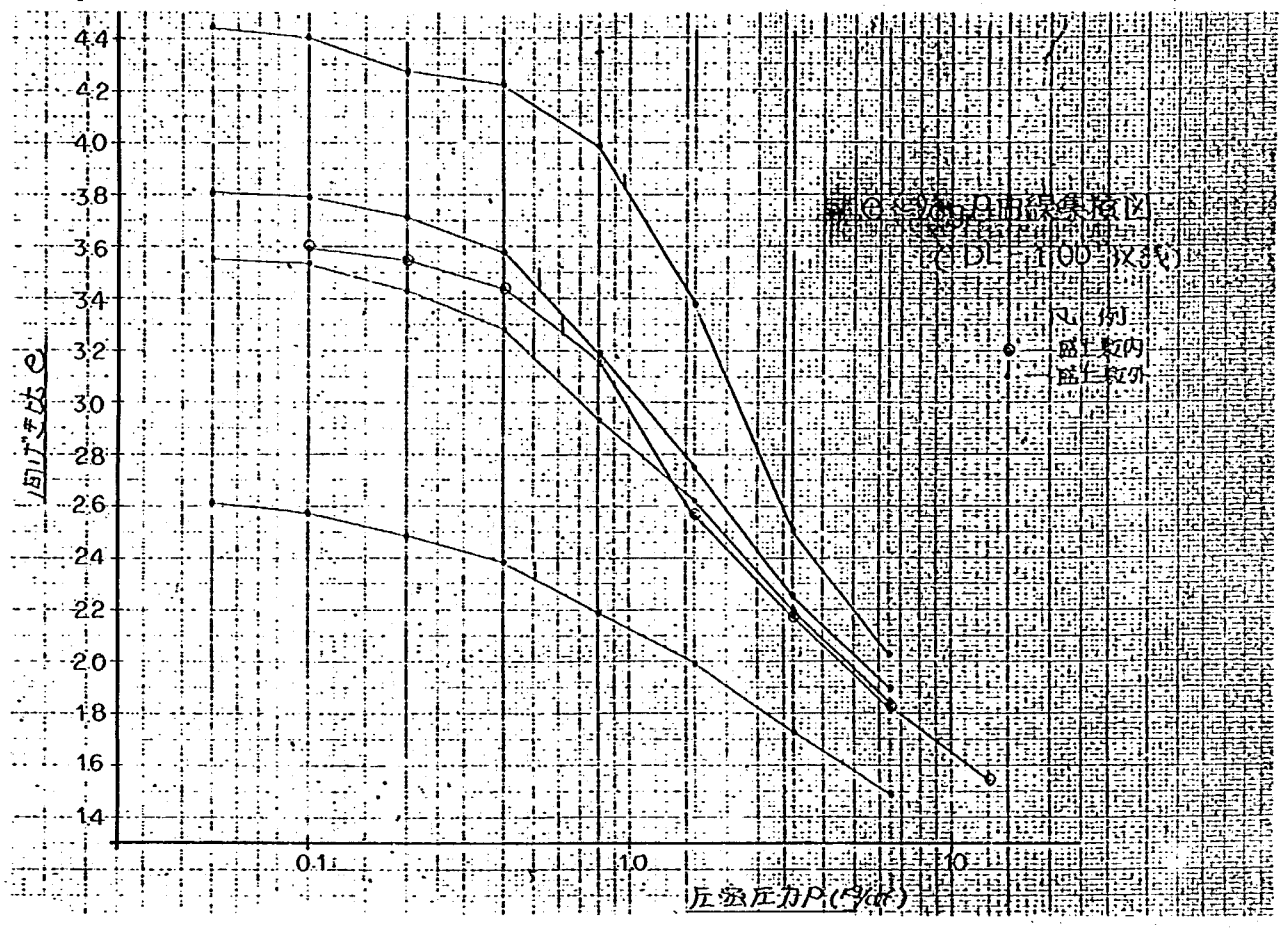
調査名・調査地点 ＿＿＿＿＿＿ 試験年月日 48 年 12 月 日

試料番号・深さ：No. 60+10 4 上 (0.20 m～0.60 m) 試験者 ＿＿＿＿＿＿

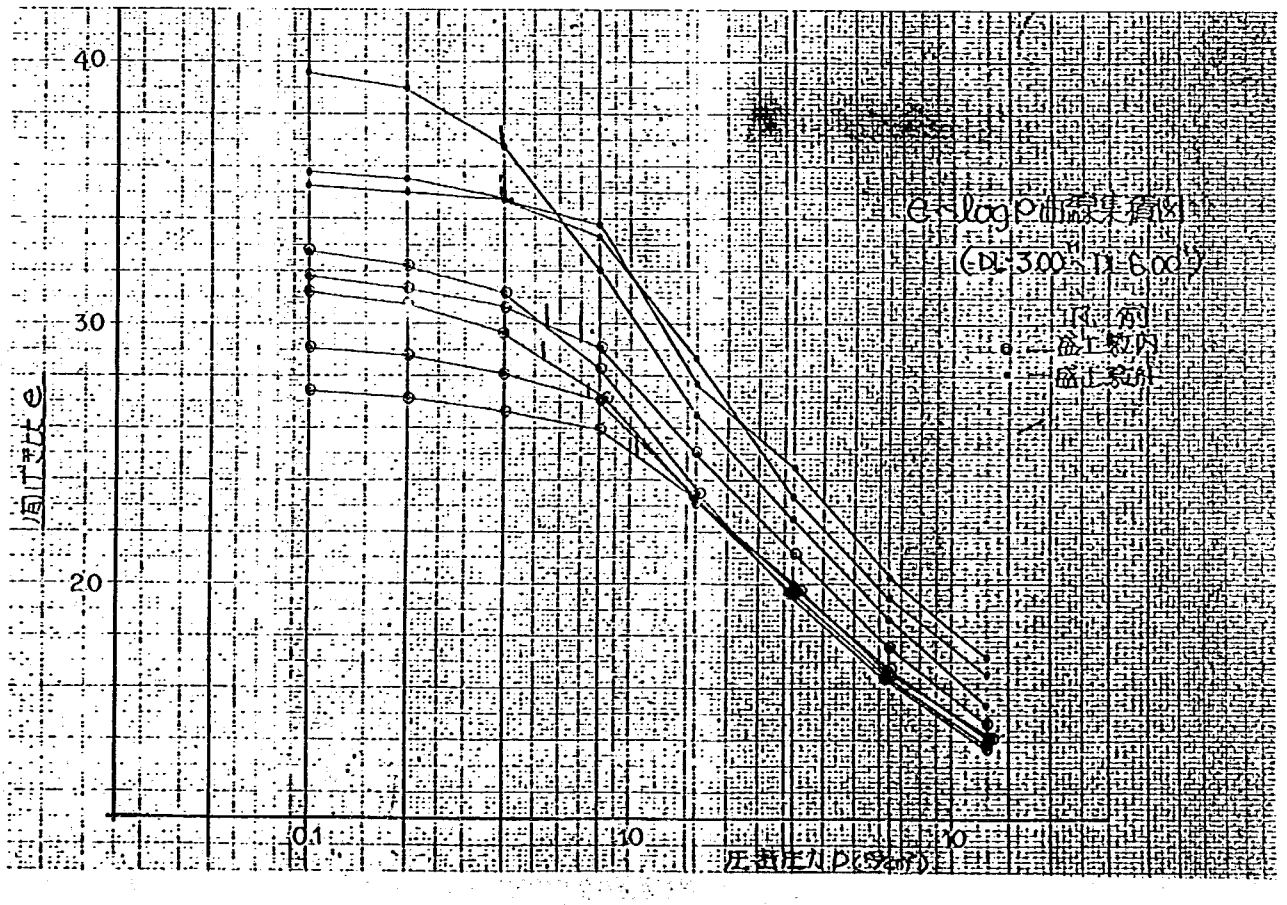


207号　白 石 バ イ パ ス

$e-\log p$曲線

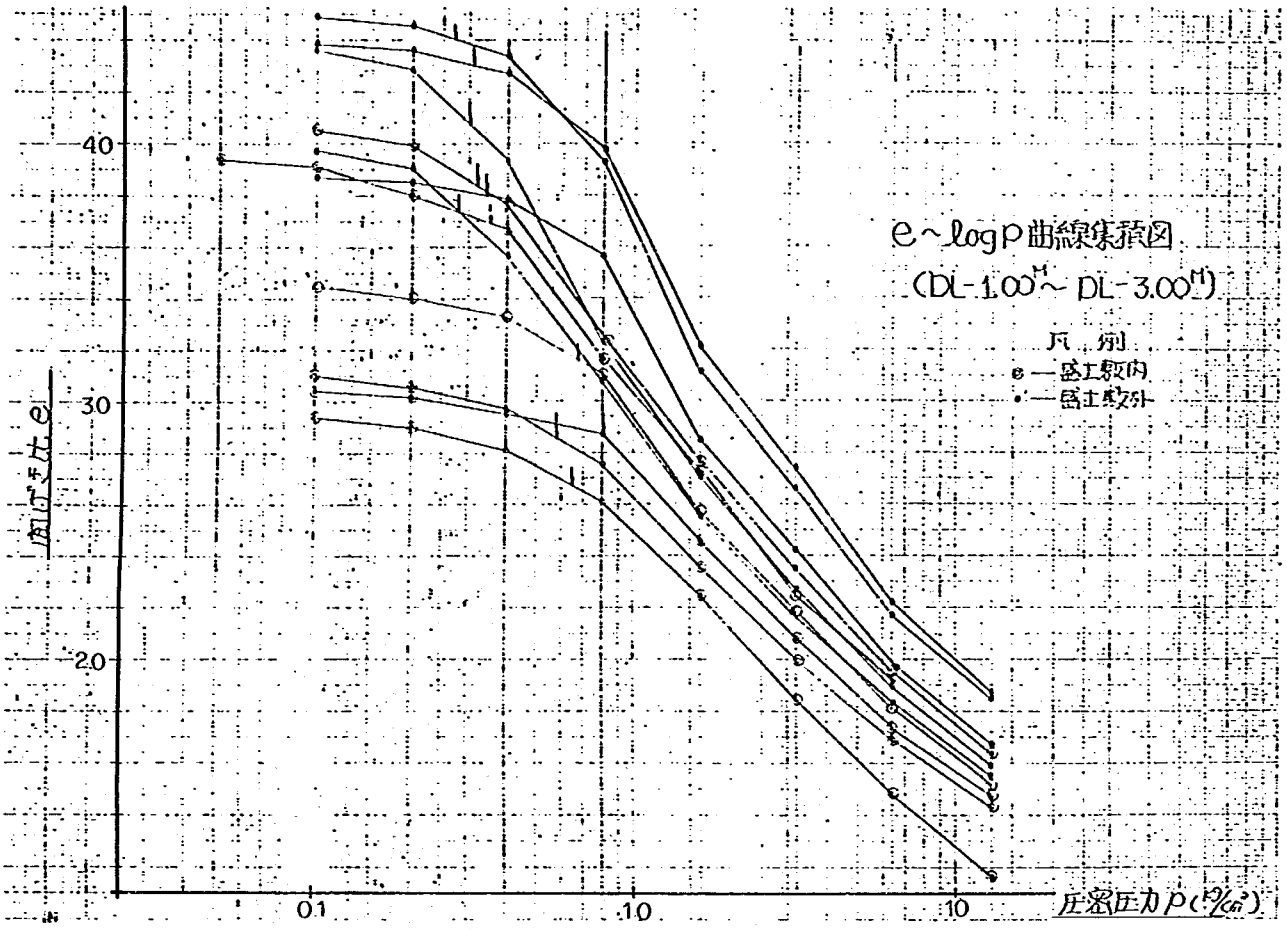


4.4
4.2
4.0
3.8
3.6
3.4
3.2
3.0
2.8
2.6
2.4
2.2
2.0
1.8
1.6
1.4
0.1
1.0
10
凡例
盛土数内
盛土数外

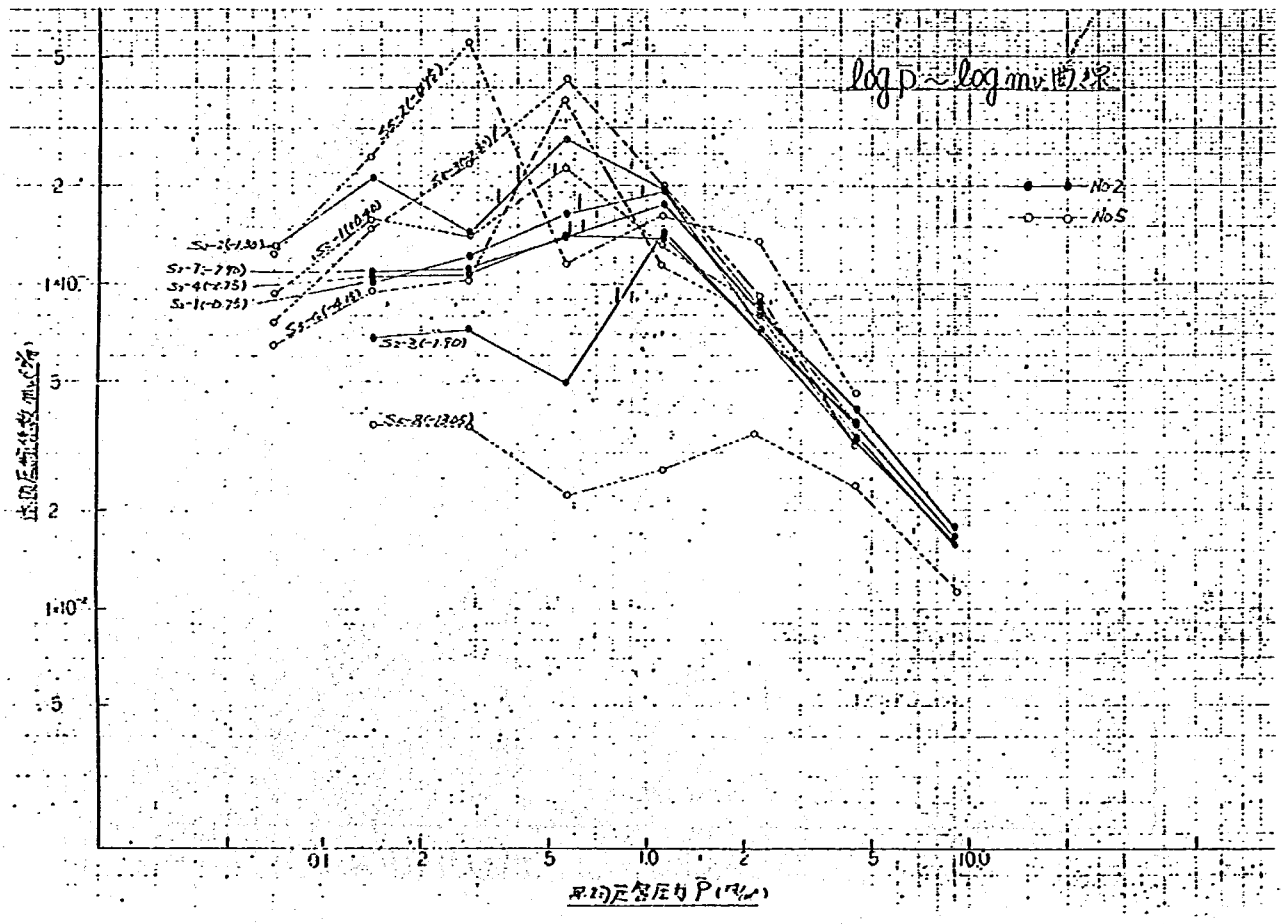


40
30
20
0.1
1.0
10
凡例
盛土数内
盛土数外

$e - \log p$ 曲線



$\log \bar{p} - \log m_v$ 曲線



調査担当事務所一覧

7号昭和バイパス

東北地方建設局	東北技術事務所
〃	秋田工事々務所

4号越谷一春日部バイパス

関東地方建設局	関東技術事務所
〃	北首都国道工事々務所

17号長岡東バイパス

北陸地方建設局	北陸技術事務所
〃	長岡工事々務所

1号沼津バイパス

中部地方建設局	中部技術事務所
〃	沼津工事々務所

11号吉野川バイパス

四国地方建設局	四国技術事務所
〃	徳島工事々務所

3号川尻バイパス

九州地方建設局	九州技術事務所
〃	熊本工事々務所

207号白石バイパス

佐賀県土木部道路課

軟弱地盤上の低盛土道路に関する調査報告書(4)

ＩＳＳＮ０３８６－５８７８号
土木研究所資料第1661号
昭和56年3月（1981）

久楽勝行・三木博史
真下陽一・関　一雄

キーワード　軟弱地盤，低盛土，交通荷重

要旨　軟弱地盤上の低盛土道路は，供用後，交通荷重の影響によって，路面の平担性や舗装の維持に問題を及ぼすような不等沈下を生じることが多い。本研究では，低盛土道路に適した軟弱地盤対策を見い出すことを目的として，実際の低盛土道路に各種の対策工を試験施工し，その挙動を長期にわたって追跡調査してきたのでその成果を報告する。

郵便はがき

四十円切手をはって下さい

305-□□

茨城県筑波郡
豊里町大字旭一番地
建設省土木研究所
土質研究室　御中

土木研究所資料第1661号　　部

上記のとおり受領しました。

所　　属（住所）

氏　　名　　印