

技術報告資料

第 9 号

目 次

	(発表者)	(頁)
① 砂の強度特性に関する実験的研究	土岐祥介・池浦 勲 ○鈴木佳明・国見義範	1
② 1968年十勝沖地震による火山灰および砂地盤の沈下	北郷 繁・土岐祥介・○中村耕次 八鍼時雄・鈴木輝之	11
③ 火山灰の2, 3の土質力学的特性と清田団地における 震害(1968年十勝沖地震)	北郷 繁・土岐祥介・三田地利之 ○鈴木輝之・鈴木 武	23
④ 1968年十勝沖地震による橋台被害の1例について	河野文弘・○佐々木晴美	31
⑤ 軟弱地盤のボックスカルバート(月寒川4号樋門)の応力調査報告(その1)	長縄高雄・古明地宏通・○林信雄・安藤富美男	37
⑥ 群くい効果に関する実験的研究	菊地 理・○森 康男	49
⑦ 石狩河口橋の基礎工計画について	○高橋陽一・新山 惇・三浦 智	55
⑧ 岩見沢車輛基地新設工事の施工について(盛土ならびに基礎杭)	安 味 貞 光	67
⑨ 斜面安定における円形すべりの面の中心位置を推定する一解析について	今 井 芳 雄	79
⑩ 地すべり安定計算の考察 ——道々築別御料羽幌線道路災害復旧工事——	松 田 豊 治	85
⑪ コーンによる土の破壊機構について	北郷 繁・○佐野信房	91
⑫ 乱した飽和粘土の供試体作製法	北 郷繁・三田地利之・○上田一敏	97
⑬ 飽和粘土における間ゲキ水圧の挙動とヒズミ速度の関係について	北郷 繁・○八戸 裕・佐藤正義・水野隆幸	101
⑭ 土の凍上に関する実験的考察	松木憲司・○佐藤信也	111
⑮ 多層体の圧力分布に関する一解法	能町純男・尾崎 詔 吉田紘一・○吉田迪	117
⑯ 盛土基層のスベリ破壊と沈下に対する若干の考察 ——特に2層系 地盤のスベリと泥炭地盤の沈下経過について——	佐 田 頼 光	123
⑰ 月寒川築堤試験盛土工事報告(軟弱地盤処理工法の検討)	○土佐林宏・高木譲治・佐々木晃和・畠山清昭	131
⑱ 盛土下ずい道の掘削について ——ケーシングパイプと注入による地盤補強工法——	栗 原 利 雄	141
⑲ 雷電国道における大発破工法について	○佐藤修一・金森卓弥・熊谷孝梧	155
⑳ 路盤からみたアスファルト舗装の破壊原因調査 ——名神高速道路舗装調査について——	山 之 口 浩	161
○昭和42年度土質工学会北海道支部賞選考経過		169
○土質工学会北海道支部賞授与規程		171
○土質工学会北海道支部賞選考要領		171
○土質工学会北海道支部規定(昭43.5改正)		172
○本書刊行にあたり広告掲載賛助者ご芳名目次		

昭和44年2月

社団法人 土質工学会北海道支部

砂の強度特性に関する実験的研究

正員 土岐 祥介*
 正員 池浦 勲**
 国見 義範***
 ○鈴木 佳明**

1. まえがき

土の強度は、一般に粘着力 (c)、内部マサツ角 (ϕ) を以て表わされ、土圧、支持力、斜面安定などの問題で重要な問題となる。また、杭の水平抵抗とか、路床、路盤の性能とかでは、土の応力とヒズミの関係が問題になる。

本研究では、材料を乾燥砂に限って、その応力とヒズミの関係、つまり弾性体における弾性係数に類する物性と、強度を支配する内部マサツ角を砂の性状と応力条件の関連においてしらべたものである。土は決して弾性体ではないから、弾性係数を計測することはできないはずであるが、応力の低いヒズミの小さい間では、両者の関係がほぼ直線的であるので、このときの傾きを以て、弾性係数と見なすことにする。

杭が水平荷重をくり返して受けた場合、あるいは、路盤が交通荷重によってくり返して載荷された場合の弾性係数 (以下 E という記号を使う。) がどのような値をとるか、またその値は、砂の性質、状態によってどうかかわるか、はきわめて興味のあるところである。

よって、本実験では、数種の砂を試料として、くり返し載荷法による三軸圧縮試験を行ない、砂の種々の状態における弾性係数と内部マサツ角 (以下 ϕ と略す。) を求め、主

として次の二点について、考察を加えようとするものである。

1) E 、および、 ϕ は、くり返し載荷によって、どのように影響されるか。

2) E 、および、 ϕ は、砂の粒度分布、密度、間ゲキ比などによって、どのように影響されるか。

以上、二点についての検討において、これらの諸物性間に相関性が見出されるならば、たとえば、現場の土 (砂の場合) の粒度分布、粒子の形状、間ゲキ比などのデータを求めることによって、その土の力学的性質を推定することができるはずであり、また土の挙動に対する大略の推定も可能になるのではないかと、というのが本研究のネライである。

2. 実験方法と試料

2-1. 試料

試料としては、山口県の豊浦砂 (以下 A と記す。)、北海道の銭函砂 (B)、福島県の相馬砂 (C)、北海道の湧払砂 (D)、北広島砂 (E) の 5 種を用いた。この記号の順序は、均等係数の大きさの順にしたがった。各試料の物理的性質を表-1 に、粒径加積曲線を図-1 に示す。なお、本実験は、すべて乾燥砂についてのものである。

表-1 試料砂の物理的性質

試料砂		粒子の形状		均等係数	比重	室内実験による	
記号	産地	粗滑の度	扁平さ			最大間ゲキ比	最小間ゲキ比
A	山口県豊浦	角ばっている	扁平ではない	1.2	2.65	1.014	0.668
B	北海道銭函	丸みがある	扁平ではない	1.2	2.76	1.100	0.715
C	福島県相馬	角ばっている	扁平ではない	1.5	2.66	0.773	0.493
D	北海道湧払	やや丸みがある	扁平である	2.1	2.78	0.834	0.520
E	北海道北広島	やや丸みがある	扁平である	2.6	2.71	0.870	0.500

* 北大工学部土木学教室 助教授 工修

** 北大工学部大学院学生

*** 鹿島建設株式会社

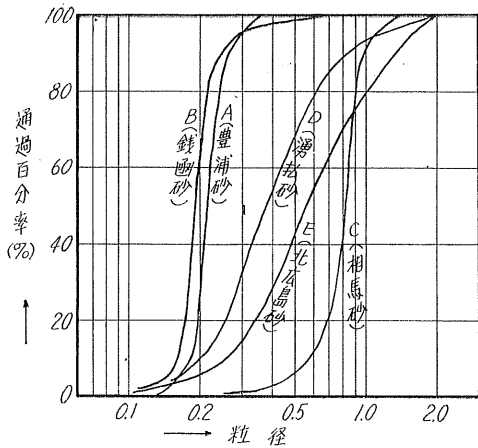


図-1 粒径加積曲線

2-2. 実験方法

2-2-1. くり返し載荷法による三軸圧縮試験

三軸圧縮試験機によって、供試体に8サイクルのくり返し載荷を行なった。供試体寸法は、直径50 mm、高さ120 mmを平均的なものとしたが直径、高さとも、最大約3 mm程度のバラツキはあった。

載荷方法としては、供試体に毎分試料初期高さの1%の軸方向ヒズミを与えるヒズミ制御法で軸力を加え、軸方向ヒズミが1% (約1.2 mm) に達した瞬間に、加力方向を逆転させ、同じ1%/分のヒズミ速度で除荷し、ヒズミがゼロになったとき、ふたたび瞬間的に加力方向を逆転させ第2サイクルに入り、第1サイクルと同じ操作をくり返す。このサイクルを7回くり返し、8回目のサイクルで同じヒズミ速度で供試体が破壊に至るまで載荷した。

この試験中、軸力を検出するブルーピングリングのヒズミ、および、供試体のそれはダイヤルゲージの代りに差動トランスを用いて計測し、これに連結するペンレコーダーによって記録した。図-2は、これらの測定値から求めた軸差応力 ($\sigma_1 - \sigma_3$) と軸方向変位のグラフの一例である。

E の値は、図-2から、まず各サイクルごとの初期接線係

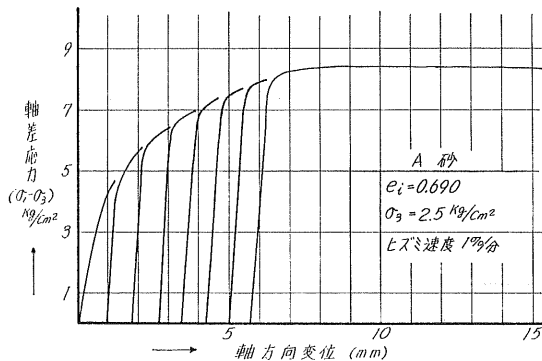


図-2 くり返し載荷の応力-ヒズミ曲線

数をはかりとり、その値に、変位をヒズミに換算することによる補正を施して E の値とした。この初期接線係数は、立ち上がりの点より、変位約 0.1 mm に至る区間の直線部分の勾配とした。

ϕ の値は、図-2 の最大軸差応力を求め、その値と拘束圧 σ_3 とからモールの円を描き、その包絡線の勾配として求めた。

この実験は、拘束圧 σ_3 を 0.25, 0.5, 1.0, 2.5, 5.0 kg/cm² の5段階に分け、初期密度 (初期間ゲキ比) を表-2 に示すように4段階に変えて行なったから、一つの試料砂について合計20ケースのくり返し載荷と、それに引続く三軸圧縮試験を行なったことになり、総計で100ケースである。

表-2 くり返し載荷による三軸圧縮試験の初期間ゲキ比

砂	初期密度 $\gamma_d (\pm 0.009)$ (g/cm ³)	初期間ゲキ比 e_i	初期相対密度 D_r
A	1.410	0.882	0.383
	1.463	0.813	0.580
	1.515	0.751	0.759
	1.570	0.690	0.936
B	1.410	0.958	0.368
	1.455	0.898	0.525
	1.500	0.841	0.673
	1.545	0.787	0.813
C	1.560	0.703	0.248
	1.610	0.650	0.437
	1.660	0.601	0.614
	1.710	0.554	0.782
D	1.550	0.796	0.120
	1.610	0.729	0.333
	1.670	0.667	0.531
	1.730	0.609	0.715
E	1.570	0.729	0.383
	1.630	0.665	0.555
	1.690	0.606	0.715
	1.750	0.551	0.864

2-2-2. くり返し載荷によらない三軸圧縮試験

砂 A (豊浦) について、拘束圧 σ_3 を 0.5, 1.0, 2.5, 5.0 kg/cm² の4段階にかえ、初期密度 (初期間ゲキ比) を表-3 のように4段階として三軸圧縮試験を行ない、各密度ごとに ϕ を求めた。この時のヒズミ速度は2-2-1.と同じく、1%/分とした。また、 ϕ の求め方も、2-2-1.とまったく同じである。

表-3 くり返し载荷によらない三軸圧縮試験の初期間ゲキ比

砂	初期密度 $\gamma_a (\pm 0.009) (g/cm^3)$	初期間ゲキ比 e_i	初期相対密度 D_r
A	1.410	0.882	0.383
	1.463	0.813	0.580
	1.515	0.751	0.759
	1.570	0.690	0.936

3. 実験結果とその考察

3-1. E の値に対する、くり返し载荷の影響

T. Selig は、くり返し载荷による三軸圧縮試験を行ない、その結果から、「第1サイクルにおける E は、動的試験によって得られた E と比較して、その値が小さすぎ、第4サイクルの E は、動的によるものの70~80%にまで増大することを述べている」。

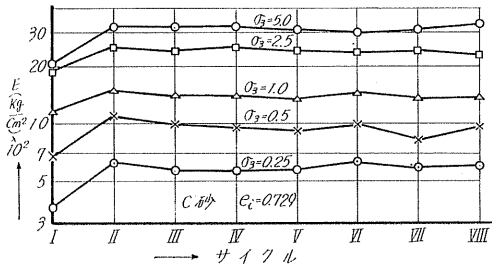


図-3 E とサイクル数との関係

図-3は、本実験におけるサイクル数と E の関係の一例である。他の試料砂についても、ほぼ同じような結果が得られている。これらの実験結果から明瞭なことは、第1サイクルの E (以下 E_I と略す) の値が、第2サイクル以降の E (それぞれ、 E_{II} , E_{III} …… E_{VIII} と略す) にくらべてかなり小さく、かつ第2サイクル以降の E がほぼ一定しているということである。それで、第2サイクルから第8サイクルまでの E の平均値を \bar{E} として以下のような考察を試みた。

まず、図-4に \bar{E}/E_I と拘束圧 (以下 σ_3 と略す) との関係を図-5に \bar{E}/E_I と相対密度 (以下 D_r と略す) との関係をプロットした。各砂について、同一の σ_3 , あるいは、 D_r に対応する \bar{E}/E_I の値は4個あるが、図-4, 5に示す点は、これらの平均値である。

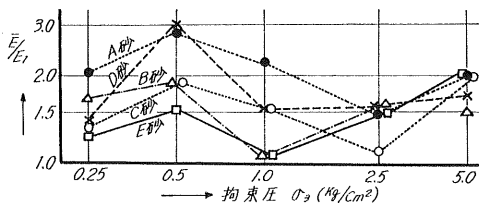


図-4 \bar{E}/E_I と σ_3 の関係

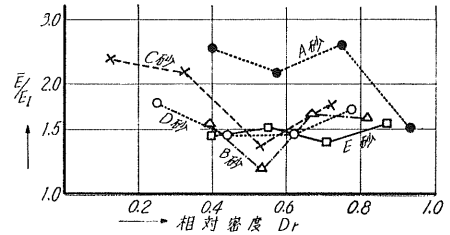


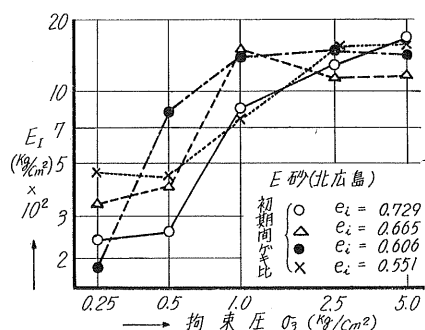
図-5 \bar{E}/E_I と D_r の関係

\bar{E}/E_I の値は1~3の間に変化しているが、いずれの図においても、点群がある特定の傾向をもっているとはいえない。図-5でやや右下りのようにもみられるが、しかし、一般的な傾向とみるわけにはいかない。我々が必要なのは、ある条件のもとでのある砂の E であるが、 \bar{E}/E_I がこのように大きな変動を示す上に、 σ_3 とか D_r に直接に結びつかないとすれば、その原因が \bar{E} 測にあるのか、 E_I 側にあるのかを知る必要がある。このためまず、 \bar{E} の変動状況をしらべてみて、 \bar{E} が齊一な値を与えるのであれば、 \bar{E}/E_I のバラツキは E_I の側にあり、 E_I を棄却する理由にしようとするものである。 \bar{E} のバラツキをしらべるために $E_{II} \sim E_{VIII}$ のうち最大のものを E_{max} , 最小のものを E_{min} とし、また k を $k = (E_{max} - E_{min})/\bar{E}$ として、これを計算したのが表-4である。 k の値は0.1~0.4の範囲にあり、 $\sigma_3 = 0.25$ kg/cm² で最大である。 k が0.1~0.4ということは、平均値 \bar{E} からのバラツキが \bar{E} の5~20%ということであるから、 \bar{E} のバラツキは、 \bar{E}/E_I のそれにくらべて非常に小さいということになり、したがって、 E_I の値がきわめて不整で信頼性の低い値であるということになる。第1サイクルの弾性率 E_I がなぜ不確定であるのかについては、試料内部の粒子の配列が不均一であって、それが次のサイクルではほとんど失われてしまうのではないかと推定する以外に説明のてだてがない。もう一つ、この事実を証明する例として、 E 砂で求めた E_I と σ_3 の関係を示した図-6と、 \bar{E} と σ_3 のそれを示した図-7をあげておく。これを比較すると図-7の方が、いいかえると、 E_I よりも \bar{E} の方が σ_3 との関係において、はるかに相関性があることがわかる。

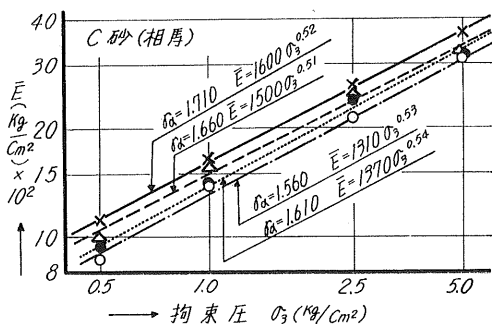
以上述べた理由により、 E_I は E の代表値として、不適当であり、その代表値としては、 \bar{E} をとることにして、以下 \bar{E} と σ_3 , 初期間ゲキ比 (以下 e_i と略す) および、初期相対密度 (以下 D_r と略す) との関係を検討することにする。また、種々のデータを検討したところによると、 σ_3 が最小の0.25 kg/cm² の場合には、 \bar{E} の値だけでなく、他の条件との関連においてもほとんどの場合残る4つの σ_3 の値の傾向からはずれるのが目立つので、やむをえず、 $\sigma_3 = 0.25$ kg/cm² の場合の測定値はすべて削除して、考察を行なうことにする。 $\sigma_3 = 0.25$ kg/cm² の測定値が不具合であったとの原因は分らない。

表—4 $E_{II} \sim E_{VIII}$ のパラッキ

$\gamma_d (\pm 0.009)$ (g/cm ³)	砂 A					k			
	σ_3 (kg/cm ²)	E_{max} (kg/cm ²)	E_{min} (kg/cm ²)	\bar{E} (kg/cm ²)	k	砂 B	砂 C	砂 D	砂 E
1.410	0.25	448	397	431	0.12	0.34	0.40	0.21	0.18
	0.5	754	636	693	0.17	0.18	0.66	0.32	0.18
	1.0	1304	1195	1247	0.09	0.18	0.09	0.25	0.12
	2.5	2267	2081	2176	0.09	0.19	0.06	0.11	0.19
	5.0	2639	2404	2504	0.09	0.11	0.05	0.07	0.08
1.463	0.25	606	513	559	0.17	0.46	0.10	0.35	0.34
	0.5	980	747	791	0.29	0.34	0.39	0.21	0.30
	1.0	1285	1129	1217	0.13	0.17	0.13	0.08	0.21
	2.5	2083	1936	1785	0.08	0.14	0.08	0.14	0.17
	5.0	3161	2975	3020	0.06	0.13	0.09	0.04	0.10
1.515	0.25	761	543	650	0.34	0.32	0.55	0.33	0.43
	0.5	1322	871	927	0.49	0.20	0.25	0.39	0.35
	1.0	1456	1189	1291	0.21	0.20	0.12	0.12	0.10
	2.5	2122	2011	1785	0.05	0.14	0.12	0.14	0.08
	5.0	2890	2829	3020	0.02	0.09	0.13	0.05	0.08
1.570	0.25	802	569	694	0.33	0.31	0.22	0.31	0.28
	0.5	1058	926	987	0.13	0.23	0.12	0.34	0.24
	1.0	2158	1399	1381	0.55	0.10	0.15	0.16	0.14
	2.5	2471	2243	2331	0.10	0.17	0.05	3.05	0.12
	5.0	3176	2919	3072	0.08	0.13	0.06	0.04	0.09



図—6 E_I と σ_3 の関係



図—7 \bar{E} と σ_3 の関係

3-2. \bar{E} と σ_3 , e_i , D_r との関係

3-2-1. 両対数紙上における \bar{E} と σ_3 との関係

図-7は、 \bar{E} と σ_3 を両対数紙上にプロットしたものであるが、この図で \bar{E} と σ_3 は、ほぼ直線関係にあるといえる。すなわち、 \bar{E} と σ_3 との間には、つぎの関係式が成立することになる。

$$\bar{E} = a \sigma_3^b \quad (1)$$

式中の a の値は $\sigma_3 = 1 \text{ kg/cm}^2$ のときの \bar{E} であるから、図から容易によみとれるし、 b は、対数目盛によらないこのままの勾配であるから、厳密を要しないときは、図上で測定できるものである。各試料砂のそれぞれの γ_d (したがって e_i , D_r) について図-7のような直線を引き、 a , b をきめ、この a , b の値は何によって、影響されるのか、また、どのように影響されるかをしらべてみる。

まず、 a の値であるが図-8に見るように、 a と e_i の関係を普通方眼紙にプロットしてみると、D砂だけは少しはずれるが、他の4種の砂に関しては、良好なる直線関係が置られる。つまり、 $\sigma_3 = 1 \text{ kg/cm}^2$ のときの弾性率は、砂の初期間ゲキ比に逆比例するということである。またこの直線関係の勾配は、砂の種類に関係なくほぼ一定値をとっているようである。

それで、 a と e_i との間には、次の関係式が成立するもの

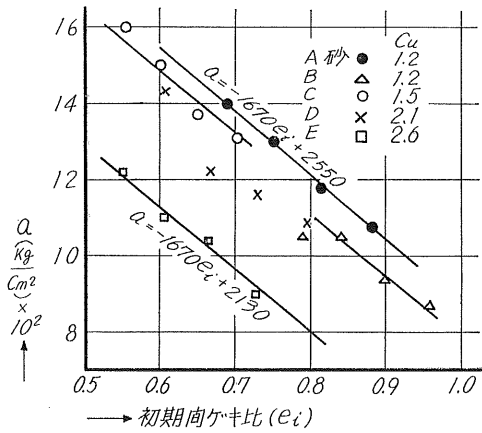


図-8 a と e_i の関係

として、さらに考察を進めてゆくことにする。

$$a = M e_i + N \quad (2)$$

図-8より、 M は、ほぼ、 -1670 の値をとり、 N の値は砂の種類によって異なるが、大まかに見ると、均等係数(以下 C_u と略す)の大きさによっているようである。事実、そうであるならば、(2)式はさらに、(3)式のように書きなおされる。

$$a = -1670 e_i + N(C_u) \quad (3)$$

こんどは、 e_i の代りに相対密度をとって a と D_r の関係をしらべてみると、図-9にみるように、図-8と同じよう

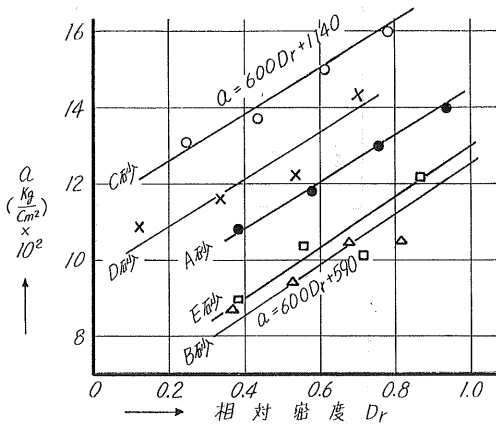


図-9 a と D_r の関係

に直線関係が認められ、 a と D_r の間には(2)式と同様な一次式が成立すると考えられる。これを

$$a = M' D_r + N' \quad (4)$$

とすると、 M' は、砂の種類を問わず、ほぼ一定であり、約 $600 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$ である。しかし、 N' の値の大小が、 C_u や粒子の形状などによるかどうかは、 e_i で処理した前項ほどには明瞭ではない。 D_r の値は、 e_i 、 C_u 、粒子の形状などに

よって決まる関数であることから、当然 N' の値をそれらの関数として表わすことはできるはずであるが、非常に複雑なものになると考えられる。また D_r の値は、最大間ゲキ比、最小間ゲキ比と e_i によって決定されるものであり、最大間ゲキ比、最小間ゲキ比の値は、実際上、正確には測定し得ないものであることを、考えあわせれば、 D_r を規準とするよりも、 e_i を規準として、考察を行なう方が妥当であると思われる。

つぎに b の値であるが、 a の場合と同様に b と e_i 、 D_r の関係を図-10、図-11に示した。この図面によると、A砂を

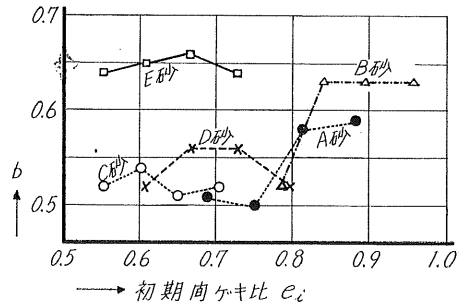


図-10 b と e_i の関係

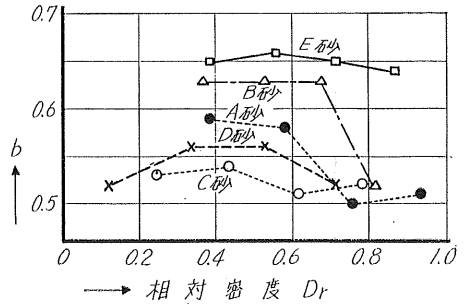


図-11 b と D_r との関係

除いた他の4種の砂では、 b の値は e_i 、 D_r に無関係に、おおよそ一定の値をとって $0.5 \sim 0.65$ の間に変化している。これだけの実験では余り断定的なことはいえないが、 b は同一の砂ではほぼ一定値をとると見なすのが妥当のようである。しかし、 b の値の砂種によるちがいは、たとえば、 C_u による b の大小、あるいは、粒子表面の粗滑と b の大小の関係は、この二つの図からは説明できない。

以上をとりまとめると、第2サイクル以降の示す弾性率の平均値 \bar{E} 初期間ゲキ比 e_i 、砂の C_u による定数 $N(C_u)$ および砂種による定数 b によって、次式のようにあらわされるようである。

$$\bar{E} = \{-1600 e_i + N(C_u)\} \alpha_3^b \quad (5)$$

3-2-2. 半対数紙上における \bar{E} と e_i との関係

前項では、砂の弾性係数 \bar{E} を、拘束圧 α_3 で表現したのであるが、ここでは、それを砂の初期間ゲキ比 e_i であらわ

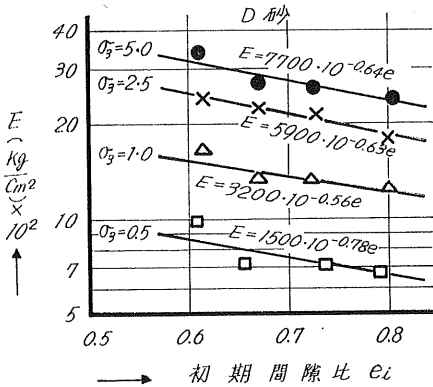


図-12 E と e_i との関係

してみて、 σ_3 であらわした場合と比較してみようとするものである。図-12は、D砂について、各 σ_3 ごとに半対数紙上にプロットしたものである。この図によると、 \bar{E} と e_i とは、各 σ_3 のもとで、ほぼ直線関係にあるとみることができ。他の砂についても、同様な関係を得ているから、 \bar{E} と e_i は次式であらわせる。

$$\bar{E} = \alpha \cdot 10^{\beta} e_i \quad (6)$$

この式は、正規圧密飽和粘土の強度の対数と間ゲキ比が直線関係にあるのに対応する。 α 、 β の値に与える σ_3 の影響を

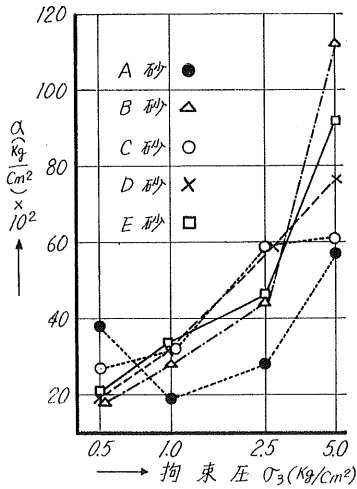


図-13 α と σ_3 の関係

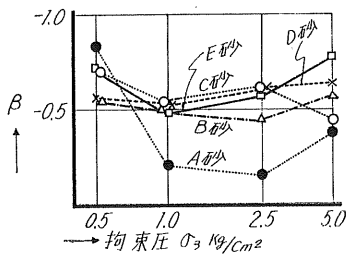


図-14 β と e_i の関係

響をしらべるため、図-13、図-14にそれぞれ、 α と σ_3 、 β と σ_3 の関係をプロットした。この両図はともに、パラッキが少ないが、 α は σ_3 の増加とともに急速に増大していて、このことは、 \bar{E} を σ_3 であらわしたときの係数 a が e_i と逆比例する関係と対応するわけであるが、 a と e_i の相関性の方がはるかにすぐれている。 β が図-14で σ_3 に関係なくほぼ一様であるのは、 \bar{E} と σ_3 の場合の b と同様であるが、 b についていったことはここでもあてはまるようである。

3-2-3. 半対数紙上における \bar{E} と D_r との関係

3-2-2と同様のことを、 e_i の代りに D_r について試みた。まず図-15のように \bar{E} と D_r の関係を半対数紙上にプロットし、各 σ_3 ごとにその直線式を次式の形で求めた。

$$\bar{E} = \alpha' \cdot 10^{\beta'} D_r \quad (7)$$

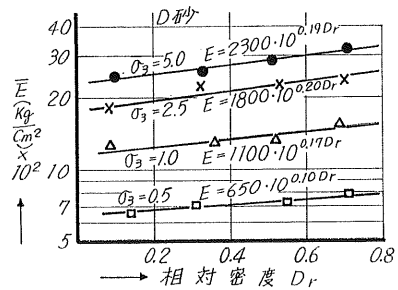


図-15 D_r と \bar{E} の関係

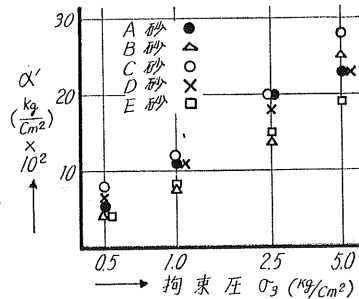


図-16 α' と σ_3 の関係

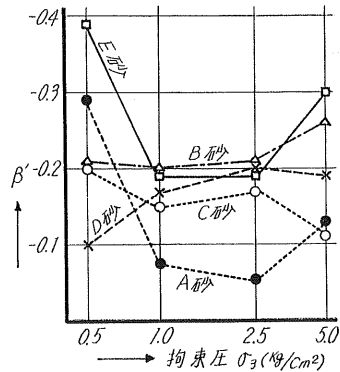


図-17 β' と σ_3 の関係

各砂において、各 σ_3 に対する α' , β' の値を図-16、図-17に示すようにプロットした。図-16は、 α' の値が σ_3 の増加に従って増加するという明確な傾向を示しているが、砂のちがいによる傾向の差をとらえることはできない。図-17の β' の値には、顕著な傾向は見られない。

以上、砂の平均的な弾性係数 E をあらわすのに、拘束圧 σ_3 を使う場合と、初期間ゲキ比 e_i (および相対密度 D_r) を使う場合を検討してきたが、これらの場合の各係数の他の条件との相関性にかんがみて、はじめの σ_3 を使うのが妥当のようであると結論したい。

3-3. くり返し載荷の ϕ に与える影響

この影響をしらべるため、A 砂で、くり返し載荷法による場合と、それによらない場合との両方について、同じ4

段階の初期密度で、三軸圧縮試験を行なった。(実験条件は表-2、表-3に示してある。) 表-5に実験条件および結果の概要を、表-6に ϕ の値を示してある。同一の実験条件下では、くり返し載荷法による場合と、よらない場合との両軸差応力は、ほとんど等しい。この両者の値を厳密に見れば、くり返し載荷法による場合の方がわずかに大きいようであるが、両最大軸差応力の比率の平均値は、1.04程度であり、くり返し載荷による影響は無いと言ってもよいであろう。表-5によればこの両者の ϕ の値に差があることは、確かなことである。しかし、この差が、実験誤差的なものとして、無視できるものであるのか、それとも、くり返し載荷の影響の現われとして、意義を持つものであるのかについては断定できないが、初期密度が1.515の場合を除けば、

表-5 くり返し載荷による場合とよらない場合の三軸圧縮試験の結果

砂	初期密度 $\gamma_a (\pm 0.009)$ (g/cm ³)	拘束圧 σ_3 (kg/cm ²)	最大軸差応力		σ/σ'	破壊時のヒズミ		ε/ε'
			くり返し載荷 による場合 σ (kg/cm ²)	くり返し載荷に よらない場合 σ' (kg/cm ²)		くり返し載荷 による場合 ε (%)	くり返し載荷に よらない場合 ε' (%)	
			A (豊 浦 砂)	1.410		0.5	1.487	
		1.0	2.954	2.500	1.18	9.67	8.38	1.15
		2.5	6.806	6.833	1.00	11.43	5.91	1.93
		5.0	13.185	13.297	0.99	13.50	11.86	1.14
	1.463	0.5	1.657	1.563	1.06	7.59	8.26	0.92
		1.0	3.084	2.841	1.09	9.42	6.84	1.38
		2.5	7.645	7.742	0.99	7.61	5.60	1.36
		5.0	14.570	14.538	1.00	10.65	4.93	2.16
	1.515	0.5	1.915	1.924	1.00	4.66	7.44	0.63
		1.0	3.482	3.165	1.10	5.07	6.31	0.80
		2.5	8.319	8.389	0.99	5.93	6.53	0.91
		5.0	16.189	14.571	1.11	9.03	8.53	1.06
	1.570	0.5	1.935	1.792	1.08	8.62	8.54	1.01
		1.0	3.629	3.551	1.02	9.28	5.84	1.59
		2.5	8.572	8.536	1.00	10.25	7.58	1.35
		5.0	16.575	16.021	1.03	9.28	11.73	0.79

表-6 くり返し載荷による場合とよらない場合の内部マサツ角の比較

砂	初期密度 $\gamma_a (\pm 0.009)$ (g/cm ³)	ϕ	
		くり返し載荷 による場合	くり返し載荷に よらない場合
A 砂	1.410	34.85	35.12
	1.463	36.58	36.57
	1.515	38.35	37.03
	1.570	38.78	38.32

他の3段階の初期密度では、ほとんど差はないといってもよいであろう。

3-4. ϕ (くり返し載荷法による) と D_r , e_i との関係

図-18、図-19は、 ϕ と D_r , e_i との関係を示したものである。図-18は、Peck や Meyerhof の提唱した ϕ と D_r の関係²⁾ とあわせてかいてあるが本実験の結果は、彼等の示す領域から、大きくはずれている。これは本実験における最大間ゲキ比および最小間ゲキ比の測定が不確実であったためと考えられる。

それで、以下に、 ϕ を規定するのに、 D_r と e_i のどちら

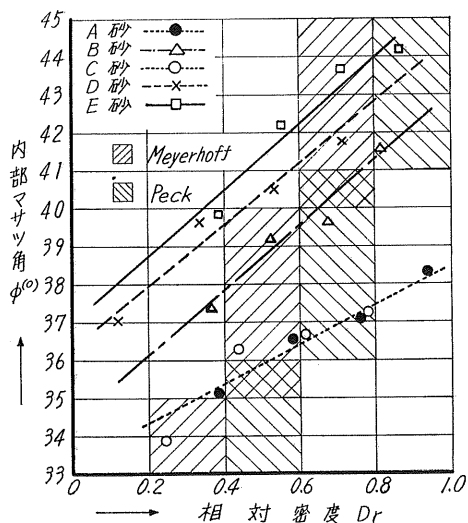


図-18 ϕ と D_r の関係

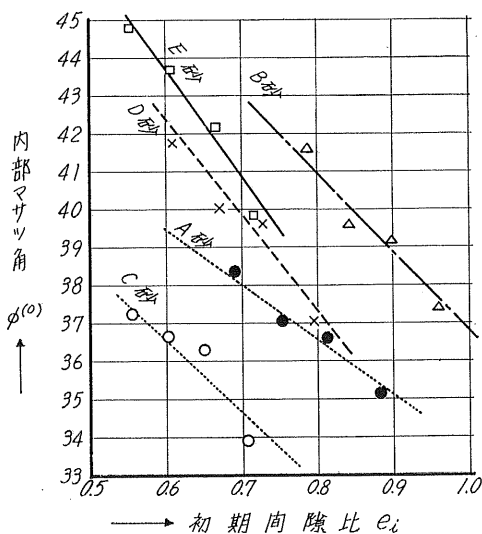


図-19 ϕ と e_i の関係

がよいかを論じてみる。つまり、図-18と図-19のどちらがより合理的に ϕ を表現しているかを考える。両図の違いは、横軸に D_r と e_i をとったことである。もし D_r と e_i が実質的に同じ内容をもつ指数であるならば、両図は完全に一致すべきものである。ところが、 D_r と e_i は同一内容の指数ではないことになる。 D_r は $(e_{max}-e_d)/(e_{max}-e_{min})$ であるから、 e_{max} 、 e_{min} がある砂に特有な値とすると c_1 、 c_2 を定数として、

$$D_r = c_1 - c_2 e_i$$

とかける。この式からも D_r が e_i の関数ではあっても、同一内容のものではないことは明らかであって、問題は、 c_1 、 c_2 が何によってきまるか、ということである。 e_i は土粒子

実質部分の容積とその間を占める空ゲキの容積との比率であって、土粒子の形とか表面状態とか大小粒子の混合割合などには無関係である。だから D_r に、 e_i に含まれないものがあるとすれば、この三つがまず第一に考えられる要素ということになる。砂の強度がこれらの要素にある程度の関連のあることは、すでに予見されており、ただ粒子の形とか表面状態を数量化して表現し、これと ϕ を関連づけていないだけである。粒子の混合割合は、均等係数(C_u)で表現されているが、これと ϕ を関連づけた研究はまだみていない。

以上によって ϕ と D_r の関係は ϕ と e_i の関係より、砂の各種の物性をとりこんでいるので、より合理的であるから、 ϕ と D_r の関係を示す図-18について表-1の諸量を参照しながら検討してみると、つぎのようになる。まずA砂とC砂はほとんど一致していることである。表-1で両砂の違いは C_u が0.3違うだけである。もし0.3の C_u の違いが ϕ との関連において有意義でないならば、両者の砂は強度的には全く同じ砂であることになる。これが図-19では ϕ に約 3° の差が生じ、かつ C_u の高いC砂が低い ϕ を与えている。つぎは、D砂とE砂であるが、表-1によれば両者には C_u に0.5の差があるだけで、あとは同じだから、図-18、19で両者が近接した ϕ を示したことが、および、 C_u の大きいE砂が高い ϕ を与えたことが理解できる。図-18によれば、0.5の C_u の差は ϕ の 1° の差に当たっている。しかし、このようにツツマの合うことばかりはないのであって、たとえばA砂とB砂をくらべてみると、この二つは、表-1によれば、A砂が角ばっていて、B砂が丸味をおびている以外は、全く同じである。予想としては、当然角ばっているA砂の方が高い ϕ を示すものと考えられるが、事實は、逆であって、 $D_r=0.5$ のところでは約 3° の差がある。これを説明するために、A、B砂の鉱物組成をしらべたところによると、A砂は、石英がほとんど100%で形が球形に近いが、B砂では、石英が50~60%程度で残りの長石、角閃石、雲母、安山岩石基などの扁平な粒子が多く、全体として扁平さは、表-1のように、扁平に属するが、B砂をA砂と比較すれば、B砂の方が扁平であり、A砂の方が球形に近いということである。図-18でA砂とB砂が逆転している理由として、このように粒子の形をあげたわけであるが、これとても、数量的に表現できない現状では真の説明になっているかどうか、うたがわしい。

砂の強度定数である ϕ は、以上の諸論から、 D_r と結びつくものであり、 D_r は、 C_u とが粒子の形状とかも内包できる性質の指数と考えられるが、しかし、これらの諸項の影響の程度は、まったく未知といってよい。本実験で取扱った砂の C_u は1.2~2.6という、きわめてせまい範囲のものであって、これを以て、 C_u と ϕ の関係を論ずるわけにはいかないが、今後の研究の起点をなすことは間違いな

く、さらに進んで、形とか表面状態の数量化と、それと ϕ の関係も興味あるところである。

4. ま と め

以上のべてきたことをまとめてみると、つぎのようになる。

4-1. 弾性係数

(1) くり返し载荷による弾性係数のうち、第1サイクルのそれは第2サイクル以降のそれに比べて、非常に小さい。第2サイクル以降の弾性係数はほぼ似かよった値を与える。

(2) 第2サイクル以降の弾性係数の平均値 \bar{E} は次式であらわせるようである。

$$\bar{E} = (-1600 e_i + N(C_u)) \sigma_3^b$$

式中 e_i は初期間ゲキ比で、 $N(C_u)$ は、試料の均等係数 C_u できまる定数であり、 b は、砂に特有な一定の値である。

4-2. 内部マツ角 ϕ について

(1) ϕ の値は、くり返し载荷による影響をうけないようである。

(2) ϕ の値を決定する要素として、初期間ゲキ比、均等係数、粒子の扁平さ、および粒子表面の粗滑の程度などが考えられる。本実験では、 ϕ と相対密度との対応の中に、均等係数を持ち込んである程度の説明はできたが、完全ではない。

(3) 砂粒子の表面状態および扁平さを数量化する方法の必要を感じた。 ϕ と相対密度の対応で、均等係数だけでは説明がつかないため、これらの要素を数量化して持込む必要があるからである。

この実験は、鈴木、国見の卒業論文として土岐の指導と、池浦の援助のもとに行なわれたものである。とりまとめに際し、北大土木科北郷教授の御指導を頂いたことを記して謝意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) E. T. Selig, and E. E. Vey: Soil Mechanics and Foundation division. Proc. A.S.C.E. SM3, 1965 p. 36.
- 2) 土質工学会: 「土質調査法」 p. 88.

1968年十勝沖地震による火山灰 および砂地盤の沈下

正員 北 郷 繁*
 正員 土 岐 祥 介**
 正員 ○中 村 耕 次***
 正員 八 畝 時 雄***
 正員 鈴 木 輝 之****

1. 緒 言

1968年5月16日午前9時49分、襟裳岬の南方約120 km、地下40 kmの地点に、マグニチュード7.8の地震が発生し、そのため北海道、東北部の地域は強震に見舞われた。

各地の震度は表-1のとおりである。被害は各地で報告されているが、本報告では主として港湾に関連しての土構造物に見られた沈下現象を取扱う。すなわち、函館市北浜埠頭の埋立地、同じく函館の国鉄第二岸壁背後の埋立地、そのすぐ近くにある若松町朝市の埋立地の沈下がそれであって、これに加えて、札幌市清田団地の火山灰地における造成宅地の沈下が論ぜられる。特に函館市北浜埠頭の砂質土と、札幌市清田団地の火山灰については振動実験を行なったのであわせて報告する。

表-1 1968年十勝沖地震各地の震度

	震 度	最大振幅	最大周期	記 事
浦 河	V			振り切れ
広 尾	V	35 mm	0.54 sec	
函 館	V	28 mm	0.62 sec	
室 蘭	IV	19 mm	0.60 sec	
苦 小 牧	V			振り切れ
札 幌	IV			

2. 振 動 実 験

2.1 概 要

今回の地震による各地の被害で目立ったことは、岩壁の裏込め、埋立地、あるいは最近造成された宅地などのゆる

い盛土の振動による沈下、およびこれが原因となって上部の構造物が機能を失なったという例の多いことである。

土に振動を与えて性状の変化を調べる実験は、締め固めに関連して相当以前より行なわれてきていたが、新潟地震を契機として、ゆるい砂の液状化あるいは振動による間ゲキ水圧の発生を中心として急に盛んになってきた。

この実験は、側方拘束の下で横方向の振動を試料に与え、振動加速度と間ゲキ比の関係を定量的に求め、現地調査の結果とあわせて検討しようとしたものである。

2.2 実験に用いた試料

火山灰は清田団地内の地震時に大きな陥没を生じた地点から採ったものと、同じく札幌市郊外の地震後に盛土を行なった大谷地から採ったものの2種類である。

砂質土は函館市北浜埠頭岸壁の背後埋立地から採ったものである。

これらの物理的性質を表-2に示す。表-2に示した最大間ゲキ比は、気乾燥試料をCBRモールドの中に可能な限

表-2 実験試料の物理的性質

試 料	火 山 灰		砂 質 土
	清 田 団 地	大 谷 地	函 館 市 北 浜 埠 頭
比 重	2.35	2.42	2.72
D_{60}	0.09~0.55 mm*		0.55 mm
D_{10}	0.001~0.018 mm*		0.015 mm
均 等 係 数	12~189*		37
e_{max}^{**}	1.94	—	1.06
e_{min}^{**}	1.06	—	0.51

* 基礎地盤コンサルタントの資料による。

** 室内実験の値である。

* 北大工学部土木教室 教授 工博
 ** 北大工学部土木教室 助教授 工修
 *** 北大工学部土木教室 助手
 **** 北大工学部大学院学生

り手で静かに入れた時の間ゲキ比の中の最大のものである。

最小間ゲキ比は、同じく CBR モールドを用い、コンクリート・バイブレイターによる振動、木づちによるモールドの側壁への衝撃、粒子を破壊しない程度の木づちによる試料表面からの打撃等によって得られた間ゲキ比の最小のものである。

函館の砂の粒径加積曲線を図-1に示す。渡辺¹⁾の提案した液状化しやすい砂の判定基準によると、特に液状化しやすいものにはなっていないが、シルト分が18%程あることから、透水性が比較的低いことが予想される。

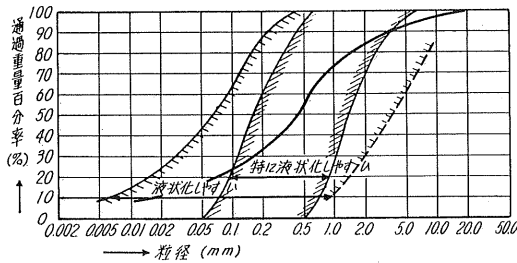


図-1 函館北浜砂の粒径加積曲線

2.3 実験装置

図-2に示すように振動台は板バネで一方向に振動可能であり、その上に直径 39 cm、高さ 61 cm の試料を入れたドラム缶を固定したものである。振動台にバリウムチタネイト型加速度ピックアップをとりつけ、加速度とその振動数を振動計とシンクロスコープにより測定した。

ドラム缶内の試料中央にうめ込んだ加速度計と、振動台にとりつけた加速度計の測定結果を比較してみると、試料中の値がやや小さいが、今回使用した加速度計が水中で使用不可能であったこと、および変料中においても場所場所で加速度が違うことなどを考え、加速度は加振台の加速度をもってドラム缶内の試料に与えられた加速度とした加振は人力で行なった。

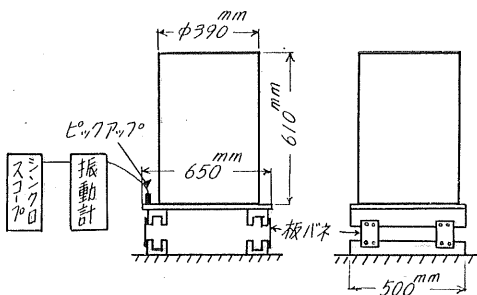


図-2 実験装置

2.4 実験方法

試料をセットした状態での振動台の固有振動数は約 6 Hz であったらから、実験の際人力で加振すると試料は 6 Hz

の振動を受ける。自然地震の変位の振動数はおおよそ 1~数 Hz であるから、本実験の振動数は実際のものよりもやや大きい、加振を人力で行なったこと、加速度計の特性が低い振動数で落ちていること等のために実際よりやや高い振動数で実験を行なうことにした。

表-3は火山灰の、表-4は砂質土のそれぞれの実験ケースを示す。まず試験のセット方法であるが、地盤の沈下は地下数メートルの厚さに存在する、ゆるい層の振動によるゆすり込み現象が原因であるから、実験は可能なかがり間ゲキ比の大きな状態から加振することにした。

表-3 実験ケース (火山灰)

ケース名	火山名	初期間ゲキ比	振動回数		
			0.1 G	0.15 G	0.3 G
ケース1	清田	1.842		4回(各20秒)	
" 2	"	1.726			5回(各20秒)
" 3	"	1.708		4回(各10秒)	
" 4	"	1.704		4回(")	4回(各10秒)
" 5	"	1.428		4回(")	2回(")
" 6	"	1.661	2回(各10秒)	2回(")	3回(")
" 7*	"	1.555		1回(")	5回(")
" 8**	"	1.768			2回(各10秒) 1回(30秒)
" 9*	大谷地	2.264		4回(")	5回(各10秒)

* 水浸試料

** CBR モールドを使用した。

表-4 実験ケース (北浜砂)

ケース名	試料	初期間ゲキ比	振動回数 (各 10 秒)		
			0.1 G	0.2 G	0.3 G
ケース 1	気乾	1.018		4 回	3 回
" 2	"	1.016	3 回	3 回	4 回
" 3	"	1.014	2 回	3 回	3 回
" 4	"	1.006			3 回
" 5	"	0.942			5 回
" 6	"	0.866			2 回
" 7	"	0.917			3 回
" 8	"	0.851			2 回
" 9	"	0.930		3 回	3 回
" 10	"	0.943		3 回	3 回
" 11	"	0.952	3 回	2 回	3 回
" 12	"	0.916	1 回	3 回	3 回
" 13	"	0.981	2 回	3 回	4 回
" 14	水浸	0.808	13 回	4 回	5 回
" 15	"	0.804			8 回
" 16	"	0.741	3 回	4 回	3 回

註 1 回の振動時間は 10 秒間である。

火山灰の場合は、ケース1~4が大きな間ゲキ比を得るべく手で静かに試料を入れた場合であるが、容器が大きいためか期待する程 (CBR モードを用いた室内実験によると $e_{max}=1.94$ -表2参照) の大きな間ゲキ比は得られなかった。ケース5, 6は、中位の間ゲキ比が欲しかったので、大きな蒸発皿で試料を投げ入れて初期間ゲキ比を作った。ケース7, 9は水浸の場合である。ケース7の試料をセットした状態は、図-3 (a) に示してあるが、あらかじめ水を張ったバケツの中に試料を入れ、充分攪拌して気泡を追い出しそれを水を張ったドラム缶中でばらまき、水面を試料の表面下3cmの位置にしたものである。

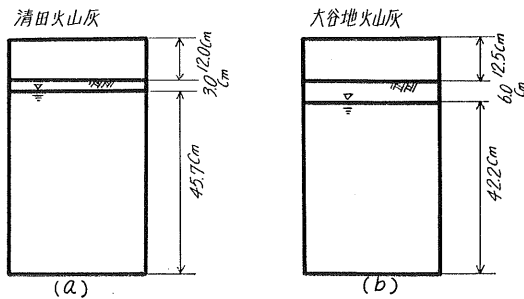


図-3 水浸状態 (加振前)

図-3 (b) は、ケース9を示しているが、この試料は今迄の清田団地の火山灰と違って大谷地の火山灰であるが、性質的にみてほとんど同じと考えていいと思われる。この場合含水比30%の試料をできるだけゆるく詰めた後、あらかじめうめ込んだビニール管を通じて、試料下面より42.2cmのところまで水位を上昇させたものである。注水時気泡がなるべく抜け出るように16ℓの水を3時間かけて注入した。しかし、ケース7もケース9も完全には水面以下が飽和されてはいないと思われる。

砂質土の場合も、ケース1~4はなるべく大きな間ゲキ比

を得るため、気乾砂 (含水比4.8%) を手で静かに入れてセットし、ケース5~13は中位の間ゲキ比の試料を得るため大きな蒸発皿あるいはバケツで投入してセットしたものである。ケース14~16は水浸の場合で、ケース14, ケース15は火山灰の場合と同様に、気泡を追い出した試料をドラム缶の中の水中で静かに落して作ったものであり、ケース16は試料を水と一緒に入れてセットしたものである。

次に、振動方法であるが、一定加速度の振動を10秒間 (ただし、火山灰のケース1, 2は20秒間) 加え、それを数回繰返し、ほとんど間ゲキ比が変化しなくなったら加速度を次の段階に上げ、同様の測定を続けた。しかし、ケースによっては直接大きな加速度、0.2Gあるいは0.3Gを与えたものもある。1回の振動と次の振動との時間間隔は、気乾状態のケースは沈下量測定後直ちに、水浸のケースについては10分間とした。これは表面の振動による流動化とそれに引き続いておこる圧密 (この術語は砂質土に対して用いられないが、加振により間ゲキ水圧が発生し加振終了後も間ゲキ水が土中より滲出し、体積変化をする現象をここでは意味している) のおさまるのを考慮したからである。

加振加速度の1例を図-4に示す。なお、表-5の加速度と震度の対応表によると、加速度0.1~0.3Gは震度5に相当する。振動前後の間ゲキ比の変化を求めるため、ドラム缶はあらかじめ缶内の試料の体積と、その表面の缶上縁よりの深さの関係を検定しておき、試料をつめ終わったときの投入重量と体積より試料の乾燥重量を求め

$$e = \frac{\gamma_w}{\gamma_d} G_s - 1 \quad (1)$$

より初期間ゲキ比を計算する。(1)式において γ_w , G_s は水の単位体積重量、土粒子の比重である。以下加振後ドラム缶上縁より試料表面迄の深さを測定して間ゲキ比の変化を計算した。

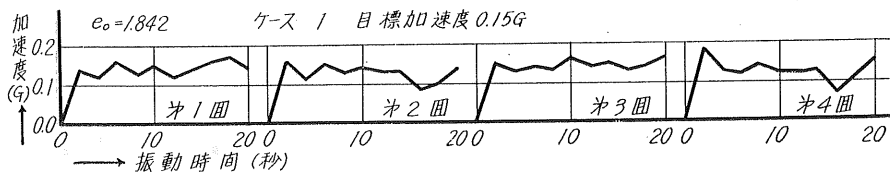


図-4 加振方法

表-5 震度と最大加速度の関係

震度	河角の式による最大加速度	中央気象台震度階 (1949年)
1	1.4 gal	0.8~2.5 gal
2	4.5	2.5~8
3	14.2	8~25
4	45	25~80
5	142	80~250
6	450	250~400

3. 実験結果とその考察

3.1 火山灰の実験結果

図-5は、10秒間 (あるいは20秒間) 加振ごとの間ゲキ比の変化をしめしたものである。前述のようにケース7, 9は水浸した場合、それ以外のケースは気乾状態である。気乾の場合、ある加速度に対する沈下は最初の1~2回の加振、すなわち10~20秒間で終了している。さらに加速度を増大しても同様に10~20秒の加振で沈下の進行がみら

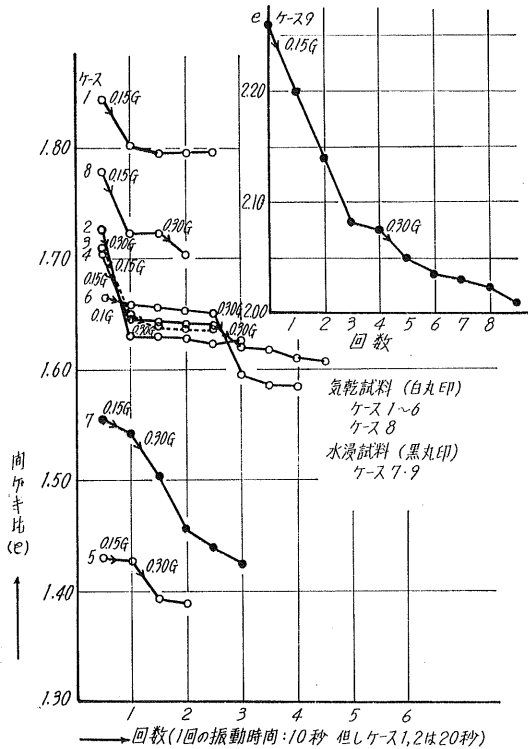


図-5 振動による間ゲキ比の変化 (火山灰)

れなくなる。

一方水浸したケースでは、沈下が長い時間にわたり、今回の実験のようにある加速度での加振、4~5回ではまだ沈下終了に充分達していなかったと思われる。

水浸したケースにおいて、加振中および加振中止後数分間、試料表面に小規模のパイピング現象が多数あらわれ、間ゲキ水が下から滲出してくるのが観察された。細い鉄棒をつきさすと、表面付近が非常にかたくっており下方ではゆるいのがはっきりわかるが、その境界は加振を繰り返すたびに下方移っていくようである。つまり水浸ケースにおいては、締め固めが表面から始まり順次深い方へおよんでいき、これは下部の間ゲキ水が上部にぬけ出すのを妨げている。

振動による締め固めは、加振によって砂が一時的に不安定になり、粒子間の摩擦とかみ合いがほとんどなくなり、自重によって粒子が間ゲキに落ち込み、間ゲキ水が排除されることによるのであるから、材料の透水性が大きな要素となっている。

基礎地盤コンサルタントの調査によると、この火山灰はシルト分以下、25~50%、砂分約50%、礫分25~0%という粒度組成であるから、透水性はさほど高くないと思われるので、これがこの実験のようにいつまでも沈下がおさまらないことや、後述するような地震後の地盤の軟弱化の原

因となっていると考えられる。

土田²⁾は室内実験を行なって振動により地盤が流動化するとき、流動化は表面より下方に向かって広がっていき、流動化がおさまるときは、下の方から安定化が始まることを観測している。地盤の透水性が低く、下層の間ゲキ水が充分排出されないうちに上層部が固化した場合、深部に間ゲキ水圧の高い層を有する非常に不安定な地盤ができることになり、これはいろいろな面で危険である。

図-6は、火山灰の振動による沈下の割合を示したもので横軸に加振前の間ゲキ比 e_0 を、縦軸に次式で表わされる沈下率をとったものである。

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} \quad (2)$$

h : 試料の加振前の厚さ

Δh : 加振による試料厚の減少量

e_0 : 加振前の間ゲキ比

e : ある加速度による沈下の終了したときの間ゲキ比

この図から、沈下率はある加振加速度のもとで初期間ゲキ比の増大とともに、ほぼ直線的に増大しているのがわかる。しかし、気乾状態と水浸状態の沈下率の差は明確でない。

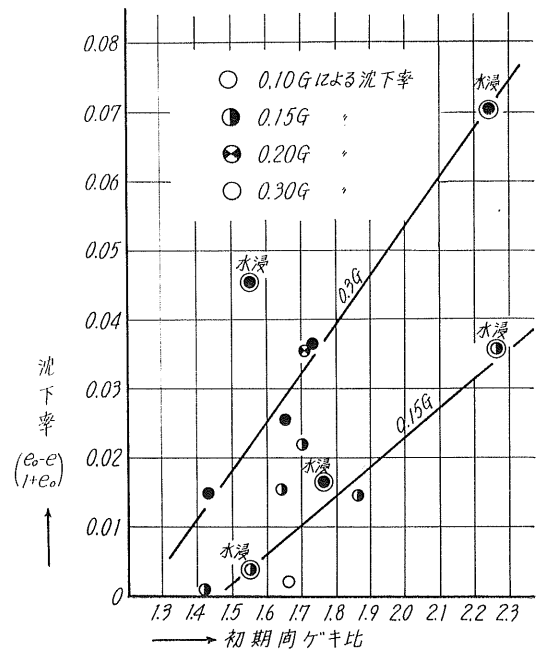


図-6 沈下率と初期間ゲキ比の関係 (火山灰)

3.2 函館北浜砂の実験結果

図-7は、北浜砂について図-5と同様の整理を行なったもので、気乾砂は火山灰の場合と同様、1~2回の10秒間加振で沈下がほぼ終了しているが、水浸した場合は沈下が長時間にわたりその絶対量も大きい。

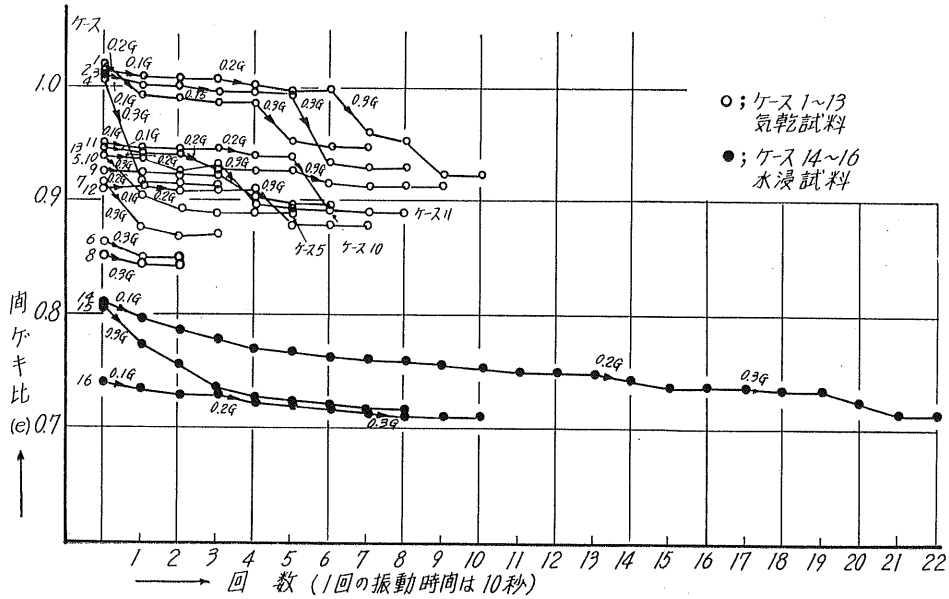


図-7 振動による間ゲキ比の変化 (北浜砂)

谷本³⁾は 60×80×130 cm の砂槽に飽和した砂を詰め、自由落下する振子を衝突させて砂に振動を与え、砂中に発生する間ゲキ水圧と砂層の沈下の挙動を解析した。1回の打撃を与えた後、間ゲキ水圧が完全に消失する迄沈下を測定した結果、衝撃による沈下は約1~2秒で終了し、ひき続いて圧密による沈下がおこっていることを、圧密理論にこの種の沈下現象がよく適合することから確め、 C_v は $D_{60}=0.78$ mm, $D_{10}=0.29$ mm の砂で、 0.64×10^3 cm/sec と計算している。

また、連続的に3秒に1回振子で打撃を与えた場合も、衝撃による沈下は、最初の1~10秒(1~3打撃)で終了し以後は圧密による沈下が支配的とみられる部分が数分間続いていると報告している。

図-8は、ケース14の加振加速度0.1Gの場合の沈下量(10秒加振し、10分間放置後測定したもの)を、半対数紙にプロットしたものであるが、谷本の実験と同様に粘土の圧密と良く似た時間と沈下の関係がみられている。

Hall⁴⁾が、厚さ20mの砂層をダイナマイトの爆破により締め固めた実験によると、最終沈下量の80%程度に達

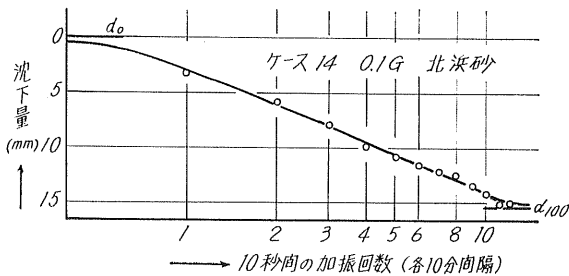


図-8 沈下量と加振回数との関係

するのに約10分間を要している。砂質土を振動によって締め固める場合、気乾、水浸の別、透水性等により沈下の性状が大きく異なることは、サンドコンポージャー、パイプロフレーションその他の工法の実施にあたり充分留意しなければならないと思われる。

図-9は、北浜砂の加振加速度、初期間ゲキ比 e_0 、沈下率の関係を示している。図において、水浸砂と気乾砂では火山灰の場合と異なり、同一間ゲキ比で沈下率に相当の差がみられる。これは、 e_0 を変化させた範囲がせまいのでなんとも言えないが、加振による粒子の落込み、再配列が水の潤滑作用や流動化による粒子の移動の自由さの増大等のため、乾燥砂より容易になることによると考えられる。また

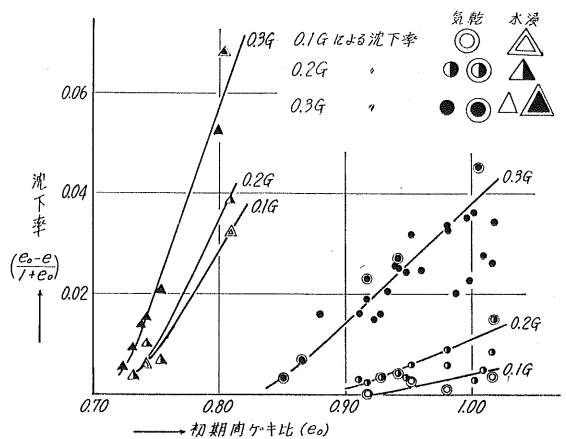


図-9 沈下率と初期間ゲキ比の関係 (北浜砂)
(一重の記号は段階的に加速度を増加させたもの)

図中一重のマークで示される点は、0.1 G~0.2 G~0.3 G と順次加速度を上昇させたさいの加振前後の間ゲキ比の変化を計算したものを、二重マークで示されている点は、静止状態から直ちに、0.2 G あるいは0.3 G で加振したものを示している。これらの加振過程の違いによる沈下の差はあまりみられない。

村山等⁵⁾が湿潤状態の砂質土を小型起振器を用いて締め固めた実験結果から今回の実験と同じ方法で沈下率を計算したものが表-6である。図-9の気乾砂のグループとこの値を比較すると、両者はほぼ同じ傾向にあることがわかる。図-10は、北浜砂および火山灰の加振加速度と、その加速度で得られた最も小さい間ゲキ比をプロットしたもので、図中に示された最大・最小ゲキ比からみて、振動より飽和した砂では容易に相対密度50%以上に締め固められそうである。また、火山灰でも0.2~0.3 G位の加速度で相対密度50%以上になり得ることがわかる。

表-6 村山の実験における沈下率

e_0	0.1 G	0.2 G	0.3 G
1.23	0.117	0.130	0.139
1.00	—	0.015	0.025

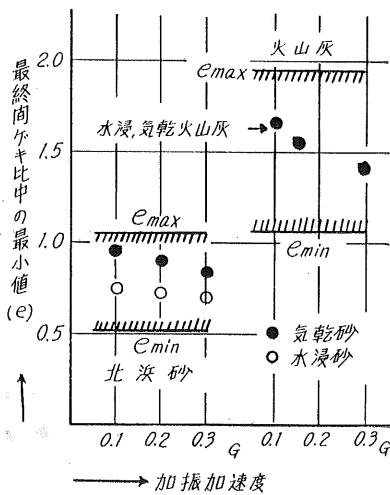


図-10 加振加速度と最小間ゲキ比

4. 地盤沈下の調査と検討

4.1 函館市北浜埠頭

図-11に示す北浜埠頭 -5.5 m 岸壁の被害は、埋立地前面の壁体の前傾と岸壁背後埋立地一帯の沈下およびそれに伴う噴泥現象であった(写真-1)。当埋立地は昭和40年10月より41年3月まで北海道開発局により施工されたもので、-7 mの海底より+3 mまで約10 m埋立てられた。

開発局施工区域の50 mおき7断面について、埋立終了

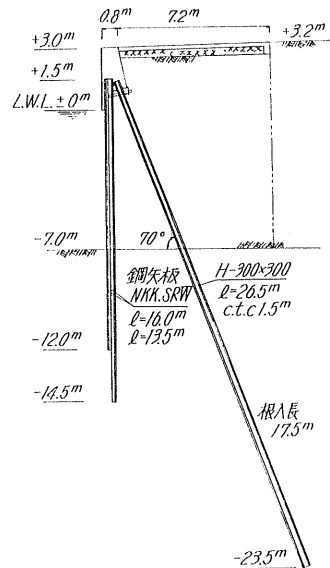


図-11 函館北浜埠頭 -5.5 m 岸壁標準断面図

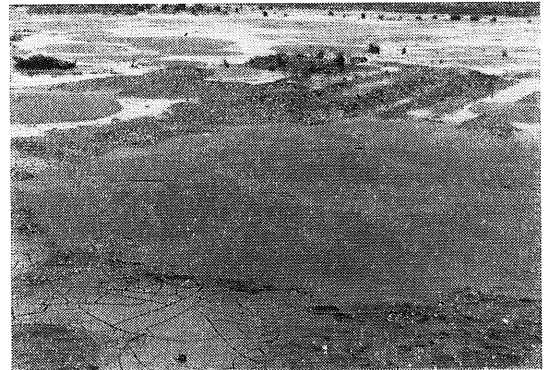


写真-1 北浜埠頭埋立地の噴砂

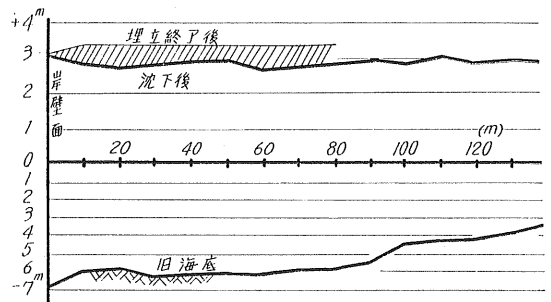


図-12 地盤の沈下前後の横断面の一例

後および地震直後の地盤高実測値より、この区域の沈下量を計算すると、おおよそ20~70 cmとなる。図-12はその一例で、埋立終了後の地盤高は岸壁背後約80 m 返ししか測量されていないが、埋立は+3.25 m 迄行なわれた。

旧海底面以深の土質は、-5 m~-15 m は砂またはシル

ト、-15m~-21m 付近は砂質シルトまたは粘土の互層となっている。この場合 -15m~-21m 付近に挟在する層厚 1~2m のシルト (または粘土) 層の圧密沈下量が問題となるが、 $C_v=0.1 \text{ cm}^2/\text{min}$ と仮定すると、このシルト層 (または粘土層) の圧密終了に要する時間は約 4~5 カ月であるから、埋立中に沈下の大部分が終っていることになる。これより、埋立直後の標高と地震直後の標高差から計算された 20~70 cm の沈下は主として地震によるものとしてよいと思われる。

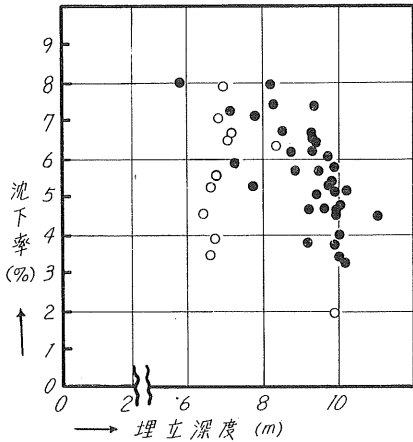


図-13 埋立地盤の実測沈下率 (○印は埋立直後の地盤高を +3.25 m としたもの)

図-13は、前記 50 m おき 7 断面中の 47 点について開発局の実測結果より求めた沈下率を埋立深度に対してプロットしたものである。図中の白丸印は、埋立終了時の標高が不明な部分についてこれを +3.25 m と仮定して計算したものである。これから沈下率は平均 5~6% であったことがわかる。もし、シルト層の圧密沈下が 10 cm 程ふくまれているとすれば、地震による沈下率は 1~2% 小さくなり平均 4~5% ゆすり込まれたことになる。

当地盤振動の最大加速度は、表-1 及び表-5 から河角の式では 0.14 G、中央气象台震度階によれば 0.08 G~0.25 G となり、最大 0.25 G の加速度をうけたと推定される。次に、地震前の埋立地盤のしまり具合を推定してみる。図-14 に示すテルツァギーの提案による N 値と相対密度との関係を使うと、埋立地の N 値は比較的シルト分の多いところで 0~2、砂分の多いところで 10 前後であったから

$$N=0\sim 2, \quad D_r \div 10\%, \quad e_0 \div 1.0$$

$$N=10, \quad D_r \div 40\%, \quad e_0 \div 0.85$$

となり間ゲキ比は 0.85~1.0 であったと推定される。

振動実験から (図-9) このような e_0 および加速度に対応する沈下率は表-7 のようになる。埋立土は、すべて飽和していたと考えてもよいので、図-13 に示す当地の沈下率は振動実験の結果とほぼ一致する。

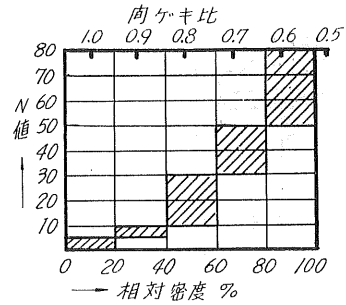


図-14 N 値と間ゲキ比の関係

表-7 北浜埋立の推定沈下率 (0.25 G)

	飽和した砂	気乾した砂
$e_0=0.85$	5% 以上	0.5%
$e_0=1.0$	5% 以上	2.5%

埋立地に重要な構造物を構築する際は、杭打ちあるいはコンポーザーなどにより強固な基礎を作るが、エプロンあるいは軽い上屋のみを考える場合締め固めを軽視しがちである。震度 5 の地震は、度々起るものではないが、十数年一度でもそれに見舞われると地盤沈下による被害だけでもかなりの額にのぼることになる。

震度 5 の地震を考えると、単にポンプで埋め立てただけの場合、すくなくとも埋立深さの 5% の沈下は起り得る。沈下を 1~2% 以下におさめるように間ゲキ比を 0.75 程度まで低下させることが望ましい。

4.2 国鉄函館第二岸壁

国鉄青函連絡航送設備のうち函館第二岸壁の被害については、本間、菊地⁶⁾の報告がある。これによると本岸壁の被害は次の二つに分けることができる。

1) 岸壁それ自体の沈下と傾斜 (最大 60 cm、平均 30 cm、3.5°)。

2) 岸壁のウラ込めおよび埋立土の沈下 (60 cm~80 cm) とこれに伴う連絡諸設備の損傷

この被害の概説は別に国鉄北海道支社から報告されているはずであるから、ここでは主として沈下の問題を取扱う。図-15 は、第二岸壁の断面図、図-16 は、地震後行なったボーリングによる土質柱状図である (いずれも国鉄札幌工事局による)。

まず岸壁についてみると、ケーソンはその底が -9 m にあって 6 m の厚さの置替砂の上に乗っている。その下は、粘土あるいはシルト質粘土であって細砂のあらわれるのが -44 m 程度で、現在の粘土層は置替砂の底から 29 m である。

大正 14 年に築造以来約 2 m の圧密沈下を示しているとのことであるが、置替砂の直下 5 m 位までのところの q_u は大体 10 t/m^2 で経験的に N 値に換算すると 8 ぐらい、極

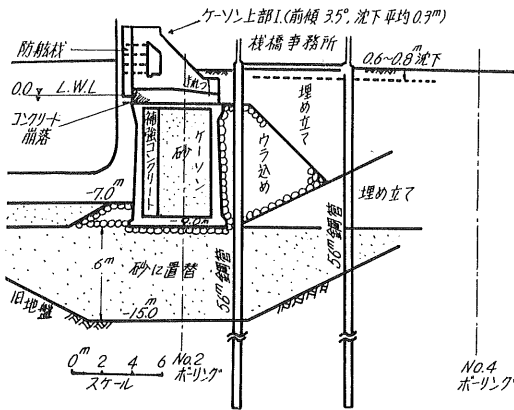


図-15 函館第二岸壁断面略図 (国鉄札幌工事局による)

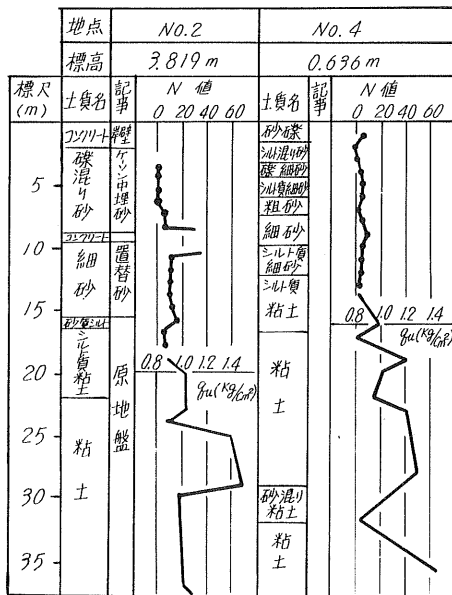


図-16 函館第二岸壁土質柱状図 (国鉄札幌工事局による)

限支持力では 30 t/m² 程度の強度を持った、中程度のかたさの粘土に特に軟弱というわけではない。また、国鉄の資料によるとこれらの粘土の鋭敏比は、最大 11、最小 2、深さと共に増大の傾向はあるが平均的に 4~7 で特に鋭敏な粘土であるとはいえない。つまり、置替砂の乗っている深い粘土層は、格別に軟弱でもなければ鋭敏にすぎるものでもない。従って、この粘土層が水平方向に 0.15 G 程度の加速度を受けて破壊を生じ、ある面ですべり、そのためにケーソンが沈下したり傾斜したりしたとは考えられない。そうすると岸壁が最大 60 cm、平均 30 cm 沈下を示したことの原因は、置替砂にあるとするしかない。

置替砂の地震後の N 値は図-16 のボーリング No. 2 に示されているが、その平均は約 10 である。No. 2 ボーリン

グから岸壁に沿って札幌方に約 70 m 離れたところで地震前後に N 値を測定している。これによると平均 7 であったものが 11 になっている。60% の増である。この地点の沈下は 30 cm であった。No. 2 ボーリング地点は最大の沈下 60 cm を示したところで、地震後の N 値は平均 10 である。そうすると地震前は 6 前後の N 値であったと推定される。前述の振動実験では、N が 6 位の砂に 0.15 G の水平動を加えると沈下率は 7~8% で、前記 No. 2 ボーリング地点の沈下率は 10% であるから、2~3% 多い沈下率である。砂の性質の違いもある事だし、表面をケーソンで拘束していることから、この 2~3% のくい違いは許されるとすれば、今度の実験値から推してもそう遠くない沈下量が推定できることになる。

次に、ウラ込めと埋立土の沈下であるが、図-16 の No. 4 の柱状図にみるように約 -12 m 以深は、やや軟弱な粘土であってその上に +1.5 m 位まで砂あるいは礫まじりの砂で埋立てたもので 60~80 cm の沈下をみている (写真-2)。ケーソンのところで述べたように、粘土層には圧縮変形がなかったとすると、沈下の原因はすべて埋立ての砂礫にあり、沈下率は (0.6~0.8 m)/13.5 m = 4~6% である。岸壁のウラ込め土を含めて埋立土の地震後の N 値はすべて 10 以下であって、きわめてゆるい状態にある。従って、地震前の埋立土のしまり具合は標準貫入試験の対象にならない程度のもではなかったかと推定される。

ケーソンの場合に 7~8% から 10% もの沈下率を考えたのに対し、地震前にケーソン下部の砂よりゆるかったであろうと推定される埋立土で、沈下率が 4~6% と小さいのは理解に苦しむところである。埋立部分の沈下の絶対量に疑いをさしはさむ余地はないようだから、あるいは水の逃げ場がすくなかったためかも知れない。

以上を要約すると、地震時のケーソンの沈下は、おそらくルーズに堆積施工された置替砂の変形にもとづくものであろう。また、ウラ込めを含めての埋立土は極端にルーズな砂質土であったために、地震のゆすり込みで沈下したものと考えられる。

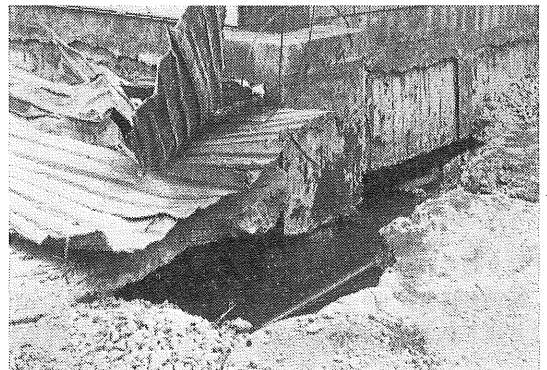


写真-2 国鉄函館第二岸壁埋立土の沈下

この岸壁の被害は、以上のように沈下が主たるものであるが、岸壁それ自身は船舶の接岸が可能であって、岸壁としての機能を失っているわけではない。ただ待合室や連絡タラップの一部が埋立土の沈下がもとで使用不能になったために水陸連絡設備としての機能を失ったものである。つまりウラ込めや埋立土のような副次的な構造の欠陥が地震の被害を大にしたとみられる。

4.3 函館市若松町朝市

当地点は、国鉄函館棧橋南側つけねを昭和29年頃埋めたたてた所であって、図-17は北海道開発コンサルタントの実測による沈下状況を概略の沈下等高線を入れて模式化したもので、最大の沈下はB付近で起っており、平均の沈下量は40cmとみてよいであろう。これに伴う被害は、家屋の倒壊、傾斜、沈下、水平移動にはじまり、路面の地割れ、給水管の切断による溢水、噴砂等である。

この地点での沈下で目立ったことは、新旧埋立地に非常

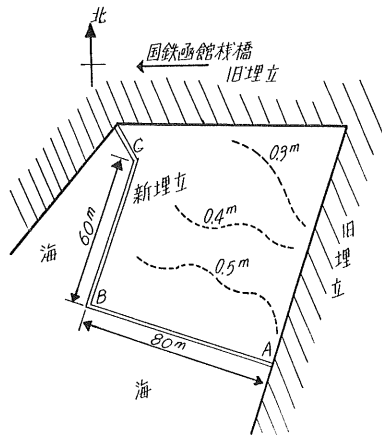


図-17 若松町朝市付近略図

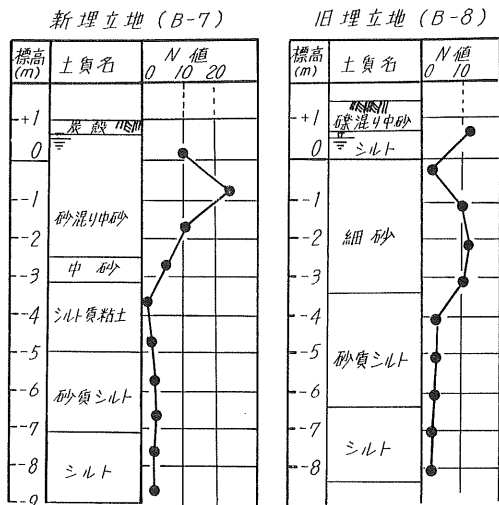


図-18 若松町朝市付近土質柱状図 (北海道ボーリングによる)

な差のある事である。旧埋め立ての年代が不詳であるので経年的な地盤性状の変化を比べることはできないが、図-18によれば、B-7の新埋立とB-8の旧埋立との標準貫入試験結果(北海道ボーリングによる。地震後に実施)にはさほどの差は認められない。このように、地震後の新旧埋立地には強度の点で大差がないのであるから、新旧二つの埋立地の沈下量の差は埋立土の地震前の状態がどうかを求める以外にない。つまり、新埋立地は地震前に旧埋立地より相当にゆるい堆積状態にあったと仮定することである。

原地盤は砂質シルト、シルト、シルト質粘土と判定された土であるから、震動中に水を排出して容積を減ずることはほとんどなく、上載の砂質埋立土中の水の移動、あるいは、状態の変化によって埋立土が容積を減じ沈下を招いたものであると考える。ここに言う状態の変化というのは、いわゆる砂の流動化である。この現象がこの地点に発生したかどうかははっきりしないが、噴砂の跡を認めたことは確かだし、埋立土は完全飽和の状態にあり、新埋立土の粒径が渡辺⁷⁾の提案した流動化しやすいとされる分布をもっているため、土田⁸⁾らの実験の示すように表面から下に向かって砂は液体と同じ状態になり、亀裂の発生とともに液体状の土砂が表土の割れ目をつたって地表にとび出したものと考えられる。

これに対して旧埋立地の方は、渡辺の提案した特に液状化しやすい粒径分布とは異なる微粒分の多い砂であるから、以前にながしかのゆすり込みを受けて、地震前のN値を10前後程度まで高めていたと仮定すれば、両埋立地の沈下の差は理解できる。Seed⁹⁾の研究では、深度5m位までのN値が10以上であれば砂の流動化は生じないとしている。

いま、新埋立地の埋め立て厚さを4.5m、地震前のNが5程度(図-14から相対密度が約10%で、このときの初期間ゲキ比は1.0程度)であったとすると、前述の振動実験の結果から、0.15Gの加速度を受けると間ゲキは0.1~0.2程度減少して7~8%程度の沈下率、つまり4.5m×(0.07~0.08)=31~36cmの沈下を生じN値が約10になることになる。平均の沈下量を40cmとすると少し不足であるが大略の見当では合っている。図-17のAB, BCの二辺は海に接して、ある程度埋立土が側方に流動したであろうことも考えられるから、その分も併せ考えればこの推定はさほどの間違いではないと考えられる。

以上、この地点の平均40cmにおよぶ沈下は、新埋立土の土質がゆすり込みに適した粒度分布であったことと、ゆるいしまり具合にあったことによるものであることが推定される。

4.4 札幌市清田団地

震度5と報告された札幌市には、被害がほとんどなかつ

たが、市の南東約10 kmの火山灰の丘陵地帯を整地して造成した清田団地に地盤沈下、噴泥、それに伴う家屋の沈下、傾斜などの被害があった。札幌市の調査した当該団内の家屋の被害状況をみると、切土区域では被害がゼロであるが盛土区域では、実に56%の家屋が被害をうけていることがわかり、これが今回の地震による当地の被害の一つの特徴となっている。

盛土地盤が地震に弱い原因として

1. ゆるい地盤である盛土は、かたい地盤に較べ地震波のエネルギーの吸収が大きいこと。
2. ゆるい盛土は振動によるゆすり込みの沈下をうけ、盛土施工の不確実さのため、それが不等沈下であること。
3. 当該地の場合、沢を埋め立てた際の水の処理が適当でなかった。

等が考えられる。

図-19は、被害の大きかった地域を含む清田団地地盤断面図であるが、この図の右側の盛土の上にあるA宅および付近の空地一帯が地震とともに80 cmほど沈下した。さらに次の日に空地一帯の地面が軟弱化していることが発見

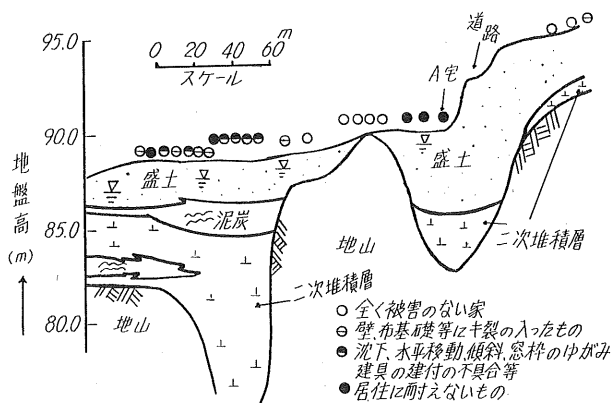


図-19 清田団地地盤断面図

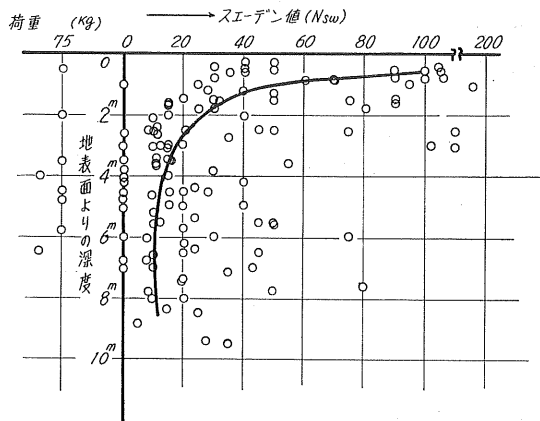


図-20 清田団地盛土の N_{sw} の分布

されたが、これは5日ほどしておさまった。その頃から空地の数カ所から少量ではあるが湧水が生じ、これは種々の調査の結果、水道管の破損による漏水でないことが証明されたが、以後数週間湧水が続いた。この他のところでも、30 cm~60 cmほど沈下したり、地盤が軟弱化したところが多かった。次に振動実験の結果と比較するために、清田団地内で行なわれたスエーデン式貫入の結果から、盛土された火山灰の間ゲキ比を推定してみよう。図-20は、基礎地盤コンサルタントの行なった試験結果から得られた N_{sw} 値を、盛土の深さに対してプロットしたものである。これによると、地表面は交通荷重、乾燥等のため、 N_{sw} が30~200、2 m以深の部分は0~20、ところにより荷重75 kg以下でも沈下するようなゆるい状態にある。当地における野外試験から(別に報告する⁹⁾)間ゲキ比をかなり大胆に推定すると表-8のようになる。ここで清田団地内で発生した3カ所の沈下の実例から地盤の沈下率を計算してみると、表-9のようになる。沈下量の絶体量がわかっている地点の数が少ないのが残念であるが、沈下率は盛土高の6~16%、盛土の下にある二次堆積物も沈下したとすると4~11%となる。ただし、スエーデン値からみて、二次堆積物が何%も沈下したとは考えられない。図-6の振動実験の結果と比較してみると、最大加速度0.08 G(震度4に相当する、表-5参照)、0.15 G(震度5相当)の場合の沈下率は、表-10のようになって、実際とはかなり違う。この違いの

表-8 清田団地盛土部の推定間ゲキ比

	N_{sw}	平均の間ゲキ比
地表面から 2 m 以 浅	30~200	1.9
" 2 m 以 深	0~20	2.2

表-9 清田団地内実測沈下率

	沈下量 (cm)	盛土高 (m)	沈下率 (%)	二次堆積物 を含む場合	
				全盛 土高	沈下率 (%)
A宅付近	80	5	16	7.5	11
B宅付近(図-19 に示されていない)	50~60	7~9	7	13	4
道路面の沈下した 地点	30~50	5	6~10	11	4

表-10 清田団地推定沈下率

間ゲキ比	沈下率	
	0.08 G	0.15 G
2.2	2%	3%
1.9	1	2

原因を考えると

1. 側方の影響の大きい小規模の実験と広範囲の盛土では沈下の模様が違う。
2. 振動実験では、水浸、気乾試料の沈下に差がはっきり認められなかったが、地下水位以下の場合、函館北浜埠頭の砂のように、沈下が大きくなる。
3. 現地の沈下量の測定が過大であったおそれがある。
4. 地山が傾斜しているところでは側方への流動があった。
5. 実際の震動がもっと大きかった。

等があげられるが、室内実験からはうまく説明することが出来ず、さらに進んだ研究を行なう必要があると思われる。次に団地内の数カ所で発生した地盤の軟弱化についてであるが、これは火山灰の特異な性質によるものと思われる。火山灰は、間ゲキ比が2.0前後で粘土のそれに近いこと、均等係数約12~180、 $D_{10} \div 0.001 \sim 0.018$ mmで粒径分布からみると、シルトまたはロームとなり、透水係数も小さいということのために、乾燥時には砂質土の性質のものが飽和すると、シルトまたは粘土のようになって、振動およびそれに伴う盛土の間ゲキの減少のため発生した間ゲキ水圧がなかなか消散しない。地震後団地内でみられた地盤がブヨブヨする現象は、火山灰のこのような性質によるものと思われる。

5. 結 び

今回の振動実験、および地盤沈下の調査から言えることは

1. 室内実験によると、間ゲキ比2.2前後のゆるい火山灰の盛土は、震度5相当の振動で、地盤高の3~6%程度の沈下をする。
2. 火山灰は水を含むと乾燥時と性状が全く異なり、粘性土的になる。このためにおこる地震時の地盤の軟弱化を防ぐためには、盛土を充分締め固めておくことと地下水位を低くすることが有効であろう。
3. 飽和した火山灰、あるいは砂質土が振動によりゆすり込められる場合、加振後かなりの時間にわたって圧密現象的沈下が続き、振動による地盤改良などの施工にあたっては、土の透水性、排水長との関係を充分考慮する必要がある。
4. 間ゲキ比0.85程度の飽和した砂地盤は、震度5相当の振動で、地盤の5~10%程度の沈下をする。このときの沈下を1~2%におさめるためには、間ゲキ比を0.75程度迄低下させておく必要がある。

マグニチュード7程度の地震は、日本列島の太平洋沿岸の地震活動からみて数十年に一度とはいえ将来にも必ず起るであろう。今回の地盤沈下を主テーマとした振動実験を含む地盤災害についての報告が、地震による地盤沈下防止の一助になれば幸いである。

6. あとがき

この報文のための調査と実験は、北郷が委員の一人である札幌市宅地保全対策委員会、および北大工学部1968年十勝沖地震調査委員会のために、著者等の所属する研究室の全員が実施したもので、内容的にはそれだれの委員会への報告と同じである。北郷の総括のもとに土岐が調査実験を指揮し、中村、八鍬、池浦が報文をとりまとめたものである。

本文中の野外調査に御協力いただいた札幌市役所土木部はじめ、貴重な資料を提供いただいた、北海道開発局函館開発建設部、国鉄札幌工務局、基礎地盤コンサルタントK.K.、北海道開発コンサルタントK.K.、北海道ボーリングK.K.各位に謝意を表するものである。

参考文献

- 1) 渡辺 隆：新潟地震における2, 3の土質工学的問題、土木学会年次学術講演会、1965, 5月, p. 61.
- 2) 土田 肇：振動により流動化した砂層が壁体に及ぼす圧力、土と基礎、Vol. 16, No. 5, 1968, p. 3-10.
- 3) Tanimoto, K. and Nishi, M.: Study on Settlement Associated with Liquefaction of Sand Subjected to Impact Load. Trans. J.S.C.E., No 152, 1968, p. 39-44.
- 4) Hall, C.: Compacting a Dam Foundation by Brasting. Proc. A.S.C.E. Vol. 88, SM. 3, p. 33-51, 1962, p. 33-51.
- 5) 村山・谷本・松野：側方拘束土の振動締固めに関する実験的研究、土木学会論文集, No 43, 1957, p. 59-63.
- 6) 本間・菊地：1968年十勝沖地震による国鉄の被害とその対策、交通技術、1968, 8月, p. 26-32.
- 7) 文献1)と同じ。
- 8) 文献2)と同じ。
- 9) Seed, H.: Analysis of Soil Liquefaction Niigata Earthquake, Proc. A.S.C.E., Vol. 93, SM. 3, 1967, p. 83-108.
- 10) 北郷・土岐・三田地・鈴木・鈴木：火山灰の2, 3の土質力学的特性と清田団地における震害(1968年十勝沖地震)、土質工学会北海道支部「技術報告資料」, No. 9, 1969.

火山灰の 2, 3 の土質学的特性と清田団地 における震害 (1968 年十勝沖地震)

正員 北 郷 繁*
正員 土 岐 祥 介**
三 田 地 利 之***
○鈴木 輝 之***
鈴 木 武****

1. ま え が き

ここで扱っている実験および調査は 1968 年十勝沖地震による災害のうちで、火山灰地における造成宅地である、札幌市清田団地の災害調査に関連して行なわれたものである。

一般に土を大別すると粘性土と砂質土になるが、火山灰は一見非粘着性のように見えるから砂と類似した性質を示すことが期待される。しかし、本研究の結果は、火山灰が一般の砂とはかなり異なった性質をもつものであることを示している。この報文では、実験の対象となった 2 カ所の火山灰についてその結果をまとめたものである。なお、この報告では、火山灰の一般的性質に関連して、清田団地の造成宅地における地盤変状とそれにもとづく構造物の被害状況についても述べている。

2. 試 験 項 目

震災を受けた清田団地の 2 地点 (以下清田 A、清田 B とよぶ) および同団地より約 4 km 北方にある大谷地付近の 3 カ所において、以下にのべる試験をおこなった。これらの試験地点はいずれも火山灰地であり、清田 A 点はマンホールの上に当り、地震によって陥没が起こり直径約 7 m の穴ができた場所であり、清田 B 点は地震による沈下後、次の日から数日間にわたり、一帯の地盤の軟弱化が見られた地点である。また、大谷地は清田団地と同系統の火山灰で、地震後に宅地造成が行なわれた地点であり、地震動によるゆすり込みを受けていない盛土の代表として選んだものである。

1) 比重試験

これは現場密度から間ゲキ比を求めるために行なった。

2) 現場密度試験

スエーデン試験と平行しておこない、これから計算される間ゲキ比の値とスエーデン貫入抵抗値との相関性を見るためにおこなった。この目的のため現場密度は、地盤を掘削していき、深さ方向に約 50 cm おきぐらいに、測定可能な深さまで測定した。

3) スエーデン式貫入試験

火山灰盛土の強度の深さ方向への変化を調べるためのもので、間ゲキ比との関係を求め、この関係から間ゲキ比を推定することにより、地震前後の間ゲキ比の変化を調べる目的でおこなった。

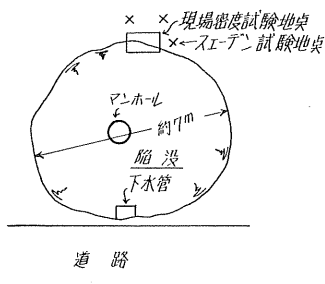


図-1 現場試験地点概略 (清田 A)

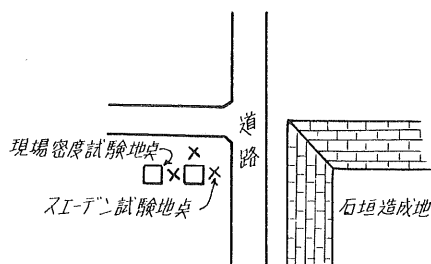


図-2 現場試験地点概略 (清田 B)

* 北大工学部土木教室 教授 工博

** 北大工学部土木教室 助教授 工修

*** 北大工学部大学院学生

**** 北大工学部土木教室 研究生

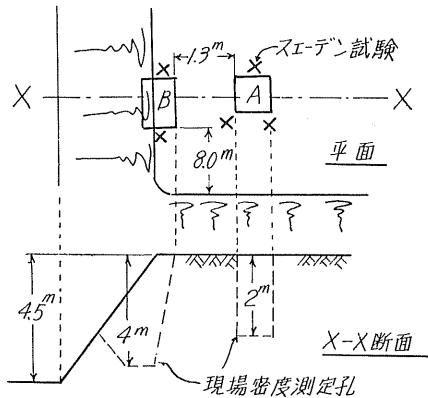


図-3 現場試験地点概略 (大谷地)

4) 相対密度

これは土の相対的なしまり具合をあらわすものであるから、この値とスエーデン値との相関を調べるためにおこなった。

これらの試験のうち、現場密度試験と、スエーデン式貫入試験をおこなった地点付近の状況を図-1~3に示してある。

3. 試験結果とその考察

3-1 比重 G_s

比重 G_s は間ゲキ比 e の計算に重要である。地震動による地盤の沈下量を e の変化として概算するためには、地震前後の e を推定または計算する必要があるからである。

火山灰はきわめて多孔質であるため、 G_s に測定の際に、試料土を自然のまままで処理するのと、乳バチで念入りにすりつぶして微粉にした場合とでは G_s が違って測定されると予想して、まずこの比較を行なったのが図-4である。

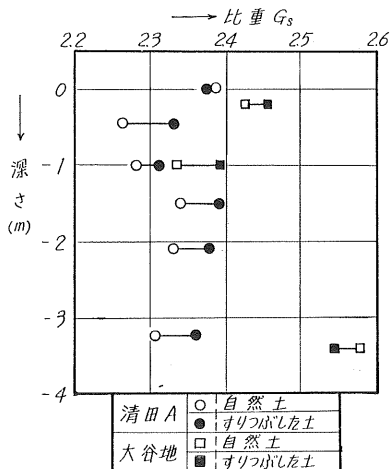


図-4 G_s の比較

この図-4からわかることは予想通りすりつぶした場合の G_s は、自然のまま測定した場合より大きく測定されている。しかし、その差は最大で0.05であり、 G_s の平均を2.5とすれば両者のくい違いは2%にすぎない。これは e の計算にはほとんど影響を与えないことと、どちらの測定値を用いて e の計算をするのが実情に適しているかはにわかに判断できないという理由により、以後の計算はすべて自然のまま測定した場合の G_s をとった。測定結果は表-1のとおりで2.27から2.58の間に変化している。基礎地盤コンサルタント清田団地地盤報告書 (以下基礎コンサル報と略す) が同じ場所の G_s を測定したところによると、盛土部火山灰の G_s は2.303~2.548である。この値は試料をすりつぶしたかどうか分からないので何ともいえないが、もしすりつぶしたとすれば、この値から0.05を差引くと、2.253~2.498となって、ほぼ我々の測定値と一致する。普通、土粒子の G_s は2.65程度といわれているから、かりに火山灰の G_s を2.35とすると、この値は普通の土の90%程度であるということになる。このように火山灰の G_s が普通の土のそれに比較して小さいことは、火山灰が一般の土と異なる点の一つに数えられる。

表-1 G_s の測定結果

地名点	深度 (m)	測定数	最大	最小	平均
清田 A 点	0~-3.2	31	2.411	2.281	2.345
清田 B 点	0~-1.36	18	2.398	2.274	2.336
大谷地	0~-3.85	43	2.578	2.335	2.417

3-2 乾燥密度 γ_d および含水比 w

湿潤密度を γ_t 、含水比を w とすると、 γ_d は、 $\gamma_d = \frac{\gamma_t}{1+w}$ であらわされるが、火山灰は、きわめて特殊な土性をもっているために、容積の測定が困難であり、 γ_t の測定は他の土質 (たとえば一般の粘土質砂など) とくらべて、その測定精度はおちる。

γ_d の計算結果は図-5の通りである。 γ_d の計算のもとになった γ_t 、 w の大略の値は清田 A 点、大谷地についていうと、 $\gamma_t = 1.0 \sim 1.3 \text{ t/m}^3$ 、平均 1.1 t/m^3 で、普通の土の約60%であり、ほぼ普通の土の水中単位重量に等しい。深度2~3mの w は27~40%に分布している。これを砂の場合とくらべてみると、一般の砂では、自然状態での e は0.8くらいで G_s を2.65としてみると、飽和状態で含水比は30%となる。しかし、自然状態の砂が地下水位以上で飽和しているようなことはほとんどないから含水比はこの値よりかなり小さいことになる。このようにしてみると、火山灰が不飽和の状態で含水比が27~40%であるのは一般の砂のそれにくらべてかなり大きいことになる。また、ここで扱った火山灰において飽和度は30~50%程度であった。

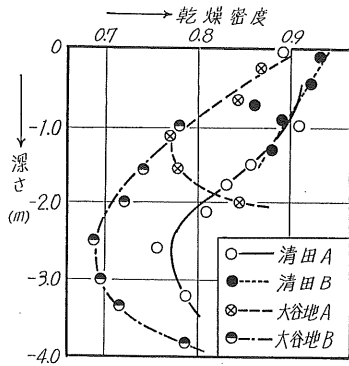


図-5 深さと乾燥密度

3-3 間ゲキ比 e

e の計算には、それぞれの地点での G_s を平均したものを使った。計算結果は図-6 のようである。 e の大きい土は圧縮性が大で、そのままでは強度が低いということである。

図-6 からいえることのひとつは、三地点のいずれをとっても e の絶対値が大きいということである。三地点の最高と最低をとってみると、2.5、1.5 である。火山灰は一見砂のように見えるが、砂の e は 0.5~0.9 程度といわれているから、火山灰は砂の 2~3 倍の間ゲキをもっており、1.5~2.5 という e はむしろ粘土に近いということである。このように火山灰の e が大きいのは、おもに、その多孔性によるものと考えられる。

図-6 の第二の特長は、宅地造成後数年を経てしかも相当の地震動を受けた清田 A、清田 B の 2 地点の e が、地震後進行中の大谷地の宅地造成地点で測った e よりもかなり小さいということである。大きざっぱにみると、大谷地の e の 80% が清田である。この違いが地震動によるゆすり込みの有無にだけよるものとは考えられない。つまり、清田の地震直前の e が大谷地のそれにほぼ等しくて、地震にゆすられて、現在の e になったと推定することには無理がある、ということである。土の密度を高め、 e を減少させる要素は地震動以外にもいくつか考えられるからである。そのう

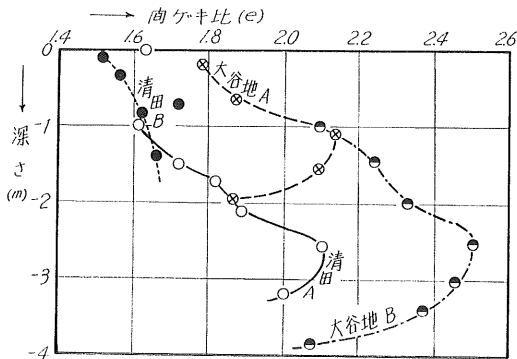


図-6 深さと間ゲキ比

ちの最大なもの時間であって、具体的には、自重や外力による圧縮や、下向きの浸透圧などである。これらの低間ゲキ比の力が、大谷地の盛土に、清田団地の経過年数だけ作用するとすれば、大谷地の e は、図-6 に示すような値のままではおらず、なにかの減少を示すものと考えられる。したがって、清田の e が地震前において図-6 の大谷地の e に等しかったか、あるいは、これに近かったと推定することは困難であり、我々の企図の一つは失敗に帰したことになる。

図-6 の第三の特長は、 e の深さ方向の分布に急変点があるということである。清田 A と大谷地 B では 2.5 m の深さで、大谷地 B で 1 m の深さで e が急変している。この図-6 にはあらわれていないが清田 A でも 1 m 付近に急変点がある。あとでのべるスウェーデン式貫入試験の結果をみてもこの傾向は同じである。貫入抵抗が 1 m 前後、および 2~3 m のところで急変しているのである。砂が自然に堆積して均質であるならば、 e の深さ方向の分布は、可成り一様に変化するはずである。火山灰による盛土の場合、なぜこのような間ゲキの不整な分布が生ずるのか理解に苦しむところである。また、急変点の深度が大谷地と清田でほぼ一致していることも、偶然に属することなのか、何かハッキリした原因があるのか、今のところ説明がつかない。

3-4 スウェーデン貫入抵抗値 (N_{sw})

スウェーデン貫入抵抗試験は一種の強度試験である。したがって概略のことをいえば、非粘着性の土質において N_{sw} は乾燥密度 γ_d に比例し、間ゲキ比 e に逆比例すると考えてよい。

図-7~10 は三地点の、20 cm ごとの N_{sw} と約 50 cm ごとに測定した e を併記したものである。 N_{sw} は e を測定した地点に近接して実施した 2~3 カ所のスウェーデン試験の測定結果のすべてを記入したものであり、 e は図-6 の曲線をかいたものである。 e と N_{sw} の対応はかならずしも良好とはいえない。均質と考えられる粘土についてこの種の野外試験をおこなっても、かならずしも良好な関係を得

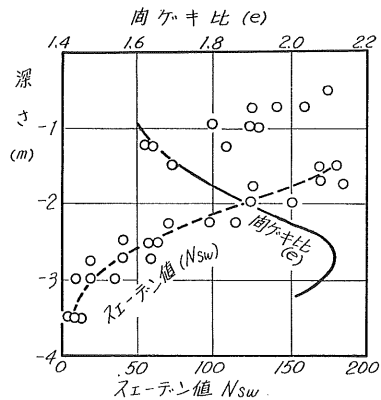


図-7 N_{sw} と e の対比 (清田 A 点)

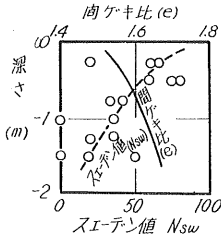


図-8 N_{sv} と e の対比 (清田 B)

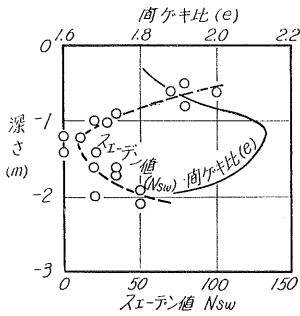


図-9 N_{sv} と e の対比 (大谷地 A)

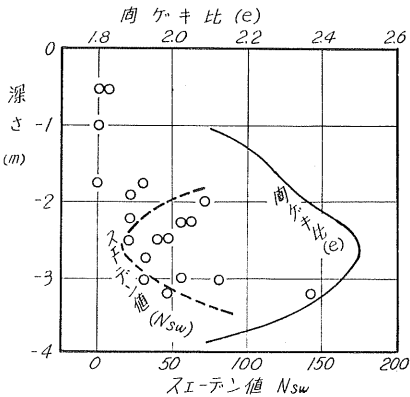


図-10 N_{sv} と e の対比 (大谷地 B)

がたいのが一般であるから、火山灰のような、特殊な土についての試験結果にこの程度のバラツキのあるのはやむを得ないところであろう。 N_{sv} と e の大略の関係を三つの地点について調べてみると図-11 のようになる。いまかりに清田 A、大谷地 A 二地点に共通した N_{sv} - e の関係(図の実線)を一般的なものであるとすると、大谷地 B は e を約 0.5 一様に減らして左によせ、清田 B 点は約 0.3 増して右によせなければならぬ。このズレが測定誤差であるかどうかの疑問がまず生ずる。このズレは、もともと e を 2.0 としてみると 15~25% に当たる大きさであって、 e および N_{sv} の測定それ自身にこれ程大きな誤差があったとは考えられない。つまり、測定誤差だけではないようである。そうすると N_{sv} と対応させる相手を e だけに限ったことにまちがいがあるのかも知れない。砂の強度は、排

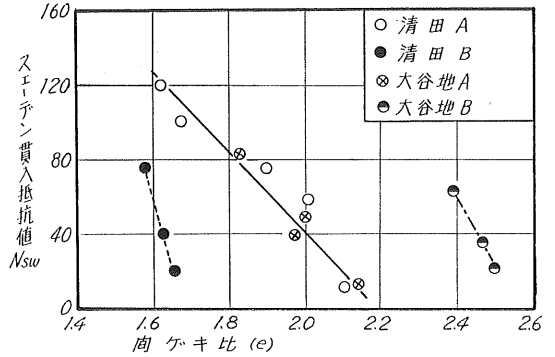


図-11 N_{sv} と e の関係

水可能のもとで試験すれば乾湿によって変化しないと考えられている。火山灰が砂と同じ性質を持っていれば、火山灰の N_{sv} は含水比の大小には無関係ということになる。 N_{sv} は砂であれば同一状態の砂であっても深さによって大きさが異なるはずである。しかし、大谷地 B を除いては、ほぼ同じ深度についての e と N_{sv} の測定値を対応させているから、この理由によって図-11 のようなずれが生じたものと考えすることはできない。また、試験を行なった三地点にあった火山灰の性質(たとえば粒子の表面状態など)が異なったものであるならば、当然、 e と N_{sv} の関係は異なってくると考えられる。しかし、調査をおこなった火山灰のあいだにさほど大きな違いはなく、特に、大谷地の二地点においては、このことから e - N_{sv} の関係が違う理由は説明できない。このように e と N_{sv} が具合よく結びつかない事実をみると、 e 以外に N_{sv} を左右する要素が何かあるのではないかと考えられる。たとえば、粘土の粘着力のような、あるいは接着剤のように粒子を結びつける何物かがある、盛土のように一度外力によって粒子をバラバラにしても、日時の経過とともに結合力を回復して、 N_{sv} の値に影響するのかも知れない。とにかく、 N_{sv} を支配する要素が e 以外の何物であるかはこれだけのデータからは知ることが出来ないが、火山灰においては N_{sv} を支配する要素が e だけであるとするには無理があるようである。しかし、傾向としては同一地点において N_{sv} の変化は e のそれにならっているとみなしてもよいであろう。文献¹⁾によれば、清田団地の盛土部における N_{sv} の変化をみると、場所ごとに、形は異なるが、 N_{sv} のピークが一つでなくて、せまい谷をへだててピークが二つならびそれから深い方に小さくなる例がみられ、我々の測定した結果と類似している。また、文献¹⁾によれば盛土の最深处は多くの場合、 N_{sv} がきわめて小さくなっている。このように、盛土部分の火山灰が極端に不均一な性状を示すのはなにによるものかは全く推測できないが、あるいは施工の条件が大きな要因になっているのかも知れない。

我々が N_{sv} を測定項目に入れた目的の一つは、もし、

図-11の $e-N_{sw}$ の対応が予想通りに一つの曲線で示されるのであれば、この関係から N_{sw} によって地震後の概略の e を求めることができる。一方、大谷地の e を地震前のものとし、清田もほぼ同じくらいの初期間ゲキ比をもっていたとすれば、清田団地のある地点のはじめの間ゲキ比 e_1 と地震後の間ゲキ比 e_2 を推定出来るから概略の沈下量は、

$$\Delta H = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} H$$

として計算できると考えたのである。この H は盛土、つまり造成後の火山灰の深さである。しかし、すでに述べたように N_{sw} から e を推定するという事は、今回取扱った火山灰についてはほとんど不可能であるという結論に達した。

4. 火山灰盛土における地震災害

今回の地震に際して、かなりの被害を受けた清田団地は火山灰の丘陵地帯を整地して造成したところである。札幌市が調査した結果と文献¹⁾によれば、切土区域と盛土区域との家屋被害の状況を見ると、前者においては被害ゼロ、後者においては、実に56%もの家屋が被害を受けている。この事実から、家屋被害は盛土部分の地盤状態と関係するとみなして、この両者の関係をごく大まかな方法で調べてみた。以下において、地盤の状態を表わす数値の記号は図-12のように決める。

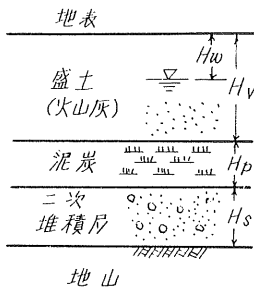


図-12 用語の定義

4-1 H_w と被害

調査対象となった家屋の存在する各地点において、盛土された火山灰の土質条件が深さ方向に一様であれば、地盤の支持能力は H_w の小さい程小さい。図-13は土層断面に無関係に H_w だけをパラメーターにとって被害程度と関連させてみたものである。この図-13は文献¹⁾に示されている都合のよい断面をえらんで、その上にある家屋の位置を決め、その被害程度と H_w を決めてプロットしていったものである。これだけでは、一見して傾向が分らないので、つぎのようにして、図-13を図-14のように書き直した。このやり方は次のようである。 H_w を1mごとに区切り、たとえば、被害程度“中”を例にとってみると、図-15

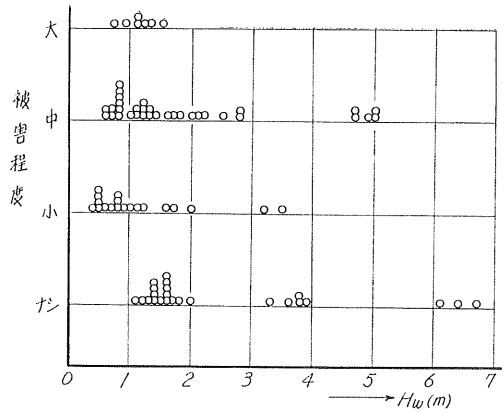


図-13 H_w と被害程度

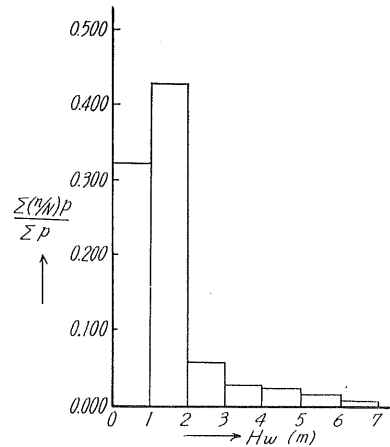


図-14 H_w と被害分布のヒストグラム

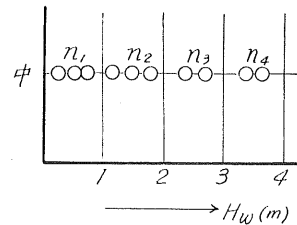


図-15 方法の説明

の n_1 を数えて n/N を計算する。これを H_w の1m間隔の各区分について、被害大, 中, 小, ナシの4段階について、それぞれ8, 4, 2, 1の重み p をつけて、重みつき平均を計算する。図-14のタテ軸 $\sum (n_i/N)p / \sum p$ はこれである。重みをつけたのは事実を誇張するためであるが、 $p=1$ としても、図-14のような傾向がみられるはずである。なお、前出の N は、前記選出土層断面の上のっている家屋のうちで、中程度の被害と判定された家屋の総数ではなくて、当然その何割かにすぎない。その割合をみると、被害大では100%, 中では87%, 小では63%, ナシでは24%

と計算される。これは、調査の対象となった土層断面は被害の多いところが選ばれているから、どうしても被害の多い程抽出数は多くなっていることになる。したがって、統計資料としては、図-14の n とか N は決して無作為ではないから、図-14は統計的表現法として100%正しいものではない。しかし、一般的にいって H_w/H_v の小さい程被害は大きいであろうことは当然考えられるところであり、図-14は、この予想を間違いなく表示しているのであるから、一応この図-14は少なくとも統計的な傾向は正しく示しているものと考えられる。ここでいう家屋被害とは、地盤の不等沈下や、水平移動による家屋の傾斜、窓ワクのゆがみ、壁や布基礎に生じたキレツなどをさしている。

4-2 H_v と被害程度

H_v は盛土である火山灰の深さである。これが大きいほど被害も大きいはずである。これを図示したのが図-16である。この図-16では、ある程度の被害を与えた H_v の平均をとってみると、どのくらいかを計算してみたものである。一般的に H_v が大きいほど被害が大きいとすれば、個々の被害には深さ以外のもろもろの原因があるにしても、平均的にみれば、やはり大きい被害を与える圧縮層の厚さは大であるといえる。図-16の“◎”の平均値は右上がりともみられるから、はじめの予想を確認しているものと考えられる。

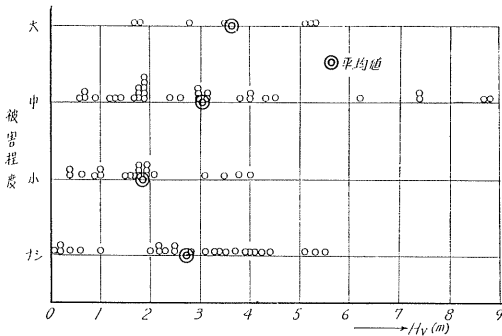


図-16 H_v と被害程度

4-3 H_w/H_v と被害程度

被害程度が H_w だけの関数であると決められるのは、土質が深さ方向に一様な場合であり、 H_v だけの関数となるのは地下水が全く存在しないか、あるいは、すべての地点で地下水位が地表面まできているような場合だけである。そこで、この二つの要素を組み合わせた H_w/H_v をパラメーターにして、図-14と同じ方法で、被害程度と関連させてみたのが図-17である。この場合は、圧縮性の大きい火山灰層の厚さのどの辺に地下水位があったときに被害が大きかったかということを知ることにある。火山灰層の表面近くに地下水があるほど被害が大きい、という傾向がよめる。ここで、図上測定した H_w は地震後二週間以上たっ

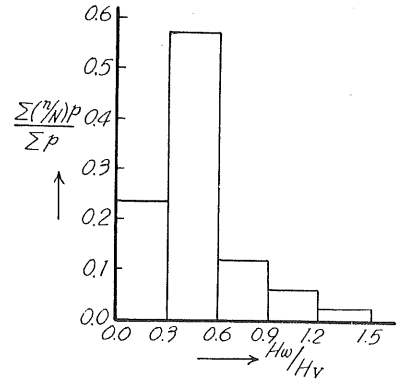


図-17 H_w/H_v と被害分布のヒストグラム

ていて、その間あまり降雨がなかったし、また、気象関係資料によると、地震の数日前に40mm/日程度の降雨があったから、おそらく地震時の H_w は測定時の H_w より小さかったはずである。そうすると図-17の横軸区間0~0.3に入ってくる数が増加するはずであるから、図-17のヒストグラムはさらに理づくに合ってくる。

4-4 $H_w/(H_v+H_p)$ と被害程度

泥炭が圧縮性であることは間違いのないから、 H_v に H_p を加えたものに対する H_w の割合 $H_w/(H_v+H_p)$ の値と被害程度との関係を図-14と同じ方法で図示したものが図-18である。居住用の家屋の場合、地盤に加わる荷重強度が小さいはずであり、数m以深の泥炭層に大きな変形を与える応力が働いたとは考えられないから、泥炭層の強度が原因で被害が多発したと考えるのは無理のようである。しかし、別の見方をすると泥炭の存在は、間接的には、その上の上のっている火山灰の振動状態を変えるであろうから、当然、沈下量の大きさに影響を与えると考えられる。

これまでの検討は被害程度が、盛土火山灰の厚さ、地下水位、泥炭の厚さなどによって決まるという仮定のもとになされてきた。しかし、地盤の状態が同じでも、家屋の構造によっても当然被害は異なってくるものであるから、この仮定にはかなりの無理があるわけであるが、どのような

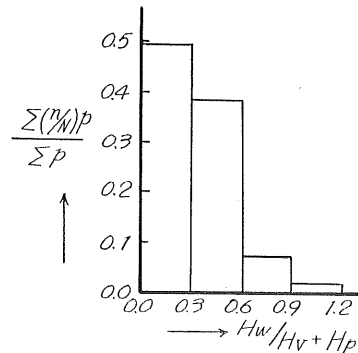


図-18

地盤において、被害を受け易いかということを見るには、図-14~18は有効であるし、また、傾向としては予想した通りであった。

5. ま と め

これまで述べてきたことを一応まとめてみると次のようになる。

(1) 火山灰の比重 G_s は一般に小さく、普通の土の G_s の約90% くらいの大きさで、測定においてはきわめて多孔質であるためすりつぶした場合とそうでない場合とでは前者の値の方が大きく出る。

(2) 火山灰盛土における間ゲキ比 e は、一般の自然状態の砂に比較して非常に大きい。一方、湿潤密度は小さくほぼ通常の土の水中単位重量に近い値をとりうる。

(3) 地下水位以上にある火山灰の自然状態の含水比は砂のそれに比べて大きくなりうる。

(4) 火山灰地におけるスエーデン貫入抵抗値 N_{sw} は乾燥密度あるいは間ゲキ比（したがって相対密度）と良好な相関関係がなく、別な要素を加味した対応を考える必要がある。

(5) ここで扱った火山灰盛土においては、 e および N_{sw}

は深さ方向に一樣に変化しておらず、地表面から1 m および 2.5 m 前後のところに急変点が認められたが、これが何に原因するかの説明は困難である。

(6) 今回の十勝沖地震による、清田団地での被害は盛土部に限られ、その被害程度は盛土の厚さおよび地下水位との関係が深いようにみられる。

あ と が き

この報文のための調査と実験は、北郷が委員の一人である札幌市宅地保全対策委員会、および北大工学部 1968 年十勝沖地震調査委員会のために、著者らの所属する研究室の全員が実施したものであって、内容的には、それぞれの委員会への報告と同じである。北郷の総括のもとに土岐が調査実験を指揮し、三田地、鈴木が報文をとりまとめたものである。本文中の野外実験にあたって協力を頂いた札幌市役所土木部に対し、深甚の謝意を表するものであ

文 献

- 1) 基礎地盤コンサルタント株式会社が、清田団地の土質、地盤に関して札幌市に提出の報告書。

1968年十勝沖地震による橋台被害の1例について

正員 河野文弘*

正員 佐々木晴美**

1. まえがき

昭和43年5月16日に発生した十勝沖地震は、北海道・東北の各地に多くの被害を与えた。苫小牧市周辺は、のちに震度Vと訂正されたが、当初は、震度VIと発表されたほどの激しい地震で、その被害は他地域に比し甚大であった。市道明野樽前線に架設されている明野1号橋も、大きな被害を受けたものの一つであり、右岸側橋台が回転して、大きく傾斜した。

この橋梁は、昭和41年11月に竣工したものであって、図-1.1に示すように、橋長11.40m、幅員9.5mの単純合成桁橋で、基礎型式は直径25cm、長さ5mの鉄筋コンクリート・くい基礎である。基礎地盤は、泥炭層を狭む砂または砂レキで構成されているが、橋台の施工に当っては、橋台底板下の泥炭層1.6m全てを切込砂利で置換し、地盤の強化を図るという処置が採られている。

本文は、明野1号橋の被害後の調査に基づき、被害原因について、土質工学的見地から検討を加えたものである。

2. 被害状況

今回の地震による本橋梁の被害は、橋台ならびに取付け盛土の著しい変状で、とくに右岸側は変状が大きく、橋台は図-2.1に示すように、下部が前方へ押し出され、上部は後方へ傾き、丁度、桁支承部付近を中心として回転したような形となっている。地震直後の沓座における沈下量は約10cm、胸壁の傾斜角は約 $6^{\circ}50'$ と測定されており、これらの測定値から基礎底版の踵点は約43cm前方へ移動しているものと推定される。また、取付け盛土については、胸壁から約5.70mのところのところに横断方向の亀裂が発生し、この間の盛土部分に若干の沈下が認められたことが報告されている。なお、橋台前面の地盤には肉眼でもはっきりわかる程度の隆起が生じ、支間中央付近の川底にも、地

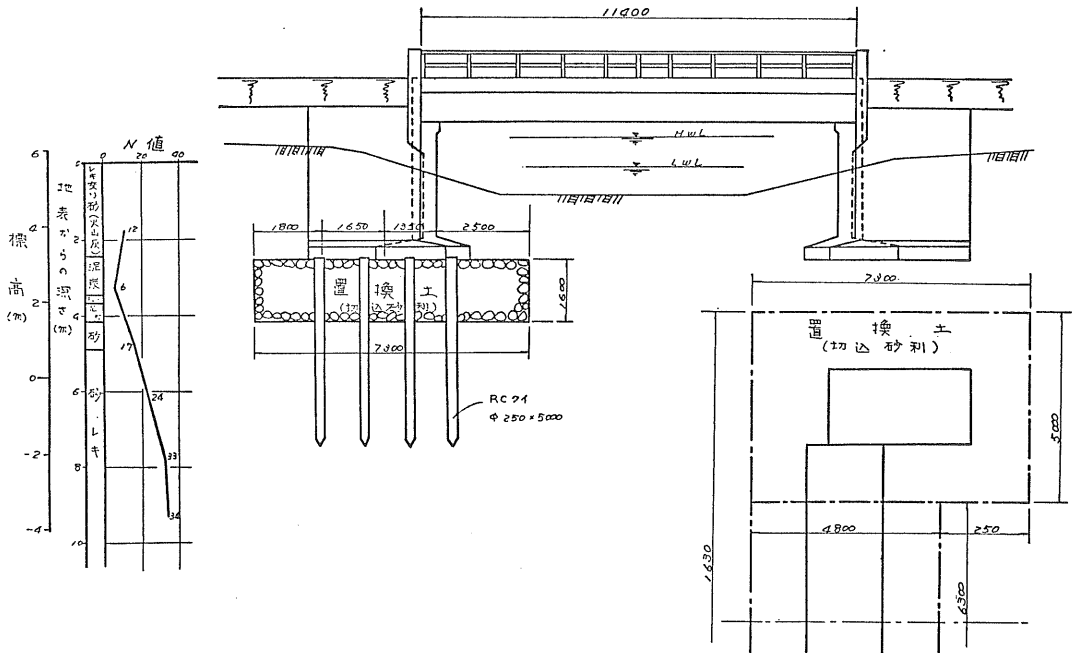


図-1.1 明野1号橋一般図 (単位 mm)

* 北海道開発局土木試験所土質研究室 室長

** 北海道開発局土木試験所土質研究室 副室長

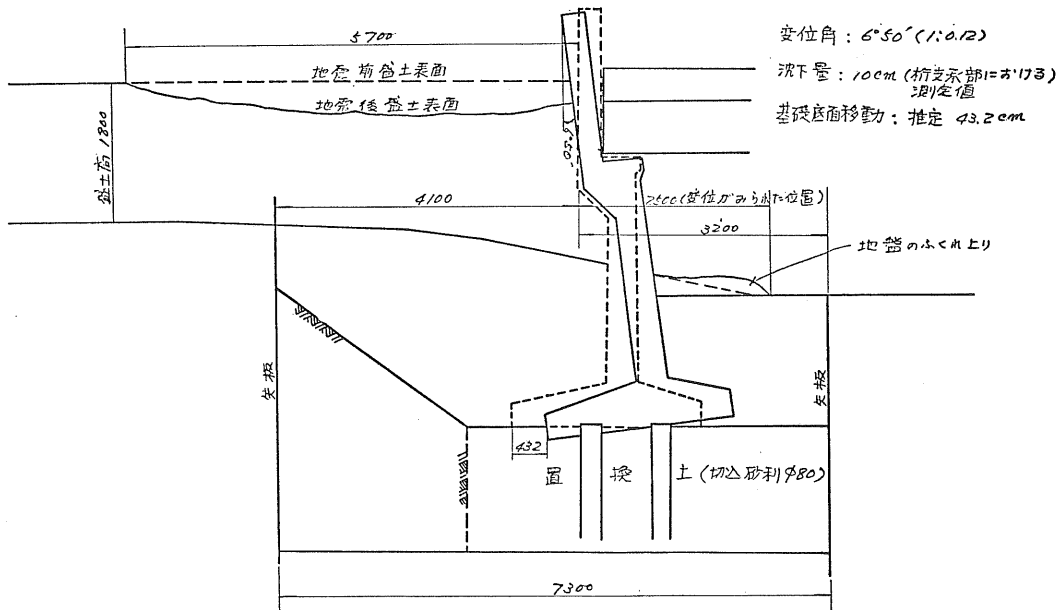


図-2.1 明野1号橋右岸橋台の変状(単位 mm)

盤の局所的な隆起の形跡が認められた。

3. 取付け盛土および基礎地盤の土質調査試験結果

本橋梁の被害の原因を究明するために必要な資料を得る目的で、昭和43年7月13日から16日にかけて、取付け盛土および基礎地盤に関する土質調査試験を実施した。取

付け盛土および基礎地盤の物理試験結果を表-3.1に、取付け盛土の物理的性質、基礎地盤の土質柱状図、標準貫入試験結果(N値)およびコーン支持力(q_c)の深さ分布を図-3.1に示す。また、図-3.2は取付け盛土材料ならびに基礎地盤土の粒径加積曲線であるが、これには“液状化しやすい粒度分布”の提案曲線¹⁾を併示した。

表-3.1 土の物理試験結果一覧表

調査カ所		明野1号橋						
		盛土材料		基礎地盤				
試料採取対象		A	B	1	2	3	4	5
試料番号		A	B	1	2	3	4	5
採取深さ (m)		0.5	1.0	1.5~1.8	2.5~2.8	4.4~4.6	5.4~5.6	6.3~6.5
物理	湿潤密度 γ_t (g/cm ³)	1.86	1.76	1.96	1.53	1.00	1.07	1.90
	乾燥密度 γ_d (g/cm ³)	1.73	1.61	1.78	1.05	0.19	0.20	1.58
	土粒子の比重 G_s	2.74	2.74	2.76	2.51	1.50	1.45	2.73
	間ゲキ比 e	0.58	0.70	0.55	0.64	6.89	6.25	0.73
	含水比 w (%)	7.3	9.4	10.0	46.3	415.2	430.3	20.2
	強熱減量 n (%)	—	—	—	—	78.0	87.3	—
	試験	レキ分 (%)	30	19	40	43	—	—
砂分 (%)		66	78	56	53	—	—	97
シルト分 (%)		1	2	3	2	—	—	2
粘土分 (%)		3	1	1	2	—	—	1
最大粒径 (mm)		25.4	25.4	19.1	19.1	—	—	2.0
三角座標		レキ交り砂	レキ交り砂	レキ交り砂	レキ交り砂	泥炭	泥炭	砂
均等係数		5.8	3.7	7.1	8.5	—	—	3.1

図-3-1 取付け盛土の物理的性質および基礎地盤土の強度特性

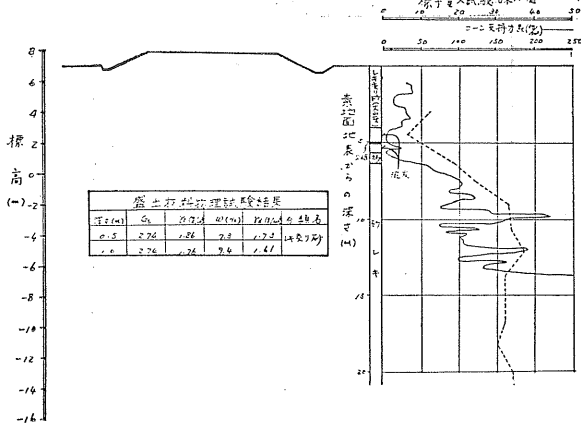
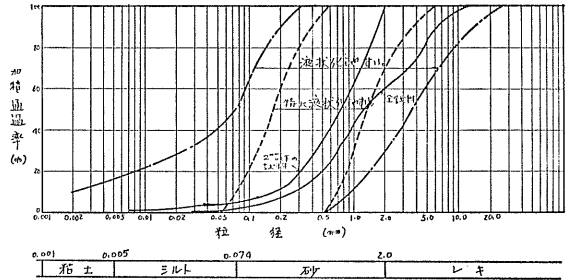


図-3-1 取付け盛土の物理的性質および基礎地盤土の強度特性

基礎地盤： 深さ 1.5~1.8 m



基礎地盤： 深さ 2.5~2.8 m

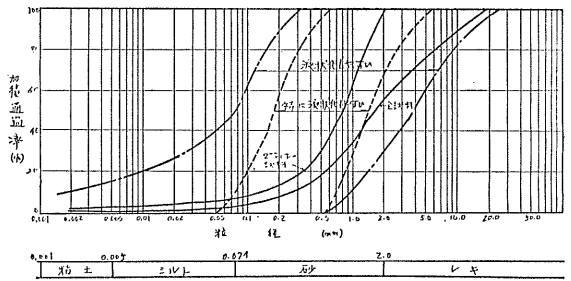
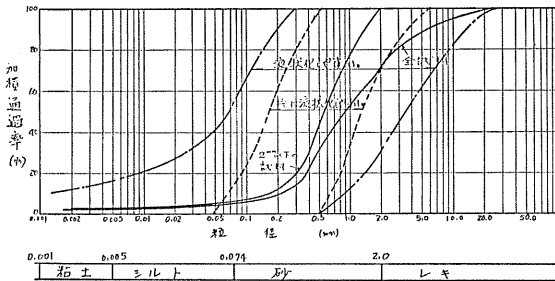


図-3-2-2 取付け盛土材料および基礎地盤土の粒度分布

盛土： 深さ 0.5 m



盛土： 深さ 1.0 m

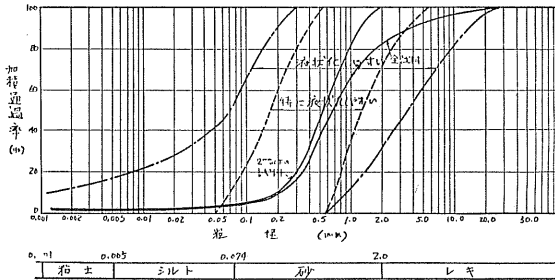


図-3-2-1 取付け盛土材料および基礎地盤土の粒度分布

基礎地盤： 深さ 6.3~6.6 m

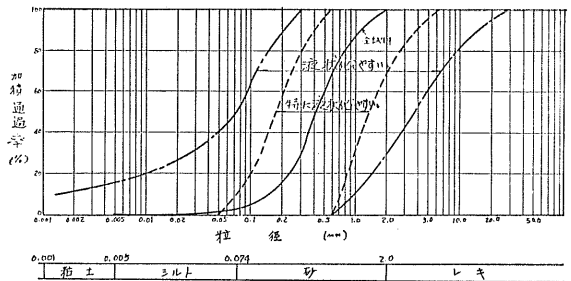


図-3-2-3

4. 考 察

図-2-1に示すような橋台変移には、次の2つの原因が考えられる。一つは、基礎地盤のスベリ破壊による橋台の回転であり、他の一つは、土圧による橋台の滑動である。

よって、ここでは、今回の地震による当該地点の土の強度特性を推定し、それに基づいて、基礎地盤の縦断方向のスベリ破壊および橋台の滑動の可能性について考察する。

図-3-2から判るように、右岸側の盛土材料、基礎地盤土の火山灰質レキ交り砂および泥炭層下の砂は、いずれも振動によって“液状化しやすい粒度分布”の提案曲線の範

囲内にある。また、被害状況のところでも述べたように、川底に噴砂現象と考えられる形跡が認められたことから、今回の地震によって、このカ所の基礎地盤は液状化したものと推定される。砂質系の土が液状化すれば、内部摩擦角 ϕ が著しく減少し、これに伴って土のセン断強さも低下する。このような現象が起れば、基礎地盤の支持力は低下し、橋台背面の土圧は増大することになる。

しかし、土は液状化することによって、どの程度セン断強さが低下するかは明らかでない。したがって、ここでは、基礎地盤がスベリ破壊を起したと考えた場合、および橋台が滑動したと考えた場合の双方について、限界のセン断強さを逆算し、その値を検討して、スベリ破壊ならびに滑動の可能性を照査する。

まず、基礎地盤の縦断方向のスベリ破壊の可能性について検討する。スベリ円は、図-4-1に示すように、取付盛土

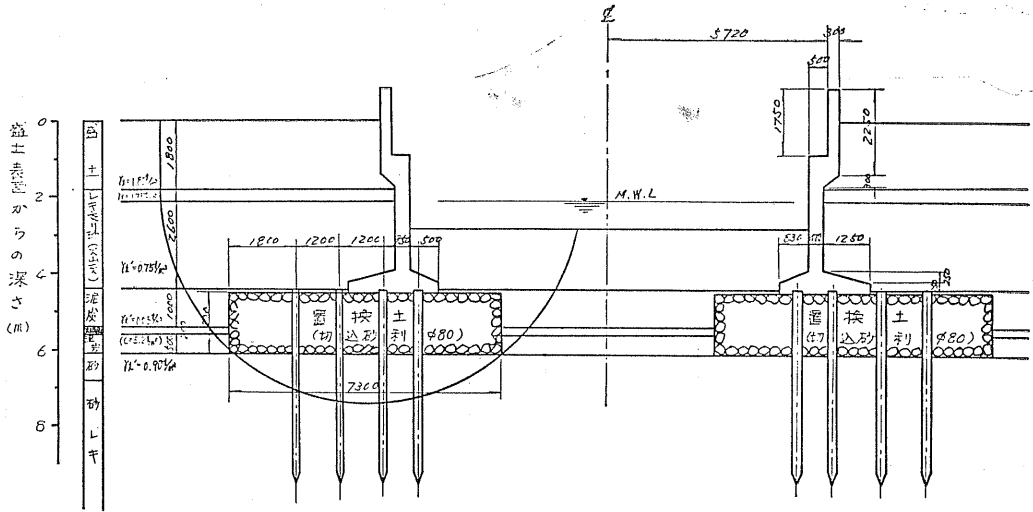


図-4.1 明野1号橋橋台付近地盤スベリ破壊の検討 (単位 mm)

表面に現われた亀裂直下にある基礎地盤の点を通り、橋台基礎底版の下の置換した切込砂利に接するものとする。いま、このスベリ円が通過する基礎地盤土を、上方から火山灰質レキ交り砂、泥炭、砂の3層に大別し、地震時には、泥炭のせん断強さは常時と変わらないが、火山灰質レキ交り砂および砂は、流動化してそれぞれ ϕ_{E1} 、 ϕ_{E2} と常時より小さな内部摩擦角を持つものと仮定する。また、その他の計算条件を図-4.1に示すようなものとする、この時のスベリに対する安全率 (F_s) は次式のように表わされる。

$$F_s = \frac{1.02 \tan \phi_{E1} + 33.53 \tan \phi_{E2} + 22.88}{13.11}$$

$$= 0.08 \tan \phi_{E1} + 2.56 \tan \phi_{E2} + 1.75$$

したがって、基礎地盤土の内部摩擦角が地震による液状化によってどのように減少したとしても $F_s \geq 1.75$ となり、図-4.1に示すような基礎地盤のスベリ破壊の起る可能性はないものと推定される。

なお、図-4.1より半径の大きなスベリ円を仮定し、基礎地盤の縦断方向スベリ破壊の可能性を考える。この場合のスベリ円は $N > 20$ の比較的締った砂レキ層を通る弧長が大きくなること、および液状化は深さ 10 m までの N 値の平均値が 10 以下の比較的緩い砂質土に起りやすいとの報告²⁾を考慮すると、スベリ破壊の可能性は、前にのべた場合より、さらに小さくなるものと考えられる。

以上の考察により、泥炭のせん断強さが地震時にあっても変わらないと仮定すれば、地震による基礎地盤の縦断方向のスベリ破壊の可能性は考えられない。

次に、地震時の土圧の増大による橋台の滑動について検討する。

地震時土圧の計算は、クローン系地震時土圧式によるものとする。橋台基礎底版の地震時における滑動に対する安

表-4.1 地震時における内部摩擦角の推定値

計算条件	$\mu=0.5$	$\mu=0.6$	備 考
$k_v=0.1$	26°30'	21°30'	μ : 基礎底版と底版下部材料との摩擦係数 k_v : 鉛直震度 k_h : 水平震度 ()内は常時における内部摩擦角 (30°) に対する比率
$k_h=0.15$	(0.883)	(0.717)	
$k_v=0.1$	28°30'	23°00'	
$k_h=0.2$	(0.950)	(0.767)	

全率を1とおき、地震時における橋台背面の盛土ならびに基礎地盤土の内部摩擦角を逆算すると表-4.1に示すような結果を得る。ただし、この場合、表-3.1に示すように取付け盛土と橋台背面の基礎地盤土の物理的性質が近似していることから、両者の内部摩擦角は等しいものとした。水平震度については、耐震設計資料³⁾により、地域別震度を0.15、地盤種別を第3種または第4種として $k_h=0.15, 0.20$ の2つの場合について計算した。また、コンクリート版と玉石との摩擦係数は、通常0.5をとるものとされているが、ここでは、0.6の場合についても計算した。その理由は、コンクリート版と玉石との間に働く摩擦抵抗力の外に、基礎ぐいの抵抗作用も幾分見込んだためである。なお、0.6は割石、または岩とコンクリート版との間の摩擦係数に相当する。次に、このようにして求めた地震時における土の内部摩擦角が常時とどの程度異なっているかを検討する。橋台背面土圧に関与する土の常時における内部摩擦角を表-3.1に示した土の粒度組成、および均等係数を考慮し、 $q_c=4N$ 、 $\phi=\sqrt{12N+20}$ などの関係式⁴⁾を適用して求めると $\phi=28°40'$ と計算される。また、橋台背面の火山灰質レキ交り砂層について行なった標準貫入試験によって得た $N=12$ に、上記の式を適用すると $\phi=32°$ が得られる。これらの結果から、橋台背面土圧に関与する土の常時にお

る内部摩擦角は約 30° と推定される。

このようにして求めた常時と地震時の土の内部摩擦角を比較した結果を表-4.1に併記した。なお、 μ 、 k_v 、 k_h の値をいくらか考えるべきかは明らかでないが、橋台基礎底板に対して玉石の外、基礎ぐいのある程度の抵抗力を期待できることや、当該地域における地盤条件と設計震度の関係³⁾などから $\mu=0.6$ 、 $k_v=0.1$ 、 $k_h=0.15$ がおおむね妥当と考えてよいと思われる。したがって、表-4.1から本橋梁の取付け盛土および橋台背面の基礎地盤土の常時における内部摩擦角は、地震時には液状化により約70%以下に減少したものと推定される。換言すると、本橋梁の場合、地震による液状化にもとづく橋台背面の土の内部摩擦角の減少率が約30%以上となれば、橋台の滑動が起り得ることになる。

以上の考察により、橋台の変移は、基礎地盤の縦断方向のスベリ破壊ではなく、土圧による橋台の滑動と考えるのが妥当である。

5. む す び

1968年十勝沖地震による明野1号橋の橋台被害の原因は、以上の検討の結果、地震の振動により、橋台背面の土が流動化したため、内部摩擦角が減少し、それによって土圧が著しく増大して、橋台が滑動したものと推定される。

また、橋台が背後に傾いた形となったのは、橋台の底板

が前方へ滑動したとき、橋台上部が橋ゲタで支えられたためと考えられる。

なお、橋台の滑動に対して、基礎ぐいがどの程度の抵抗を示したかについては明らかではないが、さきの新潟地震で、基礎のコンクリートぐいが地盤の水平動により波形に折れ曲った例もあることから、ここでも同様な現象が生じたものと考えられる。

以上、多くの仮定に基づいて、明野1号橋の被害原因について検討を加えたが、この報告が、今後のこの種の橋梁基礎の耐震設計や、明野1号橋の復旧工事にいくらかでも役立てば幸と考える。

なお、この報告は、土木試験所報告第49号に発表したものと内容は全く同じである。

終りに、現地調査に際して、苫小牧市土木部長をはじめ、土木課の各位に御協力いただいたことを記して謝意を表する。

参 考 文 献

- 1) 科学技術庁, 国立防災科学技術センター監修: 新潟地震防災研究総合報告.
- 2) 建設省土木研究所: 土木研究所報告, 第125号.
- 3) 土木学会: 土木構造物の耐震設計指針(案).
- 4) 土質工学会: 土質調査法.

軟弱地盤のボックスカルバート (月寒川4号樋門) の 応力調査報告 (その1)

長 縄 高 雄*
古 明 地 宏 道**
○林 信 雄***
安 藤 富 美 男****

1. ま え が き

従来軟弱地盤上の盛土を横断して設置される樋門については、施工中又は完成後に躯体本体にクラック又は不等沈下等が生じ、その効用を充分果していないものがある。これは樋門各部における応力の分布が、正しく把握されていないため、これに対する構造設計が合理的に確立されていないことにも起因する。

そこで樋門各部における応力の分布を把握するため月寒川4号樋門に種々の計器を埋設し、応力調査を実施したの

で一応工事完了までの資料を取急ぎ報告しようとするものである。結果は充分な検討も加えられておらず、完全なものとは言えないが、施工中又は施工後の樋門各部の力学的挙動をある程度知ることが出来た。

2. 応力調査計画と地質調査

本調査の内容は次の通りである。

地質調査

ボーリング

貫入試験

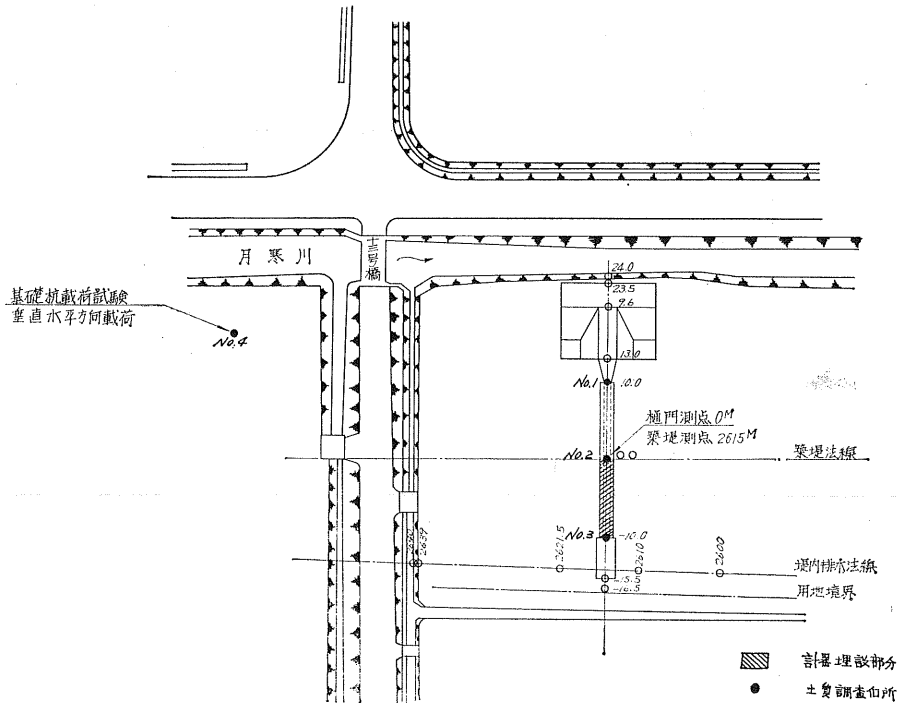


図-1 一般平面図

- * 石狩川開発建設部 技術長
- ** 石狩川開発建設部 工務2課長
- *** 石狩川開発建設部 札幌事業所長
- **** 石狩川開発建設部 札幌事業所工務主任

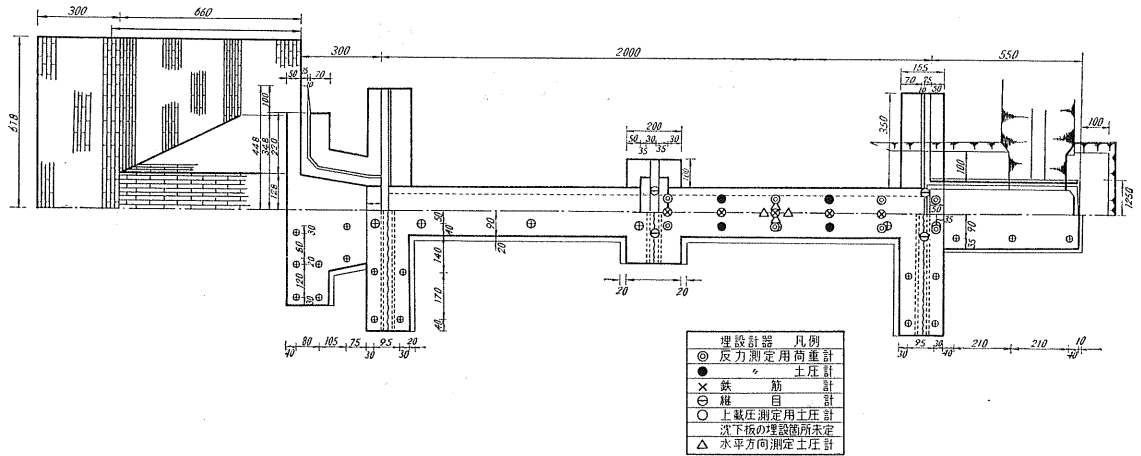


図-2 樋門平面図 (単位 cm)

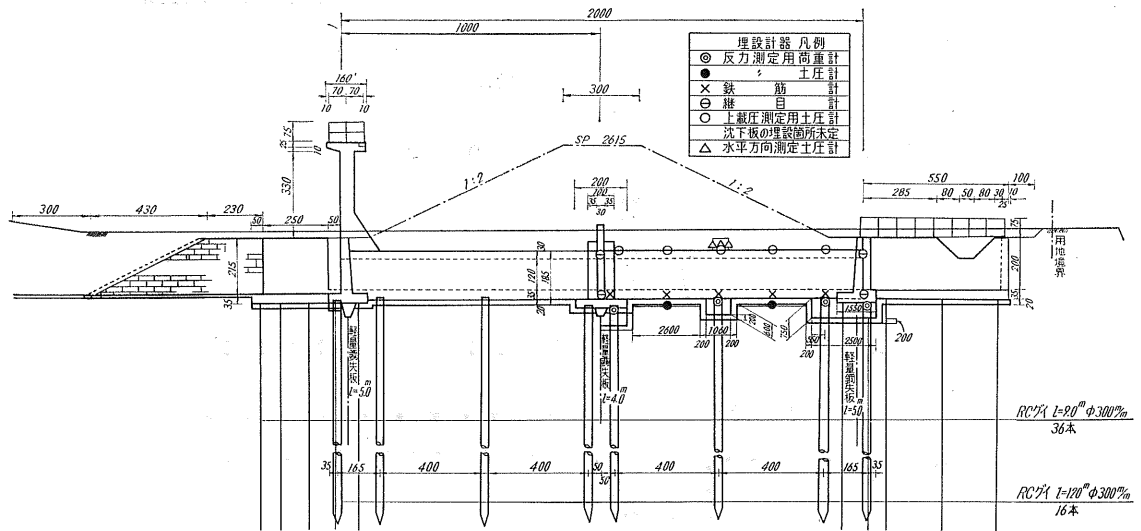


図-3 樋門縦断面図 (単位 cm)

表-1 埋 設 計 器

計器名	個数	計器番号	規格容量	埋設箇所	測定項目
底面土圧計	4	No. 1~No. 14	CE-2R 20 t/m ²	躯体底面上 駆原地盤上	底面土圧
上面土圧計	5	No. 5~No. 9	CE-2R 20 t/m ² CE-1R 10 t/m ²	躯体上面	上面土圧
上部側面土圧計	4	No. 31~No. 34	CE-1R 10 t/m ²	躯体上部	上部側圧
鉄筋計	5	No. 10~No. 14	RF-16C 引張 2000 kg/cm ² 圧縮 1000 kg/cm ²	躯体底版 主鉄筋	主鉄筋応力
荷重計	8	No. 23~No. 30	50 t	基礎杭頭部	杭荷重
継目計	8	No. 15~No. 22	CJ-60J 引張 60 mm	止水壁及び 翼壁と躯体	継目の開閉
沈下棒	12	—	—	地盤上	盛土沈下

サンプルング
 水平地盤反力係数の測定
 土質試験
 杭の載荷試験
 鉛直載荷試験
 水平載荷試験

樋門各部の応力調査
 基礎杭荷重の測定
 樋門底面土圧の測定
 底板縦鉄筋応力の測定
 ジョイントの開き
 上面土圧の測定

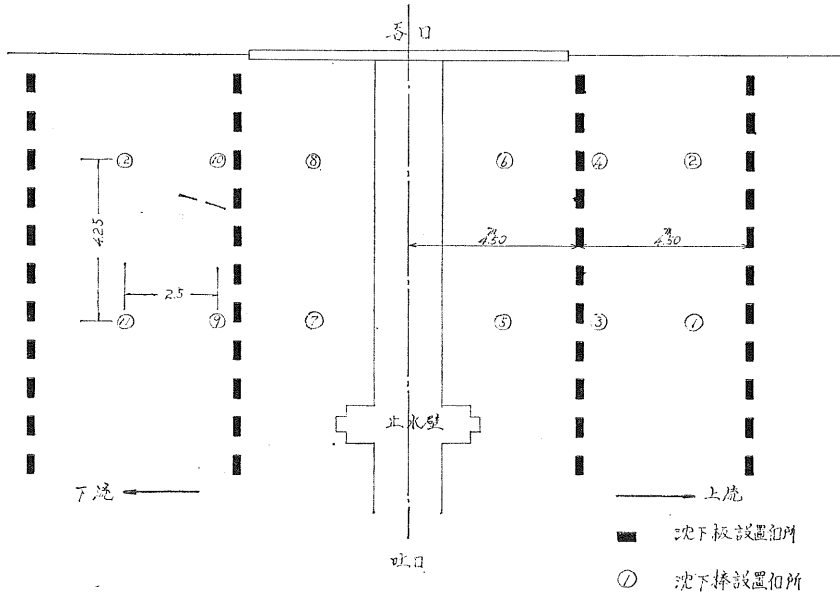


図-4 沈下棒及び沈下板設置箇所

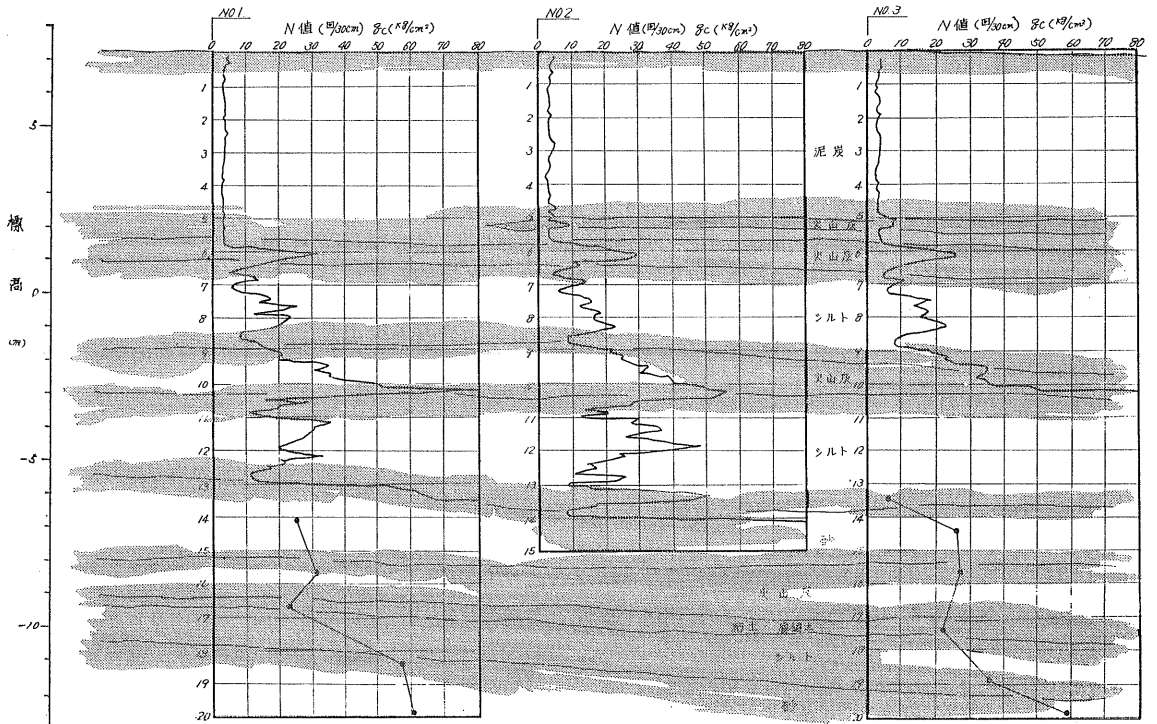


図-5 土層断面図

表-2 土質試験結果

試験	調査箇所	No. 1号孔					No. 3号孔			No. 4号孔		
	試料番号	T-1-1	T-1-2 (1)	T-1-2 (2)	T-1-3 (1)	T-1-3 (2)	T-3-1	T-3-2	T-3-3	T-4-1	T-4-2	T-4-3
	採取深度 m	2.50~ 4.30	6.70~ 6.90	6.90~ 7.35	12.20~ 12.45	12.45~ 12.72	2.80~ 3.60	6.52~ 7.22	12.20~ 12.83	2.50~ 3.30	7.00~ 7.60	12.00 12.40
試料	見かけ土質名 (観察)	泥炭 (木片混る)	粘土質 シルト	シルト 質細砂 (粘土を 挟む)	砂質 シルト	シルト質 粘土	泥炭	シルトを (粘土を 薄く挟む)	砂質シルト (木片点在)	泥炭	砂質 シルト	粘土質 火山灰
	原位置試験	$q_c \div 3$ kg/cm ²	$q_c \div 7$ kg/cm ²	$q_c \div 15$ kg/cm ²	$q_c \div 15$ kg/cm ²	$q_c \div 10$ kg/cm ²	$q_c \div 3$ kg/cm ²	$q_c \div 7$ kg/cm ²		$N \div 0$	$N = 5$	$N \div 9$
基本的性質	土粒子比重 G_s	1.599	2.679	2.679	2.489	2.482	1.532	2.658	2.503	1.651	2.552	2.514
	含水比 $W\%$	938	40.1	98.5	57.5	69.7	1150	40.9	60.3	1005	45.8	39.3
	強熱減量 $I_p\%$	89.8					81.6			81.6		
	湿潤密度 r_t g/cm ³	0.985	1.717	1.669	1.453	1.516	0.896	1.731	1.554	0.945	1.658	
	乾燥密度 r_d g/cm ³	0.092	1.226	1.205	0.992	0.893	0.072	1.229	0.969	0.086	1.137	
	間隙比 e	16.361	1.186	1.223	1.669	1.778	20.368	1.162	1.584	18.231	1.252	
	飽和度 $S\%$	91.7	90.6	84.3	84.2	97.3	86.5	93.5	95.3	91.0	93.7	
粒度	レキ分 %		0	0	1	0		0	0		1	1
	砂分 %		29	47	34	13		25	36		52	22
	シルト分 %		52	43	43	78		56	59		40	39
	粘土分 %		19	10	22	9		19	5		7	38
	均等係数			17.8		42						
一軸圧縮	乱さない試料の 圧縮強さ q_u kg/cm ²					1.088		0.420				
	練返した試料の 圧縮強さ q_u kg/cm ²					0.076		0.037				
	鋭敏比 S_t					14.3		11.3				
直接剪断	粘着力 c kg/cm ²			0.16	0.17			0.10	0.18			
	内部摩擦角 ϕ			23.0°	28.0°			24.0°	28.0°			
圧密	先行荷重 P_0 kg/cm ²	0.09	不明			1.65	0.06	1.55	2.20	0.082	不明	
	圧密指数 C_c	8.15	不明			6.60×10^{-1}	11.35	3.52×10^{-1}	5.05×10^{-1}	9.50	不明	
	圧密係数 C_v cm ² /sec		不明			4.80×10^{-3}		1.38×10^{-2}	1.40×10^{-2}		不明	
	近透水係数 K cm ² /sec		不明			1.43×10^{-7}		5.15×10^{-7}	4.00×10^{-7}		不明	

上部側面土圧の測定

沈下量の測定

樋門の構造及び観測計器の埋設位置は、図-1, 2, 3, 4に示す通りであり、説明は省略する。埋設された計器は表-1の通りであり、全てカーソン型である。

樋門の施工に先がけて行なわれた地質調査の位置、内容、結果の概要を示すと図-5、表-2の通りであり、樋門個所の地質は、含水比約1,000%、 q_c 値3.0 kg/cm²程度の泥炭層が約6mあり、その下にシルトと火山灰の互層の軟弱層 (q_c 値15.0 kg/cm²) が5~6mあり、これより下層は N 値20~30の支持層になっており、基礎杭もこの層に達している。

3. 杭の載荷試験

杭の載荷試験は、鉛直方向の杭の許容支持力を求め、設計荷重又は実測荷重に対し安全であるかどうかを検討するため、水平方向にどの程度の抵抗値があるかを明確にするために行なわれた。試験は鉛直載荷試験、水平載荷試験の両方を実施したが、水平載荷試験はとりまとめが間に合わなかったため、ここでは鉛直載荷試験のみを報告する。試験の個所は樋門より85m上流で実施し、このために別の杭を打って行なった。

試験の概要は次の通りである。

試験方法 短期荷重試験 (普通試験)
 ジャッキ荷重 (100 t)
 最大荷重 75 t (設計荷重の3倍)
 荷重載荷方法 3 サイクル, 1 サイクル 25 t,
 2 サイクル 50 t, 3 サイクル 75 t
 試験杭 $l=14.00$ m, $\phi=30$ cm, PC 杭 1 本
 控杭 " " " 4 本
 ダイヤルゲージ 試験杭 4 ケ 4 方向
 控杭 4 ケ 各控杭に 1 ケ
 試験期間 10 月 14~16 日 3 日間
 1 日 1 サイクル 昼間のみ

表-3 杭打試験結果

根入線	打込長 (m)	打込回数 (回)	リバンド量 (cm)	許容支持力 (ton)
0~3.23	3.23	1	0	
3.23~4.03	0.80	5	0	
4.03~5.23	1.20	3	0	
5.23~6.23	1.00	4	0	
6.23~7.23	1.00	6	0	5.7
7.23~8.23	1.00	5	0	4.7
8.23~9.23	1.00	5	0	4.7
9.23~10.23	1.00	6	0	5.7
10.23~11.23	1.00	16	0	14.6
11.23~12.23	1.00	32	0.7	25.6
12.23~12.73	0.5	32	1.3	44.3
12.73~13.23	0.5	68	1.2	69.3
13.23~13.94	0.26	47	1.4	90.8

試験設備の概要, 試験個所の土層図及び杭の位置は, 図-6 の通りである。

試験結果は 図-7 に示す通りであり, 参考までに杭打試験結果を表-3 に示すが, 試験の結果次のことが言えた。

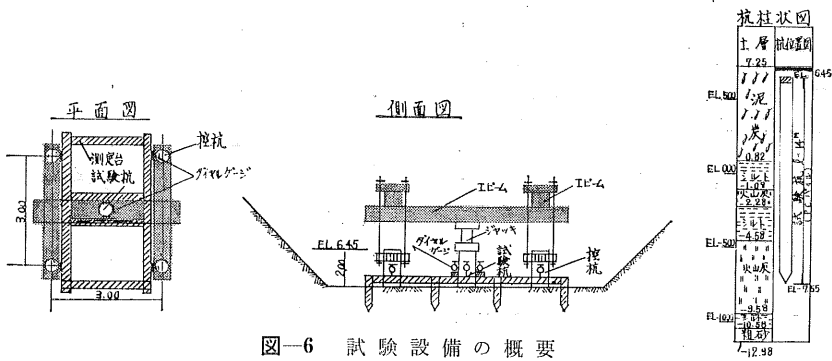


図-6 試験設備の概要

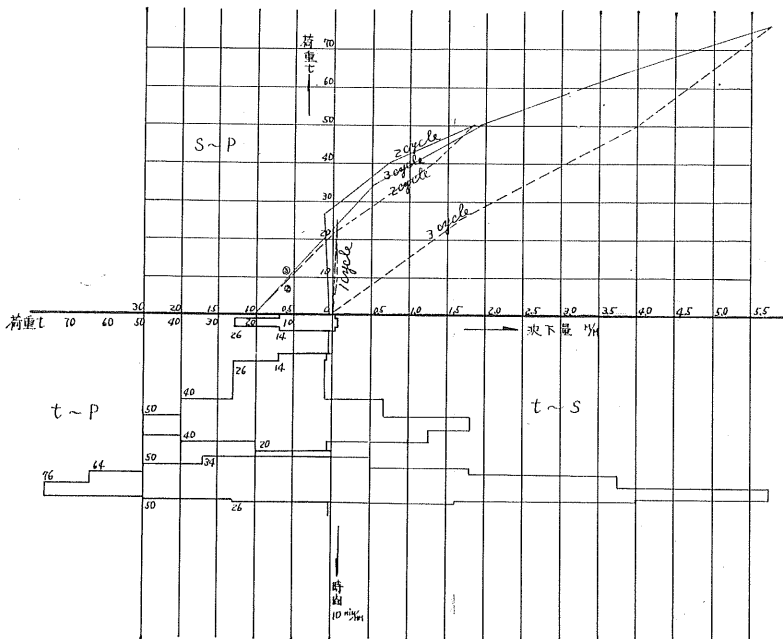


図-7 月寒川 4 号樞門杭荷重試験成果図

(1) 設計荷重の3倍の荷重をかけても5mm程度の沈下しがなく、設計荷重では0.1mm程度であり、沈下は問題とならない。

(2) 荷重30tあたりから沈下は増加する傾向を示すが、最大荷重では限界支持力は明瞭ではない。

(3) 荷重をかけ戻す時、杭が浮き上がる現象がみられる。

4. 計器の埋設と観測

埋設される計器類は、全て官給とし、計器検定後請負業者に支給したが、埋設前再度チェックを行なった。計器は全て埋設中の断線、その他不測の事態にそなえ観測を実施しながら埋設した。

各計器の埋設の状況は次の通りである。

(1) 荷重計は図-8にみられる如く基礎杭の上に設置した。元の設計では樋門躯体と基礎杭とは鋼結構造となっていたが、杭の頭部に荷重計を載せるため図-8にみられる如く、杭に躯体と一体になっているキャップをかぶせ、エラストイトで絶縁した。荷重計の設置に対しては杭打ちによって破損した杭頭部を切断して、所定の高さとなるよう鉄板(厚さ1cm)で巻き、この中に強度の大きいコンクリートを充填し、杭頭部を硫黄キャッピングの後、荷重計を設置した。なお荷重計のコードはキャップの中をビニールパイプで保護して外に出した。

(2) 底面土圧計の埋設の要領は、図-8の通りであるが、まず樋門部分の掘削後基礎コンクリート下面の高さ迄砂で埋戻しを行ない、土圧計を所定の位置に設置後硬練りのモ

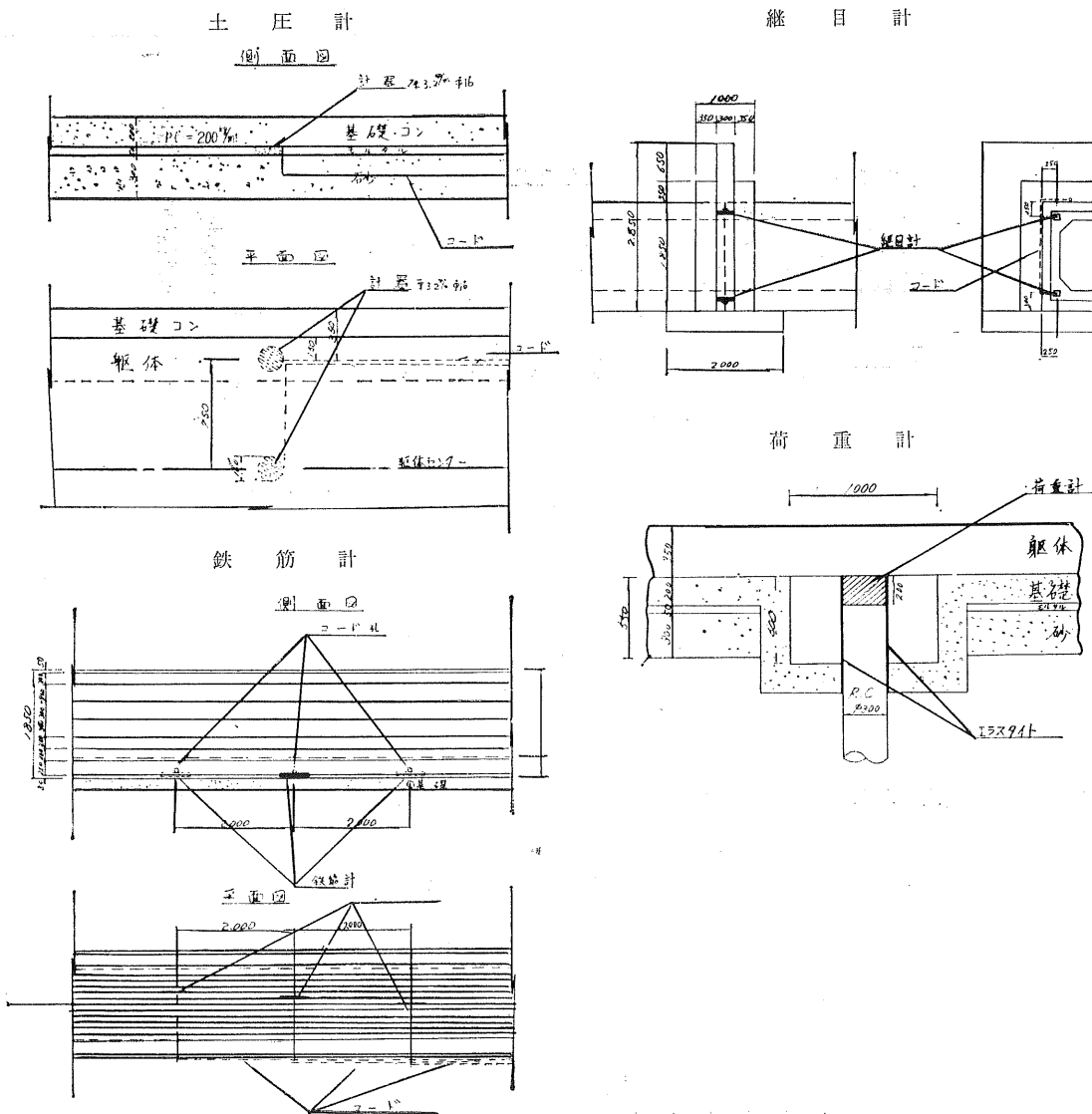


図-8 計器の埋設

ルタルで固定、保護しその後基礎コンクリートを打設した。コードは基礎コンクリートの中に埋め躯体外に出した。

(3) 鉄筋計は、鉄筋組立後、底板縦鉄筋に銲接した。コードは全て配力筋に沿って躯体外に出した。

(4) 継目計の埋設は、先行打設部分の型枠にケースを取りつけておき、コンクリートを打設し、型枠取外し後継目計本体をこのケースに固定し、次の部分のコンクリートの打設を行なった。

(5) 上面土圧計は、所定の位置に設置後モルタルでその周りを固定した。

(6) 上面側壁土圧計は、図-3 にみられる如く躯体上部中心部に 50 cm 角のサイコロ状のものをコンクリートで躯体と一体として作り、この側壁 4 面に接着剤で土圧計を固定した。

(7) 沈下棒及び沈下板は、まず躯体上面の高さまで掘削箇所を砂で埋戻し、平坦にした後その上に布設した。

各計器の埋設方法は以上の通りであるが、コードは出来るだけ裸のままコンクリートに埋設して無理な応力がかかぬようにし、最終的には 1 個所にまとめて躯体外に出した。又型枠取外しの際にはコードの断線、無理な応力がかかぬよう細心の注意をはらった。

工事工程と計器埋設の関連は、図-9 の通りであり、埋戻し築堤盛土は全て砂で施工した。

観測は計器を埋設した日から必要の都度行ない、樋門施行の支障にならない位置に観測小屋を設け、ここに全ての計器のコードを集めてスイッチボックスに結線し、指示計により観測を行なった。

工 種	単 位	数 量	6 月	7 月	8 月	9 月	10 月	11 月	備 考
基礎ケイ打工				■					
載荷試験ケイ打工					■				
根 堀					■				
矢 板 工					■				
基礎コンクリート工						■			
躯体コンクリート工						■	■		
躯体鉄筋工						■	■		
築堤工(埋戻し工)								■	
堤内排水ブロック工								■	
前基礎置工								■	
反力測定用土圧計						■			
反力測定用荷重計						■			
鉄筋計						■			
上載圧測定用圧計								■	
沈下板沈下棒								■	
載荷試験観測工							■		

図-9 工事工程表

5. 観測結果

各計器の観測結果を整理するにあたって、荷重計には 4 方向に 4 個の値が存在するがこれを平均して抗荷重とし、縦断方向の整理では同じ位置に上下流 2 個の計器が設置されている場合も平均した。又止水壁の継目計については 11 月 20 日以降観測不能となり、結果が得られていない。10 月 15 日に種々の計器に異常値が観測されているが、原因は検討中である。

各計器の観測結果から次のことがいえた。

(1) 抗荷重

抗荷重については、図-10 にみられる如く、どの抗も盛

土開始前は 8 t/本 以下の荷重を分担しているが、躯体上に盛土を開始すると同時に躯体中央に近い抗程荷重分担は大きくなり、急速に荷重がかかっている事を示している。又最大荷重も 60 t/本 と設計値の 2 倍以上になっている。

(2) 底面土圧

底面土圧については、図-11 に示す如く時間の経過、荷重の載荷と共に、次第に大きな値になっている。観測値そのものも No. 4 の計器を除いて 0.3~0.5 kg/cm² と意外に大きく、躯体荷重を分担しているのか、揚水圧なのか判明しない。

(3) 鉄筋応力

鉄筋応力は、図-12 の如く縦断的に各計器とも大きな変

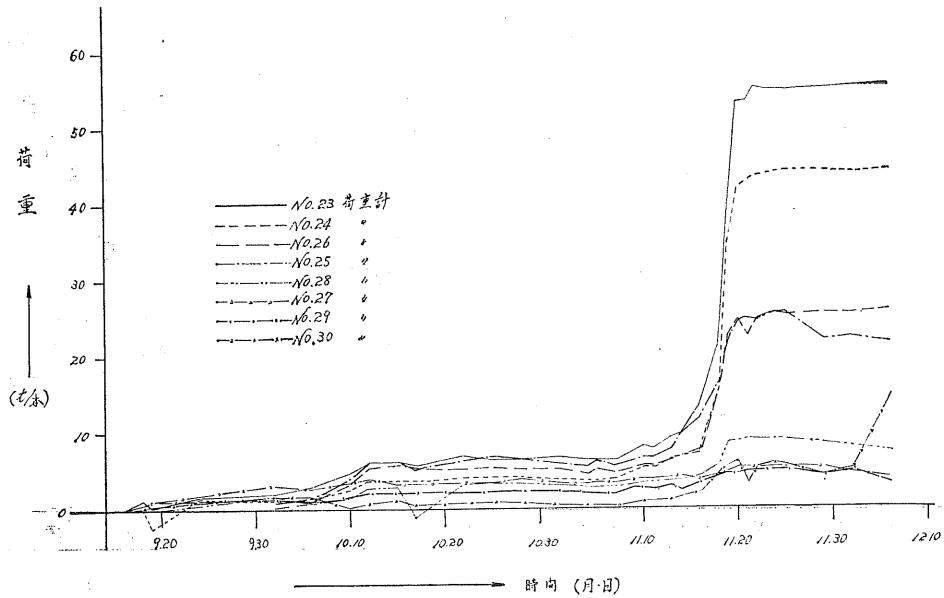


図-10 基礎杭にかかる荷重 (杭1本当り)

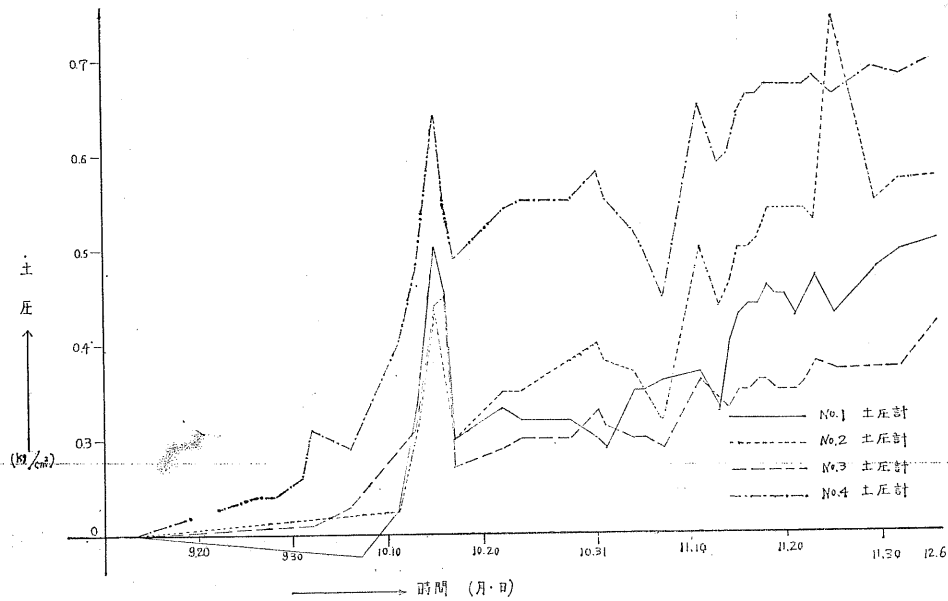


図-11 底面土圧

化はみられなく、応力は躯体底版全体に平均にかかっているように思われる。躯体コンクリートの打設により鉄筋応力に増加はみられるが、盛土その他によるその後の増加は顕著でない。

(4) ジョイントの開き

止水壁のジョイントの開きは、図-13の如く盛土前は殆んどみられず、盛土と同時に急激に大きくなり、30 mm 程

度で許容測定値 60 mm にもかかわらず観測不能に墮っている。これに反し翼壁と躯体との間のジョイントの開きは図-14の如く盛土を開始しても緩慢に開いていっている。

(5) 上面土圧計及び上部側面土圧計

上面土圧計については、図-15にみられる如く躯体中央に近い2個の計器が盛土とともに大きな値を示し、その他の計器は、傾向は同じであるが、その値は半分程度である。

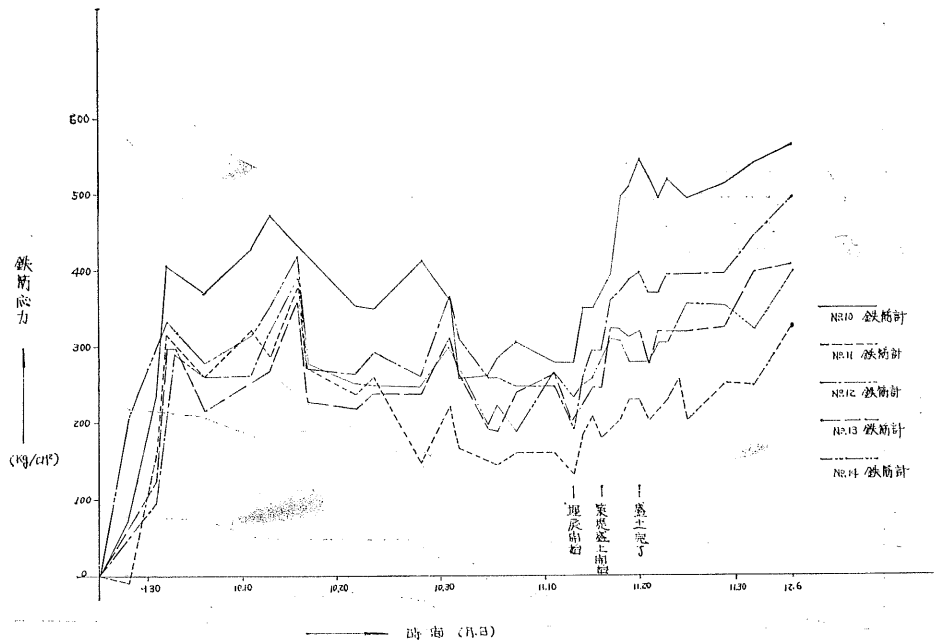


図-12 鉄筋計応力

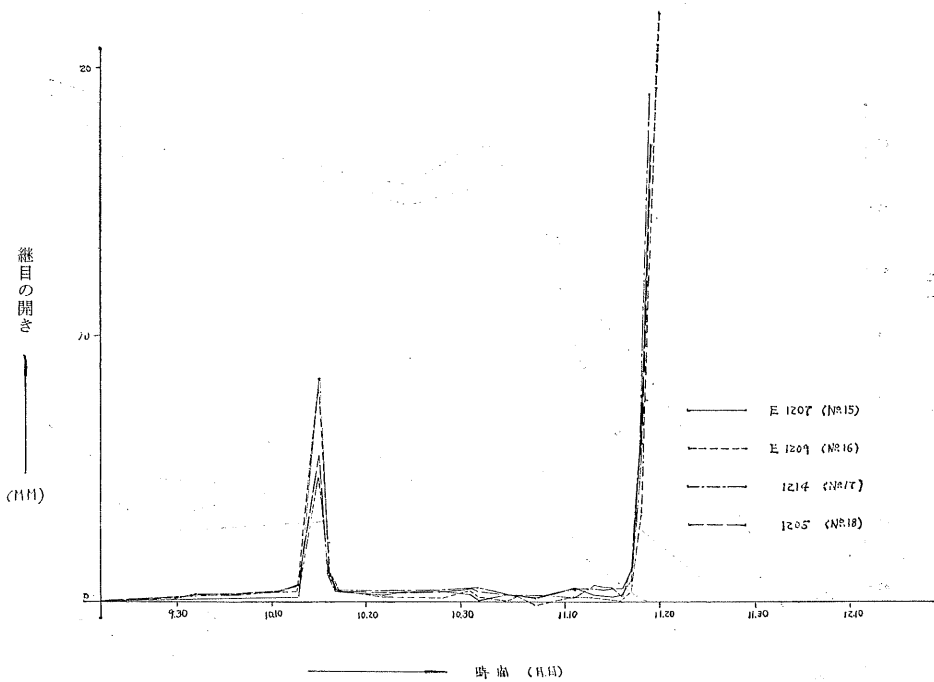


図-13 継目計の読み (止水壁)

どの計器も同じような傾向を示し、盛土完了後はその値に変化はあまりない。盛土は全部砂で行ない、その密度より土圧計にかかる荷重を計算し、観測値と比較してみると、観測値の方が約3割大きく出ている。

上部側面土圧計については、図-16に示す通り4個のうち吐口側及び上流側に向いているものが大きな観測値を示している。これは土圧のかかり方又は盛土の施工方法（上流側からブルドーザーで押して盛げた）から当然と思われる。

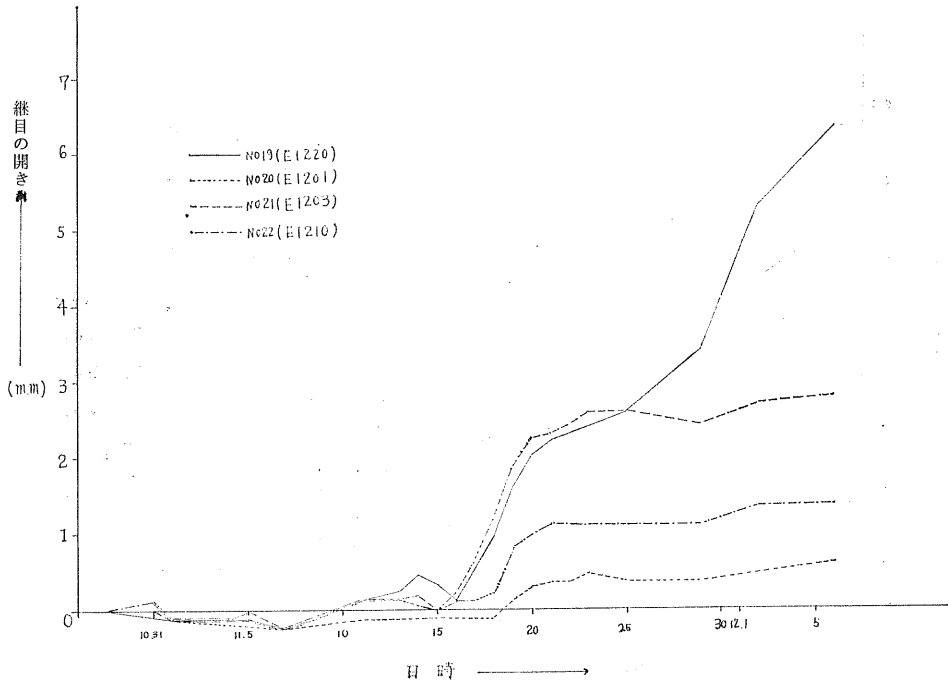


図-14 継目計の読み (翼壁と軀体の間)

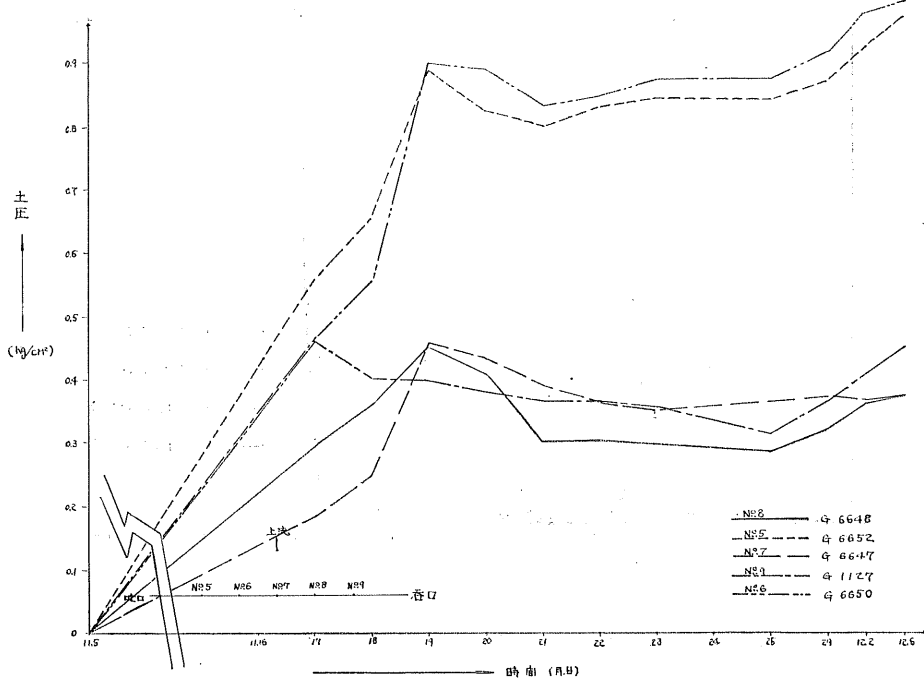


図-15 上面土圧

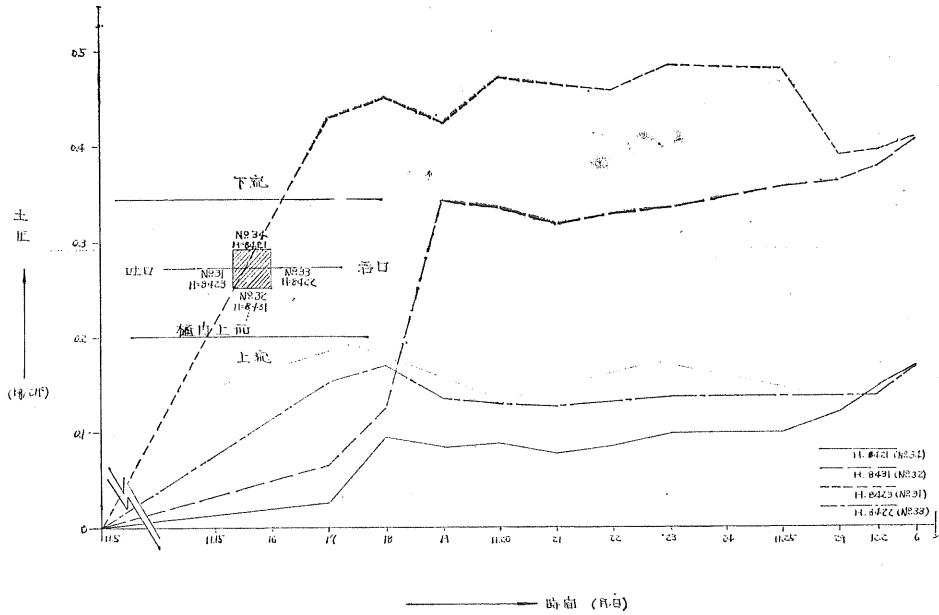


図-16 上部側面土圧

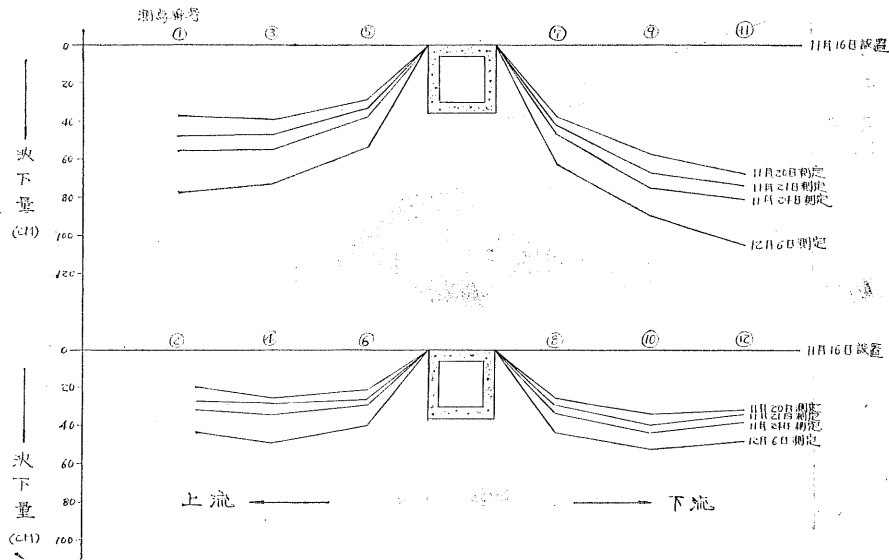


図-17 沈下棒の沈下状態

る。盛土完了後はどの計器とも大きな変化はみられない。

(6) 地盤の沈下

沈下棒による盛土地盤の変化は、図-17の通りである。しかし、躯体のすぐ側面の沈下は観測することが出来なかった。

(7) 杭荷重と鉄筋応力及び底面土圧の関係

杭荷重と鉄筋応力との関係については、図-18にみられる如く鉄筋応力が躯体コンクリートを打設した時に大きな

値を示し、盛土に対し大きな変化をしていないのにもかかわらず、杭荷重の方は躯体コンクリートの打設よりも盛土により大きく変化している。又縦断的な変化をみると、鉄筋応力が縦断的に殆んど変化がないのに反し、杭荷重は躯体中央になる程大きな値を示している。又鉄筋応力が設計の半分値にも満たないのに、杭荷重が設計の2倍以上であることも対照的である。従って我々が設計で考えている応力の伝達と、観測値とは異なっているように思われる。

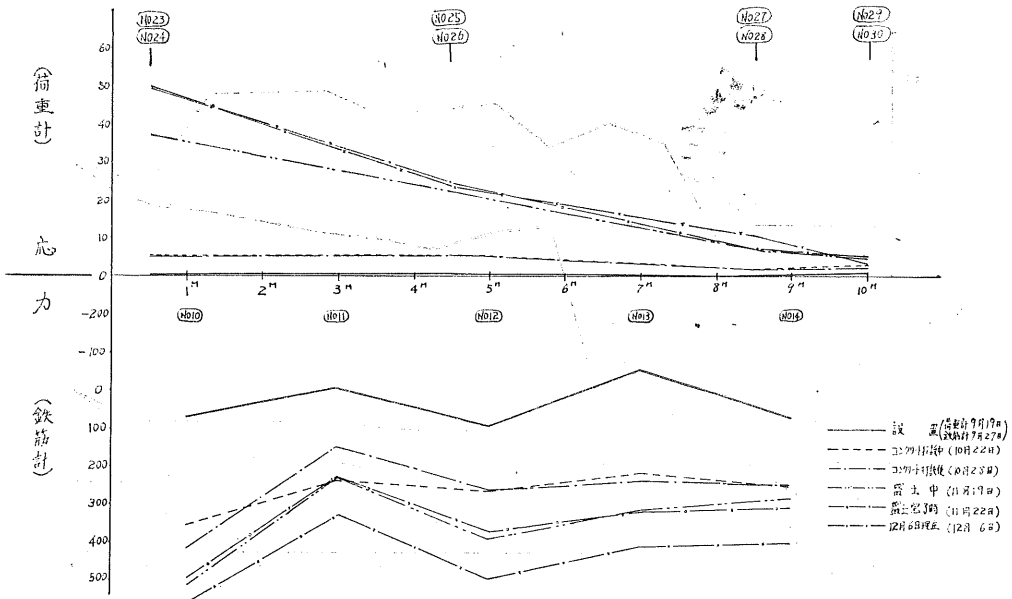


図-18 杭荷重と鉄筋応力の関係

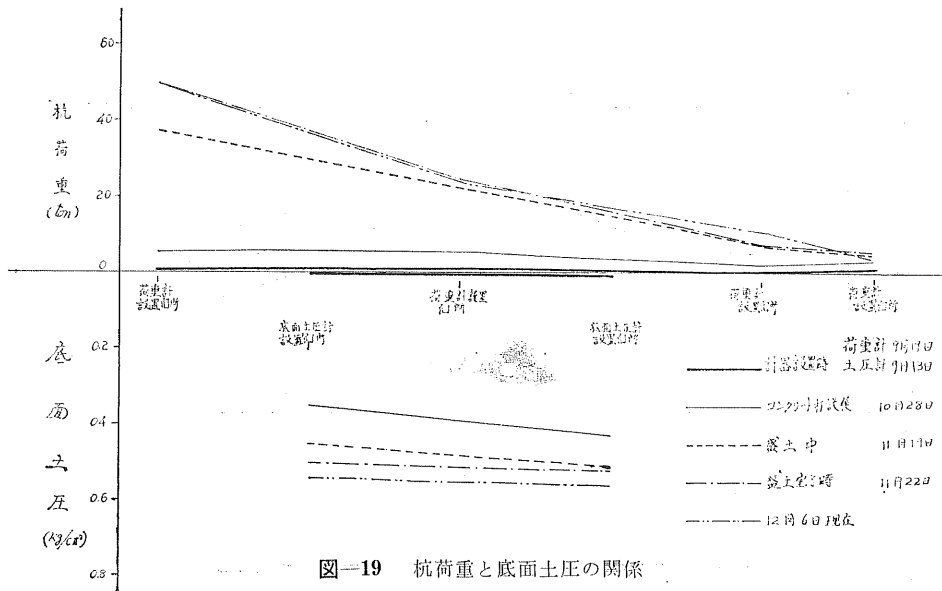


図-19 杭荷重と底面土圧の関係

杭荷重の底面土圧の関係については、図-19に示す如く、鉄筋応力との関係とはほぼ同じ傾向であり、盛土による上載荷重の増分はその殆んどを杭で受け持っていることになる。

(8) 止水壁ジョイントの開きと杭荷重の関係

杭荷重と止水壁のジョイントの開きとは、その増加現象が全く同じであり、盛土の進行とともにジョイントが開き中央部の杭に荷重がかかることを示している。上部側面土圧とジョイントの開きとの関係については、吐口側を向いている No. 31 の土圧計の値の増加の1日後にジョイントの開き、杭荷重の増加が起きている。

6. あとがき

本調査は、現在でもなお継続観測中のものであり、本報告は専門工事が終わった時点での資料を整理したものである。従って十分な検討も出来ず結論を出すに至らなかったが、今後計測を続けるとともに、今迄の資料にも検討を加え、別の機会に報告したいと思っている。

最後に本調査に終始御指導を賜った開発局土木試験場基礎工研究室、土質研究室の方々から感謝の意を表したい。

群ぐい効果に関する実験的研究

正員 菊地 理*
正員 ○森 康 夫**

まえがき

軟弱地盤に施工されたい基礎の水平抵抗が予想以上に小さく、上部構造に悪影響を及ぼし、工費あるいは工期の面で思わぬ支障を来すことがある。

この原因としては、くい自体の曲げ剛性が小さいため水平荷重に対してたわみやすく、水平抵抗を十分に期待できない軟弱地盤にある程度頼らざるをえない。さらに、くいの水平抵抗の計算に際し必要となる水平地盤反力係数 (K 値) が、変位量、深度あるいはくい幅によって変化する複雑な性質を持っているのに対し、その測定方法ならびに測定 K 値から算出される設計 K 値の決定方法などに色々問題がある。また、群ぐいの支持機構については未解決な点が多く理論的に確立されていないこと。橋台背面盛土のように盛土荷重により基礎が破壊を起さないまでも側方に変位し基礎内でくいに不測の外力が作用することなどが、主なものとして考えられる。

しかし、最近における基礎土質の試験調査方法の発達はめざましく、それに付随する理論的裏付もかなり進んできたようであり、なかでも K 値測定方法およびその結果の利用方法に関しては、多くの試験研究を通じ工夫、改善がなされてきている。その反面、群ぐいの水平抵抗については、工期および費用の点などから制約を受けるためか、あまり統一的な検討がなされていないのが現状であり、最近の道路交通などの急速な発展にともない、軟弱地に構造物を築造することが必要かつ多くなっていることから考え、群ぐいの水平抵抗に関する支持機構を早急に究明する必要があると思われる。

本報文は、軟弱地盤で実施した単ぐいおよび群ぐいの水平荷重試験に関する収集資料の中から代表的なものを取りあげ、それらにもとづいて行なった群ぐい効果あるいはくいの水平抵抗に対する簡単な検討結果について述べようとするものである。

1. 軟弱地盤での水平地盤反力

曲げ剛性の小さいくい基礎の水平抵抗は、地盤の水平反力の大小によって大きな影響を受ける。

地盤の水平反力の大きさは、一般に水平地盤反力係数 (K 値) によって表わされており、その測定は、プレシオメータ法を始めとする数種の方法によって実施されている。いま、その内の1つである土研式ゴムチューブ法を用いて軟弱地盤を対象として行なった K 値の測定結果について述べることにする。

ゴムチューブ法による測定結果を整理すると、内圧 p と p が作用した時のゴムチューブが接している孔壁の平均半

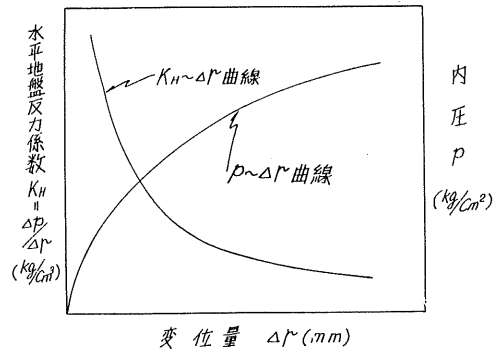


図-1 ゴムチューブ法による K_H 値測定結果

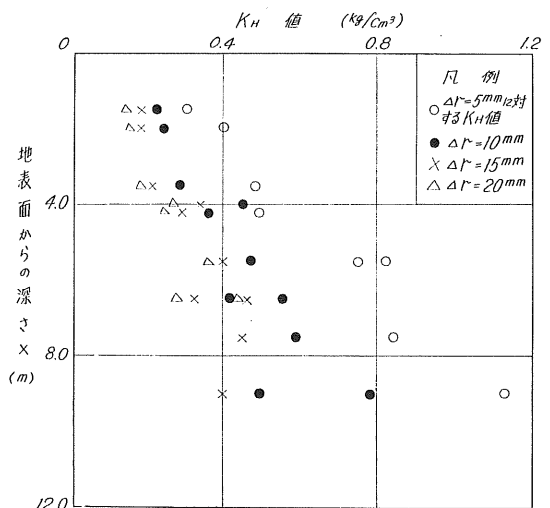


図-2 ゴムチューブ法による K_H 値と深さの関係

* 北海道開発局土木試験所 基礎工研究室長

** 北海道開発局土木試験所 基礎工研究室主任研究員

径変化量 Δr およびゴムチューブ法によって求まる 水平地盤反力係数 (K_H 値) について、図-1 のような関係が得られる。この整理結果にもとづき $\Delta r=5, 10, 15, 20$ mm に対応する K_H 値と深さの関係について図示すると図-2 を得る。ある程度バラツキはあるが Δr の各値に対して、深さと共に直線的に増加する傾向のあることがうかがわれる。

ここで、地表面において $K_H=0$ とすると、 K_H と深さ (X) との間には、次式が成り立つ。

$$K_H = AX \quad (K_H: \text{kg/cm}^3, X: \text{m}) \quad (1)$$

また、 Δr と K_H との関係を一般式

$$K_H = a(\Delta r)^n \quad (K_H: \text{kg/cm}^3, \Delta r: \text{mm}) \quad (2)$$

で表わす。

(1) 式における A を定め、(2) 式中の a, n を求めると

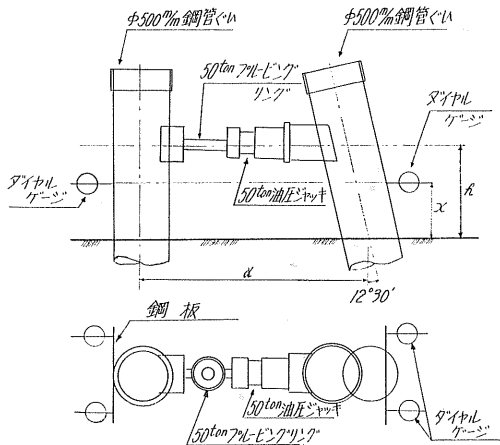
$$K_H \doteq 0.30 X (\Delta r)^{-1/1.8} \quad (3)$$

を得る。

上式は、くいの水平抵抗に影響を与えると考えられる地表面から深度 10 m 前後まで軟弱層のみで構成されている場合に成り立つ。

2. 単ぐいおよび群ぐいの水平荷重試験結果

くい頭自由で実施される単ぐいの水平荷重試験は、くい頭固定で実施される群ぐいの水平荷重試験と比較し支持機構の点でかなり異なっている。しかし、くいの水平抵抗に関して未解明な点が多い現在、単ぐいの水平荷重試験は、境



現場名	a (m)	l (m)	x (m)	備考
大曲ぐい試験場	2.00	0.30	0.50	直ぐい
岩見沢踏線橋	2.20	0.75	0.75	直ぐい $x = \frac{0.3 \times 1.2}{2}$
岩見沢大橋	1.50	0.50	0.50	斜ぐい

図-3 単ぐいの水平荷重試験配置図

界条件が単純なためその結果に対する検討意義は大きい。

前節で述べた、ゴムチューブ法による K 値測定を実施した現場で単ぐい水平荷重試験を行なったが、図-3はその配置図を示したものであり、その結果得られた変位~荷重曲線は図-4に示した。同図には、試験結果にもとづいて Chang の式から逆算して得られる 変位~ K 値曲線も示してある。

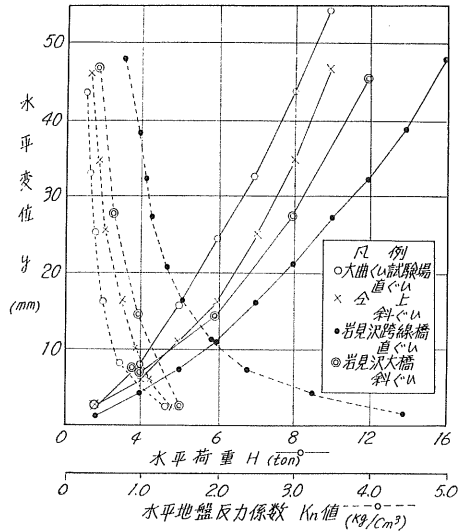
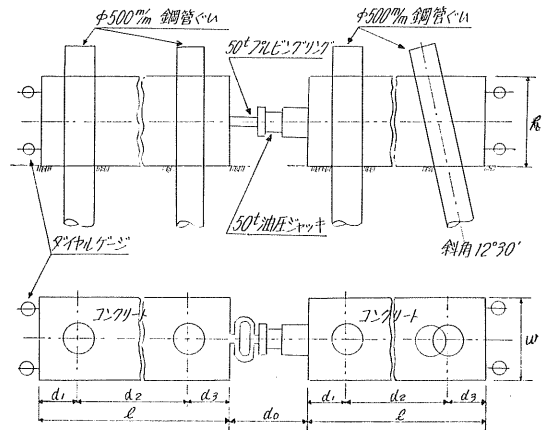


図-4 単ぐい水平荷重試験 変位~荷重および変位~水平地盤反力係数 K_H 値曲線



現場名	群ぐいの型式	l	w	d_0	d_1	d_2	d_3
大曲ぐい試験場	No 1 直+直	1.40	1.40	5.80	1.20	0.90	4.00
	2 直+斜	"	"	"	"	"	4.00
	3 直+直	"	"	3.80	1.20	"	2.00
	4 直+斜	"	"	"	"	"	2.00
岩見沢踏線橋	No 5 直+直	1.50	1.40	3.60	0.85	0.70	2.20
	6 直+斜	"	"	"	"	"	2.20
岩見沢大橋	No 7 直+直	1.50	1.60	3.20	0.60	1.00	1.750
	8 直+斜	"	"	2.70	"	0.45	1.50

図-5 群ぐい水平荷重試験配置図

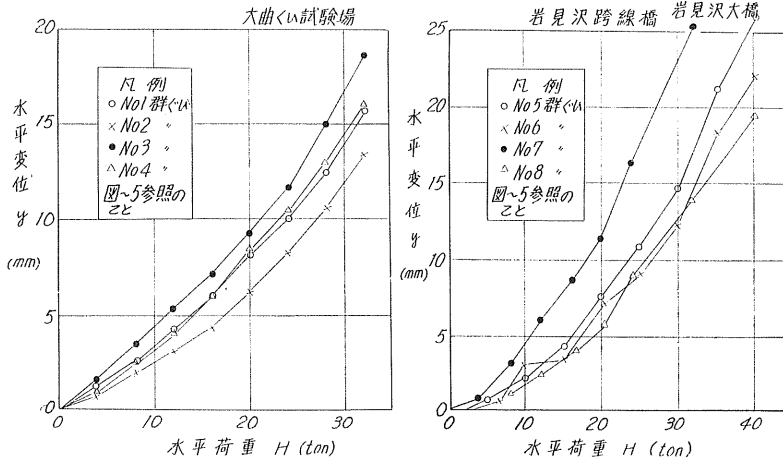


図-6 群ぐい水平荷重試験 荷重～変位曲線

表-1 水平地盤反力係数 K 値 (最小自乗法による)

現場名	試験体	K_n	試験体	K_n
大試 曲 ぐ い 場	単直ぐい	$K_I = 2.11y^{-1/2.0}$	No.1 群ぐい	$K_1 = 1.39y^{-1/3.0}$
	単斜ぐい	$K_{II} = 2.35y^{-1/2.2}$	No.2 "	$K_2 = 2.40y^{-1/2.2}$
			No.3 "	$K_3 = 1.16y^{-1/2.5}$
			No.4 "	$K_4 = 1.49y^{-1/2.8}$
岩 見 沢 橋	単直ぐい	$K_{III} = 6.03y^{-1/2.0}$	No.5 "	$K_5 = 3.69y^{-1/2.8}$
			No.6 "	$K_6 = 3.76y^{-1/1.6}$
岩 大 見 沢 橋	単斜ぐい	$K_{IV} = 2.28y^{-1/2.6}$	No.7 "	$K_7 = 1.18y^{-1/2.4}$
			No.8 "	$K_8 = 3.82y^{-1/1.7}$

また、単ぐいの水平荷重試験と同じ箇所で行った群ぐいの水平荷重試験の配置図およびその試験結果は、各々図-5, 6に示した。

単ぐいおよび群ぐいの変位～ K 値曲線の一般式をくいの水平変位 $y = \Delta r$ として(2)式で表わし各試験体に対して定数 a, n を求めた結果表-1に示すような値を得た。

以上、軟弱地盤での水平反力に関する一般的傾向を K 値によって表わすと同時にそれらの地盤に施工された基礎ぐいに対して実施した単直ぐいおよび群ぐいの水平荷重試験結果について述べてきた。

3. 群ぐい効果

群ぐいの水平抵抗が、くい材や根入長を同じくし、同一の地盤ならびに同一の外力条件を与えたとしても群ぐいを構成しているくいの中心間隔の大小とか斜ぐいの有無によって影響を受けるというような定性的なことはよく知られていることである。しかし、その度合がどの程度のものなのか定量的なことについては、 K 値などで表わされる地盤

の複雑な性質が入ってくるせいもあって2, 3の理論式からその概略を知らされる程度であって、まだ一般的なものとなっていない。

以下、単ぐいと群ぐいの水平抵抗の関係およびくい間隔(水平荷重と同方向)の大小と斜ぐい(斜角 $12^\circ 30'$)の有無が群ぐいの水平抵抗にどの程度の影響を与えるのか、各試験体の変位～荷重あるいは変位～ K 値の関係にもとづいて検討して見ることにする。

図-6に示した大曲ぐい試験場での群ぐいの変位～荷重曲線にもとづき同一水平荷重に対する群ぐいの水平変位について考えると、くい間隔(水平荷重と同方向4.00 m)が大きく、斜ぐいを有するNo.2群ぐいが最も有利であることと、資料数が少なく問題はあがるがNo.1群ぐい(直々、くい間隔4.00 m)とNo.4群ぐい(斜直、くい間隔2.00 m)の変位～荷重曲線がほぼ一致していることは、斜ぐいの有効性を端的に表わしている一つの資料として注目される。

くい頭に単位の水平変位を生じさせるのに必要な水平荷重すなわちくいの水平バネ常数 K_0 (t/cm) は、くいの水平抵抗の大小を表わす一つの指標であると考えられるが、3現場の各試験体の水平バネ常数 K_0 と変位の関係を図示すると図-7を得る。

斜直群ぐい、直々群ぐいおよび単ぐいの変位～水平バネ常数 K_0 曲線は、ともに水平変位が増すとその値を減じ、その勾配は斜直群ぐい、直々群ぐい、単ぐいの順に小さくなっていて、その各々の曲線群はその型式ごとに特定の範囲を有するとともに、単ぐいに対し群ぐいがかなり有利であることがうかがわれるが、その傾向は変位が小さいほど顕著である。特に斜ぐいを有する群ぐいは、水平変位7～8 mmを境としてその減少勾配が変化していて、7～8 mmより小さい変位では直々群ぐいに比較して有利であるが、それより大きい変位では両曲線群が接近して斜ぐい効果が

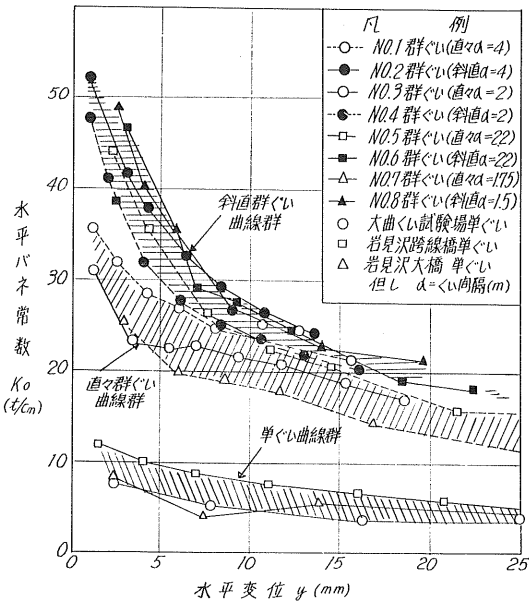


図-7 水平変位と水平バネ常数の関係

あまり大きく表われていないことが推察される。

斜ぐい効果をより明確にするため、同一ぐい間隔をもつ直々群ぐいと斜直群ぐいの同一荷重に対する水平変位の比(e_0)と荷重との関係を図示したのが図-8である。同図によるとバラツキが多いが荷重すなわち変位が増すと e_0 が1.0に近づき斜ぐい効果の薄れる傾向のあることが解ると同時にその傾向はタイ間隔にあまり影響されないようである。

これと同じ傾向は、 K 値の比についてももうかがえる。すなわち上述したような各試験体同士の表-1に示した K 値の比をとると、 $K_2/K_1=1.73 y^{-1/8}$ 、 $K_4/K_3=1.28 y^{-1/14}$ 、 $K_6/K_5=1.01 y^{-1/4}$ を得る。ここで $n < 0$ であるから $y > 0$ の範囲で変位もしくは荷重の増加によりそれぞれの K 値の比は減少するからである。

次に群ぐいを構成するぐい間隔(水平荷重と同方向)が群ぐいの水平抵抗に及ぼす影響を調べるため、ぐい間隔の異なる直々群ぐい(No.1群ぐいとNo.3群ぐい、ぐい間隔はそれぞれ4.00 m, 2.00 m)同士および斜直群ぐい(No.2群ぐとNo.4群ぐい、ぐい間隔はそれぞれ4.00 m, 2.00 m)同士の同一水平荷重に対する水平変位の比と荷重との関係を図示すると図-9を得る。同時に上記した各試験体同士について表-1に示した K 値の比を計算すると、 $K_2/K_4=1.61 y^{-1/10}$ 、 $K_1/K_3=1.20 y^{-1/20}$ を得る。

件数が少ないため明確な事は言えないがぐい間隔の広い群ぐいの方が水平変位の点で一般に有利であり、各試験体の K 値同士の比から推察して斜ぐい効果の場合と同様に水平変位あるいは荷重が増加すると、ぐい間隔を大きくあけた効果が薄れるものと思われる。

ぐいの設計に際し必要となる水平地盤反力係数 K 値に

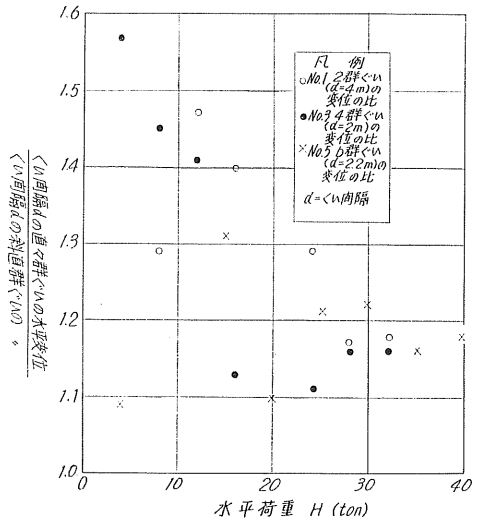


図-8 群ぐい水平抵抗に及ぼす斜ぐいの影響

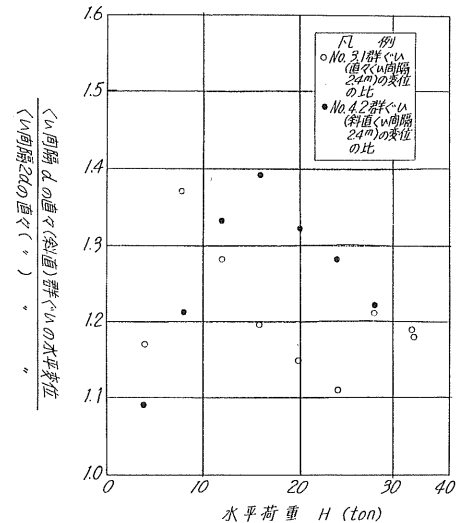


図-9 群ぐいの水平抵抗に及ぼすぐい間隔の影響

については、今のところ評価がまちまちであり画一的な決定方法がない。任意の測定方法で得た測定 K 値の如何なる値を用いて単ぐいあるいは群ぐいの設計 K 値としたらよいのか、単ぐいと群ぐいでは支持機構が異なるが両者の K 値にはどのような差があるのかなど、まだ判然としていない問題が残存している。

それらの問題を解決する1つの試みとして、ゴムチューブ法による K 値測定結果を整理し(3)式に示したように、測定深度 X (m)と変位 Δr (mm)の函数として表わした。この際載荷幅 B による補正を必要とするが(3)式の両辺に必要な定数を乗ずればよいので、今回は考えないこととした。

単ぐいおよび群ぐいの場合、 K 値を地盤の深度方向に

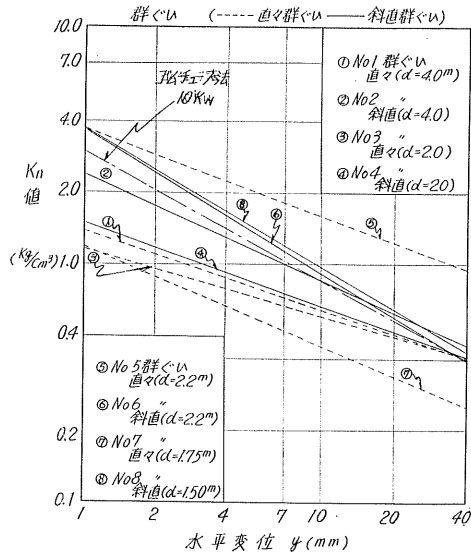
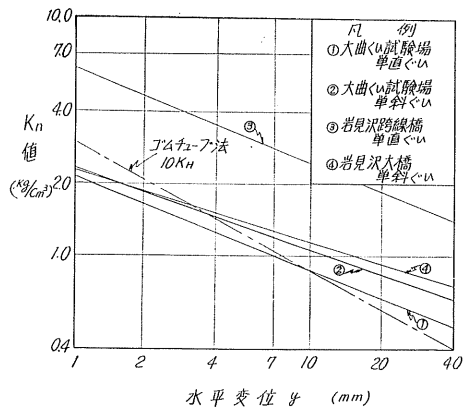


図-10 水平変位と K_n 値との関係

一定とし、変位 y の関数として求め表-1 の結果を得た。図-10は、これらの関係を図示したものである。

以上述べた K 値と変位 y , d_r および調査深度 X との関係を一元的に表現しうらなら単ぐいおよび群ぐいに関する変位～荷重曲線の全過程を、 K 値を媒介することなく直接に求めることが出来るとともに、くいの支持機構を検討するうえに便利と思われる。

いま、ゴムチューブ法による測定 K_H 値と、くいの水平荷重試験結果を利用して得られる実測 K 値との関係について述べることにする。

実際に K 値を測定する場合どの深度の K 値を測定したらよいか今のところ定説がない。そこで、(3)式および表-1の各式を利用して調査深度 X (あるいは、 K 値が直線的に増加するものとした場合、単位深さの測定 K 値の倍数としてもよい) を求めると、単ぐいの場合は岩見沢跨線橋を除く2現場では

$$X_1 \cong (7.0 \sim 7.8) y^{1/5 \sim 1/20} \quad (4)$$

また、群ぐいの場合は8試験体のうち半数が

$$X_2 \cong (4.0 \sim 5.0) y^{(1/4 \sim 1/7)} \quad (5)$$

であり、3試験体が

$$X_2' \cong (12.0 \sim 13.0) y^{(-1/30 \sim 1/5)} \quad (5')$$

である。くいの地表面での変位が問題になるのは、 $y = 20$ mm 程度までであると考え、 $X_1 = 8 \sim 14$ m, $X_2 = 7 \sim 11$ m となり単ぐいについては、かなりのバラツキがあるが、群ぐいでは $X_2 = 8.0 \sim 10.0$ m 程度の間にあるものが多い。これらの値は K 値を地盤の深度に関係なく一定として求めたくいの K 値に対して、深度によって変化するものとして求めたゴムチューブ法からの K 値を対比したも

のであり多少問題があるが一つの目安として在来考えられていたより深い位置での K 値が必要とされることは確かである。

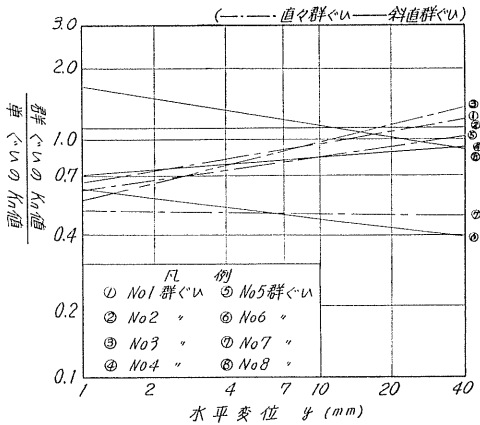
前掲した図-10には、ゴムチューブ法から得られた単位深さでの K_H 値を10倍したものを図示してある。

ここで、くいに単位の変位を生じさせた時の K 値を K_a とし、変位が増加するにつれ K 値が減少する割合を減少係数として扱くと、(3)式において、 $K_a = a$, 減少係数 $= n$ となるが、表-1 および図-10 で表わされる各々の試験体の K 値変位曲線の一般的傾向について調べて見ることにする。

単ぐいの K 値～変位曲線では、旧道すなわち地表付近がある程度締め固められた地盤に施工されたくいについて水平荷重試験を実施した岩見沢跨線橋の K_a が 6.03 と非常に高い値を示しているが、一般の軟弱地盤では $K_a \cong 2.0$, $n \cong -1/2$ となるようであり、群ぐいの K 値～変位曲線では、直々群ぐいの場合、岩見沢跨線橋の $K_a \cong 3.69$ が他に比較して高い値を示しているが、 $K_a \cong 1.0$, $n \cong -1/3$ となる。斜直群ぐいでは $K_a \cong 1.5 \sim 4.0$, $n \cong -1/1.6 \sim -1/3$ バラツキが多く今回傾向をつかめなかったが、直々群ぐいに比較して K_a , $|n|$ とも多少大きめの値をとるようである。

また、各々の現場ごとに群ぐいと単ぐいの K 値の比をとり図示すると図-11を得る。

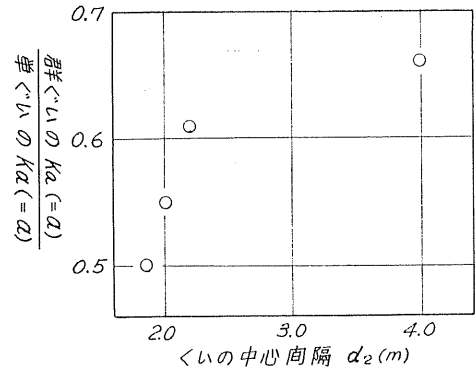
資料数が少なく問題はあるが、群ぐいと単ぐいの K_a の比は 0.5～0.7 の範囲に多く分布する。 n については、零に近いものもあるがほとんどが $|1/8| \sim |1/4|$ の間にある。また、全体としてその比は、大半が 1.0 以下に分布している。すなわち、単ぐいの K 値が群ぐいのそれより同変位に対して大きい値をとる。この現象は、両者のくい頭の拘束



図—11 水平変位と群ぐいと単ぐいの K_n 値の比

条件が異なるため地中部の変位の様相に差異を生じることに加えて K 値が地盤深度に比例して増加していくこと、あるいは、群ぐいではくいの間に存在する土の挙動が普通の場合と異なることなど多くの原因によって起こるものと思われる。

割合バラツキが少ない直々群ぐいについて、群ぐいと単ぐいの K_a の比とくいの中心間隔の関係を示すと 図-12 を得る。図を見ても解るように、くい間隔が増すと群ぐいを構成する素ぐいの K 値が、単ぐいの K 値に近づく傾向にある。しかし、変位が増すにつれくいの中心間隔の影響がうすれる傾向があることは先にも述べたが、この場合も変位が増すと群ぐいと単ぐいの K 値の比は 1.0 に近づく。但し、今回岩見沢大橋の場合、変位が増すにつれ直々群ぐいと単ぐいの K 値の比は、それらの K_a の比より小さい値をとる。この原因は不明であり今後の資料収集をまっぴらかにしていきたい。



図—12 くいの中心間隔と群ぐいと単ぐいの $K_0 (=a)$ の比の関係

む す び

群ぐいの水平抵抗は、上部構造とのかねあいで、水平方向の地盤反力のみならずくい軸方向のバネ常数にも多分に影響される要素を持っており、水平変位と回転角の両面から検討する必要があるが、今回単ぐいおよび群ぐいの水平荷重試験の水平変位測定結果にもとづき、群ぐい効果について述べるとともに、くいの設計に必要な水平地盤反力係数 K 値についてゴムチューブ法による測定 K_H 値と、単ぐいおよび群ぐいの実測 K 値について簡単な検討を加えた。

当研究室では、なお引き続きこの種のくい試験についての関連資料を収集中であり、今後それら収集資料にもとづき群ぐい効果あるいは水平地盤反力係数の一般的傾向を調べるとともに、現場調査および設計計算への適応性について検討を進めていきたい。

石狩河口橋の基礎工計画について

正員 ○高橋陽一*
正員 新山惇**
正員 三浦智**

まえがき

石狩河口橋は、一般国道231号線が石狩川を横断するカ所に架設されるもので、石狩河口より上流約5.5kmに位置する。

この地点の地質構成は、長大な河成チュウ積土が橋梁計画線全線にわたって分布しており、とくに標高-10m~-40mの間は石狩川の運搬による粘性土、シルト質土が極めて複雑な堆積状況を示している。

架橋計画は河川管理上から長大なスパンが要求されるのでその基礎上の選択には詳細な調査と各種の基礎型式に関する施工の可能性、支持力（鉛直および横方向）、変位量、工事費について検討を行ない、結局下記のような基礎形式を採用することとした。

- 側径間部：大口径鋼管ぐい工法（φ1016）
- 主径間部：セル型ケーソン工法（8.0m×20.0m）

本橋基礎工に関しては、昭和39年に土質調査に着手し、42年12月に大口径鋼管ぐい（φ1219.2）の載荷試験および振動実験を行ない、43年から側径間部の基礎ぐい打工事を開始した。

しかし、ここで取り上げた基礎型式はいずれも十分に解明しつくされているわけではなく、いくつかの問題点を持っているので施工の各段階での調査現場実験を計画している。ここでは、本橋架設地点の諸調査、基礎工選定の経過現場実験の結果について報告したいと思う。

1. 工事概要（図-1）

路線名	一般国道231号 石狩町内
橋長	全体計画 1,412.70m 5カ年計画 664.0m
幅員	車道8.0m+歩道2.0m
上部型式	主径間部 3径間連続斜張橋（鋼床版1-Box） 側径間部 連続箱ゲタ橋（鋼床版）
下部型式	前述
支間割	2 @ 61.90+64.00+160.00+64.00+4 @ 62.20×4

* 北海道開発局石狩河口橋建設事業所長

** 北海道開発局石狩河口橋建設事業所

計画洪水量 9,350 t/sec
最高水深 約15m

2. 架橋地点の土質¹⁾

2-2 土質試験結果

第一期工事区間の土層縦断図を図-2に示す。

土質調査は、ボーリング10カ所、延長581mを掘削し、現位置試験は、*N*値、*K*値のほか間ゲキ水圧、腐食度、静的2重管（オグンダ式）、深層載荷試験、常時微動の各測定を行なっている。

これらの結果、本橋架設地点の土質は次のように大別できよう。

(1) 表層シルト層（地表面~-6.0m）

右岸側高水敷にのみ発達しており左岸側にはない。*N*値は0~3、 $K_{1000}=0.08\sim 0.23\text{ kg/cm}^3$ 、砂分24.0~26.0%、均等係数10.5~13.2と粒度配合が悪く、水平抵抗は小さい。

(2) 上部砂質ローム層（-6.0m~-18.0m）

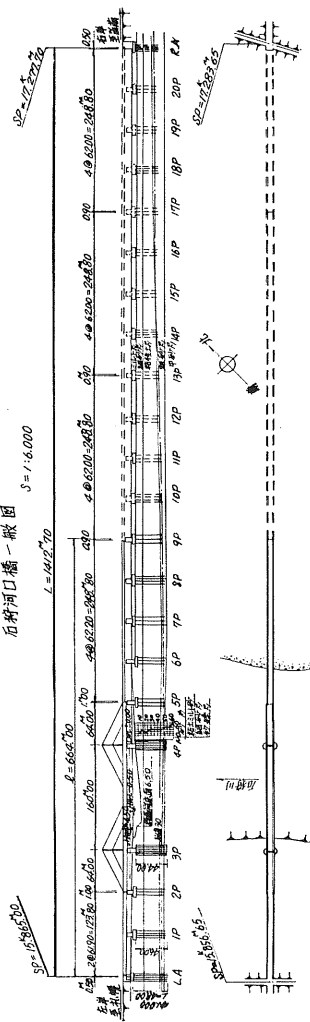
架橋地点全線にわたって分布している。この土層は中粒砂が卓越しているが、部分的に粘土、腐食土、貝がら層をかみ、臨海性三角州の特徴をもっている。この層の右岸側は左岸にくらべてゆるいが、全般に相対密度は中位である。*N*値は6~28、 $K_{1000}=1.42\sim 2.33\text{ kg/cm}^2$ 、砂分22%~89%、均等係数11.7~36.9であり、プレシオメーター試験の*P*-*dV*曲線のクリープ変形量が比較的大きいことからあまり密であるとは云えない。

(3) 中間粘性土層（-18.0m~-44.0m）

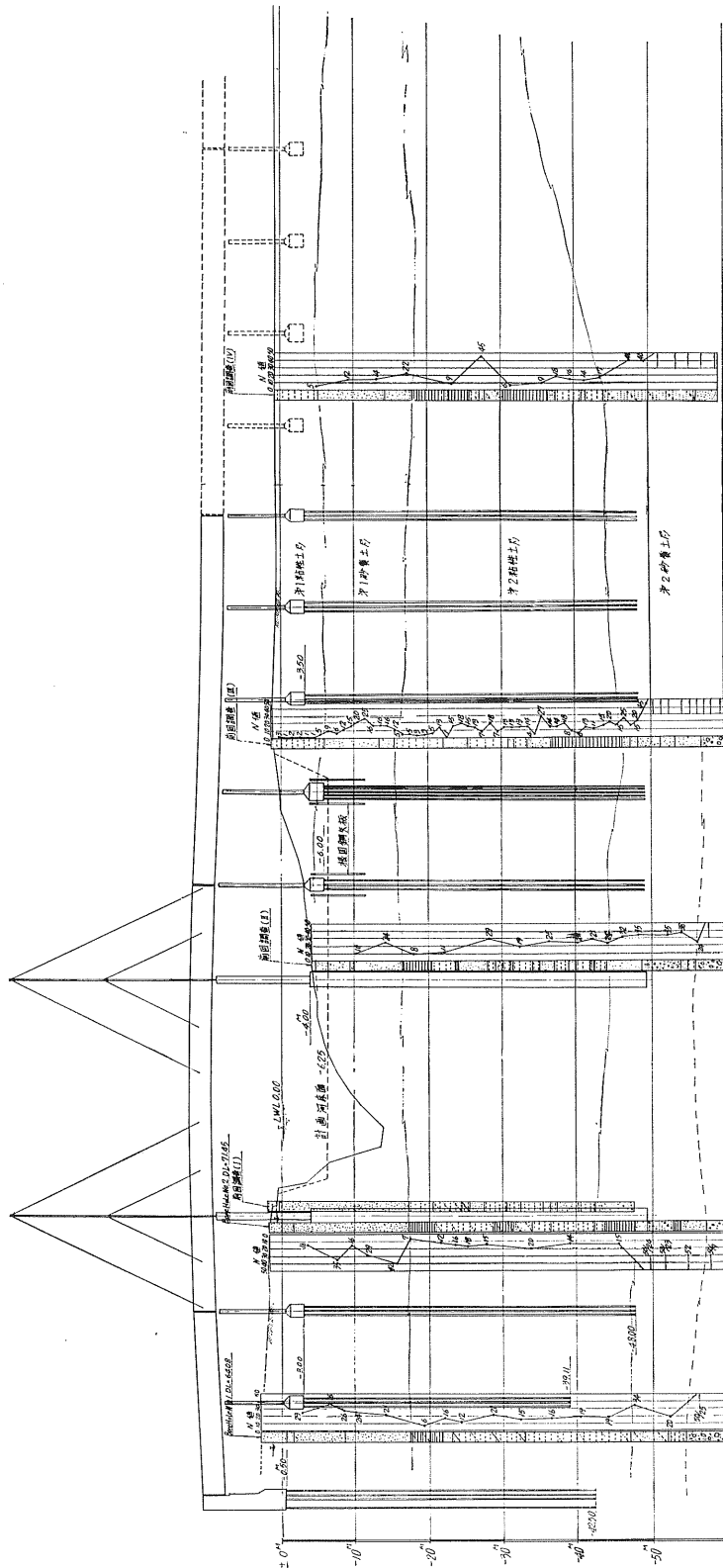
全般にシルト分が卓越しているが、砂層、粘土層、貝がら層等が極めて複雑に堆積している。この層は本橋基礎工の選定に重大な影響をもつものと考えられるので、特に詳細な調査を行なった。この地層は右岸と左岸とでは、その特性がいく分異なるので、これを対比したのが表-1である。

*N*値は6~20と下層に向かってややしまっているが、右岸側の-30m付近の圧密先行荷重がいちじるしく小さいことは基礎に負のマサツ力が働らく原因となるので注意を要する。

石狩河口橋一般図
 S = 1:6,000



圖一 一般圖



圖二 石狩河口橋土質縦断面圖

表-1 中間粘性土層の左岸と右岸の比較

項目	単位	左岸	右岸	
比重		2.550~2.680	2.534~2.667	
含水比	%	25.3~65.2	29.5~56.4	
単位体積重量	g/cm ³	1.63~1.94	1.67~1.92	
粒度分布	砂	%	0~66	2~40
	シルト	"	22~73	42~80
	粘土	"	12~77	12~44
1軸強さ	kg/cm ²	0.09~1.79	0.3~1.41	
粘着力	$q_u/2$	kg/cm ²	0.05~0.89	0.15~0.71
	三軸	"	0.23~0.50	0.01~0.27
	セン断	"	0.17~0.70	0.01~0.35
ϕ	三軸	度	15°0'~36°0'	3°43'~20°16'
	セン断	"	7°30'~31°0'	1°36'~36°41'
プレシオメーター値	p_0	kg/cm ²	0.50~1.45	0.18~1.83
	p_f	"	3.80~8.95	3.91~5.10
	p_t	"	7.70~17.90	6.08~6.57
	E_s	"	47.0~143.0	52.9~68.2
	q_u	"	20.3~47.5	18.0~32.8
	f_u	"	0.66~0.80	0.57~0.80
深層載荷	q_f		7.9~46.5	
	q_u		12.7~64.0	
	f_u		0.16~0.62	
-30m 先行荷重		4.50~5.90	1.7~2.7	

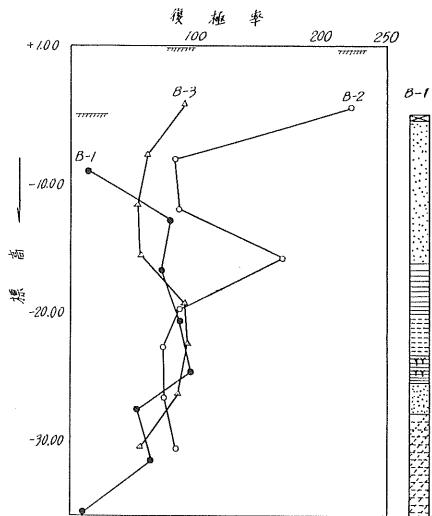


図-3 深度-復極率

(4) 下部砂質土層 (-44.0 m 以下)

全般にわたって N 値が 30 以上で砂レキ層をはさむ極めて密な地層である。プレシオメーターによる諸数値は、 $E_s = 273 \sim 531$ (kg/cm²), $q_u = 37.4 \sim 103.1$ (kg/cm²), 深層載荷試験では、 $q_u = 42.0 \sim 138.0$ (kg/cm²), $f_u = 3.70$ (kg/cm²) である。この地層は右岸に向かってしだいに浅くなっており、構造物の基礎はこの地層まで到達させる必要がある。

2-2 腐食度の測定²⁾

ボーリング孔を利用して、Rosenqvist の方法によって、腐食度測定を行なった。図-3 は右岸側の復極率の深度方向分布である。これによれば前記の中間粘性土層がとくに腐食性が高く、鋼製の基礎材料に対しては何らかの防食対策が必要である。本橋の場合、外部電源法による電気防食を計画している。この時の必要流量を次に示す。

鋼ぐい全表面積 = 26,600 m²

1 m² 当り必要電流 = 10 mA

1 年間使用電流量 = 144,540 kWh

2-3 地盤の常時微動の測定

長大なくい基礎の上に大きな質量を有する本橋のような構造物の耐震性の設計に動的設計法が導入される傾向にある。本橋の場合は従来の震度法によって設計し、かつ地震応答を考慮した計算によってチェックする方法によることとしている。このためには地盤の卓越同期を知ることが必要となるので、左岸橋台付近において常時微動の測定を行なった。測定機は、ピックアップ (渡辺測器製、水平動固有周期 2.0 c/s), 振動計 (AVL-3), ペンオツシロ (WTR 331) である。

測定結果は、記録紙からスケールアップし、これをデジタル計算機を用いて、パワースペクトルと振動周期との関係を求めた。その結果を図-4 に示す。

これによれば、この地盤は 0.945 s/c と 1.721 s/c の周期が卓越していることが分る。

岡本によれば、下層が表層より弾性が高い場合は

$$T = \frac{4H}{V} \text{ (sec)} \quad (1)$$

ここに H = 沖積層の厚さ (m), $V = H$ 内の弾性波速度であり、 V については、 N 値との相関を考えた酒井等の研究がある。本橋の場合 $l = 60$ m, $V = 250$ m/s ($N = 20$) とすれば、 $T = 0.8$ sec となり、実測値の方がやや大きい。ただここで行なった実験はあくまでもひとつの便法であり、今後地中地震計 (TM-3 型) を用いて、ボーリング孔内発破による卓越周期の測定を計画している。

3. 側径間部基礎工

3-1 比較設計

本橋側径間部の基礎工には、表-2 に示すような各案が考えられた。数値計算は、4 径間連続ゲタの固定橋脚 (7P)

パワースペクトル (常時微動)

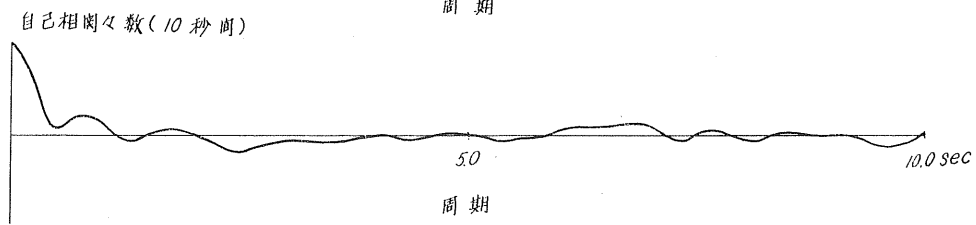
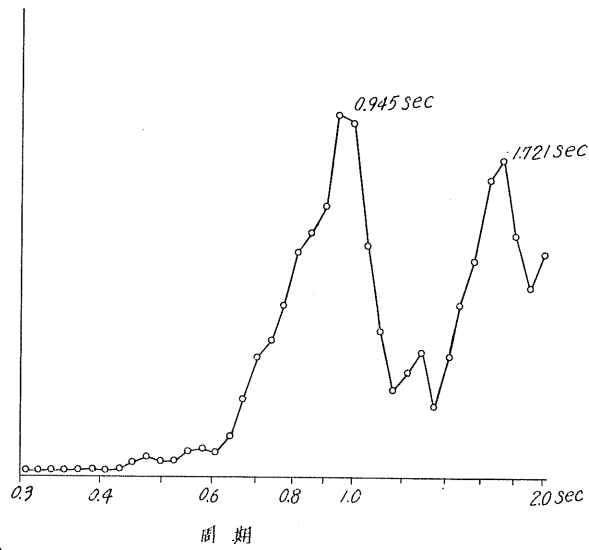


図-4 常時微動の測定結果

表-2 各種くい型式の比較 (第8P)

型式	鋼管直斜組タイ	鋼管直組タイ	リバース タイ	リバース タイ
径 × 長	φ 812.8 × 46.0	φ 1219.2 × 46.0	φ 1270 × 46.0	φ 1500 × 46.0
本数	斜タイ 12本 直タイ 30本	20本	24本	13本
最大反力 (地盤)	V = 223t M = -53.9t・m	V = 234t M = -150.4t・m	V = 281t M = -104.9t・m	V = 355t M = -202.4t・m
71頭音 ねわみ	233cm 250cm	227cm 257cm	210cm 290cm	200cm 270cm
工事費	36,000千円	26,000千円	31,000千円	27,000千円
施工時間	35日	30日	36日	26日
タイ配置				
短所	1. 斜杭は地中で曲がらうける 2. 腐蝕の問題あり 3. 工費高い 4. 杭打機重く施工地盤の改良を要す	1. D-40程度の打込機で先端地盤への確実な貫入ができるか 2. 同 左 4. 同 左 5. 先端のプラグ効果に問題あり	1. 障害物あれば掘進できなくなるか 鉛壁を乱す 2. 地中の状流水被反水により水中コンクリートが不確実となる 3. 工期長い	1. 同 左 2. 同 左
長所	1. 各杭の応力のバランスがよい 2. 群杭効果が軽減される	1. 工費最も安い 2. 工期早い 3. タイ内部はコンクリート打設することによりF1を高めることができる	1. 支持層まで施工できる 2. ローターテーブルを介して地盤の悪条件下でも施工できる 3. 腐蝕	1. 同 左 2. 同 左 3. 同 左 4. 工費安い

表-3 φ1200とφ1000の施工時間の比較

くい径	根入 (m)	建込 (hr)	溶接 (hr)	打込 (hr)	計 (hr)	摘要
φ1219.2	46.92	1.87	4.86	9.70	16.43	3本の平均
φ1016	44.53	1.08	3.45	6.02	10.55	19本の平均

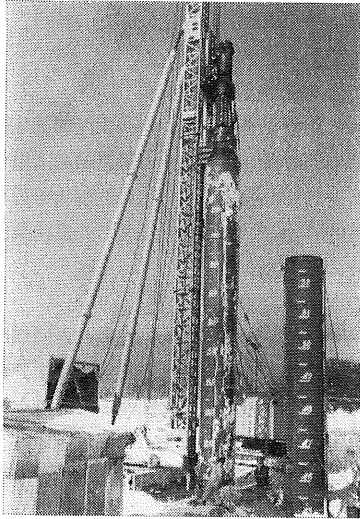


写真-1 くい打込状況

に対するものである。この結果、大口径鋼管ぐいφ1200を採用することとし、42年度に一連の載荷試験に着手したが、くい径と土質に比べて打込機械(D-40型)の能力が小さく、作業時間が深夜に及ぶため騒音公害のトラブルが生じたことと、くいの横方向支持力が計画値より相当大きいため、本設計はφ1000の鋼管ぐいを採用した。

3-2 鋼管ぐいφ1200とφ1000の施工性の比較

表-3にφ1200とφ1000の施工時間の比較を示す。くい径の変更により、施工時間を約40%減少させることができた。

なお、この時管内土の最終の高さは、φ1200で地表面より-2.50、φ1000では-4.50であった。

溶接機は、すべて半自動溶接機(リバージョイント、心線KOA-1A)を用いた。写真-1にφ1200鋼管ぐいの打込状況を示す。

3-3 くい打に伴う騒音の測定

住宅地付近におけるくい打機械の騒音振動は常に問題になるところである。このため、試験くい打込み時に騒音の測定を行なった。測定の条件は、南の風、風速1~2m、くい打機D-40、くい根入長20m、ハンマーの位置地上2mの時である。測定結果を図-5に示す。

これによれば、本橋の場合、85ホンに達するのは、上の条件下で、くいから約95mの地点であることが分る。た

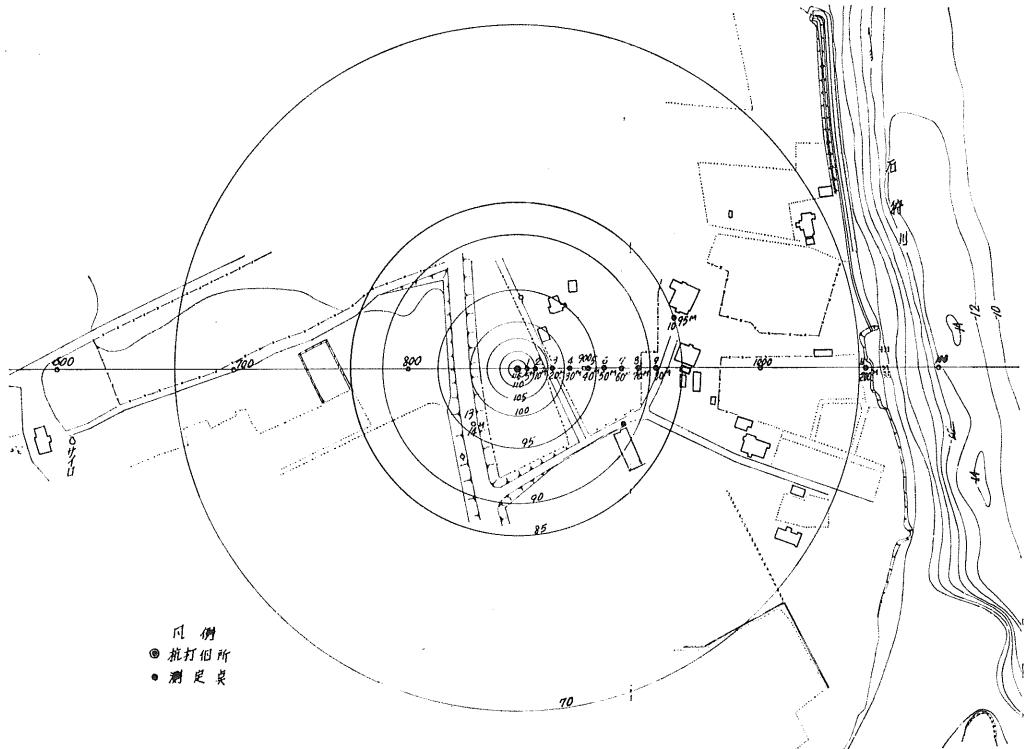


図-5 騒音測定結果

だし測定は騒音計の c 特性で整理した。

3-4 大口径ぐい管内土の現位置試験

開端ぐいの先端閉そく効果の理論解については、山原の方法³⁾、岸田の方法⁴⁾等が提案されているが、いずれも、管内土の性質の正確な把握が必要である。このため、すでに打ち込んだ、ぐいの内部にボーリングを行ない、 N 値と E_s 値の深度方向の分布を、ぐい打設前の地盤のものと比較することを計画している(43年度中に測定の予定)。

4. 主径間部の基礎

主径間の上部構造は、中央スパン160mの斜張橋であるが、構造の特性上、中間の橋脚(第3,4P)に大きな鉛直反力が加わる。又、とくに第4Pは低水敷内に位置するのでその基礎型式の選定には、慎重な配慮が必要である。

主径間部基礎の選定条件を次のように決めた。

- (1) 静的には表-4に示す外力に対して安定であること。
- (2) 洗掘は、固定橋脚(第3P)は-7.0mまで、可動橋脚(第4P)は-10.0mまで考慮し、これを外力の作用面とする。
- (3) 基礎の先端部が水面下45.0m~47.0mの位置に達

するために、施工性、工期、工費において有利であること。

(4) 固有周期が短いこと。

(5) 設計面における水平変位量は、3.0cm以内又はプレシオメーター測定結果の破かい限度内とする。

間ゲキ水圧測定結果、先端地盤は理論水圧よりも高い値が観測されているので、(3)の条件により、井筒および潜函基礎は考慮の対象外とした。

この結果、まず次の2案を比較した(図-6)。

a) セル型ケーソン工法

b) 大口径鋼管平行組ぐい工法

それぞれの比較を表-4に示す。主径間部基礎については現在なお詳細に検討中であり、最終結論は得ていない。

セル型ケーソンの設計は、将来動的解析を行なう都合上土の弾塑性的挙動と頭部から先端までの連続条件を考慮した高谷の方法⁵⁾によった。

まず次の仮定を設ける。

仮定1. コンクリート捲立部もぐい部と同様に有限の剛性をもった弾性床土上の梁としての挙動を示す。ただし、考える位置での水平反力が受働土圧をこえる時を極限状態とし、それ以上は塑性的反力を生じるものとする。

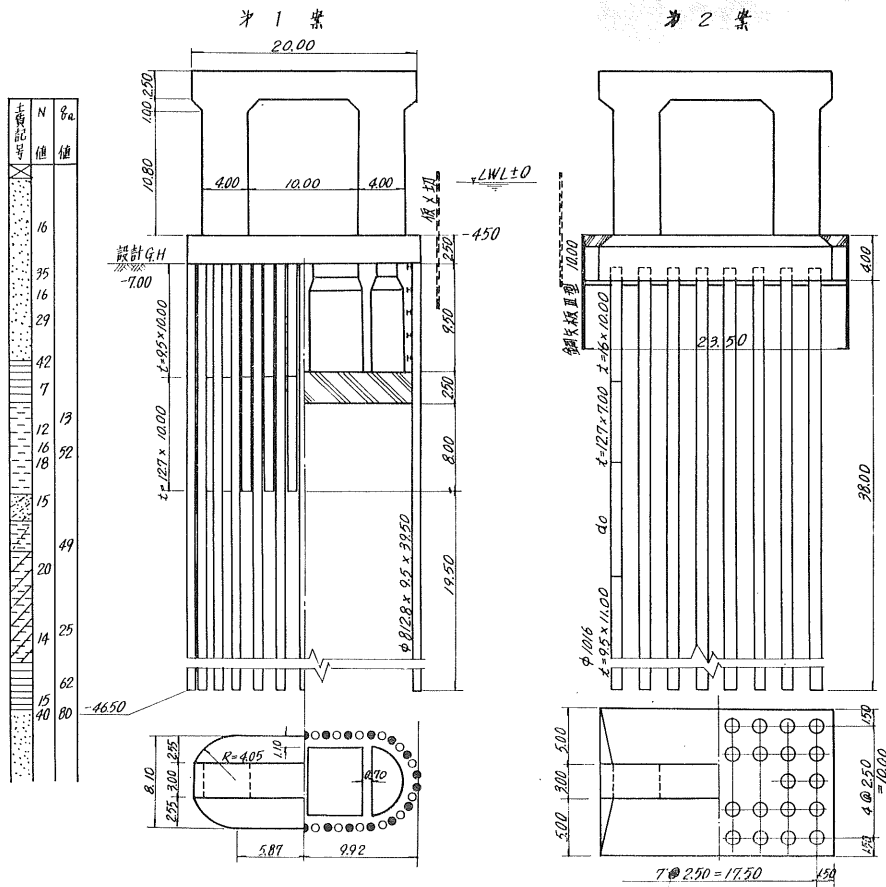


図-6 主径間部基礎の比較

表-4 主径間部基礎工の比較

	第 1 案	第 2 案
設計外力 (地震時)	V=3,307 t H=836 t M=10,954 t・m	V=5,127 t H=1,200 t M=15,076 t・m
鋼管ぐい	φ 812.8×20.00~24本 φ 812.8×39.50~26本	φ 1016×39.00~36本
設計面の変位	1.5 cm	1.2 cm
沓座の変位	2.6 cm	3.3 cm
ぐいの反力	272 t/本	281 t/本
最大応力度		1,104 kg/cm ²
使用材料	鋼ぐい 328 t	455 t
	鋼矢板 0 t	102 t
	コンクリート 1,630 m ³	1,580 m ³
工期	220 日	200 日
工費	65,000 千円	70,000 千円
得 失	1. 工費安く完成後は安定な構造 2. 鉛直力, 水平力に対して群ぐい効果少ない 3. 継手部および鉛直力に対し応力状態が不明確 4. 施工例なく, 高い施工精度を要する	1. 施工例多い 2. 洗掘, 腐食に対する考慮必要 3. 鉛直力, 水平力に対する群ぐい効果が不明確 4. 第 4 P は施工困難

仮定 2. 土の横方向反力係数は, 深さおよび土質に応じて任意にとり得るものとする。

仮定 3. 下端のぐい部の応力解析は竹下の理論⁷⁾にしたがう。

いま次の記号を約束する。

L: 区間の長さ(m), B: 基礎の抵抗幅(m), EI: 基礎の剛性(t・m²), T: 相対剛性係数($\sqrt{(E \cdot I)/(K \cdot D)}$)(m), γ : 土の単位重量(t/m³), K_h : 土の横方向バネ定数(t/m/m²), K_v : 土のたて方向バネ定数(t/m/m²), K_θ : 土のセン断バネ定数(t/m/m²), C_p : 受働土圧係数, q : 土の反力強度(t/m²/m), ω : 基礎自重の水平分力(t/m)

このとき次の微分方程式を得る(図-7 a)

(1) 塑性区間

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -C_p \gamma B(x+x_0) + \omega \quad (1)$$

(2) 弾性区間

$$E_i I_i \frac{d^4 y_i}{dx_i^4} = -K_{hi} B_i y_i + \omega_i \quad (2)$$

$x = T \cdot z, x_i = T_i \cdot z_i, \alpha = (C_p \gamma T_i)/K_{hi}$ とおけば

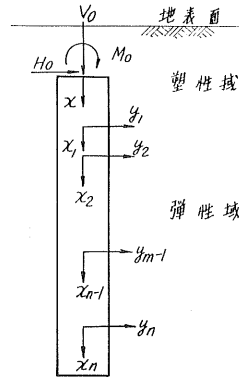


図-7 a セル型ケーソン解析の座標

(1), (2) 式はそれぞれ,

$$\frac{d^4 y}{dx^4} = -\alpha(z+z_0) + \frac{\omega}{K_h \cdot B} \quad (3)$$

$$\frac{d^4 y_i}{dx_i^4} = -y_i + \frac{\omega_i}{K_{hi} \cdot B_i} \quad (4)$$

故に, 塑性区間にて

$$y = -\alpha \left(\frac{z^5}{120} + \frac{\bar{z}_0 \cdot z^4}{24} + \frac{C_1 \cdot z^3}{6} + \frac{C_2 \cdot z^2}{2} + C_3 \cdot z + C_4 \right) \quad (5)$$

ただし

$$\bar{z}_0 = z_0 - \frac{\omega}{\alpha \cdot K_h \cdot B}$$

又弾性区間では,

$$y_i = (A \cos \alpha + B \sin \alpha) e^{-\alpha} + (C \cos \alpha + D \sin \alpha) e^{\alpha} + \frac{\omega_i}{K_{hi} \cdot B_i} \quad (6)$$

ただし

$$\alpha = \frac{1}{\sqrt{2}} z_i$$

一般に, 応力および変形に関するマトリクスは次のようにかける(添字 i を省略)。

$$[S] = \begin{pmatrix} Q \\ M \\ i \\ \delta \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -EI \cdot \frac{d^3 y}{dx^3} \\ -EI \cdot \frac{d^2 y}{dx^2} \\ -\frac{dy}{dx} \\ y \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -\frac{EI}{T^3} \cdot \frac{d^3 y}{dx^3} \\ -\frac{EI}{T^2} \cdot \frac{d^2 y}{dx^2} \\ \frac{1}{T} \cdot \frac{dy}{dx} \\ y \end{pmatrix} \quad (7)$$

このとき塑性区間と弾性区間の連続条件は, 次式のようにかける。

$$[S]_{x=x} = [S]_{x_1=0} \quad (8)$$

$$-\alpha(z+\bar{z}_0) = -A-C \quad (9)$$

又, 弾性区間内の連続条件は次式で表わし得る。

$$[S]_{x_i=L_i} = [S]_{x_{i+1}} = 0 \quad (10)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{自由} & [S_{\xi}]_{x_{\xi}=x} = [Q_0, M_0, i_b, \delta_{\xi}]^T \\ \text{ヒンジ} & [S_{\xi}]_{x_{\xi}=x} = [Q_0, 0, i_b, 0]^T \\ \text{固定} & [S_{\xi}]_{x_{\xi}=x} = [Q_0, M_0, 0, 0]^T \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

さらに、セル型ケーソンの場合は、底面反力による復元力が作用することがくいと異なるところである。

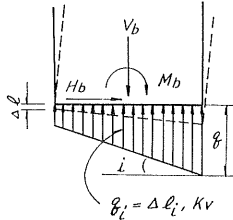


図-7b 底版位置での反力

図-7bにおいて、偏心荷重をうける基礎と同様に

$$V_b = \int q_{\xi} f(\xi) d\xi \quad (12)$$

$$M_b = \int q_{\xi} f(\xi) \xi d\xi \quad (13)$$

$$H_b = \int K_Q \delta f(\xi) d\xi \quad (14)$$

ここに

$$q_{\xi} = f(i, \xi, K v) \text{ であるから}$$

$$i_b = F(M_b, A) \quad (15)$$

$$\delta_b = F(H_b, A) \quad (16)$$

ここに A は形状係数である。

結局、ケーソン下面での境界条件は

$$[S_{\xi}]_{x_{\xi}=x} = [H_b, M_b, i_b, \delta_b] \quad (17)$$

となる。(17)式は、そのまま下端の平行組ぐいの頭部にかかる外力となる。

これらを電子計算機によって数値計算を行なった。第1案の場合の δ と M および R について計算結果を図示すれば、図-8のようになる。

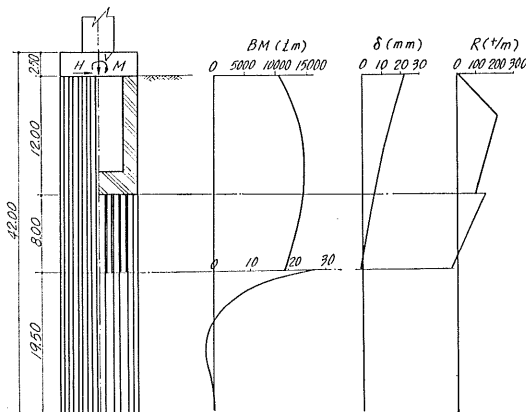


図-8 第1案の計算結果(高谷理論)

5. 大口径くい ($\phi 1219.2$) の載荷試験結果⁶⁾

42年12月から、43年3月にかけて、左岸橋台部において $\phi 1219.2$ 鋼管くいについて一連の現場実験を行なった。

5-1 打撃応力の測定

打込機械 IDH-40 で、根入 33.5 m のとき最大応力 1,340 kg/cm² を記録した。測定機は、ペーパーゲージ (KP-10A1)、動的歪測定器 (DPM 6 CT)、電磁オツシログラフ (RMV-33 E) を用いた。

図-9に、くい頭打撃応力と1打撃当りの貫入量との関係を示す。

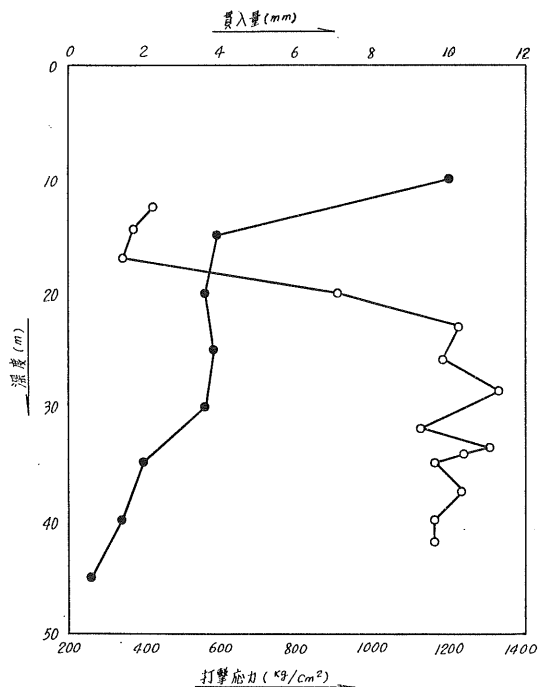


図-9 貫入量-打撃応力(くい頭)関係図

5-2 鉛直載荷試験

300 ton 電動ポンプ 4 台を用いて、800 ton まで載荷したが、沈下量 2.5 cm で、降伏点は認められなかった。

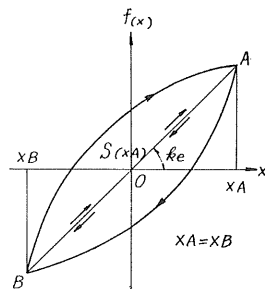


図-10 定常履歴の復元力特性

5-3 単ぐい水平交番载荷試験

一般に構造物の復元力特性が、図-10 のような履歴特性を有する場合、振動時に、そのループの描くひずみエネルギーに相当する減衰力をもつ線形振動と考えることができる。

外力 $P \sin \omega t$ が作用する 1 質点系の運動方程式は、次式のように表わせる。

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + k_e x = P \sin \omega t \quad (18)$$

ここに x : 質点の変位, M : 質量, C : 減衰定数, K_e : 等価バネ定数

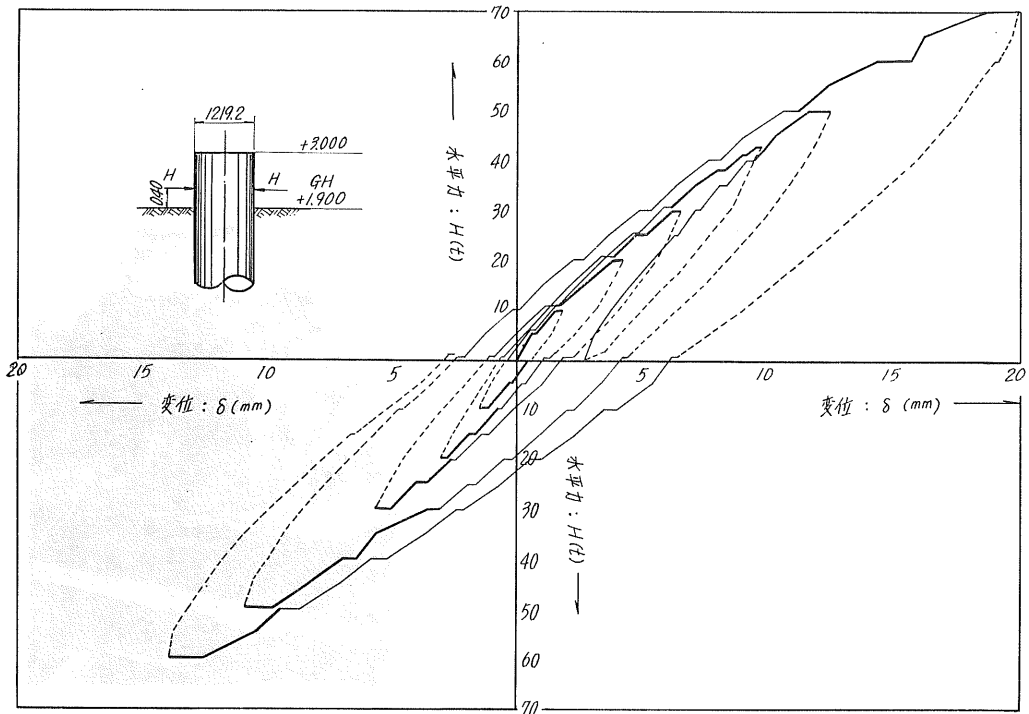


図-11 単ぐい水平交番载荷試験

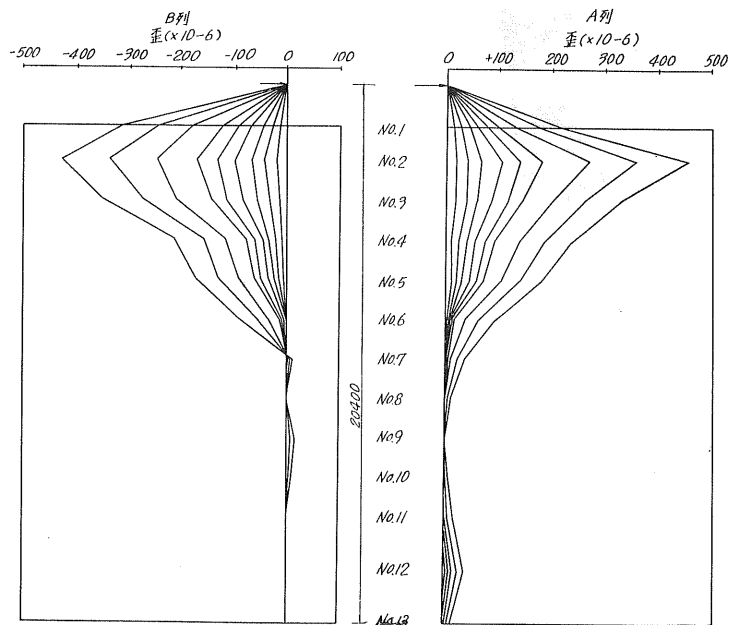


図-12 単ぐい水平試験ひずみ分布 (A ぐい)

この定常振動解を $x = x_A \sin \omega t$ とおけば、その時の減衰力のなす1周期当りのエネルギーは、

$$\Delta W = \int_0^{2\pi/\omega} C \dot{x} dx = \pi C \omega x_A^2 = 2\pi h_e k_e \frac{\omega}{\omega_n} x_A^2 \quad (19)$$

ここに

$$h_e = \frac{C}{C_{cr}}, \quad C_{cr} = 2\sqrt{k_e \cdot m}, \quad \omega_n = \sqrt{\frac{k_e}{m}}$$

ΔW はループの面積 $S(x_A)$ にひとしいから等価粘性定数 h_e は次のようになる。

$$h_e = \frac{S(x_A)}{2\pi h_e \lambda_e x_A^2}, \quad \lambda_e = \omega/\omega_n \quad (20)$$

つまり、等価粘性定数はループの面積の外に最大変位、その傾斜、固有振動数等によって影響されるものであり、静的交番載荷試験結果はそのままあてはまらない。図-11に試験結果を示す。各サイクルごとにループが閉じるように修正し h_e を求めたのが表-5である。図-12は曲げひずみ測定結果である。

表-5 等価粘性減衰定数

水平力	10 t	20 t	30 t	50 t
h_e	0.124	0.104	0.114	0.127

5-4 組ぐい水平載荷試験

2本組ぐい(間隔 3.00 m)のフーチングに水平力を加え(180 ton まで)、フーチングの回転角、各ぐいの軸方向のひずみ分布等を測定した(写真-2)。

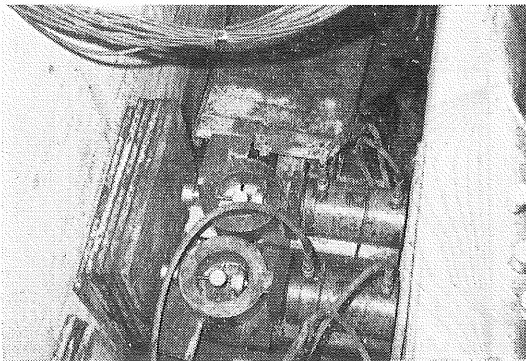


写真-2 組ぐい水平試験

組ぐいの水平方向変位と同一変位に対応する単ぐいの性質を導入して解いた組ぐいの水平変位と実測値との比較を図-13に示す。

5-5 振動試験

10 t 加振機(写真-3)によって、単ぐいと組ぐいの強制振動試験を行なった。測定のプロックダイアグラムを図-14に示す。写真-4は振動試験中の様子を示す。

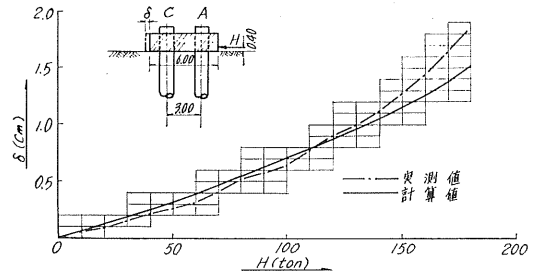


図-13 組ぐいの水平変位

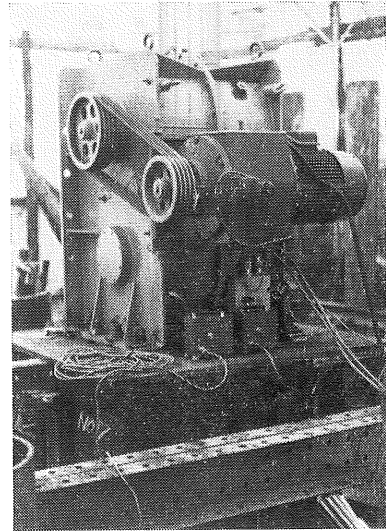


写真-3 10 t 加振機(手前2台が振動計)

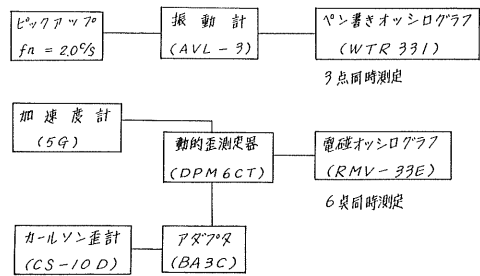


図-14 振動試験ブロックダイアグラム

(1) 単ぐい強制振動試験

加振モーメントを、78, 156, 234 kg-cm の3種類について実験した。図-15は静的載荷試験後の No. 1 点における振動数-振幅の測定結果の1例である。加振機の能力の都合上(15 c/s まで)強制振動試験からは単ぐいの固有振動数を求めることができなかったが、鉄筋破断方式による自由振動試験では約 18 c/s の値を得た。

加振方法は、Run Down 方式と、Steady State 方式の2方法によった。この外、ロッキング特性、振動によるぐいの軸方向応力分布を測定した。

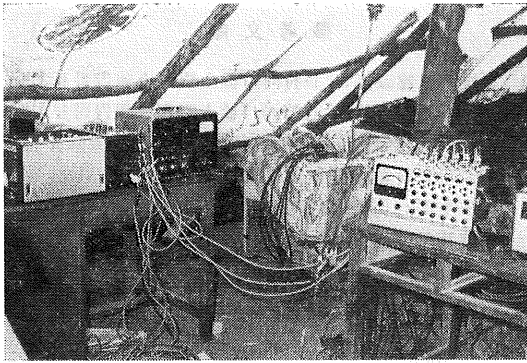


写真-4 振動試験

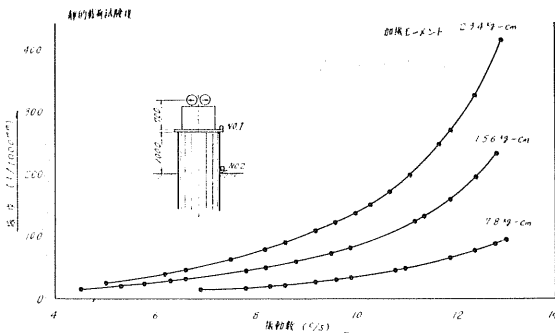


図-15 No. 1点における振動数-振幅特性

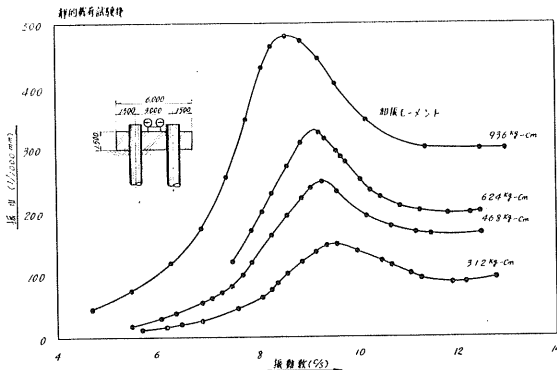


図-16 No. 1点における振動数-振幅特性

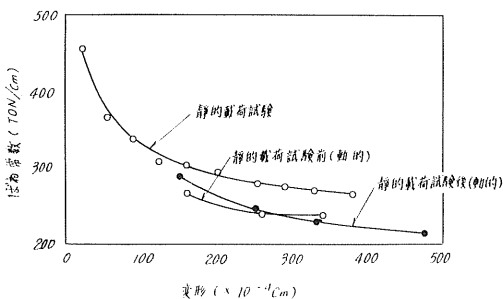


図-17 動的小および静的バネ定数

(2) 組ぐい強制振動試験

加振モーメントを、312, 468, 624, 936 kg·cmの4種類について実験した。同時に測定したものは、振動数-振幅特性、くいの軸方向応力分布、および加速度分布である。

図-16に振動数-振幅特性の1例を示す。これによれば卓越振動数は9 c/s付近にあるが、加振モーメントが大きくなるにつれて共振振動数がやや減少する傾向がある。これは地盤のバネ特性の非線形に起因するものと思われる。

とくに組ぐいの場合、横方向バネ定数の静的試験の場合と動的試験の場合を比較したのが図-17である。

6. 減衰常数

6-1 単ぐい

単ぐいの減衰定数は、自由振動試験(写真-5)の自由減衰振動波形より求められる。

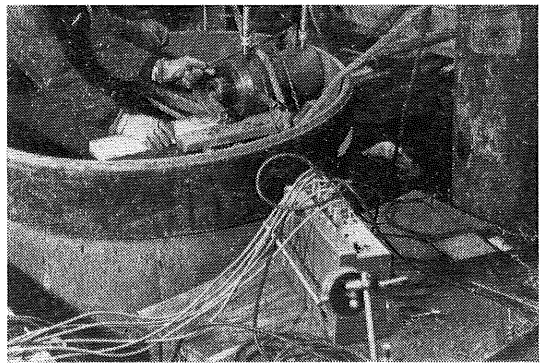


写真-5 単ぐい自由振動試験

いま、倍振幅を m 番目ごとに、 N ケずつよみとると

$$W_N = W_1 v^{-m(N-1)} \quad (21)$$

$$\therefore \log_{10} W_N = (\log_{10} W_1 + m \log_{10} v) - (m \log_{10} v) N \quad (22)$$

N と W の半対数グラフの勾配より

$$G = m \log_{10} v$$

$$h = \frac{\log_e v}{\pi^2 + (\log_e v)^2} \quad (23)$$

上式より減衰常数 h を求めることができる。

以上の方法によって算定した結果、 $h=0.216$ であった。ただし、この方法は、全振幅を記録紙よりスケールで読みとるために、精度も悪く、個人差も出るおそれがある。

6-2 組ぐい

本実験のように共振々動数 f_n が求まれば、その時の振幅を X_{max} とする時、 $X = X_{max}/\sqrt{2}$ になるような f の範囲を Δf とすれば、減衰常数 h は次式で求められる。

$$h = \frac{1}{2} \frac{\Delta f}{f_n} \quad (24)$$

この結果、組ぐいに対しては、 $h=0.127$ であった。

つまり組ぐいの方が単ぐいの場合よりも減衰常数が小さくしかも、単ぐいの水平交番載荷試験による h_0 に近似していることは注目すべきである。

む す び

以上、石狩河口橋の基礎工選定のための調査、比較設計、現場実験等についてのべて来た。

ここでとり上げた基礎型式に関しては、未だ十分に解明されていない点も数多くある。これらについては今後、現場施工の中で、測定、観測を続けて行きたいと考えている。

とくに、主径間部の比較設計の対象にとりあげたセル型ケーソン基礎は、本橋におけるように大規模なものは、未だ施工例がなく、詳細な検討を要する。

このセル型ケーソンの設計理論については、北海道開発コンサルタント高谷弘氏の助言をいただいた。

参 考 文 献

- 1) 札幌開発建設部：「石狩河口橋土質調査報告書」, 1967.
- 2) 札幌開発建設部：「石狩河口橋土質調査報告書」, 1966.
- 3) 山原 浩：「鋼管ぐいの閉塞効果と支持力機構」, 清水建設研究所報, 1964.
- 4) 岸田英明：「開端グイの内部につまった土の性質」, 日本建築学会論文報告集, 1966.
- 5) 札幌開発建設部：「石狩河口橋主径間井筒の検討」, 1968.
- 6) 札幌開発建設部：「石狩河口橋基礎ぐい試験工事報告書」, 1968.
- 7) 竹下 惇：「組杭計算法」, 土木技術, Vol. 19, 8-10, 1964.
- 8) 高谷 弘・横江 聡：「ウェル基礎の一解法」, 土木技術, Vol. 24, 1, 1969.



岩見沢車輛基地新設工事の施工について

— 盛土並びに基礎杭 —

正員 安味 貞 光*

1. まえがき

国鉄道支社では、函館本線小樽～旭川間電化工事施工に伴い、43年10月電化開業時における電車基地として手稲(札幌)、電気機関車基地として岩見沢が決定され、それぞれ所要の設備が設けられることになった。岩見沢車両基地は、岩見沢駅西部操車場構内の一部に、操車場の将来計画をも併せ考えた位置が選定され、基地設備としては、函館本線の外、将来室蘭本線、千歳線の3幹線電化の時点に於いて、電気機関車120両程度配備出来るように計画された(図-1)。

そのうち、函館本線小樽～旭川間電化開業時における、車両配置並びに設備内容は表-1、2の通りである。

この車両基地地盤の調査については、「技術報告資料」第7号(42年2月)に、当札幌工事事務局停車場課福井補佐がフ

表-1 車両配置数

年度	車 種			記 事
	EL	DL	計	
43	10	4	14	函館本線小樽～滝川間開業
44	36	9	45	函館本線小樽～旭川間開業

(註) EL: 電気機関車 DL: ディーゼル機関車

オイルサンプリング調査による土性概要、新盛土による圧密沈下と経時沈下曲線の想定、並びに盛土に伴う基礎破壊と構造物基礎の検討等を記しているが、この報告はその後施工された実績の一部を、前回調査資料と照合してとりあえず纏めたものである。

表-2 設備内容

設 備	43年度	44年度	記 事
仕 業 線	1両×3線	同 左	3幹線電化時点 120両程度の配置 計画とし、昭和44 年度50両配置の設 備。
交 換 線	1両×2線	〃	
修 繕 線	1両×2線	〃	
収 容 線		1両×4線	建 物 各設備の上屋 綜合事務所 その他 機械及び電気設 備一式
留 置 線	1番線	4両	
	2番線	〃	
	3番線	〃	
	4番線	4両	
	5番線	3両	
最大帯泊能力	16両	29両	

2. 盛土の施工

(1) 土質概要

当地区は一般に知られているように、石狩泥炭地群に属する低湿軟弱地盤で、前回調査の車両基地土質一般を図-2

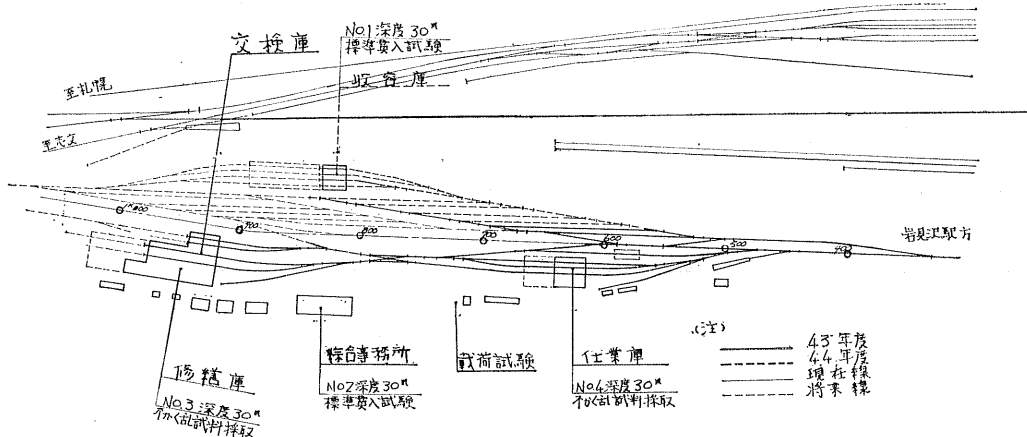


図-1 岩見沢車両基地平面図

* 国鉄札幌工事事務局停車場課

に、又代表地点 No. 3 (交検, 修繕庫) 及び No. 4 (作業庫) の土質試験結果は表-3, 4 のとおりである。

No. 4 地点では泥炭層または泥炭を含む地層では W_c が極めて高く 100~500% の範囲である。密度についても泥炭性地盤では $0.9 \sim 1.0 \text{ t/m}^3$ で小さく、粘土地盤でも $1.3 \sim$

1.4 t/m^3 というところである。また LL もきわめて大きく、セン断強度等よりみてきわめて圧縮性の高い軟弱層であることがわかる。一方 No. 3 地点では No. 4 地点とやや土性を異にし、全般にセン断強度や先行荷重が大きく、 W_c も低めであり、それほど軟弱な地盤と思われない。

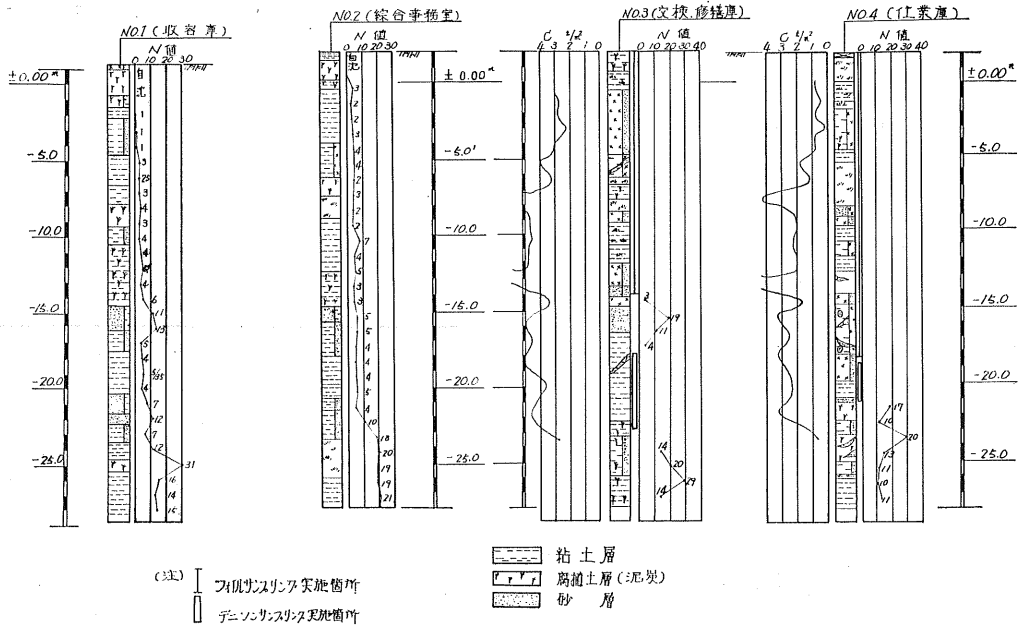


図-2 岩見沢車両基地地質調査土質縦断面図

表-3 土質試験結果 (0~7.5 m)

試験項目	調査地点	
	No. 3	No. 4
自然含水比 W_c %	26~40	59~540
湿潤密度 γ_t t/m^3	1.6~1.8	0.98~1.6
一軸圧縮強度 q_u kg/cm^2	0.32~1.01	0.1~0.25
粘着力 C kg/cm^2	0.23~0.37	0.05~0.16
圧密先行荷重 P_0 kg/cm^2	0.96~2.35	0.17~0.53
液性限界 LL %	42~50	69~210
塑性限界 PL %	19~27	29~62
圧縮指数 C_c	0.21~0.29	0.54~2.78

表-4 土質試験結果 (7.5~24 m)

試験項目	調査地点	
	No. 3	No. 4
自然含水比 W_c %	30~70	30~60
湿潤密度 γ_t t/m^3	1.6~1.8	1.5~1.8
一軸圧縮強度 q_u kg/cm^2	0.8~1.5	0.4~0.9
粘着力 C kg/cm^2	0.35~0.7	0.21~0.32
圧密先行荷重 P_0 kg/cm^2	1.57~3.2	1.0~2.0
液性限界 LL %	40~50	40~50
塑性限界 PL %	20~30	18~35
圧縮指数 C_c	0.23~0.63	0.24~0.85

表-5 盛土試料試験結果 (栗丘)

資料番号	土の種類	現場含水量 (%)	比重	粒度 (%)				ユニフステンション (%)			突固め		単位重量	
				レキ分	砂	シルト	粘土	LL	PL	PI	ω (%)	γ_{dmax}	γ_t (g/cm^3)	γ_d (g/cm^3)
No. 1 (土取場)	砂利	13.6	2.573	66	20	2	2	—	—	—	14.0	1.828	2.254	1.984
No. 2 (")	"	8.9	2.615	84	13	2	1	29	—	—	11.5	1.964	2.182	2.004
No. 3 (施工現場)	"	10.3	2.679	82	14	2	2	33	20	13	9.0	2.026	—	—

(註) ω : 含水量, γ_d : 乾燥密度, γ_t : 湿潤密度

深度 7.5 m より 24 m 付近までの土質試験値を見ると、No. 3, No. 4 の両地点とも物理的、力学的性質は近似し、深度 7.5 m までの土に対し、強度特性は大きくなっている。

(3) 盛土資料

盛土資料としては単位重量の軽い火山灰土が好ましいが、採取場所が江別以遠で、運搬距離も 30 km にもなり、経費が高くなるため、約 17 km の室蘭本線栗丘付近の砂礫質土を使用することにした。その土質試験の結果は表-5 のとおりである。

試験の結果から、シルト粘土分が約 4% で少なく、大きな玉石もなく、路盤材料としては良好であるが、施工箇所が軟弱地盤であるので、路盤自体の荷重が問題になってくる。地山の単位重量は約 2.2 t/m³ であるため、地盤の破壊に対する検討、緩速施工の考慮が必要である。

(3) 施工方法

軟弱地盤上の高盛土については、基底破壊に対し、或いは地盤改良のためサンドドレーン、コンポーザー・サンドマット、押へ盛土等が考えられるが、当車両基地の盛土高は約 1.4 m 程度で、初期強度 C₀ による盛土の基底破壊に対する安全率 F₀ は

$$F_0 = \frac{C_0}{C_d}, \quad C_d = \frac{\gamma_b \cdot H_b}{N_s}$$

で表わされ

側面図

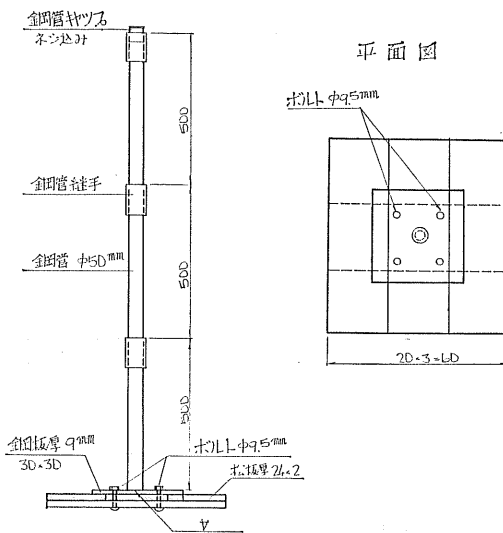


図-3 沈下測定装置

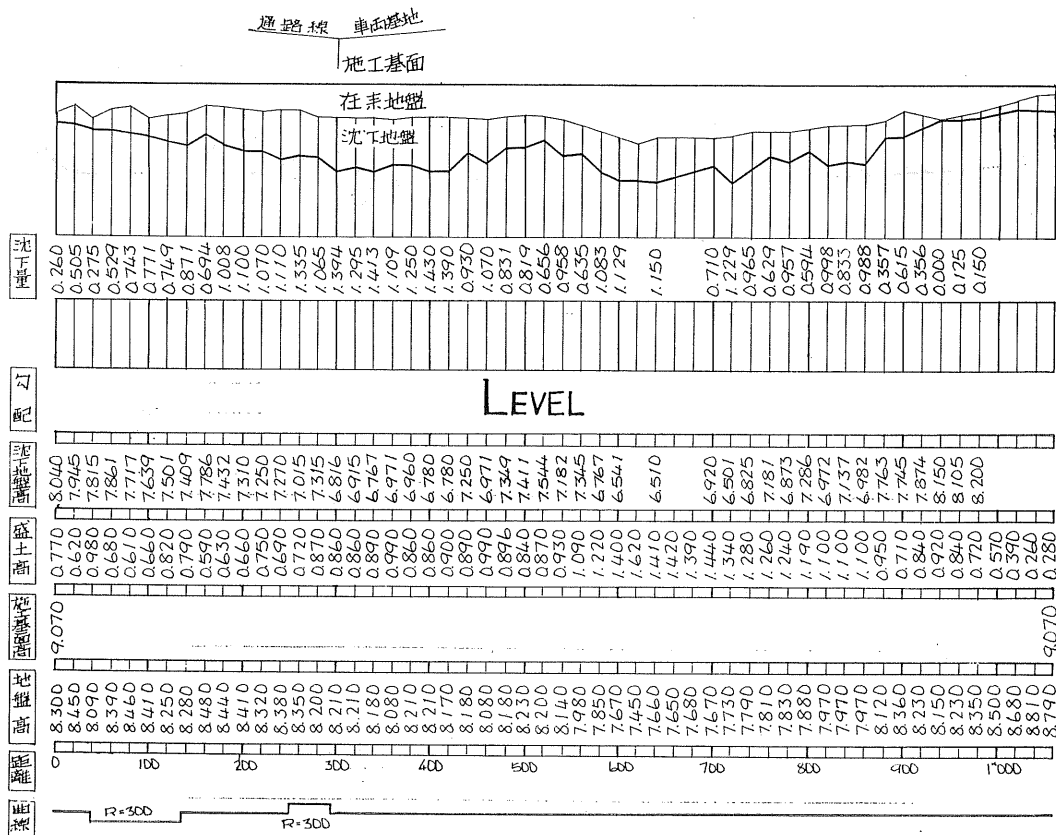


図-4 沈下縦断面図 (昭42年11月測定)

C_0 : 初期強度 0.7~1.3 t/m²
 Cd : 盛土の安定に必要な限界粘着力 0.5/m²
 γ_a : 盛土の単位重量 2.2 t/m³
 H_b : 盛土高 1.4 m

として、 F_0 は圧密各層の何れにおいても 1.3~2.5 で安全である (前回技術報告資料第 7 号参照)。

従って盛土は特別に対策工法を施さなくても、差支えないものとして、未処理のまま直接盛土した。

盛土の施工期間は昭和 42 年 1 月から 42 年 12 月までの約 1 カ年に亘ったが、施工順序としては、図-1 の仕業車

(No. 4) 付近から交検修繕庫 (No. 3) 地点及び通路線へ、更に 44 年度使用開始予定の収容庫 (No. 1) 付近に及んだ。

盛土開始時期が冬期にかかったため、除雪上捲出範囲を 1 日の土の運搬能力に合せ、3,000 m² 程度の区画割りで、捲出厚さ標準 30 cm として所定の高さに盛土した。

全区域に盛土が概ね完了したのは 6 月下旬である。

(4) 盛土の沈下

基地の盛土施工約 700 m の線路中心 100 m 毎並びにその横断方向に図-3 のような、沈下測定桿を設置し、盛土の沈下測定を記録した。又 20 m 毎に沈下板を設置し、竣

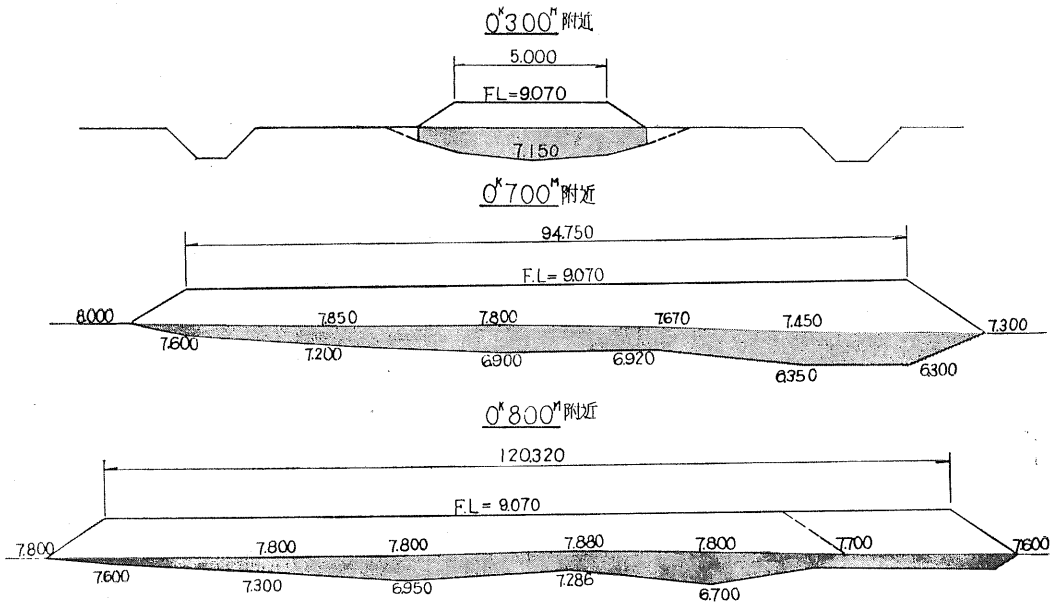


図-5 沈下横断面図 (昭和 42 年 11 月)

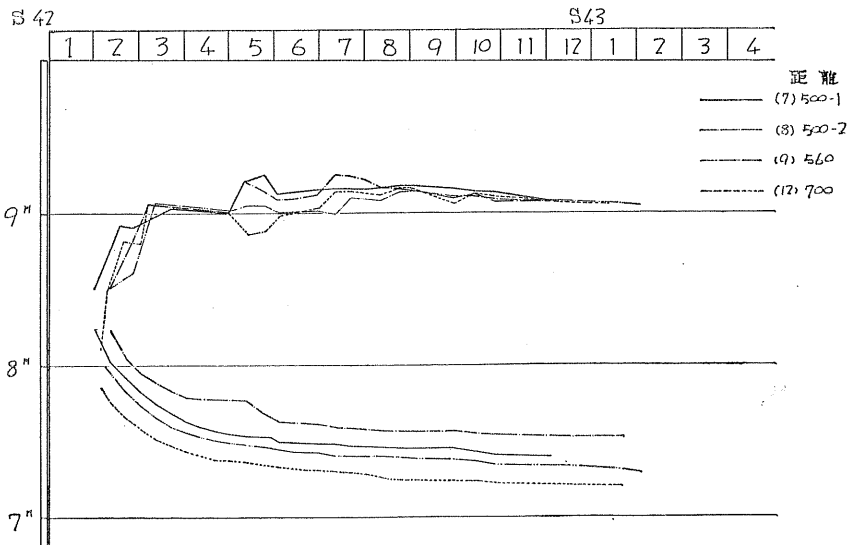


図-6 沈下測定図

功時にその深さを測り、沈下数量の測定を行なった。基地線路中心方向の42年11月に於ける沈下状況は図-4、又横断方向の沈下代表断面は図-5の如くである。盛土施工中の沈下状況は図-6に示すように、沈下カーブが急激に下がり、盛土開始から約60日当りから横ばい傾向になっている。これは後述するプレローディング施工の際にも生じた現象であるが、当初想定した沈下時間の約1/10の速度である。また図-4の沈下縦断面図に見られるように、様な沈下の傾向を示さず、局部的に凹凸が著しい。

軟弱地盤の土質試験による沈下速度の計算は、排水層の判断の仕方によって結果が左右される。排水層を片面と考えるか両面と考えられるかにより1/4に変化する。

実際の沈下速度を見ると、土質調査による泥炭の圧密係数は小さいが、実際にはもっと大きいと考えられた。これは泥炭の特異性によるものと砂層の介在による影響で沈下速度が著しく早まった原因になっているのかも知れない。

また沈下の局部的凸凹は、施工の際の捲出し、輾圧の仕方、ダンプの運搬経路等施工上に起因しているものと思われる。

盛土の契約は、在来地盤より施工基面までの数量で発注し、沈下分は沈下板による測定結果により精算すること

表-6 盛土数量実績

盛土面積	当初数量	竣工数量	増加率
63,500 m ²	66,140 m ³	98,400 m ³	49%

とした。その実績は表-6の如くである。

(5) プレローディングの施工

車両基地の盛土上に建設される作業庫、修繕、交検庫等の上家及び各ピットは、後述するように杭基礎によって支持されるため、庫内舗装及び盛土部において、将来相当の段差又は不等沈下を生ずることが予想された。

この舗装後の残留沈下量を、出来るだけ少なくするために、舗装荷重及び舗装に加わるその他の荷重以上のプレロードを一定期間荷重し、圧密後除荷し、継続沈下を停止させる所謂プレローディング工法が検討された。

プレロードとして、庫内舗装に加わる荷重は、電気機関

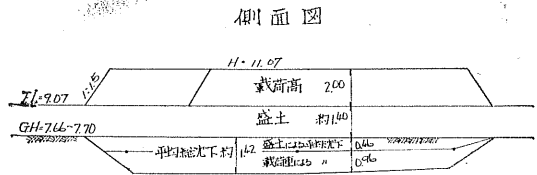
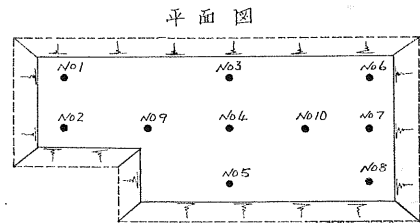


図-7 載荷重工法施工図

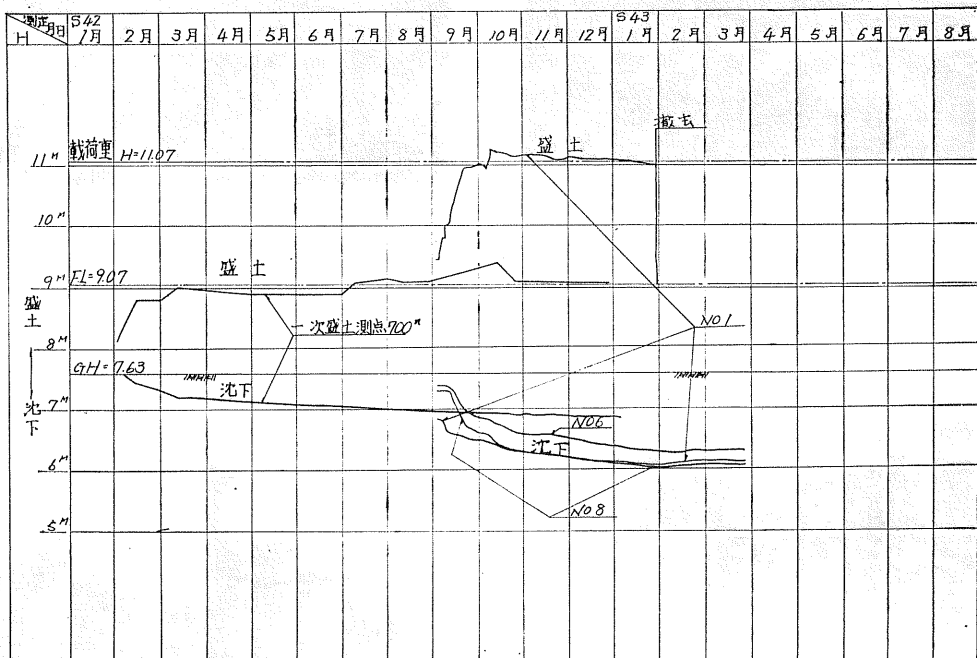


図-8 沈下測定図

車解体の部品、修理機械、ジャッキ、モーター等の荷重として最大 2.8 t/m^2 であり、舗装自体の荷重 1.0 t/m^2 を加えた 3.8 t/m^2 を考え、載荷盛土高さを 2.0 m (盛土の単位重量 $2.0 \text{ t/m}^3 \times 2.0 \text{ m} = 4.0 \text{ t/m}^2 > 3.8 \text{ t/m}^2$) とした。

本工法は盛土による沈下の最も著しい仕業庫 (No. 4) 地点に於いて、図-7 のように施工したが、測定の結果は、除荷時 (圧密度 70%) の測定値を示すと表-7 のとおりであり、又沈下状況は図-8 のとおりである。

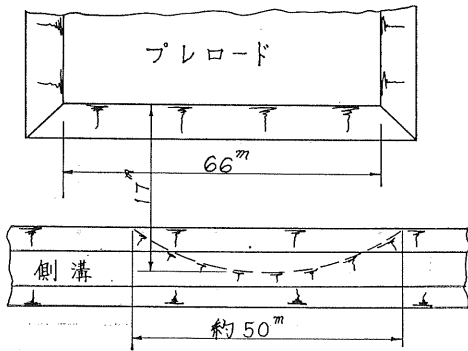


図-9 プレロードによる側溝変状図

i) 表-7、図-8に見られるように、一次盛土による沈下量の少ない箇所ほど、プレロードにより多くの沈下が認められ、沈下面が次第に接近しつつある。

これは施工前の在来路盤に何らかの先行荷重があり、その影響で上層付近に不均一な地層であったものが、二次盛土により応力分散が均一化したものと思われる。

ii) 9月10日から9月20日にかけて大きな沈下が認められた。この期間は連続降雨 (148 m/m) に見舞われ、沈

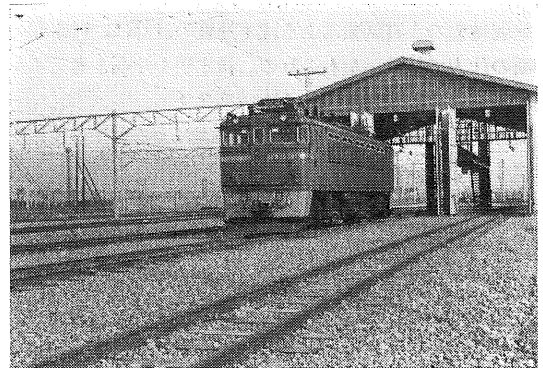


写真-3 仕業庫新設 (撮影 43年 10月)

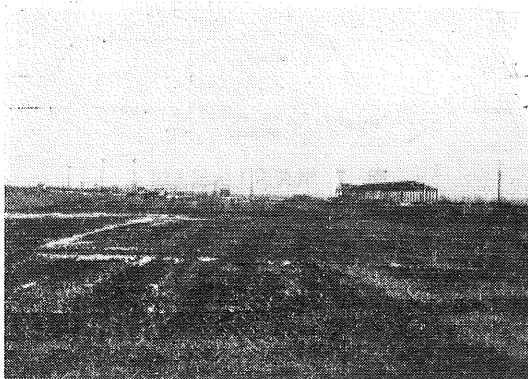


写真-1 岩見沢車両基地施工前全景 (撮影 41年 12月)

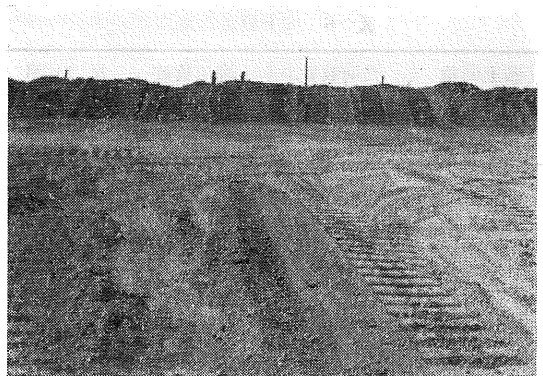


写真-4 プレローディングの状況 (撮影 42年 10月)



写真-2 岩見沢車両基地新設全景 (撮影 43年 10月)

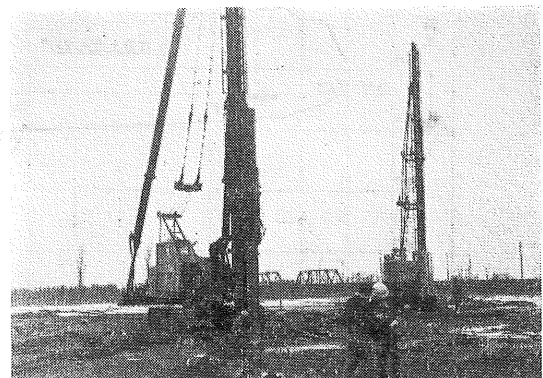
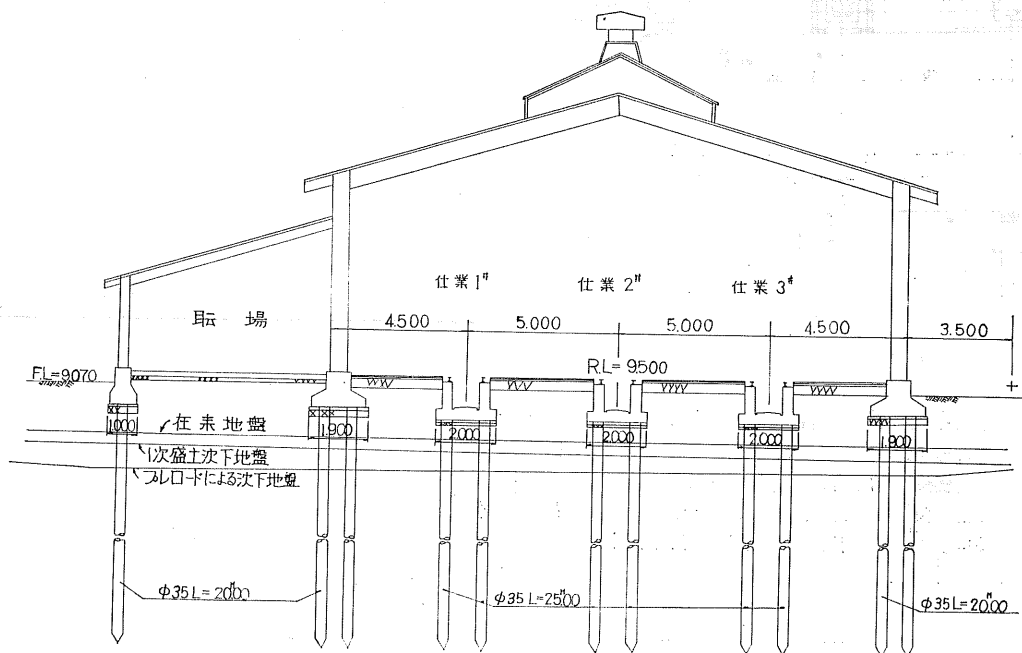


写真-5 杭打状況 (撮影 43年 2月)

表一七 プレロードリング沈下測定表 (昭和43年1月5日測定値)

測点	旧地盤高	測定装置設置高	盛土(1)による沈下高	載荷重(2)による沈下高	(1)+(2)の計沈下高	沈下地盤高
No. 1	7.700	6.910	0.790	0.780	1.570	6.130
2	7.700	7.045	0.655	0.713	1.368	6.332
3	7.760	7.095	0.655	0.829	1.494	6.266
4	7.700	7.220	0.480	0.700	1.180	6.520
5	7.700	7.445	0.255	1.278	1.533	6.167
6	7.660	7.405	0.255	1.015	1.270	6.390
7	7.680	7.246	0.434	0.940	1.349	6.331
8	7.700	7.540	0.160	1.434	1.594	6.106
9		9.070		0.734		
10		9.070		0.882		



図一〇 仕業庫設計断面図

下と同時に付近の側溝に図-9のような変状が起きた。側溝の法面が約50mに亘り、最高40cm押出され、また側溝底面が30~40cm押し上げられた。その後側溝の大きな変状は認められなかった。

iii) プレロード撤去後、沈下量に50mm程度の復元が認められた。

3. 基礎杭の施工

(1) 杭の載荷試験

岩見沢車両基地内における構造物基礎地盤の支持力については、前回報告資料により、主な構造物である交換坑、修繕及び仕業坑、総合事務所の基礎面荷重 $W=4.2\sim 4.9\text{ t/m}^2$

に対し、地盤許容支持力 $q_a=3.8\sim 4.0\text{ t/m}^2$ で、而も構造物の沈下を考慮すれば、直接支持型式は不可能に近い。

杭基礎を考えた場合、土質調査の結果から、深度80m以上支持されるべき地層がないので、摩擦杭とならざるを得ない。従って土質試験の結果から杭の静力学的支持力を推定し、採用されるべく想定された杭長15、20、25mの3種類の鉄筋コンクリート杭(杭径350mm)について、載荷試験を実施した。

試験位置は図-1のNo.3地点付近で行なった。荷重装置は試験杭と同径のPC杭2本使用による反力式とし、図-11に示すように各反力杭間隔6.0m、反力杭と試験杭の間隔3mとした。

杭打は42年11月4~5日に行ない試験は3週間後の11月27日から12月2日に亘り行なわれた。

荷重試験は、分離式200tオイルジャッキを用い、荷重段階を分けて、極限荷重に至るまで載荷及び除荷をくり返

し実施し、各々沈下の割合が1時間に1/20mm、30分毎に1/40mmになった場合、又は事実上沈下が終了したと判断された場合を沈下終了とみなし、次の荷重段階に移行した。この試験杭L=15, 20, 25mの載荷試験の結果は夫々

表-8 抗載荷試験結果 (単位 t)

項 目	杭 種 類						安全率
	$\phi 350$ L=15 m		$\phi 350$ L=20 m		$\phi 350$ L=25 m		
	極限	許容	極限	許容	極限	許容	
載 荷 試 験							
破 壊	45	⑮	60	⑳	100	33.3	3
降 伏	35	17.5	45	22.5	60	⑳	2
(参考) 静力学公式							
Terzaghi No. 3	40.9	13.6	47.7	15.9	64.2	21.4	3
No. 4	27.2	9.1	43.7	14.5	59.2	19.8	3
平 均	(34.0)	(11.3)	(45.7)	(15.1)	(61.7)	(20.6)	
杭 打 試 験							
建 築 基 準		7.5	30.9	11.1		11.3	5
Hiley	20.8	6.9	37.6	10.3	27.7	9.2	3
Delmag	25.4	6.4	37.6	9.4	33.0	8.3	4
Terzagki	32.9	13.2	37.0	14.8	39.4	15.8	2.5
平 均		(8.5)		(11.4)		(11.2)	

(註) ○印は採用した支持力を示す。

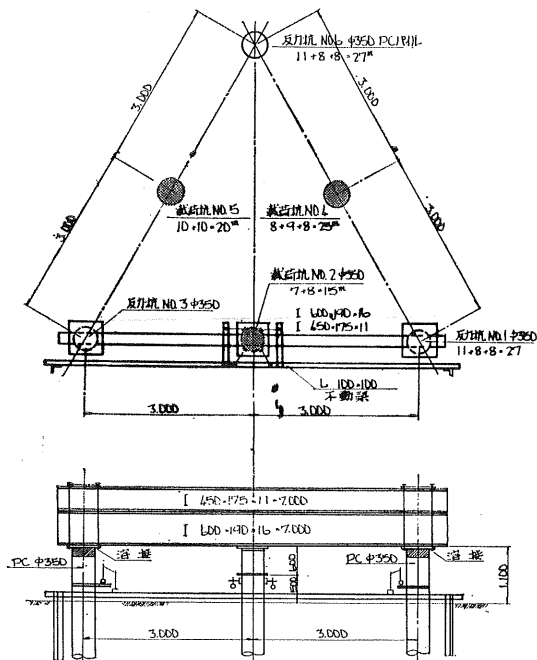


図-11 載荷試験装置図

調査名 岩見沢町土場地抗載荷試験
 試験杭 No. 2
 試験期日 1967年11月27日~11月28日
 杭種 RC杭(径350mm)
 杭長 1500m(根入長14.71m)

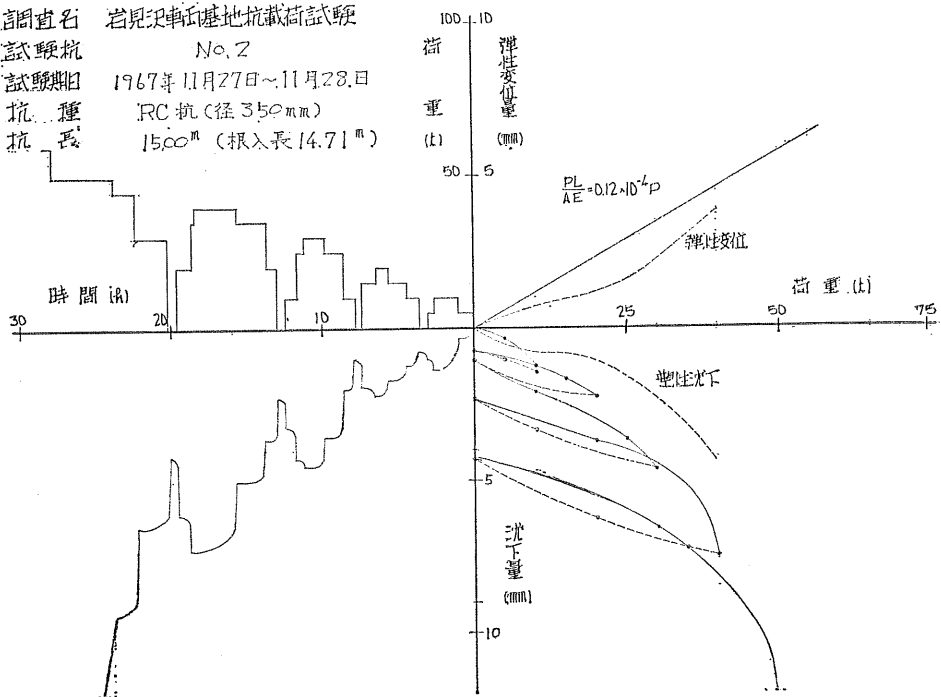


図-12

調査名 岩見沢市基地杭載荷試験
 試験杭 No. 5
 試験期日 1967年11月29日~11月30日
 杭種 RC杭(径350mm)
 杭長 20.00m(根入長19.64m)

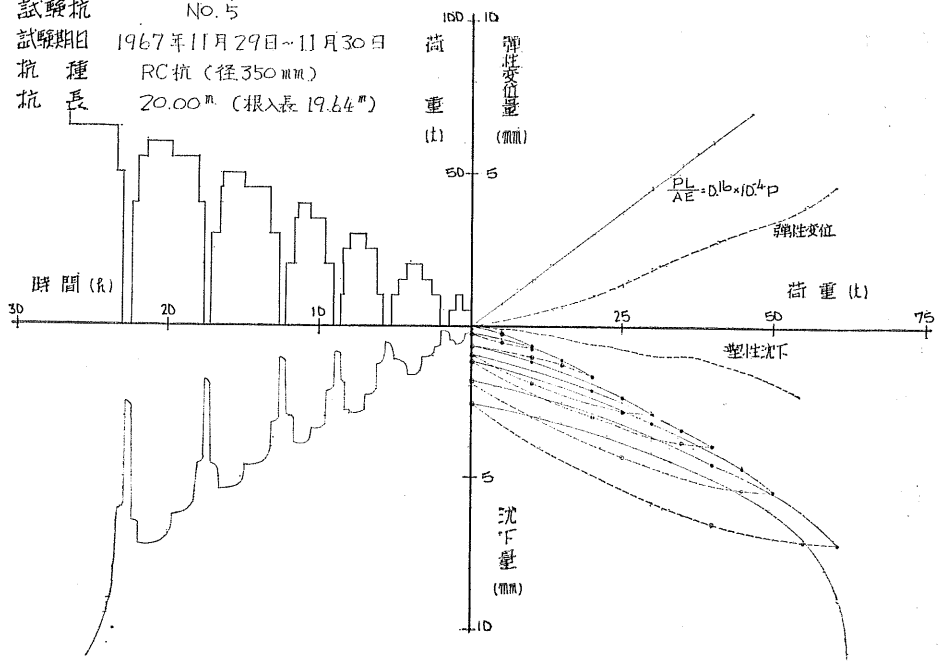


図-13

調査名 岩見沢市基地杭載荷試験
 試験杭 No. 4
 試験期日 1967年12月1日~12月2日
 杭種 RC杭(径350mm)
 杭長 25.00m(根入長24.62m)

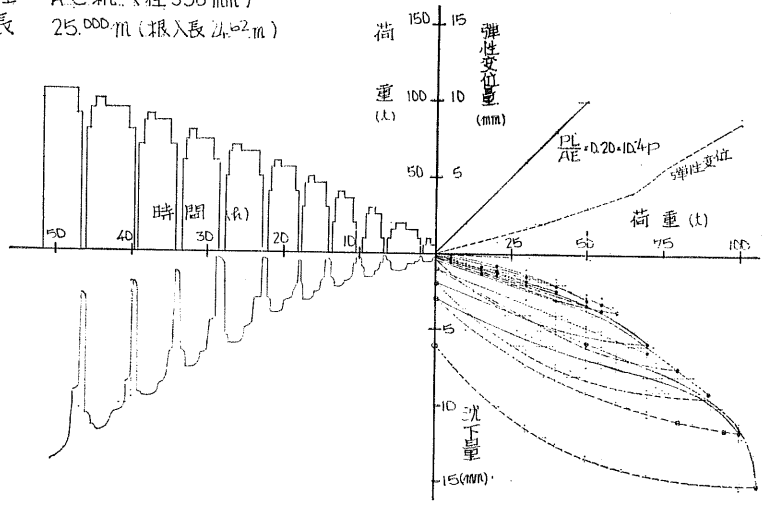


図-14

図-12, 13, 14の通りである。

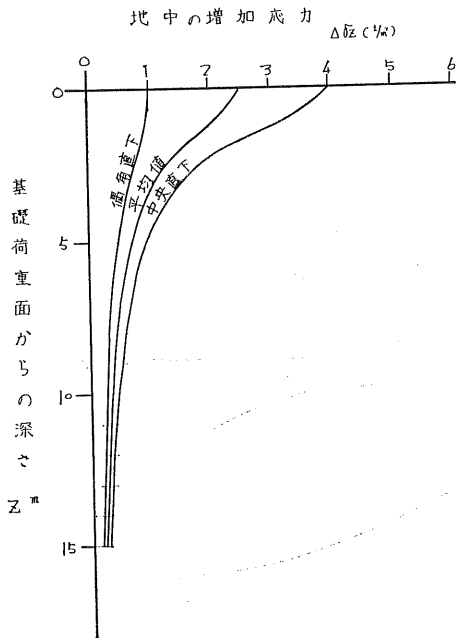
杭載荷試験による支持力は、 $S\text{-log } p$ 及び $\log s\text{-log } p$ 曲線をプロットし、許容支持力は降伏荷重の1/2、又は極限荷重の1/3の何れた小さな値を用いた。その結果は表-8のとおりである。

すなわち、荷載荷試験結果より、各単杭の支持力は15m

杭は15t/本、20m杭20t/本、25m杭30t/本と判断される。なお載荷試験に際し、杭打試験による支持力を参考に示したが、杭打時の地盤かく乱の影響を受けかなり小さな値を示している。

(2) 杭の沈下について

ビット部基礎については、構造物の性質上出来るだけ沈



図—15 群杭の基礎荷重面下における地中の増加応力分布図

下、特に不等沈下は好ましくないので、群杭についての応力分布を求め、沈下に関する検討をした。

杭群の外側の杭表面を結んだ面の断面積 $A=1.8\text{ m} \times 20\text{ m}=36\text{ m}^2$ に荷重 $W=127\text{ t}$ が働くものとして、等分布荷重は $q=3.5\text{ t/m}^2$ であり、杭重量を考慮しても 4.0 t/m^2 程度である。

群杭の正確な地中応力分布は明らかでないので、一般的方法として、杭の先端より根入長の $1/3$ の面を基礎荷重面とすると、基礎荷重面下の地盤は過圧密であるので

$$\text{先行荷重 } P_0 - \text{有効荷重 } D > 4.0\text{ t/m}^2$$

故に圧密沈下は生じないものと判断される。

なお、参考のため基礎荷重面下の地中の増加応力 $\Delta\sigma_z$ を Newmark の式を用いた分割法により 図-15 に示した。

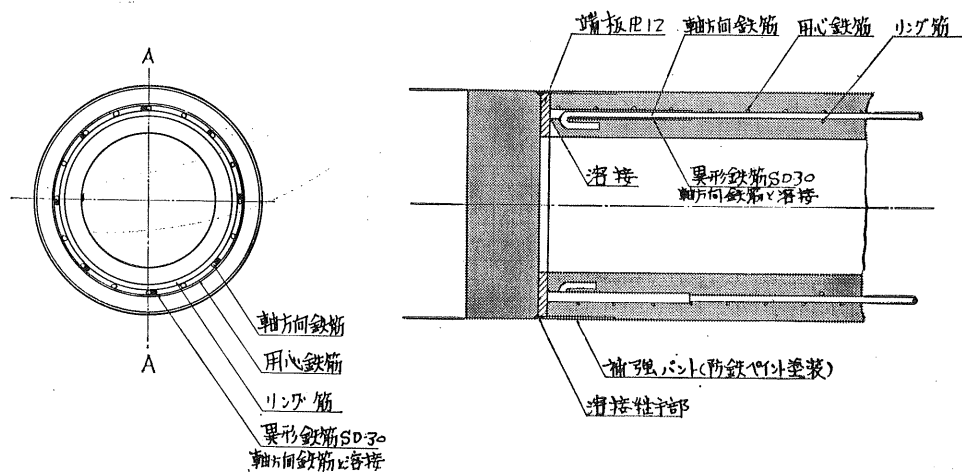
以上によりピット部基礎における杭は、理論計算によれば群杭として殆んど圧密沈下が生じないと判断されるが、地盤構成などから、多少の沈下が予想されたので、実杭載荷試験を行ない、その結果に基づき支持力、沈下量を決定した。

(3) 杭打施工

構造物の基礎杭は摩擦杭として、載荷試験により、決定

表—9 基礎杭一覽表

名	種	杭 寸 法	本 数 (本)	記 事
仕業庫	仕 業 坑 上 屋 基 礎	RC 杭 $\phi 350$ $l=25\text{ m}$	26	8.0+8.0+9.0
		" " $l=20$	30	10.0+10.0
交換, 修繕庫	交 換 坑 修 繕 坑 上 屋 基 礎	RC 杭 $\phi 350$ $l=25\text{ m}$	24	8.0+8.0+9.0
		" " $l=25$	40	8.0+8.0+9.0
		" " $l=20$	179	10.0+10.0
綜 合 事 務 所		RC 杭 $\phi 350$ $l=20\text{ m}$	137	10.0+10.0
計			436	



図—16 RC 杭溶接継手 (NC 式) 詳細図

表-10 岩見沢車庫西基地施工工程表

名称	工事種別	単位	昭和42年												昭和43年												
			1月	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
土工	盛土	m ³	198400	[Bar chart showing construction progress for 198400 m ³ of earth filling]																							
	スロッド	m	6,000	[Bar chart showing construction progress for 6,000 m of rods]																							
軌道	軌道敷設	m	4,700	[Bar chart showing construction progress for 4,700 m of track laying]																							
交換	修繕庫			[Bar chart showing construction progress for repair shed]																							
	建物上家	m ²	353.4	[Bar chart showing construction progress for building upper part]																							
	" 基礎鉄筋コンクリート杭 φ0.35 f=20%	本	179	[Bar chart showing construction progress for 179 concrete piles]																							
	交換杭基礎鉄筋コンクリート杭 φ0.35 f=25%	"	24	[Bar chart showing construction progress for 24 exchange piles]																							
	" 躯体鉄筋コンクリート	m ³	93.4	[Bar chart showing construction progress for 93.4 m ³ of body reinforcement]																							
	修繕庫基礎鉄筋コンクリート杭 φ0.35 f=25%	本	40	[Bar chart showing construction progress for 40 repair shed piles]																							
	" 躯体鉄筋コンクリート	m ³	92	[Bar chart showing construction progress for 92 m ³ of body reinforcement]																							
	リフト台基礎鉄筋コンクリート杭 φ0.35 f=25%	本	32	[Bar chart showing construction progress for 32 lift platform piles]																							
	" 躯体鉄筋コンクリート	m ³	48	[Bar chart showing construction progress for 48 m ³ of body reinforcement]																							
	庫内舗装 (スロップ)	m ²	840	[Bar chart showing construction progress for 840 m ² of indoor paving]																							
	電力, 通信, 信号 機械その他	式	1	[Bar chart showing construction progress for 1 unit of electrical, communication, etc.]																							
仕業庫				[Bar chart showing construction progress for workshop]																							
	建物上家	m ²	74.2	[Bar chart showing construction progress for building upper part]																							
	" 基礎鉄筋コンクリート杭 φ0.35 f=20%	本	30	[Bar chart showing construction progress for 30 concrete piles]																							
	仕業杭基礎鉄筋コンクリート杭 φ0.35 f=25%	"	26	[Bar chart showing construction progress for 26 workshop piles]																							
	" 躯体鉄筋コンクリート	m ³	85.3	[Bar chart showing construction progress for 85.3 m ³ of body reinforcement]																							
	庫内舗装 (スロップ)	m ²	358	[Bar chart showing construction progress for 358 m ² of indoor paving]																							
	電力, 通信, 信号, 機械その他	式	1	[Bar chart showing construction progress for 1 unit of electrical, etc.]																							
総合事務所				[Bar chart showing construction progress for general office]																							
	建物	m ²	142.3	[Bar chart showing construction progress for building]																							
	建物基礎鉄筋コンクリート杭 φ0.35 f=20%	本	137	[Bar chart showing construction progress for 137 building piles]																							
	電力, 通信, 信号, 機械その他	式	1	[Bar chart showing construction progress for 1 unit of electrical, etc.]																							

された基礎杭の種類は表-9のとおりである。

杭打はデルマック K-22 2 台を以って 42 年 2 月から施工した (写真-5 参照)。継手は 25 m 杭 2 カ所、20 m 杭 1 カ所を 図-16 に示すような全強の溶接継手 (NC 式) を採用した。

4. 施上の検討

(1) 側溝について

大きく沈下した盛土付近の側溝に、同時に変状が認められる。これは在来地盤を掘削することにより、その部分が弱点部となるからである。側溝は盛土部からその影響のない位置まで離すか、又は盲溝的構造とすべきである。

(2) 排水について

広い範囲に亘る盛土を施工する際には、計画的に排水を考慮する必要がある。盛土基底の破壊がなくても、輻圧効果を十分にするためには、サンドマットや盲溝等を予め計画して施工しないと、降雨時には路面輻圧が不能なり、工程的に形響を及ぼすおそれがある。

(3) 沈下測定装置

沈下測定装置は、盛土拖出輻圧中、ブルドーザーにより損傷を受け易いが、施工に支障を来たさないよう配慮する必要がある。また沈下板を埋設して、盛土完了後、掘さく測定することは、輻圧効果を削減する欠点があり、他に簡便且つ安価に測定する方法——例えば電氣的に測定する等——が開発されれば有効である。

(4) 開業後に於ける沈下状況

- i) 軌道敷設に伴う路盤の沈下は、道床バラストにより 7 月以来現在まで 60~100 mm 程度扛上補修している。
- ii) 各庫内ピット及び上屋の基礎の沈下は、殆んど認められていないが、今後継続測定することになっている。

5. あとがき

函館本線小樽~旭川間電化に伴う電気機関車の基地として、岩見沢車両基地新設工事に着手したのは、昭和 42 年 1 月からであるが、低湿軟弱地盤上の盛土工法並に建造物の基礎等について、種々の問題点をかかえ、43 年 10 月に予定された電化開業まで僅か 1 年 8 カ月の施工期間での使用開始が危ぶまれ、1 時手稲電車基地に於いて、代行されることが検討された。

然し盛土施工の結果、地盤の沈下状況の把握により、工程上の見透しが立ち、一次盛土に引続き作業庫建設地のプレローディング、杭の載荷試験等設計上の資料を得て、各建造物の基礎杭打工事は、43 年 2~3 月の冬期に施工された。

43 年雪融けを俟ち、作業庫、交換、修繕庫のピット、上屋、総合事務所等の工事と併行して、給排水、給油、機械の諸工事に引続き軌道、電車線、附帯電気等の関連工事を施工し、8 月 1 日、予定より 2 カ月早く、電気機関車基地としての部分使用にごぎつけ、12 月 1 日から全面的に使用を開始している。

斜面安定における円形すべり面の中心位置を推定する1解析について

正員 今井芳雄*

§1. 前 言

地表面水平、高さ Z の斜面 (法面) AB の安定解析は、すべり面を平面と仮定する場合はすでに解明されている。円形すべり面の解析に当っては、最も危険なすべり円を一回で決定するうまい一般式はないようである。Fig. 1 のようにすべり円 Bb が斜面先 B を通る場合には、相当条件がすくなく限定されるので、すべり円の位置を或程度解析的に推定が可能である。一般に曲面のすべり面にあつてはその面の各点の傾斜角が逐次変わるところが平面すべりと異なるところである。それは上方からの滑りの水平余力が累積し、これに対しすべり面が水平に近づく程斜面距離が短縮し最小抵抗を示すためとおもわれる。滑り面 Bb 上に乗る単位厚さの土塊 AbB は内部凝集力で自ら塊の形は保つが面 Bb では平衡が破れ滑るものとする、幅 dx 、地表から要素すべり面 ds までの深さ h の土柱の plastic equilibrium を考える。鉛直面に働く土圧は隣接の土柱に伝わり、最終的に滑り面 Bb 上のせん断力 (force) に吸収されるものとする。何故ならば土塊 BAB に対する抵抗はすべり抵抗以外にないからである。幅 dx の土柱の目方 JW は要素滑り面 ds 上における摩擦力と粘着力 $c \cdot ds$ によって支えることになる。要素すべり面 ds はその傾斜に従って plastic equilibrium に必要な粘着力が変化する。すべり円 Bb 全域にこの必要粘着応力を積分し、最大値を与える円を求めるのが本論の主旨である。

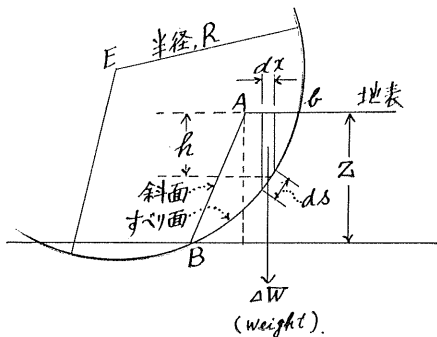


Fig. 1.

§2. plastic equilibrium に必要な粘着応力

Fig. 2 において斜面 Bb 上の Shear force 釣合から

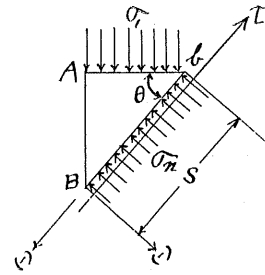


Fig. 2.

$$\sigma_1 \times Ab \times \sin \theta + c \cdot S + \sigma_n \cdot S \cdot \tan \phi = 0 \quad (1)$$

が成立する。

- ただし c : 斜面 Bb 上の粘着 stress
 S : 斜面 Bb の長
 ϕ : 土の内部摩擦角

これより、すべりに抵抗するために必要な粘着応力 c は

$$c = \sigma_1 (\cos \theta \cdot \sin \theta - \cos^2 \theta \tan \phi) \quad (2)$$

が得られる。(2) 式において

$$\theta = 0 \text{ のとき } c = \sigma_1 (-\tan \phi)$$

$$\theta = \phi \text{ のとき } c = \sigma_1 (\cos \phi \sin \phi - \cos^2 \phi \tan \phi) = 0$$

$$\theta = \frac{\pi}{2} \text{ のとき}$$

$$c = \sigma_1 \left(\cos \frac{\pi}{2} \sin \frac{\pi}{2} - \cos^2 \frac{\pi}{2} \cdot \tan \phi \right) = 0$$

となり、その変化は、ある 1 つの σ_1 について Fig. 3 のとおりである。(2) 式を θ について微分すると

$$\frac{dc}{d\theta} = \sigma_1 (\cos 2\theta + \sin 2\theta \cdot \tan \phi)$$

$$\therefore \theta = \phi \text{ のとき } \frac{dc}{d\theta} = (\cos 2\phi + \sin 2\phi \tan \phi) \sigma_1 = \sigma_1$$

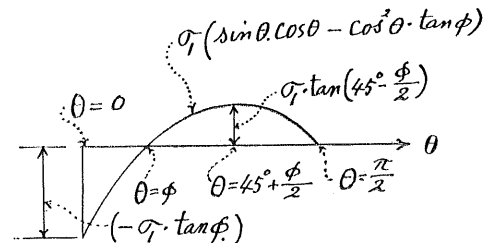


Fig. 3.

* 北海道産業短期大学 助教授

$$\theta = \frac{\pi}{2} \text{ のとき } \frac{dc}{d\theta} = (\cos \pi + \sin \pi \cdot \tan \phi) \sigma_1 = -\sigma_1$$

$\theta = \phi, \theta = \frac{\pi}{2}$ の区間では左右対称である。

$$\frac{dc}{d\theta} = 0 \text{ とおけば}$$

$$-\frac{\cos 2\theta}{\sin 2\theta} = \tan \phi$$

$$\therefore -\cot 2\theta = \tan \phi$$

$$\therefore \theta = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$$

である。この θ を (2) 式に用いると

$$\begin{aligned} c &= \sigma_1 \left[\frac{1}{2} \sin 2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \right. \\ &\quad \left. - \frac{1}{2} \left\{ 1 + \cos 2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \right\} \tan \phi \right] \\ &= \sigma_1 \cdot \frac{1}{2} \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \end{aligned}$$

となる。

§3. すべり円各点に必要な粘着応力の大きさ

§2. の Fig. 3 に示したように、すべり円の傾斜角 θ が、zero から $\frac{\pi}{2}$ に至る範囲のうち、平衡を保つため、すべり面における摩擦抵抗の他に、どうしても粘着応力 c を必要とする区間は $\theta = \phi$ から $\frac{\pi}{2}$ までの間である。すべり円全域を $\theta = \phi, \theta = \frac{\pi}{2}$ の中に設定しうれば、すべり面のどの部分も、粘着応力を必要とするわけである。そして (2) 式でわかるとおり σ_1 との積であるから両者の関数であることにもなる。

§4. 平面滑り面の解析の一面

今平面滑りの解析において、変化する必要粘着応力の平均値という点からこれを検討してみる。すでに (2) 式で示したように

$$c = \sigma_1 (\sin \theta \cdot \cos \theta - \cos^2 \theta \tan \phi)$$

であるが、平面すべりを仮定すると、このすべり面上すべりの点 (Fig. 4) における傾斜は平面すべり面の B 点の角

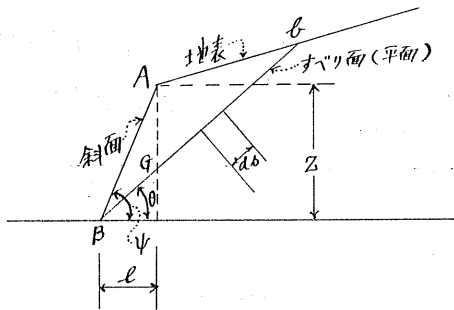


Fig. 4.

θ そのものにひとしい。従って粘着応力 c は σ にのみ関係し、この事は地表からのすべり面までの鉛直縦巨にのみ比例するということになる。平面すべり面の G 点の粘着応力 C_G は

$$\begin{aligned} C_G &= l (\tan \phi - \tan \theta) w (\sin \theta \cos \theta - \cos^2 \theta \tan \phi) \\ &= \left\{ (Z + l \tan \phi) \sin \theta \cdot \cos \theta - l \sin^2 \theta \right. \\ &\quad \left. - Z \tan \phi \cdot \cos^2 \theta \right\} w \end{aligned} \quad (3)$$

ただし w : 土の単位体積重量
 $l \tan \phi = Z$

となる。 B 点にては、 $\sigma_1 = z \text{ zero}$ という意味で所要粘着応力 $= z \text{ zero}$, G 点までは直線的に増加、 b 点までは直線的に減少する。従ってすべり面 Bb 全長に亘る平均所要粘着応力は C_G の $\frac{1}{2}$ ということになる。従って C_G が最大になるよう θ を定むればよい。

$$\begin{aligned} \therefore \frac{d(C_G)}{d\theta} &= (Z + l \tan \phi) \cos 2\theta \\ &\quad + (Z \tan \phi - l) \sin 2\theta = 0 \end{aligned}$$

とにおいて

$$\begin{aligned} \frac{\sin 2\theta}{\cos 2\theta} &= \frac{Z + l \tan \phi}{l - Z \tan \phi} = \frac{l (\tan \phi + \tan \phi)}{l (1 - \tan \phi \tan \phi)} \\ &= \frac{\tan \phi + \tan \phi}{1 - \tan \phi \tan \phi} = \tan 2\theta \end{aligned}$$

である。また

$$\begin{aligned} \tan \phi + \tan \phi &= \frac{\sin (\phi + \phi)}{\cos \phi \cos \phi} \\ \tan \phi \tan \phi &= \frac{\sin \phi \cdot \sin \phi}{\cos \phi \cos \phi} \end{aligned}$$

であるから

$$\begin{aligned} \frac{\tan \phi + \tan \phi}{1 - \tan \phi \tan \phi} &= \frac{\sin (\phi + \phi)}{\cos \phi \cos \phi} \\ &\quad \times \frac{\cos \phi \cos \phi}{\cos \phi \cos \phi - \sin \phi \sin \phi} \\ &= \frac{\sin (\phi + \phi)}{\cos (\phi + \phi)} = \tan (\phi + \phi) = \tan 2\theta \end{aligned}$$

これから

$$2\theta = \phi + \phi \quad \therefore \theta = \frac{\phi + \phi}{2} \quad (4)$$

(4) 式は地表 Ab の傾斜に関係なく θ がきまることを示しておる。それは Ab が直線であったからである。 AG の大きさと、角 θ の組合せによって、すべり面 Bb 上での plastic equilibrium に必要な最大粘着応力が求まるという考察を円形すべり面にも適用するわけである。

§5. 一般的円形すべり面の解析

E に中心をもつ円形すべり面を考える (Fig. 5) 幅 dx 、深さ h の土柱の重量 $= h \cdot dx \cdot \omega$ とせば、この土柱がすべり面に生ずる摩擦抵抗の中心 E に対する moment を dM_E とすれば

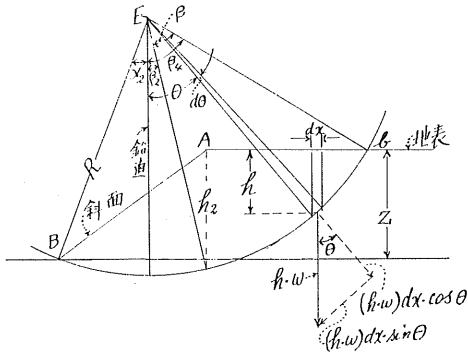


Fig. 5.

$$\Delta M_F = \left[(h \cdot \omega) dx \cdot \cos \theta \right] \tan \phi \cdot R$$

$$F = \frac{\sum \Delta M_C + \sum \Delta M_F}{\sum \Delta M_D} = \frac{R^2 \cdot C_0 (\alpha_2 + \beta_4) + R^2 \cdot \omega \cdot \tan \phi \left[\int_0^{\alpha_2} h \cdot \cos^2 \theta d\theta + \int_0^{\beta_4} h \cdot \cos^2 \theta d\theta \right]}{R^2 \cdot \omega \left[-\int_0^{\alpha_2} h \cos \theta \cdot \sin \theta d\theta + \int_0^{\beta_4} h \cos \theta \cdot \sin \theta d\theta \right]} \quad (8)$$

ということになる。

§ 6. 円形すべり面の積分に Simpson 公式を適用するときの精度

Fig. 6 に於いて

$$\begin{aligned} M_F &= \sum \Delta M_F \quad (E \text{ 点に対する moment}) \\ &= \int_0^{\frac{\pi}{2}} R^2 \cdot \omega \cdot \tan \phi \cdot h \cdot \cos^2 \theta d\theta \\ &= R^3 \cdot \omega \cdot \tan \phi \int_0^{\frac{\pi}{2}} \cos^3 \theta d\theta = \frac{2}{3} \times (R^3 \cdot \omega \cdot \tan \phi) \end{aligned}$$

ただし h は幅 dx の土柱の高さ

次にこれを Simpson 公式で求める。

$$\beta_1 = \frac{1}{8} \pi, \quad \beta_2 = \frac{2}{8} \pi, \quad \beta_3 = \frac{3}{8} \pi, \quad \beta_4 = \frac{4}{8} \pi$$

とすれば

$$\begin{aligned} R^3 \cdot \omega \cdot \tan \phi \int_0^{\frac{\pi}{2}} \cos^3 \theta \cdot d\theta \\ = \text{Simpson 公式で} = \frac{1}{3} \cdot \frac{\pi}{8} \left[\cos^3 0 + 4 \left\{ (\cos \beta)^3 \cdot \right. \right. \end{aligned}$$

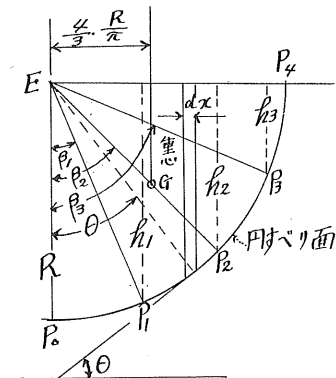


Fig. 6.

$$\begin{aligned} &= \left[\left\{ h \cdot \omega \cdot R \cdot d\theta \cdot \cos \theta \cdot \cos \theta \right\} \tan \phi \right] R \\ &= R^2 \cdot \omega \cdot \tan \phi \cdot h \cdot \cos^2 \theta \cdot d\theta \quad (5) \end{aligned}$$

また、或粘着応力 C_0 があるとき、弧長 $R \cdot d\theta$ のすべり面に生ずる粘着力の抵抗 moment を ΔM_C とすれば

$$\Delta M_C = \left\{ (R \cdot d\theta) \cdot c \right\} R = R^2 \cdot C_0 \cdot d\theta \quad (6)$$

次にすべり回転をおこす moment を ΔM_D とすれば

$$\begin{aligned} \Delta M_D &= \left\{ (h \cdot \omega) dx \cdot \sin \theta \right\} R \\ &= \left\{ h \cdot \omega (R \cdot d\theta) \cos \theta \cdot \sin \theta \right\} R \\ &= R^2 \cdot \omega \cdot h \cdot \cos \theta \cdot \sin \theta \cdot d\theta \quad (7) \end{aligned}$$

そうすると安全率 F は

$$\begin{aligned} &+ (\cos \beta_3)^3 \} + 2 (\cos \beta_2)^3 + (\cos \beta_1)^3 \} \times R^3 \cdot \omega \cdot \tan \phi \\ &= \frac{1}{3} \cdot \frac{\pi}{8} \left[1 + 4 \left\{ .78858 + 0.05604 \right\} + 2 \times 0.70712 + 0 \right] \\ &\quad \times R^3 \cdot \omega \cdot \tan \phi = 0.66571 \times R^3 \cdot \omega \cdot \tan \phi \\ \therefore \left(\frac{2}{3} - 0.66571 \right) R^3 \cdot \omega \cdot \tan \phi &= 0.001 R^3 \cdot \omega \cdot \tan \phi \end{aligned}$$

これが誤差である。

同様に中心 E に対する $h \cdot dx \cdot \omega$ の転動 moment M_D は

$$\begin{aligned} M_D &= \sum \Delta M_D = \int_0^{\frac{\pi}{2}} R^2 \omega \cdot h \cos \theta \cdot \sin \theta \cdot d\theta \\ &= R^3 \cdot \omega \cdot \int_0^{\frac{\pi}{2}} \cos^2 \theta \cdot \sin \theta d\theta = \frac{1}{3} R^3 \cdot \omega \end{aligned}$$

これを Simpson 公式で求めると、4 等分して $\frac{\pi}{8}$ 宛になるから

$$\begin{aligned} R^3 \omega \int_0^{\frac{\pi}{2}} \cos^2 \theta \cdot \sin \theta \cdot d\theta &= \\ &= \frac{1}{3} \cdot \frac{\pi}{8} \left\{ 0 + 4 \left(\cos^2 \frac{\pi}{8} + \sin \frac{\pi}{8} \cos^2 \frac{3}{8} \pi \sin \frac{1}{8} \pi \right) \right. \\ &\quad \left. + 2 \cos^2 \frac{2}{8} \pi \sin \frac{2}{8} \pi + \cos^2 \frac{4}{8} \pi \sin \frac{4}{8} \pi \right\} R^3 \cdot \omega \\ &= \frac{1}{3} \cdot \frac{\pi}{8} \left\{ 0 + 40.32664 + 0.1353 + 0.70712 + 0 \right\} R^3 \cdot \omega \\ &= 0.33443 \times R^3 \cdot \omega \\ \therefore \left(\frac{1}{3} - 0.33443 \right) R^3 \cdot \omega &= 0.001 \times R^3 \cdot \omega \end{aligned}$$

これが誤差である。

§ 7. すべり円が斜面先をとる場合の解析

粘着応力 C_0 が指定されるときは

すべり円の安全率 F は (Fig. 5)

$$F = \frac{M_C + M_R}{M_D} = \frac{R^2 \cdot C_0 (\alpha_2 + \beta_4) + R^2 \omega \cdot \tan \phi \left[\int_0^{\alpha_2} h \cos^2 \theta d\theta + \int_0^{\beta_4} h \cos^2 \theta d\theta \right]}{R^2 \cdot \omega \left[- \int_0^{\alpha_2} h \cos \theta \sin \theta d\theta + \int_0^{\beta_4} h \cos \theta \cdot \sin \theta d\theta \right]}$$

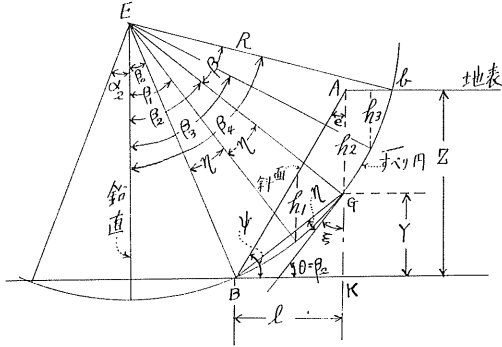


Fig. 7.

であった。この式は粘着応力 C_0 と土の内部摩擦角 ϕ が与えられたとき或設定したすべり円についての安全率を与える。そこで半径 R , 摩擦角 ϕ はそのままにして安全率 $F=1$ になる様な、即ち plastic equilibrium に必要な粘着応力の平均値 c を求めることが出来る。そこで $F=1$ とおけば

$$\begin{aligned} R^2 \cdot c (\alpha_2 + \beta_4) &= -R^2 \cdot \omega \int_0^{\alpha_2} h \cos \theta \cdot \sin \theta \cdot d\theta \\ &\quad + R^2 \cdot \omega \int_0^{\beta_4} h \cos \theta \sin \theta d\theta \\ -R^2 \cdot \omega \cdot \tan \phi \left[\int_0^{\alpha_2} h \cos^2 \theta d\theta + \int_0^{\beta_4} h \cos^2 \theta d\theta \right] & \end{aligned} \quad (9)$$

をうる。しかしこの式だけでは最大の平均粘着応力 c を与えるすべり円の状態を一気に求め得ないが、今すべり円が法尻 B 点 (Fig. 5) をとおる場合には、円中心 E を尻点 B よりも左方によせて

$$\begin{aligned} -R^2 \omega \int_0^{\alpha_2} h \cos \theta \cdot \sin \theta \cdot d\theta, \\ -R^2 \omega \tan \phi \int_0^{\alpha} h \times \cos^2 \theta d\theta \end{aligned}$$

というマイナス要因を消すことが出来る。その分だけ (9) 式の右边が大になり、一方 β_4 が小になる様、即ち半径 R を大にとると、粘着応力の平均値 c が結局大になるという見通しが立つ。 R^2 は左右両辺共通項だから消去すれば即ち

$$c \int_{\beta_0}^{\beta_4} d\theta = \omega \int_{\beta_0}^{\beta_4} h \left\{ \cos \theta \cdot \sin \theta - (\tan \phi) \cos^2 \theta \right\} d\theta \quad (10)$$

である。(10) 式をみると $\theta = \beta_0$, $\theta = \beta_4$ の点では必ず $h=0$ (Fig. 7) であるから $\sigma_1 = h \cdot \omega = 0$ となる。平面すべりにおけると同様に縦巨 AG の大きさと G 点における要素すべり面 ds の傾斜 θ を組合わせて plastic equilibrium に必要な平均粘着応力 c を最大にするすべり円の位置を探し求めればよいわけである。

弦長 $BG=S$, $GK=Y$, $BK=l$ とおけば (Fig. 7)

$$S = \sqrt{l^2 + Y^2}$$

である。 G 点における円の接線と BG のなす角を η , Vertical となす角を ξ とおけば

$$\xi = 90^\circ - \beta_2,$$

$$l = Z \cdot \tan e$$

$$Y = k \cdot Z \quad (-) \quad (\text{ただし } k \text{ は係数})$$

Fig. 8 の様に直角三角形を定めると

$$\tan \eta = y$$

$$\sin \eta = \frac{y}{\sqrt{1+y^2}}, \quad \cos \eta = \frac{1}{\sqrt{1+y^2}}$$

である。Fig. 7 の三角形 BGK について解くと

$$\begin{aligned} \tan(\eta + \xi) &= \frac{l}{Y} = \frac{\sin(\eta + \xi)}{\cos(\eta + \xi)} = \frac{\sin \eta \cos \xi + \cos \eta \sin \xi}{\cos \eta \cos \xi - \sin \eta \sin \xi} \\ &= \frac{\frac{y}{\sqrt{1+y^2}} \cos \xi + \frac{1}{\sqrt{1+y^2}} \sin \xi}{\frac{\cos \xi}{\sqrt{1+y^2}} - \frac{y \sin \xi}{\sqrt{1+y^2}}} \\ &= \frac{y \cos \xi + \sin \xi}{\cos \xi - y \sin \xi} \\ \therefore y &= \frac{l \cos \xi - Y \sin \xi}{Y \cos \xi + l \sin \xi} = \tan \eta = \frac{l \sin \beta_2 - Y \sin \beta_2}{Y \cos \beta_2 + l \cos \beta_2} \\ &= \frac{Z \cdot \tan e \cdot \sin \beta_2 - k \cdot Z \cos \beta_2}{k \cdot Z \cdot \sin \beta_2 + Z \cdot \tan e \cdot \cos \beta_2} \\ &= \frac{\tan e \cdot \sin \theta - k \cos \beta_2}{k \sin \beta_2 + \tan e \cdot \cos \beta_2} \end{aligned}$$

即ち $\tan \eta$ が得られたから η は求められる。

また、 $R \cdot \sin \eta = \frac{S}{2}$ であるから

$$\begin{aligned} R &= \frac{S}{2} \cdot \frac{1}{\sin \eta} = \frac{\sqrt{l^2 + Y^2}}{2} \cdot \frac{\sqrt{1+y^2}}{y} \\ &= \frac{Z \sqrt{k^2 + (\tan e)^2} \cdot \sqrt{1+y^2}}{2y} \quad (11) \end{aligned}$$

が得られる。

(11) 式は、半径 R が長さ l , 角 β_2 , G 点の高さ Y によって求めることを示している。どの半径 R のとき最大の c になるかは、試行にまたねばならぬことは分割法同様である。

すべり円の半径 R , 弦と接線のなす角 η が求めたなら

$$\cos(\beta_2 + \beta) = \cos \beta_2 - \frac{AG}{R}$$

より角 β が定まる。ただし β_2 は適宜仮定して出発したものである。Fig. 7 から

$$\beta_0 = \beta_2 - 2\eta, \quad \beta_1 = \beta_2 - \eta, \quad \beta_3 = \beta_2 + \frac{\beta}{2}$$

となる。

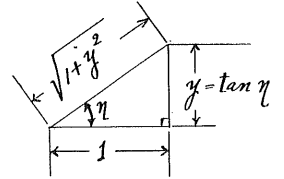


Fig. 8.

$$h_1 = R \left\{ (\sin \beta_1 - \sin \beta_0) \tan \phi - (\cos \beta_0 - \cos \beta_1) \right.$$

$$h_3 = R (\cos \beta_3 - \cos \beta_4)$$

であるから (10) 式の積分を求めるとき simpson 公式を用いて

$$\begin{aligned} & \int_{\beta_0}^{\beta_4} h \left\{ \cos \theta \cdot \sin \theta - \tan \phi (\cos \theta)^2 \right\} d\theta \\ &= \frac{1}{3} \eta \left[0 + 4 \times R \left\{ (\sin \beta_1 - \sin \beta_0) \tan \phi \right. \right. \\ &\quad \left. \left. - (\cos \beta_0 - \cos \beta_1) \right\} \right. \\ &\quad \times \left\{ \sin \beta_1 \cos \beta_1 - \tan \phi (\cos \beta_1)^2 \right\} \\ &\quad \left. + h_2 \left\{ \sin \beta_2 \cos \beta_2 - \tan \phi (\cos \beta_2)^2 \right\} \right] \\ &+ \frac{\beta}{3} \left[h_2 \left\{ \sin \beta_2 \cos \beta_2 - \tan \phi (\cos \beta_2)^2 \right\} \right. \\ &\quad \left. + 4 \times R \left\{ \cos \beta_3 - \cos \beta_4 \right\} \right. \\ &\quad \left. \times \left\{ \sin \beta_3 \cos \beta_3 - \tan \phi (\cos \beta_3)^2 \right\} + 0 \right] \end{aligned} \quad (12)$$

故にすべり円 BGb が plastic equilibrium であるため必要な平均粘着応力 c は

$$c = \frac{(12) \text{ 式}}{(\beta_4 - \beta_0) \text{ radian}} \quad (13)$$

として求めらる。このため G 点の位置 (法肩をとる縦巨のすべり円との交点) 及びこの点の接線角 $\theta = \beta_2$ を与えてから計算し 1 つの粘着応力 c を決定するのである。

§8. 計算例

斜面 (法面) 傾斜角 $\phi = 65^\circ$, 土の内部摩擦角 $\phi = 15^\circ$, 盛土の高さ $Z = 14 \text{ m}$ とするとき或 1 つのすべり円の plastic equilibrium に必要な, 平均粘着応力 c を算定する。

今そのすべり円は法肩 A を通る縦巨線上の G 点をとおり (Fig. 9) G 点の接線勾配 $\theta = \beta_2 = 35^\circ$ と設定してみる。

$$y = \tan \eta = \frac{l \sin \beta_2 - Y \cos \beta_2}{Y \sin \beta_2 + l \cos \beta_2}$$

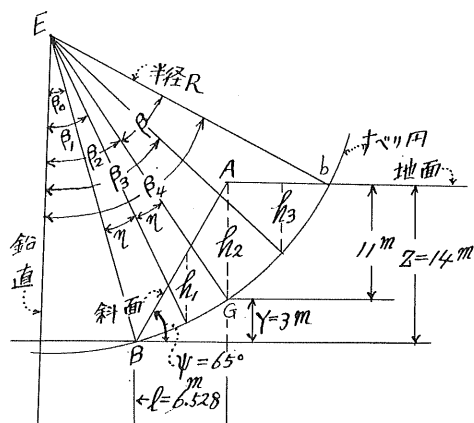


Fig. 9.

$$= \frac{6.528 \text{ m} \sin 35^\circ - 3.0 \text{ m} \cos 35^\circ}{3 \text{ m} \sin 35^\circ + 6.528 \text{ m} \cos 35^\circ}$$

$$= \frac{1.2869 \text{ m}}{7.0682 \text{ m}} = 0.182063$$

$$\therefore \eta = 10.318^\circ = 0.180083 \text{ radian}$$

$$2\eta = 20.636^\circ, \quad \frac{1}{3}\eta = 0.060028 \text{ radian}$$

すべり円の半径

$$\begin{aligned} R &= \frac{\sqrt{Y^2 + l^2}}{2} \cdot \frac{\sqrt{1 + y^2}}{y} \\ &= \frac{\sqrt{51.6187}}{2}, \quad \frac{\sqrt{1.033147}}{0.18203} = \frac{3.6515}{0.182063} = 20.056 \text{ m} \end{aligned}$$

となる。また

$$\begin{aligned} \cos (\beta_2 + \beta) &= \cos \beta_2 - \frac{AG}{R} \\ &= \cos 35^\circ - \frac{11 \text{ m}}{20.056 \text{ m}} = 0.027069 \end{aligned}$$

$$\therefore \beta = 39.294^\circ \quad \therefore \frac{\beta}{2} = 19.647^\circ = 0.342905 \text{ radian}$$

$$\therefore \frac{1}{3} \times \frac{\beta}{2} = 0.114302 \text{ radian}$$

$$\beta_0 = \beta_2 - 2\eta = 35^\circ - 20.636^\circ = 14.364^\circ < 15^\circ$$

即ちこの場合 $\beta_0 < \phi = 15^\circ$ であるから (2) 式のプラス部分のみを採るべく, β_1 の代りに β'_1 , η の代りに η' を用いる。

$$\beta'_1 = \frac{15^\circ + \beta_2}{2} = \frac{15^\circ + 35^\circ}{2} = 25^\circ$$

$$\eta' = \frac{\beta_2 - 15^\circ}{2} = \frac{35^\circ - 15^\circ}{2} = 10^\circ$$

$$\beta_3 = \beta_2 + \frac{\beta}{2} = 35^\circ + 19.647^\circ = 54.647^\circ$$

$$\beta_4 = \beta_2 + \beta = 35^\circ + 39.294^\circ = 74.294^\circ$$

すべり円の B, b 两点をは

$$\begin{aligned} \text{さむ中心角} &= 39.294^\circ + 20.636^\circ \\ &= 59.93^\circ \\ &= 1.04589 \text{ radian} \end{aligned}$$

$$\frac{1}{3}\eta' = 0.0581443 \text{ radian}$$

β'_1 に対応する縦巨を h'_1 とすると

$$\begin{aligned} h'_1 &= R \left\{ (\sin \beta'_1 - \sin \beta_0) \tan \phi - (\cos \beta_0 - \cos \beta'_1) \right\} \\ &= 20.056 \text{ m} \left\{ (\sin 25^\circ - \sin 14.364^\circ) \tan 65^\circ \right. \\ &\quad \left. - (\cos 14.364^\circ - \cos 25^\circ) \right\} \end{aligned}$$

$$= 20.056 \text{ m} \left\{ 0.37467 - 0.06243 \right\} = 6.262 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} h_3 &= R \left\{ \cos \beta_3 - \cos \beta_4 \right\} \\ &= 20.056 \text{ m} \left\{ \cos 54.647^\circ - \cos 74.294^\circ \right\} \\ &= 20.056 \text{ m} \times 0.30791 = 6.1754 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \therefore 4 \times \left\{ \sin 25^\circ \cos 25^\circ - \tan \phi (\cos 25^\circ)^2 \right\} h'_1 \\ = 4 \times \left\{ 0.16293 \right\} \times 6.2622 \text{ m} = 4 \times 1.0203 \text{ m} \end{aligned}$$

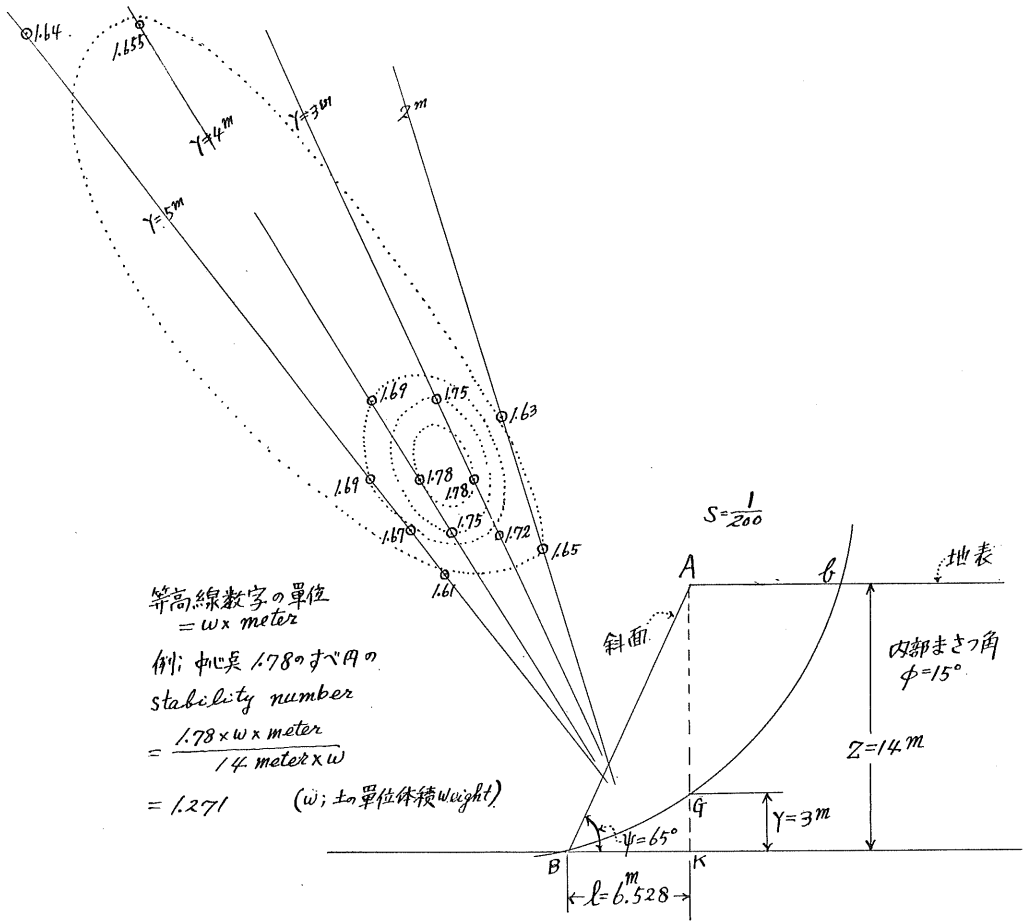


Fig. 10.

$$\begin{aligned}
 & \left\{ \sin 35^\circ \cos 35^\circ - \tan \phi (\cos 35^\circ)^2 \right\} h_2 \\
 = & \left\{ 0.290052 \right\} \times 11 \text{ m} = 3.1906 \text{ m} \\
 & 4 \times \left\{ \sin 54.647^\circ \cos 54.647^\circ \right. \\
 & \quad \left. - \tan \phi (\cos 54.647^\circ)^2 \right\} h_3 \\
 = & 4 \times \left\{ 0.382207 \right\} \times 6.175 \text{ m} = 4 \times 2.3603 \text{ m} \\
 \therefore & \omega \int_{\beta_0=14.364^\circ}^{\beta_1=74.294^\circ} h \left\{ \sin \theta \cos \theta - \tan \phi (\cos \theta)^2 \right\} d\theta \\
 = & \text{simpson 公式で求めると} \\
 = & \frac{1}{3} \eta' \left\{ 0 + 4 \times 1.02031 \text{ m} + 3.1906 \text{ m} \right\} \omega \\
 & + \frac{1}{3} \times \frac{\beta}{2} \left\{ 3.1906 \text{ m} + 4 \times 2.3603 \text{ m} + 0 \right\} \omega \\
 = & 0.0581443 \text{ radian} \left\{ 7.27183 \text{ m} \right\} \omega \\
 & + 0.114302 \text{ radian} \times \left\{ 12.632 \text{ m} \right\} \omega \\
 = & 0.422816 \text{ m} \cdot \omega + 1.44383 \omega \cdot \text{m} = 1.8666 \omega \cdot \text{m} \\
 \therefore & \text{plastic equilibrium に必要な平均粘着応力 } c \text{ は} \\
 c = & \frac{1.8666 \omega \cdot \text{m}}{\text{中心角 } 1.04598 \text{ radian}} = 1.7845 \omega \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & = 14.0 \text{ m} \times 0.1275 \omega \cdot \text{m} \\
 \therefore \text{ stability number} = & \frac{c}{\omega Z} = \frac{14.0 \text{ m} \times 0.1275 \omega \cdot \text{m}}{\omega \times 14 \text{ m}} \\
 = & 0.1275
 \end{aligned}$$

最も危険はすべり円は最大の c を要求するものである。このほか G 点の高さ $Y=5 \text{ m}, 4 \text{ m}, 3 \text{ m}, 2 \text{ m}$ について、この G 点を通る円について夫々 $\theta = \beta_2$ を変えて計算したのか Fig. 10 である。

§9. おわりに

すべり円の中心点を 10 点程について計算してみた次の事が云える様である。

- (1) すべり円のとおり G 点 (Fig. 9) はなるべく低い方が (即ち Y が小さい) 危険なすべり円の様である。
- (2) B 点 (Fig. 9) のすべり円の接線の水平となす角 β_0 は、 ϕ (計算例では 15°) より小さくならない限り小さい方が、危険なすべり円を得る様である。
- (3) G 点 (Fig. 9) があまり低いと β_0 (Fig. 9) が ϕ 以下になって、危険なすべり円から遠のく。
- (4) 半径 R の大きさのみでは定性がつかみにくい。

地すべり安定計算の考案

——道々築別御料羽幌線道路災害復旧工事——

松田豊治*

1. まえがき

自然あるいは人為的に作られた斜面が、一定の月日を経た後、安定を失ない、崩壊もしくは滑動するに至り、いわゆる地すべりを起すのであるが、この原因として、地震とか降水の自然現象と、又土木工事等による地形変化等による人為的作用がある。

この場合、地すべりの発生機構を調査した上、その機構を力学的に表現することによって安定計算をなし、対策工法を考えねばならない。この力学的表現は c と ϕ によって代表され、この正確な把握と適用がその斜面を安定させ

表-1

工 事 概 要		
昭和 40 年度	延 長	810 m
	幅 員	5.50 m
	掘土削量	6.060 m ³
	擁壁工	23.8 m
	側壁工	25.8 m
	溜 柵 フトン籠	1カ所 90 m
昭和 41 年度	延 長	165 m
	幅 員	5.50 m

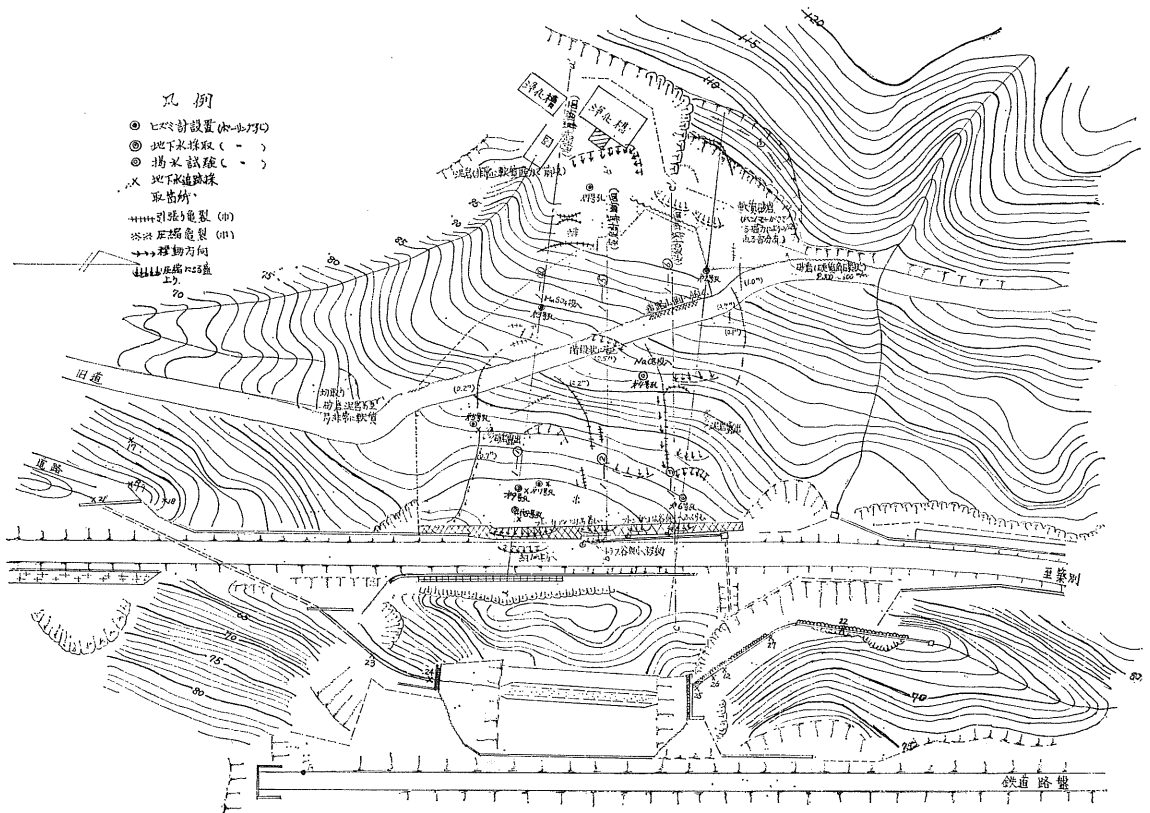


図-1 43-100 道々築別御料羽幌線羽幌町上羽幌地内道路災害復旧工事の内地質調査平面図

る上で大きく左右する。

当地すべり地内にある道路は、道々築別御料羽幌線の羽幌鉱業所より上羽幌鉱に通じる旧道々であり、昭和40年度に道路改良工事により切替えられた。その後、斜面の崩壊、土砂の押し出しが見られ、ふとん籠によって法止をした。しかし今年の融雪期並びに豪雨期の後地すべり現象が見られ、43年5月16日に発生した十勝沖地震直後この地すべり活動がさらに激しくなり、土塊の押し出しにより新道の一部が被害を受けた。このため道路災害復旧工事の採択となり、7月中旬より当地域の地すべり調査を行なった。

ここでは当地すべり地の安定計算を調査に基づいて行なったのであるが、特に上記の c と ϕ の問題点については試験で求めた c, ϕ 値と自然状態のそれとの違いが、計算をする上で大きな障害であり、さらに工事を設計する上で c, ϕ 値をどの様にきめたらよいかという問題が起ってくる。

そこでこの大きな障害を承知の上で、いくつかの仮定をなし、現在最も普遍的に行なわれている方法で斜面の安定計算をなし検討を試みた。

2. 地すべり地域の地形及び地質

当地すべり地付近は標高200~300mの低い山地で、山腹は $30^{\circ} \sim 40^{\circ}$ とやや急傾斜であるが、地すべり地域は、 $15^{\circ} \sim 25^{\circ}$ の緩傾斜となっている。

この部分は古い時代の地すべりか又は山くずれによって形成されたものであり、山腹の岩層が土砂と共に堆積している。一帯に分布する地層は基盤とする白亜紀層を中核として、下部より羽幌層、三毛別層、築別層の新第3紀層が断層によって切断されながら存在している。

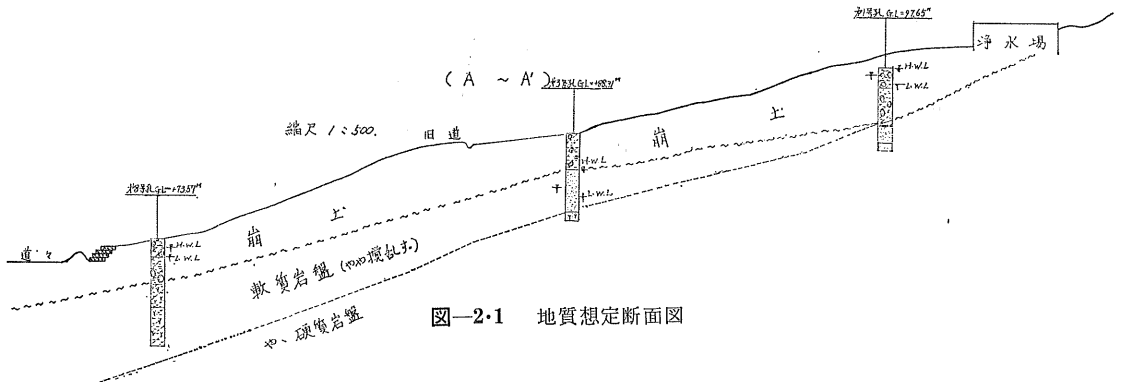
地すべり地域に分布する地層は主として羽幌層であり、本層は当炭田の主要夾炭層で、砂岩及び泥岩から成り、凝灰岩、石炭、及び炭質頁岩を夾有する。砂岩は一般に細粒軟質であり、泥岩は軟弱な質で砂岩と互層しており、凝灰岩は本層の下部にあり、極めて軟弱で、しばしば粘土状となって押し出ている。地域内にはわずかではあるが、硬質砂岩よりなる三毛別層が分布し、構成される山地は急峻である。

3. 地すべりの機構調査

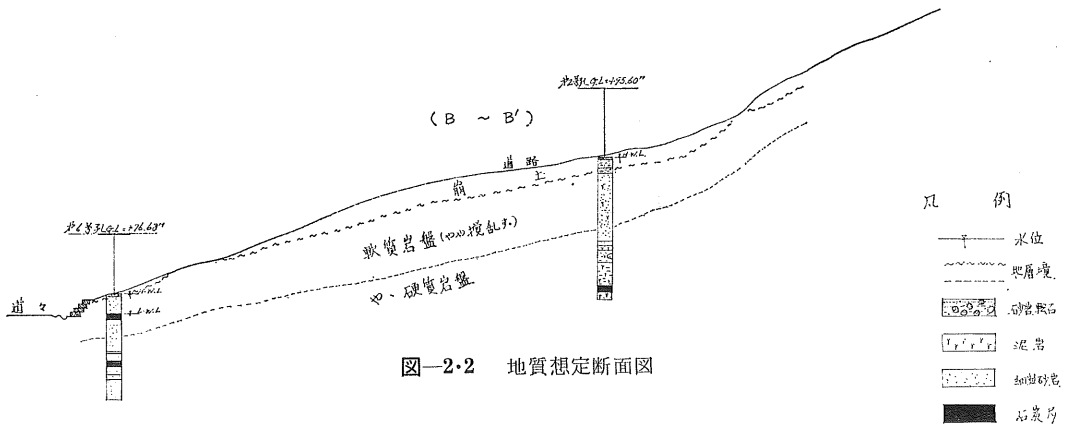
当調査の観測結果を要約すると

a. ひずみ計によるり面

ひずみ計ははっきりした動きを見せ、一応すべり面と判断されるのは、第5号孔の深度2m付近と第7号孔の深度6m付近の2点である。その他数箇所ではひずみが、見られるが顕著ではなく現状ではすべり面と断定するには困難である。



図—2.1 地質想定断面図



図—2.2 地質想定断面図

表-2

えり面推定個処	ボーリング孔	えり面深度
崩 土 中	第 1 号 孔	2.00 m 付近
	第 3 号 孔	4.00 m "
	第 4 号 孔	2.00 m "
崩土と岩盤の境界付近	第 1 号 孔	8.00 m (付近)(微量)
	第 7 号 孔	6.00 m 付近
軟質岩盤の表層	第 2 号 孔	2.00 m "
	第 5 号 孔	2.00 m "
岩 盤 の 深 部	第 4 号 孔	18.00 m 付近
	第 7 号 孔	10.00 m "
	第 3 号 孔	20.00 m "

b. 水の動向

水の動向を把握するために次の調査を行なった。

1. 孔内水位の測定
2. 降雨量調査
3. 地下水垂直検層
4. 揚水試験
5. 地下水トレス

これ等の調査のうち孔内水位は降雨と密接な関連を有し、降雨により孔内水位は上昇する傾向を示す。又3, 4,

5の試験においては比較的低位の時期があったため水の動向はいずれも緩慢であった。

ひずみ計による観測と水の動向を調べる種々の試験より考えると、当該地すべりは水と密接な関連を持ち滑動していることが推定される。

すなわち降雨や豪雨等により地下水が供給され、一時的ではあるが地下水水位が上昇し、また土粒子間の水分の含有により間隙水圧の増大を来たしている。この結果、崩土層、風化軟質岩盤中にすべり面が発生し、地すべりを起す可能性が大きい。

当地すべり地を踏査してみると、現在斜面が全体的に滑動するのではなく、比較的小さな単位すべりが発生し、下部から上部へと波及し拡大しつつあるものと観察される。

c. 土質試験による土のせん断強さ定数 (C_e, ϕ_e)

地すべり地域から、別表の如く7試料を採取し、物理試験及び力学試験によって測定したが、せん断強さ定数は直接せん断試験より求めた数値を使用することとした。

土質試験結果中、粒度試験によるとローム質が大部分を占め、安定計算上、 $\phi=0$ とするわけにはいかず(普通、軟弱な粘土層の場合出来る。) C_e と ϕ_e を同時に算出出来る直接せん断試験より求めたが、一軸圧縮試験の C_e 値とは相当差があり、三軸圧縮試験によってチェックするのが、妥当であるが当試験を行なわなかったので、後述する方法で C_a, ϕ_a の仮定値を決定する際の資料とした。

表-3 土質試験結果一覧表

試料番号		1.(表土-1)	2.(表土-2)	3.(表土-3)	4.(6号孔泥岩)	5.(6号孔泥岩)	6.(砂岩)	7.(泥岩)
物理試験	含水比 %	31.01	19.29	29.95	17.55	26.00	13.66	41.21
	比重	2.707	2.699	2.686	2.721	2.720	2.674	2.696
	液性限界 %	43.63	38.07	40.20	61.87	63.29	42.88	74.20
	塑性限界 %	25.54	16.42	19.06	22.67	23.78	24.72	26.70
	塑性指数	18.09	21.65	21.14	39.20	40.01	18.16	47.50
粒度試験	砂分 %	43.0	45.0	51.0	34.0	1.0	77.0	7.0
	シルト分 %	47.0	43.0	44.0	50.0	87.0	22.0	80.0
	粘土分 %	10.0	12.0	5.0	16.0	12.0	1.0	13.0
	三角座標による分類	ローム	ローム	砂質ローム	ローム	シルト質ローム	砂	シルト質ローム
力学試験	一軸圧縮強度 t/m ²	1.83	2.68	1.99	3.88	3.44	—	2.92
	単位体積重量	1.789	1.911	2.325	1.767	1.742	—	1.742
	換算した粘着力 t/m ²	0.91	1.34	0.99	1.94	1.72	—	1.46
	内部摩擦角度	13.5°	21.5°	11°	30.5°	14°	35.8°	15.5°
	粘着力 t/m ²	2.56	3.40	1.40	2.46	2.04	0.43	1.88

4. 安定計算

(a) 安定解析法

安定解析法には

- (1) 応力分布状態から出発する。—ランキン系
- (2) 弾性論に準拠する。—応力条件法
- (3) すべり面を仮定し安全率最小の条件を適用する。—クーロン系限界計算法

があるが、(3) はその形が実状に近く選ばれるならば、力学上妥当な方法であり、計算方法は比較的簡易明快であるので、実用上の見地からこの方法がとられるようになってきている。ここでは (3) 方法を使って解析することとした。

(b) スペリ面の形の選択

Taylor の計算によると、円形スペリ面とするのが一番すぐれており、一般に広く用いられている。ここでも断面をいくつかの円形スペリ面にわけて計算することにする。

(c) 土の強さのとり方

土の強さとして、粘着力と摩擦角を同時に考える、いわゆる c, ϕ 解析法が国際的に主流となっている。この解析法を正しく適用するには、間隙水圧の測定、あるいはその正確な推定方法の確立が不可欠な条件であるが、ここでは間ゲキ水圧を測定せず、ポーリングの最高水位によってそれの代用をしたのでこの点に問題が残ると思われる。

(d) 計算

当地すべり地の安定計算は別図-1 に示した通り、状況に基づき a-a', b-b', c-c' の 3 断面とした。計算した c, ϕ 図を図示すると 図-3, 図-4 の如くなる。

1) 図-3 の c, ϕ 図は現状地形で水の影響を考慮せず、地すべり土塊内に地下水が全くないものと仮定した図である。

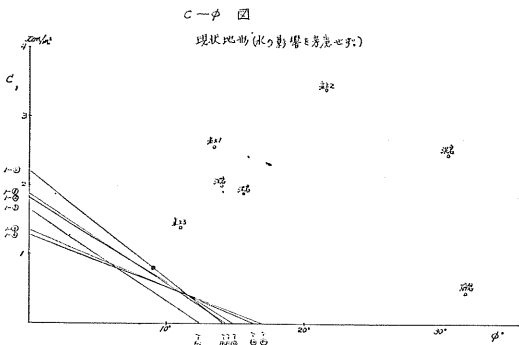


図-3

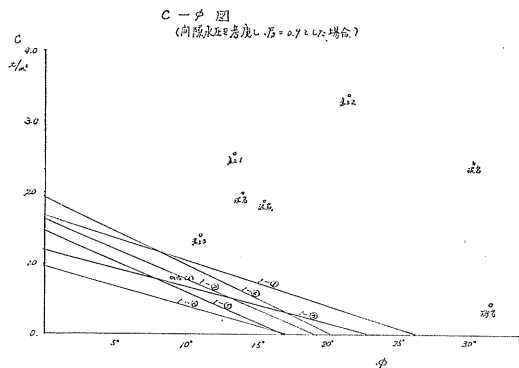


図-4

2) 図-4 は間隙水圧を考慮して、 $F_s=0.9$ とした場合である。

上記 図-3 の $c-\phi$ 図に土質試験結果をプロットし、今この地すべり斜面が安定を保っているとすれば、少なくとも安全率は 1 に等しいか、それより大きいはずである。そこで安全率を 1 と仮定すれば、現地を観察した結果、最もクラックが多く、危険と思われる断面の 1-④ の $c-\phi$ 線に当該斜面のせん断強さ定数 (C_a, ϕ_a) があるものとし、プロットした土質試験結果より求めた c, ϕ 値の傾向より推定して、 $C_a=0.8 \text{ t/m}^2, \phi_a=9^\circ$ と仮定した。この値を図-4 にプロットすれば、この値が 1-① と 1-⑥ の $c-\phi$ 線のちょうど中間に位置し、 $F_s=0.9$ と仮定した $c-\phi$ 線を描いているので、いくぶん安全側にあり、この値が C_a, ϕ_a 値として一応妥当と思われる。

次に安定計算を行なった結果、安全率を一覧表にすると、

表-4

	1-①	1-②	1-③	1-④	1-⑤	1-⑥
現 状	0.72	0.84	0.77	0.76	0.94	1.19
排土のみ施行	0.86	1.01	1.06	0.75	1.57	1.94
排水のみ施行	1.05	1.04	1.14	0.92	1.01	1.29
排土、排水施行	1.27	1.30	1.37	1.12	1.72	2.12

この表から排土工のみを実施した場合、最小安全率 $F=0.75$ となりすこぶる不安定と考えられ、さらに排水のみを施行した場合、最小安全率 $F=0.92$ と不安定である。

排土、排水後の最小安定率は $F_s=1.12$ となり、この値は通常要求される安全率 $F_s=1.2$ をやや下まわっているが、全体的に見るならばこの値は許容出来ると考えられる。

5. 安定計算を基にした対策工法について

安定計算より推定すれば、排土、排水工を同時に考えるべきで、次の順序で施行するのが有効であると考えられる。

1) 排水工

地すべり斜面の中央部を斜行する旧道は現在使用されておらず、この道路を境として、斜面の角度が急変し、道路から下方へは急勾配となっており地形的に見て滑動しやすい。道路の部分が下方の単位すべりの上部荷重となっており、まずこの部分を排除することが必要である。

2) 地表水排除工

ここでの主たる(ごく浅層の地下水を含む。)の供給源は地域の北西の山地及小沢と推察される。まず滑落崖の下端から地域の北部にかけてやや深めの盲暗渠を設け、上部からの表流水、滲透水を遮断した後、集水路を設け集水し、地域外に排水することが必要である。

3) 地下水排除工

当地すべり地に供給される地下水は伏流水となって浸入

する可能性がある。事実地域北西部の小沢に試験的に投入したフルオレッセンが第2号孔付近に滲透しており、水が多量に供給されていることも考えられる。この結果、地すべり地域の下端部は常に水を含む湿潤状態となり、不安定となる。

この地下水を排除する方法として、地形的に見、又水量より推定して、集水井工と横孔ボーリングの組合せを考える。横孔ボーリングの深度は当調査による観測が短時日であるため、更に長期の観測を行ない、豪雨時、高水時の直後における地下水垂直検層を行なって、流水線を正確に把握して施行すべきである。

6. おわりに

以上、安定計算を試み、各断面の安全率を算出し、対策工法を考えて来たが、ここでは単に排水、排土を行なってどれだけ安全率を高め得るかにとどまり、最も効果的かつ経済的な排土、排水は前述した通り調査が短時日であるため、確固たる要素を推定するに至らず、今後の調査に待つことにした。

又実際、間隙水圧の測定を行わず、ボーリング孔の最高水位にて代用して間隙水圧を求めており、この点に問題があると思われ、今後精査する必要があると思われる。

又安定計算において最も重要な要素である。土の持つセ

ン断強さ (C_0, ϕ_0) も三軸圧縮試験を行なえば、更に精度が高められると考えられるが、この試験方法も非常に難しく、実用するにしてもかなり誤差が出ると思われる。そこで現場において早急に対策を考える場合、一軸圧縮試験又は直接せん断試験の値を代用して、この値を $c-\phi$ 図に記入して、本文中にある様な (C_a, ϕ_a) を求めるやり方が一つの簡便法と考えられる。

今後の課題として

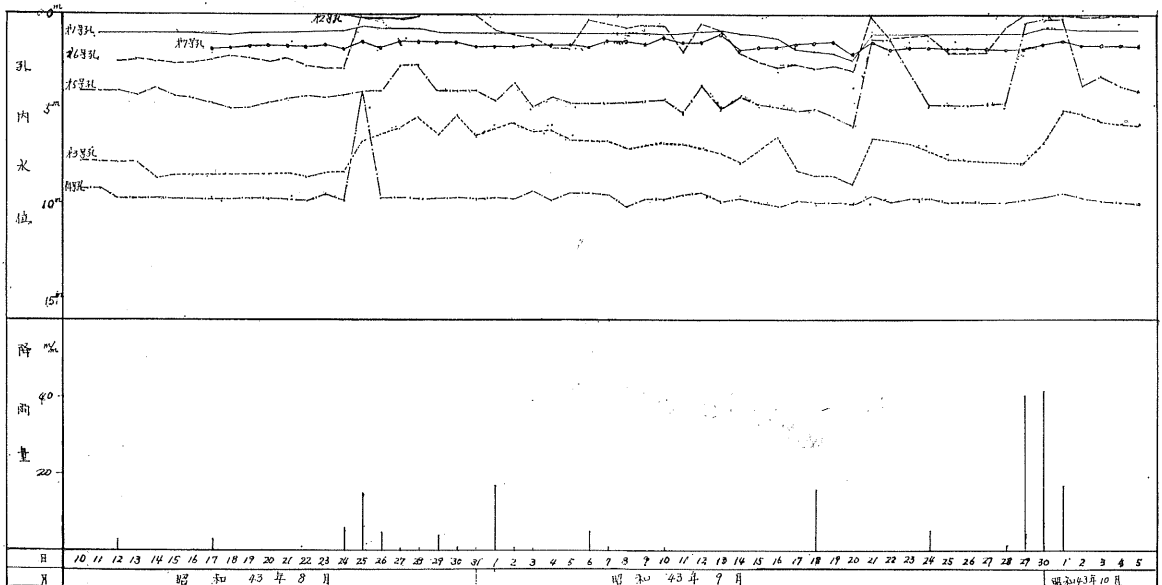
1) 更に長期的な観測を続け、すべり面の位置を正確に把握すること。

2) 間隙水圧を定期的に測定し、特に豪雨時、高水時におけるそれを正確に把握する。

3) 対策工において、集水井を施行する際、すべり面の不攪乱試料を採取する事が出来るので、三軸圧縮試験を行ない、 c, ϕ 値の正確な値を得る。

4) 地下水垂直検層を更に続けて行ない、地下水水路を適確に把握し、横孔ボーリングの試料とする。これと関連して、地下水位を低下させた状態での安定計算を試み、排土工の試料とする。

本報文作成にあたり、御協力いただいた、明治コンサルタント(株)藤井氏、道土木部飯塚氏、留萌土木現業所現場担当者の方々に厚く御礼申し上げます。



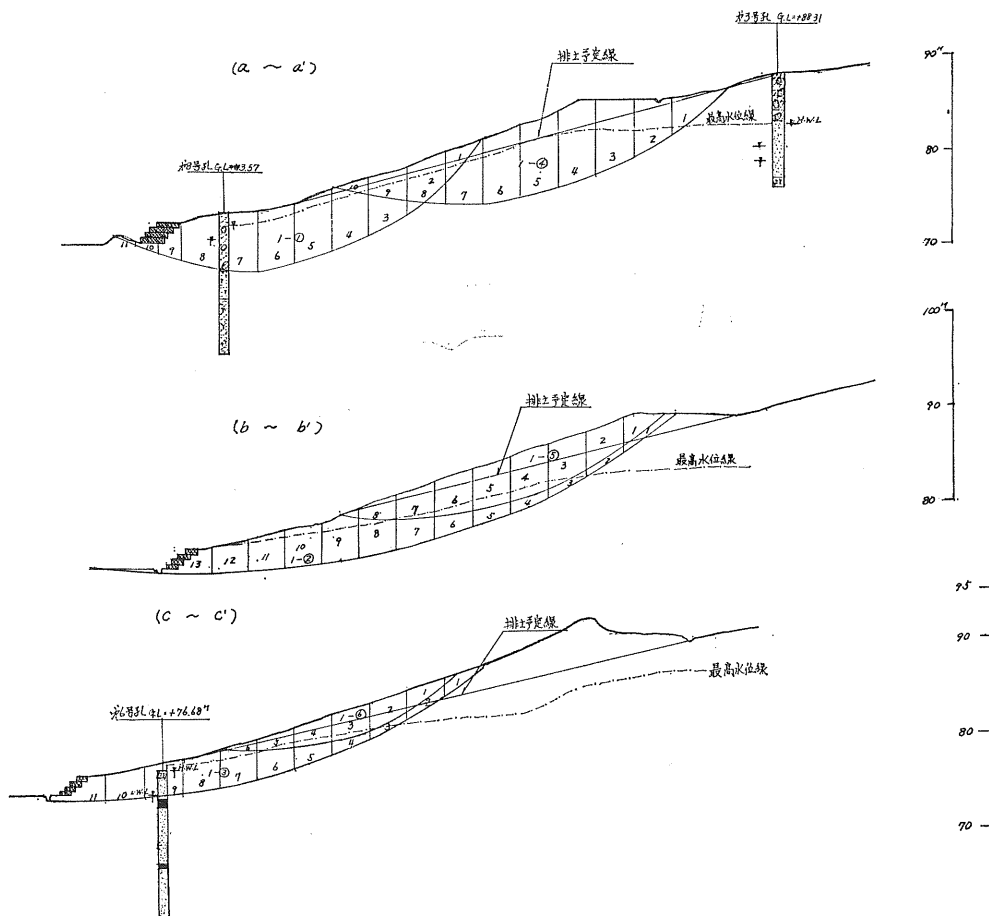
別表—1 降雨と孔内水位の関係

別表-2 現状・排水工のみ施行の場合

	Σl	ΣT	ΣN	$\Sigma N-U$	(現 状) F.S	(排水工のみ施工) F.S
1 - ①	44.60	82.03	319.20	148.21	0.72	1.05
1 - ②	58.35	105.71	404.90	272.97	0.84	1.04
1 - ③	48.85	65.35	227.08	135.38	1.06	1.14
1 - ④	46.60	100.85	419.79	244.13	0.76	0.92
1 - ⑤	37.85	62.17	206.33	180.67	0.94	1.01
1 - ⑥	27.60	28.23	96.50	79.32	1.19	1.29

排土工・排水工施工の場合

	Σl	ΣT	ΣN	$\Sigma N-U$	(排土工のみ施工) F.S	(排土, 排水施工) F.S
1 - ①	41.80	62.25	294.46	127.27	0.86	1.27
1 - ②	55.45	73.50	325.13	193.20	1.01	1.30
1 - ③	43.85	45.83	186.44	94.74	1.06	1.37
1 - ④	45.05	74.59	300.89	126.23	0.75	1.12
1 - ⑤	34.15	26.05	112.06	86.90	1.57	2.72
1 - ⑥	22.80	12.38	50.95	36.86	1.94	2.12



別図-1 安定計算図 (昭和43年9月現在の地形)

コーンによる土の破壊機構について

正員 ○佐野 侑房*

正員 北郷 繁**

1. まえがき

これまでコーン貫入によって液性限界 (以下 LL と略す) を測定することの可能性, ならびに貫入速度, 容器寸法・規準貫入量を追求してきた。その際コーンが土中に貫入するとき土にはどのような破壊が生ずるかを考えざるを得なかった。また, コーンの貫入量により粘性土の非排水せん断強さ (以下せん断強さと略す) を推定することが可能ではな

らうかとも考え測定を行なった。本稿は 1967 年度に行なった実験資料につき, コーン貫入法による LL の測定に関する部分は発表済み¹⁾ であるので省略し, コーンによる土の破壊とコーンによるせん断強さの推定に関する報告である。

2. 試料と実験方法

試験と実験方法については文献 1) に詳述してあるので試料の性状のみ記し (表-1) 他は省略する。

表-1 試料の採取地と性状

試料 No.	LL (%)	PI (%)	I_f	G_s	活性度	灼熱損失 (%)	三角座標による分類	採取者	採取地
1	35.3	12.4	5.9	2.682	0.44	2.13	粘 土	札幌土現	
2	37.2	17.9	8.2	2.727	0.66	5.00	"	室蘭土現	沙流郡門別町
3	40.4	18.2	7.1	2.575	0.65	4.57	"	札幌開建A	
4	42.2	20.3	7.5	2.638	0.70	4.20	"	" B	
5	45.8	19.0	7.2	2.697	0.59	4.87	"	帯広土現A	河東郡鹿追町
6	46.4	19.2	6.7	2.685	0.60	6.40	"	" B	清水町
7	47.2	19.5	7.9	2.584	0.63	4.63	"	" C	
8	47.8	18.7	8.0	2.589	0.52	4.97	"	" D	
9	49.2	25.2	13.2	2.588	0.84	1.97	"	札幌開建C	兩竜郡美葉牛
10	51.6	28.0	9.0	2.622	0.68	6.63	"	旭川開建B	富良野町
11	57.2	22.7	11.0	2.618	0.75	7.57	"	石狩川開建	豊平川雁来
12	57.4	25.4	8.5	2.529	0.54	8.77	"	旭川開建A	士別市
13	60.6	34.9	6.6	2.715	1.06	1.87	"	(笠岡)	市販粘土
14	61.9	23.8	8.6	2.710	1.04	4.00	"	函館土現B	
15	63.0	29.5	8.9	2.618	0.89	7.30	"	稚内土現	歌登
16	66.2	29.6	12.1	2.697	1.34	5.83	シルト質粘土	筆者等A	札幌市北大
17	66.7	39.5	10.9	2.654	0.69	8.27	粘 土	旭川開建C	音威子府町
18	67.3	38.2	8.3	2.650	1.27	2.67	"	大林組B	
19	71.0	32.0	12.0	2.629	1.00	3.47	"	釧路開建	
20	72.0	30.9	12.8	2.620	6.18	9.80	シルト質粘土	地崎組	十勝郡浦幌町
21	73.6	42.2	9.1	2.589	0.70	7.87	粘 土	大林組A	
22	75.0	39.1	13.2	2.603	1.15	3.50	"	筆者等B	札幌市北大
23	82.6	56.2	21.0	2.704	0.92	5.33	"	留萌開建	
24	83.5	50.2	7.8	2.636	0.85	9.97	"	(富岡)	市販粘土
25	85.1	48.5	14.5	2.605	0.60	13.03	"	(木節)	市販粘土
26	86.0	45.8	15.1	2.658	1.64	8.80	"	筆者等	札幌市北大
27	93.8	57.6	24.1	2.627	0.82	9.20	"	(蛙目)	市販粘土
28	111.0	68.9	24.9	2.764	1.19	9.27	"	函館土現A	
29	119.8	66.8	22.0	2.517	1.63	11.94	"	筆者等	札幌市北大

* 函館工業高等専門学校土木教室 講師 工修

** 北大工学部土木工学科 教授 工博

3. コーン貫入による土の破壊域

1) 既応の研究

土中にコーンが貫入したときのコーン周辺の土が乱される範囲についてははっきりとは判明していないようである。Hansbo はコーンの周辺にちょうど応力一ひずみ曲線と相似な破壊面を仮定している²⁾。彼は形状のみでその大きさには触れていない。Kallstenius はさらに球形と推定している³⁾。北郷はプラントルの円形フーチングの塑性域に類似しているのではないかと述べている⁴⁾。以上まだ数は少ないがそれぞれの研究者により形状に差異があり、さらにその拡がりにも差異があることから察せられるように実際の塑性域の形状と拡がりはなかなかつかみ得ないようである。

2) 実験結果による推定

コーンによる土の塑性域を見つけるためにはコーン貫入試験に用いる容器の寸法、つまり直径と深さをいろいろ変化させて試験を行なうとよい。すなわち容器が小さすぎると塑性域がさらに拡がろうとするのに側壁あるいは底部によりその拡大が拘束され拡がり得ない。つまり貫入量が減少するわけである。今回はとくに横方向の範囲を確認すべく直径5段階、深さ2段階とした。文献1) 4) 5) に示すように含水比 (w) と貫入量 (p) の対数とは LL 付近においては直線とみなしてよい。そこで LL に対応する貫入量 P_{LL} を $w \sim \log p$ 直線より求め容器の直径、深さにより図示したものが図-1、図-2である。容器 A の P_{LL} を1として他の容器の P_{LL} の比をとったものを図-3に示す。図中の折線は平均値を結んだものである。

図-1、図-3によると容器 A、B では貫入量の差はわずかであるが、容器 C では測定誤差以上の差が現われ始める。さらに図を精察すると貫入量の値が小さいものは容器 D あたりまでほぼ同一の貫入量を与えるようであ

る。したがって側壁等の影響を考えるには当然のことながら貫入量の絶対値を同時に考えねば定まらない。それゆえ貫入量 9 mm ほどでは容器 B と C の間にギャップがある。つまり 9 mm 貫入する際の塑性域の直径はコーンを中心として 60 mm 以下 53 mm 以上と推定することができる。

図-2によると深さ 20 mm と 30 mm とでは明瞭な差が存するがこれのみで塑性域の深さを判定することはできない。文献6) によると深さ 30 mm は十分であるかやらはり 9 mm 以上の貫入の際の塑性域の深さは 20 mm 以上 30 mm 以下ということになる。

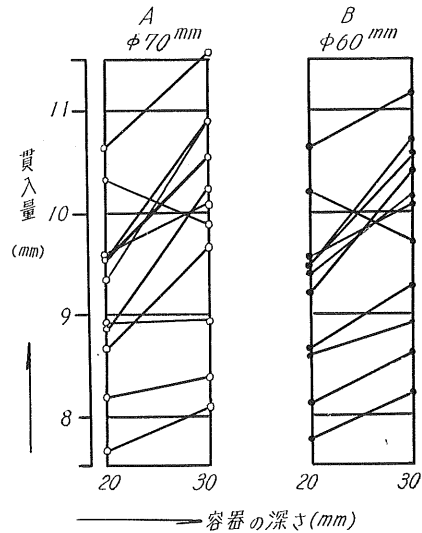


図-2 容器の深さと貫入量 (自由落下の場合)

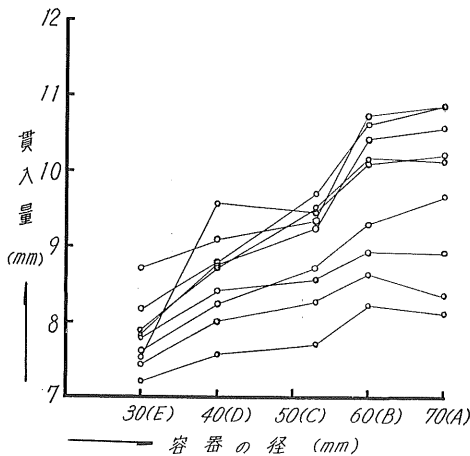


図-1 容器の直径の影響

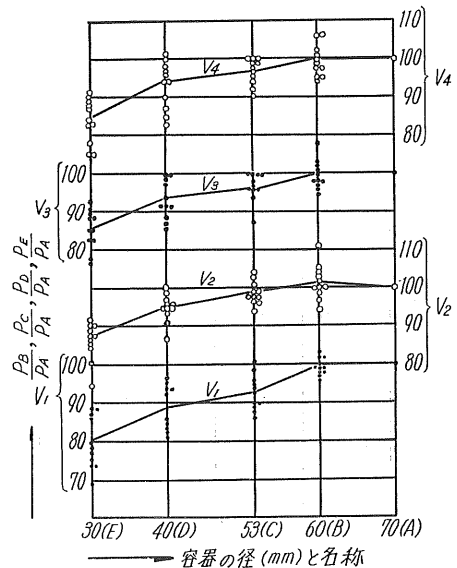


図-3 容器の直径の影響

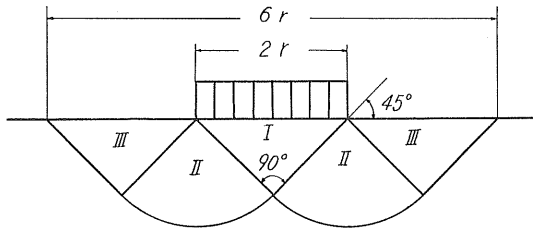


図-4 連続フーチング下の塑性破壊

つぎにこれらの実験結果により得られた塑性域にもとづきその形状を推定してみよう。

プラントルの円形フーチング下の塑性平衡状態を考えると図-4に示すようになる。I帯は主働ランキン帯、IIは放射状せん断帯、IIIは受働ランキン帯といわれるものでI帯は剛体のようなクサビの働きをしIIはIにより側方へ移動しIIIはそれをうけ上方へ押し抜かれる状態といわれている。すなわちIはコーンと考えるとさほど大きな差異はないであろう。さらにコーンの周囲が盛り上がる状況からみてII、III帯も同様と考えられる。したがって第1案としてコーン貫入による塑性域を図-4と同様であるとする。貫入量 p が容器A、Bで8mm程度の時容器Cで大きな差は現われず9mmを越えた時に始めて差が現われてくるようである。貫入量9mmのときの塑性域の直径を計算すると54mmとなり実験結果と一致する。また観察による現象とも一致する。一方深さは12.7mmであり実験値と異なる。プラントルの理論は完全に静的であるのに対しコーン貫入は動的であり衝撃的であるゆえどこかに差が現われることは予想された。つまりコーンの先端付近に塑性域が存在しないとは思われないからこのあたりに解明のカギがありそうだが、今回は横への拡がりだけを確かめるにとどめ深さについては今後の研究課題とする。

4. コーン貫入法によるせん断強さの測定

1) 既応の研究

北欧ではコーン貫入法は土の分類、LL測定その他、強度特性を求めることにもごく普通に使用されている。さらに個々の測定値のパラッキはある程度存するが3個ほどの平均をとると一軸あるいは直せんと同程度の精度の値が得られると報告されている³⁾。Karlssonも貫入量とせん断強さとの間に

$$\tau = k \frac{Q}{p^2} \quad (1)$$

ここに Q : コーン重量
 k : 定数

の関係が成立するとしている⁷⁾。 k は主としてコーン先端角度によって定まる。貫入速度は自由落下であるので本実験の V_1 に相当する。

2) 貫入量とせん断強さとの関係

コーン貫入試験の結果よりある含水比 w のときの貫入量 p が存在する。その含水比 w に対するせん断抵抗 τ_p をベーン試験結果の $w \sim \log \tau$ の直線より求めた。そのうち貫入速度 V_1 ・容器A、Bについて図-5に示した。

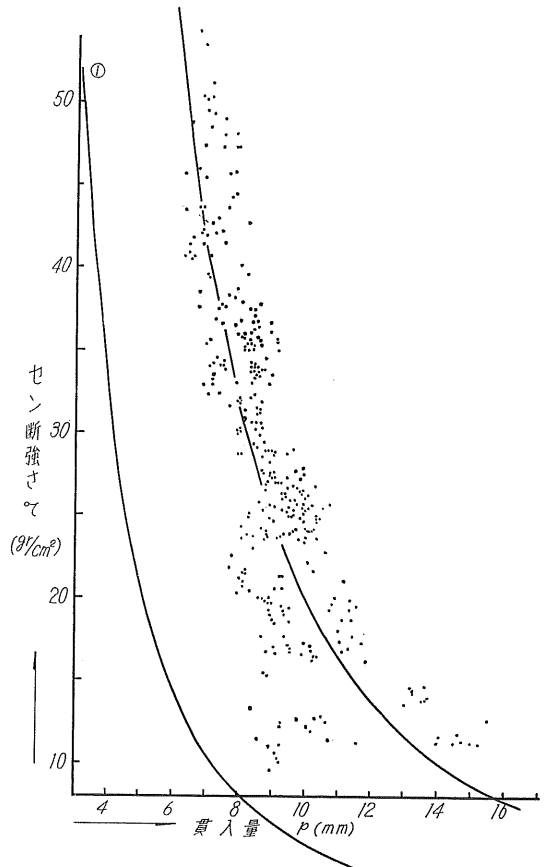


図-5 貫入量とせん断強さ

図-4についてプラントルの結果を用い形状係数を1.2にとると極限支持力 q は次式によって与えられる。

$$q = 1.2 (\pi + 2) \tau \quad (2)$$

しかるに p だけ貫入したコーンの試料表面における断面積 A_1 は

$$A_1 = \pi p^2 \quad (3)$$

である。コーンの重量(=100gr)を面積 A_1 で支えるものとすれば荷重強度 q' は

$$q' = \frac{Q}{A_1} = \frac{100}{\pi p^2} \quad (4)$$

である。したがって(2)、(4)式より

$$\tau = \frac{1}{1.2 (\pi + 2)} \cdot \frac{100}{\pi p^2} \quad (5)$$

(5) 式は図-5の曲線①である。実験データはこの曲線①に非常に近似した分布を示す。3 (2) でも述べたように静的な式を動的なものに適用していること、土である部分をコーンと置換していることによりやはり何らかの差異があるのは当然である。そこでそれぞれの要因を係数 α, β で表わすとして次式を仮定する。

$$q = \frac{100}{\alpha^2 \beta^2 \pi p^2} \quad (6)$$

つまり

$$\tau = \frac{1}{1.2\pi (\pi+2) \alpha^2 \beta^2} \cdot \frac{100}{p^2} \quad (7)$$

(6) 式あるいは (7) 式の $\alpha^2 \beta^2$ を実測値より計算したものを表-2に示す。

表-2 $\alpha^2 \cdot \beta^2$ の計算値

貫入速度	容 器 名						
	A	B	C	D	E	A'	B'
V ₁	0.26	0.26	0.28	0.30	0.36	0.28	0.28
V ₂	0.40	0.38	0.40	0.42	0.49	—	—
V ₃	0.39	0.40	0.41	0.43	0.49	—	—
V ₄	0.41	0.43	0.44	0.46	0.54	—	—

さて貫入速度が V₄ (=0.045 mm/sec) である場合には V₁ (自由落下) に比しほとんど静的な状態で貫入が終始するとみなしてもよからう。したがって (7) 式中の p としては p_{V4} が適当である。それゆえ V₁, V₂ 等の時の貫入量 p_{V1}, p_{V2} を V₄ の時の貫入量に換算するため文献 1) に示す標準貫入量 $\overline{p_{V1}}, \overline{p_{V2}}, \overline{p_{V3}}, \overline{p_{V4}}$ により次式が成立する。

$$p'_{V1-3} = \frac{\overline{p_{V4}}}{\overline{p_{V1-3}}} \cdot p_{V1-3} \quad (8)$$

前出の式より分かるように p は p^2 として扱われる。それゆえ

$$\alpha^2 = \left(\frac{\overline{p_{V4}}}{\overline{p_{V1-3}}} \right)^2$$

つまり

$$\alpha = \frac{\overline{p_{V4}}}{\overline{p_{V1-3}}} \quad (9)$$

となる。表-3に α を示す。表-2, 表-3より β を求めたものが表-4である。この β の値が容器、貫入速度とは無関係であることから、係数 β は単にコーンが土中に貫入すること、つまり図-4の I の部分が土ではなくコーンであることに帰因しクサビの作用をするためと結論することができよう。

同様 (1) に式の k を求めてみると表-5になる。自由落下で容器 A あるいは B を使用すると $k=0.21$ ということになる。

表-3 α の計算値

貫入速度	容 器 名					平均
	A	B	C	D	E	
V ₁	0.80	0.80	0.84	0.82	0.83	0.82
V ₂	0.99	0.97	0.97	0.98	0.96	0.97
V ₃	0.98	0.97	0.98	0.98	0.96	0.97
V ₄	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

表-4 β の計算値

貫入速度	容 器 名					平均
	A	B	C	D	E	
V ₁	0.64	0.64	0.63	0.67	0.72	0.72
V ₂	0.64	0.64	0.65	0.66	0.73	0.73
V ₃	0.64	0.65	0.65	0.67	0.73	0.73
V ₄	0.64	0.66	0.66	0.68	0.73	0.73
平均	0.64	0.65	0.65	0.67	0.73	0.73

表-5 k の計算値

貫入速度	容 器 名				
	A	B	C	D	E
V ₁	0.21	0.21	0.20	0.18	0.13
V ₂	0.14	0.14	0.14	0.13	0.11
V ₃	0.14	0.14	0.13	0.13	0.11
V ₄	0.14	0.13	0.13	0.12	0.10

5. あとがき

以上をまとめると

- i) コーン貫入による土の破壊域としては拡がりの点からはプラントルの円形フーチングの塑性域が近似しているようである。
- ii) セン断強さ測定 of 簡便法としてもコーン貫入法は利用可能である。当然鋭敏比測定も可能であるゆえ、ねりかえして極端に強度が減少し自立できない試料も測定できる。
- iii) その際の補正係数は α, β と2つに分解でき、貫入速度に関する係数とクサビに関する係数である。
- iv) Karlsson の式の k は 0.21 程度である。塑性域の深さに関して、また液性指数の低い部分についての k の値、さらに係数 β の理論的裏づけが未解決であるゆえ研究課題として今後も研究を続けたい。

文 献

- 1) 北郷 繁・益田栄治・佐野信房：液性限界測定法に関する実験的研究 (第3報), 土と基礎, Vol 15, No. 12, 1967; 技術報告資料, 第7号, 1968.

- 2) Hansbo, S.: A new approach to the determination of the shear strength of clay by the fall-cone test, SGI, 1957.
- 3) Kallstenius, T.: Studies on clay samples taken with standard piston sampler, SGI, 1963.
- 4) 北郷 繁: 液性限界測定法に関する実験, 土と基礎, Vol 14, No. 9, 1966.
- 5) 北郷 繁・益田栄治・平間邦興: 液性限界測定法に関する実験的研究 (第2報), 技術報告資料, 第7号, 1967; 第22回土木学会年次学術講演会概要 III, 1967.
- 6) 北郷 繁・益田栄治: 液性限界測定法に関する実験的研究 (第4報), 第23回土木学会学術講演会概要 III, 1968.
- 7) Karlsson, R.: Suggested improvements in the LL test with reference to flow properties of remoulded clays, Proc. 5th Int. Conf. on SMFE, Vol. 1, 1961.

乱した飽和粘土の供試体作製法

正員 北 郷 繁*
 三 田 地 利 之**
 正員 ○上 田 一 敏***

1. ま え が き

当研究室では現在、乱した飽和粘土を用いた三軸圧縮試験を行なっているが、供試体の作製には非常な神経を使っている。というのは、有効応力解析の場合、間ゲキ水圧の測定が必須となるが、そのためには供試体が高い飽和度で作製されなくてはいけないからである。そのため、供試体作製に関し、飽和度は何にもまして重要な因子となる。

当研究室では在来、試料の構造および含水比の均一化を図るとともに飽和度を高めるため、我々がピーティング法と呼んでいる方法で試料を成型している。この方法は鉄盤の上で粘土塊をワイヤソーで多くのスライスに切り、その各々のスライスを1枚ずつ練っては引延ばしつつ積み重ね、それが終わったら全体の粘土塊を鉄盤の上に繰り返した

たきつけてから、また多くのスライスに切って同様の操作を5回以上繰り返す。こうして気泡を追出してしまってからその粘土塊を、縦に2つ割りにした円筒形(内径50mm)のモールドではさみ、万力で押さえつけて成形し、両端を切って供試体にするのである。これに代わる方法として文献(1)を参考にして、以下にのべるような供試体作製方法を実験して、ひとまず良好な結果を得た。本文はこの実験に関する報告である。

2 装置および供試体作製方法

2-1 装 置

本装置の概要を図-1、および写真-1に示す。図-1-aのシリンダーAは内径72mmで上部にO-リングをはめ込んであり、ピストンAでその中を上下させ、上蓋をかぶせて気密にできる。上蓋には脱気口がありその内側にはポーラスストーンがはめ込んである。図-1-bのシリンダーBは内径50mm、高さが160mmで供試体のモールドになる。これには試料を押し出すためのピストンBが附属してい

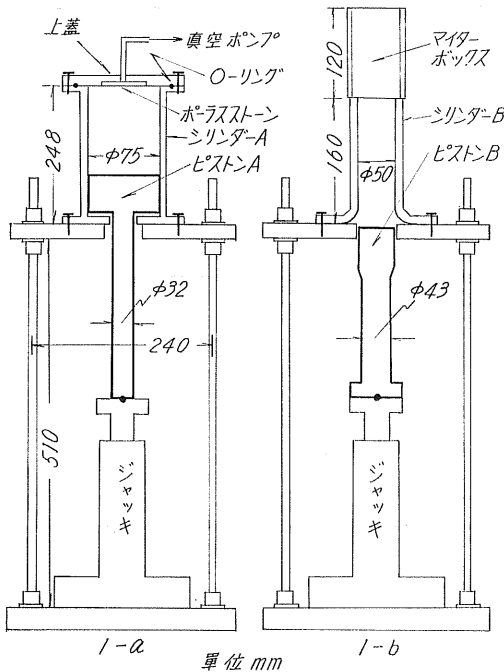


図-1 装置

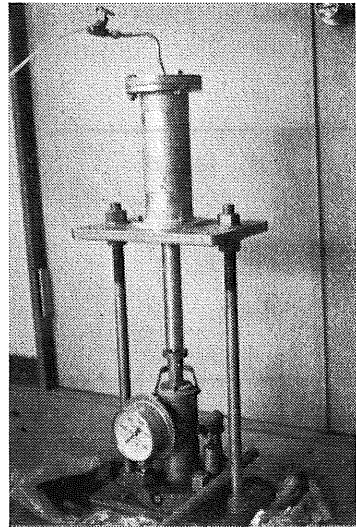


写真-1 装置全景

* 北大工学部土木教室 教授 工博
 ** 北大工学部大学院学生
 *** 北大工学部土木教室 助手

る。なお図中のシリンダー A, B, 上蓋および固定台の相互の結合はそれぞれ3カ所のボルトによっている。その他ジャッキは試料の圧縮および押し出しのため用いられ、脱気のための真空装置がある。

2-2 供試体作製方法

まず装置を図-1-a において上蓋をとってシリンダー A の中に希望の含水状態に調整した試料をワイヤーソーで細かく切りながら入れる。このとき試料を少し入れるごとに細い棒のようなもので突いて或る程度固めるようにする。これが終ると O-リングをとりつけて上蓋をする。上蓋にはめ込んであるポーラスストーンの露出面には目づまりを防ぐため口紙を張っておく。それからコックを開き、馬力 0.75 kW の真空ポンプで真空を 10 分程度かける。空気を追出した後ジャッキによりピストン A を押し上げてシリンダー内の試料を圧縮する。このとき圧力は 20 秒位で 0 ~ 100 kg/cm² 位まで上げ、100 kg/cm² 程度で数秒間保持した後解放する。それから上蓋と図-1-b のシリンダー B

とを交換する。シリンダー B の内径は前述のように圧縮試験の供試体の外径に等しくしてある。シリンダー A の上部に圧縮されている試料をシリンダー B に移すためにピストン A を徐々に押し上げて、全試料をシリンダー B に移動させる。このとき圧縮されたシリンダー A 内の試料はより径の小さなシリンダー B 内へ、再び乱され半径方向の圧力を受けながら移動する。試料をシリンダー B に移したら図-1-b のようにシリンダー A の位置にシリンダー B を固定し、シリンダー B 内の試料をピストン B でシリンダー B の上に置いたマイターボックス中に押し出す。マイターボックスに沿って両端面を切り落し供試体作製を終る。この供試体作製法を真空押出法ということにする。

3. 実験と結果の検討

3-1 試料

実験に使った土の物理的性質および採取地は表-1 に示す。採取時含水比から調整後含水比に調整し、繰り返し、

表-1 試料の諸性質と採取地

名称	採取地	採取時含水比 (%)	調整後含水比 (%)	比重	LL (%)	PL (%)	粒径含有率 (%)			三角座標による分類
							砂	シルト	粘土	
No. 1	札幌市苗穂豊平川右岸	61	60	2.734	86	43	0	49	51	粘土
No. 2	江別市角山町厚別川左岸	38	31	2.700	43	21	15	55	30	シルト質粘土ローム

混ぜ合わせた状態で1個10kg位の土塊とし、含水比の低下を防ぐため二重のビニール袋に密封し、高湿度を保つことのできる室に貯蔵した。調整後含水比の大きさは、高さ120mm、直径50mmの供試体を作ったとき、これが自立できる最も高い含水比をとった。液性指数はNo.1で0.40、

No.2で0.45であった。

3-2 実験結果

3-2-1 飽和度

計算結果は表-2 に示すとおりで、No.1では19個、No.2では35個についてのものである。供試体の飽和度の測定

表-2 供試体作製結果

名称	測定値	含水比 (%)	湿潤密度 (g/cm ³)	間ゲキ比	飽和度 (%)
No. 1	範囲	60.3~58.5	1.649~1.610	1.701~1.654	99.6~95.2
	平均値	59.5	1.624	1.680	96.6
No. 2	範囲	31.8~29.3	1.924~1.891	0.880~0.807	99.9~95.2
	平均値	31.6	1.907	0.848	97.1

の際、測定対象としては土粒子の比重、供試体体積、供試体重量、含水比があるが、このうち測定上の誤差を最も生じやすいのは供試体体積の測定であるから、この測定には特に慎重を期した。表示してある通り55個のすべての供試体の飽和度が95%以上に測定され、そのほとんどが95.5%~98%の間であった

3-2-2 間ゲキ圧係数 B

スケンプトンによる間ゲキ圧係数 A, B のうち B は、等

方圧力の増分とそれに対応して発生する間ゲキ圧の比である。B の値は完全に飽和した土では1であり、不飽和土では1より小さく、乾燥した土で0ある。逆にいえば、ある土の B が1ならば、その土は完全飽和とみなしてよい、ということになる。本文の方法で作った供試体について間ゲキ圧を測定し、B を計算した結果が表-3 である。この表に見るかぎりこの方法で作った供試体は完全に飽和していると考えられる。

表-3 間ゲキ圧係数 B

側 圧 (kg/cm ²)	試 料	飽 和 度 (%)	間ゲキ圧 (kg/cm ²)	間ゲキ圧係 数 B
0.5	No. 1	96.8	0.514	1.03
	No. 2	96.4	0.500	1.00
1.0	No. 1	96.8	1.002	1.00
	No. 2	96.7	1.026	1.03
2.0	No. 1	98.3	2.025	1.01
	No. 2	96.7	2.025	1.01
4.0	No. 1	95.7	4.065	1.02
	No. 2	97.2	3.950	0.99
7.0	No. 1	97.0	6.990	1.00
	No. 2	97.2	6.970	1.00

3-2-3 含水比の分布

この方法で作製した供試体の含水比が部分的に異なることがないかどうかを調べるために、図-2のように供試体の各部分について含水比を測定、比較した。ただし、実際に

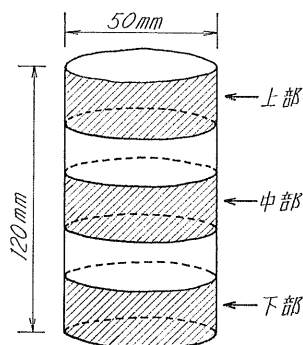


図-2 供試体各部の含水比の測定

シリンダー B から押出された試料の長さは約 200 mm であるので、上端部 40 mm 以上と下端の適当な長さを切り取って、120 mm の長さにしたものについてこの測定を行った。図-1-a のようにシリンダー A 内で試料を圧縮す

るとき試料にかかる圧力によりポーラスストーンに接している試料の含水比が低下して後にシリンダー B からマイターボックス中に押出したとき、上端部の含水比の低下が観察によっても明らかであった。しかし押出した試料を長さ 120 mm の供試体に切り図-2 の状態にしたときの測定によれば表-4 に見るように、供試体内の含水比にバラツキはほとんど認められなかった。

表-4 供試体各部分の含水比

試験番号	試 料	上 部 (%)	中 部 (%)	下 部 (%)
1	No. 1	59.92	59.88	59.59
	No. 2	31.27	31.25	31.55
2	No. 1	59.30	59.80	59.72
	No. 2	31.08	31.13	31.22
3	No. 1	59.65	59.65	59.69
	No. 2	30.42	31.11	30.97
4	No. 1	59.62	59.74	59.40
	No. 2	30.31	30.31	30.18

4. む す び

以上、我々の行なった実験の範囲内では、真空押出法による供試体が飽和度、含水比の分布、間ゲキ圧係数 B の値において、ほぼ満足すべきものであることがわかり、したがって、乱した飽和粘土の供試体として、三軸圧縮試験に使用できるものと考えている。

しかし、わずかに 2 種類の試料で、しかも一定の含水比のもとでの実験にすぎないので多くの土質の種々なる状態について適用性を検討したいと考えている。

参 考 文 献

- 1) Coyle, H. M. and Shiffert, J. B.,: "Manufactured Soil Samples for Laboratory Research," Journal of Materials, ASTM, Vol. 3, No. 2, June 1968, pp. 272~293.

飽和粘土における間ゲキ水圧の挙動と ヒズミ速度の関係について

正員 北 郷 繁*
学生員 〇八 戸 裕**
水 野 隆 幸***
正員 佐 藤 正 義****

1. ま え が き

土のせん断強さは、おもに試験時の排水条件および土の応力履歴によって異なる。これはせん断試験を行なうときの条件により土の示す強度が異なることを意味する。したがって実用上の強度を求めるに当っては、せん断試験の条件を現場のそれに近似させることが最も重要になる。一方、土の強度を規定するには、全応力による方法と有効応力による方法とがあり、前者では、せん断中に発生する間ゲキ水圧（以下 u と略す）を問題にせず、後者ではこれを測定または推定する。近時、強度を有効応力で処理する傾向が強くなってきているように見える。

三軸圧縮試験において、強度を有効応力で規定するためには、 u を測定する必要がある。有効応力は全応力と u との差であり、三軸圧縮試験で外的に測定する応力は全応力だからである。 u の測定は、円筒状供試体の下端において行なわれるが、土の強度を有効応力で論ずるためには、供試体の中央部に発生する破壊面上の応力状態を規定する必要がある。つまり、供試体中央部の破壊面附近の u を正確に測定する必要がある。しかしこの附近の u を直接測定することは技術的に困難であるので、その代用として、前述のように供試体下端における u の測定値をもって、せん断面上の u とするのが一般である。しかしこのようにして測定される u が、正確にせん断面附近の u を表わしているかどうかは疑問である。もちろん土質によって疑問の深さは違う。すなわち、砂のような土なら、相当正確に測定できるであろうし、粘土ではそれが非常に疑わしいと考えるのが土質試験上の常識であろう。つまり土の水の透し易さが第一に問題になる。第二が応力あるいは変形を与える速さである。普通の三軸圧縮試験では、変形の速さ（ヒズミ速度、 $\dot{\epsilon}$ と略す）を一定にするが、この $\dot{\epsilon}$ を小さくしてゆっくりせん断した方が、 $\dot{\epsilon}$ を大きくして速くせん断す

るより、 u の測定はより正確になるであろうことは容易に推定できることである。この研究報告は、 $\dot{\epsilon}$ がどのくらいであったら、まず妥当と考えられる u が測定できるかを実験的に求めたものである。

u の測定精度を支配するのは、測定上のこまかい技術の巧拙は別として、前論のように透水性と $\dot{\epsilon}$ の2つであるが、この2つは相互に密接不離の関係にある。砂のように透水性の高い土では $\dot{\epsilon}$ を大きくして、速くせん断しても正しい u を測定できるが、透水性の低い粘土では、 $\dot{\epsilon}$ を十分に小さくしなければ望ましい u の値は得られない。つまり、 u の測定に適当した $\dot{\epsilon}$ は土の透水係数（以下 k と略す）に対応して設定さるべきことがわかる。それで、この実験では、等方三軸圧密試験によって k をきめ、この k を持つ土がせん断応力を受けたときの u の発生状況を観測、解析して、 k に応じていかなる $\dot{\epsilon}$ を用うべきかを提唱しようとするものである。

研究の性質上、 $\dot{\epsilon}$ を数段階にかえて強度試験を行なった。したがって派生的な問題として、 $\dot{\epsilon}$ と強度との相関性が論ぜられる。

2. 試料および実験方法

2-1 試 料

試料土は三種であって、その物理的性質は表-1のようである。この試験は圧密非排水三軸圧縮試験であるが、圧密中に k の決定を行なうことも重要な実験事項の1つである。それで、供試体の初期状態、特に、均質性と飽和度が、得られる結果に決定的な重要性を持つ。まず均質性であるが、手で練り返すのに最適かつ供試体に成形したとき自立できるコンシステンシーをさがし、それが液性限界の約80%であることを見つけ、含水比をこの程度に調整した。試料土に混入している異物を入念に取り除いたことはいうまでもない。このように準備した粘土塊を鉄盤の上に多数

* 北大工学部土木教室 教授 工博

** 北大工学部大学院 学 生

*** 東京電力 K.K.

**** 北大工学部土木教室 助 手

表-1 試料土の物理的性質と採取地

試料土	比重	LL (%)	PI (%)	粘土分 (%)	シルト分 (%)	砂分 (%)	採取地
No. 1	2.69	35	13	35	52	13	三笠市幾春別
No. 2	2.73	69	36	61	38	1	札幌市屯田町
No. 3	2.67	93	58	66	25	9	石狩郡中小屋

回たきつけ、最後にワイヤソーでスライスに細分し、これを異なった位置につき重ねて一つのかたまりとし、再びたたきつける操作を少なくとも5回くり返す。これはスライスに細分し、たたきつけることによって、均質性と高い飽和度を得ようとするもので、当研究室ではビート法と呼んでいる。この作業が終わった試料は、ビニール袋で厳重に密閉して、1ヵ月以上湿箱中で養生した。養生の終わった試料はセット前に再びビートし、供試体装着時の飽和度は、ほとんどの場合96%以上であった。供試体の寸法は、直径50mm、高さ120mmである。

2-2 供試体のセット

成形された供試体は、図-1のように三軸セット内にセットする。排水用のドレーンペーパーは縦方向に1cm間隔の切り込みを入れ、二枚重ねて用い、供試体下端から約5mmほど離してまきつける。これは図-1のような排水径

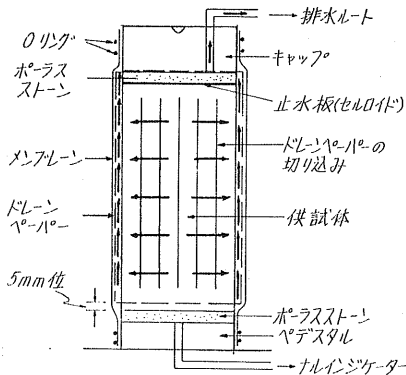


図-1 供試体のセット状態

路を強制して、3-2-1に述べる方法でkを計算するためである。下部ポラスストーンをさけて排水させたのは、圧密中に供試体中から流出する間ゲキ水がこの部分に流入するのを防ぐためである。ドレーンペーパーは上部ポラスストーンに十分接触させてあるので、圧密中の排水は上方排水路からだけ可能である。上部のポラスストーンと供試体上面との間に不透水板(セルロイド板)を挿入してあるのは、排水を半径方向に強制するためである。ドレーンペーパーの上からメンブレンをかぶせOリングをつける操作は、すべて水中で行ない、供試体、ドレーンペーパー、メンブレンの各々の間に気泡ははいらないように十

分チェックした。また、供試体のセットの前に、間ゲキ水圧測定系は煮沸による脱気水を用いて入念なフラッシングを行なった。

2-3 実験方法

2-3-1 間ゲキ水圧(u)の測定

間ゲキ水圧の測定は、ナルインジケータ¹⁾によって供試体の下端において行なった。供試体下端とナルインジケータの指標との間の空間は非圧縮性の水で完全に満たされていることが本測定法の必要条件であるから、この部分は供試体のセットの前に十分にフラッシングを行なって、気泡あるいは溶存空気を取り除く。フラッシング効果の判定の基準として、7kg/cm²の水圧に対して、ナルインジケータのU字管内の水銀の移動量が5mm以内であることとした。

2-3-2 圧密試験

圧密試験はkを決めるためのもので、放射方向にのみ排水を許す等方三軸圧密である。

本実験では、広範囲のkを得るため、圧密圧(以下pと略す)を0.5, 1.0, 2.0, 4.0, 7.0 kg/cm²の5段階とした。pの計測用のブルドン管は、p=0.5, 1.0, 2.0 kg/cm²に対してはフルスケール2.0 kg/cm²用、およびp=4.0, 7.0 kg/cm²に対してはフルスケール10.0 kg/cm²用を使用した。測定事項は適当な時間間隔ごとのu、排水量(以下Vと略す)および軸方向変位量(以下Dと略す)である。ここでVは図-1に示す上方排水路を通じてビューレットに導かれた排水量であり、Dは働長30mmの1/100mmダイヤルゲージを用いて行なった。載荷方法は、p=4, 7 kg/cm²に関しては0→2→4 kg/cm²および0→3.5→7 kg/cm²のような段階的載荷を行ない、u、VおよびDの測定は、それぞれ2→4, 3.5→7 kg/cm²の段階だけで行なった。一方p=0.5, 1, 2 kg/cm²に関してはpを載荷した瞬間より測定し

表-2 圧密時間

	圧密圧 p (kg/cm ²)				
	0.5, 1, 2	4		7	
	0→0.5, 1, 2	0→2	2→4	0→3.5	3.5→7
測定を伴わない	—	24	—	24	—
測定を伴う	24	—	24	—	48

た。なお、測定時間は表-2のとおりである。

前項の圧密試験が終了すると、そのまま圧縮試験に移る。

2-3-3 圧縮試験

使用した三軸圧縮試験機はヒズミ制御型であって、軸力はプルーピングリング (30, 50, 100, 300 kg 容量) で測定した。 $\dot{\epsilon}$ は初期供試体高さの 2.5, 0.5, 0.1, 0.004 %/min の 5 段階とした。したがって 1 mm の軸方向変位を与えるに要する時間は、それぞれ 0.33, 1.6, 8.3, 41.7, 208 分である。前述のように圧密圧力を 5 段階にしたから、一種類の試料土に対して少なくとも 25 回の三軸圧縮試験を行なったことになる。圧縮試験では、軸差応力 ($\sigma_1 - \sigma_3$, σ_1 は軸方向応力で最大主応力をなし、 σ_3 は側圧あるいは液圧であって最小主応力をなす)、 D および u を測定したが、ほとんどの場合明瞭な破壊を示さなかったので、ヒズミ (以下 ϵ と略す) が 15% に達するまで加力した。含水比は試験の前後とも測定し、 σ_1 の計算は供試体が変形後も円筒をなすとして補正した断面について行なった。

3. 実験結果とその考察

3-1 メンブレンおよびドレーンペーパーの強度と厚さに関する補正

本実験に用いた供試体には、排水の促進のため 2 枚のドレーンペーパーを巻き、その上に $p = 0.5, 1, 2 \text{ kg/cm}^2$ に関しては 1 枚、 $p = 4, 7 \text{ kg/cm}^2$ に関しては 2 枚のメンブレンを被せた。この理由は高い p では、供試体と下部ポーラスストーンとの不連続部で、メンブレンに穴があくことがしばしばあったからである。

1) 厚さに対する補正

圧密後の供試体の直径を、当研究室で Optical method²⁾ と呼んでいる方法を用いて測定し、その測定値より、湿潤状態のペーパー厚 0.5 mm (2 枚分) と応力を受けていない状態のメンブレン厚 0.5 mm (ただし 1 枚分) を引いて供試体だけの直径とした。

2) 強度に対する補正

メンブレンとドレーンペーパーに関する補正の研究には、A. W. Bishop と D. J. Henkel³⁾ や J. M. Duncan と H. B. Seed⁴⁾ のものがある。彼らの研究結果によって本実験に使用したメンブレンおよびドレーンペーパーに対する補正量を計算してみると表-3 のようになる。最下段の値は当研究室の実験値であって、次のような方法による。まず補正値を求めるための供試体としては、均質で、粘土に近い挙動を示し、かつ $\epsilon \sim (\sigma_1 - \sigma_3)$ の関係が、載荷の回数に無関係に常に一定でなければならない。このような材料としてゴムをえらんだ。供試体の直径は 48.6 mm、高さ 112 mm で、弾性率は 24.0 kg/cm^2 であり、メンブレンのそれは 11.0 kg/cm^2 であった。実験方法は、はじめにゴムの供試体だけで圧縮試験を行ない、 $\epsilon \sim (\sigma_1 - \sigma_3)$ の関

表-3 補正一覧表 ($\epsilon = 15\%$ における補正値)

(単位 kg/cm^2)

	メンブレン 1 枚 とペーパー 2 枚		メンブレン 2 枚 とペーパー 2 枚	
	試験式 による	実験値 による	計算式 による	実験値 による
Bishop と Henkel	0.171	0.191	0.194	0.322
Duncan と Seed	0.292	—	0.358	—
本 実 験	—	0.150	—	0.180

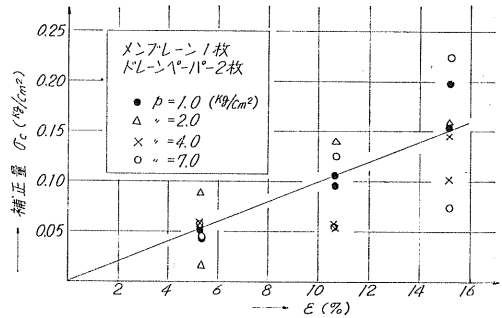


図-2 ヒズミと補正量の関係

係を求め、つぎにメンブレン 1 枚または 2 枚と湿潤状態のドレーンペーパー 2 枚使用の各ケースについて同じく $\epsilon \sim (\sigma_1 - \sigma_3)$ の関係を求め、同一ヒズミにおける両者の補正量を σ_c とする。また σ_c の値が σ_3 の大きさによって変化するかどうか調べた。図-2 はメンブレン 1 枚とドレーンペーパー 2 枚に対する実験結果である。図よりわかるように σ_c に与える p の影響は顕著ではない。また ϵ が増加するにつれて σ_c が増加しているのがわかる。この関係を大体直線とみなして図のような直線を引き、これから補正量をきめた。表-3 より我々の実験値は Bishop と Henkel の実験値と大差ないものとみなして、以後の実験値の補正はすべて本実験の補正直線を用いて行なった。

3-2 透水係数 (k)

3-2-1 k の計算方法 (V. Escario の圧密解析) と計算

本実験では、 k を V. Escario⁵⁾ の圧密解析に基づいて計算した。この解析方法は、本実験の場合と同様に等方圧密状態の試料内の排水が半径法にのみ許されるという条件のもとで、試料内のある一点の容積変化量は、 t 時間後の u による排水量の差および t 時間後の垂直ヒズミによる容積圧縮量から求められるというものである。上記より方程式をたて u について解くと次の方程式を得る。

$$\log \frac{u_{\text{med}}}{u_0} = - \frac{8C_{vt}}{(1+2v)R^2} \quad (1)$$

ここで

u_{med} : 時間 t における供試体水平面における平均間ゲキ水圧

u_0 : 等方圧密圧

- R: 供試体の半径
- C_v : 圧密係数
- λ : 鉛直方向のヒズミに対する水平方向のヒズミの比 ($=\varepsilon_h/\varepsilon_v$)

供試体が完全飽和で、変形が λ の値に従って相似に進みかつ供試体の排水および軸方向変位が、 u の減少とともに増加すると考えると、時間 t における排水量の全排水量に対する比 (V_t/V) および全軸方向変位量に対する時間 t での変位量の比 (D_t/D) と u_{med}/u_0 との間には、つぎの関係が成立する。

$$\begin{aligned} \log \frac{u_{med}}{u_0} &= \log \left(1 - \frac{V_t}{V}\right) = \log \left(1 - \frac{D_t}{D}\right) \\ &= -\frac{8C_v}{(1+2\lambda)R^2} t \end{aligned} \quad (2)$$

(2)式は図-3のように片対数紙上における勾配 $\tan \alpha = -\frac{8C_v}{(1+2\lambda)R^2}$ を持つ直線式を意味する。したがって角 α を求め、 $C_v = \frac{(1+2\lambda)R^2}{8} \tan \alpha$ より C_v を求めて、次の式より k を計算する。

$$k = C_v \gamma_w m_v \quad (3)$$

ここに γ_w は水の密度、 m_v は容積変化率で圧密曲線から計算できる量である。

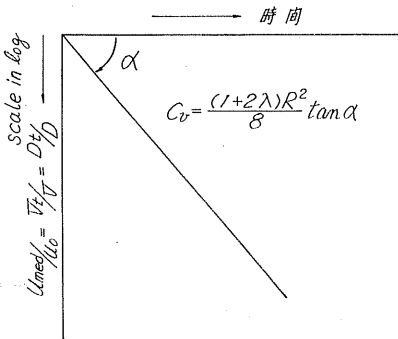


図-3 時間と u_{med}/u_0 の関係

3-2-2 結果の検討

3-2-1の方法によれば、ある試料土の一つの圧密圧 (p) に対して u , V , D の観測値から3つの k が算出されるが、 ε を5段階にしたから合計15個の k を計算できることになる。図-4は試料土 No. 3, $p=4.0 \text{ kg/cm}^2$ に関する時間と u , D_t/D , V_t/V の観測値の関係を示す一例である。理論的にはこの3つの直線は完全に重なって、ただ1つの k を示すべきものであるが、実験の結果は図のような偏向を示していた。しかし全試料を通じて、1つの測定量 (たとえば u) だけが他の2つと傾向を異にしているということにはなかったため、これら3つの測定量にもとづいて計算される k には同程度の信用性があるということが出来る。図-5は V_t/V , D_t/D に対する $u/\Delta\sigma$ の関係を試料土 No. 3に

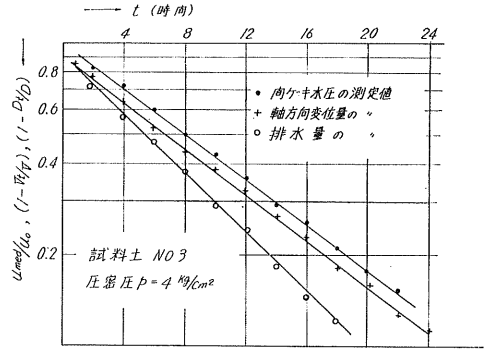


図-4 t と u_{med}/u_0 , $(1-V_t/V)$, $(1-D_t/D)$ の実測値との関係

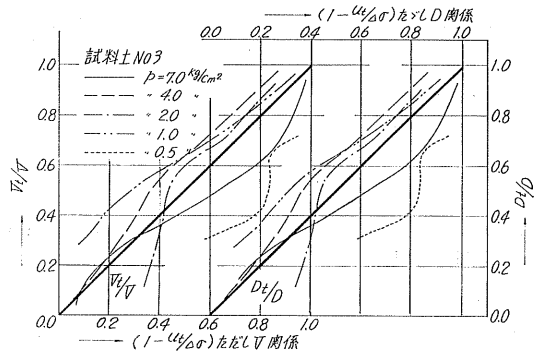


図-5 u と V_t/V および D_t/D との関係

ついてプロットしたものである。ここで $\Delta\sigma$ は等方圧密圧を示すが、段階的の荷の場合は付加圧力を表わす。この図は、3-2-1の圧密解析における u_{med}/u_0 に対する $(1-V_t/V)$, $(1-D_t/D)$ の関係を示すもので、図の45度の傾きをなす太線上の点は、 $V_t/V = D_t/D = u/\Delta\sigma$ すなわち $\log(u_{med}/u_0) = \log(1-V_t/V) = \log(1-D_t/D)$ の関係を満足する。したがって、 $u/\Delta\sigma$ に対する V_t/V および D_t/D がこの直線上にあれば、Escarioの圧密解析が実験的に証明されることになる。図-5で $p=0.5 \text{ kg/cm}^2$ の曲線は、図の太線から著しく偏っているのがわかる。これの原因は説明がつかない。それ故上記の方法によって k を算出する際の信用度は本実験で扱った p の範囲内では、 $p=0.5 \text{ kg/cm}^2$ に対して著しく落ちるものと考えられる。図-6は試料土 No. 3 についての $k-p$ の関係を両対数紙上にプロットしたものである。この図より $p=0.5 \text{ kg/cm}^2$ に対応する k の値が、図中に引かれた直線より下にバラついており、逆に $p=2.0 \text{ kg/cm}^2$ に関する値は直線より上に分布している、全体的に低い p で凸型のカーブをしているのがわかる。この傾向は全試料に共通していたが、 $p=0.5 \text{ kg/cm}^2$ の k が過小に計算されたことの説明は困難である。また $p=2.0 \text{ kg/cm}^2$ の k が大き目に出たことの原因は、0→2.0 kg/cm^2 のように、段階的の荷を経ずに、一気に荷したことにあらず

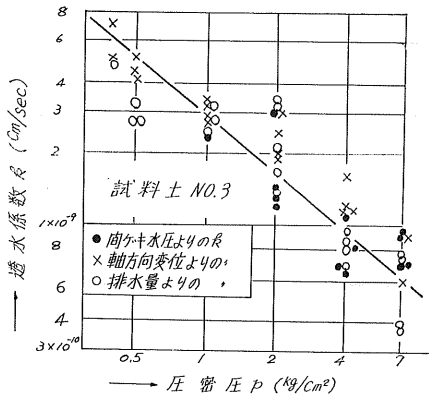


図-6 圧密圧と透水係数の関係

く、事実、少数の0→1→2 kg/cm²の段階的载荷の結果がこの直線に合致する値を与えている(試料土 No. 1 の場合)。

図-6で、 $p=0.5 \text{ kg/cm}^2$ の k を一応ないものと考え、 $p=2.0 \text{ kg/cm}^2$ の k の分散が前述の理由によるものとする、 p と k は両対数紙上で直線関係にあるとみてよい。この傾向は残りの試料土についても同じである。あとで ε と k の関係を論ずる際、 p に対応する k を持ち出すが、そのときの k は、この直線から求めたものであって実測値のものではない。

3-3 間ゲキ水圧 (u)

本項の目的はすでにのべたように、種々なる透湿度をもつ飽和粘土の間ゲキ水圧を試料下端において測定する場合の最適なヒズミ速度はどの程度であるかを知ることにある。圧密圧力は、 0.5 kg/cm^2 にはじまって5段階に分けているが、最小の 0.5 kg/cm^2 の観測結果は、ほとんどすべての場合において不整であったので、以下の検討の多くにおいて、これを除外している。

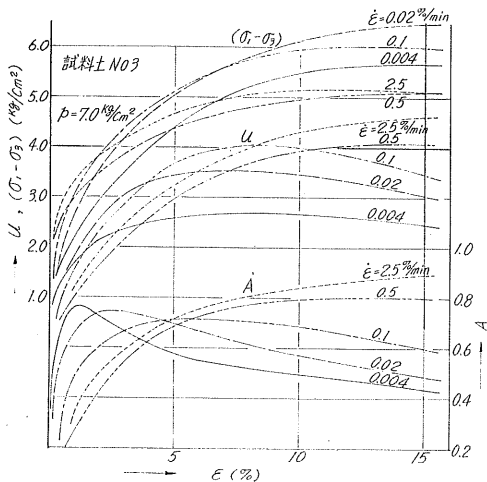


図-7 $p=7.0 \text{ kg/cm}^2$ に対する $\varepsilon-u$, $(\sigma_1 - \sigma_3)$, A の関係

3-3-1 間ゲキ圧係数 A とヒズミ速度 ε の関係

図-7は、ある条件のもとでの観測結果であって、 A はSkemptonの定義⁶⁾によるもので、軸差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ に対応して発生する間ゲキ水圧の割合である。一般には破壊時について計算される。正規圧密粘土では正号をもち、我々のような実験のやりかたでは、ある ε のときの u を、そのときの $(\sigma_1 - \sigma_3)$ で割って計算される。

まず ε の初期と終期で、 A が ε でどのようにかわるかをみとめる。図-7の A をみると、 ε が小さい場合の A は ε の初期に大きく、終期に向ってなだらかに減少し、小さな値に終っているのに反して、 ε の大きい場合は、 ε の初期に小さく終期に向って漸増し、大なる値を示していることが分る。この傾向を一般的にたしかめるために、図-8に $\varepsilon=1\%$ 、図-9に15%のときの A を p をパラメーターとしてプロットした。前者では全体として右下りの傾向が見られ、後者では逆に右上りの傾向が見られる。このことは、 ε の初期では ε の小さい方の A の立上りが、 ε の大きいものより急で、 ε の終期ではこれが逆転することを意味する。

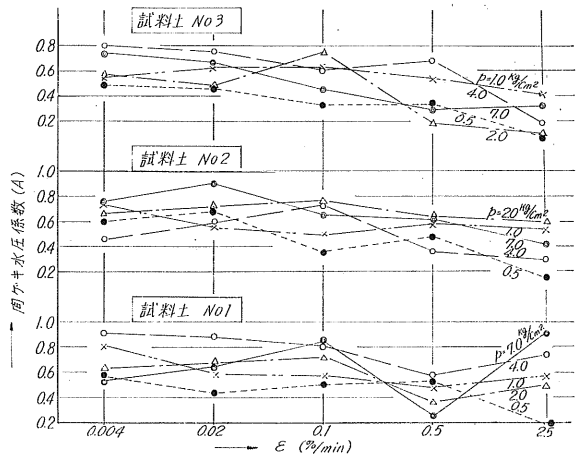


図-8 $\varepsilon=1\%$ における A と ε との関係

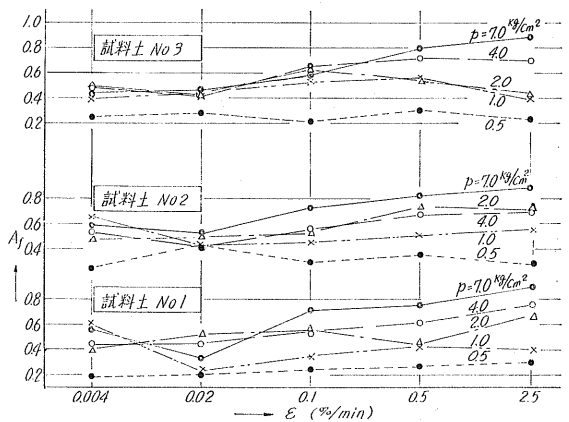


図-9 破壊時の間ゲキ圧係数とヒズミ速度の関係

表-4 ヒズミの初期と終期での ϵ による A の差

試料土	$\epsilon=1\%$ における A			$\epsilon=15\%$ における A		
	中間値		中間値の差	中間値		中間値の差
	$\dot{\epsilon}$ %/min			$\dot{\epsilon}$ %/min		
	0.004	2.5		0.004	2.5	
No. 1	0.72	0.7	+0.02	0.5	0.65	-0.15
No. 2	0.62	0.45	+0.17	0.57	0.73	-0.16
No. 3	0.68	0.25	+0.43	0.45	0.65	-0.20

A の立上りが急であるということは、加えた軸差応力の変分の大きさにくらべて、それによって発生する u の変分が大きいということである。ただし、このことは、同一の ϵ における A の比較である。だから基準にとる ϵ がかわれば A の値も変わるが、そのバラツキはさほどでないから図-8, 9 が全体の傾向を示すことにはかわりはない。この傾向をきわめて大ざっぱに数値的にあらわすために、両図の両端の $\dot{\epsilon}$ における A の中間値を求め、中間の $\dot{\epsilon}$ における A が、この中間値を結ぶ直線上にあるとして、両端の中間値の差を計算してみると表-4 のようになる。きわめて大胆なやりかたではあるが、得られた数値は、上述の傾向を示しており、さらに試料土 No. 1, 2, 3 の土質の差による傾向もみることができる。つまり、試料土は番号の多いほど塑性の高い、低い透水性の粘土であって、中間値はその順に大きくなっており、その差も一定の傾向を示している。

前述のように、 A は一般に破壊時において定義されるのであるから、 A と $\dot{\epsilon}$ の関係を論ずるにあたっては、終期の $\dot{\epsilon}$ における A が $\dot{\epsilon}$ でどうかかわるかをしらべるのが妥当である。図-9 がこれに相当するわけであって、 $\dot{\epsilon}=0.004\sim 0.02$ %/min での A の分散は、 $\dot{\epsilon}=0.1\sim 2.5$ %/min でのそれにくらべてはるかに小さい。破壊時および破壊をすぎた応力状態での A は、圧密圧力 p の大小に無関係に、土質によって一定すべきものであると仮定すると、 $\dot{\epsilon}=0.004\sim 0.02$ %/min では、 A が一定値に近いから、より正しい u を計測していると考えられる。

3-3-2 間ゲキ圧係数 A と圧密圧力 p との関係

図-10 は、 $\epsilon=15\%$ における間ゲキ圧係数 A_f と、圧密圧力 p との関係を、 $\dot{\epsilon}$ をパラメーターとしてプロットしたものである。前項で A は、 p に関係なく一定値をとるものと考えたが、この仮定をほぼ満足するのは、 $\dot{\epsilon}=0.004\sim 0.02$ %/min のときだけであって、 $\dot{\epsilon}=0.1$ %/min 以上では、 A は p の増大とともに大きくなる傾向を示し、 $\dot{\epsilon}$ が u の発生に影響を与えていることになり、 u を正しく計測していることにはならない。

3-3-3 A の勾配と A の時間的変化

図-11 の a) はここにいう A の勾配の計算法を示すもので、図の α 点は A のピークであって、そのときの $\dot{\epsilon}$ の半

分の点 β での勾配が b) 図の折線群であり、a) 図の γ 点での勾配が c) 図の折線群である。この図は試料土 No. 3 についてのもので、 p をパラメーターとしている。 A の勾配の意味は、単位の $\dot{\epsilon}$ の間に、 A はどれだけ変化するかを示すもので、正号であれば増加、負号であれば減少を意味する。図-11 の b) は、 $\dot{\epsilon}$ の初期の A の増加割合を示すもので、 $\dot{\epsilon}$ の小さい場合ほど大きく、 $\dot{\epsilon}$ の大きい場合は、この逆になっていて、3-3-1 で示した通りになっている。同図の c) では、負号を持ち、その値はきわめて小さい。つまり、 A はほとんど変化せず、一定値になっていることが分る。

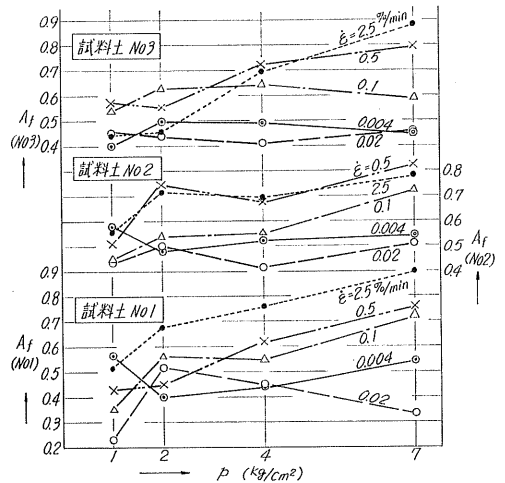


図-10 圧密圧 (p) と A_f との関係

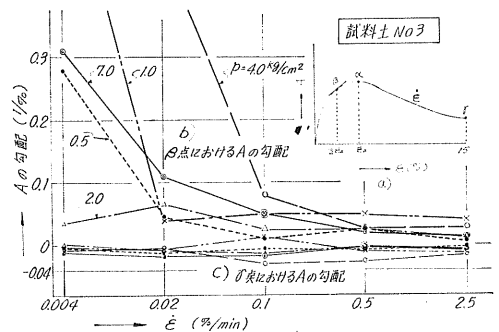


図-11 ヒズミ速度と A の勾配との関係

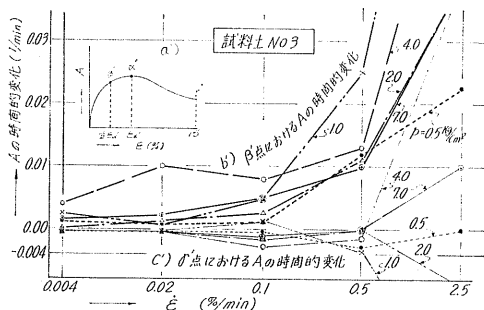


図-12 Aの時間的变化

図-12は、Aの時間的变化であって、単位時間にAがどれだけ変化するかを示すもので、uの時間的発生割合と考えてよい。計算の方法は、前項のAの勾配にεをかけてやればよい。同図のb)は、εの初期におけるAの時間的变化であって、Aの勾配の場合とは逆に、εの小さい場合は、単位時間に発生するとして観測されるuがきわめて小さいことを示す。同図のc)は15%のεでのAの時間的变化を示して、ε=0.004~0.02%/minでは、負でその絶対値はきわめて小さいのに反して、0.1%/min以上では、ランダムに発生し、かつ絶対値が大きい。ここでも、試料土 No. 3 程度の粘土についての最適のεは、0.02%/min程度であろうことが推定できる。

3-3-4 試料中の間ゲキ水圧の分布

uの測定を論ずるためには、円筒試料中のuの分布を知る必要がある。文献としては7), 8)がある。前者では、uの変分Δuを、

$$\Delta u = B \left\{ \Delta \sigma_1 - (1-A) (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \right\} \quad (4)$$

として、試料の上下端の拘束状態における $\Delta \sigma_1$, $(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$ の増減から、 $A < 1$ のときは、試料下端のu(u_e とする)が試料中央のu(u_c とする)より大なることを論じ、実験値がこれに一致することを示している。8)の文献では実測の結果が、7)の結果に近いことを示している。 $A > 1$ のときは、分布は、逆になるが、我々の実験では、このような場合はなかったため、この条件は問題にならない。

我々は、 u_c を測ってないが、 u_e の測定結果から、分布を推定してみると、次のようである。図-7のAの変動は、εをパラメーターとしての u_e の発生状況を明示するものであるが、εの初期でεの小さいときに大きい u_e を示し、εの大きいときに小さい u_e を示すのは、7)の文献の理論があてはまらない場合であって、εが大きくなって、εによるAの大小が逆転するときに、この理論があてはまるものと考えられる。つまり、εの初期では、試料の変形が進まず、端部の拘束が僅少であるために、uの分布は、普通に想像されるように、 $u_c > u_e$ の凸レンズ状になっている。そのとき、εが小さいと、凸レンズ状に発生するuを矩形

状に再分布させるのに必要な時間が充分にあるのに反して、εが大であると、これがないために、凸レンズ分布の下端のuを測定していることになり、前者で大で、後者で小さくなると思われる。

εが進行し、試料端の拘束が大きくなると、前記の理論が有効になって、発生するuの分布は、凸レンズ型から凹レンズ型にかわる。この変換がどの程度のεで、どのような機構で生ずるのかは不明であるが、本実験のように、 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ にピークのない場合の強度を定義する上に、何らかの意味を持っているのかも知れない。分布が凹レンズ型にかわっても、εの小さい場合は、前の場合と同様矩形分布に平均化する時間的余裕があるが、εの大きい場合は、これがない上に端部の拘束は益々大きくなって、凹レンズ型分布は、εの大きいほど顕著となり、結果として、εの小さい場合に比べて大きい u_e を与えることになる。

いずれの分布をするにしても、εがある限度より小さくないと、発生するuを平均化するに必要な時間がないから、より確からしいuが得られない、ということになる。はじめに本文は、破壊面付近のuを測定するための最適のεを求めることが、目的であるといったが、三軸供試体の破壊面は、きわめて薄い層に沿って生ずるとする研究⁹⁾もあるから、正確にこれを計測することは、実際上は不可能なことであって、我々のできることは、平均的なuをより正確に知ることにあるのではないかと考える。このためには、uの再分布を可能にして、平均的なuを与える低いヒズミ速度がのぞましいことになる。

3-3-5 透水係数kと間ゲキ水圧係数A_f

いままでは、εとAの関係を中心に考察を加えて、この実験で取扱った範囲の粘土では、εは0.02%/min前後が適当ではないか、ということを経験的に例証してきた。ここでは、透水係数とA_fを対比させて、εの適否を論じてみる。

図-13は、全試料について、εをパラメーターとして、A_fとkをプロットしたもので、kは、図-6のkとpの相関図の直線から求めたものである。図-13のそれぞれεの

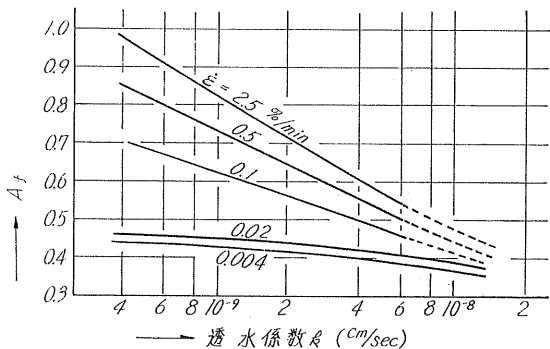


図-13 破壊時の間ゲキ水圧係数と透水係数の関係

曲線は勿論平均的なものであって、ある程度のバラツキのある点群をまとめたものである。しかし、この図には、土質の差は入ってきていない。土はすべて、 k で代表されている、ということである。この図から分ることは、 $k=10^{-9} \sim 10^{-8}$ cm/sec では、0.02 %/min 以下の $\dot{\epsilon}$ であれば A_f はほぼ一定の値を与えるのに反して、0.1 %/min 以上の $\dot{\epsilon}$ では、 k の大小によって、 A_f に非常な差が生ずる、ということである。つまり、 $k=10^{-10} \sim 10^{-9}$ cm/sec の土の u を測定するのであれば、0.02 %/min 前後の $\dot{\epsilon}$ でなければ、平均化した u を与えないという結論になる。

なお、図-13で、 $\dot{\epsilon}=0.1$ %/min 以上の曲線が図の右の方の高い透水係数になったとき、どのような形になるかは興味のあるところであるが、おそらく、ある k 付近で横軸に平行して、一定の A_f を与え、2.5 %/min の $\dot{\epsilon}$ が適用可能な k を与えるものと考えられ、このような k が、 $\dot{\epsilon}$ が 0.5、0.1 %/min と小さくなるにしたがい小さくなるのではないかと推定される。

3-4 $\dot{\epsilon}$ と強度

図-14は、試料土 No. 3 に関する $\dot{\epsilon}$ をパラメーターとした非排水強さ (C_u) と p の関係を示す。一般に正規圧密粘土では C_u は p に比例するといわれているが、本実験の場合も図にみられるように、 $p=0$ で小さな切片を持っているが C_u/p は $\dot{\epsilon}$ に無関係に一定であった。 C_u/p の値は、試料土 No. 1 で 0.53 (切片 0.1 kg/cm²)、No. 2 で 0.47 (切片 0.47 kg/cm²)、No. 3 で 0.40 (切片 0.20 kg/cm²) である。次に三つの試料に関する限り、 C_u/p と塑性指数 (PI) の関係は図-15における上段の直線で表わされる。この直線の式は次のようである。

$$C_u/p = 0.58 - 0.0031 (PI) \quad (5)$$

図-15には、スケンプトンとベーラムによる $C_u/p \sim PI$ の関係があわせプロットしてある。スケンプトン¹⁰⁾の式は次のようである。

$$C_u/p = 0.11 + 0.0037 (PI) \quad (6)$$

(5) 式と、(6) 式で傾きが全く逆であるのは、(6) 式が原位置試験による乱さない粘土に関するものであるからとされて

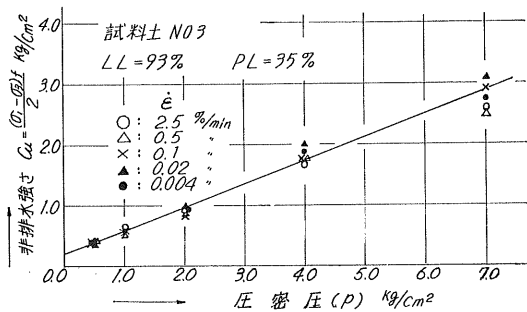


図-14 圧密圧と非排水強さとの関係

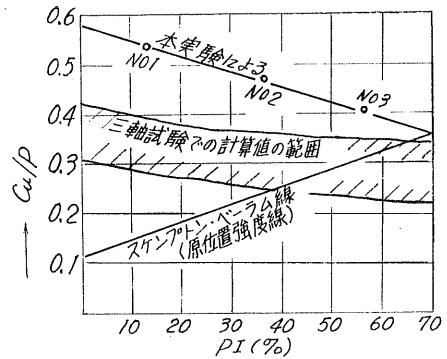


図-15 C_u/p と PI との関係

いる。図の斜線部は、乱した粘土の三軸圧縮試験による場合の範囲である。我々の値は、少し大きめではあるが、ほぼ平行しているから、傾向としては同じことである。我々の実験の三つの点が直線に近い関係を示しているのは興味のあることで、もし、これらの土の粘土成分の成因が同じで同じ性質を持っているとすれば、この直線関係の説明はつきそうである。しかし、その証拠はないのであるから推察の域を出ない。

図-16は全試料土について $\dot{\epsilon}$ と ϕ_{cu} (全応力解析によるせん断抵抗角) の関係を示し、図-17は $\dot{\epsilon}$ と ϕ' (有効応力解析によるせん断抵抗角) の関係を示す。 ϕ_{cu} に関しては $\dot{\epsilon}$ の大小による顕著な影響は認められないが、 ϕ' は $\dot{\epsilon}$ が小さくなるにつれて小さくなる傾向があり、この傾向は、粘土分の少ない低塑性の No. 1, 2 の土において顕著であ

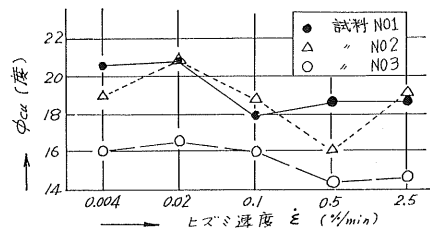


図-16 ϕ_{cu} とヒズミ速度の関係

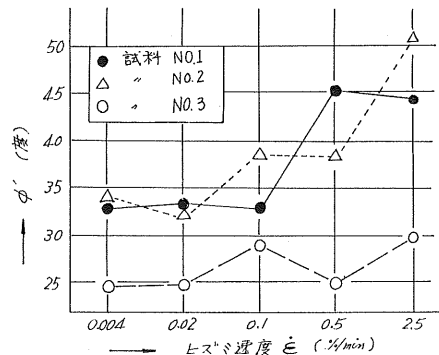


図-17 ϕ' とヒズミ速度の関係

る。図-17において $\dot{\epsilon}=0.02\%/min$ 以下のヒズミ速度では ϕ' に差がほとんどないようである。これは、 $\dot{\epsilon}$ が $0.02\%/min$ 以下になると、 u の測定値がより正確になり、そのため ϕ' の値が一致したものと考えられ、先の結論、すなわち、 k が $10^{-9}\sim 10^{-8}cm/sec$ の範囲内では、下端間ゲキ圧測定に基づく $\dot{\epsilon}$ の最適値が $0.02\%/min$ 程度であるとしたことと考え合わせると興味のあることである。

4. 結 論

1) 放射方向排水の三軸等方圧密による透水係数と圧密圧は、両対数紙上ではほぼ直線関係にある。

2) 圧密圧力の高い場合は段階的の載荷を行なったが、 $p=2.0kg/cm^2$ の場合も段階的の載荷を行なうべきであった。また $p=0.5kg/cm^2$ の低い圧密圧では、圧密およびセン断試験時の間ゲキ水圧の測定値に不明確な実験誤差が含まれていたようである。

3) 供試体下端において間ゲキ水圧を測定する場合のヒズミ速度は、透水係数 k が、 $10^{-9}\sim 10^{-8}cm/sec$ の範囲内では、 $0.002\%/min$ 前後が最適と思われる。

4) 本実験のヒズミ速度の範囲内では、破壊時の軸差応力とヒズミ速度の間には相関性がないようである。したがって、非排水強さ(C_u)と圧密圧(p)との比にもヒズミ速度の影響が認められず、 C_u/p と塑性指数($PI\%$)との関係は

$$C_u/p = 0.58 - 0.0031 PI$$

であった。

5) ϕ_{cu} (全応力解析によるセン断抵抗角)は、ヒズミ速度の大小によって影響を受けていないが、 ϕ' (有効応力解析によるセン断抵抗角)については、顕著な影響が認められた。

5. む す び

今回の実験で残念なことは、供試体中央の間ゲキ水圧の

測定を行なわなかったため、ヒズミ速度の大小によるヒズミ毎の間ゲキ水圧の挙動を完全に把握できなかったことである。なお本研究の概要は、昭43.10土木学会第23回年次学術講演会で発表している。本文はその詳報である。この実験は、八戸、水野の卒業論文として行なったもので、佐藤が実験上の指導者となり、北郷が総括したものである。

参 考 文 献

- 1) A. W. Bishop, and D. J. Henkel: The measurement of soil properties in the triaxial test. 1962, p. 167.
- 2) V. Eskario, and S. Uriel: Optical method of measuring the cross section of samples in the triaxial test. Proc. 5th. Int. Conf. S. M. F. E. 1961, Vol. 1, p. 89.
- 3) 1)と同じ, p. 207.
- 4) J. M. Duncan, and H. B. Seed: Correction for strength test data. Proc. A. S. C. E. S. M. 1967, p. 5430.
- 5) V. Escario, and S. Uriel: Determining the coefficient of consolidation and horizontal permeability by radial drainage. Proc. 5th Int. Conf. S.M.F.E. 1961, Vol. 1, p. 83.
- 6) A. W. Skempton: The pore-pressure coefficients A and B. Geotechnique 4-4, 1954, p. 143.
- 7) Reserch Conference on shear strength of cohesive soils. Univercity of Colorado. S.M. ASCE p. 1026.
- 8) 赤井浩一: 三軸試験における間ゲキ水圧測定の諸問題. 土質工学シンポジウム, 第10回, p. 125.
- 9) A. W. Bishop: The strength of soils as engineering materials. Rankine Lecture 6th, 1966.
- 10) A. W. Skempton: Discussion on "The planning and design of the new Hong Kong Airport". Proc. Inst. Civil. Engrs. 7, 1957, p. 305-307.

土の凍上に関する実験的考察

正員 松木 憲司*

正員 ○佐藤 信也**

1. 序 言

土の凍上に影響を及ぼす要因としては土質、寒度、地下水であることは既に明らかなところである。著者等はこれらの3条件中まず凍上の土質による影響を調べるために、実験室内において粒度を異にする土材数種を試料土として供試体を作製し、下方より毛管水と水蒸気の土体内への上昇を可能とする状態において供試体上面に寒気をあてて凍結せしめ、凍結による膨張、含水量、密度等の変化を調べ土の凍上と粒度、密度、含水量等との相関性をもとめた。

2. 試料土

現場より採取した砂(苫小牧産)、ローム(室蘭産)、及び粘土(厚真産)の3種の土質を基礎試料土とし、実験室で砂とローム及び砂と粘土の重量配合比をそれぞれ7:3, 5:5, 3:7とした混合土6種をつくった。表-1は基礎試料土の

諸性質を、表-2及び図-1は全試料土の粒径分布を、又図-2はこれらの粒径加積曲線を示す。

表-1 基礎試料土の性質

試料土種別	砂 (A)	ローム (B)	粘土 (C)
比 重	2.802	2.599	2.698
液性限界 (%)	—	39.90	59.40
塑性限界 (%)	—	35.50	27.43
塑性指数 (%)	—	4.40	31.97
最大乾燥密度 (g/cm ³)	2.075	1.291	1.441
最適含水比 (%)	11.5	35.44	29.40
透水係数 (cm/sec)	—	2.506×10 ⁻⁵	1.496×10 ⁻⁵

表-2 試料土の粒径分布

記 号	分類名称	混 合 比 率			砂 分 (2.00~0.074 mm)	シルト分 (0.074~0.005 mm)	粘 土 分 (0.005 mm 以下)
		砂	ローム	粘 土			
A	砂	1.0			100.0	0	0
B	ローム		1.0		50.0	32.5	17.5
C	粘 土			1.0	13.0	50.0	37.0
D-1	砂	0.7	0.3		85.0	9.7	5.3
D-2	砂質ローム	0.5	0.5		75.0	16.2	8.8
D-3	砂質ローム	0.3	0.7		65.0	22.7	12.3
E-1	砂質ローム	0.7		0.3	73.9	15.0	11.1
E-2	砂質ローム	0.5		0.5	56.5	25.0	18.5
E-3	粘土質ローム	0.3		0.7	39.1	35.0	25.9

* 室工大土木教室 教授

** 室工大土木教室 助手

記号	分類名称	砂分									シルト分			粘土分		
		0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
A	砂	0.1 0.2 0.3 0.4 0.5 0.6 0.7 0.8 0.9														
B	ローム	50.0			32.5			17.5								
C	粘土	13.0			50.0			37.0								
D-1	砂	85.0									9.7			5.3		
D-2	砂質ローム	75.0									16.2			8.8		
D-3	砂質ローム	65.0									22.7			12.3		
E-1	砂質ローム	73.9									15.0			11.1		
E-2	砂質ローム	56.5									29.0			18.5		
E-3	粘土質ローム	39.1			35.0			25.9								

図-1 試料土の粒径分布

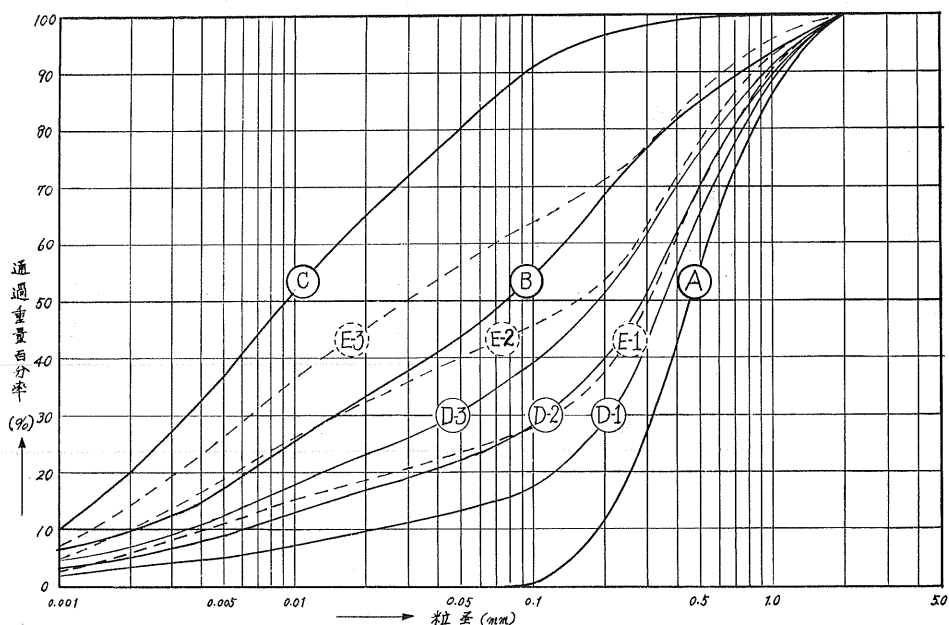


図-2 試料土の粒径加積曲線

3. 実験方法

(1) 供試体の準備, 作製

供試体の大きさは直径: 70 mm, 長さ: 120 mm の円筒形である。初期含水量は最適含水比を目安として供試体の作製後間隙水が漏出しない程度になし, 試料によりほぼ同一の含水量を用いた場合と, これと異なる含水量との2種を用いた場合とがある。

締固め方法

試料を内径: 70 mm, 高さ 120 mm のモールドに3層に分けて詰め, 重量 2.5 kg のランマーを落下高 30 cm で落下させ, 各層の締固め回数は12回と6回宛の2種を用いた。各層12回の締固め回数は本実験に用いたモールドの寸法が JISA 1210 の規格と異なるため同一の締固め効果

を得るように決定した。各試料土の供試体の作製条件と平均初期状態は表-3に示すとおりである。

(2) 凍結方法

締固めた供試体は図-3に示すようにモールド (厚さ 5 mm の透明アクリル製) に入れたまま低温装置内に設置した水槽の上蓋にはめこまれたホルダー内に格納した。図からわかるように供試体の上表面と上部 2 cm 高さの側面が低温装置内の寒気に直接さらされているわけである。凍結中の土体内に地下水が毛管上昇し, 又下方より間隙水や水蒸気の温度浸透により土体の含水量が著しく増大することが土の凍上量に第1次的な影響を及ぼすことは既に明かにされているが¹⁾, 本実験においてはこの目的にそうため供試体底部のポーラス・ストーン (厚さ 15 mm) のほぼ中央高さに水槽内の水位を常時保持するようつとめた。水温は自動

調節装置により常時 +3°C に保った。

供試体は製作後 24 時間低温装置内の温度を +5°C に保ち、十分に毛管上昇をなさしめてから、次の要領で凍結を

表-3 供試体の作製条件と平均初期状態

試料土記号	比重	含水量 (%)	締固め回数	乾燥単位重 (g/cm ³)	間隙比	飽和度 (%)
A	2.802	12.24	12	1.972	0.605	56.69
		12.24	6	1.938	0.658	52.12
B	2.599	40.91	12	1.186	1.191	89.29
		34.58	6	1.046	1.484	60.56
C	2.698	37.74	12	1.332	1.025	96.73
		36.33	6	1.305	1.045	91.69
D-1	2.737	15.45	12	1.791	0.529	79.95
		12.85	6	1.625	0.685	51.34
D-2	2.697	24.57	12	1.580	0.708	93.68
		25.33	6	1.555	0.735	93.00
D-3	2.656	29.44	12	1.469	0.809	96.66
		23.65	6	1.237	1.148	54.77
E-1	2.771	13.08	12	2.008	0.381	95.30
		10.10	6	1.744	0.590	47.20
E-2	2.749	21.22	12	1.714	0.604	96.58
		15.93	6	1.615	0.703	62.40
E-3	2.728	23.20	12	1.645	0.658	96.18
		19.80	6	1.491	0.830	65.09

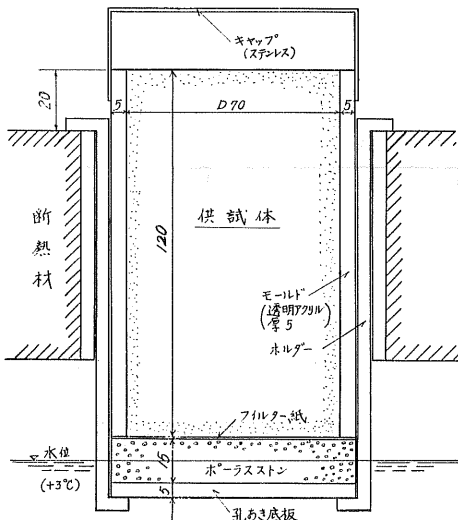


図-3 凍結装置 (寸法 mm)

開始した。

	温度	継続時間	積算寒度
(i)	-10°C	48 時間	- 480°C·hrs
(ii)	-20°C	48 時間	- 960°C·hrs
計		96 時間	-1,440°C·hrs

(3) 測定項目

凍結開始後は 12 時間経過毎に各供試体について次の項目を測定した。

(i) 重量

(ii) 上, 下面の平均伸び量

供試体がモールドに詰めてあるため上部から凍結が進行するにともない、凍結部分がモールドの内壁面に固着し、土体の膨張は未凍結部分を下方に押下げることとなり、実際には上面の隆起ではなしに下方への伸びとなって現われた (写真-1 参照)。

尚凍結の終了時には供試体をモールドより外し破壊して上, 中, 下層の含水量を測定した。表-4 参照。各層の最終

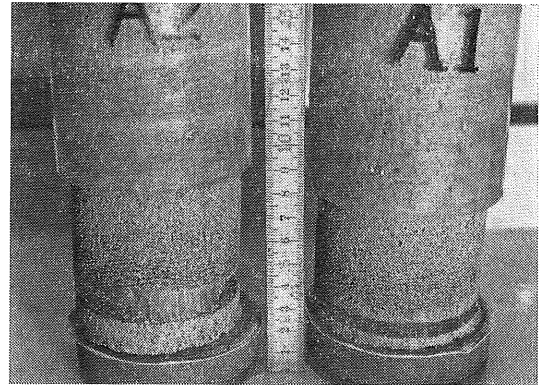


写真-1

表-4 凍結による供試体の含水量の分布

供試体記号		B-1	C-1	D-1-1	E-2-1	
初期含水量 (%)		40.91	37.74	15.45	21.22	
最終伸び量 (mm)		102.1	58.0	57.5	42.3	
最終含水量 (%)	モールド内	上	60.91	50.70	21.68	21.51
		中	109.07	63.13	31.06	23.99
		下	209.12	71.06	79.02	32.23
	モールド外	上	166.77	87.87	88.66	51.82
		中	57.35	—	—	—
		下	759.69	180.00	77.00	389.42

(注) モールド内とは供試体の上面より高さ 12 cm の部分、モールド外とは高さ 12 cm より下方の供試体の部分をいう

含水量の分布においてモールド下方に伸びた部分に著しく含水量の大なる数値があるのは、この部分がほとんど氷層のみよりなるためである。

4. 実験結果

各試料土の積算寒度に対する伸び量、間隙比、含水量、飽和度の変化及び最終の状態を実測した結果ならびに実測値より計算した結果の一部を示せば次のとおりである。

表-5 凍結の進行による伸びの状態

図-4 同 上 (A)

図-5 同 上 (B)

図-6 凍結の進行による含水量の状態

図-7 凍結の進行による間隙比の状態

図-8 凍結の進行による飽和度の状態

表-6 凍結による試料土の平均最終状態

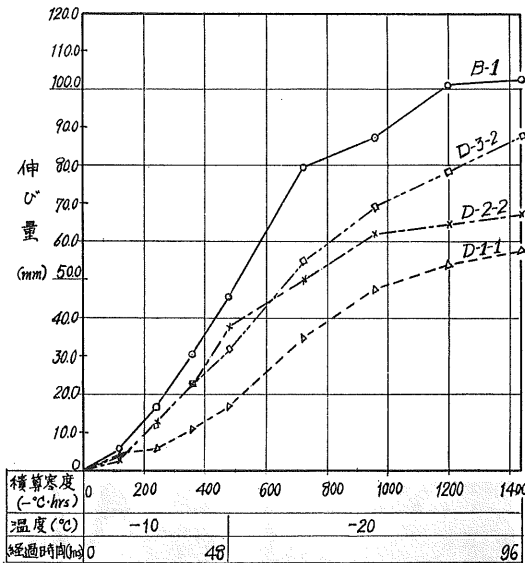


図-4 凍結の進行による伸びの状態 (A)

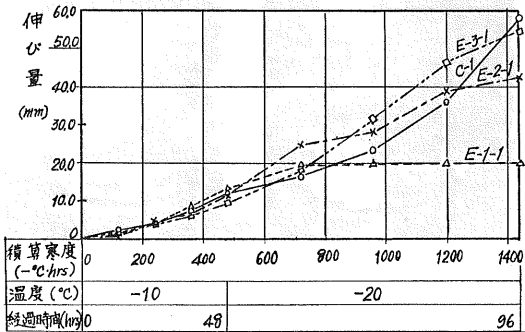


図-5 凍結の進行による伸びの状態 (B)

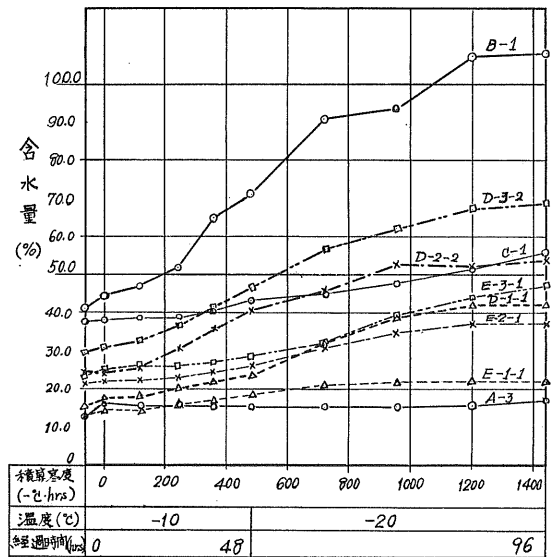


図-6 凍結の進行による含水量の状態

表-5 凍結の進行による伸びの状態

測定 番数	経過 時間 (hrs)	温度 (°C)	積算寒度 (-°C·hrs)	試 料 土 種 別									
				A	B	C	D-1	D-2	D-3	E-1	E-2	E-3	
1	24	+ 5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	12	-10	120	0	5.4	2.5	4.3	2.9	3.8	1.7	0.9	1.5	
3	24		240	0	16.8	4.0	6.0	12.8	12.2	4.3	4.7	4.0	
4	36		360	0	30.2	7.5	10.8	22.2	22.4	8.6	6.7	6.3	
5	48		480	0	45.4	12.0	17.0	37.8	32.1	13.4	11.9	9.2	
6	60		720	0	79.6	16.5	35.0	49.8	54.7	19.5	24.7	18.0	
7	72	-20	960	0	87.1	23.4	47.5	62.0	69.0	19.7	28.0	31.5	
8	84		1200	0	101.1	35.8	54.0	64.2	78.3	19.8	38.8	46.0	
9	96		1440	0	102.1	58.0	57.5	67.2	87.6	19.8	42.3	54.5	

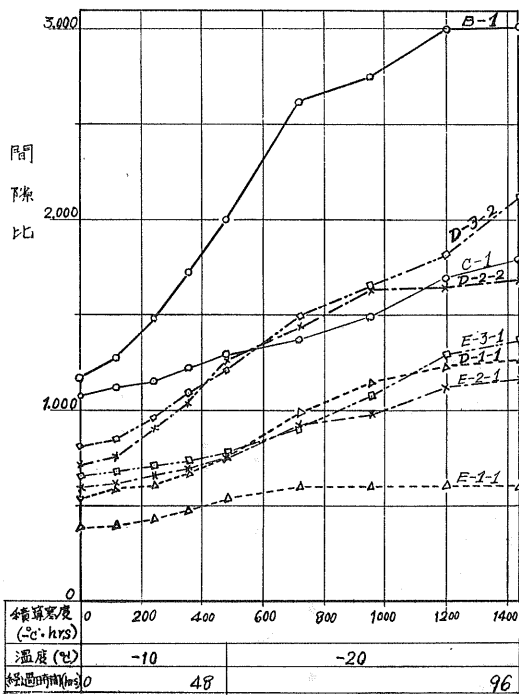


図-7 凍結の進行による空隙比の状態

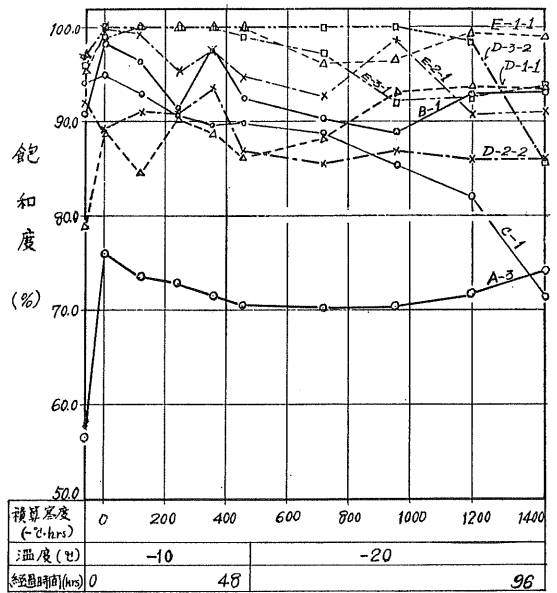


図-8 凍結の進行による飽和度の状態

表-6 凍結による試料土の平均最終状態

試料土記号	締固め回数	伸び量 (mm)	含水量 (%)	空隙比	飽和度 (%)	乾燥単位重量 (g/cm ³)
A	12	0	16.03	0.687	76.95	1.952
	6	0	15.70	0.632	72.22	1.715
B	12	94.52	105.25	2.919	93.73	0.664
	6	123.31	132.99	4.370	85.62	0.522
C	12	58.14	56.75	1.877	69.15	0.887
	6	64.20	64.65	2.176	80.15	0.849
D-1	12	59.35	43.00	1.285	91.59	1.197
	6	54.43	50.91	1.439	96.79	1.122
D-2	12	63.25	54.28	1.608	91.09	1.034
	6	84.68	63.72	1.957	87.81	0.912
D-3	12	82.24	69.26	1.952	92.92	0.903
	6	96.25	96.24	2.877	88.85	0.685
E-1	12	17.72	20.81	0.583	98.81	1.750
	6	28.86	33.16	0.971	94.69	1.405
E-2	12	40.97	36.89	1.152	89.57	1.277
	6	53.62	45.06	1.465	84.56	1.115
E-3	12	53.37	48.27	1.397	94.26	1.138
	6	55.79	49.29	1.590	84.34	1.054

5. 考 察

本実験においては試料土の種別、供試体箇数が少なく又凍結装置の不備等のため試験結果にバラッキが生じた。上掲の試験結果から明確な結論を述べることはやや早計とも思はれるが、実験より得られた資料の総合的な考察により供試体の伸び量とその要因との相関性に関して察知できる事項を次に述べる。

(1) 試料土の粒度と凍上量との関係

土の凍結に対する粒度の問題—特に凍上に最も大きな影響を及ぼす粒径範囲に関しては、既に多くの内外の研究成果が発表されているが^{2),3)}、本実験の結果を総合して試料土の凍結による伸び量に直接影響をもつ粒径範囲として

(i) 0.250~0.074 mm (細粒砂分) と 0.074~0.020 mm (粗粒シルト分) の含有率 (%)……(A) 含有率

(ii) 0.005 mm 以下 (粘土・コロイド分) の含有率 (%)……(B) 含有率

の両者を組合せて伸び量に対する相関を考えるのが最適切のようと思われる。本実験における各試料土の上記の (A) 含有率は表-7 に、又 (B) 含有率は表-2 に示すとおりである。図-9 は各試料土の伸び量と (A) 含有率との関係ならびに各試料土の (B) 含有率、初期間隙比、初期含水量及び初期飽和度を示すものである。図よりわかるように、試料土の (A) 含有率と伸び量との関係において (I) 砂・ローム群 (B, D-1, D-2, D-3) と (II) 砂・粘土群 (C, E-1, E-2, E-3) とは (I) 曲線と (II) 曲線によって表わされるようにそれぞれ異なる相関を示している。(I) 群と (II) 群はいずれも (A) 含有率に比例して増大する。しかるに (I) 群と (II) 群間に伸び量の差異が生じた原因としては (I), (II) 群の (A) 含有率がほぼ同一なる場合において (B) 含有率が図における粘土・コロイド含有率より明かなように (II) 群の方が (I) 群よりそれぞれ比例的に大なることによるものと考

表-7 粒径 0.250~0.020 mm 分の含有率 (%)

試料土記号	細粒砂分 (0.250~ 0.074mm)	粗粒シルト分 (0.074~ 0.020mm)	計
A	18.40	0	18.40
B	23.10	16.50	39.60
C	10.50	22.00	32.50
D-1	19.80	4.90	24.70
D-2	20.80	8.20	29.00
D-3	21.70	11.50	33.20
E-1	16.05	6.60	22.65
E-2	14.45	11.00	25.45
E-3	12.85	15.40	28.25

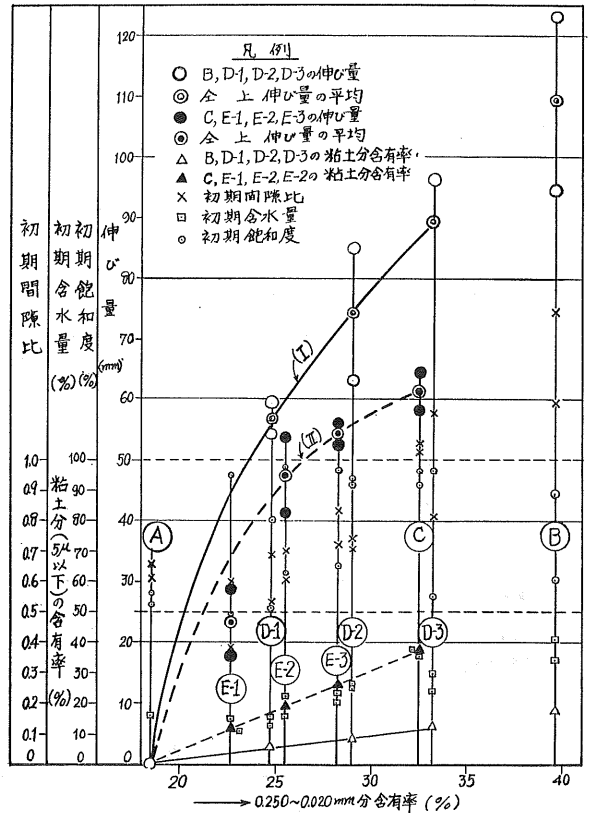


図-9 試料土の伸び量と初期状態

察できる。

(2) 試料土の初期密度と凍上量との関係

(i) 同一粒度の試料土において初期間隙比が異なる場合には、いずれの試料土においても初期間隙比の大なる方が伸び量は大きい (表-3 及び表-6 参照)。

(ii) 図-9 が示すように、試料土の伸び量と初期間隙比との関係はほぼ比例的であるが、これは試料土の締固めによる初期密度がそれぞれの粒度に対応した数値をとることに帰因すべきものと考えらるべきで粒度を異にする各試料土の初期密度そのものを凍上に及ぼす第一的な要因とは考えられないであろう。

(3) 試料土の初期含水量と凍上量との関係

同一粒度の試料土においては、初期含水量の小なる方が急速に含水量を増大し、伸び量も大きい (表-3 及び表-6 参照)。

参 考 文 献

- 1) Jumikis, A. R.: Thermal soil mechanics. New Jersey: Rutgers university press. 1966.
- 2) Schaible, L.: Frost und Tauschäden an Verkehrswegen und deren Bekämpfung. Berlin: Ernst und Sohn. 1957.
- 3) Kézdi, Á.: Bodenmechanik B. 2. Berlin: VEB Verlag für Bauwesen. 1964.

多層体の圧力分布に関する一解法

正員 能 町 純 雄*

正員 尾 崎 詔**

学生員 吉 田 紘 一***

学生員 ○吉 岡 迪***

1. まえがき

折板理論においては細長い矩形板の歪は短辺方向で平面応力状態にある。応力分布を直線と仮定してこれらの要素矩形板を組み合わせることは、複雑な構造物の有力な解法手段である。これを軸対称応力分布に適用すれば、半無限多層体の問題に工学的な解決を与えることができよう。

即ち、 n 層体が半無限弾性体に乗っている場合を想定し、第 i 番目の層について歪を厚さ方向の直線分布と仮定した基本式を求め、各層間の力のつりあいと適合条件によって層間の変位と法線応力のハンケル変換の差分方程式を求めることができる。

2. 理論式

1. 変位せん断方程式

いま $i-1, i$ 界面で与えられる第 i 層について

- 半径方向の変位は平面保持を考慮して深さ方向 (z 方向) に一次変化とする。
- 深さ方向の歪はテーラー展開で第 2 項までとって深さ方向に一次変化とする。

すなわち、 r, z 方向の変位を u, w として

$$u = u_{i-1} \left(1 - \frac{z}{h_i}\right) + u_i \frac{z}{h_i} \quad (1)$$

$$\frac{\partial w}{\partial z} = \varepsilon_z^{i-1,i} \left(1 - \frac{z}{h_i}\right) + \varepsilon_z^{i,i-1} \frac{z}{h_i} \quad (2)$$

ただし、 $u_{i-1}, u_i, \varepsilon_z^{i-1,i}, \varepsilon_z^{i,i-1}$ はそれぞれ $i-1$ 及び i 界面における u, ε_z である。

以上の仮定のもとに板の変位せん断方程式を誘導する。

力のつりあい方程式は

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} + \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial z} = 0 \quad (3)$$

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial (r\tau_{rz})}{r\partial r} = 0 \quad (4)$$

歪はそれぞれ次式で与えられる。

$$\varepsilon_r = \frac{\partial u}{\partial r}, \quad \varepsilon_\theta = \frac{u}{r}, \quad \varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z} \quad (5)$$

フックの法則により σ 及び τ は

$$\sigma_r = (2G_i + \lambda_i) \frac{\partial u}{\partial r} + \lambda_i \frac{u}{r} + \lambda_i \frac{\partial w}{\partial z} \quad (6)$$

$$\sigma_\theta = (2G_i + \lambda_i) \frac{u}{r} + \lambda_i \frac{\partial u}{\partial r} + \lambda_i \frac{\partial w}{\partial z} \quad (7)$$

$$\sigma_z = (2G_i + \lambda_i) \frac{\partial w}{\partial z} + \lambda_i \frac{u}{r} + \lambda_i \frac{\partial u}{\partial r} \quad (8)$$

$$\tau_{rz} = G_i \left(\frac{\partial w}{\partial r} + \frac{\partial u}{\partial z} \right) \quad (9)$$

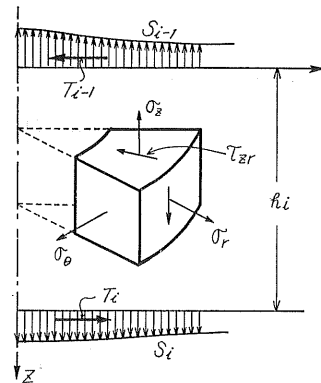


図-1

(2) 式を積分して

$$w = \varepsilon_z^{i-1,i} \left(z - \frac{z^2}{2h_i} \right) + \varepsilon_z^{i,i-1} \frac{z^2}{2h_i} + w_{i-1} \quad (10)$$

(10) 式を 0 から h_i まで積分して

$$\begin{aligned} \int_0^{h_i} w \, dz &= \left[\varepsilon_z^{i-1,i} \left(\frac{z^2}{2} - \frac{z^3}{6h_i} \right) + \varepsilon_z^{i,i-1} \frac{z^3}{6h_i} + w_{i-1} \cdot z \right]_0^{h_i} \\ &= \varepsilon_z^{i-1,i} \frac{h_i^2}{3} + \varepsilon_z^{i,i-1} \frac{h_i^2}{6} + w_{i-1} \cdot h_i \\ \therefore \int_0^{h_i} w \, dz &= \frac{h_i^2}{12} (\varepsilon_z^{i-1,i} - \varepsilon_z^{i,i-1}) + \frac{w_{i-1} \cdot h_i}{2} \\ &\quad + \frac{h_i^2}{4} (\varepsilon_z^{i-1,i} + \varepsilon_z^{i,i-1}) + \frac{w_{i-1} \cdot h_i}{2} \quad (11) \end{aligned}$$

* 室蘭工業大学 教授 工博

** 室蘭工業大学助教授 工修

*** 室蘭工業大学大学院

ここで (10) 式中, $z=h_i$ とおけば

$$\frac{h_i^2}{4}(\varepsilon_z^{i-1,i} + \varepsilon_z^{i,i-1}) + \frac{w_{i-1} \cdot h_i}{2} = \frac{w_i \cdot h_i}{2}. \quad (12)$$

z 方向の境界法線力を S で表わせれば

$$S_{i-1} = (2G_i + \lambda_i) \varepsilon_z^{i-1,i} + \lambda_i \left(\frac{\partial u_{i-1}}{\partial r} + \frac{u_{i-1}}{r} \right). \quad (13)$$

$$S_i = (2G_i + \lambda_i) \varepsilon_z^{i,i-1} + \lambda_i \left(\frac{\partial u_i}{\partial r} + \frac{u_i}{r} \right). \quad (14)$$

(13), (14) 式より

$$\varepsilon_z^{i-1,i} - \varepsilon_z^{i,i-1} = \frac{S_{i-1} - S_i}{2G_i + \lambda_i} - \alpha_i \{D(u_{i-1}) - D(u_i)\}. \quad (15)$$

ただし

$$D(u) = \frac{1}{r} \frac{\partial(ru)}{\partial r} = \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{u}{r}. \quad \alpha_i = \frac{\lambda_i}{2G_i + \lambda_i} = \frac{\nu_i}{1 - \nu_i}.$$

(12), (15) 式を (11) 式に代入すると

$$\int_0^{h_i} w dz = \left[\frac{S_{i-1} - S_i}{2G_i + \lambda_i} - \alpha_i \{D(u_{i-1}) - D(u_i)\} \right] \frac{h_i^2}{12} + \frac{h_i}{2} (w_{i-1} + w_i). \quad (16)$$

(9) 式を z について 0 から h まで積分して

$$\frac{1}{G_i} \int_0^{h_i} \tau_{rz} dz = \int_0^{h_i} \frac{\partial w}{\partial r} dz + u_i - u_{i-1}. \quad (17)$$

上式に D を作用させれば

$$\frac{1}{G_i} \int_0^{h_i} D(\tau_{rz}) dz = \int_0^{h_i} D\left(\frac{\partial w}{\partial r}\right) dz + D(u_i - u_{i-1}). \quad (18)$$

(16) 式に微分演算子

$$D' = D\left(\frac{\partial}{\partial r}\right) = \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left(r \frac{\partial}{\partial r} \right).$$

を作用させる。

$$\int_0^{h_i} D'(w) dz = \left[\frac{D'(S_{i-1} - S_i)}{2G_i + \lambda_i} - \alpha_i \{D'D(u_{i-1}) - D'D(u_i)\} \right] \frac{h_i^2}{12} + \frac{h_i}{2} D'(w_{i-1} + w_i). \quad (19)$$

(4) 式を 0 から h まで積分すると

$$S_i - S_{i-1} + \int_0^{h_i} D(\tau_{rz}) dz = 0. \quad (20)$$

(18) 式に (20) 式を代入すると

$$\int_0^{h_i} D'(w) dz = \frac{1}{G_i} (S_{i-1} - S_i) + D(u_{i-1} - u_i). \quad (21)$$

(19), (21) 式より

$$D'(w_{i-1} + w_i) \frac{h_i}{2} = \frac{1}{G_i} (S_{i-1} - S_i) + D(u_{i-1} - u_i) - \left[\frac{D'(S_{i-1} - S_i)}{2G_i + \lambda_i} + \alpha_i \{D'D(u_{i-1}) - D'D(u_i)\} \right] \frac{h_i^2}{12}. \quad (22)$$

次に (6) 式-(7) 式を作ると

$$\sigma_r - \sigma_\theta = 2G_i \left(\frac{\partial u}{\partial r} - \frac{u}{r} \right). \quad (23)$$

(6), (23) 式を (3) 式に代入すると左辺 1, 2 項は

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 2G_i \left[\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} - \frac{u}{r^2} \right] + \lambda_i \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \lambda_i \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} - \lambda_i \frac{u}{r^2} + \lambda_i \frac{\partial \varepsilon_z}{\partial r}.$$

故に (3) 式は

$$(2G_i + \lambda_i) L(u) + \lambda_i \frac{\partial \varepsilon_z}{\partial r} + \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial z} = 0. \quad (24)$$

上式中

$$L(u) = \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} - \frac{u}{r^2} = \frac{\partial}{\partial r} D(u).$$

(24) 式に (1), (2) 式を代入して

$$(2G_i + \lambda_i) \left\{ \left(1 - \frac{z}{h_i}\right) L(u_{i-1}) + \frac{z}{h_i} L(u_i) \right\} + \lambda_i \left(1 - \frac{z}{h_i}\right) \frac{\partial \varepsilon_z^{i-1,i}}{\partial r} + \lambda_i \frac{z}{h_i} \frac{\partial \varepsilon_z^{i,i-1}}{\partial r} + \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial z} = 0. \quad (25)$$

ここで, (13), (14) 式を用いて $\varepsilon_z^{i-1,i}$, $\varepsilon_z^{i,i-1}$ を消去すれば

$$\left(1 - \frac{z}{h_i}\right) L(u_{i-1}) \left\{ (2G_i + \lambda_i) - \frac{\lambda_i^2}{2G_i + \lambda_i} \right\} + \left(1 - \frac{z}{h_i}\right) \alpha_i \frac{\partial S_{i-1}}{\partial r} + \frac{z}{h_i} L(u_i) \left\{ (2G_i + \lambda_i) - \frac{\lambda_i^2}{2G_i + \lambda_i} \right\} + \frac{z}{h_i} \alpha_i \frac{\partial S_i}{\partial r} + \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial z} = 0. \quad (26)$$

式を簡単にするため

$$\beta_i G_i = \frac{(2G_i + \lambda_i)^2 - \lambda_i^2}{2G_i + \lambda_i} = \frac{4G_i(G_i + \lambda_i)}{2G_i + \lambda_i} = \frac{2}{1 - \nu_i} G_i.$$

とおくと, (26) 式は

$$\beta_i G_i \left\{ \left(1 - \frac{z}{h_i}\right) L(u_{i-1}) + \frac{z}{h_i} L(u_i) \right\} + \alpha_i \times \left\{ \left(1 - \frac{z}{h_i}\right) \frac{\partial S_{i-1}}{\partial r} + \frac{z}{h_i} \frac{\partial S_i}{\partial r} \right\} = -\frac{\partial \tau_{rz}}{\partial z}. \quad (27)$$

(27) 式を z で積分すると

$$\beta_i G_i \left\{ \left(z - \frac{z^2}{2h_i} \right) L(u_{i-1}) + \frac{z^2}{2h_i} L(u_i) \right\} + \alpha_i \left\{ \left(z - \frac{z^2}{2h_i} \right) \times \frac{\partial S_{i-1}}{\partial r} + \frac{z^2}{2h_i} \frac{\partial S_i}{\partial r} \right\} = -\tau_{rz} + T_{i-1,i}. \quad (28)$$

ただし, $T_{i-1,i} = \tau_{rz}|_{z=0}$

(28) 式をさらに 0 から h まで積分し, これに D を作用させ (20) 式を用いると

$$D(T_{i-1,i}) h_i = \beta_i G_i \left\{ \frac{h_i^2}{3} DL(u_{i-1}) + \frac{h_i^2}{6} DL(u_i) \right\} + \alpha_i \left\{ \frac{h_i^2}{3} D\left(\frac{\partial S_{i-1}}{\partial r}\right) + \frac{h_i^2}{6} D\left(\frac{\partial S_i}{\partial r}\right) \right\} + S_{i-1} - S_i. \quad (29)$$

(28) 式中, $z=h_i$ とおくと

$$\tau_{rz}|_{z=h_i} = T_{i,i-1} = T_{i-1,i} - \beta_i G_i \left\{ \frac{h_i}{2} L(u_{i-1}) + \frac{h_i}{2} L(u_i) \right\} - \alpha_i \left\{ \frac{h_i}{2} \frac{\partial S_{i-1}}{\partial r} + \frac{h_i}{2} \frac{\partial S_i}{\partial r} \right\}. \quad (30)$$

(30) 式を (29) 式に代入して

$$D(T_{i,i-1}) h_i = -\beta_i G_i \left\{ \frac{h_i^2}{6} DL(u_{i-1}) + \frac{h_i^2}{3} DL(u_i) \right\} - \alpha_i \left\{ \frac{h_i^2}{6} D\left(\frac{\partial S_{i-1}}{\partial r}\right) + \frac{h_i^2}{3} D\left(\frac{\partial S_i}{\partial r}\right) \right\} + S_{i-1} - S_i. \quad (31)$$

この (29), (31) 式が層の変位せん断方程式である。

さらに, (12) 式中 ε_∞ の値を消去して

$$w_i - w_{i-1} = \frac{h_i}{2} \left[\frac{S_{i-1} + S_i}{2G_i + \lambda_i} - \alpha_i \left\{ D(u_{i-1}) + D(u_i) \right\} \right]. \quad (32)$$

2. 基本連立方程式

(22), (29), (31), (32) のこれら四式は無限に拡がる多層体の応力解析を行なうための基本となる式である。もう一度まとめて記そう。

$$D'(w_{i-1} + w_i) \frac{h_i}{2} = \frac{1}{G_i} (S_{i-1} - S_i) + D(u_{i-1} - u_i) - \left[\frac{D'(S_{i-1} - S_i)}{2G_i + \lambda_i} + \alpha_i \left\{ D'(u_{i-1}) + D'(u_i) \right\} \right] \frac{h_i^2}{12}. \quad (22)$$

$$D(T_{i-1,i}) h_i = \beta_i G_i \left\{ \frac{h_i^2}{3} DL(u_{i-1}) + \frac{h_i^2}{6} DL(u_i) \right\} + \alpha_i \left\{ \frac{h_i^2}{3} D\left(\frac{\partial S_{i-1}}{\partial r}\right) + \frac{h_i^2}{6} D\left(\frac{\partial S_i}{\partial r}\right) \right\} + S_{i-1} - S_i. \quad (29)$$

$$D(T_{i,i-1}) h_i = -\beta_i G_i \left\{ \frac{h_i^2}{6} DL(u_{i-1}) + \frac{h_i^2}{3} DL(u_i) \right\} - \alpha_i \left\{ \frac{h_i^2}{6} D\left(\frac{\partial S_{i-1}}{\partial r}\right) + \frac{h_i^2}{3} D\left(\frac{\partial S_i}{\partial r}\right) \right\} + S_{i-1} - S_i. \quad (31)$$

$$w_i - w_{i-1} = \frac{h_i}{2} \left[\frac{S_{i-1} + S_i}{2G_i + \lambda_i} - \alpha_i \left\{ D(u_{i-1}) + D(u_i) \right\} \right]. \quad (32)$$

3. ハンケル変換の適用

この連立方程式の解法手段としてハンケル変換を用いる。未知数 u, w, S, T に関するハンケル変換及びハンケル逆変換はそれぞれ

$$\mathbf{U} = \int_0^\infty ru J_1(\xi, r) dr. \quad u = \int_0^\infty \xi U J_1(\xi, r) d\xi.$$

$$\mathbf{W} = \int_0^\infty rw J_0(\xi, r) dr. \quad w = \int_0^\infty \xi W J_0(\xi, r) d\xi.$$

$$\mathbf{S} = \int_0^\infty rS J_0(\xi, r) dr. \quad S = \int_0^\infty \xi S J_0(\xi, r) d\xi.$$

$$\mathbf{T} = \int_0^\infty rT J_1(\xi, r) dr. \quad T = \int_0^\infty \xi T J_1(\xi, r) d\xi.$$

先の連立方程式にハンケル変換をほどかせば

$$\left(h_i \xi - \alpha_i \frac{h_i^3}{12} \xi^3 \right) \mathbf{U}_{i-1} - \left(h_i \xi - \alpha_i \frac{h_i^3}{12} \xi^3 \right) \mathbf{U}_i + \frac{h_i^2 \xi^2}{2} \mathbf{W}_{i-1} + \frac{h_i^2 \xi^2}{2} \mathbf{W}_i = - \left\{ \frac{h_i}{G_i} + \frac{h_i^2 \xi^2}{12(2G_i + \lambda_i)} \right\} \mathbf{S}_{i-1} + \left\{ \frac{h_i}{G_i} + \frac{h_i^2 \xi^2}{12(2G_i + \lambda_i)} \right\} \mathbf{S}_i. \quad (33)$$

$$\frac{h_i^2}{G_i} \xi \mathbf{T}_{i-1,i} + \beta_i \frac{h_i^2}{3} \xi^3 \mathbf{U}_{i-1} + \beta_i \frac{h_i^2}{6} \xi^3 \mathbf{U}_i = - \frac{h_i}{G_i} \times \left(\alpha_i \frac{h_i^2}{3} \xi^2 - 1 \right) \mathbf{S}_{i-1} - \frac{h_i}{G_i} \left(\alpha_i \frac{h_i^2 \xi^2}{6} + 1 \right) \mathbf{S}_i. \quad (34)$$

$$\frac{h_i^2}{G_i} \xi \mathbf{T}_{i,i-1} - \beta_i \frac{h_i^2}{6} \xi^3 \mathbf{U}_{i-1} - \beta_i \frac{h_i^2}{3} \xi^3 \mathbf{U}_i = \frac{h_i}{G_i} \times \left(\alpha_i \frac{h_i^2}{6} \xi^2 + 1 \right) \mathbf{S}_{i-1} + \frac{h_i}{G_i} \left(\alpha_i \frac{h_i^2 \xi^2}{3} - 1 \right) \mathbf{S}_i. \quad (35)$$

$$\alpha_i \frac{h_i}{2} \xi \mathbf{U}_{i-1} + \alpha_i \frac{h_i}{2} \xi \mathbf{U}_i - \mathbf{W}_{i-1} + \mathbf{W}_i = \frac{h_i}{2(2G_i + \lambda_i)} \mathbf{S}_{i-1} + \frac{h_i}{2(2G_i + \lambda_i)} \mathbf{S}_i. \quad (36)$$

4. 多層体の解析

各層間における力のつりあいから

$$\mathbf{T}_{i,i-1} + \mathbf{T}_{i,i+1} = 0 \quad (37)$$

(37) 式の左辺第 1 項に (35) 式を, 又, 第 2 項には $i+1$ 層における (34) 式を代入すれば

$$\frac{1}{h_i \xi} \left\{ \left(\alpha_i \frac{h_i^2}{6} \xi^2 + 1 \right) \mathbf{S}_{i-1} + \left(\alpha_i \frac{h_i^2 \xi^2}{3} - 1 \right) \mathbf{S}_i \right\} - \frac{1}{h_{i+1} \xi} \left\{ \left(\alpha_{i+1} \frac{h_{i+1}^2}{3} \xi^2 - 1 \right) \mathbf{S}_i + \left(\alpha_{i+1} \frac{h_{i+1}^2}{6} \xi^2 + 1 \right) \mathbf{S}_{i+1} \right\} + \beta_i \frac{h_i G_i}{6} \xi^2 \left(\mathbf{U}_{i-1} + 2 \mathbf{U}_i \right) - \beta_{i+1} \frac{h_{i+1} G_{i+1}}{6} \xi^2 \left(2 \mathbf{U}_i + \mathbf{U}_{i+1} \right).$$

$i=1$ に対しては

$$\mathbf{T}_0 = 0. \quad \mathbf{S}_0 = P.$$

$i=n$ に対しては, 弾性定数 G_{n+1} , ν_{n+1} なる半無限弾性体に接続しているとして次の式が得られる。

$$\mathbf{S}_n = -2G_{n+1} \xi \left\{ \frac{2(1-\nu_{n+1})}{3-4\nu_{n+1}} \mathbf{W}_n + \frac{1-2\nu_{n+1}}{3-4\nu_{n+1}} \mathbf{U}_n \right\}.$$

$$\mathbf{T}_n = -2G_{n+1} \xi \left\{ \frac{1-2\nu_{n+1}}{3-4\nu_{n+1}} \mathbf{W}_n + \frac{2(1-\nu_{n+1})}{3-4\nu_{n+1}} \mathbf{U}_n \right\}.$$

故に方程式の数はせん断力のつりあい $n+1$, 層の方程式 $2n$, 上下界面の法線力のつりあい 2 で合計 $3n+3$ 。これに対し未知数は $\mathbf{S}, \mathbf{U}, \mathbf{W}$ がそれぞれ $n+1$ で計 $3n+3$ となり方程式数と一致する。

3. 計算例

半無限体の応力解析に使われているブーシネスク式の計算値と半無限多層体として計算された本論の結果とを比較してみよう。(図-2) は $q=1 \text{ kg/cm}^2$, 載荷半径 15 cm なる場合の深さ方向応力 σ_z の値である。6 層体として計算した値であるが, ほぼブーシネスク式から求めた値と一致している。対象層数を増すことによりこの曲線はさらに正確解に近づくであろう。

5 層体 (図-3 参照) について計算を行なったのでその結果を示す。中心点における深さ方向応力, 半径方向応力, たわみの値を作図したのが (図-4, 5, 6) である。本例は上層から下層にゆくにしたがって弾性係数が減少している場合と逆に上層から下層にかけて増加している場合の例を対比させてある。

多層体の場合, ある層がその中間に異質の層を含む配置

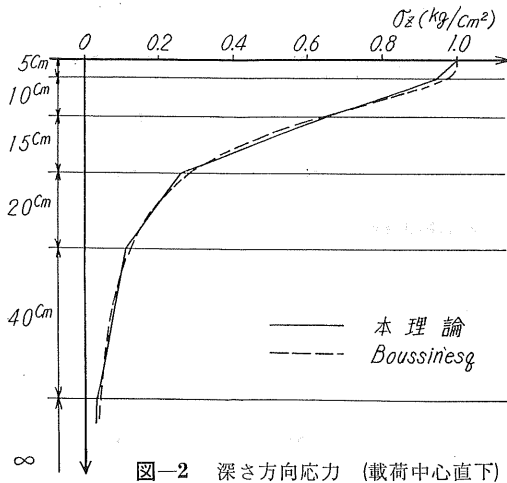


図-2 深さ方向応力 (載荷中心直下)

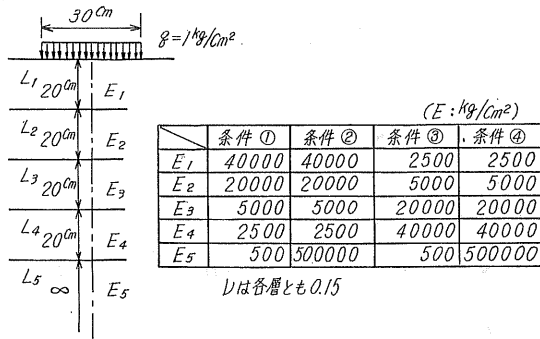


図-3 五層系

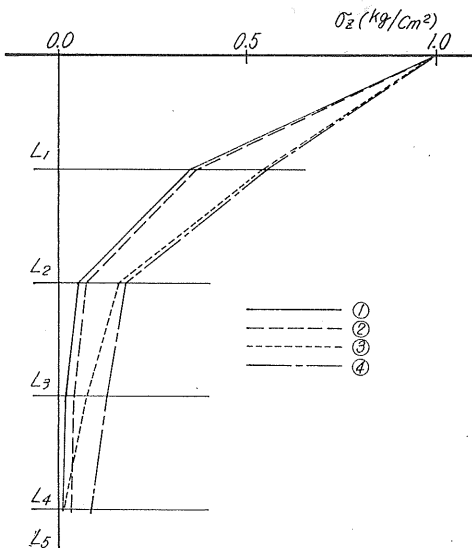


図-4 深さ方向応力

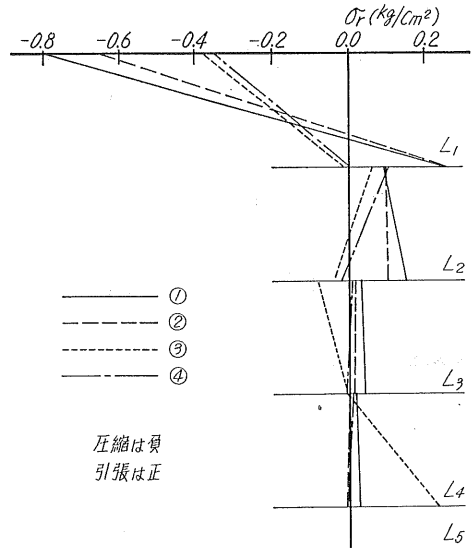


図-5 半径方向応力

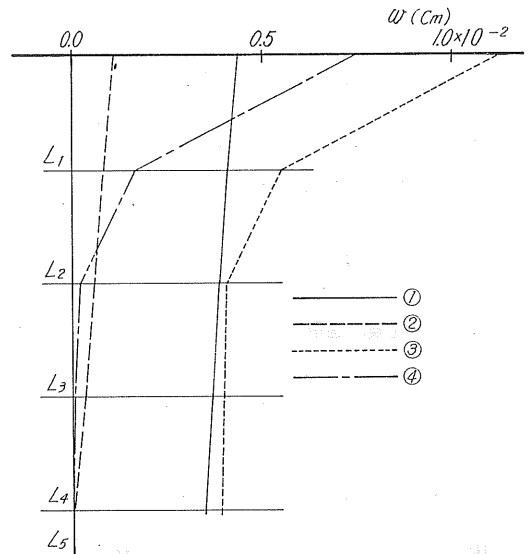


図-6 たわみ

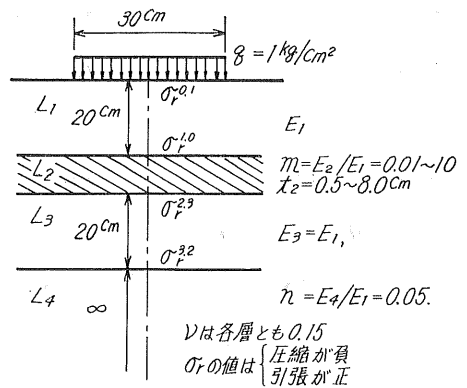


図-7 四層系

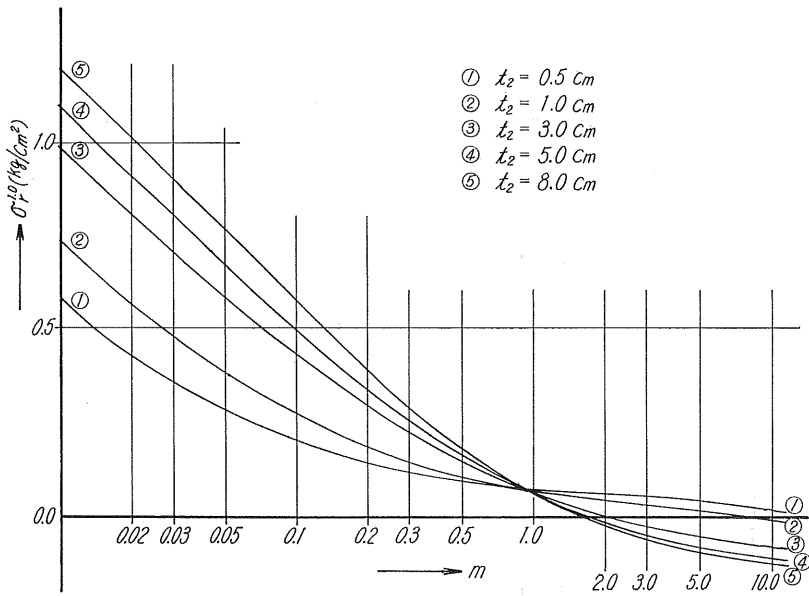


図-8 半径方向応力 (第1層下端)

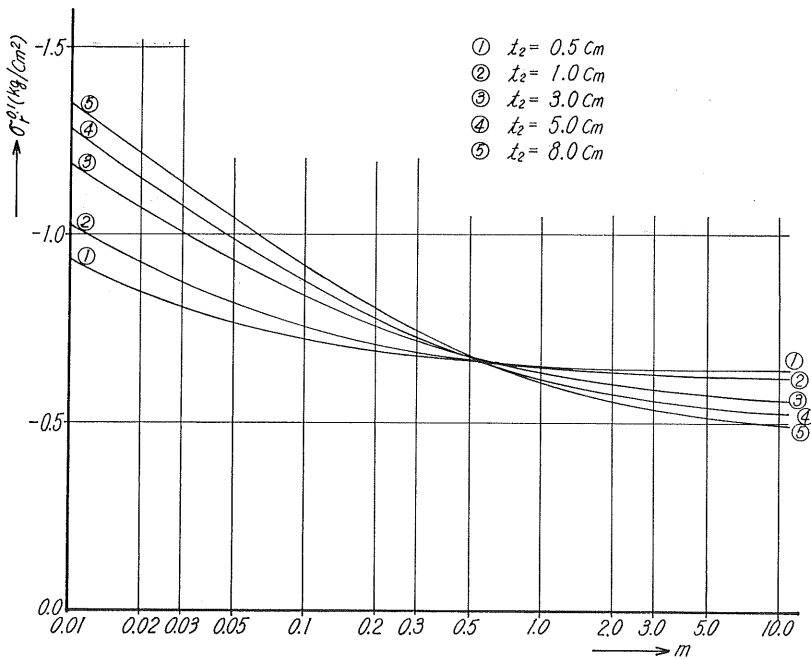


図-9 半径方向応力 (第1層上端)

となっていることがある。この場合の応力および変位はどのように変化するであろうか。この目的のため(図-7)に示す様な4層体を考え、40 cmの層を二分するかたちで存在する L_2 層の弾性係数及び層厚を種々変化させその影響を調べてみた。特に注目すべきは半径方向応力 σ_r の値である。すなわち、荷重中心直下の σ_r^0 、 σ_r^1 と E_2 、 t_2 の相関関係を示せば(図-8)、(図-9)のようである。これを見ると σ_r の絶対値は m が小さくなるにつれ急激に増加し、そ

の増加率は上端よりも下端の方が大きいことがわかる。又厚さ t_2 を大きくすれば σ_r の絶対値も増大するが、この場合層厚の小さい程その率は大きい。これに対し、第3層の σ_r はどのような値をとるかを(図-10)、(図-11)が示している。これは荷重中心直下の $\sigma_r^{2,3}$ 、 $\sigma_r^{3,2}$ の m_1 、 t_2 に対する関係を図示したものであるが、上下端共その絶対値はひじょうに小さく、 m 、 t_2 の影響は無視できよう。以上のことを勘案すれば、弾性係数の大なる層が弾性係数の小さな層を

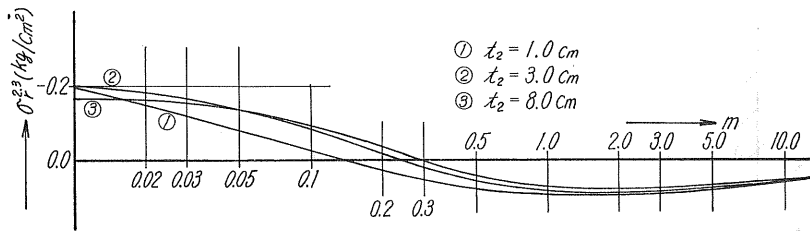


図-10 半径方向応力 (第3層上端)

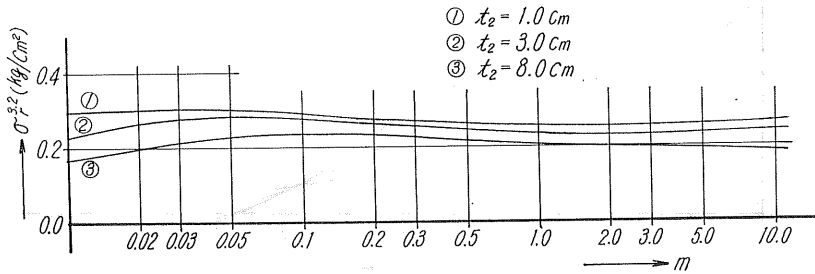


図-11 半径方向応力 (第3層下端)

はさむ配列を必要とする場合には両者の比をできる限り小さくし、又、中間層の厚さは必要以上に大きくすべきではない。最上層下端に生ずる応力が引張力となるので脆性材料については注意が必要であろう。

尚、(図-8, 9, 10, 11) は (図-7) に示した条件さえ満していれば、任意の弾性係数に関して適用することができる。

4. あとがき

以上多層体の応力分布問題を層をエレメントする変位せん断方程式による差分形式で解析する方法と計算例を示

し、この方法が正確値に比べよい精度を示すこと、また従来計算されていない5層体などの解析が充分小型の電子計算機で行ない得ること等工学的に有効な解析方法であることを示した。なお、本計算は室蘭工業大学電子計算機室の FACOM-231 を使用した。

参考文献

- 1) Ian. N. Sneddon: 'Fourier Transforms' McGraw-Hill, 1951.

盛土基層のスベリ破壊と沈下に対する若干の考察

—特に2層系地盤のスベリと泥炭地盤の沈下経過について—

正員 佐田 頼 光*

1. ま え が き

軟弱地盤に盛土などを施工する場合に遭遇する問題として基層のスベリ破壊と沈下が挙げられる。これらについてはこれまで多くの人によって調査研究がなされており、なお解決しなければならない点が少なくない。

この報文は、筆者が日頃土質関係の業務のかたわらメモしておいた試験結果や提案事項あるいは疑問点などを整理したものである。考え違いや独断的な面があると思うが、先輩諸氏の御叱正をお願いしたい。

2. 2層系地盤のスベリ

基層の強度が均一な場合については、すでに極限荷重を与える一般式が求められており、支持力係数などが図表化され広く設計に用いられている。不均一な場合については例えば粘着力(C)が深さ方向に異なる場合について求めたS. J. Buttonの図表が知られている。

我々が対象にする軟弱地盤では強度の変化は深さ方向が主で横方向の変化を取り扱う場合は少ない。ところが基盤

処理を施したり段階施工で盛土するような場合には基層が圧密されて強度が深さ方向と横方向のいずれにも異なってくるのが考えられる。

ここでは、これらの条件を単純な2層系の粘性土地盤と仮定することによって、盛土の荷重強度(p)と強度比(α , β)、盛土の形状(ϵ)およびスベリ円の位置を表わす係数(η , k)などの関係を求めた。これらは式が繁雑になりまだ極限荷重(p_{min})を与える一般式の誘導まで至らず従って実用的価値については疑問が残るが機会を得たので敢て報告する。

2.1 横方向及び深さ方向に強度が異なる場合

記号、条件は図-1を参照されたい。この場合は次の2つのcaseが考えられる。即ち $\eta > \xi$, $\theta_1 > \theta_2$ と $\eta > \xi$, $\theta_1 < \theta_2$ である。

2.1.1 $\eta > \xi$, $\theta_1 > \theta_2$

滑動モーメント

$$M_a = \frac{1}{2} p a^2 \left\{ k(2\epsilon + 1) - \left(\epsilon^2 + \epsilon + \frac{1}{3} \right) \right\} \quad (2.1.1)$$

抵抗モーメント

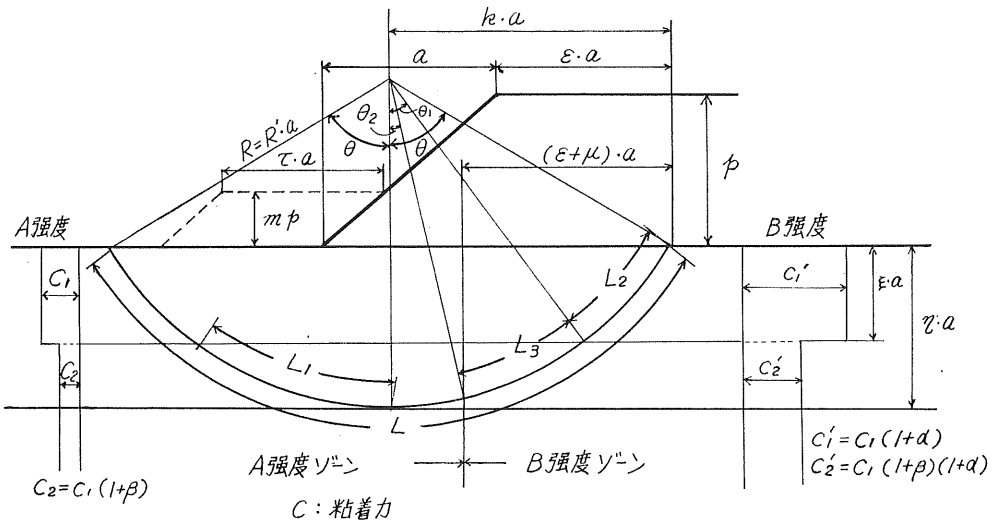


図-1

* 北海道開発コンサルタント株式会社 技師

$$M_R = C_1 \cdot L \cdot R + 2\beta C_1 \cdot L_1 \cdot R + \alpha C_1 L_2 R + \alpha C_1 (1 + \beta) L_3 R = \left\{ L + 2\beta L_1 + \alpha L_2 + \alpha (1 + \beta) L_3 \right\} \cdot C_1 \cdot R \quad (2.1.2)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} L &= 2\theta R, & L_1 &= \theta_1 \cdot R, & L_2 &= (\theta - \theta_1) R, & L_3 &= (\theta_1 - \theta_2) R \\ R &= \frac{k^2 + \eta^2}{2\eta} \cdot a & \theta &= \sin^{-1} \left(\frac{2k\eta}{k^2 + \eta^2} \right) \\ \theta_1 &= \cos^{-1} \left(\cos \theta + \frac{\xi}{R'} \right) = \cos^{-1} \left(\frac{k^2 - \eta^2}{k^2 + \eta^2} + \frac{2\eta\xi}{k^2 + \eta^2} \right) = \cos^{-1} \left(\frac{k^2 - \eta^2 + 2\eta\xi}{k^2 + \eta^2} \right) \\ \theta_2 &= \sin^{-1} \left(\sin \theta - \frac{\varepsilon + \mu}{R'} \right) = \sin^{-1} \left\{ \frac{2k\eta}{k^2 + \eta^2} - \frac{2\eta(\varepsilon + \mu)}{k^2 + \eta^2} \right\} = \sin^{-1} \left\{ 2\eta \cdot \frac{k - (\varepsilon + \mu)}{k^2 + \eta^2} \right\} \end{aligned} \right\} \quad (2.1.3)$$

(2.1.3)により(2.1.2)は次の如く書き表わされる。

$$M_R = \left(\frac{k^2 + \eta^2}{2\eta} \cdot a \right)^2 \left\{ \left(\sin^{-1} \frac{2k\eta}{k^2 + \eta^2} \right) (2 + \alpha) + \left(\cos^{-1} \frac{k^2 - \eta^2 + 2\eta\xi}{k^2 + \eta^2} \right) (2\beta + \alpha\beta) - \left(\sin^{-1} 2\eta \frac{k - (\varepsilon + \mu)}{k^2 + \eta^2} \right) (\alpha + \alpha\beta) \right\} \cdot C_1 \quad (2.1.2')$$

$M_d = M_R$ より

$$p = \frac{\left(\frac{k^2 + \eta^2}{\sqrt{2} \cdot \eta} \right)^2 \left\{ \left(\sin^{-1} \frac{2k\eta}{k^2 + \eta^2} \right) (2 + \alpha) + \left(\cos^{-1} \frac{k^2 - \eta^2 + 2\eta\xi}{k^2 + \eta^2} \right) (2\beta + \alpha\beta) - \left(\sin^{-1} 2\eta \frac{k - \varepsilon - \mu}{k^2 + \eta^2} \right) (\alpha + \alpha\beta) \right\} \cdot C_1 = n_1 \cdot C_1}{k(2\varepsilon + 1) - \left(\varepsilon^2 + \varepsilon + \frac{1}{3} \right)} \quad (2.1.4)$$

2.1.2 $\eta > \xi$, $\theta_1 < \theta_2$

抵抗モーメント

$$M_R = C_1 \cdot L \cdot R + 2\beta C_1 L_1 R + \alpha C_1 \cdot L_2 R \quad (2.1.5)$$

(2.1.3)の関係から

$$M_R = \left(\frac{k^2 + \eta^2}{2\eta} \cdot a \right)^2 \left\{ \left(\sin^{-1} \frac{2k\eta}{k^2 + \eta^2} \right) (2 + \alpha) + \left(\cos^{-1} \frac{k^2 - \eta^2 + 2\eta\xi}{k^2 + \eta^2} \right) 2\beta - \left(\sin^{-1} 2\eta \frac{k - \varepsilon - \mu}{k^2 + \eta^2} \right) \alpha \right\} \cdot C_1$$

$M_d = M_R$ より

$$p = \frac{\left(\frac{k^2 + \eta^2}{\sqrt{2} \cdot \eta} \right)^2 \left\{ \left(\sin^{-1} \frac{2k\eta}{k^2 + \eta^2} \right) (2 + \alpha) + \left(\cos^{-1} \frac{k^2 - \eta^2 + 2\eta\xi}{k^2 + \eta^2} \right) 2\beta - \left(\sin^{-1} 2\eta \frac{k - \varepsilon - \mu}{k^2 + \eta^2} \right) \alpha \right\} \cdot C_1 = n_2 \cdot C_1}{k(2\varepsilon + 1) - \left(\varepsilon^2 + \varepsilon + \frac{1}{2} \right)} \quad (2.1.6)$$

押え盛土を伴う場合は(2.1.4), (2.1.6)式の分母の項が次の如く変わるのみである。

$$k(2\varepsilon + 1) - \left(\varepsilon^2 + \varepsilon + \frac{1}{3} \right) \longrightarrow k(2\varepsilon + 2m\tau + 1) - \left(\varepsilon^2 + \varepsilon + \frac{1}{3} \right) - m\tau \left\{ 2(\varepsilon + 1) + (\tau - m) \right\}$$

なお、地盤強度が横方向のみ変化する場合は $\beta = 0$, 深さ方向のみ変化する場合は $\alpha = 0$ とおくことによって得られる。

2.2 深さ方向に強度が漸次変化する場合

この場合変化の範囲を有限と無限の2 case を考える。記号, 条件等は図-2を参照されたい。

2.2.1 有限の場合

滑動モーメント

$$M_d = \frac{1}{2} p a^2 \left\{ k(2\varepsilon + 1) - \left(\varepsilon^2 + \varepsilon + \frac{1}{3} \right) \right\}$$

抵抗モーメント

$$M_R = 2\theta R^2 \cdot C_1 + \int_{\varphi}^{\theta} 2R^2 d\gamma \cdot \frac{\alpha(R \cos \varphi - R \cos \gamma)}{R \cos \varphi - R \cos \theta} C_1 \quad (2.2.1)$$

ここに、

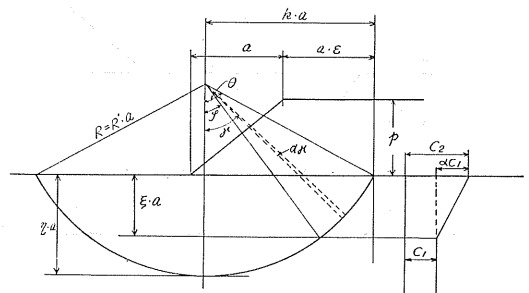


図-2

$$2 \int_{\varphi}^{\theta} R^2 \cdot d\gamma \frac{\alpha \cdot C_1 (R \cos \varphi - R \cos \gamma)}{(R \cos \varphi - R \cos \theta)} = 2R^2 \alpha \left[\frac{\{(\theta - \varphi) \cos \varphi - (\sin \theta - \sin \varphi)\}}{\cos \varphi - \cos \theta} \right] \quad (2.2.2)$$

$$\xi = \cos \varphi - \cos \theta, \quad \theta = \cos^{-1} \frac{k^2 - \eta^2}{k^2 + \eta^2} = \sin^{-1} \frac{2k\eta}{k^2 + \eta^2}$$

$$\varphi = \cos^{-1} \left(\frac{k^2 - \eta^2 + 2\eta\xi}{k^2 + \eta^2} \right), \quad R = \frac{k^2 + \eta^2}{2\eta} \cdot a$$

従って

$$M_R = 2 \left(\frac{k^2 + \eta^2}{2\eta} \cdot a \right)^2 \left[\cos^{-1} \frac{k^2 - \eta^2}{k^2 + \eta^2} \right. \\ \left. + \alpha \cdot \frac{\left\{ \cos^{-1} \left(\frac{k^2 - \eta^2}{k^2 + \eta^2} \right) - \cos^{-1} \left(\frac{k^2 - \eta^2 + 2\eta\xi}{k^2 + \eta^2} \right) \right\} \left(\frac{k^2 - \eta^2 + 2\eta\xi}{k^2 + \eta^2} \right) - \left\{ \frac{2k\eta}{k^2 + \eta^2} - \sin \left(\cos^{-1} \frac{k^2 - \eta^2 + 2\eta\xi}{k^2 + \eta^2} \right) \right\}}{\xi} \right] \quad (2.2.1)'$$

$M_a = M_R$ より

$$p = \frac{\left(\frac{k^2 + \eta^2}{\eta} \right)^2 \left[\cos^{-1} \frac{k^2 - \eta^2}{k^2 + \eta^2} + \alpha \cdot \frac{\left\{ \cos^{-1} \left(\frac{k^2 - \eta^2}{k^2 + \eta^2} \right) - \cos^{-1} \left(\frac{k^2 - \eta^2 + 2\eta\xi}{k^2 + \eta^2} \right) \right\} \left(\frac{k^2 - \eta^2 + 2\eta\xi}{k^2 + \eta^2} \right) - \left\{ \frac{2k\eta}{k^2 + \eta^2} - \sin \left(\cos^{-1} \frac{k^2 - \eta^2 + 2\eta\xi}{k^2 + \eta^2} \right) \right\}}{\xi} \right]}{k(2\varepsilon + 1) - \left(\varepsilon^2 + \varepsilon + \frac{1}{3} \right)} \quad (2.2.3)$$

$$\times C_1 = n \cdot C_1 \quad (2.2.3)$$

2.2.2 無限の場合

記号条件等は図-3に示してある。

抵抗モーメント

$$M_R = 2\theta R^2 \cdot C_1 + 2 \int_0^{\theta} R^2 \cdot d\gamma \cdot z \cdot \tan \delta \quad (2.2.4)$$

ここに

$$z = R(\cos \gamma - \cos \theta), \quad \tan \delta = \lambda, \quad \frac{\lambda}{C_1} = \nu \quad (2.2.5)$$

$$2 \int_0^{\theta} R^2 \cdot \tan \delta \cdot R(\cos \gamma - \cos \theta) d\gamma \\ = 2R^3 \tan \delta (\sin \theta - \theta \cdot \cos \theta)$$

従って(2.2.4)式は

$$M_R = 2\theta R^2 \cdot C_1 + \left(\frac{\lambda}{C_1} \cdot 2R^3 \sin \theta - \frac{\lambda}{C_1} \cdot 2R^3 \cos \theta \cdot \theta \right) \cdot C_1 \\ = 2 \left(\frac{k^2 + \eta^2}{2\eta} \cdot a \right)^2 \left[\cos^{-1} \frac{k^2 - \eta^2}{k^2 + \eta^2} \cdot \left\{ 1 - \frac{(k^2 - \eta^2)}{2\eta} \cdot \nu \cdot a \right\} + \nu \cdot k \cdot a \right] \cdot C_1 \quad (2.2.4)'$$

$M_a = M_R$ より

$$p = \frac{\left(\frac{k^2 + \eta^2}{\eta} \right)^2 \left[\cos^{-1} \frac{k^2 - \eta^2}{k^2 + \eta^2} \cdot \left\{ 1 - \frac{k^2 - \eta^2}{2\eta} \cdot \nu \cdot a \right\} + \nu \cdot k \cdot a \right]}{k(2\varepsilon + 1) - \left(\varepsilon^2 + \varepsilon + \frac{1}{3} \right)} \cdot C_1 = n \cdot C_1 \quad (2.2.6)$$

2.3 検討例

検討例は、2.1の $\beta=0$ 、即ち横方向に強度変化がある場合について行なう。この場合、 $p=nC_1$ における n の値は次の如く表わされる。

$k > \varepsilon + \mu$ では、

$$n_1 = \frac{\left(\frac{k^2 + \eta^2}{\eta} \right)^2 \left\{ \sin^{-1} \frac{2k\eta}{k^2 + \eta^2} + \frac{\alpha}{2} \left(\sin^{-1} \frac{2k\eta}{k^2 + \eta^2} - \sin^{-1} 2\eta \frac{k - \varepsilon - \mu}{k^2 + \eta^2} \right) \right\}}{k(2\varepsilon + 1) - \left(\varepsilon^2 + \varepsilon + \frac{1}{3} \right)} \quad (2.3.1)$$

$k < \varepsilon + \mu$ では、

$$n_2 = \frac{\left(\frac{k^2 + \eta^2}{\eta} \right)^2 \left\{ \sin^{-1} \frac{2k\eta}{k^2 + \eta^2} + \frac{\alpha}{2} \left(\sin^{-1} \frac{2k\eta}{k^2 + \eta^2} + \sin^{-1} 2\eta \frac{\varepsilon + \mu - k}{k^2 + \eta^2} \right) \right\}}{k(2\varepsilon + 1) - \left(\varepsilon^2 + \varepsilon + \frac{1}{3} \right)} \quad (2.3.2)$$

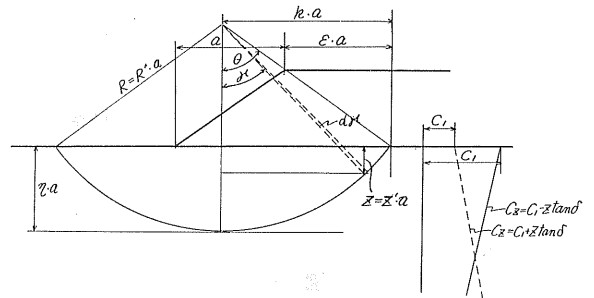


図-3

上式における n の極小値は、理屈の上では $\partial n/\partial k = \partial n/\partial \eta = 0$ なる条件から求められるはずであるが地盤強度が均

一でない場合には困難である。従ってここでは試行によって求めてみた。

図-4は試行によって求めた n の極小値を強度比 (α) をパラメータとして盛土の形状係数 (ϵ) に対応させたものである。同図において $\alpha=0$ 、即ち地盤が均一な場合の曲線は宮川勇氏によって理論的に求められたものである。

同図によれば、 $n_{\alpha=N}/n_{\alpha=0}$ つまり地盤強度が均一な場合の n と横断方向にある強度比 (α) を持つ場合の n の比は略々次のように表わされよう。

$$\frac{n_{\alpha=N}}{n_{\alpha=0}} \doteq \frac{2+\alpha}{B} \quad (2.3.3)$$

$$B = \frac{1}{2} \cdot \frac{\epsilon + \mu}{k} \quad (2.3.4)$$

また、図-5には強度比 (α) によってスベリ円の規模 (k, η) がどのように変化するかを形状係数 ($\epsilon=0.4, 1.2$) について例示した。これによれば、 η は α によって顕著に変化しないが、傾向としては α の増加に対してスベリ円は大きくなることが推測される。またこの傾向は形状係数 (ϵ) が増加すれば顕著になってゆく。

ここで検討した事項は、段階施工、あるいは旧道上に盛上げる場合に利用されるが、地盤強度の評価については測定方法も含めて全体的な判断を行なわなければならない。

3. 泥炭地盤の沈下経過について

地盤の沈下に対して我々が必要とする事項は、沈下の最終値 (最終沈下量) とそれに到達するまでの時間的推移 (沈

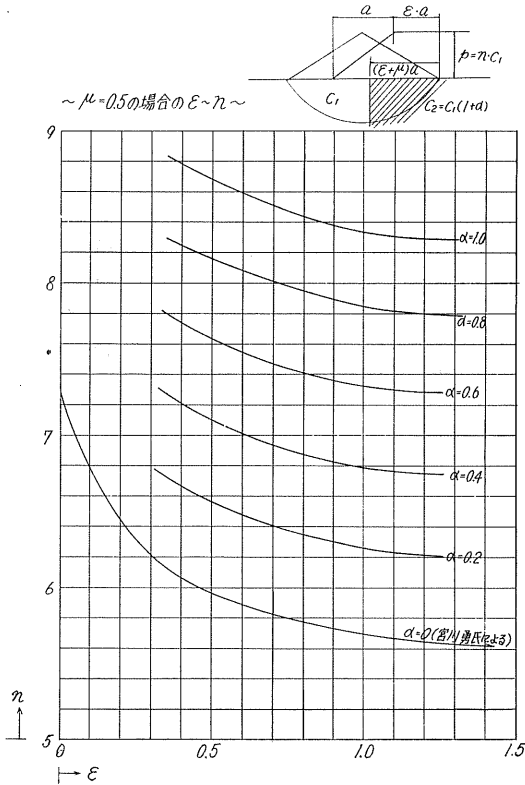


図-4

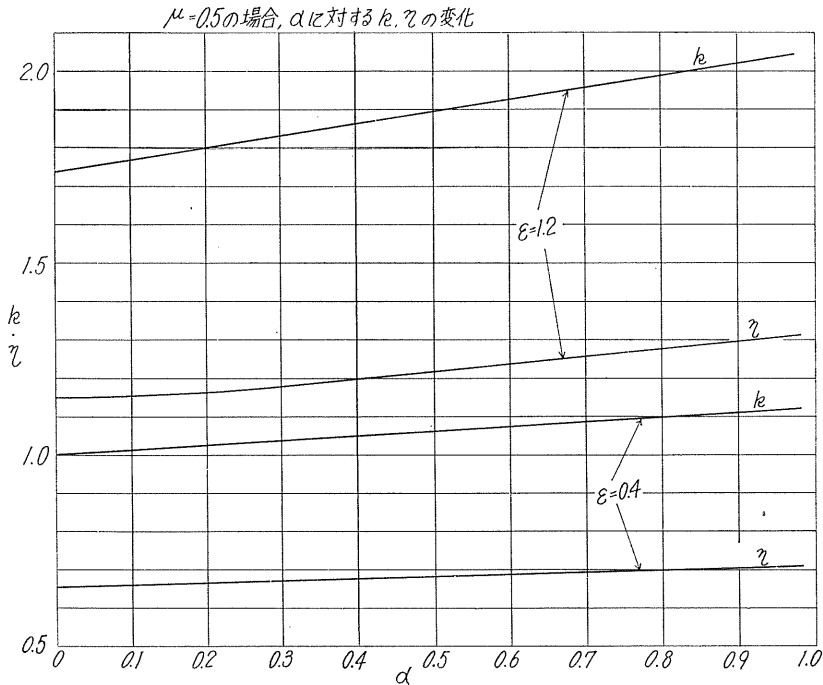


図-5

下経過)に分けられる。

圧密試験は、両者についての資料を得るために実施されるものであるが、泥炭は周知のように有機土であるため一般の土について求められている法則が適用できないといった問題があり、十分に試験の目的が果されているとはいえない。

とくに、沈下経過については今のところ事前に予測することがむずかしく、施工計画上の大きな空白とも考えられる。泥炭は前述のように多量の水と植物質の遺体から構成されている有機土であるため沈下経過を理論的な面から究明するのは容易でない。従って目下の急務は、圧密試験と

現地観測値の結びつきを深めることであり、そのためには先ず圧密試験方法の検討と沈下曲線の分析から始めなければならぬと考えている。

ここではこれらの観点から2,3考察する。

3.1 圧密試験の沈下曲線

図-6は、十勝地方長白、札幌市野幌、同じく大谷地の泥炭試料についての沈下曲線から時間と圧縮率の関係を両対数グラフで示したものである。この試験では現行の載荷方法によらないで一度に p_n なる荷重強度を載荷した。理由は、現地観測値との比較を行なう場合にこの方法が実情に近くかつ検討しやすいと判断されたためである。

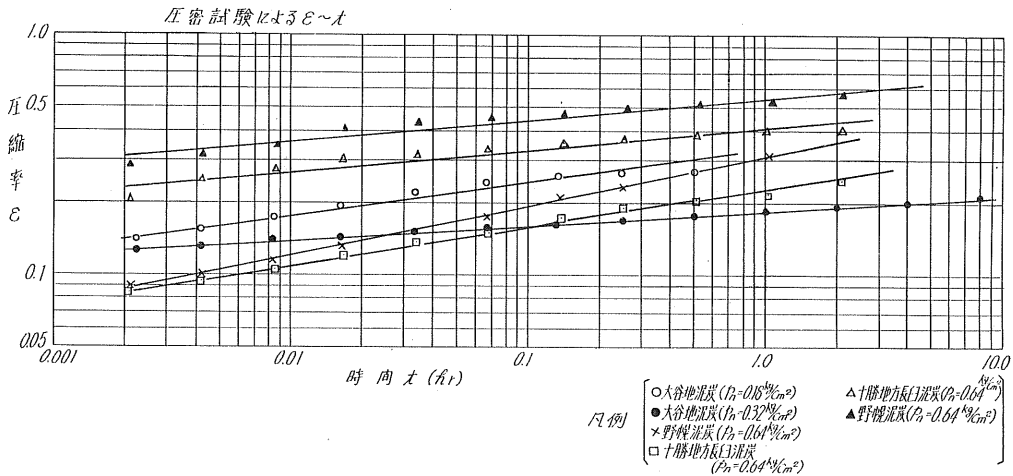


図-6

同図によれば、観測時間が24時間以内では圧縮率と時間は直線関係と見做しても差しつかえないようである。このような考えでデータを整理した結果、圧縮率の時間経過は次式で表わすことができる。

$$\epsilon_t = \frac{1}{\beta_2} \cdot t^{\alpha_2 - 1} \quad (3.1.1)$$

$$\epsilon_t = \frac{\delta_t}{H_1} \quad (3.1.2)$$

記号 ϵ_t : 圧縮率, δ_t : 沈下量 (cm), H_1 : 試料の初期厚 (cm), α_2, β_2 : 沈下係数

(3.1.1), (3.1.2) 式により

$$\delta_t = \frac{1}{\beta_2} \cdot t^{\alpha_2 - 1} \cdot H_1 \quad (3.1.3)$$

(3.1.1) 式は、

$$\log_{10} \epsilon_t = (\alpha_2 - 1) \log_{10} t - \log_{10} \beta_2$$

となるから両対数グラフ上で直線関係にあれば(3.1.1)式の妥当性は容易に理解される。

3.2 現地の沈下曲線

現地の沈下曲線については現在までかなりの研究がなされており、例えば双曲線や対数型式¹⁾によってよく表示

できることがわかっている。筆者は圧密試験との関連性から前述の(3.1.1)式によって表わされる可能性について検討してみた。

図-7は、現地の沈下経過について圧縮率と時間の関係を両対数グラフに示したものである。これによれば両者はほぼ直線関係と見做してもよさそうである。

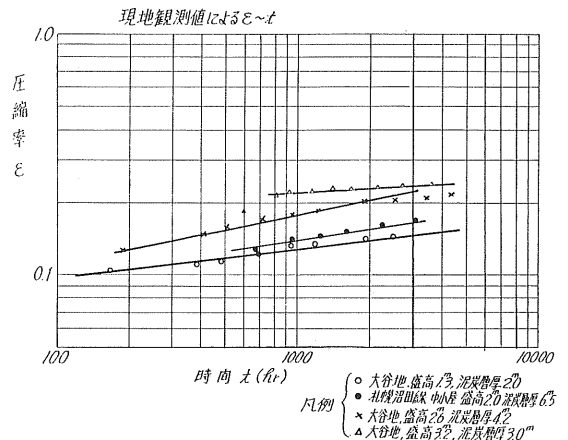


図-7

3.3 現地沈下と圧密試験の関係

現地泥炭地盤の圧密条件は、圧密試験とはかなり異なることが考えられるが、この中で最も大きな相違点は排水条件と荷重条件が挙げられよう。

即ち圧密試験では、横方向に排水しないことになっており、また荷重強度も一定に保つことが可能である。しかし現地では、横方向にも排水されることが考えられるし荷重強度は施工期間中に漸増していき、しかも沈下の進行に伴い浮力などの作用で漸次変化していくことが想像される。特に泥炭地盤では沈下量が盛高の50%以上になることが多いので浮力の影響は少なくない。このような圧密条件の相違点は沈下解析の精度に大きな影響を与えよう。

さて、(3.1.1)式の各係数を次の如く表わせば、

β_f, β_i : 現地及び圧密試験の沈下係数

α_f, α_i : 現地及び圧密試験の沈下指数

H_f, H_i : 現地及び圧密試験の沈下層厚

現地の係数 (β_f)、指数 (α_f) が圧密試験から得られる値 (β_i, α_i) とどのような関係になるかが焦点となる。図-8は、札幌市大谷地の泥炭地盤で実測した値から、各係数の比 ($\beta_f/\beta_i, \alpha_f/\alpha_i$) を H_f/H_i をパラメーターとして示したものである。データの数が少なく、かなり独断的であるが、両者の間には次の関係が考えられる。

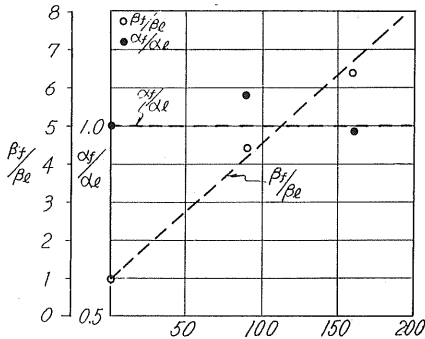


図-8

$$\frac{\beta_f}{\beta_i} = f\left(\frac{H_f}{H_i}\right) \quad (3.3.1)$$

$$\frac{\alpha_f}{\alpha_i} \doteq K \quad (3.3.2)$$

図より β_f/β_i と H_f/H_i を直線関係とみなせば、 $H_f/H_i = 1$ で $\beta_f/\beta_i = 1$ と考えることができるから (3.3.1) 式は、

$$\frac{\beta_f}{\beta_i} = 1 + C \cdot \frac{H_f}{H_i} \quad (3.3.3)$$

また

$$\alpha_f/\alpha_i = K \doteq 1 \quad (3.3.4)$$

従って現地の沈下経過は (3.1.1) 式を次のように書きかえて表示される。

$$\delta_t = \varepsilon_t \cdot H_f = \frac{t^{\alpha-1} \cdot H_f}{\beta_i \left(1 + C \cdot \frac{H_f}{H_i}\right)} = \frac{t^{\alpha-1} \cdot H_f \cdot H_i}{\beta_i (H_i + C \cdot H_f)} \quad (3.3.4)$$

室内圧密試験から β_i, α_i が求まれば (3.3.5) 式によって現地沈下の時間経過を推定できる。

なお、この方法では現行の圧密試験方法と試験機について若干改良が必要である。

3.4 双曲線型式による沈下経過の推定法

現地の沈下経過は、双曲線型式でよく表わされるといわれており²⁾、式を示せば次の如くである。

$$\delta = \delta_a + \frac{t}{a + bt} \quad (3.4.1)$$

ここに

δ_a : 観測開始時 ($t=0$) の沈下量 (一般に盛土完了時)

t : 観測開始時からの経過日数

a, b : 定数

(3.4.1) 式による場合、 δ を事前に計算するには a, b および δ_a の値を何らかの方法で予測しなければならない。圧密試験の沈下曲線について (3.4.1) 式の適用性を検討した結果の一例を示すと図-9の如くで、 t/δ と t は直線関係とするには無理であり、 a なる定数も存在しないようである。この他多数の圧密試験の沈下曲線について検討してみたがいずれも同様な結果となった。従って圧密試験によってこれらの定数を推定できる可能性は薄いと判断された。

しかし、泥炭地における施工例は現在かなりの数にのぼっており、圧密条件にかなりの相違点がある圧密試験から定数を推定しなくとも、現地観測値を統計的に分析すれば何らかの法則を見出すことが可能と思われる。

表-1は、開発局土木試験所と札幌開発建設部道路二課から提供していただいた観測データの一部分である。これによれば、この程度の盛高および施工速度の範囲では最終沈下量 (ΔH) に対する盛土完了時の沈下量 (δ_a) の比 ($\delta_a/\Delta H$)

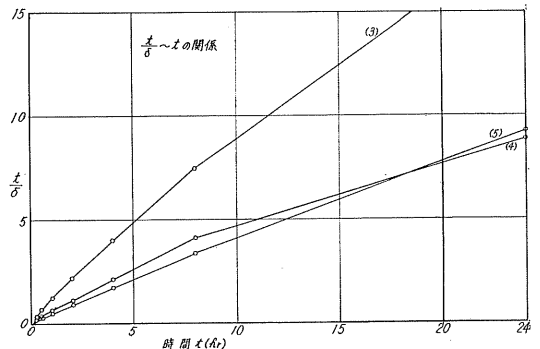


図-9

表-1 現地沈下観測データ

場 所	盛土施工 期 (日)	盛土完了 時 量 (cm)	最終沈下 量 の 予 想 値 (cm)	基盤処理の有無	盛高 h (m)	$\delta_a/\Delta H$	備 考
一般国道12号豊幌	22	41	129	ナ シ	2.4	0.31	
〃	22	25	73	〃	1.6	0.34	
主要道々札沼線角山	10	36	93	Compozer 3.0 m pitch	2.96	0.39	
〃	5	41	110	Sand drain 1.5 m pitch	3.3	0.37	
〃	7	37	102	Sand drain 3.0 m pitch	3.3	0.36	
〃	9	28	82	ナ シ	3.2	0.34	
主要道々札沼線中小屋	88	34	105	〃	2.0	0.32	
〃	5	50	156	〃	0.9	0.32	
〃	4	50	212	〃	0.9	0.24	
一般国道40号雄信内	50	46	138	〃	1.9	0.33	

は、基盤処理の有無、盛土施工期間の長短などによって目立った変化を示さないようであり0.24~0.39の範囲にある。云いかえれば、盛土施工中に最終沈下量の30%前後が沈下することを意味している。

a の法則性については不明であるが、観測例では $a=20\sim 40$ (day $\cdot m^{-1}$)の範囲にあるようである。このような大まかな推測を許せば、(3.4.1)式は次の如く書きかえることができる。

$$\delta_a = \left(\frac{\partial a}{\partial H} \right) \cdot \Delta H \doteq 0.35 \Delta H$$

$$t \rightarrow \infty, \quad \delta \rightarrow \Delta H, \quad \frac{t}{a+bt} \rightarrow \frac{1}{b}$$

$$\Delta H = 0.35 \Delta H + \frac{1}{b}$$

$$\therefore b = \frac{1}{\Delta H(1-0.35)} = \frac{1}{0.65 \Delta H}$$

$$\alpha = 20 \sim 35$$

$$\delta_t = \frac{t}{(20 \sim 40) + \frac{t}{0.65 \Delta H}} + 0.35 \Delta H \quad (3.4.2)$$

(3.4.2)式はかなり独断的と思われるが、Terzaghiの理論で計算するよりもずっと実情に近い沈下曲線が得られ

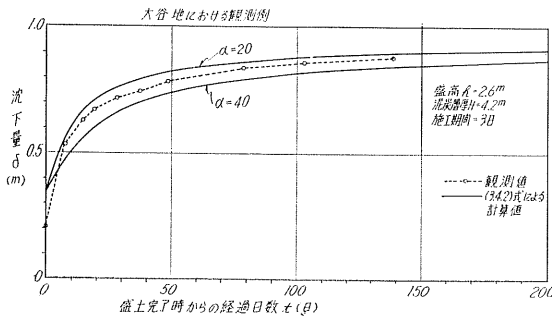


図-10

る。適用性についての照査として図-10を例示する。

4. む す び

4.1 基層のスベリについて

段階施工や旧道に盛土する場合のスベリ円は、圧密されて強度増加した部分と素地の部分にわたるので強度増加した部分だけ取り上げて処理することはもちろんできない。圧密による強度増加は、盛土の中心と地表に近い部分がより大きく、このような条件を考慮した場合のスベリ円は、均一地盤に対するよりも規模が大きくなる傾向が考えられる。

これらの点から基層に積極的な工法を採用しない自然圧密では思った程支持力の増加が期待できないとも判断される。唯、泥炭地のように沈下量が大きい場合には、浮力による盛土荷重の減少がプラス側に働くことも無視できない。

基層を横方向に2層に区分することが許される場合には、 $p=n \cdot C_1$ における n の値は略々次式で表わすこともできる。

$$n = n_{a=0} \frac{2k(2+\alpha)}{\varepsilon+\mu} = 5.5 \cdot \frac{\left(\varepsilon + \frac{1}{2}\right)^2 + \frac{1}{12}}{\left(\varepsilon + \frac{1}{2}\right)^2} \cdot \frac{2k(2+\alpha)}{\varepsilon+\mu} \quad (2.3.3)'$$

4.2 泥炭地盤の沈下経過について

1) 室内圧密試験の沈下曲線は、 p_n な荷重強度を1次のに載荷した場合、次式で表わすのが妥当と思われる。

$$\delta_t = \frac{1}{\beta_t} \cdot t^{\alpha_t - 1} \cdot H_t \quad t < 24h_r \quad (3.1.3)$$

$$\varepsilon_t = \frac{\delta_t}{H_t} = \frac{1}{\beta_t} \cdot t^{\alpha_t - 1}$$

上式は、

$$\log_{10} \varepsilon_t = (\alpha_t - 1) \log_{10} t - \log_{10} \beta_t$$

となるから両対数グラフ上で直線となる。

2) 現地の沈下経過も両対数グラフ上で直線と見做せるようである。従って現地及び室内圧密試験の関係は、データが充分でないが、

$$\begin{aligned} \beta_f &= \hat{\beta}_t \left(1 + C \cdot \frac{H_f}{H_t} \right) \\ \alpha_f &= \alpha_t \\ \therefore \hat{\alpha}_t &= \frac{t^{\alpha-1} \cdot H_f \cdot H_t}{\beta_t (H_t + C \cdot H_f)} \end{aligned} \quad (3.3.5)$$

で表わせる可能性が強い。

3) いわゆる双曲線型式で推測するには、まだ統計的な検討が充分でないが、泥炭層厚 5 m 以内、盛高 3.5 m 以内では基盤処理の有無にかかわらず

$$\hat{\alpha}_t = \frac{t}{\alpha + \frac{t}{0.65 JH}} + 0.35 JH \quad (3.4.2)$$

で推測しても大きな違いはなからう。

4.3 今後の問題及び検討事項

盛土基層のスベリについては、理論的解析と並行して現

地破壊例を収集し、効果的な基盤処理などについても検討を進めたい。

沈下経過については、沈下曲線の長期的な推移を検討し、さらにこれを足がかりに互層地盤への適用についても検討を進めたい。なお、泥炭のような一次及び二次圧密の定義に適合しない沈下経過に対しては圧密度よりむしろ圧縮率 (ϵ) で処理の方が適当ではなかろうかとも考えている。

終わりに貴重なデータを提供していただいた開発局土木試験所土質研究室、札幌開発建設部月形道路改良事業所の方々、公務多忙な中を電算プログラミングに尽力いただいた橋梁課木下貞男氏、圧密試験のデータ整理に協力した中村真一君に謝意を表します。

参 考 文 献

- 1), 2) 宮川 勇：泥炭地における土質工学上の 2, 3 の問題，北海道開発局土木試験所。

月寒川築堤試験盛土工事報告

(軟弱地盤処理工法の検討)

○土佐林 宏*
高木 讓 治**
佐々木 晃 和***
畠山 清 昭****

まえがき

石狩川下流部の低平地は、大半が軟弱な泥炭層におおわれている。このような地盤に盛土を行なう場合、圧密沈下が著しく、また、沁り破壊の生じる危険性が強い。従来軟弱地盤の野津幌川、幌向川、清真布川、厚別川等の築堤盛土はステージコンストラクション工法(通称レーヤ-工法)をとり、毎年、限界盛土高までの盛土を行ない、徐々に沈下による基礎土の置き換えと、原地盤の地耐力の増強を計りながら、5~10年の期間で計画の盛土高を確保する工法が原則的にとられてきた。しかしながら、近年、災害の頻発、都市周辺の発展等により治水対策の緊急性が増大し、積極的に原地盤の改良を行ない、短年月で計画盛高を確保することとなった。

ここでは、石狩川水系豊平川の右岸支流月寒川築堤の地盤処理工法の検討のため、パイプロコンポーザ-工法を主体とした試験盛土を実施し、沁り破壊するまでの過程を観測するとともに、解析安定計算との照合を行なったものである。

1. 月寒川改修計画

月寒川は、豊平川の右岸支流で札幌市郊外東北部の大谷地原野に位置し、流域面積 67.8 km²、流路延長 17.9 km で改修計画は、高水流量 250 m³/sec、改修断面は図-1のとおりである。原地盤から築堤天端までの盛土高は 3~4 m

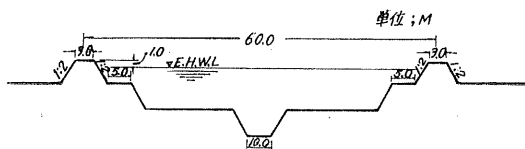


図-1 月寒川改修計画横断面

である。

2. 試験盛土個所の地質

盛土個所の地質は、土質調査図(図-2)、物理試験結果図(図-3)の示すとおり、深度 6.0 m までは非常に軟弱な泥炭層がほぼ一様に分布し、以下はやや粒径が粗く砂質シルトで下に向い細かくシルトとなり、深度 7.5~8.0 m から漸移的に粘土層に変わっている。この数 m 下に縮った火山灰

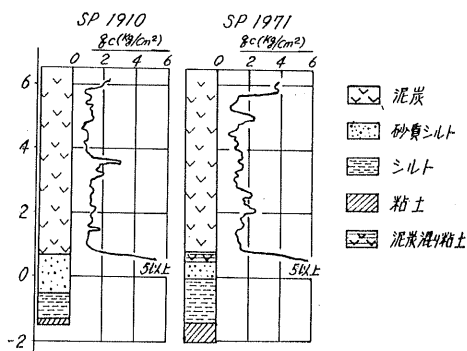


図-2 地盤処理前の土質調査図

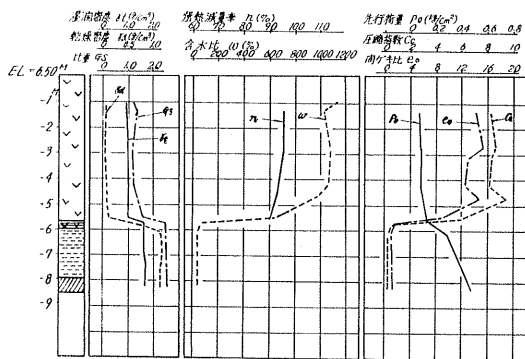


図-3 土質、物理試験結果図

* 北海道開発局石狩川開発建設部工務第2課 課長補佐

** 北海道開発局建設部河川工事課 課長補佐

*** 北海道開発局石狩川開発建設部札幌事業所 副長

**** 北海道開発局石狩川開発建設部札幌事業所 機械主任

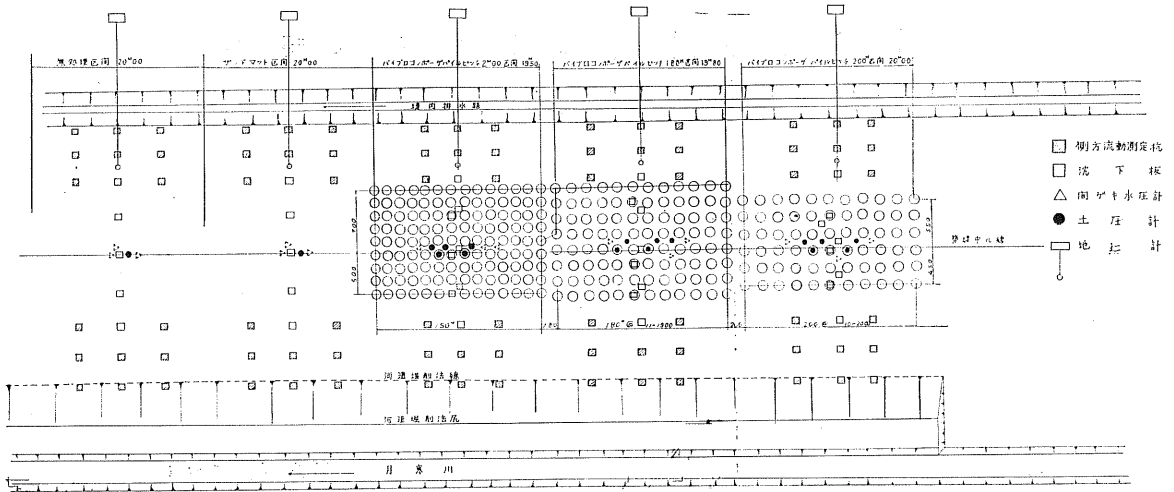


図-4 月寒川築堤試験盛土平面図

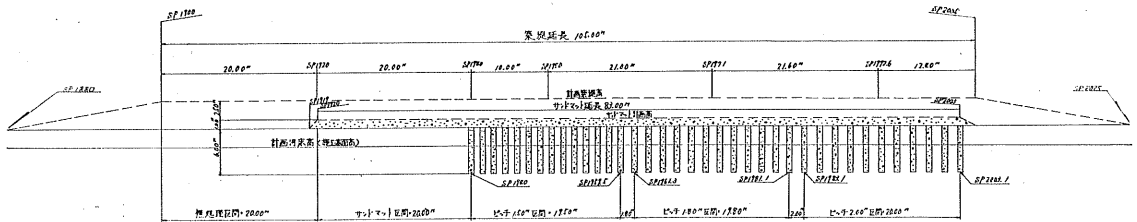


図-5 月寒川築堤試験盛土縦断面図

層、または砂礫層が分布するものと予想される。

泥炭層は軟弱であるがあまり分解されておらず、木片が点在している。 $q_c \approx 1.0 \sim 1.5 \text{ kg/cm}^2$ である。地表において q_c の値が大きいのは、表土の草根などの影響である。比重 ≈ 1.2 、含水比 $W \approx 1100\%$ 、強熱減量 $n = 95\%$ 、間隙比 $e_0 = 13 \sim 15$ 、圧縮指数 $C_c \approx 8$ で一般の泥炭層に比し、盛土地盤としてはかなり程度の悪いものである。無機物はほとんど含まれず、大半が水分で、あとが有機物で構成されている。

3. 試験工事計画

試験は、バイプロコンポーザー工法(パイル径 $\phi 70 \text{ cm}$ 、長さ 6.0 m)で処理した地盤3区間(パイルピッチ 1.5 m 、 1.8 m 、 2.0 m)と無処理地盤及びサンドマット処理地盤の計5区間(各区間長 20 m)について下記項目等の観測を実施した。

- イ. 盛土基礎地盤の沈下 (板の設置及び測量)
- ロ. 間隙水圧 (3つの深度別に水圧計設置)
- ハ. 土 圧 (土圧計をパイルと原地盤に設置)
- ニ. 側方流動 (側方流動抗及び地圧計設置)
- ヘ. 原地盤の改良度 (q_c , N , K , E 値の測定)
- ト. パイルの強度 (含水比、密度、内部摩擦角, q_c , N)

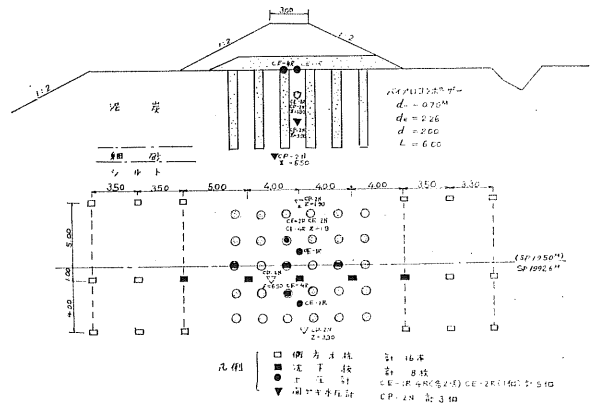


図-6 月寒川築堤試験盛土横断面図 (例ピッチ 2.0 m)

試験盛土及び観測計器設置箇所は、図-4 (平面図)、図-5 (縦断面図)、図-6 (横断面図) のとおりである。

なお、この試験盛土完了時において、盛土がだいぶ沈下したこととコンポーザー処理区間において迂り破壊しなかったため、パイルピッチ 2.0 m の区間のみについて破壊にいたるまで追加盛土を実施した。この追加試験については後述するが、迂り破壊面推定のためパイプ歪傾斜計を設置した。

4. 盛土材料

盛土材料の大部分は、豊平川右岸月寒川合流点の河岸高水敷の堆積土を運搬したが、一部盛土個所の月寒川の河岸掘削土も流用した。サンドマット及びコンポーザーの砂は石狩川対雁の河床砂を使用した。盛土材料の物理特性は、図-7のとおりである。

砂は見かけ上は小礫混り中砂で、礫は径 2~5 mm のものが多く、径 5~10 mm のものが点在している。粒度試験結果によると礫分 15~25%、砂分 70~80% の均等な砂に属し、比重は $G_s \approx 2.7$ と一般的な値を示している。

盛土材料	平均含水比 W (%)	湿潤密度 γ_t (g/cm ³)	乾燥密度 γ_d (g/cm ³)	土質名
サンドマット	15.00	1.85	1.61	砂
運搬土	38.32	1.48	1.07	砂質ローム
河道掘削土	511.30	0.98	0.16	泥炭

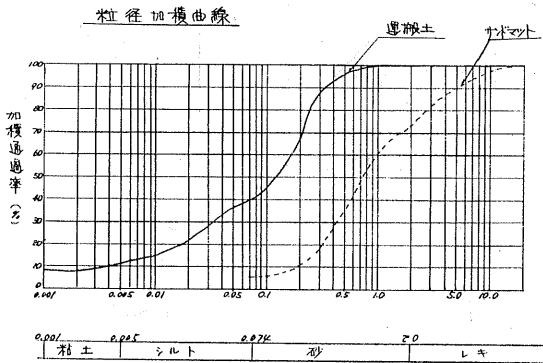


図-7 盛土材料の物理特性

5. コンポーザー打設後 (運搬盛土前) の土質調査

パイルの密度と含水比は表-1のとおりで、ピッチの狭いほど含水比が小さく密度が大きくなる傾向がある。しかし、深さ方向の変化の状態は明らかでない。

パイルの締り具合は表-2に示すとおりである。N値は何れも同じ値を示しているが、精度上その差を明らかにし得ないためと思われる。 q_c 値はピッチの狭いもの程大きい、その差は僅かなものである。深さ方向の変化で強弱の波があるが、これはパイル打設時の操作の影響を考えら

表-1 砂杭の含水比と密度

調査地点	含水比 W (%)	湿潤密度 γ_t (g/cm ³)	乾燥密度 γ_d (g/cm ³)
1.5 m ピッチ	17.8	1,967	1,670
1.8 m ピッチ	20.3	2,069	1,718
2.0 m ピッチ	21.1	1,896	1,568

表-2 砂杭の N , q_c 値

調査地点	N 値	q_c 値 (kg/cm ²)
1.5 m ピッチ	6.7	38
1.8 m ピッチ	6.7	36
2.0 m ピッチ	6.7	33

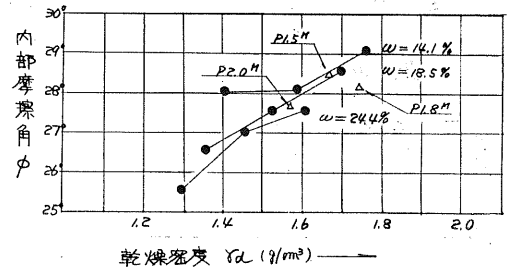
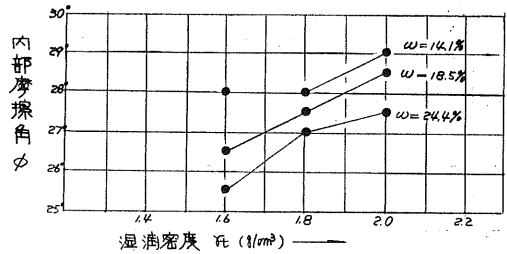
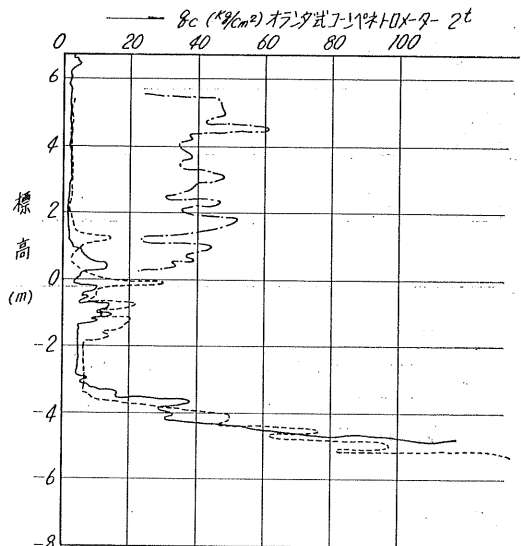


図-8 砂の内部摩擦角と密度関係図



例 q_c (kg/cm²)
 昭和43年5月9日 コンポーザー打設前の原状盤
 昭和43年6月20日 コンポーザー打設後の原状盤
 昭和43年6月20日 コンポーザー打設砂杭中心

図-9 貫入試験、ピッチ 1.5 m

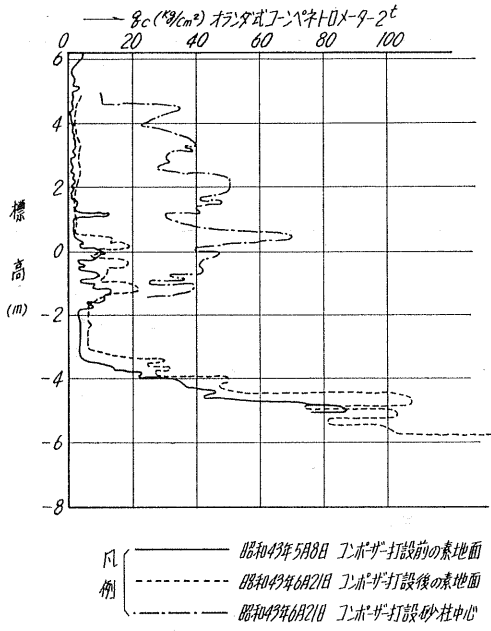


図-10 貫入試験，ピッチ 1.8 m

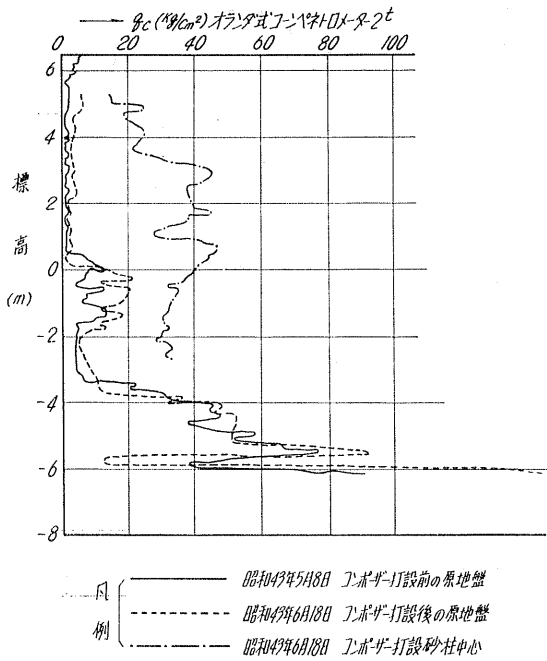


図-11 貫入試験，ピッチ 2.0 m

れる。

土取場で採取した試料を用い、直接剪断試験を密度、含水比を3通りに変えて行なった。これによると、パイルの剪断力は粘着力はなく、内部摩擦角のみを考慮すればよいことが判明した。図-8は、内部摩擦角と密度の関係を示したもので、 ϕ は $\bar{\gamma}_a$ に比例して増加している。この $\phi-\bar{\gamma}_a$ 相関図からパイルの ϕ は $27.5^\circ \sim 28.5^\circ$ でピッチの狭い程僅

かに大きいと考えられる。

原地盤の改良効果とパイルの強度を調らべるため、貫入試験と孔内水平載荷試験 K 値の測定を行なった。図-9, 10, 11 に砂杭と原地盤の q_c 値を示す。この結果によると、原地盤は 1.5 m ピッチではほとんど改良されず、ピッチが大きくなるに従って原地盤の強度増加大きく、ピッチ 2.0 m では約 2 倍の増加がみられた。

図-12 にパイル間の原地盤の孔内載荷試験 (L.L.T.) 結果を示す。これにより横方向地盤反力係数 K は $0.3 \sim 0.5 \text{ kg/cm}^3$ 、弾性係数 E は $1.5 \sim 3.0 \text{ kg/cm}^2$ の範囲に分布しているが、深さ方向やパイル間隙による相違い顕著でない。一般的にこの地盤は降伏点から破壊に達する間が非常に短い点の特徴である。

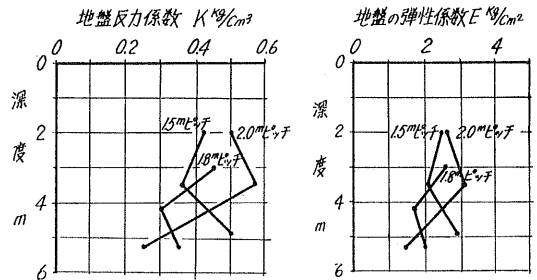


図-12 孔内載荷試験結果図

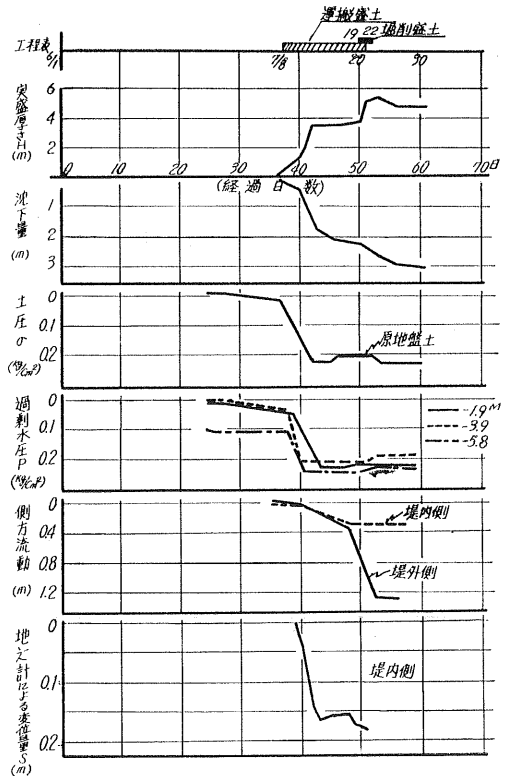


図-13 無処理区間

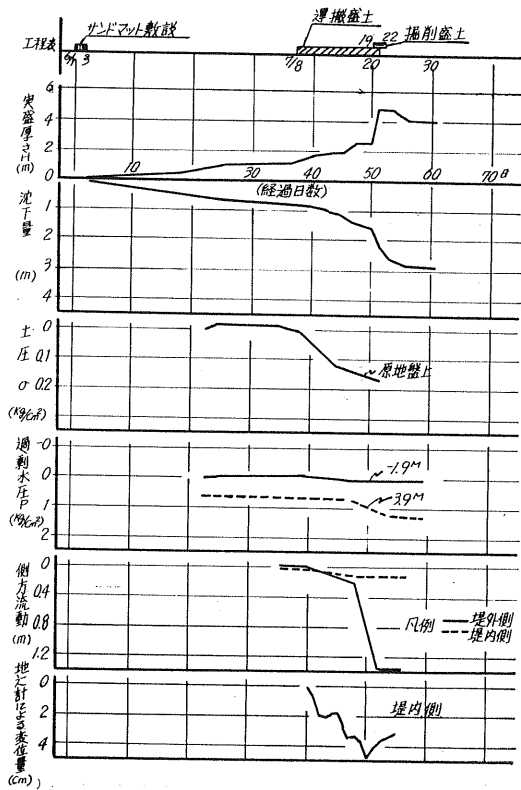


図-14 無処理(サンドマット)区間

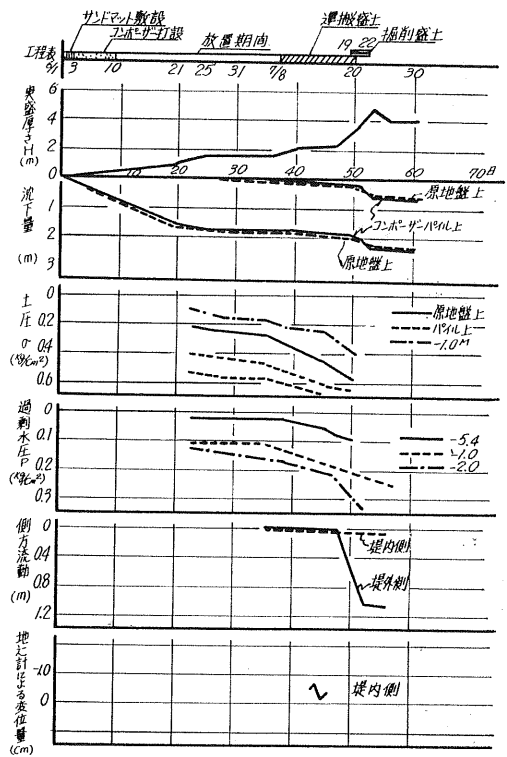


図-16 コンボージャー打設 (P 1.8 m) 区間

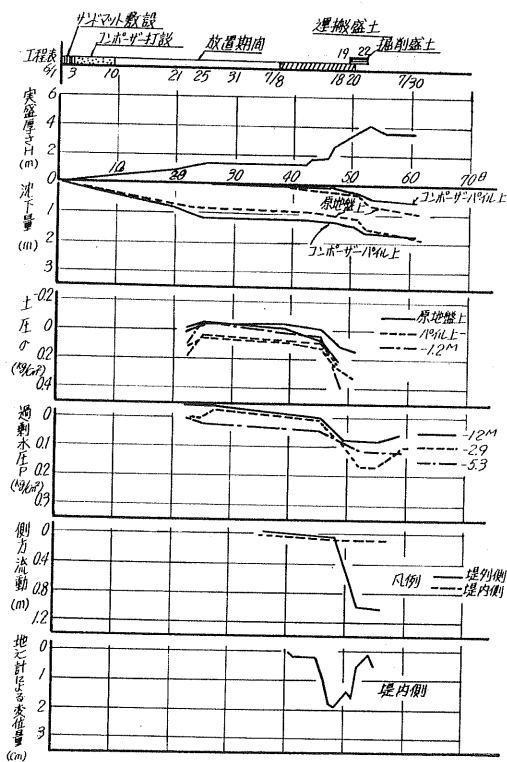


図-15 コンボージャー打設 (P 1.5 m) 区間

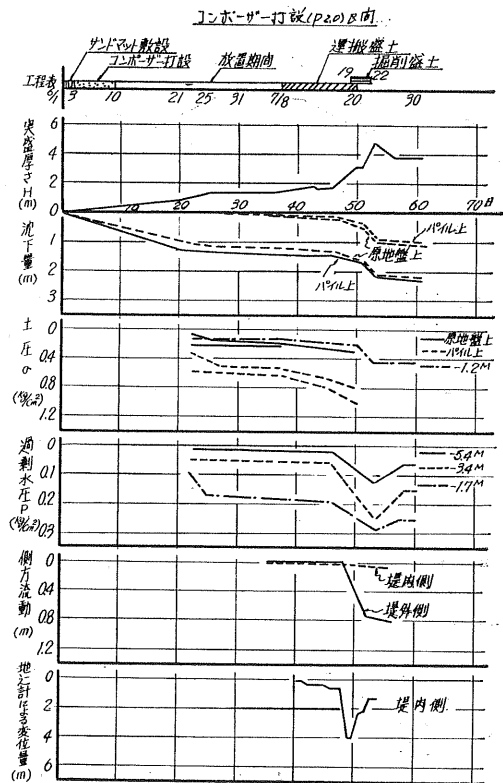


図-17 コンボージャー打設 (P 2.0 m) 区間

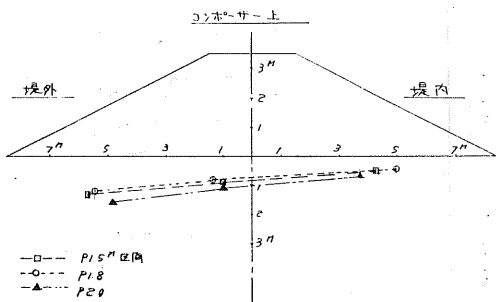
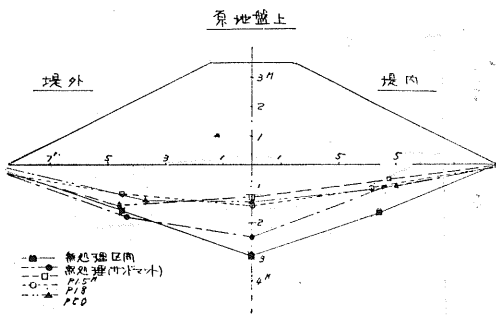


図-18 盛土だけによる最終沈下量

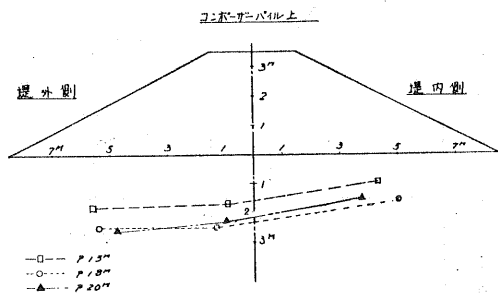
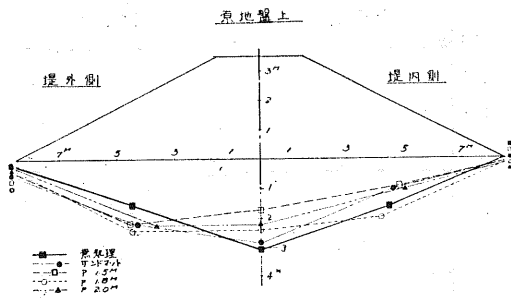


図-19 最終沈下量

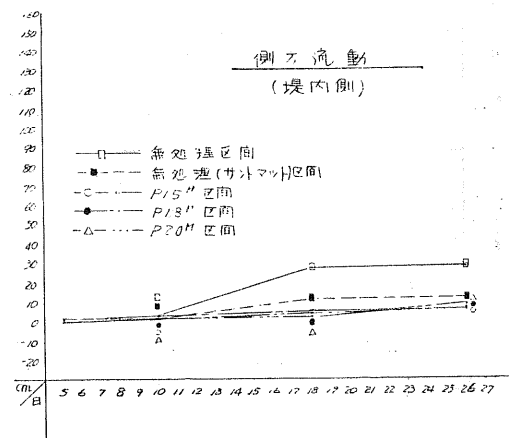
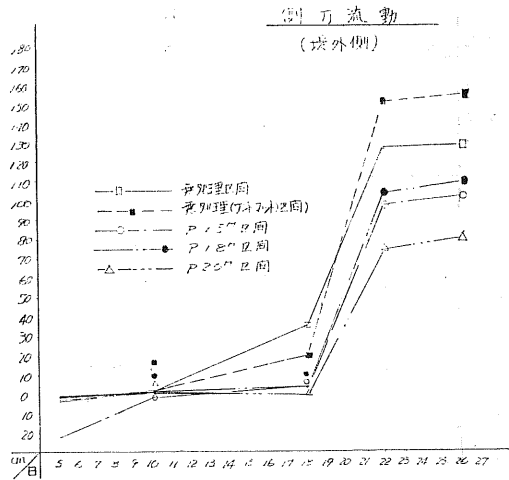


図-20

6. 試験結果

それぞれの区間の測定結果 (工程表, 実盛高, 沈下量, 土圧, 過剰間隙水圧, 側方流動, 地じ計変位量) を図-13, 14, 15, 16, 17 に示す。

図-18 に盛土だけによる沈下量を, 図-19 にコンポーザー打設中の沈下量も含む全沈下量を, 図-20 に側方流動を示す。

無処理区間及びサンドマット区間については, 運搬盛土中に沈下が大きく進み, 側方流動も堤内外とも同じように動き, クラックは堤内斜面に無数に, また法尻に大きなクラックが発生した。そして運搬盛土を完了し, 河岸の掘削土の盛土にかかった頃からクラックの幅も広がり, 河床が隆起し, 法尻も大きく流動し, 築堤本体も沈下した。迂り破壊ではあろうが, 陥没に近い現象と思われる。

コンポーザー処理区間では沈下, 流動も上記区間に比して小さく, クラックはほとんど発生しなかった。堤外側河床の隆起, 法尻の流動の程度を観察しても無処理区間とで

は明らかにこの差が見られた。本試験の段階では、処理区間はいわゆる破壊までいかなかったと判断された。

表-3にそれぞれの区間の実盛高、沈下量、側方流動、原地盤の強度、砂杭の N 値、砂杭と原地盤の応力分担比の一覧を示す。

表-3 各試験区間の比較

	無処理	サマソド	コンポーザ (ピッチ 1.5 m)	コンポーザ (ピッチ 1.8 m)	コンポーザ (ピッチ 2.0 m)
実盛高 (m)	4.8	4.0	3.6	4.0	3.8
沈下量 (m)	3.1	2.8	1.7	2.3	2.2
側方流動 (堤外側)	1.3	1.4	1.0	1.1	0.8
原地盤の強度 (q_c)			2.49	2.69	3.31
砂杭の N 値			6.6	6.7	6.7
応力分担比 (m)			2.2	1.3	2.9

コンポーザーを打設すると、原地盤の泥炭は密度が大きくなり、強度を増すが一方では、層が乱されて強度が小さくなる。通常の粘土等では放置養生することにより強度回復が期待されるのであるが、特に、月寒川の泥炭はあまり分解されておらず、繊維質なのでコンポーザー打設によって層が切れると云う感じがする。あまり強度の回復は期待されず、原地盤の改良と云う点からは、ピッチを大きくした方が有利なことが判明した。表-3からも明らかなように、パイルピッチ 2.0 m が沈下量、流動、原地盤の強度増加、応力分担比の点から見て最も有利な基盤処理工法と判断される。

8. 追加盛土試験工事

パイロコンポーザー工法による処理正間には、当初の計画盛土に対して破壊するまでに至らなかったことと、相等の沈下があり、当初の計画高さが確保されなかったため、さらに 2.0 m ピッチの区間のみについて破壊するまで追加盛土を実施した。盛土は図-21に示すとおり、2段階に分けて施工した。第1段階は、当初の試験盛土の計画高(計画築堤高)まで盛ることを意味し、第2段階は追加盛土に

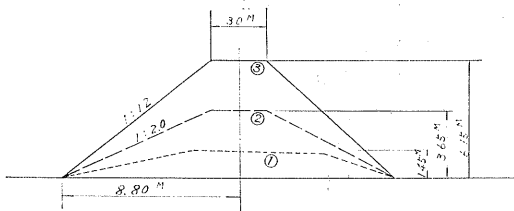


図-21 追加盛土断面図 (SP 1992.6)

- ①: 追加盛土直前の築堤の断面図
- ②: 第一段階の運搬盛土
- ③: 第二段階の運搬盛土

よる沈下の進行も考え計画高を確保することと、さらに築堤破壊までいたらしめようとするものである。

この追加試験では、新たに堤外側に地這り計 3、破壊這り面を知るために、パイプ歪み傾斜計を堤外側法尻近くに設置した。沈下量、側方流動観測のための計器を追加した。

第1段階の盛土は、9月3日、4日の2日間にわたったが、最初の1日ではほぼ規定の盛土を実施した。この段階では地盤変化はわずかであり、クラックも生じなかった。

5日、第2段階の盛土に入る。築堤の高さが EL 4.65 m (計画築堤高 +1.0 m) あたりで歪計の値が一点で非常に大きくなり、下流側法肩にヘアークラックが生じた。盛高が 4.65 m を越えると側方流動も急激に大きくなり、堤内側が微少な当位に落ちついたあと堤外側は大きく流動が続けたが、盛土を継続し、6日規定の高さまで盛土を施工した。この間築堤堤内側の法肩付近にクラックが生じ、それが次第に発達し、摺付け部分のヘアークラックとつながり、それが次第に大きくなり、ついにクラックを境にして堤内外に 20 cm ほどの盛高の段違いを生じ、完全な這り破壊現象を呈し、天端も這りと逆方向に傾斜した。

図-22に実盛高、沈下量、側方流動(地這り計による)を図-23にパイプ歪み計による歪み量を示した。

これらを総合して破壊這り面は図-24と想定される。

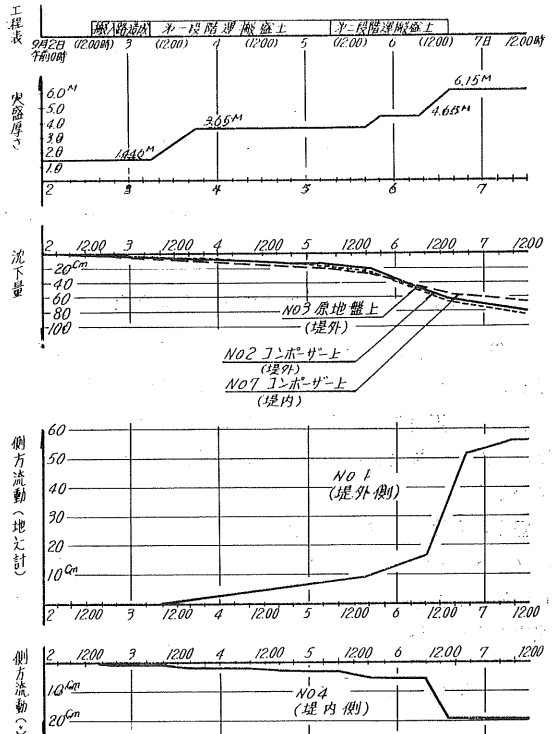


図-22 追加盛土、工程表、実盛厚さ、沈下量、側方流動

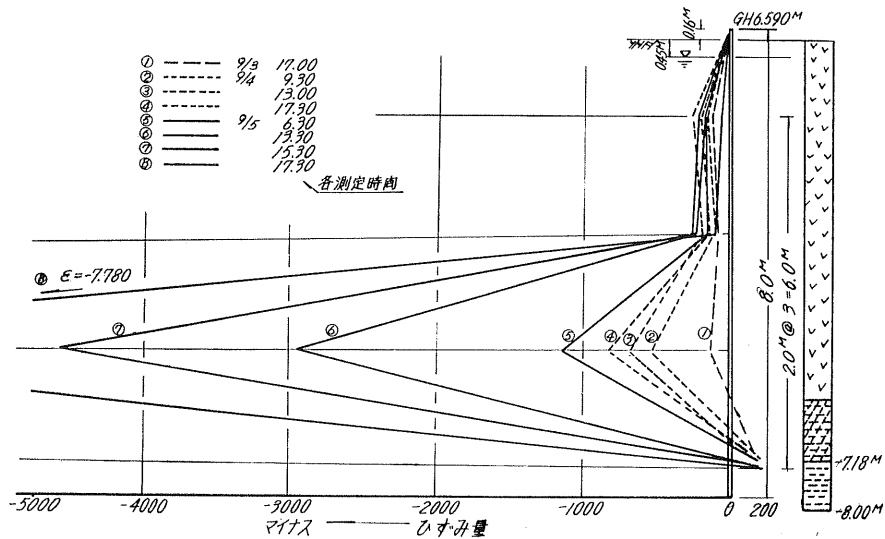


図-23 パイプ歪傾斜計による歪量

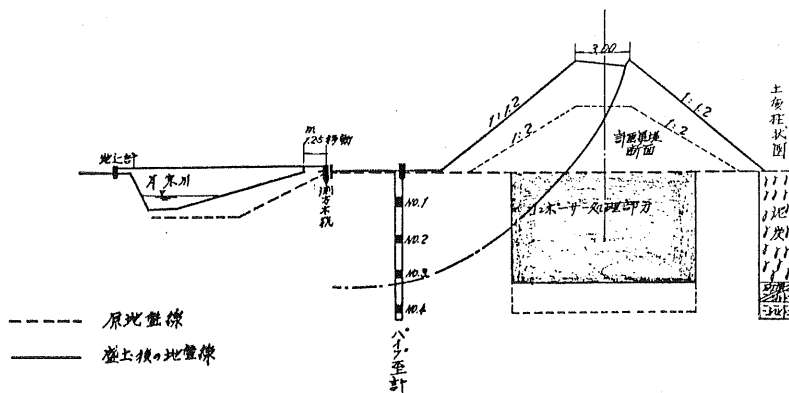


図-24 盛土後の地盤の変化と想定すべり面

9. 盛土のりり破壊の解析と安全率

実際のりり面は、ほぼ予想のとおり堤内側の法肩から破壊を起しており、深さも泥炭とシルトの境いと考えられる。また、堤外側法尻に円形りり面を実証するような現象はみられず、堤外側は円形りり面の最深部から水平に起っているものようである。

盛土の安定計算は一応、円形のりり面を想定し、りりモーメントと抵抗モーメントの比として安全率を求めた。計算に使用した基礎地盤の剪断強さはコンポーザーパイルと泥炭の複合地盤の強さとして次式によった。

$$\tau = a_s \left(P \cdot I_z \cdot \frac{\sigma_s}{\sigma} + r_s \cdot z \right) \tan \phi \cos^2 \theta$$

$$+ (1 - a_s) \left(C_0 + P \cdot I_z \cdot \frac{\sigma_s}{\sigma} \cdot U \cdot \tan \phi_0 \right)$$

τ : 剪断強さ

a_s : $\frac{A_s}{A}$ パイルの面積置換率

P : 上載荷重

I_z : 地中分布応力係数

$$\frac{\sigma_s}{\sigma} = \frac{n}{(n-1)a_s + 1}$$

n : 応力分担比

r_s : 砂の単位体積重量

z : 剪断面の深さ

ϕ : 砂の内部摩擦角

θ : 剪断面と水平面のなす角

C_0 : パイル施工後の粘着力

$\tan \phi_0$: 強度増加係数

図-25はパイルピッチ 2.0 m の各盛高に対する安全率を示したものである。安全率 F_s が 0.9 あたりで破壊現象が発生していることが判る。

これによって月寒川の軟弱地盤 (泥炭層厚 6.0 m) ではコ

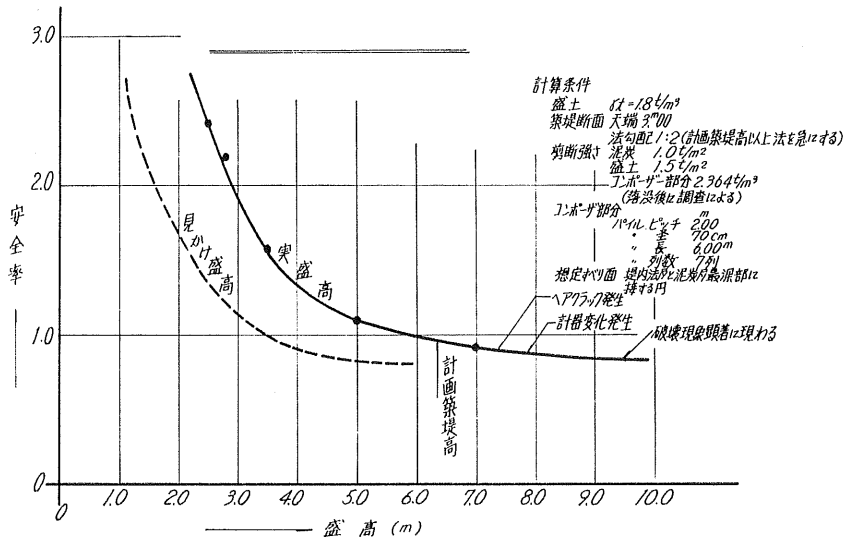


図-25 盛土高と安全率 (ピッチ 2.0 m)

ンポーザー処理 ($l=6.0m$, $\phi=70cm$, ピッチ 2.0 m) で計画築堤高 +1.0 m (見かけ盛高 4.5 m, 実盛高 8.0 m) 程度の盛土を単年度で施工可能なことが判明した。

あとがき

この試験工事は、盛土が破壊にいたるまで実施し、概ね破壊現象が想定したとおり起きたこと、また、計算された安全率が大体実現象と合致することを確認できた。この結果、大谷地原野一帯の軟弱地盤の盛土を単年度で施工する場合に、どの程度の基礎処理を行えば安全にどの程度まで盛土することが可能なかが判明した。しかし今後、長期

にわたる盛土の安定、落ち着きについては不明であり、観測を継続して行く必要がある。

今回の試験盛土は、地盤処理工法として、種々の条件からサンドマット、パイプロンコンポーザー工法をとりあげたものであるが、現在いろいろな軟弱地盤処理工法が提唱されており、今後これらの工法についても試験工事をしない工法の比較検討をしたいと考えている。

この試験工事にあたり、土木試験所土質研究室に技術的指導を頂いた。また、工事の施工は大阪不動建設 K.K.、土質調査は北海道ボーリング K.K. が担当した。そのほか、多くの関係された方々に心から感謝する次第であります。

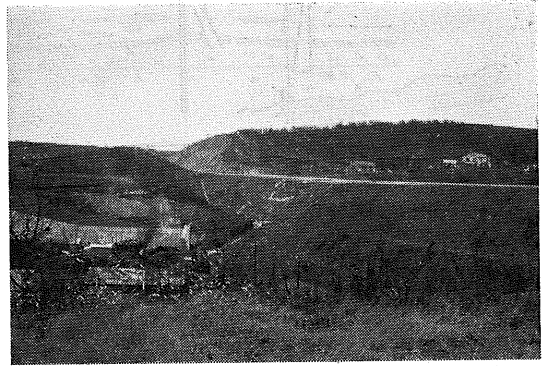
盛土下ずい道の掘さくについて

—ケーシングパイプと注入による地盤補強工法—

正員 栗原利雄*

I. まえがき

室蘭本線線増工事に伴う黄金～陣屋町間第1崎守間ずい道 (L=100 m) は国道37号線の盛土部を斜めに貫通するため、路面の沈下が問題となり、種々工法を検討した結果ずい道掘さくに先だち、両坑口よりずい道上部半断面の外郭に沿って半円状に水平ボーリングを実施したのち、ボーリング内にケーシングチューブを挿入しモルタル注入を施した。これは支保工建込時の矢木代りとし盛土部分の沈下を極力最小限に食い止める目的で施工されたものである。この工事では盛土のほぼ中心部において建込んだ支保工にカールソン型ひずみ計を取付けてこれにかかる応力の状態を調べ、あわせて路面上に設定した測点と沈下計による沈下の実測を行なったものである。測定は昭和42年11月中旬より昭和43年1月末までの2カ月余にわたって行なった。



写真—1 国道37号線盛土部を望む
長万部方坑門

II. ずい道の地質と掘さく

1. 地質概要

この地域は全般的に角れき凝灰岩に被われており厚い箇所では20 m以上に達するが第1崎守ずい道付近は解析されて起伏状の谷間を形成している。下部より分布する地層を列挙すれば室蘭層、角れき凝灰岩、盛土の各層である。

室蘭層

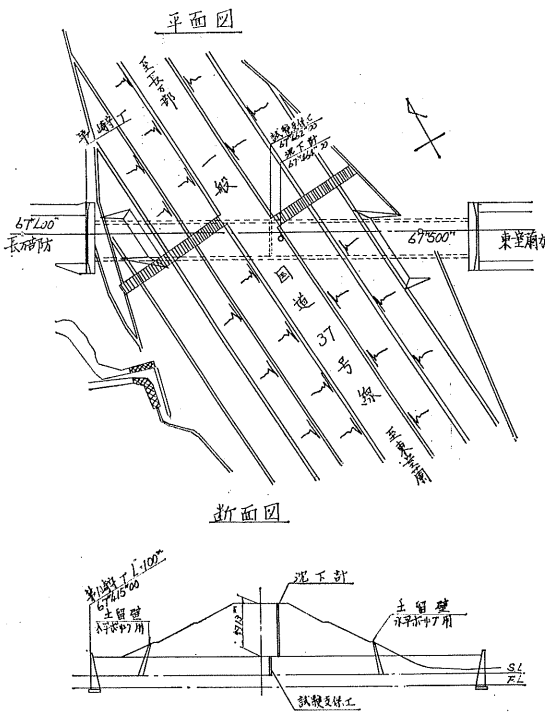
新第三紀細粒砂岩よりなる地層で第1崎守ずい道西側坑口 (長万部側) より40 m～50 m付近にその分布が見られる。走向、傾斜はそれぞれ $N40^{\circ}E$, $W25^{\circ}$ を示しているが一般的にはほぼ水平に近い堆積状態を示す。この砂岩層は黄緑色の細粒もしくはシルト質岩層で上部の凝灰角れき岩とは不整合をもって接する。

角れき凝灰岩

こぶし大より人頭大、まれに5 mにも達する角れき状の岩核を火山灰や火山噴出物にもこう結しておりれきはほとんどが安山岩よりなる。

2. 盛土の土質

盛土に使用している材料は風化した凝灰岩、集塊岩、凝灰角れき岩などで砂質ローム中に安山岩のれきを含む。盛土の路床にはこれらのれき混り砂質ローム、ロームと海岸より採取した砂とを交互に敷き均し転圧したもので路盤材として海砂を厚さ35 cmにその上に60 mm以下の鈎さいを厚さ25 cmに敷き転圧したものである。シンウォール



図—1

*

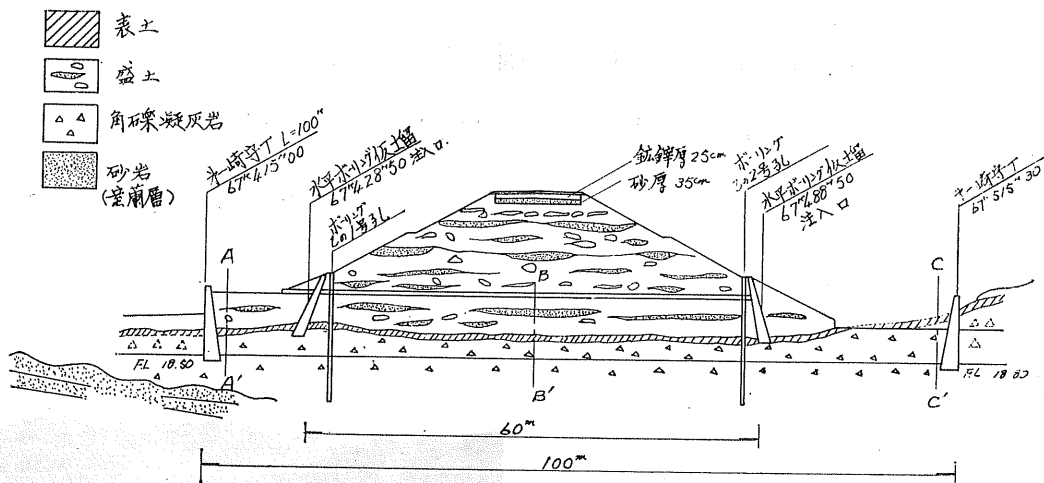


図-2 第一崎守トンネル地質縦断面図

サンプリングにより得られた試料について土質試験の結果は次の通りである。この結果より見ると、土質に多少の違いがあるが、地山の γ_a よりも盛土の γ_a の方が大きい。これは締め固め効果による増加と考えられる。同様に粘着力においても盛土の方が地山に比して大きな値を示している。透水性の点から見ると、盛土に使用している材料が砂と粘性土の互層よりなり、非常に不均質なために透水係数 $10^{-4} \sim 10^{-6} \text{ cm/sec}$ とかなりバラツキがある。掘さく中に見られる盛土路床部の構成は粘性土（れき混り砂質ロームまたはローム）を一層 $50 \text{ cm} \sim 60 \text{ cm}$ に撒き出しその上に海砂（細粒～中粒） $20 \text{ cm} \sim 30 \text{ cm}$ の厚さに交互に撒き出し転圧したものと考えられるが時に砂層の厚さ 1 m に達するものもある。導坑上の砂層は粘着力がないため支保工間より逐次崩落し沈下によるクラックから雨水の流入を招き、

表-1

	盛 土	地 山
含水比 (%)	20.7~40.7	38.3~40.2
分類	砂, 砂質ロームローム	ロ ッ ム
湿潤密度 γ_t (g/cm^3)	1.75~2.11	1.76~1.81
乾燥密度 γ_d (g/cm^3)	1.32~1.60	1.25~1.31
粘着力 (t/m^2)	1.0~4.3	1.6~2.5
内部摩擦角	$14^\circ 35' \sim 25^\circ 33'$	$17^\circ 14' \sim 22^\circ 47'$
透水係数 (cm/sec)	$8.88 \times 10^{-4} \sim 1.68 \times 10^{-6}$	$2.52 \times 10^{-6} \sim 2.69 \times 10^{-9}$

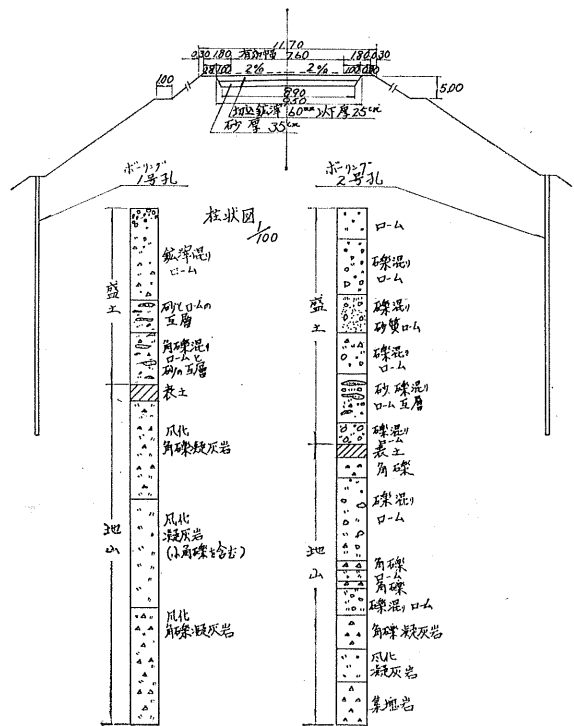


図-3 道路横断面図

これが盛土の含水比を高めている。坑内では点滴状の湧水程度ではあるが、これが砂層部に入ると次第に流動状となり矢板間の僅かな隙間より流出し、支保工裏側に空隙を作りこれが又沈下を惹起するという悪循環を繰返している。

3. ずい道掘さく工法の決定

土質試験の結果地盤支持力が 15 t/m^2 程度で相当の土圧を受ける鉄製支保工の脚部の支持力として不足であるので側壁導坑方式により側壁コンクリートを打設してこれによ

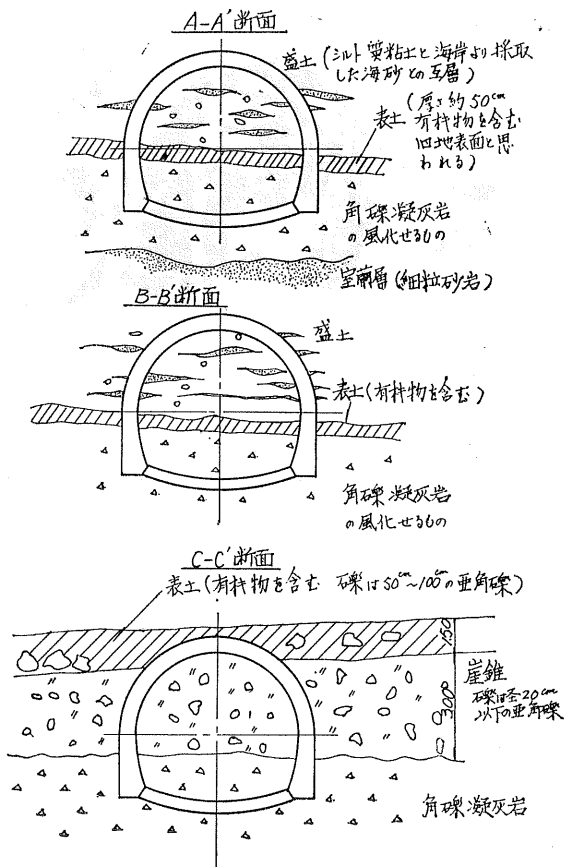


図-4 第一崎守トンネル地質横断面図

って所要の支持力を得るように考えた。また、掘さく時の地盤沈下及び崩壊を防止する目的で水平ボーリングを行ないケーシングパイプをさう入して、覆工の外周にセメントミルクを注入し更にこのパイプにモルタルを注入して掘さく時の矢木の働きをさせた。ケーシングパイプはφ84mmコーアチューブの先端にメタルクラウンのビットを取り付け水平ボーリングによりさう入した。

掘さくはツルハシ、スコップによる手掘り又はピック掘りとして火薬は使用しなかった。

(1) 側壁導坑

各導坑切羽には、RS 85型ロッカーショベルを1台ずつ配置し2tダンプにてずりを坑外に搬出した。H125×125の鉄製支保工を全断面に建込みかつ底部にストラックをさう入した。掘さく中湧水により支保工裏の土砂の流出カ所がいくらかあったが切羽面の保持は困難ではなかった。

(2) 上半断面

上半リング掘りのずりは、すでに掘さくした両側壁導坑に落とし、2tダンプに積載後坑外に搬出した。搬出されたずりは、6tダンプに積換えて土捨場まで運搬捨土した。

(3) 鉄製支保工

鉄製支保工は、中央部60m区間をH250×250とし、入口方13m、出口方27m間をH200×200として側壁コンクリート打設後リングカットにて建込んだ。

(4) う回道路

ずい道施工に先立って道路交通の安全を期する目的でう回道路を建設した。

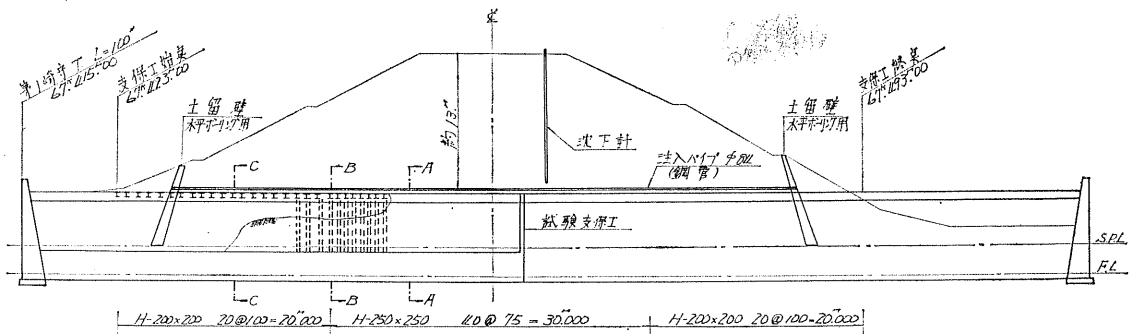
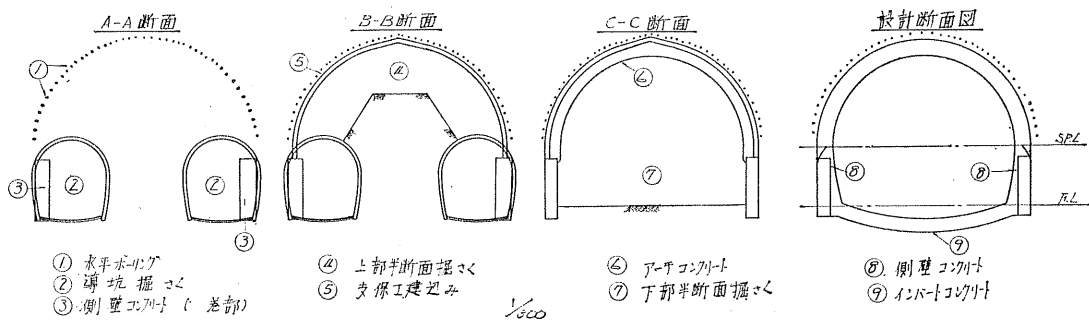


図-5 施工順序図

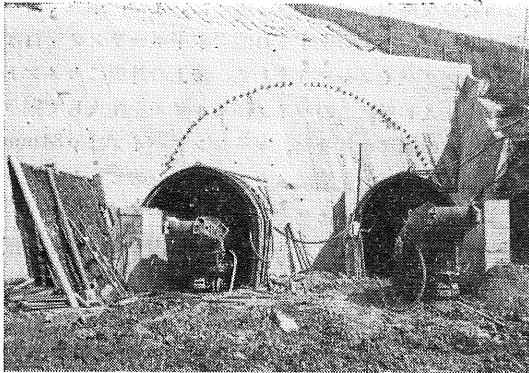


写真-2

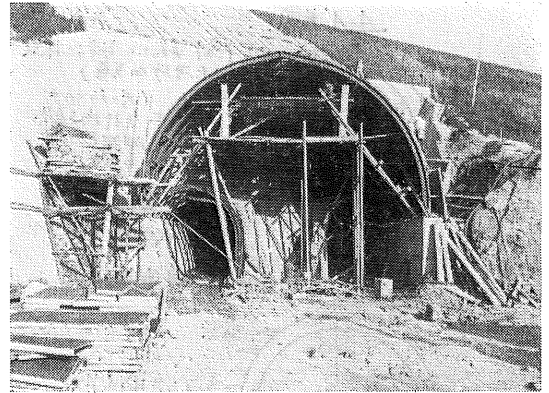


写真-3

4. 覆工コンクリート

側壁コンクリート下部は手打ちとし、アーチ部及び側壁上部はスライディングホームを用いてポンプ打ちとした。巻厚は75cmとし全区間鉄筋(φ19mm)にて補強した。コンクリートは1回の打設を4.8m毎とし、掘さく終了後掘さくを中止して行ない、コンクリートの硬化後逐次掘さくを進める方法をとった。コンクリートの圧縮強度は表-2の通りである。

セメントは富士高炉セメント、骨材は砂を梶別海岸産、

表-2

配合種別	圧縮強度 (σ_{28})	コンクリートの工事種別
A	200 kg/cm ²	ずい道覆工のポンプクリート
B	160 "	土留壁, 同基礎, 側壁, 坑門, 水路, 下水
C	200 "	函下水, ふた鉄筋, ためます鉄筋

表-3

配合種別	粗骨材の最大寸法 (mm)	スラブの範囲 (cm)	空気量の範囲 (%)	単位水量 W (kg)	単位セメント量 C (kg)	水セメント比 W/C (%)	絶対細骨材率 S/A (%)	単位細骨材量 S (kg)	単位粗骨材量		単位分散量 剤 (g)
									G ₁ 5~25mm (kg)	G ₂ 25~50mm (kg)	
A	50	15~17.5	3.5±1	159	332	48	38	697	560	560	C×0.5%
B	50	5~7.5	3.5±1	142	268	53	35	686	629	629	"
C	25	10~12.5	4.5±1	164	342	48	40	726	1,070	—	"

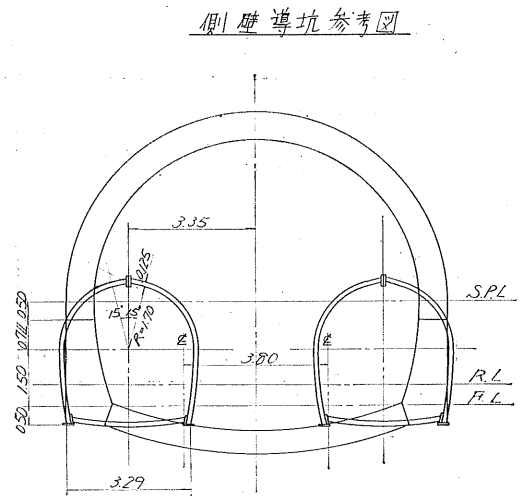
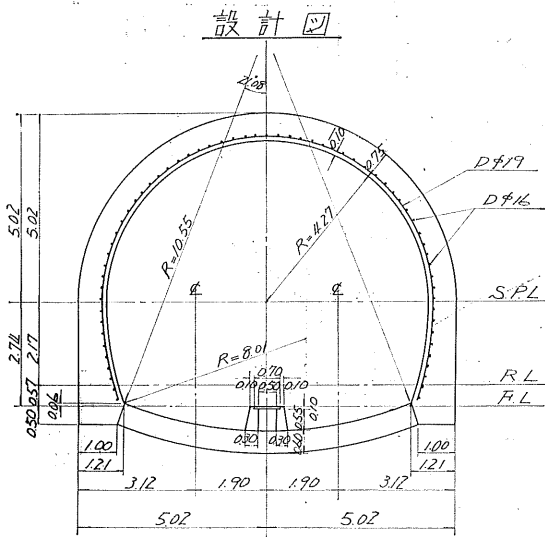


図-6

砕石を豊浦産のものを使用した。又セメント分散剤にはボゾリス No.5 を使用した。

コンクリートの配合は表-3の通りである。

コンクリート混合にはバッチャープラント (21才全自動式) を使用し、材料の重量を自動的に記録できる印字記録装置付とし、コンクリート運搬にはアジテーターカーを使用した。

5. ケーシングチューブ工法による補強工事

(1) 水平ボーリング

水平ボーリングはずい道の両坑口より、上半断面の外郭に沿いそれぞれアーチ状にピッチ 40 cm の間隔で 49 本、計 98 本の水平孔を穿孔し、孔内にコアチューブをそう入の上、モルタル注入を行ないそののちにずい道掘さくを実施するものである。すなわち支保工としてH型钢支保工を入れた場合の矢木の役目をなすものでこの方法としては東海道新幹線第一熱海ずい道および三越新宿店の新館、別館の連絡地下道に実施した例がある。

(2) 水平ボーリングの精度

i) 測定方法

水平ボーリングにより穿孔したボーリング孔の測定は懐中電灯を割竹の先端につけ、ロッド受け定規の中心を見透してその変位量を測定し、ボーリング孔先端の穴曲り量とした。

ii) 測定結果は図-7に示す。測定結果を検討し要約す

れば次の通りである。

穴曲りの最大変位量は、深度約 30 m の先端において中心より最大 110 mm でほとんどが 100 mm 以内である。穴曲りの傾向は E 側 (室蘭側をさす) では上下方向ともほぼ同数であるがこれを左右で見るとやや右側が多い。W 側 (長万部側をさす) について見ると上下にはほぼ同じであるが右側に非常に多く穴曲りしている。上下に関して穴曲りの傾向に差が見られないことはロッドの自重による下向きの影響がほとんどなかったことを示している。右と左の傾

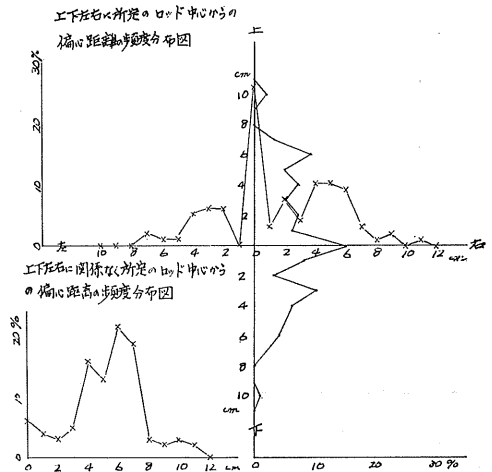


図-7 水平ボーリング穴曲り測定結果

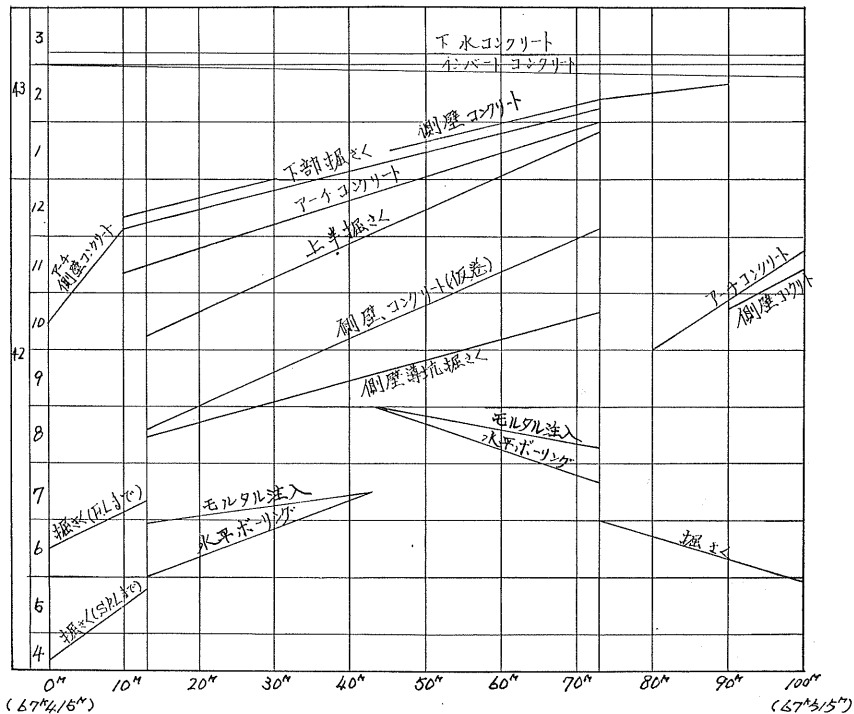


図-8 第一崎守ずい道工程表

表-4 ケーシングチューブ工法による補強工事諸元

種 別	ボ ー リ ン グ		種 別	グ ラ ウ ト	
	室 蘭 側	長 万 部 側		室 蘭 側	長 万 部 側
延 掘 進 長	1,494.9 m	1,470.0 m	延 注 入 深 度	1,494.9 m	1,470.0 m
ボーリング機械	TBS4, THS, UPC	TBS4, THS, UPC	注 入 ポ ン プ	AGP 2	AGP 2
ポンプ揚水量	平均 20 ℓ/min	平均 20 ℓ/min	ポンプ容量	60~100 ℓ/min	60~100 ℓ/min
漏水量	〃 10 ℓ/min	〃 7.5 ℓ/min	ミキサー	GMS 8	GMS 8
スピンドル回転	60又は130 r.p.m	60, 120, 130 r.p.m.	ミキサー容量	200 ℓ×2槽	200 ℓ×2槽
ビット圧力	1.0~5.0 kg/cm ²	1.0~5.0 kg/cm ²	水 洗 時 間	30分/本	30分/本
着 手	42. 7. 19	42. 5. 29	注 入 時 間	1.3 h/本	1.3 h/本
完 成	42. 8. 31	42. 7. 9	ミルク配合比	4-1 or 2-1	4-1 or 2-1
延 作 業 日 数	82 日	120 日	モルタル配合比	0.85	0.85
延 掘 進 時 間	887.10 h	873.50 h	セメント使用量	40,250 kg	33,550 kg
雑 作 業 時 間	104.0 h	235.30 h	砂 使 用 量	54,300 kg	45,500 kg
			グラリオン	180.05 ℓ	232.83 ℓ
			注 入 量	124.924 ℓ	93,772 ℓ
			着 手	42. 8. 8	42. 6. 28
			完 成	42. 9. 1	42. 7. 15
			延 注 入 時 間	70.45 h	76.00 h
			雑 作 業 時 間	23.10 h	36.00 h

向に関してはE側、W側とも右側への穴曲りが多い。特にW側の水平ボーリングにおいて65%が右側への穴曲りを生じ左に穴曲りしたものは14%の7本に過ぎなかった。この原因について次のように考えられる。

イ. 転石が多いために一度転石に遭遇したらある程度の穴曲りが避けられない。

ロ. 右曲りの多い原因についてはビットの回転方向または回転数の大小などに関係するのではないかと思われる。

iii) 掘さく時に見られる鋼管の位置はボーリング時に

なった変位量の測定結果とやや異なり掘さく断面内にあらわれたものも若干見受けられた。これは盛土全体の沈下によるものであって今後このような場合ボーリングの精度と沈下量を考慮してもう少し外側に設置することを検討する必要があるだろう。

III. 各種測定

1. 測定目的

この試験は国道下を掘さくすることによって生ずる盛土

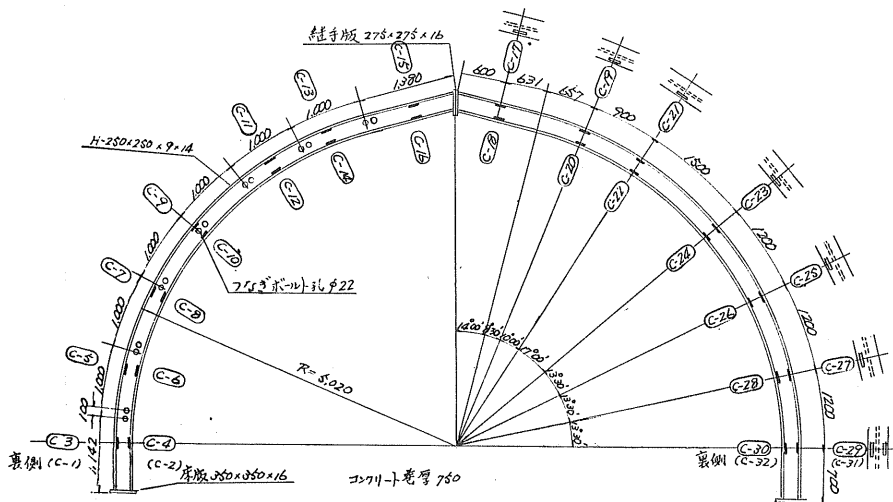


図-9 試験支保工とカールソン型ヒズミ計の配置図

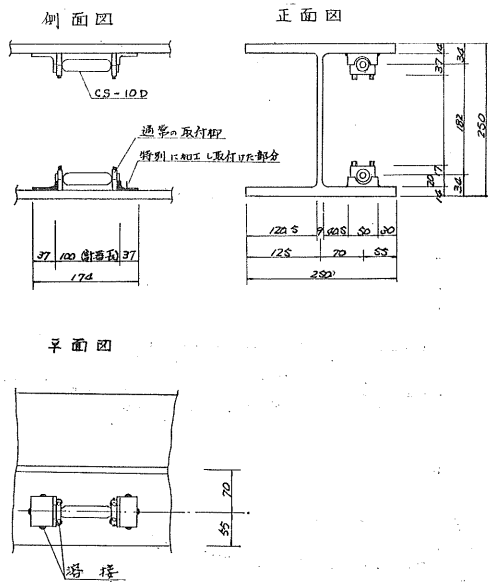


図-10 ひずみ計取付図 S=1/5

の沈下状態とずい道支保工に作用する応力の状態を把握するために実施したものである。

2. 測定内容

- (1) 支保工に生ずる内部ひずみ
- (2) 盛土部の沈下量
- (3) 坑内における温度

3. 測定方法

(1) 支保工のひずみ測定

支保工にカールソン型ひずみ計 (CS-10 D) を特別加工した取付け脚で固定し、スイッチボックス (NS-24 W) を通して指示計 (CM-4 F) で測定した。なお、ひずみ計はコンクリートから分離保護するため木箱で覆った。

ひずみ計、指示計の仕様は次の通り。

ひずみ計は共和電業製 CS-10 D, 測定範囲
 $+400 \sim -1,000 \times 10^{-6}$

指示計は共和電業製 CM-4 F, 最小読取値
 $6 \sim 7 \times 10^{-6}$ (CS-10 D 使用の場合)

(2) 盛土部沈下量測定

軌道中心線より約 100 m 離れた道路上に仮 B.M を設けそれを基準点として各点の沈下量をレベルで観測した。

(3) 坑内外の温度測定

気温の測定は坑内と坑外で行なった。

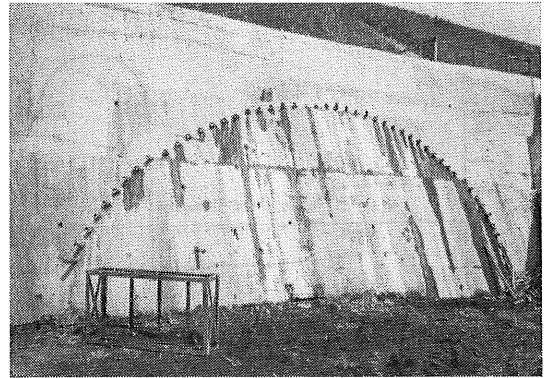


写真-4

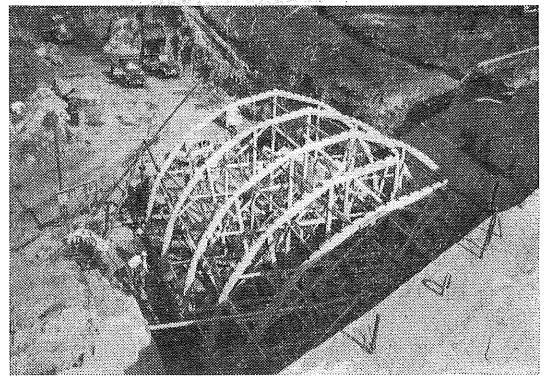


写真-5

4. 測定結果

(1) 支保工のひずみ測定結果

測定結果を図-11～図-18 に示す。

支保工のひずみは 12 月 4 日支保工を所定の位置に建込み木矢板を配置した状態をゼロとして求めたものである。測定値の大部分は支保工建込み後 1 週間程度でほぼ落ち着いているようでありアーチコンクリート巻立て後もあまり変化しない。なお、二、三のゲージが特別大きなひずみ量を示しているが、付近ゲージのひずみ量から推定すれば、取付けフランジの局部的座屈などの理由によるものと思われる。また、測定範囲を越えた値は信頼性に乏しい。

(2) 盛土部の沈下量測定結果

8 月 20 日～10 月 27 日までの導坑掘さくによる沈下とそれ以後 1 月 10 日までの上部半断面掘さくによる沈下を比較すれば両者の沈下はほぼ同じ程度である。

(3) 坑内外の温度測定結果

測定結果を図-23 に示す。

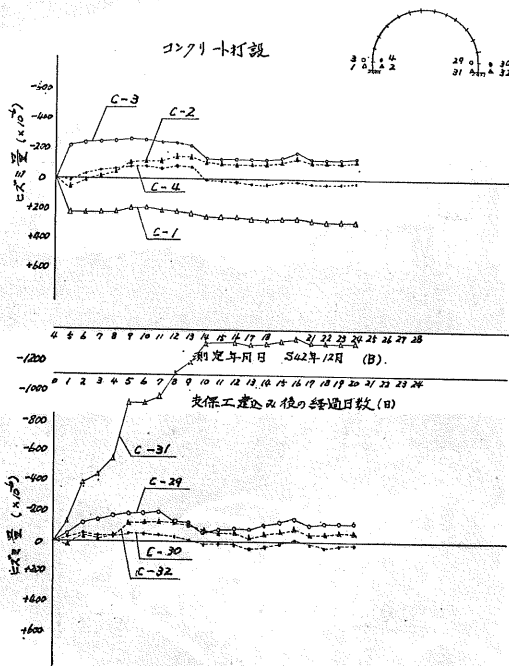


図-11 支保工のヒズミ測定結果 (その 1)

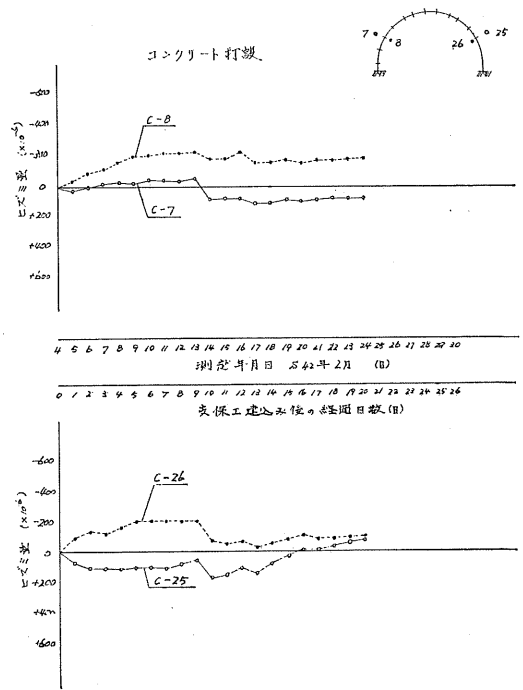


図-13 支保工のヒズミ測定結果 (その 3)

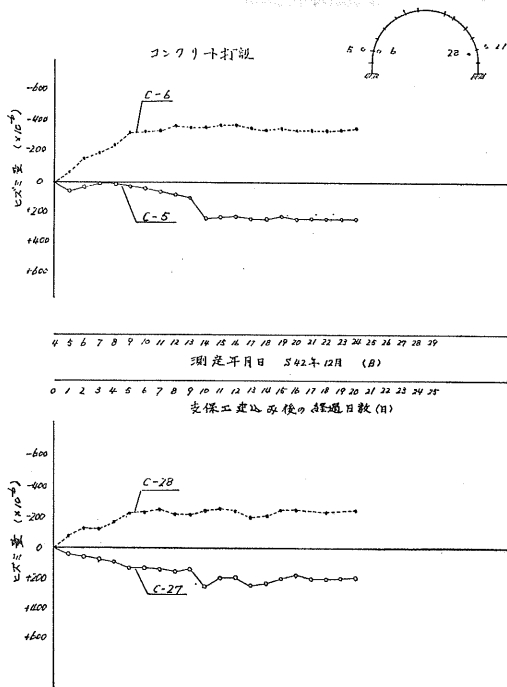


図-12 支保工のヒズミ測定結果 (その 2)

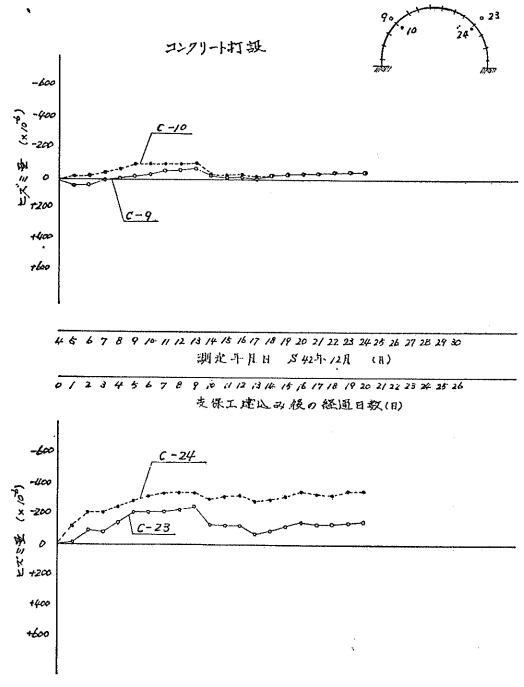


図-14 支保工のヒズミ測定結果 (その 4)

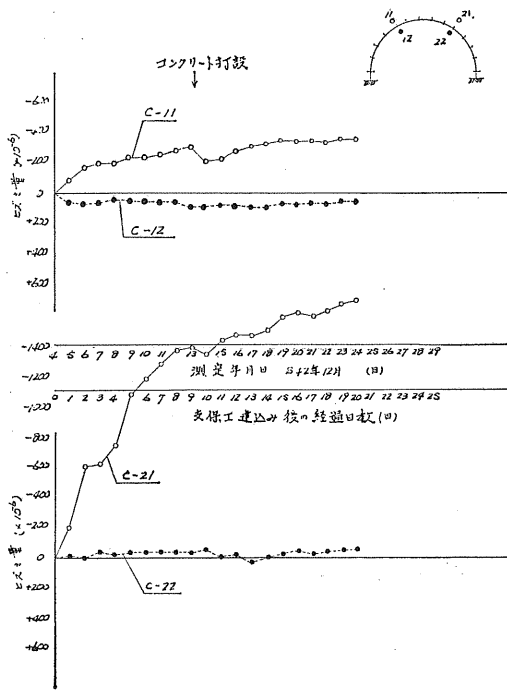


図-15 支保工のヒズミ測定結果 (その 5)

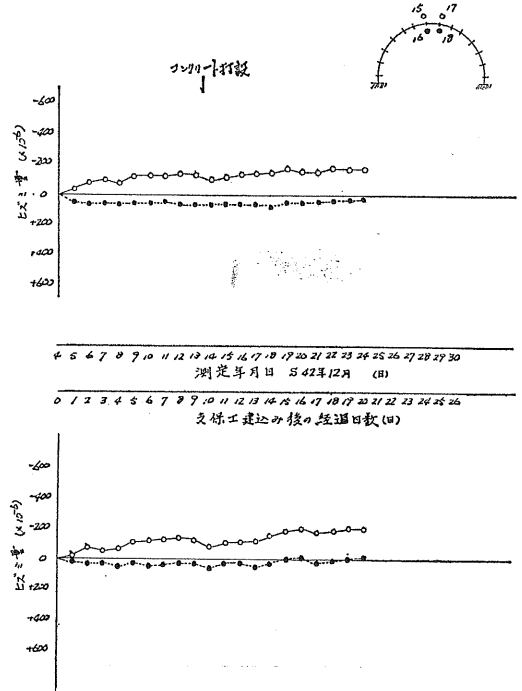


図-17 支保工のヒズミ測定結果 (その 7)

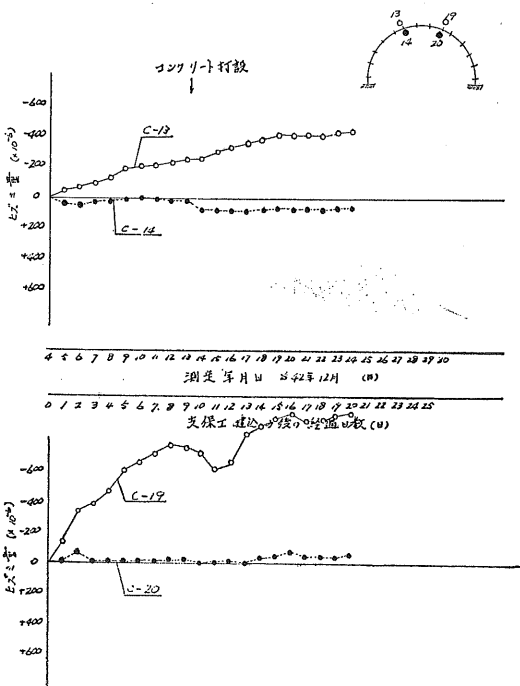


図-16 支保工のヒズミ測定結果 (その 6)

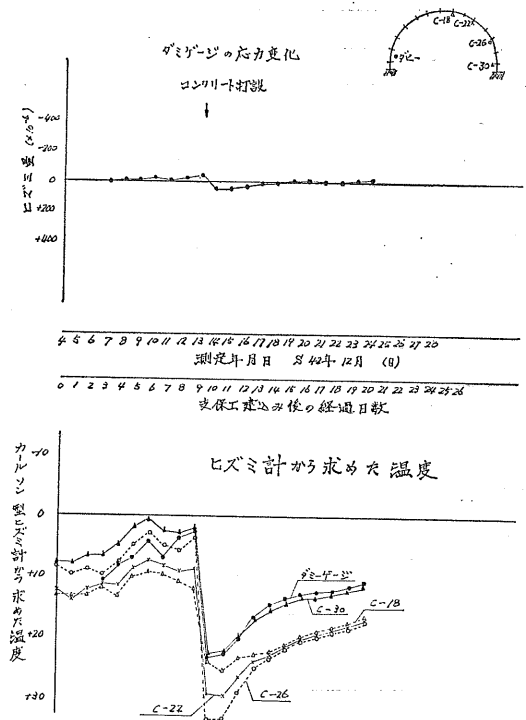


図-18 支保工のヒズミ測定結果 (その 8)

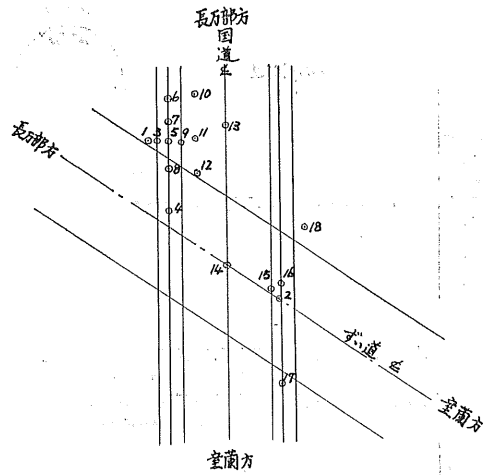


図-19 沈下量測定位置図

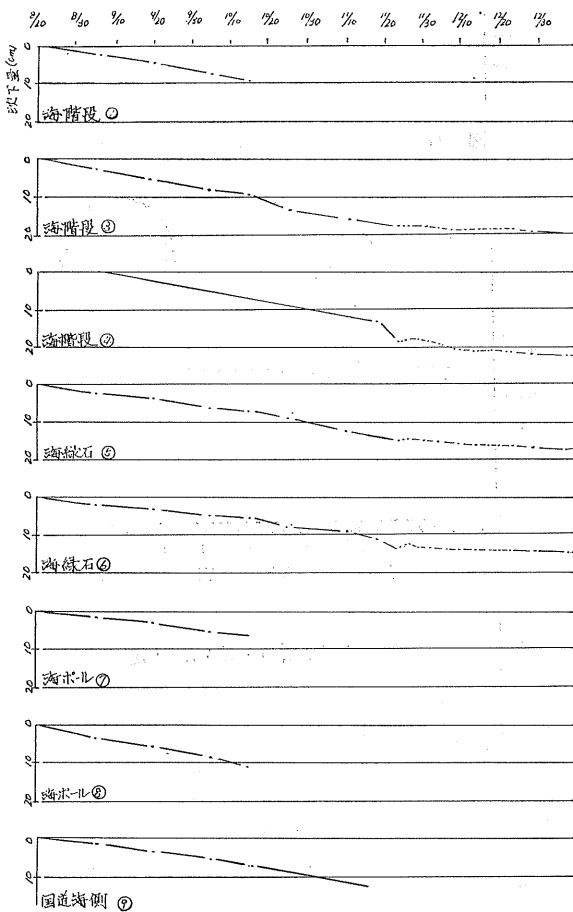


図-20 地表面の沈下量経時変化 (その 1)

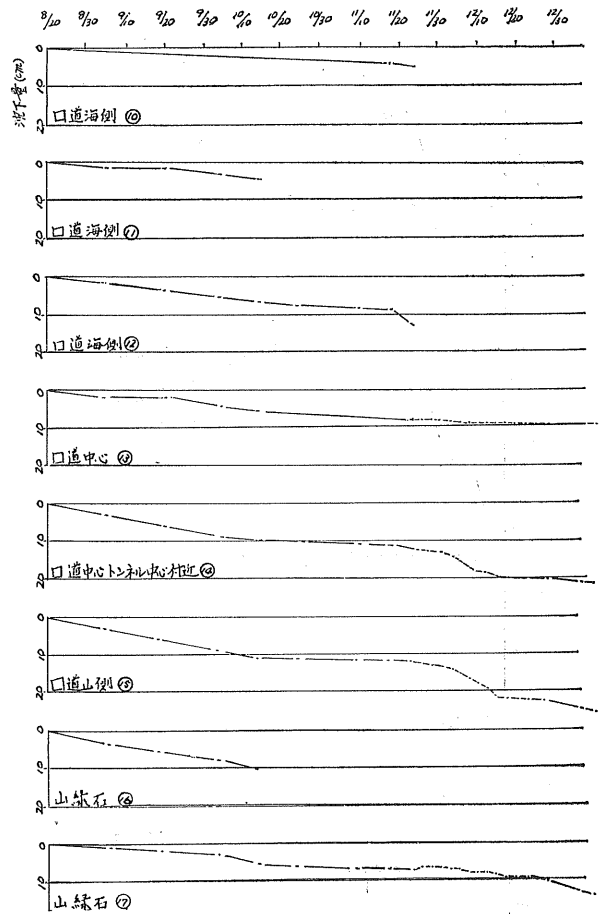


図-21 地表面の沈下量経時変化 (その 2)

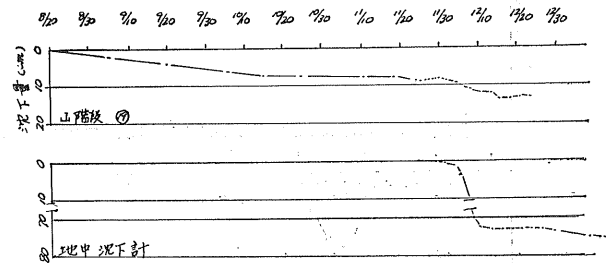


図-22 地表面沈下量の経時変化 (その 3)

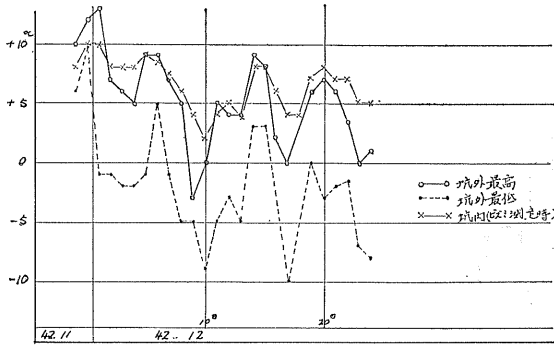


図-23 坑内外気温測定値

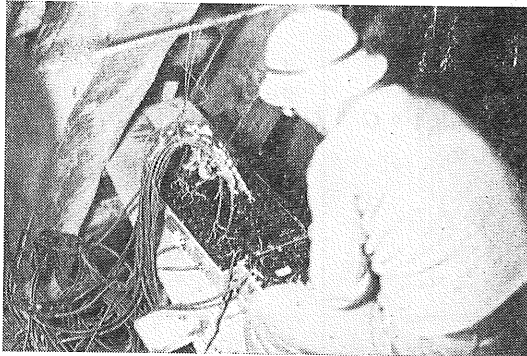


写真-6 ヒズミ測定状況

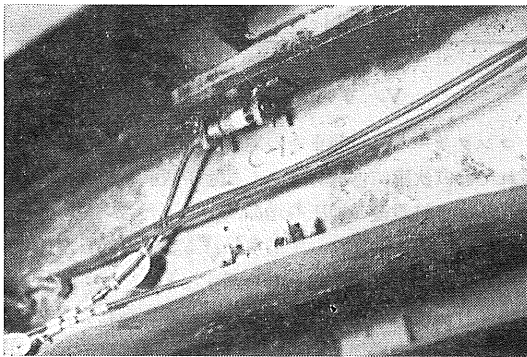


写真-7 カールソン型ヒズミ計取付状態

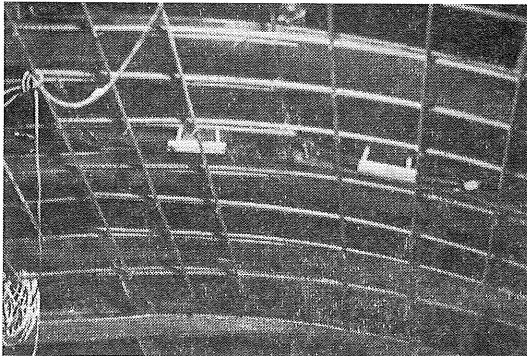


写真-8 カールソン型ヒズミ計配置状況

IV. 支保工応力の解析と考察

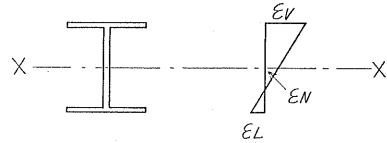
1. 軸力, 曲げモーメントの算出

ひずみの測定結果から軸力, 曲げモーメントを次の方法で算出する。

(1) 軸力 N の計算

H 型鋼上下フランジのひずみを ϵ_V ϵ_L とすれば軸力によるひずみ ϵ_N は

$$\epsilon_N = \frac{\epsilon_V + \epsilon_L}{2}$$



したがって軸力 N は次式で与えられる。

$$N = E_s \cdot \epsilon_N \cdot A$$

E_s = 鋼材の弾性係数 (2.1×10^6 kg/cm²)

A = H 鋼断面面積 (92.2 cm²)

(2) 曲げモーメント M の計算

曲げモーメントによるひずみ ϵ_M は次式で与えられる。

$$\epsilon_M = \frac{\epsilon_L - \epsilon_V}{2}$$

$$M = E_s \cdot \epsilon_M \cdot z_x$$

z_x = H 鋼断面係数 (867 cm³)

計算結果を図-25に示す。

C-19, C-20 ゲージが特別大きなひずみを示したため, その点の軸力, 曲げモーメントが極端に大きくなったが, これは先にも述べた通り支保工間に渡した矢板のタワミにより H 型鋼フランジが局部的に座屈したためと思われる。

2. ずい道に作用する地圧の推定

支保工に作用する外力の算定は地山の力学的性質の複雑さから, 計算値と実測値と相当な精度で一致させるまでに解明されていないのが実状であるが多くの人々によってその算定法が提案されている。

2.2の理論により坑頂に作用する地圧を計算すれば表-5の通りである。

3. 支保工の応力計算

2で求めた Terzaghi の値を用い, ひずみ測定地点の曲げモーメント, 軸力を算定する。

条件

- 支保工を半円形のアーチ部材と考え, 支点の移動は無視しうるものとする。
- 荷重を坑頂面に作用する等分布荷重とする。

(1) 3 ヒンジアーチとした場合

$$V = \frac{1}{2} \omega l$$

表-5 計算より求めた地圧

公 式	Terzaghi の理論	Burbaumer の理論	Culmann の理論
付 図			
条 件	地山が粘性土からなる場合側方の地山のゆるみを考える	土かぶりが小さい場合	土かぶりが小さい場合粘着力を持たない砂質土
計 算 式	$p = \frac{k_1(\gamma - c/b_1)}{K \tan \varphi} \{1 - \exp[-K(h/b_1) \tan \varphi]\}$ $b_1 = k + \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$ $K = \text{主軸土圧係数} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$ $\varphi = \text{地山の内部摩擦角}$ $\varphi = 17^\circ$ $C = 2.5 \text{ t/m}^2$ $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^2$ } 土質試験より	$p = \gamma h - \frac{\gamma h^2}{b + 2S}$ $S = t \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$ $\varphi = 30^\circ \text{ 土質試験結果より } C$ を加味して $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^2$	$p = \frac{\gamma b}{\varphi u K}$ $u = \tan \varphi$ $\varphi = 30^\circ$
坑頂に作用する地圧	$p = \frac{11.13(1.8 - 2.5/11.13)}{0.548 \times 0.306} \{1 - \exp[-0.548(13.0/11.13)0.306]\}$ $= 18.5 \text{ t/m}^2$	$p = 1.8 \times 13.0$ $\left(-1 \frac{0.192 \times 13.0}{10.04 + 2 \times 8.26 \times 0.577}\right)$ $= 20.4 \text{ t/m}^2$	$p = \frac{1.8 \times 10.04}{4 \times 0.577 \times 0.333} = 23.6 \text{ t/m}^2$

$$= \frac{1}{2} \times 14.0 \times 9.790 = 68.5 \text{ ton}$$

$$H = \frac{1}{4} \omega l$$

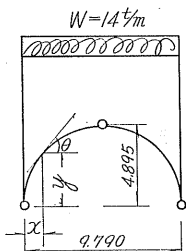
$$= \frac{1}{4} \times 14.0 \times 9.790 = 34.25 \text{ ton}$$

$$M_x = M_{0x} - Hy$$

$$= M_{0x} - 34.25 y$$

$$N_x = S_{0x} \sin \theta + H \cos \theta$$

$$= S_{0x} \sin \theta + 34.25 \cos \theta$$



(2) 2 ヒンチアーチとした場合

$$V = \frac{1}{2} \omega l = 68.5 \text{ ton}$$

$$H = \frac{4R\omega}{3\pi} = \frac{4 \times 4.869 \times 14}{3 \times \pi} = 29.1 \text{ ton}$$

$$M = M_{0x} - Hy = M_{0x} - 29.1 y$$

$$N = S_{0x} \sin \theta - H \cos \theta = S_{0x} \sin \theta - 29.1 y$$

V. ずい道覆工に生じた応力

コンクリート打設前までの地圧は、支保工によって支持されており次第に増加していることが観測されている。コンクリート打設後の地圧の増加は支保工とコンクリートに生ずる圧力の増加となってあらわれる。すなわち増加した地圧は支保工とコンクリートの剛性などによって配分され分担され分担して支持しているものと考えられる。支保工の軸力に関する増加は EA の比率で曲げモーメントに関する増加は EI の比率でそれぞれ支保工とコンクリートに分担されるものと仮定した。なおコンクリートの弾性係数を次のように仮定した。

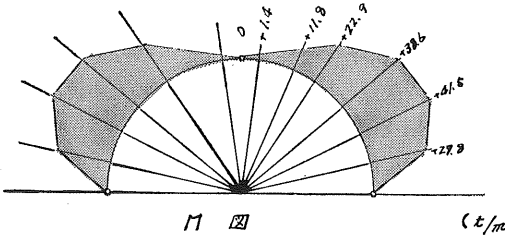
打設後 2 日目に対し 75,000 kg/cm²

打設後 11 日目に対し 150,000 kg/cm²

表-6 応力算定のための断面常数値

	断面積 A (cm ²)	断面二次 モーメント I (cm ²)	EA		EI	
			2 日目	11 日目	2 日目	11 日目
コンクリート	5625	264 × 10 ⁴	422 × 10 ⁶	844 × 10 ⁶	396 × 10 ⁹	198 × 10 ⁹
H型鋼	92	1.08 × 10 ⁴	193 × 10 ⁶		22.7 × 10 ⁹	

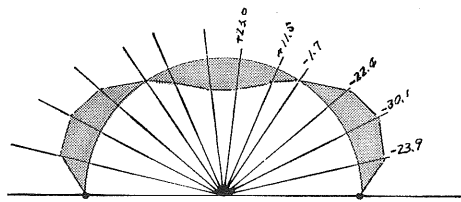
3 ヒンジアーチ



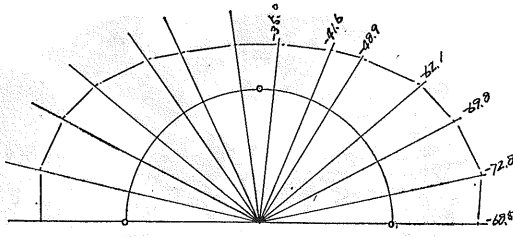
17 図

(t/m)

2 ヒンジアーチ

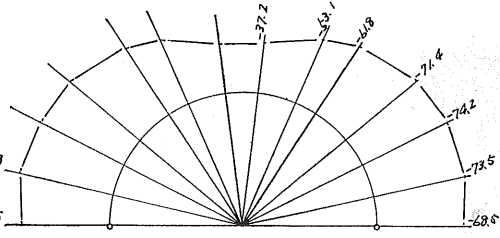


17 図



18 図

(200kg)



18 図

図-24 曲げモーメント軸力計算結果

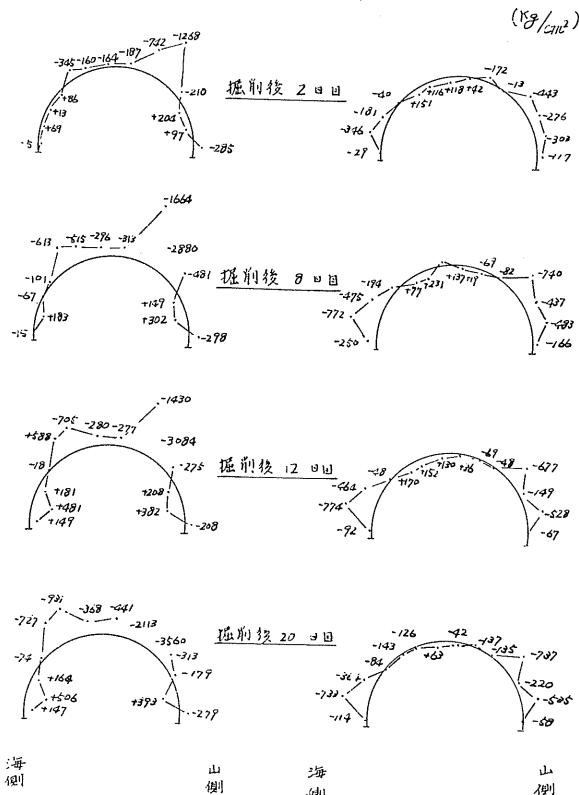


図-25 支保工の内部応力度の経日変化

年月	42年		43年
	11月	12月	1月
掘削の取付			
掘削の測定	2.6		2.0
掘削の取付	2.4	4	
掘削の取付	5		
測定	5		3.0

図-26 第一崎守ざい道試験工事工程表

VI. 計算結果の考察

実測値は以上の検討による計算値に比べて著しく小さな値を示している。すなわち、測定支保工反力から推定される地圧は 5 t/m^2 程度で計算値の約 $1/4 \sim 1/5$ である。この原因は明らかでないが

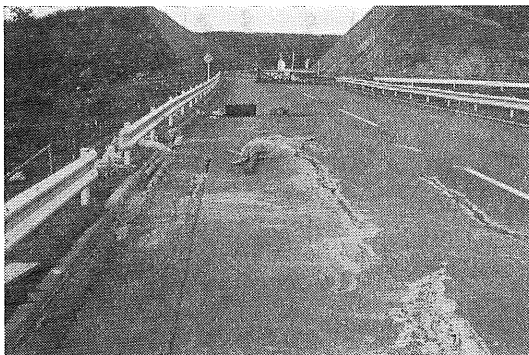
- (1) 掘さく後日が浅く地圧の一部しか支保工に加わっていないこと。
- (2) 公式の適応性
- (3) 各支保工間での荷重分担率
- (4) 支点の支持力不足
- (5) ケーシングチューブ工法による補強工事の効果

などが考えられる。また、軸力および曲げモーメントの計算値は計算による荷重を用いているから、実測ひずみから求められた値に比べ当然過大な値となった。支保工の応力計算を 2 ヒンジアーチおよび 3 ヒンジアーチとして行なったが 2 ヒンジアーチの方が実測結果に近いことが判明した。

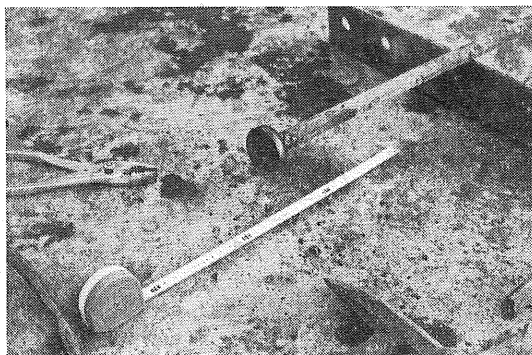
VII. 施工結果の考察

水平ボーリングによりそう入したケーシングパイプの矢木としての効果は次の通りである。

1. 過去の例から見ても精度を要求する水平ボーリングでは30mが限度であり変位量もほとんどが100mm以内であるため水平ボーリングとしての効果は良好であった。
1. 掘さく時のパイプの位置はボーリング時の変位量と
3. 欠点としてはパイプの沈下のため設計巻厚を侵し鉄製支保工の建込みに支障した。
4. そう入されたパイプよりセメントミルクの注入を行った地質がシルト質粘土と砂との互層であるため注入効果はあまりよくなかった。



写真—9 路面のキレツ状況



写真—10 沈下計

雷電国道における大発破工法について

正員 佐藤 修 一*

まえがき

一般国道 229 号島牧村栄浜地内道路新設工事は、後志支庁と桧山支庁界に位置し、俗に茂津多と呼ばれる地形急峻

な無人地帯の不通区間である。(図-1 参照)

本工事は昭和 41 年 5 月、小樽開発建設部側の島牧村栄浜工区、白糸トンネルから着手された。

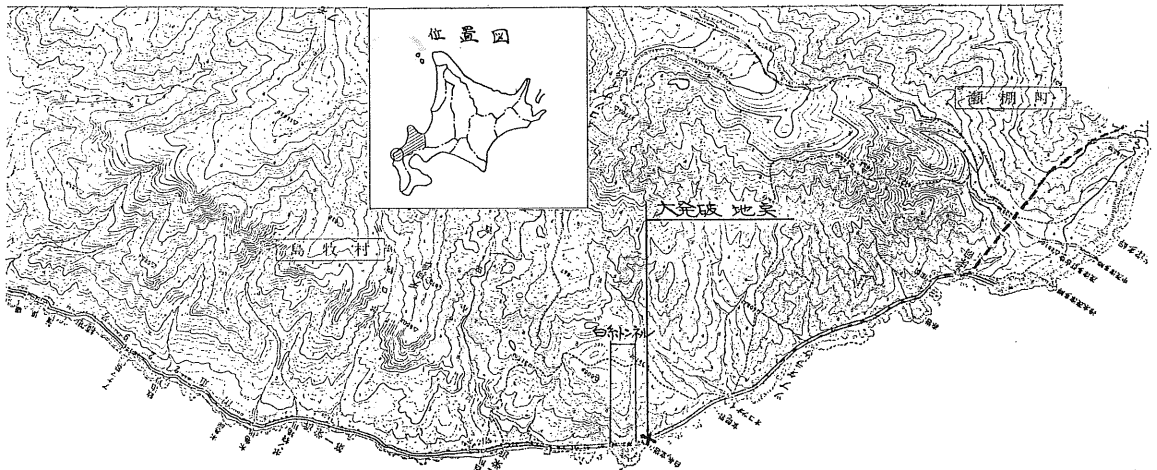


図-1 位置図

1. 地形ならびに地質

本カ所は北海道西部に当り、海岸線は急峻な地形で、オコツナイ岳からかなり急斜面で西方に向かって降下する山稜は海岸線に至って写-1のごとく 50 m に近い断崖を作って海に突出し、人畜交通不能のいわゆるオーバーハングをし

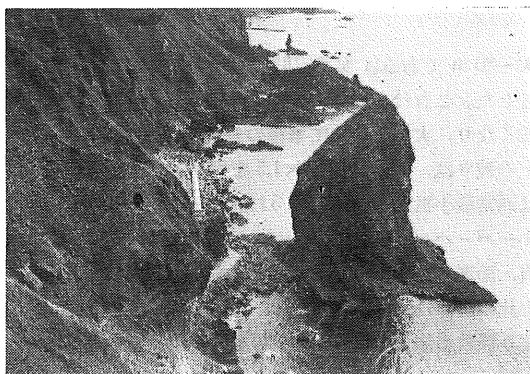


写真-1 爆破前

ているカ所である。

火山岩類の奇怪な形態と急峻な地形は、海岸一帯に景観を添えるものであるが、道路計画上は難所であり、そのため道路の大部分はトンネルおよび海岸擁壁とならざるを得ない状況である。

当該地点付近に分布する地層は、鮮新世黒松内期の噴出による火山岩類である。これらの火山岩類は安山岩質集塊岩、凝灰岩質集塊岩を主にし、その他に凝灰角礫岩、凝灰岩、凝灰質砂岩が分布する。

以上の各層はほぼ層状構造を呈し、一般に火山岩類に見られる複雑な地層関係を呈している。安山岩質集塊岩は暗褐色を呈し、礫質である凝灰岩集塊岩は、やや白味を増しているが両者いずれも基質は火山灰、火山砂等であり、固結度はかなり高いものと認められる。

2. 大発破工法採用の経路

本カ所は前述の如く地形急峻で、いわゆるオーバーハングをして海に突出し、水深は 5 m ~ 7 m に達している。

又本カ所 120 m 手前には貫通したばかりの白糸トンネル

* 北海道開発局小樽開発建設部 寿都道路改良事業所長

(延長 285 m) がある。地形測量の結果、下記の通り、種々の工法が考えられた。

- イ. 平面線形を悪くしてトンネル (曲線トンネル)。
- ロ. 海面上に橋を架設する。
- ハ. 港湾工事に採用されているケーソン工法又は、プレキャストコンクリートによる海岸擁壁とする。
- ニ. 従来から採用されてきた、ベンチカット工法で岩石を切り取る。
- ホ. 大発破により出来るだけ大塊になるよう破碎して、海面を埋立て後日波浪による浸蝕を観測しその結果埋立て前面に消波工を施工する。

以上の工法を種々検討の結果、大発破工法を採用した。大発破工法はイ～ニの工法に比較して平面、線形もよく経済性、工期の短縮、施工安全性等、よりすぐれているも

のである。

3. 大発破工

1) 薬室位置について

まず薬室の決定に当っては、地形測量の精度がきわめて重要である。薬室 B, C 部分は A, D 部分よりも比較的に地形が複雑でないが、A, D 部分は上部の被りが、いわゆるオーバーハングになっており、最小抵抗線の平均を出すことが困難であった。(以下図-2 参照)

又道路法面に傷がつかないように 50 cm 離して薬室の奥壁を置くようにし薬室間隔も地形に合わせて計画した。B, C 部分の地形は複雑でないが、薬室直上の被りが大きいので上下二段に薬室を配置したが、A の上部にも一薬室のみ、D 薬室を追加した。

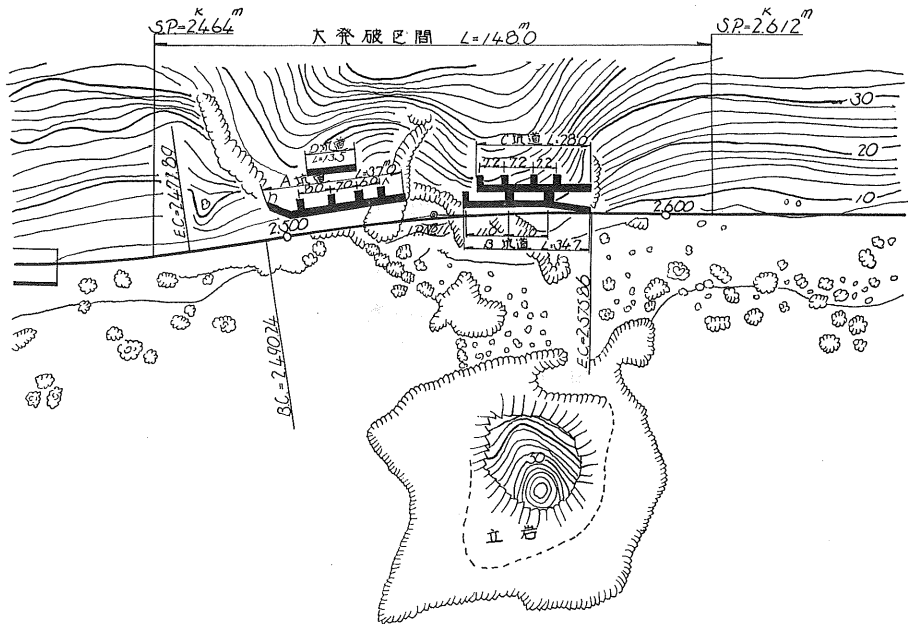


図-2 平面図

2) 薬量の算定について

単一薬量の場合は、ハウザーの公式より $L=CW^3$ である

L: 装薬量 (kg) C: 薬量算定係数

W: 最小抵抗線 (m)

通常大発破では 5 m~20 m を最小抵抗線の範囲とするが 8 m~15 m の最小抵抗線が、経済性破砕度から見て望ましいと思われる。(以下図-3 参照)

最小抵抗線が大きくなれば、薬室付近は粉碎されるが、薬室からの距離が遠くなる程大塊となり、事後の処理が困難となる。又最小抵抗線が小さくなれば、破碎される土量に対して、坑道延長が長くなり、経済性がいちじるしく害される恐れがある。(標準は大略 10,000 m³ につき坑道延長

50~80 m である。) 又薬室間隔は最小抵抗線 × 0.8 を標準とした。これはあまり大きくすれば、薬室と薬室の切れが悪くなり、大塊となって事後の処理が困難となる。薬室直上の被りは、最小抵抗線 × 1.5 を標準とした。高さの限度は通常最小抵抗線 × 2.0~2.5 に止める。これは地形に依りオーバーハングになる恐れがあるためである。これは岩質、節理の方向程度等に依りその影響が大きく、今のところ此の計算は難しい。

被り係数の修正値は $C_1 = \frac{1.5W+H}{3W}$ の実験式により算出した。

C₁: 被りの修正値

W: 最小抵抗線

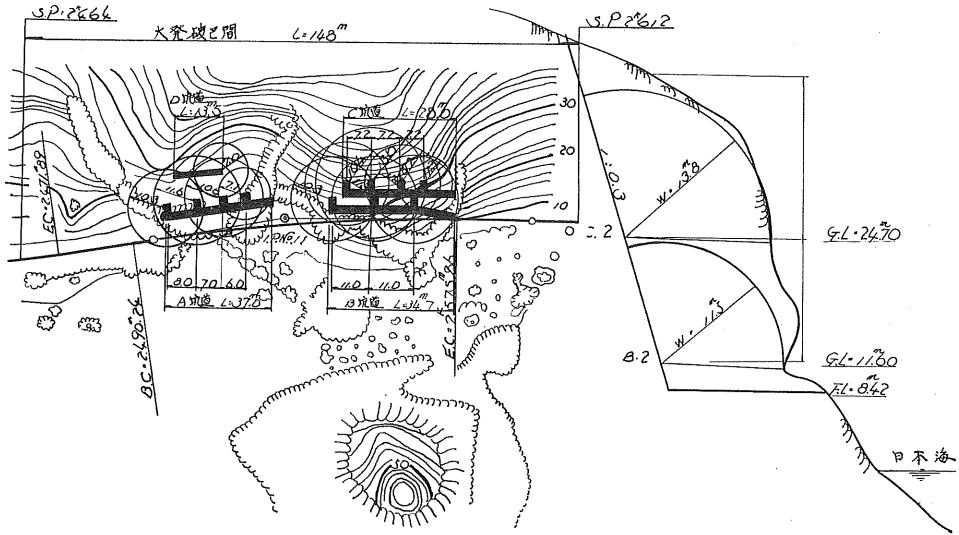


図-3 大発破支点平面図 (坑道薬室最小抵抗線)

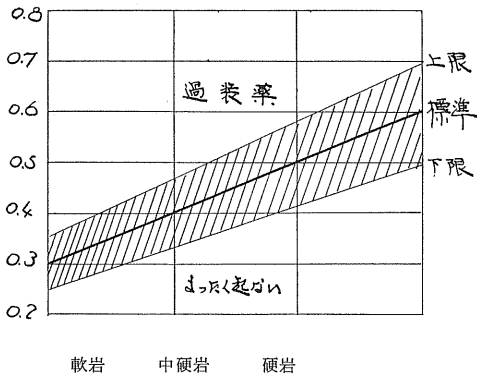


図-4 坑道式大発破の爆破係数

H: 薬室直上の被り

これは $H=1.5W$ で係数 1.0 となり, $H=2.0W$ で 1.17, $H=1.0W$ で 0.83 である。本工事の B 薬室は上下二段の下段であり, 上部が爆破された後でも, その荷重があるものとして 20% 増した。以上前述の通り単一薬量は $L=CW^3$ でよいが, 複薬室の場合は, 地形その他により薬室間隔が最小抵抗線より大きくなる場合, あるいは小さくなる場合もあるので, その平均値を出した方がより正確であるため, W^3 を $\left(\frac{S+W}{2}\right)W^2$ の実験式で計算した。すなわち計算薬量は,

$$L = \left(\frac{S+W}{2}\right)W^2 \times C_3$$

である。

$$C_3 = C \times C_1 \times C_2$$

L: 装薬量 S; 薬室間隔 W; 最小抵抗線

C₃: 薬量算定係数 C: 爆破係数 C₁: 被り係数の修正

値 C₂: 被りの割増し係数

上式で計算された薬量は

$$\text{計算薬量} \div 22.5 \text{ kg} = \text{実装薬箱数}$$

$$\text{実装薬箱数} \times 22.5 \text{ kg} = \text{実装薬量 (kg)}$$

実装薬量の 10% 以上は起爆薬として, 三号桐ダイナマイトを使用した。爆破係数 C については, 岩種が集塊岩であり, 中硬岩の部類に入るが, 地形が複雑であるため, $C=0.5$ を 10% 増した $C=0.55$ とした。多少の増加は飛散, その他危険性の無い場所であるので, 事後の処理を考慮した。(図-4. 表-1 参照)

3) 薬室, 坑道について

薬室は通常自由面の方にはウイングを向けないのが常態であるが, 本工事は道路工事であり, 残る大地の切り取り法面に坑道跡の凹凸が出来ないように反対側にウイングを向けるよう試みた。これは今まで施行例もなく, 未経験であったが, 埋戻しを完全にすること, および薬室を坑道から直

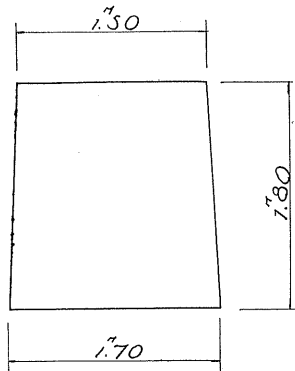


図-5 坑道断面図

表-1 大発破薬量計算書
(大発破アンモン爆薬) $C_1 \dots \dots \frac{1.5W+H}{3W}$

坑道記号	薬室番号	最小抵抗線					薬室カブリ		薬室上下別	C 抗力係数				計算薬量 $C_3 \left(\frac{S+W}{2} \right) W^2$ $\leq 1.2 C_3 W^3$ (kg)	実装薬量			
		W	W ³	SW ²	$\left(\frac{S+W}{2} \right) W^2$ $\leq 1.2 W^3$	地山 H _m	H W	推定 基準 I		増加率 カブリ C ₁ II	下段 C ₂ III	修正値 C ₃ I×II×III	kg		箱 (22.5) kg	内 大 発 破	起 爆	
A	A ₁	8.0	10.3	1,093	849	971	18.1	1.76	上	0.55	1.09		0.60	582.60	585.0	26	23	3
	A ₂	8.0	11.6	1,561	1,076	1,319	22.8	1.97	"	"	1.16		0.638	841.52	832.5	37	33	4
	A ₃	7.0	10.6	1,191	786	989	21.0	1.98	"	"	1.16		0.638	630.98	630.0	28	25	3
	A ₄	6.0	7.1	358	302	330	26.6	3.75	"	"	1.75		0.963	317.62	315.0	14	13	1
B	B ₁	11.0	10.0	1,093	1,167	1,130	18.1	1.76	下	"	1.085	1.20	0.716	809.19	810.0	36	32	4
	B ₂	11.0	11.5	1,521	1,455	1,488	15.0	1.30	"	"	0.93	"	0.614	913.33	922.5	41	37	4
	B ₃	11.0	11.9	1,685	1,558	1,621	23.3	1.96	"	"	1.15	"	0.760	1,231.96	1,237.5	55	49	6
C	C ₁	7.2	10.4	1,125	779	952	9.3	0.89	上	"	0.80		0.44	418.88	427.5	19	17	2
	C ₂	7.2	13.8	2,628	1,371	2,000	18.2	1.32	"	"	0.94		0.52	1,040.0	1,035.0	46	41	5
	C ₃	7.2	9.2	779	609	694	13.9	1.51	"	"	1.00		0.55	381.7	382.5	17	15	2
	C ₄	7.2	7.3	389	384	386	10.9	1.49	"	"	1.00		0.55	212.3	202.5	9	8	1
D	D ₁		7.0	343			9.5	1.35	上	"	0.95		0.52	178.36	180.0	8	7	1
合 計													7,558.4	7,560.0	336	300	36	

角に T 字型、又は L 字型にすることによって防ぎ得た。坑道断面は、装薬その他に支障のない限り出来るだけ小さくするのが望ましいが、ウイングの角があるために、ドリルの長さ等を考慮して、上幅 1.5 m、下幅 1.7 m、高さ 1.8 m、断面 2.88 m² の坑道とした。(図-5 参照)

又薬室の位置については設計図に基づいて正確に現地にセットした。装薬と薬室の空隙は充填を充分に行ない、爆破効果を減ずる事のないように注意した。薬室敷は溜水しないよう排水に注意し、坑道敷より 10~20 cm 高くし、装薬の際板敷が傾いて、爆薬が崩れないようにした。

4) 装薬及び配線について

火薬類は装薬に先きだち、坑口付近の落石等危険のない所定の安全な爆薬集積場所に所要量を運び (第一次運搬)、開函点検の上、坑口付近に仮置きする (第二次運搬)。次に坑口から薬室までの運搬 (第三次運搬)、は手送りとし、一薬室分毎に運搬した。運搬上の注意事項としては、運搬中坑道壁との接触、取り落とし等をしないこと、作業員は必要限度に止め、不要の人員が坑内に立入らないようにすること、又ライター、マッチ、漏電のおそれある裸電灯等、発火のおそれあるものを携帯しないこと、運搬中、坑道及びその付近に漏洩または迷走電流があるおそれがある場合は漏洩電流検知器にて調べ、危険のないことを確かめること、付近の落雷等による感電事故のため、不測の爆発を起さないよう注意すること等である。

火薬類は大発破用火薬 (アンモン爆薬) を使用し、プースターには三号桐ダイナマイトを全装薬 (各薬室毎) の 10% 以上を用い、電気雷管により起爆した。

起爆回路は崩落及び埋戻中による断線を考慮し、確実性を高めるため、一薬室当り 4 ケの電気雷管を使用し、一列につき 2 ケの電気雷管を直列に結線し、これを 2 系統とし、各薬室を直列結線し、導通試験をしながら各坑口にこれを導き図-6 のように結線した。母線にはビニール単線 18 # (色付線) を使用した。尚坑内配線は断線防護用として、φ = 27 mm のポリパイプを配置し万全を計った。(図-6 参照)

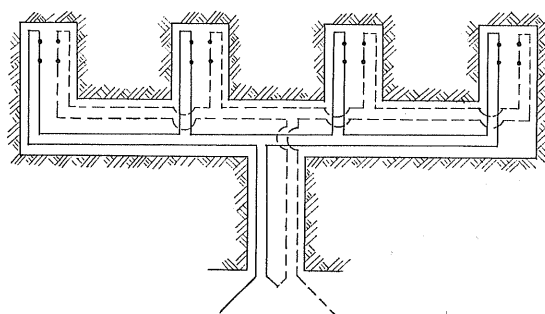


図-6 配線図

5) 大発破用アンモン爆薬について

粉状ダイナマイトのうちで威力が強く、かつ経済的であり、すべての露天発破に適するものである。

配合成分

硝酸アンモニウム	80~90%
木粉、澱粉	5~13%
TNT、DNN	2~15%
状態	粉状
耐湿性	稍吸湿
仮比重	0.95
火薬力	9,200 kg/cm ²
弾動振子	81~85 m/m
鉛錘拡大値	380~430 cc
爆速	4,300~4,800 m/sec
猛度	15~17 m/m
砂上殉爆度	7~9 倍
落館感度	24~26 cm

6) 爆破による発破震動について

発破のさいの爆薬エネルギーの一部は、地震の波になる。地震波に変換されるエネルギーは爆薬がもつ全エネルギーの数パーセントにすぎないのであるが、これは大発破の付近に人家や工場があったり、又は橋や擁壁等の作工物がある場合は、これ等を発破震動がいためる恐れがある。

本カ所も薬室の前後の海測には、コンクリート擁壁が施工されており、しかも薬室から 65 m の近距離であった。

発破による震害は、いわば地震災害の一種であるが、今振幅と加速度を次式に依って求める。

振幅について

$$A = 0.195 C^{\frac{2}{3}} D^{-\frac{3}{2}}$$

A: 最大振幅 (mm)

C: 薬量 (kg)

D: 距離 (m)

次に加速度は

$$\alpha = (2\pi f)^2 A$$

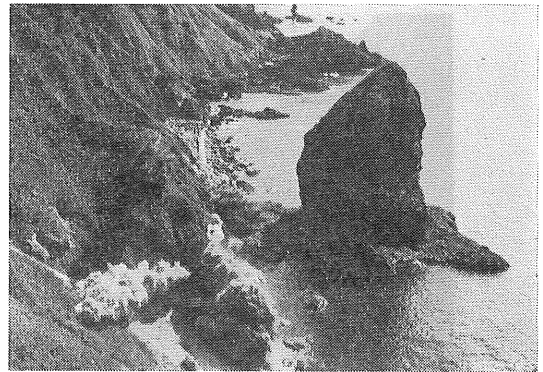
f: 振動周波数 (サイクル/sec) 通常 20~30 サイクル

α : 最大加速度 (mm/sec)

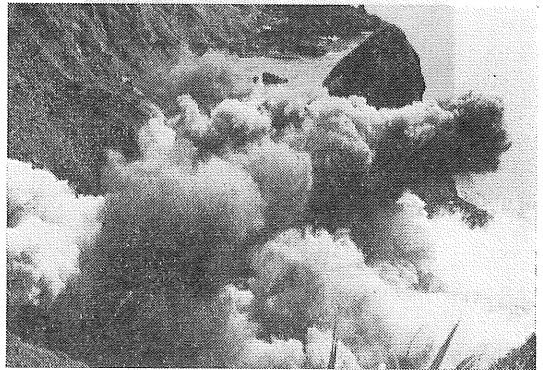
この値は自然地震と比較すれば、相当に大きな値であり、烈震級であるが、自然地震の場合は通常の建造物の個有震動数に近い 1/3 サイクル/sec 程度であり、その継続時間は 1 分をこえることが普通である。しかし発破震動は 20~30 サイクル/sec であり、又継続時間は自然地震の 1 分位とは問題にならない程小さな時間である。こうしてみると、発破震動と自然震動とは振幅が同一であっても、振動数とか継続時間といった実力においては、へだたりがあり、みかけほどの悪影響をもたないといえる。それにしても発破震動を出来るだけ小さくおさえるにこしたことはないのでミリセカンド遅延電気雷管によって各薬室の点火時間をずらせることにより、発生する波の山や谷がずれて互に消去し合い、発破震動を小さくすることが出来ることは各種の文献によっても明らかである。

本工事には、下表の通り、ミリセカンド遅延電気雷管を用いた。(ミリセカンド遅延電気雷管は段間隔を数十ミリセカンド以下につめた、遅延電気雷管である。通常の遅延電気雷管の段差は数百ミリセカンドである。)

薬室	MS 段数	個数	薬室	MS 段数	個数
A ₁	8	4	B ₃	11	4
A ₇	7	4	C ₁	1	4
A ₃	6	4	C ₂	2	4
A ₄	5	4	C ₃	3	4
B ₁	9	4	C ₄	4	4
B ₂	10	4	D ₁	1	4



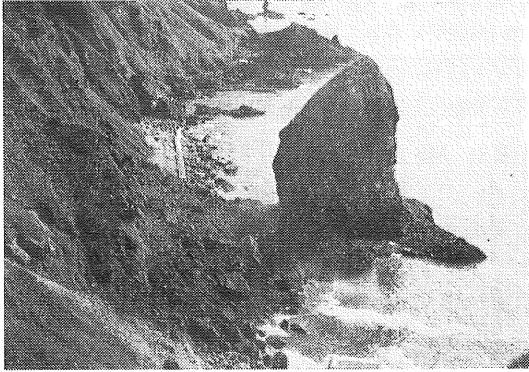
写真—2 爆破の瞬間 (その1)



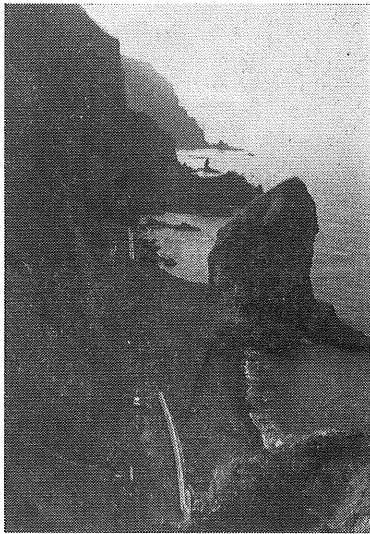
写真—3 爆破の瞬間 (その2)

4. 大発破による結果判断について

結果については写真-4の如く、予想通りの大塊が海水面方向に多数飛散した。当初は大発破による埋立て可能な区間の延長は 100 m と計画したが、縦断方向にも飛散したため、延長 148 m となり、本カ所を挟む海岸擁壁工はその延長を短縮することが出来、工費の低減はもとより、工期の短縮等施工が容易であった。又切り取り法勾配も計画通りの約 72 度 (3 分勾配) で仕上げる事が出来た。(写真-5 参照)



写真—4 爆 破 後



写真—5 法仕上げおよび押土完了

5. あとがき

薬室及び坑道の閉鎖には、コンクリート類での密閉と一般に考えられるが、実際の施工には麻袋等に 罫 (微細部分) 又は砂を詰め、入念に填充すれば十分である。

アンモン爆薬は漏水個所での施工は不適であるが、取り扱いが容易であり、又安値であるので今後大いに使用されるのではなかろうかと思われる。

なお本報文をまとめるにあたって御指導、御援助をいただいた方々に感謝の意を表してむすびとします。

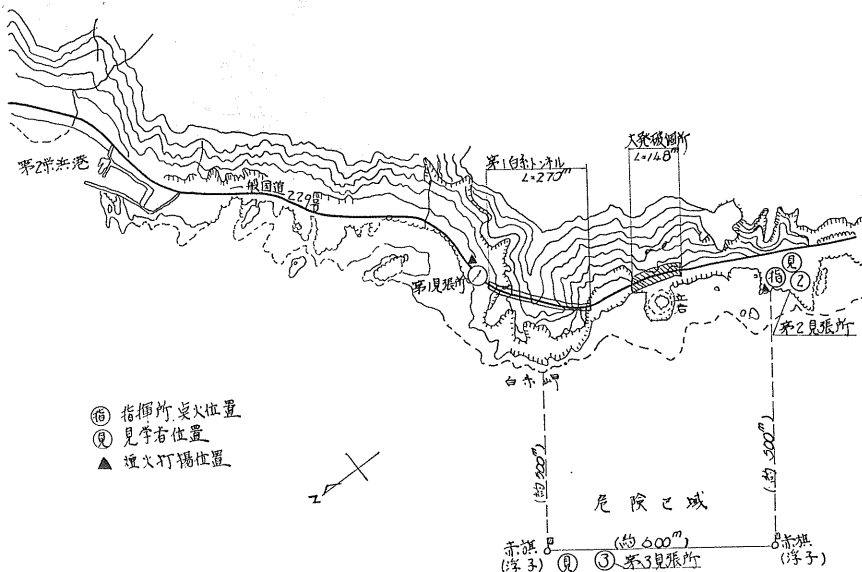
6. 参考文献

- 1) 名和小太郎：発破震動について，土木施工，1963，6，P 35～38.
- 2) 土木工業協会：大発破心得規範の解説，1968，3.

大発破の概要

1. 工事名・一般国道229号島牧村栄浜地内道路新設工事
2. 施行日時・昭和43年8月2日 14時25分点火
3. 大発破対象地山量・31,700 m³
4. 法勾配・3分 (73度)
5. 坑道延長・151 m (断面積 2.88 m²)
6. 薬室数・12ヶ所
7. 使用火薬量

(イ) 大発破用アンモン火薬	6,750 kg
(ロ) 起爆用3号桐ダイナマイト	810 kg
(ハ) MS電気雷管	48ヶ
8. 実施警械体勢見取り図 (図—7 参照)



図—7 坑道式大発破見取り図

路盤からみたアスファルト舗装の破壊原因調査

—— 名神高速道路舗装調査について ——

日本舗道(株) 山之口 浩*

1. 概 要

アスファルト舗装の破壊状態には、種々のタイプがあるが、いずれも、そのアスファルト表層ではひびわれ、ソ性変形、崩壊などの現象となって表われる¹⁾。そして、それが舗装構造のどの部分の欠陥かによって、アスファルト表層自体の欠陥によるもの、路床、路盤の欠陥によるものおよびアスファルト表層とそれ以下の下層(路盤以下)との関係に欠陥があるものに分けられ、またこれらの欠陥の生ずる原因としては、構造設計の不備、材料、配合設計および施工の不良によるものなどに分けられる。なお寒冷地においては、凍結融解によるものも考えられる。

しかしながら、このような欠陥を起す原因については、舗装破壊の外観が同じであってもその主原因は全く異なる場合があり、何が主原因で、どの要因がどの程度の破壊に寄与しているかなどを判定することは、非常に困難である²⁾。

画期的な AASHO 道路試験を契機として、わが国にあっては数年前から、ようやく道路新設からその後の供用性にまで関心がもたれるようになって、舗装破壊原因調査が行なわれたり³⁾、また最近では、舗装維持補修の基準を造ることが⁴⁾行なわれてきている。

神戸(西宮)~名古屋(一宮)間 190 m を結ぶ名神高速道路についても、第一次開通以来、古い区間で5年以上、新しい区間で3年以上をすでに経過している。そして、その供用性はきわめて良好な状態を保っているが、ただ昭和41年頃から、主として、第一次供用区間(尼崎~栗東間)にひびわれ発生が多くみられた。また、

日本道路公団は、昭和40年以來、名神管理局による各道路維持事務所の行なった「路面ヒビワレ調査」、公団試験所による41年夏から1年間にわたって、日本舗道 K.K. と日本道路 K.K. の行なった「ヒビワレ原因調査」、そして、高速道路調査会組織のもとに、43年行なわれた「各層はぎとり破壊調査」と、名神高速道路の舗装破壊調査に継続的なメスをいれている。

これらの全般にわたる内容の報告は、すでになされているか⁵⁾、もしくはその予定である⁶⁾ので、ここでは、道路公団の了解で先に述べた舗装破壊原因のうち、路盤において

考えられるもの、もしくは、路盤とアスファルト表層との関係において考えられるものにと観点を置いて、名神高速道路の破壊原因調査の、主として調査方法の概要について、報告させて頂く。

実施された舗装調査の方法としては、出来るだけ舗装体を破壊することなく、つまり非破壊測定で行なうことが望ましいことから、主として舗装表面からの測定に主力がおかれた。しかし、単純に舗装路面上で行なったベンケルマンビームたわみ測定や平板載荷試験では、舗装体全体としての支持力などの比較は出来ても、舗装体各層についての比較は出来ない。第1回の調査、即ち年間を通じての毎月ごとの、路面上ベンケルマンビームたわみ測定結果から、季節ごとのたわみの変化は、路面以下の含水量変化に起因するものであろうと想定された。

そこで、次の調査では、まず舗装表面での測定で、路盤層以下の支持力を推定することが出来るかどうかを、いくつかの試みで行ない、次いで、実際に舗装各層を掘削はぎとって、その表面で載荷試験を行なったり、材料を採取して、試験を行ないそれらが表面での測定から推定されたものと関連があるかなどを調査したものである。

2. 舗装表面でのベンケルマンビームたわみ測定

2-1 表層上、年間月別ベンケルマンビームたわみ測定
ベンケルマンビームによるたわみ測定方法としては、一般には、図2-1に示すように、①普通たわみ法および②復元たわみ法の2種がある。①は、最大たわみ(弾性たわみ+残留たわみ)に注目するものであり、ベンケルマンビームのサポートが輪荷重の影響をうけやすい。

また、②は弾性たわみを測定するもので、輪荷重の影響は比較的少ない。ベンケルマンビームによる舗装表面でのたわみ量の測定には、厳密には、いろいろと問題がある⁷⁾が、少なくとも、アスファルト表層がかなり剛性で版として働きやすいときには、支点以下の影響の少ない復元たわみ法による測定値の方が、普通たわみ法より正確であると考えられる。

この調査⁵⁾では、主として普通たわみ法を行ない、復元たわみ法は、随時その比較として行なった。なお、舗装表

* 日本舗道(株) 技術研究所技術主任

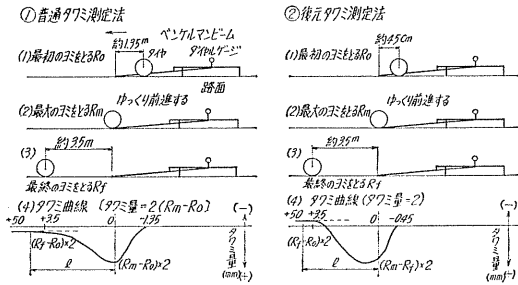


図 2-1 ベンケルマンビームによるタワミ測定方法とタワミ回線

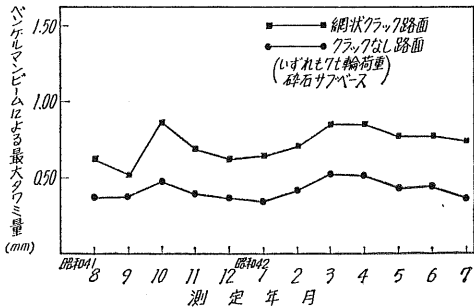


図 2-2 温暖地域 (栗東以西) の月別タワミ量の変化

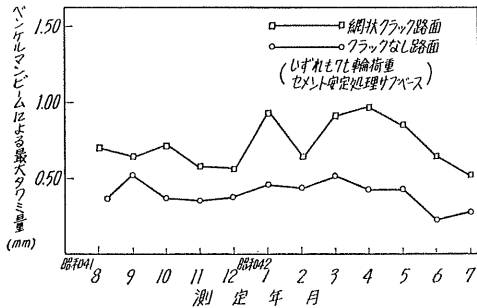


図 2-3 寒冷地域 (栗東～八日市) の月別タワミ量の変化

面での測定では、荷重影響範囲 (図 2-1 に示される l) が、路床路盤層の場合より大きいので、測定は、ビーム先端より 5 m 以上のところまで行った。

図 2-2, 3 は、名神高速道路で気象条件の異なる 2 つの地域での各測点を、路面性状別に分けたときの、年間を通じての月別ベンケルマンビームたわみ量の変化を示す例である⁵⁾。これから、一般に春先 3, 4 月のたわみ量が多いことがわかる。とくに、この傾向は、温暖地域 (栗東以西) の路面性状の良いところ (クラックなし) の年間のたわみ量変化の少ないのに対し、積雪地域 (栗東～関ヶ原) の路面性状の悪いところ (網状クラック) では、変化がかなり顕著である。

積雪地の春先の 3~5 月は、地盤凍結の融解するときであり、これによって、路盤以下の含水量が増加するものと考

えられる。なお、路面の損傷の急激に進行するのも、この春先であることが確かめられている。

これより、名神高速道路の月別たわみ量の変化は、おそらく路盤以下の含水量変化の影響が最も大きな因子の 1 つであろうと推察された。

なお、参考までに図 2-4 は、基準となる春先 3 または 4 月のたわみ量と、変動の表示としての、年間を通じた最大たわみ量と最小たわみ量の差を、全測定について、路面性状別にプロットしたものである。これから、概略的に 5 t 輪荷重でのベンケルマンビームたわみ量の春先のたわみ量 0.6 mm 以上、年間の最大、最小値の差が 0.3 mm 以上のところは、クラック発生個所である。

また、参考までに名神高速道路のベンケルマンビームたわみ量の総平均値は、路面性状のうち、正常区間、ヘアクラック区間については差異がなく、輪荷重 5 および 7 t に対して、それぞれ、0.37~0.47 mm および 0.47~0.57 mm、網状クラックの区間については、それぞれ、0.47~0.61 mm および 0.58~0.73 mm の範囲である。

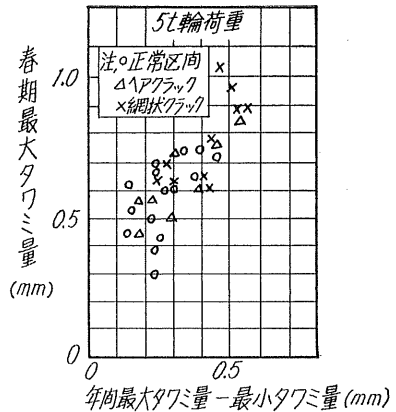


図 2-4 春期最大タワミ量および年間最大、最小値の差と路面性状

2-2 表層からの路盤面上ベンケルマンビームたわみ測定

ここで行なわれた⁶⁾ 路盤面 (ベースおよびサブベース) 上のたわみ量は、表層面上を車輛が走行したときの値であって、表層を取除き、各面上に車輛を走行させ、そのときのたわみを測定したものではない。図 2-5 に示すように、まず最初、表層面上のたわみ測定後、コアカッタで $\phi 10$ cm の孔を表層に明け、ベースおよびサブベース面上まで掘削し、図のように、車輛を走行させて、それぞれの面のたわみを測定した。これらの測定を行なうために、ベンケルマンビーム測定端に径 20 mm/m、長さ 120 mm (ベース面測定用) および 320 mm (サブベース面測定用) の継棒がねじこまれている。

表層面上のたわみ (d_{01}) ならびに、路盤面上のたわみ (ベ

ス面上 Δ_{12} , サブベース面上 Δ_{23} 測定結果から、以下のようにして、表層の変形係数 (E_1) ならびに、路盤の変形係数 (ベースコース E_{12} および、サブベースコース E_{23}) が求められる (図 2-6 参照)。

Barber の仮定を利用した 2 層構造の弾性理論の近以解によれば⁸⁾、表層上に荷重載荷したときの、表層上およびベース面上の沈下量 Δ_{01} , Δ_{12} はおのおの、

$$\Delta_{01} = \frac{1.5 p a}{E_{01}} \quad (1)$$

$$\Delta_{01} = \frac{1.5 p a}{E_{12}} F_w \quad (2)$$

$$\Delta_{12} = \frac{1.5 p a}{E_{12}} f \quad (3)$$

$$\text{ここに } F_w = \frac{1 - \frac{E_{12}}{E_1}}{\sqrt{1 + \left(\frac{h}{a}\right)^2 \left(\frac{E_1}{E_{12}}\right)^{2/3}}} + \frac{E_{12}}{E_1} \quad (4)$$

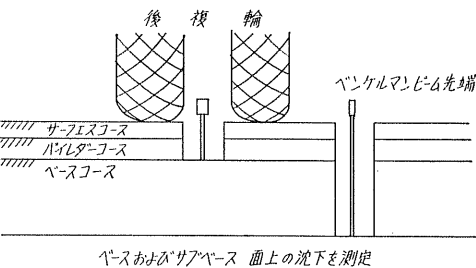
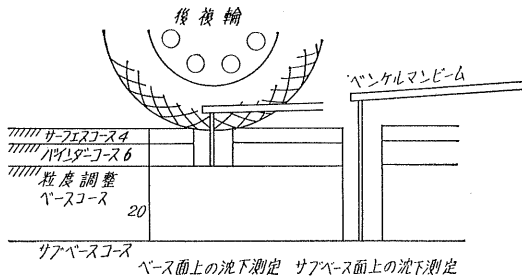


図 2-5 表層からの路盤面上ベッケルマンビームたわみ測定方法

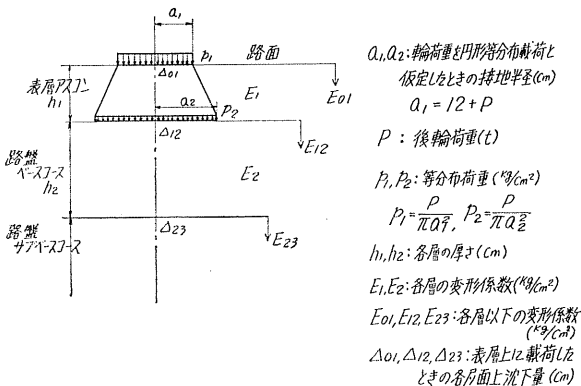


図 2-6 舗装層構造の記号の説明

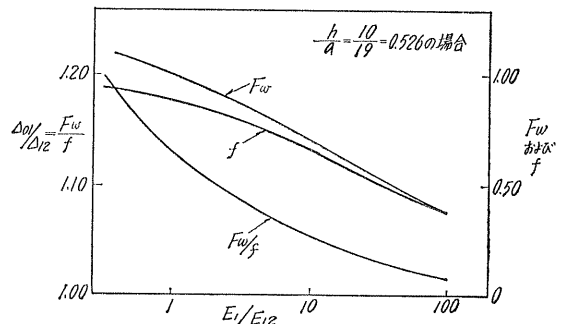
$$f = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{h}{a}\right)^2 \left(\frac{E_1}{E_{12}}\right)^{2/3}}} \quad (5)$$

(2) と (3) の式から

$$\frac{\Delta_{01}}{\Delta_{12}} = \frac{F_w}{f} \quad (6)$$

F_w および f , したがって F_w/f は, $a, h, E_1/E_{12}$ の関数である。しかし, a, h , は定数であるから, E_1/E_{12} のみの関数である。

したがって, $h/a = 10/19 = 0.526$ のときの $F_w, f, F_w/f$ と E_1/E_{12} の関係を求めることができる (付図—1 参照)。



付図—1 $F_w, f, E_1/E_{12}$ 関係参考図

また、ベース面上の接地半径 a_2 は、

$$a_2 = a_1/f \quad (7)$$

以上の式ならびに付図を利用して、表層とベースコース以下、およびベースコースとサブベース以下の 2 層構造として、 E_{01}, E_{12} から E_1 を, E_{12}, E_{23} から E_2 を, それぞれ求めることができる。ただし、上記理論は、2 層構造で、上層の弾性係数が下層に比して、大きい場合を対象としたものであり、調査結果から計算したいいくつかでは、上層 (ベースコース) の変形係数が下層 (サブベース) より小さくなるものがあり、このような場合にも、Barber の仮定が成立するとして、適用できるかは疑問である。

表 2-1 は、選定された 20 測定についてのたわみ量の平均値を示す。

表 2-1 舗装表面から測定したベッケルマンビームたわみ量平均値

測定位置	たわみ量の平均値 (mm)			表層たわみ量に対する割合 (%)	
	表層上	ベース上	サブベース上	ベース上	サブベース上
側帯側わだち部 (O.W.P)	0.61	0.54	0.47	89.3	75.9

注: 輪荷量 7 t (タイヤ圧 7 kg/cm²)

載荷速度 約 0.45 km/hr

測定法 復元たわみ法

次に、これらからえられた結果の2, 3の例をあげると、図2-7は、表層沈下、ベース沈下、およびサブベース面の沈下割合を三角座標におとしたもので、これから、路面正常区間は、図中のブロック内に位置している。

図2-8は、表層面上のたわみ d_0 と、ベースコースの変形係数 E_2 とを路面性状の区別をして、プロットしたものであるが、一般に、 d_0 が大きい個所では、ベースおよびサブベース面以下の変形係数 (E_{12} , および E_{23}) が小となっている。そして、ベースおよびベースコース面以下の変形係数 (E_2 および E_{23}) が小さい場合、この点はクラック発生区間にほぼ対応している。図2-9は、表層の弾性係数 E_1 、ならびにこれとベース面以下の変形係数 E_{12} との比 E_1/E_{12} と、路面性状との関係を示すものである。

図から明らかなよう、表層アスコンの変形係数 E_1 数が大きすぎるもので、ベースコースとの変形係数の比 E_1/E_{12}

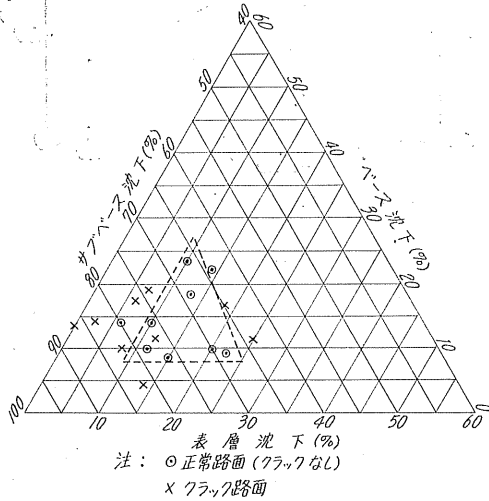


図 2-7 舗装各層の沈下割合と路面性状の関係

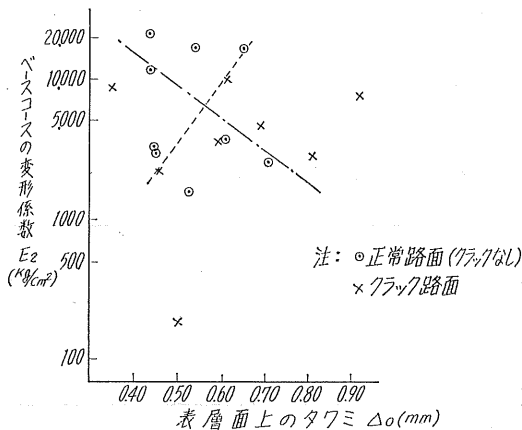


図 2-8 表層面上のたわみおよびベースコースの変形係数 E_2 と路面性状

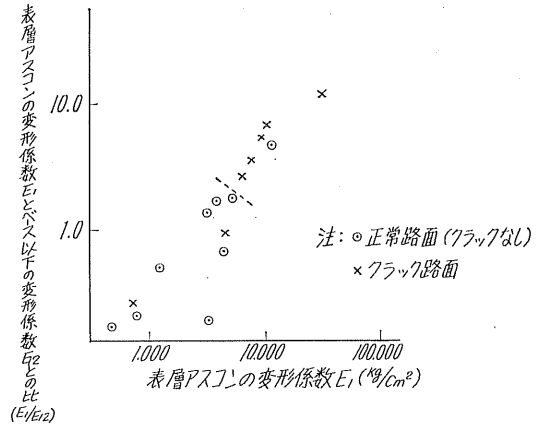


図 2-9 表層アスコンの変形係数 E_1 および E_2 との比

が大なるものは、クラック発生個所である。これより、表層アスコンが硬すぎてもろいため、そして、 E_1/E_{12} が大でアスコン下面に引張応力が生じ、アスコンの許容ヒズミが小さかったため、クラック発生となったと考えることが出来る。

なお、ベースコースの弾性係数 (E_2) のみでは、調査範囲では路面性状との関連性はつけない。

3. 舗装表面ならびに掘削はぎとり各層面上での平板荷重沈下測定

舗装表面での荷重試験によって、路盤以下の支持力を比較出来るか試みるために、直径の異なる4つの荷重板 (30, 40, 50, および 75 cm) を用いて、繰返し平板荷重試験が行なわれた⁶⁾。

測定方法は、ダンプトラック (10 t) の後軸に反力を取り、2, 4 および 6 kg/cm² の荷重を各3回ずつ荷重および除荷くり返す、荷重および除荷の30 sec 後またはその間の沈下落着後、ダイヤルゲージを読み取るものである。

舗装体を表層と路盤以下の2層構造と考え、Burmisterの理論によって⁹⁾ 各層の変形係数を以下のようにして求める。

まず、舗装体全層の平均的な変形係数 E_{01} は、剛性円形荷重面の場合 (ただしポアソン比 0.5)

$$E_{01} = \frac{1.18 \cdot p \cdot r}{d_0} \quad (1)$$

$$\text{ここに } d_0 = d \frac{N}{T} - d \frac{N-1}{P}$$

$d \frac{N}{T}$: 荷重 N 回目のダイヤルゲージのよみ

$d \frac{N-1}{P}$: 除荷 $N-1$ 回目のダイヤルゲージのよみ

p : 載荷重 2, 4 および 6 kg/cm²

r : 載荷板の半径 (cm)

したがって、直径 30, 40, 50 および 75 cm 板の沈下量, A_{30} , A_{40} , A_{50} および A_{75} から、それぞれの場合は

$$E_{030} = \frac{1.18 p \cdot r_{30}}{A_{30}} \quad (2)$$

$$E_{040} = \frac{1.18 p \cdot r_{40}}{A_{40}} \quad (3)$$

$$E_{050} = \frac{1.18 p \cdot r_{50}}{A_{50}} \quad (4)$$

$$E_{075} = \frac{1.18 p \cdot r_{75}}{A_{75}} \quad (5)$$

2 層構造とすれば

$$A_0 = \frac{1.18 p \cdot r}{E_{01}} = \frac{1.18 p \cdot a}{E_2} F_w \quad (6)$$

であるから

それぞれの場合の沈下係数 F_w は

$$F_{w30} = \frac{E_2}{E_{030}} \quad (7)$$

$$F_{w40} = \frac{E_2}{E_{040}} \quad (8)$$

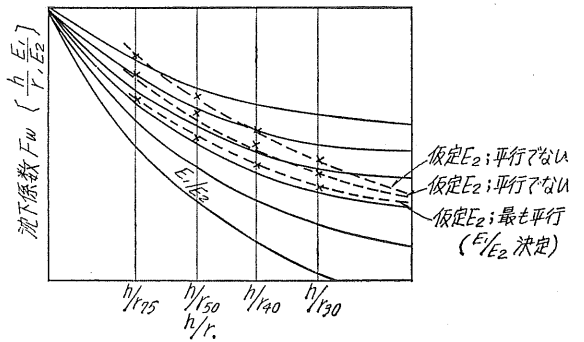
$$F_{w50} = \frac{E_2}{E_{050}} \quad (9)$$

$$F_{w75} = \frac{E_2}{E_{075}} \quad (10)$$

7)~10) 式に E_2 を仮定して、それぞれの F_w を求め、これを Burmister の計算図表にプロットして、4 つが最も適合する E_1/E_2 を示す E_2 を求める (付図-2 参考)。定められた E_1/E_2 と E_2 より、 $E_1 = (E_1/E_2) \times E_2$

次に、舗装体各層を掘削はぎって、おのおのの表面で、直径 30 cm 板を用い繰返し平板載荷試験を行なった。測定方法は上記と同様である。

2 層構造として、表層面および路盤面 (ベースコース面) の変形係数 E_{01} , E_{02} は、それぞれ



付図-2 4 種径平板載荷試験より E_1 , E_2 算定参考図 (Burmister 計算図表利用)

$$E_{01} = \frac{1.18 p \cdot r}{A_{01}}$$

$$E_{02} = \frac{1.18 p \cdot r}{A_{02}} \doteq E_2$$

より上記 6) 式により

$$F_w \frac{E_2 A_{01}}{1.18 p \cdot a} = \frac{E_2}{E_{01}}$$

先と同様にして、Burmister の図表より、 E_1/E_2 を求め、 E_1 が求められる。

表 3-1 は、舗装表面から載荷板径を変えて求めた E_1 , E_2 , E_1/E_2 と、表層面および路盤面上での測定から求めた E_1 , E_2 (厳密には E_{12}) E_1/E_2 との計算比較の例である。

これらの結果からでは、名神高速道路の舗装体を表層と路盤以下の 2 層構造と考えて舗装表面の測定結果から、路盤 (ベースコース) の支持力を推定することは無理のようである。サブベースまたは路床の効果も大きいので、3 層もしくは 4 層構造として考えるべきであると思われる。そして測定値がかなり正確なものであれば、厳密には、板径を 3 種、4 種にとれば、それぞれ 3 層、4 層構造として、各層の変形係数を求めることが出来る。舗装表面での測定方法の欠陥として、平板およびダイヤルゲージ支持台がト

表 3-1 舗装表面から載荷板径を変えて測定されたものと、表層面および路盤面上で測定されたものから求めた 2 層の変形係数の比較

測 点 STA		21.75	52.25	72.55	73.25	91.00	98.415	98.45	160.84	168.35	189.8
表の 面か ら定	$E_1 \times 10^4$ (kg/cm ²)	120	—	0.66	0.30	40	45	175	0.25	45	100
	$E_2 \times 10^3$ (kg/cm ²)	1.2	—	0.3	1.0	2.0	3.0	3.5	4.2	1.5	2.0
	E_1/E_2	100	>500	2	3	20	15	50	0.6	30	50
各 属の 面測 上定	$E_1 \times 10^4$ (kg/cm ²)	30	2,000	0.30	0.15	60	83	112	0.55	40	31.5
	$E_2 \times 10^3$ (kg/cm ²)	1.8	2.9	3.8	1.2	5.0	2.5	4.5	2.2	1.8	3.5
	E_1/E_2	17	700	0.8	1.5	12	33	25	2.5	25	9

注: 測定時路面温度 1~15°C

トラック輪荷重接地点に近すぎて、測定値にバラツキが生じたことである。(7t 輪荷重の荷重影響範囲は約 1.5~2.0 m であり、直径の大きい板の場合ほど、その影響が大きい)

したがって、今後の測定方法としては、次のようなことに注意する必要があると考えられる。

- 1) 荷重反力のとり方。トラック 2 台を用い、4 m 程度の I ビームに反力をとる。
- 2) ダイアルゲージ支持台を、直径の 3 倍程度以上の距離に掘付ける。
- 3) 繰り返し回数をまし、回数による取レン値をその沈下量とする。

4. 各層掘削ばぎとりによる路盤材料の調査試験

選定された 10 か所の測点について、舗装体を、表層、路盤(ベース、サブベース)路床と順次掘削はぎとって、調査測定ならびに材料試験のための試料採取を行なった⁹⁾。路盤以下については、現場密度および含水比測定を行ない、これは、採取試料の室内突固め試験と比較された。採取材料については、更に粒度、PI、ロスアンゼルスすりへり減量ならびに CBR 試験を行なった。参考として、表層アスコンについては、切取供試体の密度、空隙率、抽出 A_s量、回収アスファルト性状、温度と乾燥による収縮膨張量、その他各種の力学試験(ページしょう撃、圧裂引張、高速曲げ)などが行なわれた。

図 4-1、4-2 は、ベースコース材のフルイ分け試験結果で、交通量の多い区間(栗東以西)と少ない区間(栗東以东)とに区別したものである。建設時の材料配合基準試験では、

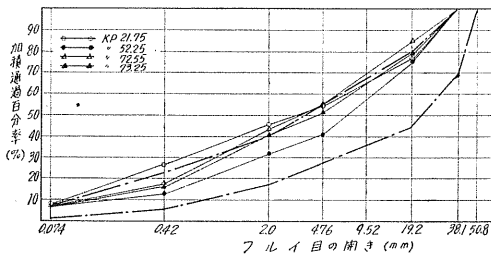


図 4-1 交通量の多い区間(栗東以西)のベースコース材粒度

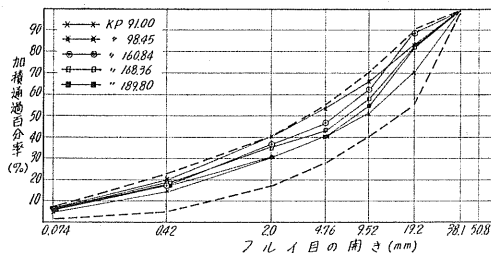


図 4-2 交通量の少ない区間(栗東以东)のベースコース材粒度

粒度範囲のほぼ中央を通る粒度が、選定承認されたものであるが、図中の粒度は全般的に、仕様上限側に移行したものとなって、細粒化の傾向がうかがわれる。この細粒化が、繰返し交通荷重によるものか、また、施工時点ですでに細粒よりで施工されたものか(仕上げ規定を満足させるため、細粒で行なったとか、目潰しを追加したとか、また、ローラ転圧による粒子破碎など)を厳密に判別することは、むずかしいことであるが、一般に粒状材料を用いた路盤層は繰返し荷重により粒子間の接触状態が変り易く、とくに水浸下では、それに伴ってソ性変形をおこしやすいといわれている¹⁰⁾。図 4-1 と 4-2 の相違から、或程度、細粒化の原因は繰返し交通荷重の効果によるものであろうと推定される。(なお細粒化の大きいところの材料の粗骨材のロスアンゼルスすりへり減量は、承認試験時の値よりかえって減少している)

図 4-3 は、掘削路盤(ベース、サブベース)の採取材料についての室内 CBR 試験結果を、建設当初の承認試験時の結果と対比させて、示したものである。これによると、ベースコースの強度低下はかなり大きく、しかも最初に大きかったほど、その低下率が大きい。サブベースコースの強度は、現在でもほとんど低下していない。

このことは、先の粒度の細粒化と関連がある。当初粗粒のもの(すなわち CBR 値の高かったもの)ほど、粒子間の接触摩耗による細粒化、つまり強度低下がはなはだしいということになる。先の各層はぎとり面上における平板載荷測定による変形係数も、一般にベースコース面上におけるものが、サブベース面上のものよりむしろ低下しているものがいくつかえられている。

しかしながら、載荷試験により測定されたものと、これらの材料試験の結果との間には、測定データの数の不足もあって、はっきりした傾向は見出せなかった。そしてまた、損傷の度合である路面性状とにも、材料性状のみからでは、明確な関連性を見出すことは出来ない。

しかしながら、以上のように採取路盤材の試験結果から、名神高速道路のひびわれ発生状況は、次のように考察で

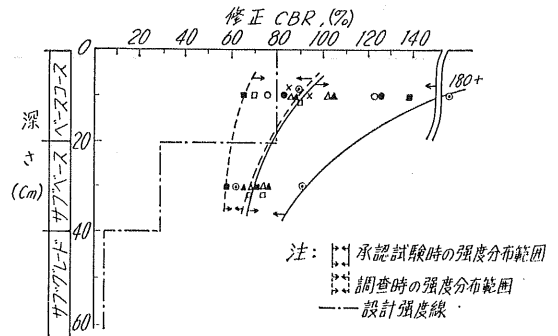


図 4-3 各層路盤材(ベース、サブベース)の CBR 値の変化

きよう。

路盤層において、下層のサブベースに比べて、上層のベースコース材の細粒化、強度低下が大きいことは、名神高速道路の舗装のように、表層アスコン層が比較的うすく、しかも硬い合材からなる場合には「交通車輛の大型化とあいまって、苛酷な繰返し作用が、直接的にベースコースに及ぼされた」と考えることが出来る。この繰返し荷重によって、骨材粒子間の接触摩耗によるソ性変形が生じ、夏期高温においては、表層アスコン層がその変形量に追従するが、冬期低温時には、アスファスト合材は、たわみ性に欠け、かなり剛性をおびたもろい性状となり、わずかの変形量にも追従できず、アスファルト表層にひびわれが発生する。名神高速道路では、まずヘアクラックがわだち部に生じ、それが徐々に亀甲状クラックへと発展していきながらも、主として路面凸凹が支配的となる路面供用性は、阻害されていないという特徴がある。このことは路床や路盤の大幅な破壊によるものではなく、むしろ路盤の、特にベースコースのクリープ的なソ性変形によって誘引されたものと考えることが出来る。

5. あとがき

AASHO 道路試験の成果によって、道路路面の評価や、舗装構造の設計がかなり合理的な考えのもとに行なわれるような段階にきている。AASHO 道路試験による¹¹⁾路面の性状評価 P. S. I. (Present Serviceability Index, 0~5 点満点の感覚的な判断) は、3つの主要測定量、すなわち SV (路面凹凸の分散)、RD (わだち掘れ深さ) および C+P (クラックとパッチング面積率) によって客観的に表現できるものである。(PSI ≤ 2.5 になったとき舗装は全面的な補修が必要とされており、実際の破壊である)

しかしこれらの考え方やデータを十分に我国の実際に適用するにも、またさらに進んで経済的なわが国のアスファルト舗装の設計、施工方法を確立するためにも、種々の立地条件にある各種の舗装体を直接的に調査研究する必要がある。

日本道路公団では、名神高速道路の舗装調査以来、今後

も既設もしくは現在建設中の路線に、調査区間をもうけて、経年的なより大がかりな舗装動態追跡調査が計画実施されている。

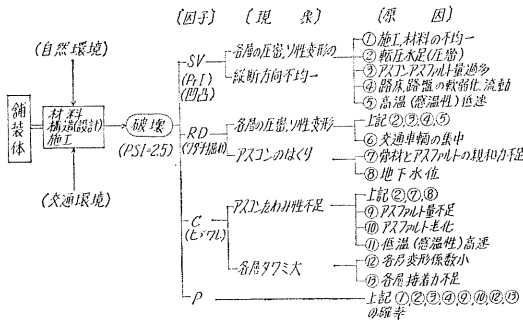
すなわち次回図は、AASHO 道路試験による PSI 評価によってアスファルト舗装の破壊の原因を分類したもので、これより経年的な調査測定すべき舗装動態量として次のようなものがあげられている¹²⁾。

- 1) 道路の自然環境…各層温度、地下水位、雨量、湿度
- 2) 道路の交通環境…交通量、交通荷重分布 (輪荷重計設置)
- 3) 材料の材質変化…アスコン表層の耐久性、密度の変化
- 4) 路面の供用成績…SV (または PrI), RD, C+P, すべり抵抗
- 5) 舗装体の応力と変形…土圧、アスコン水平ヒズミ (永久および動的ヒズミの各層分布)、沈下 (永久および動的沈下の各層分布)

このような系統的な舗装追跡調査が実施され、かつこれらの数多くの資料の蒐集積重ねによってはじめて、より科学的な道路舗装の設計施工ならびに維持補修の基準が確立される。しかしこれにはまた、数多くの方々の関心と協力が必要であり、そこからの有用な成果が期待される次第である。

引用資料

- 1) F. N. Hveem: "Pavement Deflections and Fatigue Failures". HRB Bull. 114, 1955.
- 2) 松野: "アスファルト混合物の設計と管理" アスファルト別冊 No. 4, 第2回アスファルト舗装セミナールテキスト 1962. 6.
- 3) 建設省直轄 工事第17回技術研究報告, 藤井 "アスファルト舗装の破壊に関する調査研究" 1963.
- 4) 松本: "舗装補修基準に関する研究報告" アスファルト No. 57, 1967.
- 5) 金谷・山下・山之口: "名神高速道路舗装調査報告" (1), (2), (3) 舗装 Vol 3, No. 7, 8, 1968.
- 6) 杉田: "名神高速道路各層はぎとり破壊調査について" 舗装 Vol 4, 1968. 3 (未発表).
- 7) 植下・岡田: "舗装構造評価のためのベンケルマンビーム試験に関する考察" 土木学会第23回年次学術講演会概要集 43. 10.
- 8) 上田・西中村・増井: "挽み性舗装に対する層構造の考え方" 第7回日本道路会議論文集 38. 10.
- 9) D. M. Burmister: "The General Theory of Stress and Displacements in Layered Soil Systems", *Tou. of Appl. Phys.*, Vol 16, 1945.
- 10) 山内: "路盤材料と芝の構造的機能について" 材料, Vol 16, No. 165, 1967. 6.
- 11) 日本セメント技術協会: "AASHO 道路試験 41. 2.
- 12) 西中村・西尾・川島・増井: "たわみ性舗装の動態調査計画について" 日本道路公団試験所報告 (昭41年度) 42. 12.



アスファルト舗装の破壊原因図

昭和 42 年度土質工学会北海道支部賞選考経過

選 考 委 員

委員長	北 海 道 大 学 教 授	北 郷 繁
委員	北 海 道 大 学 教 授	山 本 茂
	北 海 道 電 力 K K 土 木 部 長	中 村 謙 平
	開 発 局 土 木 試 験 所 所 長	古 谷 浩 三
	国 鉄 札 幌 工 事 局 技 術 次 長	金 子 慶 一
	道 立 寒 地 建 築 研 究 所 所 長	四 王 天 政 信
	北 海 道 開 発 コ ン サ ル タ ン ト K K 取 締 役	佐 々 木 敏 雄

選 考 経 過

昭和 43 年 2 月 23 日支部事務局会議室において支部賞授与規程に基づき支部賞選考要領を作成し、慎重審議した結果、43 年 3 月 11 日、次の 2 編を受賞論文として選考した。選考理由は次のとおりである。

受賞者には支部賞授与規程にもとづき、43 年 5 月 24 日の支部通常総会において、賞状ならびに副賞として賞金および賞牌 (写真) を授与した。



写真 支部賞賞牌 (テルツァギー氏肖像) 実物大

土質工学会北海道支部賞選考理由

論 文 名 液性限界測定法に関する実験研究 (第三報)
 著 者 北郷 繁 益田栄治 佐野信房
 受 賞 者 益田栄治 佐野信房

選 考 理 由

最近 JIS による液性限界測定法の欠点がいくつか指摘され、それを解消する測定法としてフォールコーン法が提唱されている。著者らはこの測定法に関してすでに第 1 報・第 2 報を発表してフォールコーン法の有用性のある程度実証してきたが、本論文ではこれらに続く第 3 報として貫入速度試料容器の寸法、LL 時のセン断強さ等に関して行なった実験の結果についてのべている。

21 種類の土について貫入速度を 4 段階にわけて行なった実験の結論は、実用上自由落下で差支へないということである。その理由として、理想的には衝撃力を除去するため自由落下ではなくて速度制御を行なった方がよいが、貫入速度のちがいは含水比と貫入量の対数の示す直線の勾配に大き

な影響を与えないこと、このことはコーンが貫入するときの土の抵抗の様相はそれぞれの場合について相似であることを示すものであることを、あげている。

試料容器の寸法は直径についてみると 53 mm では明らかに不足であり 60 mm で十分であるので必要最小限の直径は 53 から 60 mm の間にあるとの結論である。深さについては従来考えられていた 20 mm では不足であることは明らかとなったが 30 mm が必要最小限であるかどうかは確言できないとしている。

LL 時のせん断強さは JIS 法、コーン法ともに一定値ではなく、LL が大きくなるにつれ小さな値をとり、15~30 gr/cm の範囲にある。しかしコーン法によるその傾きの程度は JIS 法のそれに比しゆるやかであり、LL の定義により近いものと結論している。

含水比と飽和粘土の強度の対数は一般に直線をなすものとされているが、この関係は含水比の狭い範囲内についてのみ成立するものであり、型性の全域にわたっては、別の関係にあるのではないかと、実験値から推論している。

これを要するに土の基本的性質の 1 つである液性限界の測定法に関して、JIS 法に優るフォールコーン法の実用化上の諸問題を究明し、規準貫入量ならびに試料容器寸法および、液性限界時の強度などについての結果を得たことは土質工学の研究に寄与するところ大であり、当支部の奨励賞をうけるに値するものと認められる。

論文名：新石狩大橋における基礎工（第 2 報）一とくに主径間部井筒基礎について一
著者ならびに受賞者 高橋陽一

選考理由

この報文は、地表面下 35 m に達する比較的大規模な井筒（2 基）の計画、設計、施工および現場における各種の測定結果について検討を加え取まとめたものである。一般に長大な井筒は施工時の載荷重の処理のために、工期が長くなること、先端地盤の支持力の測定が困難であること、施工時および施工完了後の壁面土圧の経時変化に定説がないことなどの点において難点があるが、著者は詳細な土質試験、現位値試験の結果を活用して、井筒の自重を増すこと、圧搾空気と水の噴射を行なうこと、井筒内部の水位を調節することを併用して、無載荷重での井筒沈設を計画し施工を完了した。先端地盤の支持力については、長大な基礎底面下の地盤支持力は地盤の完全型性体理論によるよりはむしろ圧力球根の弾塑性的変形に対する剛度に関係するとして、自然の土被り状態における地盤の弾塑性的変形係数を各深さごとにプレシオメーター法によって測定しこれより底面直下の地盤支持力を求めた。

一方井筒沈設後に上端よりの直接載荷試験を実施して得た支持力と、上記の支持力と比較した結果、良好な一致をみている。さらに設計荷重上載時の変形量を井筒周辺地盤のマサツ変形係数の実測値を導入して求めた。また著者は井筒壁面に作用する土圧、間ゲキ水圧を沈設施工当初から沈設完了後数ヵ月後の測定結果を示すなど、今後の長大な井筒の設計施工のために数多くのデータを提示した。

これを要するに、著者は、従来経験の域を出なかった井筒の設計施工に、最新の土質工学的成果を導入し、当該工事を成功裡に終了した。本文によって公表された経験とデータは、この種の構造物の設計施工上、寄与するところ甚大であると認められる。よって著者は、土質工学会北海道支部奨励賞を受けるに値するものである。

社団法人 土質工学会北海道支部賞授与規程

(趣 旨)

第1条 土質工学会北海道支部賞(以下「支部賞」という)の授与はこの規定による。

(受賞者の選考)

第2条 受賞者は、土質工学会北海道支部(以下「支部」という)所属の会員で、土質工学会北海道支部賞選考委員会(以下「選考委員会」という)において選考する。

(支部賞の対象)

第3条 支部賞は、支部発行の「技術報告資料」に掲載された研究、調査、計画、設計、施工、考案などの報告業績で、土質工学に関する学術および技術の進歩発展に寄与すると認められるものの中から選ぶもの

とする。

(選考委員会)

- 第4条
1. 選考委員会は、委員3人以上をもって構成する。
 2. 委員は、支部所属の会員の中から支部長が委嘱し、その任期は1年とする。
 3. 選考委員会に委員長をおく。
 4. 委員長は、委員が互選する。

(授与の時期・方法)

第5条 受賞者には、支部総会において、賞状および副賞を授与する。

(付 則)

第6条 本規程は、昭和42年度より施行する。

土質工学会北海道支部賞選考要領

1. 本賞の性格は奨励賞と考える。
2. 受賞候補者は新進の人を対象とする。新進の人の判定は、選考委員会において行なう。この際の年齢は問題としない。
3. 共同研究者のうち、1人がエキスパートであっても、直接の担当者が新進の人であることが明らかであれば、この人を対象としてその論文に支部賞を授与する。
直接の担然者の判断は、共同研究者のうちの受賞対象外となるエキスパートの意見を聞いて行なう。
4. エキスパートの考え方は、選考委員の良識と社会通念に基づいて判断する。
5. 選考の具体的方法は、第1次選考を行なったのち、こ

れを参考として、第2次選考によって授賞者を決定するものとする。

6. 第1次選考は発表会后すみやかに(1週間以内を原則とする)行なう。その方法は、発表論文中から3編を選考し、これにA.B.C.の順位を付して無記名投票で行なう。第1次選考に際しては、学術的なものと技術的なものとの区別をしない。
7. 第2次選考は、第1次選考後すみやかに(1週間以内を原則とする)選考委員会議を開いて行なう。この際は、研究機関と現場機関の区別をしないのを原則とするが、奨励の意味から、なるべく現場機関にある人に注意を払う。

第1章 総則

第1条 社団法人土質工学会定款第3条に基づき北海道地区に支部を設け、社団法人土質工学会北海道支部(以下支部という)と呼ぶ。
支部の事務所は札幌市におく。

第2条 支部は北海道地区在任の会員をもって組織する。
第3条 支部は土質工学に関する研究発表会、講習会、講演会、見学会および土質工学に関する調査研究その他評議員会において、必要ありと認めた事業を行なう。

第2章 役員

第4条 支部につぎの役員をおく。
支部長1名、評議員若干名、監査2名、幹事長1名、幹事若干名、幹事のうち若干名を常任幹事とする。
このほかに顧問をおくことができる。

第5条 支部長は支部を代表し、その会務を総理する。支部長に事故あるときは、支部長の指名した評議員がこれを代行する。

2. 評議員は支部に関する事業計画および予算、規定の制定および変更、総会提出議案その他支部運営の基本事項を評議する。
3. 監査は支部の会計を監査し、第9条に定める総会において、その結果を報告する。
4. 幹事は評議員会の議決に基づき会務を処理し、幹事長はこれを総括する。
5. 顧問は役員の間答に応ずる。

第6条 支部長、評議員、監査および顧問は、評議員会が支部所属の会員のうちから推せんし、総会の承認を受けて選任する。

2. 幹事長および幹事は、支部所属会員のうちから支部長が委嘱する。常任幹事は幹事のうちから互選する。
3. 支部役員は、所属支部を変えたときは、その任を辞さなければならない。

第7条 役員の任期は総会から次期総会までとする。ただ

し再任を妨げない。

第8条 支部長および監査が欠員となったときは、評議員会の議決によってこれを補充するものとし、その任期は前任者の残任期間とする。

第3章 会議

- 第9条 支部の会議は総会、評議員会および幹事会とする。
2. 通常総会は毎年5月これを開き、臨時総会は支部長が必要と認めたとき随時これを開くものとし、支部長が議長となる。
 3. 評議員会は支部長が必要と認めたとき随時これを開き、支部長が議長となる。
 4. 顧問および幹事長は評議員会に出席して意見をのべることができる。
 5. 幹事会(常任幹事会を含む)は幹事長が必要と認めたとき随時これを開き、幹事長が議長となる。
 6. 会議の議決は出席者の過半数をもって決定し、可否同数のときは議長の決定による。

第4章 会計

- 第10条 支部の事業年度は、毎年4月から翌年3月までとする。
- 第11条 支部の経費は交付金、行事参加費およびその他の収入をもってあてる。
- 第12条 支部の予算および決算は評議員会の議決を経て総会の承認を受け、これを会長に報告しなければならない。

第5章 付則

- 第13条 支部長は評議員会の議決を経て会務運営上必要な事項に関する内規を作成することができる。
- 第14条 この規定を改廃しようとするときは、総会の議決を経なければならない。
- 第15条 この規定は、昭和43年5月より実施する。

技術報告資料第9号編集委員 (五十音順)

委員長	河野文弘 (開発局)	中村文彦 (開発局)
副委員長	藤田嘉夫 (北大)	中村政勝 (大成)
委員	梅田安治 (北大)	芳賀保夫 (開発局)
	小野幸一 (日本舗道)	橋本守穂 (道土木部)
	葛西三郎 (国鉄)	藤村成夫 (寒建)
	勝田義孝 (札幌市)	星川信喜 (鉄道公団)
	菊地理 (開発局)	松尾徹郎 (開発局)
	佐々木晴美 (開発局)	弥勒院輝明 (北電)
	土岐祥介 (北大)	八鍬時雄 (北大)

技術報告資料 第9号

発行	土質工学会北海道支部 札幌市南1条西2丁目 勤銀ビル五階 TEL. ☎ 7038
編集	技術報告資料編集委員会
印刷所	合名会社 文栄堂印刷所 札幌市北3条東7丁目 TEL. ☎5560 ☎5561 ☎2711