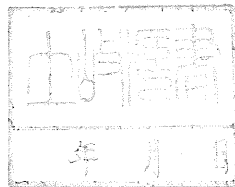


技術パンフレット

第 5 号

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'S. Ito', written in a cursive style.

昭和40年2月

土質工学会北海道支部

目 次

	頁
1. 建物基礎としてのリバーサーキュレーション工法 及び鋼管杭工法の施工例について	
..... 日本国有鉄道 逢坂敏夫.....	1
2. 釧路火力発電所土質調査について	
..... 北海道電力株式会社 前田正蔵 酒井賢一 小山田博.....	12
3. 泥炭性軟弱地盤の盛土対策工法 特にコンポーザー工法の適用性について	
..... 北海道開発局 高橋沙.....	30
4. 新石狩大橋の基礎工 —特に大径鋼管斜杭の載荷試験について—	
..... 北海道開発局 高橋陽一.....	38
5. 幌別ダム基礎止水工事について (室蘭地区工業用水道布設事業)	
..... 北海道企業局 斎藤直人 川田保夫.....	52
6. 石狩川筋元村試験築堤について	
..... 北海道開発局土木試験所 河野文弘 高方哲雄 高安隆郎.....	65
7. 液性限界測定法に関する実験	
..... 北大工学部 北郷繁.....	75

建物基礎としてのリバーササーキュレーション工法 及び鋼管杭工法の施工例について

日本国有鉄道 逢坂敏夫

I. ま え が き

青函連絡船は、昭和39年4月現在14隻であるが、昭和19年から昭和28年までに建造された9隻は、戦時標準型或は戦後の粗悪な材料で造られ、既に老朽船となつたため、これを昭和40年9月までに、6隻の新鋭客貨船と取替えることになつた。

新客貨船は、在来の客貨船に比べて、船長約1.1倍、総トン数約1.4倍、旅客定員約3倍（在来客船の約86%）、貨車とう載数約1.1倍、航海速力約1.3倍である。（表一参照）

新客貨船の就航に伴つて、旅客設備のうち乗船上家は、青森・函館ともに、大正13年頃建築され、その後一部補強されたもので、老朽甚だしく、また規模も小さいものである。即ち、新船は大型化され、かつ、客室の配置は、在来船よりそれぞれ一甲板上に設けられたため、新2等床面は在来1等床面より、青森方は約0.6m、函館方は約1.5m上となり、新1等床面は、更に2.6m上となる。このため在来設備では新客貨船に対応できないので、全面的に改築することになつた。（図一1、図一2、写真一1参照）

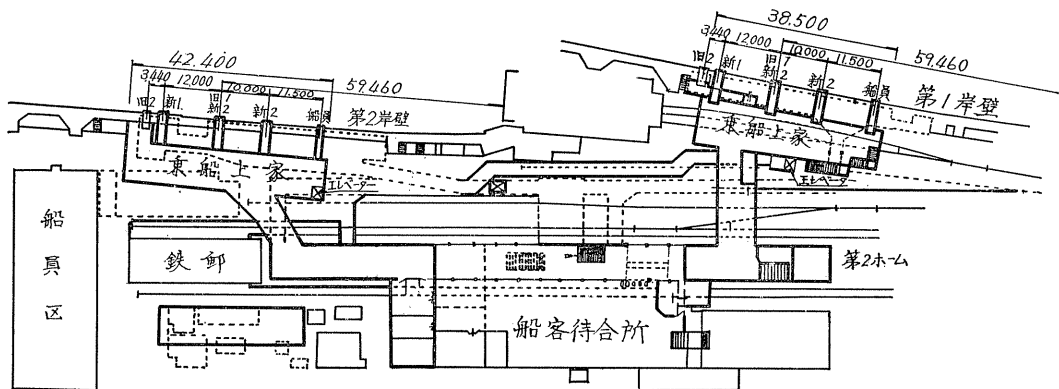
改築に当り基礎状態を調査したところ、青森方の岸壁及びその背面地盤は安定しており、これらの上に建物基礎においても支持層としては充分であるが、函館方の岸壁及びその背面は、図一3のような地質のため、圧密沈下により

表一 新客貨船設計の主要項目と旧客貨船との比較

名 称	新 船	旧 船
船 の 長 さ	約 130m	118.01m
巾	17.9m	15.85m
深 さ	7.2m	6.80m
吃 水	5.2m	5.0m
総 ト ン 数	約 7,800ton	3,135~3,193.84ton
主機械及馬力	ディーゼル発動機 14,400HP	インパルスタービン 5,343~5,910HP
航 海 速 力	18.16ノット	14ノット
車両とう載量	貨車 48両	貨車 43両
旅 客 定 員	1,200人	319~396人
主 な 設 備	可変ピッチプロペラ バウスラスター けい船ウインチ 空調調節	

大正14年完成後昭和25年までに約1.0~2.0m沈下し、上部工は、昭和25年に第2岸、昭和26年に第1岸をそれぞれ改築上し、最近やや安定したとはいえ、高層建築の基礎とすることはできないので、約52m下に存在する火山礫層（N値60）まで支持杭を到達させる必要が生じた。このため第2岸の乗船上家は完全に岸壁後方に設けることとし

図一1 函館乗船上家改築計画



駆動方式で、フレキシブルホースを延ばすことによつて本体と遊離し、いかなる場所でも取付けられるので、本機を船に搭載し、水中の基礎杭の掘削にあつて、深度の変化波の影響を受けることなく、地上における作業より容易に施工できることは、他の掘削機の追従を許さぬところである。

(ロ) 機械の主な仕様

リバースサーキュレーションドリルユニット PS 150 型 (西独ザルツギッター社製) の主な仕様は次のとおりである。

- i. 掘削径 457 mm, 610 mm, 762 mm, 1,016 mm, 1,270 mm, 1,500 mm
- ii. 掘削最大深さ 200 m
- iii. ウインチ数および容量

表-2 ウインチ数および容量

	けん引最大 kg	ワイヤースピード m/sec	ワイヤ長さ m	ワイヤ径 mm
パーカッション用	3,000	1~2.2	450	22
ホイスト用	3,000	1~1.5	120	16
バケット用	1,000	0.9~2.8	450	13

iv. サクションポンプ (うず巻ポンプ)
容量 4,000 ℓ/min, 砂礫の通過許容径 150 mm

v. 真空ポンプ

容量 1,500 ℓ/min, 真空タンク 500 ℓ

vi. ドリルパイプ

1本当り長さ 3 m, 内径 150 mm

vii. ロータリーテーブル

ヨーク孔 300 mm, 回転数 0~40 rpm

viii. エンジン デイゼルエンジン空冷

出力 56 ps/1,800 rpm

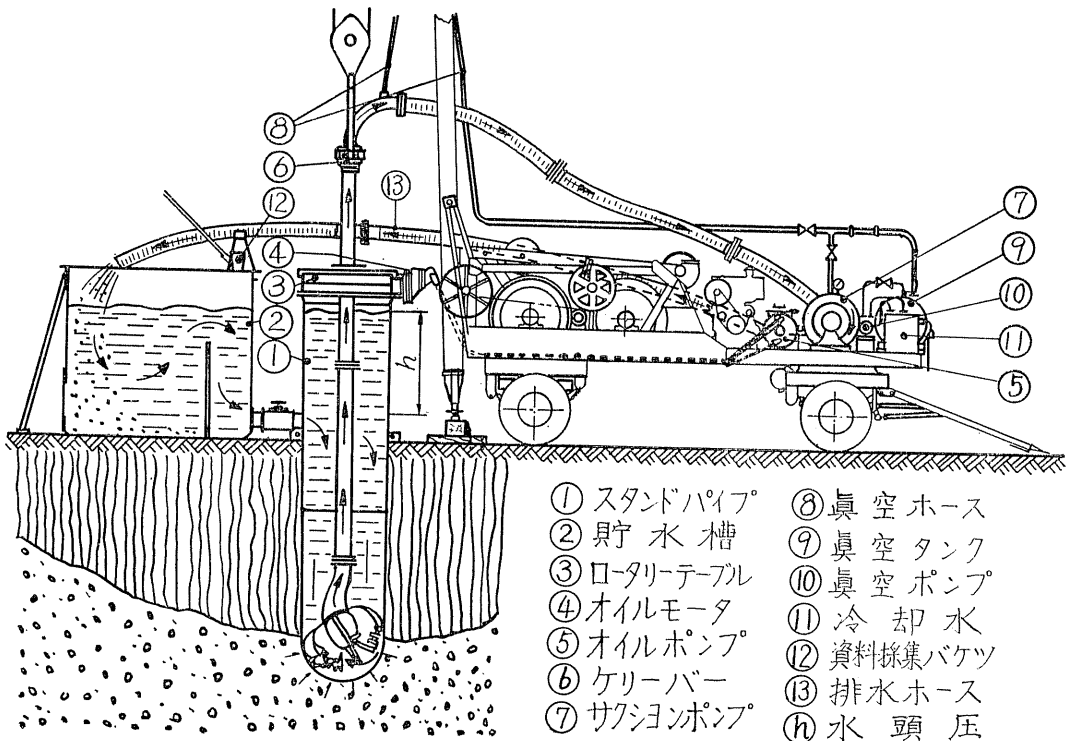
ix. マスト高さ 13.5 m

x. トレーラ搭載の場合 車両重量 13.5 ton, 全幅 2,450 mm, 走行姿勢全高 3,400 mm, 走行姿勢全長 10,600 mm, ホイルベース 4,120 mm, タイヤ 8個, サイズ 8.25×6

(ハ) 機械の構造

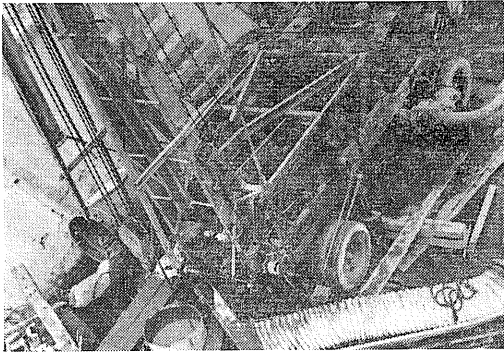
本機は、トレーラまたはトラックシャーン上ほぼ中央に動力用ディーゼルエンジン (56 ps) を備え、前部 (掘削方) に3胴ウインチを装備している。(パーカッション用, ホイスト用, バケット用)。また、後部にサクションポンプと真空ポンプおよび真空タンクとがある。車体前部にマストがあり、その下部に出し入れできるロータリーテーブルがある。ロータリーケーブル内にケーバール回転用ヨーク

図-4 自然地下水位の高い場合の施工原理図



- ① スタンドパイプ
- ② 貯水槽
- ③ ロータリーテーブル
- ④ オイルモーター
- ⑤ オイルポンプ
- ⑥ ケーバール
- ⑦ サクションポンプ
- ⑧ 真空ホース
- ⑨ 真空タンク
- ⑩ 真空ポンプ
- ⑪ 冷却水
- ⑫ 資料採集バケツ
- ⑬ 排水ホース
- h 水頭圧

写真—2 函館第2岸施工中のリバース機



があり、ドリルパイプを回転させるケリーバーと、サクシオンポンプの間に、スイベルジョイント、サクシオンホースがある。掘削にあたっては、ケリーバーの先にドリルパイプを継ぎ、その先端に特殊な形状をした掘削ビットを取付け、水を満たした孔内に降ろし、ケリーバーの回転により掘削具を回転させ掘進する。ドリルパイプ、掘削具は中空になっており（内径 150 mm）、その中を掘削した土砂、玉石等がポンプの吸込みによって水と一緒に上部に排出される。

また、玉石等粒径 150 mm 以上のものが掘進中に出た場合は、ドリルパイプ、ビットを引上げ、付属のオレンジピールバケットをバケット用ウインチで操作して孔底からつかみ上げ、玉石層を突破して、再びドリルパイプ、ビットを降ろして掘進する。岩盤に当たった場合は、岩盤用ローラビットを以て掘削する。本機の構造上の特徴は、前述のようにロータリーテーブルの回転が油圧ポンプ、油圧モーターで行なわれるため、ロータリーテーブルが単独で本体と遊離できるため、図—4 のように地下水位の高い場合において施工する際のスタンドパイプ上に取付けられることと水を吸上げる力によって中空ロッド内を通して、掘削物が排出されるので、一般の掘削機と異り連続的に掘削できることである。

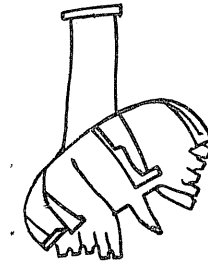
ドリルパイプ内の水の速さは、土砂、玉石の沈でん速度より早い（秒速 2~3 m）が、孔内の下向の水の流れは遅く、従つて壁面を流速、掘削物で荒すことなく掘削が行なわれる。掘削深さの限界は、サクシオンポンプの吸込力により定まる。200 m までといわれるのは泥水の比重の大きさと、ドリルパイプ内の管内摩擦抵抗とがポンプによる水の吸上げを妨げる限界をいう。

(二) 掘削具（ビット）

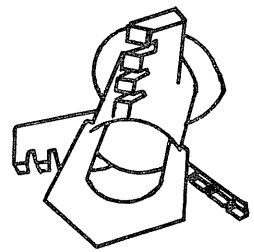
掘削具には、ユンボー型ビット（たまねぎ型）、3翼ビット、4翼ビット、ローラビットの4種類があり、掘削径に従つて 457~1,500 mm までの各6種類のものがある。

i. ユンボー型ビット 最も多く用いられるもので、砂利、砂、砂または砂利混り粘土および同シルト地質に適し

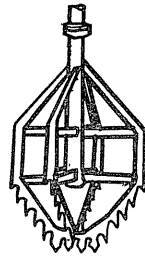
図—5 ユンボー型ビット



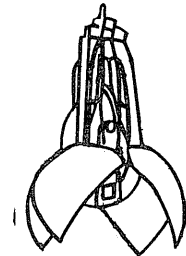
図—6 3翼ビット



図—7 4翼ビット



図—8 オレンジピールバケット



ている。殆んどの地質はこのビットで掘削できる。刃先はタングステンカーバイト系の超硬合金の溶接棒で盛金してある。（図—5 参照）

ii. 3翼ビット 粘土・シルトの砂の混つていない均一な締つた地質を掘削するに用いる。前記ユンボー型の刃先のヒレに粘つて挟まるような地質を削りながら掘削するに適している。（図—6 参照）

iii. 4翼ビット 軟い粘土、水分を含んだシルト等の掘削および海底の掘削に適している。（図—7 参照）

iv. ローラビット 頁岩の硬いものおよび岩盤を掘削するに用いる。頁岩でナイフで傷の付く程度の硬さのものは、ユンボー型ビットで掘削できるが、それ以上の硬さのものは、石油さく井用のローラビットの大型のものを使用する。（図—8 参照）

(ホ) オレンジピールバケット

ドリルパイプ内を通過しない粒径 150 mm 以上の玉石、岩石が出た際、ドリルパイプ、ビットを引揚げ、バケット用ウインチケーブルでこのバケットを孔底に降ろしつかみ上げる。外径 500 mm と 800 mm の2種類がある。

(ハ) 施工法

i. 地下水位が地表面から 2.5 m 以上（低自然地下水位）あり、貯水池が付近に設けられる場合の掘削 リバースサーキュレーション工法の基本的な作業の形で、自然地下水位と循環水の水位の差が 2 m 以上ある場合および、現場付近に貯水池（掘削土量の 2~3 倍）が設けられた場合の施工法である。

ii. 地下水位が地表面から 2.5 m 以内（高自然地下水位）の場合の掘削 地下水位が高く、地表に設けた貯水池の循

環水で壁面を安定させる水頭が得られない場合に、地上へ高さ 2.5m のスタンドパイプを立て、その中に水を満たし、0.2 kg/cm² 以上の静水圧を生ぜしめて、孔壁面の崩壊を防ぎつつ掘削する。(図-4 参照) この場合、貯水タンクを地上に置き、下部を連絡パイプ(断面 0.3m² 以上)で結び孔内の水と貯水タンクの水を循環させる。地中に逸水した水を別の給水ポンプで補給する。貯水タンクの容量は、掘削土量の 1~1.5 倍(標準 13~16m³) のものを必要とする。この施工法は市街地等、付近に貯水池が設けられず、また、泥水が飛散しては具合の悪い場所では地下水位の低いところでも使用する。

iii. 水中の基礎杭を掘削する場合 船上に本機を搭載し水底までスタンドパイプを降し、定着させ、その上にロータリーテーブルを取付け、波・水位の変化に影響なく掘削できる。海上の鉄道、道路橋の基礎、港湾土木工事の水中掘削についての利用価値は非常に大きいと思われる。

iv. 止水壁・コンクリート壁等の溝を掘削する場合(トレンチ工法) 壁体の築造に当つては、まず所定の深さまで円形に掘削し、ドリルパイプの中間に数箇所カッターを取付け、ロッドを上下しながら壁体をはさんで敷設された軌道上をウインチにより後の方向に静かに引張ると溝状に掘削できる。鉄筋を入れ、コンクリートを打設し、壁体を完成させる。

v. その他の施工法

ウエル上に本機を据付け、ウエル内に基礎杭を造つたりまたウエル内の土砂を掘削することができる。ダム内の沈でん物のしゅんせつ、港湾、河川のしゅんせつ等ができる。

(b) 標準作業編成(表-3 参照)

ロ、現場条件

第2岸乗船家基礎杭の打設位置は、図-9に示すように、岸壁に接近して 42.4m の間に 5.3m 間隔に基礎杭を2列に打設するのであるが、図-10でわかるように、岸壁の基礎は「ケーソン」を沈め、背後は埋土によつて築造されている。なお、この岸壁は大正14年完成したもので、

表-3 標準作業編成

i. 使用機器器具

品名	形式	数量
リバースサーキュレーションドリル	PS 150 形	1台
万能掘削機	クラムシエル, バックホー	1 "
クレーン車	3t	1 "
電孤溶接機	10 KW	1 "
水中ポンプ	ライカ CH-O	1 "
電動渦巻ポンプ	口径 6" 15 PS	1 "
ダンプトラック	4t 積み	1 "
自動3輪車	2t 積み	1 "
ベルトコンベヤ		1 "
トレミーチェーンブ	水中コンクリート打設用 250φ	1組

ii. 作業員

職名	作業内容	員数(人)
作業指揮者	責任者	1
主運転士	リバースドリル	1
副運転士	"	1
運転士	クレーン車および万能掘削機	2
運転士	ダンプトラック	1
溶接工	鉄筋溶接	1
土工		2
計	(1交替)	11

当時の設計図によれば、ケーソン下部約 6m は海底の土砂を砂と置換えたことになっている。基礎杭打設位置のボーリングの結果は、図-3の地質柱状図に示すように、地表から約 16m 付近までは砂層が続き、以下 38m 付近まで軟弱な粘土あるいはシルト混りの砂層があり、支持層となる火山礫層は 50m 以上の深さとなつている。この岸壁は圧密のため年々沈下し、岸壁および乗船家は修理を重ね

図-9 函館第1・第2岸乗船家基礎位置図

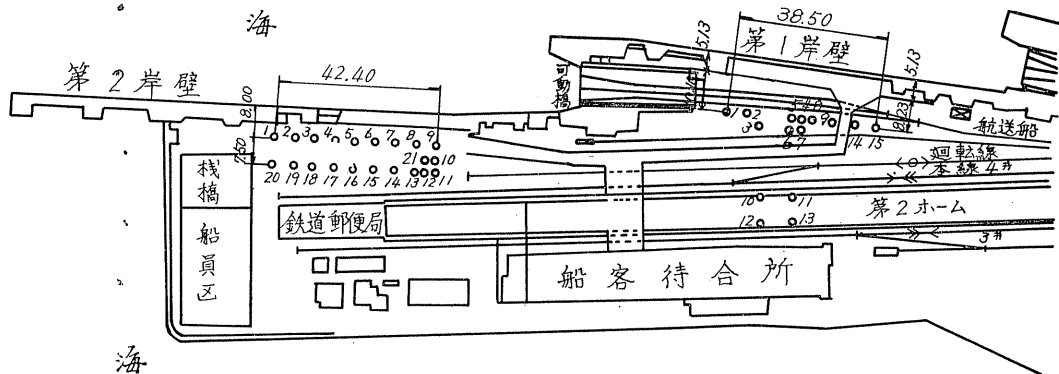


図-10 岸壁断面図

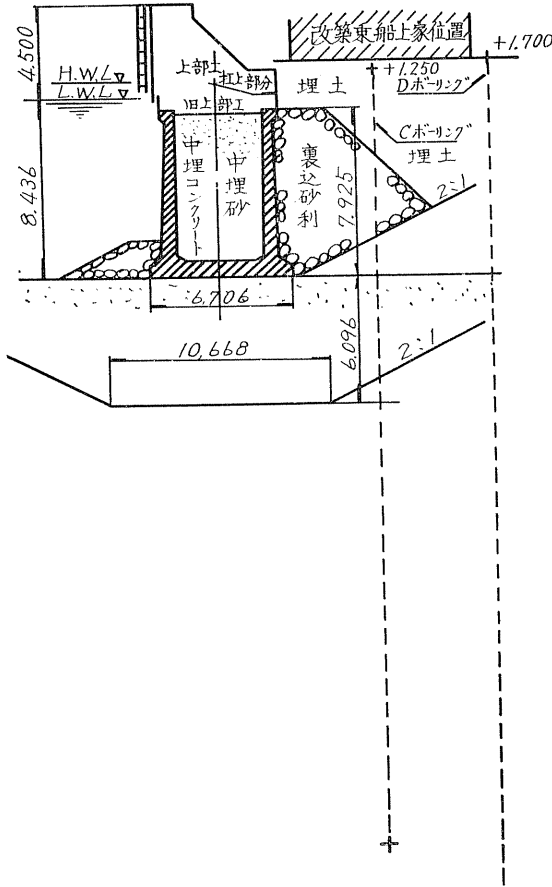
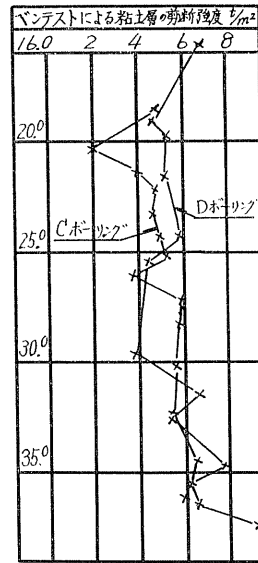


図-11 剪断強度



(ロ) リバースサーキュレーション工法 まず地下水位以上 2m のヘッドをかけるためには、海水の $H \cdot W \cdot L$ より 2m 以上高くなるようスタンドパイプを地中に打込まねばならぬが、地盤高は $H \cdot W \cdot L$ から約 80cm の高さであるから、地上から約 1.5m 位にパイプの上端を置かなければならない。従つて貯水池式工法では不可能であるが、貯水槽を作ることによつて容易に掘削することができ、工費も他の工法に比較して安い。

(ハ) H形鋼杭・鋼管杭 施工については前 2 法より容易であるが、工費の点で高いので採用しないこととした。

(2) 鋼管杭 (第 1 岸)

イ、まえがき

鋼管杭は、欧米では数十年前から広く使用されているがわが国で鋼杭が構造物の基礎として本格的に使用されたのは、ごく最近のことである。わが国のように、軟弱地盤の多い臨港地帯に構造物をつくらなければならないこと、耐震構造としなければならないことなどに鋼杭の特性がよく適合し、信頼できる支持力が得られることが、今日の需要の伸張の原因となつたものと考えられる。

ロ、現場条件

第 1 岸乗船家基礎杭の打設位置は、図-9 に示すように、可動橋前面の航送線と本線側回転線にはさまれた場所、地質は第 2 岸と同様と推定される。しかし、リバース工法やベント工法による機械を自由に操作する余裕はほとんどない状態である。

ハ、施工法の検討

第 1 岸乗船家設計垂直荷重は、杭 1 本あたり 40t であるから、第 2 岸のようにリバース工法で施工することは不経済なため、鋼杭について比較検討し、先端開放鋼管杭

て来た状態であり、最近落付いては来たが、基礎杭は是非とも支持杭としたいということから、50m 以上の支持層に到達する基礎杭を計画することになった。

ハ、施工法の検討

第 2 岸乗船家の設計垂直荷重は、杭 1 本当たり 60t である。50m 以上の深さの現場打基礎杭の施工にあつて考えられる工法は、アースドリル工法では深さの点で問題があるので、ベント工法かリバースサーキュレーション工法がよいと思われる。既成杭としては、H形鋼杭、鋼管杭等が考えられる。これら工法について、工費、施工の難易等種々比較検討した結果、リバースサーキュレーション工法で施工することに決定した。

(イ) ベント工法 この地質におけるケーシングチューブの摩擦抵抗を考えると、深さ 16m 以浅の砂層および 38~50m 間の粘土交り砂層の摩擦抵抗は、相当大きいものと考えられ、さらに中間約 23m の粘土層は図-11の剪断強度の測定図から見ても、相当に摩擦抵抗が大きいと想定される。従つてベント工法を採用した場合は、ケーシングチューブが抜けなくなる危険度が高い。また、工費の面でも最も高い。

に決定した。

(イ) 鋼管杭とH形鋼杭

i. 先端開放の鋼管杭は、H形鋼杭と同様方向性があるが、先端閉塞の鋼管杭およびH形鋼杭は、土質によつて回転を起し、所定の方向に打込めない場合がある。

ii. 現場溶接を行なう場合、鋼管杭は適当に回転して軸線を垂直にすることができるが、H形鋼では困難である。

iii. 鋼管杭とH形鋼杭の断面性能を比較すると、H形鋼杭の方が断面の選び方によつては断面性能のよいものが得られるが、地震力のように方向性の不定な荷重に対しては弱点となるので、両方向を適当に組み合わせなければならない。

iv. 鋼管杭とH形鋼杭の比表面積（杭単位長さあたりの表面積を断面積で除したものは、H形鋼杭のほうが一般

に鋼管杭より大きく、腐食に対して不利である。

(ロ) 先端開放鋼管杭と先端閉塞鋼管杭

i. 軟弱層を貫いて下部の支持層まで打込むような場合先端閉塞杭では過剰間隙水圧の影響によつて、軟弱層でも打込み困難となる場合があるほか、杭の回転を生ずるおそれがある。先端開放杭では、このようなことはほとんどなく、施工速度もはるかに早い。

ii. 先端閉塞鋼管杭では、周方向座屈の危険があるが、先端開放の場合はほとんどそのおそれはない。

iii. 先端開放杭は打込時の変位および回転等がほとんどなく、先端閉塞杭よりも一般に良好である。

2. 基礎杭の設計

(1) リバースサーキュレーション杭

第2岸乗船上家は4階建てで、設計垂直荷重杭1本当たり60tに対して、図-12の如く直径610mm・長さ52mのものを設計した。

基礎杭の設計にあつては、杭の根入れはすべて火山礫層の支持層（N値60）へ約1m入れるように設計、配筋は設計水平荷重15tから算出して、杭の上部約16mのみ配筋し、下部は無鉄筋とした。なお、後で載荷試験を施工するので、鉛直載荷予定のNo.21杭には鉄筋計を入れ

図-12 リバース杭設計略図

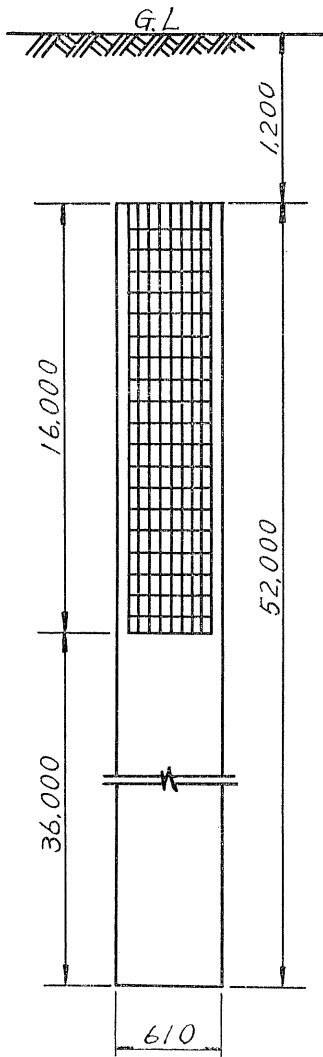
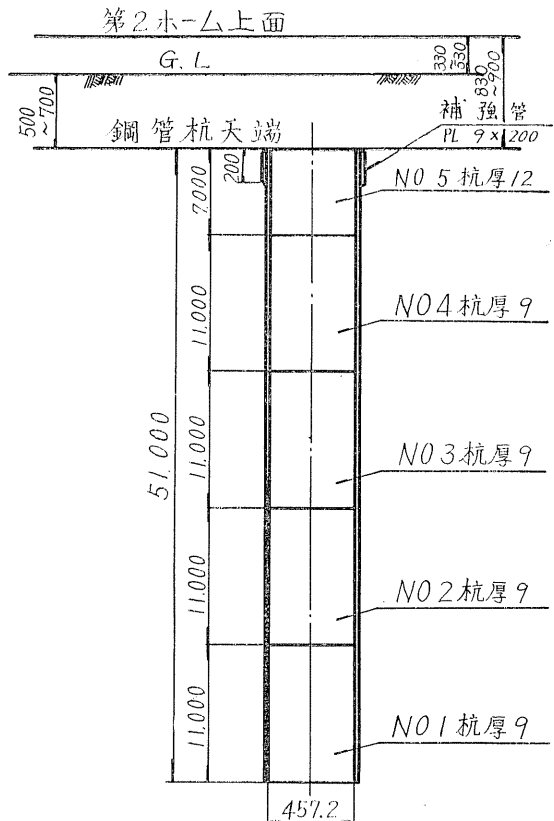
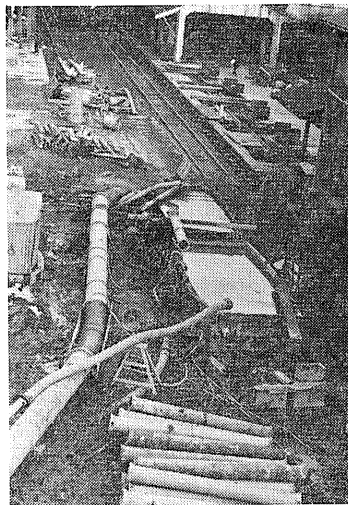


図-13 鋼管杭設計略図



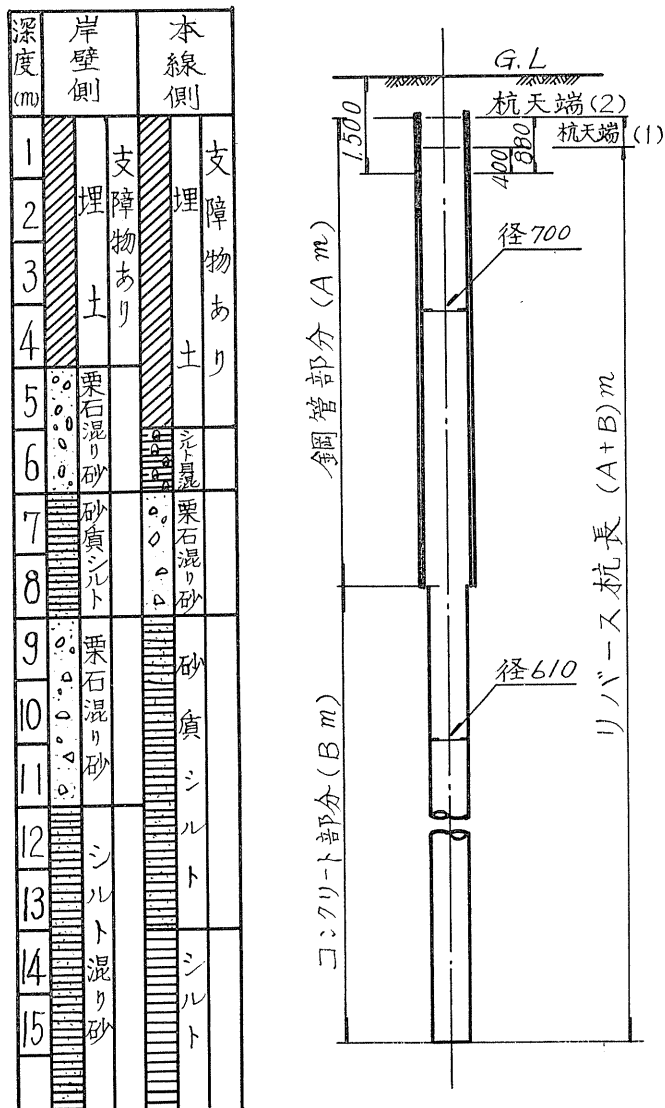


て、載荷時の杭の応力を測定するため、最底部まで鉄筋を入れ、この主鉄筋に鉄筋計を取り付けた。鉛直載荷のためのアンカー杭となる No. 8, 9, 11, 13 の4本の杭は、最大載荷 500t の時引抜抵抗に耐えるよう、引抜荷重のかかり具合を計算して下部鉄筋を入れることにした。また、No. 12 杭は水平載荷試験の時応力を測定するためこれにも鉄筋計を取り付けた。

(2) 鋼管杭

第1岸乗船上家は、第2岸同様4階建てであるが、1・2階部分は線路があるため吹抜きとなつているため、1柱当りの荷重は軽く、設計垂直荷重は、杭1本当り 40t で、図-13のように、内径 457.2mm・長さ 51m の杭を設計した。図でわかるように、上部7mは防食をしないため腐

図-14 ベント・リバーズ併用杭設計図



杭NO	杭天端	鋼管部分 A (m)	コンクリート部分 B (m)	リバーズ杭長 A+B (m)
1	(1)	16.4	33.8	50.2
2	(1)	11.1	39.1	50.2
3	(1)	17.2	32.7	49.9
4	(1)	11.0	39.0	50.0
5	(1)	16.9	33.6	50.5
6	(1)	15.2	35.5	50.7
7	(1)	16.7	34.5	51.2
8	(1)	16.7	34.4	51.1
9	(1)	16.8	34.4	51.2
10	(2)	10.2	41.5	51.7
11	(2)	8.0	43.5	51.5
12	(2)	9.4	42.0	51.4
13	(1)	7.2	43.8	51.0
14	(1)	7.9	42.6	50.5
15	(1)	9.0	41.1	50.1
16	(1)	9.1	41.3	50.4
17	(1)	10.5	39.2	49.7
18	(1)	9.8	40.4	50.2
19	(1)	8.7	41.5	50.2
20	(1)	13.2	36.8	50.0
21	(2)	9.2	42.5	51.7
リバーズ杭長	合計		1063	4

食を考慮して肉厚を 12 mm, 下部は肉厚 9 mm とした。
基礎の根入れは, リバース杭と同様に考えた。

III. 施 工

1. リバースサーキュレーション杭

リバース杭の施工は, 国鉄東京操機工事事務所(機構改革により, 現在は東京第二工事局操機部)に委託した。

第2岸のリバース杭施工に際し, 海水の $H \cdot W \cdot L$ から 2 m 以上のヘッドを与えるため高さ 1.5 m・容量 25 m³の地上水槽(写真-3)を準備した。

施工は, 当初リバース工法だけで掘削したところ 3 m 位の所でレール屑やけい船柱などの障害物に掘削できなくなつたため, 別な杭の掘削をしたところ今度は 8 m 位まで進んでから漏水のためヘッドがとれなくなり, 施工不能になつた。これは旧海底を砂で置換えたため, 0.2 kg/cm²の水圧のため漏水したもので, 自然地盤までケーシングを立て込まねばヘッドを保つことはできなくなつた。即ち, 上部をペント工法で, 下部をリバース工法で施工することに変更した。

たまたま, 小樽・南小樽間の高架工事の基礎工事に使用していたペント機械が, 工事を終えて回送の予定であつたのを, 急拠函館において途中使用することとした。即ち, 基礎杭の設計を変更し, 図-14の如く上部をペント工法で下部をリバース工法の併用で施工することとした。

図-14で, 鋼管部分とあるのはペント工法で, コンクリート部分とあるのはリバース工法である。

リバースの掘削ピットは 610 mm のものを使用し, スタンドパイプ併用のインナーチューブは少し余裕を見て 700 mm を使用した。

ペントは, 980 mm で掘削し, 掘削後インナーチューブを建込み, ケーシングチューブを引抜いた時その間隙に, 粘土質の土砂を埋め込み, リバースの循環水が漏れないようにした。インナーチューブの長さはペントで掘削中に土質を確認し, 地山と思われる部分まで掘削するので, その都度適当の長さにするのできるよう各種の長さのチューブを製作し, 溶接しながら建込むこととした。なお, インナーチューブは埋殺しとするため, 経済性を考慮して肉厚 3.2 mm のものを使用した。

この岸壁には, 3~4 時間毎に連絡船が接岸・離岸し, その都度強い振動を岸壁に与え, 地盤にもかなり強い振動を起す箇所で, リバース工法によるケーシングのない孔の掘削は, 崩壊を危惧されたが, 常時完全に 2 m 以上の水圧をかけることにより全く安全に施工できた。生コンクリートの打設は, ブランジャー式トレミー工法により水中コンクリートを施工した。これらの施工実績の詳細は表-4に示すとおりである。

生コンクリートの使用量と, 杭コンクリートの打上り状

表-4 リバース基礎杭施工実績

項目	杭 No.	平 均																						
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	総計	均
基礎杭長さ	m	50.250	2.49	9.950	0.550	5.550	7.51	2.51	1.51	2.51	7.51	5.51	4.51	0.50	5.50	1.50	4.49	7.50	2.50	2.50	0.51	7	1,063.4	50.6
ベント掘削長さ	m	16.4	11.1	17.2	11.0	16.9	15.2	16.7	16.8	10.2	8.0	9.4	7.2	7.9	9.0	9.1	10.5	9.8	8.7	13.2	9.2	250.2	250.2	11.9
リバース掘削長さ	m	33.8	39.1	32.7	39.0	33.6	35.5	34.5	34.4	34.1	5.4	3.5	4.2	0.4	3.8	4.2	6.4	1.1	4.1	3.3	2.4	0.4	813.2	38.7
コンクリート打設量	m ³	18.3	16.9	17.8	16.8	17.9	18.2	18.5	19.3	20.9	17.8	17.5	17.6	17.5	17.5	17.5	17.5	16.9	16.9	16.9	16.9	18.1	373.5	17.7
ペント掘削準備掘削, インナーチューブ建込	時間	22	13	11.5	12	18	8	13.5	20	18	10.5	9.5	12.5	13	9.5	11	8.5	12	16	12	14.5	8	273	13
リバース機による準備掘削, 水圧による準備掘削, コンクリート打設	時間	28	34.5	33	39	28.5	25.5	36	24.5	42.5	32	28.5	33.5	33.5	29	35.5	29	41.5	40	40.5	24.5	37	707	33.5
管鉄筋建込, 作業時間	時間	55	47.5	44.5	51	46.5	33.5	49.5	44.5	60.5	42.5	37.5	46	46.5	38.5	46.5	37.5	53.5	55.5	52.5	39	45	980	46.5
ベント掘削速度	m/H	2.5	1.6	2.9	2.8	4.2	5.1	2.8	2.8	2.1	3.4	3.2	3.8	2.4	2.3	2.6	3.0	2.6	1.6	2.9	2.4	3.1	—	2.6
リバース掘削速度	m/H	3.8	3.4	2.3	2.4	3.7	5.1	2.2	5.3	2.3	3.5	4.3	3.8	3.0	5.0	3.1	3.6	2.4	3.0	2.6	5.7	3.2	—	3.2
全掘削長さ / 時間	m/H	3.2	2.7	2.5	2.5	3.9	5.1	2.3	4.1	2.2	3.5	4.0	3.8	2.9	4.2	3.0	3.5	2.4	2.6	2.7	4.2	3.1	—	3.1

表-5 生コンクリートの割増量

杭 No.	杭 長 m	計 算 容 積 (m ³)					コ ン ク リ ー ト 運 搬 数 量 (m ³)	打設数量 (m ³)	余り (m ³)	レイタ ンス (m ³)	割増係数 %	リバース 掘削孔径 mm
		A m	容 積	B m	容 積	A + B = L						
1	50.2	16.4	6,314	33.8	9,870	16.2	18.3	18.3	0	0.2	13	666
2	50.2	11.1	4,274	39.1	11,417	15.7	17.0	16.9	0.1	0.2	8	636
3	49.9	17.2	6,622	32.7	9,548	16.2	18.0	17.8	0.2	0.1	10	657
4	50.0	11.0	4,235	39.0	11,388	15.6	17.0	16.8	0.2	0.2	8	636
5	50.5	16.9	6,507	33.6	9,811	16.3	18.0	17.9	0.1	0.2	10	652
6	50.7	15.2	5,852	35.5	10,366	16.2	18.3	18.2	0.1	0.1	12	663
7	51.2	16.7	6,430	34.5	10,074	16.5	18.5	18.5	0	0.2	12	662
8	51.1	16.7	6,430	34.4	10,045	16.5	19.5	19.3	0.2	0.2	17	685
9	51.2	16.8	6,468	34.4	10,045	16.5	21.0	20.9	0.1	0.4	27	720
10	51.7	10.2	3,927	41.5	12,118	16.0	18.0	17.8	0.2	0.2	11	648
11	51.5	8.0	3,080	43.5	12,702	15.8	17.8	17.8	0	0.2	13	652
12	51.4	9.4	3,619	42.0	12,264	15.9	17.6	17.5	0.1	0.2	10	644
13	51.0	7.2	2,772	43.8	12,790	15.6	17.7	17.6	0.1	0.2	13	652
14	50.5	7.9	3,042	42.6	12,439	15.5	17.5	17.5	0	0.1	13	655
15	50.1	9.0	3,465	41.1	12,001	15.5	17.5	17.5	0	0.2	13	655
16	49.4	9.1	3,504	41.3	12,060	15.6	17.5	17.5	0	0.2	12	653
17	49.7	10.5	4,043	39.2	11,446	15.5	17.0	16.9	0.1	0.1	9	644
18	50.2	9.8	3,773	40.4	11,797	15.6	17.0	16.9	0.1	0.2	8	641
19	50.2	8.7	3,350	41.5	12,118	15.5	17.0	16.9	0.1	0.2	9	640
20	50.0	13.2	5,082	36.8	10,746	15.8	17.0	16.9	0.1	0.1	7	637
21	51.7	9.2	3,542	42.5	12,410	16.0	18.2	18.1	0.1	0.2	13	657
計	1,063.4					334.0	375.4	373.5	1.9	3.9	—	—
平均	50.6					15.9	17.8	17.7	0.1	0.2	11	654

表-6 生コンクリート設計配合

MS %	スランブ cm	空気量 %	W kg	C kg	W/C %	S/A %	S kg	G kg	リタール kg	ハイホーム kg
25	18	2~4	195	390	50	50	875	900	1.3	0.1

態を調べると、孔の崩壊があるかどうかをチェックすることができる。また、1本当りの生コンクリートの使用量から、でき上り杭の直径を逆算することができる。表-5はそれぞれの杭長に対する生コンクリートの打設実績と、生コンクリートの打設量から、でき上り杭の平均直径を逆算したものである。ベント掘削部分は、700mmの鋼管が埋殺しになっているので、この部分は確実に700mmの杭ができ上っているが、リバース掘削部分で生コンクリートはビットの外径610mmに対して、平均654mmで、約11%の生コンクリートの割増量となっている。(表-5参照)

なお、生コンクリートの配合設計は、表-6に示すとおりである。

本工事は、ベント機とリバース機とを併用して大口徑の基礎杭を施工し、いづれも高価な機械であるが、これら主体作業の機械の他にも付帯作業の機械を種々必要とする。

表-7 使用 機 械

機 械 名	形 状	数 量
リバースサーキョレーションドリル	ザルツギッター PS 150	1台
トラッククレーン	3t 吊	1台
クラムシエル	ビサイラス	1台
ダンブトラック	いすゞ 5t	1台
ベント機	EDF 55型	1台
自動三輪車	マツダ 2t	1台
溶接機	15 KVA	2台
渦巻ポンプ	口径6吋10HP	3台
水中ポンプ	口径3吋	3台
ガソリン渦巻ポンプ	ジャガー	1台
ベルトコンベアー	3HP	1台
サク岩機	ガソリンアトラス	1台

表—8 鋼管杭打作業実績

作業種別	作業時間 (時)	鳶工 (人)	運転工 (人)	電工 (人)	溶接工 (人)	記録 (人)	指揮者 (人)	トラック グレーン (8t)(台)
貨車積卸	53.0	119	6.6	6.6	—	—	—	6.6
解体・組立(2回)	27.0	23	3.4	3.4	—	—	—	3.4
杭打(51m×15本)	75.5	38	9.5	—	9.5	9.5	9.5	—
計	155.0	180	19.5	10.0	9.5	9.5	9.5	10.0
1 m 当り	0.203	0.235	0.0255	0.0131	0.0124	0.0124	0.0124	—
杭打1 m 当り	0.0987	0.0496	0.0124	—	0.0124	0.0124	0.0124	—

表—9 使用電力量および燃料使用量(1時間当り)

種別	数量	電力・燃料	作業内容・機種	摘要
溶接機	1台	20 KW	鋼管溶接	溶接1箇所当り 5.9 KW
30 HP モーター	1台	24 KW	鋼管小運搬, 建込	鋼管1本当り 19.3 KW
7.5HP モーター	1台	5.5 KW	杭打機移動	1回当り 1.1 KW
白灯油		25.5 ℓ	D-22 デイゼルバイルハンマー	1本当り稼働時分 58分
ラムモーター油		2.1 ℓ	"	"
ピストン潤滑油		2.1 ℓ	"	"

本工事に使用した主な機械は、表—7のとおりである。

載荷試験の結果は、鉛直・水平ともに設計荷重以上で、所要の強度が得られたことを確認した。

2. 鋼管杭

鋼管杭の施工は、札幌工事局函館工事区監督の下に、鋼管基礎工業KKによつて、昭和39年5月17日から5月31日までに施工された。

鋼管杭打は、D-22デイゼルバイルハンマーを使用し、一部旧地下道にあたり位置を変更した他は、何の支障もなく打止まりから計算した支持力も設計荷重以上で、所要の支持杭の得られたことを確認した。

列車運行、連絡船の接岸・離岸等相当作業の制肘を受け

たが、実際の作業実績は、表—8のとおりであり、また、使用電力量および燃料使用量の実績は、表—9のとおりである。

IV. あとがき

以上、建物基礎としてのリバースサーキュレーション工法(ベノト・リバース併用)および鋼管杭工法の施工例について述べたが、これ等工法は逐次普及されてきたが、函館の施工例は、長大であることおよびベノト工法と新工法リバース工法を併用して成功したということで紹介するに値するものと考え、これをここに発表する次第である。

釧路火力発電所土質調査について

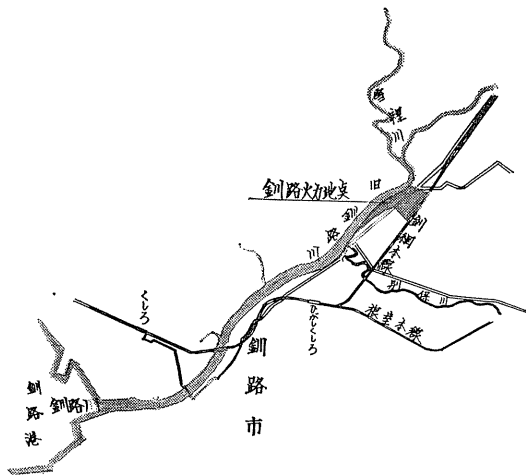
北海道電力株式会社 前田正蔵*
 酒井賢一**
 小山田博***

1 概要

釧路火力発電所は昭和43年2月運転開始を予定している出力 75,000 KW の石炭専焼火力発電所で、図-1 に示すように旧釧路川沿いの東釧路北部原野に計画されている。釧路地方は河川勾配が緩く海浜に形成された段丘により、内陸部の排水を阻害されたために20%強の面積が泥炭化し広漠とした不毛の平地がたんと続いている。この泥炭地の東部、旧釧路川の左岸地区に火力発電所を計画するにあたり、発電所本館などの主要施設の支持層および一般構造物の基礎支持条件検討のため原位置でサウンディングを行ない、特に泥炭に対しては道路あるいは貯炭場などの基礎として載荷重に対する安定、開削水路路面の安定を検討する目的でその物理的性状、強度特性を求め、また、発電所および取水口付近の砂質土の透水性調査のため、昭和38年度以降構内配置計画に基づいて図-2 に示す位置で実施した。内容は次のとおりである。

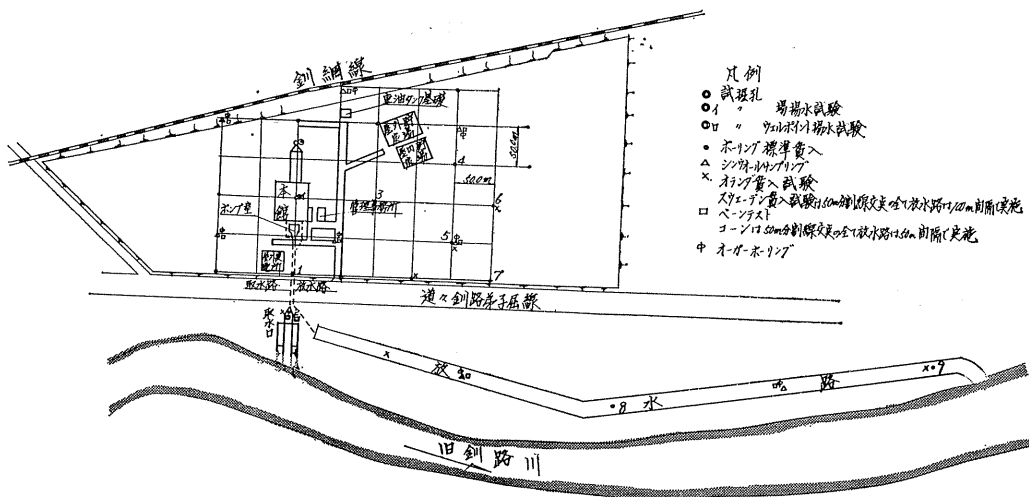
(1) 試掘調査：発電所本館、煙突基礎、取水口個所で実施し土質性状を目で確認するとともに支持層を観察した。

図-1 釧路火力発電所位置図



(2) 載荷試験：取水口個所試掘孔を利用し、載荷試験による地耐力を取水口基礎面 (EL-4.00 m) で実施し標準貫入による支持力と比較した。

図-2 調査箇所配置図



* 土木部工事課課長
 ** 〃 設計係長
 *** 〃 設計係

(3) 揚水試験：各構造物基礎面が地盤線から相当深くなるため取水口付近でウェルポイント揚水，本館付近で釜場揚水を行ない，下部砂層の透水性を検討した。

(4) ボーリング：構造物主要点の土質性状確認のため19個所，深度 6~20m で実施した。

(5) サウンディング：静的貫入試験として泥炭の強度測定のためのペーンテスト（8個所），コーン貫入試験（68個所），下部砂質土の強度測定のためのスウェーデン式貫入試験（58個所），オランダ式貫入試験（7個所），動的貫入試験として標準貫入試験（19個所，ボーリング地点において標準間隔 1m）を実施した。

(6) 土質試験：砂質土の比重，単重，粒度分析及び不攪乱試料採取（8個所）による泥炭の物理的性状，圧密試験の実施。

2 地質，土質の状況

本地方の地質調査は大正初期から始まり，炭田開発と相俟ち促進され，釧路平原及びその北部と東部の無含炭地域を除いてはかなり詳細にわたっている。昭和15年北大佐々博士によつて釧路炭田の総括的層序が発表され更に28年に至り，地質図が発表されて構造区分などが確立された。これによると発電所付近は東部別保に連なる中世代白亜紀層の砂岩，泥岩を基礎とし，台地部は第四紀洪積層未凝固火山灰質礫泥に被われているが，平地部は釧路海岸線の後退に伴ない発生した砂丘群のために排水困難となつて大湿

原を形成している。発電所はその東端に位置し表層は約 2m の未分解の泥炭で被われている。

発電所位置の選定にあつては，支持層の調査に重点がおかれ，ボーリング及びスウェーデン式サウンディングにより基礎コンターを求めて発電所本館など主要構造物が砂岩を基礎とする良質の支持層上に築造されるよう配置計画を決定した。しかしこの基礎は旧釧路川に西北に面して図一3に示すように急傾斜で陥没しているため水路構造物その他の基礎は大部分が砂層支持となつている。

中間層の砂層は有効径 0.05 mm，均等係数 5 前後の非常に粒径の均等な細砂で礫の含有量も 10% ないしそれ以下で（最大径 5~10 mm）貝殻混りの海砂からなり，ルーズな沖積層状を示している。従つて相対密度も上層深度 5m 付近まではゆるく，また下部でも部分的に弛い砂層の分布が認められたが，後記のとおり，支持力については，概ね支障ないものと判定した。これらの調査の結果を図一4~図一6に示す。なお調査にあつて標準貫入試験は主要点のみとしこれを補間するためスウェーデン式貫入試験を実施し相互関連を求めてチェックする方式をとつた。これらの関係を図7に示す。

3 泥炭部の調査結果

3-1 泥炭の物理的性質

発電所付近は層厚約 2m 前後の泥炭層が分布し極めて軟弱な様相を呈し構造物の基礎としては非常に不安定であ

図一3 取水路本館付近土質縦断面

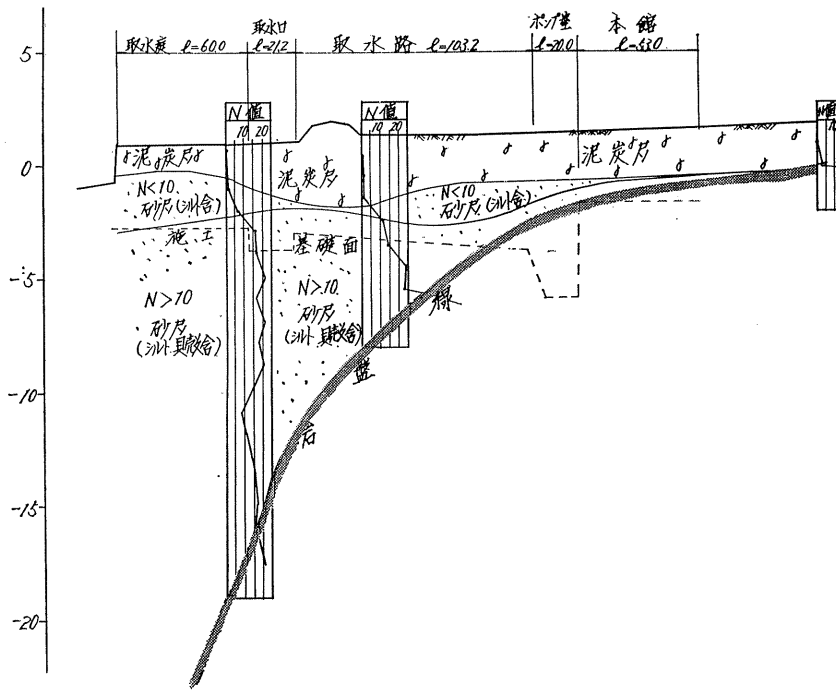
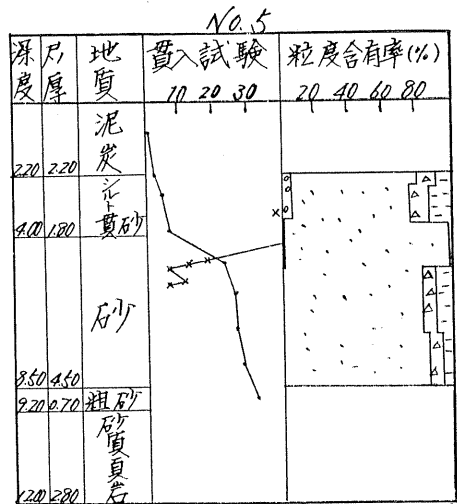
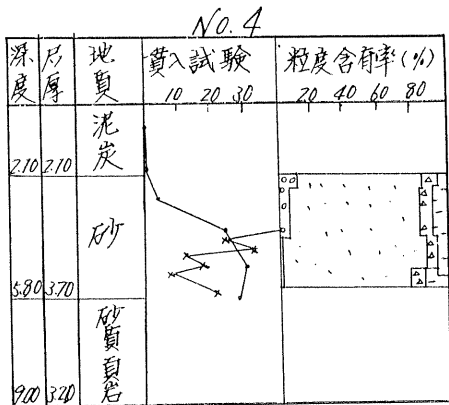
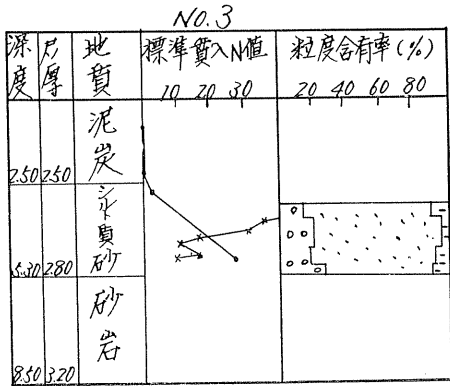
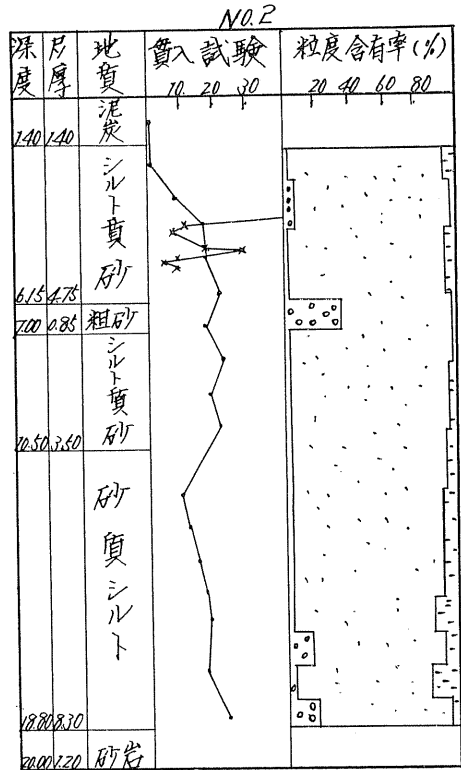
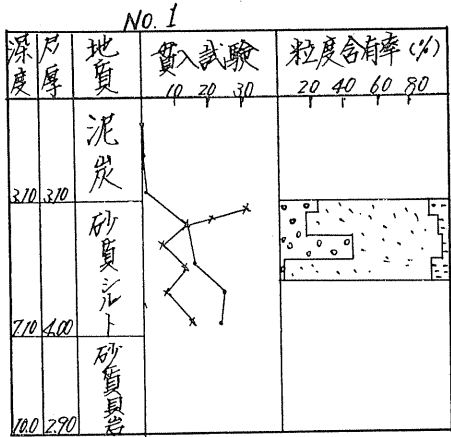


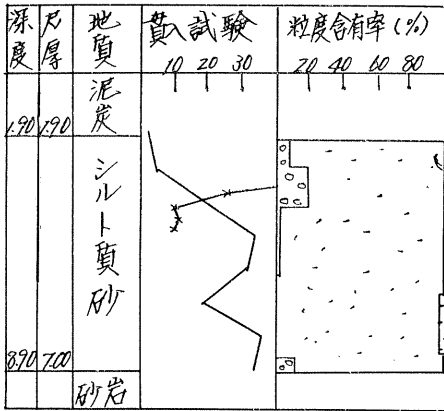
図-4 土質調査図 (No. は図-2 参照)



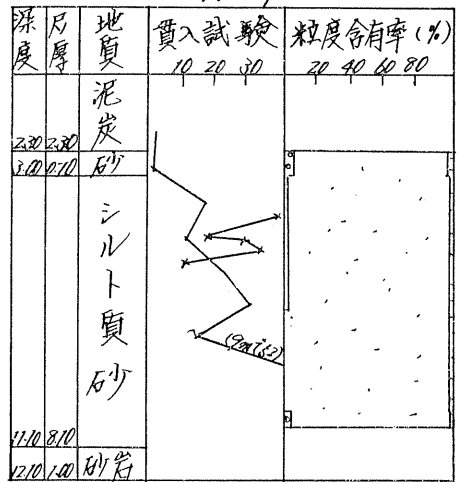
凡例

- 貫入試験 標準貫入試験 (30cm 貫入に対する打撃数)
 シェーパ式 (半回転25mm 打撃量 m)
- 粒度含有率 礫 シルト
 砂 粘土

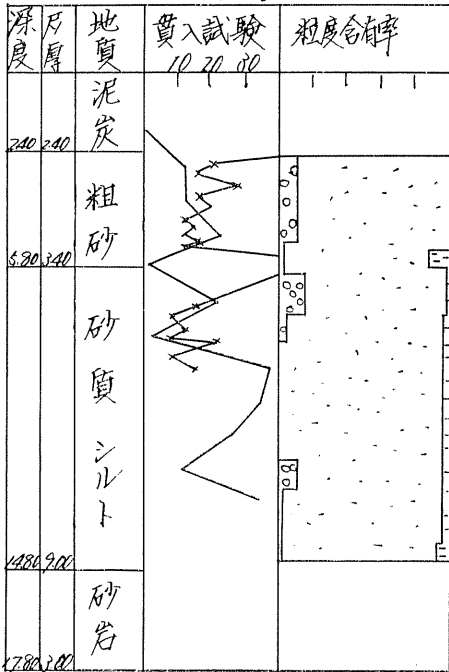
No. 6



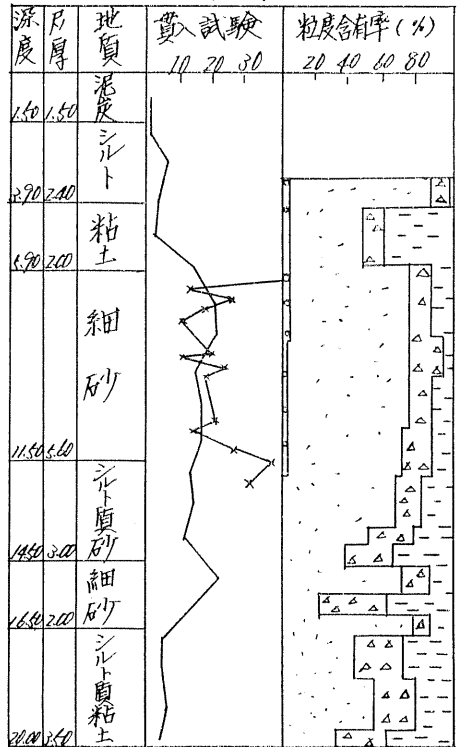
No. 7



No. 8



No. 9

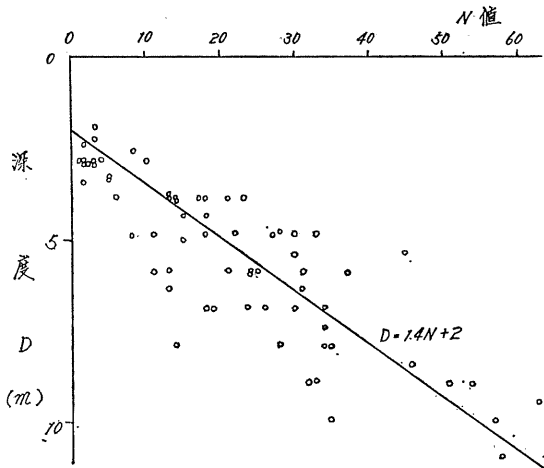


凡例

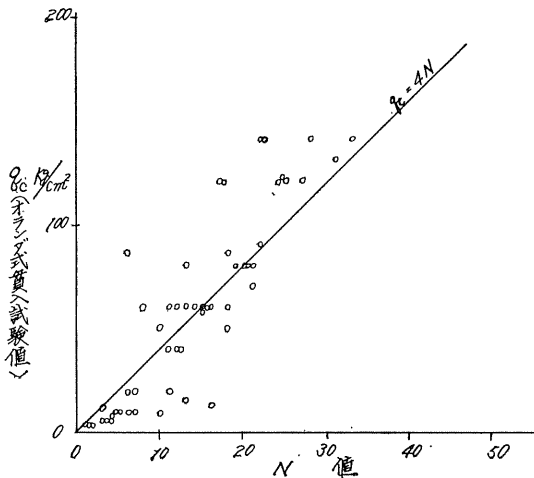
貫入試験 — 標準貫入試験 (30cm 貫入に対する打撃数)
 x—x スウェーデン式 (半貫入量に対する貫入量 (cm))

粒度含有率 ○○○ 礫 = = = シルト
 砂 △△ 粘土

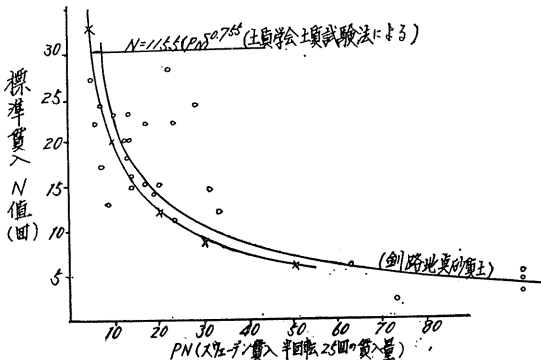
図一五 深度と N 値の関係図 (砂層)



図一六 q_c と N 値の関係



図一七 N 値と P_N の関係



る。したがって発電所工事に当つては、全面盛土整地を行ない道路、貯炭場の基礎面を造成するよう考えているが、上載荷重による泥炭の剪断破壊、あるいは盛土盤の沈下量を検討するために代表地点を選び径 75 mm、長さ 100 cm の不攪乱試料を採取して性状を求めた。

試料の採取率は81%~100% (圧縮量 3~15 cm) で特に圧縮量の大きい泥炭は分解度が低く繊維質の強度も強く、この値が求められた性状に与える影響も大きいものと想定される。

現在まで泥炭の物理的性状として石狩地区のものが多く報ぜられているが、これと釧路地区のものを比較すると表一1のとおりである。

表一1 泥炭の物理的性状の比較

性質	試料採取位置 単位	釧路 発電所 釧路地	石狩 新篠津	石狩 美唄
含水比	%	685	908	867
湿潤密度	t/m ³	0.99	1.04	0.973
乾燥密度	t/m ³	0.14	0.103	0.099
間隙比		12.3	13.5	14.5
比重		1.69	1.40	1.57

(註) 釧路の数値は平均値を示す。新篠津の数値は35年2月土質学会講習会テキスト真井耕象による。美唄の数値は31年2月土木学会テキスト真井耕象による。

一般に石狩泥炭は分解度が高く層厚も 4~6 m、深いところは 10 m に達するものもあり、底土は粘土質であるのに対し、釧路地区は分解度が低く底土は砂質で地面には野地坊主が群生するなど対称的であるが物理的性状については大差は見られない。コーン貫入試験値 q_c と深度の関係を図一8に示すが q_c は 0.7~4.0 kg/cm² の範囲にあり深度と共に減少の傾向がある。ペーン試験値 τ と深度の関係は図一9に見られるようにコーン貫入試験値と近似した傾向にあり $q_c \sim \tau$ の関係は図一10に示すように一般に認められている $q_c = 10\tau$ の関係にあるものが多い。深度と土性の関係を図一8、図一9、図一11にまた各土質試験の相関関係を図一12~図一18に示す。

3-2 泥炭層の圧密沈下

用地内に一面に盛土した場合、および盛土上に石炭を載荷した場合に生ずる泥炭の圧密沈下量について検討する。泥炭の場合圧密試験により圧密係数 C_c を求めることが不可能なため、圧密過程における時間的な要素は不明である。従つてここでは、圧縮指数 C_c により最終沈下量のみを求めるとし、時間的關係は盛土施工の際に検討することとした。圧密試験の結果求められた C_c 、初期間隙比 e_0 は図一11、図一13にみられるようにバラツキが多く、一定の傾向をつかむことは困難である。このため設計採用値としては平均値 $\pm 1/2 \times$ (標準偏差) を求め計算する。(また先行

図-8 深度と q_c の関係

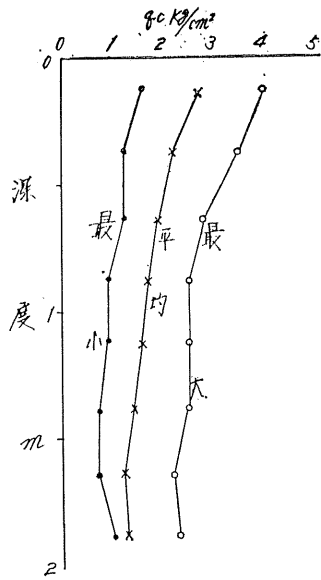


図-10 q_c と τ の関係

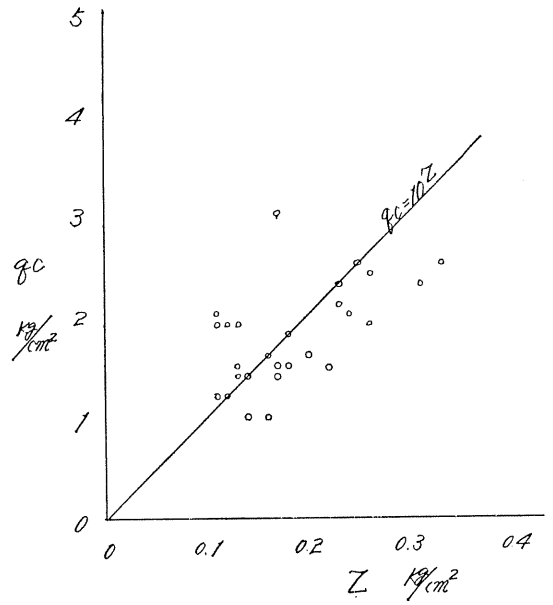


図-9 深度と τ の関係

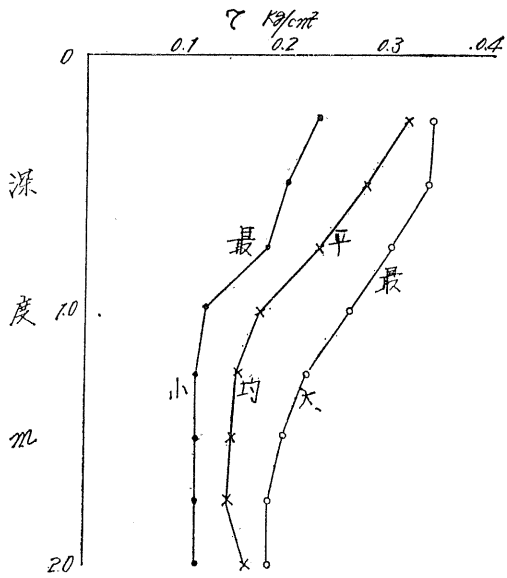


図-11 深度と C_c の関係

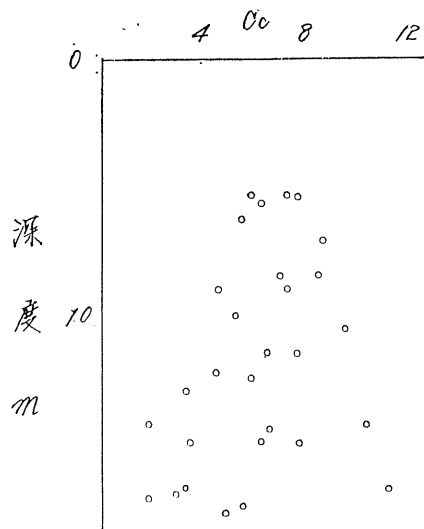


図-12 C_c と w の関係

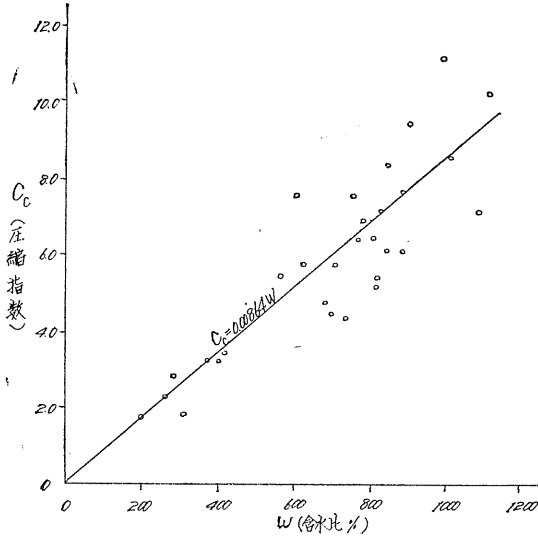


図-14 C_c と γ_t の関係

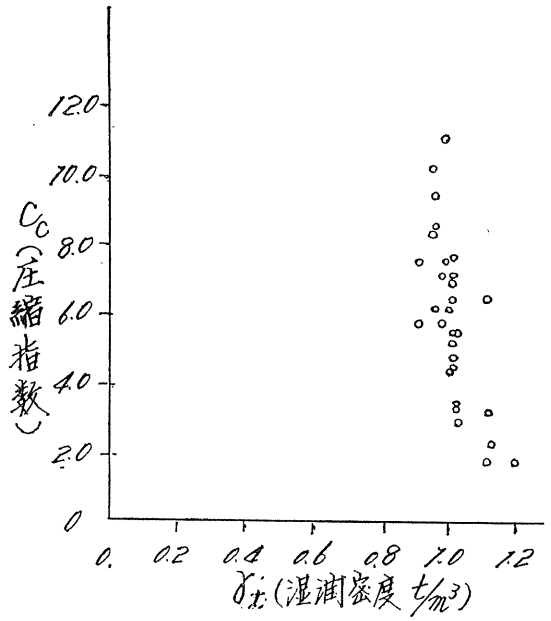


図-13 e と w の関係

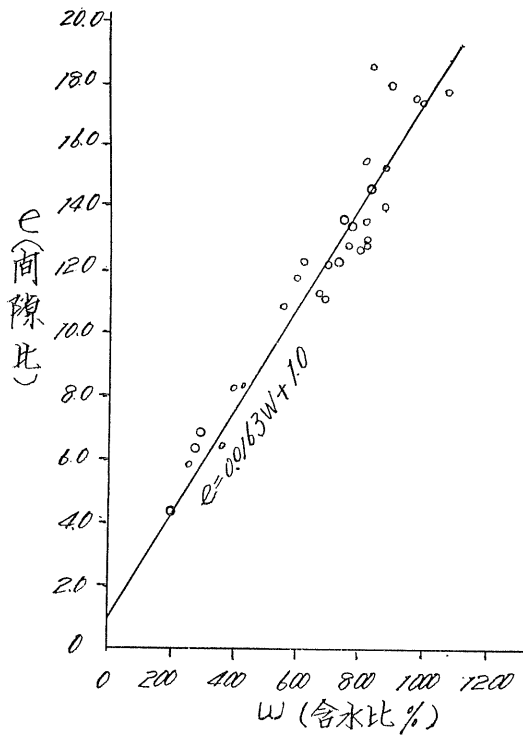


図-15 e と C_c の関係

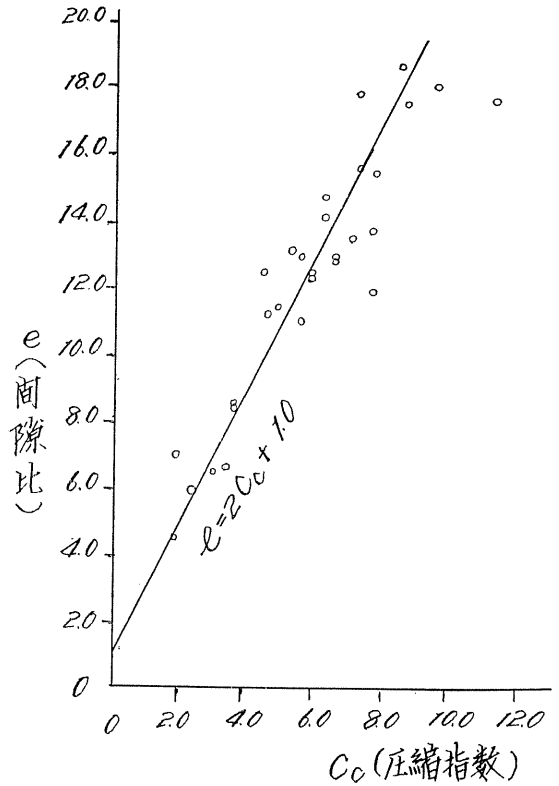


図-16 H_R と w の関係

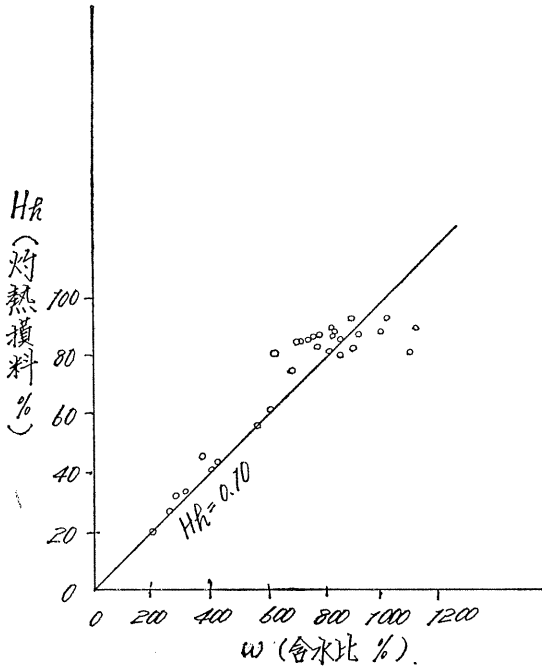


図-18 r_t と w の関係

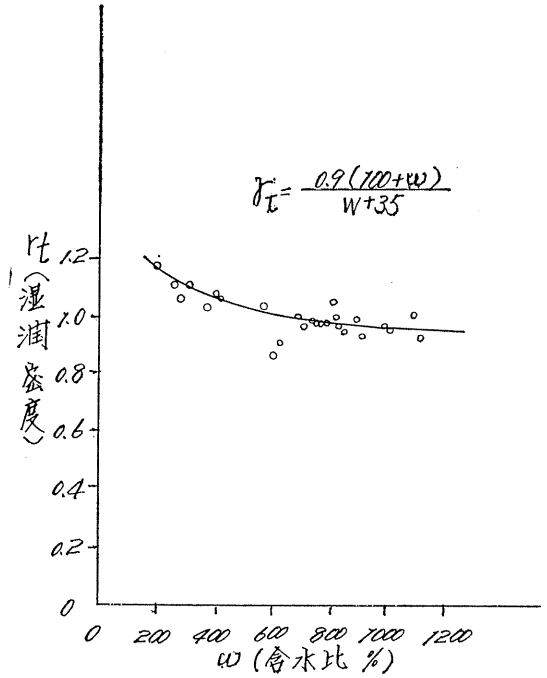
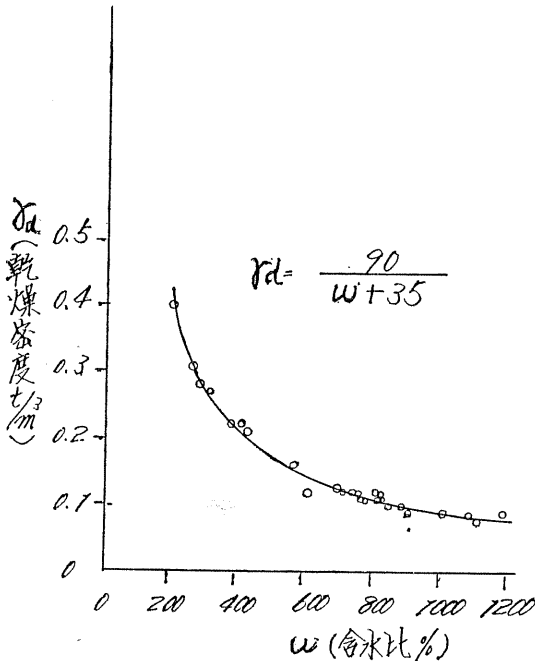


図-17 r_d と w の関係



荷重 P_0 は正規荷重よりも過大であるが) また泥炭層の圧密量は、定常的な 24 時間 圧密試験より得られる先行荷重 P_0 をもとに算定してよいことが経験上分つており、こうして求めた圧密量が実際の沈下量に近いといわれているので、ここでは P_0 の平均値を求め計算する。

盛土整地の場合：

盛土平均厚 1.10 m、即ち垂直方向増加応力 $\Delta\sigma_z = 1.10 \times 1.8 = 1.98 \text{ t/m}^2$ 、設計用圧縮指数 $C_c = 7.25$ 、圧密層厚 $H = 2 \text{ m}$ 、設計用初期間隙比 $e_0 = 12.77$ 、設計用圧密先行荷重 $P_0 = 1.47 \text{ t/m}^2$ とすると、最終圧密沈下量 $S \text{ (m)}$ は、

$$S = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \frac{P_0 + \Delta\sigma_z}{P_0} = \frac{7.25 \times 2.0}{1 + 12.77} \log \frac{1.47 + 1.98}{1.47} = 0.400 \text{ m}$$

したがって、盛土地盤の圧密沈下を考慮しない場合の標高は EL 2.65 m であるので、圧密沈下後の標高は概ね EL 2.25 m 程度になるものと予想される。またこれに要する日数としては石符泥炭の資料から類推すると 90% の圧密沈下に 300~400 日を要すると報ぜられているところから、1 年余の日時を要するものと考えられる。

貯炭場石炭載荷時：

貯炭の盛高を 10 m とし垂直方向の増加応力 $\Delta\sigma_z = 10 \text{ t/m}^2$ とした場合部分的な載荷を受けた地盤内の任意点にある土は等方周圧によつて圧密されると同時に軸差応力によつてせん断されることになる。したがって圧密による体積変化だけでなく、せん断による形状変化も考慮しなければ

図-19 水路断面図

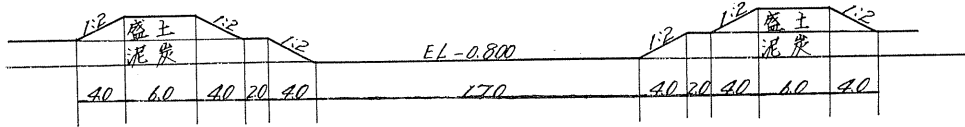


表-2 載荷試験の結果 (載荷板 30 cm 角板)

No.	標高	試験の条件	荷重強度 (t/m ²)			許容支持力度 (t/m ²)		
			降伏荷重	極限支持力	沈下量 20 mm の荷重	降伏荷重の½	極限支持力の½	総沈下量 20mm の荷重の½
1	EL-2.500	貝殻多量を含む砂質シルト WL-4.500	27.5	55.0	29.0	13.7	18.3	14.5
2	EL-4.000	小礫を含む砂質シルト WL-4.500	66.0	77.0	—	33.0	25.7	—

ばならないが、テルツァギー理論に基づき、土の水平方向の変位を無視して解析した結果を示すと最終圧密沈下量は盛土盛地に伴う沈下後更に 0.600 m の沈下量になる。このため貯炭場附近はプレローディングにより、土性を再確認し貯炭する予定としている。

3-3 泥炭部のスベリ破壊

盛土上に石炭を載荷し、あるいは泥炭部に水路を開削した場合のスベリ破壊に対する安定について検討する。

貯炭場石炭載荷時：

フレニウス円弧スベリ面法によるものとし、石炭内部のスベリ形状についてはランキンの主動土圧の場合と同様地盤面と $\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$ の角度で破壊が生ずるときの安全度を求める。この場合石炭の載荷形状は台形とし上底辺長 5 m、法勾配 1:1 及び 1:1.5、盛高 10 m でスベリ破壊が泥炭内で生ずるものとしてスベリ面形状を仮定し最大せん断力を与える深さおよび半径を求めた。なお石炭および盛土のせん断抵抗は締め固め効果を期待して $c=0$ 、 $\phi=30^\circ$ 、泥炭部のせん断抵抗は圧密による増加を考慮し $c=0.1\sim 0.4$ kg/cm²、 $\phi=0$ の場合について計算した。この結果何れの法勾配の場合にもスベリ破壊に対して必要な安全率を 1.2 とすれば粘着力 c は 0.3 kg/cm² 以上を必要とし、泥炭底面に接する法先破壊の円弧が最大せん断力を与える。このことから石炭の盛高を 10 m とするならば、泥炭の粘着力は 0.3 kg/cm² 以上が必要であり、法勾配は 1:1.5 以上にすることが好ましい。

水路掘削法面：

工事費軽減のため素掘開削水路の設計検討のため、前記の円弧スベリ面方式により法面の安定について検討した。水路の断面は図-19のとおりで掘削土を両翼に積み捨土の便をはかった。この場合も泥炭部法先破壊が最大せん断力値を与えるが泥炭の粘着力 $c=1.0$ t/m²、 $\gamma=1.4$ t/m³ としても安全率は 3.0 となり十分安全と考えられる。なお取水路の掘削深度の深い (深さ約 4 m) 水路の法面において

図-20 荷重沈下曲線

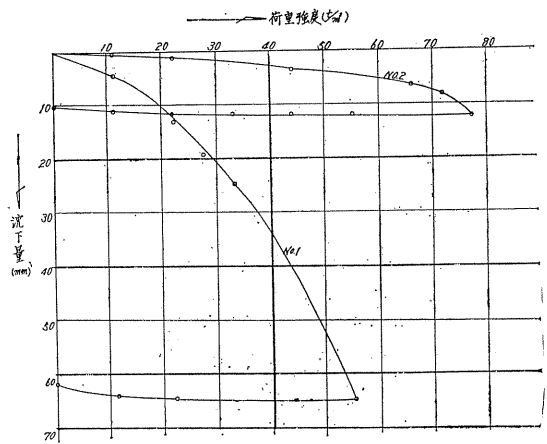
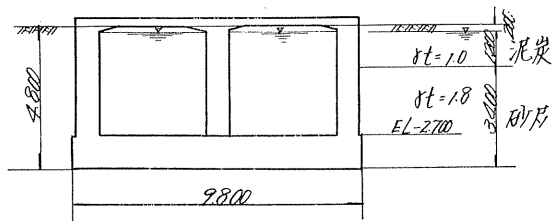


図-21 取水口断面



軟弱砂層の法面の安定に一部問題があつたが、調査資料不足のため今後検討の予定である。

4 砂地盤の耐荷力

水路構作物及び付属設備の大部分が砂層を基礎とするために、スウェーデン、標準の両貫入試験により強度特性を求め、更に取水口付近に試掘孔を掘削し平板載荷試験を行なつて総合的に地盤耐力を求めた。

No. 1, No. 2 両載荷試験において明確な降伏荷重は判定できないが、No. 1 試験では荷重強度 27.5 t/m²、No. 2 試験では 66 t/m² で地盤にひびわれが発生したので、これを降伏荷重とした。

取水口の基礎反力は大略 6 t/m^2 であり、標準貫入試験(載荷試験箇所)の結果から地盤の許容支持力を検討する。設計用 N 値は、基礎底面下 1 m 間隔に測定した N 値を用い標準偏差を差引いて求めた結果 $\bar{N}=13$ である。なお深度による補正は行なっていない。内部摩擦角は、粒度試験の結果シルト及び粘土の含有率が約 7% の微量のため粘着力を無視して Dunham, 大崎の式により求め $\phi=30^\circ$ とした。

地盤の支持力を求めるには多くの公式があるが、ここではテルツァギーの支持力公式によつて計算した結果は表-3のとおりである。なお載荷試験結果の許容耐力と比較表

表-3 地盤の許容支持力 (t/m^2)

	載荷試験結果から			\bar{N} 値から	
	降伏荷重から	極限支持力から	総沈下量 20mm から	* 1	* 2
No. 1	16.7	21.3	17.5	17.4	6.8
No. 2	39.0	31.7	—		

*1 テルツァギー公式により沈下量を無視した許容支持力

*2 許容沈下量を長期に対して 20 mm とした場合の許容支持力

* 載荷試験からの値は $q_a = q_c + \frac{1}{3} N' \gamma D_f$ による。
 q_c は表-2のとおり。

示した。載荷試験時には載荷板による応力の影響範囲外に地下水位が低下しているため、地下水位の影響を考慮した場合の許容支持力は表値の約 $\frac{1}{2}$ と考えられる。

5 地盤の透水性

5-1 試験概要

当地点は地表面下約 2.0 m 厚の泥炭層の下部に軟弱なシルト質砂質地盤が存在するため、地下水位を低下させて耐荷力を増加させ、また工事に際しドライワークをなし得る水替設備容量を検討する目的でウエルポイントによる揚水試験を実施した。この配置を図-22に示す。現場は旧鉤路川に極めて近く、河口潮位の変化によつて水位変動を生ずる感潮河川で、河口から 5.5 km 離れた当地点でも最大振幅は約 1.2 m に達している。

5-2 潮位変化による観測孔水位の補正

旧鉤路川の水位が絶えず変動するために、河川近傍の観測水位に一部影響を及ぼし、透水係数の算定が困難となるので補正する必要がある。補正方法については揚水井戸に関して確立された方法がないので若干の検討を試みる。

補正方法その1:

河川水位変動による揚水中の水位の脈動を図-23に示す。図から河川の影響を受けている観測孔は、 K_B, K_F, K_5', K_6' の4観測孔であることがわかる。一般に潮位変化による補正量は、潮位変化の振幅の減衰率及び位相差により求め得るが、充分な予備測定が出来なかつたことなどのため、補正方法を次のように考えた。即ち観測孔水位は河川水位が平均水位であるときに換算するものとし図-23において井戸中心から等距離にある観測孔(例えば K_2, K_2', K_B, K_B') の水位降下曲線が大略相似的傾向を示しているところから、 K_B と K_5' は河川水位の影響を除けば K_B' および K_5 に相似であり、同様に K_F, K_6' は K_6 に相似であると考え。このことは K_B, K_B', K_5, K_5' および K_F, K_6, K_6' は夫々均等質で且つ地下水流をもたないことを条件としている。また図から K_F と K_5' は河川水位がピークの時に丁度ピーク水位を与えており、 K_B, K_6' は満潮で100分、干潮で80分の位相差を生じていることから、 K_F と K_5' は河川水位が平均水位の時刻に、また K_B, K_6' は平均水位の時刻から100分後に河川に影響されていない水位を示すものと仮定し補正方法を示す。

(i) 揚水試験中の河川の平均水位は $\text{WL } 0.108 \text{ m}$ 。

図-22 揚水試験位置図

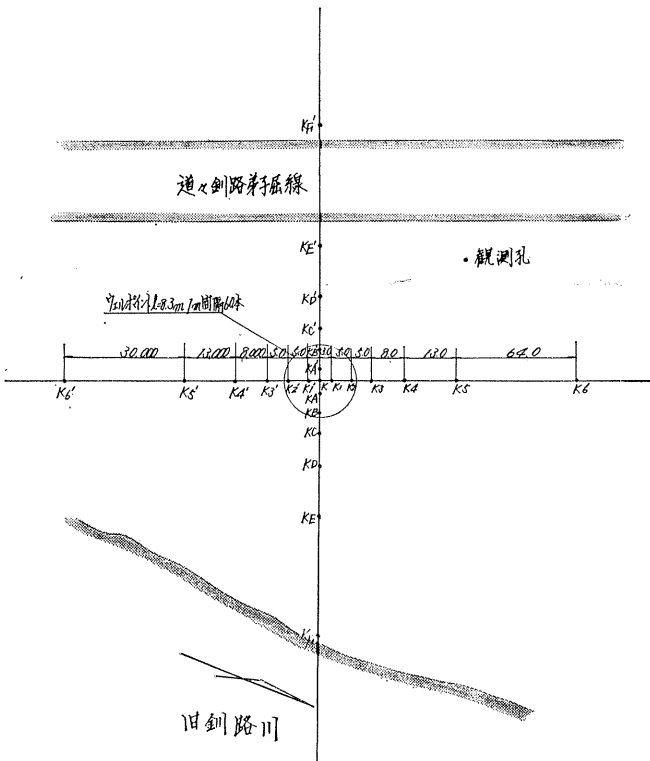
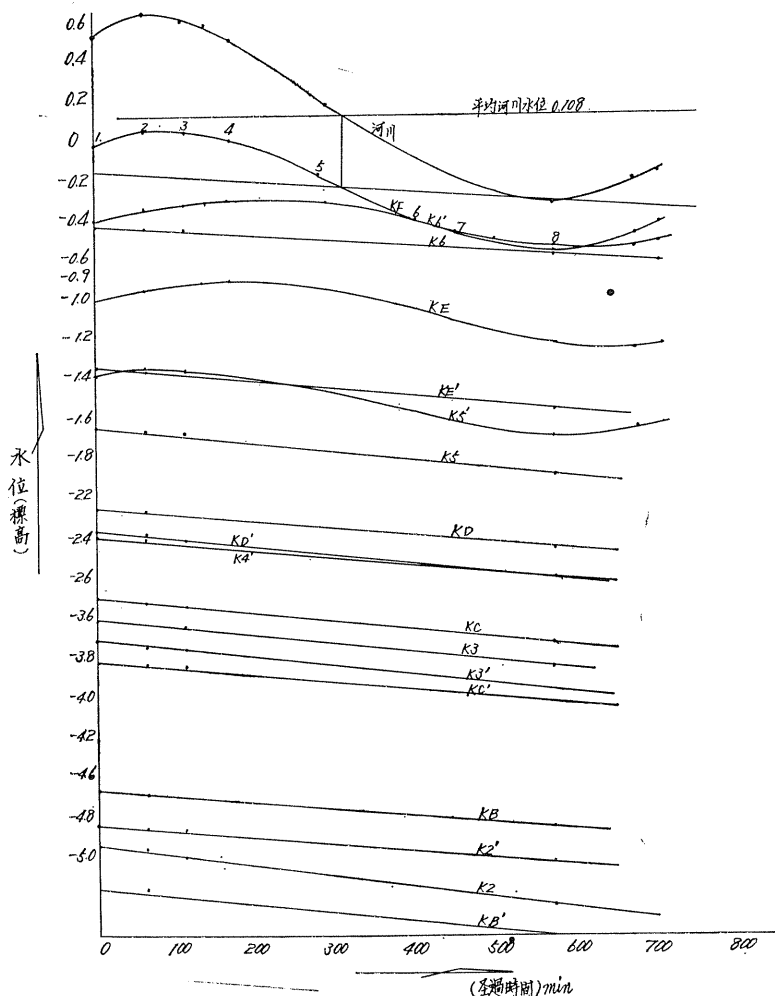


図-23 観測孔水位実測図



(ii) K_F の観測値は位相差がないから河川の平均水位の時に河川に影響されない水位として、これを原点として K_6 に平行線を引き補正值を表-4 に示す。同様に、 K_B, K_5', K_6' について求め図-24 に示す。

表-4 観測孔 K_F の補正表 (単位 m)

記号	項目	測点	1	2	3	4	5	6	7	8
a	平均河川水位		0.108	0.108	0.108	0.108	0.108	0.108	0.108	0.108
b	河川水位		0.509	0.621	0.586	0.490	0.200	-0.100	-0.200	-0.336
c	b-a		0.401	0.513	0.478	0.382	0.092	-0.208	-0.308	-0.444
d	観測孔水位		-0.036	0.038	0.024	-0.020	-0.180	-0.420	-0.480	-0.577
e	補正水位		-0.166	-0.182	-0.190	-0.206	-0.230	-0.270	-0.280	-0.310
f	補正值 (e-d)		-0.130	-0.220	-0.214	-0.186	-0.050	0.150	0.200	0.267

補正方法その2:

揚水試験においては平衡状態に達すると、一般に揚水量をパラメーターとして観測孔の井戸中心からの距離 (r) を

対数で、飽和帯水層の厚さ (H) の二乗を算術目盛でプロットすれば直線になる。いまこれを各揚水試験に適用してみると表-5 及び図-25のとおりである。

図-24 観測孔水位補正図 No. 1

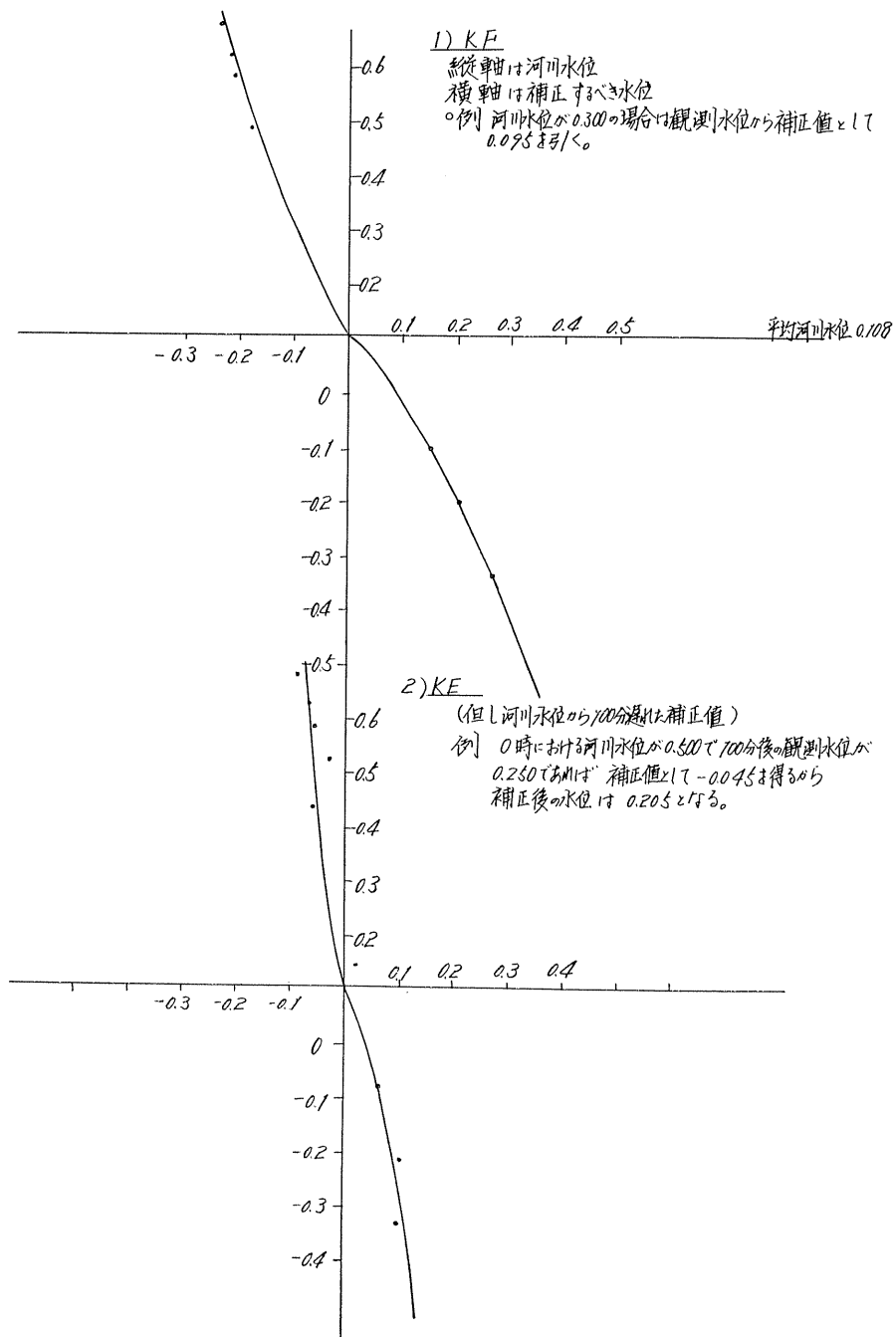


図-24 観測孔水位補正図 No. 2

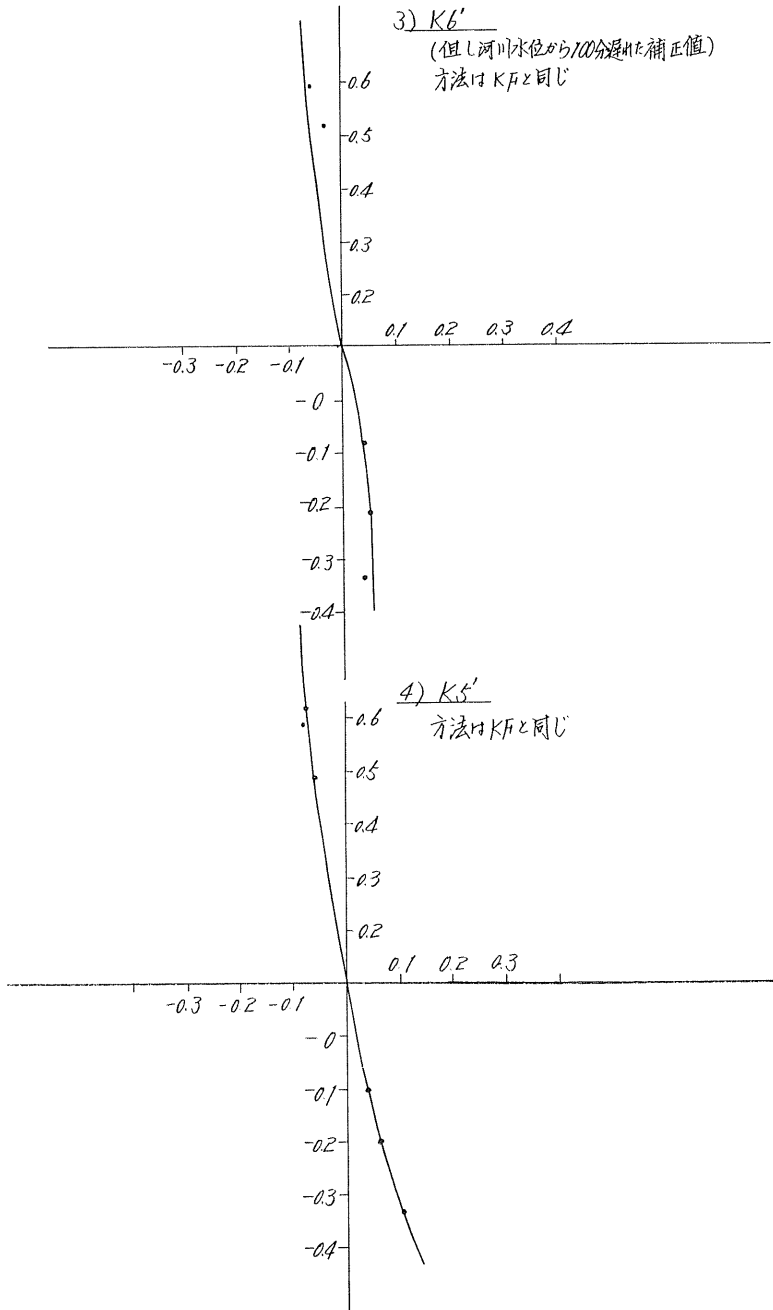
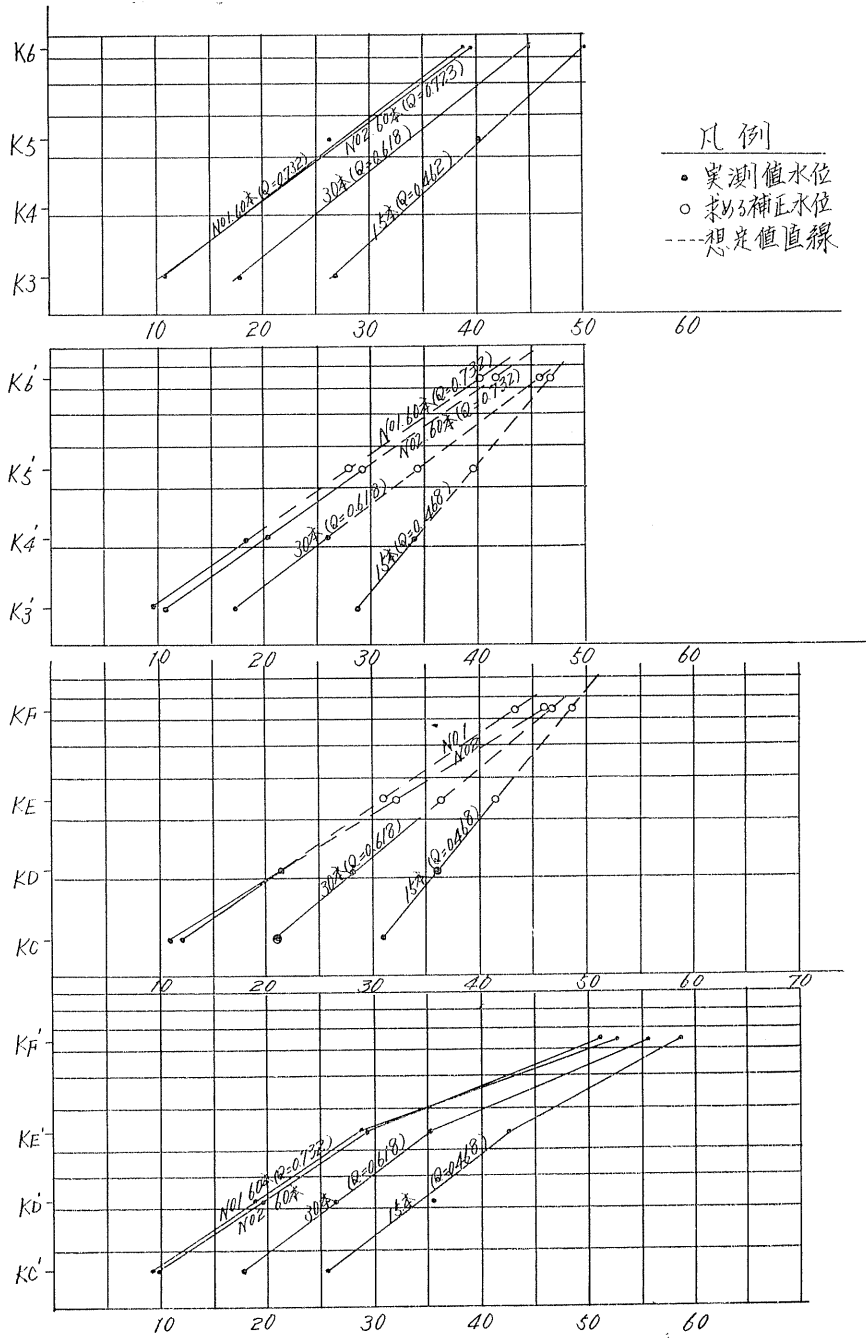


圖-25 $\log \gamma - H^2$ 曲線



(横軸は H^2 縦軸は $\log \gamma$)

表一 5 各試験による r と H^2 (単位 m)

観測孔	距離	15本揚水 ($Q=0.468 \text{ m}^3/\text{min}$)			30本揚水 ($Q=0.618 \text{ m}^3/\text{min}$)			No. 1 60本揚水 ($Q=0.732 \text{ m}^3/\text{min}$)			No. 2 60本揚水 ($Q=0.732 \text{ m}^3/\text{min}$)		
		S	H	H^2	S	H	H^2	S	H	H^2	S	H	H^2
$K_{C'}$	13 m	-1.936	5.064	25.6	-2.775	4.225	17.9	-3.895	3.105	9.6	-3.876	3.124	9.8
$K_{D'}$	21	-1.035	5.965	35.6	-1.862	5.138	26.4	-2.750	4.250	18.1	-2.548	4.452	19.8
$K_{B'}$	34	-0.480	6.520	42.5	-1.060	5.940	35.3	-1.594	5.406	29.2	-1.595	5.405	29.2
$K_{F'}$	64	0.675	7.675	58.9	0.473	7.473	55.8	0.277	7.277	53.0	0.160	7.160	51.3
K_3	13	-1.825	5.175	26.8	-2.793	4.207	17.7	-3.678	3.322	11.0	-3.693	3.307	10.9
K_5	34	-0.658	6.342	40.2	-1.247	5.753	33.1	-1.850	5.150	26.5	-1.851	5.149	26.5
K_6	64	0.095	7.095	50.3	-0.274	6.726	45.2	-0.760	6.240	38.9	-0.708	6.292	39.6
K_C	13	-1.425	5.575	31.1	-2.395	4.605	21.2	-3.482	3.518	12.4	-3.569	3.431	11.8
K_D	21	-1.004	5.996	36.0	-1.738	5.262	27.7	-2.379	4.621	21.4	-2.339	4.661	21.7
K_3'	13	-1.630	5.370	28.8	-2.865	4.135	17.1	-3.895	3.105	9.6	-3.765	3.235	10.5
K_4'	21	-1.151	5.849	34.2	-1.883	5.117	26.2	-2.750	4.250	18.1	-2.475	4.525	20.5

ここに S: 観測孔水位 (m)。

H: 飽和帯水層厚 (m)。下端はウエルポイント
下端標高 -7.0 m とする。

潮位変化を受けた観測孔 K_B, K_F, K_5', K_6' は省く。
 K_4 は観測水位が不変に近いので省略した。図-25から
 $K_{C'} \sim K_{B'}$ ($K_{B'}$ はウエルポイント下端が岩盤に到達している
ので参考にならない。)及び $K_3 \sim K_6$ は直線を与えるから
 K_B, K_F は K_C, K_D 直線を K_5', K_6' は K_3', K_4' 直
線に外挿することによって H^2 を求め水位を計算すること

ができる。

以上の補正法の問題点としては、前者については、任意
の時刻の実測水位を補正し得るが、均等質な土質であるこ
と及び地下水流を無視していること、後者については平衡
状態に達しなければ補正し得ないこと、又直線値に外挿す
るため誤差を含むことなどがあげられる。

表一 6 に補正結果を示し K_F を例にとつて No. 2 60本
揚水に対して補正した結果を図-26に示す。また各揚水試
験の水位降下図を図-27に示す。

表一 6 実測水位と補正水位 (各揚水試験最終値) (単位 m)

	観 測 孔	K_5'	K_6'	K_B	K_F
15 本 揚 水	河 川 水 位	0.283	0.283	0.283	0.283
	実 測 観 測 孔 水 位	- 0.668	- 0.119	- 0.377	0.085
	補正水位 (1の方法)	- 0.688	- 0.129	- 0.387	- 0.010
	補正水位 (2の方法)	- 0.699	- 0.152	- 0.444	- 0.020
30 本 揚 水	河 川 水 位	- 0.370	- 0.370	- 0.370	- 0.370
	実 測 観 測 孔 水 位	- 1.261	- 0.383	- 1.000	- 0.455
	補正水位 (1の方法)	- 1.143	- 0.333	- 0.920	- 0.173
	補正水位 (2の方法)	- 1.118	- 0.225	- 0.910	- 0.159
No. 1 60 本 揚 水	河 川 水 位	0.138	0.138	0.138	0.138
	実 測 観 測 孔 水 位	- 1.556	- 0.601	- 1.143	- 0.323
	補正水位 (1の方法)	- 1.566	- 0.551	- 1.053	- 0.348
	補正水位 (2の方法)	- 1.700	- 0.640	- 1.420	- 0.390
No. 2 60 本 揚 水	河 川 水 位	0.405	0.405	0.405	0.405
	実 測 観 測 孔 水 位	- 1.540	- 0.469	- 1.057	- 0.174
	補正水位 (1の方法)	- 1.575	- 0.487	- 1.077	- 0.312
	補正水位 (2の方法)	- 1.568	- 0.543	- 1.120	- 0.195

图-26 实测值と補正水位 (観測孔 K_F)
(60本揚水 No. 2 補正方法1による)

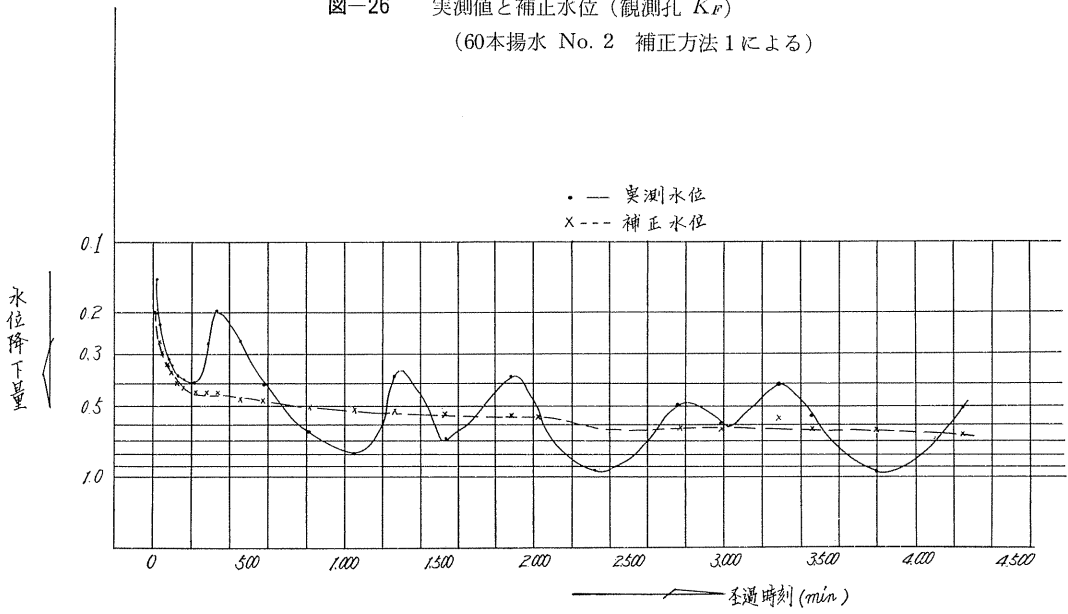
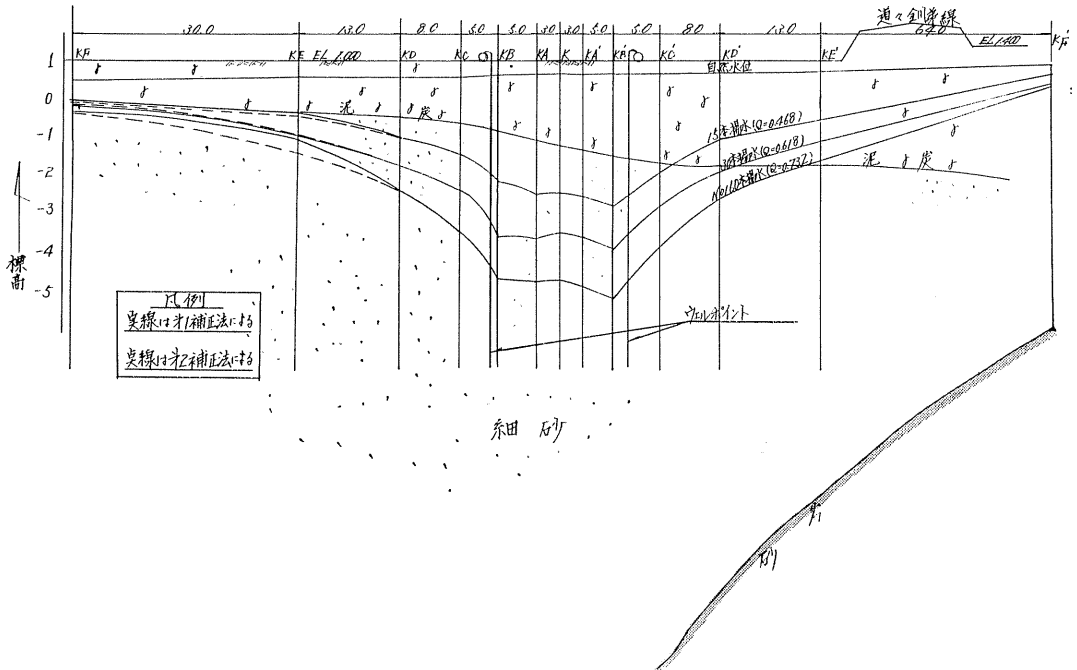


图-27 水位降下图



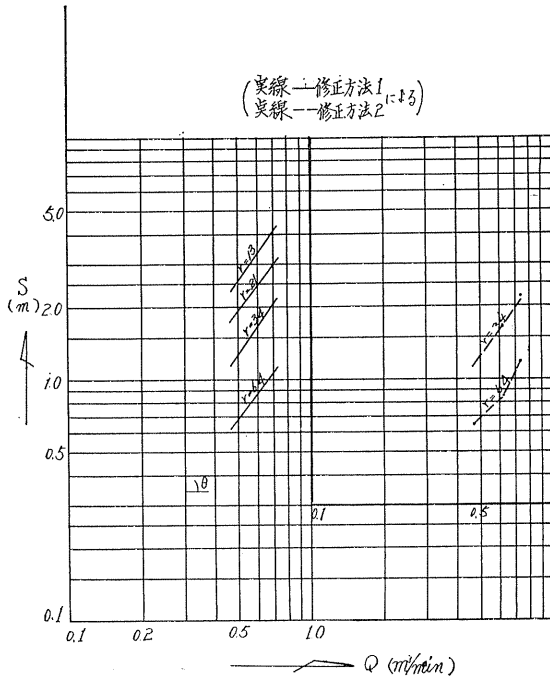
5-3 水流特性と透水係数

この揚水試験では段階揚水を行っているので水流特性を検討してみる。

- i) 15本揚水 $Q=0.468 \text{ m}^3/\text{min}$
- ii) 30本揚水 $Q=0.618 \text{ m}^3/\text{min}$
- iii) 60本揚水 $Q=0.732 \text{ m}^3/\text{min}$

井戸中心からの観測孔の距離をパラメーターにとり揚水量と水位低下量を両対数でプロットし図-28に示す。村下の理論によれば、 $\log S$ と $\log Q$ は一般に直線関係があり勾配 θ が 45° を越えると乱流、 45° 以下では層流と述べられている。この場合 θ は 45° 以上 ($52^\circ \sim 55^\circ$) であつて当然乱流領域と考えられる。

図-28 水位降下—揚水量曲線



層流の場合ダルシーの法則が成立ちテーム公式により透水係数を算定すると後記のように $k=2 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ となり I は60本揚水で約 $1/10$ であるから有効空隙率を 50% と仮定して実平均流速を求めると

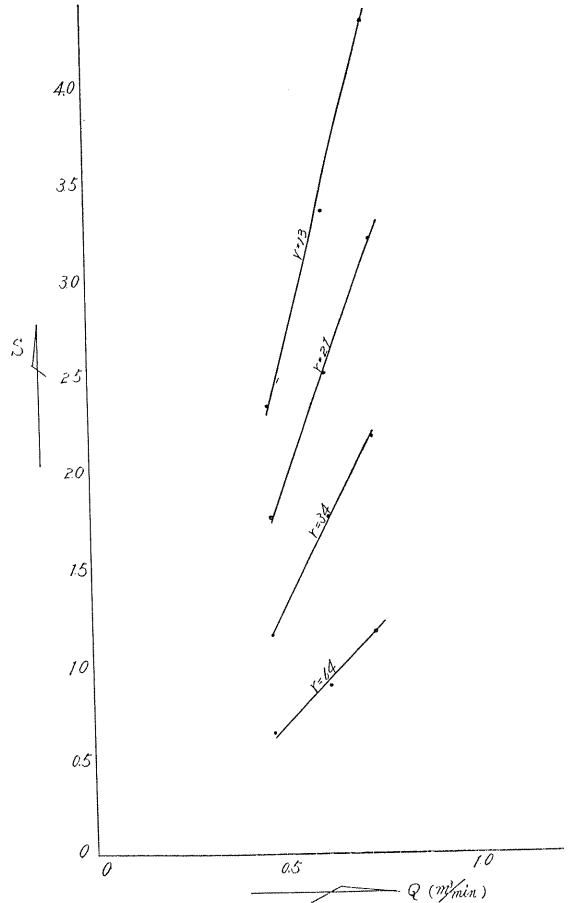
$$v = 2 \times 10^{-2} \times \frac{1}{10} \times 2 = 0.004 \text{ cm/sec} \quad \text{となる。}$$

粒度試験結果から砂質部の平均粒径を求めれば 0.02 cm であるのでレイノルズ数 Re は

$$Re = v \cdot d / \nu = 0.004 \times 0.02 / 0.0131 \approx 0.006$$

となり、マックガーディーその他により、多孔質物質を流れる水はレイノルズ数が10以上の場合に限界流速を生じて乱流になるといわれているところから、明らかに層流

図-29 段階揚水における $S-Q$ 曲線



である。また段階揚水における $S-Q$ 曲線を普通目盛でプロットすると図-29のようにほぼ直線になり、山本の理論によると層流であることがわかる。

村下の理論の $\log S - \log Q$ 直線が 45° 以下になるのは、 S と Q の間に次の関係が成立つときだけである。

$$S = \alpha Q + \beta \quad (\beta \geq 0)$$

一般に段階揚水において S と Q の関係直線を延長して β を求めれば負になることが多く、このことから村下の理論によつて層流および乱流の判定が可能なのは稀であるといえる。したがつてこの試験では水流は層流であつたものとする。

以上の考察に基づきテームの平衡式から透水係数を求め表-7に示す。また、No. 2 60本揚水についてテームの公式とタイスの公式による透水係数を比較し表-8に示す。以上を総括し用地付近の砂地盤の平均透水係数は $2.0 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ (測定時平均水温 7.5°C に対し) とみなし得る。

表-7 ティームの平衡式から求めた各観測孔よりの平均値 ($\times 10^{-2}$ cm/sec)

	15本揚水	30本揚水	No. 1 60本揚水	No. 2 60本揚水
流量 (m ³ /min)	0.468	0.618	0.732	0.732
補正方法1による	1.90	1.84	2.01	2.12
補正方法2による	1.91	1.92	2.13	2.10

表-8 No. 2 60本揚水におけるティーム公式とタイス公式による透水係数の比較 ($\times 10^{-2}$ cm/sec)

		ティーム の公式	タイス の公式
K _A 方向	補正方法1による	1.99	1.03
	補正方法2による	1.88	1.16
K ₁ ' 方向	補正方法1による	2.09	1.18
	補正方法2による	2.13	1.15
K _A ' 方向		2.00	1.15
K ₁ 方向		2.35	0.84

表-9 粒度試験結果から求めた透水係数 ($\times 10^{-2}$ cm/sec)

公 式	透 水 係 数
ヘ イ ズ ン	4.3
ス レ ク タ ー	2.4
テ ル ツ ア ギ ー	4.7
ツ ン カ ー	3.1

6 結 び

軟弱な泥炭地内に火力発電所を建設するという事で38年度以降土質調査を行つて来たが、泥炭の圧密沈下については1次圧密の終了期が明らかでなく2次圧密への移行も不確であるところから時間係数を求めても余り意味がなく載荷試験で沈下速度を検討することにしたが幸い誘致先釧路市の助力を得て、旧釧路川の浸漑土により現在盛土工事中であり施工前に主要点（不攪乱資料採取位置にはぼ合せて6カ所）を選定し地表及び泥炭下面に沈下板を設置し随時測定することとしている。

水路開削部法面安定の詳細については今後細測の上検討を予定しているが、地盤の支持力についても一応の結果は得られたものの、道内における地震多発地であるところから、施工時に調査値と比較検討し支障のないように留意したい。

地盤の透水性に関しては粒度試験結果から予測した値と大同小異の結果を得、且ウエルポイントによる揚水工法により施工可能なことが確認されたが、潮位変化を受けた観測値の修正法については調査方法の改善の要も認められ今後の研究課題と考えられる。

終りにこの試験に当つて御指導を頂いた北大の北郷教授ならびにこの調査工事の施工者北海道ボーリングKKの各位に謝意を表す。

泥炭性軟弱地盤の盛土対策工法

—特にコンポーザー工法の適用性について—

北海道開発局 高橋

まさご
沙

1. ま え が き

標準貫入試験の N 値が1～2程度のきわめて軟弱な地盤に高い盛土をおこなう場合、予め何らかの基盤処理をおこなわないとすれば、限界盛土高は非常に小さいものとなり、段階盛土工法となる。この工法は完成までに多くの時間を必要とするばかりでなく、完成後もいろいろな問題を残すことが多い。特に橋りょうなどに接する盛土では残留沈下量が非常に大きく、その対策に苦心する。

本文は踏切除却工事として現在施工中である国鉄室蘭本線と一級国道12号線の立体交差計画（岩見沢こ線橋）で採用されたコンポーザー工法の泥炭性軟弱地盤に対する適用性について2、3の考察を試み、その設計概要を報告するものである。

2. コンポーザー工法

コンポーザー工法は、サンドコンパクション工法の1つとして開発された不動建設KKの特許工法で、落錘の衝撃によるハンマリング・コンポーザーと振動力利用のバイブロ・コンポーザーの2つがあるが、現在はバイブロ・コンポーザーが専ら利用されている。バイブロ・コンポーザー工法は振動締めを応用して軟弱地盤中に密な砂グイを作る工法であるが、砂グイの地盤内における挙動は、一般に、砂地盤の場合は容易に改良効果を発揮することが理解されるが、粘性地盤、特に泥炭性軟弱地盤については施工例もわずかでありその支持力特性については未解決の点が多い。砂グイによる複合地盤の改良効果について、現在までの施工実績からいわれている点と、これに対する問題点は次のようである。

(1)コンポーザー工法による地盤の圧密沈下阻止率は約50%である。

コンポーザー工法を軟弱地盤対策工法として利用する際の最大の改良効果はこの点にあるとも考えられるが約50%

と称する阻止率は一般の粘性土に対するものであり、泥炭性地盤についても同様の効果を発揮するかどうかは施工例にとぼしく判断が困難である。

(2)圧密に要する時間は、サンド・ドレーンと同様である。

サンド・ドレーン工法における砂グイの直径とコンポーザーパイルのそれを比較すると約2倍であり、締め効果による透水性の差はあるとしても、ほぼ似たような効果を発揮するであろうことは推定できる。しかし、泥炭性地盤に関しては、肝心の圧密促進効果（ドレーン効果）そのものに対する批判もあり、その適用に当たっては、慎重を要するところである。

(3)スベリに対する安定計算には砂グイのセン断抵抗のみを考える。

サンド・ドレーンの場合、砂グイのセン断抵抗を無視して取扱うという、従来からの計算方法に較べて多少有利な点ではあるが、定量的にどう扱うかのルールは定っていない。しかし一般には砂グイの荷重分担率（支持グイ効果）等を無視した、いわゆる安全側の取扱いをしていることが多い。

(4)砂グイ部分と粘性土部分の荷重分担率は地表面部分ではかなり大きいですが、深くなるにしたがって、その差は小さくなる。

土圧計などによる実測値によるものであろうが、この値を8倍くらいと考えてパイルピッチを検討する方法が一般的におこなわれている。このことは、砂グイ周囲地盤のこうそく力、その他に関係するものであり、一定値とすることは不合理であろう。もちろん、周囲地盤のこうそく力に応じてパイルの径を適当なものにすることは本工法の特徴でもあるが、泥炭性地盤では、やはり困難な点が多い。

(5)不同沈下量はかなり小さくできる。

このことは複雑な層を形成していることの多い泥炭性軟弱地盤への適用にあたって、望ましい効果であり、複合地

盤の改良効果として理解はできるが、しかし定量的にこれを取扱うことへのルールは建築基礎等における施工実績等から推定する以外に、困難を感じる点である。

すなわち定性的にその機能を理解はできても、定量的に考えることには、困難が多い。適切な土質試験、精度の高い原位置試験などの利用によつて、これらの解明が可能であれば、コンポーザーパイルの設計が容易となり、軟弱地盤対策工法としての適用性が拡大されることにならう。

3. 適用基盤の土質概要

基盤調査のためのボーリングは橋りよう地点で3孔、計200mにおよび、さらに取付盛土地点では深さ20mのもの6孔、計120mを実施した。それぞれについて標準貫入試験、シンオールサンプリングによる各種物理試験、力学試験をおこなつた。さらにベーンセン断試験、静的貫入

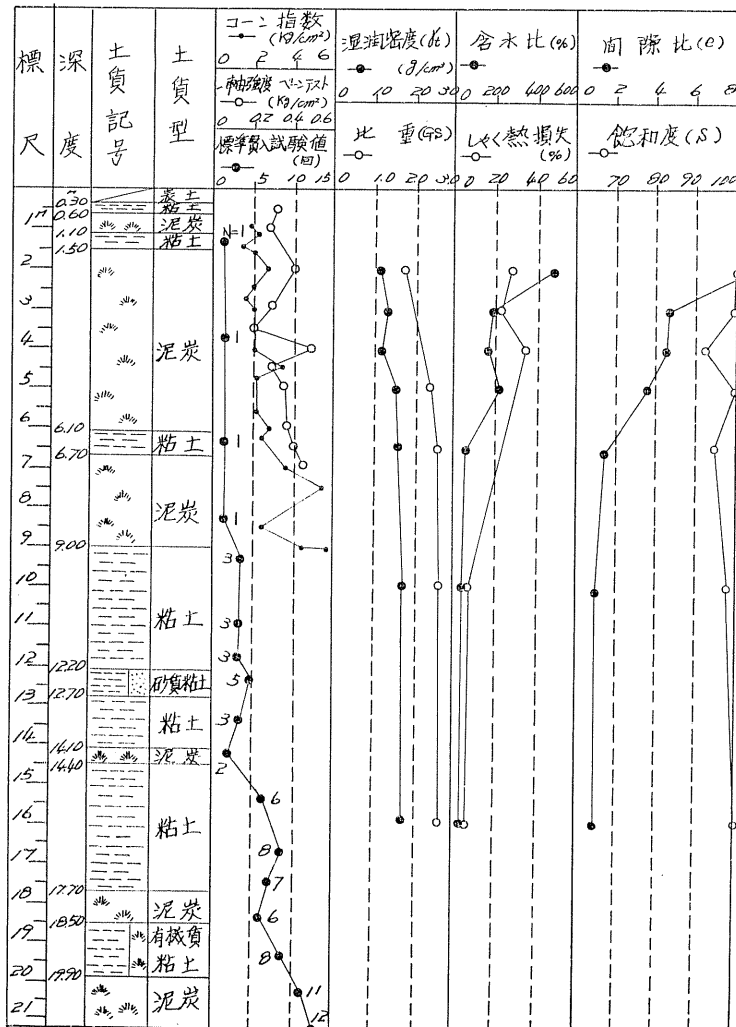
試験（二重管式コーン・ペネトロメーター）等の原位置試験をおこなつた。得られた土性図の一部を図-1、2に示す。

この結果、基盤は上部泥炭層、上部粘土層、下部粘土層の3層に区分することができ、下部粘土層は深さ80mまでも続いていることが判つた。

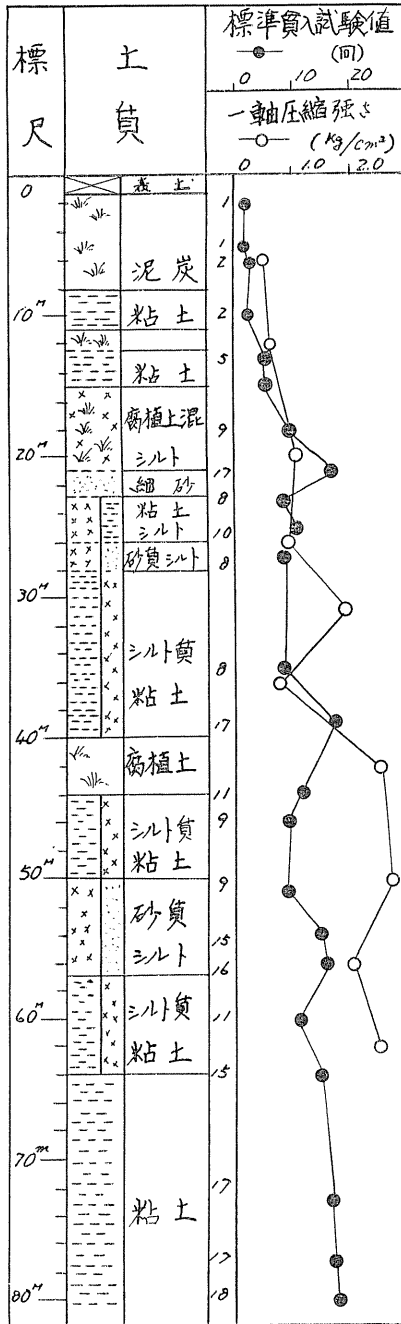
上部泥炭層は地表から8~10mの間で植物質セシイの泥炭、および分解した有機物を含むフシヨク土からなり、その性質は極めて不均一である。含水比は100~200%で部分的に500%程度の値を示す。湿潤密度は1.0~1.3 t/m³、自然間隙比は3~5、また圧縮指数は1~5とかなりのバラキがある。

上部粘土層は上部泥炭層にはさまれたレンズ状の粘土層で、均一な層もあるが有機質、あるいは植物質セシイを不均一に含む部分もあり、含水比は30~50%、液性限界は40

図-1 盛土個処の土性図



図一 2 橋梁個処の土質柱状図



～60%程度と比較的低い。湿潤密度は 1.6 t/m³ 前後、自然間隙比は 1～2 程度である。圧縮指数は 0.3～0.5 と概して低い。さらに静的貫入試験における貫入指数は 1～5 kg/cm² ベーン・セン断試験における粘着力は 0.1～0.5 kg/cm² であった。

深度 8～10 m 以下は下部粘土層であり、上部の軟弱な層と異り、割合均一で比較的確に区分することができる。含水比は 30～50% で深さが増すにつれて低下の傾向にあり、固結度を増す。液性限界も 50% あるいはそれ以下で、湿潤密度は 1.7～1.8 t/m³ と大きく密な構造を示し、圧縮指数はいちじるしく低いものが多い。この層における強度は一軸圧縮強度で 0.5 kg/cm² 以上、三軸圧縮試験における粘着力は 0.3 kg/cm² である。

なお、圧密試験結果にもとづく先行荷重は明確ではないが、土の物理的性状、標準貫入試験結果から判断して上部泥炭層および粘土層は正規圧密とし、下部粘土層では先行圧密された層とした。

深度 20 m より深い部分の N 値は 7～17 程度で、深度 60 m におよぶ。60 m 以下は N 値も 15 以上となり、さらに均質な硬い粘土層となる。深さ 35 m ぐらいまでは粘着力 0.3～0.4 kg/cm²、内部マサツ角 4～24° であるが、40 m 以下では粘着力も 0.8～1.0 kg/cm²、内部マサツ角 20～26° と急増する。先行荷重も 3.2～3.6 kg/cm² から 5.7～10.2 kg/cm² と変化している。

60 m より深い部分では標準貫入試験の結果などからみて更に強いものと考えることができる。

4. 盛土および地盤改良工法の検討

土質試験の成果にもとずいて、

- i) 盛土材料をできるだけ重量の軽いものとする。
- ii) 押え盛土などを考えることが立地条件から困難であり、2～3 段階にわたる段階盛土とすること。
- iii) サンドパイル、サンド・コンパクションパイル工法を考慮すること。

を一応の対策工法として、基盤のスベリに対する安定、および沈下に対する安定を検討した結果、表一に示す実施計画を定めた。

(1) 試験盛土

さらにこれらの安定計算の精度をチェックし、計画の妥

表一 当初の地盤改良計画

測点	～840 m	840 m～930 m	930 m～1,020 m	1,020 m～1,038 m
盛高	～1.90 m	1.90 m～4.50 m	4.50 m～7.20 m	7.20 m～7.70 m
地盤改良工法	未改良地盤	サンドドレーン工法 φ 50 cm ビッチ 2.0 m ℓ = 12 m	サンドドレーン工法 φ 50 cm ビッチ 1.8 m ℓ = 12 m	コンポーザー工法 φ 70 cm ビッチ 1.8 m ℓ = 12 m

当性を検討する目的で現地において試験盛土を実施した。特にコンポーザーパイルのクイ効果については、

- i) 盛土荷重を砂グイと地盤とでどのように分担するか、
- ii) 砂柱に伝達された荷重はどのように地盤に伝達されるか、
- iii) i), ii) の問題は、砂グイと地盤の土性にどのような関連があるか、

などについて検討することにより、パイルピッチ、パイル長さの設計を定量的に扱うことの可能性が考えられた。

この目的で特に設置された計器はパイルと地盤の地表面上に土圧計、沈下板、地盤内に設けられたスクリー式沈下板、間隙水圧計等であり、この他パイル中、および地盤のそれぞれについてプレソメーター試験を実施した。

(2) 試験盛土結果の検討

i) 沈下量について

自然地盤の盛土荷重($p = \gamma \cdot H = 1.35 \text{ t/m}^3 \times 3.0 \text{ m} = 4.0 \text{ t/m}^2$)による計算圧密沈下量と、盛土後100日間の沈下実測データから双曲線式によつて推定した最終沈下量を比較すると表-2の通りである。

表-2 沈下量の比較

	双曲線式による最終沈下量	mn法による最終沈下量
未改良地盤	0.81 m	0.82 m
サンドドレーン工法(φ50 cm ピッチ1.8 m)	1.03	0.96
コンポーザー工法(φ70 cm ピッチ1.8 m)	0.50	0.79

すなわち、未改良地盤とサンド・ドレーン施工地盤については実測値にほぼ一致するが、コンポーザー施工地盤においては計算値の60%程度である。

ii) コンポーザー・パイルの沈下阻止効果について

コンポーザー・パイルの沈下実測値($t = 100$ 日)と、実測値から推定した最終沈下量については表-3の通りである。

表-3 コンポーザーパイルの沈下減少

時 間	計算沈下量 (cm)	実測および推定沈下量 (cm)	沈下減少量 (cm)
$t = 100$ 日	45	33	12
$t = \infty$	79	50	29

すなわち、あきらかに沈下阻止効果がみられる。

iii) 砂グイと地盤の荷重分担率

盛土載荷後100日経過時のコンポーザー砂グイと地盤の地表面上における土圧計の読みは、パイル上で $\sigma_p = 0.6 \text{ kg/cm}^2$ 、地盤上で $\sigma_e = 0.326 \text{ kg/cm}^2$ であり、パイル効果は認められたが、パイル上の土圧計は盛土後50日で故障し、こ

の時の読みであるため、明確な分担率は得られなかった。これに対しサンド・ドレーン地区における土圧計はほぼ同じ値($\sigma = 0.3 \text{ kg/cm}^2$)を示していた。

iv) 地盤の圧密効果

盛土前後に同一地点でおこなつたベーン試験・静的貫入試験結果の比較では約50~100%の強度増加を示し、試料採取による室内試験の値にくらべ、相当過大の値である。これは多分測定精度の差によるものと判断される。

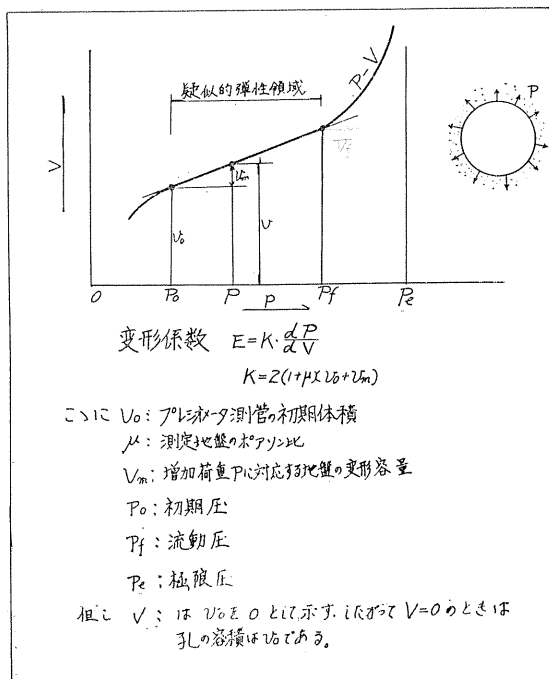
(3) コンポーザーパイルの沈下量解析

i) プレソメーター法とその応用

プレソメーター法は、フランスのルイ・メナールの考案になるボーリング孔を利用して横方向に加圧しておこなう一種の載荷試験である。わが国に導入されてまだ日も浅く、目下のところ、基礎地盤コンサルタント K.K. が実施権を有している。

プレソメーターの測定によつて得られる P-V 曲線を図-3に示す。

図-3 プレソメーター試験の P-V 曲線



荷重が土について疑似的弾性領域、すなわち P_f 以下であるときはプレソメーターの E について、変形の量を実用的に解析できるとされており、この理論を砂グイの挙動に適用することで、沈下量を理論的に説明することができる。

ii) 沈下量の理論式

試験盛土における沈下実測データをもとに、砂グイと地盤は一体となつて同一沈下をすること、また地盤は正規

圧密土であると仮定して、砂グイに生ずる応力 σ_p に対し、砂グイの圧縮沈下量は次式で得られる。

$$\Delta S = \frac{2(1+\mu)\{\sigma_p \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) - \sigma_0\} \cdot \ell}{E - 2(1+\mu) \cdot (P_f - P_0)}$$

ただし E : 地盤のプレソメーター測定による変形係数

μ : 地盤のポアソン比

P_f : プレソメーター測定 of 流動圧 (擬似弾性限界圧)

P_0 : " 地盤初期圧 (静止土圧)

φ : 砂グイの内部マサツ角 "

V_0 : 砂グイの初期体積

σ_0 : 地盤の弾性限界圧

ℓ : 地盤の改良層厚

砂グイは周囲地盤のこう東圧に対し、常に限界状態にあると考えると、砂グイを介して、實際上地盤に水平方向変位を生ぜしめる有効横圧 ΔP は

$$\Delta P = \sigma_p \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) - \sigma_0 \quad \dots\dots\dots(1)$$

砂グイと地盤との応力関係は、プレソメーター試験における応力状態に対応するので、地盤に対しプレソメーター理論がそのまま適用される。

$$E = 2(1+\mu) \cdot (V_0 + V_m) \cdot \frac{\Delta P}{\Delta V} \quad \dots\dots\dots(2)$$

$$\frac{\Delta P}{\Delta V} = a \quad \dots\dots\dots(3)$$

荷重の大きさは、地盤の擬似弾性領域内、すなわちプレソメーター試験の $P-V$ 曲線の直線部 ($P < P_f$) について、適用されるので (3)式はプレソメーター測定値 P_0, P_f を満足する。 a は直線部の勾配で次のようにかける。

$$V - V_0 = (P_f - P_0) / a \quad \dots\dots\dots(4)$$

(4)式の V は $V_0 + V_m$ と等しいとおけるから(2), (4)式から

$$E = 2(1+\mu) \cdot (P_f - P_0) + 2(1+\mu) \cdot V_0 \cdot a$$

$$\therefore a = \frac{E - 2(1+\mu) \cdot (P_f - P_0)}{2(1+\mu) \cdot V_0} \quad \dots\dots\dots(5)$$

(5), (3)式から

$$\Delta V = \frac{2(1+\mu) \cdot V_0}{E - 2(1+\mu) \cdot (P_f - P_0)} \cdot \Delta P \quad \dots\dots\dots(6)$$

すなわち、(6)式は増加荷重 ΔP によつて、水平方向に ΔV の体積変化を生ずることを示す。

砂グイの沈下量 ΔS は $\frac{\Delta V}{\pi R^2}$ で示される。

したがつて

$$\Delta S = \frac{2(1+\mu) \cdot \ell}{E - 2(1+\mu) \cdot (P_f - P_0)} \cdot \Delta P \quad \dots\dots\dots(7)$$

(7), (1)式から沈下式が導入される。

$$\Delta S = \frac{2(1+\mu) \cdot \{\sigma_p \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) - \sigma_0\} \ell}{E - 2(1+\mu) \cdot (P_f - P_0)}$$

次に砂グイおよび地盤の垂直応力 σ_p, σ_c は、盛土荷重強度 p について、次のようにして得られる。

複合地盤に p の等分布荷重が載荷されたと考え、次式の平衡式が成立する。

$$\sigma = \eta \cdot \sigma_p + (1 - \eta) \cdot \sigma_c \quad \dots\dots\dots(8)$$

η は砂グイ全面積の p を負担する複合地盤面積の比である。

地盤土性が正規圧密土である場合、増加荷重 dp に対応する地盤の圧密沈下量 S は

$$S = \frac{H \cdot C_c}{1 + e_0} \log \frac{P_0 + dp}{P_0} \text{ で得られる。}$$

同一地盤では任意の荷重 dp について $\frac{H \cdot C_c}{1 + e_0}$ は一定であり、これを K とおけば、複合地盤の沈下量は、地盤の鉛直応力 σ_c について

$$S = K \cdot \log \frac{P_0 + \sigma_c}{P_0} \quad \dots\dots\dots(9)$$

ここで得られる(9)式は、砂グイの圧縮沈下量と等しいとおいた場合の σ_p, σ_c を満足するはずである。

すなわち

$$S = K \cdot \log \frac{P_0 + \sigma_c}{P_0} = \frac{2(1+\mu) \cdot \{\sigma_p \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) - \sigma_0\} \cdot \ell}{E - 2(1+\mu) \cdot (P_f - P_0)} \quad \dots\dots\dots(10)$$

σ_p, σ_c は、(10)式と(8)式を解くことにより、求められる。

すなわち、砂グイと地盤の応力分担比、圧密計算による沈下量、およびプレソメーター試験による地盤の変形特性を利用してコンポージャーパイルによる複合地盤の沈下量を理論的に求めることが可能である。

$P = 0.4 \text{ kg/cm}^2$	$P_0 = 0.33 \text{ kg/cm}^2$
$H = 12.00 \text{ m}$	$P_f = 1.23 \text{ kg/cm}^2$
$\gamma_t = 1.55 \text{ gr/cm}^3$	$E_c = 7.5 \text{ kg/cm}^2$
	$\mu = 0.5$
	$\varphi = 30^\circ$

の数値からコンポージャー地盤の沈下量を求めると

$$\sigma_c = 0.297 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_p = 1.140 \text{ kg/cm}^2$$

$$V = \sigma_p / \sigma_c = 3.84$$

$$S = 50.3 \text{ cm}$$

$$\Delta S = 79.0 - 50.3 = 29.0 \text{ cm}$$

となり実測沈下量から計算した沈下減少量に一致する。

また砂グイと地盤の応力比については実測値が地表面の土圧値であること、および砂グイ上の実測値が計器故障により不完全であること、などのため確認することはできなかった。

さらにこの理論式から考えられることは、砂グイピッチを一定とした場合、複合地盤が盛土荷重によつてどのような支持力特性を示すかということである。

いま、パイル断面比 $\eta=0.1$ として試験盛土地盤における応力分担比 V を求めてみると、

p (kg/cm ²)	$\sigma_p/\sigma_c=V$
0.1	9.65
0.3	4.09
0.5	2.14
1.0	1.06
1.25	1.00

となり p の増加によつて応力比は減少する。いいかえると、 p の小さいほど砂グイの応力集中率は大きくなる。このことはこうそく地盤の特性等によつて異なることはもちろんであるが、傾向としては同様である。

この検討においては、 $p=1.25$ kg/cm² の場合、 $\sigma_p=\sigma_c$ となり、この値は地盤のプレシオメーター降伏値 $p_f=1.23$ kg/cm² とほぼ等しい。

盛土荷重の増加に伴つて砂グイのパイル効果が減少するという、いくつかの施工例もあり、このことは理論的にも説明できるようである。

(4) 複合地盤に対する支持力特性

i) 複合地盤の沈下、応力に関する理論式は、砂グイが地盤と一体となつて沈下とした場合、プレシオメーター試験の変形特性を利用することにより定量的に求めることが可能のようである。

ii) 盛土荷重が 4.0 t/m² 程度の場合、こうそく地盤が泥炭性の軟弱地盤であっても相当量の沈下阻止効果がある。この量はパイル断面積の大小、盛土荷重の大きさ、こうそく地盤の特性、砂グイの内部マサツ角等が大きく影響する。

iii) 泥炭性軟弱地盤に打設されたコンポーザーパイルも相当程度大きい剛性とセン断強度を期待できる。標準貫入試験、その他の結果から、内部マサツ角を 30~35° 程度期待することは可能であり、砂グイのセン断抵抗を設計に取り入れてよい。

iv) 沈下に対する圧密度と強さに対する圧密度は併行しない。すなわち初期沈下が多少多く、また早いようである。

v) サンド・ドレーン工法は、砂グイの剛性が劣るため、沈下阻止効果は期待できない。しかしドレーン効果については、設計にとり入れてよい。

5. 盛土設計の条件

盛土の設計に当つては、前項までの土質調査および試験盛土の解析結果に基づいて、次の条件を取り入れた。

(1) 一次盛土高は 4.0 m とし、一次盛土後 300 日において二次盛土を開始するものとし、盛土施工々期をそれぞれ 60 日とする。

(2) 盛土材料は火山灰とする。($\gamma_s=1.35$ t/m³, $c=0$, φ

$=35^\circ$)

(3) 盛土断面は基盤沈下に見合う余盛りを見込むものとする。

(4) 盛土開始後 600 日の許容残留沈下量を 5.0 cm 程度とする。

(5) コンポーザーパイル施工地盤については、打設砂グイによる沈下阻止効果を(理論式に基づいて)考慮するものとし、ドレーン効果もサンド・ドレーンと同様に考慮する。

(6) コンポーザー・パイル施工地盤については打設砂グイのスベリに対するセン断抵抗 $\varphi=30^\circ$ を考えるが、サンド・ドレーン施工地盤については、これを無視する。

(7) 盛土のスベリに対する安定計算の安全率は $F_s>1.3$ を標準とする。

6. 盛土設計の検討

(1) 検討断面は表-4 の 5 断面とする。

(2) 全断面についてサンド・ドレーンパイル工法が適用されるものとして、検討すれば、表-5 のような結果になる。

(3) コンポーザーパイルについては測点 1,000 m, 1,020 m, 1,038 m の 3 断面について検討した結果、表-6 の通りとなつた。

(4) サンド・ドレーンパイルとして検討した結果によれば、一次盛土で安全率 1.23~1.27、二次盛土で 1.21~1.48 以上となつており、スベリに対しては一応安全とおもわれ

表-4 盛土検討断面

測点	全計画盛土高	1次計画盛土高	2次計画盛土高	前回検討した地盤改良工法
900	(m) 3.70	(m) 2.90	(m) 0.80	サンドドレーン工法 ϕ 50 cm ビッチ 2.0 m
960	5.40	4.00	1.40	サンドドレーン工法 ϕ 50 cm ビッチ 1.8 m
1,000	6.60	4.00	2.60	サンドドレーン工法 ϕ 50 cm ビッチ 1.8 m
1,020	7.20	4.00	3.20	コンポーザー工法 ϕ 70 cm ビッチ 1.8 m
1,038	7.70	4.00	3.70	コンポーザー工法 ϕ 70 cm ビッチ 1.8 m

表-5 サンドドレーンパイルによる盛土の検討

測点	計画盛土高	必要盛土高	全沈下量	600日経過時の残留沈下量	スベリ安定計算による安全率	
					1次盛土	2次盛土
900	(m) 3.70	(m) 5.15	(m) 1.54	(cm) 8.8	>1.23	>1.48
960	5.40	7.35	2.08	11.3	>1.23	>1.48
1,000	6.60	3.90	2.48	20.5	1.23	1.48
1,020	7.20	9.10	2.33	45.5	—	—
1,038	7.70	9.65	2.42	47.3	—	—

表一6 コンポーザパイルによる盛土の検討

測点	パイルピッチ	計画必要		全沈下量	600日経過時の残留沈下量	すべり安定計算による安全率	
		盛土高	盛土高			1次盛土	2次盛土
m 1,000	(m) 1.8	(m) 6.60	(m) 8.59	(m) 2.06	(cm) 6.5	—	—
m 1,020	1.5 1.8	7.20	8.94 8.98	1.76 2.00	2.6 22.8	1.30 1.27	1.56 1.46
m 1,038	1.5 1.8	7.70	9.55 9.57	1.87 2.07	2.6 19.9	1.30 1.27	1.51 1.38

るが、600日後の残留沈下量は計画盛土高が大きくなるに

従つて大きくなり、1,000 m~1,038 mの区間では、20~47 cmとなる。

区間 1,000 m~1,038 mにコンポーザパイルの打設を計画する場合は、一次盛土の安全率1.27~1.30、二次盛土については、1.38~1.56と大きくなり、かつ、残留沈下量もサンドパイルに比較して小さくなる。区間 1,020 m~1,038 mの高い盛土部分では、パイルピッチにより残留沈下量に相当のひらきがでてくる。

以上の検討にもとづいて、前回の計画に多少の修正を加え、表一7のような実施計画を定めた。

現在工事は一次盛土を完了したところである。

表一7 地盤改良計画

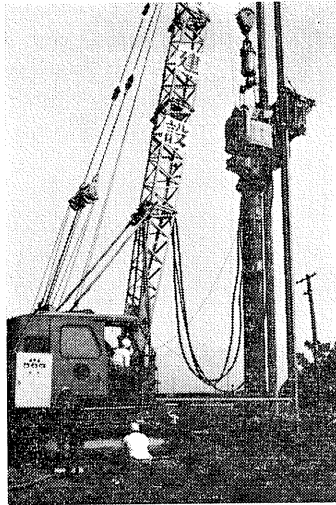
測点	~840 m	840 m~930 m	930 m~980 m	980 m~1,010 m	1,010 m~1,038 m
盛高	~1.90 m	1.90 m~4.50 m	4.50 m~6.00 m	6.00 m~6.90 m	6.90 m~7.00 m
地盤改良工法	未改良地盤	サンドドレーン工法 φ 50 cm ピッチ 2.0 m	サンドドレーン工法 φ 50 cm ピッチ 1.8 m	コンポーザ工法 70 cm ピッチ 1.8 m	コンポーザ工法 70 cm ピッチ 1.5 m

7. あとがき

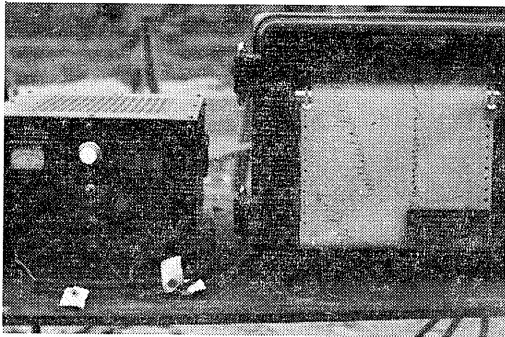
泥炭性軟弱地盤におけるコンポーザ工法の適用に当つては地盤の特性に応じた合理的な設計方法が必要である。特に試験盛土等の方法をとらずに、秀れた原位置試験（プレソ・メーター法）を利用することにより、地盤の特性値を得て、砂グイのパイル効果（沈下阻止効果）を定量的

に扱うことが可能のようである。おわりにこの計画から工事実施まで、終始ご指導を得た札幌開発建設部道路第1課長、佐藤幸男氏、プレソ・メーター法による沈下解析に当られた基礎地盤コンサルタント K.K. 相田清氏、コンポーザ工法の試験施工にご協力を戴いた不動建設 K.K. の諸氏に深く感謝すると共に、本工法の今後の発展を念願するものである。

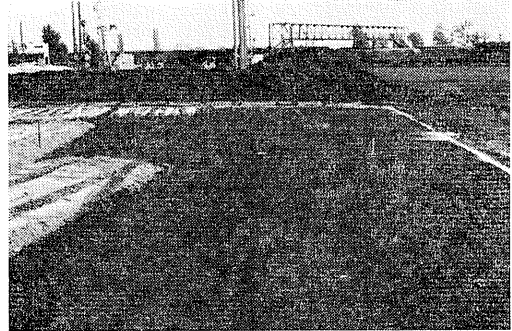
写真一 「コンポーザーパイル施工状況」
測点 1,000 m 附近



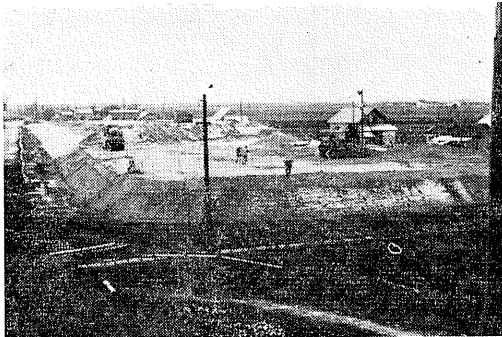
写真二 「コンポーザー施工記録計」
ケーシングの作動状況と砂の投入量
および消費電力を記録する計器



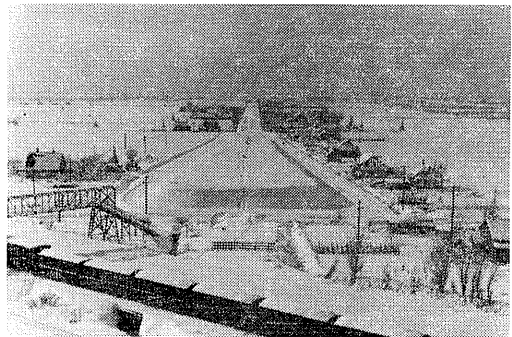
写真三 「サンドマット敷均し後火山
灰の盛り均し開始」前方はコンポー
ザー施工中，測点 900m 附近



写真四 「一次盛土施工中」



写真五 「一次盛土完了区間全景」



新石狩大橋の基礎工

—特に大径鋼管斜杭の載荷試験について—

北海道開発局 高橋 陽 一

まえがき

深層部に信頼できる支持層がある地盤に対する基礎として最近種々の工法が考えられ、その長短に応じて各々の工法が採用されている。例えば、杭基礎（R.C 杭、P.C 杭、鋼管杭、鋼管矢板工法等）潜函工法、井筒工法、ピア基礎築造工法（ベノト杭法、リバースサーキュレーション法、カルウエルド法、アースドリル法等）等が挙げられる。本橋では、諸種の基礎工法を比較検討した結果、大径鋼管杭（φ 812.8）を放射状斜組杭として用いることを計画して¹⁾、いろいろの載荷試験を施工し、その安全性を確かめることができた。更に組杭計算法（竹下氏法²⁾）と実測値との比較をすることができたのでここに報告し、今後の同様な基礎構造並びに試験解析の参考に供したい。

§1 工事概要

橋長：917.80 m 巾員：8.00 m

荷重：T.L-20 t

上部構造（案）

側径間：2 @ 5 径間連続箱桁（支間 5 @ 52.70 m）

1 @ 3 径間連続箱桁（支間 3 @ 52.70 m）

主径間：3 径間連続鋼床版箱桁

（支間：53.80 m + 120.00 m + 53.80 m）

下部構造（案）

L.A : 鋼管直斜組杭（φ 812.8 ℓ = 50.0 m）

1 P ~ 8 P : 鋼管斜組杭（φ 812.8 ℓ = 40.0 m）

9 P ~ 10 P : 鋼管矢板法（φ 600 ℓ = 35.0 m）

11 P ~ 12 P : 井筒工法（ℓ 25.0 m）

13 P ~ 15 P : リバースサーキュレーション法：

（φ 1,000 ℓ = 25.0 m）

R.A : 同上

図-1 は試験の対称とした、No. 4 P の構造概要である。

§2 架橋地点の土質と杭打込機械

2-1 架橋地点の土質

本橋架設地点の土質調査は一般に行なわれているものその他、表-1 のような室内試験、現位置試験を併行した。

札幌開発建設部道路第1課

図-1 左岸側径間橋脚
（上部構造 5 径間連続桁，ダンパー使用）

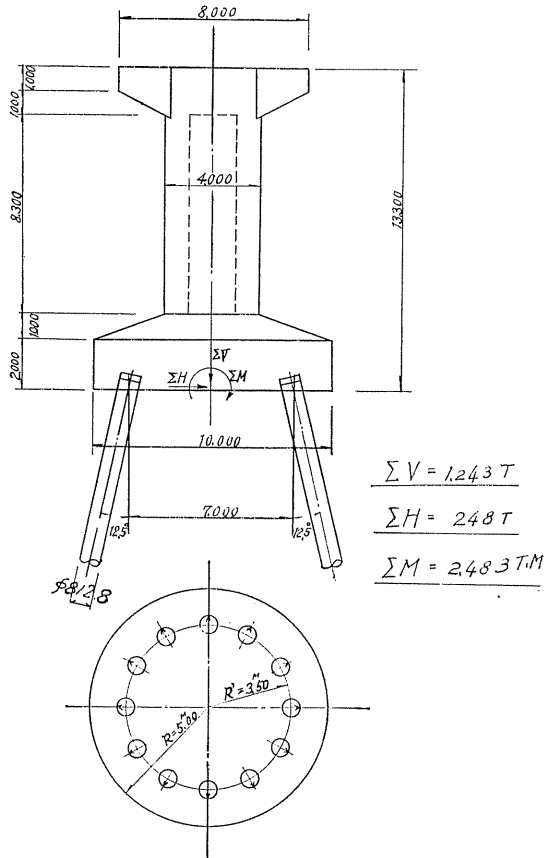


図-2 は架橋路線に沿った土質柱状図である。これによれば、土質、土性より大略3つの推積状態にあると見なすことができよう。

(1) 上部砂質土層

$N=2\sim 15$ の工学的に緩い沖積世堆積のもので、 N 値のパラッキと同様に土性は地域的、及び深度方向に不均質であり地耐力は小さい。

(2) 中間粘性土層

全線に亘って長大な層厚を有して、土質は50%前後の自然含水比を有し、L.L は自然含水比より大きい高塑性の

図-2 架橋中心線土質柱状図

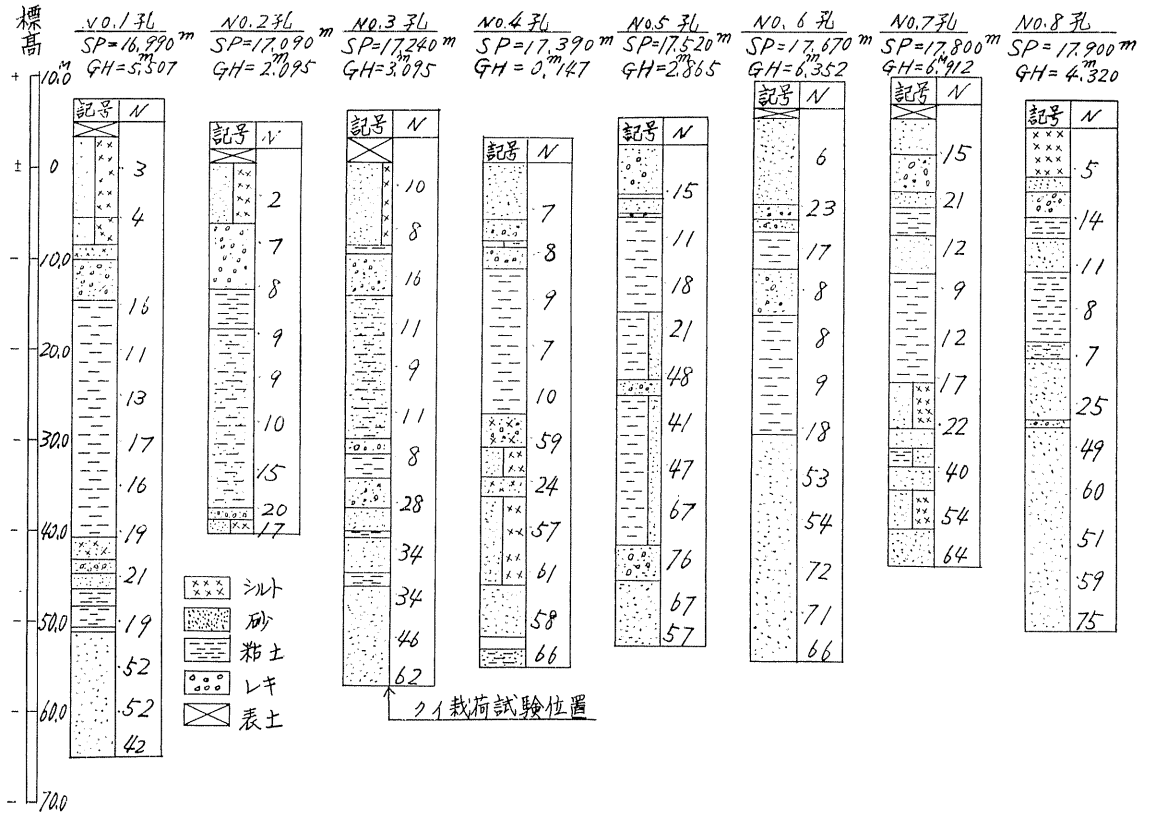


表-1 土質試験の種類

種別	名 称	摘 要
原試 位置 試験	腐蝕度試験	N.G.I による判定
	k_n 値測定	プレシオメーター法
	間隙水圧測定	坂田式
物 理 試 験	粒度分析	
	真比重測定	
	湿潤密度測定	
	L.L 測定	
	P.L 測定	
力 学 試 験	圧密試験	歪制御法・非排水 歪制御法
	直接剪断試験	
	三軸圧縮試験	
	一軸圧縮試験	

ものである。圧密試験結果によると概して圧縮性がやや大きい、粘着力大きく過圧密をうけている。

(3) 下部砂質土層

$N=30\sim 50$ 程度で下層へ行くに併い、 N 値が増大する。重量構造物の基礎はこの層まで到達させる必要がある。

2-2 試験杭施工位置の土質

杭の載荷試験を施行した近傍の土質調査の詳細を図-3 に示す。

2-3 打込機械

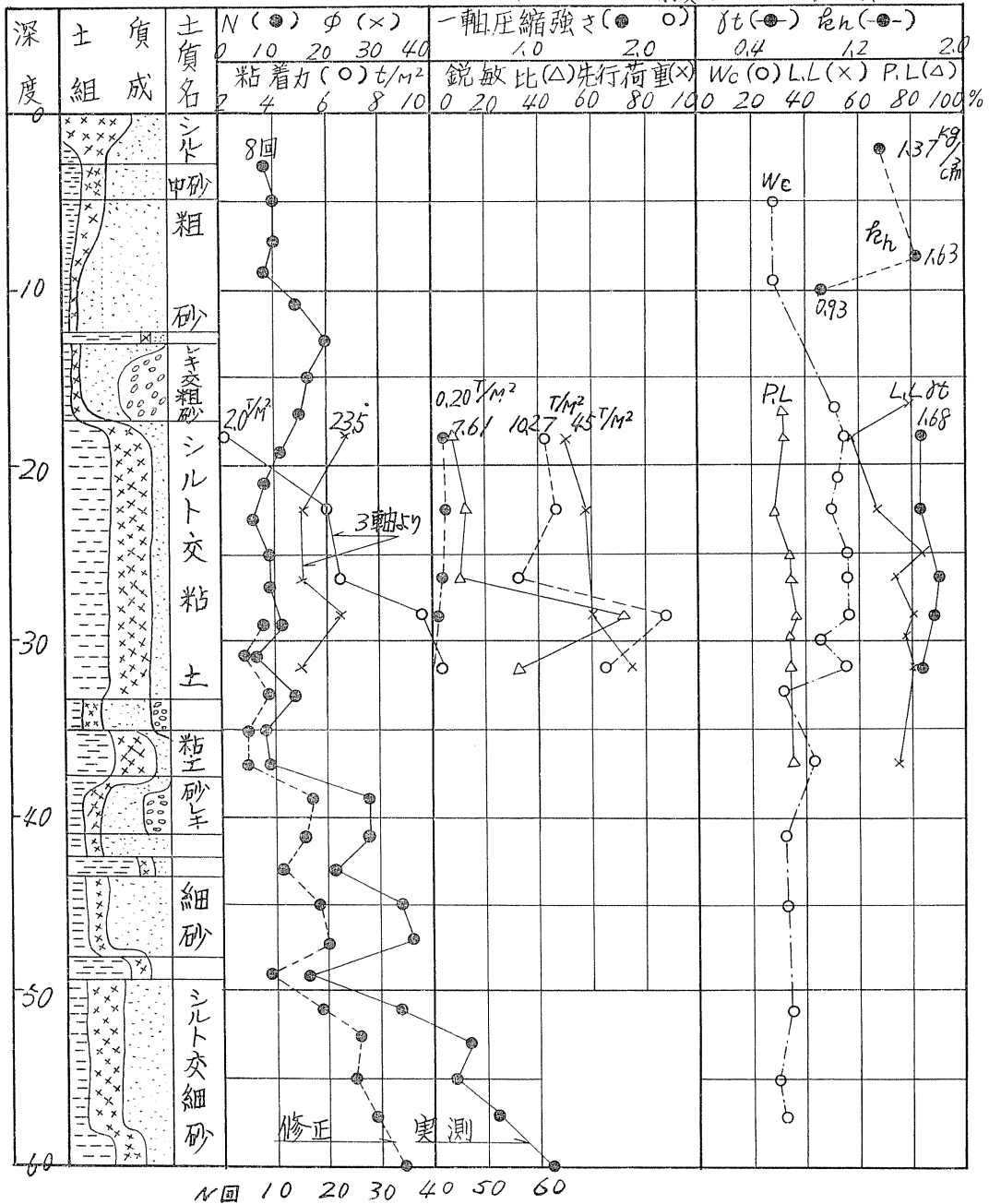
上述の土質に対して、中間粘土層の $\phi=0$ として静力学公式によつて杭 1 本当りの極限支持力を 700 t と見込み杭長 60 M を計画した。これを貫入せしめる打込機械として、最終貫入量を 0.05 cm と仮定すれば 1 打撃の仕事量は 10,000 kg・m を要するので、デーゼルハンマー 40 型を採用することとした。しかし地表面からの深度 37 m 附近 ($N=28$) で 1 打撃 当りの貫入量が 0.02~0.04 cm で予定杭長の 65% で打込不能となつた。これは歪計プロテクターの影響も考えられるが中間粘土層の $\phi=0$ (室内試験

表-2 D-22 と D-40 の比較

型 式	22型	40型
全 重 量	4,714 kg	9,570 kg
ラム重量	2,200 kg	4,000 kg
1 打撃の仕事量	5,500 kg・m	10,000 kg・m
燃焼による押圧力	72,000 kg	127,000 kg

図-3 クイ試験附近の土質柱状図

ボーリング孔 NO.3 デニソンサンプリング標貫ポレシオメーター法



では $\phi=15^\circ$ (前後) と仮定したことに大きな差があつたものと思われる。表-2 に打込に使用したD-40型の性能を示す。写真-1 は、斜杭打込状況である。

§3 試験杭の配置と試験計画

図-4, 表-3 に試験杭の配置と試験の種類を示す。なお、杭の構成については図-11参照。

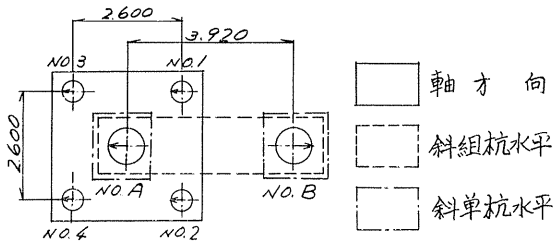
表-3 試験の種類

試験名	試験杭	試験の種類	打込後数日
打込試験	①	リバウンド, 打撃応力	0日
軸方向載荷	①	移動, 応力分布	25日
斜組杭水平	①+②	移動, 傾斜角, 応力	38日
斜単杭水平	①→③	同上	43日

写一1 鋼杭打込状況



図一4 試験杭の配置

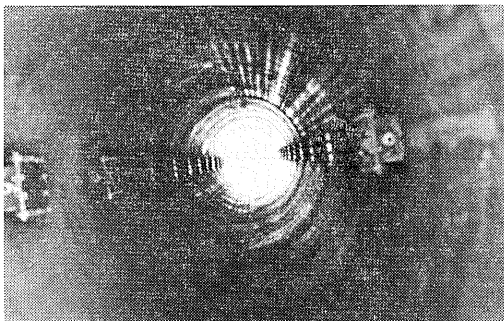


この報告では主として斜組杭解析に必要なものを取り上げ以下の順にしたがって記述する。

- 軸方向載荷試験
- 斜単杭水平載荷試験
- 斜組杭水平載荷試験

試験の方法は一般に行なわれているものと大差ないが、歪計はゲージプロテクターやコードプロテクターの影響を受けて正しい数値を示さないことが予想されるので、予め歪計較正試験³⁾を行ない、歪計較正係数を求めておいた。写真一2に歪計取付の状況を示す。

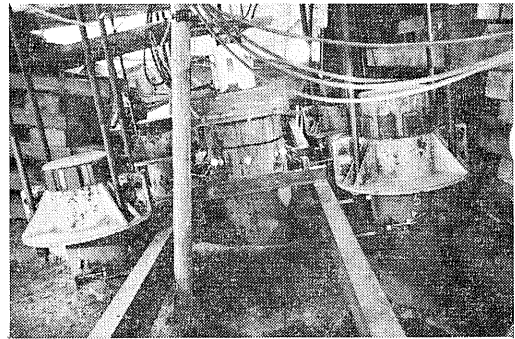
写一2 鋼管内面の歪計取付状況



§4 軸方向載荷試験

試験杭は、斜組杭の解析と条件を同一にするためと、将来橋脚基礎の一部として使用する目的で斜杭を使用した。(写真一3)

写一3 軸方向載荷試験



図一5に荷重と変形量との関係を示す。図一6は各処女荷重時における断面力の深さ方向の分布である。又図一7は処女荷重と沈下量との関係を示したものであるが、載荷装置の能力の都合上この載荷試験から直接極限支持力を求めることができなかつた。しかし、各静力学公式及び動力学公式から判断してこの杭の極限支持力を $V=700t \sim 800t$ と見なすことができると思われる。

—検討—

(1) 図一7。載荷重と全沈下量との関係は近似的に次式で表わし得る。

$$y = x^a \quad a = 0.004983$$

ここに y = 処女荷重時の全沈下量 (cm)

x = 載荷重 (ton)

(2) 図一6。軸方向荷重が増大するにつれて、周面摩擦力も増加する。

(3) 実測の弾性変形量と、摩擦力が深さ方向に比例して増加すると仮定して⁴⁾計算した弾性変形量との比較を図一5上段に示した。図一6からも推察できることではあるが試験杭の支持機構はほとんど摩擦力に頼っている。

(4) 組杭解析に必要な軸方向ばね定数を実測から求めたものが表一4である。

表一4 軸方向ばね定数

V	60	100	150	200	250	300	400	500
K_V	833	618	494	441	390	358	301	263

§5 斜単杭水平試験

単杭の水平力に対する諸性質は、軸方向力に対する性質と共に、組杭解析上不可欠のものであり、その取扱いには慎重な配慮を要する。この試験で測定したものは、荷重一

杭頭移動、荷重—杭頭たわみ角、荷重—杭地中部曲げひずみ、の3点であるが、ここでは組杭試験の解析上必要な、荷重—杭頭移動の関係について詳述しよう。

5-1 荷重—水平移動の関係 (図-8)

図-8より、単杭としての横方向降伏支持力は、塑性変形が急増する傾向を示す $H=25t$ である。この試験から得られる諸数を半対数図にまとめたのが図-9である。⁶⁾

ここに δ = 杭頭水平変位量 (cm)

k = 水平地盤反力係数 (kg/cm²/cm)

$$T = \text{相対剛性係数} = \sqrt[4]{\frac{EI}{kB}} \text{ (m)}$$

例えば、杭基礎の許容水平移動量を 2.0 cm とすれば、 $H=23.5 \text{ ton}$ であるから

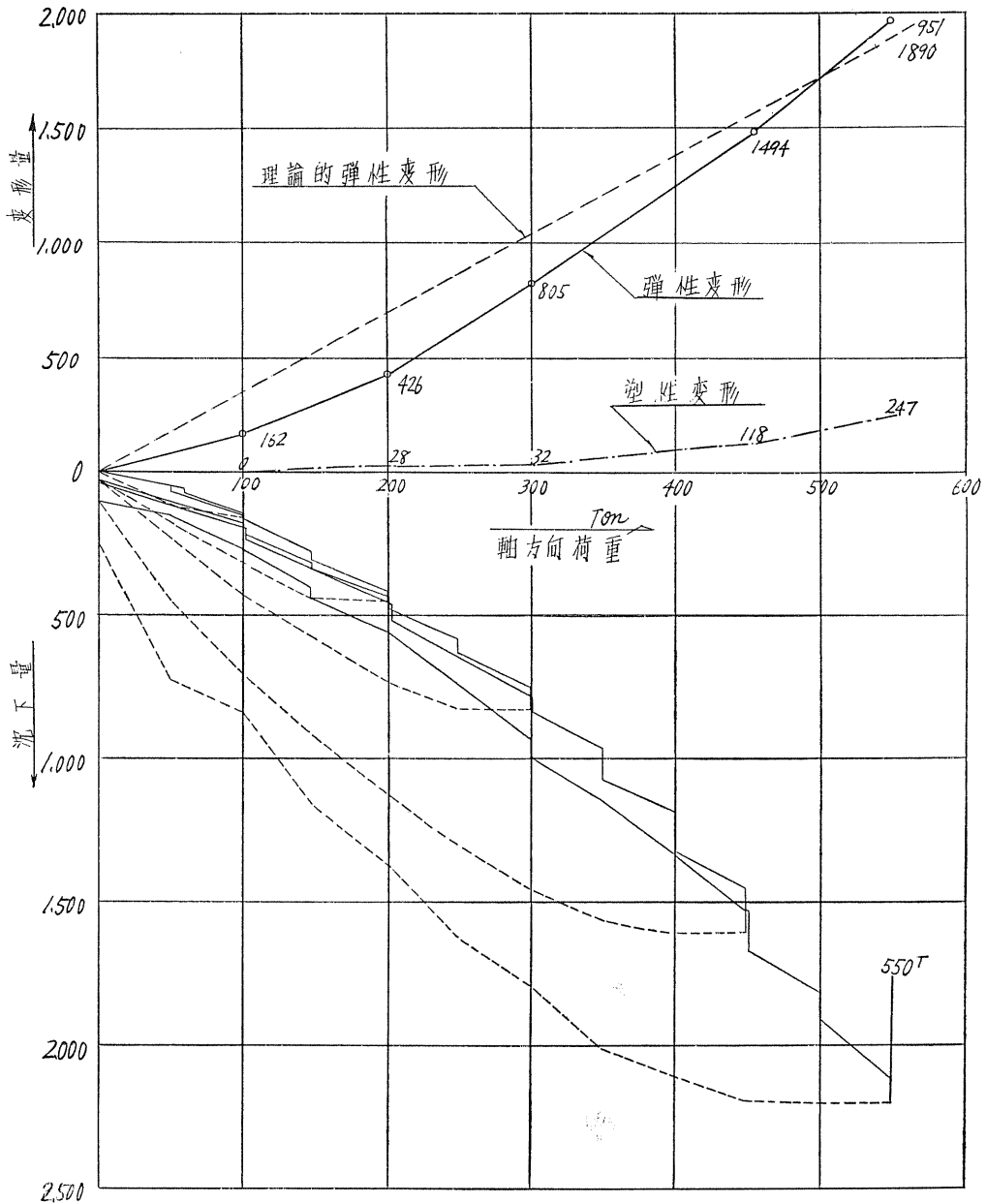
$$Ku = 11.8 \text{ t/cm}, k = 0.65 \text{ kg/cm}^2, T = 3.25 \text{ m}$$

(点線) を得る。

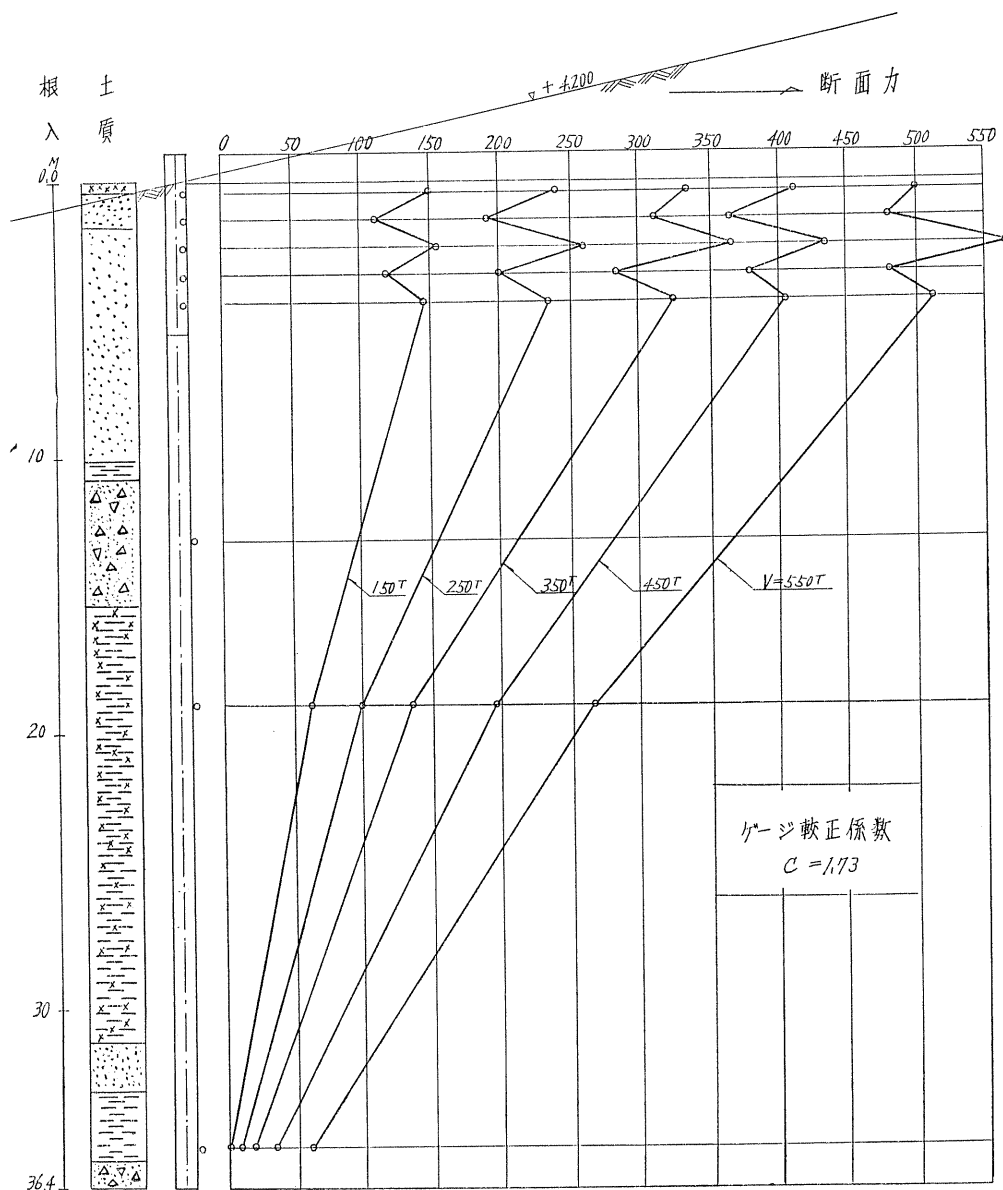
5-2 杭地中部曲げ応力の測定

各処女荷重における杭地中部の曲げ応力を測定した。(図-10)

図-5 軸方向載荷試験



図—6 軸方向断面力分布の測定



単杭としての最大曲げ応力を発生する位置は水平力の増加につれて深くなるが、その頂点は各荷重に対して地表面以下1.07 T~1.12 Tの深度にあり、これは Y. L. Chang の解にほぼ等しい⁶⁾。又、横荷重の大きい場合でも、地表面下 10.0 m ($H=30t$ に対して $2.86 \cdot T$) 以下では、曲げ応力はほとんど問題にならない。

§6 斜組杭水平載荷試験⁶⁾

組杭の解析法は、これまでいくつかの理論式が提案されているが、いずれも実験の裏付けに乏しい。ここでは竹下悖氏の方法²⁾ によって計算した。この方法は、次の4つの

条件のもとに、H. Matlock が提案した相対剛性率 $T^{(6)}$ をパラメーターとして、弾性論を組合せて解くもので、後述するように、実験結果に対するバラツキは変位、回転共に高々数%程度であり、杭に発生する、曲げ応力に対しても良好な傾向を示している。

組(群)杭解析上の条件

- (1) 各杭は底版コンクリートに剛結されている。
- (2) 床版コンクリートは剛体である。
- (3) 組(群)杭を構成する各単杭は、杭頭において、杭軸方向及び横方向(変位、回転)に対して弾性的性質を有し、各単杭の各弾性的性質はひとしい。

圖-7 「log P-log S」曲線

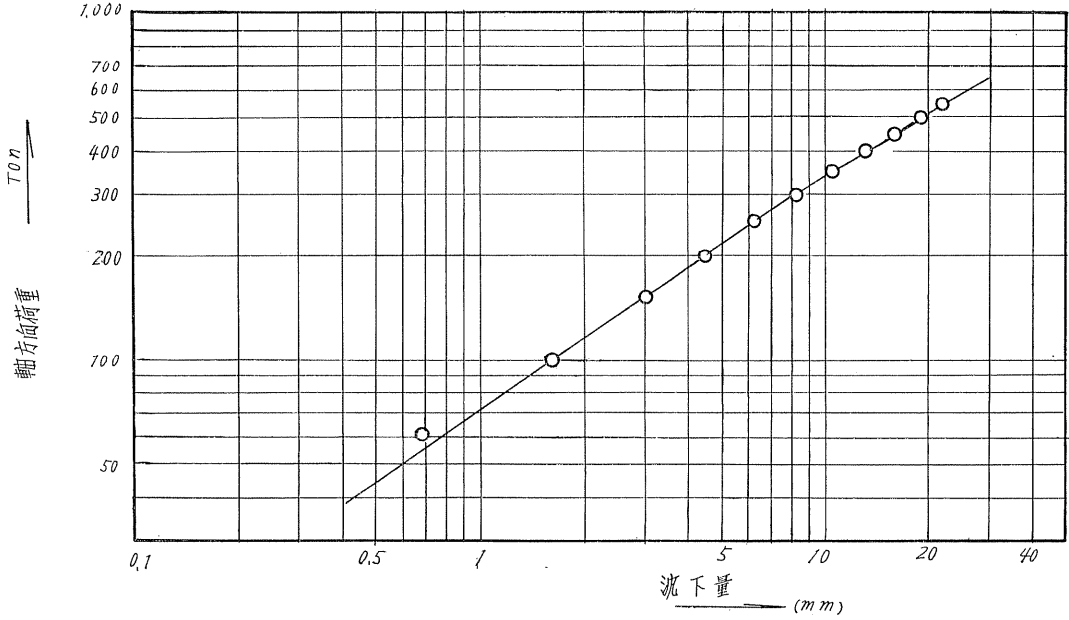


圖-8 斜单杭水平試驗 No. B 杭

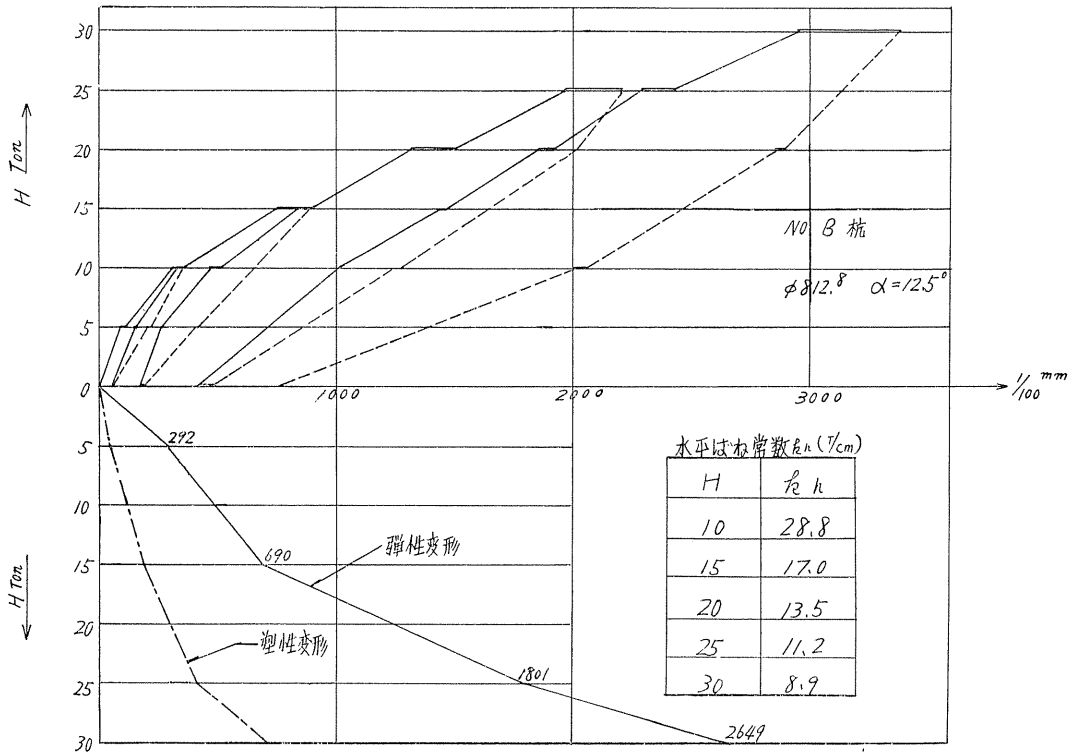


図-9 水平力と諸数 (No. B 杭)

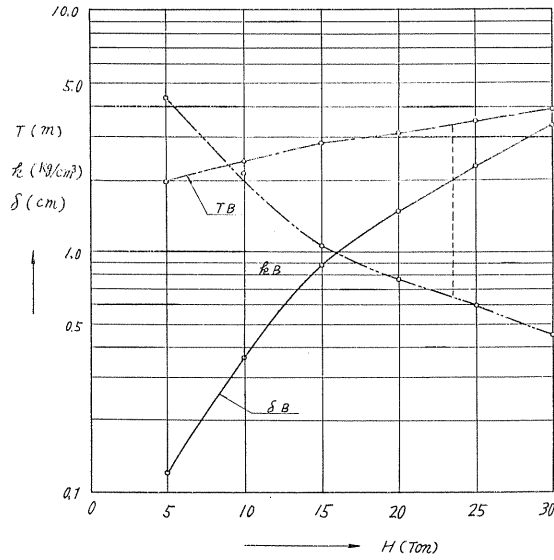
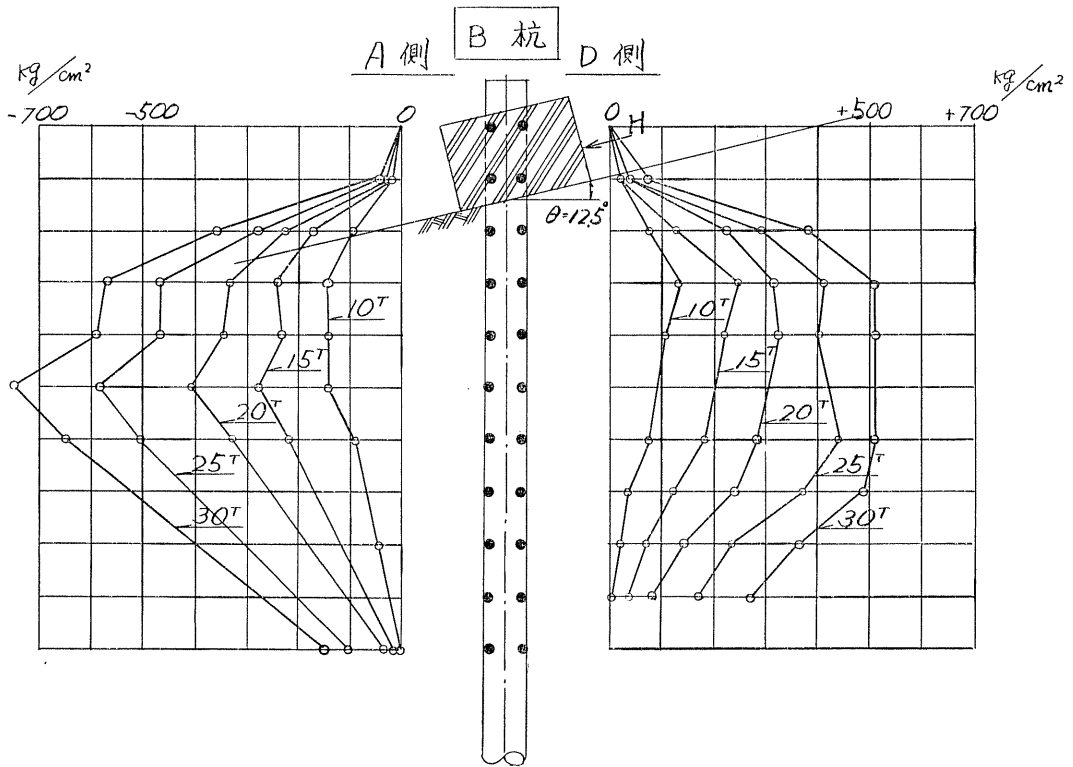


図-10 斜単杭曲げ応力



(4) 杭の弾性的挙動は、弾性床版上のはりとして説明される。

6-1 試験杭の構成

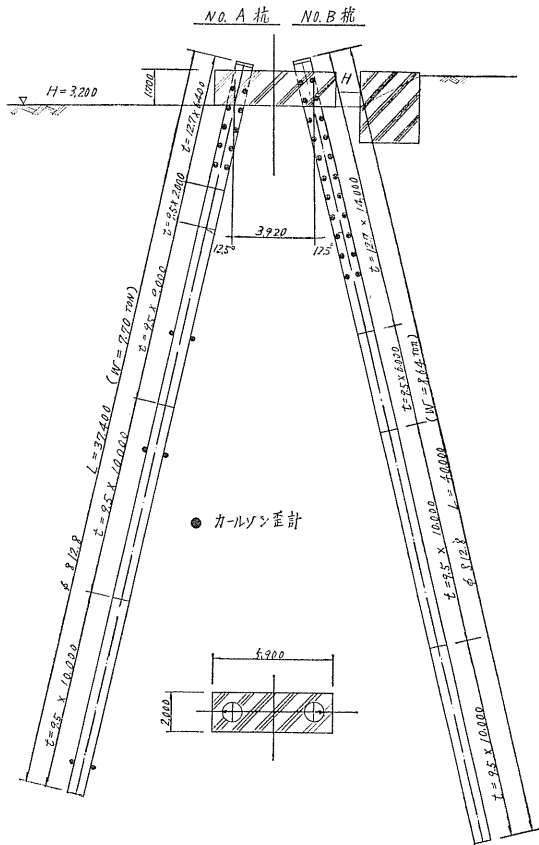
試験杭の配置と構成は図-11に、組杭試験の状況を写し

4に示す。

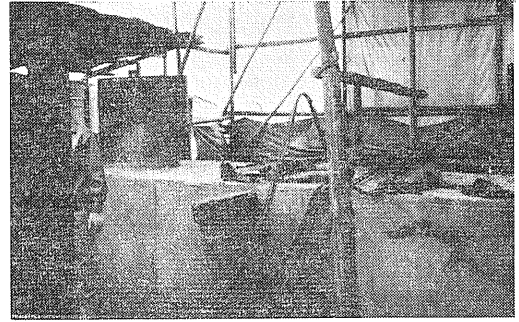
6-2 荷重--移動量の関係

水平載荷は、20 t, 30, 40, 50, 60, 70, 78.3 t, の7サイクルに分けて行ない、図-12に $H-\delta_h$ の関係を図示す

図-11 斜組杭水平試験



写-4 斜組杭水平試験



る。ここで、各処女荷重に対する単杭としての諸弾性数値を求めたのが表-5である。

表-5 組杭解析に必要な諸数(実験値)

組杭 H (t)	δ (cm)	単杭 H (t)	T (m)	k kg/cm ³	K_H t/cm	γ $K_V=833$
10.0	0.039	2.3	1.863	5.52	59.00	0.100
20.0	0.101	5.0	1.971	4.36	49.50	0.084
30.0	0.175	6.8	2.140	3.17	38.90	0.066
40.0	0.267	8.5	2.285	2.43	31.90	0.054
50.0	0.379	10.4	2.497	2.00	27.50	0.047
60.0	0.486	11.6	2.520	1.65	23.83	0.040
70.0	0.629	13.0	2.642	1.36	20.63	0.035
78.3	0.752	14.0	2.740	1.19	18.65	0.032

図-13 斜組杭杭頭撓角曲線

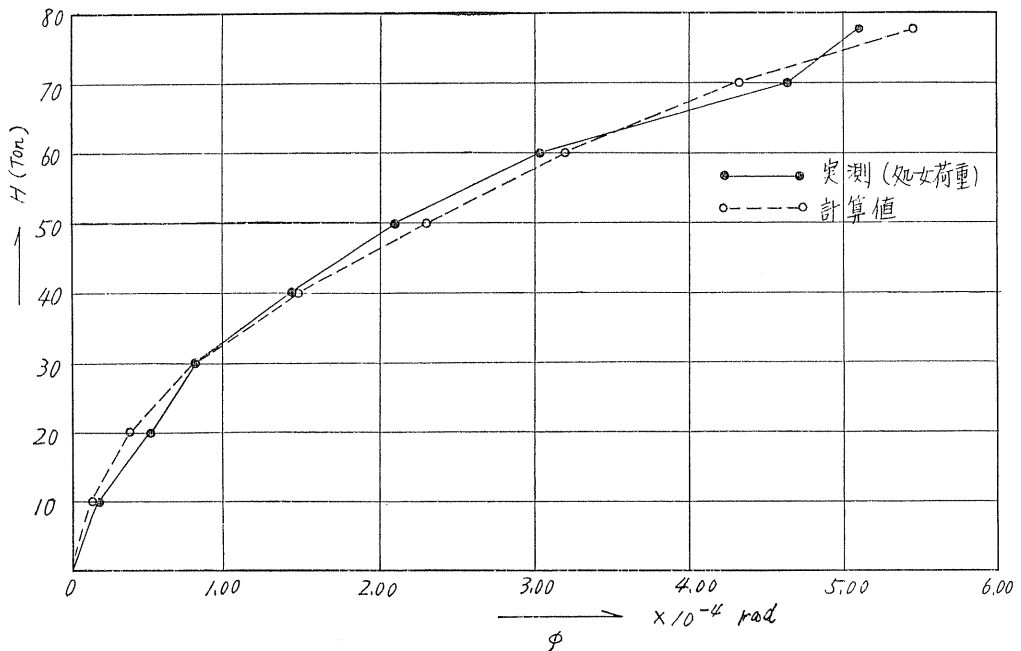
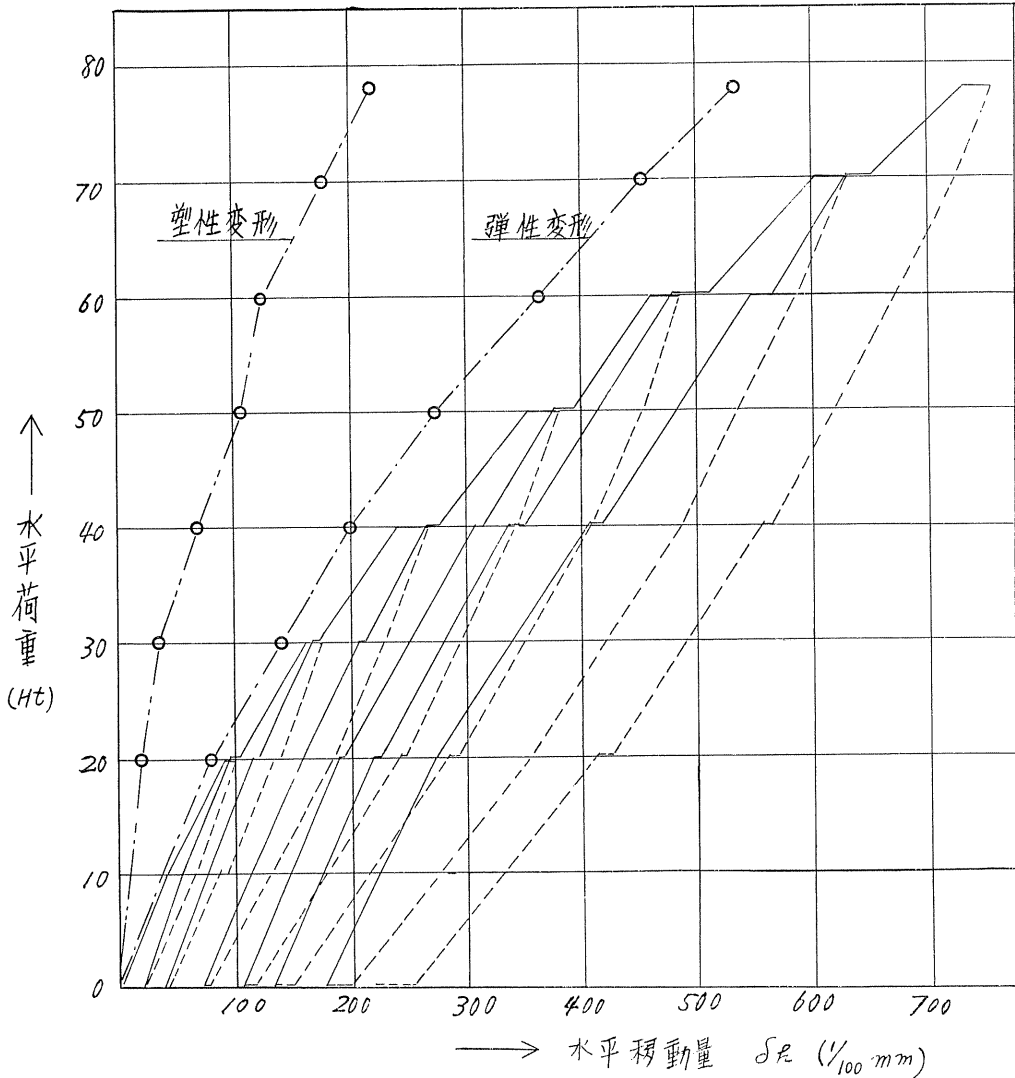


図-12 斜組杭 $H-\delta_h$ 曲線



ここで

$$T = \sqrt[3]{\frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \frac{EI}{H} \cdot \delta_h} \dots [L]$$

$$\gamma = \lambda_h \cdot \frac{K_H}{K_T} \dots \text{無次元}$$

$\lambda_h; \sqrt{2}$ ($k = \text{const}$ とする)

K_T ; 水平力によつて、組杭を構成する単杭に働らく押込力 (又は引抜力) に対する軸方向弾性定数で表-4 参照。

6-3 底版の傾斜角

杭が横荷重をうけた時に、実測可能な境界条件のひとつに、杭頭 (組杭の場合は底版) の回転角がありこれは構造物の水平移動量を求めるに大切な要素となる。図-13に処女荷重に対する回転角 ($\text{rad} \times 10^{-4}$) の実測値と計算値との

比較を示す。計算値については8-5及び表-9を参照。

6-4 杭の地中部曲げモーメント

水平力によつて杭に発生するひずみ ϵ は、曲げひずみ $\epsilon(B)$ の他に、軸力によるひずみ $\epsilon(N)$ も含まれている。すなわち

$$\epsilon = \epsilon(B) + \epsilon(N)$$

$\epsilon(N)$ は、一本の杭の同一の深さに配置された2ヶの ϵ を測定することによつて求まる。

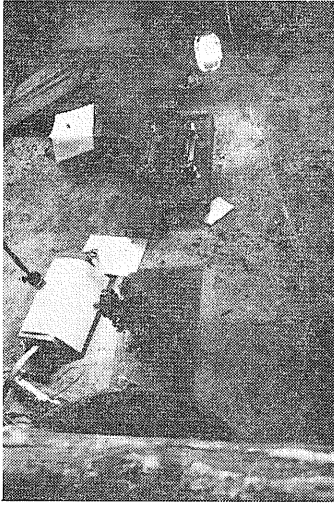
$$\epsilon(N) = \frac{\epsilon(C) + \epsilon(T')}{2}$$

但し $\epsilon(C)$; 水平力を受ける面のひずみ

$\epsilon(T')$; $\epsilon(C)$ と正反対の面のひずみ

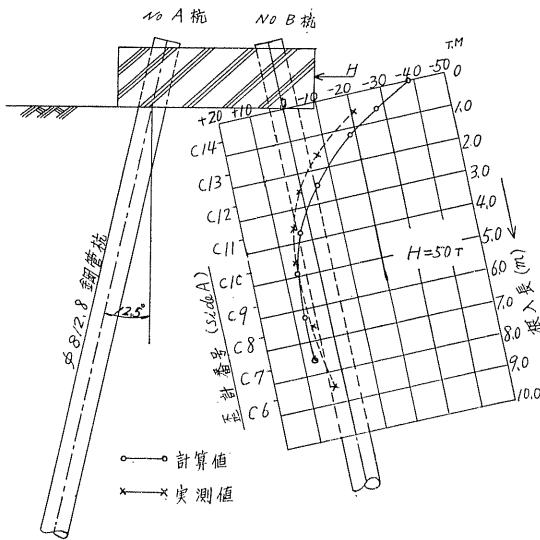
後者の式によれば $\epsilon(N)$ の深さ方向の分布も直ちに求めることができるが、歪計の一方が不能になつたり、精度が一

写一五 斜組杭 Monolith 傾斜角測定



様でない場合が多いので誤差が大きくなりやすい。ここでは、軸方向載荷試験の資料から、周辺摩擦力の影響を考慮して、 $\epsilon(B)$ だけを算出して、曲げモーメントを求めた。 $H=50\text{ t}$, 60 t , 70 t , について計算値と試験結果を対比したのが、図一14、図一15、図一16である。8-5参。

図一14 斜組杭水平試験
地中部曲げモーメント $H=50\text{ t}$



6-5 計算例 ($H=60\text{ t}$ の場合)

$\phi 812.8$ $t=12.7$ $A=319.2\text{ cm}^2$

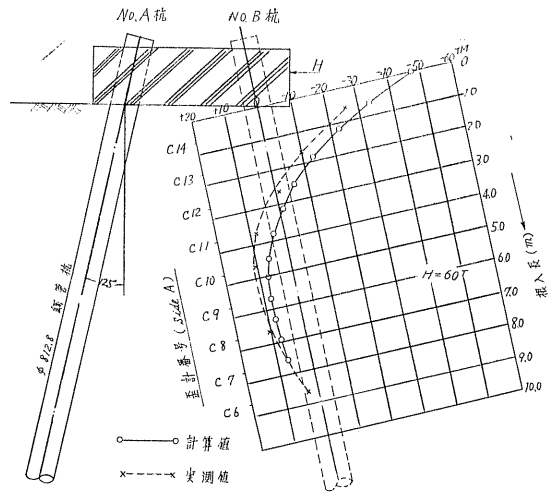
$I=256 \times 10^3\text{ cm}^4$ $Z=6,400\text{ cm}^3$ (内面)

表一5より

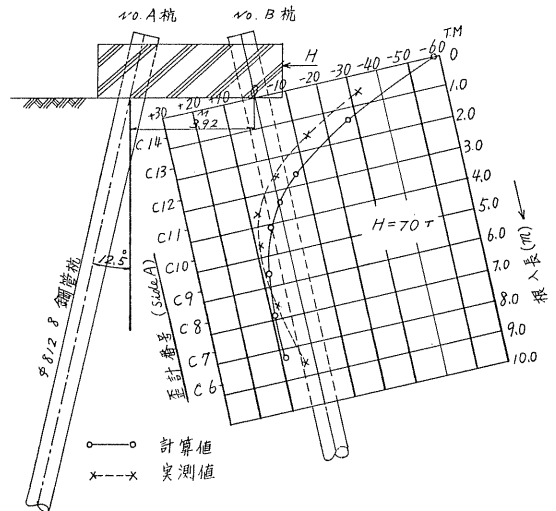
$T=2,520\text{ m}$ $r=0.040$

$b=B/T=0.776$ $EI=5.376 \times 10^{11}\text{ kg}\cdot\text{cm}^2$

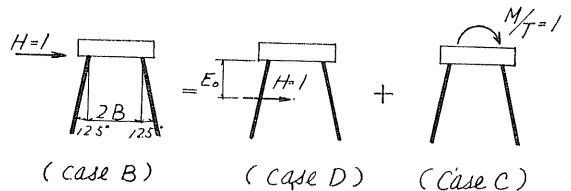
図一15 斜組杭水平試験
地中部曲げモーメント $H=60\text{ t}$



図一16 斜組杭水平試験
地中部曲げモーメント $H=70\text{ t}$



図一17 荷重の分解



図一17のように外力を分解して、各 case に対する数理解を表一6に示す。但し

$C = \cos 12.5^\circ$ $S = \sin 12.5^\circ$

$\mu_m = \lambda_n = \sqrt{2}$, $\lambda_m = \mu_n = 1.000$

表-6 CASE D, C の計算

	CASE D ($H=1$ $E=-E_0$)		CASE C ($M/T=1$)	
$-V_1=V_2$	0	0	$\frac{1}{2} \cdot \frac{C}{r}$	= 0.496
$H_1=-H_2$	$-\frac{1}{2C}$	= 0.512	$\frac{1}{2} \cdot \frac{S}{r}$	= -0.110
$M_1/T=M_2/T$	$-\frac{1}{2C} \cdot \frac{\lambda_h S + \mu_h b}{q}$	= -0.422	$\frac{1}{2} \cdot \frac{\beta}{r}$	= 0.105
$\delta/T^3/EI$	$\frac{1}{2} \cdot \frac{\epsilon b}{q}$	= 0.295	$\frac{C}{2} \cdot \frac{\lambda_m \beta - \lambda_h S + \gamma S}{r}$	= -0.045 = λ_{m1}
$\phi/T^2/EI$	$-\frac{S}{2C} \cdot \frac{\epsilon}{q}$	= -0.085	$\frac{1}{2} \cdot \frac{\mu_m \beta - \mu_h \cdot S}{r}$	= 0.039 = μ_{m1}

$\epsilon = \mu_m \cdot \lambda_h - \lambda_m \cdot \mu_h = 1.000$
 $q = \lambda_m \cdot S + \mu_m \cdot b = 1.314$
 $\beta = \frac{\mu_h \cdot b \cdot S + \lambda_h \cdot S^2 + \gamma \cdot C^2}{q} = 0.207$
 $r = 2(b + \beta) = 1.967$
 $e_0 = \frac{1}{C} \cdot \left(b \cdot S + \frac{\lambda_h \cdot S + \mu_h \cdot b}{q} \right) = 1.015$
 case B = case D + e_0 · case C
 $-V_1 = V_2 = 0 + 1.015 \times 0.496 = 0.503$
 $H_1 = -H_2 = -0.512 + 1.015 \times (-0.110) = 0.400$
 $M_1/T = M_2/T = -0.422 + 1.015 \times 0.105 = -0.315$
 $\lambda_{h1} = \delta/T^3/EI = 0.295 + 1.015 \times (-0.045) = 0.249$
 $\mu_{h1} = \phi/T^2/EI = -0.085 + 1.015 \times 0.039 = -0.045$
 check $\lambda_{m1} = \mu_{h1}$ O.K!

したがって、 $H=60$ t に対する杭頭の作用力は

$-V_1 = V_2 = 0.503 \times 60 = 30.2$ t
 $H_1 = -H_2 = 0.400 \times 60 = 24.0$ t
 $\delta_{60} = (\lambda_{h1} \times T^3/EI)H = 0.745 \times 60 \times 10^{-1} = 0.445$ (cm)
 $\phi_{60} = (\mu_{h1} \times T^2/EI)H = 0.0535 \times 60 \times 10^{-4}$
 $= 3.19 \times 10^{-4}$ (rad)

また地中部の B.M は

$\int M_0 = -0.315 \times 2.520 \times 60.0 = -47.64$ (t.m)
 $\int H_0 \cdot T = 24.0 \times 2.520 = +60.48$ (t.m)

より表-7のごとく計算される。

表-7 杭の地中部 B.M 計算値 (部分)

$z = x/T$	(m) x	A_m	(t.m) $A_{m0} \cdot H \cdot T$	B_m	(t.m) $B_m \cdot M_0$	(t.m) Σ B.M
0	0	0	0	1.00	-58.45	-58.45
0.25	0.63	0.208	15.27	0.972	-56.81	-41.54
0.50	1.26	0.344	25.26	0.902	-52.72	-27.46
0.75	1.89	0.421	30.91	0.805	-47.05	-16.14
1.00	2.52	0.453	33.26	0.695	-40.62	-7.36
1.50	3.78	0.427	31.35	0.471	-27.53	+3.82
2.00	5.04	0.340	24.96	0.278	-16.25	+8.71
2.50	6.30	0.237	17.40	0.134	-7.83	+9.57
3.00	7.56	0.145	10.65	0.040	-2.34	+8.31

これに対して、杭地中部分 B.M の実測値は歪計の精度の良好な No. B 杭 side-A について検討した。但し、前述のごとく軸方向載荷試験結果を参考にして、水平力によつて、組杭を構成する単杭に生じる軸方向力は、 $f=1.0$ t/m² の摩擦力によつて地中に分散するものとす。表-8 参照。

ここに σ_1 = 実測応力 (kg/cm²)
 N = 底版下 x m における軸力 (ton)
 $\sigma_2 = N$ による応力 (kg/cm²)

表-8 杭の地中部 B.M (実測)

歪計	x	σ_1	N	σ_2	$\sigma_3 = \sigma_1 - \sigma_2$	$\sigma_3 \times z$	f	B.M
C-14	0.6 m	-206	30.0 t	+96	-302	-19.3 t.m	1.35	-26.1 t.m
C-13	1.6 m	-28	26.1 t	+82	-110	-7.1 t.m	1.35	-9.6 t.m
C-12	2.6 m	+67	23.6 t	+74	-7	-0.5 t.m	1.35	-0.7 t.m
C-11	3.6 m	+163	21.0 t	+66	+97	+6.2 t.m	1.35	+8.4 t.m
C-10	4.6 m	+176	18.5 t	+58	+118	+7.5 t.m	1.35	+10.1 t.m
C-8	6.6 m	+162	13.4 t	+42	+120	+7.7 t.m	1.35	+10.4 t.m
C-6	8.6 m	+54	8.3 t	+26	+28	+1.8 t.m	1.35	+2.4 t.m

σ_3 = 曲げのみによる応力 (kg/cm²)

f = 歪計較正係数

各荷重に対して以上のごとき計算を行ない、実測値と比較したのが表—9である。

表—9 計算値と実測値との比較

$H(t)$	δ_h (cm)			ϕ ($\times 10^{-4}$ rad)			M_{max} (t.m)	
	計算	実測	計/実	計算	実測	計/実	計算	実測
10.0	0.035	0.039	0.90	-0.14	-0.17	0.82	-5.87	
20.0	0.072	0.101	0.71	-0.39	-0.52	0.75	-12.50	
30.0	0.146	0.175	0.83	-0.83	-0.82	1.00	-20.16	
40.0	0.232	0.267	0.87	-1.47	-1.44	1.02	-28.88	
50.0	0.341	0.379	0.90	-2.30	-2.09	1.10	-39.20	図—14
60.0	0.445	0.486	0.92	-3.19	-3.04	1.05	-47.64	"—15
70.0	0.606	0.629	0.97	-4.32	-4.64	0.93	-58.45	"—16
78.3	0.732	0.752	0.97	-5.43	-5.10	1.06	-67.10	

6—6 放射状群杭の解折

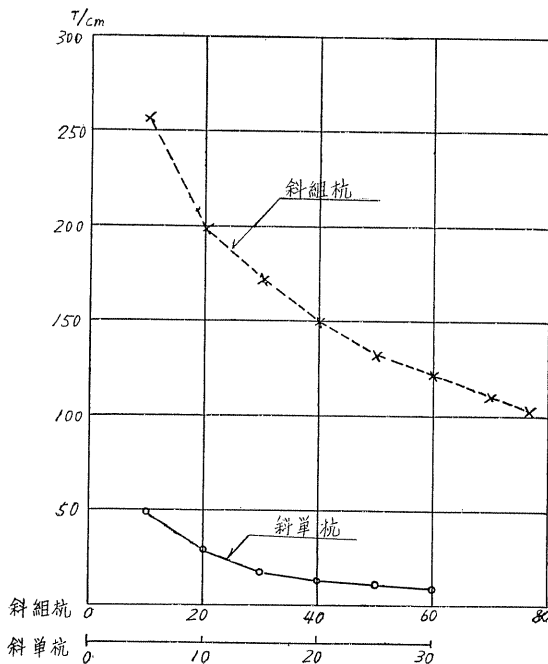
以上に述べた試験結果を導入して、図—1に示すごとき放射状群杭基礎を解折した。地震時について結果のみを表示する。

V_{max}	V_{min}	M_0	H_{max}	δ_1	δ_2	σ_{max}
1 本当 t +232	1 本当 t -23	1 本当 t.m +6.3	1 本当 t +16	杭頭 cm 0.9	脊位置 cm 2.1	kg/cm ² +824

§7 斜杭基礎の問題点

図—18に示すように、斜組杭の杭頭水平ばね定数は、斜

図—18 斜単杭，斜組杭水平ばね定数



組杭を構成する斜単杭の水平ばね定数の数倍に達する。後藤氏⁹⁾によれば、斜組杭全体の杭頭水平ばね定数は次式によつて示される。

$$K_H = \frac{H}{\delta_h} = \frac{2(\gamma \cos \theta + 1/k_0 \cdot \sin \theta)}{\gamma/k_0}$$

$$= 4EI \beta^3 \cos \theta + 2Ea/\ell \cdot \sin \theta$$

$$= K_H(M) + K_H(N)$$

但し

$$k_0 = 2EI\beta^3$$

$$\gamma = \ell/E \quad \ell: \text{杭長}$$

$$K_H(M) = \text{杭の曲げ抵抗による } K_H$$

$$K_H(N) = \text{杭の軸方向抵抗による } K_H$$

上記の式より、斜角が増すほど、また斜組杭を構成する斜単杭の軸方向ばねが、水平方向のばねに比べて強いほど、水平力に対しては斜組杭の効果が大きくなること分る。

しかし一般に斜杭は、その構造上、常時においても死荷重によつて杭に曲げが働いていること(図—1の場合+6.2 t.m)、周辺の地盤沈下によつて杭材の地中部にさらに大きな曲げが作用する可能性があること、地震時の挙動が明確でないこと、及び施工に当つては、せまい用地内の斜杭打ちの困難さ、施工精度の問題、杭打機種が制限され、打撃エネルギーが減少することにより杭の支持力が過大評価となる恐れがあることなど、なお検討を要する多くの問題を含んでいる¹⁰⁾。

む す び

以上に述べたように、斜組杭はいくつかの問題点があるにしても、他の型式の杭基礎に比較して力学的な優位は否めない。組杭の解折法もここでは一例(竹下氏法)のみの検討ではあるが、実験値に対して±数%以内のパラッキにおさまり、極めて有用な計算法であると思う。要は、組杭を構成する単杭の軸方向及び水平方向の弾性的な性質をいかに正しく把握するかが、大切なことである。一たん単杭

の評価を誤まれば、組杭の計算結果は、その傾向さえ遠くはなれてしまうであろう。

しかし杭基礎の現場毎に、大がかりな載荷試験を施工するのは多くの時間と経費を要することであるので、過去の試験結果を土質のパターンによつて分類しておき、凡用性をもたせるのもひとつの方法であると思う。

また、水中深い位置に作られる橋脚の群杭試験に模型を使つて解折している例¹¹⁾もあるが、周知のように、土の反力係数 k や、杭の移動量一杭頭周辺の受働土圧の関係等は、杭材の形状寸法や土質等の影響を大きく受けるので、杭基礎の模型実験はきわめてむずかしいことと思う。

載荷試験結果から判断するに、木橋は、外的不静定構造物として設計し、地震時の水平反力をダンパーなどにより分散するならば、何等支障はない。しかし、長時間に亘つて荷重を受ける摩擦杭基礎は、多少に関らず沈下現象が発生することが予想される。この場合は、支点にある程度の不等沈下を考慮した設計を行えば良い。木橋側径間では、 $\delta=5.0\text{ cm}$ の不等沈下が最も不利な状態で起つた場合、死荷重による付加モーメントは $\delta=0$ の場合に比べて約10%増となる。この不等沈下の問題に関連して、今後摩擦杭の支持力の経時変化について考察を進めて行きたいと思う。最後にこの試験を施工するに当り、終始ご指導を頂いた北海道開発局土木試験所土室研究室河野室長はじめ同室杭班の諸氏、北海道開発庁開発専門官竹下技官、札幌開発建設

部道路一課上司の皆様及び清水建設株式会社研究所の諸氏に厚く感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 玉野治光：「変位が制限される基礎の設計について」第6回日本道路会議論文集
- 2) 竹下 惇：「組杭計算法」土木技術 Vol. 19-8~10.
- 3) 運輸省：港湾技術研究所「Hパイルの水平抵抗に関する研究」Mar. 1963.
- 4) 横山幸満：「鋼杭の設計と施工」1963.
- 5) 高橋陽一：「浜益橋における P.C パイル載荷試験について」第7回北海道開発局技術研究発表会論文集 Feb. 1964.
- 6) Lawrence B. Feagin : Lateral Pile-Loading Tests. With Discussion by Y. L. Chang, et al ASCE, Transactions Paper No. 1959, Nov. 1935.
- 7) 城所正雄訳：「水平荷重を受ける杭に対する一般的な解法」土木学会誌 Vol. 46-3.
- 8) 竹下 惇：「横荷重をうけるクイに関する 2, 3 の性質」技術資料 No. 18.
- 9) 後藤尚男他：「橋脚基礎用斜杭組杭の水平支持力の効果」第6回日本道路会議論文集
- 10) 池田俊雄：「東海道新幹線工事における土質工学上の諸問題」土と基礎 Vol. 12-10.
- 11) Thomas F. Comber and John M. Coan : Model Tests. Bridge Pier Supported on Long Steel Piles ASCE, Papers p. 1033, Oct. 1940.

「新石狩大橋基礎工学」 正誤表

表-7. 杭の地中部 B.M 計算値 ($k = \text{const}$)

$z = \frac{x}{T}$	$H_0 = 50.0 \text{ t} \quad T = 2.497$						$H_0 = 60.0 \text{ t} \quad T = 2.520$				
	$x = z \cdot T$	A_m	$A_m H_0 T$	B_m	$B_m M_0$	ΣM	$x = z \cdot T$	$A_m H_0 T$	$B_m M_0$	ΣM	
0	0 ^m	0	0 tm	1.000	-39.20 tm	-39.20 tm	0 ^m	0 tm	-47.64 tm	-47.64 tm	
0.25	0.624	0.208	+10.47	0.972	-38.10	-27.63	0.630	+12.58	-46.31	-33.73	
0.50	1.249	0.344	+17.31	0.902	-35.36	-18.05	1.260	+20.81	-42.97	-22.16	
0.75	1.873	0.421	+21.18	0.805	-31.56	-10.38	1.890	+25.46	-38.35	-12.84	
1.00	2.497	0.453	+22.79	0.695	-27.26	-4.95	2.520	+27.60	-33.11	-5.71	
1.25	3.121	0.452	+22.76	0.582	-22.81	-0.07	3.150	+27.33	-27.73	-0.40	
1.50	3.746	0.427	+21.48	0.471	-18.46	+3.02	3.780	+25.82	-22.44	+3.38	
1.75	4.370	0.388	+19.52	0.369	-14.46	+5.06	4.410	+23.47	-17.58	+5.89	
2.00	4.994	0.360	+17.11	0.278	-10.90	+6.21	5.040	+20.56	-13.24	+7.32	
2.25	5.618	0.288	+14.49	0.200	-7.86	+6.65	5.670	+17.62	-9.53	+7.89	
2.50	6.243	0.237	+11.92	0.136	-5.25	+6.67	6.300	+16.33	-6.38	+7.95	
2.75	6.867	0.188	+9.46	0.081	-3.18	+6.28	6.950	+11.37	-3.86	+7.51	
3.00	7.490	0.145	+7.30	0.040	-1.57	+5.78	7.560	+8.77	-1.91	+6.86	

「技術パンフレット」 p. 69 表-7 の $H_0 = 70.0 \text{ t}$ に対する計算値は、計算例 $H_0 = 60.0 \text{ t}$ の場合の計算値に上表 $H_0 = 60.0 \text{ t}$ の場合と参照。云々。

幌別ダム基礎止水工事について

(室蘭地区工業用水道布設事業)

北海道企業局 齋藤 直人*
川田 保夫**

目 次

1. 幌別ダム止水工事の概要
2. 「イコス」止水壁の工法について
3. 幌別ダムに於ける「イコス」止水壁について

1. 幌別ダム基礎止水工事の概要

工事場所 北海道幌別郡登別町字川上
工 種 イコス止水壁工
(イコスパイルベアダー工法)
工事数量 3,019 m²
(平均深さ 10 m 延長 293 m)
工 期 自 昭和38年12月
至 昭和39年10月

幌別ダムの基礎は岩盤まで平均 13 m の砂礫層であり、その透水係数は $1 \sim 10^{-2}$ 程度の大きな値を示しているため、通常施工されるアースダムにおけるコアの着岩は施工上極めて困難を伴うもので、工費も嵩むものである。砂礫層の止水工法については種々その例を見るが、ダム本体の基礎止水という重要な部分であるため、次の工法を検討の結果、その信頼性と工費の両面とから、イスコ工法を採

用したものである。

(イ) セメント注入工法

工事に先立つてグラウチングテストを行つた結果、地下水の流動のため流失されて止水効果の期待が極めて不安である。

(ロ) 薬液注入工法

セメントミルクと薬液とを併用し、止水壁を形成する方法を検討したが、ボーリングの間隔、注入のステージ回数等から工程的に施工が非常に困難である。一方、より止水効果を期待する様な薬液を使用すれば、工費が増大するもので、その確実性からも不安を抱くものである。

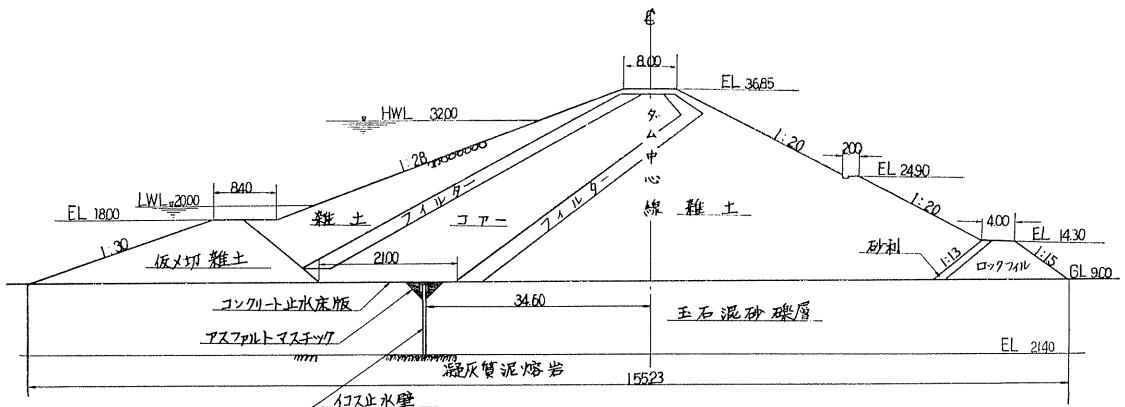
(ハ) ベント杭による壁体造成

ベント杭掘削時ケーシングを打込んで行くものであるが、本現場の地質は玉石の混入が多く、その施工が困難を伴うと同時にケーシングが垂直に打込まれて隣接杭と杭の接合が完全に施工出来るかどうかの疑問等から不適と考えられた。

(ニ) イコス杭による壁体造成

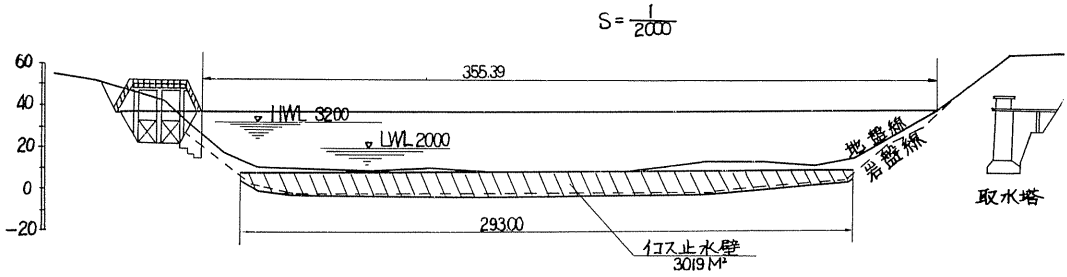
ベント杭の掘削と異りケーシングを使用せず、重量 1ton 以上のビットで重力を利用して掘削するもので、その垂直性は懸念ないもので、削孔中の孔壁の崩壊防止としてベントナイト泥水を注入しながら行い、ベントナイトの

図-1 幌別ダム標準断面図



* 幌別建設工事々所所長 齋藤 直人
** 次長 川田 保夫

図-2 堤体正面図



Thixotropic な性質が砂礫層の止水効果を補う得策と、信頼性、工費の点から適当な工法として採用したものである。

2. イコス止水壁の工法について

2-1) イコス工法の概要

イコス (I.C.O.S.) 工法はイタリアの特殊基礎工事会社 Impresa Costruzioni Opere Specializzati の頭文字をとつたもので、別名ベーター工法ともいわれ、ウイーン大学教授ベーター博士の考案による特許工法であり、1950年以来イタリア国内は勿論世界各国に於て、ダム止水工事、建物基礎工事、地下鉄工事等広く利用されている。

写-1 イコス掘削機塔

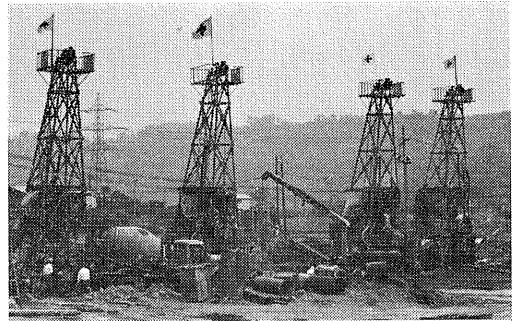
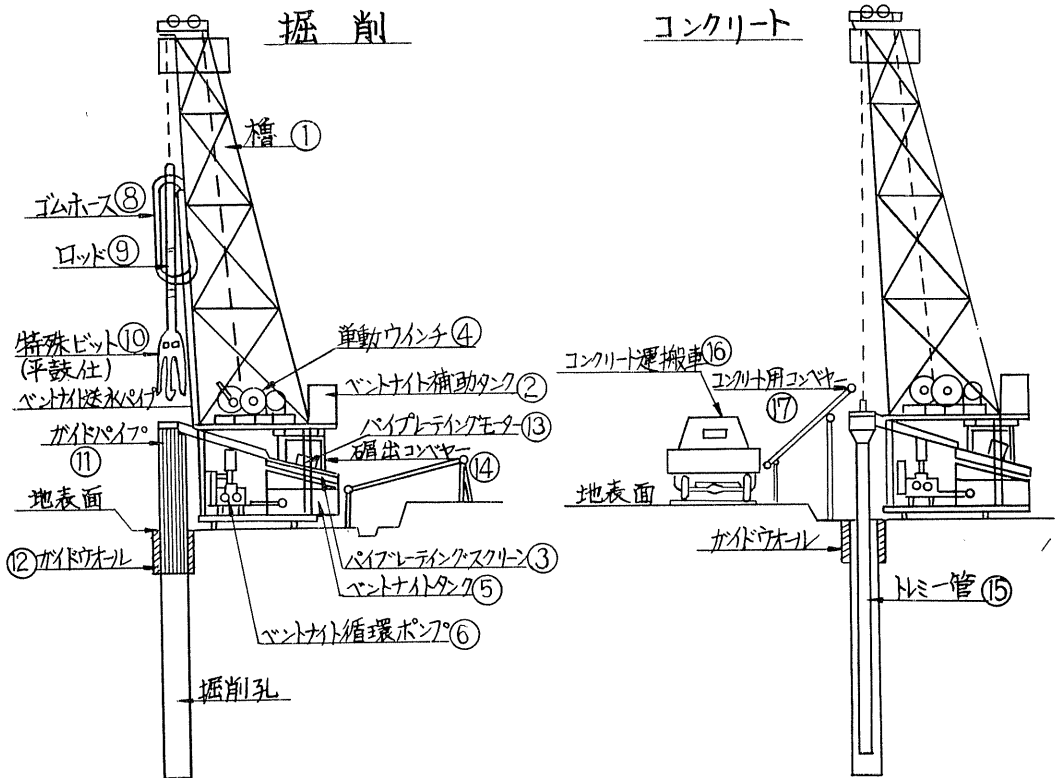


図-3 イコス施工説明図



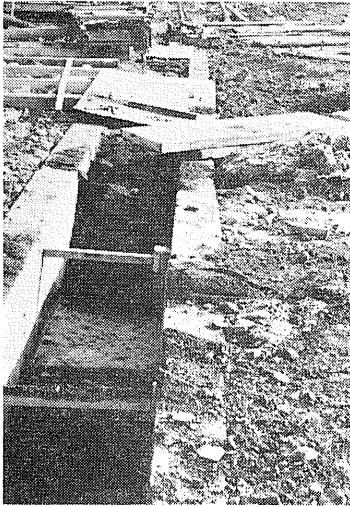
2-2) イコス掘削

本工法は写真-1及び図-3で見る如き特殊掘削機を使用して削孔し丸型と鼓型のコンクリート杭を造成してそれをつなぎ一枚の壁とするものである。

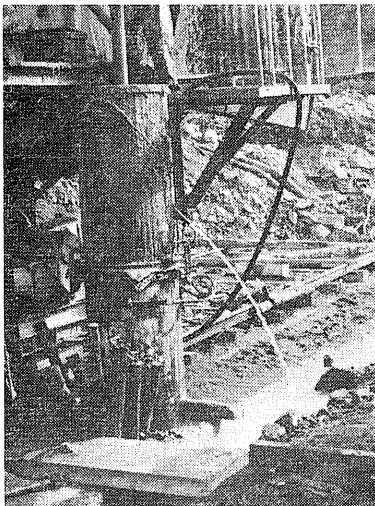
a. 掘削準備

掘削に先立ちICOS壁造成，中心に沿って厚 15~20 cm 深さ 1~1.5 m のコンクリートガイドウォールを掘削孔径より若干大き目の間隔に2列並行して造成する。次にガイドウォールに沿ってICOS槽を設置し，移動するための軌条を敷設する。掘削はベントナイトを注入しつつ施工されるため，ガイドウォール間に砂を填充しガイドチューブを打込んで上部層掘削時にベントナイトが流失しない様にする。

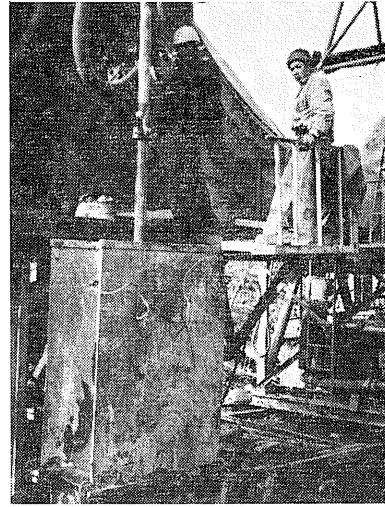
写-2 ガイドウォール



写-3 丸型ガイドチューブ立込



写-4 鼓型ガイドチューブ立込



b. イコス掘削機の構造

ICOS工法は重量 1 ton 以上の特殊のビットを使用しベントナイト泥水を注入し孔壁の崩壊を防護しながら所定の深さまで削孔し削孔後コンクリートを填充しコンクリート杭を連続して壁体を造成するものである。

(i) ベントナイトの作用

(i)-1. ベントナイトの性質

ベントナイトは鉱物的なもので，非常に細い Silt に似ているもので，水中に入れると膨張する性質をもっている。比重は固形時 2.50~2.95 であるが，粉末にした場合 0.83~1.13 となり非常に軽い。液性限界は 330~590% で水を含んだ時膨潤する度合は 2.5~3.0 程度である。

(i)-2. ベントナイトの性質のICOS掘削への利用

ベントナイト懸濁液を掘削せんとする個所に充てて，この液の Thixotropic な特性により，掘削壁面の崩壊を防ぎ，且つその微粒子が，掘削壁面の周辺に滲透して孔壁を補強すると共に水密性となり，これによつてケーシング等の処置を施さずに掘削を進捗させるものである。この時，ベントナイト泥水は，その特性によつて土砂，砂利，及びビットで破碎された岩石片を一緒に抱いて上昇させ，掘削孔内のズリを排除する。

(i)-3. 孔壁内でのベントナイト泥水の作用

孔内に注がれたベントナイトは，土圧，並びに水圧に耐える必要がある。

孔壁周辺の土圧

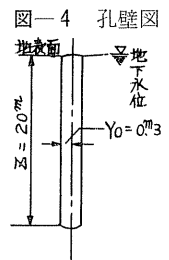
$$\sigma_{\gamma 0} = \mu \gamma_0 m_0$$

$\sigma_{\gamma 0}$; 土圧

μ ; 土の比重

r_0 ; 孔の半径

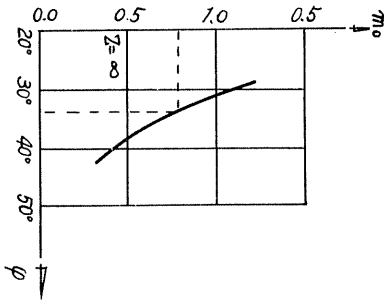
m_0 ; 深さ z 及び土の摩擦角



φ の函数で $z/\gamma_0 > 8$ に於てはその値の増大は、極めてゆるやかで、 $z = \infty$ の場合の値に近似している。

図-5 $m_0 \sim \varphi$ 曲線図

$$\frac{\delta \gamma_0 / \mu}{r_0 - z} = \infty$$



例

$z = 20 \text{ m}$

$\mu = 1.20$ (砂及び砂利で、水の存在する場合)

$\varphi = 34^\circ$

$r_0 = 0.3 \text{ m}$

$m_0 = 0.72$

$$\therefore \sigma_{\gamma_0} = 1.2 \times 0.3 \times 0.72 = 0.26 \text{ t/m}^2 = 0.026 \text{ kg/cm}^2$$

孔壁周辺の水圧

地表が地下水位とする。

$$\sigma_a = 20 \text{ t/m}^2 = 2 \text{ kg/cm}^2$$

孔壁周辺に作用する合成圧力

$$\sigma_{tot} = \sigma_{\gamma_0} + \sigma_a = 0.026 + 2.00 = 2.026 \text{ kg/cm}^2$$

孔壁内面のベントナイト泥水の圧力

$$\sigma_b = (H + ha + hp) \gamma$$

H : 孔の深さ 20 m

ha : 孔より上部のパイプ中のベントナイト液の高さ 3 m

hp : ビット先端出口のベントナイト圧力の換算高 (2 気圧)

$$\frac{20}{1.2} = 16.7 \text{ m}$$

γ : ベントナイト液の比重 = 1.2

$$\sigma_b = (20 + 3 + 16.7) \times 1.2 = 47.64 \text{ t/m}^2 = 4.764 \text{ kg/cm}^2$$

孔壁内外面圧の比較

$$\sigma_{tot} = 2.026 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_b = 4.764 \text{ kg/cm}^2$$

以上より孔内のベントナイト液の圧力は、土圧、静水圧より常に大で壁面の崩壊を防止している。

(ロ) イコス掘削機の構造

イコス掘削機は図-3 の如く構成されていて、ベントナイト液は補助タンク②より③を経て、ベントナイト液タンク⑤に入りポンプ⑥によりパイプ⑦ホース⑧からロット⑨

の中を通りビット⑩の先端から削孔内に所定の圧で噴出し一部は地中に透過しベントナイトケーキを構成し、他の大部分のベントナイト液は削孔された泥と共に孔中を上昇し、ガイドパイプ⑪のシュートを通りパイプブレーティングスクリーン⑬により泥とベントナイト液を分離して、ベントナイト液は回収され再び上記のとおり循環過程をとり掘削が進められる。

(ハ) 掘削方法

掘削準備 (ア) 項参照) 完了後、ガイドウォールに沿つて、丸型の孔を平型ビット (1 番ビット) で 1 つ置きに削孔して、コンクリート柱を造成する。次にコンクリートの材令を待ち丸型孔の間を鼓型ビット (2 番ビット) で削孔し、隣接コンクリート柱と柱との間を仕上ビット (3 番ビット) で仕上げる。即ち鼓型ビットで掘残した部分及び丸型コンクリート柱の面のレータンス、ベントナイトケーキを除去し、鼓型の孔を削孔しコンクリートを打込んで、丸、鼓型の柱を連続して行くものである。

図-6 平型ビット削孔順序

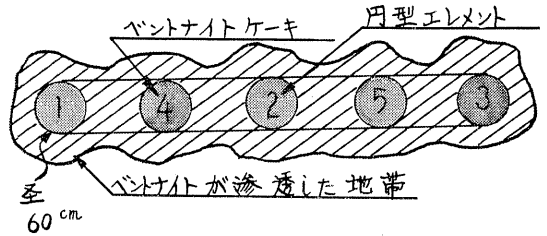


図-7 鼓型ビット削孔順序

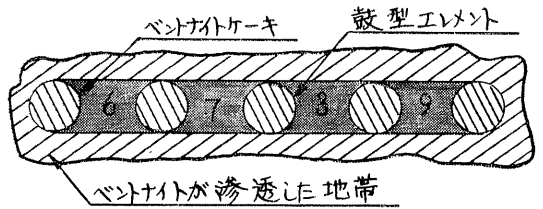
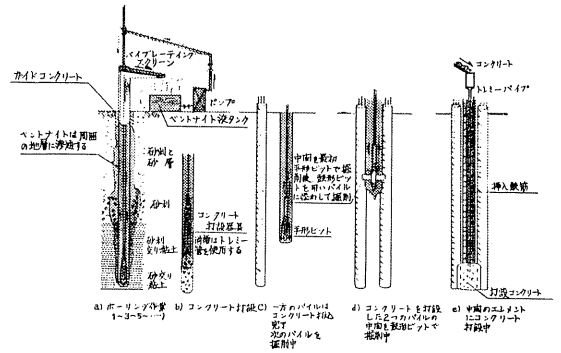
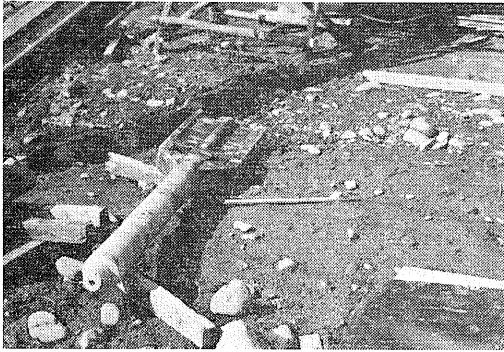


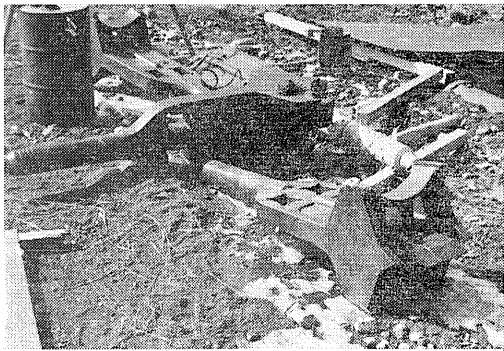
図-8 掘削側面図



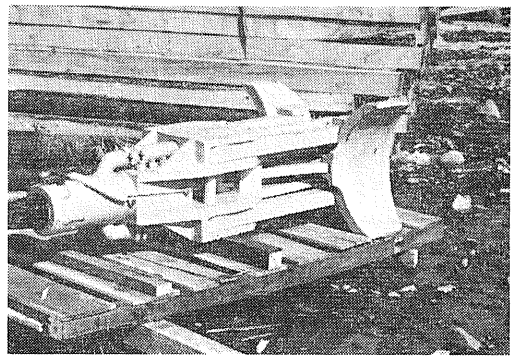
写-5 平型(第1)ピット



写-6 鼓型(第2)ピット



写-7 仕上(第1)ピット



2-3) イコス工法の一般的長所

- (イ) 補強作業を必要としない程完全止水性が得られる。
- (ロ) 実用上深さに殆ど制限をうけない。
- (ハ) 垂直に施工出来る。
- (ニ) 土質により施工上の制限をうけない。殊に巨大な転石混り砂礫層には特に有効である。
- (ホ) 大きな荷重に耐え得る。
- (ヘ) 機械的、化学的浸蝕作用に対して、何の必要もない。
- (ト) 比較的工事費が低廉である。

表-1 イコス工事工程計画実績一覧表

名 称	単位	数 量	12月	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月
機 械 搬 入	t	30×4台									
機 械 組 立	台	4		25								
仮 設 備	式	1			左 岸			右 岸				
掘 削	m ²	2,531.4		422234	
コンクリート打設	"	2,531.4		422234	
機 械 解 体	台	4								27
カントオフ掘削	式	1	216
機 械 搬 出	t	30×4台											
第2次メ切 中 棹 工	m	50						220			
" 盛 土	m ³	2,293						2262		
" 河川切替	"	1,723					281				
" コンクリート止水壁	"	117.2						814			
第1次メ切 盛 土	"	392						1026			
" 土俵メ切	m	15						1026			
仮メ切撤去	式	1										
跡 片 付	"	1										

註 左岸 21~154, 右岸 154~314, 計画 実績 ——

3. 幌別ダムに於ける止水壁工事について

前記概要で述べた通り、本幌別ダムは基礎地盤の砂利層にイコス工法による止水壁を造成し、ダム本体の基礎止水を行つたもので、ダム本体の基礎止水にイコス工法を採用したのは日本で始めての試みであるが、イタリヤー及び諸外国では多くその例を見るものである。

次に幌別ダムで行つたイコス止水壁について概略を記す。

3-1) 工事計画工程及び実績工程

表-1に示す。

3-2) 仮設備工

昭和39年2月上旬より仮建物設備を行い、引き続き機械

組立作業を開始した。ベントナイトの使用量は地質によって異なるが、1日の予定量約3,500kgとし、25kg入れ140袋でその10日分のストックが出来る倉庫を作り、これに隣接して、ベントナイト混合所（ミキサー1m³用、ベントナイト送管φ100mm×400m）及び工具室、修理工場を設備した。コンクリート混合所は4坪とし、1日のコンクリート打設が15m³程度であるので、12切ミキサー（計量器付）1台を据付、骨材搬入にはベルトコンベアー350mm×7mもの4台、給水パイプφ2"×80mを設備した。電力設備は変圧器20KVA×3、(30KVA×3)×3を分配してイコスの機械に供給、機械の移動としては60"×3のキャブタイヤを使用した。イコス機械移動用レールは30kgであり、排水を完全にするため、排水ポンプ設備を行い、

図-9 イコス仮設備配置一覽図

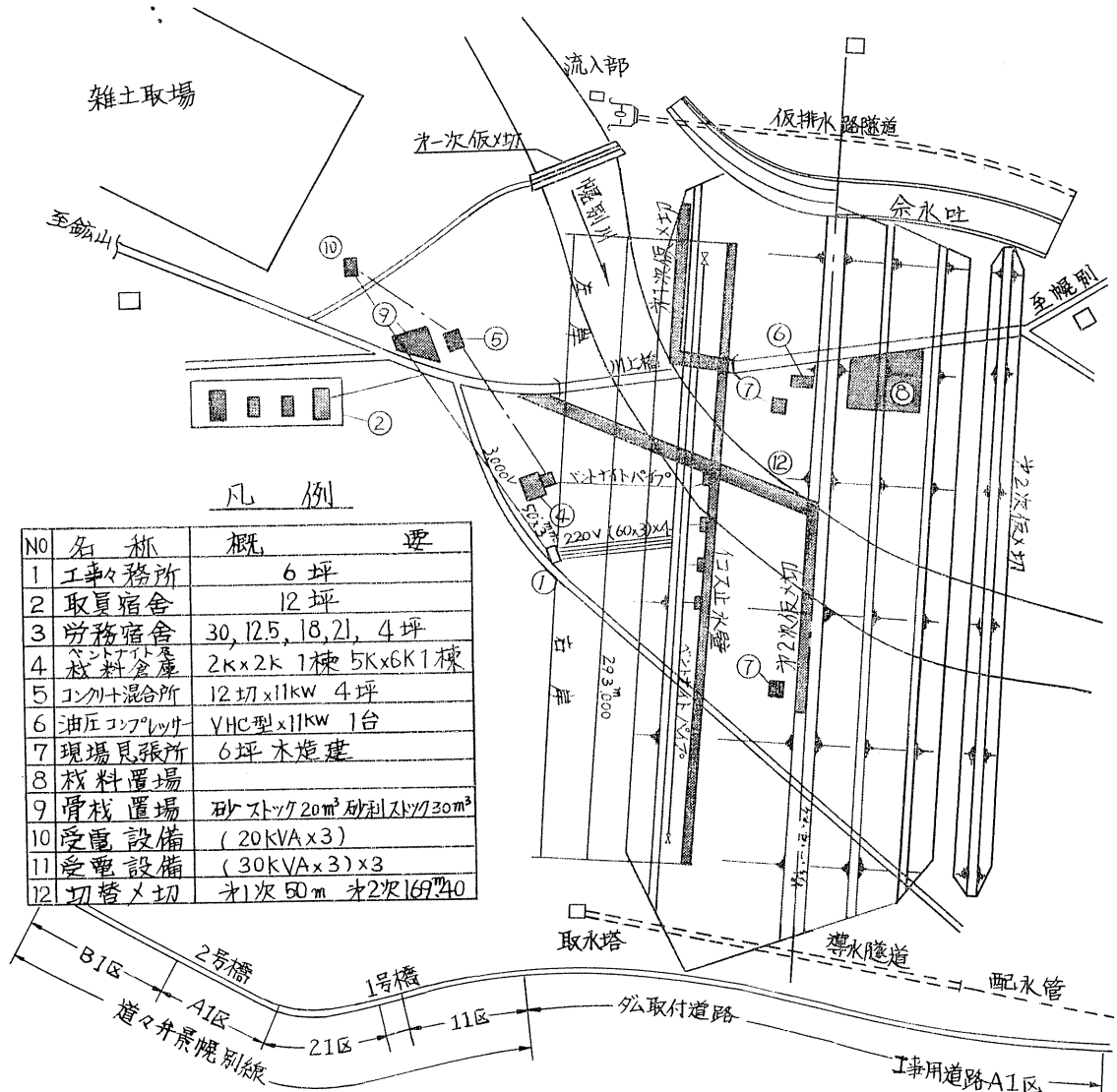
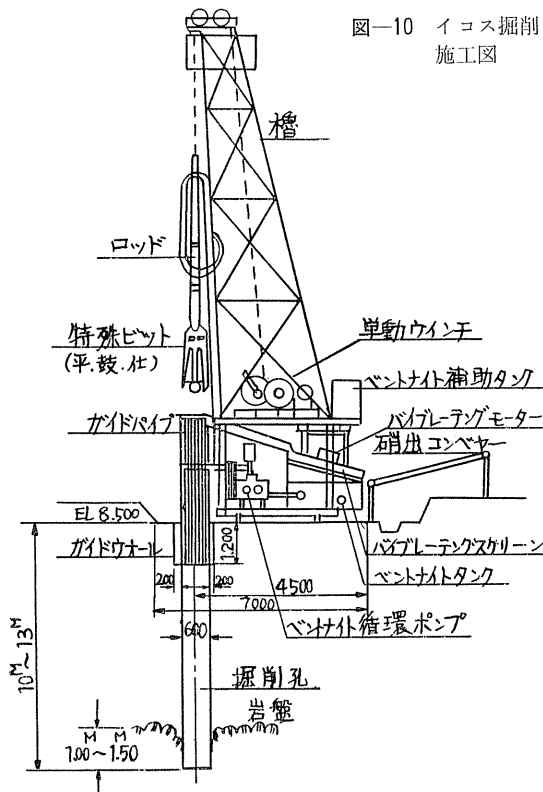


表-2 イコス工事機械設備一覧表

名称	単位数	数量	備考	名称	単位数	数量	備考
(1)イコス機械関係				(4)ベントナイト混合関係			
イコス機械	台	4		ミキサー	台	2	1m ³ ×15KW
ガイドチューブ	式	1	φ600 ^{mm} 用 L=1.21 L=2.46	給水ポンプ	台	1	ベントナイト用 100%×7.5KW
中間用ガイドチューブ	台	1	" L=1.22	ベントナイト送管	m	400	φ100 ^{mm}
仕上用	台	1	" L=1.67	(5)コンクリート研り関係			
鼓型	台	1	" L=1.225	ピックハンマー	台	2	CA-7
トレミ管	m	40	φ250 ^{mm} L=3.00 L=2.00	エアーホース	m	300	19%
堀出し用ベルトコンベア	台	6	350 ^{mm} ×7m×1.5HP	コンプレッサー	台	1	V.H.C型×11KW
コンクリート用	台	2	350 ^{mm} ×7m×1.5HP	(6)コンクリート混合関係			
平型ビット (No. 1)	ヶ	6	600 ^{mm} 用 0.55×3.5×0.13	ミキサー	台	1	12切×11KW
鼓型ビット (No. 2)	ヶ	4	" 0.60×2.22×1.00	骨材計量器	台	1	16切用
仕上ビット (No. 3)	ヶ	2	" 0.60×1.75×1.00	ベルトコンベヤー	台	4	350 ^{mm} ×7m×1KW
油圧ポンプ	台	1	ホース 60m付	給水パイプ	m	80	φ2"
ロッソ	本	26	L=3.85m	ダンプトラック	台	1	3輪ダンプ
(2)排水関係				ウインチ	台	2	単胴 11KW
水中ポンプ	台	2	150 ^{mm} ×11KW	モビルクレーン	台	1	3本用 KM-30
ヒューガルポンプ	台	3	100 ^{mm} ×7.5KW	(7)電気関係			
サンドポンプ	台	2	100 ^{mm} ×7.5KW	変圧器	式	1	20KVA×3 (30KVA×3)×3
(3)給水関係				電気溶接器	台	2	20KVA
イコス掘削用ポンプ	台	1	100 ^{mm} ×7.5KW	照明設備	式	1	投光器 1KW 500W 8KW
パイプ	m	500	100 ^{mm} 50%	その他			
				酸素溶接器	set	2	

図-10 イコス掘削施工図



コンクリート打設の準備として打設用櫓を製作した。

イコス作業は現河床と同高のカット底で行なわれるので、出水期に冠水被害を免れないこととなるので、第1次仮締切(左岸側)、第2次仮締切(右岸側)を施工した。

3-3) イコス壁掘削

イコス機械掘削準備も完了したので、まずダム工事の関係から左岸側に2月13日幅20cm、高さ1.200m、内規70cmのコンクリートガイドウォールを打設し、ガイドウォール内にガイドパイプを埋込又は打込(大体1.100m)を行い、3月4日丸型掘削を開始した。堀の大きさは1~5cmが大部分を占めるが、時には7.5cm~12cmに及ぶこともあつた。地質は前述のごとく、相当の大きい玉石を多量に含んでいることを予想したが案外少量であつた。掘削が往々停滞するので、この場合は時間を節約するため、玉石に装薬し発破をかけて、ビットの破碎効果を増した。岩盤挿入は、1.00m~1.50mとした。7月23日左岸側完了、5月22日からは一部の機械を右岸側に移設し掘削を行い9

図-11 掘削順序図



月4日全工事を完了した。なおイコス機械4台運転の2交代とした。

表-3 イコス堀削1基当り人員配置表

取種別	昼番	夜番	摘 要
技 師	1人	1人	計画, 作案, 全般の指揮
フオーマン	1	1	現場作案の監督巻揚ウインチの運転
ロットマン	2	2	ロット回転
人 夫	1	1	堀削扇の片付その他
修 理 工	1		ビット刃先溶接及機械修理
手 許	1		
世 話 役	1	1	
その他雑	2	1	

3-4) ベントナイト懸濁液について

ベントナイト懸濁液については、2-2) (b)-(i)においてその性質および作用について述べたが、幌別ダムイコス工法には次の配合のものを使用した。

(a) ベントナイトの使用量

堀削地盤の地質、伏流水の流速等はよつて、ベントナイト液の濃度を、いろいろと変化させ、その都度最も適当なものを決定するもので、幌別ダムイコス工事においては下記の濃度のものを使用した。

表-4 ベントナイト濃度表

地 質	水 の 量	ベントナイトの量
粘土砂混り層	1 m ³	80 kg
礫混りの粗な層	1 m ³	120~300 kg

(b) ベントナイト液の添加剤

一般に下記の添加剤がベントナイト液に添加される。

表-5 添 加 剤 表

添 加 剤	添 加 量	効 果	備 考
セメント	0.2~3%	粘性を増す	硫酸ナトリウム
ソーダー	0.8~5%	粘性降下し、流動性を増す	
バライト	10~20%	比重を増す	硫酸ナトリウム
粘 土		粘性, 比重を増す	

幌別ダムにおいてはセメントとソーダーを添加し、次の配合にて施工した。

表-6 イコス壁1m²当りベントナイト配合表

液 名	使 用 量	摘 要
ベントナイト	180.78 kg	11.8%
セメント	21.34 kg	
ソーダー	4.22 kg	

3-5) イコス工事実績

表-7, 表-8, 表-9, 表-10に示す。

表-10 イコス堀削実績による歩掛表
(但し1m²当り)

名 称	仕 様	単 位	数 量	備 考	
(1) 労 務 費				この外にイタリア人のフオーマンがいる	
世 話 役		人	0.40		
運 転 工		人	1.05		
人 夫		人	2.36		
機 械 工		人	0.23		
電 工		人	0.16		
鉄 筋 工		人	0.10		
溶 接 工		人	0.30		ビット溶接その他
小 計					
コンクリート混合		m ³	0.82		} 計算上は0.60でよいが孔の堀削状況その他により0.82必要
コンクリート打設		人	0.82		
小 計					
(2) 資 材 費				堀削中ベントナイトに混入したもの ドライブパイプの周囲にまく	
ベントナイト	25 kg入	袋	7.23		
ソーダー	〃	〃	0.17		
セメント	50 kg入	〃	0.43		
コンクリート		m ³	0.82		
砂		〃			
マンガン鋼		kg			
溶 接 棒		〃			
酸 素	600 ℓ入	本			
アセチレン		〃			
油 類		式			
ウエス		kg			
ダイナマイト		本			
電気電管	発破補助線共	本			
計		ヶ			

3-6) イコス壁コンクリート及び鉄筋工について

堀削を完了した穿孔は引き続きコンクリート打設用トレミー管を底まで吊込みパイプの上部ホツバを取付け水中コンクリート打設の要領で泥水中にコンクリートの打設を行った。打設中は時々パイプをわずかに上下させコンクリートを完全に詰めこみ、地中に連続したイコスコンクリート壁を構築し9月4日完了した。

本ダムのイコス止水壁には用心鉄筋として、鼓型部に図のごとき鉄筋を入れたもので堀削が行なわれている間に壁体へ挿入する鉄筋の組立てを行い鉄筋は吊下げ作業中に変形しないよう肋筋を入れ溶接し充分注意を払い作業を行った。

表-7 イ コ ス 壁 工 事 実 績

月 日	資 材		工 種		職 種				イ コ ス 機 械 稼 働 時 間								
	セメント (kg)	ベントナイト (kg)	ソ ー ダ ー (kg)	掘 削 (m ²)	コンクリート (m ³)	世 話 人	運 転 工	土 工	機 械 工	電 工	鉄 筋 工	機 械 移 動 付	実 掘 削	コ ン ク リ ー ト 設	故 障	そ の 他	計
3	7,750	47,825	1,275	丸 274.50 角 58.32	189.0 59.8	153	255	618	68	40	8	176~20'	1,140~50'	183~30'	78~20'	130~00'	1,709~00'
4	8,250	59,025	1,596	丸 154.26 角 219.87	104.5 206.4	163	412	959	115	68	73	225~10'	1,386~10'	130~20'	231~20'	278~00'	2,251~00'
5	9,450	87,625	1,819	丸 214.60 角 236.96	125.6 209.4	199	538	1,216	103	79	48	280~30'	1,839~20'	214~10'	127~20'	295~00'	2,756~20'
6	8,350	80,625	1,603	丸 165.84 角 249.66	98.2 205.0	181	490	1,180	106	80	73	200~30'	1,627~00'	179~20'	123~20'	267~30'	2,397~20'
7	11,850	109,175	2,952	丸 326.64 角 274.78	236.2 304.1	200	583	1,349	120	90	86	306~30'	1,952~00'	181~30'	112~00'	277~00'	2,829~00'
8	11,600	103,625	2,149	丸 243.30 角 293.75	182.8 300.0	196	580	1,083	115	85	55	297~30'	1,784~40'	159~20'	26~00'	285~30'	2,553~00'
9	1,650	11,175	244	丸 0 角 48.24	0 55.1	23	54	112	12	8	4	34~30'	320~00'	24~50'	12~00'	35~00'	426~20'
計	58,900	499,075	11,638	丸 1,379.14 角 1,381.58	936.3 1,339.8	1,115	2,912	6,517	639	450	347	1,521~00'	10,050~00'	1,073~00'	710~00'	1,568~00'	14,922~00'

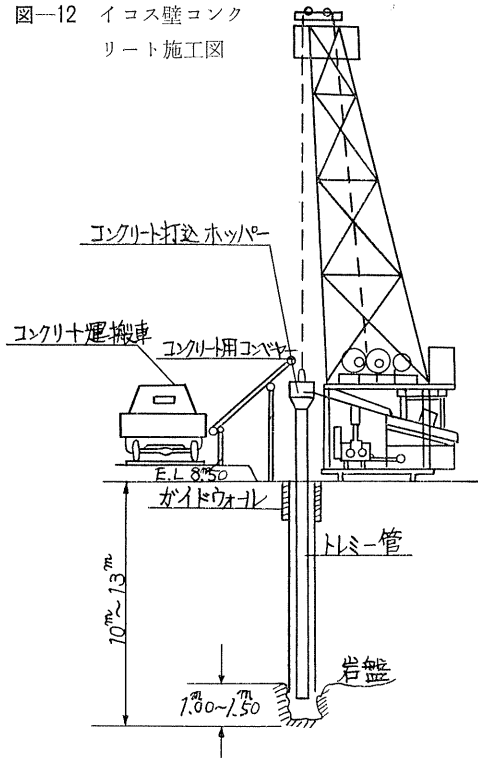
表-8 施 工 総 括 表

種 別	単 位	総延長 4,601.2 m		総面積 2,760.72 m ²	
		数	量	単位当り数量 m/日	単位当り数量 m ² /日
施工日数	日	171.5		26.83	16.10
実働日数	"	151.0		30.47	18.28

表-9 作 業 別 稼 働 比 率 表

掘 削 段	掘 削 取 得	掘 削 故 休	計
掘 削 段	掘 削 取 得	掘 削 故 休	計
%"	%"	%"	%"
67.35	10.19	7.19	15.27
100.00			
機械移動, 据付			合計時間 14,922 hr

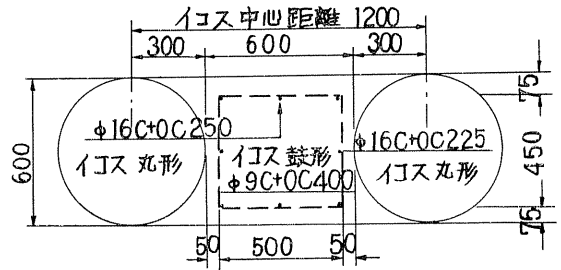
図-12 イコス壁コンクリート施工図



写-8 イコス壁コンクリート施工



図-13 イコス鼓型配筋図



写-9 イコス鼓型鉄筋

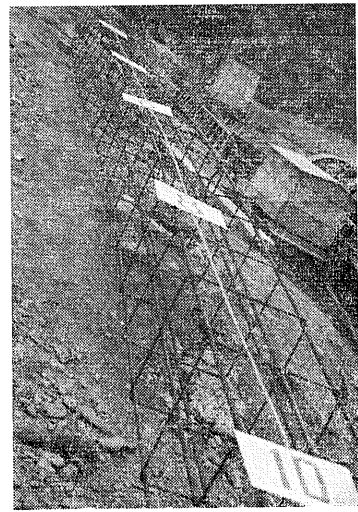


表-11 イコスコンクリート1本当たり人員配置表

職種別	人員	摘 要
技 師	1人	全般の指揮
フオーマン	1人	トレミー管の上下 ウインチ運転
手 許	3人	
ホツパ人夫	4人	
人 夫	2人	混合所 砂利砂
人 夫	2人	" ミキサー
運 転 手	1人	ダンプトラック
" 助手	1人	"

表-12 使用コンクリートの配合表

粗骨材の最大寸法 mm	スランブの範囲 cm	空気量の割合 %	単位水量 kg/m ³	単位セメント量 kg/m ³	水セメント比 W/C %	絶対細骨材率 %	単位細骨材量 kg/m ³	単位粗骨材量 kg/m ³	単位粗骨材量 kg/m ³	単位AE剤量 cc/m ³	摘 要	種 別
25	10	4 ± 1	143	310	46	34.4	660	1,258	155	155	丸型に使用	(A)
25	15	4 ± 1	187	340	55	36.0	640	1,140	170	170	鼓型に使用	(B)

※使用材料 セメント：富士高炉セメントB種，細骨材：幌別海岸海砂，粗骨材：白老川玉石砕石

壁体に打設されるコンクリートの品質についてはトレミ管を通して深部よりコンクリートを盛上げて行くので、骨材の分離を生じない様ウオーカビリテーに充分注意し、また水中コンクリートの一種と見て、富配合とする必要があり表-12に示すような設計配合を決定した、側壁各部打設時に試料をとり強度試験を行つたが十分満足すべき結果を得た。

表-13 強度試験成績表

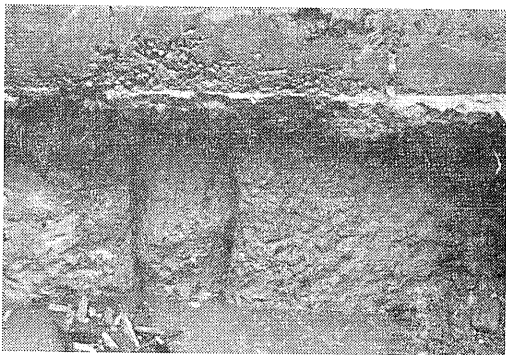
種別	材令			摘要
	3日	7日	28日	
A	kg/cm ² 65	kg/cm ² 116	kg/cm ² 213	平均値
B	88	163	254	"

3-7) イコス止水壁の検査

3-7-1. 壁体の止水性検査について

イコス壁の下流側を2m程度掘出して、下流側の地下水を堀削面まで低下させ、壁の両側の水位差2mとして透水の状況を検査したが、約1ヶ月近くそのままの状況が続けたところ、壁体露出部が乾燥して、漏水透水が見られなかつた。なお、丸型杭と鼓型杭との接合部にはベントナイト多少付着しており、壁体面の周囲には厚約10cmのベントナイトケーキが付着して、コンクリート壁を包んで透水の効果を補ぎなつている。

写-10 堀削により露出されたイコス壁



3-7-2. 壁体ボーリングについて

深部及び継目の状況が確実かどうか、また打設コンクリートが削孔内に充分填充されているか、どうかを検査するためボーリングを行つた。採取したコンクリートコアは100%完全に採取し得、コンクリートが材料分離の結果を生ずるいわゆる「じゃんか」状態は検査箇所からは見受けられなかつた。コンクリートの打設は水中コンクリートのた

め、突き固めが出来なかつたので、円形不連続のボイドが見られた。また採取コンクリートを破壊して、その面を見ると若干のベントナイトが混入しているよう見受けられるが、強度試験の結果から質的低下はあまりない。

写-11 ボーリングにより採取されたコア

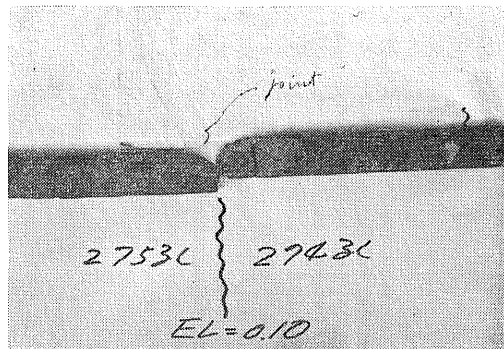


表-14 壁体ボーリングにより採取したコアの強度試験成績表

試料番号	項目		強度	摘要
	種別	材令		
1	A	41日	287kg/cm ²	275号孔
2	B	28"	322 "	278 "
3	A	37"	178 "	281 "

3-7-3. 杭と杭との接合について

上記1, 2項の検査から、杭と杭との接合を検査したが、コンクリートとコンクリートは地上での打継目のように密着せず、ベントナイトの膜があるように見受けられるが、止水壁体としては、この間にベントナイトケーキが完全に填充されており、充分所期の目的を達している。

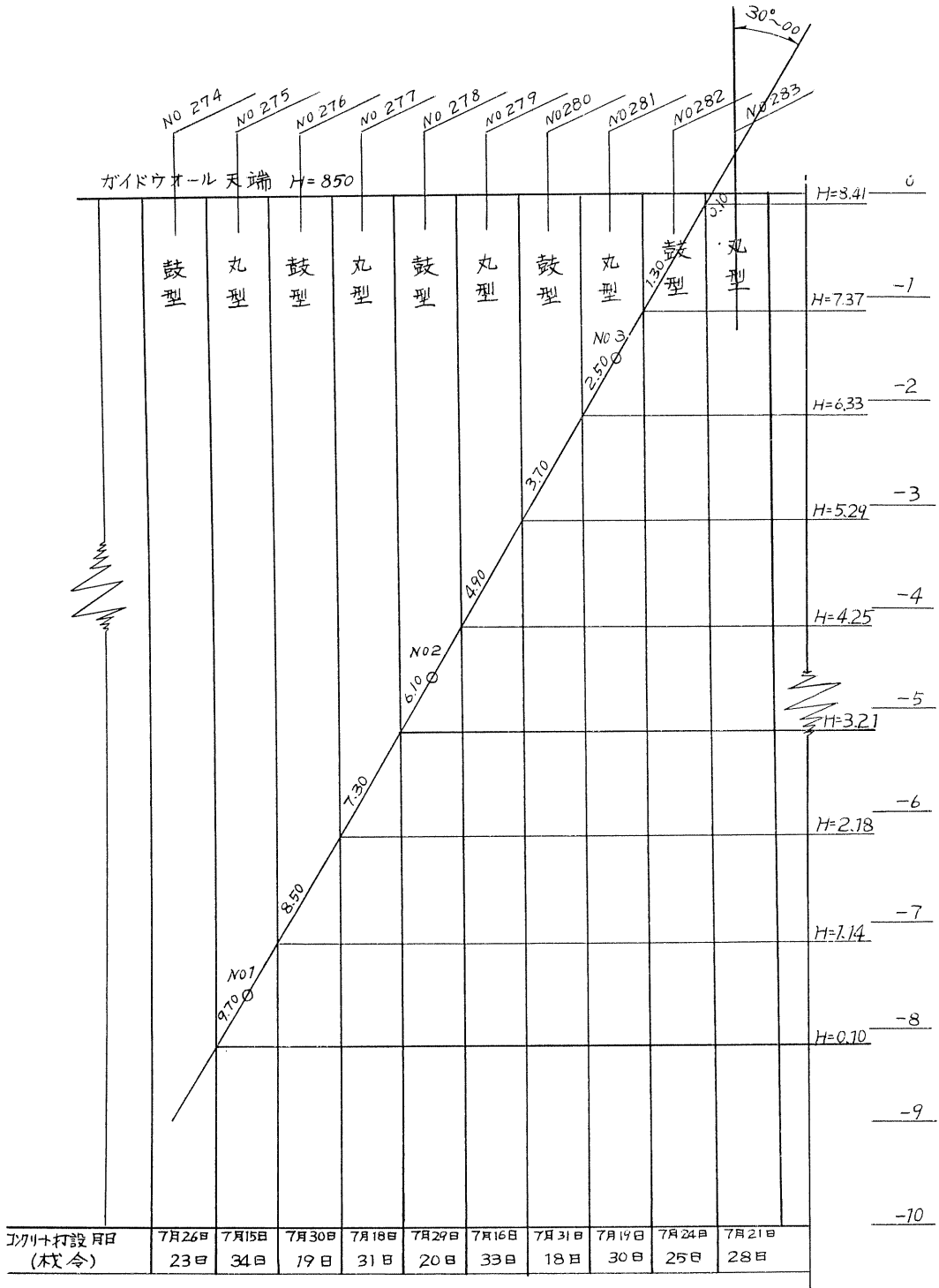
以上の検査から、イコス壁はアースダム基礎止水としては充分所期の目的を達していると考えられる。

4. 結 び

本幌別ダムにおいては前述の通りその本体基礎止水にイコス止水壁を採用したものであるが、その工法施工過程及び造成後の検査等から充分所期の目的を達しているもので、イコス壁上部とコアとの接続部は若干の止水補強を要するが、幌別ダムのごとくダムサイトが広く、基礎が砂利層で岩盤まで深く、湧水の多いところでは、その信頼性、経済性からみて、妥当な工法と思われる。

イコス工事の工費は移動回数の少ない大工事量の工事すなわち、1ヶ所の堀削深が深く、延長の短いものが経済的とされているもので、これに対し8%の特許料が加算される。

図-14 イコス壁検査ボーリング位置図



※ ○印は強度試験箇所

幌別ダムイコス止水壁工事費

工 種	数 量	金 額	摘 要
イ コ ス 壁 工 事	2,883 m ²	96,000,000円	仮設備を含む
"	136 m ²	4,200,000	岩盤線現変に伴う追加工事
イ コ ス 壁 鉄 筋 工 事	35.758 t	2,200,000	
(イコス工事) 仮メ切工事	1 式	3,600,000	
動 力 費 (電気料)		1,398,000	官給とする
そ の 他		3,038,000	工事雑費等
計		110,436,000円	

1 m² 当り 工事費

$$\frac{110,436,000\text{円}}{3,019\text{ m}^2} = 36,580\text{円/m}^2$$

石狩川筋元村試験築堤について

北海道開発局土木試験所 河野文弘*
○四方哲雄**
高安隆郎***

1 ま え が き

北海道における河川改修事業は本州とくらべて著しく立遅れており、石狩川のような主要河川でも無堤地帯が随所にみられ、極言すれば、いまだ原始河川の域を出ていない状態である。

したがって、こう水被害の原因は無堤地帯からの出水によるものが大部分を占め、本格的な堤防欠壊による場合はほとんどない。

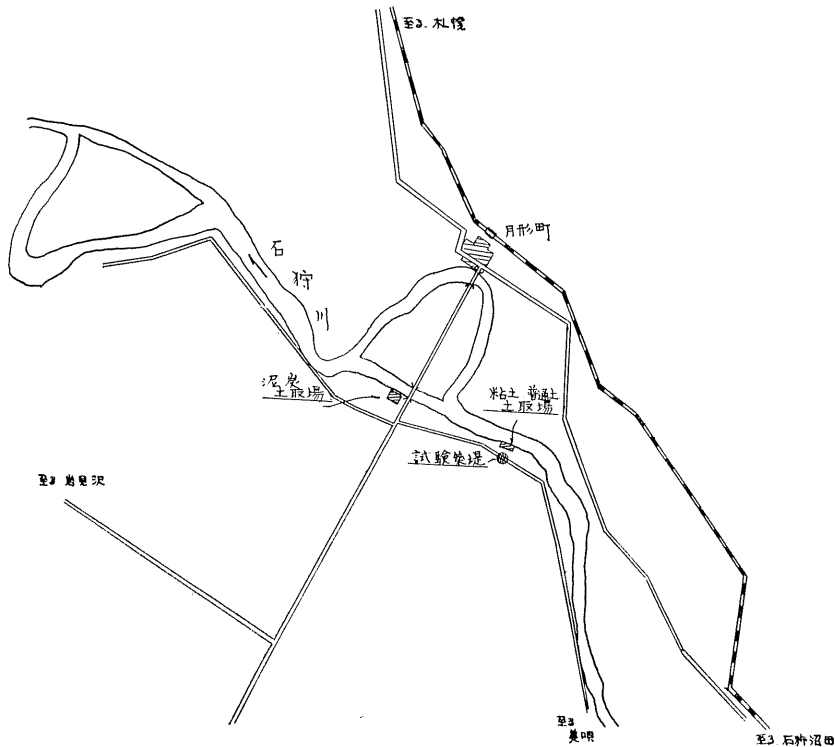
北海道開発局では、こう水被害を防ぐために、無堤地帯の早期解消を第1の目標として、とりあえず、暫定断面をもつて築堤線を完成させようと、河川改修事業を急いでい

る。これらの築堤材料は主として経済的な理由から工事現場付近から採取するのが普通であつて、現状では、築堤工事の計画、設計、施工に際し、築堤材料や基盤について一般に土質工学的な見地からの検討を十分に行なつていないといひがたい。

元村試験築堤は、近い将来の築堤線完成時に備えて、石狩川下流域の泥炭性軟弱地盤における一般の築堤の効果を土質工学的立場から解折を加え、無堤地域解消後における破堤阻止のための1つの基礎資料を得ようとするものである。

本文は、元村試験築堤の基盤の沈下と安定、ならびに昭和39年度に実施した第1回たん水試験による堤体浸透流に

図一 土取場および試験築堤位置図



* 土質研究室室長
** 主任研究員
*** 研究員

ついでの中間報告である。

2 試験の目的

こう水時における河川築堤の効果は、堤内地に水を浸入させないことであることはいうまでもない。このためには第1にこう水により築堤が欠壊しないことが必要である。

築堤欠壊の原因には、築堤天端からのえつ流、堤体あるいは、基盤の漏水とくにパイピングおよび、築堤の部分的損壊による築堤断面の減少などが考えられる。

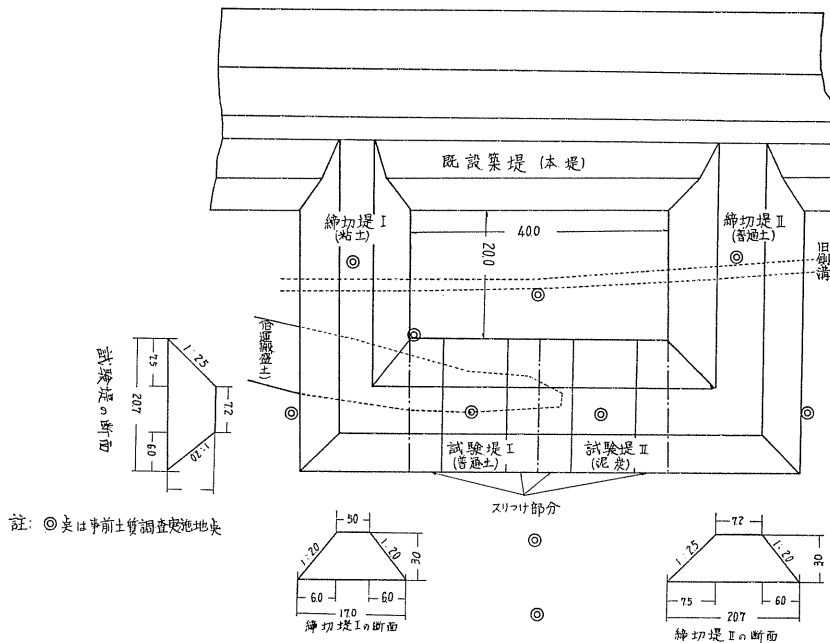
これを土質工学的見地から見れば、天端からのえつ流は軟弱地盤における築堤基盤の破壊や圧密沈下による天端高の減少がその原因となる。漏水は土質の透水性に左右されパイピングは堤体にくらべて基盤の透水性が高いときに起

るといわれている。また、築堤の部分的損壊には、豪雨やこう水によつて堤体が過含水状態となり、そのため土のせん断抵抗が低下してノリ面がスベリ破壊を起す場合があげられる。

この試験築堤では、築堤基盤の安定と沈下、たん水時における浸透流の状態、浸潤線の法尻到達速度、堤体の含水比および強度の変動などを泥炭、普通土および粘土の3種の異なつた土質の築堤材料で築造した実物大の模型によつて比較解析し、石狩川下流域における一般築堤の防水効果を検討することにした。

なお、試験築堤の設置箇所は(図-1)石狩川筋左岸美唄市地内元村であり、図-2のように、暫定断面をもつ本堤の堤外地側にコの字形にすりつけた。この位置は、基盤

図-2 試験築堤



条件や施工条件をできるだけ、石狩川下流域の一般の築堤条件に合わせるよう、また、たん水試験の際の取水の便などを考慮して決定したものである。

3 試験地点の基盤土質

図-3は、試験堤地点の基盤の土質柱状図と強度とを示したものである。土層構成は、粘土層、泥炭層、粘土層の順からなり、地表から5~6mまでは軟弱層である。図-3は、静的二重管式貫入試験とペーン・セン断試験による強度試験結果を示したものであるが、両者はそれぞれよく似た試験結果になっている。ペーン・セン断強度の傾向を見ると、締切堤 I, II においては泥炭層が0.25~0.30 kg/cm²、粘土層が0.26~0.38 kg/cm² となっているのに対し

して、試験堤 I, II においては泥炭層が0.35 kg/cm²、粘土層0.42 kg/cm² のように大きくなっている。これはかつて試験堤 I から試験堤 II にかけて、本堤を築造するための運搬路の盛土があつたので基盤が圧縮を受け、強度増加を示したものと考えられる。

本試験で重要な意味をもつ基盤層の透水係数を求めるために、現地透水試験と室内透水試験を行なつた。現地透水試験は、オーガー法とチューブ法で行ない、室内透水試験は不カク乱試料を採取し、変水位試験や圧密試験を実施した。これらの基盤の透水係数は、表層粘土で10⁻⁵のオーダー、泥炭層では10⁻²~10⁻³のオーダーとなっている。ただし運搬路によつて圧縮された試験堤 I から試験堤 II にかけての泥炭層は、透水係数が10⁻³~10⁻⁴のオーダーである。

図-3 土質柱状図および基礎強度

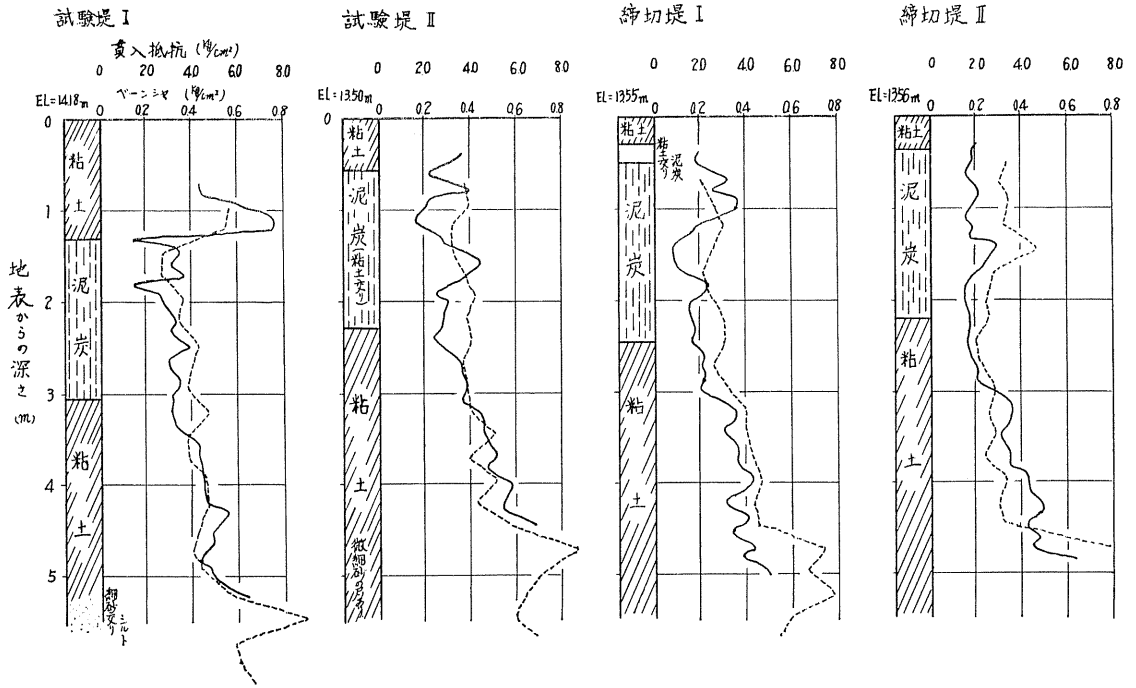
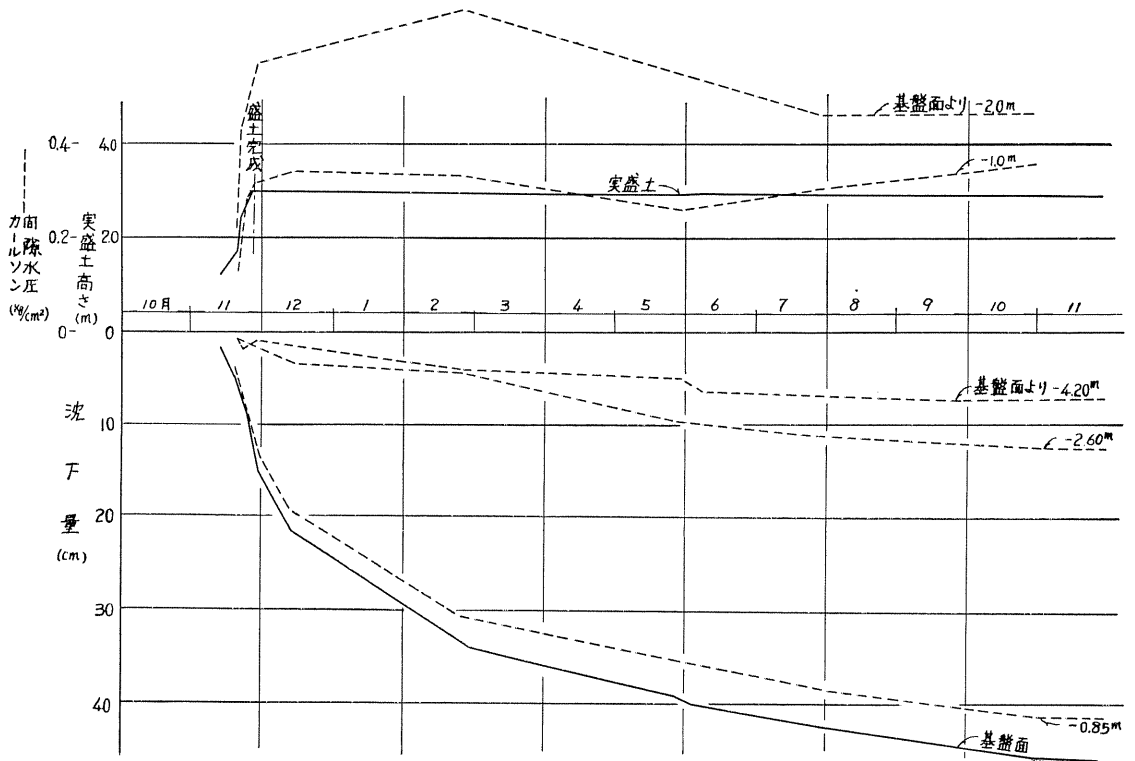


図-4 試験堤 I 中心における沈下経時変化



4 試験堤の築造

試験堤の築造は昭和38年10月から12月にかけて実施したが、その築造に先立ちブルドーザーで側溝の埋戻しや、前述の運搬路用盛土を除去するなどして、試験堤敷地の整地を行なった。

築堤材料には石狩川下流域で使用されている代表的なものとして、泥炭、普通土および粘土の3種類を選んだ。

泥炭の土取場は図-1に示す石狩川水系の月形橋付近に求め、普通土および粘土は図-1の試験堤付近の河岸で採取した。それら築堤材料として採取した3種類の土質試験結果を表-1に示す。

表-1 堤体材料の土質試験結果

名称	自然含水比 $w(\%)$	地山密度		真比重 G_s	コンシステンシー			粒度分析				灼熱損失比 $n(\%)$	突固め試験		備考
		γ_t (g/cm^3)	γ_a (g/cm^3)		L.L. ($\%$)	P.L. ($\%$)	P.I. ($\%$)	砂 ($\%$)	シルト ($\%$)	粘土 ($\%$)	土質名		W_{opt} ($\%$)	γ_a^{max} (g/cm^3)	
普通土	43.6	1.60	1.12	2.632	37.8	22.2	15.6	33	53	14	シルト質ローム	—	22.0	1.58	いずれも3コの試料の平均値を示す
粘土	45.2	1.67	1.15	2.653	48.0	25.1	22.9	8	60	32	シルト質粘土	—	26.7	1.47	
泥炭土	41.5	1.04	0.21	1.818	—	—	—	—	—	—	—	53.2	—	—	

各築堤の盛土の材料は、図-2のように主試験築堤の試Iは普通土、試IIは泥炭、従試験堤である縮切堤の縮Iは粘土、縮IIは普通土である。なお、本堤は普通土と、泥炭の混合土を築堤材料としている。

試験堤の盛土作業に際しては、盛土速度、締固め度、含水状態などについては特別な規制を設けず、従来から一般に行なわれている施工方法によつた。すなわち、写-1に

写-1 試験堤の築造



示すようにジゼル機関車に土運車を10~20両連結し、築堤の縦断方向に走らせて運搬土を横断方向にまき出し、特別な転圧作業は行なわず、土運車を盛土面にそつて線路を移動させながらかさ上げする方法をとつた。

各試験堤の築造に要した日数は、試Iが12日間、試IIが6日間、縮Iは30日間、縮IIは38日間であつた。しかし、試II以外の実作業日数は、上述の数字よりはるかに少ない。これは、施工方法の都合で一つの断面のみをいつきに盛土上げることができないことと、10月から11月にかけての盛土施工の期間中は雨の日が多かつたことなどが原因となつている。

完成した試験堤の定規は図-2に示したとおりである。

築堤断面形は、現在石狩川築堤で採用している断面とし、天端7.2m、ノリ勾配は堤外側1:2.5、堤内側1:2.0、築堤高さは暫定的に基盤上3mとした。ただし、縮Iの断面は天端幅5m、堤外側のノリ勾配1:2.0とした。

各試験築堤の長さは20mであるが、異種の材料との接合部の不等沈下および接合部からの漏水などを避ける目的で両側に5mのスリッケ区間を設けたため実質の試験築堤の延長は10mである。

本堤は現在暫定断面であり、築堤高さは3.5mで堤外に幅5mの小段をもつ複断面形である。

なお、完成時における試験堤の乾燥密度は、試I、試IIでJIS A 1210による最大乾燥密度の77%、縮Iでは81%であつた。

5 基盤の沈下と築堤の安定

図-4、5にそれぞれの試験堤断面の中心点における沈下量の、時間的推移を示した。昭和39年11月28日現在の基盤面における約1年間にいたる沈下量は、試Iが45.9cm、試IIは23.1cm、縮Iは76.2cm、および縮IIは76.7cmとなつている。

築堤の盛土荷重強度は約5.4t/m²となるが、基盤のもつ限界荷重強度は9.4t/m²である。したがつて、安全率は1.7となる。実際の盛土中および築堤完成後においても安定計算から推定したように、基盤の破壊はおこらなかつた。

6 たん水試験用観測施設および測定方法

図-6にたん水試験用の主な観測施設の配置を示した。写-2はたん水試験中の全景を写したものである。

主要な測定項目およびその観測施設と測定方法は次のとおりである。

図-5 試験堤II中心における沈下経時変化

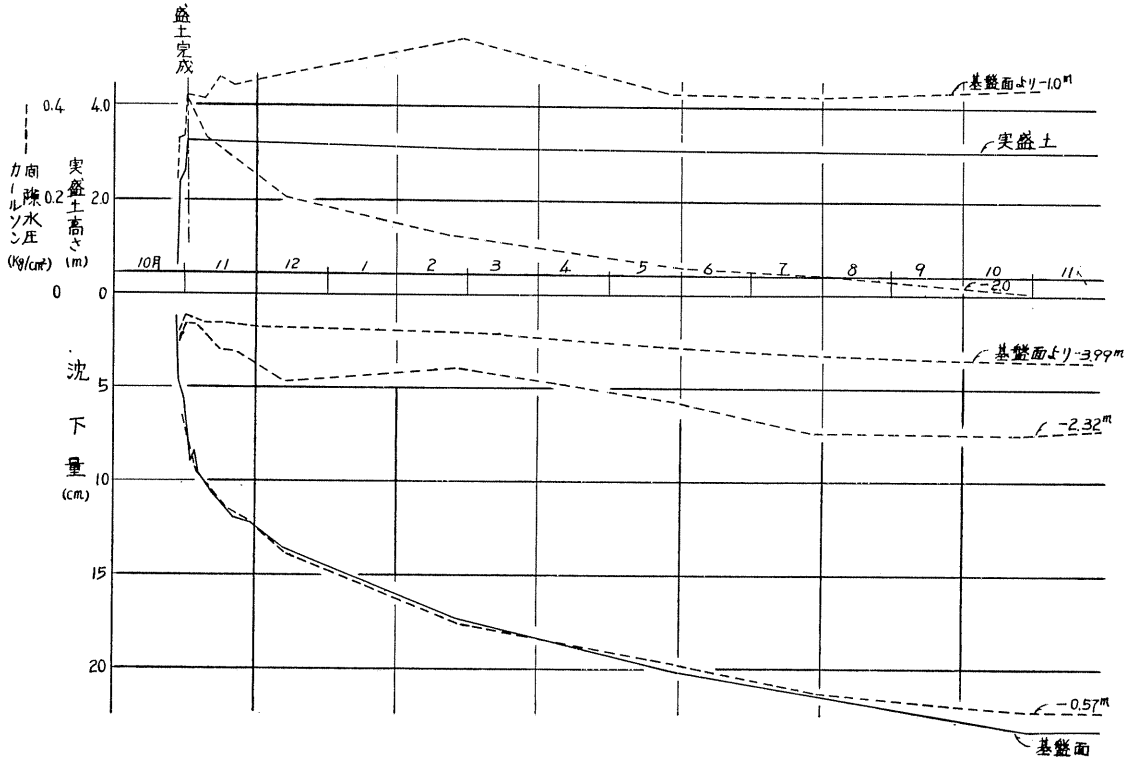
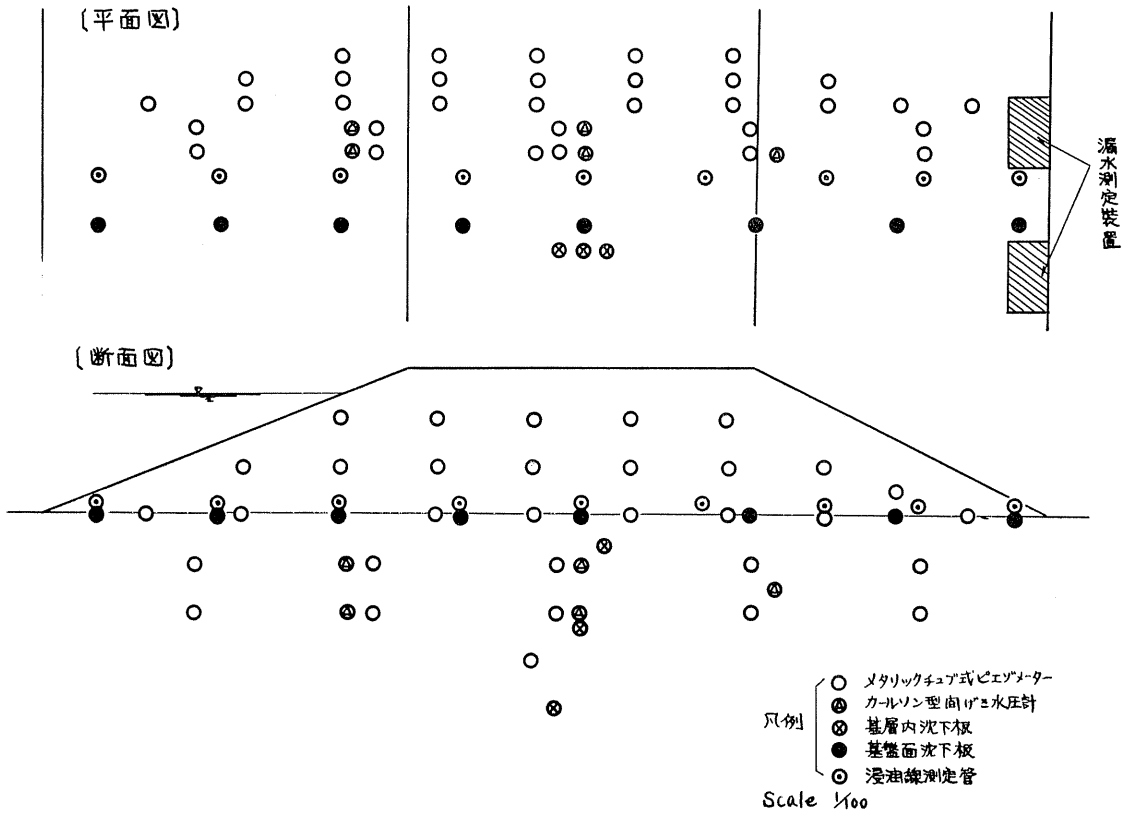
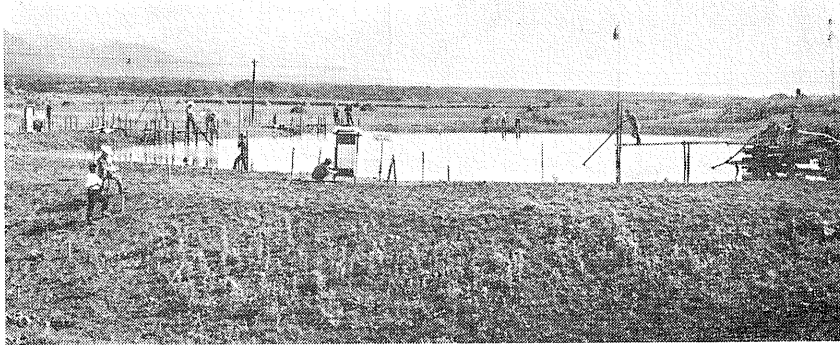


図-6 試験堤I, IIにおける観測施設



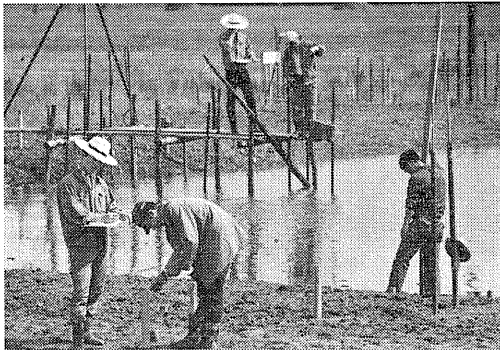
写一2 たん水試験の全景



(1) 浸潤線(試I, 試II, 縮I, 縮II, 本堤の全断面)

5 cm おきに小さな孔をあけた直径2インチの有孔硬質塩化ビニールパイプを浸潤線測定管として築堤の基盤面近くまで押し込んだ。それぞれの試験断面には、図一6のように横断方向に9~12本の測定管を配置した。測定管の水位はテスターを用いて電氣的に測定した。この方法によればテスターからのばした両極のコードが水面に達すると、テスターの針が振れるのでコードの長さを測ることによって水位を知ることができる。写一3は水位の測定を行つて

写一3 浸潤線および浸透流の測定中



いるところである。

(2) 等ポテンシャル線および流線(試I, 試II)

堤体内の浸透流を調べるために、メタリックチューブ式水圧計を図一6のように堤体および、基盤内の5段階に1断面33本ずつ設置した。この水圧計の水位も、浸潤線の場合と同じ方法で測定した。

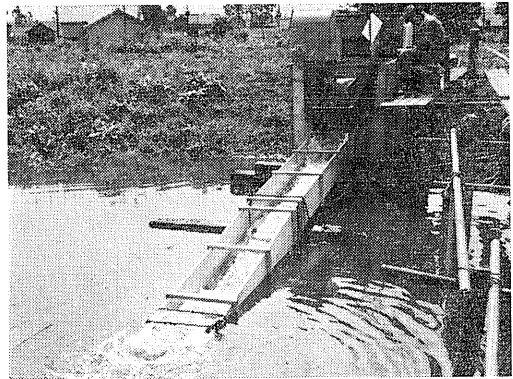
(3) 浸透水量(全断面)

浸潤線の測定管附近の外ノリ尻に、浸透水量測定装置を設置した。装置は、硬質塩化ビニール板(1.0×1.5 m)2枚を用い、1枚は水平に他方は堤体の基盤面に沿つてさし込んだ。塩化ビニール板はチリ取りのような形をしており、チリ取りの柄に当たる部分に流出孔をつけたものである。測定方法は、一定時間に流出孔から出る水をメスシリンダーに取つて測ることにした。

(4) 流入水量およびたん水池の水位

取水装置には、20HPの電動ポンプと、三角ゼキを設置した3.5 m³ 入りの整水そうを用いた。写一4は流入水量を

写一4 流入装置(整水そう)



三角ゼキをつかつて測定しているところである。水位は、たん水池のほぼ中央に量水標を立て、一目でわかるようにした。

(5) その他

その他、必要な施設として、試II, 縮IIのたん水池側のノリ面に、ノリ面破壊検出装置をとりつけた。

この検出装置はノリ面横断方向に50 cm ごとにクギをさし、細いワイヤーを築堤の中心までのばして緊張し、ワイヤーの移動によつて、ノリ面のすべり出し部分を検出するようにした。

7 たん水試験

たん水試験は昭和39年7月27日10時から8月7日12時まで実施した。

たん水池に貯水する水は本堤より4 m 下方の農業用水路から、毎分約2.0 m³の水を電動ポンプで揚水した。揚水した水は整水そうを経由させ三角ゼキで水量を測定しながら、たん水池に入れた。

それぞれの試験堤は築造後、約1年間に前述のように約

50~80 cm 沈下しているのので、試験堤のノリ肩まで水を入れると、たん水池内の水位は2.5mになる。そこで、こう水位が築堤ノリ肩に等しくなった場合を想定して、たん水池の水位を2.5mとした。

たん水池の水位が2.5mになるには、揚水開始後28時間かかり、その時の合計流入水量は3,500 m³ になった。たん水池が満水してからの流入水は、たん水池内の水位が3~5 cm 以上さがらないように揚水した。

たん水池の貯水期間は浸透流が定常流になるまでとした。その判定は浸潤線パイプや、メタリックチューブ式水圧計などの水位の上昇が、止まったときとした。

たん水池の満水期間は、7月28日16時から8月2日10時までであった。

たん水池の排水に当たっては前記のポンプが使用できず試験堤の締Iと試Iの境界付近の断面を1mほど切つて排

水し、その後は5HPの発動機で排水した。たん水池の排水は8月2日10時から開始し終了まで18時間を要した。

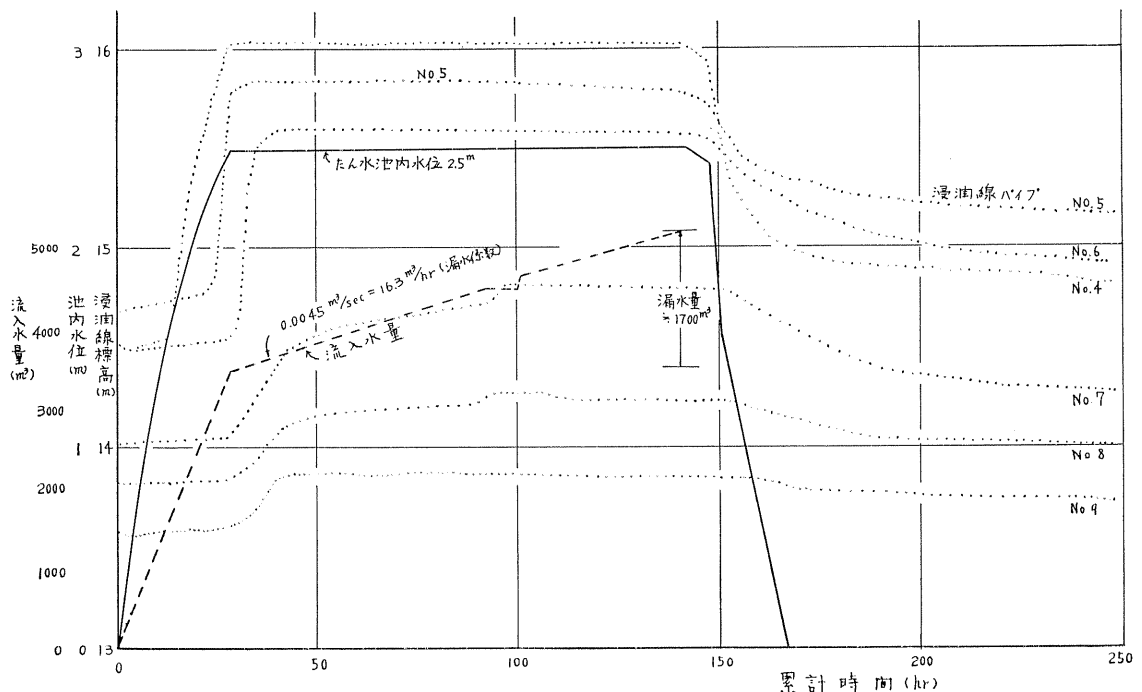
浸潤線パイプの水位やメタリックチューブ式水圧計の水位、および浸透水量の測定は7月27日から8月7日のたん水試験中2時間おきに測定した。たん水池の流入水および水位は、常に1人つききりでひんばんに測定した。またノリ面および基盤の破壊やパイピングなどを調べるために、随時巡回を行なった。

たん水池の排水完了後も、浸潤線測定管やメタリックチューブ式水圧計の水位観測を続けたが水位の変化が認められなくなつたので8月7日で観測を打ち切つた。

8 試験結果とその考察

図一7は試IIにおける浸潤線測定管の水位や、流入水量およびたん水池の水位などの時間的な経過を示している。

図一7 流入水量、池内水位、浸潤線水位の時間推移



たん水池が満水（水位が2.5m）になつてからの流入水量はたん水池の底面および各試験堤の浸透水量（漏水量）になる。図一7に示したように、満水後の漏水量が1,700 m³ であり、漏水係数が16.3 m³/hr になつている。たん水池が満水になるまでの流入水は125.0 m³/hr であるが、この流入水がたん水池に入ると一部分は浸透する。浸透のしかたは、池のたん水面積が広がるにつれて浸透面積も増加し浸透量が増す。すなわち、たん水試験前の池には貯水されていないから浸透量は無く、たん水されるにつれて浸透

量が増し、その最大量は満水時の16.3 m³/hr と考えることができる。

たん水池の水位は図一7のように8.94 cm/hr の割合で上昇している。したがつて、たん水試験における水位上昇速度は、実際のこう水時における月形橋付近の15.6 cm/hr にくらべると約半分になつている。

また、たん水池の排水時の水位低下速度は約13.9 cm/hr で、前記の月形橋付近における出水後の水位降下速度14.0 cm/hr にくらべると、ほぼ同じになる。

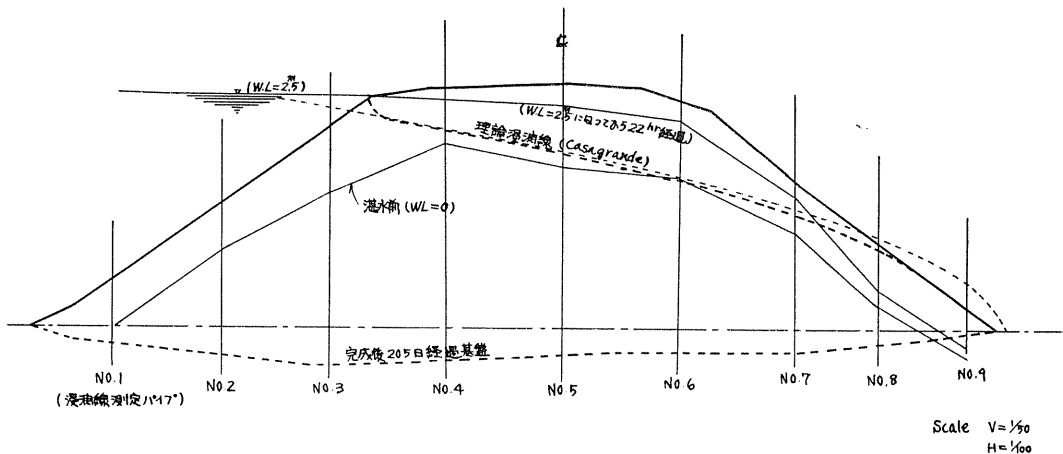
図一七は浸潤線パイプの水位の時間経過を示したものであるが、浸潤線パイプの水位は、たん水池の水を流入した場合も、排出した場合も、ただちに变化するのではなく、いくらかの時間を経て変化している。浸潤線水位の時間的ずれは図一七の No. 4, No. 5, No. 6, …… , No. 9 のように、堤内地側の水位ほど大きくなっている。なお、たん水池に水を入れた場合は、浸潤線水位の時間的ずれに前記の傾向が明らかに見られるが、排水した場合は前記の傾向がやや不明瞭である。排水後の浸潤線水位をよく見ると、排水後、5～6時間ぐらいから水位降下が起こらなくなり、ほぼ一定になっている。しかし、排水後100時間すぎても、各浸潤線水位はたん水池試験前の最初の浸潤線パイプの水位よりも高くなっている。すなわち、堤体に浸透した水は、自然には排除しがたいことを示しているものと考えられる。

図一八、九、10、11、12は各試験堤断面におけるたん水池

試験前の浸潤線水位と、満水後堤体の浸透流が定常流になった時の浸潤線水位（以後定常水位とよぶ）とを示している。また、各図とも、それぞれの断面には Casagrande、の理論浸潤線を併示した。

各図によれば各試験堤断面はたん水池試験前浸潤線水位以下は水で満たされていることになる。この試験前の浸潤線水位を、初期浸潤線水位とよぶことにする。初期浸潤線水位は盛土荷重の反力として発生する間ゲキ水圧、盛土材料がもつ毛管水および降雨の浸透水、盛土材料の初期含水などによつて定まるものと考えられる。すなわち、図一八、九、10、11、12の各試験断面の初期浸潤線水位が高い原因としては、前記の間ゲキ水や毛管水のほかに、試験堤の施工中に降雨量が多く、液性限界以上の含水状態の土を盛土材料に用いたことや、盛土の土を締固めるような作業を行なわなかつたために、堤体内の盛土は間ゲキは多く、この間ゲキが水で満たされていたことなどが考えられる。

図一八 試験堤 I (普通土) における浸潤線の推移



図一九 試験堤 II (泥炭土) における浸潤線の推移

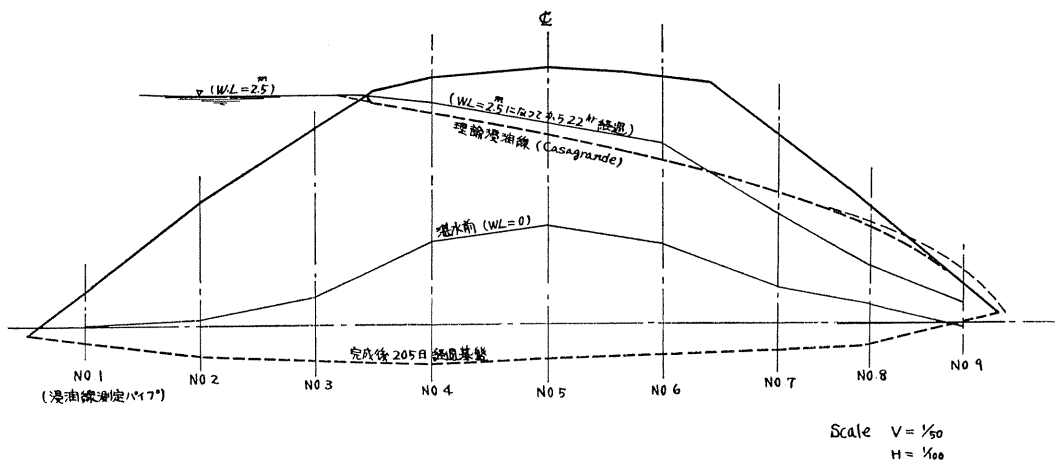


図-10 縮切堤 I (粘土) における浸潤線の推移

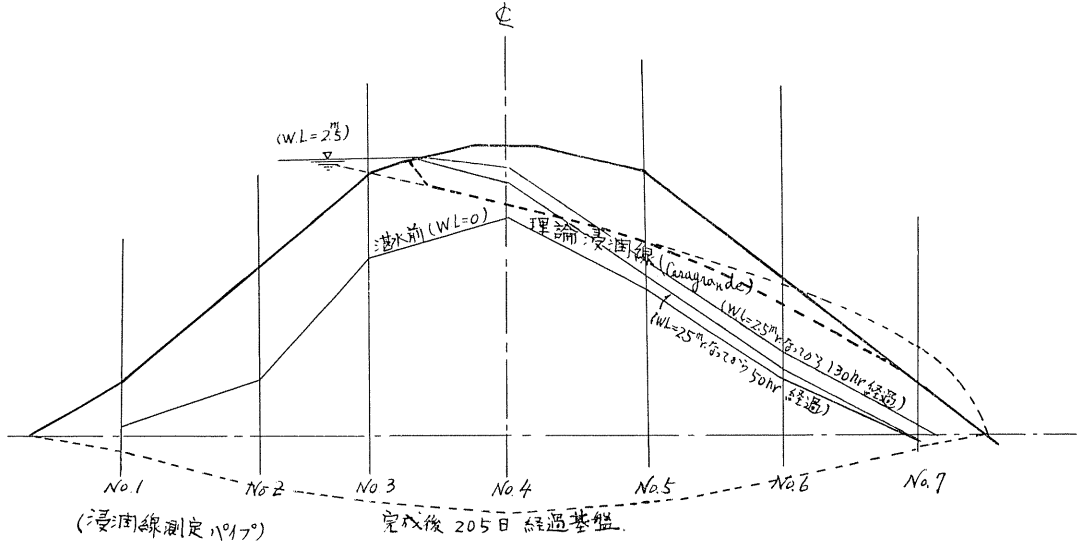


図-11 縮切堤 II (普通土) における浸潤線の推移

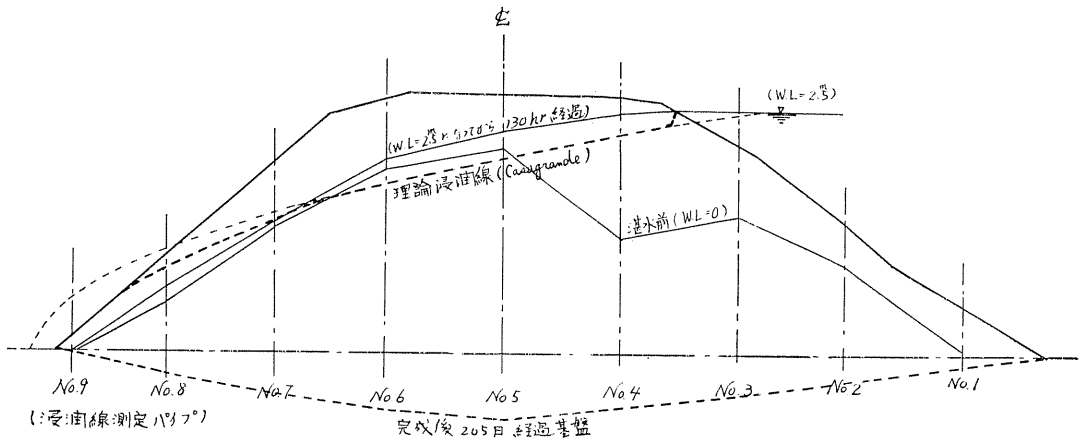
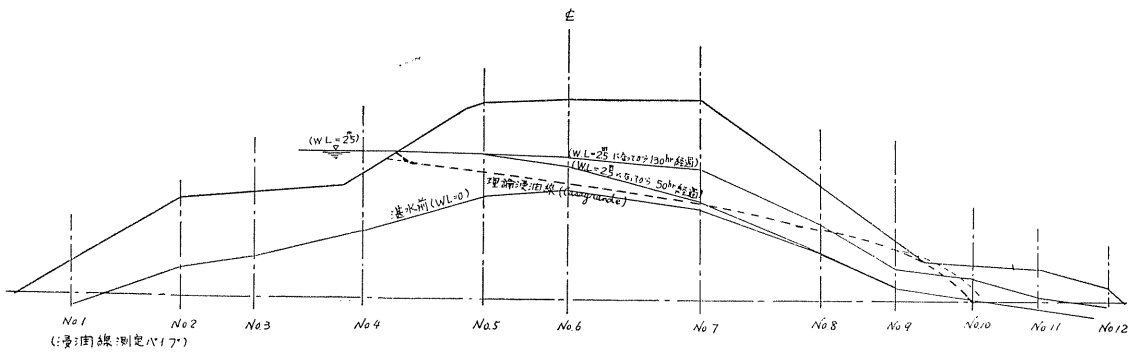


図-12 本堤 (普通土と泥炭の混合土) における浸潤線の推移



また、初期浸潤線水位と透水係数の関係をみると図— 8、9、10、11、12のように盛土の透水係数の大きいものほど初期浸潤線水位は低くなる傾向にある。

たとえば、透水係数の大きい泥炭の試験断面の初期浸潤線水位面は、試験面の40%位まで水位面が上つているのに対して、透水係数の小さい粘土や普通土の初期浸潤線水位面は、試験断面の70～80%まで上昇している。

図— 8、9、10、11、12に示すたん水池の満水後の定常流水位と Casagrande の理論浸潤線を比較すると、それぞれの試験断面とも、定常流水位は堤内地側のノリ肩附近までは理論浸潤線が少し下にあるが、ノリ肩からノリ尻にかけては定常流水位より理論浸潤線の方が上になつている。すなわち、堤体内を進む浸透流の進行状況は初期浸潤線水位によつて大きく左右され、理論浸潤線と定常流水位が一致していないことの一因をなしているものと考えられる。なお、たん水試験中、ノリ面すべりや基盤破壊などは

起らなかった。

9 あとがき

今回のたん水試験では、堤体のもつ初期浸潤線水位が予想以上に高く、堤体を通る浸透流の進行に影響を与えたようである。

また、この試験築堤がこの付近の河川築堤と同様な施工方法や盛土材料を使用していることから推定して、既設の河川堤防も初期浸潤線水位が高いのではないかと考えられる。

これらの諸問題については、今後さらに検討を加えなければならない。

なお、40年度以降は39年度のたん水試験の資料を検討し、不備な点を補足するとともに、スピンドラーを用いた降雨試験や、破堤に至るまでの試験を実施する予定である。

液性限界測定法に関する実験

北六工学部 北 郷 繁

1. ま え が き

筆者は、攪乱粘土の圧密非排水の三軸圧縮強度とアッターベルグ限界との関連を調べるために、長期間、多数の液性、塑性限界の測定を行った。その間に、液性限界（以下 LL と略す）の測定にはいろいろな不都合のあることを体験したので、これをもつと正確に求める方法がないものかと考え、ある簡単な装置による実験を行い、現行の試験法に検討を加えた。本文はその報告である。

2. 現行 LL 試験法の不備

JIS A 1205 に規定してある LL の試験法および装置は、キヤサグラントが、テルツァギーのすすめによつて、アッターベルグの提唱した定義による LL を、誰がやつても同じ結果を与えるように器械化したものとほとんど同じである。^{1),2)} アッターベルグ限界は、粘性土の指示土性としてきわめて重要ではあるが、その測定法は、少なからぬ不備を内蔵しており、閃発したキヤサグラント自身がこれを認め改良を希望しているほどである。不備と考えられるものを、本質的なものから附随的なものまでひつくるめて列挙してみると、次のようである。

(1) キヤサグラントの方法は、土の動的な挙動を測定するものであつて、この方法が、LL の定義を忠実に具体化するものであるかどうか疑わしい。概念的に、土が含有水の多寡に応じて塑性から液性に状態を変ずるときの含水比が LL であり、それはある種のセン断強さをあらわすと理解されているが、これらを一層よくあらわすのは、静的な方法、例えば、キヤサグラントが 1) であげている直接セン断試験、あるいはコーン試験ではないかと考えられる。

(2) 測定器に使われる材料によつて結果のちがうこと。これは、誰でも考へつくことであるが、例えば、シンチュウザラの打撃を受けとめる台板の硬軟、あるいは器具全体を支える脚の材質、あるいはその脚がのる所がやわらかいか、固いかということである。キヤサグラントは 1) で台板の硬さのちがいがアメリカとイギリスで同じ土の LL が異り得ることを歎き、これをさけるために 1) のような静的な方法を考えたものである。

(3) シンチュウザラに規定通りのミゾを切ることが案外

にむずかしく、面倒である、ということ。この困難をさけるために 2), 3) に新型のミゾキリが提案されている。この提案の動機は、一般に微砂、シルトを含む土の場合 JIS のミゾキリでは、サラの中の土がモロに押し出されてミゾが切れないことがあるためである。さらに筆者が使つたのは ASTM 型の棒状のもので、その寸法、形状は例えば、4) に示されているが、JIS 型への不備に加えてミゾの両側が盛りあがる傾向があつた。ミゾを切つたときの、両側の土の厚さが常に一定でない、落下のとき受ける力は 1 cm の落下高の最後に得る加速度は同じとしても、質量がちがうことになるから、両側の山を流動させる力に差ができることになる。棒状のミゾキリでは、これが一挙動でできないし、JIS のへらでもその傾きによつて土の厚さがちがうことになり、誤差の原因になる。

(4) こまかいことをいえば、シンチュウザラの表面状態にも問題がある。使い古したものには、ミゾの方向にミゾキリによるキズアトのあるのがあり、それが案外な巾を持つていことがある。このような粗な面と粘土のバテの附着力が、新品の平滑な面とのそれと、どの位ちがつて、打撃数にどんな影響を与えるものかは、さだかでないが、厳密な意味で、一定条件のもとでの試験ということとはできない。

(5) さらにこまかいことをいえば、JIS では、ミゾの底部で土が約 1.5 cm 合流する時、と規定しているが、15 mm の長さは物差ではかるわけではないから、打撃数が 1 ヲ 2 ヲちがつてくるのは自然であり、また mm まで指示しておいてそれを「約」というのもおかしな話である。もちろん、これはいわゆる揚足とりであつて、従来経験によつて目測で 1.5 cm をはかつて、セミログ上に流動曲線が書けたのだから、実質上の不備ということにはならないが、何かしら確然としたものを欠くうらみのある試験法ということができる。

(6) さらに不確定な要素としては、試料の取扱いがある。JIS は気乾、0.42 mm フルイ、100 gr、蒸溜水、充分練り合わせ、少時間放置としている。このうち気乾の程度とか、炉乾の影響とか、練り合わせ時間とかについて、内田、松本、神山らの研究がある。²⁾ 前項までの試験器具は規定によつていくらでも改善できて、一定条件にできる

が、土の方は、コロイド分が大半をしめる粒度組成のものから、微砂の多い NP に近いものまであり、それがまた、含有する粘土鉱物によって水に対する反応に差があるようなので、これが最善という処理方法は見出し得ないかも知れない。現在のところ、対象とする土の粘土鉱物の種類を決定し、それに応じた混水後放置時間や、練り合わせ時間を個々にきめるというようなことは、試験の簡便性を失うことになつて規定にのりそうもないから、一応の指示土性としての LL の本質を失わない程度に試料土の取扱いを規定するべきものと考えている。この点に関して、既往の研究が JIS にとり入れられるところが少ないように思われる。

3. 自由落下円錐による LL の測定

規定の形状寸法を有するコーンの全重量を一定にして、コーンの先端を煉りまぜた土の表面に一致させたのち、自由落下させて、その貫入量から LL をきめようとする方法で、1) においてキヤサグラントが提唱し、5)、6) において発表するもので、筆者は、これらの追試の意味で以下の実験を発表する。

4. 試験装置と方法

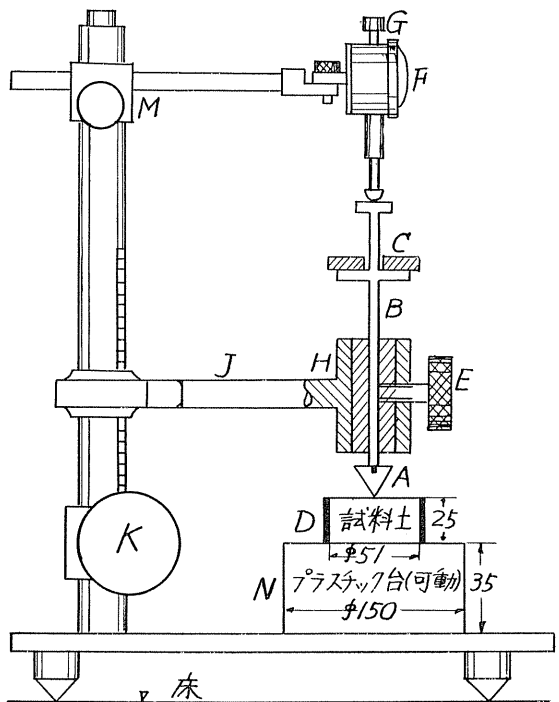
試験装置は、図一に示すようなものである。

コーン A、落下軸 B、調節荷重 C を含めた重さが正確に 100 グラムで、コーンは、先端角 (θ) を 30, 60, 90, 120, 150 度とし、上端の直径をいずれも 30 mm とした。このため、コーン自身に重さの差ができたので、C なる金属薄片 (5 コ) を使って全重をそれぞれのコーンについて調節した。まず、よく練りまぜた土を容器 D に空隙が残らないように、手早くつめ込み、表面を仕上げる。適当な高さに固定された A の真下に持つてきて、K をまわして、A の先端を正確に土の表面に接する。10⁻³ インチよみダイヤルゲージ F によつて始読 R_1 をとる。ダイヤル軸頭

G を指で軽く支え、コーンを自由落下させ、E でしずかに固定する。G を解放して終読 R_2 をとり、 R_1, R_2 の差を貫入量 p とする。コーンの自由落下の際、G を指で支えたのは、ダイヤル軸によつて、余分の荷重がかからないようにするためである。

試験時の含水状態は、従来の方法による打撃数 (N) が、40, 25, 10 前後になるよう、加水しながら行い、一つの含水状態、一つのコーンについて 3 回 p を測定し、一つの含水比をとつた。

図一 試験装置



表一 試料土

試料番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	粒度分布 (%)				
														粘土	シルト	砂		
混合割合 (%)																		
グラントム	50	74	90		100			66						97	72	28	0	
グランドイト	50	26	10	100		88	81								40	46	14	
ベントナイト						12	19		10	28	41		3					
プリンストン								34	90	72	59	100			21	63	16	
従来の方法による LL (%)	66	69	76	62	86	81	93	59	52	139	192	31	121					

5. 試料土

4 つの土を適当に混合して 13 の試料土を作つた。表一 1

のようである。

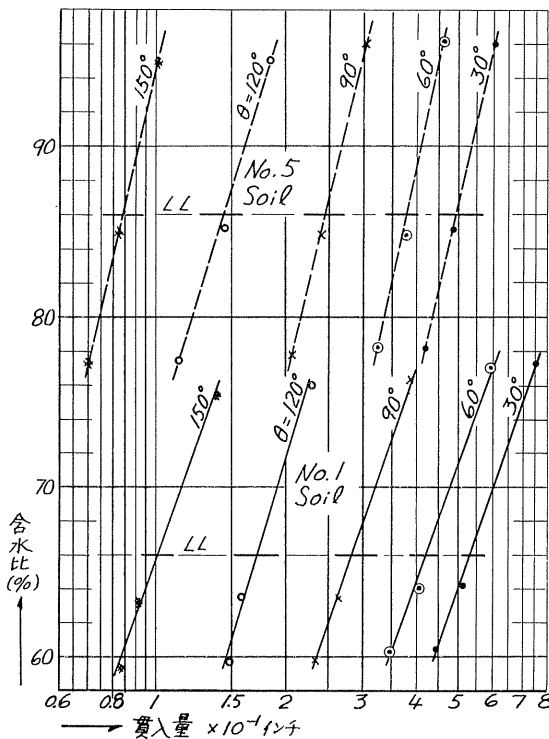
基本土のうちプリンストンは、赤味がかつたシルト質粘土ロームで、通称プリンストンクレイ、あとの 3 つはいず

れも乾燥粉末状態で市販されているものであつて、グラントムはカオリナイト系、グリンダイトはイライト系といわれ、ベントナイトはワイオミング産のもので、そのLLは約500%であつた。

試験は筆者一人で行つたから個人誤差が入つたとしても、それはほぼ一定していたはずであり、試験の場所は、温度、湿度が調節された特別の部屋であり、使用した蒸留水も同室に貯蔵されたから水温は室温とほぼ等しかつたはずである。

試験時に特に注意したのは、練りまぜを充分に行うこと、試験を短時間に行つて、含水状態を変化させないことであつた。特にベントナイトを含む試料では、試験結果がバラつきがちであつたので、練りまぜを入念に行つたが、その時間を一定にすることはしなかつた。

図-2 試験結果



6. 試験結果

横軸にコーン貫入量 p を対数で目盛り、タテ軸に含水比 (ω) を普通目盛でつたものを図-2に示す。

コーン試験法の着眼点は、図-2にみるように、異なる含水比における貫入量が半対数紙でほぼ直線をなす、という実験事実にある。これは、キャサグラント法の ω -log N が直線をなすのに対応する。キャサグラント法で $N=25$ に対する ω を LL とするのに対し、コーン法では重さと θ を規定したコーンの p がある特定の値のときの ω を

図-3 従来のLLに対応する p の値

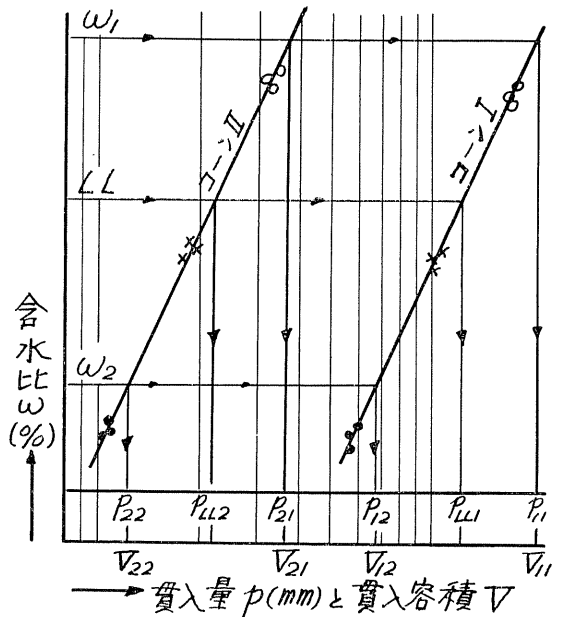


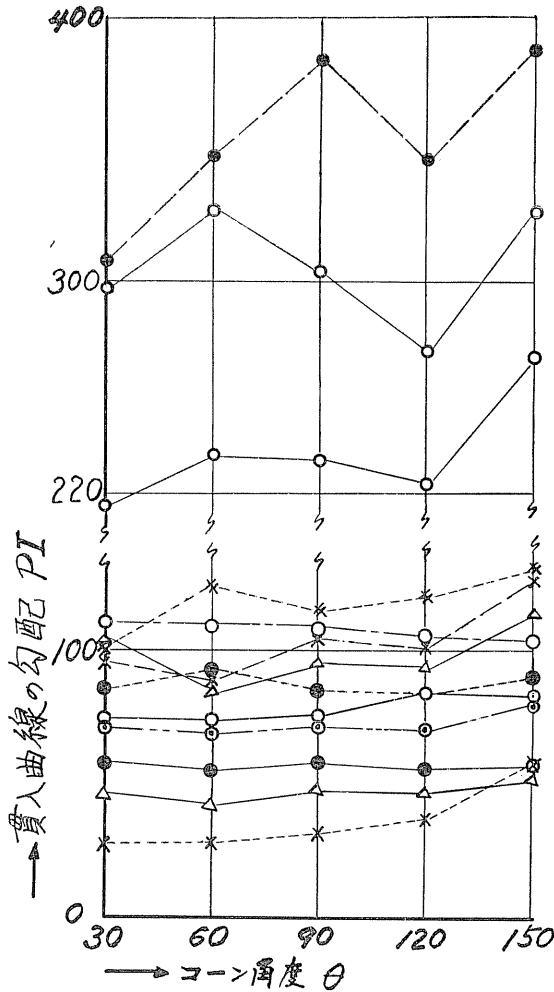
表-2 従来のLLに対応する貫入量 p (mm)

試料	コーン	30°	60°	90°	120°	150°
1		13.5	10.6	7.2	4.5	2.5
2		12.5	10.0	6.4	4.1	2.2
3		12.6	10.1	6.4	4.1	2.4
4		15.2	11.9	7.9	4.9	2.7
5		12.5	9.8	6.2	3.9	2.2
6		17.5	13.7	8.7	5.3	2.9
7		18.5	14.2	9.1	5.4	2.9
8		12.7	10.0	6.7	4.1	2.3
9		16.6	13.0	8.2	5.1	2.9
10		20.5	13.2	7.7	4.8	2.7
11		16.8	12.5	8.2	5.0	3.0
12		12.5	9.8	6.7	4.6	3.1
13		16.9	13.0	8.3	5.1	2.7
平均		15.1	11.7	7.5	4.7	2.7

LL とするわけである。5) のスエーデン法では60度、60グラム、10 mm と規定している。6) の方法は模様が少しちがうので、後でのべる。

p によつて LL を求めるには、まずキャサグラントの方法による LL と p がどのように対応するかを調べることに絶対必要であつて、さもないと、今までに測定されてきた LL と遊離して、無意味になるからである。それで図-3に示すように、ある土の ω -log p 曲線に、別に測定した現行の LL 値のをせ、これに対応する p を求めるのである。このようにして求められた p を表-2に示す。

図-4 貫入指数 PI



7. 結果の検討

(1) 貫入指数 PI

図-2の ω - $\log p$ 曲線を見ると、5本の線は互に平行しているように見えるから、これをたしかめるために、勾配 PI を計算してみる。 PI は図-3において

$$PI = (\omega_{11} - \omega_{12}) / (\log p_{11} - \log p_{12}) \quad (1)$$

である。これを貫入指数 (PI) とよぶことにし、その値を図-4に示す。ベントナイトを含むものに不規則変化があるのを除いて、まず、平行とみてよいであろう。30°と150°の両極端を除外してみると、一層よくなる。図-3において、I、IIのコーンが平行であるということは、同一の含水比間隔に対して $\log p_{11} - \log p_{12} = \log p_{21} - \log p_{22}$ を意味し、

$$p_{11} / p_{12} = p_{21} / p_{22} \quad (2)$$

ということである。いま、コーンが土に貫入した部分の容積 V を考えると、 V は $(\pi/3)(\tan \theta/2)^2 p^3$ であるから、

(2)を V であらわすと、

$$V_{11} / V_{12} = V_{21} / V_{22} \quad (3)$$

ということである。つまり、2つの含水状態について異なるコーンで貫入させた場合の、コーンによつて排除される土の容積の比率は、コーンの角度に無関係である、ということになる。これから結論されることは、コーンの角度はなんでもよい、ということであるが、図-4の実情をみれば、60~120°あたりであろうと考えられる。

図-5 流動指数と貫入指数

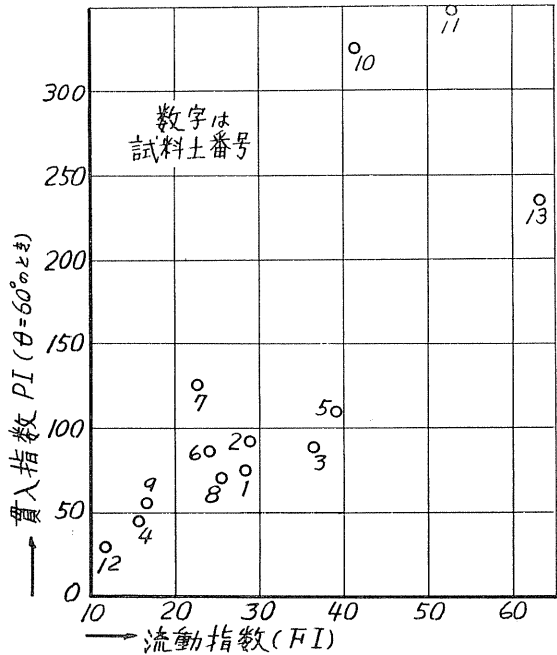


図-5は従来の方法によるLLの流動曲線の勾配、つまり流動指数 FI と、 $\theta = 60^\circ$ に対する PI との関係図である。直線の関係にあるとはいえないまでも、これに近いということはできよう。

(2) LLにおける粘着力

コーンの貫入の最終状態が図-6のようであるとするとこれは、一応ブランドルの円形フーチングの支持力の問題に引きあてることができる。載荷強度 q は自重 P (100グラム) を、図の断面積 A で割つたもので、LLに相当する貫入量 p がわかると、 q は計算できる。

ブランドルの円形フーチングの場合を、⁷⁾

$$q = 1.2(\pi + 2)c \quad (4)$$

とすると、LLにおける概略の粘着力を求めることができる。図-7は、 θ 別に c の値を gr/cm^2 で示したものである。この図から考えられることは、

1) 30°を除くと、 c は θ にほぼ逆比例している。

ブランドルの理論では、 c がフルに発揮されたのちに、土体の変位又は排除されるのに反して、この方法では、コ

図-6 コーンの貫入

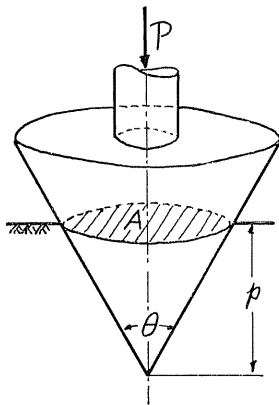
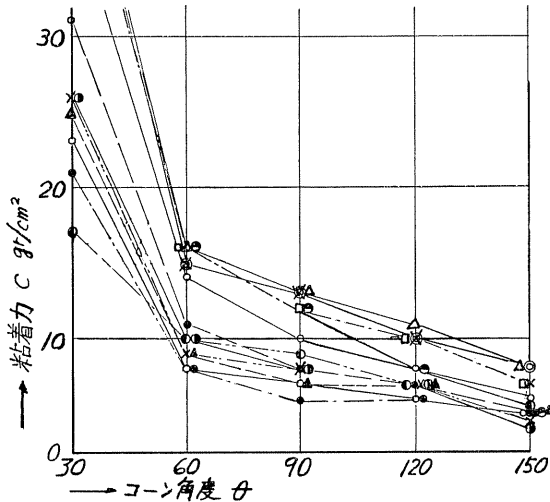


図-7 LL のときの粘着力



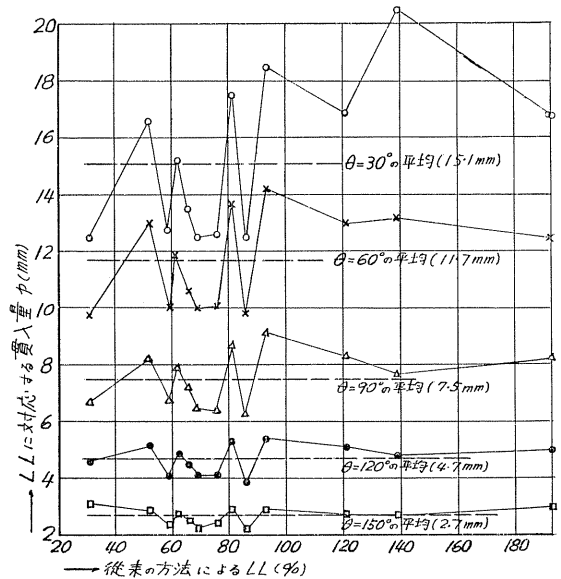
ーンがはじめから土を排除しながら、 p だけ貫入して平衡する。つまり両者では破砕機構が異なる。 $\theta = 180^\circ$ で、きわめて静かに載荷するのがブランドルであるから、 θ だけからいうと、 150° のコーンは 120° のものより、 120° のコーンは 90° のものよりブランドルの条件に近く、 30° は、これに最も遠いために、このような結果になったものと考えられる。したがって、ここに計算される c の値は、概略のものである。

2) c の値が予想外に分散している。

30° コーンを除外して考えても c は $5 \sim 15 \text{ gr/cm}^2$ に変化している。はじめ筆者は、LL の性質、定義からして、この限界の含水比におけるセン断強さは、土の種類に関係なく一定しているものと予想していた。しかし 1) の文献では、 $20 \sim 30 \text{ gr/cm}^2$ であり、低いものには 8 gr/cm^2 程度のももあることを知るに及んで、この程度の分散は当然起り得るものと考えた。また 6) の文献では、はじめから分散するものとして、多くの土の、従来の方法による

LL と $q(\theta=60^\circ, P=1,000 \text{ グラムのときの})$ の関係曲線を求めて、LL と $\log q$ が直線をなすものとし、これから、所望の土の LL を、 q を測定することによって求めている。この文献による粘着力を、こころみに (4) の式で計算してみると $30 \sim 100 \text{ gr/cm}^2$ で 1) の場合よりさらに大きくなる。5) の文献によつて LL 時のセン断強さ (非排水としているから粘着力とみてよい) を図表から換算してみると $5 \sim 100 \text{ gr/cm}^2$ 程度である。この範囲だと、筆者の測定値もその間に入ってしまうから別に過小であると考えする必要もないが、それよりは、LL を与えるセン断強さが、このように広い範囲に分散することは興味のあることである。

図-8 p と LL



(3) p と LL

従来の方法による LL と、そのときの p をプロットしたのが図-8 である。この図から知ろうとすることは、ある角度のコーンで本試験をやると、土の種類に関係なく、LL では、ほとんど一定の p を得るのではないかと、いうことである。前項で LL のときの土のセン断強さ c は一定ではないかと推定したのと同じ筆法である。 p が一定になれば、図-2 のようなコーン試験をやつて p に相当する含水比を図上から求めれば、これが LL ということになって、キャサグランドの方法の欠点の大半を除くことができ、万事好都合になる。

図-8 は、図-7 と同じ性質のものだから、 c について論じたことは p についても同様にあてはまり、 $\theta = 30^\circ$ の分散は大きすぎて問題にならない。この分散がなぜ起るかの問題は、今後の研究課題として大いに興味のある所であるが、一つの推定は、粘土鉱物の種類ともう一つは粒度組

成である。化学的に安定したカオリナイト系の粘土と、水との反応がきわめて顕著なモンモリロナイトでは、LLのあらわれかたが大分ちがうのではないかと想像される。それと、規格では0.42mmのフルイを通る土について試験をするのだから塑性のきわめて低いものから、ベントナイトのようなきわめて高いものまで含まれる。そのすべてで同一の物差ではかるのは無理でないかと考えられる。

図-8において、 ρ の分散をみると、 θ の大きい方では分散が小さくて好都合であるが、 ρ の絶対値が小さくて測定に不便であるから、 120° も 150° も除外さるべきである。残るのは 60° と 90° である。5)では 60° 、6)では 90° である。

図-8の折線が分散なしに、横軸に平行であれば、 ρ はLLの大小に無関係ということになって試験法として完全であるわけだが、図-8において、ある程度の分散を認めるとすると、大体の所、 ρ はLLの大きさに無関係といえそうである。しかし、これにも不都合な説があつて、1)によると、LLの高いほどせん断強さが小さくなるようだ、ということである。 ρ についていうと、図-8の折線は右上りになる傾向があるということである。本実験の場合、土の数が充分には多くないので、決定的なことはいえないが、 30° 、 60° あたりは、そのようにも考えられる。

前にものべたように、土の種類によつて、規定を多様にするわけにはいかないのだから、ある程度の分散はあつても、コーンの重さ、角度、貫入量を一義的にきめて、そのときの含水比をもつてLLとすることを便宜上認めてもよいのではないか。これらの絶対値については、今後の数多い実験にまたなければならぬが、スエーデンの60グラム、 60° 、10mmと比較するために、筆者の 60° の ρ を重量に比例して低減してみると7mmとなつて、大部小さな値となる。

8. む す び

LLは、土の物理性のうちで非常に重要なものであるか

ら、これの測定は間違いや誤差の少ないものでなければならぬ。この点、現行の方法は不適当な部分を含んでいるから改良の必要がある。方法の一つとして、本文や5)で行つた自由落下方式によるコーン試験、あるいは、6)に提案している静的コーン試験などは、従来の試験法の不備のほとんどすべてを解消することができ、装置もきほどに高価でなく、操作も簡単であり、熟練を要しないなどの利点があるから、妥当な方法と考えられる。ただ現在まで測定され、実用されてきた衝撃法によるLLと完全に縁の切れたものとなつては困るから、これと充分に関連づけたものとするべきであるが、そのとき、すでにのべた分散の問題をどう処理するかが、大きな論点になるものと考えられる。

この実験は、ある研究の派生的なものとして、1962年末に北米合衆国プリンストン大学において行つたものであることを附記し、筆者に留学の機会を与えてくれた同大学のチェボタリオフ教授(1964年名誉教授となつて退職)と、北大土木科の諸先生に謝意を表するものである。

参 考 文 献

- 1) A. Casagrande: "Notes on the Design of the Liquid Limit Device", Géotechnique, June 1958, p. 84
- 2) 土質工学会: 土質試験法 1964, p. 75
- 3) Hoványi: "A New Grooving Tool", Géotechnique, 1958, p. 77
- 4) 石井靖丸訳 "チェボタリオフの土質力学" 1958, p. 73
- 5) Karlson: "Suggested Improvements in the Liquid Limit Test with Reference to Flow Properties of Remoulded Clays", Proc. 5th Int. Conf. SMFE, 1961, Vol. 1, p. 171
- 6) Scherrer: "Determination of LL by the Static Cone Penetration Test", Proc. 5th. Int. Conf. SMFE, 1961, Vol. 1, p. 319
- 7) Leonard: Foundation Engineering 1962, p. 547

あ と が き

第5号技術パンフレットをお届けいたします。

本誌が「土」を対象とする工事にたずさわる技術者諸兄にいささかなりともお役にたてば幸でございます。

今回の本誌編集に当りましては、北大の北郷教授殿はじめ付記編集委員と貴重な論文をお寄せいただいた執筆者のみなさまに対し、あつくお礼申し上げます。

(支部事務局)

付 記

編集委員長	北 郷	繁 (北 大)
委 員	土 岐 祥	介 (北 大)
”	森 康	夫 (開 発 局)
”	宮 崎	樺 (国 鉄)
”	加 藤 武	仁 (鉄道公団)
”	永 井 敏	資 (札幌市)
”	小 山 田	博 (北 電)
”	加 藤 鋭	一 (北 海 道)

技術パンフレット 第 5 号

発 行 土 質 工 学 会 北 海 道 支 部
札幌市北 3 条西 6 丁目
北海道土木部河川課内
TEL ㉓ 6 9 1 2

編 集 技 術 パ ン フ レ ッ ト 編 集 委 員 会
印 刷 山 藤 印 刷 株 式 会 社
札幌市南 2 条西 6 丁目
TEL ㉓ 8 1 2 6