

# 技術報告集

第 23 号

昭和 58 年 2 月

社団法人 土質工学会北海道支部

支  
行  
限  
有  
限  
公  
司  
3  
号  
土  
質  
工  
学  
会  
北  
海  
道  
支  
部

# 目 次

① 9:30~	泥炭の長期圧密試験について	開発局土木試験所	荻野治雄・能登繁幸 島谷 登・後藤 彰	1
② 9:45~	泥炭性軟弱地盤における沈下と側方流動について	開発局土木試験所	吉田紘一・真田英夫 富沢幸一	7
③ 10:00~	泥炭性地盤に適用したシート工法の効果について	北海道空知支庁 基礎地盤コンサル	片山直幸 佐田頼光・三浦盛男	13
④ 10:15~	泥炭性地盤に対する動圧密工法の試験例について	海 洋 工 業 日本国土開発 基礎地盤コンサル	鳴海直信・野村敦雄 鈴木正人 佐田頼光	19
⑤ 10:42~	白鳥大橋架橋予定地点の地盤特性	開発局室蘭開建	大橋 猛・千葉正明 ○池田憲二	27
⑥ 10:57~	繰返し応力を受ける飽和砂の間隙水圧発生に及ぼすせん断履歴の影響(第2報)	北 見 工 大	鈴木輝之	37
⑦ 11:12~	不攪乱砂の非排水繰返しせん断特性	北 大 工 学 部	土岐祥介・三浦清一 ○中垣 健	43
⑧ 11:27~	繰返し応力条件下における飽和砂の硬化特性(第2報)	北 大 工 学 部	○稲 直美・土岐祥介 三浦清一	53
⑨ 13:00~	欠 番			
⑩ 13:15~	三主応力下における砂の排水せん断特性のモデル化	北 大 工 学 部	三浦清一・土岐祥介 ○三浦均也	63
⑪ 13:30~	砂の静的コーン貫入特性の堆積構造依存性 -主として三軸圧縮変形に伴う構造変化について-	北 大 工 学 部	○谷澤房郎・土岐祥介 三浦清一	73
⑫ 13:54~	高見ダムの基礎処理について	北 海 道 電 力	織田紀雄・富樫泰治	79
⑬ 14:09~	異形グイの支持力について	北海道開発コンサル	由良桂一・藤田友幸	89
⑭ 14:24~	軟岩を支持地盤とする橋梁基礎の調査・試験の1例について	北海道十勝支庁 北海道土質コンサル	小林光男 ○池田晃一・工藤康雅	95
⑮ 15:00~	改良赤土の道路材料への利用	日 本 軽 金 属	伊藤 伝	103
⑯ 15:15~	粘性土の衝撃圧縮試験	室 蘭 工 大	○朝日秀定・沢田義男 岡田 務	111

- ⑰ 15:30~ 圧密度が高塑性粘土のせん断特性へ与える影響 ..... 函 館 高 専 佐野信房 ..... 115
- ⑱ 15:45~ K<sub>0</sub> 過圧密粘土の非排水強度特性 ..... 北 大 工 学 部 北郷 繁・三田地利之... 123  
 小野 丘・趙 煥斌
- ⑲ 16:00~ 各種応力経路下における異方圧密粘土の変形 ..... 北 大 工 学 部 北郷 繁・三田地利之... 129  
 特性について  
 苫 小 牧 高 専 池浦 勲  
 北 大 工 学 部 趙 煥斌・下越 仁

## 泥炭の長期圧密試験について

北海道開発局 土木試験所 荻野 治 雄  
能登 繁 幸  
鳥谷 登  
○後藤 彰

### 1. まえがき

盛土や基礎工事に欠かす事のできない地盤の沈下量計算は、一般には飽和粘性土地盤を対象としたTerzaghiの圧密理論に基づいた方法を用いているが、本文で取扱う泥炭は含水比や強熱減量および密度などの物理的性質とせん断強さや圧縮性などの力学的性質が通常の粘土にくらべて著しく異なっており、圧密理論を適用して沈下量計算を行なっても実情にそぐわない例の多いことが知られている。その原因はいくつか考えられるが二次圧密が卓越する泥炭に対して、一次圧密を基本にしている理論計算を適用することには根本的に無理があると考えられる。著者らは泥炭地盤における沈下予測の精度を向上させる目的で一連の調査研究を行ってきており、現在は泥炭の二次圧密現象についての検討をすすめているところであるが、本文は独自に製作した圧密試験機と、標準圧密試験機の直径と高さを変えた試験機を用いて、一定期間荷重を加えたときの泥炭の挙動と物理的変化および二次圧密係数や土質常数などについて、現在までに得た結果をここに報告するものである。

### 2. 試験概要

#### 2-1 長期圧密試験機

図1は泥炭の供試体を長期間圧密するための試験機で二連を一組として三組製作した。標準圧密試験機では荷重板は軽量化されており、載荷装置のレバーを通して実荷重が加わる仕組みになっているが長期的な圧密試験ではレバー調整が面倒であることから実荷重を載荷する方法をとっており、試験の種類に応じて逐次載荷できるようにした。圧密リングの内径は試料の採取をシンクウォールチューブで行なっているため、試料の成形を必要としないようにチューブと同径の75mmとした。また高さは標準圧密試験機より5mm高い25mmとした。これは泥炭特有の不均質性と間ゲキ比が大きいことや圧密変形の挙動が供試体の厚さなどに大きく影響されることなどを考慮したものである。また、一次圧密と二次圧密の境界を確認するため圧密箱の上面には図1に示すように間ゲキ水圧計を取付けている。

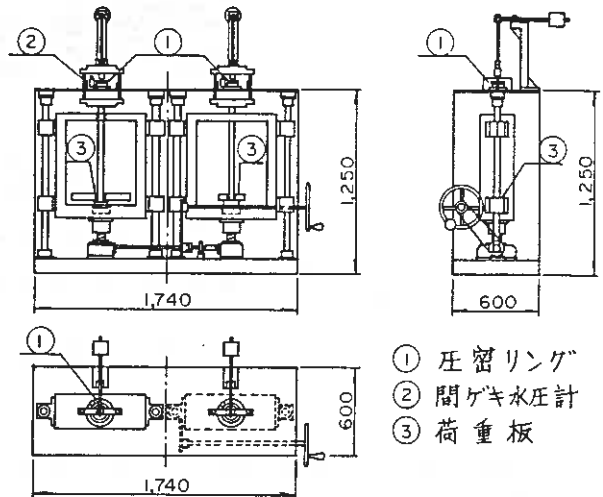


図1 長期圧密試験機

#### 2-2 泥炭の物理的性質

試験に用いた泥炭は北海道内各地から採取したものであり、物理的性質は表1に示すとおりである。ただし、シンウォールチューブ内の一部の泥炭の物理試験結果であり、加えて、泥炭は一般に不均質であることから同表の試験結果は大まかな測定値とみた方が賢明であると考えられる。とくに含水比は同じチューブの中でも上と下では測定値にか

表1 土質試験結果

採取地	採取深さ (m)	含水比 (%)	比重	強熱減量 (%)	分解度 (%)	乾密度 ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	圧密期間 (日)
豊富町西豊富	0.6~1.5	100.7	1.482	96.1	67.1	0.097	約270
幌延町雄信内	0.6~1.3	56.3	1.845	49.1	91.3	0.183	・
三石町 ケリマイ	1.2~2.1	64.4	1.459	83.8	78.9	0.119	7
	2.1~2.9	54.7	1.732	84.1	76.5	0.147	・
	2.9~3.7	21.0	1.596	37.7	73.2	0.173	・
江別市篠津	1.1~1.9	70.0	1.779	78.5	80.4	0.157	・
美唄市峰延	0.8~1.5	83.2	1.540	96.1	75.3	0.103	・
岩見沢市 西川町	1.1~1.8	49.8	1.825	59.4	82.4	0.173	・
	1.8~2.6	33.9	1.864	49.7	68.1	0.184	・
	2.6~3.5	66.1	1.684	80.8	81.1	0.322	・
大樹町 当縁	1.0~1.7	65.9	1.947	69.5	65.5	0.290	・
	1.7~2.5	59.7	1.765	74.3	79.5	0.187	・
釧路町 達古武	1.5~2.3	68.5	1.949	62.1	76.8	0.328	・
	2.3~3.1	47.6	2.083	66.9	85.6	0.219	・

なりの差がある。また、比重試験についても同様なことがいえる。

比重試験には各種の試験方法があるが、ここでは土質工学会編「土質試験法」に準じた。この物理試験にはかなりの誤差が伴う反面、強熱減量と含水比の間にはほぼ一定の相関関係が認められている例もある<sup>2)</sup>。また、分解度の試験では水洗法<sup>3)</sup>がもっとも簡便で妥当な方法といわれており、本試験においても同法に準じた。

### 2-3 試験内容

試験の種類は改良型標準圧密試験機を用いて7日間の載荷を行う短期圧密試験と現在もなお、載荷中である長期圧密試験の2種類である。圧密荷重は、 $0.2 \text{ kgf}/\text{cm}^2$ 、 $0.4 \text{ kgf}/\text{cm}^2$ 、 $0.8 \text{ kgf}/\text{cm}^2$ の3種類でそれぞれ瞬間載荷を行なった。供試体は道内8カ所から採取したもので短期試験として6カ所12種類、長期試験として2カ所2種類を用いている。

### 3. 試験結果と考察

#### 3-1 短期圧密試験について

図2、3、4は各荷重における7日間載荷の泥炭の圧密沈下挙動を示したものである。沈下量の時間的挙動は圧密荷重 $0.2 \text{ kgf}/\text{cm}^2$ の場合には対数の時間軸に緩勾配ではあるが、ほぼ直線的に変化している。また、圧

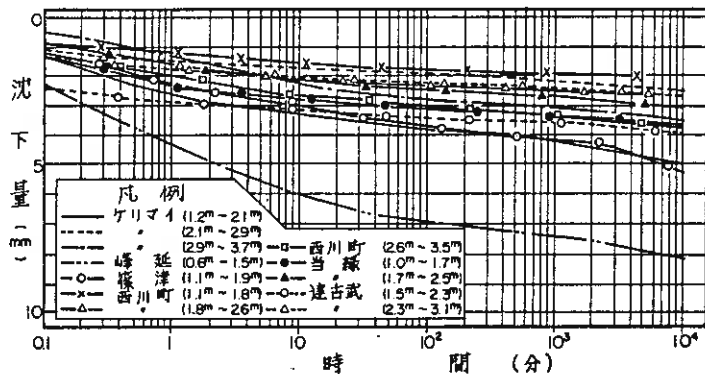


図2 沈下量と時間の関係 ( $P=0.2 \text{ kg}/\text{cm}^2$ )

密荷重 $0.4 \text{ kgf}/\text{cm}^2$ および $0.8 \text{ kgf}/\text{cm}^2$ では全体的に双曲線に近い沈下挙動を示しているがそれぞれ一定の載荷時間を過ぎるとほぼ直線状に推移しており、いわゆる二次圧密の挙動を示している。

図5は載荷時間が1日と7日のときの沈下量の差( $S_7 - S_1$ )を含水比ごとにプロットしたものである。含水比が高いほど( $S_7 - S_1$ )が大きくなる傾向を示しており、載荷時間が1日である標準圧密試験では十分に圧密が終了していないことを物語っている。

図2、3、4において圧密沈下量が対数の時間軸に比例するときの直線の勾配、すなわち、二次圧密係数を圧密荷重と自然含水比で整理すると、図6および7のとおりとなる。二次圧密係数については種々の整理方法が行なわれているが、ここでは、次式で得られたものである。

$$C_a = \frac{\Delta S / H_0}{\Delta \log t} \dots (1)$$

ここに、 $H_0$ は初期供試体厚さ、 $\Delta S$ および $\Delta \log t$ は図8に示すとおりである。図6に示すように二次圧密係数 $C_a$ は0.6~4.5%の範囲で得られており、圧密荷重が大きいほど $C_a$ も大きい傾向にはあるが、圧密荷重0.4 kgf/cm<sup>2</sup>と0.8 kgf/cm<sup>2</sup>では $C_a$ の値はほぼ同じである。

既往調査例では圧密降伏応力 $P_c$ 以下では $C_a$ は小さく $P_c$ 付近で急増し、 $P_c$ 以上ではほぼ一定値を示すといわれている<sup>4)</sup>。今回用いた各試料の圧密降伏応力 $P_c$ は0.1~0.2 kgf/cm<sup>2</sup>の範囲にあることを考慮すれば図6の傾向

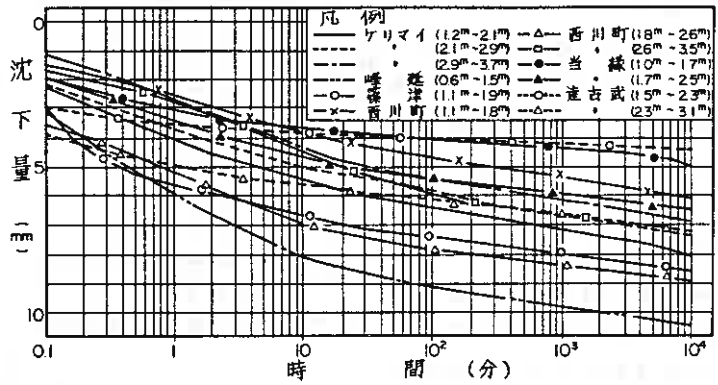


図3 沈下量と時間の関係 ( $P=0.4 \text{ kgf/cm}^2$ )

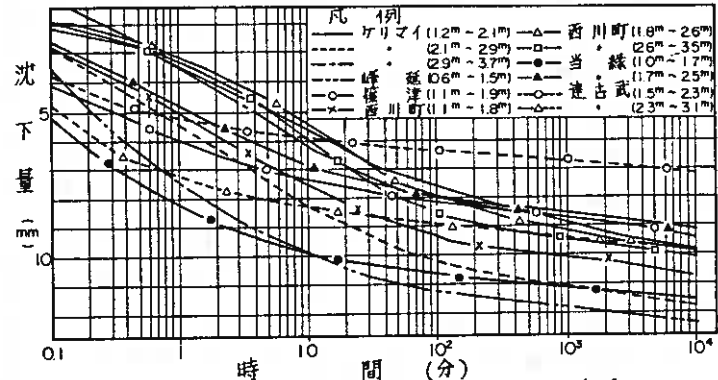


図4 沈下量と時間の関係 ( $P=0.8 \text{ kgf/cm}^2$ )

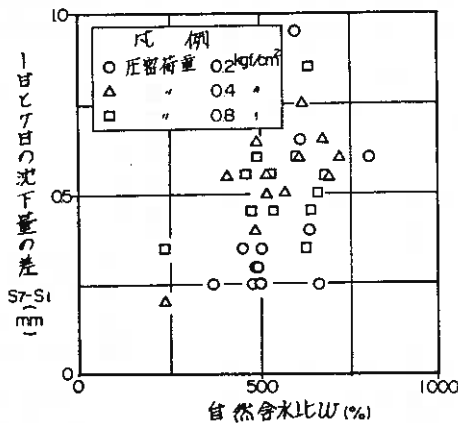


図5 沈下量と自然含水比との関係

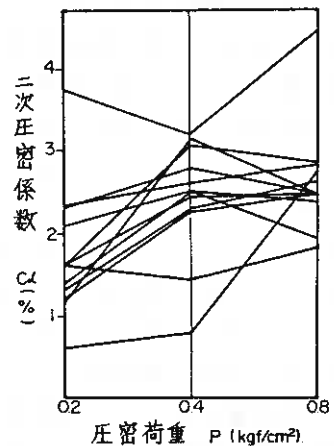


図6 二次圧密係数と圧密荷重の関係

は、既往調査結果と一致するようである。一方、図7には自然含水比によって $C_a$ がどう変わるかを示しているが、一般に両者は両対数内で比例関係にあることが知られており、同図においても自然含水比が高いほど $C_a$ も大きい傾向にあることが読みとれる。

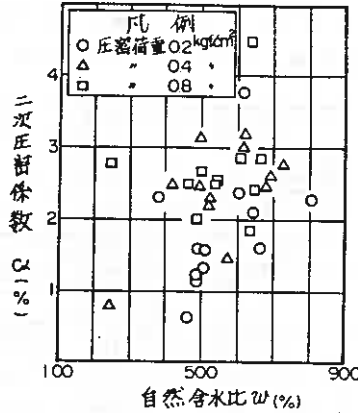


図7 二次圧縮係数と自然含水比の関係

長期的に時間と沈下量曲線を求める統計的処理方法についてなされたいくつかの報告

によれば双曲線や指数曲線等で近似できるとされている。<sup>5)</sup>

この場合、最終沈下量の予測は曲線式の速度に関する係数の決定が大きな要素となる。図9はこの沈下速度に関する係数を算出するために各供試体の載荷当初から7日間載荷までの時間と沈下量の測定値を双曲線法の回帰式にあてはめて求めたものであり、その係数を各荷重段階に応じて示した。さらに、図10ではこの双曲線法で求めた沈下速度に関する係数と自然含水比の関係を示したものである。図9によれば、沈下速度に関する係数 $a$ は圧密荷重が小さいときは非常にばらつくが、圧密荷重が大きくなるに従い収束する傾向をみせている。これは圧密試験の沈下量測定値を双曲線式にあてはめる場合に圧密荷重が小さいときは沈下量も少ないため、微少な読み取り誤差が係数算出の際に大きな影響を及ぼしているのも一因であるが泥炭中の植物せんい質の骨格構造が不均質であるため圧密荷重が小さいときには荷重に応じたような圧密沈下挙動を示さないものと思われる。図10においても圧密荷重が小さいときは $a$ がばらつくが、圧密荷重 $0.8 \text{ kgf/cm}^2$ では含水比の多少にかかわらずほぼ一定の値を示していることがうかがわれる。これらの結果は $P > 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ では初期ひずみ速度はほぼ一定であるという先の報告とも一致している。<sup>6)</sup>

### 3-2 長期圧密試験について

長期圧密試験による現在までに得られた時間と圧密沈下量の関係を図11に示す。各供試体について測定した最大間ゲキ水圧および、過剰間ゲキ水圧がほ

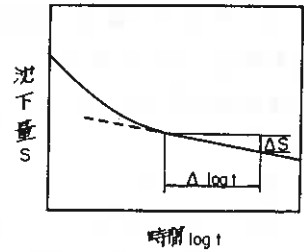


図8  $S$  と  $\log t$  との関係

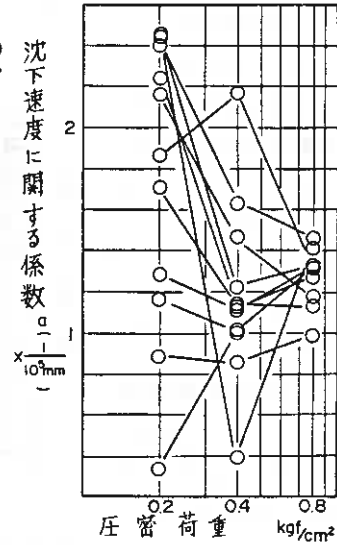


図9 沈下速度に関する係数と圧密荷重の関係

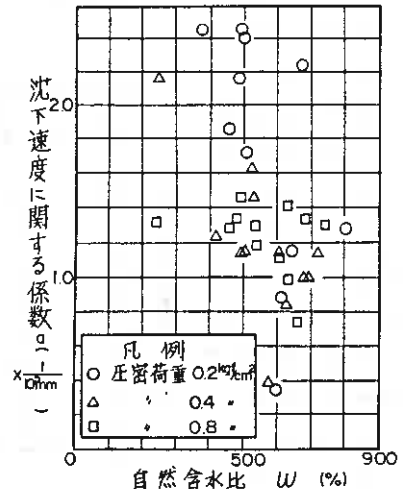


図10 沈下速度に関する係数と自然含水比の関係

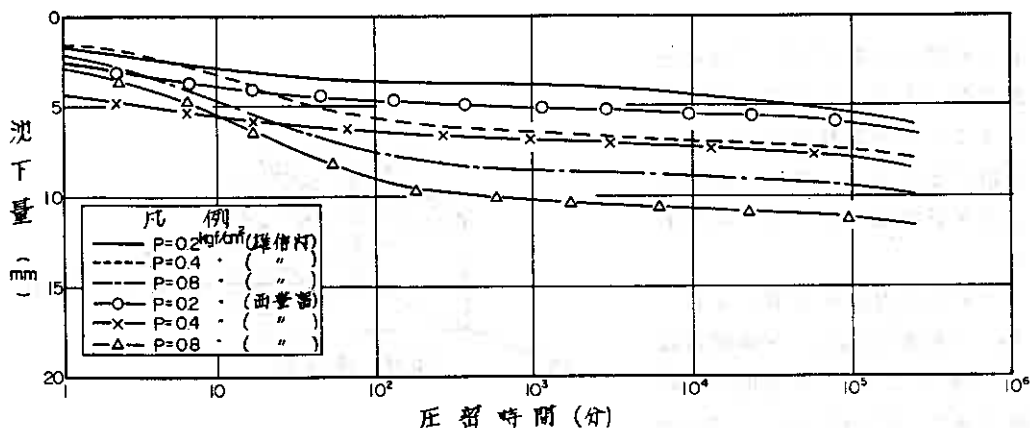


図 11 沈下量と圧密時間との関係

ほ消散した。すなわち、一次圧密が終了した時間を表 2 に示す。また、荷重載荷によって発生する過剰間ゲキ水圧の時間的变化の一例を図 12 に示す。同表より、荷重が大きくなるほど間ゲキ水圧の消散する時間もかかることが読みとれる。本試験では片面排水であるから、両面排水ではこれらの 1/4 の時間で過剰間ゲキ水圧が消散することになり、かなり早い時期に一次圧密が終了することがわかる。また、図 11 の時間沈下曲線においても、表 2 に示した間ゲキ水圧消散時間以後に對数の時間軸で直線となっている。一方、同表に示す一次圧密時間を基準においたときの沈下開始時から間ゲキ水圧が零になるまでの一次圧密沈下量と現在までに得られた二次圧密沈下量との比（一次/二次）を求めてみると、圧密荷重 0.2 kgf/cm<sup>2</sup> では 0.41 と 0.67、圧密荷重 0.4 kgf/cm<sup>2</sup> では 0.32 と 0.34、圧密荷重 0.8 kgf/cm<sup>2</sup> では、0.26 と 0.18 となり圧密荷重が大きくなるほどこの比率は小さくなっているが、これは図 11 で明らかのように一次圧密量は荷重に比例するのに対し、二次圧密量はあまり荷重の影響を受けず、ほぼ時間の対数に比例するためである。

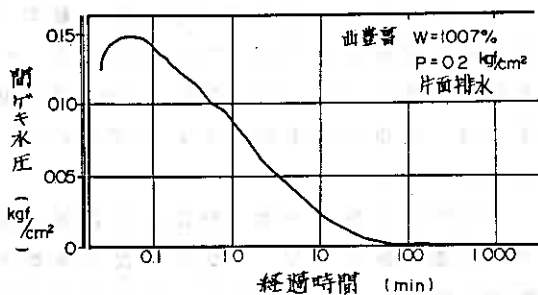


図 12 間ゲキ水圧の挙動

表 2 間ゲキ水圧測定結果

圧密荷重	西豊富		雄信内	
	間ゲキ水圧消散時間	最大間ゲキ水圧	間ゲキ水圧消散時間	最大間ゲキ水圧
0.2 kgf/cm <sup>2</sup>	60分	0.14	40分	0.10
0.4 "	120 "	0.23 "	180 "	0.30 "
0.8 "	480 "	0.67 "	540 "	0.66 "

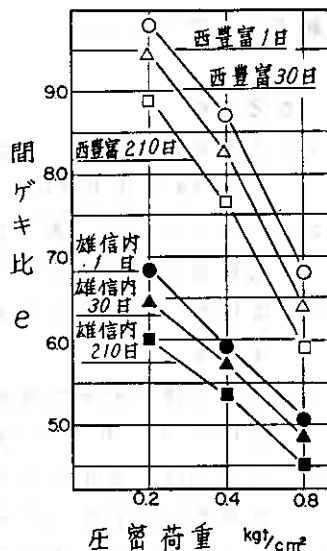


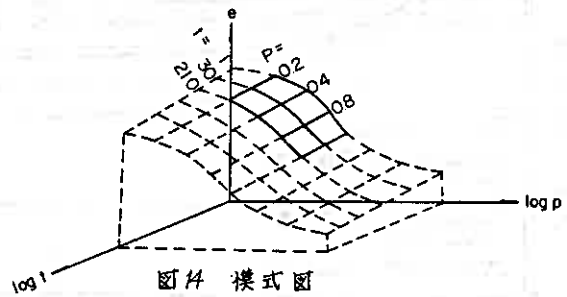
図 13 経過日数による間ゲキ比の変化

図 13 は間ゲキ比の挙動を各荷重ごとに示したものであるが、標準圧密試験に相当する 1 日目の間ゲキ比がすでに二次圧密領域に入ったものであり、その後の沈下挙



動が時間の対数に対してほぼ一定勾配であることから明らかに、時間経過とともに、同図に示すように  $P \sim e$  曲線がほぼ平行移動しているとみられる。

これらの事柄から間ゲキ比 ( $e$ ) ~ 荷重 ( $\log P$ ) ~ 時間 ( $\log t$ ) を軸として、三次元的に模式図を描くと図14のとおりとなる。



今回の試験は同図の実線部分程度の範囲であり、今後、荷重のより小さいとき、はるかに大きいとき、さらには超長期に載荷した場合などの結果が得られれば、図中の点線の挙動も明らかになるであろう。ちなみに、二次圧密係数  $C_a$  は同図の  $e \sim \log t$  曲線の傾きの  $(1/1+e)$  に等しいが、荷重  $0.2 \sim 0.8 \text{ kgf/cm}^2$  で  $t = 210$  日までの観測結果では、荷重の大小にかかわらず  $C_a \approx 2\%$  でほぼ一定値であった。

#### 4. あとがき

本報告は北海道各地で採取した泥炭の試料に対して1つの荷重を長期間載荷させる圧密試験を行ない、泥炭の沈下挙動や土質常数の変化および二次圧密係数の検討を行なったものである。長期的な試験とはいえ、まだ、載荷期間が7日間と200日程度であり、さらに載荷期間を延ばすことによりこれらの常数が変化することも考えられるところから、今後、載荷期間を3年から5年程度とし、継続試験する予定である。

#### 参考文献

- 1) 赤井浩一；乱さない飽和粘土の長期圧密について 材料 第12巻 第116号 昭和38年1月10日
- 2) たとえば、宮川勇；泥炭地における土質工学上の2、3の問題点 土質工学会北海道支部講演会テキスト 昭和37年2月
- 3) 渡辺進、鈴木豊；泥炭の有機物分解度、鉄道技術研究所 速報 466-213 1966
- 4) 竹嶋正勝；軟弱地盤盛土における長期沈下に関する二、三の知見 土と基礎 1979.4 P37~44
- 5) たとえば、佐田、塚本；泥炭の圧縮についての考察 基礎地盤コンサルタンツ技術資料第DS401号 1974.6
- 6) 佐々木、能登、東海林；泥炭の圧密試験データの統計的処理結果と沈下予測について 北海道開発局土木試験所月報 第322号 1980.3

## 泥炭性軟弱地盤における沈下と側方流動について

北海道開発局土木試験所 吉田 紘一  
○真田 英夫  
富沢 幸一

### 1. まえがき

泥炭性軟弱地盤に盛土等による偏載荷重を加えると、過大な沈下と側方流動が生じる。特に側方流動は構造物基礎の安定性に多大な影響を与えるが、不明な点も多く、適切な評価の方法がないのが現状といえる。このため、今回、泥炭性軟弱地盤上に偏載盛土荷重を作用させ、側方流動に関した一連の調査を実施したが、ここでは、泥炭地盤の沈下と側方流動の関係、側方流動がくい基礎に与える影響についての調査と検討結果について報告する。

### 2. 地盤および試験概要

試験実施箇所は、石狩川流域に位置する美幌市大曲にあり、土層構成は図-1に示すようにGL-20mまでは泥炭、粘性土の互層であり、N値1~5、上部GL-4.60mまで位置する泥炭層はW=100~460%と軟弱な地盤で構成されている。GL-24m以下は中砂、砂レキであり、試験ぐいはこの層を支持層として、GL-20m~40mまで打設している。

試験は図-2に示すように、単ぐい(φ600mm)、組ぐい(φ800mm×4本)いずれも鋼管ぐいを打設し、側方に高さ4m、敷幅17.5m×32m梯形盛土を行い、載荷重とした。盛土荷重は、4mまで急速載荷とし、11cm/日の盛土速度で35日で終了し、以後、盛土完了後311日まで動態観測を行った。又計測は、地盤の沈下については鋼製沈下板を用い、側方変位は主として高精度傾斜計により、法尻および法尻5mまでの測定を行った。くい基礎の応力測定はヒズミ計を用い、側方

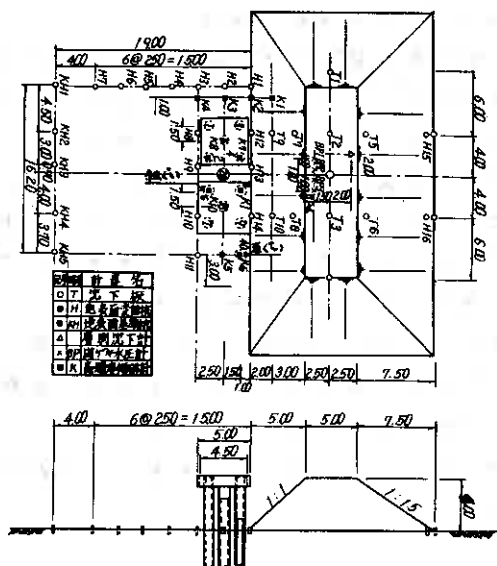
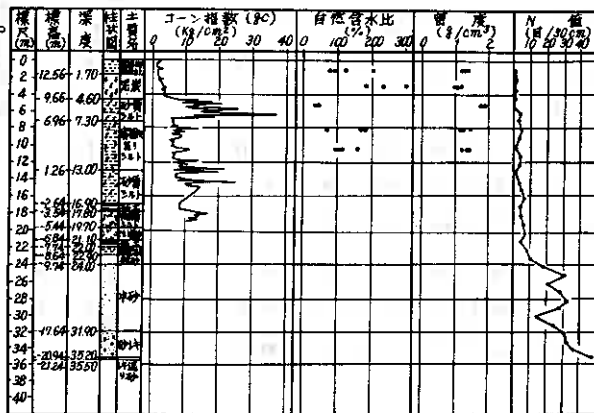


図2 大曲ぐい試験所一般平面図

変位は高精度傾斜計により測定を行った。

### 3 地盤の沈下と側方流動

沈下と側方流動の本文での記号は図-3による記号を用いた。ここに

- SP=中心沈下量 (m)
- SM=平均沈下量 (m)
- $\sigma S$  = 側方変位 (m)
- $\sigma SAP$  = 側方流動面積 ( $m^2$ )
- ( $\sigma S \times DL$ )
- $\sigma SAP_s$  = くい側の側方流動面積 ( $m^2$ )

であり、SPとSMは今回の場合  $SP=1.1647SM-0.0128$  の関係であった。

図-4は盛土段階ごとの沈下と側方変位の測定結果であるが、特に泥炭地盤の側方変位が大きく、下層の粘性土の側方変位は小さく短期載荷による解析の場合はほぼ無視できると思われるので、以下では、泥炭地盤についての検討を行った。

#### 3-1 側方流動の検討

側方流動量の測定は高精度傾斜計により、法尻部より+5mまでの範囲で、GL-15.0~10.0mまでの深さについて行った。盛土の平均沈下量と側方流動面積の関係は図-5であり、沈下量に比例して側方流動量も大きくなり、圧密過程に入るとその進行もほとんど進まず、逆に沈下の進行に伴い若干減少する傾向にある。K<sub>3</sub>、K<sub>4</sub>は法尻より2.50m、5.0mの位置における側方流動面積であるが、それぞれ、距離が離れば側方流動面積も小さくなり、法尻より2.50mにおいては、法尻部より約1/2の減衰が見られる。

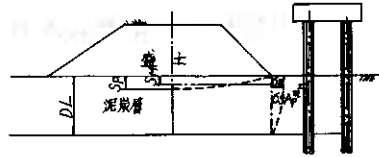


図3 記号の説明

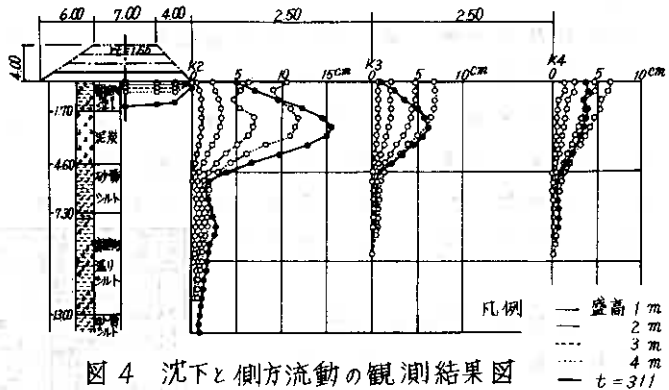


図4 沈下と側方流動の観測結果図

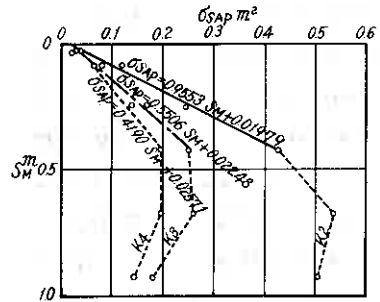


図5 泥炭地盤の平均沈下量と側方流動面積

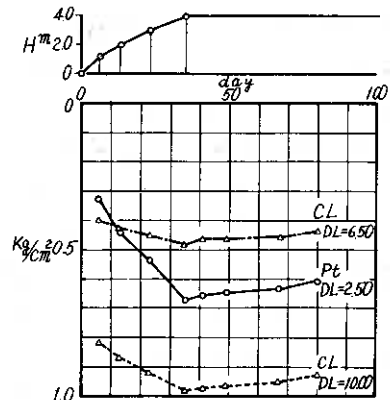


図6 盛高と間ゲキ水圧の関係

図-6は盛高と間ゲキ水圧の関係であり、間ゲキ水圧は荷重に比例して上昇し、施工中の間ゲキ水圧の低下は見られず、35日を過ぎて圧密過程に入ってから始めて間ゲキ水圧は低下を示し、この時点より、テルッアギーの圧密論による沈下が始まった事を示している。

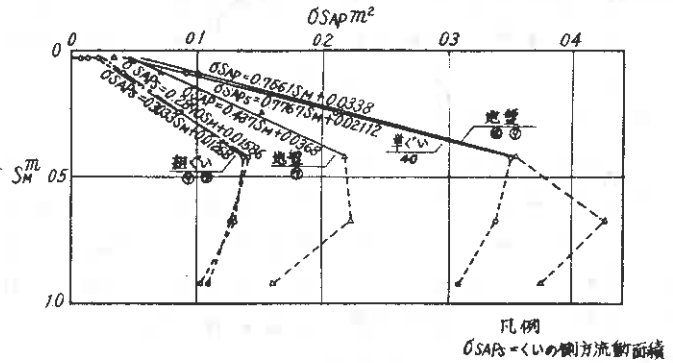


図7 平均沈下量とくいの側方流動面積

図-7は地盤の側方流動面積と単ぐい、組ぐいの側方流動面積を比較したものであるが、1640号の単ぐいは地盤の側方変位量とほとんど一致する結果を得た。一方、169、167の組ぐいにおいては、地盤の側方流動が大きいかかわりなく、くいの側方変位は地盤の38%程度とかなり小さくなり、組ぐいの効果が表れているが、偏載荷重が大きな構造物においては、せん断応力による、地盤の変位についても充分な検討を、加えなければならないと思われる。

#### 4. くいの水平挙動

盛土による地盤の側方流動に伴うくいの水平挙動を、実際のくいの観測結果に基づき、地盤の側方流動面積を考慮しながら、くいへ加わる水平荷重の分布形状、反力条件を想定し検討する。なお、検討は盛高  $H = 4$  m 施工直後と約一年後の2時点を対象として行う。

##### 4-1 単ぐい

盛土により水平荷重としてくいに作用する側方流動圧は、 $P = \alpha \cdot \gamma t \cdot H \cdot D$  式で提案されているが、今回は、盛土単重  $\gamma t$ 、くい径  $D$  が一定であるため、計算値は係数  $\alpha$  と荷重分布形状について検討した。

くいへの側方荷重の分布形状を、地盤の実測変位量(地中傾斜計)より想定すると、盛土  $H = 4$  m 完了時において、 $K-6$  での変位は深度6mぐらいまでで起っており、そのうち泥炭層が介在している3mぐらいまでが比較的大きな変位を示している。そのため、図-8に示すような台形分布形状とし、水平地盤反力係数  $K_h$  値は、単ぐいの水平載荷試験結果からの逆

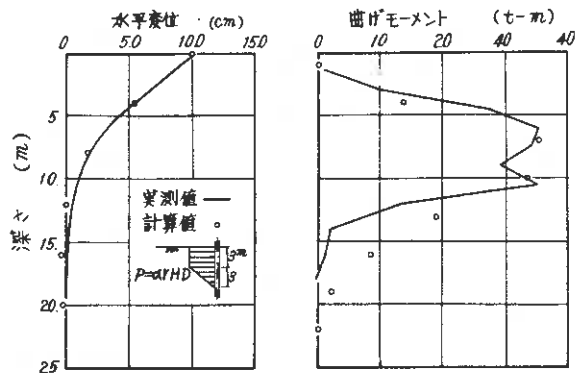


図8 単ぐい水平変位曲げモーメント[盛土4m完了時]

算  $Kh$  値と変位の関係より求め、地層に関係なく一定とした。また、係数  $\alpha$  は 1.5 ~ 3.0 の範囲で提案されているが<sup>4)</sup>、種々の計算結果より、 $\alpha = 3.0$  とした場合に、図に示したように、水平変位量、曲げモーメント分布が実測値と比較的よく一致しているのが分かる。

次に、盛土  $H = 4\text{ m}$  完了時より一年後 ( $t = 311$ 日) において、 $K-6$  より地盤の変位は、深度  $3\text{ m}$  ぐらいの地点を頂点とした三角形に近い分布を示している。そのため、完了時と同じ台形分布形状のもの他に、地盤の側方変位分布を考慮した三角形に近い分布のものとの両方について検討した。この場合、一年後の地盤沈下量  $S = 0.75\text{ m}$  を考慮し、盛高  $H = H - 0.75\text{ m} = 3.25\text{ m}$  として計算した結果、図-9 に示したよう

に、両方とも  $\alpha = 2.5$  としたときに実測値に近い結果となる。図によると、変位については、荷重分布形状の違いによる差はあまりなく、曲げモーメント分布において三角形に近い分布形状の方は浅い点でかなり実測値と違っている。

ここで注目すべきは、 $K-6$  での地盤の側方流動面積が、盛土  $H = 4\text{ m}$  ( $311$ 日) では、

$H = 4\text{ m}$  完了時の約 8 割になっている事で、その面積比が、係数  $\alpha$  の比 ( $3:2.5$ ) にはほぼ一致している。

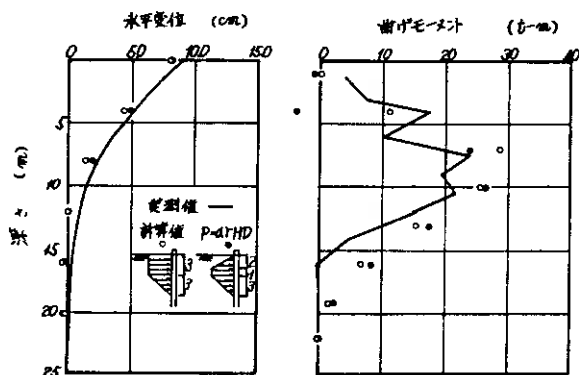


図9 単(1)水平変位 曲げモーメント(盛土4m(t=311))

#### 4-2 組ぐい

組ぐいにおいても、単ぐいと同様の考え方で、側方流動荷重は台形分布とする。ただし、組ぐいの場合くい頭が剛結されているため、前趾くいと後趾くいに加わる側方分布荷重により、それぞれのくい頭にモーメントとせん断力が生じる。そのため、くいの変位量、曲げモーメントは、くいへ加わる側方分布荷重とくい頭のモーメントとせん断力によるものの両方をかさね合せて求められる。

その結果、盛土  $H = 4\text{ m}$  完了時では、種々の計算結果より  $P = \alpha \cdot \gamma t \cdot H \cdot D$  式において、9号くい(後趾くい)は係数  $\alpha = 2.5$ 、7号くい(前趾くい)は地盤の実測変位量よりの側方流動面積比より係数  $\alpha' = \alpha \times 0.78$  として計算した時に、図-10 に示すように、比較的よく実測値と一致する。

また、盛土  $H = 4\text{ m}$  ( $t = 311$ 日) においては、地盤の側方流動面積比より、7号くいを係数  $\alpha' = \alpha \times 0.60$  とした。計算結果から  $\alpha = 2.0 \sim 2.5$  とした時に、図-11 に示したように、比較的よく一致する。

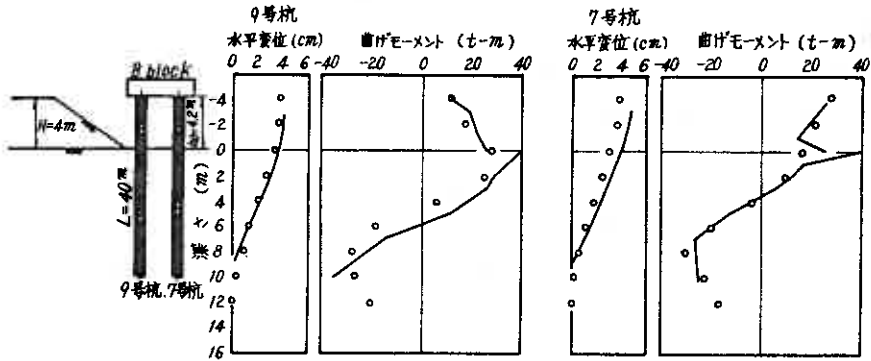


図 10 組くい水平変位・曲げモーメント [盛土4m完了時]

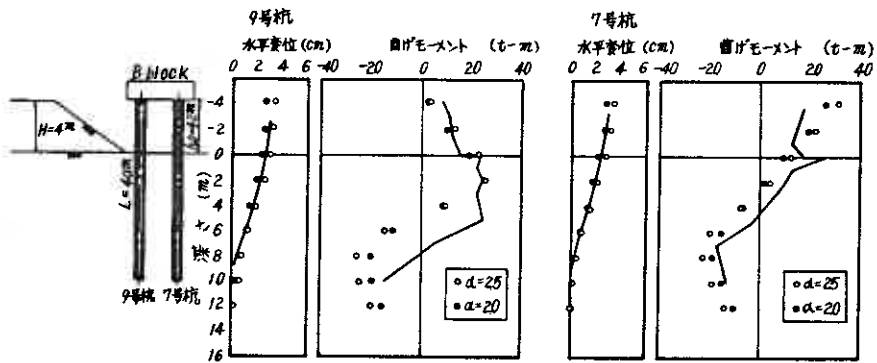


図 11 組くい水平変位・曲げモーメント [盛土4m ( $t=311$ )]

今回は、 $K_h$ 値は深さ方向に一定としており、このような反力条件では、台形分布形状の方が実測値の傾向に合致した結果を得ることができた。

以上のことから、くいへ加わる側方流動圧は  $P = \alpha \cdot \gamma t \cdot H \cdot D$  式で表わされ、その時の係数  $\alpha$  は各ケースで異なる傾向がみられ、 $\alpha = 2.0 \sim 3.0$  程度の値をとり、側方流動面積と関係づけが出来るものと考えられる。また、その分布形状は、等面積比の台形分布に置き換えてもさしつかえなく、反力条件は  $K_h$  値一定と考えてよい。

## 6. あとがき

今回の試験工事において、主として泥炭性軟弱地盤における、沈下、側方流動及び、くい基礎にあたる影響について検討を行ったが、今後、数多くの偏載荷重における、地盤、基礎の側方流動を測定し、データの集積を行い、種々の偏載荷重における、側方流動の現象に、検討を加えて行きたいと思っている。最後に試験工事に御協力いただいた、関係各意に深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 土質学会 : 土質試験法
- 2) 村山朔郎・大崎順彦 : 基礎工学ハンドブック
- 3) 北海道開発局 : 泥炭性軟弱地盤対策工指針(案)
- 4) 森 康夫・吉田紘一 : 側方流動と構造物および基礎ぐいの挙動、土と基  
逢坂秀俊・田中博明 礎 Vol. 30, №5, PP41-46, 1982
- 5) 北海道開発局 土木 : 美唄市西美唄大曲地内大曲くい試験業務報告書  
試験所 1981, 1982

## 泥炭性地盤に適用したシート工法の効果について

空知支庁東部耕地 片山直幸

基礎地盤コンサル 佐田頼光

○三浦盛男

### 1. ま え が き

軟弱地盤対策工としてのシート工法が北海道の泥炭地で採用され始めたのは昭和40年代になってからである。もともとシートの用途は土のう、埋立土砂流出防止フェンス、護岸洗掘防止膜等が主体であったが超軟弱地盤のトラフィカビリチー確保や盛土の短期施工の必要性など社会的要請と化学合成繊維の発達によって急速に利用が広まってきた。

軟弱地盤の表層部を強い材料で処理する考え方は、既に開拓初期における丸太や金網の敷設によって盛土を築造した事例からわかるように古くから現代に引きつがれて来ているものであるが、効果に対する定量的検討がなされた例は多くない<sup>1)~6)</sup>。最近では、土木用材としてのシートの種類も多くなり、施工規模の拡大と相まって経済性の追求も精緻さを増していることからシートの選定や敷設方法の検討に当って合理的対応が必要なすう勢にあると判断される。この報文では、泥炭地で採用されたシート工法の効果について浅い基礎の支持力理論とケーブル理論により定量的評価を試み、合せて追跡調査の結果を述べる。

### 2. 支持力の増加に対する効果

シート工法に期待する要素の1つに支持力の増加によるトラフィカビリチーと盛土の安定確保が挙げられる。これらはいずれも浅い基礎の支持力理論によって評価することができる。まずトラフィカビリチーの確保に関しては、輪荷重を半径  $a_0$  の円形等布載荷と仮定して支持力の増分をつぎのように評価することができる。

まず、図2を参照して滑動および抵抗モーメント ( $M_d, M_r$ )

はそれぞれ(1), (2)式で示される。

$$M_d = \frac{P'_0}{2} \cdot (a_0 + h)^2 \quad (1)$$

$$M_r = 2 \cdot \bar{C} \cdot \theta \{ \sec \theta (a_0 + h) \}^2 + H \cdot \cot \theta \cdot (a_0 + h) \quad (2)$$

限界状態で  $M_d = M_r$  なる条件から、

$$p'_0 = 4 \cdot \theta \cdot \sec^2 \theta \cdot \bar{C} + \frac{2 \cdot \cot \theta}{(a_0 + h)} \cdot H \quad (3)$$

となる。厳密には(3)式の極小値を与える  $\theta$  を求めなければならないが、 $H = 0$  の場合に既に与えられている  $\theta = 66^\circ 47' = 1.1655$  radian を適用すると、

$$p'_0 = 5.52 \bar{C} + \frac{0.858}{(a_0 + h)} \cdot H$$

となる。さらに  $p_0 \cdot \pi \cdot a_0^2 = p'_0 \cdot \pi \cdot (a_0 + h)^2$  であり、荷重面の形状補正(1.3)を考慮すると盛土表面における限界荷重度 ( $p_0$ ) は(4)式となる。

$$p_0 = 1.3 \left( n_1 \bar{c} + n_2 \cdot \frac{H}{a_0 + h} \right) \left( 1 + \frac{h}{a_0} \right)^2 \quad (4)$$

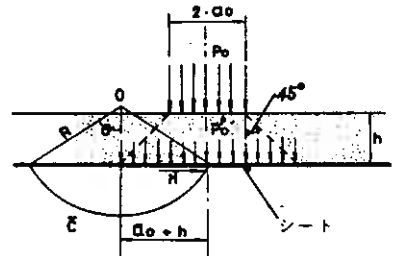


図1 輪荷重によるスベリ概念図



ここに、 $n_{1c} = 5.52$ 、 $n_2 = 0.858$  で前者は在来地盤の非排水せん断強度 ( $\bar{C}$ ) に対する安定係数、 $n_2$  はシートの効に対する安定係数に相当する。したがって、シートを敷設したことによる支持力の増分 ( $\Delta p_0$ ) は(4)式から明らかなように  $\Delta p_0 = 1.3 n_2 \left( \frac{a_0 + h}{a_0^2} \right) \cdot H$  である。なお誤解を避ける意味から付加えるならば、輪荷重は充分盛土の中央部で作用する場合でなければ上述の式は成立しない。

つぎに盛土荷重によるスベリ防止におけるシートの効果について考察してみる。図2を参照して滑動および抵抗モーメント ( $M_d, M_r$ ) は、

$$M_d = \frac{1}{2} p a^2 \left\{ k(2\varepsilon + 1) - \left( \varepsilon^2 + \varepsilon + \frac{1}{3} \right) \right\} \quad (5)$$

$$M_r = \left( \frac{k^2 + \eta^2}{\sqrt{2} \cdot \eta} \cdot a \right)^2 \cdot \sin^{-1} \frac{2k\eta}{k^2 + \eta^2} \cdot \bar{C} + \frac{k^2 - \eta^2}{2\eta} \cdot H \quad (6)$$

$M_d = M_r$  の条件から、

$$p = \frac{\left( \frac{k^2 + \eta^2}{\eta} \right)^2 \cdot \sin^{-1} \frac{2k\eta}{k^2 + \eta^2} \cdot \bar{C} + \frac{(k^2 - \eta^2) \cdot H}{\eta \cdot a \left\{ k(2\varepsilon + 1) - \left( \varepsilon^2 + \varepsilon + \frac{1}{3} \right) \right\}} \quad (7)$$

この場合も厳密には(7)式の極小値を与える  $k$ 、 $\eta$  を求めることになるが、既に官川<sup>7)</sup>によって求められているシートがない場合の  $k$ 、 $\eta$  を適用すると、(7)式は(8)式のように示される。

$$p = n_1 \cdot \bar{C} + n_2 \cdot \frac{H}{b + \frac{a}{2}} \quad (8)$$

ここに、

$$n_1 = 5.5 \left\{ 1 + \frac{1}{12 \left( \varepsilon + \frac{1}{2} \right)^2} \right\}, \quad n_2 = 0.858$$

$$k = \frac{2 \left( \varepsilon^2 + \varepsilon + \frac{1}{3} \right)}{2\varepsilon + 1}, \quad \eta = 0.659 \cdot k, \quad \varepsilon = \frac{b}{a}$$

なお(8)式の  $n_1$  は周知のように盛土荷重の形状が三角形の場合 ( $\varepsilon = 0$ ) 7.35、矩形の場合 5.52 となる。 $n_2$  は const な値であるが、 $n_2 \left( \frac{H}{b + a/2} \right)$  は三角形の場合  $2 n_2 \left( \frac{H}{a} \right)$  に、矩形の場合に  $n_2 \cdot \left( \frac{H}{b} \right)$  に変化する。 $H$  はシートの 1 m 奥行当りの引張強さ、 $\bar{C}$  は地盤の非排水せん断強度である。

いま、 $\varepsilon = \frac{b}{a} = \frac{5}{3} = 1.67$ 、 $\bar{C} = 0.5 \text{ t/m}^2$ 、 $H = 8000 \text{ kg/m}$  の場合について(8)式を適用して限界盛土荷重量 ( $p$ ) を求めると以下の値が得られる。

$$n_1 = 5.5 \left\{ 1 + \frac{1}{12 (1.67 + 0.5)^2} \right\} = 5.60, \quad n_1 \cdot \bar{C} = 5.60 \times 0.5 = 2.80 \text{ t/m}^2$$

$$n_2 \cdot \frac{H}{b + a/2} = 0.858 \cdot \frac{8000}{5 + 1.5} = 1.06 \text{ t/m}^2$$

$$\therefore p = 2.80 + 1.06 = 3.86 \text{ t/m}^2, \quad \eta n_1 \cdot \bar{C} = 1.38$$

すなわちシートがない場合の 3.8 増である。つぎに輪荷重の限界荷重量 ( $p_0$ ) について  $a_0 = 0.20 \text{ m}$ 、 $h = 0.5 \text{ m}$ 、 $h = 0.5 \text{ m}$  の場合を想定すると、(4)式を適用して、

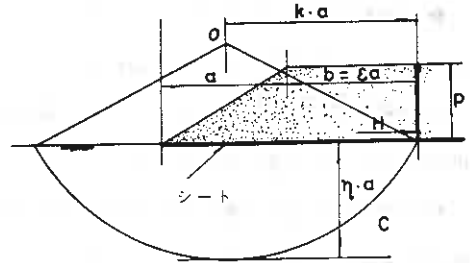


図2 盛土スベリの概念図

$$p_0 = 1.3 \left( 5.52 \times 0.5 + 0.858 \frac{8.00}{0.20 + 0.50} \right) \left( 1 + \frac{0.50}{0.20} \right)^2 = 2.552 \text{ t/m}^2, \quad \frac{p_0}{1.3(n_1 \bar{C}) \left( 1 + \frac{h}{a_0} \right)^2} = 4.55$$

当然であるがシート工法のスベリ破壊防止効果は局部载荷に対して顕著であるといえる。

### 3. 沈下低減効果

シートが敷設された場合の沈下を図3のように想定するとケーブル理論にシートの沈下による地盤との摩擦要素を付加して(9)式が成り立つ。

$$\frac{dy}{dx} = \frac{\{p - ks(S - y)\} \cdot x}{H + fs \cdot x} \quad (9)$$

(9)式は変数分離すると、

$$\frac{1}{\{p - ks(S - y)\}} dy = \frac{x}{H + fs \cdot x} \cdot dx \quad (10)$$

ここに、 $p$  : 分布荷重量 ( $\text{kg}/\text{cm}$ ),  $ks$  : 地盤反力係数 ( $\text{kg}/\text{cm}$ ),  $S$  : シート中央部の沈下量 ( $\text{cm}$ ),  $H$  : シートの引張力 ( $\text{kg}/\text{cm}$ ),  $fs$  : シートと地表面との摩擦力 ( $\text{kg}/\text{cm}$ ) である。

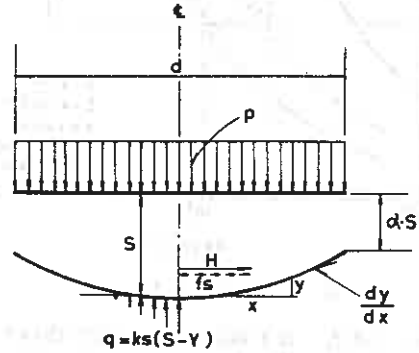


図3 シートの沈下概念図

(10)式の両辺を積分して、

$$\frac{1}{ks} \ln \{p - ks(S - y)\} = \frac{1}{fs^2} \{ fs \cdot x - H \cdot \ln(H + fs \cdot x) \} + C_1$$

$x = 0$  で  $y = 0$  であるから、 $C_1 = \frac{1}{ks} \ln(p - ks \cdot S) + \frac{1}{fs^2} H \cdot \ln H$  となりこれより沈下曲線の形状は(11)式で示される。

$$y = \left( \frac{p}{ks} - S \right) \left[ \exp \left\{ \frac{ks}{fs^2} \left( fs \cdot x - H \ln \frac{H + fsx}{H} \right) \right\} - 1 \right] \quad (11)$$

$x = d/2$  で  $y = (1 - \alpha) \cdot S$  であるからこれらの関係を(11)式に入れてシート中央部での沈下  $S$  について整理すると(12)式となる。

$$\left. \begin{aligned} S &= \frac{p}{ks} \cdot \frac{\phi - 1}{\phi - \alpha} = S_0 \cdot \eta \\ \phi &= \exp \left\{ \frac{ks}{fs^2} \left( \frac{fs}{2} d - H \cdot \ln \frac{2H + fs d}{2H} \right) \right\} \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

$p/ks$  はシートがない場合の中央部の沈下 ( $S_0$ ) であるから  $\frac{\phi - 1}{\phi - \alpha}$  の項はシートによってもたらされる沈下低減率 ( $\eta$ ) を示していることになる。なお、(12)式の  $\phi$  の項には未知数 ( $H$ ) を含んでいる。これを固定するための近似的手法としてシートの弾性伸びと沈下 ( $S_1$ ) に着目すると簡単な三角法の定理から(13)式が得られる。 $S = S_1$  のときの  $H$  をもってシートの引張力とする。

$$S_1 = \frac{d}{1 - \alpha} \cdot \left\{ \frac{H}{2A \cdot E} \left( 1 + \frac{H}{2A \cdot E} \right) \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (13)$$

ここに、 $A \cdot E$  はシートの引張剛性である。さて以上の近似式によりシートの沈下低減効果について考察してみよう。

図4は、地盤の反力係数( $k_s$ )、シートと地表面の摩擦抵抗( $f_s$ )の変化によって $\eta$ がどのように

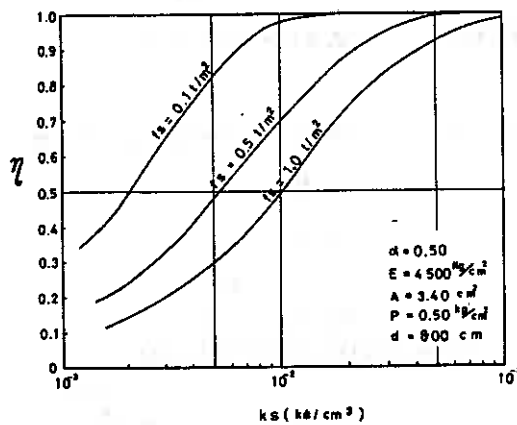


図4  $\eta \sim k_s \sim f_s$

変動するかを(12)、(13)式から求めたものである。同図からつぎの点が指摘される。

- 1)  $f_s$  が大きいほど、 $k_s$  が小さいほど $\eta$ が小さくなる。いゝかえれば地盤の軟かいところに粗い面をもつシートを用いることが沈下低減効果を大きくする。
- 2) (12)式の型式から理解されることであるが、シート端部の沈下比( $\alpha$ )が小さいほど $\eta$ は小さくなるが $\alpha = 1.0$ 、つまりシート中心部と端部の沈下が等しい場合は $\eta = 1.0$ 、 $H = 0$

となる。このことは半無限に広がる載荷条件下では沈下低減効果が殆んどないことになる。

### 3. 追跡調査結果

追跡調査は空知支庁管内の泥炭地で施工された45箇所の農道を対象に実施した。全地点において

シート有無の比は概ね1:1である。

調査方法は、盛土部をトレンチ掘削しシートおよび地表面の沈下性状を測定するとともに泥炭層の圧縮性を評価するために試料を採取して含水比を測定した。また工事期間、盛土運搬回数、経過日数、盛土規模等の施工条件についても資料を収集した。これらの追跡調査は今後も継続されるが、今回の調査結果のなかからと

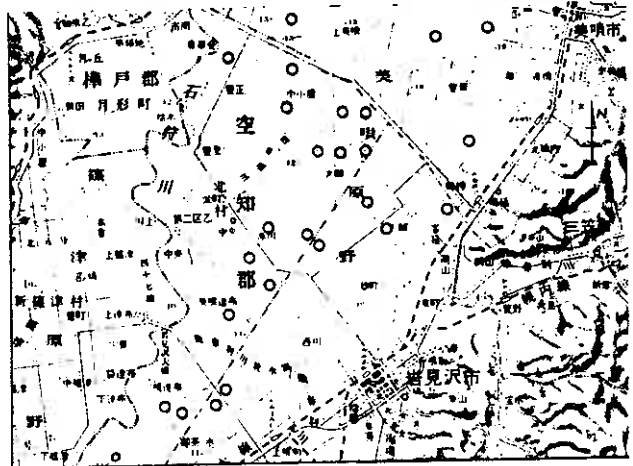


図5 追跡調査地点分布図

くにシートの沈下低減効果について考察してみる。

表1は調査結果から主要な値を抜粋して示したものである。同表中の $mv$ 、 $k_s$ および $Ses$ はそれぞれつぎの式から求めた。

$$mv = (2.0 \times 10^{-3}) \cdot W_n, \quad k_s = \frac{1}{I_p \cdot mv \cdot Hp}, \quad Ses = I_p \cdot mv \cdot p \cdot Hp$$

ここに、 $W_n$  : 自然含水比、 $I_p$  : 応力係数、 $Hp$  : 沈下対象層厚、 $p$  : 盛土荷重

$mv$  : 体積圧縮係数、 $k_s$  : 地盤反力係数

一般にシートの効果をみるには同一地盤で敷設した場合とそうでない場合の比較を行なうことが最も確実であるが、今回は既設盛土であったためそうした手法が採れなかった。したがって上述の $Ses$ と現地沈下の実測値 $S_m$ との比 $\frac{S_m}{Ses}$ によって効果判定を進めることとする。

シート	施工期間 (日)	運搬回数 (回)	経過日数 (日)	p (t/m <sup>2</sup> )	シート敷設巾 d (m)	mv (m <sup>2</sup> /t)	ks (kg/cm <sup>2</sup> ) (×10 <sup>-3</sup> )	Ses (m)	Sm (m)	$\frac{Sm}{Ses}$	$\gamma$
無	4 ~122 (67)	167 ~3403 (1700)	106 ~2677 (845)	1.17 ~3.20 (2.00)	—	0.094 ~0.147 (0.089)	—	0.16 ~2.23 (0.64)	0.30 ~0.90 (0.60)	0.62 ~2.19 (0.94)	—
有	22 ~186 (76)	127 ~5241 (1850)	82 ~1217 (913)	1.12 ~4.24 (2.40)	4.5 ~9.4 (7.0)	0.062 ~0.179 (0.113)	0.917 ~4.60 (2.56)	0.43 ~3.53 (1.18)	0.20 ~1.55 (0.68)	0.38 ~1.04 (0.58)	0.32 ~0.84 (0.66)
備考								計算値	実測値		(2),(3)式による。

表1 シートの効果調査結果一覧表( )の値は平均値)

まず、地盤の圧縮性についてシート有無の地点を比較すると、平均的に見てシート有の方が大きい。盛土荷重度(p)もシート有の方が大きい。施工期間、運搬回数等の施工条件は両者さしたる差異はない。結論的には  $Sm/Ses$  に要約されることになるが、シート無の地点の平均値は 0.94 であるのに対してシート有のそれは 0.58 となっている。 $Sm/Ses$  に対応する理論値  $\gamma$  の値は 0.32~0.84 の範囲にあって平均値は 0.66 である。なお  $\gamma$  の計算に使用した  $fs$  は 0.15 t/m<sup>2</sup>、 $\alpha$  は 0.7 と仮定し、引張剛性 A・E はそれぞれの材料毎の値を使用した。これらの資料から判断するとシートの沈下低減効果はかなり期待できるようである。

図6はシートを敷設した地点の中から代表例としての沈下状況を示したもので通常の圧密沈下計算による曲線も併示したが、この例では  $Sm/Ses$  は 0.54 となっており理論曲線との比較においてかなりの沈下低減効果が認められる。

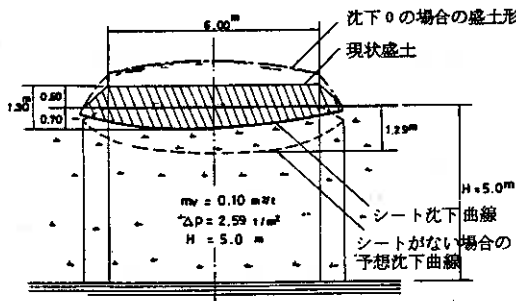


図6 シート敷設地点の理論と実測沈下

があると考えられる。

#### 4. 盛土対策工としてのシート敷設方法の提案

シート工法のこれまでの施工例では仮設道路や設計水準の高くない道路などでその有効性が認められており、とくにトラフィカビリチーの確保をねらった短期的な採用が多いようである。上述したような沈下低減効果が長期的観点から確認されることになればシート工法の有効性はさらに増大することになる。

沈下低減効果を増加させるためのシート敷設方法のポイントは①シートと地盤の摩擦抵抗が大きい

一般に泥炭地での盛土は沈下にとまう地表面の拡がりに追隨して天端巾が増える傾向にありこれは盛土の安定上好ましくない。引張り力に対して殆んど抵抗できないことが土の弱点であるからシートが敷設されるとその引張剛性が付加されることになって盛土自体の拡がりが抑制されることになる。

いずれにしても今後追跡調査と実験を重ねてシート工法の効果と内容を明確にする必要

こと②シート端部の沈下が小さいことの2点に要約される。また支持力増加を期待するためには③シートの引張強度が大きいこと④シートの広さに対して局部的載荷に近くすることに要約される。したがってシート材の選定は主として支持力増加の観点から検討されることになる。以上の観点から図7のような敷設が有効であろうと考えられる。

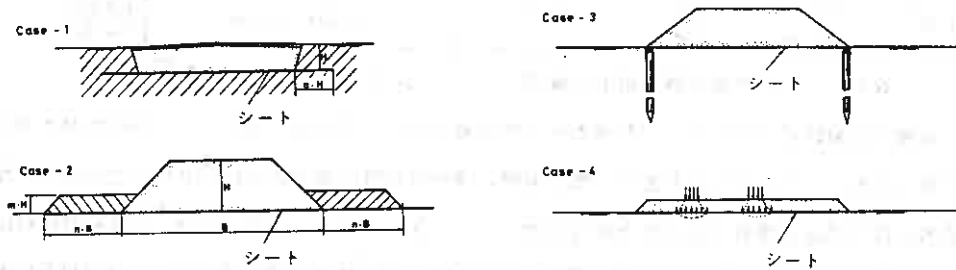


図7 シート敷設方法の例

なお、台地と沖積低地が錯綜する地点では土層が傾斜していて盛土全体がスベル例に遭遇することがある。このような場合には上述の考え方は適用できずシートの効果は非常に低いものとなる。

最後に、本報文を作成するに当たり空知支庁東部耕地出張所の方々から貴重な資料の提供をいただいた。また数値計算は当社社斉藤和夫君の手を煩わし、図表の整理は田辺嬢が担当した。記して謝意を表したい。

#### 参考文献

- 1) 清水ほか： トリカルネット工法の原理と実施例(土木施工特集地盤改良工法, P63~70, 山海堂)
- 2) 河野ほか： 泥炭性軟弱地盤基礎処理試験について第2報(泥炭に関する調査試験報告集, 昭和30~50年度 P561~570, 開発局土木試験研究室監修)
- 3) 西林清茂： 軟弱地盤表層処理工法, シート工法を主体として(基礎工 Vol. 1, 号2, P38~42, 総合土木研究所)
- 4) 室町ほか： 軟弱地盤強化第3報~各種砂礫杭処理地盤の変形と支持力の比較~(鉄道技術研究報告 号684, 1969. 5. P34~69)
- 5) A. Mc GOWN, et al: Strain Behaviour of Soil-Fabric Model Embankments(Proc 10th. I. C. S. M. F. E. Vol. 3, P739~744)
- 6) I. C. MACFARLANE: Muskeg Engineering Handbook (CANADIAN BUILDING SERIES, P104~105)
- 7) 宮川 勇： 泥炭地における土質工学上の2, 3の問題(土質工学会北海道支部技術講習会テキスト, 昭和37年2月)

## 泥炭性地盤に対する動圧密工法の試験例について

海洋工業㈱ 嶋海直信  
野村敦雄  
日本国土開発㈱ 鈴木正人  
基礎地盤C.㈱ 佐田頼光

### 1. まえがき

衝撃荷重によって土を締め固める方法は非常に古くから用いられており、いわゆるヨイトマケと呼称される締め固め手法は我国においても馴染深い作業として一般に知られるところである。フランスのメナール(L. MENARD)によって開発された動圧密工法は、単純とも見える衝撃締め固め手法のなかに打撃エネルギーの飛躍的増大と地盤情報にもとづく計画的・効率的施工法をとり入れることにより近代施工への適合性を高めた点で注目される。

動圧密工法の特徴、原理等については既に多くの資料に述べられているので重複は避けるが、国内での施工実績は既に50例、延改良面積100万 $m^2$ を越えており岩砕から層葉物に至る広範囲の地盤でその有効性が認められている。しかし、北海道の泥炭性地盤ではまだ当工法の施工経験がなく効果・問題点等が明らかにされないまま現在に至っている。今回、空知中央の道路施工地点において小規模ながら実験工事を行なう機会を得たのでこれらの結果を報告する。

### 2. 実験工事の概要

#### 2.1 地盤の土性

実験工事地点は図1に示す石狩平野の北東部、美明原野に含まれる泥炭地である。標高17m前後の平坦な低地帯は稲作中核地として開発が進められたが泥炭地であるために道路の不同沈下等が散見される。付近一帯の地盤は、3~7mの泥炭とこれにつまぐシルト層で特徴づけられるが両者を合せた軟弱



図1 実験工事地点案内図

層の厚さは20m前後に達する。これらの沖積層は洪積層であるが、硬層に接している。

図2は施工地点の土質調査結果である。また図3、4には既存の資料にもとづく泥炭層の主要な物性値に施工地点の範囲をプロットしたものでこれらの資料から施工地点の泥炭層の位置づけが明らかとなろう。すなわち当地点の泥炭層は、厚さが3.5mで比較的薄いが圧縮性は非常に高く最上位に位置づけされる。また含水比・強熱減量比( $W_n/Lig$ )が7~8の範囲にあることから判断してや、圧密

履歴が認められるが、この要因としては排水溝による水位低下と積雪の影響が考えられる。泥炭層に接するシルト層は、約5mの厚さがあり、泥炭層に較べて強さで約3倍、圧縮性は約1/10となる。

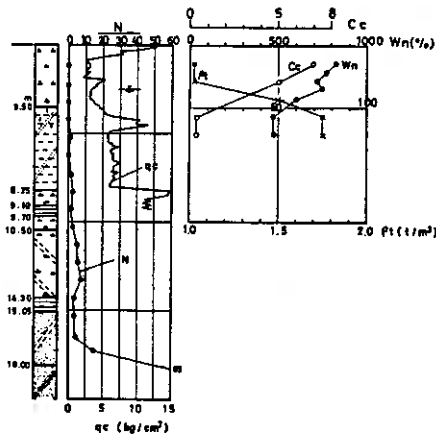


図2 実験工事地点の土層構成

## 2.2 施工方法

本工法の泥炭土に対する適用性、施工方法に関しては全く資料がないため一応つぎの方法で施工することとした。

### (1) タンピング工

地盤条件を考慮すると現地へ搬入可能なクレーンは50t級のクロールクレーンとなり、重錘重量は最大12tとなる。泥炭地盤を直撃した場合、重錘を引上げることが不能になる恐れもあるため約1mの厚さの砂を予め敷設しこの上からタンピングをすることとした。結果的には砂は重機のトラフイカビリチー確保に効果がある。タンピングの諸元を表1に施工方法等を図5に示す。なお、実験工事に使用した機材はつぎのとおりである。

ハンマー重量 W (t)	落下高 H (m)	ハンマー底面積 A (m <sup>2</sup> )	地点数	総打撃数 (回)
5.0	5~10	1.75 <sup>2</sup> =3.0	23	251
12.0	5~10	1.75 <sup>2</sup> =3.0	8	38

表1 タンピング諸元

### (2) 技術管理

技術管理の項目としては、地表面の沈下・変形管理と改良効果確認のための地盤調査に分けられる。今回実施した管理項目の内容等を一括して表2に、計器埋設位置等を図6に示す。

## 3. 実験結果と考察

### 3.1 タンピング時の衝撃荷重

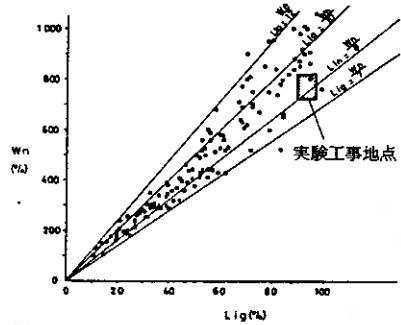


図3 空知地域の泥炭の土性 (Wn~Lig)

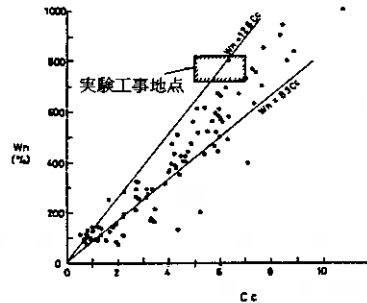


図4 空知地域の泥炭の土性 (Wn~Cc)

重機	50t級クロールクレーン (KH180)	1台
	5t級ブルドーザ	1台
材料	盛土砂 (1.5m×1.2×1.25m)	300m <sup>3</sup>
重錘	5t (A=1.75×1.75m)	各1基
	12t ( " )	

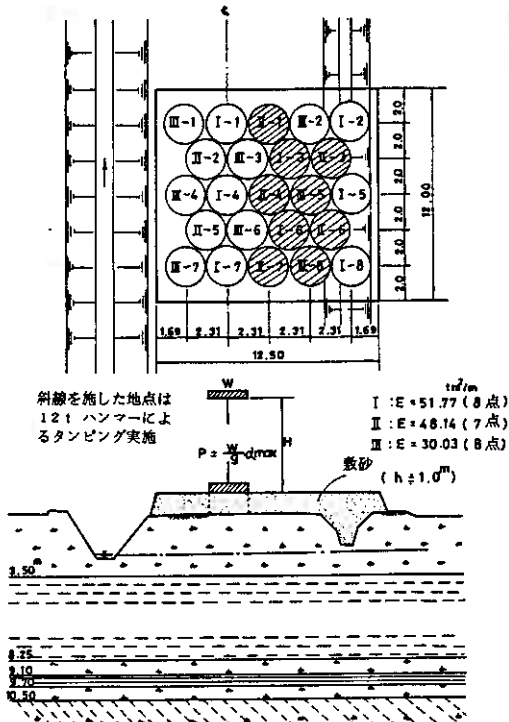


図5 タンピング工実施計画図

計あるいは加速度計による測定が考えられ、一般地盤においていくつかの測定例が示されている。

土圧計による場合は、応力集中による過大な値を評価する懸念がありしたがって加速度計による減衰加速度から衝撃荷重を評価することとした。今回の実験で得られた減衰加速度の波形の一例を図7に示したが、いずれの測定もシャープな波形を捕えることができた。

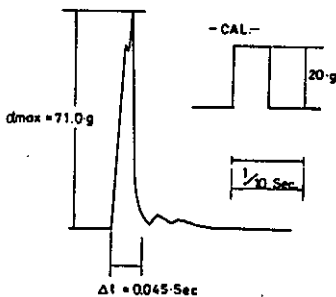
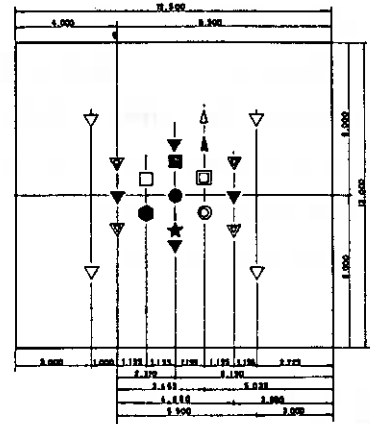


図7 減衰加速度の波形測定例  
(W・H=5.0 t×15.0 mの場合)

$\alpha_{max}/g$  がそれぞれ異なるゾーンに分布しているが、全体的傾向としては  $\alpha_{max}$  は地表面衝突時の速度に比例し、作用時間 ( $\Delta t$ ) に反比例する傾向が指摘できよう。W=5 t, H=15 m に対する実測値の平均は、 $\bar{\alpha}_{max} = 80 g$ ,  $\Delta \bar{t} = 4.4 \times 10^{-3} sec$ , W=12 t, H=10 m のそれは  $\bar{\alpha}_{max} \approx 40 g$ ,  $\Delta \bar{t} = 5.9 \times 10^{-3} sec$  となっている。前者の80gに対する衝撃荷重は  $P_{max} = 400 t$  ( $\bar{p}_{max} = 130.6 t/m^2$ )、後者のそれは



- ⊕ : サンプルング
- ⊙ : ペーン試験
- ⊠ : コーン貫入試験
- ⊕ : N値, プレシオ
- ★ : 間隙水圧計 (3深度)
- ◆ : 層別沈下計 (5深度) (改良前サンプリング孔と同一)

図6 計器、調査位置図

タンピングにともなう地盤の変位・圧縮等を検討するにはまず、重錘の落下によって発生する衝撃荷重を知る必要がある。これを実測する方法としては、土圧

衝撃荷重の最大値 ( $P_{max}$ ) は(1)式で示される。

$$P_{max} = \frac{\alpha_{max}}{g} \cdot W \quad \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 $\alpha_{max}$  : 減衰加速度の最大値 ( $cm/sec^2$ )  
 $g$  : 重力の加速度 ( $cm/sec^2$ ),  $980 cm/sec^2$   
 $W$  : 重錘の重量 (t)

すなわち、衝撃荷重と重錘重量の比  $P_{max}/W$  は、加速度比  $\alpha_{max}/g$  に等しい。

図8には、5 t, 12 t 重錘による  $\alpha_{max}/g$  と作用時間 ( $\Delta t$ ) の関係を示した。2種類の重錘は、落下高 (H) が異なるため、





衝撃後の経過時間， $u$ ：接地面の沈下量， $V$ ：重錘の衝突速度， $v$ ：粒子の速度， $p_l$ ：土の弾性限界応力， $w$ ：共振角振動数， $\Delta t$ ：衝撃荷重の作用時間， $E_s$ ：土の弾性係数， $\nu$ ：土のポアソン比， $H$ ：重錘の落下高である。

つぎにエネルギーの釣合いから接地応力と地盤のパラメータの関係を考察してみよう。いま重錘による仕事量 ( $E_w$ ) と地盤に与えられる全エネルギー ( $E_N$ ) に着目するとそれぞれ(8)，(9)式で示される。

$$E_w = V_m \cdot \int_0^{\epsilon} \sigma \cdot d\epsilon \quad \dots\dots\dots (8) \quad E_N = W(H + u) \quad \dots\dots\dots (9)$$

近似的扱いとして地盤の沈下 ( $u$ ) と力 ( $P$ ) に比例関係  $P = S \cdot u$  を考慮すると， $E_w$  は(8)式で示され， $E_w = E_N$  なる条件から(10)式が得られる。

$$E_w = \frac{1}{2} P \cdot u = \frac{1}{2} S \cdot u^2 \quad \dots\dots\dots (10) \quad \frac{1}{2} S \cdot u^2 - W \cdot u - W \cdot H = 0 \quad \dots\dots\dots (11)$$

(10)式を  $u$  について解くと(12)式が得られ， $P = S \cdot u$  であるから衝撃荷重 ( $P$ ) は結局(13)式で表わされることになる。

$$u = \frac{W}{S} + \sqrt{\left(\frac{W}{S}\right)^2 + 2 \frac{W}{S} \cdot H} \quad \dots\dots\dots (12) \quad P = W \cdot \left\{ 1 + \left( 1 + \frac{2S \cdot H}{W} \right)^{1/2} \right\} \quad \dots\dots\dots (13)$$

いま， $P_{\max} = P$  と考え(1)式の関係を用いると  $\alpha_{\max}$  は(14)式となる。

$$\alpha_{\max} = g \cdot \left\{ 1 + \left( 1 + \frac{2 \cdot S \cdot H}{W} \right)^{1/2} \right\} \quad \dots\dots\dots (14)$$

さらに減衰加速度の波形を 2 等辺三角形と見做せば，作用時間 ( $\Delta t$ ) と  $\alpha_{\max}$  の関係は(15)式となる。

$$\Delta t \doteq \frac{2 \cdot \sqrt{2gH}}{\alpha_{\max}} = \frac{2(2g \cdot H)^{1/2}}{g \left\{ 1 + \left( 1 + \frac{2S \cdot H}{W} \right)^{1/2} \right\}} \quad \dots\dots\dots (15)$$

図 8 に併示した 2 本の曲線は(14)式から得られたものである。なお地盤のバネ定数 ( $S$ ) については，例えば Barkan<sup>6)</sup> により土の変形定数，基礎の形状との関係において(16)式のように提示される。

$$S = \frac{E_s}{2(1-\nu^2)} \cdot \beta_z (B \cdot L)^{1/2} \quad \dots\dots\dots (16)$$

(8)～(16)式中使用した記号を説明すると， $V_m$ ：土の体積， $\epsilon$ ：ヒズミ， $\sigma$ ：応力， $u$ ：地表面の沈下量， $\beta_z$ ：荷重面の形状により変化する係数で正方形の場合 2.15 B， $L$ ：荷重面短長辺の長さである。今回の実験工事において得られた 5 t 重錘における  $\bar{\alpha}_{\max} = 80 \cdot g$  に対応する地盤の等価的バネ定数 ( $S_{eq}$ ) は，(14)式から  $\left\{ 1 + \left( 1 + \frac{2 \cdot S \cdot H}{W} \right)^{1/2} \right\} = 80$  として， $S_{eq} = S \doteq 1.04 \times 10^4 \text{ kg/cm}$  となりこれに対応する  $E_s$  は(16)式から  $E_s \doteq 46 \text{ kg/cm}^2$  が得られる。また継続時間は(15)式から  $\Delta t = 0.043 \text{ sec}$  となる。

以上の検討から，衝撃による荷重，地盤の変位等を予測する手法としては振動理論を基礎にしたものが優れているように思われるが，地盤のパラメータを得ることが繁雑であることもあって実用的見地ではエネルギー釣合の式で十分であろうと判断される。いずれにしても，重錘落下によって地盤に与えられる衝撃力や挙動については前述の近似式を適用することによって概貌を知ることができるようである。

### 3.2 タンピングにともなう地盤の挙動

地盤挙動の主なものとして重錘直下の沈下，周辺部の鉛直および水平変位，振動および過剰間隙水圧の発生などが挙げられる。施工中におけるこれらの推移を示したものが図 10 である。

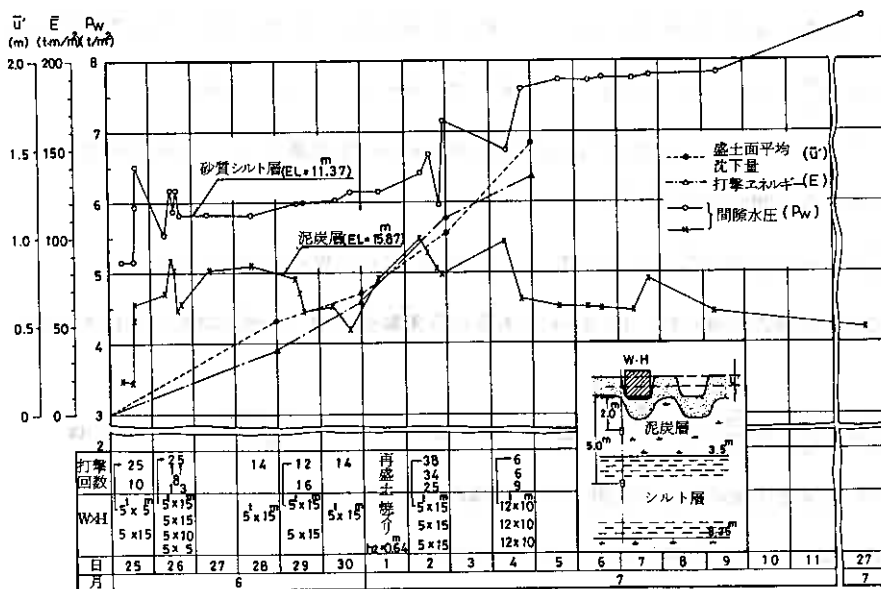


図 10 タンピングにともなう地盤の平均沈下量 ( $\bar{u}$ )，間隙水圧 ( $p_w$ ) の推移

まず盛土表面は重錘落下にともない写真 1 のように沈下する。沈下孔は埋戻してつぎのタンピング



写真 1 タンピングによる沈下孔の状況

に備えられる。タンピングシリーズ毎の打撃量 ( $\Sigma(W \cdot H)$ ) と累計沈下量 ( $\Sigma u'$ )，累計沈下土量 ( $\Sigma V$ ) を一括して表 3 に示した。これらのデータによれば，地盤に加えられる打撃エネルギーの累積にともない  $\Sigma u'$ ， $\Sigma V$  が増加し，間隙水圧も増加していく。しかし，間隙水圧の増加量が以外に少ないといった特徴がある。全タンピング終了時の打撃エネルギーは， $E = 137 \text{ t} \cdot \text{m}/\text{m}^2$  であってこれにより生じ

た盛土表面の平均沈下量 ( $\Delta \bar{h}$ ) は 1.31m である。また  $\Sigma(W \cdot H)$  と  $\Sigma V$ ， $\Sigma u'$  などの関係を示すと図 11 のとおりであって 12t 重錘を含むタンピングの場合は明らかにこれらの関係が異なってくる。いずれにしても沈下が発生するためには盛土下の泥炭，シルト層が圧縮するかあるいは側方に流動する必要がある。この点を判断するためには，地中部における土塊の挙動を知らねばならないが図 12 に示したタンピングゾーン近傍のパイプヒズミ計では，ある深さの範囲において側方流動を生じていることがわかる。また，図 13 に示す地表変位ぐいにもタンピングゾーン中心部から 8.0 m の地点で大きな

変位が認められる。したがって当該試験工事の場合  $E=137 \text{ t}\cdot\text{m}/\text{m}^2$  の打撃エネルギー（1打当り平均

測元 地点名	I			II			III			備考
	$\Sigma(W\cdot H)$ ( $\text{t}\cdot\text{m}$ )	$\Sigma u'$ (m)	$\Sigma V$ ( $\text{m}^3$ )	$\Sigma(W\cdot H)$ ( $\text{t}\cdot\text{m}$ )	$\Sigma u'$ (m)	$\Sigma V$ ( $\text{m}^3$ )	$\Sigma(W\cdot H)$ ( $\text{t}\cdot\text{m}$ )	$\Sigma u'$ (m)	$\Sigma V$ ( $\text{m}^3$ )	
1	575	2.60	6.32	795	5.02*	10.78	225	1.41	5.56	$E = \frac{\Sigma(W\cdot H)}{\Sigma A}$ $= 136.94$ ( $\text{t}\cdot\text{m}/\text{m}^2$ ) $\Delta h = \frac{\Sigma V}{\Sigma A}$ $= 1.31 \text{ m}$ *印は12t重錘による タンピングを含む
2	1350	3.11	7.29	225	1.18	2.98	975	3.12	6.79	
3	1085*	5.29	14.50	1920	4.47*	12.44	525	3.72	8.75	
4	500	2.21	5.08	936	5.20*	12.79	200	1.02	2.23	
5	1500	3.04	6.91	225	1.02	2.60	1425	5.41*	15.21	
6	1085*	6.91	14.77	1870	4.58*	12.97	650	3.27	6.83	
7	1170	2.50	5.57	1200	5.51*	13.81	100	0.99	3.15	
8	1170	3.52	8.20	—	—	—	1455	5.50*	13.66	

表3 地点毎の打撃量と沈下土量

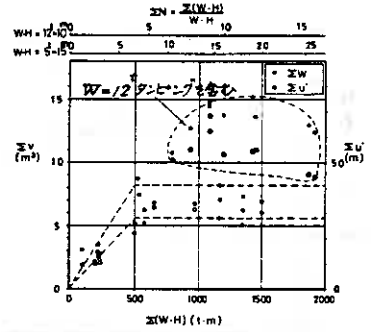


図11 打撃量と沈下土量との関係

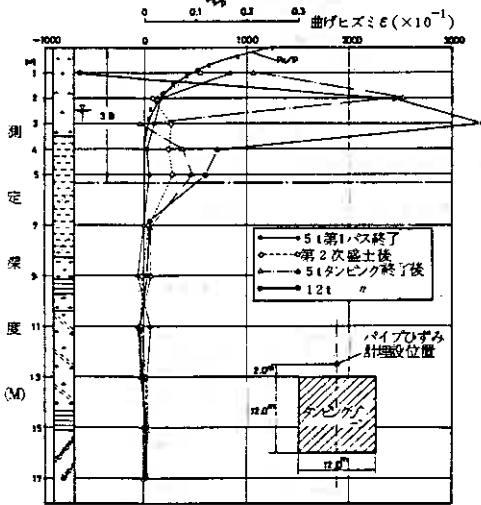


図12 タンピングによる軟弱層の側方流動

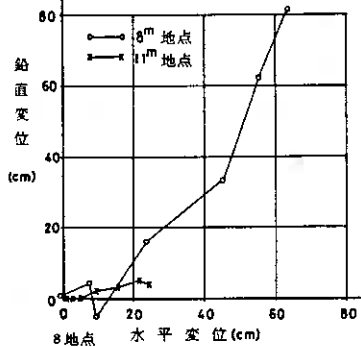


図13 タンピングによる地表変位

打撃応力  $130\sim 157 \text{ t}/\text{m}^2$  )によって、泥炭層の約40%が平均値として強制置換されたものと判断される。

なお、建設公害防止の見地から施工にともなう地盤振動が問題になることがある。図14は、タンピング時の地盤振動測定結果を示すもので、これによれば50m付近までの地点では打撃エネルギーの違いによる振動レベルの差は殆んど認められないが、100m付近に至るとエネルギーの大きいタンピングの方がレベルが高くなる。

図15は、タンピング前と直後におけるオランダ貫入抵抗値( $q_c$ )の測定結果である。泥炭層の部分は前述のように強制置換されたため比較するに有効なデータは得られていない。同図によれば深さ4~8m間のシルト層において若干の強度増加が認められる。

#### 4. あとがき

いわゆる動圧密理論と古典的圧密理論の違いは図16に要約される<sup>7)</sup>。両者の相違点は図示のように4つあるが、なかでも根幹にかかわる点は、①摩擦ピストン、②気体を含む圧縮性の液体にある。すなわち瞬間的な衝撃荷重をある時間継続して地中に伝えるには、液体の流出なしで気体の圧縮によってピストンが変位し、ピストンの摩擦によってスプリングの反力に抵抗しなければならぬからである。現実の地盤を考えた場合、①の摩擦ピストンと地盤の関係に不明瞭な点があり、筆

者らは重錘直下と周辺部の相対的変位差によって生じるであろう摩擦力を想定している。しかしこの点については、土質・地下水など地盤条件によっては理論との乖離が懸念されるところである。

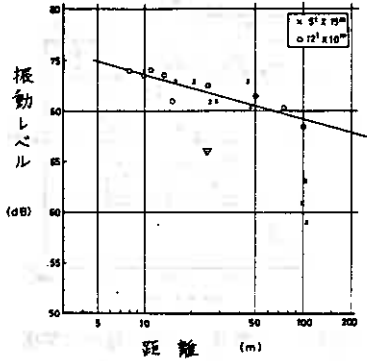


図 14 タンピングにともなう地盤振動

今回の試験工事は、上述のような動圧密理論からはずれて置換工法を試みた結果となった。高含水の泥炭地盤への動圧密工法の適用性については、施工方法等に改善の余地があり今後の実験的研究により明らかにする必要がある。盛土の沈下低減に対する効果についても沈下測定を継続していく中で明らかにしたい。

参考文献

- 1) 土谷, 嶋海: 動圧密工法とその設計施工, 総合土木研究所第 5 回「軟弱地盤の改良」技術講習会テキスト, 昭和 55 年 6 月 5 日。
- 2) Forssblad, L.: Investigations of Soil Compaction by Vibration, ACTA POLYTECHICA SCANDINAVICA, Civilengineering and building construction series 第 34 P85~111。
- 3) 土谷, 鈴木: 重錘落下時の地盤反力挙動, 第 15 回土質工学研究発表会講演集 P821~824。
- 4) 山田ほか: 衝撃力をうける土の挙動に関する実験的考察, 第 16 回土質工学研究発表会講演集 P143~146。
- 5) Scott, R. A., Pearce R. W.: Soil Compaction by Impact, Geotechnique Vol 125 第 1 P19~30。
- 6) Richart, Jr. F. E. et al: Vibrations of Soils and Foundations, PRENTICEHALL, Inc. P349~352。
- 7) MÉNARD L., BROISE Y.: Theoretical and Practical Aspects of Dynamic Consolidation, Geotechnique Vol 125 第 1 P3~17

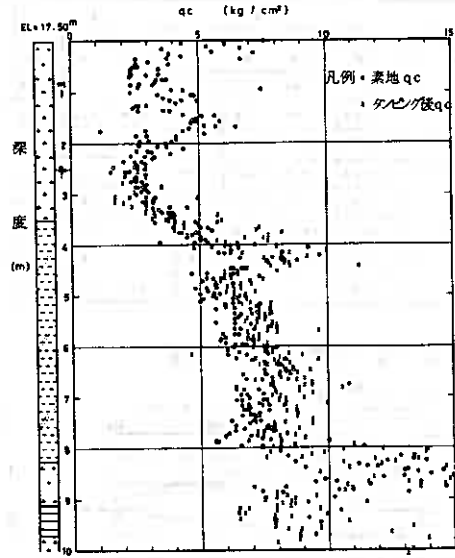


図 15 素地およびタンピング直後の qc

(古典的圧密理論) (動圧密理論)

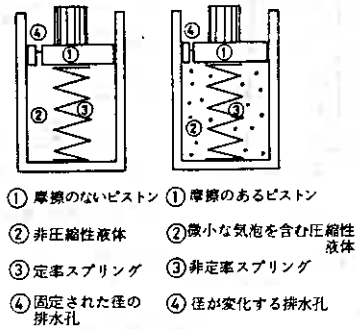


図 16 動圧密理論と古典的圧密理論の比較

白鳥大橋架橋予定地点の地盤特性

室蘭開発建設部

大橋 猛

千葉 正明

池田 憲二

まえがき

北海道の南西部に位置する室蘭市は、天然の良港に恵まれ、古くから製鉄業を中心  
に栄えた所である。しかし、室蘭市の地形が半島状で袋小路となつてゐる事せ、  
外洋に面した海岸線が80~100mの急崖、絶壁となつてゐる事などにより、交通機能  
上、極めて不利な都市形態となつてゐる。白鳥大橋は、この欠点を克服する爲に、  
半島先端部の祝津町と対岸の陣屋町を結ぶ、計画全延長3871.5m（ランプ、切土区  
間を含む）の海上長大橋として計画されたものである。

本橋は、当初、中央径間400m程度の斜張橋として計画されていたが、現在までの  
陸上部10孔、海上部15孔のボーリング調査の結果、予想外に基礎が深く、現在では  
スパンを飛ばした吊橋案を中心に調査を進めてゐる。

計画概要（主橋梁部）

- |         |                      |
|---------|----------------------|
| a. 橋梁形式 | 吊橋（案）                |
| b. 径間割  | 350 + 700 + 350 m（案） |
| c. 道路幅員 | 10.5 m（案）            |
| d. 構造規格 | 1種3級                 |
| e. 設計速度 | 60 Km/h              |
| f. 設計荷重 | TL-20, TT-43         |

図1: 架橋予定地点図



図2: 側面図

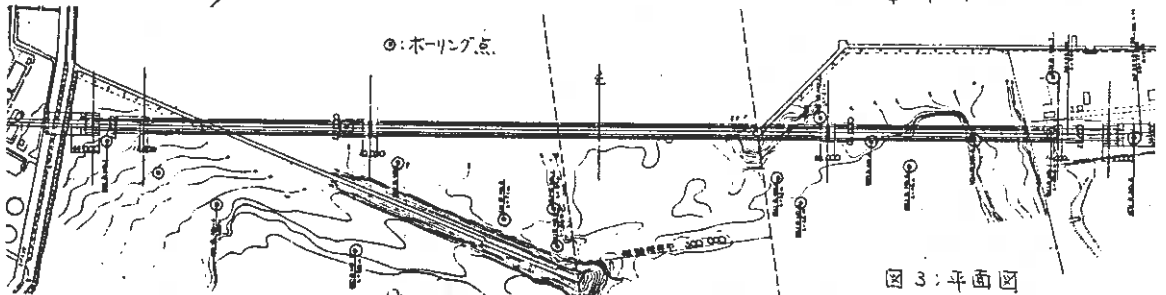
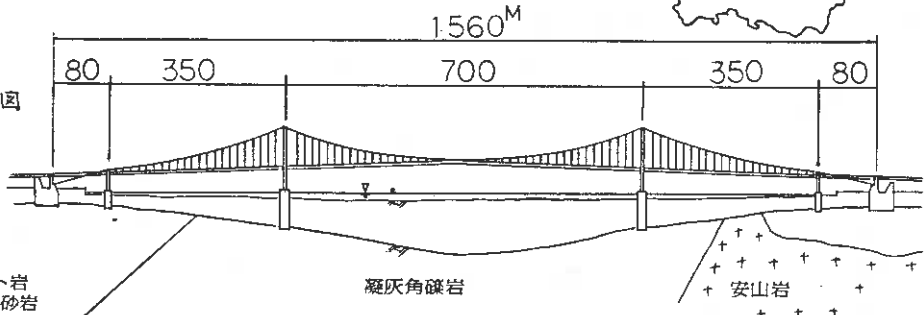


図3: 平面図

## I. 地史、地質概要

宝筒は、噴火湾の東部に位置し、地質学的には西南北海道に含まれ、第三紀以降の火山活動が盛んな地域である。新第三紀層は、主に火山性岩石から構成され、架橋地点では、シルト岩～砂岩、凝灰角礫岩、安山岩の約70%が傾斜と湾中央部に落ち込む、下りぼり状に分布している。

第四紀層は、この新第三紀層と湾中央部で、厚さ約80mの層となり、沖積、洪積の砂質土、粘性土、洪積の火山灰、砂礫から構成されている。層理は、完全に正層構造ではなく、所々にレンズ状の粘性土や砂礫を挟む。水平方向に比較的良好に連続している。

## II 第四紀層

### II-1 沖積層

沖積層は、主塔橋脚位置からおよそ20～25mの厚さの堆積下の軟弱な砂層、又は粘性土（シルト）層である。砂層は、上部部が細砂、下部部が粗砂で粒径が荒く、下り、全体に視津側はシルト、火山灰、軽石を混じらせる。N値10以下でシルト質の砂であるものは、降塵側ではN値6～7程度の中程度の締り具合を示している。

沖積粘性土層は、全体にかなり不均質で、一般に砂質シルトが多く、N値は概ね10以下である。

### II-2 洪積層

洪積層は、その構成メンバーが多く、N値はかなりばらばらである。洪積砂層は、降塵側が厚く、合計40mに達する所がある。この主塔橋脚位置では、N値40～50、孔内変形係数 $200\text{kg/cm}^2$ 前後と良好で、基礎はこの洪積層に支持して得る可能性があり。

洪積粘性土層は、同砂層の下に存在し、厚さ2～3m、湾中央部で40mに達している。しかし、N値は、10～20で、洪積の別にはかなり高いN値を示している。

洪積層の上には火山灰層や礫層が存在しており、特に礫層は厚さ1～2m程度はあり、N値50以上で礫径30cmを超える安山岩礫が含まれているものもあり、これは、下部（基礎）の形式や選抜に有利な施工面からの欠点の割約となっている。

### II-3 視圧地下水層

地層中に視圧地下水が存在する事は、両者種の基礎工法の選抜に決定的に否定的な要素となったり、その種の基礎

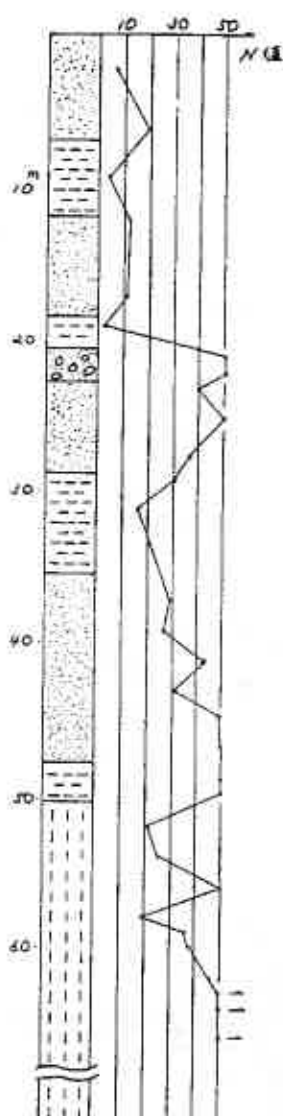


図3：降塵側主塔位置柱状図

工法を採用し、工事中に予期せぬ被圧水と遭遇した場合は、大事故に発展する可能性が強い。そこで本調査では沖積、洪積に限らず、粘性土層に挟まれた砂層など、被圧水の予想される層において、ボーリング4孔、計9ヶ所で調査を行なった。その結果、いずれの観測地点においても確認されたのは静水圧で、本橋架橋予定地点には、被圧地下水は、ないものと判断した。

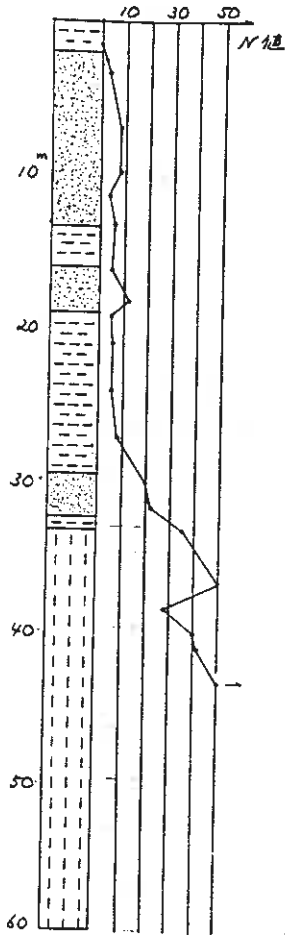
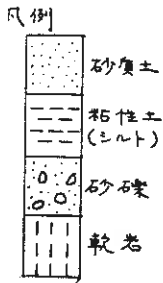


図4；祝津側主塔位置  
柱状図



### III 第三紀層

#### III-1 概要

本橋の支持層として予定しているのは、新生代新第三紀(中新世末期～鮮新世と推定される)の岩盤である。現段階までの調査では、シルト岩～砂岩、凝灰角礫岩、安山岩が確認されており、前者は海上橋梁部の橋脚、アノカレイジを覆く予定である。

#### III-2 コア-外觀

##### i) シルト岩～砂岩

コア-は、10～20cmの碎状を採取され、最大50cmに達する。上部は、R.Q.D. (Rock Quality Designation) ; コア-1m中に、10cm以上のコア-の長さの合計が占める割合(%)が10～20と低く、亀裂も多いが、深部ではR.Q.D. 90～100となり、全体に軟質ではあるが、安定した岩盤となる。

##### ii) 凝灰角礫岩

この岩は、上部部に著しい風化帯を帯びており、祝津側主塔位置では約8m、陣屋側主塔位置では約24mの区間の送水掘り不可能であった。岩は両方とも基盤の部分と同じものであるが、陣屋側では軽石粒が、祝津側では常に安山岩礫が、時には50～80cm程度の天礫と思われれるものが混入し、多少、性格を異にしているようである。

色調は、緑灰～暗黄灰色で、一部に中新世の緑色凝灰岩と思われるものもあるが、X線回折を行なった結果、熱水変質によるものではない事がわかった。

##### iii) 安山岩

祝津側の安山岩は、薄片検査の結果、石英質安山岩と判別された。海底部は所々、自破碎状の亀裂がみられ、亀裂周辺部が軟質化しているが、全体的に暗灰色で堅硬緻密な岩である。一方、陸上部アノカレイジ位置のものは、自破碎熔岩状で各種の力学試験においても低い値であった。



### III-3 孔内載荷試験

一般に設計に用いられる変形係数 $E_s$ は、ボーリング孔内でプロシオメータ等を用いて得られた値 $E_p$ と、テストピット内で平板載荷試験を行なって得られた値との相関により求められる。(例: 岡内橋では、 $E_s/E_p = 2.5$ ) 本橋のテストピット法則は、乗年度以降の予定であり、ここには $E_p$ のみ報告する。

岩石名	$E_p$ (Kgf/cm <sup>2</sup> )
シルト岩	1,200 ~ 4,300
凝灰質シルト岩	4,500 ~ 8,100
凝灰角礫岩	2,000 ~ 15,000
安山岩	4,500 ~ 14,000

表1: 岩の $E_p$ 値

結果は、概ね良好で、いずれも支持基礎として問題はない。ただし、第三紀と第四紀は、不整合であり、従って第三紀の上部は、必ず風化を受けており、本橋架橋予定地点とその上部は、かなり低い値であり、注意が必要である。

### III-4 せん断角数

岩盤の支持力を求めるのに最も基本となるのは $C$ 、 $\phi$ である。本調査では、一軸及び三軸圧縮試験結果より応力円を描き、これを用いた。尚、三軸圧縮試験条件は $U/U$ 、拘束圧は、基礎の実荷重強度の $200\text{t/m}^2$ と考へて、5、10、15、又は、5、10、20 Kgf/cm<sup>2</sup>とした。結果は以下の通りである。

1) シルト岩  
この岩では、かなり明瞭な包絡線が描けている。 $\phi$ がかなり小さく出ているが、これは、この岩石を構成する鉱物が粘土質である事により、より $C$ が卓越した岩であると思われる。

$$C: 13.0 \sim 15.5 \text{ (Kgf/cm}^2\text{)}$$

$$\phi: 8 \sim 10^\circ$$

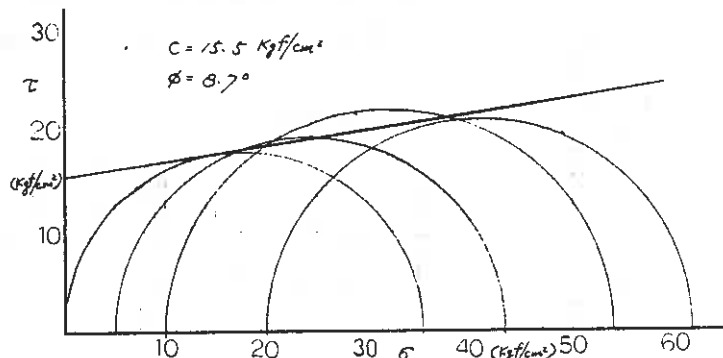


図5: シルト岩の応力円(例)

2) 凝灰質シルト岩  
この岩も前述のシルト岩と同様であるが、特に $C$ が大きくなり、全体に均質、良好な岩である。

$$C: 11.0 \sim 28.2 \text{ (Kgf/cm}^2\text{)}$$

$$\phi: 10 \sim 19^\circ$$

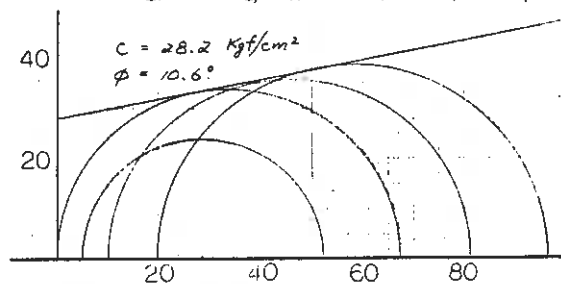


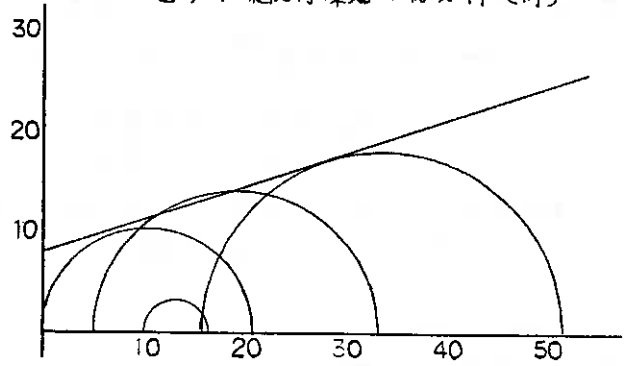
図6: 凝灰質シルト岩の応力円(例)

iii) 凝灰角礫岩

この岩は降屋側と祝津側とで違いがみられた。安山岩礫を少量に混入する祝津側では、 $\phi$ がより大きく、色結線と明瞭であるのに対し、軽石粒が混入する降屋側では、 $C$ が卓越し、 $\gamma$ もばらつき、 $C$ 、 $\phi$ と異なる困難なものがあつた。

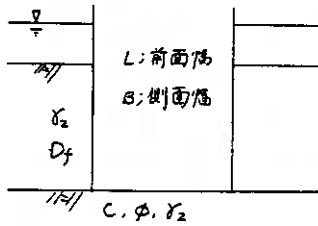
降屋側	祝津側	
$C$ ; 20.5 ~ 21.8	3.8 ~ 7.7	( $Kgf/cm^2$ )
$\phi$ ; 10 ~ 12	18.7 ~ 26.3	°

図7 ; 凝灰角礫岩の応力円 (例)



iv) 支持力

以上の結果を基に、簡単な地盤モデル、構造寸法を仮定して、常時鉛直方向の地盤支持力を試算し、岩盤評価の参考とした。用いた式は、道示の式(1)で、安全率は、本回基準に按ずる。



$$q_d = \alpha C N_c + \frac{1}{2} \beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q \quad \dots (1)$$

$$q_a = \frac{1}{n} (q_d - \gamma_2 D_f) + \gamma_2 D_f$$

$n$  ; 安全率 (水中施工  $n=4.5$ , 陸上施工  $n=3$ )

表2 ; 支持力の試算

	降屋側アノカレイジ	祝津側主塔橋脚
構造寸法 (m)	$L = 34, B = 44$	$L = 28, B = 20$
有効根入深 (m)	$D_f = 10$	$D_f = 50$
単位重量 ( $t/m^3$ )	$\gamma_1 = 1.5, \gamma_2 = 1.5$	$\gamma_1 = 2.0, \gamma_2 = 1.5$
せん断定数 ( $Kgf/cm^2$ ), (°)	$C = 13.0, \phi = 6.0$	$C = 4.0, \phi = 20.0$
極限支持力度 ( $tf/m^2$ )	$q_d = 1.413$	$q_d = 1.200$
安全率	$n = 3$	$n = 4.5$
許容支持力度 ( $tf/m^2$ )	$q_a = 474$	$q_a = 286$

仮定した数値、結果は、表2の通りである。結果中、あまり強い許容支持力度を与えてはいないが、この岩盤を支持基礎として、充分対応し得ると判断される。

III-5. クリープ特性

本調査において、支持岩盤のクリープ特性を把握する為、アノカレイジ及び降屋側主塔橋脚位置の岩については、一軸クリープ試験を、祝津側主塔橋脚位置では、三軸クリープ試験を実施している。載荷は、1段階当り24時間、一軸圧縮強度の

30, 50, 70, 90% の 4 段階を行なった。結果は、式(2)のように整理した。

$$E_t = \alpha (1 - e^{-\beta t}) + E_0 \quad \dots (2)$$

ここに、 $E_t$ :  $t$  時における歪(%)、 $E_0$ : 初期弾性歪(%)、 $t$ : 時間(分)  
 $\alpha$ : 最終クリープ歪(%)、 $\beta$ : 遅延クリープ指数(分<sup>-1</sup>)

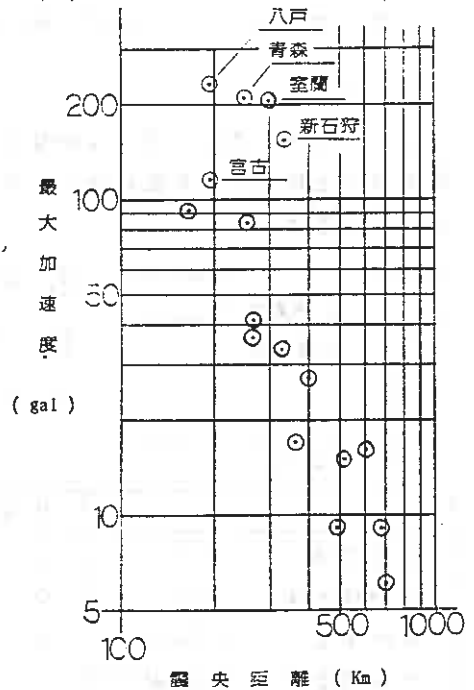
荷重基礎の突底面圧力程度とした時の結果は、 $\alpha = 10^1 \sim 10^2$ 、 $\beta = 10^3 \sim 10^4$  のオーダーで、量、時間とも、特に問題のないものと判断された。

#### Ⅳ 地盤応答解析

##### Ⅳ-1 室蘭の地震環境

室蘭は、道示Ⅳの地域区分に依ればBとわり、浦河や十勝地方よりは、設計水平震度を求める、地域別補正係数の小さい地域とされている。また、近年の大地震について、震央距離 $\Delta$ と最大加速度 $a_{max}$ の関係(図8)をみると、室蘭は若干大きい加速度が出る傾向にあるが、全国的に平均とみてよいであろう。

しかし、ごく近年では、1968年の十勝沖地震、1981年の日高西部地震、1982年の浦河沖地震など、大きい地震が発生しており、注意が必要なところである。



##### Ⅳ-2 応答解析

基礎より入射してくる地震波は、各地層面での屈折、反射を繰り返しながら地表面に到達する。地盤を粘弾性体と仮定し、この過程を追跡して、各地点各時刻の加速度、せん断力、変位を求めたり、地盤の応答スペクトルを求めるプログラ

表 31: 室蘭港の強震記録

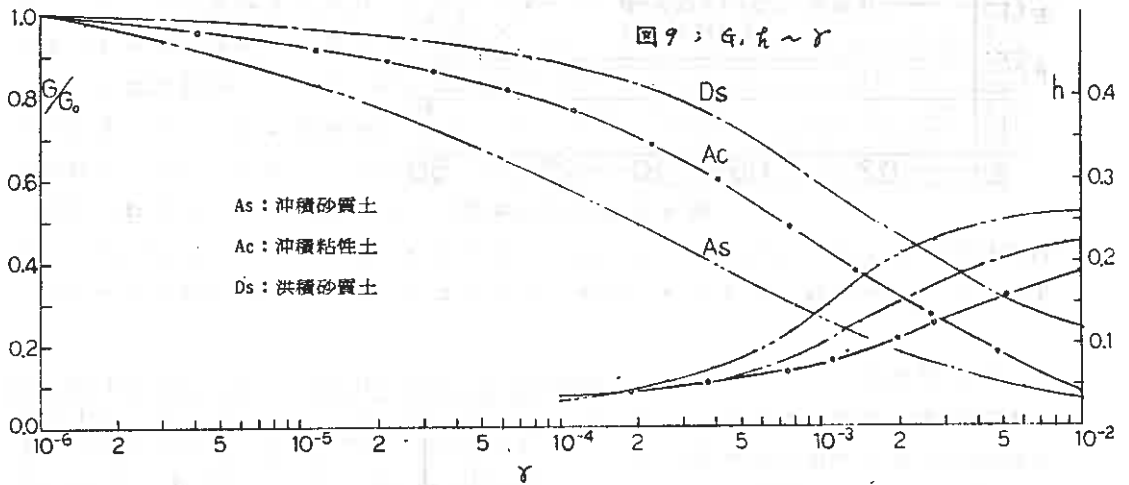
図 8: 1968.十勝沖地震時の  $\Delta \sim a_{max}$

記録名	日時	震央距離	M	最大加速度 成分	震源	備考
S-234	1968.5.16 09:49	290 km	7.8	204.5 gal N-S	40.7°N 143.7°E	十勝沖
S-241	1968.5.16 19:39	217	7.4	95.07 N-S	41.4°N 143.3°E	十勝沖余震
S-399	1968.9.21 22:06	156	6.9	45.70 N-S	41.9°N 142.8°E	
S-1425	1981.1.23 13:58	103	6.9	155.32 E-W	42.5°N 142.2°E	日高西部
S-1474	1982.3.21 11:32	136	7.3	169 E-W	42.1°N 142.6°E	浦河震度6

ムに“SHAKE”がある。“SHAKE”は、現在、最もよく使われているプログラムで、本橋もこれにより、前年度、今年度と地震応答解析を行なった。

ii) エの变形特性の非線形性

エのせん断弾性係数 $G$ と減衰係数 $h$ は、歪依存性を持っており、応答解析時に、これを適当に評価しなければならぬ。このため、本年度調査では、ボーリング孔4本、計21個（現在、調査進行中のものは含まず）の、砂質土、粘性土の不攪乱サンプリングを行い、変形特性試験を行なっている。図9にその例を示す。尚、 $G$ は、せん断歪 $\gamma = 1 \times 10^{-6}$ の時の値 $G_0$ に対する比で表わしている。



$G$ の歪依存性は、一般に平均有効主応力に大きく支配されているといわれ、本調査結果においても、沖層、洪積層、砂質土、粘性土の層位をよく表わしている。

iii) 基礎入力加速度

室蘭港湾建設事務所管内の地上地震計設置位置において、前年度にボーリング調査を実施し、このデータを基に、地上で観測された地震波を基礎に戻す応答解析を行なった。ここで基礎は、GL-30mを確認された砂質凝灰岩( $V_s=880$  m/s)とした。

解析の結果、1968年の十勝沖地震時には、基礎入射加速度69gal、反射波と合成されたりして、基礎最大加速度113galに達していた事が特定された。これは、基礎にしては高めの値であり、今後の設計入力加速度決定の際には注意が必要と思われる。尚、各橋脚位置等においての応答解析は、現在進行中であるので報告は、次の機会に譲ることとする。

iv) 地盤の応答スペクトル曲線

地盤の応答スペクトルについて、現在解析中である。しかし、前年度に実施した、斜張橋梁主塔橋脚位置での結果があるので、これを参考に地震時地盤特性を検討したい。

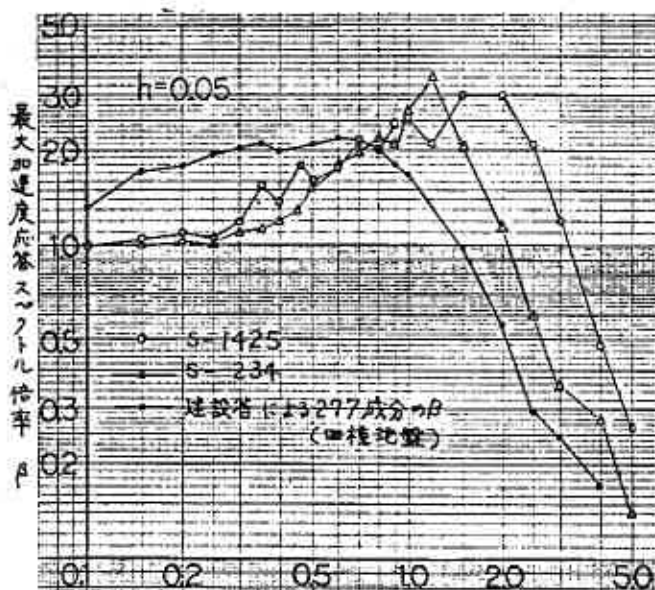


図10: 応答スペクトル曲線

図10は、S-234、S-1425の基礎最大加速度を120galとした時の斜張橋架床側主塔橋脚位置での応答スペクトル曲線である。この図は、本橋架床予定地点の地震時地盤特性の、おぼろげの長周則型で、本四道路橋はもとより、道示Vによる四種地盤よりと思われることを示している。

現在の市橋案では、ルートも若干違い、中央径間のみより長くなること、斜張橋案よりは、地盤特性がよくなると思われる。いずれにしても、本橋独自の応答スペクトル曲線を作成し

耐震設計を行う必要性は明白なものと認められ、また、各部の設計において、常時より、地震時の条件を決定するべく出さなくてはならないと考慮される。

#### iv) 砂の液状化

本橋架床予定地点の表層は、厚さ約20mに達し沖積砂層で液状化を恐れられる。本調査では、この砂層から不攪乱試料を採取して振動三軸圧縮試験により液状化強度を測定している。結果、整理は $RL_{20}$ 、すなわち、繰り返し載荷回数20回で軸歪5%となるせん断応力の、有効拘束圧に対する比と、

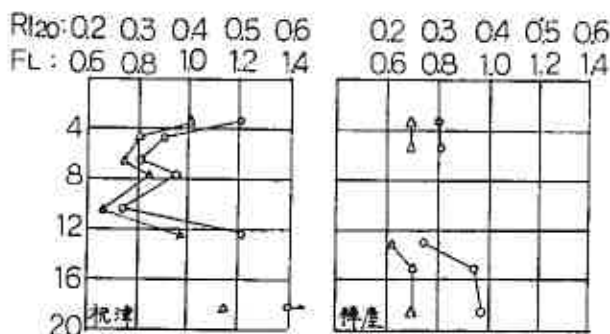


図11:  $RL_{20}$ , FL

道示Vによる地震時せん断応力比しにより求められる安全率 $FL$ による。

結果は、図11に示した通りである。視準、轉座側とも安全率が1以下となる箇所あり、やはり液状化の可能性が大きいとある。従って今後は、動的応答解析により、その値を詳細に把握し、設計に反映していかねばならぬと考慮される。

#### V 反省と今後の課題

##### V-1 音波探査

前年度までの地質調査は、ボーリング調査が中心となっていた。そこで今年度は、これを補足する手段として音波探査による平面の調査を実施した。これにより、個々のボーリング箇所からは得られなかった、広範な地層の広がり

で、特に新第三紀層上面の等高線図が殆ど正確は、又主な成果である。今後、このような海上橋梁計画がある場合には、調査の初期段階において、本調査法が広く採用される事を期待したい。ただし、次の点を注意事項として挙げておく。

- 1). 必ず数ヶ所のボーリング結果と対比しながら、解析を行うこと。
- 2). 捕えられぬ岩盤上面の風化帯の新鮮部のは、わかるまい。
- 3). 岩同志の境界や岩盤下の情報は得られまい。

#### Ⅴ-2 中間支持

現段階では、本橋の基礎は、すべて岩盤に支持させる計画である。しかし、今年度のボーリング調査で、岸側主塔橋脚位置の沖積砂層、あるいは沖積砂礫層から、中間支持の可能性のあるような値や変形係数が得られた。特に名港西大橋では、基礎工の構造寸法を大きくして、基礎底面の荷重強度を小さくするなどの工夫をして、沖積砂層に支持させている例を考えると、本橋でも、地質、荷重、構造等々の総合的な検討により、中間支持の可能性や、経済上、施工上の利点が期待できるかも知れないので、今後は、この点についても調査をしていく予定である。

#### Ⅴ-3 岩石試験

今年度実施した岩の三軸圧縮試験では、供試体を一群3個とした。その結果、モールの応力円を楕圓に当て、多少、岩によつてばらつきがあり、破壊包絡線の決定が困難なものがあった。特に、捕獲岩が比較的丈夫な凝灰角礫岩において、破壊が捕獲岩と基質部の剥離という形をとり、均質なコアの破壊のメカニズムとの違いがあるように思われた。今後は次の点を検討の上、試験をしていきたい。

- 1). 供試体数を必要に応じ、4~5個に増やす。
- 2). 供試体の径を大きくする。
- 3). 最終破壊形状、 $\epsilon \sim (\sigma - \sigma_0)$  曲線と包絡線を楕圓に検討する。

尚、当然の事であるが、室内岩石試験は、良好なコアが採取できたところでしか実施できない。従つて強風化部の各種の値は、 $\sigma$  径や孔内変形係数 $\epsilon$  などにより推定しなければならぬ。今後は、このようなデータの蓄積や整理も必要とならう。

#### Ⅴ-4 地盤応答解析

今年度までの、本橋の地盤応答解析は、“SHAKE”によつて行なっている。しかし、それ以上に、岸側主塔基礎などから中間支持となる場合は、沖積砂層の液状化や耐震設計の基の外力条件は、丈夫な意味を持つてくる。可能な限り、同種水圧の影響を考慮できない、全応力解析による“SHAKE”では、必要以上に安全側の設計となる恐れがある。今後は、同種水圧の発生、蓄積、消散の過程を考慮できる有効応力法による応答解析を導入し、より合理的な設計の必要性について、検討が必要と思われる。

#### Ⅴ-5 ボーリング調査, テストピット

今年度までに実施した海上ボーリングは、全部を分孔と数える。しかし、吊橋ルートで意識したもののせ、内容的に高度な調査、試験を実施したものは、今年度の初めである。従って、来年度は、ひとつの下部工に対し、必要に応じて3~5本程度のボーリングを配置し、今年度までの調査内容で反省点を踏まえて、より高度な調査を実施してきたい。

テストピットに関しては、降塵側と祝津側の凝灰角礫岩に性質の違いがみられたことなど、難しい問題が残されているが、班別地点、数量、試験項目について等、充分検討上、実施していく考えである。

#### あとがき

本論文は、昭和59年以来、続けられてきた白鳥大橋地質調査のうち、主に57年度調査分について、その結果をまとめたものである。本文を書くに当たって、実際に調査を担当された、応田地質調査事務所の今井氏、東沢氏、基礎地盤コンサルタントの佐田氏、高木氏、北海道開発コンサルタントの益田氏より、いろいろと御教授いただいた。心から感謝する次第である。

#### 参考文献

1. 道路橋示方書・同解説 Ⅳ, Ⅴ 日本道路協会
2. 宮島至司; 本州四国連絡橋基礎の地盤分類 土木施工双巻
3. 下部構造設計基準・同解説 本州四国連絡橋公団
4. 港湾技研資料 関係号 運輸省港湾技術研究所
5. 名港西大橋の設計施工に関する調査報告書 名港西大橋調査特別委員会

## 繰返し応力を受ける飽和砂の空隙水圧発生に及ぼす せん断履歴の影響(第2報)

北見工業大学 (正) 鈴木輝之

### 1 まえがき

繰返し応力による飽和砂の液状化特性が、以前に受けたせん断履歴によって変化するという事実は、Finnら<sup>1)</sup>の研究によって最初に指摘された。その後Seed<sup>2)</sup>らの研究、石原らの研究<sup>3)</sup>を通して、少なくとも試験機内で見られる履歴効果の現象はかなり明らかになりました。しかしこれらの研究を通して得られた知見を実際の設計にまで取り入れる段階にはほど遠く、たとえば地震によって一度液状化を生じた砂地盤は、以前に比べて液状化強さが果して大きくなるのか、あるいは小さくなるのかということの結論すら出ていないのが現状と言える。今後は履歴効果の現象をとらえるだけでなく、その基本的な機構を明らかにしていく必要がある。

本報告は昨年度の報告<sup>4)</sup>に続くものであり、履歴荷重として主に非排水条件で種々のせん断応力を加えたとき、再圧密後に加える規則的繰返し応力の下での空隙水圧の発生がどのように変化するかを調べたものである。本研究の結果、履歴荷重を非排水条件で加えた場合の履歴効果をもたらす要因として次の4つが挙げられることが分った。1)履歴として加わったせん断応力に対応した構造変化、2)再圧密による構造変化、3)再圧密時の密度変化、4)供試体上部にゆるい部分が形成されることの影響。

前報<sup>4)</sup>での実験では、履歴荷重を主として排水条件で加えてあり、この場合の履歴効果は上記1)の要因だけを考慮することでは説明される。これに対して、履歴荷重を非排水条件で加えたときの履歴効果をもたらす要因はもっと複雑になる。

### 2 実験内容

#### 2-1, 実験装置, 試料及び供試体

用いた実験装置は、電磁弁による空気圧切換え方式の繰返し三軸試験機である<sup>5)</sup>。

試料は一度水洗いした豊浦砂を用いた。試料の物理的性質は、比重 $G_s=2.65$ 、最大及び最小空隙比 $e_{max}=0.985$ 、 $e_{min}=0.617$ である。供試体の作製は多重フルイ落下法で行ない、成形後に炭酸ガスを通し、さらに脱気水を通して飽和させた。供試体の形状は直径50mm、高さ115mmの円柱形で、その上下端ではシリコーングリースを塗った薄いゴム膜を敷いて端面まじりの除去を図った。

以上の実験装置、試料及び供試体の内容は前報<sup>4)</sup>の場合とすべて同じである。

#### 2-2, 実験ケース

実験は、実験1~6の6つのケースに分かれる。各実験ケースの載荷法を図1に示す。この図に示すように各載荷は、種々のせん断履歴を加えてから再圧密するまでの前載荷と、その後規則的な両振り繰返し応力( $\sigma_0/2 \cdot \sigma_0=0.115$ )を加えて液状化に至らせる再載荷とからなる。この両載荷とも、 $196 \text{ kN/m}^2$ の等方圧で圧密あるいは再圧密を終了した状態から出発し、側方応力一定とし軸方向応力のみを変化



させせん断応力を加える方法によっている。

本実験で用いている供試体は多重フルイ落下法によって作製しているため、構造の異方性が強く、圧縮側に比べて伸張側での変形抵抗が小さい<sup>6)</sup>。いま図2は処女供試体で液状化試験を行なった記録の一例である。この図から分かるように、載荷が進行して間隙水圧がある値まで上昇したところで軸ひずみは負方向すなわち伸張方向に急増して液状化する。さらに軸ひずみが急増する以前においても、残留軸ひずみの増加方向は伸張側であり、載荷の全過程で圧縮方向への軸ひずみはほぼゼロと見なせる。

以上のように、少なくとも液状化発生以前の変形が伸張方向に卓越する最大の原因は上述の初期構造異方性にあると考えられる。

つぎに図1中で軸ひずみ急増突と呼んでいるのは、図2中のA突のことであり、この突を越えると急激に液状化に至る。したがって実験4～6の前載荷では、液状化に至った後も変形の生じるまよりにしめおくと、応力はもちろんとして軸ひずみもその最大値を任意の大きさに制御することができない。そこで図1中に記述するように、実験4～6の前載荷では軸力載荷ピストンにストッパーを設けて最大軸方向ひずみ（せん断ひずみ）を制御している。

### 3 前載荷における変形

3-1, 前載荷における残留間隙水圧  
前載荷で発生した間隙水圧の大きさはその載荷による履歴効果を評価する一つの指標となる。図3は伸張方向の最大せん断ひずみが1度だけ生じる実験3～5

実験名	前載荷	再載荷	前載荷の条件
実験1			前載荷なし。
実験2			<ul style="list-style-type: none"> <li>排水条件で静的に1サイクル。</li> <li>圧縮側での <math>\phi_{Pre}=10.5^\circ</math></li> <li>伸張側での <math>\phi_{Pre}</math> を変化。</li> </ul>
実験3			<ul style="list-style-type: none"> <li>非排水条件で静的に1サイクル。</li> <li>その他の条件は実験IIと同じ。</li> </ul>
実験4			<ul style="list-style-type: none"> <li>1サイクルで液状化に至る応力 <math>\sigma_D/2\sigma_0=0.19</math> を加え、伸張側でストッパーをかける。</li> <li>このとき圧縮側の <math>\phi_{Pre}=10.5^\circ</math></li> </ul>
実験5			<ul style="list-style-type: none"> <li>非排水で <math>\sigma_D/2\sigma_0=0.115</math> の繰返し載荷。</li> <li>軸ひずみ急増点を越えストッパーが効いた時点でとめる。</li> </ul>
実験6			<ul style="list-style-type: none"> <li>圧縮、伸張両側にストッパーをかけ、軸ひずみ急増点を越えた後も両振りひずみを5サイクル加える。</li> </ul>

図1 載荷方法

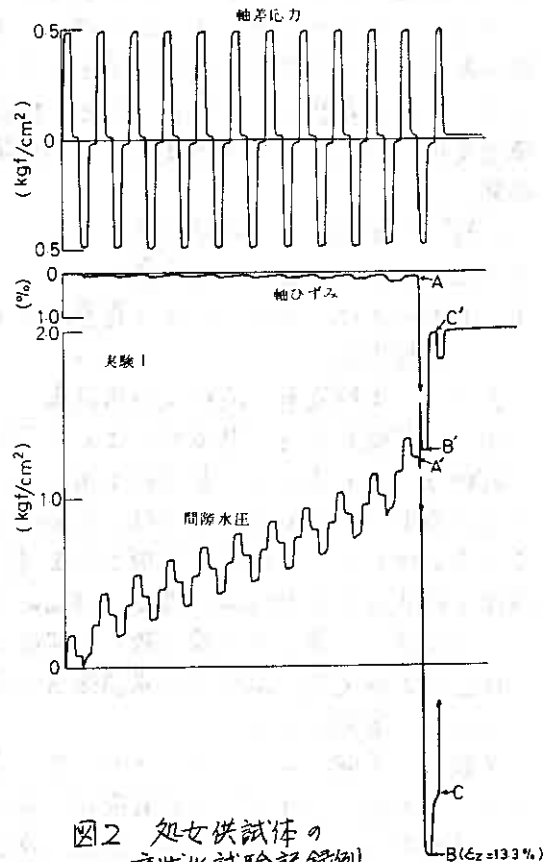


図2 処女供試体の液状化試験記録例

の前載荷での残留空隙水圧比  $U_{pre}/\sigma_0$  と最大せん断ひずみ  $\gamma_{pre}$  の関係を示している。

この図によれば、実験3と実験4の結果は一致するが、実験5の残留空隙水圧は同じ  $\gamma_{pre}$  に対して少し大きく出ている。実験5では  $\gamma_{pre}$  の大部分が発生する最後の1サイクルが加わる前に、既に何サイクルかの載荷によって空隙水圧が上昇していることの影響が現れていると考えられる。このように前載荷での残留空隙水圧  $U_{pre}$  は最大せん断ひずみ  $\gamma_{pre}$  だけでは決まらないと言える。以上の結果は  $\gamma_{pre}$  が 2.5% より小さい場合のことであり、 $\gamma_{pre} = 2.5\%$  以上では、3つの実験とも残留空隙水圧が拘束圧に等しくなっている。本報告中ではこの時点をもって前載荷での液状化の発生としている。この液状化に至るの否かによって履歴効果の現れ方は大きく異なるのであるが、そのことは後で述べる。

また実験6では操作の都合上、ストッパーで設定できる両振りせん断ひずみ振幅の最小値は約  $\pm 0.5\%$  であった。図には示していないがこの実験では例外なく前載荷の段階で液状化に至った。

### 3-2 前載荷における体積ひずみ

図4～6は前載荷における最大せん断ひずみ  $\gamma_{pre}$  と体積ひずみ  $E_{v,pre}$  (収縮が正) との関係を示している。先ず図4, 図5から、前載荷を非排水せん断とした場合には、 $\gamma_{pre} = 2.5\%$  のひずみすなわち液状化の発生を境として、体積ひずみの現れ方が大

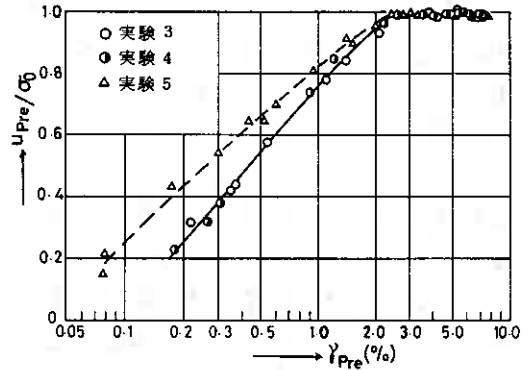


図3 前載荷における残留空隙水圧

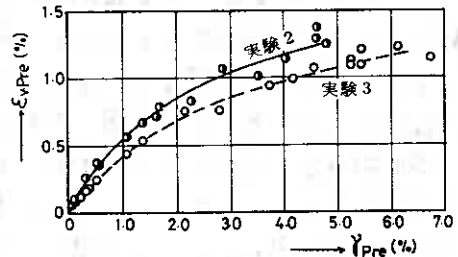


図4 前載荷における体積変化(1)

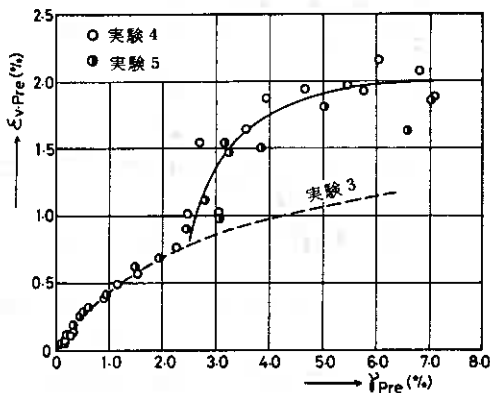


図5 前載荷における体積変化(2)

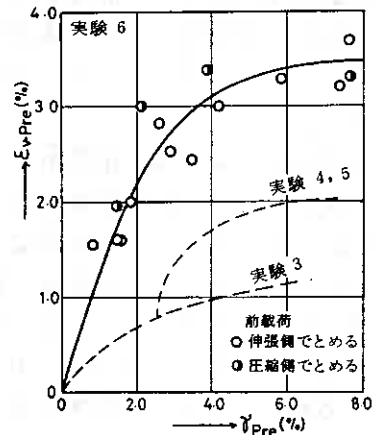


図6 前載荷における体積変化(3)

大きく異なることが分る。すなわち液状化発生以前では、せん断ひずみ  $\gamma_{pre}$  依存型の体積ひずみ  $E_{v-pre}$  が生じているが、 $\gamma_{pre}$  が 2.5% を越え液状化が発生しているところでは、同じ大きさの  $\gamma_{pre}$  を加えても、それを動的に加える実験4および5の  $E_{v-pre}$  が静的に加える実験3の  $E_{v-pre}$  よりかなり大きくなっている。

このように液状化発生後に加わる動的ひずみによって  $E_{v-pre}$  が大きくなる傾向は、実験6の場合により顕著になる(図6)。

液状化することによって何故に体積ひずみがせん断ひずみ依存型でなくなるかは、この実験結果では分らない。しかし液状化発生後はせん断ひずみを静的に加えるよりも動的に加える方が再圧密時の体積ひずみがかなり大きくなることは間違いないようである。

#### 4 再載荷における間隙水圧発生

##### 4-1 再載荷第1サイクルの間隙水圧

ここでは、前載荷による履歴効果が再載荷での間隙水圧発生にどのように現われるかについて、前節までに述べてきた前載荷が生じた変形との関係で考察する。

規則的繰返し応力の下での変形における履歴効果は、第1サイクル目での変形で特に顕著に現われることが分っている。

図7~9は再載荷第1サイクルで生じた残留間隙水圧比を、圧縮側で生じた成分  $u_{c1}/\sigma_0$  と伸張側で生じた成分  $u_{e1}/\sigma_0$  に分離して  $\gamma_{pre}$  に対してプロットしたものである。

先ず図7によれば、前載荷でのせん断ひずみ  $\gamma_{pre}$  が 0.3% 程度までは  $u_{c1}/\sigma_0$ 、 $u_{e1}/\sigma_0$  とともに減少し、その後は、前載荷で大きな  $\gamma_{pre}$  を生じさせるせん断方向と反対方向での間隙水圧は大きくなり、同一方向での間隙水圧は非常に小さいところで落着いている。なお図7中で実験3' としているのは、実験3と同じ静的な前載荷で圧縮方向に大きなせん断ひずみを生じさせた実験である。以上における図7の結果は、せん断履歴の影響が同一方向せん

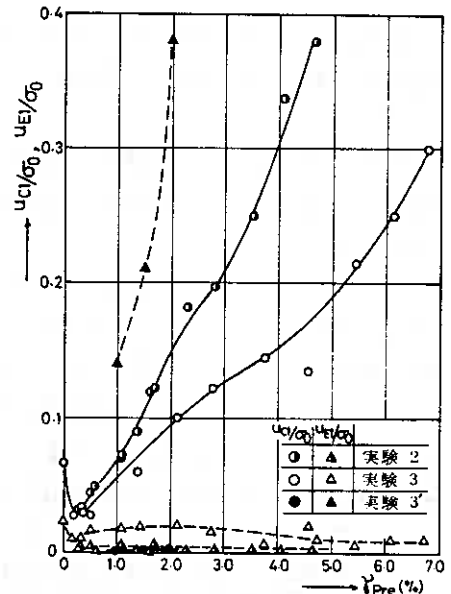


図7 再載荷第1サイクルの間隙水圧(1)

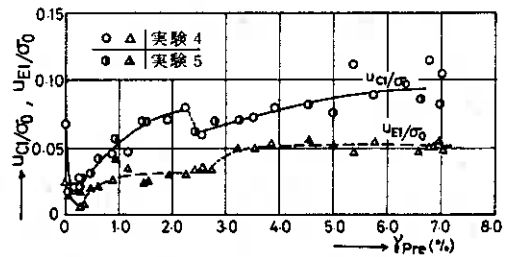


図8 再載荷第1サイクルの間隙水圧(2)

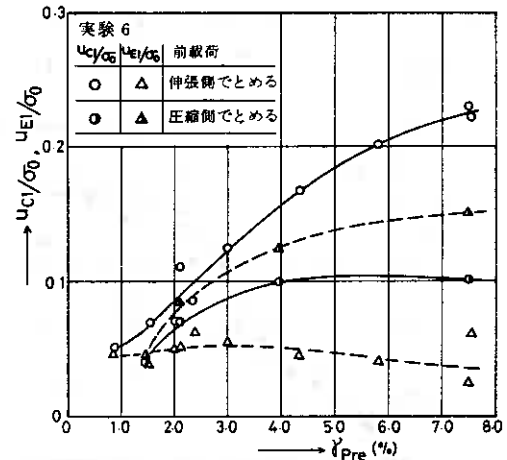


図9 再載荷第1サイクルの間隙水圧(3)

断履歴と反対方向せん断履歴の重ね合わせであるとする考え方で説明される。このことは見方を変えれば、前載荷を静的なせん断とした実験2と実験3では、前載荷の段階でせん断応力に応じた構造異方性が形成され、さらにその構造が再載荷時まで残ることを示している。

つぎに図8は前載荷を動的せん断とした実験4と実験5の場合について、図7と同じプロットをしたものである。図8と図7の比較から、前載荷で同じ大きさのせん断ひずみ  $\gamma_{pre}$  を生じさせるにしても、それを動的に生じさせる場合は、静的に生じさせる場合に比べて、再載荷才1サイクルでの圧縮側と伸張側での間隙水圧発生の差が小さく、さらに再載荷才1サイクルでのトータルの間隙水圧の値も小さくなっていく。図8における以上の結果は次のように説明されよう。前出の図5に示すように、実験4と実験5では前載荷で液状化に至ると再圧密時の体積ひずみ  $E_{v,pre}$  が急増し、静的な前載荷を加える場合に比べて  $E_{v,pre}$  がかなり大きくなっていく。このように再圧密時の体積ひずみが大きいと、再圧密圧力の性質に応じた構造すなわち等方的な構造への変化がより進行すると考えられる。また同時に  $E_{v,pre}$  が大きいと、供試体の密度が大きくなるのであるから、当然の結果として間隙水圧の発生量は押えられるはずである。

図9は実験6の再載荷才1サイクル目の間隙水圧を示している。この図によれば  $u_{c1/0}$  と  $u_{e1/0}$  の大小関係は、前載荷での最後の載荷を圧縮とするか伸張とするかによって異なっており、この場合も実験2及び実験3ほどではないが、前載荷のせん断で作られた異方構造が再圧密後も残っていることを示している。

図9で今注目されることは、前出の図6で分るように、実験6では実験4および実験5に比べて再圧密時の密度増加がかなり大きいにもかかわらず、再載荷才1サイクルでの間隙水圧発生量が逆に大きいことである。この原因は前載荷での液状化によって供試体上部に極端にゆるい部分が形成されるためと思われる。またこのことは実験中の供試体の挙動観察によっても認められた。

#### 4-2. 再載荷2サイクル目以後の間隙水圧

これまでに前載荷の影響は再載荷才1サイクル目の間隙水圧発生に強く現われることが分った。しかも再載荷才2サイクル以後の間隙水圧発生ではどのような形で前載荷の影響が現われてくるのだろうか。

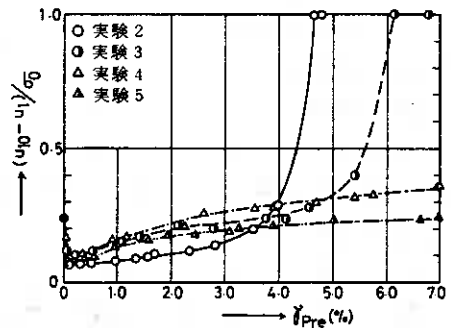


図10 再載荷2~10サイクルの間隙水圧

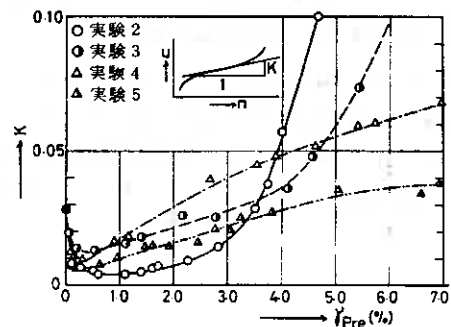


図11. 間隙水圧上昇係数の変化

図10は、再載荷2~10サイクルの間で生じた間隙水圧 ( $u_{i0} - u_i$ ) を  $\sigma_0$  で正規化し  $\gamma_{pre}$  に対してプロットしたものである。2~10サイクルでの間隙水圧の発生状況が2サイクル以後の全体のそれを代表する訳ではないが、前載荷の影響が再載荷才2サイクル目以後での間隙水圧にも及んでくることは間違いないと言える。

図11は、再載荷での残留間隙水圧  $u$  と載荷数  $n$  の曲線が直線あるいは変曲点を示す部分での傾きを  $K$  (間隙水圧上昇係数) として、 $\gamma_{pre}$  に対してプロットしたものである。この  $K$  の値も再載荷才2サイクル以後の間隙水圧発生状況を表わす値と見なすことができるし、さらにこの  $K$  の値が液状化回数と線形の関係にあることも認められている<sup>4)</sup>。図10、図11から  $(u_{i0} - u_i) / \sigma_0$ 、 $K$  もともに  $\gamma_{pre}$  に対してほぼ同じような変化を示してあり、さらにこれらの変化は前出の図7、図8に示す再載荷才1サイクルの間隙水圧におけるせん断履歴の影響の現われ方とパターンは同じと見ることが出来る。以上のように前載荷による履歴効果は、再載荷才1サイクルにおける間隙水圧発生に特に顕著に現われてくるが、才2サイクル以後の間隙水圧発生においても現われてくること分かる。

## 5 まとめ

せん断履歴の影響の現われ方は、その履歴荷重の下で液状化(有効拘束圧がゼロになる)が発生するかどうかによって大きく異なる。先ず液状化が発生する以前の小さなせん断履歴、あるいは排水条件で加わったせん断履歴の影響は、履歴荷重の下で生じた最大せん断ひずみによってほぼ評価できる。これに対して履歴荷重の下で液状化が発生する場合には、履歴の影響をせん断ひずみだけで評価することはできず、載荷速度あるいは繰返し条件などの載荷条件によってせん断履歴の影響の現われ方は複雑に変化してくる。このような複雑な履歴効果をもたらす要因をまとめれば、1)最大せん断応力に対応した構造変化、2)再圧密による構造変化、3)再圧密による密度変化、4)供試体上部におけるゆるい部分の形成、ということになる。

最後に本報告における実験とデータの整理を行なってくれた元本学学生、安藤裕章、横沢雅彦、米田賢の諸君に感謝の意を表わします。

## 文献

- 1) Finn, W.D.L., Bransby, P.L. and Pickering, D.J.: J. SMFD. ASCE, Vol. 96, No. SM6.
- 2) Seed, H.B., Mori, K and Chan, C.K.: J. GED, ASCE, Vol. 103, No. GT4.
- 3) 石原, 岡田: Soils and Foundations, Vol. 18, No. 4.
- 4) 鈴木: 技術報告集, 22号,
- 5) 鈴木, 土岐: 土質工学会論文報告集, Vol. 21, No. 4.
- 6) 三浦, 土岐: Soils and Foundations, Vol. 22, No. 1,
- 7) 鈴木, 土岐: 土質工学会論文報告集, Vol. 22, No. 2.
- 8) Emery, J. J., Finn, W. D. L. and Lee, K. W.: ASTM, ST P. 523.

北海道大学工学部 土岐 祥介  
" 三浦 清一  
" 大学院 ○ 中垣 健

## 1. まえがき

砂質土の静的・動的力学特性は、密度あるいは間隙比のみによって決定できず、その堆積構造(構造異方性)や応力履歴、応力系などに強く依存することが、主として乱した砂試料の室内実験によって明らかにされている。したがって、原位置砂質地盤の力学特性を評価する際には、このような要因の影響について十分認識されるべきである。しかし、不攪乱試料の採取法や試験法などに関連する問題点が多いため、原位置砂質地盤の力学特性におけるこれらの要因の役割は、十分に解明されているとはいえないのが現状である。

本研究では、これらの要因のうち、まず動態時における原位置砂質地盤の構造異方性による力学特性の変化の実体を明らかにするために、ブロックサンプリングによって得た不攪乱砂試料の鉛直および水平方向から切り出した供試体について非排水繰返し三軸試験を行なった。さらに、室内試験で通常用いられる作製法によって、不攪乱砂と同じ密度で再構成した供試体について行なった試験結果と比較することにより、原位置砂質地盤における堆積構造を室内試験ごどの程度再現できるかについて検討した。

## 2. 試験に用いた試料

### 2-1 不攪乱試料の採取

本試験に使用した不攪乱試料は、釧路市釧路空港付近で採取したものである。本地点は、図-1に示すように釧路市街地より約15km離れた台地上にあって、その台地の北東側の傾斜地においてサンプリングを行なった。このサンプリング地点は、図-2に示すような地質状況にあり、採取した不攪乱砂は第四紀層の基底をなす釧路層群に属している。

実施したサンプリングは、シンウォールサンプラー(サンドサンプラー、 $\phi 70 \times H 240$  mm)<sup>1)</sup>の押込みによるものと、木箱(300×300×200 mm、厚さ9 mm)を用いたブロックサンプリングである。写真 7-(a)にブロックサンプリング、1-(b)にサンドサンプラーの押込みによるサンプリングの状況を示している。

なお、本報告ではブロックサンプリングによ

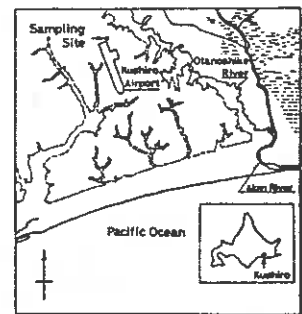


Fig. 1

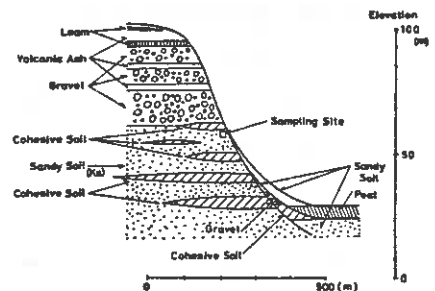


Fig. 2

る不攪乱試料から切り出した試料のみを不攪乱砂供試体として用いているので、ブロックサンプリングの手順を以下に簡単に紹介しておく。

まず地表をエンボード大よそはぎ取り、目標砂層(最大深さ約3.5m)を乱さないように注意しながら人カで露出させる。ついで、大よそサンプリングボックス(木箱)の内寸法に整形した砂のブロックを静かに木箱に格納する。引続き、採取したブロック試料からの脱水を十分行なうために24時間以上放置する。その後、密封したブロック試料を凍結させた状態で実験室内に運搬し、冷凍庫内に保存した。



(a)



(b)

Photo. 1

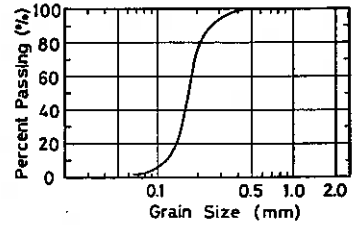


Fig. 3

## 2-2 試料の物理的性質

前節で得た試料の粒径加積曲線及び物理的性質を、図-3、表-1に示す。最大・最小間隙比は、土質工学会<sup>2)</sup>で定めた方法で求めたもので、それぞれ10回の測定の平均値を採用している。

なお、本試料は以下の議論においてKs-砂と略称することとする。

Specific Gravity		2.69
Void Ratio	Maximum	1.294
	Minimum	0.774
Gradation	D50	0.17 mm
	Uc	1.6
Finer Fraction ( $\leq 74 \mu\text{m}$ )		2.7 %
In-Situ Relative Density $D_r$		90 % ~ 107 %

Table 1

## 3 試験装置および試験方法

### 3-1 試験装置

本研究で行なった繰返し三軸試験は、図-4に示すような空圧式振動三軸試験装置を用いている。本装置は、ファンクションジェネレータによって発生させた電気信号をe/p変換器によって空気圧に変換し、エアシリンダー式のアクチュエータに送り込むことにより、所定の繰返し荷重を与えることができる。繰返し荷重は三軸室内に取付け

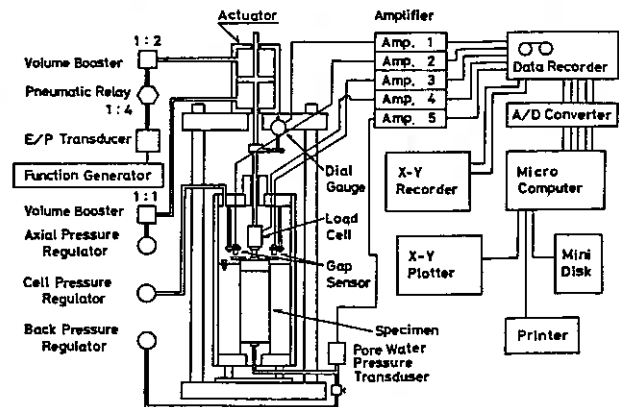


Fig. 4

たロードセル，変形は大変位の場合三軸室外のダイヤルゲージで計測される。なお，三軸室内に取付けた2台の非接触型変位計によって，微小ひずみレベルでの変形特性を調べることも可能である。

通常の振動三軸装置においては，三軸室外のロードセルによって繰返し荷重を計測することが多い。この場合，ピストンロッドと軸受部との間に生じる摩擦によって，測定する繰返し荷重に無視できない誤差が生じる。できるだけ摩擦をおさえることは製作上可能であるが，たとえ小さな摩擦でも，特に伸張側の荷重については問題である。<sup>3)</sup> 図-5は，同一の試験装置によって，ロードセルを圧力室内に設置した場合と圧力室外に設置した場合とで行なった，MSP法<sup>3)</sup>で作製した豊浦砂供試体の液状化試験の結果を示している。図から明らかなように，摩擦によってもたらされる液状化強度の誤差は決して無視できず，繰返し三軸試験においては摩擦の影響を完全に排除した荷重測定が必要であろう。

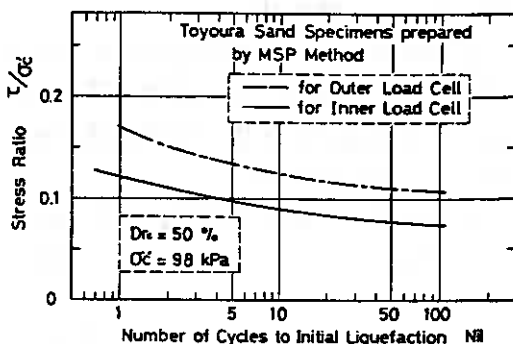


Fig. 5

### 3-2 供試体準備方法

本研究では，不攪乱砂の非排水繰返しせん断特性の堆積構造依存性を調べることをねらっているため，上述したサンプリング法で得たブロック試料から，次に述べる方法で三軸供試体(φ70<sup>mm</sup>，H170<sup>mm</sup>)を準備し，それぞれを以下のように略称する。

#### (1) K<sub>s</sub>-UV 供試体

図-6に示すように，ブロック試料から三軸供試体の軸方向が原位置の鉛直方向に一致するように切り出し成形したものである。

#### (2) K<sub>s</sub>-UH 供試体

図-6に示すように，ブロック試料から三軸供試体の軸方向が原位置の水平方向に一致するように切り出し成形したものである。したがって，K<sub>s</sub>-UV 供試体とは砂粒子の卓越配列方向が90°異なっている状態にあると推定される供試体である。

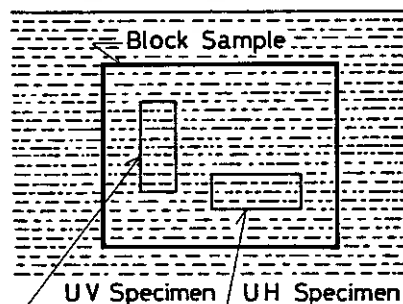


Fig. 6

さらに，以下に述べる通常の室内試験で用いられる2つの代表的な方法によって，(1)，(2)の不攪乱砂と同じ密度で再構成した供試体を作製し，非排水繰返し三軸試験に供している。



(3). K<sub>s</sub>-WR 供試体

含水比約10%の湿潤状態にしたK<sub>s</sub>砂の攪乱試料を、三軸モールド内に約10層に分けて入れ、各層ごとに直径10<sup>mm</sup>のロッドを用いて、所定の相対密度が得られるように突き固めて作製した供試体である。

(4). K<sub>s</sub>-TP 供試体

気乾状態のK<sub>s</sub>砂の攪乱試料を三軸モールド内に約10層に分けてそそぎ、各層ごとに三軸モールドの側面を木槌で連打して所定の相対密度とした供試体である。

3-3 非排水繰返しせん断試験の方法

供試体作製後、通常の手法<sup>3)</sup>と同様にCO<sub>2</sub>を通し、引続き脱気水を通して飽和させた。その後196 kPaのバックプレッシャーを与えている。K<sub>s</sub>-UV, UH供試体のような凍結供試体は、三軸セル内において拘束圧19.6 kPaのもとで2時間以上放置し、融解後上記と同じ手法で飽和化をはかった。この手法によって、すべての供試体のe値は0.98以上を示している。98 kPaの有効圧密圧力のもとで1時間以上等方圧密した後に、非排水条件のもとで繰返し三軸試験を実施した。与えた繰返し応力は、周期10秒のサイン波である。

Table 2

Sample Name	Test Number	Dr <sub>c</sub> (%) After Consolida- -tion	Stress Ratio % σ <sub>v</sub> /σ <sub>h</sub>	Number of Loading Cycles for				
				Initial Liquefaction	Double Amplitude Axial Strain (%)			
					1	2	5	10
K <sub>s</sub> -UV	2	101	0.340	8.0	1.0	2.9	8.5	2.1
	3	107	0.215	10.4	8.6	9.7	11.5	14.5
	6	101	0.280	1.9	6.8	1.2	2.4	4.6
	7	104	0.435	3.1	0.2	1	4.8	1.3
K <sub>s</sub> -UH	1	92	0.277	1.3	5.5	1.2	3.1	5.8
	2	93	0.274	2.2	1.2	1.9	3.7	6.1
	4	105	0.402	5.5	1.1	3.2	1.1	2.5
	5	90	0.230	7.0	4.7	6.1	8.7	12.2
K <sub>s</sub> -WR	3	98	0.226	2.6	2.2	2.6	3.1	3.5
	4	114	0.186	1.31	1.17	1.22	1.28	
	5	108	0.321	7.1	1.9	3.5	6.1	9
K <sub>s</sub> -TP	1	107	0.218	2.0	0.9	1.6	3.3	
	2	92	0.166	4.1	3.5	3.8	4.9	
	5	98	0.115	7.6	7.5	7.6	7.7	7.8
	6	104	0.138	2.8	2.7	2.8	3.1	3.5

4. 試験結果および考察

K<sub>s</sub>砂について行なった非排水繰返し三軸試験の結果は、表-2に一括して示されている。ここで、繰返し三軸試験の結果は通常の正規化した応力比σ<sub>v</sub>/σ<sub>h</sub>(注: 最大片振幅繰返し軸応力, σ<sub>v</sub>: 圧密圧力)と初期液状化あるいは所定の両振幅軸ひずみDAに達するまでの載荷回数Nの関係で示した。

以下の試験結果の詳細の説明および考察は、これらの試験データにもとづいてなされている。

4-1. 不攪乱試料の液状化特性

K<sub>s</sub>-UVおよびK<sub>s</sub>-UH供試体の繰返し応力比σ<sub>v</sub>/σ<sub>h</sub>と繰返し回数Nの関係を、図-7, 8に示す。ただし、図-7は初期液状化の判定規準にもとづいているので、繰返し回数NはN<sub>liq</sub>と表示し、一方両振幅軸ひずみDAで定義された図-8では、N=N<sub>c</sub>と表示している。両供試体の強度SR(=σ<sub>v</sub>/σ<sub>h</sub>)を初期液状化について比較すると、図-7から、K<sub>s</sub>-UH供試体のSRがK<sub>s</sub>-UV供試体よりも若干高い値を示していることがわかる。たとえば、N<sub>liq</sub>=20回でのK<sub>s</sub>-UH供試体のSRはK<sub>s</sub>-UV供試体のほぼ1.05倍である。K<sub>s</sub>-UVとK<sub>s</sub>-UH供試体のこのような非排水繰返し強度の相違は、生じるひずみに着目するとさらに明確であることが図-8に示されている。すなわち、N<sub>c</sub>=20回のもとで両振幅軸ひずみDA=1, 2, 5, 10%を生じさせるSRを、そ

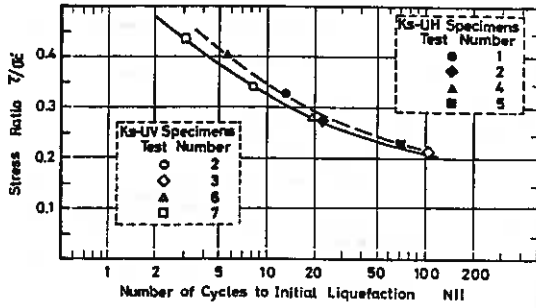


Fig. 7

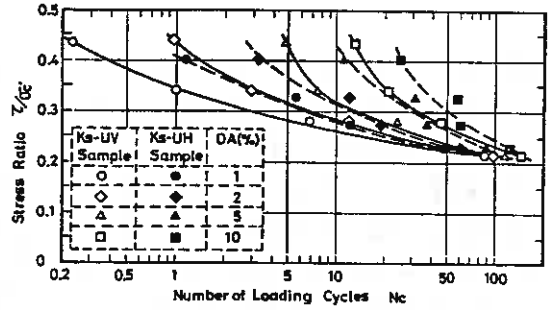


Fig. 8

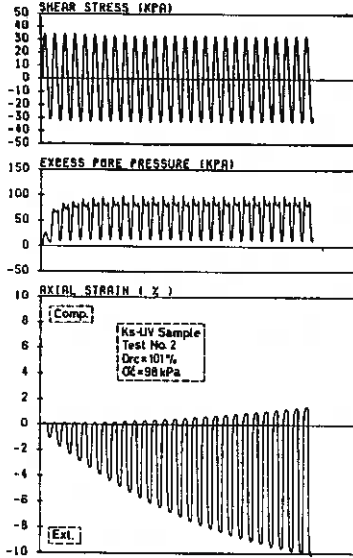


Fig. 9

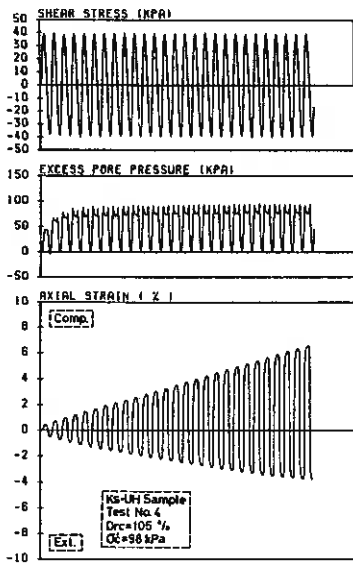


Fig. 10

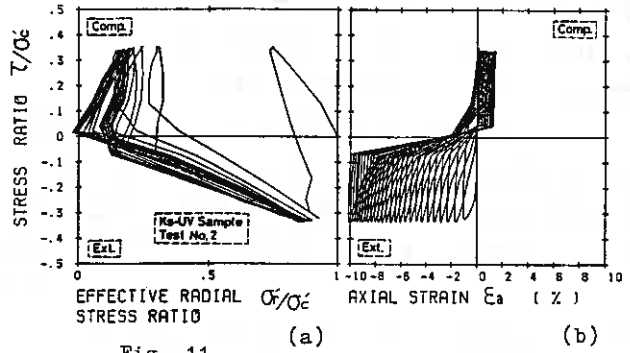


Fig. 11

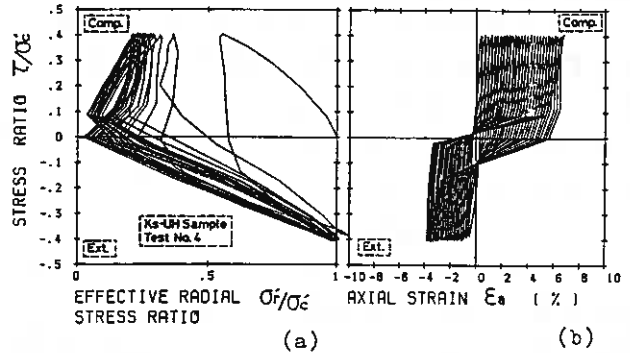


Fig. 12

れぞれ  $K_s$ -UV 供試体で  $(SR)_{UV}$ ,  $K_s$ -UH 供試体で  $(SR)_{UH}$  として、同じ  $DA$  での強度を比較すると、 $(SR)_{UH}/(SR)_{UV} = 1.06, 1.07, 1.12, 1.30$  となり、生じるひずみが多いほどその差が大きくなっている。

ここで、非排水繰返しせん断中のひずみおよび間隙水圧の発生状況を詳細に検討するために、マイクロコンピューターおよびプロッターで処理したせん断応力、軸ひずみ、間隙水圧、有効応力経路および応力-ひずみ関係のタイムヒストリーを、

図-9~12に示している。まず図-9と10を比較することによって、 $K_S$ -UVと $K_S$ -UH供試体の変形性状には、決定的な相違点を見出すことができる。

すなわち、 $K_S$ -UV供試体では伸張側に變形が非常に卓越するが、 $K_S$ -UH供試体では圧縮側の變形が大きくなっている。たとえば、 $DA=5\%$ における圧縮側の軸ひずみ $E_{ac}$ と伸張側の軸ひずみ $E_{ae}$ を比べてみると、 $K_S$ -UV供試体では $E_{ac}/E_{ae} = 1/24$ 、 $K_S$ -UH供試体では $E_{ac}/E_{ae} = 1/0.75$ となっている。

このような相違は発生間隙水圧においても同様に認められることが、図-11(a)と図-12(a)の有効応力経路を比較することにより明らかである。第1サイクルにおける圧縮および伸張過程で発生する間隙水圧を両図で比べてみると、 $K_S$ -UH供試体においては圧縮側で $40.5 \text{ kPa}$ 、伸張側で $8.9 \text{ kPa}$ と、圧縮側での発生間隙水圧が大きくなっている。これに対し、 $K_S$ -UV供試体においては圧縮側で $16.0 \text{ kPa}$ 、伸張側で $4.1 \text{ kPa}$ と、伸張側で間隙水圧の発生が卓越して、 $K_S$ -UH供試体とは全く異なる挙動を示している。

両供試体におけるこのような変形性状の相違は、液状化強度SRを初期液状化で定義するかあるいはひずみで定義するかによってそのSRが異なる事実と密接に係していることを示している。すなわち、図-7と8をまとめた図-13に示すように、初期液状化に達した時のDAは $K_S$ -UV供試体で約5%、 $K_S$ -UH供試体で約2%と大きく異なることから、発生間隙水圧によって定義したSRとひずみで定義したSRとは、両供試体で一致しないのは当然である。

ここで用いた両供試体は、サンプリング条件およびその乱れの程度は全く同じであると考えられ、その相違点は三軸供試体の軸方向が自然地盤の鉛直方向か水平方向かの違いのみである。このことと上述の実験結果を併せて考えると、本砂質地盤は等方的な構造状態ではなく、鉛直方向よりも水平方向に変形しやすいという土粒子の定方向配列(図-6参照)による構造異方性を有しているものと推定される。またこのような構造異方性による液状化強度の差は、決して無視できないことが自然砂質地盤においても指摘できることを、本実験結果は示している。

Odaの研究<sup>4)</sup>や既報の文献<sup>3)</sup>において、室内で人工的に詰めた砂にも、本研究で明らかにした自然砂と類似の構造異方性による力学特性の変化が認められているので、一般に砂質土は人工か天然かの区別なく、構造異方性を示すと考えることができる。

## 4-2 再構成試料の液状化特性

### 4-2-1 豊浦砂による検討

非排水繰返しせん断特性は、その堆積構造特性に強く依存することが、種々の準

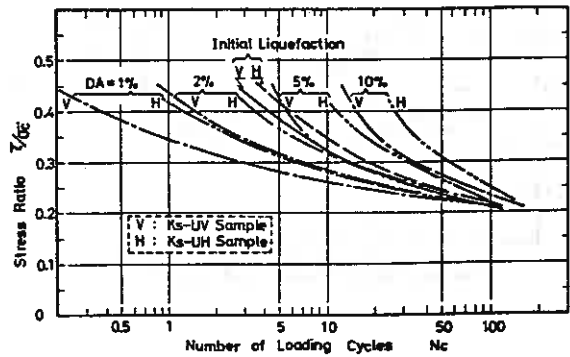


Fig. 13

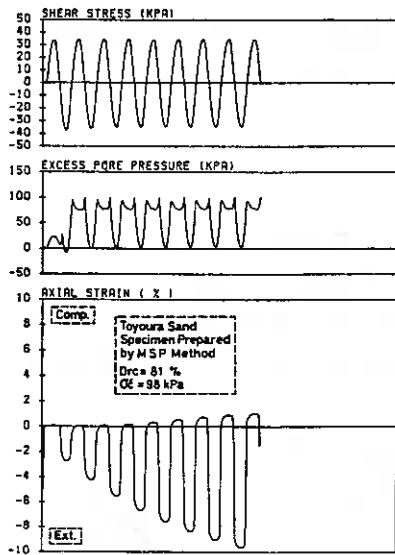


Fig. 14

備方法で再構成した砂供試体に対する繰返しせん断試験によって明らかにされている。ここでは、豊浦砂について行なった試験の結果を例示し、構造異方性の相違による液状化特性の変化状況を述べておくことにする。

図-14, 15は、MSP法<sup>3)</sup>で作製した豊浦砂のせん断応力、軸ひずみ、間隙水圧、有効応力経路および応力-ひずみ関係のタイムヒストリーを示している。MSP法とは、乾燥状態にある砂粒子を7層のふるいを通して大気中で空中落下させて三軸供試体成形モールド内に堆積させる方法なので、砂粒子の長軸が水平方向に配列する傾向が強く卓越し、鉛直軸に関しては軸対称的な異方構造状態にあると考えられている<sup>3)</sup>。この強い構造異方性を反映して、繰返し応力載荷によるひずみおよび発生間隙水圧は、主として伸張側で卓越していることが、図-14, 15より明らかである。MSP供試体のこのような変形特性は、その構造異方性の類似性によって、前述の $K_0$ -UP供試体と良くその傾向が似ていることは注目される。

一方、液状化強度SRもその堆積構造特性に影響されることが、図-16に示されている。ここで、TP, WR供試体は、先述の $K_0$ -TPおよび $K_0$ -WR供試体と同様の準備方法によって再構成されたものである。TPやWR供試体のタイムヒストリーの図示は省略したが、TP供試体はMSP供試体の変形特性に近いものの、WR供試体では全く異なっている。

以上のことから、室内試験において様々な液状化特性を示す供試体を作製することができるといえる。したがって、適切な方法により自然地盤の攪乱試料を再構成することによって、その原位置砂地盤と類似の液状化特性を示す供試体を作製できる可能性が示唆される。

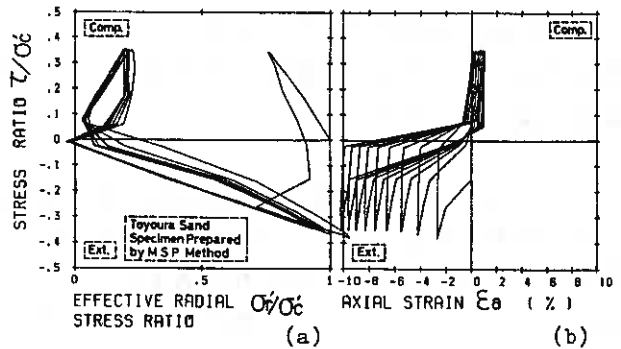


Fig. 15

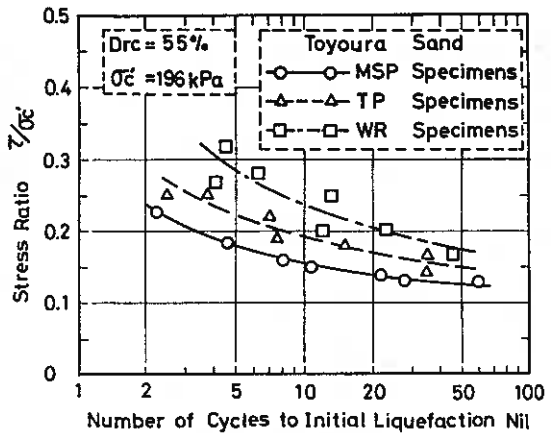


Fig. 16

この可能性を検討するための第1ステップとして、前述のK<sub>s</sub>-砂について通常実施される2つの方法で再構成した供試体の液状化特性を調べた結果について、以下に述べることにする。

#### 4-2-2 再構成したK<sub>s</sub>-砂の液状化特性

K<sub>s</sub>-砂をWR法、TP法で再構成したK<sub>s</sub>-WR、K<sub>s</sub>-TP供試体に対するせん断応力、軸ひずみ、間隙水圧、有効応力経路および応力-ひずみ関係のタイムヒストリーを、図-17、19および18、20にそれぞれ示している。図-17と18を比較することによって、K<sub>s</sub>-WRとK<sub>s</sub>-TP供試体の変形性状の相違を認めることができる。すなわち、

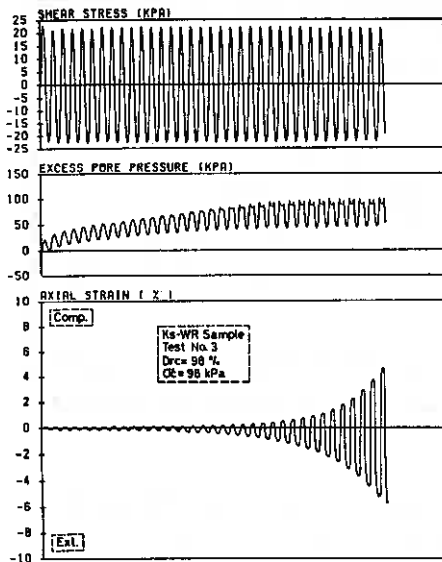


Fig. 17

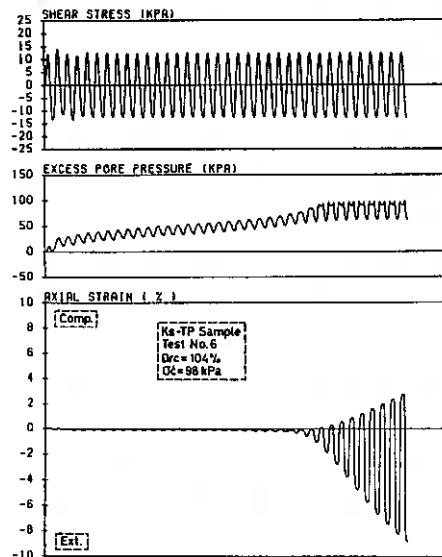


Fig. 18

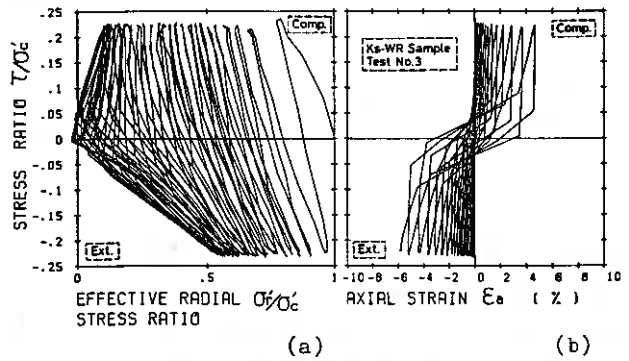


Fig. 19

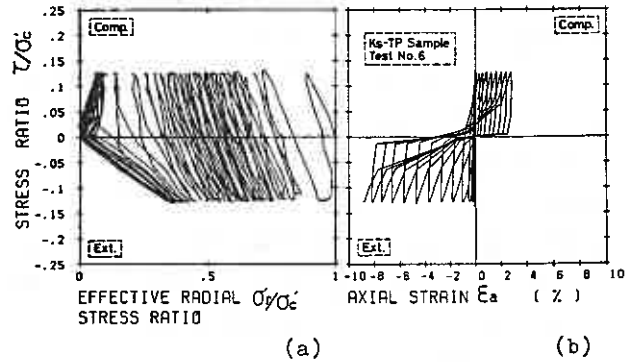


Fig. 20

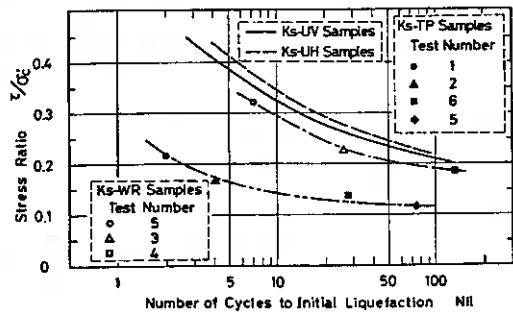


Fig. 21

K<sub>5</sub>-TP 供試体では伸張側に變形が卓越するものの、K<sub>5</sub>-WR 供試体では、圧縮側にかなりの變形が生じている。このような傾向は、発生間隙水圧においても同様であることが、図-19(a)と20(a)の有効応力経路を比較することにより、明らかである。

ここで前述の豊浦砂の議論(特にMSP供試体の變形性状とK<sub>5</sub>-UV 供試体のそれとの類似性)を考慮すると、室内試験で通常用いられるMSP法やTP法による三軸供試体の構造異方性は、K<sub>5</sub>-UV 供試体のそれに類似していることが予想される。そこで再構成した供試体の變形特性を、不攪乱供試体のそれ(図-9, 10)とくらべてみると、繰返し載荷に伴って伸張側の變形が卓越するという点で、K<sub>5</sub>-TPとK<sub>5</sub>-UV 供試体に類似性が見られるものの、繰返し載荷に伴う變形プロセスには大きな相違点が認められることがわかる。すなわち、K<sub>5</sub>-UV 供試体では初期液状化に近づいた後でもひずみが除々に増大していくのに対し、K<sub>5</sub>-TP 供試体では初期液状化に近づくとき急激にひずみが増大するのである。このことは、これらの構造特性とは異なる状態にあるK<sub>5</sub>-UHとK<sub>5</sub>-WR 供試体についても同様であることから、再構成供試体と不攪乱供試体の圧密(堆積)時間の相違にもとづくものであろう。

自然砂地盤は、きわめて長時間にわたって堆積していること、また細粒分の存在(K<sub>5</sub>-砂では2.7%)によるセメンテーション効果など今後解明されねばならない問題を含んでおり、上述の結果はこのような影響によるものと考えられる。すなわち、本試験で再構成した供試体には、圧密時間が自然砂の堆積時間に比べて極端に短いためにこれらの効果が発揮されていないものと思われるのである。

図-21の液状化強度の比較に示されているように、再構成した供試体の液状化強度は、不攪乱供試体のそれよりも低い値となっている。特に、構造特性がK<sub>5</sub>-UV 供試体のそれに比較的類似していると思われるK<sub>5</sub>-TPの液状化強度が、かなり低い値を呈しているのは意外である。ここで、K<sub>5</sub>-WR 供試体の液状化強度は比較的の不攪乱供試体のそれに近い値を示しているが、その變形プロセスが不攪乱砂のそれと大きく異なる事実を無視して議論するのは早計であらうと思われる。

以上のことから、細粒分を若干でも含有するような自然砂地盤の液状化特性を再現できる室内試験法を確立するためには、その供試体の構造異方性の評価ばかりではなく、自然砂地盤の圧密条件やセメンテーション効果の評価法を詳細に検討する必要があると言えよう。

## 5. まとめ

ブロックサンプリングによって得た不攪乱砂供試体、およびそれを再構成した供試体について非排水繰返し三軸試験を行ない、動態時における自然砂地盤の構造異方性による力学特性の変化の実体、および室内試験での自然砂地盤における液状化特性の再現性の可能性について検討した。得られた結果を要約すれば、以下のとおりである。

- (1) 不攪乱砂の三軸供試体の軸方向が自然砂地盤の鉛直方向あるいは水平方向と一致しているかによって、その液状化特性は非常に異なる。その特徴は、

自然砂地盤の水平方向が三軸供試体の軸方向となる場合に、変形しづらく、高い液状化強度を示していることである。

(2) (1)の事実は、本砂地盤は等方的な構造状態にはなく、鉛直方向よりも水平方向に圧縮しやすいという土粒子の定方向配列による構造異方性を有していることを反映している。室内で人工的に詰められた三軸供試体にも、この自然砂地盤と類似の構造異方性が認められているので、一般に砂質土はその粒子配列構造が人工的に構成されたか、あるいは自然状態で構成されたかの区別なく、構造異方性を有した状態にあると考えることができる。

(3) 室内試験で通常用いられる作製法によって再構成した供試体の非排水繰返し三軸試験の結果から、適切な作製法を採用することによって自然砂地盤にみられる構造異方性をかなり再現しているような供試体を作製できる可能性が示された。また、自然砂地盤に存在するセメンテーション効果などを室内実験で再現することの重要性が指摘された。

### あとがき

今後は物性の異なる不攪乱砂試料を用いて試験を行ない、自然砂地盤の液状化特性の推定法を明らかにしていくつもりである。最後に本研究について、種々ご指示いただいた本学北郷 繁教授、ならびに実験・データ整理にご協力いただいた本学工藤 豊技官および4年目斉藤義浩、山下彰司両君に謝意を表す。なお、不攪乱試料の採取については北海道開発局港湾部、ならびに釧路開発建設部の関係諸氏にご協力いただいた。記して謝意を表す。

### 参考文献

- 1) 三浦・土岐・三浦(均) (1982): "サンプリングおよび凍結による砂の変形・強度特性の変化," 第17回土質工学研究発表会概要集, pp. 325-328.
- 2) 土質試験法 (1979): "砂の最大・最小密度試験," 第2編, 第9章, 土質工学会, pp. 172-188.
- 3) Miura, S. and Toki, S. (1982): "A Sample Preparation Method and its Effect on Static and Cyclic Deformation-Strength Properties of Sand," Soils and Foundations, Vol. 22, No. 1, pp. 61-77.
- 4) Oda, M. (1972): "Initial Fabrics and Their Relations to Mechanical Properties of Granular Materials," Soils and Foundations, Vol. 12, No. 1, pp. 17-36.

繰返し応力条件下における飽和砂の硬化特性(才2報)

北大工学部	(西)	○ 稻	直美
〃	(ウ)		土岐 梓介
〃	(カ)		三浦 清一

### 1. はじめに

前報<sup>1)</sup>で著者らは、排水繰返し応力条件下における砂の降伏および硬化特性を実験的に調べた結果を報告した。更に、この結果をもとに、弾塑性理論を用いて誘導した砂の応力～ひずみ関係式を排水繰返し応力条件に拡張<sup>2)</sup>する方法を示した。それによると、いくつかのパラメータを用いて排水繰返し応力条件下における砂の応力～ひずみ～ダイレイタンシー挙動をある程度近似できることがわかった。

さて、上述の応力～ひずみ関係式を、地震などによって引き起こされる液状化のような非排水条件における繰返し応力載荷問題に適用するには、関係式における全体積ひずみ増分  $d\varepsilon_v$  を0とおいて非排水条件におきかえればよいと考えられる。しかし、砂の応力～ひずみ関係におよぼす過圧密履歴の影響、繰返し条件設定のため導入したパラメータをどのようにして精度よく簡単な試験から求めるかなどの問題も残っている。

そこで、本報告ではまず、排水繰返し応力条件で誘導した応力～ひずみ関係式を非排水条件におきかえ、適当なパラメータを設定して非排水繰返し応力条件下の有効応力経路およびせん断ひずみを計算した結果について述べる。更に、得られた予測式の問題点を整理し、それをふまえた上で実施した種々の非排水繰返し応力条件下における実験結果について考察した。本研究から、非排水繰返し条件下における本質的な弾塑性応力～ひずみ関係式を確立するためには、用いられる種々の基本仮定が実験的に十分吟味される必要のあることが示された。

### 2. 試料および供試体作製法

実験に用いた砂は豊浦標準砂<sup>3)</sup>で、この砂の物理定数は、 $G_s = 2.65$ ,  $e_{max} = 0.992$ ,  $e_{min} = 0.625$ である。

供試体はすべて多重ふるい落下法(MSP法)<sup>4)</sup>で作製した。この作製法は、乾燥砂を7層のふるいを通して空中落下させることにより供試体を作製する方法で、均質で再現性の良い供試体を広範囲の相対密度にわたって供給しうるものである。

### 3. 試験方法と試験の種類

試験は通常の三軸試験装置を用いて実施した。三軸試験用供試体の寸法は、径50 mm, 高さ120 mmである。供試体は作製後CO<sub>2</sub>を通し、引き続き脱気水で飽和させた。その後、196 kPaのバックプレッシャーを与えている。以上の方法で作製した供試体を、所定の有効拘束圧 $p'_c$ のもとで30分以上圧密し(このときの相対密度を $D_{rc}$ とする)、その後、以下に示す試験を実施した。

- (1) 全平均主応力一定非排水三軸圧縮および伸張試験
- (2) 〃 過圧密非排水三軸圧縮および伸張試験



(3) 全平均主応力一定非排水繰返しせん断試験

ただし、試験はすべて応力制御で実施した。

本研究で用いた応力、ひずみのパラメータは次のように定義されている。

$$\left. \begin{aligned} q &= |\sigma_a - \sigma_r| & p' &= \frac{1}{3}(\sigma_a + 2\sigma_r) & \eta &= \frac{q}{p'} \\ \gamma &= \frac{2}{3}|\epsilon_a - \epsilon_r| & \epsilon_v &= \epsilon_a + 2\epsilon_r & p &= p' + u \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

ここで、 $\sigma_a$ ,  $\sigma_r$  はそれぞれ軸方向、側方向有効主応力、 $\epsilon_a$ ,  $\epsilon_r$  はそれぞれ軸方向、側方向主ひずみで圧縮を正とする。また、 $u$  は間隙水圧である。

4. 非排水繰返し応力条件下における砂の応力～ひずみ関係

前述のように、著者は、弾塑性理論を用いて排水繰返し応力条件下における砂の応力～ひずみ～ダイレイタンシー挙動をある程度近似できることを示した。また、それを非排水条件におきかえる際の問題点を指摘した。そこで、ここではいくつかの仮定を用いて、排水条件で得られた関係式を非排水条件におきかえる。

まず、非排水条件では常に  $d\epsilon_v = 0$  であるから、次式が成立する。

$$(d\epsilon_v)_c + (d\epsilon_v)_s = -(d\epsilon_v)_c - (d\epsilon_v)_s \quad (2)$$

ただし、 $d\epsilon_v$ ,  $d\epsilon_v^e$  はそれぞれ、塑性体積ひずみ増分、弾性体積ひずみ増分を表わし、サブスクリプト  $c$ ,  $s$  はそれぞれ、圧密成分、せん断成分を表わす。

ここで、それぞれの体積ひずみ増分の具体形を以下に示す。まず、圧密による体積ひずみ増分は、(3)および(4)式で与えられる。

$$(d\epsilon_v)_c = k(l-n) \left( \frac{p'}{p_c'} \right)^{l-n} \frac{dp'}{p'} \quad (3)$$

$$(d\epsilon_v)_c = k \left\{ l \left( \frac{p'}{p_c'} \right)^l - (l-n) \left( \frac{p'}{p_c'} \right)^{l-n} \right\} \frac{dp'}{p'} \quad (4)$$

ただし、 $k$  は等方圧密（圧密圧力  $p_c'$ ）終了時の  $\epsilon_v$ 、 $l, n$  は  $\ln p' \sim \ln \epsilon_v$  関係の載荷、除荷曲線の傾きである。

一方、せん断による体積ひずみ増分は、(5)～(7)式で表わせる。

$$(d\epsilon_v)_s = \frac{C_d}{p'} \left\{ \left( \frac{p'}{q^*} \right)^{\frac{1-B}{B}} + C_d \cdot m \cdot A^{\frac{1}{B}} (1-B)(\eta - \eta_0) \right\}^{\frac{B}{1-B}} (m - \eta) d\eta \quad [B \neq 1] \quad (5)$$

$$(d\epsilon_v)_s = \frac{C_d}{p'} \left( \frac{p'}{q^*} \right) \exp \left\{ C_d \cdot m \cdot A (\eta - \eta_0) \right\} (m - \eta) d\eta \quad [B = 1] \quad (6)$$

$$(d\epsilon_v)_s = - \frac{d\eta}{D_e} \quad (7)$$

ただし、 $C_d, m$  はそれぞれ、 $\eta \sim d\epsilon_v/dp'$  関係を直線近似したときの傾きと切片、 $A, B$  はそれぞれ、硬化関数  $k_s \sim$  塑性ひずみ仕事  $W^p (= C_d \cdot m \int p' d\gamma^p)$  関係を両対数紙上で直線近似したときの  $W^p = 1$  における切片と傾きである。また、 $q^* = (dq/d\gamma^p)_{\eta=\eta_0}$ 、 $\eta_0$  は硬化開始時の  $\eta$ 、 $D_e$  は定数である。

いま、簡単のため、

$$F_1(p') dp' = (d\varepsilon_v^c)_c + (d\varepsilon_v^s)_c \quad \text{--- (8)}$$

$$F_2(p', \eta) d\eta = (d\varepsilon_v^c)_s + (d\varepsilon_v^s)_s \quad \text{--- (9)}$$

とおくと、(2)式は

$$F_1(p') dp' = -F_2(p', \eta) d\eta \quad \therefore \frac{dp'}{d\eta} = -\frac{F_2(p', \eta)}{F_1(p')} \quad \text{--- (10)}$$

と書くことができる。ただし、(5)、(6)式の  $G^*$  および圧縮側における  $A$  の拘束圧依存性は、実験にもとづき、

$$G^* = G_0 \left(\frac{196}{p'}\right)^{0.5} \quad \text{--- (11)} \quad A = A_0 \left(\frac{196}{p'}\right)^{0.8} \quad \text{--- (12)}$$

で評価した。ここで、 $A_0$ 、 $G_0$  は  $p' = 196 \text{ kPa}$  での  $A$ 、 $G^*$  である。

(10)式は、 $(p', \eta)$  平面上における有効応力径路を微分形式で表わしたものである。これを任意の初期応力条件のもとで積分すれば、非排水せん断時における有効応力径路の予測が可能となる。また、非排水条件におけるせん断ひずみ  $\gamma$  の予測式は、排水条件下のそれと同じ形をもつ。

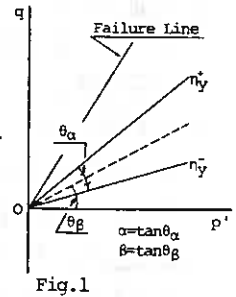
次に、排水繰返し応力条件で導入した移動硬化、および  $A$ 、 $G^*$  をせん断履歴の関数とする考え方について簡単に述べておく。

(1) 繰返し応力条件下における降伏関数は次式で表わせる。

$$f = \eta - \eta_y^* = 0 \quad \text{--- (13)}$$

$\eta_y^*$  は硬化パラメータで、図-1に示すように  $\eta_y^*$  と  $\eta_y$  で囲まれた領域が弾性領域を表わしている。この弾性領域の大きさは次式の  $\alpha$  で評価できるものとする。

$$\alpha = \alpha_0 + \frac{\alpha_f \xi_0 \gamma^p}{\alpha_f + \xi_0 \gamma^p} \quad \text{--- (14)}$$



ただし、 $\alpha_0$ 、 $\alpha_f$ 、 $\xi_0$  は定数で、それぞれ、せん断初期における弾性領域の大きさ、最終的な弾性領域の大きさ、および弾性領域拡大の割合を表わす。

(2) 硬化関数  $h_s$  に含まれるパラメータ  $A$ 、 $G^*$  は、2サイクル目以降、繰返しせん断履歴の影響を受け、次式のように書けると仮定する。

$$A = A_0 \exp\{c(N-1)\} \quad \text{--- (15)}$$

$$G^* = G_0 \exp\{d(N-1)\} \quad \text{--- (16)}$$

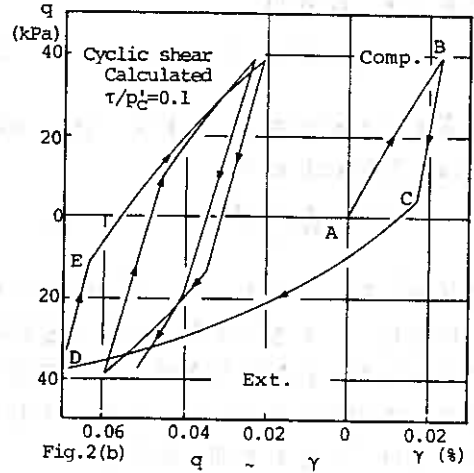
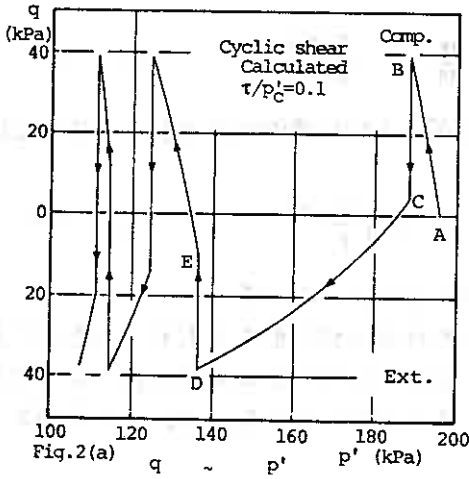
ここで、 $c$ 、 $d$  は定数、 $N$  は  $N$  サイクルを意味する。

なお詳細は参考文献2)を参照されたら。

以上の考え方が非排水繰返し応力条件にも適用できると仮定し、有効応力径路およびせん断ひずみを計算したものを図-2に示す。ただし、図中の  $\widehat{AB}$ 、 $\widehat{CD}$  など降伏後の有効応力径路は(10)式を用いて計算した。また、弾性領域である  $\widehat{BC}$ 、 $\widehat{DE}$  などでは間隙水圧の発生はないと考えた。この計算結果を実測値(図-3参照)と比較すると、計算値は実測値の傾向を比較的よく表わしているものの、間隙水圧および  $\gamma$  の発生を過大に評価していることがうかがわれる。これは、過圧密履歴の影響を考慮していないこと、繰返しせん断履歴の取り入れ方に検討の余地があることなどが主たる原因と考えられる。ただし、計算に用いたパラメータの値は表-1に

Table 1 Model parameters for Toyoura sand

	$C_d$	$m$	$A$	$B$	$G^*$	$c$	$d$	$\bar{G}$	$D_e$	$\alpha_0$	$\alpha_r$	$\xi_0$	$k$	$l$	$n$
Comp	1	1.16	2.5	1.57	1500	-0.07	0.15	1500	3400	0	0.5	5	0.41	0.7	0.2
Ext	1.33	0.88	5	1	570	-0.5	0.8								



示す通りである。

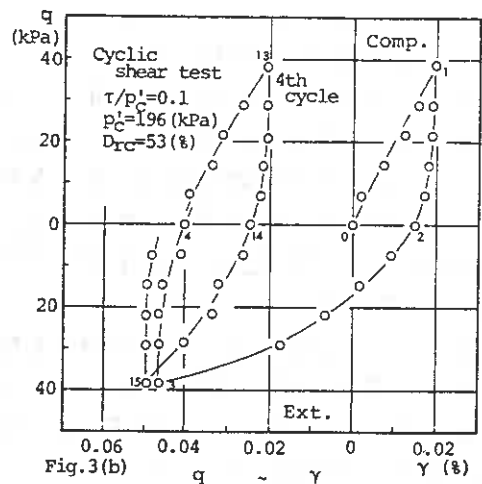
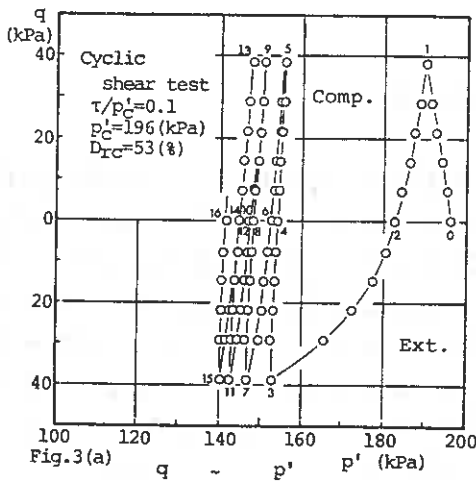
そこで、非排水繰返し応力条件において、砂は、有効拘束圧減少によるある種の過圧密履歴とせん断履歴を受けながら変形するという考えに立ち、非排水条件で種々の実験を行い、砂の硬化特性を調べた結果について報告する。

## 5. 実験結果と考察

### 5-1. 繰返し応力条件下における砂の硬化特性

図-3は、繰返しせん断試験から得られた  $q \sim p'$  関係および  $q \sim \gamma$  関係の一例を示したものである。

まず、有効応力経路に着目すると、間隙水圧が1サイクル目で最も顕著に発生しているのが認められる。この量は、初期有効拘束圧の約20%にも達しており、その後、繰返し回数  $N$  の増加につれて発生する間隙水圧の量は徐々に小さくなっていく。一方、せん断ひずみ  $\gamma$  に着目すると、明瞭なヒステリシスがみられ、1サイクル目



のものが最大である。これらの挙動は、排水繰返し応力条件下の体積ひずみおよびの発生特性と同様の傾向を示している。

そこで、非排水繰返し応力条件下における間隙水圧 $u$ の発生特性を定量的に把握するため、応力載荷時の間隙水圧発生量 $\Delta u_e$ 、応力除荷時の間隙水圧発生量 $\Delta u_u$ を調べた。

図-4は、 $N \sim \Delta u_e$ 関係のグラフである。上述したように、1サイクル目の載荷時に発生する $\Delta u_e$ が最も大きく、伸張側の $\Delta u_e$ は圧縮側のそれと比べてかなり大きい。これは先に示したMSP供試体の構造異方性によるところが大きいと考えられる。また、2サイクル目以降の $|\Delta u_e|$ は小さいが、伸張側で、 $\Delta u_e > 0$ 、圧縮側で $\Delta u_e < 0$ という傾向がみられる。

次に、除荷時に発生する間隙水圧 $\Delta u_u$ に着目する。図-5に示すように、 $\Delta u_u$ の値はNにかかわらず圧縮側および伸張側でほぼ一定値を示す。しかし、 $\Delta u_e$ とは逆に、圧縮側で $\Delta u_u > 0$ 、伸張側で $\Delta u_u < 0$ という傾向がみられる。つまり、2サイクル目以降における間隙水圧の蓄積は、主として圧縮側の除荷過程から伸張側の載荷過程でもたらされていると考えられる。

この事実は、応力除荷時にも、排水条件下の塑性体積ひずみに対応する正の間隙水圧が発生していることを意味するから、移動硬化の考え方が必要なことを示している。一方、伸張側の除荷過程から圧縮側の載荷過程で発生する間隙水圧が負であるという現象は(7)式で示した弾性タイラテンシーを考慮すると説明可能と思われる。つまり、伸張側の除荷過程から圧縮側の載荷過程にかけて発生する間隙水圧には、塑性体積ひずみによるものより弾性体積ひずみによるものの方が卓越すると考えれば、(7)式より、 $d\eta > 0$ に対して $d\epsilon^e < 0$ であるから、これに対応する発生間隙水圧は負となる。

以上のように、非排水繰返し応力条件下における砂の間隙水圧およびせん断ひずみ発生特性は、全体として、前報で述べた排水条件下の体積ひずみおよびせん断ひずみ発生特性とほぼ類似した傾向を示している。しかし、非排水繰返し応力条件下では、繰返し載荷に伴う間隙水圧の蓄積による有効拘束圧減少のため砂が一種の過圧密状態にあると考えられるので、過圧密履歴を受けた砂の硬化特性を調べる必要がある。そこで、以下にその実験結果を述べる。

### 5-2. 過圧密履歴を受けた砂の硬化特性

図-6および7は、先行圧密圧力 $p'_0 = 196 \text{ kPa}$ のもとで過圧密比OCRを変化させて行った非排水三軸圧縮および伸張試験の結果を示したものである。図中には、圧密圧力 $p'_0$ および過圧密砂(OCと略す)と同じ圧密圧力をもつ正規圧密砂(NCと略す)の結果もあわせて示した。また、MSP供試体を用いた側圧一定非排水三

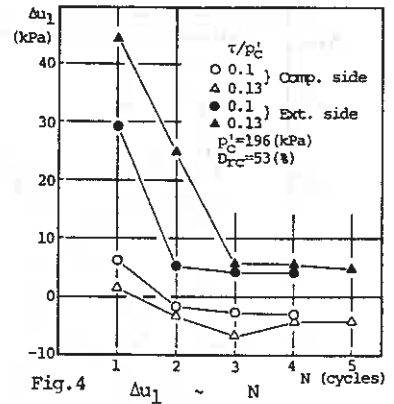


Fig. 4

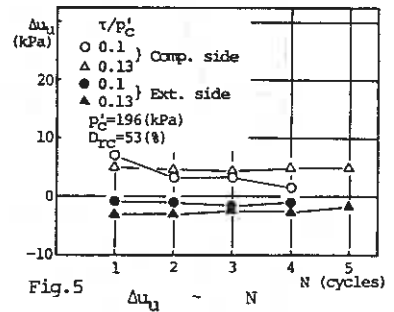
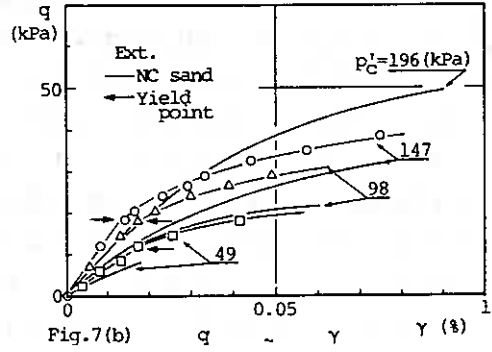
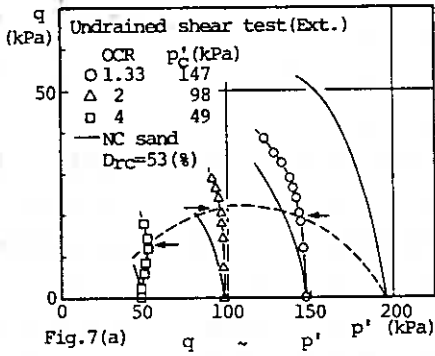
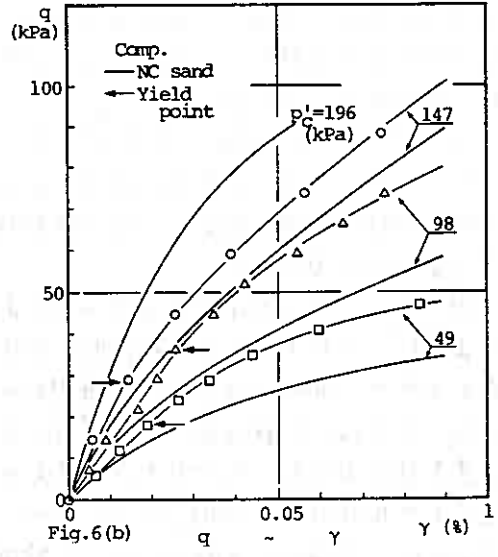
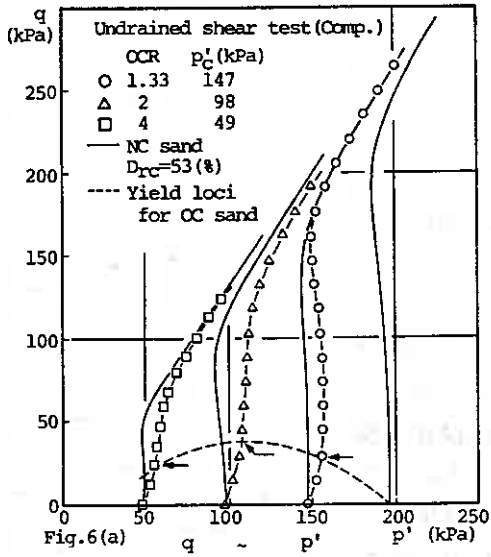


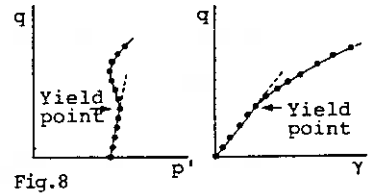
Fig. 5



軸伸張試験<sup>4)</sup>から、その有効応力径路は破壊線に沿って原点に向う径路となることがわかっており、本試験のような応力制御試験では、図に示す範囲での有効応力径路しか得られない。図より明らかのように、過圧密履歴が加わると変形初期における間隙水圧およびせん断ひずみの発生がおさえられることがわかる。しかし、圧縮試験による有効応力径路をみると、変形が大きくなるにつれ過圧密履歴の影響は消滅し正規圧密砂の挙動に近づく傾向がうかがわれよう。以上の結果は、同様な試験を行った石原ら<sup>6)</sup>、西<sup>7)</sup>のそれと一致している。

次に、 $q \sim p'$ 関係および $q \sim \gamma$ 関係の初期部分において、それらの関係が直線関係から離れ始める点(図-8参照)を降伏点と考え、図中に矢印で示した。それぞれの関係から決定した降伏点はほぼ一致している。

さて、図-6(a)および7(a)における点線は、上述した方法で求めた過圧密砂の降伏点をなめらかに結んだものである。この点線は、先行圧密圧力 $p'_c=196$  kPaとする過圧密砂の降伏軌跡と考えることができる。その形は、 $p'_c$ を通るレムニスケート



(連珠線)

$$(p' + q')^2 = p_0'^2 (p'^2 - q'^2) \quad \text{--- (17)}$$

に近い形状を有しており、正規圧密砂で考えられる原点を通る  $\eta = \text{一定}$  線という形の降伏曲線とは大きく異っている。

次に、図-6 (a) に示す有効応力径路における最大曲率点 ( $P_m$  点) に着目する。図-9 および 10 は、 $(p', q')$  平面上における  $P_m$  点の位置および  $P_m$  点における間隙水圧  $u_m$  と  $p'_m$  ( $P_m$  点の  $p'$ ) の関係を示したものである。

図-9 をみると、 $P_m$  点は、有効拘束圧、OCR によらない原点を通る一本の直線上にあることがわかる。この直線の傾きを  $m$  とすると、これは排水試験における最大体積ひずみ  $e_{vmax}$  と与える応力比  $\eta$  に相当すると考えられる。しかし、非排水試験から得られた  $m = 1.04$  という値は、排水試験のそれ ( $m = 1.16$ )<sup>2)</sup> より小さくなっている。この事実はダイレイタンシー特性の応力径路依存性にもとづくものであって、一般に、せん断あるいは異方圧密中に体積膨張 (正のダイレイタンシー) するまでは、 $\phi_d > \phi'$  となり両者は一致しないことに符合している。また、 $P_m$  点は、非排水繰返し応力条件下における砂の応力  $\sim$  ひずみ関係をモデル化するとき液状化を規定する点と考える<sup>2)</sup> ことがあり、上述のように、 $m$  値が有効拘束圧、OCR の影響を受けない事実が重要であると思われる。

一方、図-10 に示した  $u_m \sim p'_m$  関係を見ると、 $u_m$  は有効拘束圧に依存していることがわかる。正規圧密砂の  $u_m$  は、 $p'_m$  の減少につれて小さくなる傾向にあり、排水試験における  $e_{vmax}$  と  $p'$  の関係<sup>2)</sup> に対応している。しかし、過圧密砂の  $u_m$  は常に負であり、OCR の増大につれて  $|u_m|$  も大きくなる傾向にある。

次に、 $\eta \sim \gamma$  関係の初期接線係数  $G$  と  $p'_c$  の関係を示したのが図-11 である。一般に言われているように、 $G$  は  $p'_c$  の減少とともに小さくなる傾向を示している。また、過圧密砂の  $G$  は、正規圧密砂のそれに比べて大きいことがわかる。

以上述べてきたように、過圧密砂では正規圧密砂に比べて、変形初期における間隙水圧およびせん断ひずみの発生が小さいことから、過圧密履歴の影響は、あるせん断レベルまでは変形を抑制するように働くことがわかった。つまり、過圧密砂は正規圧密砂に比べてより硬化した状態にあると言えよう。

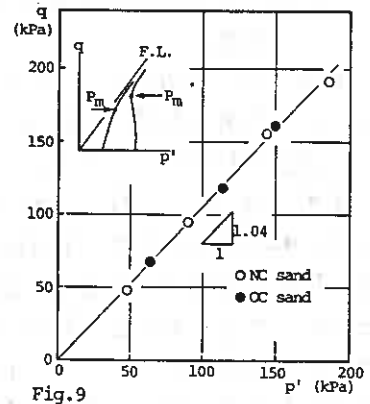


Fig.9

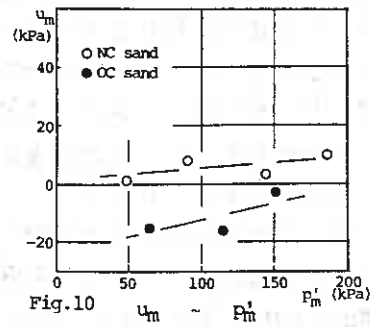


Fig.10

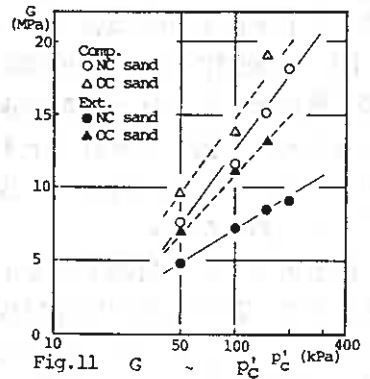


Fig.11

### 5-3. せん断履歴を受けた砂の硬化

#### 特性

本節では、非排水条件下における繰返しせん断履歴の影響を調べるために実施した試験の結果について述べる。

まず、図-12は、図-3に示した繰返しせん断試験の有効応力径路から載荷過程に相当する部分だけを取り出して示したものである。各々の有効応力径路は、 $OCR = p'_c/p'_i$  (ただし、 $p'_c = 196 \text{ kPa}$ 、 $p'_i$ はそれぞれの応力径路と  $p'$  軸の交点の  $p'$ ) なる過圧密履歴を受けていると考えられるので、図には、前節で求めた過圧密砂の降伏曲線と  $p'_c = 147 \text{ kPa}$  における正規圧密砂の有効応力径路もあわせて示した。この図をみると以下に述べる非常に興味深い点に気がつく。

(1) 圧縮側の有効応力径路に着目すると、過圧密砂の降伏曲線に達しても、有効応力径路は直線から離れ始める傾向をみせない。つまり、降伏点は過圧密のそれよりも更に上方に位置している。

(2) 圧縮側に対して、伸張側の有効応力径路は、正規圧密砂のそれに比べて間隙水圧の発生は抑制されているものの、図中の矢印で示すように降伏点が決定できる。しかし、その降伏点も過圧密砂の降伏点とは必ずしも一致しない。

以上の2点から理解できるように、非排水繰返し応力条件下における砂の硬化特性には過圧密履歴の影響が現われているが、その降伏は、過圧密砂の降伏曲線では規定できない。この事実は、非排水繰返し応力条件下におけるせん断履歴が砂の降伏、硬化特性に大きな影響を与えることを示唆するものである。

そこで、図-13に、非排水条件で繰返しせん断履歴を受けた砂の有効応力径路を示す。図において、 $\circ$ 印で示す有効応力径路は、 $p'_c = 147 \text{ kPa}$  のもとで正規圧密した砂に実線で示す3サイクルの非排水せん断履歴を与え、再圧密 ( $p'_c = 147 \text{ kPa}$ ) したのち、非排水三軸圧縮試験を実施したものである。せん断履歴を与える前の圧密圧力と同じ圧力で再圧密したのであるから、その後のせん断過程では、繰返しせん断履歴の影響だけが現われると考えられよう。

図-13(a)は、繰返し応力振幅  $q_c = q_E = 20 \text{ kPa}$  ( $\tau/p'_c = 0.05$ ) の比較的小さいせん断

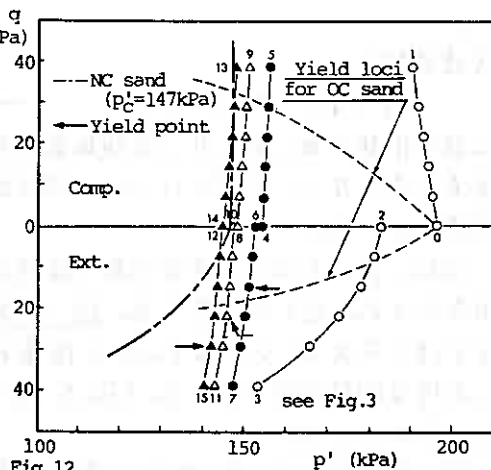


Fig. 12

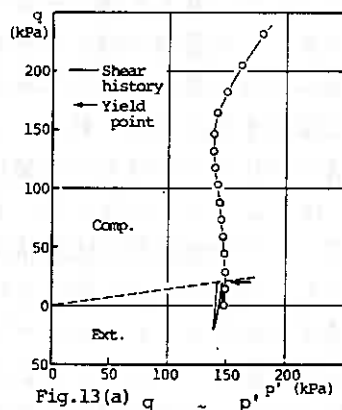


Fig. 13(a)

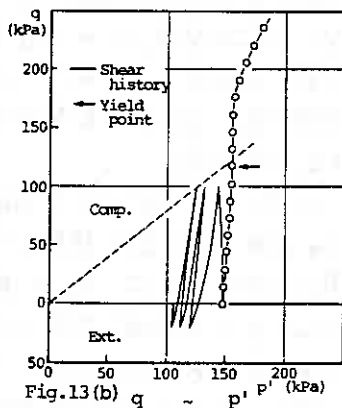


Fig. 13(b)

履歴を与えたものである。その後の有効応力径路は、履歴を受けないもの（実線の1サイクル目における圧縮過程）に比べ間隙水圧の発生がわずかに小さくおさえられている。次に、図-13(b)は繰返し応力振幅 $q_c=100\text{ kPa}$ 、 $q_e=20\text{ kPa}$ の圧縮側で大きな振幅をもつせん断履歴を与えた例である。せん断履歴を受けないものとの差は明らかである。また、図-13(a), (b)には、5-2.で述べた方法で求めた降伏点の位置、および繰返し載荷中に砂が圧縮側で受けた最大有効応力比をそれぞれ矢印と点線で示した。図から、矢印の点は、砂が圧縮側で以前に受けた最大有効応力比にほぼ一致することがうかがわれる。

以上のように、実施した試験の範囲で、繰返しせん断履歴は過圧密履歴と同様に、せん断初期における間隙水圧の発生を抑制するように働くと考えられ、降伏点は、以前に受けた最大の有効応力比でほぼ決定できる。

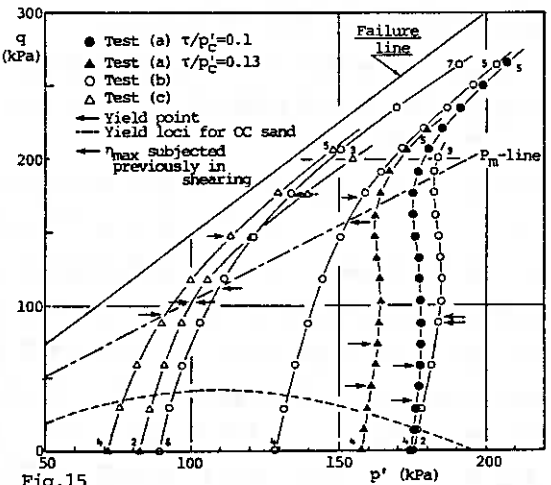
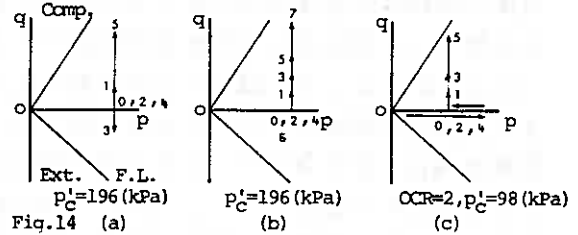
次に、図-14に示す全応力径路で実施した試験の結果をもとにせん断履歴の影響について調べてみた。図中の番号は応力載荷の順序を示している。これらの試験から得られた有効応力径路を図-15に示す。ただし、図-14(a)の試験については4→5、(b)および(c)の試験については、2→3、4→5などの再載荷過程に対応する有効応力径路だけを示してある。いま、図-15における各々の径路は、種々のせん断履歴と有効拘束圧の減少に伴う過圧密履歴を受けた砂の有効応力径路であると解釈すれば次の諸点が明らかである。

(1) 過圧密履歴とせん断履歴を同時に受けた砂の降伏点（図中の→）は過圧密砂の降伏曲線（図中の点線）で規定できない。

(2) ○印(2→3)と●印で示された径路を比較してわかるように、同程度の過圧密履歴を受けても、以前のせん断履歴によってその後の降伏特性は異なる。

(3) 過圧密およびせん断履歴を同時に受けても、その後の有効応力径路上における $P_m$ 点の位置は、過圧密砂と正規圧密砂で決めた $P_m$ 線（図中の一点鎖線、図-9参照）上にある。つまり、 $m$ 値は、過圧密のみならずせん断履歴の影響も受けない。

(4) (b)および(c)の試験における任意の再載荷過程（図中の○および△）の降伏点は、以前に受けた最大の有効応力比を $\eta_{max}$ （図中の→で示される点における $\eta$ ）とすれば、 $\eta_{max} < m$ のときは $\eta_{max}$ 、 $\eta_{max} \geq m$ のときは $m$ でそれぞれ決まる。しかし、(a)の試験のよう





に、圧縮・伸張のせん断履歴を受けた後の降伏は $\eta_{max} < m$ であっても $\eta_{max}$ では決まらない。

以上のように、せん断履歴の影響は、基本的には過圧密履歴のそれと同じものであるとみなしてよいと考えられる。しかし、せん断履歴の影響を定量的に表現するためには、繰返し振幅、繰返し回数などの影響を更に詳しく系統的に調べる必要がある。また、今回の議論は主として圧縮側に限られていたが、MSP供試体では、伸張側における間隙水圧発生量が圧縮側のそれに比べて非常に大きいことを考えると、液状化が伸張側の発生間隙水圧に支配されることが予想される。そこで、液状化過程をモデル化するためには、伸張側での詳細な議論が更に必要であると思われる。

## 6. おわりに

非排水繰返し応力条件下における飽和砂の変形は、繰返し载荷に伴うせん断履歴と、有効拘束圧の減少による一種の過圧密履歴の影響を受けるとみなして議論を進めてきた。得られた結果をまとめると以下の様である。

(1) 一般的には、非排水繰返し応力条件下の間隙水圧およびせん断ひずみの発生特性は、排水繰返し応力条件下の体積ひずみとせん断ひずみの発生特性と類似した傾向を示している。

(2) 過圧密履歴の影響は、主として変形の初期部分に現われ、間隙水圧およびせん断ひずみの発生をおさえる。

(3) 実施した試験の範囲で、非排水条件下における繰返しせん断履歴は、過圧密履歴と同様な影響をもたらす。そのため、過圧密およびせん断履歴を同時に受けた砂の降伏は、過圧密砂の降伏曲線(図-6参照)では規定できないようである。

以上の結果を、4で議論した液状化のモデル化に適用するためには、上述したように伸張側の議論が不足していると思われる。しかし、本研究で得られた結果は、非排水繰返し応力条件下における砂の降伏および硬化に関する有益な情報を与えていると考えられる。そこで、今後は、伸張側に関する試験を実施し、これらの結果を用いて、より本質的な非排水繰返し応力条件下における砂の応力～ひずみ関係のモデル化を試みるつもりである。

最後に、本研究について種々御教示頂いた北郷 繁教授ならびに実験およびデータ整理に多大の協力を得た本学4年目 市川 淳、植田康宏の両君に謝意を表す。

## 〈参考文献〉

- 1) 土岐・三浦・稲 (1982) : 道支部技術報告集, 才22号, PP. 33~42
- 2) " (1982) : 北海道大学工学部研究報告, 才111号, PP. 13~23
- 3) 土質工学会編 (1979) : 土質試験法, 才2回改訂版
- 4) Miura, S. and Toki, S. (1982) : Soils and Foundations, Vol. 22, No. 1, PP. 62~77
- 5) 三浦・土岐・成田 (1981) : 才36回土木学会年次学術講演会概要集, PP. 29~30
- 6) Ishihara, K. and Okada, S. (1978) : Soils and Foundations, Vol. 18, No. 1, PP. 51~66
- 7) 西 (1982) : 土木学会論文報告集, 才319号, PP. 115~128
- 8) 三浦・土岐・成田 (1980) : 才35回土木学会年次学術講演会概要集, PP. 29~30

### 三主応力下における砂の排水せん断特性のモデル化

北海道大学工学部・三浦 清一  
北海道大学工学部 土岐 祥介  
北海道大学大学院〇三浦 均也

1. まえがき 近年、土に特有なダイレイタンスーなどの現象を予測できる応力～ひずみ関係式が提案されるようになってきた。しかし、それらの多くは等方的な構造を有する土や、限られた応力条件に対するものである。実際の地盤は堆積過程などにおいて形成される異方的な構造を有することが多く、かつ、相異なる三主応力の状態にある場合が普通である。このようなことを考えると、相異なる三主応力条件下にある異方性土の応力～ひずみ関係式を確立することは重要なことであると思われる。そこで、本論文では、これまでに三浦ら<sup>1)2)</sup>が提案した砂の弾塑性応力～ひずみ関係式を、初期異方構造を有し、かつ、一般応力条件下にある砂にも適用できるように拡張した。誘導した応力～ひずみ関係式は実験値を良く説明できることが示されている。

2. 応力とひずみの表示 重力の影響を受けて堆積した砂粒子の異方配列構造を有する要素を考える(図-1)。直交座標系は堆積方向と一致する方向をZ方向とし、対応する主応力および主ひずみ増分は図に示したとおりである。ただし、本論文では、応力はすべて有効応力である。

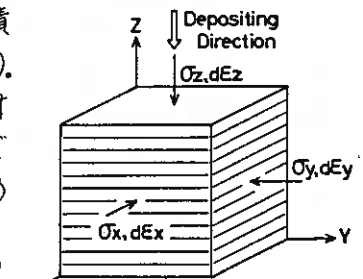


Fig.1. Anisotropic sand element and definition of principal stress and strain

主応力空間において、正八面体面に垂直、平行な応力成分をそれぞれ平均主応力、せん断応力として定義する(図-2)。

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) \quad (1)$$

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}}\{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2\}^{1/2} \quad (2)$$

なお、図-2において、 $\overline{OO'} = \sqrt{3}p$ ,  $\overline{OP} = \sqrt{3}q$  である。主ひずみ増分についても同様に体積ひずみ増分、せん断ひずみ増分を定義する。

$$d\epsilon_v = d\epsilon_x + d\epsilon_y + d\epsilon_z \quad (3)$$

$$d\gamma = \frac{\sqrt{2}}{3}\{(d\epsilon_x - d\epsilon_y)^2 + (d\epsilon_y - d\epsilon_z)^2 + (d\epsilon_z - d\epsilon_x)^2\}^{1/2} \quad (4)$$

さらに正八面体面上におけるせん断応力の方向を規定するパラメータ $\theta$ を導入する。 $\theta$ は図-3に示すように、 $\sigma_z$ 軸のこの面への投影とせん断応力とのなす角度である。

$$\tan\theta = \frac{\sqrt{3}(\sigma_y - \sigma_x)}{2\sigma_z - \sigma_x - \sigma_y} \quad (5)$$

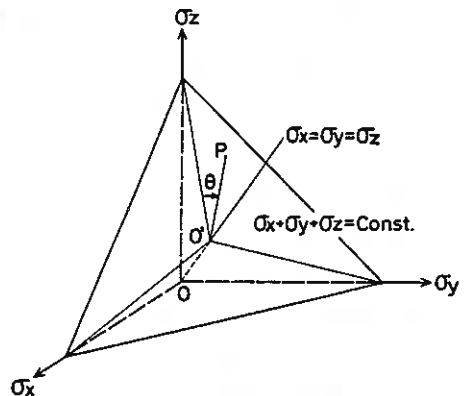


Fig.2. Representation of shear stress system on octahedral plane

また、中間主応力の相対的な大きさを示すパラメータも用いた。 $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  をそれぞれ最大、中間、最小主応力とすると次式となる。

$$b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (6)$$

本論文では、等方圧密終了後、せん断中平均主応力が一定で、かつ、各主応力の相対的な大きさを一定、すなわち、 $\theta = \text{Const.}$  となる応力経路で $\theta$ が単調増加する場合の応力～ひずみ関係について考える。

以下に述べる基本仮定の誘導および得られた関係式の検証には、Yamada & Ishihara<sup>3)</sup>が報告している、異方的な初期構造を有する砂（富士川砂）の相異なる三主応力下の応力～ひずみ関係の実測データを採用した。

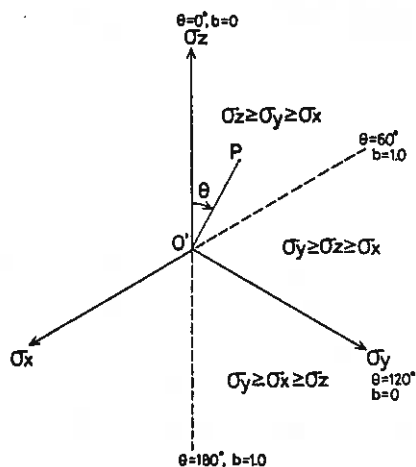


Fig.3. Definition of parameter  $\theta$  and stress paths employed in Yamada and Ishihara's experiment<sup>3)</sup>

3. 一般応力条件下における弾塑性応力～ひずみ関係式の誘導 弾塑性理論では、塑性変形の開始を規定する降伏条件を設定し、その条件を満足する応力状態に至ると塑性変形が進行すると考える。このとき発生するひずみ増分 $d\epsilon_{ij}$ は弾性成分 $d\epsilon_{ij}^e$ と塑性成分 $d\epsilon_{ij}^p$ の和として表わされる。

$$d\epsilon_{ij} = d\epsilon_{ij}^e + d\epsilon_{ij}^p \quad (i, j = 1, 2, 3) \quad (7)$$

ただし、考えている $P = \text{Const.}$ 条件のもとでのひずみは塑性成分が卓越していて、弾性成分を無視できるため、ひずみはすべて塑性ひずみと考えることができる<sup>1)</sup>。

$$d\epsilon_{ij} = d\epsilon_{ij}^p \quad (8)$$

塑性理論に従うと、ひずみ増分は次式によって計算できる<sup>4)</sup>。

$$d\epsilon_{ij} = h \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} \quad (9)$$

ここで、 $f, g, h$ はそれぞれ降伏関数、塑性ポテンシャル関数および硬化関数である。 $f, g, h$ の設定については以下で説明する。

### 3-1. 降伏関数と塑性ポテンシャル関数

降伏関数については、多くの研究者が様々な降伏条件式を提案しているが、ここでは三軸応力条件の場合と同様に仮定した<sup>1)</sup>。

$$f = \tau (= \frac{g}{\rho}) \quad (10)$$

砂の場合は塑性ポテンシャル関数が降伏関数と一致するとみなす。関連した流れ則は採用できないと考えられており、実験的<sup>5)</sup>に検証されている。

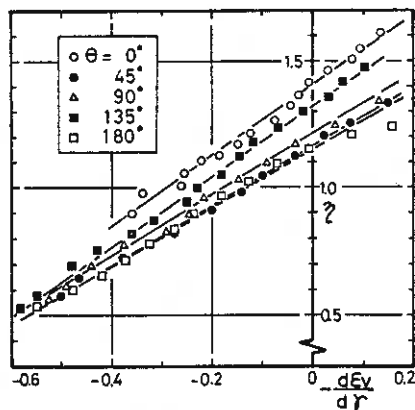


Fig.4. Relationships between plastic strain incremental ratio and stress ratio in any stress paths

ここで、応力比 $\eta$ とひずみ増分比 $d\varepsilon_v/d\varepsilon$ とは直線関係にあり、その関係は応力系によらず成立つことが図-4に示されている。

$$\frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon} = Cd(m-\eta) \quad (11)$$

$Cd, m$  はそれぞれ直線の勾配および切片である。ここで、 $Cd, m$  はともに $b$  値に依存する<sup>2)</sup> ようであるが、 $Cd \cdot m$  は $b$  値によらずほぼ一定であることが図-5よりわかる。

$$Cd \cdot m = \text{Const.} \quad (12)$$

一方、 $m$  値は図-5に示されているように $b$  値と直線関係にはなく、簡単な定式化はむづかしいようである。ところで、Matsuoka<sup>6)</sup> の提案したSMP上における最大体積圧縮点での垂直・せん断応力比 $R (= \tau/\sigma_N)$  at  $d\varepsilon_v = 0$  と $m$  値の関係に着目すると、次式のような関係にある。

$$R = \left\{ \frac{9m - 3m^2 - 2m^2 \cos 3\theta}{27 - 9m + 2m^2 \cos 3\theta} \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (13)$$

ただし、 $\tau/\sigma_N$  は

$$\frac{\tau}{\sigma_N} = \sqrt{\frac{J_1 \cdot J_2 - 9J_3}{9J_3}} \quad (14)$$

$J_1, J_2, J_3$  は応力の $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  不変量である。 $R$  と $b$  の相関を調べると、図-6に示されているように両者には明瞭な直線関係が存在しているので、次式と式(13)から、三軸圧縮・伸張試験で得られる $m$  の値、すなわち $m_C$  と $m_E$  が指定されると一般応力条件下における $m$  値を推定できることになる。

$$R = (b-1)R_C + b \cdot R_E \quad (15)$$

ただし、 $R_C, R_E$  は三軸圧縮・伸張試験に対応する $R$  の値である。

等塑性ポテンシャル面とひずみ増分ベクトルの直交性と式(11)から、塑性ポテンシャル関数 $\varphi$  を以下のように定式化できる。

$$\begin{aligned} \varphi &= \eta + \frac{Cd \cdot m}{1-Cd} (1-p^{Cd-1}) & (Cd \neq 1) \\ \varphi &= \eta + m \ln p & (Cd = 1) \end{aligned} \quad (16)$$

さらに、 $\varphi$  を主応力で偏微分すると次式が得られる。

$$\frac{\partial \varphi}{\partial \sigma_i} = \frac{1}{3p} \left\{ \frac{9}{2\eta} \frac{\sigma_i - p}{p} + Cd(m-\eta) \right\} \quad (17)$$

以上のように、塑性ポテンシャル関数を一般応力条件の場合に拡張することができる。

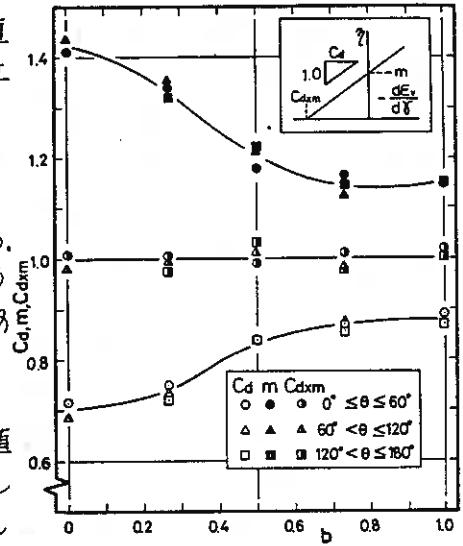


Fig.5. Independency of  $Cd \cdot m$  on  $b$  value

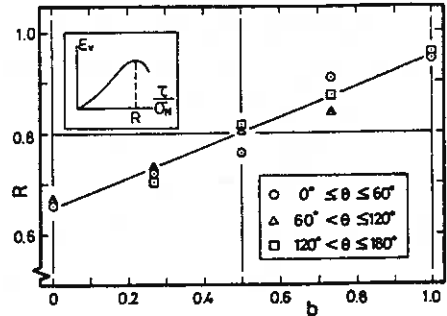


Fig.6. Relationship between stress ratio  $R$  and  $b$

### 3-2. 硬化関数

硬化関数 $n$ は式(9)および式(17)から次のように定式化できる。

$$n = \frac{1}{p} \frac{d\delta}{dn} \quad (18)$$

Frydman<sup>7)</sup>は $n$ を塑性仕事の関数として表わ

せることを実験的に示した。図-7は $n$ と塑性仕事 $W^p$ との関係を示しており、両対数紙上で良い直線関係が認められる。

$$n = A(W^p)^B \quad (19)$$

ここで、 $dW^p = Cd \cdot m \cdot Pd\delta$ であり、 $A, B$ はそれぞれ $W^p = 1.0$ に対応する $n$ の値と直線の勾配である。図-8, 9はそれぞれ $A$ および $B$ と $\theta$ との関係を示している。 $A, B$ はともに砂の初期異方構造の影響を受けていると考えられるが、 $\theta$ と良好な直線関係にあるようである。

$$A = \frac{180^\circ - \theta}{180^\circ} A_c + \frac{\theta}{180^\circ} A_e \quad (20)$$

$$B = \frac{180^\circ - \theta}{180^\circ} B_c + \frac{\theta}{180^\circ} B_e \quad (21)$$

$A_c, A_e, B_c$  および  $B_e$  はそれぞれ  $\theta = 0^\circ$  および  $180^\circ$  に対応する  $A$  と  $B$  の値である。式(18)に式(19)を代入して積分すると次式を得る。

$$n = \{ n_i \frac{1}{B} + Cd \cdot m \cdot A^{\frac{1}{B}} \cdot (f - f_i) \}^{\frac{B}{1-B}} \quad (B \neq 1) \quad (22)$$

$$n = n_i \cdot \exp \{ Cd \cdot m \cdot A \cdot (f - f_i) \} \quad (B = 1)$$

$f_i$  および  $n_i$  はせん断開始時の  $f$  と  $n$  の値である。初期硬化パラメータ  $n_i$  はせん断開始、すなわち等方圧密終了時までになされた塑性ひずみ仕事  $W_i^p$  (初期塑性仕事) と式(19)に示した関係を満足しているようである。

次に、砂の要素の初期異方構造の影響によるひずみの異方的な発生機構を考えるために、Matsuoka<sup>8)</sup>が提案した複合滑動面の概念を用いて硬化関数を拡張する。図-10は各主ひずみ増分を3つの二次元応力系(2次元応力系)に分割して議論する際の考え方を図示している。各主ひずみはそれぞれが属する2つの二次元応力系で生じる主ひずみ増分の和として表わせると仮定する。

$$d\epsilon_i = d\epsilon_{ij} \text{ (or } d\epsilon_{ji}) + d\epsilon_{ik} \text{ (or } d\epsilon_{ki}) \quad (23)$$

ここで、右辺のサフィックス  $i, j, k$  はテンソルではなく、サフィックスは主ひずみの

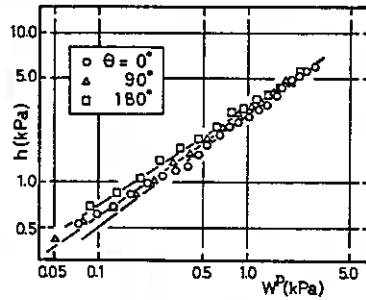


Fig. 7. Relationships between strain hardening parameter and plastic strain work during shear in any stress paths

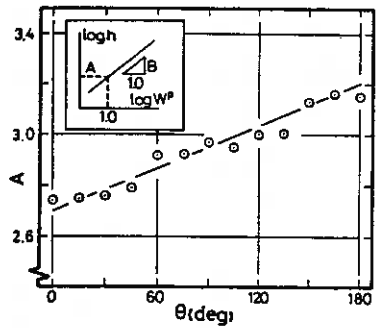


Fig. 8. Linear relationship between A and  $\theta$

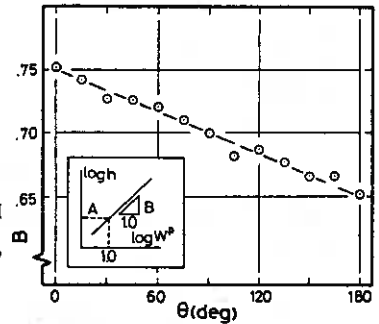


Fig. 9. Linear relationship between B and  $\theta$

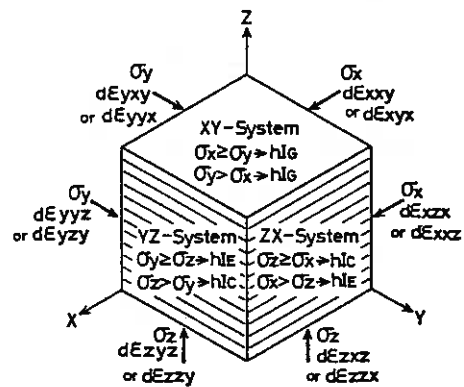


Fig. 10. Three two-dimensional stress and strain system

方向を、第2,3サフィックスは二次元応力系を大、小の主応力の順で示している。  
 三主応力条件に対応させるために、各二次元応力系で生じるひずみは次式で与えられると仮定する。

$$\begin{aligned} d\epsilon_{ij} &= D_{ij} \cdot h_{ij} \cdot \frac{\partial \sigma}{\partial \sigma_i} \cdot d\sigma_i & (\sigma_i > \sigma_j) \\ d\epsilon_{ji} &= D_{ij} \cdot h_{ji} \cdot \frac{\partial \sigma}{\partial \sigma_j} \cdot d\sigma_j & (\sigma_j > \sigma_i) \end{aligned} \quad (24)$$

ここで、 $D_{ij}$  は次式で表わされるように、その応力系によって決まる係数であり、ここでは一応ひずみの分配係数と称しておく。

$$D_{ij} = \frac{|\sigma_i - \sigma_j|}{|\sigma_i - \sigma_j| + |\sigma_i - \sigma_k|} \quad (25)$$

また、 $h_{ij}$  は要素の二次元的な構造とその応力系に対応して決まる硬化関数である。

式(22)で示される硬化関数 $h$ は、 $n, P, Cd, m, A, B$  および  $h_I$  で表わされるが、各二次元応力系においては、初期硬化パラメータ  $h_I$  のみを変化させて応力～ひずみ関係を考えるため、以下では仮に次のように表わしておく。

$$h = h(h_I) \quad (26)$$

ここで、 $\theta$  が  $0^\circ$  および  $180^\circ$  に対応する  $h_I$  をそれぞれ  $h_{IC}$  および  $h_{IE}$  とする。

$$h_{IC} = A_C (W_I^P)^{B_C} \quad (27-a)$$

$$h_{IE} = A_E (W_I^P)^{B_E} \quad (27-b)$$

さらに、その中間の硬化特性を示す  $h_I$  を  $h_{IG}$  とし、次のように仮定する。

$$h_{IG} = (h_{IC} \cdot h_{IE})^{\frac{1}{2}} \quad (27-c)$$

これらを用いて、各二次元応力系に対応する具体的な硬化関数は次式のように表わせると考える。

$$h_{xy} = h_{yx} = h(h_{IG}) \quad (28-a)$$

$$h_{yz} = h_{zy} = h(h_{IE}) \quad (28-b)$$

$$h_{zx} = h_{xz} = h(h_{IC}) \quad (28-c)$$

このようにして、各二次元応力系の初期硬化パラメータ  $h_I$  は、圧密によってなされる塑性ひずみ仕事  $W_I^P$  によって統一的に表わされることになった。

ところで式(9)で定義されるところの  $h$  は、要素全体の応力系を考慮しているが上述のように二次元応力系に分割して考えるために、各主ひずみ増分に対しては異なる硬化関数  $h_i$  を結果として設定することになる。

$$d\epsilon_i = h_i \frac{\partial \sigma}{\partial \sigma_i} \cdot d\sigma_i \quad (29)$$

式(29)と式(23)および(24)とを比較することによって  $h_i$  は次のようになる。

$$h_i = D_{ij} \cdot h_{ij} \text{ (or } h_{ji}) + D_{ik} \cdot h_{ki} \text{ (or } h_{ik}) \quad (30)$$

以上についてまとめると、 $h_i$  は  $\theta$  の変化に対して次のようになる(図-3参照)。

$$(0^\circ \leq \theta \leq 60^\circ) \quad h_x = D_{xy} h_{yx} + D_{xz} h_{zx} = D_{xy} h(h_{IG}) + D_{xz} h(h_{IC}) \quad (31-a)$$

$$h_y = D_{yz} h_{zy} + D_{yx} h_{yx} = D_{yz} h(h_{IE}) + D_{yx} h(h_{IG}) \quad (31-b)$$

$$h_z = D_{zx} h_{xz} + D_{zy} h_{zy} = h(h_{IC}) \quad (31-c)$$

$$(60^\circ < \theta \leq 120^\circ) \quad h_x = D_{xy} h_{yx} + D_{xz} h_{zx} = D_{xy} h(h_{IG}) + D_{xz} h(h_{IC}) \quad (32-a)$$

$$h_y = D_{yz} h_{zy} + D_{yx} h_{yx} = D_{yz} h(h_{IE}) + D_{yx} h(h_{IG}) \quad (32-b)$$

$$h_z = D_{zx} h_{xz} + D_{zy} h_{zy} = D_{zx} h(h_{IC}) + D_{zy} h(h_{IE}) \quad (32-c)$$

$$(120^\circ < \theta \leq 180^\circ) \quad k_x = D_{xy}k_{yx} + D_{xz}k_{xz} = D_{xy}k(kIG) + D_{xz}k(kIE) \quad (33-a)$$

$$k_y = D_{yz}k_{yz} + D_{yx}k_{yx} = D_{yz}k(kIE) + D_{yx}k(kIG) \quad (33-b)$$

$$k_z = D_{zx}k_{xz} + D_{zy}k_{yz} = k(kIE) \quad (33-c)$$

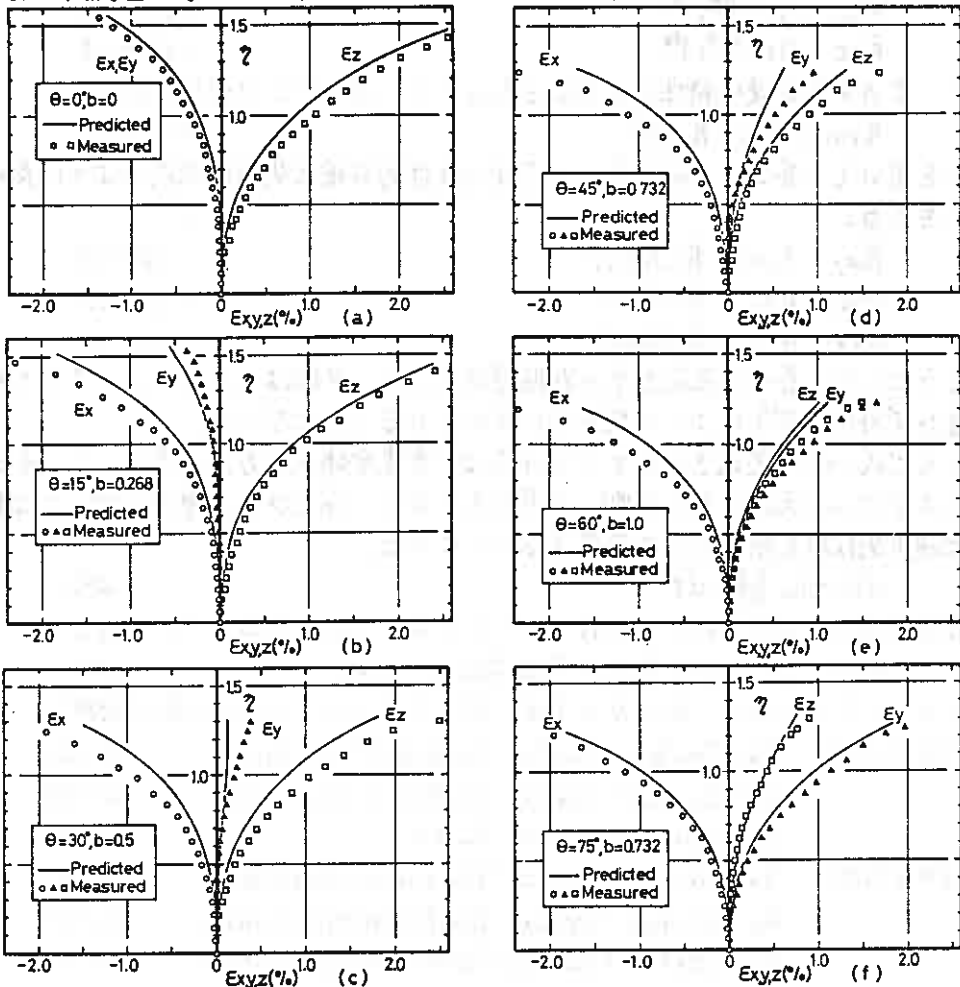
以上のように、A、Bを $\theta$ の関数として、 $k$ を二次元応力系において変化させることによって、一般応力条件下の異方性砂に対する統一的な硬化関数が設定された。

4. 応力～ひずみ関係式の検証 前節で誘導した一般応力条件下の応力～ひずみ関係式を規定するパラメータは、通常の軸対称三軸圧縮・伸張試験から容易に得ることができる。本論文ではYamada & Ishihara<sup>3)</sup>の実測データから表-1に示すようにパラメータを決定した。ただし、 $W_p$ は龍岡<sup>9)</sup>が報告した等方圧密・膨張試験の結果より適切と思われる値を決定した。

Table 1. Model parameters for anisotropic Fuji-river sand<sup>9),7)</sup>

$Cd \times m = 1.0$
$m_c = 1.42 \quad m_e = 1.14$
$A_c = 2.70 \quad A_e = 3.20$
$B_c = 0.75 \quad B_e = 0.65$
$W_p = 0.003 \text{ kPa}$

4-1. 各主ひずみの発生特性 図-11(a)～(f)は主ひずみの実測値と予測値を示している。まず、注目すべきは



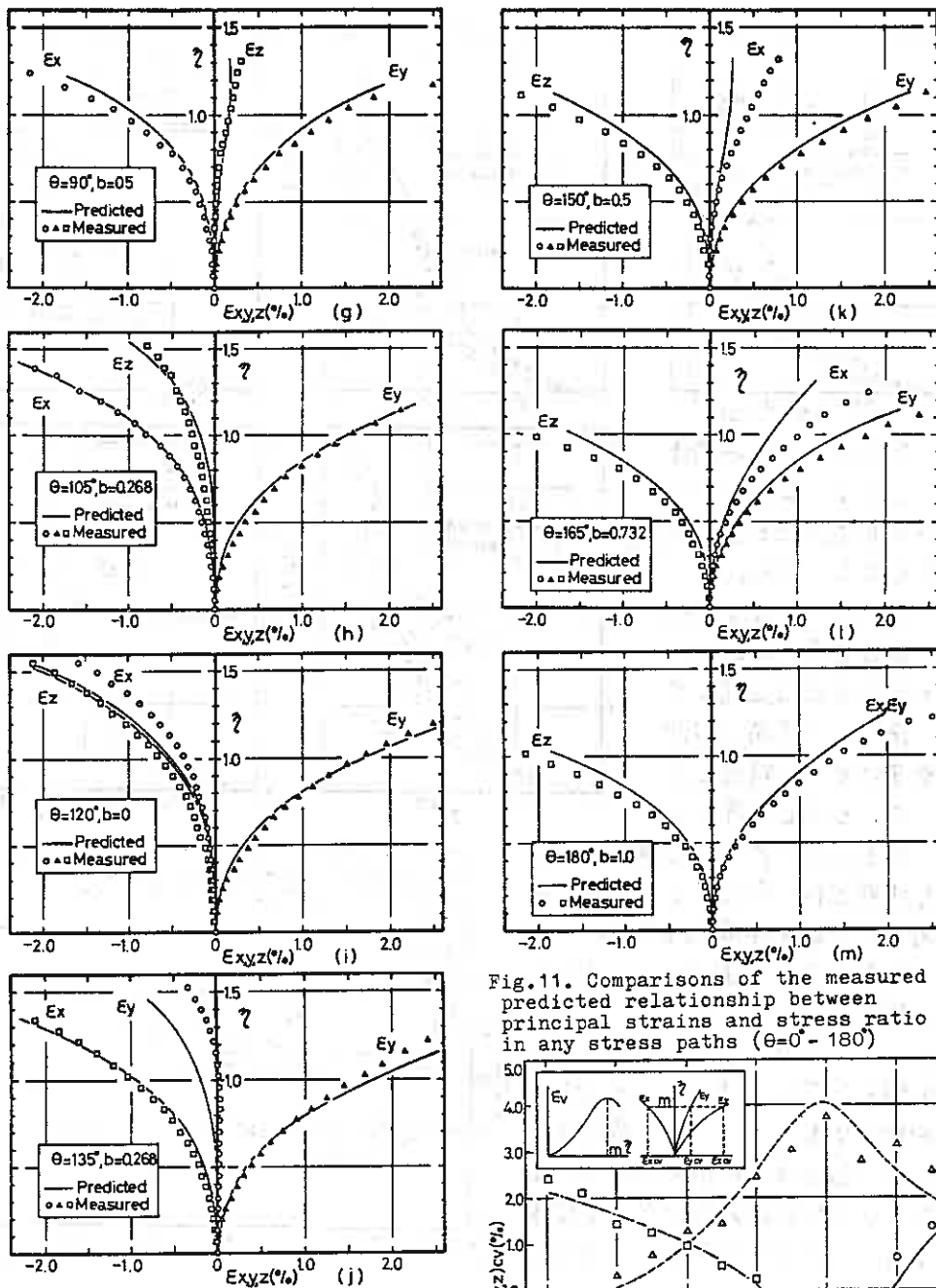


Fig.11. Comparisons of the measured and predicted relationship between principal strains and stress ratio in any stress paths ( $\theta=0^\circ-180^\circ$ )

$\theta = 60^\circ$  (図-11(e)、三軸伸張) と  $\theta = 120^\circ$  (図-11(i)、三軸圧縮) である。応力条件は、 $\sigma_y = \sigma_z$  ( $\theta = 60^\circ$ ) あるいは  $\sigma_z = \sigma_x$  ( $\theta = 120^\circ$ ) の条件であるにもかかわらず、それぞれ  $E_y > E_z$  および  $E_x > E_z$  となり両者は一致していない。これは初期異方構造を有する砂に特徴的な挙動である<sup>2)</sup>。本研究で

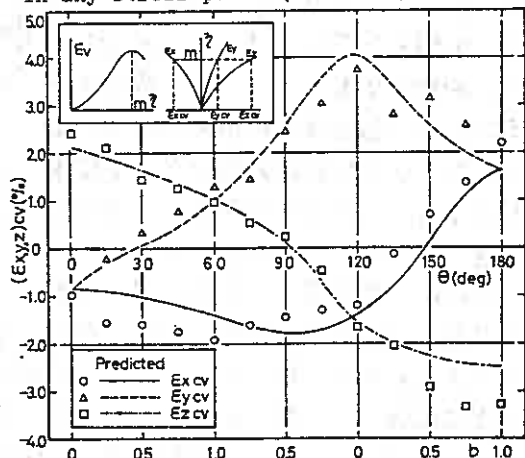
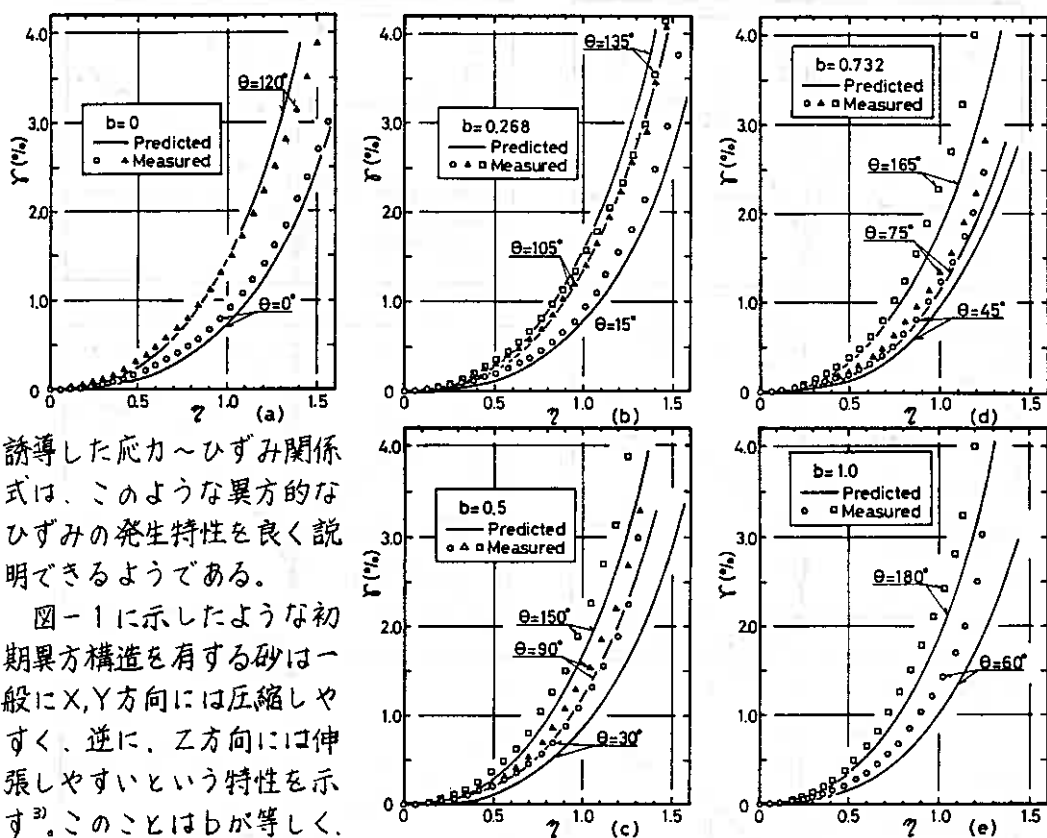


Fig.12. Comparison of the measured and predicted principal strains at maximum volume contraction during shear vs.  $\theta$





誘導した応力～ひずみ関係式は、このような異方的なひずみの発生特性を良く説明できるようなものである。

図-1に示したような初期異方構造を有する砂は一般にX,Y方向には圧縮しやすく、逆に、Z方向には伸張しやすいという特性を示す<sup>2)</sup>。このことはbが等しく、

かつ、各主応力の大きさの順序が異なる応力状態で較べると、より明確である。図-12は最大体積圧縮点 $d\varepsilon_v = 0$ に対応する主ひずみの値( $\varepsilon_x, y, z$ ) $\nu$ と $\theta$ との関係を示している。たとえば、 $\theta = 75^\circ$ と $\theta = 165^\circ$ とはともに $b = 0.732$ であるが、中間主ひずみでは、 $\varepsilon_{xc\nu}(\theta = 165^\circ)$ が $\varepsilon_{zcv}(\theta = 75^\circ)$ より大きく、一方、最小主ひずみでは、 $\varepsilon_{xc\nu}(\theta = 75^\circ)$ が $\varepsilon_{zcv}(\theta = 165^\circ)$ よりも大きいことが読み取れる。本提案モデルは、このような挙動を矛盾無く説明していることがわかる。

さらに、原地盤への適用に際して興味がある平面ひずみ条件について考えてみよう。図-11において、(b)と(c)、(g)と(h)および(j)と(k)を比較することによって実測データからは平面ひずみ条件に相当するb値は0.268~0.5の間にあることが予想できる。モデルでは、この条件を直接規定するのは塑性ポテンシャル関数であるが実測値の場合と同様な図から、本提案モデルは平面ひずみ条件下の応力～ひずみ関係を良く表わすことがわかる。

Fig.13. Comparisons of the measured and predicted stress-strain relationship in the test performed on the same b value

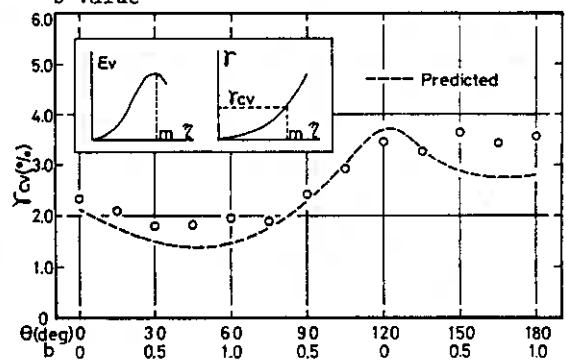


Fig.14. Comparison of the measured and predicted shear strain at maximum volume contraction during shear vs.  $\theta$

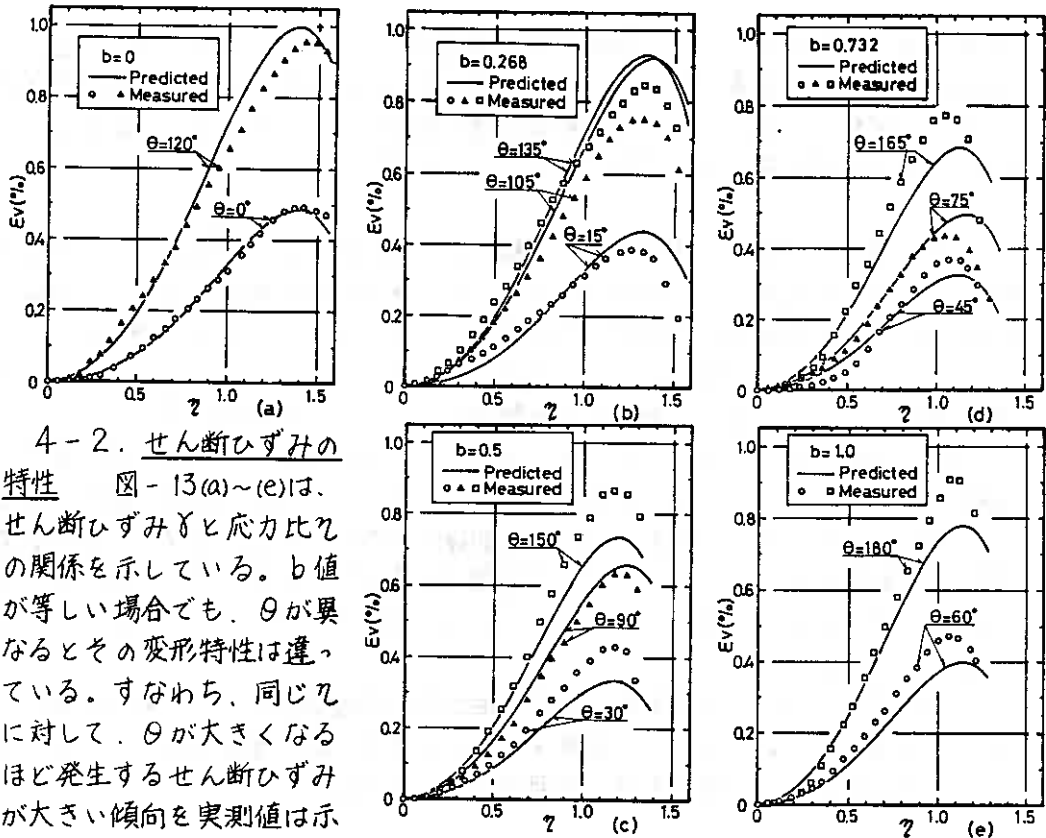


Fig.15. Comparisons of the measured and predicted stress ratio-dilatancy relationship in the test performed on the same  $b$  value

#### 4-2. せん断ひずみの特性

図-13(a)~(e)は、せん断ひずみ $\gamma$ と応力比 $\tau$ の関係を示している。 $b$ 値が等しい場合でも、 $\theta$ が異なるとその変形特性は違っている。すなわち、同じ $\tau$ に対して、 $\theta$ が大きくなるほど発生するせん断ひずみ $\gamma$ が大きい傾向を実測値は示している。このことは、正八面体面上でのせん断応力の方向が砂の堆積方向（Z軸方向）から離れるにしたがって変形しやすいという力学特性の異方性によるものである。本提案モデルは、この異方性の影響をかなりの精度で予測していることがわかる。

図-14は $d\varepsilon_v=0$ に対応するせん断ひずみ $\gamma_{cv}$ と $\theta$ との関係を示している。本モデルは $\theta$ による $\gamma_{cv}$ の変化をかなり良く説明できるようなのである。

#### 4-3. ダイレイタンスー特性

図-15(a)~(e)は応力比 $\tau$ と体積ひずみ $E_v$ との関係を示したものである。ダイレイタンスー特性を示している $E_v$ もせん断ひずみ $\gamma$ と同様、 $\theta$ が大きいほど発生するひずみ $\gamma$ が大きいという傾向を実測値は示している。図-16は最大体積圧縮点 $d\varepsilon_v=0$ に対応する体積ひずみ $(E_v)_{cv}$ と $\theta$ との関係を示している。図からわかるように、 $(E_v)_{cv}$ には異方性と応力系の相違による影響が合成されて現れるようである。すなわち、 $b$ 値が小さいほど、また、全体的には $\theta$ が大きいほど体積圧縮量が大きいというこ

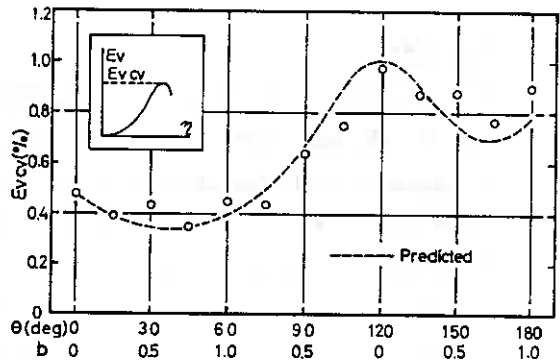


Fig.16. Comparison of the measured and predicted volumetric strain at maximum volume contraction during shear vs.  $\theta$

とがわかる。実測値のこのような傾向を、本提案モデルは良く追跡できている。

以上述べたように誘導した応力～ひずみ関係式は、応力系の相違の影響を塑性ポテンシャル関数に、また、異方性の影響を硬化関数に、それぞれ取り入れることにより、これらの傾向をうまく予測できるようである。

5. まとめ 従来より提案している軸対称三軸圧縮および伸張条件に対する弾塑性応力～ひずみ関係式を一般応力条件下にある異方性砂の場合に拡張し、Yamada & Ishihara<sup>3)</sup> の実測値と比較検討した結果から、以下のような結論が得られた。

1) 塑性ポテンシャル関数を規定するパラメータである  $C_d$  および  $m$  と  $b$  値との関係を明らかにし、一般応力条件下での塑性ポテンシャル関数を誘導した。

2) 硬化関数を規定するパラメータである  $A$  および  $B$  と  $\theta$  との関係を明らかにし、相異なる三主応力下での硬化関数を誘導した。さらに、複合滑動面の概念にもとづいて、3つの二次元応力系に対して初期硬化パラメータ  $k_1$  を設定し、砂の構造異方性の影響を取り入れた。なお、初期塑性仕事  $W_{P1}$  (圧密によってなされた塑性ひずみ仕事) を用いることによって、 $k_1$  は一般応力条件においても統一的に表わすことができる。

3) 本提案モデルは、通常実施される三軸圧縮・伸張試験から得られる土質パラメータを用いることによって、相異なる三主応力下にある異方性砂の応力～ひずみ～ダイレイタンス特性を良く説明できることが示された。

6. あとがき 本研究に関し、日頃御教示頂いている北郷 繁教授、および、データ整理に協力を得た江幡 敦司君(大学院1年生)に感謝の意を表します。

#### 参考文献

- 1) 三浦, 土岐, 稲, 佐々木 (1981) : 土質工学会北海道支部技術報告集, No. 21, pp. 71~81
- 2) 三浦, 土岐, 永田, 三浦(尚) (1982) : 土質工学会北海道支部技術報告集, No. 22, pp. 59~68
- 3) Yamada, Y. and Ishihara, K. (1979): Soils & Foundations, Vol. 19, No. 2, pp. 79~94
- 4) Hill, R. (1954) : 「塑性学」培風館
- 5) Poorooshasb, H. B. et al (1967) : Can. Geotech. Journal, Vol. 4, No. 4, pp. 376~398
- 6) Matsuoka, H. (1976) : Soils & Foundations, Vol. 22, No. 1, pp. 62~77
- 7) Frydman, S. (1976) : Can. Geotech. Journal, Vol. 13, pp. 311~323
- 8) Matsuoka, H. (1974) : Soils & Foundations, Vol. 14, No. 2, pp. 47~61
- 9) 龍岡 (1975) : 第20回土質工学シンポジウム, pp. 61~70

# 砂の静的コーン貫入特性の堆積構造依存性

—主として三軸圧縮変形に伴う構造変化について—

北大工学部 (正) ○ 谷澤 房郎

“ (〃) 土岐 祥介

“ (〃) 三浦 清一

## 1. まえがき

筆者らは、通常の三軸供試体に対して静的コーン貫入試験が実施できる試験機を用いて、砂の静的コーン貫入特性に及ぼす種々の因子の影響を調べ、三軸供試体という一種のエレメントにおける貫入試験においても、供試体内部の密度のばらつきあるいは砂粒子配列構造の違いを静的コーンが敏感に探知できることなどを報告してきた<sup>1)</sup>。

本研究は、三軸圧縮過程における供試体内の密度変化と構造変化としてとらえ、それを静的コーン貫入試験によってどの程度把握できるかを調べ、密度推定あるいは堆積構造推定に対するコーン貫入試験の有用性を確かめるために、均質な初期構造および密度を有する供試体に静的応力を加えて種々のひずみレベルまで変形させた後に静的コーン貫入試験を実施し、供試体の圧縮変形に伴う静的コーン貫入特性の変化について考察したものである。

## 2. 試料および供試体作製法

実験に用いた試料は豊浦標準砂 ( $G_s = 2.65$ ,  $e_{max} = 0.992$ ,  $e_{min} = 0.625$ )<sup>2)</sup> で、ほぼ均一な粒径からなる細砂である。

供試体 (直径 70 mm, 高さ 170 mm) はすべて多重ふるい落下法 (MSP法)<sup>3)</sup> によって作製されたものを用いた。この方法で作製した供試体は強い異方構造を有しているが、均質性に優れていることが認められている。

## 3. 試験方法

供試体作製後  $CO_2$  および脱気水を通し、196 kPa のバックアプレッションを与えた。その後、有効圧縮応力  $\sigma'_c = 196$  kPa で 30 分以上等方圧密し、さらに、種々のひずみまで圧縮変形させた後に静的コーン貫入試験を実施した。

三軸圧縮およびコーン貫入試験ともに排水条件下のひずみ制御で行い、図-1 の応力～ひずみ曲線に示す所定のひずみレベル (A, B, C, D, E, F) まで変形させた後、そのままの応力状態で載荷用ピストンを固定し、コーン貫入試験を行なった。したがって、静的コーン貫入試験に移行する際に供試体の密度変化および構造の変化は生じていないと考えられる。

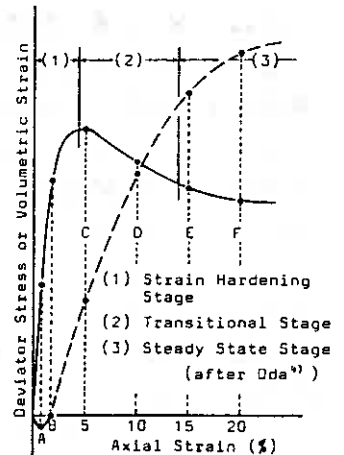


Fig.1 Stress-Strain Curve

## 4 試験結果と考察

### 4-1 変形後の供試体の貫入抵抗

図2~5に軸ひずみ  $\epsilon_a$  = 5, 10, 15, 20% (図-1のC, D, E, F)まで圧縮変形を受けた供試体の形状とその後行なった貫入試験の結果を示す。貫入抵抗を示した図中の破線および点線は、それぞれ等方圧密終了時の相対密度  $D_{rc}$  と圧縮変形後の相対密度  $D_{rs}$  に相当する非圧縮変形のMSP供試体(以下処女供試体と称する)の貫入抵抗の変動を表わしており、筆者らがすでに得ている結果<sup>1)</sup>を基に内挿して求めたものである。

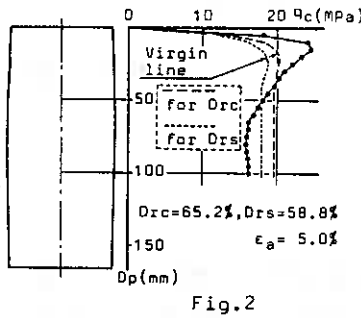


Fig. 2

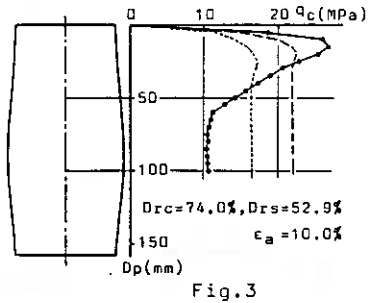


Fig. 3

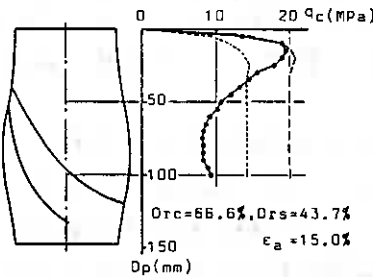


Fig. 4

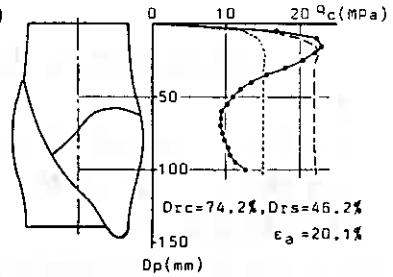


Fig. 5

貫入試験前の供試体に作用している応力は処女供試体と変形後の供試体では異なり、有効拘束圧は等しいが平均主応力は後者の方が大きく持っている。しかし、 $\sigma'_c = 196 \text{ kPa}$  の等方応力下における貫入抵抗と相対密度の関係<sup>1)</sup>を用いて上図に示した貫入抵抗から供試体の平均相対密度を類推すると、 $D_{rs}$  の値より若干大きな値が得られるがその差は最大でも5%程度である。したがって、ピーク応力を超える段階(図-1の(2), (3))まで変形を受けた供試体においては、せん断応力の付加による平均主応力の増加が貫入抵抗に及ぼす影響は非常に小さいと言えよう。

筆者らは種々の相対密度の処女供試体に対する貫入試験の結果から、貫入深さ  $D_p = 50 \text{ mm}$  以深では貫入抵抗がほぼ一定値となることをすでに報告している<sup>1)</sup>。それに対して、図-2~5に示す変形後の供試体においては貫入抵抗が一定とはならず、圧縮変形を受けたことにより初期構造が壊され、供試体の均質性が失われたことがわかる。そこで、15%以上の軸ひずみまで圧縮を受け、図-1に示す応力~ひずみ曲線における残留応力状態(図-1の(3)の段階)に達している供試体の貫入抵抗を表わしている図-4および5に着目すると、供試体全体の平均相対密度は変形前に比べて20~30%も低下しているにもかかわらず、破線で示した処女供試体の貫入抵抗とほとんど変わらない部分が供試体の上層部に見られる。その部分を過ぎると貫入深さが増すにつれて貫入抵抗は急激に低下し、点線で示した処女供試体の貫入抵抗よりもかなり小さな値を呈し、 $D_p = 60 \text{ mm}$  付近からほぼ一定値となっている。しかし、すべり面付近において貫入抵抗は再び大きくなる傾向が見られる。

以上のような貫入抵抗の変化から圧縮変形を受け不均質になっている供試体の内

部構造を推測すると、イ) 圧縮終了時とほぼ等しい密度を有する部分、ロ) 供試体の中央部に向かって徐々に密度が小さくなる部分、ハ) ほぼ均質になっているが正のダイレイタンスの卓越による構造変化が大きい部分、ニ) すべり面付近で周囲より密度が高いと考えられる部分の4つの領域に分類することが可能であると思われる。

小田<sup>4)</sup>は、三軸圧縮変形を受けた供試体の密度分布を調べ、残留応力状態にまで至った供試体は次の3つの領域に分割することができると述べている。

- 1) 拘束領域 (Dead domain)-----キャップおよびペダスタルの拘束によって砂粒子の移動が防げられ、変形が進んでも密度変化があまり生じない領域
- 2) 膨張領域 (Dilated domain)-----変形が大きくなるにつれて上下に拡大していき、粒子移動に伴うダイレイタンスによって非常に小さな密度となる領域
- 3) せん断領域 (Shear domain)-----この領域内においても密度は小さくなるが、膨張領域に比べると大きな密度を有している領域

以上の分類と前述の貫入抵抗の変化による分類を比較すると、イ)、ハ) およびニ) の部分がそれぞれ1)、2) および3) の領域に対応していると考えられ、以下の議論は主としてこれらの3つの領域について行おう。

4-2 変形の進行に伴う貫入抵抗の変化

図-6および7は、圧縮終了時の相対密度がそれぞれ  $D_{rc} = 65\%$  および  $74\%$  の供試体に対して、所定のひずみレベルまで圧縮変形した後に行なった静的コーン貫入

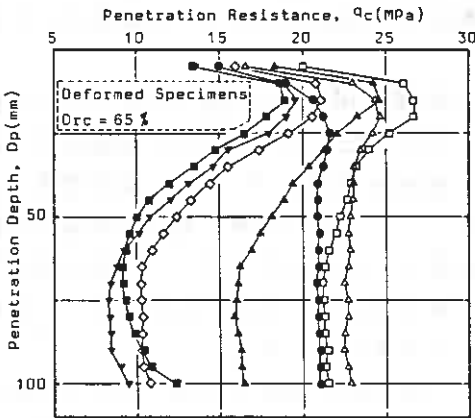


Fig. 6  $q_c \sim D_p$  ( $D_{rc}=65\%$ )

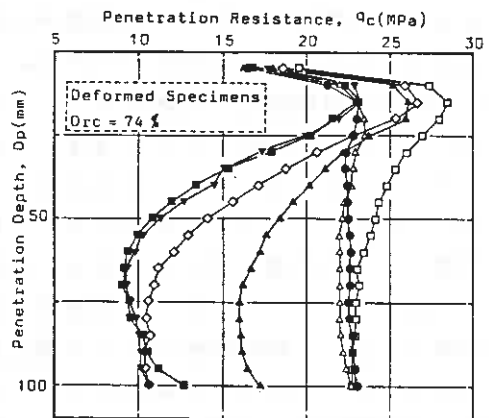


Fig. 7  $q_c \sim D_p$  ( $D_{rc}=74\%$ )

試験の結果を表わ

したものである。また、それぞれの供試体に与えたひずみ量を表-1および2に示す。

図-6および7より以下のような事実が指摘できる。

Table 1

Symbol	Drc (%)	Final state		
		Drs (%)	$\epsilon_a$ (%)	$\epsilon_v$ (%)
●	64.5	Undeformed		
△	63.3	64.3	0.73	0.22
□	64.5	64.5	1.89	0
▲	65.2	58.8	5.02	-1.36
◇	66.3	49.6	9.71	-3.51
▼	66.6	43.7	15.04	-4.82
■	69.3	41.4	19.40	-5.88

Table 2

Symbol	Drc (%)	Final state		
		Drs (%)	$\epsilon_a$ (%)	$\epsilon_v$ (%)
●	73.2	Undeformed		
△	71.8	72.5	0.54	0.16
□	74.8	74.8	1.30	0
▲	73.6	65.8	4.85	-1.65
◇	74.0	52.9	9.97	-4.51
▼	74.0	48.7	14.56	-5.40
■	74.2	46.4	20.05	-5.94

a) 体積ひずみ  $\epsilon_v$  が最大となる時点における貫入抵抗の深さ方向の変動は、図中に併せて示している処々供試体のそれとほとんど同じ傾向を示している。したがって、供試体内で正のダイレイタンシーが生じる以前では供試体全体がほぼ均一に収縮していると考えられる。

b) 供試体内で正のダイレイタンシーが生じ始め、見かけ上は密度変化がない ( $\epsilon_v=0$ ) 段階までひずみが進行すると、供試体上部と中央部の貫入抵抗の差が大きくなってきている。これは、正のダイレイタンシーは供試体中央部で生じており、この部分では砂粒子移動に伴う構造変化が起こっていることを示唆していると考えられる。また、上層部に形成される拘束領域における貫入抵抗は他のひずみレベルのものに比べ極端に大きく、等方応力  $\sigma'_0=196\text{kPa}$  のもとでの処々供試体の貫入抵抗から相対密度を求めると 100% 程度の値となり、全体の相対密度も  $D_{rs}$  よりもかなり大きい。すなわち、この段階における貫入抵抗は平均主応力の増加あるいは以前のせん断応力の影響を受けており、特に拘束領域においてその影響が顕著に表れていると思われるが、少なくとも上層部は中央部よりかなり高い密度となっていると言えようである。

c) ピーク応力を過ぎて残留応力状態に至るまでの間 (図-1の(2)の段階) においては、貫入抵抗の変動が徐々に大きくなり、上層部の拘束領域と中央部の膨張領域における貫入抵抗の差が広がっている。すなわち、供試体の不均質性が増大しており、供試体の中央部では砂粒子の移動および再構成に伴う構造変化がさかんに生じていることは明らかである。

d) 変形が進み残留応力状態にまで至ると、膨張領域における貫入抵抗は変形が進行してもほとんど変化せずにはほぼ一定値となり、密度変化に伴う構造変化は生じていないと考えられる。すなわち、この領域の間隙比はいわゆる臨界間隙比になっていると思われる。筆者らがすでに報告している相対密度と貫入抵抗値の直線関係<sup>1)</sup>をこの範囲にまで適用すると相対密度にほぼ約 20% となり、小田の報告<sup>2)</sup>と一致する。したがって、この段階にまで達すると軸ひずみの増加に伴う地下水膨張は主として拘束領域における構造変化によるものと言える。

以上のように、各ひずみ段階に応じてコーン貫入抵抗値および貫入抵抗の変動の傾向には明確な違いが認められ、せん断変形に伴う砂粒子移動および再配列によっておこされる三軸供試体内の構造変化の過程をコーンが敏感に捉えていると言える。

#### 4-3 ダイレイタンシーによる体積変化に伴う貫入抵抗の変化

図-6および7より明らかになるように、圧縮変形を受けた供試体においては処々供試体とは異なり  $D_p=50\text{mm}$  以上においても貫入抵抗は一定値とほらず、供試体の貫入抵抗を  $D_p=50\text{mm}$  以上の平均値  $(\delta_c)_m$  で代表させて議論することができない。そこで、圧縮変形の進行に伴う貫入抵抗の変化を定量的に表わすために前述の3つの領域に着目し、拘束領域・膨張領域およびせん断領域の代表値としてそれぞれ  $D_p=10\text{mm}$ 、 $65\text{mm}$ 、 $100\text{mm}$  の貫入抵抗値  $(\delta_c)_s$  を採用した。

図-8は、 $(\delta_c)_s$  とそれを測定したのと同様の貫入梁における  $D_{rc}$  に相当する嵌

度を有する処女供試体の貫入抵抗値  $(\sigma_c)_v$  の比を圧縮変形終了時の体積ひずみで整理したものである。

図-8より、各領域における貫入抵抗の変化の傾向はそれぞれ図中に示した曲線で近似できようである。また、図中の実測点には、表-1および図中に示した供試体に関するものだけでなく、 $Drc=55\%$  および  $60\%$  の供試体に関するものも含まれていることから、この傾向は相対湿度によらばいと言える。

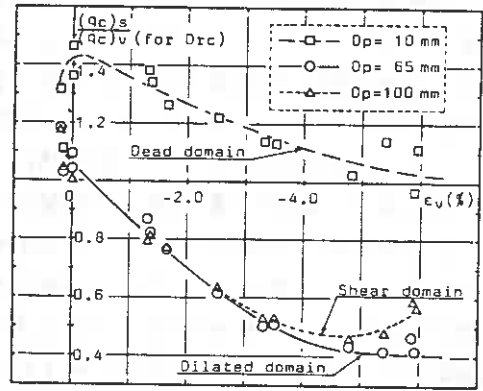


Fig.8  $\epsilon_v \sim (\sigma_c)_s / (\sigma_c)_v$

$D_p = 65\text{mm}$  および  $100\text{mm}$  における貫入抵抗の変化に着目すると、 $(\sigma_c)_s / (\sigma_c)_v$  の値は  $\epsilon_v = -2.5\%$  程度までは両者ともほぼ同一の傾向を示し、正のダイヤレタンシーの増加にしたがって減少している。しかし、それ以降では減少の割合が小さくするとともに両者の間に差が生じ始め、その差は徐々に広がっている。すなわち、この程度の体積ひずみレベルにおいて膨張領域内にせん断領域が形成され、その領域内において砂粒子移動あるいは回転に伴う構造変化が顕著に行われるために、その周囲の膨張領域内における構造変化が妨げられることを反映していると言えよう。

一方、すでに述べたように  $D_p = 10\text{mm}$  における貫入抵抗は貫入時の応力状態の影響を大きく受けるため、異なる応力状態における供試体の貫入抵抗の比  $(\sigma_c)_s / (\sigma_c)_v$  の変化をそのまま湿度変化として扱うことはできないが、上述の  $\epsilon_v = -2.5\%$  以下においては可能である。したがって、図-8に見られる傾向は、このひずみレベルにおいては初期構造に比べて収縮状態にあるものが徐々に膨張していき、初期の状態にまで至る構造変化を示唆していると思われる。しかし、いずれにしても拘束領域内で生ずる構造変化は、膨張領域あるいはせん断領域に比べて小さいということが言える。

#### 4-4 ダイレタンシー特性の変化

図-9および10は、表-1および図中に示した供試体の静的ユーン貫入試験時にお

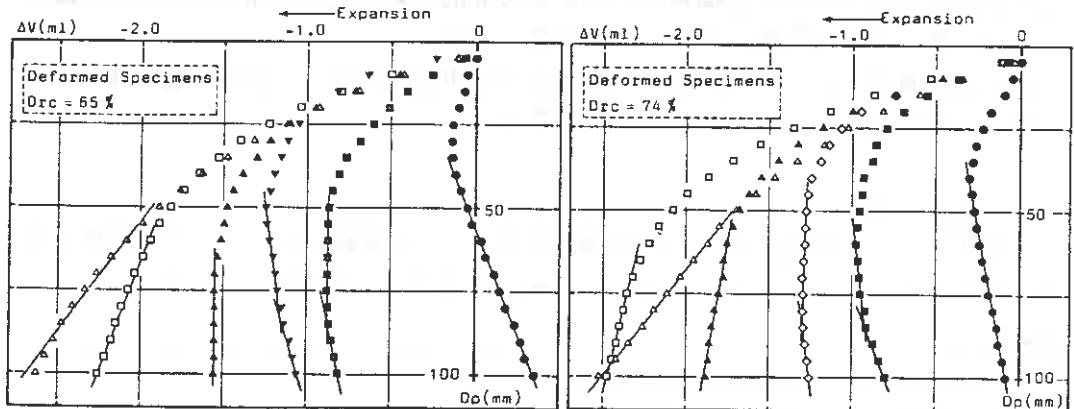


Fig.9  $\Delta V \sim D_p$  (Drc=65%)

Fig.10  $\Delta V \sim D_p$  (Drc=74%)



ける吸排水量の変化を表わしたものであり、 $\Delta V$  はその貫入深までの総和である。図-6および7に示した貫入抵抗とは異なり、 $\varepsilon_{vmax}$  時で変形を止めた供試体における挙動も処女供試体のものとは全く違う傾向を示している。これは、応力状態の相違がダイレイタンシー特性に強く影響を及ぼすことを反映していると考えられる。

しかし、圧縮変形を受けた供試体においても、筆者らがすでに述べている<sup>2)</sup> ように貫入抵抗と吸排水量の間には相関が見られ、貫入抵抗の増減に対応して吸排水量の変化の割合も増減しており、貫入抵抗がほぼ一定となる部分においては排水(排水)量の変化の割合も一定となる傾向がある。また、変化の割合がほぼ一定となる部分の傾きは変形量が増すにつれて急には、逆の傾きをもつまで至っており、圧縮変形による構造変化に伴うダイレイタンシー特性の変化が明確に表われている。それに対して、残留応力状態に至るまで変形を受けた供試体では、せん断領域付近で貫入抵抗が増加しているにもかかわらず、排水量が増加する傾向を見せ、上述の結果に矛盾している。

筆者らは、種々の作製法による供試体に対する貫入試験の結果から、同一の濃度においても供試体の構造特性の相違によってコーン貫入時におけるダイレイタンシー特性が異なることをすでに報告している<sup>2)</sup>。したがって、せん断領域におけるこの現象は、すべり線に沿った砂粒子の移動あるいは回転によってその周辺部とは全く異なる、な構造特性を有するような粒子配列が再構成されたことを示唆している。

## 5. まとめ

三軸圧縮変形に伴う砂供試体の濃度変化および粒子再配列によって、内部に著しい構造の不均質がもたらされることを、コーン貫入試験を行うことによりある程度推定できた。本研究で得られた結果を要約すると以下のようである。

- 1) 残留応力状態に至るまで圧縮変形を受けた供試体内の濃度に関しては、山田<sup>4)</sup>による3つの領域に大別できるが、膨張領域をさらに均質な部分と不均質な部分の2つに分けることができる。
- 2) 各ひずみ段階に応じた供試体内の構造変化および濃度分布をコーン貫入抵抗によって捉えることが可能である。
- 3) 変形の進行に伴う各領域における貫入抵抗の変化率と圧縮変形による体積ひずみの間には相対濃度によらず相関が見られる。
- 4) せん断領域においては砂粒子の回転および再配列が生じ、初期構造とは異なる新たな粒子配列が形成されることが推定された。

## 6. あとがき

本研究について御教示頂いた北郷繁教授ならびに東駿およびデ-タ整理等に多大の協力を得た本学4年生佐藤達也、志須谷秀幸両君に謝意を表します。

### [参考文献]

- 1) 土城三彌、谷澤 (1981) : 砂の相対濃度とシロコシ公衆論文集
- 2) 土質工学会編 (1977) : 土質試験法、第2回改訂版
- 3) Miura, S. and Toki, S. (1982) : S&F, Vol. 22, No. 1
- 4) Oda, M. (1972) : S&F, Vol. 12, No. 4
- 5) 土城三彌、谷澤 (1982) : 第17回土質工学研究発表会

# 高見ダムの基礎処理について

北海道電力株式会社

織田 紀雄  
○高橋 泰治

## 1. まえがき

高見ダムは、北海道と北海道電力の共同事業として、洪水調節と発電利水とを目的に静内川上流に築造されたロックフィルダムで、堤頂高120m、堤頂長466m、堤体積496万 $m^3$ と道内一の規模を誇るものである。

ダム本体の盛立工事は、昭和55年6月開始以来、2年と4カ月の歳月を要し、昭和57年9月に終了した。一方、ダムの基礎処理工事を昭和55年6月に開始し、盛立休止期間の冬季も通した通年施工で、昭和57年12月に終了している。本報告では、高見ダムの基礎処理工事に関し、具体的施工方法などについては別の機会に譲るとして、主に基礎処理工事の施工実績と基礎岩盤の改良効果について、ダムサイトの地質的特性を織り混ぜながら述べることにする。

なお、高見ダムは、昭和58年1月14日に一次湛水を終え、58年2月12日から本湛水に入る予定である。

## 2. ダムサイトの地形と地質

### 2-1. 概要

ダムサイトの地形は左岸側がほぼ30°~45°の切り立った斜面である。右岸側では標高146mまでは左岸同様に急崖を削っているが、標高166m付近で広い段丘面が発達し平坦な地形となり、通称「右岸台地」と呼ばれる台地を形成している。段丘面を越えるとその上部は約45°の勾配で緩やかな斜面を形成しているため谷形は非対称となっている。

ダムサイトを構成する基礎の地質は、輝緑凝灰岩類および輝緑片岩、チャート等からなる。岩質については、輝緑凝灰岩は一般に堅硬であり、層理などによる異方性が認められないものについては一軸圧縮強度が600~1000 $kg/cm^2$ 、異方性の影響を受けているものは50~600 $kg/cm^2$ 程度の値を示している。地質構造は、大きく分けるとN10~20°W/60~70°NEの方向を持つ南北系の破砕帯およびN80°E~N70°W/55~70°Nの東西系の破砕帯の2方向が見られるが、基礎全体としては大

表-1. 計画諸元

上 事 業 名	北海道、北海道電力
位 置	北海道静内郡静内町字高見
目 的	洪水調節、発電
工 期	昭和53~58年度予定
ダ ム	
流域面積	7528 $km^2$
湛水面積	6.75 $km^2$
総貯水容量	229×10 <sup>6</sup> $m^3$
有効貯水容量	149×10 <sup>6</sup> $m^3$
地 盤	輝緑凝灰岩
型 式	中央土質コア型ロックフィル
塔 高 さ	120.0m
元 長 さ	135.0m
体 積	496×10 <sup>6</sup> $m^3$
型 式	逆流シャット式
供 水 内	
設計洪水流量	2,400 $m^3/sec$
幅	180m
長 さ	43.0m
計 画 地 区	静内町
計 画 地 点	
設計洪水高	190.0m(ダム地点)
洪水調節量	1,250 $m^3/sec$
概 算	
発電所名	高見発電所
型 式	地下式
概 大 出 力	200MW
概 大 発 生 電 力 量	自己259,314 MWH
概 大 使 用 水 量	230 $m^3/sec$
施 工 業 者	鹿島・青木・地崎共同企業体

部分がC<sub>H</sub>級以上の硬岩であり、ロックフィルマムの基礎として十分安定している。

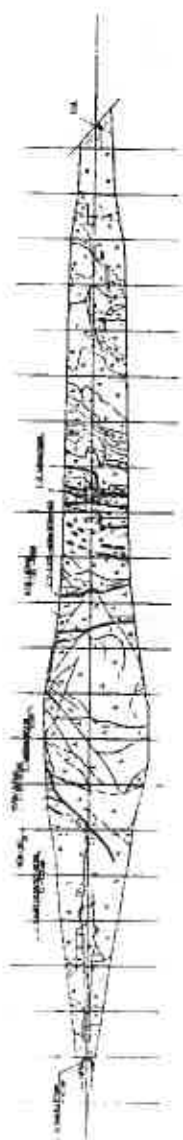
## 2-2. フムサイトの地質

図-1にフム基礎掘削後のコア数の地質平面図と地質縦断面図を示す。

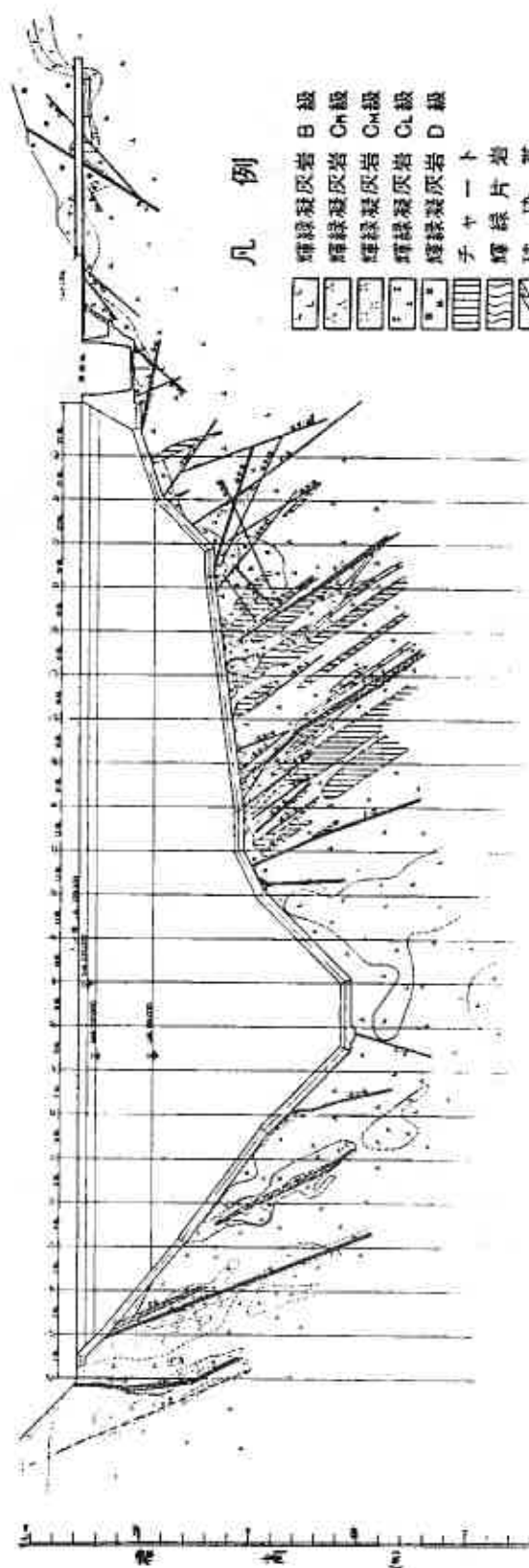
縦断面図に示す破碎帯のうちで、コア数表面で確認できたものは、1BLのF-I、F-A、6~7BLの-2リ-5、8~9BLのF-5、12BLの-2リ-1、14BLのF-F、22BLのF-Jがあるが、他に11BLにも破碎帯が確認された。これらの破碎帯は、その方向に多少の差異はあるものの、いずれもフム軸を上下流方向に横断しており、岩質は粘土化した脆弱なものとなっている。中でも、1BLのF-I、F-Aは地表近くでほとんど一体化し風化の度合いが著しかったため、施工段階で相当量の掘削除去と置換コンクリートを実施しコア盛立に備えた。コア数の岩質は8~10BLの河床部では比較的硬質のC<sub>H</sub>級の岩盤で構成されているが、他の部分に比べ、ツーム、ジョイント、開口亀裂が発達している。これに対し、1~7BLの左岸側では、ほとんどがC<sub>H</sub>級の岩盤で構成され、1BLと7BLの破碎帯を挟んでC<sub>H</sub>級とC<sub>L</sub>級の部分が見られるほか、4BLと5BLのジョイントに沿って一部C<sub>L</sub>級の部分が見られるのみである。一方、右岸側の岩質は、C<sub>H</sub>級からC<sub>L</sub>級の岩盤がほぼ互層で存在し、その中にチャート、破碎帯が点在する複雑なものであり、破碎帯やC<sub>L</sub>級の岩盤を中心に川工が無数のクラックが発達している。

図-2には、改良前ルツオンマップを示す。左岸側の標高150m付近より上部で10ルツオン以上の部分が帯状に分布するが、それも地質調査の結果によれば最大で20ルツオン程度であり、特別大きな透水性を示すわけではない。また、比較的大きな透水性を示す範囲が、深さ5mないし20m位までに限られているのも特徴である。さらに、その他の部分はほとんど5ルツオン以下であり、基礎岩盤の透水性に関して総合的に極めて良好なサイトと言える。

地質と透水性の関係については、当サイトに関する限り明瞭な相関はない。つまり、左岸側のC<sub>H</sub>級の岩盤で10ルツオン以上の値を示すところもあれば、破碎帯で1ルツオン以下の値を示すこともある。これは、岩盤の透水性が地質そのものに依存するのではなく、岩盤内の有孔亀裂の分布状態によるものであることを意味する。当サイトにおいては、亀裂内に粘土を挟んでいたり、破碎帯そのものが粘土化していることが多く、そういった場合、透水性は良好な値を示した。地質と有孔亀裂との間に相関がない限り、地質状態とその透水性を結び付けるのは早計であろう。しかし、透水性の大小とは別に、破碎帯や亀裂内は潜在的に水みちになり易いため、その性状を十分把握した上で、グラウテングによる入念な基礎処理を施すことは必要不可欠と考える。



地質平面図



凡例

- |  |           |
|--|-----------|
|  | B 級輝綠凝灰岩  |
|  | Cn 級輝綠凝灰岩 |
|  | Cm 級輝綠凝灰岩 |
|  | Cl 級輝綠凝灰岩 |
|  | D 級輝綠凝灰岩  |
|  | チヤート      |
|  | 輝綠片岩      |
|  | 破砕帯       |
|  | 堆定破砕帯     |
|  | シーム       |
|  | ジョイント     |

地質縦断面図

図-1. ダム地質図

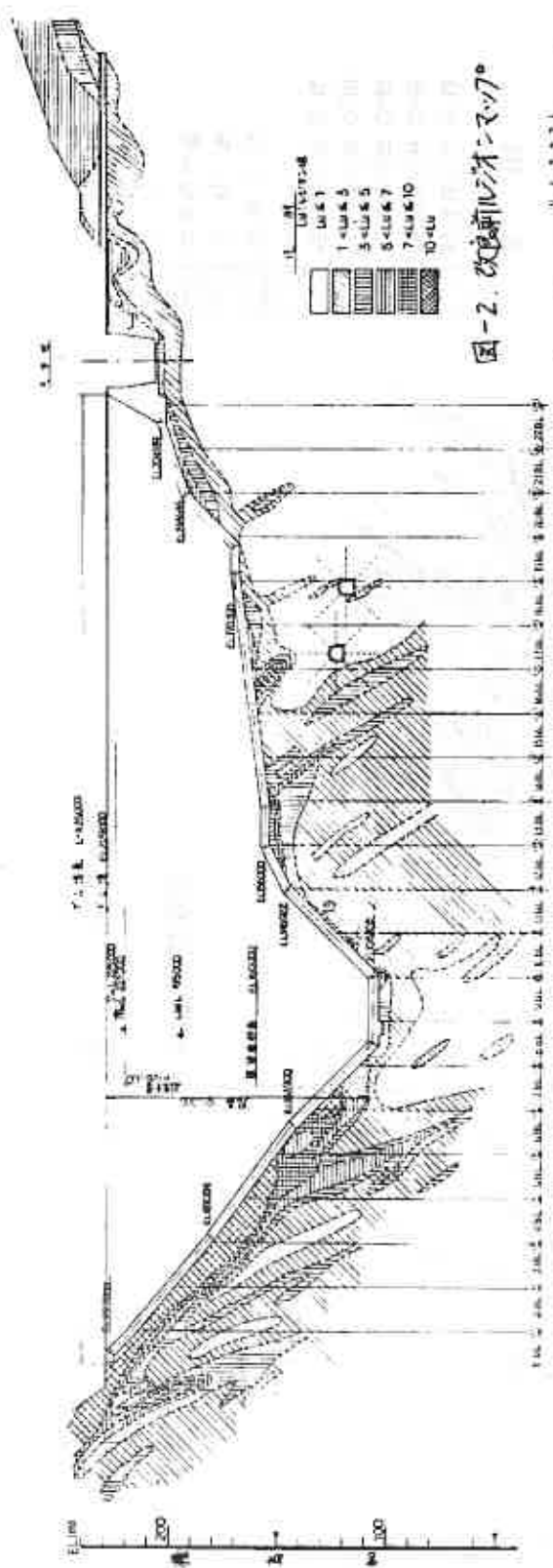


図-2. 改良位置マップ

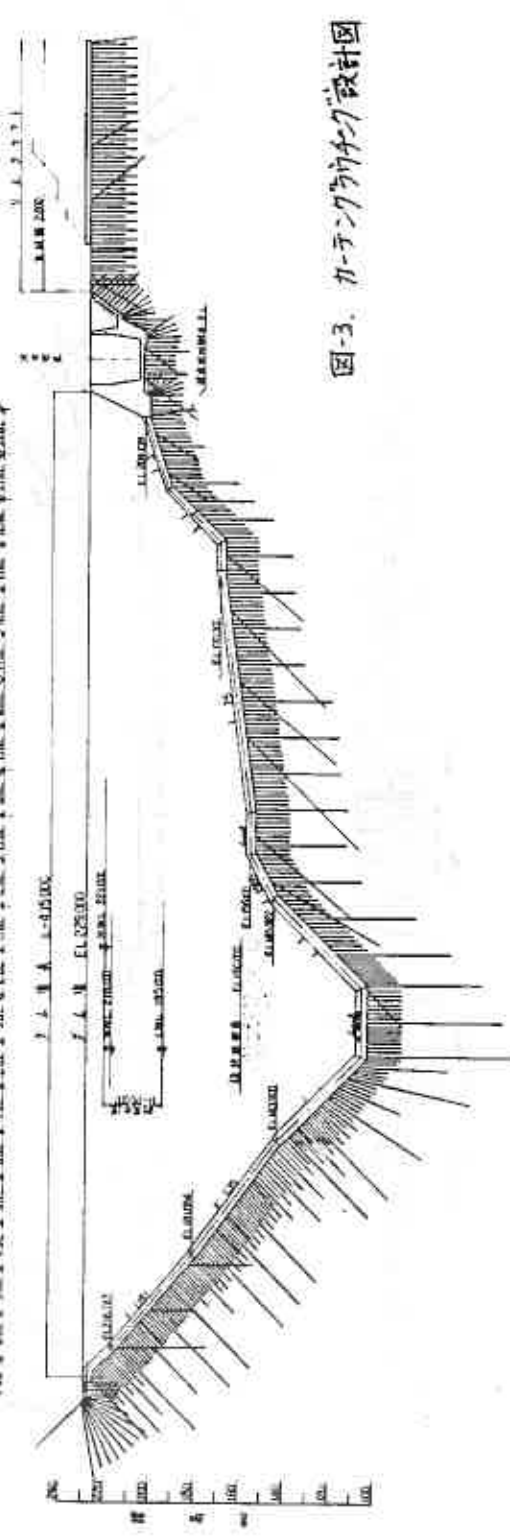


図-3. カテングラディング設計図

### 3. 基礎処理の計画と設計

#### 3-1. 計画と設計

基礎岩盤をアライテンプにより改良するにあたり、次の3点をその主な目的とした。

- ①. コア着岩部である岩盤の表面近くに分布する開口亀裂およびゆるみ領域、その地岩盤内の弱層を改良し、支持力の強化と同時に止水性の向上をほかりコアと基礎岩盤の接触面と表層部と透水経路にある浸透流を抑制し、止水性とパイピングに対する抵抗性を増す。
- ②. 当ダムはダム軸全線に監査廊を設置しているが、この基礎掘削中の爆破作業によりゆるんだり、亀裂を生じた部分を改良する。
- ③. 基礎岩盤の比較的深い部分にある岩盤の節理、亀裂等の空ゲキに対してグラウトテンプを行い、ダムコアの延長として基礎岩盤内に止水膜を形成してダムの止水効果を高めると同時に、透水経路を長くしてダム全体の安全性を向上させる。

これら、3つの目的に沿って効果的に基礎処理を実施するため、上記のそれぞれの目的に応じて、表層処理グラウトテンプ、コンソリデーショングラウトテンプ、カーテングラウトテンプに分け、地質状態を勘察した上で設計施工した。これらの工事手順としては、まずコア着岩部のオーバーハング、顕著な凹凸等をなくするため掘削、整形コンフリート等を実施した後、コア部全面にわたり表層処理グラウトテンプを実施する。次に、コアをある程度盛立した後その上載荷重のもとで、監査廊内よりコンソリデーショングラウトテンプを実施し、さらにコンソリデーショングラウトテンプが終了した箇所について、順次カーテングラウトテンプを実施することになる。以下、これら各グラウトテンプの設計について説明する。

#### (1) 表層処理グラウトテンプ

表層処理グラウトテンプの施工範囲はコア着岩部全面で、深2/～3m程度を対象とした。左岸と河床部、および河床から右岸台地に至る急傾斜部は、比較的堅硬な岩盤であり、幅広いシームや破砕帯は顕著ではなく、むしろ部分的にフラッキーな箇所が点在している状態であった。したがって、これらの箇所については、グラウトテンプ方法をパターン化することは特に考えず、地表からの観察により認められる亀裂等に対して集中的にグラウトテンプすることとした。この水に対し右岸台地から洪水吐基礎にかけては、多くのシーム、亀裂箇所、破砕帯が発達し、個々の部分をそれぞれ処理していたのでは、施工が繁雑になることが懸念された。そのため、右岸台地の地質不良箇所でもテストグラウトテンプを実施し、必要最低限のグラウトテンプの標準パターンを決め、注入状況に応じて補足グラウトテンプを行うという方法をとった。なお、グラウト孔の削孔は、施工能率を考慮して、主にレッグハンマーを使用した。一部、フローラードリル、ボーリングマシンの使用した箇所もある。

(2). コンソリデーションブラウチング  
 コンソリデーションブラウチングの標準的な配置は図-4に示すとおりである。1本当りの長さは5mとし、1断面当り放射状に4本削孔した。ただし、監査部の掘削岩盤の形状に応じて、コアまでの被りが最低2~3m確保されるよう、放射状の削孔角度を調整している。各断面の間隔は1.5~2.0mとしカーテンブラウチングの中間に配置した。つまり、後で行うカーテンブラウチングのミルク漏れを防ぎ、注入圧を上げ、その効果を一層高めるというブランクセットブラウチングのねらいもあるわけである。

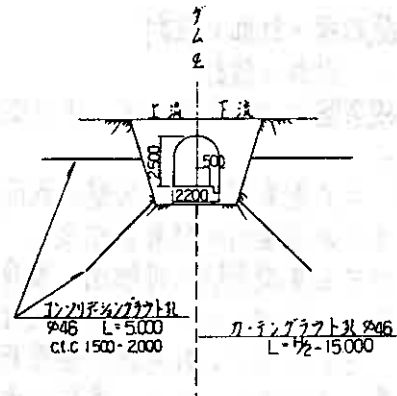


図-4. コンソリデーションブラウチング配孔断面図

(3). カーテンブラウチング

図-3に、カーテンブラウチングの設計図を示す。カーテンブラウチングの標準パターンは、地質状況に応じて、孔間隔1.5mまたは2.0mの単列とした。施工は原則として中央内挿法により、基本孔、中間I、中間II、中間IIIの順に行い、注入実績を勘案して検査孔を入れ注入効果を最終的に確認した。設計にあたっては、改良前ルジオンマップで透水性の大きい1.5~2.0mまでの範囲は必ず改良し、かつ、風化または節理にゆるみ認められるC1級の分布範囲および破碎帯等の地質状況の比較的悪い箇所を、および網羅するように配慮して、孔長を1.5~1.8m程度として配置した。カーテンブラウチングの改良目標ルジオン値は3ルジオン以下と決めたが、中間IIIまでの設計長は最低限として必ず実施した上で、各孔の設計最終ステータスにおいて、注入前ルジオン値が3ルジオンを越える場合には、3ルジオン以下となるまで孔長を延長するという追加基準を設けた。なお、右岸の翼の部分に地質の悪い箇所があったため、リムトンネルを設けて、トンネル内よりブラウチングすることとした。

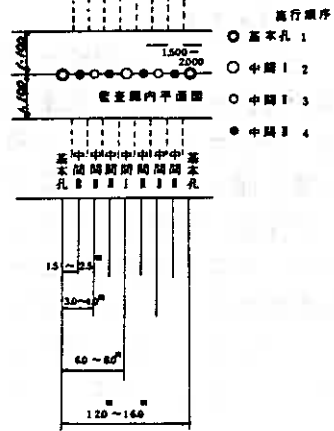


図-5. グラウト孔配置図

2-2. 浸透流解析によるブラウチング効果の検討

基礎処理が河床部から右岸台地にかけて終了した段階で、基礎岩盤の透水性が予想以上に良いことが判明し、改良効果という観点から施工実績を見ると、明確な判断ができかねる状態であったので、設計数量の妥当性を確認する目的で、浸透流解析によるブラウチング効果の検討を行った。この検討の目的は、カーテン

ブラウチングの長さ $l$ と、ブランケットブラウチングの深さ $d$ とをパラメータとした時の、それぞれの相対比較であった。図-6に検討ケースを示す。当ダムにおける表層処理ブラウチングは、一般的にブランケットブラウチングの一例として見たてることが可能である。図-7に使用した物性値を示すが、これは、左岸の標高160~190m付近の物性をモデル化し、これを河床部へ移植して考えるという変則的な方法をとったものである。表-2、3に解析結果を示すが、コア底面沿いの流速の低減に対しては、カーテンブラウチングの深さ $l$ の違いによる効果の差はほとんど見られず、むしろブランケットブラウチングの有無が大きく影響することがわかった。漏水量をみると、カーテンブラウチングを深くしても差は現われず、ブランケットブラウチングを深くした場合にある程度差が出ることもわかった。ただし、これもオーダーの差を示すほどのものではない。以上の結果から、当サイトにおいて、 $l=15m$ と $d=2.5m$ との組み合わせは効率の良い施工であると考えることができた。

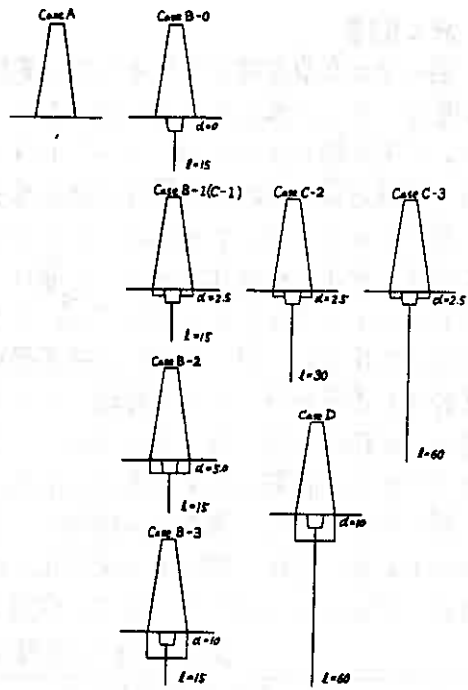


図-6 検討ケース模式図

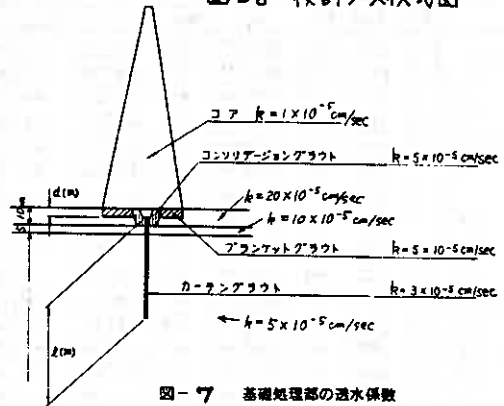


図-7 基礎処理部の透水係数

表-2 コア沿いの最大流速

ケース	コア沿いの最大流速 (cm/sec)	Case Aに対する割合 (%)
ケース A	$6.1523 \times 10^{-4}$	100.0
ケース B	0	$4.3644 \times 10^{-4}$ / 70.9
	1	$1.2659 \times 10^{-4}$ / 20.6
	2	$1.3350 \times 10^{-4}$ / 21.7
	3	$1.4203 \times 10^{-4}$ / 23.1
ケース C	1	$1.2659 \times 10^{-4}$ / 20.6
	2	$1.2454 \times 10^{-4}$ / 20.2
	3	$1.2445 \times 10^{-4}$ / 20.2
ケース D	$1.4152 \times 10^{-4}$	23.0

表-3 漏水量

ケース	コア直下の流出量 (m <sup>3</sup> /min/m)	ケース Aに対する割合 (%)
ケース A	$6.30 \times 10^{-3}$	100
ケース B	0	$5.13 \times 10^{-3}$ / 81.4
	1	$4.92 \times 10^{-3}$ / 78.1
	2	$4.76 \times 10^{-3}$ / 75.6
	3	$4.36 \times 10^{-3}$ / 69.2
ケース C	1	$4.92 \times 10^{-3}$ / 78.1
	2	$4.92 \times 10^{-3}$ / 78.1
	3	$4.92 \times 10^{-3}$ / 78.1
ケース D	$4.19 \times 10^{-3}$	66.5



#### 4. 施工実績

図-8に表層処理ブラウチングの実績図を示す。全体としての単位注入セメント量は、5~7%とそれほど多くなく、施工箇所による差はほとんど認められない。(河床部については、リーフによって見かけの注入量が増している。) これは、基礎岩盤が良好で緻密なためと考えられる。

表-4にカーテングブラウチングとコンソリデーションブラウチングの注入実績を示す。全体の単位注入セメント量は、カーテングブラウチングで6.7%、コンソリデーションブラウチングで5.5%である。カーテングブラウチングのBL別の注入状況を見ると、8~10BLの河床部が他の部分に比べて少ないのが目につき、深部まで岩盤が良いことを物語っている。コンソリデーションブラウチングでは、逆にこの部分が少なくなっているが、これは、地表近くに存在していた開口亀裂等にブラウトが拡散したとも考えられる。

図-9をみると、検査孔の段階で、目標の3ルツオン以下に改良されていることがわかる。また、図-10に検査孔の位置、図-11に改良後ルツオンマップを示すが、ほとんど3ルツオン以下に改良されていることがわかる。

表-4. 注入実績表

BL	カーテングブラウチング						コンソリデーションブラウチング									
	孔数	岩芽孔長(m)	ステージ数	注入セメント kg	注入時間 H'	造水時間 分	孔数	岩芽孔長(m)	ステージ数	注入セメント kg	注入時間 H'	造水時間 分				
1	26	575	131	7541.07	12.7	416 <sup>H</sup> 30'	42	124 <sup>H</sup> 00'	60	200	60	1296.00	4.3	174 <sup>H</sup> 40'	35	20 <sup>H</sup> 00'
2	18	435	91	2303.33	5.3	278 <sup>H</sup> 00'	38	103 <sup>H</sup> 20'	68	340	68	1498.37	4.4	221 <sup>H</sup> 20'	39	22 <sup>H</sup> 40'
3	17	320	76	1551.96	4.8	215 <sup>H</sup> 00'	40	91 <sup>H</sup> 20'	68	340	68	1257.73	3.7	215 <sup>H</sup> 40'	38	22 <sup>H</sup> 40'
4	16	340	78	1776.33	5.2	223 <sup>H</sup> 20'	39	92 <sup>H</sup> 00'	68	340	68	1345.74	4.0	212 <sup>H</sup> 00'	37	22 <sup>H</sup> 40'
5	17	335	76	1799.41	5.4	237 <sup>H</sup> 40'	43	96 <sup>H</sup> 40'	68	340	68	2567.94	7.6	245 <sup>H</sup> 20'	43	22 <sup>H</sup> 40'
6	13	280	69	1543.04	5.5	193 <sup>H</sup> 20'	41	75 <sup>H</sup> 00'	68	340	68	1916.19	5.4	230 <sup>H</sup> 00'	41	22 <sup>H</sup> 40'
7	19	405	85	2457.60	6.1	212 <sup>H</sup> 20'	31	84 <sup>H</sup> 20'	76	380	76	2823.33	7.4	291 <sup>H</sup> 20'	46	15 <sup>H</sup> 40'
8	14	320	55	1326.88	4.1	161 <sup>H</sup> 20'	30	37 <sup>H</sup> 40'	56	280	56	4123.65	14.7	253 <sup>H</sup> 20'	54	9 <sup>H</sup> 20'
9	10	195	35	876.52	4.5	103 <sup>H</sup> 20'	32	31 <sup>H</sup> 00'	40	200	40	4300.67	21.5	183 <sup>H</sup> 00'	55	6 <sup>H</sup> 40'
10	11	235	42	1004.10	4.3	124 <sup>H</sup> 00'	32	30 <sup>H</sup> 20'	44	200	44	3029.75	13.8	197 <sup>H</sup> 50'	54	7 <sup>H</sup> 20'
11	10	185	44	1086.96	5.9	124 <sup>H</sup> 20'	40	51 <sup>H</sup> 00'	40	200	40	1902.04	7.5	164 <sup>H</sup> 00'	41	10 <sup>H</sup> 40'
12	10	175	45	1606.73	9.2	142 <sup>H</sup> 20'	49	57 <sup>H</sup> 40'	40	200	40	1506.26	7.5	141 <sup>H</sup> 20'	42	13 <sup>H</sup> 20'
13	10	185	43	1247.41	6.7	130 <sup>H</sup> 20'	42	55 <sup>H</sup> 40'	40	200	40	1352.12	6.8	138 <sup>H</sup> 00'	41	13 <sup>H</sup> 20'
14	10	200	46	1433.73	7.2	140 <sup>H</sup> 00'	42	58 <sup>H</sup> 00'	40	200	40	1217.53	6.1	143 <sup>H</sup> 40'	43	13 <sup>H</sup> 40'
15	10	175	43	987.06	5.6	117 <sup>H</sup> 00'	40	55 <sup>H</sup> 40'	40	200	40	1191.78	6.0	143 <sup>H</sup> 40'	43	13 <sup>H</sup> 20'
16	10	175	43	1143.84	6.5	123 <sup>H</sup> 20'	44	58 <sup>H</sup> 00'	40	200	40	1150.61	5.8	141 <sup>H</sup> 40'	43	13 <sup>H</sup> 20'
17	10	165	42	1080.54	6.5	125 <sup>H</sup> 00'	45	55 <sup>H</sup> 40'	40	200	40	1193.43	6.0	141 <sup>H</sup> 00'	43	13 <sup>H</sup> 20'
18	10	180	44	961.27	5.3	129 <sup>H</sup> 20'	43	55 <sup>H</sup> 40'	40	200	40	1481.18	7.4	147 <sup>H</sup> 40'	44	13 <sup>H</sup> 20'
19	10	165	42	1002.91	6.1	123 <sup>H</sup> 40'	45	55 <sup>H</sup> 00'	40	200	40	1199.15	6.0	142 <sup>H</sup> 40'	43	13 <sup>H</sup> 20'
20	10	180	44	942.80	5.2	145 <sup>H</sup> 20'	48	56 <sup>H</sup> 40'	40	200	40	1128.62	5.6	141 <sup>H</sup> 00'	42	13 <sup>H</sup> 20'
21	10	170	43	1617.15	9.5	152 <sup>H</sup> 20'	54	56 <sup>H</sup> 00'	40	200	40	1109.07	5.5	131 <sup>H</sup> 20'	39	13 <sup>H</sup> 20'
22	10	275	74	1497.23	5.4	222 <sup>H</sup> 00'	48	93 <sup>H</sup> 00'	16	80	16	860.22	10.8	61 <sup>H</sup> 00'	46	5 <sup>H</sup> 20'
造水吐数	14	210	56	945.12	4.5	150 <sup>H</sup> 20'	43	60 <sup>H</sup> 00'								
○7%ル	25	375	99	5985.37	15.7	342 <sup>H</sup> 20'	55	100 <sup>H</sup> 00'								
リムソール	46	805	161	3646.65	4.5	346 <sup>H</sup> 40'	26	161 <sup>H</sup> 00'								
計	378	7080	1607	47265.93	6.7	4686 <sup>H</sup> 10'	40	174 <sup>H</sup> 50'	1072	5340	1072	31452.70	7.3	3657 <sup>H</sup> 30'	41	32 <sup>H</sup> 40'

#### 5. あとがき

一般的に、より効率的なブラウチングの施工管理を行うためには、ブラウチングによる注入範囲とその改良度合を適確に把握することが必要であるが、これらを理論的に解明するのは未だ困難な状況である。従って、各サイト毎にブラウチングの実績を逐次吟味しながら施工することが、今後とも重要と考える。

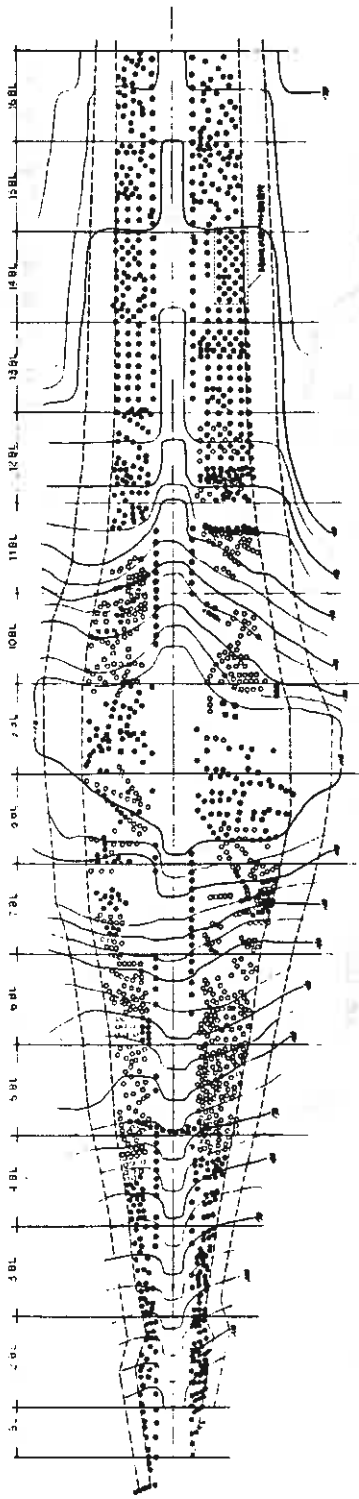
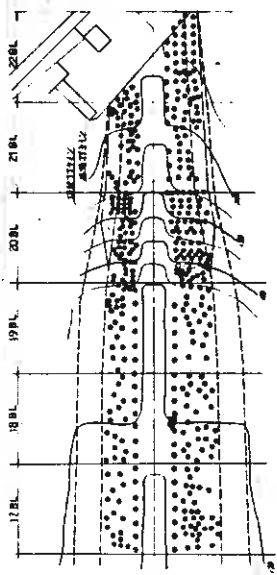


図-8. 表層処理グラウチング実績図



正位  
--- 標高2191.2  
--- 標高2191.2

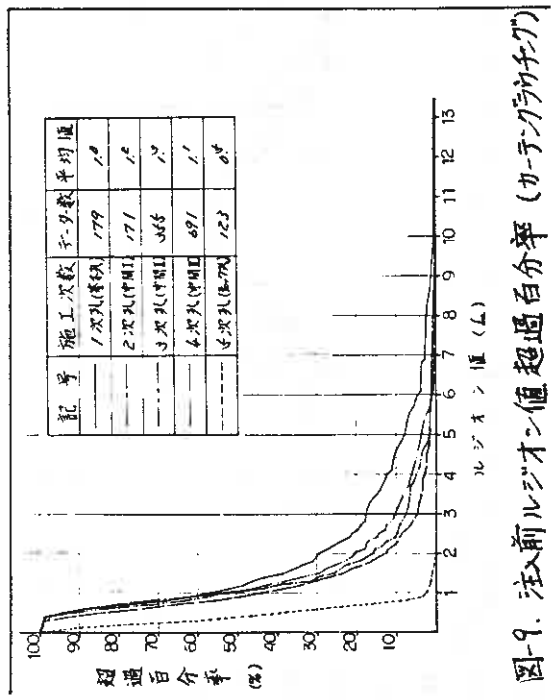


図-9. 注前ルンペン値超過百分率 (カーブのワカチ)

土工表層処理結果

工種	処理回数	試料数	平均値		標準偏差	最大値	最小値
			ルンペン値	超過百分率			
1次孔	179	179	1.0	1.0	2.0	0.0	2.0
2次孔	171	171	1.0	1.0	2.0	0.0	2.0
3次孔	365	365	1.0	1.0	2.0	0.0	2.0
4次孔	691	691	1.1	1.1	2.0	0.0	2.0
5次孔	123	123	0.8	0.8	2.0	0.0	2.0

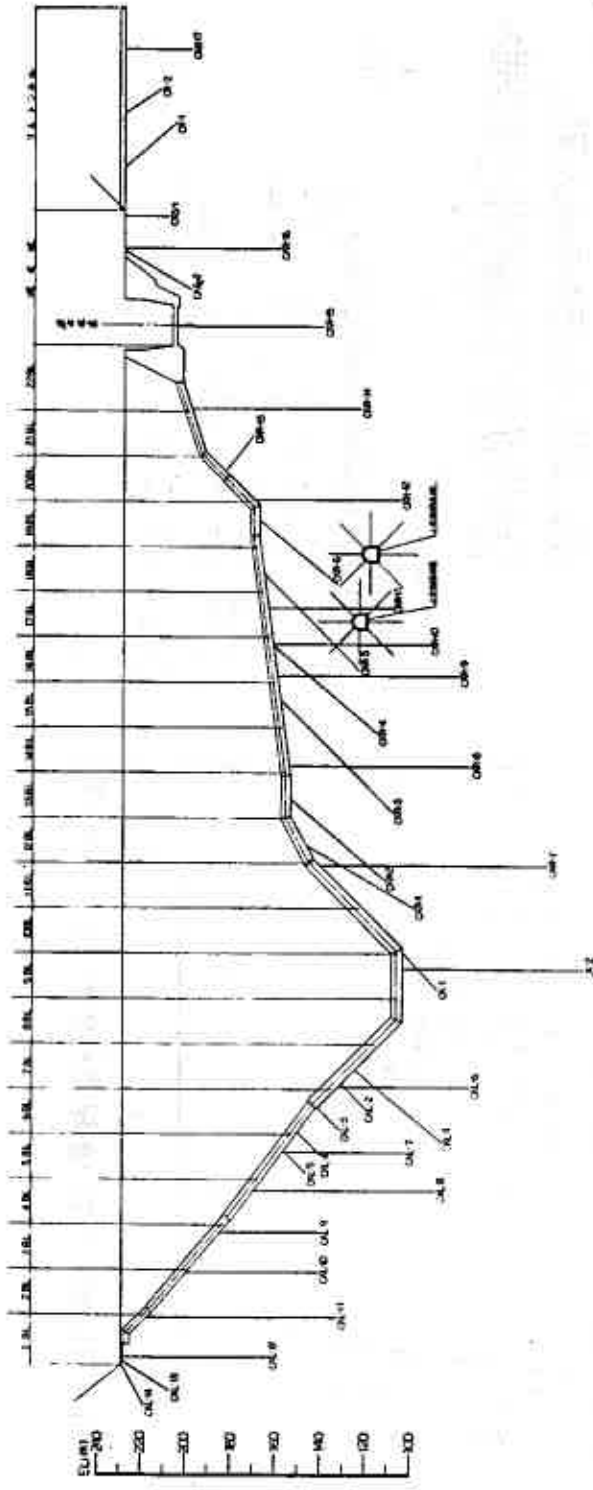


図-10. 検査孔位置図

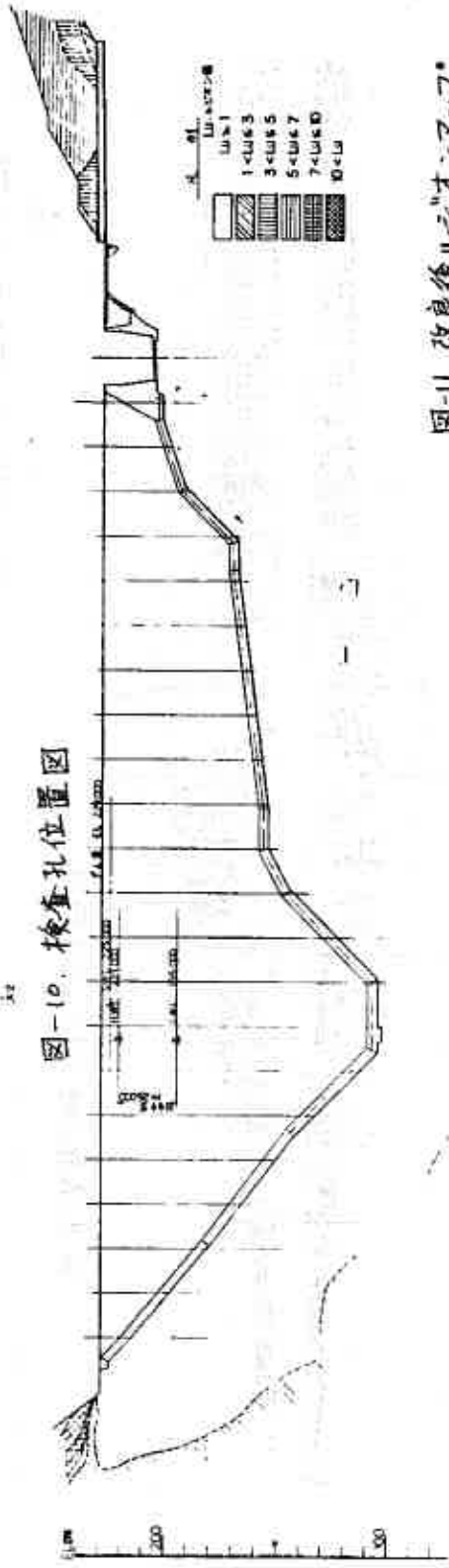


図-11. 改良後ルニオンマップ

## 異形グイの支持力について

北海道開発コンサルタント(株) 由良 桂一  
○藤田 友幸

### 1. まえがき

近年、市街地等の整備は、良好な地盤上のみならず軟弱土層上にも拡げざるを得ない状況にある。

道内の軟弱地盤は、極めて軟弱な泥炭、粘性土が厚く堆積し、構造物等の支持地盤が数十mの深度にある場合が多い。

この様な泥炭性軟弱地盤では、構造物の支持グイは特に長尺のものを必要とするため基礎工事費が莫大となり、上部構造との間に経費の面でアンバランスを生ずることがよくある。

この泥炭性軟弱地盤において、比較的軽量の構造物を摩擦グイ的基礎構造で支持できるから、経済的に有利であることは言うまでもない。

今回、以上の観点より、軟弱層が厚く堆積している厚真町地域での用水路の建設にあたって、摩擦グイの一種である異形グイを採用した。

異形グイは製作の歴史は古いが、最近になって頻繁に使われるようになってきた特殊な節グイである。

本報文は、用水路に用いた異形グイの載荷試験結果を記述するとともに、一般に使われている静力学公式によるグイ支持力との比較を行ったものである。

### 2. 試験地の土質概要

載荷試験を行った地点は、図-1に示すように上厚真地域であり、地盤標高は7~8m前後の泥炭性軟弱地盤地帯である。

当地点の地盤は図-2に示す如く、地表より1mは撈前の軽石層があり、この下位、深度6mまでは、コーン貫入抵抗値 $q_c = 2 \sim 3 \text{ kgf/cm}^2$ 、含水比 $w_0 = 300 \sim 500\%$ で非常に軟弱な泥炭層が堆積し、さらに、深度6~40m間は $q_c = 2 \sim 5 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $w_0 = 45 \sim 65\%$ の軟弱な海成粘性土層が続いている。

当地点の地盤では、通常のグイ基礎のための支持層は深度40m以深に堆積するN値=30~50を示す砂礫層が通しているが、異形グイは泥炭層と粘性土層との摩擦力を期待するものである。

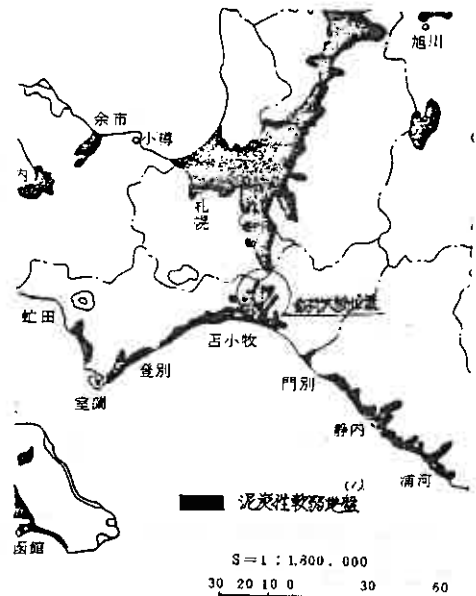


図-1. 載荷試験位置図

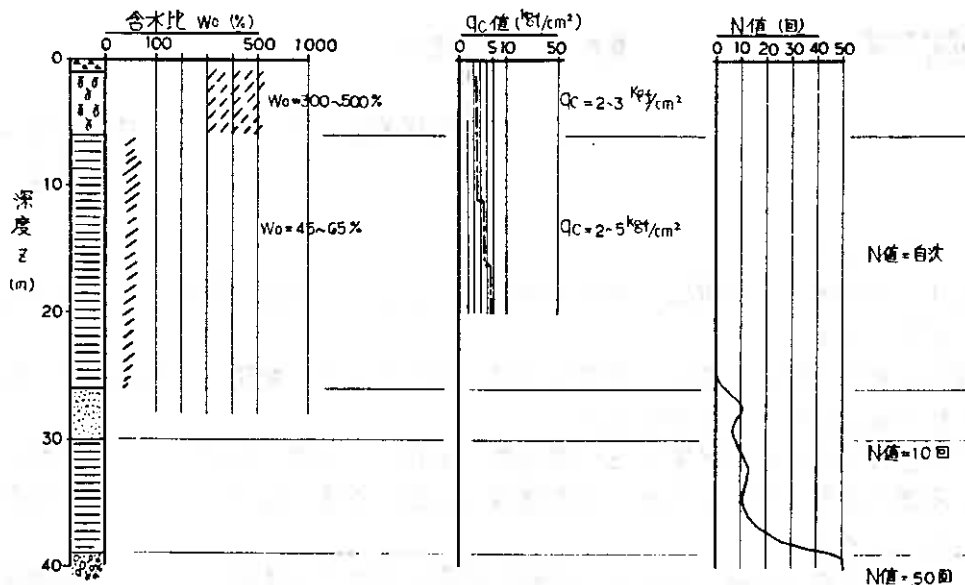


図-2. 土質概要

3. 異形グイの選定

現在使用されている異形グイには、図-3に示すように 形状は三角グイと円形グイに大別され、施工方法には砕石 ( $\phi = 0 \sim 40 \text{ mm}$ ) を用いるシーリング工法 (打撃工法) とモルタルまたはセメントミルクを用いるモルタル工法 (無振動工法) とがある。

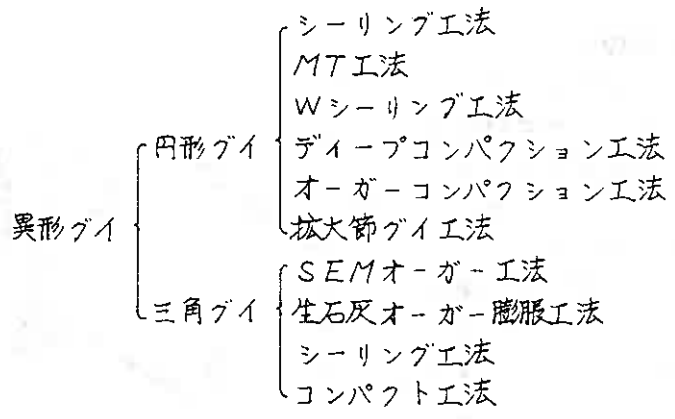


図-3. 異形グイの種類

今回の載荷試験に使用したグイは長さ  $l = 1.2 \text{ m}$  の円形の異形グイで、シーリング工法により打設した。

ちなみに、異形グイは芯径  $\phi = 305 \text{ mm}$ 、有効径  $\phi = 445 \text{ mm}$  で、異形グイの有効径と同等の径である一般的なグイ ( $\phi = 450 \text{ mm}$  のRCおよびPCグイ) よりも

経済的であり、また、軟弱地盤中での摩擦抵抗の大きいことが実績として知られている。

図-4に異形グイの諸元、図-5にシーリング工法の打設法を示す。

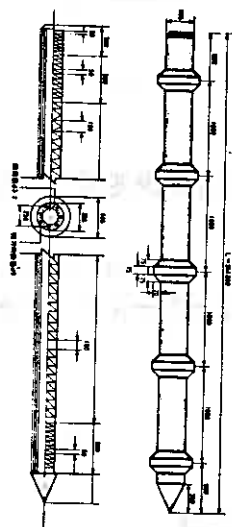


図-4. 異形グイの諸元

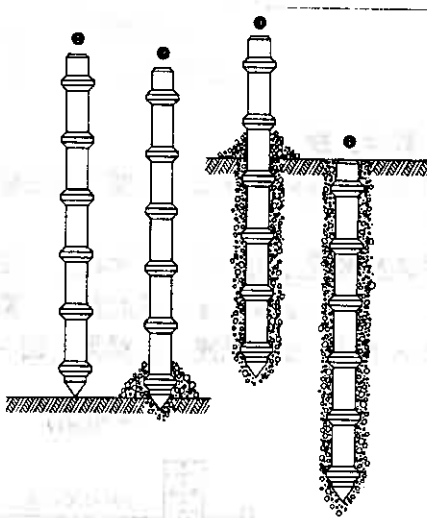


図-5. シーリング工法

4. 静力学公式による支持力の推定

異形グイの支持力を推定するにあたり、一般に用いられている以下のTerzaghi, MeyerhofおよびDörrの3式を用いた。

(Terzaghi)

$$q_a = \frac{1}{3} \{ (\alpha \cdot C \cdot N_c + \gamma \cdot r_i \cdot B \cdot N_r + r_2 \cdot D_f \cdot N_f) A_p + (f \cdot \psi \cdot L) \} \dots (1)$$

(Meyerhof)

$$q_a = \frac{1}{3} \{ 30 \bar{N} A_p + (\frac{1}{5} \bar{N}_s \cdot L_s + 2 \bar{N}_c \cdot L_c) \psi \} \dots (2)$$

(Dörr)

$$q_a = \frac{1}{3} \{ A_p \cdot L \cdot \bar{r} \cdot K_p + \frac{\psi \cdot \bar{r} \cdot L^2 \cdot \mu (1 + \tan^2 \phi)}{2} + L \cdot \psi \cdot C \} \dots (3)$$

なお、式中のフイ周面の摩擦抵抗は  $q_c$  値より、粘性土は粘着力  $C = 1/15 q_c$  として推定し、泥炭層は不確定要素が多いことから無視している。また、フイ先端面積および周長は打設後の形状（碎石充填後のみかけの形状）とし  $\phi = 45^\circ$  である。

表-1に、上記3式によるフイの許容支持力の計算値を示す。

表-1. 静力学公式による長期許容支持力

算出方法	長期許容支持力の計算値
Terzaghi	10.0
Meyerhof	9.6
Dörr	11.0

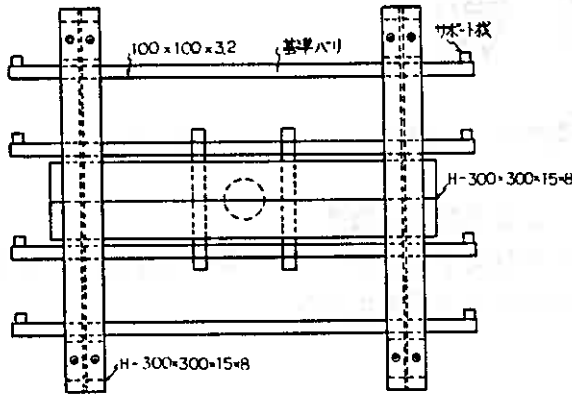
5. 載荷試験

異形グイの載荷試験は、土質工学会編<sup>(2)</sup>・杭の鉛直載荷試験基準・同解説に準じて行つた。

載荷試験装置は図-6に示す如く、反力グイとしてH鋼(H-300×300×15×18,  $l=16m$ )を4本打設し、載荷方法はB法でサイクルである。

以上の方法により実施した結果を図-7に示す。

(平面図)



(側面図)

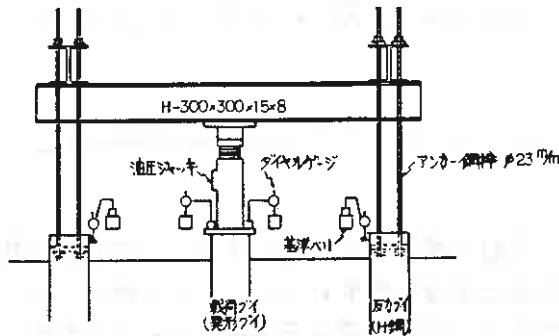


図-6. 載荷試験装置図

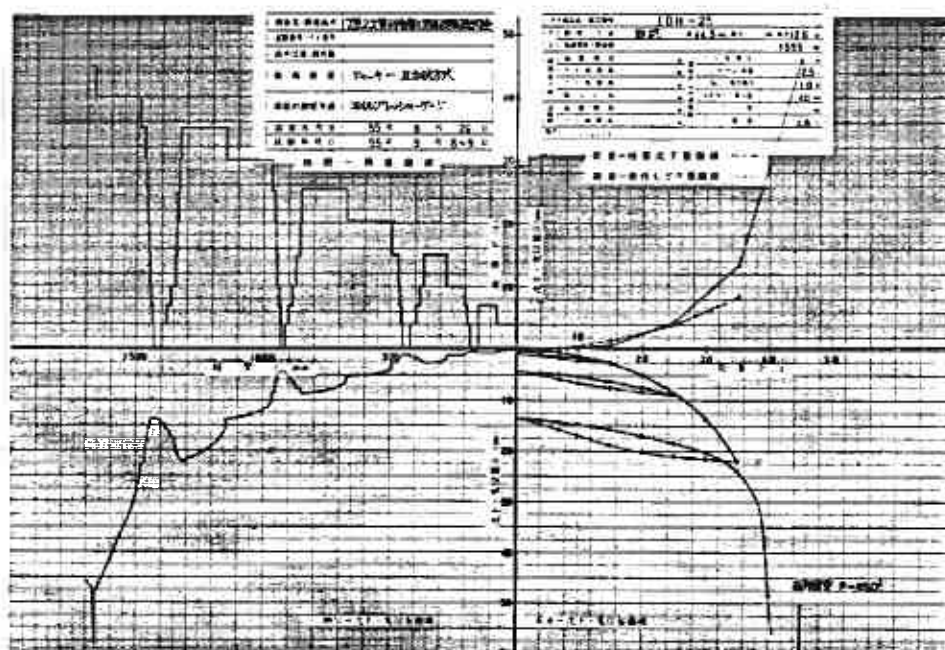


図-7. 載荷試験結果

載荷試験結果より、極限荷重を判定する方法には各方面により種々の規準があるが、今回の試験では図-7の荷重-沈下曲線に示すように、明らかに  $P_u = 45$  程度である。

一方、降伏荷重については一般的に用いられている5種の方法、すなわち  $P \sim S$  図、 $\log P \sim \log S$  図、 $S \sim \log T$  図、 $P \sim \Delta S / \Delta \log T$  図、 $\log P \sim \log S$  図それぞれ求めた結果、すべて  $P_y = 20$  程度となる。

したがって、載荷試験より異形グイの長期許容支持力は  $g_a = P_u / 3$  もしくは、 $g_a = P_y / 2$  の小さい方として、 $g_a = 10$  ㌦/本となる。

#### 6. 異形グイの支持力

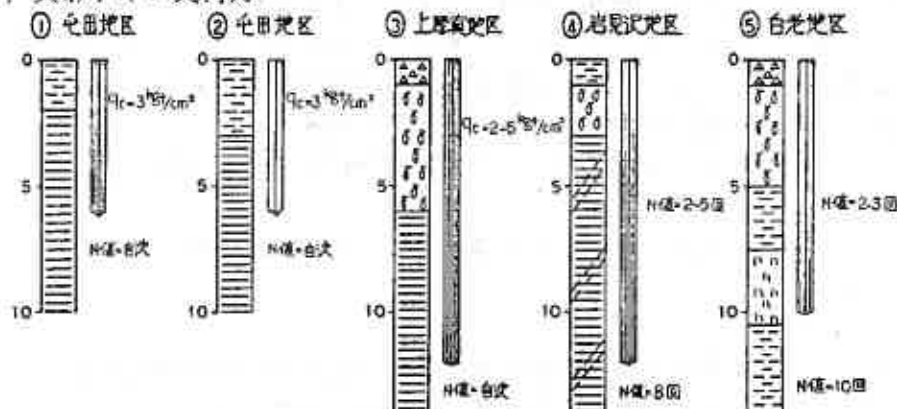


図-8. 各地区における土層概要



図-8に示す道内の各所で、異形グイをシーリング工法で施工し、同時に載荷試験を行っている。

これらの各地盤において4節と同様の方法により、静力学公式でグイの許容支持力を算出し、原位置における載荷試験結果と比較したのが図-9である。

載荷試験により得られた許容支持力が静力学公式によるものよりやや大きい傾向はあるが、⑤の白老地区以外よく一致している。白老地区の場合は、グイ先端が火山灰であり、粘性土も火山灰混りであるため内部摩擦角等の算定が難しく、過少評価した可能性がある。

いずれにしても、異形グイの許容支持力は有効径を考慮した静力学公式によるかなりの精度で推定でき、中でも道内での実績の範囲ではTerzaghiの公式が適合するといえよう。

ただし、載荷試験によるグイの許容支持力の決め方は明確には規定されていないため、ここでは前述した方法にて許容支持力を定めている。したがって、載荷試験によるグイの許容支持力の求め方が別の方法で行われる場合は差が生ずる可能性がある。

## 7. あとがき

泥炭性軟弱地盤における特殊な異形グイの載荷試験について報告し、道内での実績をふまえて、異形グイの支持力について若干の検討を行った結果、長期許容支持力は静力学公式によりある程度の精度で推定できることを示した。

しかし、今回の検討に際しては、数少ないデータから検討したばかりでなく、特殊な異形グイにおける支持力機構が明確にされないまま進んでいるため問題もまだ残っている。したがって、今のところ異形グイの使用に際しては、原位置における載荷試験が不可欠であり、この情報を基にして設計等を進めて行くべきものである。また、施工後の構造物荷重による圧密沈下も問題となる。

いずれにしても、今後、載荷試験データや沈下挙動データを蓄積していくことが必要である。

最後に、この報告にあたってデータを寄せて頂いた各関係機関の方々に記して謝意を表します。

- 参考文献 1). 泥炭性軟弱地盤対策工指針(案)北海道開発局軟弱地盤対策工委員会  
2). グイの鉛直載荷試験基準・同解説、土質工学会。

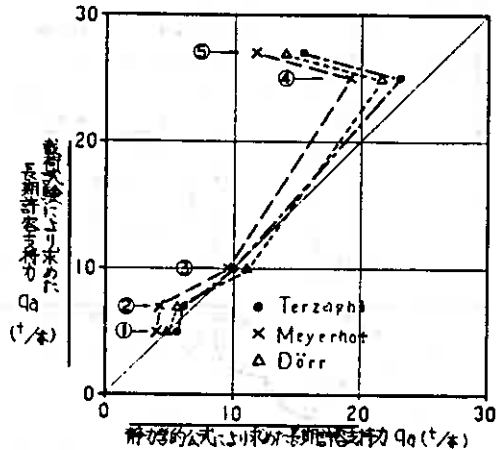


図-9. 静力学的公式および載荷試験より求めた長期許容支持力の関係

## 軟岩を支持地盤とする橋梁基礎の

### 調査・試験の1例について

北海道十勝支庁 小林 光 男  
北海道士質コンサル ○池 田 晃 一  
同 上 工 藤 康 雅

#### 1. まえがき

構造物の基礎調査等を目的とする地盤調査は、未固結土（土質地盤）の場合、標準貫入試験等各種のサウンディングや乱さない試料を採取しての力学試験が実施され、これに基づいて支持力や変形の解析が行なわれてきている。しかし、固結土（岩盤地盤）は確立された調査法はなく、一般にはボーリングで採取したコアの採取率、亀裂状況、コア長などより岩盤の等級を区分して設計に用いることが多い。特にコアが未固結土状で採取されるような軟岩は、コア判定が出来ないことや、定量的尺度を示す一軸圧縮試験を行なうことも困難なため、力学的特性は経験的に判断していることが多い。

近年、構造物が大型化し、安全性、経済性の点から基礎は大きな支持力を有する地盤に支持させることの必要性が増し、従来のように岩盤区分に従って一律の支持力などを採用することは不経済と考えられ、種々の調査・試験が試みられてきているが、未固結土の調査のように一般化はしていない。

十勝地域は比較的地質年代の新しい軟岩類が広く分布する地域であるが、たまたま、十勝川を横断する橋梁の基礎調査と、調査結果に基づいて杭の鉛直載荷試験を行なう機会に恵まれたため、特に目新しい方法ではないが今後の調査・設計に対する参考資料の1つとなればと考えて紹介することとした。

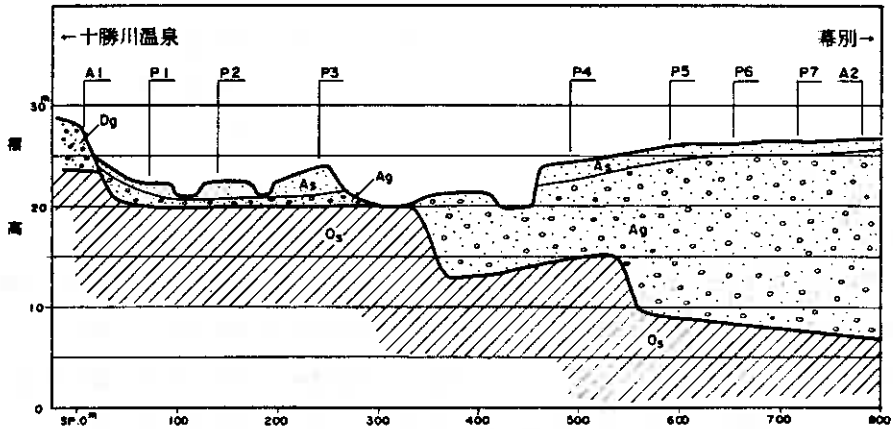
#### 2. 地盤概要

調査地は帯広市と幕別町のほぼ中間、音更町十勝川温泉から幕別町千住の間に十勝川を横断する位置であり、地盤の構成は図-1に示すように新第三紀鮮新世末の堆積岩を基盤とし、その上を第四紀沖積世の氾濫原堆積物で覆われている。

堆積岩は長流枝内層と称されている地層で、ボーリングコアは未固結土状で採取される砂岩を主とし、一部泥岩、礫岩を挟在する。氾濫原堆積物は細粒分10%以下の砂礫を主とし、礫は平均径10～50mm、最大径100mm程度である。

砂礫の締まり具合は標準貫入試験が礫に当たって過大なN値を示すものが多数あるが、傾向的には標高15m付近より上部は $N=20\sim40$ の中位以下、以深は $N>40$ の中位以上と扱える。また、長流支内層は $N>60$ （単純換算N値 $=70\sim250$ ）と通常の未固結土とは異なる大きなN値を示している。

図-1 地盤の構成



記号	地層名	N値	比抵抗 $\Omega$ - m	特徴
As	河川氾濫原堆積物	10以下	—	砂・シルト
Ag		10~50	300~1000	砂礫、右岸側上部礫まり具合ゆるい
Dg	新期扇状地堆積物	50以上	100~200	砂礫
Os	長流椋内層	60以上	10~100	主に砂岩、一部泥岩、礫岩

### 3. 調査結果

調査は種々実施したが、地盤の支持力、変形特性を知るためには標準貫入試験と孔内水平載荷試験を行なった。調査目的は以下のとおりである。

- ① 軟岩のN値は砂、砂礫などの未固結土と同様に扱えるかどうか。すなわち、地中においては固結している軟岩の静的な力学特性が、動的サウンディングであるN値で相対的な表現をされるかどうか。
- ② 軟岩のN値と孔内水平載荷試験で得られた諸数値に関連性があるならば、その関係は未固結土の場合と同様かどうか。
- ③ 孔内水平載荷試験で得られる降伏圧Pyは直接的に軟岩の支持力を推定する方法となるかどうか。

試験結果はN値と孔内水平載荷試験で得られた降伏圧Py，比K値ko，弾性係数Esについて整理し、図-2~4に示す。①の目的はややバラツキがあるが、軟岩の力学的特性は未固結土と同様にN値で相対的に表現出来ると判断される。②については砂、砂礫に較べて同一N値に対するPy，ko，Esは小さく、特にEsにおいて小さい値を示している。これらの傾向は当調査地

のみだけではなく、道内他地域で行なわれた試験結果と同様である。⑤については今後、現場における平板載荷試験などに期待している。

図-2 孔内水平載荷試験結果

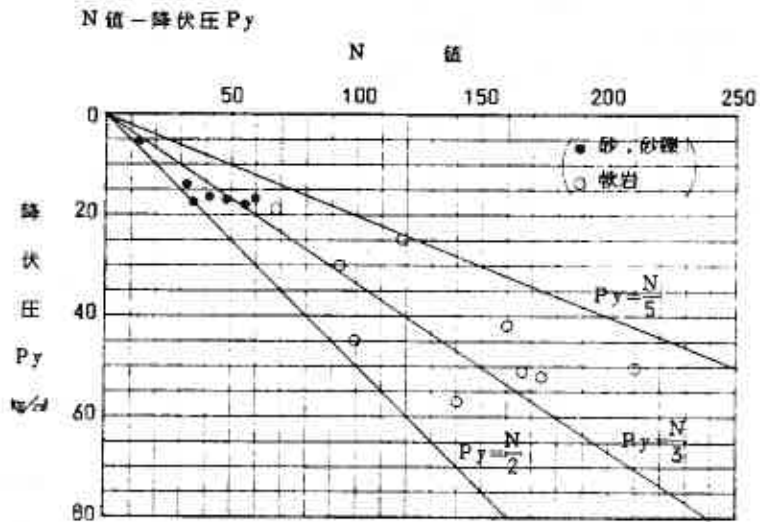


図-3 N 値 - 比 K 値  $k_o$

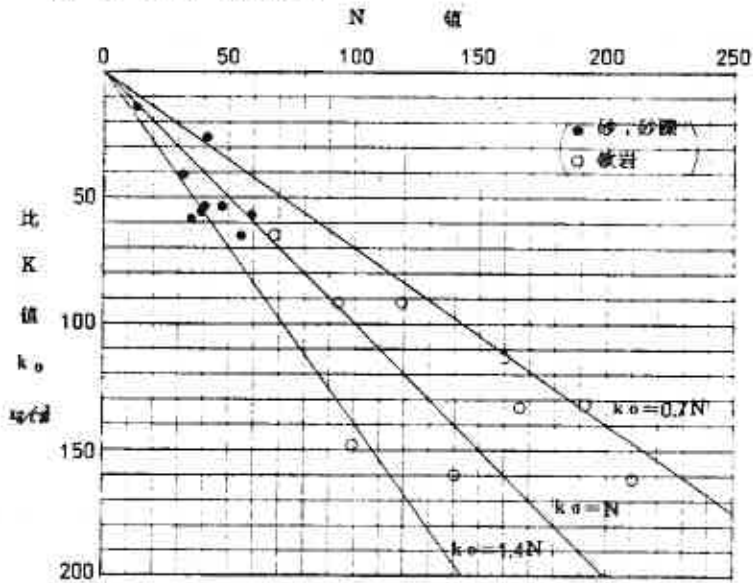
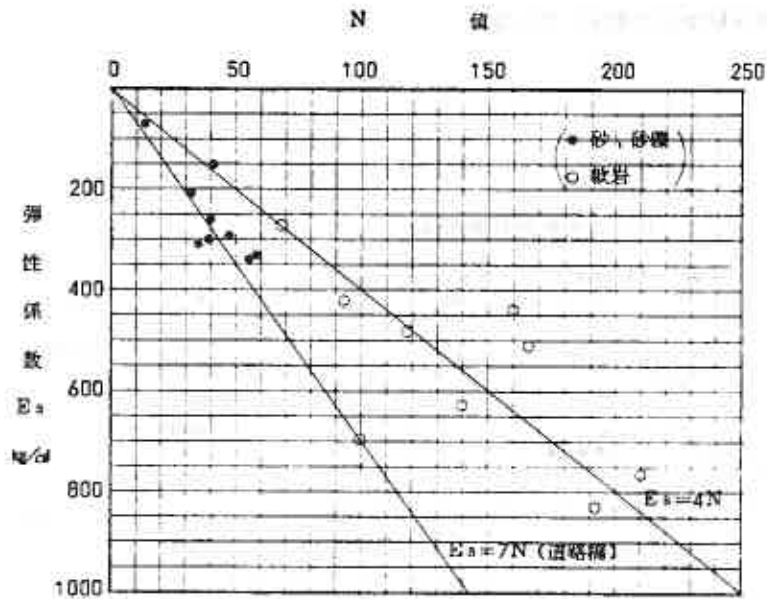


図-4 N値-弾性係数  $E_s$



#### 4. 基礎工法

計画橋梁は巾員12.3m、橋長77.25mの1等橋(TL-20荷重)である。調査結果よりA<sub>1</sub>~P<sub>4</sub>は軟岩を支持地盤とする直接基礎、P<sub>3</sub>~A<sub>2</sub>は軟岩を支持地盤とする杭基礎が選定された。杭基礎としては

- 中間砂礫の礫径が最大100mm(推定最大礫径200~300mm)程度であり、且つこの砂礫が良好な滯水地盤となっている。
- 支持地盤である軟岩の上面に起伏があり、杭長にバラツキが予想される。
- 橋梁規模より大きな軸方向許容支持力を要する。

などの条件より、オールケーシング工法による場所打杭(φ1200mm)とした。なお、単杭の軸方向許容支持力(常時)は「道路橋示方書・同解説」より $R_a = 270\%$ 、他の計算法では $R_a = 410\%$ (建築学会)、 $R_a = 390\%$ (孔内水平載荷試験によるPyより推定・・・メナール)と推定された。

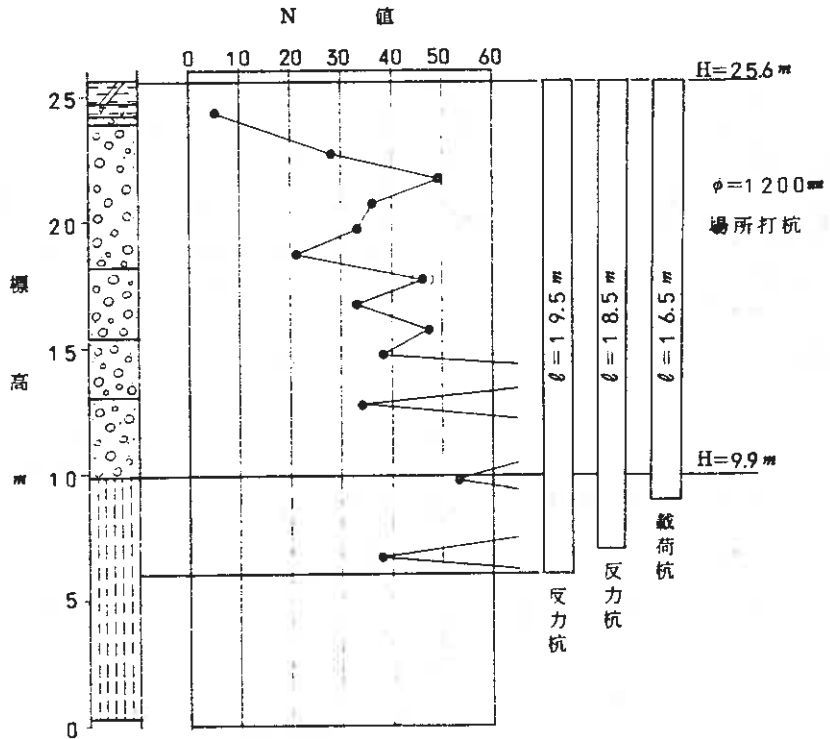
#### 5. 載荷試験

杭載荷試験は杭の軸方向許容支持力の判定を目的としたが、その他厚い砂礫層下の軟岩まで施工する場所打杭の施工性、杭先端部のゆるみ、滯水地盤中で形成される杭体の品質などを知ることも目的とした。

## 1) 場所打杭の施工

掘削はMT-150型ベント掘削機を用い、当初軟岩部に3~4mの根入れを見込んで施工したが、軟岩部中においてのケーシング抜き上げに長時間(全工程13時間)を要し、機械能力を超える危険性が生じたため、載荷杭および2本の反力杭は根入れを約1mとした。(図-5)

図-5 施工された場所打杭

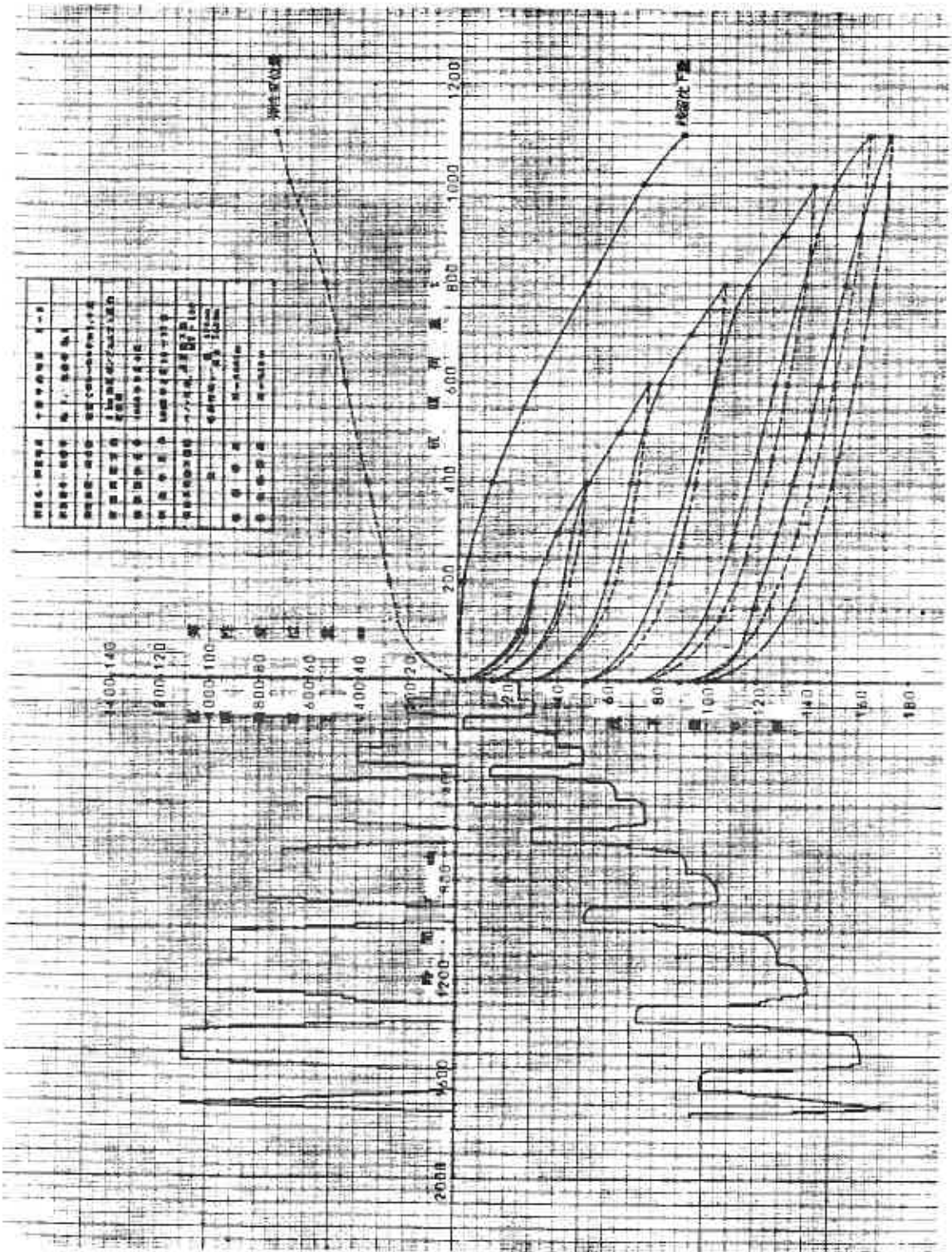


載荷試験終了後杭体をボーリングで掘削して採取したコアの圧縮試験結果は470~650kg/cm<sup>2</sup>(設計強度300kg/cm<sup>2</sup>)であり、コンクリートは十分な強度を有していた。また、杭施工のスライム処理はスライムバケットによったが、試験終了後に杭先端下地盤について標準貫入試験を行なった結果ではN>100~200を示し、スライムは存在しなかった。

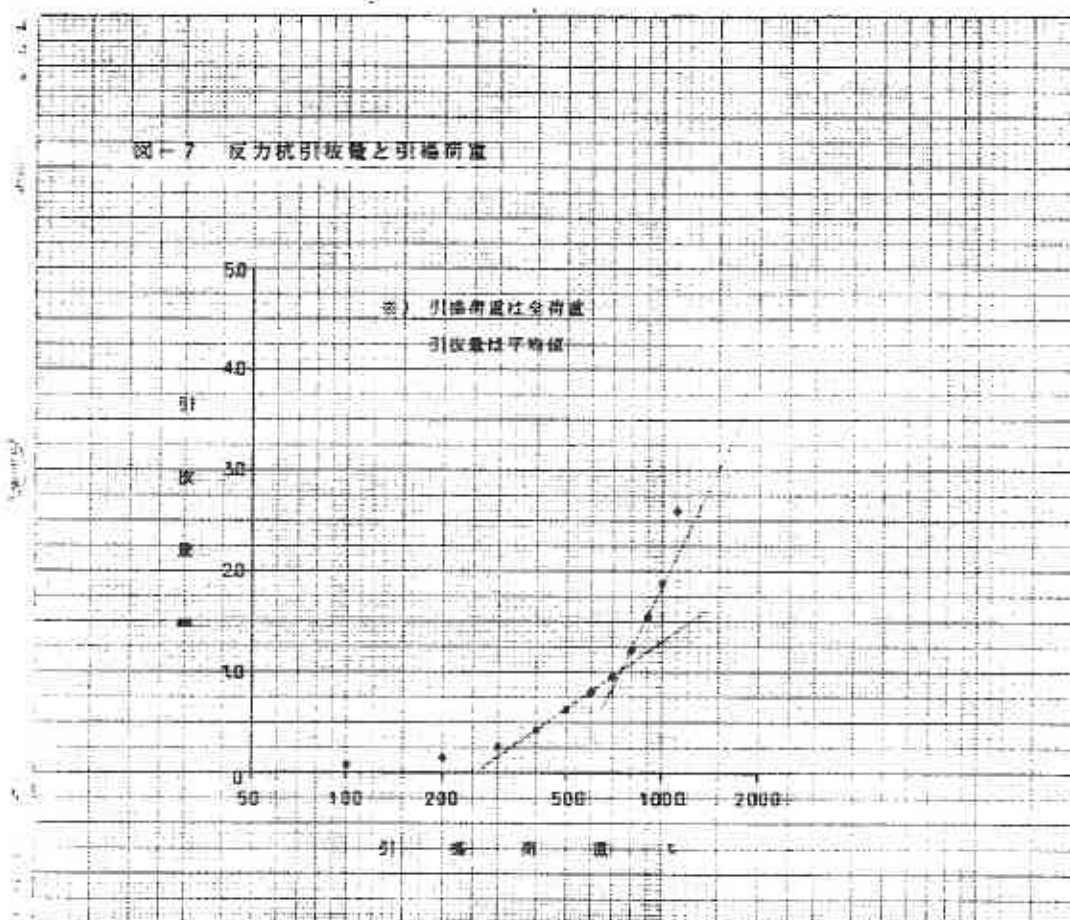
## 2) 載荷試験結果

最大試験荷重1000tを目標とし、状況によっては1200t程度まで載荷することを考慮して緩速多サイクル方式で実施した。試験結果は図-6に示すように最大荷重1100tまでの間に破壊は生じなかったが、800~1000t付近でやや沈下が増大しており、これより降伏荷重点を800tと扱った。従って、軸方向許容支持力(常時)はRa=400tと判定した。

圖-6 抗載荷試驗結果圖



反力杭の引抜き量は各杭によってややバラツキはあったが、平均引抜き量と全引抜き荷重の関係は図-7のようになり、全引抜き荷重740t(1本当りの平均は185t)が引抜き降伏荷重点と見える。



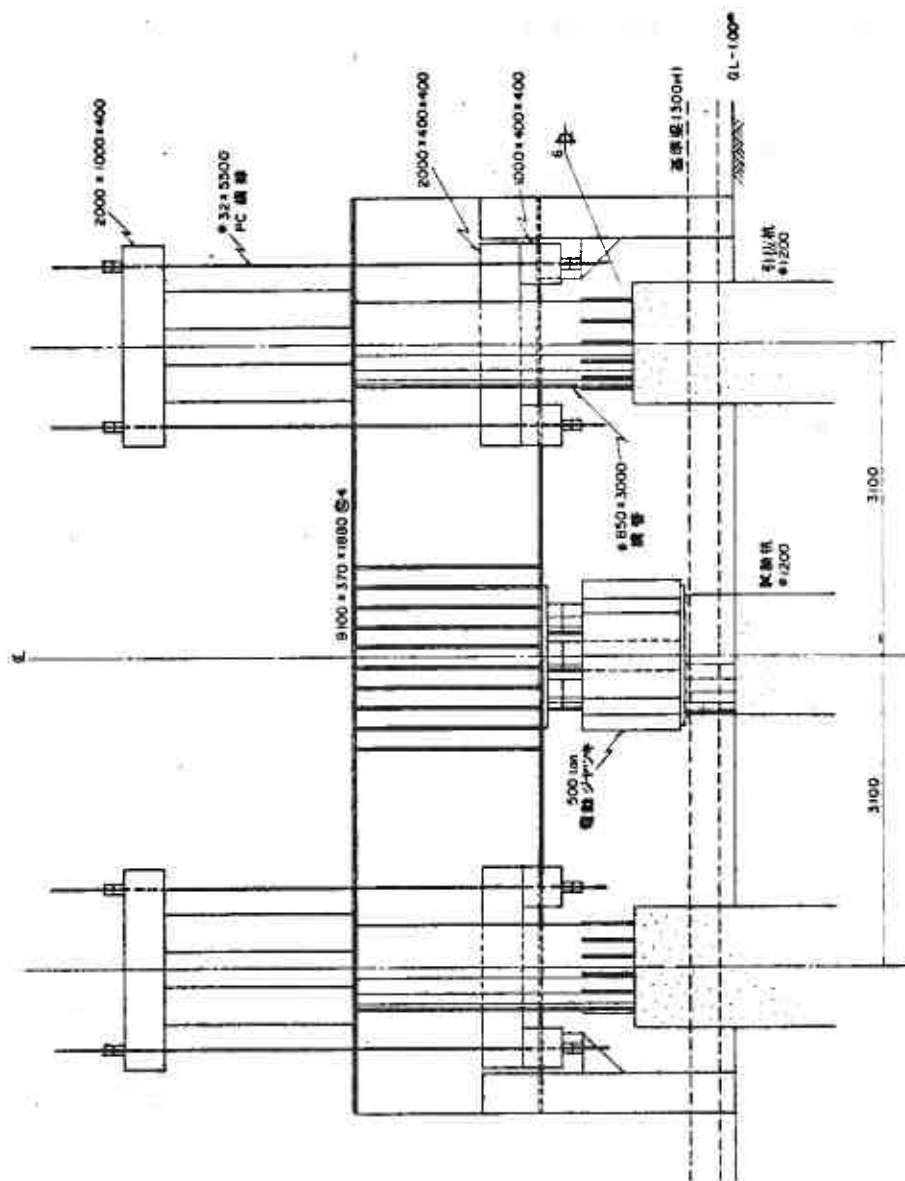
## 6. おわりに

軟岩における基礎の調査・試験例として1地点のものについてまとめてみた。全体に資料不足、追求不足の宿願が多かろうかと思うが、この分野の調査例の発表が少なく、少しでも関係各位の参考になれば幸いと考えた次第である。今後、この分野の資料を集積して再度御批判を受けたく、特にN値と孔内水平載荷試験の問題や孔内水平載荷試験結果を用いての実際の基礎における支持力推定などを明らかにしてゆきたい所である。

なお、末筆ではあるが載荷試験にあたって助言、御指導を頂いた北海道開発局土木試験所基礎工研究所の皆様にご感謝の意を表し、謝辞とさせていただきます。



图-8 载荷试验装置图



まえがき

「改良赤土」はアルミナの製造工程で発生する「赤泥」を、セメント添加と圧搾脱水により、その力学的諸性状を著しく改善させた土木材料である。昭和52年から「改良赤土」の開発試験を開始し、昭和56年6月には国道36号樽前改良区の路体部で試験施工を実施されるに至った。その試験結果において施工上、ならびに強度上良好な結果が得られたので、今回は路床材料、あるいは下層路盤材料としての可能性を把握するため、当社苫小牧工場内で試験施工を行なった。

本報告は、この試験道路が完成した時点までの種々の試験結果をまとめたものである。なお、完成した道路は現在燃料輸送の運搬路に使用されており、引き続き走行荷重の経歴、凍結深度、凍上量等の調査が行なわれている。

1. 改良赤土の製造工程と一般的諸性状

赤泥は原鉱石のボーキサイトを粉碎し、苛性ソーダ溶液でアルミナ（アルミ地金の中間製品）を抽出するときに発生する残さい物であり、その発生量は、アルミナ生産量の70%前後で当工場における年間赤泥発生量は約26万トン（乾重量）程度である。当工場ではボーキサイトを主にオーストラリア、インドネシア等から輸入している。このボーキサイトは各種岩石（閃長石、石灰石、頁岩、片麻岩、玄武岩、霞石等）が赤道を中心とする熱帯および亜熱帯の高温多湿の気候下で長年にわたる風化分解作用の後、残留したアルミナ、酸化鉄、酸化チタン等が主体となつているものである。したがつてアルミナ分を除いた残さい物である赤泥もボーキサイトと同様の鉱物類の混合体である。赤泥は国内、国外を問わず、少量の有効利用を除いてはほとんどが、含水比150%～300%のスラリー状態で海洋投棄あるいは海面埋立等により処分されているのが現状である。この赤泥スラリーを大型の脱水機により含水比42%程度まで圧搾脱水して得られる塊状化したものを「赤土」と称し、通常の土木機械で容易にハンドリングできるようになる。この赤土は一般の盛土材として利用され、

現在までの使用量の実績は25万 $m^3$ 程度となつている。

今回、試験に使用した「改良赤土」は赤土の性状をさらに改善するために図1のように、脱水前のスラリー状の赤泥に数パー

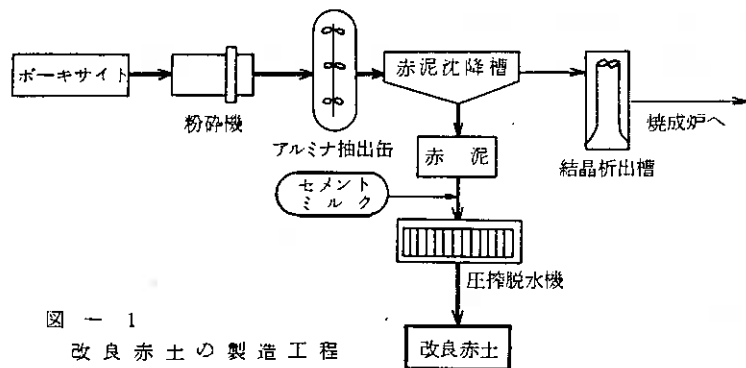


図 - 1  
改良赤土の製造工程

セント程度のセメントを添加混合後、赤土と同様に圧搾脱水して製造するものである。赤土との性状比較を表1に示し、改善された点を列記すると次のとおりである。

(1) セメントの硬化作用により、赤土の粒子同志の結びつきが強固になり、見かけの粒度はレキ質土に変化している。

(2) コンシステンシー試験の結果から、赤土より相対的に塑性側に移行しており、物理的により安定した材料となつている。

(3) 自然含水比（出荷時含水比）が最適含水比とほぼ同一となつており、現場管理が容易になつている。

(4) 強度的には一軸圧縮強さで10Kg<sub>f</sub>/cm<sup>2</sup>、室内CBRで10～15%と、無添加の赤土の10倍程度になつている。

(5) 凍上特性については、凍結様式がコンクリート状で、その凍上率は13.8%と判定基準の20%を下回り合格となつている。

表-1 赤土、改良赤土の性状比較

項目	赤土	改良赤土 セメント4%添加材合7日
(1) 土粒子の比重	3.285	3.268
(2) 含水比	42.5%	42.5%
(3) 粒度		
罫分	0%	67%
砂分	1%	33%
シルト分	56%	0%
粘土分	43%	0%
(4) コンシステンシー		
液性限界 L.L	48%	50%以上
塑性限界 P.L	37%	40%
塑性指数 P.I	11	10以上
(5) 締固め特性		
最適含水比	32.8%	44.3%
最大乾燥密度	1.479g/cm <sup>3</sup>	1.279g/cm <sup>3</sup>
(6) 一軸圧縮強度	0.5~1.5Kg <sub>f</sub> /cm <sup>2</sup>	10 Kg/cm <sup>2</sup>
(7) 室内C・B・R	1~3%	10~15%
(8) 透水係数	10 <sup>-7</sup> cm/sec	10 <sup>-5</sup> cm/sec
(9) 凍上特性		(材合28日)
凍結様式	微細霜降状凍結	コンクリート状凍結
凍上率	26.6%	13.8%
判定	不合格	合格

## 2. 改良赤土の施工試験

### (1) 試験概要

昭和57年7月当社場内の新設道路において改良赤土の施工試験を実施した。試験区間の延長は約80m、舗装幅員4mとし、今回は改良赤土を図2に示すとおり下層路盤の一層目に使用した。また、試験区間を図3に示すとおり、セメント添加量と材令を変えた4種類の改良赤土と通常の切込砂利のみで施工する5つの区間に分割し各々の断面について試験を実施した。

試験施工に先立ち、現地路床土、切込砂利、改良赤土について比重、粒度、含水比、

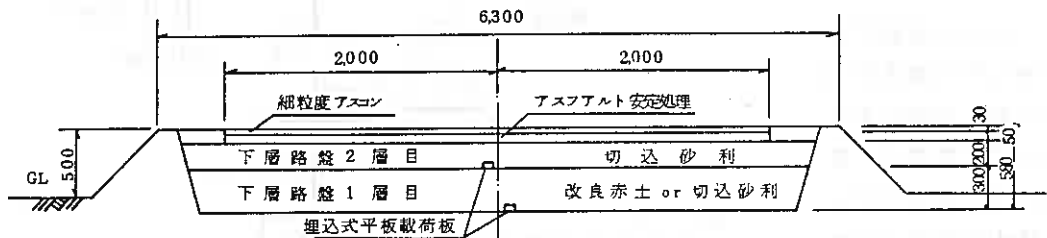


図-2 試験道路断面図

突固め試験等の室内試験を実施し、基本性状を確認するとともに、各層整正転圧後、現場密度、現場CBR、平板載荷、球体落下等の現位置試験を実施した。なお、改良赤土の凍結融解作用に対する耐久性についても室内試験を予め行ない、試験地

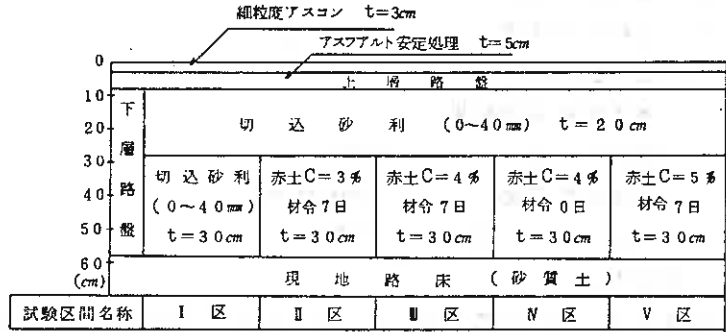


図-3 断面図

においては凍結深度、凍上量を定期的に測定している。また、融解時期に合わせ、埋込式平板載荷板によるK30値、ならびに表層におけるたわみ量の測定を行ない実施工上の凍結融解に対する耐久性を確認することとしている。

(2) 試験材料

現地路床土、切込砂利、改良赤土の諸性状について室内試験を行なった結果を以下に示す。

1. 現地路床土

a. 粒度分布 (図4)

- 4.76 mm 以上の粒子 28%
- 細礫分 4.76~2mm 7%
- 粗砂分 2 ~0.42mm 31%
- 細砂分 0.42~0.074mm 24%
- シルト分以下 0.074mm 以下 10%
- 最大粒径 38.1mm

b. 日本統一分類 S-F

c. 土粒子の比重 2.72

d. 自然含水比 15.0%

e. 突き固め試験結果

- 最適含水比 13.4%
- 最大乾燥密度 1.806 g/cm<sup>3</sup>

ロ. 切込砂利 (産地 白老川)

a. 粒度分布 (図5)

- 5mm 以上 63%
- 5~2.5mm 7%
- 2.5~0.3mm 20%
- 0.3~0.074mm 7.1%
- 0.074mm 以下 2.9%

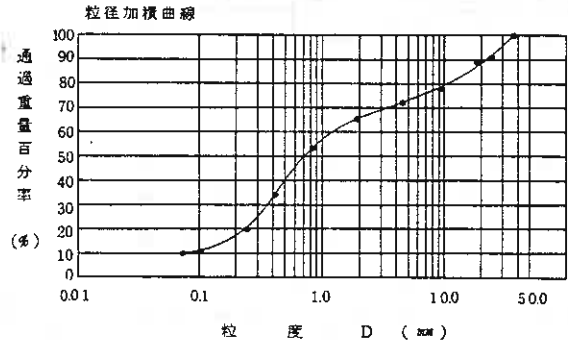


図-4 路床土の粒度分布

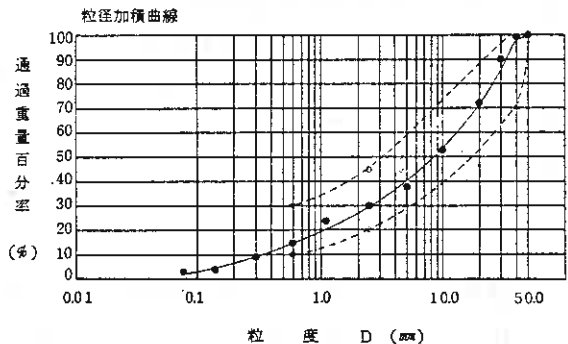


図-5 切込砂利の粒度分布

- b. 日本統一分類 G-W
- c. 土粒子の比重 2.59
- d. 自然含水比 75%
- e. 突き固め試験結果
  - 最適含水比 73%
  - 最大乾燥密度 2086 g/cm<sup>3</sup>
- f. 修正CBR(95%) 68%

ハ. 改良赤土

改良赤土の諸性状は表1に示したとおりであるが、今回使用したものの粒度分布ならびに突き固め試験、凍結融解試験の結果を下記に示す。

a. 粒度分布

粒度試験の結果を表2および図6に示すが3%と5%の試料は今回の試験で使用したものであり、4%の試料は昭和56年に国道36号の樽前地区で使用されたものである。いずれの試料も締固めに適した粒度分布となつていことがわかる。

表-2 表は湿潤重量比

粒度	セメント添加量	3%	4%	5%
4.76mm以上		5.2%	5.5%	6.4%
細礫分 4.76~2mm		1.9%	1.2%	1.9%
粗砂分 2~0.42mm		2.2%	3.3%	1.3%
細砂分 0.42~0.074mm		7%	(0)%	4%
シルト分以下0.074mm以下		(0)	(0)	(0)

材令全て7日以上経過

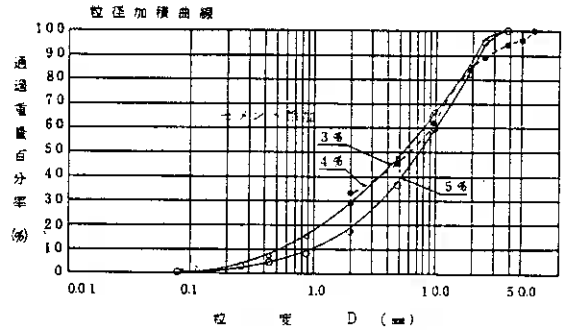


図-6 改良赤土の粒度分布

また図7は3%の改良赤土の転圧前の試料とタイヤローラにより通常の転圧(転圧回数5回)を行なつた後、堀り起こした試料との粒度を比較したものである。粒径加積曲線が示すとおり、転圧の有無による粒度の差はほとんどなく、通常の敷均し、転圧方法で改良赤土はほとんど粉碎されずに締固まることわかる。なお、試験方法は改良赤土の見かけの粒度を知るために湿潤状態のままふるい分けを行なつたものである。

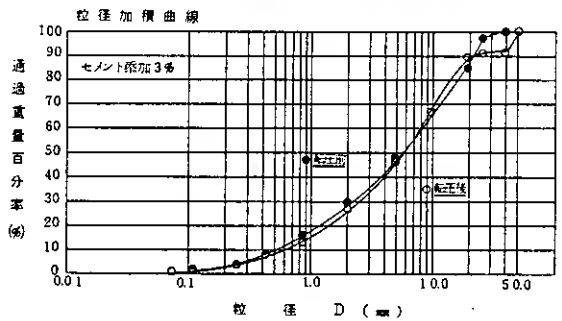


図-7 転圧前後の粒度比較

b. 突き固め試験

試験方法は、JIS A.1210に定められている第1法エネルギー(10 cmモールド、2.5 kgランマー、3層25回)を用い、非乾燥、非繰返し法により行なつた。また、最大粒径を19.1 mmに規制し、試料を粉碎することなくふるい分けにより、19.1 mm以上のも

のを取り除き試験を行なつた。試験結果は表3に示すとおり、セメントの添加量3%~5%材令0日と7日のいずれの試料もほぼ類似しており、最適含水比が44~45%、最大乾燥密度1.26~1.28 $gr/cm^3$ の範囲にある。(図8)

表-3 改良赤土の種類別突固め試験結果

セメント添加量	材令	最適含水比	最大乾燥密度	試験区
3%	7日	45.4%	1.260 $gr/cm^3$	II
4%	7日	44.0%	1.280	III
4%	0日	45.3%	1.282	IV
5%	7日	45.3%	1.265	V

C. 凍結融解試験結果

北海道開発局土木試験所の凍結融解試験資料によると、凍結融解が3サイクル以上になると、CBR値が一定値に近づく傾向がみられるため、当試験においても3サイクルまでの凍結融解試験を行なうことにした。

試料の作成方法は15cmモールドを使用し4.5kgランマーで3層67回の突固めを行ない水浸時間を4日間とした。

凍結融解の試験装置は図9に示すとおりものを使用し、凍結時間、および融解時間は下記のとおりとした。

凍結時間：1サイクル 96時間、室温-6℃、水温+1℃

融解時間：1サイクル 24時間、水中融解、水温+20℃

なお、試料はセメント添加量4%と5%の2種類とし、4%の試料は製造後7日間放置養生したのち締固めたものを、また、5%の試料は製造直後に締固めた後4日間放置したものを使用した。

結果は表4のとおり、3サイクル後のCBR保存率は62%程度と良好な結果が得られた。

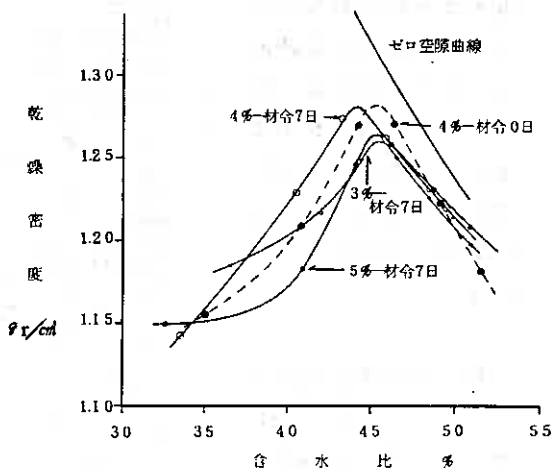


図-8 締固め試験結果

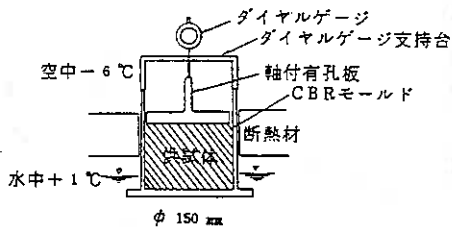


図-9 試験装置図

表-4 改良赤土の凍結融解試験結果

	セメント添加量		
	4%		5%
0サイクル C.B.R値	46.0	54.7	52.5
	X̄ 51.1%		54.5%
1サイクル C.B.R値	52.6	56.9	48.5
	X̄ 52.7%		45.3%
2サイクル C.B.R値	-		38.7%
3サイクル C.B.R値	27.4	36.4	(69.8)
	X̄ 31.9%		33.9%
全上 C.B.R保存率	62.4%		62.2%
全上凍結時膨張率	2.5%		3.6%
全上融解時膨張率	1.8%		1.6%

(3) 現位置試験結果

現位置試験の総合結果は表5に示すとおりであるが、この内「改良赤土」を使用した下層路盤の1層目についてまとめると表6のとおりである。

a. 現場CBR

図10に示すとおり、セメント添加量の増加とともに現場CBRは大きくなっている。また4%で製造直後に施工したN区ではCBRの平均値が42.1%と一番大きな値が得られた。この理由は他の試験区より乾燥密度が若干高いことと、締固め後にセメントの硬化作用が働き、粒子同志が一体化しているためと思われる。

b. 地盤係数K30値

次ページ図11にはセメント添加量とK30値の関係をプロットした。3%、4%で材令7日のものは16.3Kg/f/cm<sup>2</sup>、5%になるとK30値も大きくなり24.2Kg/f/cm<sup>2</sup>と切込砂利と同程度の値が得られた。また現場CBR値と同様に4%で製造直後に施工したN区のK30値は27.9Kg/f/cm<sup>2</sup>と一番大きい値が得られた。

表-5 現位置試験結果

	最大乾燥密度	現場試験					弾性たわみ量 (mm)
		乾燥密度	締固め率	現場CBR	平板載荷	D値	
I	路床	1,806%	1,748%	96.8%	16.9%	15.5%	3.2
	切込砂利1層目	2086	2015	96.6	28.8	23.5	3.7
	同上1週後	—	—	—	—	—	3.6
	切込砂利2層目	2086	2069	99.2	66.9	38.1	3.6
	表層						1.05
II	路床	1,806	1,751	97.0	2.21	2.06	3.1
	3% 1層目	1,260	1,204	95.6	23.5	11.6	4.3
	同上1週後	—	—	—	(17.9)	16.3	3.7
	切込砂利2層目	2086	2043	97.9	60.7	33.1	3.4
	表層						1.93
III	路床	1,806	1,737	96.2	2.09	1.54	3.1
	4% 1層目	1,280	1,206	94.2	21.3	13.7	3.8
	同上1週後	—	—	—	22.3	16.3	3.7
	切込砂利2層目	2086	2065	99.0	68.6	39.2	3.3
	表層						1.73
IV	路床	1,806	1,758	97.3	2.26	2.01	3.1
	4% 0日1層目	1,282	1,220	95.2	—	—	4.3
	同上1週後	—	—	—	42.1	27.9	3.9
	切込砂利2層目	2086	2061	98.8	65.3	46.1	3.4
	表層						0.89
V	路床	1,806	1,776	98.3	28.8	20.6	3.5
	5% 1層目	1,265	1,208	93.9	27.3	19.2	4.6
	同上1週後	—	—	—	28.1	24.2	4.3
	切込砂利2層目	2086	2068	99.1	40.5	41.2	3.4
	表層						1.11

表-6 下層路盤1層目の結果

区		現場 C.B.R	地盤係数K30
I	下層路盤1層目切込砂利	28.8%	23.5 Kg/f/cm <sup>2</sup>
II	*-1, 赤土 3% 7日	17.9	16.3
III	" 赤土 4% 7日	22.3	16.3
IV	*-2, 赤土 4% 0日	42.1	27.9
V	" 赤土 5% 7日	28.1	24.2

\*-1 セメント3%で施工時材令7日  
 \*-2 セメント4%で施工時材令0日  
 注. 表中数値は施工後7日の測定値

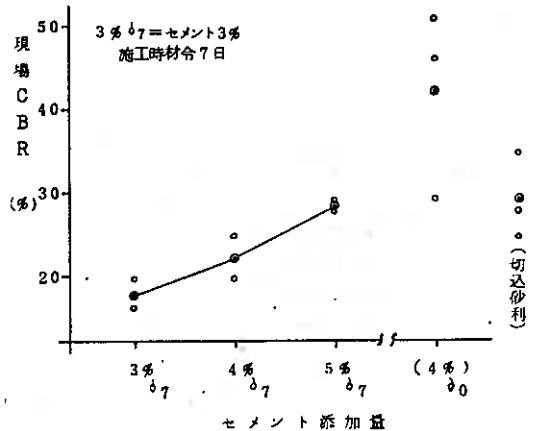


図-10

現場 C B R 値と K30 値から判断すると、N 区および V 区が切込砂利を使用した標準断面 I 区と同等程度であるといえる。また、アスファルト舗装要綱のセメント安定処理をした下層路盤の一軸圧縮強度 10Kg-f/cm<sup>2</sup> 以上の規定から判断すると III 区 (K<sub>30</sub>/cm<sup>2</sup>) の 4% のものも使用可能と思われる。

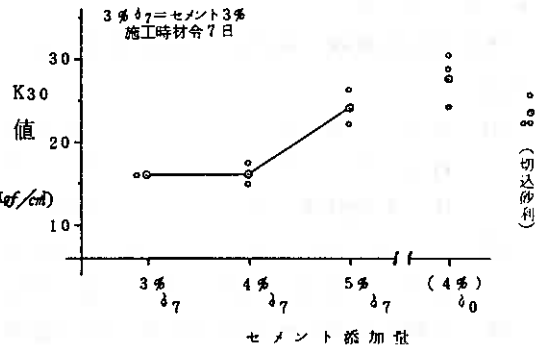


図 - 11

c. たわみ量と下層の地盤係数の関係

各試験区間における表層のたわみ量と下層路盤の 1 層目、2 層目の地盤係数 K30 の関係を表 7 にまとめた。ベンケルマンビームによるたわみ量の測定を表層で行なう目的は、一般には施工管理試験としてではなく、舗装の品質とか耐久性を評価する手段として利用され、現在ではオーバーレイなどの補強措置をとる場合の判断資料として効果的に利用されている。

表 - 7

試験区	下層路盤 K30 値		表層におけるたわみ量		
	1 層目	2 層目	最大変形量	永久変形量	弾性変形量
I	23.5	38.1	1.04 mm	0.35 mm	1.05 mm
II	16.3	33.1	2.19	0.26	1.93
III	16.3	39.2	2.08	0.35	1.73
IV	27.9	46.1	1.25	0.37	0.88
V	24.2	41.2	1.33	0.22	1.11

(各数値は 3 点平均値)

今回、表層でのたわみ量測定を試験に組み入れた理由は、下層路盤に用いた改良赤土が凍結融解作用を受けた時の耐久性を標準断面の切込砂利と比較しながら、表層から判断しようとするものである。図 12 は弾性たわみ量と K30 値の関係をプロットしたものである。これによると下層の K30 値と表層におけるたわみ量は理論通り密接な関係があることがわかる。

したがって外的要因 (凍結融解作用等) による下層路盤の支持力の変化は、表層のたわみ量測定により、判断できることがここでも確認されたことになる。

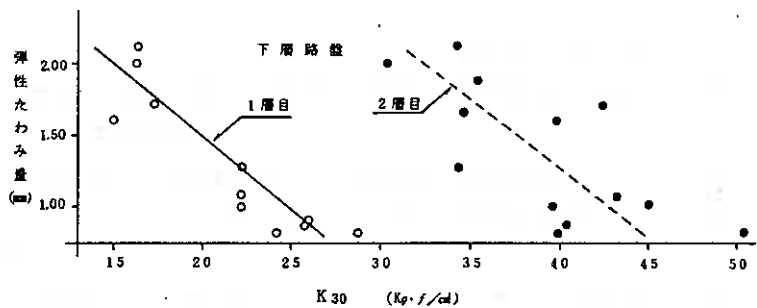


図 - 12 K30 値と弾性たわみ量

なお、道路完成時点でのたわみ量から判断すると、I 区 (切込砂利) の標準断面に対し、N 区 (4%、材令 0 日)、V 区 (5%、材令 7 日) は遜色ないものと思われる。越冬後の同一地点での測定結果に期待したい。



### 3. ま と め

今回の施工試験を通じ、「改良赤土」について把握したことをまとめると次のようになる。

- (1) セメント添加量4%、5%の改良赤土について室内にて凍上試験を実施した結果、難凍上性の材料であることがわかった。また、凍結融解の繰返し作用後のCBR保存率も約60%（3サイクル）と良好な結果が得られた。
- (2) トラフィカビリティーについては、昨年国道で施工された時と同様切込砂利と遜色なく、通常の転圧方法で所定の締固め度が得られる。
- (3) 一般に切込砂利や砂質土系土砂の湿潤密度は2.0  $gr/cm^3$  前後であり、火山灰や石炭灰のそれは1.2~1.5  $gr/cm^3$  程度である。湿潤密度が1.7  $gr/cm^3$  程度である改良赤土は砂質土と火山灰質土の中間的な密度が得られることになる。
- (4) 施工後の強度を切込砂利と比較すると、5%の改良赤土は現場CBRで28%、K30値で24 $Kgf/cm^2$ とほぼ同等の強度を有する。また、下層路盤に用いる安定処理材料の品質（一軸圧縮強さ、10 $Kgf/cm^2$ 以上）から判定すると4%以上のセメント添加で使用可能と判断する。ただし、改良赤土の上には上層路盤との密着性を良くするために、切込砂利等のキャッチング層が必要となろう。

### あ と が き

昭和56年の国道での試験施工に引き続き、「改良赤土」の道路材料への利用試験を行なってきた。現在継続中の実施上の凍結融解作用に対する追跡調査等が残されているものの、施工性ならびに期待できる強度の目安はある程度把握できたものと思われる。アルミナはアルミニウムと違い国際競争力があり、「赤泥」の確実な処理はアルミナ工場の根幹をなすものである。今後は残された課題を追求してゆくとともに、「改良赤土」をより使い易い材料にするよう努力してゆくつもりである。

この試験施工には、赤土利用懇談会（委員長：北大菅原教授）の御指導と多くの方々の御協力を得た。ここに深く謝意を表する。

### 参 考 文 献

- 1) 久保 宏(1981): 寒冷地 アスファルト 舗装の設計に関する研究  
; 北海道開発局土木試験所報告(第76号)
- 2) 赤土利用懇談会(1982): 赤土(脱水赤泥)の道路への利用
- 3) 谷口秀男(1982): セメント混入赤泥(改良赤土)による道路盛土の試験実施例について  
; 土質工学会技術報告集(第22号)
- 4) 北海道電力㈱(1982): 石炭灰の土木材料への利用(3): 北海道電力㈱  
技術研究所報告(第303号)
- 5) 日本道路協会: アスファルト 舗装要綱

# 粘性土の衝撃圧縮試験

室蘭工大○朝日秀定

沢田義男

岡田務

はじめに

既報<sup>1)</sup>では、粘土を用いて衝撃圧縮試験を行ったが、衝撃による一軸圧縮強さの低下が見られず、むしろ締め固まったかの様を示し、粘土の持つ粘着力に大きく支配され、衝撃によつてはほとんど影響を受けなかったとさえ考えられる。そこで、粘土含有率が50%以下の試料を用い、また側方への変形を抑制した条態でも実験を行い、より動圧密工法の状況に近づけようと試みた。

## 1. 実験

本実験に用いた試料は、千歳市泉郷地区の地表下1.5mよりシンワールチューブにて採取した。試料の諸物性は表-1に示したが、日本統一分類によればO<sub>1</sub>Hに分類される。一軸圧縮強さは含水比との関係で図-1に示した。これらの一軸圧縮強さと含水比より衝撃試験用供試体の初期一軸圧縮強さを推定した。実験装置、手順等の詳細は既<sup>1)</sup>に報告されているので概述する。実験はUU試験で、拘束圧0.5kgf/cm<sup>2</sup>の下で供試体(75mmφ×320mm)の軸方向に質量2.0kgの重錘を、2~20mより落下せしめ、これを衝撃源にして、載荷用棒を中間に介し衝撃荷重を与えた。この衝撃時および衝撃後15分間の供試体内の軸方向応力と間隙圧の変化を測定した。また本報告では供試体の周りを砂で満し、側方への変形に低抗を与えて、実際の変形に近づけても実験を行った。以後この状態を変形拘束、そうでないものを変形自由と呼ぶ。ひずみ量はゴムスリーブに目盛を印し、写真測定により求めた。

## 2. 実験結果および考察

### 2.1 衝撃最大応力

衝撃によって発生する応力の値を、衝撃端、衝撃端より15cm(中部)および30cm(下部)の位置にて測定した。この最大応力を重錘落下高との関係で図-2に示す。

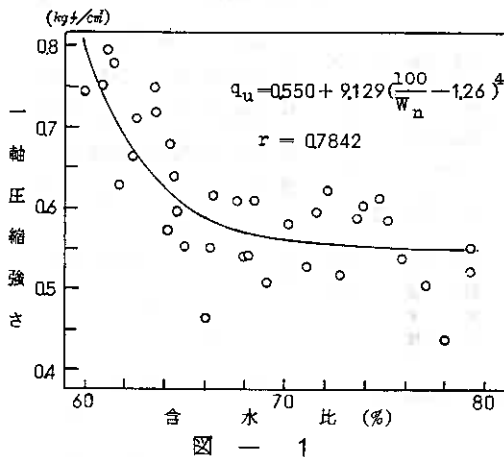
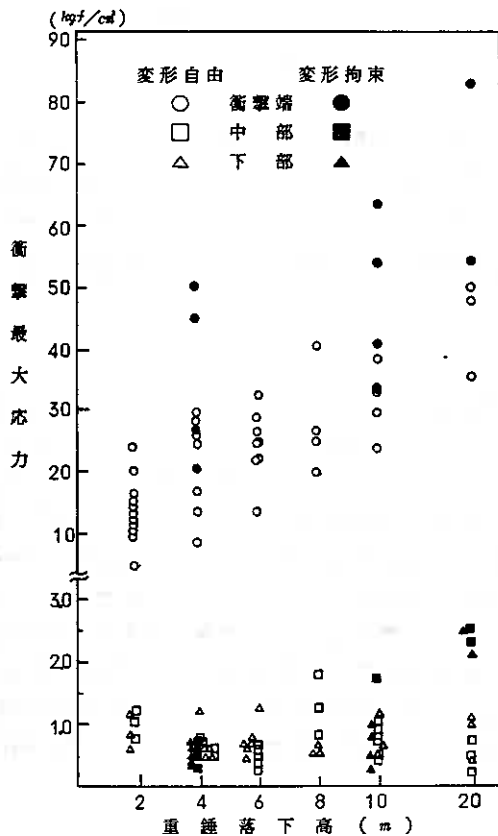


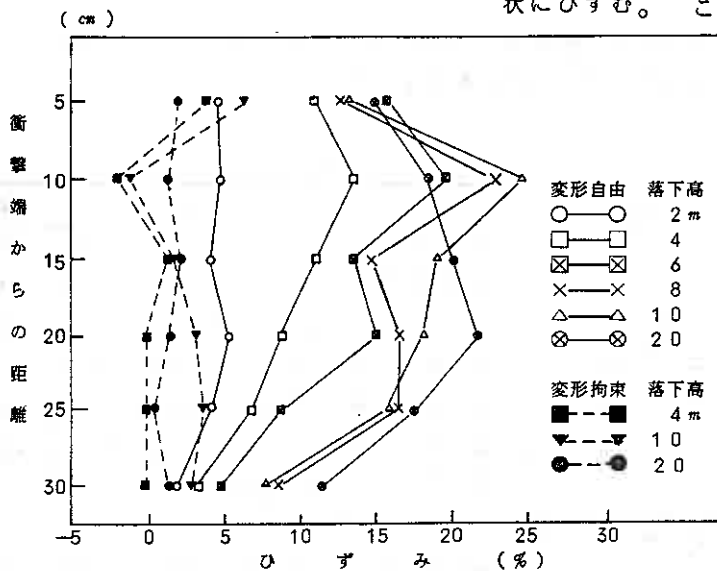
表 - 1

	最大	最小	平均	標準偏差
自然含水比 %	79.53	59.89	68.80	6.20
初期間隙比	2.048	1.432	1.703	0.147
湿潤密度 g/cm <sup>3</sup>	1.657	1.468	1.588	0.043
乾燥密度 g/cm <sup>3</sup>	1.023	0.842	0.968	0.052
液性限界 %	109.50	64.60	82.88	11.48
塑性指数	64.35	25.60	41.18	8.46
粒度範囲				
シルト	45.0	0		
粘土	55.3	27.6		
	50.8	28.1		
一軸圧縮強さ kgf/cm <sup>2</sup>	0.793	0.463	0.606	0.098

衝撃端での最大応力の各落下高ごとの平均は、側方への変形自由の場合、落下高を cm 単位で表わした値の平方根に等しい。また変形拘束の場合の平均はその 1.6 倍程度であり、本実験の場合は落下高と衝撃端の最大応力の間に密接な関係が見られた。



図一 2



図一 3

中部、下部の最大応力は、変形自由の場合では落下高に関係なく  $0.6 \text{ kgf/cm}^2$  前後であり、動荷重下の強さと考えられる。他方変形拘束の場合は最大応力は落下高  $4, 10 \text{ m}$  では変形自由の場合と変りないが、 $20 \text{ m}$  で急に大きくなっている。しかし、これらを衝撃端の最大応力に対する割合で考えると中部では、 $1.2 \sim 4 \%$ 、平均  $2.2 \%$ 、下部では  $0.5 \sim 4 \%$ 、平均  $1.9 \%$  であった。Brandl and Sadgorski が報告<sup>2)</sup>する様に Fröhlich の地中応力分布が合うとするのも良いが、本例の様な載荷径の 3 倍以深では絶対値が小さい上にバラツキもあるのでは他の静的推定値でもかまわなかった。

## 2.2 ひずみ

供試体の軸方向のひずみを落下高ごとに平均したものを図一三に示す。供試体の変形自由では、既報<sup>1)</sup>のひずみ分布と同様に、重錘の落下高の低いうちは全体にわたり一様にひずみが起こり、落下高が高くなるにつれ 7 の字状に上部のひずみが大きくなり、続いて下部のひずみも増して弓の字状にひずむ。これが最高落下高の  $20 \text{ m}$

になると D の字状となり最大ひずみの位置が中央部に移る。ここで落下高が  $20 \text{ m}$  の変形自由でのひずみが  $8, 10 \text{ m}$  のそれと格別大きくならないのは、装置の制約から衝撃端の変位が  $120 \text{ mm}$  以下に押えられるからである。次に変形拘束状態でのひずみは全般に小さく、上部では膨張による引張ひずみが発生している。また落下高  $4 \text{ m}$  では供試体の  $15 \text{ cm}$  以下の

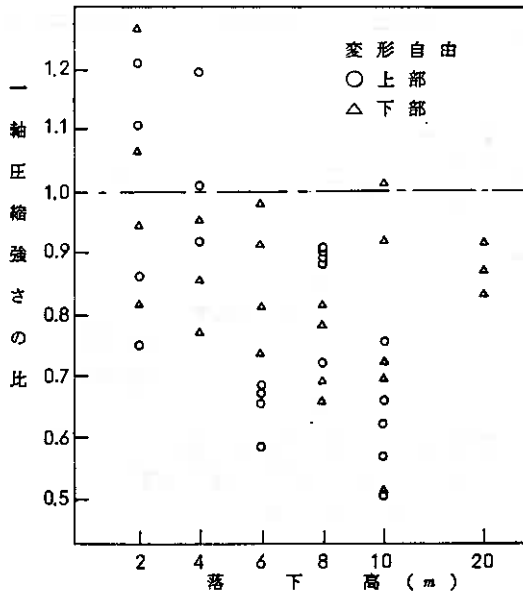


図 - 4

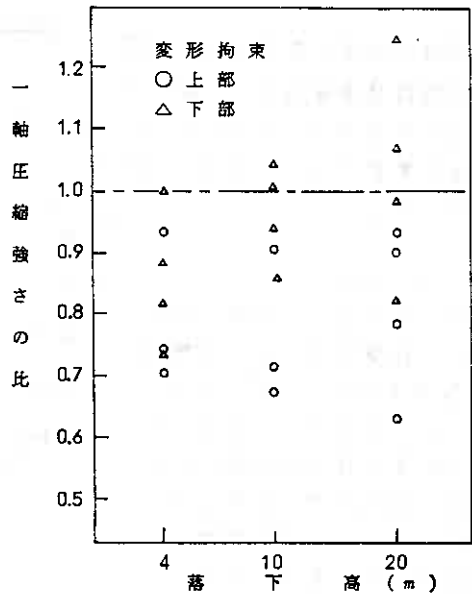


図 - 5

部分でのひずみはほとんどなく、衝撃による変形への影響はほとんどない。

### 2.3 一軸圧縮強さの変化

衝撃圧縮用供試体を得た同一シンウオールチューブより得た試料に対し一軸圧縮試験を行い、この圧縮強さで衝撃を受けた後試料の一軸圧縮強さを割った値を重錘落下高ごとに示したのが図-4、図-5である。変形自由の場合は強さがほとんど衝撃を受けることにより低下しているが、落下高が低い2,4 mでは衝撃端(○印)であっても強さに変化がなかったと考えられる。一方、下部ではひずみが小さいにもかかわらず8 mの場合の様に下部の強さの低下の方が大きいものもあり一定の傾向がなかった。次に変形拘束状態で載荷キャップが装置の制約から変形できなくなるまで(1/20 mm)衝撃を加え、衝撃端の変位を一定にした。この様にして得られた試料の一軸圧縮強さの比を図-5に示してある。因みに、落下高10, 20 mでは1回、4 mでは2~4回である。その結果上部(○印)の一軸圧縮強さの変化は同様の低下を示しているが、下部の強さが落下高4 mの場合に低下しているのに比べ、10, 20 mの場合には変化が見られないと考えられる。このことは4 mの場合の様にひずみが小さくても、複数回の衝撃作用の影響が大であることを推論させる。

### 2.4 間隙圧

供試体の衝撃端(上部)と衝撃端より1/2 cm(中部)の位置にて間隙圧の測定を行った。そのうち落下高20 mの変形拘束の場合と、落下高4 mで変形自由かつ連続2回の衝撃を与えた場合の例を図-6に示した。図の様な拘束圧0.5 kg/cm<sup>2</sup>を越える例が4割ほどあり、また、連続の衝撃を与えると、圧の積み重ねが見られる。すなわち拘束圧を越える間隙圧の発生は、連続衝撃の場合は重錘落下高2 mで3実験中2例、4 mで3実験中1例、6 mで4実験中3例あり、ここまでの落下高では単衝撃では拘束圧を越える間隙圧の発生はなかった。また単衝撃でも落下高8 mの場合5実験中1例、10 mで5実験中2例、20 mで3実験中1例であった。しかし、側方への変形拘束

の場合、拘束圧を越える間隙圧の大幅な発生を期待したが、特によく発生することもなく、間隙圧に変形の自由、拘束の別はなかった。

### 3. まとめ

まとめると以下の様になる。

1) 衝撃最大応力は衝撃端では落下高の平方根に正比例する。側方向への変形を拘束された場合深さ方向へ伝えられる最大応力(稜荷方向、稜荷点下での)は静的地中応力分布による推定でもよい。

2) ひずみは側方への変形抵抗がないと、最大ひずみ位置は、重錘落下高の増大に伴い下方へ移行する。また側方への変形拘束状態では引張(膨張)ひずみが見られ、下部のひずみは小さい。大きくひずみの発生するのは稜荷面径の3倍程度である。

3) 一軸圧縮強さは低下するが、側方変形拘束状態では、下部の強さに顕かな低下はない。

4) 間隙圧は重錘落下高が低いうち(6 m以下)は単衝撃で拘束圧を上回る間隙圧の発生はなかったが、複数回の衝撃を与えることによって拘束圧を越える間隙圧の発生を期待できる。

### おわりに

以上各データについてまとめたが、問題点として、ひずみがほとんど生じない場合(4 m下部)に一軸圧縮強さの低下があること、および重錘落下高が増しても強さの低下がない(10, 20 m)などの矛盾がある。今後これらの求明のため変形拘束状態での実験を行う。最後に実験とデータ整理に協力された本学々生の本間幸男、関孝司、小山内和智、佐々木孝の諸君に謝意を表します。

### 参 考 文 献

- 1) 朝日秀定、他：衝撃力の粘土におよぼす影響、第17回土質工学会研究発表会講演集、D-7、pp 1745~1748、1982
- 2) Brandl H. & Sadgorski W.: Dynamic Stresses in Soils Caused by Falling Weights, Proc. of the 9th ICSMF, Vol. 2, 4/3, pp 187-194, 1977

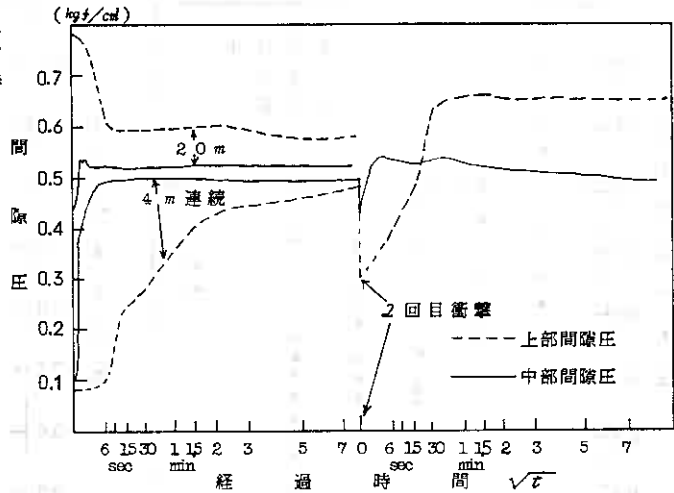


図 - 6

## 圧密度が高塑性粘土のせん断特性へ与える影響

函館高専 佐野 侑房

### 1 まえがき

モンモリロナイトを主成分とする高塑性粘土は、二次圧密の影響を大きく受けること、鋭敏比が高いこと、圧縮指数が大であること、透水性が低いことなど、普通の粘土とは大きく異なった性質を有している。

このような高塑性土に関して、等方圧力は同一であるが圧密期間を種々に設定して、一次圧密を途中で打ち切ったり、二次圧密を許したりの試料を作成し、その後非排水せん断を行なった。このデータを解析することによって二次圧密の進行程度がせん断特性へ与える影響、一次圧密が打ち切られた時その時点の有効圧密圧力にて整理することが可能であるか、偏差応力 $\sim$ ひずみ曲線、間隙水圧 $\sim$ ひずみ曲線に双曲線をあてはめることの妥当性、双曲線をあてはめた時その2定数は有効圧密圧力の高低または圧密期間の長短によってどのような影響を受けるであろうかについて検討を加えた。

### 2 試料土と試験法

北海道渡島管内福島町千軒地内より産出した軟岩を水に溶解し、0.42mmフルイ通過分によるスラリーより予圧密法（予圧密圧力80kPa）にて自立できる程度に脱水した練返し再圧密土を使用した。試料土の物理的性質は表-1に示すとおりである。X線回折によりモンモリロナイトで構成されることが確認され、塑性と膨潤性が著しく高く、強いシキントロピーを示すことが了解される。

軸対称三軸試験装置により、等方圧密非排水圧縮せん断を行なった。供試体（直径5cm、高さ12cm）を等方圧力 $\sigma_{rc}=300$  kPaの下で圧密を開始する。圧密期間（排水を許す期間） $T_c$ は0.25日より、0.5、0.75、1、1.5、2、4、7（1週間）、14（2週間）日の9種類である。供試体側面にまぎつけたトレーンペーパーに向かって外放射方向にのみ排水が許されている。排水量はビュレットの目盛によって計測され、このビュレットを介して100kPaのバックプレッシャーが負荷されている。したがって有効圧密圧力は最大200kPaということになる。

圧密期限に至ると非排水状態とし、変形速度一定（0.075mm/分）の条件により供試体を圧縮、鉛直ひずみが15%に達すると終了である。時刻、偏差応力、間隙水圧（供試体下端面）、鉛直変位、周圧の5項目を電気計測、記録した。

### 3 試験の結果と考察

表-1 試料土の性質

$G_s$	2.670	砂分	1%
$W_L$	268.5%	シルト分	53%
$W_p$	48.4%	粘土分	46%
$I_p$	220.1%	コロイド分	30%
e	$1.83 \times 10^{-8}$	均等係数	34.5
	$4.67 \times 10^{-10} \text{cm/s}$		

### 3.1 圧密時の特性

実験担当者によって 81Aグループ、82Cグループに分れるデータであるが、本報告では特に区別することなく一つとして扱う。一定等方圧力  $\sigma_{rc}$  はエアレギュレーターにより調節

されている。図-1は圧密の進行状況の一例(2週間排水)である。図中●印に見られるように、 $\sigma_{rc}$  は最大最小の差が約5kPaであった。

ここで過剰間隙水圧測定値  $u$  によって概略触れておく。

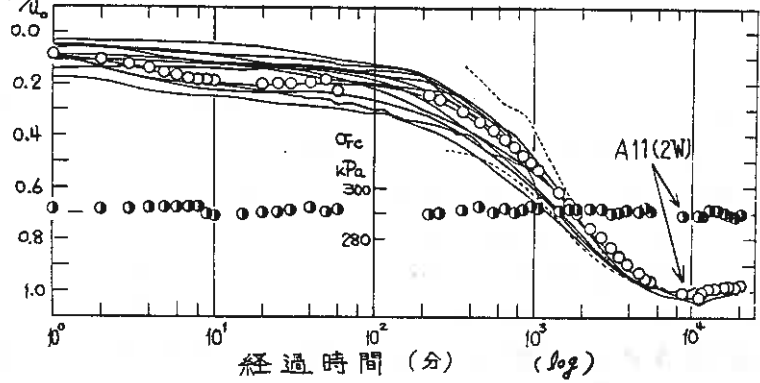


図-1 圧密の進行状況

間隙水は半径方向外周に向かって流出しているので、任意の時刻における間隙水圧の水平方向分布は放物面形である。しかるに  $u$  は中心部の小孔(直径18mm)を通して測定されており、平均値  $u_{med}$  よりいく分異なる(正に発生する時は大きめに計測する)。時間が経過しても  $u$  の消散がなかなか進まないのに対して、ピュレットへの排水が明瞭であるのはこのためである。

したがって、初期過剰間隙水圧  $u_0$  とする時  $1-u/u_0$  (図中●印) は真の平均圧密度ではなく、目安と解する値である。この関係を全資料について求めると図中の実線群のようになる。破線は初期部のデータの欠落している場合である。

$u_0$  は、平均  $\sigma_{rc}$  を図上にて決定し、バックプレッシャ -100kPa を減じた値とした。そのため、間隙水圧が十分発生するのを待ち切れずに圧密を開始した場合、圧密開始のごく初期にすみやかな間隙水圧消散があったかのように見える例がある。この時は、中間付近の急勾配の始まる点(約200分)に着目し、上下方向に引き伸ばして重ねてみると良い。 $u$  が  $u_0$  の5%に到達するのは約4000~5000分(2.8~3.5日)後である。後掲のように圧密期間2日と4日の間に境界があることに符合している。

有効圧密圧力  $\sigma'_{rc}$  と破壊時含水比  $w_f$  を片対数紙上にプロットして図-2を得た。図中の実線は既往のデータ(80Aグループ  $\sigma'_{rc} = 200 \sim 500$  kPa)より転載したものである。今回提示したデータの多く(15/19)が実線の下方に位置している。初期含水比と予圧密圧力が大なる原因と考えられる。80Aグループは132~140%の初期含水比であるに対し、今回は88~177%と広範囲であった。実線の近辺および上方にある4点については132~177%である。予圧密圧力は

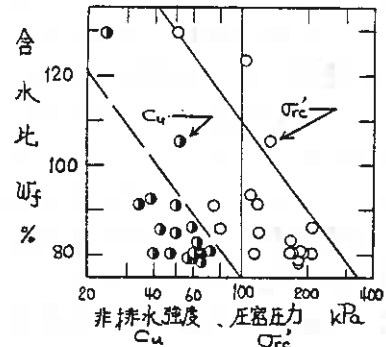


図-2  $w_f \sim \log \sigma'_{rc}$  と  $w_f \sim \log C_u$  関係

70~80 kPa であるから 0.75 日未満の圧密期間の試料は過圧密状態にあり、正規圧密状態の圧密曲線の下方に位置することが妥当である。予圧密圧力より十分大きな圧密圧力で 3~4 日間の排水を許して初めて正規圧密状態の曲線群を作成できることになる。

### 3.2 応力~ひずみ曲線

偏差応力  $\sigma_a$ 、せん断による間隙水圧  $\Delta U$  を有効圧密圧力  $\sigma_{rc}'$  にて除し、正規化値として表現した値を用いる。

$$\frac{\sigma_a}{\sigma_{rc}'} \sim \epsilon_a$$

ひずみが 2% までは急速な増加を示し 3~6% に至るとほとんど定常である。波状ではあるが、ピークを有しているとは認めにくい。単純に  $\sigma_a$  が最大をもって破壊とすると、破壊ひずみは 7~14% の範囲にある。

$$\frac{\Delta U}{\sigma_{rc}'} \sim \epsilon_a$$

それほど急な立上りも示さない単調増加曲線を描く。偏差応力  $\sigma_a$  が一定になっても間隙水圧はなお増加傾向にある。このことは間隙水圧が供試体内に一樣には発生しておらず、下端面に反映されるには時間を要すること、偏差応力の増大が直接に間隙水圧を発生せしめるのではなく、ひずみが起こされそのひずみのために間隙水圧が発生するということを示している。1W の 1 例、および 2W の 2 例では、せん断初期における間隙水圧の増加率が極度に低く、ひずみが 15% に至るまではほぼ一定の増加率を示している。

いろいろの変形速度におけるひずみと間隙水圧との関係について筆者がこれまでに得た資料<sup>2)</sup>によると、高速時 (1.0~0.1 mm/分) は低速時 (0.01 mm/分以下) に比して間隙水圧は低くかつひずみに対する増加率が低い。その差は高ひずみになると従って減少する。それゆえ、不透水性の試料上で中央部に発生した正の間隙水圧が変形の拘束されている端面に伝達、反映されるにはある時間を要することが原因であると推論した。

圧密期間が長く二次圧密が十分に進行し間隙比がより小さくなると透水性が一層低下し間隙水圧発生の反映に遅れがみられるのではなからうか。

同一条件にて複数回実施するようにしている。かなり良く一致する事例もあるが、ぴったりとは認めがたく、正規値にして 0.1~0.15 大きい部分では 0.2 を越えることもある。前述の 1W の  $\Delta U$  の例のように全く異なった傾向を有する場合もある。したがって平均化して一本の曲線とはせず、それぞれ独立に検討対象とした。

### 3.3 双曲線のあてはめ

Kondner が偏差応力~ひずみ関係に双曲線をあてはめ、かなりの範囲について精度良く表現できることを示した。北郷らは偏差応力を圧密圧力にて正規化した値とひずみの関係に双曲線あてはめを試みた<sup>3)</sup>。初期部分 ( $\epsilon_a \leq 2\%$ ) と他の部分とに 2 分し、2 本の双曲線を合成し、3 種の定数を比較検討している。間隙水圧についても正規化値とひずみ関係に双曲線をあてはめ、2 種の定数について検討している。



前項にて記したように、個々の曲線を検討対象としており、曲線の形状、位置を統一的に比較検討するには、双曲線をあてはめることが好都合である。双曲線の方程式は(1)、(2)式にて示される。両式は(3)、(4)式のように変換されるから、図-3のように測定結果をプロットし、それに直線を近似させ、切片と傾きより、4個の定数が決定される。せん断末期(10%以降)を重視せず、1%未満が2~10%部分と大幅に異質である場合には1%未満を考慮せずただ1本の直線を近似させてa, b, c, dを求めた。

$$\frac{\sigma_d}{\sigma_c'} = \frac{\epsilon_a}{a + b \cdot \epsilon_a} \quad \dots\dots (1)$$

$$\frac{\Delta U}{\sigma_c'} = \frac{\epsilon_a}{c + d \cdot \epsilon_a} \quad \dots\dots (2)$$

$$\frac{\epsilon_a}{\sigma_d / \sigma_c'} = a + b \cdot \epsilon_a \quad \dots\dots (3)$$

$$\frac{\epsilon_a}{\Delta U / \sigma_c'} = c + d \cdot \epsilon_a \quad \dots\dots (4)$$

統計38本のうち、2%以内の初期部分に他の独立した直線を適用し2直線表示のふさわしいのは5本であり、すやて間隙水圧に関してであった。図-3の○印は代表例を示す。図-4(d)に示すように、初期部の測定値を無視し1直線とみなした定数に基づく双曲線は測定曲線とそれほど大きな差異を持っていない。ひずみが10%を越える部分について、間隙水圧は15例、偏差応力は3例がぴったり1直線を形成している。残りの20例については測定値が波状であったり、破壊後にややひずみ軟化の傾向があるため少しく曲線から外れるのである。できる限り少ない定数にて単純に表現することが望ましいし、他の33例については初期部を別個に取り扱う必要がないので、前述のように1直線を近似させている。

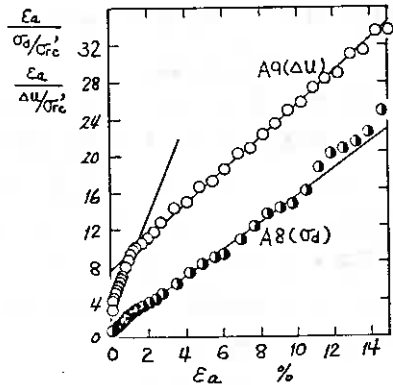


図-3 双曲線定数の決定

このようにして得られたa, bおよびc, dを(1)(2)式に代入して双曲線を描くと、図-4中の実線が得られる。点は測定結果を示している。図-4(a)は良、図-4(c)は可とみなすとして、良31本、可7本であり、さらに10%以内あるいは8%以内の

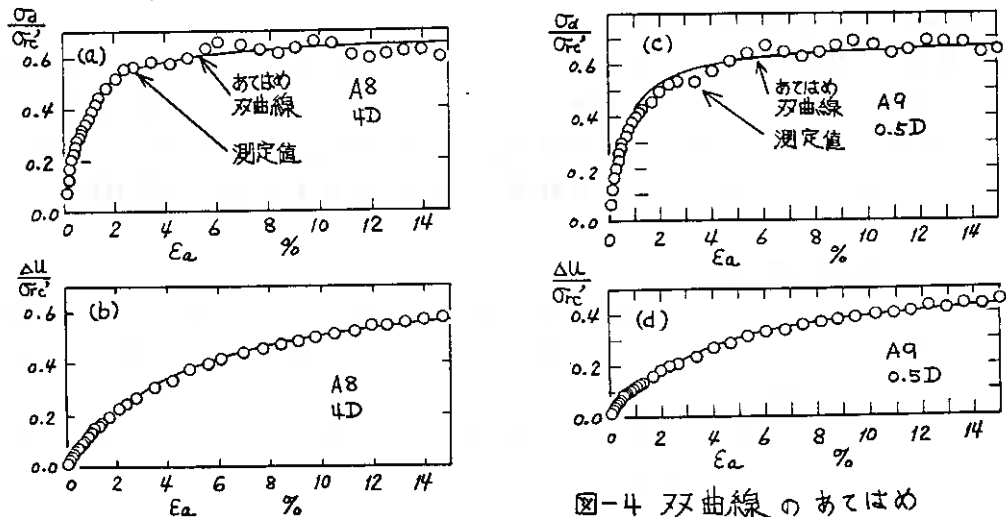


図-4 双曲線のあてはめ

ように範囲をせばめるならばより一層良好であると言えよう。したがって偏差応力、間隙水圧の正規化値とひずみの関係は双曲線にて表示が可能であり、その曲線の特性は2個の定数によって比較検討できると結論できよう。

ここで2定数が双曲線の形状に与える影響について記してみる。(1)式において  $b$  が一定で  $a$  が変化する時、 $b$  の値は  $1/b$  の漸近線を与え、 $a$  の値が大きければ双曲線の立上りはゆるやかで曲線弯曲部はよりなだらかなる。 $a$  が一定で  $b$  が変化する時、 $b$  の値が大きければ双曲線は早くに上昇傾向を止め、漸近線がより低くなる。双曲線の形状はほとんど同じで縮小あるいは拡大されたものである。

### 3.4 強度定数と圧密による強度増加率

破壊時における  $(\sigma_a - \sigma_r)_f / 2 \sim (\sigma_a' + \sigma_r')_f / 2$  をプロットしてみると図-5のようである。既往の3シリーズのデータを総合することにより  $c = 0$ 、 $\phi = 19.9^\circ$  (図中の実線) が得られている。今回のデータは有効圧密圧力の低いデータが多く、従来の200~500 kPaとはやや趣きが違って過圧密状態ないしはその状態に近いようである。従って  $c' = 24$  kPa、 $\phi' = 12.9^\circ$  のように  $c'$  がみられ、過圧密の特徴が出ている。

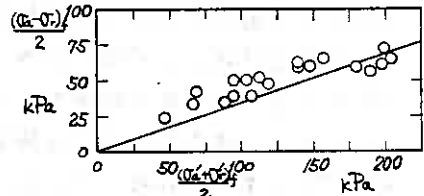


図-5 強度定数の決定

図-6は圧密圧力とせん断強さの関係を示す。実線はこれまでに行なわれた試験結果の総合である。圧密圧力が150 kPa程度以下では実線のやや上方に測定点が分布し、先行圧密圧力80 kPaの影響がみられる。150 kPa以上になると実線の両側近くに分布し、先行圧密圧力の影響が消失している。

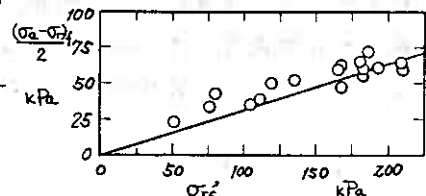


図-6 圧密による強度の増加

### 3.5 圧密期間効果

#### 有効圧密圧力について

図-7は圧密期間  $T_c$  とその期間中の最大有効等方圧力すなわち有効圧密圧力  $\sigma_{rc}'$  の関係を示す。 $T_c$  が2日まではまだ圧密が完了しておらず、圧密が中断されたことが明瞭である。 $T_c$  が4日を越えると  $\sigma_{rc}'$  は大よそ一定であって

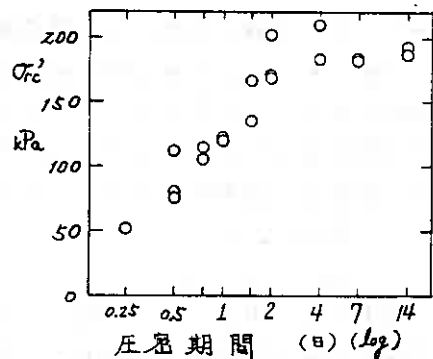


図-7 有効圧密圧力への影響

過剰間隙水圧は十分に消散しており、二次圧密のみが進行することになる。本試料土の等方圧密は3~4日を要するわけである。

#### せん断強さについて

図-8はせん断強さ  $(\sigma_a - \sigma_r)_f / 2$  を示したものである。 $T_c$  2日まではほとんど圧密が進行しせん断強さが増大する。しかし  $T_c$  が4日以

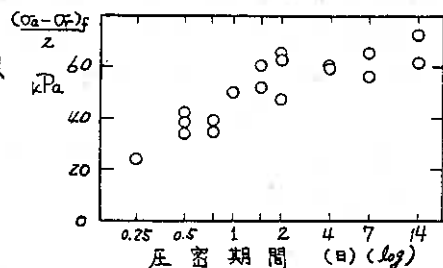


図-8 せん断強度への影響

上になると一次圧密が完了し二次圧密のみとなり、せん断強さの増加はほんのわずかとなることが示されている。

a, b について

偏差応力～ひずみ双曲線の定数 a, b が圧密期間  $T_c$  とどのような関係を示すかは図-9, 10 に示される。 a は  $T_c$  が 2 日以前には 1.1 前後で一定、 $T_c$  が 2 日以降について減少傾向がみられる。すなわち圧密が中断された試料では、双曲線の立上り状況がほとんど同一であって、圧密圧力に応じたせん断抵抗が発現されていることを示している。他方  $T_c$  が 2 日以降では双曲線の立上りが少しずつ急になっている。圧密圧力が一定で二次圧密のため少しずつ排水するので試料土の密実化が進行しせん断抵抗が大きくなり、最大せん断抵抗（または定常状態）に到達するひずみが小さく、脆性が付与されてくるのである。

b はこれとは逆に  $T_c$  が 2 日以前は増加傾向、 $T_c$  が 2 日以降は微減傾向とまとめられよう。 $T_c$  が短かいうちは測定間隙水圧が高く有効圧密圧力が低く見積もられ、せん断抵抗の方は正當に評価されているため正規化偏差応力が大きく算出されるからと考える。 $T_c$  が長くなると有効圧密圧力は不変であるが二次圧密効果によるせん断抵抗の微増があるため、b が少し小さくなる」と説明されよう。

c, d について

間隙水圧の場合について図-11, 12 に示す。定数 c は圧密期間  $T_c$  が 2 日までは微増し、4 日ではやや増加率が高まり、4 日以降については一定値であるのか、それとも極度に大きくなるのか、本報告のデータのみのみではその傾向を特定することはできない。

定数 d は  $T_c$  が 2 日までは減少傾向、 $T_c$  が 2 日以降はほぼ一定である。d が小さくなるにつれて漸近線は高い位置に来るようになるが、15% のひずみの範囲内において  $T_c$  が長くなるにつれて最終間隙水圧が高くなるわけではなく、 $T_c \leq 2$  では同程度、 $4 < T_c$  では低くなる傾向がみられる。しかし他方 c が徐々に大きくなり、双曲線の立上りがゆるやかになり、曲線のまがり

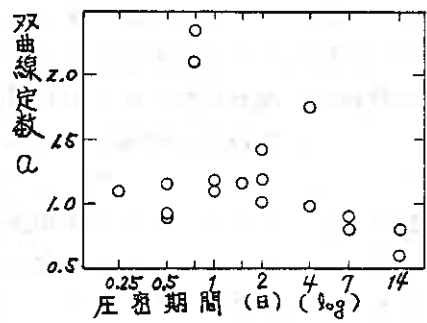


図-9 定数 a への影響

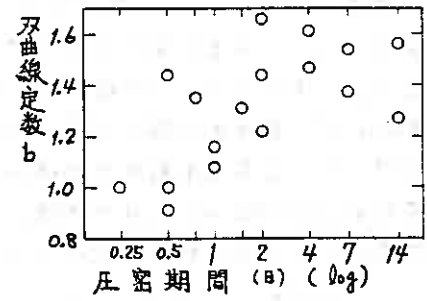


図-10 定数 b への影響

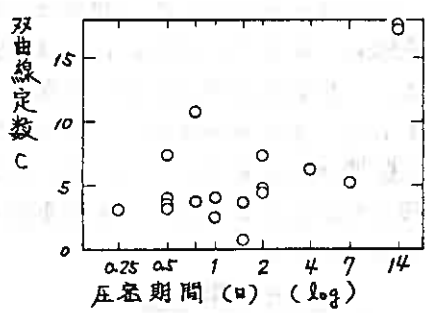


図-11 定数 c への影響

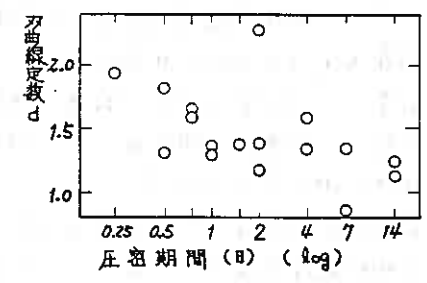


図-12 定数 d への影響

がゆるやかになり、双曲線後半部がなかなか水平に近づかず、漸近線の教値が大になってしまうのである。

圧密が中断された試料土は間隙比が大であり、変形に対する間隙水圧の発生が速やかに下端面に反映される。圧密の程度が進むと間隙比が小さくなって、間隙水圧応答に遅れが現われ、有効圧密圧力の増大もあって $\Delta U/\sigma_{vc} \sim \epsilon_a$ の傾きがゆるやかになるのである。二次圧密が進行すると尚一層間隙水圧応答が遅れる他に、間隙水圧の発生量が減少すると考えられる。北郷ら<sup>4)</sup>によると、一次圧密終了後二次圧密を阻止した俊非排水せん断すると、二次圧密を長時間阻止し間隙水圧を高く発生せしめた方が、せん断時の間隙水圧発生量が少なくなると報告されている。このことは、二次圧密を長時間実施させるとそれだけせん断時間隙水圧が低くなることと同値であろう。

したがって $T_c$ が4日以降になると $c$ はそれまでよりも大きな値とはなるが、15以上のような極端に大きな値ではないと推測される。

#### 4 まとめ

高塑性土にて圧密非排水せん断試験を実施した。圧密期間を0.25日から2週間の9種類に設定して、せん断抵抗の発生状況、間隙水圧の発生状況、せん断強さ等せん断特性について検討した。この研究において判明した主な事項は次のとおりである。

- ① 一次圧密が終了するには2~4日を要する(圧密圧力200 kPaの場合)。一次圧密を中断した場合には有効圧密圧力が低く、予圧密圧力以下あるいは先行圧密の影響の残る程度の圧力であるから、やや過圧密の状態にあるとみなされる。
- ② 正規化偏差応力 $\sim$ ひずみ曲線は、ひずみが2%以下の範囲では急速の増加傾向を示し、3~6%になるとほぼ一定である。
- ③ 正規化間隙水圧 $\sim$ ひずみ曲線は、単調増加傾向を示しピークを持たない。偏差応力のように急速な発生は見られない。偏差応力の増加が鈍化してもなおしびしの間隙水圧が増加することから、下端面の間隙水圧には応答遅れがあること、ひずみによる間隙水圧の発生が考えられる。
- ④ 正規化偏差応力 $\sim$ ひずみ、正規化間隙水圧 $\sim$ ひずみ両関係に双曲線をあてはめることができる。(1)(2)式のように、定数 $a, b, c, d$ によってそれぞれの曲線を比較検討することが可能である。
- ⑤ 圧密期間 $T_c$ が0~2日において $a$ は一定、 $2 < T_c < 14$ において $a$ は減少傾向にある。 $0 < T_c < 2$ において $b$ は増加、 $2 < T_c < 14$ において $b$ はやや減少傾向にある。 $T_c$ が短いと土はせん断抵抗が低く、立上りがゆるやかである。 $\sigma_{vc}$ は下端中央部の $\sigma$ より得られ、平均値より低目であるため漸近線が上昇している。 $T_c$ が長いと弾性係数が大となり、二次圧密効果によりややせん断強さが大となり漸近線が上昇する。
- ⑥  $0 < T_c < 2$ において $c$ はやや増加、 $d$ は減少、 $2 < T_c < 14$ において $c$ は増加あり

は急増、もしくは一定であるか断定するだけの資料に欠ける。推測では、やや大きな値になるであろう。  $2 < T_c < 14$  における  $d$  はほぼ一定である。

$T_c$  が短い場合、間隙水圧の発生が比較的すみやかである。最終値は検尺に低くなる。 $T_c$  が長いとあまり発生しなくなること、および測定が遅れが著しく正しい値を示さなくなる可能性がある。曲線の形状はふくらみのあまり見られないものとなる。

⑦ 高塑性土では、正規圧密、過圧密の別、二次圧密の進行程度がせん断強さ、偏差応力～ひずみ曲線、弾性係数、間隙水圧～ひずみ曲線、間隙水圧の応答速度に影響を及ぼす。

## 5 あとがき

どのような項目について検討を加えようとしても、最終的にはせん断部分の間隙水圧を正しく計測しなければ次の段階へと進むことができない。土中内部の間隙水圧測定法を早急に考案することが必要である。現在までのところ、高塑性土について安定な測定値を与える測定器は得られていない。

予圧密試料作成段階においても条件を設定し初期条件を近づけておかなければ、等方圧密終了時の試料土の状態に差異がみられることが分った。

本報告は本校卒業生佐藤貴文君(81Aグループ)、本校学生成田盛見君(82Cグループ)が筆者の指導の下に卒業研究として実施した実験データの一部に基づいている。図の作成は本校技官岩淵祐一氏による。ここに記して深甚の謝意を表します。

## 6 参考文献

- 1) 佐野 [1981] 外放射流れ圧密の標準圧密試験結果との比較  
技術報告集 第21号 pp 105~112
- 2) 佐野 [1980] 粘性土における間隙水圧におよぼす変形速度効果  
技術報告集 第20号 pp 81~88
- 3) 北郷他 [1975] グラスビーズと粘土の混合土の強度特性  
技術報告資料 第15号 pp 13~22
- 4) 北郷他 [1979] ニ次圧密を受けた粘性土のせん断特性について  
技術報告集 第19号 pp 65~74

## K<sub>0</sub>過圧密粘土の非排水強度特性

北大工学部 北 郷 繁  
三田地 利之  
小野 丘  
○ 趙 煥斌

### 1. まえがき

筆者らはこれまで過圧密粘土の非排水強度  $S_u$  を求めて  $\sigma_u = 0$  法で安定解析をすることの有用性に鑑み、過圧密状態にある粘性土の非排水強度  $S_u$  と有効土被り圧  $\sigma'_v$  との比  $(S_u/\sigma'_v)_{OC}$  を正規圧密試料から推定する方法を提案してきた<sup>1), 2), 3)</sup>。この方法は、Hvorslevの破壊規準に基づく間隙比  $e$  ~ 平均有効主応力  $ln p$  関係の直線性と Roscoeらの提案する限界状態における応力経路の一致という2つの仮定が満足されれば、Cam clay 理論を応用した比較的簡単な手続により  $(S_u/\sigma'_v)_{OC}$  を推定できるというものであって、このことが不攪乱試料に対して成立することを示した。しかし、同時にこの手法が原位置応力状態により近いと考えられる  $K_0$  条件(側方ひずみを許さない圧密・膨張条件)においても成立するか否かを確かめる必要があることをも述べた。

既に筆者らは異方応力条件下における  $(S_u/\sigma'_v)_{OC}$  の推定法に関してはいくつか提案しているが<sup>1), 4)</sup>、本研究では今回行った攪乱試料についての等方および  $K_0$  圧密非排水せん断試験結果を含めてそれらを整理し直し、より簡明な推定手法を再提案し、その適用性を各種の粘性土について検証しようとするものである。

### 2. $K_0$ 過圧密粘土の $(S_u/\sigma'_v)$

等方応力条件で圧密・膨張を受けた試料の  $(S_u/\sigma'_v)$  は(1)式で表現できた<sup>5)</sup>。

$$(S_u/\sigma'_v)_{IOC} = (S_u/\sigma'_v)_{INC} \cdot (OCR)^\Lambda \quad (1)$$

ここに、 $IOC, INC$  はそれぞれ等方応力条件下での過圧密、正規圧密を表す。圧密・膨張時の応力条件が等方か  $K_0$  かによらず  $\log(S_u/\sigma'_v) \sim \log(OCR)$  関係は直線で、経験上両者は平行となるとしてよいから、 $K_0$  条件下においては(1)式と同様にして(2)式が得られる<sup>1)</sup>。ただし、この場合  $OCR$  は鉛直有効応力で考える。

$$(S_u/\sigma'_v)_{K_0OC} = (S_u/\sigma'_v)_{K_0NC} \cdot (OCR)^\Lambda \quad (2)$$

ここに、 $K_0OC, K_0NC$  はそれぞれ  $K_0$  条件下での過圧密、正規圧密を表す。従って、(1)式および(2)式における  $\Lambda$  は同一であり、次の2つの場合を考えれば充分であろう<sup>5)</sup>。

$$\Lambda = \Lambda_0 = -\ln\{(2/M) \cdot (S_u/\sigma'_v)_{INC}\} \quad (3)$$

$$\Lambda = \Lambda_m = \Lambda_0 / \ln 2 \quad (4)$$

$$\text{ただし、 } M = 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi')$$

次に、(2)式において  $(S_u/\sigma'_v)_{K_0NC}$  の値を  $K_0$  正規圧密非排水試験を実施せずに等方正規圧密試料のみから求めることを考える。今、original および modified Cam clay 式を応用すること等により  $K_0$  圧密後の試料に対する非排水強度と鉛直圧密圧力の比は次式のように表すことができる<sup>4)</sup>。

< original >

$$(Su/\sigma'_v)_{K_0NC} = 3M/2(3+2\eta_0) \times \exp. \{-\Lambda(1-\eta_0/M)\} \quad (5)$$

< modified >

$$(Su/\sigma'_v)_{K_0NC} = 3M/2(3+2\eta_0) \times \exp. \{-\Delta \ln \{ 2/(1+\eta_0^2/M^2) \} \} \quad (6)$$

ここに、 $\eta_0 = 3(1+K_0)/(1+2K_0)$  で  $K_0$  圧密終了時の応力比  $q/P'$  ( $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$ ,  $P' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$ ) を表す。等方圧密後の試料に対しては、(5)式および(6)式において  $\eta_0 = 0$  とすればよく、それぞれ次のようになる。

< original >

$$(Su/\sigma'_v)_{INC} = M/2 \times \exp. (-\Lambda) \quad (7)$$

< modified >

$$(Su/\sigma'_v)_{INC} = M/2 \times \exp. (-\Delta \ln 2) \quad (8)$$

そこで、 $K_0$  圧密試料と等方圧密試料の  $(Su/\sigma'_v)$  の比をとってみると次のようになる。

< original >

$$(Su/\sigma'_v)_{K_0NC} / (Su/\sigma'_v)_{INC} = 3/(3+2\eta_0) \times \exp. (\eta_0 \Lambda / M) \quad (9)$$

< modified >

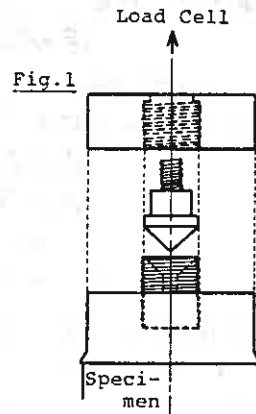
$$(Su/\sigma'_v)_{K_0NC} / (Su/\sigma'_v)_{INC} = 3/(3+2\eta_0) \times \exp. \{ \Delta \ln (1+\eta_0^2/M^2) \} \quad (10)$$

式中の  $\Lambda$  は、(9)式に対しては  $\Lambda_0$  (3式)、(10)式に対しては  $\Lambda_m$  (4式)を用いる。両式は  $(Su/\sigma'_v)_{INC}$ 、 $K_0$ 、 $\varphi'$  のみで表現されている。つまり、等方正規圧密三軸圧縮試験による  $(Su/\sigma'_v)_{INC}$  と  $\varphi'$  および  $K_0$  値を知れば、(9)式または(10)式と(2)式との組合せから任意の OCR での  $K_0$  過圧密試料の  $(Su/\sigma'_v)$  を得ることができるとなる。本研究は、(9)式および(10)式の妥当性をできるだけ多くの種類の粘性土についてのデータで検討してみるこれが主たる目的である。

### 3. 試料と実験方法

使用した粘土試料は勇払郡早来町安平から採取した自然粘土で、それを泥水状態にした後  $420^{\mu m}$  のフルイを通過したものを鉛直圧密圧力  $80 \text{ kPa}$  で14日間予備圧密して得られるもので、 $LL = 63\%$ 、 $PI = 30\%$ 、 $G_s = 2.65$ 、粘土分 ( $< 5^{\mu m}$ )  $60\%$  である。試料は予圧終了後水平に切り出し、直径  $50^{\text{mm}}$ 、高さ  $120^{\text{mm}}$  の円筒形に成形した後、水中で三軸セルにセットした。供試体周面にはスリットを入れた濾紙を巻き、半径方向に集めた水をペDESTALにはめこんであるドーナツ状のポラスストーンを通して排水させた。また、供試体の上下端面における摩擦軽減のためシリコングリースを塗布したテフロンシートを敷いた。

実験は  $K_0$  圧密非排水 ( $CK_0U$ ) および  $K_0$  圧密  $K_0$  膨張非排水 ( $CK_0RK_0U$ ) 三軸圧縮試験の2種類を実施した。両者とも間隙水圧の測定を伴うものである。 $K_0$  圧密  $K_0$  膨張には自動  $K_0$  圧密装置<sup>6)</sup>を用いた。 $K_0$  膨張に際して OCR がある一定以上になると  $K_0$  の値が1より大きくなり供試体のキャップと載荷ロッドとを結合する必要があるが、これには Fig. 1 のようにロッドの先端に小さなコーンをとりつけ、



これと同じ大きさの円錐面を切つてあるキャップとすり合わせるように接触させて両者をネジで結合させた。これは、ロードと供試体との偏心を極力避けようとしたもので、今回試作したものである。三軸セルにセットした供試体は、バックプレッシャーを行き渡らせる等の目的で最初有効応力30kPaで等方圧密した後、CKoU試験の場合は、最終有効側圧 $\sigma'_1 = 150, 200, 300, 400, 500$  kPaとし、6時間乃至12時間ごとに段階的に側圧を増加してゆき、例えば $\sigma'_1 = 500$  kPaの圧密が終了するまでには12日間を要した。また、CKoRkoU試験の場合は、最大有効側圧を $\sigma'_1 = 500$  kPaとしてそこから側圧を圧密時と同様に段階的に減少させながら、同時にその時点でのOCR(鉛直有効応力で定義)を計算して目標のOCRを得るように側圧を調整する方法をとった。これは、本実験装置では圧密中に供試体のK<sub>0</sub>値を直接制御することが困難であることによるものである。また、今回設定したOCRは1.5, 2.5, 4, 7, 10, 20, 30である。このようにしてK<sub>0</sub>圧密・K<sub>0</sub>膨張を終了した供試体に対してその後非排水条件でひずみ制御による圧縮試験を行った。ひずみ速度は $\dot{\epsilon} = 0.04\%/min.$ で、軸圧力はセル内にセットされたロードセルにより、間隙水圧は供試体底部中央で測定を行った。また、圧密時から100 kPaのバックプレッシャーを用いた。

#### 4. 実験結果と考察

Fig. 2は、CKoRkoU試験におけるK<sub>0</sub>圧密・K<sub>0</sub>膨張中の軸ひずみ $\epsilon_a$ と体積ひずみ $\epsilon_v$ の関係を示す一例であるが、圧密・膨張中に $\epsilon_a = \epsilon_v$ がほぼ成立しており、K<sub>0</sub>条件が満足されているとしてよい。なお、本実験では $K_0 = 0.53 \pm 0.03$ を得ている。

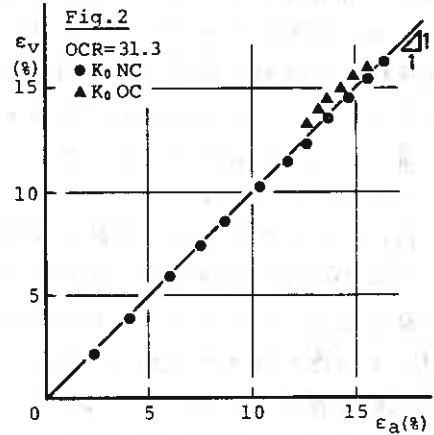
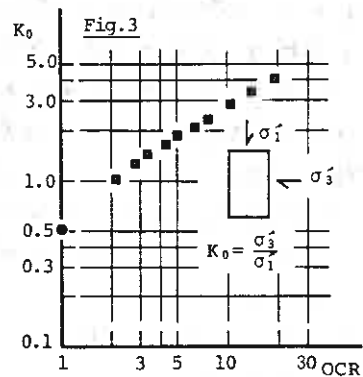


Fig. 3は、一つのCKoRkoU試験による過圧密比とK<sub>0</sub>の関係を追跡したものであるが、両者は両対数紙上で上に凸な曲線関係をなすようである。これは、他の試料に対しても同様で、試料に固有な関係のようである。



K<sub>0</sub>圧密中に供試体は偏差応力を受ける。土のダイレイタンシー量が平均主応力によるものと偏差(せん断)応力によるものとの和で表されるとすると、同じ平均主応力であってもK<sub>0</sub>圧密された試料と等方圧密のものとは、その後の非排水せん断中のダイレイタンシー特性(発生間隙水圧特性)に当然相違が生ずる。非排水せん断中のダイレイタンシー相当量を次式で表現すると<sup>7)</sup>

$$F(\eta) = -\lambda / (1 + e_0) \cdot \ln(p/p_0) \quad (11)$$

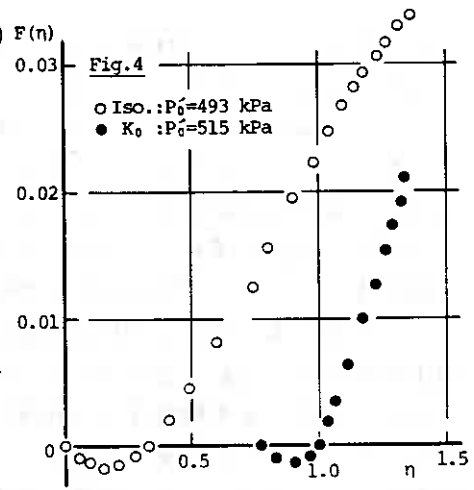
ここに、 $p_0$ : せん断開始時の平均有効主応力

$e_0$ : " 間隙比

$\lambda$ :  $e \sim \ln p'$  正規圧密線の傾き



$K_0$ 圧密を受けた試料の非排水せん断中の $F(\eta)$   $\sim \eta$ 関係は Fig. 4 のようになる。比較のために圧密時に同様な平均有効主応力を受けた等方圧密試料の場合を載せてある。 $K_0$ 圧密試料はせん断中の同じ応力比 $\eta$ において等方試料に比べ、明らかに $F(\eta)$ の発生量が少ない。両者とも初期に $F(\eta) < 0$  (正のダイレイタンス) となる部分がわずかにあり、その後ほぼ一定の傾きをもって増加してゆくという点で共通しているが、 $K_0$ 圧密試料の方が $F(\eta) > 0$ の領域での傾きが急である。このことは $K_0$ 圧密試料は等方試料よりも、同じ $\eta$ の増分に対して



間隙水圧を発生させようとする傾向の高い構造をもっていると言えるであろう。しかしながら、負のダイレイタンス量そのものが非常に少ないために発生する間隙水圧は等方圧密試料のそれの半分程度という小さい結果となっている。圧密圧力が Fig. 4 とは異なる何種類かの試験を実施して両者を比較したところ、これらの傾向は圧密圧力の違いによらずに認められ、また、圧密圧力の大小との相関も見だせなかった。

Fig. 5 は、 $K_0$ 圧密試料の非排水強度 $S_u$  ( $=(\sigma'_v - \sigma'_{vf})/2$ ) と鉛直有効圧密(膨張)圧力 $\sigma'_v$  の関係を示したもので、正規圧密試料に対しては原点を通る直線上にあり、過圧密試料は過圧密比の小さい順に一つの曲線上にあることが確かめられた。

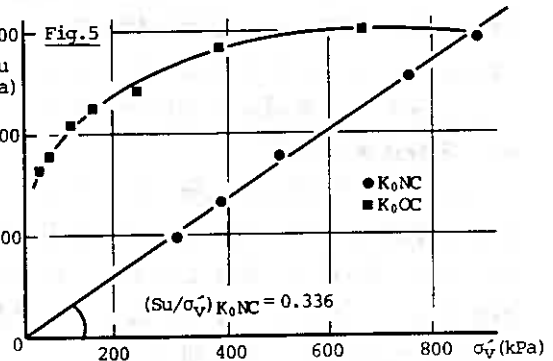
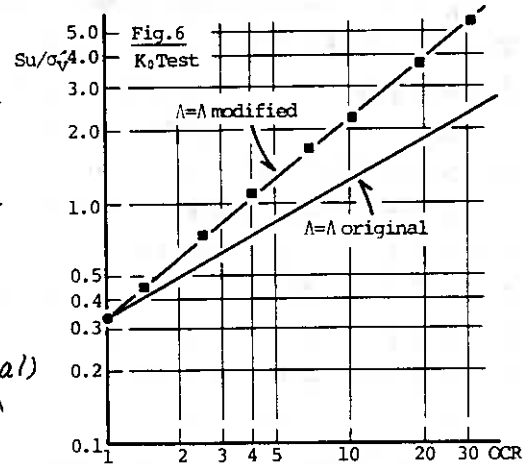


Fig. 6 は、 $(S_u/\sigma'_v)_{K_0} \sim OCR$ 関係で図中の実線は、前述の(2)式と(3)式(original)および(2)式と(4)式(modified)の組合せから計算した予測直線である。後者による推定精度が非常に優れており、(2)式が成立していることが分かる。



### 5. $(S_u/\sigma'_v)_{INC}$ と $(S_u/\sigma'_v)_{K_0NC}$

2 で述べたように標準的な試験であると考えられる等方(正規)圧密非排水三軸圧縮試験(間隙水圧測定を伴う)の結果より $K_0$ 圧密試料の $(S_u/\sigma'_v)$ が求められれば(2)式の利用度が増して非常に有用であろう。

と云わず、両者は定量的にはどの程度の差異があるのかを過去のデータで調べ

てみたのが Fig. 7 である。各試料に対して圧密時間は一定でないか又は不明で、既に指摘されているように<sup>8)</sup>、特に $K_0$ 圧密試料においては時間効果 (aging) による強度増加を考慮しなければならない場合があると思われるが、Fig. 7 で見る限り  $(Su/\sigma'_v)_{K_0}$  の値は  $(Su/\sigma'_v)_E$  と同じくらいからその 80% 程度までの値を示すようである。なお、Fig. 7 に用いたデータは筆者らが第 36 回土木学会で発表 (引用) したものに、更に本実験結果 (No. 15)、中瀬ら<sup>9)</sup> (No. 16, 17)、Ladd<sup>10)</sup> (No. 18~23)、Vaidら<sup>11)</sup> (No. 24) のデータを加えたもので、以下の引用データも全てこれらに基づいている。ただし、図中の No. 14 までの番号は上記論文と同じである。

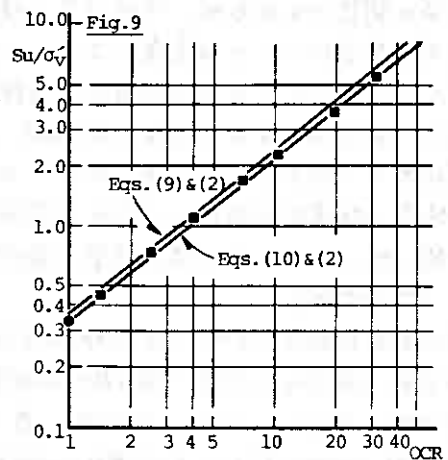
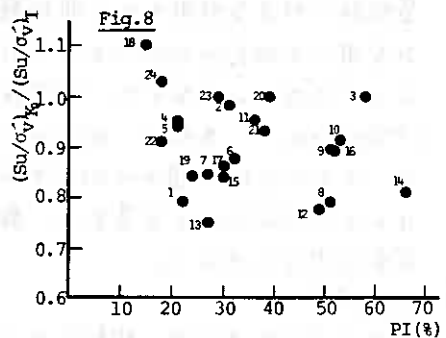
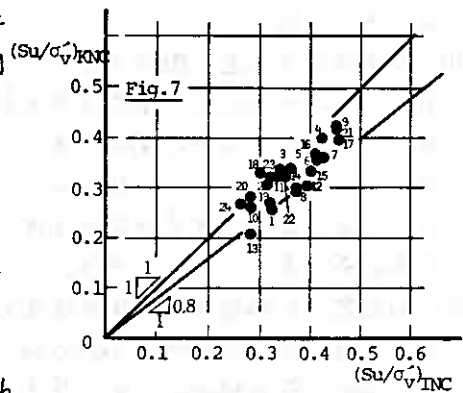
Fig. 8 は、等方と  $K_0$  の  $(Su/\sigma'_v)$  の値の比とそれぞれの試料の塑性指数 PI との関係調べたものであるが、この結果からでは、PI と強度比の間にはは、まりした傾向があると言い難い。これは  $(Su/\sigma'_v)$  の値自体が PI だけからではきまらない<sup>12)</sup> とすれば Fig. 7 での関係から当然のこととなる。塑性指数 PI に代るような指標を見出す必要があるように思われる。

次に、(9) 式および (10) 式を用いて本実験結果 (Fig. 6) を予測してみたのが Fig. 9 である。図中の直線の傾きは (4) 式によるものである。この試料に関しては (10) 式による  $(Su/\sigma'_v)_{K_0} / OCR$  の計算値 (Fig. 9 の直線の切片) がよく実験値と合っており、結果として全実験値をよく推定できている。

Fig. 10 および Fig. 11 は、それぞれ (9) 式および (10) 式によって計算した等方試料と  $K_0$  試料の  $(Su/\sigma'_v)$  の比と実験値とを前述の全データに関して示したものである。両者を比較すると (10) 式による方が安全側を与えることがわかるが、全体としては (9) 式によるものがよく合っているようである。試料が広範囲に渡っていること (PI = 15 ~ 66%,  $\phi' = 21.7^\circ \sim 38.0^\circ$ ,  $K_0 = 0.45 \sim 0.75$ ) を考慮すると (9) 式は  $(Su/\sigma'_v)_{K_0} / (Su/\sigma'_v)_E$  をよく表現できていると言えよう。

## 6. まとめ

- i)  $K_0$  圧密を受けた試料の非排水せん断中のダイレイタンス特性は等方圧密後のそれとは明らかに異なり、試料の構成の違いを思わせるが、強度との関係は



は、よりしない。

ii)  $K_0$ 条件下で圧密・膨張を受けた試料の  $\log(Su/\sigma'_v) \sim \log(OCR)$  関係と等方応力条件下でのそれとは平行関係にあり、(2)式が成立していることが確認された。従って、その直線の傾き  $\Delta$  は応力条件に拘わらず(4)式で表すことができる。

iii)  $K_0$ 圧密・ $K_0$ 膨張後の非排水強度と鉛直有効土被り圧の比  $(Su/\sigma'_v)_{K_0}$  OC は、(2)、(4)、(9) (又は(10)) 式の組合せにより等方正規圧密試料に対する非排水せん断試験結果のみを用いて任意の OCR において計算することができる。すなわち、試験結果から  $(Su/\sigma'_v)_{INC}$ 、 $\phi'$  を知り、(4)式から  $\Delta$  を求め、それらと  $K_0$  の値から(9)式又は(10)式によって  $(Su/\sigma'_v)_{K_0}$  OC を算出し、最後に(2)式を利用すればよい。

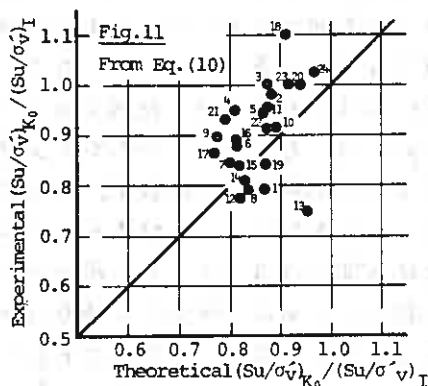
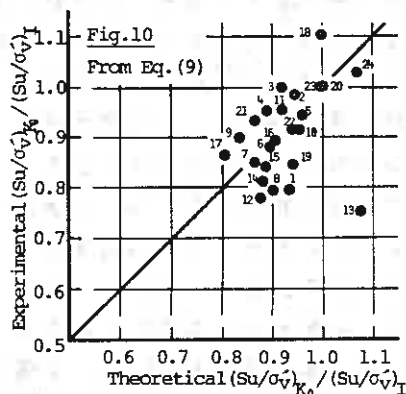
## 7. あとがき

(9)式および(10)式は  $K_0$  値の関数であるとともに  $\phi'$  の関数でもあるが、今回は  $\phi'$  の値による両式の良否については考慮していない。また、

セメンテーションや二次圧密による強度増加も加味する必要のあるものと思われる。なお、本文は本学4年目学生中嶋徹・小林利通両君の卒業論文のために行われた実験結果の一部をとりまとめたものである。また、本学藤原幸彦助手並びに同学生斎藤隆宏・梅澤信敏両君には等方圧密試料に関するデータを提供して戴いた。さらに実験に関しては本学工藤豊技官の協力を得た。以上の方々に記して謝意を表す。

## <参考文献>

- 1) 三田地・北郷ら(1975)；「圧密・膨張による飽和粘土」, 土工学会北海道支部技術報告資料 第15号, pp.33~42.
- 2) 北郷・三田地ら(1978)；「飽和粘性土の強度に及ぼす」, 土工学会北海道支部技術報告資料 第18号, pp.31~38.
- 3) 北郷・三田地ら(1978)；「平面ひずみ状態における」, 第13回土工学会研究発表会講演集, pp.333~336.
- 4) 北郷・三田地(1981)；「異方圧密粘土の非排水せん断強度について」, 第36回土工学会年次学術講演会概要集 pp.188~189.
- 5) 北郷・三田地ら(1982)；「通圧密粘性土の非排水強度特性」, 第17回土工学会研究発表会講演集 pp.365~368.
- 6) 三田地・北郷ら(1973)；「粘性土の強度特性に及ぼす」, 第8回土工学会研究発表会講演集 pp.299~302.
- 7) 北郷・三田地ら(1982)；「攪乱粘性土の圧密非排水せん断特性」, 土工学会北海道支部技術報告集, 第22号, pp.117~124.
- 8) 例として Bjerrum, L. & Lo, K.Y. (1963)；"Effect of Aging —," Géotechnique, Vol.13, pp.147-157.
- 9) 中瀬ら(1969)；「圧密および膨張による」, 港湾技術研究所報告 第8巻 第4号, pp.103-143.
- 10) Ladd, C.C. (1965)；"Stress Strain Behaviour —," Proc., 6th Int. Conf. SMFE, Vol.1, pp.282-286.
- 11) Vaid, Y.P. & Campanella, R.G. (1974)；"Triaxial and Plain Strain —," Proc., ASCE, Vol.100, pp.207-224. <sup>GT3</sup>
- 12) 柴田徹(1975)；「飽和土の強度増加率  $C_u/p$  について」, 第20回土工学会シンポジウム発表論文集 pp.129-137.



各種応力経路下における異方圧密粘土の変形特性について

北大工学部	北郷 繁
〃	三田地 利之
苫小牧高専	池浦 勲
北大大学院	〇下越 仁
北大工学部	趙 煥斌

### 1 まえがき

筆者らは前報において、 $K_0$ 圧密後の粘土に $\Delta\sigma > 0$ ,  $\Delta p > 0$ の応力範囲で、応力比平均有効主応力、応力増分比を一定に保った応力経路に沿ってせん断試験を行ない各種応力経路下の変形状態を観察し、ひずみの重ね合わせや、塑性ポテンシャルの応力経路依存性について考察してきた。本報告においては、さらに $K_0$ 圧密後のせん断過程の応力範囲を $\Delta\sigma < 0$ ,  $\Delta p > 0$ および $\Delta\sigma < 0$ ,  $\Delta p < 0$ まで拡張、 $K_0$ 圧密排水伸張試験を実施し、正規圧密粘土のダイレタンシー特性およびひずみの重ね合わせについて考察を加えたものである。

### 2 実験条件および実験方法

#### 2-1 応力およびパラメーター

本報告に用いる応力パラメーターは平均有効主応力 $P$ 、偏差応力 $q$ 、応力比 $\eta$ であって次式で定義される。

$$P = (\sigma_a' + 2\sigma_r')/3 \quad \dots (1a), \quad q = \sigma_a' - \sigma_r' \quad \dots (1b), \quad \eta = q/P \quad \dots (1c)$$

$\sigma_a'$ ,  $\sigma_r'$ : 供試体軸方向および半径方向の有効主応力

ひずみパラメーターは体積ひずみ $v$ 、偏差ひずみ $\varepsilon$ である。

$$v = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r \quad \dots (2a), \quad \varepsilon = \varepsilon_a - v/3 = 2(\varepsilon_a - \varepsilon_r)/3 \quad \dots (2b)$$

$$\varepsilon_a = \ln(h_0/h) \quad \dots (3a), \quad v = \ln(V_0/V) \quad \dots (3b)$$

$\varepsilon_a$ ,  $\varepsilon_r$ : 供試体軸方向および半径方向のひずみ

$h_0$ ,  $h$ : 圧密終了時およびせん断中の供試体高さ

$V_0$ ,  $V$ : 圧密終了時およびせん断中の供試体体積

#### 2-2 実験条件

実験は図-1に示すように $P=280$  kPaまで $K_0$ 圧密した試料に平均有効主応力一定試験(CPテスト)、応力増分比一定試験(CIR-1, 2テスト)、応力比一定試験(C $\eta$ テスト)の4種類の応力制御排水せん断試験を行なった。予備実験により伸張側の破壊時の応力比 $M_E = -1.12$ が得られたので、それらを基に応力経路を定めた。

##### ① CPテスト

$P$ を $K_0$ 圧密終了時の値( $P=280$  kPa)に保ったまま $q$ を減少させる。(図-1の①)

##### ② CIR-1テスト

圧密終了時から応力増分比 $\Delta q/\Delta p$ が一定値(=1.714)になるよう $q$ ,  $P$ を減少させる。(図-1の②)

### ③ CIR-2テスト

圧密終了時から応力増分比  $\Delta\sigma/\Delta P$  が一定値 ( $= -2.253$ ) になるよう  $\sigma$  を減少させ、 $P$  を増加させる。(図-1の③)

### ④ C $\sigma$ テスト

$\sigma$  を  $K_0$  圧密時の値 ( $\sigma_{k_0} = 0.766$ ) に保ったまま  $P$ 、 $\sigma$  を増加させる。(図-1の④) なお、このテストは昨年度に実施して今回は実施していないが、考察にはその一部を採用する。

CP、CIR-1テストの $\sigma$ の最小値 $\sigma_{min}$ は、 $M_E = -1.12$ よりやや大きい $\sigma = -1.0$ までとした。CIR-2テストは実験装置の都合から、 $\sigma_{min} = -0.571$ とした。CIR-2テストでは各応力点の $P$ が、C $\sigma$ テストの応力点のそれと一致するように、またCPテスト、CIR-1テストについては、各応力点の $\sigma$ がCIR-2テストのそれと一致するように応力点を定めた。

### 2-3 試料

本実験に用いた試料は、勇払郡早来町安平から採取した自然粘性土で、液性限界 $W_L = 63\%$ 、塑性指数 $I_p = 30\%$ 、比重 $G_s = 2.65$ である。採取した試料は蒸留水を加え420 $\mu$ フルイを通したのち養生した。供試体はこのように準備した泥水状態の粘土を十分攪拌したのち80kPaの鉛直応力で予圧密したものである。

### 2-4 実験装置

予圧密後の粘土から水平方向に切り出した直径50mm、高さ120mmの供試体に、スリットをつけた厚さ0.2mmのドレーンペーパーを巻き、水中で厚さ0.2mmのメンブレンをかぶせ三軸セルにセットした。供試体端面には摩擦の影響を軽減させるため、シリコングリースを塗布したテフロンシートを置いた。間隙水圧は下端中心部で測定した。吸排水は供試体の半径方向になされ、ドレーンペーパーに集まった水をペダスタルを通して体積変化測定装置に導き自動計測を行なった。

試験中の軸力は三軸セル内にセットしたロードセルにより、軸変位量はひずみゲージ式変位変換器で、側圧 $\sigma_r$ と間隙水圧 $u$ はひずみゲージ式圧力変換器で測定した。また軸力の制御にはベロフラムシリンダーを、側圧の制御にはエアレギュレーター(最大 $\sigma_r = 7 \text{ kgf/cm}^2$ まで制御可能)を用いた。

### 2-5 実験方法

セット後の供試体を $\sigma_r = 30 \text{ kPa}$ で等方圧密後、自動 $K_0$ 圧密装置により6日間段階的に $\sigma_r = 200 \text{ kPa}$ まで $K_0$ 圧密を行なった。その後応力制御により圧密最終点、すなわちせん断原点( $\sigma_r = 209 \text{ kPa}$ ,  $\sigma = 0.766$ )を一致させた。

せん断原点に達した後、所定の応力点(図-1参照)まで段階的に载荷を行なった

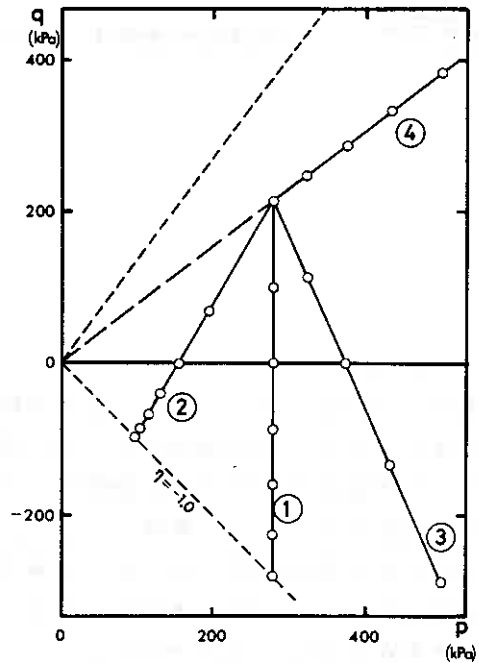


図-1

か。載荷間隔は12時間とし始めに現応力点と次の応力点の中間点まで載荷し、1時間後に残りの量を載荷していった。所定の応力点に達したなら、変形の弾性成分を知る目的で載荷時と同じ経路で12時間毎に除荷を行なった。なお、試験中は、供試体に常時100 kPaのバックフレッシャーをかけていた。

### 3 実験結果と考察

#### 3-1 体積ひずみ～応力比

図-2～4は、CPテスト、CIR-2テスト、CIR-1テストの体積ひずみと応力比の関係を示したものである。

CPテスト(図-2)については、載荷と同時に排水傾向つまり降伏が始まり、応力除荷時にはせん断初期部分で若干の可逆成分があるが、せん断が進行すれば応力を除荷しても可逆成分はない。したがって、CPテストの体積ひずみを応力比によるダイラタンシー成分と考えると、ダイラタンシー成分のひずみには弾性成分は無いと考えられる。

CIR-2テスト(図-3)においても載荷と同時に降伏が始まり、除荷時にはどの応力点においても可逆成分がある。CPテストと同一の $\sigma$ を持つ応力点のひずみは、CPテストのそれよりはるかに大きい。したがってCIR-2テストの体積ひずみは応力比による成分に、平均有効主応力 $P$ による成分が加わったものと考えられ、可逆成分はこの $P$ による成分に含まれているものと思われる。

CIR-1テスト(図-4)においては、CP、CIR-2テストの挙動と異なり、載荷と同時に吸水が、除荷時には排水が起こり応力がせん断原点に戻った時には、体積ひずみは正の値をとる。これは図-2、3によれば、載荷時には $P$ の減少による弾性成分が卓越し、除荷時には $P$ の増加による塑性成分と弾性成分が存在するためと考えられる。

#### 3-2 偏差ひずみ～応力比

図-5～7は、CP、CIR-2、CIR-1テストの偏差ひずみと応力比の関係を示

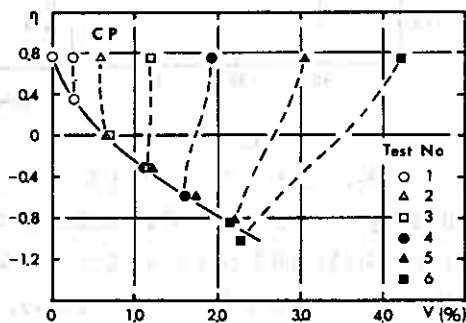


図-2

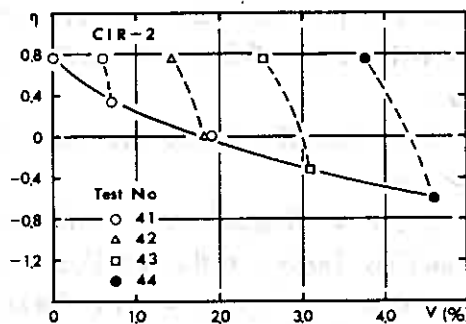


図-3

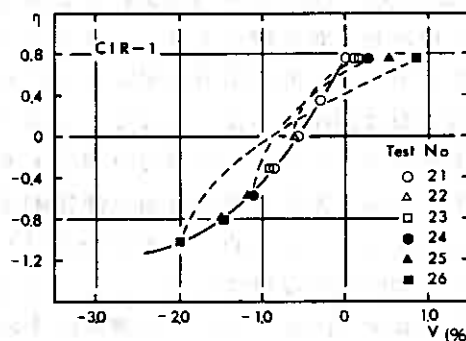


図-4

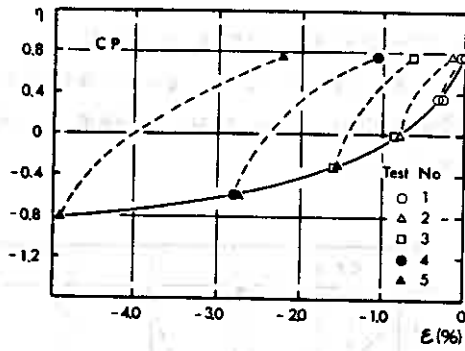


図-5

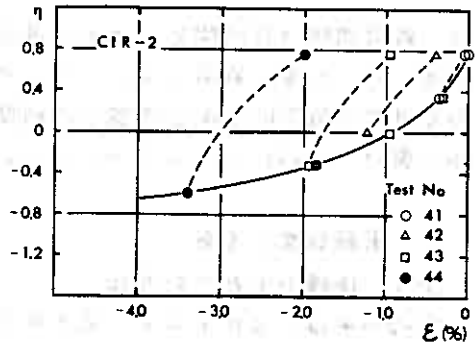


図-6

している。CPテスト、CIR-2テスト(図-5, 6)の $\epsilon \sim \tau$ の挙動は類似しており、  
 載荷と同時に偏差ひずみが生じ、除荷時には  
 ほぼ同様の可逆成分がみとめられる。

CIR-1テスト(図-7)でも除荷時の偏  
 差ひずみの可逆成分は大きく、載荷原点に  
 おいてひずみは正の値をとった。この挙動  
 は体積ひずみの場合(図-4)と類似してい  
 る。

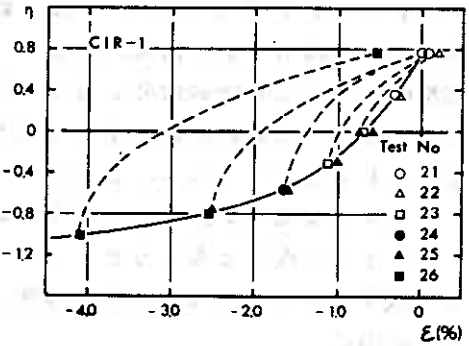


図-7

### 3-3 K<sub>0</sub>圧密伸張試験におけるダイレタ ンシー

ここでは、Roscoeらによ<sup>5)</sup>って提案された  
 Cam Clay Theory を用いて前述したCPテストと  
 CIR-2テストの応力 $\sim$ ひずみ挙動を考察する。

#### (1) 降伏挙動

本報告のようなK<sub>0</sub>圧密排水伸張試験を考えると、  
 Modified Cam Clay Theory によれば、K<sub>0</sub>圧密は  
 一種のせん断試験とも考えられるので、供試体は  
 圧密中降伏を続け圧密が終了した応力点Pでの降  
 伏曲面はOAPBCOのようになる。(図-8参照)今、  
 点PからCPテストを行なう場合を考えてみると  
 すでにK<sub>0</sub>圧密中に降伏曲面は伸張側でOCBのよう  
 に拡大しているため、応力点がOCB上に到達しな  
 ければ供試体は降伏しないことになる。すなわち  
 OCB曲面上に到達するまでは弾性的挙動を示さず  
 であるが、3-1で述べたようにCPテストの実験  
 結果は、せん断初期においても弾性的挙動を示さ  
 ず、本実験結果と大きく異なる。Cam Clay Theory では正規圧密粘土を等方的ひず  
 み硬化とする弾塑性体として理想化している。関口・太田ら<sup>6)</sup>はK<sub>0</sub>圧密非排水伸張試  
 験を実施し、それらの応力経路がCam Clay Theory では説明できないことから、降

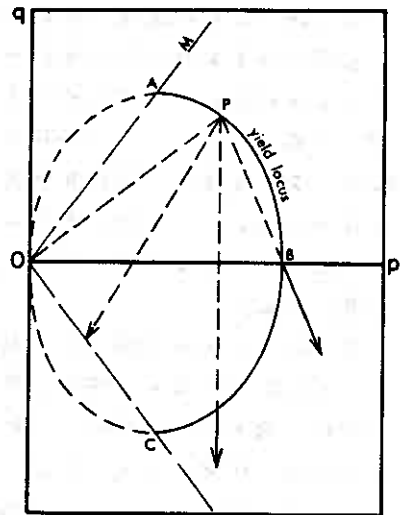


図-8

伏しないことになり、本実験結果と大きく異なる。Cam Clay Theory では正規圧密粘土を等方的ひず  
 み硬化とする弾塑性体として理想化している。関口・太田ら<sup>6)</sup>はK<sub>0</sub>圧密非排水伸張試  
 験を実施し、それらの応力経路がCam Clay Theory では説明できないことから、降

伏曲面が塑性変形と共に等方的に拡大するという仮定は成立しないとしているが、本実験結果はその指摘を支持していることになる。そこで筆者らは、Modified Cam Clay Theory の中に初動硬化の概念を<sup>(7)</sup>導入して新しい伸張側の降伏曲面を考え、c P 図に見られるようなダイラタンシー挙動を表わし得る応力～ひずみ式を導いた。

(2) 新しい応力～ひずみ式

Modified Cam Clay Theory 中の塑性ひずみ増分比を、次のように仮定する。ただし他の基本仮定は Cam Clay Theory のそれに準ずる。

$$\frac{d\varepsilon^p}{d\nu^p} = \frac{(\eta - \eta_0)}{(M_E - \eta_0)^2 - (\eta - \eta_0)^2} \dots\dots (1)$$

ここで  $\eta_0$ : 異方圧密時の応力比  
 $M_E$ : 伸張側破壊時の応力比

次に塑性ひずみ増分比に直交条件を適用すると

$$\frac{d\nu^p}{d\varepsilon^p} = -\left(\frac{d\mathcal{G}}{dP}\right) \dots\dots (2)$$

$$\mathcal{G} = \eta P \text{ であるから } d\mathcal{G} = \eta dP + P d\eta \dots (3)$$

(1)(2)(3)式より

$$-\eta - \frac{P}{dP} d\eta = \frac{(M_E - \eta_0)^2 - (\eta - \eta_0)^2}{\eta - \eta_0}$$

$\eta_0 \neq 0$  とすると

$$-\frac{dP}{P} = \frac{1}{\eta_0} \times \left\{ 1 - \frac{(M_E - \eta_0)^2}{(M_E - \eta_0)^2 - \eta_0^2 + \eta_0 \eta} \right\} d\eta \dots\dots (4)$$

(4)式を初期条件  $\eta = \eta_0, P = P_0$  として積分を行なうと

$$\ln\left(\frac{P_0}{P}\right) = \frac{1}{\eta_0} \times \left[ (\eta - \eta_0) + \frac{(M_E - \eta_0)^2}{\eta_0} \times \ln\left\{ \frac{(M_E - \eta_0)^2}{(M_E - \eta_0)^2 - \eta_0^2 + \eta_0 \eta} \right\} \right]$$

よって塑性ポテンシャル  $\mathcal{G}$  は次式となる。

$$\mathcal{G} \equiv \ln\left(\frac{P_0}{P}\right) - \frac{1}{\eta_0} \times \left[ (\eta - \eta_0) + \frac{(M_E - \eta_0)^2}{\eta_0} \times \ln\left\{ \frac{(M_E - \eta_0)^2}{(M_E - \eta_0)^2 - \eta_0^2 + \eta_0 \eta} \right\} \right] = 0 \dots (5)$$

ここで関連流動則を用いると(5)式は降伏関数  $f$  でもある。

(5)式において  $P_0$  の微小変化を考えて、次式を得る。

$$\frac{dP_0}{P_0} - \frac{dP}{P} = \frac{1}{\eta_0} \times \left\{ 1 - \frac{(M_E - \eta_0)^2}{(M_E - \eta_0)^2 - \eta_0^2 + \eta_0 \eta} \right\} d\eta \dots\dots (6)$$

$\lambda, K$  を圧縮指数, 膨張指数の自然対数表示とすると、

$$d\varepsilon^p = -(\lambda - K) \frac{dP_0}{P_0} \dots\dots (7)$$

加得られ、(6)(7)式から、

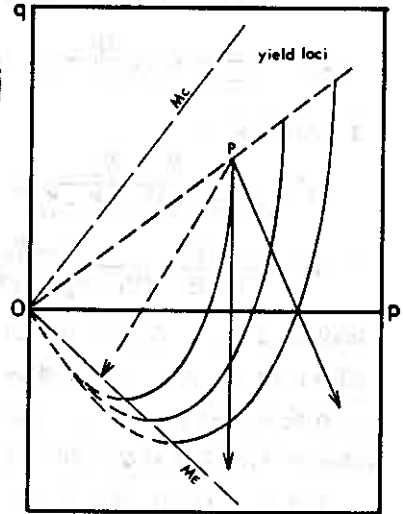


図-9



$$de^p = -(\lambda - K) \left\{ \frac{dp}{P} + \frac{\eta - \eta_0}{(M_E - \eta_0)^2 - \eta_0^2 + \eta_0 \eta} d\eta \right\}$$

$$dv^p = -\frac{de^p}{1+e} \text{ であるから}$$

$$dv^p = \frac{(\lambda - K)}{1+e} \times \left\{ \frac{dp}{P} + \frac{\eta - \eta_0}{(M_E - \eta_0)^2 - \eta_0^2 + \eta_0 \eta} d\eta \right\} \quad dv = dv^p + dv^e \text{ と考えると}$$

$$dv = \frac{1}{1+e} \times \left\{ \lambda \frac{dp}{P} + (\lambda - K) \times \frac{\eta - \eta_0}{(M_E - \eta_0)^2 - \eta_0^2 + \eta_0 \eta} d\eta \right\} \quad \dots\dots(8)$$

また(1)式より

$$d\varepsilon^p = \frac{\eta - \eta_0}{(M_E - \eta_0)^2 - (\eta - \eta_0)^2} \times dv^p$$

$$\therefore d\varepsilon^p = \frac{\lambda - K}{1+e} \times \frac{\eta - \eta_0}{(M_E - \eta_0)^2 - (\eta - \eta_0)^2} \times \left\{ \frac{dp}{P} + \frac{\eta - \eta_0}{(M_E - \eta_0)^2 - \eta_0^2 + \eta_0 \eta} d\eta \right\} \quad \dots\dots(9)$$

(8)(9)式は新しい応力へひずみ式であり積分可能である。

図-9に新しく導いた伸張側の降伏曲面と、本実験のCP, CIR-1, CIR-2テストの応力径路を示した。CPテスト, CIR-2テストについてはせん断中、応力径路が外側の降伏曲面へ向、て進むことになり、供試体は塑性ひずみを生じる。つまりCPテストでも負のダイレタンシーを生じる。CIR-1テストでは応力径路がこの降伏曲面の内側へ入り込んでくるので、せん断時には塑性ひずみが生じないことになる。これらの挙動は3-1, 3-2で述べた実験結果と一致するものである。

### 3-4 実測値と計算値

図-10~14にCPテスト, CIR-2テストのひずみの実測値と、(8), (9)式を使った計算値との関係を示した。偏差ひずみについては、弾性成分を差し引いた塑性成分という意味でサフィックスPをつけ $\varepsilon^p$ としている。計算に用いたパラメータは等方圧密膨張試験から得られた $\lambda, K$ であり、その値は $\lambda = 0.13, K = 0.031$ である。また $M_E$ は、 $M_E = -3M_c / (3 + M_c)$ から $M_c = 1.35$ として得られた $M_E = -0.931$ を用いた。

実測値と計算値を比較してみると、CPテスト(図-10, 12)では、体積ひずみ、偏差ひずみ両方について定性的に満足する結果が得られた。特に、体積ひずみについてはせん断の進行に伴って起こる負のダイレタンシーが良く表わされていると思われる。CIR-2テスト(図-11, 13)では、偏

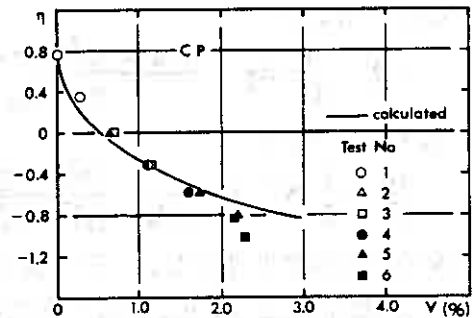


図-10

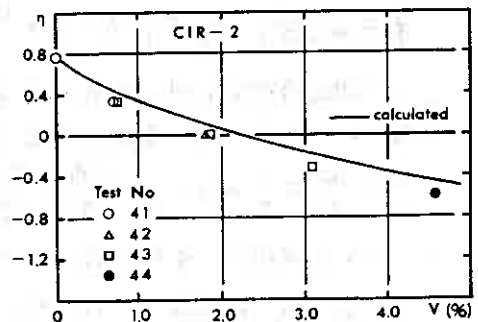


図-11

差ひずみについては良い一致が見られるが、体積ひずみについては過大な計算結果が得られた。

### 3-5 ひずみの重ね合わせについて

筆者らは、すでに $K_0$ 圧密後 $\Delta P > 0$ ,  $\Delta \gamma < 0$ なる応力範囲においては、体積ひずみの平均主応力 $P$ による成分と応力比 $\eta$ による成分の重ね合わせが成立することを示してきた。本報告においてはそのひずみの重ね合わせの成立する範囲について検討を試みた。図-14は、 $\Delta P > 0$ ,  $\Delta \gamma < 0$ なる応力範囲における体積ひずみの重ね合わせの検討のために、横軸にCIR-2テストのひずみ、縦軸にはCIR-2テストのそれと同一の $P$ ,  $\eta$ を有するCPテストとCIR-2テストのひずみの和をプロットしたものであるが、CIR-2テストのひずみはCPテストとCIR-2テストのひずみの和より小さい。すなわち本実験結果では、大槓<sup>ら</sup>が考えているようなひずみの重ね合わせは成り立たないようである。このことは3-4で述べたCIR-2の体積ひずみが、実測の体積ひずみより過大な値をとることに対応している。

ひずみの重ね合わせが $\Delta P > 0$ ,  $\Delta \gamma < 0$ なる応力範囲ゆえに成り立たないのか、あるいは $\gamma$ が圧密時の増加からせん断時の減少へと反転するから成り立たないのかという疑問については、さらに多くの実験データに基づいて議論する必要がある。

## 4 まとめ

以上のように、各種応力経路下における異方圧密粘土の変形特性を調べた。主な結果をまとめると次のようである。

- (1) CP, CIR-2テストでは載荷と同時に塑性変形を生じるが、CIR-1テストでは生じない。
- (2) CP, CIR-2テストの偏差ひずみには、かなりの弾性成分がみとめられた。
- (3) CP, CIR-2テストの塑性変形は、等方的ひずみ硬化の概念を用いている Cam Clay Theory では説明できず、移動硬化の考えが必要であると思われる。
- (4) 移動硬化の概念を導入して Cam Clay Theory を修正し、CP, CIR-2テストの実験結果を定性的に満足する応力～ひずみ式を得た。
- (5)  $K_0$ 圧密後の $\Delta P > 0$ ,  $\Delta \gamma < 0$ なる応力範囲では、体積ひずみの $P$ 成分,  $\eta$ 成分の重ね合わせは成り立たない結果を得た。

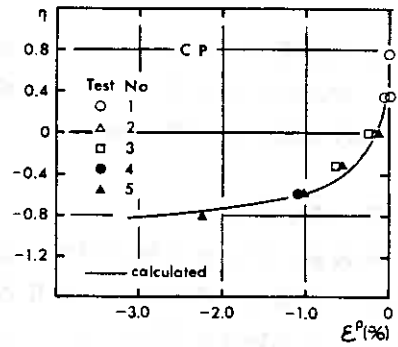


図-12

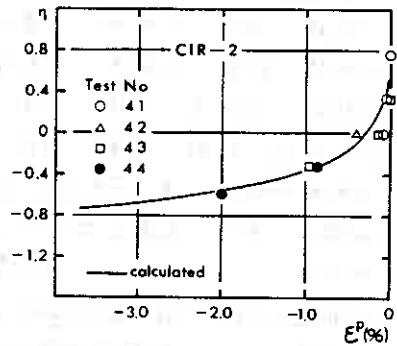


図-13

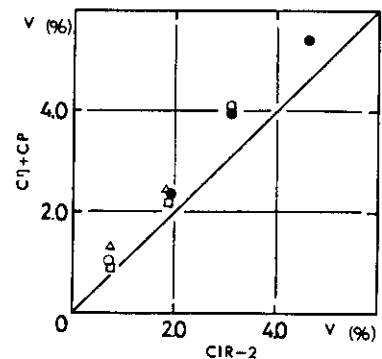


図-14

(6)今回提案した応力～ひずみ式の基本仮定(1)式)や、(5)で述べたひずみの重ね合わせについてはいくつか疑問が残るので、さらなる実験データに基づいた検討を進める必要がある。

## 5 あとがき

本報告における実験の実施およびデータの整理に際し、本学技官、工藤豊氏ならびに本学学生、芳岡良一(大学院)、服部清繁(4年目)、古屋弘(4年目)諸君に多大なる協力を得た。ここに記して深甚なる謝意を表す。

## 参考文献

- 1)北郷、池浦、三田地：土質工学会北海道支部技術報告集 第22号、1982
- 2)池浦、北郷、三田地：土木学会第37回年次学術講演会 1982
- 3)北郷、三田地、西尾：土質工学会北海道支部技術報告集 第21号、1981
- 4)三田地、北郷、唐井：土質工学会第8回研究発表会講演集 1973
- 5)K.H. Roscoe & J.B. Burland : Engineering plasticity , Cambridge Univ. 1968
- 6)関口、太田：土質工学会第12回研究発表会講演集 1977
- 7)井上 : 材料 第28巻 第305号 1979
- 8)Fender, M.J : Geotechnique 28, No.1 1978
- 9)大槇 : 土木学会論文報告集 第316号 1981

## 昭和56年度土質工学会北海道支部賞選考経過報告

### 選考委員

委員長	北郷 繁	北海道大学工学部教授
委員	高木 謙治	北海道開発局土木試験所長
”	石崎 嘉明	北海道電力㈱土木部長
”	佐々木 敏雄	北海道開発コンサルタント㈱社長
”	工藤 智明	日本国有鉄道札幌鉄道管理局施設部長
”	上野 栄	道立寒地建築研究所長

### 選考経過

昭和57年2月24日支部事務局において支部賞授与規定により審議した結果、つぎの二編を授賞論文として選考した。

論文名	Embankment Pile 工法に関する2・3の考察
著者	嶋 隆司、照井日出夫
受賞者	照井日出夫

### 選考理由

現在一般に用いられている軟弱地盤盛土対策工としての地盤処理工法は、効果・周辺地盤への影響・経済性および施工性などの点において問題点を包含していると云える。

近年、河川堤防・道路盛土等において、橋梁工法と地盤改良工法の間間的工法と云える、いわゆる Embankment Pile 工法が採用されている。同工法は盛土およびネット材を介して杭に荷重を伝達し、地盤の原部に応力分散を計り、側方流動防止と沈下抑止などの効果を期待するものであるが、工法が新しく施工実績が少ないことに加えて、設計手法として確立されたものがない。

著者らはこのような現状に鑑み、国鉄手稲～琴似間の仮線施工で同工法を採用するにあたり、各種計測器を埋設し、その効果等を確認しつつ、杭頭部に作用する応力・荷重・ネット・鉄筋の応力、および沈下特性等の基本事項を測定して、誘導した理論式との検照を試みている。

これらの施工・研究の結果、同工法は極めて短期間で営業線として開業できるなどの速効性が立証されるとともに、小径の木杭を用いることにより杭打設に伴う周辺構造物への影響が極めて少ないなどの優れた施工性を確認している。さらに地盤、盛土材料の土質力学特性を駆使して、杭への応力集中、地中の応力分布およびネット材の応力と沈下などの設計要素に対する理論を展開し、実測値との対比を試みた結果、両者には良好な対応が認められたとしている。

これらを要するに、著者らの研究により同工法の有効性を明確にするとともに設計手法の確立に寄与するなど、北海道がかかえる泥炭性地盤の対策工の発展に少なからず貢献をなしたものと認められる。

よって、受賞者は土質工学会北海道支部賞を授与される資格があると認められる。

論文名 異方圧密粘土の変形特性について

著者 北郷 繁、池浦 勲、三田地利之、下越 仁

受賞者 池浦 勲

#### 選考理由

近年電子計算機の普及により、粘性土地盤上の土木構造物の設計に際しては、地盤の支持力のみならず変形挙動をも解析することが可能になってきている。その場合に原地盤の状態に即した土の応力—ひずみ関係を精度良く表わすことの出来る構成式を見出すことが必要である。従来、粘土の構成式の研究としては等方圧密状態については比較的良くなされているが、異方圧密粘土に対する理論、および各種応力径路のもとでの実験的検証は極めて少ない。

以上のような観点から、圧密条件を原位置の条件に合致させた $K_0$ 圧密飽和粘土を対象として、排水条件のもとで応力比や平均主応力、応力増分比をそれぞれ一定に保つ応力径路を与えたときの変形状態を観察し、ひずみ塑性ポテンシャルの応力径路依存性について検討を加えたのが本研究の内容である。

まず、 $K_0$ 圧密時の含水比—平均主応力関係が標準圧密試験における関係と一致し、かつ等方圧密時とは平行関係を示し、さらに応力比一定試験においても $K_0$ 圧密と同様の変形条件が保たれていることを確認した。

つぎに、それぞれ応力—ひずみ関係をCam-Clay理論による予測値と比較し、体積ひずみについては実測値と予測値が比較的良く合致しているが、偏差ひずみについては過大に予測されることを示した。

また、体積ひずみでは応力比一定成分（圧密成分）とダイレタンシー成分との重ね合せが成り立つが、偏差ひずみでは成り立たないという結果を得た。

さらに、ある応力比における実測の塑性ひずみ増分比はCam-Clay理論で与えられるものより小さいことと全ひずみのうちの可逆成分についての仮定がほぼ満足されていることと合せて、Cam-Clay理論においては、塑性ひずみ増分比を過大に見積ることが偏差ひずみの過大予測の原因であろうと推定した。

最後に、塑性ポテンシャルがCam-Clay理論で仮定されているように単一ではなく、応力増分比の大きさによって異なるものであると結論した。

これを要するに、本研究の推進者であった受賞者が $K_0$ 圧密粘土について各種応力径路下での変形挙動を明らかにしたことは、原地盤における粘性土の応力—変形関係の解析上、少なからざる貢献をしたと認められる。

よって、受賞者は土質工学会北海道支部賞を授与される資格があると認められる。

# 本書刊行に際して広告掲載協賛者ご芳名録

## 目 次

(五十音順)

### 土木・建設(総合建設)

- あ 赤平建設株式会社…………… 3
- か 株式会社門脇組…………… 1  
河村工業株式会社…………… 3
- さ 札幌工業株式会社…………… 1
- し 清水建設株式会社…………… 4
- た 大成建設株式会社…………… 8
- ち 千歳土建株式会社…………… 4
- な 中村建設株式会社…………… 1  
株式会社中山組…………… 2
- に 日本道路株式会社…………… 2  
日本舗道株式会社…………… 2
- は 株式会社早坂組…………… 5
- ほ 北成建設株式会社…………… 5

### ボーリング・調査・測量・設計・施工

- き 株式会社北日本ソイル研究所…………… 6
- は パシフィックコンサルタンツ株式会社… 6
- ほ 北海道開発コンサルタント株式会社……裏表紙裏  
北海道土質コンサルタント株式会社…… 7

### 協 会

- お 小樽建設協会…………… 7

総合建設業



株式会社

門 脇 組

代表取締役 門 脇 正

本 社 ☎054 北海道勇払郡鷓川町大成町1丁目6番地  
電 話 (01454) 2-2323 (代表)  
苫小牧支店 ☎053 苫小牧市三光町25番地の7  
電 話 (0144) 32-4498 (代表)  
札幌支店 ☎061-21 札幌市南区川沿5条2丁目  
電 話 (011) 571-4502

総合建設業



札 建 工 業 株 式 会 社

取締役会長 長 谷 川 亘  
取締役社長 山 田 照 一  
技術顧問 田 口 雍 也

本 社 札幌市中央区北3条西2丁目8番地 電話 231-7181  
支 店 札幌・函館・旭川・釧路 営業所 東京・小樽・室蘭・苫小牧

中 村 建 設 株 式 会 社

代表取締役 中 村 輝 彦

余市郡余市町大川町12丁目38番地

電 話 (01352) 3-3830 (代)

特 定 建 設 業



株式会社 中 山 組

取締役社長 中 山 弘 三

本 社 / 札幌市東区北18条東1丁目13番地18 電話(代)741-7111

支 社 / 滝川市明神町4丁目1番17号 電話(代) 22-1212

支 店 / 東京都中央区新富町2丁目(大峯ビル) 電話(代)551-3442

出張所 / 旭川・室蘭・帯広・釧路・函館・苫小牧

土木一式工事



舗装工事

日本道路株式会社北海道支店

取締役社長 瀨 瀨 忠 行

専務取締役 支 店 長 卷 下 乙 四 郎

本 社 〒105 東京都港区新橋1-6-5 ☎03(571)4891(大代)

北海道支店 〒062 札幌市豊平区水車町2丁目2番4号 ☎011(811)2231(代)

東京・大阪・名古屋・仙台・九州・北陸・四国・広島



日本舗道株式会社

取締役社長 亀卦川 振 興

本 社 東京都中央区京橋1丁目19番11号 電話代表 (567)8171番

札 幌 支 店

取締役支店長 佐 渡 博 夫

札幌市豊平区中の島1条2丁目2番15号 電話 代表 812-1151番



省エネルギー住宅(PC造・外断熱工法)で社会に貢献する

特定建設業・一級建築士事務所



## 赤平建設株式会社

代表取締役社会 村上 虎之助  
取締役副社長 村上 純一  
(札幌駐在)

本社 赤平市美園町2丁目2番地 ☎ (01253) 2-2149(代)~9番  
札幌支店 札幌市北区北10条西4丁目 ☎ (011) 741-0631~4番  
PCパネル工場 赤平市字共和199番地 ☎ (01253) 2-2643番

## 河村工業株式会社

代表取締役 河村 清

〒061-02 石狩郡当別町字西小川通52番地

電話 (01332) 3-2640番

総合技術力のシミズです。



清水建設株式会社北海道支店

支店長：和田 太郎

住 所：札幌市中央区北1条西2丁目 〒060

電 話：(011) 214-3171

千歳土建株式会社

取締役社長 野口 邦光

千歳市錦町一丁目一番地

電 話 (代表) 01232-3-9191

株式会社 早坂組

代表取締役 早坂 勝太郎

北海道浦河郡浦河町昌平町西通28号

TEL (01462) 2-2675

北成建設株式会社

取締役社長 工 藤 清 重

石狩郡当別町字西小川通

電話 (代表) 01332-8-2625

奉仕の精神に徹し皆様のご用命にお応えする

## 施工管理試験のエキスパート



# 株式会社 北日本ソイル研究所

土質・骨材試験・地質調査・測量設計・コンクリート試験  
アスファルト試験・試験機具販売及びリース・試験の指導

取締役社長 対馬 美和

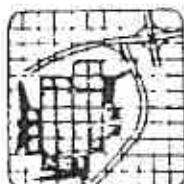
技術士・顧問 太田 長四郎

〒065 札幌市東区中沼118番地497

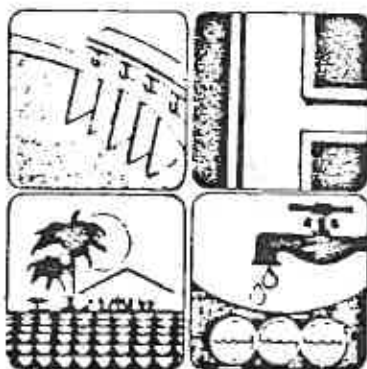
電話 (011)791-1651番

### パシフィック コンサルタンツ

#### — 登録部門 —



- 土質及び基礎
- 地質
- 発電土木
- 農業土木
- 上水道及び工業用水
- 鋼構造及びコンクリート
- 道路
- 下水道
- 造園
- 河川・砂防及び海岸
- 鉄道
- 港湾及び空港
- 都市計画・地方計画
- 施工方法・施工設備
- 建設機械
- トンネル



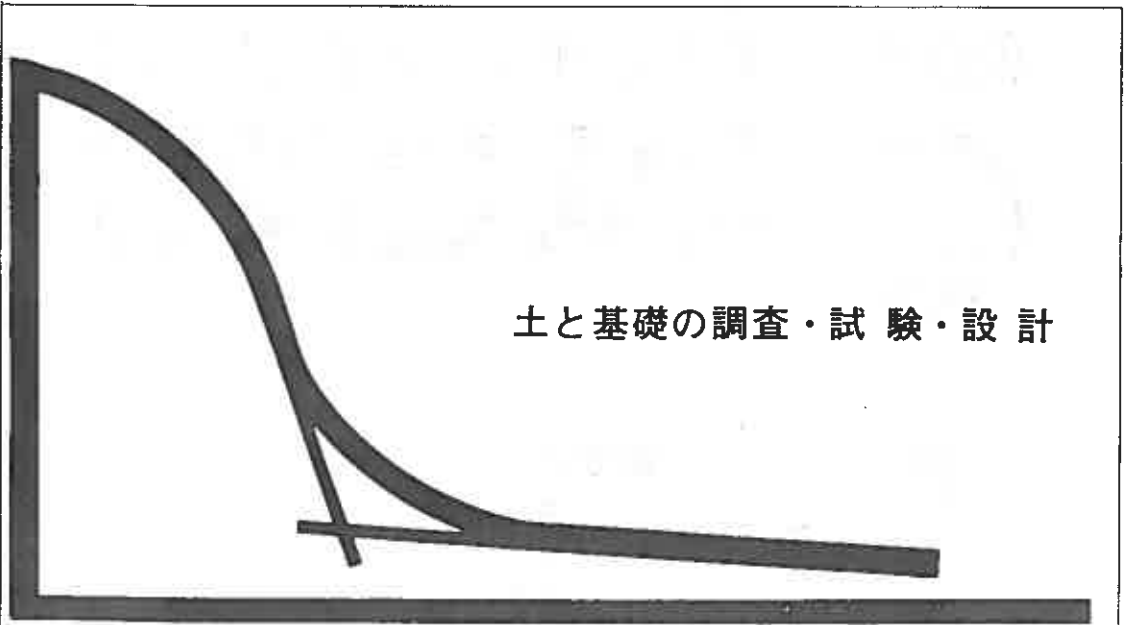
■本社 東京

■支社 札幌・仙台・名古屋  
大阪・福岡

■札幌支社

中央市北4条西6丁目毎日札幌会館  
TEL 221-4181





土と基礎の調査・試験・設計

## 北海道土質コンサルタント株式会社

本社試験所—札幌市豊平区平岸1条2丁目 TEL (011) 841-1466

## 小樽建設協会

会 長	佐々木 二郎
副 会 長	近 藤 晋 一
〃	草 別 義 昭
事務局 長	鈴 木 喜 一 郎

〒047 小樽市花園2丁目10番24号

電話 (0134) 24-0158

創造性と行動力で、建設の概念を拡大する



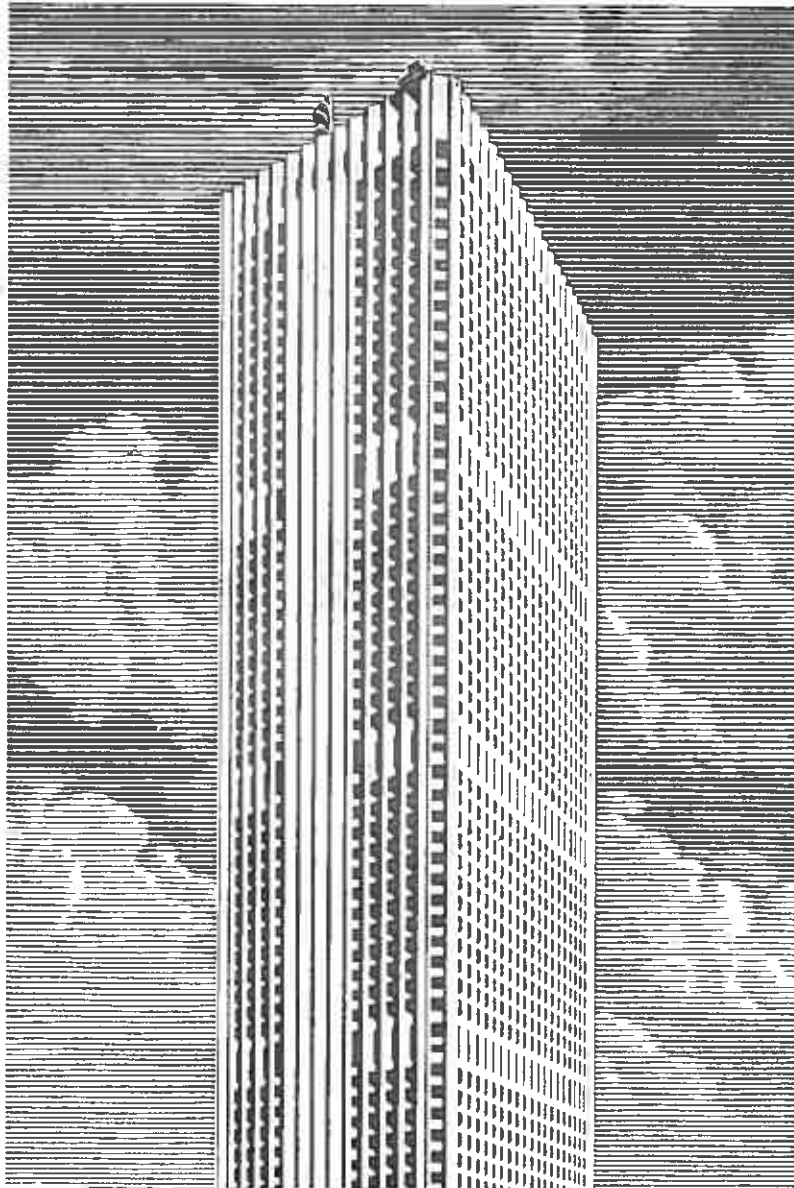
# 大成建設 札幌支店

取締役社長=佐古 正 〒160-91

東京都新宿区西新宿1丁目25番1号  
電話=03 (348) 1111 (大代表)

札幌支店取締役支店長=小池 正之輔 〒060

札幌市中央区南1条西1丁目4番地  
電話=011 (241) 1201



21世紀に向けて新しい出発をした大成建設本社ビル・新宿センタービル

圧縮試験機  
データ自動集録装置



振動三軸圧縮試験機  
USA  
SOIL ENGINEERING  
EQUIPMENT CO. 製

## **H** 北海道開発コンサルタント株式会社

代表取締役社長 佐々木 敏 雄 (理学博士, 技術士)

- ◎本社、イトウビル分室：札幌市豊平区月寒東4条9丁目 ☎ (011)851-9221
  - ・北4条ビル分室：札幌市中央区北4条西6丁目 ☎ (011)231-3760
  - ・建設会館分室：札幌市中央区北4条西3丁目 ☎ (011)221-0771
  - ・ホワイトビル分室：札幌市中央区北4条西7丁目 ☎ (011)271-5431
  - ◎東京営業所：東京都港区西新橋2丁目35番5号 ☎ (03)431-6501・6739
  - ◎仙台営業所：仙台市長町南4丁目24番22号 ☎ (0222)47-7450
- ・調査部門：地質部 / 道路計画部 / 環境保全部
  - ・土木部門：技術開発部 / 道路設計部 / 水工部 / ダム部 / 橋梁1部・2部
  - ・都市部門：建築・都市部 / 環境計画部 / 下水道部
  - ・農業部門：農業開発部 / 農業土木部 / 水産室