

技術報告集

第 26 号

昭和61年2月

社団法人 土質工学会北海道支部

目 次

	開会あいさつ	土質工学会 北海道支部長	黒田 充	
①	斜面上に置かれた基礎の安定問題 —簡易支持力—	苫小牧高専 日本大学	○澤田知之 能町純雄・木田哲量	… 1
②	基礎の水平抵抗と形状効果	開発局土木試験所	○富沢幸一・森 康夫 黒川国夫・菊地 実	… 9
③	衝撃加速度による土の締固め度の予測(第1報)	開発局土木試験所	能登繁幸・遠藤宣世 ○後藤 彰	… 15
④	軟岩の締固めに粒度組成が及ぼす影響について	開発局土木試験所	○岸 洋一・広瀬照光	… 23
⑤	白鳥大橋架橋予定地点の地盤特性(5) —FEMによる岩盤支持力検討—	開発局室蘭開建	大沼秀次・石原 勝 ○池田憲二	… 27
⑥	伏古川雨水ポンプ場における場所打ち杭 (リバース杭)の載荷試験について	札幌市	藤田幸宏・出木岡利幸 坂田和則	… 37
⑦	ゆる詰飽和砂の三軸液状化強度に 及ぼすせん断履歴の影響	北見工大	鈴木輝之・○鈴木利文	… 47
⑧	砂の非排水繰返し三軸試験法と液状化強度 の評価に関する研究	室蘭工大 北大工学部 室蘭工大	三浦清一 土岐祥介・山下 聡 ○青野哲成	… 55
⑨	自然堆積砂の非排水繰返し三軸挙動の予測法	北大工学部 室蘭工大 北大工学部	土岐祥介 三浦清一 ○岡積敏雄	… 65
⑩	異方圧密履歴を有する飽和砂の応力 —ひずみ—強度特性	北大工学部 室蘭工大 北大工学部 室蘭工大	土岐祥介 三浦清一 ○劉 朝鋼 横田聖哉	… 75
⑪	自然堆積砂の平面ひずみ強度異方性	北大工学部 室蘭工大 北大工学部	土岐祥介 三浦清一 ○遠藤尚志	… 85
⑫	主応力回転下にある砂の変形特性の 応力系依存性	室蘭工大 北大工学部	三浦清一 ○三浦均也・土岐祥介	… 95
⑬	北海道東部の泥質岩・凝灰岩の スレーキングに関する研究	北見工大	笹木 敏・平田広昭 ○今野久志	… 105
⑭	粘性土三軸試験における間隙水圧測定位置と 変形速度の関係	函館高専	○佐野信房・岩淵祐一	… 111
⑮	粘性土の変形特性に及ぼすヒズミレベルと ヒズミ速度の影響	北海道土質試 験協同組合	○榎本義二・折笠 章 田中 勝	… 120

⑬	異方圧密粘土の応力-ひずみ挙動の予測 (第2報)	苫小牧高専 北大工学部	○池浦 勲 三田地利之	… 124
⑭	粘性土のせん断特性におよぼす異方圧密経路 の影響	北大工学部	三田地利之・工藤 豊 ○水上純一	… 130
⑮	K. 過圧密粘性土の変形特性	北大工学部	三田地利之・○木幡行宏 川田 貢	… 138
⑯	注入要素よりみた青函トンネル先進導坑 の地質特性 - 電飛工区を中心として -	鉄 道 公 団 青 函 建 設 局	今村昌弘・星和博二 ○早坂治敏	… 148
⑰	洪積・沖積粘土の地質・土質工学的特性の検討 - 札幌・苫小牧低地帯南東部の例 -	北 海 道 土 質 試 験 協 同 組 合	近藤 務	… 156
⑱	地すべり抑止ぐいの挙動調査結果	開発局土木試験所	○石川博之・森 康夫 阿部和明	… 164
⑳	泥炭性軟弱地盤上の盛土対策工実施例 - とくに押え盛土のプレロード効果について -	開発局石狩川開建 北海道開発コンサル	江崎国夫 高安隆郎・○今井淳一	… 170
㉑	火山灰のり面の凍結・凍上・融解に 伴う挙動について	道 路 公 団 札 幌 建 設 局 応用地質札幌支社	中嶋将博・山田光雄 ○千葉幸治・間宮 清	… 176
	土質工学懇話会要旨			… 184
	昭和59年度土質工学会北海道支部賞選考経過報告			… 194

斜面上に置かれた基礎の安定問題
— 簡易支持力 —

吉小牧高専 ○澤田知之
日本大学 能町純雄
日本大学 木田哲量

1 まえがき

斜面上基礎の極限支持力を理論的に推定する方法には、弾塑性要素あるいは剛体パネ要素による有限要素法解析および境界要素法解析などが広く用いられてつあるこれらの方法は設計指針を良い精度で与え得るものであるが、解析にはかなり煩瑣な計算を必要とし、演算量も大きなものとなるのは避けられなく、またその解析法がどのような場合に実施するのか、各手法での安全率をどのように決定するかについては結論を得るには至っていないと考えられる。また、それぞれの精度の問題もあり、どの段階を上界とするか、特に地震時における安全率の決定については一定の規準を得るに至っていないと思われる。『現在の試案では、支持力は道路橋示方書等による支持力公式の支持力係数に斜面の影響を示す補正係数を乗じた式で算定されている。』

本論文では、極限解析の上界法³⁾を用いて、図-1に示すような斜面上基礎に荷重が作用する場合の限界荷重 P_c を斜面の形状を表す θ_0 、 θ_h を媒介変数とした関数解として表わし、この最小の上界値を斜面天端上の基礎の載っていない長さであるところの余裕幅 b を考慮して非線形最適化問題として求めるものである。

さらに、本解析法は水中構造物における基礎地盤の場合および地震時のマウンド基礎と荷重システムに水平地震加速度を考慮した場合もその限界荷重を同様に求め得る。この場合、斜面の滑り土塊は完全塑性体でモール・クーロンの破壊規準に従い、塑性ひずみ増分の主軸方向に一致し、塑性媒体の幾何学的変形は無視すると仮定する。

上記により、斜面の極限支持力における支持力係数を求めて、従来の分割法^{2,4)}との比較によって崩壊すべり面が対数螺旋^{5,6)}であると仮定する本解析法の検討を行うものである

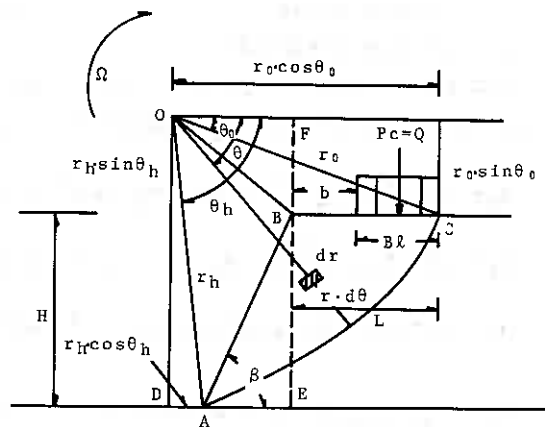


図-1 一般解析モデル

2 一般解析式

図-1に示す滑り領域ABCの自重および地震慣性力による回転中心Oに関する仕事率を各々 \dot{w} 、 \dot{w}' とすると、 \dot{w} および \dot{w}' は領域OACがすべて土と仮定して算出されるところの点Oに関する仕事率から領域OBCと領域OABのものを差し引くことにより得られ次の式で示すことができる。

$$\dot{W} = \dot{W}_{OAC} - \dot{W}_{OBC} - \dot{W}_{OAB} = \gamma r_0^3 \Omega (f_1 - f_2 - f_3) \quad (1)$$

$$\dot{W}' = \dot{W}'_{OAC} - \dot{W}'_{OBC} - \dot{W}'_{OAB} = \gamma r_0^3 \Omega (f_4 - f_5 - f_6) K \quad (2)$$

同様に基礎の上載荷重Pおよびその慣性力 $\times KP$ による仕事率をそれぞれ \dot{W}_p や \dot{W}_p' とすると次の式で表わされる。

$$\dot{W}_p = P r_0^2 \Omega \frac{L}{r_0} \left(\cos \theta_0 - \frac{L}{2r_0} \right) = P \frac{L}{r_0} \Omega f_p \quad (3)$$

$$\dot{W}_p' = \times K P r_0^2 \Omega \frac{L}{r} \sin \theta = \times K P r_0^2 \Omega f_q \quad (4)$$

次に、対数螺旋すべり面に沿って生じる粘着抵抗の総和である内部逸散エネルギー \dot{E}_i は次のように求め得る。

$$\begin{aligned} \dot{E}_i &= \int_{\theta_0}^{\theta_h} (c V_s) ds = c V_0 r \int_{\theta_0}^{\theta_h} \text{Exp} [2(\theta - \theta_0) \tan \phi] d\theta \\ &= \frac{c r_0^2 \cdot (V_0 / r_0)}{2 \tan \phi} \left\{ \text{Exp} [2(\theta - \theta_0) \tan \phi] - 1 \right\} = c r_0^2 \Omega f_c \quad (5) \end{aligned}$$

ここで

- r : 土の単位体積重量 (t/m^3) \times : 上載荷重と地盤との質量比
 c : 土の粘着力 (t/m^2) V_s, V_0 : 滑り土塊の滑り面上のすべり速度
 K : 水平地震加速度係数 と初速度 (m/s)
 $\Omega = V_0 / r_0$: 滑り土塊の点Oに対する回転速度 (rad/s)

また、以下の如く $f_1 \sim f_6$ の関数は示される。

$$f_1 = \frac{1}{3(1+9 \tan \phi)} \left\{ \text{Exp} [3(\theta_h - \theta_0) \tan \phi] (3 \tan \phi \cos \theta_h + \sin \theta_h) - 3 \tan \phi \cos \theta_0 - \sin \theta_0 \right\}$$

$$f_2 = \frac{L}{6r_0} \left(2 \cos \theta_0 - \frac{L}{r_0} \right) \sin \theta_0 \quad f_3 = \frac{1}{6} \left\{ 2 \frac{L}{r_0} \sin \theta_0 \sin \theta_0 \right\}$$

$$f_4 = \frac{1}{6} \text{Exp} [(\theta_h - \theta_0) \tan \phi] \left\{ \sin (\theta_h - \theta_0) - \frac{L}{r_0} \sin \theta_h \right\} \cos \theta_0 - \frac{L}{r_0} + \cos \theta_h \text{Exp} [(\theta_h - \theta_0) \tan \phi]$$

$$f_5 = \frac{1}{3(1+9 \tan \phi)} \left\{ (3 \tan \phi \sin \theta_h - \cos \theta_h) \text{Exp} [3(\theta_h - \theta_0) \tan \phi] - 3 \tan \phi \sin \theta_0 + \cos \theta_0 \right\}$$

$$f_6 = \frac{1}{6} \text{Exp} [(\theta_h - \theta_0) \tan \phi] \left\{ \sin (\theta_h - \theta_0) - \frac{L}{r_0} \sin \theta_h \right\} \text{Exp} [(\theta_h - \theta_0) \tan \phi] \sin \theta_h + \sin \theta_0$$

故に、滑り土塊の外力による仕事率の総和と滑り面における内部逸散エネルギーを等しいと置くことにより次のように釣り合い式が求められる。

$$\dot{E}_i = \dot{W} + \dot{W}_p + \dot{W}' + \dot{W}_p' \quad (6)$$

2-1. 静的な場合の関数解

図-2に示すように斜面天端における崩壊長さ L と上載荷重分布長さ $B\ell$ との差を余裕幅 b とおくことにより、斜面の限界釣り合い式(6)において水平地震加速度係数、 $K=0.0$ と置く場合にあたる。よって上載荷重 P を目的関数とする非線形最適化問題におけるこの場合の関数解は次式のように表わされる。

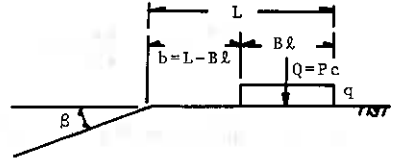


図-2 静的な場合の解析モデル

$$P(\theta_0, \theta_h) = \frac{c \cdot f_c - \gamma \gamma_0 (f_1 - f_2 - f_3)}{f_p} \quad (7)$$

2-2. 地震時慣性力を考慮する場合の関数解

上記同様の考え方で図-3に示すように慣性項を考慮して表わす。ここで K_c は地震の水平方向慣性力により斜面が動き始める最小の加速度を重力加速度で割ったもので限界地震加速度^{5.7)}と定義することにより、目的関数 P は次の式のように示される。

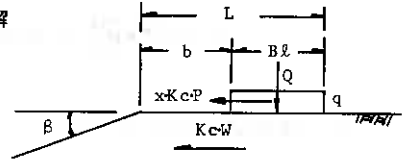


図-3 地震慣性力を考慮する場合の解析モデル

$$P(\theta_0, \theta_h) = \frac{c \cdot f_c - \gamma (f_1 - f_2 - f_3) - K_c \gamma (f_4 - f_5 - f_6)}{f_p + x K_c f_q} \quad (8)$$

2-3. 水中土となる場合の関数解

水中構造物における基礎地盤は図-4に示すように水中土となり、重力方向の単位体積重量は水中の値となり $\gamma' = (\gamma - 1.0) \text{ t/m}^3$ となる。

一方、慣性項に対しては、空中単位体積重量 γ (t/m^3) の値がそのまま適用されるべきであり、粘着土においては粘着力 C (t/m^2) は C' (t/m^2) と減少する。よって上載荷重 P の関数解は次のように表わされる。

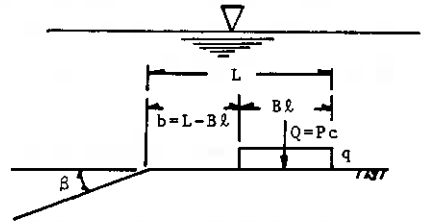


図-4 水中における場合の解析モデル

$$P(\theta_0, \theta_h) = \frac{c \cdot f_c - \gamma'(f_1 - f_2 - f_3) - K_c \gamma (f_4 - f_5 - f_6)}{f_p + x K_c f_q} \quad (9)$$

ここで、 c : 土の水中粘着力 (t/m^2) γ' : 土の水中単位体積重量 (t/m^3)
 γ : 土の空中単位体積重量 (t/m^3)

故に、次の条件を満足するとき、 $P(\theta_0, \theta_h)$ は最小値を取る。

$$\frac{\partial P}{\partial \theta_0} = 0 \quad \frac{\partial P}{\partial \theta_h} = 0 \quad (10)$$

よって、限界上載荷重 P_c すなわち、支持力 Q は次のように表わされる。

$$P_c = Q = \min. P(\theta_0, \theta_h) \quad (11)$$

一方、幾何学的関係より L/r_0 、および対数螺旋すべり面の深さ H_h は以下のよう
 に示すことができる。

$$\frac{L}{r_0} = \frac{\sin(\theta_h - \theta_0)}{\sin \theta_h} - \frac{\sin(\theta_h + \beta)}{\sin \theta_h \sin \beta} \{-\sin \theta_0 + \sin \theta_h \exp[\theta_h - \theta_0] \tan \phi\} \quad (12)$$

$$H_h = r_0 \left\{ \exp\left[\frac{\pi}{2} + \phi - \theta_0\right] \sin\left(\frac{\pi}{2} + \phi\right) - \sin \theta_0 \right\}$$

3 解析結果および考察

以下に解析結果を示す。数値計算における演算プログラムは次に示すような3つ
 の大きな部分より成っている。(1) 主プログラム (2) 目的関数を定め最小の
 上載荷重を計算するサブプログラム (3) 制約条件を計算するサブプログラム
 である。ここで主プログラムは次の2つの目的を持つ。(a) 媒介変数の初期
 値決定 および (b) 準ニュートン法の B・F・G・S の非線形最適化手法による解
 析である。すなわち斜面の限界静止状態においてその安全率が 1.0 となる場合の上
 載荷重の解集合を求め、2次平面上において一軸方向探索を行ない、3次近似を持
 って限界上載荷重 P_c を求めるものである。こ
 れは、極限解析の上界法であり、条件を満たす
 値の中で最小値を採用するものである。

3-1. 静的解析結果と従来法との比較

ここで従来の分割法による本・四連絡橋調査
 研究小委員会(以下、本・四)の水中斜面を想
 定した解析結果⁴⁾と比較する為、図-5に示す

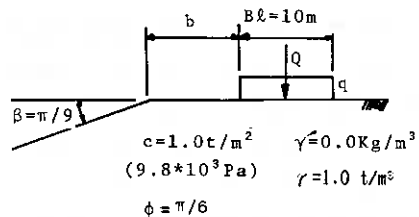


図-5 計算諸元

ような計算諸元により解析を行なった結果を図-6に示す。本・四の簡便法では分割ブロック相互の不静定力はすべて釣り合っているものとして解析を行っており水平方向の不静定力を考慮しているビショップ法との結果とは絶対値では異なるが、実際の設計計算に用いるところの補正係数 α は近似した値を示している。

本解析値は、ビショップおよびケッターの値に近く、本解析値からの α は他の解析値とよく一致した値を示す。

図-7には、 $b/Bz=2.0$

で他は図-5の計算諸元の場合の本解析法によるすべり線を示す。すべり面の最深の深さ距離 H_h は19.74mとなっている。

図-8は、同じ計算諸元による分割法(本・四結果)からのすべり線と本解析結果を重ね合わせて示したもので全体の形状として比較的好く似ていると言え、すべり形状における最深の距離も円弧すべり面と直線とによる複合すべり面を仮定する本・四の解析結果の20.65mと比べて対数螺旋すべり面を仮定する本解析結果の19.74mとはほぼ一致している。

表-1には図-9に示す計算諸元において内部摩擦角 ϕ の変化による解析結果を示す。これより、 ϕ の影響は大きいことが示されている。

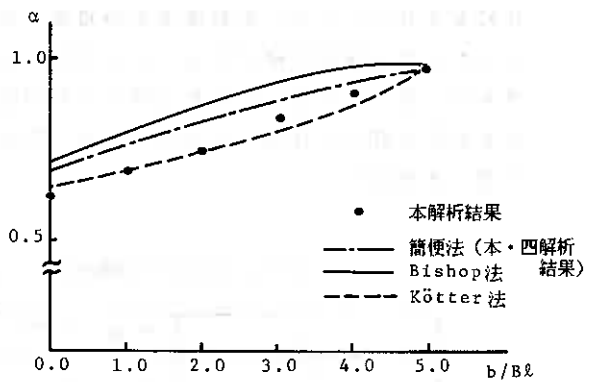


図-6 本解析値と従来法との比較

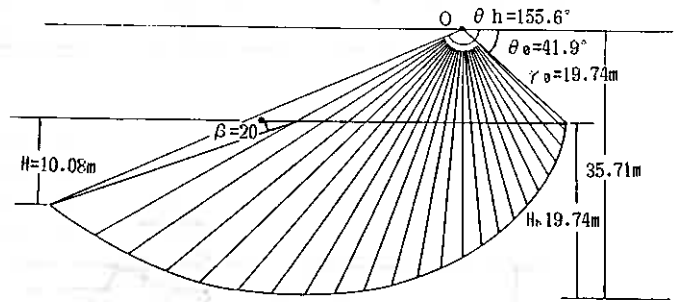


図-7 本解析法によるすべり線

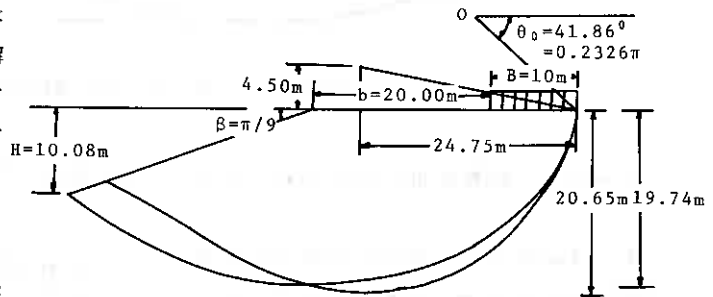


図-8 本解析法と分割法のすべり線の比較

図-10には、 ϕ の変化によるすべり量の比較を表わしている。内部摩擦角の増加に従ってすべり土塊の体積は大きくなるが、一方 ϕ の増加に伴い支持力は大きな値を取り、斜面の安定度は大きくなる。(表-1参照)

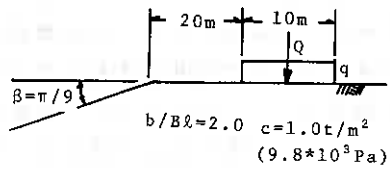


図-9 計算諸元

表-1 支持力の内部摩擦角 ϕ による変化

ϕ	$\pi/36$	$\pi/18$	$\pi/9$	$\pi/6$	$2\pi/9$
Q (Bearing capacity) t/m ² (Pa) *10 ³	7.53 (73.84)	9.42 (92.38)	15.59 (152.89)	28.53 (279.78)	61.53 (603.40)
H _h (Depth of slip line) m	9.86	10.46	13.90	19.74	30.81

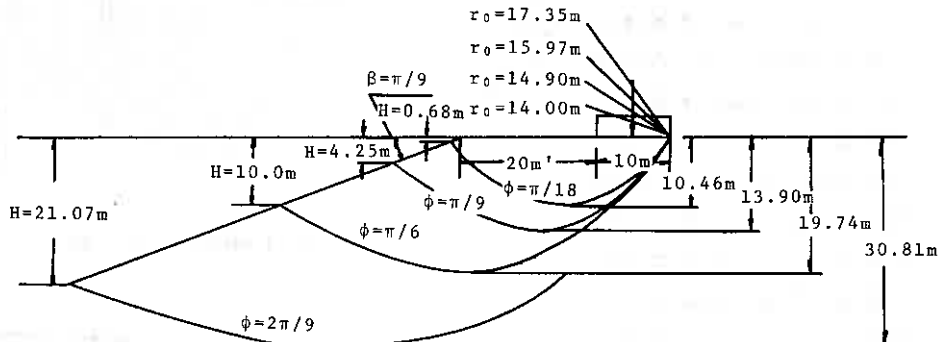


図-10 内部摩擦角 ϕ の変化によるすべり量の比較

3-2. 地震時慣性力を考慮した場合の解析結果

表-2には水平方向地震慣性力を考慮しない静的な場合($k=0.0$)と考慮する場合との比較を b/Bz の変化に従って示したものである。(図-11)

表-3には $b/Bz=2.0$ における水平方向地震慣性力の変化に対する解析値を示す。表-2および表-3から明らかなように、すべり土塊および載荷重の慣性力の影響は共に大きく支持力

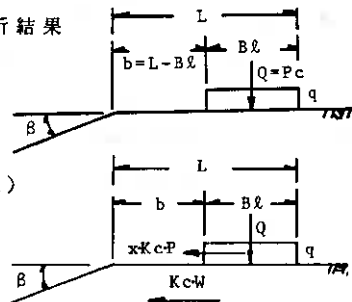


図-11 水平方向地震慣性力を考慮しない場合と考慮する場合の解析モデル

を減少させることを示している。なお、計算諸元は図-12の値を用いて行なっている。

また、表-4には水平方向地震慣性力を考慮した場合の b/B_g の変化に対する解析結果を示し、表-5には上載荷重と地震との質量比である x の変化に対する解析値を示す。表から明らかかなように b/B_g が小さくなるにつれて支持力 Q (限界上載荷重 Pc) は小さく現われてくる。また、 X の増加に伴い支持力は小さくなり、斜面は不安定に進むことになり、従って X の影響も大きいと考えられる。

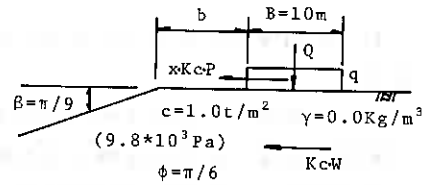


図-12 計算諸元

表-2 地震時慣性力を考慮した場合と考慮しない場合の b/B_g の変化による支持力

b/B_g	0.0	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
$k=0.0 : Q \text{ t/m}^2$ (Pa) $*10^3$	23.00 (225.55)	25.85 (253.50)	28.53 (279.78)	31.10 (304.99)	33.77 (331.17)	36.88 (361.67)
α	0.61	0.69	0.76	0.83	0.90	0.98
$k=0.1 : Q \text{ t/m}^2$ (Pa) $*10^3$	18.29 (179.36)	20.79 (203.88)	23.14 (226.93)	25.42 (249.29)	27.67 (271.35)	30.22 (296.36)
α	0.49	0.55	0.62	0.68	0.74	0.80
$k=0.3 : Q \text{ t/m}^2$ (Pa) $*10^3$	11.20 (109.84)	13.14 (128.86)	15.00 (147.10)	16.74 (164.16)	18.51 (181.52)	20.33 (199.37)
α	0.30	0.35	0.40	0.45	0.49	0.54

表-3 限界地震加速度係数 Kc の変化による支持力
($x=1.0$, $b/B_g=2.0$ の場合)

Kc	0.1	0.15	0.20	0.25	0.35	0.40	0.45
Bearing capacity							
$Q \text{ t/m}^2$ (Pa) $*10^3$	23.14 (226.93)	20.77 (203.68)	18.62 (182.60)	16.69 (163.67)	13.42 (131.61)	12.06 (118.27)	10.87 (106.60)

4 まとめ

以上の結果より次のようにまとめることができる。

(1) 道路橋示方書による支持力係数の斜面の影響を考慮する補正係数 α を本解析法で求めると従来からの分割法等の結果および本・四試案の結果とよく一致する値が得られる。

(2) すべり線を対数螺旋すべり面と仮定して斜面上基礎の支持力解析を極限解析の上界法で行なうと、分割法によるところの円弧すべり面と直線との複合すべり面とする解析形状と近似なものが求め得る。

(3) 本解析法で地震慣性力を考慮して支持力を求めると慣性項の影響は大きく現われる。また、上載荷重の慣性項の影響も小さくなく、余裕幅 b が小さくなるに従って支持力を減少させる傾向が見られる。

よって、上載荷重 P を目的関数と置くことにより斜面上基礎の支持力評価を簡便的に行なうことができ、さらに地震時等慣性力を考慮する場合も本解析法で簡明に解析値を求め得る。

参考文献

- 1) 土質工学会編：土質工学ハンドブック、技報堂、1982
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV、1973
- 3) W.F.Chen: Limit Analysis and Soil Plasticity, Elsevier Scientific Publishing Co., 1975
- 4) 土木学会・本・四連絡橋耐震、地盤に関する調査研究小委員会：本州四国連絡橋の耐震、地盤に関する調査研究報告書、1984
- 5) W.F.Chen and T.Sawada: Earthquake-Induced Slope Failure in Nonhomogeneous, Anisotropic Soil, Soils and Foundations, Vol.23, No.2, June, PP.125-139, 1983
- 6) 澤田・能町・Chen：斜面安定問題における地震時すべり変位について、土木学会論文集、第358号、III-3、June、PP.113-118, 1985
- 7) T.Sawada, S.G.Nomachi and W.F.Chen: Stability of Slopes with Anisotropic Cohesion Strength against Earthquakes, Theoretical and Applied Mechanics, Vol.33, PP.417-432, 1985

表-4 b/Bz の変化による支持力

$x=0.0$ $Kc = 0.5$	Q t/m ² (Pa)*10 ³
$b/Bz = 0.0$	7.61 (74.63)
$b/Bz = 1.0$	9.52 (93.36)
$b/Bz = 2.0$	11.30 (110.82)
$b/Bz = 3.0$	12.96 (127.09)
$b/Bz = 4.0$	14.53 (142.49)
$b/Bz = 5.0$	16.21 (158.97)

表-5 上載荷重と地盤との質量比 X の変化による支持力

Kc	x	Q t/m ² (Pa)*10 ³
0.1	0.1	28.09 (275.47)
	0.5	26.34 (258.31)
0.2	0.1	27.65 (271.15)
	0.5	24.21 (237.42)
	1.0	20.22 (198.29)
0.5	0.1	26.34 (258.31)
	0.3	22.16 (217.32)
	0.5	18.40 (180.44)
	1.0	11.30 (110.82)

基礎の水平抵抗と形状効果

開発局土木試験所 ○ 富 沢 幸 一
森 康 夫
黒 川 国 夫
菊 地 実

1. ま え が き

水平力を受ける深い基礎は、地盤の土質特性・基礎の規模や施工法等に影響され複雑な挙動を示す。さらに、最近では、鋼管矢板基礎や地中連続壁を利用した基礎等大規模で様々な断面形状を有する基礎が採用されるようになってきた。

このため、室内や現場においてこれら深い基礎の水平抵抗に関連した一連の試験調査・検討を行ってきたが、今回その一環として室内で、砂および火山灰の両地盤に断面形状を種々変化させた模型杭を設置し、水平載荷試験を実施した。

本報文では、その実験内容と結果について述べ、線形弾性地盤反力法等の適合性について検討するとともに、断面形状によって水平抵抗が異なる現象すなわち形状効果について若干の考察を加えた。

2. 実 験 概 要

水平載荷試験には、砂および火山灰の2種の地盤（A・B地盤）を用いた。それぞれの地盤は、室内のテストピット（A = 4.5 × 4.3 m²、H ≒ 2.5 m）内で、試験に必要な層厚 1.05 m を4層に分けてタンパーにより締め固め、造成した。

各締め固め段階で、ポータブルコーン貫入試験、地盤造成終了後にオランダ式円錐貫入試験をそれぞれ実施し、その代表値を図-1に示した。図によると、A・B両地盤とも q_c は多少バラツキているが、 $q_c = 15 \sim 25$ 程度のゆるい状態となっている。

また、試験地盤の土質状態を把握するためA・B両地盤で種々の土質試験を実施したが、その代表的な結果を表-1に示した。

水平載荷試験に用いた試験杭は、図-2に示すような6ケースの断面形状とし、CASE-2以外は、載荷幅Dを一定とし

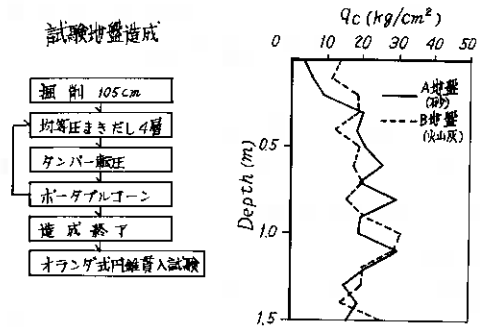


図-1 試験地盤 q_c 分布図

表-1 地盤特性

	湿潤密度 γ_c (kg/cm ³)	含水比 w_h (%)	比重 G_s	三軸圧縮試験(UU)		試験地盤変形係数		
				粘着力 C (kg/cm ²)	内摩擦角 ϕ (°)	三軸圧縮 E_c (kg/cm ²)	孔内水平載荷 E_b (kg/cm ²)	平板載荷 E_p (kg/cm ²)
A地盤(砂)	1.462	7.73	2.690	0.007	23.3	18.8	12.5	43.8
B地盤(火山灰)	1.197	8.2	2.288	0.027	23.9	23.9	22.5	66.1

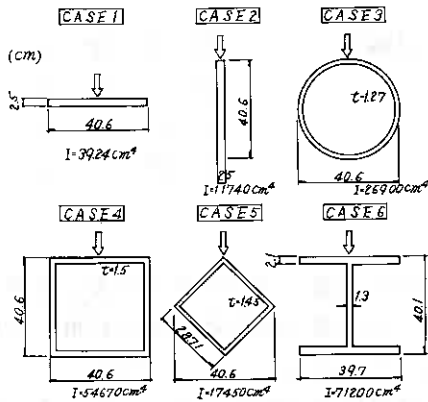


図-2 試験杭断面形状

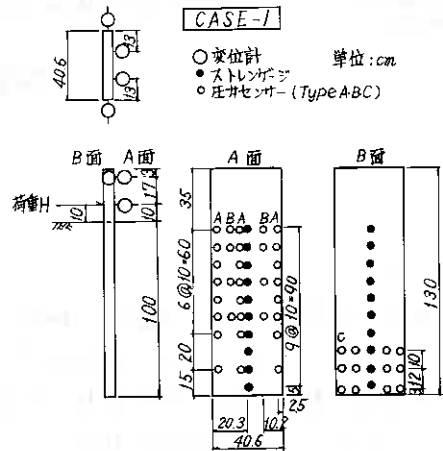


図-3 試験および計器配置図

た。各試験杭には、水平載荷時の地盤反力の分布を把握するため、図-3に例示したように、圧力センサーおよび一部の杭にはストレインゲージを設置した。

試験杭の根入れは全て100 cmとし、検討の際、載荷時の底面反力が無視できるように、杭の底面と地盤が接しないようにした。また、CASE-3・4・5は、杭の深さ方向の変位測定のため設置後、中空とした。なお、杭は $\beta l \leq 1$ で設計計算上はいわゆる剛体として取り扱う。

水平載荷試験方法は一般にいう緩速載荷試験によって行った。各荷重段階による荷重保持時間は、5分間の水平変位量が2回連続して1/100 mm以下となるまでとし、載荷重については、変位量3 cm程度を最大荷重とし、最大荷重までを4サイクルに分けて段階的に載荷を行うこととした。

3. 水平載荷試験結果

図-4に、A・B両地盤の水平載荷試験の結果得られた荷重H～変位yの関係、図-5には、水平載荷時の実測地盤反力および実測変位の代表値(A地盤・CASE-4・H=800 kg)を示した。

これらの図によれば、各CASEごとに荷重H～変位yの関係が明確に異なっており、y

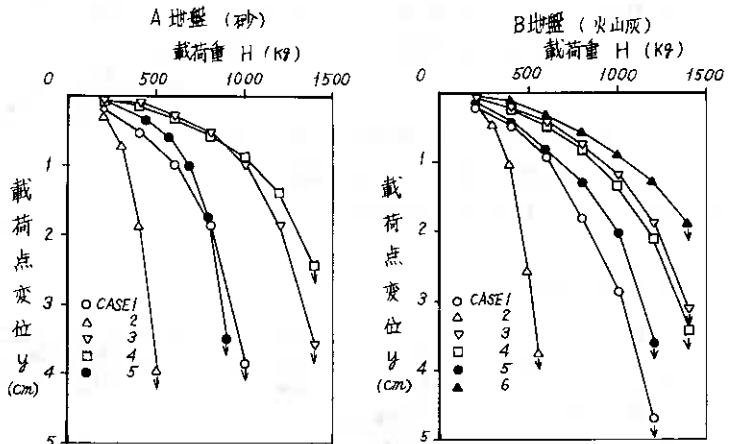


図-4 荷重H～変位y

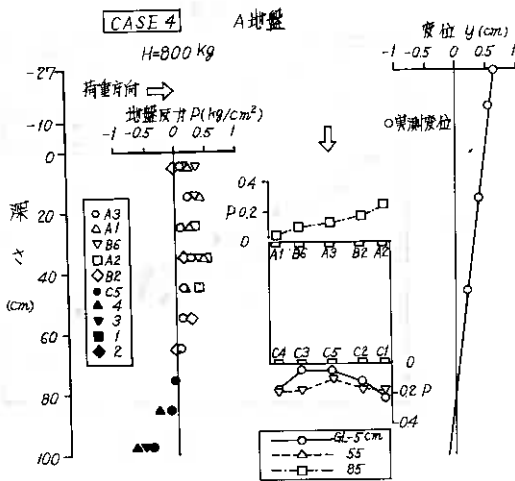


図-5 実測地盤反力Pおよび変位y

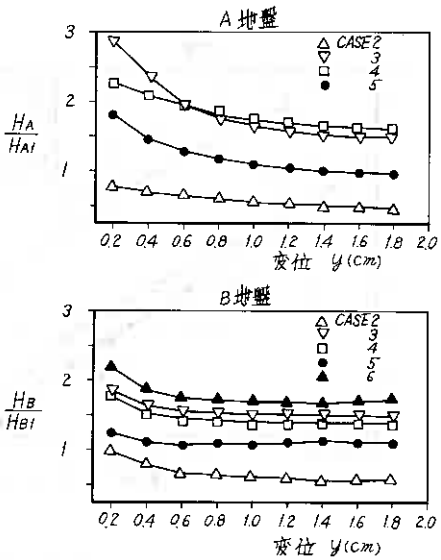


図-6 杭頭バネ(形状効果)

≧ 2 cm 以上になると地盤が降伏してくる傾向にある。また、地盤反力 P は、同一断面でみると箇所によってバラツキているが、深さ方向の分布では一定の傾向を有しており、その最大値は、深さ 30 ~ 40 cm および最下端にある。また、杭の深さ方向の実測変位は、杭が剛体であるため直線分布となっている。

A・B の地盤ごとに、同一変位に対する荷重重 H をとり CASE-1 の荷重 H₁ を基準として他の CASE の荷重 H_n との比率 $e_n = H_n / H_1$ を求め、変位との関係で図-6 に示した。

図によれば、 e_n は杭の断面形状により明らかに異なっており、その値は $y = 0.6 \sim 1.0$ cm 以上になるとほぼ一定値を示す。さらに、地盤に関係なく CASE-2 < 1 < 5 < 4 ≦ 3 < 6 の順に水平抵抗が大きくなる傾向にある。

4. 考察

以上の水平荷重試験結果にもとづき、線形弾性地盤反力法等の適合性と形状効果について検討することとするが、今回は、 $y \leq 2$ cm ・ $H \leq 1$ t で杭が弾性的挙動を示しうる範囲を検討対象とする。

4-1 挙動解析手法

深い基礎の水平挙動の解析手法としては種々あるが、ここでは、おもに図-7 に示したような地盤反力モデルにより解析し、実測値と対比してみる。

図-7 (I) のモデルは、道路橋示方書に示された杭基礎のモデルで、その場合 K 値は、

$$K_c = (\alpha_c \cdot E_c \cdot D^{-0.75}) \cdot y^{-0.5} \text{ で与えられる。}$$

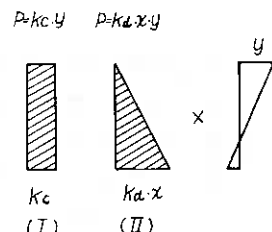


図-7 地盤反力計算モデル

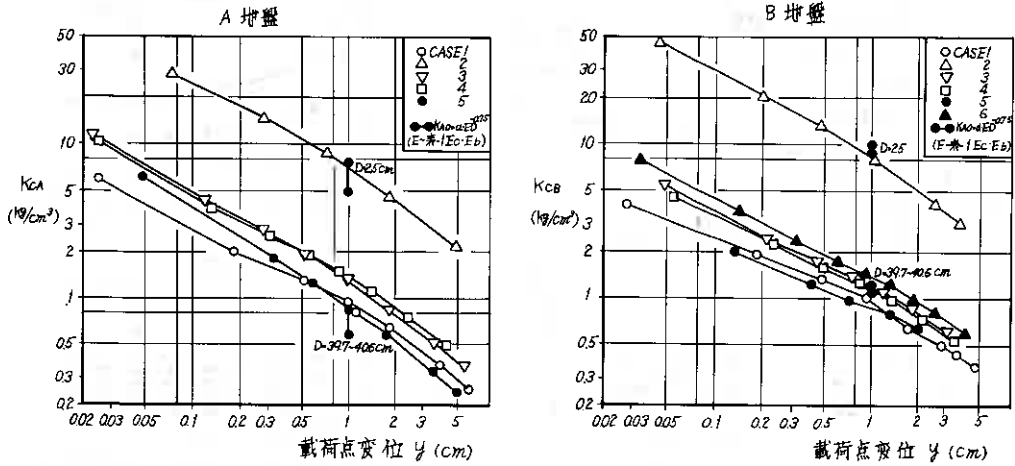


図-8 逆算 $\log K_c \sim \log y$

また、(II) のモデルは、道路橋示方書に示されたケーソン基礎の計算モデルで、 K 値は、 $K_d = 0.512 \cdot \alpha_d \cdot E \cdot B_H^{-0.75}$ で与えられる。

これらの式で、ケーソン基礎では側面効果を考え、水平地盤反力係数 K 値を 2 割増ししてはいるが、断面形状に関係なく K 値は一定となる。また、ケーソン基礎では変位の大きさに関係なく一定値で与えられる。

これらの K_c および K_d に相当するものを、図-4 に示した荷重 $H \sim$ 変位 y 曲線から逆算し、変位との関係で表すと図-8 のようになり、 K_d は杭・地盤に関係なく、 $K_d = 4 K_c$ となった。

また、図-6 と同様に、各地盤ごとに CASE-1 を基準とした場合の K 値の比率 $e_K = K_c / K_{c1} (= K_d / K_{d1})$ を求め、変位との関係についてみると、図-9 に示すようになる。図-6 に比較し、値は若干異なっているが傾向はほぼ一致したものとなる。

これらの逆算 K 値は、断面形状や変位によって変化しており、上述の示方書の方法ではこれら全ての傾向を説明することは不可能である。

図-10 は、CASE-4・ $H = 1 t$ の場合について、逆算 K 値を用い地盤反力 P および変位 y の各分布を計算し、実測値と対比し示したものである。

図に示すように、図-7 (I) のモデルでは地盤反力・変位とも実測値とかけはなれたものとなり、(II) モデルが比較的良い対応を示していることがわかる。

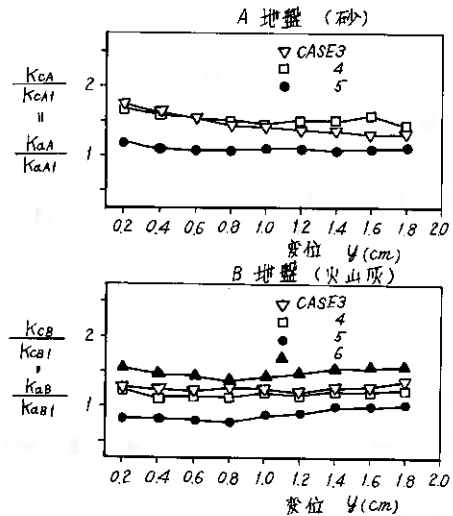


図-9 $K_c / K_{c1} \cdot K_d / K_{d1} \sim y$

なお、図-10の実測地盤反力は、前面の地盤反力のみ
の値であり、(II)
モデルの計算地盤
反力から後述する
側面の地盤反力を
除くと、計算値と
実測値はかなりの
精度で合致してく
る。

同図には、非線
形弾性地盤反力法
 $P = K_e \cdot x \cdot y^{1/2}$

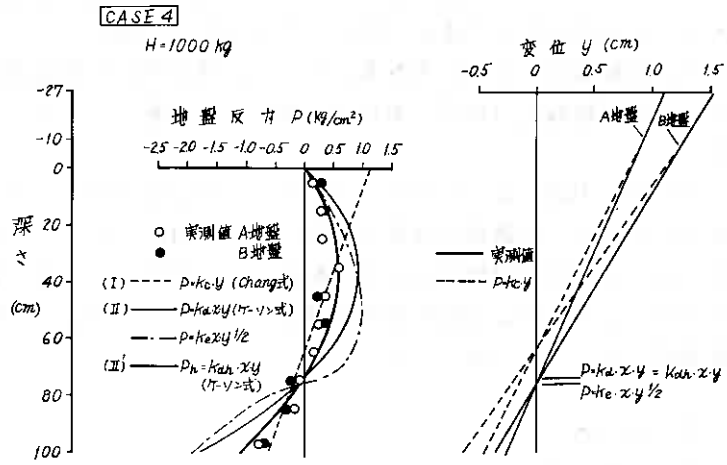


図-10 地盤反力分布および変位図

による計算結果も示してあるが、地盤反力分布において、(II)モデルの方が適合性がある。

4-2 形状効果

形状効果を検討するため、杭に作用する全地盤反力(P)を、下式に示したような前面地盤反力(P_h)と側面地盤反力(P_τ)に分けて扱うこととした。

$$P = P_h + P_\tau$$

$$= \lambda (K_h \cdot y_h + \alpha \cdot K_\tau \cdot y_\tau)$$

図-11に、各杭のモデルを示したが、CASE-1については、 $K_\tau = 0$ 、CASE-2では、 $K_h = 0$ と考えることとする。また、CASE-3・5のように、地盤反力作用面に傾斜がある場合は、反力を面直角方向と面水平方向に分離し、全反力を求めた。

その結果、各CASEごとの地盤反力は、表-2のような計算式(深さ一定)で表わすことができる。

CASE-2の K_τ の計算値は、 $G = E / 2 (1 + \nu) \div 0.35E$ ($\nu \div 0.4$)の関係から、 $K_\tau = 0.35K_h$ として求めたものであ

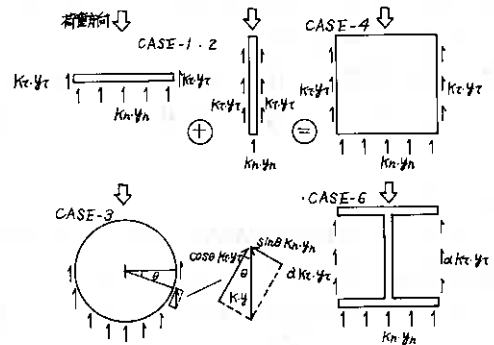


図-11 $K_h \cdot y_h$ 、 $K_\tau \cdot y_\tau$ モデル

表-2 形状効果

CASE	計算値 (地盤反力係数) $y = \text{const.}$	実験値			
		$y=0.5\text{cm}$ (図-7参照)		$y=0.5\text{cm}$	
		A地盤	B地盤	A地盤	B地盤
CASE 1 → □	$K_h D$	1	1	1	1
2 → □	$2DK_\tau$	0.7	0.55	0.6	0.75
3 → ○	$\frac{1.2}{\sqrt{2}}(K_h D + K_\tau D)$ (1.5-1.7)	1.65	1.5	2.15	1.6
4 → □	$K_h D + 2DK_\tau$	1.7	1.75	1.4	2.0
5 → ◇	$\frac{1.2}{\sqrt{2}}(K_h D + K_\tau D)$	1.14	1.1	1.1	1.1
6 → □	$K_h D + 2DK_\tau$	1.7	1.7	1.7	1.8

上表中 CASE-3の計算は K_τ を K_h と0.5cmとした場合について示した。

る。CASE-3・5の計算値は、 $K_h \cdot K_r$ を求める場合、変位 y' ($y \cdot \sin \theta$ 、 $y \cdot \cos \theta$) の違いによる補正 ($K \cdot y^{-0.5}$) を行って求めた。

また、実験値は全てのCASEにおいて、変位の回転中心点がほぼ同一深さにあることから、地盤反力を同一変位の杭頭バネの比較によるものとし、図-6から求めた。

この結果、実験値は一部バラツキがあり、またCASE-3についてはなお検討の余地もあるが、実験値と計算値は総じて良い対応を示している。またCASE-4については、前面地盤反力のみ ($K_{dh} \cdot y$) 計算し、実測と比較すると良い対応を示すなど、 K_r による側面抵抗を考慮することにより、杭の水平挙動(形状効果)を説明できることがわかった。

5. ま と め

これらの検討結果について、その主なものをまとめると次のようになる。

- 1) 試験の結果得られた、荷重Hおよび逆算K値と変位yの関係には、明らかに形状効果が認められ、その傾向は今回の地盤の違いによる影響は受けていない。
- 2) 逆算K値は、図-7(Ⅰ)・(Ⅱ)モデルにより求めた結果、 $K_d = 4 K_c$ となり、 $y^{-0.5}$ に比例する。 $K_d = 4 K_c$ の関係は、載荷幅を一定とした場合、示方書の杭とケーソンの各推定K値の関係と一致する。
- 3) 各杭の水平挙動は、図-7(Ⅱ)のモデルを考え解析することにより、かなりの精度で推定できる。
- 4) 形状効果は、水平地盤反力を杭前面の地盤反力($K_h \cdot y_h$)と側面の地盤反力($K_r \cdot y_r$)に分離し解析することにより、ほぼ説明できる。

6. あ と が き

今回、水平載荷試験結果から、水平挙動の解析モデルと形状効果に関して、定性的な傾向をある程度明らかにすることができたと考えている。

しかし、多層地盤や粘土地盤など地盤特性の違いによる影響、あるいは $K_h \cdot K_r$ その他のバネの特性などについて不明な点もあり、今後究明していく必要がある。

7. 参 考 文 献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書、同解説 下部構造編 1980.5
- 2) 土質工学会：鋼グイ 土質基礎工学ライブラリー6 昭和44年9月
- 3) 浅間他著：くいおよびケーソン基礎の設計計算例 山海堂 昭和48年
- 4) 松橋数保他：「道路橋における地下連壁井筒基礎の設計」 基礎工
Vol. 12、No. 12 1984
- 5) 高橋将徳他：「地下連続壁による井筒基礎の載荷試験」 基礎工
Vol. 12、No. 12 1984

衝撃加速度による土の締固め度の予測(第1報)

北海道開発局 土木試験所

能登 繁幸

遠藤 宣世

○後藤 彰

まえがき

道路盛土や河川堤防などの土構造物は、それぞれの目的に応じた工学的特性を満足しなければならない。道路盛土ではのり面の安定を保ち、重交通に耐えるだけの強さと、不同沈下による不陸を生じないような均一性が、また、河川堤防では、浸透流やパイピングによるのり面崩壊や堤防破壊を生じないような緊密性が要求される。これらの特性は、通常、盛土を十分締固めることによって得られるものでありそれぞれの土構造物に応じた品質基準が設定され、締固め管理が実施されている。

現在、一般に採用されている盛土締固め管理方法としては、いわゆる密度管理が主体となっている。ところが、この方法は、個々の盛土材料についての締固め試験と所定の転圧後における密度測定を行う必要があり、手間ヒマのかかる管理方法であるとの意見が多い。近年の大型機械による大土工では、密度管理が迅速施工のネックになっており、また、対象土が多くの種類である場合には、管理が煩雑となっているのも事実である。

以上の背景から、当研究室では、盛土締固め管理試験方法の簡略化や迅速化についての提案をいくつか行ってきたが、より一層の改善を図るべく、新たに加速度を用いた管理方法の可能性についての試験研究を始めたところである。この研究は、ランマーを土に落下させたときのランマー自体の衝撃加速度が土の密度や強度と密接に関係するものとの予想をもとに進めている。今回はその第1報として、両者の相関の程度、適切なランマーの形状、落下高などについて検討した結果を報告するものである。

1. 衝撃試験機の概要

本試験に用いた落下式衝撃試験機を図-1に示す。本試験機のような落下方式の衝撃試験機は、加速度受振器の校正などに利用されていること¹⁾から、土の場合も締固め度の大きさによって衝撃加速度の出方が異なると考え、土質試験法の突固めによる土の締固め試験法に準じたやり方で、スパーサーディスク、底板、

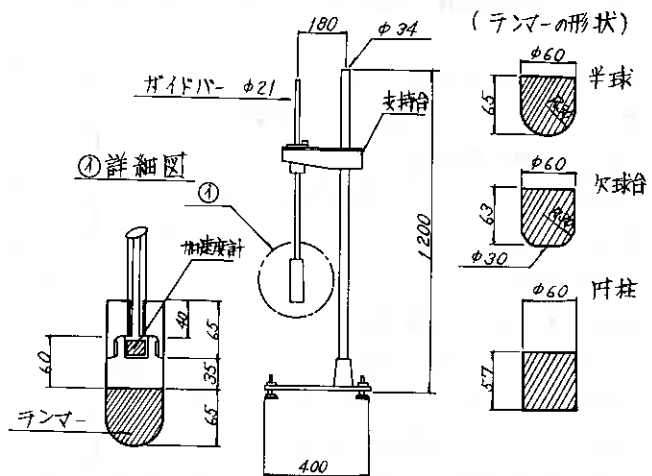


図-1 衝撃試験機

カラーなどでセットしたモールドに試験用の試料を詰めて、その上にランマーを落下させる方法とした。

このランマーには衝撃波を測定するための加速度計が取り付けられている。衝撃試験機の脚は3点とし、それぞれに水平調整用のネジを、支持台には水準器を取り付けて、ランマーが一定の落下速度を保てるようにした。また、ランマーの重量はガイドバーを含めて4.5 kg以内とした。モールドの試料に接するランマーの形状は、図-1の斜線部に示す3種である。ここでは、ランマーの形状が半円のものを半球、一部底面が平坦なものを欠球台、底面が平坦なものを円柱と呼ぶことにする。

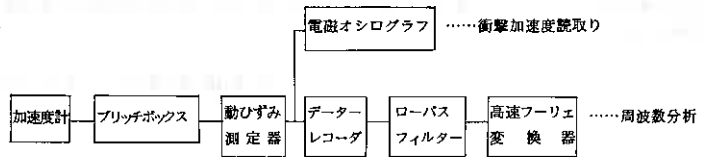


図-2 衝撃試験測定ブロック図

このランマーには衝撃波を測定するための加速度計が取り付けられている。衝撃試験機の脚は3点とし、それぞれに水平調整用のネジを、支持台には水準器を取り付けて、ランマーが一定の落下速度を保てるようにした。また、ランマーの重量はガイドバーを含めて4.5 kg以内とした。モールドの試料に接するランマーの形状は、図-1の斜線部に示す3種である。ここでは、ランマーの形状が半円のものを半球、一部底面が平坦なものを欠球台、底面が平坦なものを円柱と呼ぶことにする。

2. 試験方法

試験はランマーの形状が異なる3種について、同一試料に落下高を変化させて衝撃加速度を測定する方法と、ランマーの形状を1種に絞り、表-3に示す各種採取カ所の含水調整した試料について、突固め試験を行った後に一定の高さからランマーを落下させて衝撃加速度を測定する方法の2種類である。また、ランマーに取り付けた加速度計は、衝撃加速度の大きさやその周波数帯域が百のオーダーを超えて測定されることが予想されるため、ひずみゲージ式の容量200 Gと500 Gを用意し、出力に応じて交換した。衝撃加速度の記録は、測定する波が衝撃波であるため、一般的なペン方式では追従が難しく、その読み取りに誤差が生じるため、光学系の直視式電磁オシログラフを用いた。また、これとは別に、衝撃波をデータレコーダーに記録して周波数分析を行った。この分析には、A-D変換が8bitで演算速度が4 μs、一命令の実行時間が500msの性能を具備する高速フーリエ変換器で行った。

なお、衝撃試験の測定ブロック図を図-2に示す。

3. 試験結果および考察

3.1 ランマーの種類による比較

3.1.1 衝撃加速度の大きさ

各種ランマーによる衝撃加速度の大きさの比較は、締固め密度が比較的小さい豊浦産の標準砂を用いた場合と、表-3から、突固め試験による締固め密度が大きく、しかも、締固め曲線が鮮明な出方をするとみられる来運の最適含水比近くの試料を用いた場合について行った。その試験結果を表-1に示す。

落下衝撃試験は標準砂を用いた場合、標準砂をモールドに10cm程詰めて行い、標準砂が

表-1 各種ランマーの衝撃試験結果

形状	種類	事項	落下高cm					
			20	30	40	50	60	70
半	標準砂	平均値	15.9	20.7	27.7	35.2	38.8	41.6
		標準偏差	1.21	1.22	3.03	3.05	2.36	2.82
	来運	平均値	169	228	263	328	374	-
		標準偏差	8.9	28.5	24.3	22.7	26.0	-
球	標準砂	平均値	13.1	19.1	25.6	29.0	33.2	39.9
		標準偏差	0.98	2.79	2.03	2.57	1.71	3.43
	来運	平均値	219	292	369	429	483	-
		標準偏差	25.7	9.8	21.9	31.6	28.6	-
欠球台	標準砂	平均値	67.4	93.0	121.6	130.5	157.1	161.5
		標準偏差	7.26	8.64	11.71	12.25	8.08	18.32
	来運	平均値	232	374	489	-	-	-
		標準偏差	37.5	42.8	43.9	-	-	-
円柱	標準砂	平均値	67.4	93.0	121.6	130.5	157.1	161.5
		標準偏差	7.26	8.64	11.71	12.25	8.08	18.32
	来運	平均値	232	374	489	-	-	-
		標準偏差	37.5	42.8	43.9	-	-	-

締固まらないようにランマーを落下させるたびにストレートエッジなどでほぐしながら行った。また、来運の試料の場合は、突固め試験を第2.4-b法で行った後に各種ランマーの落下衝撃

表-2 散布度の割合

単位:%

ランマーの形状	標準砂		来運	
	S/x × 100	平均	S/x × 100	平均
半球	5.9 ~ 10.9	7.7	5.3 ~ 12.5	8.2
欠球台	5.2 ~ 14.6	8.8	3.4 ~ 11.7	6.9
円柱	5.1 ~ 11.3	9.3	9.0 ~ 16.2	12.2

S:標準偏差 x:平均値

試験を行った。同表から、いずれの形状のランマーも標準砂で行った試験より来運の試料で行った試験の方が衝撃加速度は大きく、半球で9.6~11.0倍、欠球台で1.44~16.7倍、円柱で3.4~4.0倍となり、欠球台が最も大きな値を示した。ここで、表-1を見やすくするため、各ランマーごとに測定した衝撃加速度の標準偏差を求め、その平均値に対する割合で示すと表-2のようになる。半球や欠球台は円柱のランマーに比べてバラツキが小さく、その大きさも平均で約1割以下に収まっていることがわかる。このように、円柱のランマーにバラツキがみられるのは、試料との接触面が平坦なため、ランマーを試料面に垂直に落下させることが難しいためと思われる。一方、各ランマーによる衝撃加速度と落下高を直線回帰に当てはめて示すと図-3のようになる。標準

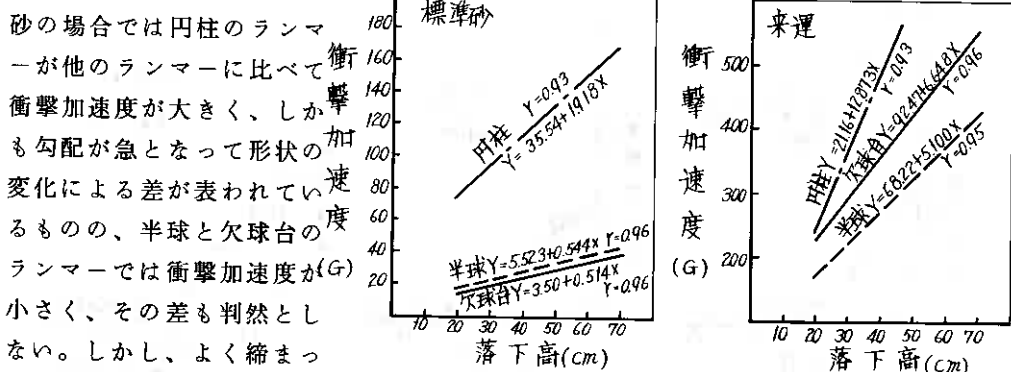


図-3 落下高に対する各種ランマーの衝撃加速度

砂の場合では円柱のランマーが他のランマーに比べて衝撃加速度が大きく、しかも勾配が急となって形状の変化による差が表われているものの、半球と欠球台のランマーでは衝撃加速度が小さく、その差も判然としな。しかし、よく締まった来運の試料では試料との接地面積の大きさに応じた衝撃加速度の大きさを表わしており、その勾配も形状に即して急となっている。このことから、衝撃加速度の大きさは、半球や欠球台のランマーの場合、締まっていない標準砂では小さく、よく締まった来運の試料では大きく表われており、円柱のランマーに比べて、試料の締固め度に反応した衝撃加速度の大きさを示すものと思われる。

3.1.2 周波数分析結果

本試験のように加速度計を用いて行う振動測定では、その対象となる物質によって振動特性が異なるものと予想される。そのため、測定した振動の衝撃波をFFTで解析し、その周波数分析した結果を図-4に示した。この周波数分析は各ランマーの落下高さごとに行ったが、図-5に示すように落下高の変化による周波数分布に変化が見られないため、図-4(a)には標準砂の落下高60cmの場合を、(b)には来運の落下高40cmの場合の分析結果を載せた。同図から、(a)の場合、半球および欠球台のランマーが似通った周波数分布を示しているのに対して、円柱のランマーはこれら2形状のランマーとは異なった分布形態を示しており、その分布帯域も広くなっ

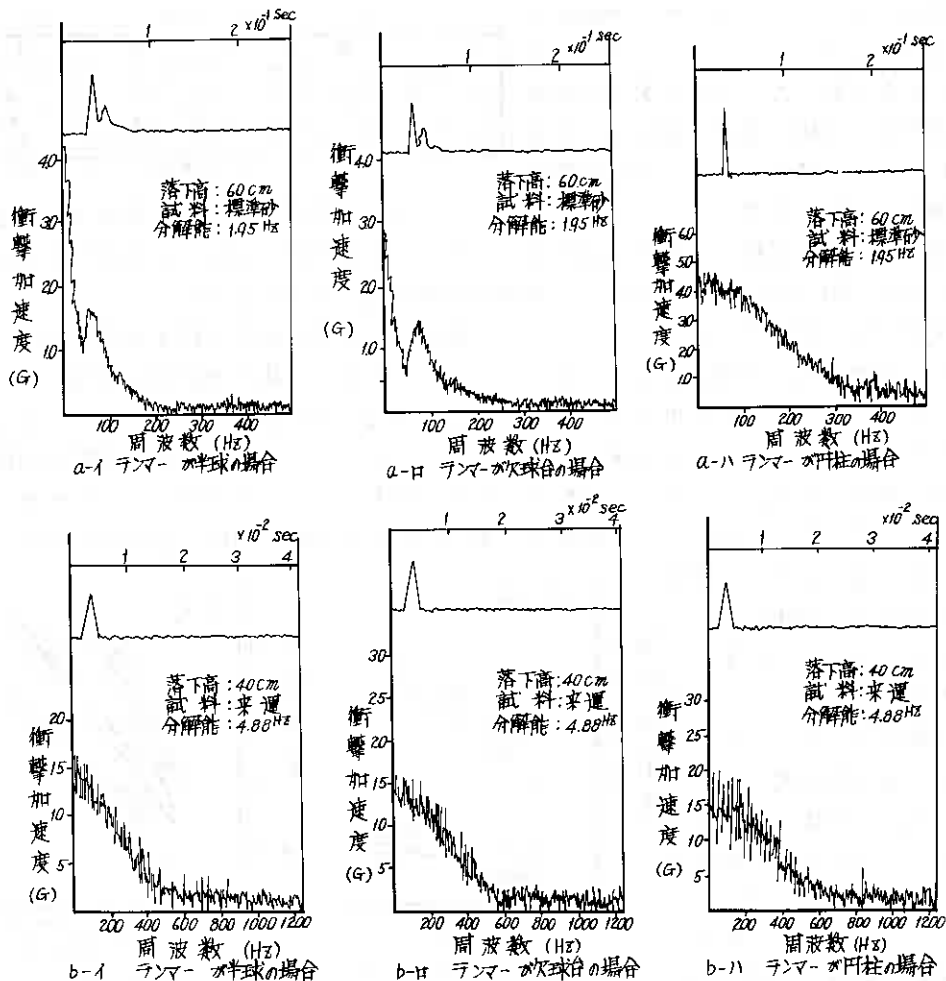


図-4 衝撃加速度の周波数分析結果

ている。また、(b)の場合では、3種のランマーとも似通った分布形態を示しているが、分布帯域がランマーの種類によって若干ではあるが異なっており、試料との接地面積が大きなランマーほど周波数の分布帯域が大きくなる傾向を示している。さらに、同図の(a)、(b)を見比べてみると、周波数の分布帯は明らかによく締固まった試料(b)の方が大きく、ランマーの種類による比較よりも鮮明に表われている。このことから、周波数の分布帯域は、ランマーの形状の変化よりも土の締固め度の大小による方が影響の度合いが大きいものと思われる。

3.2 各種土質の土質試験結果と衝撃加速度

3.2.1 土質試験結果

当該土質の衝撃加速度で土の締固め度を検討する場合、あらかじめ、その土質の物理的性質や力学的性質を把握しておく必要があるため、表-3にその試験結果を載せた。同表における土質分類では、日本統一土質分類表で行った判別であるが、

表-3 土質試験結果

項目	試料名	恵山	鶴灯	追分	支雪り	支こつ	米運
自然含水比 Wn (%)		36.76	88.06	69.78	71.75	24.62	59.86
土粒子の比重 Gs		2.631	2.583	2.711	2.659	2.716	2.681
コンシステ ンシー 限界	液性限界 WL (%)	36.30	70.10	N.P.	53.50	31.90	58.80
	塑性限界 WP (%)	35.05	60.83	N.P.	45.94	29.85	54.50
	塑性指数 IP (%)	1.25	9.27	N.P.	7.56	2.05	4.30
粒 度 試 験	2000 μ m 以上	3.7	0.4	36.2	0.8	14.1	48.4
	2000 μ m ~74 μ m	44.4	45.9	48.7	10.8	55.3	14.3
	74 μ m 以下	51.9	53.7	15.1	88.4	27.6	37.3
	均等係数 U _c	115	-	42.9	-	51.1	1318
	曲率係数 U _c	6.34	-	3.53	-	3.99	0.24
日本統一土質分類		ML	MH	S-M	CH	SM	SM
強熱減量 (%)		4.07	14.17	5.71	10.59	6.45	7.28
締 固 め	ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.447	1.022	1.111	1.295	1.315	1.302
	W _{opt} (%)	24.6	41.5	41.2	34.2	30.8	27.3

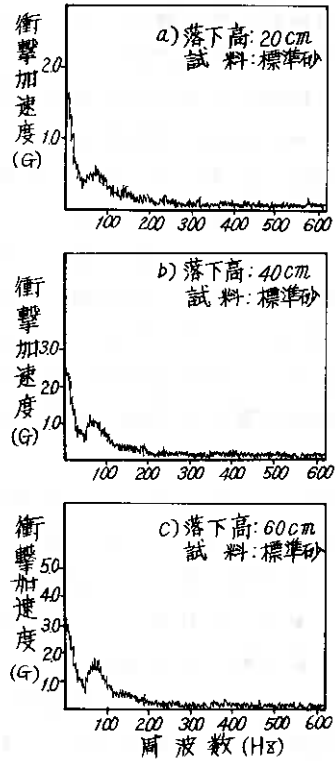


図-5 落下高の変化による周波数分布状況

採取試料カ所の現場条件や地理的条件などから火山灰として取扱った。落下衝撃試験は前項 3.1 の試験結果から、衝撃加速度の測定値にバラツキが少なく、

しかも、試料の締固め度に対応した衝撃加速度の大きさを示すと見られる欠球台のランマーで行った。また、ランマーの落下高は突固め試験の落下エネルギーを超えない高さに設定する必要から 30cm と定め、以後における衝撃試験結果の検討はこの落下エネルギーのときの衝撃加速度で行った。

3.2.2 衝撃加速度と締固め密度の関係

道路土工における盛土の締固め管理は、現場密度を測定する方法や表面沈下量を測定する方法および支持力を測定する方法などがあるが、現在では現場密度の乾燥密度規定による管理方法が一般的となっている。従って、本衝撃試験による

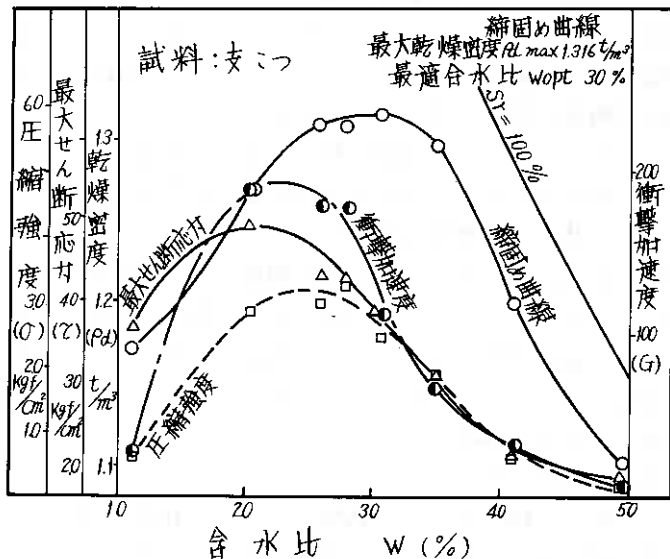


図-6 突固め試験結果と各種試験結果の関係

土の締固め度の検討では、突固めによる突固め曲線と突固め後に得られるランマーの衝撃加速度を比較した方が分かり易く、手取り早いので、図-6に両者の関係を示した。

同図には表-3に示した試料のうち、代表的と見られる支こつの試料について、含水比を媒介として両者の関係を求めたものである。また同図には一面せん断試験における鉛直応力 $\sigma = 2\text{kgf/cm}^2$ のときの最大せん断応力の値や一軸圧縮試験の一軸圧縮強度を併せて載せた。落下衝撃試験は突固め試験の1層目、3層目および5層目の55回突固めた後に、それぞれの層について3回づつ行っている。同図には5層目に行った衝撃加速度の平均値を載せた。この衝撃加速度を一点鎖線で結んで曲線を求めると、締固め曲線とは異なった様相を呈し、曲線の最大が締固め曲線の最大値より乾燥側に移行しているのがわかる。また、表-3から、各試料における衝撃加速度と乾燥密度の関係を求めると図-7のようになる。同図は締固め曲線から得た最適含水比を境に含水比が小さい方を乾燥側に、含水比が大きい方を湿潤側にとって両者の関係を求めたものである。同図は同一試料でないため値のバラツキが大きくなっており、また、締固め曲線のピークと衝撃加速度曲線のピークが一致していないため、特に、乾燥側での両者の相関が悪くなっているが、両者に比例関係の傾向があることがうかがわれる。

一方、一面せん断試験(UU試験)で得た最大せん断応力および一軸圧縮強度を図-6に挿入して線で結ぶと衝撃加速度の曲線とはほぼ似通った形状を示し、その最大値も締固め曲線より小さい含水比で起こった。これは締固めた土の最大圧縮強度は最適含水比の位置より少し乾燥側にずれた含水比⁴⁾で起こるといふ考えと一致するものであり、締固めた土の強度と衝撃加速度の大きさは密接な相関関係があるものと思われる。

また、同図の支こつの試料において、衝撃加速度の読み取りと同時に周波数分析を行い、その結果を代表的な試料について図-8に載せた。同図

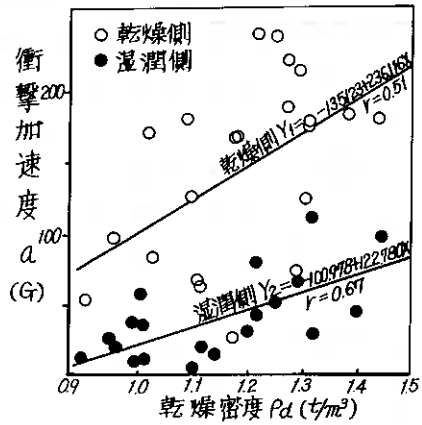


図-7 衝撃加速度と乾燥密度の関係

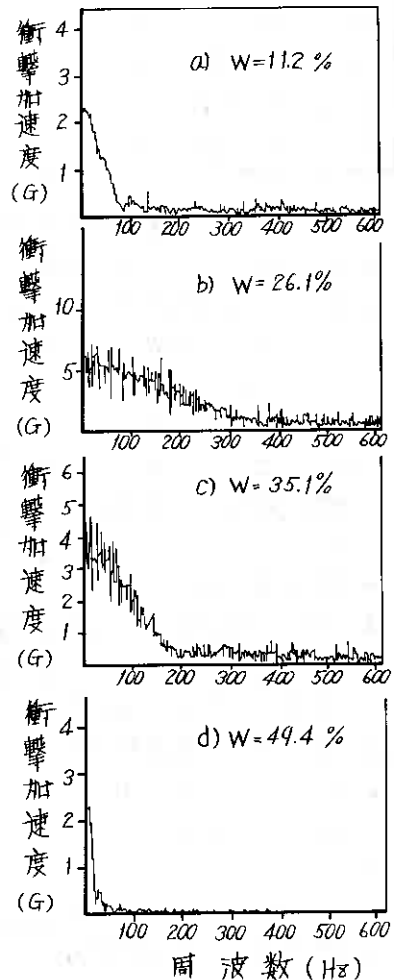


図-8 含水比が変化した場合の周波数分布

から、明らかに、同一試料に拘らず含水比の大、小によってかなり周波数分布が変わってくるようである。つまり、含水比が小さい試料は、周波数帯域が狭いのに対して、衝撃加速度曲線のピーク付近にある含水比の大きい試料は、周波数帯域が広がっており、その差も約3倍ほどになっている。しかし、このピークからさらに、試料の含水比が大きくなると再び周波数帯域は狭くなる。これは、衝撃加速度の大きさに準じた周波数分布の仕方とほぼ一致していることを示している。従って、同一試料における周波数分布は含水比の状態によって大きく左右され、土の性質がまったく変化してしまったことを示すものである。

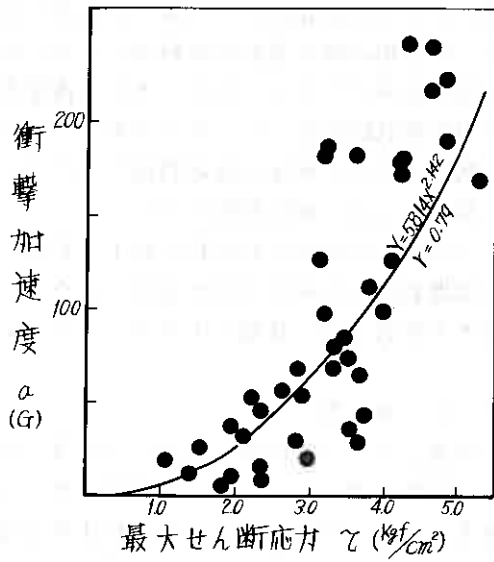


図-9 aとτの関係

このように、衝撃加速度のピークが締め固め曲線のピークとは一致しないものの、曲線が似通っていることや土の強度に対応した周波数分布を示すことなどから、衝撃加速度による土の力学的性質の予測が可能であると思われる。

3.2.3 衝撃加速度と最大せん断応力の関係

図-9は表-3の各採取試料について、衝撃加速度と一面せん断試験で得た最大せん断応力の関係を求めたものである。同図の衝撃加速度は突固め試験の5層目に行ったときの3回の平均値であり、最大せん断応力は垂直応力2 kgf/cm²のときの測定値である。一面せん断試験における垂直応力は1~4 kgf/cm²の1 kgf/cm²ごと4段階に設定して最大せん断応力を求めているが、衝撃加速度との相関では垂直応力の大きさに左右されず、相関係数が直線回帰で $r=0.71\sim 0.80$ 、べき乗回帰で $r=0.76\sim 0.79$ と安定しているため、同図にはべき乗の回帰計算による傾向線を入れた。同図から、衝撃加速度と最大せん断応力の関係は、良い相関関係を有しているが、その関係は比例的ではなく、べき乗的に推移するようである。これは、落石時の衝撃加速度が敷砂層の密度のべき乗に比例するとする実験結果⁵⁾と一致している。

3.2.4 衝撃加速度と一軸圧縮強度の関係

一軸圧縮試験は土の力学試験の一環としてその試験の簡便さなどから、最も広く実用的に利用されているため、衝撃加速度と相関を

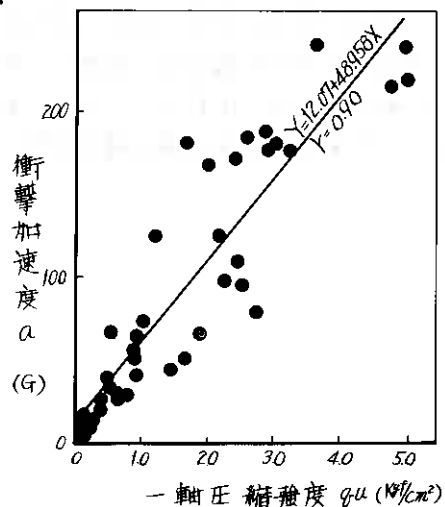


図-10 aとquの関係

求めることに意義があると考え、両者の関係を求めその結果を図-10に示した。この一軸圧縮試験は突固め試験後のほぐした試料で再び成型仕直して行ったときの圧縮強度を求めたものである。また、衝撃加速度は前項と同様、5層目突固めた後に3回衝撃試験を行ったときの平均値である。同図から、衝撃加速度と一軸圧縮強度の関係は最適含水比が各試料間でバラツキているにも拘らず最大せん断応力で行った相関より高い相関関係を示した。

これは、今回用いた試料が粘土や粘性土のような土粒子の粘着力の大きさから土の強度が決まる粘性土的な試料ではなく、土粒子の強さとかみ合わせで土の強さが決まる砂質土的な種類の土が多かったためと思われる。

あ と が き

当初、ランマーに取り付けた加速度計が土の締固め度に対応した出方を示すかどうか疑問な点もあったが、本試験結果で示したように、乾燥密度とある程度の相関を有することが判明したので、加速度を用いた管理方法も可能であると思われる。

また、最大せん断応力や一軸圧縮強度とも相関を有する傾向を示すことがわかったため、今後は火山灰系だけでなく、砂質系および粘土系を含めた広範囲的な土の衝撃試験を行う予定である。さらに、今回用いた衝撃試験機のランマーの落下高が高くなると、ランマーのガイドバーが横振れを起こして落下速度にむらが生じることやモールドと底面の間に隙間が出来てモールドの衝撃がランマーにはね返って、衝撃加速度の大きさに影響がでるなど、試験機の改良も含めて検討を行う予定である。

参 考 文 献

- 1) 吉川英一：振動および衝撃測定 昭和41年12月20日発行
- 2) 土質試験法改訂委員会：土質試験法 昭和54年12月30日
- 3) 能登、川西、奥田、原田：道内火山灰土の土工上の分類について 土質工学会北海道支部技術報告集 第25号 昭和60年2月
- 4) 松尾新一郎：土質安定工便覧 昭和47年12月12日発行
- 5) 日本道路協会編：落石対策便覧 昭和58年7月

軟岩の締固めに粒度組成が及ぼす影響について

北海道開発局土木試験所. ○岸 洋一. 広瀬照光

1. まえがき

粗粒材料の強度は、粒子破砕の少ない硬岩であれば、初期の粒度分布、締固め度（間隙比）が異なると顕著な違いが現われる。これに対して、軟岩からなる粗粒材料では、供試体作製時の締固めに伴う粒子破砕や、せん断試験時の粒子破砕によって、それぞれの段階における粒度分布が異なったものになるため、初期粒度分布、締固め度が強度定数にどのような影響を及ぼすかは不明確である。

この実験では、軟岩からなる粗粒材のせん断試験用供試体の作製方法を検討するため、初期の粒度分布の異なる粗粒材を、ランマーおよびバイブレーターを用いて締固め、密度および粒子破砕量の違いを調べた。また、比較のため、硬岩についても同様の試験を行った。

2. 試料および試験方法

2.1. 試料の物性

試料とした岩石は、軟岩として細粒砂岩 (S_s)、硬岩として玄武岩 (B_s) である。細粒砂岩は風化しており、礫表面を指でこすると砂粒子が簡単に削り落ちる程度の固結度である。粒子の形状は円形であり、粒径 $40 \sim 50 \text{ mm}$ の非整形粒子の圧縮破壊荷重は $60 \sim 110 \text{ kgf}$ である。また、この粒径の岩塊は表乾比重 $G_a = 2.160$ 、絶乾比重 $G_b = 1.850$ 、真比重 $G_g = 2.683$ 、吸水率 $Q = 16.8\%$ である。

玄武岩は新鮮であり、黒色を呈する。礫の形状は扁平、あるいは細長く、角張っている。粒径 $40 \sim 50 \text{ mm}$ の非整形粒子の圧縮破壊荷重は $350 \sim 1100 \text{ kgf}$ である。この粒径の岩塊は、 $G_a = 2.569$ 、 $G_b = 2.476$ 、 $G_g = 2.730$ 、 $Q = 3.8\%$ である。

2.2. 試料の粒度分布

この実験における初期粒度分布は、図・1に示す9種類とした。粒度 A, B, C は単一粒径であり、均等係数は等しいが、最大、最小粒径は異なる。 D_u と E_u 、 D_m と E_m 、 D_e と E_e は最大粒径が異なり、粒度分布は相似である。 D_m, E_m の均等係数は実際のロック材の平均的な値とし、 D_u, E_u と D_e, E_e は大略、上限と下限の粒度に相似とほるようにした。

2.3. 試験方法

ランマーによる突固めは、最大粒径 $D_{max} \leq 25.4 \text{ mm}$ の A, B, C, D では、 $\phi = 15 \text{ cm}$ 、 $h = 12.5 \text{ cm}$ のモールドと重量 2.5 kgf のランマーを使用し、3層に分けて突固めた。 $D_{max} = 50.8 \text{ mm}$ の E では、 $\phi = 30 \text{ cm}$ 、 $h = 40 \text{ cm}$ のモールドと重量 4.5 kgf のランマーを使用し、4層に分けて突固めた。締固め仕事量は JIS 1210 のオー法に相当する $E_c = 5.625 \text{ cm} \cdot \text{kgf/cm}^2$ を基準として、その $30, 60, 100, 200, 400\%$ とした。

バイブレーターによる締固めは、 A, B, C, D では $\phi 15 \text{ cm}$ モールドを使用し、重量 9.5 kgf 、振動数 6500 V.P.M のバイブレーターで3層に分けて締固めた。 E では、 $\phi = 30 \text{ cm}$ のモールドを使用し、重量 30 kgf 、振動数 3000 V.P.M のバイブレー

ターにより、4層に分けて締固めた。加振時間 T_u は、A、B、C、Dでは、原則的には、 $T_u = 0.5, 1, 2, 4, 8, 15, 30 \text{ min}$ とし、Eでは、 $T_u = 0.5, 1, 2, 4, 30 \text{ min}$ とした。

締固め試験の終了後、試料全量の小分けを行い、締固め前後の粒度分布の差から、粒子破砕量の指標として、マーサルの破砕率 B_M を求めた。

3. 試験結果

図2に S_s と B_s の締固め密度 f_d と加振時間 T_u 、あるいは締固め仕事量 E_c の関係を示す。軟岩である S_s のバイブレーターによる振動締固めでは、図2(a)のように T_u が増加するとともに、初期粒度分布の違いによる f_d の差は少なくなる。通常の振動締固め時間は10分以下であり、この範囲の T_u であれば、 f_d は初期粒度分布によって差が見られる。ランマーにより突固めると図2(b)のように、 $E_c \leq 30\%$ の範囲では初期粒度分布の影響が現われているが、 $E_c \geq 60\%$ の範囲では振動締固めに比べると、初期粒度分布の違いによる f_d の差が小さい。単一粒径からなり均等係数の小さなA、B、C試料の $E_c = 400\%$ における $f_d \approx 1.6 \sim 1.65 \text{ t/m}^3$ は、粒度のよいD、Eの $E_c = (100 \sim 200)\%$ における $f_d \approx 1.6 \sim 1.65 \text{ t/m}^3$ とはほぼ同程度となっている。単一粒径からなる試料では、空隙を充填する細粒分が少なく、粒子破砕のために外力として加えられた仕事量が消費されるため、このような結果となる。

岩質が硬い B_s の振動締固めでは、図2(c)に示すように初期粒度分布の違いによって、 f_d には明らか差が見られ、均等係数が大きくなるほど、 f_d は大きくなる。 S_s の場合には、 T_u の増加によって f_d は増大する傾向が強いが、 B_s の場合には $T_u \geq (2 \sim 4) \text{ min}$ となっても、 f_d はあまり増加しない。図2(d)に示すランマーによる突固めでも、最初の均等係数の大きなものほど f_d が大きく、初期粒度分布の違いによる f_d の差が明らかである。

図3に、C粒度(2.38~4.76 mm)の S_s の締固めに伴う粒度分布の変化を示す。図のように、振動締固めでは T_u が4 min以下では粒度分布の変化が少ないが、 $T_u = 30 \text{ min}$ ともなると、初期には含まれていなかった2.38 mm以下粒子が50%と起えるようになる。ランマーによる突固めでは、 $E_c = 30\%$ でも2.38 mm通過率($P_{2.38}$)は約40%となるが、 $E_c = 400\%$ となっても $P_{2.38} \approx 60\%$ である。このように、ランマーによる突固めでは少々の締固め仕事量でも、ランマーの打撃により粒子が壊され、

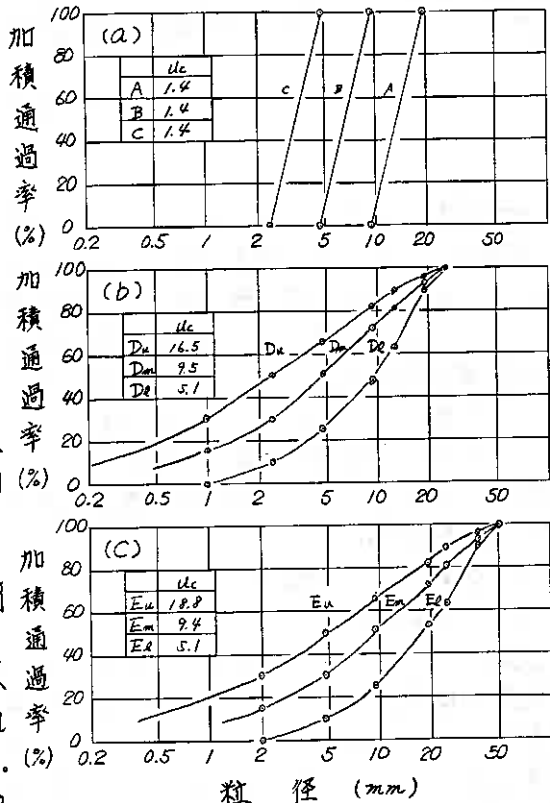


図1. 試料の粒度分布。

粒度分布が著ろしく変化する。

図3に見られるような粒度分布の変化をマースルの破砕率 B_M で表わし、 S_s をバイスレーターにより締固めた場合の B_M と T_v の関係を図4(a)

に示す。また、ランマーにより突固めた場合の B_M と E_c の関係を図4(b)に示す。バイスレーターによる締固めでは $T_v \leq 4$ minの範囲では $B_M \leq 15\%$ であり、初期粒度分布の違いによる B_M の差は少ない。 T_v が長くなる

と、初期の粒度分布の違いが B_M に影響するようになる。ランマーによる突固めでは、 E_c が小さくても B_M は大きく、また、初期の均等係数によって粒子破砕量が異なる。単一粒径からなる均等係数の小さなA, B, Cでは、粒度のよいD, Eに比べて、約2倍の B_M を示している。図2(a), (b)の $P_d \sim T_v$, $P_d \sim E_c$ の関係を合わせてみると、バイスレーターによる振動締固めでは粒子破砕は少なく、初期の粒度分布があまり変化していないときには、 P_d は各試料の差が大きく、加振時間が増加し、各試料の P_d の差が小さくなったときには、各試料の粒度分布の違いが少なくなる。ランマーによる突固めでは、打撃により粒子を直接破壊するが、初期の粒度が悪いA, B, Cでは極端に粒子破砕が多いが、 $E_c = 400\%$ のときの粒度分布はD, Eに近くなり、このため、全試料の P_d がほぼ近似したものになると考えられる。

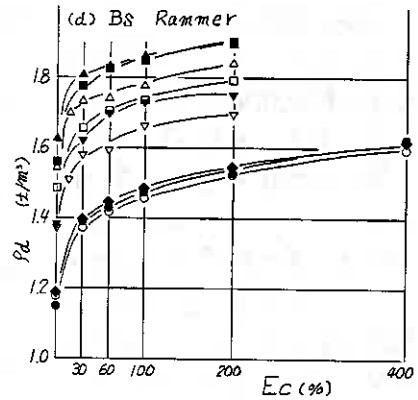
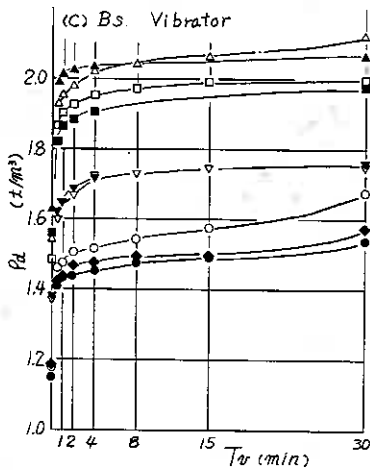
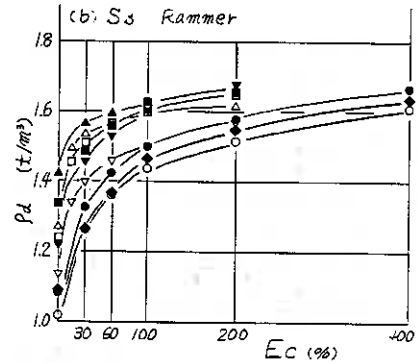
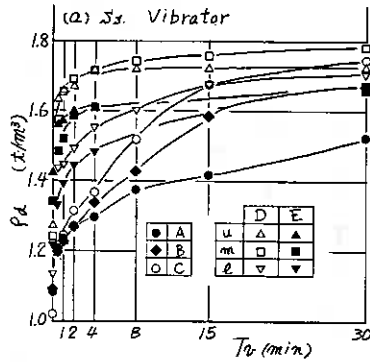


図2. 締固め試験結果

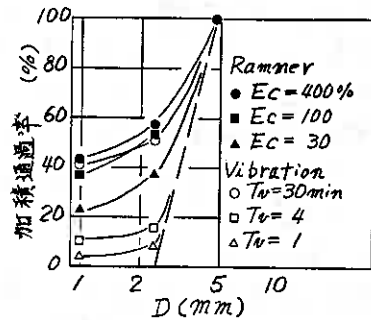


図3 締固めによる粒度分布の変化 (C 粒度 2.38 ~ 4.76 mm)

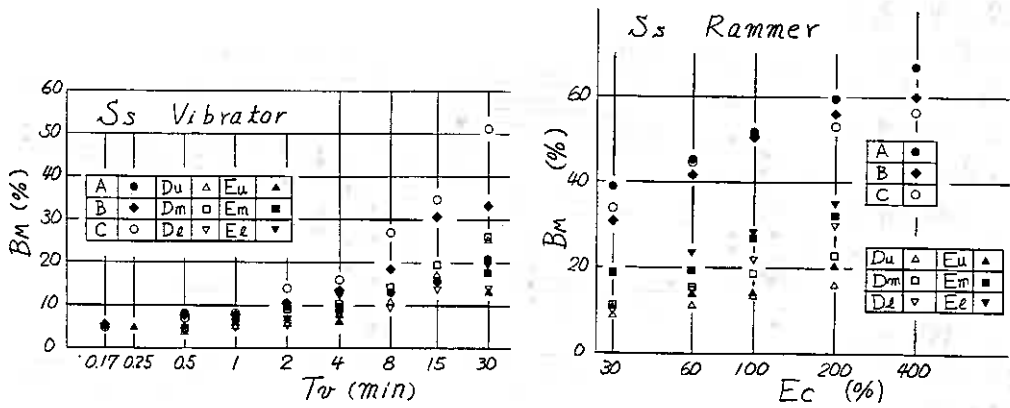


図4. Ssの締固めによる粒子破碎

図5は、締固め後の間隙比 e と B_M の関係を示したものである。ここに示した間隙比は粒子の絶乾比重から算出したものであり、母岩の乾燥密度と等しい締固め密度が得られたとき、 $e = 0$ とする。図5(a)は、単一粒径からなるA, B, Cについて、図5(b)は、粒度のよいD, Eについての結果を示す。図5(a)の単一粒径 ($U_c = 1.4$) の場合には、ランマーによる突固めと振動締固めで、同じ間隙比になっても、 B_M は非常に異なったものとなる。図5(b)に示す U_c が5~18の範囲でも、ランマーとバイブレーターという締固め方法の違いにより、 $e \sim B_M$ の関係が異なることを示している。しかし、 U_c の大ききものほど、その違いは少ない。

4. おわりに

軟岩は締固め方法によって、粒子破碎量が異なる。このため、同一の密度であっても締固め方法が異なる場合には、締固めに供試体の構造に差があり、強度定数にも影響を及ぼすと思われる。

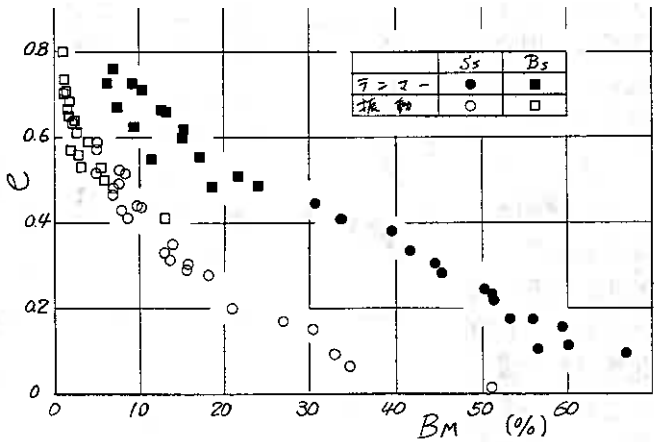


図5(a) 間隙比と破碎率の関係 (Ss, 粒度 A, B, C)

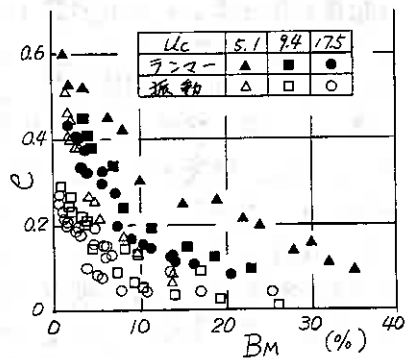


図5(b) 間隙比と破碎率の関係 (Ss, 粒度 D, E)

白鳥大橋架橋地点の地盤特性 (5) FEMによる岩盤支持力検討

室蘭開発建設部 ○大沼 秀次
石原 勝
池田 憲二

まえがき

室蘭港を横断する白鳥大橋は中央径間720mの3径間2ヒンジ補剛吊橋である。その基礎は主塔、側塔、アンカレイジ各2基の6基からなる。基礎形式は、主塔が地下連続壁併用円形逆巻き基礎、アンカレイジはニューマチックケーソン基礎である。そして側塔は剛体系の基礎数案について比較検討をおこなっている。

本報告ではこの基礎の支持岩盤である新第3紀の室蘭層について支持力検討をおこなったので、その結果について述べる。

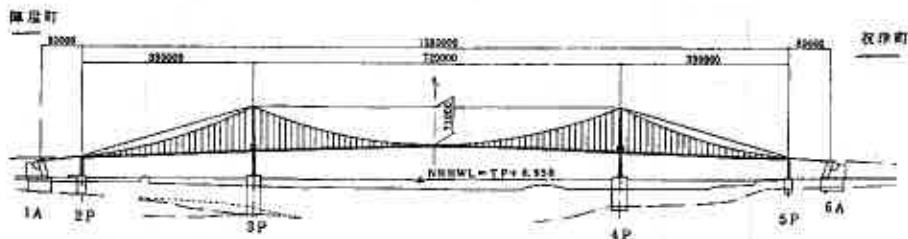


図-1 白鳥大橋側面図

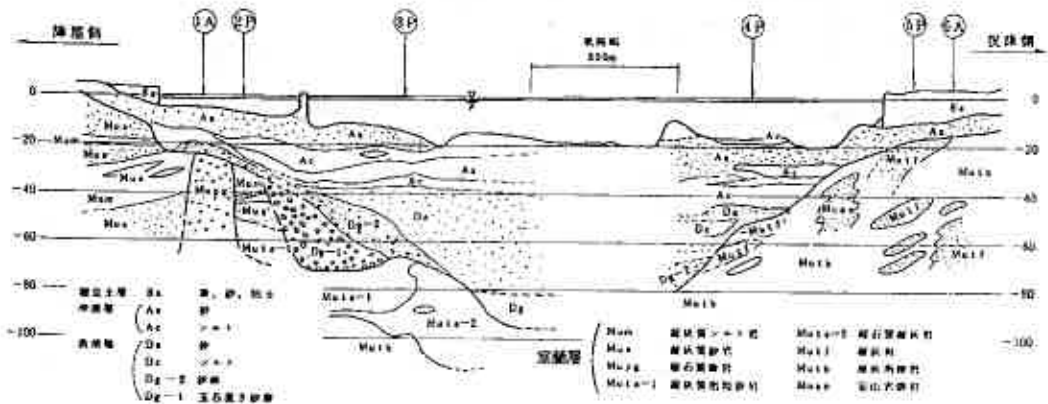


図-2 地質図

埋立土層... B a	沖積層 (A a 砂 A c シルト)	礫、砂、粘土	礫層 (D a 砂 D c シルト D g-2 砂礫 D g-1 玉石混り砂礫)	室蘭層 (Mum 礫研質シルト岩 Mus 凝灰質砂岩 Mupg 軽石質砂岩 Muts-1 凝灰質粗粒砂岩 Muts-2 軽石質凝灰岩 Mutf 凝灰岩 Mutb 凝灰角礫岩 Muon 安山岩凝結)
-------------	--------------------------	--------	---	---

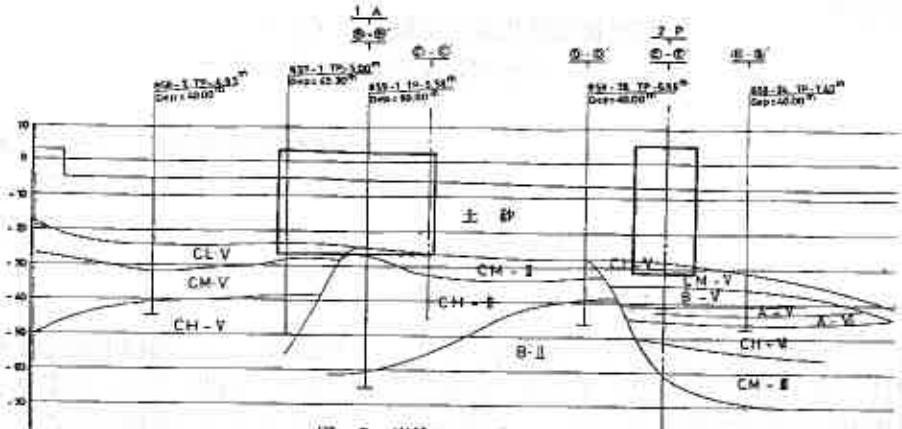


図-3 岩盤モデル (1A, 2P)

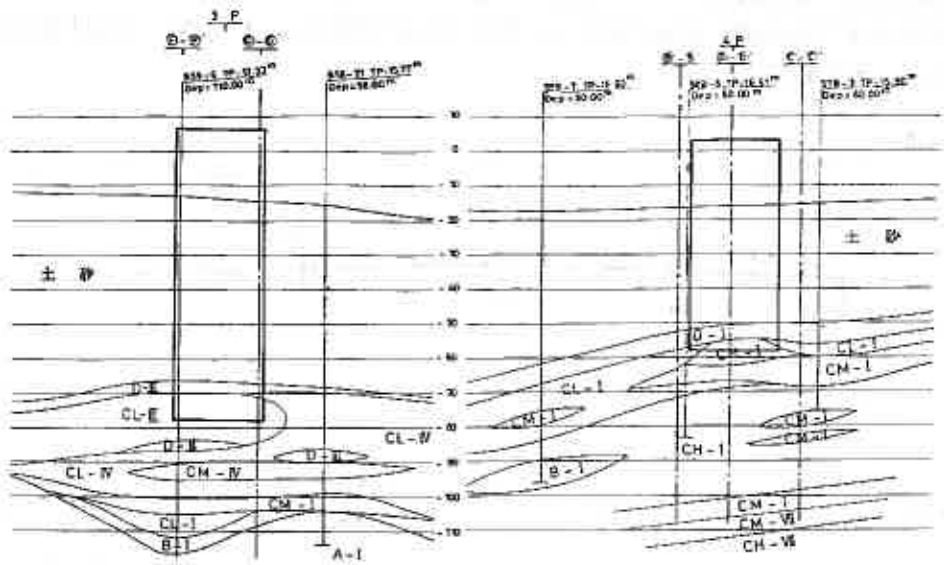


図-4 岩盤モデル (3P)

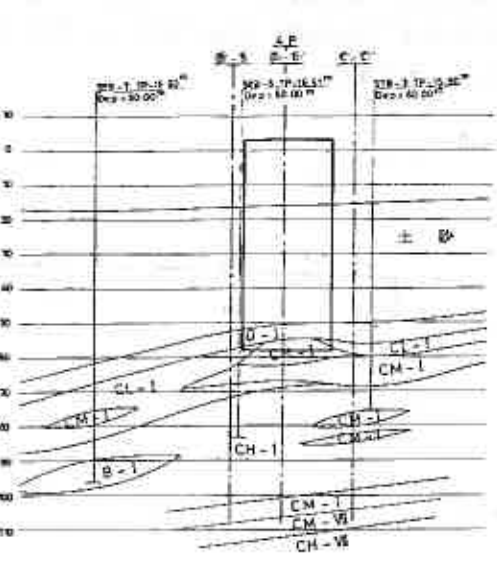


図-5 岩盤モデル (4P)

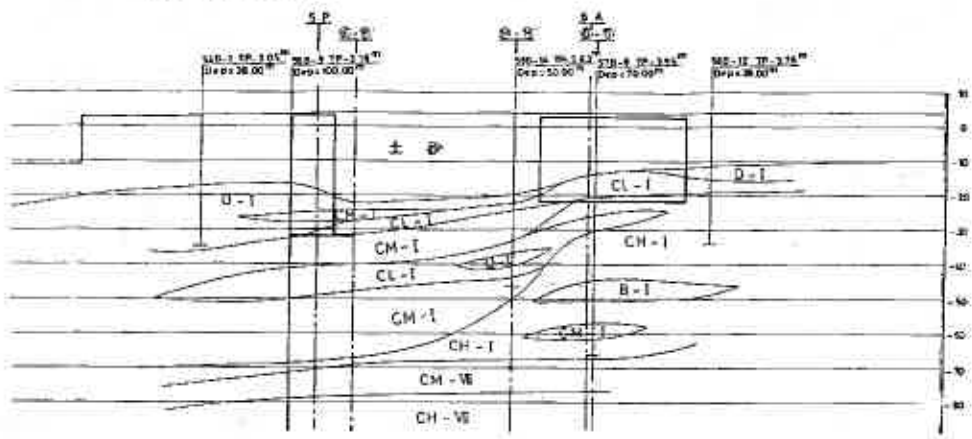


図-6 岩盤モデル (5P, 6A)

1. 岩盤モデル

岩盤モデルを作成するため、室蘭層を孔内水平載荷試験の変形係数 E_{sp} を用いて6岩級に区分した(岩盤分類;前報参照)。また岩種の違いにより強度特性が異なることから、各岩種岩級ごとに強度定数(C, ϕ)を与えた。これによりモデル化した岩盤の例を図-3~6に示す。また各岩盤の物性値を表-1に示す。ここでのC、 ϕ は室内での一軸、三軸圧縮試験より求めた値である。

2. 支持力の検討

支持力の算定方法には、次のものがあげられる

- 1). 支持力公式(理論式)により求める。
- 2). 原位置載荷試験により求める。
- 3). N値や圧縮強度など地盤の物性値を目安に既存の例から推定する。
- 4). FEMなどの数値解析手法により求める。

白鳥大橋では数種類の支持力公式で試算し、その中から支持力を設定した。また設定した許容支持力の妥当性を照査するために有限要素法により変形解析を行なうこととした。

以下支持力の決定とその照査について述べる。

2.1 支持力理論にもとづく検討

本橋の支持力を理論的に導くことは、岩盤が不均一であることや破壊機構が明確でないことなどからむずかしいものと思われる。しかし各種理論の適用性を検討し、これらにより適切にモデル化した地盤の支持力の算定は重要と考えられ、以下に試みる。

表-1 岩種別強度定数一覧表

岩級	岩種 定数 Esp (kgf/cm ²)	(I) Mutb, Mutl Mutp, Muif		(II) Mupg		(III) Mutl-1		(IV) Mutl-2		(V) Mum Mus		(VI) Mus (軌路側のみ)		(VII) M	
		C	ϕ	C	ϕ	C	ϕ	C	ϕ	C	ϕ	C	ϕ	C	ϕ
		(kgf/cm ²)	(deg)	(kgf/cm ²)	(deg)	(kgf/cm ²)	(deg)	(kgf/cm ²)	(deg)	(kgf/cm ²)	(deg)	(kgf/cm ²)	(deg)	(kgf/cm ²)	(deg)
A	10,000以上 (13,000)	22.0	25	13.0	30					18.0	20			—	—
B	10,000 ~7,000 (8,200)	16.0		7.5											17.6
CH	7,000 ~4,000 (4,800)	12.0	20	6.0	35					13.0	10	4.5	30	8.8	30
CM	4,000 ~2,000 (2,800)	6.0		4.0		4.0	35								
CL	2,000 ~1,000 (1,400)	3.0	18		30			5.0	30						
D	1,000以下 (600)	1.2				2.0	15	2.0							

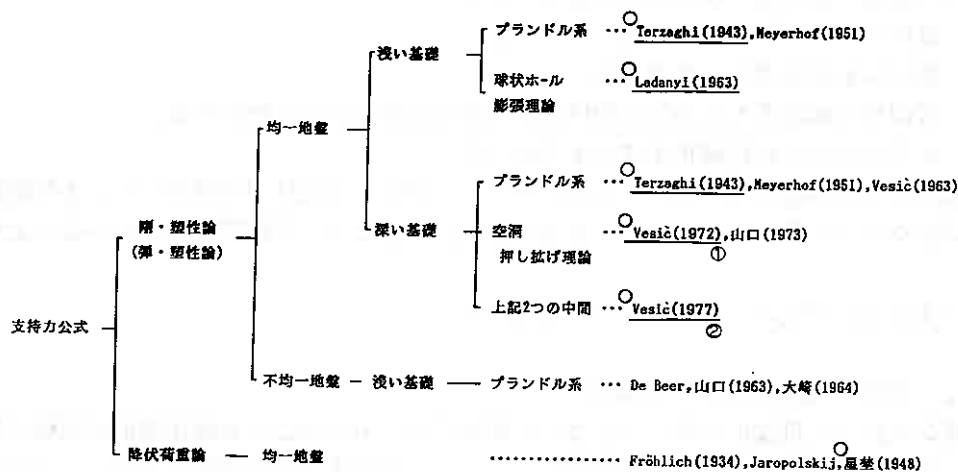
図-7に検討した理論を示す。これらのうち道示（直接基礎）の式は浅い基礎の理論であるため、1Aと6Aに対してのみ用い、LadanyiとVesicの式は杭系の理論であるため、根入れの深い3Pと4Pに対してのみ用いた。検討に用いた基礎寸法を表-2に、岩盤の物性値を表-3に示す。物性値は各基礎位置での代表的な岩種岩級とした。ただし4P~6Aは岩盤強度のばらつきが大きいのでCM~CL級の幅をもって検討した。

検討結果を表-4に示す。ここで許容支持力は次式により算定した。

$$q_a = (q_d - \gamma_2 D f) / n + \gamma_2 D f$$

安全率は降伏理論に基づく星塾の手法では2、その他は3とした。

この結果からいえることは以下の5点である。



注) ○印は今回使用した公式

図-7 種々の支持力公式

表-2 各地点の基礎寸法

	基礎形式	基礎寸法 (B×L×H)	基礎底面傾高	根入れ比
1A	ケーソン	46×27×30	TP-27m	0.8
2P	ケーソン	28.5×12.5×36	TP-31m	1.9
3P	ケーソン (地中連続壁)	φ40×85	TP-78m	1.6
4P	ケーソン (地中連続壁)	φ40×64	TP-57m	1.1
5P	ケーソン	28.5×12.5×31	TP-26m	2.5
6A	ケーソン	43.5×27×25	TP-22m	0.9

ただし、B:ケーソン側面幅(m),L:ケーソン前面幅(m),H:ケーソン高さ(m)

表-3 検討に用いた物性値

	岩級・岩種	qu	c	φ	φr	E	ν
1A	CM-V	35	13	10	5	2800	0.3
2P	CM-V	35	13	10	5	2800	0.3
3P	CL-III	7	2	30	25	1400	0.3
4P	CM-I (CL-I)	14 (7)	6 (3)	20 (18)	15 (13)	2800 (1400)	0.3
5P	CM-I (CL-I)	14 (7)	6 (3)	20 (18)	15 (13)	2800 (1400)	0.3
6A	CL-I (CM-I)	7 (14)	3 (6)	18 (20)	13 (15)	1400 (2800)	0.3

ただし、qu, c および E の単位は kgf/cm²、φ および φr の単位は度である。φr は降伏後の残留強度で φ から 5° 低減している

- 1) 1A~3P地点は4P~6A地点に比べて許容支持力が大きい。
- 2) 3P、4P地点においては各手法間の許容支持力の値に次のような関係がある。
 $q_a(\text{Ladanyi}) < q_a(\text{道示ケソソ, 低減 } C', \phi) < q_a(\text{星笠}) < q_a(\text{道示ケソソ})$
 $\leq q_a(\text{Vesic } \textcircled{1}) < q_a(\text{Vesic } \textcircled{2})$
- 3) Ladanyiの式は根入れの効果が考慮されておらず、そのため他の手法による支持力に比べて小さい値を示している。
- 4) アンカレイジ(1A, 6A)では道示(直接基礎)で荷重の偏心と傾斜(偏心量 $e=5m$, 傾斜角 $\theta=10^\circ$)を考慮した支持力が、道示(ケーソン基礎)の支持力の60~70%になっている。
- 5) Terzaghiの提案により C, ϕ を低減した場合 ($C'=2/3C, \tan\phi'=2/3\tan\phi$) の支持力は低減しない場合に比べて40~60%になっている。

これらの計算結果を比較すると図-8のようになる。これをみると各種の式を用いた結果が比較的狭い範囲に集っておりその中でも星笠の理論と道示(直接基礎)、道示(ケーソン基礎、 C, ϕ 低減)が低めの領域でかなり近い値を示しているのが特徴的である。

この結果から許容支持力として

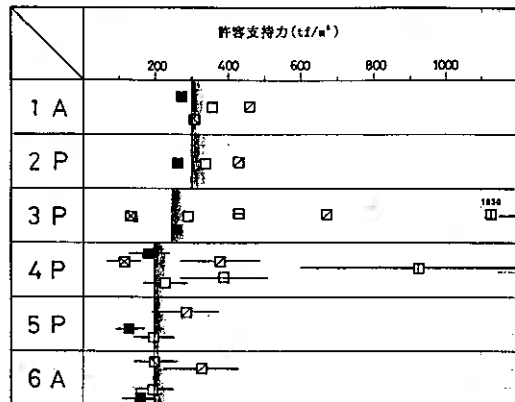
- | | |
|-------|-------------------------------------|
| 1A、2P | $q_a = 300 \text{ (tf/m}^2\text{)}$ |
| 3P | $q_a = 250 \text{ (tf/m}^2\text{)}$ |
| 4P~6A | $q_a = 200 \text{ (tf/m}^2\text{)}$ |

程度は期待できることとした。なお、4P~6Aの岩盤の分布はCM級が主体ではあるがCL級も無視できないので、中間的な値とした。(CM-Iで $q_a = 250 \text{ tf/m}^2$ 、CL-Iで $q_a = 150 \text{ tf/m}^2$)

表-4 支持力検討結果

地点 手法	1A	2P	3P	4P	5P	6A
星笠	386 ¹⁾ (359) ²⁾	337 (390)	291	167 ³⁾ 290 ⁴⁾	142-246 (160- 281)	150-272 (140- 252)
道路橋 示方書 (直接基礎)	312	-	-	-	-	137-261
道路橋 示方書 (ケーソン基礎)	500 (464)	434 (505)	675	274-490	191-372 (250- 437)	244-458 (228- 425)
" c, ϕ を低減	266 (275)	259 (300)	260	133-235	86-169 (118- 219)	114-215 (108- 200)
Ladanyi	-	-	133	67-157	-	-
Vesic $\textcircled{1}$	-	-	431	258-510	-	-
Vesic $\textcircled{2}$	-	-	1830	600 ~1250	-	-

- 1) 橋軸方向の許容支持力 (tf/m²)
- 2) 橋軸直角方向の許容支持力 (tf/m²)
- 3) CL-Iの一層地盤を仮定したときの許容支持力 (tf/m²)
- 4) CM-I " "



- 支持力公式
- 星笠
 - ▣ 道示(直接基礎)
 - ▤ 道示(ケーソン基礎)
 - 道示(ケーソン基礎) c, ϕ 低減
 - Ladanyi
 - ◻ Vesic $\textcircled{1}$
 - ◼ Vesic $\textcircled{2}$

図-8 計算値の比較

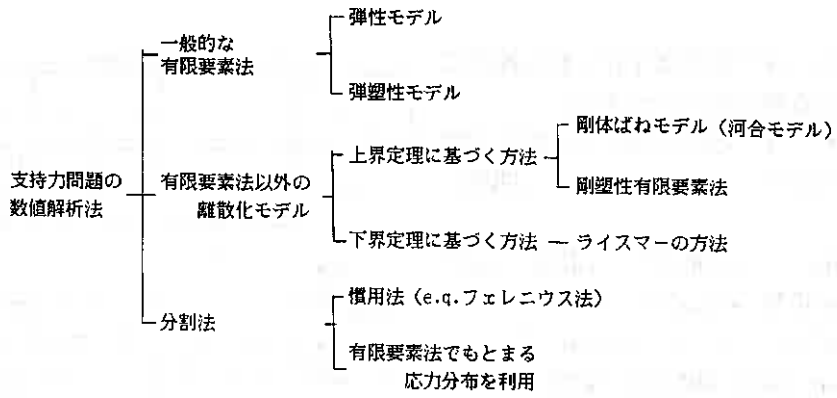


図-9 支持力を求める数値解析手法

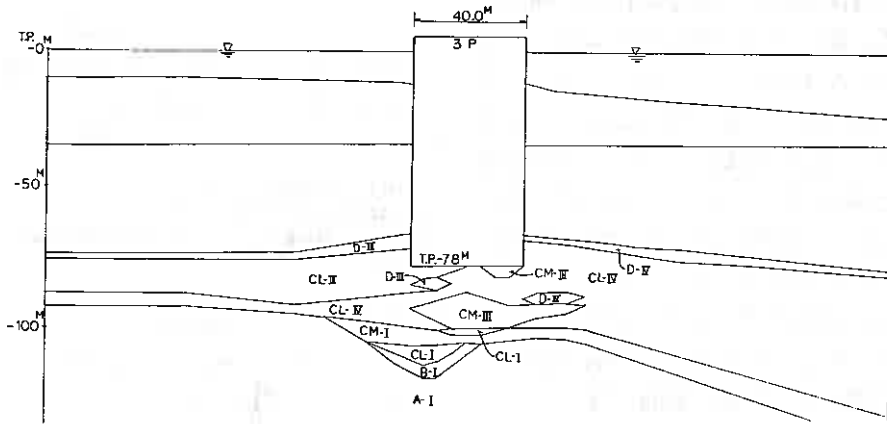


図-10 岩盤モデル (3P、FEM)

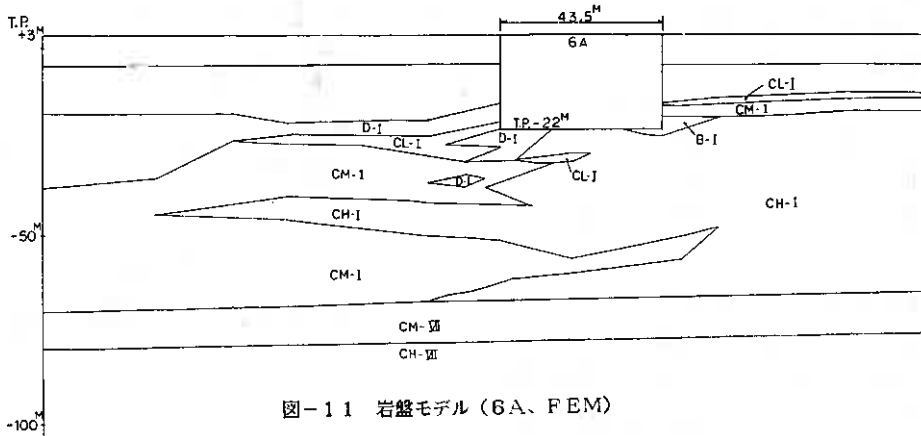


図-11 岩盤モデル (6A、FEM)

2.2 有限要素法による検討

数値解析手法には図-9に示すようなものが考えられる。本橋の場合、岩盤の不均一性が高いことや、破壊機構が不明確な点から有限要素法が最も適していると判断される。

解析は二次元有限要素法プログラム (SOIL2N) を使用した。岩盤の応力～歪関係は bi-linear で近似し、破壊後の要素の剛性は1/10に下げる扱いにした。

各要素はモール・クーロンの破壊規準に従うものとした。また物性値は昭和59年度に実施した深層載荷試験結果を軸対象三次元FEMでシミュレーションし、これも参考に定めた (表-5参照)。解析は3Pと6Aのそれぞれ最も危険と判断した断面について6ケース行なった。図-10,11に地盤モデルを、表-6に検討したケースを示す。

結果の荷重～沈下曲線を図-12～17に示す。また設定した最大荷重時の要素安全係数の分布を図-18～20に示す。

これらの結果のうち荷重～沈下曲線では荷重に対して沈下がほぼ直線的に増加し、破壊を示す急激な沈下の増大が見られなかった。また要素安全係数もケース1、2では破壊した要素がごくわずかであり、一番厳しい条件のケース3 (6Aの傾斜荷重) においては前面に破壊領域がひろがっているものの底面全体に破壊が及んではいない。このように十分な荷重強度を与えたにもかかわらず、設定した荷重範囲内では明確な破壊荷重は得られなかった。しかし平均沈下量および不等沈下量は非常に大きく、最終段階では上部構造から決る基準変位量 (表-7) を大きく上回っている。

表-5 地盤定数表

岩 級	岩 種	強 度 定 数		変形係数 (kgf/cm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量 (tf/m ³)
		σ_c (kgf/cm ²)	(%)			
A	I	22.0	25	25,000	0.35	1.9
	II	13.0	30			
	V	18.0	20			
B	I	16.0	25	16,400 (2E _{sp})	0.35	1.9
	II	7.5	30			
	V	18.0	20			
	VII	17.5	40			
CH	I	12.0	20	9,600 (2E _{sp})	0.40	1.9
	II	6.0	30			
	V	13.0	10			
	VI	4.5	30			
	VII	8.8	30			
CM	I	6.0	20	5,600 (2E _{sp})	0.40	1.9
	II	4.0	30			
	III	4.0	35			
	V	13.0	10			
	VII	8.0	30			
CL	I	3.0	18	1,800 (1.3E _{sp})	0.40	1.9
	III	2.0	30			
	IV	5.0	30			
D	I	1.2	18	600 (E _{sp})	0.40	1.8
	III	2.0	15			
	IV	2.0	30			
土砂	沖積砂 (埋土)	0.0	25	150 (130)	0.40	1.8
	洪積砂	1.0	35	450		
基礎く体	-	-	-	210,000	0.17	1.8

ただし、

- I..... 凝灰角礫岩 (Mutb)、安山岩 (Muau)、凝灰岩 (Mutf)、軽石凝灰岩 (Mutp)
 II..... 軽石質凝岩 (Mupg) III..... 凝灰質粗粒砂岩 (Muts-1)
 IV..... 軽石質凝灰岩 (Muts-2) V..... 凝灰質シルト岩 (Mus)、凝灰質砂岩 (Mus)
 VI..... 凝灰質砂岩 (Mus) VII..... 富層層 (M-tb, M-ts, M-tf, M-cp)

表-6 検討ケース一覧表

ケース	地点	要旨
1	3P	図-10のモデルによる鉛直荷重載荷
2	6A	図-11のモデルによる鉛直荷重載荷
3	6A	図-11のモデルによる傾斜荷重載荷 ($\theta = 15^\circ$)
4	3P	単純化モデル (A級岩盤以外を全てCL-IIIにする) E = 3E _{sp} (CL-III)、E = E _{sp} (A-I)
5	6A	単純化モデル (CM-VII、CH-VII以外を全てCL-Iにする) E = 2E _{sp} (全岩級)、傾斜荷重載荷 ($\theta = 15^\circ$)
6	6A	単純化モデル (CM-VII、CH-VII以外を全てCM-Iにする) E = 2E _{sp} (全岩級)、傾斜荷重載荷 ($\theta = 15^\circ$)

表-7 基準変位量一覧表

基礎全般	基準鉛直変位量	50.4cm
アンカレイジ (アンカーサドル点)	基準水平変位量 (不等沈下換算で12.5cm)	15.8cm
主塔基礎	基準回転角 (不等沈下換算で3.9cm)	9.82 × 10 ⁻⁴ rad.

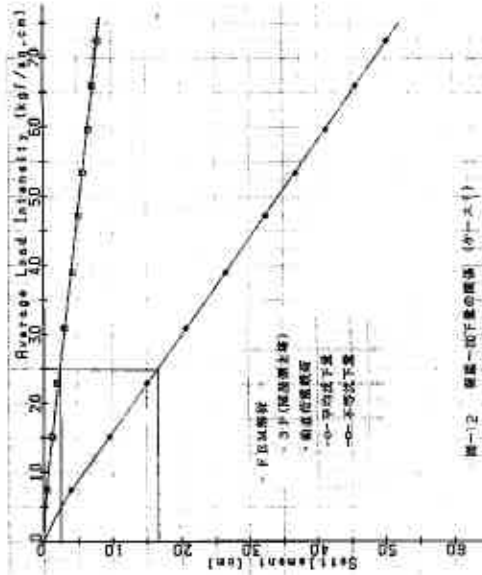


図-12 標準一低下量の関係 (ケース1)

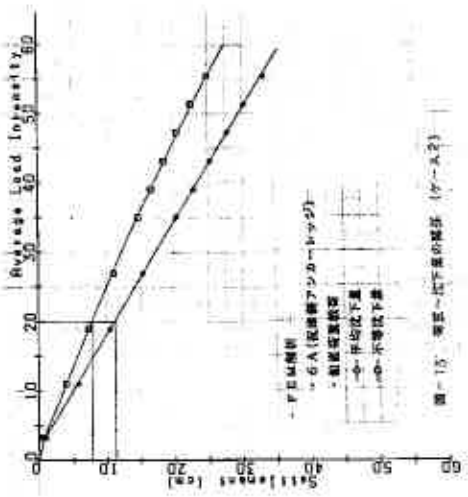


図-13 標準一低下量の関係 (ケース2)

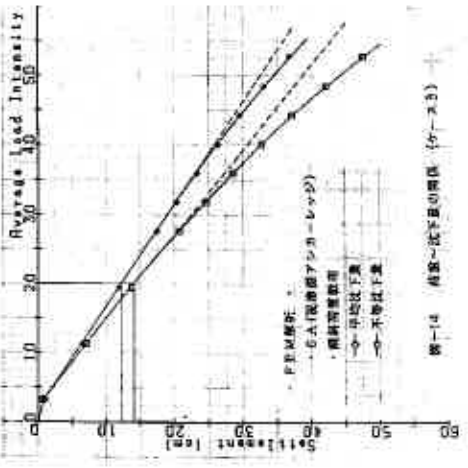


図-14 標準一低下量の関係 (ケース3)

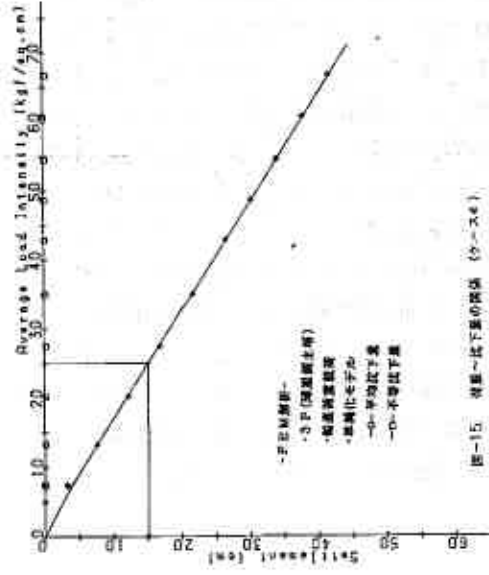


図-15 標準一低下量の関係 (ケース4)

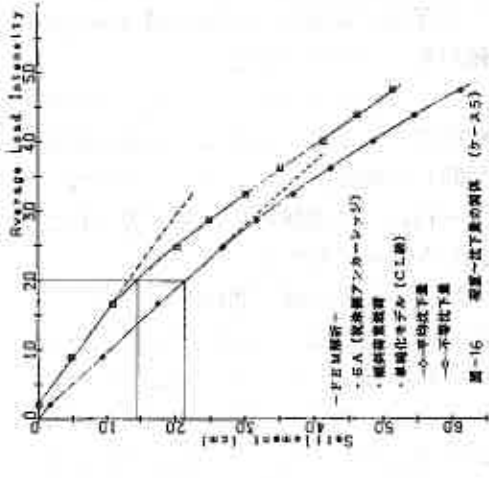


図-16 標準一低下量の関係 (ケース5)

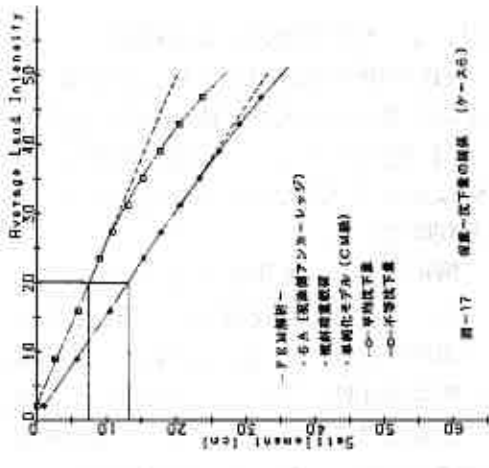


図-17 標準一低下量の関係 (ケース6)

表-8 許容支持力 (qa) 載荷時の変位一覧表

ケース (位置)	許容支持力 qa (tf/m ²)	平均沈下量 δ (cm) (δa/δ)	不等沈下量 δ' (cm) (δa'/δ')
1 (3P)	250	16.5 (3.1)	2.5 (1.6)
2 (6A)	200	11.5 (4.4)	7.5 (1.7)
3 (6A)	200	12.0 (4.2)	14.0 (0.9)
4 (3P)	250	15.0 (3.4)	0 (∞)
5 (6A)	200	22.0 (2.3)	14.5 (0.9)
6 (6A)	200	13.0 (3.9)	7.5 (1.7)

δa: 基準変位量 δa': 基準不等沈下量

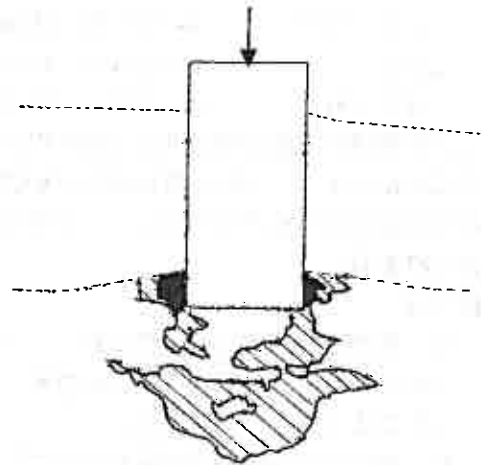


図-18 必要安全係数分布図 (ケース1, 3P)
q = 72.4 kgf/cm²

理論式から求めた許容支持力は、FEMではその数倍の荷重に対しても地盤が全体的な破壊に至らないことから、破壊に対する安全率は十分に確保されているといえる。また変位量では、許容支持力が、基準鉛直変位量に対して2.3~4.4倍、不等沈下量に対して0.9~1.7倍の余裕がある。0.9倍のケースは傾斜荷重で地盤モデルの最弱断面であることを考えれば実際には更に余裕があると判断できる。よって理論式から設定した許容支持力はFEMからも安全であるといえる。

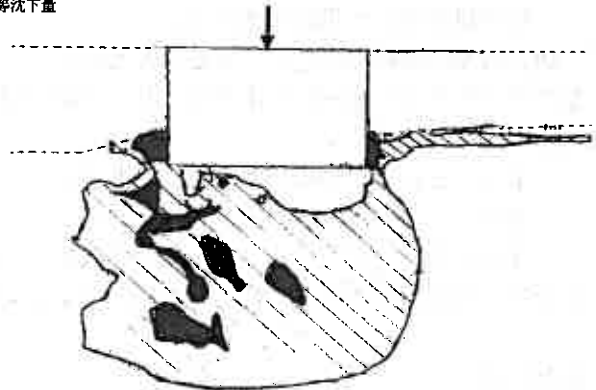


図-19 必要安全係数分布図 (ケース2, 6A)
q = 55.4 kgf/cm²

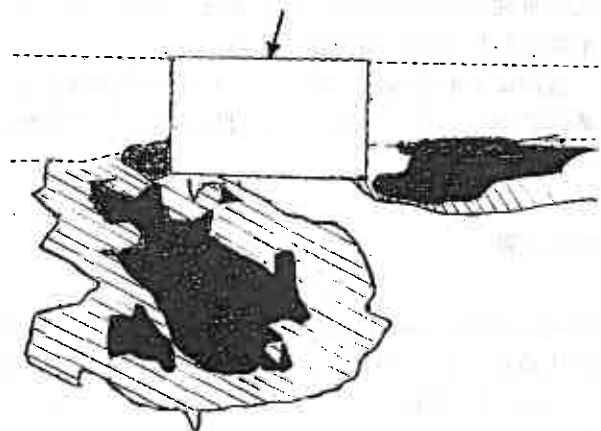


図-20 必要安全係数分布図 (ケース3, 6A)
q = 52.8 kgf/cm²

3. まとめ

白鳥大橋では、原位置での孔内水平載荷試験により岩盤モデルを作成し、室内岩石試験により物性値をさだめた。そしてここで述べたように支持力理論式を用いて算出した許容支持力に対してFEMで照査を行ない、以下の許容支持力を設定した。

凡例 ■ 0.5 ≤ fs ≤ 1.0
 ▨ 1.0 ≤ fs ≤ 1.5

1A、2P	qa= 300 (tf/m ²)
3P	qa= 250 (tf/m ²)
4P~6A	qa= 200 (tf/m ²)

ここで他橋の支持力検討例と比較すると、次のことがいえる。比較対象は軟岩を基礎地盤とする長大橋6橋と本四Dルートである。(図-21参照)

他橋では

- 1). 強度定数は原位置岩盤試験(ブロックせん断試験、平板載荷試験の逆算C、 ϕ)により定めた例が多い。
- 2). 支持力は平板載荷試験を参考に定めている例が多いが、理論式に対してはかなり割り引いた設定がめだつ。

調査対象の各橋の設定C、 ϕ と許容支持力をグラフ化すると図-21のようになり、一定の傾向がみられた。これに白鳥大橋の地盤物性値を入れると、

1A、2P (CM級の凝灰質シルト岩)	qa = 300 (tf/m ²)以上
3P (CL級の凝灰質粗粒砂岩)	qa = 250 (tf/m ²)程度
4P~6A (CL~CM級の凝灰角礫岩)	qa = 150~300 (tf/m ²)程度

となり、白鳥大橋の許容支持力は他橋の例からもほぼ妥当な範囲にあることがわかる。

あとがき

本研究結果は白鳥大橋下部構造に関する技術検討委員会(委員長:多田浩彦 建設省土木研究所構造橋梁部長)で審議して頂いたうえで、現在実施中の概略設計のための基本条件として用いる予定である。

最後に下部工設計にあたり、日頃から御教授を頂いている土木研究所の大志万 和也基礎研究室長と、いろいろと御協力を頂いた基礎地盤コンサルタンツの稲直美氏に心から感謝致します。

参考文献

- 1). 浅沼秀弥: <有限要素法の杭・ケーソン基礎解析への適用例> 基礎工、Vol.11, No.5
- 2). Ladanyi, B: <Failure Mechanism of Rock under a Plate Load> Proc. Cong. of I.S.R.M., 1966
- 3). 塩井幸武・神弘夫・栗野純孝: <直接基礎の支持力解析と有限要素法> 土と基礎、Vol.11, No.5, 1983
- 4). 総合土木研究所編: <(特集)本州四国連絡橋の基礎工> 基礎工、Vol.7, 1979
- 5). Vesic, A.S: <Expansion of Cavities in infinite soil Mass> A.S.C.E., Vol.98, SM3, 1972

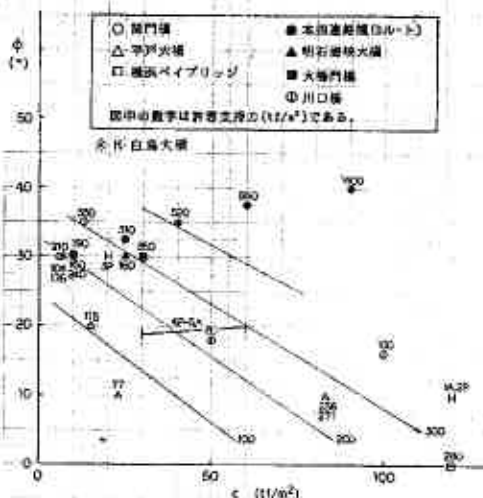


図-21 強度定数c、 ϕ と許容支持力の関係(系列)

伏古川雨水ポンプ場における場所打ち杭（リバース杭） の載荷試験について

札幌市下水道局

藤 田 幸 宏

○出木岡 利 幸

坂 田 和 則

1. まえがき

札幌市の下水道整備状況は、昭和45年度末迄で総人口に対する下水道普及率は、19.2%に過ぎなかったが、過密化する都市の生活環境と、膨張著しい周辺市街地の整備を目標とした昭和46年度を初年度とする第1次下水道整備計画によって下水道普及率は飛躍的に伸び、その後第2次、第3次下水道整備計画をふまえ拡張整備を進めてきた結果、昭和55年度末の下水道普及率は85.9%となり、さらに昭和59年度末には91.0%に達した。また効率的な下水道整備を推進するため、昭和59年度から第4次下水道整備5カ年計画をスタートさせ、中でも雨に強い下水道の実現が今後の大きな課題であり、また強く望まれていることからこの浸水対策事業を「アクアレインボー計画」と称し、雨に強い21世紀の下水道づくりを目指している。この「アクアレインボー計画」の一環として、昭和59年度より3ヶ年計画で札幌市東区丘珠町に「伏古川雨水ポンプ場」を建設中である。当ポンプ場建設計画において、敷地が狭いこと、掘削深が深く側圧が大きいことより、連続地中壁、切梁工法を採用して開削を計画した。また基礎は空打ちが長くなること及び異種基礎を考慮して施工性、安全性、経済性より場所打ち杭（リバース工法）を採用した。ポンプ場で採用した場所打ち杭は口径800～3,000、支持力100～1,000であるが、杭長が短かくかつ大口径（Max 3,000）であるので、静力学的公式によって求められる支持力との整合性を検討するため、また杭頭に作用する荷重と各部の応力の伝達を調べ支持力機構を把握するためにも鉛直載荷試験を実施したものである。

なお載荷試験杭径は加重平均によって決めた。下記にその実施結果を述べる。

2. 試験概要

- 場 所 : 札幌市東区丘珠町485番地
- 試験年月日 : 昭和60年5月28日～昭和60年5月30日
- 試験方法 : 載荷方法B－多サイクル式
- 最大荷重 : $P_{max} = 1,000 \text{ ton}$
- 試験杭 : 場所打ち鉄筋コンクリート杭（リバース杭）
 $\phi 1.5 \text{ m}$ $L = 10 \text{ m}$ （≡根入長）

3. 地盤概要

3-1 地質概要

当ポンプ場建設場所は、札幌市の北部低地と呼称される地域にあって、氾濫原堆積物である粘土、シルト及び泥炭など、一般に軟弱地盤と呼ばれる沖積層が分布し、層厚は約20mにも及んでいる。以深には砂、礫が分布するが、この砂礫層は、札幌の市街地を載せる豊平川扇状地堆積物に相当するものである。

3-2 土層構成と試験杭の関係

土層の構成及び土質の概要を図-3.1に示す通りであるが、杭はD6-1層を支持層として設計した。

4. 試験杭の内容

4-1 杭の配置

当ポンプ場の基礎杭は口径 $\phi 800, 1500, 2200, 2400, 2600, 3000$ の6種類、全体で48本である。試験杭、反力杭の配置は図-4.1に示すが、反力杭は $\phi 2,200$ の4本の本設の実杭を使用した。

4-2 試験杭の諸元

試験杭の諸元を表-4.1に示す。

図-3.1 土層構成と試験杭の関係

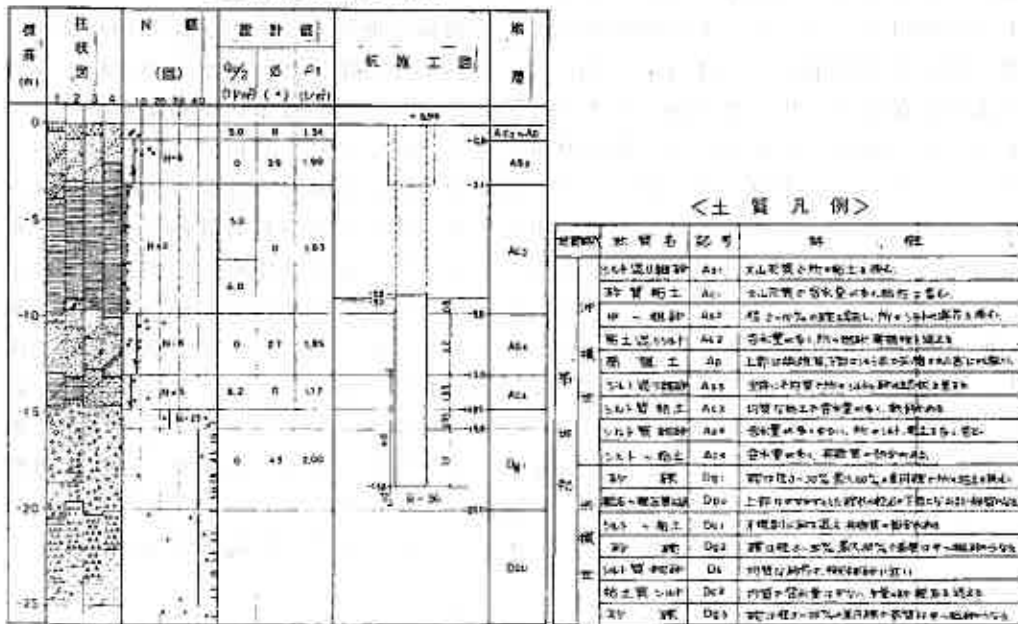


図-4.1 配置詳細図

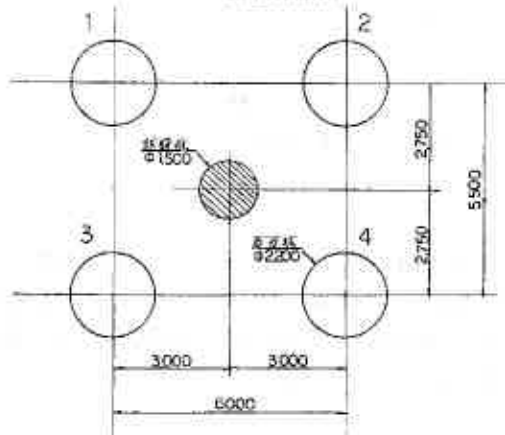


表-4.1 試験杭の諸元

試験杭		
口径	φ1500 ^{mm}	
杭長	10.0 ^m	
鉄筋	種別	SD30
	径寸	φ25-14 (1本筋)
生断面積	225 ^{cm} 2	
	配筋率	50%
打設日	昭和59年10月3日	
料金	237 ^円	

5. 載荷装置、計測装置および試験方法

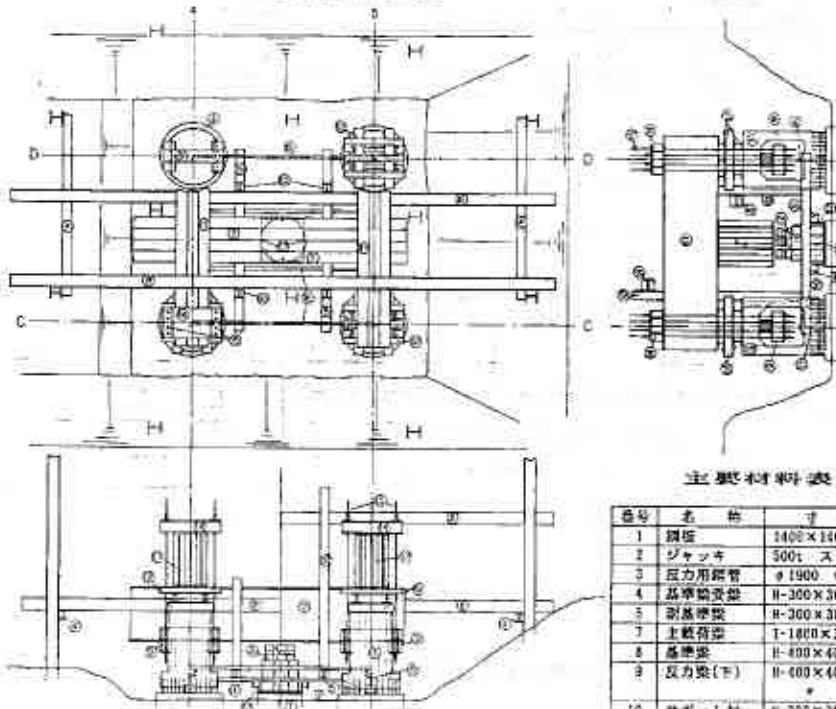
5-1 載荷装置

載荷装置の概略は図-5.1に示した。これに示すように載荷装置は、加圧装置（ジャッキ）、載荷梁、反力杭によって構成され、最大荷重1,000tに対して、500tonジャッキ3台を使用した。

5-2 鉄筋計、ひずみ計等の配置

鉄筋計、ひずみ計は、杭に配された主鉄筋に取り付けたもので、その取付け位置は図-5.2に示した。

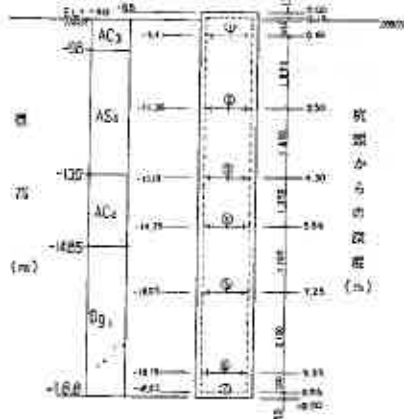
図-5.1 鉛直載荷試験装置図



主要材料表

番号	名称	寸法	数量
1	鋼板	1400×1400 t=25	3枚
2	ジャッキ	500t ストローク300mm	3台
3	応力用鋼管	φ1900 t=12 L=2500	4本
4	基準筋変位	H-300×300 L=6000	2本
5	副基準筋	H-300×300 L=6000	2本
7	主鉄筋	T-1800×370 L=9050	4本
8	基準筋	H-400×400 L=18000	2本
9	反力梁(下)	H-400×400 L=2000	4本
10	サポート材	H-300×300 L=2000 * L=6000	2本 2本
11	副基準筋	T-1800×370 L=7048	6本
12	サポート材	H-200×200 L=2000 H-300×300 L=2000 * L=1500	12本 8本 8本
14	反力梁(上)	H-400×500×2 L=2000	1根
15	D.C.鋼棒	φ32 L=5360	22本
16	副基準筋	コ-100×100 L=6000	1本
17	ダイヤルゲージ	ストローク 100mm, 50cm	5ヶ
18	マグネットスタンド		6ヶ

図-5.2 計器配置図



- ①～⑥に鉄筋計を各4ヶ対象に設置
- ひずみ計は①に4ヶ、②に2ヶ設置
- 応力計は⑦に3ヶ設置

5-3 試験方式、載荷方法

(1) 試験方式

試験方式は、土質工学会「クイの鉛直載荷試験基準・同解説」の載荷方法B—多サイクルとした。

(2) 載荷方法

載荷サイクル数および載荷荷重段階数は表—5.1に示すとおり5サイクル10段階とした。

表—5.1 載荷サイクルおよび荷重段階

サイ クル	最大荷重 (ton)	荷 重 段 階 (ton) ※ 1は処女荷重
1	200	0-100-200-100-0
2	400	0-100-200-300-400-300-200-100-0
3	600	0-200-400-500-600-500-400-200-0
4	800	0-200-400-600-700-800-700-600-400-200-0
5	1000	0-200-400-600-800-900-1000-900-800-600-400-200-0

各荷重段階における荷重保持時間は表—5.2に示すように定めた。

処女荷重	杭頭沈下が0.03mm/15分間以下の値を2回確認するまで。但し最長2時間とする。
履歴内荷重	15分間の一定時間とする。
サイクル内の0荷重	60分間の一定時間

また載荷重の速度は増加時20 t/min、減荷時40 t/minとした。

(3) 測定時間

各荷重段階における変位量等の測定時間間隔は表—5.3のとおりである。

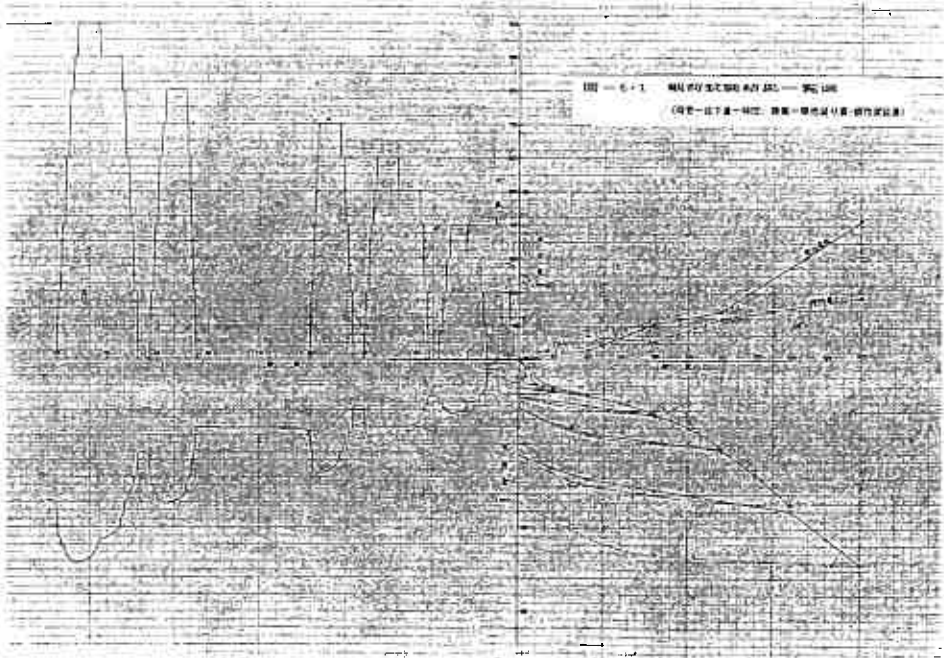
表—5.3 変位量等の測定時間

処女荷重	0 1 2 5 10 15 以下15分毎
履歴内荷重	0 1 2 5 10 15 までの一定時間
サイクル内の0荷重	0 1 2 5 10 15 以後15分間隔で60分まで

6. 試験結果

6-1 沈下量測定結果

図-6.1に「荷重～沈下量～時間、荷重～弾性戻り量・残留沈下量」の一覧図を示す。



各荷重段階における15分間ごとの沈下速度についてみると、500t以下の荷重では2時間以内に15分間当たりの沈下量が $3/100\text{ mm}$ 以下になったが、最大荷重1,000tの最終時における15分間の沈下量は $15/100\text{ mm}$ であった。

6-2 降伏荷重の判定

現在わが国で一般的に行われている以下のような3つの方法を採用し、これらの結果を比較検討して総合的に降伏荷重を判定した。但し、以下では荷重をP、沈下量をS、各荷重階の始めから計った経過時間をtで表わす。

1) $\log P \sim \log S$ 法 (図-6.2 参照)

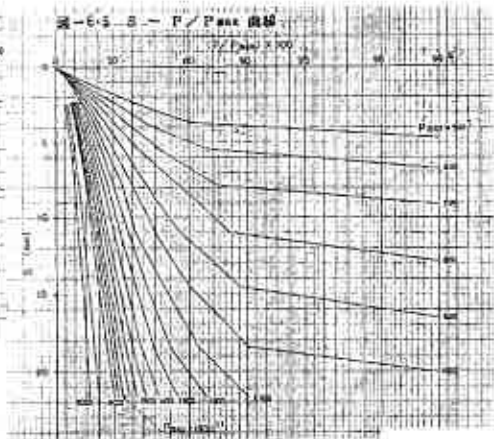
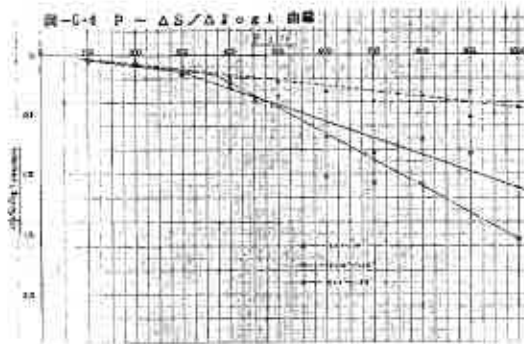
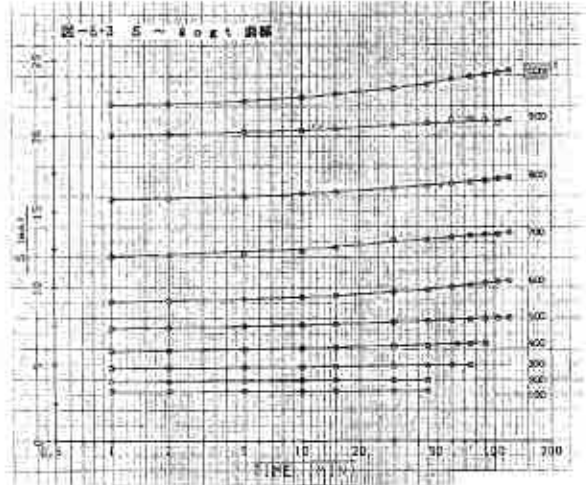
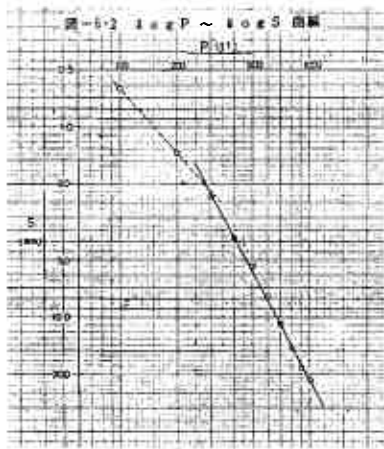
図より $P = 275\text{ t}$ に折点が認められ、この時の沈下量が 2.1 mm である。以後、荷重に対して沈下は直線的に比例し折点は表われない。従って同図を見る限りにおいて、降伏荷重は $P = 275\text{ t}$ となるが絶対沈下量が 2.1 mm と小さいことなどから、この点は降伏荷重とは考えられず、降伏荷重は $P = 1,000\text{ t}$ 以上と判断するのが妥当と思われる。なお同図に表われている折点は中間各層の摩擦応力-沈下曲線の形状による擬似的な折点と判断される。

2) $S - \log t$ 法 (図-6.3 参照) 3) $\Delta s / \Delta \log t \sim P$ 法 (図-6.4 参照)

②、③法は杭頭部沈下量のクリープ性状に注目したものであるが、②法の図より600~800t付近の曲線がやや凹状を呈し、900tではほぼ直線状態となっている。ま

た、1,000tの10分以降の沈下速度が増大しているが、明確な凹状を示す荷重段階はない。③法の図よりでは、 Δt 時間1~10分の関係において沈下速度は荷重に対してある一定の値で比例し、特に沈下速度が増大する点は認められない。また、10~120分及び1~120分の関係では、300~400tにおいて折点が認められるものの600~700tでは沈下速度が大きくなっている。ただ800t以降は相対的に沈下速度は小さくなっており、300t以降の荷重に対してほぼ直線的な変化であり測定上のバラツキと見なせる。従って同図から降伏荷重は認められない。

以上のことから、降伏荷重は1,000t以上と判断される。



6-3 極限荷重の判定 (図-6.5 参照)

極限荷重推定方法としてP-S曲線の形状が進行性破壊の場合では、70~90%の確率で推定できるとの報告がある、「Van Der Veen Method」により極限荷重を推定した結果1,800tとなる。

6-4 応力度、ひずみ測定結果の解析

先端支持力と周面摩擦力との関係を調べるため、杭体に計測計器 (図-5.2 参照

)を取付けて、各載荷重ごとの下部への荷重の伝達状況を調べた。

1) 弾性係数 (図-6.6 参照)

図より、 $\delta = 50 \sim 100 \times 10^{-6}$ 付近にややばらつきがあるが、図に示す実線の $\epsilon \sim E_c$ の関係を採用して今後の検討を進める。

2) 応力度・軸力と周面摩擦 (図-6.7 ~ 6.8 参照)

図より、上部の砂層 (AS₄) は周面摩擦力が比較的小さく EL-13.0 以深の土層、特に砂レキ層 (DG₁) の周面摩擦力が極めて大きくなっており、杭先端にはほとんど応力が伝播していない。

図-6.6 鉄筋計による E_c と ϵ の関係

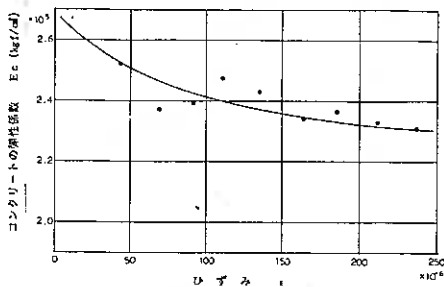


図-6.7 杭軸力・杭周面摩擦応力度 分布図

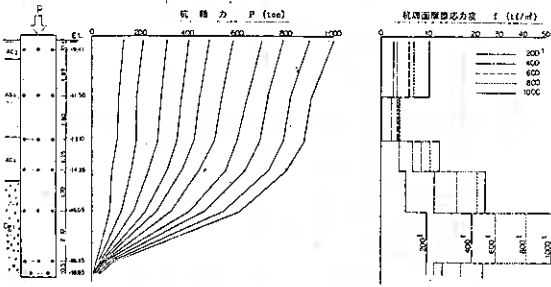


図-6.7 杭頭荷重と先端支持力・周面摩擦力の関係

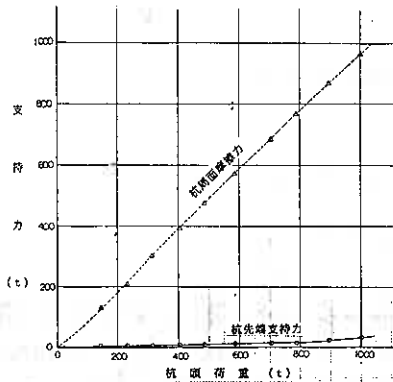
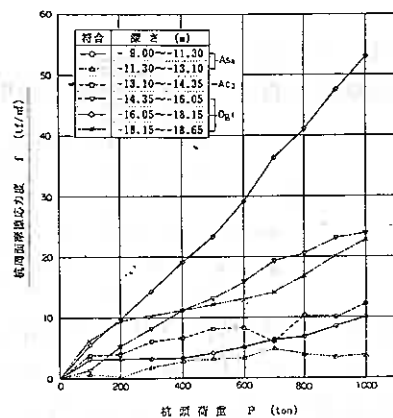


図-6.8 杭頭荷重と杭周面摩擦応力度の関係



3) 杭周面摩擦応力度と変位量の関係 (図-6.9 参照)

図より、周面摩擦力は変位量に比例して漸増するが、上部の砂層 (AS₄) 及び粘性土層 (AC₄) に対応する周面摩擦力は $\delta = 10 \sim 15 \text{ mm}$ で Max. となって、以後この値を保っている。また砂レキ層 (DG₁) は $\delta = 20 \text{ mm}$ を超えても周面摩擦力は増大する傾向にあって、特に EL-16.05 以深ではかなり大きな周面摩擦力を発揮している。

4) 杭先端荷重と沈下量 (図-6.10 参照)

図より、 $P = 18 \text{ t}$ (800t) で沈下量が普通とは逆方向に向っているが、これは測定値のパラツキも含まれるが杭先端のゆるみに起因するものと考えられる。ここで杭頭載荷重の杭先端への到達率 $\alpha \div 2.0 \sim 3.3 \%$ で一部のバラツキを除くと載荷重の増加に比例して到達率も増加する傾向にあるが、絶対値としては極めて小さい。この事は未だ地盤が降伏しておらず、杭周辺地盤の周面摩擦力が極めて大きいことに

よるものとして捉えることができる。また同図から判断すると、これ以後に杭先端抵抗が発揮されてくると判断される。

図-6.9 変位量と杭周面摩擦応力度の関係

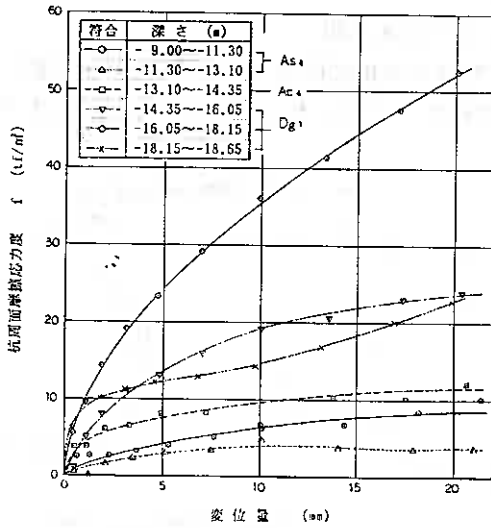
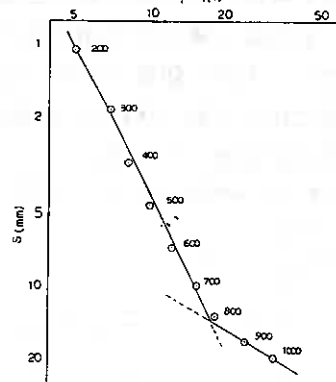


図-6.10 杭先端 $\log P \sim \log S$



5) まとめ

当該試験から推定される降伏及び極限荷重は次のようになる。

表-6.1 降伏・極限荷重と許容支持力

		安全率	許容支持力 R_a (tf)
降伏荷重	1000 tf	1/2	500
極限荷重	1800 tf	1/3	600

以上より、当該試験杭1本当りの許容支持力 R_a は安全側に考え、最大荷重=降伏荷重とし、これの1/2を採用するのが妥当と思われる。いずれにしても $\phi 1500$ の設計許容支持力を満足している。なお、上記の支持力における杭頭沈下量は約 5 mm であり、またこの時の杭先端への荷重到達率 $\alpha = 1.7\%$ とそのほとんどが周面摩擦力によって支持されていることになる。

7. 考察

試験結果ならびに、これによって求まる許容支持力については前記したとおりである。以下では試験結果と土質調査結果等を対比して、当該地盤における杭の支持力について考察する。

7-1 静力学公式による支持力

各基準における支持力推定式で一般的に採用されている「建設省告示」と「日本道路協会」基準の2方法で検討する。

◎ 建設省告示第111号による場合

$$R_u = 15 \cdot \bar{N} \cdot A_p + \left(\frac{N_s \cdot L_s}{5} + \frac{q_u \cdot L_c}{2} \right) \phi \quad \text{..... (1) 式}$$

◎ 道路橋示方書による場合

$$R_u = q_d \cdot A + U \sum l_i \cdot f_i \quad \text{..... (2) 式}$$

各々の R_u を算出すると次のようになる。

表-7.1 静力学公式による極限支持力 (R_u)

		(1)式 A法 Frictionの上限値を考慮	(1)式 B法 Frictionの上限値を考慮しない	(3)式 C法 Frictionの上限値を考慮しない	当試験結果 より
くい先端		$15 \cdot \bar{N} \cdot A_p$ = $15 \times 36 \times 1.766 = 953.6 \text{ t}$	953.6 t	$300 \times 1.766 = 529.8 \text{ t}$	33t
摩 擦 力	AC ₃	$\frac{10}{2} \times 0.8 = 4.0$ (5.0)	$\frac{10}{2} \times 0.8 = 4.8$ (6.0)	$6.0 \times 0.8 = 4.8$ (6.0)	
	AS ₄	$\frac{8}{5} \times 3.2 = 5.12$ (1.6)	$\frac{8}{5} \times 3.2 = 5.12$ (1.6)	$0.5 \times 8 \times 3.2 = 12.8$ (4.0)	(4~8)
	AC ₄	$\frac{10}{5} \times 1.85 = 9.25$ (5.0)	$\frac{16.4}{2} \times 1.85 = 15.17$ (8.2)	$8.2 \times 1.85 = 15.17$ (8.2)	(11)
	DG ₁	$\frac{25}{5} \times 0.95 = 4.75$ (5.0)	$\frac{25}{5} \times 0.95 = 4.75$ (5.0)	$0.5 \times 25 \times 0.95 = 11.87$ (12.5)	(23)
	DG ₁	$\frac{25}{5} \times 3.0 = 15.0$ (5.0)	$\frac{56}{5} \times 3.0 = 33.6$ (11.2)	$0.5 \times 56 \times 3.0 = 84.0$	(23~52)
	合計	$\Sigma 38.12$	$\Sigma 63.44$	$\Sigma 128.64$	
Friction		179.6t	298.9t	606.1t	967t
Ru		1,133t	1,252t	1,135t	1,000t

- ・土質定数は図-3.1参照
- ・ $\phi 1500$ 、 $A_p = 1.766 \text{ m}^2$ 、 U or $\phi = 4.712 \text{ m}$ 、 $\bar{N} = 36$
- ・()内は周面摩擦応力度
- ・当試験結果は、降伏点を1,000tと見なした場合である。

表-7.1より杭先端と周面の比をみると、(1)式Aで1:0.19、(B)で1:0.32、(2)式で1:1.13となり、(1)式と(2)では荷重分担は全く異なる。(1)式では杭先端抵抗の依存率が高く、一方(2)式では杭先端と周面摩擦は同程度の分担率である。

7-2 試験結果と支持力式の対比

図-7.1は(1)式による極限支持力と載荷試験による実測値を比較したものであり、ほぼ1:1の範囲にある。今回の試験結果と対比してもあるバラツキの範囲にあるものと見なせる。ただ前項に示したようにこの支持力機構は、杭先端の地盤反力と杭周面摩擦の和で与えられているが、各々の分担が慣用式に示されるような応力分担となっているかについては、かならずし

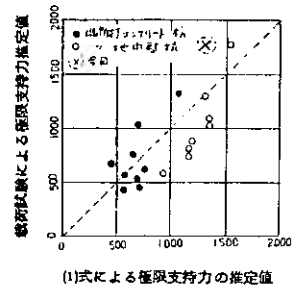


図-7.1 建築学会の算定値と実測値との関係 (前出、基礎の設計・施工◎より)

も明確とはなっていない。すなわち、今回の試験結果をみると最大荷重1,000tにおける杭先端での荷重分担率（荷重到達率）は約3%で、大半が杭の周面摩擦によって支持されており、前項で示したような支持機構と大きく相違する。但し、今回の試験では載荷装置等との関係から降伏荷重も得られていないため、これを単純に比較することはできないが、総合的にみると、周面摩擦力については、載荷試験で得られた値の方が慣用式に比べ大きな値を示した。

図-7.2は今回の試験結果による周面摩擦力と慣用式(1)、(2)で推定した周面摩擦力を対比したものであるが、いずれも実測値が上廻っている。なお、実測値で周面摩擦力 50 t/m^2 となる点があるが、一般の見地から考えると若干過大に測定されているように思われる。

7-3 ま と め

以上、試験結果と一般に採用されている支持力式との対比を行ってみた。本試験をみる限りにおいては実測から推定される支持力が、慣用式によって推定される支持力を上廻っていることが確認された。特に、杭周面摩擦力については支持力式と載荷試験とで相違しているので、今後杭の設計にあたって留意すべき点の一つであると云える。

一方、杭先端の支持力については今回の試験において杭先端に十分な沈下を生じさせることができなかつたことに起因して、今後の設計に反映できるような内容に至っていないが、ただ今回のような場所打ち杭では、施工に伴う掘削によって杭先端地盤が乱されるため、杭先端の支持力は相対的に小さなものになっているものと云える。なお、本試験は当ポンプ場に使用した基礎杭の支持力を確認することに主眼を置いて実施したものであるが、杭の支持力機構上から判断すると、設計値と実測値とは相違しているが、先端支持力と周面摩擦力の加算後の支持力よりでは実測から推定される支持力が、設計支持力を上廻っており、基礎杭として妥当と結論される。

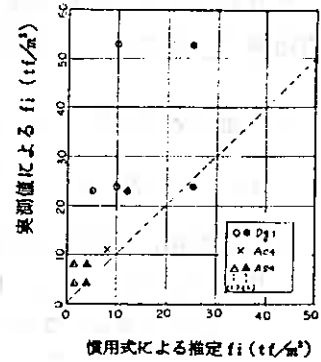


図-7.2 周面摩擦力度の比較

北見工業大学 正員 鈴木輝之
 北見工業大学大学院 ○鈴木利文

1. まえがき

飽和砂の液状化強さを支配する重要な因子の1つとして、事前に受けた応力履歴の影響を挙げる事が出来る。著者の研究室では、これまでに種々のせん断応力を履歴として加えたときの飽和砂の液状化強度の変化についていくつかの実験を行なってきた。¹⁾²⁾³⁾これらの実験では供試体の作製方法を多重フルイ落下法(以後MSP法と呼ぶ)に統一してきた。一方、供試体の作製方法によって液状化強度の異なることが認められているが、⁴⁾この効果は本質的には広い意味での履歴効果と見なす事が出来よう。そこで今回の実験では作製方法の異なる2種の三軸供試体を準備しその作製法の違いによるせん断履歴効果の現れ方の違い、さらに供試体作製法の影響とせん断履歴の影響の相対的關係などについて実験的に調べた。

本実験の結果、供試体作製法によってせん断履歴の効果の現れ方が大きく異なってくる事、また液状化強度($\sigma_d/2 \cdot \sigma_o - N_R$ 曲線の形状)に及ぼす供試体作製法の影響とせん断履歴の影響は類似しており、ともに液状化強さを支配する重要な因子となっていることが示された。

2. 実験内容

用いた試料は一度水洗いした後60℃の温度で炉乾燥した豊浦砂($G_s = 2.65$, $e_{min} = 0.612$, $e_{max} = 0.992$)であり、実験装置は空気圧切弁え方式の繰り返し三軸試験機である。

供試体作製はMSP法⁵⁾と不飽和法によって作製した。このうち不飽和法とは、含水比5%の湿潤状態の砂をモールド中で締め固める方法で、その作製法と供試体の変形特性についての詳細は後述する。供試体の形状は直径50mm、高さ114mmの円柱形とし、初期相対密度は全実験を通して50%に統一した。供試体の飽和は炭酸ガスと脱気水を順次通す方法で行ない、さらに飽和度を高める為に198kN/m²のバックプレッシャーを加えた。これらの操作を行なうことによって、供試体のB係数は0.96以上が得られた。

図-1は本実験の载荷過程を45°面上の応力経路として示したものである。この図から分かるように、载荷は履歴を加える前载荷と、規則的繰り返し応力の下で液状化破壊にまでいたらせる再载荷とからなる。そのうち前载荷では等方応力状態から出発し、排水条件下で圧縮あるいは伸張方向に種々の

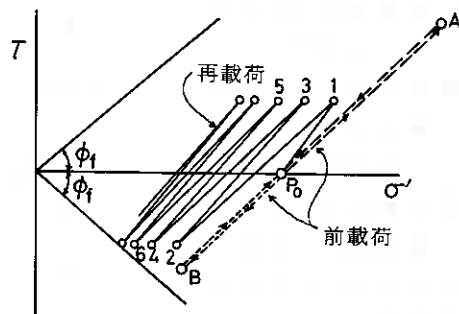


図-1 45°面上の有効応力経路模式図

大きさの静的軸差応力を加えた。(図-1中で $P_0 \rightarrow A \rightarrow P_0$ あるいは $P_0 \rightarrow B \rightarrow P_0$ の経路)一方再載荷では、1サイクル4秒の周期の動的両振り繰り返し応力を非排水条件で加えた。以上の載荷過程を通して再載荷における液状化強さがせん断履歴として加えられた前載荷での軸差応力の大きさあるいは方向によってどのように変化するかを検討した。

3. 供試体の作製とその変形特性

本実験では供試体の作製法としてMSP法と不飽和法の2種を用いた。このうち前者のMSP法については既に詳細な報告がされているので、⁵⁾ここでは後者の不飽和法による供試体作製法とその力学的特性について調べた実験の結果を述べる。ここでの不飽和法とは、不飽和の湿潤砂をモールド中で何層かに分けタンピングによって締め固めて供試体を作る方法を指している。⁶⁾この方法は供試体が不均一になることを免れないという欠点を持つが、一方ではタンピングの方法を工夫することで出来上る供試体の構造異方性の程度の調整が期待出来る。⁷⁾いま、ある含水比の不飽和砂を円柱形の棒でタンピングして供試体を作る場合、突き棒の直径すなわち断面が大きい程粒子の長軸が水平方向に配列される傾向が強くなると考えられる。そこで本実験では構造を変える目的で直径10, 20, 30mmの突き棒を用いた。またタンピングは全体を10層に分けて、各層25回あるいは10回の回数で行なった。この場合の供試体密度は突き棒の先端で加わる面圧に左右されることになるが、本実験では突き棒の重量を重りによって調整した。

図-2は同図中に示す条件で締め固めるときの含水比と作製された供試体の密度の関係を示している。この曲線は、一定の締め固めエネルギーを加えるときの含水比と密度を示していることになるが、一般の締め固め曲線とはまったく逆の変化を示しており、不飽和法における水分が粒子間のまさつを無くし密度を高める役目ではなくメニスカスの作用で粒子の接近を妨げる役目を果していることが分かる。またそのメニスカスの影響はある含水比の範囲(図-2の場合は3~20%)でほぼ一定になると見ても良さそうである。

図-3は突き棒先端での単位面積あたりに加わる面圧と密度の関係を示している。この図から、供試体の密度は面圧によって一義的に決まるものでなく、突き棒の直径、一層当たりのタンピング回数、締め固め時の含水比などによっても変化することが分かる。

図-4は不飽和法で作

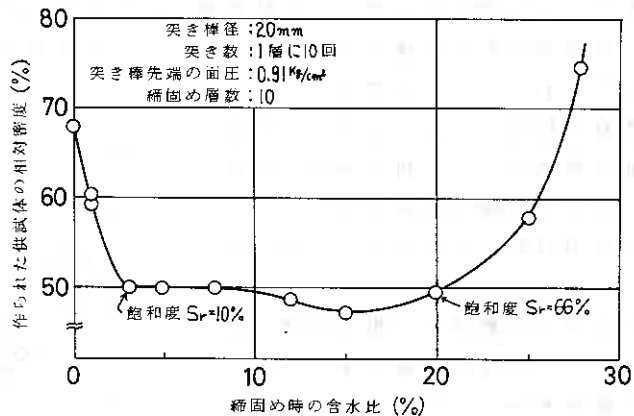


図-2 締め固め時の含水比と密度の関係

製した供試体において平均主応力 (P) 一定の三軸圧縮及び伸張試験を行なったときの、体積収縮の最大値 $\epsilon_v \cdot \max$ と突き棒直径の関係を示している。三軸圧縮試験と伸張試験の変形特性が異なる最大の原因は供試体の構造異方性にあることが知られている。⁸⁾ 図-4から、突き棒の直径すなわち断面積が大きくなる程、伸張側に弱く圧縮側に強い変形抵抗を示すようになること、さらに $P = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ の場

合、突き棒の直径を 12 mm 程度とすることで圧縮試験と伸張試験での $\epsilon_v \cdot \max$ が同じになることが分かる。ここで変形量として $\epsilon_v \cdot \max$ を取り上げたのは、この値が液状化強度に強く関係すると考えられるからであるが、⁹⁾ ちなみに相対密度 50% の MSP 法供試体では平均主応力 ($P = 1.0 \text{ kg/cm}^2$) 一定の三軸圧縮試験における $\epsilon_v \cdot \max = 0.28\%$ 、伸張試験における $\epsilon_v \cdot \max = 1.10\%$ であった。このように MSP 法供試体では構造異方性が強いいため三軸圧縮試験と伸張試験

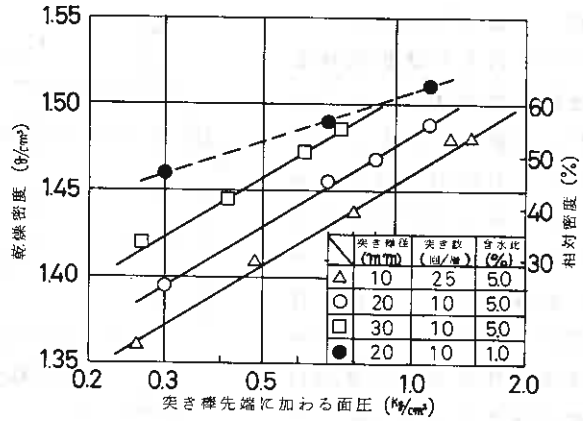
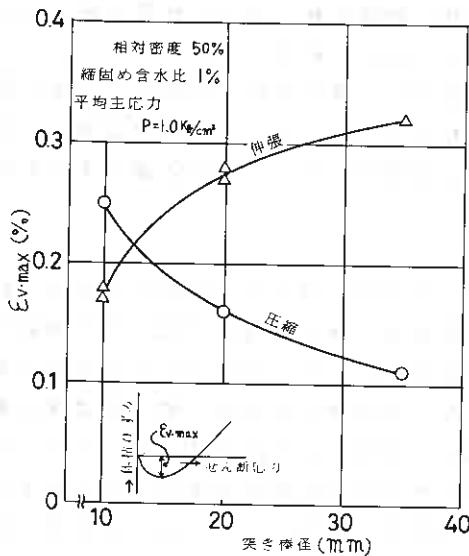
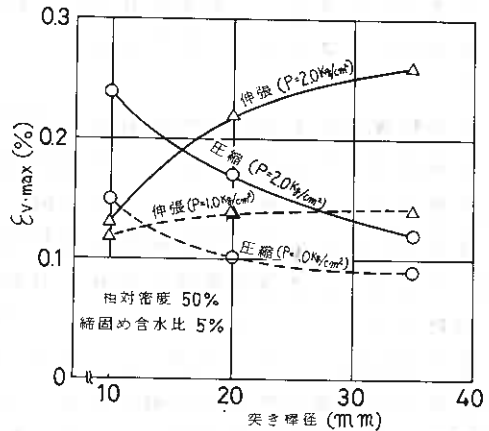


図-3 突き棒先端の面圧と密度の関係

での $\epsilon_v \cdot \max$ の値が大きく異なるとともに、 $\epsilon_v \cdot \max$ の値そのものも不飽和法供試体より大きく液状化抵抗が小さくなることが示唆されている。



(a) 締めめ時含水比 1% の場合



(b) 締めめ時含水比 5% の場合

図-4 突き棒径と $\epsilon_{v,\max}$ の関係

4. 供試体作製法と液状化強さ

図-5は相対密度 $D_r = 50\%$ のMSP法供試体と不飽和法供試体の $\sigma_d / 2 \cdot \sigma_o - N_R$ 曲線を示したものである。また同図中に $D_r = 60, 70, 80\%$ のMSP法供試体の $\sigma_d / 2 \cdot \sigma_o - N_R$ 曲線も点線で併記した当然のことながら同じMSP法供試体においては相対密度が高まるにしたがって液状化強さは大きくなっている。次に図-5中で $D_r = 50\%$ のときのMSP法

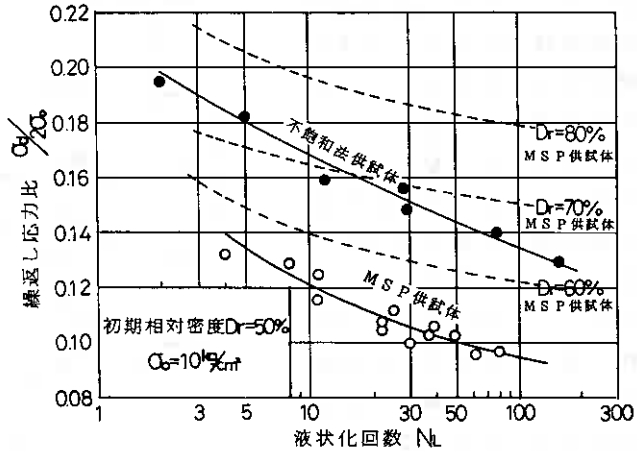


図-5 処女供試体の液状化曲線

供試体と不飽和法供試体の液状化強さを比較してみる。液状化強さを表すときに一般的に用いられている液状化回数 N_R は10~30回あたりであるので、その範囲で液状化応力を比較すると、 $D_r = 50\%$ の不飽和法供試体は同じ密度のMSP法供試体よりも液状化強度がかなり強く、 $D_r = 70\%$ のMSP法供試体のそれとほぼ等しくなっていることがわかる。このように同じ相対密度の供試体であっても作製方法が異なることによって液状化強さにかなりの差が現れている。また図-5の結果は前述の平均主応力一定の静的三軸圧縮及び伸張試験における体積収縮傾向が不飽和法供試体に比べてMSP法供試体で大きいという結果とも矛盾しない。

密度が同じであっても供試体の作製法が異なると、構造特性が異なるので液状化強さも違ってくるという事実は既に良く知られている。しかしこの問題に関しての定量的なとらえは何らなされていないというのが現状であり今後の課題の1つと言えよう。

5. せん断履歴による液状化回数比の変化

図-6はMSP法供試体において前載荷として圧縮方向または伸張方向に加えた最大有効動員まさつ角の正接 $\tan \phi'_{pre}$ (有効せん断・垂直応力比 τ' / σ_o の最大値に等しい) の大きさと再載荷時の液状化回数比 N_R / N_L の関係を示したものである。ここで N_R は再載荷時の液状化回数、 N_L は履歴を加えない処女供試体の液状化回数である。この実験においては再載荷での繰返し応力比 $\sigma_d / 2 \cdot \sigma_o = 0.117$ に統一しているので N_R / N_L の変化は液状化強さの変化と見なせる。この図から前載荷の応力を圧縮方向または伸張方向のどちらとしても N_R / N_L は最初増加しその後ピークが現れて減少に転じる傾向を持っていることが分かる。またこの2本の曲線を比較すると少なくともピークのところまでは異なっているが、ピークを過ぎて液状化強さが急に低下していくところでの両曲線は非常に近いものとなっている。図-7は図-6と同じ実験データについて横軸を前載荷で発生した

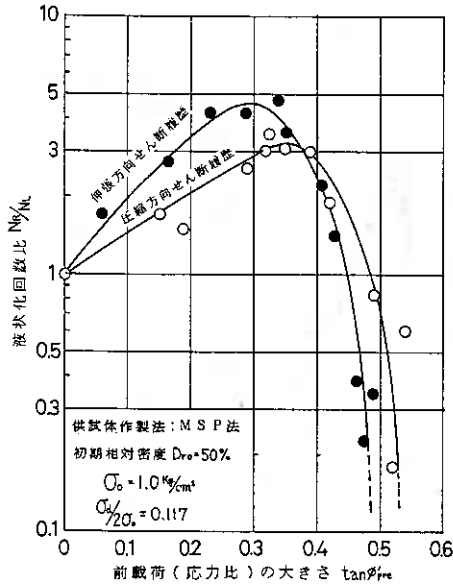


図-6 せん断履歴による液状化回数比の変化 (MSP供試体)

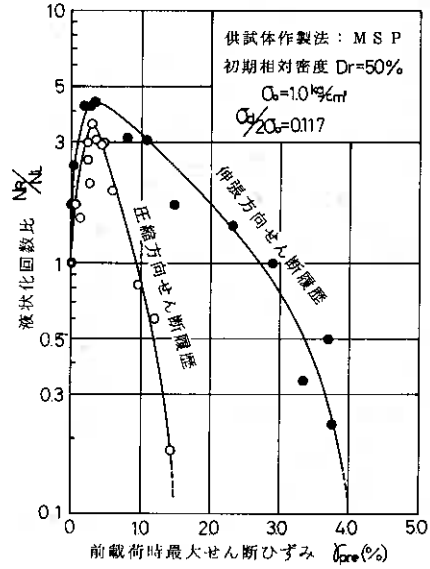


図-7 履歴ひずみと液状化回数比の関係

最大せん断ひずみ γ_{pre} としてプロットし直したものである。この図で分かるように前載荷すなわち履歴の大きさをせん断ひずみで表した場合には、前載荷でのせん断方向を圧縮側にするか伸張側にするかによって、履歴効果の現れ方が大きく異なっている。これらの結果は供試体がMSP法で作製されている為に初期異方性が強く、圧縮側へのせん断履歴を受けた供試体と同質の構造特性を持っていることによると考えられる。またこのことは前述したように比較的等方的な変形特性を示す不飽和法供試体における実験結果によってより明らかにされる。

図-8, 9は不飽和法供試体に対して図-6, 7と同様の実験を再載荷での繰り返し応力比を $\sigma_d/2\sigma_c = 0.148$ に統一して行ない、同様の方法でプロットしたものである。またこの図には図-6, 7中のMSP法供試体の結果も点線で併記した。これらの図においても、前載荷すなわち履歴応力あるいはひずみの増加とともに液状化強さは最初増加しその後ピークが現れ減少に転じる傾向を持っている。しかしMSP法供試体と異なり前載荷が圧縮方向でも伸張方向でも履歴効果の現れ方がほぼ同じであることが分かる。これは前述のように不飽和法供試体が等方性であるために圧縮方向の変形特性と伸張方向のそれとほぼ等しいことによるものと思われる。つぎにMSP法供試体と不飽和法供試体を比較してみる。まず図-8から履歴の大きさを応力で表した場合には $\tan \phi_{pre} > 0.45$ となり液状化強さが急激に減少しているところでは、供試体の違い及び前載荷でのせん断方向の違いによる差はあまり見られない。さらに曲線全体を見ると不飽和法供試体の曲線はMSP法供試体の圧縮方向せん断履歴を加えたときの曲線の形状に比較的近いことも分かる。つぎに図-9から履歴の大きさをひずみで表した場合には、MSP法供試体と不飽和法供試体とでは圧縮方向の履歴効果は同じように現れてくるが伸張方向の

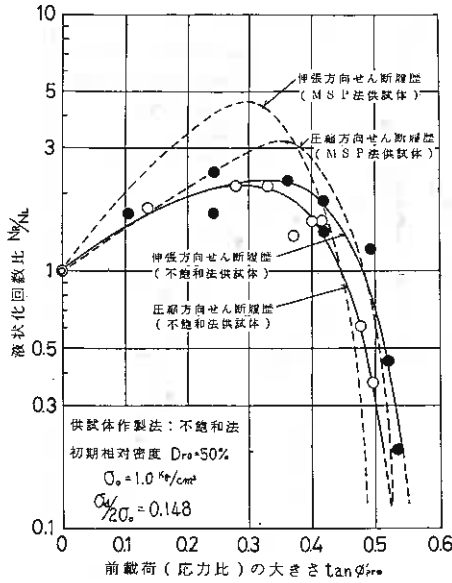


図-8 せん断履歴による液状化回数比の変化(不飽和法供試体)

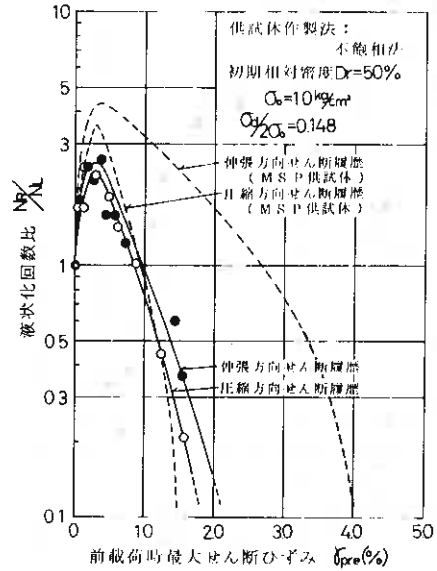


図-9 履歴ひずみと液状化回数比の関係

履歴効果には大きな差が見られる。このように供試体作製方法による初期粒子構造の違いは、履歴効果の現れかたに大きな影響を与えるが、その影響はとくに伸張方向せん断履歴の効果の現れ方において顕著であることが分かる。

6. せん断履歴による $\sigma_d/2\sigma_o - N_R$ 曲線の変化

図-10はM S P法供試体に対して前載荷で伸張方向せん断ひずみ γ_{pre} を0.26%, 3.72%, 5.84%加えたときの $\sigma_d/2\sigma_o - N_R$ 曲線を示したものである。同図中には前記の処女供試体の曲線も併記した。この図から $\gamma_{pre} = 0.26\%$ 及び $\gamma_{pre} = 3.72\%$ の伸張方向せん断履歴を受けた供試体の $\sigma_d/2\sigma_o - N_R$ 曲線は、処女供試体のそれと平行となっているが、 $\gamma_{pre} = 5.84\%$ の伸張方向せん断履歴を受けたときには処女供試体の $\sigma_d/2\sigma_o - N_R$ 曲線とは平行となっていないことが分かる。前載荷で $\gamma_{pre} = 5.84\%$ のひずみレベルでは強度はピークを超えている。このように静的せん断として破壊にいたっているような大きな履歴を加

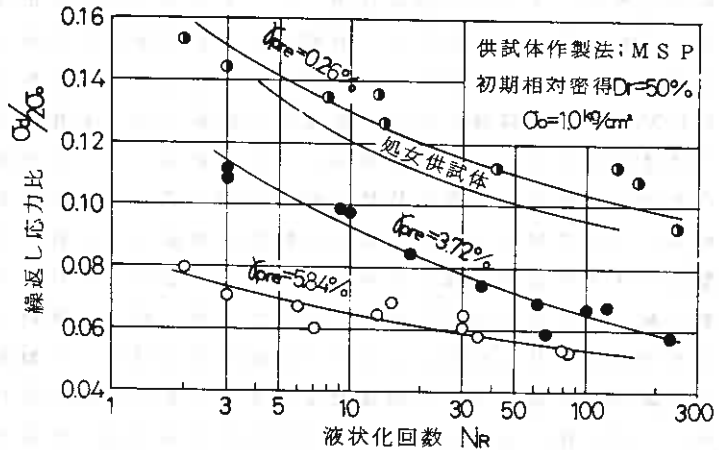


図-10 伸張方向せん断履歴を加えた供試体の液状化曲線

えるのでなければ履歴を加えた供試体の $\sigma_d/2\cdot\sigma_o - N_R$ 曲線は処女供試体のそれと平行を保つと考えて良さそうである

図-11はMSP法供試体に対して前載荷で圧縮方向せん断ひずみ γ_{pre} を0.12% または1.40% 加えたときの

$\sigma_d/2\cdot\sigma_o - N_R$ 曲線を示したものである。図中には前記の処女供試体における曲線も示している。この図から圧縮方向せん断履歴を受けたときも伸張方向せん断履歴を受けたときと同様に供試体の $\sigma_d/2\cdot\sigma_o - N_R$ 曲線は、処女供試体のそれとほぼ平行を保って上下していることが分かる。以上のようにせん断履歴の大きさに応じて液状化強さは増加あるいは減少するが、履歴応力が破壊を越えているような大きなものでない限りそのせん断方向にかかわらず履歴を受けた供試体の $\sigma_d/2\cdot\sigma_o - N_R$ 曲線は処女供試体のそれと平行を保った状態で上下すると見なして良いであろう。また図-10, 図-11と前出の図-5との比較から、せん断履歴による液状化強さの変化は、供試体作製法の違いあるいは密度の違いによる液状化強さの変化と比較しても決して小さいものではなく、液状化強さを支配する因子として重要であることが言える。

7. まとめ

以上述べてきた内容をまとめると次のようになる。

- 1) MSP法によって作製された供試体は構造異方性が強くなるが、不飽和法によれば比較的等方的な供試体の作製が可能である。
- 2) 供試体作製方法の違いは、圧縮方向よりも伸張方向のせん断履歴の効果の現れ方に大きく影響する。
- 3) せん断履歴が圧縮方向または伸張方向のどちらに加えられても、ある範囲まで $\sigma_d/2\sigma_o - N_R$ 曲線は処女供試体のそれとほぼ平行を保って上下する。
- 4) せん断履歴による $\sigma_d/2\sigma_o - N_R$ 曲線の変化は、供試体作製法あるいは密度による $\sigma_d/2\sigma_o - N_R$ 曲線の変化と類似しており、ともに液状化強さを支配する因子として重要である。

最後に本研究を進めるにあたり日頃から御指導いただいている北海道大学工学部土岐祥介教授に感謝致します。また実験とデータの整理を行なってくれた元本学学生、佐藤雅浩君(現浅野工事㈱)、杉山幸司君(現日本高圧コンクリート㈱)に感謝致します。

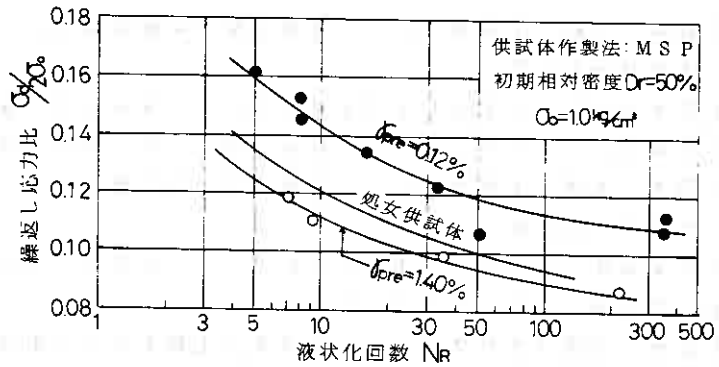


図-11 圧縮方向せん断履歴を加えた供試体の液状化曲線

参考文献

- 1) 鈴木, 土岐 (1982) : 北見工業大学研究報告, 第14巻, 第1号, P. 129~137.
- 2) Suzuki, Toki (1984) : Soil and Foundations, Vol. 24, No. 2, P. 16~28.
- 3) 鈴木, 土岐 (1985) : 土質工学会論文報告集, 第25巻, 第3号, P. 178~186.
- 4) Ladd, R. S. (1977) : J. GED, ASCE, Vol. 103 No. GT6, P. 535~547.
- 5) 土岐, 三浦 (1979) : 第24回土質工学シンポジウム論文集, P. 173~180.
- 6) 龍岡, 大河内, 官崎 (1978) : 第13回土質工学研究発表会講演集, P. 349~350.
- 7) 小田, 浜島, 古戸 (1979) : 第14回土質工学研究発表講演集, P. 373~374.
- 8) 鈴木, 土岐 (1981) : 土質工学会論文報告集, 第21巻, 第4号, P. 131~139.
- 9) 今井, 川原 (1979) : 第14回土質工学研究発表講演集, P. 333~336.

砂の非排水繰返し三軸試験法と液状化強度の評価に関する研究

室蘭工業大学工学部 三浦 清一
北海道大学 工学部 土岐 祥介
北海道大学 工学部 山下 聡
室蘭工業大学大学院 ○ 青野 哲成

1. まえがき

砂の非排水繰返し三軸試験は、原位置の液状化強度を評価する一つの指標として試験の簡便さや、試験精度が確保しやすいことなどから広く普及している。しかし、非排水繰返し三軸試験から液状化強度を評価するためには、試験結果に及ぼす諸要因とその影響の程度が判明していなければならない。その要因には、供試体寸法、供試体作製法、載荷周波数、端面条件、圧密時間、B値、間隙水圧系の体積変化、Membrane Penetration(MP)等の影響が考えられている。これらの要因に関するいくつかの研究¹⁾²⁾がなされてきたが、非排水繰返し三軸試験の結果に及ぼす影響度やそれらの相互関係は明確にされているとは言えない。そこで、本研究では、まず飽和度(B値)が試験結果に及ぼす影響について詳細に検討してみた。飽和度(B値)が液状化強度に及ぼす影響に関する過去の研究結果³⁾⁴⁾によれば、飽和度が低下することによって液状化強度は上昇し、飽和砂の液状化強度を適切に評価するためにはかなり高い飽和度が必要であるとされている。本研究で行った結果においても、飽和度が低くなると液状化強度を過大評価することが明らかにされ、特に、B値が0.95以下では限界液状化強度に近い応力比になるにしたがって顕著な差が認められた。なお、高い飽和度の確保とともに、間隙水圧系の体積変化やMPによる体積変化に関しても評価する必要があることがわかった。

次に、飽和砂の液状化強度の評価において重要な過圧密履歴効果について研究している。このことに関する過去の研究⁵⁾⁶⁾によれば、過圧密履歴によって液状化強度は増大し、過圧密比と液状化強度増加率の間にはユニークな関係が認められることが明らかにされている。本研究では、過圧密比を1, 2, 4, 8とし、広範囲の相対密度で、かつ広範囲の繰返し応力比(限界繰返し応力比を含む)について過圧密履歴効果を検討した。その結果、任意の相対密度、任意の繰返し回数において過圧密比と強度増加率との間に従来の研究と同様のユニークな関係が存在することが確かめられたが、過圧密履歴の効果は、相対密度が低いほど、かつ所定の面振幅軸ひずみに至る繰返し回数が多いほど顕著であることなどの事実が示されている。

2. 試料および実験方法

2-1 試料

本研究で用いた試料は、豊浦標準砂($U_c = 1.32$, $D_{50} = 0.24\text{mm}$, $F_c(\leq 74\mu\text{m}) = 0\%$)で、比重は $G_s = 2.651$ 、土質工学会基準による最大・最小間隙比は $e_{\text{max}} = 0.989$ 、 $e_{\text{min}} = 0.615$ である。試料はあらかじめ水洗いしたものを炉乾燥して用い

ている。

2-2 供試体作製方法

供試体寸法は直径 $D = 70\text{mm}$ 、高さ $H = 170\text{mm}$ の円筒形である。

供試体は、砂粒子を7層のふるい(第1層のふるい目 1.41mm 、第2~7層 3.66mm)を通して空中落下させ、メンブレン(厚さ 0.2mm)を装着したモールド内に堆積させる多重ふるい落下法(MSP法)⁹⁾によって作製した。この方法によって得られる供試体は、砂粒子の見掛けの長軸が鉛直断面において卓越配列し、水平断面ではランダムとなる粒子配列を持った、自然堆積砂と類似の初期構造異方性を有している¹⁰⁾。試験に用いた供試体の相対密度は $D_{rc} = 48 \sim 102\%$ (圧密終了時、 $\sigma'_c = 98\text{kPa}$)である。ただし、飽和度の影響を調べる試験においては $D_{rc} = 82 \pm 3\%$ としている。密度の調整は、砂粒子を落下させる時のノズル径を変え落下流量を調整することによって行っている。

2-3 実験方法

2-3-1 飽和度(B値)の制御方法

供試体作製後、 5kPa の負圧を与えて自立させたのち、三軸セルを組立て、拘束圧 19.6kPa のもとで、 CO_2 を15分間通し、その後脱気水を供試体の2倍程度通水して飽和させている。この方法によればB値は 0.98 以上が得られる。また、飽和度を低下させるためには、 CO_2 を通さなかったり、脱気水の通水量を少なくしたり、脱気水の代わりに水道水を用いるなどしてB値を低下させている。本研究で用いた飽和度は、B値にして $0.85 \sim 1.00$ の範囲である。その後、側圧 205.8kPa 、バックプレッシャー 196kPa のもとで15分間程度等方圧密を行い、非排水状態で側圧を 294kPa まで上昇させてB値のチェックを行い、引続き側圧 294kPa 、バックプレッシャー 196kPa のもとで、1時間以上等方圧密($\sigma'_c = 98\text{kPa}$)した後非排水繰返し載荷を行う。

2-3-2 過圧密の方法

上記と同様な方法で、圧密を行ったのち、所定の過圧密比に対応する圧密圧力で等方圧密を行い(1時間以上)、引続きすべての試験について同一の有効拘束圧($\sigma'_c = 98\text{kPa}$)の下で等方的に膨張させ(1時間以上)非排水繰返し載荷を行った。また、本研究で用いた過圧密比は $1, 2, 4, 8$ の4種である。なお、過圧密履歴の効果を調べる試験のB値はすべて 0.98 以上である。

2-3-3 繰返し載荷方法

通常の繰返し載荷は、振幅一定、載荷周波数 $f = 0.1\text{Hz}$ (周期 $T = 10\text{sec}$)の正弦波で、第1波目は圧縮荷重である。非排水繰返し三軸強度は、通常の正規化した繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma'_c$ (σ_d = 片振幅軸応力)と所定の面振幅軸ひずみ DA ($DA = 1, 2, 5, 10\%$)に達するまでの載荷回数 N_c の関係で示した。なお、面振幅軸ひずみ DA が 10% に達するまでの載荷回数が 100 回を越えると予想される場合は、載荷時間の短縮のため、繰返し載荷中の適当な時期に載荷周波数を $f = 0.2\text{Hz}$ ($T = 5\text{sec}$)に変えて試験を行っている。この載荷周波数の変更は結果に全く影響しないことを、予備試験によって確認している。

3. 実験結果および考察

3-1 液状化強度と飽和度(B値)の関係

前述のように、飽和度が低下すると、供試体内に含有する空気泡の体積が増大することになり、試験時に、間隙水圧の上昇とともに空気泡の圧縮により体積変化が生じるため非排水条件が満足されなくなり、飽和砂の液状化強度としての値を過大評価してしまうことになる。

図-1, 2は、本研究で行ったB値と液状化強度の関係を示したもので、図-1は、 $DA = 1, 2, 5, 10\%$ に達するまでの繰返し載荷回数 N_c と繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma_c'$ の関係をB値=0.98以上のものとB値=0.90程度のもので比較したもので、図-2は、同様の比較を初期液状化に達するまでの載荷回数 N_l と繰返し応力比で比較したものである。両図において、B値の差による強度の相違は、応力比の高い所では顕著ではないが、応力比の低い所ではB値の低い方が液状化強度を過大評価しているようである。このことをさらに明らかにするために、B値と $DA = 1, 2, 5, 10\%$ に達するまでの載荷回数とを比較したものが図-3, 4, 5である。ただし図-5は、 $DA = 2, 10\%$ のみの比較である。図-3, 4のように応力比が0.40, 0.25と高い所ではB値による差は認められない。しかし、図-5に示すように応力比が0.20となると急に差が現れるようになり、B値がおよそ0.95以下になると、載荷回数で比較した場合、急激に載荷回数が増大している。たとえばB値が0.98から0.92に低下すると応力比0.20において、繰返し載荷回数 N_c は1.3~5倍にもなっている。

B値と液状化強度の関係に関するChaneyの実験的研究¹⁰⁾によれば、B値が1.0から0.9に減少すると両振幅軸ひずみ $DA = 5\%$ に達するまでの載荷回数は密な砂で1.7倍も大きくなることが明らかにされている。また、Martinらの理論的研究¹¹⁾によっても、B値が0.9まで低下すると液状化強度は30%過大評価してしまうことになるので、液状化強度を評価するためには、B値 $> 0.98 \sim 0.99$ である必要があるとしている。B値が低下することによって液状化強度が増加するのは、非排水条件にもかかわらず間隙水圧の上昇によって含有空気体積が変化するためである。試験中のこの体積変化は、飽和度の低下のみによって起こるのでなく間隙水圧系の体積変化やMPによっても起こり、それによって液状化強度を過大評価することになる。たと

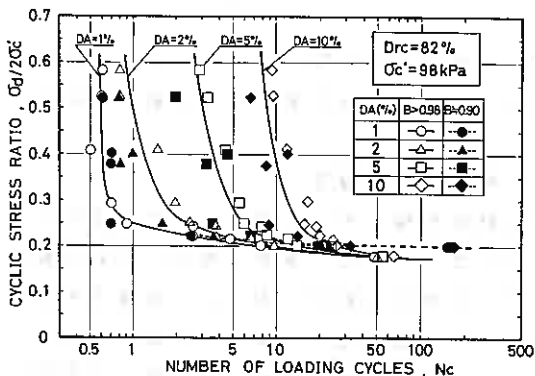


Fig. 1

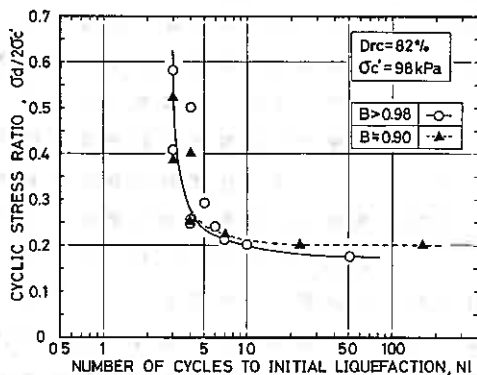


Fig. 2

えば、本研究で行った試験を例にとって飽和度、間隙水圧系、MPによる体積変化を比べて見ると、間隙水圧が 2 kgf/cm^2 から 3 kgf/cm^2 に上昇することによる間隙水圧系の体積変化は 0.018 cm^3 である。そのうち圧力変換器(共和電業PG-5KU)による体積変化は 0.009 cm^3 である。また、B値が1.0から0.9($S_r = 0.9965$)に低下した場合の供試体内に存在する水の体積変化は 0.23 cm^3 、MPによる体積変化は 0.89 cm^3 となり、MPによる体積変化が一番大きいことになる。

実際に、体積変化によって液状化強度を過大評価することを確かめるために、間隙水圧測定系のバルブを閉じて、この経路の体積変化がない場合の液状化強度を比較してみると(図-4, 5に示す黒塗りの点)、応力比が0.25の場合には差は認められないが、応力比が0.20の場合繰返し載荷時に間隙水圧系を閉じた場合の方が、液状化強度が低くなっており、飽和度の影響と同様な傾向が伺われる。すなわち、両振幅軸ひずみDAを用いて液状化強度を評価するためには、MPによる影響が大であることはもちろんのこと、飽和度に関しては、液状化強度を限界応力比に近い所で評価するためには、ある程度

以上のB値の確保が必要である。本研究によれば、 $B \geq 0.95$ は少なくとも満足されるべきであり、また、体積変化を極力小さくした間隙水圧系を用いる必要がある。

3-2 液状化強度と相対密度の関係

3-2-1 正規圧密砂の液状化強度と限界液状化強度

正規圧密砂の広範囲の相対密度における液状化強度を、まず明らかにするために、 $D_{rc} = 48, 60, 71, 79, 87, 92, 102\%$ ($\pm 3\%$)のもとで、一連の非排水繰返し三軸試験を行った。この際、それぞれの D_{rc} において、広範囲の繰返し応力比で試験を実施することとし、限界液状化強度(ここでは、何回繰返し載荷を加えても液状化を起ささない、あるいは、所定の両振幅ひずみを生じない限界の繰返し応力比)を確実におさえるようにしている。以下に、正規圧密砂の非排水繰返し三軸強度特性の特徴

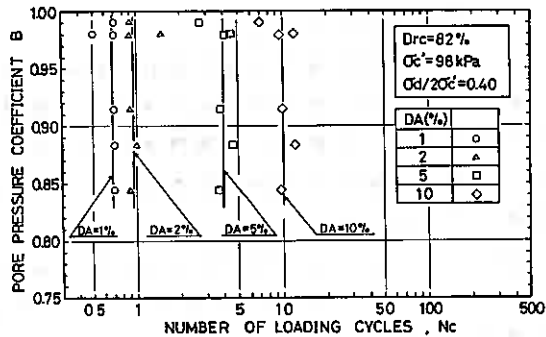


Fig. 3

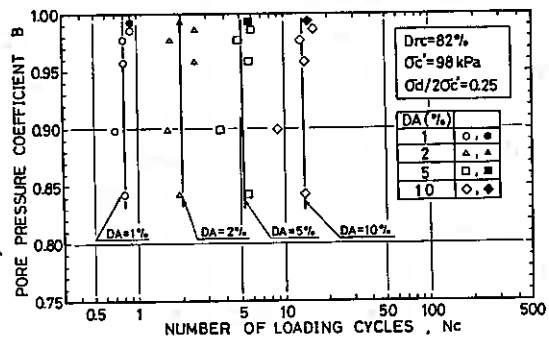


Fig. 4

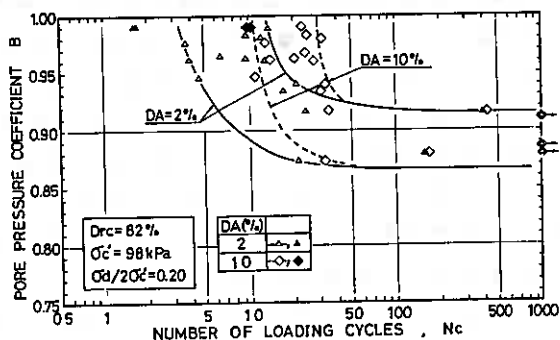


Fig. 5

的な点を要約して示そう。

図-6(a),(b)は、それぞれのDrにおける繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma_c$ と繰返し載荷回数 N_c の関係を、両振幅軸ひずみDAが5%と10%に達した時の N_c でまとめたものである。両図より、密な状態になるほど、所定のDAに達するまでの N_c が増加するとともに曲線の立ち上がり之急になるという一般的なパターンを確認することができる。また、いずれの相対密度においても、繰返し応力比の下限値、すなわち何回繰返しても所定のDAに到達しない限界応力比が存在しているようである。この限界繰返し応力比(限界繰返し強度)は相対密度や繰返し回数によって、異なる値を示すようであるが、本研究では、それぞれの曲線が N_c 軸にほぼ平行になった点をもってこの値を定義することにする。

図-7(a),(b)は、同じ繰返し回数のもとにおける $\sigma_d/2\sigma_c$ とDrの関係を示したものである。 $N_c=20$ 回での比較である(a)図からDr=80%以下では、DAによらない直線的な関係にあるが、それ以上ではDAの値によって変化するとともにDrの値に非常に敏感な傾向を示していることがわかる。しかも、密な状態になるほど、曲線の立ち上がり之急激になるようである。このような傾向は、比較する N_c の値が高くなるほど顕著ではなくなるようである(図-7(b)参照)。このことは、限界繰返し強度で比較するとより明瞭で(図-12のOCR=1参照)、DAによる差はなくなると同時に、最密状態までDrに対して直線的増加傾向を示していくようになっている。

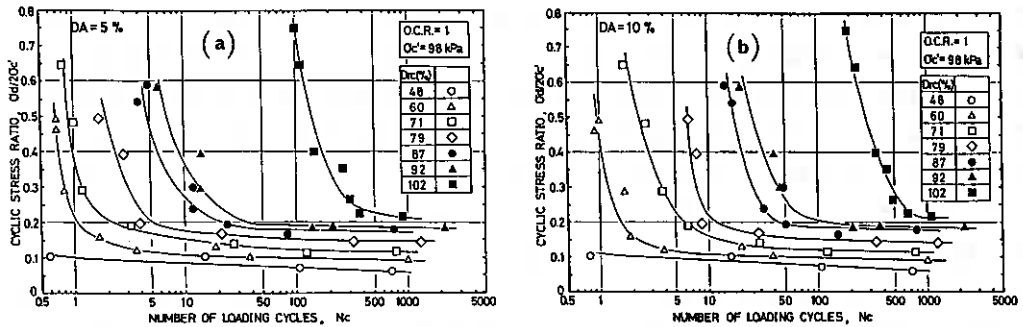


Fig. 6 (a),(b)

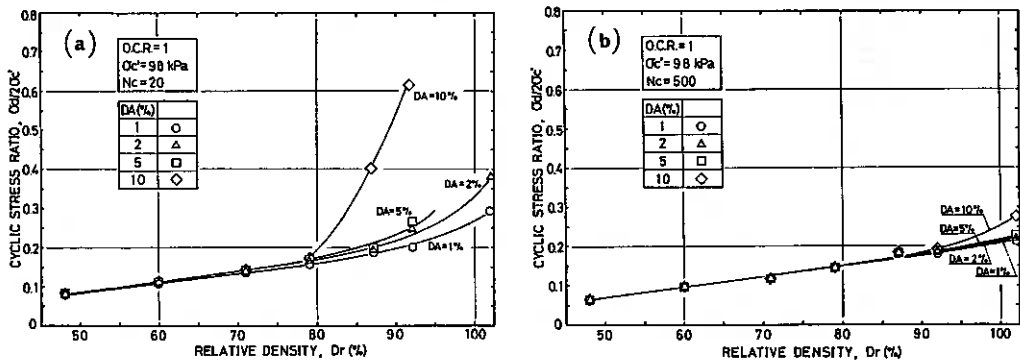


Fig. 7 (a),(b)

3-2-2 液状化強度と過圧密履歴の関係

ここでは、過圧密砂の液状化強度を明らかにするために、正規圧密砂と同様に広範囲の相対密度で過圧密比(O C R)を2, 4, 8と変え、一連の非排水繰返し三軸試験を行った。

図-8(a),(b)は、同じ繰返し回数のもとにおける $\sigma_d/2\sigma'_c$ と D_r の関係に及ぼす過圧密履歴の影響を $D A = 5\%$ について示したものである。(a)図は、 $N_c = 20$ 回での比較であるが、正規圧密砂と同様に、 $D_r = 80\%$ 以下では、それぞれのO C Rにおいて直線的な関係にあるものが、それ以上では、密な状態になるほど、またO C Rが大きくなるほど曲線の立ち上がりが急激になっている。しかし、この傾向は、比較する N_c が大きくなるほど顕著ではなくなる(図-8(b)参照)。すなわち、正規圧密砂と同様に過圧密砂においても、限界繰返し強度は D_r の増加に対して直線的増加傾向を示し、かつその傾向は過圧密比によらないようである(図-12参照)。しかし、ここで注目すべきは、同じ繰返し回数、同じ相対密度において、 $\sigma_d/2\sigma'_c$ は過圧密比が大きくなるとともに増加し、 $\sigma_d/2\sigma'_c \sim D_r$ 関係は、過圧密比の増大とともに上方にほぼ平行に移動していることである。

この強度増加を定量的に表すために、同じ繰返し回数の同じ相対密度において液状化強度増加率 R_s (過圧密した供試体の液状化強度/正規圧密した供試体の液状化強度)を定義し、 R_s とO C Rの関係を以下に調べてみよう。

図-9(a),(b),(c)は、本実験で得た $\sigma_d/2\sigma'_c \sim D_r$ 関係より $D_r = 60, 80, 100\%$ で $N_c = 20$ 回の時に $D A = 2, 5, 10\%$ を生じるのに必要な $\sigma_d/2\sigma'_c$ の値を、それぞれの過圧密比において読みとって R_s を算出し、面対数紙上に R_s とO C Rの関係で示したものである。図より、 R_s とO C Rの間には、従来指摘されているように $R_s = (O C R)^n$ の直線関係が見られ、しかもその関係は $D A$ によらず、一本の直線で表されている。またこの関係は、同じ相対密度であれば一本の直線($R_s = (O C R)^n$)で表されることも示している。ここで、上式の n の値を、他の相対密度の場合も含めて、 D_r と繰返し荷回数 N_c に対して示したものが表-1である。表から n の値は、 D_r と N_c に依存しているように思われる。そこで、 n と D_r 、 n と N_c の関係を図示したのが図-10(a),(b)である。図-10(a)は、 n と N_c の関係をそれぞれの D_r に対して示した

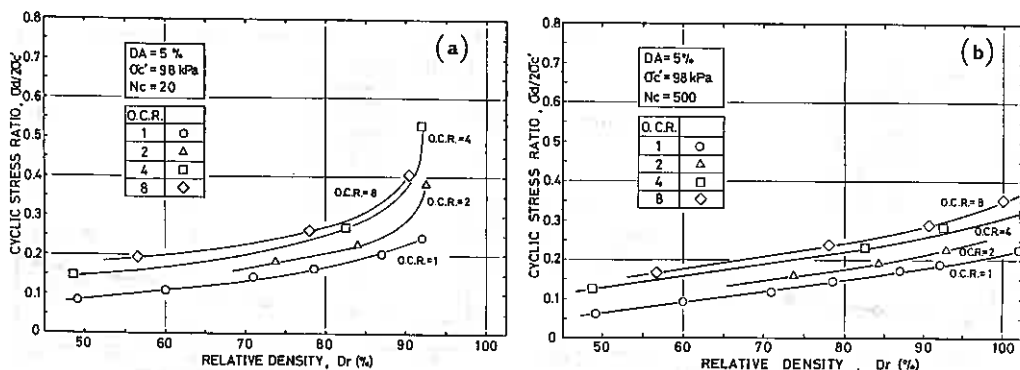


Fig. 8 (a),(b)

もので、同じ D_r においては、 N_c が多くなるほど n は小さくなっている。この傾向は、どの D_r においても見られる。このことは、 N_c が大きいほど過圧密履歴の影響が大きいということを示すことになる。さらに、 D_r の高い曲線は、 $N_c = 10$ 回より $N_c = 20$ 回まで曲線の下降が急激で、それ以後は、緩やかな下降傾向となっている。つまり、 $N_c = 10$ 回では、 D_r の高いものは $O.C.R.$ の影響が非常に小さいということである。これは載荷回数少ないうちに所定のひずみが生じるような大きな応力比を載荷した場合、 $N_c = 1$ 回未満で変相角を越え、砂粒子のかみ合いが離れてしまうためその後の変形挙動に過圧密履歴の影響が現れないことに起因すると考えられる。また、 D_r の低い曲線は、 $N_c = 10$ 回からすでに緩やかな下降曲線となっているが、 D_r の低いものに $N_c = 1$ 回未満で変相角を越えるような高い応力比を載荷すると、 $N_c = 10$ 回未満で所定の D_A が生じるために、 $N_c \leq 10$ 回部分では立ち上がりの急激な曲線になっている。図-10(b)は、 n と D_r の関係をそれぞれの N_c について比較したものである。図からどの N_c においても、 D_r が増加すると n も増加する傾向をみることができる。

すなわち、相対密度が低い方が過圧密の影響を大きく受け、液状化強度がより高まることになることを表している。

このように、過圧密履歴によって液状化強度が増加する

Table 1

N_c $D_r(\%)$	10	20	40	500
60	3.54	3.42	3.27	3.03
70	3.88	3.70	3.61	3.48
80	3.97	3.92	3.81	3.67
90	4.34	3.97	3.92	3.81
100	4.78	4.19	4.08	3.97

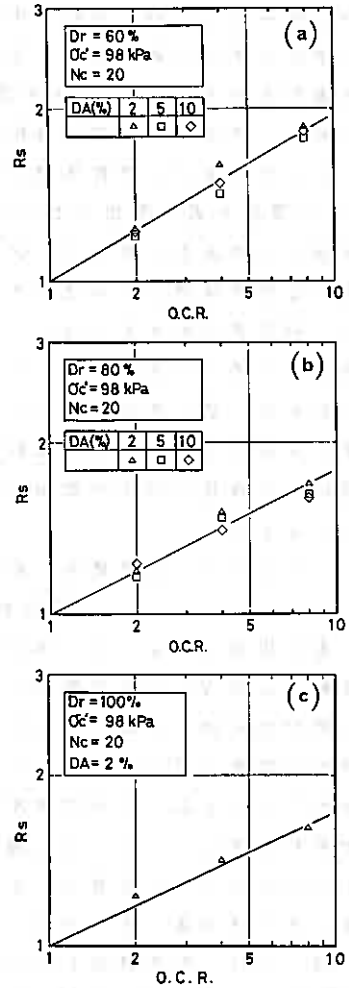


Fig. 9(a), (b), (c)

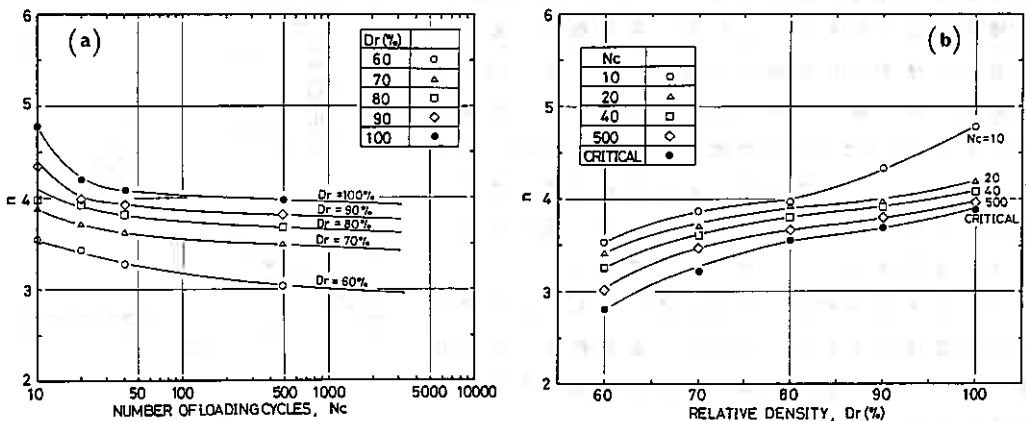


Fig. 10 (a), (b)

のは基本的には過圧密履歴中に貯えられた塑性ひずみ仕事に起因するものであると推察される⁹⁾。このことを調べてみるために、等方圧密-膨張過程を経ることによって発生する塑性体積ひずみ ϵ_V^p と D_r の関係を過圧密比ごとに示したものが図-11である。図より、密な砂ほど発生する塑性体積ひずみは小さくなり、また、過圧密比が大きいほど、発生する塑性体積ひずみは大きくなっている。このことから、過圧密によって大きな塑性ひずみを受ける条件下にある砂ほど、過圧密による液状化強度の増加は顕著であるといえよう。

3-2-3 限界繰返し応力比

(限界繰返し強度)

先に定義したように、本研究で言う限界繰返し応力比は何回繰返し載荷をしても液状化を起こさない、あるいは、所定の両振幅軸ひずみを生じない限界の応力比のことである。この限界繰返し応力比が相対密度によって、また過圧密履歴によってどのように影響されるかを以下でまとめて述べることにする。

図-12は、限界繰返し応力比 $(\sigma_d/2\sigma'_{c1})_{cr}$ と D_r の関係を各過圧密比で比較したものである。図-8(a),(b)で示したように、繰返し載荷回数が増加すると、繰返し応力比と D_r との関係の直線性が増すことを明らかにしたが、限界繰返し応力比においてはさらに明瞭な直線関係となり、同じ過圧密比であれば、 D_A の値によらず、 D_{rc} の増加とともに $(\sigma_d/2\sigma'_{c1})_{cr}$ も増加する一本の直線で表される。また、この傾向は、それぞれの過圧密比においてそれぞれ一本の直線で表され、過圧密比が大きくなるほど上にほぼ平行に移動する。このことは、大きなひずみレベルに達しても、過圧密履歴の影響は消えることはなく、限界繰返し応力状態においても、過圧密履歴によって強度増加が起きることを表している。

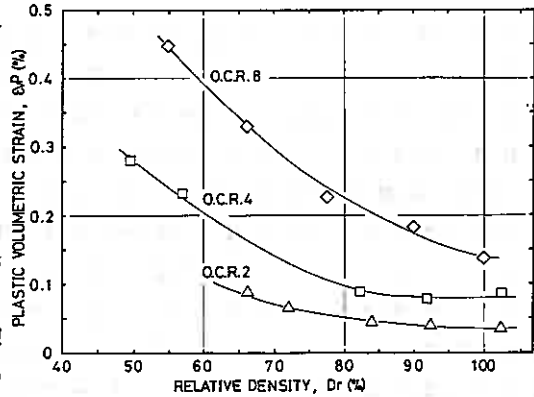


Fig. 11

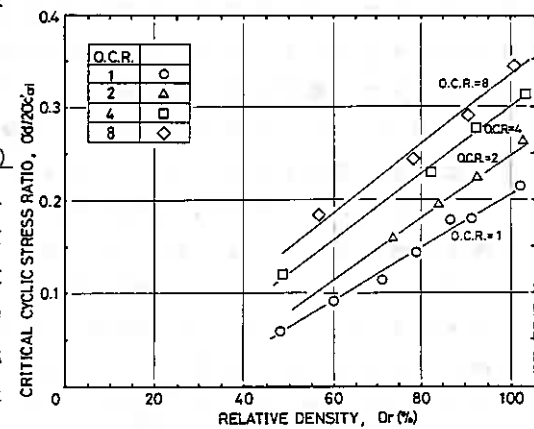


Fig. 12

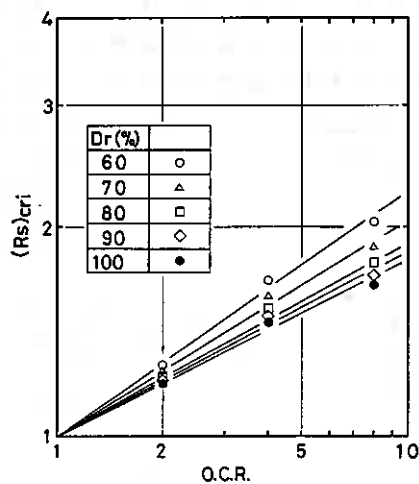


Fig. 13

図-13は、限界繰返し応力比の過圧密による強度増加を定量的に示すために、図-9と同様に限界液状化強度増加率 $(R_s)_{cr}$ と過圧密比OCRの関係を描いたものである。図-9と同様に限界繰返し応力比においても、 $(R_s)_{cr}$ とOCRは、両対数紙上で一本の直線で表されるが、 D_r によってその傾きは異なる。 D_r が低くなるにつれ、傾きは大きくなり、 D_r が低いほど過圧密履歴の影響が大きいという傾向は、限界繰返し応力状態下においても変わらないことを示している。また、限界繰返し応力状態下における n と D_r の関係は、図-10(b)中に図示されている。図-10(b)からも、限界繰返し応力比において、 D_r の増加とともに、 n の値も増加しており、 D_r が低いほど限界液状化強度増加率が大きいことがわかる。また、同じ相対密度で他の N_c と比較してみると、限界繰返し応力比に対する n の値が最低値となっている。このことは、限界繰返し応力条件下において過圧密による強度増加が最も顕著であるということを示唆している。

4. まとめ

以上、非排水繰返し三軸試験における液状化強度の評価について述べてきたが、要約すると以下ようになる。

- (1) 飽和度の低下、間隙水圧系およびMP等によって起こる非排水繰返し載荷中の体積変化によって、飽和砂の液状化強度を過大評価することになる。特に、飽和度に限って言えば、適切な液状化強度を評価するためには、B値は少なくとも0.95程度以上が必要であろう。
- (2) 従来明確ではなかった正規圧密砂の液状化強度の特徴として以下の事実が示された。i) ある相対密度($D_r \approx 80\%$)以下では、両振幅ひずみの大きさによらない繰返し応力比-相対密度関係が成立する、ii) 何回繰返しても液状化を発生させない繰返し応力比(限界強度)の値は、両振幅ひずみの大きさに影響されない。また、この値は相対密度の増加に対応して直線的に増加する。
- (3) 過圧密砂の液状化強度は、過圧密比が大きくなるにつれて増加し、その強度増加率 R_s は過圧密比OCRとユニークな関係にある($R_s = (OCR)^*$)。しかし、パラメータ n は D_r や N_c によって異なる値になる。
- (4) 過圧密履歴による強度増加は、相対密度 D_r の低いものほど顕著である。このような液状化強度の増加は、過圧密過程で蓄積された塑性ひずみ仕事に起因するものであることを示した。
- (5) 限界液状化強度は、 D_r の増加によって増加するとともに、過圧密履歴によっても増加する。その増加率 $(R_s)_{cr}$ は、 $(R_s)_{cr} = (OCR)^*$ によってユニーク

に表される。ただし、 n は相対密度に依存する値である。

5. あとがき

最後に、膨大な実験およびデータ整理に協力を得た、佐々木 康元、梶田 健志 (室工大4年)、土井 勝雄、南 隆義 (北大4年) 各君に記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 吉見, 大岡 (1972) : 土と基礎, Vol. 20, No. 7, pp. 67~68
- 2) Silver, M. L., Chan, C. K., Ladd, R. S., Lee, K. L., Tiedeman, D. A., Valera, J. E., and Wilson, J. H. (1976) : Jour. GE. Div., Proc. ASCE, Vol. 102, No. GT5, May., pp. 511~523
- 3) 土質工学会「砂地盤の工学的性質の評価法に関する研究委員会」(1984) : 一室内試験法および試験結果の解釈と適用一に関するシンポジウム発表論文集, pp. 7~46
- 4) Chaney, R. C. (1978) : Earthquake Engineering and Soil Dynamics, GED, ASCE, Vol. 1, pp. 343~358
- 5) Martin, G. R., Finn, W. D. L., and Seed, H. B., (1978) : Jour. GE. Div., Proc. ASCE, Vol. 104, No. GT4, April, pp. 463~479
- 6) Ishihara, K., and Takatsu, H. (1982) : Soils and Foundations, Vol. 19, No. 4, Dec., pp. 59~68
- 7) 加藤, 龍岡, プラゲン・テージ (1984) : 一室内試験法および試験結果の解釈と適用一に関するシンポジウム発表論文集, pp. 155~162
- 8) 三浦, 土岐, 阿積 (1985) : 第20回土質工学研究発表会講演集, pp. 581~584
- 9) Miura, S., and Toki, S. (1982) : Soils and Foundations, Vol. 22, No. 1, Mar., pp. 61~77
- 10) Miura, S., and Toki, S. (1984) : Soils and Foundations, Vol. 24, No. 3, Sept., pp. 69~84

自然堆積砂の非排水繰返し三軸挙動の予測法

北海道大学 工学部 土岐 祥介
室蘭工業大学工学部 三浦 清一
北海道大学 大学院 ○ 岡積 敏雄

1. まえがき 筆者らは比較的乱れの少ないブロックサンプリングによって得た不攪乱試料から切り出した供試体の非排水繰返し三軸試験結果を用いて、自然堆積砂地盤にみられる異方的液状化特性の予測を行った。¹⁾

その結果、内部状態量として軸ひずみの累積量 $\sum \epsilon_a$ とせん断仕事 W_s を考えることの妥当性が示された。また任意の繰返し応力の下で発生した両振幅軸ひずみで定義した液状化強度予測式を誘導し、異方的液状化特性を良く説明できることを示した。

本研究では昨年度に示した予測式を修正することによって、課題として残されていた液状化曲線の急な立ち上がり、ある応力比以下では液状化を起こさない、いわゆる限界応力比をうまく表現できたことを示す。さらに繰返し応力比や繰返し載荷回数によらない内部状態量と評価できるせん断仕事が任意の偏差応力の下で発生間隙水圧と一義的な関係にあり、応力面上に等せん断仕事線が描けることを確認した。そしてそのせん断仕事と間隙水圧の関係を用いて、有効応力経路予測法を提案した。

2. 試料及び試験方法 本研究で用いた不攪乱試料は石狩樽川地区のほぼ水平に堆積した均質な砂層(以下 I-砂と略称)からブロックサンプリング法によって採取した。I-砂の物理的性質を表-1に示す。

三軸供試体 ($\phi 70^{mm}$, $H 170^{mm}$) は

Table 1

Sample name	Gs	D ₅₀ (mm)	U _c	F _c (%) ($\leq 74\mu m$)	e _{max} , e _{min}	Dr (%) (in-situ)	w _L (%) (in-situ)
I-Sand	2.73	0.26	1.5	0.5	1.235, 0.808	85	8

その軸方向が原位置の鉛直方向に一致するもの(UV供試体)および供試体軸方向がそれと90°異なるもの(UH

供試体)の2種類を切り出し成形した。装置は空気圧制御式振動三軸試験機を用い、供試体を有効拘束圧98 kPaで等方圧密した後、振幅一定の0.1 Hzの正弦波で側圧一定の非排水繰返し試験を行った。

UV供試体及びUH供試体の繰返しせん断により発生するひずみ、間隙水圧や液状化強度にはっきりと差異が表われており、それは切出し方向の違いによる構造異方性の影響とみられている。なお試験方法及び試験結果は別報²⁾³⁾⁴⁾に詳しい。

3. 応力とひずみの表示方法 図-1に繰返し応力を受ける砂の応力~ひずみ曲線及び軸応力、軸ひずみ、発生間隙水圧のタイムヒストリーの模式図を示す。σ_dは片振幅軸応力、ε_aは軸ひずみでありそれぞれ圧縮を正として定義した。またΔuは発生間隙水圧であり、軸応力がゼロとなる時あるいは任意の軸応力に達した時の発生間隙水圧量として定義した。

非排水条件においては体積一定であるため仕事量はすべてせん断成分であり、圧

密による仕事量はゼロである。このように考えると、繰返しせん断によって供試体に与えられる単位体積当りの仕事量は次式で定義されるようになり、これはせん断のみによる仕事量と考えられる。

$$W_s = \int \sigma_{ij} \cdot d\epsilon_{ij} \quad (i, j = 1, 2, 3)$$

$$= \int \sigma_d \cdot d\epsilon_a \quad \dots\dots\dots (1)$$

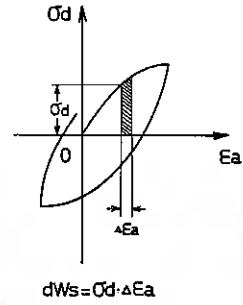
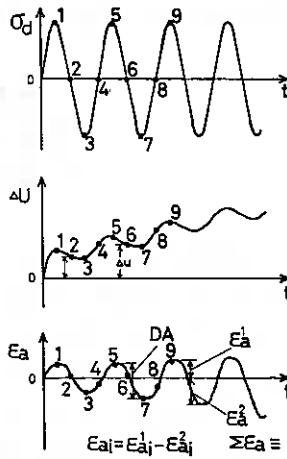


Fig. 1

本研究では液状化強度を発生したひずみの大きさで定義している

ため、繰返しせん断による両振幅軸ひずみ DA を用いて評価することにする。DA は各サイクルにおける圧縮側の最大ひずみと伸張側の最大ひずみの差として定義される。

一方、変形の単調増加関数であるせん断ひずみ累積量 $\sum \epsilon_a$ は DA との関連性を考慮して次式で定義した。

$$\epsilon_{ai} = \epsilon_{ai}^1 - \epsilon_{ai}^2, \quad \sum \epsilon_a = \sum \epsilon_{ai} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここで ϵ_{ai}^1 および ϵ_{ai}^2 はそれぞれ i 番目のサイクルにおける圧縮側の最大軸ひずみ、伸張側の最大軸ひずみである。従って ϵ_{ai} は i 番目のサイクルにおける DA の値と同じことになる。なお繰返し応力比 $\sigma_d / 2\sigma_c'$ は以下 SR と略記することにする。5 節の液状化強度予測においては各変数とも各サイクル終了時の値を用いているが、6 節の有効応力経路予測においては、任意のせん断応力における各変数の関係を探るため、ある与えられた軸応力に達した時の発生間隙水圧及びその瞬間までに累積されたせん断仕事 W_s を用いている。それについての詳細は後に譲ることとする。

4. せん断仕事とひずみ累積量 ここでは Valanis⁵⁾ の提案した Endochronic 理論を用いることにより内部状態変数を定義づけ、その内部状態変数を用いて以下 I-砂の異方的液状化強度の予測を試みた。

Endochronic 理論では、内部状態変数としてあるひずみ経路に沿った線素 $d\zeta$ と内部時間スケール ζ をとり、 $d\zeta$ と $d\zeta$ との間に次式の関係性を定義している。

$$d\zeta = \frac{d\zeta}{f} \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここで f はひずみ硬化関数で、 ζ の連続増加関数である。

ここでは ζ に $\sum \epsilon_a$, ζ に W_s をあてることとし、その妥当性を検討した。図-2(a), (b) に示すように I-砂の UV 供試体及び UH 供試体ともに構造異方性によらず次式で関係づけることができる。

$$W_s/SR = A \cdot (\sum \varepsilon_a)^\alpha \quad \text{----- (4)}$$

すなわちせん断仕事 W_s とひずみ累積量 $\sum \varepsilon_a$ は Endochronic 理論でいうところの内部状態変数として扱うことができるといえる。また A, α は異方性によらない一つの材料定数と考えられる。

5. 自然堆積砂の繰返し非排水応力~ひずみ~強度関係式の誘導

繰返し応力を受ける密詰め砂においては正のダイレイタンスーのため、せん断応力方向の反転によって正の過剰間隙水圧が蓄積し有効

応力が一時的にゼロになっても、その後の繰返し載荷に対して有限のひずみしか生じない。いわゆるサイクリックモビリティ現象を示すことが一般に認められている。さらに密詰め砂の場合、繰詰め砂と比べて、そのサイクリックモビリティ現象のため初期液状化の判定が難しいことが多く、本研究に使用した I-砂に関してもそれが問題となっている。したがって本研究ではその液状化強度を、生じたひずみの大きさで定義して議論を進める。なお、一般に液状化強度をひずみで定義する場合 $DA=1, 2, 5\%$ などにおける応力比 SR と繰返し載荷回数 N_c との関係で表わすことが多い。そのためここでの応力~ひずみ~強度関係式は微少なひずみよりも $DA=1\%$ 以上のひずみに重点を置いて調べることにする。

5-1. 非排水応力~ひずみ関係式 ここでは内部状態変数と考えられる $\sum \varepsilon_a$ を媒介とし、 DA および N_c と $\sum \varepsilon_a$ の関係を調べた。図-3 (a)(b) に示すように N_c と $\sum \varepsilon_a$ は両対数グラフ上で直線の関係にあり、各供試体とも応力比に関係し

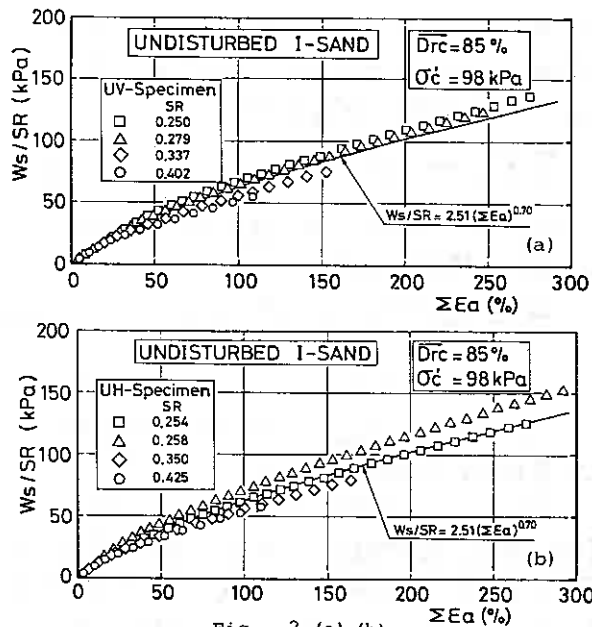


Fig. 2 (a), (b)

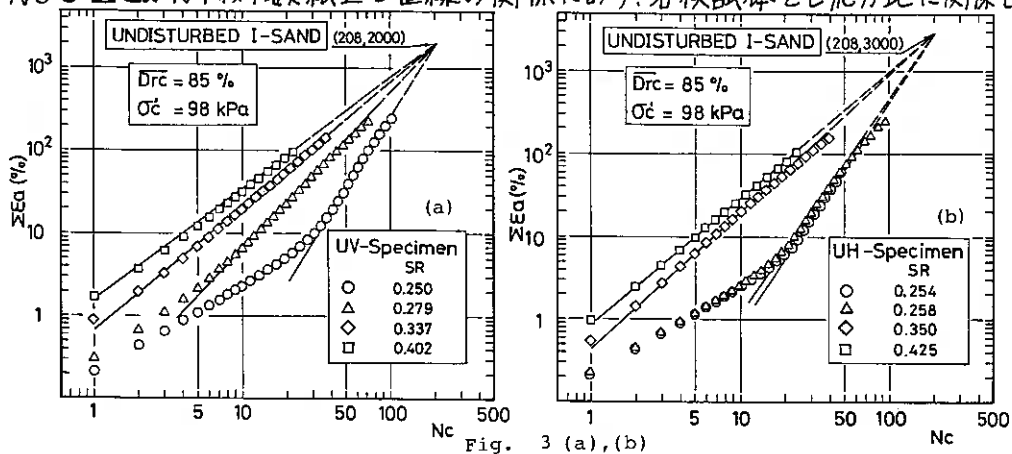


Fig. 3 (a), (b)

この勾配が異なり、さらにその直線は一点に集まっていることがわかる。そのため $\sum \varepsilon_a$ と N_c の関係は次式で定義できる。

$$\sum \varepsilon_a = 10^B \cdot N_c^C \quad \text{-----}(5)$$

また係数 B および C は上述の幾何学条件より次式の関係にある。

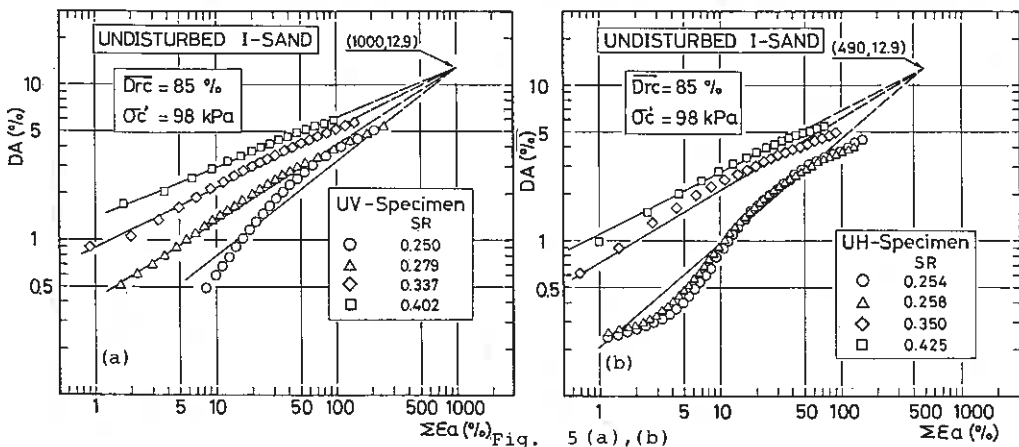
$$\begin{aligned} B &= \log(\sum \varepsilon_a)_0 - C \log N_{c0} \\ &= a - C \cdot b \quad \text{-----}(6) \end{aligned}$$

ここで $(\sum \varepsilon_a)_0$, N_{c0} はそれぞれ両対数紙上で近似された直線の交点における座標であり、これは UV, UH 両供試体によらない材料定数である。両対数紙上の直線の傾きに関係している係数 C は応力比の関数であり、図-4 に示すように $SR/C \sim SR$ の関係は双曲線で近似できるようである。この双曲線近似によると、ある SR で C が無限大になる。このときの SR は限界応力比 SR_{cr} を表わしているといえよう。実験事実によれば UV, UH 両供試体とも等しい値の SR_{cr} が存在していることが確かめられている。また係数 C は SR が大きくなるにつれ一定値に収束し最小値が存在している。以上のことから係数 C は次式の関係にある。

$$\left. \begin{aligned} SR^2/C^2 - (SR/C)^2/d^2 &= 1 \\ C &= SR_{cr}, \quad \text{漸近線 } SR/C = d/c \cdot SR \end{aligned} \right\} \quad \text{-----}(7)$$

図-5 (a)(b) では両振幅軸ひずみ DA と $\sum \varepsilon_a$ の関係を両対数紙上で整理している。この場合も $\sum \varepsilon_a \sim N_c$ 関係と同様に両対数紙上でほぼ直線近似ができ、 SR が高いほどその勾配が緩く、各供試体とも近似された直線がある一点で交わっていることがわかる。よって $\sum \varepsilon_a$ と DA の関係は幾何学条件より次式で定義できる。

$$DA = 10^D \cdot (\sum \varepsilon_a)^E \quad \text{-----}(8)$$



$$D = \log DA_0 - E \log (\Sigma \varepsilon_a)_i$$

$$= e - E \cdot f \quad \text{----- (9)}$$

ここで $(\Sigma \varepsilon_a)_i$, DA_0 はそれぞれ近似された直線の交点の座標であり、 DA_0 は UV, UH 供試体で等しく材料定数であるといえるが、 $(\Sigma \varepsilon_a)_i$ は異なり、構造異方性による差があると思われる。

図-6 には前に求められた SR_{cr} を用いて $(SR - SR_{cr})$ と SR/E の関係を示した。両者の関係は UV, UH 両供試体とも直線近似できる。また、この図の切片すなわち $SR = SR_{cr}$ における係数 E の値は UV, UH 両供試体で等しくなっている。よって SR と E の関係は次式で定義できる。

$$E = SR / \{ g + h \cdot (SR - SR_{cr}) \} \quad \text{----- (10)}$$

ここで g は $SR = SR_{cr}$ における SR/E の値で異方性によらないパラメータである。

5-2. 液状化強度予測式の誘導 前節で求めた $N_c \sim \Sigma \varepsilon_a \sim DA$ 関係より、発生したひずみで定義した液状化強度予測式を誘導することができる。式(5)と式(8)の関係から次式が導びかれる。

$$DA = 10^{D+B \cdot E} \cdot N_c^{C \cdot E} \quad \text{----- (11)}$$

係数 $B \sim E$ は式(6),(7),(8),(9),(10) で与えられているように SR の関数となっており、パラメータ b, c, e, g は異方性によらない材料定数である。一方パラメータ a, d, f, h は異方性依存パラメータである。各パラメータの値を表-2 に示してある。

式(11)より求めた各供試体の $DA=1, 2, 5\%$ の予測液状化曲線と実測値の点を図-7 に示してある。この図を見ると各供試体とも予測曲線は実測値を

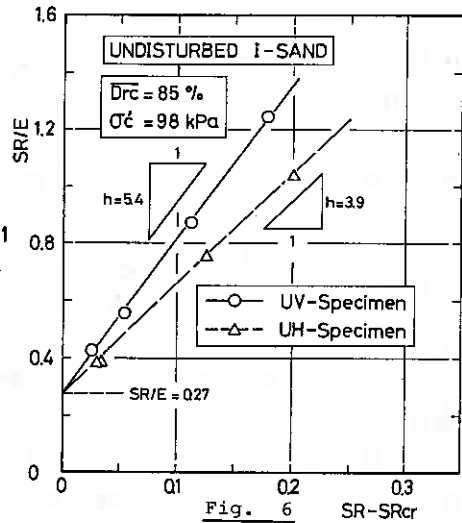


Fig. 6

Table 2

Sample name	Specimen name	A	α	B		C		D		E	
				a	b	c	d	e	f	g	h
I-Sand	UV-Specimen	2.51	0.40	-7.8	2.8	7.0	0.15	-1.37	-2.26	-2.32	3.30
	UH-Specimen				3.1						

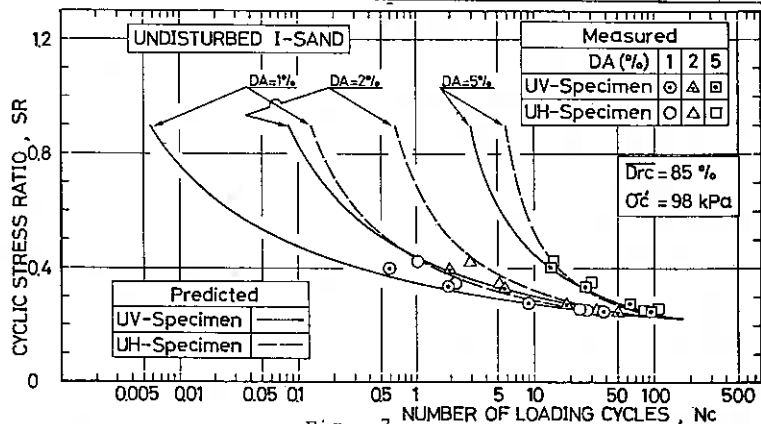


Fig. 7

良く表わしており、UH供試体がUV供試体より高い強度を示すという異方的液状化特性を表現できている。さらにSRの高いところでの曲線の立ち上がりや、限界応力比付近も良く表現できているといえる。

また、各パラメータは応力比の異なる二本の非排水繰返し三軸試験を行うことで求められるので、液状化強度の推定法としては価値があるものと思う。

6. 自然堆積砂の非排水繰返し三軸挙動の予測 4節において Endochronic 理論を適用することによってせん断仕事 W_s とせん断ひずみ累積量 $\Sigma \varepsilon_a$ が内部状態変数として使えることを示した。5節においては $\Sigma \varepsilon_a$ を内部状態変数として活用することによって両振幅軸ひずみ DA と繰返し載荷回数 N_c との関係から異方的液状化強度の予測を行った。

この節においては内部状態変数としての W_s を媒介として発生間隙水圧量を評価し、非排水繰返し三軸試験の有効応力経路の予測を行う。

6-1. せん断仕事と発生間隙水圧量 Towhata⁶⁾らはせん断仕事と発生間隙水圧量の関係は、任意の応力条件の下でも繰返し応力や載荷回数によらずユニークな関係があることを示し、さらに坂井ら⁷⁾はそのせん断仕事と発生間隙水圧量の関係の定式化を行い、応力空間上の等せん断仕事線の予測を行っている。本節ではサイクリックモビリティ現象のみられる密な自然堆積砂試料に対し、従来最もよく行なわれている側圧一定非排水繰返し三軸試験から内部状態量としての W_s を用いて、その間隙水圧との関係を探ってみることにする。

ここで W_s は5節で用いた1サイクルごとの累積量ではなく、偏差応力 $q (=|\sigma_a - \sigma_r|)$ が任意の大きさになった瞬間の W_s を用いる。本研究の場合、 $q = 0, 10, 20, 30, 40, 50, 60$ kPa で調べた。それを片対数紙上で整理した例が図-8(a)(b)である。任意の偏差応力 q に注目してモニターしていくと、1サイクル中に圧縮側で載荷、除荷、伸張側で載荷、除荷の4点がとり出されることになるが、その4種類の点において Δu と W_s の関係を調べると、それぞれ全く異なる挙動を示している。

各段階における $\Delta u \sim W_s$ の関係は前述したように応力比、載荷回数によらず、任意の偏差

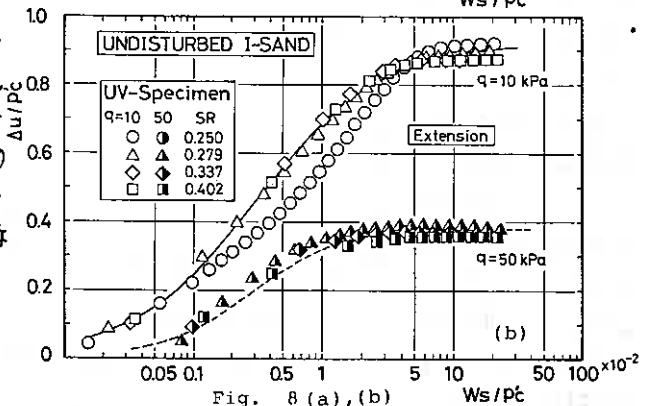
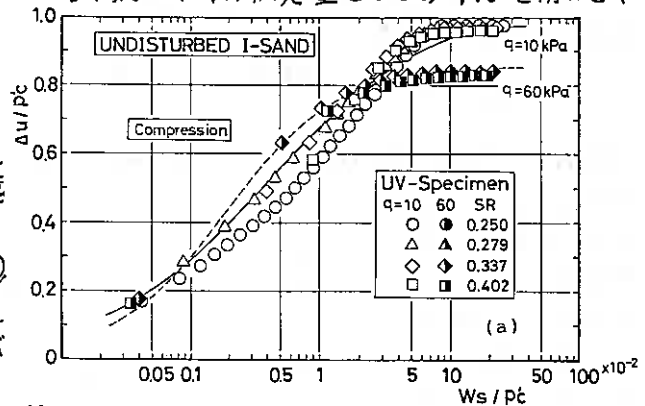


Fig. 8 (a), (b)

応力において一義的な関係にあることが図-8 からわかる。しかし除荷段階においては圧縮側・伸張側とも応力比や偏差応力 q の各段階によってその $\Delta u \sim W_s$ 関係には、かなりのばらつきがあり、またその傾向もはっきりしたものがみられなかった。そこでここでは除荷段階は全く別の扱いをすることにして、 W_s と Δu の関係は載荷段階で関係づけることにした。

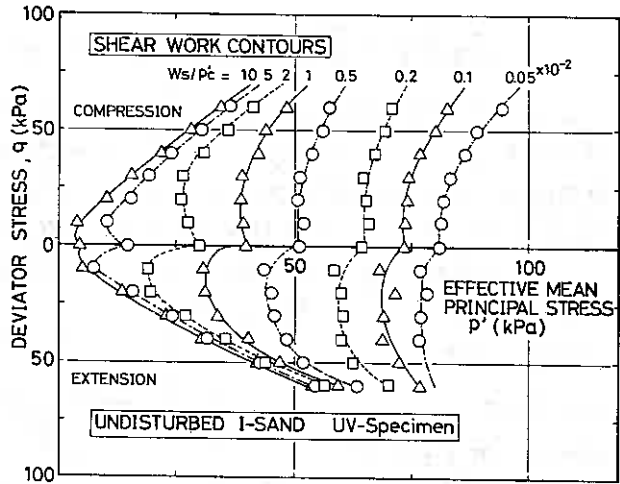


Fig. 9

以上の関係から有効平均主応力 P' と偏差応力 q の応力空間上にせん断仕事のコンターラインを描いたものが図-9である。このせん断仕事のコンターラインを描けるということは任意の P', q での W_s が一義的に定まるといことと、応力点が他の点へ移動した場合 q の変化と関係しているせん断仕事増分 dW_s と間隙水圧増分 du が関係づけられることこの2つの重要な意義を有している。このことにより、その応力点の軌跡から計算による有効応力経路のシミュレーションが可能となる。

6-2. せん断仕事と発生間隙水圧量関係式 6-1において、せん断仕事と発生間隙水圧量との間のある偏差応力下での関係は、繰返し応力比や繰返し載荷回数によらず一義的な関係にあることがいえた。そこでこの関係をある式で表すことができれば W_s を用いることにより有効応力経路の予測を行うことができる。

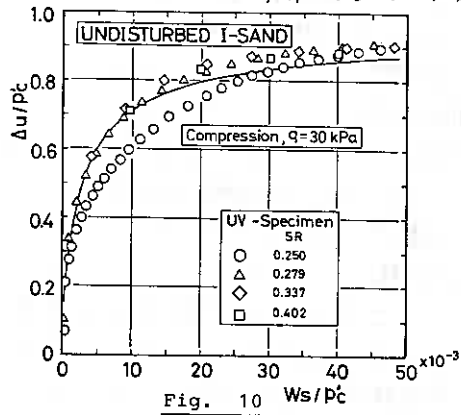


Fig. 10

図-10に圧縮側載荷偏差応力30 kPa時の $\Delta u/Pc \sim Ws/Pc$ 関係を示す。ここで微小な Ws/Pc における急激な上昇カーブと $\Delta u/Pc$ に上限が存在することを表現するために次式をあてはめた。

$$\left(\frac{\Delta u}{Pc}\right) = \frac{V}{1 + M(Ws/Pc)^K} \quad \dots\dots (12)$$

ここで V は上限を表わす係数で、その値は偏差応力 q の関数であることが、種々の q に対する関係を調べることにより明らかにされている。また上式は両辺の対数をとることによつて

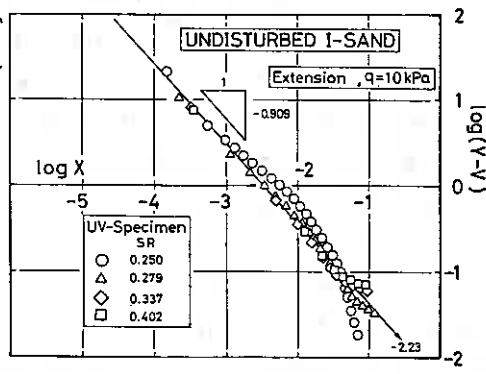


Fig. 11

$$\log(\bar{V} - \bar{V}) = \log(\bar{V} \cdot M) + K \log X \quad \text{----- (13)}$$

ここで $\bar{V} = 1/(\Delta W/\rho c)$, $\bar{V} = 1/V$, $X = (W_s/\rho c)$ である。

式(13)は $\log(\bar{V} - \bar{V})$ と $\log X$ との間に直線関係があることを示している。

実測点をこの形で実際にプロットすると図-11のようになり初期の部分は直線とみなすことができる。この直線の傾き K と縦軸との切片 I を求めた。その係数 K, I は q の関数であることが種々の q に対して整理することによって明らかにされている。すなわち各パラメータは次式で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} V &= s + t \cdot q \\ K &= l + m \cdot q + n \cdot q^2 \\ M &= V \cdot 10^I \\ I &= \lambda + \mu \cdot q + \nu \cdot q^2 \end{aligned} \right\} (14)$$

各パラメータは表3にまとめて示してある。

以上の結果から計算した曲線を図-8, 10 に実測値とともに表わしている。特に初期の間隙水圧上昇部分をよく表わしており、図には示していないが他の q に対して也十分な妥当性を示している。またこの曲線は $W_s/\rho c$ を対数にとると S 字形の上昇カーブを示し、上限も存在しているということ図-8の片対数紙上の関係ともその傾向が一致している。

さらに以上の結果から計算した等せん断仕事線を図-12 に示してある。図-9 の実測値と非常に良い一致を示していることから式(12)の妥当性が確かめられるものである。

6-3. 除荷時の発生間隙水圧量 これまでの議論は圧縮側、伸張側ともにすべて載荷段階における任意の偏差応力 q に対する $\Delta W/\rho c \sim W_s/\rho c$ の関係を考えてきた。6-1 でも述べたように載荷段階においては一義的な関係が存在しているが、除荷段階においては、同様な一義的な関係はみられず、繰返し応力比、繰返し回数またはその時のせん断仕事量によってさまざまな変化があり、載荷段階と同様な整理方法はできない。

図-13 の模式図に示すように、完全弾塑性体であれば除荷によって間隙水圧は発生せず経路1をたどることになる。松岡ら⁸⁾の間隙水圧モデルでは除荷時の経路を q 軸に平行な経路1と考えている。しかし多くの実験結果から W_s の減少はみられるが除荷時においても間隙水圧の発生は起こり、経路2を通して有効応力の減少がみられる。

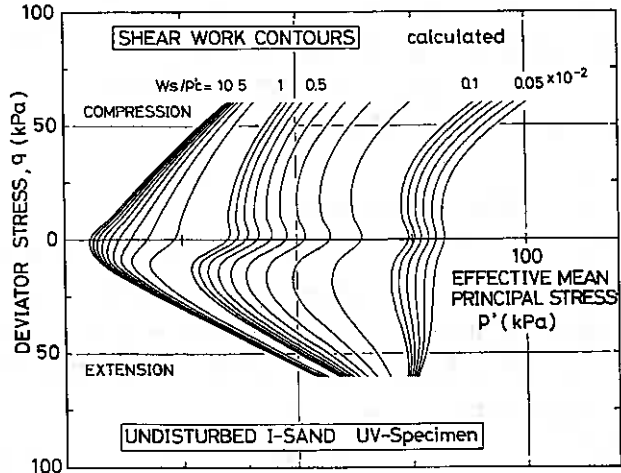


Fig. 12

Table 3

Loading Pattern	s	t ($\times 10^{-3}$)	l	m ($\times 10^{-3}$)	n ($\times 10^{-4}$)	λ	μ ($\times 10^{-2}$)	ν ($\times 10^{-4}$)
Compression	1.063	-3.33	-0.714	4.20	-1.48	-1.64	0	-2.79
Extension		-13.62		-21.2	2.03		-6.80	9.01

そこで本研究では載荷頂点の偏差応力 $q = q_0$ に対応する $\Delta u/p' \sim W_s/p'$ 関係の式と $q = 0$ に対応する $\Delta u/p' \sim W_s/p'$ 関係式を用いて途中の経路を考えずに、 $q = 0$ における応力点を計算し、a点とb点を直線で結ぶことにより除荷経路と考えた。この処理によって W_s の減少と Δu の発生をうまく表現でき、実際の応力経路に近い形となる。

このように除荷の段階においても間隙水圧の発生がみられるということは供試体が等方ひずみ硬化体ではないこと、すなわち除荷時のひずみの発生においてひずみの弾性成分のみならずわずかな塑性成分の発生をとも伴っていること(異方硬化)を表わしている。この点についてはまだ不明な点が多く、さらに研究を必要とするところである。

6-4. 非排水繰返し有効応力経路予測法 6-2で述べたせん断仕事と発生間隙水圧量の関係式および6-3での除荷時の発生間隙水圧量の求め方を用いた、非排水繰返し有効応力経路の予測法を提案する。

今まで述べてきたように発生間隙水圧はせん断仕事とともに偏差応力 q の関数でもあり $\Delta u/p' \sim q$ の関係は図-14のような曲線群で表わされるものである。

以上のことからある状態0から状態1への経路をたどりつつ、状態が移動すると想定すると、たどった経路による発生間隙水圧増分は

$$d(\Delta u/p') = \frac{\partial(\Delta u/p')}{\partial(W_s/p')} \cdot d(W_s/p') + \frac{\partial(\Delta u/p')}{\partial q} \cdot dq \quad \text{-----}(15)$$

で表わされるので、状態1の発生間隙水圧は、

$$(\Delta u/p')_1 = (\Delta u/p')_0 + d(\Delta u/p') \quad \text{-----}(16)$$

と書ける。なお添字は状態を表すものである。係式より状態1の発生間隙水圧は、

$$(\Delta u/p')_1 = \frac{V_1}{1 + M_1 (W_s/p')_1^{K_1}} \quad \text{-----}(17)$$

と表わせるから、この式(17)を式(16)に代入し、さらに式(15)を用いると状態1の $(W_s/p')_1$ と $(\Delta u/p')_1$ は計算で求めることができる。この操作を繰返し、設定最大偏差応力に達したら、除荷時の処理を行い、次の経路へと続けると行けば良い。

この有効応力経路予測法を用いてV供試体、H供試体の経路予測を行い、この

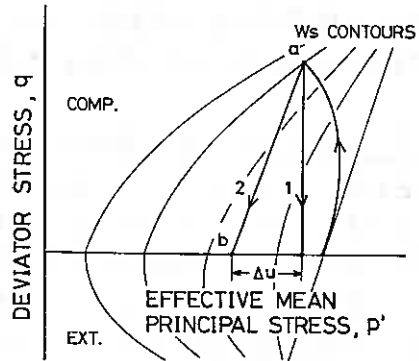


Fig. 13

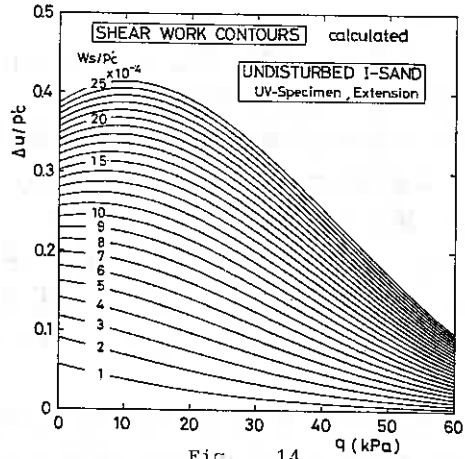


Fig. 14

有効応力経路予測法の妥当性、さらには構造異方性による発生間隙水圧の異方的特性を表現することが今後の課題とされる。

7. まとめ 自然堆積砂の非排水繰返し三軸試験を行い、今まで述べた整理方法を用いることにより、その異方的液状化強度予測及び有効応力経路予測を可能とすることを示してきた。その結果をまとめると以下ようになる。

- (1) Endochronic 理論による内部状態変数として軸ひずみの累積量 $\sum \varepsilon_a$ とせん断仕事 W_s を考えることの妥当性を示した。
- (2) 内部状態変数と考えた $\sum \varepsilon_a$ を用いて、その N_c および DA との関係から任意の応力比で繰返し載荷を行なった場合の液状化強度の予測が可能であることを示した。
- (3) 内部状態変数と考えた W_s と ΔU との関係は載荷段階の圧縮及び伸張において一義的な関係が存在していることが確認された。
- (4) 内部状態変数と考えた W_s を用いて、発生間隙水圧量 ΔU との関係をさまざまな偏差応力の下で求め、応力空間上に等 W_s 線が描けることを確認した。
- (5) 種々の偏差応力の下での $W_s/p'_c \sim \Delta U/p'_c$ の関係式をおよぼし、偏差応力の変化に伴う $W_s/p'_c \sim \Delta U/p'_c$ の関係の変化から有効応力経路の予測法を提案した。
- (6) せん断仕事 W_s と一義的な関係のみられない除荷時の発生間隙水圧量については最大偏差応力と $q=0$ における $W_s/p'_c \sim \Delta U/p'_c$ 関係から状態量を決定することで説明できた。

以上のように従来の非排水繰返し三軸試験法を用いて、液状化強度予測を行い、さらに有効応力経路の予測法を提案した。今後この予測法で砂の構造異方性による有効応力経路の変化を予測、検証し、その妥当性を示したい。なお、この方法を拡張することにより、応力ひずみ挙動予測も可能であると思われる。

最後に、データ整理・考察に有藤義浩(鹿島建設)との協力を得た。記して謝意を表する。

[参考文献]

- 1) 三浦・土岐・有藤・岡積 : (1985) ; 土質工学会北海道支部技術報告集 第25号 pp.33~42
- 2) 土岐・三浦・中垣 : (1983) ; " " 第23号 pp.43~52
- 3) 谷澤・土岐・三浦・有藤 : (1984) ; " " 第24号 pp.55~62
- 4) Miura, S and Toki, S : (1984) ; *Soils and Foundations* Vol. 24, No. 3, pp.189~204
- 5) K.C. Valanis and H.E. Read : (1982) ; *Soil Mechanics - Transient and Cyclic Loads* chapter 14
- 6) I. Towhata and K. Ichihara : (1985) ; *Soils and Foundations* Vol. 25, No. 3, pp.73~84
- 7) 坂井・溝谷・初本・久保 : (1985) ; 第20回土質工学研究発表会 pp.615~616
- 8) 松岡ら : (1984) ; 第19回土質工学研究発表会 pp.311~314

異方圧密履歴を有する飽和砂の応力～ひずみ～強度特性

北海道大学工学部 土岐 祥介
室蘭工業大学工学部 三浦 清一
北海道大学大学院 ○ 劉 朝綱
室蘭工業大学大学院 横田 聖哉

1. まえがき

既存の砂地盤に盛土、掘削、構造物の建設を行う場合の解析には、初期応力状態およびその初期応力状態から応力変化を受ける際の変形・強度特性を知る必要がある。また、数値解析に必要な地盤の物性値を求めるために室内実験を行なおうとする時には、初期応力状態の再現、および原位置での変形状態に適合したせん断試験を行うことが重要である。例えば、いま水平地盤の場合を考えると、初期応力状態としては有効上載圧 σ'_o と静止土圧係数 K_o を知る必要がある。 K_o 値はJakyの式($K_o=1-\sin\phi$)を用いて推定することが多いが、これは正規圧密状態に対して適用できるもので、過圧密などの応力履歴を受けると異なることに注意する必要がある。すなわち、室内において K_o 圧密試験を行う時にも、応力履歴を忠実に再現しないと種々の履歴状態にある原位置の K_o 値を再現したことにはならないのである。

このようなことから、筆者らは三軸試験機を用いて、 K_o 圧密を含む種々の異方圧密過程の砂の力学挙動および異方圧密履歴を受けた砂のせん断特性を定量的に評価する方法を確立するための基礎的検討をおこなっている。衆知のように、 K_o 圧密はある方向の変位を拘束した条件での圧密であるから、これは、三軸供試体要素において、主ひずみ比を一定とした異方圧密条件の一つのケースにすぎないはずである。このことは、砂の圧密・せん断の両現象を定式化するために、種々の主ひずみ比一定下の圧密挙動を統一的に把握することの重要性を示唆している。このような観点から、本研究では種々の主ひずみ比一定下における砂の圧密挙動（過圧密を含む）とその後の変形・強度特性をまず明らかにし、次いで、従来多く行われている主応力比一定下の力学挙動と比較検討することによって得られた知見について報告したい。

2. 主なパラメータの定義

本研究に用いた主なパラメータは次のように定義されている。

軸差応力 $q = \sigma'_o - \sigma'_r$

平均有効主応力 $P' = (\sigma'_o + 2\sigma'_r) / 3$, 平均有効主応力比 $\eta = |q| / P'$

体積ひずみ $\varepsilon_v = \varepsilon_o + 2\varepsilon_r$, せん断ひずみ $\gamma = 2(\varepsilon_o - \varepsilon_r) / 3$

主応力比 $K = \sigma'_r / \sigma'_o$, 過圧密比 $OCR = P'_o / P'_c$

主ひずみ比 $= \varepsilon_r / \varepsilon_o$

ここで、 σ'_o, σ'_r はそれぞれ軸方向、半径方向の有効応力である。 $\varepsilon_o, \varepsilon_r$ はそれぞれ軸方向、半径方向の主ひずみで、圧縮を正とする。また、 P'_o, P'_c はそれぞれ

れ圧密過程中に受けた最大平均有効主応力と圧密終了時、すなわちせん断開始時の平均有効主応力(=98kPa)である。

3. 実験内容

3-1. 供試体の作製

用いた試験機は通常の三軸圧縮試験機である。本研究では供試体の体積変化量の測定精度を上げるために差圧計を取り付けた直立型ビュレットを採用した。差圧計の分解能は1mVに対応する水頭変化が0.0633mmであり、体積ひずみに換算すれば±0.0018%である。また、ビュレットから得た体積変化量に対して、メンブレン貫入量の補正を行なった。¹⁾

用いた試料はあらかじめ水洗いして、炉乾燥した豊浦砂($G_s=2.64$, $e_{max}=0.988$, $e_{min}=0.616$)で、供試体は多重ふるい落下法(MSP法)²⁾によって作製したものである。この方法によって得られた供試体では、棒状あるいは扁平状の砂粒子は堆積過程中に重力の作用を受けて、その長軸が水平方向へ卓越配列した強い異方的な構造になっている。また、この配列構造は自然堆積砂のものに類似していることがすでに明らかされている。³⁾ なお、本研究で用いた供試体の寸法は直径70mm、高さ170mmである。供試体の相対密度はすべて、圧密終了時($P'_c=98kPa$)に90±3%の範囲に収まるようにした。

3-2. 主応力比 K 一定の異方圧密試験 (CK Test)

まず、9.8kPaの等方自立応力下で、供試体をCO₂と脱気水を通してから、198kPaのバックプレッシャを導入して、供試体を飽和させる。この時点での応力状態は圧密の基準状態であり、すべての試験で同じである。K一定の圧密は圧密全過程中常にK値を一定に保ちながら、所定の平均有効主応力 P_o' まで除々に圧密した。過圧密履歴を与える場合は引き続き、 P_c' まで除荷して、1時間圧密した。その後、側圧を一定にしてせん断速度 $\dot{\epsilon}=0.25\%/min$ で供試体に排水圧縮せん断作用を加えて、供試体を破壊させた。K値は0.35, 0.5, 1.0(等方圧密), 2.0, 2.4に、また、OCR値は1, 2, 4で試験を実施した。図-1はCK試験の応力経路を示している。

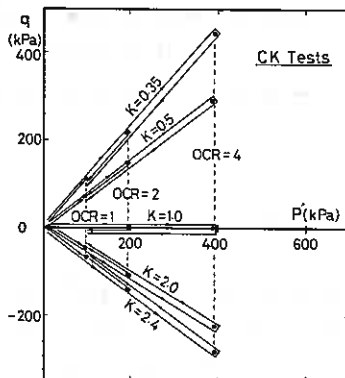


Fig. 1

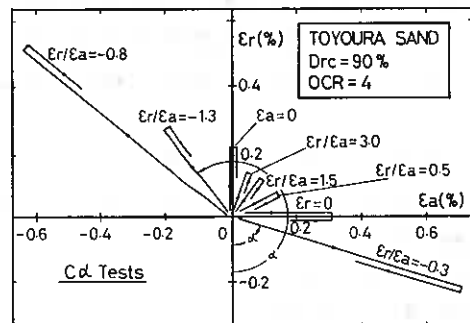


Fig. 2

3-3. 主ひずみ比 ϵ_r/ϵ_a 一定の異方圧密試験 (Ca Test)

K一定圧密試験と同じ基準状態から圧密を始める圧密全過程中、常に側方ひずみ

と軸ひずみの比 $\varepsilon_r/\varepsilon_a$ を一定に保ちながら、所定の平均有効主応力 P_0' まで除々に圧密し、過圧密履歴を与える場合は引き続き、 P_c' まで除荷して、一時間圧密した。圧密が終わった後、 K 一定で圧密した供試体と同じ条件でせん断を行った。主ひずみ比は $-0.3, 0 (K_0$ 圧密), $0.5, 1.5, 3.0, \infty (\varepsilon_a=0$ の K_0 圧密), $-1.3, -0.8$ とし、各主ひずみ比毎に、過圧密比は $1, 2, 4, 8$ とした。圧密段階のひずみ経路の略図を $OCR=4$ のケースを例として図-2 に示す。図中に、パラメータ α も示されている。 α は主ひずみ比 $\varepsilon_r/\varepsilon_a$ と等価なもので、供試体の圧密条件を表すのに便利である。等方圧密(ひずみ条件)の α 値は 135° であり、それより α 値が小さいほど供試体はより圧縮されており、 α 値は大きいほど供試体はより伸張されていることがわかる。 α 値とひずみ比 $\varepsilon_r/\varepsilon_a$ の対応関係は表-1 で示す。

表-1 α 値とひずみ比 $\varepsilon_r/\varepsilon_a$ の対応関係

$\varepsilon_r/\varepsilon_a$	-0.3	0	0.5	1.5	3.0	∞	-1.3	-0.8
α (deg)	73.3	90.0	116.6	146.3	161.6	180.0	217.6	231.3

4. 実験結果と考察

4-1. 砂の正規圧密挙動

図-3 は主応力比 K 一定(図-1の応力経路)で圧密した場合に対応するひずみ経路をプロットしたもので、供試体が受けたひずみ履歴を示している。載荷段階(正規圧密)の後半部において、ひずみ経路はほぼ直線的に変化していることが見られる。ひずみ経路は各々の K 値に対応して存在し、それらのひずみ経路の直線部の勾配は前述した主ひずみ比(図-2に参照)に対応するものであると考えられる。ここで、 $K=1$ のケースにおいて、 $\varepsilon_r \approx \varepsilon_a$ という試験結果は興味深いことである。等方供試体なら、 $\sigma'_1 = \sigma'_3$ の応力状態に対して、 $\varepsilon_r = \varepsilon_a$ と応答するはずであるが、MSP 供試体は鉛直方向に圧縮しやすく、膨張しやすい、また、水平方向に圧縮しやすく膨張しづらいという初期異方構造を有しているために、両者のひずみは一致していない。 K 一定の異方圧密試験から得た α 値と K 値の関係を図-4 に示している。なお、

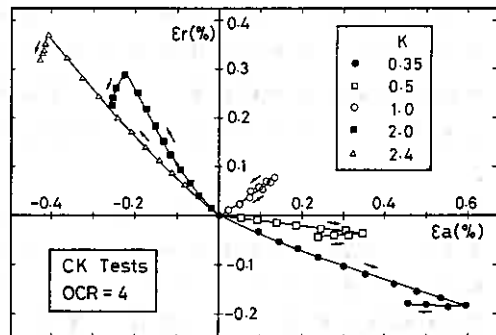


Fig. 3

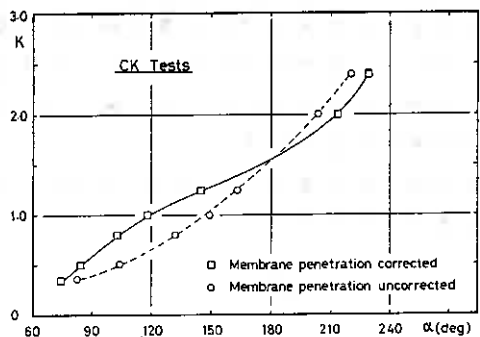


Fig. 4

図中には、メンブレン貫入補正をしない結果も示している。図から α の増加に伴って、 K 値が大きくなる従来の異方圧密試験結果と同様な傾向が認められるが、メンブレン貫入補正をするかしないかで、同じ α 値で比較すると、かなり異なっている値となっている。例えば、 $\alpha=90^\circ$ 、すなわち水平方向が拘束された場合の $K(=K_{or})$ 値を見ると、メンブレン貫入補正をしない値は0.39となって、補正をした場合の値0.58に比べて、31%低い値となっている。どちらの値を真の K_{o0} 値として採用できるかは、妥当なメンブレン貫入補正の評価ともからんで難しい問題である。

主ひずみ比 ϵ_r/ϵ_v 。一定の異方圧密試験においては、図-5に示した圧密過程の主応力比の変化が見られる。この図はOCR=4のケースを示す。ほかのOCR値においても、同様な傾向が見られる。載荷初期における主応力比 K の変動が大きいが、圧密応力(P')の増大に従って、 K はある値に収束していくようである。その値はそれぞれの主ひずみ比に対応する K 値である。 α 値によって、 K 値は異なるが、 $C\alpha$ 試験から得た $\alpha \sim K$ 関係は図-6のプロットで示したようにCK試験の結果(破線で示す)と良く一致した傾向が見られる。このことから、異方圧密中の主ひずみ比と主応力比の関係は応力経路あるいはひずみ経路によらず、ユニークに定まることを示している。

図-4と6から K_{or} 値以外のもう一つの値、すなわち、鉛直方向変位を拘束した場合の $K_{o0}(=K_{oa})$ 値を求めることができる。図-6に示す $C\alpha$ 試験の結果から K_{oa} 値は1.62で、CK試験から推定される値1.55と必ずしも一致はしていない。この不一致の原因は明確ではないが、 K_{oa} 値には、 K_{or} 値を含む他の K 値に見られるようなメンブレン貫入補正の影響が全く入らない値であるから、少なくとも現状では $C\alpha$ 試験から求められた K_{oa} 値のほうが信頼度は高いと思われる。

等方弾性体の場合、 K_{oa} と K_{or} との間には次の関係が成立する：

$$K_{or} = \frac{1}{2K_{oa} - 1} \quad \dots\dots\dots(1)$$

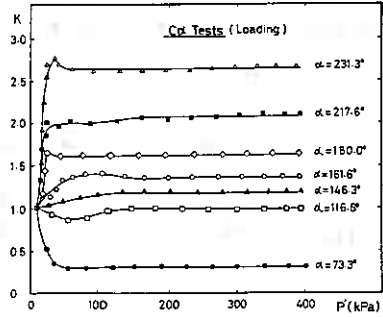


Fig. 5

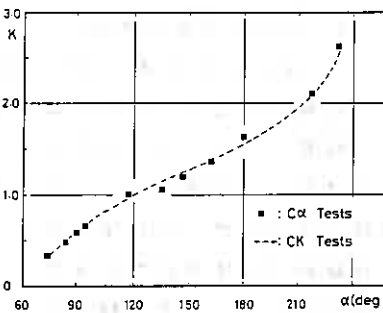


Fig. 6

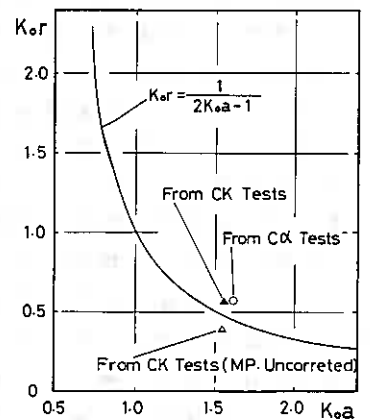


Fig. 7

図-7には、式(1)の関係と、CK試験及びC α 試験で得られた K_{o0} と K_{or} 値をプロットしてある。実測の K_{o0} や K_{or} 値は、(1)式の関係に近いようであるが、メンブレン貫入補正によって、その値が変わることに注目すれば、必ずしも(1)式は妥当な関係とは言えない。さらに、本研究で用いたMSP供試体は、初期に強い異方配列構造を有しているので、実測の K_{o0} や K_{or} 値にその影響が反映されているはずであるという事実を考慮しなければならない。MSP供試体は、その鉛直方向で圧縮しやすく、膨張しやすい、または水平方向で圧縮しやすく膨張しづらいという事実から、少なくとも K_{or} 値は等方供試体のそれより高くなるはずであり、 K_{o0} 値は低い値となっているはずだからである。

大河内らの研究⁴⁾によると、MSP法に似た空中落下法で作成した砂供試体の K_{or} 値は次式で表せるとしている。

$$K_{or} = 0.52 e_s \quad \dots\dots\dots(2)$$

e_s は供試体の初期間隙比である。本研究の場合、 $e_s = 0.657$ であるから、式(2)により、 $K_{or} = 0.342$ となる。しかし、本研究の結果は $K_{or} = 0.58$ (C α 試験及びCK試験)で、大河内らの結果よりかなり大きな値を示す。その差が生じる原因としては、大河内らはメンブレン貫入補正をしていないこと、また、MSP法と空中落下法で作製した供試体の粒子配列構造の違いが実測の K_{or} 値に現れていることなどが上げられる。なお、本研究の結果は類似する方法でメンブレン補正をした金氏らの結果($K_{or} = 0.61$)⁵⁾と近い値である。

4-2. 飽和砂の過圧密挙動

図-3に主応力比 K 一定圧密除荷時のひずみ経路(折れた後の部分)より、 K 値一定の条件で載荷してから、除荷を行う際のひずみ経路は、載荷段階の経路とは別の経路に従うことがわかった。同じ主応力比で載荷、除荷を行っても、主ひずみ比が載荷と除荷において異なる原因は供試体の異方性及び、載荷時と除荷時における供試体の持つ応力履歴の違いにあると思われる。

図-8は主ひずみ比一定の下での圧密及び除荷の過程での応力経路を示す。図中に $\alpha = 73.3^\circ$ 、 161.6° 及び 180° のケースを例にして、実測値をプロットしてある。図より明らかかなように、主ひずみ比一定で圧密する場合、砂供試体の正規圧密状態における応力経路と過圧密状態(除荷)における応力経路は異なっているだけでなく、形状も相違する。前者は直線的であるが、後者は曲線状を呈している。図-8はOCR=8(一部OCR=4)のケースを示したもので、OCR=2, 4についても応力経路の変化には同じ傾向が見られる。

過圧密状態にある砂の主応力比 K 値は、粘

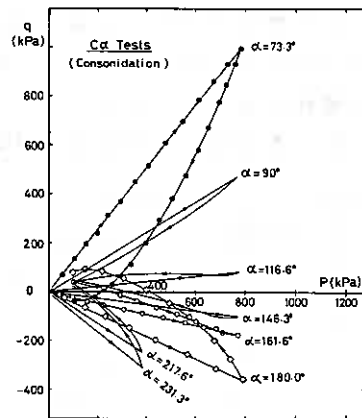


Fig. 8

性土と同様に次式によって、表されることが、大河内らによって示されている⁴⁾。

$$K_{oc} = K_{nc} (OCR)^\beta \dots\dots\dots (3)$$

ここで、 K_{nc} は正規圧密状態の K 値で、 K_{oc} は除荷(過圧密)時の K 値である。

β は試料によって決まる定数である。本研究での主ひずみ比一定の異方圧密試験結果が式(3)の関係を満足するかどうかを調べてみた。

図-9 は両対数紙上に K_{oc}/K_{nc} と OCR の関係をプロットしたものである。図によると、 K_{o1} ($\alpha=90^\circ$) と K_{o2} ($\alpha=180^\circ$) 圧密の場合、 $\log(K_{oc}/K_{nc}) \sim \log(OCR)$ 関係には明瞭な直線関係が見られる。一方、他の α 値においては、特に、除荷開始後 $OCR=2$ 程度までは、直線とは言いがたいが、それ以後は直線的に変化しているようである。ここでは、一応過圧密過程の後半部に着目して、 β 値のひずみ経路依存性を調べてみたのが図-10である。図から、 β 値は α 値の増加に対して、急激に減少していくのがわかる。また、過圧密過程のすべての段階で β 値が一定となる K_{o1} および K_{o2} 圧密では、 β 値がそれぞれ 0.30, -0.57 と全く異なった値となっている。すなわち、 K_{o1} 圧密の場合、 OCR の増加と共に K_{oc} 値が増加するが、 K_{o2} 圧密の場合、 OCR の増加と共に、 K_{oc} 値は減少していくことになる。このことは、過圧密の進行に伴う K_{oc} の変化は K_{nc} より増加するケースも、減少するケースも有り得ることを示している。図-10に K_{nc} と α の関係も示されている。

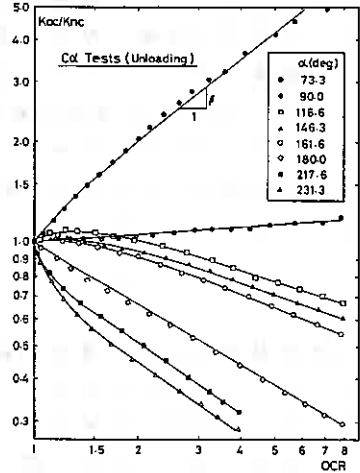


Fig. 9

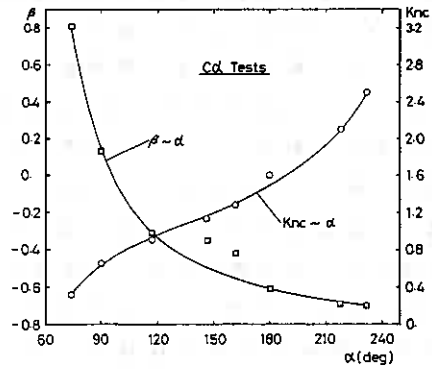


Fig. 10

4 - 3. 異方圧密に見られる供試体の体積変化特性

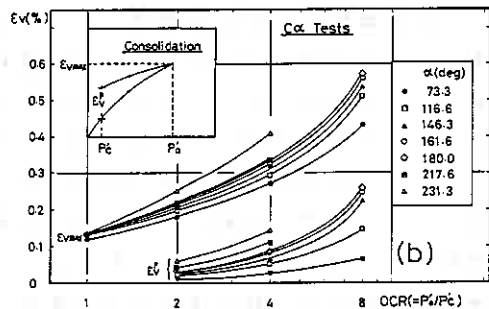
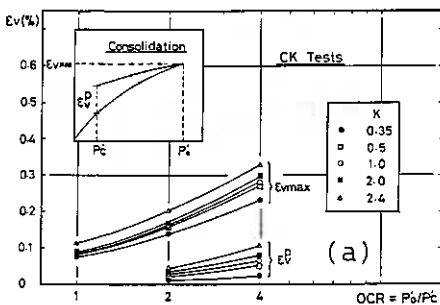


Fig. 11 (a-b)

図 - 11 (a), (b) はそれぞれ主応力比一定と主ひずみ比一定圧密を行う際に生じた体積変化量を示している。 $\varepsilon_{v,max}$ は圧密中 ($P=P_0$ の時点) に発生した最大体積ひずみで、 ε_v^p は過圧密による体積ひずみの塑性成分である。図-11(a) により、 K 値の小さい場合、即ち供試体がより圧縮されている場合、圧密中に生じる体積収縮量は少ないが、 K の増大とともに、 ε_v も大きくなることが分かる。塑性ひずみ成分 ε_v^p に着目すると、 K 値による ε_v^p の変化も $\varepsilon_{v,max}$ と同じ傾向であることが分かる。このため、過圧密による塑性ひずみエネルギー量は圧密経路に依存するものであると言える。同じ結論は主ひずみ比一定圧密試験結果(図-11(b))においても得られる。

4-4. 応力～ひずみ関係に及ぼす圧密中のひずみ比の影響

次に、種々の主ひずみ比値と OCR 値による供試体に与えた様々な圧密履歴は後のせん断挙動にどのような影響をもたらすかを検討する。せん断条件は側圧一定の排水圧縮せん断である。

図 - 12～図 - 15 は三軸圧縮せん断下における $\eta \sim \gamma$ 関係と $\varepsilon_v \sim \eta$ 関係を示したものである。図からわかるように、砂のせん断変形特性に異方圧密履歴による明らかな影響が認められる。

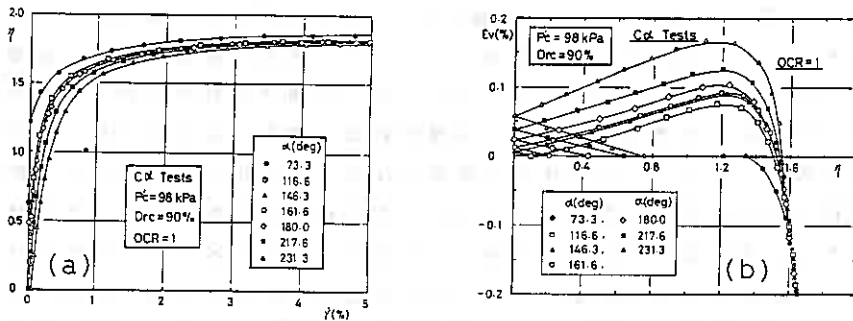


Fig. 12 (a-b)

図 - 12(a) は種々の α 値のもとで正規圧密 ($OCR=1$) を受けた供試体の圧縮せん断 (COMP.) 結果を $\eta \sim \gamma$ 関係で示している。図より明らかなように、せん断初期において、供試体の変形特性に異方圧密履歴の影響が歴然と現れている。 α 値の小さいケースにおいては、 $\eta \sim \gamma$ 線の立ち上がり部分の勾配は急であり、 α 値の増加に従って、 $\eta \sim \gamma$ 線の立ち上がり部分の勾配はゆるやかになる。 α 値が小さいということは供試体が圧縮状態で圧密されたことを意味する。換言すれば、供試体は圧密中に受けた圧縮作用が強ければ強いほど後のせん断初期に変形しにくくなる。逆に、供試体は圧密段階に受けた伸張作用が強いほど後のせん断初期に変形しやすくなる傾向が見られる。この現象は砂供試体の構造異方性を考えることによって説明できると思う。前述した通り、MSP 法で作製した供試体はその水平堆積面上に砂粒子の長軸が卓越配列するため、鉛直方向に圧縮しやすく、膨張しやすい、また、水平方向に圧縮しやすく膨張しづらいという力学的初期異方性を持っている。その初期の異方性 (inherent anisotropy) にさらに圧密による誘導異方性 (induced aniso-

ropy)を与えることによって、供試体の初期構造異方性を強めたり弱めたりすることができるわけである。例えば、 α 値の小さいケースにおいて、圧密による誘導異方性は供試体本来の構造異方性を強めることになり、“強め効果”と言える。また、 α 値の大きいケースでは、“弱め効果”という言葉が適するだろう。ここで注意すべきことは“強め効果”とか、“弱め効果”とかはせん断条件によるものである。供試体を圧縮状態で圧密した場合、後の圧縮せん断(COMP.)にとってその圧密の効果は“強め効果”であるが、もし伸張条件でせん断をすればその圧密の効果は逆に“弱め効果”となる。つまり、異方圧密進行方向とせん断方向が一致する場合、圧密の効果は“強め効果”であり、両者の方向が反対する場合、圧密作用は“弱め効果”をもたらすことになる。

次に、同じ図-12(a)における $\eta \sim \gamma$ 線の後半部に着目する。図からわかるように、せん断の進行と共に各 $\eta \sim \gamma$ 線はしだいに近付き、あるせん断ひずみ量に達した後、すべての $\eta \sim \gamma$ 線が一致し、異なる異方圧密の履歴が失われたことを示している。このように、圧密の影響の現れるのはせん断初期のある程度の変形の範囲内に限られていることが分かった。

図-12(b)は種々の α 値のもとで正規圧密(OCR=1)を受けた供試体のグレイタンシー特性を示している。 $\epsilon_v \sim \eta$ 関係においても、異方圧密履歴による影響ははっきりと見られ、 α 値の小さいケースにおいては、圧縮せん断時に発生する体積収縮量は少ないが、 α 値の増大とともに、体積収縮量も増加するという傾向が現れている。この原因については、供試体は圧縮側で圧密される場合、すでにせん断作用を受けて砂粒子の再配列が一部完成したため、引き続きせん断中における体積収縮量が小さくなる。伸張側で圧密された場合、圧縮せん断時に砂粒子の再配列が大きくなるため、供試体の体積収縮量が大きくなると思われる。この異方圧密に伴う変形特性は異方圧密過程も本質的にはせん断過程の一部であることを示唆している。

図-13～図-15はそれぞれ、OCR=2, 4, 8のケースについての $\eta \sim \gamma$ 関係および $\epsilon_v \sim \eta$ 関係に及ぼす各主ひずみ比での圧密履歴の影響を示す。各OCRについても、前述したOCR=1のケースと同じ傾向が見られる。ただし、OCRによる異方圧密履歴の影響程度が異なっていることも見られる。OCRが大きくなると、応力解放に伴う構造の変化のため、異方圧密の影響の相違は小さくなることがわかった。

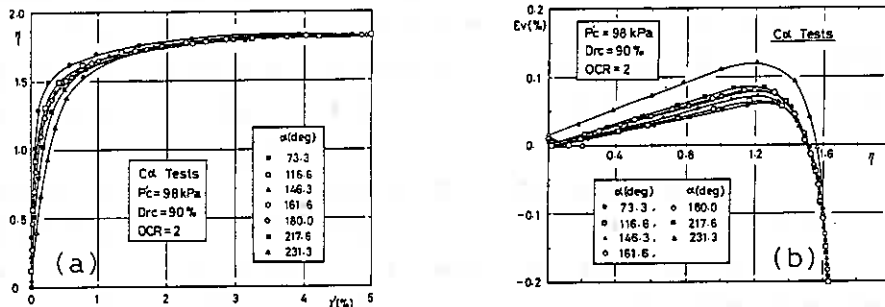


Fig. 13 (a-b)

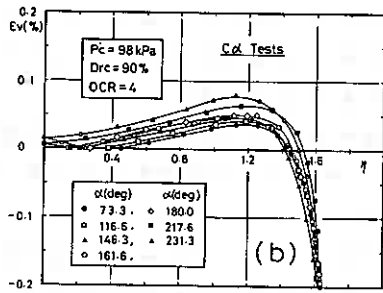
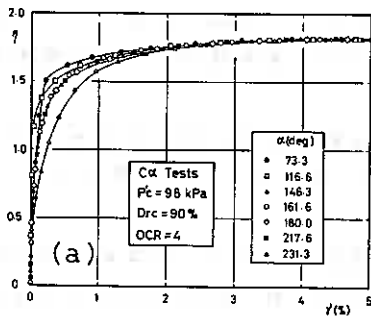


Fig. 14 (a-b)

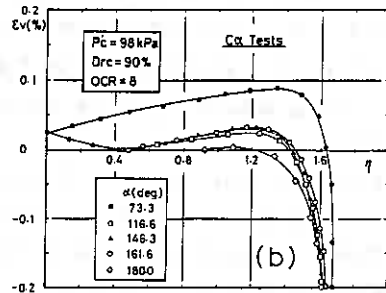
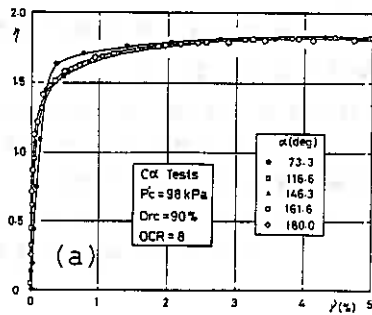


Fig. 15 (a-b)

4 - 7. 排水せん断抵抗角 ϕ_0 に及ぼす異方圧密履歴の影響

最後に、種々の異方圧密履歴を有する供試体の排水せん断抵抗角 ϕ_0 を考察する。図 - 16(a), (b) はそれぞれ主応力比一定と主ひずみ比一定の圧密を受けた供試体の ϕ_0 と K および α の関係を示している。図によると、 ϕ_0 の大きさは K 値あるいは α 値によらずにほとんど同じ値を示している。砂の排水せん断強度は以前に受けた圧密履歴と無関係であるので、試料の物性を表すパラメータの一つとして一定値であると言える。また、圧密段階のひずみ発生量とせん断破壊時のせん断ひずみ量を比較してみると、前者は 0.1 ~ 1%，後者は 5 ~ 6% ぐらいで、両者の大きさは格段に違う。このため、圧密履歴の影響は静的せん断破壊段階に至らず、せん断初期の

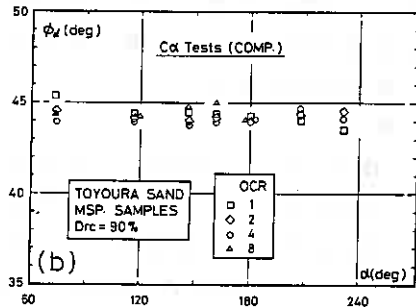
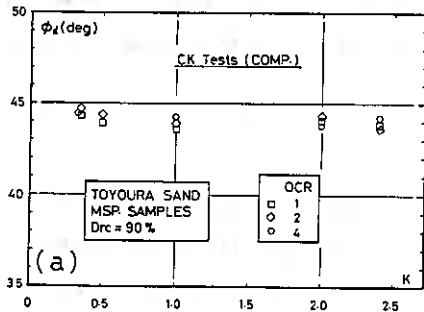


Fig. 16 (a-b)

供試体変形過程にのみ影響を与えることになる。また、圧縮せん断というのは供試体の強い面上に最大主応力を加えたものであるので、圧密履歴による影響を受けにくいことも考えられる。

本研究では、 $D_{r0}=90\%$ の豊浦砂の排水圧縮せん断試験から得られた ϕ_0 は、圧密時の K 値、 α 値およびOCR値によらず $44.2^\circ \pm 1^\circ$ であるという結果を得た。

5. まとめ

主応力比一定と主ひずみ比一定の圧密履歴を供試体に与え、密な飽和砂の圧密挙動とせん断時における応力～ひずみ～強度特性を調べた。結果は以下のようにまとめられる。

- (1) 主応力比 K 一定正規圧密段階において、ひずみ経路はほぼ直線である。主ひずみ比一定圧密試験の載荷段階において、主応力比は圧密の進行とともに一定値 K に収束する。両種試験の $K \sim \alpha$ 関係はよく一致する。
- (2) $K \sim \alpha$ 関係から、 K_0 値を推定することができる。今回、 K 一定圧密試験結果より、 $K_{0r}=0.58$ または $K_{0r}=0.39$ (メンブレン貫入補正をしない場合)および $K_{0a}=1.55$ で、主ひずみ比一定圧密試験結果から、 $K_{0r}=0.58$ 、 $K_{0a}=1.62$ という結果が得られた。大河内らの結果と比べて本研究の K_{0r} 値が大きいのが、室内の異方圧密実験(K_0 圧密を含む)においてメンブレン貫入補正や粒子配列構造の影響が大きいと考えられる。
- (3) 主ひずみ比一定の過圧密段階において、 K_{0a} および K_{0r} 圧密条件に対しては $K_{0c} = K_{0c}(OCR)^{\beta}$ という関係が成立するが、ほかの条件の下では、特に除荷初期において β は一定とならない。
- (4) 異方圧密中に供試体に吸収された塑性エネルギーはひずみ経路に依存する。
- (5) せん断初期において異方圧密履歴の影響が強く現れる。せん断進行方向と一致する圧密作用は、供試体の初期構造異方性に“強め効果”を、逆の作用は、“弱め効果”をもたらす。変形特性に及ぼす異方圧密履歴の影響はせん断変形のある範囲に限られている。

ダイレイタンスーにも異方圧密履歴による影響が見られる。圧密せん断に対して、 α の増加にしたがって、供試体の圧縮性も増加する。

- (6) 密な飽和砂の排水せん断強度に及ぼす種々の異方圧密履歴の影響は認められない。異方圧密の加え方によらず、 ϕ_0 は $44.2^\circ \pm 1^\circ$ の範囲にあった。

最後に、実験の実施にあたって、種々の協力を頂いた山下 聡助手、試験、データ整理に協力を得た村上 毅(北大4年)、大石 学、山下賢次(室蘭工大4年)の各君に感謝の意を表す。

参考文献:

- 1). 藤永, 松下 (1980): 北大学士論文
- 2). Miura, S. and Toki, S. (1982): S & F, Vol.22, No.1, pp.61-77
- 3). Miura, S. and Toki, S. (1984): S & F, Vol.24, No.3, pp.69-84
- 4). Okochi, Y. and Tatsuoka, F. (1984): S & F, Vol.24, No.3, pp.52-68
- 5). 金氏 ら (1979): 第14回土質工学研究発表会 pp.377-380

自然堆積砂の平面ひずみ強度異方性

北海道大学 工学部 土岐 祥介
室蘭工業大学工学部 三浦 清一
北海道大学 大学院 ○ 遠藤 尚志

1. まえがき

自然堆積砂地盤は、著しい構造異方性と変形・強度異方性を有していることが明らかにされている^(1,2)。これらの研究は、砂地盤が異方圧密状態にあることを考慮しない、すなわち、室内試験で等方圧密をした試料についてのせん断試験の結果に基づいている。これは、砂においては圧密方法がせん断強度に影響を及ぼすことはないとする多くの研究成果があるためである。しかし、この結論は軸対称三軸条件の場合に言えることであり、原位置の変形条件に近い平面ひずみ状態のような場合では、その詳細な研究例もないことから、必ずしもこの事実が妥当であるとは言えない。事実、圧密条件の違いによって砂供試体の構造が変化するために、軸対称三軸条件でもせん断の初期段階では、力学特性に明瞭な相違がみられている。このことは、平面ひずみ条件では、初期の構造異方性が破壊時にもよく保存されることから、平面ひずみ強度に対しての異方圧密効果が軸対称条件に比べて大きいのではないかということを示唆している。

このようなことから、本研究では自然堆積砂地盤から不攪乱試料を採取し、平面ひずみ試験を実施した。ここでは、供試体の堆積面の方向を種々に変え、さらに、等方および異方圧密試験を行うことによって、変形・強度特性に及ぼす圧密方法の影響、ならびに構造異方性との関係を調べた。この結果、平面ひずみ強度は異方的な応力状態の下で圧密を行うことによって、軸対称条件では見られない相違が認められた。また、変形特性に関してはより顕著な違いが観察されている。

2. 応力とひずみの表示

本研究では、図-1に示すように最大主応力 σ_1 の載荷方向をZ方向とし、対応する主応力および主ひずみ増分は圧縮を正とした。

試験結果は次の応力・ひずみパラメータによって整理されている。

$$\rho = \frac{1}{\sqrt{2}} \{ (\sigma'_x - \sigma'_y)^2 + (\sigma'_y - \sigma'_z)^2 + (\sigma'_z - \sigma'_x)^2 \}^{\frac{1}{2}} \quad (1)$$

$$p' = \frac{1}{3} (\sigma'_z + \sigma'_y + \sigma'_x) \quad (2)$$

$$d\varepsilon_v = d\varepsilon_x + d\varepsilon_z \quad (\because d\varepsilon_y = 0) \quad (3)$$

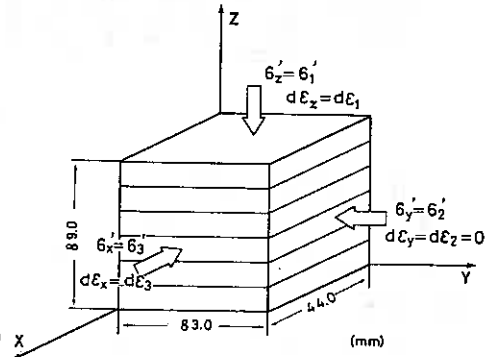


Fig. 1

3. 用いた試料

3-1 不攪乱試料の採取

実験に用いた不攪乱試料は札幌市郊外手箱前田地区にあるほぼ水平に堆積した均

質な砂層（以下 M 砂と略称）から、ブロックサンプリング法³⁾によって採取したものである。サンプリング深度は、地表面下 2.4 m で、地下水位はさらに約 3 m 低い位置にある。サンプリング地点の有効土被り圧は約 40 kPa と推定されている。

まず、目標砂層を乱さないように露出させた後、鉄製ブロック枠（300×300×300 mm、厚さ 5 mm）の内寸法に成形した砂柱をブロック枠内に静かに収納する。これを密封後、ドライアイスで完全に凍結させた状態で実験室に運搬し、冷凍庫内（-25℃）に保存した。この方法によると、サンプリングや運搬などの過程で試料の乱れを最小限におさえることができるようである。

3-2 試料の物理的性質

上記の方法によって採取した砂の粒径加積曲線を図-2 に示す。比較のため、豊浦標準砂(T)、既報⁴⁾の石狩砂(I)、北広島砂(N)のものも同図に載せた。物理的諸性質は、 $G_s = 2.67$ 、 $U_c = 1.5$ 、 $D_{50} = 0.22 \text{ mm}$ 、 $F_c (\leq 74 \mu\text{m}) = 0.07 \%$ 、自然含水比 $w_n = 9.45 \%$ であった。

なお、最大・最小密度は土質工学会で定められた方法⁵⁾に従い、各供試体ごとに求めた。その値を表-1 に示す。

M 砂は比較的均一な粒度組成となっており、細粒分 F_c は少ない。各密度のばらつきも小さいようである。

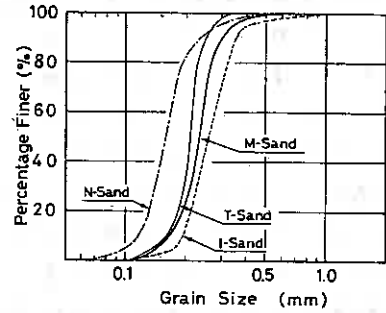


Fig. 2

K	PC δ	TEST NO.	Γ _{dmin}	Γ _{dmax}	Γ _{dc}	D _{rc} (%)	K	PC δ	TEST NO.	Γ _{dmin}	Γ _{dmax}	Γ _{dc}	D _{rc} (%)	K	TC δ	TEST NO.	Γ _{dmin}	Γ _{dmax}	Γ _{dc}	D _{rc} (%)
0.5	0	20	1.24	1.55	1.50	85.8	20	0	40	1.23	1.54	1.49	85.8	0.5	0	50	1.20	1.51	1.46	87.1
		30	1.24	1.57	1.50	83.1			30	1.17	1.48	1.42	82.3			90	1.20	1.51	1.48	93.6
		30	1.20	1.51	1.46	85.9			45	1.20	1.50	1.44	84.2			0	1.22	1.53	1.48	85.6
		45	1.23	1.56	1.50	84.2			45	1.22	1.54	1.48	84.3			90	1.21	1.51	1.47	88.9
		60	1.22	1.54	1.49	86.8			60	1.21	1.52	1.47	86.9			0	1.17	1.49	1.44	87.0
		90	1.20	1.52	1.47	87.1			90	1.21	1.52	1.46	84.0			90	1.20	1.52	1.47	89.4
1.0	0	9	1.21	1.53	1.48	86.6	1.0	0	38	1.21	1.52	1.47	87.4	1.0	0	50	1.20	1.51	1.48	90.0
		30	1.21	1.53	1.49	89.7			30	1.20	1.51	1.48	90.0			45	1.20	1.51	1.45	82.5
		45	1.16	1.47	1.40	81.3			45	1.20	1.51	1.45	82.5			60	1.21	1.53	1.48	87.8
		60	1.18	1.49	1.41	77.2			60	1.21	1.53	1.48	87.8			90	1.20	1.51	1.46	87.1
		90	1.21	1.52	1.47	85.6			90	1.20	1.51	1.46	87.1							

Table 1

4. 供試体の作製法

上述のサンプリング法で採取したブロック試料から以下の方法で供試体を作製した。

- 1) 図-3 に示すように、原位置の鉛直方向と試験時に最大主応力を作用させる方向とのなす角を δ とし、 $\delta = 0^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ, 90^\circ$ の供試体をブロック試料から切り出す。

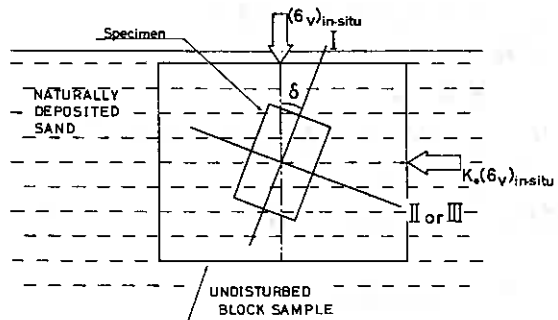


Fig. 3

2) 角柱供試体用トリマーとストレートエッジを用いて供試体を所定の寸法(図-1参照)に成形する。

ここで、1)のような定義の δ は二通り考えられることに注意を要する。図-4は供試体の堆積構造を O_1-O_3 面および O_1-O_2 面に投影したものであるが、本研究では(a)に示すように堆積面を傾斜させて切り出したものを δ 供試体、(b)のようにしたものを δ' 供試体として区別している。

試験の大部分は δ 供試体を用いており、 δ' 供試体は比較用である。両供試体の挙動を観察することにより、同じ δ において、ひずみ拘束面における堆積構造の相違が平面ひずみ強度に及ぼす影響を知ることができるとと思われる。

5. 試験方法

成形した凍結供試体は196 kPaの拘束圧の下で、約1時間放置し、融解させた。その後、CO₂を通し次いで脱気水を通水して飽和させた後、196 kPaのバックプレッシャーを供給した。圧密は、水平有効主応力 $\sigma'_x (= \sigma'_y)$ と鉛直有効主応力 σ'_z の比 σ'_x / σ'_z (以後これをK値とする)を一定に保ちながら、平均有効主応力 $P_c' = 98$ kPaに至るまで非排水状態で圧力を上げ、排水経路を静かにあけて、30分以上放置した。(このときの乾燥密度を d_{rc} 、相対密度を D_{rc} 、圧密中の軸ひずみを ϵ_{1c} とする。)ここで、 $P_c' = 98$ kPaとしたのは、サンプリングによる応力解放、あるいは過圧密の影響をできるだけ限り避けるため、原位置における平均有効主応力($K=0.5$ の場合約27 kPa)より大きい平均主応力で圧密する必要性による。

その後、平面ひずみ条件($d\epsilon_y = d\epsilon_z = 0$)でひずみ制御による排水せん断試験を行った。ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1$ は0.25 %/minであった。平面ひずみ条件は、テフロンシートとシリコンゲリスにより摩擦を軽減された剛な拘束板を用いて、保持させた。またこの拘束板には圧力室がついており、せん断中にかかる σ'_z を測定することが可能である。 σ'_z はセル圧によって載荷し、せん断中は $\sigma'_z = \text{const.}$ としている。

6. 試験結果および考察

6-1 応力比-ひずみ関係

図-5~7は種々の堆積角度 δ に対する応力比 σ'_1 / σ'_3 および σ'_2 / σ'_3 を軸ひずみとの関係で表したものである。図から(1)どのKにおいても、 δ の小さい順に初期勾配が大きくなっている。(2)破壊時のひずみは δ およびKの増加とともに大きくなっている。これらの結果は砂の構造異方性に起因するものである。さらに、圧密方法によらず、初期異方性の影響は同じ傾向にあるといえる。

図-8は同じ δ ($\delta = 30^\circ$)に対し、応力比-軸ひずみ曲線をまとめたものである。

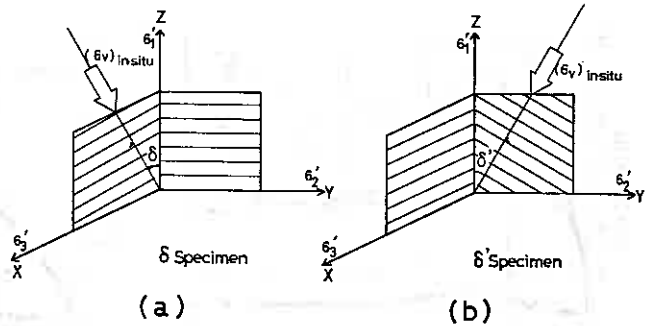


Fig. 4

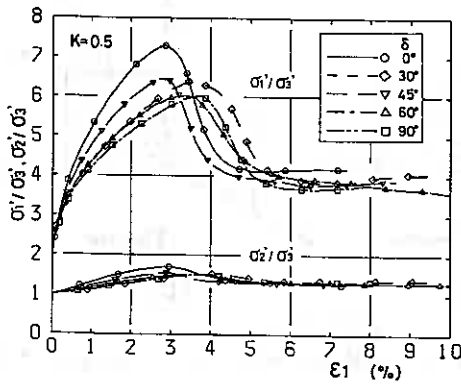


Fig. 5

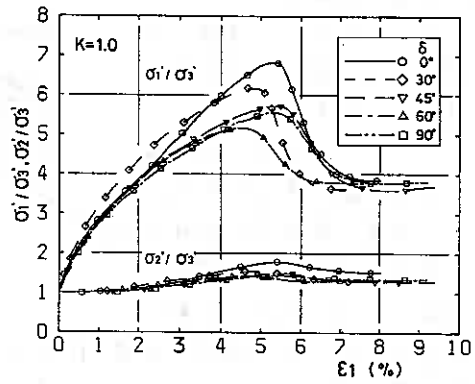


Fig. 6

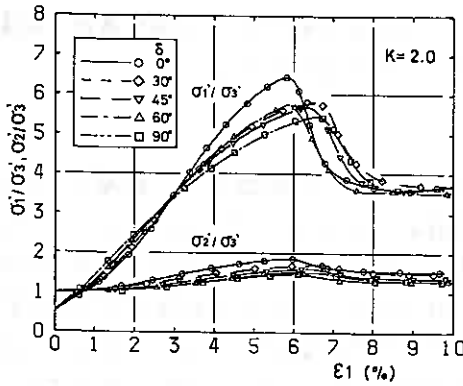


Fig. 7

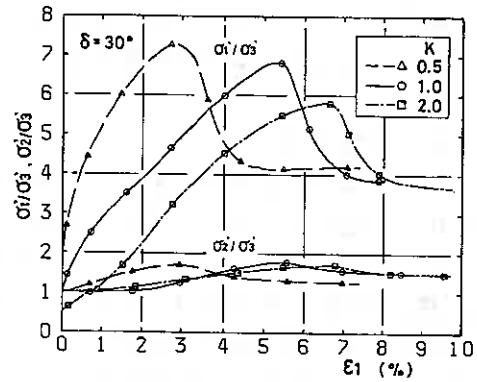


Fig. 8

これより、 K が0.5, 1.0, 2.0の順に、(1) $\sigma_1/\sigma_3 \sim \epsilon_1$ 曲線の初期勾配が大きくなる。(2)ピーク値が大きくなる。(3)ピーク値を与える ϵ_1 が小さくなる。という傾向がよみとれる。これは次のように説明される。図-9は、圧密中の軸ひずみの発生量 ϵ_{1c} と δ , K の関係を表したものである。 $K=2.0$ (口印) は負の側にプロットされているが、これは伸張状態であったことを示している。

$K=0.5$ では、圧密中に圧縮変形が進んでいるため、 $K=1.0$ (等方状態) に比べ、せん断開始時に圧縮しにくくなっていると推定できる。いわば、 Z 方向の剛性が高まったような状態になっている。一方、 $K=2.0$ ではせん断開始時に伸張された状態にあるため、その逆の傾向になったと考えることができる。

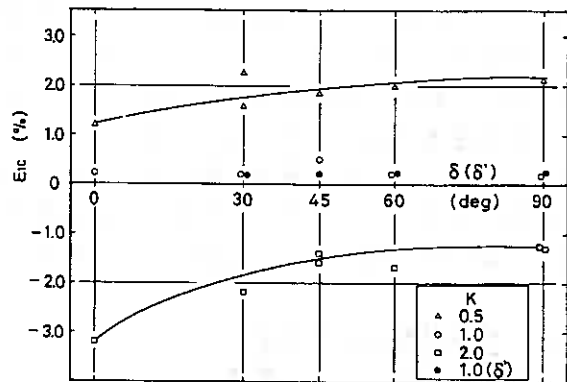


Fig. 9

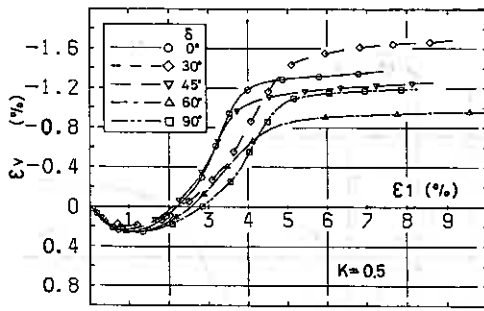


Fig. 10

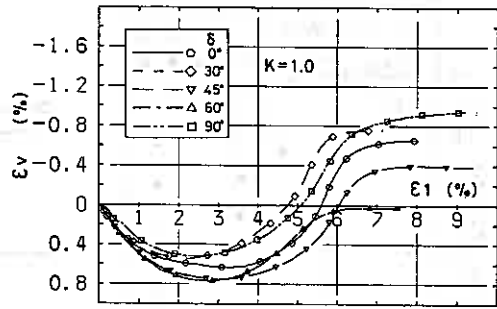


Fig. 11

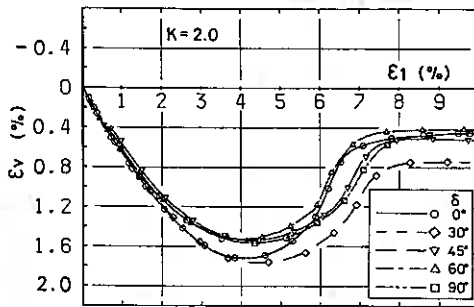


Fig. 12

中間主応力 σ_2' は σ_1' と同様な挙動を示しており、ピークに達するのは、 σ_1' が最大になった直後であった。 σ_2' の値は σ_1' に比べて、かなり小さく破壊時における ν 値 ($(\sigma_2' - \sigma_3') / (\sigma_1' - \sigma_3')$) は 0.10 ~ 0.18 であった。また、この値は δ には依存せず、 K が大きい試験では、大きな値になる傾向があった。

6-2 ダイレイタンシー挙動

図-10~12は、せん断中の体積ひずみ ϵ_v の挙動を K ごとに表したものである。各図において、 $\delta = 0^\circ \sim 90^\circ$ に対する曲線の相対的な位置関係に規則性は認められない。せん断初期においても、異方性の影響によるダイレイタンシー挙動の変化はないようである。これらの図から明らかなのは、 K の値によって体積収縮ひずみが大きく異なることである。

図-13は、体積ひずみの最大値と δ および K の関係を示したものである。この図においても、 δ の違いによる ϵ_{vmax} の明確な相違はみられない。 δ (0印) と δ' (●印) 供試体について比べても、両者はほぼ同じ値となっている。したがって、ダイレイタンシー特性は、堆積面の傾斜のさせ方には、ほとんど影響を受けないと思われる。それに対し、この図から明らかなのは、どの δ においても、 K が増加するにつれ、 ϵ_{vmax} が増大することである。

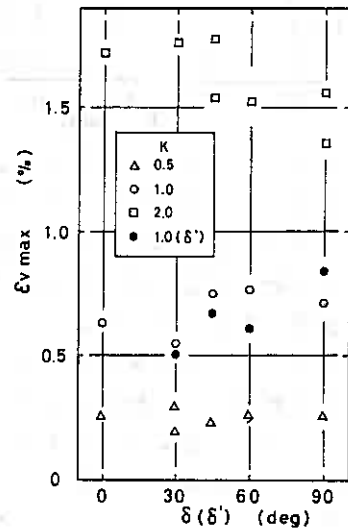


Fig. 13

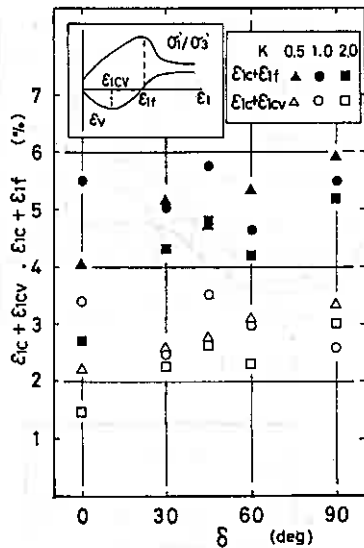


Fig. 14

ダイレイタンシーが、負から正へと転する時の軸ひずみを E_{icv} とし、 E_{ic} と E_{icv} の和を δ 、 K に対して表したのが、図-14である。 $E_{ic} + E_{icv}$ は、 δ および K に関係なく、ほぼ一定値(約2.7%)となっている。参考までに、破壊時の軸ひずみ E_{if} と E_{ic} との和を同図に示した。(黒塗りのプロット) $E_{ic} + E_{if}$ も δ 、 K に依存せず、約5%の近傍に集まっている。

ダイレイタンシー挙動が (1) δ に依存しない、(2) K の値によって異なる、(3) 各 K とともに圧密開始からの軸ひずみが、ほぼ2.7%のところまで $dE_v = 0$ となっている、ということから、図-15に示すような統一的な説明が可能である。この図は、 $E_v \sim E_t$ 曲線を1つに固定し、圧密によって座標軸が撓動すると考えることによって、 K が異なった場合のダイレイタンシー特性を1つの図で表現したものである。これにより、 K が0.5~2.0の範囲内での体積ひずみ挙動を推測することができる。この図はまた次のことを示唆している。原位置において、異方圧密を受けていた砂を室内で試験する場合、元の応力状態を再現した後、せん断を行わないと、体積変形量の見積りを大きく誤る。例えば、現地盤の K_0 値を0.5とすると、そこから採取した試料を等方圧密後に試験した場合、最大体積収縮量として実際の約3倍も大きな値を得ることになる。この点で、圧密方法の影響は考慮に値する。

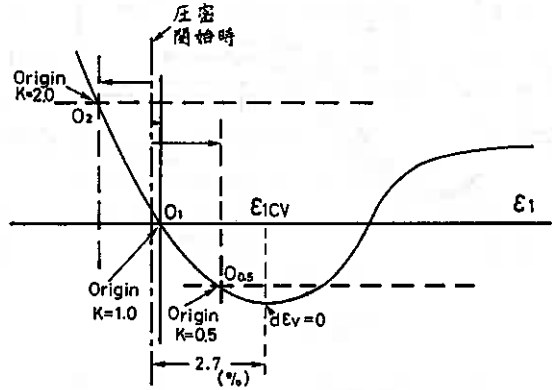


Fig. 15

6-3 強度特性

6-3-1 破壊強度

図-16は等方圧密 ($K=1.0$) 後のせん断試験の結果から得たせん断抵抗角 ϕ_d を δ に対してプロットしたものである。なお、 ϕ_d は次式によって求めた。

$$\sin \phi_d = (\sigma'_1 - \sigma'_3) / (\sigma'_1 + \sigma'_3) \quad (4)$$

図中の○印で示された点は、 δ 供試体からのものであって $\delta = 0^\circ$ のとき、 ϕ_d は最大で δ の増加とともに減少し、 $\delta = 60^\circ$ のときに極小値をとり、 $\delta = 90^\circ$ では $\delta = 60^\circ$ より ϕ_d の値が大きくなっている。これは、小田ら¹⁾、松岡ら⁶⁾ が豊浦砂を用いて行

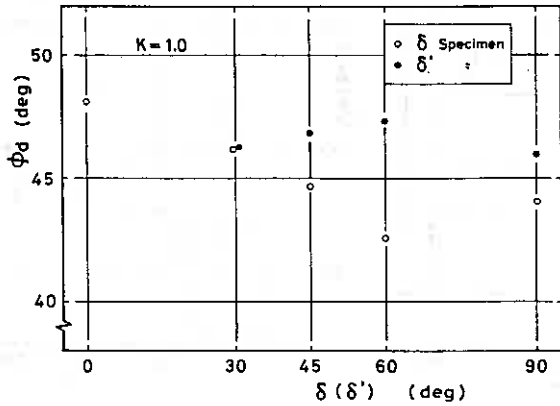


Fig. 16

つた結果(図-17)と同様の傾向であるといえる。

図-16中●の点は、 δ' 供試体の ϕ_d の値を示している。 δ' による ϕ_d の変化は δ 供試体に対するこれとは異なり、特に $\delta=30^\circ$ 以上の ϕ_d の急激な低下傾向はない。このことは次の考察によって理解できる。図-18に示すように、 δ 供試体は σ_1 - σ_2 面に向った方向に対して堆積面が傾いているが、 δ' 供試体では、傾斜しているのは σ_1 - σ_2 面に向って見た場合であり、 σ_1 - σ_2 面に向って見ると、どれも粒子配列は水平になっている。ただし、 $\delta'=90^\circ$ ではランダムである。ここで、 ϕ_d は σ_1 と σ_2 の関数であるので、 δ 供試体では傾斜角によって ϕ_d に違いができたが、 δ' 供試体ではほぼ一定であるため差が顕著でないと考えられる。先に小田ら、松岡らの結果(図-17)を挙げたが、これらの研究で用いているのは、本研究の δ 供試体に相当するものである。もし、 δ' 供試体も使用していたなら、当然結果は異なっていたであろう。平面すずみ試験によって、異方性材料を試験する場合、すべりを起こしやすい方向を拘束するか否かによって、強度特性に与える影響は極めて大きいといえる。

図-19は図-16に異方圧密試験の結果を加えたものである。図中の黒塗りプロットは同じM砂を用いて行った三軸圧縮試験の結果を比較のために示したものである。

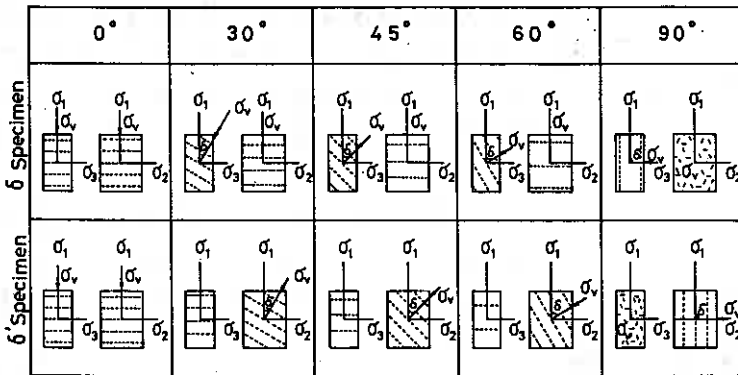


Fig. 18

本研究で設定した δ は5種類のみであるので、 ϕ_d が最小値をとる時の δ を特定することはできないが、 $\delta=60^\circ$ 付近を除いて、 ϕ_d の挙動は等方圧密の場合と類似している。しかし、強度は異なり、 $K=0.5$ と 2.0 の ϕ_d の

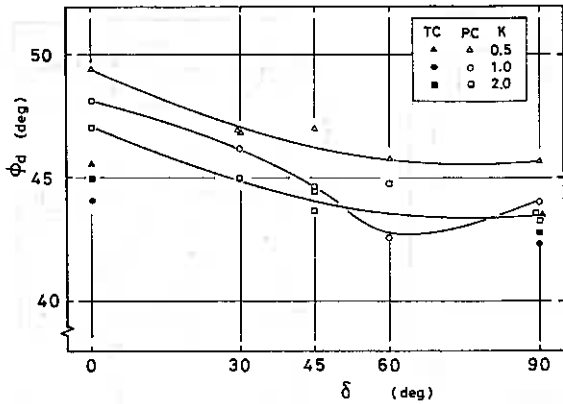


Fig. 19

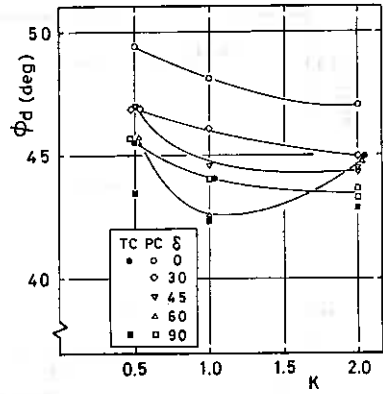


Fig. 20

差は各 \$\delta\$ について \$2^\circ \sim 3^\circ\$ である。図-19を K について整理し直したのが 図-20である。ここで、\$\phi_d\$ の K に対する依存性を検討する前に、三軸圧縮試験 (TC-test) と平面ひずみ圧縮試験 (PC-test) の違いについて触れておきたい。TC-test では \$\delta = 0^\circ\$ と \$90^\circ\$ の \$\phi_d\$ の差は、各 K とも約 \$2^\circ\$ であるが、PC-test では約 \$4^\circ\$ と差が大きい。

これは、PC-test では初期異方性が破壊時までよく保存されることを示している。

次に、\$\delta\$ が \$0^\circ\$ のときの TC と PC-test との \$\phi_d\$ の差および \$\delta\$ が \$90^\circ\$ のときのそれ注目してみる。図-20から、\$\phi_d(PC) - \phi_d(TC)\$ の値を読みとると表-2に示すようになっているが、ここでは単に PC, TC-test の \$\phi_d\$ の差は K が大きくなるほど小さくなることを指摘するだけに留めておく。これについては後に再度述べる。

$$\phi_d(PC) - \phi_d(TC)$$

$\delta \backslash K$	0.5	1.0	2.0
0°	4°	4°	2°
90°	2°	1.5°	0.5°

Table 2

TC-test の結果では、K による影響は小さいようであるが、PC-test では \$60^\circ\$ を

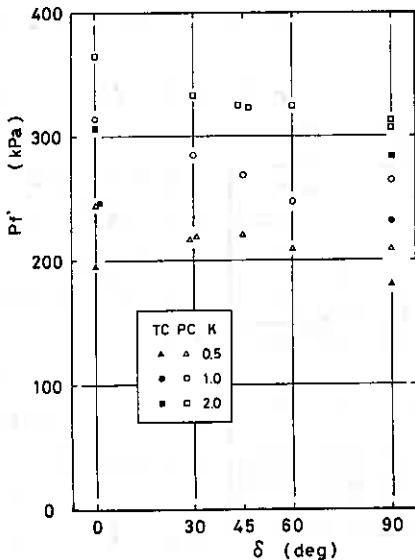


Fig. 21

除く \$\delta\$ の \$\phi_d\$ についても、K が小さいものほど強度が大きいという傾向がある。この特性の原因として、次の二つが考えられる。(1) 異方圧密およびせん断によってもたらされた新たな異方性 (誘導異方性)、(2) 破壊強度の拘束圧依存性。図-21は破壊時の平均有効主応力 \$P_f'\$ を示したものである。\$P_f'\$ は明らかに K、\$\delta\$ に依存しており、各々の \$\delta\$ について K=0.5 と 2.0 の \$P_f'\$ の差は約 120 kPa である。\$P_f'\$ がどの程度、内部摩擦角に影響するかを評価するため、図-23 (文献より引用) を示す。この図に本研究の \$P_f'\$ を当てはめると、\$\phi_d\$ の差は約 \$1.5^\circ\$ となる。用いている砂が果糖なので K=0.5 と 2.0 の \$\phi_d\$ の差 \$2^\circ \sim 3^\circ\$ のうち、7割は \$P_f'\$ の影響であるとは当然言えないが、\$\phi_d\$ の K に

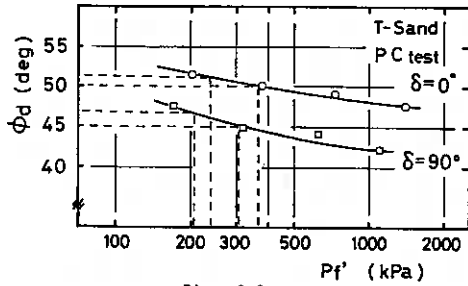


Fig. 2 2

に対する依存性のうち、(2)の要因が占める割合が大きいことは確かである。(1)の影響の有無に関しては、 P_f' の影響が無視できる場で考えなければならぬ。これに関し、先に指摘した $\phi_d(PC) - \phi_d(TC)$ の K 依存性について、再び検討する。図-21において、 $\delta = 90^\circ$ の場合、各 K とも、 TC, PC -test の P_f' の差は 30 kPa 程度である。ここで重要なのは、 TC と PC の P_f' の差が小さく、かつその差は K によらずほぼ等しいことである。このような条件では、もし、圧密方法の違いによる構造の差がないとすれば、 K によって ϕ_d の値に違いはあっても、同じ K の $\phi_d(PC)$ と $\phi_d(TC)$ の差をとれば、どの K についても等しくなるはずである。しかし、結果は前に表-2 で示した通り異なっている。したがって、異方圧密をすることにより、新たな異方性が誘導されていたと考えることができる。

一般に、軸対称条件においては、砂のせん断強度は圧密方法によって影響を受けないと言われているが、平面ひずみ試験を行った本研究の場合、異方圧密 ($K=0.5, 2.0$) 試験による強度の相違は内部摩擦角にして、 2° 以上もあった。しかしながら、自然堆積砂を等方圧密後に試験する場合、実際の地盤では $K < 1$ であるため、先に述べた「 K の値が減少すると強度は増加する」という特性から考えて、真の値より強度を過小評価することになる。これは安全側の結果であるので問題とはならないであろう。さらに、軸対称三軸圧縮試験においては、平面ひずみ試験よりも強度変化は小さいので、圧密方法によって強度が変わらないとしても差し支えないと考えられる。

6-3-2 $d\varepsilon_v = 0$ 時のせん断抵抗角 ϕ_{cv} , ϕ_r

せん断後期に $d\varepsilon_v = 0$ となった時、 σ_1'/σ_3' は 4 の付近で一定となっている。この残留状態およびダイレイタンスが負から正に変わる瞬間には、強度におけるダイレイタンス成分を考えなくともよい。このときの強度をそれぞれ、残留強度 ϕ_r および ϕ_{cv} とし、 δ , K との関係を表したのが図-23である。 ϕ_r は明らかに、 δ, K の両方に依存していない。また、 ϕ_{cv} については K の値と関係がないことは明瞭であるが、 δ に対しては、 δ が増加すると ϕ_{cv} は減少するという傾向がみられる。従来、 ϕ_{cv} は b 値によって決まり、構造異方性の影響は受けないとされてきたが、これとは矛盾する結果となっている。しかし、先に図-21で、 P_f' が δ にも依存していたことから類推して、 $d\varepsilon_v = 0$ 時の平均有効主応力 P' が δ に依存し、 P' と

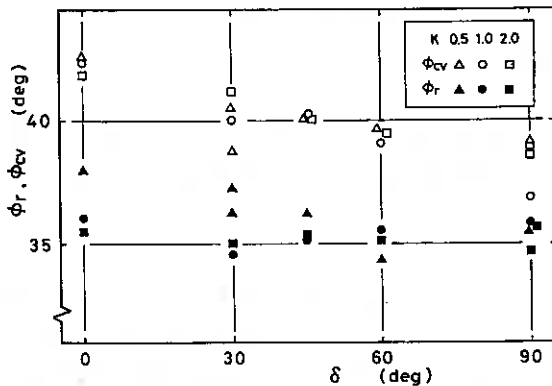


Fig. 2 3

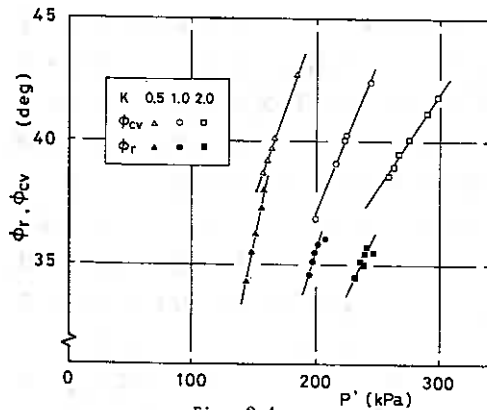


Fig. 24

と、さらに K によって明確に ϕ_{cv} ・ ϕ_r 直線の位置が分かれていることである。後者は、 K が 0.5, 1.0, 2.0 の順に、最小主応力 $\sigma_3 (= \text{const})$ が 0.75, 1.0, 1.2 kgf/cm^2 と増えていることに起因しているのではないかと思われる。

7. まとめ

自然堆積砂地盤から不攪乱試料を採取し、堆積面の方向および圧密方法を変えて平面ひずみ試験を実施した。その結果は以下のようにまとめられる。

- 1) 平面ひずみ条件の応力ひずみ-強度特性は δ によって著しく変化している。また、同じ δ であっても、異方圧密条件を変えると軸対称条件では見られない強度差が表われている。これは、平面ひずみ条件下のせん断挙動においては、異方圧密による構造異方性の変化を無視できないことを示すものである。
- 2) 堆積構造に対するひずみ拘束面のとり方を主変えると (δ と δ' 供試体)、その他の試験条件が等しい場合でも、両者の強度には著しい相違が認められる。
- 3) 変形特性に及ぼす異方圧密の影響は極めて大きい。自然堆積砂のダイレイタンス特性を検討する場合などには、異方圧密試験の実施が必須であると考えられる。
- 4) 圧密方法と強度の関係では、 K の値が小さいほど強度は増加するという特性がみられたが、これは主に、破壊時の平均有効主応力の違いに起因することを示した。
- 5) ひずみ制御で行った本研究の場合、最大体積収縮時および破壊が起きる時点は、圧密開始からの軸ひずみの大きさで決まり、それらはおよそ $\epsilon_{1cv} = 2.7\%$ 、 $\epsilon_{1f} = 5\%$ であった。
- 6) $\delta_{cv} = 0$ 時の強度 ϕ_{cv} 、 ϕ_r はその時の平均有効主応力に比例するという結果を得た。最後に、本研究に関し実験およびデータ整理に協力を得た本学4年目、柳田孝彦君に謝意を表す。

参考文献

- 1) Oda and Koishikawa (1978): S & F vol 8 No. 1 pp25~38
- 2) Miura and Toki (1984): S & F vol 24 No. 3 pp197~204
- 3) 柳田, 平尾 (1982): 土壌学会誌 37 周年誌 pp15~28
- 4) 土岐, 三浦, 中垣 (1983): 第19回土質工学会 pp555~558
- 5) 土質工学会 (1979): 土質試験法 才2日改訂版 pp192
- 6) 土岐, 三浦, 谷沢, 三浦 (均) (1984): 道支那技術報告 pp45~54

主応力回転下にある砂の変形特性の応力系依存性

室蘭工業大学工学部 三浦 清一
北海道大学 大学院 ○ 三浦 均也
北海道大学 工学部 土岐 祥介

1. まえがき

筆者ら¹⁾²⁾³⁾⁴⁾はこれまでに、3個の主応力値と主応力軸方向を独立に制御できる中空円筒ねじりせん断試験装置⁴⁾⁵⁾を用いて異方的な初期構造を有する密詰め砂の排水せん断試験を実施し、主応力軸回転を受けた砂の変形特性を調べてきた。その結果、3個の主応力値の変化を許さずに、それぞれを一定とした場合であっても、主応力軸回転によって生じる砂の変形は主応力軸固定時のものと比較して、無視できない程大きいこと、また、その変形特性に見られる異方性は、主応力軸固定場と同様に、堆積面上で生じる卓越したすべりによって説明できることが示された。その理由は、供試体作製時の堆積過程で導入される砂粒子長軸の水平方向への卓越配列構造によって、堆積面では粒子間の噛み合わせが最も悪く、せん断力に対する抵抗が最も小さいと考えられるからである。一方、液状化強度の指標となるダレイクンシー特性が主応力軸回転の有無に大きく依存していることも明らかにされ、主応力軸固定場では体積膨張が生じる応力条件においても、主応力軸回転により体積収縮が生じることが示された。

以上のように、主応力軸回転下における異方性砂の応力～ひずみ関係がある程度解明されてきたようであるが、これは特定の応力系のもとで明らかにされたことである。一方、実際の地盤における応力系は一定ではなく、様々に変化するのが一般的である。これまでは、主応力軸固定場における砂の変形挙動の応力系依存性については三主応力試験により研究されてきているが⁶⁾⁷⁾、主応力軸回転による変形特性についても、その応力系依存性を明らかにする必要がある。そこで、本研究では原位置で普通に現われる平面ひずみ条件を含む範囲で応力系を変化させて、主応力軸固定時あるいは回転時における密詰め異方性砂の変形挙動について調べている。

その結果、いくつかの知見が得られた。まず、平面ひずみ状態における応力系を示すパラメータ β 値 $((\sigma_1' - \sigma_3') / (\sigma_1' - \sigma_2'))$ は主応力軸回転の有無によらずほぼ同じであることが示され、また、平面ひずみ条件に近い応力条件では、最大および最小主応力軸が回転する鉛直断面についての2次元的な考察によってその変形特性を説明することができるが、応力系が平面ひずみ条件を外れるにしたがって、中間主応力軸を含む面内でのせん断変形が顕著になるため、3次元的な説明を加える必要がある、などが明らかにされた。

2. 応力とひずみの表示方法

試験に用いた中空円筒ねじりせん断試験装置⁴⁾⁵⁾は供試体 $(H=200\text{mm}, R_i=30\text{mm}, R_o=50\text{mm})$ に軸力、トルク、および内・外セル圧力を独立に制御して載荷することがで

さる。したがって、円筒座標系内の要素に作用している4種類の応力 $\sigma_a, \sigma_\theta, \sigma_r, \tau_{a\theta}$ を任意に変化させることができ、3個の主応力値のみではなく、主応力軸方向を $a\sim\theta$ 面内で自由に設定できる。供試体の変形は軸変位 ΔH 、ねじれ角 θ および内・外半径の変化 $\Delta R_i, \Delta R_o$ を測定して算定できる(図1参照)。ただし、以下の解析で用いる応力とひずみの値は供試体全体における平均値を用いている¹⁾⁴⁾。

主応力軸が回転する $a\sim\theta$ 面における主応力と主ひずみの諸量については、図2, 3および4に示すモールのダイアグラムを用いて知ることができる。ここで、最大主応力軸、最大主応力増分軸および最大主ひずみ増分軸が a 軸(鉛直方向)となす角度はそれぞれ $\alpha_{\sigma'}, \alpha_{d\sigma'}$ および $\alpha_{d\varepsilon}$ と表し、時計回りに測定している。

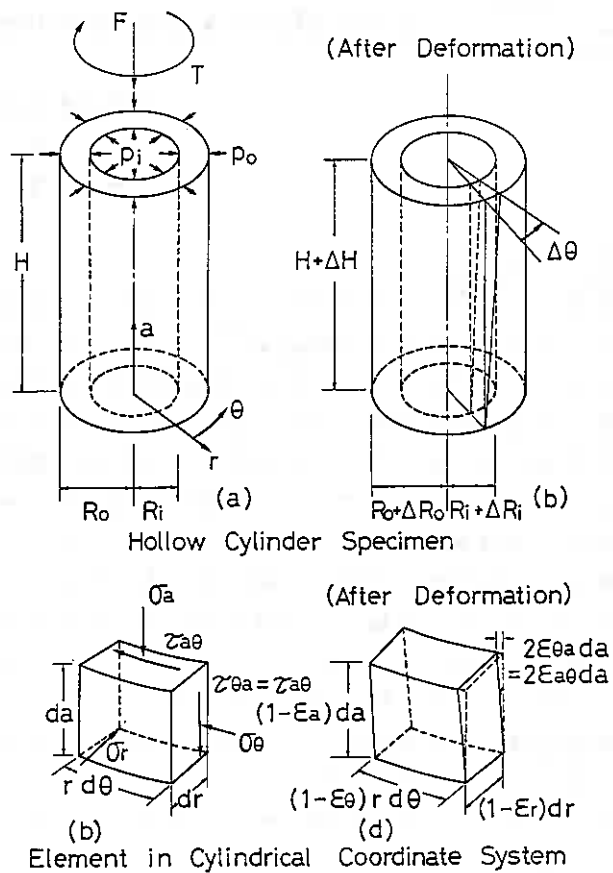


Fig. 1 (a-d)

3. 試験方法

用いた試料は豊浦標準砂($G_s = 2.65, e_{max} = 0.992, e_{min} = 0.625, D_{50} = 0.18 \text{ mm}$)である。供試体作製法は刃重ふるい落下方式⁸⁾とし、環状刃重ふるい落下装置^{1), 4)}を用いて

試料を空中落下させることにより中空円筒供試体を準備した。刃重ふるい落下法によると、堆積時に重力の影響を受けるため、砂粒子は長軸方向が水平となるように卓越して配列するという強い異方構造が供試体内に形成される⁹⁾。なお、このような異方性砂は鉛直軸を対称軸とする二軸直交異方性体とみなすことができる⁹⁾。CO₂と脱気水を通して飽

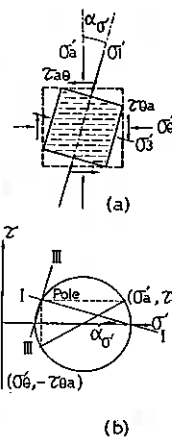


Fig. 2 (a-b)

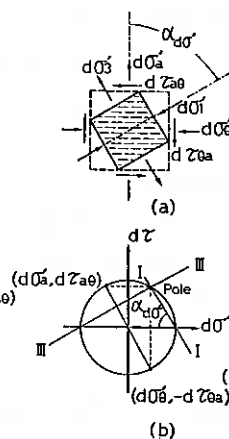


Fig. 3 (a-b)

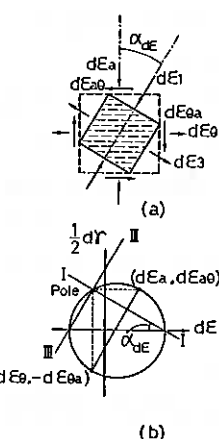


Fig. 4 (a-b)

和された供試体を、まず、バック
ブレッシャー (196 kPa) のもとで等
方圧密する ($P_e' = 98 \text{ kPa}$)。この時の
供試体密度が相対密度で $D_{rc} = 82 \pm 3$
% の範囲にあるものを採用してい
る。間隙水圧係数 B は 0.98 以上が
得られていた。

その後実施した 2 種類の排水試
験はすべて応力制御で行われ、そ
の間、平均主応力は常に一定に保
たれていた。

$$p' = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) / 3 = (\sigma'_a + \sigma'_b + \sigma'_c) / 3$$

$$= \text{const.} = 98 \text{ kPa} \quad (1)$$

3 - 1. 主応力軸固定試験

(F test)

主応力軸を所定の方法 ($2\alpha\sigma'$ を
 $0^\circ \sim 180^\circ$ までの 30° 間隔) に固定した
まま、応力比 $(\sigma'_1 - \sigma'_3) / (\sigma'_1 + \sigma'_3)$ を
単調に増加させて破壊に至らせて
いる (図 5(a) 参照)。この時、平均
主応力 p' と応力系 (b 値で規定さ
れている) を一定に保っているた
め、応力条件を応力空間で示すと
正八面体面上の放射状経路となり、
もしも b 値が等しい場合にはそれ
らは同一の直線で表される (図 5
(b) 参照)。本研究では、正八面体面
上における主応力軸の方向を 3 種

類 ($\xi = 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ$) 選んで実験を行った。図中に示したように ξ と b 値は一義的な関
係にあり、したがって、応力系を 3 通りに設定していることになる。試験名は、主
応力軸方向 $2\alpha\sigma'$ と正八面体面上の応力経路の方向 ξ を表示し、 $F[2\alpha\sigma'][\xi]$ test
と称している。

3 - 2. 主応力軸回転試験 (R test)

平均主応力 p' 、 b 値および応力比が一定の条件で、主応力軸を連続的に回転させ
る試験で、図 6(a) に示すような応力平面では応力経路は原点を中心とする円形の応
力経路となる。初めは F test と同様に主応力軸を所定の方法 ($2\alpha\sigma'_i = 0^\circ, 90^\circ, 180^\circ, -90^\circ$)
に設定し、所定の応力比 $(\sigma'_1 - \sigma'_3) / (\sigma'_1 + \sigma'_3)$ まで単調にせん断する。その後、応力
比を一定に保持しながら主応力軸を時計回りに回転し、元の応力状態に戻った
り、等方状態まで除荷している。主応力軸回転時には 3 個の主応力値は変化しないので、

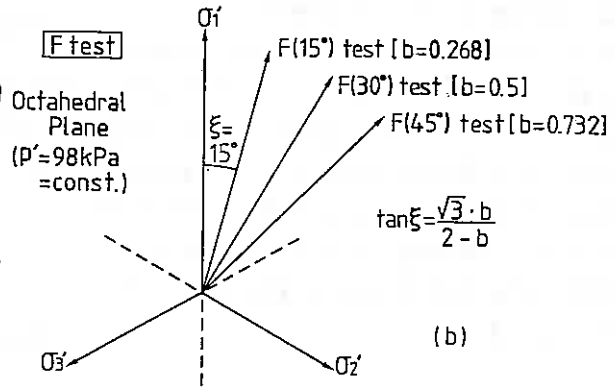
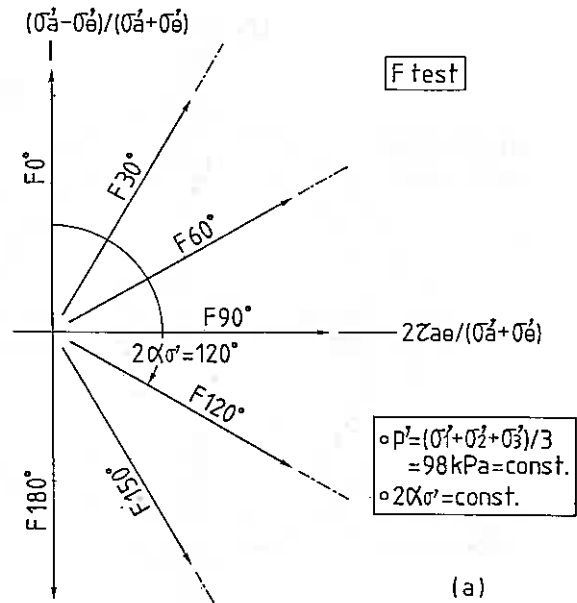
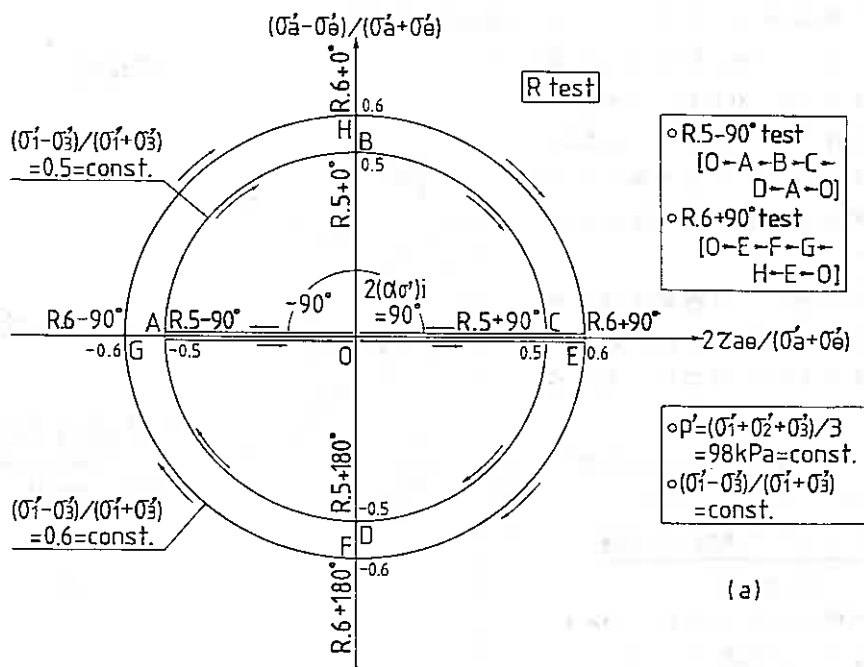


Fig. 5 (a-b)



(a)

正八面体面上の応力点は移動しないことになる。Rtest においても、Ftest の場合と同様に、正八面体面上の応力点の方向を3通り (多=15°, 30°, 45°) 設定している。試験名は主応力軸回転時の応力比 $(\sigma'_1 - \sigma'_3) / (\sigma'_1 + \sigma'_3)$ 、回転開始時の主応力軸方向 $(2(\alpha\sigma')_i = 90^\circ)$ および正八面体面上の方向角多を表示し、 $R[(\sigma'_1 - \sigma'_3) / (\sigma'_1 + \sigma'_3)][2(\alpha\sigma')_i][(\text{多})]$ test と称することにする。

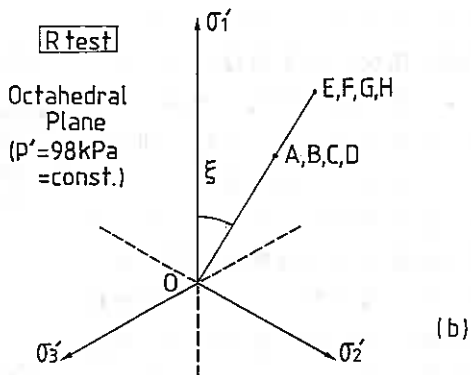


Fig. 6 (a-b)

4. 試験結果および考察

4-1. 主応力軸固定試験

図7(a)~(c)は3種類のF60° testで得られた応力比~ひずみ関係を示している。図示されている試験では、主応力軸方向はすべて $2\alpha\sigma' = 60^\circ$ 方向であるが、応力系 (b 値) のみが異なっている。各試験結果の比較において注目すべきは中間主ひずみ ϵ_r の発生挙動で、 ϵ_r の符号はF60°(15°) testでは負だが他の試験では正の方向である。このことによる平面ひずみ条件 ($\epsilon_r = 0$) はb値が0.268~0.5の間にあると考えられる。図示していないが、この傾向はせん断時の主応力軸方向 $(2\alpha\sigma')$ によらず一貫して認められる傾向であった。角柱供試体について平均主応力一定条件で行われた三主応力試験⁶⁾によっても同様な結果が報告されている。

図8は破壊強度と主応力軸方向の関係を示している。破壊強度のb値に依存した変化は興味のある問題であり、Lade³⁾は三主応力試験の結果から μ_g がb値の増加

に対して単調に増加することを示し、一方、Matsuokaら¹¹⁾は b 値が0.3の付近で σ_1 が最大となることを空間滑動面の概念から示している。本研究結果からは、 $2\alpha_r = 120^\circ$ を越える範囲ではMatsuokaらに近い傾向を示すがそれ以外ではLadaら¹⁰⁾が示したタイプの b 値との正の相関を示している。本研究で用いたような中空円筒ねじりせん断試験装置は、供試体壁面が曲率を有しているために応力とひずみの分布が不均一になることは免れない。Hightら¹²⁾が解析的に示しているように、その第1の要因は内・外セル圧力の差である。破壊時のように動員されている応力比が大きい程圧力差が大きくなることを考えると、より広い範囲の b 値について破壊強度を精度良く調べることは困難であり、 σ_1 と b 値の関係、さらに、それに及ぼす異方性の影響を論じることは現段階では無理である。

図9には典型例として、 $F(15^\circ)$ testから得られた応力比へせん断ひずみ関係を示している。同図には主応力

軸方向が異なるケースがまとめて描かれていて、変形特性の主応力軸方向依存性が認められる。図10(a)~(c)には、破壊以前の変形特性の異方性を等せん断ひずみ増分線の形で破壊強度とともに示している。本研究のように刃重ふるい落下法によって作製した供試体は、鉛直断面における砂粒子長軸の水平方向への卓越配列特性を有しているため、前報¹³⁾で述べたように、堆積面はすべりに対する抵抗が最も小さい面であり、その面で生

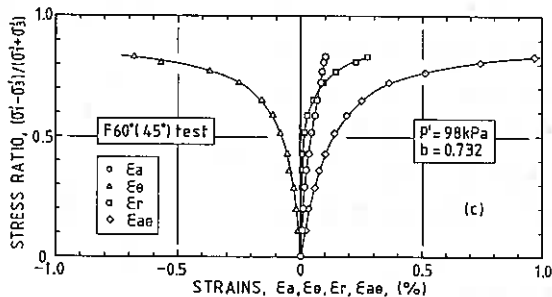
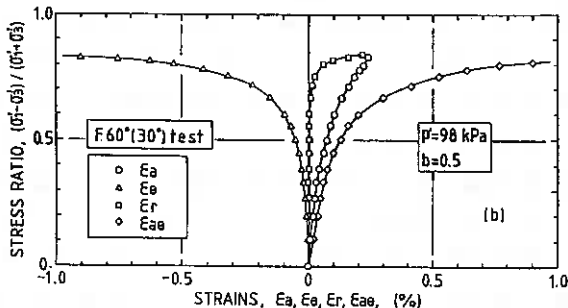
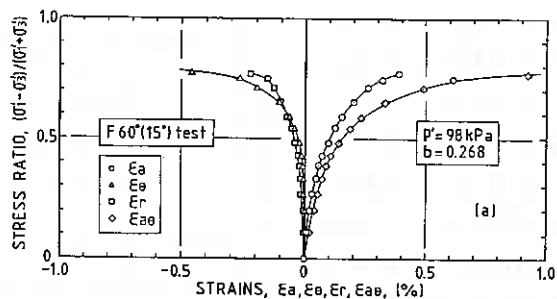


Fig. 7 (a-c)

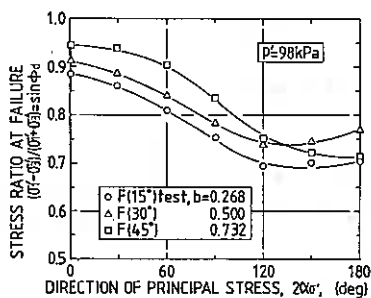


Fig. 8

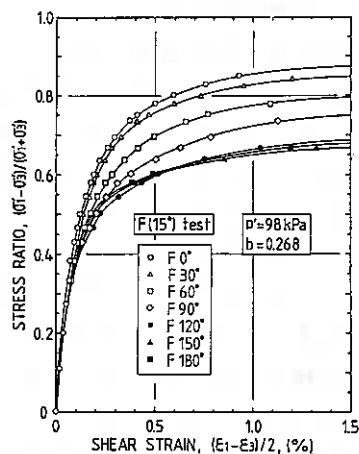


Fig. 9

じる卓越したすべり変形が支配的である。

以上から、図11に示すように、動員されている垂直・せん断応力比が最も大きい滑動面が堆積面と一致する条件 ($\sin\phi = -\cos 2\alpha\sigma'$) が満

足された時に供試体の剛性は最も小さく、変形し易いと言える。図10(a)~(c)にはこの条件が破線で示されている。 $b=0.732$ である $F(45^\circ)$ test (図10(c)) の応力比の高い領域を除いては、両者の一致条件は供試体が最も変形し易い主応力軸方向を良く説明しているようである。しかし、ここで示した説明は主応力軸が回転する ($\alpha-\theta$) 面のみについての2次元的な説明であるので、 $F(45^\circ)$ test のように平面ひずみ条件がかる大きく外れている場合には、中間主応力軸方向

の変形が増大し無視できないため、3次元的な説明を加える必要があると思われる。 α 及び β が示している $\phi_a \sim \alpha$ 関係において、平面ひずみ条件では鉛直面の異方性に着目した説明が適用できるが¹⁴⁾、三軸圧縮条件 ($b=0$)

で得られた ϕ_a が極値を持たずに α の増加に対して単調減少する傾向はうまく説明できないようである。

図12には、ダイレイタンスー特性の典型例として、 $F(45^\circ)$ test で得られた結果が示されている。図示のように、ダイレイタンスー特性にもせん断変形と同様に異方性が認められる。図13(a)および(b)はせん断中に生じる体積ひずみの最大値 $\epsilon_v \max$ とその時の応力比 $\sin\phi_{cv}$ の主応力軸方向による変化を示したものである。図13(a)には、 b 値によらず $2\alpha\sigma'$ が大きくなるほど $\epsilon_v \max$ の値が小さくなる傾向が認められるが、一方、図13(b)

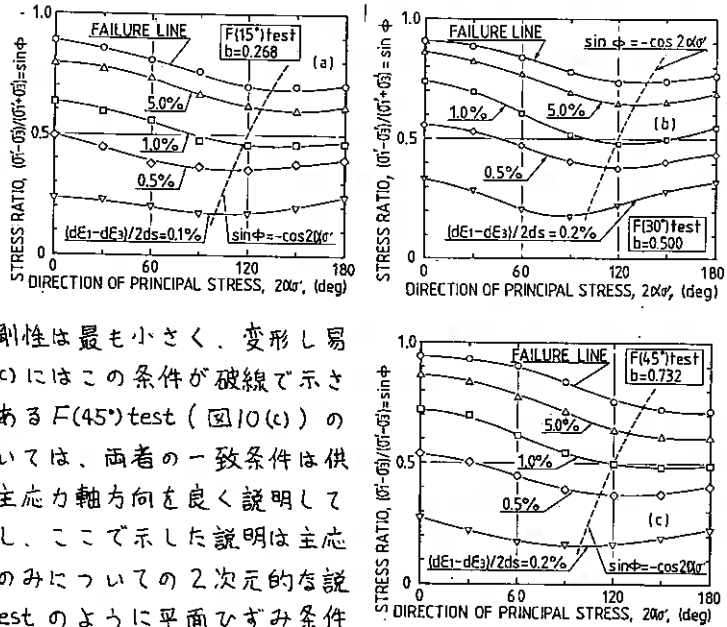


Fig. 10 (a-c)

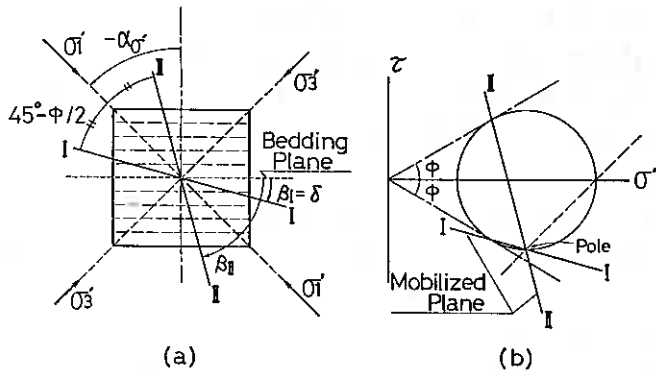


Fig. 11

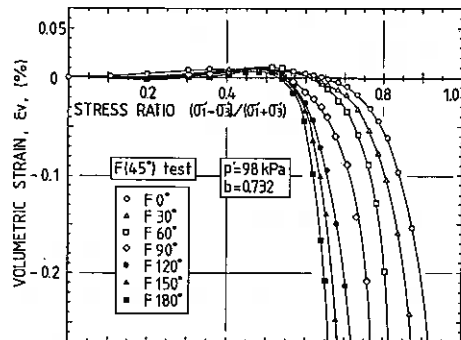


Fig. 12

は $d\varepsilon_v = 0$ となる時の応力比は各 b 値に対してほぼ一定であることを示している。したがって、グレイタンシーに

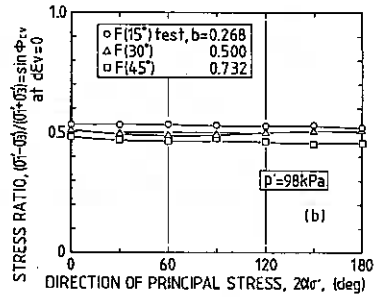
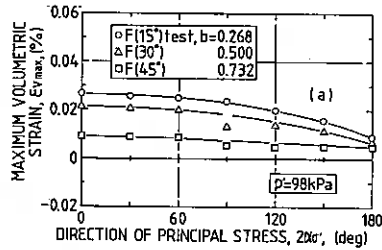


Fig. 13 (a-b)

よる体積変化が 0 となる時の応力比は砂の内部構造の異方性に依存しないパラメータであることが、平面ひずみ条件を含むような b 値の範囲で言えるようである。ただし、 c_{cv} も $\varepsilon_{v, \max}$ と同様にある程度 b 値に依存しているようであり、 b 値が大きい程 $\varepsilon_{v, \max}$ と c_{cv} はともに小さくなることから、本研究で採用している b 値の範囲では、 b 値が小さい程体積収縮傾向が強いと言うことができる。

4-2, 主応力軸回転試験

図 14(a)~(c) には主応力軸回転によって生じるひずみの発生特性を示している。まず注目すべきことは ε_r の挙動であろう。図から明らかのように、 $R.6+0^\circ(15^\circ)$ test すなわち $b=0.268$ の場合 ε_r は伸張傾向を示すが、それ以外では ε_r は圧縮傾向を示している。図示はしていないが、 $R.5$ test (応力比 $\sin \phi = 0.5$) の場合にも同様な傾向が認められる。したがって、主応力軸回転時において $\varepsilon_r = 0$ となる条件は $b=0.268 \sim 0.5$ の間に存在すると思われる。 $\varepsilon_r = 0$ は平面ひずみ状態に対応していることから、主応力軸回転の有無によらず、平面ひずみ条件はほぼ等しい応力系で満足されると思われる。

図 15(a)~(c) には、ひずみの発生挙動がベクトルの形で示されており、また、図 16(a)~(c) にはせん断ひずみ増分量の変化を示した。図示のように、各試験結果では堆積面上で生じる卓越したすべりに起因していると考えられるせん断ひずみ増

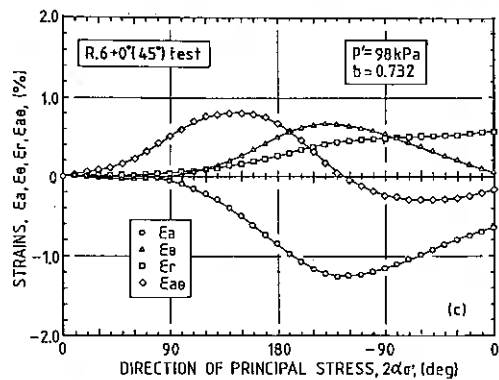
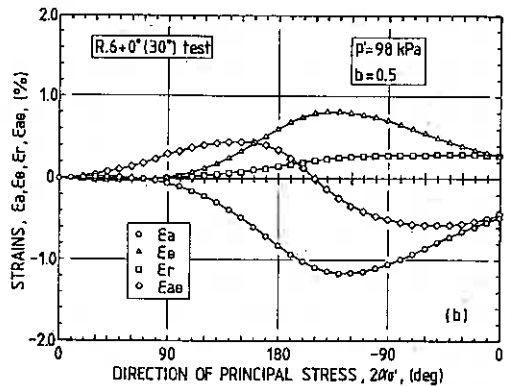
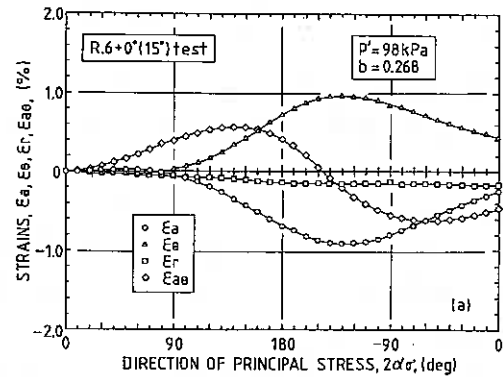
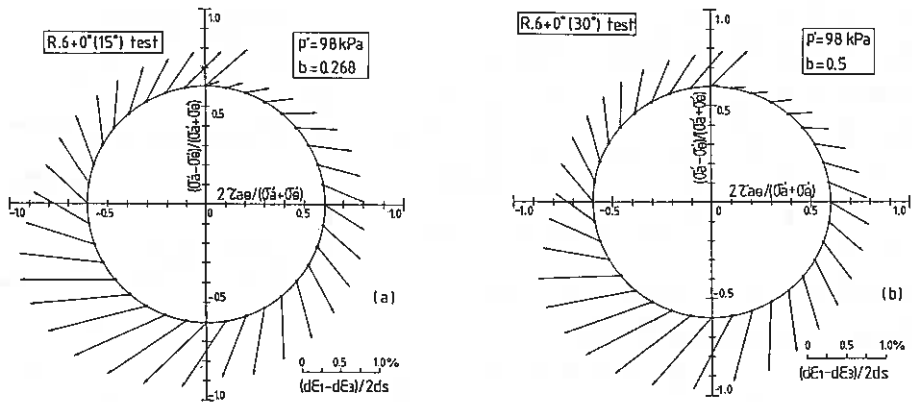


Fig. 14 (a-c)



分量の特徴的な変化が認められる。すなわち、図16で観察される2つのピークとなる時の主応力軸方向 $2\alpha\sigma' = 60^\circ$ および -150° は、図15に示されているように、ベクトルが水平方向を向く時 ($2d\alpha\epsilon = \pm 90^\circ$) の主応力軸方向にほぼ対応している。ここで、 $2d\alpha\epsilon = \pm 90^\circ$ で規定される変形モードは堆積面上のすべりによって生じる単純せん断モードである。したがって、主応力軸回転時においても、変形特性の異方性はせん断力に対する抵抗が最も小さい堆積面上で生じる卓越したすべり変形によって説明できることがわかる。本研究で採用した応力系および主応力軸回転時の応力比の範囲では、 b 値の相違による変形特性の違いはそれほど明瞭ではないようである。しかし、 $b=0.268$ の場合には他のケースに比べて変形量が全体的に大きくなっている。図8に示されているように、 b 値が 0.268 のケース

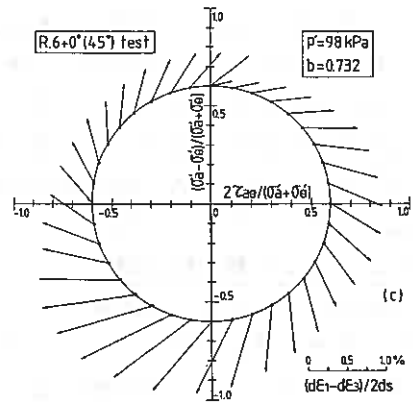


Fig. 15 (a-c)

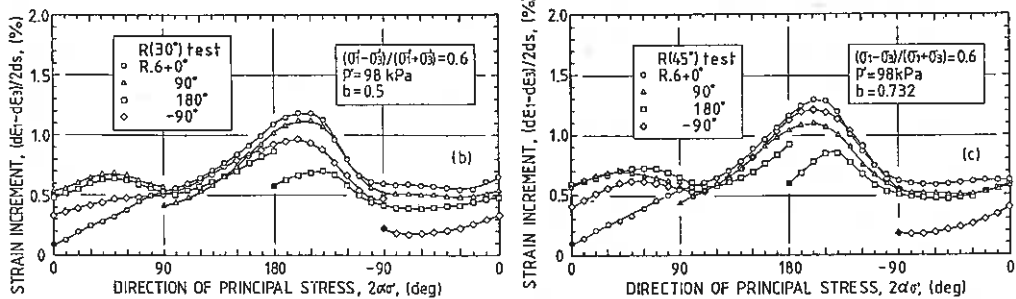


Fig. 16 (a-c)

は 2α によらずに破壊強度が最も小さいために、同じ応力比で主応力軸回転を受けても、より大きな変形が生じると説明できる。

図17(a)および(b)は、主応力軸回転によって生じるダイレイタンスー特性を示している。体積変化は主応力軸方向に応じて膨張と収縮が交互に起こるが、主応力軸が1回転した後に残留している体積ひずみは常に収縮側であることは興味深い事実である。図12および図13(b)に示されているように、主応力軸固定場における応力比0.6はすでに体積膨張領域であるにもかかわらず、主応力軸回転によって体積収縮が生じている。また、図13(a)および(b)に示されて

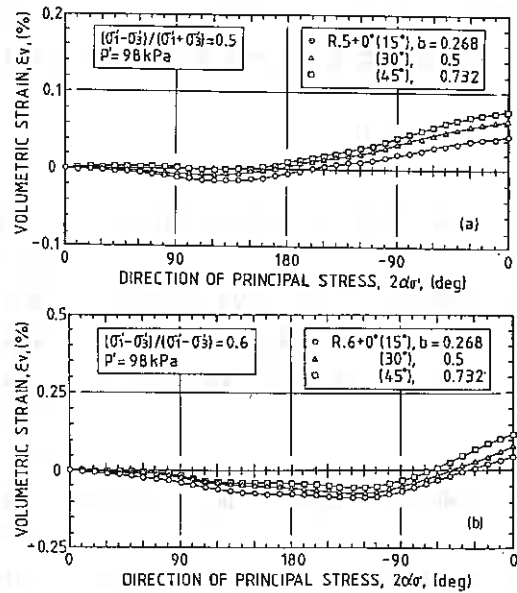


Fig. 17 (a-b)

いる b 値とダイレイタンスー特性から考えると、砂が主応力軸回転を受けない場合には b 値が小さい程体積収縮傾向が大きいのが、主応力軸回転時ではこの関係は逆になり、 b 値が大きい程体積変化は収縮側にあるようである。

5. あとがき

異なる応力系のもとで、密詰異方性砂について主応力軸固定および回転条件で一連の排水せん断試験を実施した。その結果、いくつかの知見が得られた。それは以下のようにまとめられる。

- (1) 主応力軸回転の有無に依らず、平面ひずみ条件を満足する応力系はほぼ等しく、 $b=0.268\sim 0.5$ の間にあることが示された。
- (2) 主応力軸回転および固定時の変形・強度特性に見られる異方性は、供試体作製時に形成される鉛直断面における砂粒子長軸の水平方向への卓越した配列特性を考慮して説明できる。すなわち、堆積面はせん断力に対する抵抗が最も小さい面であり、そこで生じる卓越したすべり変形が主応力軸回転の有無によらず変形特性の異方性を特徴付けている。
- (3) (2)で述べられた説明は主応力軸が回転する面における2次元的な観察に基づいており、平面ひずみ条件に近い条件においては有効な説明ではあるが、平面ひずみ条件からのずれが大きくなると中間主応力方向の変形が卓越するため、3次元的な考察が必要である。
- (4) 本研究で採用した応力系の範囲では、主応力軸固定の場合は b 値が小さい程、正のダイレイタンスーが大きい傾向が見られるが、逆に、主応力軸回転による変形では、 b 値が大きいほど体積収縮量が大きいことが示された。

最後に、実験、データ整理およびグラフ作製に多大なる協力を得た、北大4年、佐々木秀世、島屋 進の両君に感謝の意を表します。

[参考文献]

- 1) 三浦, 土岐, 三浦(均) (1985) : 土質工学会北海道支部技術報告集, 第25号, pp. 13~22.
- 2) 三浦(均), 三浦, 土岐 (1985) : 第20回土質工学研究発表会, pp. 283-286.
- 3) 三浦, 土岐, 三浦(均) (1985) : 第40回土木学会講演集, pp. 425-426.
- 4) Miura, K., Miura, S., and Toki, S. (1986)
: *Soils and Foundations*, Vol. 26, No. 1
(in Press).
- 5) 三浦(均), 土岐, 三浦, 今 (1984) : 土質工学会北海道支部技術報告集, 第24号, pp. 75-82.
- 6) Yamada, Y. and Ishihara, K. (1979) : *Soils and Foundations*, Vol. 19, No. 2, pp. 73-84.
- 7) Miura, S. and Toki, S. (1984) : *Soils and Foundations*, Vol. 24, No. 2, pp. 43-57.
- 8) Miura, S. and Toki, S. (1982) : *Soils and Foundations*, Vol. 22, No. 1, pp. 61-77.
- 9) Miura, S. and Toki, S. (1984) : *Soils and Foundations*, Vol. 24, No. 3, pp. 69-84.
- 10) Lade, P.V. and Duncan, J.M. (1973) : *ASCE*, Vol. 99, SM 10, pp. 793-812.
- 11) Matsuoka, H. and Nakai, T. (1974) : *JSCF*, No. 232, pp. 59-70.
- 12) Hight, D.W., Gens, A. and Symes, M.J. (1983)
: *Geotechnique*, Vol. 33, No. 4, pp. 355-383.
- 13) Oda, M., Koishikawa, I. and Higuchi, T. (1978)
: *Soils and Foundations*, Vol. 18, No. 1, pp. 25-38.
- 14) Matsuoka, H. and Ishizaki, H. (1981)
: *ICSMFE*, Vol. 1, pp. 699-702.

北海道東部の泥質岩・凝灰岩のスレーキングに関する研究

北見工大 笹木 敏・平田 広昭・今野 久志^o

1. はじめに

ある種の泥質岩では、乾湿の繰り返しなどにより、固結力を失い、細粒化あるいは泥状化するいわゆるスレーキング現象を起こす。この現象は、斜面崩壊、地すべりなどの災害の一因となるため、これ迄に種々の研究がなされている。

スレーキング現象と膨潤性粘土鉱物とくにモンモリロナイトの含有が深い関係をもつことはこれまでの種々の研究により明らかにされており、と同時に岩石の間隙率も重要な要因とされている。(1)、(2)

ここではスレーキング程度と膨潤性粘土鉱物含有量、間隙率及び水銀圧入式ポロシメーターによる細孔孔隙量について、北海道東部の三地域より採取した泥質岩について考察した。

2. 対象試料と物理的性質

本研究に使用した試料は、北見地域からは新第三系の泥質岩15試料、古第三系の3試料、釧路地域からは炭鉱坑内より採取した古第三系の凝灰岩5試料、厚岸地域からは白亜系の泥質岩4試料の合計27試料である。

これら27試料の地質年代、岩質、物理試験結果を表-1に示す。

また、物理試験の測定方法は次の通りである。

1) 比重

J I S A 1 2 0 2 に従い測定。

2) 乾燥密度

炉乾燥(110℃)で恒重量とした約25gの岩片を試料とし、体積置換法(水銀法)により測定。

3) 間隙率

各試料の乾燥密度、比重の結果より $e = (\gamma_w / \gamma_d) G_s - 1$
 $n = 100 e / (1 + e)$ より求めた。

物理試験の結果から、北見地域の新第三系の泥質岩は白亜系尾幌川層の頁岩に比較し、統成作用の差異によるものと思われるが、乾燥密度は小さく、間隙率は大きく、津別層中泥質岩に比重の小さいものが多いが、これは α -クリストバル石(比重2.33)を多く含有するためと考えられる。

表-1 採取試料と物理試験結果

地域	試料番号	地質年代	岩質	比重	乾燥密度 (g/cm^3)	間隙率 (%)
北見 地域	To 1	新第三紀 中新世 笠以層	頁岩	2.31	1.96	15.4
	Tu 1	" 津別層	泥岩	2.51	1.89	24.6
	Tu 2	" "	泥岩	2.57	1.86	27.8
	Tu 3	" "	泥岩	2.49	1.94	22.2
	Tu 4	" "	頁岩	2.73	2.35	13.8
	Tu 5	" "	頁岩	2.51	1.88	25.1
	Tu 6	" "	細粒砂岩	2.67	2.10	21.3
	Tu 7	" "	泥岩	2.58	1.90	26.3
	Tu 8	" "	泥岩	2.69	1.92	28.7
	Ta 1	" 津別層	頁岩	2.67	2.23	16.5
	Ta 2	" "	シルト質頁岩	2.68	1.95	27.2
	Ta 3	" "	泥岩	2.69	2.32	13.7
	Ta 4	" "	頁岩	2.63	2.16	18.0
	Ta 5	" "	シルト質頁岩	2.65	2.10	20.9
	Ta 6	" "	頁岩	2.49	1.75	29.5
古第三系	Sa 1	古第三紀 漸新世 桑森層	泥岩	2.85	2.42	15.0
	Sa 2	" "	泥岩	2.78	2.10	24.6
	Sa 3	" "	泥岩	2.93	2.27	22.2
釧路 地域	Ha 1	" 厚岸層	凝灰岩	2.66	1.96	26.3
	Ha 2	" "	凝灰岩	2.37	1.96	17.3
	Ha 3	" "	凝灰岩	2.45	1.98	19.0
	Ha 4	" "	凝灰岩	2.35	1.90	19.1
	Ha 5	" "	凝灰岩	2.62	1.94	25.9
厚岸 地域	Ob 1	白亜紀 尾幌川層	頁岩	2.73	2.32	15.0
	Ob 2	" "	頁岩	2.73	2.31	15.4
	Ob 3	" "	頁岩	2.74	2.31	15.5
	Ob 4	" "	頁岩	2.74	2.41	12.1

また古第三系のもは苦灰石、菱鉄鉱（比重2.9～3.0）を含有するため、比重が2.8～2.9と大きな値を示している。

鋼路地域の古第三系の凝灰岩は比重が小さく（ α -クリストバル石、沸石を多量に含有）、乾燥密度も泥質岩に比較し小さい値を示している。また間隙率は、試料の岩質が硬質（圧縮強度800～1800kg/cm²）であることから、新第三系の凝灰岩に比較すると小さい値を示している。

厚岸地域の白亜系の頁岩では、比重が2.7程度、乾燥密度が2.3～2.4g/cm³の値を示し、間隙率は15%程度と他の試料に比較し小さい値を示している。

3. 乾湿繰り返しによるスレーキング試験

スレーキングは、含水状態及び応力状態などにより差があると言われるが³⁾、ここではスレーキング試験として多く用いられている乾湿の繰り返しによる方法によってスレーキング程度を比較した。

試験方法は次の通りである。

まず試料は亀裂などのない部分より塊状のものを50g程度用意する。

- a) 試料を炉乾燥（110℃）で恒重量になるまで乾燥する。
- b) 試料の重量を測定し、24時間浸水する。
- c) 浸水後2.00、0.074mmフルイを用いて水洗いフルイ分けを行い、各フルイに残留した試料の乾燥重量を測定する。
- d) 再度浸水する。

a～cを1サイクルとし、8サイクルまでの各フルイの加積通過率を求めた。

8サイクルにおける2.00、0.074mmフルイ加積通過率を表-2に示す。

表-2の結果から、スレーキングによって細粒化あるいは泥状化をする割合が多かったものは、厚岸地域のOb1～Ob4、鋼路地域ではHa1、Ha3、Ha4、Ha5であり、北見地域ではTu2、Tu8、Ta3、Sa3が多少細粒化あるいは泥状化するが、その他はあまり大きな変化は示さず、スレーキングしにくい岩石が多かった。

表-2 スレーキング試験結果

試料番号	2mmフルイ 加積通過率%	0.074mmフルイ 加積通過率%
To 1	0.9	0.8
Tu 1	1.2	0.9
Tu 2	10.1	3.0
Tu 3	0.6	0.6
Tu 4	0.4	0.3
Tu 5	1.2	0.8
Tu 6	1.9	0.5
Tu 7	4.8	2.9
Tu 8	44.0	9.9
Ta 1	0.3	0.2
Ta 2	1.2	0.6
Ta 3	11.0	1.8
Ta 4	0.1	0.1
Ta 5	1.7	0.8
Ta 6	0.3	0.2
Sa 1	0.6	0.5
Sa 2	1.0	0.6
Sa 3	31.1	7.6
Ha 1	68.0	47.1
Ha 2	13.7	5.0
Ha 3	56.3	13.8
Ha 4	100.0	70.2
Ha 5	68.7	22.7
Ob 1	99.6	99.5
Ob 2	100.0	99.9
Ob 3	99.9	51.5
Ob 4	96.4	31.5

4. X線回折による含有鉱物の同定と膨潤性粘土鉱物含有量の測定

スレーキングは含有する膨潤性粘土鉱物が吸水膨張などを起こすことにより、岩石が粒子間結合力を失い起こることから、各試料の含有鉱物の同定及び膨潤性粘土鉱物の含有量の測定を次の方法で行った。

1) 粉末及び水懸試料によるX線回折

2) X線反射強度比による膨潤性粘土鉱物含有量の測定⁴⁾, ⁵⁾

各試料の含有鉱物及び膨潤性粘土鉱物含有量の測定結果は表-3に示す。

ここで特徴的なことは、α-クリストバル石、斜方石英、沸石あるいはモルデン沸石が北見地域の新第三系の津別層の泥質岩及び釧路の古第三系の春採層の凝灰岩に含有し、苦灰石、菱鉄鉱が北見地域の古第三系栄森層の凝灰岩に多量に含有されている。

膨潤性粘土鉱物である混合層粘土鉱物あるいはモンモリロナイトは全ての試料に含有している。

そこで問題となる膨潤性粘土鉱物の定量を粉末試料によるX線反射強度比によって測定した。

春採層中の二試料の凝灰岩及び津別層、尾幌川層中の各一試料の泥質岩が10%以上と多量に含有している。

次にスレーキング程度と膨潤性粘土鉱物含有量の関係について見ると図-1、図-2の様な結果を示す。

図-1、図-2の結果から2mmフルイ、0.074mmフルイの加積通過率と膨潤性粘土鉱物含有量の関係では多少差は認められるものの両者とも相関が高いとはいえない。

表-3 含有鉱物及び膨潤性粘土鉱物含有量

試料番号	鉱物名	石英	斜方石	ロークリストバル石	方解石	斜方石英沸石	モルデン沸石	イライト	カオリナイト or 緑泥石	苦灰石	菱鉄鉱	混合層粘土鉱物	モンモリロナイト	X線回折による膨潤性粘土鉱物含有率
To 1	+++	++	+++											0.8
Tu 1	+++	+	+++										+	8.7
Tu 2	+++	-	++										++	10.8
Tu 3	+++	+	+++											2.9
Tu 4	++	-	++		+++									1.7
Tu 5	+++	+	+++											7.4
Tu 6	+++	+++	+++											4.4
Tu 7	+++	+	++										+	6.4
Tu 8	+++	+	+										+	7.0
Ta 1	+++	++	++										+	5.7
Ta 2	+++	++	++										+	6.1
Ta 3	+++	-	++		+++		++						+	6.8
Ta 4	+++	+	++										+	0.4
Ta 5	+++	++	++										+	5.1
Ta 6	+++	+	+++										+	4.4
Sa 1	+++	-	++						+	+++	+			1.5
Sa 2	+++	+	++						+	+++	++			0.4
Sa 3	+++	+	++						+	+++	++			5.2
Ha 1	+++	+++	+++		-	+							+++	13.1
Ha 2	-	+++	+++			+							-	3.0
Ha 3	+	+++	+++			+							-	5.4
Ha 4	+	+	+++			+							++	13.6
Ha 5	+++	-	+++		+++	++			+				+	5.9
Ob 1	+++	+++	+++						-				-	2.5
Ob 2	+++	+++	+++						+				-	2.4
Ob 3	+++	+++	+++						-				++	12.9
Ob 4	+++	++	++						+				+	3.9

+++ 多量 ++ 中程度 + 少量 - 微量

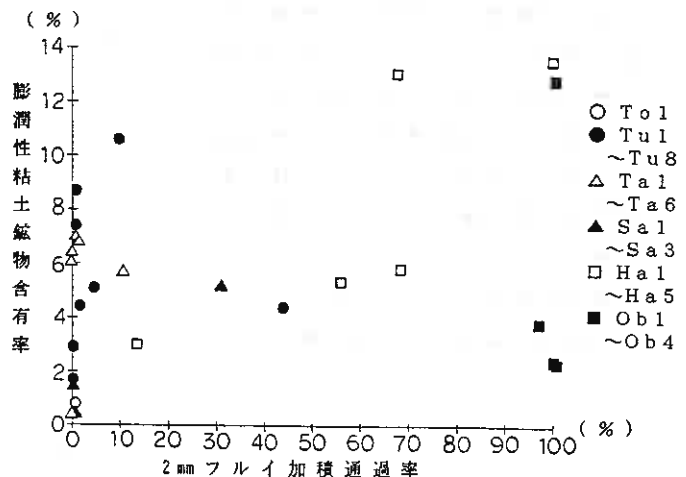


図-1 膨潤性粘土鉱物量と2mmフルイ加積通過率との関係

特に、北見地域の泥質岩は含有量の多少に関わらず、スレーキングを起こしにくく、白亜系尾幌川層の頁岩では、比較的含有量が少なくてもスレーキングを起こしやすいという結果を示している。このことはスレーキング程度はモンモリロナイト含有量のみには依存しないという、筑波大松倉氏の報告と同様な結果を示している。

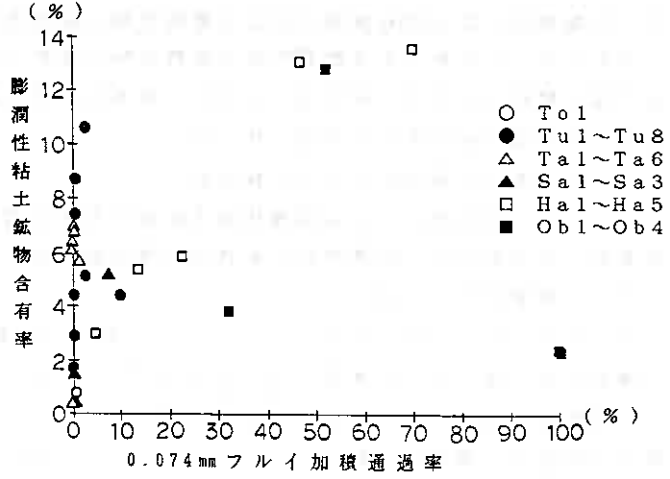


図-2 膨潤性粘土鉱物量と0.074mmフルイ加積通過率との関係

5. 水銀圧入式ポロシメーターによる孔隙量の測定

前述のように、スレーキング程度は膨潤性粘土鉱物の含有量ばかりでなく、他の要素も考えられる。その一因と考えられる岩石の間隙について検討を試みた。先に間隙率については述べたが、ここでは膨潤性粘土鉱物の膨潤量、膨潤圧及び透水性、毛管作用などの観点から岩石の孔隙について水銀圧入式ポロシメーターにより測定を行った。

ポロシメーターによる孔隙の測定範囲は、孔隙半径 75000Å ~ 37.5Å であり、試料は 5mm 程度の角礫状のもの約 3g 用い、乾燥法は炉乾燥 (110°C で恒重量) 及び常温真空法を用いた。結果は表-4 に示す。

乾燥法による比較では、若干孔隙総量及び孔隙半径別の量に差が認められ、炉乾燥の方が多少孔隙量が大い傾向を示している。これは乾燥収縮の差によるものとも考えることが出来るが、実験試料がまったく同一のものとは言えずここでは特に考察することを避け、又スレーキング程度の関係についてはスレーキング試験が炉乾燥ということもあり、同一乾燥法による結果を用い検討した。

表-4 ポロシメーターによる孔隙量 $\times 10^{-3}(\text{cc/g})$

試料番号	炉 乾 燥				真 空 乾 燥			
	ΣVp	$\Delta Vp1$	$\Delta Vp2$	$\Delta Vp3$	ΣVp	$\Delta Vp1$	$\Delta Vp2$	$\Delta Vp3$
To 1	10	5	3	2	11	5	5	1
Tu 1	80	46	29	5	79	54	20	5
Tu 2	122	58	45	19	102	43	45	14
Tu 3	56	28	21	7	51	24	19	8
Tu 4	63	60	2	1	62	56	4	2
Tu 5	90	56	28	6	70	49	12	9
Tu 6	108	14	42	52	100	5	29	66
Tu 7	88	43	39	6	76	38	30	8
Tu 8	122	26	88	8	103	17	78	8
Ta 1	75	16	52	7	64	10	45	9
Ta 2	115	16	47	52	107	13	41	53
Ta 3	58	13	24	21	65	12	31	22
Ta 4	68	37	19	12	46	39	5	2
Ta 5	106	16	76	14	81	10	59	12
Ta 6	84	10	70	4	80	11	65	4
Sa 1	55	7	40	4	5	5	41	4
Sa 2	123	13	47	23	96	7	35	54
Sa 3	80	11	47	22	69	11	42	16
Ha 1	107	55	23	9	93	40	43	10
Ha 2	21	14	5	2	17	11	5	1
Ha 3	48	24	22	2	48	17	27	4
Ha 4	86	20	56	10	88	16	59	13
Ha 5	111	12	35	64	102	7	35	60
Ob 1	44	11	30	3	42	9	30	3
Ob 2	57	12	40	5	55	11	37	4
Ob 3	35	23	10	2	35	12	10	13
Ob 4	36	15	16	5	27	13	12	2

ΣVp : 孔隙総量 $\Delta Vp1$: 37.5~93.8Å $\Delta Vp2$: 93.8~500Å $\Delta Vp3$: 500~75000Å

孔隙量について比較すると、北見地域のTu1~Tu8及びTa1~Ta6の新第三系の泥質岩は岩質により差があるものの白亜系のOb1~Ob4の試料に比較して孔隙総量が大きい傾向にあり間隙率と同様な結果を示している。又春採層の凝灰岩は岩質（ゼオライト質又はベントナイト質）により総量の差が大きい。

次に孔隙半径別の量についてみると、Tu5、Ta2などの比較的粗粒な岩質の泥質岩は半径500Å以上の孔隙量が大きく総量に対し500Å以下の孔隙量は小さく、他の泥質岩は孔隙総量に対し500Å以下の細孔量が大きい。傾向から次の四者に分類される。

- ① 500Å以上の孔隙量が多く500Å以下の細孔量の比率が小さいもの
- ② 500~93.8Åの細孔量の比率が大きいもの
- ③ 93.8Å以下の細孔量の比率が大きいもの
- ④ ②、③の中間的なもの

本研究試料においては②の泥質岩が多く、③の泥質岩は膨潤性粘土鉱物が比較的多くてもスレーキングし難いという結果を示している。又モンモリロナイト含有量と細孔孔隙量とは相関が高いといわれ¹⁾、本試料においても膨潤性粘土鉱物が多い試料は細孔量が比較的多いこと及び比較試料としてのベントナイトとカオリンの細孔量の測定においても比表面積の大きいとされるベントナイトが500Å以下の細孔量が多いことから500Å以下の細孔量と膨潤性粘土鉱物含有量との関係について検討した。結果は図-3に示す。

地域的にみると相関の比較的良いものもみられるが、全体では相関係数が0.38と低い結果となった。このことは対象とした試料の地質年代が新第三系から白亜系と幅を持ち又岩質の違いなどのためと考えられる。

6. おわりに

スレーキング程度、膨潤性粘土鉱物量、間隙量・孔隙量の三者の関係について考察するとスレーキング程度は膨潤性粘土鉱物量のみには依存せず間隙量が比較的少なく又孔

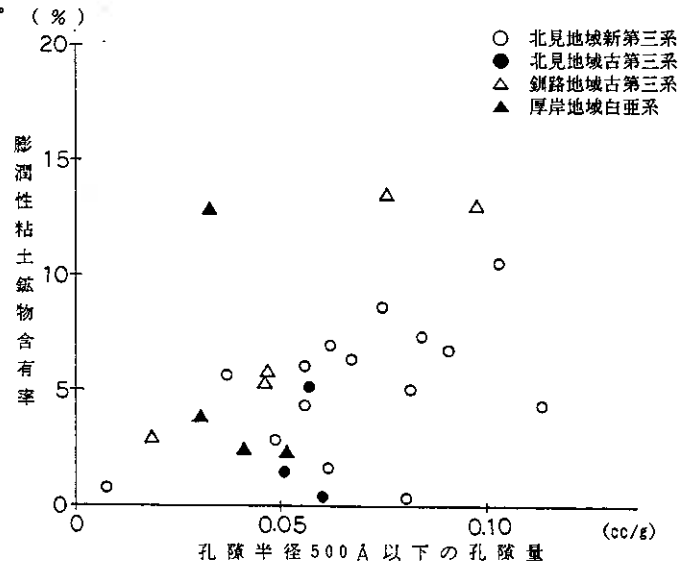


図-3 膨潤性粘土鉱物量と細孔孔隙量との関係

隙半径が93.8Å以下の微細孔孔隙量の少ないものがスレーキングし易いという結果が得られた。また北見地域の泥質岩は膨潤性粘土鉱物量がある程度含有しているにもかかわらずスレーキングを起こし難く、スレーキング程度が大である厚岸地域の泥質岩に比較すると膨潤性粘土鉱物含有量が多いものは、細孔孔隙量も多いことから、この細孔孔隙量がスレーキング程度に影響を及ぼしているものと推定される。

更に地質年代及び岩質が同様である試料の個数を増やすと同時に孔隙量と膨潤量・膨潤圧との関係について検討する必要があると考える。

参考文献

- 1) 松倉公憲(1979):頁岩および凝灰岩のスレーキングについて, 第14回土質工学研究発表会
- 2) 松倉公憲,谷津栄寿(1980):頁岩および凝灰岩のスレーキングについて(II), 第15回土質工学研究発表会
- 3) 小松圭二, 斉藤保祐(1984):軟岩の膨潤・スレーキング特性(その1), 応用地質, Vol.25, No.1
- 4) 生沼 郁, 小林和夫:シンポジウムその1 堆積岩中の粘土鉱物のX線による定量の検討, 粘土科学の進歩(4)
- 5) 新宮 裕, 西山 孝, 日下部吉彦, 島昭次郎, 谷本親伯(1982):モンモリロナイトの定量およびモンモリロナイトと盤ぶくれ現象との関連性, 水曜会誌, Vol.19 No.8
- 6) 内野健一, 一ノ瀬政友(1984):夾炭層岩石の空隙構造に関する研究, 応用地質, Vol.25, No.4

1 まえがき

三軸試験は要素試験の1つに分類され、土の性質解明のための主要な試験と認められ、これまで多くの有用な成果を生み出している。初期にはせん断強さを求めることが主たる目的であり、破壊に至る大ひずみまでせん断した。間隙水圧が測定される時はゆっくりとした速度でのみ可能であった。電気計測の時代になると、間隙水圧は高速せん断でも測定可能となり、低速せん断時とは値が異なることが明らかとなってきた。

三軸試験供試体内各位置における間隙水圧を測定すること、鉛散弾を土中に埋込みX線撮影しひずみの不均一性を知ること、有限要素法などの計算による応力、ひずみを知ることから、現在の三軸試験は必ずしも完全な要素試験ではあり得ないことが分ってきた。この原因は供試体上下端面に摩擦があること、ペDESTAL、キャップによって拘束されること、ゴムスリーブの抵抗と考えられる。

理想状態に近づくために、端面にグリースを塗ること、ペDESTALとは別個にディスクを置くこと、低速でせん断することが提案されているが、それでもまだ不十分のようである。前掲のこれまでの研究状況の一覧は前報¹⁾を参照して頂くこととし、ここでは省略する。

著者らは高出力小型間隙水圧計(プローブ)を用い、供試体側面の間隙水圧を実測することを開始した。前報では、プローブの取扱いの未習熟、プローブ自身の不調により十分な検討資料を得るまでには至らなかった。その後の測定器の選定、測定技術の向上を図ることにより有用な資料が多少集まったので、供試体中央位、供試体下端両位置における間隙水圧の比較を中心にして報告する。

2 試料土と試験方法

2.1 試料土

市販粘土(岡山県笠岡産)を蒸留水と混合し、再圧密して用いている。圧密応力は80 μ 、再圧密期間は15日から42日で1例のみ67日がある。試料土の性質として w_L 57.9%、 w_p 36.8%、 I_p 21.1%、 G_s 2.699、粘土分62%、シルト分36%、砂分2%であり、日本統一土質分類ではCHの低塑性土である。これらの数値は過去2年間使用している試料土のそれらに極めて近く、袋は異なるが同一試料とみなすことができ、これまでのデータとの比較に用いることは妥当である。

2.2 試験方法

試験方法は軸対称型三軸試験において、供試体中央位側面に小型間隙水圧計を取りつけること以外は標準的な手法である。直径50mm高さ120mmの供試体を半径方向に等方圧密排水後、非排水圧縮せん断する。但し周面のろ紙はプローブ用に正方形にくり抜かれており、プローブと排水経路は直接連絡しないようにした。

有効圧密応力は 100, 200 ρ の 2 種類、変形速度は 10^0 、 10^{-1} 、 10^{-2} 、 10^{-3} mm/分 の 4 種、繰り返し 2 回とした。但し 10^{-3} mm/分 はとても遅い速度であり長時間かかるので 1 回のみとして計画を立てた。更にプローブの変調、ゴムスリーブの破損があり、現在までに資料が揃っていない。従って変形速度は 3 種類について検討することとなる。

プローブは直径 6mm 長さ 11mm 円筒形であり、半導体の高出力水圧計である。細部については既に発表しているりので、ここでは省略する。

2. 3 小型間隙水圧計 (プローブ) の検定と応答

前報をまとめる時点では、プローブ自身の持つ問題点のため十分な間隙水圧特性を論ずることができなかった。プローブの異常な応答について代理店、メーカーに問い合わせた回答を得た。それによると、無負荷時の指示値 (いわゆる初期値) が大きく変動することや、出力と求めたい値の関係曲線の勾配 (いわゆる校正係数) が大きくなることはプローブの故障であり、セラミック固定用接着剤の流れ出しと推測され、使用方法の誤りや不適切さではなかった。

今回はプローブを 3 個増設し、随時検定し異常の無いことを確かめて使用し、異常が出たならば新しいものに交換した後試験を実施してきた。

プローブ 4 号の履歴を掲げると図-1 のようになる。試験器に取りつけてからの経過日数を横軸に、較正式の傾きと切片を縦軸としてプロットした。図中の矢印は試験の開始を示す。11回目の試験途上初期値が大きな負の値を示すようになり使用中止とした。この間検定は 13 回実施され、傾きは 1.00、切片は -1.0 程度である直線関係が得られている。傾きについて 2 回、切片について 3 回にわたって不審な検定結果が現われた。

傾きの変動は計算値の精度に大きい影響を与えることになるけれども、切片の変動はそれほど重大なこととはとらえずに使用してみた。しかし次節で考察するように u_m と u_b の絶対値に違いがあるのに、 Δu_m と Δu_b では大きな違いの見られない現象が判明している。それゆえ切片が移動することもまずいことであり、何故移動するかについて解明を試みる必要がある。

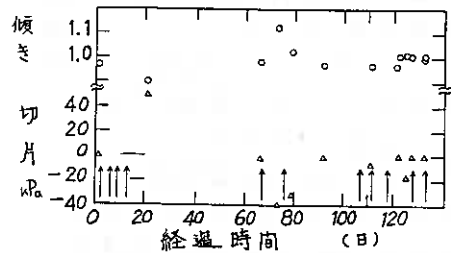


図-1 プローブの検定結果と使用履歴

3 試験結果と考察

3. 1 せん断前の間隙水圧

せん断前の供試体中央位間隙水圧 u_m と底面間隙水圧 u_b の絶対値を比較してみる。 u_m と u_b の測定位置には 8cm の水位高低差がある。これは 0.8 ρ 程度の違いであり無視できる大きさである。

間隙水圧を測定するに際し、飽和の程度を確認することが一般に行なわれている。Skemptonの間隙圧係数 $B = \Delta u / \Delta \sigma_v$ は表-1 に示すように 1 例を除いて 0.95 以上であり完全飽和と見なされる。特に u_b についてはかなり明瞭な状況である。しかし

U_m についてはやや細かい検討が必要である。すなわち0.90以下が1例と1.0を大きく越えることが3例あるからである。間隙水圧測定は側圧0,10,50,100 ρ そして最終応力(所定の圧密応力)を負荷後20分で行なうことを標準としている。 U_m については側圧 σ_r との開きが大きく、側圧より低いとの特徴があります。このことの原因を考えてみる。プローブを設置した時、供試体の水の張力によりプローブには少し負の間隙水圧が発生している。側圧が上昇するにつれて、 U_m は σ_r に次第に近づき、 $\Delta\sigma$ 以上に ΔU_m が大きくなるためにBが1.0を大きく越えてしまうと説明できる。 U_b について同様の事象が発生しないのは、セット前に十分に脱気水を経路に満たしており、更に二次フラッシングにより底面より十分な脱気水を供給しているから、試料の水の張力を受けないからである。プローブを取りつける時にはセラミックに十分脱気水をつけておくことが負の U_m を防止することになったであろう。

圧密開始時とせん断開始時の両位置の間隙水圧の差を表-1の右側に示してある。圧密開始時の水圧差が20 ρ 以上である2例は、圧密を開始してからの値が高かったり、圧密終了時の方が水圧差が縮小しているので、 σ_r が負荷されたことによる中央位間隙水圧の上昇が何故か遅れたためであろう。但し、 U_m 、 U_b の σ_r の増加に対する応答について精査した場合には、4分後には最終指示値に到達しており、それ程鈍い反応とは認められない。水圧差15.8 ρ の1例は較正式の傾きがグループから1割程外れ更に切片も大きく移動した時のものである(図-1参照)。

圧密が終了しせん断が始まる間の準備中には両間隙水圧はほとんど変化していない。水圧差は8-20 ρ (1例のみ30 ρ)であって、圧密開始時より拡大している事例が半数もある。圧密過程においても半径方向、鉛直軸方向へのひずみが発生するわけであり、端面の摩擦、拘束は皆無ではないから、ひずみが不均一そして間隙水圧が不均一であろう。しかし2日以上の上時間にはわたってゆっくりと変形するのであるから、 $U_m = U_b$ とならねばならない。

圧縮も引張もない時の値を正しく知り、ひずみゲージ型変換器と半導体の変換器を同一精度で安定的に計測する技術を進展させる余地がある。

3.2 圧密時の挙動

次にせん断に先行する圧密過程における中央位間隙水圧値を検討する。図-2は全応力表示300 ρ 、有効応力表示200 ρ の圧密応力時の中央位間隙水圧(U_m 、○印)、底面間隙水圧(U_b 、△印)、ピュレットへの排水量(□印)、有効圧密応力(×印)と経過時間の関係を示す。その他の試験においても1例を除いて、すべて同様の傾向を示す。すなわちほとんど同値の U_m 、 U_b が圧密開始から1時

表-1 間隙係数Bと間隙水圧差

B		$U_b - U_m$ (kPa)	
U_b	U_m	圧密開始	せん断開始
1.009	0.995	3.4	9.5
0.971	0.977	8.4	7.7
0.972	0.985	4.7	12.0
0.990	0.836	24.0	15.5
0.960	1.134	11.6	10.8
1.028	0.973	7.1	8.0
1.000	1.149	15.8	29.9
1.004	1.016	6.0	14.2
0.964	1.091	44.6	18.7
0.999	1.006	5.1	15.8

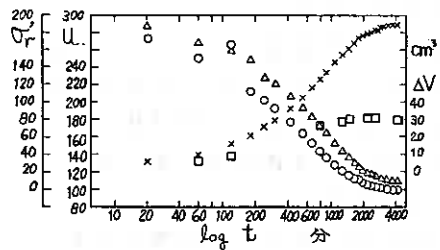


図-2 圧密時の挙動

間程も経過すると、中央位間隙水圧の方が速やかな消散をし、底面間隙水圧より常に低い値を示す。側面に巻きつけられるろ紙はプローブの周りに1辺1cm程度に切り抜かれている。他方底面の間隙水圧測定部は直径5cmの中央にある。従ってプローブはろ紙により近く設置されていることになる。ろ紙は排水促進用であって、試料の粘土の透水性よりはるかに高透水性であり、排水開始と共にピュレットへの応力、背圧に等しいと考えることが妥当である。供試体の水平面上の間隙水圧分布は中心部が高く周縁部が低いのである。

ピュレットへの排水量に着目すると約一日で圧密完了となる。しかしこの頃より底面間隙水圧の消散速度は極度に遅くなり、なかなか背圧に等しくならぬ。過剰間隙水圧の95%以上が消散した事例は2例、90-95%以上消散は6例、90%未満2例であった。更に背圧を10%下回ることが1例あった。このことは説明のつかない現象である。他方中央位間隙水圧については1例を除いてほぼ100%の過剰間隙水圧消散を果たしている。底面における過剰間隙水圧が95%以上消散することを圧密完了の目標値としたが、4日以内に到達する目途の立たない場合は、諦めてせん断した。2日3例、3日6例、4日1例であった。そのうち55%の消散が1例あるが、有効応力により整理する限り統一的に取り扱うことができる。

3.3 プローブ設置の影響

プローブを供試体側面に取りつけることにより、供試体の自由な変形を妨げることがあっては、プローブ使用目的から離れることになる。Hight²⁾は、供試体中央位にプローブを置いても鉛直応力の分布にはほとんど影響を与えないことを有限要素解析によって示している(図-3)。

本試験で用いたプローブはHightのそれと同一ではあるが、プローブの支え方に違いがある。Hightは、リード線を金属の管に入れて保護すると同時に、その金属管を供試体の周囲にゆるやかにまわし、その弾性によってプローブ等を支持し、供試体の動きに合わせている。本研究では図-4に示すようにガラス管と案内棒により圧密からせん断終了までの供試体の動きに追従させようとする方式を考案した。供試体と透明円筒間の空間が十分ではないこと、リード線の防水管の剛性が大きいことから、プローブ設置時にプローブが側面ではなく、やや試料内に入る事例が多い。圧密による供試体直径の減小がガラス管と案内棒の余裕を上回る事例もある。

以上のことから本試験では必ずしもHightの示した程に影響の小さい状況ではないと推測される。

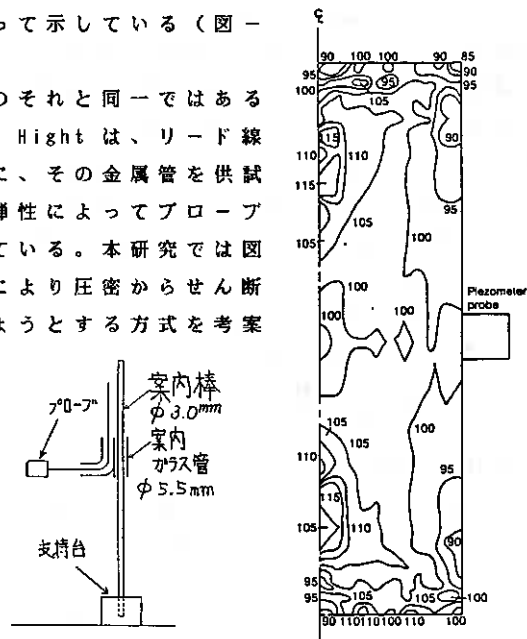


図-3 鉛直応力の分布(文献2)による)

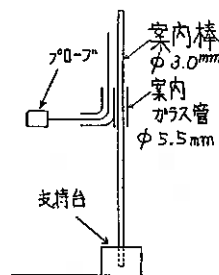


図-4 プローブの支持

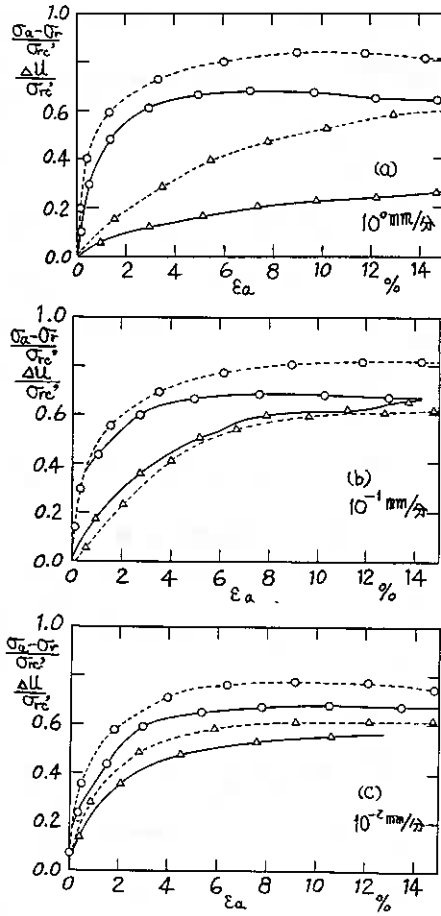


図-5 プローブ設置の影響

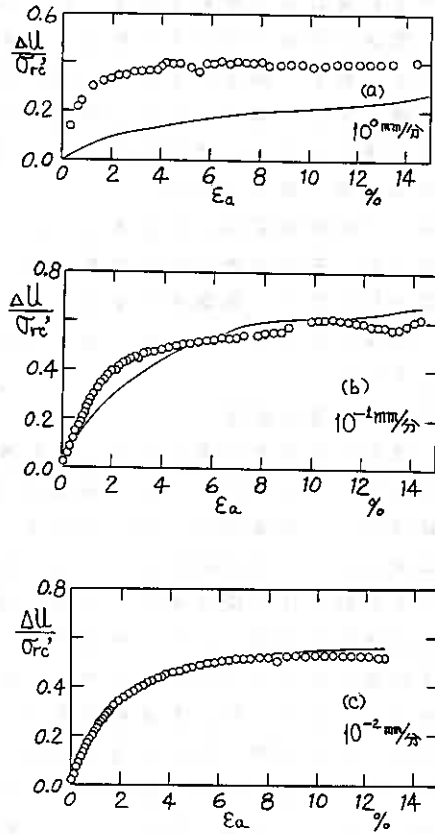


図-6 測定位置の影響

図-5 (a)(b)(c) はプローブを設置した場合(実線)、プローブの無い標準的試験の場合(破線)の比較である。間隙水圧(△印)は底面における値である。(a)に見られるように、 10^0 mm/分 の場合には差異が明瞭である。この変形速度では、同一条件下の試験結果も合致しにくいことがこれまでの経験から言える。他方中速および低速ではほぼ似通った応力-ひずみ関係が見られ、本試験の場合であってもプローブ設置による影響は小さく、比較検討に耐える資料と言える。透水性のやや良い $\sigma_c = 100 \text{ da}$ で圧密された場合にも全く同一傾向であった。

3.4 測定位置の影響

供試体上下端面の摩擦、ゴムスリーブによる拘束などから端部はひずみの分布が不均一とならざるを得ない。

側面間隙水圧(△、白丸)と底面間隙水圧(△、実線)を比較したものを図-6 (a)(b)(c)に示す。(a)は変形速度 10^0 mm/分 であって、底面間隙水圧が側面間隙水圧に比して発生は緩やかで、且ついつまでも上昇傾向にある。側面間隙水圧は高せん断であるにも拘わらず、速やかに(ひずみ3%)水圧が高まり平衡値に到達して

いる。10⁻¹ mm /分 の場合 (b)には底面間隙水圧の発生は少し遅いが、ひずみ5%時点で追いつき以降は似た挙動を示す。10⁻² mm /分 という低速の場合には立上り時より両者はほとんど一致し、破壊ひずみ(9.5%)以降はやや違いが出る傾向にある。圧密応力が100 σ_c の場合にも同じ傾向が見られ、10⁻² mm /分 では終始一致している。

プローブが側面間隙水圧を正しくとらえていること、底面間隙水圧は変形速度による影響を強く受け、供試体内で水圧勾配が高く、低速になる程水圧が均一化していると推測される。

3.5 変形速度の影響

変形速度が間隙水圧測定に与える影響を見るため図-7,8を作成した。点線は10°、破線は10⁻¹、実線は10⁻² mm /分 である。

(a)は側面における間隙水圧、(b)は底面における間隙水圧に関する図である。概括的には高速時には低い水圧が測定され、変形速度が遅くなるにつれて高い水圧が測定されるようになる。特に本試料の場合には10°と10⁻¹ mm /分 の間に大きな違いが存在する。本試料の圧密係数は、標準圧密試験によると1.53×10⁻² cm²/分 である³⁾が、三軸圧密試験によると正規圧密領域であってもC_vは反比例しており⁴⁾、圧密応力が高い試料では発生間隙水圧が測定器に到達するための時間がより長くなる。

排水経路を開放して、いろいろの変形速度にて圧縮したところ、 $\sigma_c = 200\sigma_c$ の場合

で10⁻³ mm /分 では十分に排水条件となっていること、10⁻² mm /分 ではひずみが2%までは非排水的であるが、それ以降は排水条件が有効で過剰間隙水圧は増加していない。10⁻¹ mm /分 では排水のための時間が不十分で間隙水圧が大きく発生するが、ひずみ6%ほどで平衡状態に至る。10° mm /分 は実質的に非排水である⁴⁾。

中央位間隙水圧について精しくみる。図-7(a)は圧密応力が100 σ_c の場合であり、透水性の良い方である。10°と10⁻¹、10⁻²の2つで発生間隙水圧に違いがあり、底面間隙水圧の場合と同様の傾向である。しかし図-8(a)に見られるように、より透水性が低いはずの供試体の場合で10° mm /分 時に速やかに中央位間隙水圧が発生し、初期勾配は3例中最も急である。ここには掲載していないが、2回ずつ行なってい

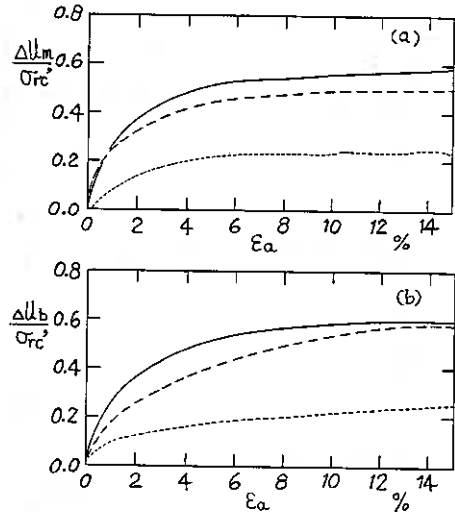


図-7 変形速度の影響

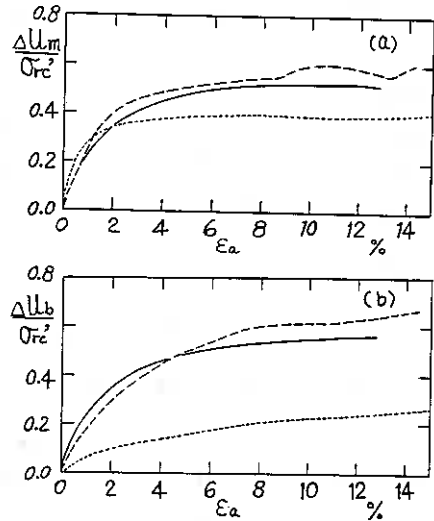


図-8 変形速度の影響

もう1つの曲線では、立ち上りは3者のうちで最も緩く、 10^{-1} mm/分 の曲線の下側に位置を占める。それでもなお図-7(a)の関係と比較するならば、変形速度の影響は小さいとの結論が引き出されよう。図-7,8(a)の両者を総合しての結論は、 10^0 mm/分の試験は高速（破壊まで5-10分）であるため供試体の圧密時の不均一、プローブの接触具合等が拡大反映される。もちろんこれは標測の域を出ないことであり、今後の研究の中で解明されなければならない。

図-7,8(b)は底面間隙水圧についてである。この事項については、これまでの研究において主要事項として検討している。本試料の場合には文献(3),4)において報告しているように、ひずみが大きくない範囲では高速になる程底面間隙水圧は低くなる。しかしひずみが大きくなっても1本に収束せず、間隙水圧は複雑な要因に支配されていることを暗示している。塑性指数が175%という高塑性、低透水性土の場合には、やはり高速になると低い間隙水圧となる⁵⁾。しかしながら 10^{-3} mm/分の曲線が 10^{-2} mm/分の曲線の下に位置するなど、食い違う面もある。極度に低透水性(3.3×10^{-9} cm/s)であるため 10^{-2} mm/分であっても間隙水圧の均一化にはまだ不十分であるとの印象を与えている。

本研究の場合には 10^0 mm/分が明らかにグループから外れ異なった挙動をしている一方、 10^{-1} と 10^{-2} mm/分はかなり近くなっており、 10^{-1} mm/分がやや速く間隙水圧の均一化には不十分であると見ることができる。

3.6 破壊時間隙水圧

U_m に基づいての破壊時間隙水圧を圧密応力に対してプロットすると図-9が得られる。前報⁷⁾では、 10^{-2} mm/分の場合について底面にて測定される間隙水圧が圧密応力と一次比例の関係にある（傾き0.536、範囲 σ'_{rcb} 0-500 kg/cm²）ことを示した。必然性を説明することはできないまでも、正規化挙動を示すことの1つの目安になっている。本試験結果は圧密応力の範囲が狭いこと、測定個数が少ないことからまだ断定するまでには至っていないのであるが、今回のデータによれば 10^{-2} mm/分の場合には直線関係が成立するものの、それより速い変形速度の場合には一次比例は成立しないようである。

3.7 破壊時含水比と圧密応力、非排水強度

図-10は破壊時含水比と各種応力との片対数紙上表現である。図中の実線は前報までに実施されている標準的圧縮試験と標準圧密試験結果に基づいて得られている。底面間隙水圧に関する有効圧密応力 σ'_{rcb} との関係（○印）は従来の関係より0.5%程度下方に

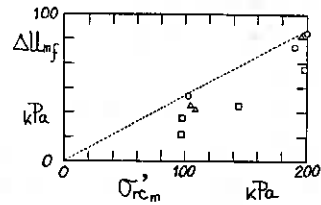


図-9 破壊時間隙水圧

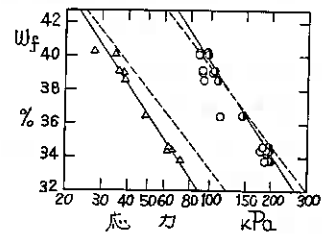


図-10 破壊時含水比と応力

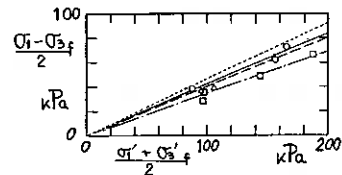


図-11 強度定数の決定

位置すると共に、やや直線から外れる点が多い。中央位間隙水圧に関する有効圧密応力 σ'_{rcm} との関係 (●印) にはむしろ、従来の関係曲線が適用される。

非排水強度については含水比と片対数紙上で直線関係がある (△印)。しかし従来のデータとは傾きと切片が少し異なるようである。前述のように試料の袋が異なるのみで、コンシステンシーや粒度分布は同一値であった。変形速度の大小はせん断強度に影響を与えることが一般に認められているが、この低塑性土でこの領域については明瞭な差はつけられない。

しかしながら u_m に基づく強度定数に関しては図-11に示すように変形速度により少し差異がみられる。すなわち低速の方が大きい ϕ' を示し、 10^{-2} 、 10^0 mm/分間で約5度の差があった。この ϕ' は u_b に基づく ϕ' より下回っている。

4 まとめ

小型間隙水圧計 (プローブ) を用いて供試体側面における間隙水圧 (u_m) を測定し、従来からの供試体底面における間隙水圧 (u_b) と比較して、以下に述べる結果を得た。

1 プローブを長期間にわたって浸水させたまま使用することにより、無負荷時の指示値に多少の変化が見られる。使用の合間こまめに検定し確認しながら使用している。継続して使用した後異常を提示したプローブの処理方法を見出し、経費節減と信頼度の高い資料収集を図りたい。1つの可能性は、空気中でプローブに真空をかけることである。ダイヤフラム裏面の空間に水蒸気がまわりこみリード線の絶縁が低下すると推測されるからである。

2 セット直後の圧密開始前の間隙水圧は、等方応力の変化に対して速やかに応答し、Skemptonの間隙圧係数 B は十分 1.0 に近く、飽和度は十分である。しかし u_m には最初負圧が働いているようであるから、そうならないように配慮すべきである。

3 圧密開始時の $u_b - u_m$ は 10 砲以下 6 例、10-20 砲 2 例、20 砲以上 2 例であるが、せん断開始時の $u_b - u_m$ は 10 砲以下 3 例、10-20 砲 6 例、20 砲以上 1 例である。前段と同じく初期値における $u_b = u_m$ が実現するようにプローブの取り扱い方法を検討すべきである。

4 圧密時の間隙水圧については、中央位は底面よりも速やかな消散を示している。これは前者が排水面により近いからと説明できる。底面間隙水圧 u_b は 95% 以上消散の例が少ないが、中央位間隙水圧 u_m はほとんどが 100% の消散であった。

5 プローブ設置方法はまだ不完全であるが、 $u_b / \sigma'_c - \epsilon_a$ 、 $(\sigma'_a - \sigma'_r) / \sigma'_c - \epsilon_a$ の関係曲線でみると影響が小さいとみなせる。

6 高速 (10^0 mm/分) では u_b は u_m に比し発生が緩やかである。中速 (10^{-1} mm/分) では u_b が少し遅れて発生し、ひずみ 5% からは同じ程度である。低速 (10^{-2} mm/分) では終始一致している。

7 変形速度が大きいほど u_b は低く計測される傾向がある。 u_m については、 u_b ほどではないがやはり、変形速度の大きい方が間隙水圧は低く測定されている。

8 u_m に基づく含水比-圧密応力 (片対数紙上) 曲線は直線をなし、含水比-せん断強度曲線と平行関係にある。

9 σ_3 に基づく強度定数は変形速度により違いがあり、低速の方が ϕ' は大きい。

供試体側面における間隙水圧をより精度良く測定することに進歩を見、データを集め検討が可能となった。プローブの初期値の移動、水の表面張力の影響、水蒸気よりの絶縁、プローブと供試体の相互干渉等について対応処理をし、より精確なデータを安定的に得るように努力したい。

本データは本校学生裏野哲寛君が卒業研究として著者らの指導の下に行なって得たものである。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 佐野・岩淵[Feb 1985]飽和粘土供試体の中央位間隙水圧測定：技術報告集 第25号, pp127-136
- 2) Hight, D.W.[Dec 1982]A simple piezometer probe for the routine measurement of pore pressure in triaxial tests on saturated soils: Geotechnique Vol.32 No.4 pp101-114
- 3) 佐野・岩淵[Feb 1984]飽和土の排水せん断と非排水せん断における変形速度効果：技術報告集 第24号, pp131-140
- 4) 佐野・岩淵[Jun 1985]変形速度が粘性土の三軸試験時排水条件に与える影響：第20回土質工学研究発表会 pp471-472
- 5) 佐野信房[Feb 1980]粘性土における間ゲキ水圧におよぼす変形速度効果：技術報告集 第20号, pp81-88

粘性土の変形特性に及ぼすヒズミレベルとヒズミ速度の影響

北海道土質試験協同組合

榎本 義一
折田 中章
田 中 章 勝

1. はじめに

石狩低地帯南部のある地域で採取した沖積及び洪積層の粘性土に対して動的三軸試験を実施し、得られた変形特性についてヒズミレベル及びヒズミ速度の影響を比較した。

2. 試験方法

試験は油圧サーボ式動的三軸試験装置を用いて行なった。試験条件は表1に示す条件で行ない、ヒズミレベルを一定とする様に制御を行なった。

試験における圧密はKo値を0.5と仮定し、平均主応力を拘束圧として載荷し圧密を行なった。またせん断過程については、非排水の条件で、ヒズミレベルの試験においては1HZの繰り返しをヒズミレベルの小さな所から各レベル10波載荷し各載荷後には排水を行ない過剰に発生した間隙水圧を除去した。ヒズミ速度の試験においては、一定のヒズミレベルで、各周波数10波載荷し載荷後には排水を行なう手順で行なった。また周波数は1, 2, 4 HZで行なった。

3. 試験試料

試験試料は石狩低地帯南部苫小牧地域に一般に見られる図1に示される土層より試料を得た。試料の深度は沖積世の代表として深度12.0m～14.0m、洪積世の代表として39.0m～41.0mとした。どちらの試料も均質な不攪乱の粘性土である。

試験試料の粒度配合及び物理特性は図2、表2に示す。

粒度分布では、沖積世、洪積世の試料共に粘土分45～50%、シルト分40～50%含んだ粒度配合は差異のないものであり、どちらの試料も

表-1 試験条件

試料	中実円筒試料
試料径	φ50mm
試料長	100mm
試験条件	圧密非排水
拘束圧	$\sigma_3 = \frac{2K_0 + 1}{3} \sigma_v'$ σ_v' : 土被り圧
載荷波	正弦波垂直振動波

図2 採取位置柱状図

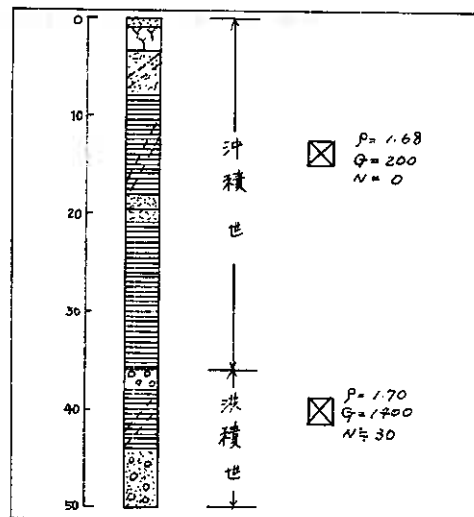
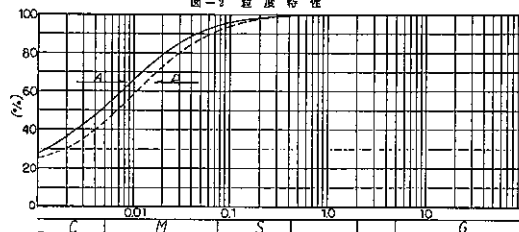


図-3 粒度特性



自然状態の飽和度が100%前後で自然状態においても飽和状態と考えられる。

さらに他の物理特性ではコンシステンシーにも大きな差が認められず、時代による圧縮性の大小が間隙比、また表3に示す静的な一軸圧縮試験結果で沖積世の試料が洪積世の試料の約1/10程度の圧縮強さとなって反映している。

4. 試験結果及び考察

試験によって得られた試料のヒステリシスループを図3に示した。

これらヒステリシスループより各変形特性の諸定数を得るためにヒステリシスループをパネーダッシュポット並列であらわされる、等価線型モデルに置き換え解析を行なった。

初期剛性率は、検層による G_0 を用いずに、結果により得られた剛性料を利用し、Hardne-Drnevichの方法により、外挿して初期剛性率 G_0 を求めた。

この様な手法で、得た結果を表4に示す。

ヒズミレベルの影響については図4に示す様に、沖積世及び洪積世の試料どちらも、ヒズミレベルの増加に従って、剛性率が減少し減衰率が増加する傾向にある。

沖積世試料ではヒズミレベル 10^{-4} 付近で剛性率の大きな減少、減衰率の増加が見られる。

洪積世試料ではヒズミレベル 10^{-3} 付近で剛性率の大きな減少、減衰率の増加が見られる。

剛性率の初期剛性率との比 G/G_0 の50%のヒズミレベルはHardne-Drnevichによると基準ヒズミと呼ばれる

表-2 物理特性

試料名	含水量 Wn (%)	比重 Gs	粒度配合				コンシステンシー境界		日本統分類
			礫 (%)	砂 (%)	シルト (%)	粘土 (%)	液性限界 WL (%)	塑性限界 Wp (%)	
沖積 A	50.88	2.713	0.2	5.4	43.4	51.0	41.38	20.44	粘質土 CL
洪積 D	35.42	2.722	0.0	12.0	44.0	44.0	40.08	19.89	粘質土 CL

表-3 力学特性

試料名	湿潤密度 pt (g/cm ³)	間隙比 e	飽和度 Sr (%)	一軸強度 qu (kgf/cm ²)
沖積 A	1.714	1.442	100.1	0.305
洪積 D	1.872	0.960	98.59	3.420

図3

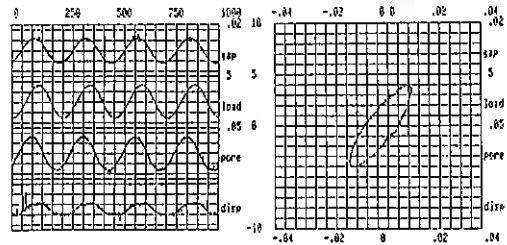
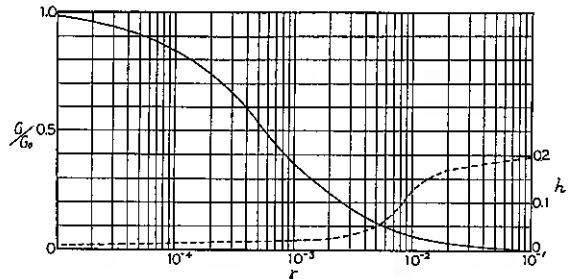


表4 G_0 及び基準ひずみ

深度 (m)	12.0~14.0	39.0~41.0
時代区分	沖積世	洪積世
$G_{max}(G_0)$ (kgf/cm ²)	588	1307
基準ひずみ γ_m	5.71×10^{-4}	2.64×10^{-3}

図4 $\gamma - G/G_0$ (沖積世)



が、基準ヒズミの違いは、近似した粒度配合、物理特性を示す粘性土の場合には、間隙比すなわち圧密の度合いの違いに関係があるものと考えられる。

ヒズミ速度の影響については、図5に示すような結果を得た。

沖積世、洪積世の試料どちらも、ヒズミ速度（周波数）に対して、剛性率は殆んど依存していない。

また、減衰率に関しては、周波数の増加に対して、減衰率も大きくなる傾向が見られる。

今回周波数の影響について試験を行なったヒズミレベルは 10^{-4} レベルである。

周波数依存性は一般に 10^{-3} レベル以上の比較的大きなヒズミレベルで粘性の影響によって、減衰率等にあられると云われている。

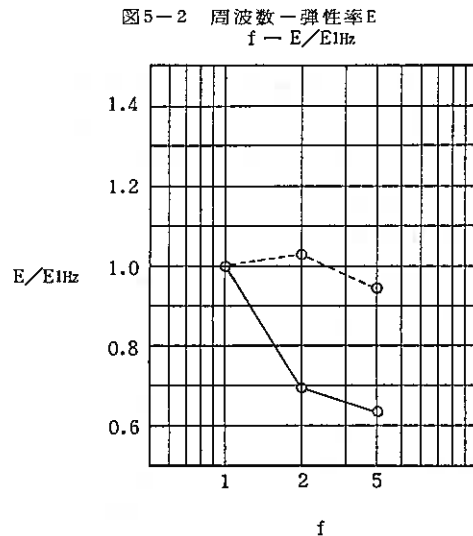
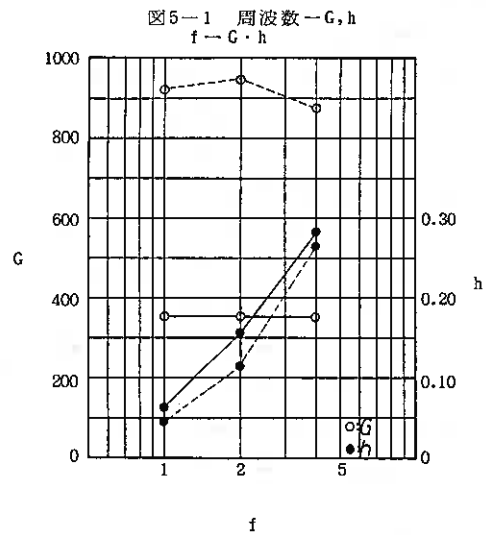
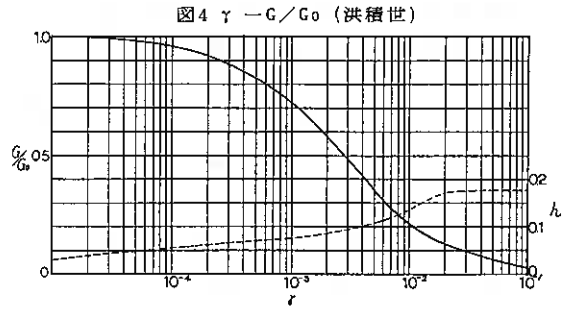
このことを説明するため、等価線型モデルでの各要素すなわち粘性要素と弾性要素の値を求めた。

図5-2~4に示す様な関係が周波数に対して得られた。

沖積世の試料では弾性 E 、粘性 n 共に周波数の増加に伴って小さくなっている。

洪積世の試料では弾性、粘性共に周波数の増加にはほとんど変化がない。

ここで、図4に示す、沖積世と洪積世試料の、 G/G_0 のヒズミ依存性の関係をもてみると、今回周波数に対しての検討を行なったヒズミレベル、沖積世、洪積世試料共に 10^{-4} ヒズミレベルでは、 G/G_0 の曲線の傾きが、沖積世試料では大きく変化している位置にあり、洪積世試料では沖積世



試料に較べるとゆるやかな位置にある。

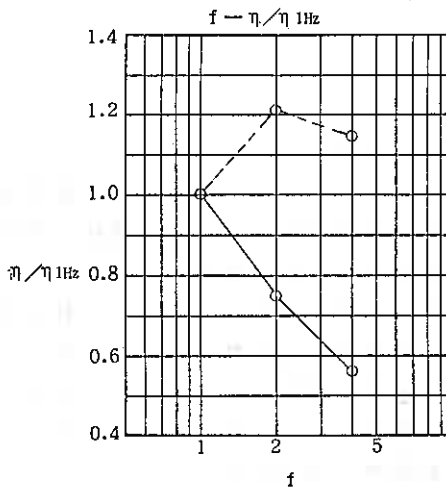
このことより、本試験結果では周波数の影響は 10^{-4} レベルから起きており、一般に云われている 10^{-3} レベルより小さなレベルであられる。

よって、本結論から考えられることは、土質によっては変形特性を解析するにあたり今後さらに種々の試料によって深い検討を行なわなければならないが、周波数の影響も考慮する場合があると云える。

参考文献

土質動力学の基礎：石原 研 而
土と基礎の振動：岩崎 他

図5-3 周波数-粘性率 η



苫小牧高専 ○池浦 勲
北大工学部 三田地 利之

1 まえがき

筆者らはこれまで、異方圧密履歴を受けた粘土について種々の応力経路のもとで排水せん断試験を行い、変形特性、塑性ポテンシャルの応力経路依存性、ひずみの重ね合わせについて考察してきた。その結果、塑性ひずみ増分比と η との関係が応力経路の影響を受けることや¹⁾、粘土が主応力の反転が生じる方向にせん断されるときには等方硬化の概念が成立しないこと²⁾等を明らかにし、移動硬化の概念および非直交性を表すパラメータを用いた応力~ひずみ式を提案した。³⁾本報告においては、更に $\Delta p > 0$ 、 $q \geq 0$ 、 $\Delta \eta \leq 0$ の応力経路の実験を行い、それら応力~ひずみ式の適用性を検討した。

2 応力およびひずみパラメータ

本報告に用いる応力パラメータは平均有効主応力 p 、偏差応力 q 、応力比 η であって次式で定義される。

$$p = (\sigma'_a + 2\sigma'_r) / 3, \quad q = \sigma'_a - \sigma'_r, \quad \eta = q/p \tag{1}$$

σ'_a, σ'_r : 供試体軸方向および半径方向の有効主応力

ひずみパラメータは体積ひずみ v と偏差ひずみ ε で、次のように表される。

$$v = \varepsilon_a + \varepsilon_r, \quad \varepsilon = \varepsilon_a - v/3 = 2(\varepsilon_a - \varepsilon_r) \tag{2}$$

$$\varepsilon_a = \ln(H_0/H), \quad v = \ln(V_0/V)$$

$\varepsilon_a, \varepsilon_r$: 供試体軸方向および半径方向の主ひずみ

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

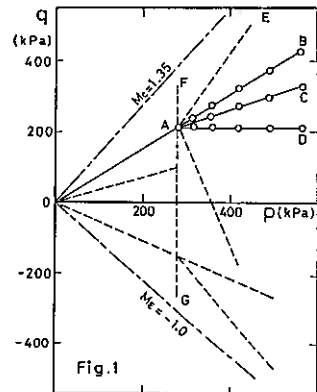
供試体体積

なおひずみにおいて上添字 r は可逆成分、 p は塑性成分を示す。

3 実験条件および実験方法

3-1 実験条件

実験は図-1の実線に示すように平均有効主応力 $p = 280 \text{ kPa}$ まで ε_r が生じないよう圧密した(K_0 圧密一経路OA)試料についての応力比一定試験(C η テスト一経路AB, $\eta = 0.75$)、応力増分比一定試験(CIRテスト一経路AC, $\Delta q / \Delta p = 0.3$)、偏差応力一定試験(C q テスト一経路AD, $q = 210 \text{ kPa}$)の3種類の応力制御排水せん断試験である。



3-2 試料および実験方法

実験に用いた試料は前報⁴⁾と同じ粘土で、その物理的性質はLL=63%, PI=30, Gs=2.65である。実験方法、装置は既報¹⁾⁻⁴⁾とほぼ同様である。即ちK₀圧密は側圧を段階的に上げながらε_r=0となるよう軸圧を調整するもので、6日間で圧密し、せん断については、載荷を12時間間隔で段階的に行い、所定の応力点に達した後初期応力点まで同一経路で除荷を行った。なお図-1に破線で示す経路は既報の実験におけるものであり、考察においてはそれらの結果も用いた。

4 実験結果と考察

4-1 応力~ひずみ式

既報において、異方圧密履歴を受けた粘土の応力~ひずみ式として次式を提案した³⁾。それらはせん断中に主応力反転のある場合を主眼に移動硬化の概念を導入し[(3)式]、非関連流れ則[(4)式]の立場に立って得られたものである。

$$\frac{d\varepsilon^p}{dV^p} = \frac{a(\eta-b)}{(M-b)^2 - (\eta-b)^2} \quad (3)$$

$$\frac{d\varepsilon^p}{dV^p} = - \left(\frac{1}{A} \right) \cdot \left(\frac{dp}{dq} \right), \quad A = \frac{1}{[1-b(d\varepsilon^p/dV^p)]} \quad (4)$$

$$dv = \frac{\lambda}{1+e} \left[\frac{dp}{p} + \left(1 - \frac{\kappa}{\lambda}\right) \frac{a(\eta-b) d\eta}{(M-b)^2 + (a-1)(\eta-b)^2} \right] \quad (5)$$

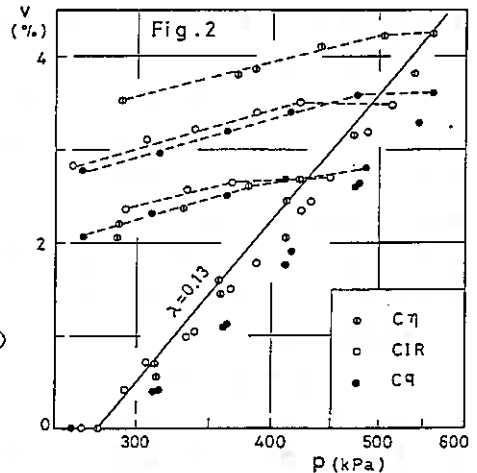
$$d\varepsilon = \frac{\lambda - \kappa}{1+e} \cdot \frac{a(\eta-b)}{(M-b)^2 - (\eta-b)^2} \left[\frac{dp}{p} + \frac{a(\eta-b) d\eta}{(M-b)^2 + (a-1)(\eta-b)^2} \right] + \frac{p_0 d\eta}{2G} \quad (6)$$

また降伏曲面、状態経路はそれぞれ次式で表される。

$$f = \ln \left(\frac{p}{p_0} \right) + \int_{\eta_0}^{\eta} \frac{a(\eta-b) d\eta}{(a-1)(\eta-b)^2 + (M-b)^2} = 0 \quad (7)$$

$$\ln \left(\frac{p}{p_0} \right) = \left(\frac{\kappa}{\lambda} - 1 \right) \int_{\eta_0}^{\eta} \frac{a(\eta-b) d\eta}{(a-1)(\eta-b)^2 + (M-b)^2} \quad (8)$$

上式は、自然対数表示による圧縮指数λ、膨張指数κ、限界状態の応力比Mの3個の土質定数の他に、間隙比e、変形特性におよぼす応力経路の影響を表すパラメータaおよび異方圧密履歴の影響を表すパラメータbを含む。前報においては間隙比eを一定値(=e₀, e₀: 圧密終了時のe)として扱い、パラメータaを実測の応力~ひずみ関係を最も良く表し得るように決定した。またパラメータbは、せん断中に主応力反転の無い場合はb=0、有る場合はb=η₀(η₀: 圧密終了時の応力比)とした³⁾。本報告では、圧縮、伸張何れの限界状態にも向かわない応力経路のせん断に上式を適用する際のパラメータの取り方を主眼



に考察を進める。なお以下においては土質定数として等方圧密・膨張試験で得られた $\lambda=0.13$ 、 $\kappa=0.029$ 、 K_0 圧密非排水圧縮・伸張試験で得られた $M_c=1.35$ （圧縮）、 $M_e=-1.0$ （伸張）を用いることとする⁴⁾。

4-2 体積ひずみ v

図-2は各試験の v と p との関係を示す。C η テストの場合 $v \sim \ln p$ はほぼ直線関係にあり、その傾きは図中の実線で示したように前報の場合（圧縮指数 $\lambda=0.13$ ）とほぼ一致する。CIR、C η テストの v はC η の場合より小さいが、これは後述するようにCIR、C η の η が小さいことによる負のダイレイタンス（排水）量の相違を表していると思われる。また、図中の破線は除荷過程の場合を示すが、各試験とも等しい傾きを有するようである。即ち図-3のように可逆体積ひずみ v_r と p との関係はせん断時の応力経路に依らずに一定であり、またその傾きは $\kappa=0.029$ から計算される傾きにほぼ一致した。

図-4は(9)式から計算したダイレイタンス v_d と η の変化量 $\Delta\eta$ との関係をプロットしたものである。

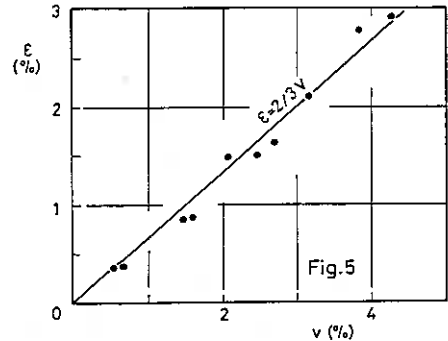
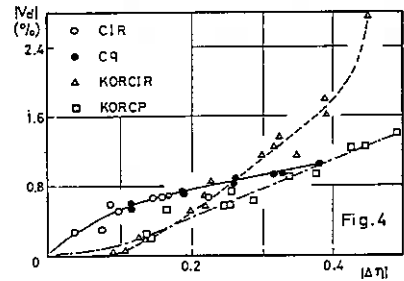
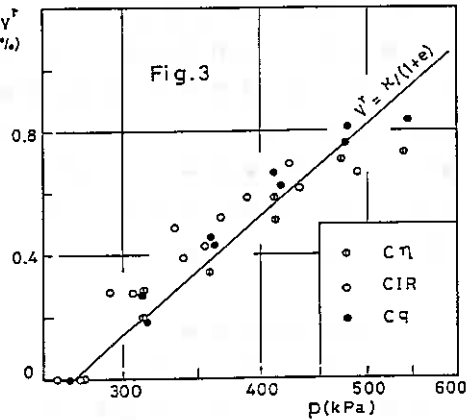
$$v_d = v \cdot \frac{\lambda}{1+e_0} \ln\left(\frac{p}{p_0}\right) \quad (e_0, p_0: \text{せん断開始時の } e, p) \quad (9)$$

上式は v が圧密成分(p 成分)とダイレイタンス成分(η 成分)とから成り、その内前者が図-2の実線(C η テスト、 $\lambda=0.13$)のように表されると仮定したものである。また今回の応力経路では $\Delta\eta \leq 0$ 、 $v_d \leq 0$ であるので図上では両者ともに絶対値表示とした。

図によるとCIRとC η ではダイレイタンス特性に差が無く、上に凸な一本の曲線となる。図中にはKORCIR（図-1の経路AE）、KORCP（経路AF）テストの結果¹⁾もそれぞれ破線、鎖線で併記した。また、図には示していないがKORCPEテスト（経路AG、 $\Delta\eta < 0$ ）においては v_d が正であることを既に報告した²⁾。それらと比較すると、今回の応力経路では、 $\Delta\eta < 0$ にも拘らずKORCP、KORCIR（ $\Delta\eta > 0$ ）に類似したダイレイタンス特性を示しているといえよう。

4-3 せん断ひずみ

図-5はC η テストにおける ε と v との関係を示す。C η テストは K_0 圧密の応力比のまま p を増加させる試験であるが、図によればひずみの面でも K_0 条件（ $\varepsilon_r=0$ 、



$\varepsilon = 2v/3$) が維持されている事が分かる。

図-6 は各試験の ε と p との関係を示す。図の実線、破線はそれぞれ載荷、除荷過程であることを示す。載荷過程においては v の場合より顕著に η の影響が現れ、 $C\eta, CIR, Cq$ の順に ε が小さくなっている。除荷過程については $C\eta$ テストにおいて ε^r が僅かに認められるが、 CIR, Cq では ε^r が認められない。即ち既報 ($\Delta\eta > 0$) においては ε^r が $\Delta\eta$ に比例することを示したが⁴⁾、 $\Delta\eta \leq 0$ なる応力経路では Cam-clay 理論と同様に $\varepsilon^r = 0$ と見ることが妥当なようである。

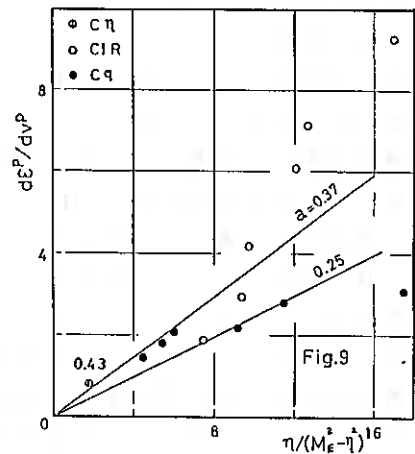
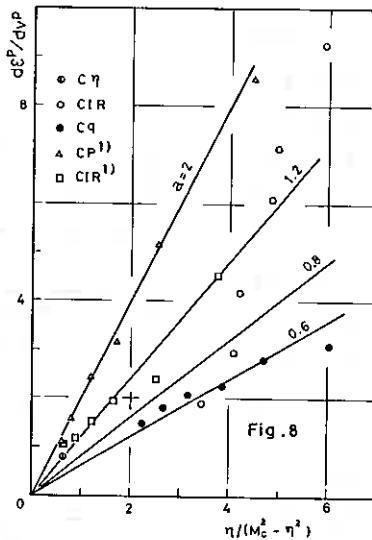
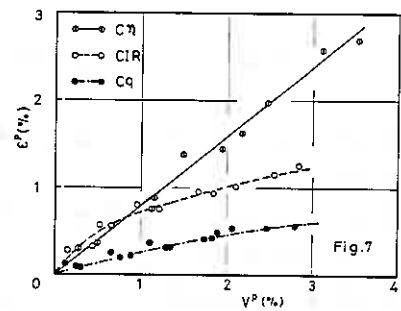
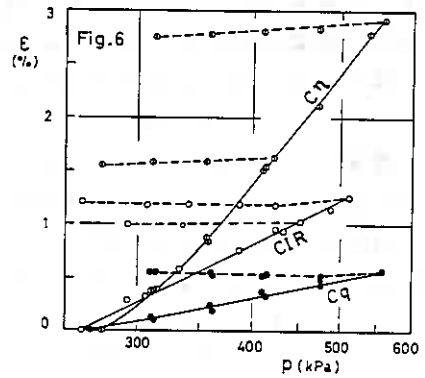
4-4 塑性ひずみ増分比

図-7 は各試験の ε^p と v^p の関係を示す。この図の各応力点における接線の傾きを塑性ひずみ増分比 $d\varepsilon^p/dv^p$ とした。筆者らは塑性ひずみ増分比として Modified Cam-clay 理論と類似の (3) 式を提案している。もしパラメータ $b = \eta_0$ (≈ 0.75) とすると (3) 式からは負の塑性ひずみ増分比が予測されるが図-7 のように本実験で

の実測塑性ひずみ増分比は正の値を示している。即ち今回の様な応力経路 ($\Delta\eta < 0, \Delta q \geq 0$) では (3) 式において $b=0$ とすることが妥当と思われる。

図-8 には実測塑性ひずみ増分比と $\eta/(M^2 - \eta^2)$ との関係を既報の結果と

もに示した。ただし限界状態の応力比 M としては $M_c = 1.35$ を採用し、また今回の試験では $\eta/(M^2 - \eta^2)$ の範囲が小さいため、 Cq, CIR テストについては両軸方向に10倍に拡



TEST	a			
	Prediction of ε, v		Measured $d\varepsilon^p/dv^p$	
	$M=M_c$	$M=M_e$	$M=M_c$	$M=M_e$
Cη	1.3	0.45	1.3	0.43
CIR	0.9	0.4	0.8	0.4
Cq	0.5	0.2	0.6	0.25

Table-1

大した値をプロットしている。図によれば(3)式において $M=M_c$ とした場合、せん断経路の影響を表すパラメータ a は表-1のような値をとると考えられる。 $M=M_E$ とした場合には、図-9に示すように $M=M_c$ のときよりも小さな a が得られた(表-1)。

4-5 ひずみの予測

提案している応力-ひずみ式は e を一定値($=e_a$)として扱わなければ積分は困難である。しかしながら、本報告におけるひずみとしては自然ひずみ〔(2)式〕を採用しており、例えば v については(10)式に示す関係があるから(5)式の e はせん断につれて変化するものとして扱うべきであろう。

$$dv = \frac{\Delta V}{V} = \frac{\Delta V_v}{V} = \frac{de}{1+e} \quad (V_v; \text{間隙の体積}) \quad (10)$$

そこで以下の方法で e の変化が計算結果に及ぼす影響を調べることとする。

- ① $\eta = \eta_0 + \Delta \eta$ ($\Delta \eta = -0.0005$), $e = e_0$ として(5)式から $v (=v_i)$ を計算する。
- ② v_i に対応する $e (=e_i)$ を計算する。
- ③ $e = (e_0 + e_i)/2$ を用いて v_{i+1}, e_{i+1} を計算する。
- ④ ②、③の計算を e_{i+1} の変化が無くなるまで繰り返した時のひずみをその η でのひずみとする。
- ⑤ $\eta_0 = \eta, e_0 = e$ として同様の計算を繰り返す。

図-10~図-13には実測値と(5)、(6)式による予測値との比較を示す。ただし、前述した実験結果からパラメータ b および(6)式の右辺第2項(de_r)を零とした。即ち(4)式で表される非直交パラメータは $A=1$ となり、塑性ひずみ増分ベクトルと降伏曲面との直交性を仮定したことになる。パラメータ a は種々の値で試算して実測のひずみに最も合致する a (表-1)を採用し、 M は $M=M_c$ (図の実線)、 $M=M_E$ (破線)の二通りで計算した。

図-10は $C\eta$ テストの場合を示す。この経路($d\eta=0$)においては(5)式の右辺第2項(ダイレイタシー成分)は a の値に依らずに零となるから、(a)図は等方圧密試験で得られた λ が異方圧密の場合にも適用可能であることを示している。また、図中の鎖線は e を一定値($=e_0$)とした場合の結果であるが、前述の方法による計算結果との差は僅少である。図には示していないが ϵ についても同様であり、今回の応力範囲においては(5)、(6)式における e は一定値としても差し支えないと思われる。

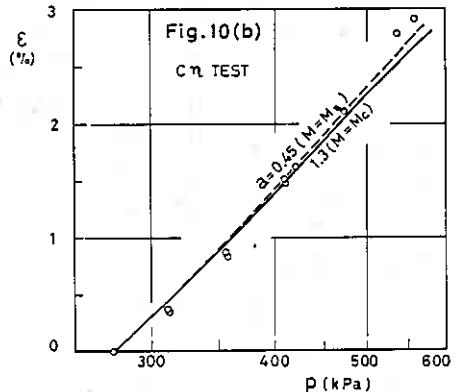
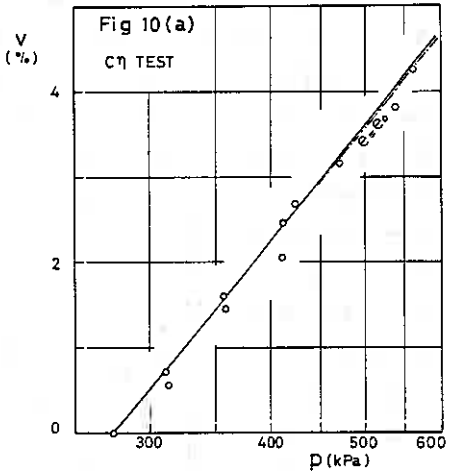


図-11~13にはCIR, Cqテストの場合の比較を示す。前述の塑性ひずみ増分比と同様に、ひずみ予測においても、 $M=M_E$ を用いるときは $M=M_C$ の場合よりも小さな a 値をとる必要がある。

表-1には実測の塑性ひずみ増分比やひずみを最も良く表し得る a をまとめたが、両者はほぼ一致している。このことは、本実験の応力経路においても、(3),(4)式の仮定および(5),(6)式の誘導過程が妥当なものであることを示していると思われる。

図-14に圧密経路とせん断経路との成す角度 α とパラメータ a との関係を前報の結果と併せて示した。 a は図の圧縮試験の延長線上に位置しており、圧縮、伸張何れの限界状態にも向かわない今回の様な応力経路のひずみ予測においては $M=M_C$ を用いることが妥当と思われる。

5. まとめ

以上に述べてきた $\Delta\eta \leq 0, \Delta q \geq 0$ なる応力経路での変形特性に関する考察をまとめると次のようである。

(1) v から圧密成分を差し引いて求めたダイレイタンシー成分 v_d は $\Delta\eta > 0, \Delta q > 0$ なる経路の場合と類似の傾向を示した。

(2)せん断ひずみには可逆成分は認められない。

(3)応力~ひずみ式中のパラメータ b は零とすることが妥当である。

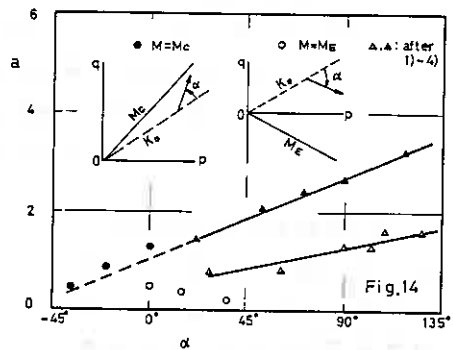
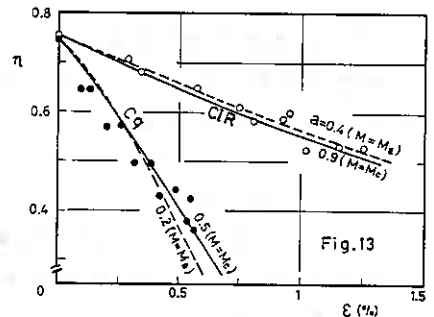
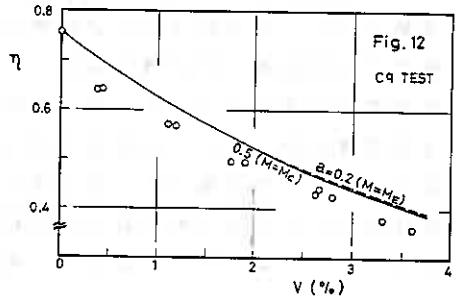
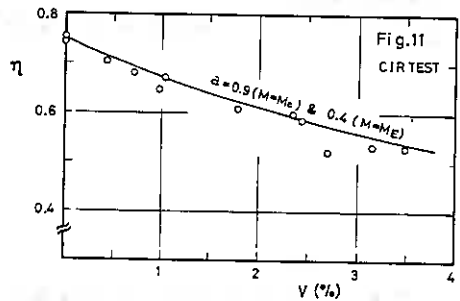
(4)パラメータ a と応力増分方向との関係は既報の圧縮側における関係と類似である。

6. あとがき

本報告における実験に関しては本校卒業生小倉満雄、架谷幸弘、武田耕一、谷中人司、丹羽毅之、山口等君の、取りまとめに関しては柳谷豊技官に負うところが大きい。ここに記して謝意を表します。

< 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)北郷，三田地，池浦，下越；土質工学会北海道支部技術報告集，第23号，1983
- 3)北郷，三田地，芳岡；土質工学会北海道支部技術報告集，第24号，1984
- 4)三田地，中嶋，木幡；土質工学会北海道支部技術報告集，第25号，1985



北大工学部 三田地 利之
北大工学部 工 藤 豊
北大大学院 ○ 水 上 純一

1. まえがき

筆者らはこれまで異方圧密履歴をうけた粘土について各種応力経路で排水せん断試験を行い、変形特性および塑性ポテンシャルの経路依存性について考察し、移動硬化と非関連流れ則の概念を用いた応力-ひずみ予測式を導いた¹⁾²⁾³⁾。本文は、昨年度まで実施した早米・栗山両粘土よりも液性限界の高い粘土を用いて、各種異方圧密後の供試体に平均有効主応力一定排水三軸試験を行い予測式の適用性を調べるとともに、応力増分比一定試験を行うことにより、式中のパラメータ α の値が圧密経路によらずせん断経路と圧密経路とのなす角 α のみによって一義的に決定するか否かについて検討した結果を報告するものである。

2. 応力およびひずみパラメータ

本報告に用いる応力パラメータは平均有効主応力 p' 、偏差応力 q 、応力比 η であり次式で定義される。

$$p' = (\sigma_a + 2\sigma_r) / 3 \quad \text{--- (1)}, \quad q = \sigma_a - \sigma_r \quad \text{--- (2)}$$

$$\eta = q / p' \quad \text{--- (3)}$$

σ_a 、 σ_r ; 供試体軸方向および半径方向の有効主応力

ひずみパラメータは体積ひずみ v と偏差ひずみ ε であり次式で表される。

$$v = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r \quad \text{--- (4)}, \quad \varepsilon = \varepsilon_a - v / 3 = 2(\varepsilon_a - \varepsilon_r) / 3 \quad \text{--- (5)}$$

$$\varepsilon_a = \ln(H_0 / H) \quad \text{--- (6)}, \quad v = \ln(V_0 / V) \quad \text{--- (7)}$$

ε_a 、 ε_r ; 供試体軸方向および半径方向の自然主ひずみ

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

3. 試料および実験方法

3-1. 試料およびセット方法

本報告に用いた試料は虻田郡倶知安町から採取した自然粘性土で、物理的性質は液性限界 $LL = 80\%$ 、塑性指数 $I_p = 42$ 、土粒子の比重 $G_s = 2.71$ である。採取した試料はまず蒸留水を加え $420 \mu m$ のふるいを通した後養生し、十分攪拌を加えてから鉛直応力 $80 kPa$ で約 8 日間予備圧密した。予備圧密後の試料を水平方向に切り出し、直径 $50 mm$ ・高さ $120 mm$ の円柱供試体を作製し、間隔 $1 cm$ でらせん状のスリットを入れた厚さ $0.2 mm$ のろ紙を巻き、水中で厚さ $0.2 mm$ のメンブレンを被せ、供試体上下端面には摩擦の影響を軽減させるためシリコングリスを塗布したテフロンシートを置き、三軸セルにセットした。吸排水は半径方向になされ、体積変化量は傾斜型ピュレット

トを用いて計測した。また間隙水圧は下端中心部でひずみゲージ式圧力変換器を用いて、軸力は三軸セル内にセットしたロードセルを用いて計測した。なお100kPaのバックプレッシャーを圧密時から適用した。

3-2. 実験条件

実験は図-1・2に示すように $P' = 280\text{kPa}$ まで K_{or} 圧密(経路 \overline{OA})、等方圧密(経路 \overline{OB})、 K_{oa} 圧密(経路 \overline{OC})した試料に対して各種せん断試験を行った。

(1) 平均有効主応力一定排水試験

排水条件下で、 P' を圧密終了時の値($P' = 280\text{kPa}$)に保ちつつ q の値を変化させる試験である。

(1a) K_{orCP} 、 I_{CP} 、 K_{oaCP} 試験

平均有効主応力一定圧縮試験で、経路はそれぞれ \overline{AD} 、 \overline{BD} 、 \overline{CD} である。

(1b) K_{orCPE} 、 I_{CPE} 、 K_{oaCPE} 試験

平均有効主応力一定伸張試験で、経路はそれぞれ \overline{AE} 、 \overline{BE} 、 \overline{CE} である。

(2) 応力増分比一定排水試験

排水条件下でせん断経路と圧密経路とのなす角 α (図-2)が 60° となるように、応力増分比 dq/dp を一定に保って行う試験である。

(2a) K_{orCIR} 、 I_{CIR} 試験

応力増分比一定圧縮試験で、経路はそれぞれ \overline{AF} 、 \overline{BG} である。

(2b) I_{CIRE} 、 K_{oaCIRE} 試験

応力増分比一定伸張試験で、経路はそれぞれ \overline{BH} 、 \overline{CI} である。

(3) 非排水せん断試験

排水試験と同じせん断原点(A、B、C)まで、各種圧密した後側圧一定、ひずみ制御方式で下記の6種類の圧縮および伸張せん断試験を行った。なおひずみ速度は $0.04\%/min$ に設定した。

(3a) K_{orU} 、 I_{U} 、 K_{oaU} 試験

(3b) K_{orUE} 、 I_{UE} 、 K_{oaUE} 試験

3-3. 実験方法

前述の要領で三軸セルにセットした供試体を $\sigma'_i = 30\text{kPa}$ で等方圧密した後以下の方法で各種試験を行った。

(1) 圧密過程

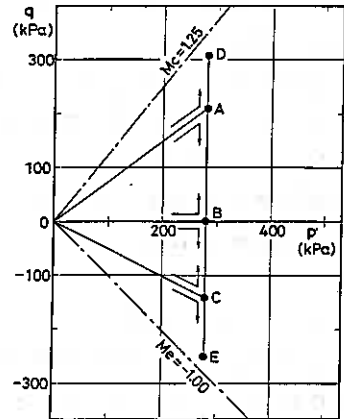


Fig-1

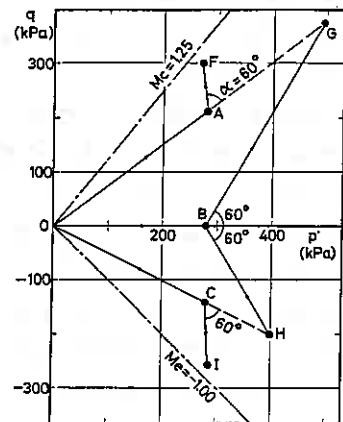


Fig-2

(1a) Kor 圧密

自動K_o圧密装置を用いて側方ひずみを許さない、つまり断面積を一定に保ちながら側圧を段階的に載荷することによって圧密を行う。最終圧密圧力段階ではすべての供試体についてせん断原点が一致するように軸方向および側方向の応力を制御する応力制御方式をとった。

(1b) 等方圧密

偏差応力 $q = 0$ となるように軸方向の応力を調整しながら、段階的に側圧を載荷することにより圧密を行った。

(1c) K_{oa} 圧密

軸ひずみが発生しないようにピストンロッドをストッパーで固定した状態で、側圧を段階的に載荷した。K_{or} 圧密と同様に最終圧密圧力段階は応力制御方式をとった。

(2) せん断過程

各応力点までの載荷時間間隔を12時間とし、応力制御方式で段階的に載荷し、目標応力点に達した後同一経路をせん断原点まで除荷した。なお最遠応力点の応力比は、非排水試験から求めた $M_c = 1.25$ 、 $M_e = -1.00$ をもとにして圧縮試験では $\eta = 1.10$ 、伸張試験では $\eta = -0.90$ とした。

4. 応力-ひずみ式の誘導

昨年度までの研究で、異方圧密履歴を受けた粘土に対しては、Cam-Clay理論による等方硬化則が成立しないことが明らかとなり、Modified Cam-Clay理論に移動硬化の概念を導入し、新しい応力-ひずみ式を導いた¹⁾。導出過程において、非関連流れ則の立場をとり塑性ひずみ増分ベクトルは、降伏曲面に必ずしも直交しないと仮定している。本報告においても上記の立場をとり、昨年度の応力-ひずみ式に新しいパラメータを導入し若干の修正を加え以下のように応力-ひずみ式を導いた。

まず塑性ひずみ増分比を次式のように仮定する。

$$\frac{d\varepsilon^p}{d\nu^p} = \frac{\alpha(\eta - \eta_0)}{(M - \eta_0)^2 - (\eta - \eta_0)^2} \quad \dots (1)$$

M ; 破壊時の応力比

η_0 ; 圧密終了時の応力比

(移動硬化を表すパラメータ)

α ; 圧密経路とせん断経路の影響を表すパラメータ

非関連流れ則の立場から非直交性を表すパラメータAを導入し、直交条件を次式のように修正する²⁾。

$$\frac{d\varepsilon^p}{d\nu^p} = -\frac{1}{A} \cdot \frac{dP}{dq} \quad \dots (2)$$

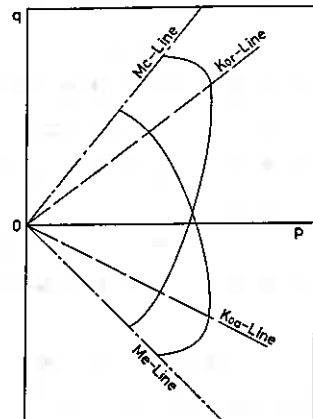


Fig-3

本報告においてはここで新しいパラメータ b を導入し、非直交パラメータ A を $\eta = \eta_0$ で 1、 $\eta = M$ で 0 となるように次式で定義する。

$$A = \frac{1}{1 - b(d\epsilon^p / d\nu^p)} \quad \text{----- (3)}$$

b ; 非直交性の程度を表すパラメータ

せん断中に主応力の反転がない場合 ; $b = 0$

反転がある場合 ; $b = \eta_0$

(1)、(3) から

$$A = \frac{(M - \eta_0)^2 - (\eta - \eta_0)^2}{(M - \eta_0)^2 - (\eta - \eta_0)^2 - \alpha b(\eta - \eta_0)} \quad \text{----- (4)}$$

(2)に(1)、(4)を代入して

$$\frac{dq}{dP} = b - \frac{(M - \eta_0)^2 - (\eta - \eta_0)^2}{\alpha(\eta - \eta_0)} \quad \text{----- (5)}$$

$q = \eta \cdot p$ より

$$\frac{dq}{dP} = \eta + p \cdot \frac{d\eta}{dP} \quad \text{----- (6)}$$

(6)を(5)に代入し

$$\frac{dP}{P} + \frac{\alpha(\eta - \eta_0)}{(M - \eta_0)^2 - (\eta - \eta_0)^2 + \alpha(\eta - b)(\eta - \eta_0)} d\eta = 0 \quad \text{----- (7)}$$

(7)を初期条件 $\eta = \eta_0$ で $P = P_0$ で積分すると降伏曲面(図-3)を得る。この降伏曲面は K_{or} 圧密、 K_{oa} 圧密した供試体に対するものである。

降伏面の移動拡大を考慮し P_0 も変数と考えると

$$\frac{dP_0}{P_0} = \frac{dP}{P} + \frac{\alpha(\eta - \eta_0)}{(M - \eta_0)^2 - (\eta - \eta_0)^2 + \alpha(\eta - b)(\eta - \eta_0)} d\eta \quad \text{----- (8)}$$

λ 、 κ を圧縮指数、膨張指数の自然対数表示とすると

$$d\epsilon^p = -(\lambda - \kappa) \cdot \frac{dP_0}{P_0} \quad \text{----- (9)}$$

$d\nu^p = -\frac{d\epsilon^p}{1 + e}$ と(8)(9)から

$$d\nu^p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e} \left[\frac{dP}{P} + \frac{\alpha(\eta - \eta_0)}{(M - \eta_0)^2 - (\eta - \eta_0)^2 + \alpha(\eta - b)(\eta - \eta_0)} d\eta \right] \quad \text{----- (10)}$$

(1)、(10)から

$$d\epsilon^p = \frac{\alpha(\eta - \eta_0)}{(M - \eta_0)^2 - (\eta - \eta_0)^2} \cdot d\nu^p \quad \text{----- (11)}$$

(10)、(11)が修正した応力-ひずみ式である。

非排水試験に対しては有効応力経路を表す次式を得る。

$$\frac{dP}{P} = -\frac{\lambda - \kappa}{\lambda} \cdot \frac{\alpha(\eta - \eta_0)}{(M - \eta_0)^2 - (\eta - \eta_0)^2 + \alpha(\eta - b)(\eta - \eta_0)} d\eta \quad \text{----- (12)}$$

5. 実験結果

5-1. 体積ひずみ-応力比関係

図-4・5はそれぞれ等方圧密した供試体についての平均有効主応力一定試験および応力増分比一定試験の $\epsilon-v$ 関係を表したものである。これらの図から両試験とも、圧縮・伸張試験にかかわらずせん断初期から排水傾向を示すことがわかる。CP試験においては体積ひずみの可逆成分、すなわちグレイタンシーの可逆成分がみられず、早米・栗山両粘土についての昨年までの実験結果と合致する。CIR試験では体積ひずみの可逆成分がみられるが、この可逆成分は P' の変化による影響が卓越したために発生したものと考えられる。

5-2. 偏差ひずみ-応力比関係

図-6・7はそれぞれ K_{or} ・ K_{oa} 圧密した供試体のCP試験における $\epsilon-\eta$ 関係を表したものである(なお、 K_{or} CP試験に関しては除荷を行っていない)。これらの結果から偏差ひずみには可逆成分が存在し、 K_{or} CPと K_{oa} CPE、 K_{or} CPと K_{oa} CP試験における $\epsilon-\eta$ 挙動が類似していることがわかる。以上の結果についても早米・栗山両粘土についての実験結果と一致するものである。

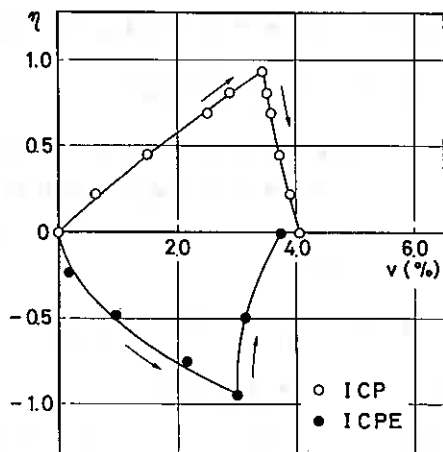


Fig-4

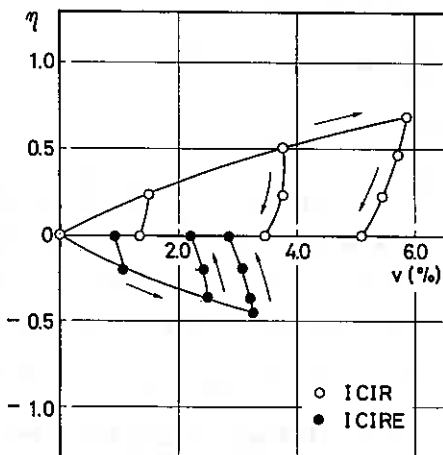


Fig-5

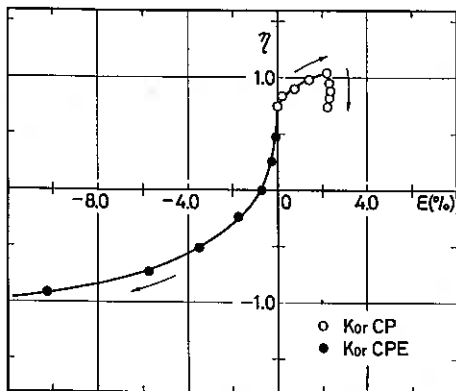


Fig-6

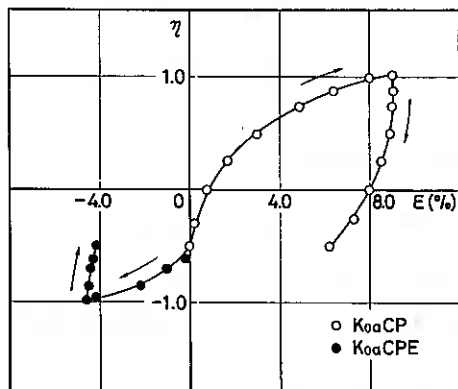


Fig-7

6. 実測値と計算値の比較

6-1. 予測式の排水試験への適用

図-8の実線はCP試験の塑性体積ひずみ-応力比関係に最もよく合うように決めたパラメータ α (式10)とその時の α との関係(図中の○印および●印)ならびに K_{or} 条件から決められる切片の値をもとにして引かれたものである⁶⁾。CIR試験での $\alpha = 60^\circ$ に対するパラメータ α の値を $\alpha - \alpha$ 直線から読み取ると、圧縮側で $\alpha = 1.9$ 、伸張側で $\alpha = 1.1$ となる。図-9・11はCIR試験の塑性体積ひずみ-応力比関係を表したものでこの $\eta - \gamma$ 関係から(10)式によって得たパラメータ α の値が表-1および図-8の▽および▼で示されている。

これらの値を、CP試験から得られた $\alpha = 1.9$ および $\alpha = 1.1$ と比較すると、圧縮側で差が大きいものの、CIR試験で得られる α の値はCP試験から得られる $\alpha - \alpha$ 関係を満足する。この結果から応力-ひずみ挙動を予測するうえでパラメータ α の値は、圧密経路によらずせん断経路とのなす角 α のみで一義的に決定しようと考えられる。

図-10・12は図-8の直線関係から求められたパラメータ α を用いて計算した塑性せん断ひずみ-応力比関係の予測曲線と実測値を示したものである。 ϵ^p の計算値は実測値よりもかなり小さめとなっているが、 K_{or} および K_{oa} 圧密供試体に関しては、 $\epsilon^p - \gamma$ 挙動を定性的によく説明している。

6-2. 非排水試験への適用

非排水試験に関しても、圧密経路とせん

	K_{or}	Iso.	K_{oa}
Comp.	2.3	1.7	—
Ext.	—	1.2	1.2

表-1

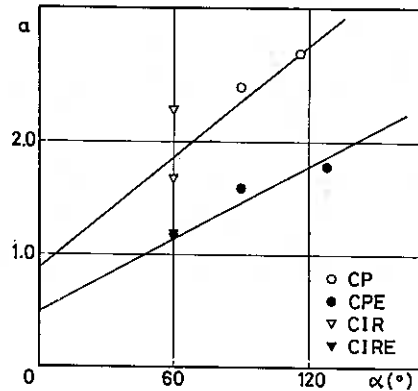


Fig-8

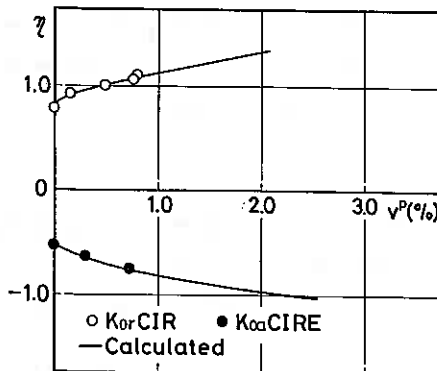


Fig-9

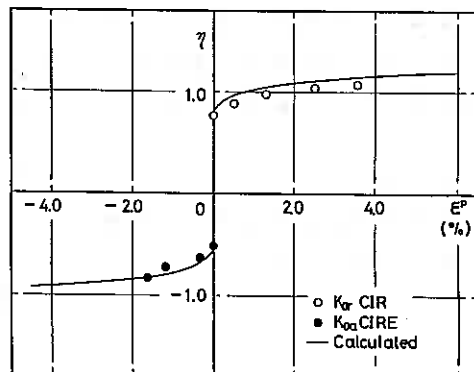


Fig-10

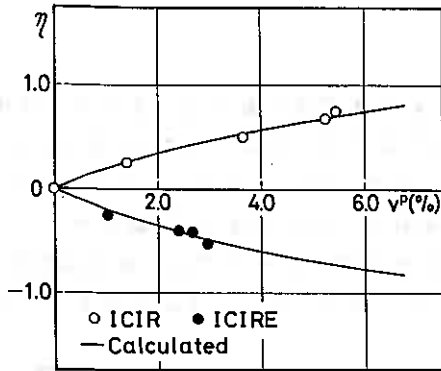


Fig-11

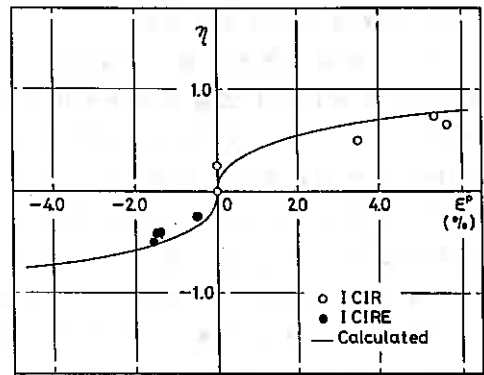


Fig-12

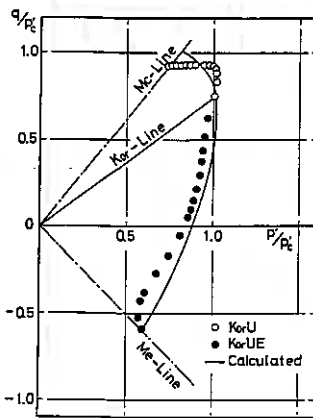


Fig-13

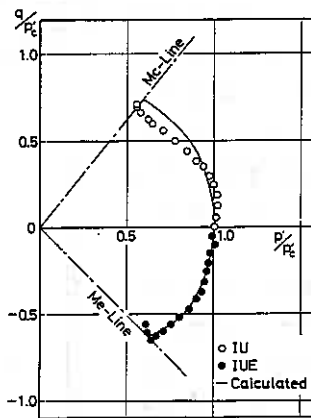


Fig-14

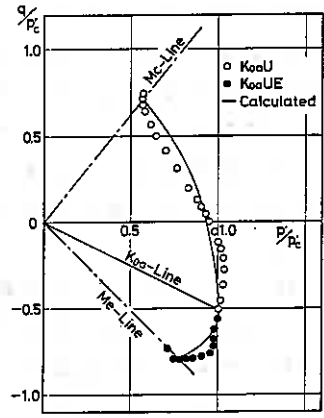


Fig-15

断経路(全応力経路)とのなす角 α に対する α の値を、 $\alpha - \alpha$ 関係(図-8)から求めて有効応力経路の予測を行った。非排水試験の有効圧密圧力 $P_c = 280 \text{ kPa}$ で正規化した有効応力経路と予測曲線を図-13-15に示す。応力-ひずみ式に新しいパラメータを導入したために昨年度までの報告よりも、かなりよく予測できるようになった。このことは非排水試験結果から(12)式によって $\alpha - \alpha$ 関係を求め、排水条件下での応力-ひずみ挙動を予測できる可能性を示すものと考えられる。

7. まとめ

- (1) 塑性ひずみ増分比の仮定で導入されたパラメータ α と、圧密経路とせん断経路とのなす角 α の間には、粘土の種類によらず直線関係がみられる。
- (2) パラメータ α の値は圧密経路とは無関係に α によって一義的に決まると考えてよい。
- (3) 簡単な試験から得られた $\alpha - \alpha$ 関係を利用することによって、異なる応力経路

下の粘性土の応力-ひずみ関係をかなりよく予測することができる。

(4)排水試験の結果をもとにして導いた応力-ひずみ式を用いて、非排水試験の有効応力経路を予測することが可能である。

8. あとがき

現在 $\alpha-\alpha$ 関係の一義性をさらに確認するために、異なる圧密経路($\eta=0.25$ および $\eta=-0.25$)についての試験を行っている。その結果についてはまた別の機会に報告したい。なお本報告は本学4年目学生 石神 芳也、古川 達夫、佐々木 勝彦、鈴木 規彦の諸君の卒業論文のために行なわれた実験結果の一部をとりまとめたものであり、実験およびデータ整理に関して多大な協力を得た。ここに記して謝意を表す。

(参考文献)

- 1)北郷・三田地・池浦・下越;土質工学会北海道支部技術報告集,第23号,1983
- 2)北郷・三田地・芳岡;土質工学会北海道支部技術報告集,第24号,1984
- 3)三田地・中嶋・木幡;土質工学会北海道支部技術報告集,第25号,1985
- 4)Roscoe,K.H.・Burland,J.B.;Engineering Plasticity,Cambridge Univ. Press,1968
- 5)Jain,S.K.;Fundamental Aspects of Normality Rule,Engineering Publications,1980
- 6)池浦・三田地・芳岡;土木学会第39回年次学術講演会講演概要集,1984

K. 過圧密粘性土の変形特性

北大工学部 三田地 利之
北大大学院 ○ 木 幡 行宏
北大大学院 川 田 貢

1. まえがき

近年、土の構成式に関する研究が盛んに行なわれてきているが、粘性土について見ると、提案されている構成式の多くは、正規圧密粘性土に関するものである。最近、過圧密粘性土の構成式に関する研究も盛んになりつつあり¹⁾、たとえば、Pender²⁾は、非関連流れ則を適用し、応力比一定の降伏関数を用いて過圧密粘性土に対する構成式を提案している。また、Mroz³⁾らは、過圧密領域での負荷を繰り返し負荷として扱い、境界曲面モデルに基づく土の構成式を提案している。他に、過圧密粘性土に対する構成式としては、Roscoe・Burland⁴⁾による revised Cam-Clayモデルや足立・西⁵⁾らのモデル等があるが、これらは主に、等方過圧密粘性土に対するものであり、異方過圧密粘性土に対する適用には無理があるように思われる。筆者らも、過去に、等方過圧密粘性土についての応力～ひずみ挙動のモデル化を試みているが⁶⁾より広範囲な圧密履歴を持つ粘性土の応力～ひずみ挙動を表現するものとはなっていない。そこで、異方過圧密粘性土の応力～ひずみ挙動をモデル化するための基礎研究として、昨年度、過圧密比 = 4 のK.過圧密粘性土について、応力制御排水せん断試験を実施し、変形特性、および、ひずみの重ね合わせについて検討した⁷⁾。本報告は、昨年度と同じ試料について過圧密比 = 10 の条件でK.過圧密後、各種応力経路で応力制御排水せん断試験を実施し、昨年度の結果とあわせて考察を加えたものである。

2. 各種パラメータの表示方法

本報告で用いる応力パラメータは、平均有効主応力 p' 、偏差応力 q 、応力比 η であり、次式で定義される。

$$p' = (\sigma_a' + 2\sigma_r')/3, \quad q = \sigma_a' - \sigma_r', \quad \eta = q/p'$$

σ_a', σ_r' : 供試体軸方向および半径方向の有効主応力

ひずみパラメータは体積ひずみ v と偏差ひずみ ε であり、次式で表される。

$$v = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r, \quad \varepsilon = \varepsilon_a - v/3 = 2(\varepsilon_a - \varepsilon_r)/3$$

$$\varepsilon_a = \ln(H_0/H), \quad v = \ln(V_0/V)$$

$\varepsilon_a, \varepsilon_r$: 供試体軸方向および半径方向の主ひずみ(自然ひずみ)

H_0, H : 膨張終了時およびせん断中の供試体高さ

V_0, V : 膨張終了時およびせん断中の供試体体積

過圧密比OCRは、次のようである。

$$OCR = (\sigma_{a0}'/\sigma_{an}')^n$$

$\sigma_{a0}', \sigma_{an}'$: 圧密終了時および膨張終了時の供試体軸方向の有効主応力

3. 試料および実験

3-1 試料の物理的性質および供試体のセット方法

本実験で用いた試料は、勇払郡早来町安平から採取した自然粘性土であり、物理的性質は、 $LL=63\%$ 、 $PI=30$ 、 $G_s=2.65$ である。採取した試料は、蒸留水を加え、 $420\mu\text{m}$ ふるいを通した後、養生した。供試体はこのように準備した泥水状態の粘性土を十分攪拌した後、真空で予備圧密セルに導き 80kPa の鉛直応力で約2週間予備圧密して得られた。

予備圧密後の粘性土を、水平方向に切り出し、直径 50mm 、高さ 120mm の円柱供試体に成形し、供試体周囲にはらせん状のスリットを付けた¹⁾厚さ 0.2mm のろ紙(TOYO NO.2)を巻き、吸排水を半径方向に強制した。その後、水中で厚さ 0.2mm のメンブレンを被せ、三軸セルにセットした。水中におけるセットは、ろ紙およびメンブレンと供試体の間に入った空気を除去するためのものである。また、供試体端面には摩擦の影響を軽減させるためにシリコングリースを塗布したテフロンシートを置いた。

3-2 実験方法

試験中の軸変位量は、ひずみゲージ式変位変換器により、軸力は三軸セル内にセットしたロードセルにより、また側圧と間隙水圧はひずみゲージ式圧力変換器で測定した。なお、間隙水圧は下端中心部で測定し、軸力制御にはペロフラムシリンダーを、側圧制御にはレギュレーターを用いた。吸排水量は、ろ紙に集まった水をペDESTALを通して体積変化測定装置²⁾に導き自動計測を行った。

実験は、セット終了後の供試体を $\sigma'_v=30\text{kPa}$ で等方圧密した後、自動 K_0 圧密装置¹⁾を用いて、8日間で $\sigma'_v=370\text{kPa}$ まで段階的に側圧を上げながら K_0 圧密を行った。その後、圧密最終点($\sigma'_v=400\text{kPa}$ 、 $\eta=0.665$)、および K_0 膨張経路ならびにせん断原点($p'=169\text{kPa}$ 、 $q=-143\text{kPa}$)がすべての供試体で一致するように軸方向および側方の応力を制御することによって K_0 圧密、 K_0 膨張を行った。なお、 K_0 膨張経路は、予備試験(自動 K_0 圧密装置使用)により決定された。

せん断は、 K_0 膨張終了後、所定の応力点(図-1参照)まで、載荷時間間隔を12時間として段階的に載荷を行った。所定の応力点に達した後、変形の可逆成分を知る目的で12時間ごとにせん断原点まで除荷を行った。試験期間を通して室温は $20^\circ\text{C}\pm 0.5^\circ\text{C}$ に制御されており、圧密開始時より 100kPa のバックプレッシャーを載荷した。

3-3 実験条件

実験は、図-1に示すように $p'=514\text{kPa}$ まで K_0 圧密(経路OA)した後、 $OCR=10$ に相当する $p'=169\text{kPa}$ まで K_0 膨張(経路AB)した試料について、平均有効主応力一定試験(CPテスト)、応力増分比一定試験(CIR1, CIR2, CIR3テスト)、偏差応力一定試験(Cqテスト)、の5種類の応力制御排水せん断試験を行った。

1) CPテスト

p' を膨張終了時の値($p'=169\text{kPa}$)に保ったまま q を増大させる試験(経路OA

BC)

2) C I R 1 テスト

膨張終了時から応力増分比 ($\Delta q / \Delta P'$) が一定値 (= 1.0) となるよう P' 、 q を共に増大させる試験 (経路 OABD)

3) C I R 2 テスト

膨張終了時から応力増分比 ($\Delta q / \Delta P'$) が一定値 (= -1.714) となるよう P' を減少させ、 q を増大させる試験 (経路 OABE)

4) C I R 3 テスト

膨張終了時から応力増分比 ($\Delta q / \Delta P'$) が一定値 (= 3.0) となるよう側圧一定で P' 、 q を共に増大させる試験 (経路 OABF)

5) C q テスト

q を膨張終了時の値 ($q = -143 \text{ kPa}$)

に保ったまま P' を増大させる試験 (経路 OABG)

M_o 、 M_E はそれぞれ、ドレンペーパーとして、らせん状のろ紙を供試体周面に巻きつけて実施した等方圧密非排水圧縮、伸張試験から得られた破壊時の応力比である。なお、全試験経路において、ろ紙自体の吸排水、メンブレンからの透水を考慮して排水量の補正をおこなった¹⁾。応力点は、C P、C I R 1、C I R 2 テストでは、C I R 3 テストの q の値と一致するように、また、C q テストでは、C I R 3 テストの P' の値と一致するように決定した。

4. 実験結果と考察

本報告では、過圧密領域で発生するひずみが、それぞれ、対応する応力成分のみに依存するかどうかを検討するためにひずみを $\Delta P'$ と Δq で整理した。なお、各々の応力増分は、せん断原点からの応力増分の値である。

4-1 体積ひずみ～応力増分

図-2(a)~(e)は、各応力経路で発生した体積ひずみ v と応力増分 $\Delta P'$ (または Δq) の関係を示したものである。図中の実線は、載荷時を示し、破線は除荷時を、また一点鎖線は昨年度実施した OCR=4 の結果をそれぞれ表している。C I R 1、3、C q テストでは (図-2(b)(d)(e))、載荷時に排水傾向を示し、除荷時には非可逆成分がみられる。しかし、OCR=10 の C I R 3 テストについては、除荷時に非可逆成分が見られない。これは、筆者らが昨年度報告したように、過圧密粘性土の応力履歴を繰り返して載荷と考えれば、それにより生ずる "Hysteresis loop" 上の位置の違いによって非可逆成分を生じるか否かが決まるという考え方で説明される。つまり "Hysteresis loop" が、せん断原点で閉じた形になっていれば、体積ひずみには非可逆

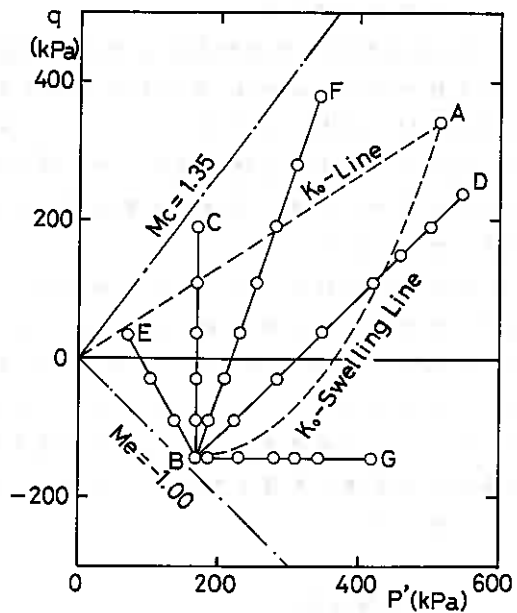


Fig-1

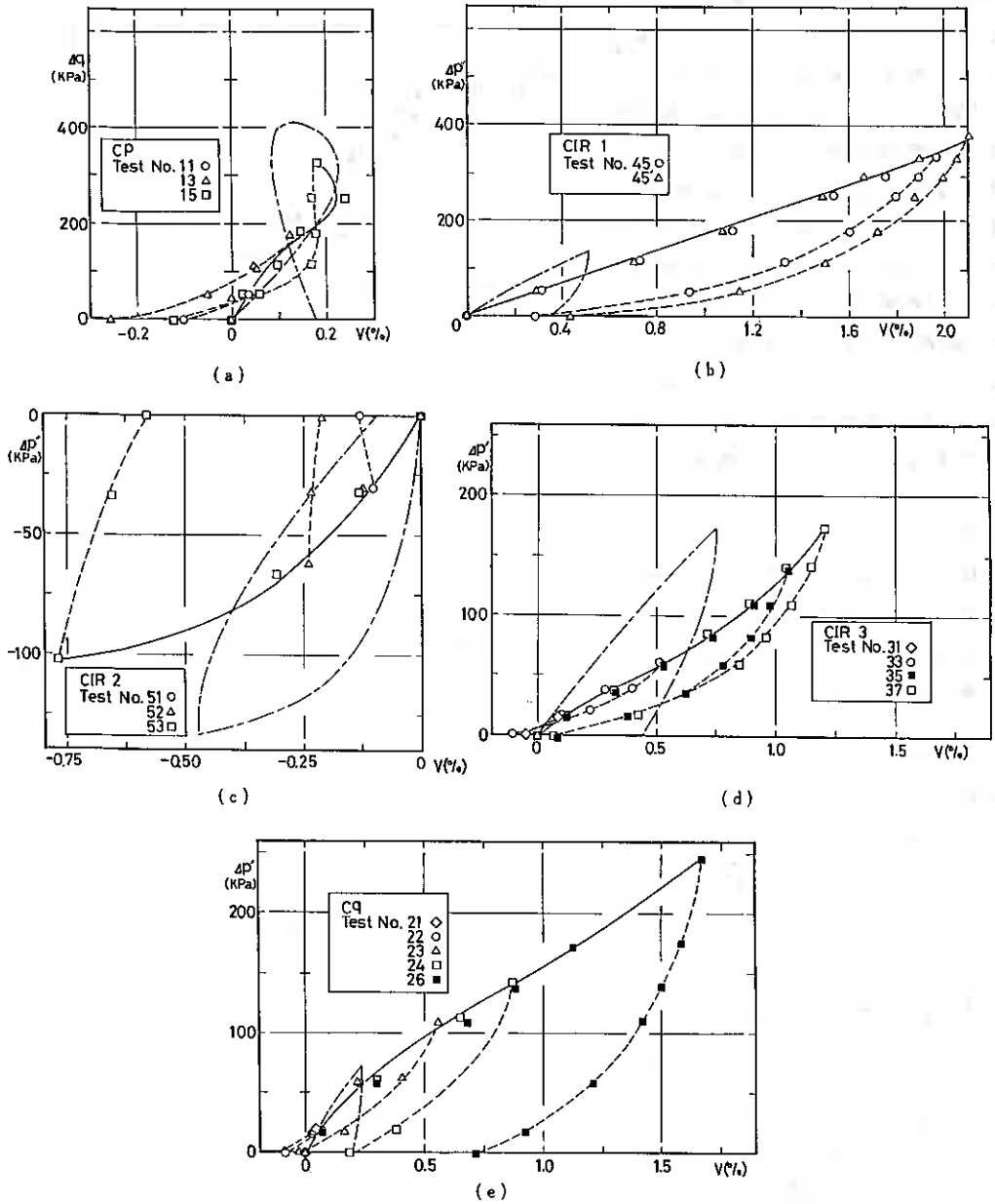


Fig-2

成分が見られずすべて可逆成分となる。このことを示したのが、図-3であって、OCR=4(実線)とOCR=10(破線)のCIR3テストについて、K₀圧密、膨張、せん断の各過程を、含水比 w と p' の関係で表している。この図から分かるようにOCR=4での“Hysteresis loop”はせん断原点において閉じていないがOCR=10では閉じている。したがってOCR=4のCIR3テストでは、体積ひずみに非可逆成分が発生し、OCR=10の試験では可逆成分のみが発生したと説明できる。他の経路についても“Hysteresis

loop"はせん断原点では閉じていない。それゆえ、非可逆成分が発生したと考えられる。CIR 2テスト(図-2(c))については、載荷時に吸水傾向を示し、応力レベルが高くなると除荷時に、可逆成分が見られる。また、 $\Delta p' = 0$ であるCPテスト(図-2(a))では、図のスケールを考慮すれば、載荷時、除荷時に、顕著なひずみの発生は見られないと考えてよいようである。つまり、過圧密領域では、偏差応力のみの変化に対しては体積変化(ダイレイタンスー成分)は生じないと考えられる。

以上を総合して考えると、体積ひずみは、平均有効主応力の変化によって生じ、その非可逆成分は一義的には定まらないということ

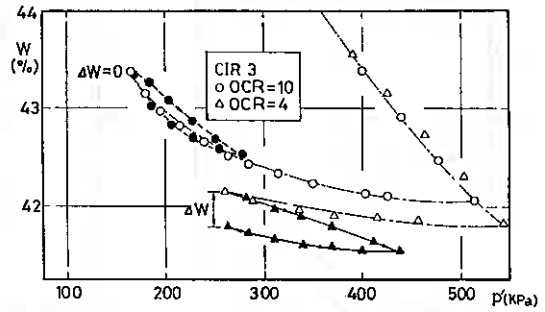
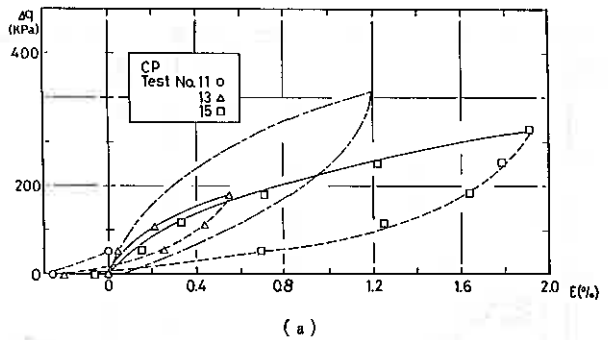
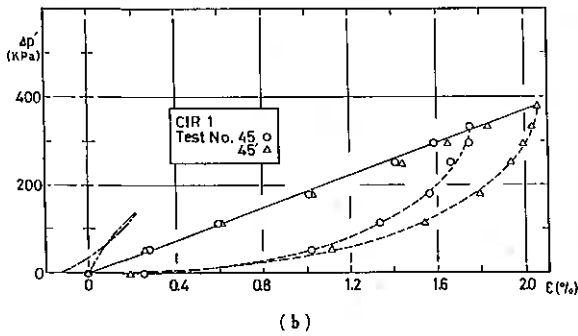


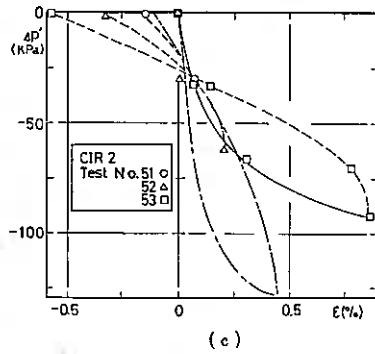
Fig-3



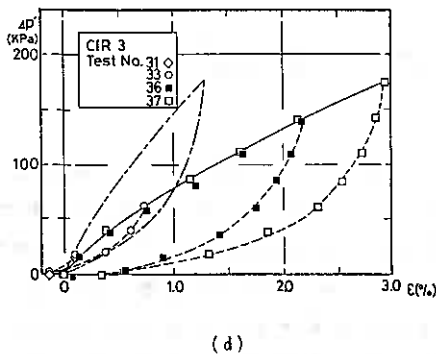
(a)



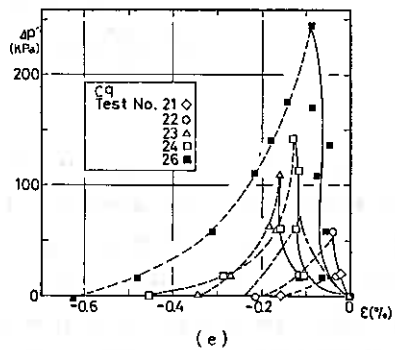
(b)



(c)



(d)



(e)

Fig-4

が分かる。

4-2 偏差ひずみ～応力増分

図-4 (a)～(f)は、各応力経路で発生した偏差ひずみ ϵ と応力増分 $\Delta p'$ (または Δq)の関係を示したものである。図中の実線は載荷時を示し、破線は除荷時をまた、一点鎖線はOCR=4での試験結果をそれぞれ表している。CPテスト、CIR1, 2, 3テスト(図-4 (a), (b), (c), (d))では、載荷時に、正の偏差ひずみを生じ、除荷時には、非可逆成分が見られずほとんどが可逆成分のみであると考えられる。ところが、 q が一定であるCqテスト(図

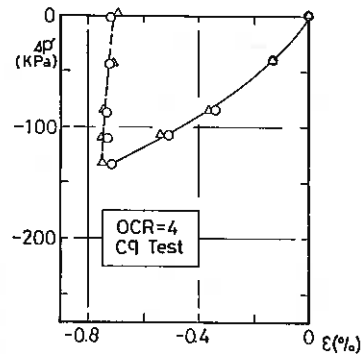


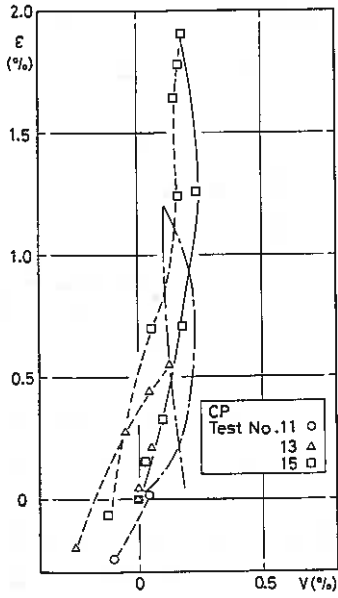
Fig-4 (f)

4 (e))では、載荷時には、図のスケールを考慮すると、顕著なひずみはほとんど発生していないと考えられるが、除荷時には無視しがたい負のひずみが生じている。図-4 (f)には、OCR=4での $\Delta p' < 0$ となる経路のCqテストの結果を示しているが、この場合には、逆に、載荷時に負のひずみが生じ、除荷時には、ひずみの可逆成分がほとんど見られない。言い換えると、Cqテストにおいては、 $\Delta p' > 0$ となる載荷では、偏差ひずみの増分 $d\epsilon = 0$ となり、 $\Delta p' < 0$ となる載荷では、塑性ひずみのみが生じる。すなわち $d\epsilon = d\epsilon^p$ であると考えられる。

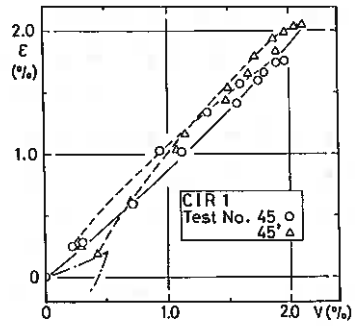
以上をまとめると、偏差ひずみに関しては、偏差応力が増加する経路では可逆成分のみが存在し、偏差応力一定の経路では、 $\Delta p' > 0$ となる載荷ではひずみは生じず、 $\Delta p' < 0$ となる載荷では、ひずみの塑性成分のみが生じると考えられる。

4-3 体積ひずみ～偏差ひずみ

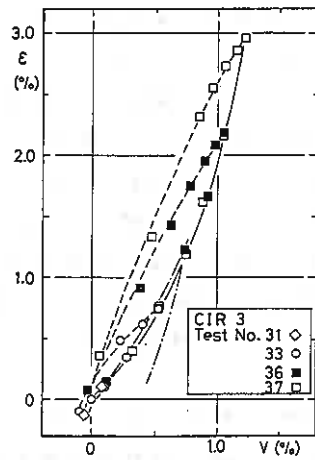
図-5 (a)～(e)は、各経路で発生した体積ひずみ v と偏差ひずみ ϵ の関係を示したものであり、図中の実線が載荷時、破線が除荷時、一点鎖線がOCR=4での試験結果をそれぞれ表している。さて、いままで述べてきたように、体積ひずみ v は、平均有効主応力に依存し、偏差ひずみ ϵ は偏差応力にならず依存すると考えられる。つまり、もし、ひずみがそれぞれ対応する応力成分(p' 成分と q 成分)に依存していると考えられるなら、各試験から得られた $v \sim \epsilon$ のグラフはそれぞれの応力経路にかなり似かよった形状になると考えられる。このことを踏まえて図-5を検討してみると、おおまかには、応力経路図における各経路の方向に似かよった形状となっていると言えるが、詳細は次のようである。図-5 (a)は、CPテストの結果を示しているが、ほとんど v が発生していないとみなせ、載荷時、除荷時、共にほぼ ϵ 軸上をたどっているとみることができ、CPテストの応力経路と同じ形状になっていると考えられる。図-5 (b)は、CIR1テストの結果を示しているが、OCR=10に関しては、載荷時、除荷時、共に $\epsilon/v = 1$ 上をたどった経路となっている。これはまさしく、CIR1テスト($\Delta q = 1$)の応力経路であろう。しかし、OCR=4については載荷時、除荷時、共に $\epsilon/v = 1$ から大きくはずれているが、OCR=10と



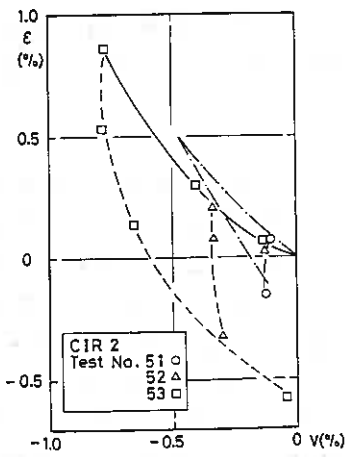
(a)



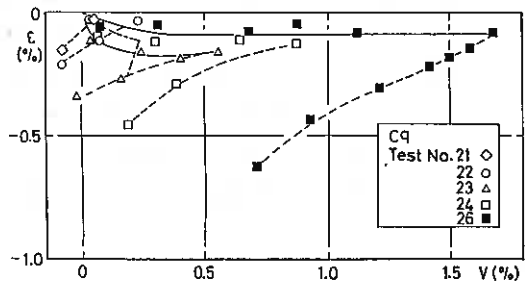
(b)



(d)



(c)



(e)

Fig-5

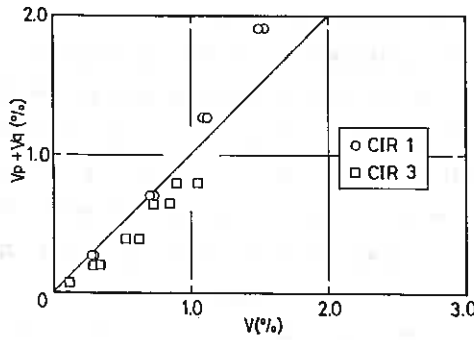


Fig-6

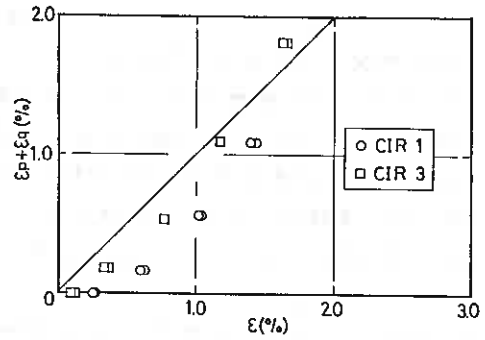


Fig-7

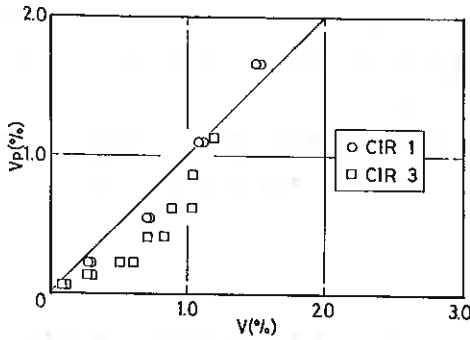


Fig-8

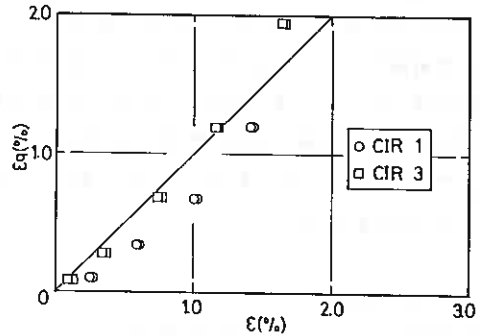


Fig-9

比較すればひずみの発生量が少ないので、実験誤差とも考えられる。図-5(c)はCIR 2テスト、図-5(d)はCIR 3テストの結果をそれぞれ示している。図から明らかなように、各応力経路の傾き(CIR 2テスト $\Delta\gamma = -1.714$, CIR 3テスト $\Delta\gamma = 3$)とは違うものとなっている。図-5(e)に示すCqテストに関しては、載荷時にはほぼ v 軸上をたどっていると見ることができるが、除荷時については v 軸上をたどっているとは言い難い。

一般に過圧密粘性土で非排水せん断試験を行い、 $p'/Pe \sim q/Pe$ 平面において偏差ひずみの等ひずみ線を考えると、"Wet"側では、ほぼ p'/Pe 軸に平行となるが、"Dry"側においてはそうとはならず p'/Pe 軸上のある負の値を中心とした放射状の等ひずみ線となることが知られている。しかし、これは、等方圧密等方膨張での試験結果であり、Parryら¹²⁾の報告によれば異方圧密、膨張後の非排水せん断試験による等ひずみ線は p'/Pe 軸に平行とはならずむしろ膨張経路に平行となるようである。同様に、体積ひずみについても等ひずみ線なるものが q 軸に平行ではないとすれば、 $p' \sim q$ 平面で考えられる各経路の ϵ/v との間に一義的な関係を期待することはできない。それゆえ、CIR 1, 2, 3テストでの応力経路の $\Delta\gamma$ と $v \sim \epsilon$ グラフでの ϵ/v とが一致しない場合が生じたものと考えられる。

4-4 ひずみの重ね合わせ

筆者らは既に $OCR=4$ の試験では体積ひずみの p 成分と q 成分の重ね合わせが成

立することを示した⁷⁾。OCR=10でも体積ひずみの重ね合わせが成立するか否かを示したのが図-6であり、CqテストとCPテストの体積ひずみの和 ($v_p + v_q$)がCIR1,3テストの体積ひずみ v とほぼ等しくなりひずみの重ね合わせが成立すると考えてよいようである。図-7は、同様のことを偏差ひずみについて示したものであるがひずみの重ね合わせはOCR=4での結果と同じく成立していないようである。図-8は、体積ひずみのq成分がないもの ($v_q = 0$)として、Cqテストの体積ひずみ v ($=v_p$)とCIRテストの体積ひずみ v とを比較したものであり、図-9は、偏差ひずみのp成分がないもの ($\epsilon_p = 0$)として、CPテストの偏差ひずみ ϵ ($=\epsilon_q$)とCIRテストの偏差ひずみ ϵ とを比較したものである。体積ひずみについて、図-6と図-8を比較するとCIR1テストについては、共に、勾配1の直線上にあり、 $v_q = 0$ と考えてもよいようであるが、CIR3テストについては、図-8で勾配1の直線からのずれが大きく、 v_q の存在を認めないわけにはいかないようである。偏差ひずみについて、図-7と図-9を比較すると、CIR1テストについては、共に、勾配1の直線からはずれているが、CIR3テストでは、図-9で勾配1の直線上にあり、図-7で勾配1の直線上にない。これより、無視できない ϵ_p が存在しているものと考えられる。

5. まとめ

過圧密比4および10でK。過圧密した粘土について、各種応力経路で排水せん断試験を行った結果、状態境界面下でのひずみの発生特性について、つぎのような知見が得られた。

- 1) 体積ひずみには非可逆成分が存在するが、それは圧密-膨張-せん断の過程を繰り返す載荷と考えた時、応力変化によって生じる“Hysteresis loop”がせん断原点で閉じていないときに生じるものである。
- 2) 偏差ひずみ ϵ は、 $\Delta q \neq 0$ なら可逆成分のみ ($d\epsilon = d\epsilon'$) であるが、 $\Delta q = 0$ のときは $\Delta p' > 0$ なら $d\epsilon = 0$ 、 $\Delta p' < 0$ なら塑性成分のみ ($d\epsilon = d\epsilon''$) が発生すると考えられる。
- 3) ひずみは、 p' 成分と q 成分で表現し得る。つまり、体積ひずみについて $v = v_p + v_q$ 、偏差ひずみについて $\epsilon = \epsilon_p + \epsilon_q$ と考えることができる。
- 4) 体積ひずみについては、ひずみの重ね合わせが成立する。
- 5) CIRテストについて、体積ひずみの q 成分 (v_q)と偏差ひずみの p 成分 (ϵ_p)の存在が認められた。
- 6) OCR=4と10では、変形特性に顕著な差は見られない。

6. あとがき

本報告における実験およびデータ整理にあたって、本学 工藤 豊 技官 ならびに 本学 4年目学生 佐々木 伸也君に多大な協力を得た。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 松井・阿部 :土の構成式入門 5.弾塑性体理論と適用(その1), 土と基礎 Vol.31, No.11, 1983
- 2) M.J.Pender :A model for the behaviour of overconsolidated soil, Geotechnique Vol.28, No.1, 1978
- 3) Mroz, Z et al. :Application of anisotropic hardening model in the analysis of elasto-plastic deformation of soils, Geotechnique Vol.29, No.1, 1979
- 4) Roscoe & Burland :On the generalized stress-strain behaviour of 'W-et' clay, Engineering Plasticity, Cambridge University Press, 1968
- 5) 足立・西 :過圧密粘土の構成式, 京大防災研年報 第19号 B, 1976
- 6) 北郷・三田地・牧田:過圧密粘土の応力~ひずみ関係, 土木学会第37回年次学術講演会講演概要集, III-94, 1982
- 7) 三田地・斉藤 :K。過圧密粘性土の応力~ひずみ特性, 第20回土質工学研究発表会講演集, 1985
- 8) 三田地・工藤・木樽:粘性土の圧密非排水伸張試験結果に及ぼす紙形状の影響, 土木学会第40回年次学術講演会講演概要集, III-252, 1985
- 9) 小野 丘 :三軸試験における体積変化測定法, 土と基礎 Vol.31, No.7, 1983
- 10) 三田地・北郷ら :粘性土の強度特性におよぼす圧密時間の影響(第3報), 第8回土質工学研究発表会講演集, 1973
- 11) 三田地・成田 :三軸試験の体積変化測定に及ぼす紙の圧縮性およびゴム膜の透水性の影響, 第20回土質工学研究発表会講演集, 1985
- 12) Parry & Nadarajah:Observations on laboratory prepared, lightly over-consolidated specimens of kaolin, Geotechnique Vol.24, No.3, 1973

注入要素よりみた背面トンネル先進導坑の地質特性

— 竜飛工区を中心として —

正会員 日本鉄道建設公団 今村昌弘
 日本鉄道建設公団 星加博二
 正会員 日本鉄道建設公団 ○早坂治敏

1. ま え が き

海底トンネルにおいては、施工時及びその後の維持管理のためにも、注入工法が不可欠である。青函トンネル先進導坑においては、本州方竜飛工区では着工当初から注入工法を採用し、北海道方吉岡工区では着工当初の約650m間を除き、その後は全面的に同工法を採用して、昭和58年1月の先進導坑貫通に至っている。

従って、先進導坑の施工は、注入工法による湧水制御の結果、概念的には水のない均質な軟岩を掘削する条件に類似しているといえる。

本稿では、先進導坑における各種岩盤と注入要素、特に注入効果と注入圧力に関して整理を行い、地質の特性とどのような関連があるかを検討してみた。

2. 地 質 概 要

トンネル通過部分の地質とその性状を図-1及び表-1に示す。本地域一体は、東北日本グリーンタフ地域に属する。トンネル通過部分は、新第三紀層の福山層、訓徒層（下位からKn1-Kn5の5部層に分類されておりこれらのうち奇数番号は火山砕屑岩類、偶数番号は泥岩類によって特徴づけられる。）、八雲層及び黒松内層からなっており、安山岩、玄武岩等の火山岩脈を伴っている。大局的には本州側、北海道側共に両海岸から海底に向って次第に上位の地層が出現し、中央部で盆状向斜を形成する最上部層の黒松内層に及ぶ構造となっている。

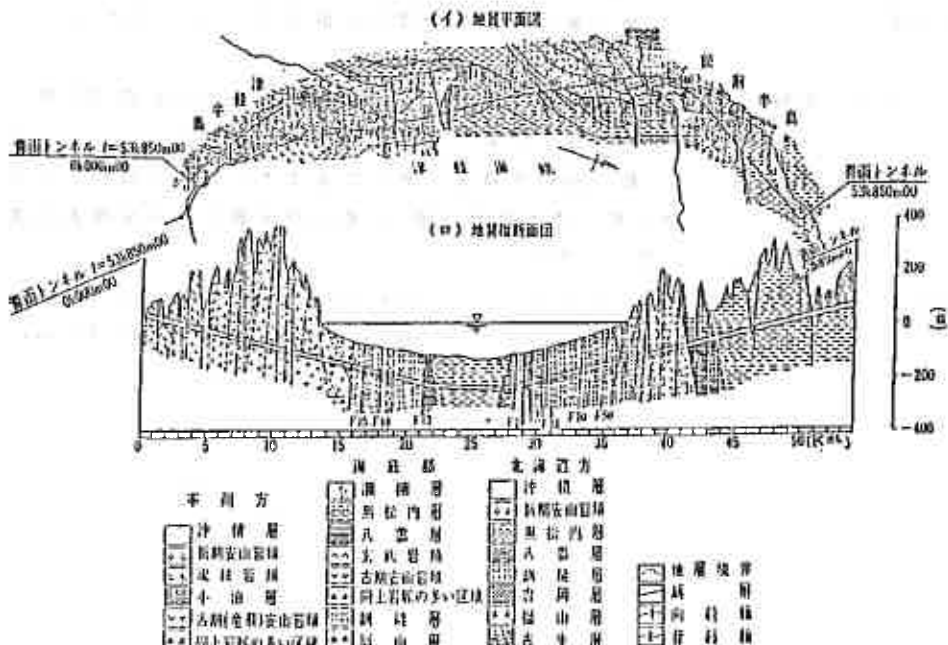


図-1 津軽海峡部戸村道地質断面図

表-1 地質の性状

地層	性 質	岩石名	圧縮強度 (kgf/cm ²) (最低~最高)	引張り強度 (kgf/cm ²) (最低~最高)	比重 (g/cm ³)	吸水率 (%)	弾性係数 (kg/cm ²)	伸縮係数 (mm/cm) ² ×10 ⁴
調整層	適度に硬い凝灰岩を主とする。トンネル掘削には適している。	砂質凝灰岩	263 (109~335)	28 (14~40)	2.08	13.0	2880	18.6
		凝灰岩	219 (90~287)	22 (11~31)	2.19	13.8	2850	18.2
		シルト岩	474 (196~1066)	33 (17~126)	2.18	10.1	3050	20.7
		砂質凝灰岩	298 (182~552)	30 (14~60)	2.23	6.1	3010	20.6
吉野山凝灰岩	比較的硬いが、構造が複雑で割れ目の発達する部分がある。	火山性凝灰岩	167(63.7~293)	22 (9~36)	2.17	12.8	3035	20.7
		火山角礫岩	286(12.3~755)	39 (2~90)	2.36	5.9	3935	40.8
		安山岩	964 (547~1400)	111 (91~131)	2.72	0.7	6495	84.6
八雲層	部分的にごく硬質の頁岩を有する。比較的脆削しやすい。	硬質頁岩	626 (482~822)	107 (88~123)	1.82	28.2	2650	13.0
		シルト岩	583 (450~690)	54 (48~69)	1.85	27.7	2490	11.8
扇松内層	層中最も柔らかく、且高剪を保有しているが、よく割れている。	シルト岩	49.4	8.68	1.11	65.0	1320	1.87
		砂岩	40.7	6.42	1.44		1660	4.05
流紋岩	白い灰色の硬い火山岩	流紋岩	85.4	65.9	2.42		4615	62.6
玄武岩	岩層あるいは岩床として各地層に貫入し、周囲の岩石に貫入を与え、かつ割れ目が多い。	玄武岩	671 (299~935)	84 (8~146)	2.66	1.7	5030	69.7

3. 調査区間と語句の定義

調査区間は、本州方面飛行区を対象として、表-2に示す区間の各注入回を選定した。以下に青函トンネルにおける注入設計で用いられた語句の定義を示す。

表-2 調査区間

注入回数 第 回 ~ 第 回	注入 孔数	地層名	岩 石 名
31~41	364	調整層 Kn1	玄武岩 (Bs)、安山岩 (Ad)
60~71	338	" "	火山性凝灰岩 (Lpif)
95~105	333	" Kn2	灰色泥岩、褐色泥岩 (Ms)
124~134	190	" Kn3	シルト質凝灰岩 (sl-f)、火砕岩層 (Lp-B)
140~142	105	" Kn2	砂岩 (Sa)、シルト岩 (SLs)、凝灰岩 (if)
147~164	121	" Kn3	凝灰岩 (if)
184~189	308	八雲層 Yk	硬質頁岩 (h-Sh)、硬質泥岩 (Ms)
197~215	966	扇松内層 Km	砂質泥岩 (slp-Ms)
92~94 176 193~194	147 48 98	調整層 Kn1, 2 八雲層 Yk 扇松内層 Km	凝灰岩 (if) 断層部 砂質凝灰岩 (ady-Ms) 泥岩 (Ms)

・注入孔の配置

注入孔の配置は、所定の設計長での注入孔間隔3mを標準パターンとしている。図-2は普通部における注入パターンである。注入切羽に最も近い位置にある最外郭孔を第1ステージとし、注入長に応じて第2ステージ、第3ステージと分割する。注入の順序は、さぐり孔 (S孔、第2ステージ内)、注入孔 (第1ステージ~第3ステージ)、インナー孔 (I孔)、チェック孔 (C孔) と通常は外側孔から始めて内側へ進み、ステージは手前から奥へ進む。断層や湧水、地質に応じて注入孔の間隔を1.5mに変更したり、ステージ数を追加することになっている。

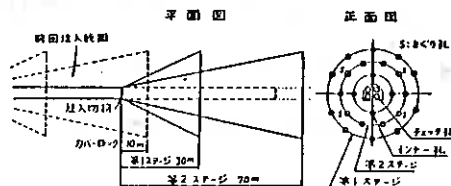


図-2 注入パターン

・注入圧力

青函トンネルにおける、削孔後の湧水圧は海面から静水圧（水圧+土被り≒250m）として、ほぼ25kgf/cm²が作用している。この高被圧水の中に注入材を圧入するためには、静水圧の約3倍である75kgf/cm²以上の高圧注入とし、最終圧力を概ね80kgf/cm²としている。

・削孔m当り湧水量と注入量

各ステージの削孔長1m当りの湧水量（注入量）であり、各ステージの注入孔の合計削孔長で、そのステージの合計湧水量（合計注入量）を除いた値である。

・湧水量の低減率

さぐりステージを基準にしたときの、各ステージの湧水量の低減量を表わした指標であり、さぐりステージよりも湧水量が増加する場合は0としている。nステージの湧水量低減率の計算は、次の通りである。

$$n \text{ ステージの低減率} = \frac{\text{さぐりステージ}m\text{当り湧水量} - n \text{ ステージ}m\text{当り湧水量}}{\text{さぐりステージ}m\text{当り湧水量}} \times 100 \%$$

・注入圧降下回数と最初の降下時圧力

前者は各注入回のS孔の注入圧力-注入量（P-Q）曲線において、注入圧が注入終了までに降下した1孔当りの累計降下回数である。後者は注入開始後、最初に降下する直前の注入圧である。図-3にこれらの関係を示す。

・P-T率

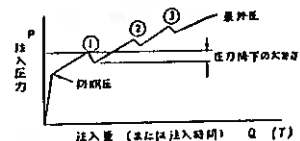
注入時の単位時間当たりの平均圧力上昇率のことであり、各さぐり孔の初期圧から終了圧までの圧力差を、注入時間で除した値である。

・さぐり孔m当り注入量

各さぐり孔の注入量を、その削孔長で除した値である。

・さぐり孔1孔当りの湧水量

各さぐり孔より湧出した1孔当たりの累計湧水量である。



- ・降下回数とは図の場合3回である。
- ・最初の降下時圧力とは図の①の注入圧である。
- ・圧力降下とは図の①、②、③でのそれぞれの圧力減少量である。
- ・降下時圧力（平均値）とは降下する直前の注入圧の平均値である。

図-3 P-Q曲線

4. 調査結果

4-1 ステージ別湧水量と注入量 (図-4)

(1) 削孔m当り湧水量については、いずれも右下がりの傾向を示す。即ち、S→I→2→I→Cの順に低下するが、考察によれば次のことがいえる。

- 1) 手前から順次注入グラウトが充填されていると思われる地層は、比較的地質が均一であるKn2(Ms), Kn3(Tf), Km層である。
- 2) 注入孔の位置により湧水にバラツキが見られる地層は、Ad, Bs, Lp等が貫入しているKn1層で、やや不安定な地層である。
- 3) 湧水量は低減するがバラツキが多く、特に第2ステージ以降について注入効果が明確でない箇所は、断層部である。

(2) さぐりステージを基準としたm当りの湧水量低減率についてみると、低減率が、やや不安定であり、地質が不均一であることを示している地層は、平均的にみてYk, Faultである。

(3) 削孔m当り注入量についてみると、

- 1) 注入量が比較的少なく、またS→Cに従って右上がりとなる良好な注入となっているのはKn1, Kn2(Ms)である。
- 2) 湧水量は少ないが、注入量が多く、またI孔、C孔になってからも相当量の注入を必要としている注入効率の悪い地層は、Yk, Km, Faultである。

(4) 吉岡工区の不良岩盤層 (Km) については、削孔m当りの湧水量は少ないが、地質がルーズな砂層のため、極めて多量の注入を必要としたが、さぐりステージを基準としたm当りの湧水量低減率が悪い。この箇所地層は、これまでの岩の亀裂注入の傾向とは異なる地層である。

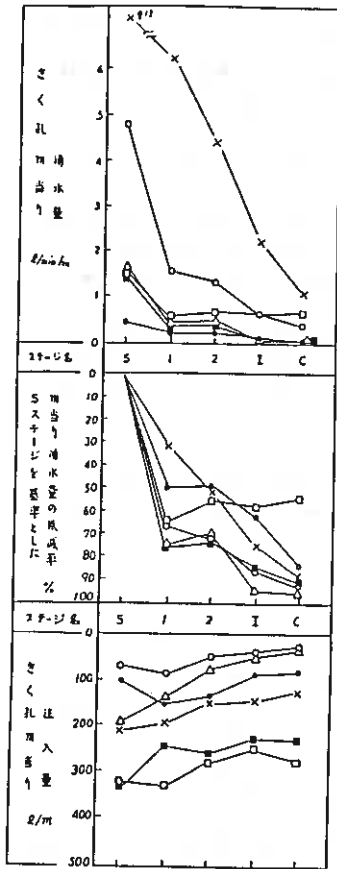


図-4 (1) ステージ別湧水量と注入量 (地層別平均)

凡例

- Kn1 (Ad. Bs. Ep. T.F.)
- △ Kn2 (MS)
- × Kn2 (Sa. Sta. T.F.)
- Kn3 (T.F. Ep. B. T.F.)
- Yn (Ms h-sh)
- Km (Sdy-Ms)

S : コウリ孔ステージ
 1 : 第1ステージ
 2 : 第2ステージ
 I : インター孔ステージ
 C : チェック孔ステージ

凡例

- S : コウリステージ(3リング)
- 1 : 1リング 第1ステージ
- 2 : 2リング 第2ステージ
- 3 : 3リング
- 4 : 4リング
- 5 : 5リング
- I : インターリング
- 2I : 第2インターリング
- C : チェックリング

● 第141回~第150回注入
 ○ 同上平均値

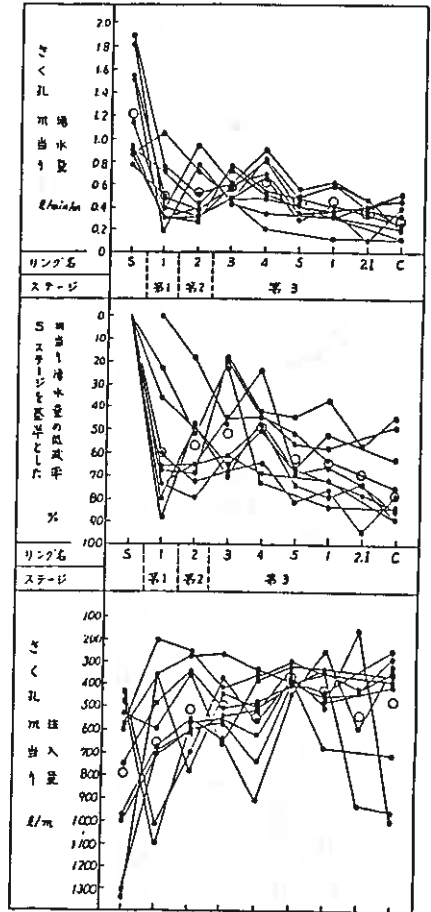


図-4 (3) ステージ別湧水量と注入量 (吉岡工区不良岩縫層)

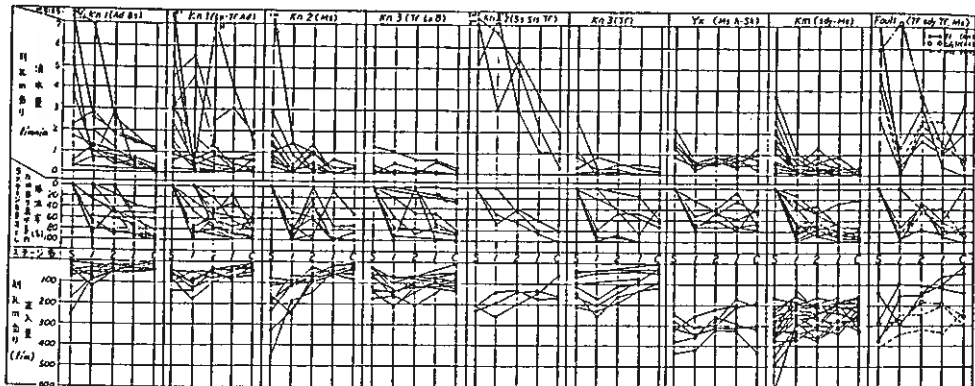


図-4 (2) ステージ別湧水量と注入量

凡例

- S : コウリステージ
- 1 : 第1ステージ
- 2 : 第2ステージ
- I : インターリング
- C : チェックリング

4-2 注入圧降下回数 (図-5)

(1) さぐり孔m当たり注入量と降下回数

- 1) 降下回数が少なく、また注入量も少なくして注入効果が顕著な地層はKn1層である。この区間は、平均的に岩盤強度が注入圧以上であると推定される。
- 2) 平均降下回数が、ほぼ2回であり、平均的に注入圧と岩盤強度が同程度と推定される地層はKn2,Kn3(Ss, Slsを除く。)である。また、Kn1と比較して注入量が増加している。
- 3) 平均降下回数が3~5回であり、平均的に岩盤強度より注入圧が大きい、即ち、亀裂を拡大して強制的にグラウトが入っていると推定される地層は、Yk,Km,Kn2(Ss,Sls),Faultである。

(2) P-T率

- 1) 調査した孔の殆どが、降下前(0回)に注入圧が相当程度(0.3-0.5kgf/cm²/min)上昇していることから、良好な岩盤への注入と考えられる地層は、Kn1層である。
- 2) 前記に比べて降下前に注入圧の上昇程度が0.2-0.3kgf/cm²/minであり、比較的緩やかに、岩盤の強度となじみながら若干亀裂を拡大してグラウトが入っていると考えられる地層は、Kn2,Kn3である。
- 3) 前記の傾向がさらに顕著になってP-T率0.1kgf/cm²/min前後であり地山が弱いか小さい亀裂が多く、全体的にポーラスと考えられる地層はYk,Kmである。

4-3 臨界圧が80kgf/cm²以上となる頻度と先遣ボーリングコアによる一軸圧縮強度等の関係 (図-6)

臨界圧80kgf/cm²以上となる頻度が60~80%、一軸圧縮強度120kgf/cm²以上の地層はKn1、頻度が20~40%となる地層はKn2,Kn3、頻度が20%以下を示している地層はYk,Km,Faultであることから、注入時の圧力降下と地山全体の強度は比較的良い相関があると推定される。

4-4 平均圧力降下回数と一軸圧縮強度等の関係 (図-7)

平均圧力降下回数が0.5回、一軸圧縮強度が120kgf/cm²以上の地層がKn1、降下回数1-2回で50-150kgf/cm²の強度の地層がKn2,Kn3、降下回数3~5回で100kgf/cm²以下の強度の地層がYk,Km,faultとなっており、圧力降下回数と地質強度は関連がある。

観測項目	No.11 (46.81)										No.12 (46.77)										No.2 (46.7)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
注入量 (kg)	...																													
降下回数 (回)	...																													
圧力降下 (kg/cm ²)	...																													
P-T率 (kg/cm ² /min)	...																													
岩盤強度 (kg/cm ²)	...																													
地質	...																													

図-5 (1) 注入圧力降下回数

観測項目	No.3 (46.72)										No.4 (46.68)										No.5 (46.64)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
注入量 (kg)	...																													
降下回数 (回)	...																													
圧力降下 (kg/cm ²)	...																													
P-T率 (kg/cm ² /min)	...																													
岩盤強度 (kg/cm ²)	...																													
地質	...																													

図-5 (2) 注入圧力降下回数

観測項目	No.6 (46.60)										No.7 (46.56)										No.8 (46.52)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
注入量 (kg)	...																													
降下回数 (回)	...																													
圧力降下 (kg/cm ²)	...																													
P-T率 (kg/cm ² /min)	...																													
岩盤強度 (kg/cm ²)	...																													
地質	...																													

図-5 (3) 注入圧力降下回数

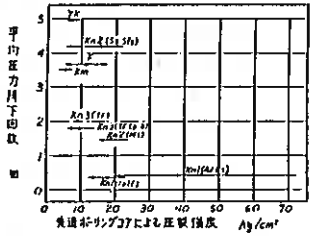
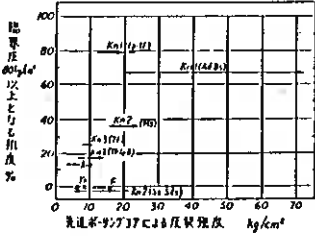
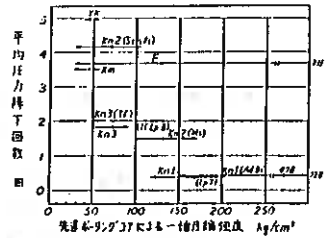
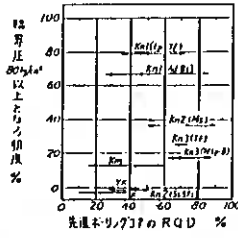
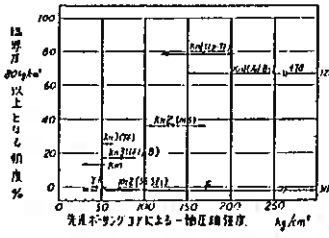


図-6 臨界圧80kg/cm以上となる傾度と岩盤物性

図-7 平均圧力降下回数と岩盤物性

4-5 地層別注入初期圧の分布と注入最終圧 (図-8)

- (1) 注入初期圧を地層別にみた場合、特に一定の傾向はない。
- (2) 注入最終圧については、Faultで80kgf/cm以下がかなりみられるが、これは主として、グラウトがトンネル断面内にリークする等により、最終圧が確保できなかったことによるものと思われる。

4-6 注入圧降下回数、降下時圧力と土被り (図-9)

- (1) 降下回数と土被りについては、図-7と、ほぼ同様の傾向を示していることから、巨視的には岩盤強度と土被りが比例関係にあると考えられる。
- (2) 最初の降下時圧力 (平均値) については、土被りと関係なく60kgf/cm程度である、地層別に特別な傾向はない。

地層	地層別注入初期圧の分布										地層	注入最終圧									
	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100		10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Kn1																					
Ad.Ds																					
Lp.F																					
Kn2																					
Me																					
Kn2																					
Ss																					
Sls.F																					
Kn2																					
Fj																					
Lp-B																					
Yk																					
Ms																					
H-Sk																					
Km																					
Sdy.Mg																					
Fault																					
Fj																					
Sdy.F																					
Mt																					
F(100)																					
F(50)																					
F(20)																					
F(10)																					
F(5)																					
F(2)																					
F(1)																					
F(0)																					

図-8 注入初期圧と注入最終圧の分布

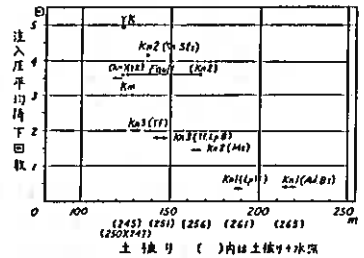


図-9 (1) 注入圧平均降下回数と土被り

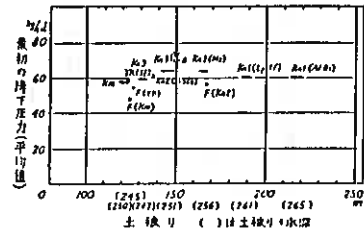


図-9 (2) 最初の降下時圧力 (平均値) と土被り

4-7 地層別最初の降下時圧力/降下回数と注入量 (図-10)

- (1) 最初の降下時圧力/降下回数が大きければ地盤が比較的良好、小さければ不良ということから、一般的傾向としては、右下がりになると思われるが、この傾向を示しているのは、Kn1,Kn2,Kn3である。即ち、岩盤強度と注入量が比例関係にあると思われる。
- (2) Yk, Km, Faultは、1孔当たりの注入量が10m³以上でばらついており、右下がりの傾向は(1)ほど明瞭ではない。さらに、降下回数が多く注入量も多いことから、全体的に地質が不良であることを示している。

4-8 地層別注入圧降下回数と最初の降下時圧力 (図-11)

- (1) 図が若干右下がりであることから、傾向として降下回数が多いほど最初の降下時圧力が低いといえる。
- (2) 降下回数が多い時の最初の降下時圧力にバラツキが少ないことから、降下時圧力の全体の平均値と地山全体の平均的な臨界圧力は、傾向的に類似していると推定される。

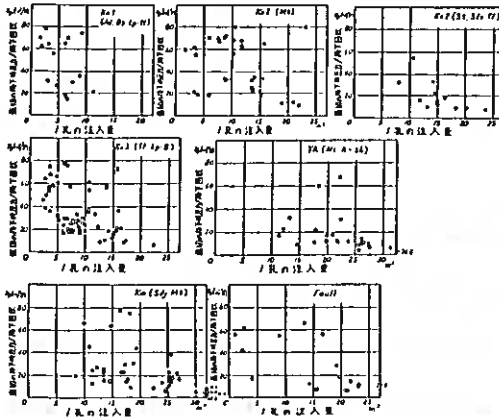


図-10 最初の降下時圧力/降下回数と注入量

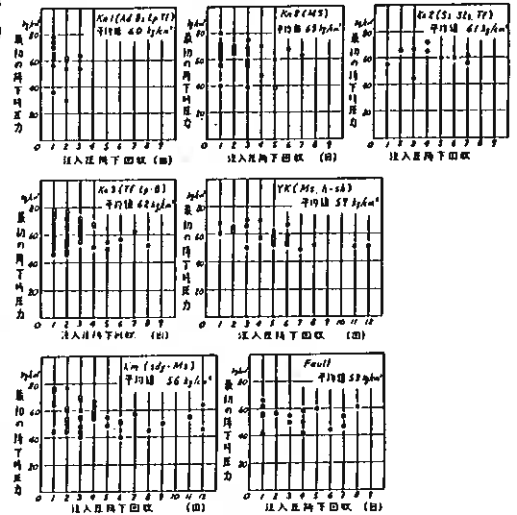


図-11 最初の降下時圧力と注入圧降下回数

4-9 地層別平均降下圧力と注入圧降下回数 (図-13)

最初の降下時圧力 (図-11) と、平均の降下時圧力 (図-13) の差は、表-3の通りであることから、

- (1) 最初と最後の降下時圧力差 ΔP は図-12より、
 $\Delta P = 2 \times \Delta P = 2 \times 3 = 2 \times 6 = 6 \sim 12 \text{ kgf/cm}^2$
 と算出される。
- (2) 地層別にみた場合、図-11との差、即ち、 ΔP が小さければ(Kn1,Kn2)、地山は比較的良好であり、差が大きいの地山が不良であり、亀裂の注入と合わせて地山全体が次第に改良されているものと推定される。

表-3

地層名	P1	P2	$\Delta P = P2 - P1$
Kn1	60	63	+3
Kn2	63	66	+3
Kn3	61	66	+5
Yk	60	64	+4
Km	66	62	-4
Fault	63	67	+4

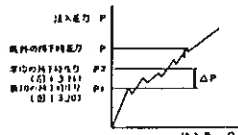


図-12

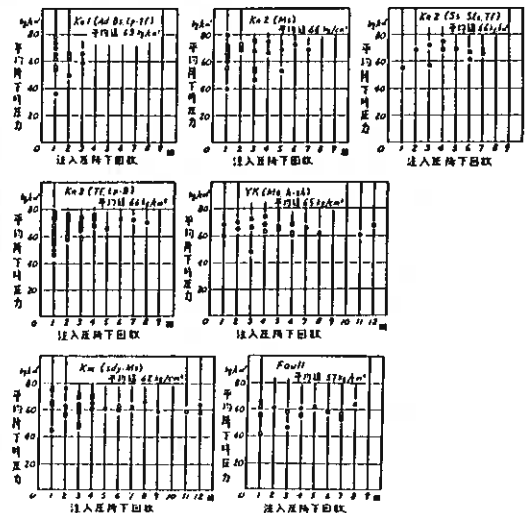


図-13 平均降下時圧力と注入圧降下回数

4-10 地層別最初の降下時圧力とその時の注入量 (図-14)

- (1) 図がやや右上がりであることから、最初の降下時圧力が高いほど注入量が多いといえる。即ち、最初の降下時圧力が高いほど、グラウトが遠方まで入っているといえる。
- (2) パラツキの中心がやや右よりにある図は、最初の降下時圧力までの注入量が多いことを示している。この傾向がみられるのは、Yk, Kmである。これは地山全体を圧密しながら、圧力降下が生じ注入量が多くなっていると推定される。

4-11 地層別最初の降下時圧力とその時の注入量と全注入量との比 (図-15)

- (1) 図-14と同様に右上がりであることから、最初の降下時圧力が高いほど、その時点までの注入量が多いことから、降下時圧力が高いほど注入の効率が良いと推定される。
- (2) パラツキの中心がやや左よりにある図は、最初の降下時圧力から以降も相当量 (80-60%) の注入がなされていることを示しており、地山全体の強度が低いと推定される。この傾向を示す地層はYk, Km, faultである。

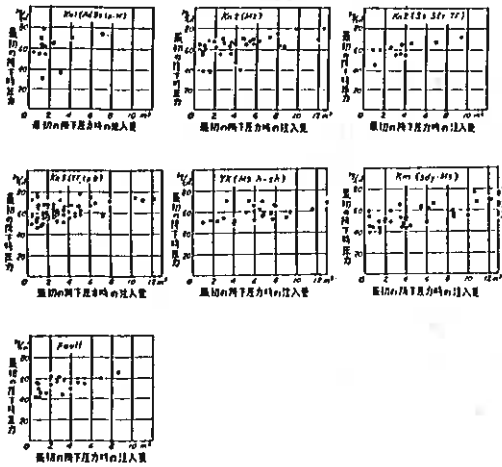


図-14 最初の降下時圧力とその時の注入量

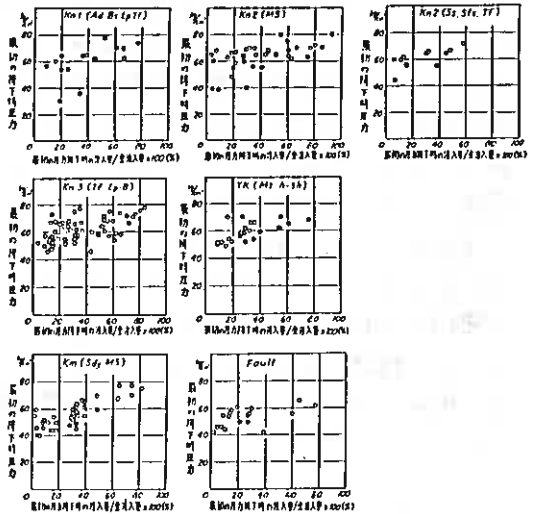


図-15 最初の降下時圧力とその時の注入量/全注入量

5. む す び

注入要素による青函トンネルの地質特性を検討するに当たっては、地層別に注入回をグルーピングし、それぞれの要素について、その平均値を取り出して関連性を見出そうとした。注入の施工は、注入材料、注入機械の特性及び注入圧力的人為的なコントロール等の影響もあり、明瞭な関連をつかむのは困難であったが、ある程度の傾向は把握できた。調査結果を総合的にみても、

- (1) 注入圧力降回数と地山全体の強度は、ほぼ比例している。
- (2) 最初の降下時圧力が高い、即ち、地山が良好なほど、注入の効率が良い。一方、最初の降下時圧力までの注入量が多く、また、その後も多量の注入を必要としているのは、不良地山である。
- (3) 地山強度の低い地質については、注入により地山全体の改良がなされている。

以上のことから、青函トンネルでこれまで施工してきた注入方法、即ち、最終注入圧力や各地質ごとの多くの注入モードについては、定性的ではあるが、ある程度評価できるのではないかと考えている。

最後に、本稿をまとめるに当たり、関西新空港株式会社公務第二部、辻審議校 (元鉄道公団青函建設局次長) 鉄道公団青函建設局吉岡鉄道建設所、関口総括副所長より有益なる示唆、および青函トンネル土研研究委員会の委員各位のご指導、ご助言を賜わった。ここに記して心より、お礼申し上げる次第です。

洪積・沖積粘土の地質・土質工学的特性の検討 — 札幌・苫小牧低地帯南東部の例 —

北海道土質試験協同組合 近藤 務

1. はじめに

設計・施工に資するための土質調査において、地層の分布状態を把握し、各土層の物性を明らかにし、地盤の精緻づけをすることが重要である。その場合、地質層序が明確であれば地盤断面図をより合理的に作製することが可能となる。

札幌—苫小牧低地帯の地盤の地質と土質の精緻づけは、越中ほか(1977)により行われている。その南東部は斎藤ほか(1972)により総合的な検討がなされている。その後、第四系の層序学的研究が進展し、従来下部更新統とされていた地層の一部が中～上部更新統に挿入されるなど検討が加えられている(北海道開発庁急報; 1981, 馬道岡体研究会; 1983, 等)。

筆者は、苫小牧市静川～汐厚真付近の層序学的検討がなされたボーリング孔の、特に粘土の物性について、地質時代と物性との間の規則性を見出すため検討をした。その結果、とくにCH土の物性と時代との間に一定の傾向がみとめられたのでその概要を報告する。



Fig. 1 Index map showing the site of the investigated borehole.
1: Mountains and hilly regions, 2: Urmaoi Hill range, 3: Lowland, 4: Drainage system, 5: Boring site, 6: Major cities and towns in the area.

年代	地質記号(地質)	地 質 記 号	土 質 層 序	土 質 記 号	下 限 深 度
新 世	沖積層 (U)	沖積層	沖積層	沖積層	1.00—4.00
	沖積層 (U)	沖積層	沖積層	沖積層	1.50—3.00
	沖積層 (U)	沖積層	沖積層	沖積層	2.50—4.00
	沖積層 (U)	沖積層	沖積層	沖積層	3.00—4.00
	沖積層 (U)	沖積層	沖積層	沖積層	3.50—4.00
	沖積層 (U)	沖積層	沖積層	沖積層	4.00—4.00
	沖積層 (U)	沖積層	沖積層	沖積層	4.00—4.00
	沖積層 (U)	沖積層	沖積層	沖積層	4.00—4.00
	沖積層 (U)	沖積層	沖積層	沖積層	4.00—4.00
中 世	沖積層 (M)	沖積層	沖積層	沖積層	4.00—4.00
	沖積層 (M)	沖積層	沖積層	沖積層	4.00—4.00
	沖積層 (M)	沖積層	沖積層	沖積層	4.00—4.00
	沖積層 (M)	沖積層	沖積層	沖積層	4.00—4.00
	沖積層 (M)	沖積層	沖積層	沖積層	4.00—4.00
	沖積層 (M)	沖積層	沖積層	沖積層	4.00—4.00
	沖積層 (M)	沖積層	沖積層	沖積層	4.00—4.00
	沖積層 (M)	沖積層	沖積層	沖積層	4.00—4.00
	沖積層 (M)	沖積層	沖積層	沖積層	4.00—4.00
旧 世	沖積層 (O)	沖積層	沖積層	沖積層	4.00—4.00
	沖積層 (O)	沖積層	沖積層	沖積層	4.00—4.00
	沖積層 (O)	沖積層	沖積層	沖積層	4.00—4.00
	沖積層 (O)	沖積層	沖積層	沖積層	4.00—4.00
	沖積層 (O)	沖積層	沖積層	沖積層	4.00—4.00
	沖積層 (O)	沖積層	沖積層	沖積層	4.00—4.00
	沖積層 (O)	沖積層	沖積層	沖積層	4.00—4.00
	沖積層 (O)	沖積層	沖積層	沖積層	4.00—4.00
	沖積層 (O)	沖積層	沖積層	沖積層	4.00—4.00

第2図 汐厚真付近の沖積層の総合柱状図 (百瀬・近藤ほか, 1979)

第1図 研究位置図 (近藤ほか, 1984)

2. 地質の概要

汐厚真付近は全体として地盤は沖積層からなり、その層序と土質は第2図のようである。

静川での地質・土質研究ボーリング孔(SZK孔と略す)の位置と地質層序は第1図、第3図に示す。ここで注目すべき点は、従来この付近でNp層と一括されていた洪積層(山口, 1978)は、主に中～上部更新統に区分されたことであ

る(第1表)。

SZK孔の地質と土層構成は近藤ほか(1984)に詳述されている。

SZ-I層は砂礫からなる下部更新統である。SZ-II層は海成粘性土と砂質層からなる中部更新統である。SZ-III層は「静川寒気期堆積物」を含む陸成の中部更新統である。SZ-IV層は、海成粘性

第1表 静川~厚真付近更新統地質層序対比表

時代区分	近藤ほか(1984)	馬追団研(1983)	山口(1978)
後期更新世 (R/W)	SZ-IV 層	厚真層	洪積層 (Np層)
中期 (R)	SZ-III 層		
更新世 (M/R)	SZ-II 層	早来層	
前期更新世	SZ-I 層		

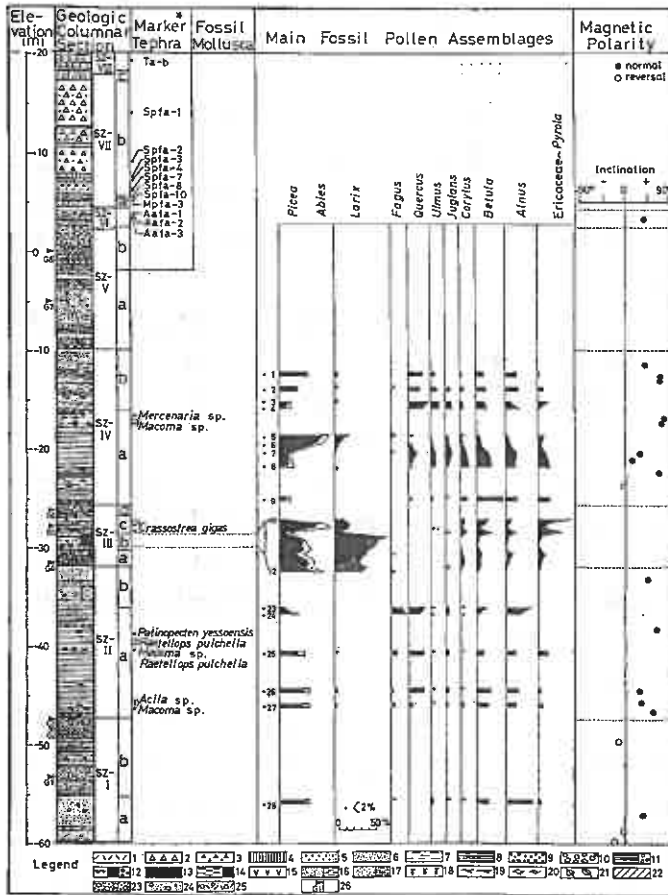


Fig. 3 Stratigraphy of the borehole at Shizukawa.

1: Volcanic ash, 2: Pumice, 3: Scoria, 4: Loam, 5: Coarse sand, 6: Medium and/or fine sand, 7: Silt, 8: Silty clay, 9: Granule, 10: Pebble, 11: Clay bearing pebble, 12: Mixture of shell, peat and pebble, 13: Peat, 14: Peaty silt, 15: Thin lamina of ash, 16: Alternation of thin lamina of fine sand and silt, 17: Alternation of fine sand and silty fine sand, 18: Humus (organic matter), 19: Fragment of wood, 20: Fossil shell, 21: Fossil plant, 22: Limonitic concretion, 23: Mixture of coarse sand, granule and pebble, 24: Fine and/or medium sand, with pebble, 25: Volcanic ash with gravel, 26: Horizon of gravel identified. Notice: Other composite signs indicate the intermingled state of each material shown in legend. *: Kovno (1983).

第3図 SZK孔の地質層序(近藤ほか, 1984)

土を主体とするSZ-IV層とシルト・細砂互層主体のSZ-IV層からなる。

SZ-IV層は海成貝化石の卓越する層準が上下にみとめられる。ここでは下方をSZ-IVの中~下部(L~M)層, 上方をSZ-IVの上部(U)層とよび区別した。いずれも海成粘性土が卓越する。

SZ-IV層は層序関係から厚真地域の厚真層に対比され、南関東の下末吉層(関東第四紀研究会, 1980)に対比可能である。

SZ-II層は厚真地域の早来層に対比される。

当地域で広く用いられている粘性土卓越のニタツボロ層は、主にSZ-II~IV層, すなわち早来層~厚真層にわたる地層の総称ということになる。

厚真の粘性土卓越の沖積層は厚さ40m(以上)であり、貝化石、花粉組成も検討されている(白瀬・近藤ほか, 1979)。

3. 沖積・洪積粘土の物性値

茨厚真 No. 3 孔および SZK 孔から採取した不攪乱試料の土質試験結果から、粘性土の物性値を抽出し、第 2 表にまとめた。

まず、一軸圧縮試験から変形係数 E_{50} (kgf/cm^2) を求め、乱れの影響* が比較的小さい $2E_{50}/\rho u \geq 100$ (中瀬, 1979) を示す標本を抽出した。その試験値が得られない場合は、値 70~90 を示す標本を加えた。特に CL 土に多い。

一軸圧縮試験・圧密試験は、シンウオールサンブラー(アニソン型を含む)の刃先から 10~40 cm 付近の試料を主体に行なった。標本の抽出では、同一の採取試料で一連の土質試験を実施したものを優先した。もし試験値の一部がない場合は、ほぼ同一層準の同奥のサンプルに関する値を準用した。

粘性土の土質分類上、CL 土と CH 土の区分は、設計・施工上、土層の挙動の面で重要な差異がみられる場合が多い。このことに着目し、粘性土の物性値を CL 土と CH 土に区別して、土層毎に集約した。

当域の沖積・洪積層の CH 土では、液性限界 (WL) は、平均値で 53.73~65.43 % の範囲にあり、標本間に質的に大きい差異はないと考える。大阪地盤(土質工学会, 1977) についてみると、沖積・上部洪積層の CH 土の液性限界は概して 60~120 % を示し、当域の CH 土とは著しく異っている。これは後背地の地質や気候条件はじめ堆積環境の差異に帰因するためであろう。

各層の堆積環境についてみる。④~⑥層は貝化石の特徴から、縄文海進時の海成堆積物主体と考える**。⑧~⑨層の堆積環境は確かめられていない。これらの土層の水平方向の連続性は安彦・近藤ほか(1979)により確かめられている。すなわち、茨厚真橋 No. 1, No. 2 孔では、④~⑥層*** は、標高約 -4 ~ -20 m に分布し、N 値は 0~2 を呈す、⑧層は約 -25 ~ -35 m に分布し、N 値は 5~8 を呈す、⑨層は約 -35 ~ -45 m に分布し、**** N 値は 8~14 を示し、これら粘性土の基底は標高 -45.35 ~ -48.51 m である。以上は一連のいわゆる沖積層に含まれるとみられる。洪積層については、近藤ほか⁽¹⁾(1984)、近藤ほか⁽²⁾(1984) から第 2 表の堆積環境が特徴づけられる。SZ-Ⅱb 層は有機質・火山灰質粘性土である。

以下、第 2 表の補足説明を加える。

土質工学的諸係数・物性値の区分(柏田, 1979) を基本として以下の物性値をあげた。物理的性質では、固有特性として {比重 q_s , 液性限界 WL (%), 塑性限界 W_p (%), 塑性指数 I_p , 粒度}, 状態の特性として {自然含水比 W_n (%), 湿潤密度 ρ_t (g/cm^3), 自然間隙比 e , 液性指数 (IL), 有効土裡り圧 P_0 (kgf/cm^2), 圧密降伏応力 P_c (kgf/cm^2), 過圧密比 P_0/P_c } を選定した。力学的性質で

* $E_{50}/\rho u$ (すなわち $2E_{50}/q_u$) = α は 50% 強さに対応する α すみ E_{50} の逆数であり、破壊 α すみの場合と同様、土の種類や状態、試験方法などによって若干異なるが、試料の乱れの影響の目安は与えてくれる(奥村, 1984) と考える。

** 北海道開拓記念館赤松研雄氏のご教示による。*** 諸特徴から、中部泥層(井関, 1983) に対比可能と考える。**** 当層の基底付近は珪藻化石の分析(嵯峨山, 未公表)により汽水環境の存在が指摘される (No. 1 孔標高 -44.2 ~ -44.5 m 試料)。

第2表-1

沖積・洪積粘土の物性値比較表

1)	2)	3)	4)	5)	6)	7)	8)	9)	10)
総称	時代	層 準 (特徴)	分類	個 数	Po (kgf/cm ²)	{N値}{ $\frac{9C}{kgf/cm^2}$ }	qu (kgf/cm ²)	E ₅₀ (kgf/cm ²)	W _n (%)
沖積層	↑ 完 新 統 ↓	上部粘土層MC1 ④	CH	n=3	0.53~0.82 0.68	{0~2}	0.430~0.552 0.478	30.1~30.4 30.3	39.64~53.13 46.39
			CL	n=2	1.427~1.581 1.504	{0~2}* {1~2}	0.623~0.801 0.712	32.8~46.1 39.5	39.38~44.70 42.04
		CH	n=2	1.728~1.891 1.81	{4~8}* {4~8}*	1.093~1.240 1.167	63.4~71.6 67.5	40.94~41.12 41.03	
	? ↓ 最 上 部 更 新 統	下部粘土層MC3 ⑤	※CL	n=3	2.259~2.910 2.53	{4~8}* {4~8}*	1.310~1.452 1.403	49.39~60.33 56.07	33.92~40.40 37.38
			CH	n=3	2.031~2.812 2.38	{12~24}* {12~24}*	1.033~1.565 1.288	64.0~97.8 78.5	34.48~48.26 39.46
		※CH	n=2	2.988~3.068 3.03	{8}* {8~14}* {8~14}*	2.100~2.393 2.247	102.31~102.94 102.6	43.65~43.67 43.66	
洪積層	↑ 上 部 更 新 統 ↓	SZ-IVb シルト・細砂互層 (汽水成粘性土)	CL	n=2	2.78~2.90 2.84		0.543~1.910 1.227	45.0~119 82	28.85~30.84 29.85
			CH	n=0					
		SZ-IV-a 上 部 (海成粘性土: R/W)	※CL	n=2	3.68~4.22 3.95		1.262~1.370 1.316	39~53 46	32.91~37.75 35.33
			CH	n=4	4.26~4.53 4.41	{9~11} 10 {30~40}	2.180~5.580 3.40	154~310 200	41.37~50.77 46.96
	SZ-IV-a 中 ~ 下 部 (海成粘性土: R/W)	CL	n=2	4.30~4.68 4.49		2.03~3.16 2.60	92~176 134	35.16~36.25 35.71	
		CH	n=8	4.02~5.22 4.82	{6~16} 12	1.29~6.46 2.92	65~330 212	33.18~47.26 42.57	
	中部 更 新 統	SZ-III (陸成粘性土 静川) (寒冷期堆積物: R)	※CL	n=1	4.58		3.64	202	(18.46)
			※CH	n=2	4.54~4.76 4.65	{38~42} 40	5.15~5.63 5.39	167~265 216	33.91~37.71 35.81
		SZ-II a 下 部 (海成粘性土: M/R)	※CL	n=1	5.48		3.55	127	33.49
			CH	n=2	6.04~6.10 6.07	{18~30} 24	5.95~6.41 6.18	425~457 441	38.52~39.04 39.00

未公表資料 (近藤、1986)

注釈 3): 沖積層は浜厚真No.3孔を主体とする。地質・土質の特性は百瀬・近藤他(1979)により検討されている。
 洪積層はSZK孔の層序(近藤ほか、1984)にもとづく。R/W: リス/ウルム間氷期、R: リス氷期、M/R: ミンデル/リス間氷期の略号。
 8)~9): $2 \times E_{50}/q_u \geq 100$ (ときに ≥ 70) の値を示す試験値のみを抽出した。
 6)~17): 上段は試験値の変動範囲、下段はその平均値を示す。
 20): 強度増加率mをCu(すなわち $q_u/2$)とPcの比から推定した。CH土に対する値が土層の代表値に近似する。

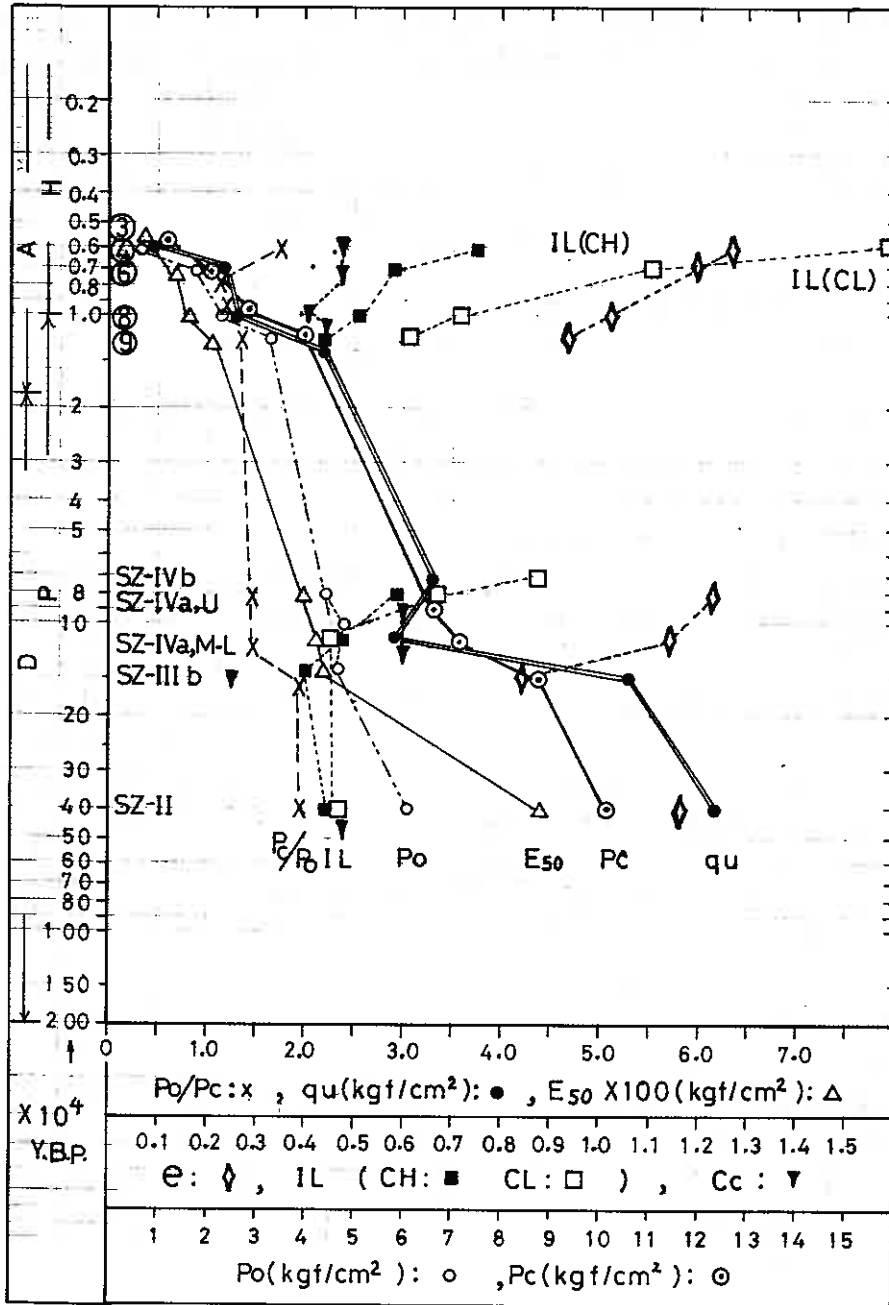
第2表-2

沖積・洪積粘土の物性値比較表

11)	12)	13)	14)	15)	16)	17)	18)	19)	20)
ρ_t (g/cm ³)	e	G _s	WL	IL	P _c (kgf/cm ²)	C _c	$\frac{P_c}{P_o}$	$\frac{q_u}{P_o}$	$m \div \frac{Cu}{P_c}$
1.699 ~ 1.875 1.787	0.88 ~ 1.370 1.262	2.639 ~ 2.657 2.648	51.40 ~ 60.09 54.88	0.62 ~ 0.83 0.75	1.08 ~ 1.33 1.19	0.317 ~ 0.626 0.478	1.75	0.70	— {0.17}
1.751 ~ 1.802 1.777	1.046 ~ 1.214 1.130	2.639 ~ 2.654 2.647	37.25 ~ 42.50 39.88	1.09 ~ 1.10 1.10	1.510 ~ 1.600 1.555	0.372 ~ 0.470 0.421	1.03	0.47	{0.23}
1.703 ~ 1.815 1.759	1.027 ~ 1.356 1.192	2.615 ~ 2.633 2.624	53.50 ~ 77.35 65.43	0.54 ~ 0.62 0.58	1.460 ~ 2.600 2.030	0.385 ~ 0.559 0.472	1.12	0.64	{0.29}
1.784 ~ 1.846 1.810	0.927 ~ 1.066 1.017	2.632 ~ 2.646 2.640	36.90 ~ 49.30 44.90	0.60 ~ 0.84 0.71	— —	— —	— —	0.55	—
1.779 ~ 1.829 1.816	0.912 ~ 1.108 1.019	2.597 ~ 2.633 2.622	50.15 ~ 68.25 59.20	0.43 ~ 0.59 0.51	2.20 ~ 3.90 2.866	0.325 ~ 0.580 0.408	1.20	0.54	{0.22}
1.717 ~ 1.821 1.769	0.904 ~ 0.957 0.931	2.585 ~ 2.606 2.596	50.10 ~ 62.80 56.45	0.31 ~ 0.57 0.44	3.50 ~ 4.50 4.00	0.369 ~ 0.516 0.442	1.32	0.74	{0.28}
1.849 ~ 1.912 1.881	0.830 ~ 0.904 0.867	2.691 ~ 2.716 2.704	30.95 ~ 31.97 31.46	0.76 ~ 0.99 0.88	7.19 ~ 10.50 8.845	0.256 ~ 0.309 0.283	3.11	0.43	{0.07}
1.856 ~ 1.884 1.870	0.901 ~ 1.034 0.968	2.673 ~ 2.695 2.684	41.73 ~ 43.35 42.54	0.63 ~ 0.71 0.67	2.55 ~ 5.73 4.14	0.400 ~ 0.926 0.663	1.05	0.33	{0.16}
1.709 ~ 1.773 1.748	1.167 ~ 1.342 1.224	2.614 ~ 2.704 2.661	51.47 ~ 68.55 61.72	0.47 ~ 0.67 0.59	5.95 ~ 8.05 6.54	0.310 ~ 0.800 0.598	1.48	0.77	{0.26}
1.793 ~ 1.865 1.829	0.893 ~ 0.995 0.944	2.612 ~ 2.626 2.619	49.55 ~ 49.60 49.58	0.35 ~ 0.57 0.46	7.79 ~ 12.80 10.30	0.330 ~ 0.518 0.424	2.29	0.58	{0.13}
1.673 ~ 1.877 1.762	0.909 ~ 1.338 1.148	2.607 ~ 2.675 2.642	55.50 ~ 67.35 60.65	0.27 ~ 0.69 0.48	5.20 ~ 8.65 7.12	0.472 ~ 0.760 0.600	1.48	0.77	{0.21}
1.932	0.608	2.565	44.58	(0.123)	6.50	0.158	1.42	0.79	{0.28}
1.859 ~ 1.932 1.895	0.786 ~ 0.876 0.831	2.499 ~ 2.609 2.554	51.20 ~ 56.25 53.73	0.22 ~ 0.57 0.40	6.80 ~ 10.70 8.75	0.226 ~ 0.279 0.253	1.88	1.16	{0.31}
1.806	0.966	2.660	43.40	0.47	10.90	0.380	1.99	0.65	{0.16}
1.789 ~ 1.827 1.806	1.104 ~ 1.126 1.116	2.681 ~ 2.775 2.716	52.92 ~ 55.23 54.08	0.43 ~ 0.48 0.46	6.80 ~ 12.80 10.17	0.420 ~ 0.550 0.485	1.68	1.02	{0.30}

※ 2 × E₅₀ / q_u は 90 ~ 70 を含む。

※ 洪積土調査孔の値。q_c 値は No. 1 孔による。



未公表資料(近藤, 1986)

第4図 第四系粘土の地質・土質特性図(札幌-苫小牧低地帯南東部)

A: 沖積世, D: 洪積世, H: 完新世, P: 更新世,
 U: 上部層, M-L: 中~下部層, ③~⑦: 土層番号,
 各層準の年代は、層序関係から推定したものである。

は、変形特性として { 変形係数 E_{50} (kgf/cm^2), 破壊心ずみ ϵ_f (%), 圧縮指数 C_c } を、強度特性として { 一軸圧縮強度 $q_u \approx 2C_u$ (kgf/cm^2), 強度増加率 m^* } を選定した。

洪積粘土 (CH土) では, W_L は 20.07 ~ 31.13 % の範囲にあり, I_p は 28.15 ~ 48.01 % の範囲にある。粒度組成は細粒成分が 90% 以上で大部分が 95% 以上である。沖積粘土 (CH土) も, 対応の物性値はこれらの範囲に概ね入る。

各層の CH土 の ϵ_f は以下のようである。④層: 1.60 ~ 1.90 (1.73)** , ⑤層: 2.2 ~ 2.2 (2.2) , ⑥層: 2.10 ~ 2.28 (2.40) , ⑦層: 2.10 ~ 2.60 (2.35) , SZ-IV層上部: 1.72 ~ 2.60 (2.22) , 同層中~下部: 1.73 ~ 2.85 (2.10) , SZ-III層: 3.90 ~ 4.40 (4.15) , SZ-II層: 2.43 ~ 2.55 (2.49) % となる。

試料の採取深度は有効土被り圧 p_0 で表現した。N値は, 試料とは必ずしも対応していない。全体の分布傾向から求めた。 q_c 値を参考のため付した。

4. 沖積・洪積粘土の地質・土質特性図(第4図)

地層の堆積時代と応力場での粘土の物性の変化傾向を知るために, 第4図を作製した。縦軸に, 現在から地層の堆積までの概略の年代を対数目盛でとり, 横軸に各層の粘土 (CH土) の物性値をとった。ILについてはCL土の値も加えた。

堆積年代はまわめて概略値であり, 詳細は今後の研究にまつ。ここでは, ④~⑥層の上限は弁天地区の ^{14}C 年代 $5490 \pm 110 \text{ Y. B. P.}$: GJK-4683 (中田ほか, 1975) とみなし, 前述の特徴から約 8000 年前 ~ 6000 年前と推定した。⑦~⑧層は約 1万年前後と想定した。洪積層の年代論は近藤ほか (1984) にもとづく。SZ-II層 ~ SZ-IV層は約 7万年 ~ 約 4万 3千年前の範囲にある。SZ-III層を約 15 万年前とみなし, SZ-IV層を約 13 万年前 ~ 8 万年前とみなし, SZ-II層を約 40 万年前とみなして概念図としてまとめた。

5. 若干の考察とまとめ

第4図から, 以下のような特徴がみられる。

- 1) 上部更新統と中部更新統との間には, 物性値で明瞭な差異がみられ, 後者で q_u 値, p_c 値, E_{50} 値, p_c/p_0 値の高まりがある。
- 2) 沖積層と上部更新統では, 後者で q_u 値, p_c 値, E_{50} 値の系統的な増加がある。ただしその増加傾向は, p_0 の増加に対応している。しかし, C_c 値は後者で大きくなり, 中部更新統でふたふた小さくなる。
- 3) 沖積層と上部更新統では, 各々の基底部に向って, IL値が低下する傾向を示す。
- 4) 以上の物性の変化傾向は, 地盤の地質・土質的特徴づけに利用するこゝろが可能である。
- 5) 粘土層の N値*** は強度特性を過小評価しせよ傾向があるので留意する必要がある。すでに桑原 (1966) によっても指摘されているところである。

* $q_u/2/p_c$ から推定 (清木, 1985)。** 平均値を () に示す。*** $N \approx q_c/3 \sim 4$ 。

6. あとがき

今後は多くのデータにより粘土の物性の変化過程を検討し、地質・土質特性図を充実させたいと考える。検討にあたり有益なご教示をいただいた北海道大学理学部五十嵐八枝子博士、地下資源調査所嵯峨山徳氏、開拓記念館赤松守雄氏に感謝する。

7. 引用文献

- ◎安房知之・岡内節郎・近藤務・杉村史郎・卯田強・石井次郎(1979) 北海道勇払郡決厚真付近の地質および土質の特徴(その2)。日本応用地質学会北海道支部講演要旨集, 第1号, p.18-21. ◎土質工学会(1977) 大阪地盤. 415 p.
- ◎柏田信徳(1979) 軟弱地盤における土質調査の着眼点。地質と調査, '79, 第2号, p.2-11. ◎井関弘太郎(1983) 沖積平野。東京大学出版会, 145p.
- ◎関東第四紀研究会(1980) 南関東地域の中部更新統の層序とその特徴。第四紀研究, vol. 19, no. 3, p.203-216. ◎城戸欽也・丹波斎・河合裕志(1977) 特集・主要都市及びその周辺部の地盤特性と基礎工法その3。東海・北陸・東北・北海道編 北海道, 石狩・勇払・十勝・函館地区。基礎工, vol. 5, no. 7, p.87-103. ◎近藤務・五十嵐八枝子・吉田充夫・赤松守雄(1984) 北海道苫小牧市錦川ボーリング・コアにみられる第四系。第四紀研究, vol. 22, p.313-325. ◎近藤務・五十嵐八枝子・嵯峨山徳(1984) 札幌一苫小牧低地帯南東部付近の第四系一層相・テフラ・花粉組成・珪藻化石による地層対比の1例。日本応用地質学会北海道支部講演要旨集, 第6号, p.2-3. ◎百瀬治・岩田研二・用田明甫・近藤務・根田潤一・石井次郎(1979) 北海道勇払郡決厚真付近の地質および土質の特徴(その1)。土質工学会北海道支部技術報告集, 第19号, p.119-128. ◎中瀬明男(1979) 軟弱地盤の調査 盛土施工の場合。地質と調査, '79, 第2号, p.12-16. ◎中田幹雄・北川芳男・中村春・矢野敏夫・三野紀雄・赤松守雄・山田悟郎・小林寿雄・森田知忠・松下勝秀(1975) 石狩低地帯における最近の14C年代資料。北海道開拓記念館調査報告, no. 9, p.1-3.
- ◎奥村樹郎(1984) 地盤工学への q_u の適用。基礎工, vol. 12, no. 8, p.2-7.
- ◎清水幸平(1985) 軟弱地盤の地質調査と地盤特性。基礎工, vol. 13, no. 10, p.12-17. ◎斎藤昌之・山口久之助・松下勝秀(1972) 苫小牧東部大規模工業基地開発調査資料(地下構造および地下水について)。北海道開発局開発調査課, 71p. ◎馬追団体研究会(1983) 北海道中央部馬追丘陵南東の中・上部更新統一2つの海進について。地球科学, vol. 37, p.8-21. ◎山口久之助(1978) 苫小牧東部の地下水について。地下資源調査所報告, no. 50, p.133-159. ◎北海道開拓記念館(1981) 豊幌丘陵とその周辺の自然と歴史。北海道開拓記念館研究報告, 第6号, 135p. ◎乗原徹(1966) 沖積層の土質工学的性質とその意義。第四紀研究, vol. 5, p.122-138.

1986. 1. 11

以上

開発局土木試験所

○ 石川博之
森康夫
阿部和明

1. ま え が き

地すべりの起こりうる、あるいはすでに起こっている山岳地や急傾斜地に道路などを建設する場合、必要に応じさまざまな対策工が施されるが、その一つに地すべり抑止ぐいがある。地すべり抑止ぐいは、他の対策工と併せ最近多用されるようになってきているが、地すべりのメカニズムが非常に複雑なことなどもあって、その適確な挙動推定はむずかしいのが現状である。

このため、諸機関で関連の試験調査が行われているが、本報告では二箇所の現場における地すべり抑止ぐいの曲げ応力、地盤の水平変位などの挙動調査結果にもとずき、現行指針^{1),3)}の設計計算法および多層線形地盤反力法による計算を行い、その適合性について検討してみた。

2. 調査対象抑止ぐいの概要

設計すべり力 P_R (t/m)は、一般的には対策前の安全率を $F_s = 0.95$ 程度として、抑止ぐい施工後の計画安全率を $F_s = 1.1 \sim 1.2$ とするために必要な力である。したがって、くいに必要な抑止力 P (t/本)は、 $P = P_R \times D_P$ (D_P はくい間隔)となる。この P に基づくくいの設計法には、せん断ぐい設計と曲げぐい設計とがある。^{1),2),3)}

せん断ぐい設計は、くいにすべり力 P が作用した場合のくいのせん断応力を許容応力以内とするものであり、旧指針など^{2),3)}にある設計法である。

曲げぐい設計は、移動層が一様の変位を起こし、これによりすべり面部にすべり力 P が作用した場合のくい最大曲げ応力を許容応力以内とするものであり、道路土工指針など^{1),3)}にある設計法である(図-1参照)。

しかし、この曲げぐい設計によって求めたくい変位や曲げモーメントの分布は、実測のデータと必ずしもよい対応を示さない場合も少なくない。このため、A、B二現場の地すべり抑止ぐいに計器を取り付けて、くい変位や曲げモーメントの経時観測を行った。

両現場の地すべり平面図は図-2に示す通りである。Aは天塩山系に位置する現場である。昭和51年度の道路改良工事の切土工事により幅100m、長さ200m、厚さ最大18m程度の地すべりが発生したため、その後、排土工、集水井工、シャ水工などを行い、昭和59年度に鋼管ぐいによる地すべり抑止工を実施している。⁴⁾

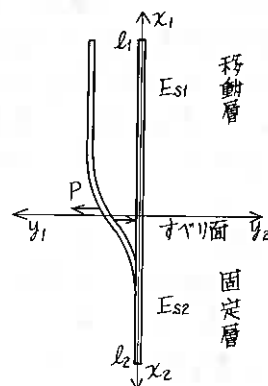
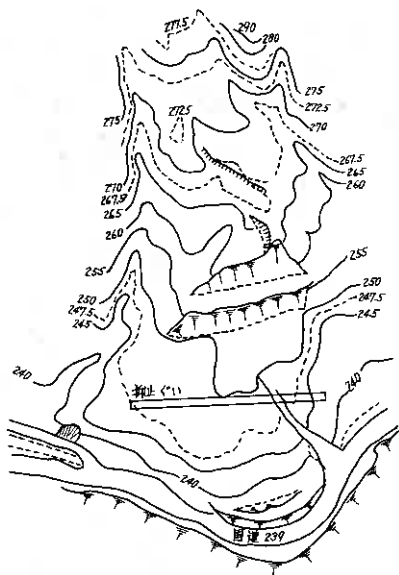
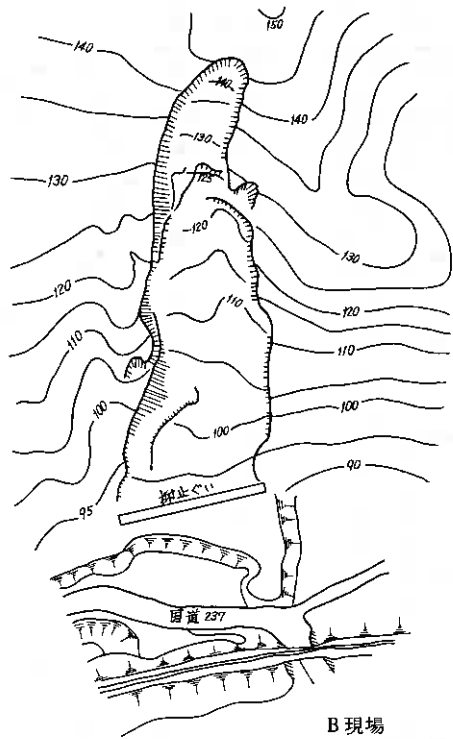


図-1 曲げぐい設計のモデル



A 現場

図-2 地すべり平面図



B 現場

Bは日高山系に位置する現場であり、斜面末端部が一級河川沙流川の影響により河岸段丘となっているため、過去に小規模な地すべりを起こしている形跡がある。さらに、道路改良工事により切土工が生ずるため、集水井工、しゃ水工などの抑制工と地すべり抑止工を実施している。

両現場の地すべり断面図は図-3に示す通りである。Aのすべり面は単純円弧でI、IIを考え、安全率 $F_s = 0.95$ 、 $C = 1.8 \text{ t/m}^2$ 、内部摩擦角 $\phi = 7^\circ 37'$ としている。ここで、計画

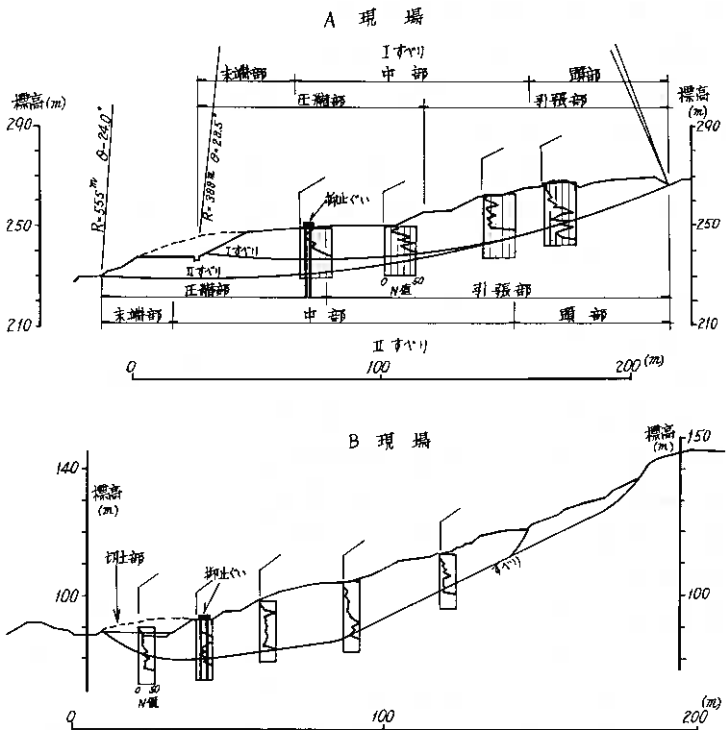


図-3 地すべり断面図

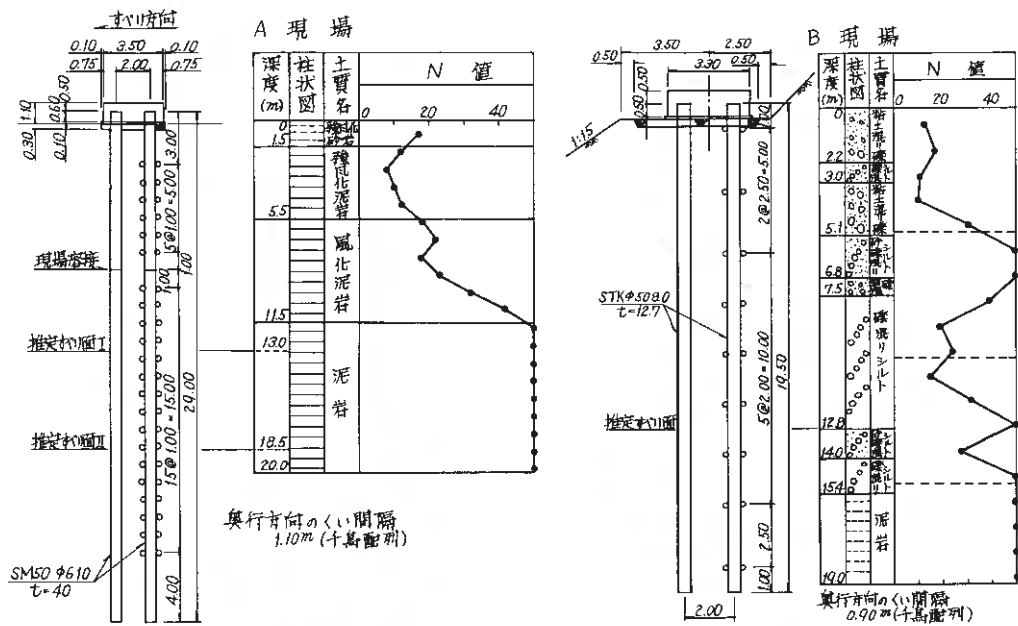


図-4 くい構造図および柱状図

安全率を $F_s = 1.10$ とし、Ⅱすべりについて検討したところ、 $P_R = 190 \text{ t/m}$ が得られている。

Bについては、安全率 $F_s = 0.95$ 、 $C = 1.5 \text{ t/m}^2$ 、 $\phi = 17^\circ 00'$ としている。計画安全率 $F_s = 1.20$ として、 $P_R = 202 \text{ t/m}$ が得られている。

両現場のくい構造図および柱状図を図-4に示した。Aは、中世代上部白亜紀の暗灰色泥岩を主体としており、風化さらには粘土化しやすい。地層は $\bar{N} = 10$ の強風化部、 $\bar{N} = 28$ の風化部、 $\bar{N} \geq 50$ の未風化部に分かれている。

Bは、先白亜系～初期白亜系、あるいは新第三系の泥岩を基盤として、その上に段丘堆積物や扇状地堆積物、崖錐性堆積物である砂礫混じりシルトまたは粘土が不規則に堆積している。基盤は $N \geq 50$ の未風化層であるが、その上の堆積層は風化を受けた $N = 10 \sim 30$ の層である。

フーチング下面からすべり面までの深さは、AのⅠすべりが 13.0 m 、Ⅱすべりが 18.5 m 、Bが 12.5 m と推定されている。

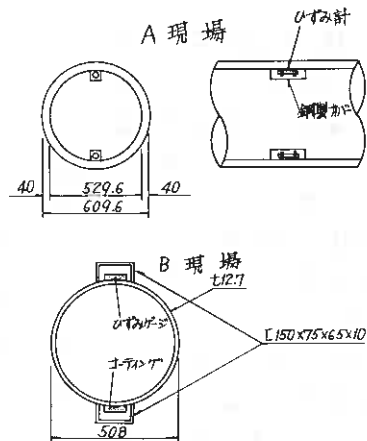


図-5 くい断面図

A 現場							
くい工法	材質規格	くい長L (m)	外径D (mm)	肉厚t (mm)	断面積A (cm ²)	断面二次モーメントI (cm ⁴)	断面係数Z (cm ³)
鋼管くい	SM50	28.4	609.6	40	715.8	2.917×10^6	9.571
B 現場							
くい工法	材質規格	くい長L (m)	外径D (mm)	肉厚t (mm)	断面積A (cm ²)	断面二次モーメントI (cm ⁴)	断面係数Z (cm ³)
鋼管くい	STK41	19.0	508	12.7	197.6	6.064×10^4	2.387
コードプロテクタ	2□150×75×6.5×10				2×23.7	4.119×10^4	—
合	計				245.0	1.018×10^5	4.009

表-1 くい諸元表

両現場のくい断面および諸元は図-5および表-1に示した。両現場ともプレボ
ーリングを行い、くいを建込み、発泡モルタルを充てんするという施工法であるが、
Aは厚肉鋼管を用いており、Bはコードプロテクタとして溝形鋼を取り付けている。
なお、AについてはⅡすべりを考えた場合の曲げぐい設計、Bについてはせん断ぐ
い設計を行っている。

3. 挙動調査結果および考察

両現場の計測結果を図-6に示した。両現場とも経時観測を行ってきたが、最近
はさほど大きな変動が見られないため、代表的なデータを示した。また、くいの設
計抑止力Pをもとに、道路土工指針の式によって得られた曲げモーメントおよびく
い変位(Aのみ)をプロットしてみた。

実測データと指針の式によって得られた計算値とを比較し、両者の間に差異が生
ずるおもな原因としては次のようなことが考えられる。

- ① Aのすべり面は、推定すべり面Ⅱではなく、ほぼⅠに一致しているようである。Bのすべり面は推定すべり面より30m程度上にあり、図-4のN値20程度の礫混じりシルト層の中に存在するものと見られる。
- ② 現時点では、くいに作用する地すべり力が設計値に達していないためか、指針の式の曲げモーメントより実測値の方が小さくなっている。
- ③ ②を考慮し、Pを小さくして計算してみても、移動層の曲げモーメントが実測値より大きく出てくる。この原因としては、種々考

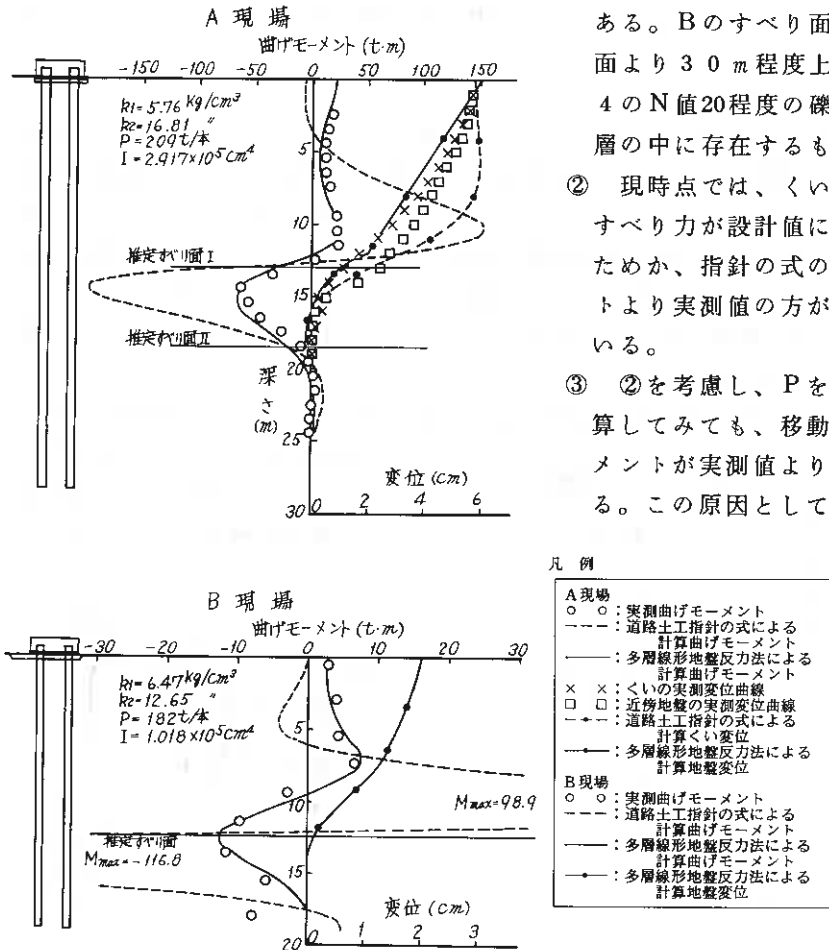


図-6 くい変位、曲げモーメント図

られるが、今回の場合主として、指針の式において図-1のように移動層が
一様な変位を生じると仮定していることによると考えられる。

- ④ 指針の式では移動層でのくい長無限を条件としているが、実際はくい頭剛結の二本組ぐいとなっている。
- ⑤ 地盤反力係数は、移動、固定層でそれぞれ平均N値(\bar{N})を求め、これを道路橋示方書⁵⁾の式、 $R_0 = 0.2 \times 28 \bar{N} \times D^{-3/4}$ によって求めている。しかし、実際にはかなり複雑な土層構成になっている。

これらの中で特に③~⑤の問題を考えるために、図-7に示すような二本組ぐい形式の多層線形地盤反力法^{6), 7)}で解析してみた。手法を以下に示す。

- ① 二本組ぐいでくい頭剛結、くい長有限とし、先端に軸方向バネ定数 K_v を与えた。
- ② 地盤を弾性床上とし、各N値測定箇所ごとに $R_0 = 0.2 \times 28 N \times D^{-3/4}$ とした。
- ③ 実測に近い応力を与えるような地盤変位分布をトライアンドエラーにより求めた。

この方法により、図-6の結果が得られた。曲げモーメントは、Bのくい下端付近でやや実測値と異なっているが、全体的には実測値と近似している。地盤変位分布は移動層が一様に動くという形とはかなり異なっている。Aにおいて、この方法で得られた地盤変位は、実測の地盤変位とは多少異なっているものの、実測のくい変位とは近似していることがわかる。この地盤変位は、両現場ともすべり面付近で変位が収束する逆三角形分布に近い形状をなしており、同じ解析で得られたくい変位もこの形状とほぼ一致している。

くいの位置は図-8の中部と末端部の境界付近にあり、この図から推測されるくいの変位分布は前述の形状とは異なっている。しかし、両現場とも表層付近ではかなり風化が進んでいること、く

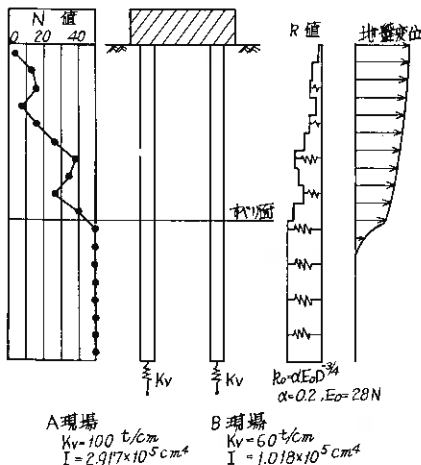


図-7 くい解析モデル

いの変位分布は前述の形状とは異なっている。しかし、両現場とも表層付近ではかなり風化が進んでいること、く

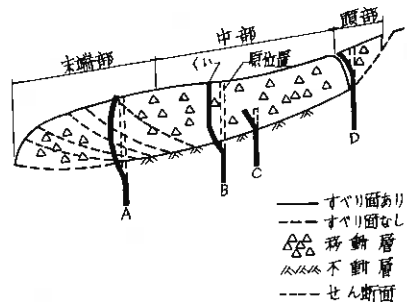


図-8 地すべりとくい変位

い前面で切土していることなどにより、表層部の方が大きな変位となることも考えられる。

これらの結果から、地盤変位の推定など非常にむずかしい問題もあるが、適切な地盤変位分布と k 値を与えて二本組ぐいの多層線形地盤反力法を用いると、実測値に近い曲げモーメントやくい変位を得られることがわかった。したがって、この方法の適用性を高めるために、今後さまざまなパターンの地すべりデータを収集、解析し、検討する必要がある。

4. あとがき

今回、解析した二現場は、施工法、計測結果とも比較的類似した傾向にあり、実測値とよい適合性を示す計算手法を見出すことができた。しかし、地すべりのメカニズムが非常に複雑であり、くいと地盤の相互作用すなわちくいの抑止機構を究明することはむずかしい問題である。今後はさまざまな条件の現場データを収集してゆきたい。なお、本報告が今後の地すべり設計法を考える上で役立てば幸いである。

参 考 ・ 引 用 文 献

- 1) 日本道路協会 : 道路土工 のり面工・斜面安定工指針, 昭和54年4月.
- 2) 日本道路協会 : のり面工と斜面安定工指針, 昭和47年9月.
- 3) 日本河川協会 : 建設省河川砂防技術基準(案) 設計編〔Ⅱ〕, 山海堂, 昭和60年10月.
- 4) 窪田利達, 森竹豊計, 鈴木政行 : 一般国道239号二股地すべりについて(中間報告), 第28回北海道開発局技術研究発表会論文集, 昭和60年9月.
- 5) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 共通編 下部構造編, 昭和55年5月.
- 6) 横山幸満 : くい構造物の計算法と計算例, 山海堂, 昭和52年11月.
- 7) 吉田 巖 : 杭基礎の設計実技とその解説, 建設図書, 昭和49年4月.

泥炭性軟弱地盤上の盛土対策工実施例

— とくに押え盛土のプレロード効果について —

北海道開発局石狩川開発建設部 江崎国夫
北海道開発コンサルタント 高安隆郎
同 ○今井淳一

1. まえがき

軟弱地盤上における盛土の設計・施工に際して、地盤のすべり破壊や沈下は常に意識しなければならない問題点である。これらの問題が予測された、あるいは発生した場合の対策工としては、これまで様々な工法が研究・開発されてきている。

これらの中でも、押え盛土工法は用地事情さえ許されるならば、設計・施工上その効果が確実であること、施工が容易であること、一般的に他の対策工種と比較して工事費が少ないことなど、最もスタンダードで可能性の高い工法と考えられる。しかし、近年では資産の張付に伴い、押え盛土のための用地取得が一層困難な状況になりつつあり、本工法の利用機会も少なくなっていることも事実である。

このような状況に対し、押え盛土をプレロードとする考え方も成り立つ。すなわち、一種の押え盛土と段階盛土工法の組合せを考えるもので、盛土施工の過程の中で盛土初期の安定は押え盛土効果そのものに期待し、その後の盛土最終状態では、押え盛土材を本体盛土に転用してその安定は押え盛土のプレロード効果（押え盛土下地盤の強度増加）に期待するものである。

本工法の設計は、押え盛土のための用地借用を前提条件として、「盛土本体の安定性～押え盛土規模～載荷時間」の関係を計画的に検討して最小の施工工程（～用地借用期間）を求めることにつきる。

このような発想は、土質工学的には容易に考えつくものであるが、従来、意外と実施されていないが、とくに泥炭性軟弱地盤では通常の粘性土地盤に比較して、強度増加量がはるかに大きく、またそれに要する時間も短いなど、すべり破壊防止工法として技術的には十分可能性の大きい工法と考えられる。

以下、本報文は上記工法の実施例として河川堤防の施工過程において発生したすべり破壊箇所およびその周辺堤防に対する施工実績を述べるものである。

2. 施工断面と破壊状況

本対象は、石狩川中流域の第2支川である茶志内川の左岸堤防である。茶志内川は、石狩平野の北東部に広がる美瑛原野の北端に位置し、一帯は標高17m前後の平坦な低地帯で、現在、稲作地帯として発展しているが、表層地質は軟弱な泥炭地盤地帯としても知られている。

茶志内川築堤は過去目立ったトラブルもなく段階盛土的に施工されてきており、昭和57年度に左岸側延長約1km間に対して完成断面の確保に向けて嵩上げ拡幅盛土と堤内排水路の移設が実施された。図-1は標準的な施工断面を示したものである。

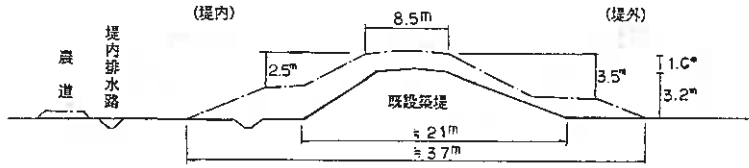


図-1 標準断面図

施工は、堤内排水路の掘削→ステップ高さ→既設堤防高さ→天端部の嵩上げ盛土の4段階に分けてなされ、既設堤防高さの施工までは目だった異状兆候もなく全区間完了した。その後、天端部の嵩上げ盛土を起終点両側から進められたが、起点側延長約100m、終点側延長約200m間において盛土完了直後に堤内側に異状変形を生じ、ただちに盛土施工を中断した。

図-2は異状変形区間における最終的な横断形状であるが、これからこの変形は典型的な地盤の支持力不足によるすべり破壊の状況を呈しており、とくに最も弱点部となる堤内排水路が応力集中的に変形が大きく、完全に閉塞、隆起している。なお、排水路より用地外の農道および水田では目だった隆起は認められておらず、これは、変形が排水路で吸収されたためと推定される。

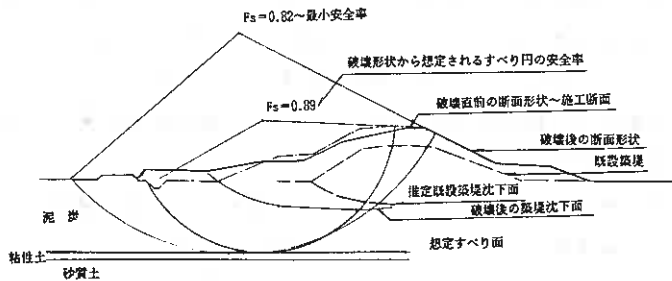


図-2 破壊状況および概略土層断面

3. 地盤状況

堤防の異状変形が発生した後に、当施工区間全体に対してグッチコンを主体としたサウンディングを実施した。図-3に、各代表地点の土層構成および土性をまとめている。

これによると、当区間は層厚6.5~7.5mの泥炭性土層が堆積している。この泥炭は自然含水比 $W_n = 400 \sim 600\%$ 、コーン支持力 $q_c = 1.5 \sim 3 \text{ kgf/cm}^2$ 、また含水比から想定される物性値として初期間隙比 $e_n = 7 \sim 11$ 、圧縮指数 $C_c = 3 \sim 5$ と極めて軟弱で圧縮性が大きいことがうかがわれる。

泥炭層直下には、自然含水比 $W_n = 40 \sim 60\%$ 、コーン支持力 $q_c = 4 \sim 6 \text{ kgf/cm}^2$ のシルト質粘土が層厚1.0mの薄層で続き、その下位にコーン支持力 $q_c = 20 \sim 40 \text{ kgf/cm}^2$ の緩い砂層が堆積している。なお、これらの各土層は、築堤縦横断方向にはほぼ水平に連続性が認められた。

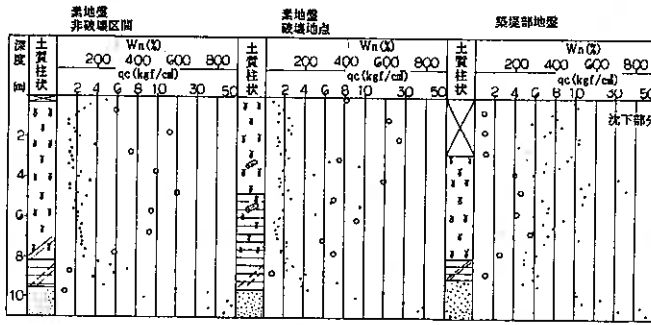


図-3 代表地点における土層構成と土性

破壊区間と築堤施工中断区間（非破壊区間）との対比では、土層構成および土性ともに大きな変化はないが、泥炭層下端付近においてコーン支持力に若干の差が認められる。しかし、これが破壊に伴う強度低下なのか、あるいは破壊区間における局所的なものかは、調査精度上判別はつかない。

既設堤防は概略、見かけ盛土高さ $h_t = 3.2 \text{ m}$ （今回の施工高さ $\sim \Delta h = 1.8 \text{ m}$ および破壊に伴う塑性沈下分 $\sim S = 0.8 \text{ m}$ を除いた状態について）に対して沈下量は $S = 2.0 \text{ m}$ と実盛土厚さの約40%に達している。また、この盛土荷重に伴い泥炭は、素地に対し含水比が $W' = 200 \sim 300\%$ と約1/2に低下し、また、コーン支持力は $q_c' = 5 \sim 7 \text{ kgf/cm}^2$ と2～3倍の強度増加を示している。

これらの地盤および前記の変形状況から、今回の破壊は泥炭層の下端付近をすべり面として発生したものと想定された。

一方、今回の施工断面に対して、円弧すべり面法により安定解析を行ったが、解析に際しての土質常数は表-1に、また、解析結果は図-2に示した。

これから、盛土の安全率は $F_s = 0.8 \sim 0.9$ となり、また、最小安全率を与えるすべり面と破壊形状から想定されるすべり円の関係からみて排水路（切欠）の介在が、実質的な盛土の安定性に大きく影響することがうかがわれる。

また、既設堤防高さまでの盛土の安全率は $F_s = 1.14$ 、限界盛土高さ（ $F_s = 1.0$ ）は既設堤防 + 0.8 m の高さであり、これは施工状況からはば妥当な結果を示している。

4. プレロード盛土の検討

破壊区間における計画断面の確保（築堤本体と堤内排水路）するための対策工法を検討する上での要点としては、

表-1 解析土質常数

土層区分	土質常数	単位体積重量 γ_t (t/m ³)	せん断常数 ($\phi=0$) C (kgf/cm ²)
盛土	昭和57年盛土	1.80	0
	既設築堤	1.80	0.25
泥炭	素地	1.05	0.08
	既設築堤下	1.15	0.30

注) γ_t : 泥炭～含水比から推定、盛土～実測値
 C : 泥炭～ $C=1/20q_{cmin}$ 、盛土～ $C=1/15q_{cmin}$

(イ) 破壊区間における築堤天端部の沈下は約0.8～1.0 mと比較的小さく、計画高水位高さは十分確保されており、当面として現況を暫定断面とすることが可能である。ただし、現況での安定性は $F_s \approx 1.0$ の状態であることから長期間にわたる放置は問題が大きい。

(ロ) 堤内排水路は農業排水路として兼用されるため早急に整備する必要がある。

(ハ) 対象地盤が泥炭であることから、粘性土と比較して荷重載荷に伴う圧密強度増加が大きく、かつ泥炭層下に排水層となる砂層が連続しているため、比較的早期に圧密が進行することが予想される。

(ニ) 一般的に泥炭地盤上の盛土は側方塑性流動（以下、側方流動と呼ぶ）による変形が避けられないが、盛土載荷幅を拡げることで、これをある程度低減することができる。

(ホ) 周辺の水田用地は、一定期間、借用が可能。

などから、すべり破壊防止工法として「堤内地の水田に一定幅の押え盛土を施工し現況堤防の安定を図るとともに、その後押え盛土下地盤の強度増加により計画堤防の安定性を確保する。なお、押え盛土外に仮排水路を掘削し、農業排水路として兼用する」の検討を行った。

検討は図-4の流れ図に従い実施するとともに、また、検討に際しての主な仮定条件は次のようである。

- 安定解析は円弧スベリ面法と複合すべり面法の両者を適用し、安全率はいずれか小さいほうを採用する。
- 押え盛土下地盤の強度増加係数（ m ）は、既設築堤の圧密が終了したものととして実測値より、 $m = \Delta C / \Delta P_z \approx 0.35$ とする。

以上の安定解析結果から推定される必要押え盛土の諸元を図-5に示した。また、押え盛土の載荷期間は、泥炭地盤の過去の施工実績から概略8～10ヵ月程度で十分であると判断し、以下の作業工程を立案した。

- ・昭和57年度；用地借用と仮排水路の施工
- ・昭和58年度；押え盛土の施工
- ・昭和59年度；押え盛土の撤去と転用による築堤盛土施工→堤内排水路の施工→借用地の水田への復旧

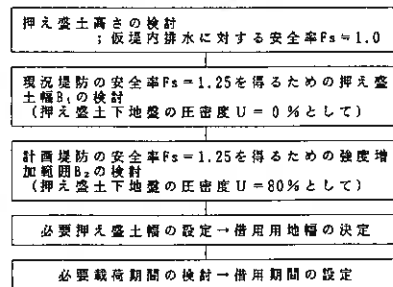


図-4 押え盛土の検討流れ図

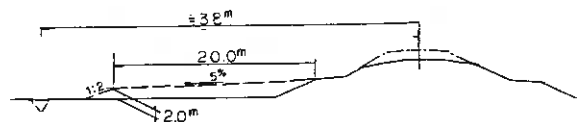


図-5 押え盛土定規図

5. 押え盛土の施工と強度増加

押え盛土の施工は昭和58年6月に開始し、約1ヵ月で完了した。

図-6は盛土の施工過程および仮排水路の変位をまとめたものであるが、盛土は3段階施工、平均盛土速度は $h_v = 7$ cm/dayで実施した。この押え盛土の施工に関しては、仮排水路に対する側方流動の影響が最も懸念された。すなわち、排水路自体の機能保持の他、側方流動が大きい場合圧密沈下が遅れ、その結果強度増加も遅れることから、この挙動を中心に盛土速度のコントロールを行った。

この結果排水路の状況は、各段階盛土中の変位速度で $\Delta \delta v_{max} = 3 \sim 4$ cm/day, $\Delta \delta H_{max} = 0.5 \sim 1$ cm/day, 盛土完了時の累計変位で $\delta v \approx 22$ cm, $\delta H = 10$ cm, その後約2ヵ月間の事後観測では主だった変形の継続は無かった。なお、排水路は数箇所局所的な浮き上り(30~40cm)が生じていたため、これらの箇所に対しては人力による浮き上り部の除去を行った。

この結果排水路の状況は、各段階盛土中の変位速度で $\Delta \delta v_{max} = 3 \sim 4$ cm/day, $\Delta \delta H_{max} = 0.5 \sim 1$ cm/day, 盛土完了時の累計変位で $\delta v \approx 22$ cm, $\delta H = 10$ cm, その後約2ヵ月間の事後観測では主だった変形の継続は無かった。なお、排水路は数箇所局所的な浮き上り(30~40cm)が生じていたため、これらの箇所に対しては人力による浮き上り部の除去を行った。

押え盛土盛土下地盤の強度増加量の確認は、盛土載荷後約10ヵ月経過した昭和59年5月に、押え盛土肩および中心においてダッチコーンを実施した。

図-7はその結果をまとめたもので、これから押え盛土の沈下は約70~85cmが確認されており、コーン支持力は押え盛土肩で $q_c = 2 \sim 5$ kgf/cm², 中心部で $q_c = 2.5 \sim 6$ kgf/cm²と中心部のほうがやや大きい傾向にある。また、深さ方向は、いずれも層上下位で大きく、中間領域で小さい傾向が認められ、強度の面からも層中間部で圧密の遅れ(あるいは、側方流動の影響)を生じていることがうかがわれる。

ここで、図-7の結果に対し素地強度との対比で現在の圧密度を逆算($U = \Delta C / m \cdot \Delta P_z$)すると、層中間領域の平均で $U \approx 50\%$, 層全体の平均で $U \approx 65\%$ と当初の予想を下廻っている。この原因としては側方流動の発生による影響のほか、押え盛土の内第1段階盛土($\Delta h \approx 0.7$ m)にはドレーン層としての機能を期待して砂質土を選定しているが、見かけ以上に細粒分を含有していたため上位への排水性が小さかったこと、かつ泥炭層下の粘性土の薄層も排水性に大きく影響を及ぼしていることなどが考えられる。

一方、この時点での押え盛土強度で再度安定解析を行ったが、押え盛土を撤去した場合の築堤本体盛土の安定性は、堤内排水路に対する安全率 $F_s = 1.08$, 最小安全率 $F_s = 1.05$ と、いずれも当初期待した安全率には達していなかった。しかし、施工上の対応として築堤本体盛土を先行し、その後ある程度放置期間を設け押え盛

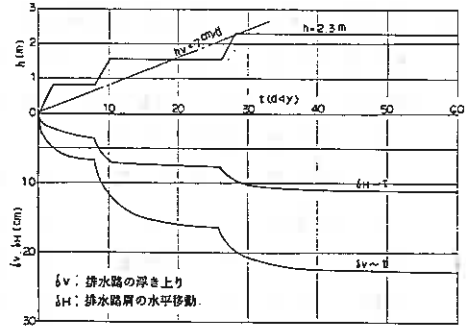


図-6

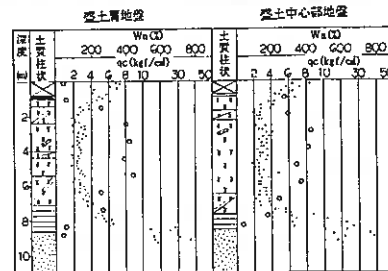


図-7

土の撤去と堤内排水路を掘削する（この場合、押え盛土の一部は築堤本体に流用し、残りは搬出）こと、押え盛土の沈下部分が表層の置換効果（板効果）としてある程度期待できることなど、最終的に本施工の可能性を判断する目的で試験施工（延長50m）を先行させることにした。

6. 築堤本体盛土の施工

試験施工は10日間で完了しており、図-8に、施工工程、観測計器の配置および観測結果をまとめている。これから各観測点の変位は排水路掘削から5日以内でいずれも収束しており、また変位量も排水路底および肩で $\Delta V = 6 \sim 8 \text{ cm}$ 、 $\Delta H = 4 \text{ cm}$ と許容値内の結果を得た。

この結果、築堤本体盛土の施工は十分可能性があるものと判断して、直ちに試験施工に継続して行った。

本施工の工程は、7月；築堤本体盛土の施工、8月；押え盛土の残土の搬出、9月；堤内排水路の掘削で行われた。掘削後の排水路の変位は $\Delta V = 4 \sim 10 \text{ cm}$ 、 $\Delta H = 5 \sim 7 \text{ cm}$ で、とくに問題点は認められなかった。

以上、押え盛土をプレロードとした本築堤工事は、完了後約1年3ヶ月経過しているが、その後堤防、堤内排水路、借用地（昭和60年より水田として耕作）に変化は認められず、現在、十分に安定している。

7. あとがき

泥炭性軟弱地盤上のすべり破壊防止工法としての本工法は、工期にある程度の余裕があり、かつ用地条件（用地借用）さえ整えば比較的有効で、経済的な工法となり得ると思われる。とくに本実施例は不確定要素の多い泥炭に対して簡易なダッチコーンによるコーン支持力と含水比から一連の検討を行い施工を実施しているが、調査精度および安定性の不足分を施工過程での動態観測と慎重な施工で補っている。しかし、本工法を汎用性のあるものとして十分な安全率の下での設計・施工を目指すには、今後、押え盛土載荷後の継続的な沈下観測と地盤強度の把握により押え盛土の撤去時の的確な予想をたてる必要がある。

最後に本工事にかかわった関係各位、とくに当初直接担当された中村弘二係長（現、札幌河川事務所）には、いろいろと御助言をいただいたことに対し心から謝意を表します。

参考文献

泥炭性軟弱地盤における河川堤防の設計・施工指針～北海道開発局建設部河川工事課編
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研究会

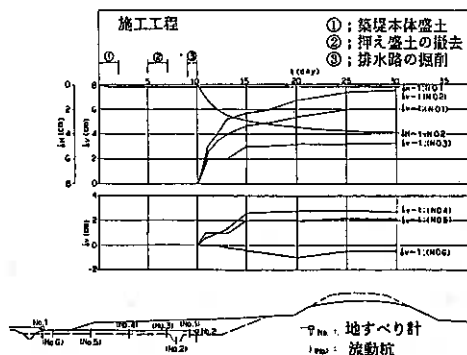


図-8

火山灰のり面の凍結・凍上・融解に伴う挙動について

日本道路公団	札幌建設局	中 嶋 将 博
同	上	山 田 光 雄
応用地質(株)	札幌支社	○千 葉 幸 治
同	上	間 宮 清

1. まえがき

火砕流堆積物が分布する地域における道路等の切土のり面は、雨水や流水によって容易に侵食される等の欠点を有している他、表層部の凍結・凍上及び融解といった寒冷地特有の現象により、しばしば被害を受けている。このため、のり面の仕上げや修復工事に多人の費用を投じている現状にある。

筆者らは、このような火砕流堆積物が分布している北海道南西部の苫小牧～登別にかけての高速道路切土のり面において、その表層部の冬期間の諸現象に関して、調査する機会を得た。本文はその結果をまとめて紹介するものである。

2. 地形地質概要

調査地は、北海道の南西部の樽前火山及びクッタラ火山の南麓に広がる標高 50～80m の火山性台地に位置する。樽前火山の山麓部はその北方の支笏湖カルデラによる火砕流堆積物が厚く堆積しており、その上位を忠庭、樽前等の新期火山灰層が薄く覆っている。

一方、その西方のクッタラ火山の山麓部は、このクッタラ火山を起源とする火砕流堆積物、降下スコリア、ローム等の半固結から未固結の堆積物から構成されている。

両地域の火砕流堆積物は、非常に水に弱く、崩壊しやすい特徴をもっている。



図-1 調査地付近の火山噴出物分布図
 北海道地質図(1960)による

3. 切土のり面の気象環境

切土のり面の表層部の挙動は気象条件に支配されること大であり、この気象条件が主にのり面の向きとの関係において特徴的な諸現象を生み出している。

3-1 気温

当地域の日平均気温の平滑平年値（1951年～1980年）を図-2に示す。日平均気温は、8月中旬に最高値（約20℃）を、1月下旬に最低値（約-5℃）を示している。

日平均気温が0℃以下となるのは、12月中旬～3月中旬の3ヶ月間である。日最低気温が0℃以下となる期間はそれより約2ヶ月長く、11月中旬～4月上旬の約5ヶ月間である。

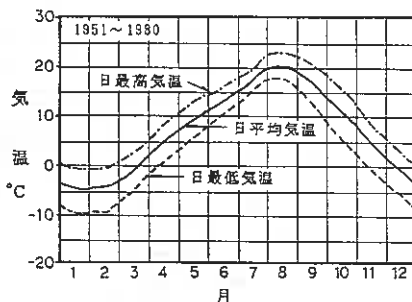


図-2 気温の平滑平年値（苫小牧）
北海道の気候（1982）による

3-2 日照条件（日射量）

計算により求めた当地域における水平面での日射量の年変化を図-3に示す。当地域は夏期に霧の発生が多いため、日照時間を考慮した場合も併記してある。

図-4にはのり面の向きと日射量の関係を示した。のり面への日射量のはのり面の向きにより大きな相異があり、特に冬期から春期にかけての北向きのり面は非常に日照条件が悪い。これに対して南向きのり面での日照条件は良好であり、その日射量は北向きのり面に比べて、1～2月で7～8倍、3月で5.5倍、4月で2倍程度の差がある。しかも1～2月の北向きのり面の日射量はほとんど散乱光によるものであり、常時日陰である。

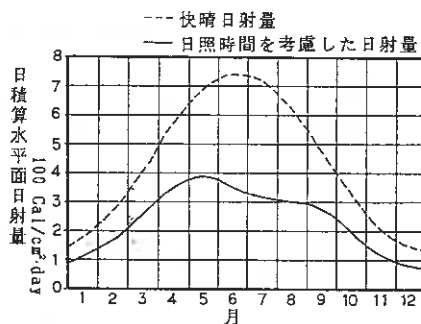


図-3 水平面日射量計算値（苫小牧）

3-3 降水量及び積雪深

当地域は図-5に示すように降水量の少ない北海道の中では最も降水量の多い地方の一つで、特に山間部では年間1600mmを越えている。また、短時間に多量の降水をみることもしばしばある。図-6には当地域（苫小牧）での降水量と雪日数の年変化を示す。ほぼ12月～3月が降雪期間であり、5月～10月が降雨期間で、4月・11月は漸移期間となっていることがわかる。一方、現地のり面の積雪深を測定し、同時

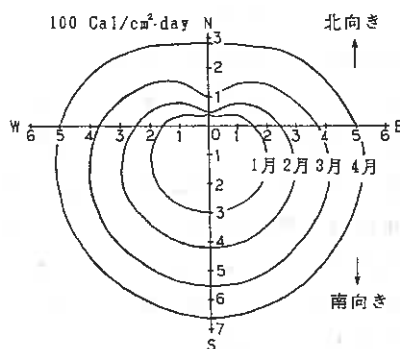


図-4 40度の傾斜地への日射量

期の苦小牧、登別の積雪深とを比較した一例が図-7である。現地のり面の位置は白老町字竹浦にあたり、登別測候所に近く、積雪深の変化傾向はほぼそれと一致しているとみられるが、その量においては、風や日照の影響で現地のり面の方が少ない。また、南北でもかなり異なる傾向がみられる。

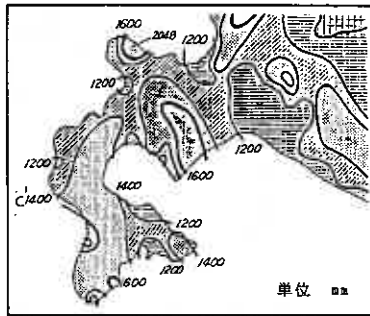


図-5 年降水量分布図(1951年~1980年)
北海道の気候(1982)による

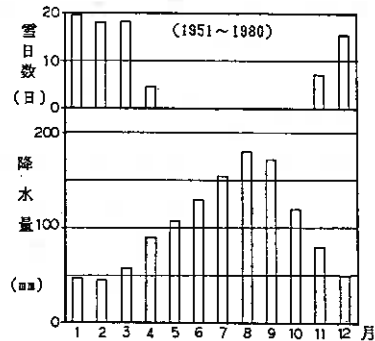


図-6 苦小牧の降水量、雪日数年平均値
北海道の気候(1982)による

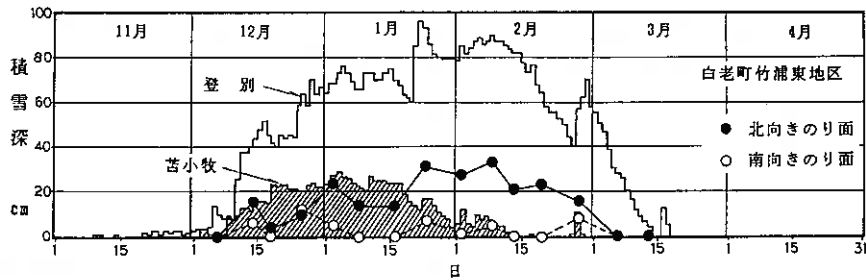


図-7 積雪深の比較例(昭和39年11月~昭和50年6月)

4. 凍結深

当地域の最大凍結深は一般的に約90cmと言われているが、これは平地での凍結深を表わすものであって、切土のり面のような傾斜地では先に述べた気象環境のうち日照条件および積雪深等と、のり面の向き、傾斜、障害物の有無等との関わりによって、異なった凍結状況を示すものと考えられた。南北両のり面において、その上方部、中央部、下方部の地点で地中温度測定を実施し、凍結深度を調べた。

地中温度測定のセンサーはC-C熱電対を使用し、記録は自記録である。

凍結深度はこの地中温度の0℃のところをもって凍結深としたが、メチレンブルー溶液を用いた凍結深度計との比較を同一地点で行っており、地中温度0℃の深度と凍結深度計の色調境界とは良い一致をみている。以下、凍結深については全て地中温度0℃の深度

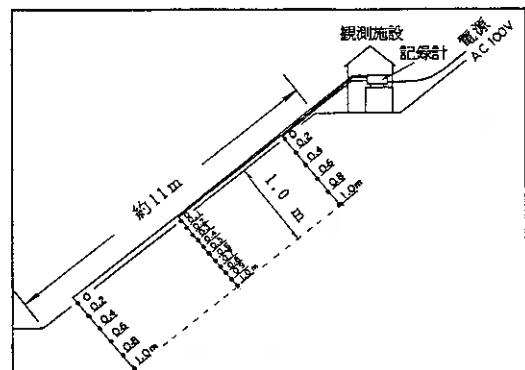


図-8 熱電対による地中温度測定位置図

で表わしている。

図-9に、ほぼ南北方向を向いた白老町竹浦東地区での切土のり面（のり勾配 1 : 1.2 ≒ 40度）において測定した凍結深の変化及びその時期の日平均気温、積雪深の変化状況を示す。凍結深は、日平均気温の変化と非常に良く対応した変化を示しているが、のり面の向きによる相異が顕著である。すなわち、北向きのり面では日平均気温が0℃以下になる12月上旬～中旬頃凍結を開始し、0℃以上に転じる4月上旬～中旬頃に表面部からの融解が始まるという変化をしているが、南向きのり面では、北向きのり面より10日遅れて凍結を開始し、まだ日平均気温が0℃以下である3月上旬から下旬に融解が始まるという状況である。なお、北向きのり面の凍結層は、融解開始後1ヶ月間存在し続けており、両者の凍結期間の差は約2ヶ月にもものぼる。また、最大凍結深をみると、北向きのり面で60cm～70cm、南向きのり面で30cm～50cmを示し、のり面の向きによる違いが明瞭である。

次ののり面内の位置による凍結深の違いをみると、北向きのり面の下方部の凍結深は、上方部と比較して小さい結果となっているが、これはのり尻に積った雪の影響

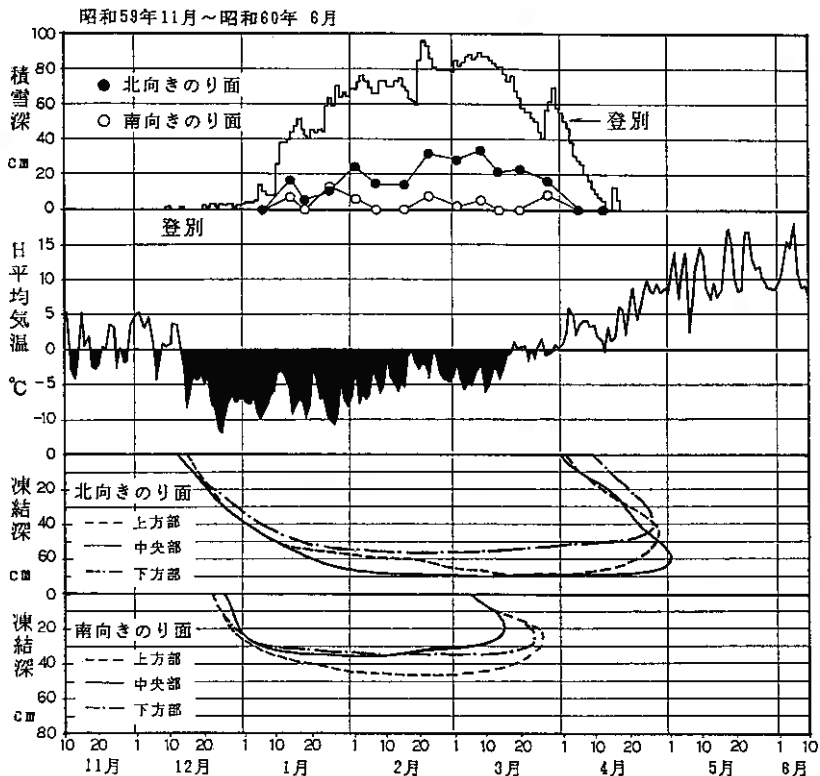


図-9 白老町竹浦地区切土のり面の凍結深変化例

響と考えられ、更に下方部での凍結の進行が他より早期に終了していることや表層の融解期が遅れていることも雪の断熱効果として若干捉えられていると思われる。

5. 凍上現象

凍上に関する調査は、クッタラ湖周辺部の竹浦スコリア層、ボンアヨロ軽石層から成る切土のり面で行った。上述の凍結深測定のり面と同一場所である。

ボンアヨロ軽石層は竹浦スコリア層の上位に出現し、上部が軽石主体、下部がローム質となっている。図-10にこれらの粒径加積曲線を示す。

凍上量の測定は、図-11に示すように4本の基準点アンカー間に張ったピアノ線からの垂直距離を測定する方法で行った。測定点は、切土面ではなくその上に施工された鋼製及びコンクリート製のり枠とした。

基準点アンカーの長さは1.5 mであり、それ自体の凍上を防ぐため深度80 cmまでは塩ビ管で地盤との縁切りを行っている。

このような凍上量測定は南北両のり面を合せて22測線設け、1測線あたり8~14測定点を有している。

南北両のり面の凍上量を凍結深と対応させて表わしたのが図-12である。

図より北向きのり面の方が圧倒的に大きな凍上量となっていることがわかるが、凍結深の増大とともに凍上量が増加していくことは、南向きも北向きも同様な傾向にあることが伺え、特に北向きのり面での各凍結深に対する凍上量の最大値は比較的良好な相関を示している。

凍上量は、土の粒径、密度、上下位の地質、含水状況等により、同一気象条件でもかなり異なると考えられ、

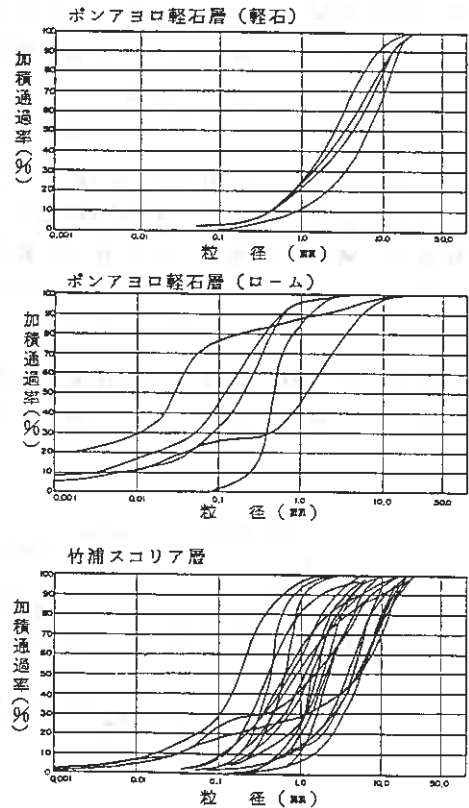


図-10 粒度分布

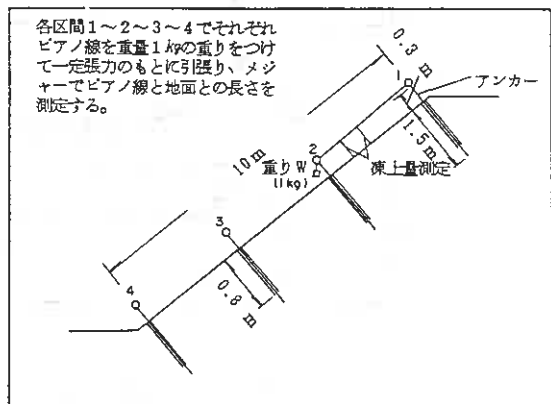


図-11 凍上量測定方法

図-12中のバラツキはこの
ような種々の条件によるた
めであろう。

図-13は地層別の凍上量
としてみたものであり、や
はり、バラツキはあるもの
の、どちらの地層も凍結深
と最大凍上量との相関がみ
とめられる。

図-12中の実線は、
(凍上量) / (凍結深) cm
 ≈ 0.23

の傾きをもつ直線である。
一義的に凍上量と凍結深
との相関はとれるものでは
ないが、当地域での最大凍
上量の目安として考えられ
るものである。こうした情報
は凍上対策を考えるに際し
て有効であり、日平均気温
から求められる凍結指数

と凍結深との関係が、一般
的にAldrich式(修正Berggren式)
で与えられることから、気
温 \rightarrow 凍結深 \rightarrow 凍上量と結
びついていくことになる。

さて、凍上したのり面が融
解とともにどのような挙動
をするか、すなわち、元の
ように回復するのかどうか
であるが、図-14に北向
きのり面の中央部付近の測
定点の実測値を示す。地質
はボンアヨロ軽石層のロー
ム質の部分にあたる場所で
、1月から凍上しはじめ3
月中旬頃に5cmの最大凍
上量を示すまで凍上は進行
するが、その後、4月の融
解期を迎えて徐々に凍上
した表面も元に回復し、ほ
ぼ凍結層の消滅する5月初
めには元に戻っている。場
所によって回復の程度は異
なるものの、ほとんどの
測定点でも同様の回復を示
す。

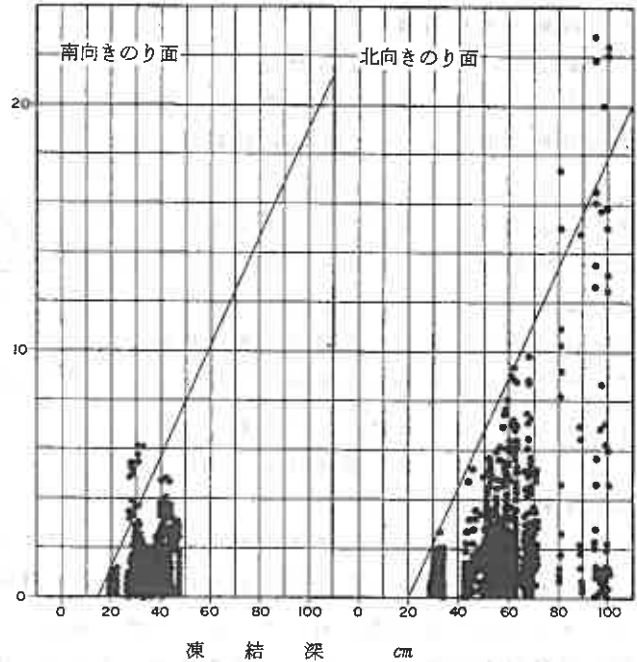


図-12 南北のり面における凍結深と凍上量
の関係 (昭和58年度+昭和59年度)

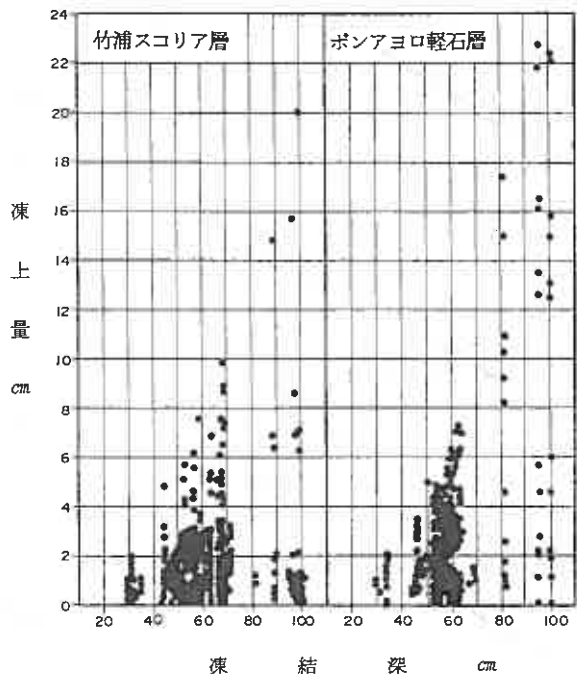


図-13 地質別凍上量

6. 融解と表層崩壊

凍結していたのり面の表層は、4月上旬から5月にかけての春先の時期には、地表から融解が進行し、その下方に凍結層が取り残されるといった状況となる。このため、のり面表層部は非常に不安定になる。同時にこの時期は前述した如く、降水が雨の形をとるため、残された凍結層上面をすべり面とする表層崩壊が、支筋軽石流堆積物やクッタラ湖周辺の軽石流堆積物の切土のり面においてしばしば発生している。

この表層崩壊の発生機構は図-15に示す過程を経るものと考えられ、のり面上での発生位置は、融雪水や浸透水の集中しやすい小段上方やのり尻部付近が多い。

この表層崩壊は、北向きのり面だけに発生し、南向きのり面には全く発生していないという大きな特徴を有している。これは前述したように南向きのり面には4月期に凍結層が消滅しており、日照条件からみても、表層の含水状態が北向きのり面に対して乾いた状況下にあるためと考えられる。図-16に表層崩壊を起した年の表

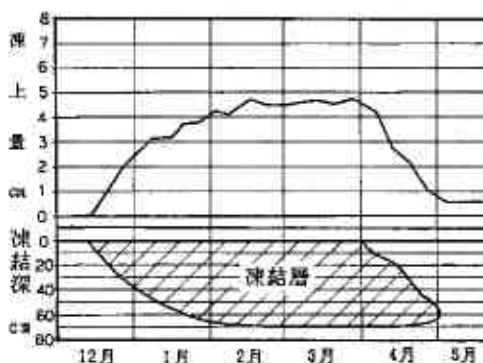


図-14 雪上の進行と回復の例

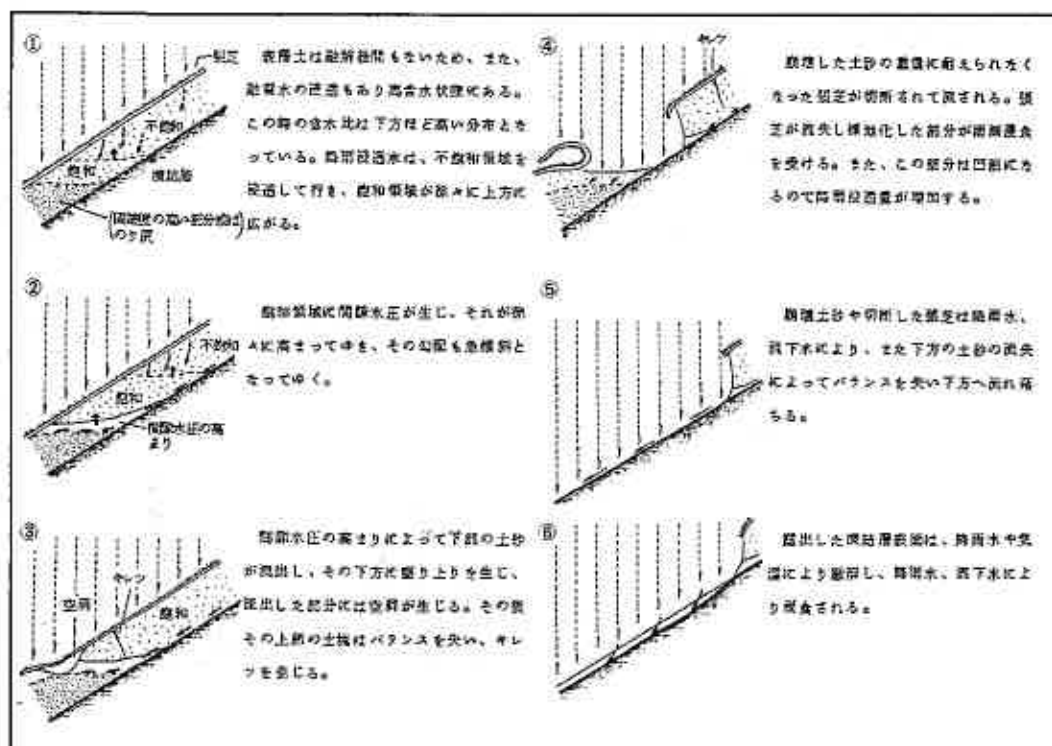


図-15 融解時期の表層崩壊模式図

昭和55年調査 (● 北向き(深度20cm), ○ 南向き(深度20cm))
 昭和58年調査 (● 北向き(深度0~10cm), ○ 南向き(深度0~10cm))
 (● 北向き(深度10cm以深), ○ 南向き(深度10cm以深))

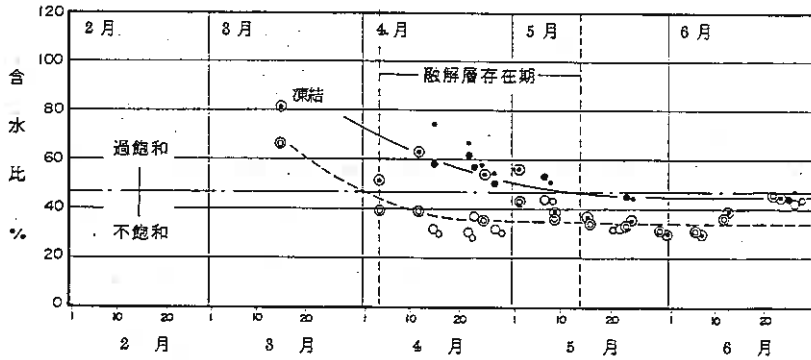


図-18 切土のり面表層部の含水比の変化

層部の含水比変化を表わした。南向きのり面の4月期には既に不飽和状態であるのに対して、北向きのり面では5月の初旬頃まで高含水状態が続いていることが明白である。

崩壊を発生させる降雨量は、実際の崩壊発生時の降雨状況及び室内崩壊実験結果より、総雨量20mm程度、降雨強度5mm/h~10mm/h程度であった。

当地域の切土のり面は標準のり面保護工として張芝工を採用しているが、施工後の年数を経るに従って崩壊は減少し、施工後3年以上の切土のり面では生長した張芝の効果が充分働き、この表層崩壊はおさまっていることが確かめられた。

7. あとがき

火砕流堆積物の分布する苫小牧~登別間の切土のり面での冬期から春期にかけての特徴ある表層部の挙動を紹介した。

これらの現象は、切土のり面だけの問題でなく、同一場所にある盛土のり面に対しても同様な挙動が考えられるが、盛土のり面の場合は、緩勾配であること、盛土内の含水状態や盛土材料などによる条件で量的には切土のり面より小さな挙動を示すものと考えられる。

また、北海道のような寒冷地においては、道路のり面だけでなく、南北性の強いり面や傾斜地は、同様な気象環境にあることも多く、のり面保護工の設計・施工・維持管理を検討していく上で、これらの状況を知ることは重要な課題である。

今後は、異なる地質条件や積雪の多い地域のり面条件でのデータを蓄積し、寒冷地でのより適切なり面保護工を検討していきたい。

最後に、これらの調査を行うにあたってご協力戴いた関係各位に感謝の意を表します。

土質工學懇話會要旨

昭和60年4月19日
於 札幌石狩會館

土質工學會北海道支部
30周年記念行事實行委員會
懇話會担当小委員會

第1回土質工学懇話会について

土質工学会北海道支部
30周年記念行事実行委員会
懇話会担当小委員会

1. 土質工学懇話会発足の経緯

土質工学会北海道支部は、東北支部に次いで第2番目の支部として昭和31年1月に設立され、本年（昭和61年）で創立30周年を迎えることとなります。当支部では、記念行事を行うべく昭和58年末に実行準備委員会を設けて各種の行事を計画し、昭和58年5月の総会において承認を得た上で実行委員会を発足させ、鋭意準備作業を進めておりました。活動が具体化しているものの1例として、『泥炭に関する研究討論会』が昭和61年2月6日に開催予定であることは会員の皆様すでにご承知の通りであります。

『土質工学懇話会』は、会員の皆様が土質工学に関連して日頃〔疑問に思っておられること〕あるいは〔意見交換してみたいと思っておられること〕などを少人数（20～30名程度）で気軽に懇談できる場を作ろうという趣旨から、支部30周年を記念して発足させることが企画されたものでありまして、軌道に乗れば、支部の定常的な行事の中に組み入れられる予定となっております。懇話会担当小委員会は、この会に関心を持たれる方の概数、地域分布および関心を持たれる内容ならびに希望開催時期等について昭和58年12月末にアンケート調査を実施し（アンケート調査の内容とその結果については資料-1参照）、これに基づいて第1回の懇話会を昭和60年4月に開催しましたので、その内容について以下に概要を報告致します。

2. 第1回土質工学懇話会

資料-1に示すアンケート調査結果に基づいて検討の上、第1回の懇話会を昭和60年4月18日（金）午後1時から5時までの予定で札幌石狩会館において開催した。話題の設定、会の運営等は以下のような方針で行った。

1) 話題の設定

アンケート結果から、懇話会の話題として希望の多かった下記（A）～（C）の3テーマおよび「その他」とした。これは、本会が初めての試みでもあり、参加希望者が多いであろうと思われるテーマを選ぶのが無難と判断したこと、また3テーマにしたのは、互いに強い関連を持っていると考えたことによる。

（A）土質調査結果の適用と問題点

（B）泥炭に関する土質工学的諸問題

（C）軟弱地盤の対策工の設計・施工・計測上の問題点

2) 参加者への連絡

アンケート回答者の中から約30名を選び、電話連絡する。この際、産、官、学のバランスを考慮し、また、札幌以外の各地区から1～2名ずつ参加して頂くこ

とを目標とする。(出席者は資料-2参照)

3) 運営方法

懇話会担当小委員会幹事で司会者グループを形成し、参加者から各自2～3分位ずつ話題を提供して頂き、当日のテーマを絞り込む。

以上のような方針で行われた第1回懇話会の内容を以下に紹介する。話題が多岐にわたっており、また、紙面に限りがあるので、発言の内容を箇条書き的に記述せざるを得ない事情をご理解頂きたい。なお、本会は午後1時から3時までを前半部として各自の話題提供にあて、3時20分から5時20分までを討論時間としたので、前・後半に分けて記述することとする。

2-1 話題提供

上記の要領でテーマ毎に話題を整理してみると以下のようである。

(A) 土質調査(試験)結果と問題点

- 1) 土質試験の結果、強度がばらついた場合の設計定数のとり方について、設計者の立場から、平均値をとるべきか、最小値をとるべきか等々、悩むことが多い。
- 2) 試験方法について細かくとり決めると、データーのばらつきが小さくなるのが、不攪乱砂の試料採取法および室内実験に関する一斉試験結果から分っている。設計強度のとり方の問題の前に、試験法の基準化を考える必要はないか、例えば、道内の泥炭の強度試験の基準化を考えてもよいのではないか。
- 3) 安全率と強度設定の仕方に関して、発注者によって安全率の基準が異なるので、とまどうことが多い。
- 4) 構造物の目的にあった調査をする必要がある。標準貫入試験をやれば、土質に関するすべてが分るといような考え方が蔓延しているような気がする。
- 5) 火山灰の例とモンモリロナイト含有量の多い粘土の調査・試験および施工結果からの教訓として、地質学的情報を設計に生かすべきことが示唆される。
- 6) 火山灰土の力学的性質の評価法が確立されていない。簡単な試験による評価方法を開発する必要がある。
- 7) 火山灰質粘性土の液性・塑性限界試験の際、自然含水状態から行うか風乾土を用いるかによって結果が大きく異なる。しかし、土質分類に用いる時のコンシステンシー限界値としてどちらの状態についての試験結果を用いるべきかが定められていないという問題がある。また、含有粘土鉱物によってその性質が大きく異なるので、分類上の指標として含有粘土鉱物を考慮する必要がある。

(B) 泥炭に関する土質工学的諸問題

- 1) 泥炭の分類に際して有機物含有量だけでは分類が困難で、工学的性質との関係づけも充分に出来ないので、構成植物を指標にすることを提案する。
- 2) 高速道路の工事例から、石狩低地帯の泥炭と白老の泥炭とでは挙動がまるで違うという感じを持っており、構成植物の違いが関係しているのかも知れない。
- 3) 泥炭地盤の切土工事に際して、砂まじりの泥炭であって、吸水膨張による強度低下の見積りが充分でなかったためと考えられる失敗例がある。
- 4) 盛土工事の場合、盛土の初期の段階で充分に注意して施工すれば、一般に圧密による強度増加率は海成粘土よりも大きいから、その後はそれ程苦勞せず盛ることが出来る。切土の場合、同一の工事区間内で同じ施工法でも、すべり破壊を生じた場所と、全く異常のなかった場所があることから、泥炭の場合、特に調査場所の選定が問題となる。

(C) 軟弱地盤対策工の設計・施工・計測上の問題点

- 1) 軟弱地盤対策として、補強土工法を積極的に利用すべきである。
- 2) ジオテキスタイルをサンドマットの代りに用いるとすれば、サンドマットの厚さをどれ位減らせるか、ジオテキスタイルの強度はどれ位が望ましいか等の問題を解決する必要がある。
- 3) SCPやCMC、DJM工法など、軟弱地盤改良工法は多数あるが、設計法が確立されていない。また、事前に強度を推定することが難しい。
- 4) カルバートの近傍でSCPを打設した場合のカルバートに働く土圧に及ぼす影響を調べた結果、15~20m離れても影響が出ている。
- 5) 沈下の予測計算において、即時沈下や二次圧密沈下を設計にどのように取り入れるべきか、具体的な手法が固まっていない。
- 6) サンドドレーンは沈下促進効果はあまり期待出来ないが、強度増加には有効であると判断しており、道路公団では安定に問題がある場合にはサンドドレーンを適用し、そうでない場合には無処理で盛土をする方針をとっている。プレロードは沈下促進の面からも構造物の移動の低減という面からも有効である。
- 7) 擁壁の側方移動の問題に関して、北海道開発局では現在のところ通常($F_s = 1.2 \sim 1.25$)よりも安全率を大きく($F_s \geq 1.5$)とって、変形を考慮するような設計方針をとっており、必要があればプレロードを行うが、高速道路の場合と違って時間的余裕がない場合が多いので、地盤改良を行うことになる。また、一般に地盤の深さ方向の側方移動に関する情報が少なく、計算手法も確立されていない。特に泥炭地盤や複合地盤の場合にその必要性が大きい。
- 8) 掘削等の場合の工事排水に伴う沈下の時間的推移のデータが不足している。
- 9) 高速道路の土工事に関して、施工業者として情報化施工にたずさわってみ

て、迅速に結果が出、その日のうちにデータの整理が出来、誰にでも理解しやすいような観測体制、観測計器の改良が望ましい。

- 10) 海底下20~30mにある軟弱地盤が原因でケーソンの傾斜が生じている。沈床工で行っており、計測データはあるが解析法上の問題を抱えている。
- 11) 生ゴミ埋立地盤上に建られた住宅に変状をきたす例が増えており、解決策に悩んでいる。
- 12) 泥炭層を置換してボックスカルバートを築造したところ、大きな沈下を生じたので、ボーリング調査をした結果、置換した層の下にまだ軟弱層があったことが分り、工事前の調査が不十分であったことが判明した。また、橋台の裏込め盛土の際、本来ならばプレロードを行うべきところであるが、河川の切替えその他の状況から工事实施が困難であったことから、対策をせず盛土を行ったところ、橋台が動き出した。これは、過去の失敗の教訓を生かすことが出来なかった例である。

2-2 討論

前半の話題提供から要旨は次の4項目に絞られた。

- 1、軟弱地盤に関する調査法、試験法などデータそのものの問題
- 2、得られたデータの設計値への取扱
- 3、軟弱地盤の施工法
- 4、施工結果の評価と計測

以上の内3、4は一緒にし、討論は3項目についてすすめた。

(A) 軟弱地盤に関する調査法、試験法などの問題点

討論内容をまとめると、およそ次の6点である。

- a、工学的分類による土質名
- b、軟弱地盤のサンプリング、ボーリング孔内でのサウンディング
- c、軟弱地盤におけるN値の評価
- d、地下水の季節的変動を知る必要性
- e、軟弱土の室内せん断試験の個数
- f、泥炭の分類

これらについては、次のような意見がだされた。

- *北海道では大部分オールコアボーリングが行なわれているが、不攪乱試料の採取においてサンプルが乱れる可能性があるため、発注者の了解を得て泥水で孔内を清掃している。
- *N値から軟弱層の強さを推定することは不適當であり、軟弱層に対してはその他の方法によるべきである。
- *道内では冬季の凍上の問題もあり、軟弱地盤においての地下水の把握が施工結果に大きな差を生じる。

*一軸圧縮試験を例にとると、道内では仕様書で1本のシンウオールで2点の試験が指定されていることが多いが、ばらつきがあるため4点程度の試験が必要で、これから異常値を除いて設計に用いる。(1本のシンウオールから4点もの試験が出来るかどうかの議論があったが、粘土は4~5点の試験が可能、泥炭は整形出来ないため不可との意見があった。ただし、泥炭の一軸圧縮試験はせん断強さを知るためには不適當である。泥炭のせん断強さは原則として、グッチコーンにより推定する。)

*同じ貫入抵抗 q_0 値を示す泥炭でも繊維質泥炭と腐植質泥炭(ミソ泥炭)では実際の施工では異なり、ミソ泥炭はすべり破壊を生じ易い。この判別法(試験法)としては地質的手法が一法である。

(B) 設計上の取扱い

討論内容は次の3点である。

- a. 設計値の求め方
- b. 複合地盤としての評価
- c. ジオテキスタイルについて

これらについては次のような意見が出された。

*北海道開発局『軟弱地盤対策工指針』では、盛土の場合設計値のとり方によって安全率の最小値を決めている。すなわち、「平均値」「代表値」などによる。「代表値」はばらつきを除いた値の平均で、実際との対比から計算結果が、 $F_s = 1.2$ となるようにする。「道路の方の指針」では比較的低い方の平均値を用い、 $F_s = 1.25$ としている。したがって、設計に用いる値は計算式、安全率によって異なる。ただし、これらに対しては、圧密沈下のような場合はよいと思うが、掘削の場合にはもっとも弱いところですべり破壊を生じるため平均値の採用は不適當との意見も出た。

*複合地盤としての評価については、改良体の一軸圧縮強さが $q_u > 5 \text{ Kg/cm}^2$ であれば、複合地盤として扱うことは不適當で現在CMC、DJMなどについては、あまり大きい強度を期待していない。複合地盤としての設計法が正しいかどうかは不明であるが、現在の設計法での破壊例が少ないことから使用しているのが実情で、目安として改良杭体の強度を $q_u < 5 \text{ Kg/cm}^2$ としたほうがよい。結論的には、盛土地盤、複合地盤、パイルスラブ地盤としての設計法(それぞれの適用範囲)の確立が望まれるとの発言が大勢であった。

*ジオテキスタイルについては、ポリエステルを用いて石炭灰を5m盛土した事例からの話しがあり、施工中のトラフィックビリティ確保のためにもっと大胆に使用すべきである。(発言者は役所では数値計算が必要なため大胆には使用はできないとの意見を付記した。)ヨーロッパではトンネルなどにも使用しているようである。

(C) 施工と結果について

施工および結果については、それぞれの発表をまとめて記述する。

a、札幌～岩見沢間の高速道路施工例について（発注者）

試験盛土においてはサンドドレーンでの地盤改良を行った。しかし、盛土下に帯鋼（鉄板）をいれていたため、これによって安定が保たれたと考え、設計はサンドドレーンと帯鋼の併用であったが、実際の施工はサンドドレーンのみで盛立てができた。盛土高は6～10mであった。ただし、沈下量が非常に多かったことから、泥炭は砂杭に置換されてしまったのではないかと思われる。

越後沼での試験工事ではサンドドレーンとサンドコンパクションパイルを行ったが、ドレーンは水が上らず排水効果はなかった。また、試験では砂と泥炭が混合状態となっていた。コンパクションは少し水が上り、砂杭はドレーンにくらべて繋がっているようであった。この結果から沼の500m区間はサンドコンパクションパイルで施工した。理論的には不明であるが、砂の量の多少が役割の一つを果たしたと思われる。

b、同工事に対する見方（コンサルタント）

盛土施工に先行して行われた側道が抑え盛土の役割を果たし、泥炭の側方に対する塑性流動を阻止したことと、サンドドレーン自体が側方流動を阻止したと考えられ、上下方向の圧密沈下で強度増加をかなり生じた。また、限界盛土高に近い高さで盛立てて半年程度放置した緩速施工がより大きい強度増加をもたらしたと考えられる。

c、サンドドレーンに対する考え方の疑問（施工者）

サンドドレーンを打設した結果、泥炭の強度は大きく増加した。一軸圧縮強さ q_u は 0.05 kg/cm^2 から 2 kg/cm^2 に増加し、破壊ひずみは15%以上から6～7%に変化した。当初設計では泥炭の強度増加率は $m = 0.35$ とし、すべり破壊に対する安全率は $F_s < 1.00$ であったが、施工後で逆算すると $m = 0.6$ 、 $F_s = 1.6$ となった。これより、サンドドレーンは圧密沈下促進に有効と考えられる。

d、高速道路白老工区の施工例について

札幌～岩見沢間の試験盛土から計画して、計算上コンパクションパイルが必要であったが、試験盛土は無処理とサンドドレーンで行った。結果は無処理で充分盛立てができた。発表者は、計算と実際とは合わない事が多く、計算で $F_s \geq 1.25$ とならないからドレーンを入れれば安全とは必ずしもそうならず、はっきりしない場合には試験盛土を行うことが確実と考えていると述べた。また、道路公団ではサンドドレーンについて、多くの実例から

強度増加には効果がある

沈下量と沈下時間は無処理と大差がない

として扱っている。

e、サンドドレーンに対する討議

述べられた意見を以下に羅列する。

*泥炭は2次圧密が大きいいため沈下は理論的な形と異なり、また無処理の場合

の沈下が早いため、サンドドレーンでの沈下促進効果はない。

*泥炭の圧密は二次圧密が大部分であれば、排水距離を短くしても無意味であろう。

*強度増加に対して効果があることについては、複合地盤としてか、圧密による地盤の強度増加であるが、たぶん前者であろう。

*沈下促進効果はあまりないが、強度は時間とともに増加することが確認されている。

*泥炭に対して標準圧密試験の適用が問題であり、荷重のかけ方によって沈下曲線が大きく異なる。ただし、最終的な沈下量は同じと考えられる。

*泥炭地盤の改良においては、かなり遠くまで影響があるため、杭や構造物が近接している場合には注意が必要である。

*盛土が周辺の基礎に与える影響に対しては安全率で処理しているが、計算上安全と判定されても動いている場合もあるし、逆に不安定の場合でも動かない場合もある。したがって、側方流動の解析手法を確立する必要がある。

f. 動態観測について

*札幌～岩見沢間の盛土が安全に完成出来たことは、現場計測工法の活用が大きいと考えられる。軟弱地盤の盛土は3年間で工事であり、1年目でサンドマット1mとその上に盛土2mの計3mを施工(F_sは最小)し、半年放置して十分な強度増加を計った。盛土荷重による地盤の変位は大きかったが、変位の大部分が終了するまで次の盛土を行わなかった。また、弾性変形・塑性変形を観測し、塑性変形が続いている場合は新たな盛土は行わなかった。

g. 泥炭の切土の動態観測結果について

*切土深さは2.8mであり、等方性材料として弾塑性有限要素法で計算すると側方変位20cmの場合の鉛直沈下は8cmであったが、実際には側方変位20cm、沈下50cmを生じた。原因として、破壊に近い状態だからなのか、脱水沈下を生じたからなのか、異方性を考慮しないから合わないのかが考えられたが、不明である。

*これに対し、恐らく河床のふくれあがりと、地下水位の低下を考慮すれば合うのではないかと意見があった。

以上のように懇話会の討議は非常に活発に行われたが、時間の都合上から5時20分に閉会した。このあと行われた懇親会には大部分の人が出席された。懇親会では、懇話会で出された問題や話題に乗らなかった事等について数人ずつでの意見交換があり盛況のうちに散会した。司会者グループは、今回の会の結果から、今後も永続的に懇話会を続けていく決意を新たにした次第である。なお、アンケートの回答を都合で出さなかった会員の方々についても、次回以降の参加を希望されるならば、その旨を担当幹事または支部事務局にお知らせ下さい。

昭和59年12月末に実施したアンケートの内容とその結果を下記に示す。なお、アンケートは北海道支部の個人会員712名に対して実施したもので、回答総数206通で、その内訳は札幌市内136通、札幌市外70通であった。

記

次のアンケートの内容に、該当する番号を丸印で囲んでお答え下さい。

1. あなたの氏名、年齢、住所、勤務先、主な業務内容について御記入下さい。

2. 懇話会に出席していただけますか？

	回 答		
	市内	市外	計
(1) いつでも出席できる	3	0	3
(2) 都合の良い時のみ出席できる	54	33	87
(3) テーマによって出席する	56	20	76
(4) わからない	12	11	23
(5) 出席できない	8	9	17

3. 懇話会での話題はどのようなものが適当と考えますか。例えば、次のなかから5点ほど選ぶとすればどれを選びますか。

	回 答		
	市内	市外	計
(1) サウンディングの問題点とその適用	17	9	26
(2) 土質調査結果の適用と問題点	55	26	81
(3) 乱さない試料を用いた土質試験結果の適用と問題点	22	8	30
(4) 仮設土留工の設計、施工、管理	28	33	61
(5) 土質資料のデータベース化の可能性	33	19	52
(6) 泥炭に関する土質工学的諸問題	56	25	81
(7) 火山灰に関する土質工学的諸問題	46	22	68
(8) 杭の設計、施工	25	15	40
(9) 軟弱地盤の対策工の設計、施工、計測上の問題点	67	35	102
(10) 産業廃棄物の有効利用	34	18	52
(11) S I 単位	7	3	10
(12) 砂地盤の液状化対策	25	9	34
(13) 補強土工法	12	11	23
(14) 土の凍結、凍上	38	26	64
(15) 地下水と地盤沈下	34	21	55
(16) 有限要素法による設計手法	23	14	37
(17) 地中埋設物の設計、施工	37	14	51
(18) 新しい土質試験方法の可能性	28	15	43
(19) 各種せん断試験と設計への適用	30	10	40
(20) その他(御希望の内容について記入して下さい)	5	5	10

4. 懇話会の開催地としてどこが適当と考えますか。

	回 答		
	市内	市外	計
(1) 札幌市内のみでよい	89	37	126
(2) 札幌市以外の全道主要都市	9	12	21
(3) どこでもよい	28	13	41
(4) その他	5	4	9

5. 懇話会の開催回数は1年にどの程度が適当と考えますか。また、その時期はいつ頃がよろしいですか。

開催回数	1回	2回	3回	その他
市内回答者	31	80	13	9
市外 "	21	36	8	2
計	52	116	21	11

開催月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
市内回答者	8	37	17	20	24	11	4	12	24	21	14	4
市外 "	5	34	9	4	5	11	6	8	6	5	4	3
計	13	71	26	24	29	22	10	20	30	26	18	7

資料②

第1回土質工学懇話会出席者

久保 宏 昭.59年度 土質工学会
北海道支部幹事長

(以下五十音順)

氏名	勤務先	氏名	勤務先
五十嵐 和彦	北海道電力(株)技術研究所	福 士 裕一	日本舗道(株)
梅 田 安治	北海道大学農学部	藤 岡 雄二	(株)応用地質調査事務所
遠 藤 茂	不動建設(株)	藤 波 岳臣	大成建設(株)
大 島 紀房	構研エンジニアリング(株)	別 所 三千夫	小野田ケミコ(株)
長 内 職治	北海道開発局港湾部	松 下 啓郎	北海道電力(株)土木部
近 藤 務	北海道土質試験協同組合	宮 下 隆雄	日本道路公団札幌建設局
斉 藤 和夫	基礎地盤コンサルタンツ(株)	森 康夫	北海道開発局土木試験所
境 吉秀	清水建設(株)土木部	由 良 桂一	北海道開発コンサルタント(株)
佐 藤 隆	北海道開発コンサルタント(株)	吉 田 博幸	(有)北海道ソイルリサーチ
佐 藤 史夫	サンコーコンサルタント(株)		
下 田 昭典	北海道農地開発部	池 田 晃一	北海道土質コンサルタント(株)
相 馬 尭之	北海道大学農学部	真 田 英夫	北海道開発局室蘭開発建設部
土 岐 祥介	北海道大学工学部	獅子原 悟	鹿島建設(株)土木部
中 嶋 将博	日本道路公団札幌建設局	武 市 靖	北海学園大学工学部
熊 登 繁幸	北海道開発局土木試験所	藤 田 秀悦	北海道電力(株)土木部
		三田地 利之	北海道大学工学部

昭和59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	土岐祥介	北海道大学工学部教授
委員	笠松義弘	道立寒地建築研究所長
〃	黒田充	北海道電力(株)土木部長
〃	佐々木敏雄	北海道開発コンサルタント(株)社長
〃	高瀬徹	日本国有鉄道北海道総局札幌工事事務所長
〃	渡辺健	北海道開発局土木試験所長

選考経過

昭和60年2月27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2編を授賞論文として選考した。

論文名	道内火山灰土の土工上の分類について
著者	能登繁幸, 川西 是, 奥田 稔, 原田厚子
受賞者	奥田 稔, 原田厚子

選考理由

北海道はその面積の約半分が火山灰で覆われている。このため、建設工事を行う場合、火山灰に遭遇することが多く火山灰の土質工学的性質に関する研究の進展が期待されて来た。特に土工を行う場合には、火山灰が風化しているか否かは、作業効率やトラフィカビリティ、あるいは土量変化率などに直接響くため、火山灰の風化・未風化の判定法の確立が求められていた。しかし、この種の実務上の問題に着目した研究は従来あまりみられなかった。

本論文は、全道各地から収集した44種類の火山灰の室内土質試験結果を検討し、コーン支持力、自然含水比、塑性限界、強熱減量、最適含水比の5項目により火山灰の風化、未風化を判定する方法を提案している。

まず著者らは、「風化・未風化」を一般的な風化・未風化とは区別して盛土材料としての良否、すなわち11トン乾地ブルドーザーのトラフィカビリティを確保できるコーン支持力($q_c \geq 5 \text{ kgf/cm}^2$)をもつものを未風化火山灰、 $q_c < 5 \text{ kgf/cm}^2$ のものを風化火山灰と定義するとした上で、コーン支持力と突固めによるオーバークンパクションの発生の有無から、風化・未風化を判定することとしている。

また、自然含水比については、日本統一土質分類でSVおよびGVに分類される試料は、自然含水比が80%以上のものは風化火山灰に分類できるが、それ以下のものはVHも含めて必ずしも含水比では区分できないとしている。

コンシステンシー限界および最適含水比については、著者らが一般土砂の盛土材料としての良否を判定するためにすでに提案した (1) $w_n \geq 1.4 w_{opt}$, (2) $w_n \geq 1.5 w_p$, (3) $I_L \geq 0.75$ の3つの判定基準について検討し、(1) と (2) は火山灰の風化未風化の判定にも適用できるが、(3) の適用は難しいとしている。

強熱減量については、SV・GV は自然含水比が 60% 以上で強熱減量が 9% 以上であれば風化、強熱減量が 4% 以下であれば未風化と判定できるが、VH にはこのような傾向がみられなかったとしている。

また、土粒子の比重による判定を検討したが、比重 2.5 以下のものは未風化であるものが多いものの、比重による風化、未風化の区別はできないとして今回の判定法には入れていない。

以上のように、本論文は、火山灰の風化・未風化の判定という実務上の大きな問題に取り組み多大なる成果をあげており、土質工学に寄与する所は大きい。

よって、著者らは、土質工学会北海道支部賞を授与される資格あるものと認める。

論文名 グラベルパイル工法による液状化防止効果に関する現場実験について

著者 宮前繁也, 松下啓郎, 高野 準

受賞者 松下啓郎, 高野 準

選考理由

グラベルパイル工法は、低振動・低騒音の液状化防止対策工法で、市街地や既設構造物に近接する場合でも施工可能な工法として、近年注目を浴びている。この工法の原理は、砂地盤に砂より数百倍から数千倍大きな透水性を有する礫柱を設置し、地震時に地盤内に発生する過剰間隙水圧をこの礫柱より消散させ液状化を防止するものである。しかし、比較的新らしい工法であるため施工実績が少なく、従来行われてきた設計にも種々問題点が指摘されており、信頼できる設計手法確立のための研究が待ち望まれていた。

著者らは、既往の実験の問題点を解決するため、地盤に鋼管を打設し1本のグラベルパイルが分担する集水範囲を明確にすると共に、鋼管を直接バイブロハンマーで振動させ管内地盤に一樣な振動を与えるなどの工夫を加え、また、加振力を調節することにより極力実地震時の挙動を再現した実験を行っている。

その結果、グラベルパイルは埋立地盤のような複雑な土質性状を有する地盤においても有効に機能することが確認され、また、グラベルパイル内の水圧が周囲の地盤内とはほぼ同程度まで上昇することを確認し、グラベルパイルのウエルレジスタンス(排水抵抗)を設計に考慮する必要があることを実証した。

さらに、不規則な加速度波形に対して累積損傷の考え方を導入し、振動エネルギーを基準化して整理することにより、実験時における間隙水圧比を求め、この解析結果と理論的な

提案式による過剰間隙水圧比の比較を行い、提案式の有効性を実証した。これにより地盤の体積圧縮係数、透水係数、および設計入力地震を設定することにより簡易な方法でグラベルパイルの設計が可能であることを示した。

昭和58年に発生した日本海中部地震においても砂地盤の液状化を原因とする被害が起きており、対策工法の早期確立が望まれている。

本論文は、一連の現場実験によりグラベルパイル工法についての理論式の有効性を確認することによって設計法の確立に寄与するもので、土質工学の発展に貢献するところ大である。

よって、著者らは土質工学会北海道支部賞を授与される資格あるものと認める。

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）

き	極東建設株式会社	1
く	株式会社熊谷組	5
た	株式会社田中組	1
と	道路工業株式会社	4
	飛島建設株式会社	4
な	株式会社中山組	1
に	日本道路株式会社	2
は	株式会社間組	2
ま	前田建設工業株式会社	6
み	三井建設株式会社	2

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	3
ち	千葉ボーリング工業株式会社	3
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	5

道路舗装・一般土木・測量設計施工

極東建設株式会社

代表取締役 保田勝夫

本社 073 滝川市花月町3丁目6番19号 電話 0125-23-1171~3
札幌支店 063 札幌市西区手稲宮の沢514の16 電話 011-664-1791~2
北光プラント 073-01 砂川市北光198番地 電話 01255-3-3217~9

優れた技術・誠意で築く

特定建設業



株式
会社

田中組

代表取締役社長 倉橋力雄

本社 札幌市中央区北6条西17丁目 TEL代表 611-3331
支店 旭川・東京・函館・釧路・帯広・苫小牧



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 清水 弘
代表取締役副社長 卷下 乙四郎
取締役支店長 川上 忠男

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・横浜・大阪・名古屋・仙台・九州・北陸・四国・広島

あこがれを築く

株式会社 間組 札幌支店

代表取締役社長 本田 茂
取締役札幌支店長 成田 豊信

支店 札幌市中央区大通り西18丁目2番地8 ☎011-643-2031(代表)
本社 東京都港区北青山 2-5-8 ☎03-405-1111(代表)

二十一世紀へのかけ橋



三井建設株式会社

札幌支店

支店長 古橋 聡一

札幌市中央区北 2条西 4丁目 2 (札幌三井ビル別館)

奉仕の精神に徹し皆様のご用命にお応えする

土質・骨材・地質調査総合業務



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・試験の指導

会 長 中 村 作太郎

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 4 9 7

電話 (011) 791-1651 番

地質・土質総合コンサルタント



地質調査 物理探査
土質試験 地すべり対策
骨材試験 さく井工事
施工管理試験 温泉地下水調査
 水道施設工事

建設コンサルタント
千葉ボーリング工業株式会社

取締役社長 千 葉 留 男

本 社 旭 川 市 4 条 西 2 丁 目 T E L 22-7341(代)

土質試験所 旭 川 市 4 条 西 2 丁 目

札幌支社 札幌市中央区北5条西5丁目2番12 T E L 222-4909

住友生命札幌ビル7F

北海道の開発に生きる



道路工業株式会社

代表取締役社長 中田良孝

本社 064 札幌市中央区南8条西15丁目 電話代表 011(561)2251番
技術試験所 061-21 札幌市南区川沿17条2丁目1876 電話代表 " (571)8508番
機械工作所 " " " 電話代表 " (571)8340番

関連企業

道興建設株式会社

取締役社長 中田良孝



技術。歴史への約束。

飛島建設株式会社

代表取締役社長 飛島幸

取締役支店長 小林裕幸

本社 東京都千代田区三番町2番地
TEL(代)03(263)3151

札幌支店 札幌市中央区北1条西19丁目1番地
TEL(代)011(642)3111



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 電話(011)841-1466

未来をみつめて前進する……

総合建設の熊谷組



熊谷組

KUMAGAI GUMI CO., LTD.

取締役社長 熊谷 太一郎
取締役
札幌支店長 小池 孝之

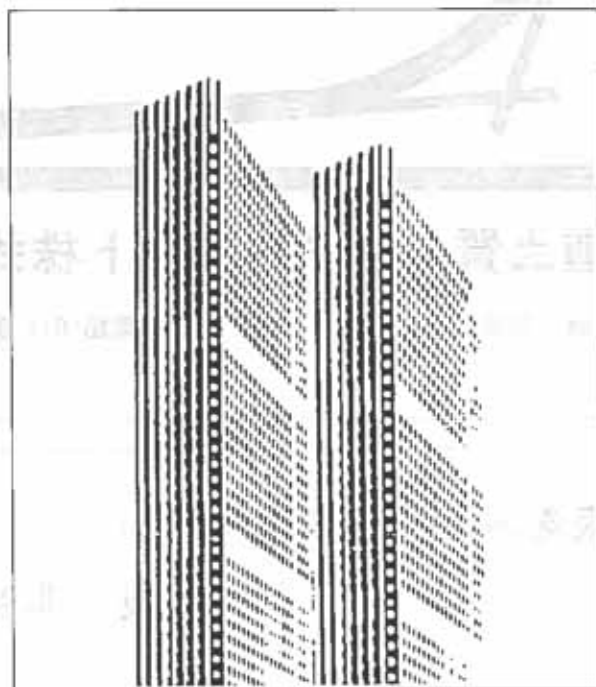
本 社 東京都新宿区津久戸町17番1

電話 03(260)2111大代表

札幌支店 札幌市中央区北2条西13丁目1

電話011(261)7271 代表

Think for nature. Think for human.



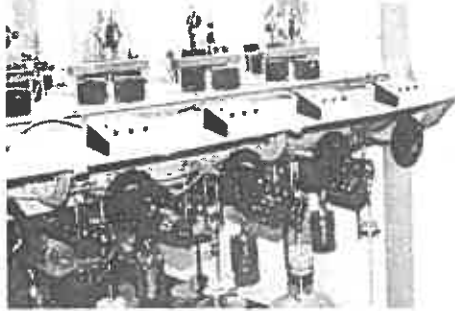
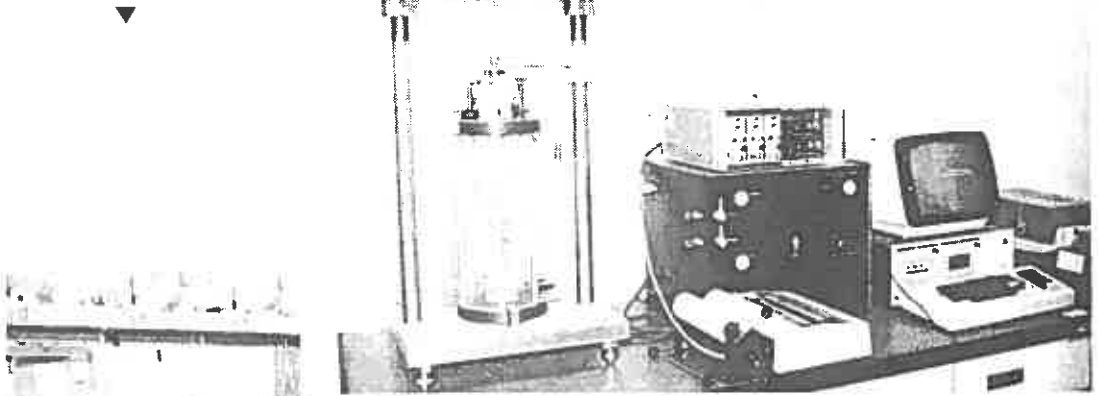
前田建設工業は
自然と人間の調和を
技術で創造します。



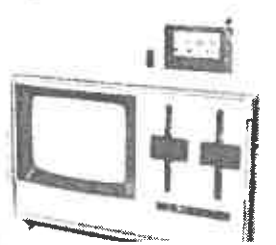
前田建設工業株式会社

本店／東京都千代田区富士見二丁目
札幌支店／札幌市中央区南11条西

圧縮試験機
データー自動集録装置



土質試験データー自動集録装置



振動三軸圧縮試験機
USA
SOIL ENGINEERING
EQUIPMENT CO. 製

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
(北4条ビル)

◎建設会館分室：札幌市中央区北4条西3丁目 ☎ (011)221-0771
(建設会館)

◎ホワイトビル分室：札幌市中央区北4条西7丁目 ☎ (011)271-5431
(ホワイトビル)

◎東京営業所：東京都港区西新橋2丁目35番5号 ☎ (03) 431-6581
(荒川ビル)

◎仙台営業所：仙台市国分町1丁目6番18号 ☎ (0222)25-2860
(東北王子不動産ビル)

◎ 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