

技 術 報 告 集

第 24 号

昭和 59 年 2 月

社団
法人 土質工学会北海道支部

目 次

①	9:10~ 島松架道橋の施工について —ディープウェルによる被圧水処理—	国鉄札幌工務局	山田和夫・○山内俊幸…	1
②	9:23~ 白鳥大橋架橋予定地点の地盤特性(2)	開発局室蘭開建	大橋 猛・千葉正明… ○池田憲二	9
③	9:36~ 高見ダムの挙動について	北海道電力	黒田 充・織田紀雄… 高橋耕平・○小林 仁	15
④	9:49~ 土の締め固め曲線の見方の工夫	道 都 短 大	今井芳雄…	25
⑤	10:02~ 崩壊性地入り地山のトンネル工法について	開 発 局 開発局札幌開建 北海道開発コンサル	○新山 淳… 坂田勝彦 長尾俊雄	33
⑥	10:25~ 自然堆積砂の弾塑性応力—ひずみ関係	北 大 工 学 部 北 大 大 学 院	土岐祥介・三浦清一… 谷澤房郎 ○三浦均也	45
⑦	10:38~ 自然堆積砂の非排水繰返し三軸せん断強度の 異方性	北 大 工 学 部 北 大 大 学 院	○谷澤房郎・土岐祥介… 三浦清一 斎藤義浩	55
⑧	10:51~ 三主応力下における異方性砂の非排水せん断 特性のモデル化	北 大 工 学 部	三浦清一・土岐祥介… ○江播敦司	65
⑨	11:04~ 中空ねじりせん断試験機の試作と2,3の実験 結果	北 大 大 学 院 北 大 工 学 部 北 大 大 学 院	三浦均也 土岐祥介・三浦清一… ○今日出人	75
⑩	11:17~ 石炭灰の土質工学的特性と有効利用	北海道電力 北海道開発コンサル	五十嵐和彦 河合裕志・由良桂一… ○武田 覚	83
⑪	12:40~ 軟弱地盤における側方流動と杭基礎	開発局土木試験所	○森 康夫・木村誠一… 石川博明	89
⑫	12:53~ 盛土下のくいの応力集中と効果	基礎地盤コンサル	○高木正樹・佐田頼光…	93
⑬	13:06~ ポールコンストラクション(掘立構造)の水平 抵抗に関する実験	道立寒地建築研究所	○阿部道彦・藤村成夫…	101
⑭	13:19~ 札幌高架場所打ち杭の載荷試験について	国鉄札幌工務局	木村繁男・○成田吉松…	107
⑮	13:32~ 孔内水平載荷試験結果の2,3の特徴	北海道土質コンサル	○二ツ川健二・小山伸晃…	117
⑯	14:00~ 粘土の衝撃圧縮試験 —供試体に変形抵抗を与えた場合—	室 蘭 工 大	朝日秀定…	127

⑰	14:13~	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	函館高専	○佐野信房・岩渕祐一	131
⑱	14:26~	伸張状態における K_0 過圧密粘土の強度特性	北大工学部	北郷 繁・三田地利之 ○小野 丘	141
⑲	14:39~	過圧密領域における粘土の強度特性(第2報)	北大工学部	北郷 繁・三田地利之 ○藤原幸彦	147
⑳	14:52~	飽和粘性土の変形特性におよぼす異方圧密履歴の影響	北大工学部 北大大学院	北郷 繁・三田地利之 ○芳岡良一	155
㉑	15:15~	泥炭の長期圧密試験について(第2報)	開発局土木試験所	荻野治雄・能登繁幸 島谷 登・○後藤 彰	163
㉒	15:28~	火山灰土の凍上性	北大農学部	○相馬尅之・前田 隆	169
㉓	15:41~	盛土材料としての機械掘削による泥岩ずりの 特性について	鉄道建設会社 札幌支社	工藤 明・宮林秀次 ○小島宗隆・北川博道	177
㉔	15:54~	荷重による地盤の側方変位について	基礎地盤コンサル	○横川 巖・照井日出夫 佐田頼光	187
㉕	16:07~	網走地方における畑地斜面の浸食と気象の影響について	網走支庁東部耕地 基礎地盤コンサル	後藤 元 ○小西 彰・佐田頼光	195

① 島松架道橋の施工について

— ディープウェルによる被圧水処理 —

国鉄札幌工務局

山田 和夫

○ 山内 俊幸

1. まえがき

島松架道橋は、島松南地区土地区画整理事業の一環として恵庭市からの受託により、道々江別恵庭線の国鉄千歳線々路下横断工事として施工された。当現場は地下水水位が高く、更に地表面下15~18m付近には顕著な被圧滞水層が認められるため、地下水の処理上様々な問題を抱えるに至った。本報告ではこの工事のうち特に被圧地下水処理のため行ったディープウェルの設計と施工及びその効果について述べることにする。

2. 工事の概要

この工事は、営業線の下に鉄筋コンクリートのメスパンラーメンボックスを築造するもので、平面的に鉄道と道路との交差角が 62° ときつく。道路はカーブ区間となっているため、コンクリートを場所打ちできる様に、機械化メッセル工法により施工する運びとなった。そのため、線路を挟む両側にメッセル機の発進及び到達のための立坑を設けることとなったが、その下4~5mの位置にはグラウンド上2m程度の水頭を持つ被圧滞水層があることから、この立坑の掘削底面が破壊される恐れがある。従ってその安定が保たれる程度まで、ディープウェルにより被圧水頭を低下させる方法をとった。

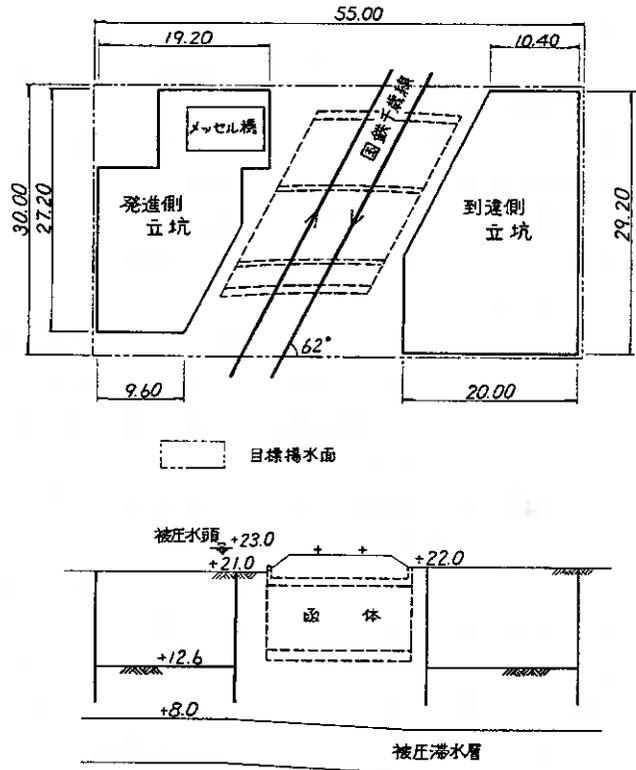


図-1 平面及び断面略図

3. 地形及び地質の概要

当地域は、札幌~苫小牧低地帯の西側に広がる平坦な火山灰台地の東縁部に位置しており、その地質は上記火山灰台地を形成している支筋軽石流堆積物と、柏木川沿いの低地部の地表に堆積している沖積層からなっている。支筋軽石流堆積物は、

約3万年前の支笏カルデラ（現在の支笏湖）形成時に噴出したものであり、その上部はいわゆるシラス状の軽石まじり火山灰質砂質土からなり、下部へ向ってしだいに硬くなり、深度15~18m以深で溶結凝灰岩となっている。この溶結凝灰岩上部の弱溶結部付近は亀裂が著しく、被圧地下水の滞水層となっている。

表-1 地層区分

地質時代	地層名	層区分	主な土質	色調	N値	層厚(m)	その他	
新第四紀	完新世	表土	ts (表土、盛土)	淡褐灰~黒	0	0.5~2.5	有腐質土、火山灰、砂質シルトなど。	
		沖積層	AC	火山灰質シルト~砂質シルト	灰灰~淡黄褐	2~3	1.0~1.5	粒径均一、下部ほど粒径粗くなりシルト質細砂状。
	ASF		火山灰質シルト質砂(SV,S-V)	褐灰	7~14	0.7~0.9	AC層より漸移する。火山灰の二次堆積物。	
	AG		レキまじり砂、砂レキ(G-M)	茶褐~褐灰~黒褐	6~23	1.0~2.1	径35%以下の円~垂円レキと粗砂が主。一部火山灰質で二次堆積物状。軽石の円レキ混入。	
	更新世	支笏軽石流堆積物	DSV	火山灰(軽石まじりシルト質砂)(SV,S-V)	淡黄褐灰~褐灰~暗灰	11~ ⁵⁰ / ₁₆ (下部は30以上)	8~12	粒径は不均一で、シルト質砂状上部5m程度はN≤30、それ以下はしだいに硬くなり、WT ₁ に漸移する。
			WT ₁	固結火山灰 / 弱溶結凝灰岩	褐灰~暗灰	50以上	1.5~3.0	DSV層の固結したもの。ダイヤモンドコアチューブで岩片~短柱状にて採取、メタル・シングルコアチューブでは砂レキ状に採取。多量の被圧水を帯水することが多い。
			WT ₂	溶結凝灰岩	暗灰	-	10以上	WT ₁ 層より漸移する。WT ₁ 層より硬く、メタル・シングルコアチューブでも柱状に採取、上部はキレツ発達し、一部被圧地下水を帯水。

4. 被圧地下水の対策

仮設立坑掘削時の問題点として、被圧地下水の揚圧力による底盤の破壊が上げられる。掘削底面が浸透水によって破壊されるのを防ぐために必要な最小掘削残し厚さTは被圧水による上向き圧力 $\gamma_w \cdot h$ と、下向きに作用する土圧 $\gamma_s \cdot T$ との平衡条件から求められる。すなわち揚圧力係数 $\alpha = 1$ にとると、

$$\gamma_w \cdot h = \gamma_s \cdot T \quad \text{----- (1)}$$

となる。これによると安全率を無視しても被圧滞水層上限より10m程度以上の土かぶりが必要となる。そこで掘削を可能とするための対策を考えると、

- (1) 立坑とメッセル機掘削部の周囲に被圧滞水層まで到達する完全な止水壁を作り、被圧水の圧力を抜く方法。
- (2) 底盤破壊の危険を回避し得る程度まで、常時揚水により被圧水の圧力水頭を低下させる方法。

が上げられる。(1)については薬液注入工法が考えられるが、被圧水の圧力が高く、しかも流速がかなり大きいため完全に遮水することは不可能と思われ、他に有効な手段はない。(2)についてはディープウエル工法が考えられ、地盤沈下、周辺の井戸への影響等が懸念されるころではあるが、地盤沈下については計算上僅かであるし、井戸への影響にしても、被圧水のみ揚水し、その上部の地下水は極力呼び込まない構造にする等の簡単な配慮をすることによって実施可能と判断し、ディープウエル工法を採用するに至った。

5. ディープウエルの計画

1) 揚水計画フローチャートを図-4に示す。

2) 設計条件の設定

2. 目標揚水面積

図-1に示す様に

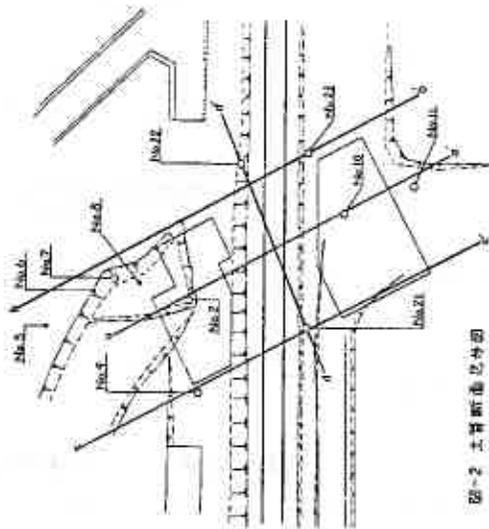
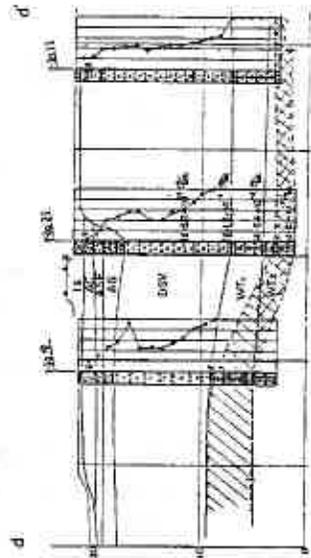
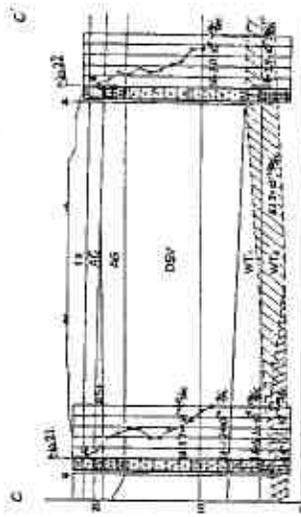
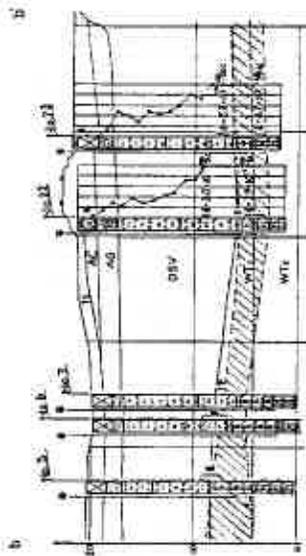


図-2 土質断面の中心

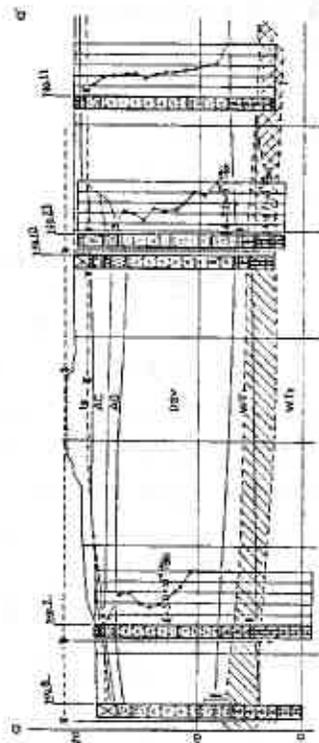


図-3 土質断面図

$$A = 30.0 \text{ m} \times 55.0 \text{ m} = 1,650 \text{ m}^2$$

b. 土質断面のモデル化

地質調査に基づき図-5の様にする。

3) 目標水位低下量の決定

(1)式より

$$H \leq \frac{\delta_s \cdot T}{\alpha \cdot \delta_w} + 8.0$$

$$\therefore H \leq 15.4 \text{ m}$$

目標水位低下量 S は

$$S = 23.0 - 15.4 = 7.6 \text{ m} \quad \text{従って } 8 \text{ m} \text{ とする。}$$

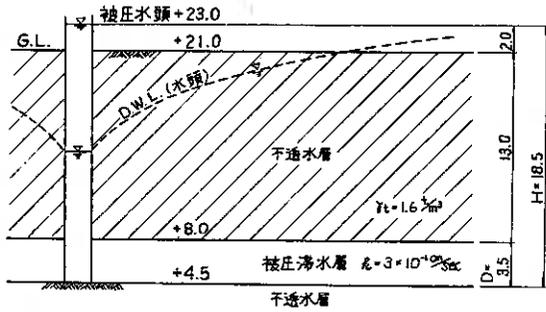


図-5 水理模式図

4) 仮想井戸による必要揚水量 Q の計算

仮想井戸半径 r は、面積置換により

$$r = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{1650}{3.14}} = 22.9 \text{ m}$$

影響半径 R は Sichardt によると、

$$R = 3000 \cdot S \cdot \sqrt{k} \quad \text{----- (2)}$$

$$= 3000 \times 8.0 \times \sqrt{3.0 \times 10^{-3}} = 1,315 \text{ m}$$

必要揚水量 Q は

$$Q = \frac{2 \cdot \pi \cdot D \cdot k \cdot S}{2.30 \times \log_{10}(R/r)} \quad \text{----- (3)}$$

$$= \frac{2 \times 3.14 \times 3.5 \times 1.8 \times 10^{-3} \times 8.0}{2.30 \times \log_{10}(1315/22.9)} = 7.83 \text{ m}^3/\text{min}$$

5) 揚水井戸本数 n 及び配置

井戸1本当り定常揚水量 $q = 2.0 \text{ m}^3/\text{min}$ とすると

$$n = Q/q = 7.83/2.0 = 3.92 \text{ 本}$$

従って4本とする。なお井戸の配置については、土質断面図より、到達側立坑の左下部分では湧水が少量であり、土被りも大きいことを勧告し、図-6に示す通りとした。但し、No.5は予備(緊急時運転)とする。

6) 各井戸の水位低下量

No.1~No.4井戸の水位低下量 S_x は

$$S_x = H - h = \frac{2.30}{2 \cdot \pi \cdot k \cdot D} \cdot \sum_{i=1}^n Q_i \cdot \log_{10} \frac{R_i}{r_i} \quad \text{----- (4)}$$

により求めると各々 No.1=9.5m, No.2=9.9m, No.3=10.1m, No.4=9.4m となる。

7) 井戸1本当りの揚水量 q'

井戸内水位低下量が最小のNo.4井戸を独立井戸とした時の揚水量 q' は各井戸の井戸半径 $r_0 = 0.35 \text{ m}$ とすると

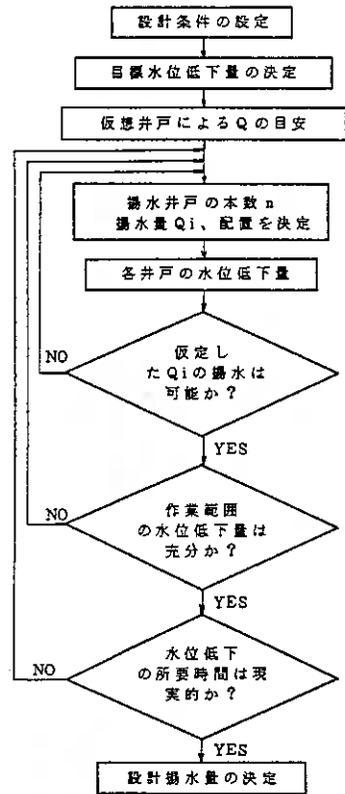


図-4 揚水計画フローチャート

$$q' = \frac{2 \cdot \pi \cdot D \cdot k \cdot S}{2.3 \times \log_{10}(R/r_0)} = \frac{2 \times 3.14 \times 3.5 \times 1.8 \times 10^{-1} \times 9.4}{2.3 \times \log_{10}(1545/0.35)} = 4.4 \text{ m}^3/\text{min}$$

となるが、実際はスクリン損失、相互間井戸の干渉により減少するので、計画揚水量はこの約45%となり十分である。

8) 作業範囲の水位低下量

作業範囲の水位低下の状況をチェックするためにNo.1～No.4井戸が稼働した時の目標集水面の任意点における水位低下量を(4)式により求め、等水位低下線を描くと、右図の様になる。ここで目標水位低下量8.0mに満たない部分がでてくるが、前述の通り被圧滞水層までの土かぶりが大きく湧水が少ない箇所であるので、初期の目的は十分達せられる。

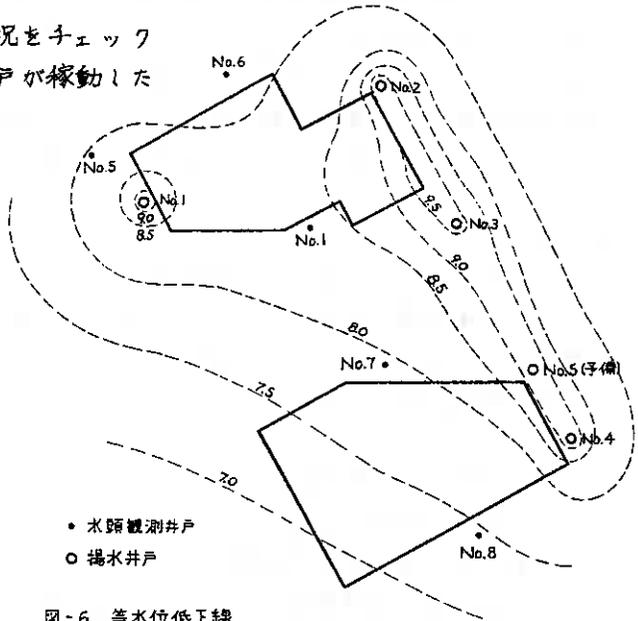


図-6 等水位低下線

9) 水位低下の所要時間

No.2とNo.4の最大井戸間でタイスの非平衡式により検討する。

$$S_w = H - h_w = \frac{Q \times 2.3 \times \log_{10}(R/r_0)}{2 \cdot \pi \cdot k \cdot D} = 4.3 \text{ m} \quad \therefore h_w = 19.5 - 4.3 = 15.2 \text{ m}$$

$$h_x = \frac{Q \times 2.3 \times \log_{10}(r/r_0)}{2 \cdot \pi \cdot k \cdot D} - h_w = 17.7 \text{ m} \quad S_x = H - h_x = 1.8 \text{ m}$$

次に井戸関数 $W(u)$ は

$$S_x = \frac{Q}{4 \cdot \pi \cdot k \cdot D} \times W(u) \quad \text{より} \quad W(u) = \frac{4 \cdot \pi \cdot k \cdot D}{Q} \times S_x = 7.12$$

$W(u) - u$ 曲線より $u = 4.5 \times 10^{-4}$

貯留係数 S は揚水試験から 1×10^{-2}

$$u = \frac{r^2 \cdot S}{4 \cdot k \cdot D \cdot t} \quad \therefore t = \frac{r^2 \cdot S}{4 \cdot k \cdot D \cdot u} = 18.2 \text{ (day)}$$

となり、工期的に満足するので現実的である。

10) 設計揚水量

以上の計算により、各井戸 $2 \text{ m}^3/\text{min}$ の定常揚水を計画した。

6. ディープウェルの施工

1) ディープウェルの構造

図-7に示す様に被圧滞水層部分には、透水係数 $3.5 \times 10^{-4} \text{cm}^2/\text{sec}$ 程度の非常にポーラスな構造を持ったコンクリート管を用い、その上部には、極力水を呼び込まない様に鉄筋コンクリート管を用いることにした。集水壁部分のフィルター材には、5～25mmの豆砂利を用いており、一般的には透水係数 $3 \text{cm}^2/\text{sec}$ 以上が期待できるものである。これらの被圧滞水層よりも透水係数の高いスクリーン及びフィルターを用いることにより井戸ロスを低く抑えた。

2) 施工方法

オールケーシング工法により掘削後、ストレーナーとして透水管、鉄筋コンクリート管をそれぞれ建て込み、続いてフィルター材を投入し、ケーシングを揺動しながら引き抜いた。

7. ディープウェルの管理

1) 井戸水位の監視、記録

井戸水位は、水中ポンプの能力が湧水量を上まわっているため、常時稼働させることにより常に水中ポンプ以下に保たれている。

2) 水温、水質の測定、記録

水質については河川に放水する関係上、当初検査を行った。水温は、扱み上げた地下水を利用する訳ではないので特に工事に対する関連は薄い。毎日測定記録した。

3) 揚水量の測定、記録

各揚水井戸より扱み上げられた地下水は、沈砂用のタンクに集められ、そのタンクに設けた四角ノッチのせきにより流量を測定し、毎日記録した。

4) 観測井戸による周辺の被圧水頭の監視

周辺の水頭低下の状況を確認するため、観測井戸を設け毎日測定、記録を行った。

8. ディープウェルの効果

設計揚水量と実際の揚水量を比較するため表-2を示したが、No.1～No.4井戸稼働時では計画の約33%しか揚水されなかった。その後緊急時用のNo.5井戸を加え、5本全てを常時稼働させることにしたが、水頭低下の効果は計画段階の期待を下回ることになった。更に経時変化を得るため、毎日の揚水量(揚水井戸5本の総量)

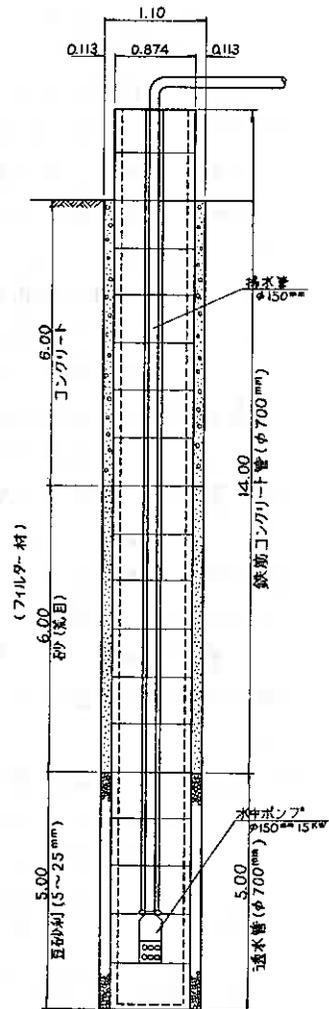


図-7 ディープウェルの構造

と各観測井戸の水位低下量を月毎に平均したものを図-8に示す。これによると水位低下量は、時間の経過と共に微増の傾向が見うけられるものの全体として計画の約50~

表-2 揚水量

揚水井戸 No	設計揚水量	実測揚水量	
		9/9(4本)	9/10(5本)
1	2.0 m ³ /min	0.8 m ³ /min	0.8 m ³ /min
2	2.0	0.4	0.3
3	2.0	0.6	0.6
4	2.0	0.6	0.7
5	2.0		0.8

70%しか達成されておらず、揚水量に関しては約30%程度に落ちつくに到った。

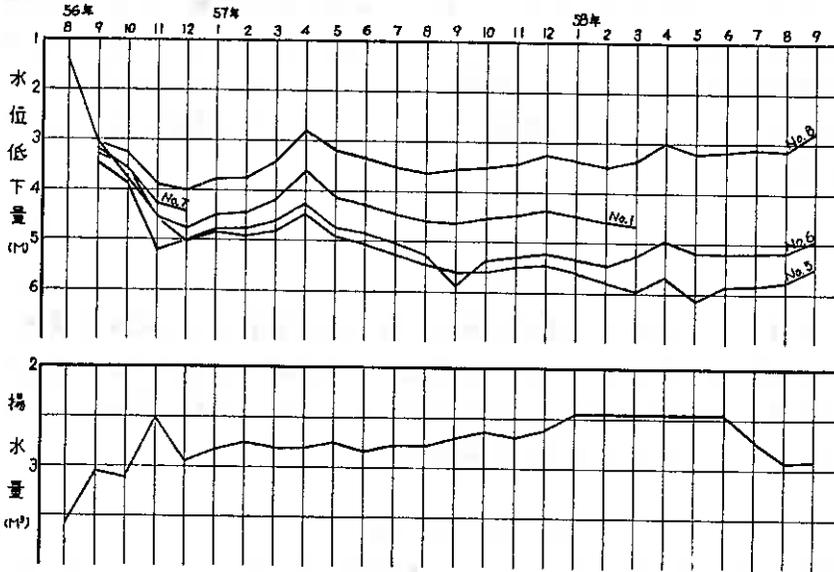


図-8 月平均水位低下量及び揚水量

9. まとめ

ここでは、井戸の公式としてタイスの非平衡式を用いたが、理論的水位低下量は $S = \frac{Q}{4\pi T} W(u)$ 、平衡状態が成立するものとすれば $S = \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{R}{r}$ となり実在する井戸の全水位降下 S_w は井戸及びそのかいわいにおける損失水頭を加えたものとなるから $S_w = \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{R}{r_w} + CQ^2$ と書くことができ $\frac{\ln(R/r_w)}{2\pi T}$ を B とおけば $S_w = BQ + CQ^2$ という関係式を得ることが言われており、 B と C はそれぞれ滞水層ロス、井戸ロスである。これは即ち、理論的に求めた被圧水頭の低下を得るために、実際には井戸内の水位を計算よりも低い位置に保たなければならないことを示している。このときの B と C は、現場で実施される揚水井戸と同一の構造且つ状況の下で行なわれる揚水試験によってのみ得られるもので、工期的に余裕のなかった当現場では、このロスを水中ポンプの大型化と、計画の水位低下位置よりもかなり低いところにポンプを設置することによって対処する考えを持っていた

が、実際には井戸自体に流入する滞水層からの水量が少く、ポンプは運転と空転とを繰り返すことになった。これにより井戸内の水位低下は、17~18mに維持されることになったにもかかわらず、周囲では観測井戸の状況からもわかる様に計算通りには低下していない。これについては、揚水式の前提として、滞水層は等質等方柱で無限に続いており、滞水層の全厚から均等に水の供給を受け、しかも透水量係数は時間、距離に無関係に一定であることなどを条件としているために実際と合わない場合の方が多いということであって、当現場は特に被圧水が弱溶結凝灰岩の亀裂の発達した部分に賦存しているために、砂層、礫層に比べると著しくそれらの条件が成立しないことは言うまでもなく、更には事前の揚水試験に係る仮を使用した地下水流動試験の結果、及びデープウェルの実績そのものより、層中の亀裂が一定方向に比較的大きな水みちとして発達しており、その交わる方向では小さな亀裂として存在していることが容易に推定でき、それらが大きな要因となっているものと考えられる。

10. あとがき

デープウェル工法の計画には統一されたものがなく、それぞれの状況に応じて適宜合う方法がとられるのが現実である。当工事の場合はある程度の簡単なデータに基づいて設計及び施工をし、その効果のみを随時追加を予定する方法をとったが、工期の面もあり、不都合の生じた時点に対処するとして掘削に踏みきり、工事は順調に終了したことを申し添えておき報告を終る。

参 考 文 献

- 1) 土質工学会編：掘削のポイント、土質基礎工学ライブラリー3 (1966)
- 2) 石原藤次郎、本間仁編：応用水理学(上)、丸善 (1957)
- 3) 山本荘毅著：揚水試験と井戸管理、昭晃堂 (1962)

② 白鳥大橋架橋予定地点の地盤特性(2)

室蘭開発建設部 大橋 猛
千葉 正明
○ 池田 憲二

まえがき

室蘭港を跨ぐ一般国道37号白鳥大橋の計画は、昭和58年11月の白鳥大橋技術調査委員会(委員長;能町純雄北大教授)上下部工合同分科会において、次第に基本事項が定まってきた。北海道開発局室蘭開発建設部が実施した種々の調査・検討の結果、本橋は、中央径間長720mの3径間2ヒンジ吊橋(箱桁)として、調査・設計を進めることが確認された。

前報では、本橋架橋予定地点の地質構成や地盤特性などの他に、下部工設計の全般に渡る概略紹介を行なった。58年度は、更に陸上は本、海上は本のボーリング調査を行なったが、特に今年度は、耐震設計に関する基本事項が整備されてきたので、本報では主にこれについて紹介する。

I 白鳥大橋耐震設計の概要

本橋の主塔基礎は、基礎底面がT.P.-70mにも達する深いものとなる。このような深い基礎の耐震設計が問題となるのは次の2点である。

- 1) 入力地震動の大きさ
- 2) 解析モデル

本橋では、設計の第一段階としての基本構造寸法の決定に際し、動的解析法である平均応答スペクトル法(基盤入力)も採用する。本報では、この際の入力地震動の大きさと応答スペクトル曲線作成の概要を述べる。

II 設計入力加速度

II-1 設計加速度決定のフロー

図-1に設計基盤加速度決定までのフローチャートを示す。ここで特長的なことは、1.現地データ、すなわち室蘭港湾建設事務所に設置されているSMAC-B2型強震計(以下、室蘭-Sという)のデータ(運輸省港湾技研より公表されている)を活用している、2.マグニチュードと震源距離から室蘭での基盤入射加速度予測公式(以下、室蘭公式という)を作成し、理科年表の過去の地震データから順序統計解析を行なっている、の2点である。

II-2 室蘭公式

表-1、図-2に、それぞれ室蘭公式作成に用いた地震の諸元と震央マップを示す。これらの地震について、室蘭-S地点で地盤応答解析を実施し、基盤入射加速度を求める。一方、このような応答解析によらず、マグニチュード(M)と震源距

離 (R) から地震動を推定する式が各種提案されており、表-2にその代表的なものを示した。表-1の地震について、この推定式による地震動と、実測と応答解析によるものとの相関を両対数紙上で直線回帰したところ、金井の速度振中予測公式が最もよい相関を示した。この時の相関係数は0.91、回帰式、すなわち、速度振中 U_0 と基盤入射加速度 A との相関式は、 $A = 31.3 U_0^{1.22}$ であった。この相関式と金井式を連立させて解くと、マグニチュードと震源距離から室蘭での基盤入射加速度予測公式が得られた。

$$\text{室蘭公式: } \log A = 0.744M - \left(\frac{4.39}{R} + 2.03 \right) \log R - \left(\frac{2.23}{R} - 0.725 \right)$$

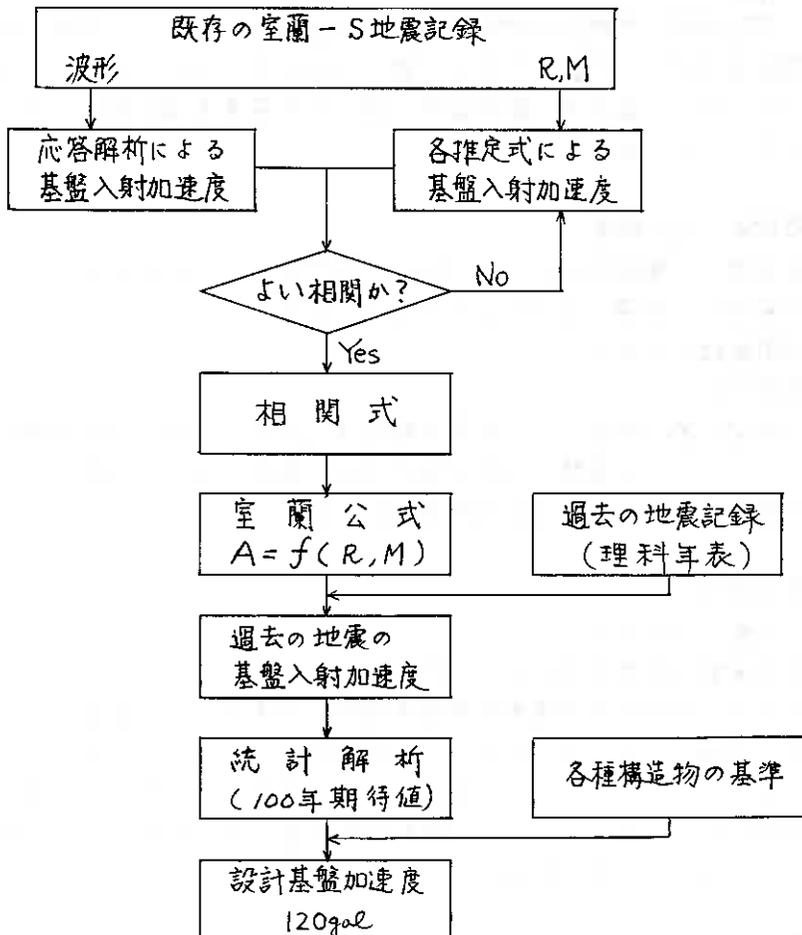


図-1 設計加速度決定のフローチャート

II-3 順序統計解析

有史以来の大地震については、過去の膨大な古文書などをもとに整理した、武者や河角らの研究が有名であり、その成果は理科年表に記載されている。これら400余に渡る地震記録の中から室蘭に影響を与えたであろう地震（以下、影響地震という）は、1982年の浦河沖地震まで、計82個である。しかし、この中の最古のものは、西暦830年のものであり、このように古い時代のものは、記述の信頼性やデータの欠落が当然、予想されるので、統計年間としては、明治以降、最初の影響地震であった1894年から1982年までの89年間をとった。この期間で各年最大の影響地震をとれば、40個あった。

この40個の影響地震のマグニチュードと震源距離を室蘭公式に代入すれば統計年間89年、40個の順序統計量が得られた。これを確率紙上にプロットしたのが図-3である。

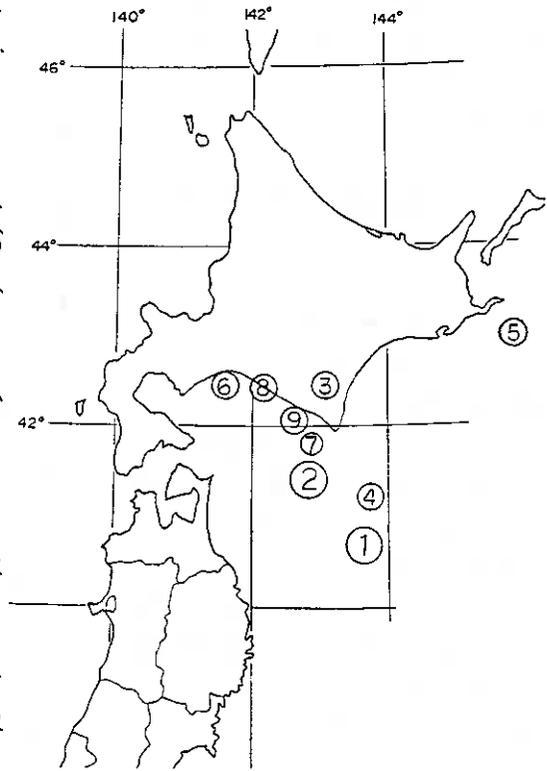


図-2 室蘭公式作成の震央マップ

表-1 室蘭公式作成の地震諸元

No.	地震名	年月日	北緯 (°)	東経 (°)	深さ (Km)	M	R (Km)	Amax (gal)
1	十勝沖	1968.5.16	40.70	143.60	0	7.9	284	204.6
2	〃 余震	1968.5.16	41.40	142.80	40	7.5	183	95.0
3	広尾付近	1970.1.21	42.40	143.10	50	6.7	176	34.0
4	浦河沖	1971.8.2	41.20	143.70	60	7.0	259	38.0
5	根室半島沖	1973.6.17	42.97	145.95	40	7.4	415	24.0
6	苫小牧沖	1974.11.9	42.48	141.78	130	6.5	69	46.0
7	浦河沖	1975.10.30	41.80	142.80	40	6.0	162	24.0
8	日高西部	1981.1.23	42.42	142.20	130	7.1	102	155.3
9	浦河沖	1982.3.21	42.07	142.60	40	7.1	137	163.6

室蘭-S 42.32°N, 140.97°E

これにより、再現期間100年に相当する基盤入射加速度を求めれば、約65gal(1.88kine)であった。基盤/基盤入射の加速度比は、応答解析の結果、大きな地震では、1.5程度であったので、これにより、100年確率基盤加速度は約100galとなった。

II-4 設計基盤加速度

図-4は各種構造物や他の長大橋の設計基準などを示したものである。これによれば、基盤加速度100galは、他の長大橋の設計加速度より低めで、既往最大である、1968年の十勝沖地震時の106galよりも低い。また、応答計算や室蘭公式の精度も考慮し、白鳥大橋設計基盤加速度は、工学的判断を味し、120galに決定した。

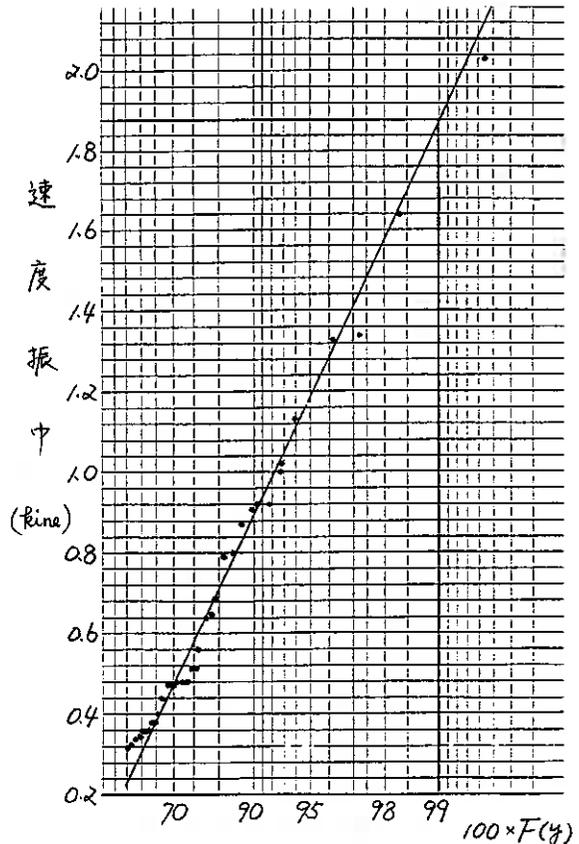


図-3 順序統計解析

表-2 地震動予測公式

提案者	最大加速度予測公式	適用地盤	備考
田村・岡本・加藤 (1979)	$\log \frac{A}{1000} = \frac{\Delta+50}{100} (-4.98+0.89M-0.043M^2)$	地中基盤内	$r =$ 相関係数 $r = 0.56$
片山 (1975)	$\log A = 2.308 - 1.687 \log (R+80) + 0.411M$	平均地盤	$r = 0.87$
大崎・渡部 (1977)	$\log A = 0.472M - (1.97 - \frac{1.8}{R}) \log R + (2.2 - \frac{11.1}{R})$	硬質地盤	$r = 0.83$
勝又 (1972)	$\log A = \log 400 - (2.4 - 0.125M)(\log R - 0.5M + 2.25)$	平均地盤	$r = 0.87$
Donovan (1978)	$A = 1080 \cdot a^{0.5M} \cdot (R+25)^{-1.32}$	平均地盤	$r = 0.71$
建設省 土木研究所 (1978)	$A = 28.5 \times 10^{0.207M} \times \Delta^{-0.598}$ Δ : 震央距離	第1種地盤	$r = 0.72$
	$A = 18.2 \times 10^{0.303M} \times \Delta^{-0.806}$	第2種地盤	$r = 0.75$
金井の 速度振巾予測式	$\log v_0 = 0.81M - (1.66 + \frac{8.6}{R}) \log R - (0.681 + \frac{1.88}{R})$	基盤	$r = 0.91$

III 応答スペクトル

III-1 概要

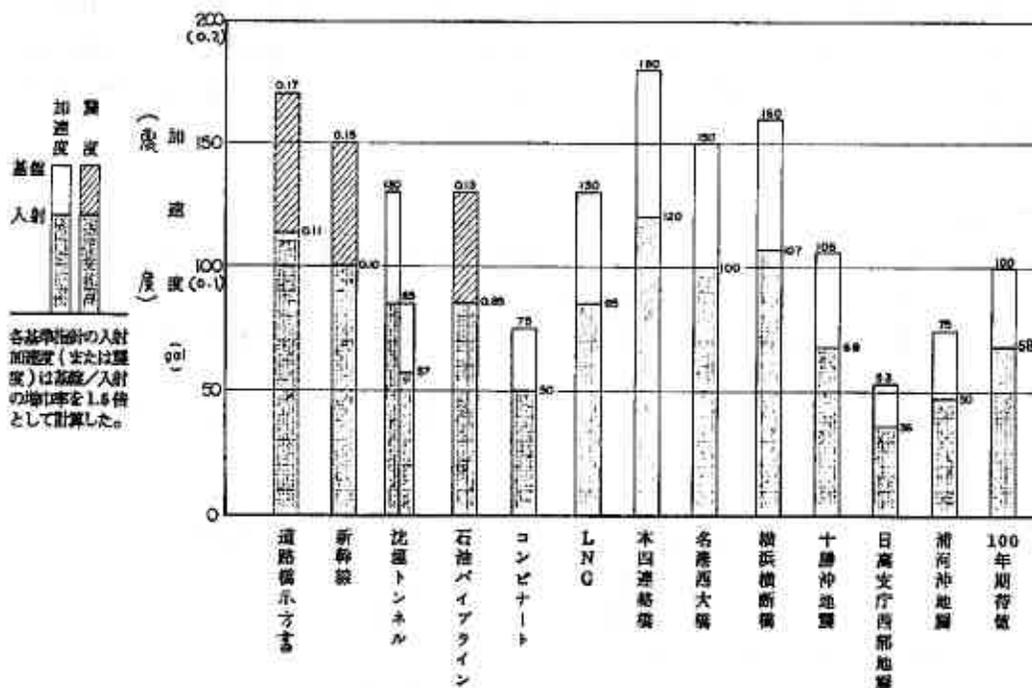
白鳥大橋の設計基準加速度は、120galと決定したが、地震動の構造物に与える影響は、この最大加速度のみではない。すなわち、この他に、継続時間、振巾包絡線の形状、周期特性などの地震動の特性や、地盤特性や構造物の特性などの総合効果となって現われる。応答スペクトルは、ある地盤モデルに、ある地震動を入力した時の構造物の応答で、横軸に構造物の周期、パラメータに減衰定数 ξ とって表現したもので、特定地盤における、個々の地震動の効果を的確に評価できるものである。

橋梁の動的解析法としてよく用いられる道路橋示方書の平均応答スペクトル法は、全国の地盤上で観測された多数の地震動について、地盤種別ごとに分類して応答スペクトルを計算し、平均を求めたもので、地震動の平均的特性を与えるものである。しかしこの方法では、特定地点の地盤条件を十分に反映させることがむづかしい。

白鳥大橋は、重要な大規模構造物なのでこれをそのまま利用することは適切ではない。また、室蘭には現地データがあるため、白鳥大橋の耐震設計においては、独自の応答スペクトルを作成することにした。

III-2 応答スペクトルの作成

本橋では前述した通り、室蘭-Sの現地データが利用できる。これらデータのうち、地表最大加速度が100galを越えた地震としては、1968年の十勝沖、1981年の日



高西部、1982年の浦河沖の3地震がある。

まず、これら3波の基盤入射波を求める。これは基盤に入射してくる成分のみなので、地盤条件の影響を受けていないものであり、相当の範囲内で同一とみなし得るものである。これらの基盤最大加速度が、設計値である120galになるように合わせて、各主塔基礎の位置で地盤応答解析を行ない、基盤波の応答スペクトルを計算し、3スペクトルの平均をとる。一方、これら3地震について、120galに合わせていない、すなわち、地震時と同じ大きさの加速度を持った基盤波応答スペクトルを計算し、120galに合わせた3スペクトルの平均と重ね合わせてみる。これら4本の応答スペクトル曲線を、ほぼ包絡する形で直線近似したものを、設計応答スペクトル曲線とする予定である。

あとがき

白鳥大橋の耐震設計は、数多くのボーリング、PS検層、不攪乱試料サンプリング、動的変形特性試験、重複反射理論に基づく地盤応答解析などを経て、設計基盤加速度の決定と応答スペクトル曲線作成の最終段階にはいった。今後は、地盤と構造物の相互作用を考慮して、一体化したモデルでのF.E.M.解析や、吊橋全体系としての応答解析など、最終的な安全性についての検証法などに多くの課題が残っている。

また、下部工設計のための静的な問題、すなわち、設計地盤モデル、岩盤分類とC、 ϕ 、 E などの設計定数、支持力、クリープなどについても現在検討中で、別の機会に発表したいと思っている。

最後に、耐震設計全般に渡って御指導をいただいている岩崎敏男室長他、建設省土木研究所の関係各氏、波の提供などで御協力いただいた、運輸省港湾技術研究所の倉田栄一氏、実際の計算などの御協力をいただいた、応用地質調査事務所札幌事務所の菅井一嘉氏ら、各関係機関の方々に感謝いたします。

参考文献

- 1) 大橋, 千葉, 池田: 白鳥大橋架橋予定地点の地盤特性 技術報告集第23号 土質工学会北海道支部 昭和58年2月
- 2) 耐震設計の検討 白鳥大橋技術調査委員会資料~3 室蘭開発建設部 昭和58年11月9日
- 3) 矢作, 中川, 和田, 今井: 東京チュウ積地盤の地震時応答の予測 土と基礎 Vol.23 No.12 1975.12
- 4) 港湾技研資料 関係号 運輸省港湾技術研究所
- 5) 地震動と地盤—地盤震動シンポジウム10年の歩み— 日本建築学会
- 6) 理科年表 東京天文台編纂 昭和58年
- 7) 栗林, 川島, 宮田: 地震動入力設定手法に関する研究 土研資料第1192号 建設省土木研究所 昭和52年2月
- 8) 道路橋示方書・同解説V耐震設計編 日本道路協会 昭和55年5月
- 9) 大崎順彦: 地震と建築 岩波新書

③ 高見ダムの挙動について

北海道電力 榑 正員 黒田 充
同 上 正員 織田 紀雄
同 上 正員 高橋 耕平
同 上 正員 ○小林 仁

1 まえがき

高見ダムは、北海道と北海道電力の共同事業として、洪水調節と発電を目的に静内川上流に築造されたロックフィルダムであり、ダム高120m、堤頂長435m、堤体積496万m³の道内一の規模を誇るものである。

ダム本体の盛立工事は昭和55年6月に開始し、57年9月に終了した。また、58年1月に湛水を開始し、6月に満水位に達し現在に至っている。

この間、施工管理、保安監視等の目的で実施した各種計測結果及び有限要素法による挙動解析結果に基づいて、築造中及び湛水後のダムの挙動について検討を行った。以下その概要を報告する。

なお、高見ダムに関しては、既に本報告集の第21号～第23号にわたってダムの設計、施工、基礎処理等について報告している。

2 ダムの概要

ダムの計画諸元は表-1のとおりである。

ダムの基礎形状は、図-1に示すように谷合部では45°内外の急勾配で、右岸側ではE L160m付近から緩勾配の台地状地形をなしており、全体として非対称形状となっている。

基礎の地質は、先白亜紀の輝緑凝灰岩類を主体とするもので、岩質は概ね堅硬で、一軸圧縮強度は600kg/cm²程度となっている。

ダムのゾーニングに当っては下記のことを考慮した。

(1) コア部： コア材としては崖錐性のレキ混り粘土を細粒材、風化頁岩を粗粒材として、両材料をストックパイルして混合しながら使用した。

コア材のゾーニングに当っては非対称地形によるコアの変形問題を考慮して、E L151m以下の谷合部に剛コア（粗粒材混

表-1 計画概要

主 体	北海道、北海道電力	
位 置	北海道静内郡静内町羊高見	
目 的	洪水調節、発電	
工 期	昭和53～58年度	
ダ ム	流域面積	752.8km ²
	湛水面積	6.75km ²
	総貯水容量	229 × 10 ⁶ m ³
	有効貯水容量	149 × 10 ⁶ m ³
地 質	輝緑凝灰岩	
構 造 式	中央土質コア部ロックフィル	
堤 体	幅 度	120.0m
	長 さ	435.0m
体 積	体 積	496 × 10 ⁶ m ³
	型 式	離陸シュート式
洪水 性	設計洪水流量	2,400 m ³ /s
	内 幅	18.0m
	岸 幅	434.0m
計 画	対 称 地 区	静内町
	設計洪水流量	1,600 m ³ /s (ダム地区)
調 節	洪水調節量	1,100 m ³ /s (+)
	発 電 所 名	高見発電所
電 池 型	式 様	地下式
	最大出力	200 MW
発 電	最大発生電力量	自己259,314 MWh
	最大使用水量	230 m ³ /s
施 工 業 者	鹿島・青木・地崎共同企業体	



図-1 ダム縦断面図

合比が高く、標準プロクターのエネルギーの3倍程度に締固めた材料)を、その上部に柔コア(粗粒材混合比が低く、標準プロクターの2倍程度に締固めた材料)を配置した。

また、せん断変形を生じたり、安定性が低くなることが予想される領域の着岩部にはコンタクトクレイ(粘性土)を0.3mの厚さで張付けるとともに、その外側に約2mの厚さで細粒材のコンタクトコアを配置して、変形に対応しやすいゾーンングとした。

(2)ロック部：ロック材の原石山の地質は、白亜紀の堅硬な砂岩が主体であるが、局所的に頁岩を含有している。このため、原石山の砂岩と頁岩の分布と施工時の産出量およびダム の安定性を考慮し、頁岩含有率の多い材料を堤体の内部に配置した。

(3)フィルター部：フィルター材はコア材の流出防止のため、ロック材とコア材の中間的な粒度分布を示す河床砂レキを使用した。

次に、ダム盛立材料の品質管理結果を表-2に示すが、いずれも当初の設計値を確保している。各材料の平均粒度曲線を図-2に示す。

なお、基礎岩盤の処理については、岩盤表面に表層処理グラウチング、監査廊周辺にコンソリデーショングラウチング、さらにダム軸線上にカーテングラウチングを実施した。

表-2 ダム盛立材料品質管理実績表

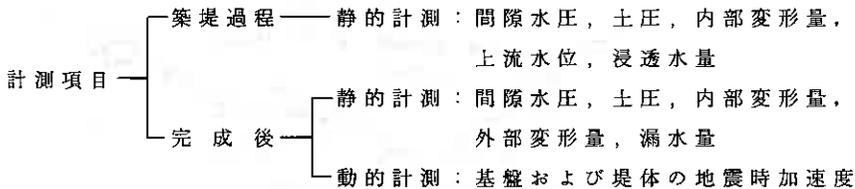
材料	項目	乾燥密度 (t/m ³)	含水比・吸水率 (%)	比重	0.074mm ² 通過率 (%)	透水係数 (cm/s)
スロート	剛コア EL15mm ²	2.11 (2.00)	9.9 (8.0)		11.4 (10.0)	4.6×10 ⁻⁶ (<10 ⁻⁶)
	柔コア EL15mm ²	2.04 (1.90)	11.3 (10.0)		15.5 (10.0)	1.1×10 ⁻⁶ (<10 ⁻⁶)
	コンタクトコア	1.91	14.2		18.0 (12.0)	2.5×10 ⁻⁶ (<10 ⁻⁶)
	コンタクトクレイ		31.8			
	フィルター	2.26 (2.07)	1.0 (3.0)	2.85 (2.70)	1.5 (<5.0)	
ロック	細粒	2.25 (2.12)	2.2 (4.0)	2.75 (2.60)		
	粗粒	2.24 (2.12)	2.0 (3.0)	2.69 (2.60)		

(注)表中の()内の値は設計値条件である。

3. 計測設備の概要

ダム計測設備は、築堤中の施工管理、完成後の保安監視および測定結果によるダム の挙動解析などを目的として設置した。

計測項目を目的別に築堤過程と完成後に大別すると、次のように区分することができる。



計器の配置にあたっては、ダムサイトの地形、地質条件、ダム の材料特性、構造特性等を考慮した。

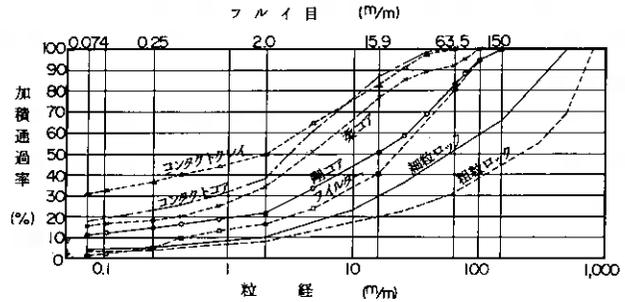


図-2 盛立材料の平均粒度曲線

ダム計測設備の配置を図-3に、その規模と計測頻度を表-3に示す。計測頻度は、日本大ダム会議編ダム構造物管理基準に準拠し、施工中および湛水開始以後の第1期および第2期に分けて設定している。

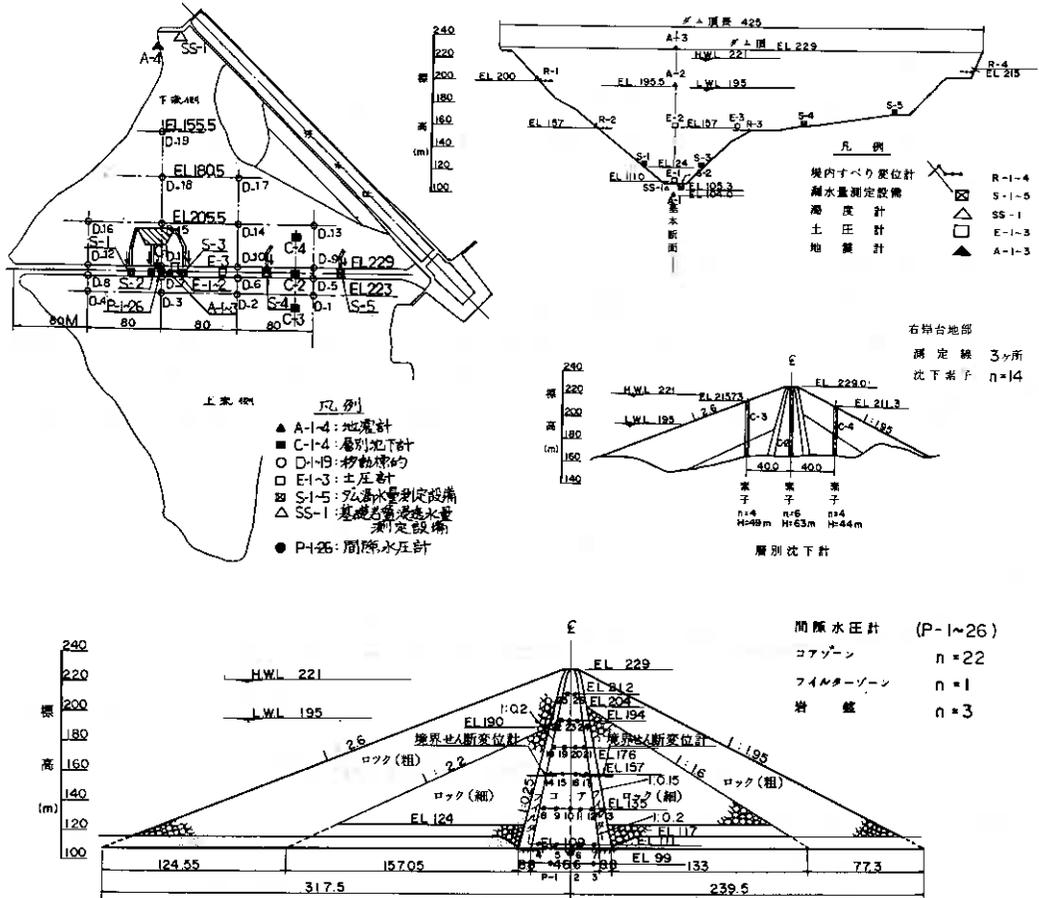


図-3 ダム計測設備配置図

表-3 計測設備の規模と計測頻度

計器名	仕様	成分	堤体内埋設位置			上流法面	天端	下流法面	計測頻度			備考
			コア	フィルター	岩盤内				施工中	第1期	第2期	
間隙水圧計	差動トランス型	-	22	1	3			26	建立中1回/週 休止中1回/週	毎日	1回/週	自動計測
土圧計	差動トランス型	1/3	3					2	〃	〃	〃	〃
層別沈下計	クロスアーム型	-	2		2			4	〃	1回/週	1回/月	手動計測
移動標的		-				4	8	7	19	〃	〃	〃
境界せん断変位計	ストレインゲージ型	角度計7 変位計6	コア	フィルター	ロック				2	建立中1回/週 休止中1回/週	〃	〃
場内すべり変位計	ストレインゲージ型	5/3 2/1	3	1				3	〃	〃	〃	〃
地震計	加速度計	3	1		2		1	4	-	地震時	自動計測	自動計測
汎濫水量測定設備	三角堰			5				5	1回/週	毎日	1回/週	〃

(注) 第一期：湛水開始から満水以後所要期間を経過するまで
第二期：第一期経過以後ダムの挙動が定常状態に達するまで

4. 計測結果とその考察

高見ダムでは前述のように築造中より計測を行ってダムの挙動を確認している。現在までに得られた計測結果、ならびに挙動解析結果にもとづいて築造中および湛水過程におけるダムの力学的、水理学的挙動について考察する。

4-1 間隙圧

コア内部に発生する間隙圧の発生、消散のプロセスはロックフィルダムの安定に大きな影響を及ぼすため、湛水後はもちろん築堤当初から測定を継続している。

間隙水圧計はダムの標準となる最深部断面のコアゾーンに重点配置した。

(1) 築造中の間隙圧の挙動

図-4に圧密量の指標となる間隙圧率（間隙圧／土柱重量）の経時変化を示すが、間隙圧の挙動はダムの盛立に追従して増加するが、その後、圧密の進行により間隙圧が比較的速かに消散している。つまり、間隙圧率は一時的に100%程度の値を示した部分もあるが2ヶ月後には全体的に40%程度に、盛立完時には20%程度に消散している。

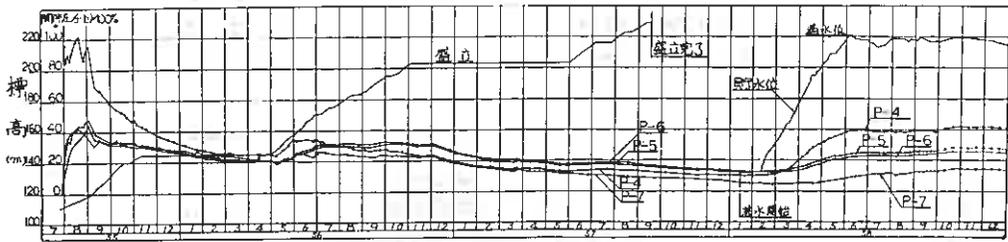


図-4 間隙圧率（間隙圧／土柱重量）経時変化

盛立完了後における間隙圧の発生分布はコア材の土柱重量から換算すると一般に図-5(i)のように考えられる。これに対し当ダムの盛立完了後の間隙圧分布は(ii)に示すように大幅に小さな値となっている。また、同図によると盛立完了時の間隙圧はコア中央部で4 kg/cm程度とやや大きくなっているが、上・下流のフィルターゾーン付近では小さく間隙圧の消散する状況がわかる。

なお、冬期間盛立を中止している間にも圧密による間隙圧の消散があるため、安定性は高まっている。

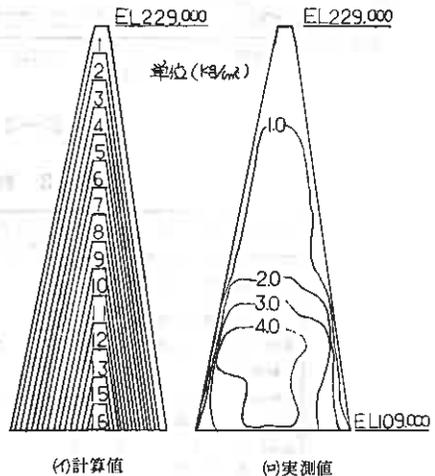


図-5 盛立完了時等間隙圧分布

(2) 湛水中及び満水後の間隙圧の挙動

コア内の間隙圧は最近の研究によると、土中の空気が上流側から下流側または上

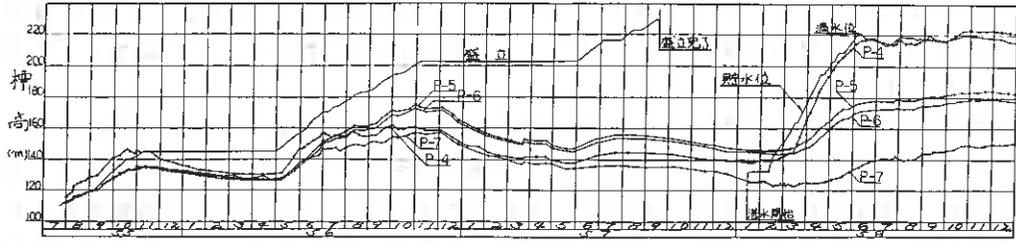


図-6 間隙圧経時変化

方へ追い出され、徐々に非定常流から定常流の状態に移行し、通常6ヶ月から1年後にはほぼ定常状態に達し湿潤線が貯水位に追従するようになる。

図-6にコア最深部における間隙圧の経時変化を示す。これを見ると間隙圧は貯水位の上昇に追従して変化しており、浸透水の影響を受けやすい上流側のP-4は満水位後4ヶ月が経過

した頃からほぼ設計値となり、定常状態に移っているのに対し、下流側のP-7では現在も定常状態に達していないことがわかる。

なお満水時および現在の間隙圧の発生分布を図-7に示すが、次第に設計時の形状に近づきつつある。

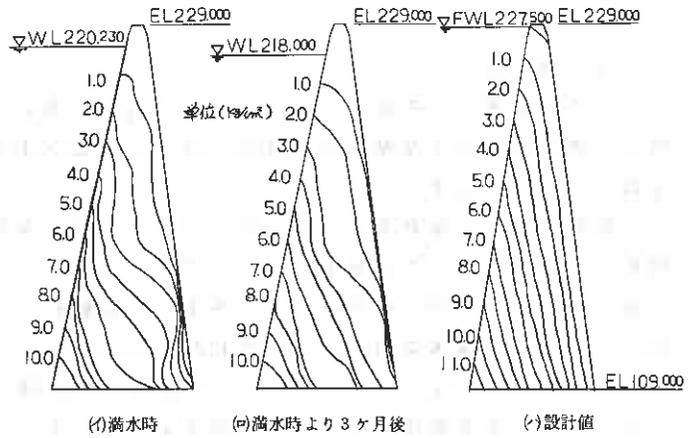


図-7 満水時等間隙圧分布

4-2 土圧

図-8にコア部に設置した土圧計の測定結果を土柱高さに換算して示す。

これによると、鉛直土圧は盛立高に対応して増加の傾向を示しており、基礎岩盤

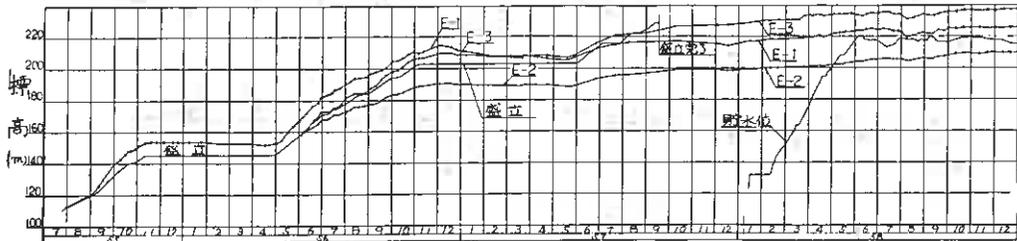


図-8 土圧経時変化

付近に設置した，E-1（最深部），E-3（右岸台地部）によると，土圧は盛立土柱重量とほぼ同等の値を示しており，全体的には応力はスムーズに伝播していることを示す。

また，ダム内部に設置したE-2（最深部断面の基礎岩盤から48cm上部）の施工中の土圧は，盛立土柱重量の約70～80％の値となっている。これは，コアゾーンの内部は，周辺の拘束による一種のアーチ作用のようなもので，沈下が抑制されているためかと思われる。しかし，時間の経過および湛水に伴いコアゾーンの土圧は次第に増加していることからみて，最終的にはいずれも盛立土柱重量に漸近していくものと想定される。

4-3 外部変形

ダムの外部変形を把握するため，ロック部上下流面に図-3に示す移動標的を設置し，湛水開始時を基準に鉛直変位（沈下）および水平変位を計測した。その結果を図-9，10に示す。

(1)鉛直変位：鉛直変位は盛立中より逐次沈下が進行しているが，ここでは湛水開始時点を中心として計測しており，図-9に見られるとおりに全体としてスムーズな沈下を示し，時間の経過とともに各測点とも収れんしつつある。最大沈下量はD-3（上流側満水位標高付近）で約24cmである。

ダム天端のD-5～8測点について見ると，最深部（D-7）と右岸台地部（D-6）の沈下量は，ほぼ同等の値を示している。これは，谷合部のコアとして剛コアを採用し，変形を極力抑制したことと，後述するように右岸台地の隅角部に変形性の高いコンタクトコアを配置したことによる影響が表われているものである。

また，上流側の沈下は下流側の沈下に比べて大きな値を示している。これは，湛水時に上流側ロックゾーンが水の浸入を受け，浮力を受けながらも沈下するいわゆる浸水沈下による影響と考えられる。

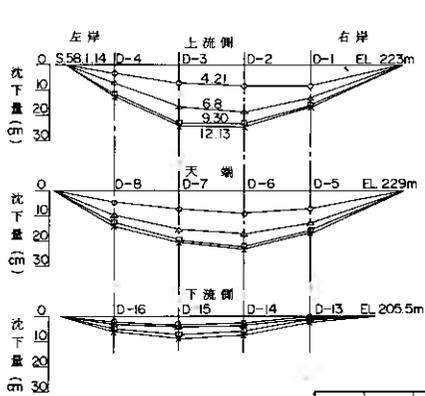


図-9 鉛直変位図

凡例	月・日	ダム水位
—	1.14	開始
○	4.21	195.0
△	6.8	220.4
□	9.30	219.3
×	12.13	216.7

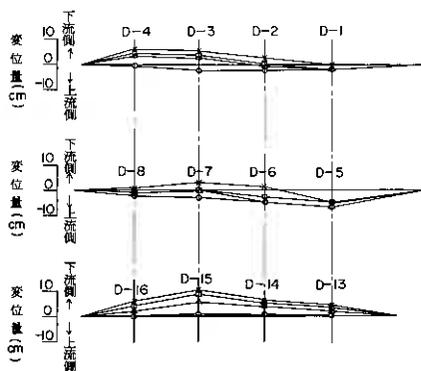


図-10 水平変位図

(2) 水平変位： 湛水過程においては、全体的に下流方向に変位する傾向にあるが、満水後（58年6月5日）においてはその変位量は小さく、ほとんど変化していない。最大水平変位量はE L 205.5mにおけるD-15（最深部断面）で約10cm程度となっているが、そのうち満水後の変位量は4cm程度となっている。

このように高見ダムの盛立完成後における外部変形は小さく、堤体材料の特性と相まった的確な設計・施工のもとに安定したダムを築造することができたものと考えられる。

5. ダム完成後のF.E.Mによる挙動解析

当ダム設計において、円弧すべり面法、浸透流解析、及び堤体の盛立過程を考慮したF.E.Mによる弾性非線形応力解析等によりダムの安定性を検討確認してきた。当初での検討に用いた物性値は室内及び現位置試験結果に基づくものであり、盛立管理実績とは多少異なる。

前述のとおりダム盛立に伴い堤体内に埋設された土圧計、間隙水圧計、層別沈下計等によって種々の挙動観測結果が得られたことから、F.E.Mによる応力変形解析を実施し、ダムの挙動を詳細に検討した。

解析に用いる物性値は盛立実績値に基づき原則として表-2に示すように設定した。

室内試験と実際の盛立材料の変形係数はロックフィルダムのように礫径の大きい粒状体では次の理由により差異があると考えられる。

- i) 室内試験供試体と実際の盛土の最大粒径の違い。
- ii) 試験供試体の突固め方法と重機による転圧施工とのギャップに起因する密度の違い。
- iii) 室内三軸試験の側方変位の拘束条件と実際の盛土過程の内部変位の拘束条件の違い。

したがって、解析に適用すべき変形係数に関しては右岸台地に設置された層別沈下計の計測結果から決定した。図-11は各ゾーンの沈下量と圧縮率の関係として、応力～ヒズミの関係を整理したものである。これらの値を見ると、①の剛コアのヒズミ度が他のゾーンに比べて小さく、前述したとおり、各部の変形を極力抑制した

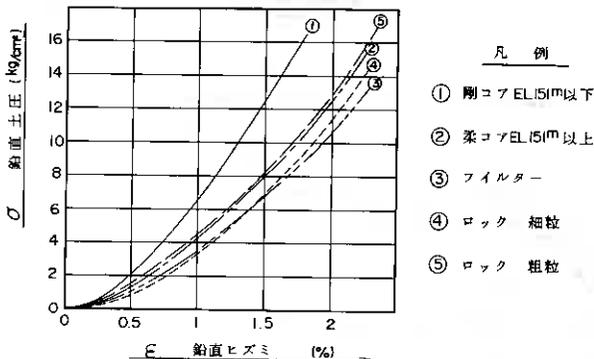


表-4 盛立材料の変形係数

ゾーン	変形係数
コア	EL15m以下 EC = 322.5 $\sigma^{0.375}$
	EL15m以上 EC = 246.2 $\sigma^{0.375}$
フィルター	EF = 220.1 $\sigma^{0.375}$
ロック	細粒 ER = 194.0 $\sigma^{0.446}$
	粗粒 ER = 253.2 $\sigma^{0.363}$

図-11 実測値から得られた各材料の応力-ヒズミ関係

結果が表われている。

図-11の関係より、変形係数は応力の関数として次式によって表わした。

$$E = A \delta^B$$

ここに、E：変形係数 (kg/cm²)

δ：鉛直土圧 (kg/cm²)

A, B：材料によって定まる定数

この結果、解析に用いた各材料の変形係数は表-4のとおりである。

(1) 縦断方向の挙動検討

ロックフィルダム大きな特徴の一つとして、ダムが完成した後も変形が進み、それに伴い内部の応力が増加し、安定性が向上することが知られている。しかし、ダムサイトの地形形状や、材料のゾーニングにより局所的に応力集中が生じ危険な状態になるケースもある。高見ダムの場合、右岸台部に地形が急変する隅角部があり、この部分に応力集中が懸念されたので、ダム設計時におけるF.E.M解析の結果を参考として応力の流れをスムーズにさせるため、図-12のようにコンタクトコアを配置した。

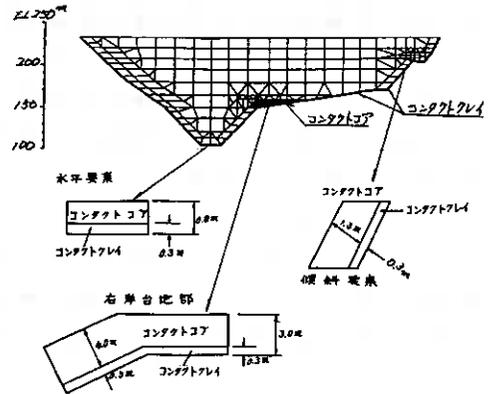
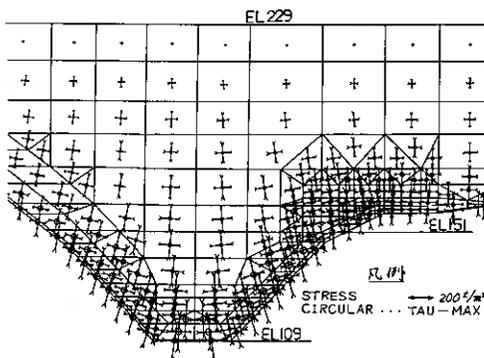
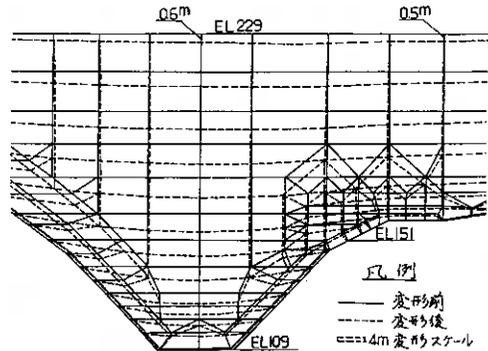


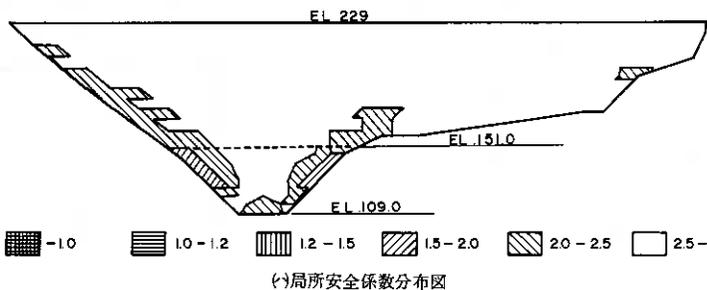
図-12 コンタクトコア配置図



(a)主応力図



(b)変形図



(c)局所安全係数分布図

図-13 縦断面F.E.M解析結果(盛立完了時)

盛立完了時の縦断面についてのF.E.M解析結果を図-13に示すが、右岸台地隅角部には過度の応力集中は認められず、スムーズに変形している。また、局所安全係数は1.5以上となっており、ダムの縦断方向の安定性は十分確保され、コンタクトコアの配置は適切であったと考えられる。

なお、局所安全係数は図-14のとおり定義している。

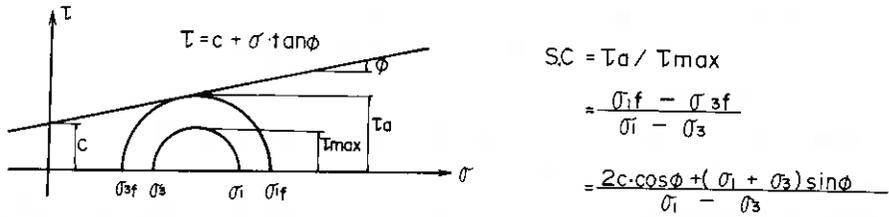


図-14 局所安全係数の定義 (S.C)

(2) 横断方向の安定検討

応力変形解析のうち、最深部の横断方向に満水位で震度0.15の水平地震力を下流方向に作用させた場合の解析結果による主応力図とせん断応力図を図-15, 16に示す。

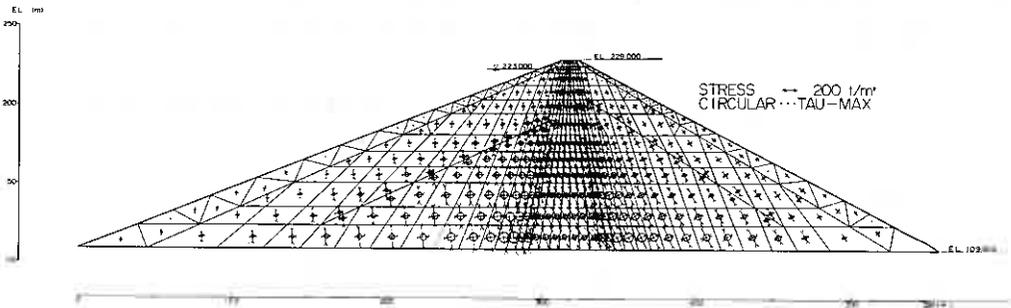


図-15 主応力図 (満水位, KH=0.15)

解析結果は以下のとおり要約できる。

i) 最大主応力は水圧と地震力の影響により下流方向にやや傾く。

ii) 最大せん断力の方向は最大主応力よりさらに下流側に傾斜し、細粒ロックゾーンの下方にややせん断力の大きいゾーンが見られる。

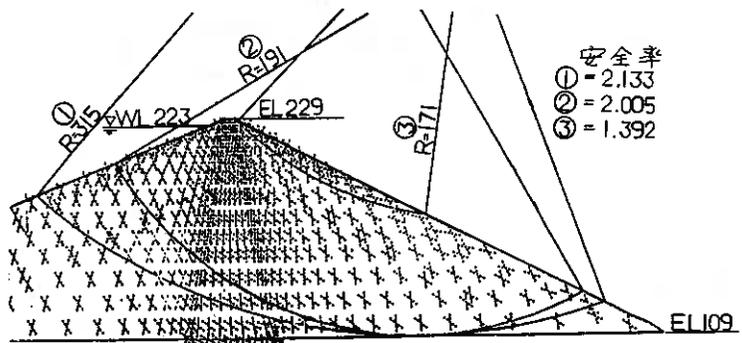


図-16 せん断応力図 (満水位, KH=0.15)

この応力変形解析結果にもとづいて全体すべりの安全性を検討すると、下流ロック部の表層付近で最小安全率1.39を示している。なお堤体内部のせん断力の大きい

部分を通るすべり安全率は2.0以上であり、ダム の 安定性が得られている。

6. 漏水量

ダム の 漏水量はコア部と基礎岩盤に分けて測定することとして、次のような設備とした。(図-3参照)

コアからの漏水はコア数を5ブロックに分割し、下流のフィルターゾーンに設置したコンクリートウォールにより集水した後監査廊内へ導水し、各ブロックごとに三角堰を設けて自動計測している。

ダム基礎岩盤からの浸透水は、下流堤趾に設けた排水設備に集水し、ピット内の水位変化を自記記録し、流量を算定している。

漏水量の測定結果を図-17に示す。これによると現段階での漏水量は監査廊内、排水設備とも貯水位とは関係なく、融雪や降雨の影響を受けて変動している。満水位に到達した後のコア部漏水量は、降雨の影響を除くと約 150 l/min となっている。冬期間(57年1~3月)の実測結果から基底流量はおおよそ 80 l/min としてみなすことができるから漏水量は 70 l/min と推測される。コアの透水係数を $1.0 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ として行った定常浸透流解析の結果、コアからの浸透水量は 300 l/min であり、現段階で定常状態に達していないことも考慮すると、漏水量の測定値はほぼ妥当な値と言える。

なお、下流ダム堤趾で観測される基礎岩盤からの浸透水量は約 50 l/min となっている。

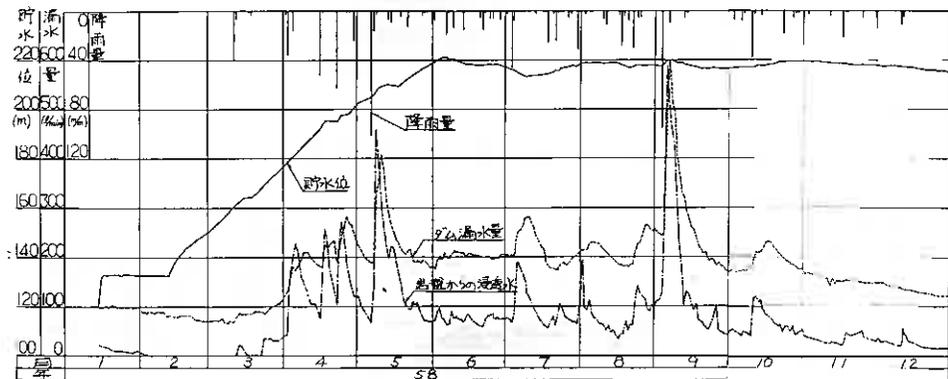


図-17 漏水量経時変化

7. むすび

以上、高見ダムの築造中および湛水後における挙動について述べたが、巨大な構造物の挙動を掌握することは、ダムの安全性を判断するうえで重要であり、その結果を今後のフィルダムの設計と施工面に反映させるために、ここで述べた実測、数値解析および材料の物性等についての研究の積み重ねが必要であると考えている。終りに臨み、本報告のとおりまとめに当り、御協力ならびに御指導を頂きました電力中央研究所および本工事を担務した関係各位に深甚なる謝意を表わす次第である。

④ 土の締め固め曲線の見方の工夫

道都短期大学 正会員

今井芳雄

§1. 前言. 土の締め固め曲線は、縦軸に乾燥密度 γ_d 、横軸に含水比 w (%表示) で示される。飽和度 $S_r = (V_{water}) / (V_{total})$ であるが、分母の V_{total} は含水比 w 毎に変化する。空げき比 $e = (V_{total}) / (V_s)$ であるが、分母 V_s も含水比 w 毎に変化する。1連の比較に不便である。締め固めた土の空気量、水量、土粒子実質容積 V_s を常に空気量、水量、 V_s の総和容積 V を分母として含水比 w 毎に直ちにわかる様数値化しておけば、締め固め土の中において空気量、水量、 V_s がどの様に变化するかが γ_d 毎によみとれて考え易いと思ひ V_{air}/V , V_{water}/V , V_{total}/V , V_s の各項目を既刊の図例から計算し表にしたものである。物理学では $m \cdot v = f \cdot t$ が成立つ、 m はハンマー質量、 $m \cdot v$ はベクトルであるからあらゆる方向に分解しうる。 f は土粒子が没入しようとする抵抗力、 t は抵抗の時間である。 $f \cdot t$ もベクトルでありその発現の仕方の多様性の集積結果が土の締め固め曲線である

§2. 解析式の誘導

$\gamma_d =$ 乾燥密度のとき $\gamma_d = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1+e}$ (G_s ; 土粒子比重) ----- (2.1)

$\therefore \frac{1}{1+e} = \frac{\gamma_d}{G_s \cdot \gamma_w}$ (2.2), $e = \frac{G_s \cdot \gamma_w - \gamma_d}{\gamma_d}$ (2.3) Porosity (空げき率) n

$= \frac{V_{air} + V_{water}}{V} = \frac{V_{total}}{V} = \frac{e}{1+e} = \frac{G_s \cdot \gamma_w - \gamma_d}{\gamma_d} \times \frac{\gamma_d}{G_s \cdot \gamma_w} = 1 - \frac{\gamma_d}{G_s \cdot \gamma_w}$ --- (2.4)

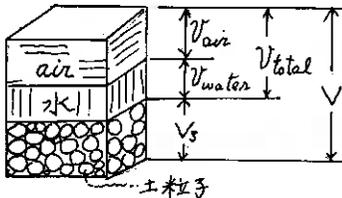


図-2.1

Air void ratio (空気空げき比)

$= V_{air}/V = n(1 - S_r)$ ----- (2.5)

$\therefore S_r =$ 飽和度 $= \frac{V_{water}}{V_{total}}$

$= 1 - \frac{\gamma_d(1 + G_s \cdot w/100)}{G_s \cdot \gamma_w}$ ----- (2.6)

water void ratio $= \frac{V_{water}}{V}$ ----- (2.7)

$= \frac{V_{total}}{V} - \frac{V_{air}}{V} = (2.4)式 - (2.5)式 = \frac{\gamma_d \cdot w/100}{\gamma_w}$, ($\therefore w =$ 含水比)

水比 $= \frac{W_w}{W_s} = w$ (%表示) (2.8) $V_s = V - V_{total} = \frac{\gamma_d}{G_s \cdot \gamma_w}$ ----- (2.10)

各表の計算では $\frac{V_{water}}{V} = \frac{\gamma_d \cdot w/100}{\gamma_w}$... (2.9) を先ず求めておく。次に $V_s = \frac{\gamma_d}{G_s \cdot \gamma_w}$... (2.10)

を求め、求めた (2.10) 式に -1 を乗じこれに 1 を加えると V_{total}/V ... (2.9) とする。

これから V_{water}/V を減算すると $\frac{V_{total}}{V} - \frac{V_{water}}{V} = \frac{V_{air}}{V} =$ air void ratio (空気空げき率) ... (2.6) $= 1 - \{ \gamma_d(1 + G_s \cdot w/100) / (G_s \cdot \gamma_w) \}$ が得られる。

§2. 土の締固め曲線について空気量, 水量, 総空げき量, V_s の計算諸例
 前記にのべた如く 既刊の締固め曲線について, 諸空げきを全量 V の割合で示した

河上房義 締固め図 P.49 (表-1) 3層×100回 $G_s=2.65$

γ_d	1.84	1.88	1.918	1.954	1.968	1.94	1.91	1.876
$w/100$	0.07	0.08	0.09	0.10	0.11	0.12	0.13	0.14
V_{air}/V	0.17686	0.14017	0.103606	0.06724	0.04088	0.03512	0.0313	0.02943
V_{water}/V	0.1288	0.1504	0.17262	0.1954	0.21648	0.2328	0.2483	0.26264
V_{total}/V	0.30566	0.29057	0.27623	0.26264	0.25736	0.2680	0.2792	0.2921
V_s	0.69434	0.70943	0.72377	0.73736	0.74264	0.7321	0.7208	0.7079

表-2 3層×25回 $G_s=2.65$

γ_d $\frac{g}{cm^3}$	1.76	1.786	1.816	1.840	1.870	1.872	1.858	1.834
$w/100$	0.09	0.10	0.11	0.12	0.13	0.133	0.14	0.15
V_{air}/V	0.17744	0.1474	0.11496	0.08496	0.0518	0.0446	0.03875	0.03282
V_{water}/V	0.1584	0.1786	0.19976	0.2208	0.2431	0.24898	0.26012	0.2757
V_{total}/V	0.33585	0.32604	0.31472	0.30566	0.29434	0.29358	0.29887	0.30792
V_s	0.66415	0.67400	0.68528	0.69434	0.70566	0.7064	0.70113	0.69207

表-3 石砂質粘土(c) $G_s=2.74$ 河上房義: 土の締固め図 P.9

γ_d $\frac{g}{cm^3}$	1.72	1.75	1.78	1.82	1.85	1.89	1.93	1.95	1.96	1.94	1.90	1.855	1.82	1.79
$w/100$	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10	0.11	0.12	0.13	0.14	0.15	0.16	0.17
V_{air}/V	0.30346	0.27381	0.2444	0.2168	0.19012	0.1626	0.133	0.1033	0.0747	0.04977	0.026	0.00494	0.0044	0.0424
V_{water}/V	0.0688	0.0875	0.1063	0.1274	0.148	0.1701	0.193	0.2145	0.2352	0.2522	0.266	0.27825	0.2912	0.3043
V_{total}/V	0.3723	0.3613	0.3504	0.3358	0.3248	0.3102	0.2960	0.2893	0.2947	0.2920	0.3066	0.323	0.3358	0.34672
V_s	0.6277	0.6387	0.6496	0.6642	0.6752	0.6890	0.7044	0.71168	0.7153	0.70803	0.6934	0.6770	0.6642	0.6533

表1表又はmVを変えた場合で 透水係数の最小値が空気量のみより小さい値に在る

California Adobe 粘土河上房載; 土・構・研 99 表-4

γ_d 8/cd	1.3	1.32	1.34	1.36	1.38	1.40	1.415	1.42	1.43	1.431	1.43	1.42	1.41	1.395	1.375
w/100	0.18	0.19	0.20	0.21	0.22	0.23	0.24	0.25	0.26	0.27	0.28	0.29	0.30	0.31	0.32
V_{air}/V	0.29155	0.26745	0.2430	0.2306	0.1970	0.1671	0.14398	0.1268	0.1063	0.0977	0.0777	0.06995	0.0624	0.0582	0.0582
V_{water}/V	0.234	0.2508	0.268	0.273	0.3036	0.322	0.3396	0.355	0.3718	0.3864	0.4002	0.4118	0.423	0.4285	0.440
V_{total}/V	0.5255	0.51825	0.51095	0.50365	0.49640	0.4891	0.4836	0.4818	0.4981	0.4977	0.4781	0.4818	0.4954	0.491	0.4982
V_s	0.47445	0.48175	0.49445	0.4964	0.50365	0.5110	0.51642	0.5192	0.5219	0.5223	0.5219	0.5182	0.5146	0.5091	0.5018

表3表4は同じmVで砂質粘土より Adobe 粘土が多量の水を必要としている

T. WILLIAM LAMBE; Soil Mechanics. P. 518 Kaolinite $G_s = 2.66$ (表-5)

γ_d	93.6	94.6	95.1	94.8	93.7	92.6	91.2	89.9
w/100	0.23	0.24	0.25	0.26	0.27	0.28	0.29	0.30
V_{air}/V	0.0915	0.06662	0.0470	0.03432	0.0305	0.0271	0.02714	0.02662
V_{water}/V	0.3448	0.3637	0.3808	0.3948	0.4052	0.4153	0.42366	0.4320
V_{total}/V	0.4363	0.43032	0.4273	0.42912	0.43574	0.4424	0.4508	0.4586
V_s	0.56366	0.56968	0.5727	0.57088	0.56426	0.5576	0.5492	0.54138

Charles Robin Scott; Soil Mechanics P. 26, $G_s = 2.76$ $\gamma_w = 9.81 \text{ KN/m}^3$ light hammer 2.5kg (表-6)

γ_d KN/m ³	16.8	16.95	17.32	17.62	17.84	18.0	18.04	18.0	17.7	17.5	17.2
w/100	0.105	0.11	0.12	0.13	0.14	0.15	0.155	0.16	0.17	0.18	0.19
V_{air}/V	0.199695	0.183915	0.14944	0.11573	0.08650	0.05996	0.04868	0.04161	0.03954	0.03256	0.03161

$\gamma_d \text{ KN/m}^3$	16.8	16.95	17.32	17.62	17.84	18.0	18.04	18.0	19.7	17.5	17.2
$w/100$	0.105	0.11	0.12	0.13	0.14	0.15	0.155	0.16	0.17	0.18	0.19
$V_{\text{water}}/\sqrt{}$	0.17982	0.19006	0.21187	0.23350	0.25760	0.27523	0.29504	0.29378	0.30673	0.3211	0.33313
$V_{\text{total}}/\sqrt{}$	0.379515	0.37740	0.36031	0.34923	0.34110	0.33520	0.33772	0.33520	0.34627	0.35366	0.36474
V_s	0.62048 0.6	0.62602	0.63970	0.65077	0.65879	0.66448	0.66628	0.6648	0.65773	0.647634	0.63525

(表-7) ↓ Charles Robin Scott; Soil Mechanics p.26 $G_s = 2.76$ $\gamma_w = 9.81 \text{ KN/m}^3$ heavy hammer 4.5x8

$\gamma_d \text{ KN/m}^3$	18.44	18.57	18.7	18.78	18.80	18.75	18.58	18.4	18.15	17.9	17.62	17.34
$w/100$	0.09	0.1	0.11	0.12	0.123	0.13	0.14	0.15	0.16	0.17	0.18	0.190
$V_{\text{air}}/\sqrt{}$	0.14977	0.12484	0.09964	0.07666	0.069948	0.0590	0.04857	0.03912	0.03265	0.02868	0.02592	0.02377
$V_{\text{water}}/\sqrt{}$	0.16917	0.18930	0.2097	0.22972	0.2357	0.2485	0.2652	0.2813	0.2960	0.3102	0.3233	0.3360
$V_{\text{total}}/\sqrt{}$	0.31894	0.31414	0.30934	0.30638	0.30565	0.30750	0.31377	0.3204	0.32965	0.3388	0.3492	0.3596
V_s	0.6811	0.6859	0.6907	0.69361	0.69435	0.69251	0.6862	0.6796	0.6704	0.6611	0.65099	0.6404

表6. 表7は m_v を変えた場合の締め固め変化を示したものである。あとの表が m_v を大きくしたものである。

Charles Robin Scott: Soil Mechanics p.28 $G_s = 2.757$

Coars sand (well graded)

↓ (表-8)

$\gamma_d \text{ KN/m}^3$	19.5	20.4	20.9	21.4	21.76	21.75	21.40	21.0	20.4	19.9	19.6
$w/100$	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10	0.11	0.12	0.127
$V_{\text{air}}/\sqrt{}$	0.2197	0.1625	0.1207	0.07979	0.0401	0.0194	0.0124	0.00945	0.01698	0.0208	0.0216
$V_{\text{water}}/\sqrt{}$	0.05963	0.0832	0.10652	0.1309	0.1553	0.1774	0.19673	0.2141	0.22875	0.2434	0.2537
$V_{\text{total}}/\sqrt{}$	0.2790	0.2457	0.2272	0.2088	0.1954	0.1958	0.2088	0.2236	0.24573	0.2642	0.2753
V_s	0.72099	0.7543	0.7728	0.79124	0.8046	0.8042	0.79124	0.77645	0.75427	0.73578	0.7247

Charles Robin Scott; Soil Mechanics p.28. $G_s = 2.757$. Fine sand (closely graded) $\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3$

$\gamma_d \text{ kN/m}^3$	16.2	16.25	16.38	16.45	16.55	16.6	16.7	16.75	16.8	16.8	16.8	16.9	16.75	16.6
$w/100$	0.045	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10	0.11	0.12	0.13	0.14	0.15	0.16	0.17
V_{air}/V	0.3367	0.3164	0.29417	0.2744	0.2531	0.2337	0.21270	0.19287	0.17334	0.1562	0.13904	0.1220	0.1074	0.0985
V_{water}/V	0.0743	0.08282	0.1002	0.11738	0.1350	0.1523	0.17023	0.18782	0.2055	0.2226	0.2378	0.25688	0.27317	0.2877
V_{total}/V	0.40102	0.37718	0.39477	0.39180	0.39808	0.3862	0.38254	0.38069	0.3789	0.3788	0.3788	0.37884	0.3807	0.3862
V_s	0.59898	0.60000	0.60563	0.60922	0.61192	0.61377	0.6175	0.6193	0.6216	0.6216	0.6216	0.6216	0.61931	0.61377

表8表9は m_v 同一で土の混合割合による変化を示したものである

T. William Lambe; Soil Testing p.47. $G_s = 2.717$. $\gamma_w = 62.428 \text{ lb/ft}^3$

① curve (表-10) ↓

$\gamma_d \text{ lb/ft}^3$	108	111	113	114	116	116	114	111.2	109.6	107.6	106
$w/100$	0.10	0.11	0.12	0.13	0.14	0.15	0.16	0.17	0.18	0.19	0.20
V_{air}/V	0.1902	0.1500	0.11658	0.0905	0.0560	0.0374	0.0357	0.0416	0.03784	0.03813	0.0355
V_{water}/V	0.17300	0.1956	0.21721	0.2374	0.2604	0.27872	0.2722	0.3028	0.3160	0.3275	0.3396
V_{total}/V	0.3632	0.3455	0.3338	0.3279	0.3161	0.3161	0.3279	0.3444	0.35383	0.36563	0.3751
V_s	0.63673	0.65442	0.666	0.6721	0.68390	0.68390	0.6721	0.6556	0.6462	0.6344	0.6250

T. William Lambe; Soil Testing p.47 $G_s = 2.717$ $\gamma_w = 62.428 \text{ lb/ft}^3$

② Curve (表-11) ↓

$\gamma_d \text{ lb/ft}^3$	102	104.1	106.1	108	107.6	110.5	110.6	109.5	108	106.3	105	103
$w/100$	0.10	0.11	0.12	0.13	0.14	0.15	0.16	0.17	0.18	0.19	0.20	0.21
V_{air}/V	0.2353	0.1967	0.1705	0.1384	0.10804	0.0830	0.0645	0.05633	0.05187	0.04980	0.04455	0.0463
V_{water}/V	0.16339	0.18484	0.20375	0.2249	0.2458	0.2655	0.2835	0.2982	0.3114	0.3235	0.3364	0.3465
V_{total}/V	0.3986	0.3816	0.375	0.3633	0.3538	0.3485	0.3480	0.3544	0.3633	0.3733	0.38076	0.3927
V_s	0.6014	0.6183	0.6255	0.6369	0.6462	0.6552	0.6521	0.6456	0.6367	0.6267	0.619	0.6073

T. William Lamb: Soil Testing p.47. $G_s = 2.717$ $\gamma_w = 62.428 \text{ lb/ft}^3$ Curve (C) (表-12)

γ_d	$\frac{\text{lb/ft}^3}{95}$	97	98.4	100	101.5	102.4	104	104.7	104.7	104	103.4	102	100.7
$w/100$	0.10	0.11	0.12	0.13	0.14	0.15	0.16	0.17	0.19	0.19	0.20	0.21	0.22
V_{air}/V	0.28771	0.2571	0.2307	0.2022	0.1740	0.15025	0.1203	0.09762	0.0808	0.07033	0.05913	0.05552	0.0604
V_{water}/V	0.1522	0.1710	0.1992	0.20824	0.22962	0.2464	0.26655	0.2857	0.3019	0.31652	0.33126	0.34312	0.34587
V_{total}/V	0.4399	0.4281	0.4199	0.4104	0.4016	0.3963	0.38685	0.3827	0.3827	0.3869	0.3904	0.3986	0.4063
V_s	0.5601	0.5719	0.5801	0.5896	0.5984	0.60371	0.61315	0.6173	0.6173	0.6131	0.60961	0.6136	0.5936

T. William Lamb: Soil Testing p.47 $G_s = 2.717$ $\gamma_w = 62.428 \text{ lb/ft}^3$, Curve (D) (表-13) ↓

$\frac{\text{lb/ft}^3}{\gamma_d}$	88	90	92	93.5	95	96	97.5	99	100	100.4	100.4	100	99	98.5	97.9
$w/100$	0.1	0.11	0.12	0.13	0.14	0.15	0.16	0.17	0.18	0.19	0.20	0.21	0.22	0.23	0.24
V_{air}/V	0.34022	0.31081	0.28076	0.25406	0.22686	0.2033	0.17588	0.14673	0.1221	0.10251	0.0877	0.07405	0.0674	0.05638	0.0464
V_{water}/V	0.14086	0.15858	0.17684	0.19470	0.21305	0.23049	0.2477	0.2646	0.2883	0.30557	0.32077	0.3368	0.3489	0.3629	0.37637
V_{total}/V	0.4812	0.4694	0.4576	0.44976	0.4377	0.4340	0.4252	0.41633	0.4104	0.4080	0.4080	0.41064	0.41633	0.4197	0.4220
V_s	0.51882	0.5306	0.5424	0.55009	0.5560	0.57102	0.58367	0.5896	0.59192	0.59192	0.59192	0.59192	0.5837	0.58072	0.5772

表10, 11, 12, 13は m_v の大きさを順次小さくした時の締固めの変化を示したものである。始め2表は mod AASHO, あと2表は std. AASHO である

G. Leonard's Foundation Engineering p.356 $G_s = 2.84$ (表-14)

Effect of Compaction on Permeability $\gamma_w = 62.428 \text{ lb/ft}^3$

γ_d	119.5	123.4	128	129.5	129	125.6	121.0
$w/100$	0.085	0.09	0.10	0.11	0.12	0.13	0.14
V_{air}/V	0.16328	0.12609	0.073006	0.04140	0.02443	0.03003	0.046172
V_{water}/V	0.162707	0.17790	0.205036	0.22818	0.24808	0.26155	0.271352
V_{total}/V	0.32598	0.30399	0.27804	0.269581	0.2724	0.29158	0.31752
V_s	0.6740	0.69601	0.72196	0.73042	0.7276	0.70842	0.68248

表14は空気量最小値のとき透水係数, 最小値を示している。空気量が増大し転じる点のあることが特徴である

G. LEONARDS: Foundation Engineering p. 359 $G_s = 2.767$. $\gamma_w = 62.428 \text{ lb/ft}^3$
 Boston Blue clay, C curve (表-15)

γ_d	lb/ft^3									
	92	93.7	95.7	98	101	104	105.2	104	102	
$w/100$	0.145	0.15	0.16	0.17	0.18	0.19	0.20	0.21	0.22	
V_{air}/V	0.25371	0.23246	0.20071	0.1658	0.12408	0.08141	0.05400	0.0481	0.05006	
V_{water}/V	0.21369	0.2251	0.24529	0.26689	0.29122	0.31652	0.33703	0.34984	0.35945	
V_{total}/V	0.46740	0.45756	0.4460	0.43267	0.41530	0.39793	0.3910	0.3980	0.40951	
V_s	0.5326	0.5424	0.5540	0.56733	0.58470	0.60207	0.6090	0.60207	0.59049	

G. LEONARDS: Foundation Engineering p. 359 $G_s = 2.767$. $\gamma_w = 62.428 \text{ lb/ft}^3$
 Curve ① (表-16) ↓

γ_d	lb/ft^3										
	100	102.4	104.4	106.8	109.6	111.6	112.	111.6	109.6	108	105.4
$w/100$	0.12	0.13	0.14	0.15	0.16	0.17	0.18	0.19	0.20	0.21	0.22
V_{air}/V	0.22887	0.19396	0.1615	0.12512	0.0846	0.0500	0.02872	0.01428	0.01439	0.0148	0.01839
V_{water}/V	0.19222	0.21324	0.2343	0.2566	0.2809	0.3040	0.3229	0.33766	0.35112	0.3633	0.37144
V_{total}/V	0.42109	0.4072	0.3956	0.38172	0.3655	0.3539	0.3516	0.3540	0.3655	0.3748	0.38983
V_s	0.5789	0.5928	0.6043	0.6183	0.6345	0.64607	0.6484	0.64607	0.6345	0.62522	0.6101

G. Leonard: Foundation Engineering p. 359 $G_s = 2.767$. $\gamma_w = 62.428 \text{ lb/ft}^3$ ② Curve
 (表-17)

γ_d	lb/ft^3										
	92.6	95.4	98	100.2	102.4	104.8	106.8	109.2	108.8	107	104.6
$w/100$	0.12	0.13	0.14	0.15	0.16	0.17	0.18	0.19	0.20	0.21	0.22
V_{air}/V	0.28599	0.24706	0.212998	0.17917	0.14476	0.10722	0.073785	0.03548	0.02583	0.02063	0.02584
V_{water}/V	0.1780	0.198661	0.21747	0.24076	0.26245	0.28538	0.307739	0.328562	0.33235	0.339935	0.368617

γ_d	$\frac{lb}{ft^3}$ 92.6	95.4	98	100.2	102.4	104.8	106.8	109.2	108.8	107	$\frac{kg}{m^3}$ 104.6
$w\%$	0.12	0.13	0.14	0.15	0.16	0.17	0.18	0.19	0.20	0.21	0.22
V_{water}/V	0.46273	0.44772	0.43268	0.41773	0.40272	0.38770	0.37268	0.35767	0.34265	0.32764	0.31262
V_s	0.57607	0.55228	0.56773	0.58007	0.59240	0.60470	0.61700	0.62929	0.64159	0.65389	0.66619

表15, 16, 17 は土質の種類毎による締め固め変化である

土質試験法 P.209 $G_s = 2.68$ (表-18)

γ_d	$\frac{kg}{cm^3}$	0.685	0.70	0.744	0.768	0.785	0.79	0.79	0.784	0.76	0.708
$w\%$	$\frac{\%}{100}$	0.55	0.60	0.70	0.74	0.78	0.80	0.82	0.84	0.90	1.00
V_{air}/V		0.3677	0.31881	0.2016	0.1452	0.09479	0.07322	0.05742	0.0489	0.03242	0.0278
V_{water}/V		0.3767	0.420	0.5208	0.5683	0.6123	0.632	0.6478	0.6586	0.684	0.708
V_{total}/V		0.7444	0.7388	0.7224	0.7134	0.7071	0.70522	0.70522	0.70745	0.71642	0.7358
V_s		0.2556	0.2612	0.2776	0.28656	0.2929	0.2948	0.29477	0.29254	0.2836	0.2642

より、結局、土の締め固め結果の羅列に終わったが、空気量の変化、水量の変化が全量Vを基準にして示してあるので比較が直観的に出来る利点はあるとおもうわけであり、 γ_d の単位 kN/m^3 は $kg \cdot m/s^2 / m^3$ 、 γ は力の単位で $1kg$ の質量に毎秒毎秒 9.81 の加速度を与える力である。 lb/ft^3 はポンド/立方フィートで重量単位である。水分は土粒子の付着水膜厚を変化させるであらうし、また *meniscus* の作用の変化もひきおこすのであらう (1983.9.23)

⑤ 崩壊性地氾り地山のトンネル工法について

北海道開発局 建設部道路計画課 ○新 山 淳
同 札幌開発建設部 坂 田 勝 彦
北海道開発コンサルタントKK 長 尾 俊 雄

まえがき

一般国道231号は昭和28年国道に認定された後も、道らしい道もない不通区間も同然であったところから、永い間「幻の国道」と呼ばれていた。日本海特有の急峻な海蝕崖の地形も、道路整備5ヶ年計画の進捗とともに次第に開削は進み、最大の難所、西蝦夷の三陟岬、雄冬岬を越える区間も、昭和48年の着工以来、昭和56年11月上旬に全線供用開始した。しかし、その後、わずか40日余の12月中旬に、雄冬岬トンネルの一部を押し潰す、未曾有の大崩落が発生した。復旧は崩壊地山を注入強化し、トンネル工法によったが、本文は復旧工法の施工管理を中心に調査・設計・施工について報告するものである。



写真～1：崩壊後全景

- ①～③：崩壊の順序
- Ⓐ～Ⓑ：崩壊底面番号
- ①～⑤：想定地質構造線

1 原因調査

(1) 被災状況

今回発生した崩壊性地氾りは赤褐色を帯びた火山円礫角礫岩(Hv)を主体としている。規模は約24万 m^3 (幅10 m ×高さ120 m ×厚さ20 m)で崩土の末端は海面の約130 m まで飛散し、かつ崩壊面の形状が急峻な円弧状を呈していることから見て、崩壊性地氾りの典型的な形状を示している。落下岩塊の径は10～20 m に達するものが認められ、通例の落石荷重は大きくても径1 m 程度であることからして、比較にならないほど大規模なもので、数千年という地質年代スケールでの山崩れと考えられるものである。構造物の被災状況は雄冬岬トンネル878 m の北坑口から37 m を残し、浜益側に約61 m の区間である。破壊の状態は覆道の両端が鋭利な刃物で輪切りにした感じで欠損し、61 m 区間は完全に破壊されている。残存部37 m 区間も頂部にクラックが発生している。

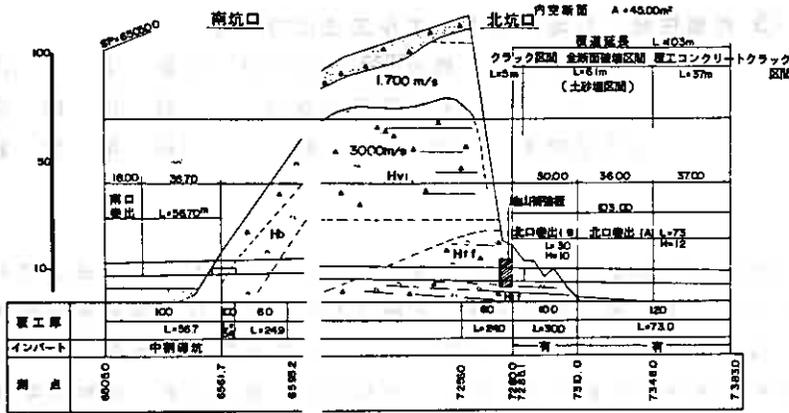


図-1
雄冬岬トンネル

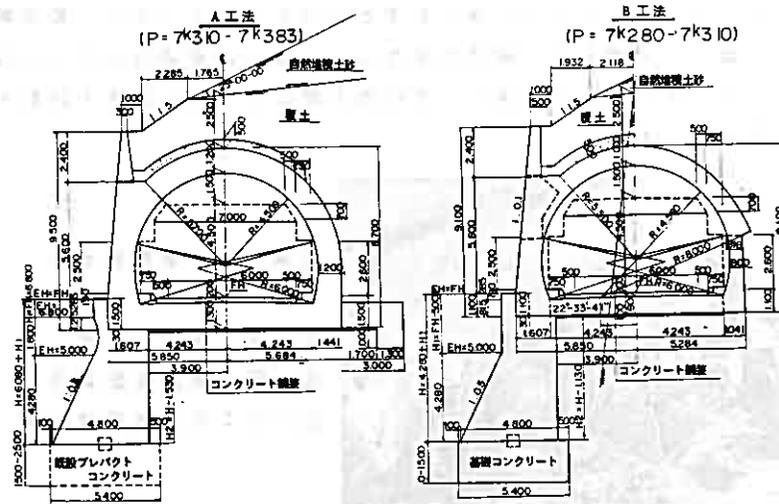


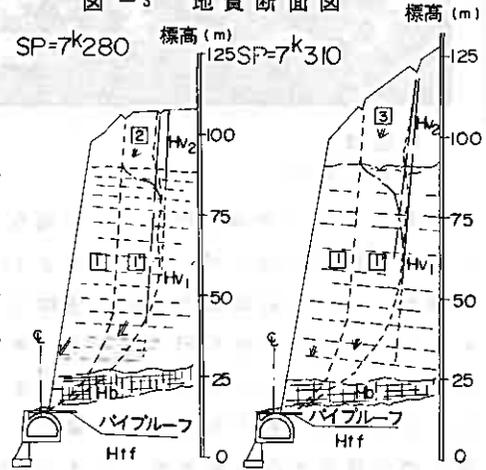
図-2
巻出部断面図

(2) 地質構造及びキレツ性状

当該箇所は垂直高さ 130~150^m の海蝕崖と前面の海浜堆積物によって特徴づけられるが、崩壊後の壁面の形状は上部が全体にオーバーハングしている。崩壊壁面の基盤地質は浜益玄武岩層準の角礫凝灰岩 (Ht_f)、玄武岩溶岩 (Hb)、火山円礫角礫岩 (Hv₁)、火山角礫岩 (Hv₂) 及び安山岩溶岩 (Ian) である。

IanとHbでは柱状節理が発達しているが、その他は現状で無キレツに近い状態を示している。全体的なキレツ性状としては崩壊面のキレツは少なくかつキレツ面は密着しているものと評価される。地質構造は図-3に示す

図-3 地質断面図



トンネル横断面で見た場合、山側へ5°程度傾斜する水平構造となっている。崩壊前後の空中写真を対比すると地質構造線と見られる数本の線状構造が見られ、いずれも断続~消失するもので潜在性クラックと考えられる。

(3) 崩壊の発生機構

崩壊発生の諸因としては写真~1に示す様に

イ) 崩壊底部の位置はほぼ玄武岩(Hb)付近にある。

ロ) Hbは板・柱状節理が発達してブロック化しており一種の弱線部を形成していたと見ることが出来る。

ハ) 崩壊底面には④、⑤面など部分的に海側に傾斜した面が認められる。

ニ) 崩壊土はⅡ~Ⅳの3区分にされる。

以上の現地調査の結果に加え、崩壊前後の空中写真の判読から①~⑤の地質構造線の存在を想定すると崩壊発生の機構は次の様に説明できる。

①と④に囲まれたほぼ楔形の領域がHb付近をスベリ先端として、ほぼ壁面の形状を保つ形で海中に落ちた結果、崩土先端は海面130mに達した(崩壊土①)。引続いて④の壁面が落下し(崩壊土②)、最後に⑤の壁面が落下した。(崩壊土③)

(4) 崩壊発生の原因

前述の様に崩壊はⅡ→Ⅳ→Ⅲの経過をたどったと考えられるが、そっ引き金となったⅡの原因について考察すると

イ) 掘削時のゆるみ領域の拡大

掘削時のゆるみによる地山内部の応力変化は一般的に数十日以内であると考えられている。施工は掘削から覆工まで60日余を要したが、この間のパイプルーフ及び支保工に異状のなかったこと、覆工後ただちに背面への充填をなされていること等から見て、断面は拘束閉合の状態にあり、ゆるみを拡大したとは考えられない。

ロ) 潜在性クラック内の浸透水による間ゲキ水圧の発生作用

昭和56年の降雨、降雪水などの気象データの平均値は高い値を示しており、特に8月には有史以来の豪雨が2度も記録されていることから、急激な水路の変化が起り浸透水による間ゲキ水圧が発生し、地山の安定性に大きく影響したことも考えられる。

ハ) 潜在クラック内の浸透作用による凍結・融解の繰返し作用

崩壊前には地層の境界から湧水が特に確認されなかったが、崩壊壁面では北坑口側壁面の地層境界から湧水(結氷)が見られた。このことは地層の連続性を考えると、今回の崩壊面にも湧水現象の存在した可能性は否定出来なく、内部の主要な層理面キレットに沿って凍結・融解が繰返えされていたことも考えられる。

ニ) 潜在クラックの強度劣化

崩壊壁面の周辺には少ないとはいえ、大小の潜在キレットが存在しており、永年の風化の進行によって、キレット面のせん断強度が低下したと考えられる。崩壊面は複数の潜在クラックがゾーンとして弱線部を形成し、長期的な強度劣化を進行させていた可能性がある。

以上のように、イ)については掘削の影響が考えられないことは前述の通りであるが結果としては、崩壊面が潜在クラックの方向性に規制されていることから、ロ)、ハ)、ニ)が複雑に重なり合い、このクラックの長期的な安定性に何らかの変化が生じた

注入は、岩塊のため空隙が多いため切羽の自立安定のための空隙填充、二次注入は地盤改良強化を目的としていずれも地表から行う。トンネル掘削工法は、地盤改良の確認、基礎損傷状態の確認を考慮し、側壁導坑先進の上半リングカット工法によった。

3 復旧工事

復旧工は表-2の作業フローにより施工された。切土は高さ110~210^mの高所作業の安全性と工期短縮を考慮して主として図-5に示すようにベンチカット、長孔発破等機械施工によった。

表-2 復旧工事フロー

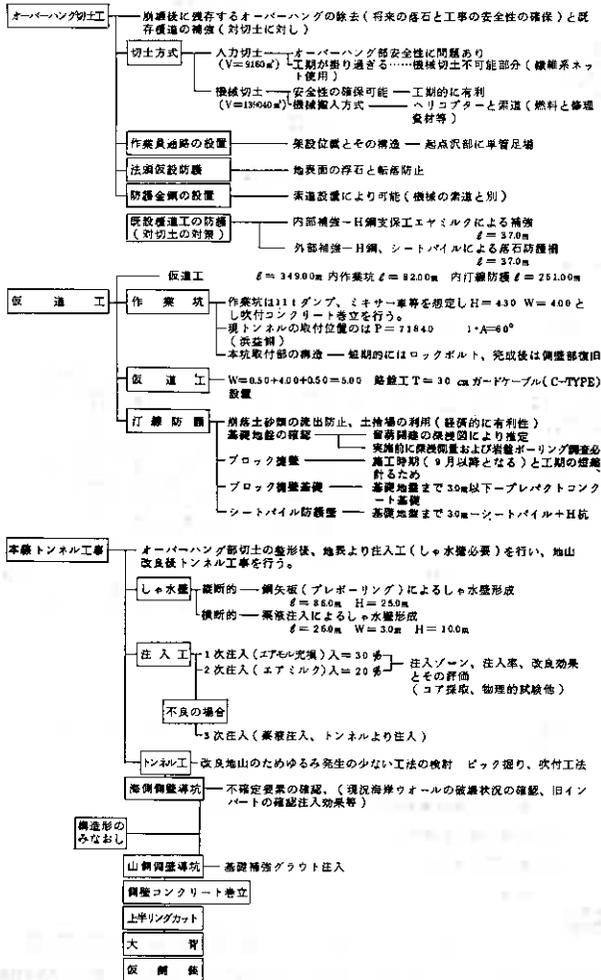
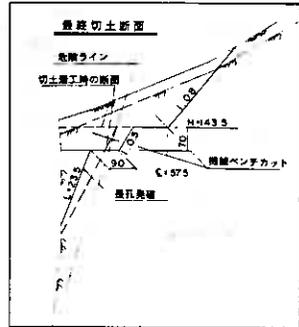
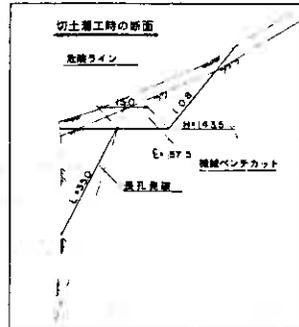


図-5 切土工法



間隔: 2.0m 薬種: 3点桐 孔長: 20m/本
径: 76% 装薬量: 20kg/孔

グラウトによる崩壊地山の改良強化は復旧工法のポイントであり、以下に説明する。

1) グラウト工

地盤改良の目標値は、掘削時の安全性、構造形の決定要素などを考慮して、その物性値の下限値を確保することにした。

- (イ) 土の単位体積重量 $V_t = 1.1 \sim 2.0 \text{ t/m}^3$ (平均 1.5 t/m^3)
- (ロ) ゆるみ高 $H = 5.5 \text{ m}$
- (ハ) 変形係数 $E = 5000 \sim 20000 \text{ t/m}^2$ (平均 10000 t/m^2)
- (ニ) 許容支持力 90 t/m^2 以上
- (ホ) 岩種区分 軟岩Ⅲ (C) 以上 (資料参照)

上記の物性値確保のための調査、管理のフローを図-6に示す。

図-6 雄冬岬トンネル施工管理フロー

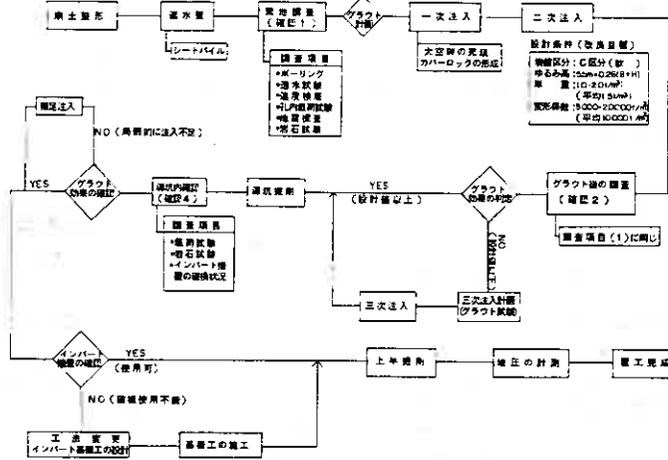
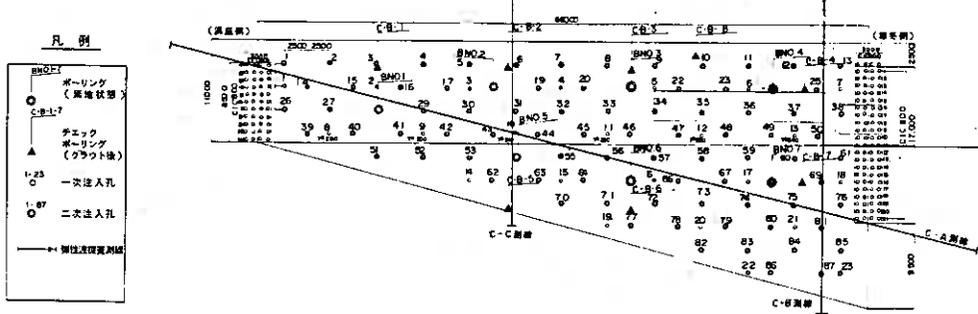


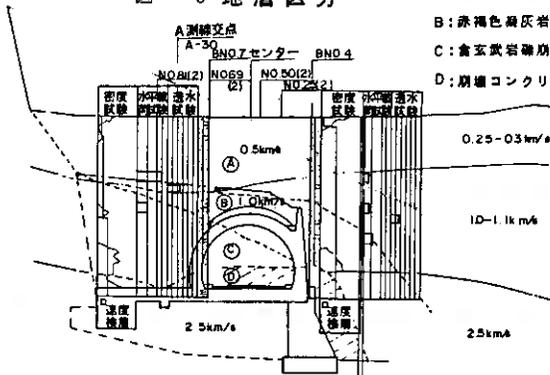
図-7 調査平面図



2) 素地状態の地層区分

地震探査並びにボーリングと各種物理、力学試験を実施した。この結果を図-8、表-3に示す。

図-8 地層区分



- A: 倉スコリア質角礫凝灰岩, 赤褐色凝灰岩礫崩土
- B: 赤褐色凝灰岩礫崩土
- C: 倉玄武岩礫崩土
- D: 崩壊コンクリート

表-3 各地層区分の性状

地質	区分	ボーリング 探査率 (%)	物理探査 探査率 (km/s)	物理探査 探査率 (km/s)	物理探査 探査率 (km/s)	物理探査 探査率 (km/s)	物理探査 探査率 (kg/cm ²)	物理探査 探査率 (K)
凝灰岩	A	18	0.67	0.5	0.5	110	30	15700 ⁰ -2 50000 ⁰
	B	0	0.75	0.6	0.6	110	30	4.85M ⁰ -2 152X10 ⁰
崩壊土	C	230	0.86	1.5	1.5	-	-	152X10 ⁰ -1
	D	45.6	1.04	1.5	1.5	-	-	-

A層及びB層：崩壊直後の崩土は、地表で見える限り岩塊の重なり合い、全体的に空隙に富んでいるものと判断したが、比較的細粒分の多い崩土で（礫径1~15cm、混入率10~30%）透水係数は平均 10^{-2}cm/s の数値を示す。

C層：礫径15~20cmの玄武岩の角礫を多量に混入（礫径1~20cm、混入率50~90%）する崩土からなり、透水係数 $K = 1.7 \times 10^{-1} \text{cm/s}$ の示すごとく、A、B層に比較して明らかに空隙に富んだ地層である。

D層：圧潰された覆工コンクリートで構成されるゾーンで、コンクリート塊間は大頭大以上の空隙が散見される。

3) 一次注入

目的はD層にみられるような大きな空げきの充填とカバーロックの形成を目的とした予備注入で、トンネル掘削上の条件などから下記の注入計画とした。

a) 注入材

強度的には変形係数 $E = 5,000 \frac{\text{t}}{\text{cm}^2}$ 以上とし、かつ掘削時にはピック掘り可能な強度とする。このため一次注入材としてはエアーミルクを選定した。

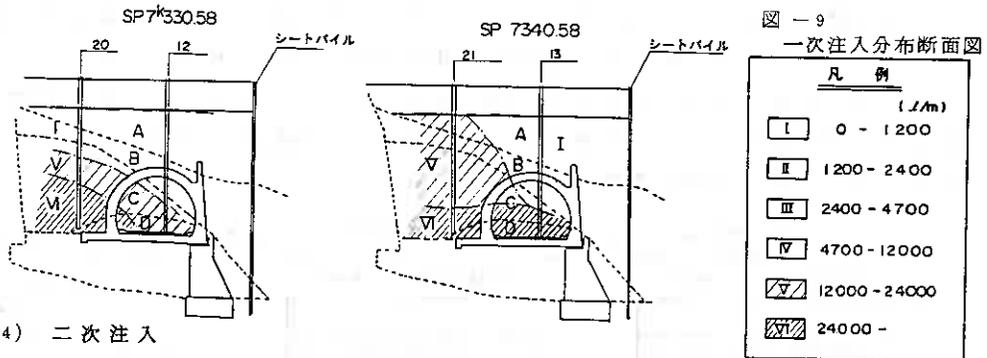
b) 注入圧

空げき充填を目的としていること、気泡を圧潰しないことなどから、無圧注入を原則とした。

c) 注入孔配道

素地状態の調査結果から主対象地層をC層、D層とし図-7に示すごとく5mの千鳥配置とした。

結果：一次注入の結果、主対象地層のC層、D層に存在した空げきは一応充填されたものと解釈される。（透水係数 10^{-1} が 10^{-2}cm/sec に改善）代表断面を図-9に示す。



4) 二次注入

a) 注入材

素地状態の調査結果は前述のとおりであるが、一次注入を完了した時点での透水性はC層、D層とも、 10^{-2}cm/sec で、素地のA層、B層と同程度に改良されている。従って、二次注入材の選定はA~Dまでを同質材で注入する。

b) 注入材の選定

注入材選定の目安となる地層の透水性とグラウト材の浸透性に関する一般的な文献として表-4がある。

又、強度的には、長期的に強度劣下の少ないもので、かつ変形係数 $E = 5,000 \frac{\text{t}}{\text{cm}^2}$

以上の条件をも満足させる材料が必要なところから、地盤の平均的な透水係数が 10^{-2} オーダーと浸透性に多少問題はあるものの、脈状に注入され、かつ礫間の空げきは充分充填可能と判断し、セメントミルクを注入材料に選定した。

表-4 地層の透水性と注入材の浸透性

分類	グラウト名称	粒径 (mm)				
		礫 2.000	粗砂 0.850	中砂 0.425	シルト 0.075	粘土
懸濁液	セメント	[Bar chart showing permeability across grain sizes]				
濁液	ベントナイト	[Bar chart showing permeability across grain sizes]				
半濁液	不安定ガラス	[Bar chart showing permeability across grain sizes]				
溶液	水	[Bar chart showing permeability across grain sizes]				
	低粘度	[Bar chart showing permeability across grain sizes]				
液	高粘度	[Bar chart showing permeability across grain sizes]				
	粒径 (mm)	2000	1000	0.850	0.425	0.075
透水係数 (cm/sec)		10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}

表-5 セメントミルクの室内試験

配合 C:W	圧縮強度 (kg/cm ²)		ブリーディング率 (%)	ストマー粘度 (sec)
	7日	28日		
1:1	70.0	145.7	26.2	17.4
1:2	63.3	118.2	56.8	13.7
1:4	15.2	56.7	71.7	13.7

c) セメントミルクの配合

強度、粘度、ブリーディング率について室内試験を行ない、二次注入材の配合は C/W = 1:2 とした。

d) 注入圧並びに配置

ブリージング水の排除、および注入効果を高めるなどから、口元圧 7 ~ 10 kg/cm² を目安とし、ステップは 1.5 ~ 3.0 m とした。又、注入孔配置は 2.5 m 千鳥とした。

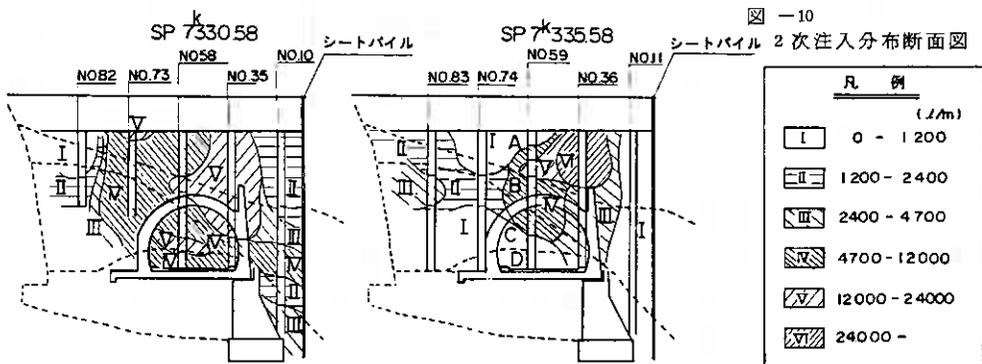
e) 注入完了基準

注入の完了は口元でリークするか、別ヶ所からリークした時点で完了とした。

(5) 注入結果

局部的に 2400 ~ 1200 g/m の注入量を示したが、大部分は 2400 g/m 前後の注入量を示し、かつ一次注入とは異なり、地層別の注入量差は認められなかった。

このことは二次注入ではほぼ一様に注入されたものとみられ、注入状態をみるかぎり、ほぼ計画どおり (当初空げき充填率 20%、実績 21%) 注入されたものと判断した。図-10 に注入確認調査ヶ所の代表断面を示した。



(6) 改良岩盤の総合評価

二次注入後のチェックボーリング (確認 2) による各数値、並びに側壁導坑掘削時の載荷試験の結果を地層別に整理してまとめたのが表-6、表-7である。

表-6 グラウト後の岩盤評価

地層区分	注入状況	グラウト後の確認				岩盤区分	摘要
		K ($\frac{kg}{cm^2}$)	V ($\frac{km}{s}$)	E ($\frac{kg}{cm^2}$)	α ($\frac{kg}{cm^2}$)		
A・B層	局部的に改良 脈状注入	10 ⁻¹ 10 ⁻⁴	0.5~ 1.5	116~ 176	100 以下	D 軟岩 I~II	設計値以下 三次注入の検討 必要
C・D層	全面的に改良 浸透注入	10 ⁻⁴	1.0~ 2.0	1000 以上	200 以上	C 軟岩III	設計値 以上

K:透水係数、V:弾性伝播速度、E:孔内載荷試験による変形係数、 α :一軸圧縮強度ゆりみ高(表-5等より)
・B層 H=7.0m=0.35(B+H)

表-7 導坑内載荷試験の結果

地点	地層	載荷重 ($\frac{kg}{cm^2}$)		沈下 cm		変形係数 $\frac{kg}{cm^2}$	許容支持力 $\frac{t}{m^2}$
		F ₁	F ₂	S ₁	S ₂		
7K346 (左導坑)	1 B層の境界付近 全面改良域	0	35.4	0	0.2	3.4×10 ⁴	178.5
7k336 (")	2 C層 全面改良域	28.3	85.0	0.063	0.079	4.7×10 ⁴	428.5
7K346 (")	3 B層 脈状注入 局部改良域	7.1	21.2	0.2	0.4	10.9×10 ⁴	119.0
7K3316 (")	4 未改造部	3.5	10.6	0.30	0.61	4.95×10 ⁴	71.4

この結果から、C層、D層については、地震探査伝播速度 $V = 2.0 \text{ km/s}$ (素地 $V = 1.5 \text{ km/s}$)、許容支持力 $180 \sim 430 \text{ t/m}^2$ (素地測定不可能) に改良され十分な改良効果を得ている。これに対し、A層、B層は、地震探査伝播速度 1.5 km/s (素地 0.5 km/s)、許容支持力 $70 \sim 120 \text{ t/m}^2$ (素地約 30 t/m^2) の数値が得られたが、当初目標とした値まで改良されていない。このことは表-7 に示す導坑内の観察結果でも、ほぼ上記の結果が確認されている。

以上の結果を総合的に評価したのが表-8 である。

表-8 改良岩盤の総合評価

地層	単重 ($\frac{t}{m^2}$)	変形係数 $a=3$ ($\frac{kg}{cm^2}$)	内部マツ角 ϕ (推定)	岩盤区分	推定ゆるみ 高 H (m)	許容支持力 $\frac{t}{m^2}$	摘要
A・B層	2.0	300	30°	軟II	7.0 =0.35(B+H)	-	-
C・D層	2.0	1,000	35°	軟III	= 7.0m	-	軟IIIに相当 ゆるみ高は 5.5m=0.26(B+H) であるが、A、B層 に準じる。
インレット 下埋戻土	-	300	-	-	-	90	-
基盤	2.5	10,000	4φ	軟III	-	200以上	-
隣接帯 地盤	-	300	-	-	-	-	-

(参考) V. RQD(5)、トンネル掘削工法の対比

掘削岩 分類	岩の分類	古生層-深成岩		火山岩		第三紀層		亀裂 (参考)		地質状況	掘削状況	ゆるみ高 (m)
		V RQD(5) ($\frac{kg}{s}$) (%)	V RQD(5) (%)	V RQD(5) ($\frac{kg}{s}$) (%)	V RQD(5) (%)	係数K (%)	圧縮強度 ($\frac{kg}{cm^2}$)					
A 硬岩	I	4.8 (4.5)	00以上	4.0	80%以上				800以上	1. 新鮮にて亀裂少ない 即落ちあり	上部半断面	0.15B
	II	4.5 (4.0)	50~60	3.5	70~80	30	60以上	25以上		1. わずかに風化 亀裂やや多い、 2. 即落ち多い	上部半断面(一部 導坑先道上半)	
B 中硬岩	中硬岩	4.0 (3.5)	30~50	3.0	50~70	2.5	40~60	25~50	100 ~800	1. 風化を受け亀裂 多い、 2. 一部に変質、破 砕帯	導坑先道上半~ 上部半断面	0.20B
C 軟岩	III	3.5 (3.0)	20~30	2.5	40~50	2.0	30~40	50~70	100以下	1. 風化を強く受け 亀裂多い、 2. 一部に変質、破 砕帯	導坑先道上部半断面 (一部側壁導坑および 上部半断面)	0.26 (B+H)
D 岩	II	3.0 (2.5)	20以下	2.0	30~40	1.5	20~30	70~80		1. 強風化及び破砕 帯	導坑先道上半~ 側壁導坑	0.35 (B+H)
	I				30以下	1.0	20以下	80以上		1. 変質を伴う破砕 帯	側壁導坑~ 特殊工法	0.45 (B+H)

なお、昭和58年12月現在までのデータでは特異な変動は認められていない。
また、図-15に示す如く、支保工に発生している応力も設計値の $\frac{1}{5}$ と極めて小さく
現状では特に問題はない。

図-14 地圧測定経過図 (A断面: P = 7k310)

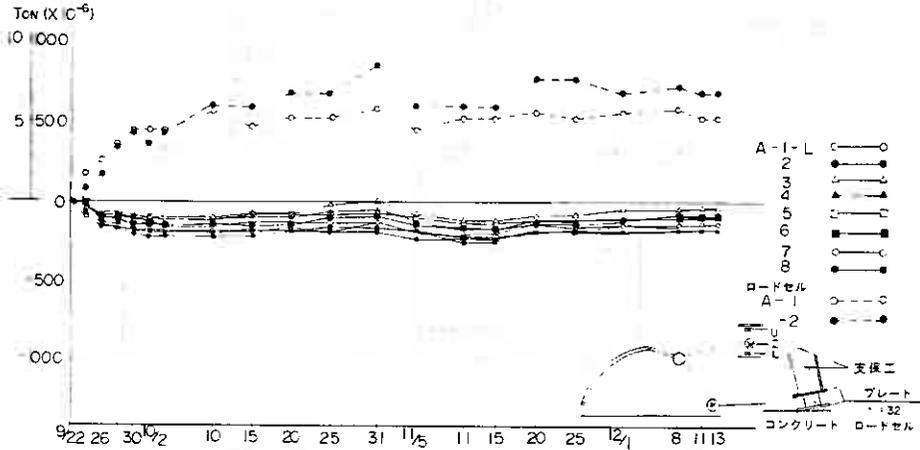
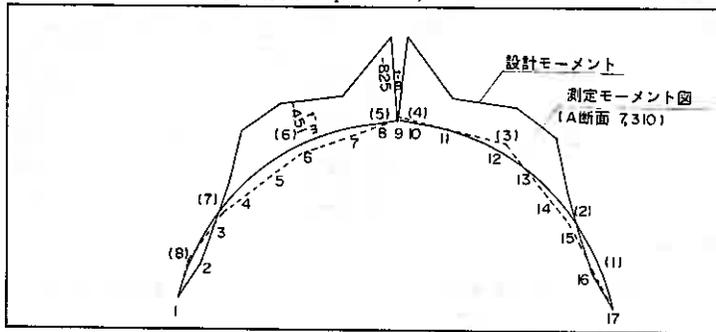


図-15 曲げモーメント図 (A断面: p=7k310)



あ と が き

災害に強い道路整備は、道路交通の安全確保の面で大きな課題であるが、通行規制区間の維持管理、管理調査による防災危険ヶ所の設定などを行っている。

今回の崩壊地すべりは、その規模から言っても未曾有の自然災害であるが、

1 災害対策調査は概して目視による地表地質踏査を主体としているが、これに空中写真の判読、表面クラック調査、岩盤調査などを含めた総合的な評価手法が必要である。

2 技術的には、安全確保の面での長期的強度の観測・管理体制が必要である。

など、今後に向かっての検討課題も多いが、漸次重点的に解消を図っていかなければならない。

最後に原因調査、復旧工法などで、種々の分野の方々の御意見をいただき、2ヶ年の比較的短期間で修復し、供用することが出来たことにつき、ここに感謝の意を表します。

⑥ 自然堆積砂の弾塑性応力へひずみ関係

北海道大学工学部 土岐 祥介
北海道大学工学部 三浦 清一
北海道大学工学部 谷澤 房郎
北海道大学大学院 ○ 三浦 均也

1. まえがき 堆積過程における重力の影響により、自然堆積砂地盤では、ほとんどの場合、異方的な粒子配列構造が形成されるであろう。その異方構造に起因する異方的な力学特性は、主として、室内で構成された砂試料を用いた研究¹⁾によって明らかにされており、砂質土の変形・強度特性を評価するには、密度や応力条件だけではなく、粒子の配列特性を充分に考慮に入れる必要があることが指摘されている。当研究室では、これまで不攪乱試料を用いて非排水繰返しせん断試験を実施し、自然堆積砂地盤における異方的な動的力学特性について報告している²⁾。

ここでは、自然堆積砂地盤における粒子配列構造とその力学特性の異方性の実体を明らかにするために、まず、5種類の砂についてそれらの不攪乱試料あるいは再構成試料の粒子配列構造を微視的に観察している。さらに、鉛直・水平面方向から切り出した円柱供試体を作製し、三軸圧縮・伸張試験を行なった。その結果、自然砂地盤には粒子配列構造および力学特性に強い異方性を有していることが確かめられた。また自然砂地盤は二軸直交異方性体としてモデル化が可能であるので、これまでに三浦ら³⁾が提案している異方性砂の弾塑性応力へひずみ関係式を用いることにより、それが示す異方的な変形特性を良く説明できることが示されている。

2. 用いた砂試料

2-1. 不攪乱試料の採取 本研究で採用した不攪乱試料は、物性が異なる4種類の砂(以下、それぞれI, D, K, N砂と略称する)であり、均質な堆積状態にある砂層において、ブロックサンプリング法²⁾により得たものである。ブロック枠(300×300×300 mm)内に収納した砂試料は、密封後、ドライアイスで凍結した状態で実験室へ運搬し、冷凍庫内(-25°C)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。

2-2. 試料の物理的性質 ブロックサンプリングにより得た4種類の砂および比較のために用いた豊浦標準砂(以下T砂と略称)の粒径加積曲線および物理的性質を図-1および表-1に示す。D, K砂では細粒分 F_c (74 μm 以下)が若干多いようであるが、これらの粒径分布は類似しており、比較的均一な粒度組成となっている。なお、最大・最小間隙比は、土質工学会で定めた方法⁴⁾に従って求めたもので、それぞれ

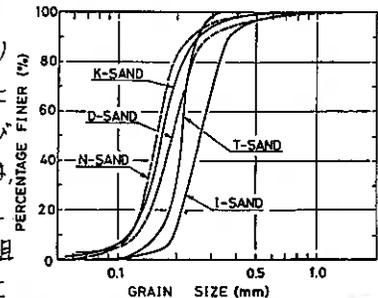


Fig. - 1

10回の測定の前平均値を採用して
いる。

Table - 1

Name of sample	Locality	Gs	D ₅₀ (mm)	U _c	F _c (%) (≤74μ)	n _{max} *n _{min}	D _r (%) (in-situ)	w _n (%) (in-situ)
I-SAND	Ishikari town	2.73	0.26	1.5	0.5	1,235,0,808	85	8
D-SAND	Diet library Tokyo	2.66	0.19	1.6	3.3	1,887,1,115	97	15
K-SAND	Kushiro city	2.69	0.17	1.8	3.0	1,294,0,774	98	20
N-SAND	Hiroshima town (Nagano group)	2.74	0.15	1.4	1.5	1,397,0,885	89	13
T-SAND	Toyoure standard sand	2.65	0.18	1.5	0.0	0,992,0,825	-	-

3. 砂粒子の配列特性

3-1. 試料の作製と 観察方法

粒子の配列構造を観察した試料は、再構成試料を含めて合計9種類である。不攪乱砂については、ブロックサンプルの一部を用いているが、再構成試料の場合は、以下に述べる方法によって、砂試料をアルミ製の直方体モールド(84×44×90mm)に充填して作製したものを用いた。

(a) 多重ふるい落下法(MSP法)⁵⁾: 乾燥状態にある砂試料を7層のふるいを通して空中落下させることによって、モールドに堆積させる方法である。この方法は、I,T砂について適用されている。

(b) Rodding 法: 乾燥状態(dry Rodding法)あるいは、含水比10%の状態(wet Rodding法)にある砂を約10層に分けて三軸供試体用モールドに注入し、各層ごとに直径10mmのロッドを用いて、所定の密度が得られるように突き固める。この方法はI,T砂に対して適用されている。

(c) Tapping 法: モールド内に乾燥試料を約10層に分けて入れ、各層ごとにモールド側壁を木槌で連打して、所定の密度を得る方法である。この方法はK砂に対して適用されている。

以上のようにしてモールド内で再構成された試料は、すべて、モールド底部のポラスプレートを通して飽和→サクション→98kPaの定荷重のもとで凍結の過程を経て、不攪乱試料と同様な凍結試料を得る。

図-2は砂試料の要素を模式的に示している。直交座標系は、不攪乱試料では原位置における鉛直方向をZ軸方向に、また、再構成砂では、試料作製時における鉛直方向をZ軸方向に一致させて規定した。そうすると図示したように、YZ面およびXY面は鉛直断面(V-section)、XY面は水平断面(H-section)となる。粒子配列構造の観察は各試料について、鉛直断面と水平断面の拡大写真を撮影して行なわれた。その具体的な手法は以下に示す通りである。

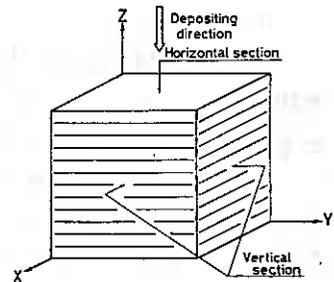


Fig. - 2

凍結した試料は、乱れが少ないと思われる中央部付近を選んで、冷凍庫内でストレーツエッジなどを用いて、鉄製のリング(D=20, H=7, t=1mm)に合わせて成形してはめ込んだ後、両端面を平らに仕上げる。このとき、試料の端面が鉛直断面および水平断面となるように、リングにセットされている。

乾燥機(110°C, 送風なし)で約30分、融解・乾燥された試料は、上端面に瞬間接着材を浸透させ、砂粒子の配列構造を固結する。さらに、裏面も固めた後、再度乾燥させる。

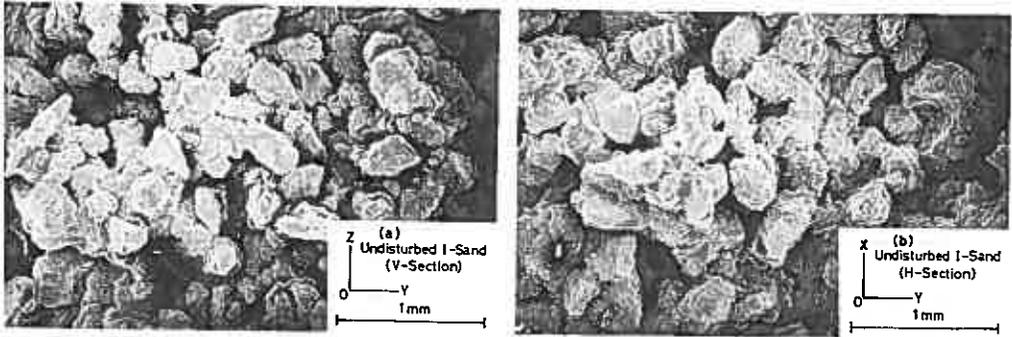


Photo. - 1 (a-b)

このようにして粒子配列構造を保存している試料は表面を金属でコーティングし、走査型電子顕微鏡によってブラウン管に映し出された35倍の拡大映像の写真を撮る(写真-1)。

3-2. 粒子配列構造の考察 最終的に約50倍に拡大された断面の写真から、鉛直・水平断面それぞれ250個ずつの粒子を抽出し、その輪郭をトレースする。図-3に示すように、各粒子は長辺:短辺の比が最大となるような外接長方形で囲まれ、見かけ上の長軸と短軸が決定される。そこで、長軸と短軸の長さ L_i, S_i および長軸方向とY軸がなす角度 θ_i が測定される。

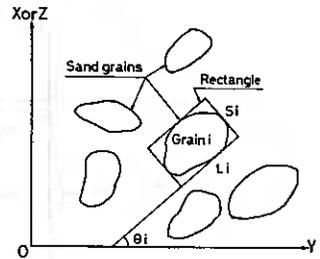


Fig. - 3

粒子形状を示すパラメータ、平均軸比 $\overline{A.R.}$ (Axial Ratio) は次式によって計算される。

$$\overline{A.R.} = \frac{\sum_{i=1}^n (S_i / L_i)}{n} \quad (1)$$

ここで、 L_i, S_i はそれぞれ i 番目の粒子の長軸および短軸の長さであり、 n は測定された粒子の総数である。 $\overline{A.R.}$ が小さい程、粒子形状は細長くかつ扁平ということになる。

長軸の方向の分布は、図-4(a)~(c)に示す放射状のヒストグラム(Rose Diagram)で表わすとわかりやすい。ここでは、円周を 15° の間隔に分割し、長軸方向がその範囲にある粒子数の頻度を中心からの距離として示している。図中では、鉛直断面における分布を実線で、水平断面については破線で示している。さらに、比較のために、粒子配列が完全にランダムであり、その長軸方向の分布が理想的に等方な分布を持つ場合を一点鎖線の真円を示している。

長軸の卓越配列方向 $\bar{\theta}$ (Preferred Orientation) およびその集中の程度を示すパラメータ $V.M.$ (Vector Magnitude) は次式で計算される⁶⁾。

$$\bar{\theta} = \frac{1}{2} \arcsin \frac{\sum_{i=1}^n \sin 2\theta_i}{\sum_{i=1}^n \cos 2\theta_i} \quad (2) \quad V.M. = \frac{1}{n} \left\{ \left(\sum_{i=1}^n \sin 2\theta_i \right)^2 + \left(\sum_{i=1}^n \cos 2\theta_i \right)^2 \right\}^{\frac{1}{2}} \times 100 (\%) \quad (3)$$

ここで、 θ_i は i 番目に測定された粒子の長軸方向である。 $V.M.$ は長軸方向が $\bar{\theta}$ の方向へ集中している程度を示す。すなわち、 $V.M.$ が小さいほど、より等方的な配列であることを示しており、図-4に示した理想等方分布(Ideally Isotropic Distribution)

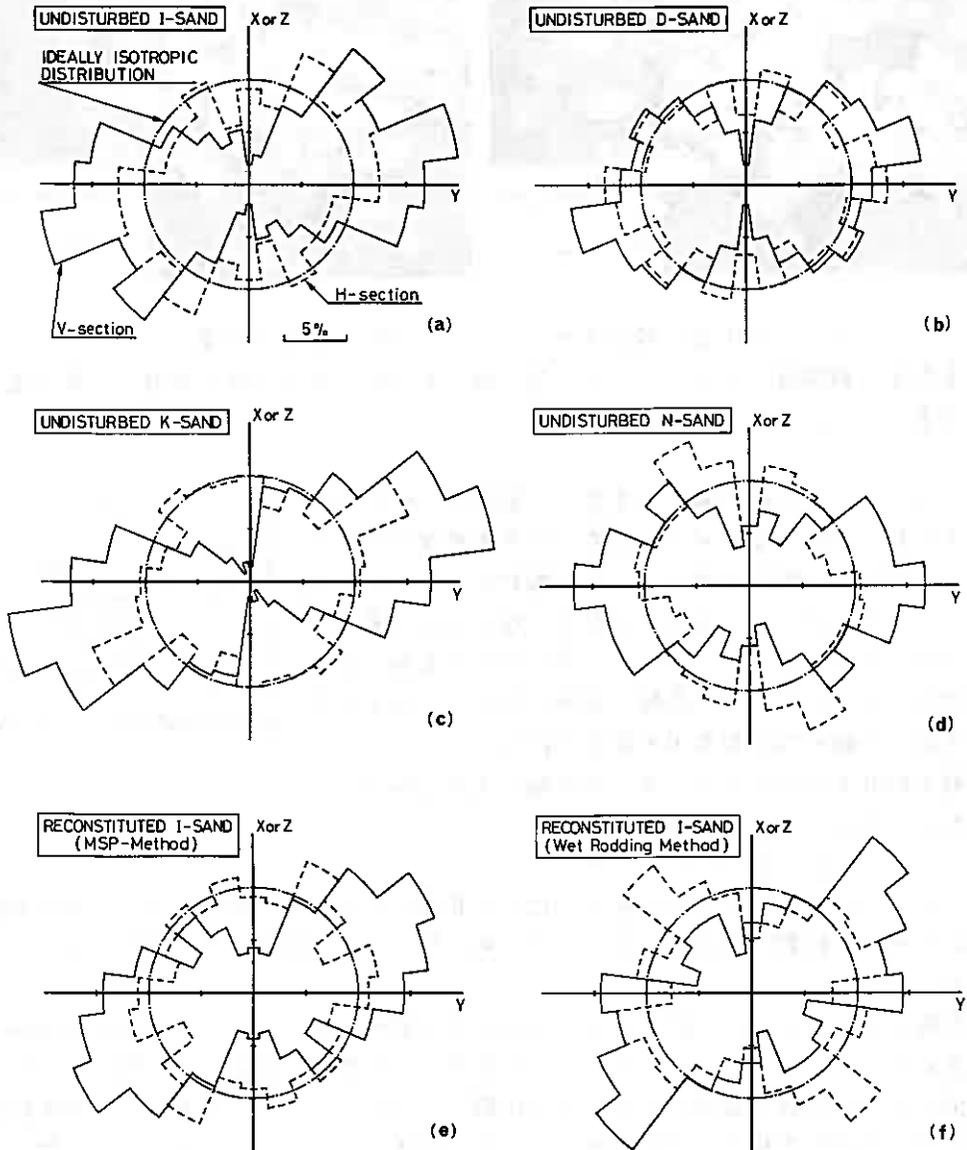


Fig. - 4 (a-f)

の場合には $V.M. = 0\%$ となる。逆に、 $V.M. = 100\%$ は、すべての粒子の長軸方向が θ の方向に一致しているような、完全定方向配列に相当している。ここで得られたパラメータの値を表-2に示す。

平均軸比を比較すると、K,D砂は他のものよりいくぶん球形に近いと考えられるが、本研究で用いた試料の砂粒子はほぼ類似した、やや細長くかつ偏平な形状をしていると考えられる。

不攪乱砂の粒子配列特性は、I砂(図-4(a))に代表されるように、鉛直断面で

は、ほぼ水平な方向($\bar{\theta}=3.48^\circ$)に強い卓越配列特性($V.M.=40.05\%$)が認められる。一方、水平断面では、 $V.M.=11.82\%$ で、かなりランダムな配列特性を示している。この傾向は他の不攪乱試料についても同様である。このことから、自然砂地盤は水平断面においてはランダムな、しかし、鉛直断面では水平方向への強い卓越配列特性を有している二軸直交異方性体としてモデル化が可能であると考えられる。

Table - 2

Name of sample	Preparation method	Or (%)	A.R.	V.M. (%)	$\bar{\theta}$ (deg)
I-SAND	Undisturbed	85	0.601	V) 40.05 H) 11.82	V) 3.48 H) 22.22
	MSP-method			V) 33.25 H) 2.66	V) 8.48 H) 41.87
	Wet Rodding method			V) 24.04 H) 9.88	V) 22.04 H) -21.26
D-SAND	Undisturbed	97	0.619	V) 25.64 H) 9.88	V) 0.68 H) 1.89
K-SAND	Undisturbed	98	0.638	V) 50.35 H) 5.85	V) 11.63 H) 7.93
	Dry Tapping method			V) 18.70 H) 9.88	V) -16.48 H) 30.96
N-SAND	Undisturbed	89	0.683	V) 26.97 H) 6.70	V) -9.66 H) -65.55
T-SAND	MSP-method	80	0.501	V) 36.33 H) 2.78	V) -2.90 H) 21.52
	Dry Rodding method	50		V) 19.37 H) 0.15	V) -7.99 H) -1.55

MSP法により再構成された試料は図-4(e)に見られるように、その異方性は若干弱く($V.M.=33.25\%$ (V-section))なっているが、不攪乱砂と同様な二軸直交異方性体としての特徴を有している。このことから、MSP法は自然堆積砂地盤の粒子配列特性に近い構造を再現できる一つの有力な手段であると思われる。一方、図-4(f)に代表されるような Rodding 法あるいは Tapping 法で再構成された試料は鉛直断面における $V.M.$ で比較すると、I, K 砂ではともに、不攪乱試料の約 $1/2$ まで減少しており、比較的等方的な構造となっているようである。しかし、鉛直断面における $\bar{\theta}$ は $\pm 25^\circ$ の範囲で水平方向を向いており、これらの作製方法によっても重カの影響を受けない等方的な粒子配列構造を得ることは困難であると思われる。

図-5は $V.M.$ と $A.R.$ の関係を示しているが、鉛直断面の粒子配列特性を表わしている白抜ききの記号は水平断面に対応する黒塗りの記号とは明確に異なり、ある境界を持って上方に分布していることがわかる。つまり、上述の二軸直交異方性体としての特徴をある程度、図-5より把握することができる。

小田ら⁷⁾は8地点で不攪乱砂を採取し、また、それらを再構成して、微視的な粒子配列構造を調べている。その結果、鉛直断面における卓越配列特性は粒子形状に依存するため、 $V.M.$ と $A.R.$ との間には負の相関があるとして、図-5に示されている範囲を提示している。本研究で得られた結果は、K砂の不攪乱試料を除いては、その傾向をほぼ支持している。

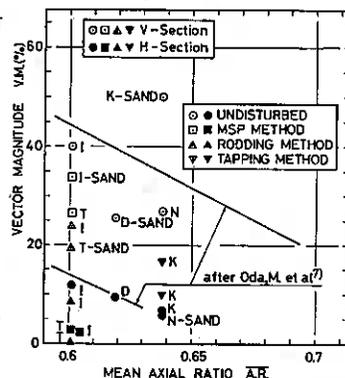


Fig. - 5

4. 自然堆積砂の力学特性

4-1. 三軸供試体の力学特性 本研究では、自然砂地盤の応力-ひずみ-強度特性の異方性を調べることを目的としているので、T砂およびD砂の不攪乱試料から、以下に述べる2種類の供試体(50mmφ, 120mm H)を準備している。

(a) UV供試体: 図-6に示すように、凍結したままのブロック試料から、三軸供試体の軸方向が原位置の鉛直方向に一致するように、スレート用鋸とストリートエッジを使って切り出し、成形するものである。

(b) UH供試体：ブロック試料から、原位置の水平方向と三軸供試体の軸方向が一致するように切り出し、成形したものである。したがって、UV供試体とは、供試体の軸方向が90°異なっている状態にある(図-6)。さらに、I砂については、以下の再構成供試体を作製し、三軸試験に供している。

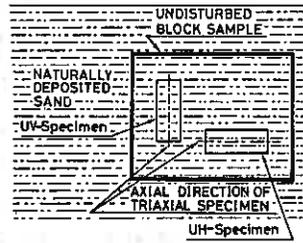


Fig. - 6

- (c) RA_V供試体： 3-1節で説明したMSP法⁵⁾により、三軸供試体モールド内に砂試料を堆積させて作製する供試体である。このようにして得た供試体は軸方向が堆積方向と一致しているので、RA_V供試体と称する。
- (d) R_{BV}, R_{BH}供試体： スリット式サンドホッパーから、MSP法⁵⁾によって小型砂槽(220×110×200mm)に堆積させ、その後、飽和→サクショ→9.8kPaの定荷重のもとで凍結の過程を与えて、凍結試料を作製する(詳細は別報⁹⁾を参照)。この試料からUV供試体と同様に、三軸供試体の軸方向が堆積方向と一致するように切り出されたものがR_{BV}供試体、UH供試体に対応するものがR_{BH}供試体である。R_{BV}供試体はRA_V供試体と同一の構造特性を有しているが、R_{BV}供試体は凍結-融解過程を経ているので、区別しておく。
- (e) R_c供試体： 3-1節で説明したdry Rodding法によって三軸供試体モールド内で試料を突き固めて作製する。
 なお、再構成した供試体は、圧密後の相対密度(D_{rc})が不攪乱供試体のもの(D_{rc}=85%)と等しくなるように調整されている。

4-2. 試験方法 本研究で行なった、三軸圧縮・伸張試験および等方圧密膨張試験は、すべて通常の軸対称三軸試験装置⁹⁾を用いて行なっている。

供試体作製後まず、CO₂を、引続き脱気水を通して飽和させ、その後バックプレッシャー(196kPa)を供給している¹⁰⁾。UV, UH供試体およびR_{BV}, R_{BH}供試体のような凍結供試体は、三軸セル内において拘束圧19.6kPaのもとで2時間以上放置し、融解後、上記の手法によって飽和をはかっている。この手法によるとすべての供試体は、0.98以上のB係数を示している。

その後、I砂は98kPaの圧密圧力σ_c'(=P_c')のもとで1時間以上等方圧密した後、せん断応力を載荷した。ここで、σ_c'=98kPa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限り避けるために、推定土被り圧(45kPa)以上の値としたためである。同じ理由によって、D砂は、推定土被り圧(196kPa以下)を考慮してσ_c'=196kPaとしている。

試験はすべて排水条件のもとで行なった。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。

$$\gamma = |\sigma_a' - \sigma_r'| \quad (4) \quad p' = \frac{1}{3}(\sigma_a' + 2\sigma_r') \quad (5)$$

$$\eta = \gamma / p' \quad (6) \quad \epsilon_v = \epsilon_a + 2\epsilon_r \quad (7)$$

$$\delta = \frac{2}{3}|\epsilon_a - \epsilon_r| \quad (\text{ただし、変形が軸対称のときに限る}) \quad (8)$$

ここで、 σ'_a, σ'_r はそれぞれ軸方向、半径方向の有効主応力、 $\varepsilon_a, \varepsilon_r$ はそれぞれ軸方向、半径方向の主ひずみであり、圧縮を正としている。

工砂は側圧一定のもとで、ひずみ制御試験 ($\dot{\varepsilon}_a = 0.25\%/min$) を行ない、一方、D砂は、平均主応力 P' 一定のもとで、応力制御試験および等方圧膨張試験を行っている。

4-3. 試験結果および考察

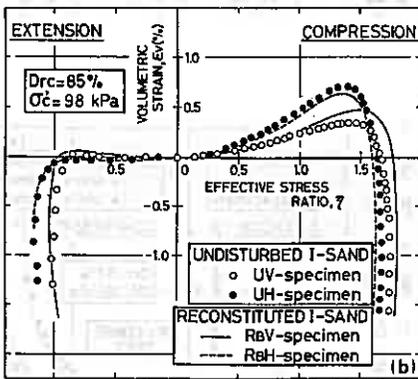
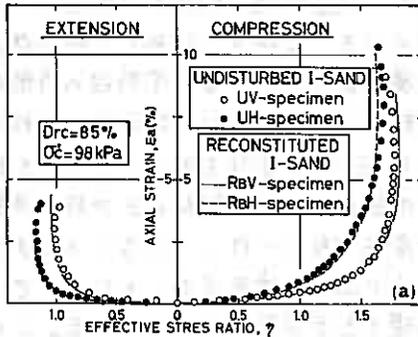


Fig. - 7 (a-b)

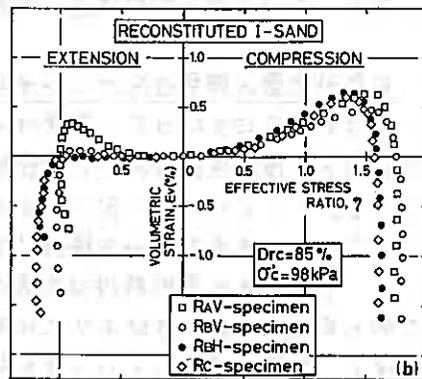
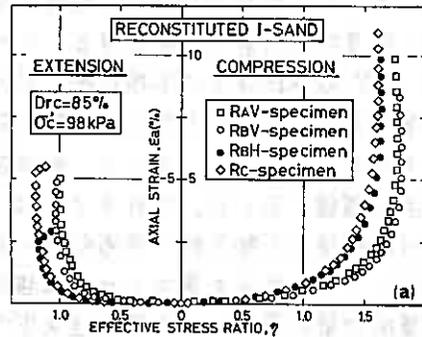


Fig. - 8 (a-b)

図-7, 8 はそれぞれ工砂の不攪乱供試体および再構成供試体について行なった試験結果の一例で、 $\gamma \sim \varepsilon_a \sim \varepsilon_v$ 関係を示している。

UV, UH 供試体では変形・強度特性の一致は見られず、著しく異なる挙動を呈している。両供試体では、サンプリング時の乱れの程度および試験条件はすべて同じであると考えられる。その相違点は、三軸供試体の軸方向が自然砂地盤の鉛直方向か水平方向かの違いだけである。実験事実は、三軸供試体の軸方向が自然堆積砂地盤の鉛直方向となっているUV供試体は、軸方向が水平方向となっているUH供試体よりも、三軸圧縮条件で変形に対する抵抗が大きく、反対に、三軸伸張条件では小さいという傾向を示している。

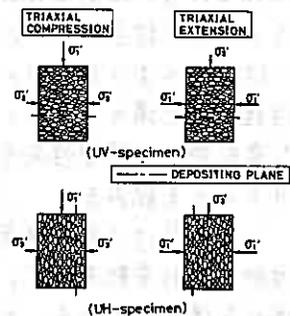


Fig. - 9

この事実から、自然堆積砂地盤は、微視的考察からすでに明らかにされている粒子の水平方向への卓越配列特性のため、その力学特性にも強い異方性を示すことが明らかである。すなわち、図-9に模式的に示したように、構成粒子長軸の水平方向への卓越配列傾向がみられる場合、鉛直方向では圧縮しやすく、膨張しやすい、反対に、水平方向では圧縮しやすく、膨張しづらいという異方的な力学特性を示すのである。

次に、図-8に示す再構成した供試体について調べてみる。従来から指摘されているとおり⁵⁾、供試体作製法の相違、すなわち、構造特性の相違を反映して、その変形・強度特性は著しく変化することが認められる。本研究で採用した供試体のうちで、 R_{AV} , R_C 供試体では不攪乱砂で見られた構造異方性による力学特性の特徴的な変化を捉えることはできないが、 R_{BV} , R_{BH} 供試体の変形特性は不攪乱砂のそれに類似しているようである。そこで、面供試体の $\eta \sim \epsilon_a \sim \epsilon_v$ 関係を図-7にそれぞれ実線および破線で示した。注目すべきは、 R_{BV} 供試体とUV供試体および R_{BH} 供試体とUH供試体の三軸圧縮・伸張応力 \sim ひずみ関係が良く一致していることである。したがって、砂粒子を落下させて再構成するMSP法⁵⁾を適用することによって、自然堆積砂地盤の異方的な力学特性を室内で再現できる可能性を示している。このことは、前節における粒子配列構造の微視的な考察からも指摘できることである。

5. 自然砂地盤の弾塑性応力 \sim ひずみ関係

図-10は有効平均主応力 P' 一定条件のもとで行なったD砂の不攪乱供試体のせん断試験の結果を示している。ここでは、 P' 一定であるので、純粋にせん断応力による変形のみを議論することができる。ここでも、その変形特性は前節4-3で説明したI砂と同様に、鉛直方向よりも水平方向に圧縮しやすく、膨張しづらいという異方的な力学特性によって特徴づけられる。また、図-11はUV供試体の等方圧密膨張試験で得られた体積ひずみ ϵ_v と有効平均主応力 P' の関係を示している。ここでは、このようなD砂の異方的な変形特性を弾塑性理論の立場から考察し、自然堆積地盤の異方的な変形特性を弾塑性応力 \sim ひずみ関係式³⁾で予測することを試みる。

三浦ら³⁾は三主応力条件下にある二軸直交異方性砂の変形挙動を考察し、弾塑性応力 \sim ひずみ関係式を誘導している。その基本式は、

$$d\epsilon_{ij} = n \frac{\partial \phi}{\partial \sigma_j} d\sigma_j \quad (i, j = 1, 2, 3) \quad (9)$$

ここで、 n, ϕ, n_j は、それぞれ降伏関数、塑性ポテンシャル関数、硬化関数である。それらの誘導過程およびそれらの一般形については別報³⁾に詳しいので省略する。

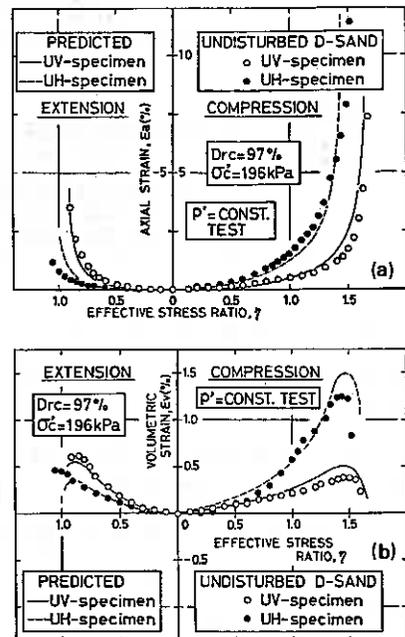


Fig. - 10 (a-b)

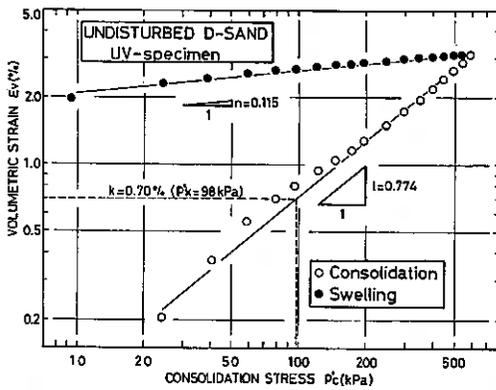


Fig. - 11

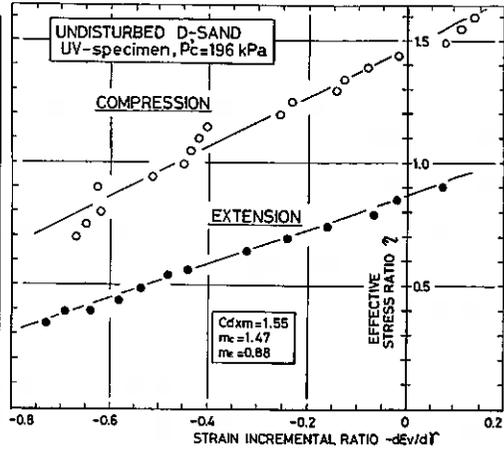


Fig. - 12

上述のように、自然堆積砂地盤は二軸直交異方性砂としてモデル化が可能であるから、提案されている関係式を適用することにより、UV供試体における三軸圧縮・伸張試験および等方圧密膨張試験から三軸応力条件下におけるUV供試体の変形挙動を含む、三主応力条件下のせん断挙動を予測することができる。

以下に、三軸応力条件下の応力～ひずみ関係式を示す。

[UV 供試体 - 三軸圧縮条件]

$$d\varepsilon_a = A_c (W^p)^{B_c} \cdot \frac{1}{3p'} \{ 3 + (C_d x m) \cdot (1 - \frac{\eta}{m_c}) \} d\eta \quad (10-a)$$

$$d\varepsilon_v = A_c (W^p)^{B_c} \cdot \frac{1}{p'} (C_d x m) \cdot (1 - \frac{\eta}{m_c}) d\eta \quad (10-b)$$

[UV 供試体 - 三軸伸張条件]

$$d\varepsilon_a = A_e (W^p)^{B_e} \cdot \frac{1}{3p'} \{ 3 + (C_d x m) \cdot (1 - \frac{\eta}{m_e}) \} d\eta \quad (11-a)$$

$$d\varepsilon_v = A_e (W^p)^{B_e} \cdot \frac{1}{p'} (C_d x m) \cdot (1 - \frac{\eta}{m_e}) d\eta \quad (11-b)$$

[UV 供試体 - 三軸圧縮条件]

$$d\varepsilon_a = \frac{1}{2} \left[\{ A_c \cdot A_e (W^p)^{B_c+B_e} \}^{\frac{1}{2}} + A_e (W^p)^{B_e} \right] \cdot \frac{1}{3p'} \{ 3 + (C_d x m) \cdot (1 - \frac{\eta}{m_c}) \} d\eta \quad (12-a)$$

$$d\varepsilon_v = \frac{1}{2} \left[\{ A_c \cdot A_e (W^p)^{B_c+B_e} \}^{\frac{1}{2}} + A_e (W^p)^{B_e} \right] \cdot \frac{1}{p'} (C_d x m) \cdot (1 - \frac{\eta}{m_c}) d\eta \quad (12-b)$$

[UV 供試体 - 三軸伸張条件]

$$d\varepsilon_a = \frac{1}{2} \left[A_c (W^p)^{B_c} + \{ A_c \cdot A_e (W^p)^{B_c+B_e} \}^{\frac{1}{2}} \right] \cdot \frac{1}{3p'} \{ 3 + (C_d x m) \cdot (1 - \frac{\eta}{m_e}) \} d\eta \quad (13-a)$$

$$d\varepsilon_v = \frac{1}{2} \left[A_c (W^p)^{B_c} + \{ A_c \cdot A_e (W^p)^{B_c+B_e} \}^{\frac{1}{2}} \right] \cdot \frac{1}{p'} (C_d x m) \cdot (1 - \frac{\eta}{m_e}) d\eta \quad (13-b)$$

上式で、三軸圧縮・伸張条件に対応する m_c, m_e および応力系によらない $(C_d x m)$ の値は、図-12に示されている応力比 $\eta \sim$ ひずみ増分比 $d\varepsilon_v/d\gamma$ 関係を表れる直線の勾配および η 軸の切片から求められる。

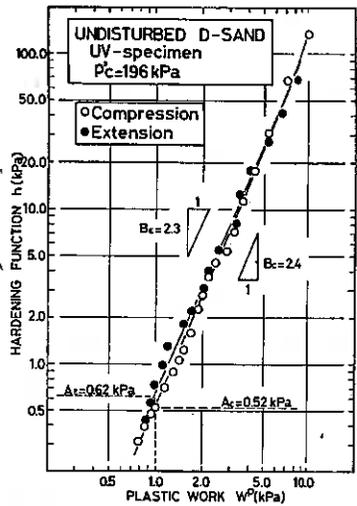


Fig. - 13

W^P は変形中になされる塑性仕事量であり、次式で計算される。

$$W^P = W_E^P + \int (C \times m) \cdot p' \cdot d\delta \quad (14) \quad \text{ただし, } W_E^P = \frac{\rho - \rho_0}{\rho + 1} \cdot R \cdot (P_0'/P_0) \cdot P_0' \quad (15)$$

ここで、 W_E^P は等方圧密過程でなされる塑性仕事量であり、 R, ρ, ρ_0 はすべて等方圧密膨張試験による $\epsilon_v \sim P'$ 関係 (図-11) から決定される。 W^P は式(14)に従ってせん断中に逐次計算される。

最後に、 A_c, B_c, A_E, B_E はそれぞれ硬化関数 $R (= P_0'/P_0)$ を W^P の中間数 ($R = A(W^P)^B$) とし て定式化する時の定数である。これらの値は、図-13に示されている $\log R \sim \log W^P$ の直線関係から決定できる。

このようにして決定した定数は、表-3に列挙している。

図-10に示した予測値と実測値を比較すると、提案されている弾塑性応力 \sim ひずみ関係式は、自然砂地盤の異方的な変形特性を良く説明できるようである。すなわち、自然砂地盤を二軸直交異方性

Table - 3

体でモデル化することにより、その三主応力条件下の変形特性を弾塑性理論によって予測できることが示された。

Cd x m	m		A (kPa)		B		k (°)	l	n	W _y ^P (kPa)
	m _C	m _E	A _C	A _E	B _C	B _E				
1.55	1.47	0.88	0.52	0.62	2.40	2.30	0.70	0.77	0.12	0.672

6. まとめ 自然砂地盤から不攪乱試料を採取し、微視的な粒子配列構造、せん断変形時の応力 \sim ひずみ \sim 強度特性、および弾塑性応力 \sim ひずみ関係について調べた。その結果は以下のようにまとめられる。

- (1) 自然砂地盤は、構成粒子の長軸方向の水平方向卓越配列特性に起因する異方構造を有し、力学特性に顕著な異方性が認められた。その力学特性は、二軸直交異方性体としてモデル化が可能である。
- (2) 攪乱試料を再構成して、不攪乱砂の力学特性と比較検討することにより、自然堆積砂地盤の変形・強度特性は、室内で砂試料を空中落下させる多重ふるい落下法 (MSP法)⁵⁾ によって再現できる、などの事実が示された。
- (3) 自然砂地盤の異方的な変形特性は、すでに誘導している弾塑性応力 \sim ひずみ関係式³⁾ によって予測できることが示された。

最後に、本研究について種々の御教示を頂いた、北海道大学工学部土木工学科北郷繁教授、実験・データ整理に協力を得た工藤豊技官、江幡敦司 (M2)、岡積敏雄 (4年生)、八鍬昇 (4年生) の各君に感謝の意を表します。

7. 参考文献

- | | |
|--|---|
| <ol style="list-style-type: none"> 1) 例えば、Oda, M. (1972): S & F, Vol. 12, No. 1, pp. 17~36 2) 土岐, 三浦, 中垣 (1983): 第18回土質工学研究発表会, pp. 555~558 3) 三浦, 土岐, 三浦 (均) (1983): 北海道大学研究報告, 第116号, pp. 1~13 4) 土質工学会編 (1979): 土質試験法, 第2回改訂版 5) Miura, S. & Toki, S. (1982): S & F, Vol. 22, No. 1, pp. 61~97 | <ol style="list-style-type: none"> 6) Curray, J.R. (1956): Jour. of Geology, Vol. 64, pp. 117~131 7) 小田, 小石川 (1978): 土木学会論文報告集, 第273号, pp. 111~120 8) 谷沢, 土岐, 三浦, 青藤 (1984): 土質工学会北海道支部技術報告集, No. 24 9) 三浦, 土岐, 稻 (1982): 北海道大学工学部研究報告, 第111号, pp. B-23 10) 三浦 (1983): 土と基礎, Vol. 31, No. 7, pp. 57~60 |
|--|---|

⑦ 自然堆積砂の非排水繰返し三軸せん断強度の異方性

北海道大学工学部 ○ 谷 澤 房 郎
北海道大学工学部 土 岐 祥 介
北海道大学工学部 三 浦 清 一
北海道大学大学院 芥 藤 義 浩

1. まえがき

砂質土の力学特性は、粒子配列構造にもとづく構造異方性に依存することが一般に認められており、特に、非排水繰返し三軸試験によって得られる液状化強度は、供試体構造特性の違いによって大きく異なることが実験的に確かめられている。このように砂の力学特性を議論する際に重要な因子となっている構造異方性は、主として砂の堆積過程において形成されるものであると考えられるので、原位置砂質地盤においても、室内で作製した砂供試体と同様に異方的な粒子配列構造が存在しているはずである。しかし、原位置から採取した不攪乱試料に対してこのような観点からの研究はほとんどなされていないため、原位置砂質地盤の異方的な力学特性はまだ十分に解明されていないのが現状である。

筆者らは、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に対して非排水繰返し三軸試験を行ない、自然堆積砂地盤が異方的な液状化特性を有していることをすでに示した¹⁾。本報告は、既報¹⁾で述べた試料とは物性の異なる試料を用いて同様の実験を行ない、自然堆積砂地盤の非排水繰返し三軸せん断特性をさらに明確にするとともに、それを室内で再現する方法について検討したものである。

2. 試験に用いた試料と供試体準備方法

2-1 不攪乱砂試料の採取

実験に用いた不攪乱試料は、石狩町橋川地区にある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ものである。サンプリング深度は地表面下2.5mであり、サンプリング地点の有効土被り圧は45kPaと推定される。

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（300×300×300mm、厚さ5mm）の内寸法に整形した砂柱をブロック枠内に静かに格納する。引き続き採取したブロック試料からの脱水を十分に行ない、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。なお、採取した試料および本研究で比較検討のために用いた豊浦標準砂（以下T-砂と略称）の物理的性質は別報²⁾に示されている。

2-2 三軸供試体の作製方法

自然堆積砂地盤の異方的な力学特性を明らかにするため、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2種類の三軸供試体（φ70mm、H170mm）を準

備している。

(1) UV供試体：図-1に示すように、凍結してあるブロック試料から、三軸供試体の軸方向が原位置の鉛直方向に一致するようにスレート用鋸とストレートエッジを用いて切り出し成形したものである。

(2) UH供試体：ブロック試料から、原位置の水平方向と三軸供試体の軸方向が一致するように切り出し成形したものである。したがって図-1に示すように、供試体の軸方向はUV供試体のそれと90°異なっている状態にある。

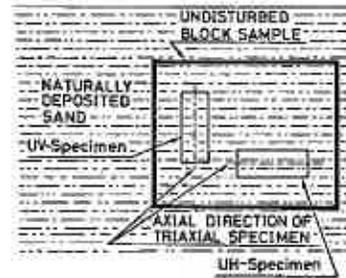


Fig. 1

さらに、不攪乱砂供試体と同じ密度になるように再構成したI-砂供試体および同様な作製法によるT-砂供試体について非排水繰返し三軸試験を行っている。以下に、それぞれの供試体の略称と作製法を示す。

(3) RAV供試体：炒乾燥した試料を7層のふるいを通して空中落下させ、三軸供試体成形用モールド内に直接堆積させる多重ふるい落下法(MSP法)³⁾によって作製した供試体である。

(4) RBVおよびRBH供試体：原理的には(3)と同じ方法で作製した供試体である。作製手順は図-2に示すように、スリット式サンドホッパーから12層のふるいを通して小型砂槽に砂試料を堆積させ、その後飽和→サクション→凍結の過程を与えた砂層から、不攪乱砂の場合と同様に供試体の軸方向が鉛直(RBV)および水平(RBH)方向と一致する

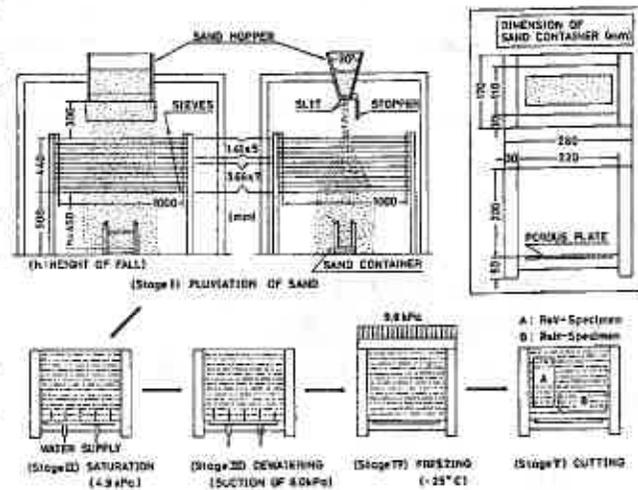


Fig. 2

るように切り出し成形している。なお、9.8 kPaの定荷重のもとでの凍結過程においては、体積膨張はほとんど生じないことが確かめられている。したがって、RBV供試体の構造特性はRAV供試体のそれと同一であると考えられるが、凍結-融解過程を受けているのでRAV供試体と区別している。

(5) Rc供試体：含水比約10%の湿潤砂試料を10層に分けて三軸モールド内に入れ、直径10mmのロッドを用いて各層ごとに所定の相対密度が得られるように突き固めて作製した供試体である。

3. 試験方法

供試体作製後まず CO_2 を通し、ついで脱気水を通水して飽和させた後、19.6 kPa のバックプレッシャーを供給している⁴⁾。不攪乱供試体あるいは R_B 供試体のような凍結供試体は、三軸セル内にセットし、19.6 kPa の拘束圧のもとで2時間以上放置して完全に融解させた後、上記と同じ手法で飽和化をはかった。この手法によってすべての供試体の B 値は 0.98 以上を示している。圧密圧力 $\sigma'_c = 98 \text{ kPa}$ のもとで1時間以上等方圧密した後(このときの相対湿度を D_{rc} とする)、非排水繰返し三軸試験を行なった。

用いた試験装置は空気圧制御式振動三軸試験機⁷⁾で、振幅一定の 0.1 Hz の正弦波で繰返し軸応力を与えている。非排水繰返しせん断強度は、通常の正規化した応力比 $\sigma_d/2\sigma'_c$ (σ_d : 片振幅軸応力) と初期液状化あるいは所定の両振幅軸ひずみ DA に達するまでの載荷回数 N (N_c あるいは N_{lc}) の関係で示している。

4. 試験結果および考察

4-1 人工堆積砂試料による異方的非排水繰返し三軸せん断特性の検討

自然堆積砂地盤の非排水繰返し三軸せん断特性について議論するための前段階として、ここでは T-砂供試体について行なった試験結果にもとづいて、特に凍り砂の非排水繰返しせん断特性に及ぼす構造異方性の影響について検討する。

図-3 および 4 は、 R_{BV} と R_{BH} 供試体に対するほぼ同じ繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma'_c$ で行なった非排水繰返し三軸試験から得たタイムヒストリーの一例である。図より、

両供試体の変形性状に決定的な相違点を見い出すことができる。すなわち、非排水繰返しせん断の進行に伴い、

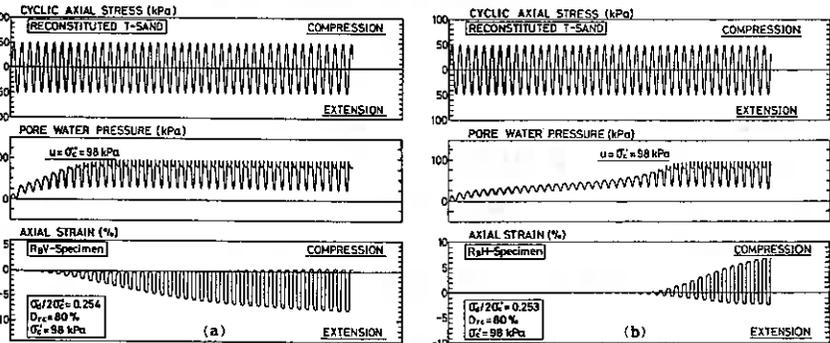


Fig. 3

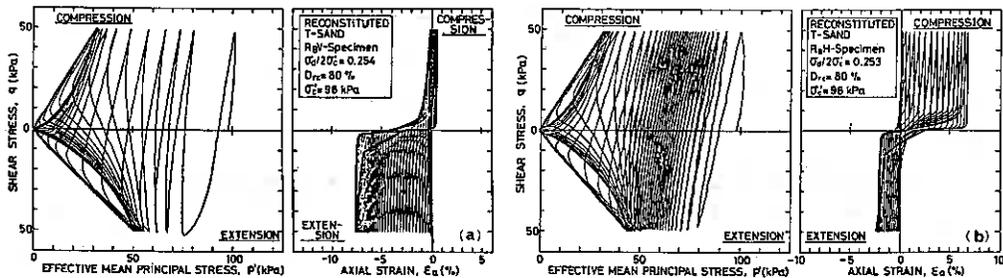


Fig. 4

て、 R_{BV} 供試体では伸張側で変形が卓越するのに対し、 R_{BH} 供試体では逆に圧縮側で卓越した変形が生じている。また、このような変形特性を反映して、 R_{BV} 供試体では伸張側で大きな間隙水圧の発生が見られ、 R_{BH} 供試体とは全く異なる発生状況となっていることが、図-4(a),(b)に軸差応力 σ と平均有効主応力 P の関係で示した有効応力経路の比較より明らかである。両供試体ともに、凍結-融解という過程を経て作製されたものであること、このような繰返しせん断に伴う変形性状の差は、切り出す際の供試体の軸方向が 90° 異なっていることのみ起因していると考えられる。

図-5は、多重ふるい落下法³⁾で作製した砂層の粒子配列構造特性をローズダイヤグラムで示したものであり、実線は鉛直断面における粒子長軸の配列方向の度数分布、破線は水平断面におけるそれと表わしている(詳細は別報²⁾参照)。鉛直断面と水平断面のローズダイヤグラムは大きく異なり、前者は水平方向に広がった形となっている。すなわち、多重ふるい落下法による堆積砂層は、粒子長軸が水平方向に卓越配列された異方的な構造特性を有していると言える。

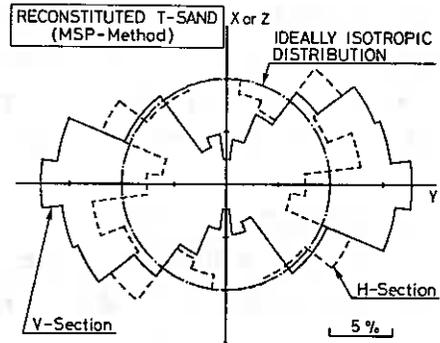


Fig. 5

したがって、 R_{BV} 供試体では伸張応力状態で変形しやすい構造となるのに対し、 R_{BH} 供試体は圧縮応力状態でより変形しやすい構造となっている。このような供試体構造特性の相違を反映して、図-3および4に示したように、両供試体の変形性状に全く逆の傾向が見られるのであろう。

以上のような繰返しせん断に伴う変形特性の相違は、そのまま非排水繰返しせん断強度(液状化強度)の差となって現われてくる。図-6(a),(b)は両供試体の繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma'_c$ と載荷回数 N との関係を示したもので、(a)は両振幅軸ひずみ $DA=1, 2, 5\%$ を生じた繰返し回数にもとづいた場合($N=N_c$)、(b)は初期液状化の判定規準にもとづいた場合($N=N_d$)である。いずれの判定規準においても、 R_{BV} 供試体と R_{BH} 供試体の非排水繰返しせん断強度には著しい差が見られ、後者の

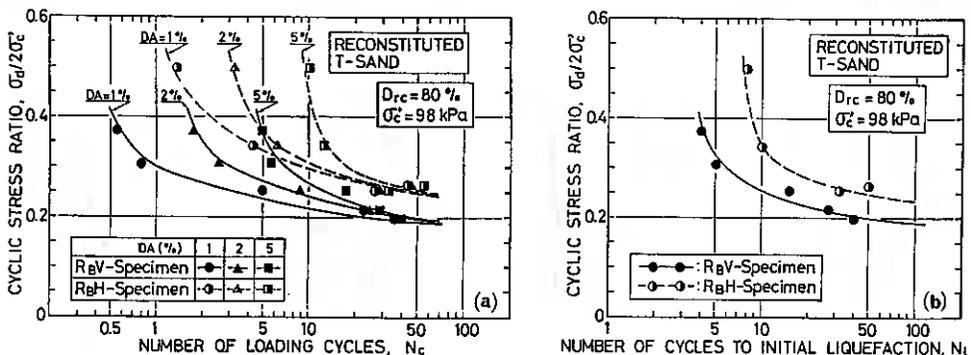


Fig. 6

方が常に高い液状化強度を呈している。このように、砂の非排水繰返しせん断特性は供試体の構造異方性に依りて大きく異なるので、砂の液状化問題に関して異方性を無視して議論することは工学的に誤った結論や予測に至る可能性が大きいと言えよう。

4-2 自然堆積砂の非排水繰返し三軸せん断特性

前節で述べたT-砂供試体と同様に、I-砂のUVおよびUH供試体について行った一連の非排水繰返し三軸試験から得たタイムヒストリーの比較を図-7および8に示す。両供試体の繰返しせん断過程におけるひずみおよび間隙水圧の発生状況には、T-砂(図-3, 4)の場合と同じように、大きな相違点を認めることができる。すなわち、UV供試体では繰返しせん断の進行に伴って軸ひずみが伸張側に卓越して生じ、それに呼応して伸張側で大きな間隙水圧が生じている。それに対して、UH供試体では全く逆に、軸ひずみおよび間隙水圧は圧縮側において顕著に発生している。

自然砂地盤の堆積構造の微視的観察結果を示している別報²⁾によれば、I-砂のみならず¹⁾で議論したK-砂においても、砂粒子長軸の水平方向への卓越配列が見られるようである。したがって、前節のT-砂のRBVおよびRBH供試体における場合と同様に、上述のような挙動は自然堆積砂地盤に存在する構造異方性に起因するものであると言える。

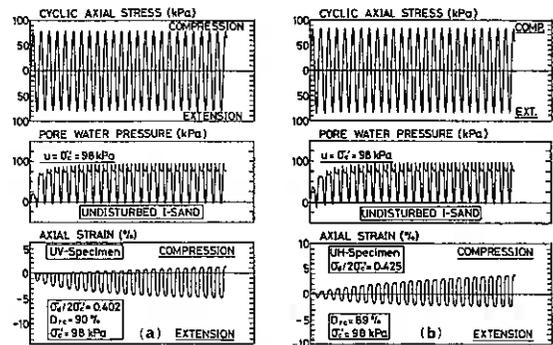


Fig. 7

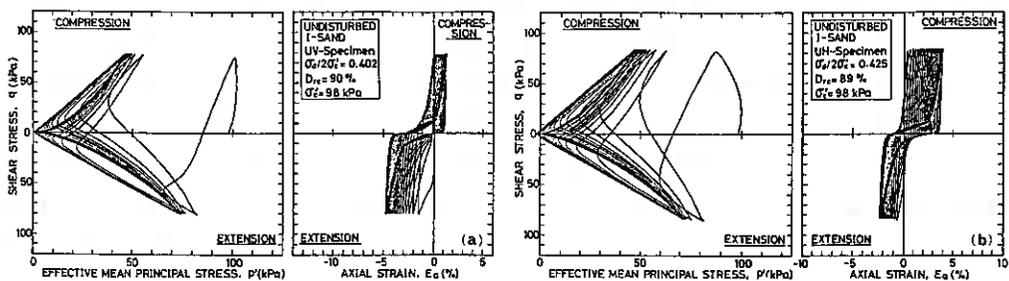


Fig. 8

ここで、非排水繰返しせん断に伴うUV供試体とUH供試体の変形プロセスのこのような違いが、物性の異なるI-砂とK-砂¹⁾において全く同じ傾向であることは注目に値する。このことは、自然堆積砂地盤においては細粒分含有率の大小にかかわらず、砂粒子の卓越配列による構造異方性によって鉛直方向と水平方向とでは力学特性が著しく変化することを示唆しており、特筆すべき事象である。

以上のような両供試体の変形プロセスの相違を反映して、液状化強度にも差が生じることを図-9は示している。図-9(a)より、両振幅軸ひずみ $DA = 1, 2, 5\%$

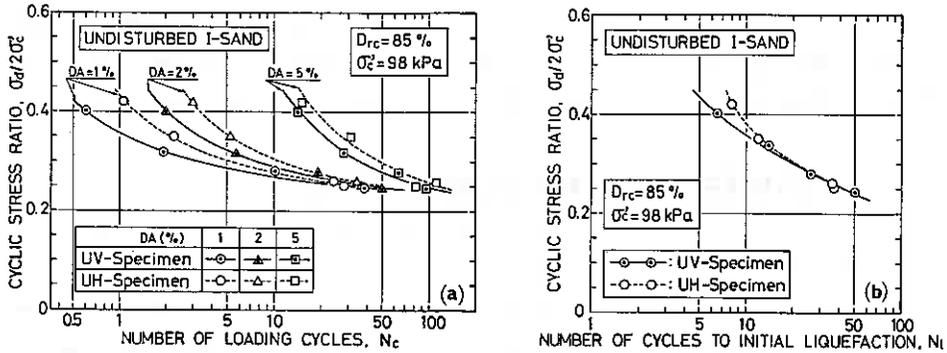


Fig. 9

を生じるのに必要な繰返し応力比はいずれの DA においても UH 供試体の方が高い値となっている。すなわち、三軸供試体の軸方向が自然砂地盤の鉛直方向となる場合の液状化強度は、自然砂地盤の水平方向となる場合より低い値となることを表わしている。この傾向は、図-6(a)に示した T-砂のそれと非常に類似したものである。一方、図-9(b)に示した初期液状化の判定規準にもとづいた場合は、T-砂ほど顕著な差(図-6(b))は見られないが、UH 供試体の方が若干高い液状化強度を与えているようである。このような傾向は K-砂においても同様であり、密な堆積状態にある自然砂地盤においては、液状化強度を初期液状化で定義するかあるいは発生したひずみの大きさで定義するかによってその異方的な強度特性が異なるので、その構造異方性による液状化強度の変化に特段の配慮が必要であろう。

砂質土の液状化現象は、非排水条件下において繰返しせん断応力が作用した際に、間隙水圧が蓄積されて有効応力が減少することによって生じるものである。そこで、自然砂地盤の間隙水圧発生特性をより明確にするために、各繰返しサイクル終了時の等方応力状態における残留間隙水圧 Δu_N に着目して考察を加える。図-10(a),(b)は UV および UH 供試体の繰返しせん断の進行に伴う Δu_N の変化を表わしたもので、 Δu_N および載荷回数 N をそれぞれの有効拘束圧 σ'_c (= 圧密圧力) および初期液状化に至る載荷回数 N_i で除して正規化した関係で示している。繰返し応力比の違いによって $\Delta u_N/\sigma'_c \sim N/N_i$ 関係は異なるが、両供試体ともにこれらの関係の変化はほぼ図中の破線で囲まれた領域内において生じるようである。ここで注目すべき点は、図-8に示したように UV 供試体と UH 供試体ではその間隙水圧の発生状況に大き

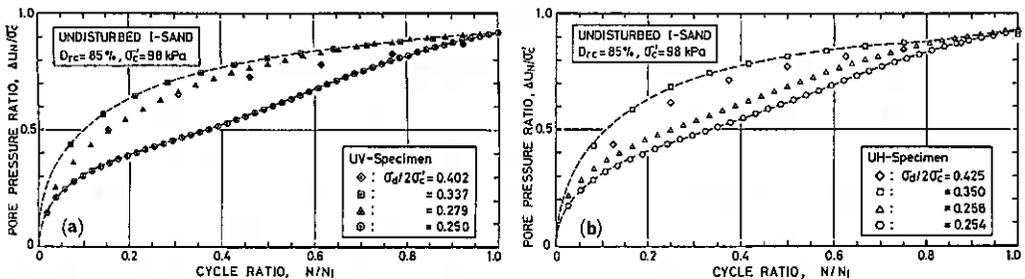


Fig. 10

な差が見られるのに対し、残留間隙水圧の蓄積過程は両者でほぼ一致していることである。すなわち、間隙水圧の発生が圧縮側あるいは伸張側で卓越するという要方的な挙動を示しても、圧縮→伸張という1サイクルが終了した時点ではそれが相殺されるのであろう。I-砂のUVおよびUH供試体におけるこのような間隙水圧発生特性によって、構造異方性が大きく異なるにもかかわらず、図-9(b)に見られるように初期液状化の判定規準にもとづいた液状化強度には大きな差が生じないと言える。

図-11は、タイムヒストリーの例(図-7, 8)で示したUVおよびUH供試体の両振幅軸ひずみDAと残留間隙水圧比 $\Delta u_n/\sigma'_c$ の関係を示している。両供試体はほぼ同じ繰返し応力比のもとにおいてほぼ同じ回数で初期液状化に至ったものであるが、軸ひずみと間隙水圧の関係には明瞭な差が見られ、同じひずみ量で発生する間隙水圧は常にUH供試体の方が大きな値となっている。言い換えれば、同程度の残留間隙水圧が発生していても、UH供試体の方が変形

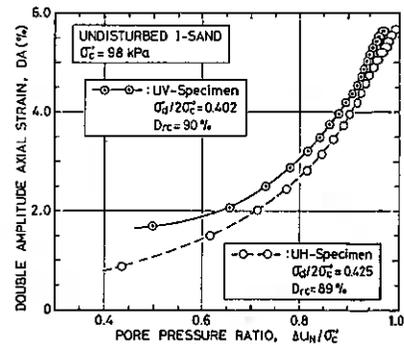


Fig. 11

に対する抵抗が大きいということがわかる。このような差は供試体の構造異方性に起因するものである。すなわち、構造異方性に応じた $DA \sim \Delta u_n/\sigma'_c$ 関係の相違によって、所定の両振幅軸ひずみで定義した液状化強度には図-9(a)に見られるような明確な差が現われると考えられる。

いずれにしても、本実験および考察から、自然堆積砂地盤の非排水繰返し三軸せん断特性は構造異方性に強く依存し、その特徴は砂粒子を自由落下させて作製した供試体のそれと類似したものであることが示されたと言えよう。

4-3 再構成砂の非排水繰返し三軸せん断特性

前節で、自然堆積砂においても室内で人工的に詰めた砂と同様の構造異方性による液状化特性の変化が認められたので、適切な方法を用いて攪乱砂を再構成することによって、自然堆積砂地盤と類似の液状化特性を示す供試体を作製し得る可能性があると思われる。そこで、前述の各種の方法で再構成したI-砂供試体の非排水繰返し三軸せん断特性を調べることによって、その可能性を検討した。

図-12は、 R_A , R_B および R_C 法を用いて再構成した供試体の $\sigma'_d/2\sigma'_c \sim N_i$ 関係と不攪乱砂のそれとの比較を示している。 R_{BV} および R_{BH} 供試体の試験結果は、図中に実線および破線で表わしたUVおよびUH供試体の $\sigma'_d/2\sigma'_c \sim N_i$ 関係と良く一致している。そこで、 R_B 法による供試体の非排水繰返しせん断過程における変形性状を検

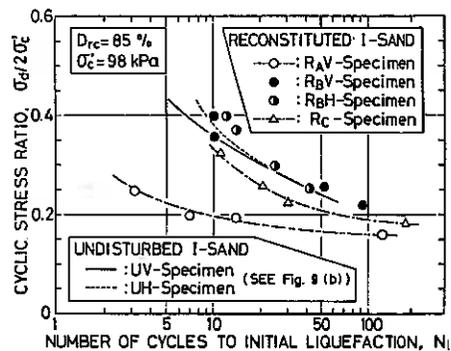


Fig. 12

討するために、そのタイムヒストリーの典型例を図-13および14に示した。R_BV供試体は伸張側に於いて卓越した間隙水圧と軸ひずみの発生が見られ、逆にR_BH供試体は圧縮側で間隙水圧および軸ひずみの発生が卓越している。このような傾向は、それぞれ図-7と8に示したUVあるいはUH供試体の非排水繰返しせん断特性に非常

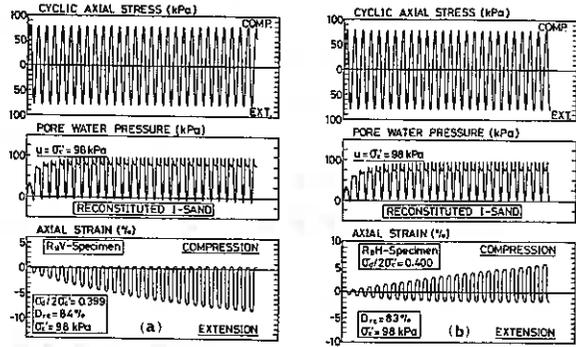


Fig. 13

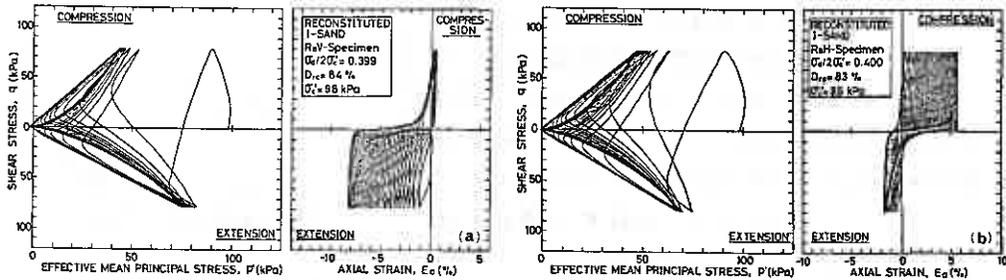


Fig. 14

に良く類似していることが認められる。それに対して、RAV供試体の繰返しせん断に伴う変形性状は図-15(a)に応力ひずみ関係で整理しているように、伸張側でひずみが卓越するという点でUV供試体のそれ(図-8(a))に類似しているが、図-12に示すように液状化強度はかなり小さな値となっている。また、R_c供試体の液状化強度は、RAV供試体に比べて不攪乱砂のそれに比較的近い値となっているが、図-15(b)に見られるように変形性状は全く異なる。

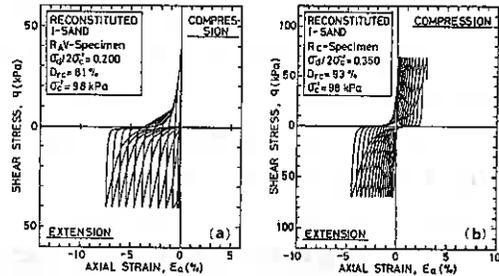


Fig. 15

一方、図-16(a),(b)は、R_BVおよびR_BH供試体におけるDA=1, 2, 5%を生じる

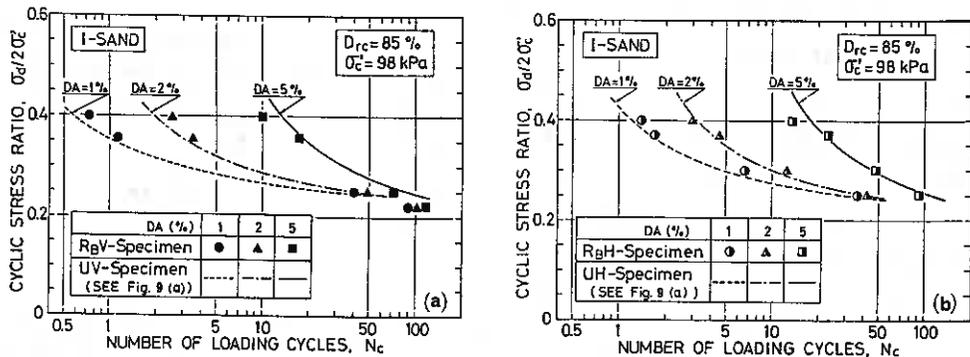


Fig. 16

時の繰返し応力比と載荷回数との関係を、それぞれUVおよびUH供試体のそれと比較して示したものである。両者の変形プロセスの類似性を反映して、 R_B 法で再構成した供試体の液状化強度は、初期液状化の判定規準にもとづいた場合と同様に、DAにもとづいた場合においても不攪乱砂のそれを良く再現しているようである。

以上のことから、多重ふるい落下法³⁾のような供試体作製法を用いれば、自然堆積砂地盤の異方的な非排水繰返し三軸せん断特性を再現できる可能性があると考えられる。

ところで、図-15(a)と14(a)から明らかのように、 R_{AV} と R_{BV} 供試体は繰返しせん断過程において同様な変形特性を示しているので、構造異方性の特徴は非常に類似していると思われる。したがって、図-12に見られる液状化強度の顕著な差は、供試体準備過程における凍結-融解作用によるものであると考えられる。このこととT-砂について調べた結果が図-17(a),(b)に示されており、I-砂の場合と同様に凍結-融解作用による著しい液状化強度の増加が認められる。非排水繰返し三軸せん断試験

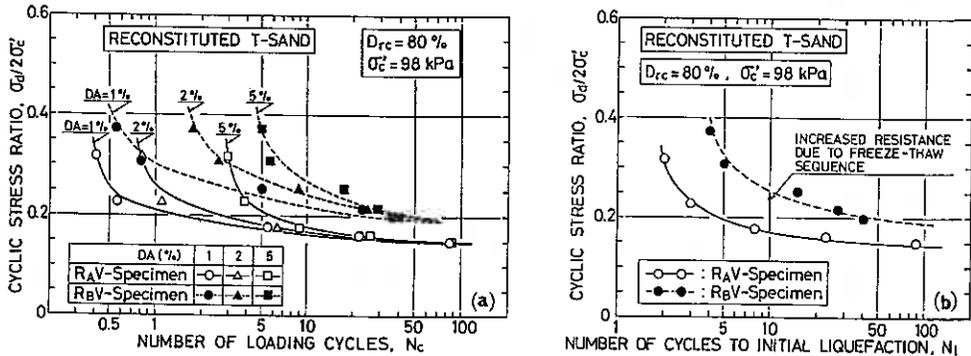


Fig. 17

せん断試験は、三軸圧縮と三軸伸張応力条件が交番する試験であるので、このような試験によって得られる液状化特性は三軸圧縮および伸張試験における静的ダイレイタンスー特性と密接に関連しているはずである³⁾。一方、凍結-融解作用が静的力率特性に及ぼす影響は、三軸伸張応力条件下での負のダイレイタンスー（体積収縮）を抑制する傾向をもたらす²⁾⁵⁾。この傾向は、非排水条件で正の空隙水圧の発生をおさえる効果を与えることを意味している。したがって、凍結-融解作用による非排水繰返し三軸せん断強度の増加は、静的ダイレイタンスー特性に及ぼす凍結-融解過程の影響から定性的に説明できる。

凍結-融解作用が砂の力率特性に及ぼすこのような効果は、過圧密を受けた砂のそれに類似している⁶⁾ので、凍結によってもたらされる過圧密効果によって砂の微視的構造に何らかの変化が生じたものと推定される。ここで、攪乱試料を再構成する際に砂供試体を凍結させたことにより、自然堆積砂地盤における長時間の圧密またはセメンテーションの発生と同じ効果が得られたのか、あるいは採取した不攪乱砂試料を凍結した結果、原位置の砂地盤が保有していた液状化強度よりも高い実測値を得たのか問題である。それゆえ、不攪乱凍結供試体あるいは再構成供試体を

用いて自然砂地盤の液状化特性を評価するためには、長時間にわたって圧密されていた自然堆積砂地盤がサンプリングの際に利用される凍結によってどの程度その力学特性に変化が生じるのかについて、今後詳細に検討する必要があると思われる。

5. まとめ

ブロックサンプリングによって得た乱さな砂供試体、およびそれと同じ密度で室内において再構成した供試体について行なった非排水繰返し三軸せん断試験の結果から、以下の事実が示された。

- (1) 自然砂地盤の非排水繰返しせん断特性の異方性は顕著であり、その特徴は原位置の鉛直方向よりも水平方向に圧縮しやすく膨張しづらいという傾向を示すことにある。
- (2) (1)のような異方的な力学特性は、室内で作製した砂供試体のそれと非常に類似していることから、砂地盤は一般に天然か人工かによらず構造異方性を有した状態にあると推定される。
- (3) 自然堆積砂地盤の非排水繰返し三軸せん断特性は、室内で砂粒子を自由落下させて供試体を準備する多重ふるい落下法(MSP法)³⁾によって再現できる可能性がある。

6. あとがき

本研究について種々の御教示を頂いた本学北郷 繁教授、実験・データ整理に協力を得た工藤 豊技官および卒業生中垣 健(島根県庁)、山下 彰司(北海道開発庁)両君に感謝の意を表す。

なお、不攪乱砂試料の採取に際しては、北海道開発コンサルタント(株)の関係諸氏に御協力を頂いた。記して謝意を表します。

(参考文献)

- 1) 土岐・三浦・中垣(1983): 土質工学会北海道支部技術報告集, 第23号, pp.43~52
- 2) 土岐・三浦・谷澤・三浦(均)(1984): 土質工学会北海道支部技術報告集, 第24号
- 3) Miura, S. and Toki, S. (1982): Soils and Foundations, Vol. 22, No.1, pp. 61~77
- 4) 三浦(1983): 土と基礎, Vol. 31, No.7, pp. 59~60
- 5) 土岐・三浦・三浦(均)(1982): 第17回土質工学研究発表会発表講演集, pp. 325~328
- 6) Ishihara, K. and Takatsu, H. (1979): Soils and Foundations, Vol. 19, No.4, pp. 59~68

⑧ 三主応力下における異方性砂の非排水せん断特性のモデル化

北海道大学工学部 三浦 清一
北海道大学工学部 土岐 祥介
北海道大学大学院 ○ 江幡 敦司

1. まえがき

前報¹⁾で著者らは、初期異方構造を有し、かつ、一般応力条件下にある砂に適用しうる弾塑性排水応力へひずみ関係式を誘導し、この関係式が三主応力制御試験の結果を良く説明できることを示した。本研究では、前報において誘導した排水条件下の応力へひずみ関係式を、せん断中に生じる体積ひずみ増分 $d\varepsilon_v$ を0とおき(等体積条件)、かつ、硬化関数の拘束圧依存性を考慮することによって、非排水条件下の応力へひずみ関係式に拡張した。誘導した応力へひずみ関係式は、Yamada & Ishihara²⁾が報告している富士川砂の非排水三主応力制御試験の結果をかなりの精度で予測できることを示している。

2. 応力とひずみの表示

本研究では図-1に示すように、重力の作用を受けて堆積した砂粒子の異方配列構造を有する砂要素を考える。直交座標系は堆積方向と一致する方向をz方向とし、対応する主応力および主ひずみ増分は圧縮を正として定義した。また、有効応力を表わす場合は、プライムを付けることとする。

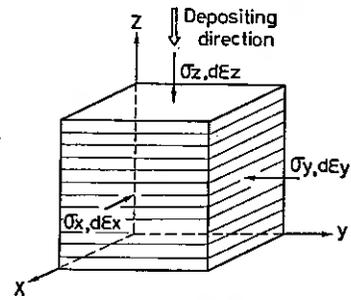


Fig. 1

図-2に示すように、主応力空間における正八面体面を考え、それに垂直および平行な応力成分はそれぞれ全平均主応力 P 、せん断応力 δ で、次のように定義する。

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

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

また、有効平均主応力 P' は、間隙水圧を u とした場合、次の通りである。

$$P' = P - u \quad (3)$$

ひずみ増分についても同様に体積ひずみ増分、せん断ひずみ増分を次のように定義する。

$$d\varepsilon_v = d\varepsilon_x + d\varepsilon_y + d\varepsilon_z \quad (4)$$

$$d\delta = \frac{\sqrt{2}}{3} \{ (d\varepsilon_x - d\varepsilon_y)^2 + (d\varepsilon_y - d\varepsilon_z)^2 + (d\varepsilon_z - d\varepsilon_x)^2 \}^{1/2} \quad (5)$$

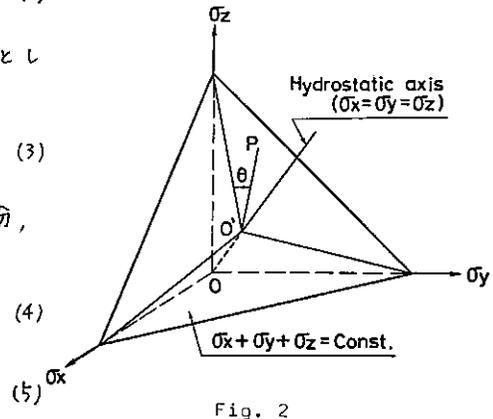


Fig. 2

正八面体面上のせん断応力の方向は、図-3に示されるように σ_z 軸から時計回り方向に取った θ で規定し、次式で表わされる。

$$\tan \theta = \frac{\sqrt{3}(\sigma_y - \sigma_x)}{2\sigma_z - \sigma_x - \sigma_y} \quad (6)$$

さらに、中間主応力の相対的な大きさは次式のパラメータ b を用いて表わすことにする。

$$b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (7)$$

ただし、 σ_1 、 σ_2 、 σ_3 はそれぞれ最大、中間、最小主応力である。 b と θ の関係は、図-4に示すようであるが、 b 値は主応力 σ_x 、 σ_y 、 σ_z の大きさの順序にはよらないので、応力系を規定するパラメータであると言えよう。

本研究では、所定の圧力 P_c で等方圧密した後、全平均主応力 P を一定に保ち、図-3に示されるように原点からの放射状直線(θ =一定 or b =一定)となる応力経路に沿ってせん断応力が単調増加する場合について考える。

以下に述べる基本仮定の誘導及び得られた関係式の検証には、Yamada & Ishihara²⁾が報告している、異方的な初期構造を有する砂(富士川砂)の相異なる三主応力下($P_c = 98 \text{ kPa}$, $D_{rc} \approx 34\%$)の非排水応力-ひずみ関係の実験データを利用した。

3. 弾塑性応力-ひずみ関係式の誘導

弾塑性理論では、塑性変形の開始を規定する降伏条件を設定し、その条件を満足する応力状態に至ると塑性変形が進行すると考える。このとき発生するひずみ増分 $d\varepsilon_{ij}$ は弾性成分 $d\varepsilon_{ij}^e$ と塑性成分 $d\varepsilon_{ij}^p$ の和で表わされる。

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p \quad (i, j = 1, 2, 3) \quad (8)$$

さらに、各ひずみ増分がそれぞれ圧密成分(P' の変化のみに起因する)、せん断成分(q の変化のみに起因する)とに分けられるとすれば、次式のようなになる。

$$d\varepsilon_{ij} = (d\varepsilon_{ij}^e)_c + (d\varepsilon_{ij}^p)_c + (d\varepsilon_{ij}^e)_s + (d\varepsilon_{ij}^p)_s \quad (9)$$

ただし、 C 、 F 、 S はそれぞれ圧密成分、せん断成分を表わす。

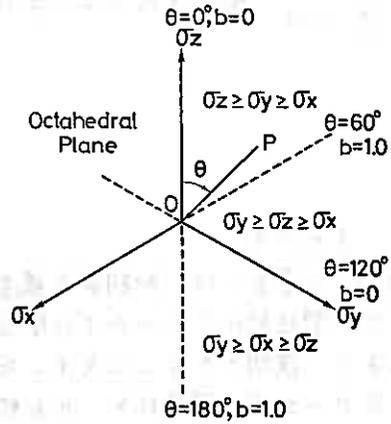


Fig. 3

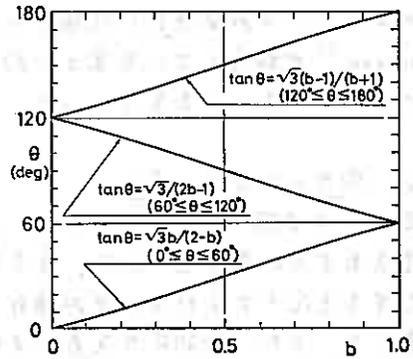


Fig. 4

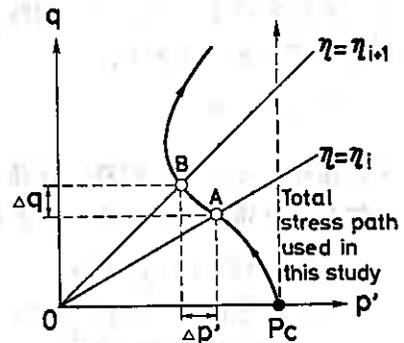


Fig. 5

さて、非排水条件の場合、等体積条件 ($d\varepsilon_v = 0$) を導入することにより、非排水応力 \sim ひずみ関係を予測できるはずである。たとえば、図-5において、A点 ($\eta = \eta_i$) から任意応力点B ($\eta = \eta_{i+1}$) へ移動した場合、 $\Delta\delta$ により $(d\varepsilon_{ij})_s$ 、 $\Delta P'$ により $(d\varepsilon_{ij})_c$ が生じる。そこで、 $(d\varepsilon_{ij})_s + (d\varepsilon_{ij})_c = 0$ を満足するように $\Delta P'$ を変化させれば、非排水条件を満足する応力点B ($\eta = \eta_{i+1}$) が求まるはずである。このように η の連続的な変化に対して同様の操作を繰返すと、非排水応力経路及びひずみが予測できる。

以下で、圧密成分、せん断成分の各ひずみ増分について説明する。

3-1. 圧密に伴うひずみ増分

等方圧密・膨張試験における砂の変形挙動は、 ε_v と P' が両対数紙上で直線となる関係がある⁵⁾。弾塑性論的には、載荷時に弾性、塑性の両ひずみが生じ、一方除荷・再載荷時には弾性ひずみのみが生じると考えることができるから、両ひずみ成分を分離することによって、圧密に伴う弾性ひずみ増分 $(d\varepsilon_v^e)_c$ 、塑性ひずみ増分 $(d\varepsilon_v^p)_c$ はそれぞれ次式のように表わされる。

$$(d\varepsilon_v^e)_c = \lambda \cdot n \cdot \left(\frac{P'_0}{P'_*}\right)^{\lambda} \cdot \left(\frac{P'}{P'_*}\right)^n \cdot \frac{dP'}{P'} \quad (10)$$

$$(d\varepsilon_v^p)_c = \lambda \cdot (\lambda - n) \cdot \left(\frac{P'}{P'_*}\right)^{\lambda} \cdot \frac{dP'}{P'} \quad (11)$$

ここで、 λ 、 n はそれぞれ載荷、除荷直線の勾配、 λ は圧密圧力 $P' = P'_*$ における体積ひずみ、 P'_0 は先行圧密圧力である。

3-2. せん断に伴うひずみ増分

平均主応力が一定の条件でせん断が進行する場合は、生じるひずみはその塑性成分が卓越し、弾性成分を無視できる⁵⁾。したがって、せん断中生じるひずみは塑性成分のみであるとして、塑性理論による流れ則が適用できる。

$$(d\varepsilon_{ij}^p)_s = \lambda \cdot \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \cdot df, \quad (d\varepsilon_{ij}^e)_s = 0 \quad (12)$$

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

3-2-1. 降伏関数と塑性ポテンシャル関数

砂の降伏関数 f は、軸対称三軸応力条件下で、原点を通る有効応力比一定線に近い形となることが示されている³⁾。ここでは、一般応力条件下においても同様に仮定した。

$$f = \eta \left(= \frac{\sigma}{P'} \right) \quad (13)$$

塑性ポテンシャル関数 g は、エネルギー式にもとづいた次式と、塑性ポテンシャル面と塑性ひずみ増分ベクトルとの直交則 ($d\varepsilon_v/dg = -\alpha g/dP'$) から誘導するこ

とができる。

$$\frac{d\varepsilon_v}{df} = Cd \cdot (m - \eta) \quad (14)$$

この関係式は各応力系について成り立つようであり、 Cd と m の積は b 値にかかわらず一定値を示す¹⁾。

ところで、Matsuoka⁴⁾の提案しているSMP上における垂直・せん断応力比 R と m 値の関係を求めると、次式が得られる。

$$R = \left\{ \left(\frac{\tau}{\sigma_N} \right)_{at \ d\varepsilon_v=0} \right\} = \left\{ \frac{6m^2 - 2m^3 \cos 3\theta}{27 - 9m^2 + 2m^3 \cos 3\theta} \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (15)$$

この R と b の関係は、直線で近似できるようであり、三軸圧縮・伸張試験に対応する R の値(R_c , R_E)を指定すれば、 R が求められる。さらに、軸対称三軸圧縮・伸張試験で得られる m 値(m_c と m_E)及び Cd と m の積が指定されると、これらの関係から一般応力条件下の Cd と m が推定できることとなる。

このようにして得られた Cd と m を用いると塑性ポテンシャル関数は次式となる。

$$g = \eta + \frac{Cd \cdot m}{1 - Cd} (1 - p'^{Cd-1}) \quad (Cd \neq 1) \quad (16)$$

$$g = \eta + m \cdot \ln p' \quad (Cd = 1) \quad (17)$$

3-2-2. 硬化関数

硬化関数は、圧密圧力の大きさやせん断応力の方向にかかわらず、塑性ひずみ仕事 W^p の一義的な関数として次式で表わされる。

$$r = A \cdot (W^p)^B \quad (18)$$

ここで、 $W^p = \int \sigma_{ij} \cdot d\varepsilon_{ij}^p$ で表わされ、 A , B は定数である。しかし、非排水条件の場合 p' が変化するので、 A , B の拘束圧依存性を考慮する必要があると考えられる。そこで本論文では、先の研究結果⁶⁾を参考にし、 A を次式で評価することによって、硬化関数の拘束圧依存性を考慮した。(図-6参照)

$$A = A_0 \frac{p'}{P_c} \quad (19)$$

ここに、 A_0 は $p = P_c$ のもとでの排水せん断試験から得られる A の値である。

ひずみの異方的な発生特性を考慮するために、複合滑動面の概念⁴⁾にもとづいて、各主ひずみ増分 $d\varepsilon_i$ を3つの二次元応力系に分割して議論する(図-7)。各主ひずみ増分 $d\varepsilon_i$ はそれぞれが属する2つの二次元応力系で生じる主ひずみ増分の和として表わせるとする。

$$\begin{aligned} d\varepsilon_i &= d\varepsilon_{ij} \text{ (or } d\varepsilon_{ji}) + d\varepsilon_{ik} \text{ (or } d\varepsilon_{ki}) \\ &= \{ D_{ij} r_{ij} \text{ (or } D_{ji} r_{ji}) + D_{ik} r_{ik} \text{ (or } D_{ki} r_{ki}) \} \frac{\partial g}{\partial \sigma_i} \cdot df \end{aligned} \quad (20)$$

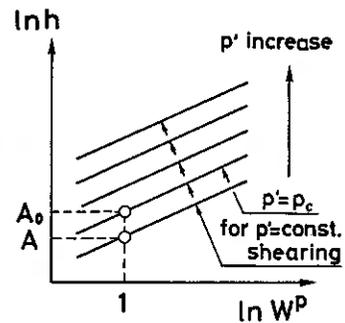


Fig. 6

ここで、 D_{ij} は次式で表わされる。

$$D_{ij} = \frac{|\sigma_i - \sigma_j|}{|\sigma_i - \sigma_j| + |\sigma_i - \sigma^*|} \quad (21)$$

また、

$$\bar{\kappa}_{zx} = \bar{\kappa}_{zy} = \bar{\kappa}_C (= A_C (W^P)^{B_C}) \quad (22-a)$$

$$\bar{\kappa}_{yx} = \bar{\kappa}_{xz} = \bar{\kappa}_E (= A_E (W^P)^{B_E}) \quad (22-b)$$

$$\bar{\kappa}_{zy} = \bar{\kappa}_{yx} = \bar{\kappa}_G (= (\bar{\kappa}_C \cdot \bar{\kappa}_E)^{\frac{1}{2}}) \quad (22-c)$$

ただし、 A_C , B_C , A_E , B_E はそれぞれ通常の三軸圧縮・伸張試験から求められる。なお、有効拘束圧（有効平均主応力）に依存する A_C , A_E は式(19)に従って算出される。

以上の考え方、誘導過程については、前報に詳しい¹⁾

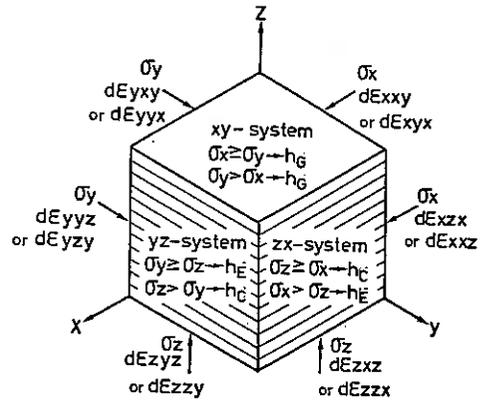


Fig. 7

4. 非排水応力～ひずみ関係式の検証

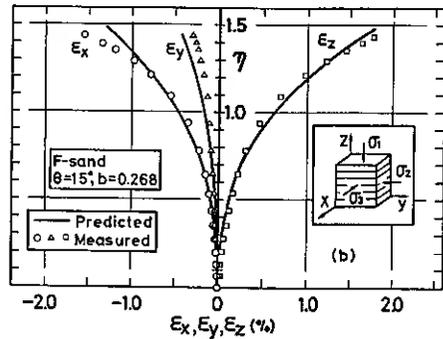
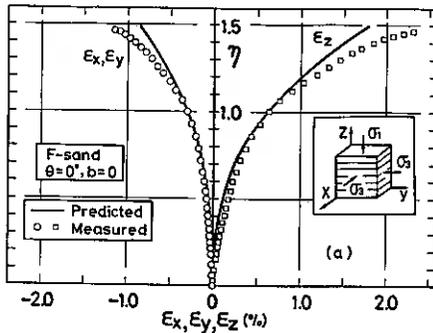
前節で誘導した一般応力条件下の非排水応力～ひずみ関係式を規定するパラメータは、すべて通常

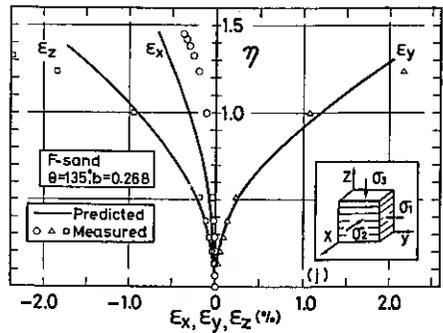
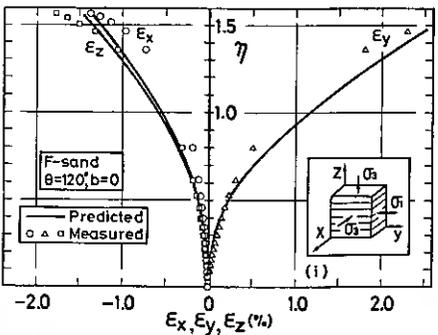
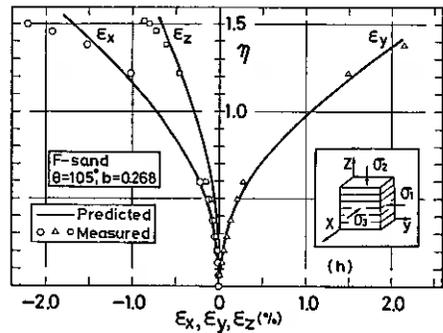
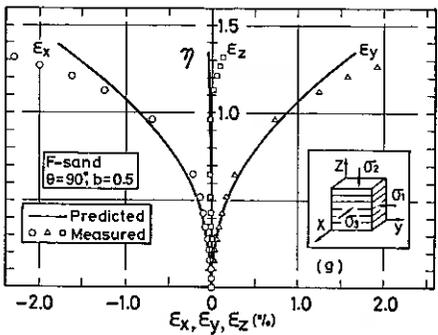
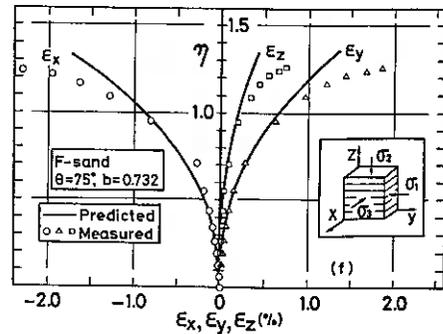
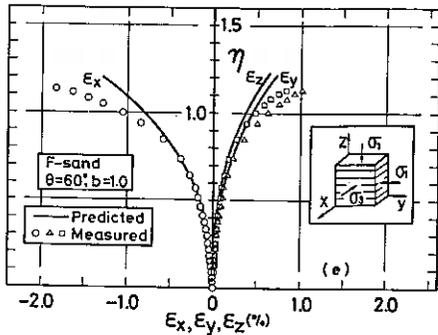
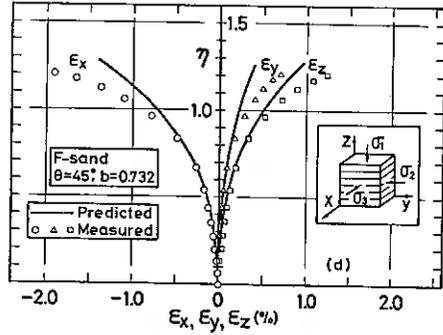
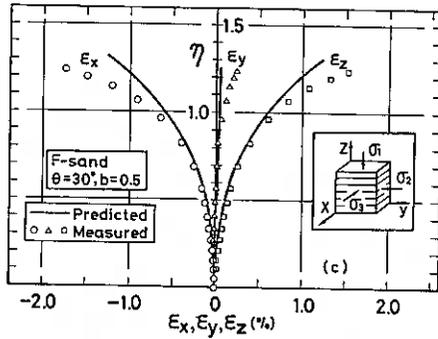
Table 1

Cdxm	m		A (kPa)		B		k (%)	l	n	w^P_I (kPa)
	m_C	m_E	A_C	A_E	B_C	B_E				
1.0	1.42	1.14	2.75	3.15	0.75	0.65	2.3	1.2	0.9	0.003

の軸対称排水三軸圧縮・伸張試験及び等方圧密・膨張試験から決定することができる。本論文では Yamada & Ishihara⁸⁾ の実測データから表-1に示すようにパラメータを決定した。なお、 W^P (圧密によってなされる塑性ひずみ仕事)、 k , l , n は龍岡⁷⁾ が報告した等方圧密・膨張試験の結果より適切と思われる値を決定した。

図-8(a)～(m)は主ひずみの実測値と予測値を示している。 $\theta = 0^\circ$ と $\theta = 120^\circ$ の挙動を比較すると、両者とも同じ応力条件で載荷されているにもかかわらず、 $\theta = 0^\circ$ の場合の ϵ_x と ϵ_y は一致しているが、 $\theta = 120^\circ$ の場合の ϵ_z と ϵ_x は一致しておらず、 $|\epsilon_z| > |\epsilon_x|$ となっている。これは、この砂供試体が X , Y 方向では圧縮しやすく、 Z 方向では伸張しやすいという異方的な力学特性を有していることによるものである。本提案モデルは、このような主ひずみの異方的な発生特性が良く表現されている。





ここで、 $\theta=105^\circ \sim 180^\circ$ までの各実験値を見ると、あるせん断レベルから点の間隔が大きくなっている。これは、このデータが応力制御式により P を一定に保ちながら σ を増加させてせん断を行なって得られたからである。すなわち、図-10に示されるように、 σ を増加させていくと、 $O \rightarrow A \rightarrow C \rightarrow D$ という経路をたどり、 B 点を

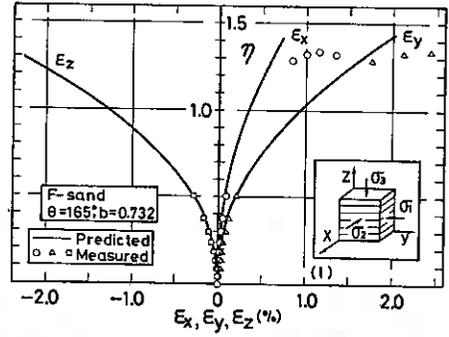
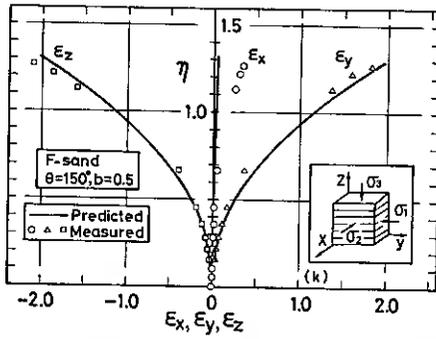


Fig. 8 (a)~(m)

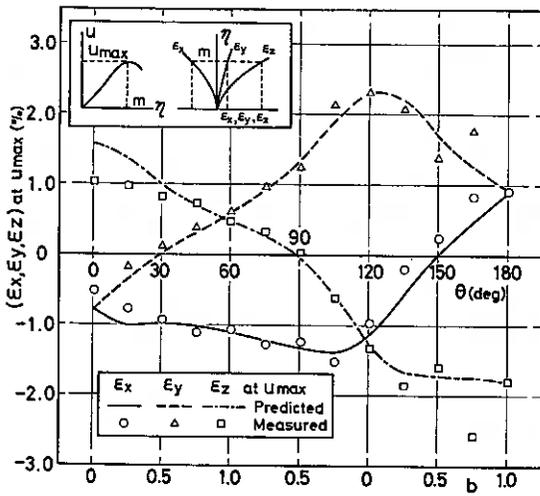
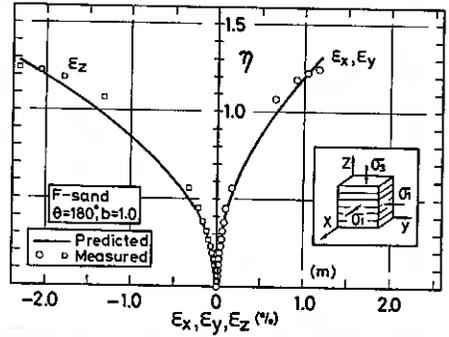


Fig. 9

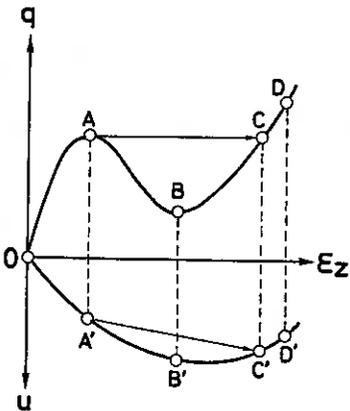
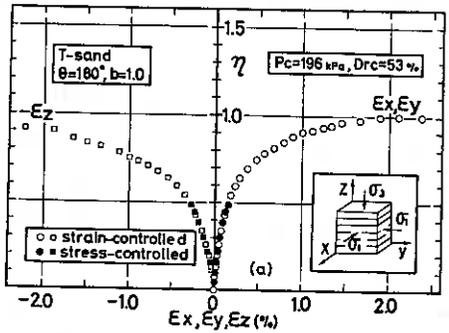


Fig. 10

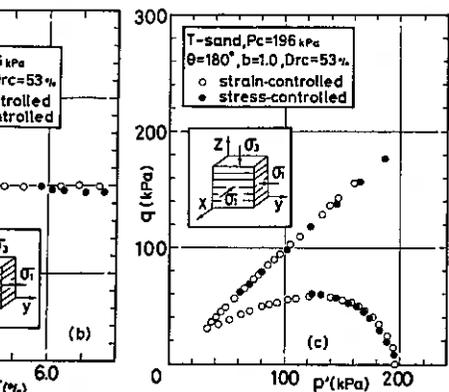
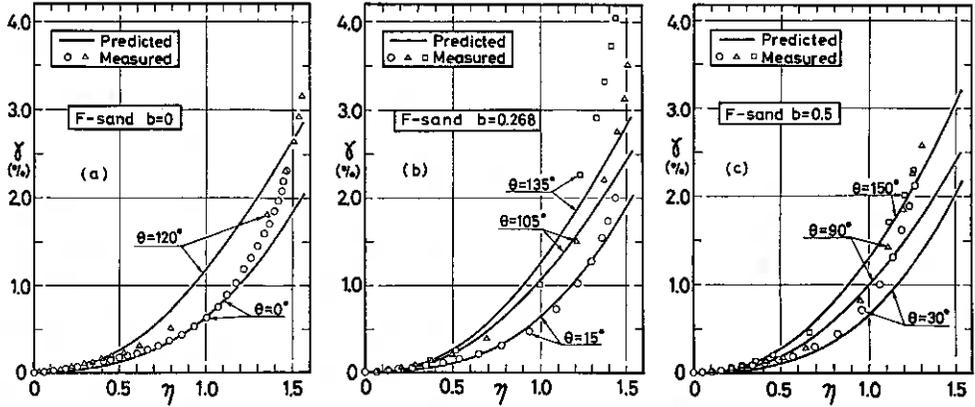


Fig. 11 (a)~(c)

測定することができない。しかし、ひずみ制御式は、 E_z を強制的に与える方法であるので、 $O \rightarrow A \rightarrow B \rightarrow C \rightarrow D$ という本来の経路をたどるはずである。そこで、著者は豊浦標準砂において、 $\theta=120^\circ, 150^\circ, 180^\circ$ の3ケースについて、ひずみ制御式で

P一定試験 ($P_c = 196 \text{ kPa}$, $D_{rc} = 53\%$) を行なった。ただし、ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_z$ は従来の $1/10$ ($0.025\%/min$) に設定した。その結果を $\theta = 180^\circ$ について、応力制御式で行なった結果と合わせて図11(a)~(c)に示す。図を見ると、ひずみ制御式で行なった場合、図-10のB点に相当すると思われる点も測定でき、かつ、その他の点は応力制御式で行なった点とほとんど一致している。 $\theta = 120^\circ, 150^\circ$ の場合も同様の結果が得られた。また、間隙水圧最大時を考えた場合、そのときの主ひずみは、応力制御式ではC点、ひずみ制御式ではB点のひずみである。本来は、B点のひずみが正しいと考



えられ、富士川砂の場合も図-9に示されている間隙水圧最大時の主ひずみは、実際は多少小さくなるであろう。同様に考えるとせん断ひずみは小さく、最大間隙水圧は逆に大きいと予測される。図-9を見ると、 θ が大きいところで主ひずみが小さくなったとしても、予測値は実測値の傾向を定性的に良く表わしていることが認められる。

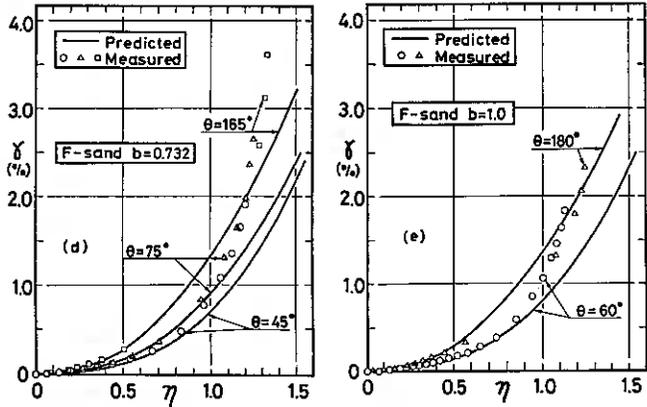


Fig. 12 (a)-(e)

図-12(a)~(e)は、せん断ひずみと応力比の関係を示している。異方性の影響によって、同じ η に対して、 θ が大きくなるほど発生するせん断ひずみが大きくなる。図-13は、間隙水圧最大時のせん断ひずみの実測値と予測値の比較

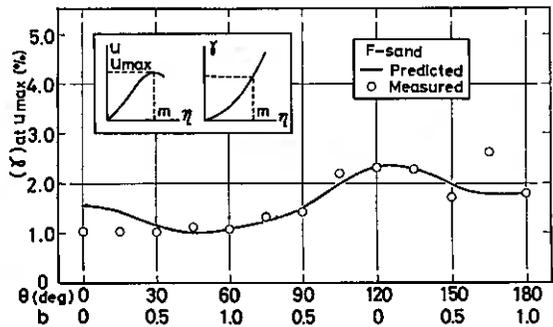


Fig. 13

を示している。上述したように、 θ が大きいところでせん断ひずみの値が実際は小さくなるが、本モデルは θ に対するせん断ひずみの変化を良く説明できるようである。

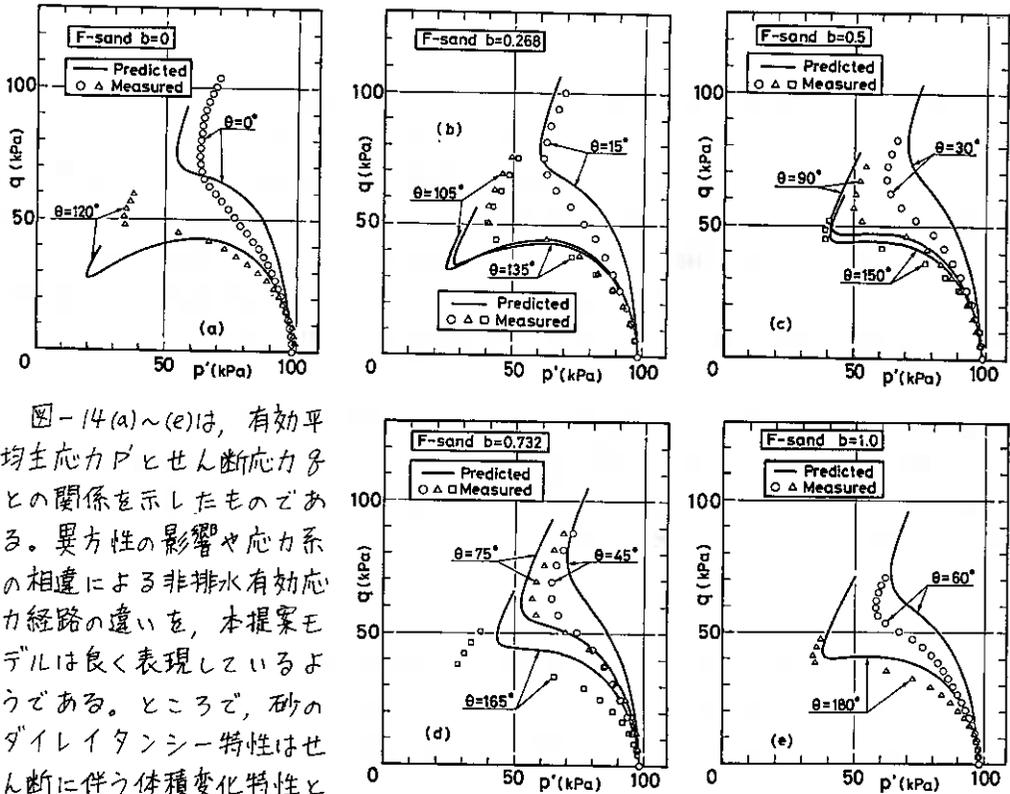


Fig. 14 (a)-(e)

図-14(a)~(e)は、有効平均主応力 p' とせん断応力 q との関係を示したものである。異方性の影響や応力系の相違による非排水有効応力経路の違いを、本提案モデルは良く表現しているようである。ところで、砂のダイレイタンシー特性はせん断に伴う体積変化特性とも言い換えられようが、これは排水せん断では体積変化として、非排水せん断では有効平均主応力 p' の変化としてあらわれ、体積変化特性と有効応力変化特性は対応するものと言える。この関係を反映して、前報の ε_v の特性と同様に、有効応力経路の特性も異方性の影響を示していることがわかる。

図-15は、最大間隙水圧 u_{max} の実測値と予測値との比較を示している。

図からわかるように、 b 値が小さいほど、また全体的には θ が大きいほど最大間隙水圧発生量が大きいということがわかる。これは、応力系の相違と異方性の影響のためであると思われるが、本提案モデルは実測値のこのような傾向を良くとらえている。この挙動もまた ε_v と同様であり、 ε_v と u が対応する関係にあるということを示している。

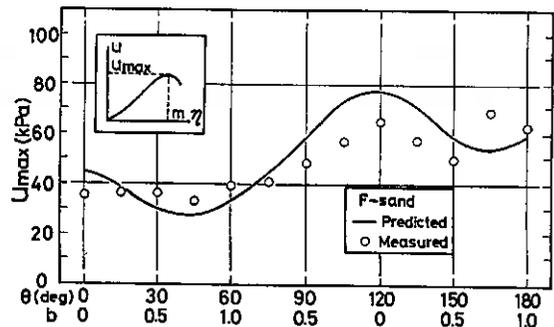


Fig. 15

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

5. まとめ

前報で示した二軸直交異方性砂の弾塑性応力～ひずみ関係式における硬化関数が有効拘束圧（有効平均主応力）の大きさに依存するという事実を評価することによって、相異なる三主応力状態にある飽和砂の非排水せん断特性の予測式を誘導した。提案した三次元非排水応力～ひずみ関係式は、Yamada & Ishihara による富士川砂の非排水三主応力制御試験から得られた異方的な力学特性を良く説明できることが示されている。なお、実測値の検証に必要なパラメータは、通常実施される軸対称排水三軸圧縮・伸張試験及び等方圧密・膨張試験から容易に決定できる。

最後に、本研究に関し、日頃御教示頂いている北郷 繁教授ならびに実験およびデータ整理に協力を得た本学工藤 豊技官、M7 林 法雄君、4年目遠藤 尚志君に謝意を表す。また、本論文に用いたデータを提供して下さった東京大学山田 恭央、石原 研而両先生に謝意を表す。

参考文献

- 1) 三浦, 土岐, 三浦(均) (1983) : 土質工学会北海道支部技術報告集, No. 23, pp. 63~72
- 2) Yamada and Ishihara (1981) : *Soils and Foundations*, Vol. 21, No. 1, pp. 97~107
- 3) 三浦, 土岐, 稲, 佐々木 (1981) : 土質工学会北海道支部技術報告集, No. 21, pp. 71~81
- 4) Matsuoka (1974) : *Soils and Foundations*, Vol. 14, No. 2, pp. 47~61
- 5) 三浦, 土岐, 三浦(均) (1983) : 北海道大学工学部研究報告, No. 116, pp. 1~13
- 6) 三浦, 土岐, 稲 (1982) : 北海道大学工学部研究報告, No. 111, pp. 13~23
- 7) 龍園 (1972) : 東京大学博士論文
- 8) Yamada and Ishihara (1979) : *Soils and Foundations*, Vol. 19, No. 2, pp. 79~94

⑨ 中空ねじりせん断試験機の試作と2, 3の実験結果

北大大学院 三浦 均也
北大工学部 土岐 祥介
北大工学部 三浦 清一
北大大学院 ○今 日出人

1. まえがき

これまで、砂の応力～ひずみ関係についての研究は、軸対称三軸試験機あるいは三主応力制御試験機によって進められてきた。しかし、これらの装置は試験中主応力の作用する方向が常に固定されているため、原位置の応力系を正確に再現することが出来ない。すなわち、原位置においては主応力の大きさが変化するばかりではなく、その作用方向が連続的に回転するというせん断条件の場合がほとんどである。したがって、このような原位置における応力状態のもとでの応力～ひずみ関係を明らかにするためには、主応力軸回転場における変形～強度特性を解明することは重要な問題である。

そこで本研究では、中空ねじりせん断試験機を試作して、円筒供試体になじりを与えることによって供試体の水平面上に主応力回転場でせん断応力を発生させて砂の挙動を観察した。主応力回転下の応力～ひずみ関係を調べる試験は、これまで単純せん断型の試験機(NGI型, Cambridge型など)^{1),2)}によって行われてきたが、これらの試験機では供試体内の応力・ひずみの分布が不均一になるという問題がある。しかし中空ねじり試験機によって、この問題はある程度解決することができる。すなわち、中空円筒供試体を用いることにより、メンブレン、あるいはせん断箱と接する、せん断応力の不明確な境界端面をなくしている。

以下に、中空ねじりせん断試験の意義と試作した試験機の概要および2, 3の試験結果について述べる。

2. 中空ねじりせん断試験の意義

衆知のように、砂質土は非線形かつ異方的な物性を有しているため、その応力～ひずみ～強度特性はたとえ同じ充填状態にあっても応力条件の相違によって著しく異なっている。ここではまず、ある相対密度(ρ_r 間隙比)を有する砂の挙動を支配する要因について考察してみる。

砂の応力～ひずみ関係が大きく依存する要因としては応力系と初期構造異方性の2つを考えることができる。ただしここでは、主にせん断応力作用時の挙動について調べるので、圧密圧力(有効平均主応力)の大きさが及ぼす影響については考えていない。

応力系は、作用している応力を主応力表示したときの主応力の相対的な大きさを表すことができる。パラメータ b ($=\frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3}$) は中間主応力の相対的な大きさを示すパラメータであり、パラメータ b を用いることにより応力系の相違について規定する

ことができる。

砂質土は自然堆積状態では、砂粒子長軸の卓越配列特性によって初期に構造異方性を有している。したがって、そのような異方性体に対して主応力がどの方向から作用しているのかによって、その応力～ひずみ～強度特性は非常に異なったものとなる。ここでは、供試体の初期構造（堆積方向）と主応力軸の関係を最大主応力軸と供試体鉛直軸とのなす角 α によって規定することができると考えてみる。

砂の強度パラメータとして σ_1/σ_3 を採用することによって図-1に示すような、応力系と強度の関係を表わす一つの三次元空間を設定することができる。図示したように、軸対称三軸試験では $b=0$, $\alpha=0^\circ$ および $b=1.0$, $\alpha=90^\circ$ に対応する2本の直線上の応力条件に、また三主応力試験では $\alpha=\text{const.}$ すなわち $\alpha=0^\circ$ および $\alpha=90^\circ$ に相当する2平面内の応力条件にそれぞれ限定されていることがわかる。しかし、原位

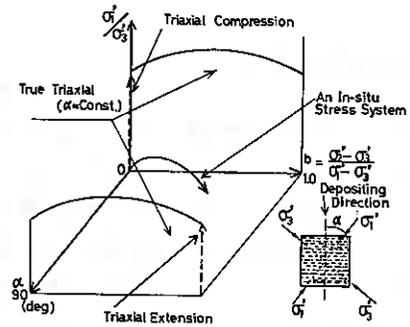


Fig. 1

置のせん断条件は b, α が刻々変化する、すなわち三次元空間内の任意点の軌跡として表わされるはずである。したがって、前述のように、これらの試験は初期異方構造の影響について十分に調べることができないばかりでなく、主応力軸の連続的な回転が及ぼす影響に関しては全く無効である。

一方、試作した中空ねじりせん断試験機では、軸応力とねじりせん断応力を適切に組合せて供試体に作用させることにより、最大主応力軸を回転させることができる。さらに、中空円筒供試体に対する内圧と外圧を変化させることにより、 b 値を制御することが可能である。したがって、本試験機を用いると図-1に示された空間のすべての応力条件を再現できることになる。

このように中空ねじりせん断試験機は、応力～ひずみ関係に及ぼす初期構造の異方性や主応力軸方向の連続的な回転を調べる上で最適な装置であると考えられる。

3. 試作した中空ねじりせん断試験機の概要

試験装置及び系統図をそれぞれ図-2, 3に示す。中空円筒供試体は、内径60mm、外径100mm、高さ200mmであり、側方向圧力、軸荷重、トルクを供試体にそれぞれ独立に与えることができる。

側方向（半径方向）圧力は、供試体の内側、外側で独立に変えることができるが、本研究ではすべて内圧と外圧は等しくしている。側方向圧力はレギュレータで調節された圧縮空気をセル内に送り、セル水を介して供試体に伝達されている。測定は圧力変換器を用いて $\pm 0.24 \text{ kPa}$ の精度で行なわれている。

軸荷重は、円筒セルの真上にセットされているペロフラムシリンダーによって載荷ピストンに与えられる。載荷ピストンは軸荷重とトルクを同時に供試体に伝達する。軸荷重はセル外部の軸荷重・トルクを同時に測定できるロードセルによって $\pm 2.36 \text{ N}$ の精度で計測されている。また軸方向変位はダイヤルゲージで $1/100 \text{ mm}$ の精度

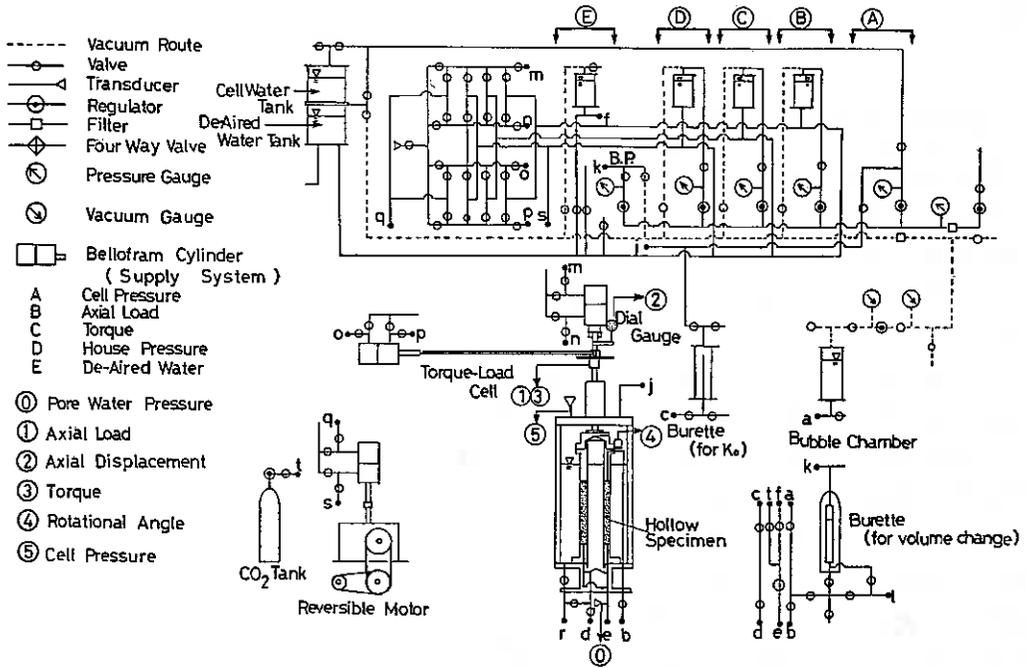


Fig. 2

で測定されている

トルクは図-4に示す、ベロフラムシリンダーを備えたトルク載荷装置から2本のアームによって載荷ピストンに伝えられる。供試体上下端面に接するキャップおよびペDESTALにはステンレス製の薄刃($t=1\text{mm}$, $W=10\text{mm}$, $H=2\text{mm}$)が8枚取り付けられている。その結果、供試体はせん断変形中一様に変形していることが確かめられている。トルクは軸力と共用のロードセルで $\pm 0.0152\text{ N}\cdot\text{m}$ の精度で測定されている。トルク載荷にともなうねじりせん断変形はキャップの回転角をセル内に取り付けたポテンシオメータ(回転角検出器)によって電氣的に測定されている。なおポテンシオメータはバランスウェイトと滑車を利用して、せん断中の供試体の上下方向の変化に追随できるようにしてある。

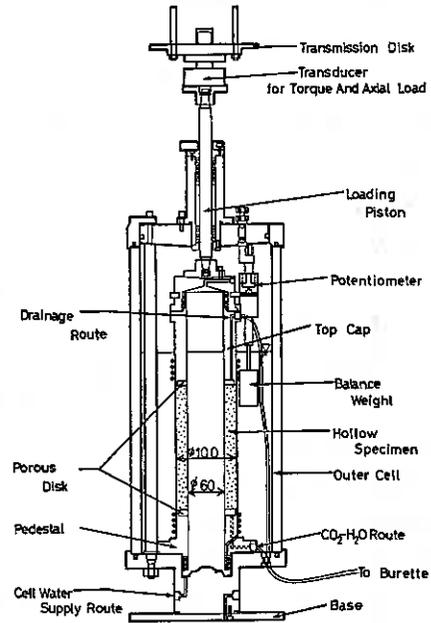


Fig. 3

さらに、体積ひずみはビュレット(精度 0.078 cm^3)で、間隙水圧は圧力変換器(

精度の122kPa)がそれぞれ測定されている。

4. 応力とひずみの解析

4-1 応力とひずみの表示

円筒供試体に作用する応力およびひずみを図-5に示すように設定して考える。ここで、半径方向応力は供試体の内側および外側で常に等しくしているので、 $\sigma_\theta = \sigma_r$ および $\varepsilon_\theta = \varepsilon_r$ と仮定する。

せん断ひずみおよびせん断応力の分布は供試体の半径方向に一様でないため、それらの算定には特別な取扱いが必要である。砂に比べて非常に高い剛性を有するキャップおよびベダスタルによってねじり変形が与えられるので、せん断ひずみ $\gamma_{\theta z}$ は図-6に示すように半径方向に線形分布する。ここではせん断ひずみとして $t = \frac{1}{2}(r_o + r_i)$ の位置における値を採用した。

供試体を弾性体あるいは剛塑性体と仮定すると、せん断応力はそれぞれ図-7(a),(b)に示すような分布となる。したがって、せん断ひずみと同様に $t = \frac{1}{2}(r_o + r_i)$ における値を採用すると、与えたトルク T との関係はそれぞれの仮定に応じて次式で与えられる。

$$\tau_e = \frac{T}{\pi(r_o^2 + r_i^2)(r_o - r_i)} \dots (1)$$

$$\tau_p = \frac{3T}{2\pi(r_o^3 - r_i^3)} \dots (2)$$

実際の土は両者の中間的な挙動、すなわちせん断初期においてはより弾性的な、また破壊

近くではより塑性的な挙動を示すと考えられるので、ここでは一応両者の平均値を採用した。

$$\tau_{\theta z} = \frac{1}{2}(\tau_e + \tau_p) \dots (3)$$

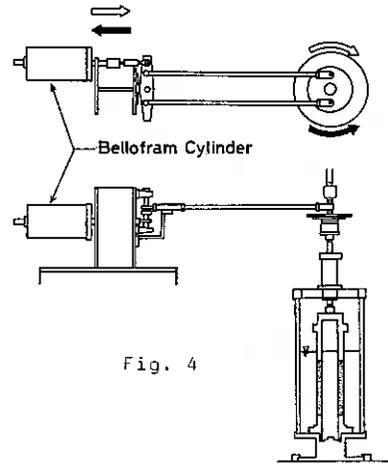


Fig. 4

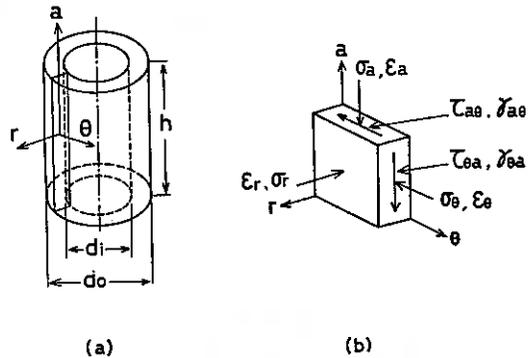


Fig. 5 (a-b)

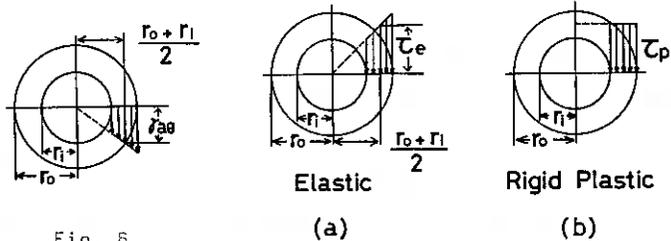


Fig. 6

Fig. 7 (a-b)

4-2 主応力およびひずみ増分

図-8~10は供試体要素の α - θ 面に作用している応力、応力増分、およびひずみ増分の関係を模式的に示している。Mohrの円を用いるとそれぞれの主方向が求められる。ここで最大主応力、最大主応力増分および最大主ひずみ増分の方角と鉛直軸とのなす角度をそれぞれ α , $\dot{\alpha}$, β とするとそれぞれ次式で与えられる。

$$\tan 2\alpha = \frac{2\tau_{\alpha\theta}}{\sigma_a - \sigma_b} \dots (4)$$

$$\tan 2\dot{\alpha} = \frac{2\Delta\tau_{\alpha\theta}}{\Delta\sigma_a - \Delta\sigma_b} \dots (5)$$

$$\tan 2\beta = \frac{\Delta\epsilon_{\alpha\theta}}{\Delta\epsilon_a - \Delta\epsilon_b} \dots (6)$$

ちなみに、等方弾性体の仮定では主ひずみ増分軸は主応力増分軸と一致し、一方等方塑性体の仮定では主ひずみ増分軸は主応力軸と一致するはずである。

5. 試験方法

試験で用いた試料は豊浦標準砂 ($G_s=2.65, e_{max}=0.992, e_{min}=0.625$) である。あらかじめ炉乾燥した試料を多量重ねるい落下法(MSP法)³⁾により、中空供試体用モールドに堆積させる。供試体作製後、19.6 kPaの拘束圧のもとで、CO₂及び脱気水を通して飽和し、196 kPaのバックプレッシャーのもとで圧密圧力 $\sigma'_c=98$ kPaで等方圧密を行なっている。このとき圧密後の相対密度は $D_r \approx 83\%$ となるよう供試体の初期相対密度を調節している。

試験は圧密条件を変えた3ケースについて行なっている。すなわち、圧密時の応力条件がそれぞれ応力比 $K(=\sigma'_v/\sigma'_h)=\frac{1}{2}, 1, 2$ の場合について実施した。ただし、せん断中の有効平均主応力($p'=\frac{1}{2}(\sigma'_a + \sigma'_r + \sigma'_b)$)を一定 p' として、せん断応力 $\tau_{\alpha\theta}$ を供試体に負荷している。各試験における b , α および $\dot{\alpha}$ 値の関係は次のようにまとめられる。

$$K = \frac{1}{2} \quad b = \frac{1}{2} (1 - \cos 2\alpha) \quad \dot{\alpha} = 45^\circ \dots (7)$$

$$K = 1 \quad b = 0.5 \quad \alpha = 45^\circ \quad \dot{\alpha} = 45^\circ \dots (8)$$

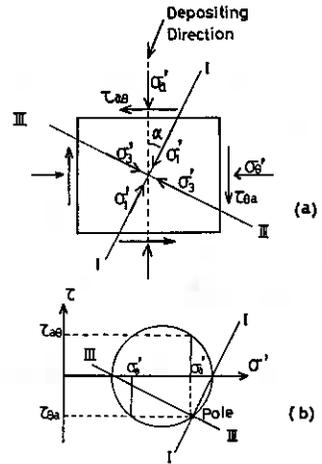


Fig. 8 (a-b)

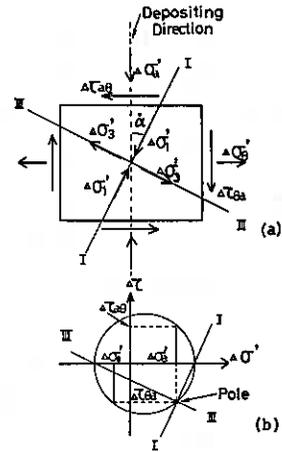


Fig. 9 (a-b)

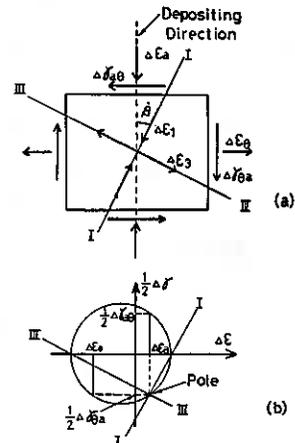


Fig. 10 (a-b)

$$K = 2 \quad b = \frac{1}{2}(1 - \cos 2\alpha) \quad \alpha = 45^\circ \dots (9)$$

上述のように各試験は圧密条件(K)のみが異なり、付加する応力増分は $\alpha = 45^\circ$ とすべて等しい試験である。

図-11に示した三次元空間において各試験の応力経路を示すことができる。図-11は各応力経路を**b**- α 面に投影した軌跡を示している。図示したように $K = \frac{1}{2}$, $K = 2$ の試験は $b = 0.5$, $\alpha = 45^\circ$ を軸として $K = 1$ の軌跡に対称的に漸近していく応力経路であると言える。

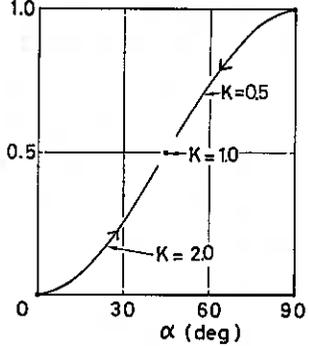


Fig. 11

6. 試験結果および考察

図-12~14にそれぞれの試験で得られた有効主応力および主ひずみと有効応力比(σ'_1/σ'_3)の関係を示す。また図-15は最大主応力方向 α 、最大主応力増分方向 α' および最大主ひずみ増分方向 β と有効応力比(σ'_1/σ'_3)の関係を示している。

図に示されているように各試験における主ひずみ増分方向は主応力方向や主応力増分方向と一致していないことがわかる。すなわち砂の応力-ひずみ関係は等方弾性体または等方塑性体ではモデル化できないようである。しかし、その軌跡(β)の変化状況は α よりも α' の変化に類似した傾向を示していることは興味ある実験結果である。

ここで注目すべきは $K = 1$ のケースである。図-16(a)に示すように、この試験では主応力方向は回転せず、常に一定($\alpha = 45^\circ$)となっている。しかし、その主ひずみ増分方

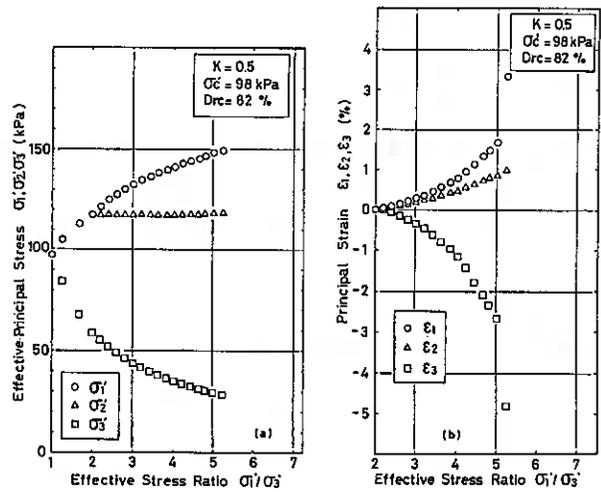


Fig. 12 (a-b)

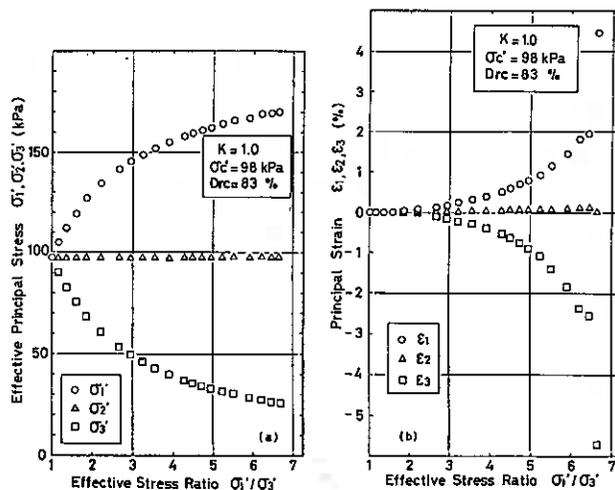


Fig. 13 (a-b)

向は主応力方向とは一致せず
 に $\alpha = \beta = 45^\circ$ に対して約 6°
 大きく ($\beta \approx 51^\circ$) なる方向を
 示している。すなわち実験事
 実は、 σ_1' または σ_3' が作用する
 面でも図-16(b)に示した方向
 にせん断変形が生じているこ
 とを意味している。主応力方
 向と主ひずみ増分方向とが一
 致しない事実は砂供試体の持
 っている構造異方性の面から
 次のように説明できる。

多重ふるい落下法によっ
 て作製した供試体は、自然砂地
 盤と同様に構成砂粒子の長軸の卓越
 配列特性を有している。⁴⁾ 砂粒子は長
 軸を水平方向に向けて堆積しやす
 いため、図-16に示した斜線の方
 向に配列していると思われる。このよ
 うな異方的な構造を有する砂は、これ
 までの研究によって明らかにされて
 いるように、長軸方向には圧縮しや
 すく、逆に長軸と直交する方向には
 膨張しやすいという力学特性によ
 って、図-16(b)に示すようなせん断変
 形が生じるのであろう。

同様な傾向は、 $K = \frac{1}{2}$ および $K = 2$ の試験結果
 からとも言える。 $\alpha - \theta$ 面において両者はともに、
 初期応力条件はその方向を除けば $\sigma_1'/\sigma_3' = 2$ と等
 しく、応力増分も $\alpha = 45^\circ$ で等しい。このことか
 ら、もし供試体が等方構造を有するならば、発生
 するひずみ増分方向は図-15において $\alpha = 45^\circ$ を
 軸として対称形になるはずであるが各実験ケー
 スのひずみ増分方向は $K = 1$ の場合と同様に右方向
 すなわち β が増加する方向に移動していること
 が示されている。

以上のことから、主ひずみ増分方向は、主応力
 方向および主応力増分方向のみで決定されるもの
 ではなく、構造異方性の影響を強く受けているこ

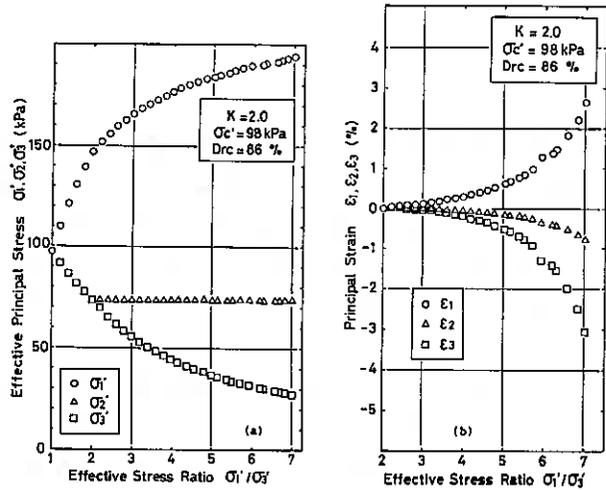


Fig. 14 (a-b)

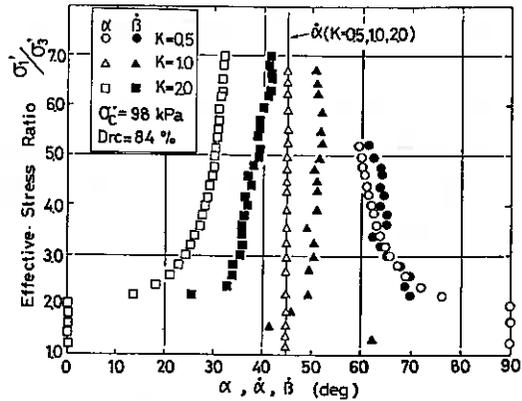


Fig. 15

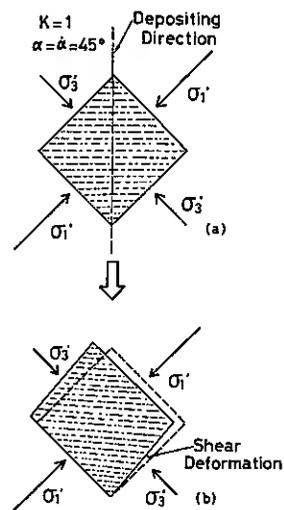


Fig. 16

とが示唆された。

7. まとめ

軸対称三軸試験及び三主応力制御試験では不可能な、せん断中の主応力の連続的な回転を与えることのできる中空ねじりせん断試験機を試作した。砂の応力～ひずみ関係におよぼす応力系、初期構造の異方性および主応力の回転の影響の詳細については未だ明らかにするに至っていないが、中空ねじりせん断試験機はこの課題に対して重要な役割を果たすことを述べた。本研究で行なわれた2, 3の試験の結果から次のことが言えよう。

(1) せん断中における主ひずみ増分軸は主応力軸および主応力増分軸とは一致せず、主ひずみ増分を主応力および主応力増分によって規定することはできない。しかし、主ひずみ増分方向～有効応力比(σ_1'/σ_3')関係は、主応力方向～有効応力比(σ_1'/σ_3')関係と類似した特性を示していることがわかった。

(2) 本研究で行なった試験の範囲においては、最大主ひずみ増分方向は、供試体の有する初期異方構造の影響を強く受け、水平方向へ偏向する傾向が示された。

最後に、本研究において種々御教示頂いた北海道大学工学部土木工学科 北郷繁教授、試験機の製作について貴重なご意見を頂いた東京大学 龍岡 文夫助教授及び実験に多大なる協力を得た、本学 工藤 豊技官、4年目 吉田 茂君に深く感謝の意を表します。

【参考文献】

- 1). Cole, E.R.L. (1967): Ph D. Thesis, Cambridge Univ.
- 2). Bjerrum, L. & Landva, A. (1966): Geotechnique, Vol. 16, No. 1, pp. 1 ~ 20
- 3). Miura, S. & Toki, S. (1982): S & F, Vol. 22, No. 1, pp. 61 ~ 77
- 4). 土岐・三浦・谷澤・三浦(均) (1984): 土質工学会北海道支部技術報告集, No. 24

1700万t } 歴 130万t
 ↓
 16万t 有効利用
 全国 200万t

土質工学会 北海道支部 技術報告集 第24号 昭和59年2月 ⑩ 石炭灰の土質工学的特性と有効利用

北海道電力 (株) 五十嵐 和彦
 北海道開発コンサルタント (株) 河合 裕志
 同 由良 桂一
 同 〇武田 賢

はじめに
 近年、建設事業に使用される天然材料は枯渇化し、価格高騰の傾向が顕著になってきている。

一方、産業活動に伴う発生物は、従来産業廃棄物として法規制のもとに、埋立てや海洋投棄されてきた。これらの発生物を適切に処理し、建設事業等への安価な有効利用が計られるならば、処分問題が解決され、省資源や経済性の面からも有意義である。

道内において建設事業への利用可能な産業発生物としては、火力発電所から排出される石炭灰、アルミナ製造工程で生ずる赤土、下水処理場からの汚泥焼却灰および砕石ダスト等があり、最近これらの材料の利用法が検討され始めてきている。

特に、石炭灰については発生量が多大であり、比較的扱い易い材料であるため、国の内外を問わず諸性状や有効利用について研究され、成果が報告されている。

道内では、57年度は道路材料への他、土壌造成、建築関係等で約16万tの石炭灰が利用されているが、石炭灰は火力発電所の燃焼方式の違いや使用する炭種により性状が異なるので、各発電所毎の石炭灰の特性を把握することは重要である。

本報告では、北海道電力の火力発電所の内、最新で最も規模の大きい苫東厚真火力発電所産の石炭灰について、物理・力学的性状を記述するとともに、現場試験による施工性や盛土体としての特性を報告するものである。

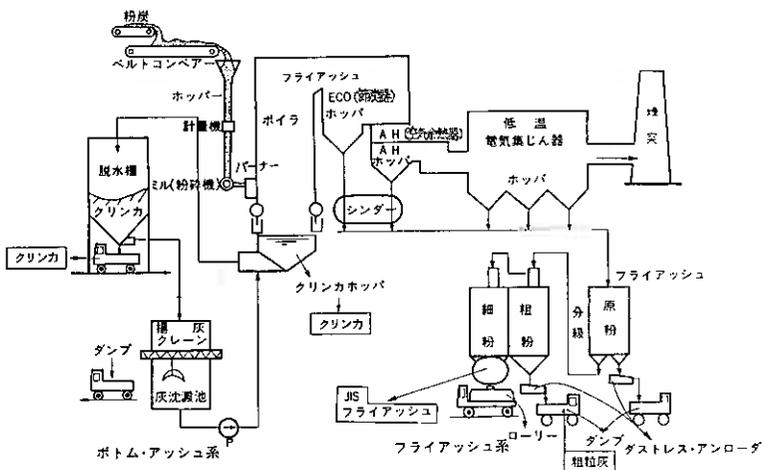


図-1. 石炭火力発電所の灰処理系統図(2)

1. 石炭灰の性状

(1) 石炭灰の発生過程と種類

石炭灰は主として火力発電に用いられる微粉炭燃焼ボイラから発生する灰であり、この灰は排出する場所により図-1に示すように3種類に区分される。

- ① フリンカ・アッシュ（またはボトム・アッシュ）・・・ボイラ底部から排出（砂状）
- ② シンダ・アッシュ・・・節炭器、空気余熱器ホッパから排出（細粒）
- ③ フライ・アッシュ・・・電気集塵器ホッパから排出（微粒子）

この石炭灰の呼称については地域によって異なった使い方がされる場合があり、

②と③を総称してフライ・アッシュと称するところもある。

これらの種類の灰の発生割合は、石炭の種類、ボイラ型式等によって異なるが概ねフリンカ・アッシュが10～25%、シンダ・アッシュが約5%、フライ・アッシュが約70～85%程度である。

シンダ・アッシュとフライ・アッシュ中の粗粒分は併せて、表-1の分類-2のように粗粒灰と称されている。

(2) 石炭灰の物理・力学的性質

石炭灰を粒径から分類すると、

フリンカ・アッシュは砂以上に分類されるものであり、シンダ・アッシュは細粒砂、フライ・アッシュはシルトにおおよそ位置づけられる。

本報では表-1の分類-2に従ってフリンカ・アッシュ（以下フリンカ）および粗粒灰について記述する。

粗粒灰は排出時に飛散防止のため、20%程度の含水比に加水されるが、堆積場では自然含水比が25%前後になる。粗粒灰のうち貯灰サイロより取り出された直後の灰を新生灰と呼び、堆積後一年以上経過したものを既放灰と呼ぶ。石炭灰はいゆるボゾラン作用があり、水に反応して凝結硬化する潜在水硬性を示す。この性質により、既放灰は新生灰に比べ粒度組成が粗目になるほか、難凍上性になる等、力学的特性が向上するところが知られている。苫東厚真発電所は運転開始からの日が浅く、既放灰については目下試験中であり、新生灰のフリンカについて表-2に物理的性質、表-3に力学的性質を示す。

(i) 物理的性質

石炭灰の土粒子比重は、新生灰、フリンカともに2.1～2.2で一般の土砂よりかなり小さく、かつ道内に分布する火山灰よりも小さい。粒度分布は新生灰はシルト分粘土分が主体で、特にシルト分が80%程度占める。フリンカは砂分が60%程

表-1. 石炭灰の分類.

粒径 分類	1～10mm 程度	0.1～1mm 程度	0.1mm以下	
			0.1mm以下	0.05mm以下
分類-1	フリンカ ² (ボトム・アッシュ)	シンダ・アッシュ	フライ・アッシュ	
			粗粒	細粒 ³
分類-2	同上	粗粒灰		細粒 フライ・アッシュ

- 〔注〕 1. 粒径は何れもおおよそその目安。
 2. フリンカは炉底灰とも呼ばれる。
 3. 細粒フライ・アッシュは粒径0.02～0.03mm、集塵機によっては細粒、粗粒が一緒に扱われる場合もある。

度で10~20%のシルト分と礫分を含む。これらの粒度分布は図-2、3に道内の各火力発電所の石炭灰と対比させて示したが、各発電所間の差はあまりないようである。

コンシステンシーはいずれも非塑性(NP)であるが、粒度分布より日本統一分類法では、新生灰はM.L(無機質のシルトおよび極微砂)、クリンカはS.M(シルト質砂)とみなされる。また、石炭灰は火山灰に準じた性質を示すことが知られているが、特に新生灰の粒度分布は道央地方の支笏系火山灰に類似するものがある。

表-2 石炭灰の物理的性質⁽³⁾

試験項目	試験結果	
	新生灰	クリンカ
(1) 比重	2.1~2.2	2.1~2.2
(2) 含水比	22~31%	27~52%
(3) 粒度	0.005mm以下 (粘土分)	0~3.5%
	0.005~0.074mm (シルト分)	17.0~24.0%
	0.074~2.0mm (砂分)	60.5~64.5%
	2.0mm以上 (礫分)	12.0~21.0%
均等係数	0~0.1%	9.3~11.7
(4) コンシステンシー	2.1~2.8	NP
	NP	NP

M.L S.C

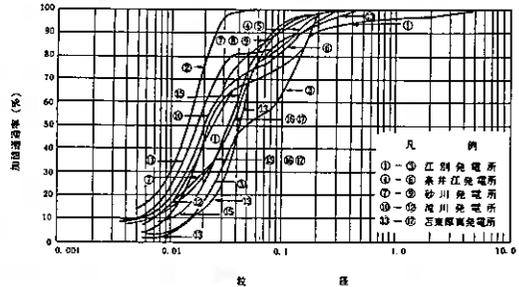


図-2. 新生灰の粒径加積曲線図

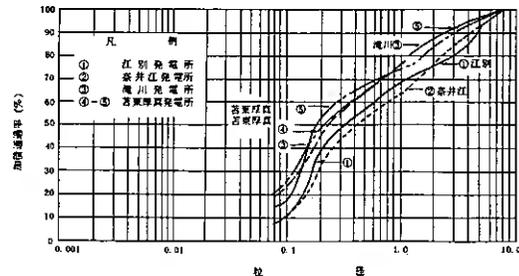


図-3. クリンカの粒径加積曲線図

表-3 石炭灰の力学的性質

試験項目	新生灰	クリンカ
(1) 締固め試験	$\rho_{dmax}=1.04\sim1.17\text{g/cm}^3$ $w_{opt}=29.1\sim33.9\%$ $C=0.17\text{kgf/cm}^2$ $\phi=30.5^\circ$	$\rho_{dmax}=0.85\sim1.07\text{g/cm}^3$ $w_{opt}=37\sim56.0\%$ $C=0.15\text{kgf/cm}^2$ $\phi=40.8^\circ$
(2) 三軸圧縮試験 (C-D法)	$\rho_{dmax}=1.17\sim1.20\text{g/cm}^3$ C.B.R.=1.8% (97.5%修正値)	C.B.R.=24.0% (95%修正値)
(3) C.B.R.試験 (修正C.B.R.)	$k=1.3\times 10^{-4}\sim$ $1.3\times 10^{-4}\text{cm/sec}$	
(4) 透水試験 (ρ_{dmax})	e_o (試料作成時の間ゲキ比)=1.11	$e_o=1.52$
(5) 圧密試験	$C_c=0.11$ $P_y=0.4\text{kgf/cm}^2$	$C_c=0.11$ $P_y=2.0\text{kgf/cm}^2$
(6) 凍上試験	凍上率 30%以上 コンクリート状凍結	凍上率 7.6% コンクリート状凍結

(ii) 力学的性質

締固め特性は図-4に示すとおりであり、突固めの1法と2法のデータが得られている。クリンカは突固め方法の違いによる最適含水比の差が大きい。これはクリンカがポーラスな材料であるため、堆積時の含水比が影響していると考えられる。

強度はクリンカが強度定数、修正C.B.R.値、圧縮性とも問題はないが、新生灰は修正C.B.R.値がやや小さい。

また、新生灰は透水性が低く難透水~不透水性であるとともに凍上性も注意を要する。

力学的性質より土木材料として石炭灰のうち、クリンカは通常の砂質土と同様に価値が高いものである。一方、新生灰はシルト分が

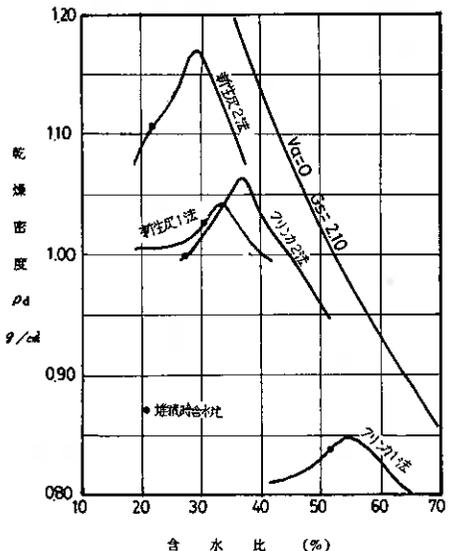


図-4. 締固め特性

主体のため、修正CBR値が小さく、凍上性等が懸念されるが、適所への利用は十分可能である。また、ホゾラン作用による改善が期待されるので、このデータを加えれば更に利用範囲は広がると思われる。

2 石炭灰の施工性と盛土体の特性

(1) 施工性と管理

石炭灰利用の現在までの経験によると、新生灰は含水比により特性が大きく変化し、施工性に影響が大である。施工に適する含水比は25~27%であるが、まき出し時に加水することは局部的な泥酔化が起きるので適切ではない。このことより、締固め、転圧を最大乾燥密度、最適含水比または施工含水比で管理する品質規定方式には無理があり、転圧機種と回数で管理する工程規定方式⁽⁴⁾が適する。

上記のことを考慮して、新生灰の盛土における施工方法および管理規準を見出す目的で転圧試験を実施した。この試験では転圧機種に乾地用ブルドーザ(D60A 接地圧 0.63 kgf/cm^2)とタイヤローラ(最大重量 16^t) (転圧4回まではブルドーザ転圧)を用い、まき出し厚を変え、転圧回数毎のデータを収集している。

転圧回数に対応する次下量 S 、現場密度 P_d 、コーン支持力 q_c および球体落下 D 値の測定例を図-5~8に示す。

これらの結果はブルドーザを用いたものであるが、タイヤローラの結果もほぼ同様であった。

転圧試験の結果より、新生灰の転圧時のまき出し厚が $H=70 \text{ cm}$ では、転圧初期の次下量が大きく、平坦に仕上げるのが難しいため、まき出し厚は $H=50 \text{ cm}$ 以下が望ましいようである。

転圧回数は、各測定値が転圧6回以上でほぼ収束することから5~6回で十分である。

また、各試験項目の中では、コーン支持力 q_c と球体落下 D 値が転圧効果の推移をよく表わし、データのバラツキも少ないので、締固め管理方法はこの二つの方法が適する。しかし、コーン支持力 q_c はハンディタイプのコーンペネトメータでは $15 \sim 20 \text{ kgf/cm}^2$ が貫入の限度なので、球体落下 D 値がより適している。

球体落下 D 値は図-8によれば、転圧回数6回以上で平均 7.0 cm 前後となる。ちなみに、北海道開発局道路・河川工事仕様書によれば、火山灰の締固めの判定値は D 値 $=6 \sim 6.5 \text{ cm}$ となっている。

球体落下 D 値とCBR値の関係は図-9に示

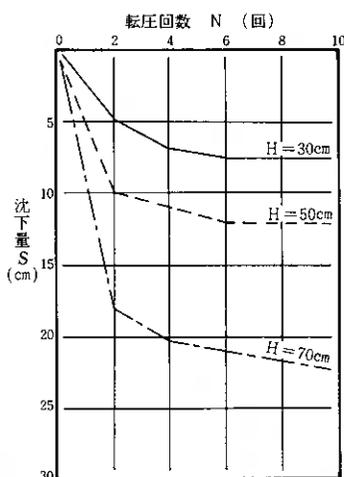


図-5. 次下量 S

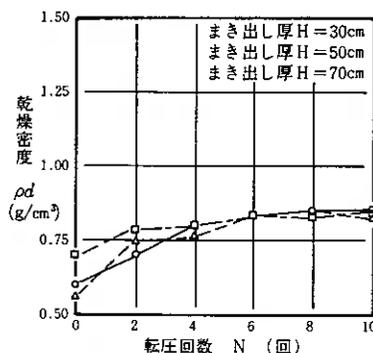


図-6. 乾燥密度 P_d

した。新生灰は火山灰に比べて、同等の CBR 値に対し D 値が 1cm 程度大きくなる傾向がある。D 値と CBR 値との間には図-9 中の式が成立するといわれており、火山灰は経験的に式中の係数 K は 0.4 とされている。

今回の新生灰の転圧試験では $K = 1.0 \sim 1.5$ であった。これは施工管理規準を定める際の参考となる。今後、データの蓄積が望まれる。

(2) 盛土体の特性

新生灰を使用した試験盛土を 2 例実施している。例①は $50^m \times 50^m \times$ (高さ) 3^m の規模で、接地圧 0.43 kgf/cm^2 の湿地ブルドーザを用いまき出し厚 50^cm を 5 回以上転圧したものであり、また、例②は $6^m \times 50^m \times$ (高さ) 5^m の道路盛土で接地圧 0.63 kgf/cm^2 の乾地ブルドーザ、まき出し厚 40^cm 、転圧回数 6 回以上である。

①の試験盛土の CBR 値と D 値を表-5 と図-8 に示すが、完成時に D 値 5.8^cm 、CBR 値 14.9% で盛土体として十分な強度をもつ。さらに完成後 3 ヶ月では D 値、CBR 値が 4.4^cm 、26.5% と強度増加している。

一方、②の試験盛土での CBR 値と平板載荷試験結果を示したのが表-6、表-7 である。②も同様に盛土完成時に CBR 値 13.7%、 K_{30}

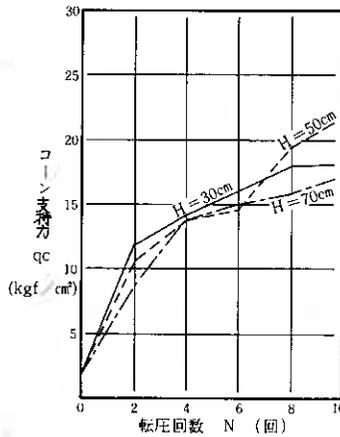


図-7. コーン支持力 Q_c

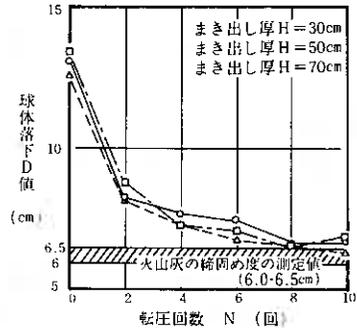


図-8. 球体落下 D 値

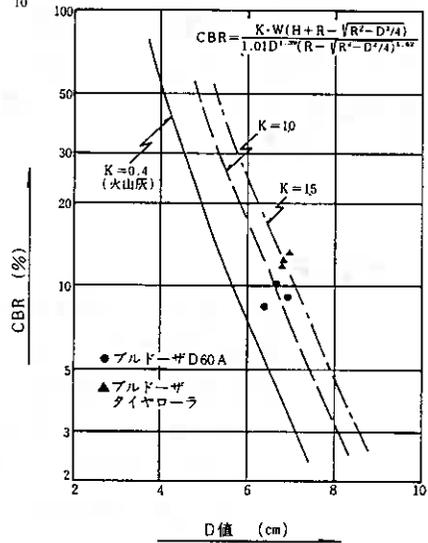


図-9. CBR 値と D 値の関係(転圧試験)

表-5 CBR 値 (%) (①例)

測定箇所	R側			L側		
盛土完成時の CBR 値 (%)	15.3	14.2	15.5	15.3	13.9	14.5
	15.3			14.6		
	14.9					
盛土完了 3 ヶ月後の CBR 値 (%)	23.6	26.4	23.1	29.8	26.4	29.9
	24.4			28.7		
	26.5					

表-6 CBR 値 (%) (②例)

測定箇所	R側			L側		
盛土完成時の CBR 値 (%)	9.7	16.4	14.3	16.0	12.7	12.7
	13.5			13.8		
	13.7					
盛土完了 3 ヶ月後の CBR 値 (%)	22.2	26.1	18.5	35.4	23.6	30.7
	22.3			29.9		
	26.1					

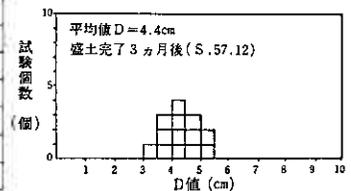
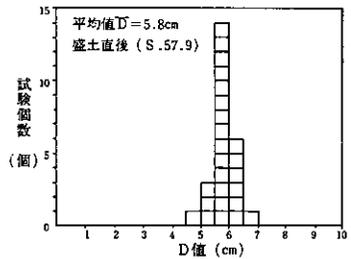


図-10. 球体落下 D 値 ①例

値 18.4 kg/cm^2 、完成後3ヵ月でCB R値 26.1%、 K_{30} 値 69.9 kg/cm^2 となり、養生完成時ですでに十分な強度をもち、その後更に増加している。

これらの例のように、新生灰養生では適度に締固めることによって、ポズラン作用による強度増加が見られるのが通例である。

表-7 平板載荷 K_{30} 値

測定場所	R値	L値
養生完成時	16.8	20.0
K_{30} 値 (kg/cm^2)	18.4	
養生完了3ヵ月後の	56.6	83.2
K_{30} 値 (kg/cm^2)	69.9	

まとめ

石炭灰は利用方法、利用場所が適切であれば、土質工學面から養生等への利用は十分に可能である。また、石炭灰はアルカリ性を示す材料であるが、環境への影響は環境規準に照し合わせても許容範囲にあることが確認されている。したがって、今後の課題は、試験データの積み上げにより、諸常数の信頼性を増すことと施工方法および管理方法を確立し仕様を定めることである。また、石炭灰の使用できる対象を明確にするとともに、天然材料の代替として経済的な利用方法と地域を設定することが重要である。

参考文献

- (1). 玉貫 滋化：石炭灰処理システムと有効利用技術，56年9月，フジ・テクノシステム 米田電力研究所編；フライ・アッシュ 養生ハンドブック，56年12月。
石炭灰資源化研究委員会編；石炭灰道路材料利用技術マニュアル，58年3月 北海道電力技術研究所 等
- (2). 五十嵐 和彦，戸花 幸作；石炭灰の土木材料への利用中間報告(1)，57年4月，北海道電力技術研究所。
- (3). 同上，中間報告(2)，57年6月。
- (4). 同上，中間報告(3)，57年6月。

⑪ 軟弱地盤における側方流動と杭基礎

北海道開発局土木試験所 ○森 康夫 木村 誠一
石川 博明

1. まえがき

軟弱な粘性土地盤上に杭基礎をもった擁壁や橋台などの構造物を築造し背面盛土を行うと、構造物は、地盤の側方流動の影響を受けて過大な水平変位を生じたり、予想外の傾斜を起したりする。

しかし、側方流動地盤中の杭基礎については、杭に作用する流動圧や杭の水平支持機構など不明な点も多く、その水平挙動の定量的な把握は十分になしえなりの現状である。

このため、室内において軟弱地盤を造成し、単杭と組杭の模型杭を設置して実験を行なった。この報告では、その実験の内容と結果の概要について述べ、挙動推定法に関して若干の考察を加えた。

2. 実験内容と結果

室内模型実験は、図～1に示すような規模の実験装置で実施した。実験槽の前面はガラス張りとなっており、載荷時に地盤の概略の移動状況を視測できるようになっている。

実験地盤は、偏載荷重により側方流動を起す厚さ30cmの軟弱粘土層と、その下に厚さ70cmの粗砂層の2層によって構成されて

いる。表～1に軟弱粘土層の室内土質試験結果を示した。粘土試料は、現場から採取した粘性土に、水と焼こうを加えながらできるだけ均一となるよう攪拌混合して再成したものをを使用した。なお、実験槽壁面と地盤の摩擦抵抗低減のため、壁面にシリコングリスを塗布した。

模型杭は、アルミニウムパイプ(φ19mm, t=1.9mm, l=123cm, E=0.7×10⁶ kg/cm², I=0.318)を用いており、今回報告する単杭と組杭は、図～1に示すように2回にわけて実験を行なった。また、杭の応力と杭に作用する流動圧、地盤反力を測定することとしたが、杭の断面が小さいためひずみゲージのみとつけた単杭(No1, No3) 組杭(1ブロック) 圧力センサーのみとつけた単杭(No2)、組杭(2ブロック)を図のように配置した。

これらの杭の応力と杭に作用する流動圧や地盤反力の他に、杭の突出部の水平変位、傾斜角あるいは測定可能な部分の地盤の移動量の測定も行なった。なお、偏載

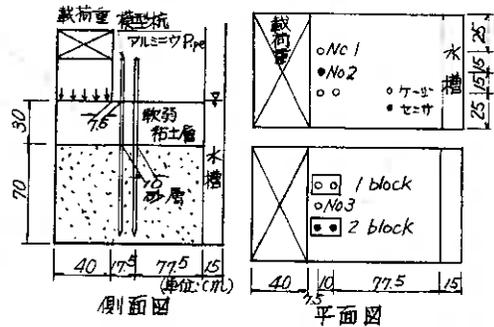


図-1 実験装置略図

表-1 軟弱粘土の土質試験結果

	単位	記号	試料
含水比	%	w	45-50
比重		Gs	2.79
液性限界	%	WL	49
塑性限界	%	WP	29
塑性指数		Ip	20
単位体積重量	kg/m ³	γ _s	1.77
三軸圧縮力	kg/cm ²	σ ₃	105.02
軸圧縮力	kg/cm ²	σ ₁	1.72
圧縮係数		Cc	0.33
臨界圧縮力	kg/cm ²	Pc	0.19
三軸(UU)			

荷重は、砂と鋼板を利用して等分布荷重として $50 \text{ kg}^2 (0.016 \text{ kg/cm}^2)$ 、 $100 \text{ kg}^2 (0.031 \text{ kg/cm}^2)$ 、 $400 \text{ kg}^2 (0.125 \text{ kg/cm}^2)$ (組杭では 500 kg^2) まで段階的に作用させており、各段階の荷重の保持時間は、原則として約2時間とした。荷重強度、保持時間は、実験地盤の性状や現場の側方流動現象あるいは既往の実験結果(1)、(2)などと参考にしながら取り決めたものである。実験の結果得られた測定値の一部を図-2-5に示した。

図-2は、偏載荷重における地盤の移動状況を示したもので沈下(浮き上り)、水平変位の状況がある程度把握できる。

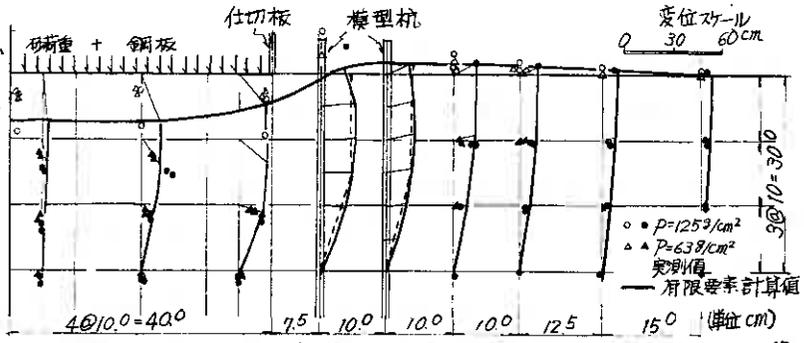


図-2 地盤の移動状況 $E = 0.5 \text{ kg/cm}^2$ $\nu = 0.45$

図-3は、杭突出部(地表面より10cm上)の杭の水平変位と偏載荷重との関係を示したもので、1STと2ndの実験における単杭の水平変位はほぼ等しいものとなっている。また

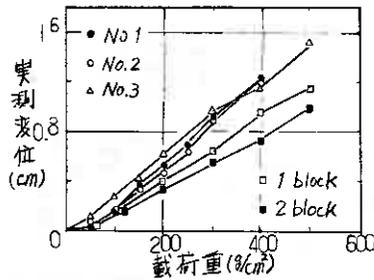


図-3 載荷重と変位

組杭は、単杭の約1/2程度の変位となり、杭頭付近ではほぼ1/4程度の割合である。

図-4は、No.2単杭の杭背面(主動面、載荷側)と前面(受働面)に設定した圧力センサの測定結果を示したものである。軟弱粘土層間では、杭背面から流動圧を受けるが、杭前面の地盤反力は発生していない。砂層においては、表面近くの杭前面に反力が発生しているが、背面からの作用圧力はなく深さ60cm

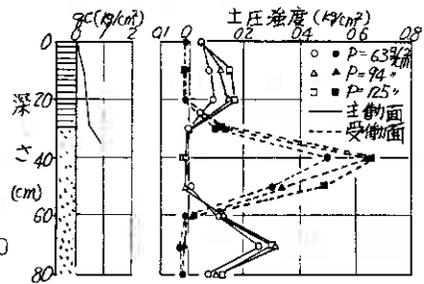


図-4 実測土圧分布

以深でこの傾向は逆転している。組杭の場合も値の大小、分布形状に多少差はあるが傾向に大差はない。

また、図-5の組杭の曲げ応力分布を見ると地中部で流動圧を受けているのがよくわかり、最大曲げ応力 σ_{max} 砂層内で生じている。組杭の場合、前趾と後趾(載荷側)の杭とでは、突出部の応力の分布と大きさ、 σ_{max} の生ずる深さなどに差が見られる。

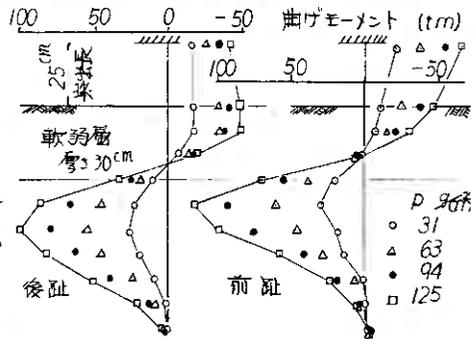
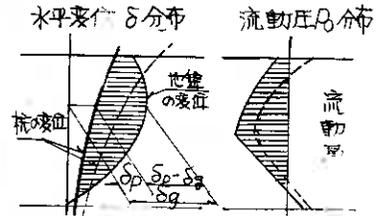


図-5 曲げモーメント分布(組杭)

3. 側方流動圧と杭の水平挙動

図～6は、側方流動の地盤の水平変位 δ_g と杭の変位 d_p の関係を示した模式図である。地盤が δ_g の変位を生ずると杭表面には、 $P = \delta_g K$ に相当する外力が作用するが、杭と地盤の剛性の相違から杭は最終的に d_p の変位を生じてつり合いを保ち、たとえる。このとき、杭表面地盤には P とは逆向きの $d_p K'$ の力が作用しており、最終的に流動圧として測定されるのは、 $K = K'$ とすると $P_0 = (\delta_g - d_p) K$ となるものと考えられる。



図～6 変位分布と流動圧

従って杭の曲げ剛性の大きさ、軟弱層の性状、厚さによって様々な分布、大きさの P_0 が作用することとなる。

今回、この検討に必要な杭位置での地盤の変位分布を測定していただいたため地盤を弾性体と考え有限要素法により地盤の変位を求めた。結果の一部を図～1に示したが、この計算に必要な定数(E, L)は、室内土質試験結果、他機関での解析結果等を参考にして決めた。実測値の定数も少なく、一部かけはなれた結果が得られている部分もあるが、比較的合致している点も多い。

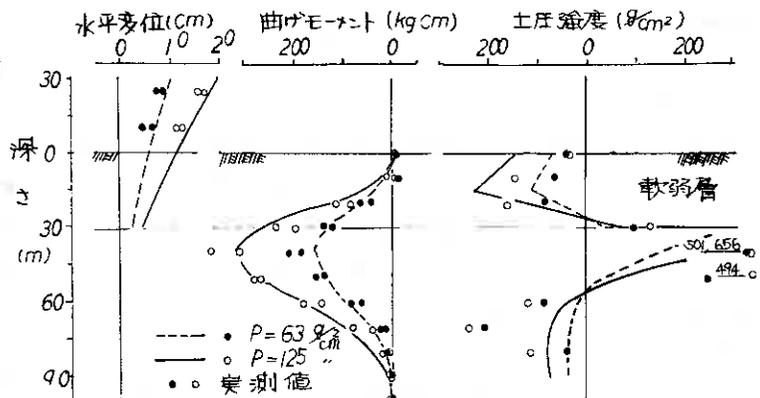
この変位分布を同図に示したような台形分布に簡略化し杭と軟弱層でその背面から $P_0 = \delta_g K$ の大きさの流動圧を受け弾性体上の梁と考え、杭の水平変位、杭軸方向の曲げ応力分布、流動圧、地盤反力を計算し、実測値と対比し図～7～9に示した。

なお、この計算に必要な K 値は、水平載荷試験結果と既往の解析結果から粘土層で $K_c = 0.2 \text{ kg/cm}^2$ 、砂層で $K_s = 2.0 \text{ kg/cm}^2$ とした。また、組杭の場合、図～5を見てもわかるように前後趾の杭で流動圧 P_0 の大きさの異なることが考えられるが、図～1の各杭位置での変位分布の比が約0.8程度となっているため、前趾の杭背面に0.8 P_0 流動圧を作用させることとした。

図～7、図～8に示した計算値と実測値の対比結果によると、変位については両者がよい対応を示しているものもあるが、計算値が総じて大きめの値を与えているようである。

曲げ応力分布については、全般を通じて

計算値と実測値はよく合致しているといえる。但し、組杭における後趾の杭で荷重が大きくなると最大曲げモーメント付近で分布と大きさにおいて両者に差が生じている。



図～7 実測値と計算値の対比(単杭)

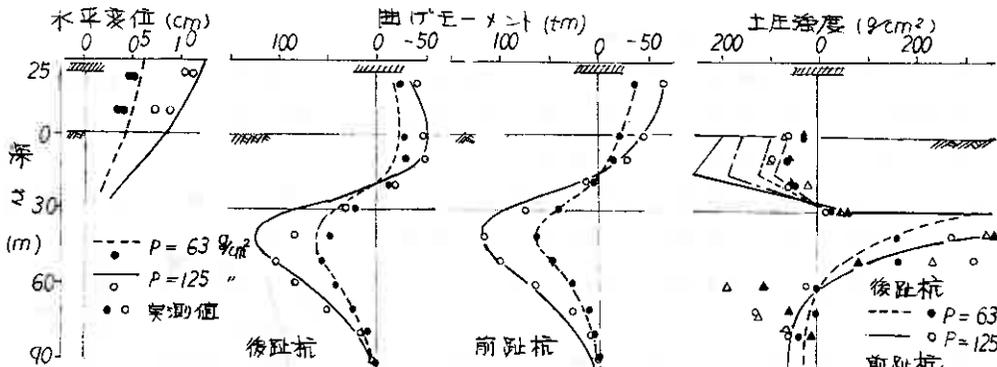


図-8 実測値と計算値の対比 (組杭)

軟弱層で杭背面から作用する流動圧については、前述の $P_0 = (\delta q - \delta p) K$ を計算し実測値と対比して示した。図-9には一単杭の代表的な載荷重の場合について P_0 の計算値と実測値を示してある。これらによってもわかるように、載荷重が小さい範囲では、両者が一致しているが、載荷重が大きくなると計算値の方が大きくなり適合性が低くなっていく。

地表面近くの実測 P_0 は、載荷重が大きくなると $P_0 = 0.4 \text{ kg/cm}^2$ の一定値をとる。これは図-9に示した Broms の提唱している $P_0 = 2 C_u$ と一致している。この他、両者が一致していない原因としては、地盤と杭の相対変位が大きくなると杭の側面を通じて流動圧が作用することと考えるが、その影響は実測値に入っていないことと考える。

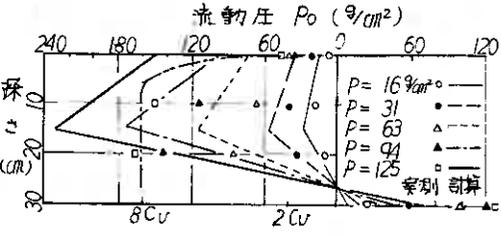


図-9 軟弱層の流動圧分布

また、砂層での地盤反力は、実測値が計算値よりかなり大きくなっていくことのも多い。今回、砂層の水平移動は考えなかったこと、など計算モデルとそれにとりまう K 値の推定方法や、圧力センサの性能などが原因として考えられるが、流動圧の推定を含めて今後の検討課題として残された。

4. あとがき

流動圧と地盤反力の実測値と計算値に合致しない部分もあったが、設計時に必要な変位と応力に関しては、かなりの精度が推定可能なことが明らかになった。実際の現場での杭の配置や地盤性状を考えると、地盤の E , L と杭の K 値の推定方法を含め、今後解決しなければならぬ問題も多いが、これらの結果が側方流動の影響を検討される上で参考となる契機があれば幸いである。

参考文献

森 康文化；側方流動と構造物および基礎杭の挙動；土と基礎 1982/8 土質工学会
山口 柏樹也；軟弱粘土地盤のモデル載荷試験；第15回土質工学研究発表会、1980 土質工学会

⑫ 盛土下のくいの応力集中と効果

基礎地盤コンサル ○ 高木 正 樹
 佐田 頼 光

1. まえがき

くいへの応力集中は、くいと周辺地盤との強度的差異によつて生じると考えられる。その結果として沈下が低減され地盤の等価的せん断抵抗が増大することは一般に認められているところである。これらに関して筆者らもいくつかの検討を進めてきたがその後データの集積とともに再検討の必要に迫られている。

盛土下に設置されたくいへの応力集中は、盛土・地盤・くい3者が関連し合つていて複雑であるが、この報文ではくいが無限強度をもち変形ゼロの場合と有限の強度で変形する場合に区分して応力集中がもたらす効果を考察した。

2. くいの圧縮強度が無限で変形ゼロの場合

この場合にはくい直上と素地々盤上では不等沈下が発生する。その結果くい直上の盛土部には図1に示されるような負の摩擦力が作用することになる。Qf と摩擦応力 (SE) の関係は(1)式で示される。

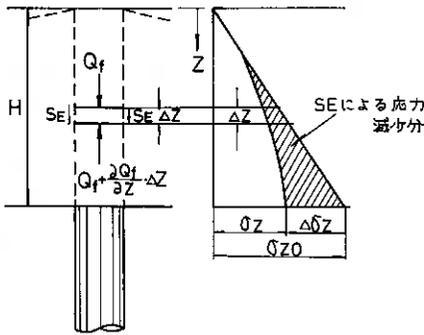


図1 負の摩擦力作用概念図

$$\frac{\partial Q_f}{\partial z} \cdot dz = 2\pi \cdot r_0 \cdot SE \cdot dz \quad (1)$$

いま盛土材がせん断抵抗角 (ϕ_b) をもつとすれば任意の深さ (Z) における摩擦応力 (SE) は、(2)式で示されることになる。

$$SE = \frac{1 - \sin^2 \phi_b}{1 + \sin^2 \phi_b} \cdot \tan \phi_b \cdot \sigma_z \quad (2)$$

σ_z は、深さ Z における応力減少分を除いた鉛直応力であり、 $\sigma_z = \sigma_{z0} - \Delta \sigma_z$ である。Z = H における Qf はこれらの関係を考慮して、

$$Q_f = 2\pi \cdot r_0 \frac{1 - \sin^2 \phi_b}{1 + \sin^2 \phi_b} \cdot \tan \phi_b \left\{ \int_0^H \sigma_{z0} \cdot dz - \int_0^H \Delta \sigma_z \cdot dz \right\} \quad (3)$$

となる。さらに $\Delta \sigma_z \cong \frac{Q_f}{(1-\alpha)d^2}$, $\int_0^H \Delta \sigma_z \cdot dz \cong \frac{1}{3} \Delta \sigma_z \cdot H = \frac{Q_f \cdot H}{3(1-\alpha)d^2}$, $2\pi \cdot r_0 = 2(\pi\alpha)^{\frac{1}{2}} \cdot d$

$\int_0^H \sigma_{z0} \cdot dz = \frac{1}{2} r_t \cdot H^2$, $\eta = \frac{1 - \sin^2 \phi_b}{1 + \sin^2 \phi_b} \cdot \tan \phi_b$ として(3)式を整理する

と(4)式が得られる。

$$Q_f = \frac{3(1-\alpha)\sqrt{\alpha\pi} \cdot d^2 \cdot \eta \cdot r_t \cdot H^2}{3(1-\alpha) \cdot d + 2\sqrt{\alpha\pi} \cdot \eta \cdot H} \quad (4)$$

(4)式をくい断面積 ($\pi r_0^2 = \alpha \cdot d^2$) で除しさらに $p = r_t \cdot H$ を加えた値がくい上に作用する応力 (\bar{p}_p) となるから、

$$\bar{p}_p = p + \bar{p}_f = p \left\{ 1 + \frac{(1-\alpha)\sqrt{\pi/\alpha} \cdot \eta \cdot \frac{H}{d}}{(1-\alpha) + \frac{2}{3}\sqrt{\alpha\pi} \cdot \eta \cdot \frac{H}{d}} \right\} \quad (5)$$

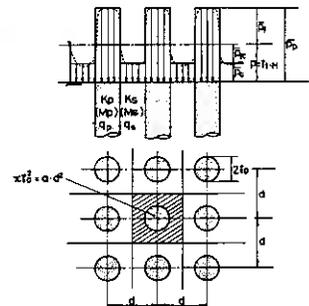


図2 応力集中概念図

である。ここに α は図4(a)に示される置換率であり d はくいピッチである。

一方、 Qf の持上げ効果による素地上の応力減少分(pfc)は、効果が素地全体に平均化されると仮定すれば、 $\bar{p}fc = Qf / (1-\alpha)d^2$ であるから素地上の応力($\bar{p}c$)は(6)式となる。

$$\bar{p}c = p - \bar{p}fc = p \left\{ 1 - \frac{\sqrt{\alpha\pi} \cdot \eta \cdot \frac{H}{d}}{(1-\alpha) + \frac{2}{3}\sqrt{\alpha\pi} \cdot \eta \cdot \frac{H}{d}} \right\} \quad (6)$$

いま応力分担比(n)を $\bar{p}_p / \bar{p}c$ で定義すると、 $\bar{p}_p \cdot \alpha \cdot d^2 + \bar{p}c(1-\alpha)d^2 = p \cdot d^2$ でなければならないから n は(7)式で示される。

$$n = \frac{1-\alpha}{\left(\frac{p}{\bar{p}_p}\right) - \alpha} \left\{ 1 + \frac{(1-\alpha)\sqrt{\pi/\alpha} \cdot \eta \cdot \frac{H}{d}}{(1-\alpha) + \frac{2}{3}\sqrt{\alpha\pi} \cdot \eta \cdot \frac{H}{d}} \right\}^{-1} \quad (7)$$

以上の考察から明らかなようにくいへの応力集中は、置換率(α)、ピッチ(d)、盛土の厚さ(H)と強度常数(ϕ_b)によつて変化することがわかる。

なお、既製ぐいなどのように盛土に比して剛性の高いぐいを設置した場合、盛土が薄いと表面に不等沈下が生じる例がある。盛土の厚さと強度の増加によつてこれらの現象は消滅するわけであるが以下にこの問題を考察してみよう。

図3を参照して盛土のヒズミ係数を考慮すると、くい直上円筒土の深さ Z の沈下量(S_p)は、(8)式で示される。

$$S_p = \int_0^H \varepsilon_p \cdot dz = \int_0^H M_z \cdot p_p \cdot dz \quad (8)$$

p_p はすでに(5)式で与えられているから S_p は、

$$S_p = M_z \cdot r t \cdot \left\{ \int_0^H Z \cdot dz + \int_0^H \frac{3(1-\alpha)\sqrt{\pi/\alpha} \cdot \eta \cdot Z^2}{3(1-\alpha) \cdot d + 2\sqrt{\alpha\pi} \cdot \eta \cdot Z} dz \right\} \quad (9)$$

となり地表部の沈下(S_{po})は、(9)式を $Z=0$ から H まで積分して得ら

れる。一方、素地々盤の沈下(S_c)は、等価的反力係数(ks)を考慮すると、

$$S_c = \frac{1}{ks} \left\{ p - \frac{r t \sqrt{\alpha\pi} \cdot \eta \cdot H^2}{(1-\alpha)d + \frac{2}{3}\sqrt{\alpha\pi} \cdot \eta \cdot H} \right\} \quad (10)$$

と表すことができるから不等沈下が生じない限界は、 $S_p = S_c$ なる条件から解いて(11)式となる。

$$\alpha \left(1 + \frac{2\sqrt{\alpha\pi} \cdot \eta \cdot H}{3(1-\alpha)d} \right) = \frac{1}{9(1-\alpha)^2 \cdot d^2} \left\{ \frac{4\pi\alpha^2 \cdot \eta^2}{3(1-\alpha)} \left[\frac{2H}{M_z \cdot ks} - \frac{2H}{M_s \cdot ks} \cdot \frac{\sqrt{\alpha\pi} \cdot \eta \cdot H}{(1-\alpha)d + \frac{2}{3}\sqrt{\alpha\pi} \cdot \eta \cdot H} - H^2 \right] + \sqrt{\alpha\pi} \cdot \eta \cdot H(6d-H) \right\} \quad (11)$$

すなわち(11)式を満足する H が不等沈下が生じない限界の盛土厚に相当する。参考までに $\alpha=0.3$ 、 $\phi_b=30^\circ$ 、 $\eta=0.3464$ 、 $d=1.5m$ 、 $M_z=2 \times 10^{-3} \text{ m}^2/t$ 、 $ks=3.2 \text{ t/m}^2$ とした場合(11)式を満足する H は、 $H=6.5m$ となる。盛厚が非常に厚い場合の応力集中や応力分担比を検討するには(11)式を満足する H を考慮する必要がある。

さて、(5)、(6)式の右辺 $\{ \}$ をそれぞれ I_p 、 I_c と表示すれば、 $\bar{p}_p = I_p \cdot p$ 、 $\bar{p}c = I_c \cdot p$ と簡単になる。図4(b)に一般的なパラメータの範囲における I_p 、 I_c の関係を示した。図から明らかなように $I_p > 1.0$ 、

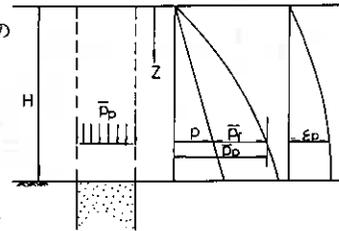


図3 くい直上部の応力とヒズミ

$I_c < 1.0$ であつてくい頭と地盤上ではパラメータに応じて応力の増減が発生する。素地部の沈下はこのような表面における応力の減少とさらに以深のくいに作用する負の摩擦力の効果によつて低減されることになる。

なお、くい直上の盛土部は、応力集中によつて土被り荷重より大きな応力を受けるために締め固まるがその周辺部では応力の減少と地盤沈下の影響によつて逆に緩むことが考えられる。図5に示したような盛土不均質化作用ともいふべき現象は、その規模によつては問題になる場合もある。

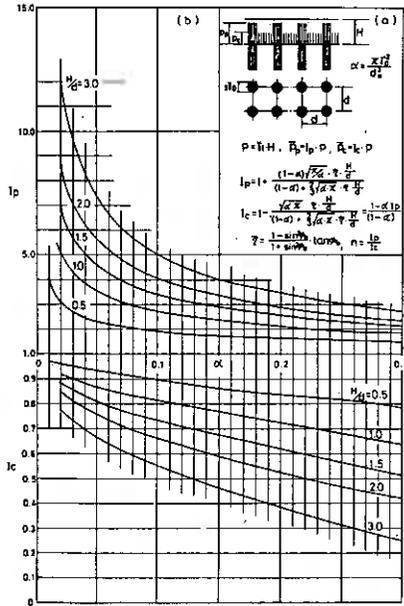


図4 応力集中係数 ($\phi_b = 30^\circ$) $\sim \alpha \sim H/d$

- 3. くい強度が有限で変形する場合
- 3.1 地盤中のくい強度

地盤中に造成されるいわゆる地盤改良ぐいの

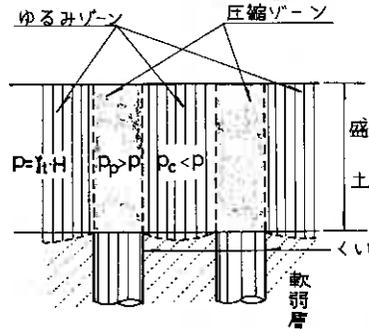


図5 くいによる盛土の不均質化概念図

圧縮強度 (q_p) は、三軸応力状態を想定して(12)式で表すことができる。

$$q_p = \frac{2 \cdot \cos \phi_p}{1 - \sin \phi_p} \cdot C_p + \frac{1 + \sin \phi_p}{1 - \sin \phi_p} \cdot p_h \quad (12)$$

ここに、 ϕ_p : くい自体のせん断抵抗角、 C_p : くい自体の粘着力成分、

p_h : σ_3 に相当する水平応力である。いま、

$$p_h = \frac{\nu}{1 + \nu} \cdot \bar{p}_c = \eta_c \cdot \bar{p}_c, \quad N\phi_p = \frac{1 + \sin \phi_p}{1 - \sin \phi_p} \quad (13)$$

とすると(12)式は(14)式 のようになる。

$$q_p = 2 \cdot \sqrt{N\phi_p} \cdot C_p + N\phi_p \cdot \eta_c \cdot \bar{p}_c \quad (14)$$

ここに \bar{p}_c : 素地上の鉛直応力、 ν : くい周辺地盤のポアソン比である。

3.2 応力集中と沈下低減率

先に検討した(7)式において p/\bar{p}_p は p/q_p に等しいから地盤改良ぐいに対する n 、 \bar{p}_c は(7')で示される。

$$n = \frac{1 - \alpha}{\left(\frac{p}{q_p}\right) - \alpha}, \quad \bar{p}_c = \frac{1}{n} \cdot q_p = \frac{p - \alpha \cdot q_p}{1 - \alpha} \quad (7')$$

したがつて(14)式は(15)式に書き換えられる。

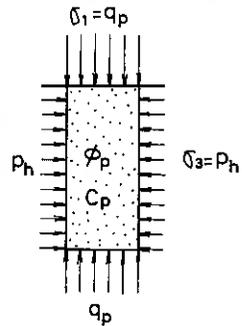


図6 くい圧縮強度 (q_p)

$$q_p = N_c \cdot C_p + N_q \cdot p \quad \left. \begin{aligned} N_c &= \frac{2 \cdot \sqrt{N \phi_p}}{1 + \frac{\alpha}{1 - \alpha} \cdot N \phi_p \cdot \eta_c} \\ N_q &= \frac{\eta_c \cdot N \phi_p}{1 + \alpha (\eta_c \cdot N \phi_p - 1)} \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

したがって、くいと地盤の応力集中係数 ($I_p \cdot I_c$) は (16) 式となる。

$$I_p = N_c \cdot \frac{C_p}{p} + N_q, \quad I_c = \frac{1 - \alpha}{1 - \alpha} \cdot I_p = \beta \quad (16)$$

図7は、 $C_p = 0$, $\phi_c = 0$ とした場合の I_p , I_c と n を示した。通常地盤改良の設計において経験的に用いられている $n = 2 \sim 3$ の値は、くい自体の強度が $\phi_p = 30^\circ \sim 40^\circ$ に対応するものであることがわかる。沈下低減率 (β) は、 I_c の値そのものであるがくい強度と置換率 (α) に左右されるもの

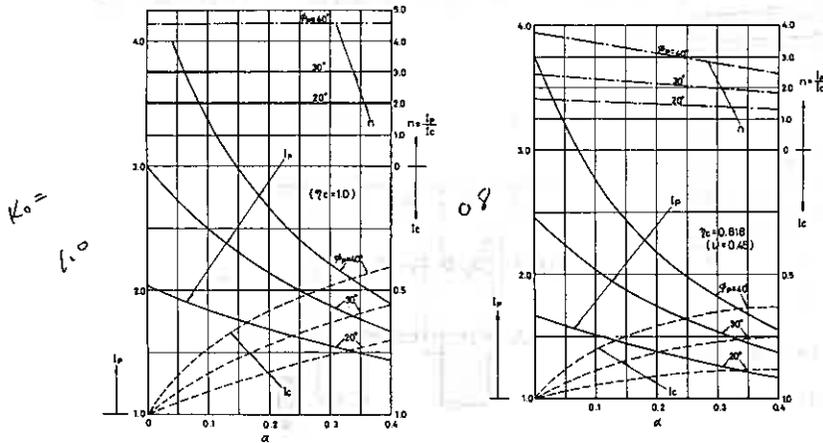


図7 $C_p = 0$, $\phi_c = 0$ の場合の応力集中係数

の通常施工される α の範囲 ($0.1 \sim 0.2$) ではさしたる値にはならない。

3.3 素地強度とくい強度の関係

くい強度がいわゆる複合地盤の成立を左右する要素であることは以上の検討で理解される。超軟弱

な地盤ではくいを拘束する反力が非常に小さいため所定のくい強度を得ることが困難な場合に遭遇することもしばしばである。くい強度が地盤の強度に対応するであろうことはこれまでの施工実績などから指摘され、拘束力を得るための工法が実験規模の段階で採用されてきた。例えばケーシングドレーン^{2) 3)} 工法などがそれである。実務の見地では、在来地盤の強度と造成されるくいの強度が関連づけられることが望まれる。例えば室町⁴⁾ はかによればくいの降伏荷重強度 (p_y) は (17) 式で表わされるとしている。

$$p_y = \frac{1 + \sin \phi_p}{1 - \sin \phi_p} \cdot \lambda \cdot q_u + \frac{2 \cdot \cos \phi_p}{1 - \sin \phi_p} \cdot C_p \quad (17)$$

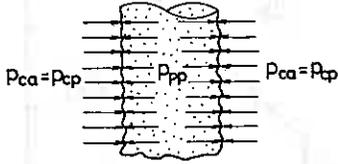
ここに、 ϕ_p : くいのせん断抵抗角、 C_p : くいの粘着力成分、 q_u : 周辺地盤の一軸圧縮強度、 λ : 降伏強度と破壊強度の比である。(17)式は、 p_y が周辺地盤の q_u に直接的に関与することを定量的に示していて興味深い。しかし図7に示したくい強度と地盤強度の議論では ϕ_p 自体が地盤強度とどのような関係になるかを知る必要がある。

まずくいが打設されると地盤内には受働土圧が発生するがこの受働土圧とくい内部の受働土圧が釣合って平衡状態になると考える。

くいおよび地盤内に発生する受働土圧 ($p_{CP} \cdot p_{PP}$) は周地のように (18), (19) 式で示される。

$$p_{cP} = \gamma_{tc}' \cdot Z \frac{1 + \sin \phi_c}{1 - \sin \phi_c} + 2 \cdot C \sqrt{\frac{1 + \sin \phi_c}{1 - \sin \phi_c}} \quad (18)$$

$$p_{pP} = \gamma_{tp}' \cdot Z \frac{1 + \sin \phi_P}{1 - \sin \phi_P} + 2 \cdot C_P \sqrt{\frac{1 + \sin \phi_P}{1 - \sin \phi_P}} \quad (19)$$



周辺地盤が粘性土で $\phi_c = 0$, $C_P = 0$ とすれば両式を等しい
 において ϕ_P について整理すると,

$$\phi_P = \sin^{-1} \left\{ \frac{2 \cdot C - (\gamma_{tp}' - \gamma_{tc}') \cdot Z}{(\gamma_{tp}' + \gamma_{tc}') \cdot Z + 2C} \right\} \quad (20)$$

となる。ここに γ_{tc}' , γ_{tp}' : 周辺地盤およびくいの水中単位重

量, C : 周辺地盤の粘着力成分である。いま, $\gamma_{tp}' = 0.9 \text{ t/m}^3$,
 $\gamma_{tc}' = 0.7 \text{ t/m}^3$, $C = 1.5 \text{ t/m}^2$ とした場合 $Z = 3.0 \text{ m}$ 付近の ϕ_P は 18° となる。通常の設計で採用する $\phi_P = 30^\circ$ を得るために必要な C は 3.0 t/m^2 となる。周辺地盤が砂質系の場合には (18) 式の $C = 0$ として ϕ_P について整理すると (21) 式が得られる。

$$\phi_P = \sin^{-1} \left\{ \frac{K_{PC} - \xi}{1 + \xi} \right\}, \quad K_{PC} = \frac{1 + \sin \phi_c}{1 - \sin \phi_c}, \quad \xi = \frac{\gamma_{tp}'}{\gamma_{tc}'} \quad (21)$$

同様の条件で $\phi_P = 30^\circ$ を得るために必要な ϕ_c は約 25° となる。これらの妥当性については今後データを集積して検討を加える必要がある。

なお、くいに拘束力を付加するためにケーシングあるいはシート等にくいの周面を拘束した場合のくいの強度は薄肉円筒の理論から拘束材の引張力 (P_t) によって生じる応力 p_t を (14) 式に加えて得ることができる。

$$q_p = 2 \cdot \sqrt{N \phi_P} \cdot C_P + N \phi_P \left(\eta_c \cdot \bar{p}_c + \frac{P_t}{\gamma_o} \right) \quad (14')$$

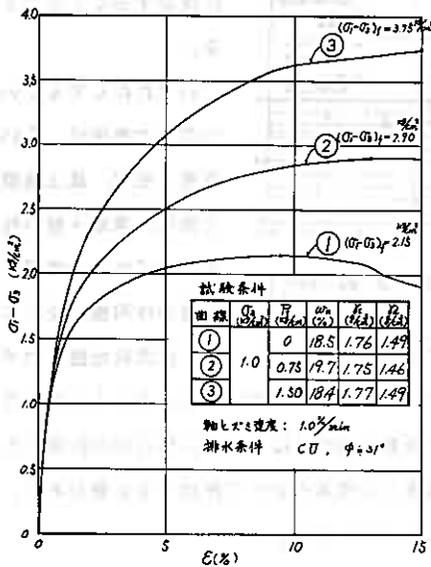


図 9 (a) 供試体を拘束した場合の軸差応力

さらに $\bar{p}_c = (p - \alpha \cdot q_p) / (1 - \alpha)$ なる関係を考慮して
 上式を整理すると (22) 式となる。

$$q_p = N_c \cdot \left(C_P + \frac{P_t}{2\gamma_o} \sqrt{N \phi_P} \right) + N_q \cdot p \quad (22)$$

$$N_c = \frac{2(1-\alpha)\sqrt{N \phi_P}}{1 + \alpha(N \phi_P \cdot \eta_c - 1)}, \quad N_q = \frac{N \phi_P \cdot \eta_c}{1 + \alpha(N \phi_P \cdot \eta_c - 1)}$$

(22) 式を用いて $p = 8.0 \text{ t/m}^2$ の荷重強度の盛土下に
 $2\gamma_o = 12 \text{ cm}$, $\alpha = 0.8$, $P_t = 70 \text{ kg/5cm}$ のバックドレーン
 パイルを打設した場合の q_p , I_p , I_c , n を計算すると,
 $\phi_P = 30^\circ$, $C_P = 0$, $\eta_c = 0.818$ として, $q_p = 88.2 \text{ t/m}^2$, $I_p = 11.03$
 $I_c = 0.92$, $n = 12$ が得られ, 拘束材の効果は無視できな
 い。

引張材による拘束が砂ぐいの圧縮強度に与える効果
 を検照するために行なった試験結果の 1 例を図 9
 (a) に示した。同図は、直径 5 cm 高さ 12.5 cm の標準砂
 による三軸供試体の周囲をビニールシートで拘束し

た場合とそうでない場合の軸差応力 ($\sigma_1 - \sigma_3$) と軸ヒズミ (ϵ) の関係を示している。曲線①は拘束しない場合であるが拘束した場合の曲線②, ③とは開きがあり顕著な拘束効果を認めることができる。いま拘束の有無による圧縮強度をそれぞれ q_{Pn} , q_{P0} で表せば $C_p \neq 0$ と仮定して (12) 式から, $q_{Pn} = N\phi_P (\sigma_3 + \frac{P_{tn}}{\gamma_0})$, $q_{P0} = N\phi_P \cdot \sigma_3$ であるから, $q_{Pn}/q_{P0} = 1 + (P_{tn}/\sigma_3 \cdot \gamma_0)$ となる。図 9(b) は理論曲線と実測値を対比したもので, 両者は良好な対応を見せており圧縮強度の相対的増加率は, 拘束材の強度 (P_{tn}) に比例し拘束圧 (σ_3) に反比例の関係にある。

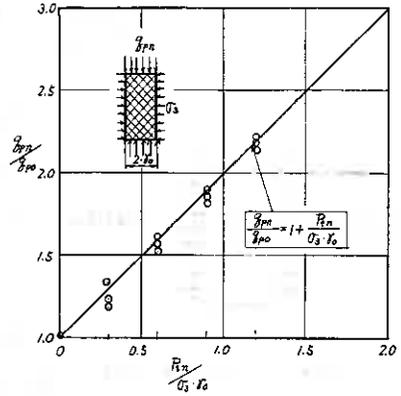


図 9(b) 拘束材によるくい強度の増加

4. 応力分担比 (n) と沈下低減率 (β) の実態

以上述べた理論の妥当性についてはフルスケールでの実測データと対比する必要がある。図 10, 11 は n と β について終期的実測値 (n_m, β_m) と計算値の比 ($n_m/n, \beta_m/\beta$) を示したものである。まず n_m/n については, 図 10 のように 0.5~1.4 の範囲にバラツキが平均値は 0.95 である。同図には $\phi_p = 30^\circ$ と仮定したときの n の理論曲線を併示してあるから該当する α の n_m の実数値は容易に知ることができる。

β_m/β については 0.85~1.1 の範囲にあり n よりもバラツキが小さい。併示した β の理論曲線から β_m の実数値が容易に知れる。データの数が十分ではないが一応これらの結果から判断して, 上述の手法

$$q_p = N_c \cdot C_p + N_q \cdot p$$

$$N_c = \frac{2 \cdot \sqrt{N\phi_p}}{1 + \frac{1-\alpha}{1-\alpha} \cdot N\phi_p \cdot \gamma_c} \quad N_q = \frac{\gamma_c \cdot N\phi_p}{1 + \alpha \left(\frac{1-\alpha}{1-\alpha} \cdot N\phi_p - 1 \right)}$$

$$I_p = N_c \cdot \frac{C_p}{p} + N_q, \quad I_c = \frac{1-\alpha}{1-\alpha} \cdot \frac{I_p}{p} = \beta$$

$$n = \frac{1-\alpha}{\left(\frac{p}{q_p}\right) - \alpha}$$

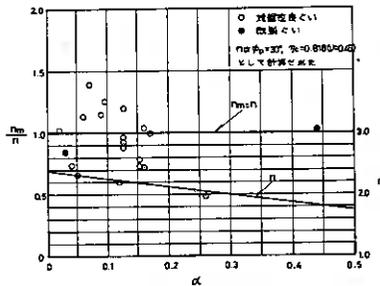


図 10 $\alpha \sim n_m/n$ ($\phi_p = 30^\circ$ と仮定)

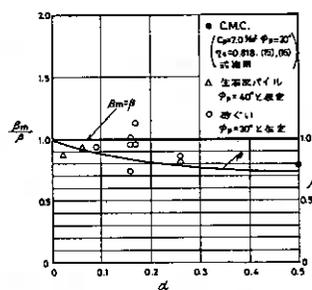


図 11 $\alpha \sim \beta_m/\beta$ ($\phi_p = 30^\circ$ と仮定)

によりくいへの応力集中と効果すなわち, 複合地盤の要素を合理的に決定することができる。

いずれにしてもくいへの応力集中は, くい強度と配置, 盛土規模と強度, 素地々盤の性状さらには経過時間, 荷重の作用機構などに

よって変化するからこれを定量的に評価することは非常に難しい問題である。とくに泥炭地盤に対する地盤改良くいの効果のなかで沈下低減効果や排水効果の問題が議論されているが, 未だ十分解明されたとはいえない現状にある。泥炭地盤や超軟弱な粘性土地盤の場合には改良くいの周辺部の拘束力が極めて低いため造成されたい自体の強度を周辺地盤の強度との関連において評価する必要があり, さらには改良限界や改良くいの適性が議論されることになるのであろう。

5.まとめ

以上述べたくい応力集中と効果を評価する手法をまとめると図12のように示されよう。 $q_p > p_p$ 判別後の流れにおいて左側は主として剛性の高い既製ぐいを用いた場合に相当し、右側の流れは主として地盤改良ぐいの場合に相当する。剛性の高いぐいを用いると素地々盤とくい直上部分との沈下差が顕著になる場合があり盛土の不陸防止対策が必要となる。パイルネット工法などがその好例と考えられる。

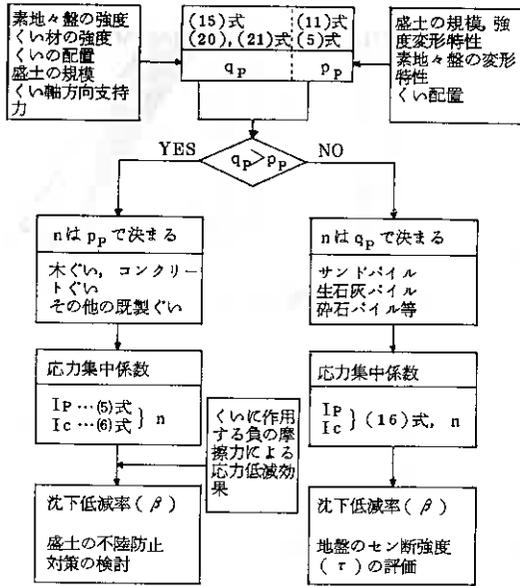


図12 くい効果検討の流れ図

られる。

なお、スベリ破壊防止対策として剛性の高いぐいを用いた場合には、くい頭部の処理効果と合せて縫ぐい効果(dowel action effect)が期待されることとなるが、これらについては既に資料に詳しいのでここでは省略した。

参考文献

- 1) 嶋塚か：盛土材の特性を考慮した地盤改良ぐいの応力集中について（支部技術報告集19号，昭和54年2月）
- 2) 佐々木ほか：泥炭性軟弱地盤基礎処理工法の効果に関する調査試験～最終報告～（土木試験所土質研究室監修，「泥炭に関する調査研究報告集，補遺1」）

- 3) 真田ほか：生石灰の適用範囲と拘束生石灰パイルについて（支部技術報告集14号，昭和49年2月）
- 4) 室町ほか：各種砂礫杭処理地盤の変形と支持力の比較－軟弱地盤強化第3報－（鉄道技術研究所報告684，1969年5月）
- 5) 佐田ほか：泥炭性地盤の対策工－Embankment-pile工法に関する23の考察－“地質と調査”1982年第2号，第3号（全国地質調査業協会連合会）（補遺）

剛性の高いぐいの上に盛土が施工されている場合、くいへの応力集中によってくい周辺部の素地上の応力が減少することは本文で述べたとおりであるが、さらに在来の素地々盤内においても実在するぐいの摩擦抵抗(S_0)によって応力の減少が起ることになる。素地々盤内の応力の減少量はいわゆる負の摩擦力としてぐいに作用する軸力(NF) $_z$ を分担面積($\bar{a}=(1-\alpha)d^2$)で除した値に等しいから(23)式が成立つ。(付図1参照)

$$\sigma_{z'} = \sigma_{z0} - \frac{(NF)_z}{(1-\alpha)d^2} \quad (23)$$

ここに、 σ_z' : くいと地盤との摩擦抵抗を考慮した素地々盤内の応力、 σ_{z0} : 摩擦抵抗を考慮しない前の応力である。

(NF)_z については、本文(3)式にしたがえば(24)式で示される。

$$(NF)_z = \frac{3(1-\alpha) \cdot 2\sqrt{\alpha\pi} \cdot \eta_r \cdot d^2}{3(1-\alpha)d + 2\sqrt{\alpha\pi} \cdot \eta_r \cdot Z} \cdot (\bar{p}c \cdot Z + \frac{1}{2} \tau t' \cdot Z^2) \dots (24)$$

ここに、 $\eta_r = \frac{1 - \sin^2 \phi_r}{1 + \sin^2 \phi_r} \cdot \tan \phi_r$

$$\int_0^Z \sigma_{z0} \cdot dz = \bar{p}c \cdot Z + \frac{1}{2} \tau t' \cdot Z^2$$

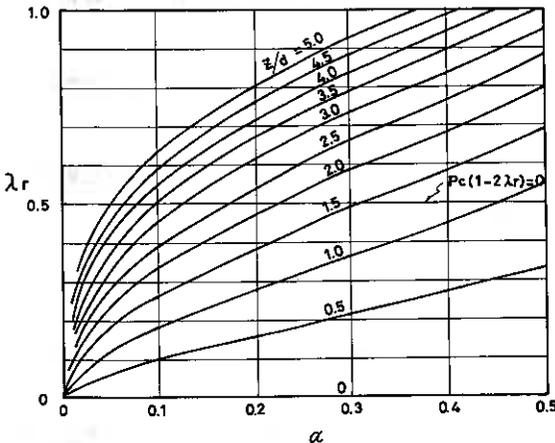
したがって(23)式は(25)式のように整理される。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z' &= \bar{p}c(1-2\lambda_r) + \tau t'Z(1-\lambda_r) \\ \lambda_r &= \frac{\sqrt{\alpha\pi} \cdot \eta_r \cdot \frac{Z}{d}}{(1-\alpha) + \frac{2}{3}\sqrt{\alpha\pi} \cdot \eta_r \cdot \frac{Z}{d}} = 1 - I_c \\ \Delta pz &= \bar{p}c - \lambda_r(2\bar{p}c + \tau t' \cdot Z) \end{aligned} \right\} (25)$$

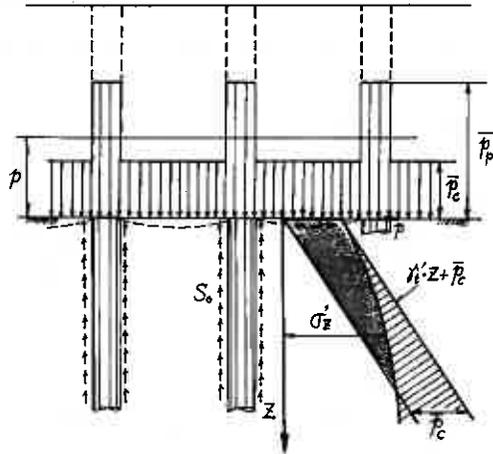
(25)式から $\bar{p}c$ の影響が0となる深度(Z_{0c})は $\lambda_r = 0.5$ となる条件から

$$Z_{0c} = \frac{3(1-\alpha)}{4\sqrt{\alpha\pi} \cdot \eta_r} \cdot d \quad (26)$$

となる。付図2に $\phi_r = 30^\circ$ としたときの $\alpha \sim Z/d \sim \lambda_r$ の関係を示した。



付図2 $\alpha \sim Z/d \sim \lambda_r$ ($\phi_r = 30^\circ$)



付図1 負の摩擦力による応力減少概念図

以上、本文および補遺によれば、剛性の高いくいが打設されている軟弱地盤上の盛土の沈下は、くいへの応力集中とくい・地盤との摩擦抵抗によって低減されることができると考えることができる。

⑬ ポールコンストラクション（掘立構造）の水平抵抗に関する実験

北海道立寒地建築研究所 ○阿部道彦 藤村成夫

1. はじめに

ポールコンストラクションとはいわば掘立小屋形式の構造で、アメリカやカナダでは主として農業用建物に採用されている。その理由として、一般に価格の低廉化と施工の簡素化があげられている。さらに北海道では、カラマツ間伐材の有効利用や畜舎の環境改善の効用もあって用いられている。カラ

マツを用いたポールコンストラクションの一例は図1に示すとおりで、柱とくいが1本となったポールにはカラマツの丸太をそのまま用い、それに同じくカラマツ間伐材を活用した小屋トラスをのせている。この構造が従来のものと最も異なる点は、ポールの地中部分が実質的な基礎に相当している点で、ポールの変形や応力が土の締固め程度に大きく左右されることである。本実験はこの点に着目し、ポールコンストラクションの水平抵抗について検討したものである。

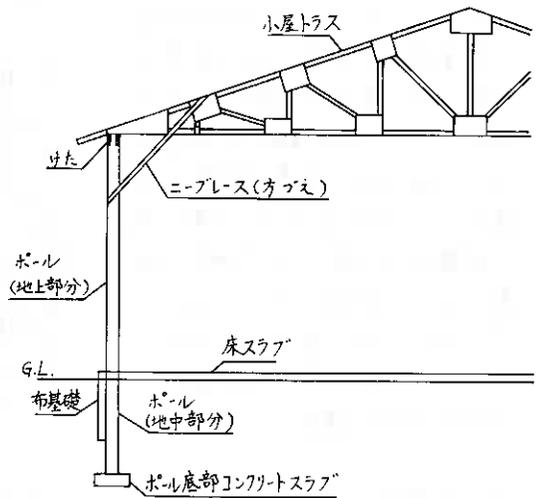


図1 ポールコンストラクションの一例

2. 実験計画

実験計画表は表1に示すとおりで、ポールの水平変位を減少させるのに有効と思われるポールの曲げ剛性の増大やオグズをつけることおよびコンクリートの床スラブの打設の効果を検討した。ポールに主として鋼管を用いたのは材質の均一性を利用してポールの変形や応力をより正確に把握するためである。また、鋼管φ114.3のポールに羽根をつけたのは曲げ剛性をあまりかえずにポールの幅をカラマツとほぼ等しくするためである。

表1 実験計画表

試験体				試験条件			
材質	形状	寸法 (単位mm)	数量	床スラブなし		床スラブあり	
				単体	7レム	単体	7レム
鋼管	○*	φ114.3×L45×L3800	2	○	○	○	○
	○	φ114.3×L3800	2	○	○	○	○
	○	φ165.2×L50×L3800	2	○	○	○	○
カラマツ	○	φ176.2×L3800	1	○		○	

*羽根(尺25×6)付き

表2 試験体の諸元

ポールの種類	幅 B (cm)	断面積 A (cm ²)	断面係数 Z (cm ³)	断面2次 モーメント I (cm ⁴)	オグズ係数 E (kgf/cm ²)	曲げ剛性 EI (kgf·cm ²)
羽根付き鋼管φ114.3	16.43	18.52	41.3	234	2.1×10 ⁶	4.91×10 ⁸
鋼管φ114.3	11.43	15.52	41.0	234	○	4.91×10 ⁸
鋼管φ165.2	16.52	25.16	97.8	808	○	1.70×10 ⁹
カラマツφ176.2	17.62	244	537	4731	1.04×10 ⁵	4.93×10 ⁸

3. 実験方法

使用したポールの種類と断面諸性能を表2に示す。

試験地盤は、図2に示すように上層がN値5~10の火山灰で、下層はN値が0に近い泥炭である。厚さはいずれも1.5mである。

試験体は1.5mの深さまで地中に埋め込み、柱頭に水平荷重を加えてポールの地上部分の上中下3ヶ所の水平変位と22ヶ所の歪度を測定した。フレームの場合にはポールの鉛直方向の変位と横架材およびオグエの歪度も測定した。変位の測定にはダイヤルゲージ(0.01mm)と変位計DT-100Aを、歪度の測定には歪ゲージKFC-5-C1-11を用いた。

試験はまず床スラブのない状態でポール単体とフレームについて行い、次に表3に示すコンクリートで床スラブを打設し、同様の試験を繰返した。

4. 実験結果と考察

4-1. 拡張されたChangの式の適用性について

まず、試験に用いたポールが半無限長のくいととして扱えるかどうかを検討する。表4は試験地盤の水平方向地盤反力係数 k_h を 2 kg/cm^2 と仮定して求めた π^2/β を示したもので、ポールの根入れ長さ l (150cm)はいずれのポールでもこの値より小さくなっている。このため、これらのポールはすべて有限長のくいととして扱う必要がある。

次に本実験結果に有限長のくいの計算式である拡張されたChangの式が適用できるかどうかを検討する。床スラブ

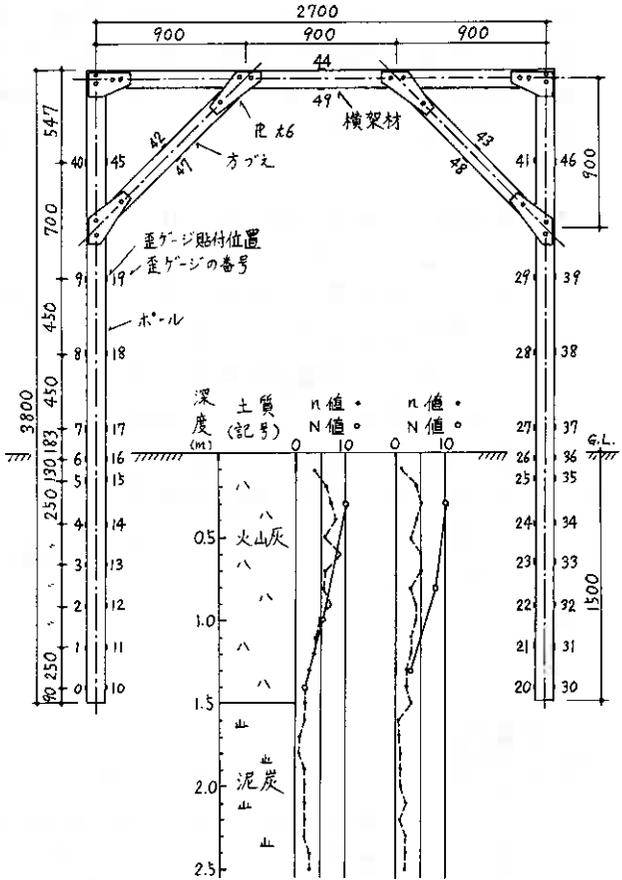


図2 試験地盤およびフレームの歪ゲージの貼付位置

表3 床スラブのコンクリートの性状

粗骨材 最大寸法 (mm)	混和剤	スランパ (cm)	コンクリート 温度(°C)	空気量 (%)	設計基準 強度(kg/cm^2)	圧縮強度(材令32日) 標準水中	現場封材
25	AE減水剤	22.2	12.0	3.8	135	195	155

表4 ポールの種別(半無限長,有限長)の判定

ポールの種類	$\beta^2(\text{cm}^{-1})$	$l(\text{cm})$	$\pi^2/\beta(\text{cm})$
羽根付鋼管φ114.3	1.14×10^{-1}	150	277
鋼管φ114.3	1.04×10^{-2}	150	302
鋼管φ163.2	8.95×10^{-3}	150	376
カラマツφ176.2	1.16×10^{-2}	150	272

$$* \beta = \sqrt[4]{\frac{B \rho_h}{4EI}}$$

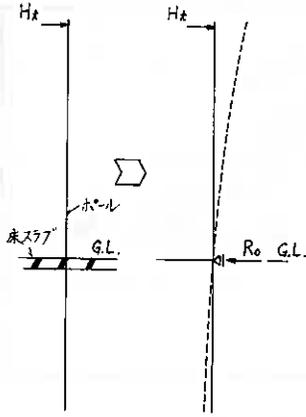


図3 床スラブの支持条件

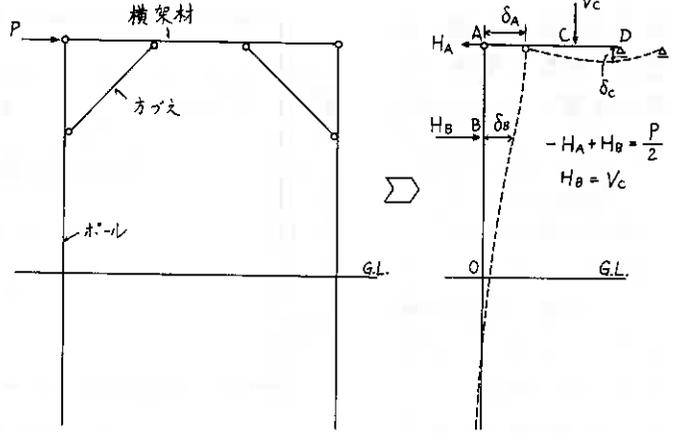


図4 フレームの場合の加力状態の置換

のないポール単体の場合には、Changの式をそのまま用い、床スラブのある場合には床スラブの支持条件を図3に示すようにピンとして反力 R_0 を求め、Changの式を適用した¹⁾。横架材とオグエを付けたフレームの場合には接合部をピンと仮定し、図4のように加力状態を置換して H_A と H_B を求め、Changの式を適用した²⁾。

図5はポールの曲げモーメント分布の実験値と地上部分の水平変位から逆算して求めた地盤反力係数を用いて求めた計算値の適合性を示したもので、両者はよく適合しているといえる。したがって、ポールの変形や応力は地盤反力係数を適当に与えれば拡張されたChangの式で計算できる。

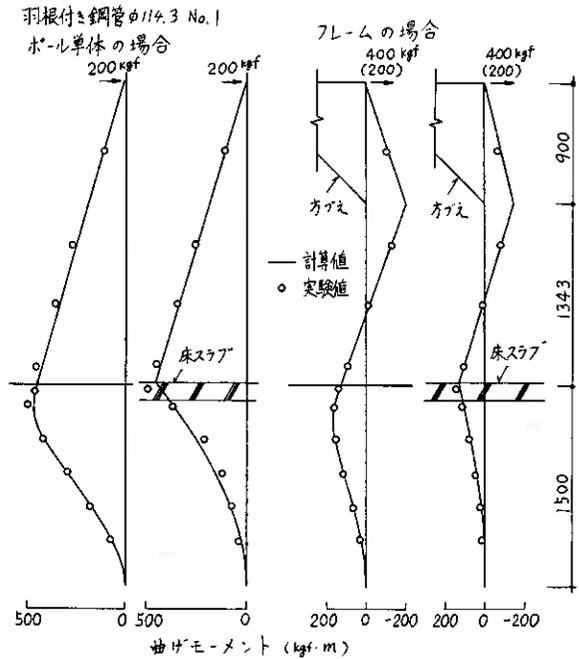


図5 曲げモーメント分布の実験値と計算値の適合性

4-2. 地盤反力係数 k_h について

図6は床スラブのない場合のポールの地上部分の水平変位から逆算して求めた地盤反力係数と地表面変位の関係を示したもので、地表面変位の増加とともに地盤反力係数は減少する傾向を示している。ポールの種類により同一地表面変位における地盤反力係数は若干異なっているがその差は小さく、地表面変位1cmのときの地盤反力係数は $2 \sim 4 \text{ kgf/cm}^3$ となった。試験地盤のN値は $5 \sim 10$ となっており、本実験の

結果は既往のN値と地盤反力係数の関係の上限に位置している(図7)。

4-3. ポールの剛性の影響について

図8は径のほぼ等しい鋼管とカラマツのポールの荷重-変位曲線を示したもので、鋼管の方が曲げ剛性が大きいので加力時の水平変位は鋼管の方が小さくなっているが、残留変形はカラマツ

の方が小さくなっている。これは、地盤の剛性に比べて鋼管の剛性が相対的に大きく、地表付近の地盤の塑性化が進行したためと考えられる。この

ため、ポールの剛性を増大する場合には、地盤の剛性とのバランスを考慮して過大にならないよう注意する必要がある。

4-4. フレームの接合部の変形について

図4によるとフレームの接合部の変形の水平成分の和 δ' は次式で与えられる。

$$\delta' = \delta_A - \delta_B - \delta_C \dots (1)$$

図9は実験値から逆算して求めた接合部の変形の水平成分の和と方づえの軸力の水平成分 H_B の関係を示したものである。ただし、 δ_C は実験値がないため計算値を用い

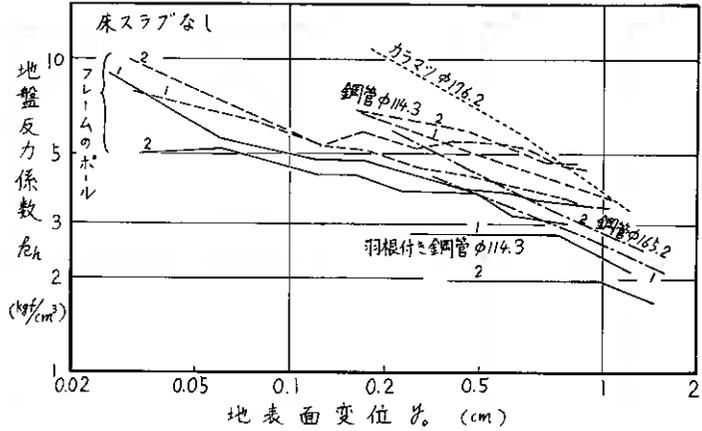


図6 各ポールの地表面変位と地盤反力係数の関係

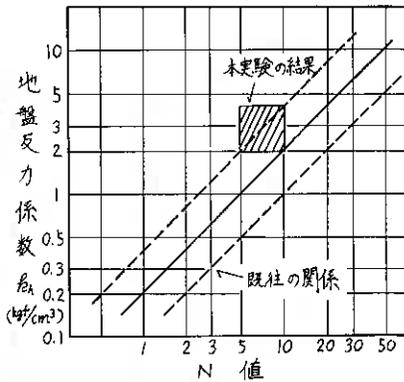


図7 N値と地盤反力係数の関係

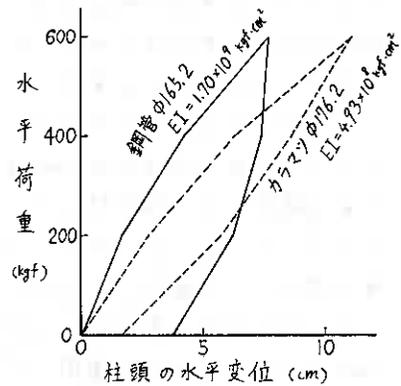


図8 水平変位に及ぼすポールの剛性の影響

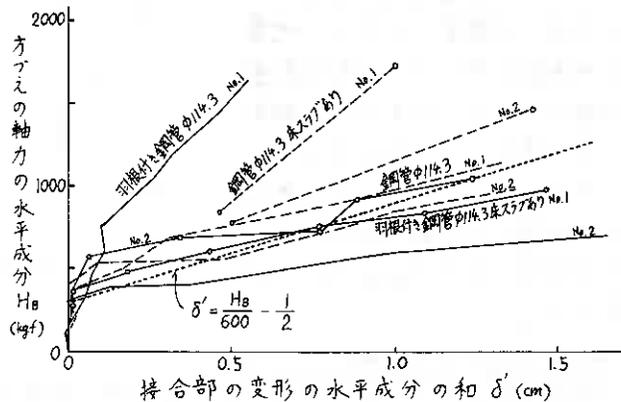


図9 接合部の変形の水平成分の和と方づえの軸力の水平成分の関係

た。これによると、 H_B が300~400kgf以下では δ' はきわめて小さいが、それ以上になるとポールの種類により勾配は異なるが δ' は急激に増大しており、接合部に変形が生じていることがわかる。

4-5. 水平変位と最大曲げモーメントの減少に対する方づえと床スラブの効果

図10は羽根付き鋼管φ114.3の場合について、方づえや床スラブを設けることにより水平変位や曲げモーメントがどの程度減少するかを示したものである。計算値は地盤反力係数 k_h とフレームの場合の接合部の変形の水平成分の和 δ' とをそれぞれ次のように与えて求めた。

$$k_h = 70/\sqrt{H_B} \quad \dots (2)$$

$$\delta' = 0 \quad \dots (3)$$

ただし $H_B < 300 \text{ kgf}$

$$\delta' = \frac{H_B}{600} - \frac{1}{2} \quad \dots (4)$$

ただし $H_B \geq 300 \text{ kgf}$

まず方づえの効果であるが、接合部に変形が生じないうちは水平変位の減少に対する効果は床スラブの有無にかかわらずきわめて大きい。しかしながら、接合部に変形が生じ始めるとその効果は次第に減少してくる。水平変位の場合に比べてその効果は若干小さくなるが、最大曲げモーメントについても同様の傾向が認められる。

次に床スラブの効果であるが、水平変位の減少には効果的であるが、最大曲げモーメントの減少には効果がなく、方づえ付きフレームの場合には接合部に変形が生じると逆に床スラブのある方が最大

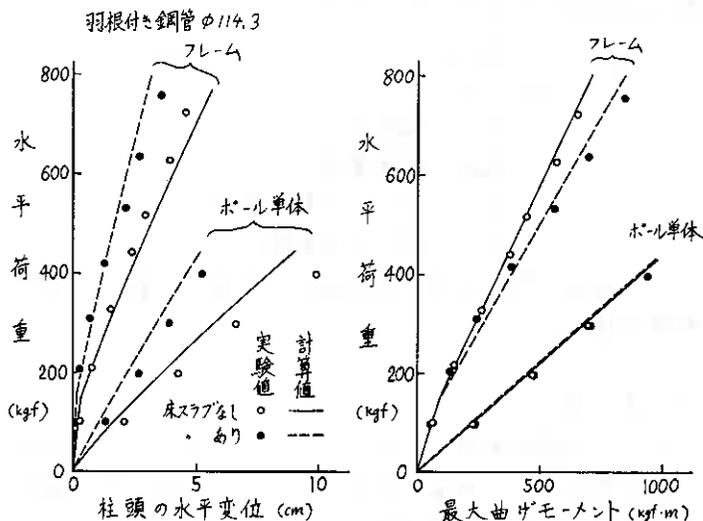


図10 柱頭の水平変位と最大曲げモーメントの減少に対する方づえと床スラブの効果

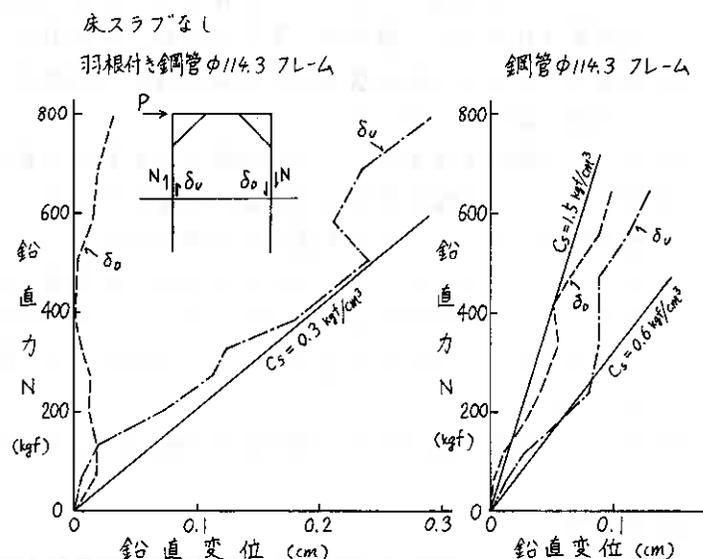


図11 フレームのポールに生じる鉛直力と鉛直変位の関係

曲げモーメントは若干大きくなる。

4-6. ポールと周面地盤のすべり係数について

フレームに水平荷重が作用するとポールには鉛直力(押し込み力や引抜き力)が生じ、ポールには鉛直方向に変位を生じる。図11は、その鉛直力と鉛直変位の関係を示したもので、羽根付き鋼管φ114.3のフレームでは押し込み側はほとんど鉛直変位を生じていないが、逆に引抜き側は鋼管φ114.3のフレームに比べて約2倍の鉛直変位を生じた。

ポールの根入れ長が一般のくいに比べて短いため、ポールと周面地盤のすべり係数 C_s は次式から求めてさしつかえない。

$$C_s = \frac{N}{\delta_{v(v)} \cdot l \cdot U} \quad \dots\dots\dots (5)$$

- ここに N : 鉛直力
- $\delta_{v(v)}$: 鉛直変位
- l : ポールの根入れ長
- U : ポールの周長

この値は一般に $0.3 \sim 1.0 \text{ kgf/cm}^3$ になるとされているが、本実験でもほぼ同様の値が得られた。

5. まとめ

主として鋼管を用いてポールコンストラクションの水平抵抗に関する実験を行った。実際の条件とかなり異なっている点もあるが結果は次のように要約される。

- (1) ポールの水平変位や曲げモーメントの計算式として、有限長のくいに対する拡張された Chang の式と適用できる。床スラブがある場合にはその支持条件をピンとし、フレームの場合にはポールと横架材の接合部および方づえの両端をピンとして計算すればよい。接合部に变形が認められる場合にはそれを考慮する。
- (2) N 値 5-10 の火山灰地盤の水平方向地盤反力係数は、ポールの地表面変位が 1 cm のとき約 3 kgf/cm^3 となった。
- (3) ポールの剛性を高めることは加力時の水平変位の減少には効果があるが、剛性と過大にすると地盤の塑性化を促進し残留変形を大きくするおそれがあるため地盤の剛性とのバランスを考慮する必要がある。
- (4) 方づえを付けることはポールの水平変位と最大曲げモーメントの減少には効果がある。ただし、部材接合部に变形が生じるとその効果は減少する。一方、床スラブを設けることは水平変位の減少には効果があるが最大曲げモーメントの減少には効果がない。
- (5) ポールと周面地盤のすべり係数は 0.3 kgf/cm^3 以上の値となった。

<参考文献>

- 1) 藤村他2名: "ポールコンストラクションの水平抵抗に関する実験(その1)", 北海道立東地建築研究所調査研究報告集, 1982
- 2) 阿部他1名: "同上 (その3)", 同上, 1984 投稿中

⑭ 札幌高架場所打ち杭の載荷試験について

国鉄札幌工事局

木村繁男
○成田吉松

1. 概要

1-1 まえがき

函館本線札幌駅付近高架化工事は、札幌市の市街地南北の均衡ある発展と交通の円滑化、踏切事故の解消等の効果を期待し、札幌市と国鉄とが昭和53年に工事協定を締結し実施されている。

高架化区間は、函館本線手稲・苗穂間7.2km、札幌線取付部2.0kmの延長9.2kmであり、このうち約8割が高架橋である。

構造形式は、架道橋(29カ所)部分を除きラーメン高架橋であり、基礎構造も一部直接基礎を除き大半が、場所打ち杭(バノト杭)の1柱1基礎のラーメン高架橋である。

札幌駅付近の地質は、新生代第四紀沖積世に発達した豊平川扇状地堆積物で形成されており比較的支保地盤が浅く、地表より4~6mに支持層に適した砂レキ層がある。このため基礎杭の長さ(l)が短かく、杭径(ϕ)の10倍未満のものも多く計画されている。

杭が長くなると先端支持力が一定値に収束し、先端部杭の性状とコーン貫入抵抗が相似であるとの判断からMeyerhofは、 $Q_p = \alpha_c A_p$ 関係を提案し、これを基本に国鉄をはじめ我国では杭先端の実用的支持力公式として、 $Q_p = 30N A_p$ を採用している。Meyerhof が杭径の10倍以上の根入れに適用できるといっているように国鉄においても、 $l \geq 10\phi$ について適用している。

$l < 10\phi$ の場合は、直接基礎と同様にTerzaghiの支持力公式を修正した算定式により両式を導かれる値の整合性を計る事は困難である。

また場所打ち杭は、打込み杭に比べ同一荷重による先端の沈下が大きく、短尺の場合は、周面摩擦力の比率も小さくなることから許容変位量の小さなスラブ軌道を受ける構造物として支持力の判定には慎重をなければならぬ。

このため短尺場所打ち杭の施工例が少なくしかも載荷試験例はほとんどないことから安全をみて杭長を長くしている傾向にある。

従って今回杭長に差をつけた2本の短尺場所打ち杭により支持力の確認と、今後の同種の杭の設計に使用する基礎資料を得ることを目的として以下に述べる載荷試験を実施した。

1-2 試験内容

1-2-1 試験位置

札幌市北區北6条西8丁目地内

函館本線 桑園・札幌間 286+300m付近 R80ブロック

1-2-2 試験内容

表1-1 試験内容

項目	鉛直載荷試験A杭	鉛直載荷試験B杭	水平載荷試験
試験月日	昭和57年3月2~4日	昭和57年2月17~19日	昭和57年3月19~20日
杭の種類	場所打ち鉄筋コンクリート杭		
断面	φ1.09m 鉄筋 田19×16本		
長さ	7.0m (根入れ6.0m)	10.0m (根入れ9.0m)	A杭とB杭
試験方法	サイクルB法		サイクルA法
最大荷重	P=1,000k	P=1,185k	H=200k
備考	A, Bの鉛直載荷試験終了後、B杭にて水平載荷試験を実施		

1-2-3 杭の配置及びボーリング位置図

図1-1 一般図

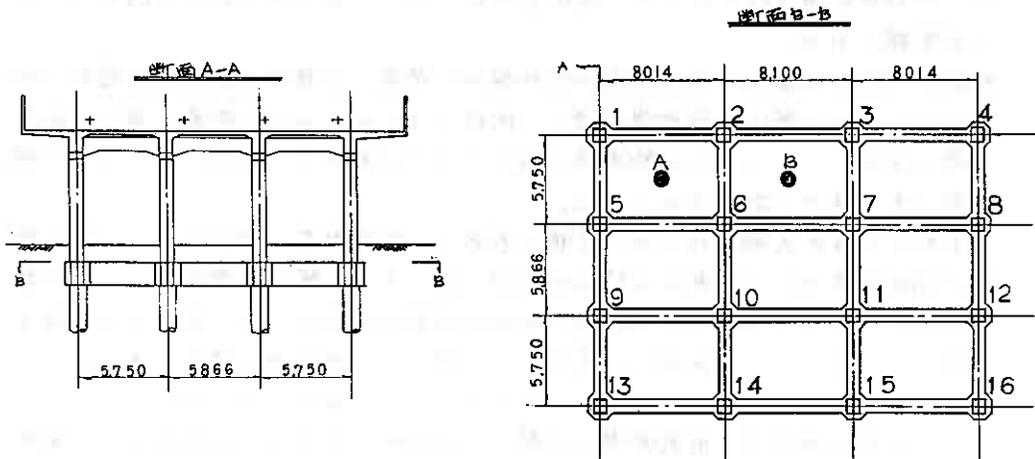
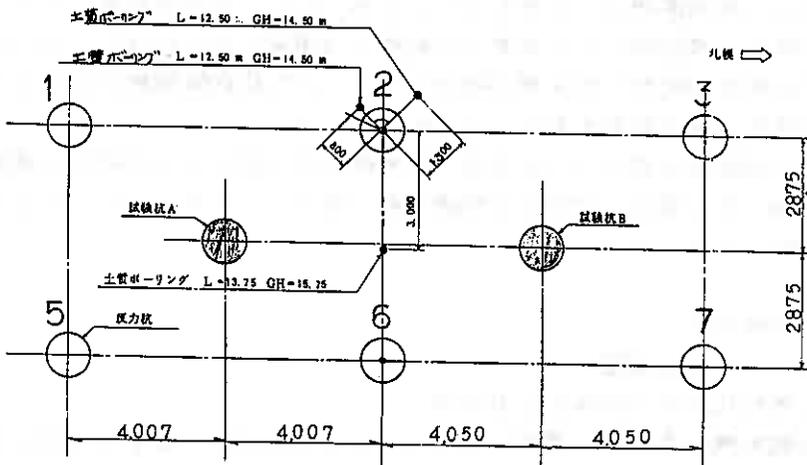


図1-2 配置詳細図



1-2-4 土質性状

試験杭が設置された位置の地盤条件を明らかにするために、試験杭A、Bの中間位置において標準貫入試験、粒度試験、孔内横方向載荷試験を実施した。(図1-2) 土質ボーリングの柱状図より本試験地盤の特徴として極く浅い所からN値の高い砂レキ層が存在していることが挙げられる。(図1-3) 又、杭打設後の周辺地盤の状態を知るために杭中心より0.8m及び1.3mの位置でボーリングを行なった結果を打設前のものと合わせて比較すると(図1-4)

- (a) N値を杭の中心から距離より比較すると杭に近いほどN値の低下が著しい。杭先端付近では杭の中心からの距離に比例してN値も高い値を示す。杭先端付近では杭の中心に近い部分ではN値が低下し杭中心から1.3mではN値が50以上を示す。
- (b) 試験杭中間位置でのボーリングが原地盤の状態を示しているとすれば、杭に近い部分では揚圧打設の施工に伴う地盤の中層のみ影響を被りN値が低下していると考えられる。

また今回反力杭No.2、No.6の先端部において杭打設後に標準貫入試験を行なった結果、杭の先端から0.5~1.0m部分では23~38であった。杭施工前のN値は50以上あったと考えられることから杭の施工による先端地盤の中層のみが破壊された。

図1-3 土質ボーリング柱状図

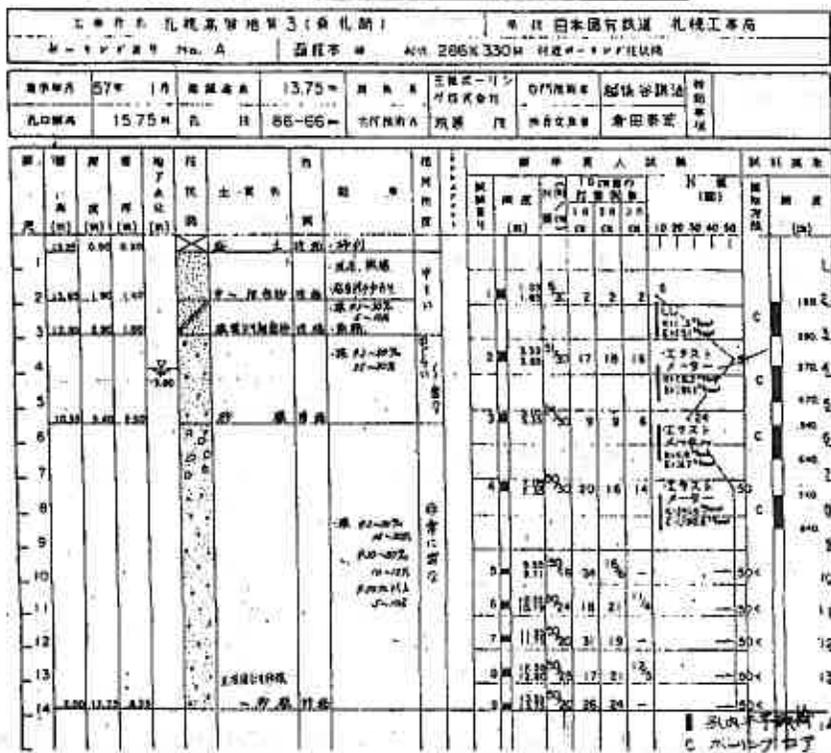
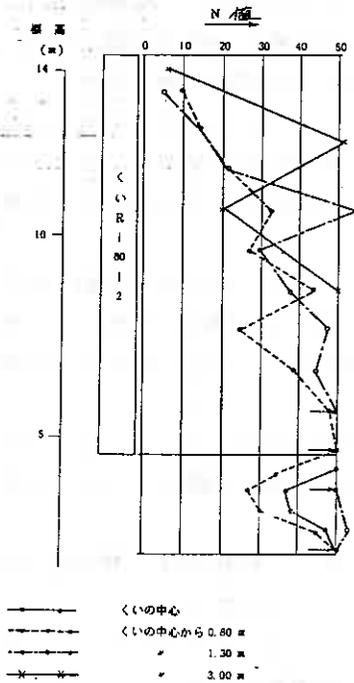


図1-4 N値の変化



1-2-5 鉄筋計. 先端沈下測定パイプ

本試験では載荷々重と変位量を測定するとともに杭体内に鉄筋計を設置し、その応力を知り設計に必要な各地地盤係数を求めた。鉄筋計は試験杭の主鉄筋の所定位置にガス圧接により取付けた。また杭先端の沈下量を測定するため二重管式の先端沈下測定パイプを取付けた。

1-2-6 反力杭

反力杭は高架橋本体杭を使用する。杭径、主筋本数は試験杭と同じであるが、長さについては引抜き抵抗力より $l = 10\text{m}$ とした。(高架橋本体杭は、設計では $l = 8.0\text{m}$ である)

表1-2 反力杭の配置

試験種別	試験杭名	反力杭(本設杭)の番
鉛直載荷	試験杭 A	番 1, 2, 5, 6
	— B	番 2, 3, 6, 7
水平載荷	試験杭 A, B	番 3, 4, 7, 8

1-2-7 試験杭のコンクリート強度

場所打ち杭の載荷試験結果を解析する場合、コンクリートの圧縮強度及びヤング係数の値は重要な意味をもつ。一般に使用される標準状試体の圧縮強度及びヤング係数は、実際の杭のそれらとは異なる条件、圧力等の違いにより異なることが考えられる。

そこで試験杭 A, B においてコアボーリングを実施し圧縮強度及びヤング係数を求めた。コアの採取は実際の杭のコンクリートの養生条件に近づけるため載荷試験日にできるだけ近い日を選んで行った。(図1-5, 6)

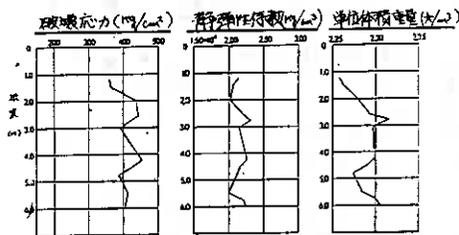


図1-5 試験杭のコンクリート強度(A杭)

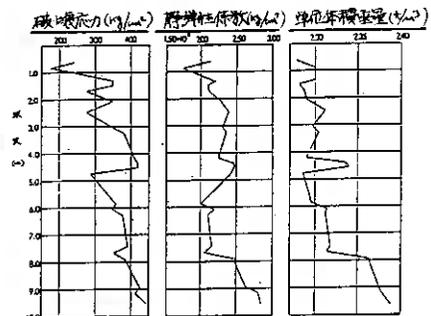


図1-6 試験杭のコンクリート強度(B杭)

2. 鉛直載荷試験

2-1 試験方法

本試験は土質工学会「クイの鉛直載荷試験基準」同解説第20条のサイクルB載荷方法により実施した。

2-1-1 荷重段階

サイクル	最大荷重	荷重
1	100	0-100-0
2	200	0-100-200-100-0
3	300	0-100-200-300-200-100-0
4	400	0-200-300-400-300-200-0
5	500	0-200-400-500-400-200-0
6	600	0-200-400-500-600-500-400-200-0
7	700	0-200-400-600-700-600-400-200-0
8	800	0-200-400-600-700-800-700-600-400-200-0
9	900	0-200-400-600-800-900-800-600-400-200-0
10	1,000	0-200-400-600-800-900-1,000-900-800-600-400-200-0

B板のみ次の第11サイクルまで載荷した。

11	1,185	0-400-800-1,000-1,185-1,000-800-400-0
----	-------	---------------------------------------

2-1-2 荷重保持時間

荷重	保持時間
始末荷重及び最終ゼロ荷重	同一荷重における沈下量が15分間に3/100mm以下連続2回確認された時次の荷重に移行する。 なお、180分経過しても上記の値が得られない時は、180分で測定を打ち切り次の荷重に移行する。
経験荷重	一律10分間測定し次の荷重に移行する。
サイクル間ゼロ荷重	一律60分間測定し次の荷重に移行する。

2-1-3 測定項目及び測定間隔

クイ種別	測定項目	始末荷重及び最終ゼロ荷重						経験荷重						サイクル間ゼロ荷重			
		測定時間						測定時間						測定時間			
		0分	2分	5分	10分	15分	～	180分	0分	2分	5分	10分	0分	15分	～	60分	
試験	抗頭沈下量(4点)	○	○	○	○	○	5分毎	○	○	○	○	○	○	○	○	15分毎	○
	抗先端沈下量(2点)	○	○	○	○	○	*	○	○	○	○	○	○	*	○	○	
	抗頭水平変位量(2点)	○				○	15分毎	○	○			○	○	*	○	○	
イ	応力測定(16点及び24点)	○				○	*	○	○			○	○	*	○	○	
	反力クイ	○	○	○	○	○	5分毎	○	○	○	○	○	○	*	○	○	
	地表面変位量(8点)	○				○	*	○	○			○	○	*	○	○	

2-1-4 荷重の増減速度

増加荷重に対しは、100*/分 減荷重に対しは2200*/分とした。

2-2 載荷装置

加力装置は油圧ジャッキ(200t(300t×4基))を使用し、載荷材の120%の値を安定計算を行ない設定した。反力装置は4本の本梁杭の引板杭板杭を利用している。

図2-1 平面図

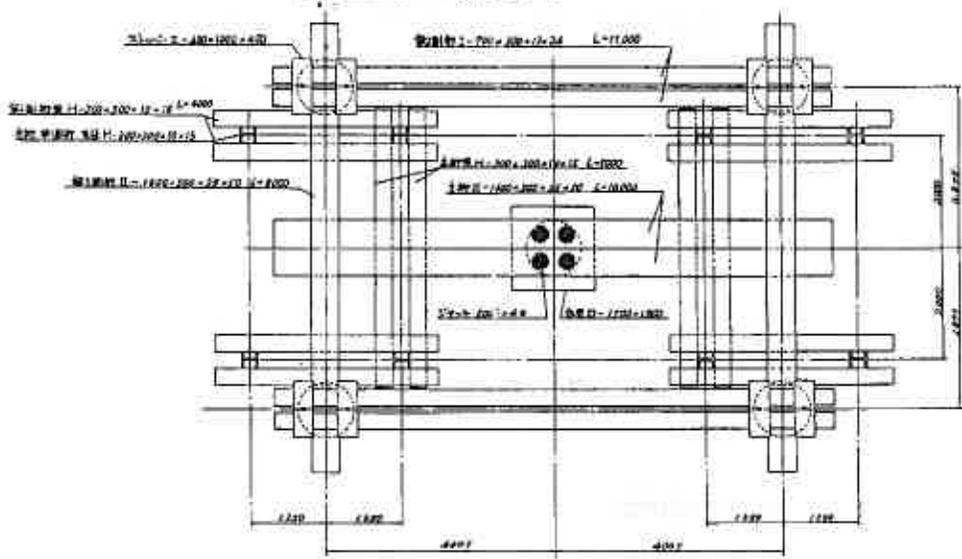
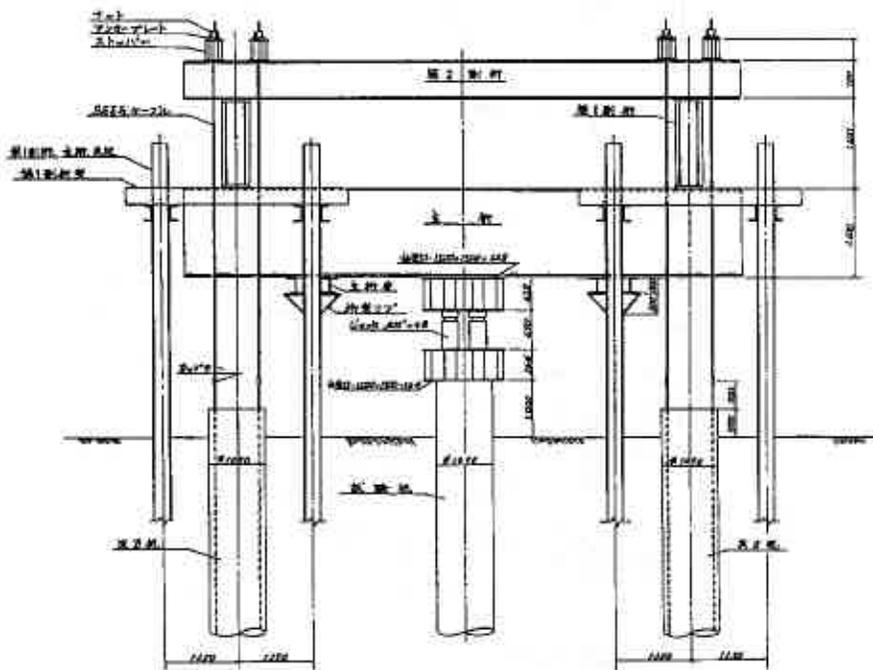


図2-2 側面図



2-3 試験結果

試験の判定結果を荷重～沈下量～時間の関係から曲線法により降伏荷重の判定をした。このうち杭頭における荷重～変位関係を両対数グラフに示す。(図2-3, 図2-4) 試験杭Aは、450t付近と900t付近の2カ所、試験杭Bは、700t付近で折れ戻が見られる。両方とも極限支持力は生じておらず降伏支持力の判定も困難であり、試験杭Aの900t付近の折れ戻は降伏支持力のように見受けられる。

また杭体の鉄筋計の歪量から各杭頭荷重における軸力分布を次式により求めた。

$$P = \varepsilon (A_s E_s + A_c E_c)$$

≡ P; 杭体各部の軸力

ε; ひずみ

A_s, E_s ; 鉄筋の断面積, ヤング係数

A_c, E_c ; コンクリートの断面積, ヤング係数

最下段の軸力から杭先端の支持力を破線によって推定し杭先端の変位量の関係を以下に示す。(図2-5, 図2-6, 図2-7)

なお試験結果の概要を表2-1に示す。

表2-1 試験結果概要

	A 杭	B 杭
試験最大荷重	P = 1,000 t	P = 1,185 t
杭頭沈下量	S = 62.77 mm	S = 36.54 mm
杭先端沈下量	$S_p = 60.34$ mm	$S_p = 33.32$ mm
残留沈下量	$S_R = 53.03$ mm	$S_R = 27.67$ mm
反力杭最大引張量	$S_V = 3.46$ mm	$S_V = 5.3$ mm
試験所要時間	46 時間 9 分	51 時間 27 分

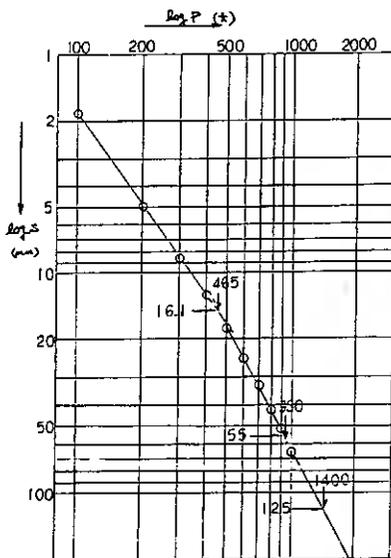


図2-3 杭頭の荷重～変位関係(A)

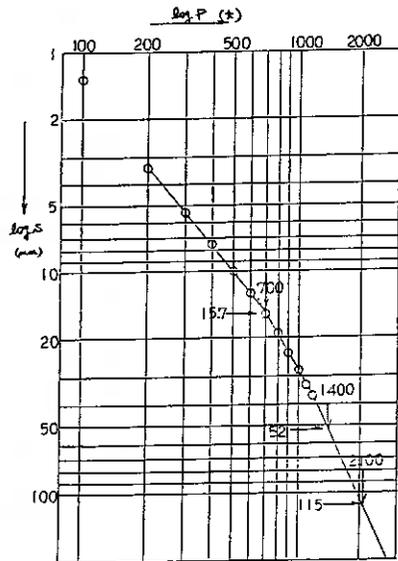


図2-4 杭頭の荷重～変位関係(B)

图 2-5 轴力分布图 (A 桩)

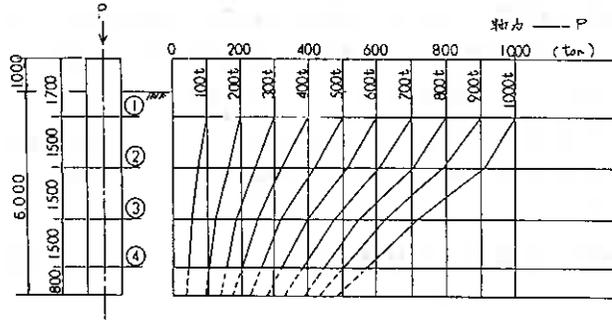


图 2-6 轴力分布图 (B 桩)

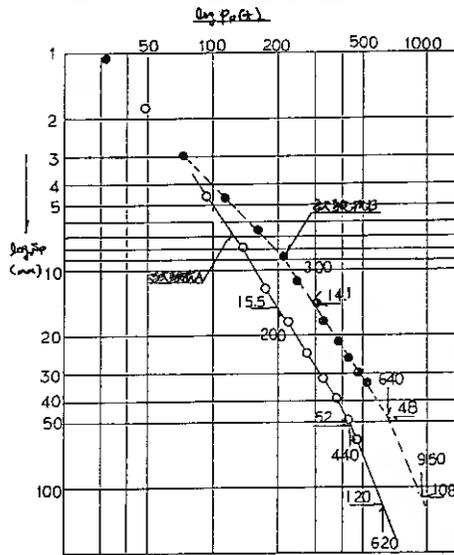
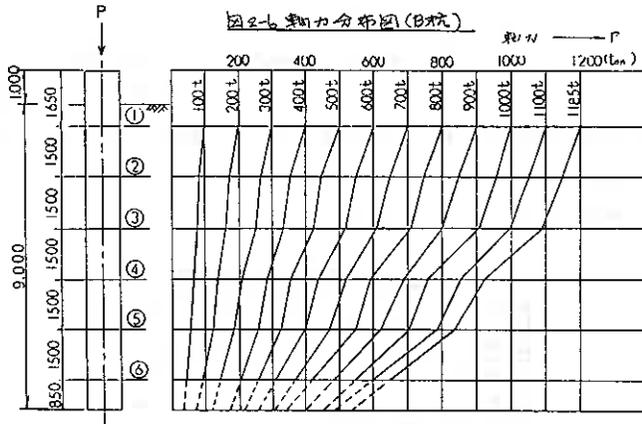


图 2-7 桩顶端荷载~沉降曲线

2-4 支持力の判定

明確な降伏支持力や極限支持力が得られない場合 Pan der Voorn の式より $\lambda \sim \log(1 - P/P_{max})$ を用いて極限支持力を推定する。

荷重へ変位曲線を次式で表す。

$$P = P_{max}(1 - e^{-\lambda x})$$

- x : 荷頭荷重
- P_{max} : 推定極限荷重
- λ : 荷頭沈下量
- α : 定数

上式は次式に変換される。

$$\lambda x = -\frac{1}{\alpha} \log(1 - \frac{P}{P_{max}})$$

λ と $\log(1 - P/P_{max})$ の関係は片対数グラフで直線性を示す P_{max} と極限支持力 P_u を求めることができる。この方法で極限支持力を推定すると、試験杭Aは $P_u = 1400$ t、試験杭Bは $P_u = 2100$ t となる。(図2-8, 9)

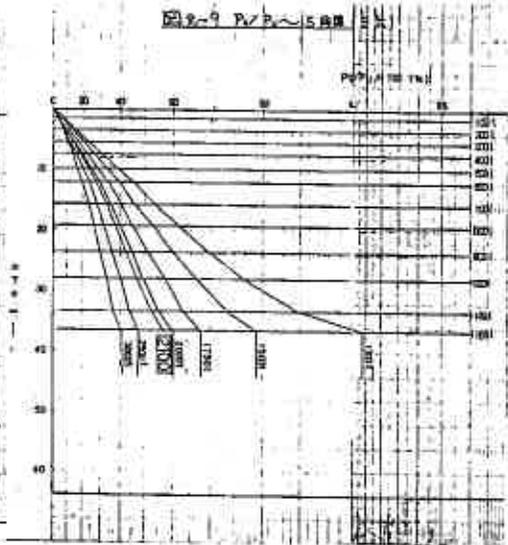
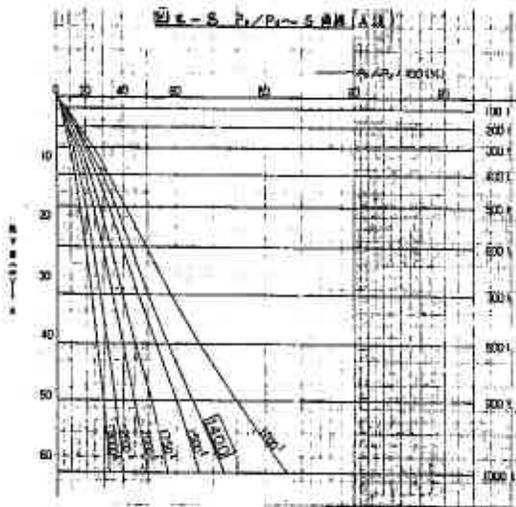


図2-3, 4の荷重へ変位関係の線上でこの結果に対応する変位量及び $P = 1/3 P_u$, $P = 2/3 P_u$ についても変位量が解られる。

これらGの荷重時にあける杭体の弾性圧縮量から先端の変位を推定すると図2-7より杭先端荷重も解られる。なお試験杭Aは片付近において実測値と折衷値みられることから、これと同様の手法で試験杭Bについても片付折衷値を与え P_u に対する変位量を求めると、試験杭Aは $\lambda_u = 12.5$ mm, 試験杭Bは $\lambda_u = 11.5$ mm でありはば杭径の10%となり、阪口杭提案している鉛直載荷試験から極限支持力を判定する方法と同程度となる。

また今回は先端到達荷重と周面摩擦力の分担比率を求めると式(2-10, 表2-2) により先端到達荷重は荷頭荷重の約40%と

直線的に増加し、周面摩擦力も増加していることが推察できる。

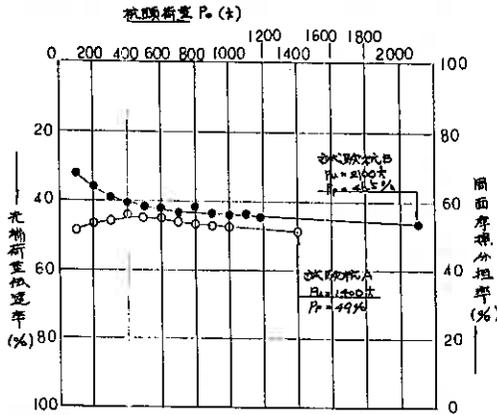


図2-10 先端荷重伝達率

表2-2 極限支持力の分担

試験杭	杭頭荷重	先端支持力	周面摩擦力
A	1400	686	714
B	2100	977	1123

2-5 高架橋設計への応用
 載荷試験の結果、実際の杭は設計における算定式に比し、周面摩擦力が大きく働いていることがわかる。そこで試験の結果と地盤の土質条件から極限先端支持力及び極限周面摩擦力の算定式を求めた。

めた。

極限先端支持力； $Q_p = \beta_d \cdot A_p$

A_p ；杭先端断面積 (m^2)
 β_d ；極限先端支持力係数 (t/m^2)
 砂レキ $\beta_d = 10N < 750 t/m^2$
 砂質土 $\beta_d = 7N < 300 t/m^2$

極限周面摩擦力； $Q_f = \phi \cdot Z \cdot f$

ϕ ；杭の直径 (m)
 Z ；各層の厚さ (m)
 f ；極限周面摩擦力係数 (t/m^2)
 砂レキ $f = 0.7N \leq 40 t/m^2$
 砂質土 $f = 0.5N \leq 20 t/m^2$
 粘性土 $f = C \text{ or } N \leq 15 t/m^2$

注1, $N \leq 2$ の地盤の周面摩擦力は断続の場合を考慮しないこと。

注2, 砂レキ地盤の N 値は、一帯の突出し N 値を用いてはならない。

注3, 杭先端は支持層へ1m程度根入させる。 N 値は杭先端直下の N 値を用いる。

3. おわりに

今回の試験結果より根入長6m, 9mのいずれの杭の支持力も設計荷重を満足していることが確認された。また設計荷重時の変位はついでもそのおしり84mmと5.34mmと小さく今回の設計で採用した根入長8.0mの杭は、耐力上スラブ軌道の基礎杭として何ら問題ないことが確認された。
 今回の得られた支持力特性を今後の設計に反映させていくことが、なお水平載荷試験の結果は後面の報告上別途させていただきます。

1. まえがき

ボーリング孔を利用した水平載荷試験法は、地盤の横方向K値の測定を主目的として導入されたが、近年は種々の力学的特性を調べる原位置試験法として、その有効性が認められて来た。それに伴ない試験データが蓄積されているが、本論文では一定量のデータについて試験値の特性を整理分析してみる。なおこれらの試験器は全て、LLTとエラストメーター（応用地質調査事務所製）である。

孔内水平載荷試験の結果から次の試験値が解析される。

$$\text{反力係数} : K_m = \Delta p / \Delta r \quad (\text{実測K値}) \quad \dots \text{式-1}$$

ただし K_m は載荷巾 B や変位量 y の影響を内包した値であるから、 $B, y = 1 \text{ cm}$ に対応する等価的な K 値として、次の K 値を用いる考え方がある。¹⁾

$$\text{比K値} : k_0 = \frac{\pi}{2} \sqrt{2 r_0 (r_m - r_0)^2} \cdot K_m \quad \dots \text{式-2}$$

r_0 : 初期半径 r_m : 中間半径

$$\text{弾性係数} : E_B = (1 + \nu) \cdot r_m \cdot \Delta p / \Delta r \quad \dots \text{式-3}$$

$$\text{降伏圧} : p_y \quad \text{又は} \quad p_y' = (p_y - p_0) \quad \dots \text{式-4}$$

$$\text{破壊圧} : p_\ell \quad \text{又は} \quad p_\ell' = (p_\ell - p_0) \quad \dots \text{式-5}$$

p_0 : いわゆる「静止土圧」

本論文では主に次の点について検討する。

- ① N 値をはじめ C_u ($q_u / 2$)、 E_{s0} などと試験値との相関性
- ② K_m 、 k_0 の特性と載荷半径の影響の度合
- ③ p_0 の性質と p_y 、 p_ℓ 又は p_y' 、 p_ℓ' の特性

2. N 値および試験値間の相関係数

分析に用いた資料数（標本数 n ）は約500であり、これを粘土・砂・降下火山灰（ f_a ）・流下火山灰（ f_ℓ ）・砂礫・軟岩の6種類の土質に分類して相関性を調べた。各試験値を2組の変数として夫々の相関係数を計算し、代表的なものを図-1に示す。ここで標本相関係数 r ($-1 \leq r \leq 1$) と母集団の相関係数 ρ との関係は、検定の信頼区間95%として次のような目安が成立つ。²⁾

$$r > 0.9 \quad (n > 50) \quad \text{のとき} \quad \rho > 0.84 : \text{非常に強い相関がある}$$

$$r > 0.8 \quad (n > 100) \quad \text{のとき} \quad \rho > 0.73 : \text{強い相関がある}$$

N 値との関係では k_0 と p_y に強い相関が認められる。ただし土質別に見た場合、砂礫と軟岩の相関が低いのは、これらの N 値自体に信頼性が乏しいためと思われ、特に砂礫ではその傾向が強い。

N 値に対する k_0 と K_m の相関係数を比べると明らかに k_0 の方が強い相関を示す。 K 値の載荷巾や変位量への依存性を考慮するならば、より等価的な表現である k_0 の方に強い相関があるのは理想的であり、この結果からも k_0 による表現の妥当性が認められる。なお式-3

から明らかなように EB は荷重巾・変位量に依存する値であるから、 K_m に等しい程度の相関性となっている。

式-4, 5 に示す破壊圧や降伏圧は一般に p_0 を差引いた $p\ell'$, py' で表現する事が多いが、これと比較する N 値などは元来静止土圧の影響を含んだ値であるから、 p_0 を差引かない $p\ell$, py の相関係数の方が大きい事を期待したが、 $N-py$ および $py-p\ell$ の関係において、 py と py' との間には有意な相関性の差異は認められない。ただし $py-p\ell$ 間には $r=0.98$ という非常に強い相関があり、しかも $py'-p\ell'$ の関係よりもやや強い相関のある点は指摘できる。

これらのうち代表的な k_0-N , $py-N$ の散布図を図-2 と図-3 に示す。同図によると相関係数の高いもの程最小自乗法による回帰直線が原点を通る直線に近づき、 N 値との正比例関係で近似できる事を示している。比例定数 k の平均値を計算した結果は表-1 に示すとおりであり、次の値で代表できる。

$$k_0 = 1.3 N \quad (\text{覧})$$

$$E_B = 7 N \quad (\text{覧})$$

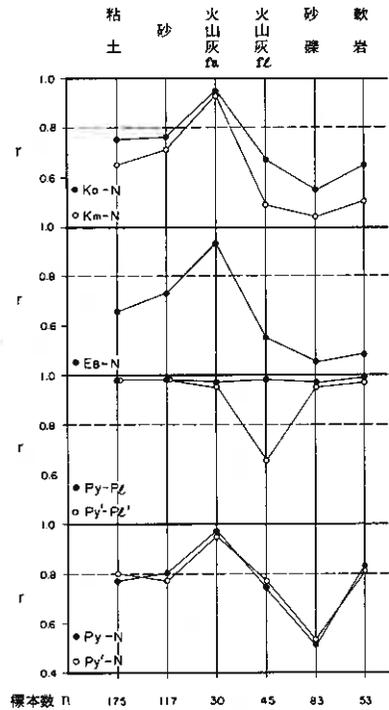
$$p\ell = 0.6 N \quad (\text{覧})$$

土質によって比例定数にばらつきはあるが、粘土・砂・降下火山灰については、 k_0 , py , $p\ell$ と N 値との関係は信頼性の高いものとして利用できる。土質別には砂・流下火山灰・軟岩の群が小さ目の比例定数を示し、粘土及び降下火山灰の群が大き目である事、また夫々の群内で共通した値をとるなど土性を良く反映している。砂礫は他と異質な値を示すとともに相関も弱いので、信頼性は低いと判断される。

表-1 N 値との比例定数 k

項目	粘土	砂	火山灰 fa	火山灰 fl	砂 礫	軟 岩	平均値
$k_0 = kN$	1.31	1.26	1.42	1.25	※ 0.88	1.23	1.29
$E_B = kN$	6.80	7.28	9.36	7.48	※ 5.22	7.35	7.65
$py = kN$	0.53	0.38	0.42	0.39	※ 0.24	0.37	0.42
$p\ell = kN$	0.80	0.57	0.63	0.59	※ 0.36	0.56	0.63

図-1 試験値間の相関係数 r



※ 印は平均値から除く。

図-2 比K値とN値

比例定数の平均値
最小自乗法の回帰直線

— $Y=kX$
- - - $Y=a+bX$

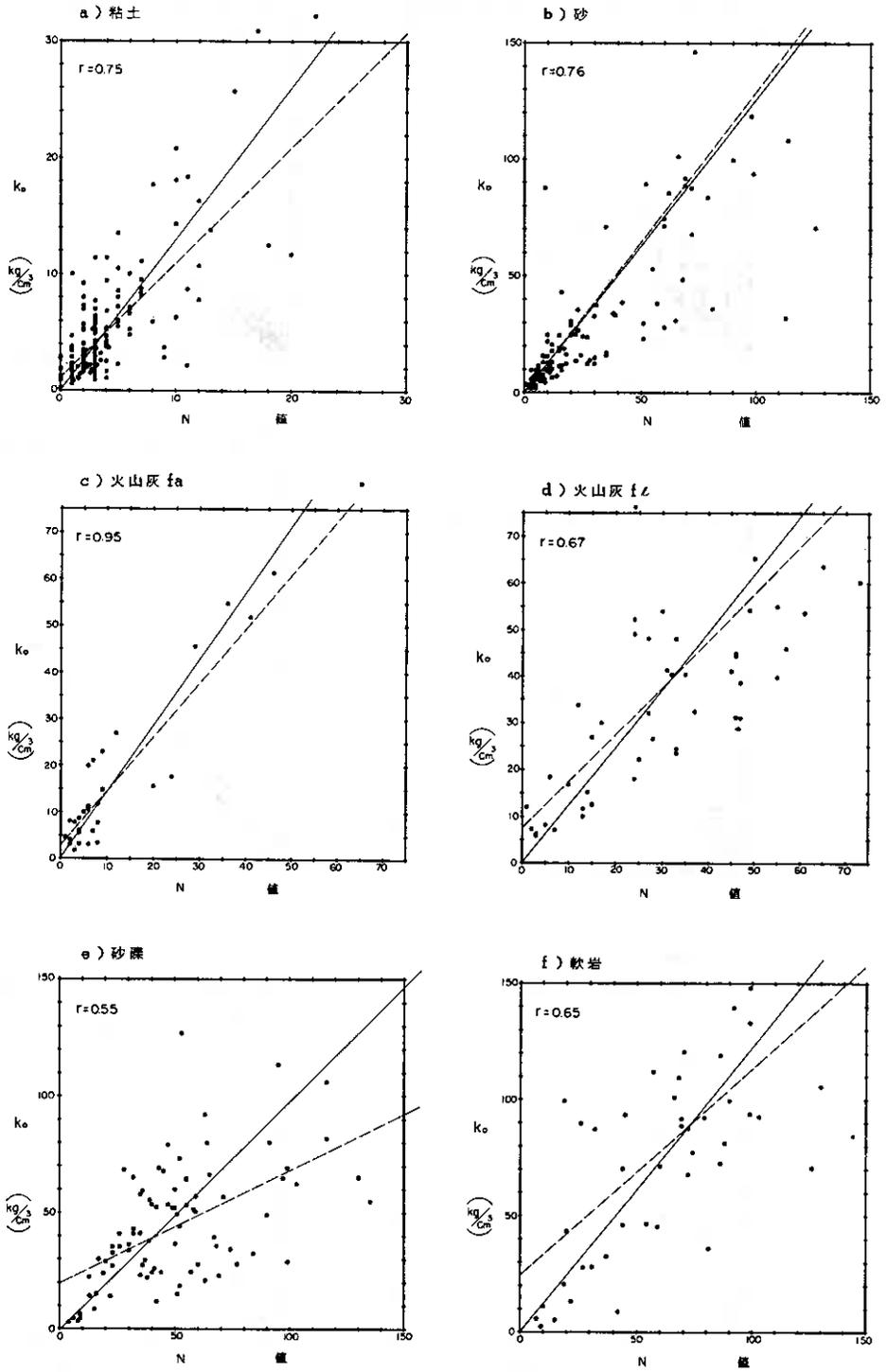
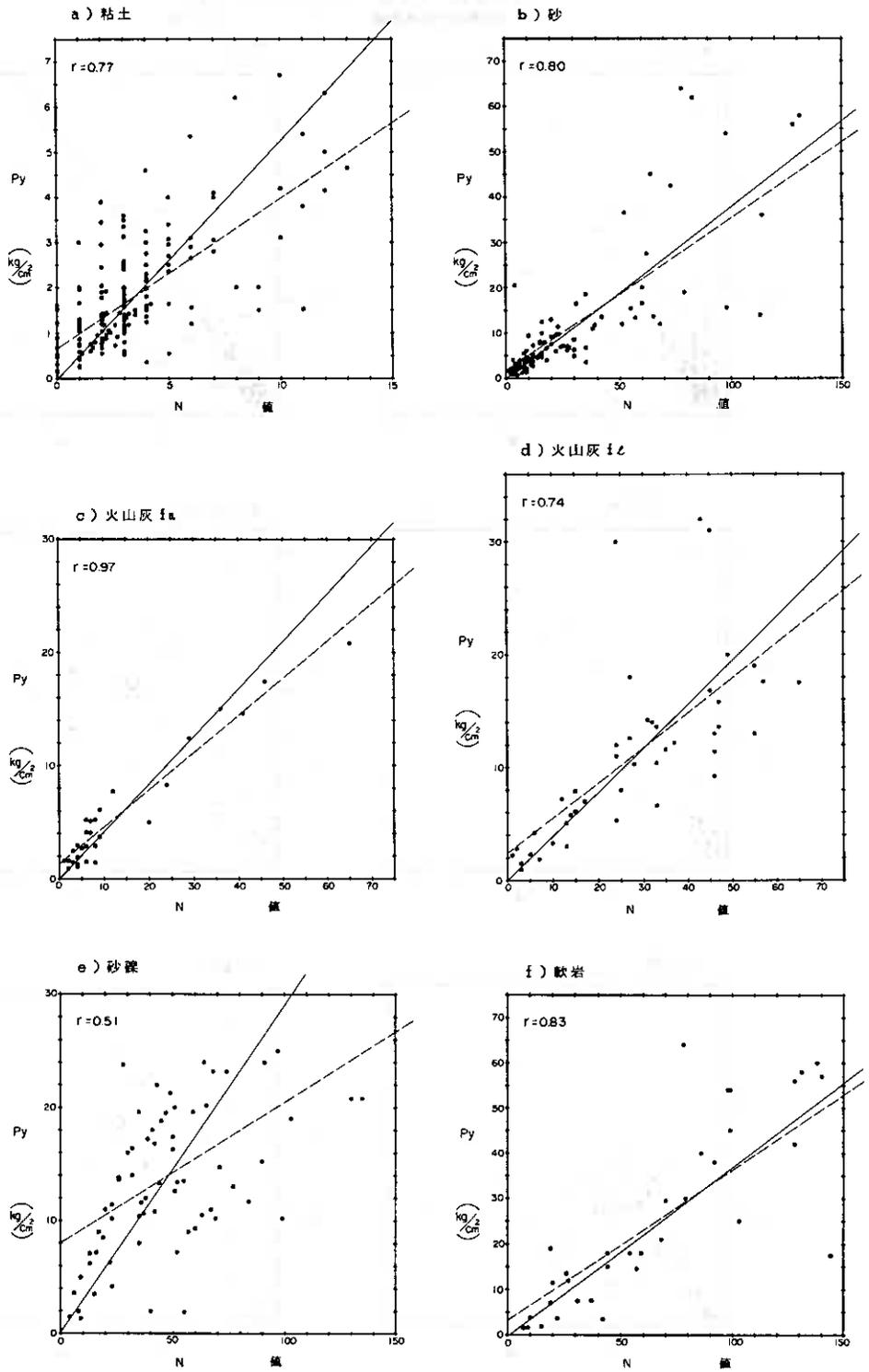


図-3 降伏圧とN値

比例定数の平均値
最小自乗法の回帰直線

— $Y = kx$
- - - $Y = a + bx$



3. K 値と載荷径の影響

k_0 — K_m の相関図の例を図-4 に示すが、
おおよそ次の関係がある。

粘土 : $k_0 = 1.11 K_m$

砂 : $k_0 = 0.87 K_m$

また k_0 の小さい範囲では明らかに k_0 の方が大きくなる傾向があり、粘土では $k_0 < 5$, 砂では $k_0 < 30$ の範囲で $k_0 > K_m$ である。砂に比べた粘土や k_0 の小さい範囲の土は、変位量の大きい事が予想されるから、式-2において変位量が大きい時に k_0 が大きくなる事と符号している。

図-5 は載荷巾 (初期半径) と k_0 / K_m 比を比較したものであり、 r_0 が大きい程 k_0 が大きくなる傾向を示している点も式-2 と符号する特徴である。しかし $r_0 = 4 \text{ cm}$ を境として両群に大きな差があり、孔径 86 mm 用の LLT ($\bar{r}_0 = 4.3 \text{ cm}$) と孔径 66 mm 用のエラストメーター ($\bar{r}_0 = 3.3 \text{ cm}$) とによる差とも見られる。

火山灰を対象とした孔径別比較試験の例を図-6 に示す。試験地盤は上部を軽石 (嶺前火山灰) に覆われた支笏流下火山灰であり、 $N \div 3 \sim 65$ まで下部に漸増している。試験孔は 3 m 間隔で $\phi 66 \text{ mm}$ 孔と $\phi 86 \text{ mm}$ 孔を削孔し、夫々に同一深度で水平載荷試験を行なった。図は $\phi 86 \text{ mm}$ 試験値の $\phi 66 \text{ mm}$ 孔試験値に対する比率 m をプロットしたものである。

試験値のうち p_y と p_l はばらつきがあるものの、有意な載荷径の影響はないと判断されるが、 k_0 と K_m は明らかに載荷径の影響があり $\phi 86 \text{ mm}$ の値が $\phi 66 \text{ mm}$ に対して 1.2 ~ 1.3 倍となっている。いま式-2 で表現される K 値 (k_0) が載荷径の影響を消去し得る値であるとすれば、 k_0 / K_m 比は $\phi 86 \text{ mm}$ と $\phi 66 \text{ mm}$ で一定値をとり、その値は図-5 などを参考にすると $\phi 86 \text{ mm}$ で 1.2 , $\phi 66 \text{ mm}$ で 0.8 前後の値となる事が期待される。図-6 に併記した比較試験の k_0 / K_m 比はほぼこの範囲で変動してはいるが、 $\phi 86 \text{ mm}$ と $\phi 66 \text{ mm}$ で夫々に一定値を示す事はない。むしろ両者の間の差異はなく、 N 値の増加する傾向に対応して変化する特徴が認められる。先述のように k_0 と N 値との相関性を比べると k_0 値は地盤固有の性質を示す点で優れた指標と言えるが、載荷径などと比較した結果では、式-2 によって載荷巾や変位量の影響を消去できるという判断は取れない。これらの K 値に含まれる因子についてはなお詳しい分析が必要である。

図-4 実測 K 値と比 K 値

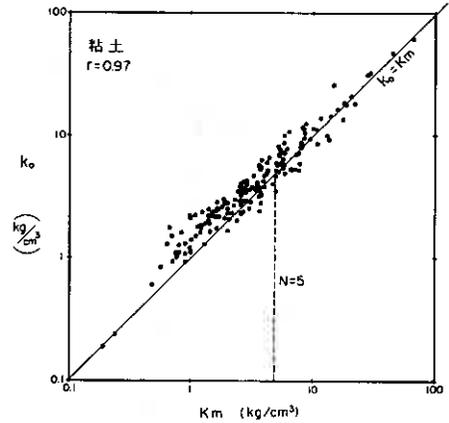


図-5 初期半径と $\frac{\text{比 K 値}}{\text{実測 K 値}}$

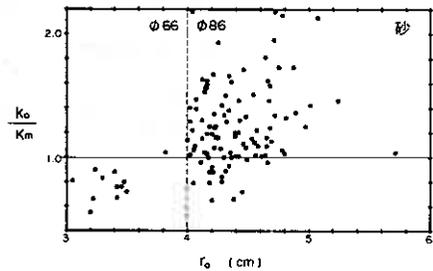
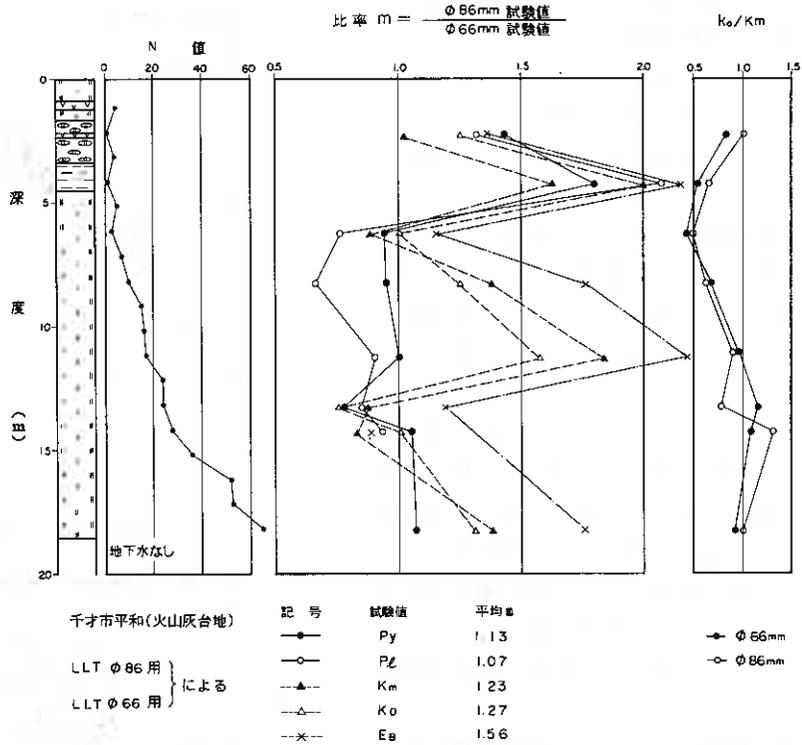


図-6 孔径別の水平載荷試験例



4. 弾性係数 E の特性

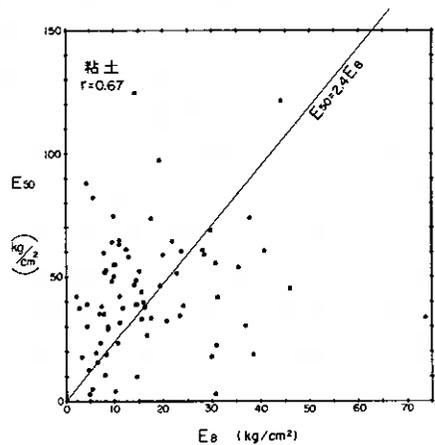
E_B と一軸圧縮試験による弾性係数 E_{50} との相関図を図-7に示す。両者はばらつきが多く相関係数も低い、平均値を計算すると次の関係となる。

$$E_{50} = 2.4 E_B$$

両者は等しいという見解もあるが、ここでは柔らかい粘土のように弾性係数の小さな土では $E_{50} > E_B$ になるとする指摘³⁾があてはまる。

またゆるい縮まり具合の降下火山灰(千歳付近の樽前・恵庭火山灰)を対象とした平板載荷試験例があるので、図-2 e)の資料から同地域同種の火山灰を抽出し、N値を指標として、平板載荷試験(30cm角板)による弾性係数 E_P と孔内水平載荷試験の E_B とを比較した例を図-8に示す。なお図中記号で塗色してある例は、直接比較試験を試みたものである。この種の火山灰は特殊な土性を

図-7 水平載荷試験と圧縮試験の弾性係数



持つものであるが、大まかには次の傾向が見られる。

$$E_P = E_B$$

また新第3紀鮮新世の未固結状の砂岩（帯広付近，密な砂とみなせる）を対象とした比較試験例を表-2に示すが，砂質土ではおおよそ次の関係が認められる。

$$E_P = (2 \sim 3) E_B$$

弾性係数の相関については吉中の資料⁴⁾に基く次の関係が一般化しており，道路橋示方書などの弾性係数推定式の基礎にもなっている。

$$E_{s0} = E_B \quad \dots \textcircled{1}$$

$$E_P = 3 E_B \quad \dots \textcircled{2}$$

$$E_B = 7 N \quad \dots \textcircled{3}$$

本論文で検討した資料では砂質土や軟岩の場合に $\textcircled{2}$ ， $\textcircled{3}$ の関係が良くあてはまるが，柔らかい粘土で $E_{s0} > E_B$ ，ゆるい締まり具合の火山灰で $E_B \doteq 9 N$ ， $E_P = E_B$ となるなど土質によって比例定数の変化が見られる。一般にボーリング孔を利用して測定する弾性係数は，孔壁の乱れの影響で過小になるという指摘もあるが，全体的にみると土質による変動の方が大きな影響があるように思われる。

図-8 降下火山灰の弾性係数

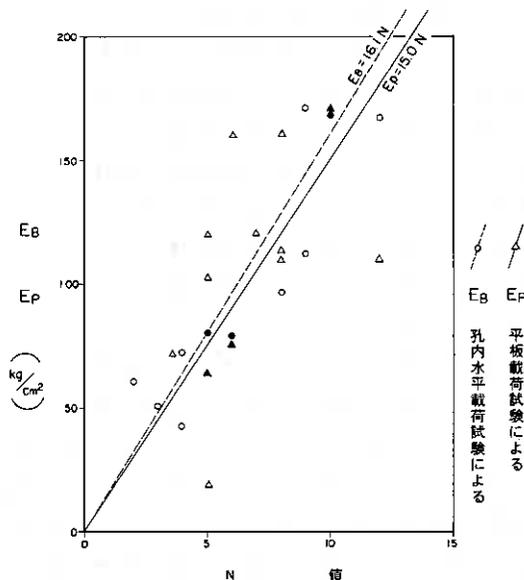


表-2 密な砂の弾性係数

N 値	240	171	160	99	86
孔内水平載荷による E_B	600	765	441	580	650
平板載荷による E_P	2180	1680	1330	1730	1820
E_P/E_B	3.6	2.2	3.0	3.0	2.8

N値は30cm貫入時の換算値

5. いわゆる「静止土圧」の性質

静止土圧 p_0 の深さ方向分布図と圧密降伏応力 p_c との相関図を、図-9，図-10に示す。図-9の p_c 曲線はこの検討に用いた圧密試験結果（ $n = 58$ ）の深さ方向分布から最小自乗法で求めたものであり， p_0 の最小自乗法回帰曲線とともに示すと以下のとおりである。

$$p_c = 0.24 + 0.064 Z \text{ (噸)} = 2.4 + 0.64 Z \text{ (kg)}$$

$$p_0 = 0.10 + 0.027 Z \text{ (噸)}$$

p_c 分布の直線は，地下水位2~3m 湿潤密度 $\gamma_t \doteq 1.65$ 程度の正規圧密粘土地盤における，垂直有効応力 $\sigma v'$ に近似する。 p_0 分布には著しいばらつきがあるが，平均値と比較すると $p_0/p_c \doteq 0.4$ 程度である。また図-10で $p_c - p_0$ を直接比較してみると $p_0/p_c = 0.27$ である。ここで p_c は $\sigma v'$ に近似した値を示すので， p_0 が水平有効応力 $\sigma h'$ に等しいものとする，静止土圧係数 K_0 は次のようになる。

$$K_0 = \frac{\sigma_{h'}}{\sigma_v'} = \frac{p_0}{p_c}$$

$$\therefore K_0 \doteq 0.4 \quad \text{or} \quad 0.27$$

粘土地盤の静止土圧係数は $K_0 \doteq 0.5$ と扱われるので図-9から求まる K_0 はやや小さめ、図-10から求まる K_0 は過小である。今回整理した資料から p_0 の分布は静止土圧に近似した分布傾向を示す点は指摘できるが、全体的にみるとばらつきが非常に大きい事、平均値はやや小さめであると言える。

p_0 は載荷初期の非常に小さな圧力範囲で測定されるためその結果にばらつきが生ずる事は避け得ないが、 p_0 の判定法に関しても図-11に示す問題がある。今回の検討で用いた資料では a) のケースのように、 $\Delta H-r$ 曲線の折点から p_0 を判定している例が多いが、 $p-r$ 曲線の直線部への移行点をとると p_0 は一般に大きくなる。また b) のケースのように、柔らかい粘土などの場合初期に孔壁の変位が微小で p 軸と密着する例があるが、最近トリマーを使用して当初から孔壁に密着した状態から載荷する試験例など⁵⁾によると、直線部からの立上りをもって p_0 とする考え方もある。これらの点を考慮して補正すれば p_0 が全体としてより大きな値となる結果を期待できるが、静止土圧との関連を検討するにはより精度の高い資料を得る事が前提となる。

6. 破壊圧，降伏圧の特性

先に $p_l - p_y$ の間においては p_y , p_y' とともに相関性が非常に強い事を述べたが、代表例として粘土の相関図を示すと図-12のとおりであり、砂も含めて平均比例定数を計算すると表-3のとおりである。一般論として

$$p_y = \frac{2}{3} p_l \quad \text{よって} \quad p_l = 1.5 p_y$$

であるから、 p_0 を差引いた $p_y' - p_l'$ よりも差引かない $p_y - p_l$ の関係の方が理想的であると言える。

$p_y - C_u$ の関係は図-13に示すとおりであり、平均比例定数を計算すると次のとおりである。なおここで破壊圧との関係は $p_l = 1.5 p_y$ とした。

図-9 静止土圧分布図

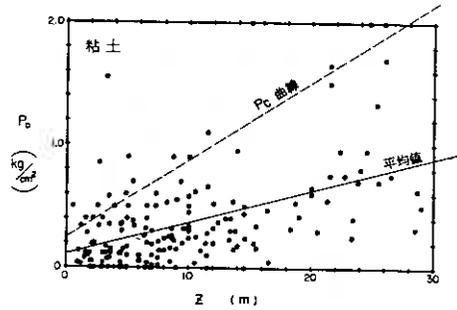


図-10 圧密降伏圧力と静止土圧

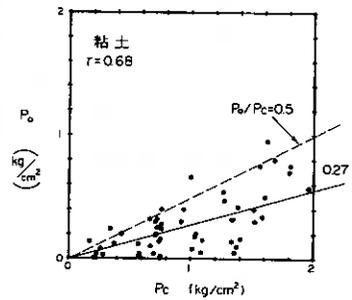


図-11 P-r 曲線の特徴と p_0 の判定

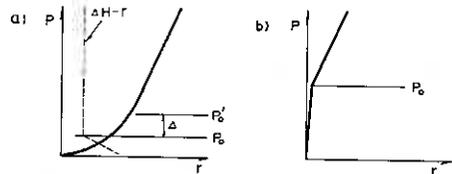


表-3 $p_l - p_y$ の比例定数 k

項目	粘土	砂
$p_l = k \cdot p_y$	1.50	1.58
$p_l' = k \cdot p_y'$	1.62	1.69

$$p_y = 4.25 C_u \quad \dots \quad p_l = 6.38 C_u$$

$$p_{y'} = 3.28 C_u \quad \dots \quad p_{l'} = 4.92 C_u$$

p_l と C_u の関係については孔壁まわりの空洞膨張の解析から求める方法が論じられており、次の式がある。⁶⁾

$$(p_l - p_0) = C_u \left\{ 1 + \ell n \frac{E}{3 \times C_u} \right\} \quad \dots \text{式-6}$$

本論文で用いた資料の平均値として $E / C_u = 128$ を代入すると

$$(p_l - p_0) = 4.75 C_u$$

となる。式-6の左辺は $p_{l'}$ を示す値であるから上記の $p_{l'} = 4.92 C_u$ とは極めて近似し、 $p_l - C_u$ の相関性及び式-6の妥当性が確かめられる。なおこの比例定数については5.2~7.5の範囲⁷⁾という一般値も示されるが、これらの差異は E / C_u のとり方によるものである。

水平載荷試験で加圧力が不足し p_y が求められない事をしばしば経験するが、この場合 k_0 や E_B から p_y を推定できれば便利である。これらの相関性を検討すると次のとおりであり、代表例を図-14に示す。

$$\begin{aligned} \text{粘土} : \quad p_y &= 0.39 k_0 \\ &\quad (r = 0.94) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{砂} : \quad p_y &= 0.30 k_0 \\ &\quad (r = 0.95) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{粘土} : \quad p_y &= 0.076 E_B \\ &\quad (r = 0.88) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{砂} : \quad p_y &= 0.053 E_B \\ &\quad (r = 0.92) \end{aligned}$$

k_0 の値からはかなり高い精度で p_y を推定する事が可能である。また p_0 との関係においても

$$\begin{aligned} \text{粘土} : \quad p_y &= 5.4 p_0 \\ &\quad (r = 0.69) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{砂} : \quad p_y &= 6.9 p_0 \\ &\quad (r = 0.86) \end{aligned}$$

の相関があり、砂であれば p_0 から p_y の目安を得る事もできよう。

図-12 破壊圧と降伏圧

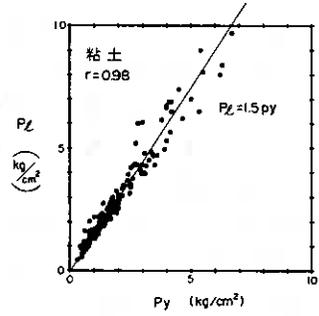


図-13 粘着力と降伏圧

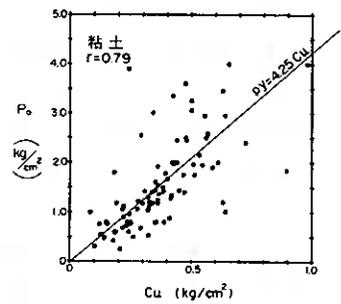
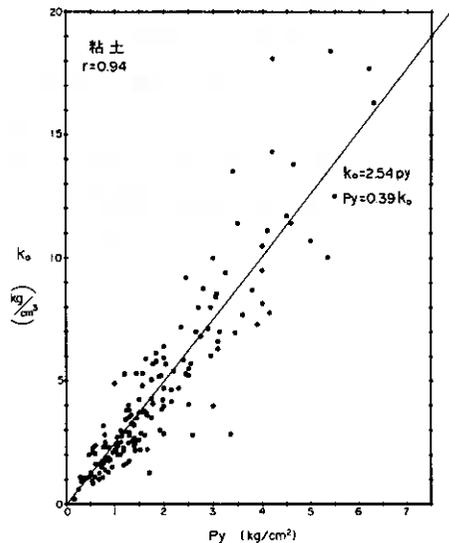


図-14 降伏圧と比K値



7. むすび

孔内水平載荷試験資料と3例の比較試験などを整理検討した結果、試験値の示す特性について次の点を指摘できる。

① N値と試験値間の相関は強く、特に次の値で代表される関係は信頼性がある。

$$k_0 = 1.3 N \quad (\text{暫})$$

$$E_B = 7 N \quad (\text{暫})$$

ただし土質によって比例定数に有意な差がある他、砂礫はN値のばらつきが大きくて信頼性に乏しい点などに注意を要する。

② 各種の試験法による弾性係数間の相関性は、砂の場合に一般値と良く一致するが、柔らかい粘土で $E_{50} = (2 \sim 3) E_B$ 、ゆるい締まり具合の降下火山灰で $E_P \approx E_B$ となるなど土質別の差異が認められる。

③ 比K値 k_0 はN値や p_y との相関が非常に強く、地盤固有の力学特性を示す指標としては、実測K値 K_m よりも明らかに優れている。しかし載荷巾や変位量の影響は k_0 値をもってしても消去できないようであり、その影響因子については詳しい検討を要する。

④ p_0 の測定精度の低さは問題があるが、傾向的には静止土圧に近い分布を示す。

⑤ 降伏圧として p_0 を差引いた p_y' で表現するか差引かない p_y で表現するかは、解析の目的によって異なるであろうが、N値や C_u との対比を検討する上では p_y で表現する方が妥当と思われる。また p_0 を差引かない方が $p_0 = 1.5 p_y$ の理想的な関係を示す。

⑥ p_0 又は p_y と C_u との相関は強く理論式との適合性も良い。また k_0 との間に

$$p_y = (0.30 \sim 0.39) k_0 \quad \dots \text{土質により比例定数異なる}$$

の強い相関があり、加圧力不足で p_y が確認されない場合の推定法として役立つ。

以上各資料の相関を検討しながら一定の特性をまとめたが、それらの相関の原因となる因子分析や理論的な解析は今後の課題として残し、諸兄の御批判をおおぐものである。

(参考文献)

- 1) 今井常雄：地盤の横方向K値の研究（土と基礎，Vol 18，No. 1）
- 2) 大村 平：統計解析のはなし（日科技連）
- 3) ，6) ，7) 土質工学会：土質調査法第9章 3.5
- 4) 吉中竜之助：横方向地盤反力係数（土木技術資料，Vol 10，No. 1）
- 5) 森博，丹下良樹：SBP試験による地盤の強度・変形特性の調査とその解釈
(第28回土質工学シンポジウム論文集，P 35)

室蘭工大 朝日秀定

はじめに

既に、動圧密工法の粘土試料に対する基礎実験として、粘土試料に三軸圧縮状態下で長軸方向へ衝撃力を与え、供試体内の衝撃圧、表面でのひずみの分布、一軸圧縮強さの変化、間隙圧の変化について報告した。^{1,2)} これらの報告における実験は間隙圧については要素試験として、その他の項目は模型試験として扱う面があり一定しなかった。本報告では実験を模型実験と考え（相似比は考えない）、供試体に変形抵抗を与えた。

また、過去の実験では衝撃力による間隙圧の上昇は拘束圧の付加に起因する部分が多いと考えられ、拘束圧を作用させての実験は供試体自体が衝撃力を受けて変化した状態を観察するには充分でないと考え、拘束圧を作用させずに実験した。

実験

供試体はゴムスリーブに包み、三軸圧縮室の試料台に据え、供試体中に圧力計、間隙圧計の検出部を挿入した。その後三軸圧縮室内を砂で満して載荷ロード、上盤をセットした。この状態で拘束圧を作用させずに、質量2.0 kgの重錘を落下高4.6, 8, 10, 20 mより自然落下せしめ、載荷ロード、試料キャップを介して供試体の縦軸方向に衝撃力を作用させた。この他重錘落下高を4 mのまま載荷ロードの貫入限界一杯（107 mm）まで数回の連続衝撃を質量2.0および4.0 kgの重錘で行った。実験の詳細については既報²⁾に述べた通りである。

試料

本報告の実験に用いた試料は江別市石狩大橋の上流1.4 kmの石狩川河川敷内の地下2 mよりシンウオールチューブによって採取した。試料の基礎物性値は表-1に示した。日本統一土質分類ではOHに属する完全飽和状態の試料である。これまでの報告に用いた試料においては、一軸圧縮強さと自然含水比の間には割合良い負の相関が見られたが、この試料においては両者の相関

は低く、液性限界との相関が一番高かった。 $(r = 0.618)$ よって後述する一軸圧縮強さの推定は

$$q_u = 0.0079w_L - 0.202 \quad (\text{kgf/cm}^2)$$
 によった。

実験結果および考察

A) 最大衝撃圧力

衝撃によって発生する供試体中の圧力を衝撃端、衝撃端から15 cm（中部）、30 cm（下部）の位置で測定した。（図-1）

表-1

	最大	最小	平均	標準偏差
自然含水比 %	58.61	42.69	47.71	2.954
比重	2.743	2.559	2.670	0.021
初期間隙比	1.614	1.139	1.268	0.091
湿潤密度 t/m^3	1.762	1.691	1.728	0.017
乾燥密度 t/m^3	1.299	1.048	1.179	0.042
液性限界 %	64.12	48.18	54.93	3.572
塑性指数	3.687	1.934	3.031	2.971
粒度範囲 %				
シルト	78.2	42.1		
粘土	6.63	30.0		
一軸圧縮強さ kgf/cm^2	0.311	0.168	0.230	0.042

衝撃端での値では落下高4 mでの圧力が全体の傾向に比べ非常に小さく小さいのが注目されるが、その原因は分らない。その他の落下高に対する変化はおおよそ落下高の0.4乗に比例しているが非常にバラツキが多い。落石に関する研究³⁾によれば、最大衝撃圧力は重錘落下高の1~0.5乗に比例するとした理論的、実験的推定式が提案されている。比例定数部分を適当な値に変えなければ一致しないので一層のデータを蓄積して検討されなければならない。また、この落石に関する吉田等⁵⁾のデータでも値にバラツキがあり、特に衝撃源の形状によってバラツキの度合が異なり、平底の重錘による場合が一番バラツキが大きかったとしている。その原因は本実験と同様平底が衝撃時に一時に接触しないのが一因と考えられる。

最大衝撃圧力の大きさを今回決定的に支配するのは落下高であるが、他の要素として被衝撃体の性状も考えられ最も関連があると期待された一軸圧縮強さを含め他の基礎物性との間にも相関は認められなかった。

次に中下部最大圧力も最大値と最小値とで2倍程の開きがあってバラツクが、これらの値の平均を衝撃端での最大圧力に対する割合で考えると中部では0.9~2.5%、下部で1.0~3.1%と急激に減衰している。ここで注目されるのは下部の値が中部のそれより高くなっている。このためFröhlichの式など静的地中応力分布式などを用いて推定するのはこのデータから見る限り不可能である。

次に衝撃端における衝撃圧力は欠測したが落下高4 m連続衝撃の場合と重錘質量4.0 kg-4 m連続衝撃における中、下部における値を図-2に示す。

同図で注目されるのはほとんどの場合衝撃1回目より2回、3回目の最大圧力が増えている点である。その原因は試料キャップが供試体との接触を密にするのと、貫入

により圧力計との距離が近づくためと思われる。しかし、中部と下部の値に違いがないことを考慮すると試料キャップと圧力計の距離の影響は少ないと考えられる。

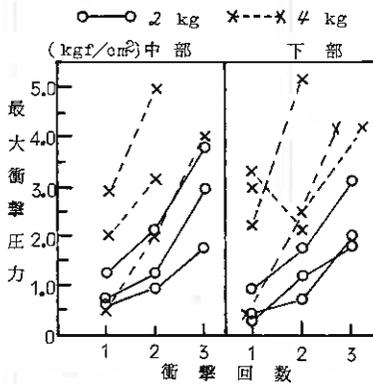


図 - 2

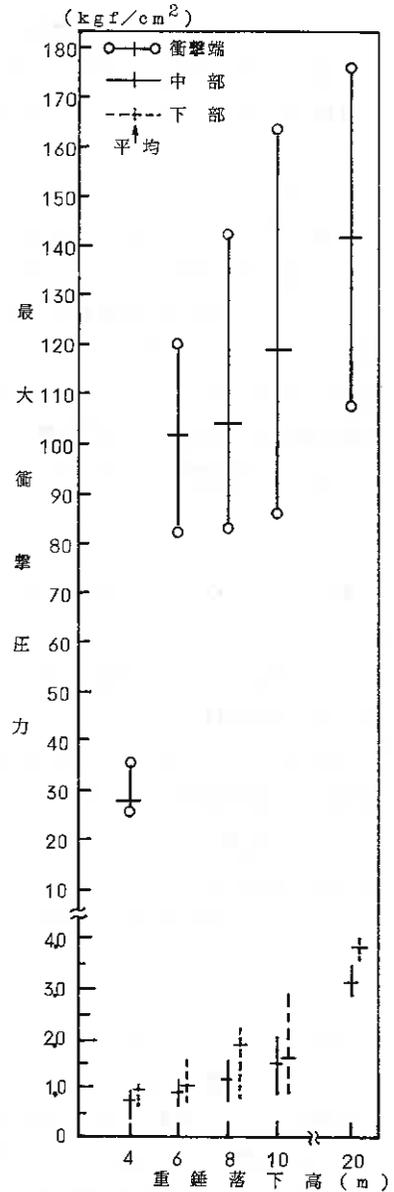


図 - 1

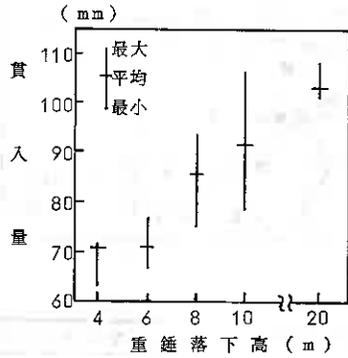


図 - 3

B) 貫入量

試料キャップの供試体への貫入量を重錘落下高について図-3に示す。ただし、載荷ロッドの制限から貫入限度は107 mmである。貫入量 (mm) の平均は落下高 (m) の0.4乗の3.5~3.7倍であった。Hertzの衝突理論を落石に応用した場合には落下高の0.4乗に比例することより考えて、土質によって適切な比例定数を与えてやると割合正確な貫入量の推定が可能であろう。

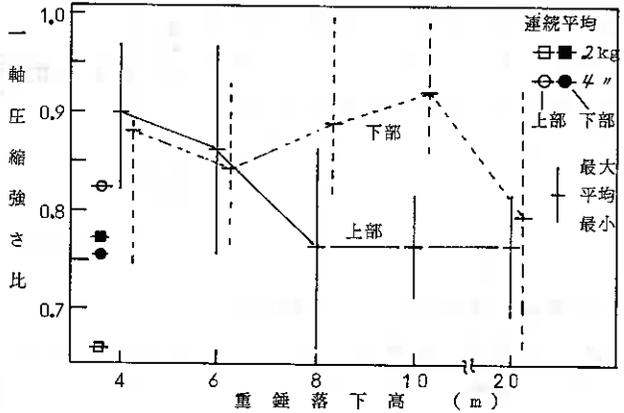


図 - 4

C) 一軸圧縮強さの変化

衝撃前の供試体の一軸圧縮強さで衝撃後の強さを割ったものを図-4に示した。

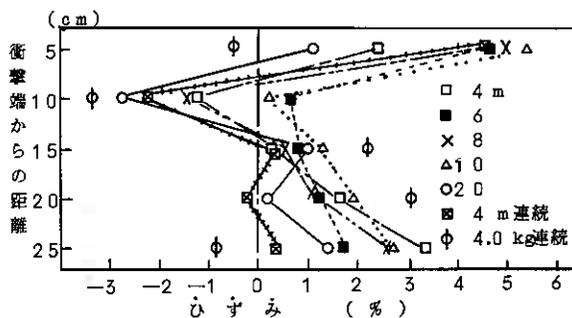
衝撃前の供試体の一軸圧縮強さは、この供試体を得たのと同シウオールチューブの隣接する土塊より得た値で置き換えた。その他特に値の外れたものは前述の液性限界—一軸圧縮強さの関係式より一軸圧縮強さを推定した。衝撃用供試体の衝撃端側(上部)の一軸圧縮強さの衝撃による低下は重錘落下高8 m以上で同程度の低下度を示している。つまり一定量以上の乱れを与えると強さの低下割合も一定になる。下部では落下10 mまででは上部の低下よりも小さいが、20 mで同程度まで低下し上部から下部まで一定量以上の乱れを受けたと考えられる。更に、4 m連続衝撃と質量4.0 kg重錘を用いた場合を注目すると、20 mの場合と同様貫入限度まで試料キャップを貫入させているため、乱れが下部まで及んだと見られ、下部も上部と同程度の低下を示している。すなわち、大きな衝撃力を与えなくとも乱れは貫入量に左右される。

D) ひずみ

供試体表面の縦軸方向のひずみの平均を衝撃端からの距離に従って図-5に示す。

注目されるのは5 cmでひずみが全て圧縮側にあるが、そのすぐ下の10 cmの位置で引張側に現われている例がある。この理由は試料キャップの貫入に伴う体積の膨張分が供試体の周方向への膨張のみで対応できず、この10 cm付近で引張側への伸びで対応したものであろう。動圧密工法の施工中にタンピング孔周辺地盤に盛り上りとして現われる。本例は落下高の順に対応したひずみの分布を見せず、また最大衝撃圧力、一軸圧縮強さの変化傾向とも対応していない。ひずみの擬積分値も貫入

量とは大幅に異なり、重錘の落下高との対応もなかった。よって変形抵抗を与えた状態での縦軸方向のひずみのみでは現状でなにも説明し得ない。



エ) 間隙水圧

衝撃後の衝撃端および衝撃端より

12 cm の位置 (衝撃前に比べて) における間隙水圧の経時変化を測定した。衝撃後の間隙圧はほとんどの場合において試料カップの貫入によると思われる膨張により一度負圧を示し数分~数十分を要して大気圧へ戻る。動圧密工法を粘性土へ適用する場合には過剰間隙圧の発生必要とするが、本実験試料のごとく完全飽和状態での間隙圧の大幅な上昇は困難と考えられる。表-2に示したのは各実験件数ごとの過剰間隙圧の発生件数である。しかしほとんどの場合最大圧力は 0.05 kgf/cm^2 以下とわづかであったが4 m 連続衝撃と重錘質量4.0 kg 連続衝撃の場合では最大圧がそれぞれ 0.6 、 0.19 kgf/cm^2 で、その後 0.32 、 0.18 kgf/cm^2 の過剰間隙圧が続いた。

表-2

衝撃条件	件数
4 m	5/7
6	4/7
8	3/8
10	5/8
20	0/3
4 m 連続	1/3
4.0 kg 連続	2/4

過剰間隙圧発生件数

各実験件数

おわりに

以上をまとめてみると

- A) 最大衝撃圧力は重錘落下高の0.4乗に比例したが、基礎物性値との相関は無かった。
- B) 貫入量は重錘落下高の0.4乗に比例した。
- C) 一軸圧縮強さはある量以上の乱れになると同じ割合の強さの低下を示す
- D) ひずみ分布に引張域がある。
- E) 間隙水圧は衝撃によって一度負圧に低下しその後大気圧または正圧へいたる。大幅な間隙水圧の発生は、落下高は低くても連続衝撃の場合に観察された。今後、重錘質量4.0 kgの実験を続ける。

参 考 文 献

- 1) 朝日、吉原：衝撃力の粘性土に及ぼす影響、第18回土質工学研究発表会講演集、D-7、pp 619~620、1983
- 2) 朝日、沢田：衝撃力が粘性土の土質工学的性質に及ぼす影響、室蘭工大研究報告、10-5、pp 157~166、昭和58年11月
- 3) 吉田、榎谷：落石の衝撃実験結果と各種推定式の関連について、第一回落石の衝撃力およびロックシェドの設計に関するシンポジウム論文集、pp 9~16、1983
- 4) 土木学会編：土木技術者のための振動便覧、技報堂、1963

⑰ 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

函館高専
同上

○佐野 信房
岩淵 祐一

1 まえがき

これまで塑性の著しく高い土に関して、圧密特性、強度特性、変形特性、時間の影響、向隙水圧の発生状況を研究してきた。その結果、試料の透水性が深く関わっていると推測される事項が指摘され、検討課題となっている。それゆえ、従来より透水性の高い試料について、圧密特性、せん断特性についてデータを収集検討することとした。本報告は、試料土の基本的特性を示し、次いで $10^0 \sim 10^{-3}$ mm/分の範囲の変形速度の違いが、非排水せん断特性へ与える影響、排水条件の境界、非排水の境界、部分排水時の強度・変形について述べている。

2 試料と試験方法

2.1 試料

均一であること、安定に供給されること、所要の性質を有することの条件より、岡山県笠岡市の鉱山より、図-1に示す粘土を選定した。塑性指数が20%と低塑性土である。蒸留水に溶解し、ホリタルにて養生保存する。十分に攪拌混合した泥水より予圧密法にて、自立できる含水比の飽和試料を作成する。予圧密期間の泥水の濃度により異なるが、7日間が適当である。

2.2 実験方法

三軸試験装置により、圧密非排水せん断、圧密排水せん断を実施した。試験は4種類に大別される。

Kグループ°(CIU)：等方圧密非排水せん断・定速度圧縮 10^{-2} mm/分。圧密応力 σ_{rc}' をパラメータとする。 $\sigma_{rc}' = 100 \sim 500$ kPa 5種。

Rグループ°(CIRU)：等方圧密膨張非排水せん断・定速度圧縮 10^{-2} mm/分・圧密応力 $\sigma_{rc\ max}' = 400$ kPa。膨張応力 σ_{rr}' は過圧密比 λ が2, 4, 8, 16となるように定めた。

Dグループ°(CID)：等方圧密排水せん断・圧縮速度 $\dot{\epsilon}_a$ を $10^0, 10^{-1}, 10^{-2}, 10^{-3}$ mm/分の4種とした。圧密応力は200 kPa 1種である。

Uグループ°(CIU)：等方圧密非排水せん断で、排水条件以外はDグループ°に同一。

予圧密法により泥水から作成した試料土(含水比46~52%)より、直径50mm、高さ120mmの円柱供試体を削り出す。予め脱気したドレーンペーパーを側面にまきつけ、三軸室にすえる。端面摩擦を軽減するため、

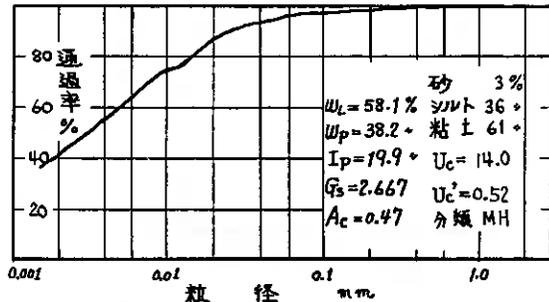


図-1 試料土の性質

上下面にグリース塗布ゴム膜、薄い金属円板を設けた。間隙水圧、体積変化両測定経路は予め脱気水で満たしておく（一次フラッシング）。従来は水中セット法と採用していたが、下盤への圧力変換器の取り付け取り外しが測定経路の密閉を困難にするので、大気中で手早く、空気をあまり取りこまずに三軸室にすえつける空中セット法に変更した。このため二次フラッシングを行う。100 kPaの応力を受ける脱気水をビュレットAより約5cm供給試体へ送る。5 kPa程度の周圧によって、供試体からの排水をビュレットBへ導く。ビュレットBは大気に開放されている。供給量と排水量が一致することは、空気の無いことを意味する。6回の繰返しが適当である。次に間隙圧係数Bを測定しつつ、圧密応力を段階的に負荷する。B値はすべて0.95以上であり、十分に飽和していることが確認された。

等方圧密過程では、時間、間隙水圧、排水量を計測、過剰間隙水圧が95%以上消散した時を圧密終了とする。本研究では最低24時間とした。試料の飽和度を高め、間隙水圧測定精度を増やすため100 kPaのバックプレッシャーを用いた。圧密終了後、Rグループは非排水として周圧を低下し、間隙水圧が一定になるのを待って吸水を許す。24時間以内に過剰間隙水圧が消散する。

圧密あるいは圧密膨張の終了した試料は圧縮せん断を行う。排水試験の排水量はビュレットを視読した。偏差応力、間隙水圧、鉛直変位、周圧はひずみゲージ式変換器により計測した。せん断は鉛直ひずみが15%を越えるまでとし、終了後供試体の質量と含水比を計る。せん断開始時の供試体断面積、高さ、含水比は次のように決定した。供

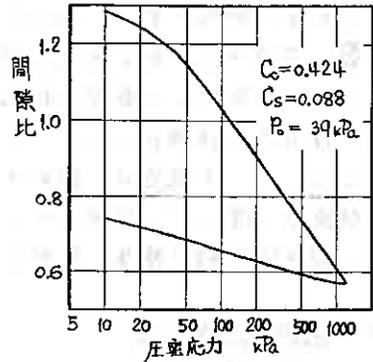


図-2 標準一次元圧密曲線

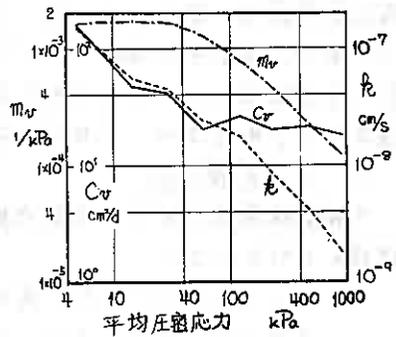


図-3 圧密試験結果一覧

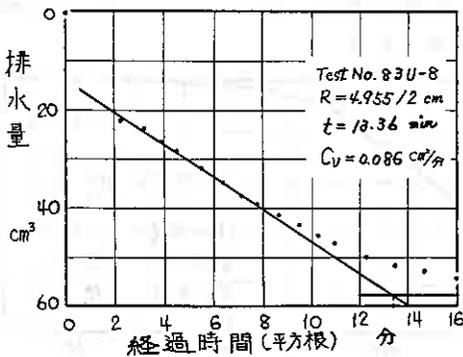


図-4 三軸等方圧密 排水時間曲線

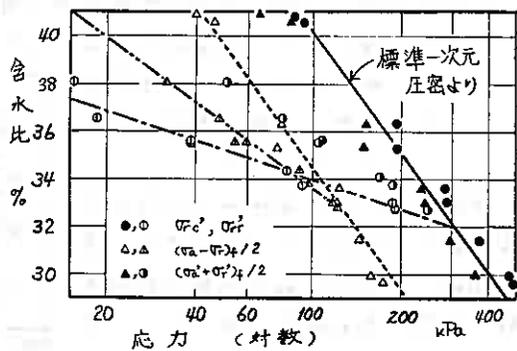


図-5 三軸試験における含水比と応力の関係一覧

試体の高さは、初期高さより圧密沈下量を差し引く。初期質量と最終質量の差は排水質量である。初期体積より排水体積（排水試験ではせん断時排水量を減じる）を差し引き、高さにて除すと断面積が得られる。最終質量と最終含水比より土粒子質量が算出され、最終質量から減じた値、排水試験ではせん断排水量の質量を加えた値が水の質量である。これを土粒子質量にて除すと含水比である。非排水試験では明らかに、計測含水比そのものである。

3 実験結果と考察

3.1 笠岡粘土の圧密特性

図-2, 3は標準一次元圧密試験結果である。予圧密応力70~80 kPaに対し、圧密降伏応力は39 kPaであり、側面摩擦がかなりあることが分る。圧密係数は、正規圧密部では一定の $0.0153 \text{ cm}^2/\text{分}$ である。図-4は三軸等方圧密試験結果であり、Bishopの方法によると $C_v = 0.0886 \text{ cm}^2/\text{分}$ である。 $e_{100} = 13$ 分は有効圧密応力が28 kPaであり、過圧密部の数値である。図-5は三軸等方

表-1 等方三軸・標準一次元圧密試験による圧密曲線の比較

試料	等方三軸			標準一次元			備考
	C_{te}	C_{ts}	μ_s	C_c	C_s	μ	
笠岡	0.405	0.109	0.269	0.424	0.089	0.208	未報告
苫小牧	0.31	0.057	0.184	0.54	0.064	0.119	
川崎	1.16	0.102	0.088	1.18	0.121	0.103	土田 ²⁾
小名浜	0.91	0.138	0.152	1.11	0.077	0.069	
練早	1.40	0.143	0.102	1.83	0.126	0.069	
錦海	1.85	0.110	0.059	2.66	0.142	0.053	
千軒	1.19	0.13	0.109	1.36	0.22	0.162	日下 ³⁾
大瀬下層	0.273	0.010	0.037	0.355	0.054	0.152	
同上層	0.510	0.043	0.084	0.592	0.113	0.191	高橋 ⁴⁾
岩見沢	0.436	0.097	0.108	0.640	0.110	0.172	

圧密・膨張における含水比と圧密応力との関係(●, ○)を示す。両者は片対数紙上で直線を成すことが認められる。この関係を標準一次元圧密と比較してみる。標準一次元圧密の正規圧密部を実線にて、過圧密部の勾配と同一の直線を一点鎖線にて示す。正規圧密領域では三軸等方圧密の方が、標準一次元圧密より傾き C_c は緩やかである。これに対して過圧密領域では、 C_s はほぼ一致している。他の土について検討してみると表-1のように、三軸試験の方が緩やかな C_c を与えるが、 C_s に関しては傾向は定まらぬ。 C_c 、 C_s 及びその比 μ を利用するに際しては留意すると共に、差異の因を究めとめる必要がある。

3.2 笠岡粘土の強度特性

前掲図-5に非排水強度と含水比の関係(Δ, \triangle)を示す。正規圧密・過圧密それぞれ一直線上に分布するが、その傾きは全く異なる。非排水強度は含水比のみでは決定されず、応力履歴の影響を強く受けることが明らかである。正規圧密領域の直線(破線)の傾きは、標準一次元圧密直線の傾きと一致している。図-5中には、破壊時有効応力 $(\sigma'_a + \sigma'_v)_f / 2$ (\blacktriangle, \bullet)についても示されている。やはり正規圧密・過圧密それぞれに直線を成し、正規圧密領域については標準一次元圧密直線の傾きと一致している。過圧密領域については、非排水強度直線よりやや緩やかな傾きを持つ傾向が見られる。

図-6によってせん断抵抗角、粘着切片 ϕ' 、 c' が決定される。高応力の2点がグループより外れるが、正規圧密土では $c' = 0$ と認められているので、図の

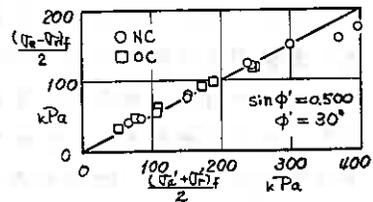


図-6 強度パラメータの決定

ような直線をあてはめ $\phi' = 30^\circ$ が得られる。過圧密土については、わずかに粘着成分が見られる。正規圧密土のうち圧密応力が低く破壊時応力が低い場合には、過圧密土と同様の挙動を示すと言われている。⁵⁾

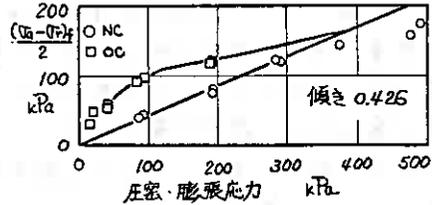


図-7は圧密応力と非排水強度の関係を示す。この場合にも正規圧密土は原点を通る直線関係が認められているので、高応力の2点を除いて直線をあてはめた。圧密強度増加率は0.426である。過圧密土については典型的に、正規圧密時よりやや大きい強度を有し、圧密強度増加率は急変している。

図-7 圧密による強度の増加と膨張による強度の減少

3.3 排水条件と変形速度

せん断中供試体が自由に体積変化を生じ、過剰間隙水圧が残留しないことが排水状態である。このためにはピュレットのバルブを開けるだけではなく、試料の透水性に適合した変形速度以下の変形速度を与えなければならぬ。最適変形速度について土質試験法⁶⁾では、圧密時間の10倍以上の破壊時間を目安とするよう勧めている。本研究では、24時間で圧密は終ること、正規圧密土でありひずみ硬化型の応力～ひずみ曲線であることから15%を破壊と考えると1.04%/分が得られ、準備した4種の変形速度のうち最緩速よりやや大きい値である。次いで2つの方法によって検討してみる。

(1) BishopとHenkelによる方法¹⁾ せん断中に過剰間隙水圧が完全に消散している時の強度を $(\sigma_1 - \sigma_3)_d$ 、完全に非排水時 $(\sigma_1 - \sigma_3)_u$ 、ある圧密度 \bar{U}_f だけ消散している時 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ とすると(1)式の関係があるとした。破壊時圧密度 \bar{U}_f は(2)式で与えられ、 \bar{U}_f は排水条件によって決定され、半径方向のみの時には32.0である。但し高さと同径との比が2の場合であり、本試験のように約2.35倍の時には44.2と思われる。hは供試体高さの半分、 C_v は圧密係数、 t_f は破壊時間である。 C_v は等方圧密中の排水量と時間の平方根より100%圧密に相当する時間 t_{100} (分) を求め(3)式により決定される。一例として図-4では $0.0886 \text{ cm}^2/\text{分}$ が得られた。この時の試料の状態は過圧密であるから、圧密終了後せん断中の C_v 値としては不適当である。圧密完了時の有効応力200 kPa、せん断破壊時の含水比より求めた等価圧密応力は200～330 kPaである。この範囲では、 C_v はほぼ一定で $0.0153 \text{ cm}^2/\text{分}$ である。

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = (\sigma_1 - \sigma_3)_u + \bar{U}_f \{ (\sigma_1 - \sigma_3)_d - (\sigma_1 - \sigma_3)_u \} \quad \dots(1)$$

$$\bar{U}_f = 1 - h^2 / (2 \cdot C_v \cdot t_f) \quad \dots(2)$$

$$t_{100} = \pi R^2 / (16 C_v) \quad \dots(3)$$

Dゾリーズについて(2)式による \bar{U}_f を計算してみると高速側より順に-2.0、0.7、0.97、1.0となる。 $10^{-3} \text{ mm}/\text{分}$ では排水条件が十分満たされていること、 $10^{-2} \text{ mm}/\text{分}$ でも認定することができよう。 $10^0 \text{ mm}/\text{分}$ では負値となるが、(2)式において $\bar{U}_f = 0$ (完全非排水)となる t_f が45.3分であり、それより早い時間では $\bar{U}_f = 0$ と同義である。

$$dE_a/dT = \dot{\epsilon}_a \cdot R^2 / (5 \cdot C_v) \quad \dots(4)$$

$$\dot{\epsilon}_a = \dot{\sigma}_a / H_3 \quad \text{0.4の速度 (1/分)}$$

$$\dot{\sigma}_a \quad \text{変形速度 (mm/分)}$$

$$H_3 \quad \text{せん断開始時の供試体高さ (mm)}$$

$$R \quad \text{皿上半径 (cm)}$$

$$C_v \quad \text{圧密係数 (cm}^2/\text{分)}$$

$$\dot{\sigma} \quad \text{ドレーンバーの効率}$$

(2) 関口の方法⁷⁾ 排水試験時のひずみ速度の高低によって、排水、部分排水、非排水状態となるが、その境界は(4)式で与えられる無次元ひずみ速度 dEa/dT がそれぞれ 0.04、8 であること、ドレーン用フィルター紙は短荷通りには働かず効率を考慮し、圧密係数を C_v と低減させねばならないと述べている。また切欠のある場合 0.20、切欠が無く全面の場合 0.46 であることを実験により決定している。本研究に使用しているドレーンペーパーと同質との保証はないが、この値(切欠なし) 0.46 を用いることとする。

(4) 式に平均的諸値 $R=2.357\text{cm}$ 、 $H_3=11.304\text{cm}$ 、 $C_v=0.0153\text{cm}^2/\text{分}$ を代入すると、排水条件は $5.73 \times 10^{-3}\text{mm}/\text{分}$ 以下、非排水条件は $1.15\text{mm}/\text{分}$ 以上において満たされることとなる。この結果より $10^{-3}\text{mm}/\text{分}$ は排水状態となるが、 $10^{-2}\text{mm}/\text{分}$ はやや早く過剰間隙水圧が残ることになり、実験結果と一致する。 $10^0\text{mm}/\text{分}$ は非排水状態にはごくわずかに遅いということになる。

以上のように、両方法は本研究の成果を説明すること、細部については関口の方法がよく合うことが明らかである。

3.4 排水試験における含水比と応力の関係

圧密終了時点の含水比 W_c は実験されないため、終了時質量と含水比、せん断中の排水量より算出して図-8(●)に示す。標準一次元圧密試験(実線)よりやや上方に分布する傾向があり、Kグループの場合と一致している。終了時含水比と強度 $(\sigma_a - \sigma_r)/2$ は直線を成す。この傾きは図中の破線で示す非排水強度の場合のそれと一致するが、1%程上方に位置することになり、同一含水比では、非排水の方がやや低い。

前述のように、高速での排水せん断は実質的には非排水せん断である。それにも拘わらず、強度の関係がすべて排水試験の領域にあり、非排水試験結果に一致しないのは何故であろうか。図-9はせん断経路図である。 $(\sigma_a - \sigma_r)/2$ に着目すると、ある含水比にはいろいろな応力時があり得る。ひずみ15%以内における $(\sigma_a - \sigma_r)$ の最大をもって破壊とすると、それらの点は条件毎に1つの直線を形づくってしまう。もしも15%を越えてせん断を行えば、どこかの点に収束しそうな気配である。非排水試験では徐々に $(\sigma_a - \sigma_r)/2$ は増加する方向にあるので、排水試験結果に近づくよう右へ進むと推測される。

破壊時応力は図-8(X)のように、圧密応力より少し下方に直線的に分布することが確認された。

破壊時応力は図-8(X)のように、圧密応力より少し下方に直線的に分布することが確認された。

3.5 等価圧密応力による整理

Laddによる正規化手法は試験結果の整理のみならず、数値の予測法にとってもきわめて

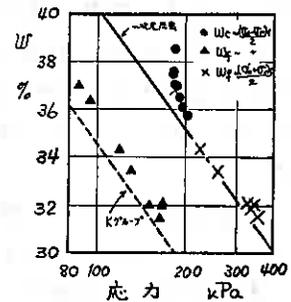


図-8 排水試験における含水比と応力の関係

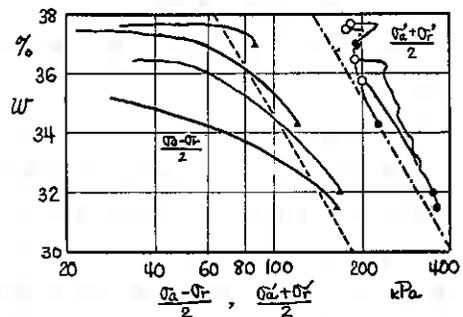


図-9 排水試験のせん断経路

有益である。⁹⁾ 圧密応力・膨張応力によって正規化すると、偏差応力とひずみの関係は、過圧密比 λ をパラメータとして決定される。本試験では、 $\lambda=23$ 、ひずみ5% 以降について帯域が広く不適合であるが、その他には適用できることが図-10に見られる。

排水試験の場合には、圧密がせん断に伴って進行するから、圧密応力は時々刻々変化するようになる。そこで任意の時点における含水比を算出し、含水比～圧密応力(標準一次元圧密試験結果を採用)の関係より求めた応力を等価圧密応力 σ_e' とする。この等価圧密応力によって偏差応力を正規化すると、広範囲に伸びている関係曲線を狭い帯域にまとめることができる(図-11)。ひずみが12%以降では0.90～1.10ではあるが、それより小さいひずみ範囲では、 10^{-3} mm/分という排水条件が十分満たされる場合が他の3速よりずっと下回った緩やかな曲線となる。これのみでは断ぎはできないが、完全排水と完全非排水では、途中の曲率に違いがあるかもしれない。

過圧密土に同じ手法を適用してみると、過圧密比の大なる程下位に分布する二つになり狭く表示されること、 $\lambda=1\sim4$ までは大差のないことが認められた。

等価圧密応力とせん断強さの関係を図-12に示す。圧密非排水Kグループの場合と比して、20 kPa だけ上位にあり、全く同じ傾きを与えることができる。

等価圧密応力を使用すると、試験の種類に拘わらず統一的に解析することの可能性がみられる。

3.6 変形速度の影響

正規圧密土の非排水せん断、排水せん断における4種の変形速度 $\dot{\epsilon}_a$ 10^0 、 10^{-1} 、 10^{-2} 、 10^{-3} mm/分におけるせん断挙動の違いについて考察してみる。

まず非排水についてみる。せん断強さは、 $\dot{\epsilon}_a=10^{-3}$ mm/分の時がやや大きく(85~97 kPa)現われている以外はほぼ同じく80 kPaである(図-13)。 $I_p=175$ という高塑性土の場合については、概ね高速の方が強度大であった。⁹⁾ 一般にせん断速度が大となるに従い強度は大きくなり、その変化度は塑性指数の大なる土程大きく、高塑性土で顕

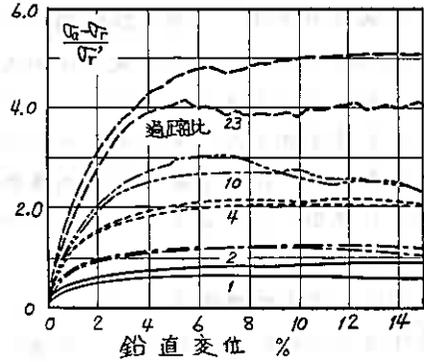


図-10 正規化応力～ひずみ曲線

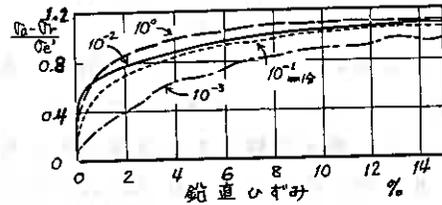


図-11 等価圧密応力による正規化曲線

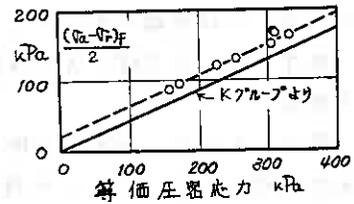


図-12 等価圧密応力と排水時強度との関係

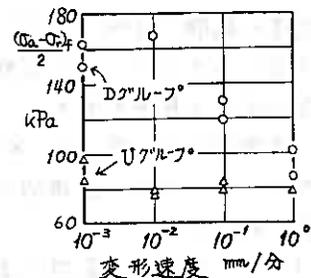


図-13 せん断強さへの影響

著と言われている。¹⁰⁾ 依塑性土でしかも、この速度範囲では速度の影響なしも有り得よう。

間隙水圧については図-14のように、高速時には発生がやや遅れ、低速になるに従って小さいひずみにも拘わらず大きな間隙水圧が測定されている。しかし更に遅くなると、むしろ低い間隙水圧となっている。本研究では下端面に間隙水圧は測定されている。中央付近のせん断は理想的に行われ、変形が進むにつれて間隙水圧は減少(正のダイレイタンスによる)し、間隙水の移動時間が確保され、下端面の間隙水圧が低下するとの解釈も可能性がある。しかし、せん断後の含水比の分布によれば、そのような傾向は見られるが、その差は1%以下の値の論議であり、それだけの精度を有するか疑問であるし、せん断前の圧密期間が1日と短く伏試体内のせん断前含水比が均一でないかもしれない。更に研究を深めねば判断できない点である。

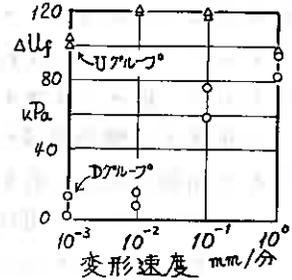


図-14 間隙水圧への影響

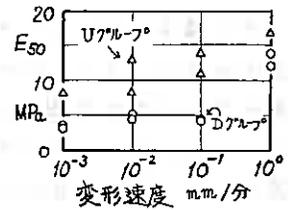


図-15 変形係数への影響

変形係数 E_{50} は変形速度と共に増大する(図-15)。せん断強さは不変で変形係数が増すことは、試料の剛性が強まることを意味する。

正規偏差応力(圧密応力 σ_{rc} による)～ひずみ曲線の形状については、双曲線がよく適合する。¹¹⁾ Kグループの場合、1例のひずみ12%以降を除き、良好な一致をみた。Uグループについては、すべて適合するとの結果を得た。 $(\sigma_a - \sigma_r) / \sigma_{rc} = \epsilon_a / (a + b \cdot \epsilon_a)$ とする時、係数 b はほとんど変わらないが、係数 a は変形速度 $\dot{\epsilon}_a$ の影響をやや受け、高速せん断では曲線の立上りが少し急となり、曲がりがきつくなる。

次いで排水についてみよう。せん断強さは図-13に示されるように、明瞭に遅いほど大きくなる。しかし 10^{-2} mm/分 で最大となった後 10^{-3} mm/分 では、それ以上には大きくはならない。このことは、 10^{-2} mm/分 という変形速度は、過剰間隙水圧が十分に消散する速度であり、10 kPa の誤差を許すならば、両速度での強度は一致するという事である。 10^0 mm/分 では非排水時のそれよりも $6 \sim 20$ kPa 大きい、わずかに排水が行われ、せん断面付近の間隙水圧が低下しているためである。

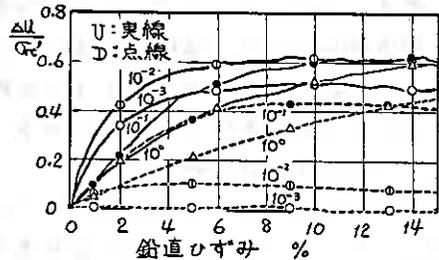


図-16 過剰間隙水圧の発生と消散の状況

過剰間隙水圧の消散の程度と経過を図-14と16に示す。 10^0 mm/分時は下端まで中央部間隙水圧の上昇が速やかに伝達されない。 10^{-2} mm/分時は、消散の時間があるので、間隙水圧はあまり累積しない。 10^{-3} mm/分の場合、発生した分がすべて消散してしまい、排水条件が満足されている。

間隙水圧は土粒子骨格に深く関連しており、一方室内試験の試料土の骨格構造の

再現性はどの程度であるか疑問を持つ向きもあろう。しかし、表-2 圧密度の推測 Uグループの試料を含め、すべりの項目において相似の試料とみなして、排水と非排水両試験における間隙水圧を比較してみる。非排水試験時間隙水圧曲線と横軸向の面積と排水試験時のその面積との差を前者の面積で除した値を、平均圧密度 \bar{U}_t とおくことができる。関口の方法における無次元ひずみ速度 E_a の対数について、 0.04 を 100% 、 8 を 0% とみなすよう $\bar{U}_T =$

$\dot{\epsilon}_a$ mm/分	\bar{U}_t	\bar{U}_f	\bar{U}_T
10^0	0.34	(0.0)	0.02
10^{-1}	0.25	0.73	0.47
10^{-2}	0.83	0.97	0.90
10^{-3}	0.98	1.00	1.00

$(\log 8 - \log E_a) / (\log 8 - \log 0.04)$ を定義する。Bishop法による場合には(2)式の \bar{U}_f を求めてみた。表-2 に示すように、おおまかな傾向としては、過剰間隙水圧が消散されてゆく様子を窺うことができる。細かくみると、高速の場合の \bar{U}_t の値は常識的な数値ではなく、もっと小さい値が考えられる。Uグループの高速は再現性が悪く、間隙水圧~ひずみ曲線が一致する試験データは2回得られなかった。他のケースについては、同一のデータが得られることが確かめられている。表-2中、 \bar{U}_t は間隙水圧に、 \bar{U}_f は偏差応力に、 \bar{U}_T は圧密速度に着目しており、 10^{-3} 、 10^{-2} mm/分では三種の値は良く一致し、 10^{-1} では \bar{U}_f が異なり、 10^0 では前述のように \bar{U}_t が異なっている。

変形係数 E_{50} は図-15に見られるように、 10^0 mm/分時が2.5倍である以外はほとんど同じである。高速による剛性の増加と、排水が不十分であることによる抵抗の減少が釣り合っており、 E_{50} が変化しないのであろう。 10^0 mm/分では前者の効果が大きく、後者の効果はもう限界に到達したと推測される。

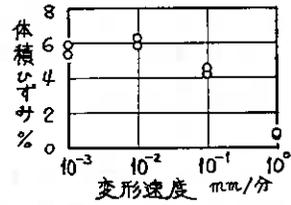


図-17 体積ひずみ率の影響

破壊時体積ひずみ E_{vf} を図-17に示す。 10^0 mm/分ではほとんど計測されず、低速になるに従い増大する。 10^{-2} mm/分では排水条件がかなり満足されているため、更に10分の1の速度である 10^{-3} mm/分ではもはや明瞭な増加はみられない。

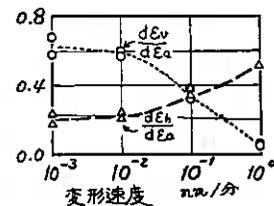


図-18 ひずみ発生率への影響

鉛直軸ひずみ E_a と体積ひずみ E_v 、水平軸ひずみ E_h との関係は、それぞれ緩やかに変化する曲線で示されるが、中には15%まで直線を形づくる例もある。曲線を成す場合にも E_a が6%以内では直線とみられる。この勾配を求めてみると図-18のとうりである。 $10^0 \sim 10^{-2}$ mm/分間で直線的に変化すること、 10^{-2} と 10^{-3} mm/分では有意な差は存しないことが明らかである。 E_h と E_a との傾きはポアソン比に相当し、

10^0 mm/分では0.5であり、粘性土の非排水せん断時には、ポアソン比が0.5であることが分る。

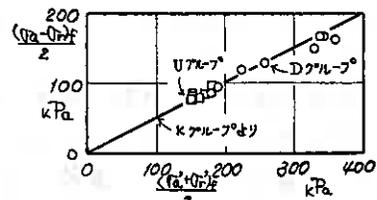


図-19は強度パラメータを決定するものであり、CIUのKグループの場合の関係を実線にて示してある。この直線が適合することから、変形速度が変わっても、排水条件が変わっても、圧密非排水試験によって求められる有効応力強度パラメ

図-19 強度パラメータへの影響

-ター c' 、 ϕ' を共通に利用できると言えよう。

4 まとめ

圧密非排水、圧密排水両せん断試験を、低塑性再圧密粘土を対象に実施して、次に掲げる結論・知見を得た。

(1) 三軸等方圧密、標準一次元圧密における含水比～圧密応力（常用対数）の関係は、それぞれ直線を形成するが、前者の方がやや上位に位置すると共に、その傾きは前者の方がやや緩やかである。この後者の傾きは、含水比～非排水強度（常用対数）の関係、及び含水比～破壊時有効応力 $(\sigma'_z + \sigma'_r)_f / 2$ （常用対数）の関係の傾きに一致する。

(2) 非排水強度パラメーターは、有効応力表示の場合、 $c' = 0$ 、 $\phi' = 30^\circ$ が得られた。この土の場合、過圧密による粘着成分は、ほとんどみられない。排水条件でも、この c' 、 ϕ' が適用できる。変形速度の変化は、 $10^\circ \sim 10^3$ mm/分の範囲について、 c' 、 ϕ' に影響を与えない。

(3) 圧密による非排水強度増加率は、0.426である。排水せん断の場合には、圧密応力の代りに等価圧密応力を採用すると、全く同一の関係が成立し、傾きも一致する。

(4) 排水、部分排水、非排水となる変形速度の判定法について、Bishopらの方法、関口の方法を検討した。両者は共に、本実験結果を説明できるが、後者の方が細部についても良く判別できるようである。

(5) 排水条件下での含水比～強度（常用対数）直線は、非排水条件下のそれより1%上方に位置する。いずれも、大変形までの測定結果を集積するならば、単一の直線ないしは単一の点を形づくるように推測される。

(6) 正規化に際しては、等価圧密応力を採用すると、排水、非排水両試験を統一的に取り扱うことができる。

(7) 変形速度が強度へ与える影響は小さい。低塑性土であるためと思われる。 10° mm/分は、底面にて間隙水圧を測定するには不適切な速度である。 10^3 mm/分は排水条件を満たしている。高速になると変形係数は大きくなり、剛性が大きである挙動を示すようになる。正規化偏差応力と鉛直軸ひずみとの関係は、双曲線によって代表させることができる。双曲線パラメーター α は一定で、 α は高速になるほど小さくなる。

(8) 排水条件下で、同一含水比の試料の場合、変形速度の違いは試料の骨格構造に変化をもたらす、強度、間隙水圧、体積変化、水平ひずみ、変形係数が異なる。ポアソン比は、非排水条件では0.5、排水条件では0.2である。

明らかにすべき疑問点が多々残っているので、測定方法に工夫を加えながら引き続き研究を進めてゆきたい。

本研究報告に使用した実験データは、本校学生宮口寛、矢野明爾君が卒業研究として著者らの指導の下に実施したものである。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) Bishop and Henkel [1962] *The measurement of soil properties in the triaxial test*. Edward Arnold pp.124~127, 175~177, 204~206
- 2) 土田孝, 佐藤正春, 小林正樹 [Mech 1983] 乱さない海成粘土の正規圧密状態におけるせん断特性について. 港研資料 No.444 pp.3~27
- 3) 日下誠治 [Feb 1980] ひずみ速度が飽和粘土のせん断特性におよぼす影響
1979年度 函館高専土木工学科 卒業研究論文
- 4) 高橋耕平, 橋本直哉 [Feb 1975] 応力系・応力履歴の飽和粘性土のせん断特性におよぼす影響
1974年度 北大工学部土木工学科 卒業論文
- 5) Ladd and Lambe [1963] *The strength of "undisturbed" clay determined from undrained tests*. ASTM STP NO.361 pp.342~371
- 6) 土質工学会 [Dec 1979] 土質試験法 第6編 第4章 三軸圧縮試験 pp.525
- 7) 関口秀雄 [Dec 1980] 土質工学におけるレオロジー 4. 飽和粘土の流動と破壊
土と基礎 Vol. 28 No.12 pp.80~81
- 8) Ladd and Foott [Jul 1974] *New design procedure for stability of soft clays*. ASCE Vol.100 NO. GT7 pp.763~786
- 9) 佐野信房 [Feb 1980] 粘性土における間隙水圧におよぼす変形速度効果
技術報告集 第20号 pp.85
- 10) 足立紀尚 [Aug 1981] 土の力学Ⅲ 第1章 土の静的変形・強度特性. pp.113~114 技報堂
- 11) 佐野信房 [Feb 1983] 圧密度が高塑性粘土のせん断特性へ与える影響
技術報告集 第23号 pp.117~119

⑱ 伸張状態における K_0 過圧密粘土の強度特性

北大工学部 北 郷 繁
 三田地 利之
 ○小野 丘

1. まえがき

従来筆者らは、飽和粘性土地盤の長期安定問題に S_u 法 ($\phi_u = 0$ 法)を用いることを目的として、非排水強度 S_u と鉛直有効土かぶり圧 σ_v' との比 (S_u/σ_v')と、過圧密比 (OCR)との関係を、等方正規圧密非排水圧縮試験から得られる (S_u/σ_v')と有効せん断抵抗角 ϕ' のみから推定する方法を提案してきた。¹⁾しかしながらこの手法で計算される S_u は、側方ひずみを許さない条件 (K_0 条件)で圧密・膨張をうけた試料の非排水圧縮強度のみを対象としていたものであり、実際、例えばひとつのすべり面を想定しても、その破壊形態はすべり面に沿って一様ではなく、破壊が伸張状態 (側方応力が鉛直応力より大きい状態)で起る場合は容易に考えられる。そこで、本報告は従来の推定手法の延長として、 K_0 過圧密状態での非排水伸張強度の推定法について検討したものである。

2. K_0 過圧密粘土の非排水伸張強度

側方ひずみを許さない K_0 条件で過圧密状態にある試料の非排水伸張強度を推定するに当り、基本式として次式を用いる。

$$(S_u/\sigma_v')_{K_0OE} = (S_u/\sigma_v')_{K_0NE} \times (OCR)^\Lambda \quad (1)$$

ここに、 K_0OE (K_0NE)は K_0 過圧密 (正規圧密)伸張条件を表し、 Λ は定数である。また、 σ_v' は圧密 (膨張)時の鉛直応力とする。(1)式は従来から述べてきたように、 $e \sim \ln p$ 平面上での圧縮・膨張線の直線性と、限界状態での条件が満足されれば成立する関係であり、正規圧密試料の (S_u/σ_v')と定数 Λ を得れば、過圧密状態での (S_u/σ_v')が任意のOCRについて得られる。

2-1 Λ

(1)式における Λ は、 $S_u/\sigma_v' \sim OCR$ 関係の両対数紙上での傾きであるが、もしこの Λ が K_0 過圧密非排水圧縮条件における傾きと同じであるとすると

Λ は次式となる。

$$\Lambda = -\ln \left(\frac{2}{M} \right) \times (S_u/\sigma_v')_{INC} \quad (2)$$

$$M = 6 \sin \phi'_{INC} / (3 - \sin \phi'_{INC})$$

ここに、 INC は等方正規圧密圧縮条件を表す。

2-2 $(S_u/\sigma_v')_{K_0NE}$

(1)式の右辺における $(S_u/\sigma_v')_{K_0NE}$ の値を求めするために以下の仮定を設ける。

- ① 等方正規圧密試料の非排水圧縮および非排水伸張による $p-q$ 面上の応力経路 ($p = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$, $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$, $q/p = \eta$)は p 軸に関して対称形をなし、同じ応力比 $\eta (= M)$ で限界状態に達する。(図1)

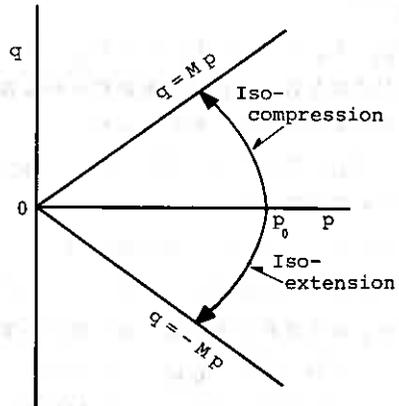


図1 仮定①:等方正規圧密試料における
 応力経路の対称性

② K_0 正規圧密試料の非排水伸張時の応力経路は、偏差応力 $q < 0$ の領域で等方正規圧密試料の非排水伸張応力経路と相似形をなす。(図2)

③ K_0 正規圧密非排水伸張せん断中に偏差応力 $q = 0$ となるとき、つまり応力経路が p 軸と交わる点での p を p_q とすると、 $e \sim \ln p_q$ の傾きは $e \sim \ln p_0$ (p_0 は平均有効主応力表示の圧密圧力) の傾きと等しい。(図3)

仮定①の応力経路の対称性については本実験の他に Parryら³⁾によっても認められており妥当であろうと思われる。また、限界状態での応力比は一般に伸張側の方が小さい傾向を示すようであるが、伸張強度を推定する上でのパラメータを増加させない意味で、両者を等置する。仮定②に関しては、これも後述する本実験結果や、Parryら(前掲)による実験からも観察され著しく実験結果に反するとは言えないであろう。またこの場合も等方試料と K_0 試料の限界状態での応力比は一般に異なるとすべきであろうが、現段階ではそれを無視する。仮定③については、今回の実験で確かめられる。

上記3つの仮定から次のようにして $(S_u / \sigma_v')_{K_0 NE}$ を推定する。つまり、せん断中にその応力経路が $p = p_q$ を通過する K_0 正規圧密試料のもつ非排水伸張強度 S_u は $p = p_q$ で等方的に正規圧密された試料の示す非排水伸張強度と等しいとする。これを図で示すと図4となる。正規圧密試料の S_u / p は一定としてよいため、図より、

$$S_{u0} / p_0 = S_{uq} / p_q \quad (3)$$

従って、

$$S_{uq} / p_0 = S_{u0} / p_0 \times (p_q / p_0) \quad (4)$$

(4)式の左辺は K_0 正規圧密試料の伸張強度の変化率を表す。また、仮定①より、

$$(S_{u0} / p_0) = (S_u / p_0)_{INC} \quad (5)$$

さらに仮定③より、

$$\ln(p_q / p_0) = \mu (\text{const.}) \quad (6)$$

$$(4)、(5)、(6) \text{ 式と } p_0 = \sigma_v' \times 3 / (3 + 2\eta_0) \quad (7)$$

(η_0 は圧密終了時の応力比) などの関係から

$$(S_u / \sigma_v')_{K_0 NE} = \frac{3}{(3 + 2\eta_0)} \times (S_u / \sigma_v')_{INC} \times \exp(\mu) \quad (7)$$

ここで、 $\eta_0 = 3(1 - K_0) / (1 + 2K_0)$ 、 $K_0 = 1 - \sin \phi'_{INC}$

(7)式において、 K_0 の値を $1 - \sin \phi'$ で近似するがこの場合の ϕ' は等方正規圧密非排水圧縮試

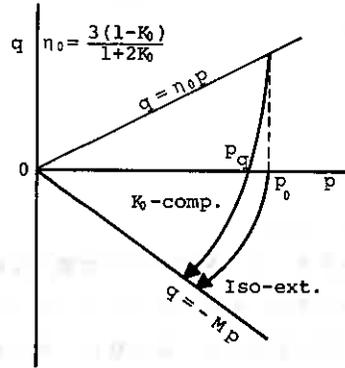


図2 仮定②: 等方試料と K_0 試料の伸張状態における応力経路の相似

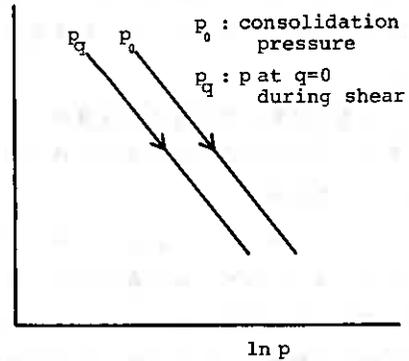


図3 仮定③: $e \sim \ln p_q$ と $e \sim \ln p_0$ の平行性

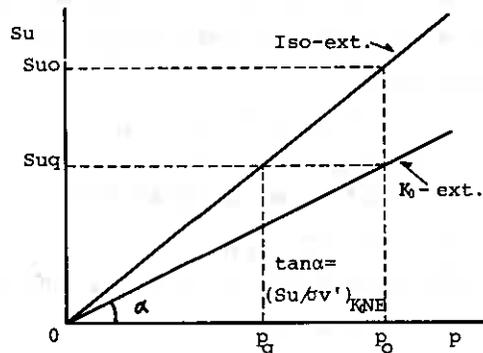


図4 p_q による等方試料と K_0 試料の非排水強度 S_u の結びつけ

験結果を有効応力で整理すれば求められる値で、 $(Su/\sigma'v')_{INC}$ が求まると同時に得られる値である。

以上より、(1)、(2)、(7)式を用いることで過圧密状態にある粘土の非排水伸張強度を、 μ を適当に選ぶことにより、 ϕ' と $(Su/\sigma'v')_{INC}$ より計算できることになる。

3. 試料と実験方法

実験に用いた試料は勇払郡早来町で採取した自然粘土を練り返したもので、泥水状態にして $420\mu m$ のふるいを通し、鉛直圧力約 $80kPa$ で14日間程予備圧密して得られる。また、 $LL=63\%$ 、 $PI=30\%$ 、 $G_s=2.65$ 粘土分($<5\mu m$) $=60\%$ である。供試体寸法は、直径 $50mm$ 、高さ $120mm$ で、周面にろ紙を巻き排水を半径方向に強制した。実施した実験は、等方正規圧密非排水圧縮および伸張試験、 K_0 正規圧密非排水圧縮および伸張試験、 K_0 過圧密非排水圧縮および伸張試験の6種類である。 K_0 圧密は全て自動 K_0 圧密装置⁴⁾を用い、その具体的手法は昨年度まで¹⁾とほとんど同様であるので省略する。また、圧密時から $100kPa$ のバックプレッシャーを用いており、せん断時のひずみ速度 $\dot{\epsilon}=0.04\%/min$ は、圧縮・伸張とも同じである。

4. 実験結果と考察

4-1 仮定の検証

(7)式を導くに当たっての2-2で述べた仮定がどの程度満足されているかを以下に実験的に検証してみる。

図5は図1と対応するものであるが、座標軸は圧密圧力の差異による影響をとり除くため圧密終了時の平均有効主応力 p_0 で正規化してある。等方正規圧密試料の非排水経路は p/p_0 軸に対し圧縮側と伸張側でそれぞれ対称に限界状態へ向っており、仮定①がほとんど成立していると見てよい。また、仮定②の妥当性は、図6に示される。2-2でも述べたように、限界状態での応力比に若干の違いは認められるものの、 $p\sim q$ 面上での両応力経路の相似性はほぼ保持されていると言える。また、限界状態線(CSL)と正規圧密線(NCL)との対応において p_q をプロットしてみたのが図7であり、これは仮定③を説明する。図から、 $e\sim \ln p_q$ 線はややNCLよりに位置しCSL、NCLの両者に平行であることがわかる。このことは、本研究室の過

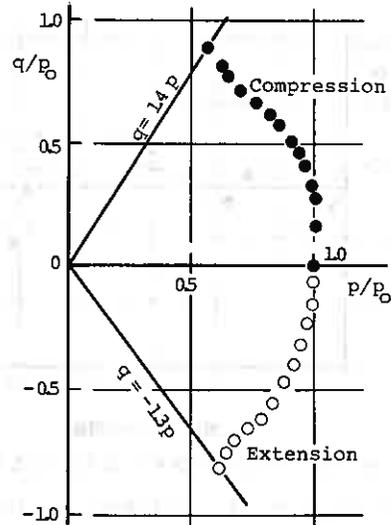


図5 等方正規圧密試料の非排水圧縮および伸張応力経路 (早来粘土)

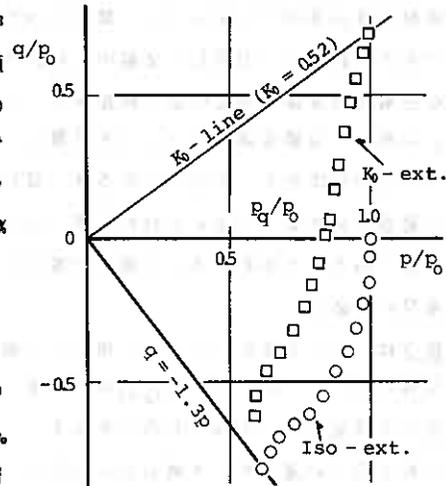


図6 等方および K_0 圧密試料の非排水伸張応力経路 (早来粘土)

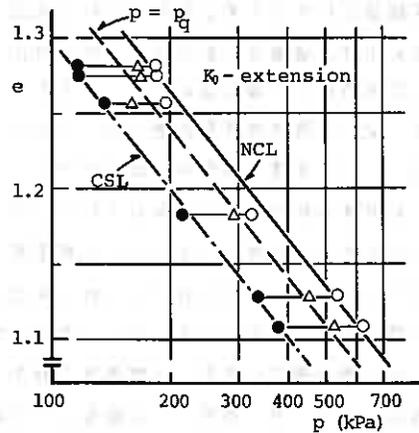


図7 $e\sim \ln p_q$ と正規圧密線、限界状態線との位置関係

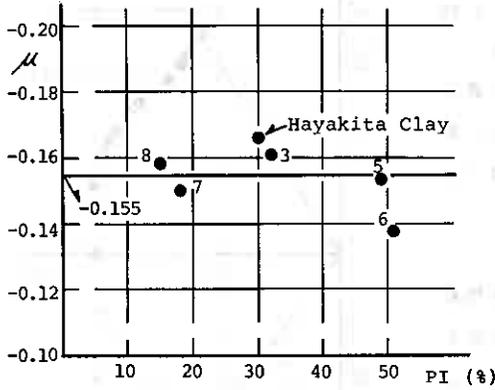


図8 PIと μ の関係

去のデータ⁵⁾からもうかがわれる。すなわち、
 $\ln(p_q / p_0) = \mu (\text{const.})$ (6) (前掲)
 が成立しているわけである。この(6)式の μ の値を本実験試料以外のデータについて調べてみたのが図8である。図8は、引用した文献中に報告されている K_0 正規圧密非排水伸張の応力経路から(6)式の p_q に相当する値を読みとり、 μ を計算してその試料のPIとの相関をとったものであるが、試料のPIが広い範囲に分布しているにも拘わらず、 μ の値はほぼ一定であることがわかる。(図中の番号は参考文献番号に対応)

図9は、(7)式を用いて先に引用した文献中の粘土試料について $(Su/\sigma'v')_{K_0NE}$ の計算推定値と実験値を較べてみたものであって、Su 20%程度のくい違いを示す例もあるものの全般的によい一致度を示している。推定値と実験値とに差を生ずる場合の主たる原因は先に上げた破壊時(限界状態)の応力比 M に関する仮定の満足度によるものである。

4-2 非排水強度変化率 $(Su/\sigma'v')$

図10、11は非排水強度 Su の鉛直圧密圧力 $\sigma'v'$ に対する変化の割合を表している。圧密時の応力条件が異なっても正規圧密

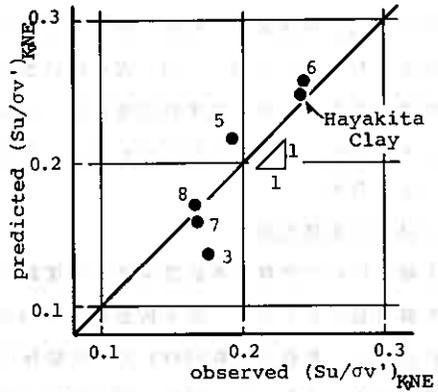


図9 $(Su/\sigma'v')_{K_0NE}$ の予測値と実験値

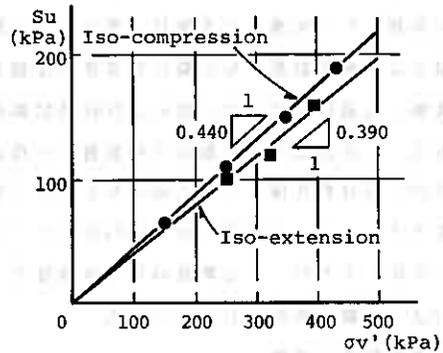


図10 等方圧密(過圧密)試料の非排水強度と鉛直圧密圧力(早来粘土)

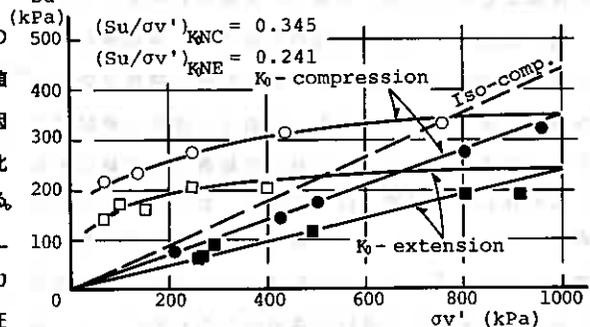


図11 K_0 圧密(過圧密)試料の非排水強度と鉛直圧密圧力(早来粘土)

試料の $(Su/\sigma'v')$ はそれぞれ圧縮・伸張とも一定値をとり、等方圧密試料の圧縮の場合が最も大きな値を示すことがわかる。また、等方圧密・ K_0 圧密にかかわらず伸張強度は圧縮強度より小さく、特に K_0 -伸張強度は等方-圧縮強度の約半分と著しく小さい。これは、金属のような結晶試料にみられるパウシinger効果¹⁰⁾に類似した現象がこの場合に生じているものと推論される。つまり、 K_0 圧密は供試体に偏差応力が加えられると見ればせん断過程と同様であり、その場合圧密圧力の増

大とともに偏差応力は‘載荷’される。 K_0 圧密後供試体は非排水条件で‘除荷’を受け、ある時点で偏差応力が負となり（主応力の回転）、伸張状態において破壊に至る。このように圧密から破壊に至るまで、供試体は結局‘載荷－除荷’過程を経ていることになり、除荷時には弾性的変形から塑性的変形へ移り変わる点が早くなるという現象（つまりパウシンガー効果）が粘性土においても生じて、強度の減少をもたらす原因のひとつになるものと思われる。

一方過圧密状態においては、各試料ともOCRの増大とともに上に凸な緩やかな曲線で S_u の減少がみられる。また、他の場合に比べて K_0 －伸張強度の減少割合は小さいようである。 $S_u \sim \sigma'v'$ の以上の実験結果は、Parryら（前掲）による結果ともほぼ一致するものである。

図12は、 K_0 圧密試料における $S_u / \sigma'v' \sim OCR$ 関係である。図10からも明らかなように、伸張状態での $S_u / \sigma'v'$ は圧縮状態でのそれより全体に小さいことがわかる。また、両対数紙上での直線性は伸張状態においても充分観察されるところである。

以上の考察を踏まえて、伸張状態における $S_u / \sigma'v' \sim OCR$ 関係を(1)、(2)、(7)式を用いて推定したものと実験値を比較したのが図13である。正規圧密状態(OCR=1)においては($S_u / \sigma'v'$)をよく推定できているが、過圧密状態においては推定値が全体に実験値を下まわっている。つまり、(2)式による傾き λ の推定値が実験値と正確には合わないことがわかった。これは、データのばらつきからみて、最も安全側を与える結果となったと考えることもできるが、やはり今までの推定法(傾き λ の計算式)が専ら圧縮強度を対象に導かれたものであって、伸張状態においてもその延長として考える際には注意が必要であることを意味していると解釈すべきであろう。

つまり、傾き λ を表す(2)式を導く上で、Roscoeらの修正Cam-clay理論を基礎とした非排水応力経路に関する仮定を採用しているが、 K_0 圧密粘土の非排水伸張条件に適用する場合この理論は適当ではない¹¹⁾ ことが上記の実験値と推定値の差異を生む原因のひとつとみられる。

5. まとめ

以上の結果を簡単にまとめると次のようになる。

- i) 非排水せん断中の応力経路に関する仮定から、新しいパラメータ μ を用いることで、 K_0 正規圧密後の非排水強度変化率($S_u / \sigma'v'$) $_{K_0 NE}$ の値を ϕ' と($S_u / \sigma'v'$) $_{INC}$ のみから計算することがわかった。
- ii) μ の値は、塑性指数PIによらず一定値($\mu = -0.155$)をとるようである。これは、異方圧密を受けた試料においては圧縮強度と伸張強度の差の割合がPIに依存するという報告^{6)、9)}と

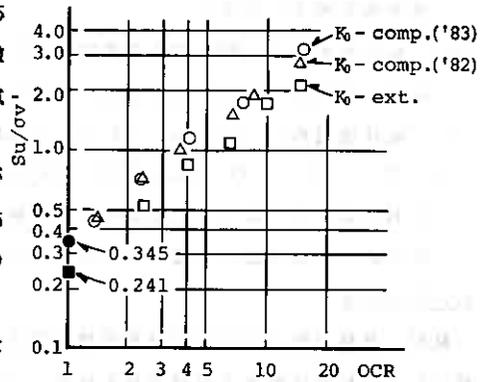


図12 圧縮および伸張状態での K_0 過圧密試料の($S_u / \sigma'v'$) \sim OCR関係

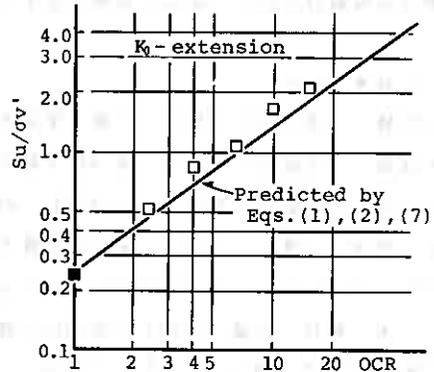


図13 K_0 過圧密伸張強度の推定直線と実測値

対比すると、PIによらないパラメータの使用が強度の推定過程を簡明にするという意味で意義があると考えられる。

iii) K_0 圧密を受けた試料の伸張強度は他の場合に比較して著しく小さいが、これは粘土試料においても金属におけるバウシinger効果に類似した現象が起っているためと推測される。

iv) K_0 圧密試料の $\log(S_u/\sigma_v') \sim OCR$ 関係は伸張状態においても直線関係を示す。

v) (1)、(2)、(7) 式による S_u/σ_v' の予測直線は過圧密状態において実験値を下まわったが、これは従来の方法では圧縮破壊と伸張破壊の両者を統一的に説明することは容易ではなく、修正 Cam-clay 理論には適用限界があることを示している。

6. あとがき

結局、最終目的とした過圧密伸張強度を正確に推定する方法を明確にはできなかった。今後の課題として、 K_0 過圧密粘土の強度推定法を、その応力～ひずみ関係をよく説明する構成式（現在検討中）と体系づけることが必要であると思われる。なお、本報告は本学 4 年目学生荒牧隆一、池田清両君の卒業論文のために行われた実験の一部をとりまとめたものであり、等方圧密-圧縮に関するデータは本学蔵原助手に負うところが大きい。また、実験に関しては本学大学院生中嶋徹君、本学工藤技官の協力を得た。記して謝意を表する。

< 参考文献 >

- 1) 北郷、三田地ら (1983) ; 土質工学会北海道支部技術報告集、第23号、pp.123~ 128.
- 2) 北郷、三田地ら (1983) ; 第18回土質工学研究発表会講演集、pp.433~ 434.
- 3) Parry, R. H. G. & Madarajah, V. (1974) ; Geotechnique, Vol. 24, No. 3, pp. 345~ 357.
- 4) 三田地、北郷ら (1973) ; 第8回土質工学研究発表会講演集、pp.299~ 302.
- 5) Mitachi, T. & Kitago, S. (1979) ; Soils and Foundations, Vol. 19, No. 2, pp. 45 ~ 61.
- 6) 大木、亀井、中瀬 (1983) ; 第18回土質工学研究発表会講演集、pp.413~ 414.
- 7) Vaid, Y. P. & Campanella, R. G. (1974) ; Proc. ASCE, Vol. 100, GT3, pp. 207~ 224.
- 8) Ladd, C. C. (1965) ; Proc. 6th. ICSHFE, Vol. 1, pp. 282~ 286.
- 9) 柴田徹 (1975) ; 第20回土質工学シンポジウム発表論文集、pp.129~ 137.
- 10) 日本金属学会強度委員会編 (1978) ; 「金属材料の強度と破壊」, pp.279~ 282.
- 11) 北郷、三田地ら (1983) ; 土質工学会北海道支部技術報告集、第23号、pp.129~ 136.

19 過圧密領域における粘土の強度特性 (第2報)

北海道大学工学部

北 郷 繁

三田地 利之

○藤原 幸彦

1. まえがき

非排水せん断強度 S_u と鉛直有効応力 σ_v' との比 (S_u/σ_v') は正規圧密粘土については σ_v' の大きさによらず一定値を示すことが知られている。一方、現実の粘土地盤では堆積後現在に至るまでに長期間にわたって複雑な応力履歴およびaging効果を受けているために、既に過圧密状態にある場合も多く、その $(S_u/\sigma_v')_{OC}$ を知っておくことは重要なことである。ところで、筆者らはこれまでに、主として正規圧密粘土地盤の掘削に伴う S_u の減少を知る目的から、過圧密粘土の $(S_u/\sigma_v')_{OC}$ を実施の容易な等方圧密非排水試験から推定する方法を提案して来た。(1),(2),(3) 本報告では原地盤において既に過圧密状態にある粘土の $(S_u/\sigma_v')_{OC}$ を推定するのにこの推定法が適用可能かどうかについて検討しようというものである。実験は全て等方圧密条件下で行われ、過圧密状態としては圧密圧力の除荷膨張によるものと、二次圧密によるいわゆる擬似過圧密状態を想定した。なお、本文の一部は第18回土質工学研究発表会において発表しているが、以後に新たな実験を行ったので、その結果をあわせて報告するものである。

2. 過圧密状態における粘土の $(S_u/\sigma_v')_{OC}$

既に報告したように、等方圧密後、等方膨張を受けた過圧密粘土の $(S_u/\sigma_v')_{OC}$ は圧密および膨張時の $e - \ln P'$ (P' は平均有効主応力)の直線性とRoscoeらの提案するcritical state (4)の条件の2つが満足されるならば理論的には(1)式で表現することが出来る。(5)

$$(S_u/\sigma_v')_{OC} = (S_u/\sigma_v')_{NC} \cdot OCR^\Lambda \quad (1)$$

ここで、サフィックスOC、NCはそれぞれ過圧密、正規圧密を表し、OCRは過去に受けた最大圧密圧力と現在の圧密圧力の比である。また、 Λ は理論的には(2)式による。

$$\Lambda = 1 - \kappa/\lambda \quad (2)$$

ここで、 λ 、 κ はそれぞれ $e - \ln P'$ 図上での等方圧密線(N. C. L.)、等方膨張線(S. L.)の傾きである。しかしながら、従来の研究によれば、(6) (2)式を用いた Λ の推定値と実測値との一致度は必ずしも良くない。そこで、筆者らはRoscoeらの提案するcritical stateの概念から求めた次式の Λ_{M1} が実験値を良く推定することを示した。(5)

$$\Lambda_{M1} = -\ln\{2/M \cdot (S_u/\sigma_v')_{NC}\} / \ln 2 \quad (3)$$

以上の議論は正規圧密後のただ1度の除荷膨張によって過圧密状態に至った粘土に関してのものであった。一方、図-1のC点に示すような原地盤で既に過圧密状態にある粘土は現在までに複雑な応力履歴あるいは二次圧密などのaging効果を受けてその点に至っているものと思われるが、その経路を知ることは実際上は困難であろう。そこで、図-1、図-2、のC点にあるような粘土はN. C. L.上のD点からのただ1度の除荷膨張でC点に至ったものであると仮定し、前記の(1)式でその $(S_u/\sigma_v')_{OC}$ を表すことが可能であるならば工学的に有用であると思われる。ここで、本研究では過圧密比として以下の2通りのものを考える。

図-1、図-2において、(等方圧密条件のときは $\sigma_v' = P'$ である。)

$$OCR(1) = P'_A / P'_C \quad (4)$$

$$OCR(2) = P'_D / P'_C \quad (5)$$

OCR(1)は過去の最大圧密圧力と現在の圧密圧力の比で定義されるものであり、OCR(2)は前述の仮定に基づき以下の手順によって求められる。

N. C. L. の式は

$$e = \Gamma - \lambda \ln P' \quad (6)$$

ここで、 Γ は $P = 1$ のときの e である。

一方、C点(P'_C, e_C)を通るS. L. の式は

$$e = (e_C + \kappa \ln P'_C - \ln P') \quad (7)$$

(6)、(7)式よりD点の P'_D は

$$P'_D = \exp \left((\Gamma - e_C - \kappa \ln P'_C) / (\lambda - \kappa) \right) \quad (8)$$

よって(5)式、および(8)式からOCR(2)が求まる。ここで、問題となるのは κ の決め方であるが今回の実験では後述のようにOCR(1)が1.0程度まではS. L. は $e - \ln P'$ 図上では直線とみなせたので実験値を採用することにした。

以上のように定義されたOCRと(1)式を用いて過圧密領域内にある粘土の $(Su/\sigma'v')_{OC}$ を検討することが本研究の主たる目的である。

3. 試料および実験方法

3-1. 試料

本実験で用いた粘土は勇払郡早来町安平から採取した自然粘土で、試料の物理的諸性質は表-1に示してある。なお、二次圧密係数 C_α は標準圧密試験機による長期圧密試験によって決定されたもので、一次圧密終了後の $e - \log t$ 図上での直線の傾き $\Delta e / \Delta \log t$ で表示されるものである。試料は泥水状態で $420 \mu m$ ふるいを通過させたものを十分養生した後、ソイルミキサーに投入し、約2時間攪拌し、真空で予圧密セルに引き込み十分脱気し、鉛直圧密圧力 $80 kPa$ で14日間予圧密した。三軸試験用の供試体は予圧密終了後の試料から水平方向に切り出したものを直径 $50 mm$ 、高さ $120 mm$ の円柱形に成形したもので、この状態での供試体の含水比は 57% 前後で十分自立し得る強度を持っている。供試体の三軸セルへのセットは水中で行った。供試体周囲にはスリットを入れたる紙を巻き、半径方向に排水させた。また、供試体の上下端面における摩擦を軽減するために、供試体とベDESTALおよびトップキャップとの間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. 実験の種類および方法

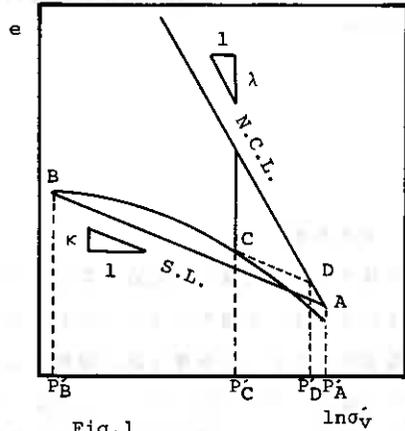


Fig. 1

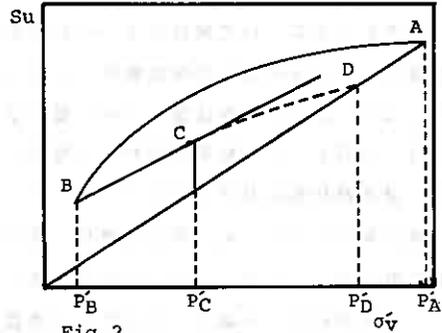


Fig. 2

Table 1.

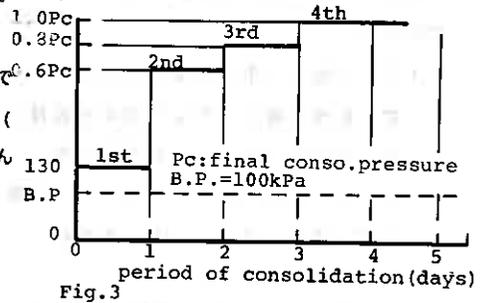
index	quantity
Gs	2.65
LL(%)	63
PI(%)	30
Clay content(%)	60
Activity	0.54
Cc	0.363
Cs	0.075
C α	0.094

本研究における圧密およびせん断試験は全て通常の三軸試験機で行われた。実験の種類は以下の4種類である。(kPa)

(1) CU試験(等方圧密非排水試験)

側圧を図-3に示すように所定の有効圧密圧力まで4段階に分けて載荷し、第4段階で一次圧密終了後(一次圧密終了の判定基準については後述)非排水せん断試験を行う。

有効圧密圧力: 100, 200, 300, 400, 500, 600 (kPa)



(2) CRU試験(等方圧密等方膨張非排水試験)

側圧をCU試験と同様にして有効圧密圧力500kPaまで載荷し24時間圧密した後所定の過圧密比(OCR(1))が得られるように側圧を2段階に分けて除荷し24時間吸水膨張させた後、非排水せん断試験を行う。以後、この供試体を過圧密粘土と呼ぶ。

設定OCR(1): 2.0, 3.0, 4.0, 6.0, 10, 16.5, 40

(3) CRCU試験(等方圧密等方膨張等方再圧密非排水試験)

側圧をCRU試験と同様に所定のOCR(1)になるように載荷、除荷した後、さらにその点から所定のOCR(1)が得られるように側圧を1段階で再載荷し、一次圧密終了後、非排水せん断試験を行う。以後、この供試体を再圧密粘土と呼ぶ。

再圧密開始時のOCR(1)

再圧密終了時のOCR(1)

5	3.5, 1.7, 1.0
10	5.0, 2.5, 1.5, 1.0
40	5.0, 2.5, 1.5, 1.0

(4) SU試験(等方二次圧密非排水試験)

側圧をCU試験と同様にして所定の有効圧密圧力まで載荷して一次圧密終了後、所定の期間二次圧密させた後、非排水せん断試験を行うもの。

有効圧密圧力 (kPa)	二次圧密期間 (週間)
200	2, 4, 8
300	6
350	4
500	4, 6

本研究では二次圧密領域における粘土の強度特性を論じるため、粘土供試体の一次圧密の終了時点を確認しておく必要がある。そこで、本研究では図-4に示すように、側圧の第4段階における間隙水圧(U)の経時変化から、便宜的に側圧載荷後42時間で一次圧密が終了するものとした。なお、全ての試験において圧密開始時より100kPaのバックプレッシャーを載荷し、せん断時は側圧一定、ひずみ速度0.04%/minのひずみ制御による三軸圧縮で、間隙水圧は供試体底部で測定した。また、試験期間を通して室温は20±0.5℃に制御された。

3-3. 二次圧密試験における“もれ”

長期圧密試験あるいは長期にわたるせん断試験等においてはあらゆる“もれ”の可能性を検討しなければならない。“もれ”の原因とその対策は過去の研究に詳しいが、(7),(8),(9) 本研究にお

いては基本的には筆者等が過去において用いたもの⁽⁶⁾と同じ対策を講じた。

すなわち

- (1) 三軸セル中の側液には水と比べて非常に粘性が高く、空気の溶存が困難である100%グリセリン液を用いる。
- (2) 供試体を三軸セルにセットする際には厚手のメンブレンを一枚用い、Oリングを3本使用する。
- (3) 排水ルートおよび間隙水圧測定

ルートの各連結部分にはシールテープ $\Delta V(\text{cc})$ を巻き、その後、接着剤を塗布して固着する。さらに、試験に先立って、あらかじめ十分なもれ検査を実施する。

しかしながら、一連の二次圧密試験において全ての試験装置においてビュレット内の水位が低下する現象が認められた。その様子を図-5に示す。これから、一次圧密終了後2~3日目からおよそ0.

15~0.18cc/dayの割合でビュレ

ット内の水位が低下しているのがわかる。そこで供試体に無関係なビュレット系内(排水ルート)のみのもれ試験を行い、その結果も図-5に示したが、ビュレット系内のもれはほとんど認められなかった。以上のことから、二次圧密中のビュレット内の水位の低下は側液に用いた100%グリセリン液と供試体側面のろ紙に含まれる水との間に働く浸透圧によって、排水ルート(ろ紙からビュレットに至る経路)内の水がメンブレンを通過して三軸セル内のグリセリンの方に向かって浸透することによるものと考えられる。⁽⁹⁾しかし、このことは供試体から水が強制的に“絞り取られる”ものではないと判断されるので、供試体の二次圧密自体には影響しないものと考えた。

4. 実験結果および考察

4-1. 圧密特性

図-6は今回用いた試料の有効圧密(膨張)圧力と含水比の関係を示したものである。この図のN. C. L.の傾きから $\lambda=0.13$ が得られる。また、S. L.はOCR(1)が10程度までは直線とみなすことが出来、この傾きから $\kappa=0.039$ が得られた。CRU試験における再圧密線R. C. L.はCRU試験におけるS. L.と比べるとやや曲線形を示している。SU試験による含水比の低下量は0.2~1.0%程度であるが、必ずしも圧密期間が長期にわたるものの含水比が低くなるという傾向は認められなかった。今回のSU試験では装置の都合により供試体の二次圧密中の沈下量 ΔH は測定していないので断定は出来ないものの、含水比の低下量からみる限りにおいては、早来粘土の等方圧密条件下での含水比の低下は2週間程度の圧密期間で終了しているようである。このように、等方圧密条件下での二次圧密による含水比の低下がある期間で終了す

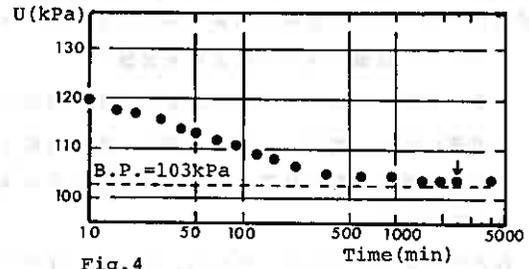


Fig.4

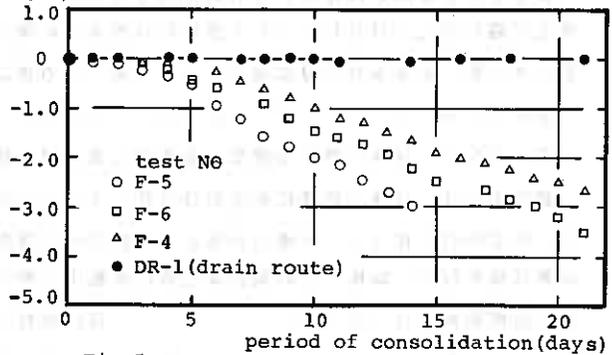


Fig.5

る現象は以前に筆者等によっても示唆されている(10)。このことから、早来粘土では等方圧密条件下では2週間程度までが二次圧密による間隙の減少期間であり、それ以降はセメンテーション等のaging効果を受ける期間と思われる。

4-2. せん断時の応力経路

等価圧密圧力 P_e で正規化した各試験の代表的な例を図-7に示した。これより正規圧密、過圧密、再圧密、二次圧密された粘土にかかわらず非排水せん断終期におけるcritical stateの条件は満足されているものと判断される。すなわちこの結果と上記の圧密特性より(1)式を導入するにあたっての2つの条件はほぼ満足されていると考えられる。

4-3. 鉛直有効圧密圧力 $\sigma'v'$ と S_u の関係

図-8は $\sigma'v'$ と S_u の関係を示したものである。これより正規圧密粘土に関しては原点を通る直線上にあって $(S_u/\sigma'v')_{NC} = 0.400$ である。また、過圧密粘土では一本の曲線上にあることが認められ、再圧密粘土に関しては膨張終了時の $\sigma'v'$ の大小によってその後の再圧密による S_u と $\sigma'v'$ の関係はやや異なってくるようである。また、CRU試験における過圧密粘土とCRCU試験における再圧密粘土は応力履歴上は同一の先行圧密圧力(500 kPa)を持つものであるが、この図から同一の $\sigma'v'$ に対する S_u は $\sigma'v' \leq 500$ kPa の場合は過圧密粘土の方がやや大きくなっているのがわかる。このことからOCR(1)が同一な粘土であっても、その S_u は過去に受けた応力履歴によってやや異なってくるのがわかる。一方、二次圧密による S_u の増加はそれほど大きくはないが明確に認められ、Bjerrumら(11)、Shenら(12)の報告と一致した結果が得られた。

4-4. 過圧密粘土の $(S_u/\sigma'v')_{OC}$ と OCR(1) の関係

図-9はCRU試験における過圧密粘土の $(S_u/\sigma'v')_{OC}$ と OCR(1) の関係を両対数紙上で示したものであり、傾き $\Lambda_e = 0.699$ 、切片 $(S_u/\sigma'v')_{NC} = 0.400$ の直線関係にあることがわかる。なお、図中には前述した $\Lambda_{#1}$ 、および、original Cam-clay theoryから導かれる Λ_0 (5)を用いて(1)式より計算される2本の推定直線が記入されている。 $\Lambda_{#1}$ によるもの推

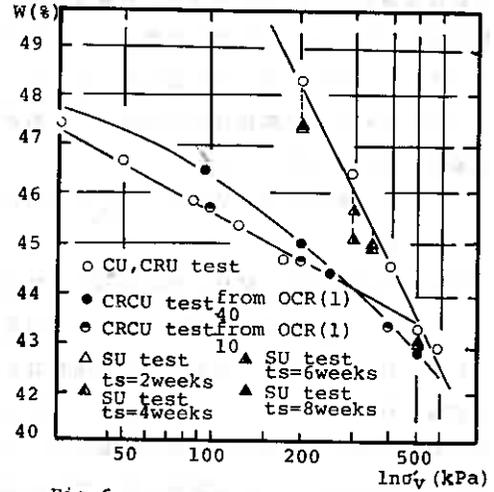


Fig.6

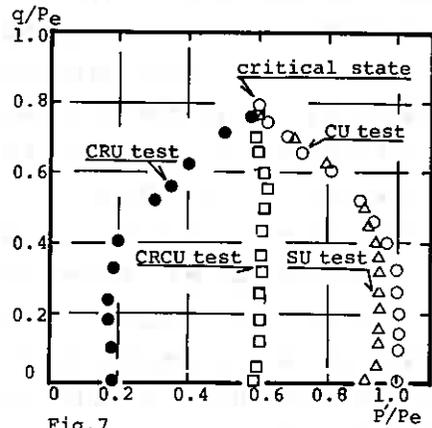


Fig.7

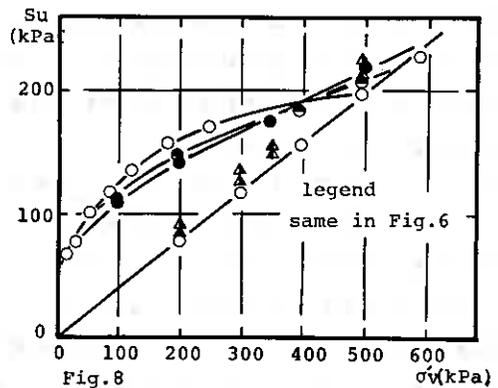


Fig.8

定精度が優れていることが今回の試験でも確認された(5)。なお、CRU試験においてはOCR(1) = OCR(2)であるため、OCR(2)と $(Su/\sigma'v)_{OC}$ の関係はOCR(1)で処理した場合と同じになる。

4-5. 再圧密粘土の $(Su/\sigma'v)_{OC}$ とOCRの関係

図-10はCRUCU試験における再圧密粘土の $(Su/\sigma'v)_{OC}$ とOCR(1)の関係を両対数紙上に示したものである。なお、図中の実線はCRU試験より得られた $(Su/\sigma'v)_{OC} \sim OCR(1)$ の実験式である。これより、再圧密粘土の $(Su/\sigma'v)_{OC}$ とOCR(1)の関係も近似的には両対ぬ紙上では直線関係にあり、かつ過圧密粘土の場合と全く同様な手法で $(Su/\sigma'v)_{OC}$ を推定し得ることがわかる。このことから、原地盤において除荷膨張によって既に過圧密状態にある粘土の圧密によるSuの増加も、その先行圧密圧力を知ることが出来ればOCR(1)が確定し、(1)式によって推定出来ることになる。図-11はOCR(1) = 40からの再圧密した再圧密粘土について(1)式とOCR(1)およびOCR(2)から求めた $(Su/\sigma'v)_{OC}$ の推定値と実測値の関係をみたものである。OCR(2)を用いると(1)式による推定精度はさらに良くなることわかる。このことから、過圧密領域内にある粘土はN.C.L.からただ一度の除荷膨張によってその点にいたったものとみなす仮定は再圧密粘土の場合は十分成立しているとみなせる。

4-6. 二次圧密粘土の $(Su/\sigma'v)_{SC}$ の推定

SU試験における二次圧密粘土を過圧密粘土とみなす場合に適用されるOCRはOCR(2)で今回のSU試験におけるOCR(2)の値はCU試験の結果より求めたN.C.L.の回帰直線を(6)式として用いて(8)式と(5)式より計算したものである。今回の実験ではOCR(2)はおおよそ1.0~1.25の範囲にあり、これは軽く過圧密された粘土に相当するものである。図-12は二次圧密粘土の $(Su/\sigma'v)_{SC}$ の実測値と推定値を比較したものである。ここで $(Su/\sigma'v)_{SC}$ の推定値は(1)式にOCR(2)、 $(Su/\sigma'v)_{OC} = 0.400$ 、一連のCRU試験から得られた $\lambda_e = 0.699$ を代入して求めら

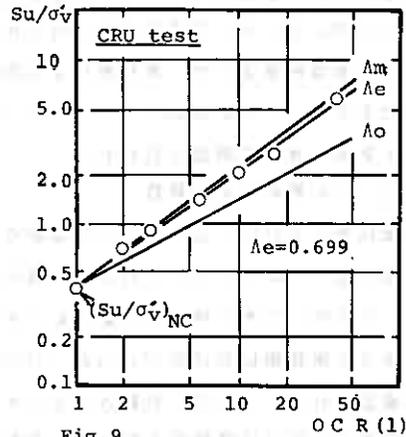


Fig.9

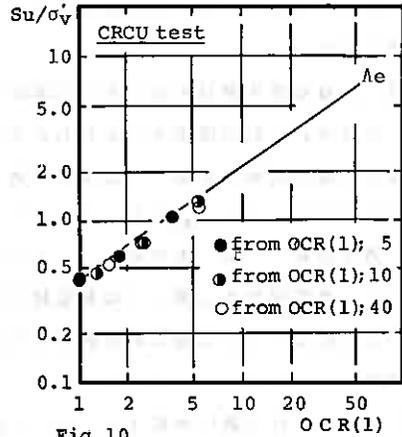


Fig.10

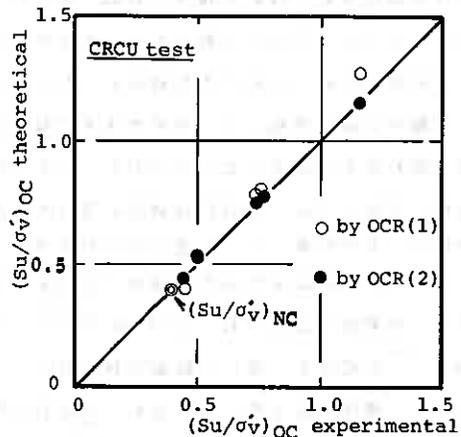


Fig.11

は軽く過圧密された粘土に相当するものである。図-12は二次圧密粘土の $(Su/\sigma'v)_{SC}$ の実測値と推定値を比較したものである。ここで $(Su/\sigma'v)_{SC}$ の推定値は(1)式にOCR(2)、 $(Su/\sigma'v)_{OC} = 0.400$ 、一連のCRU試験から得られた $\lambda_e = 0.699$ を代入して求めら

れたものである。これを見ると、ばらつきはかなり認められるが、全体的には推定式は二次圧密による (Su/σ_v') の増加傾向をほぼ説明しているように思われる。このことを物性の異なる粘土で確かめるために、当研究室において過去に行われた大願粘土（物理的諸性質は表-2に示した）のSU試験の結果を早来粘土の場合と同様に整理し、実測値と推定値を比較してみたのが図-13である。これを見ると、大願粘土に関しても早来粘土の場合と同様に推定式は二次圧密による (Su/σ_v') の増加傾向をおおよそ表現していると判断しても良いように思われる。ここで、早来粘土、大願粘土ともに実測値のばらつきがやや大きいのは今回の解析においてOCR(2)を算出するのにあたってN.C.L.をCU試験の結果より求めた回帰直線としたために、SU試験における二次圧密粘土の正確なOCR(2)が用いられていないためではないかと思われる。以上のことより、今後はさらに精度の高い実験を行いデータを蓄積してゆく必要性は認められるものの、(1)式による推定法は等方二次圧密による粘土の (Su/σ_v') の増加傾向を推定出来るとして良いであろうなお、異方圧密条件下ではあるが、このことは安原ら⁽¹³⁾の改良型一面せん断試験機を用いてなされた試験結果においても認められている。

5. まとめ

過圧密領域内にある粘土の (Su/σ_v') の推定法を検討して以下のような結論を得た。

- (1) 等方圧密条件下で除荷膨張を受けた粘土の (Su/σ_v') は(1)式を(3)式と組み合わせると精度良く推定することが出来る。
- (2) 等方圧密条件下で除荷膨張によって過圧密状態に至った粘土のその後の圧密による (Su/σ_v') の変化は(1)式を用いれば実用上は十分な精度で推定することが出来る。
- (3) 間隙比によって標準化された過圧密比OCR(2)を定義すると、過圧密領域内にある粘土の (Su/σ_v') は過圧密粘土、再圧密粘土、二次圧密粘土の別によらず(1)式で推定出来る。

6. あとがき

以上のことは等方圧密条件下における非排水圧縮強度に関して得られたものでり、過圧密領域での除荷膨張、再圧密のサイクル数および二次圧密時間などは自然地盤のそれとは比較にならない程

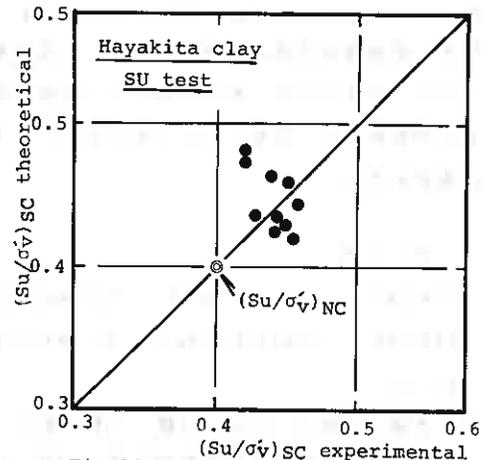


Fig.12

Table 2.

Gs	LL(%)	PI(%)	Activity(%)	Cc	Cs
2.66	86	49	0.83	0.544	0.195

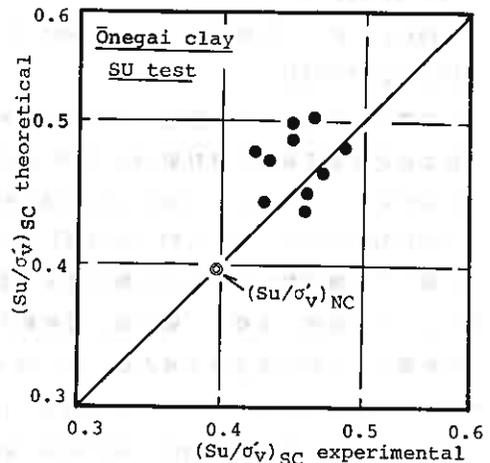


Fig.13

度のものであるが、現実の粘土の (S_u/σ_v') を評価する上での指針を与えるものである。なお、現在、原地盤の圧密応力条件を近似した長期異方圧密非排水試験を行っているので次の機会に報告したいと考えている。本文は本学57年度卒業生物沢信敏・斎藤隆宏両君の卒業論文のために行われた実験結果の一部をとりまとめたもので、実験に際しては本学工藤豊技官の協力を得た。記して謝意を表する。

<参考文献>

- 1) Hitachi, T. and Kitago, S.; "Change in undrained shear strength characteristics of saturated remolded clay due to swelling", Soils and Foundations, Vol. 16, No. 1, 1976, pp. 45-58
- 2) 北郷・三田地・武田・近藤; "飽和粘土の強度特性におよぼす応力系・応力履歴の影響", 土質工学会北海道支部技術報告資料第18号, 1978, pp. 31-38
- 3) 北郷・三田地・北村・対馬; "平面ヒズミ状態における過圧密粘土の強度特性(第2報)", 第13回土質工学研究発表会講演集, 1978, pp. 333-336
- 4) Roscoe, K.H. and Burland, J.B.; "On the generalized stress-strain behaviour of wet clay", Engineering plasticity, 1968, pp. 535-609
- 5) 北郷・三田地・小野; "過圧密粘土の非排水強度特性", 第17回土質工学研究発表会講演集, 1982, pp. 365-368
- 6) Hayne, P.W.; "Cam-clay predictions of undrained strength" Proc. ASCE, Vol. 106, No. GT11 1980, pp. 1219-1242
- 7) 北郷・三田地・山口・宮辺; "二次圧密を受けた粘性土のせん断特性について", 土質工学会北海道支部技術報告資料第19号, 1979, pp. 65-74
- 8) Berre, T.; "Triaxial testing at The Norwegian Geotechnical Institute", Geotechnical Testing Journal, Vol. 5, No. 1/2, 1982, pp. 3-17
- 9) 岡; "三軸試験におけるゴム膜の透水・透気性", 土と基礎, Vol. 31, No. 7, 1983, pp. 67-68
- 10) 山口・三田地・北郷; "繰り返し飽和粘土の非排水応力-ひずみ-強度挙動に及ぼす二次圧密の影響", 土質工学会論文報告集, Vol. 21, No. 3, 1981, pp. 123-131
- 11) Bjerrum, L. and Lo, K.Y.; "Effect of aging on the shear strength properties of a normally consolidated clays", Geotechnique, Vol. 13, No. 2, 1963, pp. 147-157
- 12) Shen, C.K., Arunandan, K. and Smith, W.S.; "Secondary consolidation and strength of a clay", Proc., ASCE, Vol. 99, No. SH1, 1973, pp. 95-110
- 13) Yasuhara, K. and Ue, S.; "Increase in undrained shear strength due to secondary compression", Soils and Foundations, Vol. 23, No. 3, 1983, pp. 50-64

北大工学部 北 郷 繁
北大工学部 三田地 利之
北大大学院 ○芳 岡 良一

1 まえがき

筆者らはこれまで、 K_0 圧密後の粘土について各種応力経路でせん断試験を行い、変形特性、塑性ポテンシャルの応力経路依存性、ひずみの重ね合せについて検討してきた。その結果、応力経路の違いがせん断特性におよぼす影響のほか、異方圧密履歴の影響が問題となった。そこで、本報告においては、新たに受働領域 ($q < 0$) への K_0 圧密 ($\varepsilon_a = 0$) と応力比一定 ($\eta = 0.345$) の異方圧密 ($c\eta$ 圧密) を行った後、平均有効主応力一定、応力比一定、応力増分比一定の経路に拾って排水せん断試験を行って、正規圧密粘土のダイレイタンスー特性におよぼす異方圧密履歴の影響およびひずみの重ね合せについて昨年までの結果と比較検討しつつ考察を加えた。

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。

$$p = (\sigma'_a + 2\sigma'_r) / 3 \dots \dots (1a), q = (\sigma'_a - \sigma'_r) \dots \dots (1b), \eta = q / p \dots \dots (1c)$$

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、次のようである。

$$v = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r \dots \dots (2a) \quad \varepsilon = \varepsilon_a - v / 3 = 2(\varepsilon_a - \varepsilon_r) \dots \dots (2b)$$

$$\varepsilon_a = \ln(H_0 / H) \dots \dots (3a) \quad v = \ln(V_0 / V) \dots \dots (3b)$$

$\varepsilon_a, \varepsilon_r$: 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 : 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 実験条件および実験方法

3-1 実験条件 (図-1 参照)

実験は図-1 に示すように $p = 280$ kPa まで K_0 圧密 (経路 \overline{OA}) および $c\eta$ 圧密 (経路 \overline{OB}) した試料に平均有効主応力一定圧縮、伸張試験 (K_0 CP, CP, K_0 CPE, CPE テスト) の 4 種類と K_0 圧密した試料の応力比一定試験 (K_0 C η テスト), 応力増分比一定試験 (K_0 CI R テスト) の 2 種類、あわせて 6 種類の応力制御排水せん断試験を行った。

1) K_0 CP, CP テスト

p を圧密終了時の値 ($p = 280$ kPa) に保ったまま q を増大させる。(経路 \overline{OAC} および $\overline{OB\bar{C}}$)

2) K_0 CP, CPE テスト

p を圧密終了時の値 ($p = 280$ kPa) に保ったまま q を減少させる。(経路 \overline{OAC} および $\overline{OB\bar{C}}$)

3) KoaC η テスト

η を Koa 圧密時の値 (η = -0.536) に保ったまま p を増大させ、q を減少させる。(経路 \overline{OAE})

4) KoaC IR テスト

Koa 圧密終了時から応力増分比 (δp / δq) が一定値 (-1.5) になるよう p を増大させ、q を減少させる。(経路 \overline{OAF})

KoaC P および CP テストの η の最大値は $M_c = 1.35$ より小さい η = 1.175 とし、KoaC PE および CPE テストの η の最小値は $M_e = -1.1$ より大きい η = -0.946 までとした。なお、 M_c, M_e はそれぞれ Koa 圧密後の非排水圧縮、伸張試験から得られた破壊時の応力比である。KoaC IR テストでは各応力点が KoaC η テストの D と一致するように、また、KoaC PE テストについては各応力点の η が KoaC IR テストの η と一致するように応力点を定めた。

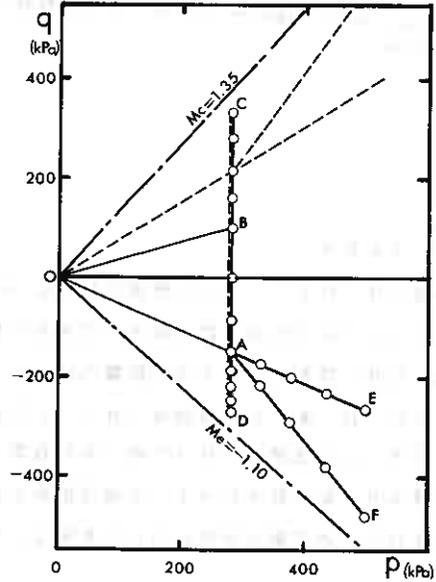


図 - 1

図-1の破線で示される応力経路は昨年度までに行われた K_0 圧密 ($e_r = 0$) 後の各種応力経路である。(以下この圧密を K_{or} 圧密とする。)

3-2 試料の物理的性質および供試体のセット方法

本実験に用いた試料は、勇払郡早来町安平から採取した自然粘性土で物理的性質は $L_L = 63\%$, $I_P = 30\%$, $G_s = 2.65$ 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土を十分攪拌した後真空で予圧密セルに導き 80 kPa の鉛直応力で約2週間予圧密した。

予圧密後の粘土から水平方向に切り出した直径 50mm , 高さ 120mm の供試体に、スリットを付けた厚さ 0.2mm のドレーンペーパーを巻き、水中で厚さ 0.2mm のメンブレンを被せ三輪セルにセットした。供試体端面には摩擦の影響を軽減させるため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。間隙水圧は下端中心部で測定した。吸排水は供試体の半径方向になされ、ドレーンペーパーに集った水をベDESTALを通して体積変化装置に導き自動計測を行った。

試験中の軸力は三輪セル内にセットしたロードセルにより、軸変位量はひずみゲージ式変位変換器で、側圧と間隙水圧はひずみゲージ式圧力変換器で測定した。また、軸力制御にはペロフラムシリンダーを、側圧の制御にはエアレギュレーターを用いた。なお、Koa 圧密には軸方向の変位を拘束するためにピストンロッドにストッパーを取り付けた。

3-3 実験方法

Koa 圧密 ; セット後の供試体を $\sigma'_p = 30\text{ kPa}$ で等方圧密した後、ピストンロッドをストッパーで固定し、軸方向の変位を拘束した状態で6日間段階的に $\sigma'_p = 320\text{ kPa}$ まで側圧を上げながら Koa 圧密を行った。その後、圧密最終点すなわちせん断原点 ($\sigma'_p = 330\text{ kPa}$, $\eta = -0.536$) が全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し、その応力を一定に保ったまま12時間圧密した。なお、予備試験により $K_{oa} = 0.545$ であったことから $\eta = -0.536$ とした。

Cカ圧密：セット後の供試体を $\sigma'_r = 30$ kPaで等方圧密した後、応力制御で $\eta = 0.354$ に保ったまま6日間段階的に $\sigma'_r = 247$ kPaまで制圧をあげて圧密を行った。

せん断：圧密終了後、所定の応力点（図-1参照）まで段階的に載荷を行ったが載荷時間間隔は12時間とした。所定の応力点に達した後、変形の可逆成分を知る目的で載荷と同じ経路で12時間毎に除荷を行った。なお、試験中は供試体に常時100 kPaのバックプレッシャーをかけた。また、試験中の室温は $20 \pm 0.5^\circ\text{C}$ に制御されていた。

4 実験結果と考察

本報告では、まずKoa圧密後の各種応力経路下でのせん断特性を把握し、昨年度までのKor圧密後の場合と比較検討を行い、続いて異方圧密履歴を考慮した新しい応力～ひずみ式を提案し、各種異方圧密履歴を受けた後の平均有効主応力一定のせん断試験時の応力～ひずみ挙動の予測を試みるものである。

4-1 体積ひずみ～応力比

図-2はKoaCPおよびKoaCPEテスト、図-3はKoaCIRテストの体積ひずみ V と応力比 η の関係を示したものである。平均有効主応力一定の試験（図-2）については圧縮、伸張ともに載荷と同時に排水傾向を示し、除荷時に可逆成分が見られない。つまり、ダイレイタンスには可逆成分は無いと考えられる。これに対してKoaCIRテスト（図-3）においては可逆成分が顕著に見られる。この試験では応力比 η と平均有効主応力 p の両方が変化するから可逆成分はこの p の変化によるものと考えられる。

図-4はKoa圧密およびKor圧密後の平均有効主応力一定圧縮、伸張試験による体積ひずみと応力比の関係を示している。この図からKoa圧密後とKor圧密後のダイレイタンスは $\eta = 0.12$ の軸に対して軸対称な関係が見うけられる。

図-5は応力比 η の変化量の絶対値 $|\Delta\eta|$ と体積ひずみ V の関係を示しており、KoaCPとKorCPE

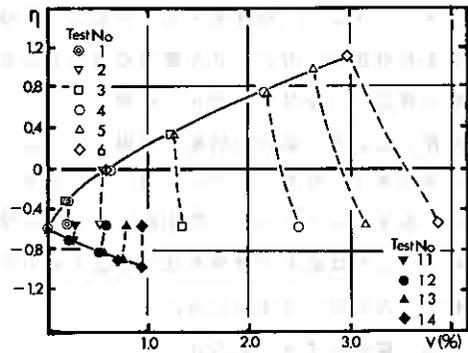


図-2

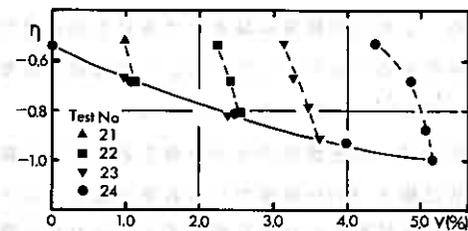


図-3

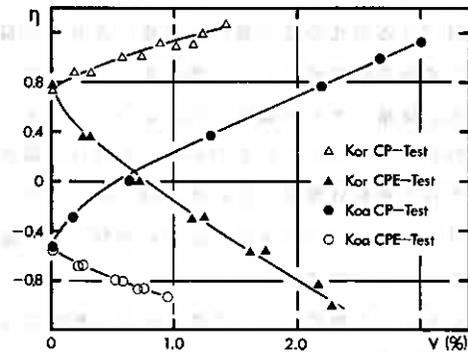


図-4

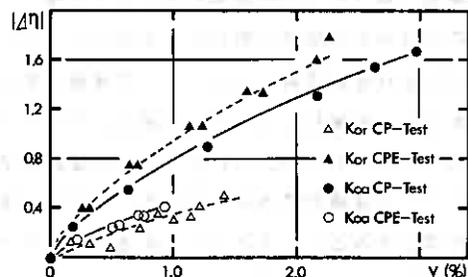


図-5

および $KoaCPE$ と $KorCP$ がそれぞれ類似したダイレイタンス特性を示している。これはそれぞれの試験においてせん断時の載荷方法は圧縮と伸張で正反対であるが、圧密およびせん断過程で起こる主応力の回転が相似であることによると考えられる。しかし、同一の $|\Delta\sigma|$ に対するダイレイタンス発生量には違いが見られる。これは応力の載荷方法や中間主応力の影響によるものと考えられる。

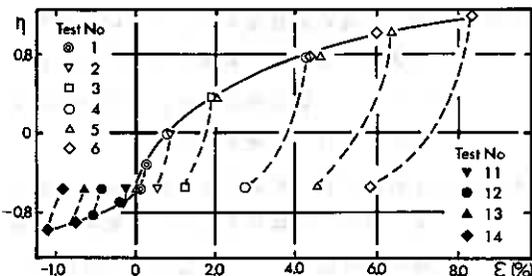


図 - 6

4-2 偏差ひずみ～応力比

図-6, 7 は $KoaCP$, $KoaCPE$, $KoaCIR$ テストの偏差ひずみ ϵ と応力比 η の関係を示している。これらの結果は偏差ひずみにも可逆成分が存在することを示している。この傾向は昨年度の報告³⁾と一致するものである。

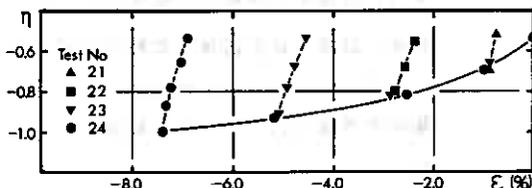


図 - 7

図-8は Koa 圧密後の平均有効主応力一定圧縮、伸張試験と Kor 圧密後の平均有効主応力一定圧縮、伸張試験における偏差ひずみと応力比の関係を示しており、これらは互いに点 $(0, 0.12)$ に対して対称な関係がうかがえる。

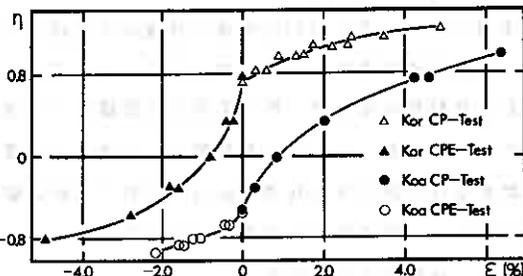


図 - 8

図-9は応力比の変化量の絶対値 $|\Delta\sigma|$ と偏差ひずみの絶対値 $|\epsilon|$ の関係を示したものである。体積ひずみの場合と同様に $KorCP$ と $KoaCPE$, $KorCPE$ と $KoaCP$ における偏差ひずみの挙動は類似しているが同一の $|\Delta\sigma|$ に対する $|\epsilon|$ の大きさには違いが見られ圧縮試験のほうが伸張試験より大きくなっている。これも応力の載荷方法、中間主応力によるものと考えられる。

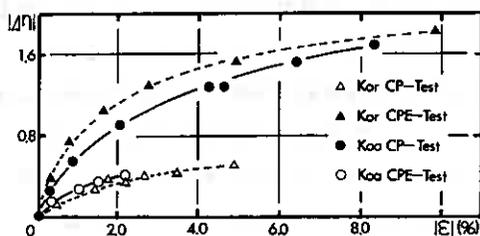


図 - 9

4-3 ひずみの重ね合せ

筆者らは既に $q > 0$ の領域においては体積ひずみの D 成分と σ 成分の重ね合せが成立することを示してきた。²⁾ $q < 0$ つまり受働領域においてもこの体積ひずみの重ね合せが成立するかどうかを検討してみたのが図-10であって、この図によれば、 $KoaCIR$ テストと $KoaCPE$ テストの体積ひずみ v の和が $KoaCIR$ テストの体積ひずみ v にほぼ等しくなり、体積ひずみの重ねあわせが成立するとしてよさそうである。ところで、図示してはいないがせん断ひずみ ϵ に関してはこれまでの報告と同様、ひずみの重ね合せは成立していない。

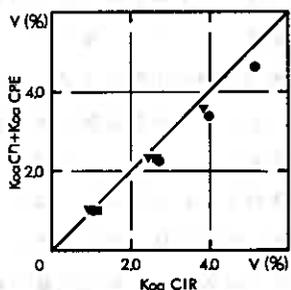


図 - 10

4-4 異方圧密履歴を受けた粘性土のダイレイタンスー

異方圧密履歴を受けた粘土に対して図-11に示すようなせん断方向が圧密時と反転する方向に平均有効主応力一定で排水せん断を行うとき、従来のModified Cam Clay理論⁴⁾では、降伏曲面は塑性変形と共に等方的に拡大すると仮定しているため図-11のABCが異方圧密後の降伏曲面となる。従って、応力状態がBCに到達するまでは土要素は降伏せず塑性体積ひずみ v^p は生じ得ないはずである。しかし、前報と同様本報告においても載荷直後から v^p が発生しており(図-2参照)、Cam Clay理論の等方硬化則は異方圧密履歴を受けた粘土に関しては成立しないと考えられる。そこで、このようなせん断方向が反転する場合のダイレイタンスー挙動を表わすために、Modified Cam Clay理論に移動硬化の概念⁵⁾⁶⁾を導入し図-11の破線のような新しい降伏曲面を考えて応力～ひずみ式を導くことにする。この際、本報告においては非関連流れ則の立場に立ち、降伏曲面は塑性ひずみ増分ベクトルに必ずしも直交しないと考えた。このような非直交性に関してはHong & Mitchell⁷⁾らによっても報告されている。

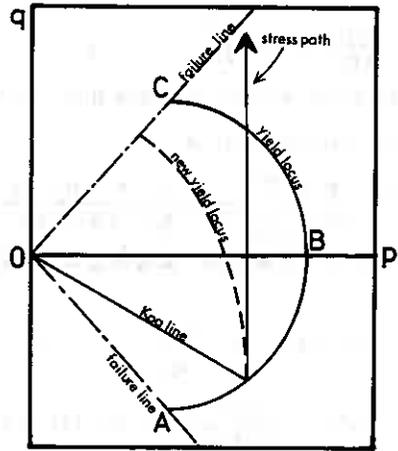


図-11

い降伏曲面を考えて応力～ひずみ式を導くことにする。この際、本報告においては非関連流れ則の立場に立ち、降伏曲面は塑性ひずみ増分ベクトルに必ずしも直交しないと考えた。このような非直交性に関してはHong & Mitchell⁷⁾らによっても報告されている。

4-5 新しい応力～塑性ひずみ増分式

Modified Cam Clay理論の仮定の一部に修正を加え、次のような新しい応力～塑性ひずみ増分式を導いた。

塑性ひずみ増分比は次式で表わされると仮定する。

$$\frac{d\varepsilon^p}{dv^p} = \frac{a \cdot (\eta - \eta_0)}{(M - \eta_0)^2 - (\eta - \eta_0)^2} \quad \text{----- (1)}$$

M: 破壊時の応力比 η_0 : 圧密時の応力比

a: 圧密経路、せん断経路の影響を表すパラメータ

次に非直交性を表すパラメータA⁸⁾を導入することによって直交条件を次式のように修正する。

$$\frac{d\varepsilon^p}{dv^p} = -\frac{1}{A} \left(\frac{dp}{dq} \right) \quad \text{----- (2)}$$

ここで非直交性パラメータAは $\eta = \eta_0$ でA=1、 $\eta = M$ でA=0となるように次のように変化するものと仮定する。

$$A = \frac{1}{1 - \eta_0 (d\varepsilon^p / dv^p)} \quad \text{----- (3)} \quad \left(\begin{array}{l} \eta = 0 \text{ すなわち等方圧密の場合は } A = 1 \text{ と} \\ \text{なると常に直交条件が成立する。} \end{array} \right)$$

(1), (3)から

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

(2)に(1), (4)を代入して

$$\frac{dq}{dp} = \frac{a \eta_0 \cdot (\eta - \eta_0) - (M - \eta_0)^2 + (\eta - \eta_0)^2}{a \cdot (\eta - \eta_0)} = \eta_0 - \frac{(M - \eta_0)^2 - (\eta - \eta_0)^2}{a \cdot (\eta - \eta_0)} \quad \text{----- (5)}$$

$q = \eta p$ より $dq = \eta dp + p d\eta$

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

(6) に (5) を代入して初期条件 $\eta = \eta_0$ のとき $p = p_0$ で積分すると yield locus は

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

λ, κ を圧縮指数, 膨張指数の自然対数表示とすると

$$de^p = -(\lambda - \kappa) \frac{dp_0}{p_0} \quad \text{----- (8)}$$

$$dv^p = -\frac{de^p}{(1+e)} \quad \text{から (7), (8) より}$$

$$dv^p = \frac{(\lambda - \kappa)}{(1+e)} \left\{ \frac{dp}{p} + \frac{a \cdot (\eta - \eta_0) d\eta}{(M - \eta_0)^2 + (a-1)(\eta - \eta_0)^2} \right\} \quad \text{----- (9)}$$

(9), (1) より

$$de^p = \frac{(\lambda - \kappa)}{(1+e)} \cdot \frac{a \cdot (\eta - \eta_0)}{(M - \eta_0)^2 + (a-1)(\eta - \eta_0)^2} \left\{ \frac{dp}{p} + \frac{a \cdot (\eta - \eta_0) d\eta}{(M - \eta_0)^2 + (a-1)(\eta - \eta_0)^2} \right\} \quad \text{----- (10)}$$

(9), (10) が新しい応力～塑性ひずみ増分式である。

図-12 は (7) 式に後述のパラメータ M, p_0, η_0, a 値を入れて計算した Koa, Kor 圧密後の yield locus で、 $\eta = \eta_0$ のとき $A = 1$ で塑性ひずみ増分ベクトルに直交しているが $\eta = M$ のときは $A = 0$ で yield locus は塑性ひずみ増分ベクトルと $90^\circ \pm \tan^{-1}(-\eta_0)$ の角度を持つ。

4-6 実測値と計算値

図-13 ~ 18 は Kor 圧密, c η 圧密および Koa 圧密後、平均有効主応力一定圧縮, 伸張試験を行ってえられた実測値と (9) (10) 式を使って計算した予測値とを示している。計算に必要なパラメータは $M, \lambda, \kappa, \eta_0$, および圧密終了時の間隙比 e であって、 M は Koa 圧密後の非排水圧縮, 伸張試験からえられた $M_c = 1.35, M_e = -1.10$ を用いた。また、等方圧密, 膨張試験から $\lambda = 0.13, \kappa = 0.039$ を得た。 η_0 および e は異方圧密終了時の値、すなわち、 Kor 圧密では $\eta_0 = 0.765, e = 1.215$, c η 圧密では $\eta_0 = 0.354, e = 1.23$, Koa 圧密では $\eta_0 = -0.536, e = 1.23$ を用いた。さらにパラメータ a の値は実測の応力～ひずみ曲線に最もよく合うような値を決定したところ表-1 のようになり、 Kor 圧密後の圧縮, 伸張では同一の a の値となったが、 c η 圧密および Koa 圧密後の圧縮, 伸張で a の値は大きく異なる結果を得た。また、異方圧密 η_0 が小さくなるほど圧縮と伸張での a の値の違いが大きくなると言える。

実測値と計算値を比較してみると、3種類の異方圧密履歴を受けた粘土に対してそれぞれ塑性体積ひずみ, 塑性偏差ひずみ両方について定性的に満足する結果が得られ、特にせん断中に主応力の回転を伴うような応力経路の場合の応力～塑性ひずみ関係が良く表わされている。

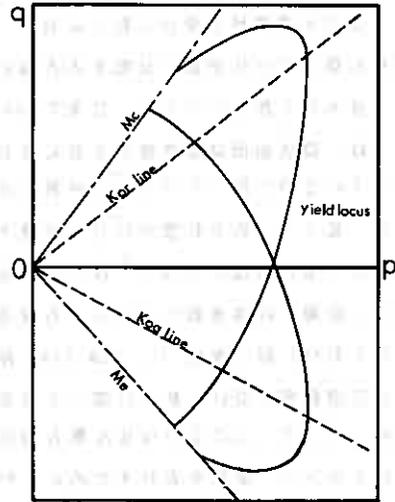


図-12

	Kor 圧密	c η 圧密	Koa 圧密
圧縮	$a = 1.8$	$a = 2.6$	$a = 3.3$
伸張	$a = 1.8$	$a = 1.8$	$a = 1.0$

表-1

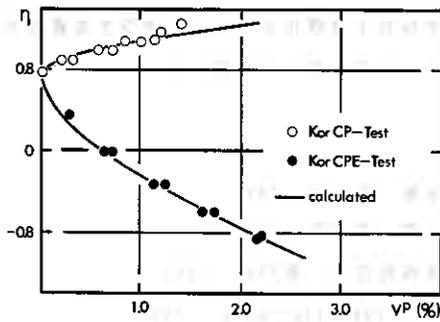


図 - 13

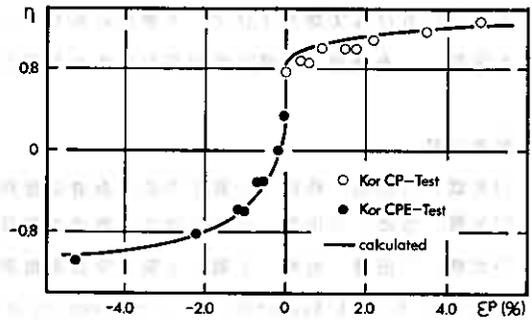


図 - 14

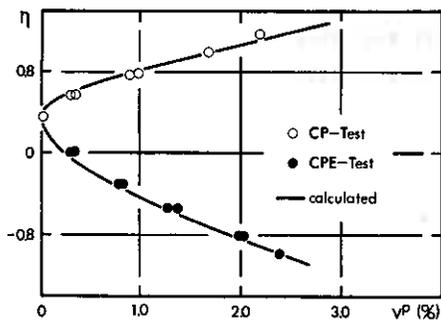


図 - 15

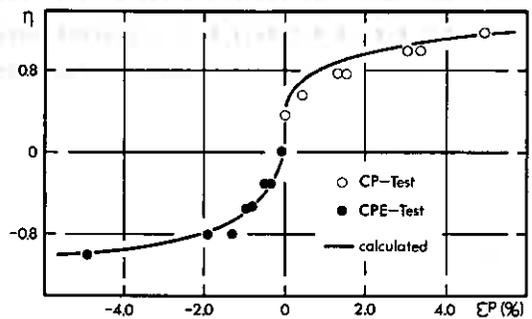


図 - 16

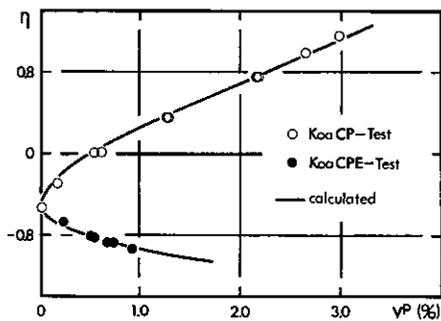


図 - 17

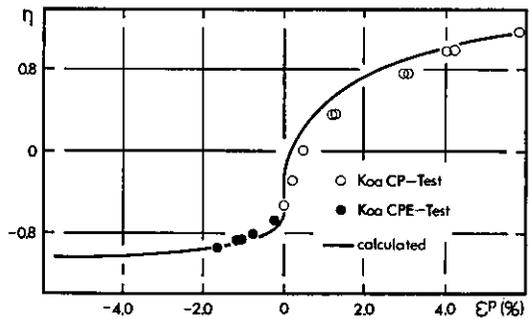


図 - 18

5 まとめ

- (1) ダイレイタンスには可逆成分が存在しないが、偏差ひずみには可逆成分が存在する。
- (2) 圧縮と伸張というように応力の載荷方法が逆でも、圧密からせん断にわたる応力経路上での主応力の回転が類似していれば、その応力～ひずみ類似したものになる。
- (3) Koa圧密後の $q < 0$ の領域でも体積ひずみに関してはひずみの重ね合せが成立する。
- (4) 異方圧密履歴の影響を考慮し、Modified Cam Clay 理論に移動硬化の概念および非直交性を表すパラメータ A を導入することによって実験結果を定性的に満足する応力～ひずみ式を得たが、パラメータ a の決定方についてはさらに考察を加える必要がある。

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、本校技官工藤豊氏ならびに本学学生齋藤隆宏(大学院)、進藤崇、木幡行宏の諸君に多大な協力をえた。ここに記して謝意を表わす。

参考文献

- 1)北郷、三田地、西尾；土質工学会北海道支部技術報告集 第21号 1981
- 2)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
- 3)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
- 4)Roscoe, K.H. & Burland, J.B. ; Engineering plasticity, Cambridge Univ 1968
- 5)関口、太田；土質工学会第12回研究発表会講演集 1977
- 6)Pender, H.J. ; Geotechnique Vol.28 No1 1978
- 7)Mong, P.K.K. & Mitchell, R.J. ; Geotechnique Vol.25 No4 1975
- 8)Jain, S.K. ; Fundamental Aspects of the Normality Rule 1980

②1 泥炭の長期圧密試験について（第2報）

北海道開発局 土木試験所 萩野 治雄
能登 繁幸
島谷 登
○後藤 彰

1 まえがき

軟弱地盤に構造物を築造する場合、物理試験や力学試験を行って地盤の性質を知り、すべり破壊に対する安定や沈下量計算を行って、当該地盤に対する対策工の必要性の判断や工法の選定を行っている。ところが、泥炭地盤に盛土などを施工した場合、予想外の沈下や変形さらには破壊など、設計時では考えられない現象が生じ理論計算の結果とはかけ離れた状況を数多く生み出している。とくに、泥炭の実際の沈下挙動は粘土の場合と異なって、沈下量は極めて大きく、しかも、一次圧密より二次圧密が大きいといわれている。このようなことから、著者らは57年度から北海道各地で採取した泥炭を用いて、種々の初期条件に対応した二次圧密係数の検討と沈下の経時変化に関する沈下挙動の解明を行う目的で、7日間程度の圧密を行う短期圧密試験と年単位の長期に圧密を行う長期圧密試験を行ってきた。

今回の試験は第1報と同じ方法で行っており、第1報のデータに加えて新しい試験結果が得られたので報告する。

2 土質試験結果

泥炭の採取は北海道に分布している代表的な泥炭地帯から、図-1に示す採取地を選定して行った。採取方法は乱さない状態で圧密試験を行う関係から、シンウオールサンプラーで行った。泥炭の物理的性質および力学的性質の一部を表-1に示した。泥炭の物理試験方法は一般の土質試験に準じて行う場合が多いが、通常の土と比べて泥炭は工学的特異性を有しており、いろいろな問題点が指摘されている。

すなわち、含水比決定に際しての乾燥温度と乾燥時間の問題、比重試験における試料の脱気法の問題そして分解度試験における薬液の問題など、まだ、未解決の部分が数多く残されている。

今回用いた各物理試験の方法は、含水量試験では90度の温度で24時間乾燥し、試料の量は泥炭の不均質性を考慮して約600g程度を用いている。比重試験は試料の脱気に蒸留水を用いる方法で、分解度試験は水洗法が最も簡便で妥当な方法¹⁾といわれていることから、同法で行った。



図-1 泥炭の採取力所

3 泥炭の一次圧密についての考察

テルツアーギの圧密理論では、圧密の時間的進行が間げき水圧の時間的消散ということによって表わされ、この間げき水圧の消散の程度と軟弱層の圧縮の程度が等しいとされている。図-2はこのような原理に基づいて、泥炭の一次圧密領域を確認する目的で長期圧密試験機の圧密箱上面に間げき水圧計を取付けて上載荷重により発生した間げき水圧の消散時間を測定した結果と比較のために泥炭の沈下量曲線を載せた。

同図から明らかなように、泥炭の沈下は載荷後かなり早い時期に大半の沈下が生じ、その後、時間の対数に比例した沈下が長期に継続する。沈下量曲線の後半部において、沈下が $\log t$ に対してほぼ直線的に増加するいわゆる二次圧密が生じ始めた時間は、70~80分であり、ほぼ間げき水圧が消散した時間(約100分)に近い。

これはテルツアーギの圧密理論にまさしく一致するものではあるが理論式をもとにした曲線定規法による一次圧密終了時間はわずか数分となっていて、まったく、異なった値を示している。

表-2は各種整理方法による一次圧密度90%に達するまでの時間と最大間げき水圧の10%になるまでの時間を比較した表である。同表によると、90%圧密度に達する各種整理方法による時間と90%圧密度に相当する間げき水圧消散時間とは大きなずれを生じており、しかも、曲線定規法と \sqrt{t} 法は間げき水圧から求めた時間のわずか $\frac{1}{10}$ 以下の時間で90%圧密度に達していることになる。

表-1 土質試験結果

地番	採取地	採取深さ(m)	含水比(%)	比重	強熱減量(%)	分解度(%)	圧密降伏圧力(Kgf/cm ²)
1	豊高町開源	0.9~1.7	381	2160	57.1	71.0	0.23
		2.6~3.4	305	2376	25.2	70.3	0.37
2	豊高町西豊高	0.6~1.5	1007	1482	96.1	67.1	—
3	梶延町雄宿内	0.6~1.3	563	1845	49.1	91.3	0.20
4	月形町大富	1.2~2.0	324	2150	47.5	90.4	0.22
		2.0~2.9	417	2243	66.4	69.1	0.31
5	江別市藤津	1.1~1.9	700	1779	78.5	80.4	0.21
6	岩見沢市豊春別川	1.1~1.8	498	1825	59.4	82.4	0.24
		1.8~2.6	339	1864	49.7	68.1	0.22
		2.6~3.5	661	1684	80.8	81.1	0.17
7	美幌市藤延	0.6~1.5	832	1540	96.1	75.3	—
8	江別市夕張川	0.7~1.5	1039	1595	92.3	51.6	0.14
		1.5~2.3	1054	1671	82.9	61.0	—
		2.3~3.1	1043	1523	90.7	57.7	—
9	富良野市布礼別	0.8~1.6	286	2231	43.6	95.4	0.21
10	今金町トマンケン	0.9~1.7	783	1542	91.0	65.0	0.18
		1.7~2.4	858	1521	91.3	52.8	0.23
		2.4~3.2	409	2056	51.7	76.3	0.23
11	厚真町共和	0.8~1.7	469	1573	73.0	82.3	0.18
		1.7~2.4	713	1563	52.7	62.5	0.20
		1.2~2.1	644	1459	83.8	78.9	—
12	三石町ケリマイ	2.1~2.9	547	1732	84.1	76.5	0.24
		2.9~3.7	210	1596	37.7	73.2	0.23
		1.0~1.7	659	1947	69.5	65.5	0.21
13	大樹町当緑	1.7~2.5	597	1765	74.3	79.5	—
		0.5~1.3	369	1952	47.4	83.6	0.29
14	豊頃町大津	0.2~1.1	675	2074	81.4	74.3	0.10
		1.1~1.9	707	2048	66.7	82.7	0.12
		1.9~2.7	833	1617	87.4	52.2	0.18
15	釧路市新釧路川	1.5~2.3	685	1949	62.1	76.8	0.23
		2.3~3.1	476	2083	66.9	85.6	0.20

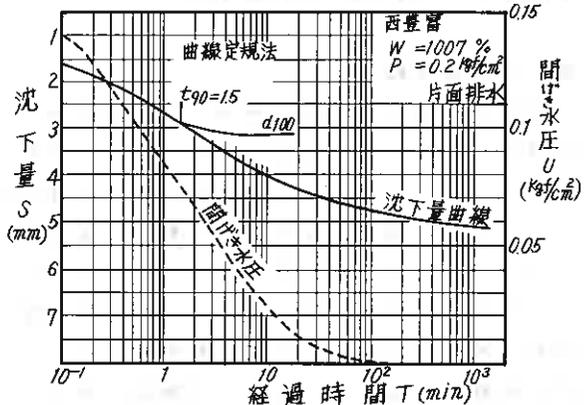


図-2 沈下量と間げき水圧の挙動

表-2 一次圧密度90%に到るまでの時間(分)

圧密荷重(Kgf/cm ²)	西豊高			雄宿内				
	曲線定規法	\sqrt{t} 法	logt法	間げき水圧計	曲線定規法	\sqrt{t} 法	logt法	間げき水圧計
0.2	1.5	2.3	3.9	17.0	2.2	2.0	18.0	21.0
0.4	1.9	0.8	9.8	21.0	14.0	4.0	48.0	120.0
0.8	18.0	24.0	66.0	210.0	12.0	10.0	90.0	150.0

曲線定規法と \sqrt{t} 法は比較的初期の時間沈下量曲線と理論曲線を重ねて行うものであるが、泥炭の圧密試験の場合、載荷直後の沈下速度が極めて早いために、測定上大きな誤差が伴う可能性もあり、信頼性に欠けるとも言える。これに対してカサグランデの $\log t$ 法は沈下の後半部が $\log t$ に対して直線的傾向を有していることを利用したものであり、泥炭に対しては \sqrt{t} 法や曲線定規法よりも適していると言える。しかし、いずれの方法も実際の一次圧密終了時間よりかなり早い時間に圧密が終了したものと整理を行っていることになり、泥炭の実際の沈下挙動が理論計算と合わない大きな原因の1つとなっている。

4 短期圧密試験結果

短期圧密試験に用いた泥炭は、表-1の地番2と3の採取地を除く14カ所29種類である。

圧密試験機は標準圧密試験機の圧密容器の直径と高さを変えた($\phi 75\text{ mm}$, $h = 25\text{ mm}$)改良型試験機を用いた。荷重は0.2, 0.4, 0.8 Kgf/cm^2 の3種である。載荷方法はそれぞれの荷重を同時に載荷し、7日間継続する方法で行った。

4.1 含水比の変化

土の圧縮は上部に荷重を受けることによって粒子間の間げき水が外部に押出され、沈下が始まる。その後、土の成分自体が荷重に抵抗して圧密が起こるといわれている。

図-3は泥炭中の含水量が荷重の大きさによってどのように変化するかを示した図である。

同図によると、荷重に対する含水量の減少は、自然含水比が大きい試料ほど顕著に反応しておりしかも、荷重が大きいほどばらつきも小さくなっている。また、図-4は泥炭が二次圧密領域に入った後も間げき水の移動が起こるかどうかを求めた図である。図中の縦軸は沈下量がすべて脱水によるものとして計算した試験終了時の予測含水比(W_{ef})であり、試験終了時の実測含水比(W_{mf})と比べると、ほとんど等しいか、 W_{mf} がやや大きくなっている。この場合の沈下量には即時沈下量も含んでいることや、泥炭の自然含水比のばらつきが大きいことなどを勘案すると、両者はほぼ等しいとみなすことができそうである。すなわち、泥炭の圧密試験による沈下量のほとんどすべては脱水によるものであり、二次圧密中であっても間げき水の排出があることになる。

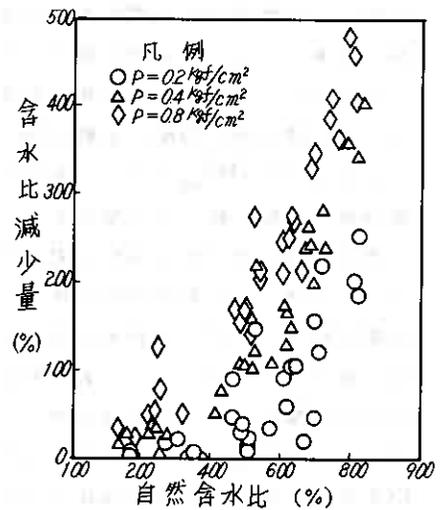


図-3 自然含水比と7日間載荷後における含水比減少量との関係

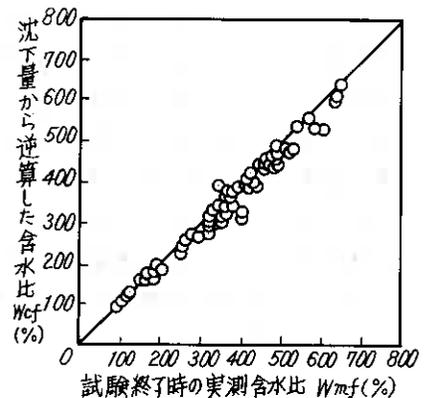


図-4 実測含水比と計算含水比の比較

4.2 自然含水比と二次圧密係数の関係

二次圧密係数 (C_α) は泥炭に7日間一定の荷重をかけることによる時間の対数と沈下量の関係から、目視によって二次圧密の挙動を示している直線部分とみられる勾配の時間と沈下量を読みとって、 $C_\alpha = (\Delta S / H_0) / \Delta \log t$ の式から求めた。ここで、 ΔS は沈下量曲線の直線部分における $\Delta \log t$ に対応する変位量であり、 H_0 は試料の初期高さである。図-5はこのようにして求めた C_α と自然含水比の関係を各荷重段階で示し最小自乗法による傾向線を挿入したものである。

同図において、両者の関係は荷重 $P = 0.2 \text{ Kgf/cm}^2$ のとき、傾向線の勾配が比較的急であり、 $P = 0.4$ および 0.8 Kgf/cm^2 のように荷重が大きくなるのに従い傾向線の勾配が緩くなる傾向を示した。このように荷重が増加すると含水比の変化に対して C_α が顕著な反応を示さないのは、 C_α が荷重増加に伴ない一定の値に収束する性格を持つようになるためと思われ、竹嶋の調査結果¹⁾とも一致する。しかし、いずれの荷重の場合でも自然含水比と C_α の関係のばらつきは大きく、現在のところ、自然含水比から精度良く C_α を推定するのは難しい。これは、 C_α を求める際、二次圧密領域での沈下量が微量であるため $\Delta \log t$ に相当する ΔS を求めるときに精度良く推定できないからであろうと思われる。

別な視点から荷重と沈下量の関係を観察すると、図-6のようになる。同図から、載荷後1日目の沈下量 (S_1) は荷重の大きさに応じた沈下量を示しているが、1日目以降、いわば、二次圧密領域での沈下量 ($S_2 - S_1$) は荷重の大きさに拘らずほとんど同じ沈下量を示しているようである。すなわち、一次圧密量は荷重に比例するが、二次圧密量はあまり荷重の影響を受けずに、単に、時間の対数に比例した沈下挙動を示すように思われる。

4.3 温度と二次圧密係数の関係

一次圧密の沈下速度は透水係数の大小による間引き水の流出速度に左右されるが、このときの水の温度変化による粘性抵抗の大きさが問題となる。このため、温度が変化すると粘土の場合、圧密および膨

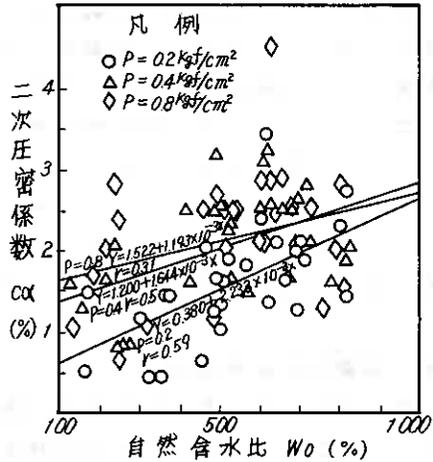


図-5 C_α と W_0 の関係

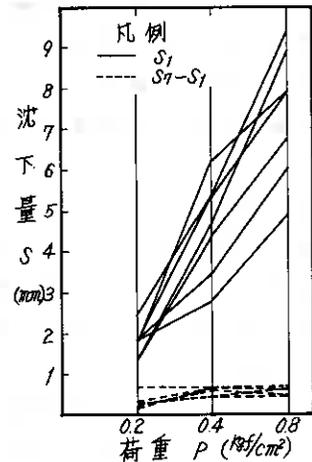


図-6 S と P の関係

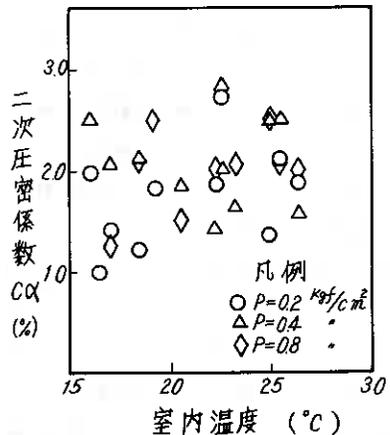


図-7 C_α と温度の関係

張特性がかなり影響を受ける⁵⁾といわれている。泥炭の場合も高温下では有機物の分解が促進されて沈下速度が早まることが考えられることや、前述のように間げき水の流出が二次圧密領域でも認められ

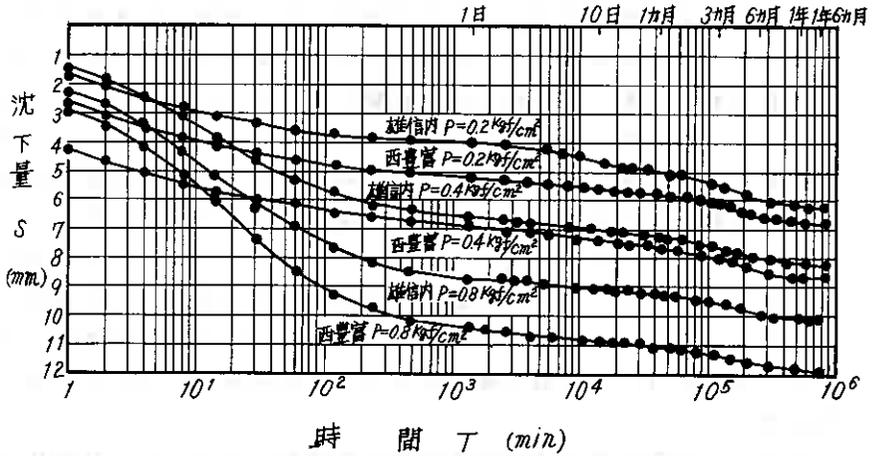


図-8 長期圧密試験の時間-沈下量曲線

ることから、圧密中の温度がCaに何らかの影響を及ぼす可能性があると考えられる。

Caと温度の関係を図-7に示した。同図は泥炭の含水比が500~800%の試料について両者間の関係を示したものであり、温度が高ければCaも大きくなる傾向にはあるが、バラツキが大きく全体的には判然としていない。

5 長期圧密試験結果

長期圧密試験は表-1に示す地番2, 3の西豊富と雄信内の試料について実施しており、圧密試験を開始して以来、約600日を経過している。この試験に用いた圧密試験機は短期圧密試験機の圧密容器と同じ寸法であり、荷重に実荷重を用いた独自製作の試験機⁷⁾である。また、荷重は短期圧密試験と同様、0.2, 0.4, 0.8 kgf/cm^2 の3種である。

泥炭の時間の対数と沈下量の関係は、図-8から、 $P=0.2 \text{ kgf/cm}^2$ の場合、一次圧密は早期に終り、二次圧密が長時間続いている様子がうかがわれる。この沈下量曲線はなだらかな曲線を描いているため、一次圧密と二次圧密の境が見分けにくくなっている。これに対して、 $P=0.4, 0.8 \text{ kgf/cm}^2$ のように荷重が大きくなるのに従い、初期の沈下勾配が急となって一次圧密と二次圧密の境界が、はっきりとしてきており、荷重の大きさに応じて一次圧密領域が長く続くことを示している。

ところが、試験開始後2カ月を過ぎた頃から沈下量曲線に変化が生じ時間の対数に対して、再び勾配が急になる様

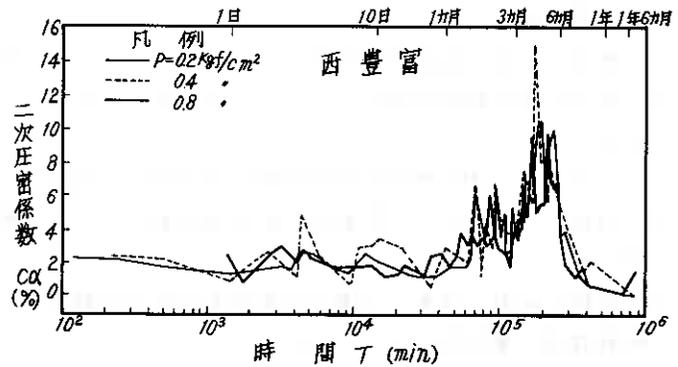


図-9 Caの挙動

相を呈し、その後はほとんど沈下が進行しない落ち着いた挙動を示した。このような長期圧密試験における沈下挙動は、現場観測において同じような報告³⁾があり、沈下量曲線は勾配の緩い幾つかの折線へ推移しながら終息すると考えられる。また、図-9は長期圧密試験機に取付けた間げき水圧計のゲージが零になった時点を試料の間げき水圧が消散したものとみなし、それ以降の沈下量曲線を二次圧密として取扱って C_α を求め、現在までの挙動を示した図である。

室内試験における C_α は泥炭に対して、2~4%の範囲のものが多いと報告²⁾されており、同図においても圧密試験開始後1カ月付近までは同報告と同じ挙動を示している。しかし、1カ月を過ぎる辺りから、 C_α は時間経過とともに増加傾向を示しており、4カ月付近で最大となつて一部の試料は15%近くまで達する結果となつた。

このような C_α が増大する現象は他の試験例でもみられ、載荷後2カ月付近で C_α が2~3倍に増加するとの報告⁶⁾がある。この現象について、泥炭が荷重を一定期間受けることによって試料の有機物が分解を起こし、その性質に変化が生じたためであろうと推察した報告もあるが、明らかではない。

6 あとがき

現在、泥炭の圧密特性に関する調査、研究が各方面で行われ、未解決の部分が徐々に解明されつつあるが、未だ信頼できる結論には達しておらず、現場においては実用的な理論計算の確立が望まれている。本報告はこれらの問題に対処するため、泥炭の短期圧密試験や長期圧密試験を行つて沈下挙動の解明に努めてきた成果の一部である。短期圧密試験では多くの泥炭を試験し、検討を加えているが、まだ、試料や試験方法に改良の余地が残されており、今後、この点を充実させて行く予定である。また、長期圧密試験では、いずれの試料も沈下挙動が小康状態を保っており、今後の沈下量曲線の推移を見守るつもりである。

参考文献

- 1) 渡辺、鈴木：泥炭の有機物分解度 鉄道技術研究所速報 666-213 1966
- 2) 宮川勇：泥炭地における土質工学上の2,3の問題 北海道開発局土木試験所土質研究室資料
- 3) 持永龍一郎：現地計測結果よりみた二次圧密 土と基礎 1981. 3
- 4) 竹嶋正勝：軟弱地盤盛土における長期沈下に関する二、三の知見 土と基礎 1979. 3
- 5) 山内豊聡：土の物理化学的性質 土質力学 第1章 1969 P1~88
- 6) 松尾、大平、山口：泥炭の二次圧密係数について 第18回土質工学研究発表会 1983. 6 P245~246
- 7) 荻野、能登、島谷、後藤：泥炭の長期圧密試験について 土質工学会北海道支部技術報告集 第22号 1983. 2

②② 火山灰土の凍上柱

北海道大学農学部

相馬 尅之・前田 隆

はじめに

北海道では冬期間の土の凍結、凍上により地面が持ち上げられ、道路や水路側壁、構造物の基礎などに亀裂が発生したり、別凍などの被害がもたらされている。

土の凍上は、土が凍結するときに未凍結層から凍結面に土中水が吸い上げられ、その土中水が氷晶分離してレンズ状の氷層群が形成され、地面が隆起する現象である。土の凍上を支配する要因としては、(1)凍結時の冷却速度(温度勾配)、(2)未凍結層から凍結面に移動可能な土中水の存在、(3)土質(土の凍上柱)、(4)上載荷重などがあげられる。

土の凍上は、これらの要因が同時に整ったときに起る。従って、上述の要因を取り除いたり、改善することによって土の凍上を防止することができ、置換工法や断熱工法、薬剤処理工法、遮水工法などの種々の凍上防止対策が行われている。

このうち置換工法は道路の凍上防止対策として広く採用されているが、これは凍結深度内の凍上柱の土を非凍上柱の材料(凍上抑制材)で置き換える方法で、上述の要因のうち、土質の改善をめぐったものである。なお凍上抑制材としては、一般に砂利や砂などが用いられている。

土の凍上柱に関係する土の性質としては、粒度組成(とくにシルト含量)、乾燥密度、透水性、保水性(とくに毛管上昇高)、コンシステンシー、土粒子の表面特性(吸着水分量と比表面積)、熱的性質(とくに熱伝導率)などがある。これらの性質のうち、土の凍上柱の判定指標として実際に用いられているものに、粒度組成、毛管上昇高、コンシステンシー限界などがあげられるが、いずれも十分な指標とはいえず、凍上試験により、最終的な判定を行っているのが現状である。

これは、土の凍上柱に関係する因子ならびに因子間の相互関係が十分に解明されていないことに起因している。

本報告は、土の凍上柱を支配する因子の解明の端緒として、保水性が高いため凍上柱が大きいとされる火山灰土の凍上試験を行い、供試体の含水量と乾燥密度が火山灰土の凍上柱に与える影響を検討したものである。

実験の方法

1. 供試土

有機質火山灰土として、八雲町(苫部)、函館市(根崎)、土幌町(西土幌、西土幌H)および群馬県榛原村(群馬)から採取したものを、また火山灰質粘性土として、茨城大学農学部圃場から採取した立川ロームを用いた。なお西土幌と西土幌Hの違いについては、有機物含有量が前者で6%、後者で17%になることである。さらに比較対象試料として、非火山灰土の北大農場のA層、B層および野幌の重粘土を供試した。供試土の基本的な物理性を表1に示す。

2. 凍上試験

炭試土の2mmフルリ通過部分をアクリル製二つ割モールドに入れ、所定の乾燥密度で静的に締固めて炭試体(径5cm、高さ12.5cm)を作成して、毛管吸水させた後に凍結を開始した。

毛管吸水は炭試体下端から平衡に達するまで(24~48時間程度)行った。温度条件は5℃位である。毛管吸水後の炭試体内部の水分量の差は非常に少なかったため、吸水後の炭試体の水分状態は一律とみなすことができる。

凍上試験は、冷却面を-4.5℃、水温を5.5℃(土に0.5℃)の温度条件に保ち、凍上が終了するまで行った。ただし、凍上開始後28時間試験は終え、凍上が継続中の試料の凍上量には28時間後の値を用いた。

また凍結過程の試料の温度も測定した。

凍上試験終了後、炭試体の水分分布と吸水量を測定した。

凍上試験の概要を図1に示す。

結果および考察

1. 下方からの水分補給の有無による凍上性の違い(開放型凍上と閉鎖型凍上の比較)

土の凍上を支配する要因の一つに、未凍結層から凍結面に移動可能な土中氷の存在がある。この未凍結層が地下水面と連続して、下方から未凍結層への水分補給が可能な場合を開放型凍上とし、未凍結層と地下水面が遮断されて、下方からの水分補給がない場合を閉鎖型凍上とする。

図2は西土壌(初期含水比20.8%、乾燥密度 1.69 g/cm^3)について、開放型と閉鎖型の場合の凍上量を比較したものである。両者とも毛管吸水により炭試体の含水比は28%に増加し、また吸水膨張の影響により 1.67 g/cm^3 にやや減少した。閉鎖型の場合には、凍結を開始する前に炭試体下端とポーラスストーンの間にプラスチック板を入れて、水分移動を遮断した(図1参照)。

図2を見ると、開放型は閉鎖型に比べて凍上量が著しく大きく、閉鎖型は凍上開始後は時間程度で凍上が終了するのに対して、開放型では28時間後でも凍上が続き、

表1. 炭試土の物理性

試料名	飽和含水比	乾燥密度	比重	凍上試験			備考
				凍上量	凍上率	凍上時間	
落部	143%	0.43 g/cm^3	2.23	49%	33%	18%	有機質(灰土)
板崎	117	0.56	2.35	42	18	40	.
西土壌L	98	0.68	2.33	52	32	16	.
西土壌H	159	0.41	2.20	34	48	18	.
群馬	123	0.57	2.48	57	31	12	.
土川ローム	124	0.57	2.85	10	26	64	火山灰質粘土(関東ローム)
北土A	45	0.96	2.57	60	25	15	沖積土(砂状)
北土B	54	0.97	2.63	27	49	24	.
野尻	27	1.41	2.72	20	30	50	重粘土(砂状)

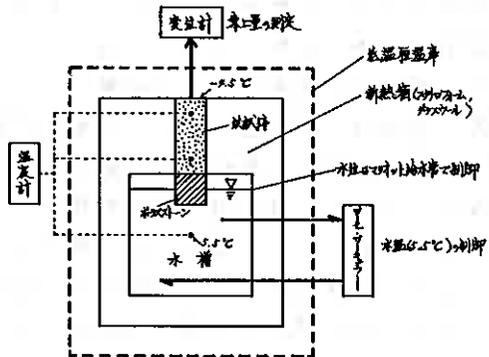
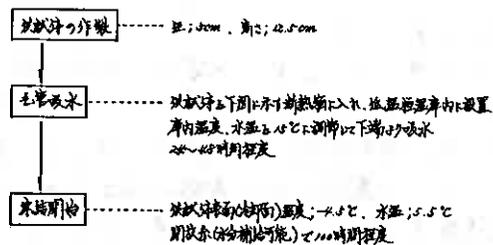


図1. 凍上試験の概要

ている。凍上量は開放型で17.5mm(凍上率19%)、閉鎖型で0.9mm(凍上率0.7%)である。このような凍上量の著しい差違は、開放型では凍結に伴って下方から凍結面に水分が補給されるのに対して、閉鎖型では未凍結層のみからの水分移動しか起らないためである。しかも、後述するよう、未凍結層の水分がすべて移動するわけではない。

また図2をみると、冷却開始後の供試体の温度低下は開放型の方が閉鎖型より遅い。図2は供試体表面から2cm深の所の温度を示したものである。

土中に温度勾配があると、高温側から低温側に向う水分移動が生ずる。すなわち本報告の場合、供試体底面から上部の冷却表面に向う水分移動が予測される。図2の温度低下の様子を、開放型の方が閉鎖型より水分移動量が多く、また水分移動に伴って熱が輸送されるために温度低下が遅くなることを示している。

開放型と閉鎖型の凍上試験に於ける、凍結前後の水分量

(含水比表示)を図3に示す。含水比と凍結前後含水率に変換して、水分量(㎤)を算出すると、開放型は閉鎖型に比べて、凍結層の含水比が著しく高く、凍結開始前(毛管吸水後)に対して30㎤の水分量増加になる。一方、閉鎖型の水分量増加は5㎤で開放型の約1/6である。また水分量の増加に伴い、開放型の凍結層の ρ は 0.41 g/cm^3 と非常に小さくなる、(閉鎖型の場合は ρ は 0.66 g/cm^3 でほとんど変わらない)。

一般に凍結線直下の未凍結層の含水比は凍結層に比べて急激に減少する。図3の開放型の場合、含水比の減少は84%(18%→3%)で、閉鎖型の12%(18%→6%)より極めて大きい。これは、未凍結層下方から水分が補給される開放型の場合、未凍結層から凍結線への水分移動が顕著であるのに対して、閉鎖型では移動可能な水分が少なく、凍上終了時に凍結線直下の未凍結層に残っている6%(含水比)の水分は移動できない水分であることを意味する。ここで凍結線直下の未凍結層の水分状態を仮道で表わすと、開放型ではF2.6、閉鎖型ではF3.0に相当する。

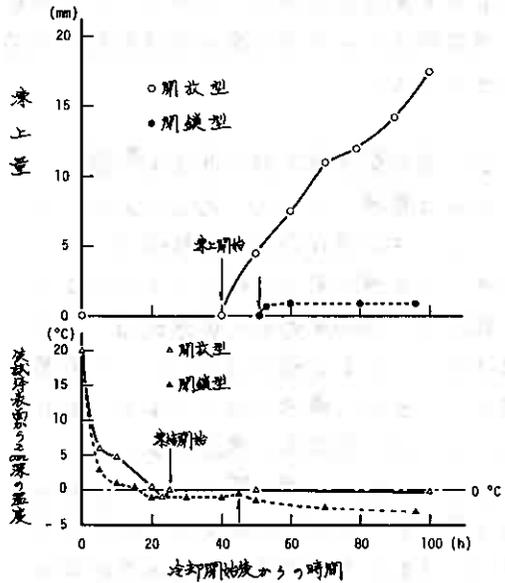


図2. 開放型と閉鎖型の凍上量、温度の時間変化

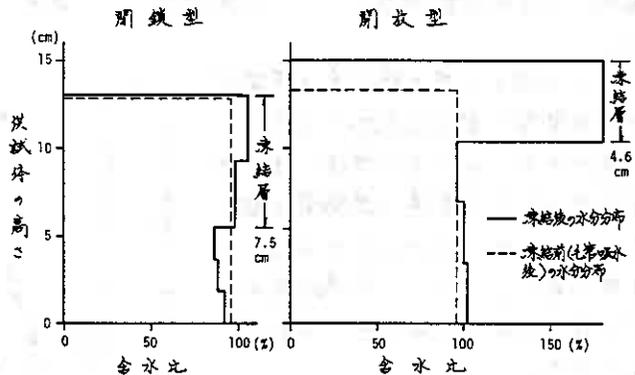


図3. 凍結前後の含水量

すなわち閉鎖型の場合、下方から未凍結層への水分補給がないために、凍結に伴って凍結線直下の未凍結層の脱水乾燥が急激に起り、水分移動が妨げられて凍上量が小さくなる。

2. 含水量が凍上性に与える影響

図4は根崎(20.0%, $\rho = 0.879/cm^3$)について、供試体作成後の毛管吸水の有無による凍上量と比較したものである。従って、凍結開始前の含水比は、(a)毛管吸水がある場合は101%、(b)毛管吸水がない場合は93%である。なお(a)、(b)ともに開放型の凍上である。

図4をみると、凍上開始は(b)の方が(a)より早い。凍上量は(a)の方が非常に大きい。すなわち、凍結開始前の供試体の含水量が多い(a)の方が、未凍結層から凍結線への水分移動が著しいことを意味する。

そこで図5に凍上終了後の供試体の水分分布(含水比表示)を示す。

図5から、(a)と(b)の凍結による水分分布の大きな差は凍結層の含水比にあり、(a)の方が(b)より含水比は非常に高い。しかし、未凍結層の水分分布には(a)と(b)の明らかな差がみられない。

図6は図5と、凍結による水分量の変化からみたものである。すなわち、(a)は毛管吸水後、また(b)は供試体作成後からの水分量変化になる。

供試体全体で、(a)は28cm³、(b)は22cm³の吸水量になる。

図6から凍結層上部の吸水量をみると、(a)は20.0cm³、(b)は9.5cm³であり、(a)は(b)の2倍の吸水量になる。このことが、図4にみられるように(a)の方が(b)より著しく大きな凍上量を有することにつながっている。しかし、未凍結層では逆に(b)の方が(a)より吸水量は多い。

これから、毛管吸水を行わない(b)の場合、凍結に伴って下方から移動した水分の多くが未凍結層の不飽和間隙の飽和に費やされ、未凍結層から凍結線への水分移動が凍結線の進行に間に合わず、凍上量が小さくなることを推察できる。

上述の結果から、凍結開始前の供試体の含水比が高い方が土の凍上量は大きくなる

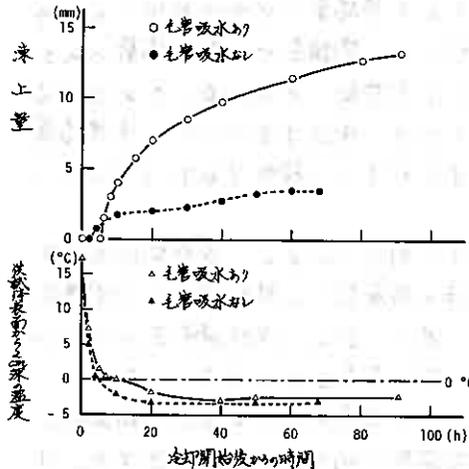


図4. 凍結開始前含水量が凍上量に与える影響

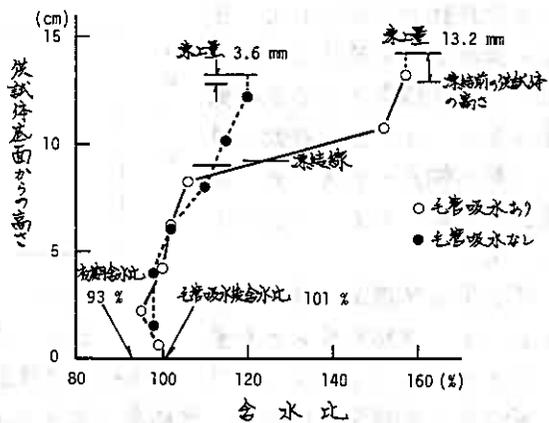


図5. 凍結後の水分分布

るといえる。

現場乾燥密度で締固めた炭試土の α 値およびその α に対応する β 値と凍上量との関係を図 6 に示す。

α が土の凍上性に与える影響について、真井は α の増加に伴い凍上量が大きくなることを、また田沼と土谷は最適含水比近傍で凍上量が最大になることを報告している。これらは同じ土について α (かまびら) と変えて行った凍上試験に基づいたものである。

しかし、図 7 は α 値が異なる種類の土についての α (PF) ~ 凍上量関係である。

図 7 をみると、 α ~ 凍上量関係には相関がみられないが、 β ~ 凍上量関係に明瞭な相関関係が認められる。すなわち、 β 値が増加(土が乾燥)すると、凍上量は小さくなる。また火山灰土と非火山灰土は同じ β ~ 凍上量関係の線上にある。

含水比は土中水含量的に表示するもので、土が異なれば、同じ含水比でも水分状態は異なり、また土の α が違う場合にも水分状態は異なる。従って図 7 のように、 α と β (現場乾燥密度) が異なる土の凍上量を比較するときは、水分状態の指標である β 値で行うべきである。

図 7 から、土の凍上性は土の水分状態、すなわち β 値に支配されることがわかる。なお、図 7 における β 値は加圧板法による β ~ 水分曲線から求めたものである。

図 8 は有機質火山灰土の落部、根崎、西土隈 H について、各一定の炭試体の凍上量の α による変化を示したものである。 α の値は、落部; $0.049/cm^3$ 、根崎; $0.099/cm^3$ 、西土隈 H; $0.079/cm^3$ であり、それぞれの炭試土の自然含水比における締固め密度に相当する。

図 8 をみると、土の α が低下すると、凍上量はある含水比まではほぼ一定であり、 α がその含水比より低くなるると、凍上量は α の低下に伴

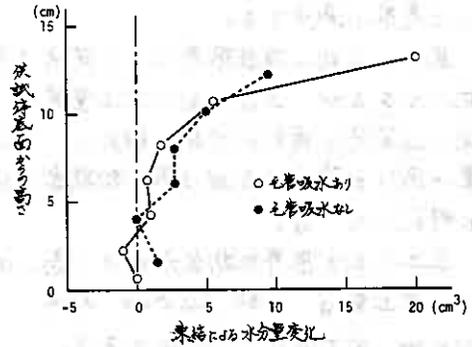


図 6. 凍上による吸水量

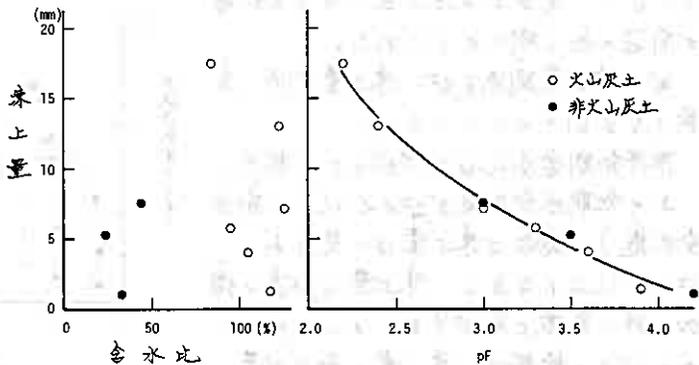


図 7. 初期水分が凍上量に与える影響

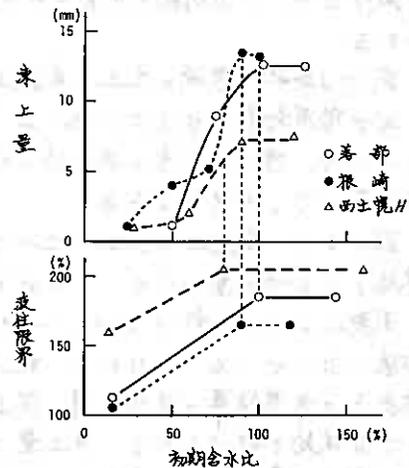


図 8. 初期含水比と凍上量との関係

って急激に減少する。

図8には θ_c ～液柱限界(LL)関係が併記してあるが、上述の θ_c ～凍上量関係は θ_c ～LL関係と同様に非常に類似し、凍上量の減少が開始する θ_c は限界初期含水比に対応している。

生土(θ_c が限界初期含水比より高い土)の凍上量は、落部; 12.5mm、根崎; 12.4mm、西土隈H; 7.3mmである。

同一の土について、 θ_c を一定にすることにより、 θ_c が土の凍上性に対する影響が前述の如く明らかにされた。

θ_c ～凍上量関係を θ_c ～凍上量関係に変換するに図9のようになる。

限界初期含水比はほぼ θ_{c0} に相当し、土の初期水分状態が θ_{c0} 以下(高水分状態)の場合には凍上量は一定であり、 θ_{c0} 以上になると、凍上量は θ_c 値の増加に伴い急激に減少する。とくに θ_{c0} から θ_{c1} の範囲で、凍上量の減少が著し...

θ_c ～LL関係におけるLLの低下は、土粒子の粗粒化に起因し、また粗粒化は土の水分保持力の減少をきたす。図8および図9に示した凍上量の減少についても同様の原因が考えられる。

図10は落部、根崎の生土と風乾土(θ_c が限界初期含水比より低い土)について、凍上終了後の供試体の水分分布を示したものである。

図10から、風乾土は生土に比べて凍結による吸水量が少ないことがわかる。また凍結線直下の未凍結層の水分状態は、風乾により、落部では $\theta_{c2.5}$ → $\theta_{c3.8}$ に、また根崎では $\theta_{c2.1}$ → $\theta_{c2.6}$ に変わり、高 θ_c 値になっている。すなわち、乾燥処理は凍結による吸水量の減少とともに、凍結線直下の未凍結層の脱水乾燥を促進をきたす。その結果、未凍結層から凍結線への水分供給が妨げられて、凍上量は小さくなる。

毛管吸水後からの、凍結による水分量変化を図11に示すが、凍上量が大きい土ほど凍結層における水分量の増加が著しいことがわかる。

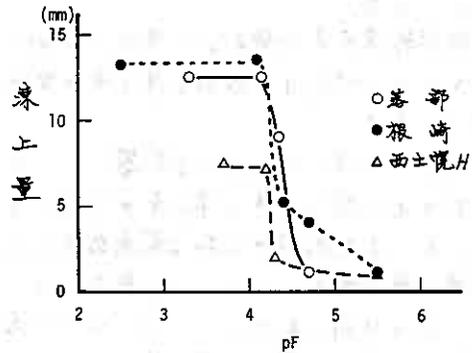


図9. θ_c と凍上量の関係

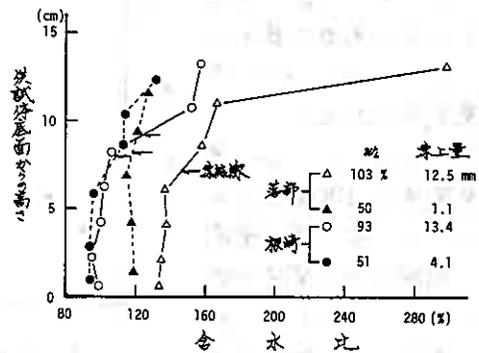


図10. 凍結後の水分分布

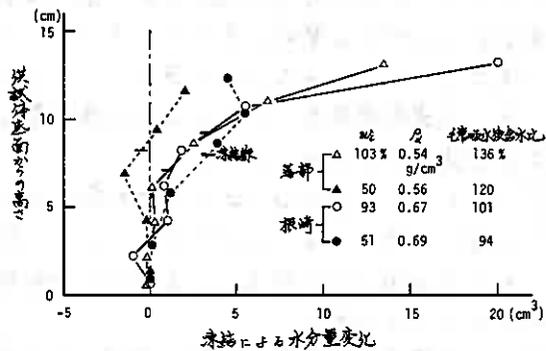


図11. 凍結による吸水量

3. 乾燥密度が凍上柱に与える影響

乾燥密度 (ρ_d) が土の凍上柱に与える影響に関して、土谷は ρ_d の増加は凍上量の減少をもたらすこと、また田沼は間隙率の大きい (ρ_d が小さい) 土ほど凍上量は小さく、水分移動量は逆に多くなることを報告している。

図12には根崎と北火Bの生土について、現場乾燥密度と締固め密度で作成した試体の凍上量を示す。図12をみると、火山灰土の根崎は ρ_d が高い締固め密度の方が凍上量は大きく、非火山灰土の北火Bは逆に締固め密度の方が凍上量は小さくなる。なお、他の火山灰土も根崎と同様の傾向を示す(図13参照、後述)。

また、現場乾燥密度の場合、凍結開始後10時間程度で凍上は終了するのに対して、締固め密度の場合、凍上は長時間にわたって継続する。これは次のように考えられる。すなわち、 ρ_d が高い場合は間隙が小さく水分移動速度が遅いため、未凍結層から凍結線への水分供給はゆるくり行われる。しかし、 ρ_d が低い場合は、水分移動速度が大きいため、未凍結層から凍結層への水分供給が急激に起り、その結果、凍結線直下の未凍結層の脱水乾燥が著しくなり、その後の水分移動が妨げられることになり、凍上は初期の段階で終了する。

凍結による凍結層の水分増加量は、根崎の場合、 25.6 cm^3 ($\rho_d 0.69 \text{ g/cm}^3$) と 14.1 cm^3 ($\rho_d 0.56 \text{ g/cm}^3$)、北火Bでは 16.2 cm^3 ($\rho_d 0.97 \text{ g/cm}^3$) と 15.5 cm^3 ($\rho_d 1.08 \text{ g/cm}^3$) であり、凍上量の大きい方が水分増加量も多くなる。

図12は乾燥密度と凍上量の関係を示したものである。ここで、1; 根崎、2; 善部、3; 立川ローム、4; 西土隈H、5; 北火B、6; 北火Aである。

火山灰土の場合、 ρ_d が増加すると凍上量は大きくなるが、非火山灰土では乾燥密度と凍上量には相関がみられず、また同じ土でも現場乾燥密度と締固め密度で凍上

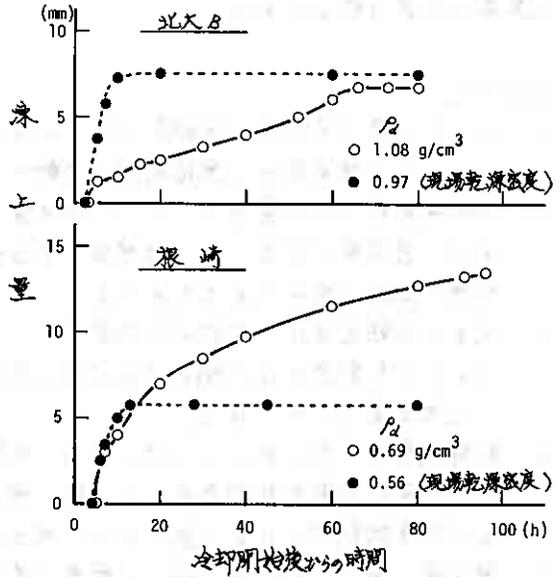


図12. 乾燥密度が凍上量に与える影響

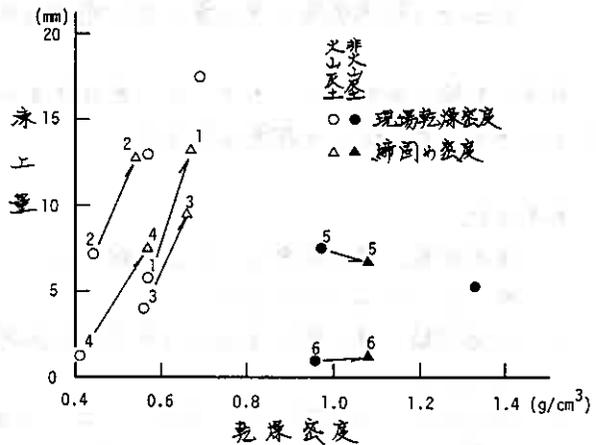


図13. 乾燥密度と凍上量の関係

量に顕著な差違は認められない。

まとめ

1. 土の凍上量は開放型と閉鎖型で著しく異なり、前者の凍上量が非常に大きい。
これは未凍結層から凍結前線へ移動可能な水分量の差違に起因する。
2. 凍結開始前の含水量が多い土は、含水量が少ない土より凍上量が大きい。これは、含水量が少ない土では凍結による吸水量の一部が、未凍結層の不飽和間隙の飽和に費やされるためである。
3. 異なる初期含水比（試料作成含水比）、乾燥密度と有する土の凍上量は、その土の初期含水比に相当する ρ_f 値と明らかな相関をもち、 ρ_f 値の増加に伴って凍上量は小さくなる。
4. 乾燥密度が一定の同じ土の凍上量は、初期含水比に支配される。すなわち、初期含水比が限界初期含水比より高い場合は凍上量は一定であり、初期含水比が限界初期含水比より低くなると凍上量は減少する。
5. 凍上量の減少は ρ_f 値から ρ_{f0} の範囲で著しい。
6. 火山灰土は乾燥密度の増加に伴って、凍上量も大きくなる。しかし、非火山灰土では乾燥密度と凍上量の間に明瞭な相関はみられない。

最後に実験に御協力をいただいた、専攻学生の大西秀典君（現、北海道立知支庁）と三木秀一君に記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 真井耕象：凍上過程とこれを支配する二、三の要素について、北火工学部集報、6、pp. 64~67 (1962)
- 2) 田沼邦雄：凍上量と含水比の関係、低温科学（物理編）、25、pp. 179~184 (1967)
- 3) 相馬尅之・前田隆：火山柱ローム土の初期含水比が凍結限界に与える影響、農工論集、49、pp. 27~34 (1974)
- 4) 同上3)：実例め火山灰土の凍上に関する研究 第2報 乾燥密度と凍上、帯大研報（第1部）、10、pp. 641~644 (1977)
- 5) 田沼邦雄：凍上の際の土中水分移動と空隙率との関係、低温科学（物理編）、27、pp. 659~666 (1969)

⑳ 盛土材料としての機械掘削による泥岩すりの特性について

日本鉄道建設公団札幌支社 計画課長 工藤 明
日本鉄道建設公団札幌支社 知内鉄道建設所長 宮林秀次
日本鉄道建設公団札幌支社 知内鉄道建設所 ○小島宗隆
日本鉄道建設公団札幌支社 計画課 北川博通

1. まえがき

鉄道構造物における土構造物の占める割合は、スラブ軌道の急速な普及等に伴って大きく減少しつつあり、在来線では約90%、東海道新幹線では54%あったものが、東北新幹線では5%、上越新幹線では1%となっている。こうした土構造物の減少は、経済的に有利であるとは言えず、今後着工が予定されている整備新幹線においては、トンネルから発生する岩すりを有効活用して土構造物を増やし、経済的な施工を行うことが課題とされている。

こうした中で、津軽線中小国を起点とし、青函トンネルを経て江差線木古内駅に至る延長87.8 kmのいわゆる津軽海峡線のうち、日本鉄道建設公団札幌支社が担当している青函トンネル出口から木古内駅までの14.7 kmの工事において、8本のトンネルより発生する軟岩すりを活用して、厳しい材料管理試験及び施工管理基準の下に、現在約30万 m^3 の大規模盛土も施工中である。本報告は、その設計に際して行なわれたさまざまな材料試験結果、試験盛土及び施工管理における岩すり特性試験結果について述べるものである。

図-1 津軽海峡線略図

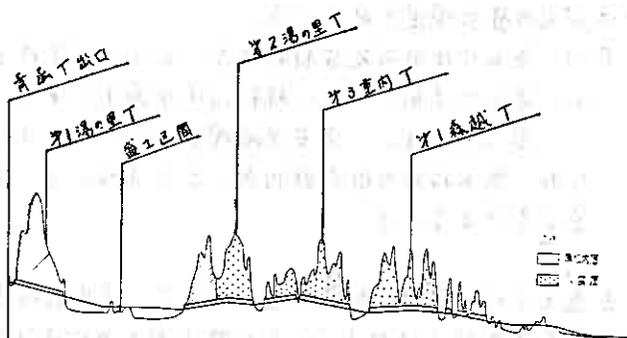
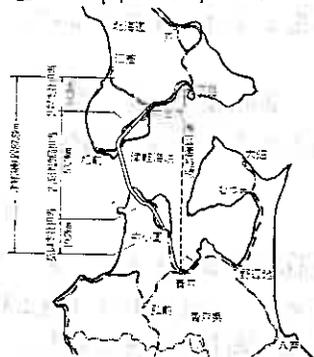


図-2 津軽海峡線北海道有線断面図

2. 地質及び支持地盤

盛土区間は、北海道上磯郡知内町字湯の里に位置し、信号場となるべき所で、延長約540 mであり、有効長300 mの保守用車留置線を設けることになっている。

この付近の地質は、新第三紀中新世の堆積岩を基盤岩とし、その上位に深積世の段丘堆積物、沖積世の現河床堆積物から構成されている。基盤岩は後期中新世

厚次部層上部の佐助沢層（黒松内層相当層）のN値50以上、暗灰色の塊状泥岩である。盛土の支持地盤としては、知内川の氾濫原に形成された現河床堆積物で、地表から3～4mに位置しており、N値は2～34（平均15）、茶褐～黄灰色を呈する礫混り砂質土、砂礫シルト質土から成っている。

盛土の支持地盤に要求される条件としては、盛土を安全に支持して基底破壊等を生じないこと、使用条件に不都合を生ずる程の大きな沈下を生じないこと、及び地震時等にもこれらの沈下や破壊を生じないこと等がある。

国鉄工構造物設計標準では第1編第14条において、「盛土支持地盤は地表より盛土幅の約2倍（25mを限度とする）の深さまで、表-1に示す条件を満足する良好な地質であることを標準とする。」と規定しているが、これらの条件は十分満足しているものと判断される。又、地下水位は地表面から0.33～1.95mの深度に分布している。

表-1 盛土支持地盤条件

区分	細区分	盛土支持地盤として必要な条件
岩盤		無条件
土	礫粒土	無条件
	砂粒土	
	細粒土	
	火山灰質粘性土	N値が3以上
層	礫粒土	無条件
	砂粒土	N値が10以下の地震時に流動化するおそれのある層がないこと。
	細粒土	N>4無条件 4≦N≦2厚さ3m以下であること。 2>N厚さ2m以下で、安定を確認すること。

注) 表中で「厚さ」とは当該土質の全層厚をいう。

3. 盛土材料の特性

国鉄工構造物設計標準では第1条第15条において、盛土材料として必要とされる条件が次の様に規定されている。

「(1). 盛土に使用可能な材料は表-2に示す条件を満足しなければならない。

(2). 盛土に使用できない材料は次の通りとする。

① [D群]、② 安定処理をしない[V群]、③ 膨張性の土、岩。

なお、盛土材料の群分類は表-3による。又、適用区分I、IIは第1編第2条による。」

本盛土では、高速運転の開業に設えて、適用区分Iを採用することとし、トンネル発生岩ずりが[A群]～[V群]のどれに該当するのが、又それにより盛土材料としての適、不適を判断するために、次の様な各種試験、調査が実施された。

- 3-1. トンネル調査ボーリング
- 3-2. 材料特性試験（主として第1湯の里T出口、2取場の試料）
- 3-3. ロードヘッダーで掘削された岩ずり特性試験（第1取越Tの試料）

これらの試験及び結果の概要を以下に述べることにする。

表-2 盛土材料の適用区分

	適用区分I	適用区分II
上部盛土	(A群) 安定処理をした (B群)(C群)(V群)	(A群)(B群) 安定処理をした (C群)(V群)
下部盛土	(A群)(B群)(C群) 安定処理をした(V群)	(A群)(B群)(C群) 安定処理をした(V群)

表-3 盛土材料の群分類

群記号	土質および岩質
[A群]	(GW)(GP)(G-M)(G-C)(G-V) (GM)(SW)(S-M)(S-C) 硬岩ずり(割離性の著しいものを除く)
[B群]	(G-O)(GC)(S-V)(S-O)(SP) (SM)(SC) 硬岩ずり(割離性の著しいもの)、軟岩ずり、脆弱岩ずり ([D群]を含むものを除く)
[C群]	(GO)(GV)(SV)(ML)(CL)
[D群]	(SO)(MH)(CH)(OL)(OH)(OV)(PL)(MK) 脆弱岩(粘土化しているもの、施工後風化が進行し、 あるいは転圧により粘土化するもの)
[V群]	(VH ₁)(VH ₂)

(注) 岩ずりおよび岩石質材料の最大粒径は300mmとする。

表-4 トンネル・FL付近岩石試験

トンネル名	行程	比重 (自然状態)	吸水率 (%)	圧縮強度 (kg/cm ²)	浸水膨張率	岩 質
第1湯の里T	—	2.13	16.29	41~216	—	シルト岩
第2湯の里T	4k250	2.19	14.6	160	A	頁岩
	4k665	2.20	14.7	226	A~B	頁岩
	4k940	2.20	13.2	184	A~B	頁岩(炭灰質)
	5k500	2.14	12.6	202	A	頁岩・凝灰質砂岩
	5k700	2.20	13.6	267	A~B	頁岩
第1重内T	6k160	—	11.3	167	B	泥岩
第2重内T	6k320	—	12.1	248	B	泥岩
	6k520	2.25	11.6	229	C	頁岩
	6k710	—	12.9	168	B	泥岩
第3重内T	7k070	2.26	13.0	197	B~C	頁岩
	7k590	2.24	13.9	176	A~B	頁岩
	7k940	—	16.6	174	D	凝灰質泥岩
第1森越T	8k690	2.14	15.1	139	—	泥岩
	8k860	—	23.4	40	D	泥岩
	9k250	—	14.7	37	D	泥岩
	9k370	2.15	17.3	116	B	泥岩
	9k630	—	—	—	D	泥岩
	9k910	2.20	13.8	177	C~D	頁岩
第3森越T	10k660	1.89	19.7	33	B~C	泥岩
第4森越T	11k090	1.72	31.2	24	A	凝灰岩

3-2. 材料特性試験

盛土材料の物理的性質、力学的性質、沈下特性等の基礎的な性状を把握するため、第1湯の里トンネル出口付近の土取場及び青函トンネル干渉土捨て場から試料を採取して、表-5の様々な各種特性試験を行った。これらの各種特性試験の概要及び結果は以下の通りであった。

3-1. トンネル調査ボーリング

各トンネルでボーリング調査を行っているが、岩質としてはほとんど泥岩及び頁岩であり、圧縮強度については、一部20~40 kg/cm²という値であったものの大部分は、100~300 kg/cm²という値になっていた。

浸水膨張率については、大部分はA~Cであったが、一部のトンネルにおいてはD(原形をとり得ないもの)となっていた。

表-4は、トンネルFL付近の岩石試験結果である。

表-5 試験項目及び試験目的

試験項目	試験目的
(i) 締固め試験	盛土材料の締固めに対する最適含水比と最大乾燥密度を定める。
(ii) 室内CBR試験	盛土としての支持力をどの程度満足するのかが判定の資料を得る。
(iii) 静的載荷試験	静的荷重の段階的載荷による沈下特性の把握。
(iv) 強制風化試験	岩ずりに対して温度、湿度、日光などの諸条件を繰返し変化させ風化に対する劣化状態を求める。
(v) スレーキング試験 (耐久性試験)	スレーキング率 (110℃ 24 h 炉乾燥後、常温浸水 24 h。これを 5 サイクル繰返し後の 9.52 mm フルイ透過率) による耐久性の試験
(vi) 破砕性試験	岩ずりの破砕性を定量的に評価し、盛土材料としての圧縮性を把握する。
(vii) 岩石試験	岩石の物理的および力学的性質を調べる。

注 (i) ~ (iii) 北大工学部における試験 (S, 57.7)
(iv) ~ (vii) 札幌 56 第 13 号、道管岩ずり特性試験 (S, 57.3)

表-6 粒度組成

粒 径 (mm)	重量比 (%)
3.81 ~ 2.54	1.0
2.54 ~ 1.91	4.0
1.91 ~ 0.952	4.0
0.952 ~ 0.475	1.0
計	10.0

(1) 締固め試験

表-6 に示す粒度組成で締固め試験を行なったが、その結果は次の様になった。

最大乾燥密度 $\gamma_{dmax} = 1.687 \text{ g/cm}^3$ 、最適含水比 $W_{opt} = 15.3 \%$

締固め度により施工管理する場合は、最大乾燥密度の 90% 以上 ($\gamma_d = 1.687 \times 0.9 = 1.518 \text{ g/cm}^3$) を満足する様に締固めなければならぬが、8.6 ~ 19.5% という含水比の範囲の乾燥密度が $1.615 \sim 1.687 \text{ g/cm}^3$ となり、締固め度 90% 以上を十分に満足しているので、含水比の調整にそれほど気を配らなくても、転圧効果は得られるものと判断された。

(2) 室内 CBR 試験

表-6 に示す粒度組成で供試体を作成し、次の 2 種類について CBR 試験を行なった。

- ① 最適含水比で締固め、非浸水で載荷。
- ② 最適含水比で締固め、96 時間水浸後載荷。

試験結果は次の様になった。① 非浸水 CBR 値 = 53.4%、② 96 時間水浸 CBR 値 = 44.6% 盛土材料としての支持力の条件は十分に満足していた。又、吸水膨張試験結果は、膨張比 $V_e = 0.46 \%$ であり、(一般に $V_e < 1$ は良好な路床とされている。)

(3) 静的載荷試験

① 試験方法

締固め試験と同様の要領で作成された供試体を水槽に入れ、載荷装置に取付ける。高さ 14 m に相当する盛土荷重を $P_1 = 0.38$ 、 $P_2 = 1.13$ 、 $P_3 = 1.89$ 、 $P_4 = 2.64 \text{ kg/cm}^2$ の 4 段階に分割し、各段階ごとに 15 秒、30 秒、1 分、5 分、10 分、30 分、60 分、3 時間、6 時間、24 時間を標準として、その後 3 日間で 1 日 2 回、その沈下量と

ダイヤルゲージから読み取る。静的載荷試験は次の6種類について行なった。

- ②最適含水比 ($w = 14.8\%$) で締固め、水浸後直ちに載荷。
- ③自然含水比 ($w = 8.5\%$) で締固め、水浸後直ちに載荷。
- ④安定処理後 ($w = 13.8\%$) で締固め、水浸後直ちに載荷。
- ⑤最適含水比 ($w = 14.7\%$) で締固め、96時間水浸後載荷。
- ⑥青函トンネル千軒工捨場試料を予想される仮置後の含水比 ($w = 23.6\%$) で締固め、水浸後直ちに載荷。
- ⑦青函トンネル千軒工捨場試料を安定処理後 ($w = 19.7\%$) で締固め、水浸後直ちに載荷。

試料の粒度組成は、②~④の場合係表-6と同様にし、⑤⑦は工捨場より採取した状態のままとした。又、⑥⑦の安定処理材はケミコライムとし、添加量は試料重量の3%、安定処理後の養生期間は72時間とした。

②盛土の沈下計算

「室内圧縮試験による盛土自重による沈下の推定」(参考文献1, 2)よりモールド中で所定の密度に突固めた盛土供試体に、一定の載荷荷重と静的に加えると、その載荷時間(t)と沈下量(全圧縮ひずみ ϵ)との関係は次式で表わすことができる。

$$\epsilon = a + b \cdot \log t$$

a : 即時ひずみ

b : 直線の勾配

$b \cdot \log t$: フリープひずみ

盛土の自重による沈下(図-3)

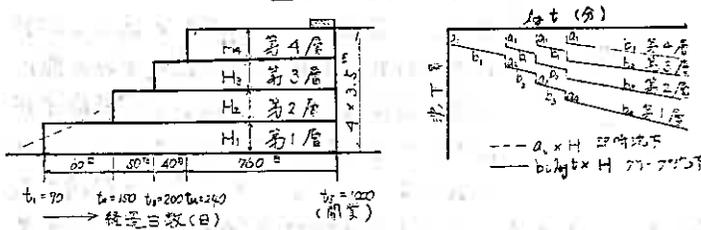


表-7 盛土沈下量

項目	Case	供試体②	供試体③	供試体④	供試体⑤	供試体⑥	供試体⑦
		最適含水比 (水浸後)	自然含水比 (水浸後)	安定処理 (水浸後)	最適含水比 (96h)	自然含水比 (水浸後)	安定処理 (水浸後)
即時沈下量(cm)		19.27	27.96	18.39	17.30	40.33	18.10
施行完了後までのクリープ沈下量(cm)		1.49	2.46	1.57	1.69	2.672	2.58
盛土放置期間(760日)の クリープ沈下量(cm)		0.25	0.43	0.27	0.26	3.58	0.36
開業後100年間の残留沈下量(cm)		0.32	0.54	0.33	0.32	4.56	0.46
総沈下量(cm)		21.33	31.39	20.56	19.57	75.28	21.56
開業後1年間の沈下量(cm)		0.03	0.06	0.03	0.03	0.46	0.04
開業後3年間の沈下量(cm)		0.07	0.12	0.07	0.07	1.03	0.10

計算にあたっては図-3に示す様に盛土の施工完了に240日を要し、更に開業までに760日かかるといふ仮定を設定している。静的載荷試験の結果より沈下係数 $a_1 \sim a_4$ 、 $b_1 \sim b_4$ を求め、これより盛土の沈下量を計算すると表-7のような結果となった。これによれば、湯の里の泥岩は盛土完成後の沈下量が1cm以下と極めて小さい値になっている。モールドにより側方向の変位が拘束されているため、実際の盛土では試験結果の値より大きくなると思われるが、施工の際に転圧を十分に行なえば、盛土完成後のフリープ沈下量は小さいものと想定された。

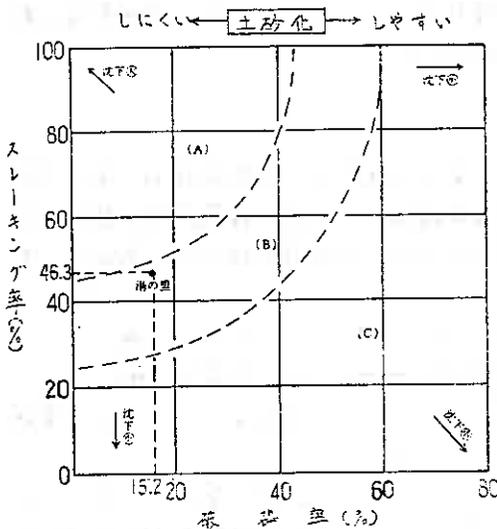
(4)スレーキング(耐又性)及び破砕性試験

スレーキング試験は自然含水比の試料(38.1~19.1mm)を110℃で24時間炉乾燥し、室温に下ろすのを待って24時間常温水にひたす。これを1サイクルとし5サイクルくり返し、9.52mmふるい通過率(スレーキング率)を求めるものである。

又、破砕性試験は自然含水比の礫をCBRモールドに押し込み、試料高さ12.5cm程度になるよう調整した後、圧縮試験機で2.0% σ_{cm} になるまで全断面圧縮を行ない、その試料の9.52mmふるい通過率(破砕率)を求めるものである。

試験結果は、スレーキング率 46.3% 破砕率 15.2% であった。

図-4 圧縮性相関図



道路公団試験所では、ぜい弱岩のスレーキング性及び破砕性の2つの要因を室内において定量的に測定し、その圧縮性を評価することが可能かどうかの検討を行なっている。(参考文献3)より)

それによれば、①スレーキング率の高い(50%以上)材料は破砕率と圧縮ひずみとの間に一定の傾向が認められ、破砕率が小さいと圧縮ひずみは大きく、破砕率が大きくなると圧縮ひずみは小さくなる。②スレーキング率の低い(50%以下)材料は破砕率と圧縮ひずみの間に一定の傾向は認められないが、破砕率が小さくても圧縮ひずみは大きくなる。

これより、スレーキング率と破砕率及び圧縮ひずみとの関係は図-4に示される。

これより圧縮性を評価すれば、湯の里の試料は(B)領域となり、施工時の破砕率は小さく、将来の耐久性がやや弱いという結果になった。

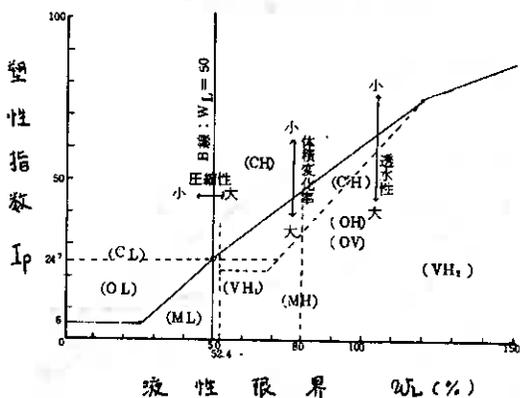
3-3. ロードヘッダーで掘削された岩すり特性試験

盛土の設計に先立ち、トンネルの掘削が着手された直後に、第1森越トンネル西工事の岩すりを用いて盛土の試験施工が行なわれた。その際、ロードヘッダー掘削岩すりの特性試験も合わせて行なわれ、表-8の様な結果となった。

表-8 掘削岩すり特性試験結果

地山含水比 w_0 (%)	工種子の比重 G	コンシステンシー特性試験			締固め試験		種 度 試 験					
		液性限界 $2L_0$ (%)	塑性限界 $2P_0$ (%)	塑性指数 Ip	最適含水比 w_{opt} (%)	最大締固率 γ_{max} (%)	レオ分 (2000 μ 以下)	砂分 (20~2000 μ)	シルト分 (5~20 μ)	粘土分 (5 μ 以下)	均等係数 U _c	標準係数 U _z
14.5	2.70	52.4	27.7	24.7	16.8	1.73	90.0	6.0	2.5	1.5	10.5	2.0

図-5 塑性図 (日本統一土質分類)



た場合には、粘土化することも予想された。

(3) 含水特性

最大乾燥密度の90%の範囲(適正含水比)は、13.5 ~ 22.0%と幅の広い結果になっており、含水比の調整は容易であると判断された。

3-4. 盛土材料の判定

以上各種試験結果より総合的に判断すれば、若すりは[B群]であると判定されたが、風化等により[D群]となる可能性があることが明らかになり、設計及び施工管理に注意を払わねばならないことが判明した。

4. 盛土の安定解析

高さ14mとかなりの高盛土であり、盛土材料としてあまり好ましくない泥岩ずりを使用するために、盛土の試験施工が行われた際に原位置一面せん断試験を実施して、盛土完成時における粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ の値を求めた。原位置一面せん断試験の概要は、以下の通りである。

転圧された盛土の表面から30cm程度掘削してドロップサンプルを作成する。それにせん断箱をセットし、所定の垂直荷重(10, 20, 30 $\frac{kg}{m^2}$)をかけ、各々の荷重に対して毎分1mmの割合で水平荷重をかけてゆき、水平変位量1mm毎に垂直変位量及び水平荷重(せん断応力)を読み取る。

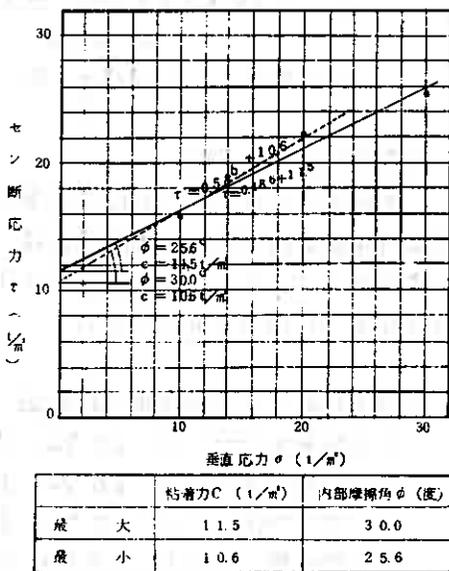
(1) 粒度特性

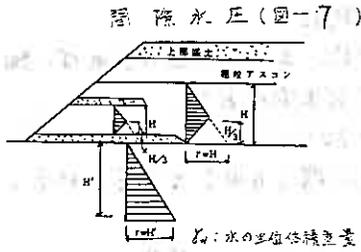
日本統一土質分類法によれば、細粒分が5%未満であり、 $1 \leq U_c = 2.0 \leq \sqrt{U_c} = 3.24$ であるので、粒度のよい礫[GW]と判定された。

(2) コンシステンシー特性

日本統一土質分類の塑性図(図-5)によれば、[CL]との境界付近ではあるが、粘土[CH]と判定された。これより、完全に風化して細粒化され

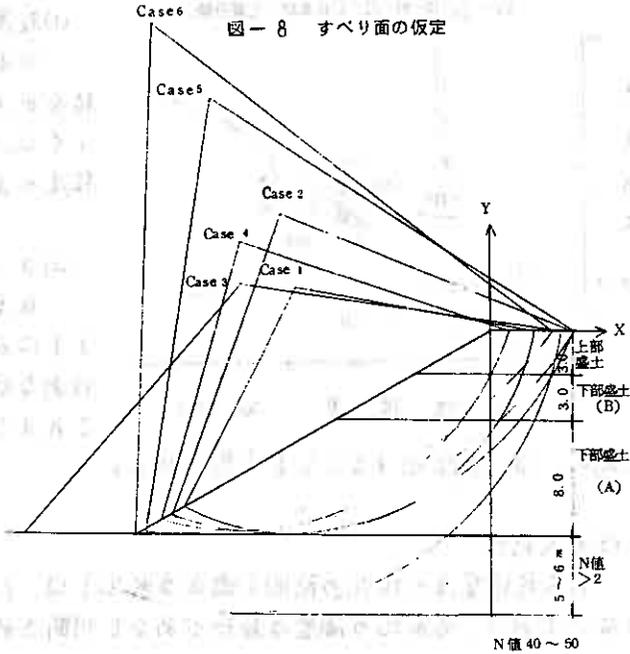
図-6 中型一面せん断試験結果図($r=0$)





試験結果は図-6の通りとなり、盛土の安定解析では、安全側として最小値 $C = 10 \text{ t/m}^2$ 、 $\phi = 26^\circ$ を使用した。

図-8 すべり面の仮定



(1) 計算式

① 間隙水圧が発生しない場合

$$F_s = \frac{\sum (C \cdot l + W \cdot \cos \theta \cdot \tan \phi)}{\sum W \cdot \sin \theta}$$

せん断強さ

$$S = C + \sigma \cdot \tan \phi \quad \text{で表される。}$$

l : 分割片の内弧の長さ (m)

W : 分割片の重量 (t)

C : 粘着力 (t/m^2)

ϕ : 内部摩擦角 (度)

σ : 垂直応力 (t/m^2)

C' : 有効応力に関する粘着力 (t/m^2)

ϕ' : 内部摩擦角 (度)

U : 間隙水圧 (t/m^2)

② 間隙水圧が発生する場合

$$F_s = \frac{\sum \{ C' \cdot l + (W \cdot \cos \theta - U \cdot l) \cdot \tan \phi' \}}{\sum W \cdot \sin \theta}$$

$$\text{せん断強さ } S = C' + (\sigma - U) \cdot \tan \phi' \quad \text{で表される。}$$

(2) 間隙水圧の考え方

上部盛土(切込砕石)は透水層と仮定し、間隙水圧は発生しないものとした。盛土内及び支持地盤内の間隙水圧は、図-7の通りである。若しくは下部盛土(A)に使用され、その上部には粗粒アスコン3cm厚を計画しているので、間隙水圧はその下部まで作用するものとした。

(3) 盛土材料及び支持地盤の物性値

① 上部盛土----- $\gamma = 2.0 \text{ t/m}^3$ 、 $\phi = 40^\circ$ 、 $C = 0 \text{ t/m}^2$ (道路公団設計要領)

② 下部盛土(A)---- $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$ 、 $\phi = 26^\circ$ 、 $C = 10 \text{ t/m}^2$ (原位置一旬せん断試験)

③ 〃(B)----- $\gamma = 1.9 \text{ t/m}^3$ 、 $\phi = 30^\circ$ 、 $C = 0 \text{ t/m}^2$ (道路公団設計要領)

④ 支持地盤----- $\gamma = 2.0 \text{ t/m}^3$ 、 $\phi = 35^\circ$ 、 $C = 0 \text{ t/m}^2$ (〃〃)

表-9 盛土安定計算 安全率 F_s

Case	円弧の中心座標		円弧の半径	間隙水圧を考慮しない場合	間隙水圧を考慮	地震の影響を考慮		記 事
	X (m)	Y (m)				間隙水圧を考慮しない	間隙水圧を考慮	
1	-140	3.0	17.0	2.72	2.49	1.96	1.79	kh=0.15
2	-150	8.0	22.0	2.63	2.42	1.90	1.74	
3	-180	3.0	23.0	2.30	1.85	1.54	1.14	
4	-180	6.0	20.0	2.77	2.57	2.04	1.89	
5	-200	16.0	30.0	2.63	2.45	2.01	1.84	
6	-240	21.0	35.0	2.74	2.55	2.03	1.79	

以上の物性値を用いて図-8の仮想すべり面に対する安定計算を行なった。計算結果は表-9の通りとなり、Case 3の地震時で間隙水圧を考慮した場合を除いて、安全率 $F_s > 1.3$ となった。

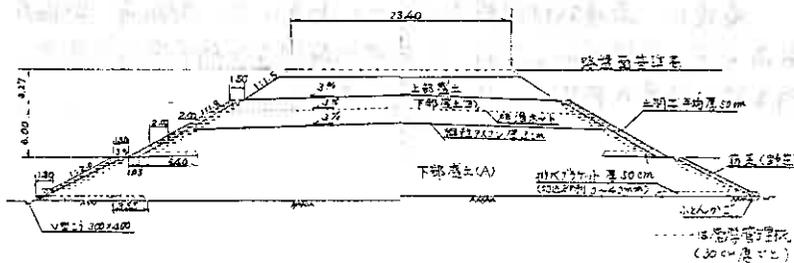
5. 盛土標準断面の設計概要

各種の材料特性試験の結果、①岩ずりのほとんどは[B群]の材料であり、一部水に対して脆弱化しやすい[D群]に近い材料が含まれている。②十分な締固めを行えば、開業後の次下量を極めて小さく抑えることができる。等が判明したが、盛土材料としてはあまり好ましくはないものの、水及び風化に対する配慮を行ない慎重な施工をすれば、下部盛土材としての使用に問題はないものと判断された。

盛土標準断面(図-9)の設計にあたっては、基本的には国鉄工構造物設計標準に拠った他、下記の諸点について特別な配慮を行なった。

- ① 下部盛土(A)に岩ずりを使用するため、盛土内間隙水圧の発生を防ぐ目的で、2段の排水グラケットを設置。
- ② 下部盛土(A)の天端に、雨水等の浸入及び風化作用の防止のために、防水層(粗粒アスコン3cm厚)を設置。

盛土4線標準断面図(図-9)



- ③ 盛土支持地盤において、湧水の恐れがある箇所に着下水を設置。

6. 盛土材料の管理試験

本工事は昨年8月に着工され、厳しい施工管理のもとに現在鋭意施工中であるが、施工に先立ち、盛土材料としての適、不適の確認、及び各工区の岩ずりの管理基準値を設定するために、材料管理試験としての岩ずり特性試験を行なった。

表-10 材料管理試験結果

工 区	地山 含有率 (%)	工種	コンシステンシー			縮 率		粒 度 試 験					
			W _L	W _P	Te	W _{5%}	W _{10%}	W _{20%}	W _{40%}	W _{60%}	W _{100%}	W _{200%}	
1. 第1河内盛工	14.8	2.67	55.6	22.5	33.1	15.0	1.770	22.0	10.0	15.3	0.7	350	20
2. 第2河内盛工(西)	16.3	2.67	48.1	21.3	25.8	13.5	1.774	10.6	10.7	8.9	0.5	178	9
3. 第2河内盛工(東)	15.8	2.71	45.0	19.7	33.3	16.5	1.770	60.6	14.1	23.8	1.5	62	1.5
4. 第2河内盛工	15.7	2.67	40.7	32.3	18.5	15.5	1.704	68.0	18.6	12.7	0.7	276	10.7
5. 第3河内盛工	14.9	2.66	61.0	20.3	40.7	18.0	1.730	68.4	18.7	11.5	1.0	200	22.5
6. 第1森盛工(西)	16.4	2.70	41.4	24.0	17.4	16.5	1.772	77.3	12.5	8.4	0.8	113	11.2
7. 第1森盛工(東)	22.1	2.68	55.7	22.5	32.7	19.2	1.700	63.1	18.5	17.8	0.6	424	1.3
8. 第1森盛工	24.7	2.67	53.1	31.0	23.1	30.0	1.434	41.6	27.4	23.0	8.0	347	0.41
9. 第1森盛工	24.8	2.63	57.3	32.3	27.0	26.0	1.484	24.6	14.6	10.2	0.6	309	5.8

試験結果は、表-10の通りであったが、次の事が判明した。

- ① 縮率試験結果は、一部の工区で設計時に想定された結果と異なるものがあるが、大抵の、全体的に見れば適正含水比の範囲が広く、施工に比して有利な結果となった。
- ② 粒度組成は、日本統一工質分類法によれば、シルト質礫[G-M]及びシルトまじり礫[G-M]であった。
- ③ コンシステンシー特性は、日本統一工質分類の塑性図(図-5)によれば、粘土[CH]、粘性土[CL]となった。
- ④ 試験盛土の際の若すり特性試験結果(表-8)と比べて見れば、粒度組成については多少異なるものの、全体的にはほぼ同じ様な結果となり、設計の際の想定が妥当なものであることが確認された。

7. あとがき

施工管理試験の結果は現在整理中であり、又、盛土の長期安定解析を行なうために、現在完全に粘土化し飽和状態となつた試料の三軸圧縮試験を行なっている。

これらの資料をまとめ、泥岩すりの盛土への適用限界を明確なものにしていきたいと考えている。最後に、各種特性試験を行なうにあたって、御指導、御協力して下さつた、北海道大学工学部土木工学科 三田地助教授及び研究室の皆様方、又、国鉄技術研究所工質研究室の皆様方に感謝の意を表わします。

〔参考文献〕

- 1) 伊勢田ほか「粘性土を材料とする高盛土の沈下」土木技術資料14-6 1972
- 2) 石井「盛土の圧縮沈下」日本道路公団試験所技術情報
- 3) 市村、今川、井口「脆弱岩(風化岩)盛土の設計施工」道路公団試験所報告 昭和54年度

基礎地盤コンサル ○ 横川 巖

照井 日出夫

佐田 頼光

1. まえがき

地盤の変形問題には、解析理論と物性値評価の2つの問題が常に存在しているが、F.E.Mをはじめとする変形解析手法の発展は、地盤物性値評価の重要性と問題点に関して少なくない影響を与えつゝある。

地盤の変形は、一般に鉛直変位と水平変位に分けて取扱うことが多いが後者の水平変位については、鉛直変位に較べてデータが少く、両者を同水準で論じることが不可能な現状にある。確かに鉛直変位は地盤変形の主要な部分を占めており実務上の力点がおかれてきたのは止むを得ないが、スベリ破壊やくい等近接構造物への影響などを予知するためには水平変位の解析・検照にも力を注ぐ必要がある。その手はじめとして水平変位が鉛直変位と同じ程度の手軽さで評価されることも重要であろう。このような観点からこの報文では水平変位の簡易な解析手法について触れ、実測結果との対比を試みた。

2. 地中ヒズミ(εx)の分布特性

図1を参照して、ある点に3方向の増加応力(pz, px, py)が作用した場合、それぞれの方向に対するヒズミ(εz, εx, εy)は(1)式のように表示される。これは三軸異方性弾性体(Orthorhombic Half Space)の特例である二軸異方性(Cross Anisotropic)の場合に相当するものであり、 $Mz = Mh = \frac{1}{2}E$

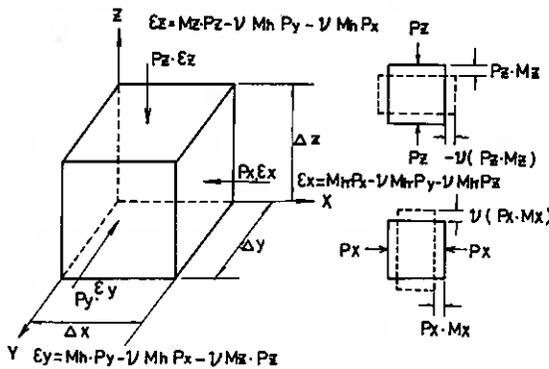


図1 応力とヒズミの概念図

とすると従来から示される均一弾性体のヒズミ式となる。

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_z &= \left(1 - \nu \frac{Mh}{Mz} \cdot \frac{px + py}{pz} \right) Mz \cdot pz \\ \epsilon_y &= \left(1 - \nu \left(\frac{px}{py} + \frac{Mz}{Mh} \cdot \frac{pz}{py} \right) \right) Mh \cdot py \\ \epsilon_x &= \left(1 - \nu \left(\frac{py}{px} + \frac{Mz}{Mh} \cdot \frac{pz}{px} \right) \right) Mh \cdot px \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

周知のように道路や堤防盛土のような連続分布荷重の場合は、 $\epsilon_y = 0$, $\epsilon_x \approx 0$ すなわち平面ヒズミの条件を与えて(2)式を得ることができる。

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_z &= (1 + \nu) \left\{ 1 - \nu \left(1 + \frac{Mh}{Mz} \cdot \frac{px}{pz} \right) \right\} Mz \cdot pz \\ \epsilon_x &= \left(1 - \nu^2 \left(1 + \frac{Mz}{Mh} \cdot \frac{pz}{px} \cdot \frac{1 + \nu}{\nu} \right) \right) Mh \cdot px \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

なお、 Mz と通常の沈下計算で用いる mv の関係は周知のように、 $\frac{mv}{Mz} = (1 + \nu) \frac{(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)}$ で示される。ここに ν は土のポアソン比である。まず(2)式の ϵ_x の分布特性を知るために $\nu = 0.4$, Mz

$Mh = 0.2 \text{ cm}^2/\text{kg}$, $b = 6.0 \text{ m}$, $a = 9.0 \text{ m}$, $p = 1.0 \text{ kg}/\text{cm}^2$ の場合についての計算値を例示したものが図 2 である。同図によれば、深度を増すにしたがい $-ex$ の範囲が拡大していくことがわかる。すなわち

$ex = 0$ の位置 ($x = 0$) は Z の増加にともない載荷域の外側に拡大するとともに $-ex$ の最大値が増大し、逆に $+ex$ のそれは低下する。地表に極めて接近した部分では地盤の条件にもよるが負の ex が生じない。

$ex = 0$ となる位置は(2)式において $ex = 0$ なる条件からつぎのように示される。

$$(1 - \nu^2 \left(1 + \frac{Mz}{Mh} \cdot \frac{pz}{px} \cdot \frac{1 + \nu}{\nu} \right)) \times$$

$$Mh \cdot px = 0, \quad Mh \cdot px \approx 0$$

$$\therefore \left\{ 1 - \nu^2 \left(1 + \frac{Mz}{Mh} \cdot \frac{pz}{px} \cdot \frac{1 + \nu}{\nu} \right) \right\} = 0 \quad \longrightarrow \quad \nu \cdot Mz \cdot pz = (1 - \nu) \cdot Mh \cdot px \quad (3)$$

すなわち、 $ex = 0$ の条件は地盤のパラメータと応力によって変化する。簡単のため $Mz = Mh$ の場合における ex 正負の境界線を ν をパラメータに示したものが図 3 であるが、 ν が大きくなるにしたがい負のゾーンが拡っていくことがわかる。つぎに鉛直および水平方向のヒズミ係数 (Mz , Mh) が異なる

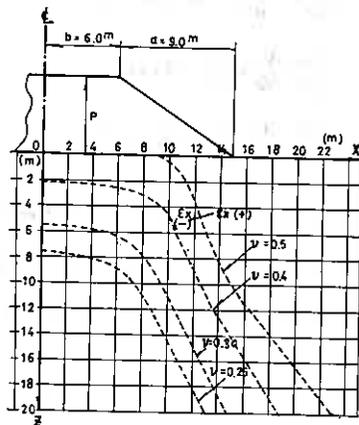


図 3 ポアソン比 (ν) による ex 正負ゾーンの推移

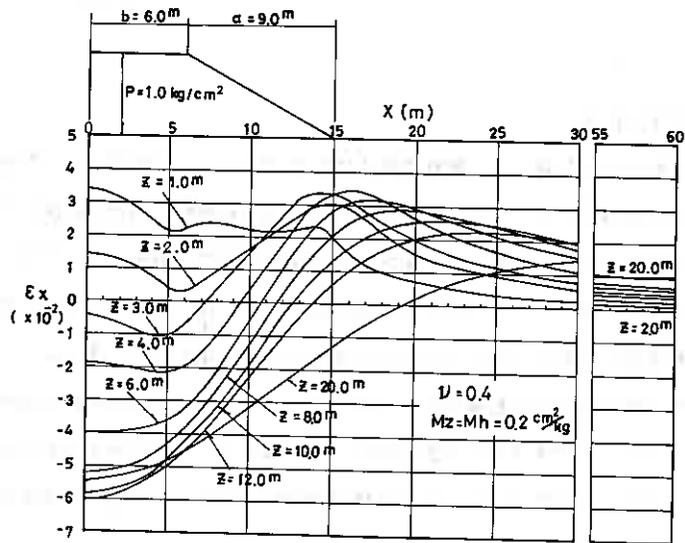


図 2 水平方向ヒズミ (ex) の分布図

る二軸異方性については、筆者らが実施した乱さない試料の縦横圧縮試験の測定データを模式的に示すと図 4 のとおりである。図 4 は縦方向と横方向の一軸圧縮の応力 (σ) ~ ヒズミ (ϵ) 曲線の様相を示したもので、両曲線は $d\tau/d\epsilon$ と qu 値に明らかな差異が認められる。すなわち、横方向は縦方向に較べて曲線の勾配が緩かで破壊応力もやや低く破壊ヒズミが大きいといった傾向がある。これまでのところ両者のパラメータの間には、粘性土に対して、 $Mz/Mh = 0.51 \sim 0.65$, $quz/quh = 1.1 \sim 1.3$

なる関係が認められる。図 5 は図 2 と同一荷重条件に対して $Mz/Mh = 1/2$, $Mh = 0.2 \text{ cm}^2/\text{kg}$, $\nu = 0.4$ とした場合のヒズミの分布特性を示したもので、均一な場合との差

異を知るために $M_z = M_h = 0.2 \text{ cd/kg}$, $\nu = 0.4$ のヒズミも併示した。これによると $M_z/M_h < 1.0$ では ν が低下した場合と同様な効果があつて ϵ_x の負のゾーンが縮少する。このような地盤の変形パラメ

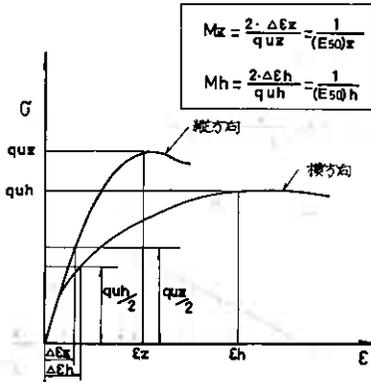


図4 粘性土の縦横 $\sigma \sim \epsilon$ 曲線

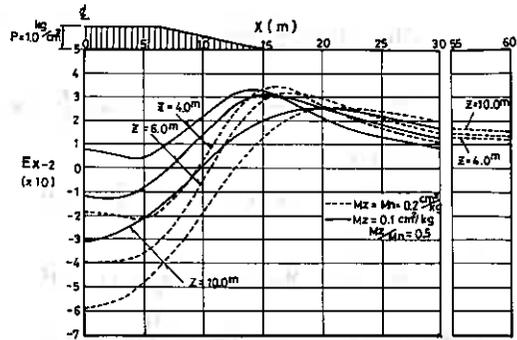


図5 ヒズミ係数が異方性をもつ場合の ϵ_x の分布図

ータの異方性とその影響については今後資料の蓄積とともに総合的な検討を要しよう。

3. 水平変位の計算法

地盤の変形パラメータは、異方性もさることながら応力の場とレベル、作用機構および履歴などによつても変化するから前節での検討はこれらの複雑な要素のごく一部を考察したに過ぎず、パラメータの測定技術とその評価についての現状では均一地盤として対応せざるを得ない。

水平変位の計算法については、C.M.Gerrard と W.Jill Harrison²⁾ によつて均一弾性体、二軸異方性弾性体さらには三軸異方性弾性体に対する応力と変位の詳細な解が与えられている。盛土などの梯形荷重に対する変位を得るには、等分布および三角形分布荷重における値がわかれば十分である。

(1) 等分布荷重の場合 (図6 参照)

$$S_{H1} = \frac{p_1 \cdot B}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{(1 + \nu)}{E} \cdot \{ (1 - 2\nu) \cdot F_{15} - F_{16} \} \quad (4)$$

$$F_{15} = 2(1+x) \tan^{-1} \frac{x+1}{\eta} - 2(x-1) \tan^{-1} \frac{x-1}{\eta} - \eta \cdot \ln \frac{\eta^2 + (x+1)^2}{\eta^2 + (x-1)^2} \quad (5)$$

$$F_{16} = \eta \cdot \ln \frac{\eta^2 + (x+1)^2}{\eta^2 + (x-1)^2} \quad (6)$$

$\nu = 0.5$ の場合 $S_{H1} = -0.239 \cdot \frac{p_1}{E} \cdot B(F_{16})$ となる。

なお、 $x = 0$ ($x = 0$) の場合は、 $F_{15} = F_{16} = 0$ となり、 $Z = 0$ ($\eta = 0$) では、 $F_{15} = 2 \cdot \pi \cdot x$ ($x < 1$)、 $F_{15} = 2 \cdot \pi(x > 1)$ 、 $F_{16} = 0$ となる。

ここに、 S_{H1} : 等分布荷重に対する x, η 点の水平変位、

p_1 : 載荷重強度、 $2 \cdot B$: 載荷幅、 $\eta = \frac{Z}{B}$

$x = \frac{x}{B}$

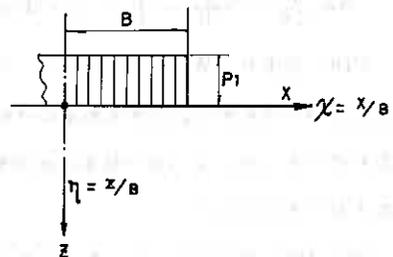


図6 等分布荷重の場合

(2) 三角形分布荷重の場合 (図 7 参照)

$$S_{H2} = \frac{P_2 \cdot A}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{(1+\nu)}{E} \{ (1-2\nu) \cdot M_{25} - M_{23} \} \quad (7)$$

$$M_{23} = \{ x \cdot \ln \frac{x^2 + \eta^2}{(x-1)^2 + \eta^2} + 2 \cdot \eta \left(\tan^{-1} \frac{x}{\eta} - \tan^{-1} \frac{x-1}{\eta} \right) - 2 \} \cdot \eta \quad (8)$$

$$M_{25} = \eta + \tan^{-1} \frac{x-1}{\eta} + (x^2 - \eta^2) \left(\tan^{-1} \frac{x}{\eta} - \tan^{-1} \frac{x-1}{\eta} \right) - x \cdot \eta \ln \frac{x^2 + \eta^2}{(x-1)^2 + \eta^2} \quad (9)$$

$x = 0$ の場合

$$M_{23} = \pi \cdot \eta^2 - 2 \cdot \eta, \quad M_{25} = \eta - \frac{\pi}{2} (1 + \eta^2)$$

$\eta = 0$ の場合

$$M_{23} = 0, \quad M_{25} = \left(\tan^{-1} \frac{x-1}{x} \right) \cdot (1-x^2) + \frac{\pi}{2} x^2$$

$\nu = 0.5$ の場合 $S_{H2} = -0.239 \cdot \frac{P_2}{E} \cdot A \cdot \left(\frac{M}{P_{23}} \right)$ となる。

ここに, S_{H2} : 三角形分布荷重に対する x, η 点の水平変位,

P_2 : 最大荷重強度, A : 載荷幅である。

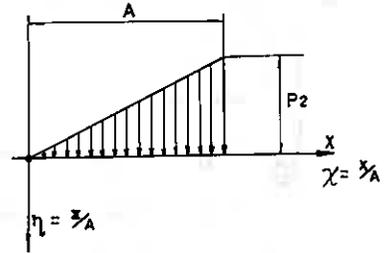


図 7 三角形分布荷重の場合

(3) 台形分布荷重の場合 (図 8 参照)

(1), (2) の水平変位が知れば, 実務面で遭遇するであろう分布荷重はこれらを重ね合わせるることによって対応でき, たとえば盛土など軸対称梯形分布荷重に対する水平変位 (S_H) は, $S_H = S_{H1} + S_{H3} - S_{H2}$ で示すことができる。ただしそれぞれの分布荷重の座標軸と象限が異なるため x, η をつぎのように

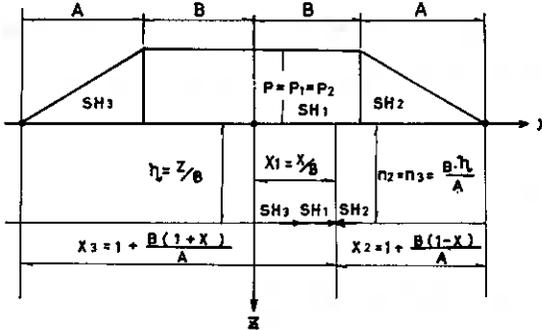


図 8 台形分布荷重の場合

よつて S_H は (10) 式で示される。

$$S_H = \frac{P}{2\pi} \cdot \frac{(1+\nu) \cdot B}{E} \left\{ (1-2\nu) F_{15(i)} - F_{16(i)} + \frac{A}{B} \left\{ (M_{23(i)} - M_{25(i)}) + (1-2\nu)(M_{25(i)} - M_{23(i)}) \right\} \right\} \quad (10)$$

(10) 式中 F, M に施したサフィックス (1), (2), (3) は図 8 に示す分布荷重の番号に対応するものである。等分布荷重と台形分布荷重の分布範囲での S_H をを比較すると当然ながら後者の方が小さくなるわけであるが, これは盛土法面の緩勾配化や抑え盛土工法に側方流動防止を期待する裏付けと考えることもできるであろう。

図 9 は荷重端部付近 0 点における水平変位の深度分布を示すもので側方に三角形の荷重がある場合とそうでない場合を対比した。上述したように両 CASE では変位分布に変化が生じ, 浅い部分での減

書きかえる必要がある。

$x(i) < 1 + \frac{A}{B}$ の場合

$$x(2) = 1 + \frac{B}{A} (1 - x(i)), \quad x(3) = 1 + \frac{B}{A} (1 + x(i))$$

$$\eta(2) = \frac{B}{A} \eta(i), \quad \eta(3) = \frac{B}{A} \cdot \eta(i)$$

$x(i) > 1 + \frac{A}{B}$ の場合

$$x'(i) = \frac{x(i)}{1 + \frac{B}{A}}, \quad \eta'(i) = \frac{\eta(i)}{1 + \frac{B}{A}}$$

$$x(2) = \frac{B}{A} (x(i) - 1), \quad \eta(2) = \frac{B}{A} \cdot \eta(i)$$

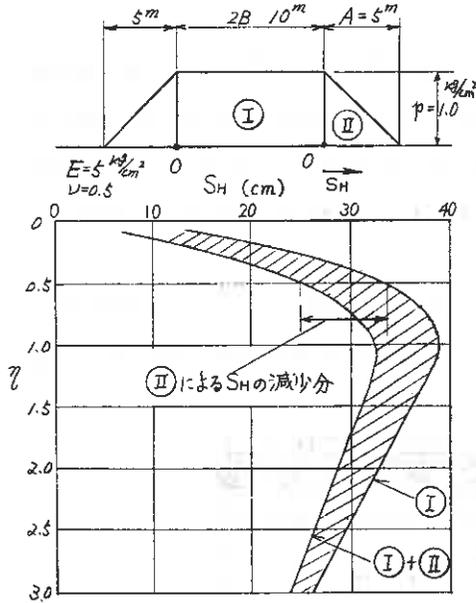


図9 等分布および台形分布荷重の変位量

の時の水平変位量 $\alpha_1 = \frac{p_1}{p_0}$, $\alpha_2 = \frac{B_1}{B_0}$, $\alpha_3 = \frac{E_1}{E_0}$ $S_{02} : A_0 = 10m, p_0 = 1kg/cm^2, E_0 = 10kg/cm^2$ の時の水平変位量 $\lambda_1 = \frac{p_2}{p_0}$, $\lambda_2 = \frac{A_1}{A_0}$, $\lambda_3 = \alpha_3$ である。図10 および 11 はそれぞれ S_{01}, S_{02} と λ, η の関係を示したもので、(11)式とこれらの資料から S_H の概略値を容易に求めることができる。

少が大きく、深部で低下する。浅い部分での減少傾向は、三角形の部分が増加するにしたがい顕著になる。

なお、変位計算式のなかに含まれる係数 F_{15} と M_{25} は $(1-2\nu)$ の項を乗ずることから微小な値になり、とくに ν の大きな飽和地盤の即時的な変位を求める場合には殆んど問題にならない程度の値となる。したがって実務レベルでは F_{15} と M_{25} の項は省略しても差支えなからう。以上が等方弾性体における水平変位の解とその特性の概貌である。

つぎに(4)式と(10)式の簡略化を進めるために基準変位量ともいふべき S_{01} と S_{02} を設ける。そして荷重と地盤条件に対する修正係数 (α, λ) を導入すると(11)式のように表示できる。

$$\left. \begin{aligned} S_{H1} &= \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot S_{01} \\ S_{H2} &= \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot S_{02} \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

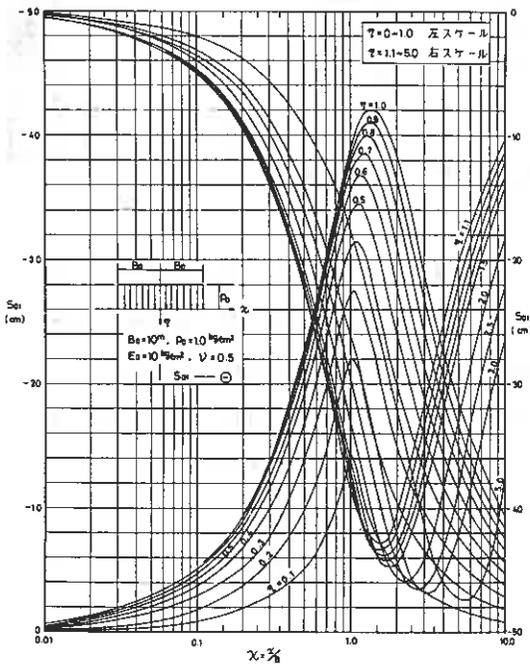


図10 等分布荷重の基準変位量 (S_{01})

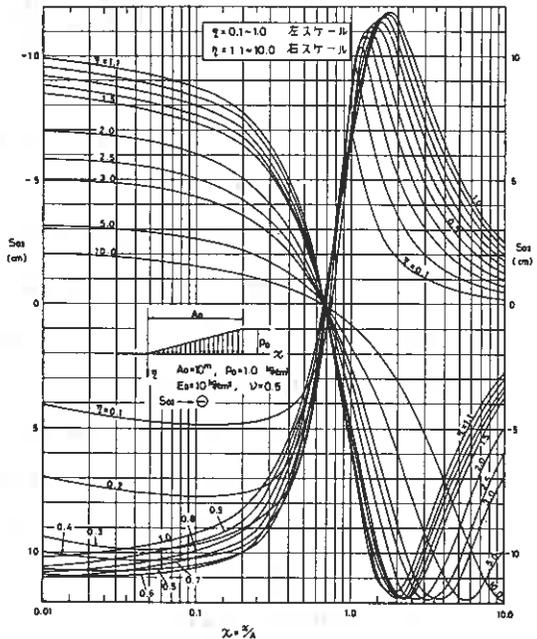


図11 三角形分布荷重の基準変位量 (S_{02})

4. 盛土荷重による水平変位の実測例

図 13 は、空知中央における道路盛土による水平変位の実測結果である。図示のように軟弱な泥炭性土が約 7 m 堆積してその下位にはやゝ硬質の粘土が 1.2 m 付近まで続き細砂に変る。qc の分布から判断して強度漸増地盤であるが併示した E の値は、 $qc = \alpha \cdot E$ の関係から $\alpha \approx 3.5$ として求めたものである。盛土は 2 段階施工で、最終的には 6.9 m ($p_2 = 1.250 \text{ t/m}^2$) に達したが、いわゆるスベリ破壊は認められていない。

地中変位は、法尻部とさらに 4.1 m 外側にガイドパイプを設置して測定した。これらの主要な値は図 13 (C) のとおりである。法尻部とその外側 4.1 m では明らかに異なった分布を示すとともに、盛土施工が終了しているにもかかわらず変位は増加している。

表 1 に示した $\bar{\epsilon}_x$ は変位計 R₁ と R₂ の実測値から (12) 式で求めた平均ヒズミを表している。

$$\bar{\epsilon}_x = \frac{\Delta SH}{\Delta X} \quad (12)$$

$\bar{\epsilon}_x$ は いずれも圧縮であり、上述した変位の時間変化に対応して浅い位置では増加傾向が強くなり、深くなるにしたがい有意な変化は認められなくなる。この

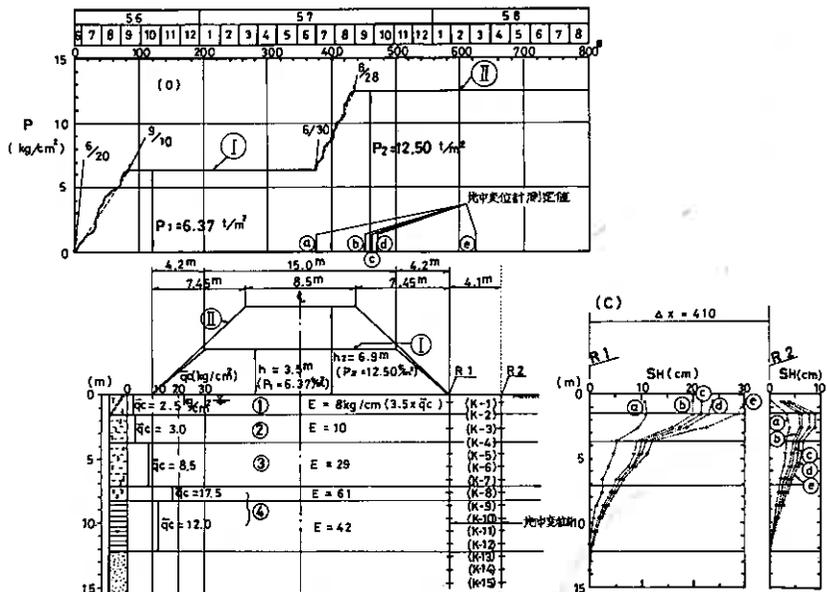


図 13 地中変位の実測例(空知中央)

傾向は図 14 のように示される。

盛土法尻部における水平変位の実測値と (10) 式による計算値を対比したものが図 15 である。上述したように強度漸増地盤であつて盛土が段階施工であることなどから実測値は均一弾性体とした理論値とはかなり異なった分布を示している。また破線で結んだ $E = E_e$ の曲線と比較しても全体として実測値は小さい。計算値の精度は変形パラメータに左右されるから変形係数の評価はとくに重要である。これについては応力の状態と履歴、非線形性さらには異方性などを評価できる測定方法の確立が望まれるところであるが、最近では SELF-BORING PRESSUREMETER^{4) 5)} によつて自然状態に近い条件下での測定が可能になってきている。今後の変形解析においては、こうした新しい測定技術を利用しながらデータを集積していく必要がある。

5. くい変位と地盤変位の関連性

前節までに触れたように、載荷重による地盤の水平変位はパラメータを適切に評価することにより一

表 1. 実測値による $\bar{\epsilon}_x$ の計算結果

測定位置	土層区分	b		c		d		e	
		SH (cm)	$\Delta \bar{\epsilon}_x$ ($\times 10^{-2}$)	SH (cm)	$\Delta \bar{\epsilon}_x$ ($\times 10^{-2}$)	SH (cm)	$\Delta \bar{\epsilon}_x$ ($\times 10^{-2}$)	SH (cm)	$\Delta \bar{\epsilon}_x$ ($\times 10^{-2}$)
K-1	①	17.2	4.20	19.1	4.66	20.9	5.10	26.2	6.39
	2	13.8	3.36	15.0	3.66	15.0	3.66	19.6	4.78
	②	10.0	2.43	11.2	2.73	10.8	2.63	13.4	3.27
	4	5.0	1.22	5.2	1.27	4.7	1.15	5.2	1.27
	5	4.4	1.07	5.2	1.27	4.3	1.05	4.9	1.02
	③	3.8	0.93	3.6	0.88	2.9	0.71	3.1	0.76
	7	2.7	0.65	3.0	0.73	2.3	0.56	2.7	0.66
	8	1.9	0.46	2.3	0.56	1.7	0.41	1.7	0.41
	9	1.3	0.31	1.5	0.37	1.0	0.24	0.9	0.22
	④	1.1	0.27	1.1	0.27	0.7	0.17	0.6	0.15
	11	0.7	0.17	0.6	0.15	0.6	0.15	0.7	0.17
	12	0.2	0.05	0.2	0.05	0.3	0.07	0.4	0.10

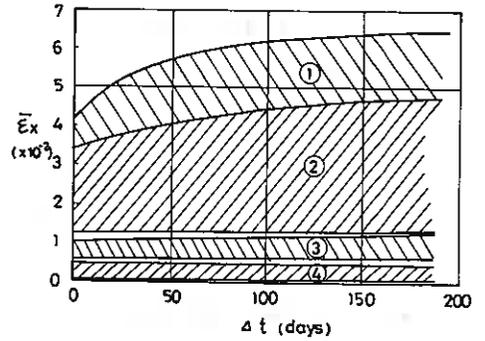


図 14 $\bar{\epsilon}_x$ の時間推移

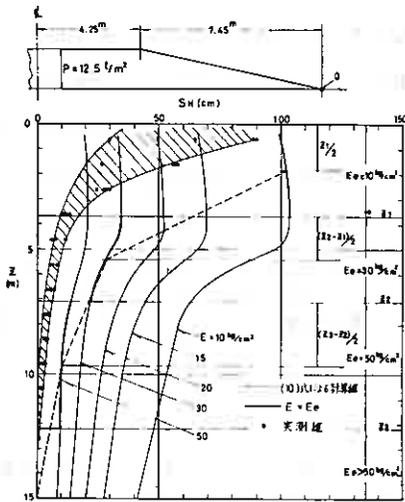


図 15 法尻部の実測変位と計算値

応定量的検討が可能であるが、この種の側方移動を生じる地盤中に設置されるくいは水平耐力に深刻な影響を受ける。これらの問題に関して、古くは G. P. Tschebotarioff⁶⁾ が著書のなかで擁壁あるいは橋台背面土の廻り込みによつて土圧がどのように変化し、くいにどのような応力が作用するかを論じている。日本道路協会では、背面盛土のスベリ破壊に対する安全率と橋台の移動との関係を実験的に提示しさらには建設省においても橋台の側方移動に関する広範な研究成果が出されている。また IX ICSM⁹⁾ FE 1977, Tokyo, Speciality Session に

においてもこの種の問題に関連した研究発表がなされるなど地盤の側方移動とくいの挙動は古くて新しい問題の感が深い。北海道の泥炭性地盤でのこの種の問題については開発局土木試験所において精力的な実験研究が続けられており、既に成果が公表されるに至っている。¹⁰⁾

地盤の側方移動とくいの挙動は、負の摩擦現象と類似の問題といえるが、これらの理論解析の手法として、F.E.M を除けば 4 階微分方程式を解く方法と差分法による近似解が挙げられる。これらはそれぞれ (13)、(14) 式で示される形式をとり、いずれも地盤の水平変位量 (SH) を知る必要がある。

$$\left. \begin{aligned} E_p \cdot I_p \frac{d^4 y_p}{dZ^4} &= \bar{q}(Z) \\ \bar{q}(Z) &= (S_H - y_p) \cdot k \cdot B \leq p_y \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

ここに、 y_p : くい変位量、 $E_p \cdot I_p$: くいの曲げ剛性、 Z : くい頭部からの深さ、 $\bar{q}(Z)$: くいに作用する荷重、 k : 地盤の反力係数、 B : くい幅、 p_y : 地盤の降伏応力である。

$$\left\{ D + \frac{II}{K_R \cdot n^4} \right\} \{ y_p \} = \frac{\{ II \}}{K_R \cdot n^4} \{ S_H \} \quad (14)$$

ここに、 $\{D\}$ ：差分係数のマトリクス， $\{II\}$ ：Mindlinの解から得られる土の変位係数のマトリクスの逆数， K_R ：くいのタワミ性を表す係数で $K_R = \frac{E_p \cdot I_p}{E \cdot L^4}$ ， E ：土の変形係数， L ：くい長， $\{y_p\}$ ：くいの変位ベクトル， $\{S_H\}$ ：地盤の変位ベクトル， n ：くい分割数

これらの解の詳細については文献に詳しいので重複は避けたいが、側方移動を生じる地盤中のくい変位は一般に $y_p \leq S_H$ であることが理論的¹¹⁾あるいは実験的¹³⁾に示されており、これらの成果から S_H の評価が極めて重要であることがわかる。なお、極めて実務的レベルに立つならば、単ぐいの変位は $y_p \approx S_H$ とする安全側の取扱いが容認されるであろう。

7.あとかき

地盤の水平変位量は地盤の変形パラメータを適切に評価することにより容易に求めることができるがとくに変形係数(E)の評価は直接的に影響するので測定法を含めて慎重な検討が必要である。現在行なわれている一軸圧縮試験や孔内水平載荷試験による E は、応力解放や乱れなどの影響を受けているため過少に評価されている疑いがある。変位量に影響を与えるその他の要因として載荷速度、地盤の不均一性、地表面形状なども考えられるが、現状においてはまず適切な変形係数の評価を優先させるべきであろう。

地盤の水平変位は、軟弱地盤の対策工の検討においても極めて重要であると判断されるが、現在のところこれを組入れた検討法は提示されていない。変位の計算法が難しいことにも一因があると思われるのでこの報文がこれらの解決の一助ともなれば幸である。

—参考文献—

- 1) 吉田敏一、真田英夫、富沢幸一「泥炭性軟弱地盤における沈下と側方流動について」土質工学会支支部技術報告集第23号(昭和58年2月)。
- 2) C.M.Gerrard, W.Jill Harrison 「Stresses and Displacements in a Loaded Orthorhombic Half Space」,
- 3) G. Sanglerat 「The Penetrometer and Soil Exploration」 ELSEVIER PUB. C. P364~400,
- 4) F.Baguelin et al 「The Pressurimeter and Foundation Engineering」 TRANS TECH PUB. P482~600,
- 5) Hiroshi Mori 「Study on the Properties of Soils in the Northern Coast of Tokyo Bay Using a Self-Boring Pressurimeter」 Soils and Foundations Vol. 21 No.3, Sept, 1981, J. S. S. M. F. E. P83~91,
- 6) G.P.Tschebotarioff 「Foundations, Retaining and Earth Structures」 Mc GRAW-HILL P397~406,
- 7) 日本道路協会「道路橋示方書・同解説」下部構造編 P180~181,
- 8) 建設省土木研究所構造橋梁部基礎研究室「橋台の側方移動に関する研究」土木研究所資料第1804号,
- 9) IX I. C. S. M. F. E. Specialty Session 10, 「The Effect of Horizontal Loads Piles, due to Surcharge or Seismic Effects」,
- 10) 1) に同じ,
- 11) H.G. Poulos, E.H.Davis 「Pile Foundation Analysis and Design」 JOHN WILEY and Sons, ch. 8,
- 12) 横山幸満「くい構造物の計算法と計算例」山海堂,
- 13) 例えば森康夫、真田英夫、堀曉児「北海道における有機質土と基礎工」総合土木研究所「基礎工」VOL10, No10, 1982, 10, P62~70,

②5 網走地方における畑地斜面の浸食と気象の影響について

土質工学会 北海道支部
技術報告集 第24号
昭和59年2月

網走支庁東部耕地 後 藤 元
基礎地盤コンサル ○小 西 彰
佐 田 頼 光

1. まえがき

網走管内の能取湖、藻琴湖、藻沸湖周辺に展開する段丘地帯は、畑地利用に適した地形であるため畑作率が高い。この地区で実施されている道営畑総事業は急傾斜地を機械作業に適するように大区画・緩傾斜農地へ地形を改造するため種々の技術的対応が必要となる。なかでも畑地斜面の浸食防止対策は営農の根幹にかゝわる問題として各機関で調査研究が進められているが、浸食現象は非常に複雑であり、かつ、地域性もあつて合理的手法を見出すには至っていないようである。

網走支庁東部耕地出張所では防止対策の現状と事業の進展に鑑み、管内11地区において造成斜面の浸食追跡調査を実施し、とくに土質的観点から解析検討を加えてきた。浸食は、斜面規模・形状、土質、¹⁾気象、地形および人為的対応などに関つていて複雑であり加えてこの地域では寒冷地特有の現象も包含される。

この報文は、昭和55年度～57年度にわたつて実施した浸食調査結果の概貌に触れるとともにとくに気象条件の影響に着目して考察を加えた。

2. 網走地方の畑地斜面浸食の特性

畑総事業は、経営面積の拡大のため保有地斜面を地形改造によつて農地へ開発し、機械化作業に有利な大区画・緩傾斜農地にすることになる。しかし地形改造で得られる大区画斜面は小区画の場合に較べて浸食が生じやすくなることは否めない。これは斜面要素(勾配、長さ、形状)や植生状況が変り全体的な耐浸食性が低下するためと考えられる。

斜面の浸食は、地表流水による表土の流亡現象(run-off)であるから集水しやすい場所、透水性の低い場所で発生しやすいことは一般に理解されるところであるが今回の調査では融雪期において一区画から50m²を越える流亡土量がしばしば確認されており、これは到底看過できる量ではない。網走地方に分布する火山灰土とくに黒ボクは透水性が大で降雨の大部分は浸透した地表流出は少ないが道路、踏跡、ワダチなどや以前に水の流れたところは極端に透水性が低くなる。すなわち膨軟な畑地では浸透能が100mm/hr以上にも達するのに固められたところ、水みちとなつたところの浸透能は数mm/hrと急減する。また薄いローム層に下位に難透水性の層を挟む場合も浸透能は小さい。このような土質要素に加えてこの管内では寒冷気候の影響、すなわち土層の凍結があり春先における浸食はむしろ凍結現象に支配されている場合が多い。

凍結現象は周知のように地表温度が0℃以下になると地表から始まつてこれにともない下方から土壤水分が上昇してくるが、火山灰土は元来多量の土壤水分を保持しており凍結層への水分集積はかなり多い。こうした水分集積によつて凍結土層中の水分は地表に平行な縞状に集積し、増加水分は100mm内外に達すると考えられる。これら凍結層の生成は積雪と外気温に強く関つており、積雪の少ない寒冷地の十勝地方で顕著であり網走地方はこれに次ぐ。3月気温の上昇にともなつて凍結層は地表と地下から

融解が始めるが4月中旬に至っても網走地方では地表下30~40cmのところは30cm程度の厚さで残っている。不透水層である凍結層は上位で融解した水分の浸透を妨げこれに融雪水や降水が供給されると浸食が生じ、さらに夏から秋にかけて傷跡の拡大を認めることもある。

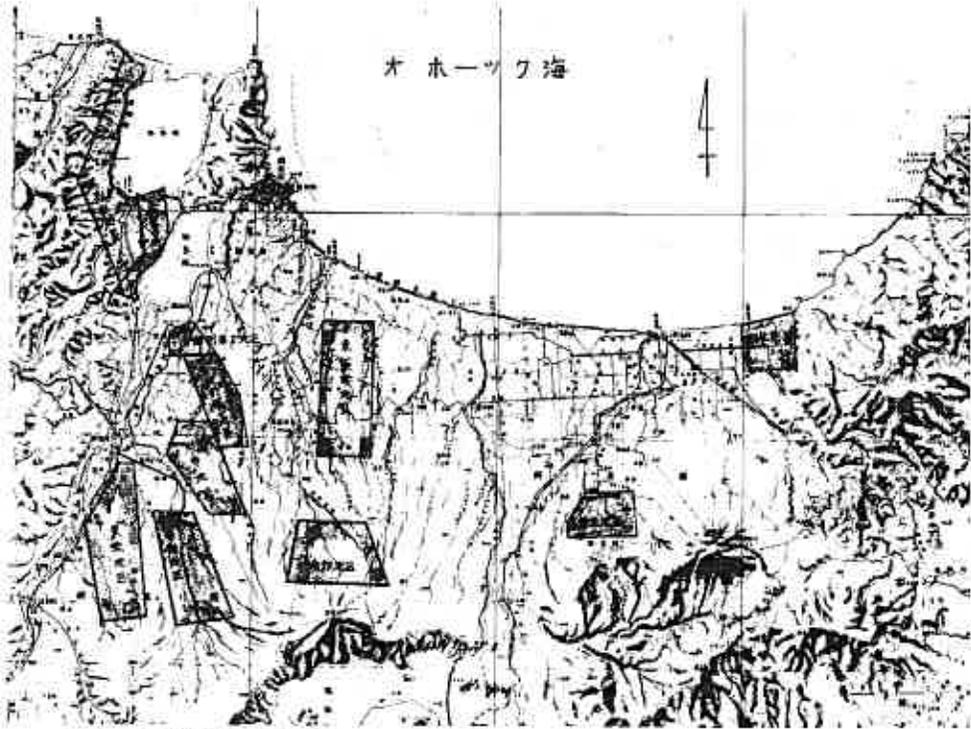


図1 浸食調査地区案内図

3. 調査結果

浸食とこれに関する要素を概念的に示すと(1)式で表すことができるとされている。²⁾

$$E = f(C, T, V, S, H) \quad (1)$$

ここに、C：気象要素、T：地形要素、V：植生要素、S：土質に関する要素、H：人間の活動に関する要素である。したがって浸食調査は表1に示される項目について実施することとした。

表1 浸食追跡調査表

地区名	地点番号	調査時期	斜面特徴			浸食度 和応答	土質条件					斜面の 管理 指数	斜面方向 傾度 R	
			方向	勾配	長さ		付	形状	シルト細砂の含有率(%)	有機物の含有率(%)	砂分の含有率(%)			土の崩壊指数

これらの項目に対する判定の基準値については確立されたものがないが、統一された見地からデータを評価する必要があり一応相対的評価値として以下のように定めた。

○斜面管理保護指数判定基準	
裸地	……1.0
秋耕裸地	……0.6
播種(麦)	……0.2
全面牧草	……0.1

○土の構造指数判定基準	
非常に細かく砕かれている	……1
細かく砕かれている	……2
中位～荒い状態に砕かれている	……3
ブロックまたは盤状	……4

○浸食度判定基準	
$h_R(m)$	
浸食大 (1.0×10^{-3} 以上)	……IV
浸食中位 ($1.0 \times 10^{-4} \sim 1.0 \times 10^{-3}$)	……III
浸食小 ($1.0 \times 10^{-5} \sim 1.0 \times 10^{-4}$)	……II
浸食殆んどなし (1.0×10^{-5} 以下)	……I

○土の透水性指数判定基準		
透水性	大 ($k > 10^0 \text{ cm/sec}$)	……1
#	中位～大 ($10^0 > k > 10^{-1}$)	……2
#	～中位 ($10^{-1} > k > 10^{-3}$)	……3
#	低い～中位 ($10^{-3} > k > 10^{-5}$)	……4
#	低い ($10^{-5} > k > 10^{-7}$)	……5
#	非常に低い ($10^{-7} > k$)	……6

○斜面方向係数 R	
北	……1.0, 東……0.8, 西……0.5, 南……0.3

このほかに管内における気象調査として降水量, 気温, 積雪量などに加えて主要地点における凍結深度を調べた。

3.1 浸食度の判定結果

該当する造成斜面について簡易な測量によりガリをスケッチし流亡土量を計算した。判定規準の h_R は(2)式で示される値である。

$$h_R = \frac{\sum V_R}{A_R} \quad (2)$$

ここに, $\sum V_R$: 一区画造成斜面からの流亡土量, A_R : 斜面土の流亡に關与した面積である。調査箇所数は, 図1に示す各地区から昭和55年度に166, 56年度に166, 57年度は246, 計578箇所となる。各箇所において得られた h_R に対して前述した判定規準による浸食度に区分し, 年度毎の発生率を示したものが図2である。なお, 浸食度区分に対する営農面からの修復の必要性については, つぎのように評価される。

- 浸食度 I, II ……(特に修復の必要性がない。)
- 浸食度 III ……(営農上支障はないが放置するとガリが下刻し流亡土量が増大するので早急に修復する必要がある。)
- 浸食度 IV ……(斜面全体にガリが発生し修復しなければ営農に支障をきたす。)浸食防止対策を検討する上で営農上の限界浸食度をどこに設定するかが重要であり本調査では一応浸食度 II の上限値, $h_R = 1 \times 10^{-4} m$ をもつて限界流亡高 (h_R) とした。

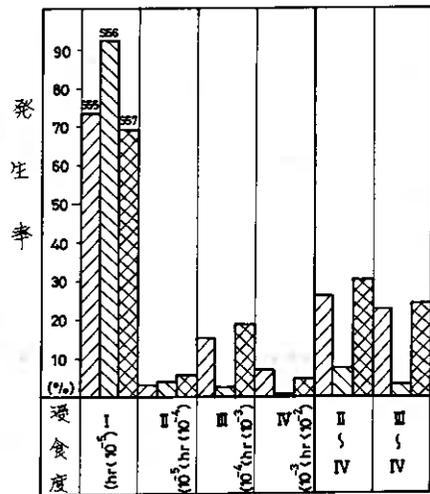


図2 各年度における浸食度の発生率

表2 各地区における土の浸食性要素(K)

地区名	n	min	max	平均値 \bar{X}	標準偏差 σ_n
平和	30	23	52	39	6
嘉多山	71	33	51	43	3
女満別第2	20	32	51	41	5
女満別第1	55	20	57	42	7
田中	109	33	69	46	6
福梅	73	14	57	42	9
豊栄	74	28	55	44	6
東深翠	18	32	46	39	6
南部	2	47	48	47	1
清里	14	22	50	36	7
斜里	2	31	32	31	1

で表わし、斜面特性要素 $f(S, L)$ は(5)式で表わされるとしている³⁾。

$$V_E = K \cdot D \cdot C \cdot P \cdot f(S, L) \quad (4)$$

$$f(S, L) = (L)^{\frac{1}{2}} \cdot (0.0076 + 0.0053S + 0.00076S^2) \quad (5)$$

ここに、 K ：土の浸食性要素で資料3)のノモグラムで得られる値、 D ：降雨特性要素、 C, P ：斜面の保護要素である。

3.4 流亡指数(A)と浸食高(hr)

いま、斜面土の流亡土量(V_E)を示す(4)式を単純化した(6)式の値を流亡指数(A)と定義した。

$$A_f = K \cdot R \cdot f(S, L) \quad (6)$$

R は斜面の方向係数で北向を1.0とし東向0.8、西向0.5、南向0.3とする。このAとhrの関係は図5のとおりである。同図によると3年度にわたる調査で昭和56年度のデータが図の下側に集まり同じAの値をもちながら明らかにhrが少ないといった傾向が認められる。これは図2の年度各の浸食度の発生率にも示されている傾向であるが気象要素による影響と考えられる。気象要素の影響については次項で触れることとして図5の昭和55年度と57年度のデータについてAとhrの関係は(7)式で示される。

$$\left. \begin{aligned} A &= 4.00 \cdot \log \frac{hr \times 10^5}{2.0} \\ \text{or} \quad hr &= 2.0 \times 10^{(A/4.0 - 5)} \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

したがって前述したように限界流亡高(hr_L)を $1.0 \times 10^{-4} m$ とするとこれに対応する限界流亡指数(A_L)は、

$$A_L = 4.00 \times \log \frac{(1.0 \times 10^{-4})}{(2.0 \times 10^{-5})} = 27.6 \text{ ㉞}$$

となる。さらにAは(6)式で定義されるから A_L を確保するために必要な斜面特性要素 $f(S, L)$ は、

3.3 斜面特性の要素

基本的な斜面要素としては、斜面長(L)と傾斜($\tan \theta$)が挙げられる。これらと流亡土量の関係についてはすでに Zingg によつて(3)式が与えられている²⁾。

$$X = C_x \cdot S^{1.4} \cdot L^{1.6} \quad (3)$$

ここに X ：一定の面積からの流亡量、 S ：斜面勾配(%), L ：斜面長(feet), C_x ：浸透能などの土の性質と降雨特性によつて決まる定数である。

また、W.H. Wischmeier et al によれば流亡土量(V_E)を(4)式

$$f(S, L) \ell = \frac{A \ell}{K \cdot R} = \frac{27.69}{K \cdot R}$$

で得ることができる。

3.5 気象要素の影響

積雪の比較的少ない網走地方の斜面浸食は地盤の凍結によるものが支配的であることは既に触れたが、凍結は外気温と積雪に大きく影響を受ける。調査年度におけるこれら気象要素の変化を知るために過去10年間の積雪量の推移を示すと図6のとおりである。また表3は、気温、積雪量、0℃以下の外気温での斜面露出時間、二層理論にもとづく凍結深度の計算値を併示した。これらの資料によれば、調査初年度の昭和54年11月から55年4月までは、平均積雪量が10年間のなかで最も少ない年であったことがわかる。したがって全体として斜面は例年と比較べて凍結深が大であり、融雪期の浸透能が低く維持されたため浸食の発生が顕著であったことが推測される。

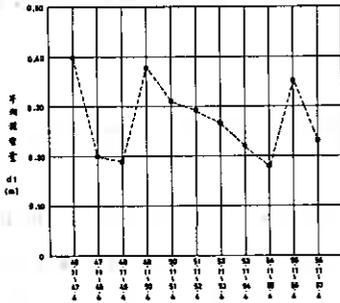


図6 平均積雪量の推移

表3 過去10年間における気象要素の傾向

期 間	積算寒度	平均気温 T (c)	t<0cの露 出時間(day)	平均積雪量 d ₁ (cm)	理論凍結深 度 d ₂ (cm)	融雪速度 (cm/day)
S _{46.11~47.4}	—	-3.5	7	4.0	0	2.8
S _{47.11~48.4}	—	-4.1	11	2.0	17~22	1.4
S _{48.11~49.4}	—	-4.4	25	1.9	19~23	0.8
S _{49.11~50.4}	—	-6.0	7	3.7	1~3	5.2
S _{50.11~51.4}	—	-4.2	15	3.1	6~9	0.9
S _{51.11~52.4}	—	-6.6	18	2.9	7~11	2.0
S _{52.11~53.4}	—	-6.7	15	2.6	10~14	2.3
S _{53.11~54.4}	—	-4.5	12	2.2	15~19	(8.1)
S _{54.11~55.4}	-56.44	-4.6	15	1.8	20	0.7 (最大3.8)
S _{55.11~56.4}	-67.54	-5.5	2	3.5	5	2.1 (最大7.4)
S _{56.11~57.4}	-51.22	-4.2	1	2.3	12	1.1 (最大4.4)

いま、積雪量が凍結深度に与える影響について2層系理論にもとづき考察してみる。図7に示される条件において第2層に貫入する凍結深さ(d₂)は(8)式に表される。⁴⁾

$$d_2 = \left[-\frac{K_2}{K_1} + \left\{ \left(\frac{K_2}{K_1} \right)^2 - \left(\frac{K_2}{K_1} \right) \left(\frac{L_1}{L_2} \right) + \left(\frac{2K_2 \cdot F}{d_1^2 \cdot L_2} \right) \right\}^{\frac{1}{2}} \right] \cdot d_1 \dots (8)$$

K₁, K₂: 各層の熱伝導率

L₁, L₂: 各層の融解潜熱

d₁: 第1層の厚さ

F: 積算寒度

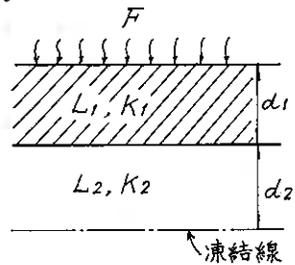


図7 2層系地盤の凍結

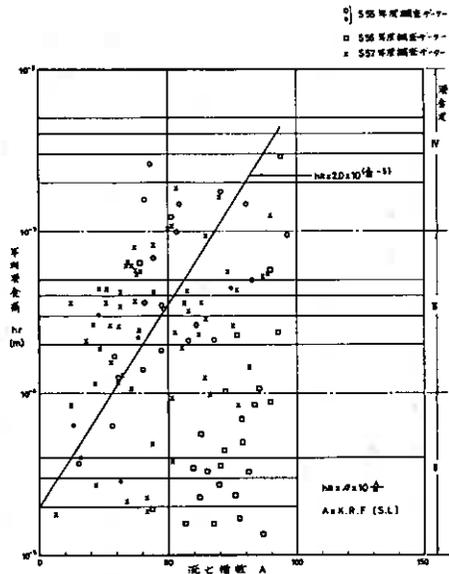


図5 流亡指数(A)と浸食高(hr)の関係

$K_2/K_1 = \lambda$, $L_1/L_2 = \eta$ とおくと上式は,

$$d_2 = \left[-\lambda + \left\{ \lambda^2 - \lambda \cdot \eta + \frac{2 \cdot K_2 \cdot F}{d_1^2 \cdot L_2} \right\}^{\frac{1}{2}} \right] \cdot d_1 \quad (8')$$

となる。いま地表面が雪で覆れた場合の凍結深度(d_2)を計算するわけであるから、 L_1 , K_1 は自然積雪の熱定数を、 L_2 , K_2 は一般土のそれを用いることになる。したがって $L_1 = 2.40 \text{ Cal/cm}$, $K_1 = 1.44 \text{ Cal/hr} \cdot \text{cm} \cdot \text{C}$, $L_2 = 4.0 \text{ Cal/cm}$, $K_2 = 1.764 \text{ Cal/hr} \cdot \text{cm} \cdot \text{C}$ として $\lambda = 1.225$, $\eta = 0.60$ となる。なお、第2層に凍結が貫入しないために必要な d_1 は、上式において $d_2 = 0$ なる条件から、 $d_1 = 1.69 \cdot (F)^{\frac{1}{2}}$ で示される。図8は、(8')式による理論曲線に実測値を対比させたものであるが、傾向としては両者はよく対応している。おまかにはこの地方では40cm程度の積雪で地盤に凍結が貫入しなくなることが理論・経験両面から指摘できるであろう。したがって各調査年度と各地点において凍結深

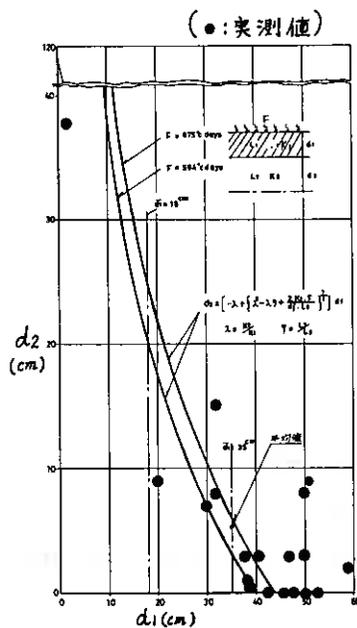


図8 積雪量(d_1)と凍結深度(d_2)

度は異なるわけであるから融雪期の浸食現象はこれらの影響を受けていることを十分考慮する必要がある。幸なことに、先に触れたように初年度調査データは凍結に関して例年がない厳しい条件下のものであることが明らかであるから、前述の浸食性の評価経験式を今後の斜面設計に適用することは安全側の取扱いである。

4.まとめ

畑地造成斜面の諸元決定については、既に農地開発部計画課監修になる道営畑地帯総合土地改良事業技術関係資料(昭和54年度)のなかに農耕機の作業性能、浸食防止などの観点から限界勾配と斜面長などが提示されている。これまでの畑総事業はこれに基づいて進められて来たわけであるが、前述の追跡調査結果で融雪期の浸食が看過できない規模で発生し何らかの対応が迫られることになった。同技術関係資料に提示される限界斜面諸元と追跡調査から導かれた結果を対比すると総じて緩傾斜にするか斜面長を短縮する方向での対応が必要であることがわかる。これらのことから一応土の浸食性要素(K)に対応した斜面諸元の検討手順として図9が提案される。

なお、斜面諸元のはかの浸食防止対策としては、当然ながら地表水処理、暗渠排水、土砂溜・沈砂槽なども重要であるが、3.5で述べた結果から凍結の貫入を抑止するような営農面での対応も極めて重要であることがわかる。

末筆ながら本調査の遂行に当っては山田伴次郎博士、故金子良博士に御懇切なる御指導を承った。記して謝意を表したい。

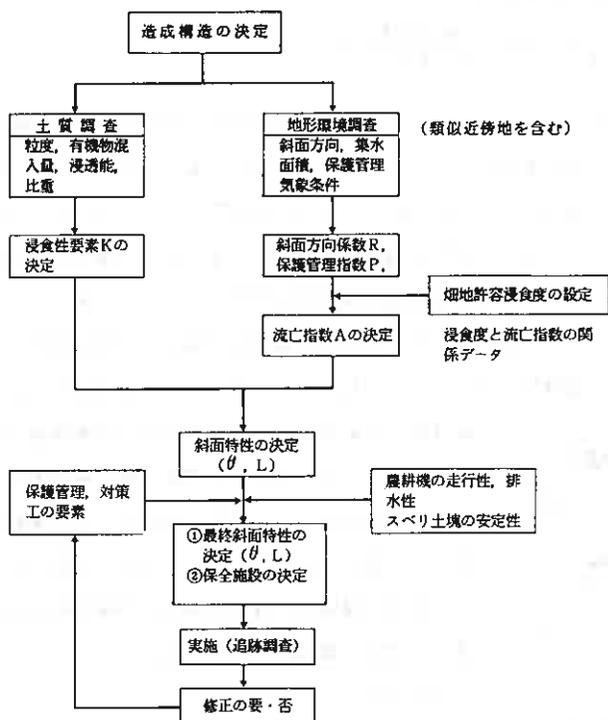


図 9 斜面諸元決定の手順

参考文献

- 1) 大友輝夫ほか：畑地斜面の浸食防止対策上の手法について（農業土木北海道才5号, 93~99）
- 2) Baver: Soil Physics (John Wiley & Sons, Inc. P428~472)
- 3) Wischmeier et al.: A Soil Erodibility Nomograph for Farmland and Construction Sites. (Jour. Soils and Water Cons. Vol 26, 1971 P189~193)
- 4) 宮川 勇：凍害対策としての置換，とくに裏込めなどについての考察（北海道開発局土木試験所月報No130, 1964）

昭和 57 年度土質工学会北海道支部賞選考経過報告

選考委員

委員長	北 郷 繁	北海道大学工学部教授
委員	古明地 宏 道	北海道開発局土木試験所長
〃	石 崎 嘉 明	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
〃	工 藤 智 明	日本国有鉄道札幌鉄道管理局施設部長
〃	上 野 栄	道立寒地建築研究所長

選考経過

昭和 58 年 2 月 23 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 1 編を授賞論文として選考した。

論 文 名 改良赤土の道路材料への利用

著 者 伊 藤 伝

受賞者 伊 藤 伝

選考理由

近年、産業廃棄物の再利用、再資源化が活発になっているが、アルミナ製造時に大量に発生する「赤泥」は細粒、高含水比の鉱物質であるため、再利用、再資源化の困難な材料である。各国の研究機関、企業は長年、その有効利用の道を探求してきたが、経済的に難があったり、少量の利用にとどまる等、大量に活用できる方法は未だ確立されておらず、発生する赤泥の大部分は埋立等により処分されているのが現状である。また、埋立終了後の赤泥地盤は含水比が高く、跡地を利用するための地盤改良には多額の費用が必要となる。

筆者らは、この赤泥を発生元のプラントにおいて大量利用の可能な土木材料に転換して路床材または下層路盤材に再利用することを目的として研究を続け、今日の報告となったものである。

すなわち、プラントにおける土質改良の方法は泥しょう状態の赤泥に数パーセント程度のセメントを添加し、攪拌混合後 15 kgf/cm^2 の圧力で圧搾脱水するものであり、こうして製造された改良赤土の含水比は 42%程度で、締固め試験による最適含水比とほぼ同程度になっている。また、セメント硬化作用により見かけの粒度はレキ状になり、強度的には 4%添加の一軸圧縮強度が 10 kgf/cm^2 と無添加赤土の 10 倍以上にもなり、セメント添加量が少量でもその改良効果が著しいことを確認している。

今回報告されている施工試験では、セメント添加量等を変えた数種の改良赤土を下層路盤の 1 層目に使用し、切込砂利のみで施工した標準断面と比較している。施工時のトラフィカビリティについては切込砂利とほぼ同様に施工でき、通常の転圧方法で所定の締固め度

が得られ、また、現位置強度試験では5%添加の改良赤土の現場C. B. Rが28%、地盤係数 K_{30} 値は24 kgf/cm³で、切込砂利のC. B. R 29%、 K_{30} 値24 kgf/cm³と比較し遜色ない結果が得られたとしている。

以上、廃棄物の性状を著しく改善させ、有効利用できる段階まで開発したことは、土質改良工法に新知見を加えたものであり、土質工学の応用に貢献するところ大である。

よって、受賞者は土質工学会北海道支部賞を授与される資格があると認められる。

本書刊行に際して広告掲載協賛者ご芳名録

目 次

(五十音順)

土木・建設（総合建設）

- な 株式会社中山組……………1
- に 日本道路株式会社……………1
- 日本舗道株式会社……………1

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……………2
- は 北海道土質コンサルタント株式会社……………2
- ゆ 株式会社ユニオンコンサルタント…裏表紙裏

協 会

- お 小樽建設協会……………裏表紙裏

特定建設業



株式会社 中山組

取締役社長 中山弘三

本社 / 札幌市東区北18条東1丁目13番地18 電話(代)741-7111

支社 / 滝川市明神町4丁目1番17号 電話(代)22-1212

支店 / 東京都中央区新富町2丁目(大峯ビル) 電話(代)551-3442

出張所 / 旭川・室蘭・帯広・釧路・函館・苫小牧

土木一式工事



舗装工事

日本道路株式会社北海道支店

取締役社長 瀨 瀨 忠 行

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・大阪・名古屋・仙台・九州・北陸・四国・広島



日本舗道株式会社

取締役社長 亀卦川 振 興

本社 東京都中央区京橋1丁目19番11号 電話代表 (567)8171番

札幌支店

支店長 小 西 輝 久

札幌市豊平区中の島1条2丁目2番15号 電話 代表 812-1151番

奉仕の精神に徹し皆様のご用命にお応えする

施工管理試験のエキスパート



株式会社 **北日本ソイル研究所**

土質・骨材試験・地質調査・測量設計・コンクリート試験
アスファルト試験・試験の指導

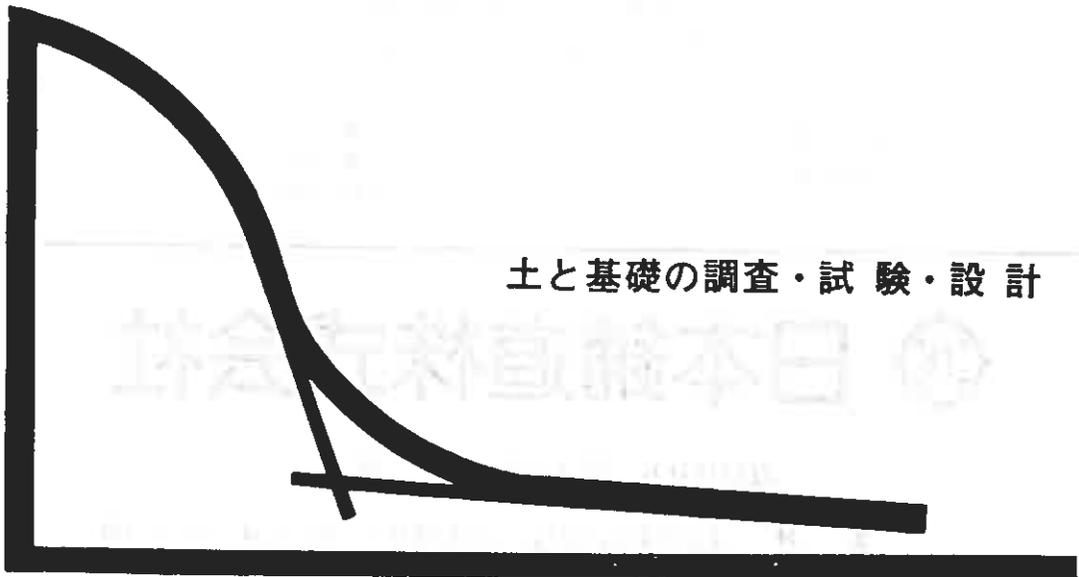
取締役社長 対馬美和

技術士・顧問 太田長四郎

顧問 中村作太郎

〒065 札幌市東区中沼118番地497

電話 (011)791-1651番



土と基礎の調査・試験・設計

北海道土質コンサルタント株式会社

本社試験所—札幌市豊平区平岸1条2丁目 TEL (011) 841-1466

UNICON

よりよい調査で
住みよい国土を目指す
総合地質コンサルタント

地質・土質・水の調査と地回り 対策調査・環境アセスメント

登録／建設コンサルタント・地質調査業・測量業
許可／さく井業

株式
会社 **ユニオンコンサルタント**

代表取締役 理学博士 斎藤昌之
技術士

〒001 札幌市北区北13条西3丁目13条ビル

電話 (011) 746-3281(代表)

小樽建設協会

会 長 佐々木 二郎
副 会 長 近 藤 晋 一
〃 草 別 義 昭
事務局 長 鈴 木 喜一郎

〒047 小樽市花園2丁目10番24号

電話 (0134) 24-0158