

技術報告資料

第12号

昭和47年2月

社団法人 土質工学会北海道支部

目 次

(1)	9:30 ~	北海道の火山灰の土質工学的性質……………	北 大 北郷 繁 ○高岩 勝 千 葉 県 表 次雄 愛 知 県 滝沢 正人	… 1
(2)	9:55 ~	火山灰の力学的性質に 関する実例(第2報)……………	北 見工大 ○池浦 勲 " 山田 洋石	… 9
(3)	10:20 ~	清田火山灰の安定性に関する一考察 一締固めた試料に対する場合一 ……	北海学園大 坂上 孝幸	… 15
(4)	10:45 ~	粘性土のサンプリングに伴う応力変化が 非排水せん断強度に及ぼす影響……………	北 大 北郷 繁 ○三田地利之 " 吉沢 耿介 唐牛 義夫…	23
(5)	11:10 ~	砂と粘土の混合土の土質工学的特性 一特に圧密、強度特性について一 ……	北 大 北郷 繁 ○鈴木 輝之 " 三浦 清一 飛鳥建設 岡田 光弘	… 29
(6)	11:35 ~	振動を受ける砂質土の 強度に関する実験……………	北 大 北郷 繁 土岐 祥介 " ○松村治比湖 辰巳 良智…	39
(7)	13:00 ~	凍結融解土の水分特性と せん断強さについて(Ⅱ)……………	北 大 梅田 安治 " ○長沢 徹明	… 47
(8)	13:25 ~	高強度P Cパイルの打撃性能について…………	道コンクリ ○斉藤 洋之 ート工業 高木 邦彦	… 51
(9)	13:50 ~	大口径鋼管グイの閉塞効果について…………	札幌開建 高橋 陽一 " ○三浦 智	… 61
(10)	14:15 ~	万年橋クイ基礎の振動試験について…………	土 試 河野 文弘 渡辺 恒喜 " ○加賀谷誠一 逢坂 秀俊…	71
(11)	14:40 ~	泥炭地盤における住宅の不同沈下と その対策……………	道立寒研 ○藤村 成夫 吉村 敬一	… 81
(12)	15:05 ~	水底トンネルの静力学的性質 についての一考察……………	鉄建公団 下河内 稔	… 91
(13)	15:30 ~	新冠ダムの築堤材料と 施工管理について(第1報)……………	北 電 酒井 賢一 ○谷藤 和三 " 吉田 悟	… 99

3-1 物理試験

3-1-1 比重試験

試験方法はJISに基づき試料の最大粒径を2.0mmとして炉乾燥試料を使用し、脱気方法は煮沸法、脱気時間は1時間として行なった。その結果は表-1に示してあるが、 f_l は2.1~2.3であり、 f_a は2.1~2.4、

区分	噴出源	採取地	比重	コンシステンシー		有機物含有量(%)	分類	
				LL(%)	PL(%)		三角座標図	統一分類
I群	a) f_l 流下生成物	シコツ 美々	2.32	NP	NP	3.4	砂質ローム	/
		シコツ 島松	2.15	NP	NP	2.6	砂質ローム	/
	b) f_{lo} ローム化したローム	シコツ 長都	2.60	54	48	10.2	粘土質ローム	OH
II群	a) f_a 降下生成物	シコツ 美々	2.14	NP	NP	/	砂	/
		シコツ 早来	2.41	NP	NP	/	砂	/
		エニワ 美々	2.99	NP	NP	/	砂	/
		エニワ 長都	2.99	NP	NP	/	砂	/
	b) f_{alo} ローム化したローム	エニワ 犬曲	2.62	63	44	14.5	粘土質ローム	MH

表 - 1

f_{lo} , f_{alo} は両者とも2.6である。 f_l , f_a ともかなり小さな値を示すが、これは脱気時間が短かったために、粒子の半活性間ゲキ²⁾の脱気が不十分だったため、そして半鎖間ゲキ³⁾の脱気が全くできなかったためと考えられる。また恵庭岳を噴出源とする f_a が2.9と異常に高いのは、細粒部に多量含まれる比重3.0~3.3の輝石が粒子の間ゲキより大きく影響しているものと思われる。各々の f_{lo} したものは粒子の間ゲキがほとんど活性間ゲキとなっているため1時間程度で脱気は完全に行なわれ、普通の粘性土とはほぼ同じ値が得られたものと考えられる。

ここで、火山灰の比重試験の方法について脱気方法と試料の初期条件のちがい、そして脱気方法のちがいによって比重値がどう変わるか、また比重の一定値を求めるにはどの程度の脱気時間が必要かについて行なった昭和46年度の川島・藤波の実験によれば次の様な結論を導いている。

試料は美々産の f_l を使用し、試料の最大粒径を2.0mm、試料の初期条件を自然含水状態と気乾状態の2条件とし脱気方法は真空法と煮沸法の2法とした。煮沸法は試料をビーカーで煮沸した後ピクノメーターに移し換え比重値を測定した。これらの方法により初期状態のちがいと比重値、脱気方法のちがいと比重値および脱気時間との関係を求めて図示したのが図-2である。

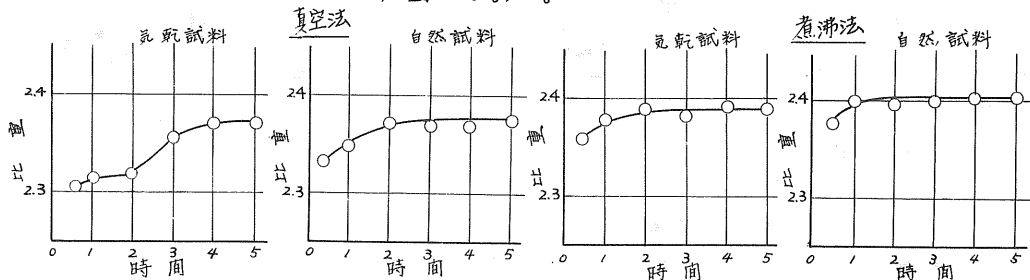


図 - 2

この図からは坂上の報告³⁾と異なるが次の事が読みとれる。各方法においても脱気時間を長くすればそれにつれて比重値は大きくなっているが、煮沸法においては1時間以後の値はほぼ一定値となり、真空法では2~4時間後で一定値となっている。この一定値を比較すると、自然・気乾両試料とも煮沸法が高い値を示しており、煮

沸法における自然含水試料と気乾試料をくらべると自然含水状態の方が0.02高い値を得ている。これを総合すれば火山灰の比重試験は自然含水状態の試料を煮沸法で脱気し、脱気時間は1~2時間必要であると結論される。

3-1-2 粒度試験

粒度試験で問題となるのは fL_0 と faL_0 である。それは風化程度が場所によって異なり、風化程度のちがいによって試料の化学的性質も変るので、分散剤として使う薬品によっては全く分散しなくなるのもあるからである。関東ロームの研究で、分散剤と鉱物組成の関係についてある程度の事が言われているが、⁴⁾ 実用面を考えた場合、⁵⁾ 鉱物分析する事は不適當であり、土質試験法で述べている様に、いくつかの分散剤を使用して、そのうちで一番良く分散したと判断される薬品を分散剤として使用するのが妥当と思われる。

筆者らは4種の薬品(ハキサメタリン酸ナトリウム、水酸化ナトリウム、塩酸、過酸化水素)を使用し、各々の試料で最も良く分散した薬品を分散剤として使用した。これによると規では水酸化ナトリウムが、 fL_0 と faL_0 ではともにハキサメタリン酸ナトリウムが良く分散したので、各々分散剤として使用した。但し分散剤は懸濁液1ℓにつき規定溶液10^{cc}を加えた。

この試験方法で行なった結果を示したのが図-3である。これより判断すると、1) fL と fa の差がはっきりと判別でき、 fL は細粒分が多いが fa は粗粒分が多い。2) fL は14, fa は18とほぼ等しい均等係数をもつ。3) fa は予想に反し均等係数が大きい。4) シラスは fL と fa の中間の粒度配合を示す。5) fL と各々の L_0 の74 μ 付近において不連続がめだつ。これらの点について考察すると、1)については2-1の試料の項で述べた成因上の差が生じ、 fa は細粒分が遠方に吹飛ばされたためと判断でき、2)については fa は降下途中に分級作用を受け、粒径はほぼ均一なものとなると予想されたが、噴出源が近かったためか完全な分級作用を受けなかったものと思われる。3)については比重計法による細粒土の試験において、粒子の真比重値を求めて計算を行なわなかった事と比重計法そのものに問題があるものと考えられる。

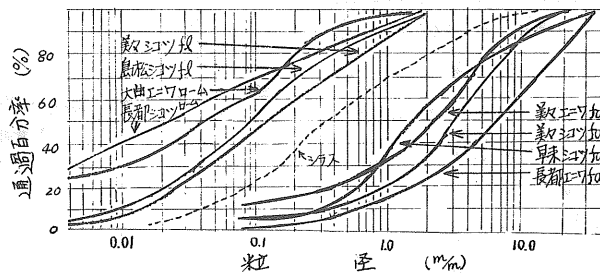


図 - 3

3-1-3 液性・塑性限界試験

fL , fa ともN.Pのため各々の L_0 について、J.I.S方式で気乾試料について繰り返し時間を10分程度として試験を行なった。これより求めた塑性指数PIは6~19%とかなり小さな値を示し、含水比の小さな変動で土の性状が変化する事を示している。

この試験において、関東ロームの研究で試料の初期状態のちがいや繰り返し時間によって得られる値が変動することが知られており、どの条件の値を LL , PL とするか問題が残る。

W_c が低い程低い W で突固め効果がなくなっている。乾燥過程と湿潤過程の曲線はほとんど同じ曲線を描き、繰り返し方法での $\alpha \sim W$ 曲線は非くり返し法の曲線と異り、明瞭な山が2つあらわれる。これらを総合すれば、 f_d は砂的なもので、粒子内部保有水の影響は W が50%以上において認められるが、それ以外はほとんど認められない。ゼロ空積曲線と $\alpha \sim W$ 曲線との関係について f_a の場合にも言える事であるが、相当な α あたりが認められるが、これは試料の比重のとり方に問題があるためと考えられ、真比重値が求められればより近接したものとなるであろう。

2) f_a について (図-5)

一般に水がモールドより排出されると突固め効果はないと言われるが、本試料はこの様な状態が最適含水比附近となる様な特性を示し、 W_c が低下するにつれて γ_{dmax} は大きくなり、それにつれて W_{opt} も低下する。また乾燥過程と湿潤過程の曲線に大幅な差が認められるが、本試料はレキ分が多く、このレキの内部保有水の影響が強く作用しているためと考えられる。くり返し法の曲線は明らかに非くり返し法と異り、粒子の破砕の影響があらわれている。

3) 各々の L_0 について (図-6)

いわゆる関東ロームあるいは一般の粘性土の様な曲線を描き、 W_c が低下するにつれて γ_{dmax} はゼロ空積曲線に沿って大きくなっており、湿潤過程と乾燥過程との曲線も大幅に異り、粒子の吸着水の影響が強く作用しているものと考えられる。また W_c がある W を越えると加水しても突固め効果はあらわれず、その W は50%附近である。1), 2), 3)の $\alpha \sim W$ 曲線の共通点をみると、 W_c が低くなるにつれて γ_{dmax} は大きくなり、それに対する W_{opt} も小さくなっている。またくり返し法と非くり返し法の $\alpha \sim W$ 曲線は粒子の破砕のため異なる曲線を描く。

3-2-3 突固めによる粒子の破砕について (図-7)

くり返し法と非くり返し法との曲線のちがいは粒子の破砕の影響によるものであると上述した。非繰返し法において含水比による粒子の破砕されやすさについての関係は認められなかったが、各試料とも一回の突固めにおいて破砕されている事は事実であり、同一粒径で比較すると最大20%通過率が減少した例も認められる。この様な点から火山灰の突固め試験においては非くり返し法で行うのが妥当であると判断される。

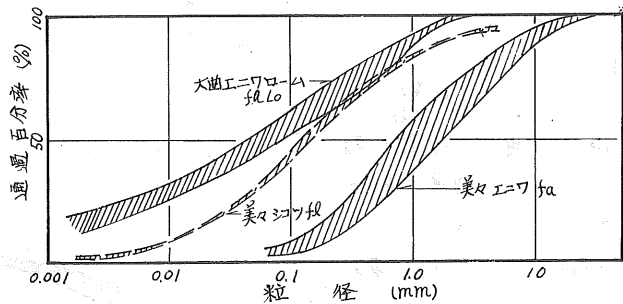


図 - 7

3-3 三軸圧縮試験

3-3-1 試験方法

試料の粒度配合とシラスとの対比を考慮して f_d について行なった。方法は試料の最大粒径を4.76%とし(気乾試料を用い、供試体寸法は径50%、高さ125%とし、供

試体初期密度を密づめとゆるづめの2条件とし、拘束圧は1, 2, 4, 6^{kg}/cm²の4種、ヒズミ速度は1%/minの定ヒズミ法でせん断した。またせん断中の供試体の体積変化を測定するために空気マンメーターを用い、せん断後供試体のせん断による粒子破碎をみる目的で粒度試験を行なった。

3-3-2 セン断特性

1) 密づめ供試体(図-8)

図81の軸差応力-ヒズミ-体積変化曲線より次の様な事が言える。応力-ヒズミの関係ではヒズミが15%以内において、軸差応力は明瞭なピークを示しており、そのピーク時のヒズミは拘束圧が小さくなるにつれて小さくなっている。また体積変化とヒズミの関係において、体積は一旦収縮するが次第に膨張するという過程を描き、低拘束圧の場合に顕著に表われている。これから得られた最大軸差応力とTaylor-Bishopによるダイラタンシー補正式

$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$
 $= (\sigma_1 - \sigma_3)_r - \sigma_3 \left(\frac{d(\%)}{d\varepsilon} \right) \dots (1)$
 を用いて補正した最大軸差応力を用い強度定数を求めると次の様になる。

$(\sigma_1 - \sigma_3)_f - \sigma_3$ の関係の傾き m_0 , 切片を f_0 とすると、強度定数 C, ϕ は

$$\sin \phi = \frac{m_0}{2 + m_0}, C = \frac{f_0}{2(1 + m_0)} \dots (2)$$

より求められる。これより C, ϕ を求めると、補正なしの場合 $\phi = 43.5^\circ, C = 0.71 \text{ kg/cm}^2$, 補正した場合 $\phi = 43.5^\circ, C = 0.58 \text{ kg/cm}^2$ とよる。

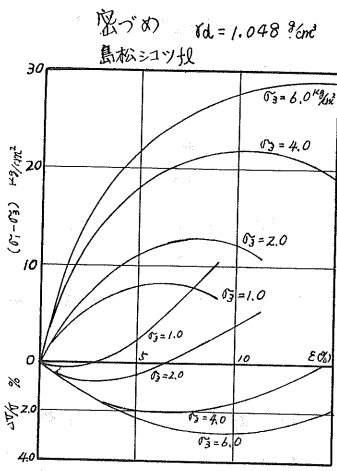


図-8-(1)

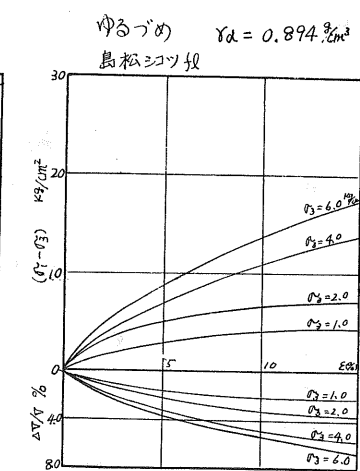


図-9-(1)

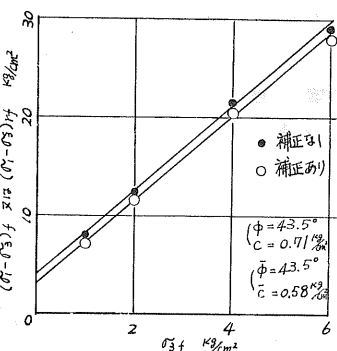


図-8-(2)

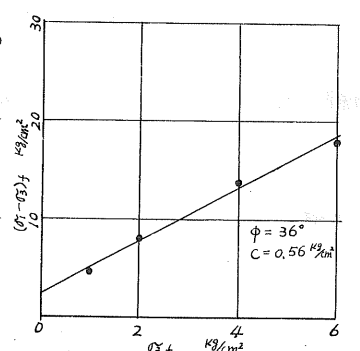


図-9-(2)

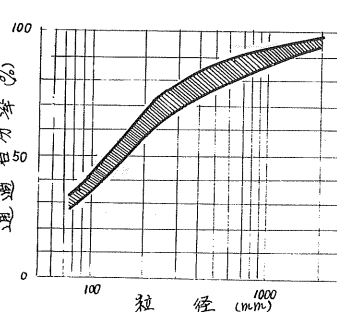


図-8-(3)

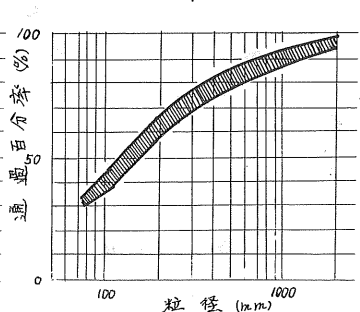


図-9-(3)

ロ) ゆるづめ供試体 (図-9)

密づめ供試体の場合と異なった軸差応力-ヒズミ-体積変化曲線を描く。すなわち、軸差応力はヒズミが15%以内ではピークを示さず、供試体体積は収縮し、そのまま収縮を続け一定値となっていく。これからヒズミが15%時の軸差応力を最大軸差応力として密づめ供試体の場合と同様な方法でC, ϕ を求めると、15%ヒズミ時の $d_1^{(15\%)}$ はゼロであるためダイレタンシーの影響が認められず、 $C=0.56 \frac{kg}{cm^2}$, $\phi=36^\circ$ の値を得る。

これから得られたC, ϕ と d_1 の関係について求めた図が図-10である。これから、 ϕ については美々産、島松産ともほぼ等しいと思われるが、Cとの関係は全く逆な関係となっている。これについての結論は導き出せず、結論を出すにはさらに多くの実験が必要と考える。

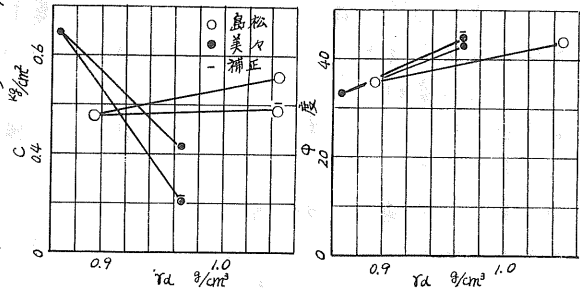


図 - 10

3-3-3 セン断後の粒度分析

セン断後の供試体の粒度分析結果を図-9-3に示すが、これによれば、ゆるづめ、密づめ両供試体ともセン断によって粒子は破碎されており、拘束圧が大きくなるにつれて曲線は左方へ移動する。すなわち粒子の破碎の割合は大きくなっている。一方 $\sigma_3 = (\sigma_1 - \sigma_3)/4$ は試験拘束圧内では直線性を示しており、曲線または折れ線となる部分は認められず、従って図に示す程度の破碎量では直線性を保持し、曲線または折れ線となるのは拘束圧が6kg以上の場合であると判断される。

4. まとめ

前述した試験結果および考察をまとめると次の様である。

- 1) 火山灰の比重試験はJIS方式では無理のようであり、自然含水状態の試料を用い、脱気方法は煮沸法とし1~2時間以上脱気する必要がある。
- 2) 粒度試験は74 μ mでの不連続が目立つが、比重のとり方が主なる原因と考えられる事により比重の取扱いは慎重にしなければならない。
- 3) f_{L0} , f_{aL0} とも塑性指数が小さく、含水比の小さな変動で土の性状に変化を与える。
- 4) 突固め試験によって火山灰は1) f_L , 2) f_a , 3) f_{L0} , f_{aL0} に分類できる。また突固めによって粒子が破碎されるので試験は非くり返し法をとるべきである。
- 5) 三軸圧縮試験において粘着切片をもつが、この理由についての結論を出すにはなお多くの試験が必要と考える。

5. 謝辞

この報告は主として文部省科学研究費(昭和45年度総合研究 代表山内豊聡)により、昭和45年度の卒業論文として、表・滝沢が実験・計算を行い、高岩がとりまとめ北郷が総括したものである。また火山灰の試料収集については、日本道路公団札幌支社、大林組、清水建設の協力を頂き、北大・理・地質学鉱物学教室の勝井義

雄先生からは火山灰についての種々の助言を頂いた。あわせて深甚なる謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) 久野 久；火山および火山岩，岩波書店 1954.
 - 2) 佐々木竜男・前田 隆・佐々木精一；北海道における火山性土の物理的性質に関する研究 I 軽石の孔ゲキについて，農業土木学会論文集オ27号 1969.
 - 3) 坂上孝幸；清田火山灰の2・3の土工学的特性と土復試験における問題点，技術報告資料 NO.11 1971.
 - 4) 多田 敦・竹中 肇・その他；関東ローム構成粒子特性，農業土木研究，別冊オ7号 1963.
 - 5) 土復工学会編；土復試験法 1969
 - 6) 大平至徳・山 明；宝永火山レキ土の締固め試験上の諸問題，オ10回土復工学シンポジウム論文集，1965
- その他の文献
- 7) 山田 忍・勝井義雄・近堂祐弘；北海道におけるオ4紀火山研屑物の分布とその編年，オ4紀研究 Vol 3 1963
 - 8) 須藤清次・竹中 肇・安富六郎；関東ロームの工学的性質(I) 農業土木学会研究別冊オ7号 1963.
 - 9) 森 満雄；火山レキの締固めとその支持力(その1)，土と基礎 Vol 13, NO. 6, 1965
 - 10) 1968年十勝沖地震調査委員会編；1968年十勝沖地震調査報告 1968
 - 11) 泉 好秀・山野隆康・坂田資宏・その他；火山灰性高含水比の土工学的特性について，北海道用務局土木試験所研究報告 1970
 - 12) 春山元寿・山内豊聡；乱れたシラスの排水セン断抵抗について，九州大学工学部集報 Vol 39 NO.2 1966.
 - 13) 春山元寿・吉松弘行・岩元 賢；えびの・吉松地域のシラスのセン断特性について，土木学会オ25回年次学術講演会講演集 1970.
 - 14) 久野悟郎；土の締固め，技報堂

火山灰の力学的性質に関する実験(第二報)

北見工業大学(正) 池 浦 勲
(*) 山 田 洋 右

1. まえがき

北海道における特殊土壌の一つである火山灰について、その土壌工学的特性を明らかにしようとする試みが、最近盛んに行なわれつつある。^{1), 2)} 前年度において報告したように、筆者らも釧路地方に分布する2・3の火山灰に突固め試験、三軸圧縮試験などを実施しているが³⁾ 今回は主として、火山灰粒子の破砕が突固め特性や強度におよぼす影響についてその後得られた若干の実験結果を報告する。

2. 試料および実験方法

2-1. 試料

実験に用いた試料の名称、採取地、物理的性質は図-1、表-1に示すようである。

試料名	採取地	Gs (JIS A1202)				三角座標分類	試験項目	
		全試料	4.76 ^{mm} 以下	75 ^{μm} 以下	レキ分		三軸圧縮	突固め
A 試料	斜里町中斜里	2.39	2.44	23	18	砂質ローム	○	○
B "	小清水町市街	2.53	2.53	29	15	"	○	○
C "	" 野川	2.37	2.37	48	4	"	○	○
D "	" "	2.20	—	6	50	砂	×	○
E "	中標津町豊岡	2.71	—	33	30	砂質ローム	×	○

表-1. 試料の物理的性質

2-2. 突固め試験方法

JISA1210の第一法のa, b, C法による突固め試験も行った。すなわちプロクターモールドを用いて乾燥法で繰返し法による場合(A法)、乾燥法で非繰返し法による場合(b法)、非乾燥法で非繰返し法による場合(C法)の3方法である。試料の最大寸法は25.4^{mm}とした。

累積通過率(%)

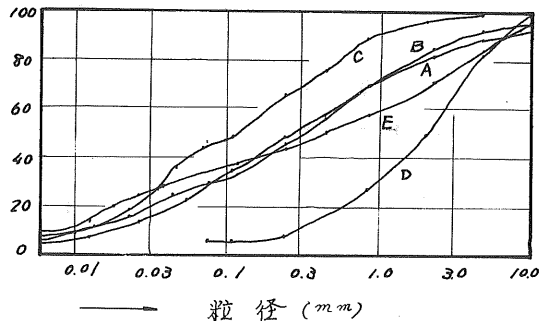


図-1

突固め終了後モールド中心部の試料を採取してA, B, D試料については水洗い法により、C, E試料についてはJISA1204(分散剤: ケイ酸ナトリウム)により粒径分布の変化を調べた。

2-3. 三軸圧縮試験方法

用いた試料の状態により2種に大別される。すなわち、4.76^{mm}フルイを通過した乾状態のA, B, C試料(以下A-1, B-1, C-1試料と称す)とそのまま用いる

試験と、乾燥繰返し法により突固めしてから気乾させた試料(以下 A-2, B-2, C-2 試料と称す)を用いる試験とである。1) およびの試験とそれに定拘束圧 ($\sigma_3 = 0.5, 1.0, 2.0, 4.0 \text{ kg/cm}^2$) とスミ制御 ($\dot{\epsilon} = 1\%/min$) 式排水三軸圧縮試験であり、初期密度を3段階に変化させた。

3. 実験結果とその考察

3-1. 突固め試験

(1) 突固め曲線 (γ_d - w 曲線) について
 図-2 に a 法, b 法による突固め曲線を示す。D 試料を除いて考えると、a 法による突固め曲線は b 法によるものにくらべてピークが、図中に併記した飽和度 S -一定曲線に沿って、左上方に大幅に移動し、これは前報の突固めエネルギーを増した場合のピークの移動と同じ傾向である。このように繰返し法による場合、非繰返し法よりも最大乾燥密度 $\gamma_{d \max}$ が $\Delta \gamma_d$ 増大する原因として、粒子が突固め中に受ける破砕程度の違いが考えられる。図-3 は密度差 $\Delta \gamma_d$

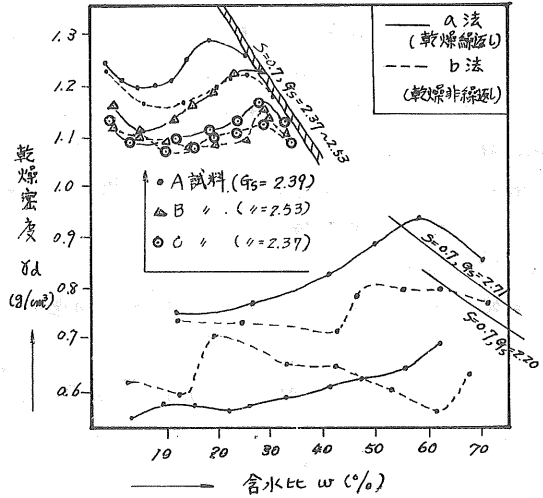


図-2

と粒度差 (シルト分以下の含有量の変化量) $\Delta P_{0.075}$, 突固め前のレキ分 (2.0^{mm} 以上) 含有量 $P_{2.0}$ の関係プロットしたものであるが、粗粒な火山灰ほど破砕を受けやすく、したがって粒度差 $\Delta P_{0.075}$ も密度差 $\Delta \gamma_d$ も大きくなることわがかる。これは粒径によって、粒子の性質 (硬さ, 表面性状, 内部孔隙率など) が異なることによると思われる。このことは図

4 に示すような比重 G_s の粒径による変化や肉眼観察, 図-3 に併記した全試料の G_s からそうかがえる。多孔質レキを多量に含む D 試料は、a 法による場合突固めが進むにつれて γ_d は増加の一途をたどりモールド底から水が浸出するほどの含水比になってもピークは現れにくい。火山灰粒子破砕の密度におよぼす影響が粒子表面水の作用の影響を大きく上まわれるためと推察される。b 法による場合はピークが現れやすいが、その時の飽和度は他の試料にくらべて極めて小さく、粒子の孔隙率の影響が出ていると考えられる。

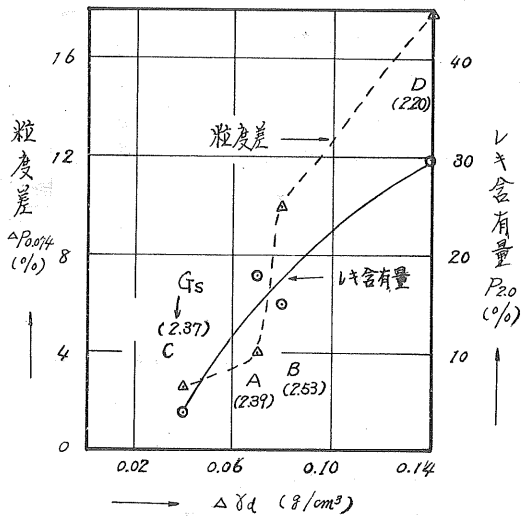


図-3

(2) 突固めによる比重と粒度の変化について

(1) で述べたような粒子破砕が、試料の含水状態によってどう変化するかをみるために、本法による突固め後試料の 2.0mm , 0.074mm フルイ通過百分率 $P_{2.0}$, $P_{0.074}$ を突固め曲線に併記したものが図-5である。図-5から、 δ_d が大きくなるような含水比 ω では粒子破砕もまた起りやすいという傾向が見られる。このような粒子破砕によって、水が容易に出入り出来ない内部孔隙が減少し、図-4 から考えれば比重 G_s が増加することが予想されたが、今回の実験の破砕の程度では比重に大きな変化をきたすような現象は認められなかった。

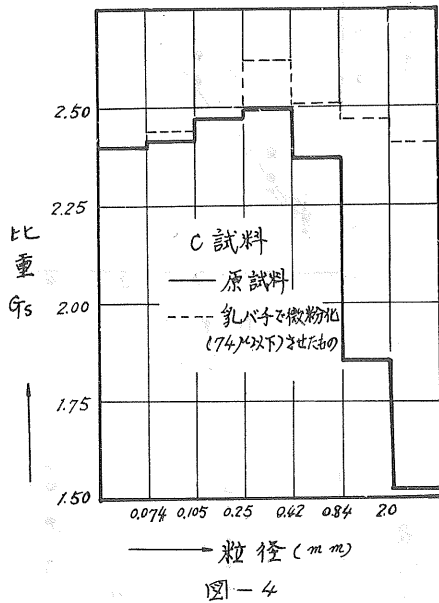


図-4

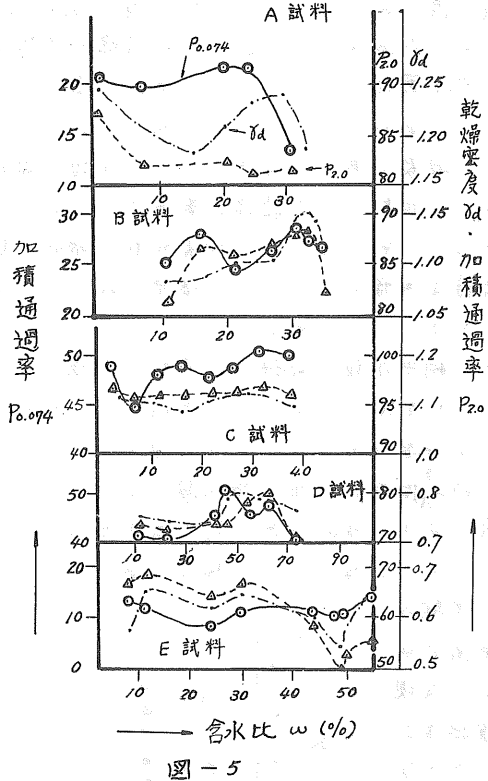


図-5

3-2. 三軸圧縮試験

(1) 試験前の試料の状態について

試料の粒度、比重、最大・最小密度を示すと表-2 のようになる。各試料とも、A法による突固め前後の試料から 4.76mm 以上の粗粒分を除いただけのことであるから、前述までの傾向と同様に、C試料の諸性質の変化は小さいのにくらべて、A, B試料は突固め後において極めて「締まりやすく」なっている。なお表-2 における最大乾燥密度 $\delta_{d\max}$ としては、気乾試料をプロクターモールドに三層に分けて入れ各層ごとに与ける鉛荷重の載荷のもとでモールドのまわりを木ヅチでたたいて得られた δ_d を採用した。この試験中においても粒子の破砕が起るという可能性があるが粒度試験などによる確認は行なっていない。最小乾燥密度 $\delta_{d\min}$ として

ほ気乾試料をモデル
ド内に手早くかつ
できるだけ落差を
与えないようにし
て得られたデータを
採用した。

試料	比重	均等係数	最小密度 (g/cm^3)	最大間隙比	最大密度 (g/cm^3)	最小間隙比
A-1	2.44	22	0.96	1.54	1.33	0.84
A-2	2.93	42	1.02	1.39	1.43	0.70
B-1	2.53	49	0.85	1.99	1.24	1.04
B-2	2.51	74	0.95	1.64	1.38	0.82
C-1	2.37	21	0.92	1.57	1.30	0.82
C-2	2.39	29	0.93	1.56	1.31	0.83

(2) 最大主応力差 ($\sigma_1 - \sigma_3$)_f

と拘束圧 σ_3 の関係について

実験で得られた ($\sigma_1 - \sigma_3$)_f と σ_3 の関係は図-6
に示すようである。A, B 試料の破壊包絡線は
今回の σ_3 の範囲でもおろかにはあるが屈曲して
いるようであり、このことは前報³⁾ においても
おめられた現象である。突固めのさいの粒子破砕
の少ない C 試料では包絡線の屈曲がほとんど
見られないことから、この現象が粒子破砕の難
易と密接な関係にあることが推察されるが、今回は
ダイレイタレンシーを測定してはいるというこ
と、せん断中の粒子破砕を定量的に把握して
いないことを考え合わせると、今後さらに考察を
つづける必要があるように思われる。

なお、砂の拘束圧三軸圧縮試験において、粒子
の破砕により、ゆる詰めめの砂の強度が密詰め
のそれより大きくなるという報告もあるが⁴⁾

今回の実験の
圧力範囲では
そのような現
象を確認す
ることはでき
なかった。

表-2. 三軸試験前の試料の諸性質

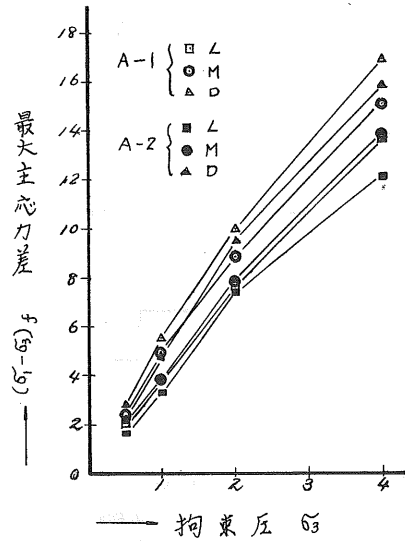


図-6.a

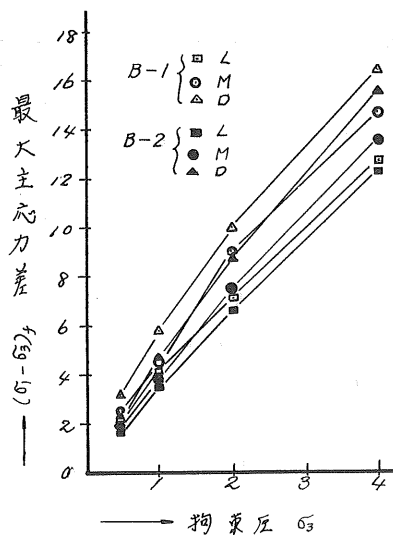


図-6.b

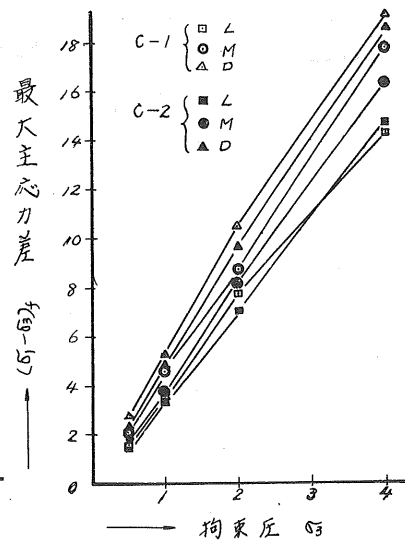


図-6.c

(3) 初期密度と、強度係数 C, ϕ の関係について

内部マサツ角 ϕ と見かけの粘着力 C を図-6 の $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ と σ_3 の関係から最小自乗法によって求めた。初期(供試体作製時の)間ゲキ比 e_0 と ϕ の関係を示すと図-7 のようになる。各試料とも e_0 の減少について同じような傾向で C, ϕ が増加していく。また同一の e_0 で比較した場合、突固めを受けた各試料は ϕ を 1° から 2° 減じる。図の傾向から考え、この程度の ϕ の減少はおおよそ e_0 の 0.1 の増加、 δd の 0.07 の減少と同じ効果である。このような ϕ の減少は表-2 で述べた、試料の締めきりやすさの相違が大きな原因とも考えられる。

これらのこと、図-8, 図-9 のように初期相対密度 D_{r0} と C, ϕ の関係に書きかえてみた。図-8, 9 から、同じ相対密度の場合、突固め後の ϕ は必ずしも減少しないということ、突固め前後では C, ϕ の関係が逆の方向になる、すなわち突固め後に ϕ が減少している場合には C は増加の傾向にあるということが出来る。この傾向は、 C, ϕ が破壊包絡線の屈曲ぐあいによって左右され、さらに屈曲ぐあいが突固め前後で異なるために生じてくるものと考えられ、ダイレクタンシーあるいはイテラロッキング効果⁵⁾も考慮したより基本的な強度係数も検討する必要があるように思われる。

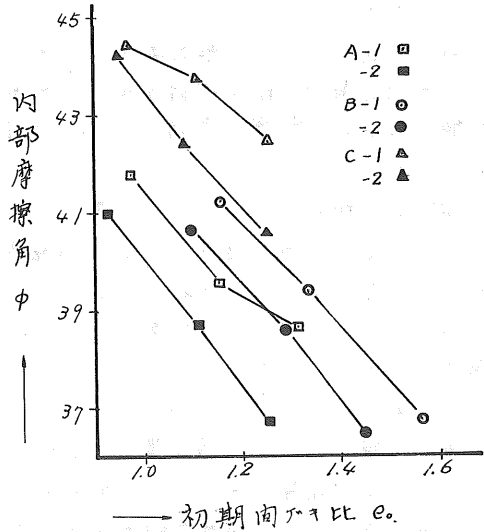


図-7

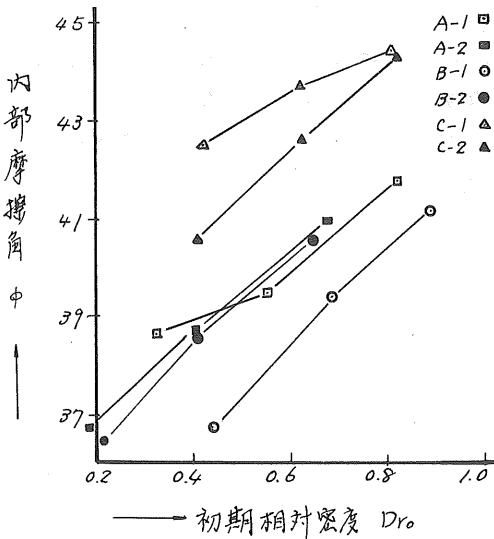


図-8

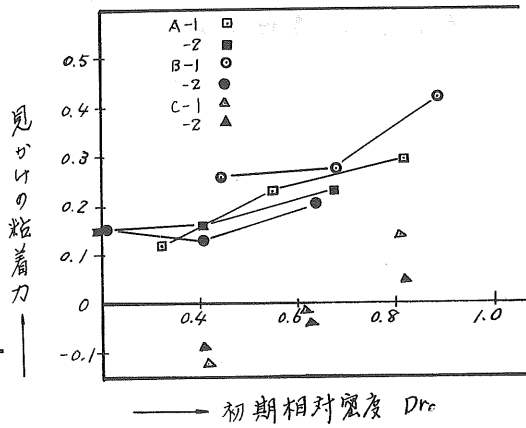


図-9

4. まとめ

これまでに述べた実験結果をまとめると次のようになる。

1) 突固め試験中に粒子破砕が生じて密度が高くなる。とくに繰返し法による突固め試験では破砕の影響が累積されて、非繰返し法による試験とはかなり異なる結果を与える。

2) 破砕は粗粒火山灰において著しい。

3) いったん突固めを受けた火山灰は強度においても原試料と異なる値をとる。すなわち、同じであるいは γ_d においては、破砕を受けた火山灰ほど強度も小さい。

4) 以上のような火山灰の特異性は、火山灰に通常の土質試験を適用する際に、まが留意すべきことと考える。

5. おまげ

今回の実験を通じて、多孔質な火山灰に同ゲキ比の概念を用いることは妥当なのか？ 見かけの粘着力はいかなる物理的な意味とそつのか？ 火山灰の成因、堆積過程、風化程度などの地質学的要因が工学的性質にどんな影響を与えるのか？ 等の多くの疑問点があり今後さらに追究してみたい。

おわりに、試料採取に御助力いただいた網走、釧路両開発建設部の皆様と、実験に協力していただいた本学卒業生の安達、岩山、木村、中川、宮田の諸氏に深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 北郷繁, 高岩勝 : 札幌周辺の火山灰についての 2.3 の実験, 第 6 回土質工学研究発表会, 昭和 46 年, 土質工学会
- 2) 坂上孝幸, 早川寛志 : 札幌清田火山灰の 2.3 の土質工学的特性, 同上,
- 3) 池浦繁 : 火山灰土の力学的性質に関する実験, 技術報告後料第 11 号, 昭和 46 年, 土質工学会道支部
- 4) 三浦哲彦, 山内豊聡 : 高拘束圧下の砂のせん断強度に及ぼす粒子破砕の影響, 第 26 回年次学術講演集, 昭和 46 年, 土木学会
- 5) 春山元寿, 山内豊聡 : 乱したシラスの排水せん断特性について, 土と基礎, Vol 14, No 8, 昭和 41 年, 土質工学会

清田火山灰の安定性に関する一考察

— 締固めた試料に対する場合 —

北海学園大学工学部 (正) 坂上孝幸

1. まえがき

清田火山灰については、先に一般的な物理定数と締固めた場合のいくつかの特性を報告したが、^{(1),(2)} 検討すべき問題点が多く残されている。一般に火山灰土は、いわゆる特殊土として扱われており、この清田火山灰の様な砂質ロームに区分される細砂状の火山灰の性質についても多くの検討を要する特性が認められているようである。なお、締固めた場合の安定性に関する諸性質の把握は重要なことであるが、まだあまり検討されてはいない。

上の安定性とは、自然状態におけるものと締固めたものとは条件が異なるが、一般に盛上のり面の崩壊、あるいは基礎地盤の破壊に対する安定性という意味で使われている場合が多い。しかし、ここではより広い意味で土工構造物がその機能を安定した状態で維持し続けるために必要な工学的性質を対象とし、安定な脚座する土、この要素をとりあげた。安定性がよいということは、締固めた場合に密度が大きくなり、その圧縮強度が十分で、圧縮性が小さく、同時に透水性も小さくなり、その上水の浸入に対しても軟化を起すことが少ない状態であると考える。

この報文は、特に締固めた清田火山灰の安定性に関するいくつかの試験から得られた結果にもとづいて考察したものである。

2. 試料と試験項目

2-1. 試料

この清田火山灰は、支笏湖周辺に洪積世末期に噴出した多量の軽石や火山灰を主体とする支笏火山噴出物で、含角閃石普通輝石紫蘇輝石石英安山岩質のものであり、噴出物よりの堆積の残骸から特に支笏軽石流堆積物といわれているものである。この軽石流堆積物は分布が極めて広く、絹糸状光沢をもつ多孔質の伸びた軽石とその間をうすめる細粒の火山灰からなり、角閃石安山岩、輝石安山岩、泥岩、砂岩、ホルンフェルス、黒雲母花崗岩などの各種の外來岩片を含んでいる。⁽³⁾

本試験に用いた試料は、この支笏軽石流堆積物であり、当大学の総合グラウンドの切土を北北西向斜面から、自然含水比を考慮して斜面の表面から約50~100cmの深さのところで採取したものである。

また、試料の種類は2系統のものと区分され、一つは表層部の約1~1.5mの深さに堆積している風化帯と考えられる赤褐色系統の火山灰(以下清田(褐)と呼ぶ)と、他の一つはこの清田(褐)の下に相当な厚さで大量に堆積していると考えられる灰色系統の火山灰(以下清田(灰)と呼ぶ)である。

この試料の物理的諸定数は表-1および図-1に示した通りである。

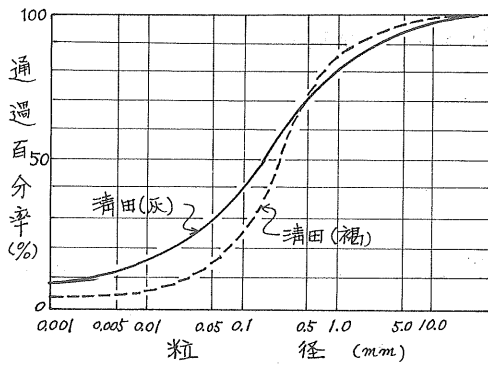


図-1 粒径加積曲線

2-2. 試験項目

試験の目的を締固め土試料の安定性に關する特性の把握において、概ね次の標準項目についてJIS R 準拠して試験を行なった。

- (1). 締固め試験
- (2). せん断試験
- (3). CBR試験
- (4). 透水試験

3. 試験結果と考察

3-1. 締固め試験

試料の準備および使用法は、JIS A 1210 の規定による土の締固め試験に準拠して、4.760μ以下のものを乾燥法で非繰返し法を適用して行なった。

清田火山灰の締固め特性としては、締固めエネルギーの増加に対して最大乾燥密度が増加し、しかも最適含水比が小さくなり、なだらかなピークを示す山は左上に上った形となる傾向を示すことは前に報告した通りである。また、乾燥過程と加水過程における締固め曲線は異なり、乾燥過程の山はゆるやかでピークを明確に示さず、加水過程のものより同じ含水比で小さい値を示し、加水過程で1つのピークを示す傾向があり、乾燥過程と加水過程の差による影響は無視できない実がある。

今回の試験目的が締固め土試料の安定性に重点を置いているので、締固めエネルギーと初期含水比を変化させて作成した試料を対象とした。その結果の代表例を図-2、図-3に示す。

図-2は締固め曲線であり、2種の火山灰の締固め特性を示している。これはいかに締固めエネルギーの増加により最大乾燥密度が増加し、しかも最適含水比が小さくなる傾向を示している。しかし、図-3に示されるように締固めエネルギーの増加と密度の増加の割合をみると、含水比の変化によりある締固めエネルギーを

表-1 物理的定数

種類		清田(褐)	清田(灰)
自然状態	湿潤密度(ρ_w) g/cm^3	0.930	1.185
	乾燥密度(ρ_d) g/cm^3	0.692	0.894
	含水比(w) %	34.4	32.6
	液性比(L)	2.52	1.68
比重(G_s)		2.44	2.40
粒	最大粒径(mm)	19.1	19.1
	60% 粒径(mm)	0.35	0.26
	30% " "	0.13	0.053
	10% " "	0.042	0.0035
度	2000μ 通過百分率(%)	85.9	84.8
	420μ " "	65.7	67.6
	75μ " "	20.2	36.7
	均等係数	8.3	74.0
	曲率係数	1.15	3.10
三角座標R3分類		砂質ローム	砂質ローム
液性限界(LL) %		63.0	50.5
塑性限界(PL) %		NP	NP
遠心含水当量 %		15.7	16.2
強熱減量 %		6.12	3.31
有機物含有量 %		1.31	0.08

限界として、密度の増加率が減少する傾向がみられる。

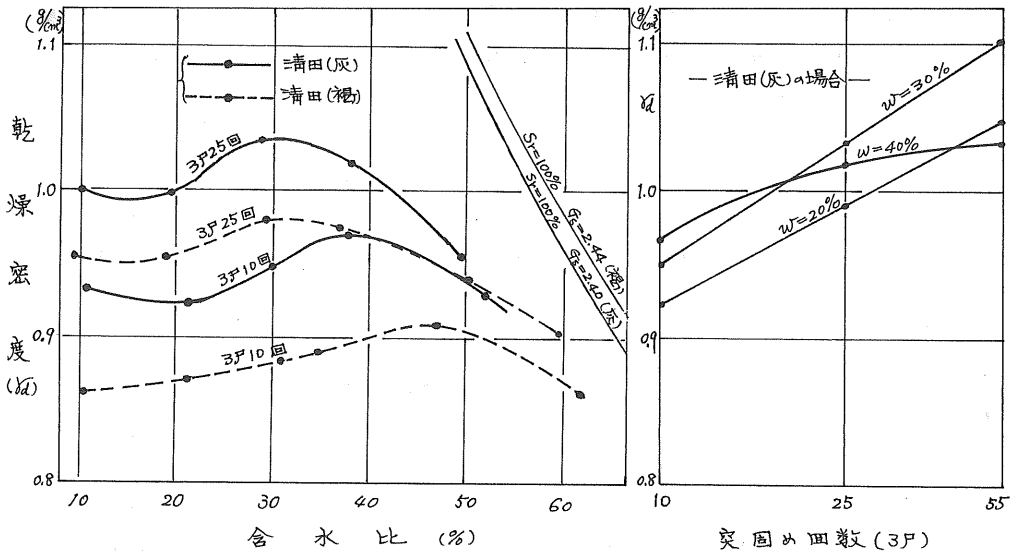


図-2 締固め曲線

図-3 乾密度と突固め回数(対数)

この締固めエネルギーと密度との関係は、実際に機械を用いて締固めを行なう場合に最も重要な転圧回数などの決定に表われてくるものである。一般に、土が砂質土で、しかも含水量が低い場合には、乾燥密度と突固め回数(対数)の関係が良好な直線性を示すことが知られているが、清田火山灰の場合は含水比が低い範囲では同様な直線性を示すが、自然含水比(約35%)⁽⁴⁾を越えて40%程度以上に近づくと上に凸な曲線となる傾向がみられる。これは最適含水比以上になるとほぼこの傾向が表われてくるように予測できる一つの要素となる。

また、これらの締固め特性に関するデータが、20~40%の含水比の範囲で示されているのは、含水比が50%を越えると突固め試験の試料表面が餅をつくように破れを打ちはじめ水が表面に出て突固め作業が困難になることから、データとして正確を期し難いのでその場合の数値は省略した。この点については清田(灰)と(褐)とは多少違いはあるが同じ傾向はみうけられる。なお、コンシステンシー試験の困難性のなかで特に含水比が50%を越えると急激な状態が変化し危険性を有すると指摘した領域⁽⁵⁾とほぼ一致している。

これらの締固め試験から、清田火山灰は適当な含水比(自然含水比に近い範囲)で締固めエネルギーを増加すれば、それに伴って密度を増加し安定性を増すが、ある含水比以上になると締固めエネルギーの増加に対しその締固め効果は減じてくる傾向にあり、締固め試験をいかに十分に施工含水比を規定して効果的に締固めする必要がある。これは一般に最適含水比の重要性が強調されていることの再認識となることである。また、締固め曲線において、ゼロ塑性曲線と最適含水比は近づくがかなり離れている結果がでていますが、この関係は体積率図を描くとより明らかに示

である。一般に最適含水比は最適領域と云われる飽和度で80~95%の領域に位置
 することが知られているが、今回の試験結果からはこれが必ず詳細な検討が必要
 である。そしてこの状態で浸水を受けた場合に強度がどう減少するかは、土工構造
 物の設計上の強度を論ずる場合に、浸水後の強度について考慮しなければならない場
 合が多いことから重要事項である。

3-2. せん断試験

せん断試験は、締固め土試料を中6cm、厚さ2cmにトリミングリングにより成形し、
 在来型といわれる下部可動型(A型)一面せん断試験機により、ヒズミ制御法によ
 る1mm/minのせん断速度で圧密排水試験を行なったものである。

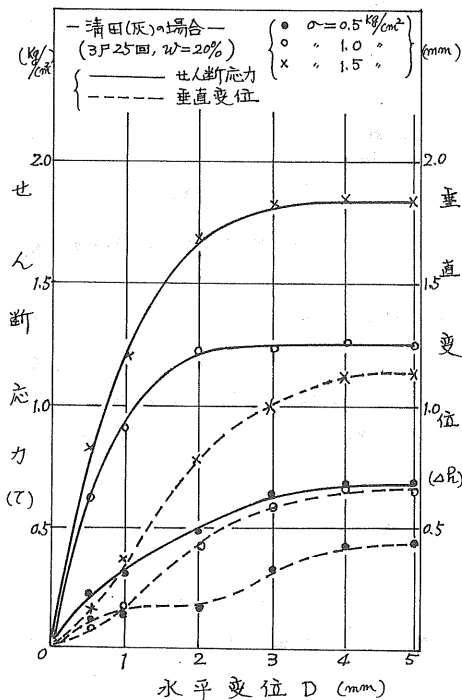


図-4 $\tau, \Delta R \sim D$ 図

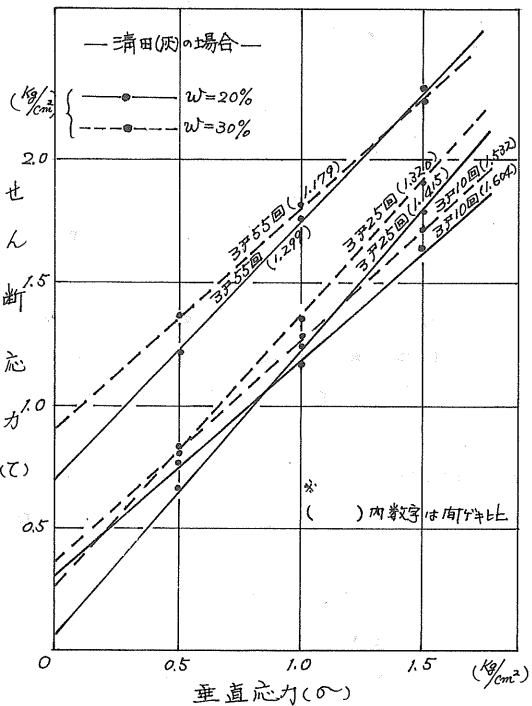


図-5 $\tau \sim \sigma$ 図

図-4、図-5は数多い結果のなかの1例である。一面せん断試験については、
 多くの問題点があるが、相対的な傾向を把握する目的でせん断特性を求めたもので
 ある。これらの図から強度定数の見かけの粘着力とせん断抵抗角の変化は一般の砂
 質土と同様な傾向を示すように思われるが、特に締固めエネルギーの増加に対して
 せん断抵抗角の大きさが殆んど同じであることは、三軸圧縮試験などにより精密
 な排水条件下で検討を要するところである。なお、一面せん断試験において、
 含水比が20%未満のものと40%程度を越えたものとは、成形上の問題から正確な
 データが得られない別の試験方法にまらなければならない。

3-3. CBR試験

土の安定性を考慮するときには、前述の通り浸水による安定性の変化ということは重要である。この清田火山灰は路床土などにも使用される傾向にあることから、CBR試験による非水浸と4日水浸の比較から、浸水による影響の程度を求めたのである。

試験はJISA 1211に準拠し、19.1mm法を用いて行った。荷重板として5kgを使用し、非水浸と4日水浸のCBR試験の結果が図-6、図-7に示されている。

図-6は、清田(褐)の場合を示してあるが、非水浸と4日水浸とは明らかにその差が認められる。しかし、締固め特性のところで接触水が含水比と締固めエネルギーの大ききの関係がここで言うが。

図-7は、清田(灰)の場合であるが、非水浸と4日水浸の差が殆んど認められない。この(褐)と(灰)の相異なる原因は明らかでないが、共通点があるので締固めエネルギーと安定性との関係と、含水量の影響を含めて検討したい。

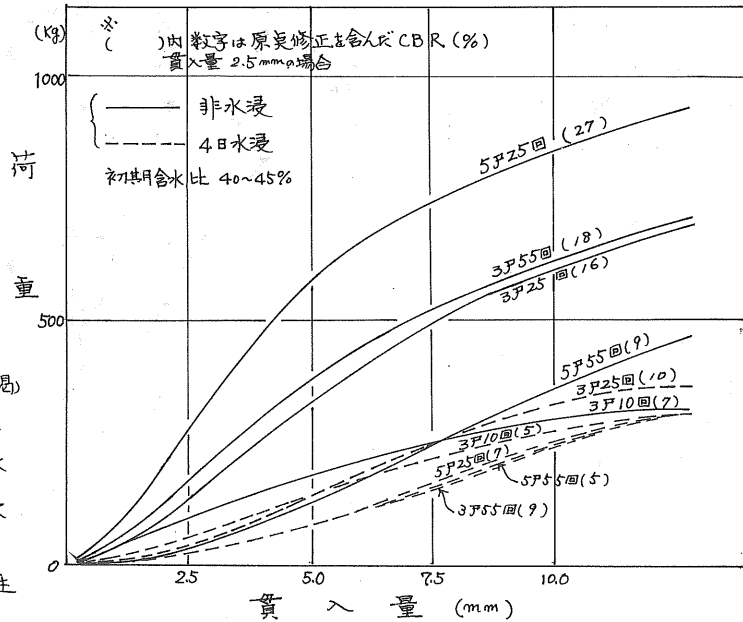


図-6 荷重～貫入量曲線(清田(褐))

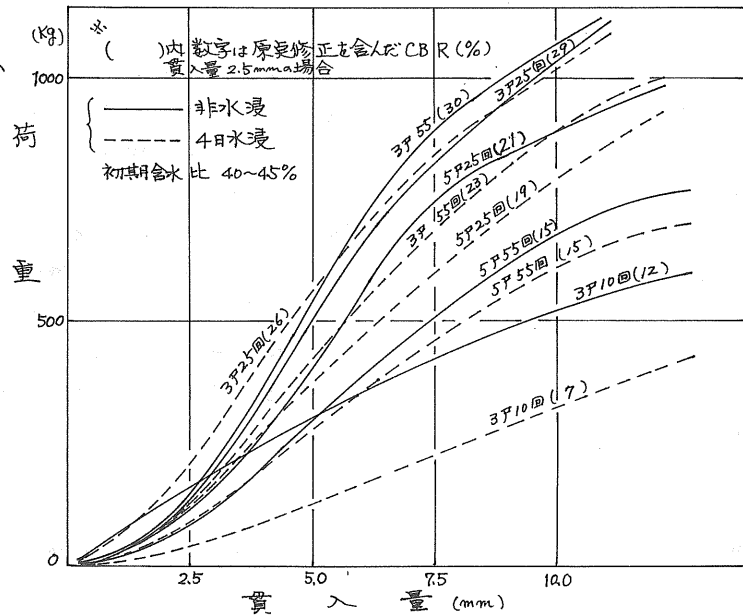


図-7 荷重～貫入量曲線(清田(灰))

すなわち、4日水浸時の膨張量は、両者共極めて小さいおそれ0.1%以下である。

3-4. 透水試験

土の透水性は土工構造物の種類によっては重要な工学的性質の一つであるが、一般に安定性を論ずる場合にもこの影響は大きい。土を十分に締固めれば、透水性を著しく小さくすることができ、その程度は土質によって異なることは勿論である。

一般に、透水係数は乾燥密度の増大に伴って減少し、最適含水

比よりも多い含水比で最小値に達し、また、通水後の経過時間が経つて減少するが、その減少の度合は締固め含水比が最適含水比より乾燥側である程大きく、最適含水比付近の含水比以上では時間による変動は少ない傾向であると述べている。

図-8に、JIS A 1218に準拠した定水位透水試験によって24時間通水後から測定を始めた結果を示してある。この図は透水係数と締固め含水比との関係を示しているが、最適含水比の位置から一応の傾向は知ることが出来る。

この結果から、透水係数については一般の傾向と同じように考えられるが、測定上の関係からバラツキが見られるので通水時間との関連を含めて検討する必要がある。

4. まとめ

清田火山灰の安定性に関する2,3の要素についてまとめると次のような傾向が認められる。

(1) 締固め特性としては、締固めエネルギーの増加に対し乾燥密度が増加し、

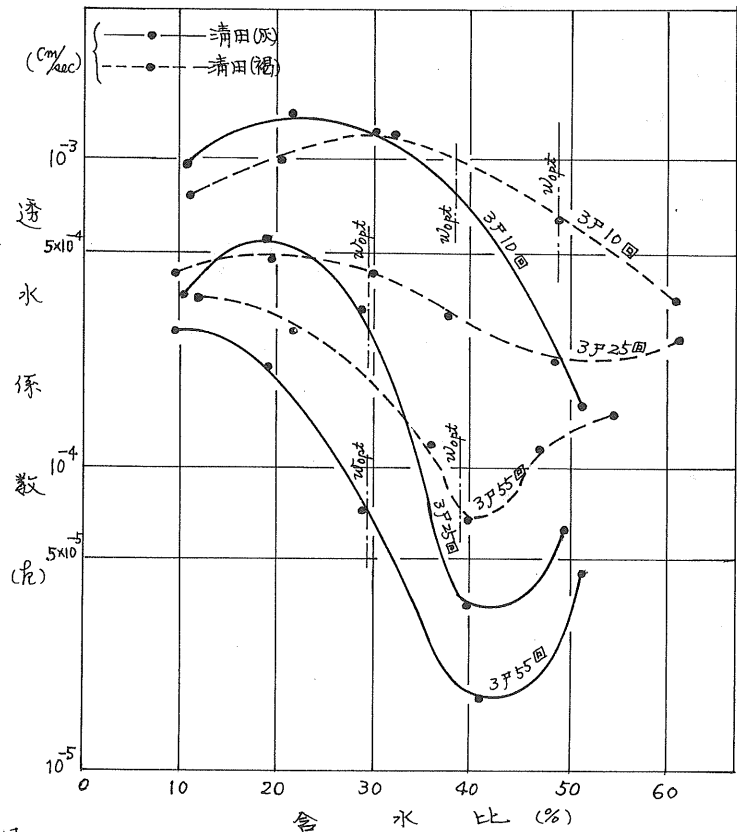


図-8 透水係数と含水比(締固め含水比)

最適含水比が減少し、一般の傾向を示すまいであるが顕著ではない。また乾燥過程と加水過程において差異が認められ、安定性を考えるときこの関係は無視できない。なお、締固めエネルギーと含水量との関係で、最適含水比の意義を再確認する必要がある。

- (2). せん断特性としては、適当な含水比で締固めた場合に締固めエネルギーの増加に伴ないせん断抵抗力は増加するが、せん断抵抗角の大きな変化は見られない。なお、せん断特性については排水条件なども明確にした上での検討が必要である。
- (3). CBR試験から、非水浸と4日水浸の比較がでるが、清田(褐)と清田(灰)とでは異なる傾向を示している。凡粒度が打砕いと見られる粒度の多い清田(灰)は水浸後でも安定性は良好であるといえる。
- (4). 透水性については、一般に知られているように最適含水比付近の湿潤側で透水係数が最小値を示すまいであるが、含水比の大小でバラツキの偏向がみられる。

以上に述べた傾向についてはまだ検討を要する点が多いが、一連の試験を通して、これら火山灰の試料の準備とその条件による使用方法に細心の注意が必要であることが痛感される。なお、この報文のなかの実験については、坂上の指導により、小館一慶、佐々木元哉、久滝信市の三君が卒業研究として行ったものであり、多くの実験結果から安定性に関するものを坂上が整理し概要を報告するものである。この報文をまとめるにあたり、記して謝意を表するものである。

参 考 文 献

- (1). 坂上孝幸 : 清田火山灰の2,3の上質工学的特性と土質試験に関する問題点
土質工学会北海道支部 技術報告資料 ㉑11号
- (2). 坂上・早川 : 札幌近郊清田火山灰の2,3の上質工学的特性
㉑6回土質工学研究発表会 昭和46年度発表講演集
- (3). 土居・勝井 : 支笏湖周辺の地質
北海道大学理学部地質学鉱物学教室
- (4). 久野悟郎 : 土の締固め
技報堂全書
- (5). (1)に同じ

粘性土のサンプリングに伴う応力変化が 非排水せん断強度におよぼす影響

北大工学部 (正) 北 郷 繁
 “ (〇) 三田地 利之
 “ ✓ 吉 沢 耿 介
 “ (正) ✓ 唐 牛 義 夫

[1] ま 之 が き

現場から採取した粘性土試料について非排水せん断強度を求める場合、その試料が原位置にあった時と同じ含水比および有効応力の状態で試験が出来れば理想的である。ところが、含水比の変化のない状態で試験すること(非圧密非排水試験)は可能であるが、地中における拘束圧力を除去するという変化は避けられない。そこで採取試料の有効応力を原位置での値に近づけるためには、実験室で圧密することが必要となり(等方圧密非排水試験)、試料の含水比が変化してしまふ。したがって室内せん断試験に供される試料は、含水比が原位置での値に等しいか、あるいは有効応力が原位置におけるものと等しいかのいずれかの状態であって、この2つの条件を同時に満足させることは出来ない。そのにサンプリングやトリミングの過程における試料の乱れの影響を考えると、得られたせん断強度とどのように評価すべきかが大きな問題となる。

本研究は、乱した飽和粘土を用いて、三軸セル内で、原位置での応力状態および採取試料の応力状態に対応する状態の供試体をつくり、両者における非排水せん断特性について考察し、あわせて採取試料についてのせん断試験結果からの原位置強度を推定する一つの試みを示したものである。本文の一部は、才4回土質工学研究発表会⁽¹⁾および土木学会才26回年次学術講演会⁽²⁾において発表しているが、以後に新たな実験(後述の実験3)を加えたので、その結果を合せて報告するものである。

[2] 実 験 試 料

本実験に用いた試料は表-1に示す物理的性質をもつ4種の乱した粘土である。このうち、No.4の試料は、文献(1)、(2)のものと同じで、後述の実験3だけを追加した。No.1とNo.3は採取地は同じであるが、前回の実験に使用したものと、物理的性質が若干異なるため、後述の3種類の実験全部を新たに行なった。また、No.2は新規に採取した試料である。

これらの試料土に混入している異物を入念に取り除いたあと、表-1に示す含水比に調整し、約1ヶ月養生した。調整含水比は、直径50mm、高さ120mmの供試体を作った時に、これが自立出来る最も高い含水比を選んだ。また、供試体の作製

試料	LL (%)	PI (%)	調整含水比 (%)	G _s	採 取 地
No.1	46	21	33	2.70	江別市南山町厚別川左岸
No.2	66	24	51	2.66	札幌市東区南郷平川左岸
No.3	87	46	59	2.68	札幌市苗穂平川右岸
No.4	102	58	62	2.71	釧路市大野

表-1 試料の物理的性質

は当研究室でいくビット法および真空押出法⁽³⁾によった。

[3] 実験方法

本研究では、三軸セルを用いて、つぎの3種の実験を行なったが、いずれも最初にK。圧密を行なっている。K。圧密試験の具体的な方法については文献(4)を参照されたい。なお、非排水せん断試験ではいずれも同じキ水圧の測定を行なり。

実験1. K。圧密終了後すぐ非排水せん断(ヒズミ速度0.05%/min.)を行なり。これをCAU試験と呼ぶことにし、これが原位置強度を与えるものと考える。なお、この試験のK。圧密時の側圧は0.5, 1.0, 2.0, 4.0 kg/cm²の4段階である。

実験2. K。圧密終了後、非排水条件で軸差応力を解放し、平衡状態に達したのち、K。圧密中にかかっていた鉛直有効応力で等方的に再圧密して非排水せん断を行なり。これをCAPU試験と呼ぶことにする。K。圧密時の側圧は0.5, 0.8, 1.5, 3.0 kg/cm²の4段階とした。この試験は原位置でK。条件の下で圧密終了した粘土を採取して、有効土カブリ圧で等方的に圧密し、非排水せん断試験を行なり場合を想定したものである。

実験3. 実験2の等方的に再圧密する段階までは全く同じであるが、このあと圧力を減小させて、等方的に吸水膨張させたのち、非排水せん断試験を行なり。これをCAPRU試験と呼ぶことにする。K。圧密時の側圧はすべて3 kg/cm²で、吸水膨張させるときの側圧は0.5, 1.0, 2.0, 4.0 kg/cm²の4段階である。この試験の目的は、実験2との組み合わせから、Hvorslevの強度常数を求めることにある。

[4] 実験結果

(1) 圧密圧力と含水比の関係

図-1はSample No. 2について、平均圧密圧 $\bar{\sigma}_{vc}$ と含水比 w の関係を片対数紙上にプロットしたものである。

正規圧密状態での試験、すなわちCAU試験とCAPU試験では、同一の $\bar{\sigma}_{vc}$ に対する w はほとんど差がなく、同一直線上にあるとみなしてよい。この傾向は他の2種の試料についても同じである。したがって、正規圧密試料の平均圧密圧と含水比の関係は異方応力履歴に無関係に一義的に決まると考えてよい。(5)

(2) 圧密圧力と非排水せん断強度

図-2はSample No. 1, No. 4についての鉛直圧密圧 $\bar{\sigma}_{vc}$ と非排水せん断強度 C_u の関係を示している。同一の $\bar{\sigma}_{vc}$ における強度はCAPU試験からの得られる値の方が、CAU試験からの値よりも30

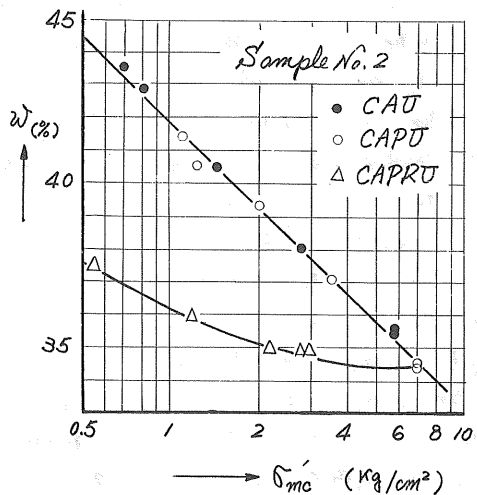


図-1(a) $w \sim \log \bar{\sigma}_{vc}$ (Sample No. 2)

~40%大きい。このことは、採取試料について土カブリ圧で等方圧密し、非排水せん断試験を行なうと過大な強度を得ることと示している。BishopとHenkel⁽⁶⁾が乱さない試料について行なった、 K_0 圧密非排水試験と等方圧密非排水試験の結果も同様な傾向を示している。

図-3は Sample No. 1, No. 4 についての平均圧密圧 $\bar{\sigma}_{mc}$ と非排水せん断強度 C_u の関係を示したものである。同一の $\bar{\sigma}_{mc}$ についての C_u を比較すると、CAPU試験の値の方が CAU 試験のものより 10~20%小さい。図-1に示したように、同一平均圧密圧での含水比は異方圧密履歴に無関係に定まるため、同一の平均圧密圧で強度を比較することは、同一含水比での強度を比較することには

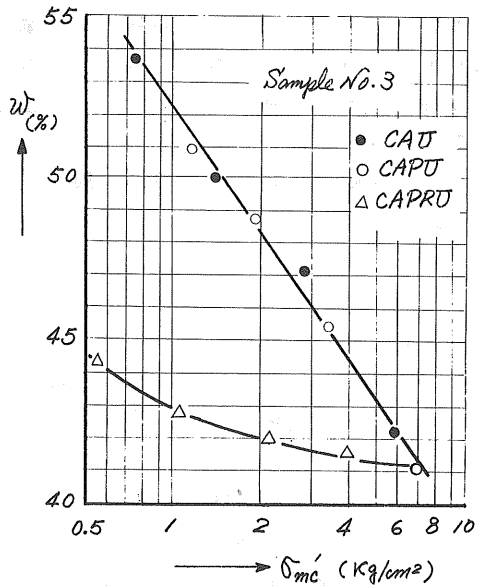


図-1 (b) $w \sim \log \bar{\sigma}'_{mc}$ (Sample No. 3)

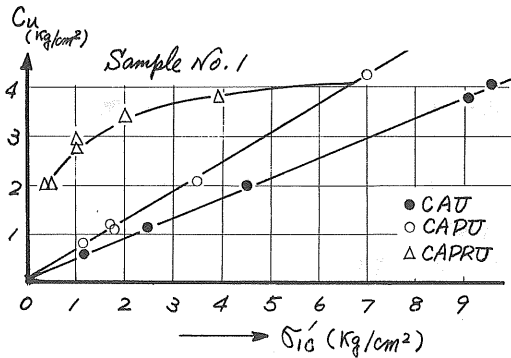


図-2 $C_u \sim \bar{\sigma}'_{ic}$ (Sample No. 1, No. 4)

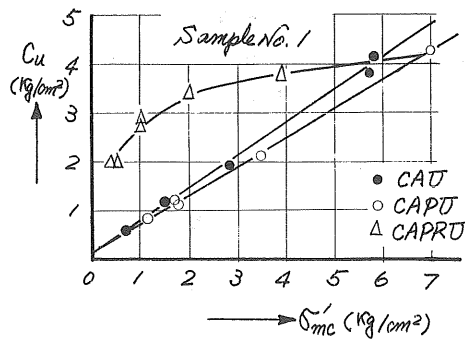
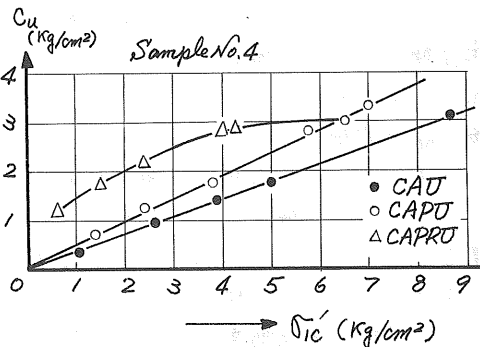
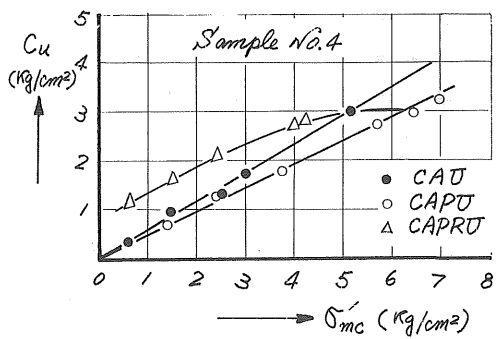


図-3 $C_u \sim \bar{\sigma}'_{mc}$ (Sample No. 1, No. 4)



かならない。したがって採取試料の非圧密非排水強度は原位置強度よりも10~20%低下するとみてよいと考えられる。採取試料についての非圧密非排水強度とK₀圧密非排水強度を比較する実験はSkemptonとSowa⁽⁷⁾, NooranyとSeed⁽⁸⁾, 奥村⁽⁹⁾のちよって行なわれており、試料によつて異なるが、その差は1.5%~18%とされている。本実験では非圧密非排水試験を行なっていないので直接の比較にはなれないが、前記の σ'_{vc} ~ $\log \sigma'_{vc}$ の関係を媒介にした比較は、既往の実験結果をかみかて妥当なものと言ふことができる。

[5] 原位置強度推定の試み

前述のちよりに、採取試料について等方圧密非排水せん断試験を行なえば過大な強度を得ることになり、非圧密非排水試験を行なると20%程度強度を小さく見積ることになる。採取試料の強度を補正する方法は、LaddとLambe⁽¹⁾, NooranyとSeed⁽⁸⁾や奥村⁽⁹⁾のちよって提案されているが、原位置強度への補正まで言及しているのは、NooranyとSeedおよび奥村である。NooranyとSeedの方法は、K₀圧密した試料と、K₀圧密後応力を解放したのち非排水せん断した試料との組み合わせかめ得られるHvorslevの強度常数を用いて補正しようとするものである。しかし、この方法では、原位置での破壊時の間げき圧係数を別の方法で推定しない限り、実際問題に適用出来ない。一方、奥村の方法はつぎのちようである。2個の供試体を用意し、1個はK₀圧密後そのちよ非排水せん断を行なつて原位置強度を得たあと、くり返し破壊試験を行なつて撓乱強度を得る。もう1個については、K₀圧密後軸差を解除し、非圧密非排水せん断を行なつて採取試料強度を得る。この2つの試験かめ強度の補正曲線を作成し、これを用いて原位置強度を算定しようとするものである。この方法によれば、試料の機械的乱れの影響を加味した強度の補正が可能であるがくり返し破壊試験といふやや手間のかかる試験を行なわなければならない。

筆者のちよは、採取した試料について普通に行なわれる試験かめ、原位置強度の推定が出来ないかどうかの検討を行なつたので以下に述べる。

まず、前記の実験結果かめ同一平均圧密圧についての含水比はCAUとCAPUで等しいとみなせるかめ、Hvorslevの規準による強度常数 C_e , ϕ_e は両者で等しいと考えられる。いま、K₀圧密終了時の鉛直圧密圧を σ'_{vc} とすれば、CAUにおける平均圧密圧は $\sigma'_{mc} = \frac{\sigma'_{vc}(1+2K_0)}{3}$ と表わされ、CAPUでの再圧密終了時の平均圧密圧は $\sigma'_{mc} = \sigma'_{vc}$ である。一般に p なる鉛直圧密圧でK₀圧密および等方圧密された試料の非排水せん断強度 C_u は、それぞれつぎのちように表わされる。⁽¹¹⁾

$$C_u = \frac{p \sin \phi_e [K_0 + A_F(1-K_0)] + C_e \cos \phi_e}{1 + (2A_F - 1) \sin \phi_e} \quad \text{----- } K_0 \text{ 圧密}$$

$$C_u = \frac{p \sin \phi_e + C_e \cos \phi_e}{1 + (2A_F - 1) \sin \phi_e} \quad \text{----- 等方圧密}$$

したがつて、CAU, CAPUかめ得られる非排水せん断強度 C_u は、 p の代りにそれぞれ、 $\frac{3}{1+2K_0} \sigma'_{mc}$ および σ'_{mc} を用いて

$$C_{uF} = \frac{\frac{3}{1+2K_0} \sigma'_{mc} \sin \phi_e [K_0 + A_F(1-K_0)] + C_e \cos \phi_e}{1 + (2A_{FF} - 1) \sin \phi_e} \quad \text{----- (1)}$$

$$C_{us} = \frac{\sigma_{mc} \sin \phi_e + C_e \cos \phi_e}{1 + (2A_{fs} - 1) \sin \phi_e} \quad \text{--- (2)}$$

と表わされる。なお、式中のサフックスFとSはそれぞれ、原位置の条件および採取試料の条件を表わす。

C_{uf} と C_{us} は同一の平均圧密圧での強度であるから、同一含水比での強度と考えてよい。したがって両者は等しいはずであるが、前記の実験結果に示した通りに、10~20%の差がある。この原因は、Hvorslevの破壊規準からみて、破壊時の有効応力が両者で異なるからと考えられる。したがって破壊時の有効応力が等しくなるような条件を(1)、(2)式が満足すれば、 $C_{uf} = C_{us}$ となるはずである。この条件を見出すために、等価圧密圧として $\sigma'_e = \sigma_{mc}$ と考えて $K = C_e / \sigma_{mc}$ とおき、 $C_{uf} = C_{us}$ に適用すれば、

$$A_{fF} = \frac{\frac{1-K_0}{1+2K_0} (1 - \sin \phi_e) - 2A_{fs} \left(\frac{3K_0}{1+2K_0} \sin \phi_e + K \cos \phi_e \right)}{\frac{3(1-K_0)}{1+2K_0} [1 + (2A_{fs} - 1) \sin \phi_e] - 2(\sin \phi_e + K \cos \phi_e)} \quad \text{--- (3)}$$

となる。 K 、 ϕ_e については、CAPUおよびCAPRU試験から求めることが出来、 K_0 の値については、 K_0 圧密試験を行なうかまたは $K_0 = 1 - \sin \phi'$ (4) の式から推定することが出来る。したがって採取試料について比較的簡単な試験から、つぎのようになります。

- 1) 採取試料を土カブリ圧で等方圧密して非排水せん断し、 C_{us} 、 A_{fs} 等を得る。
- 2) 採取試料について等方圧密した試料を数段階の圧力で吸水膨張させ、おののについて非排水せん断試験を行なって 1) の試験との組み合わせからHvorslevの強度係数、 K 、 ϕ_e を求める。
- 3) 1)、2) で得られた A_{fs} 、 K 、 ϕ_e および前述の方法で得られる K_0 の値を(3)式に代入して A_{fF} の推定を行なう。

- 4) K 、 ϕ_e 、 K_0 、 A_{fF} および有効土カブリ圧 $p (= \frac{3}{1+2K_0} \sigma_{mc})$ を(1)式に代入すれば、原位置強度の推定値 C_{uf} が得られる。

上記の方法が妥当か否かの検討を行なうために、CAPUおよびCAPRU試験(これは上記1)、2)に相当する。)から K_0 、 A_{fs} 、 K 、 ϕ_e を求め、(1)、(3)式を用いて C_{uf} を推定した。この値とCAU試験(これは原位置強度に相当する)から得られた値とを比較したのが表-2である。なお、表には圧密圧力との比で示してある。

表からわかるように C_{uf}/σ'_{ic} に関しては、Sample No.4を除けば比較的よい一致を示している。ところが、 A_{fF} についてみると Sample No.3、No.4の推定値が実験値よりもはるかに大きい。これは原位置強度と採取試料強度の差を間接係数にのみ押しつけてしまった結果と考えられる。しかし、強度のみについて考えると、等方圧密非排水せん断および等方圧密等方膨張非排水せん断の比較的簡単な2組の試験から、原位置強度に近い値が得られることがわかる。

試料	実験値		推定値		C_{uf}/σ'_{ic} (推定)
	C_{uf}/σ'_{ic}	A_{fF}	C_{uf}/σ'_{ic}	A_{fF}	
No.1	0.42	0.48	0.39	0.52	0.93
No.2	0.39	0.67	0.40	0.63	1.03
No.3	0.40	0.59	0.37	1.04	0.93
No.4	0.41	0.62	0.34	1.09	0.83

表-2 C_u の実験値と推定値

砂と粘土の混合土の土質工学的特性

— 特に圧密、強度特性について —

北大工学部教授 (正) ✓北 郷 繁

〃 助手 (〃) ○鈴木 輝 之

〃 大学院主 (学) ✓三 浦 清 一

K・K・飛島建設 岡 田 光 弘

1. まえがき

工学的立場から工をとらえるとき、砂質土と粘性土とではその性質が非常に異なる。たとへば、土構造物の設計において、土の強さを決めるときは、まず、対象となる土を、砂質土、あるいは、粘性土のどちらかに属するものとみなし、砂質土であるならば、強度は、土粒子間のマサツカによって決まる、内部マサツ角中で表わし、粘性土であるならば、その強さは土粒子間の粘着力によって決まるとする。このように、砂質土と粘性土とでは、全く異なった扱い方をしている。したがって、対象となる土が、この両者のどちらに属するかを判断することは、非常に重要なこととなってくる。しかし、現在のところ、この判断の規準となるものは、明確にされていない。チュボタリオフ¹⁾によれば、圧密等容積せん断試験による内部マサツ角が 20° より大であれば、砂として扱い、内部マサツ角のみを考え、 20° より小であれば、粘土として扱い、粘着力のみを考えることが行なわれているが、これはあくまでも便宜的なものであり、この規準を明確にするためには、さらに研究が必要であるとしている。この分類の規準は強度のみに注目したもので、一般に、砂、シルト、および、粘土の分類は粒径によって定義されている。しかし、普通の土には、砂と粘土の両方の組成をもつものも多く、このような土に対して、砂質土とみなすか、粘性土とみなすかの規準は明確ではない。また、砂と粘土の両方の成分をもつ土は、砂質土と粘性土の中間的な特性をもつことが予想される。もしこの中間的な性質というものが存在するならば、その性質にもとづいた土の取扱い方をすべきであると考えられる。

砂質土と、粘性土の工学的性質のうち、両者がいちじるしく異なるものには、つぎのようなものが考えられる。

- 1, 透水性 (圧密特性)
- 2, 応力履歴の影響の程度
- 3, 強度を發揮する要因の違い (砂はマサツカ、粘土は粘着力)
- 4, 動的応力に対する挙動 (例えば、疲状化の有無など)
- 5, シフトロピーの有無。 など

これらの物性が、砂と粘土の混合割合にしたがってどのように変化するかを明確にする必要がある。ここに報告する実験は、上記の性質の中で、特に、透水性 (圧密特性) と強度特性に注目し、これらの性質と砂と粘土の混合割合との関係をも、三軸圧密試験および、三軸圧縮試験²⁾によって調べたものである。

なお、本報告の一部は、すでに、発表されており³⁾、本報はその詳報である。

2. 試料とその物性

この実験では、砂と粘土の試料をいかに均一に混合するかということが重要なことである。この混合を容易に、かつ、確実に行なうために、今回の実験では、砂は豊洲標準砂（比重 $\gamma_s = 2.65$ ）、粘土は市販の蛭目粉粘土（ $\gamma_s = 2.61$ ）を用いた。両試料の粒径加積曲線と、それを混合した土の粒径加積曲線の一部を図-1に示す。粒度分析の結果、砂は純粋に砂成分だけであるが、粘土には20%のシルト分が含まれている。（以後粘土というのは、シルト分を含んだ土を示す。）混合方法は、砂も粘土も、乾燥状態のまま、所定の重量づつ取り、均一になるまで十分にかく拌し、その後水を加え、含水状態が均一になるまで、ビーティングを行なった。混合割合は、粘土の乾燥重量割合（以後 P と略す）で、0~100%まで10%間隔で試料を調整した。また、圧密後の強度特性が初期含水比の影響を受けるのを防ぐため、試料の初期含水比は、整形した試体が自立し得る範囲内で、十分に高く調整した。このように調整した試料の粒径加積曲線は、図-1に示されるように、不自然な形となり、一般に存在する砂と粘土を含んだ土のそれと類似しているとはいえない。この曲線は自然の土のものに、出来るだけ近づけるべきであるが、今回の実験は、最初の実験であり、解析を簡単にするため、典型的な砂と粘土を用いることとし、粒径加積曲線の形の不自然さは考慮していない。

図-2は調整した混合土の液性限界 LL 、塑性限界 PL 、および、塑性指数 PI の値を粘土の混合割合 P に対してプロットしたものである。各値とともに、 P がある値以上になれば、 P の増加とともに、直線関係がはくはる。あるいは、 LL 、 PL の測定が困難になるということは、砂成分の影響が強くおはじめていることを示している。 LL は P が20%以下で測定困難となり、一方、 PL は $P=40\%$ 付近で、直線からはずれ始めて、 $P=20\%$ 以下では測定困難と化した。このような傾向は野々垣²⁾の実験でも示されている。 PL の変化から判断すると、 $P=40\%$ あたり以下で砂成分の影響が顕著になりはじめていることが想像される。 PI は $P=20\%$ までは、 P と直線関係を示している。これは PI の変化が、主に LL によって支配されているため、 $PL-P$ の関係が直線ではなくても、 $PI-P$ が

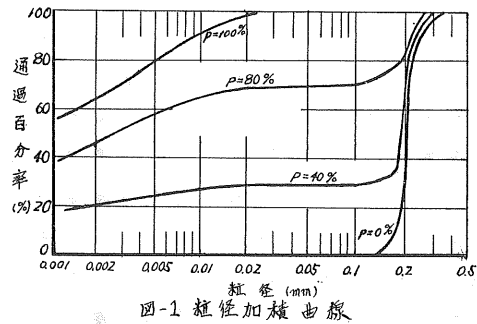


図-1 粒径加積曲線

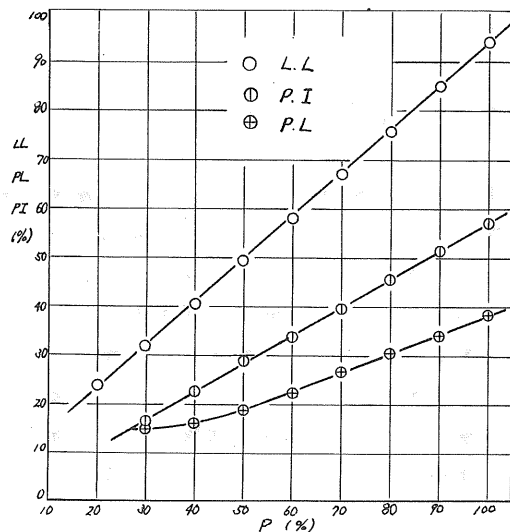


図-2 粘土混入率とアッターベルグ限界の関係

直線関係を示すものと考えられる。

$P = 80\%$ までの試料を、塑性図上にプロットしてみると、例-3のようになり、 $P = 60\%$ と 80% の試料が、高塑性と中塑性の境界となっている。

実験は、各混合割合の試料に対して、圧密非排水三軸圧縮試験を行なった。このとき、圧密圧 σ_0 とセリ断時の拘束圧 σ_3 は等しくし、 $\sigma_0 = \sigma_3 = 1.0$

、 $2.0, 3.0, 5.0, 7.0, \text{kg/cm}^2$ とした。測定事項は、圧密時の時間～間ゲキ水圧、セリ断時の軸ヒズミ～軸荷重、間ゲキ水圧の5項目である。供試体は直径 5cm 、高さ 12cm の円柱状試体で、圧密時間は、純粋砂を除く全試料に対して、24時間とし、排水は供試体の側面と上端面から行なった。セリ断速度は、 $P \leq 30\%$ では $\dot{\epsilon} = 0.02\%/min$ 、 $40 \leq P \leq 60\%$ では、 $\dot{\epsilon} = 0.1\%/min$ 、 $P \geq 70\%$ では、 $\dot{\epsilon} = 0.05\%/min$ とした。

有効応力を正確に求めるために、土の飽和度をできるだけ高める必要がある。このため、本実験では 2.0kg/cm^2 のバックフレシマを用いた。また、これを加える時期は圧密終了後、セリ断開始の1時間前とした。

3. 圧密特性

前述のように、砂と粘土の違いの一つとして透水性（圧密特性）があげられる。たとへば、三軸圧縮試験について考えるならば、砂は拘束圧を加えると、ほとんど瞬間的に排水が終り、拘束圧はすべて有効応力として働く。一方、粘土は、拘束圧を加えてから圧密が完了し、拘束圧がすべて有効応力として働くようになるまでには、透水性に応じて、相当の時間を必要とする。しかし、一たん圧密が完了し、拘束圧がすべて有効応力として働くようになれば、砂も粘土も、拘束圧に対応した強度をもつようになる。すなわち、正規圧密土では、

$$\tau = \sigma \tan \phi \quad \dots \quad (1)$$

の形で強度が表すことができる。このように、応力履歴の影響が表われない限り、土のセリ断強さを表す上で、砂と粘土の区別をつける必要はない。ここで、砂と粘土の違いは、圧密が終了するまでの時間の差、すなわち透水性の違いだけとなる。

本実験での圧密は、円柱形供試体の側面と上端面から排水をさせ、等方圧をかけて圧密している。河工によれば、このような排水、および、応力条件の圧密において、水平方向と垂直方向の透水係数の比を決定するならば、供試体下端での間ゲキ水圧と時間の関係から、圧密係数の値を求めることができる。本実験では、水平方向と垂直方向の透水係数は等しいとして、圧密係数の計算をしている。この方法によって求めた圧密係数 C_e を粘土の混合割合 P に対してプロットすると図-4のようになる。一般に、 C_e は圧密圧 σ_c によって変化するものであるが、この実験では、 σ_c と C_e の間には、一定の傾向は見られず、ある範囲内でバラツキを見せている。しか

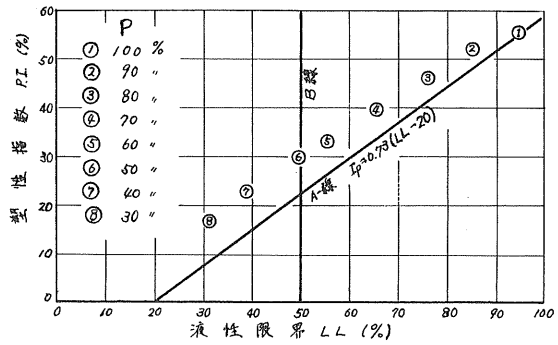


図-3 塑性図

し、全体としては、 $P \geq 70\%$ では砂の成分の影響はほとんど見られず、純粋粘土と同じ C_c の値を示し、 $30 \leq P \leq 70\%$ で徐々に砂の影響が現われはじめ、 $P=30\%$ を境として、 P の減少とともに、 C_c の値が急激に増加しはじめている。この結果から、 $P \geq 70\%$ で粘土領域、 $30 \leq P \leq 70\%$ で中間領域、 $P \leq 30\%$ で砂領域を想定することができる。ここで、中間領域の土の透水性は、砂と粘土の中間的なものというより、むしろ粘土に近しい値をもっていることが分る。粘土領域においては、粘土と水の系の間に、砂粒子が浮いている状態、砂領域においては、砂の粒子骨格の間に、水と粘土の系がまつまっている状態が考えられ、中間領域では、これらの中間的な状態となっていることが考えられる。しかし、後述のように、 $P=30\%$ では、有効応力による内部マッサン角中は純粋砂のそれと同一であることからみて、粘土成分が少なくなり、強度的には、粘土分の影響が小さくなって、透水性におよぼす、粘土分の影響は存在するということがいえる。

混合土の性質を、砂と粘土の性質の組合わせられたものと考えて、両者の性質がどのような機構で現われてくるかをみるために、圧密後の混合土の状態を調べてみる。図-4は、土が完全に飽和しているときにして、含水比と土粒子の比重から計算した圧密後の間ゲキ比 e と圧密圧 σ_c の関係をとったものである。圧密後の e は、圧密圧の対数値と直線関係をもっている。この事実は一様に粘土において認められていることであり、本実験においても、粘土分が少なくなると、この関係は不明瞭になってきている。図-4の直線の傾きは、圧縮指数 C_c と同じ性格のものである。この傾き C_c を P に対してプロットすると図-6のように

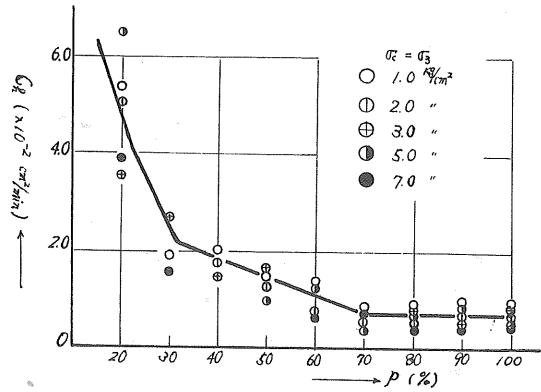


図-4 粘土混入率と圧縮係数

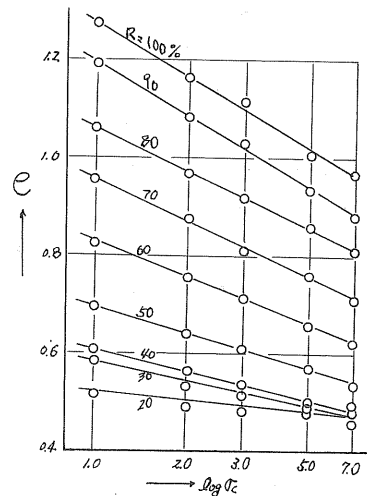


図-5 圧密圧と間ゲキ比

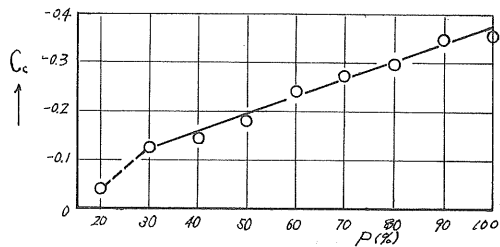


図-6 粘土混入率と $(e - \log \sigma_c)$ 曲線の傾き

なり、粘土成分が多い程、圧密による体積変化の大きいことを示している。

図-7は、図-2と図-6からLLとCcの関係をとったものである。図-7には、Shemptonらが打った、種々の粘土のLLとCcの関係を同時に示してあるが、この結果とは、かなり異なった値がでてゐる。これは試験装置や荷重の違いによるものと考えられるが、さらに、粘土の粒子そのものの性質の違いによるLLの変化と、同一の土で粒度配合が異なることによるLLの変化とは、その変化の機構が異なるということも考えられる。

図-8は、図-5から、 $v_c = 2.0$ と 5.0 kg/cm^2 の場合についてeとPの関係を図にしたものである。この図から、 $P \geq 40\%$ であれば、e-Pの関係は直線になることが分る。図-5~8から、Cc、および、圧密後のeの値は、 $P \geq 30 \sim 40\%$ であれば粘土の混合率Pとほぼ直線関係をもつことが分る。これらの事実から $P = 30 \sim 40\%$ が砂分の影響が強くなり始める一つの境界と考えられる。

圧密後の砂と粘土の成分の状態を、さらに調べるため、飽和混合土を図-9のよう模型的に表わし、粘土のみに注目した割合を $e_c = \frac{V_c}{V_c}$ で定義すると、圧密後のその値とPの関係は図-10のようになる。e_cの値は、 $P = 40\%$ を境とし、それ以上では、Pによる変化は少く、 $P = 40\%$ 以下で急激に増加しはじめてゐる。この結果は、 $P \geq 40\%$ では、粘土と水の系の中に、砂粒子が浮いてゐる状態で、圧密後は、圧密終了後、そのままの大きさで粘土の粒子間の接触圧として受けもたれ、逆に、 $P \leq 40\%$ では、砂粒子どうしの接触が生じはじめて、圧密終了後においても、圧密圧のうち、粘土粒子どうしの接触圧として受けもたれる部分が小さくはなつてゐることが考えられる。この結果は図9の結果と

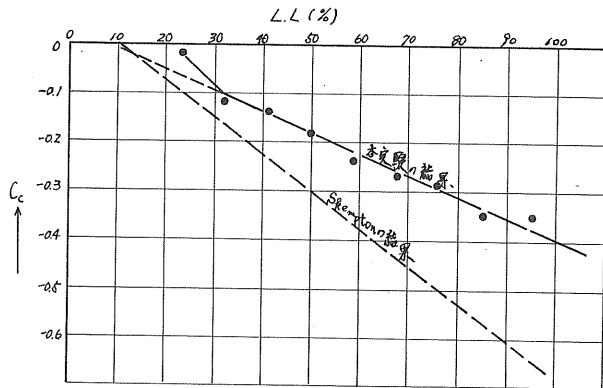


図-7 LLと圧縮指数の関係

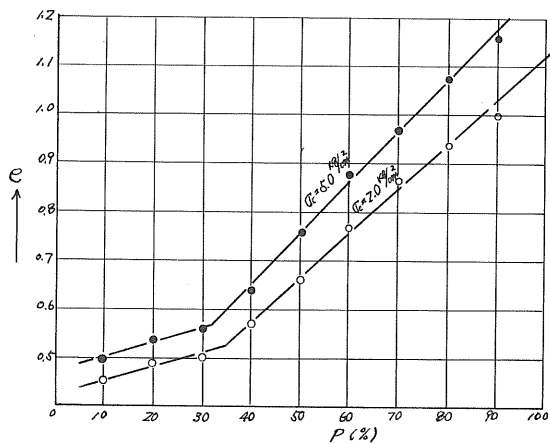


図-8 Pとeとの影響

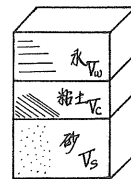


図-9 飽和混合土の模型

同様である。図-5, 8, 10から, $P=40\%$ 以上では, 圧密後の混合土の間ゲキ比は, 混合してある粘土の圧密特性とその混合割合によって決まると考えられる。

図-10における e_c の急変点での, 砂と粘土の状態を模型的にとらえてみる。図-11に示すように, 本実験で用いた砂は粒径が均一で, また扁平でないことが分っているので, 今仮にこの砂を均一粒径の球体の集まりと考えると, 均一球体の最もゆるいつまり方は図-11(a)のようになり, このとき間ゲキ比は $e=0.91$ となる。この値は, 本実験において最もゆるくつめた砂の間ゲキ比に近い値となっている。ここで, 図-10から判断し, $P=40\%$ の土に注目して, 砂のみによる間ゲキ比 $e_s = \frac{v_w}{v_s}$ (図-9参)を計算すると1.6となり, 図-11(a)のようなつまり具合をしたときの e とは一致しない。ここで, 砂と粘土がきわめて均一に混合され

ていたとすると, そのときの砂粒子の配置は, 図-11(b)のようになると考えるしかない。この図において, $e_s = 1.6$ となるためには, $\chi = 0.02 \times 0.2^m$ となり, この値は図-11に示されるように, 粘土の最大粒径とほぼ等しい, すなわち, $P=40\%$ の混合土では, 砂粒子の表面間隔の最も小さくなったところに存在し得る粘土粒子の数は非常に少なく, この粘土粒子は, 砂の粒子骨格の一部としての枚目を果し, それ自身では圧密を起さず, 他の部分にある粘土粒子の圧密を防げるようになると思われる。すなわち図-11(c)のような状態が想定される。以上のような考え方は, 砂の粒径が均一であるときに成り立つものであり, 粒度配合の良い混合土において, このような考え方をしようとするとき, 砂分と粘土分の区別がむずかしく, 図-11のような模型もあてはまらなくなる。今後さらに研究の必要がある。

4. 強度特性

1) 間ゲキ水圧

混合土の間ゲキ水圧係数 A -ヒズミ ϵ 曲線の状態は, 粘土の混合割合によって変化しており, 本実験では, 大別して3つのタイプが認められた。その典型的な例を図-12(c)に示してある。このうち曲線Iは, $70 \leq P \leq 100\%$, 曲線IIは, $60 \leq P \leq 80\%$, 曲線IIIは, $P \leq 30\%$ で見られたものである。間ゲキ水圧の発生に注目してみる

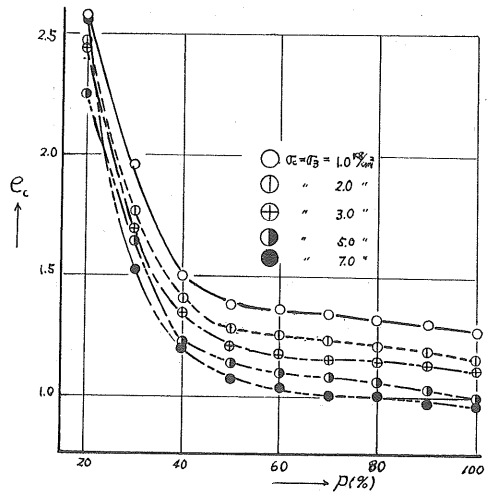


図-10 粘土最大粒径と土間ゲキ比

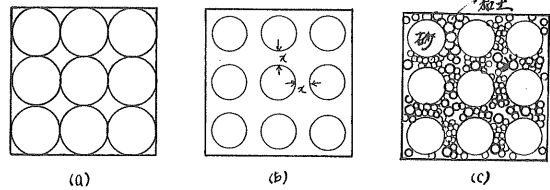


図-11 混合土の粒子骨格模型

と、粘土分の多い混合土(曲線I)では、間ゲキ水圧係数Aの値は、軸ヒズミが10%の前後で極大値が表われている。これは $\varepsilon = 10\%$ 前後で、供試体中に明瞭な破カイ面が現われ、この面にさってスベリが起り、軸差応力($\sigma_1 - \sigma_3$)の値が急に減少したことに原因している。つぎに、ある程度砂分の入った土では、図-12(c)の曲線IIに見られるように、軸ヒズミ4%前後で、Aの値はほぼ最大値に達して、その後、 ε に関係なく、一定の値を保っている。このとき供試体中には、明瞭なリベリ面は現われなかった。砂分が大部分を占める土では、Aの値は、軸ヒズミの非常に小さいところ(2%前後)で極大値をとりその後、ヒズミの進行とともに、低下の一途をたどる。この間ゲキ水圧の挙動は、一般の砂質土のそれと同類のものと考えることができる。

破カイ時の間ゲキ水圧係数 A_f とPの関係を図-13に示す。圧密非排水三軸圧縮試験における間ゲキ水圧係数Aの値は、粘土では、応力履歴の影響を受け、圧密圧の大きさには無関係である。一方、砂では、初期密度とせん断時の有効拘束圧の大きさに支配される⁶⁾。すなわち、初期密度の小さい程、かつ、有効拘束圧の大きい程、間ゲキ水圧係数の値は大きくなる。本実験では、 $\sigma_c = \sigma_3$ であるから、ある混合割合の土において、 A_f の値が圧密圧 σ_c によって変化しない土は粘土的な性質をもち、圧密圧 $\sigma_c = \sigma_3$ によって変化する土は砂的な土であるといえる。このよう
は考之方をすると、図-13で

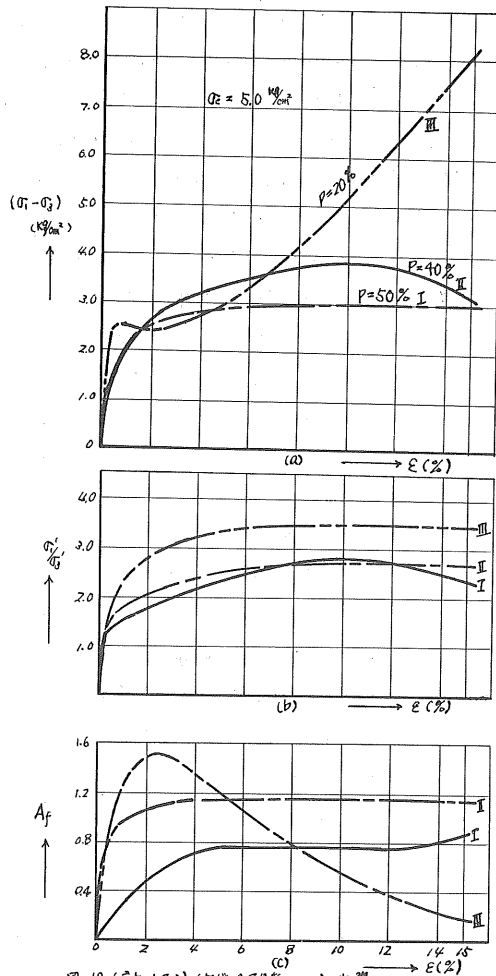


図-12 (応力-ヒズミ), (間ゲキ水圧係数-ヒズミ) 曲線

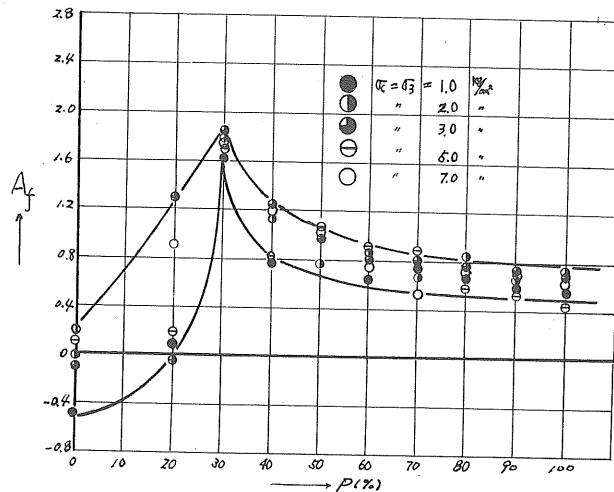


図-13 破カイ時間ゲキ水圧係数と粘土混入率の関係

は $P=20, 0\%$ で砂の性質が表われている。つぎに A_f の大きさを見ると、 $P=40\%$ までは、粘土の含有量の減少とともに、 A_f の値は徐々に増加し、 P が 40% から 30% になるときに急増している。その後、 $P=30\%$ を頂点として、 P の減少とともに A_f の値は急激に減少している。この A_f の変化のようすから判断すると、 $P=30\%$ が、粘土的性質と砂的性質の何らかの变化点と考えられる。ここで、 $P=30\%$ において A_f の値が非常に大きくなっているのは、この土では、砂成分による粒子骨格が主体となり、図-11(c) のような状態で、この状態では、砂が非常にゆるくつまったときと同じようになり、 A_f の値が非常に大きくなっていると考えられる。畢竟、非常にゆるい飽和砂において、間ゲキ水圧係数が α 前後の値が得られている例もある³⁾。また、 $P=0, 20\%$ で A_f の値が小さくなっているのは、軸ヒズミ 1% を破カキとしているために、図-12(c) に示すように、間ゲキ水圧係数の値が、破カキに至るまでに、減少してしまうせいもある。一方、 $P \geq 40\%$ の土では、 A_f の値と A の最大値とはほぼ一致している。

2) 応力-ヒズミ曲線

応力-ヒズミ曲線の形は、砂では、主に初期密度の、粘土では、主に応力履歴の影響を受けることが知られている。このように砂と粘土とは、変形特性に影響する要素は異なっている。本実験では、前述のように、正規圧密に限られた範囲で、変形特性に与える、混合割合の影響をみる。

図-12(a)(b)は、拘束圧 $\sigma_3 = 5.0 \text{ kg/cm}^2$ のときの、応力-ヒズミ曲線の例を示したものである。混合割合を変化させたとき、応力-ヒズミ曲線の形は、間ゲキ水圧-ヒズミ曲線の場合と同様に、3つのタイプに大別できる。曲線 I は $P \geq 70\%$ 、曲線 II は $40 \leq P \leq 60\%$ 、III は $P \leq 30\%$ において各々みられる形である。この境界は、前述の、間ゲキ水圧の終生状況についてみたものと同一である。土の応力とヒズミの関係は、三軸圧縮の場合、放物線、あるいは双曲線のような形をもって表われるのが多い。図-12(a)(b)によれば、粘土分の多い土では、図-12(a)の、軸差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ への曲線が、一方、砂分の多い土では、図-12(b)の主応力比 σ_1/σ_3 への曲線が比較的スムースな形で現われている。このことは、粘土においては、その強度は粘着力によるものであり、任意の面に沿うせん断変形は、その面上に加わっている有効垂直応力の大きさに関係なく、面に平行に加わるせん断応力のみによって支配される。すなわち、三軸圧縮試験においては、任意面上のせん断応力では

$$\tau = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \sin \alpha \quad \alpha: \text{最大主応力面と任意面のなす角}$$

で表わされる。すなわち、せん断応力 τ は、軸差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ に比例するものであるから、粘土においては、応力-ヒズミ曲線としては $\{(\sigma_1 - \sigma_3) - \varepsilon\}$ 曲線が比較的スムースな形になると考えられる。一方、砂においては、試験体中の任意面に沿うせん断変形は、その面上に加わるせん断応力と垂直応力の両方に支配されるものであるから、この両者の要素の入っている主応力比 σ_1/σ_3 を応力として用いるのが適当であると考えられる。三軸圧縮試験において、応力として、 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ をとるべきかあるいは σ_1/σ_3 の値をとるべきかは、特に、破カキ点の決定において、種々問題にされてい

る²⁾ところであるが、このように変形特性を論ずる工でも問題になってくるところであらう。ただし、これは間ゲキ水圧が発生する場合であり、間ゲキ水圧の発生しない場合は、理論的には、応力として、 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ あるいは $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_3}$ のどちらを用いても同じ意味になる。

図-12(a)の曲線Ⅱに注目すると、最初の立ち上がりは他の曲線に比べて急であり、 $\varepsilon = 1\%$ くらいで極大値が現われ、その後、一たん低下し、再び ε の増加とともに増加の一途をたどっている。これと同様の結果はSeed²⁾らによって得られているが、この応力の変化の状態と、間ゲキ水圧の変化の状態を比較すると、砂においては、せん断の過程で土の強さがそのときの有効拘束圧の変化(間ゲキ水圧の変化)の影響を直接受けていることが分る。

3) 内部マサツ角

圧密非排水三軸圧縮試験において、土の強度を表示するときは、前述のように砂も粘土も同一の表示ができる。すなわち、土の強度は、内部マサツ角のみで表わされ、粘着力は0になる。ここで、内部マサツ角を全応力と有効応力の各々の場合について、 p との関係をとると、図-13のようになる。有効応力による内部マサツ角 ϕ' は $P=30\%$ と 70% が変化点となっている。この結果は、レキと粘土を混合したときの河上¹⁰⁾らの実験結果とほぼ同様である。

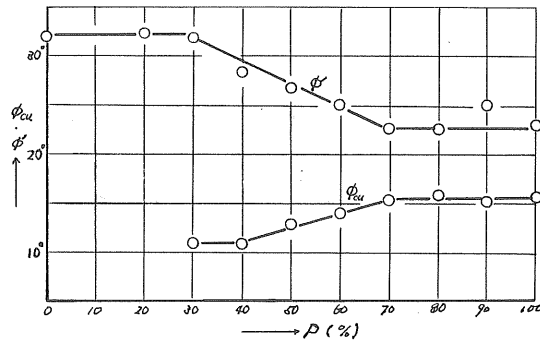


図-14 粘土混入率と内部マサツ角の関係

全応力による内部マサツ角 ϕ に注目してみると、 $P=70\%$ までは、ほぼ一定値で純粋粘土と同じ値をとっているが、 $30\% \leq P \leq 60\%$ の土では、 P の減少とともに、 ϕ' とは逆に、減少の傾向を示している。この現象は、図-13に示すように、 P の減少とともに、間ゲキ水圧の発生が大きくなることと、間ゲキ水圧によって決まる有効拘束圧が強度に直接影響するようになるためであると考えられる。このように粘土分の減少とともに、 ϕ' は増加するが、一方では、間ゲキ水圧の発生が大きくなり、全応力による強度は、逆に低下するという事実は、実際的な場合においても注意すべきことであると考えられる。混合土の間ゲキ水圧の発生についてはさらに研究を進めていく必要がある。

5. 結論

以上のべてきたことをまとめてみると、本実験の結果からつきのような結論が引き出せると考える。

- 1) 圧密係数および、内部マサツ角の変化から判断すると、 $P=30\%$ と 70% が、砂粘土、および中間の三つの領域の境界になっている。
- 2) 中間領域における圧密係数の値は、砂と粘土の中間的な値というより、むしろ

、粘土の之れに逆い。

3) $30 \leq P \leq 70\%$ の土において、 P の減少とともに、有効応力による内部マサツ角中は増加するが、全応力による内部マサツ角 α_{cu} は、逆に減少する。これは、せん断時の間ゲキ水圧の発生に対応したものである。

4) 粘土領域においては、強度特性、圧密特性とともに、砂の影響はまったく現われてこない。一方砂領域においては、強度的には、粘土分の影響は出てこないが、圧密特性では、粘土分の影響が急激に少なくなるだけであり、無くなるのではない。

本実験は、北郷の指導の下で、岡田、三浦の卒業論文として行なったものを鈴木がとりまとめたものである。実験の進行中に、北大工学部三田地講師の助言を得たことをここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1). 石井靖丸訳：チュボタリオフの土質工学，二巻 P. 176～
技報堂，昭和41年
- 2). 北郷 繁，鈴木輝之：砂と粘土の混合土の強度特性について
土木学会第26回年次学術講演会講演集第Ⅱ部，昭和46年10月。
- 3). 野々垣一正：配合土のアッターベルグ限界の変化について
土木学会第24回年次学術講演会講演集第Ⅱ部，昭和44年9月
- 4). Kawakami, H : The Measurement of Horizontal Coefficient of Consolidation
by a Triaxial Testing Apparatus, Soil and Foundation, 4-2, 1964, 45
- 5). 西 勝，石井陽一，土元義信：粒状材料を混合したカオリン粘土の2,3の性質について。オ6回工復工学研究発表会 昭和46年6月
- 6). K.L.Lee and H.B.Seed: UNDRAINED STRENGTH OF ANISOTROPICALLY
CONSOLIDATED SAND. Proceedings A.S.C.E, SM2, 1970
- 7). たとえば，Hvorslev: PHYSICAL COMPONENTS OF THE SHEAR STRENGTH
OF SATURATED CLAYS. Res. conf. Shear Strength of Cohesive Soils 1960
- 8). Bjerrum, L.S.Kringstad and O.Kummeneje: The Shear Strength of Fine
Sand. Proc. 5th Int. Conf. SMFE, Vol, 1, P29~37
- 9). 6)と同じ
- 10). 河上 浩，阿部広史：飽和れき混り粘土のせん断特性
土木学会論文報告集，NO 183, 1970.11

振動を受ける砂質土の強度に関する実験

北大工学部 (正) 北 郷 繁
〃 (〃) 土 岐 祥 介
〃 (〃) 〇松 村 治比湖
〃 辰 巳 良 智

1. まえがき

土の動的性質の研究は、衝撃的外力あるいは、振動を受ける基礎や、土構造物の設計に重要である。これまでの研究によると、砂質土においては、急速載荷の影響は、比較的小さいが、強度がやや大きくなることが知られている。しかし、振動三軸圧縮試験などの結果では、動的条件下の強度が、静的強度よりも小さくなる傾向がみられるといわれ、いろいろな方法により、砂に振動をあたえた際の摩擦角を求めた一連の実験では、それが振動加速度の増加にともない、著しく減少するとしている¹⁾。

本実験は、乾燥砂の内部摩擦角が、供試体にあたえられる振動加速度により、どのように変化するかを調べるために行なったものである。すなわち、供試体を含む三軸セル全体に振動を与えながら破壊に至らしめたときの、応力、変形、強度特性を調べたもので、この結果と、振動三軸圧縮試験で、軸圧もしくは周圧を振動させた場合、および衝撃荷重を与えた場合の結果とあわせ考えることにより、乾燥砂の動的外力に対する強度特性解明の一助にしたいと考えるものである。これまで行なわれたこの種の実験を見ると、直接せん断試験機を用いたものでは、装置自体の慣性力が結果に何らかの影響を、およぼしていることが考えられ、またクイなどの引抜き抵抗を調べる実験では、抗力の測定あるいは、拘束圧の考え方に、不明確が残るように思われる。そこで、本実験では、せん断装置に慣性力の影響の少ない三軸圧縮試験機を使用して同様な実験を試み、振動時における乾燥砂の強度および変形特性を検討しようとするものである。なお、振動時の砂の安息角に関する実験も若干行なったので、その結果をあわせて報告する。

2. 実験装置および実験方法

2-1. 実験装置

実験に用いた装置の概要は、つぎのようである。

小型振動台； 振動数 0.5～10 Hz

最大加速度 約 1500 gal

装着最大重量 約 20 kg

三軸圧縮試験機； 応力制御型 最大軸荷重 700 kg

最大側圧 10 kg/cm²

応力の測定； ベロフラムシリンドラの空気圧をレギュレーターで制御し、ブルドン管で測定

ヒズミの測定； 軸ヒズミは、差動トランス、横ヒズミは、ストレーンゲージ

利用のピックアップを使用

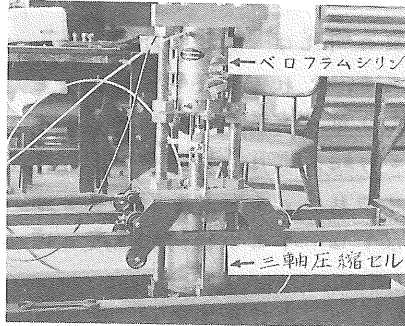
供試体寸法； 直径 50mm 高さ 120mm

安息角測定箱； 木製 $80^{(1414)} \times 245^{(64)} \times 200^{(高)}\text{mm}$

試料は、気乾した豊浦標準砂を用い、その物理的性質を表-1に示す。写真-1は、三軸圧縮試験機を装着した状態の振動台を示す。

比重 G_s	2.65
10% 径	0.16mm
60% 径	0.20mm
均等係数	1.25
e_{max}	0.953
e_{min}	0.645

表-1



2-2. 実験方法

写真-1

2-2-1. 加振三軸圧縮試験

この実験は、三軸圧縮試験機のセルおよびベロフランシリンダーに、水平方向の振動を与えながらせん断試験を行ない、振動を与えない静的試験の結果と比較して動態時の強度、変形性状を調べたものである。実験は、静的および動的実験から成っており、その概要をのべる。

a. 静的試験； 2-1. 応力測定のところでのべた通り応力制御方式によつた。応力は破壊にいたるまで約10段階で増加し、荷重間隔は、載荷初期では比較的大きく、破壊近くでは小さくした。各段階の荷重は、3分間ずつ加え、応力とヒズミの關係から明らかに供試体が破壊したと認められるか、ヒズミが15%以上に達するまで、順次増加した。ヒズミの測定は、2-1にのべた通りである。

b. 動的試験； 供試体をセットした三軸圧縮セルを振動台に装着し、所定の側圧のもとで、静的破壊荷重の $\frac{1}{2}$ までを4段階で静的に加えた後、その荷重のまま加振を開始する。加振開始に先立って、静的軸差応力をあらかじめ加えておくのは、実際の地盤中においても、静態時に軸差応力が存在していることを考慮に入れたからである。所定の振動数、加速度で加振をつづけながら、静的試験と同様に順次荷重を増加させ、破壊にいたらしめる。測定方法および測定項目は、静的試験と同じである。実験条件は、振動数が2, 5, 10 Hz, 加速度が250, 620, 1200 gal, 供試体密度が1.41および1.57 g/cm^3 のすべての組合わせで行なつた。

2-2-2. クリープ試験； 一定荷重を長時間載荷したさいのヒズミの進行、すなわちクリープは、強度特性とあわせて論ずべき重要な物性の一つと考えられる。この実験は、破壊荷重の90%の大きさの荷重を一時間載荷し、その間の軸ヒズミの進行を静態時および動態時について測定し、振動の変形に与える影響をみようとするも

のである。載荷時間は、長いほどよいと思われるが、軸ヒズミの読取精度(最小 $0.02''$)および時間の都合上、一時間で打切った。加振三軸圧縮試験同様、供試体密度を 1.41 および $1.57\%cm^3$ の二種に変えて行なった。

a. 静的試験; 静的破壊荷重の90%の荷重を加えて一時間、ヒズミの進行を記録した後、応力制御法により約3~4段階で順次荷重を増加させ破壊にいたらしめた。側圧は、 1.0 および $4.0\%cm^2$ の二つについて行なった。

b. 動的試験; 供試体をセットした三軸圧縮セルを振動台に装着し、振動数5および10 Hz, 加速度250および620 galで、水平振動を与えながら、静的試験と同様の操作を行なった。

2-2-3. 振動時の安息角の実験; ここでは、加速度の増加に従い、砂の安息角がどのように変化していくかを検討しようとするものであり、二種類の試料密度について、振動前後の安息角を測定した。ここで安息角とは、ある砂の、ある状態において保ち得る最大の傾斜角を意味する。斜面勾配の測定方法は、安息角測定箱の内側にはられた方眼トレース紙(壁面と砂の摩擦を少なくすることも兼ねる)に、砂の斜面との交点を書きうつすことより求めた。ゆるぎぬな場合の安息角は、試料箱の上端から砂を静かに落下させて作り、密づめの場合は、試料箱内の砂の表面の水平面となす角が、密づめの場合の静的内部摩擦角に、ほぼ等しくなるように締固めて作った。加振方向のちがいによる影響を見るため、図-1に示すように、斜面方向(a)および斜面と直角な方向(b)の二通りについて、水平方向の加振を行なった。振動数は5および10 Hz, 加速度は、250, 400, 620, 800 gal とした。

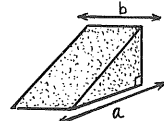


図-1

3. 実験結果.

3-1. 加振三軸圧縮試験

3-1-1. 変形係数; 土の強度特性を、数値的に表わす方法は、いくつかあるが、変形係数もその一つである。これは応力〜ヒズミの関係をある基準にしたがって整理することにより求めるもので、土の弾性係数に相当するものである。その決め方もいくつかあり、応力〜ヒズミ曲線の初期接線を求めるもの、ヒステリシスループの両端を結ぶ直線の勾配を求めるもの、破壊強度の

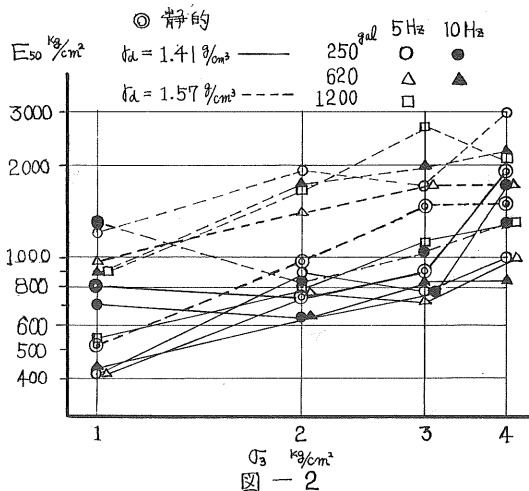


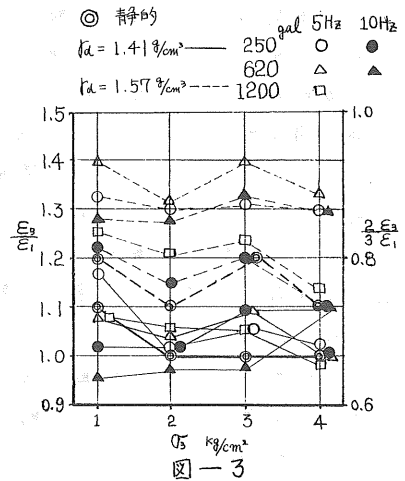
図-2

50%に対応するヒズミより求めるものなどがあるが、ここでは、最後の方法をとった。図-2は、このようにして求めた変形係数 E_{50} と、拘束圧 σ_3 との関係を示したものである。データはややバラツキをいいるが、大まかに見ると σ_3 の増加に従い、変形係数も増加しており、これは、一般的に言われていいるものと同じ傾向である。応力

制御法で実験を行なったために、ヒズミの原真を決めるのに、やや困難を感じ、それが、数値にバラツキを生じた原因の一つと思われる。静的変形係数と動的変形係数を比較すると、ゆるぎめの供試体では、加振時 E_{30} が、静態時に比べやや小さいが、密ぎめの場合逆に大きくなっている。これは一般的に言われているような、振動時には、振動加速度の影響によって供試体中の砂粒子間の接触圧が変化し、砂粒子間の摩擦が減少して、砂粒子が相互に位置を変えやすくなるという考えに反するものである。加速度の増加による影響については、明確な差異が認められなく、振動数の影響についても同様である。以上より、加振三軸圧縮試験より得られた変形係数 E_{30} は、今回行なった実験の加速度、振動数の範囲内では、静的変形係数とあまり違わないといえそうである。

3-1-2. $\frac{E_{30}}{E_1}$; 軸ヒズミ (ϵ_1) と横ヒズミ (ϵ_3) との関係

$\frac{E_{30}}{E_1}$ は、弾性体におけるポアソン比に相当するものである。供試体の体積変化、すなわちダイレイタンスーと密持率関係にある数値である。図-3における $\frac{E_{30}}{E_1}$ は、 ϵ_3 とそれに対応する ϵ_1 をプロットしたグラフにおい、軸ヒズミのごく小さい部分と破壊に近い部分のそれぞれの $\epsilon_1 \sim \epsilon_3$ の直線関係部分の勾配をとったものである。この図によると $\frac{E_{30}}{E_1}$ は、いずれも1.0より大きな値を示しているが、これは ϵ_3 の測定位置が供試体中央付近であり、セン断試験中の供試体側方変位は、中央付近が最大であるため大きな値にならざるを得ないと思われる。供



試体の側方変形を二次放物線に仮定し、その平均値を $\frac{2}{3}\epsilon_3$ とした時の値を、図の右側の縦軸に示してある。 $\frac{E_{30}}{E_1}$ の値を静態二つの場合について比較すると、大まかにみて、密度の大小にかかわらず、動態時の方が大きく測定されている。Youdは²⁾ 直接セン断試験機を用い、最大9gの加速度で、加振しながらセン断試験を行ない、加振時の内部摩擦角が、加振加速度の増加とともに低下することをみとめ、これは、セン断時に発生する供試体のダイレイタンスーが、加振することにより小さくなり、Taylorなどのいう、ダイレイタンスーコンポーネントが減少するためであると説明した。今回の実験では、加振時の方がむしろ大きな体積変化をおこしているようで、加振時においては、静態時よりダイレイタンスーコンポーネントが小さいというYoudの報告とは、逆の傾向を示している。拘束圧の増加とともに、 $\frac{E_{30}}{E_1}$ がわずかに減少しているようであるが、これは一般に言われている傾向に一致したものである。振動数のちがひによる差は、明確ではないが、Youdも振動数の違いによる差は、ほとんどみとめられないという結果を得ている。

3-1-3. 内部摩擦角

砂粒子は、振動を受けると複雑な運動をくりかえし、粒子間圧力、粒子相互の位

置、粒子間のかみ合せ状態も刻々と変化し、静止時には、異なった性質を示すとされ。その結果、内部摩擦力も減少するといわれている。谷本¹⁾は、振動時の砂の内部摩擦角は、振動加速度の対数にはほぼ比例して減少すると報告している。そこで砂質土の基本的な強度定数である内部摩擦角と振動加速度の関係を検討する。図-4は、内部摩擦角と加速度比 η （加振台の水平方向加速度と重力加速度の比）の関係をプロットしたものである。また図-5は、加振時の内部摩擦角 ϕ_s と静的内部摩擦角 ϕ_0 の \tan の比を、同じく加速度比に対してプロットしたものである。これによると、今回の実験では、摩擦比 $\frac{\tan \phi_s}{\tan \phi_0}$ は1.0~0.95のあいだにあり、Barkanなどの報告にみられるような、振動加速度にともなう $\frac{\tan \phi_s}{\tan \phi_0}$ の急激な減少はみられない。この結果は、竹下、二馬³⁾の報告にはほぼ一致するもので興味深い。すなわち乾燥砂においては、振動時でも、その基本的性質である内部摩擦係数は、静止時の値と同じであるとするのがその結論であった。本実験の結果と一致し、しかも実験で用いている振動数および加速度が、本実験のそれに近いものであった。(3~5 Hz, 300~800 gal)

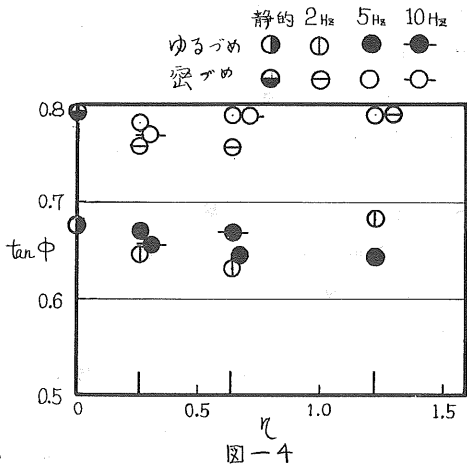


図-6は、本実験の結果を $\frac{\tan \phi_s}{\tan \phi_0}$ 谷本¹⁾がBarkanらの報告を整理して発表した図に比較のため記入したものであるが、他の実験では、加速度の増加にしたがい摩擦比はいずれも急激な減少を示しており、本実験によるものとかなり傾向がちがっている。この相違の主な原因は、実験方法の違いによるもので、加振三軸圧縮試験の結果と、直接比較することには、問題があると思われる。竹下らの実験をのぞくと、いずれも、装置あるいは供試体自体の慣性力の影響が入っている。

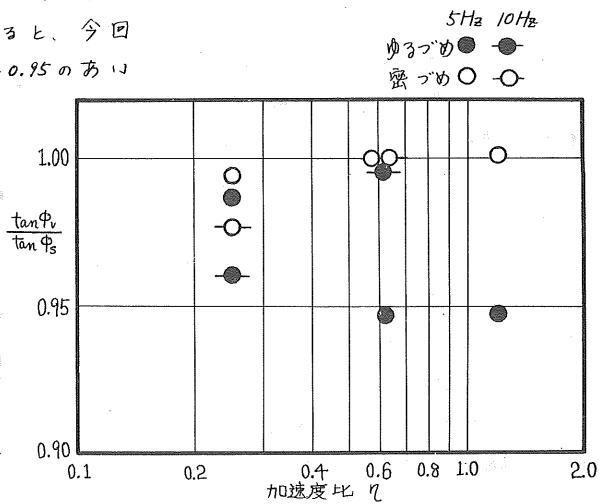
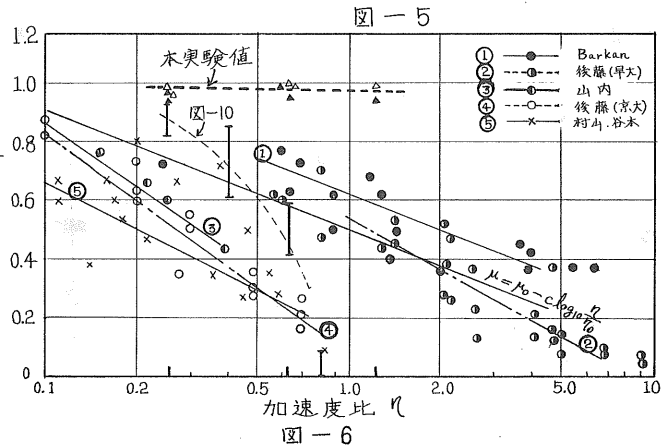


図-6は、本実験の結果を $\frac{\tan \phi_s}{\tan \phi_0}$ 谷本¹⁾がBarkanらの報告を整理して発表した図に比較のため記入したものであるが、他の実験では、加速度の増加にしたがい摩擦比はいずれも急激な減少を示しており、本実験によるものとかなり傾向がちがっている。この相違の主な原因は、実験方法の違いによるもので、加振三軸圧縮試験の結果と、直接比較することには、問題があると思われる。竹下らの実験をのぞくと、いずれも、装置あるいは供試体自体の慣性力の影響が入っている。



ることが予想され、砂粒子の受けている加速度の影響だけを考えると、砂の内部摩擦角は、ほとんど変わらないとしてよいものと思われる。加振の影響が砂の強度を特に低下させる傾向にあるとは思われなことは、 E_{50} , E_{50}^* に関する実験結果からも推定される。

3-1-4. クリープ試験

静的破壊荷重の約90%の載荷による軸ヒズミ ϵ_1 は、試験開始後、およそ一分間で終り、それ以後はごくわずかがづつ増加し続け、およそ一時間後には、非常に小さな増加率となる。図-7は、軸ヒズミと時間の関係を半対数紙上にプロットしたもので、最初の一分間をのぞくと、ほぼ直線上にのっている。この直線の勾配を、供試体の変形特性を表わす一つのパラメータと考え、その勾配 $\frac{d\epsilon_1}{d \log t}$ を縦軸に、加速度を横軸にとって、ゆるづめ、および、密づめの場合にわけプロットしたものが、図-8(a)および(b)である。図-8について拘束圧 σ_3 の影響をみると、 $\sigma_3 = 4.0 \text{ kg/cm}^2$ の場合の勾配が、 1.0 kg/cm^2 の場合より大きい。これは拘束圧の小さなものの方が、載荷のごく初期に変形のほとんどが進行してしまうためと考えられる。また、静的および加振時の勾配を比較すると、加振時の方が、やや大きくなっておりこれは、加振することが砂の変形になんらかの影響をあたえるものと思われる。

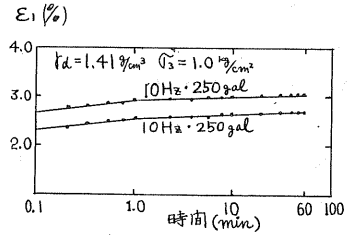


図-7

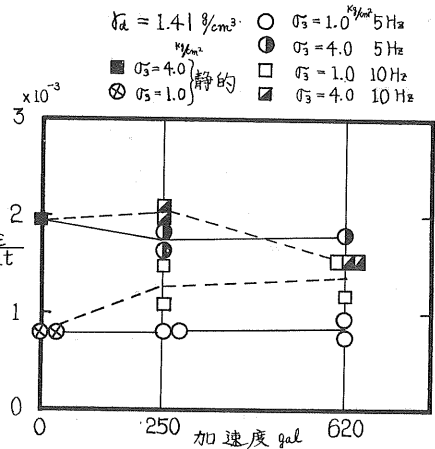


図-8 (a)

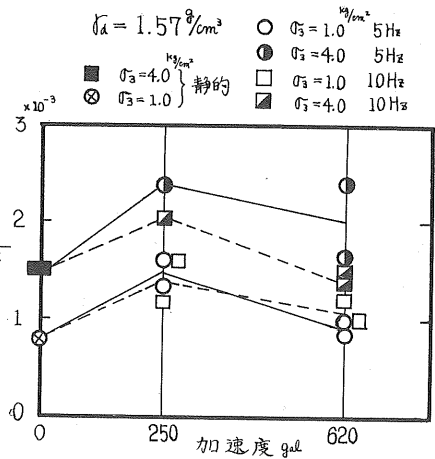
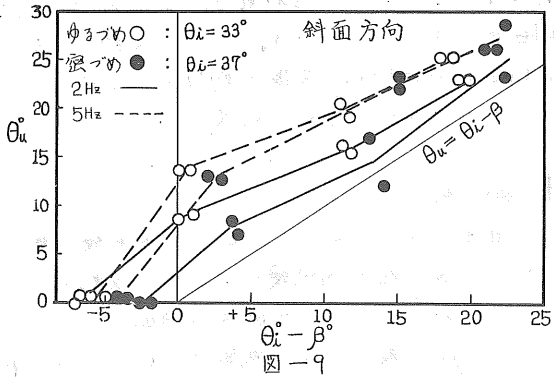


図-8 (b)

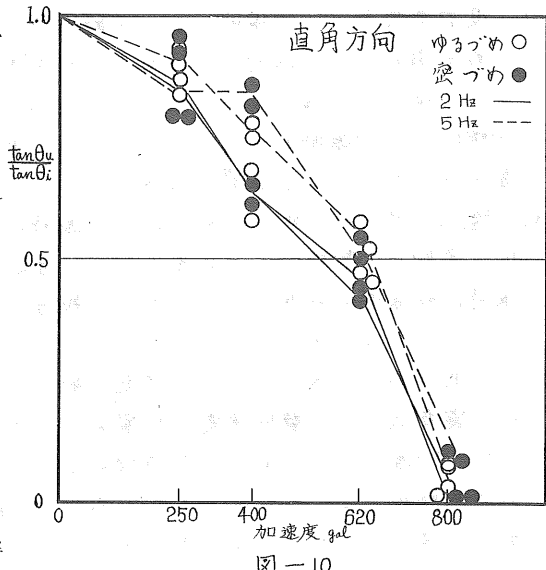
3-2. 加振時の砂の安息角

地震時の斜面安定計算に、震度法がたびたび利用される。震度法によれば、重力の加速度を g 、振動の水平方向の加速度を a とすると、 $\beta = \tan^{-1} \frac{a}{g}$ だけ地表面が傾くと考えて、安定計算をすればよい。この考えにしたがうと、砂斜面の地震時における安定勾配 θ_u は、加振前の安息角 θ_0 から β を減じたものに等しくなるはずである。ただし、ここで砂斜面中の密度は地震動によって、変らないものとし、また砂の内部摩擦角は、静動両態時でかわらないことを前提とする。もし、加振後の安息角が、 $\theta_0 - \beta$ より小さければ、それが振動による内部摩擦角減少の影響と考えることができる。図-9は、 $\theta_0 - \beta$

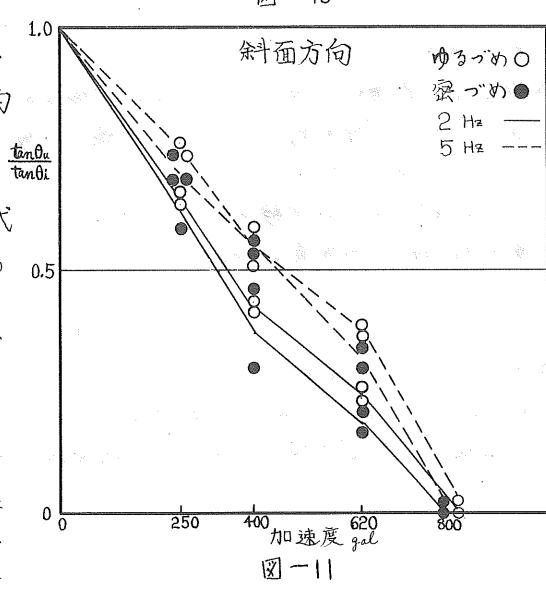
と θ_u の関係を示したものであるが、 θ_u は、 $\theta_u = \theta_i - \beta$ の線より上にあり、振動時に安息角は、震度法より計算される値だけ低下せず、震度法は、安息角の低下をやや過大にみつめることになる。 $\theta_u > \theta_i - \beta$ であるため、振動による内部摩擦角の低減をこの図より求めることはできない。加振を斜面と直角方向に行なった場合、 $\beta = 0$ となるので、試料箱側壁の影響を無視すると、このま



の θ_u が、振動による影響をおおよそ示していると考えよう。図-10は、直角方向に加振したさいの $\frac{\tan \theta_u}{\tan \theta_i}$ を、振動加速度の関係を示したもので、これまで他の報告にみられたように、加速度の増加とともに、安息角は急激に低下している。図-6に図-10の値をプロットすると、800gal 以外は、谷本が、 $\frac{\tan \phi}{\tan \phi_0} \sim \frac{1}{1 + c \log_{10} \frac{1}{a}}$ の線の近くに集まる。図-11は、斜面方向加振の結果を図-10と同様にプロットしたものである。 θ_u には、加振による影響のほか、試料の慣性力の影響が入っているの図-10と同じには、あつかえな



あつかえなりが、 $\frac{\tan \phi}{\tan \phi_0}$ は、加速度が 800gal まで増加するにつれほぼ直線的に減少している。加振時に試料箱中の試料は、振動により自由に運動することができ、これは、加振三軸圧縮試験の試料と大きくことなるのである。加振三軸圧縮試験の結果と比較すると、たとえば、大規模なベタ基礎が設けられた砂地盤などでは、振動による内部摩擦角の低減はほとんど考える必要はないが、砂質土の斜面あるいはよう壁の裏込めのように、土が振動により自由に運動できるところでは、かなりの内部摩擦角の低減を予想しな



ればならないものと思われる。なお図-9.10.11では、5Hzの方が内部摩擦角の低下割合が小さくなっている。一回の振動力の加わる時間が短いためとも考えられるが、試料および試料箱の共振振動数との関係もあり、今回の実験だけでは、振動数の高いもののほうが、振動の効果が少ないと言うことはできない。

4. 結論

これまでのべて来たことより、本実験の範囲内で、以下のような結論が得られる。

- (1). 加振三軸圧縮試験によると、振動時における乾燥砂の強度は、多くの報告にみられるような、加速度の増加にともなう急激な強度の低下を示さず、加速度1200galで最大5%の強度低下がみとめられたにすぎない。
- (2). 変形係数 E_{30} は、加振時、および静態時で顕著な相違はみとめられないうが、密づめの場合は、加振時のものが、やや大きな値を示していた。加速度、振動数による違いは明確でなかった。また一時間載荷を継続したさい、軸ヒズミの増加傾向は、加振時のものがやや大きく、振動が乾燥砂の変形に、なんらかの影響をおよぼしていると思われる。
- (3). ϵ_{30} は、密づめ、ゆるづめとも、加振時の値が大きく、加振時の供試体 ϵ 積変化の挙動は、静態時とやや異なるものと推定される。しかしこれは、Youdが、加振時の乾燥砂の強度が小さくなると報告した論文に示されているものと逆の傾向を示すものである。
- (4). 斜面方向に加振したさいの安定勾配は、震度法より求められるものより大きく、震度法は、地震加速度の影響を、やや過大に評価しているように思われる。また、加振による安息角の低減傾向は、加振三軸圧縮試験における内部摩擦角の低減傾向とまったく異なるものであり、供試体の状態により、加振の効果は、かなり違ったものになるようである。

5. あとがき

本報告は、乾燥砂を使用して一連の実験を行なったものであるが、さらに解析を進めるとともに、飽和砂についても同様な実験を行ない、加振時の間ゲキ水圧の挙動についても検討を加えたいと思っている。なお本実験報告は、北郷・土岐の指導の下で、松村・辰巳が実験を行ない松村がとりまとめたものである。なお本実験は46年度文部省科学研究費の補助による。

文 献

- (1) 谷本喜一； 土の動的支持力について。土と基礎(S35) Vol.7, No.5.
- (2) T.L.Youd； *Densification and shear of sand during vibration*. Proc. ASCE, SM, 3 (1970)
- (3) 竹下周成、二馬健次郎； 振動時の乾燥砂の強さについて。地震工学シンポジウム報告(1965)

凍結融解土の水分特性とせん断強さについて(II)

北海道大学農学部 (正) ○長 沢 徹 明

(副) 梅 田 安 治

I. はじめに

北海道など寒冷地における春光の土工水路のり崩れとか、道路の軟弱化などの現象に対して、凍結融解土の工学的特性を知ることは極めて有用であると考えられる。この特性を究明せんための一手段として、前報告では粒度分布の異なる土において凍結融解の繰り返しが生じるせん断強さにはどのような影響を及ぼすかを、またそれに対応する土中の水分状態を知るためpF値を測定し合わせて検討してみた。本報告では、さらに凍結、融解の速度と凍結温度の違いが土の工学的特性に及ぼす影響を与えるかを、pFとせん断強さの面から検討してみた。

II. 実験方法

実験に供した試料は、前報告で使用したと同じC₅₀S₅₀(粘土30%, シルト12%, 砂58%)である。この試料を2種の含水比($w_1=14%$, $w_2=20%$)に調整して、凍結融解用のケース(塩化ビニル製、直径7.5cm, 高さ6.5cm)に入れ、さらに実験中において水分量に変化しないようにビニル袋で密封した。凍結融解用ケースに入小る際の締固め方法は、重量2.5kgのランマーで落下高を140mmとし、3乃至6回の突固めによる。この時の締固め仕事量はProcterの定義式により計算すると、 $2.2 \text{ cm} \cdot \text{kg} / \text{cm}^3$ となる。同時に吸引法によりpF値を測定するための供試体を、上と同様の方法で突固めた試料の中に直径5cm, 高さ5cmの採土缶を打ち込んで抜き取り、ビニルテープで密封した。

前報告においては、主に凍結融解の繰り返しによるせん断強さと水分特性の変化について述べたが、本実験では凍結、融解作用を受ける速度と凍結温度についていろいろと変え、そのせん断強さと水分特性の変化を調べてみた。pFは遠心法によると土壌構造を破壊するという難点があるので、本実験では吸引法のみによる。

試料の調整は次のように行った。

(1). 凍結速度(図-1)

F₅, FR₁, FR₂, FR₃の4段階で、それぞれ凍結24時間の後、融解に48時間かけてある。

(2). 融解速度(図-2)

F₅, TR₁, TR₂, TR₃の4段階で、それぞれ凍結(-17°C)24時間の後、融解に48時間かけてある。

(3). 凍結温度(図-3)

F₁, F₂, F₃, F₄, F₅の5段階とし、それぞれ凍結24時間の後一様に融解

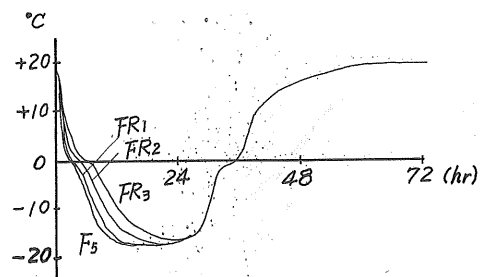


図-1. 凍結速度を変えたときの土中温度

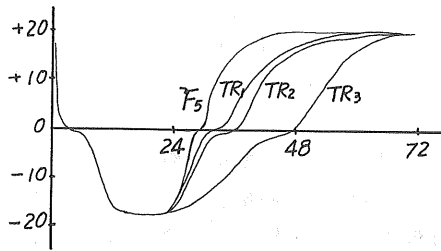


図-2. 融解速度を変えたときの土中温度

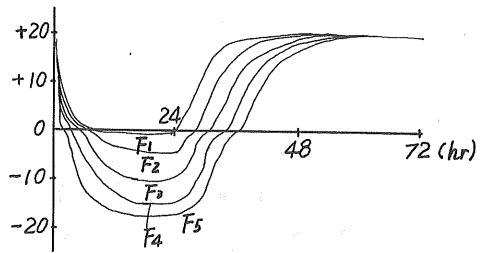


図-3. 凍結温度を変えたときの土中温度

(+20°C) に 48 時間かけてある。

以上3種の調整をした後、セリ断試験と pF 試験を行なったが、これらと併行して同一試料についての凍結-融解作用を受けない場合のセリ断強さと pF も測定して比較検討を加えた。

セリ断試験は供試体の直径 5 cm, 高さ 2 cm, セリ断速度 1 mm/min. の一面セリ断試験機を用い、pF の測定には自動圧力調節器付の DIK III 型測定装置を用いた。また土中温度測定にはサーミスター式抵抗指示温度計を用いた。

III. 実験結果および考察

pF は等温状態で純水の化学ポテンシャル μ_0 と土壌の保持している水の化学ポテンシャル μ との差 $\Delta\mu$ を重力場の水頭 (cm 単位) で表わしそれを常用対数表示したので、次式で表わすことができる。

$$pF = \log_{10} (\mu_0 - \mu) = \log_{10} (\Delta\mu)$$

この式の $\Delta\mu$ を求める試験方法はいろいろあるが、本実験で採用した吸引法は土壌水と平衡している水の圧力を読み、この値から化学ポテンシャルを算出し、その値をもって平衡している土壌水の化学ポテンシャルとする。この吸引圧を p とすると、 p の水頭 h から $\Delta\mu = h$ となり pF 値を決定できる。

pF 値測定結果を図-4~8 に示す。

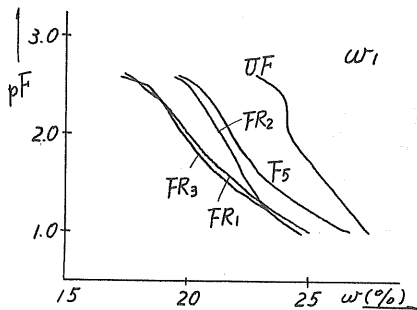


図-4. 凍結速度の違いによる pF~水分曲線

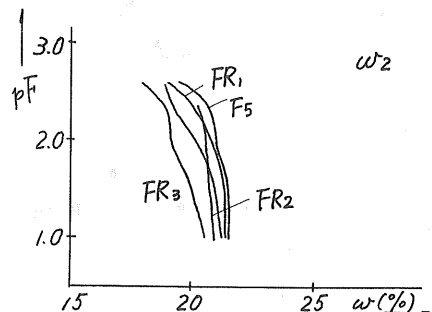


図-5. 左同

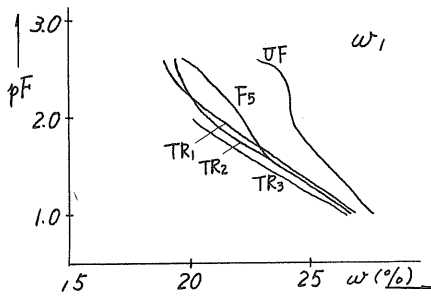


図-6. 融解速度の違いによる pF~水分曲線

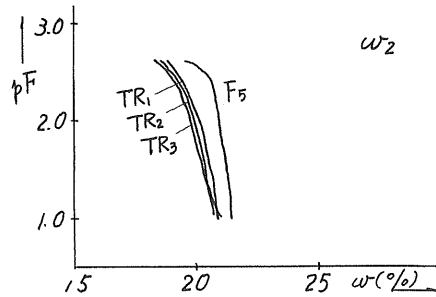


図-7. 左同

図-4, 5は凍結速度が異なる場合の pF~水分曲線である。試料は図-1に示されているように調整されており、最終的には -17°C まで温度が低下している。また 24 時間の凍結の後、恒温恒湿槽 ($+20^{\circ}\text{C}$) で 48 時間融解してある。凍結融解作用を受けると pF~水分曲線は pF 値の低い側に移動する、いいかえると土の水分保持力が低下する。このことは前報告でも述べたところであるが、さらに凍結速度が小さいもの程水分保持力の低下が著しいという結果が出ている (図-4 の FR1 については、サンプル作製時における含水比の偏りに起因する実験誤差と考えられる)。

最初 [土~水系] として平衡状態にあったものが、凍結することにより間ギキ水が氷に相変化する。温度の低下により氷相は増大するが、全ての間ギキ水が氷に変化することはなく土粒子の周りには過冷却の液相 (吸着水) が残存し、これは極めて強い力で土粒子と結合している。この不凍吸着水の氷量が増える原因は置換イオンの存在であり、間ギキ水が凍結していく過程でイオンは濃縮され土粒子表面との結合力が強まるからと考えられる。このように間ギキ水が凍結して氷と不凍吸着水は分離されると、[土~水系] の非可逆性のため融解しても元の [土~水系] とは異なった状態となり、水分保持力が低下する。さらに凍結速度が小さい程置換イオンの析出の割合が高く融解後の間ギキ水はより疎水的となるので水分保持力が低下するものと考えられる。

図-6, 7 は融解速度が異なる場合の pF~水分曲線である。試料は図-2 に示してあるように 24 時間冷凍庫 (-17°C) に入れた後、融解速度を変えて最終的 (48 時間後) には $+20^{\circ}\text{C}$ まで温度を上げてある。図によれば融解速度の小さいもの程水分保持力の低下が大きい。これは融解速度の小さいもの程 [土-吸着水-氷] の状態が長く続くため、同時期後においては融解がはやく進んだものより [土~水系] が疎水的となるので水分保持力が小さくなるものと考えられる。

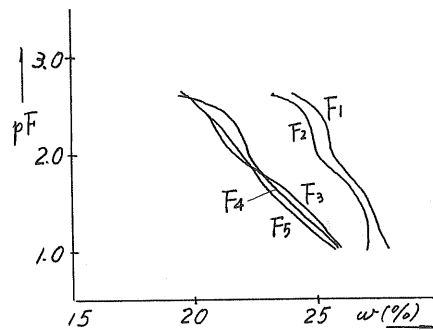


図-8. 凍結温度の違いによる pF~水分曲線

図-8は凍結温度が異なる場合の $pF \sim$ 水分曲線である。試料は図-3に示してあるように調整しており、そのあと24時間凍結 - 48時間融解 ($+20^{\circ}\text{C}$) で処理されている。図からわかるように凍結温度の低いもの程水分保持力が低下している。これはすでに述べた[土~水系]の質的変化が低温程いちぢるしいためと考えられる。さらに F_1, F_2 と $F_3 \sim F_5$ の2グループに分かれており、後者の低下がいちぢるしい。これは熱に対する土の工学的特性が $0^{\circ}\text{C} \sim -10^{\circ}\text{C}$ の範囲で大きく影響されるといわれていることからもうなずかせるであろう。

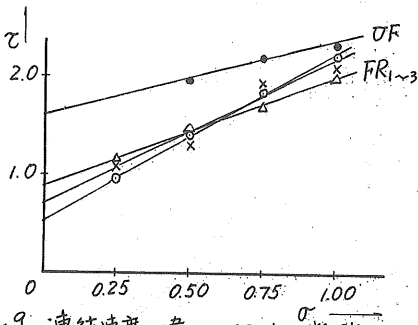


図-9. 凍結速度の違いによるせん断強さ

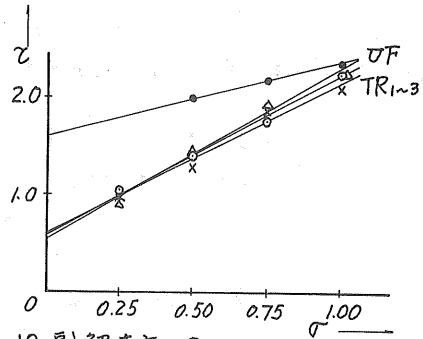


図-10. 融解速度の違いによるせん断強さ

土を[土~水系]として扱えるとき、せん断強さは土中水の存在状態に大きく左右される。土粒子と水との結合状態は温度(氷点以下)によって大きく変化するから、土のせん断強さは温度の影響を少なからず受けるはずである。前報告にもあるように土は凍結融解作用を受けると強さが低下し、また凍結-融解のサイクルを繰り返すと徐々に強さが低下していく。本実験において凍結速度、融解速度、凍結温度を種々変えて行ったせん断試験の結果を図-9~11に示す。凍結融解作用を受けると強さは低下しているが、速度や温度の違いによるせん断強さの差異はそれほど顕著にあらわれなかった。これはせん断試験方法の不備や供試体作製に伴う誤差も含まれているが、本実験で扱った程度の温度コウ配では“強さ”にそれほど影響を与えなかったものと考えられる。

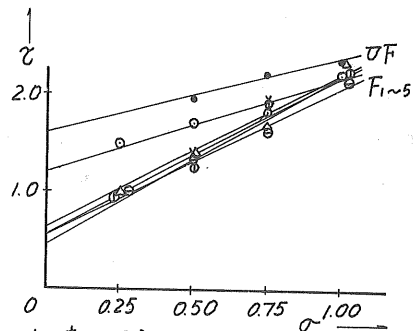


図-11. 凍結温度の違いによるせん断強さ

(参考文献)

- 1). P. Hoekstra; The Physics and Chemistry of Frozen Soils, Highway Research Board, Special Report 103
- 2). 河工序義; 融解期における地盤の軟弱化現象について, 土と基礎 vol.16, No.10
- 3). 梅田, 長沢; 凍結融解土の水分特性とせん断強さについて, 第6回土質工学研究発表会講演概要

その他.

高強度P Cパイルの打撃性能について

北海道コンクリート工業(株) (正) 小池 竜 夫

○齊 藤 洋 之*

高 木 邦 彦**

まえがき

最近コンクリートの性能向上の研究成果が急速に進歩し、パイル業界においてもオートクレーブ養生を施した AHS, SS, ONA パイルの名称で PC 又は RC パイルの開発が進められた。その圧縮強度は枚令 28 日でいづれも $800 \sim 900 \text{ kg/cm}^2$ を維持し、パイルとしての許容応力度は $160 \sim 165 \% \text{ cm}^2$ となつて基礎工事の経済性、安全性によりその使用範囲が拡大されつつある。この時点においてオートクレーブ養生したパイルの性能について特に現場の施工に關係の深いパイルの打撃性能を中心として説明する。

1 高強度コンクリートの歴史

現在慣用のコンクリートパイルの 28 日強度は 600 kg/cm^2 程度であるが、最近では $800 \sim 1100 \text{ kg/cm}^2$ の高強度コンクリートパイルが製造されるようになった。通常の使用材料で 1000 kg/cm^2 の強度が得られることは故吉田徳次郎博士によって約 30 年前振動加圧方法により示唆された。

石灰と珪砂混合物のオートクレーブ処理の研究は 20 世紀の初め頃から行われた。アメリカではコンクリートメイソリーの乾燥収縮を緩和させるために、ソ連ではセメントに比べて石灰、シリカ材料が豊富でありまた住宅建設の緊急性からオートクレーブ養生を促進させたようである。

高強度コンクリートを得る方法としては、結合材としてセメントの化学組成を改善しセメントそのものの強度を上げる方法、合成樹脂などの添加によってセメント強度改善をはかる方法、オートクレーブ養生方法などがある。

2 オートクレーブ養生

オートクレーブ養生では活性シリカ粉末をセメントに加え高温高压飽和蒸気中で (通常 180°C 10 気圧) 石灰シリカ反応を起させ非常に高強度のカルシウムシリケート (トベルモライト) を生成する方法がとられる。すなわちセメントの水和および加水分解中に遊離した水酸化カルシウムとシリカ粒子とが高温高压の飽和蒸気中において水熱反応を起し安定したカルシウムシリケート生成物を生じる。

Menzel の実験によると温度 180°C と 150°C の比較は 180°C 養生の曲線 (温度-時間) は 6 時間まで直線的に強度の上昇がみられ 6~8 時間で急激にカーブしている。 180°C 8 時間の強度と見合う 150°C 養生の時間は 40 時間となり、前者の 8 時間と比べると後者は前者の 65% であった。10 気圧をこすと強度の上昇は少なくなる。

* 北海道コンクリート工業(株) 技術開発部長

** 同社 技術課

3 オートクレーブパイルの性能

一般にオートクレーブコンクリートはセメントにシリカ粉末を加えオートクレーブによってトベルモライトの結晶を作るものであるが、ある特殊成分を混和することによってシリカ分を混和しないトベルモライトと同時に高強度のゲル性物質を形成せしめる方法が開発されてきた。このようなコンクリートは通常のコンクリートと同様に弱アルカリ性を示しPC鋼材の発錆切断の心配はない。高温高压のもとではセメント中のシリカおよび骨材とくに細骨材中のシリカはカルシウムと反応して結晶トベルモライトへ発達する傾向にある。ところが加えた特殊成分は結晶への発達をさまたげるので非常に微細なトベルモライトのゲルが生成される。又カルシウムの結合相手のシリカ分が不足しているので骨材表面のシリカ分をアタックして強く結合しようとするので骨材とセメントペーストとの付着が増す。これは衝撃に対してきわめて強い理由にもなる。

(1) 圧縮強度

一般のPCパイルに使用するコンクリートの圧縮強度(σ_{28})は平均550 kg/cm^2 程度であり、高強度パイルの圧縮強度(σ_2 又は σ_3)は900 kg/cm^2 とその強度比は1:0.6で約1.6倍となる。その一例を表-1に示す。

表-1 平均圧縮強度

	脱 型 時		オートクレーブ養生後	
	圧縮 強度	変動 係数	圧縮 強度	変動 係数
8 月	491 kg/cm^2	4.21 (%)	887 kg/cm^2	3.71 %
9 月	488	2.90	892	2.05
10 月	479	3.42	893	1.88
11 月	486	2.96	894	3.28
12 月	480	3.64	890	3.20
平均	485		891	

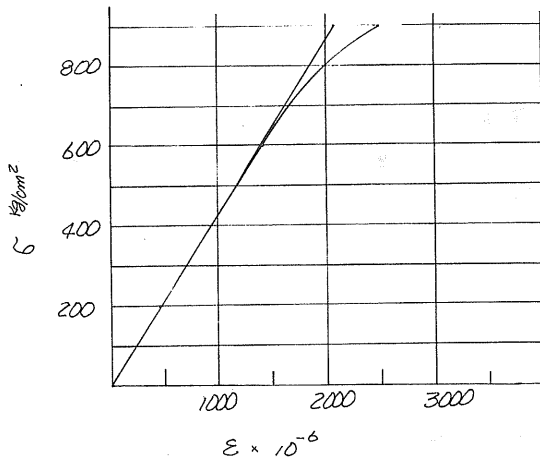
(2) 弾性係数

通常のPCパイルと大きな差はないようである。図-1に σ - ϵ 曲線の一例を示す。オートクレーブ養生後の静弾性係数は $E = 4 \times 10^5 \sim 4.3 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ である。設計における静弾性係数は $4 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ を用いている。

(3) 引張強度および曲げ引張強度

引張 曲げ引張強度共コンクリートの圧縮強度の増加に比して、その増加が低い。試験によると、引張強度は約57 kg/cm^2 曲げ引張強度は78 kg/cm^2 程度である。

図-1 $\sigma \sim \varepsilon$ 曲線



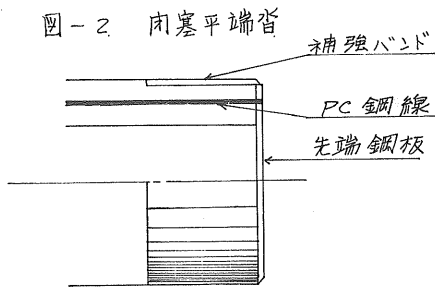
弾性係数は圧縮強度の $\frac{1}{3}$ におけるセカントモジュラスである。

(4) 打撃性能について

圧縮強度の増加に伴って、耐打撃性が増す。打込み試験によるとコンクリートの圧縮強度の約 $\frac{1}{2}$ の打撃圧縮応力が3000回程度くり返して作用してもくに何ら損傷は生じない。

4 閉塞平端沓について

高強度コンクリートパイルの場合各種の沓が用いられているが、そのうち閉塞平端沓について述べ、図-2にその一例を示す。



ペンシル型の先端部では硬い支持層などでは打ち抜きせん断あるいは曲げによる破壊が懸念される。(くい先端が回転しやすい形状にあるため) 又貫入性についても閉塞先端沓は他の形状の沓に比べほとんど差はない。これらは昭和46年1月～2月にかけて日本住宅公団東京支社が多摩ニュータウンで行った実験報告「くい先端形状に関する一考察」に示されている。(コンクリートパイル No1 1971/1 創刊号)

5 オートクレーブパイルの試験成績

オートクレーブ養生した高強度PCパイルの性能を調査したものである。

(1) 打撃試験

一般事項

この試験は高強度PCパイルの打撃後の曲げ試験用供試体の一部をうるとともにパイルに生ずる打撃応力、沈下量、リバウンド量を測定し、その挙動を調べた。

場所 室蘭市および登別市内

試験月日 昭和46年7月～8月

(1)～1. 試験くい

試験用パイルの諸元は表-2に示す。

表-2 パイル諸元

種別	断面		パイル長さ (m)	鋼線 本数	設計ひび われ曲げ モーメント kg/cm	有効面積 kg/cm ²	試験場所
	外径 (mm)	厚さ (mm)					
高強度 PCパイル	300	60	11 1.5(11+6)	φ7 6	2.7	45	登別市
	400	65	21(15+6)	φ7 10	6.1	45	室蘭市

(1)～2 試験項目

- i 打込み時の打撃回数と貫入量およびリバウンド量の測定
- ii あらかじめパイルに貼付したワイヤーストレンゲージによる動ひずみを測定

(1)～3 ワイヤーストレンゲージ貼付位置は図-3に示す。

(1)～4 打込み機械

- i 本体 神戸製鋼所 3英式クローラクレン
- ii ハンマー 神戸製鋼所 K-22およびK-32ディーゼルパイルハンマー

(1)～5 施工法

パイルの建込みは、Z方向からトランシットにて垂直を保った。

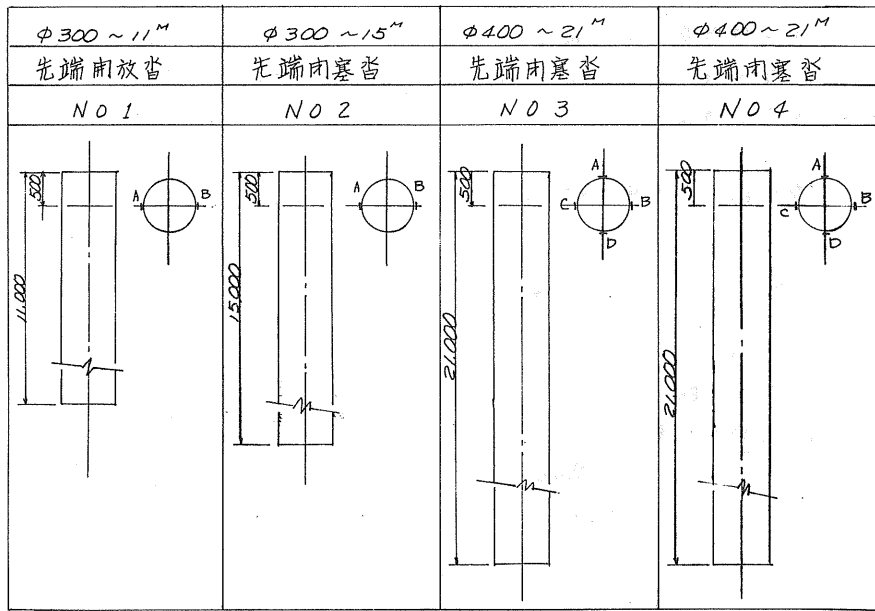
(1)～6 施工時測定事項

- i 打込み時の貫入深度における打撃数の測定
- ii 各深度におけるリバウンド量、貫入量の測定

(1)～7 動的ひずみ測定

- i ワイヤーストレンゲージ 共和電業製 KC-30-A1-11 ゲージ長 30^{mm}
- ii 増幅機 共和電業製 DPM-E型
- iii 電磁オシログラフ 共和電業製 RMV-33H

図～3 ワイヤーストレンゲージ貼付位置図



パイロ枚数は $\phi 300$ 6枚 $\phi 400$ 4枚

(2) 打込み試験結果

標準貫入試験と打撃試験との関係を図～5 図～6 に示す。

(2)～1. 打込み後の調査

パイロ先端部の損傷についてはパイロ中空部に標尺を下げ測定したが、折定の長さを示し破損等の損傷は生じていないものと思われる。なお先端開放沓のものについては標尺と併せ中空部に電灯をさげて確認した。

(2)～2 打撃応力

図～4 に平均打撃ひずみとパイロの根入深さとの関係を示した。

軸方向最大圧縮ひずみは各パイロ共打止め附近で生じている。その最大ひずみは NO. 1 において 1200×10^{-6} NO. 3 においては 1100×10^{-6} を記録した。いまコンクリートの静弾性係数を $4 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ とすると NO. 1 のパイロについては 480 kg/cm^2 NO. 3 のパイロについては 440 kg/cm^2 となり高強度パイロの圧縮強度の約 $1/2$ の打撃応力となる。

(2)～3 打撃回数と貫入量の関係

現場における通常のくい打込みに要する打撃回数は 3000 回程度と考えられる NO. 3 および NO. 4 共 3000 回以上の打撃を加えてゐるので一応満足のくいものと思われる。

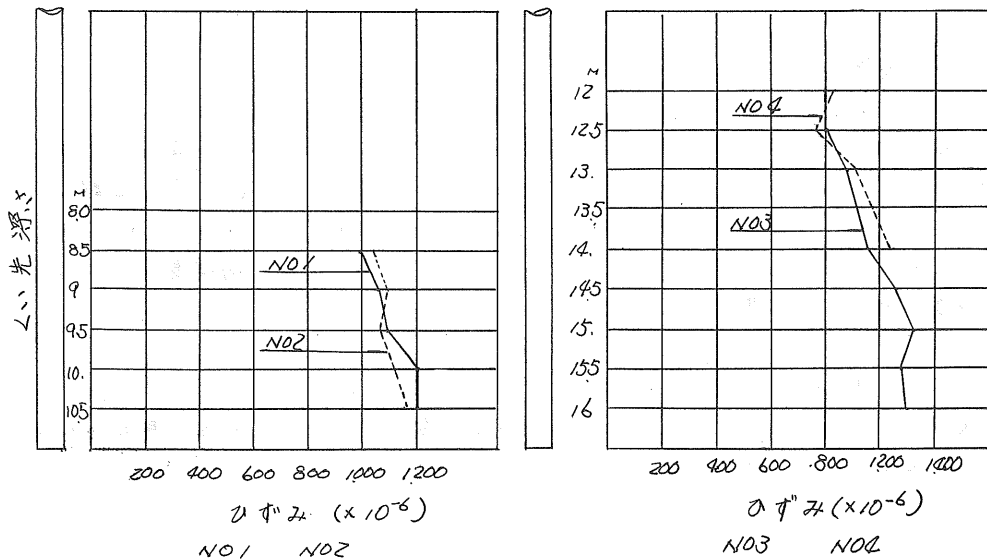
NO1、NO2については中間層(N値30以上)の打抜きの可能性を調べたものである。

平均貫入量と標準貫入量(N値)はくい根入深さに対しほとんど同傾向を示しボーリングの結果と打撃試験の結果はほぼ一致している。又先端形状の相異による貫入状態の差はないようである。

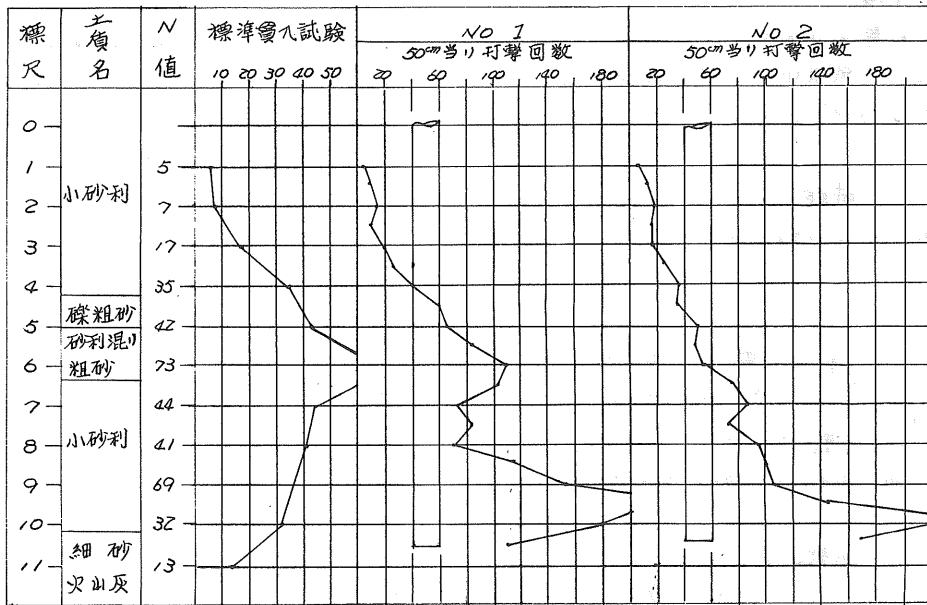
(2) ム打撃回数その他施工時測定事項

項目	NO1	NO2	NO3	NO4
くい径 (mm)	300	300	400	400
くい長さ (m)	11.0	15.0	21.0	21.0
累計打数	1549	1467	3664	3608
最終貫入量 (mm)	3.0	4.0	0.3	0
最終リバウンド量 (mm)	10.0	10.0	23.0	19.0
くい打込み深さ (m)	10.5	10.5	15.8	14.0
ハンマー	K-22	K-22	K-32	K-32
ム落下高 (m)	2.1	2.0	2.1	2.2
管内土上昇量 (m)	2.0			
動的支持力	建築基準法施行令 式 $Ra = \frac{F}{55 + 0.1(L)}$	80.0	73.0	116
	Hiley式 $Ra = \frac{1}{\sigma} \frac{eFH}{s + c/2} \frac{W_H + C_{up}}{W_H + W_p}$	200	152	115

図-4 打撃ひずみとくい根入深さの関係

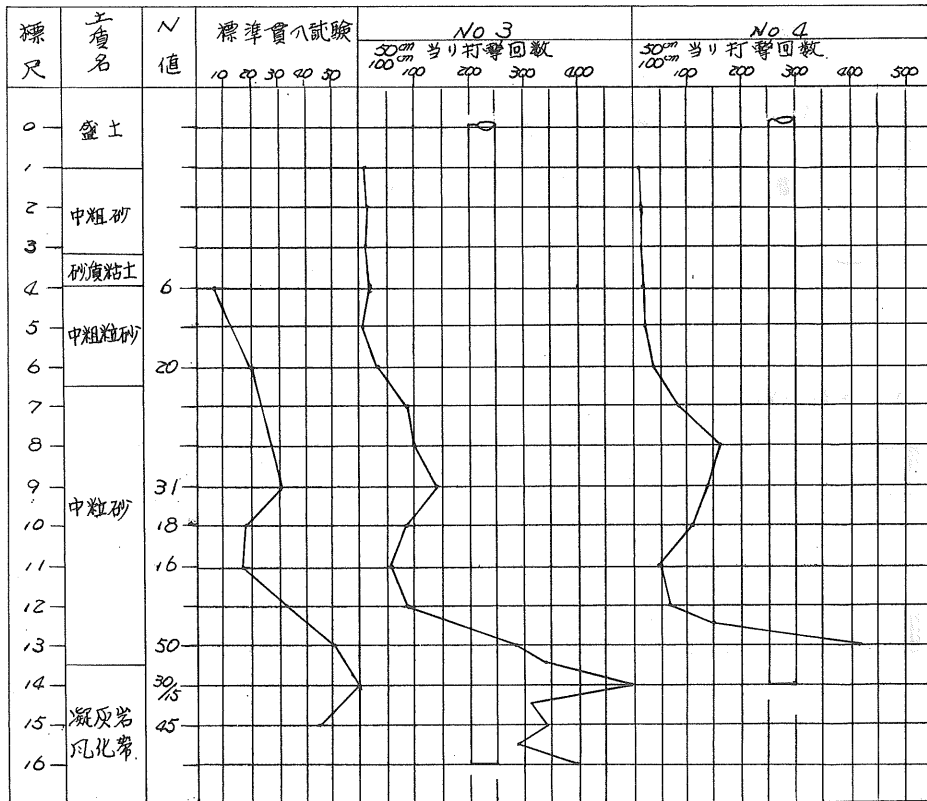


図~5 標準貫入試験と打撃試験との関係 その1



図~6

その2



(3) 曲げ試験

一般事項

くいに打撃を与えたときどのような影響をおよぼしているかを静的曲げ試験より調べた。試験体は打込み試験に用いたものを切断し使用し、このうちφ400のパイルの2本について記す。

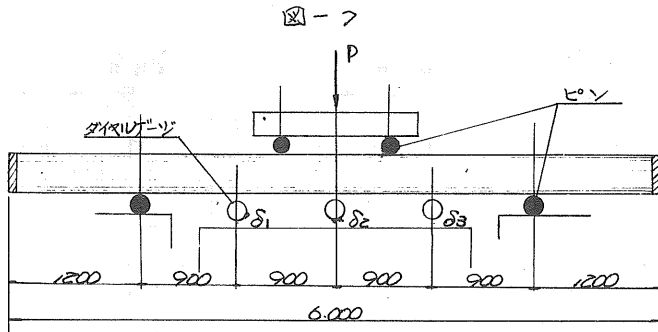
(3)-I 試験パイル

試験用パイルの諸元は表-3に示す。

くい種別	断面		くい長さ (cm)	Mcr (t-m)	Mu (t-m)	σce (kg/cm ²)	打撃 回数
	外径(mm)	厚(mm)					
No1 (打撃あり)	400	65	6.0	6.1	9.5	45	3/100
No2 (打撃なし)	400	65	6.0	6.1	9.5	45	0

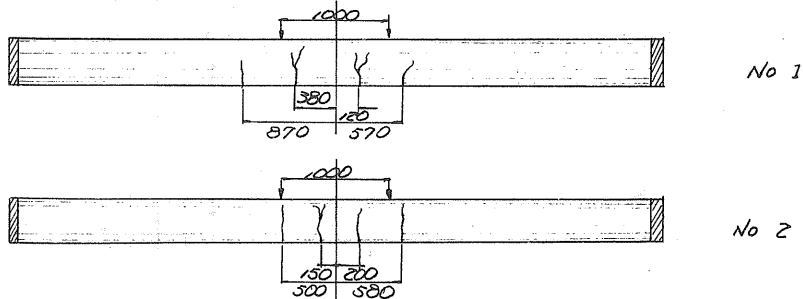
(3)-2 試験および測定方法

- (i) 方法 JIS A 5335に準じ図-7に示す。
- (ii) 測定項目 ひびわれ発生状況およびたわみ測定。



(3)-3 き裂の状況

図-8に示す



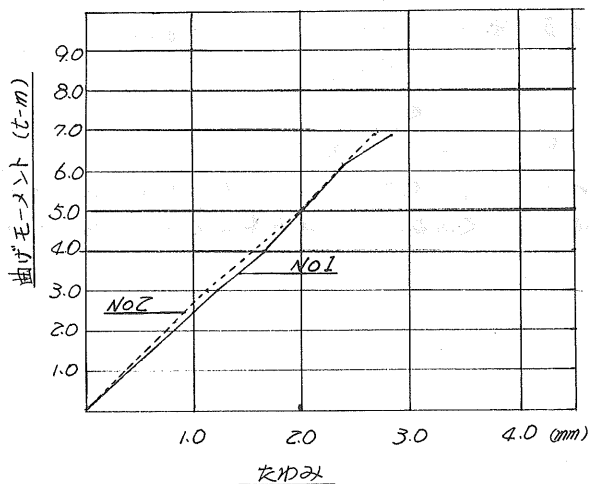
(3)-4 試験成績表-4 に示す。

くい種	ひびわれ発生時			設計ひびわれモーメント (t-m)	破壊時			設計破壊モーメント (t-m)
	荷重 (ton)	たわみ (mm)	曲げモーメント (t-m)		荷重 (ton)	たわみ (mm)	曲げモーメント (t-m)	
NO1	10.17	280	6.77	6.10	19.49		12.83	9.5
NO2	10.12	258	6.75	6.10	19.49		12.84	9.5

$$\delta = \frac{\delta_1 + \delta_2}{2}$$

ひびわれ発生時のたわみ

(3)-5 たわみ-曲げモーメントの関係 図-9 に示す。



(3)-6 試験結果

き裂発生および破壊状況

ひびわれは加力点附近および加力点スパン内にき裂を生ずる。破壊状況については、き裂中の拡大および伸長に伴い、圧縮側のコンクリートの圧壊により破壊する。打撃を与えたパイル、与えぬパイルの剛性の相違はひびわれ以前においては、見られない。

圧縮側と引張側に貼付けたファイヤーストレージにより測定したひずみの関係はひびわれ以前において引張圧縮側はほぼ同じ測定値をとり中立軸は図心にあると思われる。又曲げモーメントとひずみは比例しており弾性体の性状を示している。

おすび

以上オートクレーブされた高強度P.Cパイルの性能に関して実際のくい打ちにおける打撃試験を重点に説明した。これらの試験の結果より見てオートクレーブされた高強度P.Cパイはその製造工程に十分な品質管理が施されているならばパイロとしての性能は安定してくい打ち時の打撃に於ても従来のP.Cパイロより耐力は大きく中間層の打抜きに際しても大きな効果があることを示している。

また従来のコンクリートパイロの製造に要した期間が養生期間を含めて約4週間を要したのに比較してオートクレーブされたパイロは1へこ日出荷することが可能となることは従来くい施工に際して、設計変更の場合に製品の調達に難点のあった、コンクリートパイロの欠点を克服して、基礎工事に資することが甚だ大きいことはいうまでもない。さらに高強度コンクリートパイロの出現は、その軸方向許容応力の増大という点で、地盤の支持層の強度さえ充分あれば、パイロ使用量を少なくすることが可能となるため、基礎工事費の節減という大きなメリットが得ることが出来る。これらの長所を有しオートクレーブされた高強度P.Cパイロは従来のコンクリートパイロと同様に耐蝕性に優れている。今後

基礎工事に広く使用されることと考えられる。道内パイロメーカー各社の努力によつて供給能力は増大しつつある。今回の発表については未だその内容に不十分な点もあると考えられるが、今後さらに使用者各位の御指導を受け、内容の充実したものと、いきたいと考えている。

大口径鋼管グイの先端閉塞効果について

札幌開発建設部(正) 高橋陽一
〃 (〃) 〇三浦智

1 まえがき

クイ基礎を設計する場合、大口径のクイを数少なく使用する方が中小径のクイを多数使用する場合にくらべて、水平抵抗力、鉛直力、群グイ効果、施工々期、工事費等において有利であることは良く知られている。

然し、先端開放の大口径グイは、その径がある限度をこえると、より小径のクイにくらべて、鉛直支持力が減少する。これはクイ先端の閉塞性が、クイ先端部地盤の極限支持力にくらべて小さくなる場合に生じる現象で、このようなクイに対しては、クイ外周面に作用するCoulombやRankineの土圧分布よりクイ支持力を計算するDorr系の静力学公式や、クイ先端地盤における破壊すべり面の仮定に基づき剛塑性体の極限平衡状態を考えたTerzaghiやMeyerhof系の静力学公式、或は、エネルギーの平衡から導びかれるWeisbachやHilley系の動力公式もその適用範囲をこえていると考えるべきである。

大口径グイの先端閉塞効果についてはすでにいくつかの論文(2)が発表されているが、筆者らもこれまでに実際に現場で載荷試験を行なった数種の大口径グイについてその先端閉塞性に関し検討を行なったのでここに報告する。

2 クイ内部の土のつり合い方程式

クイ内部の土のつり合いに関しては山原の理論がある。山原の式は管内土の土質によつてセン断すべり面を次のように分けて考えて各々に対するつり合い方程式を導びき、これを任意の土質の多層系地盤における場合に拡張している。

(1) 管内土が砂質土の場合は、一般に土とクイ壁面上のすべり摩擦角よりも砂の内部摩擦角の方が大きくしたがつてすべり面はクイ壁面上に生ずる。

(2) 管内土が粘性土又はシルト質土の場合は、一般に土とクイ壁面間の付着力よりも壁面周辺部の土のセン断すべり抵抗の方が小さい。

然し筆者等は、クイの引抜試験の結果一般にクイと土砂との間の周面摩擦力よりも、クイ周面近傍の土砂のセン断抵抗の方が小さいことから管内土に関する山原のつり合い方程式を土質に関して一般し次のように考えた。

2.1 単層系の場合

クイ周近傍の土砂のセン断すべり抵抗は次式で示されるものとする。

$$\tau_f = c_f + q \cdot \eta \quad \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 τ_f : 土のセン断すべり抵抗 (t/m^2)、 c_f : 土の粘着力とクイ壁面の状態によつて変化する粘性抵抗 (t/m^2)、 η : 土の内部摩擦角とクイ壁面の状態によつて変化する摩擦係数、 q : クイ壁面に直角に作用する圧力 (t/m^2)

このとき、図-1(a)、(b)を参照して、クイ内深度 z におけるクイ微小長

部分について鉛直方向の力の釣合を求めると、

$$(p_z + dp_z) A = p_z \cdot A + (c_f + q_z \cdot \eta) U dz + r A dz \quad \text{----- (2)}$$

$$dz = \frac{1}{\frac{c_f U + r A}{A} + \frac{U q_z \eta}{A}} dp_z \quad \text{----- (3)}$$

ここで、 $q_z = \nu p_z$ とおき、 $z = 0$ より $z = x$ まで積分して結果のみ示せば

$$p_x = \frac{c_f U + r A}{U \nu \eta} \left(e^{\frac{U \nu \eta}{A} x} - 1 \right) \quad \text{----- (4)}$$

したがって、管内土の深度 x における押抜き抵抗は $P_x = p_x A$ より

$$P_x = \frac{(4 c_f + r D) \pi D^3}{16 \nu \eta} \left(e^{\frac{4 \nu \eta}{D} x} - 1 \right) \quad \text{----- (5)}$$

ここに

- p_z : 深さ z における単位鉛直圧力 (t/m^2)
- q_z : 深さ z における単位水平圧力 (t/m^2)
- U : 管内周長 (m)
- A : 管内総面積 (m^2)
- r : 管内土単位体積重量 (t/m^3)
- D : 管内直径 (m)
- ν : 鉛直圧力によつて生ずる水平圧力の比

2・2 多層系地盤の場合

多層系の場合は単層系の場合の結果をもとと順次上層から下層に向つて累加して行けば良い。

図-2において第2層に着目して、 $x_1 < x < x_2$ の範囲では、 $z = 0$ において $p_z = p_{x1}$ 、 $z = x - x_1$ のとき $p_z = p_x$ となるから

$$\int_0^{x-x_1} dz = \int_{p_{x1}}^{p_x} \frac{1}{\frac{c_{f2} U + r_2 A}{A} + \frac{U \nu_2 \eta_2}{A}} dp_z \quad \text{----- (6)}$$

(6) 式を積分して $x = x_2$ のとき $p_x = p_{x2}$ とすれば

$$p_{x2} = \frac{1}{U \nu_2 \eta_2} (c_{f2} U + r_2 A + U \nu_2 \eta_2 p_{x1}) e^{\frac{U \nu_2 \eta_2}{A} (x_2 - x_1)} - (c_{f2} U + r_2 A) \quad \text{----- (7)}$$

(7) 式で p_{x1} は (5) 式より求められる。以下同様にして、第 n 層目のつり合方程式は次のようになる。

$$p_{xn} = \frac{1}{U \nu_n \eta_n} (c_{fn} U + r_n A + U \nu_n \eta_n p_{x_{n-1}}) e^{\frac{U \nu_n \eta_n}{A} (x_n - x_{n-1})} - (c_{fn} U +$$

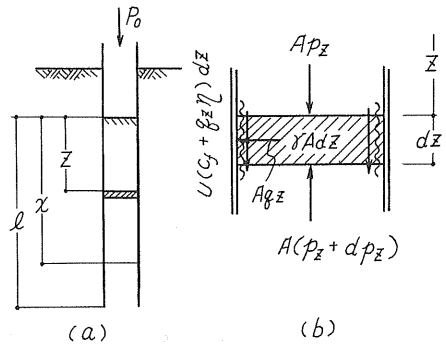


図-1 単層系の場合

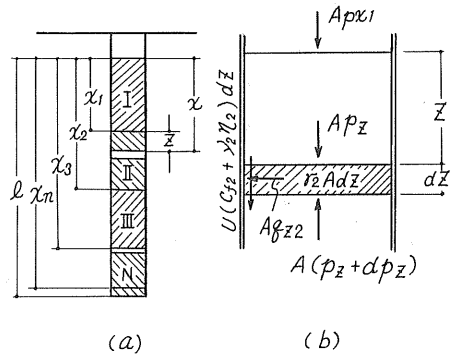


図-2 多層系の場合

$r_n D \}$

さらに $K_n = \nu_n \gamma_n$ として (8) 式を整理すれば

$$p_{x_n} = \frac{1}{4 K_n} (4 c_{fn} + r_n D + 4 K_n p_{x_{n-1}}) e^{\frac{4 K_n}{D} (x_n - x_{n-1})} - (4 c_{fn} + r_n D) \quad (9)$$

ここで $p_{x_{n-1}}$ は p_1, p_2 と帰納的に求めて行かなければならない。

また、管内土がクイ内周面に作用する摩擦力 (= 管内土の極限支持力) F_x は管内土の極限抵抗力から管内土の自重を差引いたものに等しい。

$$\therefore F_x = P_x - r A x \quad (10)$$

以上述べたように、管内土の極限支持力は、管内土の深さ x 、摩擦係数 η 、粘性抵抗 c_f の大きいほど、管径 D の小さいほど大きくなることがわかる。

クイの完全閉塞状態とは、クイ先端において管内土の極限抵抗 $p_x = p_x A$ がクイ先端地盤の極限支持力 R_u より大きい状態を言う。

ここに各因子は次のような意味をもつ。

c_f : クイ周面の土の粘着力とクイ壁面の状態に関する一種の粘性抵抗である。井上⁽⁵⁾によれば $c_f = q_u / 2$ としてその最大値を $8 \frac{t}{m^2}$ におさえるべきとしている。

η : 土の内部摩擦角に関する因子で、 $\eta = \tan \phi$ である。(9) 式で $\phi = 0$ とすると大きな影響があるので、粘性土に対しても有限の ϕ を考慮すべきである。 η の最大値は実用上 $\eta_{max} = 0.25 \sim 0.3$ とすべきであると言われている。

ν : 土のポアソン比に関する因子で、砂質土の場合は鉛直力に無関係であり、 $\nu = 0.12 \sim 0.15$ であるが、粘性土の場合は鉛直力によつて変化する。

山原はこれらの諸因子を室内実験の結果、表-1のようにまとめている。

3 開端グイの先端支持力と地盤の鉛直反力係数との関係
開端グイの先端閉塞効果を判定する方法のひとつとして、クイ内部に入り込む土の長さは、クイ先端部の地盤の鉛直方向反力定数に関係あるものとし、プレシオメーターによる地盤の弾性係数を導入する田島の理論(2)がある。

いま図-8において、クイ先端が δ_1 だけ沈下するとき、クイ内に入り込む土砂は S_1 のみとし、深さ z に生ずる圧縮力 p_z 、土の圧縮変位量 S_z を求めれば次のようになる。

$$p_z = R_1 - 2\pi r' \int_z^l f_z dz \quad (11)$$

$$S_z = S_1 - \frac{1}{A E} \int_z^l p_z dz \quad (12)$$

表-1
土質と諸因子

土の種類	μ 又は $\tan \phi$	γ	C (t/m^2)	K_{ur} 砂粘土 $\tan \phi$
きれいな砂又は砂利	0.50~0.35	0.09~0.13	0	0.050~0.045
シルト又は粘土を含む砂質土	0.30~0.25	0.13~0.14	0	0.040~0.035
粘土を多量に含む砂質土	0.20	0.15	0	0.030
軟弱な有腐質シルト又はシルト質粘土	0.06	0.25	0.7~0.8C	0.015
硬質粘土	0.02	0.25	0.7~0.8C	0.005

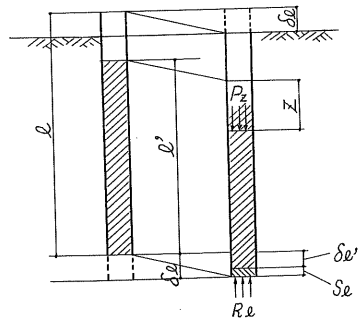


図-8 クイ内部の土の移動

ここに、 R_1 : 土柱の先端に生ずる圧縮力 (t)、
 S_1 : 土柱の先端の圧縮変位量 (m)、 r : 土柱の半径 (m)、 A : 土柱の断面積 (m^2)、 E : 土の体積圧縮係数 (t/ m^2)、 f_z : z点におけるクイ内面に生ずる摩擦強度 (t/ m^2)

(11) 式を 1 回 (12) 式を 2 回で微分して、

$$\frac{d^2 S_z}{dz^2} - \frac{2\pi r'}{A E} f_z = 0 \quad \text{----- (13)}$$

いま、 $f_z = G S_z$ (G : 摩擦変位係数) として (13) 式に代入して

$$S_z = A e^{\alpha z} + B e^{-\alpha z} \quad \text{但し } \alpha = \sqrt{2\pi r' G / A' E'} \quad \text{----- (14)}$$

(14) 式に境界条件、 $z = 0$ で $S_z = S_0$ 、 $z = l$ で $S_z = S_1$ より

$$S_z = \frac{1}{\sinh \beta} [S_0 \sinh(\beta - \alpha z) + S_1 \sinh(\alpha z)] \quad \text{----- (15)}$$

但し、 $\beta = \alpha l = l' \sqrt{2\pi r' G / A' E'}$

(15) 式 (11) 式、および $2\pi r' G l' / A' E' \beta^2 = 1$ より

$$S_0 = -\frac{R_1 l'}{A' E'} \cdot \frac{\sinh \beta}{\beta} + S_1 \cosh \beta \quad \text{----- (16)}$$

(15) 式にて $z = 0$ で $p_0 = 0$ より

$$R_1 = \frac{A' E' \beta}{l' \sinh \beta} (\cosh \beta - 1) S_0 - \frac{A' E' \beta}{l' \sinh \beta} (\cosh \beta - 1) = 0 \quad \text{----- (17)}$$

(16)、(17) 両式より

$$S_1 = \frac{l' R_1}{A' E' \beta \tanh \beta} \quad \text{----- (18)}$$

一方、閉端クイの場合の先端支持力強度を q とし、地盤反力係数を K_v とすると、
 極限支持力状態に達したクイの先端沈下量 δ_1 、開端クイの先端反力 R_1 等は図 1 より
 次のようになる。

$$\delta_1 = q / K_v \quad \text{--- (19)} \quad , \quad R_1 = K_v A' \delta_1 \quad \text{--- (20)} \quad , \quad \delta_1 = \delta_1' + S_1 \quad \text{--- (21)}$$

ここに、 K_v : 径 r の閉端クイの地盤反力係数、 δ_1' : 図 3 参照

以上、(18) ~ (21) から

$$R_1 = \frac{q}{K_v} \cdot \frac{1}{1/K_v A' + l' / A' E' \beta \tanh \beta} \quad \text{----- (22)}$$

(22) 式に対応する開端クイの見かけの地盤反力係数 K は次のようになる。

$$K = \frac{1}{1/K_v + l' / E' \beta \tanh \beta} \quad \text{----- (23)}$$

プレシオメータの測定値から閉端クイの地盤反力係数 K_v は

$$K_v = q / S_1 + S_2 \quad \text{----- (24)}$$

ここに、 $S_1 = \frac{1 + \mu}{3 E} r_0 q \left(\lambda \frac{r}{r_0} \right)$ 、 $S_2 = \frac{\alpha q r}{4.5 E}$ 、 μ : 地盤のポアソン比、 r_0 :

基本寸法 30 cm、 r : クイの半径、 λ : 形状係数 (円形: 1.0)、 α : 土質による

常数（粘土：1/2，砂：1/3），E：プレシオメーターによる変形係数

島田は(28)式が、閉端グイから開端グイに移行する適用限界として、図-3の $S_1=10\text{mm}$ とするのが妥当であるとしている。

4 クイ載荷試験における計算例

4、1 新石狩大橋 $\phi 812.8$ $L=37.40\text{m}$ 鋼管開端グイ

新石狩大橋では $\phi 812.8$ $L=37.40\text{m}$ （根入長 36.80m ）の斜グイ（斜角 = $12.30'$ ）について載荷試験を行なった。図-4において(a)は原地盤の土質柱状図であり、(b)はクイ打込後の管内土の土質の層状を管内土の高さから推定したものである。いま管内土の諸因子を原地盤における土質試験結果と表-1より推定して表-2のようにおいたとき、管内土による極限支持力を求める。

表-2 土質と諸数値

土層	土質名	Nの平均	γ	C	K
I	粗砂	10	1.8	0	0.04
II	礫交粗砂	18	1.8	0	0.045
III	粘土	9	1.65	3.0	0.015
IV	礫交中砂	16	2.0	0	0.045
V	シルト質粘土	9~28	1.65	3.0	0.015

まず、2、に示す方法により次のよう

に計算される。

$$P_{x1} = \frac{1}{4 \times 0.04} \left\{ (1.8 \times 0.79) e^{\frac{4 \times 0.04 \times 2.5}{0.79}} - (1.8 \times 0.79) \right\} = 30.4 \text{ t/m}^2$$

$$P_{x2} = \frac{1}{4 \times 0.045} \left\{ (1.8 \times 0.79 + 4 \times 0.045 \times 30.4) e^{\frac{4 \times 0.045 \times 5.0}{0.79}} - 1.8 \times 0.79 \right\} = 118.2 \text{ t/m}^2$$

$$P_{x3} = \frac{1}{4 \times 0.015} \left\{ (4 \times 3.0 + 1.65 \times 0.79 + 4 \times 0.015 \times 118.2) e^{\frac{4 \times 0.015 \times 11}{0.79}} - (4 \times 3.0 + 1.65 \times 0.79) \right\} = 770.3 \text{ t/m}^2$$

$$P_{x4} = \frac{1}{4 \times 0.045} \left\{ (2.0 \times 0.79 + 4 \times 0.045 \times 770.3) e^{\frac{4 \times 0.045 \times 1.5}{0.79}} - 2.0 \times 0.79 \right\} = 1098.2 \text{ t/m}^2$$

$$P_{x5} = \frac{1}{4 \times 0.015} \left\{ (4 \times 3.0 + 1.65 \times 0.79 + 4 \times 0.015 \times 1098.2) e^{\frac{4 \times 0.015 \times 1.5}{0.79}} - (4 \times 3.0 + 1.65 \times 0.79) \right\} = 1466.0 \text{ t/m}^2$$

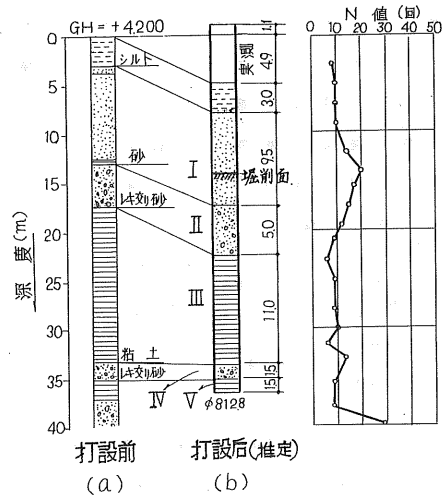


図-4 新石狩大橋土質柱状図

これに対してクイ先端地盤の極限支持力は、Meyerhof の式より

$$q_u = 40 \text{ N} = 40 \times 28 = 1160 \text{ t/m}^2$$

また、Terzaghi の式より $\phi = \sqrt{1.2 \text{ N} + 15} = 38^\circ$ $C = 0$ 、 $N_q = 16.1$ 、 $N_r = 10.6$

、 $D_f = 3.63 \text{ m}$ 、 $R = 0.4 \text{ m}$ 、 $r_1 = 1.7 \text{ t/m}^2$ 、 1.8 t/m^2 、として

$$\frac{q_u}{2.5} = 1.8 \cdot C \cdot N_c + 0.8 \cdot R \cdot r_1 \cdot N_r + r_2 \cdot D_f \cdot N_q = 1052 \text{ t/m}^2$$

となり、クイ周辺地盤の極限支持力より管内土による極限抵抗力が大でありこのクイは「完全閉塞グイ」とみなすことができる。

一方同一のクイを、3. に示す方法で解析すると次のようになる。

各地層におけるブレンオメーターによる極限圧 $\frac{P_q}{2.5}$ と変形係数の値を表-8 (但し※印はN値との相関より推定) のようになる。

クイ先端地盤反力係数は、閉端グイに対して、 $E = 300 \text{ Kg/cm}^2$ 、 $\mu = 0.3$
 $\lambda = 1.12$ 、 $\alpha = \frac{1}{2}$ として

$$S_1 = \frac{1 + 0.3}{3 \times 300} \times 300 \times \left(1.12 \times \frac{40}{80} \right)^{\frac{1}{2}} = 0.0529$$

$$S_2 = \frac{0.5 \times 40}{4.5 \times 300} = 0.0148$$

$$\therefore K_v = \frac{1}{S_1 + S_2} = 14.8 \text{ Kg/cm}^2/\text{cm}$$

クイ先端地盤の流動圧 $\frac{P_q}{2.5}$ と q_u の関係は Louis Menard によれば

$$q_u = 2.1 \left(1 + \frac{1.1}{2.1} \times \frac{2 \times 40}{40} \right) \times \frac{P_q}{2.5} = 120.4 \text{ Kg/cm}^2 = 120.4 \text{ t/m}^2$$

一方、この土質で閉端グイに対しては (23) 式において $E' = E/2$ 、 $\tanh \beta = 1.0$ として

$$K = \frac{1}{\frac{1}{14.8} + 1 \sqrt{\frac{2\pi R G}{A' E'}}} \quad \text{--- (23)}$$

A' : クイ総面積 $= 4.9 \times 10^3 \text{ cm}^2$ 、 $E = 2 \times 300 = 600 \text{ Kg/cm}^2$ 、 G : 摩擦変形係数 $G = E/40 = 6.4 \text{ Kg/cm}^2$ 、より $K = 11.1 \text{ Kg/cm}^2/\text{cm}$ となる。したがって、この場合、クイ先端部における極限支持力は次のようになる。

$$q = \frac{1}{K_v} \cdot K \cdot q_u = 90.8 \text{ Kg/cm}^2 = 90.8 \text{ t/m}^2$$

いずれにしてもこのクイは完全閉塞グイと云える。軸方向荷載の結果を図-5 に示す。

表-8 地盤の p_c 、 E_s 値

土層	深度	土質名	\bar{N}	極限圧 P_c	変形係数 E
0	0~380	シルト	8	3.1	47
I	~1290	粗砂	10	9.0	27
II	~1740	礫交粗砂	18	20.0*	50*
III	~3320	シルト質粘土	9	25.0*	100*
IV	~3490	礫交中砂	16	30.0*	120*
V	~3640	シルト質粘土	9~28	28.0*	300*

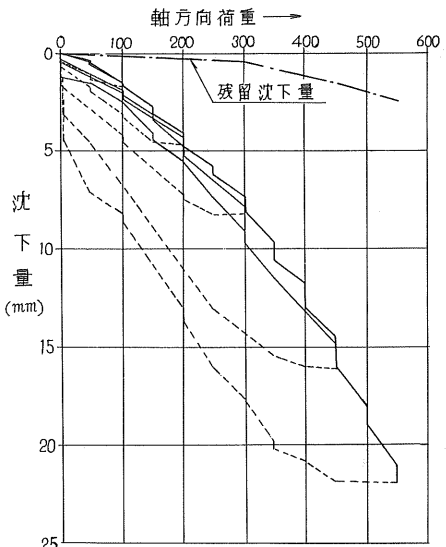


図-5 新石狩大橋軸方向荷載試験

4・2 石狩河口橋の場合

石狩河口橋では、 $\phi 1219.2$ $t = 9.5 \sim 16$ 、 $l = 45.75$ m (根入 44.75 m) の大口径開端グイについて載荷試験を行なった、グイ打込後の管内土は地表面から 40 m 下にあつたが、計器取付のために一度管内土を地表面下 20 m までを掘削しこの状態で載荷試験を行なった。

本橋の場合には、管内土の性質を調べる目的で管内のボーリングを行ない、標準貫入試験、地盤の変形係数の測定など現位置試験を行なつて鋼グイ打込み前との変化を測定した。その測定結果を図-6に示す。

とくに本橋の場合には、グイ先端地盤付近の土被り下の一軸圧縮強度をボーリング孔を利用した深層載荷試験を行なつてこれからグイ先端地盤の極限支持力度を求めた。

まず、4-1におけると同じ手法で管内土の極限支持力を求める。

管内土の計算のために必要な諸因子は表-4に示す如くである。

第5層における計算の結果のみを次に示す。

$$P_{x5} = \frac{1}{4 \times 0.035} (4 \times 1.0 + 1.78) \times 1.20 + 4 \times 0.035 \times 6.77 \times \frac{4 \times 0.035}{1.20} \times 7.0 - 1.78 \times 1.20 = 1.456 \text{ t/m}^2$$

また、プレシオメーター試験によれば地盤の変形係数 E_s はグイ先端地盤付近で平均約 200 Kg/cm^2 であるから、閉端グイに対して

$$S_1 = \frac{1.3}{3 \times 200} \times 30 \left(1.12 \frac{60}{30} \right)^{1/2} = 0.1456$$

$$S_2 = \frac{0.33 \times 60}{4.5 \times 200} = 0.022$$

$$\therefore \text{グイ先端地盤の反力係数 } K = \frac{1}{S_1 + S_2} = 5.96 \text{ Kg/cm}^2 / \text{cm}$$

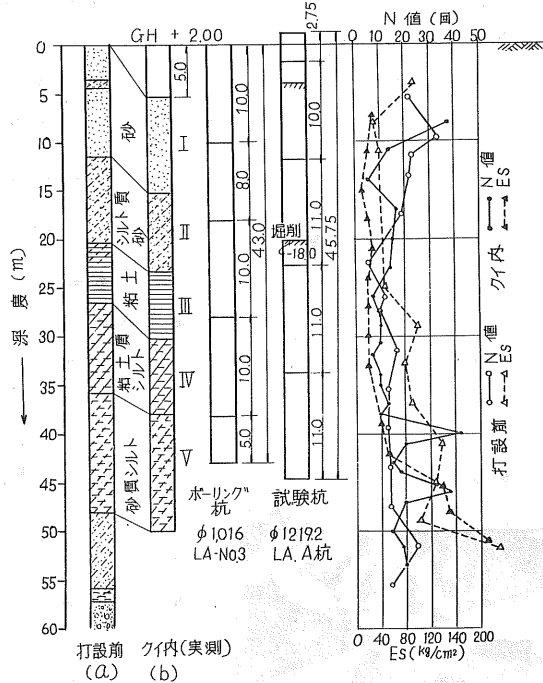


図-6 石狩河口橋土質試験結果

図-4 管内土の諸数値

土層	土質名	Nの平均	γ	C	K	q
I	砂	22	1.70 $\frac{\text{t}}{\text{m}^3}$	0 $\frac{\text{t}}{\text{m}^2}$	0.045	10.0 $\frac{\text{m}}{\text{cm}}$
II	シルト質砂	20	1.73	0	0.040	8.0
III	粘土	6	1.75	3.0	0.005	7.0
IV	粘土質シルト	16	1.80	2.0	0.030	7.5
V	砂質シルト	19	1.78	1.0	0.035	7.0

より $q_u = K \times 2.5 \text{ cm} = 1490 \text{ t/m}^2$ 、また閉端グイの場合には

$$K_v = \frac{1}{\frac{1}{5.96} + \frac{1}{\sqrt{\frac{2\pi R G}{A E}}}} = 5.84 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2 / \text{cm}}$$

より $q'_u = q_u \cdot K / K_v = 1840 \text{ t/m}^2$ となる。

∴ $A = 1.13 \times 10^4 \text{ cm}^2$ 、 $E = 2 \times 200 = 400 \text{ Kg/cm}^2$ 、 $G = 200 / 40 = 5.0 \text{ Kg/cm}^2 / \text{cm}$

また、グイ先端地盤の極限支持力は

(a) Meyerhof の式

$$q_u = 40 N = 40 \times 19 = 760 \text{ t/m}^2$$

(b) Terzaghi の式 ($\phi 25$ とする)

$$q_u = 1.3 \times 9.9 + 0.6 \times 0.6 \times 1.78 \times 3.3 + 1.75 \times 44.75 \times 7.6 = 610 \text{ t/m}^2$$

(c) プレンオメーター試験より $p_1 = 14 \text{ Kg/cm}^2$ であるから

$$q_u = 2.1 \times \left(1 + \frac{1.1}{2.1} \times 2\right) \times 14 \rightarrow 601 \text{ t/m}^2$$

(d) 深層載荷試験結果から

ボーリング孔を利用して $\phi 90 \text{ mm}$ の載荷板に 2 重管を通して直接地盤に載荷試験を行なう深層載荷試験法により求めたグイ先端部附近の地盤の極限支持力は

$$q_u = 640 \text{ t/m}^2 \text{ となる。}$$

深層載荷試験の状況を写真-1に示す。

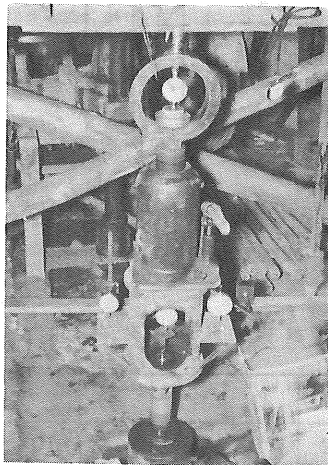


写真-1
深層載荷試験

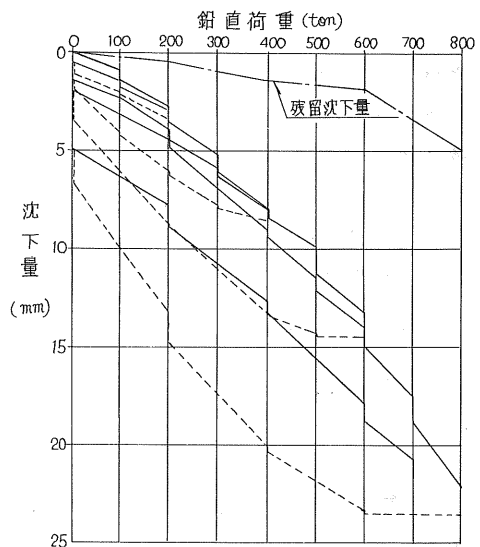


図-7 石狩河口橋鉛直載荷試験

以上いずれの結果からもグイ内の極限支持力はグイ先端部の地盤の極限支持力よりも大きく、このグイは完全閉塞グイであると言える。鉛直載荷試験の結果を図-7に試験中の状況を写真-2に示す。

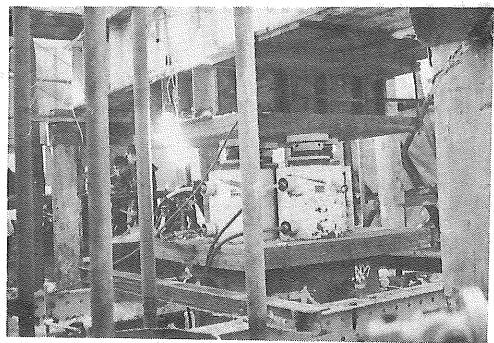


写真-2 石狩河口橋鉛直載荷試験

なお図-6より、クイ内部の土質は、打込み前の原地盤にくらべてほとんどその性質に変化はないが、クイ先端部附近から下方に約3D (Dはクイ径) の範囲の土質は明らかに改良されることが分る。この範囲は、先端閉塞グイの下面に生ずる。Tejaghi の云う放射状セグメントの深さと近似している。(図-8)

4・3 岩見沢大和こ線橋の場合

岩見沢バイパスの大和こ線橋では厚い軟弱層を貫いてφ600、t=9~12、l=44.0m (根入長440m) の小径の開端グイについて載荷試験を行なった。クイ打込後の管内土は地表面から15.0m下にあつた。本橋の場合もクイ打設後クイ内のボーリングを行ない、標準貫入試験の測定を行なつて、鋼グイ打込み前の原地盤の性質と、鋼管内の土質の相違を観測した。その測定結果を図-9に示す。

本橋の場合のように、粘性土が卓越している地盤では、こね返しの影響のために鋼管内の土は明らかにその性質が低下している。

周辺がクイ壁で拘束されているためにクイ内の土の性質は半永久的に回復することはないと考えられる。

然し後に示すように、中小径のクイでは、管内土の極限抵抗力は、クイ先端地盤の強度よりはるかに大きいため充分な栓効果 (Plugging effect) が働いて完全閉塞グイと同一の挙動を示すものと考えられる。

前述の2橋の場合と同様にして、本橋の管内土の諸因子は表-5のように示すことができる。

ここで、第6層における管内土の極限支持力度の計算結果のみを示せば、

$$P_{xs} = \frac{1}{4 \times 0.030} (1.95 \times 0.58 + 4 \times 0.030 \times 1889) e^{\frac{4 \times 0.030}{0.58} \times 100 - 1.95 \times 0.58} = 2580 \text{ t/m}$$

となる。ただし、粘着力Cは実測値の75%をとつた。

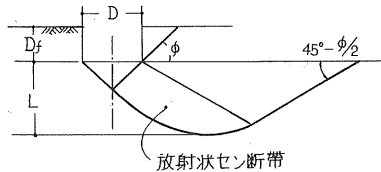


図-8 基礎下面の平衡帯

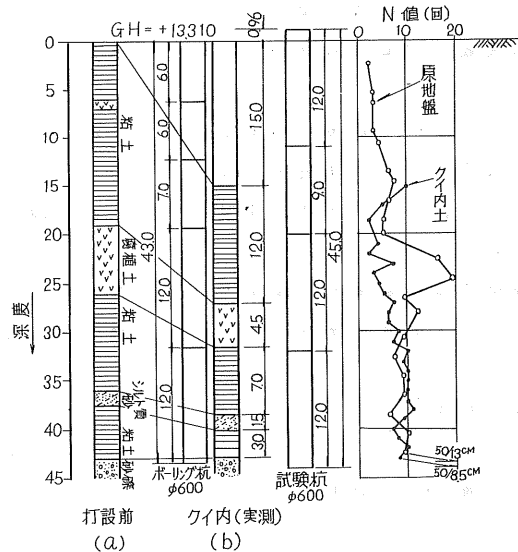


図-9 大和こ線橋土質柱状図

表-5 大和こ線橋管内土諸数値

土層	土質名	Nの平均	γ	C	K	l
			$\frac{t}{m^3}$	$\frac{t}{m^2}$		m
I	軟粘土	4	1.75	2.2	0.010	12.0
II	腐植土	10	1.12	3.4	0.005	4.5
III	硬粘土	10	1.94	6.3	0.005	7.0
IV	シルト質砂	10	1.90	0	0.045	1.5
V	硬粘土	10	1.94	6.3	0.005	3.0
VI	砂礫	60	1.95	0	0.045	1.0

本橋の場合もクイ先端部の土質は、原地盤にくらべて相当強度が増大している。

クイ先端部地盤の極限支持力は

(a) Meyerhof の式 ($\bar{N} \doteq 50$)

$$q_u = 4.0 N \doteq 4.0 \times 50 = 2000 \text{ t/m}^2$$

(b) Terzaghi 式 ($\phi = 32$)

$$q_u = 1.3 \times 20.9 + 0.6 \times 0.3 \times 1.95 \times 10.6 + 1.90 \times 43.0 \times 16.1 = 1325 \text{ t/m}^2$$

(c) プレシオメーターの極限圧 p_l は

$$N \text{ 値より } p_l = 25, \alpha = \frac{1}{2}$$

$$q_u = 2.9 \times \left(1 + \frac{2.3}{2.9} \times 2 \right)^{\frac{1}{2}} \times 25 = 1165 \text{ t/m}^2$$

鉛直載荷試験の結果を図-10に示す。

以上いずれの結果からも本橋のクイ内の極限支持力はクイ先端の極限支持力より大きく、このクイは完全閉塞グイであると言える。

載荷試験の結果も、残留沈下量が大きいことと沈下曲線より、このクイの支持性状は、クイ先端地盤の全般せん断破壊の状態にあると言える。

5 むすび

以上、 $\phi 600$ 、 $\phi 812.8$ 、 $\phi 1219.2$ と3種類の径について、打込まれた開端グイの先端 plug 効果について検討した。この3種のクイは、最近の構造物の基礎グイとしては、比較的汎用性の高いもののうち、小口径、中口径、大口径のそれぞれ代表として撰びだしたものであり、しかも筆者が直接、或は間接に土質調査からクイ載荷実験に関係したものである。

これらはいずれも採用された地盤に対しては、完全閉塞グイの状態にあるもののみであり極めて有効に使用されている例だけであるが、開端グイの閉塞効果とは、クイ先端部の原地盤のつよさととの相対において論ずるべきもので絶対閉塞と言う状態はあり得ないのであつて、クイ径の撰択に当つては注意する必要がある。

上に述べて来た理論は、一般に打ち込みグイに通用されるものであるもので、筆者らは更に進めて、管内土掘削沈設工法(大口径pcクイ)等の場合における管内埋戻し土の締め固めの程度についても検討する予定である。

参考文献

1. 山原 浩「鋼管ぐいの閉塞効果と支持力機構」1、2：日本建築学会論文集 696 ~ 697 1961.
2. 田島 重男「開端グイの先端閉そく効果の考察」第一回土質工学研究発表会、1966

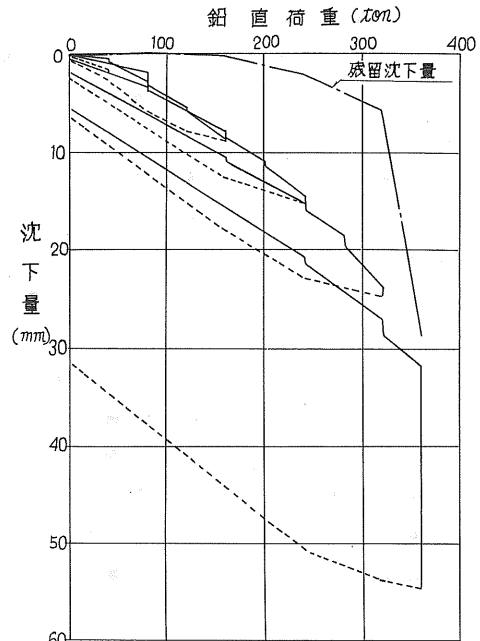


図-10 大和と線橋鉛直載荷試験

万年橋クイ基礎の振動試験について

土木試験所 (正) 河野文弘
 〃 (〃) 渡辺恒喜
 〃 (〃) 加賀屋誠一
 〃 (〃) 逢坂秀俊

1. まえがき

近年、土木構造物、特に橋梁の動的解析に関連した調査研究が盛んに行なわれるようになってきており、その基礎に対しても各地で多くの振動試験が実施され、検討が進められている。

当試験所でも、最近軟弱地盤に施工された橋梁の基礎グイあるいは、クイ基礎を持った橋脚、橋台などを対象として各種の振動試験を行ない、クイ基礎の振動特性について検討を加え^てその一環として46年には、一般国道244号万年橋の下部工施工に伴い、基礎グイおよび橋脚に対して強制振動試験、自由振動試験およびダイナマイトを利用した振動試験を実施した。

本報告は、万年橋で実施したそれらの振動試験結果と他の現場で実施した振動試験結果とあわせて紹介するとともに、強制振動試験結果について検討を加えたものである。

2. 振動試験結果について

万年橋の橋脚は、図-1に示したようなパイルバン

ト型式を採用したものであり、この橋脚に対して強制、自由およびダイナマイトを利用した3種類の振動試験をまた橋脚を構成する単グイに対して強制自由の両振動試験と静

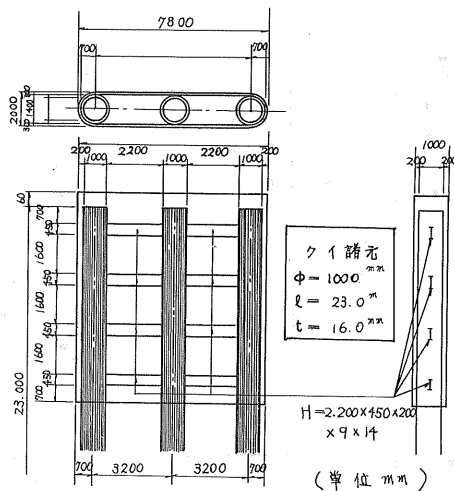


図-1. 万年橋橋脚クイ配置図

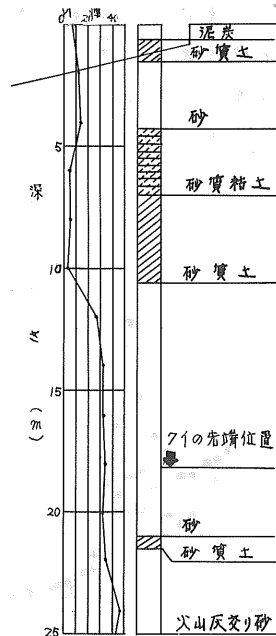


図-2. 土質柱状図

的水平荷重試験のそれぞれを実施した。
 なお、橋脚付近の基礎地盤の状態は、図-2に示してある。

2-1. 自由振動試験結果

自由振動試験は、ジャッキの引張力によって生じる鉄筋の瞬間的な破断を利用して実施した。

自由振動試験は、単グイおよび橋脚に対して実施したが図-3に橋脚の自由振動波形の一例を示した。

	単グイ	橋脚
共振振動数	10.0 Hz	2.5 Hz
減衰定数	0.08~0.11	0.08~0.15

表-1 自由振動諸定数

また、この振動試験結果得られた振動に関する定数を求めると表-1のようになり、共振振

動数では単グイ、橋脚でそれぞれ10.0、2.5 Hertzとかなり差はあるが、減衰定数はいずれも0.1前後でありほとんど等しいといえる。

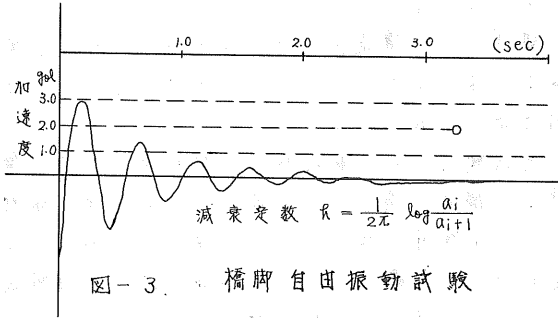


図-3. 橋脚自由振動試験

2-2. 強制振動試験結果

強制振動試験は、単グイおよび橋脚の頂部に設置した起振機を水平方向（橋軸方向）に加振して行なったが、この結果得られた単グイおよび橋脚の振幅と振動数の関係を図-4、5に示した。

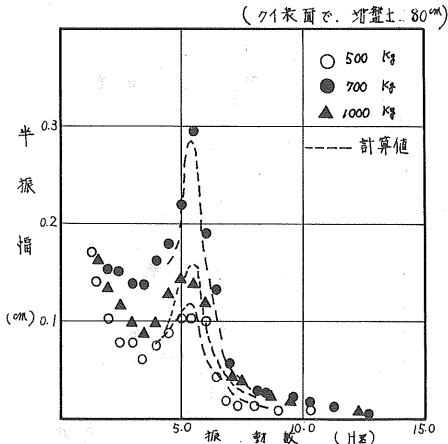


図-4. 単グイ強制振動試験による共振曲線

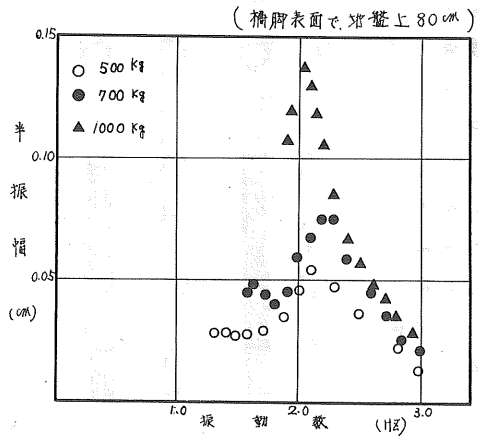


図-5. 橋脚強制振動試験による共振曲線

これらの共振曲線から得られる単グイおよび橋脚の共振振動数、減衰定数を表-2に示した。固有振動数は、自由振動試験結果と同じように橋脚と単グイで差が生じているがその差は、自由振動試験から求めたものより小さくなっている。また減衰定数は、単グイの値が橋脚の値の $\frac{1}{2}$ 程度となっており、自由振動試験で得られた傾向と異なっている。

	単グイ	橋脚
共振振動数	5.5 Hz	2.1 Hz
減衰定数	0.05	0.10~0.12

表-2. 強制振動試験による諸定数

2-3. ダイナマイトを利用した振動試験結果

橋脚完成後図-6に示すような配置でダイナマイトを利用した振動試験を行なったが、ダイナマイトを図に示すような3個所の位置のボーリング孔の孔底に装てんし、孔No.ごとに順次爆発させて行なった。各ボーリング孔の深さと装てん薬量は、表-3のとおりである。

ボーリング孔No	薬量	深度
No. 1	1.0 kg	5.5 m
No. 2	1.5	5.0
No. 3	2.0	10.0

表-3. ボーリング孔深さと装てん薬量

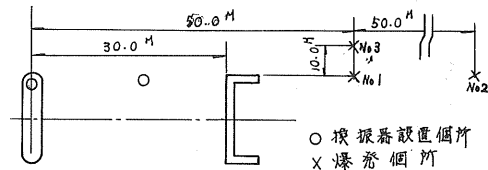
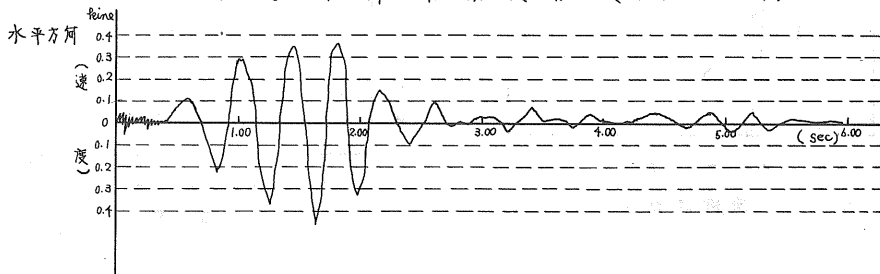


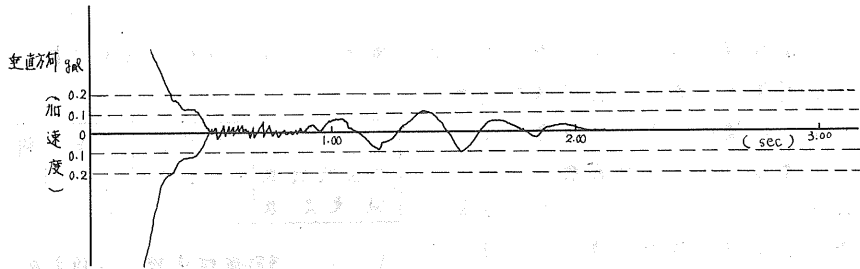
図-6. ダイナマイトによる振動試験配置図

ダイナマイト爆発時の橋脚並びに宧盤の振動波形は、図-7に示すように加速度型、および速度型の検振器を用いデータレコーダに記録したが、図-8は、橋脚の波形記録の一例を示した。

これらは、あくまで表面浪であるが記録された波形をみると、P波、S波の順に到達しており、各々が比較的明確に見分けられる。これらの波形様相は、地震による一般的なものと類似しているように思われるが、基礎宧盤、基礎型式などの関連もあり明らかでない。

図-8. 橋脚の振動波形 (ダイナマイト)





得られた振動波形についてスペクトル解析を図-9に示した要領で行なったが、解析の結果得られたスペクトル図を図-9~12に示した。この場合、P波S波の各々についてスペクトル図を描くことが技術上困難であったため、爆発2~3秒前から約10秒の間に記録された振動波形をとり、フーリエのスペクトル解析法により、0.01秒間隔で波形を抽出して計算を行なった。

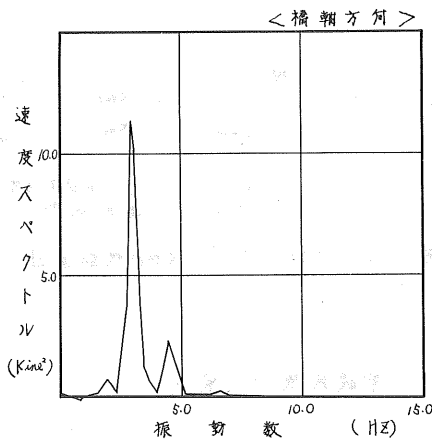


図-9 橋脚振動試験 (ダイナイト)

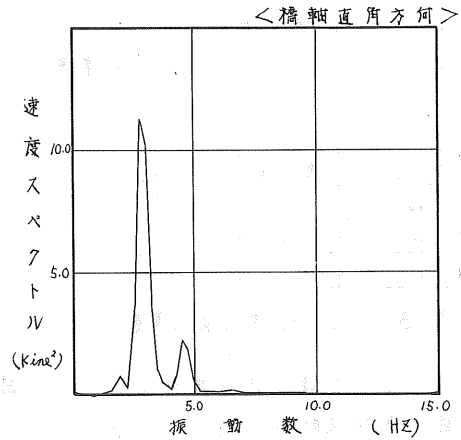


図-10 橋脚振動試験 (ダイナイト)

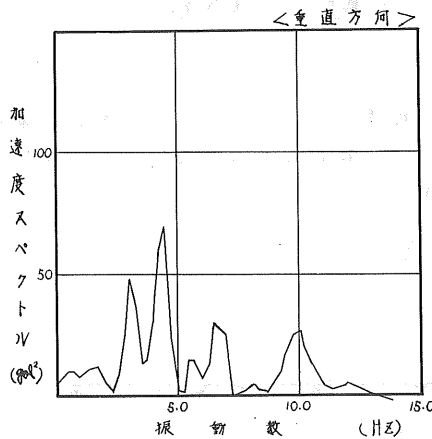


図-11 橋脚振動試験 (ダイナイト)

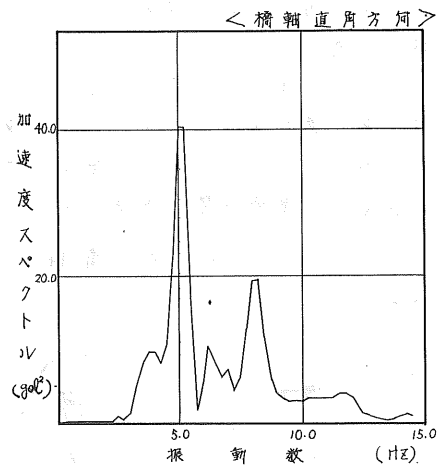


図-12 水盤上 (ダイナイト)

図-9~12に示したスペクトル図から、橋脚の水平振動の最も卓越する振動数は橋軸および橋軸直上の各方向に關係なく約 2.7 Hertz となっており上下振動では、約 4.5 Hertz となつて、水平振動の場合とやや異なつた値が出てゐる。また、地盤の橋軸直角方向の水平振動については約 5.0 Hertz であり、橋脚の場合と比較すると2倍程度地盤の方が大きくなつてゐる。^{水質}地盤に設置した換振器の位置がダイナマイトの爆着点に近いことと、地盤の卓越する周期が構造物のそれよりやや小さく出るといふ砂地盤に見られる一般の傾向が表われたことなどによる現象と思われる。

最近、動的解析に地盤の常時微動を利用しようとする試みがなされておゝり、かなりの有意義な方法であることが報告されてゐる。このため万年橋とは別の現場で常時微動と、ダイナマイトの爆着による地盤の振動(主にS波)を測定し、この両者のスペクトル解析を行ない図-13^注に示した。この結果卓越する振動数が異なつておゝり、1例だけから判断するのは問題があるが、両者の振動特性にやや差があるものと考へられる。

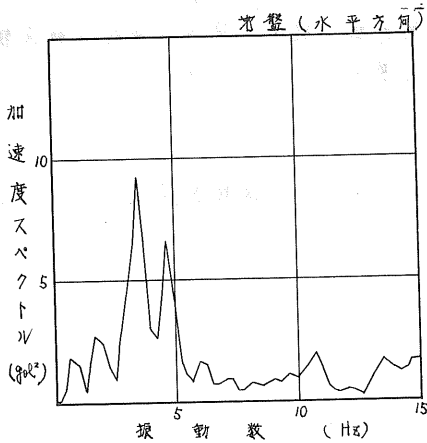


図-13. ダイナマイト振動試験(大曲クイ試験場)

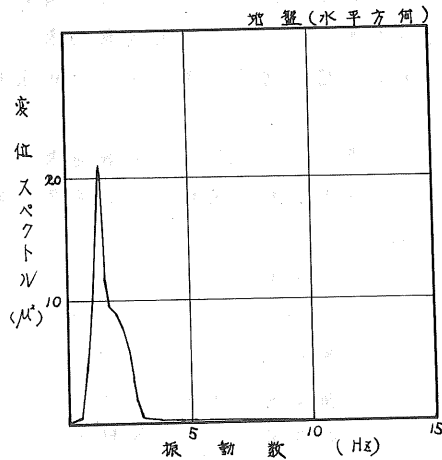


図-14. 常時微動(大曲クイ試験場)

2-4. 振動試験のまとめ

以上単グイおよび橋脚に対して実施した振動試験結果を総合してみると、単グイでは、強制および自由の両振動試験結果から得られた共振振動数並びに減衰定数が異なつてゐる。これは自由振動と強制振動では、各々の試験方法にもよるが、クイの振動系に大きな差があるために起つた現象と考へられる。すなわち、単グイの自由振動は、最初のうち瞬間的に加振されるため土とクイが一体となつて振動せず時間の経過に伴つてその現象がうすらぎ両者の振動数が一致してくるものと思われる。試験で記録した振動波形は、自由振動初期部分であり、従つて、強制振動より共振振動数が高かつ減衰定数が大きくなつたのであろう。また、強制振動試験は、クイ頭部に重量 2 ton の起振機を設置して行なつてゐるため、この起振機の

重量が無視できない大きさになっていることが原因の一つにあげられる。しかし、ダイナマイトを利用した振動試験の場合に地盤の卓越した振動数が、強制振動試験の共振振動数とはほぼ一致していることから、起振機の重量による影響はさほどないと考えられる。

橋脚に対して行なった強制、自由、およびダイナマイトを利用したそれぞれの振動試験結果をみると、共振振動数および減衰定数が全振動試験を通じて各々2Hと0.1付近とはほぼ一致している。この現象は、クイ頭の重量が小さい単グイのように地盤の振動に支配される要素より、図-1に示したように3本のクイ頭部に施工したコンクリートの重量がかなりあるため、その重量による振動の要素が支配的となって生じたものであると考えられる。また、このことは、基礎の曲げ剛性の大小によっても当然影響を受けるものと考えられるが、資料数が少なく今回は検討できなかった。

3. 考察

以上、主に万年橋の単グイおよび橋脚に対して実施した振動試験の結果について述べてきたが、それらの振動試験結果から、比較的取り扱いの簡単な強制振動試験をとりあげ、他の現場で実施した強制振動試験結果ともあわせて検討を加えてみる。

3-1. 単グイの強制振動試験結果について

単グイの水平方向の振動系を1質点減衰系と仮定すると、振動方程式は、次のようになる。

$$\ddot{x} + 2pR\dot{x} - p^2x = F \exp(i\omega t) \quad (1)$$

$$\text{ただし、 } p = \sqrt{k/m}, \quad R = \frac{c}{2} \sqrt{m/k}$$

m : 質量 (ton) k : バネ定数 (ton/cm)

c : 粘性減衰係数 F : 外力 (ton)

ω : 正弦波外力の円振動数

となり、式から水平変位 x を求めると

$$x = \frac{\alpha}{p^2} = \frac{1}{\{1 - (\frac{\omega}{p})^2\}^2 + 4R^2(\frac{\omega}{p})^2} \quad (2)$$

ここで(1)式における $k = mp^2$ は等価バネ定数であり、 $x = \alpha/p^2$ が静的水平変位に相当するが、当試験所で今まで実施してきた単グイの静的水平荷重試験から、単グイの強制振動状態が推定可能かあるいは、(2)式の適応性について調べてみる。いま、単グイの静的水平荷重試験結果より単位水平荷重によって生ずる水平変位 s_0 に変位応答倍率 (k の項には、試験より求めた減衰定数を入れる) を乗じて求めた動的換算変位 (計算水平変位) を同じ現場で実施した強制振動試験の共振点における実測水平変位 (単位水平起振力に対応する水平変位) と比較すると表-4のようになる。この結果、(実測水平変位)/(計算水平変位) は 0.9 ~ 1.1 程度の範囲にあり静的な荷重と変位の関係がわかれば、減衰定数を仮定して強制振動時における共振時の動的最大水平変位とかなりの精度で推定することが可能となる。

また、強制振動試験から得られる共振曲線全体について(2)式の適応性を調べるため万等橋および他の1現場について実測値と(2)式による計算値を比較してみた。その結果はそれぞれ図-14および図-16に示したように表-4で求めた動的換算変位と同じ方法を用いて計算によって決めた共振曲線は、実測によって得られたものとほぼ一致しており、(2)式がよい適応性を示すことがわかる。

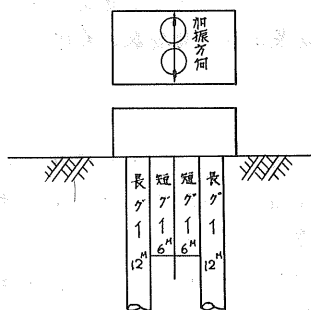


図-15. クイ配置状態

	現場Ⅰ	現場Ⅱ	現場Ⅲ	現場Ⅳ
実測値	1.12	0.16	0.32	0.40
推定値	1.04	0.17	0.28	0.44
実/推	1.07	0.95	1.12	0.91

表-4. 共振時の水平変位の推定

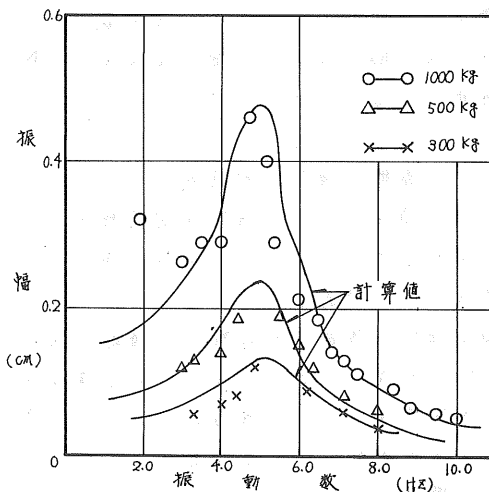


図-16. 計算値と実測値の比較

なお図-15は、図-16に示した強制振動試験の被振動グイの概略を示したものである。

以上の実測値と計算値の比較から、単グイの強制振動は1質点系の振動方程式(1)式である程度まで適確に表現できることが明らかとなったが、式中の定数である動的バネ定数 k_d 、粘性減衰係数 C などの一般傾向を明らかにすることは振動系に対する検討を深めていくうえに必要である。

いま、数現場で実施した静的水平荷重試験結果から求められた静的バネ定数 k_s と、それと同一現場で実施した強制振動試験結果から求まる動的バネ定数 k_d （共振点におけるバネ定数）とを比較してみると表-5のようになる。これによると、 k_d は、 k_s に比例した値を示しており、 k_s と k_d の比をとると、現場Ⅲがやや大きめの値をとっているが $k_s/k_d \approx 2.0$ となっている。

	現場Ⅰ	現場Ⅱ	現場Ⅲ	現場Ⅳ
動的バネ定数 k_d/cm	2.62	6.23	7.28	108.00
静的バネ定数 k_s/cm	6.60	11.00	32.00	210.00
静/動	2.47	1.77	4.40	1.94

表-5. バネ定数の比較

また粘性減衰係数 C の一般的

傾向を調べるために強制振動結果から求まる減衰定数 R と共振振動数 ω との関係を図示していると図-17のようになる。

これによると減衰定数 R は ω に反比例して増減し、一定の傾向を示すことがわかる。

これらの関係は、常表面近くの基礎が N 値5以下の軟弱地盤に打込まれた単ゲイに対して実施した強制振動試験の結果求められたものであり、資料数が多ければ、 R および ω の推定はある程度可能になるものと思われる。

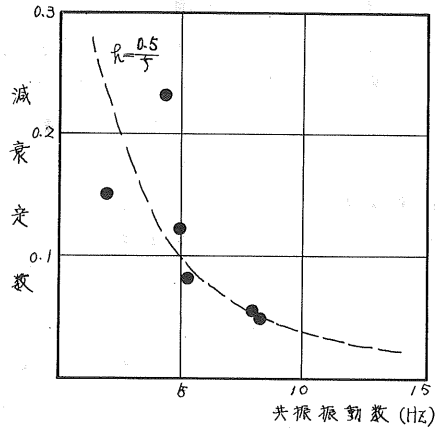


図-17. 減衰定数-振動数の関係

3-2. 橋脚の強制振動試験

万年橋の橋脚に対する強制振動試験結果に対して単ゲイの場合と同様に振動方程式を用い検討を試みることにする。

万年橋の橋脚の強制振動試験は、橋軸方向に加振して行った。橋脚の橋軸方向の静的な水平抵抗は、図-1のクイの配置を見てもわかる通り、橋脚を構成する単ゲイの水平抵抗をクイの本数倍にしたものと考えても大差ないものと思われる。しかし動的な水平抵抗を考慮する場合は、3本のクイ頭部に施工したコンクリートの重量による影響を無視することができなくなり、静的な場合と異なったものとする。すなわち、今回の試験ではクイの埋設部に計器を設置していないため確認できなかったが、単ゲイの場合は、振動がある程度水中深い部分まで及び、クイと土が一体となって振動する要素が大きくなるが、橋脚の場合は、橋脚自体の振動が主体となり、顕著なロッキング現象が生じてくるものと思われる。

これらの現象は、あくまでクイ頭の重量と、クイの曲げ剛性との大小関係によって生じるものと思われるが、橋脚の場合、ロッキング振動を考慮し図-18のような振動系を考慮することとした。図-18に示したような振動系の場合、振動方程式は次のように表わされる。

$$m\ddot{x} + R_H(x - S\theta) = 0 \quad (3)$$

$$I_G\ddot{\theta} + (R_R + R_H S^2)\theta - R_H Sx = 0 \quad (4)$$

(3)、(4)の方程式をまとめると次のような振動方程式が得られる。

$$M I_G \omega^4 - \{R_H I_G + m(R_R + R_H S^2)\} \omega^2 + R_H R_R = 0 \quad (5)$$

ただし、

I_G : 重心のまわりの慣性モーメント

m : 剛体の質量

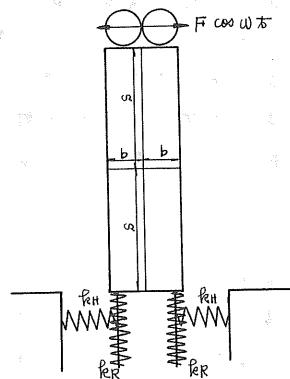


図-18. ロッキング振動モデル

S : 重心より水平振動時の抵抗力の合力の作用線までの距離

k_H : 水平ばね定数

k_R : 回転ばね定数

ここで $\omega_H^2 = k_H/m$ 、 $I_0^2 = I_G/m$ (重心の回りの質量分布回転半径) $e_0^2 = k_R/k_H$ (弾性半径) として (5) 式を整理すると、

$$\omega^4 - \left(1 + \frac{e_0^2}{I_0^2} + \frac{S^2}{I_0^2}\right) \omega_H^2 \omega^2 + \frac{e_0^2}{I_0^2} \omega_H^4 = 0 \quad (6)$$

これを解くと共振振動数 ω_1 、 ω_2 は

$$\left. \begin{matrix} \omega_1^2 \\ \omega_2^2 \end{matrix} \right\} \frac{\omega_H^2}{2} \left\{ 1 + \frac{e_0^2}{I_0^2} + \frac{S^2}{I_0^2} \mp \sqrt{\left(1 + \frac{e_0^2}{I_0^2} + \frac{S^2}{I_0^2}\right)^2 - 4 \frac{e_0^2}{I_0^2}} \right\} \quad (7)$$

から求まる。

ここで (7) 式から求まる計算共振振動数が、橋脚の強制振動試験の結果得られた実測共振振動数とどの程度一致するか検討してみる。

(7) 式で用いて計算を行なうにあたり k_H は、単グイの静的水平荷重試験結果から求まる静的水平ばね定数と、(2) 式から得られる応答倍率 (ただし、この場合必要となる減衰定数は、0.1 とした) との積として求めた。この方法によると静的ばね定数は、水平荷重の大きさによって多少変化するため、水平荷重 500、700、1000 kg のそれぞれについて求め、それらの平均値を使用した。また k_v は、クイの極限支持力 (N 値によって求まる) から静的ばね定数を求めるのと同じ方法で求めた。その結果、 k_H 、 k_v 、および k_v から求まる k_R の値は次のようになった。

$$\begin{aligned} k_H &= 1.21 \times 10^4 \text{ kg/cm} \\ k_v &= 5.47 \times 10^5 \text{ kg/cm} \\ k_R &= k_v \times b^2/3 = 8.93 \times 10^8 \text{ kg} \cdot \text{cm} \end{aligned}$$

これらの値を (7) 式に代入して計算すると共振振動数は、 $\omega_1 = 14.1 \text{ rad/sec}$ 、 $\omega_2 = 71.06 \text{ rad/sec}$ となり、これにより第 1 次の共振振動数は $f_1 = \omega_1 / 2\pi = 2.25 \text{ Hz}$ となる。強制振動試験結果から求まる実測の共振振動数が、図-5 を見てもわかる通り、2.1 Hz 付近にあることから、計算値と実測値とほぼ一致しているものと見なすことができる。

万年橋の橋脚の強制振動をロッキング振動として考え、(3)、(4) 式で表わされる振動方程式の適応性について検討したが、今後より、資料数を増し、この種の構造物の動的解析に役立てていきたい。

4 おわりに

以上、万年橋で単グイおよび橋脚に対して実施した 3 種類の振動試験結果を紹介するとともに、特に強制振動試験結果について橋の現場で実施した強制振動試験ともあわせて検討を加えた。

これらの振動試験およびその結果に対する検討は上部が架設されていない状態に対してなされたものであり、上部を架設することによって現在と条件が異なると、下部の振動特性も変化するとも考えられる。

また、最近のようにクイが大型化してくると、地中部での地震動によっては、大きな断力が作用し、被害を受ける可能性もあり、地表の振動波ばかりではなく地中部の振動状態も把握する必要がある。

今後も振動試験調査を通ひそれらの未解明な点について検討を加えるとともに動的バネ定数および減衰定数などの一般化的傾向をより明確なものとし、振動試験結果と、地震時の橋梁下部の挙動との関連等について検討を進めていきたい。

5. 参考文献

- 田沼 宏：建築振動学、コロナ社。
岡本 信：耐震設計編、橋梁と基礎、1971年10月

泥炭地盤における住宅の不同沈下とその対策

道立寒地建築研究所 (正) 藤村 成夫
吉村 敬一

近年道内主要都市への人口集中や核家族化などによって建築敷地が不足し、今まで軟弱地盤として敬遠されていた泥炭地にも、いつのまにか瀟洒な住宅が眺められるようになってきた。

しかし、これらの住宅を調査してみると、外観は立派でも内部の床が凹凸になっているものとか、建物が傾斜したもの、あるいは、写真-1 および2のような種々の障害が生じているものなどがみられる。

そこで、このような泥炭地盤に住宅を建てなければならぬ方の参考までに、実際に泥炭地盤に建てられている住宅の沈下例と、これに基づく不同沈下対策について報告する。



写真-1

補強ブロック造り家建の例
基礎、地盤などは一般の地盤のものと大差なし。
泥炭の厚さ3.5m。
沈下のため換気孔が埋没し、雨水が床下に流入するため、
これを塞ぎ、上部に新たに換気口を設けているところ。

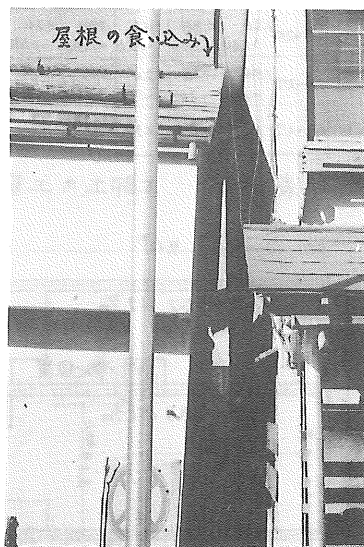


写真-2

木造モルタル塗2階建の例
泥炭の厚さ6m。
基礎地盤に厚さ約1mの切込み砂利
を入れて、直ちに建物を建てたため、
この重量も加わって60cm以上沈下し、
隣家とハチ合せになったもの。

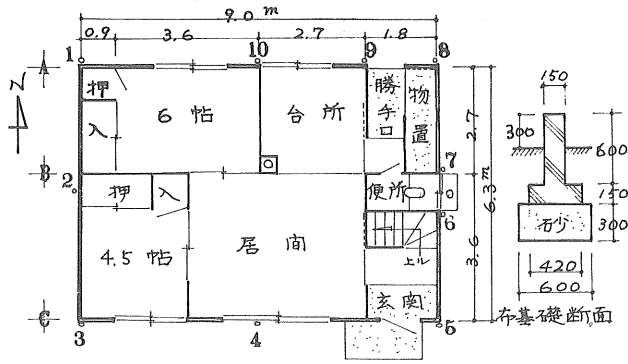
2. 泥炭地盤における住宅の沈下例

2.1 沈下例-1

この例は、厚さ約3.5mの泥炭層に支持されている木造モルタル塗中2階建の例で、建物および地盤の概要は、図-1, 2 および表-1 に示すごとくである。

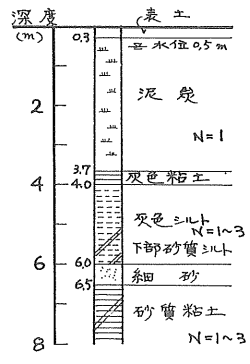
また、図-1 に示すような布基礎は、建物の外周とB通りに入っていて、東石は用いていない。

この建物各部の荷重および重心位置は図-3 に示すごとくで、東北側に偏心している。なお、荷重の算定に際しては、積雪および積載荷重とも実状を考慮して地震時の値を用いた。また、泥炭層に対する接地圧は、部分的にはB通り布基礎で2.5t/m²、東西面の布基礎で1.6t/m²であるが、図-3 のように外周布基礎の中心線で囲まれた



註：○は測定点を示す

図-1 次下例-1の建物および地盤概要



土質名	採取深度 m	比重	単位体積重量 γ_{sat} kg/cm^3	孔隙比	含水比	液性指数 I_p $\%$	塑性指数 I_L $\%$	熱減量 w_p $\%$	体積圧縮係数 α_v $\%$	荷重度 β $\%$	
泥炭	1.6~2.0	1.56 ~1.60	0.98 ~1.03	1.40 ~1.50	98.0 ~100.0	0.24 ~0.28	82.0	0.141	0.120	0.095	0.053
泥炭	2.3~2.7	1.54 ~1.56	0.98 ~1.03	1.20 ~1.30	97.5 ~99.0	0.17 ~0.24	83.5	0.130	0.114	0.112	0.060
シルト	4.3~4.7	2.61	1.59	1.34	51.5						

表-1 上部工の土質試験結果

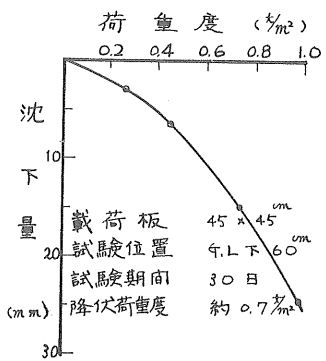


図-2 上部工の載荷試験結果

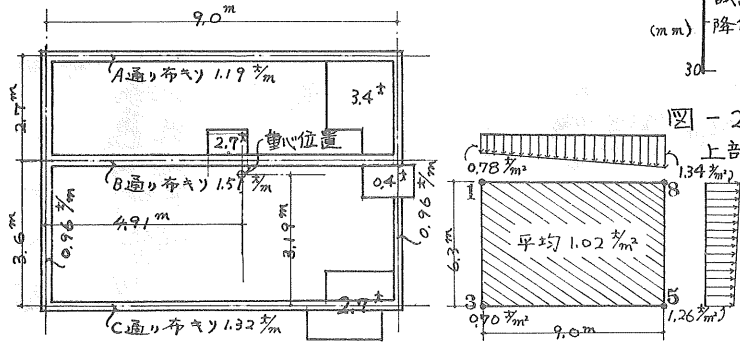


図-3 建物各部分の荷重および平均接地圧

測定日	経過日数	各点の次下量 (cm)										各点の相対次下量 (cm)						備考
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	2	4	6	7	9	10	
39年6月10日	0	0.5	0	0.5	0.1	0.8	0.8	1.6	1.5	1.7	1.3	-0.5	-0.55	-0.4	0.4	0.7	0.3	外壁にシルト塗り始め
39 7 13	33	1.6	1.2	0.6	3.3	1.5	2.3	5.0	3.2	6.1	5.5	0.1	2.25	-0.05	2.65	3.7	3.1	竣工引越直後
40 6 30	385	2.2	2.5	2.5	6.7	4.7	6.1	8.7	8.0	10.1	8.8	0.15	3.1	-0.25	2.35	5.0	3.7	41年10月建物周囲に荷敷
41 8 31	271	3.2	3.4	2.7	6.9	6.1	7.2	10.2	9.0	11.2	9.6	0.45	2.5	-0.35	2.65	5.1	3.5	
42 9 4	1181	4.2	4.1	4.2	9.0	7.9	9.5	12.3	10.9	13.3	11.6	-0.1	2.95	0.1	2.9	5.75	4.05	
43 10 5	1578	4.2	4.2	4.5	9.4	8.0	10.6	12.5	11.3	13.8	11.8	-0.15	3.15	0.95	2.85	6.05	4.05	
45 8 20	2262	4.3	4.4	4.9	9.8	8.3	11.2	12.8	11.9	14.2	12.4	-0.2	3.2	1.1	2.7	6.1	4.3	
46 9 6	2644	4.4	4.7	5.0	10.0	8.3	11.3	12.9	12.0	14.2	12.6	0	3.35	1.15	2.75	6.0	4.4	
計算値		8.2	15.1	7.8	18.3	11.0	21.2	21.4	11.5	20.6	19.2	7.1	8.9	2.95	10.15	10.75	9.35	

表-2 各点の次下量測定値および相対次下量

相対次下量: 建物の両端の次下を必ず直線と基準として、中間点の次下を表わした値。

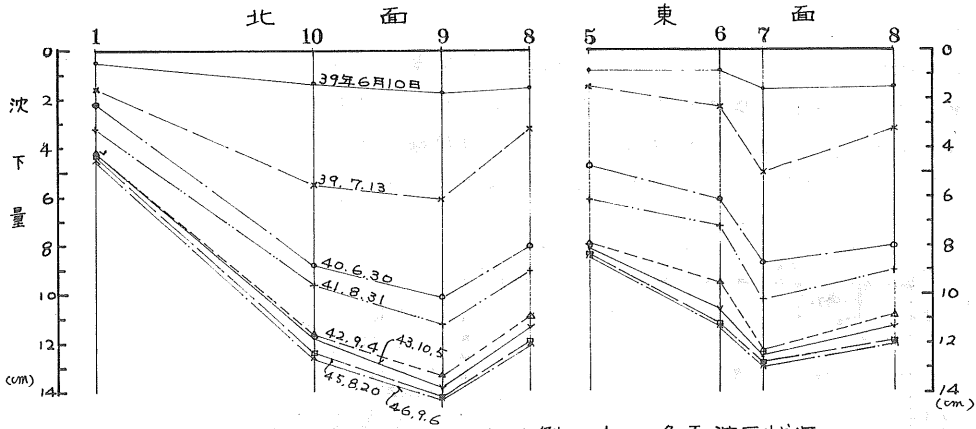


図-4 沈下例-1の各面沈下状況

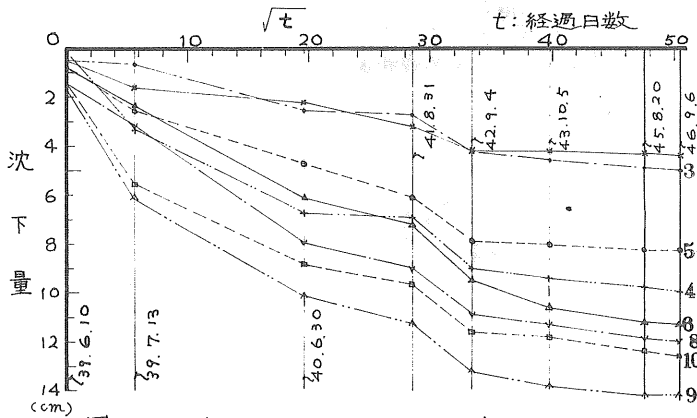


図-5 沈下例-1の沈下進行状況

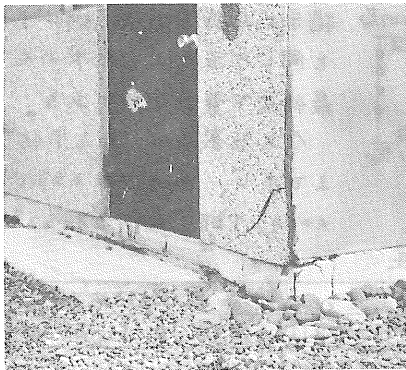


写真-3

沈下例-1の玄関附近
竣工後1年で、隅角部(5点, 8点)
および布基礎の接合部(7点)に亀
裂が入った。

部分を接地面積として
全体に対する接地圧を
求めると8点で $1.34 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$ 、
3点で $0.7 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$ となる。
表-2は、不動点を
基準とした各点の沈下
量測定値を示したも
の、この表において計
算値とあるのは、地盤
に対しては図-3の右
側に示したように全体

に接地圧が働くものとし、また、布基礎に対し
ては剛性を無視した場合の最終沈下量算定値で
ある。なお、 $m_s = 0.13 \frac{\text{m}^2}{\text{t}}$ を採った。

各面の沈下状況は、図-4の如くで、南面と
北面の布基礎は、剛性不足のため凹型に不同沈
下し、その曲率も年々増加している。また、東
面の布基礎は便槽部分で丈が減少し、更にB通
り布基礎の荷重も加わって沈下曲線が変形して
いる。特に、布基礎の隅角部および7点のよ
うな布基礎の接合部は、布基礎が無筋であるこ
とも影響して竣工の一年後には写真-3のよう
な亀裂が入ってきた。

図-5は、各点の沈下進行状況を示すもので
あるが、41年8月から42年9月の間で沈下の進
行が大きいのは、41年10月に建物周囲に砂利を
敷いたためと思われる。

2.2 次下例-2

この例は、表-3に示すように無機物の含有率が比較的多い泥炭地盤に対しての補強ブロック造中2階建の次下状況を示すもので、建物および地盤の概要は、下記の如くである。なお、布基礎は建物外周と内部縦向仕切の下2ヶ所に入っているほか、小さな布基礎で浴室、勝手口部分を縁切している。また、東石は用いていない。

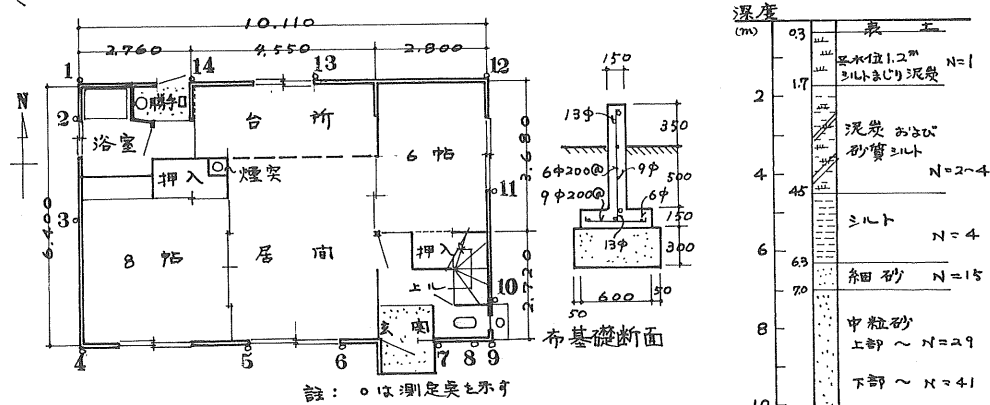


図-6 次下例-2の建物および地盤概要

土質名	採取深 度	N値	比重	単位体積重量 γ_{sat}	向隙比	含水比 %	強熱減量 %	体積圧縮係数 m_v
泥炭	1.0~1.4	1	1.80	1.05	11.21	60.8	62.3	0.062
泥炭おとし砂質シルト	2.0~2.4	2	2.58	1.61	1.58	61.2		0.050
"	3.0~3.4	2	2.68	1.68	1.35	47.6		
"	4.0~4.4	4	2.70	1.75	1.23	44.5		

表-3 土質試験結果

図-7は、次下例-1と同様に建物各部の荷重および全体に対する接地圧を算定して示したものである。表-4は、次下例-2における各点の次下量測定値を示したもので、この表に掲示した計算値は、例-1と同じ方法によって求めた最終次下量算定値である。なお圧入層は、G.L下45^mまでとし、 m_v の値は上部で0.062、下部で0.05 $\%$ を採った。

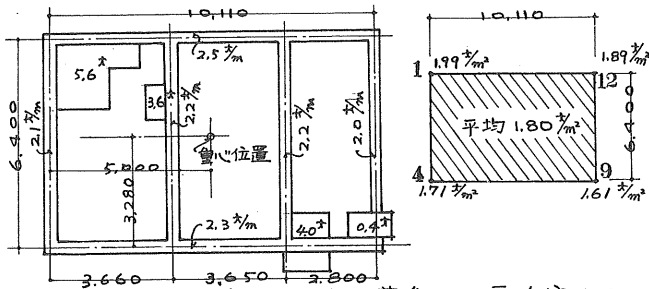


図-7 建物各部分の荷重および平均接地圧

測定日	経過 日数	各点の次下量 (cm)												各点の相対次下量 (cm)							
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	3	5	8	11	13	14
39年9月28 (竣工直後)	0	3.2	3.1	3.0	1.6	0.9	0	0.9	1.2	1.5	1.4	1.3	0.2	1.7	2.5	0.60	-0.65	-1.55	0.45	0	0.80
40 11 25	443	7.6	7.5	6.5	5.0	4.5	3.5	4.2	4.6	4.9	4.8	4.8	3.8	5.6	6.6	0.20	-0.45	-1.45	0.45	-0.10	0.70
41 8 31	722	9.3	9.0	7.7	6.1	5.0	4.2	5.0	5.3	5.6	5.5	5.3	4.6	7.3	8.5	0	-0.85	-1.45	0.20	0.35	1.55
43 10 15	1498	11.7	11.4	10.0	8.2	7.3	6.7	7.4	7.7	7.9	7.8	7.7	6.6	8.9	10.5	0.05	-0.75	-1.35	0.45	-0.25	1.35
45 8 20	2172	13.0	12.7	11.8	9.4	8.5	7.9	8.4	8.9	9.3	9.3	9.3	8.4	10.4	11.9	0.60	-0.85	-1.45	0.45	-0.30	1.20
計算値		8.7	14.5	16.2	8.0	15.6	13.9		7.7	12.9	15.3	8.4	16.7	16.8	7.85	7.75	7.65	7.25	8.35	8.25	

表-4 各点の次下量測定値および相対次下量

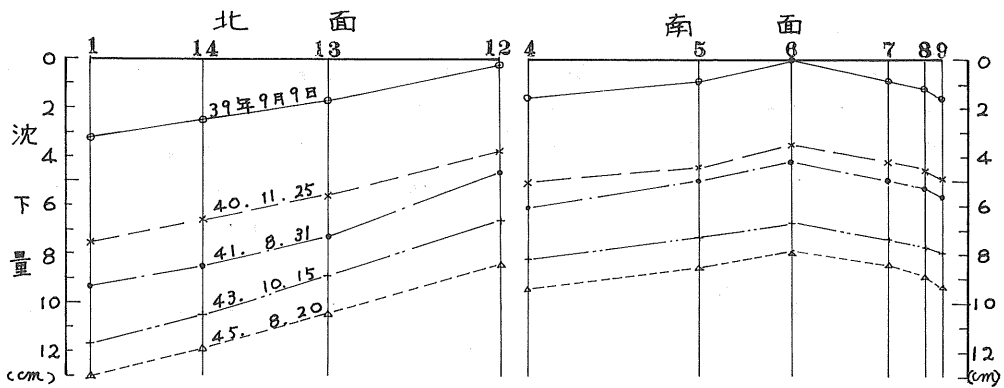
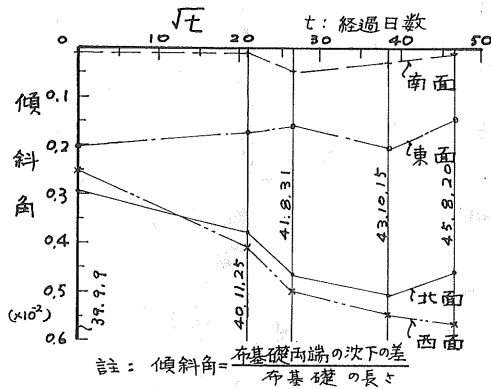


図-8 沈下例-2の各面沈下状況



註：傾斜角 = $\frac{\text{布基礎両端の沈下の差}}{\text{布基礎の長さ}}$
 図-9 傾斜角の進行状況

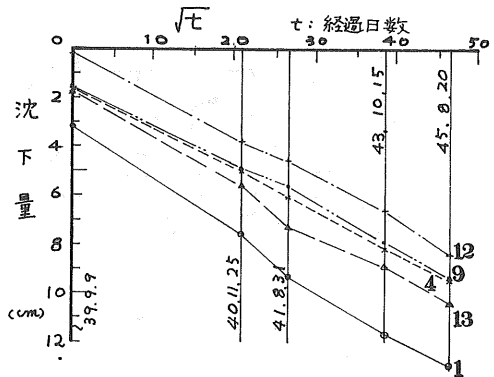


図-10 沈下量の進行状況

各面の沈下状況は、図-8に示す如くである。この図において、北面は測点1の方へ傾斜し、南面は凸型に両端が沈下しているように見えるが、これは測定開始時に既にこの様な傾向にあつたためである。このような竣工時における不同沈下は、布基礎の上を沈下測定の基準に採つたため、ブロック積工事の始から竣工時までの間で生じたものと考えられ、特に、玄関部分、便所部分などの布基礎の丈不足による剛性低下や土間コンクリートなどの偏在による影響を受けたものと思われる。

各面の傾斜角は、図-9にみられるように、北面と西面は経過日数と共に増加しているが、南面と東面は殆んど変化はなく、東面ではかえつて傾斜角が減少している。また、各点の相対沈下量も例-1と異なつて殆んど増加していない。したがつて、建物全体としてみると、剛体的に重い方へ固轉しながら沈下が進んでいるものと見做される。また、竣工後6年間の沈下の進みは、測点1で9.8^{cm}(最大)、測点7で7.5^{cm}(最小)生じている。

図-10は、各点の沈下進行状況を示すものであるが、現在までのところほぼ経過日数の平方根に比例している。

なお、この例では居住者が建物の傾斜に気付いておらず、また布基礎や壁体にも亀裂はなく、現在のところ生活上何らの障害もない。したがつて、この程度の沈下は、住定の耐用年限から考へて許容しうる値と思われる。

2.3 沈下例-3

この例は、層厚約5mの泥炭地盤に対して剛なベタ基礎を用いた2階建木造建築（1階事務室、2階居室）の沈下状況を示したものである。なお、この建物は、設計に際して基礎の中心と重心位置とを近づけるなど沈下に対して配慮して計画されたものであるにもかかわらず、竣工の僅か1年後から建物の前部に排水管の埋設工事や道路の路盤工事などが次々に行なわれ、これの影響をうけて不同沈下したものである。

建物および地盤の概要は、図-11に示す如くで、布基礎は外周部のほか内仕切下部などに入っており、内部は全面鉄筋コンクリートスラブとなっている。

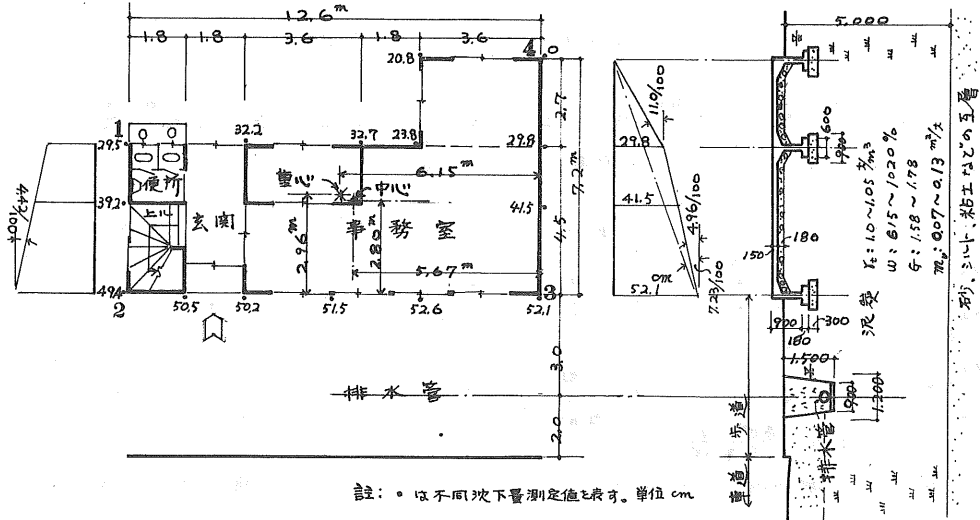


図-11 沈下例-3の建物および地盤の概要と不同沈下測定結果

重心位置は、上図に示すようにほぼ基礎の中心に近い位置にあり、基礎底面全体に対する平均接地圧は $1.73 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ になっている。

また、この場合の圧密沈下量は、前例に準じて基礎は剛体であると見做し、泥炭の層厚5m、 $m_v=0.1\%$ として略算すると25~30cm程度となり、不同沈下は裏側の方が大きくなる。しかし、実際の不同沈下状況は、上図に示す如く計算結果と逆の方が大きくなり1~2間で19.9cm（傾斜角44‰）、3~4間で52.1cm（同72.3‰）に達している。

この主因は、前述の如く排水管の埋設工事などの影響によって、建物前部の地盤と後部の地盤との間に水位、圧密度などの差が生じてきたこと、前部地盤の流動（これは、同じ道路に面している商店の土間コンクリートの陥没などから推察される）などによるものと思われる。

したがって、泥炭地盤に対する直接基礎の場合は、特にこのような将来における地盤条件の変化に留意すると共に、基礎の剛性を高め且つ一体化を計って、不同沈下が生じたときには建物周辺に砂利などを載荷して適宜基礎の不陸を修正できるように当初に計画しておく必要がある。

2.4 沈下例 - 4

これは、杭地盤を用いた補強ブロック造平家建の例であるが、下層の状態が不明のまま附近の工事例を見習って施工し不同沈下したものである。杭は、一応泥炭層底部の砂層（N値：3~6）に摩擦で支持させてあったが、その層厚がこの建物の附近で薄くなっており、下部にドロ状の軟弱層が続いていたのが原因である。

建物および沈下の概要は図-12の如くて、建物全体としては剛体的に北側の壁の方へ $\frac{1}{100}$ ~ $\frac{1}{100}$ の勾配で傾斜している。また、外廻りの建具は、外壁の剛性が大きいため南側に支障はないが、床は東で支持されているため傾斜の変化が大きく台所の床で最大 $\frac{8}{100}$ の傾斜があった。また、南仕切戸にも竣工後1年で障蔽が生じた。

したがって、泥炭地盤のように建設後の沈下が大きいところでは東石などによる床の支持方法は不適當である。

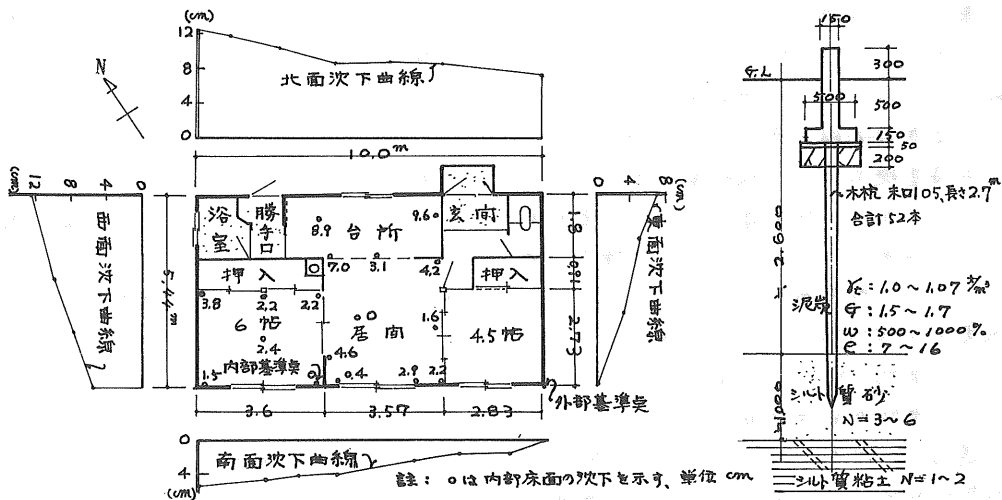


図-12 沈下例-4の建物および沈下状況

2.5 泥炭地盤における住定の沈下状況に関する全般的傾向

泥炭地盤における住定の沈下例について数例を示したが、その他の沈下例を含む全般的な傾向は次の如くである。

- 一般の木造住定の場合、布基礎の丈が 90cm 以上になると相対沈下が減少し、亀裂などの障害が少なくなる傾向がある。
- 補強ブロック造の場合、工事中に生ずる相対沈下は大きい。但し、梁架打設後、布基礎との一体化が進み、その後の相対沈下はあまり増加せず、全体として剛体的な沈下が進む。ただし、壁長が 20m 以上に及び連続住定の場合では相対沈下が増している例もみられる。また、一般に木造より全沈下量は大きい。建具の南側や亀裂などに因る障害はかえって少ない。
- 集合煙突部分が他より特に沈下した例が多くみられる。
- 建物の傾斜が $\frac{3}{100}$ を越えると、居住者は傾斜を気にするようになる例が多く、また、一般に偏心が僅かであっても建物の傾斜に大きな影響を与えるようである。
- 竣工後数年間は、経過日数の平方根にほぼ比例して沈下が進む例が多い。

3. 泥炭地盤における住宅の不同沈下対策

この項は、泥炭地盤における住宅の沈下状況調査の結果から、不同沈下に対する留意事項を拾い出したもので、特に直接基礎の場合について詳述したものである。

3.1 杭地業および置換工法

泥炭地盤に対して一般に用いられている住宅の基礎工法には、杭地業、置換工法および直接基礎工法の3種類がある。

そのうち杭地業は最も確実な工法で、沈下例-4のような特殊の場合のほかトラブルには少ない。しかし、工費の安から泥炭層やその底部の軟弱層などがあまり深くないことが必要である。また、排水工事による地盤沈下で杭が露出した例もあるので、この点に注意すると共に、木杭の場合には特に水位低下による腐蝕に対処しておく必要がある。

置換工法の場合は、施工および経費などの安から泥炭の厚さ1.5^m程度までが限度のようである。この場合の留意点は、建物や置換土の荷重による下層の沈下が許容範囲内であることを確認することと、置換土の締固めを充分行うことである。

3.2 直接基礎工法

直接基礎工法は、軟弱層が厚くて工費などの安からやむをえず採用する場合、或は、泥炭まじり粘土層などで杭地業を用いなくとも何とか支持できそうな地盤の場合などに用いられている。この種の工法は、現在大変多くみられ、各種の障害を生じているものもある。したがって、次にこの場合についての不同沈下対策も建物、地業および地盤に分けて示す。

α. 建物に関する事項

(I) 建物の全体計画

建物は、できるだけ軽く、その形状は、平面的にも立体的にも単純なもので、部分的な変形が生じないよう計画するのが良い。

また、建物の重心は低く且つ平面上の中心に近づけ、建物各部の沈下をできるだけ一様な状態にする。なお、一般の住宅では、平面計画上建物の重心位置が片側に寄ることが多く、更に、建物の中央付近にある布基礎や、集合煙突の基礎などでは、建物外周部の布基礎より大きな荷重を受けることがある。このような場合には、建物全体を考へ、基礎地業の接地幅を適宜増減する方がよい。

その他、仕上材は、少々の変形にも障害が生じないものを用いることや、多雪地帯では、屋根の方向、タニの位置などによる屋上積雪の片寄り、地上への落雪による雪荷重の偏在についても留意すべきである。

(II) 布基礎

不同沈下を少なくするためには建物外周に、一つの丈夫な枠のように連続し、且つ一体となった布基礎が必要である。なお、建物の重量軽減も大切であるが、そのために布基礎の丈を小さくすると建物が変形しやすくなり、一般に重量増加よりも、むしろ剛性低下の方が建物に悪影響を及ぼすようである。

したがって、一般住宅の布基礎の丈は、実際の建物の沈下状況などがもう少し少なくとも90^{cm}以上とするのが良いようである。

また、布基礎の隅角部および接合部は、木造住宅の場合でも、補強ブロック造の基礎と同程度の鉄筋を挿入して亀裂防止にとめるのが望ましい。

なお、便槽の配置で、布基礎を欠いて便槽の一部を外部に出す形式のものは、沈下例-1にみられるように、その部分で剛性が不連続になり、障害を与えやすい。

したがって、便槽を布基礎の内側におさめ、汲取口は布基礎に繰り抜く形式がよい。

同様に、玄関などの布基礎もできる限り上ばを欠かぬようにするのが望ましい。

(Ⅲ) 床の支持

泥炭地盤の場合、東石によって床を支持せしめる工法では、外周部の布基礎と各東石との間の不同沈下によって床面が凹凸になりやすい。したがって、東石の使用を止め、建物内部の中央付近にも布基礎を通し、大引が負担する床荷重は、全て布基礎を介して地盤に伝達するよう計画するのがよい。

(Ⅳ) 床の高さおよび床下換気孔

泥炭地盤は、一般に低地に位置し、地下水位も地表に近いため、普通の地盤に比較して床を高くすべきであるが、更に、沈下を見込んで所定の高さより15~20cm程上げておくのがよい。

同様に将来の沈下によって、床下換気孔から雨水が流入しないようその位置を高めに入れておく必要がある。ただし、換気孔の配置で、布基礎の上ばを欠く形式のものは、上ば筋の配筋に難点があり、また布基礎の剛性低下が大きい。したがって、その配置は、布基礎の上に設けるか、布基礎を繰り抜く形式のものがよい。

なお、内部に布基礎が通っている場合は、通風が悪くなるので特に配慮を要する。

b. 地業に関する事項

(Ⅰ) 換地業

接地圧を下げる方法にはコングリートスラブを広げるとか、デッキプレート或は金網を敷くとかの工法もあるが、一般的には丸太などで筏を組む工法が経済的のようである。筏材に径12~15cm程度の丸太を用いる場合、その間隔は実験などから一般に45~60cm位が適当である。

(Ⅱ) 砂地業

泥炭層の沈下性が比較的低いとか、その層厚が薄い場合などで砂や火山砂などが入手しやすいときに用いられているが、時向をかけて充分締固めなければならぬ。

なお、砂地業の中は、基礎スラブ中より広げないと地盤に対する接地圧は低下しない。この場合、砂地業の中が有効に働く部分は、基礎スラブ底面の両端から下方へ45度の線を引き、その範囲内と考えて砂地業の所要中と厚を決めればよいであろう。

c. 地盤に関する事項

(Ⅰ) 接地圧

沈下例-1のような道内で普通にみられる典型的な泥炭地盤に対する長期許容地耐力度は、建築基礎構造設計規程に示されている平板載荷試験法によると0.5%以下のところが多く、これでは實際上基礎の設計が困難である(例えば沈下例-1では建築面積に対する平均接地圧は約1%である)。また、構造計画のより木造住宅の実態調査によると、地業下部の接地圧が1.2%程度のもので長年何の障害も起つ

ていないものもみられる。

したがって、中2階程度までの住宅を対象とした場合の泥炭地盤に対する許容接地圧は、前記のような適切な構造計画を行い、かつ或る程度の沈下を許容することを前提として、次の値程度まで採ることができると思われる。

補強ブロック造に対して $1.0 \sim 1.5 \text{ t/m}^2$ 。 木造に対して $0.8 \sim 1.2 \text{ t/m}^2$ 。

なお、この値は一般的なものであって、地盤の圧縮性とその層厚および建物の剛性や寸法、形状などを考慮して適宜修正するのがよいであろう。

(II) プレローディング工法

この工法は、建物建設の数年前に、あらかじめ、建設位置に建物の重量より或る程度多めの土砂を盛って放置しておく、次に、地盤沈下がおさまるのを待ってから建物の重量に見合う土砂を除去し、その上に建物の建設を行うものである。なお、除去した土砂は、建物周辺の敷地内に広く敷き均らし、敷地内の地盤面を高める。

この工法では、建物建設後の障害も少なく、また、泥炭地特有の床下の湿気を防止する効果もあり成功している例も多い。

なお、誤った例として、泥炭地盤に盛土を施し、直に建物を建てたため、盛土の重量が災って工事中に過大な不同沈下を起し、竣工前に破壊したものもあった。

(III) 建築敷地

泥炭地盤では、特に隣接の工事や排水工事などの影響を受けやすいので、敷地面積および敷地境界線から建物までの距離にゆとりが必要である。

また、(II)項のような工法ができない場合は、建物建設の少なくとも1年位前迄に敷地内に暗渠を埋設したり、或は敷地周囲の排水溝を深く掘り下げるなどの工事を行って、常水位をできるだけ低下せしめておくのがよいようである。

なお、或る程度住宅が密集した後、下水管の埋設工事や道路の改良工事などのため敷地周囲を再掘削する例もみられるが、泥炭地盤では、建物の傾斜や、不同沈下の原因になっているので、この点に留意が必要である。

d. その他の注意事項

泥炭層の厚さやその沈下性状が場所により変化している地盤、或は、将来敷地周囲で大きな掘削工事が行なわれる可能性のあるところ。このような敷地においては、物置や車庫など軽微なもの以外直接基礎工法はできるだけ避けようとし、この工法を用いなければならぬときには、建物の傾斜が或る程度大きくなった場合、それを修正できる対策(例えば傾斜によって高くなった部分の基礎には、これを復元するための重量物を載荷できる構造にしておくなど)をあらかじめ考慮の上施工しておく必要がある。

なお、実際例として不同沈下した建物の周囲に砂利を盛って、高い部分を強制的に沈下せしめ、これを修正したものもある。

このためには、前述のように、建物全体が一つの剛な箱型構造であること、床は束によって支持されていないこと、床高および床下換気孔の位置に余裕があることなどが必要な条件である。

水底トンネルの静力学的性質についての一考察

鉄道公団青函建設局計画課

下河内 稔

1. まえがき

トンネル覆工には主として、縣帯力を小さくした天盤が覆工に上載されて、重力により塑性化した岩盤が覆工に作用して、あるいは、地山の潜在応力が解放されることにより掘削面が内空に変位して覆工背面に大きな圧力を生じる。

軟弱な岩盤の深所に掘削されるトンネルにおいて、崩壊した形でもって掘削面に密着して支保が施工されるならば、それには地山の潜在応力の解放に伴って生じる圧力が大きな問題となることがよくある。とくに、湧水帯などを伴う場合には、間隙水圧の影響により、その傾向が著しい。

本文では、水底トンネルの場合における軟弱岩盤での応力解放により生じる掘削面の変位と地山の安定に要する掘削面の圧力（支保圧力）との関係についての静力学的性質を考察し、その覆工設計への応用について研究してある。ここで扱うトンネルは、

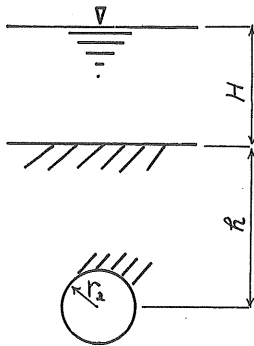


図-1 水底トンネル

ネルは、図-1に示すような、水架をHとする水平な岩盤の表面下 h のところからトンネル軸をもつ半径 r_2 の水平なトンネルで、 h が r_2 に比べて十分に小さいものとする。トンネルが掘削される岩盤は、一樣な力学的性質を備えており、弾塑性的な応力状態をとり、トンネル掘削前のトンネル周辺の応力状態は一樣で、Heimの水圧説に従って、

$$\sigma_0 = \sigma_r h + wH \quad (1)$$

ここに、 σ_0 :初期応力

σ_r :岩盤の湿潤単位体積重量

w :水の単位体積重量、

で表わされるものとする。

2. 湧水量および間隙水圧

岩盤の水理構造がDarcyの法則に従うものであり、後で述べるとトンネルまわりに生じる塑性領域では透水係数が変化すると考えられる。図-4に示すように、トンネルまわりに、半径 R の塑性領域が生じるものとし、ここにおける透水係数を k_p 、塑性領域の外側にある弾性領域での透水係数を k_e とすれば、トンネル軸と直交する面内の二次元定常透水の量はMuskatの公式を応用して次のように導かれる。すなわち、弾性領域の半径 r_e をもつ素掘トンネルに k_e , k_p の透水係数をもつ2重シリンドラ-がはめられた状態として、透水量を求めれば、次の式を得る。

$$Q = \frac{2\pi \{ (H+h) - r_2 \}}{\frac{\ln(2r/R)}{k} + \frac{\ln(r_e/R)}{k_e} + \frac{\ln(R/r_2)}{k_p}} \quad (2)$$

ここに、 Q : トンネル単位長の湧水量
 K : 地山の透水係数
 r_2 : $r = r_2$ (掘削面) の水頭

式(2)を用いて、弾性および塑性領域の間隙水圧は、次の式として求められる。

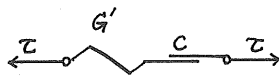
$$u = \frac{QW}{2\pi K_P} \ln\left(\frac{r}{r_2}\right) + u_2 \quad R \geq r \geq r_2 \text{ (塑性領域)} \quad (3)$$

$$\text{or} \quad u = \frac{QW}{2\pi K_e} \ln\left(\frac{r}{R}\right) + \frac{QW}{2\pi K_P} \ln\left(\frac{R}{r_2}\right) + u_2 \quad r_e \geq r \geq R \text{ (弾性領域)} \quad (3')$$

ここに、 u_2 : $r = r_2$ (掘削面) の水圧

3. 岩盤の力学的性質

岩盤が弾塑性の性質をもつのは、図-1に示すようなバネ要素とスライド要素とを直列に結合したモデルでも、 σ で表示される場合であり、このモデルは図-1に示すビンガムのレオロジーモデルから時間の項として入って来る粘性項を取り除いた静的モデルで、一般にサン・ブナンのモデルと言われている。スライド要素がクーロン摩擦項としての働きをなすならば、 σ を法線方向応力および、 τ を接線方向応力とすればサン・ブナンのモデルは次のような性質をもつ。



τ : 剪断応力
 G' : 剪断弾性係数
 C : 粘着力 (クーロン摩擦項)

クーロン摩擦項としての働きをなすならば、 σ を法線方向応力および、 τ を接線方向応力とすればサン・ブナンのモデルは次のような性質をもつ。

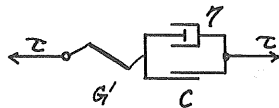
$$\tau < C + (\sigma - u) \tan \phi \quad \text{ならば}$$

$$\gamma = \frac{\tau}{G'}$$

$$\tau = C + (\sigma - u) \tan \phi \quad \text{ならば}$$

$$\gamma = \frac{\tau}{G'} + \gamma_s$$

図-2 サン・ブナンの力学的モデル



τ : 剪断応力
 G' : 剪断弾性係数
 C : クーロン摩擦項
 η : ニュートン粘性項

ここに、 u : 向隙水圧

C : クーロン摩擦項の粘着力

ϕ : クーロン摩擦項の摩擦角

γ : 剪断ひずみ

γ_s : スライドの剪断ひずみ

とびる。

主応力方向とスライド方向とのなす角を θ

とすれば、主応力方向の圧縮ひずみは、 ϵ_1 と

し、 ϵ_2 と表わされる。

図-3 ビンガムの力学的モデル

$$\epsilon_{s1} = \frac{\gamma_s}{2} \cdot \frac{1 - \cos 2\theta}{\sin 2\theta}, \quad \epsilon_{s2} = -\frac{\gamma_s}{2} \cdot \frac{1 + \cos 2\theta}{\sin 2\theta}$$

ここに、 ϵ_{s1} , ϵ_{s2} : スライドひずみの主応力方向成分

また、主応力は次に示す式で表わされる。 σ_1 , σ_2 : 主応力で $\sigma_1 \geq \sigma_2$

$$\sigma_1 - u = (\sigma - u) + \frac{1 - \cos 2\theta}{\sin 2\theta} \tau, \quad \sigma_2 - u = (\sigma - u) - \frac{1 + \cos 2\theta}{\sin 2\theta} \tau$$

換算応力は次の式で示される。

$$\sigma_1 - u + c \cot \phi = \left(\cot \phi + \frac{1 - \cos 2\theta}{\sin 2\theta} \right) \tau, \quad \sigma_2 - u + c \cot \phi = \left(\cot \phi - \frac{1 + \cos 2\theta}{\sin 2\theta} \right) \tau$$

換算応力に対してスライドによる外仕事は 0 であるならば、すなわち、

$$(\sigma_1 - u + c \cot \phi) \varepsilon_{s1} + (\sigma_2 - u + c \cot \phi) \varepsilon_{s2} = 0$$

ならば、 $\theta = (\pi/4) + (\phi/2)$ となり、塑性歪みと換算主応力とは次の関係にある。

$$\frac{\sigma_1 - u + c \cot \phi}{\sigma_2 - u + c \cot \phi} = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (4)$$

$$\frac{\varepsilon_{s1}}{\varepsilon_{s2}} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad (5)$$

4. 弾塑性岩盤内のトンネルまわりの応力

トンネル掘削前には、岩盤は等方等圧の着在応力をもち、水深に相当する間隙水圧を生じているが、自己拘束の状態安定している。掘削前の間隙水圧を u_0 とすれば、それは次式で与えられる。

$$u_0 = (H + \gamma) w \quad (6)$$

岩盤の掘削前の歪みは、これを考慮して次の式で与えられる。

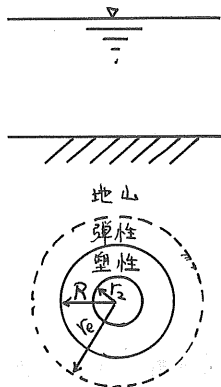
$$\varepsilon_0 = \frac{(1 - \nu)}{E} (\sigma_0 - u_0) \quad (7)$$

ここに、 ε_0 : 初期等方歪み、

ν : 岩盤のポアソン比

E : 岩盤のヤング係数

トンネルの掘削により、トンネル周りには塑性領域を生じ、その外側に弾性領域をもち、図-4 のような状態が生じる。このトンネルが十分に長いものとするれば、



平面歪みの状態が保たれる。トンネル中心からの距離を r で表わし、 r におけるトンネル半径方向の応力および歪みには添字 r を付し、接線方向の応力および歪みには添字 θ を付すものとして扱うことにする。 σ_θ および σ_r は最大、最小主応力となり、次式

$$\frac{\sigma_\theta - u + c \cot \phi}{\sigma_r - u + c \cot \phi} < \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (8)$$

を満足する限り弾性的性質を示す領域をつくり、仮にその外縁を R_2 としておく。等式が成立するのはその内部の領域にあり、その外縁は R で示される塑性領域となる。これらは、計算の便宜上定めたものであってその大きさは次に述べる方法により得る。

図-4: トンネルまわりの状態

半径方向の弾性歪み ϵ_{er} と接線方向の弾性歪み $\epsilon_{e\theta}$ とは平面歪みに従って、

$$\epsilon_{er} = \frac{1+\nu}{E} \left\{ (1-\nu)(\sigma_r - u) - \nu(\sigma_\theta - u) \right\} - \nu \epsilon_0 \quad (9)$$

$$\epsilon_{e\theta} = \frac{1+\nu}{E} \left\{ (1-\nu)(\sigma_\theta - u) - \nu(\sigma_r - u) \right\} - \nu \epsilon_0 \quad (9')$$

で表わされ、変形の連続条件式、応力のつり合い方程式および向隙水圧とを用いれば弾性領域の応力が求められる。

塑性の応力状態式と応力のつり合い方程式とだけから、塑性領域の応力が求められる。弾性領域と塑性領域との境界 ($r=R$) においては、応力が連続であるという条件があり、これから弾塑性安定状態を表わす式が得られる。これは、掘削面の半径方向圧力 σ_{r2} と向隙水圧 u_2 、および弾性領域の外縁の半径方向圧力 σ_{re} と向隙水圧 u_e とを用いて、塑性半径 R を含んで次のように表わされる。

$$\sigma_{r2} - u_2 + c \cot \phi - \frac{qW}{2\pi K_p} \cdot \frac{1 - \sin \phi}{2 \sin \phi} = \left(\frac{r_2}{R} \right)^{\frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi}} \left\{ \frac{1 - \sin \phi}{1 - (R/r_e)^2 \sin \phi} \left[\sigma_{re} - u_e + c \cot \phi + \frac{u_e - u_R}{2(1-\nu)} \right] - \frac{qW}{2\pi K_p} \cdot \frac{1 - \sin \phi}{2 \sin \phi} \right\} \quad (10)$$

弾性外縁として仮定した r_e を十分大きくすれば、近似的に $\sigma_{re} \rightarrow \sigma_0$, $u_e \rightarrow u_0$, $\frac{1 - (R/r_e)^2 \sin \phi}{1 - (R/r_e)^2 \sin \phi} \rightarrow 1$ となることは、容易に推定される。地山が十分に厚くて近似的に無限体と考えられる岩盤のトンネル掘削に伴う安定状態の条件式は、次式となる。

$$\sigma_{r2} - u_2 + c \cot \phi - \frac{qW}{2\pi K_p} \cdot \frac{1 - \sin \phi}{2 \sin \phi} = \left(\frac{r_2}{R} \right)^{\frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi}} \left\{ (1 - \sin \phi) \left[\sigma_0 - u_0 + c \cot \phi + \frac{u_0 - u_R}{2(1-\nu)} \right] - \frac{qW}{2\pi K_p} \cdot \frac{1 - \sin \phi}{2 \sin \phi} \right\} \quad (11)$$

5. トンネル掘削面の変位

塑性領域における歪みは、弾性歪みと塑性歪みとの和でもって表わされ、半径方向の歪みを ϵ_r 、半径方向の塑性歪みを ϵ_{pr} とすれば、

$$\epsilon_r = \epsilon_{pr} + \epsilon_{er}$$

となり、同様に接線方向の歪みに添字 θ を付すものとして次式となる。

$$\epsilon_\theta = \epsilon_{p\theta} + \epsilon_{e\theta}$$

しかし、塑性歪みには、塑性状態を表わす条件として次の関係をもつ

$$\epsilon_{pr} = - \frac{1 - \sin \phi}{H \sin \phi} \epsilon_{p\theta} \quad (12)$$

歪みの連続条件式、塑性領域の応力、式(9)と(9')の関係を用いれば、塑性歪みを求めることができる。これに塑性外縁の塑性歪みが0であるという条件を与えることにより塑性歪みの値を求め、掘削面における接線方向の塑性歪み $\epsilon_{p\theta 2}$ を求めると次式が得られる。

$$\begin{aligned} \epsilon_{p\theta 2} = \frac{1-\nu^2}{E} & \left\{ \left(\frac{R}{r_2} \right)^{\frac{2}{1+\sin\phi}} \left[\frac{QW}{2\pi K_p} \cdot \frac{1+\sin\phi}{2(1-\nu)} + \left\{ (G_{r2} - U_2 + C \cot\phi) - \frac{QW}{2\pi K_p} \cdot \frac{1-\sin\phi}{2\sin\phi} \right\} \right. \right. \\ & \left. \left. - \frac{2\sin\phi(1+\sin\phi)}{(1-\sin\phi)(1+\sin^2\phi)} \left(\frac{R}{r_2} \right)^{\frac{2\sin\phi}{1-\sin\phi}} - \left[\frac{QW}{2\pi K_p} \cdot \frac{1+\sin\phi}{2(1-\nu)} + \left\{ (G_{r2} - U_2 + C \cot\phi) \right. \right. \right. \right. \\ & \left. \left. \left. - \frac{QW}{2\pi K_p} \cdot \frac{1-\sin\phi}{2\sin\phi} \right\} \frac{2\sin\phi(1+\sin\phi)}{(1-\sin\phi)(1+\sin^2\phi)} \right] \right\} \quad (13) \end{aligned}$$

また、掘削面における接線方向の弾性歪みを $\epsilon_{e\theta 2}$ とすれば、それは次式となる。

$$\epsilon_{e\theta 2} = \frac{1+\nu}{E} \frac{1+\sin\phi-2\nu}{1-\sin\phi} (G_{r2} - U_2 + C \cot\phi) - \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{E} C \cot\phi - \nu \epsilon_0 \quad (14)$$

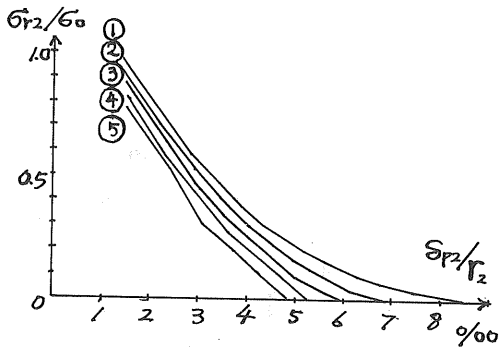
掘削面の歪みは、 $\epsilon_{p\theta 2}$ 、 $\epsilon_{e\theta 2}$ および ϵ_0 を用いて、次式となる。

$$\begin{aligned} S_{p2} &= r_2 (\epsilon_{p\theta 2} + \epsilon_{e\theta 2} - \epsilon_0) \\ S_{p2} &: \text{トンネル掘削面の歪み} \end{aligned} \quad (15)$$

6. 掘削面の圧力と歪みとの関係

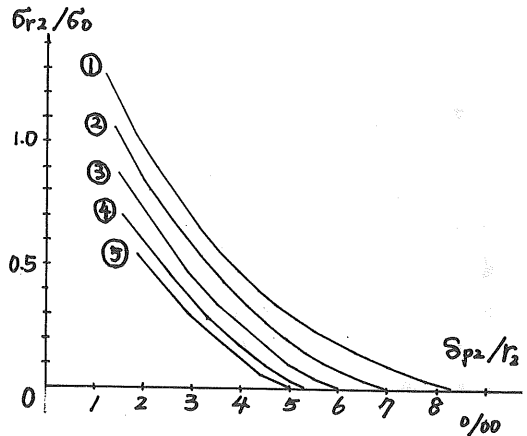
掘削面において地山に対して内圧を与えることにより、岩盤はある程度の塑性領域をもって安定し、それは式(11)で示された。しかし、このときに掘削面はある程度歪みを許さねばならぬ。その値は式(15)で示された。

このことは、ある塑性領域をもってトンネルが安定するのは、掘削面での内圧と歪みとが一義的に決定されることを示しており、トンネルの安定に要する掘削面の内圧と歪みとの関係が得られる。図-5と6とは岩盤の状態により、トンネルの安定に必要な掘削面の内圧と歪みとの数値計算を図示したものである。



① ② ③ ④ ⑤
 $C = 2.0, 4.0, 6.0, 8.0, 10.0 \text{ kg/cm}^2$
 $H = 140 \text{ m}, h = 100 \text{ m}, r_2 = 3.0 \text{ m}$
 $\gamma_r = 1.6 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}, \phi = 40^\circ, \nu = 0.4$
 $E = 3 \times 10^4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, K_e = 10^{-6} \frac{\text{m}}{\text{sec}}, K_p = 10^{-5} \frac{\text{m}}{\text{sec}}$

図-5 岩盤の粘着力が変化する場合の S_{p2} と σ_{r2} との関係



① ② ③ ④ ⑤
 $\phi = 30, 35, 40, 45, 50^\circ$
 $H = 140 \text{ m}, h = 100 \text{ m}, r_2 = 3.0 \text{ m}$
 $\gamma_r = 1.6 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}, C = 6.0 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \nu = 0.4$
 $E = 3 \times 10^4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, K_e = 10^{-6} \frac{\text{m}}{\text{sec}}, K_p = 10^{-5} \frac{\text{m}}{\text{sec}}$

図-6 岩盤の内部摩擦角が変化する場合の S_{p2} と σ_{r2} との関係

塑性領域半径の増大につれて、掘削面の安定に要する圧力は減少するが、掘削面の変位は増大してくると同一般的傾向をもつ。また、岩盤が軟弱な場合ほど、その変化する割合が大きくなり、岩盤のヤング率の低下がポアソン比の上昇の場合にも同じような結果となる。一般に軟弱岩盤とされる所のトンネル掘削に見られる現象によく似ており、軟弱岩盤のトンネル掘削に適応して用い得るのではなからと認められる。

7. 覆工の設計への応用

覆工は、掘削面の安定に要する掘削面の内圧を与えるものであり、圧力が増大すれば、変位も増大すると同、トンネル掘削面とは反対の性格をもつ。従って前述の掘削面の圧力と変位との関係と覆工外面の圧力と変位との関係とにより、岩盤の変位（すなわち覆工の変位）は一義的に求められることになる。

したがって、岩盤は掘削の前にすでに潜在応力を持っており、トンネル掘削後に潜在応力を与えられる場合と違って、上述の静力学的性質に何らかの静的条件を付加しなければ、掘削面の変位は求めることはできない。

トンネルの施工に際しては、トンネル掘削直後から覆工打設までの間は支保工などで仮請えられており、また、岩盤がビニングのレオロジモデルで表わされるならば掘削直後は弾性変形することを考慮して、覆工打設までの状態を弾性状態にあるとみなす。この場合の掘削面の接線方向の弾性歪みを求めると、それを ϵ_{e00} とし、

$$\epsilon_{e00} = \frac{1-\nu^2}{E} \cdot 2(G_0 - U_0) + \frac{1+\nu}{E} \left\{ U_0 - \frac{1}{2(1-\nu)} \cdot \frac{QW}{2\pi R_0} \right\} - \nu \epsilon_0 \quad (16)$$

と表わされるから、掘削面の変位を δ_{e2} とすれば、次式を得る。

$$\delta_{e2} = R_0 (\epsilon_{e00} - \epsilon_0) \quad (17)$$

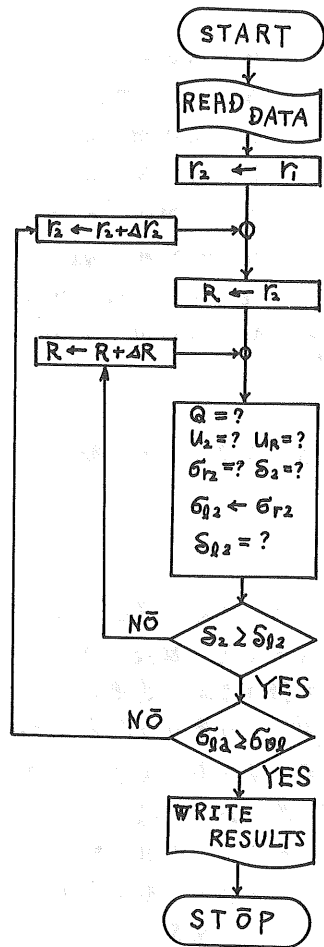
覆工打設後に塑性化して安定する場合の変位は、式(15)と(17)とから、

$$\delta_2 = \delta_{p2} - \delta_{e2} \quad (18)$$

δ_2 : 覆工打設後のトンネル掘削面の変位
が求められ、 δ_2 を与える R の値を見い出せば、 G_{r2} が求められる。これを用いて、覆工の変位と応力を計算し、もし覆工の外面の変位 δ_{e2} が δ_2 と一致し、かつ覆工の応力が許容応力の範囲内にある場合は安全な覆工が設計されたことになる。

設計の一般的手順は、図-7に示してあるように、試算法により覆工の外縁の変位と地山の掘削面の変位とが一致するまで行われ、その後、覆工の安全を確認するものである。

図-8と図-9は、岩盤の粘着力と内部摩擦角の変化する場合の覆工外縁の半径の変化および塑性領域の変化について調べたものを図示しており、岩盤が軟弱化するにつれて、覆工厚が大きくなると同時に、塑性半径も増大して行くことがわかる。



DATA

ROCK

GEOM. WATER DEPTH H
 ROCK THICKN. h
 MECHANICAL CAL.
 UNIT WEIGHT. γ_r
 COHESION C
 FRICTION ANG. ϕ
 POISSON'S RAT. ν
 YOUNG'S MODU. E
 PERMEABILITY K

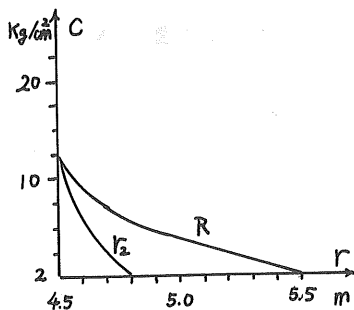
LINING

INNER RADIUS r_1
 MECHANICAL CAL.
 ALLOWABLE COMP. σ_{ld}
 POISSON'S RAT. ν_l
 YOUNG'S MODU. E_l
 PERMEABILITY K_l

RESULTS

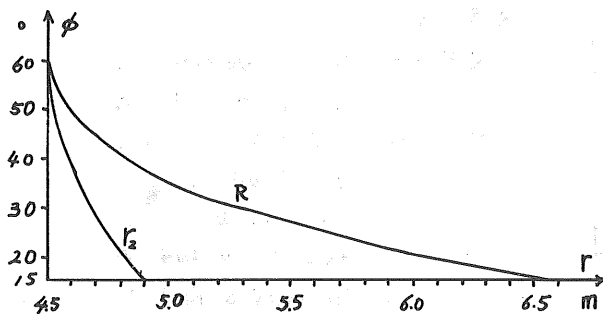
PLASTIC RADIUS R
 PRESSURE TO LINING σ_{r2}
 DISPLACEMENT OF FACE s_2
 CUTTING RADIUS r_2

図-7 覆工設計のフローチャート(試算により変位を収束させる場合)



$H = 140 \text{ m}$, $h = 100 \text{ m}$, $\gamma_r = 1.55 \text{ Ton/m}^3$
 $\phi = 40^\circ$, $\nu = 0.4$
 $E = 10^4 \text{ kg/cm}^2$, $K = 0.5 \times 10^{-7} \text{ m/sec.}$
 $r_1 = 4.5 \text{ m}$, $\sigma_{ld} = 80 \text{ kg/cm}^2$
 $\nu_l = 0.3$, $E_l = 2 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$
 $K_l = 0.5 \times 10^{-6} \text{ m/sec.}$

図-8 岩盤の粘着力が変化する場合の覆工外縁の大きさ(塑性領域の半径)の変化の計算例



$$\begin{aligned}
 H &= 140 \text{ m}, \quad h = 100 \text{ m} \\
 \gamma &= 1.55 \text{ Ton/m}^3 \\
 C &= 7.0 \text{ kg/cm}^2, \quad \nu = 0.4 \\
 E &= 10^4 \text{ kg/cm}^2 \\
 K &= 0.5 \times 10^{-7} \text{ m/sec.} \\
 r_1 &= 4.5 \text{ m}, \quad \sigma_{\theta a} = 80 \text{ kg/cm}^2 \\
 \mu &= 0.3, \quad E_L = 2 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2 \\
 K_L &= 0.5 \times 10^{-6} \text{ m/sec.}
 \end{aligned}$$

図-7. 岩盤の内部摩擦角が変化する場合の覆工外縁の大きさや塑性領域の半径の変化の計算例。

8 むすび

トンネル覆工の背面地圧は、まえがきに述べたようにいろいろな場合が考えられるが、地下深所トンネルで遭遇する軟弱岩盤では、潜在地圧の解放に伴って、大きな影響力を持つので、この点から考察してみても静力学的な見地では、かなり現状に合うように思われる。しかし、トンネル掘削周辺での重力の影響は無視できない場合もあり、岩盤の時間的な状態変化が軟弱岩盤では非常に重要な問題と思われる。著者はこれらの問題が今後解決されるものだと思うが、早急には答の出せない難問の一つでもあると考えている。こうして考えのもとに、水府の軟弱岩盤ごの経験から、塑性領域の大きさと掘削面での応力や変位の変化を一般的に捉えてみた上で、重力の影響や岩盤の時間的な状態変化の特性に近づく必要上、この論文をまとめて見た。しかし、現場の軟弱岩盤の突破などのためには、安全側にたって設計する必要は常に要求されており、著者がそのように考えてみたものを、6と7にまとめて紹介することにしたものである。上述のように、まだ未完成のものを紹介したつもりであるので、貧弱な内容となつたが、諸氏の教示を得て充実したいと思つてける。最後に、本論文の作成にあたり、豊富な経験を基に心之責重の教示をいただいたりた各氏に謝意を表した。

新冠ダムの築堤材料と施工管理について (第1報)

北海道電力(株)新冠建設所第1土木課課長 (正) 酒井賢一
 “ “ “ (〃) 吉田悟
 “ “ “ (〃) 〇谷藤和二

要 旨

北海道電力(株)は、日高地方の3河川(沙流川・新冠川・静内川)を総合的に一貫開発する日高電源開発の中核として大規模な水力発電所の建設を行っている。この発電所は、堤高102.8M, 堤体積306万M³, 貯水容量1.45億M³の新冠ロックフィルダム(中央土質コア型)を築造して出力20万kWの揚水発電を行う本道最大の水力発電計画で、まさに「北海道の黒四」ともいえる。

本文は、新冠ダムの心臓部ともいべき土質コア材を中心に築堤材料の性質とその施工管理(品質管理)の梗概を述べたものである。

1. 新冠ダムの概要

(1) ダムサイトの地形・地質

ダムサイトは、左右両岸ほぼ対象的なV字峡で平均40°前後の急傾斜をなしている。ダムサイトを構成する基岩は、中世代ジュラ紀層に属する輝緑凝灰岩である。左岸側ダム軸上流及び右岸側ダム軸下流には、河成段丘堆積層が分布している。ダム基礎は、概ねC_m級以上の硬岩であり、透水性についてはほとんど心配ないが、左岸側の上部と右岸側の一部に数本の断層による破砕部分が観察されるので、グラウニングによる基礎の改良を行っている。河床部は、非常に堅硬で、ロック、フィルター部の基礎地盤においては、載荷試験によると降伏荷重は、300 t/m²以上である。

(2) ダムの設計・施工の概要

新冠ダムの築堤材料について、後述する一連の試験を行い、総合的に勘案の上、表-1に示す設計値が決められた。その結果、表-2(ダム諸元)図-1,2(断面図)図-3(平面図)図-4(安定計算)に示す設計及び表-3に示す盛立方法の基準が確立されるに至った。

表-1 築堤材料の設計数値

	記号	コア材				記号	コア材				
		コア材	フィルター材	粗粒D ₇₅	細粒D ₇₅		コア材	フィルター材	粗粒D ₇₅	細粒D ₇₅	
乾燥密度(γ _d)	γ _d	1.75	1.90	1.86	1.80	間隙比	e	0.51	0.37	0.45	0.50
湿潤密度(γ _m)	γ _m	2.01	1.99	1.86	1.80	比 重	G	2.65	2.6	2.7	2.7
飽和密度(γ _s)	γ _s	2.09	2.16	2.17	2.13		水平震度	満水時 中間水位時 } e = 0.12			
水中密度(γ _b)	γ _b	1.09	1.16	1.17	1.13	水位低下時 } e = 0.06					
内部摩擦角(φ)	φ	30°-00'	35°-00'	42°-00'	40°-00'	間隙圧	施工完了時には、JFの間隙圧は、コア表面までの鉛直高さの1.25部の高さに相当する水圧が発生すると仮定した。それ以外は等圧線より求めた。				
内部摩擦係数	tanφ	0.577	0.700	0.900	0.839						
粘着力(γ _w)	C	0	0	0	0						

表-2 ダム諸元

ダムおよび調整池	規模
新居ダム	型式 中央式重力型ロックフィルダム 高さ 102.8m 堤頂幅 11.0m 堤頂長 326.0m 体積 3,249,000 m ³
上部調整池	流域面積 310.7 km ² 活水面積 4.35 km ² 満水位 390.0 m 利用水深 40.0 m 有効貯水量 1,170,000,000 m ³ 総貯水量 1,450,000,000 m ³
下部調整池 (下新居ダム)	流域面積 329.8 km ² 活水面積 0.49 km ² 満水位 281.5 m 利用水深 11.5 m 有効貯水量 4,280,000,000 m ³ 総貯水量 6,830,000,000 m ³

図-1 ダム標準断面図

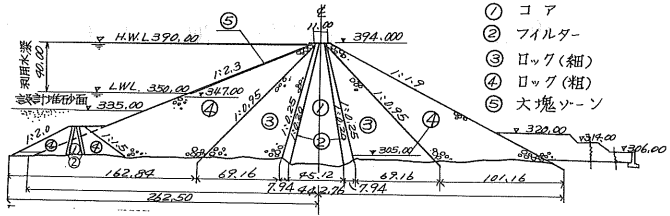


図-2 ダム縦断面図

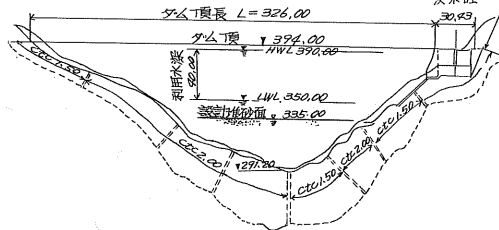


表-3 各ゾーンの標準的施工法

ゾーン別	最大粒径	ほね出し厚	転圧回数	転圧方法
コア	150 mm	0.2 m	12回	20tローラー 7-1.0-7
フィルタ	300 mm	0.4 m	4回	D-277ルトマー
粗粒ロック	1.0 m			D-277ルトマーで転圧均 した後に、何れも選別車に より1回以上
粗粒ロック	2.0 m			

図-3 ダム平面図

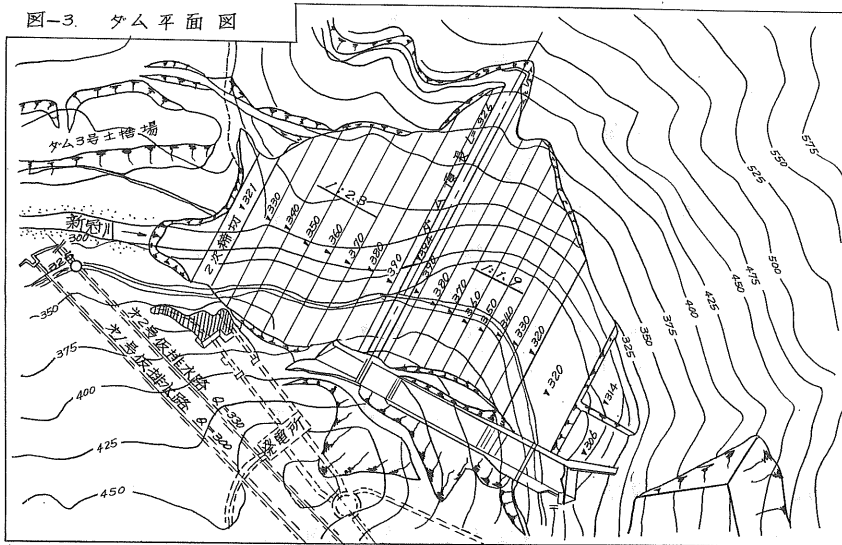
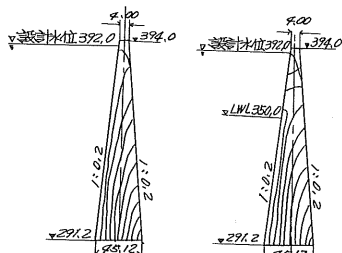


図-4 ダム安定計算の概要

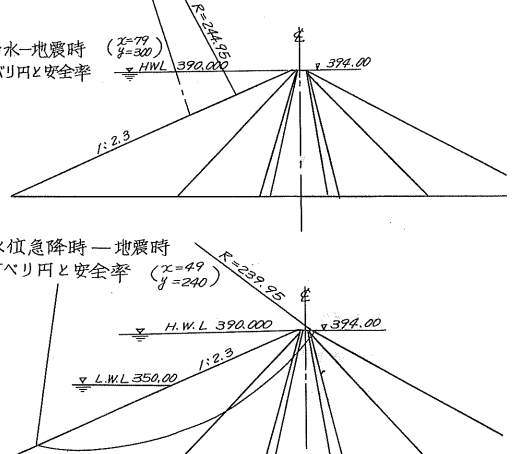
- (1) ポテンシャル分布の例
 a) 満水時 b) 水位低下時



(2) 確体の強度、安定度についての計算結果

名称	雨時	地震時	備考
滑動に対する安全率	2.51	1.69	
上流斜面の安全率	2.08	1.24	
“ 水位低下時	1.96	1.57	
“ “ 中層水位	1.97	1.24	WL=377.0
“ “ “	1.96	1.25	WL=364.0
“ “ “	1.96	1.25	WL=350.0
“ “ “	2.08	1.78	
下流斜面の安全率	1.71	1.30	

- (2) 安定計算の例
 a) 満水-地震時 (X=79, Y=300) すべり円と安全率
 b) 水位急降時-地震時 (X=49, Y=240) すべり円と安全率



2. 新冠ダム築堤材料

(1) 築堤材料の採取

新冠ダムの盛立量は、土質コア材 $374 \times 10^3 M^3$ 、フィルター材 $177 \times 10^3 M^3$ 、ロック材 $2,509 \times 10^3 M^3$ 、計 $3,060 \times 10^3 M^3$ である。

築堤材料の採取地の選定にあたっては、立地条件(運搬距離・採取地の地形等)も第1にし、これに、岩質(岩種・風化の程度)、採取可能量等を配慮に入れた。各材料の採取地は、図-5に示す。

土質コア材については、ダム上流1.5km、新冠川左岸林内平地区より採取する。当地区の地形は、緩傾斜をなし新冠川に臨んでいる。使用材料は、白亜紀風化頁岩を被覆する崖錐堆積土である。これは、風化頁岩の破碎細角礫混りの粘性土質である。採取地区内外は、排水溝を設けて、地下水位の低下と雨水などの表面水を除くことにより含水比の低減策をはかっている。

フィルター材は、昭和46年竣工したダム直上流砂防ダムに堆積する砂礫を使用する。

ロック材の原石山は、ダム下流0.5

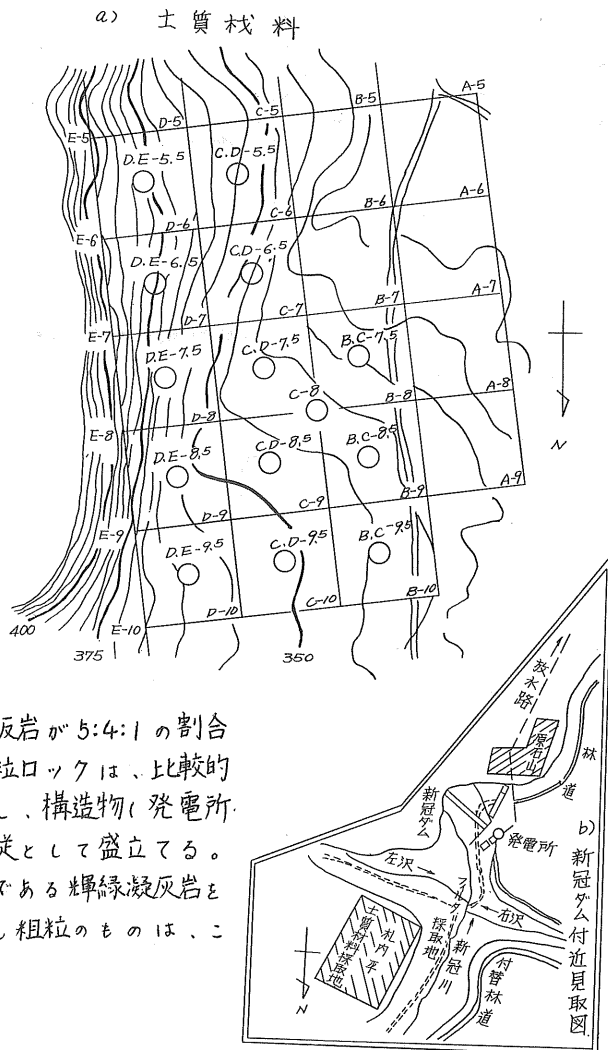
kmにある。構成材料は、輝緑凝灰岩、チャート、粘板岩が5:4:1の割合となっている。このうち細粒ロックは、比較的細粒であるチャートを主とし、構造物(発電所・墜道・洪水吐)の掘削スリを従として盛立てる。粗粒ロックは、比較的粗粒である輝緑凝灰岩を主とし、チャートであっても粗粒のものは、このゾーンに盛立てる。

(2) 土質コア材

(i) 材料試験

試験は、調査用試料として、採取地点毎に大別して図-5に示す143点について物理試験(自然含水比・比重・粒度・アツタベルグ限界)、突固の試験を行い、各地点の諸性質を判断する資料とした。結果を表-4に示す。さらに粒度試験(36点)

図-5 土質材料採取地



の平均値 \bar{x} と σ (σ : 標準偏差の推定値) 附近の代表3試料についての透水試験、三軸圧縮試験を含む一連の試験結果を図-6~8に示す。図-9には、レキ (+15.9 mm) 混入による土質コア材の性質の変化についての試験結果を示す。

以上の土質試験より、土質コア材が具備しなければならない条件 a) 十分な遮水性、b) 圧縮性が小さい (特に飽和した時)、c) 大きなせん断強度、を満足するように、設計数値及び管理基準値が以下に述べるように決められた。

図-6 コア材料粒径加積曲線

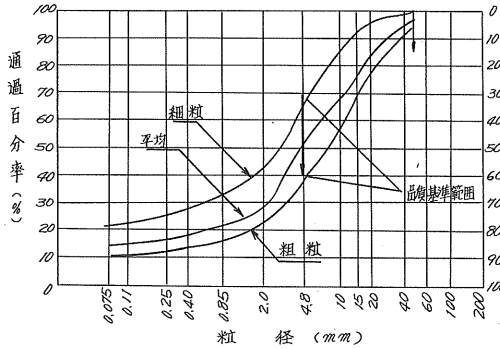


図-7 設計用試料の粒径加積曲線

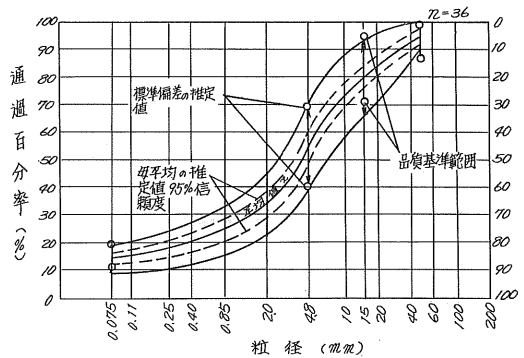
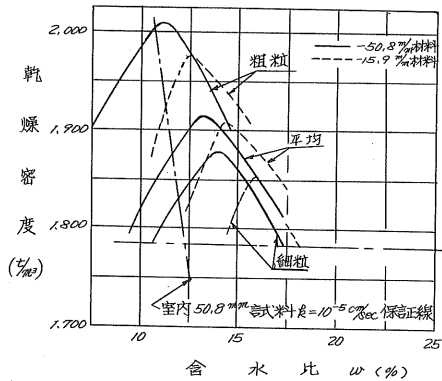
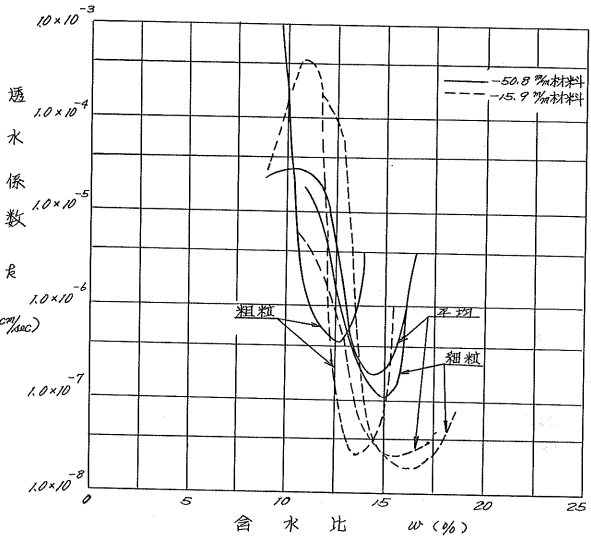


図-8 設計用試料試験結果

a) 突固め曲線



b) 透水係数と含水比の関係



c) 三軸圧縮試験 (モールの円)

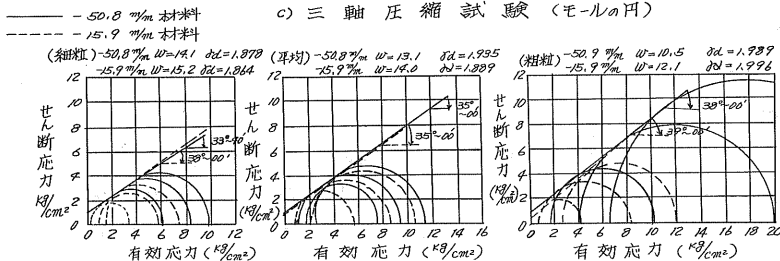


表 - 4 調査用試料試験結果

a) 工質材料物理試験結果

試料名	分類	粒 度 (φ%)				比重	自然含水比 (%)		アッタベルグ ¹⁾ (φ%)			採取深 (cm)
		-15.9 mm	-12.9 mm	-4.8 mm	-0.075 mm		全粒度	-15.9 mm	LL	PL	PI	
DE 5.5	SM	100	81.4	59.8	15.8	2.78	15.0	17.5	40.9	29.2	11.7	1~5
CD 5.5	SC	100	84.2	66.9	15.2	2.74	14.0	15.8	35.8	23.3	12.5	1~5
DE 6.5	SM	100	75.5	52.4	14.0	2.71	16.3	19.5	41.2	30.5	10.7	1~4
CD 6.5	SM	100	88.8	71.2	18.2	2.72	17.1	24.0	41.5	31.6	9.9	1~3
DE 7.5	SC	92.0	83.1	66.2	18.6	2.74	20.2	21.4	43.5	26.2	17.3	1~5
CD 7.5	GM	96.9	86.0	58.2	12.0	—	24.4	23.6	46.4	31.8	14.6	1
BC 7.5	GM	100	82.3	57.4	17.0	2.74	19.1	20.1	52.4	27.7	22.7	1~2.4
C 8	SM	100	92.0	61.5	16.3	2.73	16.0	16.9	43.8	28.5	15.3	1~4.8
DE 8.5	GM	86.3	51.4	37.4	12.0	2.72	16.9	22.6	41.1	26.2	14.9	1~4.9
CD 8.5	GW-GM	100	67.2	39.4	11.2	2.73	13.4	17.7	41.8	24.3	17.5	1~5
BC 8.5	GW-GM	91.2	62.9	34.7	8.1	2.74	12.0	13.6	41.4	21.8	19.6	1~5
DE 9.5	GW-GM	92.0	53.9	35.5	10.2	2.73	12.4	13.1	39.2	21.5	17.7	1~5
CD 9.5	GC	85.6	67.7	49.4	16.1	2.73	14.5	18.8	41.2	23.8	17.4	1~5
BC 9.5	GM	98.9	81.9	47.8	12.7	2.73	14.0	16.1	44.6	28.2	16.4	1~5

b) 突固め試験結果 (基準: Standard Proctor)

試料名	小型突固め試験 (-15.9%)	
	最適含水比 (%)	最大乾燥密度 (t/m ³)
DE 5.5	16.3	1.836
CD 5.5	13.4	1.954
DE 6.5	18.2	1.781
CD 6.5	20.1	1.709
DE 7.5	18.6	1.787
CD 7.5	17.0	1.818
BC 7.5	16.9	1.812
C 8	15.2	1.878
DE 8.5	18.8	1.731
CD 8.5	17.1	1.805
BC 8.5	12.8	1.954
DE 9.5	12.8	1.968
CD 9.5	14.4	1.878
BC 9.5	13.0	1.939

試料名	大型突固め試験 (-50.9%)	
	最適含水比 (%)	最大乾燥密度 (t/m ³)
DE 5.5	15.6	1.852
CD 5.5	14.4	1.927
DE 6.5	16.5	1.831
CD 6.5	18.7	1.726
DE 7.5	18.4	1.782
CD 7.5	—	—
BC 7.5	15.8	1.779
C 8	15.4	1.861
DE 8.5	13.5	1.920
CD 8.5	12.7	1.980
BC 8.5	13.0	1.972
DE 9.5	11.7	2.007
CD 9.5	12.2	1.940
BC 9.5	12.6	1.954

c) 小型突固め試験 (-15.9 mm)

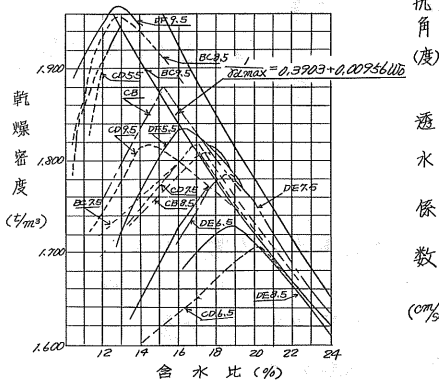
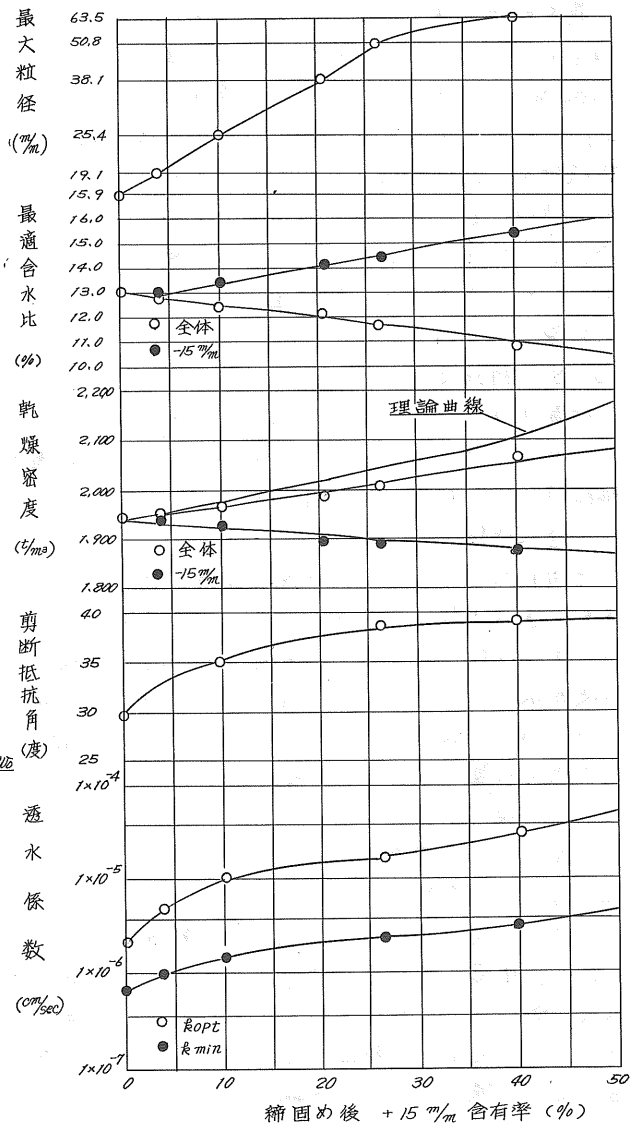


図-9 粗粒材 (+15mm) 混入による工質材料の変化



(ii) 粒度の管理基準値の決定

土質コア材は、細粒になると、高含水比、締固めの時の密度・せん断強度が小、間隙圧が大となり、遮水性は、良好となるが、安定性は、低下する。粗粒になるとその逆となる。これを配慮して、細粒・粗粒の範囲を、図-6の w_{opt} を参考に、同図に付記するように規定した。なお、この範囲に入る確率は、約68%であるが、ベンチカット法で採取するなど深さ方向の材料の均一化をはかることにより、十分この範囲に入るものと思われる。

(iii) 土質試験結果に基づく設計値の決定

設計値は、大型試験(最大粒径50.8mm)の結果より求めた。

(a) 密度と含水比

最大乾燥密度 γ_{dmax} の95%を締固め度の規準値とする。その時の細粒材の乾燥密度 γ_d は1.782 γ_m 、含水比 w は、17.3% (最適含水比 $w_{opt} + 3.1\%$)であるが、図-10に示すように自然材料が、 w_{opt} 付近にあること、また、締固め後の破砕によるレキ分の減少、レキ相互の干渉による影響などから上記の値が、幾分低下することを考慮して、設計値としては、 $\gamma_d = 1.75 \gamma_m$ 、 $w = 15\%$ とした。

(b) セン断強度

粘着力は、0.5~1.0 γ_m 程度の値を示すが、ゴムスリーブの影響を考慮するとこの値より低下する。さらに余裕を見込んで粘着力を0とした。せん断抵抗角は、細粒材で 34° であるが、湿潤側になった時の低下を見込んで、 $\phi = 30^\circ$ とした。

(c) 透水係数

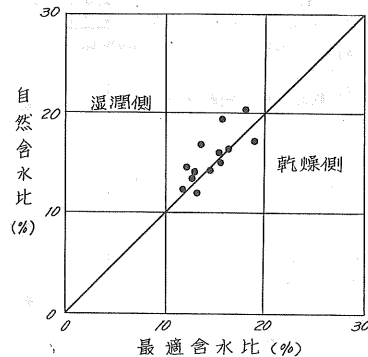
締固めの土の透水は、粒子間の間隙を通じて生ずるものであるから、レキが増加すると透水係数は、大きくなる。施工含水比 $w_{opt} \sim w_{opt} + 3\%$ の範囲で、粗粒材の最も透水係数が大きい $w_{opt} + 3\%$ の時の透水係数 $k = 10^{-5} \text{ cm/sec}$ を設計値とする。締固め後の破砕による細粒化、圧密による透水係数の低下を考慮に入れると、十分この設計値は、確保される。ちなみに、設計断面について、この値で全透水量・最大流速を計算すると、117 $\%_{min}$ 、 $7.45 \times 10^{-7} \text{ cm/sec}$ であり、ダム の安定について支障がないことが確かめられた。

(iv) 含水比の管理基準値の決定

(a) 含水比の下限

図-8の試験結果を見ると w_{opt} より乾燥側の場合、透水係数が急激に大きくなっており、非常に不安定な状態を呈することを予想させる。つまり、飽和した際に、吸水・膨張による軟化を引き起こしたり、圧密による不等沈下や、地震の際のクラックの発生などを防止するため、土が塑性を帯びた状態が良いという考えから、含水比の下限を $w_{opt} (-15.9\%)$ に抑えた。

図-10 最適含水比と自然含水比の関係



(b) 含水比の上限

透水係数のみに着目すると、全体材料では、 $W_{opt}+3\%$ で設計透水係数 10^{5}cm/sec 以下の値は期待できる。この場合、材料の細粗に関係なく100%に近い間隙圧が発生して、強度が著しく低下するから、時間の経過につれて圧密による間隙圧の減少、強度の増加を考慮しても、やや危険であると思われるので、含水比の基準を全体材料の $W_{opt}+3\%$ より幾分下げた。つまり、土質コア材の $\pm 15 \text{mm}$ 含有率が10~30%有するので、含水比の上限を -15mm 材料の突固め試験(Standard Proctorのエネルギー)による $W_{opt}+3\%$ とすると、全体材料に換算するならば、 $W_{opt}+2 \sim +2.5\%$ の範囲に入る。

一方、シーフスフートローラによる転圧試験によっても、この程度の含水比では、ウェービングを起こすが、転圧作業に支障はなかった。

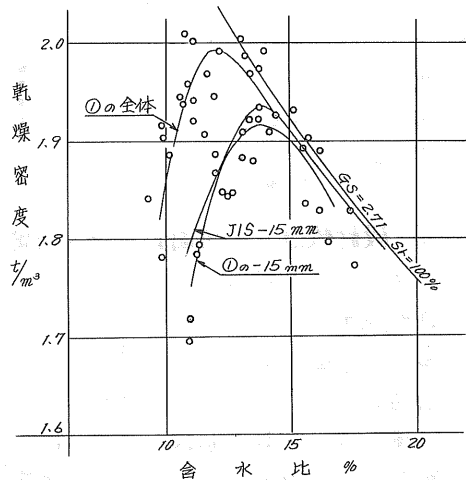
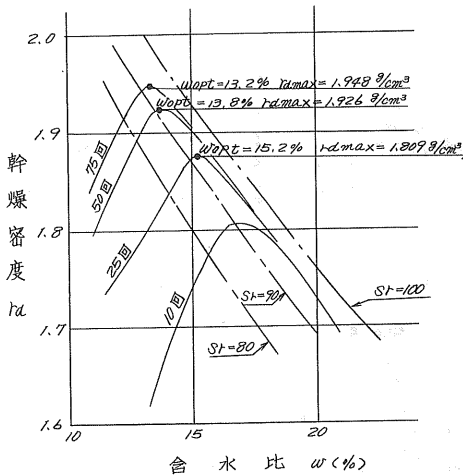
(V) 締固め百分率管理基準値と締固めの方法の決定

含水比の許容範囲である -15mm 材料の突固め試験の $W_{opt} \sim W_{opt}+3\%$ では、図-8の室内試験からは、 $\gamma_{dmax} \times 0.95$ 以上の密度は、得られる。しかるに、締固め土の透水性と強度を増加させるためと、設計値を Standard Proctor のエネルギーで締固めた試験により決めた関係上、これ以上のエネルギーで転圧する必要がある。図-11に示したように、ローラの通過回数を極端に増やしても Standard Proctor のエネルギーからの増加分に対する締固め効果は、エネルギーの小さい場合のそれに比較すると、経済的にその効果を上げることはできない。また、図-12に示したシーフスフートローラによる転圧試験から、通過回数12回、まき出し厚 20cm の時、Standard Proctor のエネルギーを幾分上まわる。従って、締固め百分率基準値を、95%締固め度以上、標準締固めの方法を、ローラ重量 2t 、まき出し厚 20cm 、通過回数12回と決めた。

図-12 シーフスフートローラ転圧試験結果 (まき出し厚 20cm)

記号	通過回数(回)	最適含水比(%)	最大乾燥密度(t/m^3)
①	12	13.9	1.920
JIS標準	—	—	1.925
			1.915

図-11 エネルギー変化の突固め特性

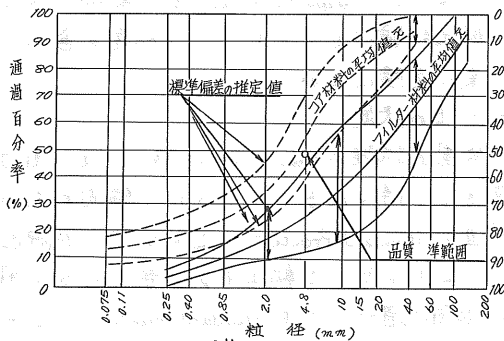


(3) フィルター棧

(i) フィルター棧の粒度

フィルター棧の粒度を図-13に示す。砂礫棧料をフィルター棧として用いる場合には、フィルターリング作用を果たすため、土質コア棧との粒度関係と、米国開拓局などで用いられている基準で検討結果を表-5に示す。

図-13 フィルター材料粒度加積曲線

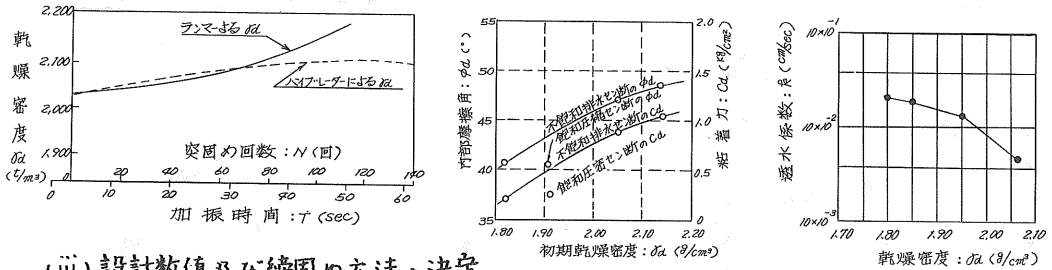


やや、フィルター棧としては、バラツキがあるが、比較的細粒の棧料と土質コア棧に接触して、漸変するように盛立てることに注意し、自然砂礫のまま使用する。

(ii) 棧料試験

フィルター棧の主な室内試験結果を図-14に示す。試験の最大粒径は、38.1mmである。25×10³cm³の容積のモールドに5層に分けてバイブレーター（重量4.7kg、振動数8000RPM）及びランマー（重量10kg、落下高75cm）で締固め試験を行い、バイブレーターで所定の密度に締固めた供試体について、三軸圧縮試験（飽和及び不飽和排水）、透水試験（定水位）を行った。

図-14 フィルター試験結果概要



(iii) 設計数値及び締固めの方法の決定

フィルター棧について、D-8級ブルドーザーで全面に2~8回キャタピラを通過して、図-15に示す結果を得た。転圧回数4回で $\gamma_d = 1.90 \text{ g/cm}^3$ 以上の値は期待できる。

図-15 フィルター材料転圧試験結果

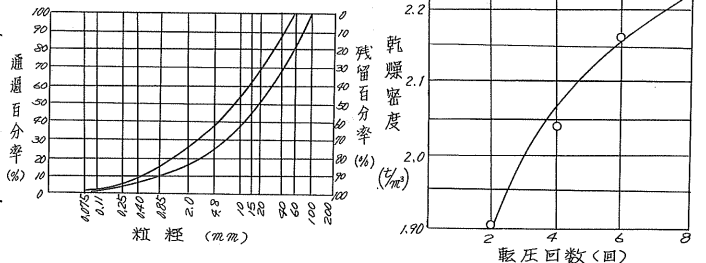


表-5 フレイト フィルターに関する基準と薬選に用いたフィルター材料

基準	用いたフィルター材料
(1) フィルター材料の15%サイズ < 5 土質コア材の最細か15%サイズ	0.1 ~ 1
(2) フィルター材料の15%サイズ > 5 土質コア材の最粗か18%サイズ	1 ~ 10
(3) フィルター材料の粒度曲線は土質コア材の粒度曲線におよそ平行でなければならぬ。	良好
(4) 200#フルイを通過する粒子(粒径0.075mm)粒子はフルイ全量の50%以上であってはならない。	5%以下
(5) 最大粒径は(76mm)以下でなければならぬ。	300mm

また $\gamma_d = 1.90 \text{ t/m}^3$ では、セン断抵抗角は、 40° 以上の値を期待できるが、設計には、余裕をみて、 35° と決めた。

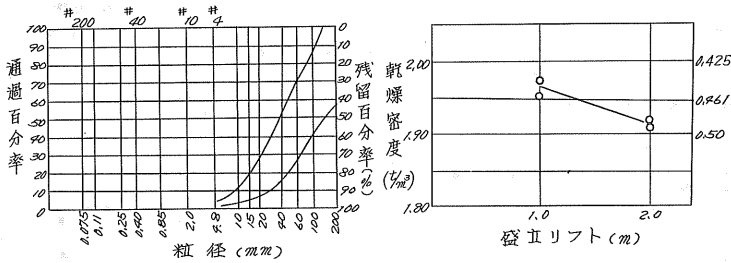
(4) ロック状

ダム総盛立量のうち、ロック状が、約8割を占める。従って、ダム断面の決定次第でコストに大きく響くので、盛立方法とセン断強度の判断が必須となる。以下それらの検討方法について述べる。

(i) 盛立試験

試験盛立は、まき出し厚 1.0 m 、 2.0 m 、で D-8 級フルド-ザーで全面キャタピラ団-16 に示す結果を得た。これより、まき出し厚 2.0 m で、間隙比 0.45 は期待できる。細粒ロックは、材料が粗悪になると思われるので、まき出し厚 1.0 m 、間隙比 0.5 とした。

図-16 転圧試験結果



(ii) 大型一面セン断試験

セン断試験機は、鋼製上箱内寸法 $2.5 \text{ m} \times 2.5 \text{ m} \times 0.6 \text{ m}$ 、コンクリート製下箱内寸法 $3.3 \text{ m} \times 2.5 \text{ m} \times 0.6 \text{ m}$ である。

試験方法は、スライド防止のため、コンクリート基盤に数本の歯形溝を切って、この上に試料を約 20 cm 厚さづつ投入し、所定の間隙比となるようにランマーで締固めを行った後、上部可動型の強制一面セン断を行った。セン断荷重には、最大圧 100 t 、ストローク 200 mm の油圧分離式のジャッキを用いた。試料の最大粒径は、 200 mm とし、上下部セン断箱の間隔は、 2.5 cm 、セン断速度は、 2 mm/min とした。垂直荷重は、1 段階4個(1 個当り、重量約 2 t 、大きさ $2.4 \text{ m} \times 0.6 \text{ m} \times 0.6 \text{ m}$) のコンクリートブロックを2~4段階で載荷した。

試験をできるだけ有効に行うため、実験計画法の直和法により試験の割付けを行い、分散分析を行った。試験条件は、表-6 セン断試験の要因と水準

要因	水準		
	1	2	3
岩種	輝緑凝灰岩	チャート	
最大粒径	200 mm		
間隙比	0.4	0.5	0.6
試験法	空中剪断	水中剪断	
粒度	粗粒	細粒	
垂直荷重	2 段	3 段	4 段

セン断抵抗角は、次式を用いて算出した。

$$\tan \phi = \frac{\sigma}{\sigma} = \frac{H/A}{N/A} = \frac{H}{N}$$

σ : 最大セン断応力 H : 水平荷重
 σ : 垂直応力 N : 垂直荷重
 ϕ : セン断抵抗角 A : セン断面積
 $\tan \phi$: セン断抵抗係数

* 試験用材料の粒度組成については、爆破試験によって得られた結果から図-18に示すような細粒材、粗粒材のそれぞれについて相似の粒度曲線の材料について行った。

試験結果及び解析結果を表-7, 図-18, 19 に示した。

以上の結果より、せん断抵抗角は、粗粒ロック 42° (e=0.45), 細粒ロック 40° (e=0.5) と決めた。

図-17 ロック粒度加換曲線

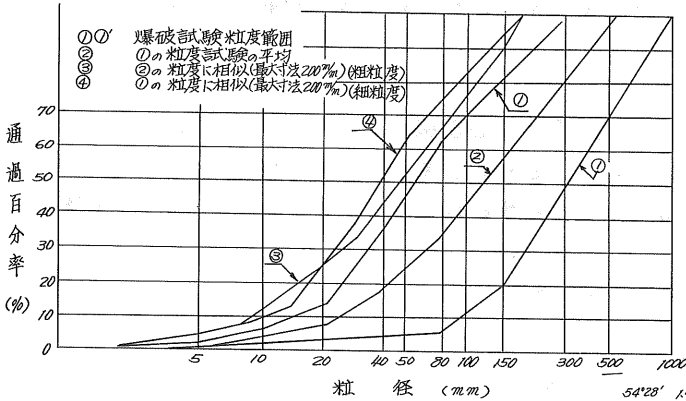


表-7 実験計画法解析結果

試験番号	粒度	実測値				推定値				
		垂直荷重 (t)	岩種	試験法	水荷 (t)	間隙比 (推定値)	せん断比 (tanφ)	せん断比 (tanφ)	せん断比 (tanφ)	
L81-1	粗粒	26.318	輝緑凝灰岩	0.4	空中せん断	27.026	1.103	1.142	1.065	1.008
*1-2	"	20.515	チャート	0.5	水中せん断	22.682	1.106	1.111	1.034	0.978
*1-3	"	29.698	輝緑凝灰岩	0.4	"	31.183	1.050	1.037	0.855	0.903
*1-4	"	32.766	チャート	0.5	空中せん断	37.923	1.158	1.154	1.076	1.020
*1-5	細粒	21.330	輝緑凝灰岩	0.5	水中せん断	24.946	1.170	1.220	1.143	1.087
*1-6	"	25.009	チャート	0.4	空中せん断	32.839	1.313	1.361	1.284	1.227
*1-7	"	33.296	輝緑凝灰岩	0.5	"	31.837	0.956	1.054	0.977	0.921
*1-8	"	29.322	チャート	0.4	水中せん断	36.166	1.233	1.285	1.008	0.952
*2-1	粗粒	33.195	輝緑凝灰岩	0.5	空中せん断	33.106	0.917	1.068	0.990	0.934
*2-2	"	28.277	チャート	0.6	水中せん断	24.351	0.861	1.037	0.855	0.803
*2-3	"	37.275	輝緑凝灰岩	0.5	"	34.368	0.922	1.012	0.894	0.838
*2-4	"	40.300	チャート	0.6	空中せん断	41.266	1.024	1.215	1.137	1.081
*2-5	細粒	28.870	輝緑凝灰岩	0.6	水中せん断	24.806	0.862	1.023	0.846	0.890
*2-6	"	32.871	チャート	0.5	空中せん断	31.837	0.977	1.116	1.039	0.983
*2-7	"	40.926	輝緑凝灰岩	0.6	"	35.636	0.871	1.037	0.860	0.803
*2-8	"	36.802	チャート	0.5	水中せん断	34.841	0.947	1.116	1.038	0.982

3. 新葺かむの施工管理-主に土質コア材

かむの施工管理の目的は、盛立施工後の品質検査を行い、十分安全なかむを築造することにある。そのための設計値とそれを満足する管理基準値の決め方の概略については、前述した。表-8に、これらの内容も含めて、材料の品質基準と品質管理のための現場試験についてまとめる。以下には、土質コア材の品質管理について述べるが、これが遮水壁とし

図-18 初期間隙比～内部摩擦係数 (実測値)

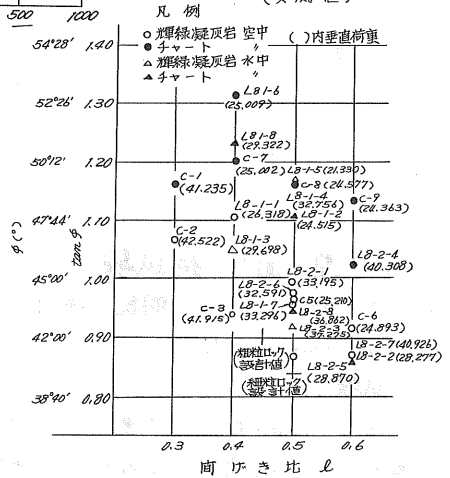


図-19 初期間隙比～内部摩擦係数 (推定値)

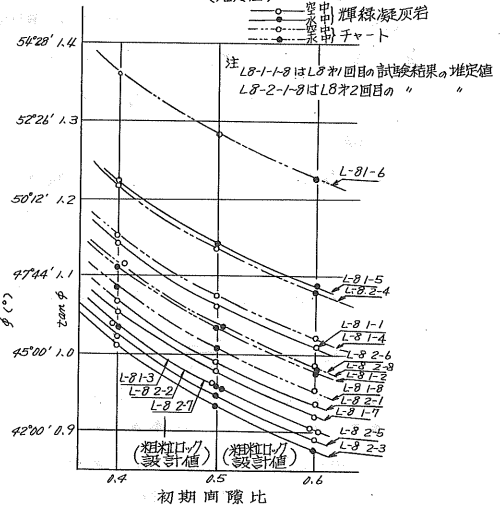


表-8 築堤材料の品質基準と現場試験

ての機能を果たすためのセン断強さや遮水性の判定は、簡便上それらと密接な関連のある密度と含水比に粒度分布を考慮して行う。

品質基準

項目	粒 径	通過重量百分率
粒 度	0.075 mm 以下	10% ~ 20%
	0.15 "	40% ~ 70%
	0.3 "	70% ~ 95%
	0.6 "	85% 以上
	1.2 "	100% "
含水比	右記の突固め試験による最適含水比の0~3%	
締固め百分率	最大乾燥密度の95%	

突固め試験条件

試料: 15.9mm以下の材料

ランマ: 2.5kgランマ(重量2.5kg×落下高30cm)

モルド: 直径10cm 高さ12.7cm 容量1,000 cm³

工率γ: 5.62 kg/cm³ (standard proctor)

(1) 施工管理試験

土質コア材の密度含水比管理は、土質の変化が多いため、しばしば標準突固めの試験を行い、基準となる管理値を求めなければならぬし、密度・含水比の測定にも相当の時間と時間を要する。JISで

フィルター

項目	粒 径	重量百分率
粒 度	0.075 mm 以下	5% 以下
	0.15 "	10 ~ 50 %
	2mmの以上の粒度曲線は、コア材料の粒度曲線にほぼ平行すべし。最大粒径300mm以内	
比重	2.6 以上	
吸水率	3% 以下	

フィルター材料の15%粒径 / フィルターで保護される材料の15%粒径 > 5

フィルター材料の15%粒径 / フィルターで保護される材料の85%粒径 < 5

ロック

種 別	重 量・百分率		比 重 (表觀状態)	吸 水 率
	粒径150mm以上	2mm以下砂又は粉		
㊟	80% 以上	5% 以下	2.65 以上	1.5% 以下
㊤	50% "	5% "	2.65 "	1.5% "
㊤	30% "	10% "	2.60 "	3.0% "

品質管理のための現場試験

規定されているような方法に準拠して管理試験を行うな結果の判定が、後々後々となる。そこで新耐タムで行っている迅速管理試験法を紹介する。

	試験項目	試 験 場 所	
		材 料 採 取 場	發 立 現 場
コ	粒 度	1回/日	1回/月
	含水比	迅速法1回/4時回	数回/日
ア	突固め	数回/月	数回/月
	現場密度	必要に応じて行う	1回/月
フィルター	現場透水	---	1回/月
	現場密度	---	1回/月
ロック	粒 度	1回/日	1回/月
	比重吸水率	数回/月	1回/月
現場密度	現場密度	1回/数ヶ月	---
	現場密度	1回/月	1回/数ヶ月

(i) 含水比試験 (-15mm材料)

ピクメータ法と称せられる方法を採用した。比重ビンに水だけを満した時の重さW₁とその中に湿潤重量W₂(500~600g)の試料土と半ば水を入れ空気を十分追い出して、再び水を満した時の重さW₃を測る。土の比重をG_sとすると含水比wは、次式で求められる。

$$w = \frac{W_2 \frac{G_s - 1}{G_s} - (W_3 - W_1)}{W_3 - W_1} \times 100 (\%)$$

1し程度の広口ビンとその口に密着できるガラス板があれば、加熱器を必要としなくても済み、十分空気を追い出すことに注意すると±0.3%位の精度で測定できることが確認され、試験時間もG_sとW₁は、事前に測定できるので約5分であり、良い方法である。

(ii) 現場密度試験

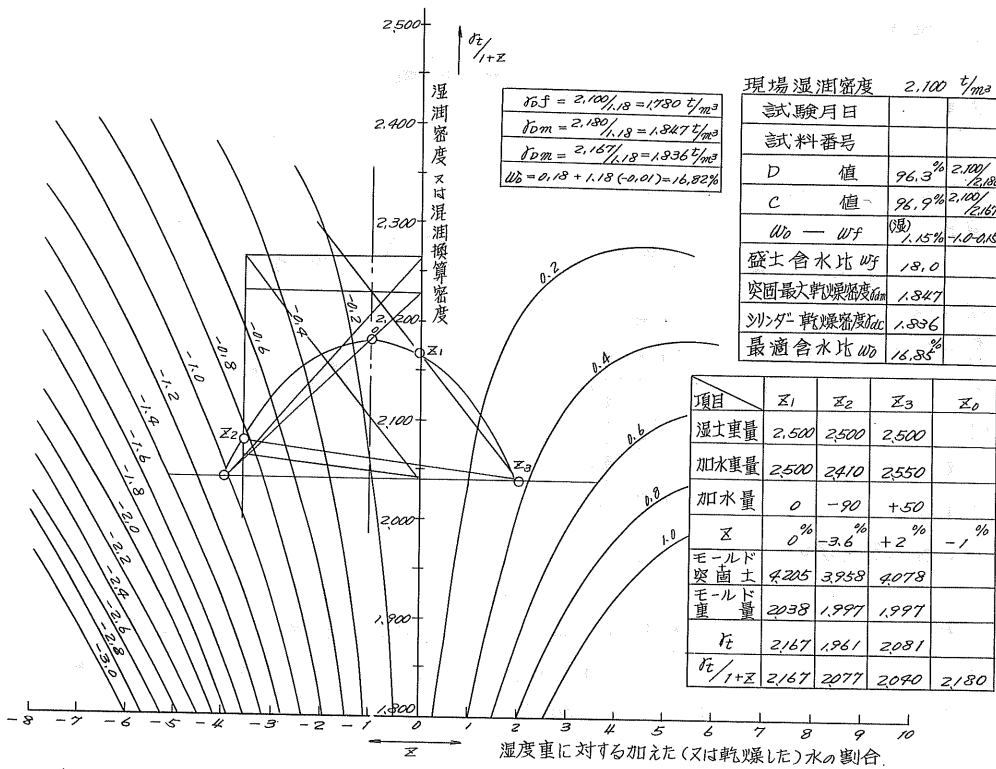
土質コア材が水を吸収する時間が遅いことを利用して、試験孔の体積測定に、ベントナイトと水を濃度10%で混合した溶液を使用する、ベントナイト置換法と

採用する。土の上表面は、水準器で検定を行う。測定孔は、直径22cm、深さ15cmを標準の大きさとする。試験の手順は、米国開拓局の方法に準拠して行う。

(iii) 急速突固の試験

突固の試験は、米国開拓局で開発された Rapid compaction control (3 point compaction control) を応用して行う。この方法によれば、3点の試料の突固の試験(15.9mm 材料)を行い、換算湿潤密度曲線の最大値を見い出すことにより、湿潤密度から、締固の度、 $w_{opt}-w_f$ の判定の可否が、1時間程度で行える。さらに、含水比をピクノメータで求めるなら、 w_{opt} , γ_{dmax} の概略値も速かに得ることができる。図-20 に新野ダムの管理図とその利用例を示す。同図の曲線群は、表-4(c) の新野ダム代表14試料の突固の試験から得られた $\frac{1}{\gamma_{dmax}} = 0.3903 + 0.00956 W_o$ なる関係より求めた。

図-20 急速管理試験管理図



解析の手順は、次の通りである。

C 値:
$$\frac{\text{現場湿潤密度 } \gamma_{df}}{\text{シム-湿潤密度 } \gamma_{dc}} = \frac{\gamma_{df}(1+w_f)}{\gamma_{dc}(1+w_f)} = \frac{\text{現場乾燥密度 } \gamma_{df}}{\text{現場含水比に対する突固の乾燥密度 } \gamma_{dc}}$$

D 値:
$$\frac{\text{現場湿潤密度 } \gamma_{df}}{\text{最大縦距 } \gamma_{dm}(1+w_f)} = \frac{\gamma_{df}(1+w_f)}{\gamma_{dm}(1+w_f)} = \frac{\text{現場乾燥密度 } \gamma_{df}}{\text{突固の最大乾燥密度 } \gamma_{dm}}$$

$W_o - W_f$: $Z=0.0\%$ 縦線と最大縦距線間の横距に修正値を加えたもの。

現場含水比 w_f が決まると

$$Y_{dmax} = \frac{\text{最大縦距}}{1+W_f}$$

$$Y_{dc} = \frac{Z=0\text{の時の縦距}}{1+W_f}$$

最適含水比 $W_o = W_f + (1+W_f)(Z=0\% \text{ 縦線から最大縦距までの横距})$

なお、この管理図の作成の手順は、参考文献3)を参照されたい。

(2) 締固め前における管理

急速突固め試験を行い、 $W_{opt}-W_f$ の値を決め、 W_f の概略値 W_f' をピクノメーター法で求める。 W_f' は、ほぼ正確な値を示すが、この結果より求めた $W_{opt}'-W_f'$ の値は、非常に精度が高い。例えば、 $Z_m=2\%$ 、 $W_f=13.0\%$ 、 $W_f-W_f'=2\%$ ならば、

$$W_{opt}-W_f = (1+0.13) \times 0.02 = 0.0226 \text{ --- } 2.26\%$$

$$W_{opt}'-W_f' = (1+0.15) \times 0.02 = 0.0230 \text{ --- } 2.30\%$$

この $W_{opt}-W_f$ と $W_{opt}'-W_f'$ の差は0.04%に過ぎない。

土取場から運搬される土質コア材の $W_{opt}-W_f$ の値を求めて、さらに、その時の W_f' 、 W_{opt}' を知っておけば、その後、数時間おきに W_f' の値を測定することによって、 $W_{opt}'-W_f'$ の正確な値を10分以内で知ることが出来る。この結果によって、まき出し前における合否の判定をしている。

(3) 締固め後における管理

所定の締固めの密度が得られない場合は、直ちに締固めの追加を命じなければならぬので、密度試験の結果を早急に知る必要がある。そこで、土質コア材の+15mm部分の含水比と表乾比重が、ほぼ一定値を示すことが確認できたので、以下に述べる方法で含水比・密度測定を簡略化をはかっている。

(i) 含水比の測定

ピクノメーター法で-15mm部分の含水比を求め、次式により全体試料の含水比に換算する。

$$W = W_{-15}(1-P') + W_{+15} \cdot P'$$

W: 全体試料含水比 (%)

W_{+15} : +15mm 含水比 (4.5%)

W_{-15} : -15mm 含水比 (%)

P' : 全湿土重に対する+15mm含有率(小数)

(ii) 密度の測定

全試料の湿潤密度が求まると、次式により-15mm部分の湿潤密度に換算する。

$$Y_{c-15} = \frac{1-P'}{\frac{1}{Y_c} - \frac{P'}{G}}$$

図-21 含水比換算図

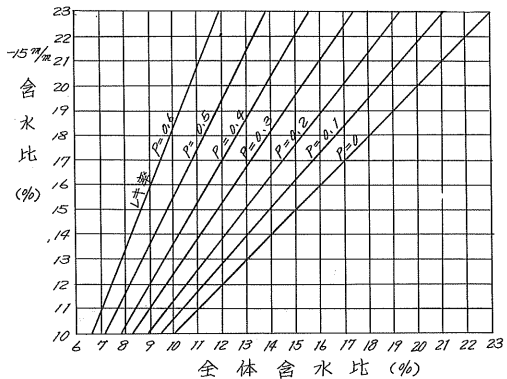
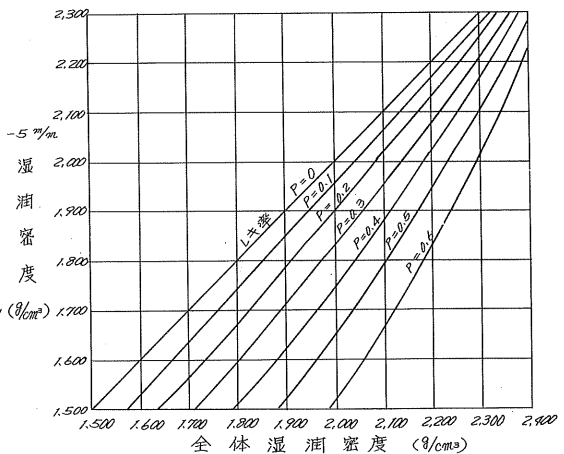


図-22 湿潤密度換算図



γ_t : 全体試料湿潤密度 (t/m^3) G : +15mm 表乾比重 (2.52)
 γ_{d-15} : -15mm 湿潤密度 (t/m^3) P : 全湿土重に対する+15mm含有率(小数)

これらの関係を図-21, 22 に示す図として計算の労を省いている。さらにこれらの結果から -15mm 乾燥密度 γ_{d-15} , 全体乾燥密度 γ_d や、突固め試験に対応して w_0 - w_{15} 締固め度などを求め、設計値、管理基準値に対する合否の判定を行っている。

(4) +15.9mm レキ混入が土の性質に及ぼす影響

土質コア材の管理方針が、15.9mm 以下の材料について、モールド径10^{cm}の突固めの試験の値を管理の基準としているため、全体試料に対応する値が問題になる。すなわち、レキ率 P が増加すると全体試料の強度は増すが、遮水性は低下する。しかるに、図-9において全体試料の乾燥密度が Walker Holz の理論値より低い理由は、与えられたエネルギーの一部が、レキ間の干渉により、摩擦熱や衝撃熱に変じ、細粒部分のエネルギーが減少するからである。これらのことから、転圧後のレキ率を常に測定して、それが土の性質に及ぼす影響について留意しながら管理して行かなければならない。

新設ダムの土質コア材の密度・含水比及びレキ(+15.9mm)含有率の関係を求めると次式の通りである。

$\gamma_d = \gamma_{d0} + 0.00302P$ ①	γ_d : 全体試料最大乾燥密度 (t/m^3)
$\gamma_{d-15} = \gamma_{d0} - 0.00165P$ ②	γ_{d-15} : レキ補正した -15mm 最大乾燥密度 (t/m^3)
$w = w_0 - 0.05P$ ③	γ_{d0} : 突固め試験による -15mm 最大乾燥密度 (t/m^3)
$w_{15} = w_0 + 0.07(P-5)$ ④	w : 全体試料最適含水比(%)
	w_{15} : レキ補正した -15mm 最適含水比(%)
	w_0 : 突固め試験による -15mm 最適含水比(%)
	P : レキ(+15mm) 含有率(%)

①, ③ では、-15mm 材料の突固め試験結果より、全体試料に対する管理の基準を推定することができる。②, ④ では、レキ含有率が大きすぎる場合に、-15mm 材料の管理の基準、特に最適含水比を修正することにより透水性の低下を討る。

(5) 管理試験結果

試験は、1層1回以上とし、ローラ部・タンパー部について密度・含水比管理を行っている。また、木枠盛立に着手したばかりで資料が少ないが、現在迄の管理の結果を図-23 に示す。この結果をみるとかなりバラツキがあるが、大規模ロケットダムの施工製品のバラツキは、次のような理由により止むを得ないものと思われる。

- (i) 大量のコア材を必要とするので、均一な材料を得ることが難しい。
- (ii) 1層当りの面積が広いので、まき出し厚さを均一にすることは、難しい。
- (iii) 乾燥側の場合、散水車で加水し、湿潤側の場合、日射・通風により乾燥させるが、全面均一な含水比の調整は不可能である。
- (iv) 高温の場合、材料の表面の乾燥が早いので、深さ方向に含水比のバラツキがでる。

しかし、既設ダムの実情からみて、安定性については、ダム全体としての抵抗力

の稜和、遮水性については、ダム上下流の水平層全体の良否によるものであり、多少のバラツキや許容限界をはずれるものがあったとしても、それが連続して生じたものでなければ、時間の経過とともに、圧密によって隣接層と均等化されるので、数層にわたる平均値が設計値ひいては管理基準値に合致していれば、ダムの安全性を損うものではないと思われる。

おとぎき

以上、新野ダムの築堤材料について、調査より施工管理に至るまでの経緯の梗概を述べた。この他、ラツオアイソトープ（密度計、水分計）を用いたり地震計、間隙水圧計など計器を埋設して施工管理を行うが、これらの実績等は別に機会をあらためて報告したい。

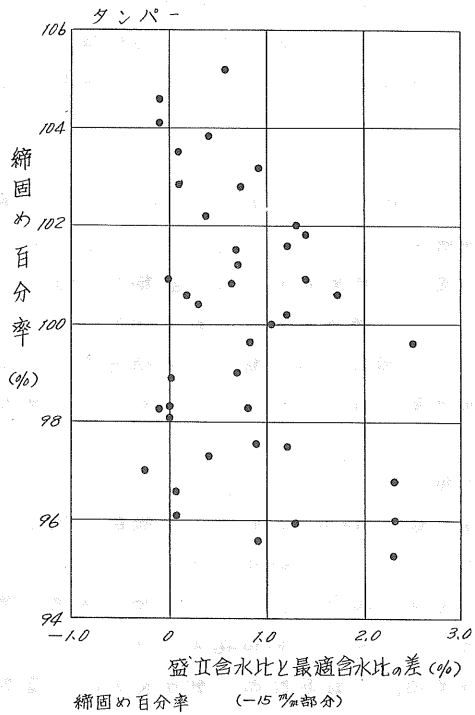
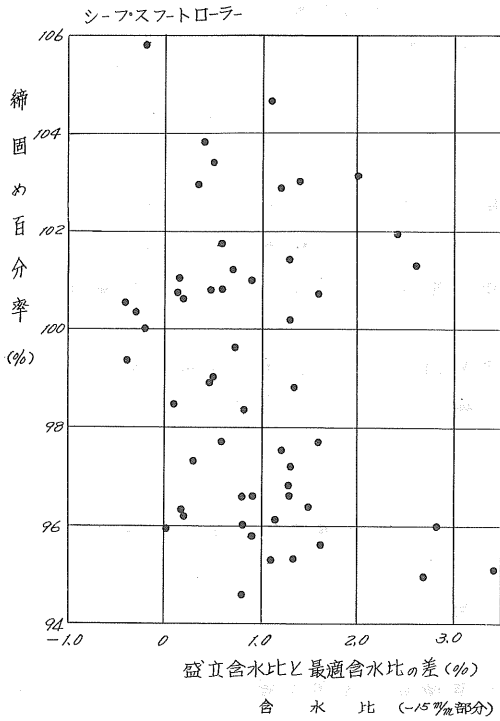
この報告には、電力中央研究所、当社技術研究所、当建設所の関係各位の御指導、御協力を頂いた。あわせて深甚の謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) 酒井賢一「新野フィルダムの設計と施工について」土木学会北海道支部講演テキスト 昭和46年12月
- 2) 三國英四郎「フィルダムの施工管理」第4回フィルタイプダム施工技術講習会テキスト 昭和46年10月
- 3) 浅尾格、三國英四郎「御母夜ダム土質遮水壁締固め管理試験法について」工と基礎、Vol.7 No6 昭和34年12月

図-23 水管理施設

2) 締固め百分率 $W_f - W_0$

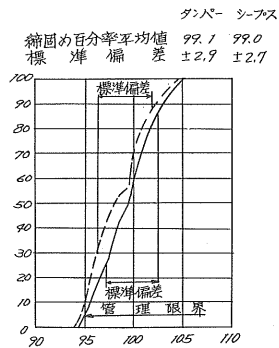
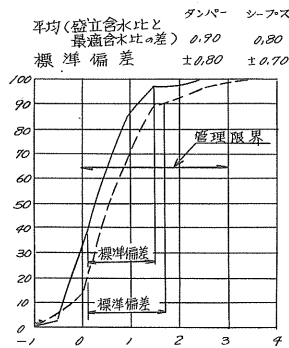


盛立含水比と最適含水比の差 (%)	シ-フス	
	3.71~4.20	3.21~3.70
3.21~3.70	N=55	N=41
2.71~3.20		
2.21~2.70		
1.71~2.20		
1.21~1.70		
0.71~1.20		
0.21~0.70		
-0.20~0.20		
-0.21~-0.70		
-0.71~-1.20		

盛立含水比と最適含水比の差 (%)	タンパー	
	105.1~106.0	104.1~105.0
104.1~105.0	N=55	N=41
103.1~104.0		
102.1~103.0		
101.1~102.0		
100.1~101.0		
99.1~100.0		
98.1~99.0		
97.1~98.0		
96.1~97.0		
95.1~96.0		
94.1~95.0		

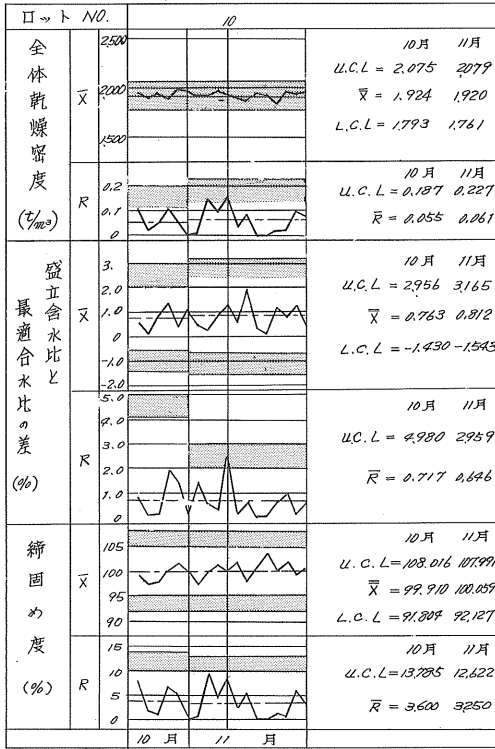
--- タンパー
 — シ-フス

c) 本体度数累加曲線

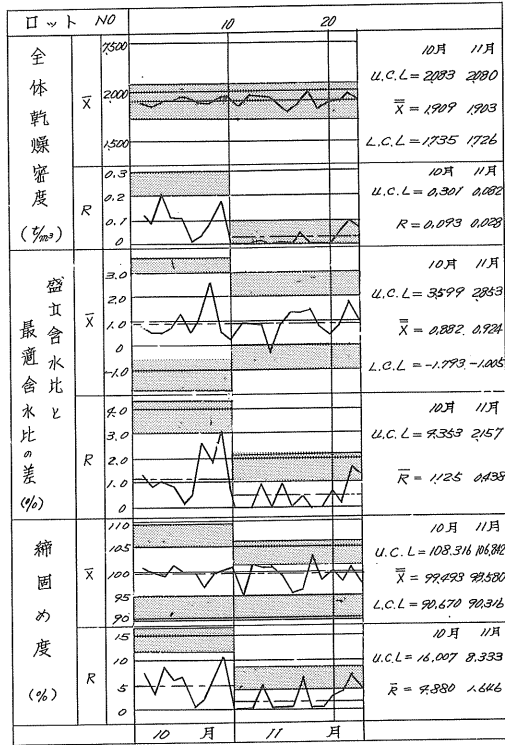


d) \bar{X} -R 管理図

ツープス



タシパー



昭和45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	北大工学部教授	北 郷 繁
委員	道立寒地建築研究所長	四天王 政 信
”	開発局土木試験所長	林 正 道
”	札幌管理局施設部長	宮 原 和 雄
”	北海道電力㈱調査役	中 村 謙 平
”	開発コンサルタント㈱取締役	佐々木 敏 雄
”	開発局土木試験所第3研究部長	泉 谷 毅 一

選考経過

昭和46年4月21日支部事務局において支部賞授与規程により審議した結果、つぎの2編を授賞論文として選考した。

論文名：粘性土盛土工における施工機械のトラフィカビリティー判定方法に関する実験的考察

著 者：小林繁、佐々木晴美、新庄建

受賞者：佐々木晴美、新庄建

選考理由

盛土工において、工事着手以前に施工機械のトラフィカビリティーを判定できるか否かは、施工計画を適切なものとする上で極めて重要な意義を有するが、事前にこれを判定する上で実用性の高い方法は未だ見出されていない。

本論文は、この問題の解決を指向し、過去数年にわたり、道内の主として粘性土盛土工現場において実施した施工機械のトラフィカビリティーに関する調査試験のデータを整理検討し、工事着手以前に比較的簡単に施工機械のトラフィカビリティーを判定する方法を導いた。

著者らは、トラフィカビリティーが問題となる場合の最終的な施工機械である湿地用ブルドーザーについて、その通過回数とワダチ沈下量の間に関係があることを見出し、最終ワダチ沈下量と各種土質常数との関係を検討して、コーン支持力、液性指数および自然含水比と最適含水比の比率が最終ワダチ沈下量とほぼ一定の関係を有することを見出した。

また、湿地用ブルドーザーによる作業が不可能になる限界のワダチ沈下量についても調査検討した。

以上の結果から統一土質分類法にもとづく土質区分ごとに、これらの土質常数から湿地用ブルドーザーのトラフィカビリティーを判定し、土工用土としての適否を判断する方法を導いた。

本論文は、この種の問題に関する研究の進展に寄与するのみならず、ここに提示された湿地用ブルドーザーのトラフィカビリティー判定方法は、実際の土工工事に利用することができ、その設計施工

を合理的なものとするための一助になると考えられる。

よって、支部賞を受けるに値するものと認められる。

論文名：鋼管矢板セル型ウエル工法の施工（石狩河口橋の基礎工 第2報）

著者：高橋陽一、新山惇、三浦智

受賞者：三浦智

選考理由

この報文は、橋梁基礎としては、はじめての試みである鋼管矢板セル型ウエル工法について、その設計上の考え方、施工法、施工精度、室内模型実験、実物における強制振動実験等についてのべたものである。この工法は、従来の井筒工法や、ニューマチツクケーソン工法にくらべて、施工法が確実かつ安全で、先端支持力を確認することができ、しかも同規模の井筒工法と比較して工期が早く、工費が安い工法であると述べている。

この報文では、まず、地盤のバネ定数を、土質と深度に応じて、3段階に変化させて、ウエル部は外力に応じて任意深さの受働土圧を極限状態とする弾塑性設計法による計算結果を示している。またこの工法は、施工上高い精度が要求されることを述べ、施工管理に細心の注意を払い、詳細な施工精度の測定結果を示しているが、この結果、鋼管矢板の閉合誤差は10～25mmであり、鉛直誤差は1程度であつて実用上問題がないことを示している。

一方、アルミパイプ（ $\phi 40$ 、 $t=2$ ）を用いた鋼管矢板ウエルの室内模型実験を行ない、設計上の仮定の妥当性を確認するとともに、短グイの効果的な長さは長グイの約30%であることを推論している。更に、半自動溶接機による現場継手部の低温時における耐衝撃性試験の結果-30℃以下では、打撃に対する吸収エネルギーが急に低減することを明らかにした。

また、この工法の振動特性について検討を加え、地盤の卓越周期を導入した多質点減衰系の応答計算を行ない、その1 Caseとして、本工法の橋脚完成後、強制振動試験を行ない理論計算の妥当性について言及した。

これを要するに、本論文は、全く新しい基礎工法である鋼管矢板セル型ウエル工法の設計、施工、諸実験を通じて、外力の大きな構造物の基礎工法としての本工法の妥当性を示したことは、今後の基礎工法の発展と省力化に寄与するところ大であり、よって、支部賞に値するものと認められる。

社団法人 土質工学会北海道支部賞授与規程

(趣 旨)

第1条 土質工学会北海道支部賞（以下「支部賞」という。）の授与はこの規定による。

(受賞者の選考)

第2条 受賞者は、土質工学会北海道支部（以下「支部」という。）所属の会員で、土質工学会北海道支部賞選考委員会（以下「選考委員会」という。）において選考する。

(支部賞の対象)

第3条 支部賞は、支部発行の「技術報告資料」に掲載された研究、調査、計画、設計、施工、考案などの報告業績で、土質工学に関する学術および技術の進歩発展に寄与すると認められるものの中から選ぶものとする。

(選考委員会)

第4条 1. 選考委員会は、委員3人以上をもって構成する。

2. 委員は、支部所属の会員の中から支部長が委嘱し、その任期は1年とする。

3. 選考委員会に委員長をおく。

4. 委員長は、委員が互選する。

(授与の時期・方法)

第5条 受賞者には、支部総会において、賞状および副賞を授与する。

(付 則)

第6条 本規程は、昭和42年度より施行する。

土質工学会北海道支部選考要領

1. 本賞の性格は、奨励賞と考える。
2. 授賞候補者は、新進の人を対象とする。新進の人の判定は、選考委員において行なう。この際の年齢は問題としない。
3. 共同研究者のうち、1人がエキスパートであっても、直接の担当者が新進の人であることが明らかであれば、この人を対象としてその論文に支部賞を授与する。
直接の担当者の判断は、共同研究者のうちの授賞対象外となるエキスパートの意見を聞いて行なう。
4. エキスパートの考え方は、選考委員の良識と社会通念に基づいて判断する。
5. 選考の具体的方法は、第1次選考を行なったのち、これを参考として、第2次選考によって授賞者を決定するものとする。
6. 第1次選考は、発表会后すみやかに（1週間内を原則とする）行なう。その方法は、発表論文の中から3編を選考し、これにA.B.C.の順位を付して無記名投票で行なう。第1次選考に際しては、学術的なものと技術的なものとを区別をしない。
7. 第2次選考は、第1次選考後すみやかに（1週間以内を原則とする）選考委員会議を開いて行なう。この際は、研究機関と現場機関の区別をしないのを原則とするが、奨励の意味から、なるべく現場機関にある人に注意を払う。

技術報告資料第12号編集委員 (五十音順)

委員長	北 郷 繁 (北 大)	委員	棚 辺 文 雄 (地 崎 組)
委員	石 黒 三 郎 (鉄 建 公 団)	"	土 岐 祥 介 (北 大)
"	梅 田 安 治 (北 大)	"	土 志 田 練 達 郎 (鹿 島 建 設)
"	川 上 忠 男 (日 本 道 路)	"	野 村 弘 (札 幌 市)
"	川 口 雄 常 (開 発 局)	"	芳 賀 保 夫 (開 発 局)
"	北 川 光 雄 (開 発 コ ン サ ル タ ン ト)	"	藤 村 成 夫 (道 寒 研)
"	小 林 晃 (北 電)	"	松 田 豊 治 (北 海 道)
"	坂 上 孝 幸 (学 園 大)	"	三 田 地 利 之 (北 大)
"	佐 々 木 晴 美 (開 発 局)	"	渡 辺 恒 喜 (開 発 局)

実費頒 価400円

技術報告資料 第 12 号	
発行所	土 質 工 学 会 北 海 道 支 部 札幌市南1条西2丁目 勸銀ビル5階 事務局 251-7038 郵便番号 060 振替小樽 7106番
編 集	技 術 報 告 資 料 編 集 委 員 会
印刷所	富 士 プ リ ン ト 株 式 会 社 札幌市南16条西9丁目 TEL(代) 521-3226