

軟弱粘土地盤のひずみ速度に基づく 安定性評価に関する研究

山下正義¹・柴田 徹²

¹正会員 工博 関西電力㈱ 土木建築室 調査役 (〒530-70 大阪市北区中之島 3-3-22)

²正会員 工博 京都大学教授 工学部土木工学教室 (〒606 京都市左京区吉田本町)

軟弱粘土地盤の安定管理手法の開発を目的として、三軸試験、模型実験、盛土試験および盛土工事における計測を行った。その結果、最小ひずみ速度とその発生時間の関係は、粘土の種類や段階載荷、繰返し載荷等の載荷条件によらず一定の関係があることを示すと同時に、この関係を用いることにより静的な盛土荷重のみでなく振動等の荷重や土留壁がある場合にも地盤の安定性評価が可能であることを明らかにした。

Key Words : soft ground, clay, stability, strain rate, creep, triaxial compression test, model test, earthfill, measurement

1. はじめに

軟弱粘土地盤上に盛土や護岸等の構造物を築造する場合、その過程で過大な沈下や側方への変形が生じ、構造物が破壊する等の不具合を引き起こすことがある¹⁾。これらの不具合は、載荷後一定時間経過した後に生じるものが多く、粘土のクリープ特性に起因するものと考えられる。そのため、粘土のクリープ特性を利用した盛土の安定管理手法がいくつか提案^{2)~5)}されているが、それらの安定管理手法では、地盤改良や車輛走行による振動荷重に対する安定性の評価が困難である⁶⁾。

粘土のクリープ特性については、すでに多くの研究が行われている^{7)~11)}。特に、一段載荷クリープ試験によって、最小ひずみ速度とその発生時間および最小ひずみ速度と破壊時間の関係が両対数軸上で一本の直線になることを多くの研究者が提示している^{12), 13)}。そこで、三軸試験を行い、その関係が段階載荷や繰返し載荷等の載荷条件によらず一定であることを明らかにするとともに、模型実験や原位置での盛土において、ひずみ速度に基づく安定管理を実施した。その結果、静的な盛土のみでなく振動荷重に対しても十分な精度で地盤の安定性評価が可能であること、また、段階的な盛土や土留壁が存在する場合にもこの手法が適用できることを明らかにしたので報告する。

表-1 試料の物理的性質

試料区分	採取地点	試料	土粒子の密度 (g/cm ³)	粘土分含有量 (%)	液性限界 (%)	塑性限界 (%)	塑性指数	自然含水比 (%)
試料区分	若狭湾舞鶴	A	2.72	37	61	26	35	62
		B	2.70	62	85	32	53	79
		C	2.72	67	95	30	65	79
	瀬戸内青島	D	2.68	49	84	29	55	86
		E	2.71	49	84	23	61	85
試料区分	若狭湾舞鶴	A'	2.72	39	60	24	36	44 ^{*)}
		B'	2.67	58	78	26	52	60 ^{*)}
		C'	2.71	67	92	27	65	68 ^{*)}
	— ^{*)}	F	2.65	63	108	25	83	111 ^{*)}

^{*)}再圧密後の値

^{*)}市販の笠岡粘土にベントナイトを配合

2. 粘土のクリープ特性

(1) 試料および試験項目

粘土のクリープ特性を把握するため、高塑性の軟弱粘土を用い三軸状態で定ひずみ速度、クリープおよび繰返し載荷の各試験を実施している。表-1に今回用いた試料の物理的性質を示す。試料は、舞鶴湾(A~C)および岡山県の寄島付近(D, E)で採取した粘土と市販の笠岡粘土にベントナイトを配合した人工粘土(F)であり、塑性指数は、約30~80の範囲である。表-2は、今回行った試験項目と試料の関係である。

(2) 試験方法

一段載荷クリープ試験は、 $\sigma_3 = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ で等

表-2 試験項目一覧表

試験方法	試料	不攪乱試料					繰返し試料			備考	
		A	B	C	D	E	A'	B'	C'		F
定ひずみ速度試験		○	○	○	○	—	○	○	○	○	$5 \times 10^{-4} \sim 1^{1)}$
クリープ試験 (非排水)		○	○	○	○	—	○	○	○	○	$1.0^{2)}$
クリープ試験 (排水条件下)		—	—	—	—	—	○	○	○	○	$0.5, 2.0^{2)}$
多段階載荷クリープ試験		—	—	○	○	○	○	○	○	○	$0.3, 1.0^{2)}$
クリープ試験 (非排水)		—	—	○	○	○	○	○	○	○	$0.3, 0.5^{2)}$

¹⁾ひずみ速度 (%/min) ²⁾圧密圧力 σ_3 (kgf/cm²)

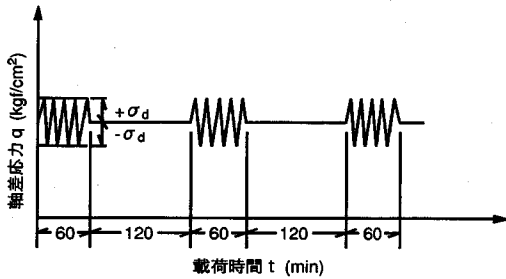


図-1 繰返し三軸試験の載荷方法^{1,4)}

方圧密終了後、非排水条件で軸差応力 q を瞬時に載荷する。軸差応力は、軸ひずみ速度1%/minの定ひずみ速度試験の最大主応力差 q_1 をもとに、クリープ応力度(q/q_1)0.5~1.2の範囲で設定している。また、試料B'については、等方圧密圧力の条件を変えた試験と等方圧密終了後供試体周面から間隙水の排水を許したままで軸差応力 q を載荷する排水条件下の試験を実施している。

多段階載荷クリープ試験は、等方圧密終了後、非排水条件で段階的に軸差応力を載荷する。各段階の載荷時間は1日とし、クリープ破壊を確認するまで載荷を行っており、載荷段階数は3~26段階である。

繰返し三軸試験は等方圧密終了後、非排水条件で軸差応力を載荷し、さらに、周波数3Hzの正弦波の繰返し応力を載荷している。図-1は、載荷パターンを示したものであり、繰返し載荷60分、静的載荷120分の載荷サイクルを3回繰り返している^{1,4)}。

(3) 試験結果

a) 一段載荷クリープ試験

図-2は、繰返し再圧密した試料C'の軸ひずみ速度と載荷時間の関係である。供試体は、破壊するものとしなないものがあり、その境界は、上限降伏値と呼ばれクリープ応力度で0.76~0.85の間である。その他の試料の結果と定ひずみ速度試験結果によると、上限降伏値は0.7~0.8程度であり従来の研究と良い対応がある。そして、供試体が破壊するものは、最小ひずみ速度が現れ急激にひずみ速度が増大して

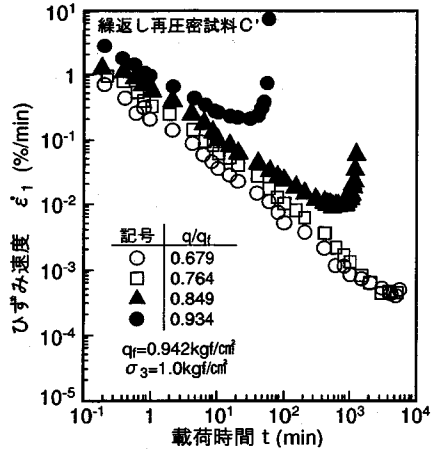


図-2 ひずみ速度と載荷時間の関係 (試料C')

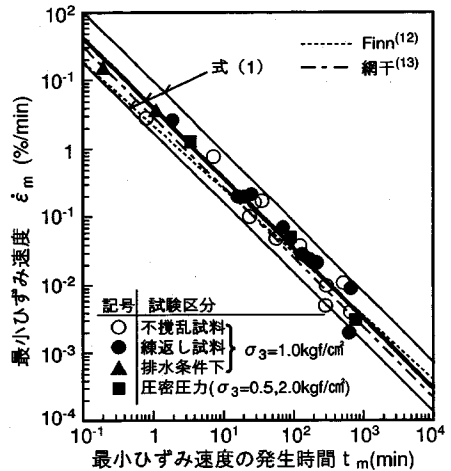


図-3 最小ひずみ速度とその発生時間の関係

いる。また、排水条件下の試験で破壊したものは、クリープ応力度が1.0以上の条件であり、最小ひずみ速度が1min以内に現れ、その間ほとんど排水していない。このことから排水条件下で破壊が生じたものは、ほぼ非排水条件に近い状態であったと考えられる。

図-3は、すべての一段載荷クリープ試験のうちクリープ破壊したものについて、最小ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_m$ とその発生時間 t_m の関係を示している。試験結果は帯状に分布する傾向にあり、斎藤の式⁹⁾を参考にして $\dot{\epsilon}_m$ と t_m の関係を両対数軸上で直線に分布すると考えると図中に示す実線(太線および細線)の関係が得られる。太線は最小二乗法により求め、細線は太線と平行にデータの95%が含まれるばらつきの範囲であり、式(1)で示される。

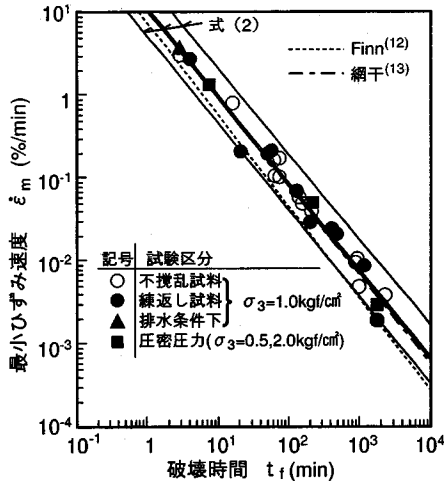


図-4 最小ひずみ速度と破壊時間の関係

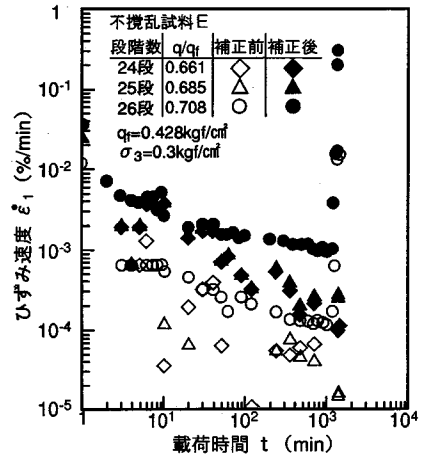


図-6 26段階載荷時のひずみ速度とその発生時間の関係 (試料E)

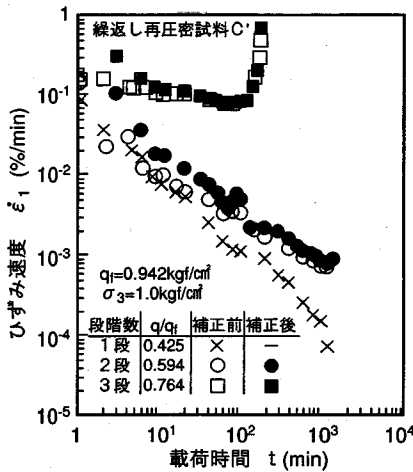


図-5 3段階載荷時のひずみ速度と載荷時間の関係 (試料C')

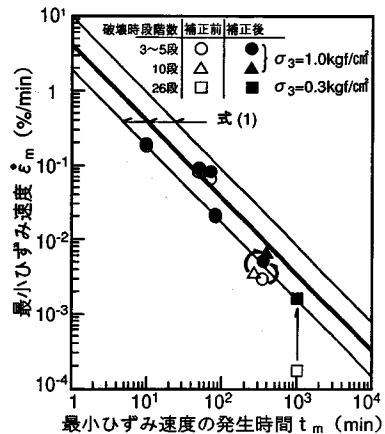


図-7 多段階載荷時のひずみ速度とその発生時間の関係

$$\log t_m = 0.435 - 0.971 \cdot \log \dot{\epsilon}_m \pm 0.350 \quad (1)$$

また、図中には他の研究者^{12), 13)}により得られた関係も合わせて示しているが、今回の実験結果とほぼ同等の結果であり、式(1)の関係は、粘土の種類、塑性指数、強度および排水条件等に影響されない。

図-4は、上記と同様に最小ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_m$ と破壊時間 t_f の関係を示すものである。また、図中の実線(太線、細線)は、今回の実験結果を式(1)と同様の方法で求めたものであり、式(2)で示される。

$$\log t_f = 0.972 - 0.951 \cdot \log \dot{\epsilon}_m \pm 0.300 \quad (2)$$

この関係についても両対数軸上で帯状の直線に近似することができる。

b) 多段階載荷クリープ試験

図-5は、試料C'を用いた3段階載荷時、図-6は、試料Eを用いた26段階載荷時のひずみ速度と載荷時間の関係であり、載荷時間は各載荷段階毎にゼロとして示すものである。また、図中の黒塗のデータは、段階載荷の影響を取り除くため、重ね合わせの原理が成り立つものとしたTanの方法¹⁵⁾による補正值であり、この方法により一段載荷の場合を予測している。いずれの結果も、載荷段階が増え荷重が増加するに伴い、ひずみ速度も増大している。破壊に至る荷重では、最小ひずみ速度が現れその後急激にひずみが増加しており、一段載荷の場合と同様な傾向がみられる。この方法による補正量は、3段階では微

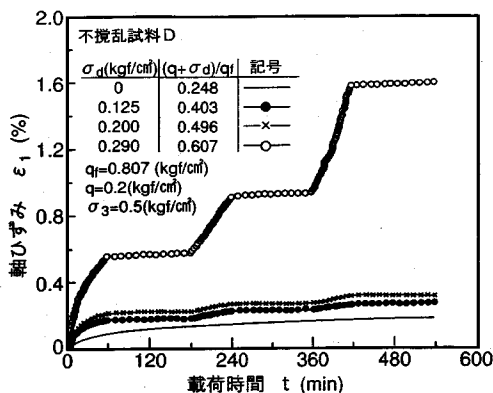


図-8 繰返し載荷時の軸ひずみと載荷時間の関係 (試料D)

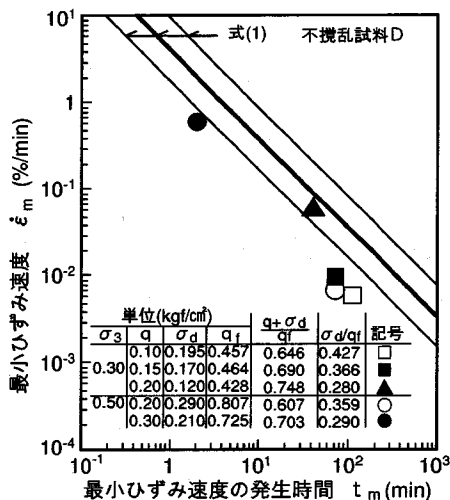


図-10 繰返し載荷時の最小ひずみ速度とその発生時間の関係 (試料D)

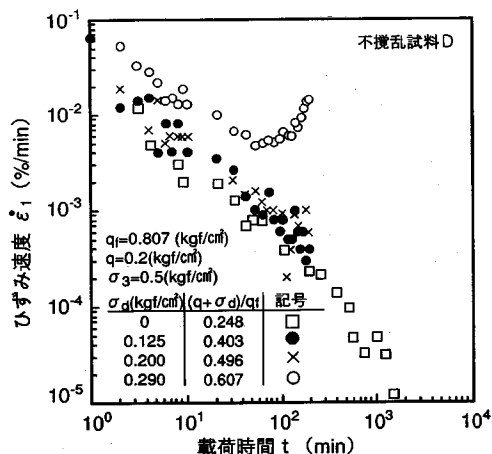


図-9 繰返し載荷時のひずみ速度と載荷時間の関係 (試料D)

少であるが26段階では大きい。

図-7は、多段階載荷クリープ試験において破壊に至る載荷段階での最小ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_m$ とその発生時間 t_m の関係であり、図には、Tanの方法による補正後の値も示している。補正後のデータは、一段載荷クリープ試験で得られた式(1)のばらつきの範囲に含まれるので、この補正を行うことで多段階載荷でも一段載荷と同様に取り扱うことが可能である。

c) 繰返し三軸試験

図-8は、試料Dの軸ひずみと載荷時間の関係である¹⁴⁾。繰返し載荷中の軸ひずみは、繰返し応力が大きい程大きくなっているが、静的載荷中の軸ひずみはほとんど増加していない。

図-9は、図-8に示した結果のうち静的載荷中のデ

ータを除き、繰返し載荷中のみについて、ひずみ速度と繰返し載荷時間の関係を示すものである。繰返し応力が大きい場合、静的な載荷と同様にひずみ速度の極小値が現れ、その後、急激にひずみ速度が増加している。今回の実験では、ひずみ速度の極小値が現れる場合の応力度 $(q + \sigma_d)/q_f$ は0.61~0.75となり、静的な載荷の上限降伏値に比べ小さな値となっている。これは、繰返し載荷により間隙水圧が蓄積して、有効応力が小さくなったことが原因と考えられる。

図-10は、繰返し載荷中のひずみ速度の極小値を最小ひずみ速度とした場合の、最小ひずみ速度とその発生時間の関係である。図には一段載荷クリープ試験で得られた式(1)も合わせて示している。繰返し三軸試験で最小ひずみ速度が現れたものは、繰返し応力が大きく $\sigma_d/q_f = 0.28 \sim 0.43$ のものであり、このような繰返し応力の場合には、繰返し載荷中の最小ひずみ速度は、静的な載荷に比べ発生時間が短くなる傾向がみられる。繰返し応力 σ_d/q_f が0.28~0.43という値は、数百galの振動荷重に相当し、振動締固め等による地盤改良の極近傍のみに発生する荷重である。データによると、 $\sigma_d/q_f > 0.35$ のデータは式(1)から大きく離れているが、 $\sigma_d/q_f = 0.29$ のデータは離れが小さくなり、最小の $\sigma_d/q_f = 0.28$ のデータは式(1)のばらつきの範囲内にプロットされる。このことより、さらに σ_d/q_f が小さくなれば、式(1)に近づくことと推定され、数gal~数10gal程度の車両振動等については式(1)を適用できる可能性があると考えられる。

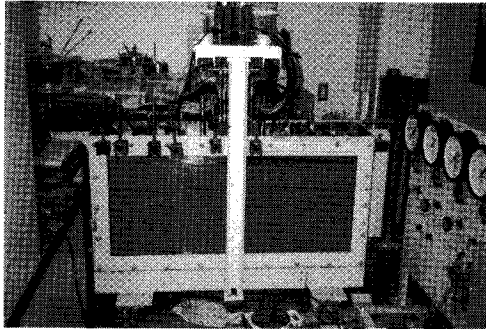


写真-1 実験土槽

表-3 実験に用いた試料の物理的性質

ケース名	荷重 形態	土粒子 の密度 (g/cm ³)	粒度組成(%)			コンシステンシー			含水比 W(%)
			粘土分	シルト分	砂分	W _n (%)	W _L (%)	I _p	
ケースA	等分布	2.67	53	37	10	22	102	80	124
ケースB	台形	2.68	50	40	10	22	98	76	126

(4) 粘土のクリープ特性のまとめ

以上の三軸試験の結果、最小ひずみ速度とその発生時間の関係および最小ひずみ速度と破壊時間の関係は、粘土の種類や排水条件等の試験条件および一段載荷や段階載荷等の静的な載荷条件に影響を受けないこと、また車両振動などの通常の繰返し載荷等の載荷条件に影響されない可能性のあることを明らかにした。実地盤の破壊においても、地盤中のある要素に着目すると三軸試験と同様に最小ひずみ速度が現れた後に急激にひずみ速度が増大し、地盤全体が破壊に至るものと考えられる。したがって、地盤中のある要素のひずみ速度を連続的に計測することにより地盤の破壊を予測することができよう。しかし、実際の地盤では応力緩和や進行性破壊等も考えられるので、このような影響を含んだ模型実験および原位置での盛土において、地盤の挙動を把握するとともに、要素のひずみ速度を計測し、最小ひずみ速度とその発生時間の関係を調べる。

3. 模型実験

(1) 実験方法

模型実験では、地盤が破壊する場合の各要素のひずみおよびひずみ速度に着目し、三軸試験と同様に最小ひずみ速度が現れることを明らかにするとともに、最小ひずみ速度とその発生時間の関係が三軸試験結果とどのような関係にあるかを把握する。

模型実験の規模や方法は、大槓¹⁶⁾や龍岡ら¹⁷⁾の

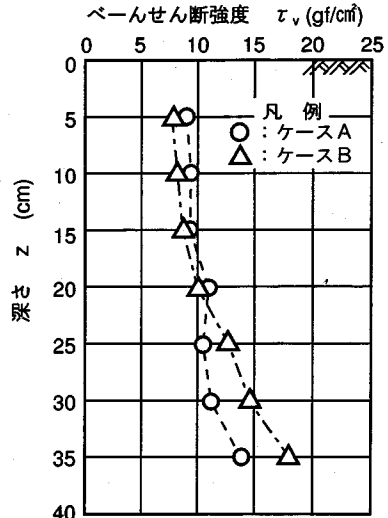


図-11 ベーンせん断強度の深度分布

模型実験を参考にした。大槓は、土槽の規模が相似の大・中・小の土槽(長さ比4:2:1, 例えば最小土槽の場合、幅75cm×高さ37.5cm×奥行20cm, 載荷幅10cm)を用いた模型粘土地盤の載荷実験における変形特性が土槽の大きさに相似していることを報告している¹⁶⁾。龍岡らは載荷幅2.5cm~50cmの模型砂地盤の支持力実験に関する一連の研究により、載荷幅が10cm以上であれば沈下量や支持力係数に与える寸法効果が小さいことを報告している¹⁷⁾。

写真-1は実験開始前の実験土槽の状況である。土槽の規模は、幅120cm, 高さ60cm(試料高さ40cm)および奥行30cmである。実験装置は、載荷幅15cmの載荷板とその変位を計測する変位計などを有する載荷装置、模型地盤表面の鉛直変位を計測する変位計、土中の間隙水圧計および土槽前面側の標点等で構成されている。また土槽前面は、補強鋼付きの肉厚10mmの透明ポリカーボネイト板により標点を観測できるようにしている。

壁面摩擦を軽減するために4側面にウォータポングリースを塗布し、載荷板を奥行方向に3分割して、奥行方向の端部と中央部の沈下量の比が実験で0.95以上であることを確認している。これにより壁面摩擦の影響がほとんどなく、平面ひずみ状態に近いものと判断した。なお、載荷板はたわみ性載荷を再現するために幅方向にも8分割している。また、標点は円錐形(直径1cm, 高さ1cm)で軽量の陶芸用粘土を用い、模型地盤の変形への追従性に留意している。

表-3に試料の物理的性質を示す。試料は三軸試験

表-4 模型実験条件

ケース名	荷重形態	層厚 (cm)	W (%)	ρ_s (g/cm ³)	τ_v^{*1} (gf/cm ²)	Δq_0 (gf/cm ²)	ΔQ (gf)
ケースA	等分布	40	124	1.40	8.8	3.0	1350
ケースB	台形	40	126	1.37	8.2	0.7~2.8	928

$\Delta Q = \Delta q \cdot A$, A : 載荷板面積 *1)表部の τ_v

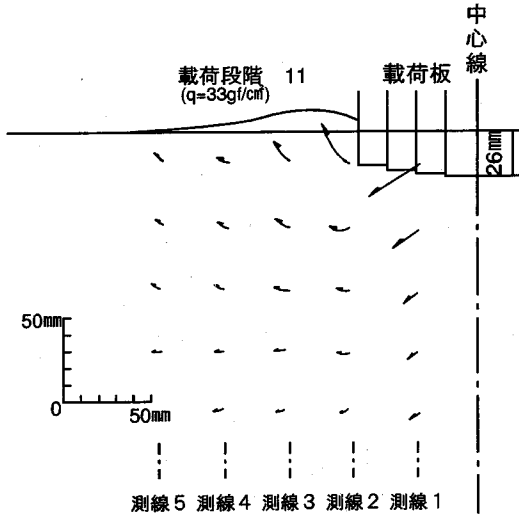
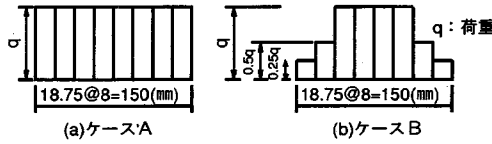


図-12 模型地盤の変形状況 (ケースA, 載荷段階11, $q=33\text{gf/cm}^2$)

で用いた試料Fと同一材料である。

模型地盤の作製は、初期含水比130%でスラリー化し、土槽に投入後自重圧密させる。模型地盤の作製中に標点を所定の位置にセットする。自重圧密は土中の間隙水圧が静水圧になるのを確認して打ち切る。

図-11は自重圧密後のベーンせん断試験結果である。ベーンせん断強度 τ_v は8~18gf/cm²程度の軟弱な状況であり、深度とともに増加するが、土被り圧に比例したような一定の勾配とはなっていない。

表-4に模型実験の条件を示す。載荷方法は(a)の等分布載荷と(b)の台形載荷の2種類であり、それぞれ120分毎に Δq ずつ荷重を増加させている。なお、 Δq は模型地盤の予想される極限支持力 q_c を10分割程度し設定する。

(2) 実験結果

図-12に等分布載荷における載荷段階11での模型地盤の変形状況を示す。変形の大きい範囲は深度方

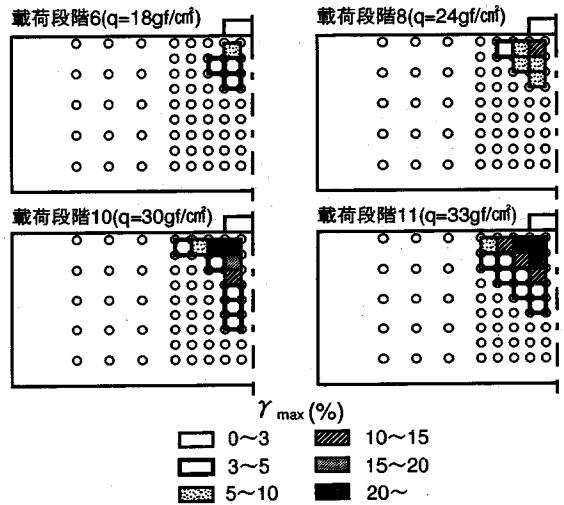


図-13 最大せん断ひずみの進行状況 (ケースA)

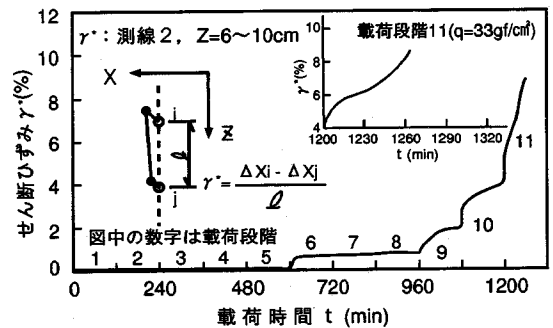


図-14 せん断ひずみと載荷時間の関係 (ケースA)

向および側方に載荷板の幅程度であり、また、鉛直方向の変位は載荷板の直下では下向き、載荷板の側方では上向きの変位が見られ、全体としては円弧に近い形状と考えられる。

図-13は、各載荷段階の最大せん断ひずみ γ_{max} の進行状況である。ここで、最大せん断ひずみは4点の標点変位から求めたものである。載荷段階6では、最大せん断ひずみが載荷板の直下で大きくなる。載荷段階が進むにしたがって、最大せん断ひずみの大きな範囲は載荷板の下方および側方に広がる傾向を示し、載荷段階11では、載荷板直下で最大せん断ひずみが20%を越える領域が広がっている。

図-14は、載荷板端部の測線2での深さ6~10cmのせん断ひずみ γ^* と載荷時間の関係である。ここで、図中に示すように、 γ^* は原位置で測定可能な傾斜計のデータを考慮し、鉛直方向で隣り合う2点間の水平変位の差を2点間の距離で除し算出している。 γ^* は荷重の増加とともに大きくなる。各載荷段階

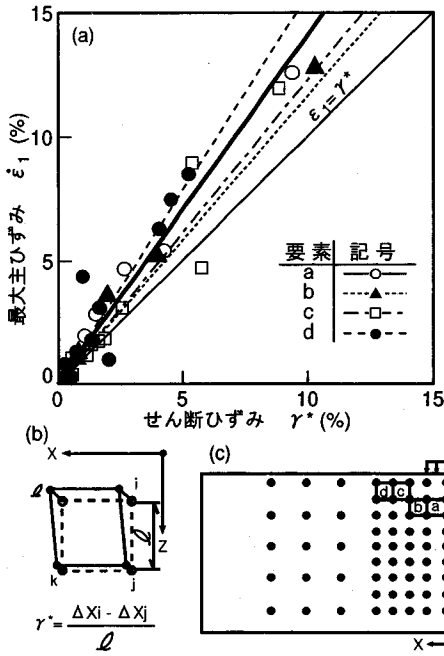


図-15 ϵ_1 と γ^* の関係(ケースA)

では、10段階目までは荷重直後に γ^* が大きく増加し、時間の経過とともに γ^* が収束する傾向を示す。しかし、11段階目での γ^* は荷重直後に大きく増加し、その後一時増加が小さくなるものの、ある時点から急激に大きくなり、三軸試験と同様のクリープ破壊の傾向が現れている。このような傾向は、台形荷重の場合でも10段階目にみられる。

(3)せん断ひずみ速度 $\dot{\gamma}^*$ と荷重時間

模型実験で得られるせん断ひずみ γ^* と、 $2.$ で示した非排水三軸圧縮試験の軸ひずみ(最大主ひずみ) ϵ_1 との関係が得られれば、式(1)や(2)の最小ひずみ速度とその発生時間や破壊時間の関係の適否を模型実験によっても確認できる。

図-15(b)に示すように、標点で囲まれる $ijkl$ の四角形要素が変形すればこの要素における γ_{max} が求められる。 γ_{max} が模型実験と非排水三軸圧縮試験で1:1に対応すると仮定すれば、非排水三軸圧縮試験における ϵ_1 と γ_{max} の関係式 $\epsilon_1 = 2/3 \cdot \gamma_{max}$ により、模型実験の γ_{max} から三軸試験の軸ひずみと等価な ϵ_1 が求められる。図-15(a)は、(c)に示す各測線で γ^* が最大となる位置に対して求めた模型実験の ϵ_1 と γ^* の関係である。 ϵ_1 と γ^* の差は荷重板端部(要素b)で最も小さく、荷重板から離れると差が大きくなる。

図-16は、 ϵ_1 と γ^* の比と荷重板中央からの距離

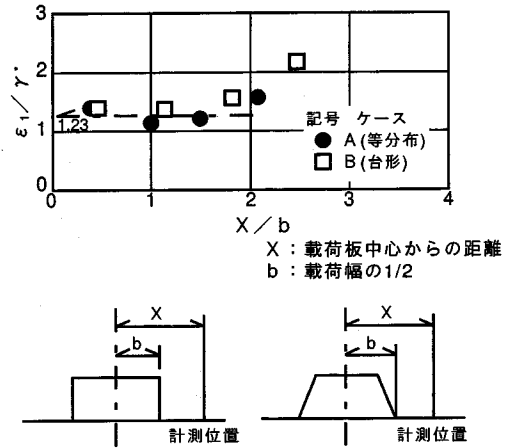


図-16 ϵ_1 と γ^* の比と荷重板中央からの距離の関係

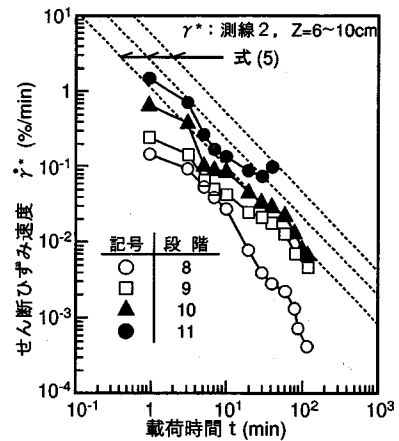


図-17 せん断ひずみ速度と荷重時間の関係(ケースA)

を示したものである。測定位置が荷重板の端部($X/b=1$)付近であれば、図に示すように ϵ_1/γ^* が1.23程度となり、式(3)の関係が得られる。

$$\epsilon_1 \approx 1.23 \gamma^* \quad (3)$$

図-17は、等分布荷重の測線2、深さ6~10cmのせん断ひずみ速度 $\dot{\gamma}^*$ と荷重時間の関係を示したものであり、荷重時間は各荷重段階毎にゼロとしている。また、データはすべてTanの方法により補正している。図中の破線は、 $2.$ で得られた式(1)に式(3)を代入して得られる式(4)を変形した式(5)である。

$$\log t_m = 0.348 - 0.971 \cdot \log \dot{\gamma}^* \pm 0.350 \quad (4)$$

$$\log \dot{\gamma}^* = 0.358 - 1.030 \cdot \log t_m \pm 0.360 \quad (5)$$

三軸試験と同様に、荷重が小さい間は時間とともにせん断ひずみ速度は小さくなるとともに、式(5)から離れた位置にある。しかし荷重が大きくなるにしたがい、 $\dot{\gamma}^*$ は式(5)の帯状の直線に近づき、荷重

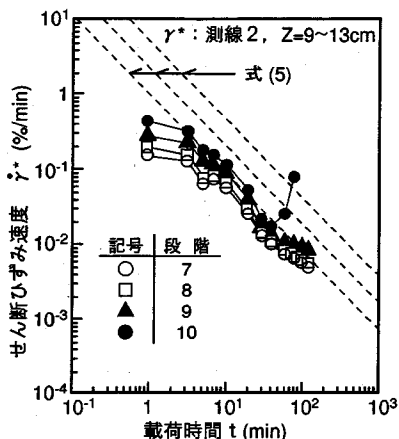


図-18 せん断ひずみ速度と載荷時間の関係 (ケースB)

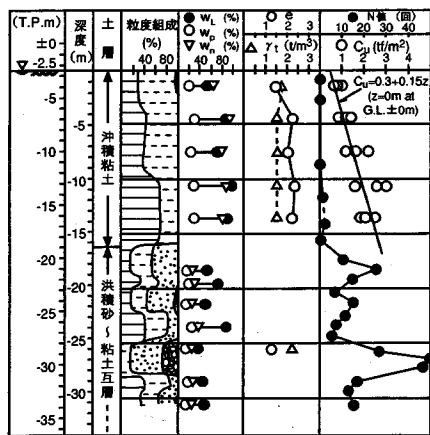


図-19 工事地点の地質調査結果¹⁸⁾

段階IIにおいて最小せん断ひずみ速度が現れ、その後、急激にせん断ひずみ速度が上昇し、クリープ破壊の傾向がみられる。また、最小せん断ひずみ速度とその発生時間の関係は、三軸試験で得られた関係を補正した式(5)と良い対応を示している。

図-18は、台形載荷のケースにおいて同様の整理を行ったものである。等分布載荷のケースと同様に載荷段階10において最小せん断ひずみ速度が現れ、その後急激にせん断ひずみ速度が上昇している。

以上のように模型実験においても地盤が破壊する場合、ある要素に着目すると最小せん断ひずみ速度が現れるとともに最小せん断ひずみ速度とその発生時間の関係は、三軸試験で得られた関係と良い対応を示すことが明らかとなった。したがって、三軸試験で得られる最小ひずみ速度とその発生時間の関係を補正した式(5)を管理基準線とし、実地盤に適用

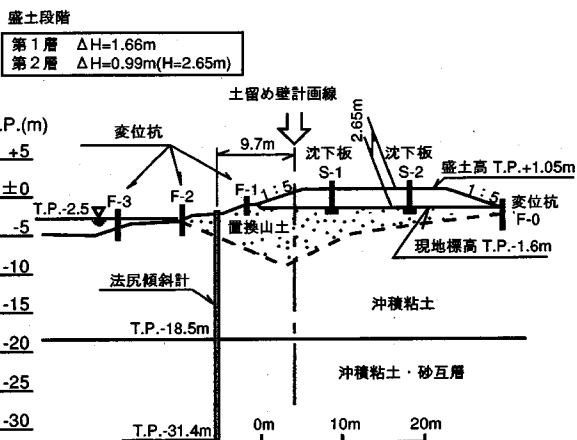


図-20(a) 盛土試験断面図 (土留壁のないケース)

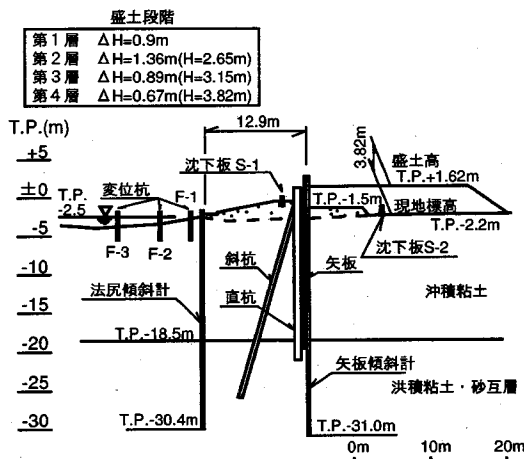


図-20(b) 盛土試験断面図 (土留壁のあるケース)

することにより定量的な盛土の安定管理が可能になるものと考えられる。以下において、実地盤への適用結果について述べる。

4. ひずみ速度に基づく安定管理手法の実地盤への適用

(1) 盛土試験への適用

図-19に盛土試験位置の地質調査結果を示す¹⁸⁾。TP-2.5~-18.5mに存在する沖積粘土層は三軸試験で用いた試料D、Eの採取箇所である。盛土試験は土留壁のないケースと土留壁のあるケースの2ケースを行っており、図-20にそれぞれの断面を示す。土留壁のないケースでは盛土法尻部に1箇所、土留壁のあるケースでは土留壁の近傍と先行盛土部の法尻付近の2箇所に傾斜計を設置している。

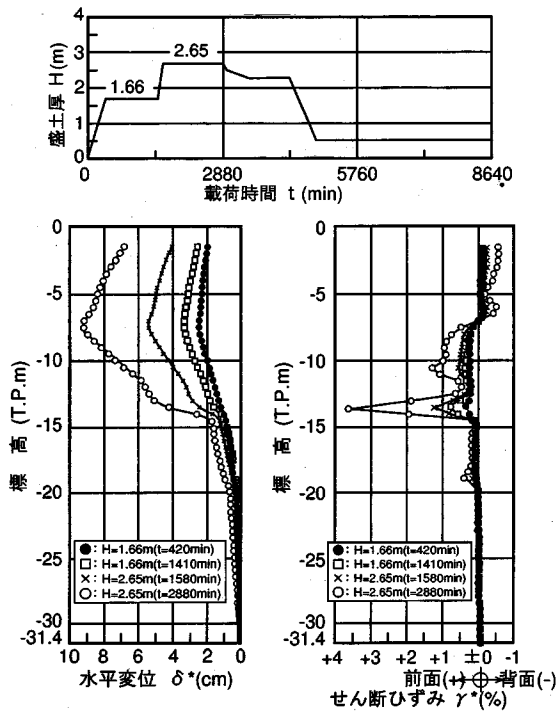


図-21 地中内水平変位およびせん断ひずみと載荷時間の関係（土留壁のないケース）

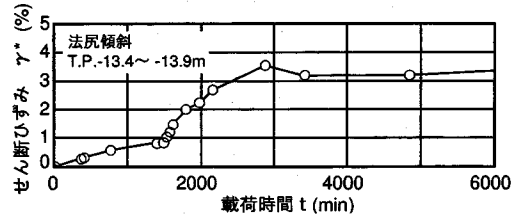


図-22 せん断ひずみの経時変化（土留壁のないケース）

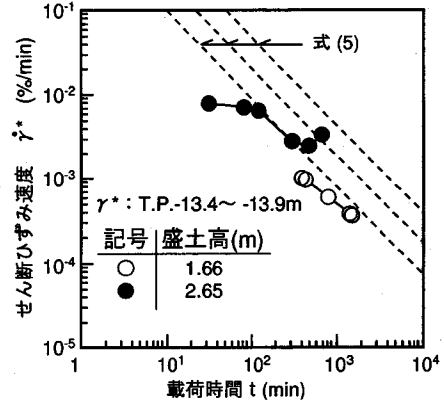


図-23 せん断ひずみ速度と載荷時間の関係（土留壁のないケース）

また、盛土速度は一日毎に70~160cmの盛土を行う急速施工である。

a) 土留壁のないケース

図-21は、法尻傾斜計で得られた地中内の水平変位とせん断ひずみ γ^* の深度分布および盛土厚と載荷時間の関係である。水平変位は、矢板では組杭の抵抗で頭部の変形が小さく、弓型の変形モードとなっており、TP-5.5mで最大値を示し、TP-14.0m付近で急増している。せん断ひずみの最大値は水平変位の急増点であるTP-13.4~-13.9mで発生しており、この深度付近にすべり線の存在が伺える。また、盛土厚2.65mにおいて、盛土直後（ $t=1,580$ 分）から約1日放置後（ $t=2,880$ 分）において急激なせん断ひずみの増加がみられる。

図-22は、最大のせん断ひずみが発生したTP-13.4~-13.9mにおけるせん断ひずみの経時変化である。載荷時間1,580~2,880分にかけてせん断ひずみは徐々に増加し、収束する傾向がみられない。この段階において盛土天端にクラックが発生し、破壊の徴候がみられたため、試験を終了し除荷を行っている。

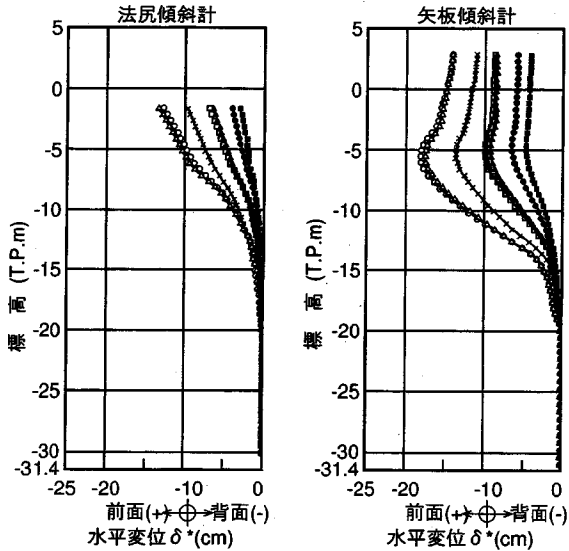
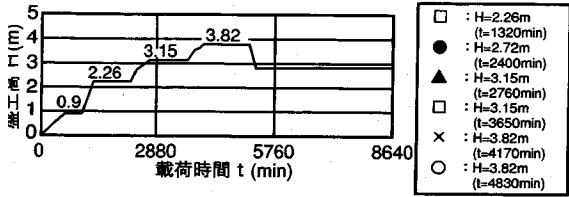
図-23は、せん断ひずみ速度と載荷時間の関係である。載荷時間は各盛土開始直前をゼロとし、データはすべてTanの方法による補正を行っている。また、図中の破線は式(5)である。盛土厚2.65mにおいて最小せん断ひずみ速度が現れ破壊に至る徴候がみられ、最小せん断ひずみ速度とその発生時間の関係は式(5)と良い対応をしている。

b) 土留壁のあるケース

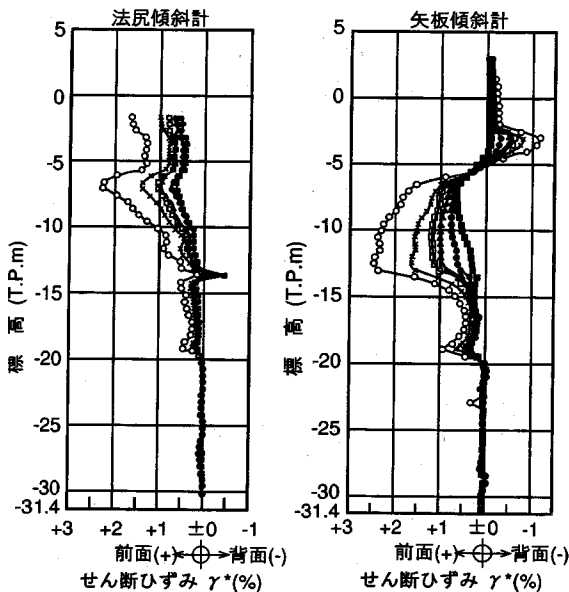
図-24は、矢板および法尻傾斜計で得られた地中内の水平変位とせん断ひずみ γ^* の深度分布および盛土厚と載荷時間の関係である。水平変位は、矢板では組杭の抵抗で頭部の変形が小さく、弓型の変形モードとなっており、TP-5.5mで最大値を示す。これに対して、法尻では地表面のTP-2.1mで最大値を示す。水平変位の急増点は矢板でTP-13.0m付近、法尻でTP-8.0m付近にある。せん断ひずみの最大値は矢板でTP-12.5~-13.0m、法尻でTP-7.1~-7.6mの位置に生じており、この深度付近で円弧に近いすべり線の存在が伺える。

図-25は、せん断ひずみの最大値が発生した深度におけるせん断ひずみの経時変化である。土留壁のないケースと同様に、盛土厚3.82mにおいて両方の傾斜計とも、載荷時間4,170~4,830分にかけてせん断ひずみは徐々に増加し、収束する傾向がみられない。この段階において盛土天端にクラックが発生し、破壊の徴候がみられたため、試験を終了し除荷を行っている。

図-26は、法尻傾斜計および矢板傾斜計のせん断ひずみ速度と載荷時間の関係である。なお、作図方法は、土留壁のないケースと同様であり、図中には盛土厚2.26mと3.82mを記載している。両者とも盛土厚3.82mにおいて、最小せん断ひずみ速度が現れ、



(a) 地中水平変位と載荷時間の関係



(b) せん断ひずみと載荷時間の関係

図-24 地中水平変位およびせん断ひずみと載荷時間の関係 (土留壁のあるケース)

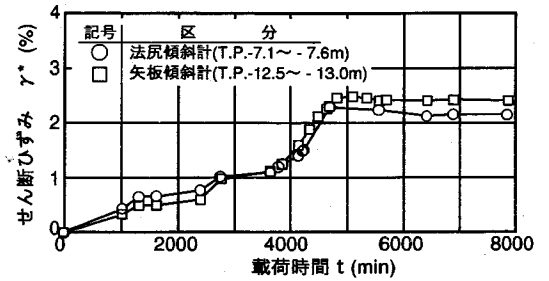


図-25 せん断ひずみと載荷時間の関係 (土留壁のあるケース)

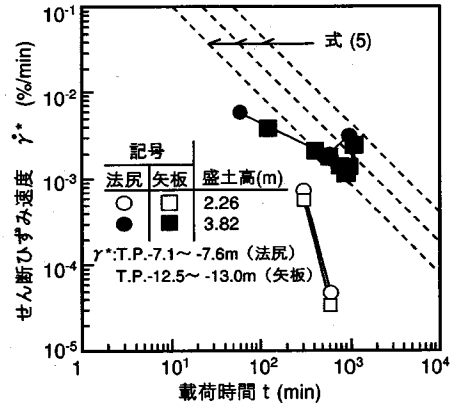


図-26 せん断ひずみ速度と載荷時間の関係 (土留壁のあるケース)

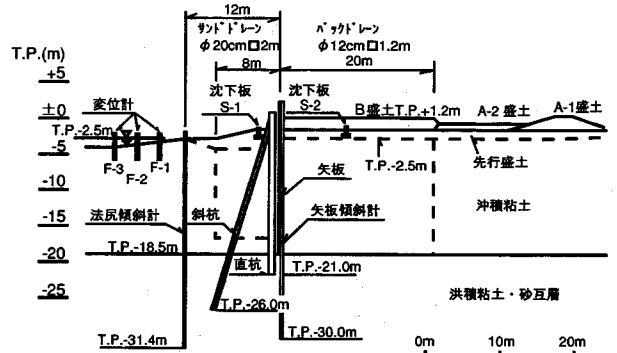


図-27 盛土工事の計画断面図と計測機器の配置¹⁸⁾

破壊に至る徴候がみられる。また、最小せん断ひずみ速度とその発生時間の関係は式(5)の下限值付近に位置しており、三軸試験で得られた関係のばらつきの範囲内である。

(2) 盛土工事への適用

盛土工事に適用した場所は盛土試験と同じ場所であり、地盤条件等は盛土試験と同じである。

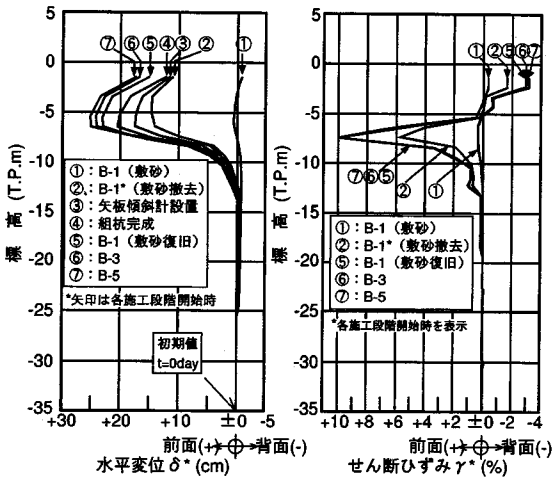
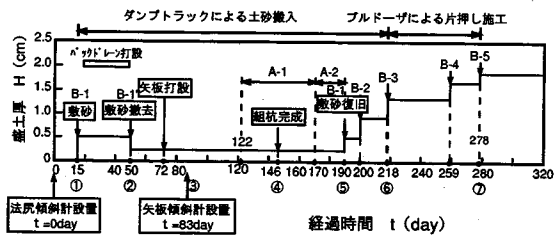


図-28 地中内水平変位およびせん断ひずみの深度分布 (法尻傾斜計)

図-27は、盛土工事の断面および計測器の配置を示したものである¹⁸⁾。傾斜計は、矢板沿いと先行盛土の法尻付近の2箇所に設置している。

図-28は、盛土工事の工程、法尻傾斜計の地中内水平変位分布およびせん断ひずみの深度分布である。この工事は、まず敷砂工事(①)を行った後にパックドレーンを打設したところ水平変位やせん断ひずみが急増し、危険な状態と判断されたため敷砂撤去(②)を行った。その後対策として矢板を打設し、矢板から離れたA盛土(A-1, A-2)、矢板背面のB盛土の順で施工した。B盛土は比較的緩速な1~4 cm/day程度としている。このような対策により、②以降の水平変位やせん断ひずみの増加は小さくおさまられている。

図-29は、図-28のせん断ひずみの最大値が得られた深さ(TP-7.4~8.4m)でのせん断ひずみの時間変化である¹⁸⁾。せん断ひずみが図-28に示した①と②の間の時期(経過日数15~50日)に急増し、その後の対策により、せん断ひずみの増加傾向がおさまり、収束の傾向を示していることがわかる。

図-30は、法尻傾斜計で得られたせん断ひずみ速

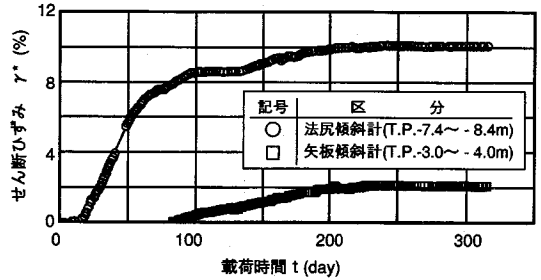


図-29 盛土工事に伴うせん断ひずみの経時変化¹⁸⁾ (法尻傾斜計)

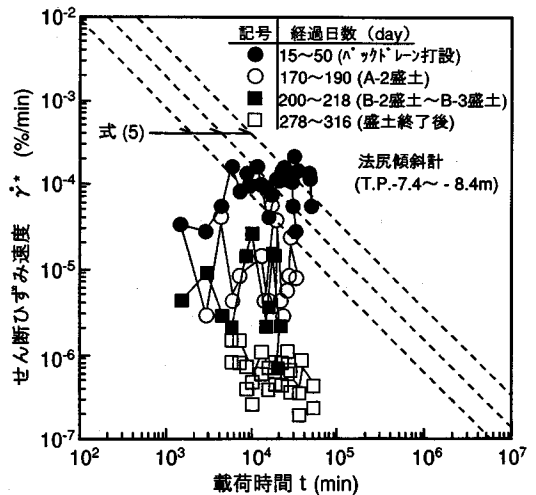


図-30 せん断ひずみ速度と載荷時間の関係 (法尻傾斜計)

度 $\dot{\gamma}^*$ と載荷時間の関係である。なおデータはTanの方法で補正している。また、載荷時間は荷重の変化毎に $t=0$ としている。図中には式(5)の関係も破線で示しているが、この破線を管理基準線とすれば、●印のパックドレーン打設中のデータは減少する傾向を示さず管理基準線を横切っており、かなり危険な状況にあることがわかる。また、A-2盛土の施工中の $\dot{\gamma}^*$ (○印)は、 $1 \times 10^{-4} \sim 1 \times 10^{-5} \%/\text{min}$ の範囲で変動しているが、管理基準線を横切らないことから安定と判断できる。なお、A-2盛土の施工位置が矢板から20m以上離れているにもかかわらず、 $\dot{\gamma}^*$ が減少せず変動するのは、ダンプトラック走行等の振動の影響を受けているためと考えられる。また、B盛土施工中および盛土終了後の $\dot{\gamma}^*$ (■および□印)は、ほぼ $1 \times 10^{-5} \%/\text{min}$ 以下となり安定と判断できる。特に、ダンプトラックによる土砂搬入をブルドーザの片押し施工に変更したB-3盛土以降(□印)では、管理基準線よりかなり下側に位置し、管理基準線に

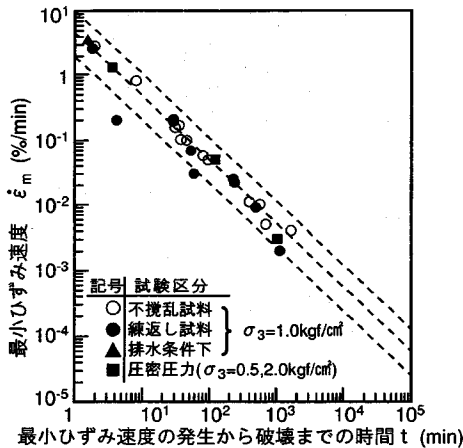


図-31 最小ひずみ速度の発生から破壊までの時間

近づく傾向がほとんどないことから、十分に安定した状況であると考えられる。

(3) 実地盤への適用結果のまとめ

盛土試験に適用した結果、傾斜計で得られる最小せん断ひずみ速度とその発生時間の関係は三軸試験で得られた関係と良い対応を示し、式(5)の下限値を管理基準線とすることにより実用上十分な精度で安定管理が可能である。

盛土工事へ適用した結果でも、盛土荷重に対する安定性の評価に十分適用可能であり、地盤改良やダンプトラックの走行等による振動荷重に対しても安定性の評価法として適用できる可能性が示唆された。

また、パックドレンによる地盤改良施工時にみられたように、せん断ひずみ速度が管理基準線を横切ると直ちに地盤の破壊に結びつくわけではない。

図-31は、三軸試験で得られた最小ひずみ速度と最小ひずみ速度が発生してから破壊に至るまでの余裕時間の関係である。この関係によると、最小ひずみ速度が $1 \times 10^{-4} \%$ /min程度であれば、ばらつきの下限値を用いても、最小ひずみ速度が現れてから破壊までに10日程度の余裕時間があり、その間に対策をとることが可能である。

5. ひずみ速度に基づく安定管理手法の提案

図-32にひずみ速度に基づく安定管理図を示す。管理基準線には式(5)の下限値である式(6)を用いる。

$$\log \dot{\gamma}^* = -0.002 - 1.030 \cdot \log t_m \approx -1.0 \cdot \log t_m \quad (6)$$

図に示すように作業開始直前を載荷時間のゼロとし、1日の作業が終了する8時間後のせん断ひずみ速度が $1 \times 10^{-3} \%$ /min程度であれば、最短で約8時間後

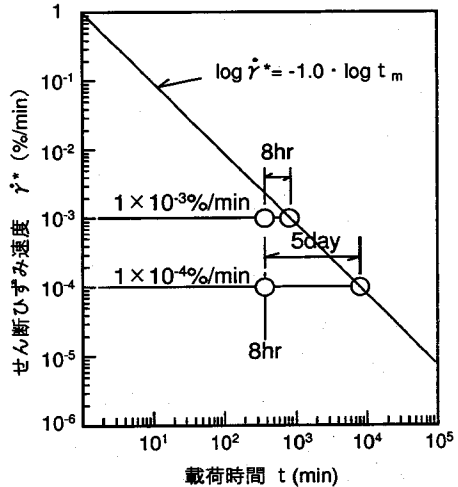


図-32 せん断ひずみ速度に基づく安定管理図

に管理基準線に到達する可能性がある。このような状況では、8時間以内に次回の計測を行い、安定性を評価する必要があるとともに、危険な状況を示していると判断できる。それに対し、8時間後のせん断ひずみ速度が $1 \times 10^{-4} \%$ /min程度であれば、管理基準線に到達するまでに最短でも5日の余裕時間がある。したがって、このような場合には1日1回程度の計測頻度で地盤の安定性を評価することができるとともに、その後せん断ひずみ速度が管理基準線に近づいてもかなりの余裕時間があり、対策が可能である。

なお、傾斜計の測定位置については、盛土法尻付近が望ましいが、盛土から離れる場合には、図-16を利用して計画位置に応じた X/b から $\varepsilon_1/\dot{\gamma}^*$ の値を読み取り、式(1)を補正することが望ましい。また、信頼できるせん断ひずみを得るためには、深度方向の測定間隔を1m以内とする必要がある。

6. おわりに

ひずみ速度に基づく安定管理手法は、静的な盛土荷重のみでなく、地盤改良等の動的な荷重や土留壁の有無等の構造系によらず適用できる方法である。したがって通常の盛土工事の全期間にわたり安定性を評価することが可能である。また、管理基準線については粘土のクリープ試験の結果に基づき設定しているので、特に盛土工事に限らず埋立工事や掘削、締切り等の工事にも適用できるものと考えられる。今後、各種の工事にこの手法を適用し、その適用性について検討を加えたいと考えている。

参考文献

- 1) 中瀬明男：土と基礎の事故防止に関する諸問題，地盤破壊，土木学会関西支部・土質工学会関西支部，pp. 19-29, 1974.
- 2) 富永真生，橋本正治：側方変位の現地計測による盛土の施工管理について，土と基礎，Vol. 22, No. 11, pp. 43-51, 1974.
- 3) 松尾 稔，川村国夫：軟弱地盤上の盛土施工に関する施工管理図，土と基礎，Vol. 26, No. 7, pp. 5-10, 1978.
- 4) 栗原則夫，一本英三郎：道路盛土工における実施例，土木学会関西支部講習会テキスト，pp. 72-81, 1977.
- 5) 柴田 徹，関口秀雄：盛土基礎地盤の弾・粘塑性挙動解析と破壊予測，土木学会論文集，No. 301, pp. 93-104, 1980.
- 6) 山下正義，中平明憲，白井義郎：クリープ的挙動を示す粘土地盤での盛土計測管理手法，土と基礎，Vol. 38, No. 11, pp. 49-54, 1990.
- 7) 村山朔朗，柴田 徹：粘土のレオロジー的特性について，土木学会論文集，第40号，1956.
- 8) 栗原則夫：粘土のクリープ破壊に関する実験的研究，土木学会論文集，No. 202, pp. 59-71, 1972.
- 9) 斎藤迪孝：斜面破壊発生時期の予知に関する研究，鉄道技術研究所報告，No. 626, 1968.
- 10) 土田 孝，菊池喜昭，中島謙二郎，小林正樹：大阪湾泉州沖海底地盤の工学的性質（その3）静的せん断特性，港湾技術研究所資料，No. 498, pp. 87-114, 1984.
- 11) Vaid, Y.P.: Time Dependent Shear Deformation of Clay, *Proc. of the Int. Conf. on the Rheology and Soil Mechanics*, pp.123-138, 1988.
- 12) Liam Finn, W. D. and Shead, D. : Creep and Creep Rupture of an Undisturbed Sensitive Clay, *8th ICSMFE*, pp.135-142, 1973.
- 13) 網干寿夫，岩佐哲也：粘土の非排水クリープ特性について，第14回土質工学会研究発表会発表講演集，pp. 465-468, 1979.
- 14) 山下正義，中平明憲：軟弱粘性土の動的特性に関する二、三の考察，第24回土質工学会研究発表会，pp. 849-852, 1988.
- 15) Tan, T.K.: Discussion to the Problem of Rheological Properties of Clays, *5th ICSMFE*, Vol.3, p.141, 1961.
- 16) 大楨正紀：パソコンを利用した模型粘性土地盤の変形挙動の解析，土と基礎，Vol. 34, No. 7, pp. 9-14, 1986.
- 17) 龍岡文夫，堂宣夫，生原修，佐藤剛司：模型砂地盤の支持力実験における砂箱壁面摩擦の影響 I ~ VII, 生産研究，第35巻12号～第36巻8号
- 18) 山下正義：クリープ的挙動を示す粘性土地盤での盛土計測管理手法，第24回土質工学会研究発表会，pp. 1165-1168, 1988.

(1994.9.9受付)

STUDY ON ESTIMATION OF STABILITY OF SOFT CLAY GROUND BASED ON STRAIN RATE

Masayoshi YAMASHITA and Toru SHIBATA

In order to develop a new monitoring method of stability control of earth structures on soft clay ground, triaxial tests, model tests and measurements of embankment test and embankment works have been conducted. The results have showed that a unique relation is existing between the minimum strain rate and the time when the minimum strain rate occurs without any influence of the material property of clay and of such conditions as step or cyclic loading. It has been clarified that the monitoring method of stability control by utilizing the above relation can be effective not only for the static loading of embankment but also for such construction as associated by vibrations of traffic or by existance of retaining wall.