Research Reports of the Research Institute
of Industrial Safety, RIIS-RR-92, 1993
UDC 624.131.22/624.131.54/624.134

遠心力載荷装置を用いた飽和粘性土模型地盤の崩壊時の変形挙動

堀井宣幸*, 玉手　聡*, 豊澤康男*

Deformation Behavior at Failure of Saturated Cohesive Soil Model Grounds in Geotechnical Centrifuge Model Tests

by Noriyuki HORII*, Satoshi TAMATE* and Yasuo TOYOSAWA*

Abstract; In recent years, construction work has been increasing in number for the development of infrastructures such as water and sewage works. Excavation work is very common to construction work since most of the work have been performed on or under ground. For this reason, hazardous situations associated with slope failures during excavation work have been gradually increasing. In fact, many slope failure accidents have occured in Japan every year.

This study is focused on the deformation behavior at failure of model grounds. To clarify the failure mechanism of slope is very important to establish the effective countermeasures for the prevention of slope failure accidents.

Centrifuge model test is a very effective test procedure in which the same failure phenomena can be reproduced in the test facility and it gives comparable results with those in the real scale soil structures such as slopes and trenches.

Two kinds of experimental studies have been carried out.

① Centrifuge model tests of trench excavation using an in-flight excavation simulation system.

The excavation process was modelled by draining the fluid, having the same specific gravity, from the pre-formed trench in the in-flight conditions.

② Centrifuge model tests of vertical slope.

In this test, centrifugal force was increased until the slope failure occured

The main results obtained in this study can be summarized as follows:

1) In the failure experiments of vertical slopes, the failure planes designated circular shapes and almost the similar results were obtained at all tests in spite of differences of strength of grounds. On the other hand, in the simulation tests, 3 types of failure patterns could be recognized. First type was a continious failure from the surface. The others were wedge type failure and circular type failure.

2) The prototype failure heights were reasonably converted into the real scale heights. When the consolidation stresses were almost uniform at the pre-consolidation stage.

3) Behavior of γ_{max} up to the failure was observed with photographic measurements. In the progressive failure recognized, the strains are concentrated at the toe of slope in initial stage

*土木建築研究部 Construction Safety Division

and the shear band appeared at this area, and finally this shear band developed upward to the ground surface.

4) The clear sliding line was formed when γ_{max} was reached to around 14%. This results would support the definition of the failure strain which is adopted in the element test in laboratory.

Keywords; Centrifuge, Model Test, Failure, Deformation, Stress, Strain, Trench, Slope, Excavation, Cohesive soil

1. まえがき

近年の公共投資の増大による社会基盤整備のための土木工事が，各地で盛んに行われている。土木工事のほとんど全てに共通して行われる地盤の掘削工事においては，その多くに土砂崩壊災害の危険性が伴っており，労働災害も数多く発生している。災害分析結果[1]によると，毎年約 70 名の労働者が土砂崩壊災害によって死亡している。

掘削時における斜面の崩壊発生メカニズムについては，その現象が観察できない地盤内部で進行しているために，崩壊の進行状況や地盤内の変形挙動について，従来は実験によって確かめることができなかった。

本研究の目的は，従来，未解明であった地盤内部での崩壊メカニズムの解明を行い，実際に地盤表面で確認される変位や亀裂などの現象発生時における，危険性の評価手法の開発や効果的な安全施行対策の確立のための基礎資料を得ることである。

このため二次元の模型地盤を用いた遠心模型実験を行い，その崩壊現象を詳細に観察し，崩壊の発生メカニズムについて検討した。

本稿は飽和粘性土地盤を対象とし，鉛直斜面崩壊実験と掘削シミュレーション実験の 2 つの手法による遠心模型実験の結果から，斜面崩壊時の地盤内の変形挙動とすべりの発生状況についてまとめたものである。

2. 遠心模型実験

一般に土の強度や変形特性は他の材料と異なり応力レベルに強く依存するために，自重応力の小さい縮尺模型を用いると，重力場では実際の変形や破壊挙動を期待することはできない。遠心力載荷装置を用いた遠心模型実験では，実物の縮尺 1/n の模型を重力加速度の n 倍の遠心加速度場に置くことにより，模型内に実物と同じ自重応力状態を再現することができ，これによって縮尺模型に実物と同じ挙動を生じさせることが期待できる[2]。

2.1 実験装置

2.1.1 遠心力載荷装置

実験に用いた遠心力載荷装置の概要は Fig. 1 に，その主要諸元は Table 1 に示した。装置の主要部分は，試料容器やカウンターウエイトを搭載する回転部，装置を回転させる駆動部，回転部分を収容する円形のコンクリート製ピット，潤滑装置，空調装置等からなる。

① 回転部は主軸と軸受け，主軸に結合されたビーム，ビームに搭載される試料容器とカウンターウエイトから構成される。主軸の上部には模型内に取り付けられたセンサー等からの計測信号を外部に取り出すためや，電力を供給するためのスリップリングが組み込まれている。

② 試料容器には，平面ひずみ条件を確保するために鉄製の剛な箱型の容器を用いており，容器前面には硬質樹脂による窓をもうけて光学計測ができるようにしている。

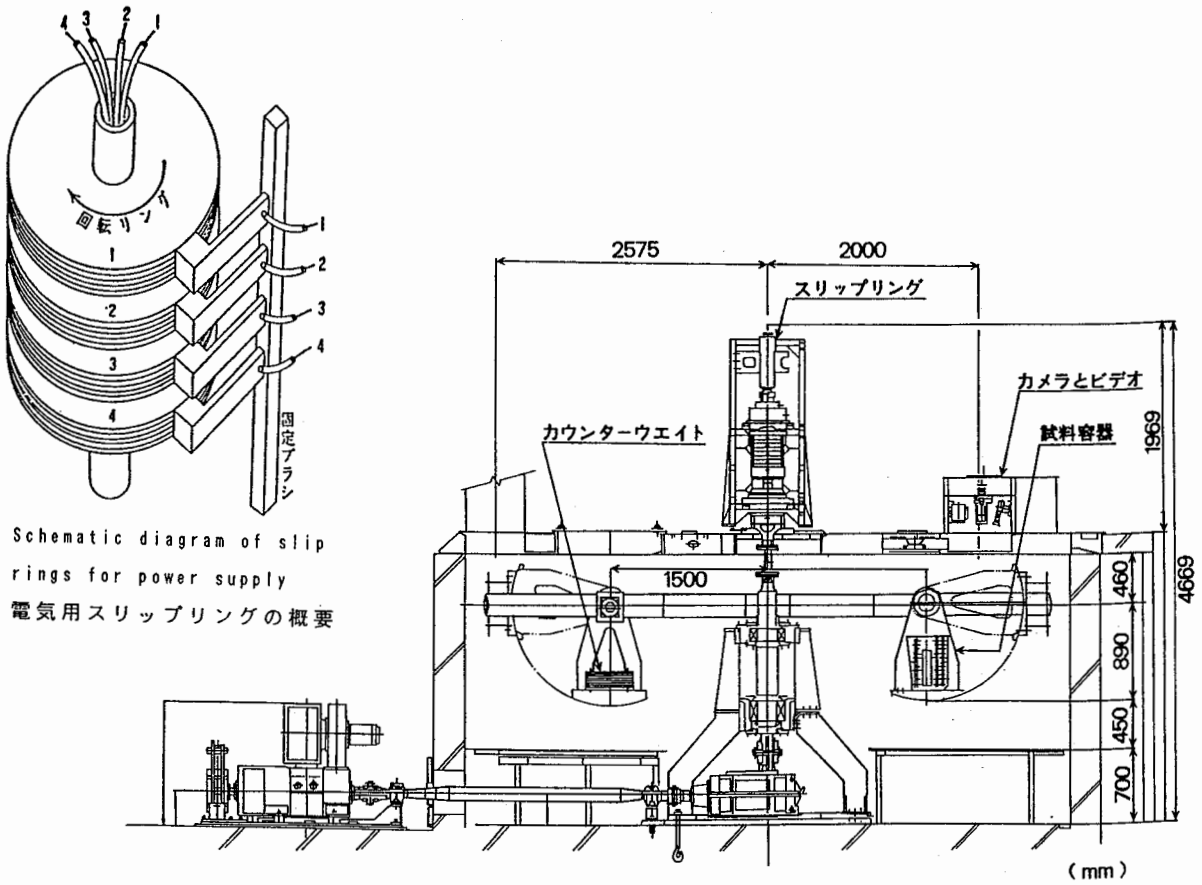
③ 試料容器搭載部はスイングプラットフォーム方式となっており，ヒンジ部のトーションバーにより約 40G で着座し，それ以上の遠心力場では，ビームに取り付けた台座が荷重を受ける構造となっている。また，作用させることのできる最大遠心力は重力の 200 倍 (200G) である。

④ 駆動部には直流 150 kw の電動モーターを用いており，下部から駆動する形式となっている。

⑤ 装置本体の回転部は鉄筋コンクリート製の地下ピット（内径 5.7m, 深さ 2.5m ）内部に設置されている。

2.1.2 掘削シミュレーションシステム[3]

遠心力場において掘削過程を再現するために，掘



Schematic diagram of slip rings for power supply
電気用スリップリングの概要

Fig. 1　Schematic diagram of centrifuge
遠心力載荷装置の概要

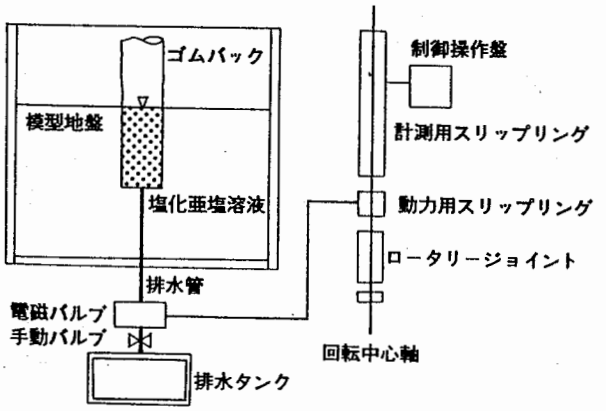


Fig. 2　Schematic diagram of trench excavating system
掘削シミュレーションシステムの概要

削シミュレーションシステム (Fig. 2 参照) を用いて実験を行った。

本システムは，予め溝形状に成形した模型地盤の溝部分に，ゴムバックを介して土と同じ単位体積重量の液体を充填して掘削面を支持し，その液体を遠心力場で排出することで，地表面から連続的に掘削過程を再現するものである。実験に用いた液体は $ZnCl_2$ (塩化亜鉛) の水溶液である。塩化亜鉛溶液の排出は，制御室からの電気信号により電磁バルブを解放することで行っている。掘削の進行速度の設定は電磁バルブと排出タンクの間の手動バルブの開口面積を調整することで行っている。

2.2　計測

模型への電源供給と模型からの計測信号の取り出しは，遠心力載荷装置の回転中心軸上に取り付けたスリップリングを用いて行っている。その機構は，Fig. 1 中に示したような多段積みのリングと，そのリングの外縁に接触したブラシから成り，電流がそれぞれ

Table 1　Principal performances of centrifuge
遠心力載荷装置の主要諸元

項　　目		内　　容
最大遠心加速度		200G
最大積載荷重　(kg)		500
回転半径　(m)	最大外径	2.680
	載荷面	2.310
	試料箱中心	2
最大回転数 (rpm)	中心軸	300
	駆動軸	1750
主電動機	容　　量	直流 150 Kw
	回転数	定格 1750 rpm
	回転方向	可逆
スリップリング	計測用	80 極
	動力用	100 V2 極（容量 30A）

Table 2　Physical properties of Kaolin-clay
カオリン粘土の物理定数

液性限界	LL=86.9%
塑性限界	PL=34.7%
塑性指数	Pl=52.2
比　　重	Gs=2.69
粒度分布	シルト分　12% 粘土分　88%

のリングとブラシを通じて流れるように結線されたものである。

模型地盤の変形挙動は，写真とビデオカメラによって撮影した。写真の撮影方法は一回転毎にストロボと同期させてコマ送りを行なって，35 mm の長尺白黒フィルムに撮影した。ビデオ映像は一回転毎の映像をメモリーに保存して連続映像にした。

模型地盤表面の沈下量は接触型変位計と非接触型変位計を用いて計測を行い，これらの計測信号はスリップリングを介して計測室のデータロガーに収録した。

2.3　実験方法

2.3.1　試料の準備

本研究では，理想化した条件で実験を行うために飽和粘性土地盤を対象とし，カオリン粘土の均質一様地盤を用いて実験を行った。実験に用いたカオリン粘性土の物理定数は，Table 2 に示したとおりである。カオリンに蒸留水を加え，含水比 150%のスラリーを 10ℓ毎にソイルミキサーで約 1 時間撹拌し，その後試料容器に移し，約 2 時間脱気を行う作業を繰り返し，計 60ℓのスラリーを作成し，さらに全体で 24 時間脱気を行った。

2.3.2　試料の予圧密方法等

模型地盤の作製にあたっては所定の強度をもたせるために，一次元的に予圧密を行った。一次元予圧密地盤は，大型のベロフラムシリンダーを用いて，上部から載荷板により圧密荷重を段階的に上げて作製した。予圧密は，両面排水条件で 24 時間毎に圧密荷重を 0.5 kgf/cm^{2}づつ上昇させて行っており，最終予

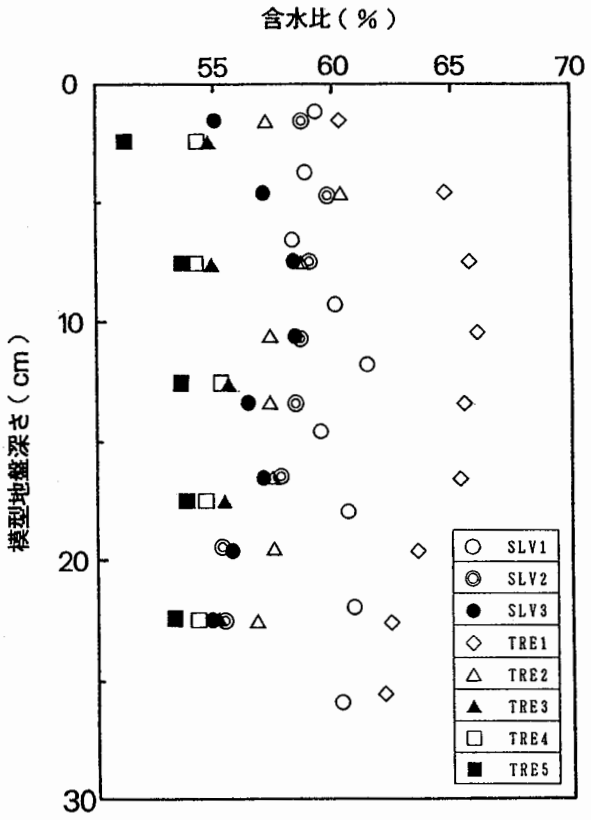


Fig. 3　Water content distribution of model grounds after pre-consolidation
予圧密後の模型地盤の含水比

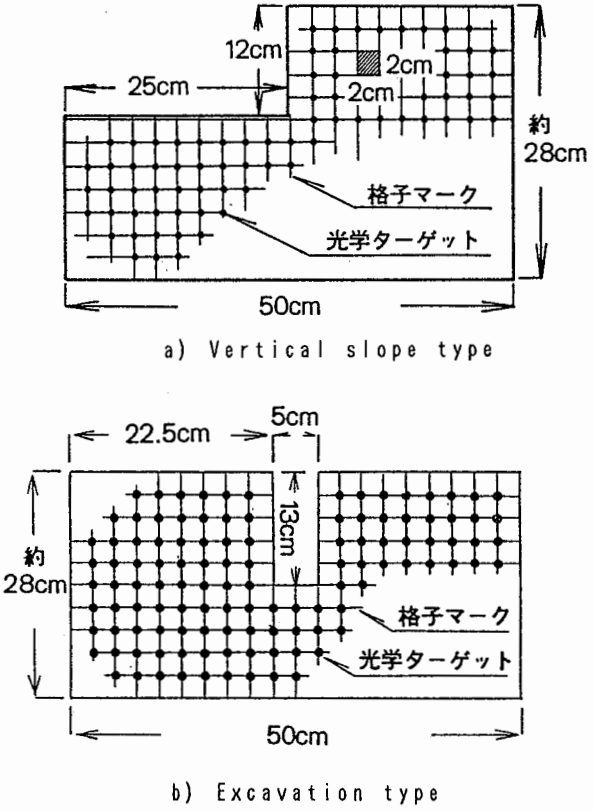


Fig. 4　Schematic diagram of model grounds for centrifuge tests
実験用模型地盤の概要

圧密荷重に到達してから最終圧密沈下量に到達するまで放置した。今回の実験では最終圧密荷重が 1.5, 2.0, 2.2 (kgf/cm^2) の 3 種類の地盤を対象とした。Fig. 3 は予圧密終了後の地盤の状況を表したものである。圧密終了後，試料容器の側壁をはずし，上層部分約 2 cm を切り取った後，Fig. 4, a), b) のような 2 種類の模型地盤に成形した。それぞれの模型地盤の側面には，地盤の変形の様子が観察できるように，側面に 2 cm 角の格子線を描き，その交点に変位計測用のターゲットを埋め込んだ。

2.3.3　崩壊実験

多くの土構造物の変形，破壊の主要因は土の自重の働きと考えられている。安定状態にある土構造物に，載荷あるいは除荷による応力変化を与えると土構造物に変形あるいは破壊が生ずる。変形問題を扱う遠心模型実験では，載荷や除荷の応力変化をシミュレートする必要がある。そのため，今回の実験では以下の 2 種類の方法で実験を行い，実験手法の違いが崩壊挙動に与える影響も含めた考察を行った。これらの一連の実験条件と結果を Table 3 と Table 4 に示した。

① 鉛直斜面崩壊実験

鉛直斜面崩壊実験では Fig. 4, a) に示したような鉛直な片斜面部分を有する模型地盤に，遠心力を徐々に増加させて実験を行った。この実験は，遠心力が増加することによって土の見かけの自重が増大し，崩壊に至る場合の変形挙動を調べることを目的としている。崩壊実験は強度の異なる地盤について，斜面が完全に崩れ落ちる遠心加速度まで 10G 毎に遠心加速度を増加させて行った。

② 溝掘削シミュレーション実験

溝掘削シミュレーション実験では前述のシステムを用い，Fig. 4, b) に示すような溝形状に成形した模型地盤について実験を行った。この実験では一定の遠心力場で溝部に充塡した液体を排出させた。また，掘削の進行にともなう地盤の変形を調べるために，Table 3 と Table 4 に示すように地盤強度と掘削速度を変えて実験を行った。

Table 3　Summary of experimental conditions and results
実験条件及び結果

実験コード	実験時の模型地盤	圧密荷重 (kgf/cm^2)	平均含水比 (%)	崩壊時の遠心加速度 (G)	換算した限界斜面高さ (m)	崩壊形状等
SLV1	鉛直斜面	1.5	59.6	50	6.0	・円弧状
SLV2	模型	1.5*	57.6	50	6.0	
SLV3	Fig. 4, a)	2.0	56.6	80	9.6	
TRE1		1.5**	63.3	50	—	・連続的崩壊
TRE2	溝掘削模型	1.5	57.7	50	5.6	・水平から
TRE3	Fig. 4, b)	2.0	54.6	70	8.4	45°の直線
TRE4		2.0	55.1	80	9.6	的なすべり
TRE5		2.2	53.2	80	8.9	・円弧状

* 予圧密後 100G の遠心力場において 40 時間自重による再圧密を行った。
** 予圧密後に湿潤再膨張させている。

Table 4　Excavating velocity in each simulation
掘削シミュレーション実験における各掘削速度

実験コード	平均掘削速度	
	model (mm/sec)	prototype (m/hr)
TRE1	3.4	0.24
TRE2	5.6	0.40
TRE3	1.1	0.06
TRE4	11.1	0.50
TRE5	8.0	0.36

3.　変形解析

模型地盤の変形挙動の解析は，撮影した白黒長尺フィルムの映像をフィルムモーションアナライザーを用いて，その側面に埋め込んだターゲットの座標を読みとり，その座標データを RS-232C 経由でパーソナルコンピュータ (PC-9801) に転送し，以下に示す方法で行った。

3.1　ひずみの算出方法

ひずみの算定は，三点法により行っており，Fig. 5, a) に示すような四点から構成される格子内にある四つの三角形のひずみの平均値として求めた。また，三点で囲まれる要素のひずみは一様であると仮定している。

ここで，水平変位を u, 垂直変位を vとすると任意点の変位は，一般的に以下のように表せる。

$$\begin{cases} u = u_o + \mathrm{A}x + \mathrm{B}y \\ v = v_o + \mathrm{C}x + \mathrm{D}y \end{cases} \tag{1}$$

ここで，u_o, v_oは基準となる点の変位であり，A, B, C, D は，三点の座標値を代入することで決定される係数である。

上式 (1) に，Fig. 5, b) に示した格子内の任意な三点 i, j, kからなる三角形の変位を代入することによって以下のように表すことができる。

$$\begin{cases} uj = ui + \mathrm{A}aj + \mathrm{B}bj \\ vj = vi + \mathrm{C}aj + \mathrm{D}bj \\ uk = ui + \mathrm{A}ak + \mathrm{B}bk \\ vk = vi + \mathrm{C}ak + \mathrm{D}bk \end{cases} \tag{2}$$

水平，鉛直方向のひずみε_x, ε_yは，圧縮して正として表すと，以下のようになる。

$$\varepsilon_x = -\frac{\partial u}{\partial x} = -\mathrm{A} \tag{3}$$

$$\varepsilon_y = -\frac{\partial u}{\partial y} = -\mathrm{D} \tag{4}$$

せん断ひずみγ_{yx}は，反時計回りを正とすると以下のようになる。

$$\gamma_{yx} = -\left(\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y}\right) = -\mathrm{C} - \mathrm{B} \qquad (5)$$

(2) 式を A, B, C, D について解いて，(3), (4), (5) 式に代入する。
ここで，以下のように置き換えると

$$\begin{cases} Px = x_{j2} - x_{j1} - x_{k2} + x_{k1} \\ Py = y_{j2} - y_{j1} - y_{k2} + y_{k1} \\ Qx = x_{k2} - x_{k1} - x_{i2} + x_{i1} \\ Qy = y_{k2} - y_{k1} - y_{i2} + y_{i1} \\ Rx = x_{i2} - x_{i1} - x_{j2} + x_{j1} \\ Ry = y_{i2} - y_{i1} - y_{j2} + y_{j1} \\ Z = y_{i1}(x_{j1} - x_{k1}) + y_{j1}(x_{k1} - x_{i1}) \\ \qquad + y_{k1}(x_{i1} - x_{j1}) \end{cases}$$

ε_x, ε_y, γ_{yx}は以下のようになる。

$$\varepsilon_x = -\frac{y_{i1}Px + y_{j1}Qx + y_{k1}Rx}{Z}$$

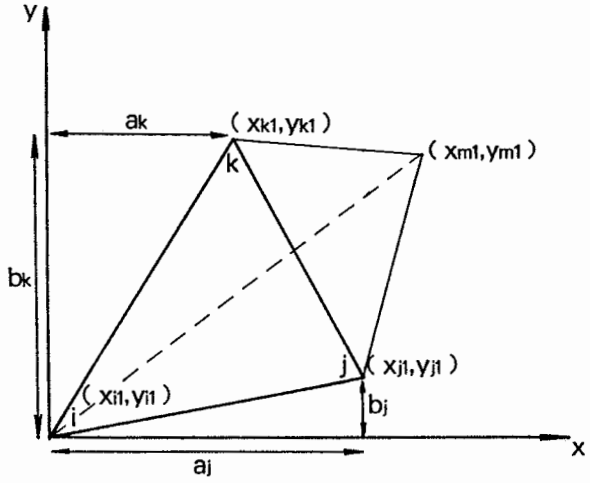
$$\varepsilon_y = -\frac{x_{i1}Py + x_{j1}Qy + x_{k1}Ry}{Z}$$

$$\gamma_{yx} = -\frac{x_{i1}Px + x_{j1}Qx + x_{k1}Rx}{Z} + \frac{y_{i1}Py + y_{j1}Qy + y_{k1}Ry}{Z}$$

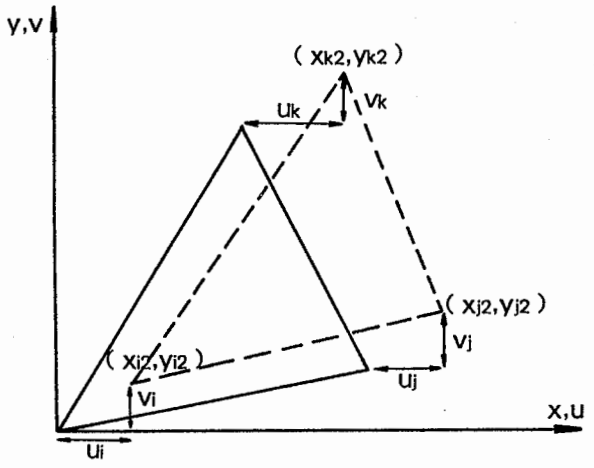
3.2　各種ひずみとその方向

最大主ひずみの大きさε_1, 最小主ひずみの大きさε_3はε_x, ε_y, γ_{xy}を用いて以下のように表せる。

$$\left.\begin{matrix}\varepsilon_1 \\ \varepsilon_3\end{matrix}\right\} = \frac{\varepsilon_x + \varepsilon_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_y - \varepsilon_x}{2}\right)^2 + \left(\frac{1}{2}\gamma_{yx}\right)^2}$$



a) Initial dimensions of square element



b) Initial and displaced positions of triangular element

Fig. 5　Calculate model for deformation
ひずみ解析モデル

ε_1の y軸からの方向β_{y1}と，ε_3の y軸からの方向β_{y2}は以下のようになる。

$$\beta_{y1} = \frac{1}{2}\tan^{-1}\left(\frac{\gamma_{yx}}{\varepsilon_y - \varepsilon_x}\right)$$

$$\beta_{y2} = \beta_{y1} - \frac{\pi}{2}$$

体積ひずみε_vと，最大せん断ひずみ$\gamma_{\max}$は以下のようになる。

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 - \varepsilon_3$$

$$\gamma_{\max} = \varepsilon_1 + \varepsilon_3$$

ダイレタンシー角νは以下のようになる。

$$\nu = \sin^{-1}\left(\frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_3}{\varepsilon_1 - \varepsilon_3}\right)$$

ゼロひずみ方向はε'は最大主ひずみε_1の方向から

$$\varepsilon' = 45° - \frac{\nu}{2}$$

となる。

4. 実験結果と考察

地盤の崩壊形状とそのひずみ解析から算出したひずみの発生状況について，鉛直斜面崩壊実験と溝掘削シミュレーション実験の結果を比較して考察する。

4.1 崩壊形状について

鉛直斜面崩壊実験では，斜面部分が完全に崩れ落ちるまで，遠心力を増加させている。斜面が崩壊に至るまでの模型地盤の変形は比較的低速度であり，のり先から発生したすべりが発達して斜面が崩壊した。実験によって確認できた崩壊の形状は Photo 1 に示したような円弧状のすべり面に沿ったもののみで，今回実験した条件の地盤強度では崩壊形状にほとんど差異はみられなかった。

溝掘削シミュレーション実験では，一定の遠心力場で前述の方法を用いて掘削過程を再現した。その結果，今回採用した実験条件において，Fig. 6, a), b), c) に示すような 3 つのタイプの崩壊[4,5]が確認できた。

一つは Fig. 6, a) のような形状であり，含水状態が高かった TRE1 において観察された，掘削の進行

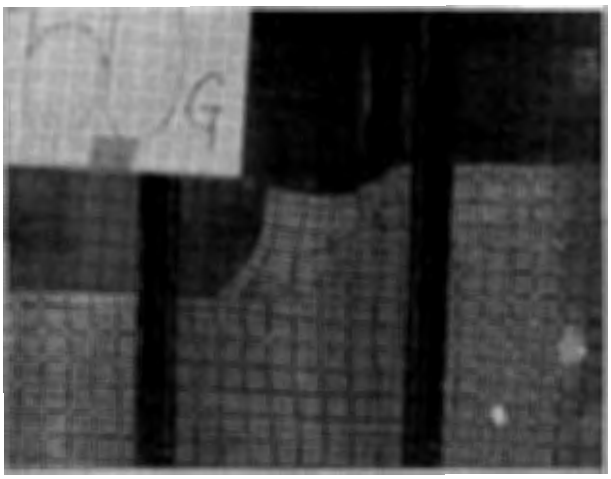


Photo. 1　Failure along with redious plane
円弧状のすべり線に沿った崩壊の様子

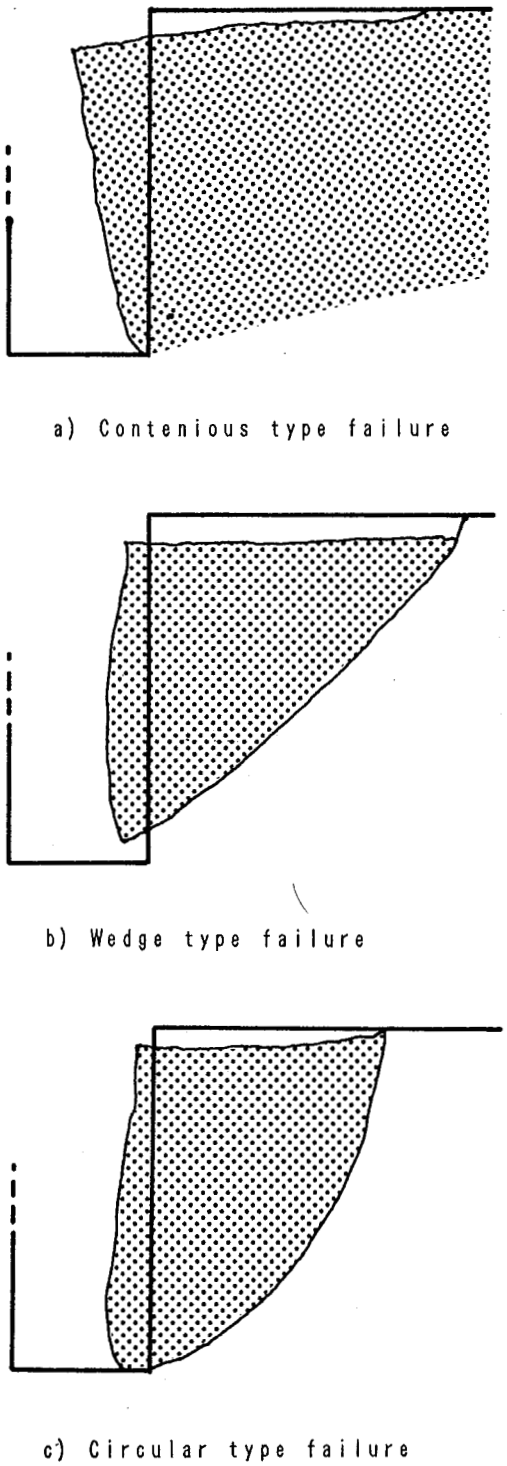


Fig. 6　Failure types of slope
崩壊の種類

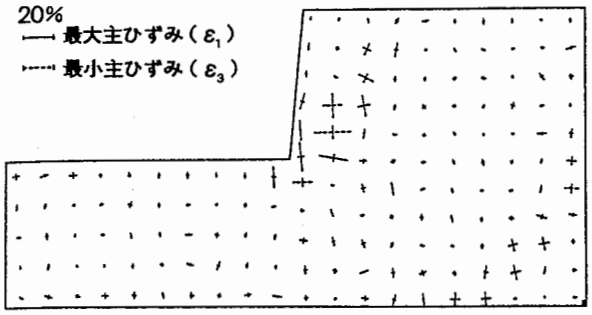


Fig. 7　Distribution of principal straines in initial failure (SLV3)
崩壊初期の主ひずみの分布 (SLV3)

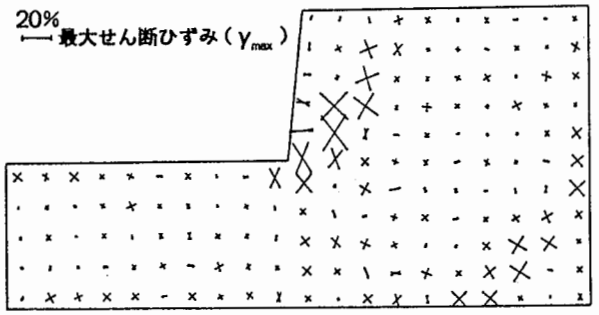


Fig. 8　Distribution zero-extension directions (SLV3)
ゼロひずみ方向の分布 (SLV3)

中に連続的に上部から崩れ落ち，明確なすべり線の発生がない崩壊である。二つ目は Fig. 6, b) のような形状であり，TRE2, 3, 4 に見られた掘削終了後に比較的短時間で水平から約 45 度の傾きで直線的なすべり線に沿って崩壊したものである。三つ目は Fig. 6, c) のような形状であり，TRE5 に見られた掘削終了後に時間をかけて少しずつ円弧状のすべり線を成長させて崩壊したものである。TRE5 は地盤の強度が異なるため TRE2, TRE3, TRE4 とは単純に比較はできないが，掘削終了から崩壊までに時間を要し，円弧状のすべり線は斜面形状の模型地盤に作用させる遠心力を徐々に増加させて崩壊させた場合によく似ていることがわかった。

4.2　崩壊斜面高さの比較について

崩壊時の模型地盤の斜面高さと作用させた遠心力から，実地盤に換算した崩壊斜面高さを Table 3 中に示す。

実地盤に換算した斜面の崩壊高さは，同一の予圧密荷重を受けた地盤である SLV1 と TRE2, SLV3 と TRE4 においてはほぼ一致した。

鉛直斜面崩壊実験においては，予め所定の高さ（模型上では 12 cm ）を有する鉛直斜面が完全に崩壊する遠心力まで高めて実験を行っている。この状態は模型地盤において，斜面の高さが遠心力の増大によって徐々にスケールを大きくしていくことに置き換えて考えることができる。言い替えると，すべり線の発生するのり先部分には遠心力を増加している間中，常に力が集中して作用していることになる。Table 3 中に示した崩壊高さは斜面が崩壊に至ったときの遠心力から算出したものである

一方，溝掘削シミュレーション実験では掘削の進行に伴って鉛直斜面の，のり先部分が徐々に下方へと移動していき，ある限界の深さに達したときに崩壊が発生することになる。一連の溝掘削シミュレーション実験においては，例外的に掘削開始直後から連続的に崩壊した TRE1 を除いては，掘削の終了直前もしくはその後に崩れた。その中においても，予め成形された溝の下端部分ではなく，そのわずか上の部分より崩壊が発生していたものも見られた。これは今回用いた試料の透水性が非常に低いために，地盤の変形が応答するために時間を要し，同一の予圧密荷重を受けた地盤においても，崩壊した斜面の高さや崩壊形状に差異が生じていると考えられる。

4.3　変形時のひずみ分布について

今回，崩壊に至るまでの挙動を写真計測によって連続撮影することで，従来未解明であったひずみの発達状況を調べることができた。そのひずみ挙動は地盤内に格子状に埋め込んだターゲットの変位から前述の方法により算出した。

4.3.1　主ひずみ (ε_1, ε_3) について

Fig. 7 は，鉛直斜面崩壊実験 SLV3 における崩壊初期の主ひずみの分布状況である。のり先部分で主ひずみが周辺地盤に比べて増大しており，この部分での変形が増大していることに一致した。この時には，まだ地盤表面付近には大きな主ひずみは現れていない。Fig. 8 は，SLV3 におけるゼロひずみ方向を示した図であるが，その方向はほぼすべり線の方向に一致していることがわかる[6)]。

遠心場で模型地盤を再圧密して，地盤の強度を深さ方向に増大させた場合について実験を行った SLV2 の結果においても，SLV3 と同様に崩壊の初期にのり先部分で主ひずみの増大がみられ，その大きさとゼ

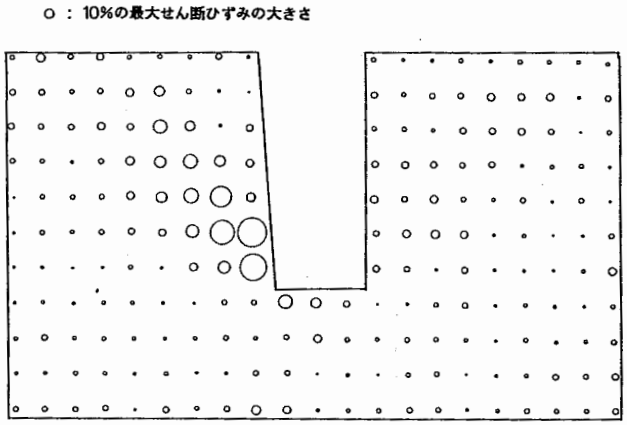


Fig. 9　Distribution of maximum shear strains (γ_{max}) before slip plane is apeared (TRE3)
すべり線発生前の最大せん断ひずみの分布 (TRE3)

ロひずみの方向は SLV3 の場合と類似していた。掘削シミュレーション実験についても同様に調べた結果，大きな主ひずみが崩壊部分に発生していた。

4.3.2　最大せん断ひずみ (γ_{max}) について

Fig. 9 は TRE3 の掘削開始直後から，のり先部分にすべり線の発生する以前までの間における，最大せん断ひずみ (γ_{max}) の分布図である。

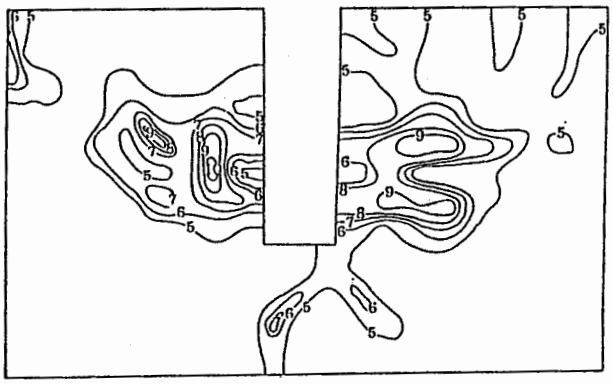
この図から，すべり線の発生以前にのり先部分の近傍において，比較的大きなγ_{max}が発生していることがわかる。

① γ_{max}の分布について

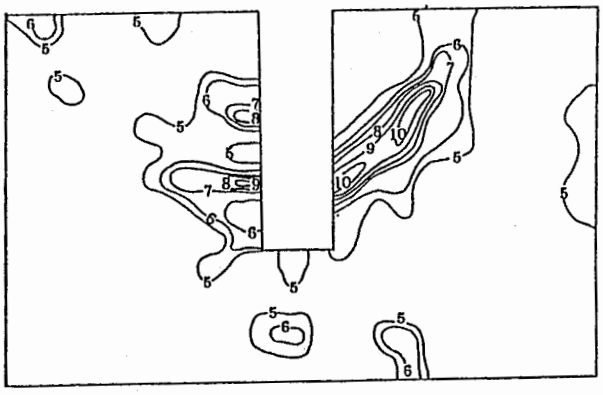
Fig. 10 は実験 TRE2, Fig. 11 は実験 SLV3 における等最大せん断ひずみ線を示したものである。Fig. 10, a) は掘削開始の初期から，その途中における分布である。これによると，溝壁面のはらみ出しによって，壁面内部のせん断ひずみが増大していることがわかり，溝の両側とも 10%近いひずみが発生している。Fig. 10, b) は Fig. 10, a) 以降から崩壊直前までのγ_{max}の発達の様子であり，溝右側で，のり面下部から斜め上方に向かってひずみが集中しているのが確認できる。この傾向は Fig. 11 にも見られ，γ_{max}の発達推移から進行的な斜面の崩壊挙動が確認できた。

② γ_{max}の発達状況について

Fig. 12, a), b) はγ_{max}の発達状況を調べるためにγ_{max}と掘削深さの経過時間に伴う変化の関係を表したものであり，地盤条件が同じで掘削速度と作用遠心力を変えて行った TRE3 と TRE4 を比較したものである (Table 4 参照)。両者はγ_{max}が約 14%ですべり線が発生することが確認された。これは要素試験 (三軸試験等) で定義されている破壊ひずみとほぼ一致する結果であった。両者の掘削速度には約 10 倍の差があったが，崩壊形状には大きな差異がみられず，



a) Excavation depth is 40%



b) Excavation depth is 80%

Fig. 10　Conter lines of γ_{max} (TRE2)
等せん断ひずみ線の様子 (TRE2)

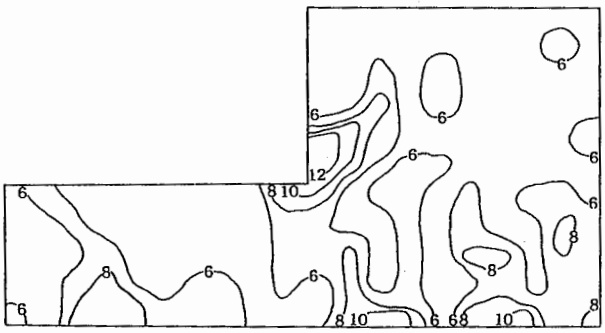
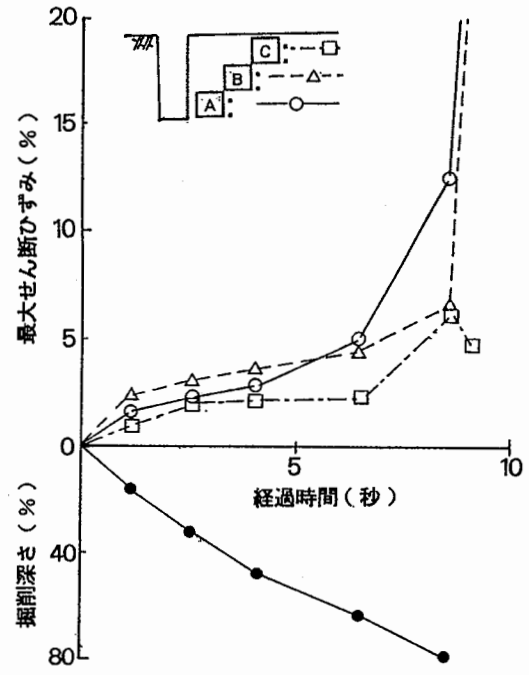
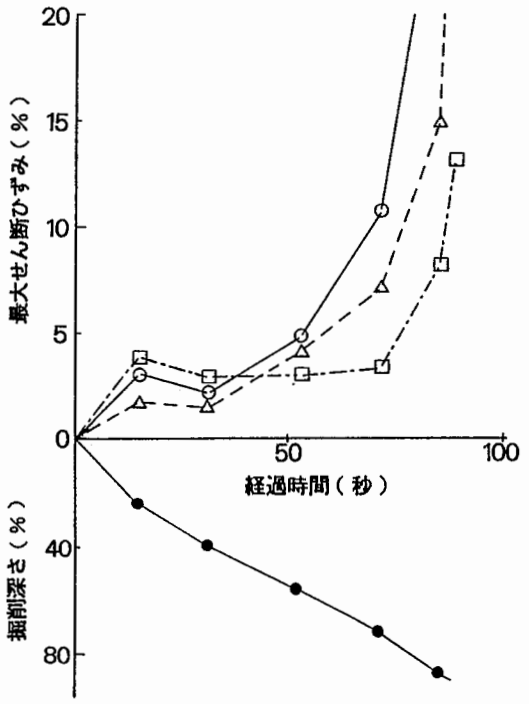


Fig. 11　Conter lines of γ_{max} (SLV3)
等せん断ひずみ線の様子 (SLV3)



a) Fast excavation (TRE4)



b) Slow excavation (TRE3)

Fig. 12　Relation with γ_{max}, excavated depth and elapsed time
掘削深さとγ_{max}の変化の様子

掘削溝の下端より，すべり線が発生してから崩壊に至り，その発達状況も類似していた。図中の実線はすべり線が最初に発生する位置付近 (A)，一点鎖線は地盤表面の付近 (C)，破線はこの両者の中間部分 (B) のそれぞれの部分の平均したγ_{max}の大きさで表した。これらの図から掘削深さが約 60%を超えたあたりからγ_{max}が急激に増大しており，その分布傾向はのり先部分で最初に大きくなり，それから遅れて地盤表面付近のひずみが増大していることがわかる。その傾向は掘削速度が遅い TRE3 でより明らかであり，すべり線が徐々に発達して行く状況が推測できる。

5. 結　び

鉛直な片斜面を有する模型地盤に，遠心力を増加して作用させた鉛直斜面崩壊実験と，溝形状の模型地盤を用いて，一定の遠心力場で掘削過程を再現した溝掘削シミュレーション実験を行った結果，今回の実験条件の範囲において以下のことが明らかになった。

① 鉛直斜面崩壊実験では，地盤の強度が異なっていても，その崩壊形状はほぼ類似しており，円弧状のすべりが発生していた。一方，掘削シミュレーション実験においては三種類の崩壊形状が確認された。この内の一つは地盤強度が極端に弱いため，斜面が連続的に崩壊しており，例外的な事例と考えられる。他の 2 つは比較的直線に近いすべりと円弧状のすべりであった。

② 実地盤に換算した斜面の崩壊高さは，同一の予圧密荷重を受けた地盤においてはほぼ一致した。しかし，これらは実験の条件（掘削速度，初期設定する溝の深さ）や手法（斜面崩壊実験，溝掘削シミュレーション実験）によって，わずかな差異がみられた。この崩壊高さの差異が崩壊形状に影響を与えたものと考えられる。

③ 崩壊に至るまでのγ_{max}の発達状況を確認した。崩壊の契機として，のり先から斜め上方部にひずみが集中し，すべり線が現れ，それが地表面につながる進行的な破壊現象を確認した。

④ γ_{max}が約 14%ですべり線が発生することが確認され，遠心模型実験における破壊時のせん断ひずみの大きさは，要素試験で定義される破壊ひずみ (15%) とほぼ一致した結果が得られた。

(平成 5 年 5 月 10 日受理)

参考文献

1) 豊澤・堀井・玉手，溝掘削工事中の土砂崩壊による死亡災害の発生状況，第 28 回土質工学研究発表会講演集，1993.
2) 木村　孟ほか，講座「遠心模型実験」，土と基礎 1987. 11–1988.8.
3) 豊澤・堀井，遠心模型実験における溝掘削シミュレーションシステムの開発，第 25 回土質工学研究発表会講演集，1990, pp. 1505–1506.
4) 玉手・堀井・豊澤，カオリン粘土による溝模型の崩壊実験，第 28 回土質工学研究発表会講演集，1993.
5) Richard Neil Taylor, Ground Movements Associated with Tunnels and Trenches, Ph. D. Thesis, Cambridge University, 1986.
bridge University, 1986.
6) 龍岡文夫ほか,「土の強さと地盤の破壊入門」，土質工学会.
7) 豊澤・玉手・堀井，遠心力場で溝掘削過程を再現した崩壊実験，土木学会第 47 回年次学術講演会概要集，1992, pp. 818–819.
8) Yasuo Toyosawa, Noriyuki Horii and Satoshi Tamate, Analysis of Fatal Accidents Caused by Trench Failure, Third International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, 1993, pp. 751–758.
9) Noriyuki Horii, Shigeo Hanayasu, Yasuo Toyosawa, Satoshi Tamate and Takakazu Maruyasu, A Case History of the Collapse Accident of a Temporary Earth Support Structure, Third International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, 1993, pp. 827–830.