

砂地盤中の泥水掘削溝壁の破壊メカニズムと その解釈

片桐雅明¹・石井武司²・斎藤邦夫¹・増田達³・相沢文也⁴・鶴飼恵三⁵

¹正会員 工博 株式会社日建設計中瀬土質研究所(〒212-0055 神奈川県川崎市幸区南加瀬 4-11-1)

²正会員 工修 株式会社日建設計土木事務所 設計室(〒112-8565 東京都文京区後楽 2-1-2)

³正会員 工博 東日本旅客鉄道株式会社 建設工事部(〒151-8578 東京都渋谷区代々木 2-2-2)

⁴正会員 工修 東日本旅客鉄道株式会社 東京支社施設部工事課(〒114-0014 東京都北区東端 2-20-68)

⁵正会員 工博 群馬大学教授 工学部建設工学科(〒376-8515 群馬県桐生市天神町 1-5-1)

泥水位が低下して砂地盤中の泥水掘削溝壁が破壊する条件と破壊メカニズムを把握するために、種々の平面形状を有する掘削溝に対し、遠心模型実験およびせん断強度低減法を組み込んだ有限要素解析を行った。特に遠心模型実験では、崩壊土塊に作用する土圧変化の測定も試みた。その結果、溝の平面形状の違いにより安定条件、崩壊領域が異なること、さらに崩壊土塊周辺の土圧が降伏時に低下し、その低下率が溝形状に依存することなどがわかった。地盤内の応力変化も含めたこれらの挙動は、有限要素解析によって精度良くシミュレートすることができた。また極限約合法を基本にして提案した簡易解析手法に用いる側方拘束力の評価式は実測値とよく対応し、その手法による安全率もほぼ妥当なものとなった。

Key Words: slurry trench, failure, sandy ground, centrifuge model test, FEM, limit equilibrium method

1. 緒言

都市部を中心とした比較的大規模で深い開削工事は、概して既存の構造物が近接しており、慎重かつ安全な施工が要求される。そのため、掘削時の安全性が高い地下連続壁工法が採用されることが多い。地下連続壁工法では、掘削溝に泥水を入れ、その圧力で掘削壁を安定させながら所定の深さまで掘削し、ここに鉄筋かごを建込み、コンクリートを打設して連続壁を築造する。したがって、掘削からコンクリートを打ち込むまでの間に、泥水掘削溝壁を崩壊させずに、また近接の構造物に影響を与えないように、設計・施工することが本工法の重要課題である。

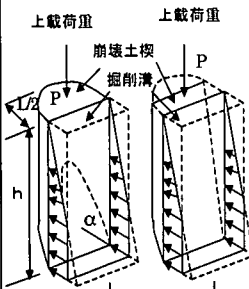
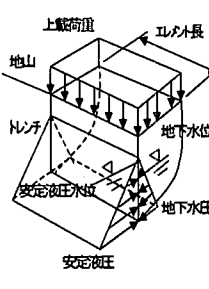
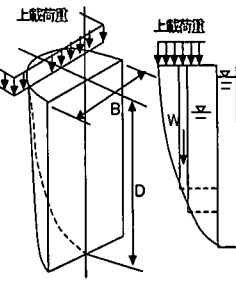
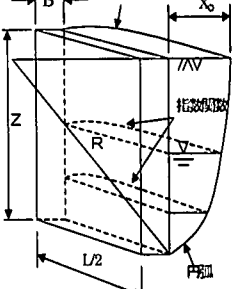
泥水掘削溝壁は、適正な密度に保たれた泥水(安定液)が形成する泥膜を介して、この安定液圧が地盤の土・水圧に抵抗することによりその安定性が保持される¹⁾。溝壁破壊の原因は、安定液の逸水、供給不良等によること、すなわち安定液圧の低下が圧倒的に多い²⁾。その他、地下水位が上昇して崩壊した事例³⁾、⁴⁾も報告されている。また、壁面に形成されるべき泥膜が

不良で、安定液圧が地盤に伝わらずに破壊することもある。その具体例が、透水性が高い地盤や被圧層を含む地盤を掘削した場合である⁴⁾。この種の破壊は局部的に発生することも報告されているが、それが全体的な破壊を誘引することもある。

泥膜が良好に形成されると仮定し、溝壁の安定性を評価する方法には、半円形すべりの方法⁵⁾、三次元円筒すべりの方法⁶⁾、プロトジャコノフの方法⁷⁾などがある。しかし、これらは重力場の小型模型実験やごく少数の限られた崩壊事例などに基づいたものであり、各方法ごとに計算上の仮定(崩壊土塊形状など)が異なる。しかもそれぞれで求められる安定係数の解釈に統一性がなく、実務上の扱いは参考値にとどまっており、実際には経験に基づいて施工されている。

樋口らは遠心模型実験の結果から、新たに指数曲面すべりの方法⁸⁾を提案した。これは先の方法に比べ、実状に近い安全率を得られるものの、三次元のつり合い条件で問題となる側方拘束圧力を考慮せず、そのかわりすべり面形状を固定して求めている。このようにして求めた値が最小安全率を与えているかという疑問

表-1 既往の簡易解析手法の考え方と適合性

	半円形すべりの方法	三次元円筒すべりの方法	プロトジェノフの方法	指数曲面すべりの方法
概念図				
崩壊形状	崩壊角 α を有する半円筒形	横型円筒形	地表面は、放物線状	地表面は、指数関数形状 深度方向は、円形形状
安定係数の目安	2.0(経験・実績による)	1.2(経験・実績による)	1.0(経験・実績による)	1.0
節合い条件	△	△	△	○
二次元論との整合性	×	○	○	○
φ地盤に適用	○	○	○	○
側方拘束圧を考慮	×	△	×	×

もある。また彼らが行った泥水掘削溝に関する遠心模型実験は、泥水位を一定として地下水位を上昇させて、崩壊時の安定条件を求めている。これは降雨や洪水など特殊な事態を想定したものである。しかしながら、我が国の沖積地盤の地下水位は一般に高く、この条件を考慮した溝壁の安定性を検討することの方が、実用性の見地からも普遍性が高いと考えられる。

また、これらの4つの方法は均一な地盤を対象としており、複雑な地盤に対して同様に評価できるか疑問が残る。

そこで、不均一地盤や偏土圧の評価が可能な一般的な条件下における泥水掘削溝壁の安定解析手法の構築を最終目的に、今回はφ地盤とみなせる砂地盤での二次元と三次元の掘削溝に対して安定液を低下させる遠心模型実験およびせん断強度低減法を組み込んだ弾塑性 FEM 解析⁹⁾を行い、泥水掘削溝壁の崩壊メカニズムや崩壊形状および範囲を把握した。遠心模型実験では、崩壊土塊に作用する圧力の計測も試み、FEM 解析と比較・検討した。また三次元泥水掘削溝壁の簡易安定計算手法として、側方拘束力を考慮した三次元簡易 Janbu 法¹⁰⁾を用いた溝壁の安定計算手法¹¹⁾を取り上げ、遠心模型実験結果に適用し、その妥当性について検討した。

2. 既往評価手法の検討

既往の安定計算手法の概念と適合性について、表-1にまとめた。表中の○、△、×は、それぞれの項目の評価であり、順に、適用する物性値を含めて適合するもの、考慮されているものの適当と判断できないもの、考慮されていないことを意味している。また表中の各概念図の記号は、原文にしたがっており、本文で用いているものと対応していない点に注意されたい。

(1) 半円形すべりの方法⁹⁾

溝長さ L の $1/2$ を半径とする半円形の崩壊領域と崩壊底部の傾斜角 α を有する崩壊土塊形状を仮定し、すべり土塊に作用する鉛直および水平方向の力のつり合い式から安定係数を求める手法である。安定条件は安定係数が 2.0 以上の場合とされている。

この計算手法の問題点は、溝壁の水平抵抗力を地下水と泥水の水圧差としているにも関わらず、土塊の重量を全重量としているため、すべりの起動力に地下水の重量が含まれていること、側方拘束力を考慮していないことが挙げられる。また、すべり形状を規定したことにより、求めた最小値が真の安全率になるとは限らないことも問題である。

(2) 三次元円筒すべりの方法⁶⁾

崩壊形状を横型円筒状と仮定し、一般的な斜面安定計算の二次元円弧すべりを三次元に拡張し、すべり土塊のモーメントのつり合いから安定係数を算定する手法である。安定条件は、安定係数 1.2 以上としている。

この計算手法の問題点は、(1)の手法と同様、土の重量を全重量で与えていること、すべり形状を規定したことによる最小値の信頼性、実際には生じない側面を平面としたすべり形状を仮定したこと、両端面のせん断抵抗を考慮しているにも関わらず側方拘束力の算定が有効応力に基づくのか全応力に基づくのか明確にされていないことが挙げられる。

(3) プロトジャコノフの方法⁷⁾

トンネル上部に作用する鉛直土圧に関するプロトジャコノフの古典的な理論を、アーチ作用を受ける水平土圧問題に適用した手法である。本手法は掘削深さが掘削幅よりも浅い場合には二次元として扱い、泥水圧と土圧のつり合いから安定係数を求め、一般的な三次元状態では崩壊土塊形状を放物線の組合せとして仮定し、すべり土塊に作用する力のつり合いから安定係数を算定する。安定条件は、安定係数がいずれの場合も 1.0 以上としている。

この計算手法の問題点は、二次元状態と三次元状態とで安定係数に連続性がないこと、側方拘束力を考慮していないこと、およびすべり形状を規定したために安定係数の信頼性が明確でないことが挙げられる。

(4) 指数曲面すべりの方法⁸⁾

深度方向断面において溝壁を通り地表面と直交する円弧で、かつ地表面が溝端部を通る指数関数で近似された崩壊土塊形状を仮定し、すべり土塊に対して三次元に拡張された簡易 Janbu 法を用いて安定係数を算定する手法である。この安定条件は、安定係数が 1.0 以上としている。

この方法の問題点は、三次元すべり面形状の規定が厳しいこと、側方拘束力の影響を考慮していないことが挙げられる。

以上、どの手法も正当に有効側方拘束力を考慮しておらず、三次元解析手法として必要な条件(鉛直方向のつり合い、水平方向のつり合い、モーメントのつり合い)を完全には満たしていない。それを回避するために、すべり形状を仮定して、土塊に作用する力のつり合いから安定性を評価したり、安定条件を与える基準値を変更している。

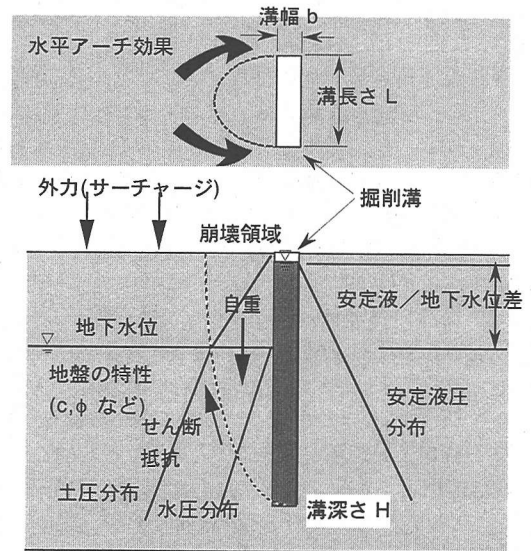


図-1 泥水掘削溝の安定性に寄与する主な要因

3. 本研究の検討内容と特徴

図-1 に示すように、泥水掘削溝壁の安定性を考える上で考慮しなければならない諸要因は、先に指摘した泥膜を介して作用する土圧、安定液圧、すべり土塊重量に加えて、周辺荷重、溝形状、泥膜の強さなどが挙げられる¹⁾。ただし、泥膜の強さについては、ゼロではないが通常の施工条件下では小さく、安定性にほとんど寄与しないこと⁸⁾から無視することにした。また、本遠心模型実験では、降雨等による特殊な条件ではなく、普遍的な条件である一定地盤内水位を想定した。すなわち、地盤内の水位を一定として掘削溝内の安定液水位を低下させて掘削溝壁の安定条件を検討することにした。その際、6(1)で定義するが、有意な地盤変形が生じ始める時点地盤の降伏点とし、その応力条件を遠心模型実験から求めることとした。また、安定液水位を低下させた場合の崩壊土塊に作用する側方拘束力の変化を調べるために、崩壊領域と考えられる地盤の土圧を測定することも試みた。

対象とする溝の平面形状は矩形かつ三次元であるが、比較のために二次元溝も実験の対象とした。樋口ら⁸⁾は、安定液水位を一定とし地下水水位を上昇させる実験で、溝形状と G レベルと組み合わせ、相似則が成り立つことを示した。本研究の模型も、彼らが確認した相似則が同様に成り立つと考えてモデル化した。

FEM 解析では、地盤材料の要素試験から得られた地盤定数を用いて、系全体の安全率を算定することによって遠心模型実験結果の評価を試みた。その方法

として、鶴飼らが提案しているせん断強度低減法に基づく弾塑性 FEM(SSRFEM)⁹⁾を用いた。この手法は弾塑性 FEM にせん断強度低減法¹²⁾を導入したものである。本手法は、従来から設計で用いられてきた極限平衡法に基づく安全率の概念と矛盾しない安全率が得られることが、鶴飼らによって二次元斜面安定問題¹³⁾および鉛直斜面の三次元安定問題¹⁴⁾で確かめられている。なお本解析の対象となる領域やメッシュ分割方法は、石井らの研究成果¹⁵⁾を用いた。

掘削溝の設計簡易解析手法として、鶴飼らが提案した簡易手法(LEM)¹¹⁾を広範囲の溝形状で行った遠心模型実験結果に適用することにより、その妥当性を評価した。本方法はすべり位置を様々なに変化させ、側方拘束圧を考慮して安全率を決定する方法である。また作用している側方拘束力を表現する実験式についての妥当性も上記の SSRFEM で検討した。

検討対象の地盤は、比較的ゆるい沖積および埋立砂地盤を想定し、掘削溝の深さは施工頻度が比較的高い掘削深度 10~20 m の事例を想定した。すなわち、相対密度 50 % 程度のゆるい砂地盤に掘削深さ 15 m の溝を対象とした。

4. 模型地盤材料の特性

模型地盤の材料として、けい砂7号を用いた。その物理的性質を表-2 に豊浦砂と比較して示す。けい砂7号は豊浦砂よりも粒径が相対的に小さいが、他の諸量はほぼ同様の特性を有している。

地盤のせん断特性を求めるために、i) 等方圧密排水圧縮試験、ii) 異方圧密拘束圧力低下実験を行った。i) は平均有効応力が増加するせん断試験であるが、ii) は安定液の低下時に溝壁周辺地盤の応力状態を模擬した実験で、軸方向の応力を一定としたまま側方拘束圧力を低下させた。

供試体($\phi = 50, h = 100$ mm)は、乾燥状態の試料を用い、相対密度が 50 % となるようにノズルからの落下高さを調整した空中落下方法¹⁶⁾で作製した。

i) のせん断時の拘束条件は、等方有効拘束圧力を 25, 50, 100, 200 (kPa) の 4 圧力とした。各試験とも圧密前に 100 kPa の背圧を加え、所定の最終圧密圧力の下で 30 分放置した後、軸ひずみ速度 0.2 (mm/min)として軸変位を増加させた。

ii) の圧密過程では、別途行った K_0 圧密試験の結果で K_0 値が 0.5 であったことから、異方圧密度を 0.5 とし、最終鉛直応力がそれぞれ 50, 100, 200 (kPa) となるように圧密を繰り返した。ただし、最終応力状態

表-2 実験に供した試料の物理特性

	ρ_s (g/cm ³)	D_{50} (mm)	砂分 (%)	細粒分 (%)	U_c	U_c'
けい砂7号	2.639	0.161	97.6	2.4	4.542	1.274
豊浦砂	2.652	0.178	99.1	0.1	1.348	1.042

表-3 掘削溝の寸法と実験目的

実験 ケース	掘削溝の寸法		実験目的
	2D/3D	長さL*幅b*深さH(m)	
1-1a	2D	$\infty * 1.08 * 15$	崩壊形態確認
1-1b	2D	$\infty * 1.08 * 15$	崩壊形態確認
1-2a	3D	$6 * 1.08 * 15$	崩壊形態確認
1-2b	3D	$6 * 1.08 * 15$	拘束土圧測定
1-3a	3D	$3 * 1.08 * 15$	崩壊形態確認
1-3b	3D	$3 * 1.08 * 15$	拘束土圧測定
1-4	3D	$12 * 1.08 * 15$	崩壊形態確認

では、上記 i) と同様に、30 分間放置した。せん断過程では、鉛直応力を一定に保ったまま、排水条件下で、10 (kPa/min) の割合で、拘束圧力を低下させた。

上記2実験の破壊点はおおむね原点を通る直線上に集中した。詳細に見ると、i)のせん断抵抗角は 39° であり、ii)の破壊点は、i)の破壊線より若干上方に位置した(40°)。しかしながら、解析では簡便な等方圧密排水圧縮試験から求めた値を用いることにした。

5. 遠心模型実験手法

(1) モデル化

溝の平面形状は、掘削長さ $L = 6$ m : 掘削幅 $b = 1.1$ m を基本に、表-3 に示す形状の溝について検討した。このため、模型の縮尺は 1/60 とし、60 G の遠心加速度場で実験を行った。また、地盤は単純化して、飽和地盤とした。

三次元溝では、樋口ら⁸⁾と同様に、その平面形の対称性から1/4領域を対象とする図-2 に示すモデルとした。このモデル化において問題となる地盤側面の影響については次のように検討した。溝長さ方向の境界である中仕切板と砂地盤の影響は、地盤の変形が溝長さ直交方向で生じるので、非常に小さいものと考えられる。一方、地盤の変形が生じる溝長さ直交方向では、境界の影響が問題になる。理想としては、そこに模型の境界がないこと、すなわち、砂地盤だけの挙動と見なせることである。溝長さ方向を対称軸としてモデル化した1/2領域モデルと今回の1/4領域モデルを比

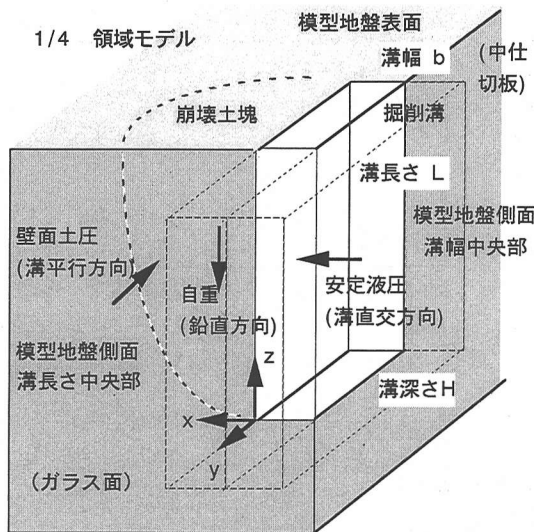


図-2 対象とする実験領域と座標系

較した結果¹⁷⁾によると、降伏時の安定液と地盤内水位の差は実験誤差程度であり、また両者の崩壊土塊は形状がほとんど一致した。これらのことから、本研究でのモデル化が妥当であると判断した。

また、図-2 に、本論文で用いる座標および崩壊土塊に作用する応力を定義する。

模型の泥水掘削溝は、現場でよく用いられる安定液と同程度の密度を有する塩水(今回は 1.05 g/cm^3)を、溝内に組み込んだ厚さ 1.5 mm のゴムバック内に満たして再現した。

(2) 装置および計測システム

図-3 に基本となる実験システムを示す。試料容器に模型地盤と溝内の安定液を調整する装置(安定液調整ユニット)が組み込まれる構造となっている。後者は上下2つのタンクと電動バルブから構成されており、溝内と上部タンクの安定液水位をあらかじめ一致させておき、電動バルブを開けて安定液を下部タンクに流出して、溝内の水位を低下させることができる。

安定液の水位変化は溝内底部に設置した水圧計で、地表面変位はレーザー変位計で、地盤内水位は地盤内の間隙水圧計で、それぞれ計測した。また、溝周辺の崩壊土塊に働く応力状態の変化を計測する実験シリーズ(1-2b, 1-3b)では、図-4 に示すように、 $x = 19 \text{ mm}$ の位置に直径 6 mm の小型の土圧計を鉛直方向に 50 mm 間隔で組み込んだ測定器具をガラス面の内側に取り付けた。

(3) 実験手順

安定液調整ユニットを試料容器に組み込み、まず溝

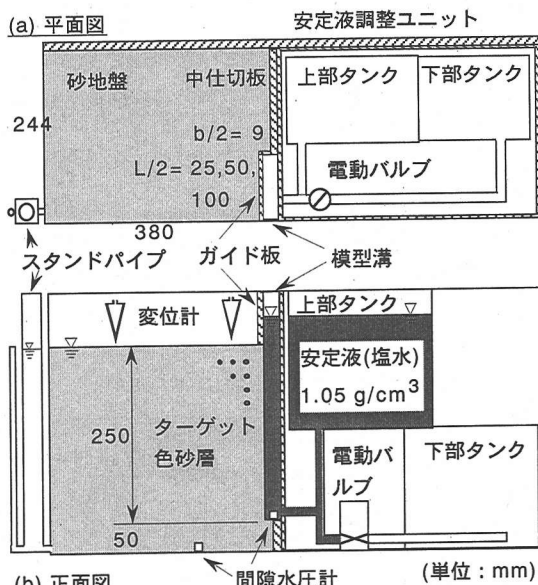


図-3 模型の概要(崩壊挙動観察実験)

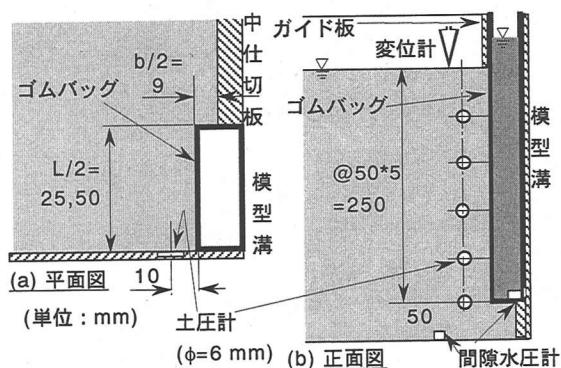
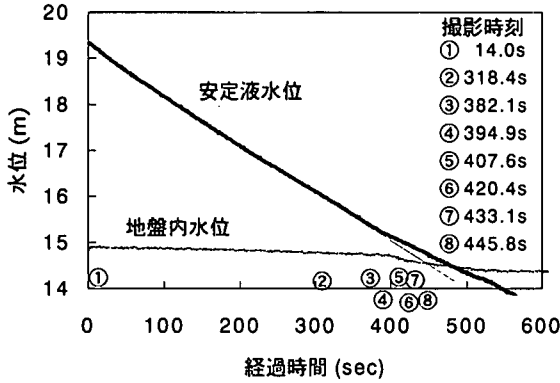


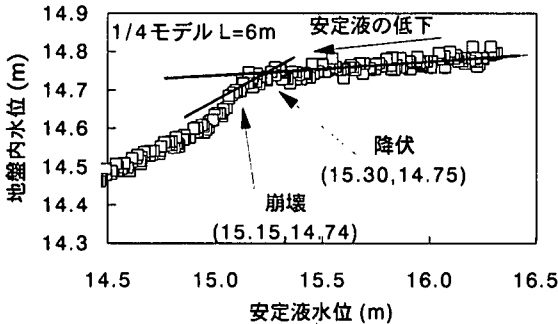
図-4 崩壊土塊の拘束土圧測定実験の概要

底部までの地盤を作製した。次に、スペーサーを組み込んだゴムバックを模型地盤の角部にセットし、溝底部地盤と同様に砂地盤を作製した。この際、崩壊土塊の三次元的形状および安定液低下時の崩壊挙動を観察するために、着色したけい砂7号を 25 mm 間隔で水平に敷き、容器前面のガラス面にはターゲットを 25 mm 間隔の格子状に配した。また、相対密度 50% を目標に作製した各実験ケースの地盤は、相対密度が $50 \sim 56\%$ の範囲であった。なお、ガラス面と中仕切板には、摩擦を低減させるために、シリコングリースを薄く塗布した。

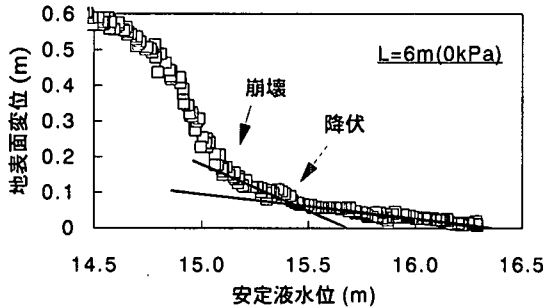
作製した模型を遠心荷重装置に搭載した後に、上部タンクおよびそれと直結している模型溝に安定液を地表面より 8 cm 程度高い水位まで満たした。この水位を一定に保つように、安定液を加えながら模型溝内のスペーサーを引き抜いた。その後、スタンドパイプを



(a) 安定液水位および地盤内水位の経時変化



(b) 地盤内水位と安定液水位の関係



(c) 地表面変位と安定液水位の関係

図-5 安定液降下過程における測定諸量の変化

介して水を地盤底部から送り込み、地盤を徐々に飽和させた。レーザー変位計および溝内の水圧計を設置した後、模型を60 Gの遠心加速度場に置いた。この状態で地盤内に水を供給して地盤内の水位を地表面と一致させた。

安定液を降下させる過程では、図-3に示す溝と下部タンクがつながるように電動バルブを連結させた。すべてのケースにおいて安定液の降下速度の目標を、模型スケールで1 cm/minとした。この過程において模型地盤表面のガラス面に接した地盤の状況を、モニターを通して観察するとともに、適宜写真撮影して、溝長さ方向中央断面(y = 0 mm)の変形挙動を追跡した。また安定液降下過程では、地盤内に水を供給せず、安定液降下時の地盤内水位の変化も測定した。

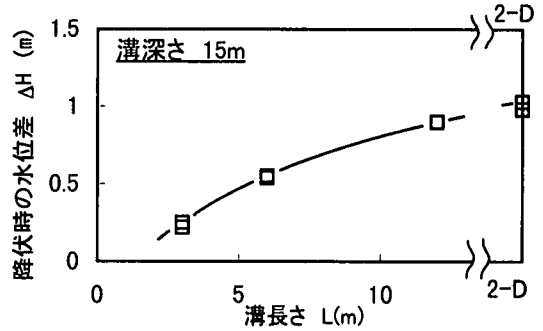


図-6 降伏時の水位差 ΔH に及ぼす溝長さの影響

実験終了後、模型地盤を不飽和状態で切り出し、各断面でのすべり線の位置を計測し、すべり土塊の形状を把握した。

6. 遠心模型実験の結果と考察

(1) 安定液降下時の地盤の挙動

図-5に実験ケース1-2a(L = 6 m)の安定液降下にもなう地盤の挙動を示す。地盤の変状に関わる変位などの測定諸量は相似則に従った換算量で示してある。しかし、時間は模型実験における時間そのものである。(a)図は溝内の安定液と地盤内水位の経時変化であり、図中の○内の数字は変位ベクトルを描くための撮影番号を示している。安定液面の降下速度は、350秒付近から徐々に低下し始め、400秒付近で顕著に低下していることが認められる。また地盤内の水位も400秒付近で急激に低下している。

(b)図に250秒以降の安定液水位と地盤内水位の関係を示す。安定液面の降下にもない、地盤内水位がほとんど一定の領域(> 15.3 m)と徐々に低下しはじめた後、急激に低下する領域(< 15.3 m)に分けられる。前者の地盤内水位がほとんど一定の領域は、先の安定液降下後350秒付近までに対応し、地盤内水位が急激に低下する点は400秒付近に対応している。地盤内水位が低下したり、安定液水位の降下速度が減少するのは、溝壁が変形したことにより、溝断面が縮小したためである。

(c)図は安定液水位と溝近傍(x = 15 mm, y = -20 mm; 模型寸法)の地表面沈下量の関係を示す。沈下が増加し始める点や沈下が急激に増加し始める点は、(b)図の地盤内水位の変化挙動と同様に、それぞれの挙動に対応した時点の安定液水位となっていることが認められる。

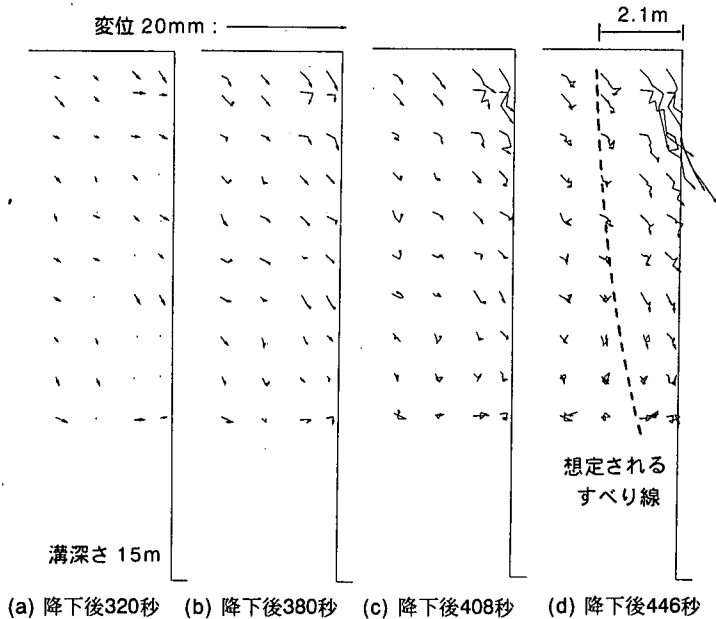


図-7 実験ケース1-2aにおける安定液降下時の変位ベクトル

他のすべての実験でも、安定した状態から徐々に地盤内水位が低下し(地表面は沈下し)、その後急激に降下する(沈下する)という挙動が認められた。そこで、本研究では、安定液水位と地盤内水位の関係で、地盤内の水位が徐々に低下し始める点を地盤変形の降伏点、急激に低下する点を地盤変形の崩壊点と定義することにした。この降伏点での地表面の沈下量は実物換算で5~10 cm程度であった。また安定条件は、降伏時の地盤内水位と安定液水位の差 ΔH で表すこととした。

(2) 溝壁の安定性に及ぼす溝形状の影響

図-6に溝長さ L に対する降伏時の地盤内水位と安定液水位の水位差 ΔH の関係を示す。実験から得られた溝長さ L と安定条件とした水位差の関係は、二次元溝で水位差が一番大きく、溝長さが短くなるにつれて水位差 ΔH は小さくなっている。

(3) 変形挙動

図-7に実験ケース1-2a($L=6$ m)の安定液降下時におけるターゲットの軌跡を示す。ターゲットの軌跡は、写真撮影した初期(撮影時刻:14 秒)から各時点それぞれ結んだもので、地盤の変位を表す。(1)で定義した降伏時(降下後 350 秒)を超えた時点((b)図)から、地盤が変形し始めていることがわかる。さらに安定液が降下し、崩壊状態と定義した時点((c)図)では、溝と接する地盤の角部で明確な変形が認められる。(d)図は

降下後 446 秒の時点であり、(c)図よりも広い範囲で変形が生じた。図中の破線はこの変位ベクトルから想定したすべり線である。

図-8は、実験ケース1-2b、1-3bおよび1-4で観測したすべり土塊の平面図である。溝長さが長いほど崩壊土塊が大きくなるのがわかる。この図を見ると、実験ケース1-2b、1-4のすべり線は各深度ともすべてガラス面と直交するように発達している。実験ケース1-3bではすべり線がガラス面にあたる位置が溝壁から最も遠いことを示している。また、実験ケース1-2b、1-3bのすべり線は1/2領域を対象とした実験のそれらとほとんど一致したことも確認されている¹⁷⁾。これらのことから、崩壊領域に関しては、懸念された容器の摩擦の影響はほとんどないものと考えられる。

さらに、二次元溝の2実験において、すべり線は溝と並行に、しかも両ケースともほぼ同じ位置に形成された。以上のことから、容器側面の摩擦の影響と再現性の問題はほとんどないと判断した。

図-9に、二次元溝壁と各三次元溝壁で生じた崩壊土塊の $y=0$ m断面における形状を示す。この図は明らかに溝長さが長いほうが崩壊領域は広がっていることがわかる。また溝長さ中央断面でのすべり線は、どの場合にも大きく2つに分離できる。すなわち、溝底部から12 mまでの領域(I)とそれ以浅の3 mの領域(II)である。この領域(II)は、地盤の崩壊後に遠心加速度を減速させた時に、二次的に変形した領域である。二次的崩壊前の崩壊状況は、以下に述べる領域(I)の延

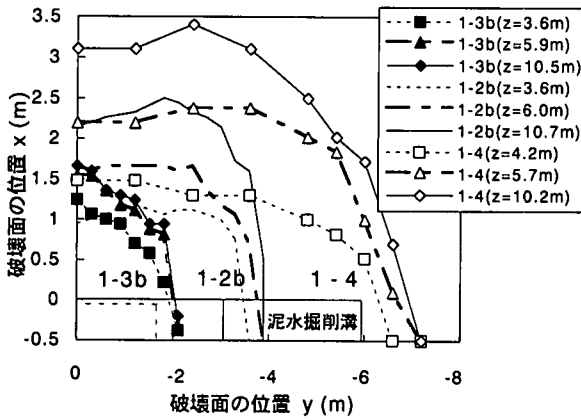


図-8 三次元溝の崩壊領域平面図

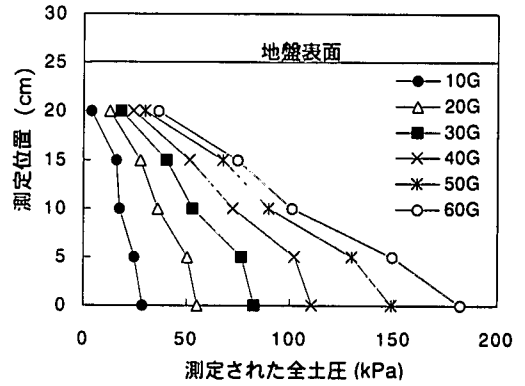


図-10 溝近傍における溝平行方向土圧の分布

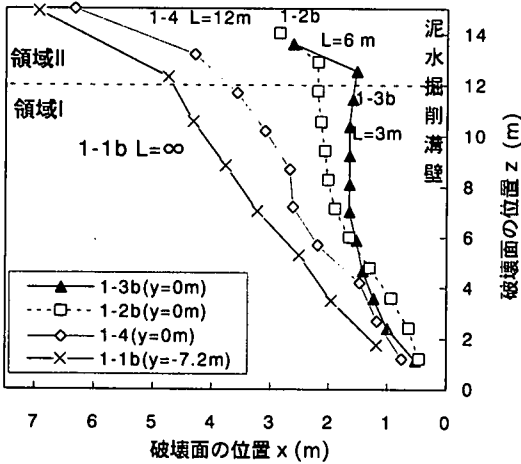


図-9 崩壊領域断面図

長線上にあることをモニター・写真を通して確認している。領域(I)は、遠心加速度を減じた時に変形しなかった領域で、溝長さによる崩壊形状の相違を比較できる。二次元溝では下部で若干すべり線が曲線状を示しているが、全体的に見て直線近似できそうなすべり形状である。それに反して、実験ケース 1-3b、1-2b(L = 3, 6 m)の三次元溝は円弧または放物線と見なせる曲線からなっている。実験ケース 1-4(L = 12 m)の場合には、二次元状態と実験ケース 1-3b、1-2b の中間的な形状を示している。

本研究での条件、すなわち飽和地盤で求めた崩壊形態と Tohda らが行った不飽和領域が存在する地盤での崩壊性状¹⁸⁾を比較する。明らかに異なる点が、二次元溝で見られた。今回の実験では、遠心加速度の減速時に表層部で二次的崩壊が生じて実測できなかったが、観測したすべりは図-9 の領域(I)の延長線上にあった。一方、Tohda らの二次元溝の崩壊形状は、表層部で鉛直に近いクラックが発生しており、地盤

内のすべり線は溝底部からそのクラック下端に向かって発生していた。このクラックの有無が両実験の差と考えられ、不飽和状態では負圧によってある程度の高さまで地盤が自立することがその要因と想定できる。三次元溝の場合には、Tohda らの実験は溝長さ中央付近で円弧としている。今回の実験でも円弧と見なせ、両者のすべり形状に大きな差はなかった。

(4) 溝壁近傍に作用する土圧の変化

図-10 に実験ケース 1-2b(L = 6 m)の溝近傍で測定された各 G レベルでの全土圧分布を示す。土圧の応答は G レベルの増加に対応している。

図-11 に実験ケース 1-2b(L = 6 m)の安定液降下過程における鉛直、溝直交、溝平行方向の有効応力の変化を示す。ここで、想定した要素は溝壁と接し、土圧を測定したポイントを含む要素である。各深度の鉛直有効応力は、自重のみが作用すると考え、水中単位体積重量から算出した。この値は安定液降下過程で変化しないと仮定した。また、溝直交方向の安定液圧は、安定液水位と地盤内水位から算出した。溝平行方向の有効応力は、測定した壁面での全土圧から地盤内水位に起因する静水圧を差し引いたものである。

図-9 の実験ケース 1-2b の崩壊領域と図-4 に示した土圧計の設置位置の関係から、図-11(a)および(b)図に示した深度では、測定している土圧計が崩壊土塊と接していることがわかる。これらの位置では、鉛直方向の有効応力が常に一番大きい。溝直交方向の有効安定液圧力は初期状態では中間的な値を示しているが、安定液の降下とともに減少し、降伏時には最小となった。また(c)図に示すように、溝底部と同じ深度で計測した土圧はこの過程で変化していない。図-9 に示すように、この土圧計はすべり線の下側に設置されており、崩壊に関与しない場所では、溝平行方向の応力が変化しないものと考えられる。

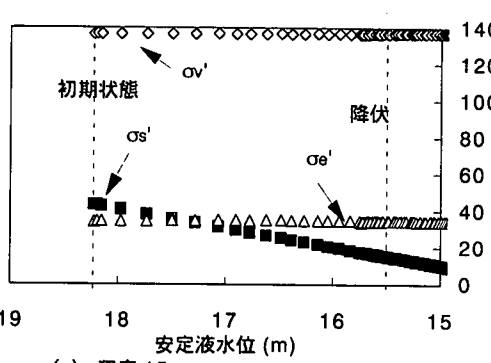
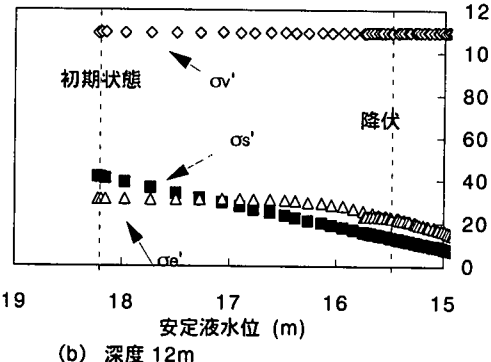
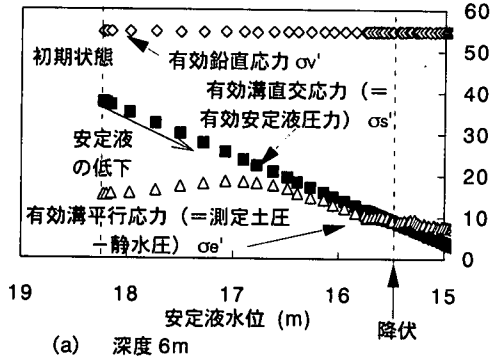


図-11 安定液降下時の各地点の有効応力状態の変化

図-12 は、安定液降下直前を初期状態とし、このときの有効溝平行応力と降伏時の有効溝平行土圧を有効鉛直応力に対して描いたものである。図中の破線は、初期状態の有効鉛直応力と有効溝平行土圧の関係、実線は降伏時に計測された値を原点から結んだものである。それぞれの関係で最大値で代表させた理由は、土圧の測定値が過小に評価されると判断したためである。

初期状態での有効鉛直応力と有効溝平行応力の比 K は、実験ケース 1-2b ($L=6\text{ m}$) で 0.3、実験ケース 1-3b ($L=3\text{ m}$) で 0.25 程度であった。これは通常言われている静止土圧係数よりも小さい。この理由とし

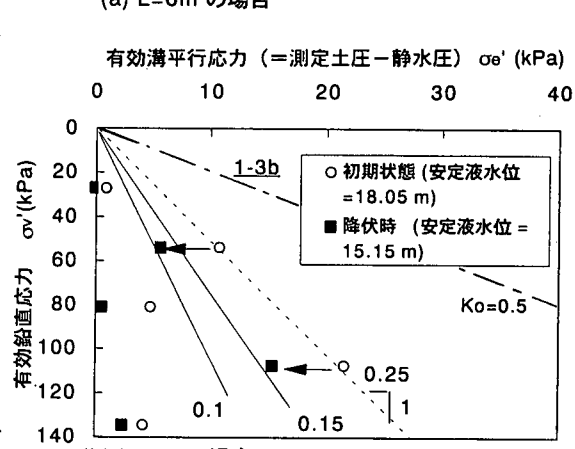
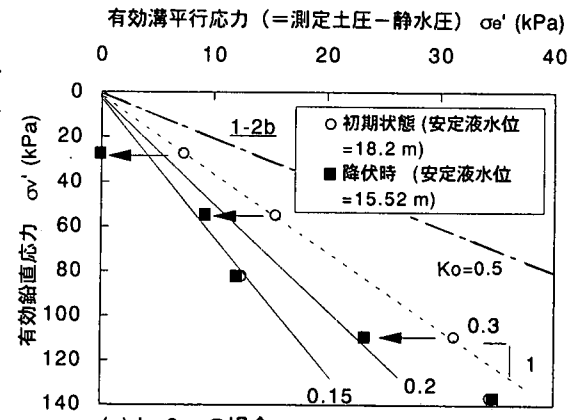


図-12 溝近傍に作用する有効溝平行応力の変化

では、溝に近接しているために厳密に静止状態にならないためと考えられる。

また降伏時の K 値に着目すると、実験ケース 1-2b では 0.2 程度、実験ケース 1-3b においては 0.15 程度である。いずれの場合も、安定液を低下させる直前の初期状態に比べて、 $1/2$ から $2/3$ 程度の値を示している。初期状態が最大値を結んだ破線より小さい場合でも、降伏時の応力比 K はそれよりも低下した。このことから、土圧の計測に多少の誤差が含まれているにしても、溝壁の降伏時には溝平行方向の土圧が初期よりも低下することが確認できる。

7. 弾塑性FEM解析と実験結果の比較

(1) 解析モデル

遠心模型実験における溝長さ 6 m の実験ケース 1-2b の解析モデルを図-13 に示す。このモデルは、石井らによって提案された最小のメッシュ数で全体安全率の算出に妥当と判断される分割方法¹⁵⁾によるものである。

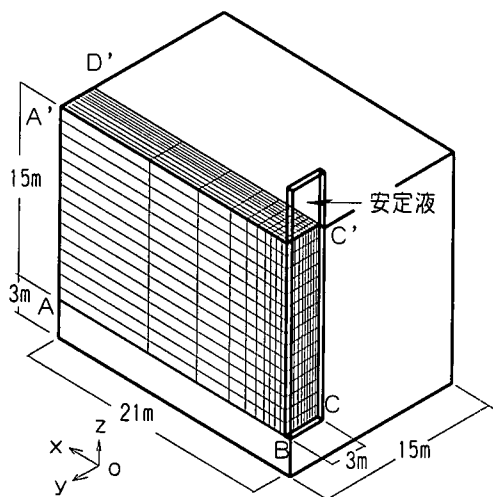


図-13 遠心模型実験に対するFEMメッシュ図
(実物換算：単位m)

表-4 解析に使用した地盤と安定液の物性値

材料	物性	設定値
模型地盤	飽和単位体積重量： γ_{sat}	18.4 kN/m ³
	弾性係数： E'	23,500 kPa
	ポアソン比： ν'	0.333
	粘着力： c'	0 kPa
	せん断抵抗角： ϕ'	39°
	ダイレイタンスー角： ψ'	39°
安定液	密度： ρ_m	1.05 g/cm ³

模型地盤は相対密度が 50 %のゆるづめ状態にあることから、地盤材料の応力-ひずみ関係が大きくひずみ軟化しないと考え、地盤の構成関係を比較的単純な弾完全塑性体とした。なお、この点については、鉛直応力を 25 kPa とした K_0 圧密三軸圧縮排水試験で、ピーク後の低下率がピーク値の 6 %程度となったこと、拘束圧が増加するにつれてその低下率は減少したことを確認している。また、破壊基準に Mohr-Coulomb 式、塑性ポテンシャルに Drucker-Prager 式を適用した。入力する地盤定数は、単位体積重量 γ 、弾性係数 E' 、ポアソン比 ν' 、粘着力 c' 、せん断抵抗角 ϕ' 、およびダイレイタンスー角 ψ' である。なお地盤の単位体積重量は、地下水面以下では水中重量を、その上では全重量を用いた。

砂の弾性係数は拘束圧に依存するが、平均土被り圧に対応する弾性係数を与えた場合の安全率は、一様とした場合のそれとほとんど変わらなかった。そのため、本解析では地盤の弾性係数を一定値とした。ポアソン比は

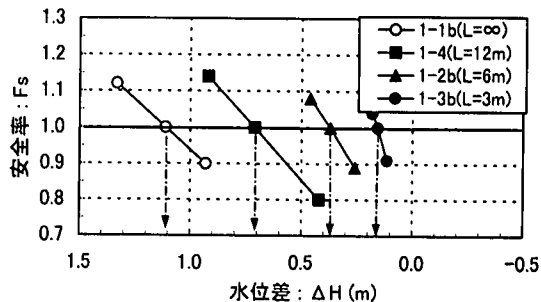


図-14 水位差 ΔH と全体安全率との関係

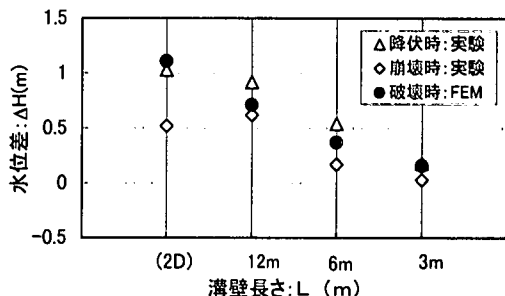


図-15 安定条件に関するSSRFEMの解析結果と遠心模型実験結果との比較

表-5 遠心模型実験の降伏時に対応する安全率

溝長さ	3m	6m	12m	2次元
降伏時に対応する安全率	1.04	1.15	1.14	0.95(1.13)
$\Delta H=5\text{cm}$ に対する安全率の変化	0.101	0.048	0.034	0.028

全ケース： $\phi' = 39^\circ$ ただし、2次元()は $\phi' = 44^\circ$

K_0 圧密非排水圧縮試験で求められた静止土圧係数 $K_0 = 0.5$ として算定した 0.333 を用いた。ダイレイタンスー角 ψ' については、 $\psi' = \phi'$ および $\psi' = \phi' - 30^\circ$ ¹⁰⁾ と仮定した場合について検討した。その結果、両者の安全率の差は、2 %とわずかであったため、本解析では、ダイレイタンスー角を $\psi' = \phi'$ と仮定した。

表-4 に使用した地盤および安定液の物性値をまとめる。

(2) 破壊条件

$L = 3, 6, 12\text{ m}$ および二次元溝壁に対して、設定した種々の安定液水位と地盤内水位の水位差 ΔH と SSRFEM で算定した安全率 F_s との関係を図-14 に示す。解析における破壊条件は安全率の定義より、その値が 1.0 となる水位差で与えられる。いずれのケースとも計算した安定液水位の範囲内では、水位差と安

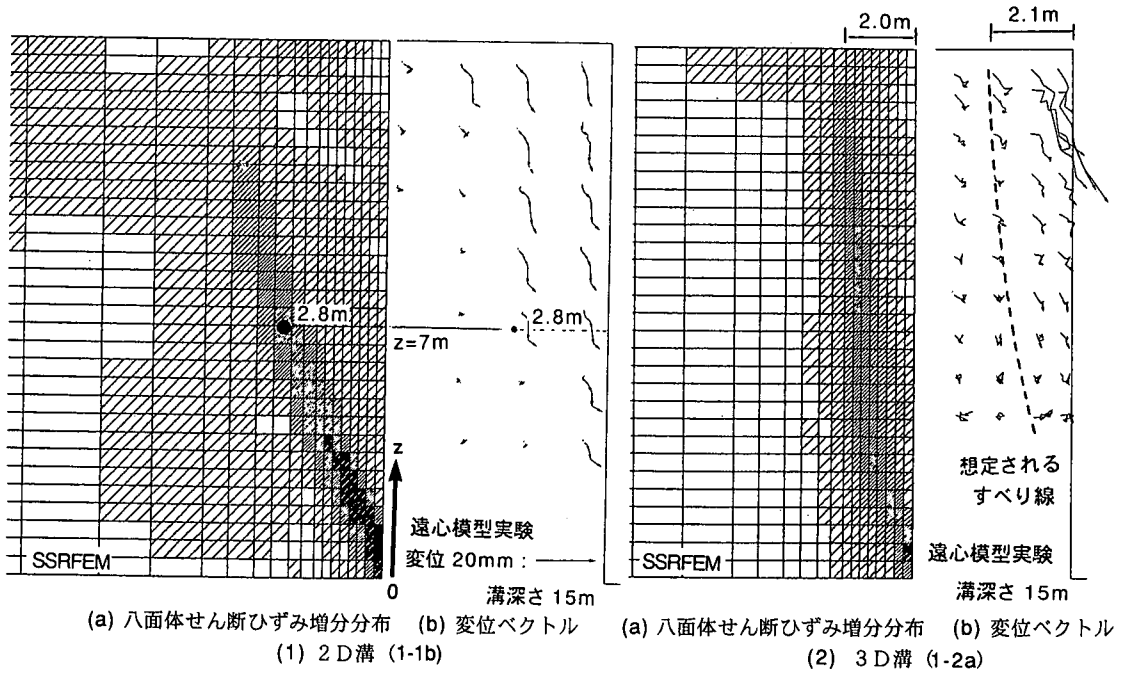


図-16 せん断ひずみ増分分布と変位ベクトルの比較

全率がほぼ線形関係にあることが認められる。このことは、安定条件 ($F_s = 1.0$) を得るためには、2~3の設定条件で安全率を算出し、それを内挿あるいは外挿する形で求めることができることを意味している。しかも、その関係直線の勾配は、二次元溝壁(実験ケース 1-1b)が 0.55, 三次元溝壁では溝長さが 12 m の場合(実験ケース 1-4)には 0.68, 6 m (実験ケース 1-2b)では 0.95, 3 m (実験ケース 1-3b)では 2.02 というように、溝長さが短くなるほど大きくなる。つまり、水位差の変化に対する安全率の変化は、溝長さに依存し、溝長さが短くなるにつれて大きい。

遠心模型実験においては、溝壁の変形が大きくなり始める時点を地盤変形の降伏時とし、さらに溝壁が変形して崩壊に至った時点を崩壊時とした。これらの降伏時および崩壊時の水位差に対して、SSRFEM で得られた破壊時の水位差がどのような対応関係にあるかを示したものが図-15 である。SSRFEM で得られた破壊時の水位差は、二次元溝壁が実験ケース 1-1b の実験結果の降伏時よりも 0.1 m 大きい、三次元溝壁ではいずれの溝長さにおいても実験で求めた降伏時と崩壊時の中間に位置している。

表-5 は、遠心模型実験から定めた降伏時の水位差を与えた場合の SSRFEM で算出した安全率である。石井ら¹⁵⁾も示したように、二次元溝の解析に平面ひずみ状態と考えられる ϕ' ($= 44^\circ$) を用いると、安全率は 1.13 となる。実験ケース 1-3b ($L = 3$ m) の場合には、

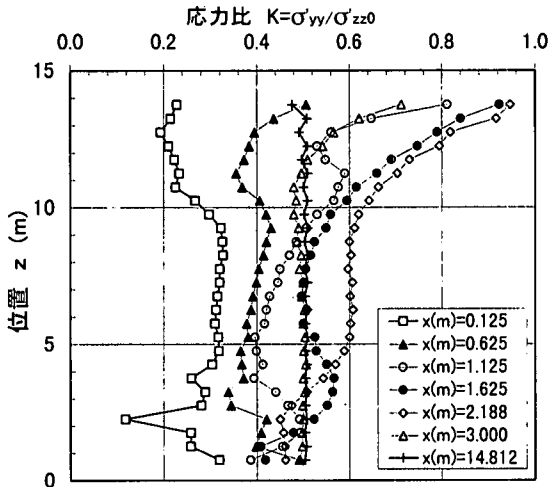
実測した水圧差で安全率は 1.04 であるが、水位の測定に実物換算で 5 cm の誤差があると、安全率は 0.1 程度変化する。このように解釈すると、二次元および三次元溝とも SSRFEM は、実験結果での水位差に対して 1.0 ではないが、一定の対応関係があることを意味し、遠心模型実験での降伏点と対応すると考えられる。ここでは、その一定の対応関係は、安全率で 1.15 程度とみなせる。

(3) 破壊形態

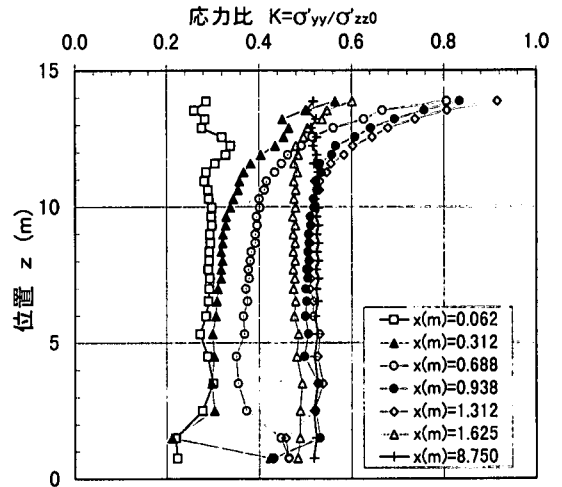
SSRFEM において安全率が 1.0, すなわち溝壁が破壊する直前の八面体せん断ひずみの分布と、遠心模型実験による地盤の変位ベクトルを図-16 に示す。八面体せん断ひずみ増分の分布はガウス積分点毎に、濃淡でその大きさを表している。増分が大きい箇所ほど濃い。

図-16(1)(a) に示す二次元溝壁では、大きな八面体せん断ひずみが発生する部分は溝底部から地表面へ延び、その形状は図-16(1)(b) に示した実験ケース 1-1b の実験結果のすべり土塊形状とほぼ一致している。実際、測定した $z = 7$ m でのすべりの位置を八面体せん断ひずみ増分分布図に示すと、それはすべり線と考えられる位置にあることがわかる。

図-16(2)(a) に示した溝長さが 6 m の場合は、すべり面と推定される部分が二次元溝壁よりも壁面に近く、すべり土塊は小さくなる。その幅は約 2 m で、二次元



(a) 模型1-2b(L=6m)の場合



(b) 模型1-3b(L=3m)の場合

図-17 SSRFEMで求めた破壊時の応力比 $\sigma'_{yy} / \sigma'_{zz0}$ の分布

溝壁の半分以下である。図-16(2)に示した実験ケース1-2aの実験の結果もすべり土塊は小さく、すべり線は浅い位置に生じた。地表面におけるすべり面の位置も解析結果に対応する。同様に、溝壁の長さが3mの場合でも、溝壁長さ6mよりもさらに溝壁に近い位置にすべりが発生した。その幅は約1mで、溝長さ6mの半分程度であった。

このように破壊形状に関しても、SSRFEMはほぼ実験結果を再現している。また、これらの結果から溝長さが短くなるにつれて、すべり土塊の発生位置は浅く、土塊の大きさも小さくなるのがわかる。

(4) 破壊時の応力比 $\sigma'_{yy} / \sigma'_{zz0}$

崩壊土塊に作用する圧力分布を調べるために、 $y = 0$ の面に最も近い要素の応力比 $\sigma'_{yy} / \sigma'_{zz0}$ を、図-17に示す。ただし、 σ'_{yy} は安全率が1.0となる水位差、すなわち実験ケース1-2b(L=6m)では $\Delta H = 37$ cm、実験ケース1-3b(L=3m)では $\Delta H = 16$ cmを与えた場合の破壊直前の溝平行方向応力であり、 σ'_{zz0} は鉛直方向の応力で、本解析では安定液降下直前の値とした。溝長さが6m((a)図)の場合についてみると、溝壁面から1mの範囲では、応力比 $\sigma'_{yy} / \sigma'_{zz0}$ が初期条件とした地盤の静止土圧係数(0.5)よりも小さく、壁面から遠ざかるにつれて応力比 $\sigma'_{yy} / \sigma'_{zz0}$ は0.6程度まで大きくなる。この応力比 $\sigma'_{yy} / \sigma'_{zz0}$ が最大となる位置は、溝壁面からの距離が約2.2mで、ほぼすべり土塊の外側にあたる。この静止土圧係数よりも大きな値を有する部分は水平方向にアーチ効果が働いている領域と考えられる。さらに、溝壁から十分に離れた位置では深度に拘らずほぼ0.5と、

静止土圧係数と同じ値になる。溝長さが3mの場合((b)図)においては、応力比 $\sigma'_{yy} / \sigma'_{zz0}$ が静止土圧係数よりも小さい領域は溝長さ6mの場合よりもやや狭く、それ以遠ではほぼ静止土圧に収束する。

実験で測定した位置(溝壁面からの距離0.625m)におけるすべり土塊内の応力比 $\sigma'_{yy} / \sigma'_{zz0}$ は、溝長さ3mの場合は約0.35、溝長さ6mの場合には約0.4で、静止土圧係数の70~80%であった。すなわち、応力比の低下割合は、溝長さが短くなるにつれて大きくなる傾向にある。このことは、溝長さが小さい方が崩壊土塊に作用する側方拘束力が小さくなることを意味している。先に示した遠心模型実験で測定された応力比が静止土圧係数の50~70%に低下したこと、および溝長さが短い方が土塊に作用する拘束圧力が小さくなったことに対して、SSRFEMによる結果は良い対応を示している。

このように崩壊土塊に作用する側方拘束力が溝長さに依存するため、図-6に示したように、溝長さに応じて降伏時の水位差 ΔH が異なったものと考えられる。側方拘束力の違いが起こる要因としては、崩壊土塊背後の地盤内に生じていると想定される水平方向のアーチ効果が溝長さに依存することが考えられる。

8. 極限平衡法に基づく解析結果と実験結果の比較

実務設計で泥水掘削溝の安定性は、極限平衡法に基づき強度安全率で評価することが多い。しかしながら、前述したように、既往の三次元計算方法は、側

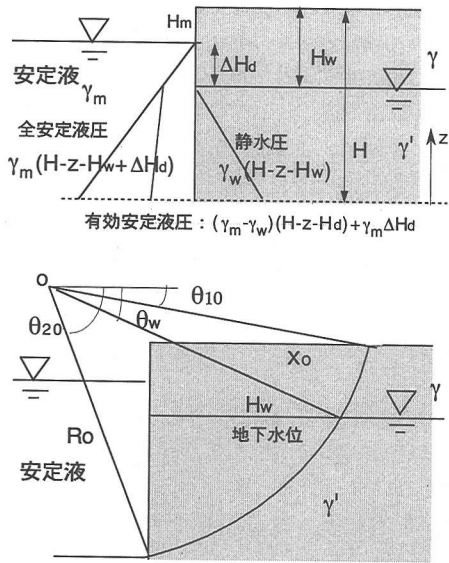


図-18 泥水掘削溝の溝長さ中央断面と諸量

方拘束力を考慮していなかったり、あるいはその仮定方法に問題があった。遠心模型実験結果に基づいて提案された樋口らの方法⁸⁾も、あらかじめすべり面の位置と形状を固定してしまうため、これが最小安全率を与えるかどうか明確でない。

以上のような既往手法の問題点を克服するため、鵜飼らは極限平衡法の一つである三次元簡易 Janbu 法¹⁰⁾に基づく新たな方法(LEM)¹¹⁾を提案した。この方法は、すべり面の位置が固定されておらず、最小安全率を計算することができることが特徴である。本方法の妥当性を評価するため、広範な溝長さでの遠心模型実験結果を用いて比較・検討する。

(1) 提案式の仮定と誘導結果

提案式の仮定および誘導については、文献 11)に詳しい。ここでは、簡易手法の仮定と誘導結果を簡単に示す。

図-18 に泥水掘削溝の溝長さ中央断面と諸元を示す。安定計算では、地盤の単位体積重量は、地下水面より上では“全重量”，地下水面より下では“水中重量”を用いるものとする。また溝壁に作用する水平抵抗力として、安定液圧から地盤内静水圧を差し引いた有効安定液圧を用いて計算を行う。

図-19 に本計算法で仮定する三次元すべり面形状を示す。中央部は溝と平行な軸を持つ円筒面から成り、両端は円筒形になめらかに接続する楕円体面から成ると仮定した。円筒面と楕円体面の回転軸は同じである。

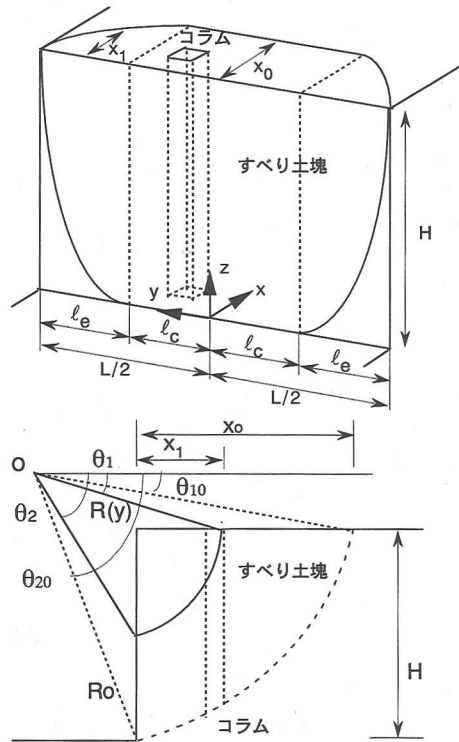


図-19 三次元すべり面形状の仮定

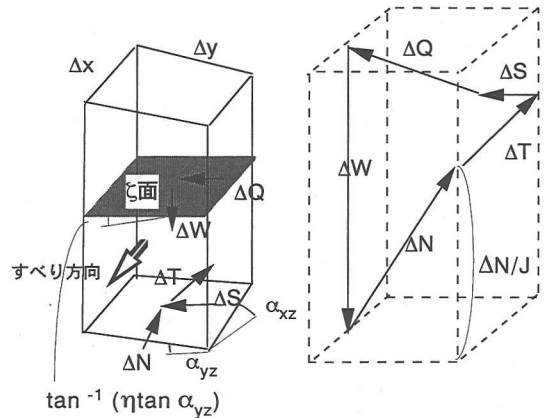


図-20 分割したコラムに作用する力

図-19 に示したすべり土塊をコラム(主に四角柱。端部は三角柱となることもある)に分割し、そのコラムに作用する力を図-20 に示す。ΔW はコラムの自重、ΔQ はコラムの側面に作用する力の合力である。ΔN と ΔT はコラム底面に作用する垂直力とせん断力である。すべりの方向は xz 面内に限定されると仮定するので、ΔT の方向は y 軸に垂直となる。さらに底面には y 軸方向に側方拘束力 ΔS が作用すると仮定する。図-20 で Δx, Δy はコラムの x, y 方向の辺長であり、αxz, αyz は、zx, yz 面内でのコラム底面の勾配である。

表-6 コラムに作用する力の大きさと方向

力	大きさ	方向
$\overline{\Delta S}$	$\kappa \Delta W \tan \alpha_{yz} $	$(0, \tan \alpha_{yz} / \tan \alpha_{yz} , 0)$
$\overline{\Delta W}$	ΔW	$(0, 0, -1)$
$\overline{\Delta N}$	ΔN	$(-\tan \alpha_{xz} / J, -\tan \alpha_{yz} / J, 1/J)$
$\overline{\Delta T}$	ΔT	$(\cos \alpha_{xz}, 0, \sin \alpha_{xz})$
\overline{U}	U	$(1, 0, 0)$

$$J = \sqrt{1 + \tan^2 \alpha_{xz} + \tan^2 \alpha_{yz}}$$

ΔQ は x 軸に平行な成分 ΔQ_1 と yz 面内で水平面と $\tan^{-1}(\eta \tan \alpha_{yz})$ の角度をなす成分 ΔQ_2 に分解されると仮定する。 η は未知の係数である。側方拘束力 ΔS は次式で表わされると仮定する。

$$\Delta S = \kappa \Delta W \tan \alpha_{yz} \quad (1)$$

ここで、 κ は係数であり、次項で説明する。また各力の単位ベクトルを表-6 に示す。 U は有効安定液圧の溝壁面上での総和である。

ベクトル ΔQ_1 と ΔQ_2 を含む面を ζ 面 (図-20) とし、それに垂直な方向の力のつり合いと、すべり面上で発揮されるせん断力を考え、すべり土塊全体の鉛直方向と水平方向の力のつり合いより、 F を決定するための非線形方程式が次のように得られる¹¹⁾。

$$F = \sum (N_v / D_e) / \sum \Delta W \quad (2)$$

$$F = \sum (N_h / D_e) / (\sum \Delta W \tan \alpha_{yz} - U) \quad (3)$$

ここで、

$$D_e = (1 + \eta \tan^2 \alpha_{yz}) / J + \sin \alpha_{xz} \tan \phi' / F \quad (4)$$

$$N_v = (F / J + \tan \phi' \sin \alpha_{xz}) (1 + \kappa \eta \tan^2 \alpha_{yz}) \Delta W + c' \eta \sin \alpha_{yz} \tan^2 \alpha_{yz} \Delta x \Delta y \quad (5)$$

$$N_h = F \Delta W \eta \tan^2 \alpha_{yz} \tan \alpha_{xz} (1 - \kappa) / J + \left\{ \Delta W \tan \phi' (1 + \kappa \tan^2 \alpha_{yz} \cos^2 \alpha_{xz}) + c' \Delta x \Delta y (1 + \eta \tan^2 \alpha_{yz} \cos^2 \alpha_{xz}) \right\} \cos \alpha \quad (6)$$

$0 \leq \theta_1 \leq \theta_2 < \pi/2$ と $0 \leq \ell_e \leq L/2$ の範囲内で、 F の最小値が計算され、これが求める安全率となる。この時、同時に η が決定される。

なお、二次元問題 ($L \rightarrow \infty$) では、式(3)は、よく知られている簡易 Janbu 法の式に帰着する。

(2) 係数 κ の評価

式(1)の係数 κ は安全率の値に大きな影響をもつ。係

表-7 提案するLEMによる計算結果

ケース	L	θ_{10}	θ_{20}	x_0	ℓ_e	κ	F	F_2
	(m)	(°)	(°)	(m)	(m)			
二次元	1-1a	∞	25	26.0	7.15	-	0.98	-
	1-1b	∞	25	26.0	7.15	-	0.99	-
三次元	1-2a	6	1.0	26.8	3.68	2.38	0.204	0.99
	1-2b	6	1.0	26.1	3.61	2.40	0.204	0.99
	1-3a	3	0.5	26.0	3.52	1.47	0.158	0.96
	1-3b	3	0.5	26.6	3.61	1.47	0.158	0.94
	1-4	12	21.4	23.6	6.22	2.86	0.264	1.11
	1-4	12	21.4	23.6	6.22	2.86	0.264	1.11

F_2 : 二次元溝壁 ($L = \infty$) と仮定して計算した安全率

数 κ が大きいほど安全率は大きくなる。係数 κ は地盤内の静止土圧係数 K_0 のほかに、掘削溝の溝長さ L や溝深さ H にも依存すると考えられる。鶴飼ら¹¹⁾ は樋口らの砂地盤を対象にした遠心模型実験結果⁹⁾ に基づいて、係数 κ の実験式を次のように決定した。

$$\kappa = K_0 \left\{ L / (2H) \right\}^{0.138/K_0} \quad (7)$$

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (8)$$

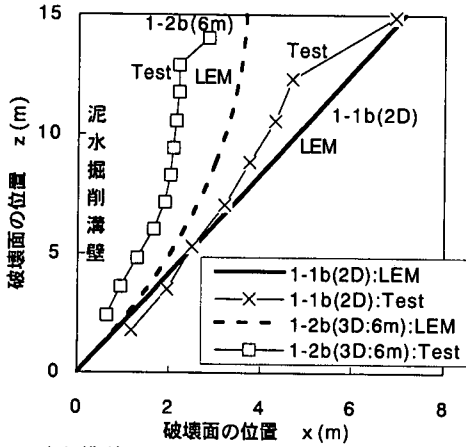
ここで、溝幅の関数としなかった理由は、実験式の算出に用いた樋口らの実験⁹⁾ が溝幅一定の実験であったため、実験式に反映させるには根拠が乏しかったためである。また ϕ' は三軸圧縮試験から得られるせん断抵抗角である。

実験ケース 1-2b と 1-3b では、砂地盤中のある地点での土圧が実測されているのでそれと比較する。実験ケース 1-2b ($L = 6$ m) では $\kappa = 0.204$ と算出され (表-7 参照)、図-12(a) に示した実測値 (降伏時) の平均値にほぼ等しく、実験ケース 1-3b ($L = 3$ m) では $\kappa = 0.157$ と計算され、図-12(b) に示した実測値の上限値となっている。また溝長さ L が小さい実験ケース 1-3b の方が係数 κ の計算値は小さく、実測値と同じ傾向にある。

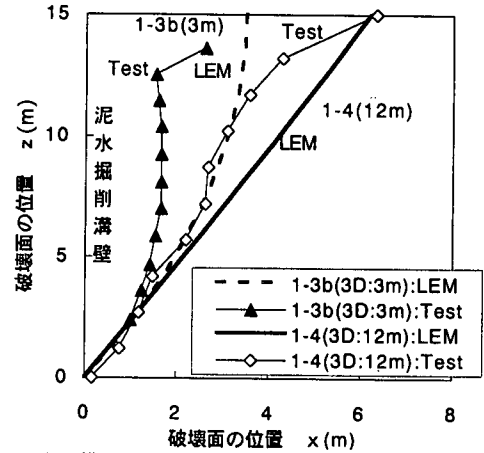
SSRFEM でも遠心模型実験における土圧計の位置の水平応力は、実験ケース 1-2b, 1-3b ($L = 6, 3$ m) とともに静止土圧係数の 70~80% の値 (0.35~0.40) を示していた。しかも、溝壁から 0.6 m 離れた位置では、実験ケース 1-3b ($L = 3$ m) の方が小さな値を示し、崩壊土塊に作用する水平方向の力としては、溝長さが小さい方が小さくなる傾向にある。このことは、鶴飼らが示した実験式¹¹⁾ が SSRFEM とよい対応にあることを示している。

(3) 遠心実験結果とLEM解析結果の比較

表-7 は2つの二次元溝、5ケースの三次元溝の遠心模型実験を解析した結果である。表中の各記号は



(a) 模型1-1b(2d)と模型1-2b(L=6m)の場合



(b) 模型1-3b(L=3m)と模型1-4(L=12m)の場合

図-21 提案するLEMによる $y=0$ 面での想定すべり線と遠心模型実験結果の比較

図-19に示した崩壊土塊の形状に関する情報と、係数 κ および安全率 F である。溝壁時の安全率 F は、二次元溝で0.98~0.99、三次元溝で0.94~1.11の範囲にあり、ほぼ妥当な結果となった。三次元溝が妥当であるということは、解析に用いた係数 κ の算定式が溝深さ15mの下で、溝長さ3~12mまでは十分に表現できるということを意味している。また、溝長さ中央断面での崩壊領域 x_0 は、溝長さが短くなるほど小さくなり、実験結果の傾向を表している。

図-21は溝長さ中央断面でのすべり線を実験結果と比較したものである。図-21(a)に示すように、二次元溝のすべり線はLEMによる解析結果が実験値よりもやや大きい、ほぼ一致しているとも見られる。しかしながら、三次元溝でのすべり線の位置はLEMの方が実験で求めたすべり線よりも溝壁から遠くに位置し、溝長さが短いほどその差は大きくなっている(図-21(b))。この理由として、遠心模型実験で得られたすべり土塊の形状は、その背面の地盤内に生じていると思われるアーチ作用の影響も加味されているのに対し、LEMではこのようなすべり面上の応力状態を精度良く再現できていないためと考えられる。応力状態が現実と合うように再現できない限り、安全率とすべり面形状の両方を満足できる三次元極限平衡法を確立することは困難であると考えられる。

以上をまとめると、本研究で検証したLEM¹¹⁾は実際より大きいすべり領域を予測するが、溝壁の安全率を適切に評価できる方法と言える。

なお、上記の三次元溝5ケースの実験を二次元状態であると仮定して安全率を計算したところ0.52~0.94の範囲の値となり、溝長さが比較的大きな実験ケース1-4を除いて、1.0より30~50%小さくなった

(表-7の F_2)。これより、二次元計算では溝長さが小さい三次元溝壁の安定性を評価できないことが再確認された。

9. 結論

本研究では、砂地盤中に構築された溝壁の安定性を評価するための手法を確立するために、広範囲の寸法を有する矩形溝に対する遠心模型実験を行い、その結果をせん断強度低減法を組み込んだFEM解析(SSRFEM)¹⁵⁾と比較・検討した。また、簡易手法として側方拘束力を考慮したLEM¹¹⁾の適用性およびそれに組み込まれている側方拘束力係数の妥当性の検証も試みた。それを行うため、崩壊時のすべり土塊に作用している土圧の変化に着目し、遠心模型実験ではその変化を測定し、SSRFEMでは崩壊時のすべり土塊周辺の土圧変化を考察した。

以下に主要な結論をまとめる。

- (1) 溝壁は溝長さが長いほどその安定条件としての安定液と地下水位の差が大きくなること、すなわち、安定条件における三次元効果が、遠心模型実験、SSRFEMから確認された。
- (2) すべり土塊に作用する応力は、降伏時には低下することが、すべり土塊近傍での壁面反力として測定した土圧、SSRFEMによる土中内応力変化から確認された。LEMにおいては係数 κ の妥当性が重要であり、既往の実験結果⁹⁾から推定した実験式¹¹⁾の適用範囲と適用性を今回行った広範囲の溝寸法の実験で確認した。その結果、溝長さとの溝深さの比

率が 0.8 までは十分適用可能であること、溝長さに応じた係数 κ が異なること、それが測定した土圧および SSRFEM の結果と矛盾しないことが確認できた。

- (3) 溝壁の崩壊領域は、掘削溝底部を通る形態を示した。この崩壊形態も溝長さの影響を強く受け、溝長さが短くなるにつれて、崩壊領域は狭くなり、すべり線が鉛直に近くなることから、遠心模型実験から得られた SSRFEM でもその結果を反映する八面体せん断ひずみ増分の分布図が得られた。LEM では溝深さと溝長さの関数で与えられる係数 κ によって崩壊領域の範囲が決定され、溝長さが長い場合には、崩壊領域が広がるという傾向を示した。
- (4) SSRFEM は今回の遠心模型実験で得られた安全率および崩壊領域を適切に評価できた。このことより、SSRFEM は泥水掘削溝の設計を行う上で有効な手法となる可能性があることがわかった。今後、溝深さが異なる場合に適用してその妥当性を検討する必要がある。
- (5) LEM にもとづく簡易解析手法を均一の砂地盤に適用した結果、次の特徴が得られた。三次元溝のすべり領域は、実験値よりも大きい、安全率は妥当な結果を与えた。二次元溝では崩壊領域および安全率もほぼ妥当な結果を与えた。このことより、本提案手法は安全率を評価する上で有効であるといえる。

参考文献

- 1) 浅川美利, 吉田泰治: 安定液による壁面安定の機構—非粘性土地盤におけるトレンチ掘削の場合を問題として—, 土と基礎, Vol.21, No.1, pp. 31-37, 1973.
- 2) 土質工学会編: 連続地中壁工法, —現場技術者のための土と基礎シリーズ 15—, 1988.
- 3) Morgenstern, N. and Amir-Tahmassebi, I.: The stability of a slurry trench in cohesionless soils, *Géotechnique*, Vol.15, pp.387-395, 1965.
- 4) 名倉克博, 樋口雄一, 川崎宏二, 東田淳: 砂地盤中に築造される泥水掘削溝の安定性の検討, 土木学会論文集, 第 499 号/III-28, pp. 187-196, 1994.
- 5) 佐藤寛, 秋野矩之: 泥水掘削壁面の安定計算法, 第 10 回土質工学研究発表会, pp. 1023-1026, 1975.
- 6) 内田博, 田中邦照, 水谷仁: ベントナイト泥水による掘削壁面の安定性について(その2), 鹿島建設技術研究年報 第 18 号, pp. 95-105, 1971.
- 7) Piaskowski, P. G. and Kowalewski, Z.: Application of thixotropic clay suspensions for stability

of vertical slides of deep trenches without strutting, Proc. of 6th ICSMFE, Vol.2, pp. 526-529, 1965.

- 8) 樋口雄一, 東田淳, 名倉克博, 川崎宏二: 砂地盤に築造される泥水掘削溝の新しい計算法, 土と基礎, Vol.42, No.3, pp. 7-12, 1994.
- 9) Ishii, T., Katagiri, M., Saitoh, K., Masuda, T., Kuwabara, K., Aizawa, F. and Ugai, K.: Estimation of global safety factor of slurry trenches by 3-D FEM, Proc. of 9th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics, pp. 2513-2518, 1997.
- 10) 鶴飼恵三, 細掘建司: 簡易 Bishop, 簡易 Janbu 法及び Spencer 法の三次元への拡張, 土木学会論文集, 第 394 号/III-9, pp. 21-25, 1988.
- 11) 鶴飼恵三, 石井武司, 斎藤邦夫, 富田修司, 斎藤貴, 于王貞: 泥水掘削溝の安定問題に対する三次元極限平衡法の適用, 土木学会論文集, 第 645 号/III-50, pp.29-35, 2000.
- 12) 鶴飼恵三: 弾塑性 FEM による斜面の全体安全率の計算法, 土質工学論文報告集, Vol.29, No.2, pp. 190-195, 1989.
- 13) 鶴飼恵三: 安定解析におけるせん断強度低減法の有用性, 土と基礎, Vol.38, No.1, pp. 67-72, 1990.
- 14) Ugai, K. and Leshchinsky, D.: Three-dimensional limit equilibrium and finite element analysis: a comparison of results, *Soils and Foundations*, Vol.35, No.4, pp. 1-7, 1995.
- 15) 石井武司, 斎藤邦夫, 桑原清, 鶴飼恵三: 砂地盤に構築された泥水掘削溝の三次元弾塑性 FEM による安定性評価, 土木学会論文集 (投稿中)
- 16) 土の動的変形定数試験方法基準化委員会: 全国一斉試験 試験仕様, 「地盤および土構造物の動的問題における地盤材料の変形特性—試験法・調査法および結果の適用」に関する国内シンポジウム, pp. 103-126, 1993.
- 17) 片桐雅明, 斎藤邦夫, 佐俣則史: 砂地盤中の泥水掘削溝の崩壊挙動に及ぼす模型分割の影響, 第 33 回地盤工学会研究発表会, pp.1691-1692, 1998.
- 18) Tohda, J., Nagura, K., Kawasaki, K., Higuchi, Y., Yagura, T. and Yano, H.: Stability of slurry trench in sandy ground in centrifuged models, Proc. of International Conference on Geotechnical Centrifuge Modeling, pp.75-82, 1991.
- 19) 地盤工学会: 入門シリーズ 13, 土の強さと地盤の破壊入門, pp.82-103, 1987.

(1999.11.8 受付)

OBSERVATION AND EVALUATION ON FAILURE MECHANISM OF SLURRY TRENCHES IN SANDY GROUND

Masaaki KATAGIRI, Takeshi ISHII, Kunio SAITOH, Toru MASUDA,
Fuminari AIZAWA and Keizo UGAI

To investigate the failure mechanism of slurry trenches in sandy ground, centrifuge model tests and the elasto-plastic FEM combined with shear strength reduction method (SSRFEM) were performed. From the centrifuge model tests the followings were obtained; the stability condition of slurry trenches was dependent on the length of trench, the lateral confining forces around the sliding block decreased at the yield condition, and the reduction of the lateral confining pressure depended on the slurry trench shape. From the elasto-plastic SSRFEM, the same numerical results as the above were obtained. Lateral confining pressures used for the proposed simple method corresponded to the measured data, and the safety factors obtained by the simple method were appropriate to the test results.