

泥水掘削溝壁の安定問題に対する 三次元極限平衡法の適用

鵜飼恵三¹・石井武司²・斎藤邦夫³・富田修司⁴・斎藤貴⁵・于玉貞⁶

¹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)

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 株式会社日建設計 中瀬土質研究所 (〒211-0955 神奈川県川崎市幸区南加瀬 4-11-1)

⁴正会員 工修 東日本旅客鉄道株式会社 建設工事部 構造技術センター
(〒151-8578 東京都渋谷区代々木 2-2-2)

⁵正会員 工修 財団法人鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部
(〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

⁶正会員 工博 株式会社建設技術研究所 東京支社(元群馬大学助手)
(〒103-8430 東京都中央区日本橋 4-9-11)

泥水掘削溝壁の安定性を評価する方法は、1960 年代以降数多く提案されてきたが、問題の複雑さゆえに十分に信頼できる方法は未だ開発されていない。本論文では、既往の方法の問題点を整理した上で、従来考慮されなかったすべり土塊に作用する側方拘束力の重要性を指摘し、簡易 Janbu 法の考えにもとづく新たな三次元極限平衡法を提案した。本方法を砂地盤に構築された泥水掘削溝壁の遠心模型実験結果に適用し、三次元弾塑性 FEM の計算結果と比較することにより、提案法の妥当性を検討した。

Key Words: slurry trench, stability, limit equilibrium method, centrifuge model test, elasto-plastic FEM

1. まえがき

本論文では、泥水掘削溝壁の安定性を評価するための新たな三次元極限平衡法を提案する。筆者らの一人（鵜飼）は、極限平衡法に基づいて斜面の三次元安全率を計算する方法を提案している¹⁾。本研究ではこの方法を次に述べるように改良し、泥水掘削溝壁の安定問題に適用できるようにした。泥水掘削溝壁は、一般に平面形状の寸法に比べて深さが大きいため、応力分布の三次元性が著しく、応力状態が複雑になる。このため本研究では、三次元すべり土塊の側方から作用する拘束力を導入して、既往の安定計算法に比べ現実の応力状態をより近く再現できるよう工夫した。溝壁周辺の応力状態を精度良く再現するには三次元 FEM を利用することが好ましいが、実務設計では極限平衡法を用いるのが普通である。本研究では、砂地盤を対象にした遠心模型実験結果に三次元極限平衡法を適用し、三次元弾塑性 FEM による計算結果と比較することにより、提案法の妥当性を検討した。

2. 既往の研究

泥水掘削溝壁の安定性を評価する計算法は、1960 年代以降、数多く提案されてきたが、問題の複雑さゆえに信頼できる方法は未だ開発されていない。従来の研究成果の詳細については、文献^{2), 3), 4)}を参照されたい。崩壊事例が比較的多いことから、これまで砂質地盤を対象とした模型及び現場実験が行われてきた。最近、粘性土地盤を対象とした現場実験を玉野ら⁵⁾が、遠心模型実験を樋口ら⁶⁾が実施している。

泥水掘削溝壁の安定性を評価する実務的な計算法として、半円形すべりの方法^{7), 8)}、三次元円筒すべりの方法⁹⁾、プロトジャコノフ法²⁾、樋口の方法^{3), 10)}などが知られている。既往の方法の問題点として、①すべり土塊のつりあい式の仮定において、全重量と有効重量の区別が合理的になされていない。②三次元すべり面形状が規定もしくは固定されており、形状を自由に変化させにくいため、最小安全率に近い値が得られるとは限らない。③すべり土塊に作用する側方拘束力を考慮していない、ことなどがあげられる。

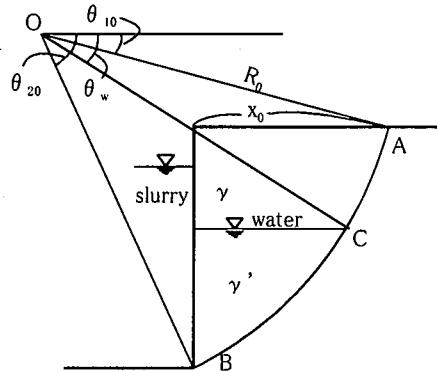
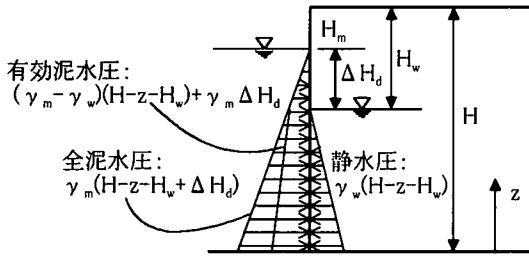


図-1 泥水掘削溝の中央断面図

本問題のような三次元すべり土塊の安定性を評価するための計算式が満たすべき条件は次のようにある。

- ①力及びモーメントのつりあい条件を満たすこと。
- ②二次元計算式を特別なケースとして含むこと。つまり溝壁の奥行き長さが無限大のときに三次元計算式は二次元の計算式に帰着すること（三次元計算式の妥当性の検証が容易になる）。
- ③粘着力 c と摩擦角 ϕ を有する地盤に対して適用可能のこと。
- ④すべり土塊の側方から作用する拘束力（中間主応力に相当する）の影響が考慮されること（特に砂質地盤において、側方拘束力が大きいほどすべりにくいという効果を表現するため）。
- ⑤三次元すべり面の形状に任意性があること（最小安全率に近い値を得るため）。
- ⑥土の強度定数と単位体積重量が、有効応力（重量）に関するものか、それとも全応力（重量）に関するものか、区別が合理的かつ明確であること。

3. 溝壁の安定性を評価するための新たな三次元極限平衡法の提案

既往の計算法の問題点を克服し、前章の最後に示した条件を満足する方法として、極限平衡法の一つである三次元簡易 Janbu 法に基づく新たな安定計算

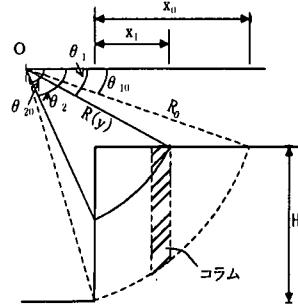
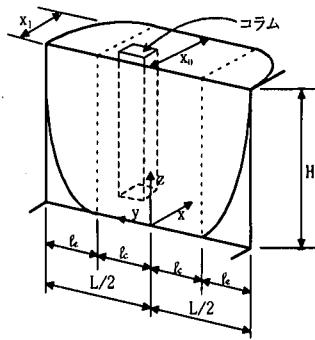


図-2 三次元すべり面形状の仮定

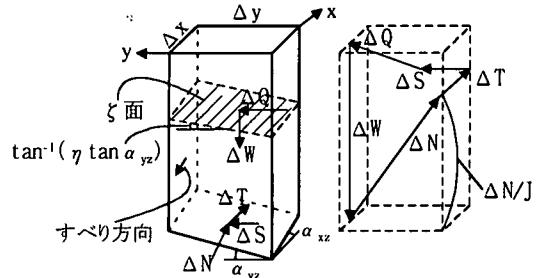


図-3 分割されたコラムに作用する力のベクトルとそのつり合い

法を提案する。以前提案した三次元簡易 Janbu 法では、すべり土塊に作用する側方拘束力を考慮しなかった¹⁾。本論文では、これに側方拘束力を考慮した新たな方法を提案する。以下においては、この方法を新たに三次元簡易 Janbu 法と略称する。本方法では、すべり面の位置と形状が固定されておらず最小安全率に近い値を計算することができる。以下に提案式の仮定と誘導方法を示す。

図-1 に泥水掘削溝の中央断面と諸元を示す。同図における各パラメータの意味は次のようにある。
 H : 掘削深さ, H_w : 地表面から地下水まで深さ,
 ΔH_d : 地下水面を基準にした泥水位の高さ, z : 掘削底面からの高さ, γ_m : 泥水の単位体積重量, γ_w : 水の単位体積重量, R_0 : すべり円の半径, O : すべり円の中心位置, θ_{10} : すべり円が地表面と交差する

表-1 コラムに作用する力の大きさと方向

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

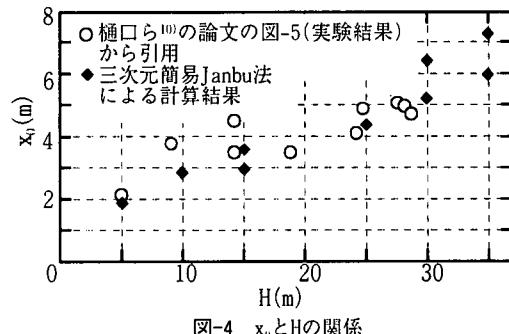
$$J = \sqrt{1 + \tan^2 \alpha_{xz} + \tan^2 \alpha_{yz}}$$

点Aと点Oとを結ぶ直線の水平角, θ_{20} : すべり円が溝壁と交差する点Bと点Oを結ぶ直線の水平角, θ_W : すべり円が地下水表面と交差する点Cと点Oとを結ぶ直線の水平角, γ : 土の単位体積重量, γ' : 土の水中単位体積重量。

安定計算では、地盤の単位体積重量は、地下水表面より上では“全重量”，地下水表面より下では“水中重量”を用いるものとする。そして溝壁に作用する水平抵抗力として、泥水圧から地盤内静水圧を差し引いた有効泥水圧(図-1 参照)を用いて計算を行う。

図-2 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。すべり土塊中央断面が溝壁下端を通るように図示されているが、これは仮定である。条件によっては、すべり面下端が溝壁下端より上にくることが十分ありうる。図-2 に示される各パラメータの意味は次のようにある。x, y, z: 三次元直交座標, x_0 : 図-1においてすべり円が地表面と交差する点と溝壁上端との距離, x_1 : あるy座標の断面でのすべり円が地表面と交差する点と溝壁上端との距離, L: 溝壁奥行き長さ, l: 三次元すべり面のうち円筒面部の長さの半分, $l_e=L/2-l$, R(y): あるy座標の断面でのすべり円の半径, θ_1 : あるy座標の断面でのすべり円が地表面と交差する点と点Oとを結ぶ直線の水平角, θ_2 : あるy座標の断面でのすべり円が溝壁と交差する点と点Oとを結ぶ直線の水平角。

図-2 に示されるすべり土塊を図-3 のようなコラム(主に四角柱。端部は三角柱になることがある)に分割する。そのコラムに作用する力を同図に示す。 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。底面には、さらにy軸方向に側方

図-4 x_0 と H の関係

拘束力 ΔS が作用すると仮定する。図-3で Δx , Δy はコラムのx, y方向の辺長であり、 α_{xz} , α_{yz} は、xz, yz面内でのコラム底面の勾配である。

ΔQ はx軸成分 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。

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

κ は水平土圧係数に相当する係数である¹¹⁾。各力のベクトルの大きさと方向を表-1に示す。Uは有効泥水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 面と呼ぼう(図-3)。 ζ 面に垂直な方向の力のつりあいより

$$\begin{aligned} \Delta N (1 + \eta \tan^2 \alpha_{yz}) / J + \Delta T \sin \alpha_{xz} \\ = \Delta W + \Delta S \eta \tan \alpha_{yz} \end{aligned} \quad (2)$$

$$\text{ここで, } J = \sqrt{1 + \tan^2 \alpha_{xz} + \tan^2 \alpha_{yz}} \quad (3)$$

強度安全率をFとすると、すべり面上で発揮されるせん断力はせん断強度を安全率で低減したものと考えられるから

$$\Delta T = (c' J \Delta x \Delta y + \Delta N \tan \phi') / F \quad (4)$$

c' , ϕ' は有効応力に関する土の粘着力と摩擦角である。

すべり土塊全体の鉛直方向とx方向の力のつりあいより次式が得られる。Σはすべてのコラムについての総和である。

$$\sum \Delta W = \sum (\Delta N / J + \Delta T \sin \alpha_{xz}) \quad (5)$$

$$\sum (\Delta T \cos \alpha_{xz} - \Delta N \tan \alpha_{xz} / J) + U = 0 \quad (6)$$

式(2), (4)から ΔN と ΔT を決定し、それらを式(5), (6)に代入して整理すると、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。

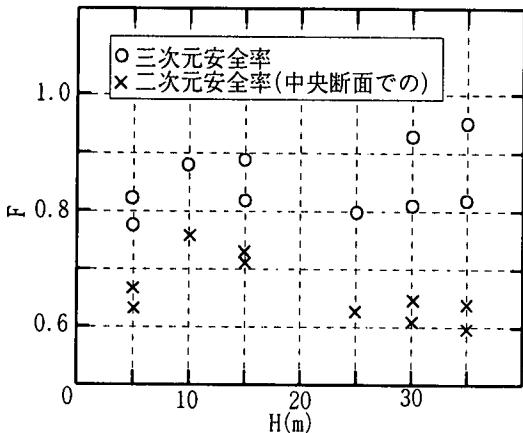


図-5 簡易Janbu法による安全率とHとの関係
(樋口ら¹⁰⁾の実験結果を計算した)

表-2 遠心模型実験地盤材料の性質

Sand	ρ_s (g/cm ³)	Uc	ρ_{dmax} (g/cm ³)	ρ_{drain} (g/cm ³)	D ₅₀ (mm)
Keisha No. 7	2.639	1.54	1.538	1.201	0.162

$$F = \sum (N_v / D_e) / \sum \Delta W \quad (7)$$

$$F = \sum (N_h / D_e) / (\sum \Delta W \tan \alpha_{yz} - U) \quad (8)$$

ここで、

$$D_e = (1 + \eta \tan^2 \alpha_{yz}) / (J + \sin \alpha_{xz} \tan \phi' / F) \quad (9)$$

$$N_v = (F / J + \tan \phi' \sin \alpha_{xz}) (1 + \kappa \eta \tan^2 \alpha_{yz}) \Delta W + c' \eta \sin \alpha_{xz} \tan^2 \alpha_{yz} \Delta x \Delta y \quad (10)$$

$$N_h = F \Delta W \eta \tan^2 \alpha_{yz} \tan \alpha_{xz} (1 - \kappa) / J + \{\Delta W \tan \phi' (1 + \kappa \eta \tan^2 \alpha_{yz} \cos^2 \alpha_{xz}) + c' \Delta x \Delta y (1 + \eta \tan^2 \alpha_{yz} \cos^2 \alpha_{xz})\} / \cos \alpha_{xz} \quad (11)$$

$0 \leq \theta_1 \leq \theta_2 < \pi/2$ と $0 \leq l \leq L/2$ 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。

以上の式の導出過程では有効応力解析を想定しているが、強度定数を有効応力表示でなく、全応力表示に変えることにより、全応力解析のための定式化も可能である。粘性土地盤への適用性については、強度定数の決定方法や地盤の単位体積重量の取り方も含めて、今後詳細な検討が必要であろう。

なお、二次元問題 ($L \rightarrow \infty$) では、式 (8) はよく知られている簡易 Janbu 法の式に帰着する。

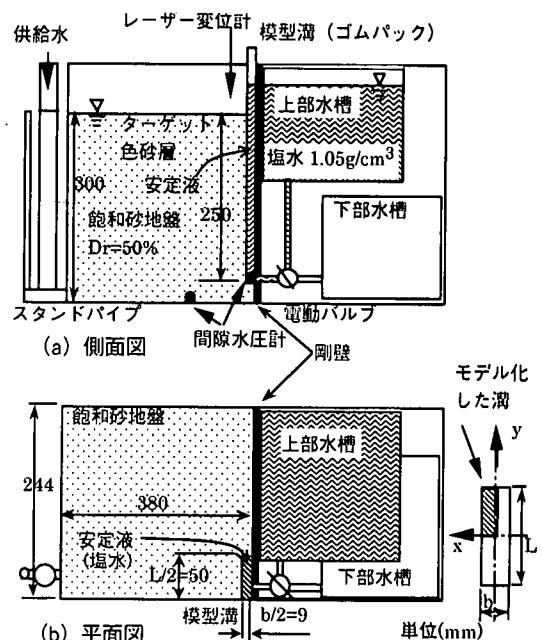


図-6 砂地盤に対する遠心模型実験

4. 砂地盤への適用性

本章では式(7), (8)の砂地盤への適用性を遠心模型実験結果との比較、弾塑性 FEM との比較を通して検討する。

(1) 係数 κ の決定

式(1)の κ は安全率の値に大きな影響をもつ。 κ が大きいほど安全率は大きくなる。 κ は地盤内の静止土圧係数 K_0 のほかに、掘削溝の長さ l や深さ H にも依存すると考えられる。樋口ら¹⁰⁾の砂地盤を対象とした遠心模型実験結果に基づいて、 κ の実験式を次のように決定した。

$$\kappa = K_0 \{L/(2H)\}^{0.138/K_0} \quad (12)$$

ここで

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (13)$$

である。 ϕ' は三軸圧縮試験から得られる摩擦角である。

式 (12) は次のようにして導いた。図-4 の○印は樋口ら¹⁰⁾の遠心模型実験から得られた、溝深さ H と中央断面での x_0 (図-2) との関係をプロットしたものである。これらのプロットに対応する実験データに対して、三次元簡易 Janbu 法による計算を行った。具体的には、各プロットについて与えられた条件下で (ただし x_0 は固定しないで) 安全率の計算

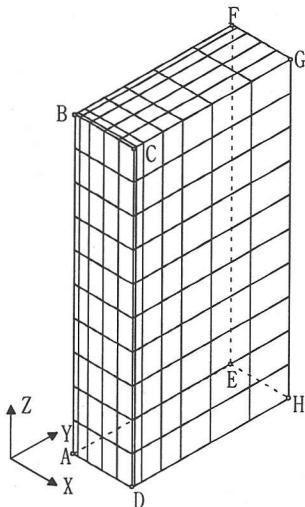


図-7 有限要素メッシュ図
(ABCDが溝壁面, AB=15m,
BC=3m, CG=8m)

を行う。このとき κ を変化させいろいろな κ の値に對して F の最小値とそれに対応する x_0 を求める。このようにして得られる x_0 が図-4 に示されるプロットの x_0 に一致するときの κ の値を、与えられた条件下の溝壁における κ の値であると考える。このようにすると、図-4 のプロットの数だけ κ の値が求めまり、 κ と H の関係が得られる。これに基づいて、式(12)のような回帰式が導かれるのである。樋口ら¹⁰⁾は、 ϕ' が異なる 2 種類の地盤を作成している。式(12)では κ は ϕ' の関数になっている。

この式から計算される κ を用いて、樋口ら¹⁰⁾のいくつかのケースを再計算した結果を図-4 に◆印で示す。計算値と実験値の対応は良好である。図-5 にこのとき計算される三次元安全率 F と H の関係を示す。 F は 0.78~0.95 の間にあり、1 より 5~20% 小さい。この理由は、樋口ら¹⁰⁾はすべり土塊が大きく変形し、溝壁の破壊が最終段階に至った時点を“溝壁の破壊”と定義しているためと思われる。図-5 の中には、参考のために同じ条件下で二次元安全率 F_2 を計算した結果が示されている。当然ながら F_2 は 0.60~0.76 と 1 より 25~40% 小さくなり、三次元溝壁の安定性は二次元では適切に評価できず、三次元解析が必要であることが理解される。

(2) 1つの溝壁モデルを対象にした遠心模型実験結果及び弾塑性 FEM による計算結果と三次元簡易 Janbu 法による計算結果との比較

提案式の妥当性を検証するために、1 つの溝壁モ

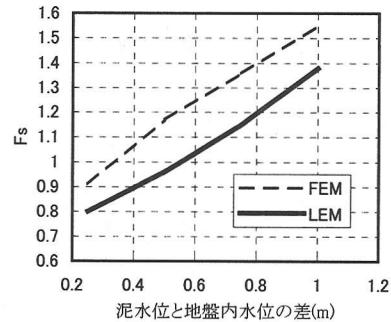


図-8 三次元溝壁に対する FEM と簡易 Janbu 法(LEM)による安全率値との比較

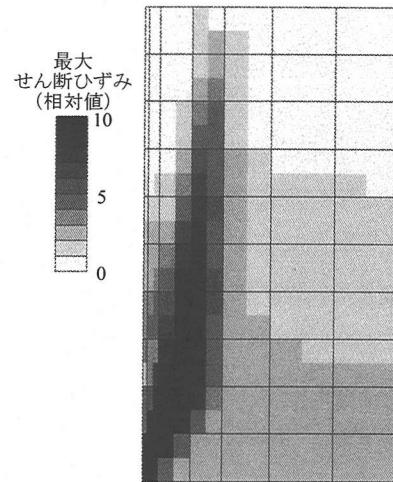


図-9 地盤が破壊する直前の最大せん断ひずみ(相対値)の分布図

ルを対象にした遠心模型実験結果¹¹⁾を簡易 Janbu 法により計算した。また同じモデルに対して弾塑性 FEM による解析を行い、簡易 Janbu 法の妥当性を解析的に検討した。

a) 遠心模型実験結果¹¹⁾に対する三次元簡易 Janbu 法の適用性

砂地盤中に図-6 のような泥水溝を設置し、遠心実験(60G)を行った。泥水溝は、泥膜自体が安定性にほとんど寄与しないと考え¹⁰⁾、泥膜を薄いゴム膜でモデル化し、これに安定液を満たすことで再現した。実験では、地盤内水位を地盤表面と一致させながら、泥水位を徐々に低下させ溝壁を破壊させた。図-6 の寸法は模型寸法であり、実大寸法に直すと溝長さ L は 6m、溝深さ H は 15m である(図-2)。地盤の諸定数を表-2 に示す。砂地盤は $Dr=50\%$ とゆるい状態にあり、三軸 CD 試験による砂の ϕ' は 39° であった。実験の詳細は文献^{11), 14)}を参考されたい。同一の条件

下で 2 回の遠心模型実験を行った。これらの遠心模型実験に対する破壊開始時(降伏時)の三次元簡易 Janbu 法による安全率の計算結果は、いずれも 0.99 とほぼ 1 に近い値になった。これより、提案法は地盤の破壊開始時(降伏時)を安全率 1 として評価する方法であるとみなせる。ここで破壊開始時(降伏時)の定義は次のように定義した¹¹⁾。泥水溝の安定条件は、模型実験で計測される安定液水位と地盤内水位の関係から定めた。安定液の落下に対してこれら 2 つの水位の関係は、①地盤内水位がわずかながら低下する範囲 I, ②それよりもやや低下が大きな範囲 II, ③大きく低下する範囲 III の 3 つに分かれる。地盤内水位の低下は溝壁背面地盤の断面積が水平方向に増大したこと、すなわち、溝壁面のはらみ出しによって生じる。ゆえに、地盤内水位の変化は溝壁面の水平変位とみなせる。そこで地盤内水位が徐々に低下し始める範囲 I から範囲 II への遷移点を溝壁の破壊開始時(降伏時)、そして範囲 II から範囲 III への遷移点を溝壁の破壊時もしくは崩壊時と定義した。

b) 弹塑性 FEM による三次元簡易 Janbu 法の検討

図-6 のモデルに対して、泥水位を変化させ、三次元弾塑性 FEM と三次元簡易 Janbu 法(LEM)による計算を行い、比較検討した。弾塑性 FEM として Ugai ら¹²⁾が提案しているせん断強度低減有限要素法(SSRFEM)を利用した。地盤の砂は弾完全塑性体であると仮定し、関連流れ則(摩擦角とダイレイタンシー角の大きさが同じ)を想定した。この方法では、 c' と $\tan \phi'$ を同じ割合で徐々に低減させ、弾塑性 FEM 計算が発散するまで計算をくり返す。計算が発散した時点では、降伏領域が境界から境界の間を連続して分布し、すべり領域を形成すると考えられるので、この時点での c' と $\tan \phi'$ の低減係数を安全率と定義する。本方法の詳細については文献¹³⁾を参照されたい。

図-7 は遠心模型実験結果を解析するための有限要素メッシュ図である。図-7 は図-6 の一部を解析対象として切り出したものである。ABCD が溝壁面に相当する。モデルの対称性を考慮し、モデルの半分のみを解析の対象とした。DCGH が対称面である。変位の境界条件は、ABCD 面と BCGF 面ではすべての方向に自由、ABFE 面と EFGH 面では z 方向のみ自由で x と y 方向は固定、DCGH 面では x 方向のみ固定で y と z 方向は自由、ADHE 面ではすべての方向に固定である。地盤内の水位を地表面に一致させ、泥水位を 0.25m~1.0m まで変化させたときの 2 つの方法による安全率の値を図-8 に示す。これより、FEM のほうが三次元簡易 Janbu 法より 10~20%ほど大き

めの安全率を与えることがわかる。

この理由は次のようである。すでに前項 a) の最後で述べたように、本論文で定義した三次元簡易 Janbu 法は、地盤が破壊を開始する時点、すなわち地盤の降伏時の安全率を 1 と評価する方法である。しかし地盤の降伏時には、まだ地盤は完全に破壊しておらず、すべり面も発達していない。したがって、このとき安全率は 1 より大きいはずである。一方、三次元弾塑性 FEM は地盤が完全に破壊したときの安全率を 1 と評価するので、地盤の降伏時には FEM による安全率は 1 より大きくなるのである。

図-9 は、泥水位と地盤内水位の差が 0.5m のときの、溝壁中央断面(正確には、図-7 の CDGH 面に最も近いガウス点を通る断面)での地盤が破壊する直前の最大せん断ひずみ(相対値)分布を示す。最大せん断ひずみ(相対値)が大きい部分は地盤が破壊している領域に相当することがわかっている。このような破壊領域は溝壁下端から溝壁に沿ってほぼ鉛直に上昇し、地盤表面に達するのがわかる。

5. 結論

本論文で得られた結論は次のようである。

- (1) 泥水掘削溝壁の安定性を評価するために、簡易 Janbu 法に基づく新たな三次元極限平衡法を提案した。この方法の大きな特徴は従来考慮されなかったすべり土塊に作用する側方拘束力を導入したことである。
- (2) すべり土塊に作用する側方拘束力の大きさを係数 κ を用いて式(1)により定義した。 κ は地盤内の静止土圧係数 K_0 のほかに、掘削溝の奥行き l や深さ H に依存すると考えられる。樋口ら¹⁰⁾の遠心模型実験結果に基づいて、 κ の実験式を式(12)のように決定した。
- (3) 提案された方法を砂地盤を対象とした遠心模型実験結果に適用したところ、砂地盤が破壊を開始する条件下で安全率がほぼ 1 となった。同じ砂地盤モデルを対象にして、泥水位を変化させ三次元弾塑性 FEM による解析を行ったところ、提案法は弾塑性 FEM より 10~20%ほど小さめの安全率を与えることがわかった。

参考文献

- 1) 鵜飼恵三、細堀建司：簡易 Bishop 法、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. 21~26, 1988.
- 2) 地中連続壁基礎協会編：地中連続壁基礎工法ハンドブック施工編一、総合土木研究所、1991.

- 3) 樋口雄一：砂地盤における泥水掘削溝の安定性評価に関する研究，大阪市立大学学位請求論文，pp. 63–73, 1996.
- 4) 連続地中壁工法編集委員会編：連続地中壁工法，土質工学会，1988.
- 5) 玉野富雄，福井聰，植下協，村上仁，和泉四郎：粘性土地盤における泥水トレーンチ掘削時の壁面安定解析法の適用性，土質工学会論文報告集，Vol. 31, No. 3, pp. 151–163, 1991.
- 6) 名倉克博，樋口雄一，村田秀一，兵藤正幸：粘性土地盤における泥水掘削溝の安定性について，土木学会論文集，No. 541/III-36, pp. 21–34, 1996.
- 7) 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.
- 8) 金谷祐二，秋野矩之：泥水掘削溝における溝壁安定の実大実験，土質工学会論文報告集，Vol. 24, No. 4, pp. 171–182, 1984.
- 9) 内田博，田中邦熙，水谷仁：ペ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. 96–106, 1971.
- 10) 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.
- 11) 片桐雅明，斎藤邦夫，増田達，相沢文也，鶴飼恵三：地下連続壁の溝壁の安定性に関する模型実験，土と基礎，Vol. 45, No. 10, pp. 13–16, 1997.
- 12) Ugai, K. and Leshchinsky, D.: Three-dimensional limit equilibrium and finite element analyses: a comparison of results, Soils and Foundations, Vol. 35, No. 4, pp. 1–7, 1995.
- 13) 田中忠次，鶴飼恵三，阪上最一，河邑真，大津宏康：地盤の三次元弾塑性有限要素解析，丸善，1997.
- 14) 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. 9th ICONMIG, pp. 2513–2518, 1998.

(1998.12.24 受付)

APPLICATION OF A 3-D LIMIT EQUILIBRIUM METHOD FOR EVALUATION OF THE STABILITY OF SLURRY TRENCH WALLS

Keizo UGAI, Takeshi ISHII, Kunio SAITO, Shuji TOMITA,
Takashi SAITO and Yuzhen YU

Since 1960's, many methods to evaluate the stability of slurry trench walls have been proposed. However, there are no reliable and general methods developed due to the complicated nature of the problem. In this paper a new 3-D limit equilibrium method to evaluate the stability of slurry trench walls is proposed, which considers the importance of lateral confining forces acting on a sliding soil mass, that has not been considered in the past. The proposed method is applied to results of a centrifuge model test on a slurry trench constructed in sandy ground and compared with analytical results by the 3-D elasto-plastic FEM. This shows how applicable the proposed method is to sandy ground.