

砂地盤に築造される泥水掘削溝の安定性の検討

名倉克博*・樋口雄一**・川崎宏二***・
東田 淳****

砂地盤に築造される泥水掘削溝の安定問題を、泥膜形成が不良で泥水の地盤への浸透を伴う破壊、および泥膜形成は良好だが力の不均衡のため土塊が滑る破壊の両面から検討した。まず、重力場の実験によって泥膜形成に及ぼす泥水性状、砂地盤の粒径、泥水位・地下水位の差の影響を捉え、次いで遠心実験の結果から滑り破壊に対する安定計算法を提案し、その実際への適用性が高いことを4実例の検討を通じて確めた。

Key Words : stability analysis, slurry trench, failure, sandy ground, centrifuged model

1. まえがき

地下連続壁工法では、地盤を掘削して築造した溝に鉄筋籠を挿入した後、コンクリートを打設する。この掘削溝の崩壊は、ベントナイトを主成分とする泥水（安定液とも言う）を溝内に満たすことによって防止される。しかし、この泥水を満たした掘削溝（以下、泥水掘削溝と呼ぶ）の安定メカニズムに対する考え方と安全率の計算方法には、これまで種々の提案がある^{1)~7)}もの、いまだに確立したものがない⁸⁾。これは、泥水掘削溝の安定に関わる要因が多いこと、実工事における正確な破壊記録が少なく、また実規模での泥水掘削溝の破壊再現が困難であること、などによるものと考えられる。一方、LNG地下タンク、長大橋の基礎、大断面シールドトンネルの立坑などの建設で、掘削深さ、掘削幅がそれぞれ100m、2mを越えるような大深度、大断面地下連続壁が築造される例が近年、増大する傾向にあることから、泥水掘削溝の安定性をより正確に評価する手法が以前にも増して求められているのが実情である。

これまでの実工事の経験によれば、泥水掘削溝が破壊する形態には次の二つがある⁹⁾。

①掘削溝の壁面に形成されるべき泥膜が不良で、泥水圧力を地盤に有効に伝えられないために生じる破壊で、造壁性の低い泥水や低濃度泥水を用いた場合、あるいは透水性が特に高い地盤や被圧層を含む地盤を掘削した場合に生じるものである。被圧層を

含む地盤の場合を除くと、一般にこの破壊が生じる際は多量の泥水が地盤へ浸透することから、ここではこの破壊形態を浸透破壊と称することにする。

②泥膜は良好に形成されるものの、泥水圧と土圧・水圧のバランスが崩れて生じる破壊で、掘削中や掘削後に地下水位が急激に上昇した場合、地盤強度が小さかった場合、掘削深度や溝の長さが大きかった場合、施工機械が近接し過ぎた場合などに生じるものである。この破壊形態は土塊の滑りを伴うので、ここではこれを滑り破壊と称することにする。

このようにメカニズムの異なる2つの破壊形態が存在するので、泥水掘削溝の安定を図るためには、まず溝壁面に良好な泥膜を形成させて浸透破壊を防いだ上で、滑り破壊に対する検討を行うという手順を踏む必要がある。そこで、本論文では、砂地盤に築造される泥水掘削溝を対象として、まず浸透破壊に対する要因を重力(1G)場の実験によって分析し、次いで遠心模型実験の結果に基づいて滑り破壊に対する安定計算法を提案し、最後にこの安定計算法の実際への適用性について検討する。なお、遠心模型実験と滑り破壊に対する安定計算法については、それぞれ文献(10)、(11)に発表する機会があったが、本論文は浸透破壊の要因分析と安定計算法の実際への適用性の検討を加えて総括的にまとめたものである。

2. 浸透破壊の要因分析

浸透破壊に関わる要因として、砂地盤の種類、泥水性状、泥水位と地下水位の差の3つを選び、これらを変化させた時に泥水の地盤への浸透と地盤の崩壊の様子がどう変わるかを、重力場の模型実験によって確かめた¹²⁾。

(1) 実験方法

実験装置を図-1に示す。この装置は中央の実験

*正会員 工修 大成建設(株)技術研究所 (〒245 横浜市戸塚区名瀬町344-1)

**正会員 大成建設(株)技術研究所

***正会員 工修 大成建設(株)技術研究所

****正会員 工博 大阪市立大学工学部土木工学科

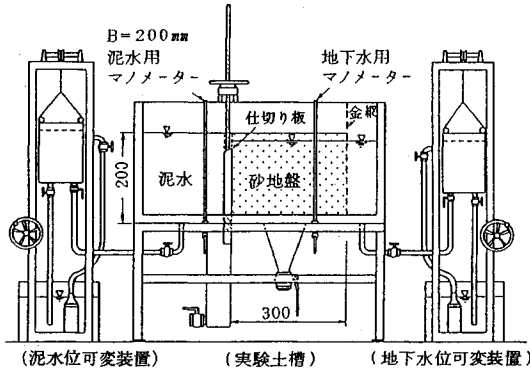


図-1 浸透破壊の実験装置 (単位mm)

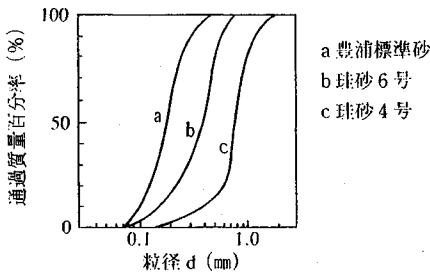


図-2 地盤材料の粒径

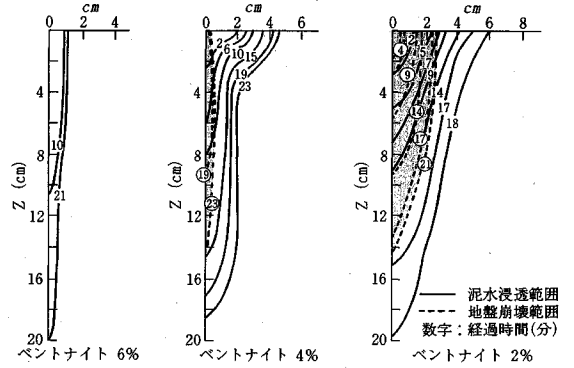
表-1 地盤材料および地盤の性質

地盤材料	G_s	U_c	ρ_{dmax} (g/cm^3)	ρ_{dmin} (g/cm^3)	ρ_d (g/cm^3)	D_r (%)	k (cm/s)
豊浦標準砂	2.65	1.67	1.65	1.33	1.42	32.7	2×10^{-2}
珪砂 6号	2.67	2.75	1.68	1.34	1.44	34.3	7×10^{-2}
珪砂 4号	2.67	2.03	1.73	1.48	1.57	39.7	4×10^{-1}

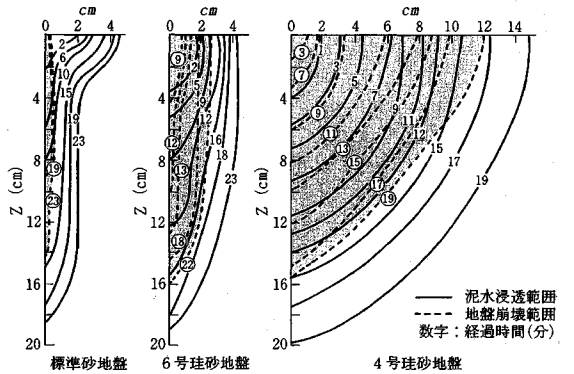
土槽と、その両側の泥水位・地下水位可変装置から構成される。実験土槽は内寸法が長さ40cm×幅20cm×高さ25cmの小型のもので、側面はガラスになっている。中央の仕切り板の左右に泥水溜めと模型地盤がある。仕切り板の表面にはシリコングリスを薄く塗布してある。

実験に使用した地盤材料は、豊浦標準砂、珪砂6号、珪砂4号の3種類で、その性質を図-2、表-1に示す。模型地盤は、ロートを用いて1cmの高さから気乾状態の砂を土槽に流し込んだ後、土槽底部から飽和させて作成した。地盤の密度と透水係数を表-1に示した。

泥水は、群馬産ベントナイトとCMC(カルボキシメチルセルロース)を清水に混合したもので、ベントナイトの配合を2~10%の5通り、CMCの配合を0%~0.5%の5通りに変え、合計25通



(a) ベントナイト濃度を変えた場合



(b) 地盤の種類を変えた場合

図-3 泥水浸透の地盤破壊の様子

りの性状の異なる泥水を用いて実験を行なった。

実験は、泥水位を地表面に保ち、地下水位をG.L.-2cm, -4cm, -10cmの3通りに保った状態で、仕切板を1cm/minの速度で下方へ押し込み、泥水の地盤への浸透範囲を経時的に測定するとともに、地盤の破壊形状を捉えた。泥水の浸透範囲は、予めガラス面近くの地盤に層状に添加しておいたウラン(フローレンソナー)の色の変化によって測定した。

(2) 実験結果

図-3(a),(b)は、泥水のベントナイト濃度と地盤の種類を変えた時に、泥水が地盤へ浸透した範囲(実線)と地盤の崩壊領域(破線)の経時的な広がり方がどう異なるかを比べたものである。各図の縦軸、横軸は、掘削溝の深度に相当する仕切り板の押し込み量Z(cm)と溝壁面からの距離をそれぞれ表わし、実線、破線に付した数字は経過時間(分)を表わす。また、黒塗り部分は最大崩壊範囲を表わす。なお、ベントナイト濃度を変化させた(a)図の3つ

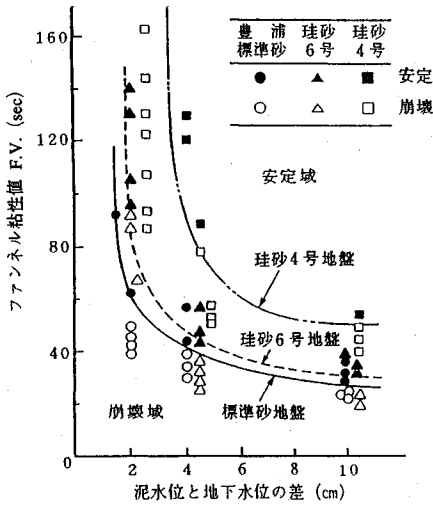


図-4 地盤破壊の有無

の図は、いずれも標準砂地盤・地下水位G.L.-4cm・CMC濃度0.2%の場合の例で、地盤の種類を変えた(b)図の3つの図は、いずれも地下水位G.L.-4cm・CMC濃度0.2%・ベントナイト濃度4%の場合の例である。図-3から、①ベントナイト濃度が低い程、また②地盤材料の粒径が大きくて透水性が高い程、泥水の浸透範囲と地盤の破壊領域が大きくなっており、泥膜の形成が困難であったことが分かる。なお、地盤破壊の様子は、土塊が一気に滑り落ちるのではなく、壁面の肌落ちにつれて土がトロトロとゆっくり流れ落ちるようなものであった。

図-4は、全実験における地盤崩壊の有無を、横軸、縦軸にそれぞれ泥水位・地下水位の差、泥水のファンネル粘性値(F.V.)をとって示したものである。○・●が標準砂地盤、△・▲が珪砂6号地盤、□・■が珪砂4号地盤の場合を表わし、黒塗りのマークは、仕切り板を土槽底であるZ=20cmまでさげて長時間放置しても地盤が崩壊せずに自立した場合を、白抜きマークは仕切り板を下げる過程やZ=20cmまで下げた状態で、短時間のうちに地盤が崩壊した場合をそれぞれ表わす。また、図中の各曲線は3種類の地盤の安定域と崩壊域の境界を示したもので、各曲線の上側が安定域である。この図から、ファンネル粘性値が小さい泥水では、泥膜の形成が困難で地盤が崩壊しやすいこと、さらに、この泥膜形成の困難さは、泥水位・地下水位の差が小さい程(すなわち浸透圧力が小さい程)、また地盤の粒径が大きい程、増すことが分かる。

(3) 浸透破壊を防止するための泥水管理方法

上述の結果から、施工対象とする砂地盤の粒径が

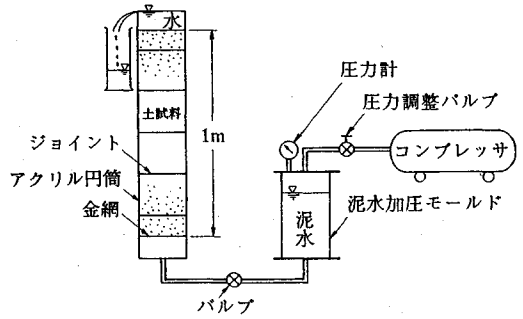


図-5 泥水浸透装置

記号	泥水配合 (%)	F.V. (sec)
○	ベントナイト 6 CMC 0.2	43.9
⊗	4 0.2	33.2
●	2 0.2	27.7

加圧力: P=0.5kg/cm²

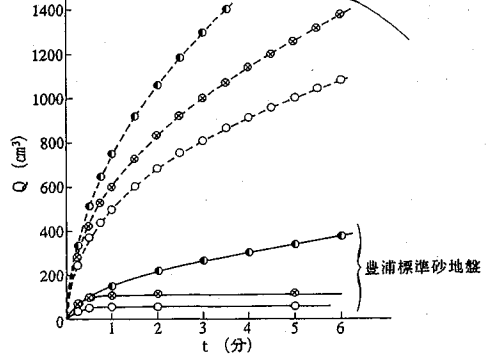


図-6 泥水浸透量の時間変化

粗い場合に良好な泥膜を形成するためには、ファンネル粘性値の大きな泥水を使用するか、泥水位・地下水位の差を大きくとる必要があることが分かった。

地盤条件が与えられた場合に、どの程度のファンネル粘性値を有する泥水を使用したらよいかを決定する手法としては、図-5に示すような泥水浸透装置を用いる方法が有効である。これは、実地盤にできるだけ近い状態になるように土試料をアクリル円筒内に詰めて飽和させた後、想定する泥水位・地下水位の差に相当する圧力を加えて泥水をこの供試体に浸透させ、泥水浸透量の経時変化を測定するものである。

図-6に測定結果の一例を示す。これは、表-1に示す豊浦標準砂と珪砂4号に対して、3種類の泥水を0.5kgf/cm²の圧力を加えて浸透させた時のものである。図の横軸、縦軸はそれぞれ経過時間t、泥水浸透量Qを表わしており、得られた曲線が一定値に収束すれば泥膜が形成され、泥水の供試体への

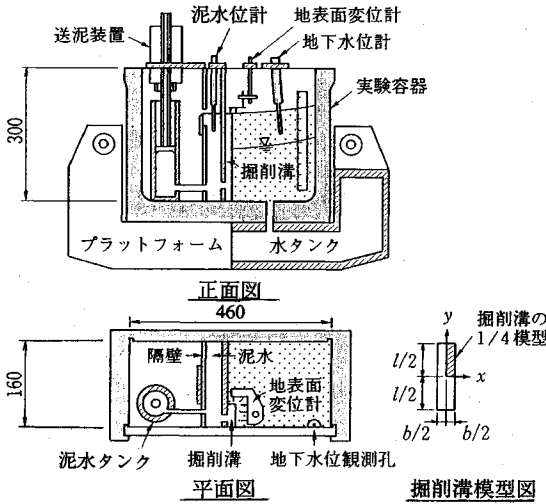


図-7 遠心模型実験装置 (単位mm)

浸透がしにくくなることを示す。図から、標準砂地盤ではファンネル粘性値 (F.V.) として33sec以上をとれば泥膜が形成されるが、珪砂4号地盤ではここで用いた泥水では泥膜は形成されず、さらに大きなファンネル粘性値が必要と判断される。ただし実際の工事においては、 $k \geq 10^{-1} \text{cm/sec}$ の透水性の高い地盤に対しては、ファンネル粘性値を上げるだけでなく、逸泥防止剤を併用するなどして浸透破壊を防止する必要がある。さらに実際の掘削では、泥水中に掘削土と地下水が混入し、経過時間と共に複雑な性状変化を示すので、予めこのような泥水性状の変化を予測して、浸透破壊の検討を行う必要がある。

3. 遠心模型実験による滑り破壊シミュレーション

遠心力場でも浸透破壊を生じないような泥水と二種類の砂を用いて、二次元・三次元の遠心模型実験を行い、地盤の滑り破壊をシミュレートした^{(10), (13)}。

(1) 実験方法

実験で用いた遠心載荷装置は、大阪市立大学のMark-V(公称半径2.56m, 最大遠心加速度200G)である。模型実験装置を図-7に示す。模型は、掘削溝の長さを模型容器の奥行き寸法にとった二次元模型、ならびに図-7に示すような実際の掘削溝の1/4部分を模型化した三次元模型の両者を用いた。模型容器(幅46cm, 高さ30cm, 奥行き16cm)は隔壁で二分され、右側に模型地盤と掘削溝が、左側に泥水位を地表面に一致させる送泥装置がある。地下水位は、水タンク兼用のプラットフォームに圧縮空気を送つ

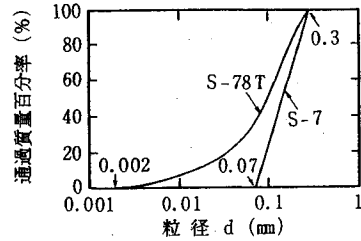


図-8 地盤材料の粒度分布

表-2 地盤材料と模型地盤の性質

地盤	G_s	U_c	ρ_{dmax} (g/cm^3)	ρ_{dmin} (g/cm^3)	ρ_d (g/cm^3)	D_r (%)	k (cm/s)
S-78T	2.68	8.0	1.73	1.27	1.43	42	2.2×10^{-4}
S-7	2.67	2.3	1.72	1.35	1.49	44	4.1×10^{-3}

て制御する。泥水位と地下水位は間隙水圧計で、また地表面沈下量は片持ちばり式変位計で測定する。

泥水は、ベントナイト濃度6%, CMC濃度0.1%, ファンネル粘性値29秒, 比重1.03のものを用いた。

地盤材料は瀬戸珪砂の7号, 8号, 特粉を乾燥重量比2:2:1で混合したもの(以下, S-78Tと呼ぶ)と珪砂7号のみ(S-7と呼ぶ)の2種類を用いた。地盤材料の粒度分布を図-8に、地盤材料および模型地盤の性質を表-2に示す。模型地盤は、気乾状態の地盤材料を口径1cmのロートを用いて、ふるい(網目間隔3mm, 3枚重ね)を通して容器に落とし込み、地盤をゆつくりと飽和させた後、遠心載荷して作成した。掘削溝の位置にはダミー板を固定した。ガラス面には、摩擦を低減させるために寒天膜を薄く塗布した。

実験の手順は以下の通りである。一度所定の遠心力場においた模型地盤の地下水位を掘削溝底付近まで下げて地盤にわずかな自立性を持たせ、ダミー板を引き抜きながら掘削溝に泥水を送りこんだ後、泥水位を地表面に一致させたまま、模型を再び所定の遠心力場におき、地下水位を上昇させて地盤を破壊させた。表-3, 4に実験の種類と内容を示す。

(2) 実験結果

図-9は、2種類の地盤に対する溝掘削深さ(Z)と滑り破壊を生じた時の泥水位・地下水位の差(ΔH)の関係を、二次元模型(破線)と三次元模型(実線)について原型換算で示したものである。これから二次元模型のZ- ΔH 関係が直線であるのに対し、三次元模型の ΔH は二次元模型より小さく、かつ掘削深さZと共にある値に収束する傾向が見られる。この結果は、実際の施工における「水位差をある値以

表-3 二次元模型実験の種類と内容

地盤	溝深さ Z (cm)	遠心加速度(G)	調べた項目
S-78T	20	50・75・100 125・150・175	Z-ΔH関係
S-7	20	50・100・150	Z-ΔH関係
S-78T	10	150	相似則の確認
S-78T	15	100	
S-78T	20	75	

表-4 三次元模型実験の種類と内容

地盤	溝寸法 (cm)			遠心加速度 (G)	調べた項目
	長さ L/2	幅 B/2	深さ Z		
S-78T	4.5	1	5・10 15・20	100	Z-ΔH関係
	3	0.67	16.7・20	150	
	2.7	0.57	20	175	
S-7	4.5	1	5・15	100	Z-ΔH関係
	3	0.67	16.7・20	150	
	2.7	0.57	20	175	
S-78T	1・4.5・9	1	20	100	L-ΔH関係
S-78T	3	0.67	6.7	150	相似則の確認
S-78T	4.5	1	10	100	
S-78T	9	2	20	50	

上に保てば掘削溝は破壊しない」という経験則と合致するとともに、実際の泥水掘削溝の安定メカニズムの主因が、地盤内の水平応力が溝端部に集中するアーチ作用によるという、いわゆる三次元効果説を支持するものである。なお、二次元・三次元実験の相似則成立をModeling of models^{注1)}の手法を用いて検討した結果が、図-9(a)の二次元模型(破線)のZ=15mの3点、および同図の三次元模型(実線)のZ=10mの3点のデータで、これらのΔHがそれぞれほぼ一致したことから遠心実験における相似則の成立が確認できた。

図-10 (S-78T地盤・Z=20m) は、三次元模型で掘削長Lを変えた時のΔHの変化である。ΔHは、Lが大きくなるにつれて増大し、二次元模型(L=∞)のΔH値に収束する。

三次元実験終了後、模型地盤をカットし、予め層状に入れておいた色砂の位置を測定することによって破壊土塊の三次元形状を捉えた。図-11のプロットとこれを結ぶ実線は測定された土塊の破壊形状の一例である。

注1) 原型寸法が等しくなるように、それぞれ異なった模型寸法と遠心加速度を組み合わせた実験を行って相似則の成立を確認する手法。これらの実験で相似な結果が得られれば相似則を検証したことになる。

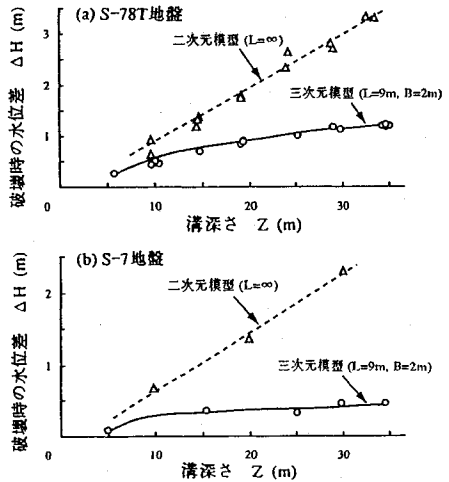


図-9 原型換算のZ-ΔH関係

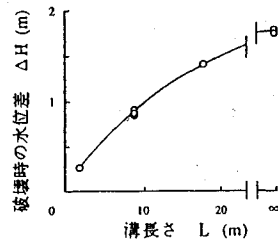


図-10 原型換算のL-ΔH関係 (S-78T地盤,Z=20m)

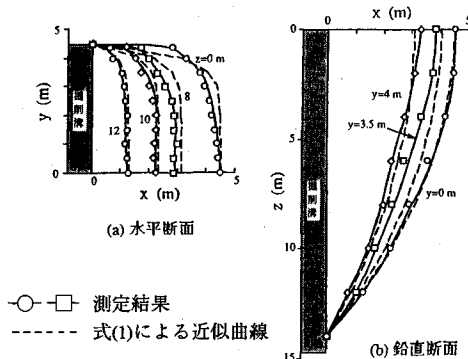


図-11 破壊土塊の形状と近似曲線の例 (S-78T地盤,Z=15m,L=9m,B=2m)

4. 滑り破壊に対する安定計算法の提案

(1) 遠心実験に基づく破壊形状の仮定

遠心実験で得られた破壊土塊の形状を最もよく表す関数として(1)式を選定した¹⁴⁾。これは図-12に示すように、溝中央(y=0)における鉛直断面の形状を溝底を通り地表と直交する円弧で近似し、各深さにおける水平断面の形状は溝端部を通りx-z平面と直交し、かつx軸に関して対称な指数

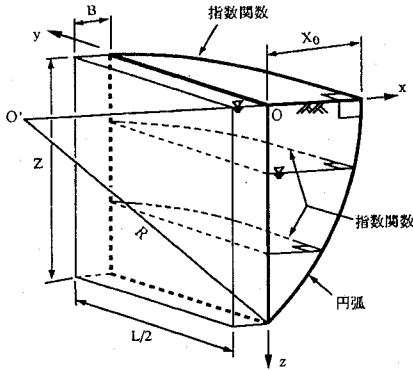


図-12 実験結果に基づいて近似した破壊形状

関数で近似したものである。

$$x = \left\{ \sqrt{R^2 - z^2} - (R - X_0) \right\} \cdot \frac{e^{y^n} - e^{(L/2)^n}}{1 - e^{(L/2)^n}} \dots\dots(1)$$

ここに、R：円弧の半径、Z：掘削溝の深さ、X₀：地表面の x 軸上における破壊面と原点との距離、L：掘削溝の長さ、である。Rは、 $R = (Z^2 + X_0^2) / (2X_0)$ によって求められる。また、式中の n は実験で得られた破壊形状から $n = 1 / \phi_d$ (ϕ_d ：土の内部摩擦角，単位：rad.) と定めた。(1)式で得られる破壊形状の一例を図-11中に破線で示した。

(2) 土塊の滑りに対する安全率

土塊の滑りに対する安全率F_sは、簡易Janbu法を三次元に拡張して求める¹¹⁾。破壊土塊を鉛直土柱に分割し、土柱間に働く内力の合力は鉛直力を無視して水平方向にだけ作用すると仮定する。各分割土柱のz方向のつり合い式および土塊全体のx方向のつり合い式は、それぞれ式(2)および式(3)で表される。

$$W = T \sin \alpha + P \cos \alpha \dots\dots(2)$$

$$P_s + \sum \{ (T \cos \alpha - P \sin \alpha) \cos \beta \} = 0 \dots\dots(3)$$

ここに、W：分割土柱の重量、T：底面に働くせん断力、P：底面に働く垂直力、P_s：泥水による抵抗力で溝壁面に三角形分布で与える、α：底面中心の接平面と x-y 平面のなす角度 $\alpha = \tan^{-1}(|\partial z / \partial x| / \cos \beta)$ 、β：底面中心の法線の x-y 平面への射影と x 軸のなす角度で $\beta = \tan^{-1}|\partial x / \partial y|$ 、である。各分割土柱の滑りに対する安全率F_sは、次式で表される。

$$F_s = \tau_f / \tau = \{ c_d + (P/S - u) \tan \phi_d \} / \tau \dots\dots(4)$$

ここに、τ_f：土のせん断強さ、τ：土柱底部に働くせん断応力で $\tau = T/S$ 、S：分割土柱の底面積、c_d・φ_d：土の強度定数、u：土柱底面中心における間隙水圧 (= 静水圧)、である。式(2)~式(4)から、PとTを消去すれば安全率F_sの計算式(5)が得られる。

表-5 模型地盤の土質定数

地盤	c _d (kgf/cm ²)	φ _d (deg)	ρ _t (g/cm ³)	ρ _{sat} (g/cm ³)
S-78T	0	42	1.57	1.93
S-7	0	47	1.49	1.82

表-6 三次元模型の滑りに対する安全率 (L/B=4.5)

地盤	溝深さZ(m)					
	5	10	15	25	30	35
S-78T	1.04	0.93	0.86	—	0.90	0.91
S-7	1.08	—	0.87	0.74	0.81	0.81

表-7 計算で与えた基本条件

土質条件			掘削溝		施工条件		
c _d (tf/m ²)	φ _d (deg)	ρ _t =ρ _{sat} (γ/m ³)	L (m)	Z (m)	ρ _s (γ/m ³)	H _s (m)	H _w (m)
0	35	1.8	7.5	30	1.05	0.5	2.5

$$F_s = \frac{1}{\sum (W \tan \alpha \cos \beta) - P_s} \sum \left\{ \frac{c_d S \cos \alpha + (W - u S \cos \alpha) \tan \phi_d \cos \beta}{\cos^2 \alpha (1 + \tan \phi_d \tan \alpha / F_s)} \right\} \dots(5)$$

安定計算は、まず図-12に示したX₀（地表面の x 軸上における破壊面と原点Oとの距離）の値を仮定し、式(1)により土塊の破壊形状を仮定する。この破壊土塊を鉛直土柱に分割し、式(5)を用いてF_sを求める。この計算を種々のX₀について行い、最小安全率F_sを求める。

なお、遠心実験で生じた破壊土塊のすべりに対する安全率F_sを、実験で測定されたX₀、泥水位、地下水位、ならびに模型地盤の土質定数(表-5)を用いて計算したところ、表-6に示すようにF_s=1に近い結果が得られた。

(3) 本計算法の特性

本計算法の特性を知るために、表-7に示すような条件を基本として、c_d、ρ_t、ρ_{sat}、および地表面と泥水位の距離H_sを一定とし、それ以外の5つの要因をそれぞれ単独に変化させた時のF_sを計算し、結果を図-13に示した。なお、H_wは地表面と地下水位の距離である。図-13(a),(b)より、ZならびにLの増大につれてF_s値は減り、またφ_dが大きいほどF_s値は大きくなるのが分かる。次に、図-13(c)から、地表面と地下水位の距離H_wの増大につれてF_s値は増え、また泥水密度ρ_sが大きいほどF_s値は大きくなるのが分かる。

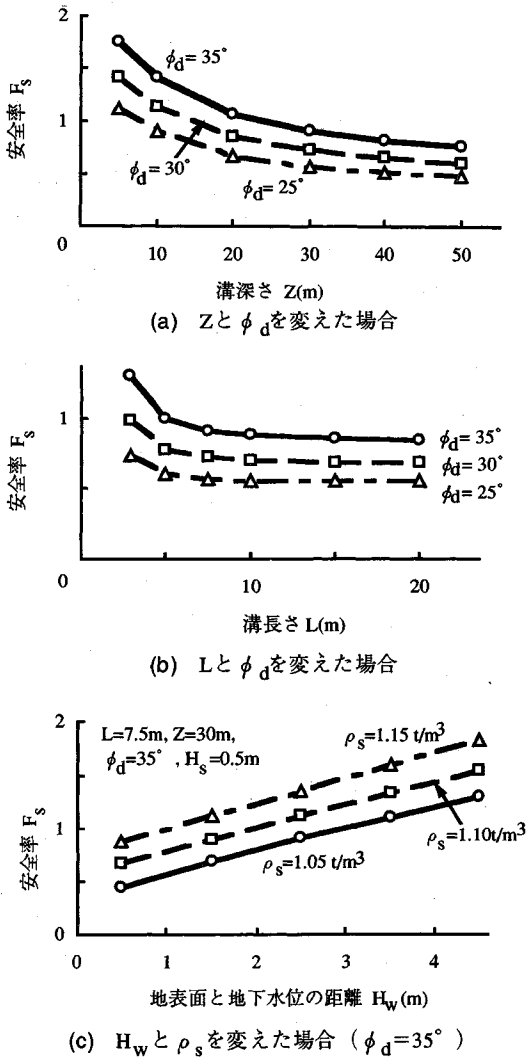


図-13 各種要因の変えたときの F_s 値の計算結果

5. 提案する安定計算法の実際への適用性

本安定計算法の実際への適用性を把握するために、比較的均質に近いとみなされる砂地盤で施工された泥水掘削溝の4事例の安定性を本手法によって検討した。

(1) 適用事例

a) 神奈川県川崎市内の掘削工事

当工事は、神奈川県川崎市内の埋立地において、深さ $Z=11\text{m}$ 、幅 $B=1.8\text{m}$ の溝を延長 210m にわたり掘削するものであった。掘削長さ $Z=7.8\text{m}$ まで掘削し、放置した掘削溝1本が、翌日、滑り破壊を生じた。破壊の原因は、降雨により地下水位がG.L.-2.4mからG.L.-1.3mに上昇したためと考えられ

表-8 Pierre-Beniteの施工条件(破壊した溝)

掘削溝No	掘削長 (m)	掘削深さ (m)	地下水位 (m)	推定地盤高 (m)
105-106	19	20	159.5	159.9
54	15	28	160.3	160.4
57-58	13	8	160.3	160.4
84	16	17	160.05	160.05
59-60	20	26.5	160.3	160.4
77	15	20	159.9	160.15
73	15	23	160.1	160.2

た。超音波測定器によって測定された滑り面の深さはG.L.-4.6mであった。地盤条件は、深さ8mまでは主にN値が10以下のゆるい細砂で、部分的にシルトを介在していた。掘削時の泥水密度は $\rho_s=1.035\text{t/m}^3$ であった。

b) Pierre-Benite 発電所建設工事¹⁾

Morgensternらは、フランスPierre-Benite発電所建設工事において生じた破壊事例を報告している。工事は、延長 1400m にわたり深さ $Z=24\text{m}$ 、幅 $B=0.6\text{m}$ 、長さ $L=9\sim 25\text{m}$ の溝を掘削するものであった。地盤条件はG.L.-3.5m~G.L.-20mが玉石混じり砂質礫層で、G.L.-3.5m以浅はこの玉石混じり砂質礫を用いて非常にゆるく盛られていた。そして、付近を流れるローヌ河の洪水により地下水位が上昇した際に9本の溝が破壊した。滑り面の深さは全て盛土層の下端(G.L.-3.5m)であった。盛土層の飽和密度は $\rho_{sat}=1.80\sim 1.90\text{t/m}^3$ 、透水係数は $k=1\sim 10^{-1}\text{cm/sec}$ であった。また、泥水密度は $\rho_s=1.15\sim 1.25\text{t/m}^3$ で、平均 ρ_s は 1.225t/m^3 であった。泥水位はG.L.-0.1~-0.2m、平均G.L.-0.15mであった。破壊した9本の泥水掘削溝の寸法および破壊時の地下水位(標高)を表-8に示す。なお、表中の推定地盤高さは、文献の記述に従って、記載された観測井水位の最高値を用いて推定したものである。

c) Gersheim 水力発電所建設工事²⁾

Schneebeliは、フランスGersheim水力発電所建設工事で生じた泥水掘削溝の破壊事例を報告している。当工事は、深さ $Z=26\sim 30\text{m}$ 、幅 $B=0.5\text{m}$ の溝を掘削する計画で、当初は溝長さ $L=2.5\text{m}$ で掘削を行っていた。工事の進捗にともない L を徐々に大きくしたところ、 L が5m以上で掘削が困難となり破壊が生じた。すべての破壊はG.L.-12m以浅の沖積砂層で生じた。泥水位はG.L. $\pm 0\text{m}$ 、地下水位はG.L.-1.5mであった。泥水密度は $\rho_s=1.08\text{t/m}^3$ 、地盤強度は $c_d=0\text{tf/m}^2$ 、 $\phi_d=35^\circ$ 、地盤の飽和密度は $\rho_{sat}=2.30\text{t/m}^3$ 、不飽和密度は $\rho_t=2.15\text{t/m}^3$ であった。

表-9 Piaskowskiらの掘削実験の条件と計算結果

掘削溝		ρ_s (t/m ³)	F_s
L (m)	Z (m)		
13.0	7.3	1.207	1.52
28.0	14.7	1.310	1.41
23.0	7.9	1.152	1.31
23.0	8.0	1.194	1.39
14.7	8.0	1.166	1.35
20.0	8.0	1.209	1.43
8.5	7.0	1.252	1.71
14.5	8.0	1.251	1.55
30.0	16.0	1.412	1.72

d) Piaskowskiらの掘削実験³⁾

Piaskowskiらは、9本の泥水掘削溝の掘削実験を行い、全ての溝が安定を保ったことを報告している。地盤条件は地表面から1.2mまでがシルト質ローム ($\rho_t=2.10\text{t/m}^3$) で、以下、砂利混じり礫層 ($\rho_t=1.83\text{t/m}^3$, $\rho_{sat}=2.11\text{t/m}^3$, $\phi_d=37^\circ$) が6m, 砂層 ($\rho_{sat}=2.07\text{t/m}^3$, $\phi_d=32^\circ$) が14m堆積していた。泥水位はG.L.-1m, 地下水位はG.L.-2.8mであった。9本の泥水掘削溝の寸法は、表-9に示すようにL=8.5~30m, Z=7.0~16.0mであり、掘削時の泥水密度 ρ_s は1.15~1.41 t/m³であった。

(2) 計算結果

上述した事例 a)~d) について、安全率を計算した。各事例における計算条件と結果を以下に示す。

a) 破壊した溝と安定であった溝の条件の違いは、地下水位である。計測記録に基づき、破壊した溝で地下水位としてG.L.-1.3m, およびZ=4.6mを与え、安定した溝で地下水位としてG.L.-2.4m, およびZ=7.8mを与えた。地盤の強度定数は $c_d=0\text{tf/m}^2$, $\phi_d=25^\circ$, 地盤の飽和密度は $\rho_{sat}=1.80\text{t/m}^3$, 不飽和密度は $\rho_t=1.50\text{t/m}^3$, とした。その結果、破壊した溝で $F_s=1.07$, 安定した溝で $F_s=1.6$ が得られた。

図-14は、計算で得られた地表面と地下水位の距離 H_w と F_s 値の関係を示したもので、地下水位の上昇とともに F_s 値は減少し、 $F_s=1$ の時の地下水位がG.L.-1.25mとなって破壊した溝での地下水位とほぼ一致した。

b) 破壊した溝と安定であった溝の条件の違いは、地下水位である。破壊した溝での H_w は、表-8に示した推定地盤高と地下水位(標高)の差を用い、Zは3.5mを与えた。また、安定した溝では文献1)に基づき、地下水位としてG.L.-3.5mを与え、Z

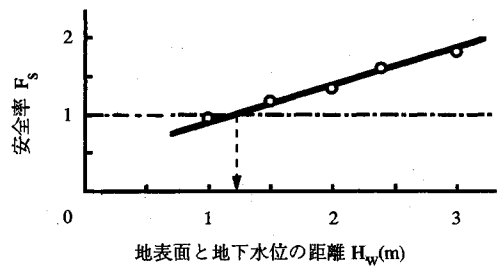


図-14 川崎市内の掘削工事における H_w - F_s 関係

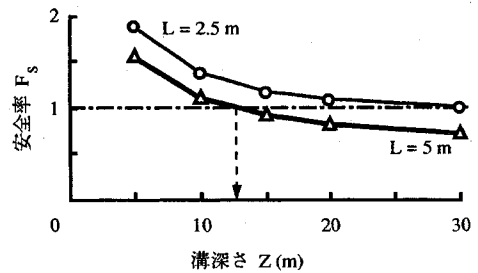


図-15 Gerstheim現場の掘削工事におけるZ- F_s 関係

は文献に示された値をそのまま用いた。その他のパラメータはMorgensternらが報告した値の平均値を用いることとし、泥水密度は $\rho_s=1.225\text{t/m}^3$, 泥水位はG.L.-0.15m, 地盤強度は $c_d=0\text{tf/m}^2$, $\phi_d=32.5^\circ$, 地盤の飽和密度は $\rho_{sat}=1.85\text{t/m}^3$ とした。また文献中に記述されていない盛土層の不飽和密度は $\rho_t=1.50\text{t/m}^3$, 玉石混じり砂質礫層の地盤強度は $c_d=0\text{tf/m}^2$, $\phi_d=40^\circ$, 飽和密度は $\rho_{sat}=1.90\text{t/m}^3$ と仮定した。破壊事例の安全率は、特異な一例^{注2)}を除くと $F_s=0.63\sim 1.02$ (平均0.82) が得られ、安定事例では $F_s=2.35\sim 4.93$ (平均2.96) が得られた。

c) 破壊した溝と安定であった溝の条件の違いは、溝長さLのみである。文献2)に基づき、破壊した溝に対してはL=5mを、安定であった溝に対してはL=2.5m, 4m, 4.5mの3通りを与えた。また、安定計算に用いる滑り面の深さはいずれもZ=12mと仮定し、泥水密度は $\rho_s=1.08\text{t/m}^3$, 地盤強度は $c_d=0\text{tf/m}^2$, $\phi_d=35^\circ$, 地盤の飽和密度は $\rho_{sat}=2.30\text{t/m}^3$, 不飽和密度は $\rho_t=2.15\text{t/m}^3$ とした。得られた安全率は、破壊したL=5mの溝で $F_s=1.03$, 安定であったL=2.5m~4.5mの溝で $F_s=1.27\sim 1.05$ であった。

図-15は本計算法を用いて得られた溝深さZと

注2) この特異な一例(掘削溝No105-106)はローヌ河の堤外に築造された溝であるので、実際の地盤高は表-8に示した推定値よりも低かったものと考えている。

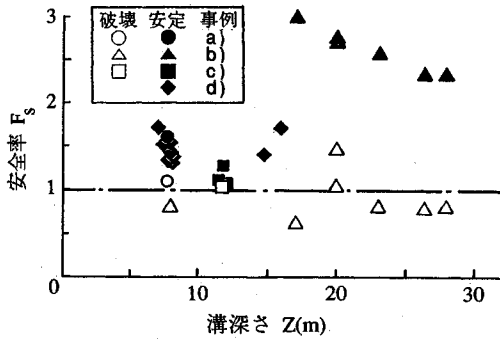


図-16 適用事例の安全率 F_s の値

F_s 値の関係で、 Z の増加にともない F_s 値は減少するが、 $L=2.5\text{m}$ の場合は $Z \leq 30\text{m}$ の範囲では破壊しない。一方、 $L=5\text{m}$ の場合は、 $Z \leq 12\text{m}$ のとき $F_s \leq 1$ となる。したがって $L \geq 5\text{m}$ では、 $Z \leq 12\text{m}$ で破壊が起こることになり、 L が 5m を越えると Z が 12m 以浅の沖積砂層で破壊が生じたという報告内容と矛盾しない。

d) 文献3)には安定事例のみが示されている。計算条件は5。(1) d) に示した通りである。それぞれの掘削溝の F_s 値を求めたところ、表-9に示すように、いずれの掘削においても $F_s > 1$ が得られ、すべての掘削溝が破壊しなかったとする報告と一致した。

以上の計算より得られた全ての F_s 値を、溝深さ Z に対してプロットしたものが図-16である。図より、掘削溝が安定した事例に対する安全率(黒塗りのマーク)は全て $F_s > 1$ となっていることが分る。一方、破壊事例について計算された安全率(白抜きのマーク)は、前述の特異な一例を除いて、ほぼ $F_s = 1$ か、もしくは $F_s < 1$ となっており、本計算法が実際に十分適用できることを示している。

6. 結論

砂地盤に築造される泥水掘削溝の安定において問題となる2つの破壊現象——泥水の地盤への浸透を伴う浸透破壊と地盤の滑り破壊——に対して、重力場での浸透破壊実験と遠心力場での滑り破壊実験を行って検討を加えるとともに、滑り破壊に対する新しい計算法を提案し、実際への適用性を調べた。本研究によって得られた主な結論は以下の通りである。

(1) 浸透破壊の要因分析

浸透破壊に対する要因を実験的に分析した結果、

泥水の濃度が低くファンネル粘性値が小、砂地盤の粒径が粗く透水性が大、泥水位・地下水位の差が小さく浸透圧力が小、の場合ほど、溝壁面に泥水が形成されにくく、その結果、浸透破壊が生じやすいことがわかった。

(2) 遠心実験による滑り破壊シミュレーション

二次元・三次元の遠心模型実験で得られた破壊時における泥水位・地下水位の差と溝の掘削深さ、ならびに溝の長さとの関係は、実施工の経験則と一致し、実際の滑り破壊現象をうまく説明した。

(3) 滑り破壊に対する安定計算法の提案

遠心模型実験の結果に基づいて破壊土塊の三次元形状を仮定し、この土塊の滑りに対する最小安全率を算定する新しい手法を提案して、その特性を明らかにした。この計算法を遠心模型実験の結果にあてはめたところ、最小安全率として1に近い値が得られた。

(4) 提案した安定計算法の実際への適用性

提案した安定計算法を用いて、4つの施工事例における泥水掘削溝の安定性を検討した結果、計算された安全率は破壊した事例ではほぼ1か、もしくは1以下で、破壊しなかった事例では全て1以上となって、本安定計算法の実際への適用性が優れていることが確認できた。

謝辞：本研究を遂行するにあたり、大阪市立大学工学部高田直俊教授、ならびに山口大学村田秀一教授に貴重な御意見を頂いたことを記し、感謝の意を表す。

参考文献

- 1) Morgenstern, N. and Amir-Tahmassebi, I. : The stability of a slurry trench in cohesionless soils, *Geotechnique*, Vol.15, pp.387~395, 1965.
- 2) Schneebeli, G. : La stabilite des tranches profondes forees en presence de boue, *La Houille Blanche*, No.7, pp.815~820, 1964.
- 3) Piaskowski, A. and Kowalewski, Z. : Application of thixotropic clay suspensions for stability of vertical sides of deep trenches without strutting, *Proc. of the Int'l Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.2, pp.526~529, 1965.
- 4) 内田博・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), *鹿島建設研究所報* No.18, pp.95~104, 1971.
- 5) 金谷祐二・秋野矩之：泥水掘削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.
- 6) 吉田泰治：非粘性土地盤における掘削泥壁面の安定について, *土質工学会論文報告集*, Vol.25 No.4, pp.159~167, 1985.

- 7) 大塚義之：文献6)へのディスカッション,土質工学会論文報告集,Vol.26 No.4, pp.205~207,1986.
 - 8) 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-, 総合土木研究所, pp.67~75, 1991.
 - 9) 名倉克博・樋口雄一：砂地盤における地下連続壁溝の安定性について,地盤と建設,Vol.10.No.1. 1992.
 - 10) Tohda, J., Higuchi, Y., Nagura, K., Kawasaki, K., Yagura, T. and Yano, H.: Stability of slurry trench in sandy ground in centrifuged models, Proc. of the Int Conf. on Geotechnical Centrifuge modeling, pp.75~82, 1991.
 - 11) 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安定計算法,土と基礎,Vol.42,No.3,土質工学会,1994.
 - 12) 名倉克博・金子文夫・妹尾博明：ベントナイト安定液の研究(その5) トレンチ溝壁の安定機構について,大成建設技術研究所所報 No.15,pp.137~142,1982.
 - 13) 東田淳・中村智康・名倉克博・川崎宏二・樋口雄一：砂地盤に築造される泥水掘削溝の三次元遠心模型実験(実験結果のまとめ),第46回土木学会年次学術講演会概要集,pp.648~649,1991.
 - 14) 樋口雄一・名倉克博・川崎宏二・東田淳・中村智康：砂地盤に築造される泥水掘削溝の三次元遠心模型実験(破壊形状の定式化の試み),第46回土木学会年次学術講演会概要集,pp.646~647,1991.
 - 15) 樋口雄一・名倉克博・川崎宏二：遠心模型実験による安定液掘削溝の安全性評価に関する研究,大成建設技術研究所報NO.24, pp.185~192,1991.
- (1993.12.2受付)

STABILITY OF SLURRY TRENCHES CONSTRUCTED IN SANDY GROUND

Katsuhiko NAGURA, Yuichi HIGUCHI, Koji KAWASAKI and Jun TOHDA

Collapse of slurry trenches, constructed in sandy ground, is due to both the slurry penetration into the ground and the wedge failure of the ground. 1-G tests showed that the collapse due to the slurry penetration is dependent on slurry viscosity, particle size of sand, and difference between slurry and ground water levels. 2-D and 3-D centrifuge model tests reasonably explained the wedge failure mechanism, and yielded a new analytical method for stability of the slurry trenches. This method was fully validated through the examination of data, obtained in four construction sites.