

# 粘性土地盤における泥水掘削溝の安定性について

名倉克博<sup>1</sup>・樋口雄一<sup>2</sup>・村田秀一<sup>3</sup>・兵動正幸<sup>3</sup>

<sup>1</sup>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)

<sup>2</sup>正会員 大成建設(株)技術研究所(〒245 横浜市戸塚区名瀬町344-1)

<sup>3</sup>正会員 工博 山口大学 工学部 社会建設工学科(〒755 宇部市常盤台2557)

粘性土地盤における泥水掘削溝の安定機構を把握するため、新しく遠心場における泥水掘削実験法を開発し、二次元掘削溝および三次元掘削溝の安定機構を調べた。二次元掘削溝では、溝底付近の溝壁の膨みから生じたせん断面が直線的に地表面に向って進行する土楔破壊が生じ、三次元掘削溝では、まず長辺中央の溝壁底部の膨みからせん断面が生じ、それが円弧状に進行し、次に地表面亀裂が梢円形状に溝短辺方向へ進行して破壊することが確認された。実験結果から破壊形状を仮定し、また地表面変位の急変点から求めた掘削限界深度を与えて三次元安定計算を行ったところ、泥水掘削実験結果を比較的良く表現できた。

**Key Words :** slurry trench, failure, centrifuged model, heavy liquid, cohesive soil ground

## 1. まえがき

地下連続壁は、近年、地下タンク、長大橋の基礎、大型立坑工事などに用いられ、壁深さが100m、壁厚が2mを越えるような大深度・大断面化の傾向<sup>1)</sup>にある。しかも、埋立地や軟弱な地盤に建設される場合が多く、安全性向上のために掘削溝周辺地盤の大規模な改良工事が行われるようになった。地下連続壁工法は、元来、補助工法を必要としないで直接地下に構造物を構築するのが特色であるが、大規模地盤改良は、その特長を減じると共に、建設費の多大な増加をもたらしている。そのため、止むを得ず他工法を採用せざるを得ない状況も発生している。これは、粘性土地盤における泥水を満たした掘削溝（以下、泥水掘削溝と呼ぶ）の安全性に対し、適切な安定解析法がないためと考えられる。

砂地盤における泥水掘削溝の安定性に対しては、掘削溝壁面に作用する泥水圧と、アーチ作用の影響を考慮した滑り土塊との平衡問題として捉えた、多くの安定計算法の提案<sup>2)~8)</sup>がある。筆者ら<sup>9)~10)</sup>も、遠心実験から滑り土塊の三次元形状を求めて安定計算法を提案し、多くの実施例に適用できる事を確認している。

一方、粘性土地盤における溝壁安定機構の研究は非常に少なく、特に破壊に到るまでの実工事の事例

や模型実験結果の報告がほとんどない状態にある。Dibiagioら<sup>11)</sup>、Farmarら<sup>12)</sup>、Aas<sup>13)</sup>、金谷ら<sup>14)</sup>および玉野ら<sup>15)</sup>によって、泥水掘削工事あるいは現場実験による泥水掘削溝周辺の地盤挙動の報告があり、2~3の安定計算式が提案されている。玉野ら<sup>15)</sup>は、これらの提案式と軟弱地盤での泥水掘削実験結果とを比較した。それによると、計算結果から得られた安全率を、新たな目標値や危険値を設定して修正することにより、実験の壁面安定挙動を説明できたと述べている。このことは、粘性土地盤での安定計算法を確立するためには、泥水掘削溝が破壊するまでの周辺地盤挙動を捉えた多くの資料が必要である事を示している。

筆者らは、泥水掘削に対する新しい遠心模型実験方法を開発し、二次元および三次元掘削溝の安定性に関する一連の研究を行っている。本文は、これらの装置を用いて、粘性土地盤における掘削溝周辺地盤の変形・破壊について調べた結果を示したものである。

## 2. 実験装置・使用材料

### (1) 実験装置

実験には、表-1の性能を持つ遠心載荷実験装置<sup>16)</sup>を使用した。泥水掘削実験システムは、日下部ら<sup>17)</sup>

表-1 遠心載荷装置の仕様

回転翼直径	6.90m
有効半径	2.65m
駆動電力	300kW
最大遠心加速度	200g
最大容量	80g · ton
バスケット	着座機構 載荷スペース (L1.0m × B0.9m × H1.0m)
加振装置	最大加振加速度 20g (50g場で)

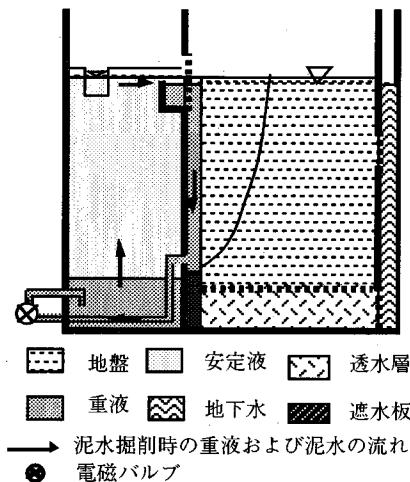
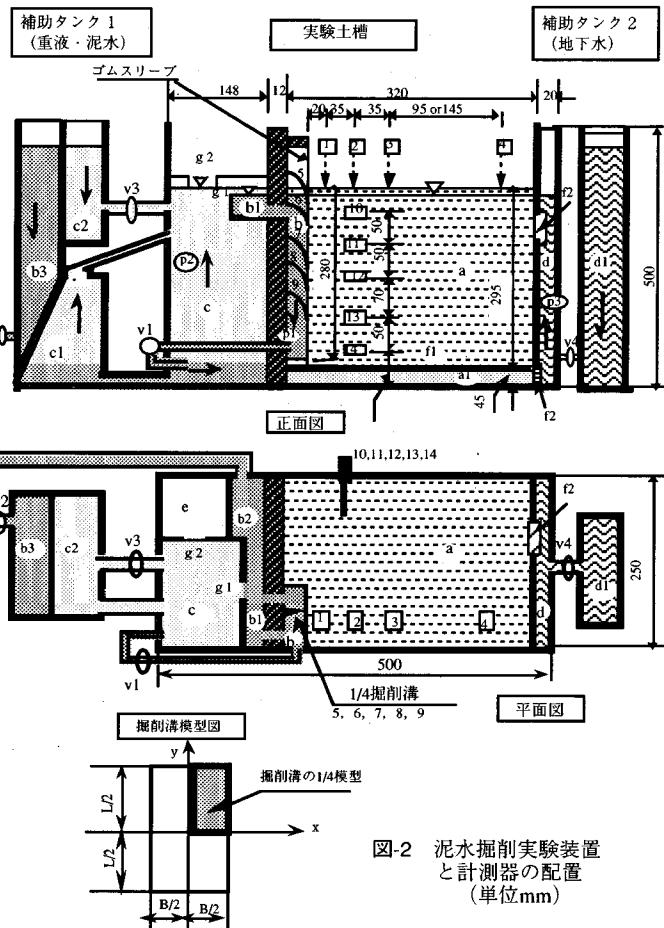


表-2 重液の特性

成分	パーフォロトリベンチルアミン
比重	1.93 (25 °C)
動粘度	12.2 cSt (30 °C)
表面張力	17.8 dyne / cm
絶縁耐力	63 KV
比熱	0.25 cal/g °C

が、立坑の掘削模型実験に用いた方法を泥水掘削用に改良したものである。泥水掘削は、図-1に示す様に、予め、模型地盤中に厚さ0.2mmの掘削形状に加工したラバーバッグを取り付けた溝に、重液を充填した後、遠心載荷を行い、所定の遠心場で電磁バル



ブを開いて溝内の重液を降下させると同時に、溝上部から泥水を流入させて溝内の液面を一定に保ちながら、重液と置換する方法で模擬した。重液は、表-2に示す様に、比重が大きく、水に不溶で、低粘性であるフッ素系潤滑剤を用いた。重液と泥水との置換方法は、溝内の重液降下に伴って泥水タンクに入った重液が、タンク内の泥水を押し上げ、それが堰を越えて、溝内に流入する循環方式とした。

図-2は、泥水掘削実験装置を示したものであり、実験土槽と、重液位・地下水位・泥水位を維持するための補助装置から構成されている。実験土槽は、内寸法がL50cm×B25cm×H50cmで、模型地盤土槽(a)、掘削溝(b)に重液を供給する槽(b2)とその堰(b1)、泥水を掘削溝へ供給する堰(g1)と余剰泥水オーバーフロー堰(g2)を持つ泥水槽(c)、地下水供給槽(d)および廃液槽(e)に分かれている。補助装置は、水位調整用補助タンク(d1)、重液位調整用補助タンク(b3)、泥水位調整用補助タンク(c2)、泥水タンク

表-3 レーザー変位計の仕様

型式	LD-1110M-010 LD-1110S-005
測定範囲	M-010 : 55~75mm S-005 : 45~55mm
直線性	±0.5% / フルスパン
光源	半導体レーザー
スポット径	3.0×1.5mm
出力電圧	±5v / フルスパン

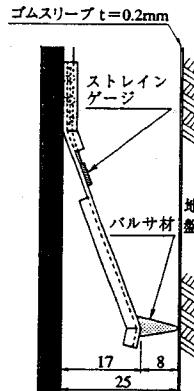


図-3 溝壁変位計

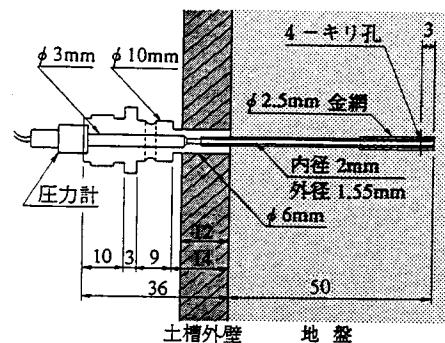


図-4 注射針式間隙水圧計 (単位mm)

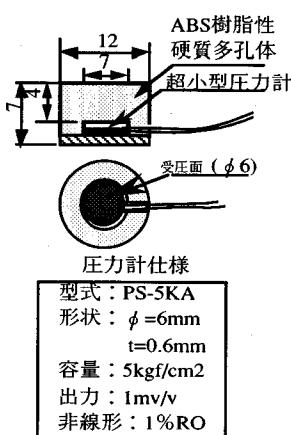


図-5 超小型間隙水圧計  
(単位mm)

中の重液面を掘削溝底より上昇させないための補助タンク(c1)を備えており、それぞれは、実験土槽と電磁バルブを介して連結されている。なお、泥水については、実工事の新液泥水比重が1.03~1.05であるが、ここでは、実験を簡単にするため、水を使用した。

掘削溝の模型は、掘削溝長が土槽の奥行き25cmとした二次元模型と、図-2に示す様に掘削溝の1/4をモデル化<sup>6</sup>した三次元模型を用いた。

## (2) 計測器・測定システム

重液面・泥水位・地下水位の測定は、図-2のp1~p3に配置した圧力計で行った。地表面変位の測定は、表-3の特性を持つレーザー変位計を1~4に配置して行い、溝壁変位の測定は、図-3に示す厚さ0.1mmのペリリュム板にストレインゲージを貼って作成したカンチレバー式変位計を、5~9に配置して行った。この変位計は、絶縁性が高い重液中にセット

表-4 構成材料と模型地盤の物性

		地盤材料			模型地盤		
		カオリン	特粉珪砂	8号珪砂	7:3地盤	8:2地盤	シルト地盤
比重(Gs)	2.580	2.647	2.653	2.624	2.637	2.696	
塑性	wL (%)	82.2	—	—	30.4	23.1	84.3
	wp (%)	29.4	—	—	12.2	12.3	33.1
	Ip	52.8	—	—	18.2	10.8	51.2
粒度	D50(mm)	*	0.013	0.08	0.012	0.021	0.015
	Uc	—	4.55	2.14	—	—	96
	U'c	—	1.23	0.95	—	—	0.028

\* 1 μm以下: 9% 5 μm以下: 50% 75 μm以下: 100%

されるため防水剤を薄くした加工ができたので、遠心加速度が一定の場合には、比較的良好な直線性を持っている。間隙水圧の測定は、固定点型と埋設型の2種類を製作して行なった。前者に対しては、図-4に示す注射針式間隙水圧計を作成して10~14に配置し、後者に対しては、図-5に示す小型間隙水圧計を作成して、破壊ゾーン内の2箇所に配置した。遠心載荷中の測定は、ノイズの影響を受けない様に、光ロータリージョイント測定システム<sup>10</sup>を用いた。

## (3) 模型地盤材料

模型地盤材料は、横浜市金沢区富岡のG.L.-7m地点からサンプリングした東京湾海成シルト（以後、シルト地盤と称する）と、人工混合材料として、特粉珪砂と精製カオリン粘土を7:3の割合で混合したもの（以後、7:3地盤と称する）と、8号珪砂、特粉珪砂、精製カオリン粘土を2:6:2の割合で混合したもの（以後、8:2地盤と称する）の3種類を

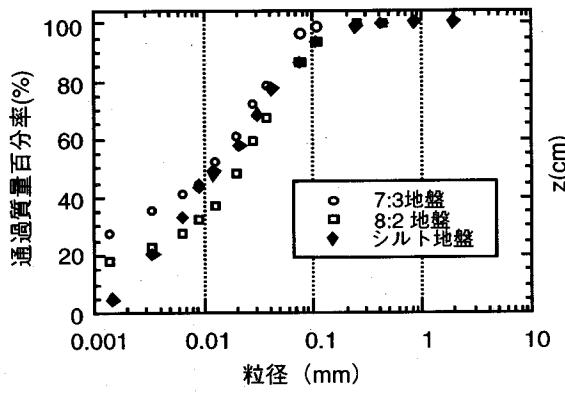


図-6 模型地盤の粒度分布

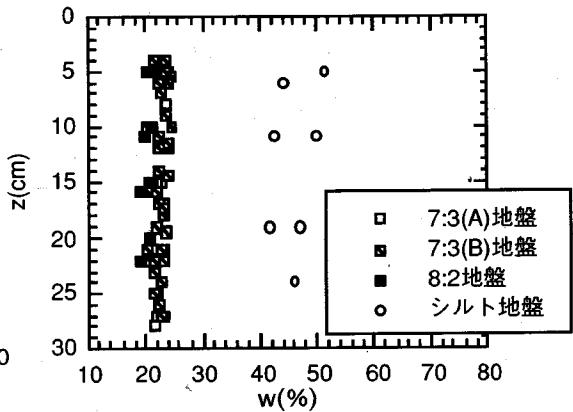


図-7 模擬地盤の含水比分布

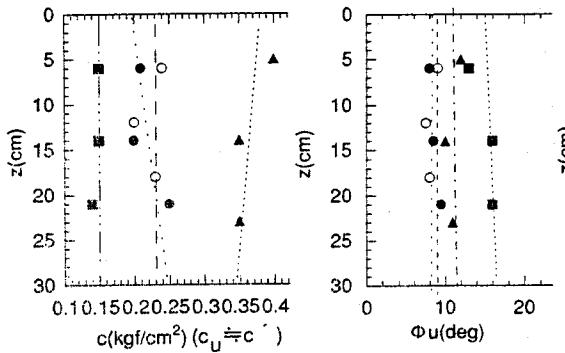


図-8 模型地盤の一面せん断強度

用いた。人工混合材料は、シルトに比べて、コロイド含有量がやや多いにもかかわらず低塑性である。そのため、圧密が短時間で終了し、また、品質が安定しているので、バラメータースタディに適している。模型地盤とその構成材料の物性を表-4に示し、模型地盤の粒度分布を図-6に示す。

#### (4) 模型地盤の物性

本研究は、掘削溝の安定性の評価を普遍的に行なうことを目指とし、地表面からサーチャージを行ない、遠心場での長時間に及ぶ圧密を行なって、均質な模型地盤（粘性土地盤）を作成することを目指した。図-7は、7:3地盤、8:2地盤、シルト地盤について、上載荷重 $1.7\text{kgf}/\text{cm}^2$ （100g場）のもとで圧密し、整形のため表面から4cmカットした面を地表面とする模型地盤の含水比(w%)の深度方向の分布を示したもので、深さ方向にはほぼ一様であることを示

している。地盤の含水比は、一般的には、上層ほど大きくなるのが普通であるが、人工地盤のそれは、微細珪砂が70~80%含まれているから、22%前後と小さいこと、 $\sigma'$ の分布が $1.9\sim3.1\text{kgf}/\text{cm}^2$ と過圧密地盤であることから、深さ方向にあまり変化しない分布を得ることに成功した。

また、人工地盤の透水係数は、7:3地盤で $3\sim7\times10^{-8}\text{cm/sec}$ 、8:2地盤で $6\sim10\times10^{-8}\text{cm/sec}$ であり、シルト地盤の $0.9\sim6\times10^{-8}\text{cm/sec}$ に比べてやや大きく、圧密時間の短縮という面でメリットがあった。

図-8は、100g場で24時間または36時間の予圧密を行なった模型地盤のいくつかの深度から供試体を取りだし、定体積一面せん断試験（CU試験）を行う事により、地盤強度の深度方向分布を調べたものである。これらの図は、 $c$ 、 $\phi$ が深度方向にはほぼ一定であり、模型地盤の強度分布が比較的一様であることを示している。

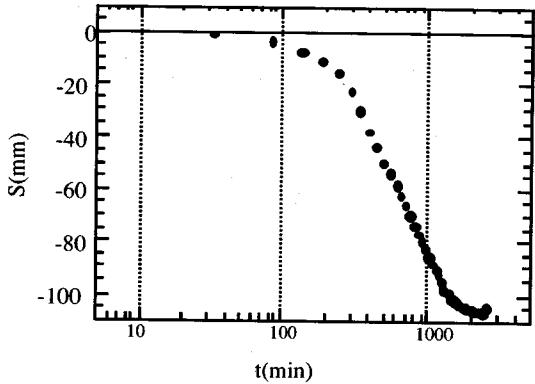


図-9 予圧密時の地表面沈下 (7:3地盤)

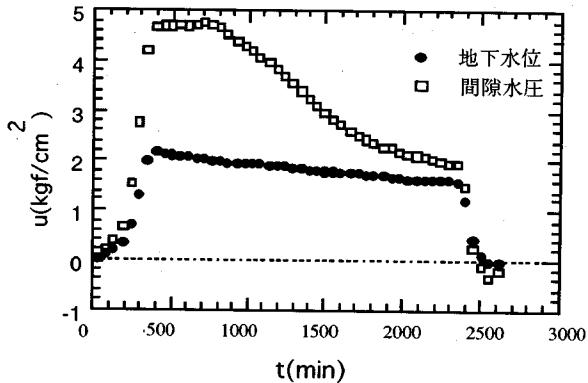


図-10 経過時間に対する間隙水圧の変化 (予圧密時)

### 3. 実験方法

#### (1) 模型地盤の作成法 (予圧密)

一様な強度分布を持つ模型地盤を作成するため、次の様な手順で行った。まず土槽内面に摩擦低減用テフロンシートシートを貼り、下部透水層を作成後、スラリー状態 ( $\rho_s = 1.75 \sim 1.8 \text{tf/m}^3$ ) にした地盤材料を高さ約45cmまで突き棒で突きながら充填し、上部透水層を設け、さらにその上に載荷板（孔あき鉄板、 $1.7 \text{kgf/cm}^2/100\text{g}$ ）を搭載した。遠心載荷方法は、遠心上昇速度を2g/分とし、スラリーが噴発しないように階段上昇法 (2g, 5g, 10g, 15g, 20gで、それぞれ遠心上昇時間と保持時間を合わせて40分, 60分, 50分, 40分, 30分とし、それ以降は10g毎に20分) とし、100gまでの所用時間を約6時間とした。遠心加速度が100gに到達後、圧密沈下がほぼ収束するまで、7:3地盤で24~33時間、遠心加速度を一定に保持した。その後、遠心加速度を上昇時間の半分で降下させた。図-9は、遠心加速度を100gに保持し圧密させた時の沈下特性の一例 (7:3

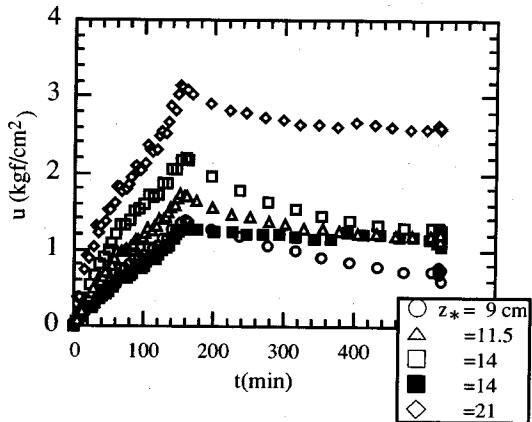


図-10 経過時間に対する間隙水圧 (圧密時)

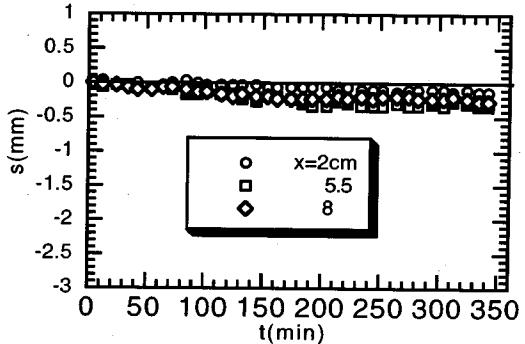


図-12 圧密時の地表面沈下

地盤) であり、図-10は、この時の圧密経過時間に対する間隙水圧を示したものである。使用した小型間隙水圧計は、圧密前に土槽底から25cmに設置していたが、圧密沈下終了時には4cm（土槽底から21cmの位置に）沈下していた。なお、この図の□は、土槽底から20cmの位置に設置した地下水位調整槽（図-2のd）の水圧である。予圧密中の間隙水圧は、間隙水圧計が沈下するので正確な評価は困難であるが、圧密初期の間隙水圧は、静水圧よりもはるかに大きく、圧密の進行とともに低下している様子が分る。静水圧が若干下がっているのは、地盤内の気泡の排出および水の蒸散に伴う水位低下によるものである。圧密終了後、重力場にて上載荷重を除去し、地盤を整形して、模型地盤とした。

#### (2) 泥水掘削方法

泥水掘削実験は、次の手順で行った。まず、掘削溝を作成し、重液を充填後、遠心装置へ搭載した。次に、遠心加速度を、10g毎に10分間一定に保持しながら、5g/分で上昇させた。所定遠心加速度(100g)

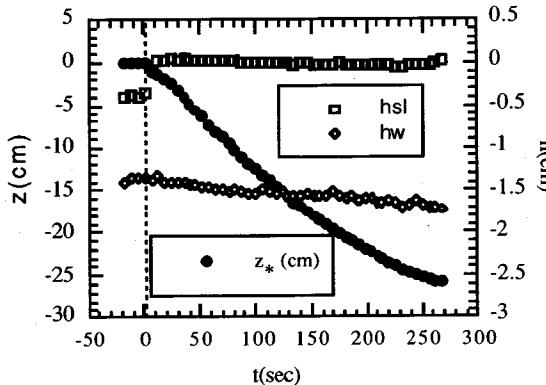


図-13 経過時間に対する掘削深さ・泥水位・地下水位の変化

に達してから、間隙水圧が静水圧になるまで地下水位・重液面位・泥水位を維持させながら、遠心加速度を一定に保持した。図-11は、このときの間隙水圧と地下水圧の変化を示したものである。□と■は、同一レベル(G.L.-14cm)にセットされている間隙水圧と地下水位調整槽の水圧である。この図は、十分予圧密された地盤においても、再載荷により、静水圧よりはるかに大きな間隙水圧が発生することを示している。加速度を一定に保持している間、間隙水圧が消散し地下水圧(静水圧)に徐々に近づく。

図-12は、溝壁からの距離(x cm)が2, 5.5, 8cmの時の圧密中の地表面沈下状況を示したもので、その量(smm)は僅かであることを示している。

図-13は、掘削過程の一例で、横軸に掘削開始からの経過時間を、左側縦軸に重液面降下量(掘削深さ $z_*$ )を、右側縦軸に地下水位( $h_{sl}$ )と泥水位( $h_{w}$ )を示している。掘削中の泥水位・地下水位の変動は、比較的小さい。なお、重液降下開始直後の泥水位の変化は、重液が泥水タンクに流入し、堰(g1)を経由して掘削溝に流入する影響による。

地盤破壊状況は、写真およびビデオ撮影と、重力場で地表面および断面形状測定により調べた。

#### 4. 実験結果

掘削溝の安定性の評価を普遍的に行なうため、ほぼ一様な強度をもつ模型地盤を用いて、泥水掘削実験を行った。このような地盤においては、地表面に近いほど過圧密比の高い地盤となっており、一次圧密終了下では、比較的の安定性の高い地盤になり、二次元掘削においては、破壊が見られたものの三次元溝では破壊が至らず、安定性の検討が不可能な結果

表-5 二次元掘削実験内容

Test No.	地盤材料	予圧密時上載荷重 kgf/cm <sup>2</sup>	予圧密時間 (hour)	圧密時間 (min)	地下水位 (cm)	掘削前間隙水圧		地盤物性		
						$u/u_n$	$\rho_t$ g/cm <sup>3</sup>	w (%)		
2-1	7:3 (A)	1.7 (プロト換算)	33	360	1.8	1.05	2.03	22.4		
2-2					1.7	1.00	2.04	22.3		
2-3	7:3(B)		24	10	0.9	1.78	2.05	22.2		
2-4					1.6	1.30	2.01	24.0		
2-5	8:2	3.2	48	10	3.2	1.61	2.05	22.2		
2-6					3.7	1.45	2.02	23.8		
2-7	シルト	0.4	48	1.1	0.4	1.44	2.06	21.1		
2-8					1.1	1.70	1.72	48.6		

表-6 三次元掘削実験内容

Test No.	地盤材料	予圧密時上載荷重 kgf/cm <sup>2</sup>	掘削溝形		予圧密時間 (hour)	圧密時間 (min)	地下水位 (cm)	掘削前間隙水圧		地盤物性	
			V2掘削長 (cm)	V2溝幅 (cm)				$u/u_n$	$\rho_t$ g/cm <sup>3</sup>	w (%)	
3-1	7:3 (A)	6	1.5	24	33	360	1.2	1.00	2.00	22.4	
3-2							1.5	1.42	2.01	23.6	
3-3	7:3 (B)	8	2	10	24	10	1.2	1.30	2.04	22.3	
3-4							2.2	1.40	2.02	23.2	
3-5	8:2	8	1.5	48	33	360	0.8	1.42	2.01	23.6	
3-6							1.2	1.53	2.02	22.4	
3-7	シルト	6	1.5	48	24	10	1.4	1.40	2.03	23.4	
3-8							1.2	1.38	2.06	21.1	
3-9							1.3	1.15	1.78	42.3	

となった。このような状況は、粘性土を用いた模型実験に付随する問題とも考えらる。原位置における正規圧密の粘性土地盤は不安定であり、施工時には破壊と隣り合わせの状況が余儀なくされる。しかし、模型地盤においては、載荷装置等の装備の困難

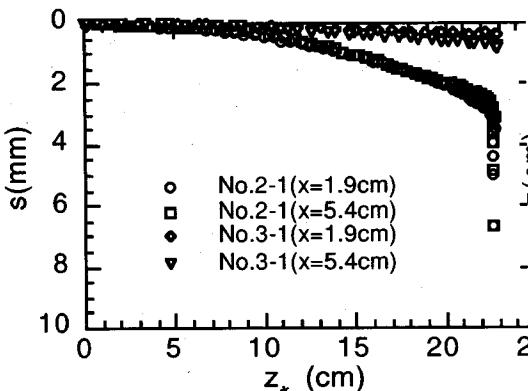


図-14 二次元掘削と三次元掘削に対する沈下の相違

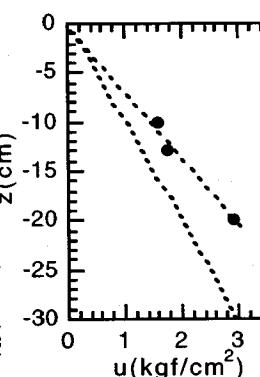


図-15 初期間隙水压分布  
(Test No.3-5)

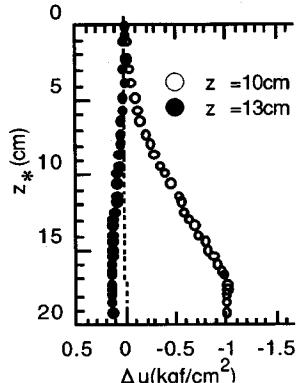


図-16 過剰間隙水压の変化  
(Test No.3-5)

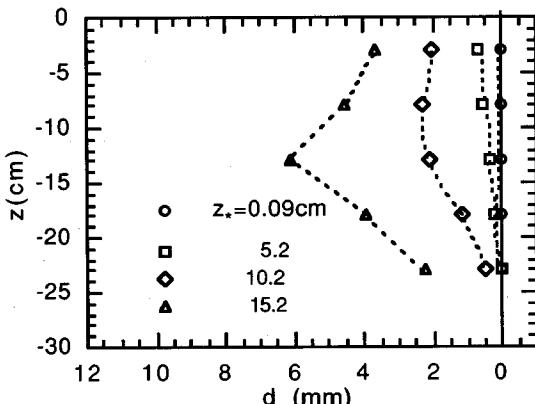


図-17 掘削に伴う溝壁面形状の変化  
(Test No.3-5)

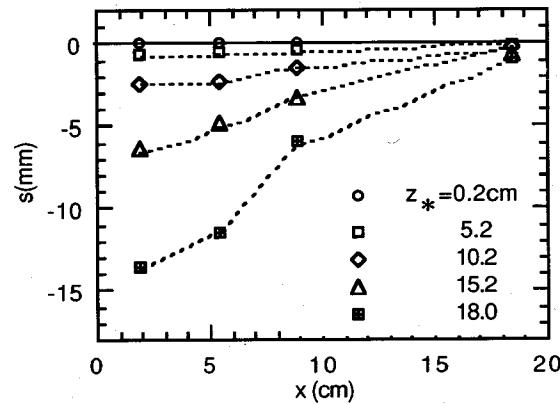


図-18 掘削に伴う地表面形状の変化  
(Test No.3-5)

さから、予圧密により幾分過圧密な地盤が作成され、それによる載荷試験が行われるのが一般的である。そのような意味から、模型地盤は、現場の正規圧密地盤を真に模擬した地盤になっていない。そこで、本実験では原位置と安全率が対応する初期状態を作ることを目的に、未圧密地盤を作成することを試みた。

表-5は、二次元掘削の実験内容を、表-6は、三次元掘削の場合を示している。表中の $u_0/u_n$ は、G.L.-14cm(地盤高さ30cm)の位置の初期間隙水压と静水压との比を表している。 $u_0/u_n$ が1より大きいものは、未圧密地盤に相当する。

### (1) 掘削に伴う地盤の変形

泥水掘削に伴って、溝壁およびその周辺の地盤は徐々に変形し、終には地盤が破壊する。

図-14は、圧密した7:3地盤において、二次元溝と三次元溝( $L/2=6\text{cm}, B/2=1.5\text{cm}$ )の掘削時の溝壁か

らの距離 $x$ が1.9, 5.4cmに於ける地表面沈下を示したものである。図の縦軸は地表面沈下量 $s(\text{mm})$ を、横軸は掘削深度 $z^*(\text{cm})$ を示し、 $x(\text{cm})$ は計測点位置で、溝壁からの距離を示している。二次元溝では、地表面沈下が掘削に伴い徐々に大きくなり、 $z=22\text{cm}$ (プロトタイプに換算すると22m)付近から変形が急速に進んで、地盤が破壊した。一方、三次元溝では、変位が二次元掘削溝の変位より小さく、掘削深度26cmでも破壊しなかった。これから、三次元アーチ効果が大きい事が分る。

図-15～図-18は、未圧密の7:3地盤において、三次元溝が掘削初期から破壊するまでの状況を調べた一例である。遠心加速度を漸次上昇させ最大値に至った直後では、全地盤の間隙水压が上昇と同時に、排水境界と対応した形で一部消散し、ある大きさの間隙水压とバランスした形の未圧密地盤になる。

図-15は、100g到達後10分間経過し、実験開始前の間隙水压分布を調べたものである。この図は、深

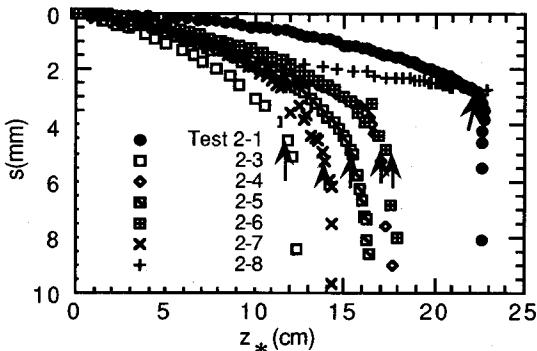


図-19 掘削に伴う地表面変位 ( $X=1.9\text{cm}$ )

度方向に対して、初期間隙水圧( $u_0$ )分布がほぼ直線分布を示し、それと静水圧( $u_n$ )との比( $u_0/u_n$ )がほぼ1.42であること示している。このことから、遠心加速度上昇直後では、模型地盤全体で圧密度がほぼ均一な地盤となっており、未圧密地盤での実験においても、掘削が短時間であることから、現象の再現性や一般性は損なわれていないと考えられる。

図-16は、図-15の状態から掘削したときの破壊域内外の間隙水圧の挙動を、 $L/2=6\text{cm}$ 、 $B/2=1.5\text{cm}$ の場合の三次元溝について調べたものである。この図は、破壊域外の間隙水圧(●印)がほとんど変化していないのに、破壊域内の間隙水圧(○印)が掘削に伴って地盤変形によって大きく低下する様子を示している。17cm以深で、破壊域内の間隙水圧が変化していないのは、土塊滑りが生じているのに、重液降下による掘削が続いているためである。図-17は、掘削段階における溝壁の変形形状を示したもので、縦軸は地表面からの深度( $z\text{cm}$ )を、横軸は変形量( $d\text{mm}$ )を示している。掘削初期には、頂部の変形が早く進むが、掘削の進行につれて、溝底付近の溝壁変位の方が頂部より大きくなる傾向を示している。掘削深さが15cm付近に達すると、はらみ出す様な変形が溝壁底部に見られ、この時点で掘削溝が破壊したと考えられる。図-18は、掘削段階における地表面の沈下状況を調べたものである。掘削初期には地表面の変形が溝方向に直線的に傾斜しながら進んでいたものが、掘削深度が15cm以深では地表面に段差が生じており、この部分で破壊した事を示している。これらの現象は、軟弱地盤での実工事での変形および破壊<sup>14) 15)</sup>形態によく似ている。

掘削実験は、地下水位、初期間隙水圧、地盤の種類および溝形状を変えて行った。図-19は、溝近傍の地表面変位( $s\text{mm}$ )と掘削深度( $z^*\text{cm}$ )との関係について、諸条件下で行った二次元掘削実験結果を示したものである。図から、二次元掘削溝近傍での地表

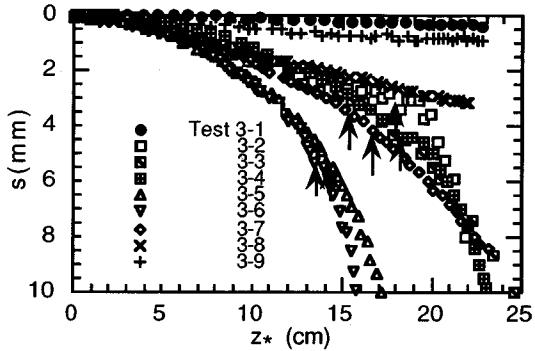


図-20 掘削に伴う地表面変位 ( $X=1.9\text{cm}$ )

面沈下が3~4mm以上になると、沈下が急激に進行し、破壊したことが分る。図中のTest 2-1(●印)は、過剰間隙水圧を消散させた圧密地盤の場合であり、それ以外は未圧密地盤の場合である。未圧密地盤の沈下は、掘削初期段階から圧密地盤の場合よりも大きくなり、破壊深さが小さい。なお、シルト地盤(+印)では、初期間隙水圧を大きくしても掘削途中から変形が進まなくなり、破壊しなかった。

図-20は、三次元溝の地表面沈下を示したものである。Test 3-1は圧密地盤の場合で、それ以外は未圧密地盤の場合である。圧密した7:3地盤の場合は、掘削深度 $z^*=23\text{cm}$ までの変形量が小さく、破壊しなかった。一方、未圧密7:3地盤では全てのケースで破壊した。シルト地盤の場合(+印)は変形が小さくて破壊せず、8:2地盤の場合(×印)は、大きな破壊はなかったが、地表面に小さな亀裂が生じていた事などから、限界掘削深度に近かったと考えられる。

破壊した未圧密地盤の掘削に伴う表面沈下速度は、二次元溝と同様に、3~4mm以上になると大きくなるものの、二次元溝のそれより緩やかである。これは、溝形状に起因した地盤のアーチ作用による三次元効果であると考えられる。

## (2) 泥水掘削溝の破壊形状

実験終了後、重力場において破壊形状を調べた。

写真-1は、圧密した7:3地盤( $u_0/u_n=1.05$ )における二次元掘削溝の破壊状況を調べたものである。滑り面は、掘削深さ $z^*=22\text{cm}$ 付近から生じており、地表面および溝壁の変位が急速に進んだ掘削深さとほぼ一致している。また、破壊線は直線で近似でき、その勾配は約54°で、ほぼ $45^\circ + \phi'/2$ に等しい。地表面には、溝壁からの距離 $x=16\text{cm}$ の所に、土槽前面から裏面にかけて溝壁に平行な亀裂があった。

写真-2は、未圧密7:3地盤( $u_0/u_n=1.46$ )における

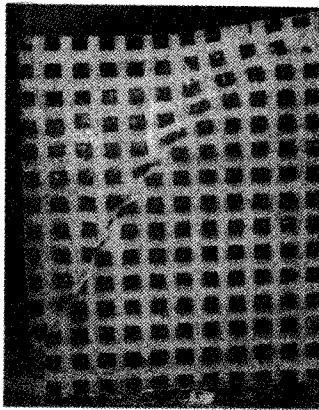


写真-1 二次元掘削溝の破壊形状 (Test No.2-1)

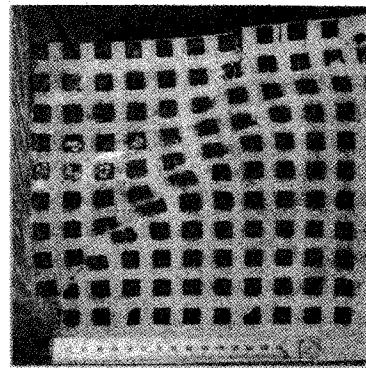


写真-2 二次元掘削溝の破壊形状 (Test No.2-4)

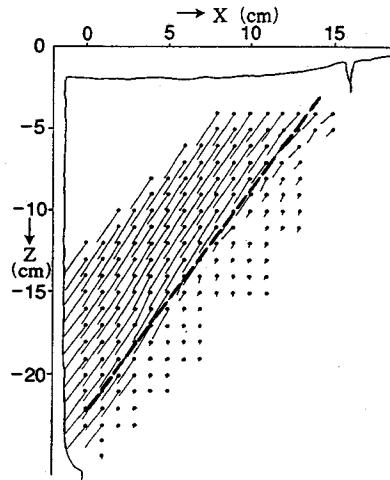


図-21 二次元掘削溝の破壊時の変位ベクトル  
(Test No.2-1)

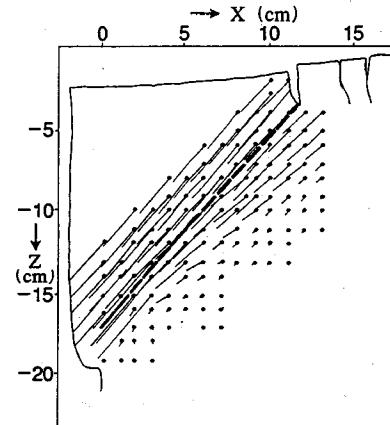


図-22 二次元掘削溝の破壊時の変位ベクトル  
(Test No.2-4)

る二次元掘削溝の破壊形状を示したものである。滑り面は、 $z=16.5\text{cm}$ 付近から生じており、変形記録と一致している。滑り線は直線状であり、その勾配は $50^\circ \sim 51^\circ$ で、圧密地盤に比べてやや緩やかであった。また、地表面の $x=13\text{cm}$ の所には、土槽前面から裏面にかけて、溝と平行な亀裂が生じていた。

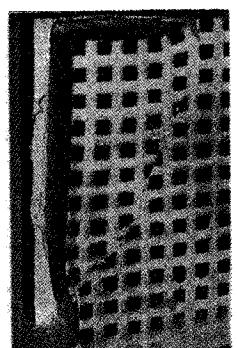
図-21、図-22は、それぞれ写真-1、2の実験について、試験前の標点と破壊後の標点から求めた変位ベクトルである。滑り線に近い変位ベクトルは、滑り線に沿った方向とほぼ一致している。

写真-3は、三次元掘削溝( $L/2=6\text{cm}$ ,  $B/2=1.5\text{cm}$ )の破壊形状を示したもので、図(a)は掘削溝付近の断面形状を、図(b)は平面形状をそれぞれ示している。図-23は、写真-3の破壊形状をスケッチしたもので、図(a)は破壊断面形状と変位ベクトルを、図(b)は亀裂形状を示している。図-24、図-25は、掘

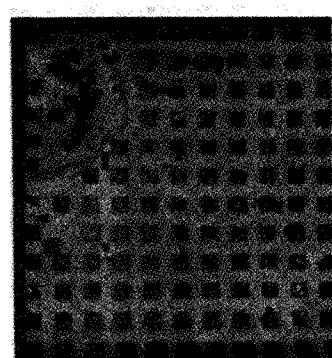
削長がそれぞれ $L/2=8\text{cm}$ ,  $10\text{cm}$ の場合について調べたものである。

三次元掘削溝の破壊は、まず、長辺底部の溝壁が大きく変形し、そこから地表面に向って円弧状のせん断破壊面が形成される。次いで、地表面に達したせん断破壊面は、地表面亀裂となって、溝長辺中央断面より溝端に向って、ほぼ楕円形状に進行していく。二次元溝の滑り破壊が一気に生じるのに対し、三次元溝の破壊は、三次元アーチ効果による進行性破壊であると考えられる。

平面亀裂形状は、図-23～25から、掘削長が大きくなるに従って、掘削溝の長辺方向に扁平な楕円形状になっている。また、地表面の亀裂は、図-24、25に示す様に、そのほとんどが掘削溝端を通っていない。これは、溝端部を通る亀裂が発生しかかつても、掘削が亀裂の発生とは無関係に連続して進行



(a) 断面形状



(b) 平面形状

写真-3 三次元掘削溝の破壊形状 (Test No.3-2)

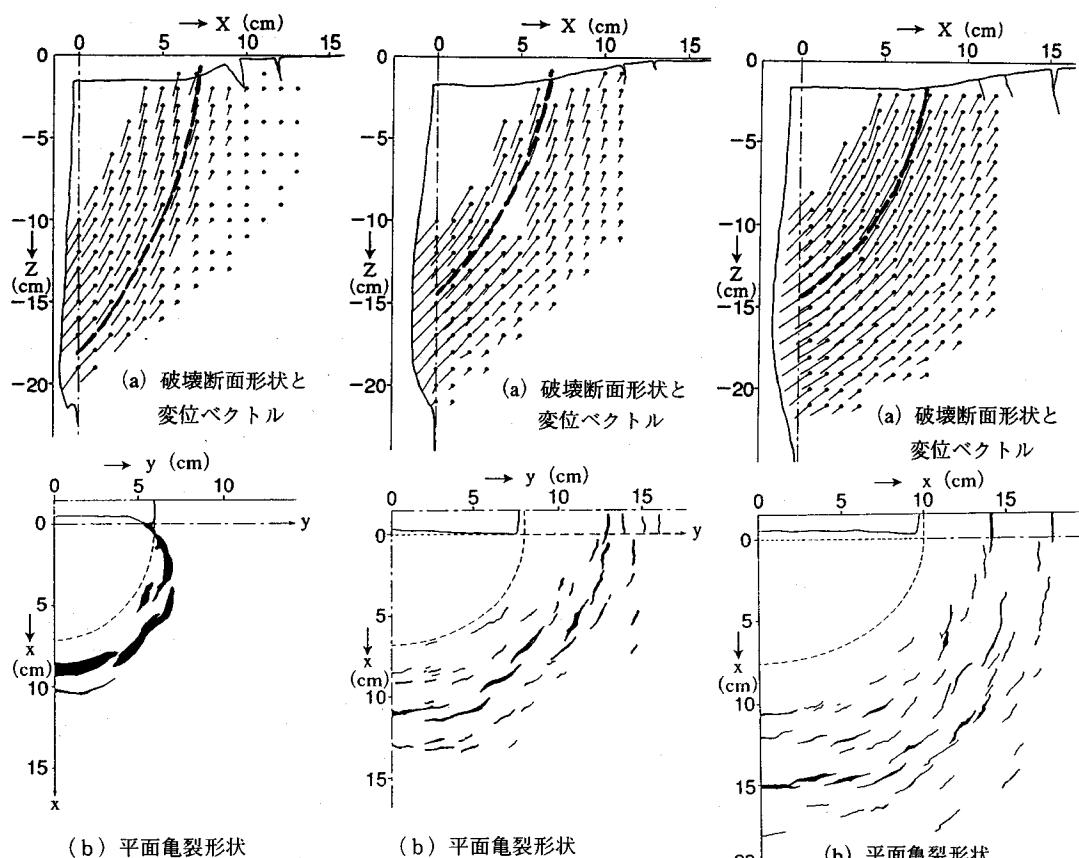


図-23 三次元掘削溝の破壊  
( $L/2=6\text{cm}$ , Test No.3-2)

図-23 三次元掘削溝の破壊  
( $L/2=8\text{cm}$ , Test No.3-5)

図-23 三次元掘削溝の破壊  
( $L/2=8\text{cm}$ , Test No.3-5)

しているので、不安定な部分（滑り面）が深度方向に刻々と変化するためと考えられる。

## 5. 泥水掘削溝の安定性の検討

泥水掘削溝の安全性に対しては、掘削溝壁の変形に対する検討と、破壊に対する検討が必要である。ここでは、後者の検討を、滑り土塊の極限平衡問題と捉えて行う。

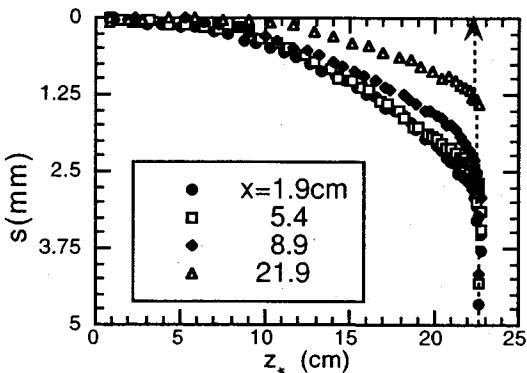


図-26 二次元掘削溝の破壊深度 (Test No.2-1)

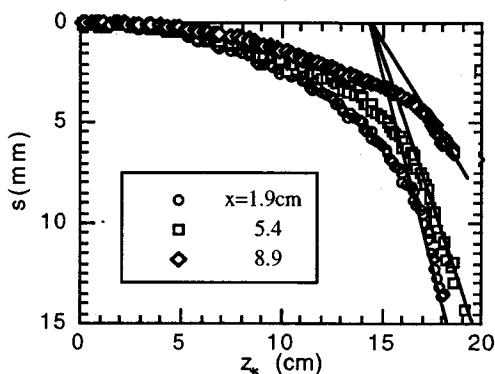


図-27 三次元掘削溝破壊深度 (Test No.3-5)

### (1) 掘削限界深度・破壊形状

破壊深度（掘削限界深度 $z_0$ ）は、掘削法を一定速度の重液降下法としたため、地盤が崩落した時の掘削深度より以浅に存在する。そこで、破壊深度を、図-26の二次元掘削溝の例および図-27の三次元掘削溝の例に示す様に、地表面変位が急激に進行した部分を延長して変位零線（ $x$ 軸）との交点 $z_0$ と定める。二次元掘削溝の場合は、破壊開始と共に滑り土塊が一気に崩壊するため、破壊域内のどの地点で測定しても、掘削深度-変形曲線の変曲点が明瞭であり、また、ほぼ同一深度を表示する。しかし、三次元掘削溝の場合には、進行性破壊であるので、明確な変曲点を示さず、しかも破壊中でも掘削が進行しているため、変曲点が同一深度を示すとは限らない。溝壁の安定性の検討を、変形を考慮しない土塊（剛体）の極限安定解析で行なっているので、ここでは、土塊がある深度から測定された変形速度で滑りはじめると考えて、 $z_0$ を定義した。図-19および図-20の中に示した矢印は、破壊深度 $z_0$ における地表面沈下を示したものである。矢印の位置は、二次

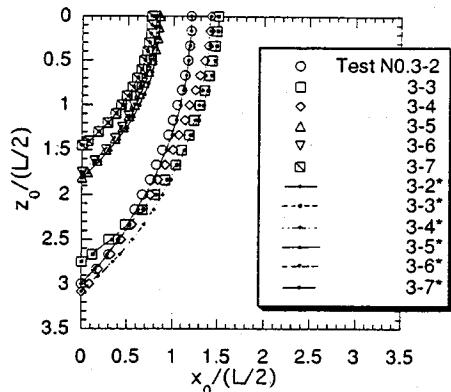


図-28 破壊断面形状

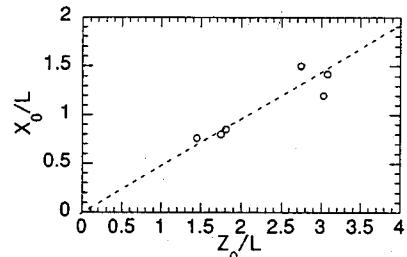


図-29  $Z_0$ と $X_0$ の関係

元溝および三次元溝とも、地表面沈下が3.5～5.5mmの範囲内にある。

破壊土塊の断面形状は、破壊面近くの変位ベクトルがせん断面にほぼ平行である事から、破壊深度 $z_0$ を基点として変位ベクトルに沿う曲線で囲まれる部分と考えられる。二次元溝の破壊形状は、図-21、図-22の点線で示す様に、 $z_0$ から変位ベクトルを横断させない様な破壊線がほぼ直線で近似できる事および地表面亀裂が掘削溝と平行であった事から、三角柱（土楔）と考えられる。一方、三次元溝の長辺中央（ガラス面）における破壊断面形状は、図-23、図-24、図-25の点線で示す様に、円弧と考えられる。図-28は、実施した三次元掘削実験の破壊曲線を溝長( $L/2$ )で正規化したものである。図中の曲線は、 $z_0$ と破壊断面形と地表面との交点 $x_0$ を通り、中心が地表面と同一水平線上にある円弧と仮定して、溝長( $L/2$ )で正規化した場合である。溝長により掘削深度は異なるが、仮定した円弧が破壊曲線とほぼ一致していることから、破壊断面形状は円弧で近似できるといえる。図-29は、 $z_0$ と $x_0$ の関係を示したもの

表-7 二次元掘削溝の安定計算結果

	2-1	2-2	2-3	2-4	2-5	2-6	2-7	2-8
地盤	7:3(A)			7:3(B)			8:2 地盤	海成 シルト
Z <sub>0</sub>	22.5	25.0	11.5	17.0	15.5	17.5	14.0	自立
X <sub>0</sub>	16.4	20.0	8	14.2	13.4	14.1	11.3	自立
F <sub>s</sub> <sub>u</sub>	0.67	0.64	0.83	0.72	0.76	0.72	0.67	自立
F <sub>s</sub>	0.92	0.95	0.94	0.98	1.03	1.01	1.02	自立

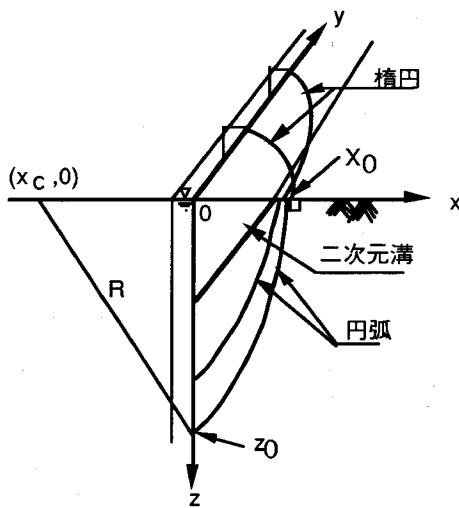


図-30 破壊形状のモデル化

で、実験範囲内では、 $x_0/(L/2) \approx 0.5z_0 / (L/2)$  の関係が得られた。

次に、地表面破壊形状を、掘削溝長辺中央を原点とし $x_0$ と掘削溝端( $L/2$ )を通る楕円と考え、図-23(b)～図-25(b)中に点線で示した。破壊形状は、それぞれの亀裂形状に相似な形状をしており、仮定が合理的であったといえる。

以上の結果から、泥水掘削溝の破壊形状を、図-30の様にモデル化することができる。

三次元掘削溝の長辺中央断面の破壊形状は、この図から、次式の様に表す事ができる。

$$(x - x_c)^2 + z^2 = R^2 \quad (1)$$

ここに $x_c$ 、 $R$ は、円の中心の $x$ 座標と半径で、

$$x_c = (x_0^2 - z_0^2) / 2x_0 \quad (2)$$

$$R = (x_0^2 - z_0^2) / 2x_0 \quad (3)$$

である。また、滑り土塊の平面形状は、

$$\left( \frac{x}{a(z)} \right)^2 + \left( \frac{y}{L/2} \right)^2 = 1 \quad (4)$$

と表される。ここに、 $L/2$ ：掘削長の $1/2$

$$a(z) = x_c + \sqrt{R^2 - z^2} \quad (5)$$

である。

## (2) 土塊の滑りに対する安全率

一般に、滑り土塊の安全率は、次式で表される。

$$F_s = c/\tau$$

$$= \left\{ c + (P/S - u) \tan \phi \right\} / \tau \quad (6)$$

ここに、

$\tau$  : 土のせん断強さ

$\tau$  : 土塊底部に働くせん断応力で  $\tau = T/S$

$S$  : 分割土柱の底面積

$c$  : 土の粘着力

$\phi$  : 土のせん断抵抗角

$u$  : 土塊底面中心における間隙水圧

である。式(6)を用いて三次元掘削溝の安定計算を行なうにあたり、 $c \cdot \phi$  の値として、 $c_u$  (非排水粘着力)、 $\phi_u$  (非排水抵抗角) あるいは $c'$  (有効粘着力)、 $\phi'$  (有効抵抗角) の適用性を二次元溝で調べた。

二次元掘削溝の安全率は、簡単に非分割法によるものとすると、次式で表される。

$$F_s = \frac{cS + (W \cos \alpha + P_s \sin \phi - uS) \tan \phi}{W \sin \alpha - P_s \cos \alpha} \quad (7)$$

ここに、

$W$  : 土塊重量

$P_s$  : 泥水圧

$$\alpha = \tan^{-1} (Z_0/X_0)$$

である。なお側面摩擦力は無視した。

表-7は、各実験毎の両者の $F_s$ 値を示したものである。なお表中の $F_{s_u}$ は、定体積一面せん断の $c_u$ 、 $\phi_u$ を用いて得られた安全率で、 $F_s$ は定体積一面せん断の $c'$ 、 $\phi'$ を用いて得られた安全率である。これから、一面せん断の $c_u$ 、 $\phi_u$ を用いると、 $F_{s_u}$ は、やや小さく、 $c'$ 、 $\phi'$ を用いると、破壊した溝の $F_s$ は1に近い事が分かる。また、地下水が変動する斜面安定の検討においては、式(6)は有効応力<sup>18)</sup>で検討されているので、三次元掘削溝の検討に当たっては、 $c'$ 、 $\phi'$ を用いる事にする。

三次元掘削溝の安全率 $F_s$ は、簡易Janbu法を三次元に拡張して求める<sup>19)</sup>。破壊土塊を鉛直土柱に分割

表-8 三次元掘削溝の安定計算結果

	3-1	3-2	3-3	3-4	3-5	3-6	3-7	3-8
地盤	7:3 (A)	7:3(B)						海成 シルト
L	6			8		10		6
Z <sub>0</sub>	26	18.0	16.5	18.5	14.5	14.0	14.5	25
X <sub>0</sub>	13	7.2	9.0	8.5	6.8	6.4	7.6	12.5
F <sub>s</sub>	自立 1.28	1.02	1.10	1.08	0.92	0.91	0.91	自立 2.21

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(8)および式(9)で表される。

$$W = T \sin \alpha + P \cos \alpha \quad (8)$$

$$P_s + \sum \{ (T \cos \alpha - P \sin \alpha) \cos \beta \} = 0 \quad (9)$$

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

$\alpha$  : 底面中心の接平面とx-y平面のなす角度

$$\alpha = \tan^{-1} (|\partial z / \partial x| / \cos \beta)$$

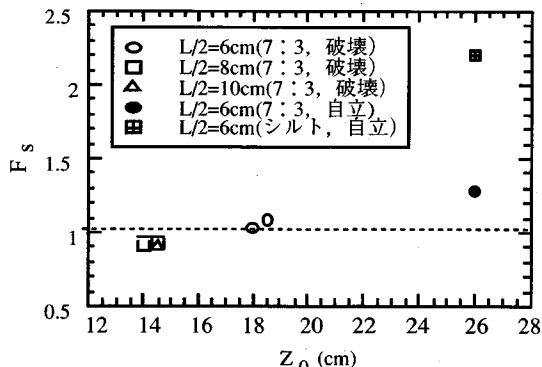
$\beta$  : 底面中心の法線のx-y平面への射影とx軸とのなす角度で、 $\beta = \tan^{-1} |\partial x / \partial y|$

である。

各分割土柱の滑りに対する安全率F<sub>s</sub>は、滑り土塊に対する式(6)を分割土柱に適用して求められる。式(6)、式(8)および式(9)から、PとTを消去すれば、安全率F<sub>s</sub>の計算式(10)が得られる。

$$F_s = \frac{1}{\Sigma(W \tan \alpha \cos \beta - P_s)} \times \frac{\Sigma \{ c S \cos \alpha + (W - u S \cos \alpha) \tan \phi \}}{\cos^2 \alpha (1 + \tan \phi \tan \alpha / F_s)} \cos \beta \quad (10)$$

この式を用いて、遠心実験で生じた破壊土塊のすべりに対する安全率F<sub>s</sub>を、実験で測定されたX<sub>0</sub>、泥水位、地下水位ならびに土質定数c、 $\phi'$ を用いて計算した。なお、自立したものに対しては、図-29の関係を用いて、X<sub>0</sub>を求めて計算した。その結果を表-8および図-31に示す。これらから、破壊した地盤では、F<sub>s</sub>が1に近く、自立した場合は1より大きくなっている。この結果から、本計算法は、粘性土地盤における三次元掘削実験の結果を比較的良く表現できる事が分った。なお、この式の適用性について

図-31 掘削深度とF<sub>s</sub>

て、今後、実工事の現象と比較して信頼性を確認する予定である。

## 6. まとめ

粘性土地盤における泥水掘削時の地盤変形および破壊について調べた結果から、以下の知見が得られた。

### (1) 実験システム開発

比重が大きいフッ素系潤滑剤を用いて、新しく遠心場における泥水掘削実験システムを開発し、一連の実験を行ったところ、実際の現象に似た変形・破壊形態がシミュレートできた。

### (2) 泥水掘削時の地盤変形

軟弱な地盤の掘削を続いていると、実工事に見られるような掘削溝底付近の溝壁の膨みが頂部の変形より大きくなって破壊することが確認された。

掘削に伴う地表面沈下および溝壁変位などの地盤変形を、二次元掘削溝の場合と三次元掘削溝の場合を比較すると、いずれの場合も前者より後者の方が小さく、変形速度も後者の方が緩やかなことから、三次元アーチ効果の影響が大きいことが分った。

### (3) 泥水掘削溝の破壊

二次元掘削溝では、せん断面が直線的に地表面に向って進行する土楔破壊によって、また三次元掘削溝では、せん断面が溝底付近から円弧状に進行し、それにより生じた地表面亀裂が橢円形状に溝の短辺方向に進む進行性破壊である事が明らかになった。

### (4) 泥水掘削溝の破壊に対する安全性

変形および亀裂の記録から掘削限界深度と破壊形

状を求めて、三次元安定計算法を実施したところ、破壊した掘削溝に対し  $F_s$  が 1 に近い値が得られた。従って、この計算法は、泥水掘削実験の結果を比較的良く表現できる事が分った。

謝辞：本研究を遂行するに当たり、大阪市立大学東田助教授に貴重な御意見を頂いたことを記し、感謝の意を表する。

## 参考文献

- 1)名倉克博, 高瀬義行, 大矢浩 : 大深度・大壁厚地下連続壁工事における安定液, 基礎工, Vol.22, No.11, pp.37-40, 1994.
- 2)Schneebeli, G. : La stabilite des tranches profondes forees en presence de boue, *La Houille Blanche*, No. 7, pp.815-820, 1964.
- 3)Morgenstern, N. and Amir-Tahmasseb, I. : The stability of a slurry trench in cohesionless soils, *Geotechnique*, Vol.15, pp.387-395, 1965.
- 4)Piaskowski, A. and Kowalewski, Z. : Application of thixotropic clay suspensions for stability of vertical sides of deep trenches without strutting, *Proc. of the 6th Int'l Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.2, pp.526-529, 1965.
- 5)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.
- 6)金谷祐二, 秋野矩之 : 泥水掘削における溝壁安定の大実験, 土質工学会論文報告集, Vol.24 No.4, pp.171-182, 1984.
- 7)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.
- 8)大塚義之 : 文献7)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.
- 9)Tohda, J., Higuchi, Y., Nagura, K., Kawasaki, K., Yagura, T. and Yano, H. : Stability of slurry trench in sandy ground in centrifuged models, *Centrifuge 91*, pp.75-82, 1991.
- 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安定計算法, 土と基礎, Vol.42, No.3, pp.7-12 土質工学会, 1994.
- 11)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性の検討, 土木学会論文集, No.499/III-28, pp.167-175, 1994.
- 12)Dibbiago, E. and Myrvoll, F. : Full scale field tests of a slurry trench excavation in soft clay. *Proc. of 5th European Conf. on SMFE*, Vol.1, pp.461-471, 1972.
- 13)Farmer, L.W., Atewell, P.B. : Ground movements caused by a bentonite supported excavation in London clay, *Geotechnique*, Vol. 23, No.4, pp.576-581, 1973.
- 14)Aas, G. : Stability of slurry trench excavation in soft clay, *Proc. of 6th European Conf. on SMFE*, Vol.1, pp.103-110, 1976.
- 15)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ンチ掘削時の壁面安定解析法の適用性, 土質工学会論文集, Vol.31, No.3, pp.151-163, 1991.
- 16)Nagura, K., Tanaka, M., Kawasaki, K. and Higuchi, Y. : Developement of an earthquake simulator for the TAISEI centrifuge. *Centrifuge 94*, pp.151-156, 1994.
- 17)Kusakabe, O. and Schofield, A.N. : Rectangular open-pit excavations modeled in geotechnical centrifuge. *Transportation research record 872*, pp.15-19, 1982.
- 18)例えば, 土質工学ハンドブック, p.240.

(1995.2.13 受付)

## STABILITY OF SLURRY TRENCHES CONSTRUCTED IN COHESIVE SOIL GROUND

Katsuhiro NAGURA, Yuichi HIGUCHI, Hidekazu MURATA and Masayuki HYODO

Stability mechanism of 2D and 3D slurry trenches, constructed in cohesive soil ground, were investigated by means of a centrifuge test technique which can simulate the process of excavation. Failure pattern of 2D trench was approximated by a straight line. On the other hand, collapse of 3D trench was due to the failure accompanied with the shear-band yielded by the bulge at the center foot of the long side of the trench and propagated with circular lines to the surface of the ground. The crack caused by it progressed with elliptic lines to the short sides of the trench. Using the derived failure shapes and the critical excavation depth, the 3D analysis reasonably explained the experiment results.