

# 飽和砂地盤における連続地中壁掘削時の 溝壁安定について

高木 清<sup>1</sup>・細井 武<sup>2</sup>・赤木 寛一<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 西松建設株式会社 土木設計部 (〒105-8401 東京都港区虎ノ門1-20-10)

<sup>2</sup>正会員 工博 西松建設株式会社 技術研究所 (〒105-8401 東京都港区虎ノ門1-20-10)

<sup>3</sup>正会員 工博 早稲田大学理工学部土木工学科 (〒169-8555 東京都新宿区大久保3-4-1-58-205)

砂質土地盤における連続地中壁の掘削時に、溝壁の安定がしばしば問題となっており、地表面付近の大規模な崩壊とともに、深部での比較的小規模な崩壊が確認されている。筆者らは、掘削時の周辺地盤中の間隙水圧に着目し、水平多軸式掘削機を用いた連壁施工現場において、砂質土地盤の間隙水圧の変化を計測した。その結果、間隙水圧は砂質土層の掘削開始とともに上昇を開始し、溝内泥水位と地下水位の差の70%程度まで上昇することがわかった。また、間隙水圧上昇のメカニズムについて、二次元土/水連成 FEM 解析を行って推定するとともに、簡易な局部崩壊の安定計算を行い、間隙水圧の上昇が溝壁の局所的な安定に及ぼす影響について考察した。

*Key Words : excavation, slurry trench, porewater pressure, sand, seepage, field measurement*

## はじめに

連続地中壁は、低振動・低騒音で地中に剛性の高い壁本を造成できる工法として、開削工事の山留め壁や地下底水壁として、また建築物の基礎杭（壁杭）として、幅広い分野に利用されている。特に大都市周辺の下水道整備や、地下河川等の工事は、大型化、大深度化しており、山留め壁としての利用頻度が増加している。

この連続地中壁工法の基本は、掘削孔の中に泥水を満ちし、泥水の造壁性、比重の大きさを利用して溝を崩壊させようとする土圧、水圧に抵抗させることである。施工方法は、掘削溝壁の安定を保ちつつ、機械掘削を行い、溝中に鉄筋かごを建て込み、コンクリートを打設して壁本を造成するものであり、泥水による溝壁の安定が工法の根幹となっている。ひとたび溝壁が崩壊した場合には、里め戻し、再掘削を行わなければならないほか、その崩壊規模によっては周辺地盤の沈下や、後続工事の支障等の重大な影響が考えられ、施工上の最重点項目として、細心の注意を必要とする。溝壁安定問題については、過去に数々の研究成果があり、崩壊メカニズムの研究や安定解析手法の提案等、各研究機関で精力的に研究がなされている<sup>1)~7)</sup>。しかしながら、これまでの成果は崩壊事列、模型実験等からすべり面を仮定し、すべり土塊に作用するであろう荷重の釣り合い問題として、安全率を求むる式を提案しているにすぎない。実際には、連続地中壁の掘削に伴い周辺地盤には応力状態の変化が起きるは

ずであり、さらには地盤中の間隙水圧も変化することが観測されている<sup>8)</sup>。

著者らは、砂質土地盤における連続地中壁掘削時に発生する周辺地盤の過剰間隙水圧に着目し、実工事で計測を行い、その発生メカニズムの解明、溝壁安定に与える影響の程度について定量的考察を加えた。

## 2. 連続地中壁掘削時の地盤挙動計測

### (1) 工事概要

計測を行った工事は、シールド工事の発進立坑を構築するもので、壁厚 1.2m 深さ 110m の連続地中壁を円形に構築するものである。連続地中壁は、水平多軸回転式掘削機 EMX-240 (図-1) により掘削が行われた。

地盤は図-3 に示すように、沖積砂質土、粘性土の互層が深度 50m 程度まで続き、その下には洪積の細砂層が基盤として存在する。沖積砂質土層、粘性土層とも比較的締まった強度の大きい土層であり、砂質土・粘性土とも深度 20m 以深はN値が 40 以上となっている。表層部の地下水位は GL-5m 前後であり、下部の洪積細砂層はそれよりも低く GL-10m 前後となっている。連壁掘削は、図-2 のように円形に計画されており、1 回の掘削溝にコンクリートを打設して 1 エlement ずつ施工していく方法 (1 ガット 1 エlement) が採用された。

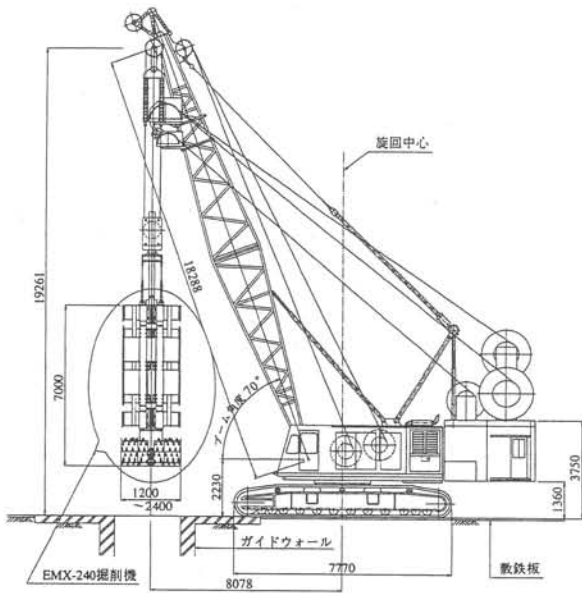


図-1 水平多軸式連壁掘削機 (EMX-240)

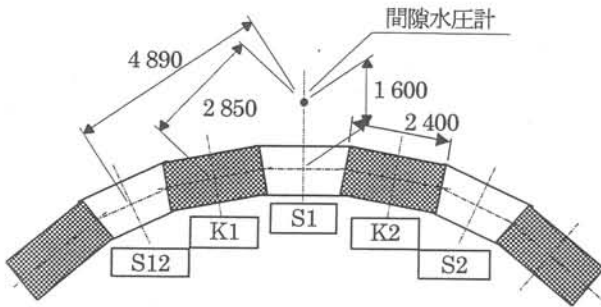


図-2 計測エレメント平面図

## (2)計測概要

連続地中壁掘削を行う地盤の土質柱状図を図-3 に示す。全体に、砂質土、粘性土の互層であり、粘性土層は固結している箇所も見受けられ、一軸圧縮強度  $qu = 0.24 \text{ MN/m}^2$  以上の値が得られており、溝壁の安定上問題となる地層とは考えられない。したがって、砂質土層の安定が施工上の重要点と言える。このため、連続地中壁掘削による周辺地盤への影響のうち、間隙水圧に着目し、GL-25m、-36m、-56m の3深度にボーリング坑内間隙水圧計を設置した(図-3 参照)。平面位置は、施工の支障にならない位置で、連続地中壁にできるだけ近くなるよう、先行エレメント (S-1) の中央線上でエレメント外端より1m外側 (中心から  $L=1.6\text{m}$ ) の位置とした。各地層の土質定数は、砂質土についてはサンプリング資料の三軸圧縮試験 (CD) 結果から、粘性土については一軸圧縮試験結果から、 $\phi$ ,  $qu$ ,  $E50$  を決定した。透水係数  $k$  については、現場透水試験結果を用いて決定した。

計測対象エレメントは、間隙水圧計埋設位置直近のエレメント (S1) の前後計5エレメント (S12, K1, S1, K2, S2) とした。平面位置図を図-2 に示す。

間隙水圧計埋設深度	標高	柱状図	土質区分	N 値					単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )		内部摩擦角 $\phi$ ( $^\circ$ )	一軸圧縮強度 $qu$ ( $\text{MN/m}^2$ )	透水係数 $k$ ( $\text{cm/sec}$ )	変形係数 $E50$ ( $\text{MN/m}^2$ )
				10	20	30	40	50	液相重量	水中重量				
TP+30.2	TP+27.4		塩土						18	9	26	0		4.2
	TP+17.6		凝結じり細砂						21	11	46	0	0.00586	35.0
	TP+9.2		凝結じりシルト						17	7	0	0.24		25.2
GL-25m	TP+4.4		細砂						18	8	43	0	0.00190	28.0
	TP-2.2		シルト						18	8	0	0.62		66.1
GL-36m	TP-17.0		細砂						20	10	46	0	0.00190	34.3
	TP-17.9		シルト						18	8	0	0.62		66.1
GL-56m	TP-17.0		凝結じり細砂						21	11	46	0	0.00256	35.0
	TP-17.9		シルト						18	8	0	0.62		66.1

図-3 土質柱状図および土質定数

間隙水圧は、先の5エレメント施工時の計器埋設深度付近では、2~10sec 間隔で自動計測とし、全データを西松式掘削精度管理システムで測定された掘削機データ (掘削機深度、位置、トルク等) とともに、自動記録した。間隙水圧計の仕様を表-1 に示す。

## (3)計測結果

連続地中壁の掘削は、S12 エレメントから始め、S12 → S1 → S2 → K1 → K2 と順に行った。計5エレメント、深度3カ所について、間隙水圧の変化を観測した。

図-4, 5 に代表的な計測結果を示す。これらの計測結果をもとに表-2 に各エレメント掘削時の間隙水圧最大値を示す。また、表-3 に最大間隙水圧発生時の掘削機深度を、表-4 には間隙水圧上昇開始時の掘削機深度 (掘削用カッターの回転中心高さ) を示す。図-6 は、標準的な掘削機深度と間隙水圧の変化を模式的に表した図であり、左側縦軸に掘削機の深度 (掘削中の地盤高を地表面からの深さで表示) を、右側縦軸に間隙水圧計の実測値を示し、横軸はそれらの発生時刻を示したものである。同図のように、間隙水圧計が設置されている透水層 (砂質土層) 上端に掘削機が到達する (A点) と間隙水圧は上昇を始め、掘削が進むに従い最大値 (B点) に至り、以後掘削を継続しているにもかかわらず、減少を始め従前の数値に近い値となる。なお、掘削機深度が不連続となっている点は、溝壁の掘削精度測定や施工の段取り替えのため、掘削機の運転を止めた期間を示している。図-7 に、掘削速度と間隙水圧上昇速度の関係を示す。同図および図-4, 5 から、掘削機の運転を停止すると、

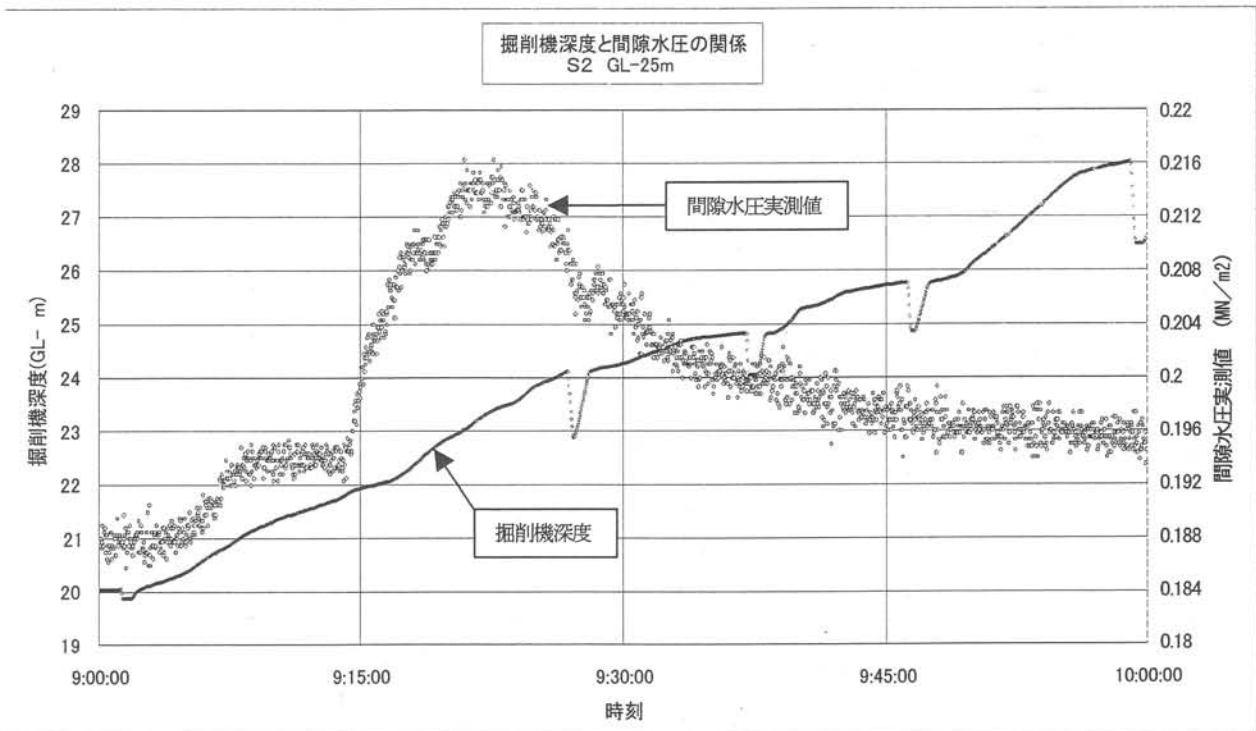


図-4 S2 エLEMENT掘削時の間隙水圧と掘削機深度 (GL-25m)

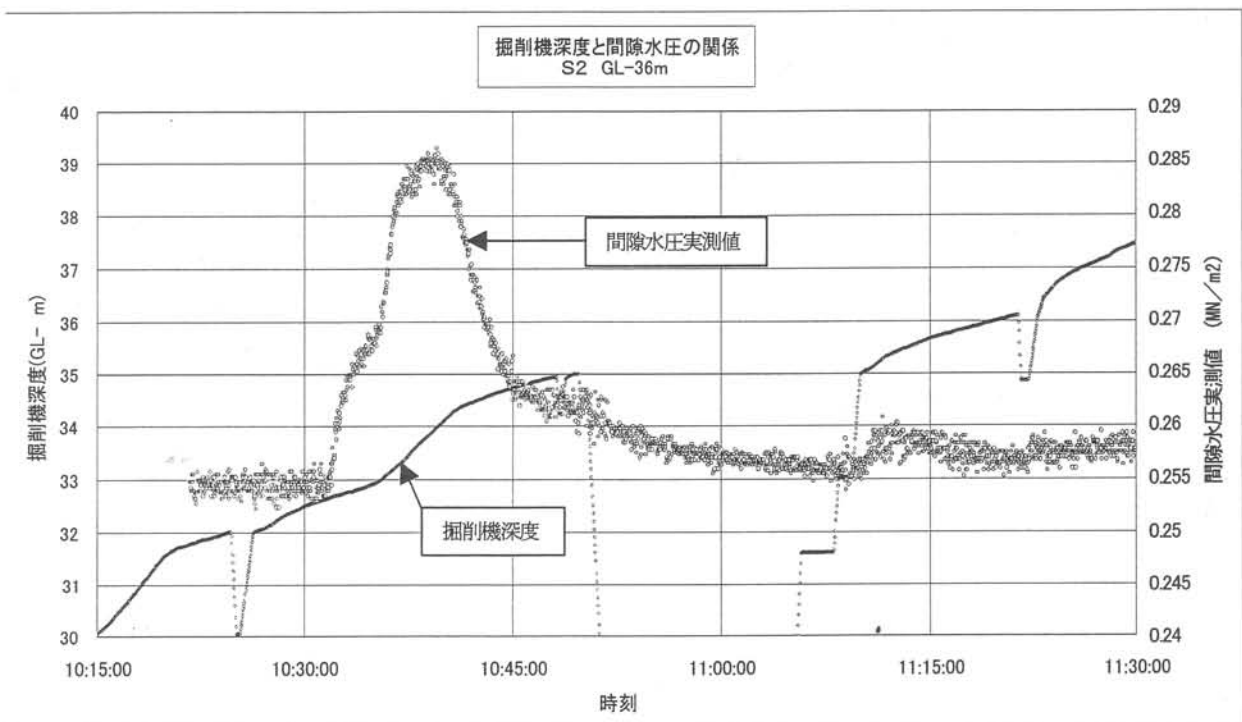


図-5 S2 エLEMENT掘削時の間隙水圧と掘削機深度 (GL-36m)

表-1 間隙水圧計仕様

設置深度	型式	測定範囲 MN/m <sup>2</sup>	精度 MN/m <sup>2</sup>	フィル目寸法 μm
GL-25m	BP-5KB	0~0.5	0.0002	5
GL-36m	BP-5KB	0~0.5	0.0002	5
GL-56m	BP-10KB	0~1.0	0.0004	10

表-2 間隙水圧計最大値 (MN/m<sup>2</sup>)

エレメントNo	GL-25m	GL-36m	GL-56m
S12	0.210	0.290	0.456
K1	0.214	0.286	0.458
S1	0.220	0.309	0.468
K2	0.218	0.290	0.462
S2	0.216	0.287	0.460
初期値	0.189	0.257	0.450

表-3 間隙水圧計最大値時の掘削機深度(m)

エレメントNo	GL-25m	GL-36m	GL-56m
S12	-23.000	-33.500	-56.500
K1	-23.000	-33.810	-55.200
S1	-22.850	-33.280	-54.100
K2	-23.240	-33.300	-54.000
S2	-23.020	-33.980	-51.300

表-4 間隙水圧計上昇開始時の掘削機深度(m)

エレメントNo	GL-25m	GL-36m	GL-56m
S12	-22.000	-32.600	不明瞭
K1	-22.100	-32.600	不明瞭
S1	-22.100	-32.600	不明瞭
K2	-22.000	-32.600	不明瞭
S2	-21.800	-32.600	不明瞭

表-5 間隙水圧計最大時の掘削機トルク合計値 (kN・m)

エレメントNo	GL-25m	GL-36m	GL-56m
S12	32.0	31.6	34.2
K1	31.9	31.1	31.2
S1	33.0	33.1	40.7
K2	32.2	31.9	34.8
S2	32.1	33.0	34.4

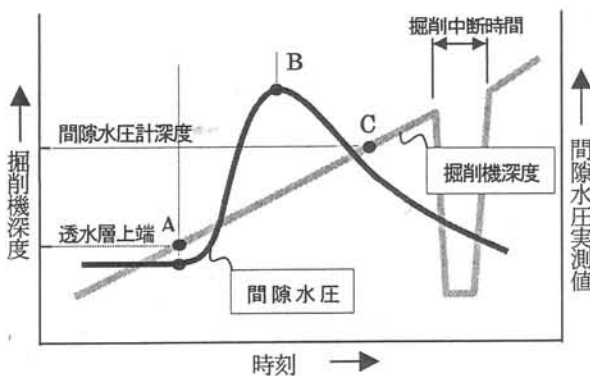


図-6 掘削機深度と間隙水圧の関係模式図

間隙水圧は低下し、掘削速度を小さくすると間隙水圧の上昇速度も小さくなる傾向にあることがわかる。

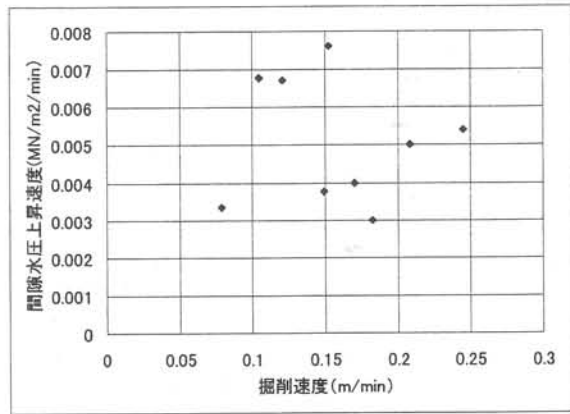


図-7 掘削速度と間隙水圧上昇速度の関係

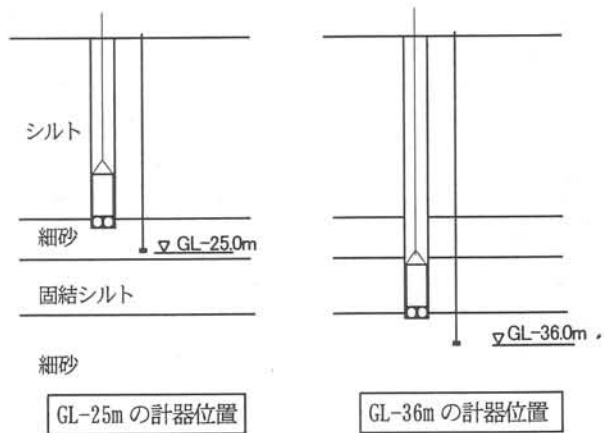


図-8 最大間隙水圧発生時の掘削機深度

#### (4)考察

各計測結果の数値、掘削機と間隙水圧計との位置関係から、次のことが言える。

GL-25m に設置した間隙水圧計の数値上昇開始深度は、図-8 に示すように計器埋設深度の砂質土層の上端付近 (GL-20m 付近) であり、透水性の良い地層では、連壁掘削により地盤中の間隙水圧が敏感に反応し、上昇する。

GL-36m に設置した間隙水圧計の数値上昇開始深度は、表-4 に示すように GL-32.6m である。この深度は、土質調査結果から砂質土層の上端付近であり、GL-25m の計器と同様に敏感に上昇することがわかった。また、以後の掘削に伴い間隙水圧は急上昇し、ピークを越すと急激に低下する。その勾配は GL-25m の場合より大きい。

GL-56m の間隙水圧計の数値は、他の深度の間隙水圧上昇量と比較して変化が少なく不明瞭であった。間隙水圧の上昇カーブもピークがはっきりしないものもある。この深度の地層は砂質土層であるが、ボーリング観察記事から、『ところどころ固結している』とされており、部分的に透水性の低い、固結した粘性土層の存在が、間隙水圧の上昇過程を複雑にしたものと考えられる。

GL-25m, 36m とも、間隙水圧が最大値になる時、掘削機は間隙水圧計と同深度ではなく、計器深度より浅い上方地盤を掘削している。

今回の計測結果および細井ら<sup>9)</sup>が行った計測結果から、最大間隙水圧上昇量 $\Delta U_{max}$ と周辺地盤の物性値の関係を整理すると、図-9 のようになり、間隙水圧上昇量 $\Delta U_{max}$ を自然地下水圧 $U$ で除した上昇率( $\Delta U_{max}/U$ )は最大で0.2程度である。また、掘削機からの距離との相関については、おおむねカッタードラムによる掘削トルク $T$ と距離の2乗に反比例する関係にあり、図-10のように各計測点ごとに良い相関関係が得られた。

GL-25m の地点 (相関係数  $r=0.78$ )  

$$\Delta U_{max} = 0.153(T/L^2) + 0.225 \quad (1)$$

GL-36m の地点 ( $r=0.82$ )  

$$\Delta U_{max} = 0.786(T/L^2) + 0.194 \quad (2)$$

GL-56m の地点 ( $r=0.78$ )  

$$\Delta U_{max} = 0.152(T/L^2) + 0.0596 \quad (3)$$

文献13) の地点 ( $r=0.73$ )  

$$\Delta U_{max} = 2.17(T/L^2) + 0.136 \quad (4)$$

ここに、 $\Delta U_{max}$  : 間隙水圧上昇量 (0.1kN/m<sup>2</sup>)  
 $T$  : 掘削機トルク (0.1kN・m)  
 $L$  : 掘削溝中心から間隙水圧計までの水平距離(m)

さらに、地盤の相違による影響を考慮し、間隙水圧の上昇速度に影響すると考えられる透水係数  $k$  (cm/sec)を加えて整理すると、次式の関係になる (図-11)。

$$\Delta U_{max} = 0.0106(T/kL^2) + 1.55 \quad (5)$$

$r=0.74$

また、この間隙水圧上昇量を自然地下水位と溝内泥水位の差圧の観点から整理すると、表-6 のようになり、最大で差圧の70%程度の数値となる。

### 3. 間隙水圧上昇のメカニズム

#### (1)FEM解析による検討

連壁掘削中の溝内には泥水が常に満たされており、地下水(間隙水圧)との圧力差により地盤中に泥水が浸透する。また、溝の底面には掘削機の重量とドラムの回転によるカッターピットの切削荷重が作用する。したがって、連壁掘削によって掘削溝周囲の地盤中の応力変化が生じ、間隙水圧が上昇するとすれば、原因は次の3点と考えられる。

- ①泥水の浸透圧
- ②掘削機の切削荷重
- ③掘削機の重量

これらの影響の程度を把握するため、二次元土/水連

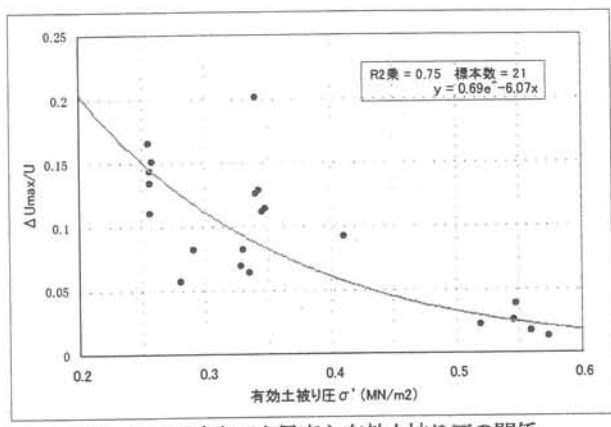


図-9 間隙水圧上昇率と有効土被り圧の関係

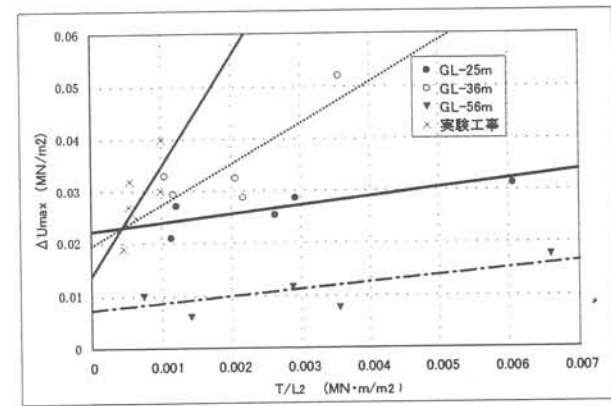


図-10 最大間隙水圧と距離の関係(1)

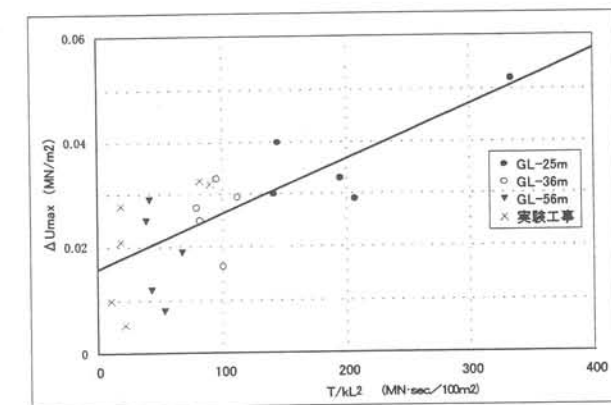


図-11 最大間隙水圧と距離の関係(2)

表-6 間隙水圧最大上昇量 (MN/m<sup>2</sup>)

エレメントNo	GL-25m	GL-36m	GL-56m
S12	0.021	0.033	0.006
K1	0.025	0.029	0.008
S1	0.031	0.052	0.018
K2	0.029	0.033	0.012
S2	0.027	0.030	0.010
間隙水圧初期値①	0.189	0.257	0.450
溝内泥水圧値②	0.230	0.340	0.540
②-①差圧(浸透圧)	0.041	0.083	0.090
最大上昇量/差圧	0.76	0.63	0.2



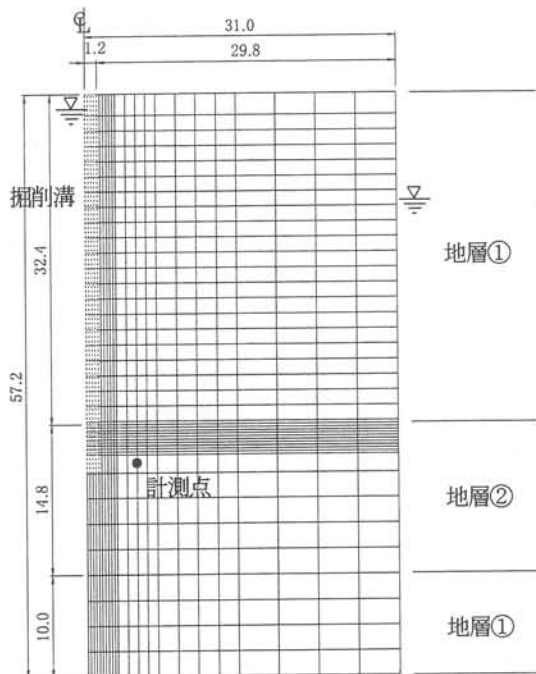


図-12 解析モデル図

成有限要素プログラム (DACSAR<sup>10</sup>) を用いて解析を行った。解析は、浸透圧の伝播・逸散過程を考慮するため、軸対象モデルとし、間隙水圧の上昇・下降の曲線が明確で、連続して掘削を行ったS2エレメントのGL-36m地点の条件にあわせた。地層は、GL-36mの地下水の状況に近くなるよう、着目した砂質土層の上下を透水性の小さい粘性土層として、図-3の実際の互層構造を簡略化してモデル化した。主な解析条件と土質パラメータを表-7に、モデル図を図-12に示す。荷重は、掘削機重量、切削荷重(カッター合計トルク値を1/4にした1ドラムあたりのトルク値をカッター回転半径0.6mで除して水平荷重に換算)とし、実際の掘削速度に近くなるよう、着目した砂質土層では30cmごとの逐次掘削とした。掘削底面から泥水による浸透圧を作用させ、掘り終わった壁面は次のステップでは泥膜によって不透水性の境界になるよう条件を与えた。また、解析STEPは、実際の連続した掘削条件に近くなるよう、30cmの掘削に要する時間間隔(約2min)とした。ただし、地盤は線形弾性体とし、透水係数を一定とした。これらの値は、サンプリング試料の土質試験結果から設定した。なお、透水係数は、砂質土地盤(地層②)のみ異方性を考慮し、現場透水試験結果及び $D_{20}$ 、 $D_{10}$ からの実験公式での算出値の平均値を鉛直方向値とした。水平方向の透水係数は、一般的に鉛直方向に比べ大きいとされているが、ここでは上記数値の20倍(細砂~中砂の中間的な数値<sup>11)</sup>)を推定値として用いた。

表-7 解析条件と土質パラメータ

土質条件	地層① (粘性土)	弾性係数 $E=65.1 \text{ kN/m}^2$ ポアソン比 $\nu=0.33$ 鉛直方向透水係数 $k_z=1.0 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ 水平方向透水係数 $k_x=1.0 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ 単位体積重量 $\gamma=15.7 \text{ kN/m}^3$
	地層② (砂質土)	弾性係数 $E=34.3 \text{ kN/m}^2$ ポアソン比 $\nu=0.33$ 鉛直方向透水係数 $k_z=1.90 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ 水平方向透水係数 $k_x=3.80 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$ 単位体積重量 $\gamma=19.6 \text{ kN/m}^3$
地下水条件	地下水位 溝内泥水位 泥水性状	GL-10.3m GL-1.5m 清水と同一
荷重条件	切削荷重 掘削機重量 掘削速度	9.67 kN/m <sup>2</sup> (水平方向) 23.8 kN/m <sup>2</sup> (鉛直方向) 0.153 m/min

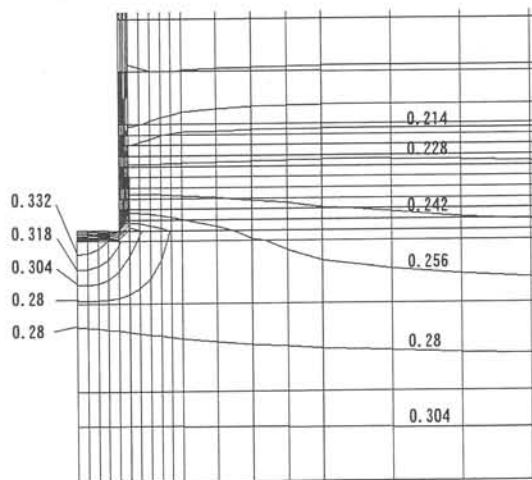


図-13 間隙水圧コンタ-図(部分:単位MN/m<sup>2</sup>)

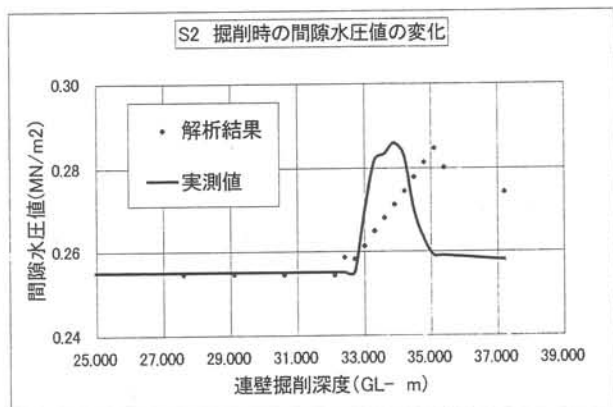


図-14 解析結果と実測値の比較

## (2)解析結果

解析結果のうち、STEP18 (GL-35.1mの掘削時)の地下水圧コンタを図-13に示す。同図より、掘削溝底付近では、浸透圧や切削荷重等により、大きく間隙水圧が変化しているのがわかる。また、各STEPの解析結果のうち、現場での間隙水圧計測点と同一位置関係にある節

点の間隙水圧値の変化を図-14に示す。同図中には、計測結果も示してあるが、間隙水圧の上昇開始時期、および最大値にいたるまでの変化過程がほぼ一致しているといえる。しかしながら、間隙水圧の下降過程については、実測値と解析結果は異なっており、実測値の方が早く消散している。一方、切削荷重と掘削機重量の影響は、前述のモデルで両荷重を載荷せずに解析した結果、載荷した場合に比べ1%程度間隙水圧上昇量が減少するのみであり、影響はきわめて小さい結果となった。

(3)考察

間隙水圧上昇の主要原因と見られる泥水の浸透距離 D は、Buckingham-Reiner の次式<sup>12)</sup>で求められる。

$$D = \frac{PR}{4\tau_f} \quad (6)$$

$$R = \frac{800\eta k}{\gamma_w n} \quad (7)$$

- ここに、  
 D : 泥水の浸透距離  
 P : 泥水圧  
 $\tau_f$  : 泥水のイールドバリュ  
 R : 間隙等価半径  
 $\eta$  : 泥水の粘性係数  
 k : 透水係数  
 $\gamma_w$  : 泥水の単位体積重量  
 n : 間隙率

上式に、工事で使用した安定液の諸数値を代入して浸透距離を求めると、D=2~5cm 程度の数値が得られる。本工事や類似工事の砂質土層中における連壁際の泥膜厚さは、おおむねこの数値の範囲であり、泥水の浸透距離としては妥当と考えられる。

また、この浸透距離と時間の関係は、森ら<sup>13)</sup>の一次元のDarcy 則からの仮定により、下式で求められる。

$$Ds = \frac{2\alpha k (P_0 - \Delta p) t}{\gamma_w} \quad (8)$$

- ここに、Ds : 泥水の浸透距離  
 $\alpha$  : 泥水性状による k の補正係数  
 k : 透水係数  
 $P_0$  : 差圧 (泥水圧-地下水圧)  
 $\Delta p$  : 浸透ゾーン先端の過剰間隙水圧  
 t : 浸透時間  
 $\gamma_w$  : 泥水の単位体積重量

この式に、式(6)で求められた浸透距離 D 等を代入し浸透時間 t を求めると 10~60sec となり、泥水の浸透距

表-8 泥水の仕様

材料	銘柄	仕様	配合
ベントナイト	浅間	群馬産 300 メッシュ	30kgf
CMC	テボリマ-30	セルローズ系中粘度粉末	2kgf
分散剤	テボロ-E	ポリカルボン酸系液体	1kgf
練り水	水道水		1m3

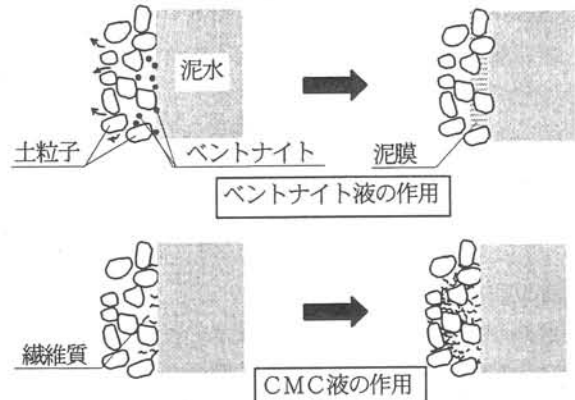


図-15 安定液の地盤中への浸透作用模式図

離=泥膜の厚さと考えれば、地盤中に満たされた安定液により、おおよそ1分以内に、泥膜が形成されるものと考えられる。一方、連壁掘削機の cutterビットは、1ドラムあたり 33 個装備しており、ドラム外面に均等に配置されていると仮定すれば、ドラムの径・回転数から、cutterが溝底面地盤へ与える切削力は1秒間に6.8回作用する。したがって、掘削底面は絶えずcutterビットで切削される状態であり、底面に泥膜は形成されないと考えられる。つまり、溝底面からは、絶えず泥水圧と地下水圧の差圧が周辺地盤に浸透圧として作用していることとなる。

以上のことから、間隙水圧の上昇原因が、泥水の浸透圧によるものであり、浸透圧は掘削底面から作用しているものと言える。このことは、掘削底面からのみ浸透圧を作用させた解析結果と計測結果が、間隙水圧上昇開始時期、最大値とも良く一致していることから説明できる。また、解析は透水係数を一定とした線形弾性解析であるため、式(5)の関係が妥当であることがわかった。したがって、過剰間隙水圧の最大値は、浸透圧の大きさ(差圧)により影響され、間隙水圧最大上昇量=差圧となり、溝底直近では、最大間隙水圧は泥水圧に等しくなると言える。すなわち、式(5)には次のような制限がある。

$$\Delta U_{max} \leq P_0 \quad (9)$$

ただし、間隙水圧の下降過程については、計測結果と異なることとなっており、計測結果の方が早く減少している。これは、解析で考慮しなかった安定液の作用によ

るものと考えられる。当該工事で用いた安定液の仕様を表-8に示す。安定液中のベントナイト粒子は、地盤中に浸透すると土粒子を包み込み、間隙を塞ぐ状態になって泥膜を形成する。また、CMC分子も地盤中の間隙に浸透するが、ベントナイトのような膜はできず、粒子間を詰まらせる機能を持ち、泥膜を強固なものにする(図-15)。したがって、安定液中のCMCの作用により、溝底近傍の地盤中に浸透圧が伝播しにくい領域が形成され、これにより間隙水圧の伝播が制限されて解析結果より早く間隙水圧が下降したものと推測できる。

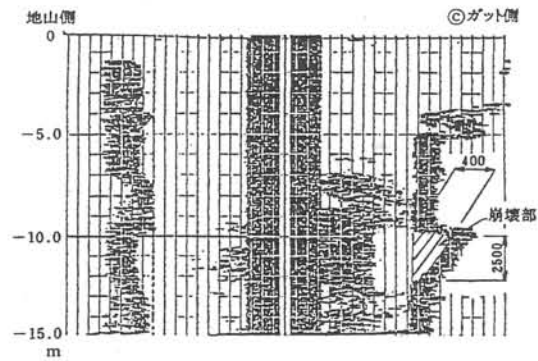


図-16 溝壁崩壊の事例(超音波溝壁計測結果)

#### 4. 間隙水圧上昇が溝壁安定に及ぼす影響

##### (1) 局所的な安定の検討

連壁掘削時の周辺地盤は、主に泥水の浸透圧により、溝壁底面周囲に間隙水圧が上昇する範囲ができることがわかった。ここでは、間隙水圧の上昇が溝壁安定に及ぼす影響について検討する。

連続地中壁は、掘削溝中にベントナイトを主成分とする泥水(安定液)を満ち、溝面に形成される泥膜(マッドケーキ)を介して泥水の圧力を作用させ、溝を崩壊させようとする土圧、水圧に抵抗させつつ機械掘削で溝を造成する工法である。この溝壁の安定にかかわる要因は複雑で、既往の研究では次のものが影響を及ぼすとされている。

- ①土質
- ②地下水位
- ③溝壁の形状(長さ、幅、エレメント形状)
- ④安定液の性質
- ⑤地表面上の載荷重
- ⑥溝壁放置時間

これらの複雑な要因を考慮し、過去の崩壊事例や模型実験、解析等から、数多くの安定計算法が提案されている<sup>1)~7)</sup>。これらの手法は、いずれも溝壁の崩壊が地表面まで進展した大きな土塊の力の釣り合いから安定度を判定しようとするものであり、前章で記したような間隙水圧の局所的な上昇を考慮したものではない。実際の施工では、地表面付近の土塊の崩落だけでなく、掘削溝壁面の局所的な肌落ち状の崩壊も頻繁に見うけられ、掘削中に壁面が局部崩壊し、連壁コンクリートが大きく形成されていた図-16のような例もある。さらに、小規模な連壁剛体基礎の内部土が崩壊した事例では、連壁掘削中に内部土中の間隙水圧が上昇していた事象が観測されている<sup>8)</sup>。このことから、上記①~⑥の要因の他に、連壁掘削中に溝壁面およびその周辺地盤中に引き起こされる応力状態の変化によっても、溝壁安定に影響があるのは明らかである。

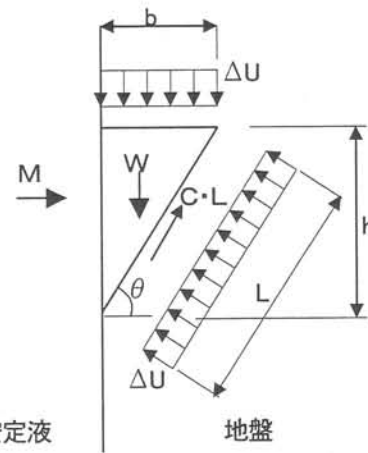


図-17 溝壁局部の安定検討図

前章で、掘削中の地盤の間隙水圧上昇のメカニズムは説明でき、その上昇量は水平多軸式回転掘削機の場合、次式のように整理し、FEM解析でもその妥当性を確認することができた。

$$\Delta U_{\max} = 0.0106(T/kL^2) + 1.55 \quad (5)$$

この過剰間隙水圧が発生する範囲は、図-13の間隙水圧コンター図からもわかるように、溝壁の底面周囲に限定されている。つまり、間隙水圧の上昇が溝壁安定に及ぼす影響についても溝壁底面周囲の局部的であることがわかる。溝壁の局所的な安定については、細井ら<sup>9)</sup>が崩壊する土塊をクサビ状と仮定して釣り合いから求めた式(10)がある。

$$F_s = \frac{\{(W + \Delta u \cdot b) \cos \theta + M \sin \theta - \Delta u L\} \tan \phi + cL}{(W + \Delta u \cdot b) \sin \theta - M \cos \theta} \quad (10)$$

ここに、 $F_s$  : 安全率

$W$  : すべり土塊の重量  $= 1/2 b h \gamma'$

$\Delta u$  : 過剰間隙水圧



M：安定液圧と地下水圧の差圧合力

$$M = \text{差圧} \Delta p \times h$$

$\phi$ ：地盤の内部摩擦角

c：地盤の粘着力

$\gamma'$ ：地盤の水中単位体積重量

b, h：すべり土塊の幅、および高さ

L,  $\theta$ ：すべり面の長さおよび角度

式(10)は、すべり土塊側面の抵抗力を考慮していない簡略計算法であるが、実際に観測された溝壁局部崩壊の形状を用いた試算によれば、安全率  $F_s$  が 1.0 を下回る結果が得られている。また、現在用いられている表層付近の大規模な崩壊に対する安定計算式は、経験的に得られた崩壊形状に従い、土塊が滑り落ちようとする力と、これに抵抗しようとする力（あるいはモーメント）の比率を求める式である。表層付近の大規模な崩壊では、掘削深さ＝崩壊土塊高さであるため、掘削深さに比べて掘削長さが小さい場合が多く、水平方向のアーチ作用を考慮すべきであり、側面の影響まで加味した三次元的な問題としての検討が適当であると考えられる。しかし、ここで検討している部分的な崩壊は、崩壊土塊の高さと掘削長さが同程度であり、浅川・吉田<sup>14)</sup>によれば主働土係数で比べると二次元の数値より1割程度小さくなるだけである。また、部分的な崩壊事例は溝内で起きているため、掘削長さ方向の崩壊形状がわかっていない。これらのことから、二次元問題として扱うこととした。

式(10)の安定液圧と地下水圧の差圧  $\Delta p$  と過剰間隙水圧  $\Delta u$  の比  $\alpha$  をパラメータに、地盤の内部摩擦角  $\phi$ 、すべり土塊の高さ  $h$  の関係を試算した。試算に際し、すべり面の角度  $\theta$  は主働崩壊角として  $\theta = 45^\circ + \phi/2$  とした。また、土質条件は砂質土とし、粘着力  $c = 0$ 、 $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$  とした。すべり土塊の形状については、高さ  $h$  を基準として整理した。結果を、図-18 に示す。同図より、内部摩擦角が大きくなるほど安全率は大きくなるが、おおむね水圧比  $\alpha$  が 0.6 を超すと安全率  $F_s$  が 1 を下回り溝壁の局部的な崩壊のおこる可能性が高くなる。また、図-19 に示すように、水圧比が同じ場合、すべり土塊の大きさが大きくなるほど安全率が小さく、一般の斜面安定問題のように、表層の剥離崩落の方が起こりやすい傾向と異なっている。さらに、 $\phi = 30^\circ$  の標準的な砂質土の場合、滑り土塊の高さを 3.0m にしたときの差圧の大きさによる違いを図-20 に示す。現場での計測結果と同様に過剰間隙水圧が水圧比  $\alpha = 0.7$  程度に上昇する場合、2m 程度の水頭差を設けないと安定が保てない結果となった。これは、連続地中壁の施工管理の方法として示されている<sup>15)</sup>過去の崩壊事例や表層付近の安定計算結果から得られた値と一致している。ただし、溝底面付近では、FEM 解析結果からもわかるように、水圧比がこれ以上に上昇し、崩壊しやすい状態になる。

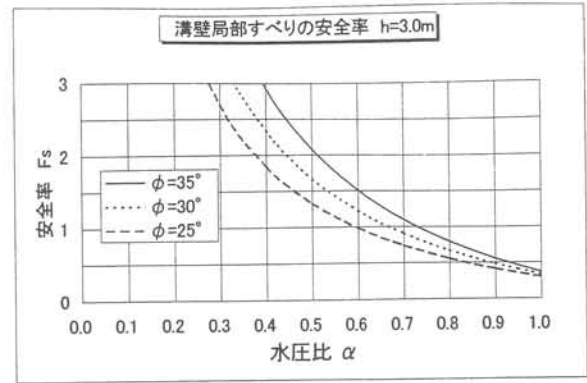


図-18 高さ3mの局部安定検討結果

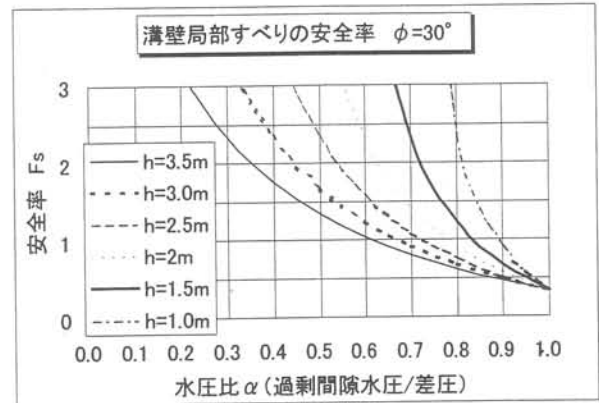


図-19 水圧比  $\alpha$  と局部すべり安全率

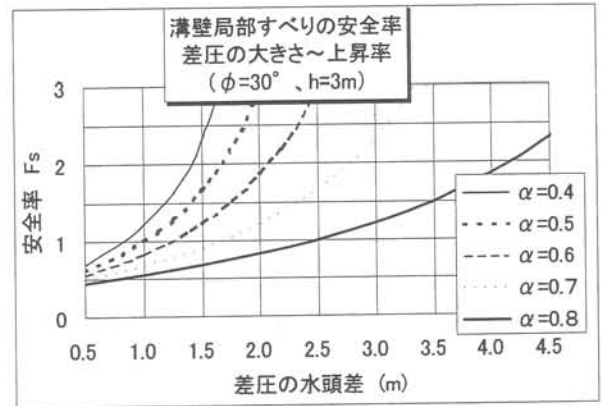


図-20 差圧と局部すべり安全率

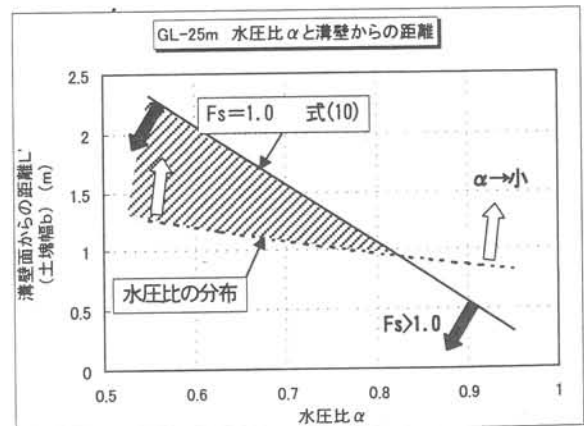


図-21 水圧比と溝壁からの距離の関係

図-20より、2.5m以上の水頭差を維持できれば、水圧比 $\alpha$ が0.8になっても3mの土塊の安定を保つことができる。しかし、水圧比 $\alpha$ が0.8以上になる領域が $h=3.0\text{m}$ の土塊より大きければ、より大きな崩壊の危険性がある。図-21にGL-25mを例として、水圧比と溝壁面からの距離 $L$ の関係を示す。同図中の実線は、前記の条件で安定検討式(式(10))による試算で各水圧比 $\alpha$ の数値に対応する安全率 $F_s=1.0$ となる土塊の高さ $h$ から、土塊の幅 $b$ を求め $b=L'$ としてプロットしたものである。一方、破線はGL-25mの実測値の最大水圧比と式(5)の関係から、各水圧比の溝壁面からの距離を示したものである。同図中、実線より下方は、より小さな土塊になることから $F_s>1.0$ となる。また、破線より上方は、溝壁面からの距離が大きくなるため、水圧比が小さくなる。同図では、水圧比が0.8を超えるところで二つの線が交差している。これは、水圧比が0.8を超えると安全な大きさの土塊の内部で、水圧比が大きくなる恐れがあり、より小さな土塊の安定が問題となることを示している。現時点では、掘削中の溝壁近傍の過剰間隙水圧分布が、詳細に把握できていないため、図中の斜線範囲のみ安全が確かめられていると言え、過剰間隙水圧の上昇をこの範囲内に管理できれば良いことがわかる。

また、施工中は、掘削の進捗に伴い泥水位の低下が起き、泥水補充が自動的に行われないと水面が変動するため、さらに余裕をみて管理する必要がある。

## (2)対策法について

当該現場においては、溝壁安定が懸念された砂質土層の自然地下水位が比較的lowであったため、水頭差を4m程度以上確保することができた。このため、計測地点での水圧比 $\alpha$ を0.8以内に抑えることができた。計測器から遠方のエレメントの掘削においても、同様の差圧、掘削荷重、速度、安定液配合を維持して施工を行い、大きな部分崩壊を起こすことなく施工を終えることができた。ただし、この管理方法では、溝壁中心から計測器の距離(1.6m)までの土塊の崩壊危険性が低くできるのみで、より大きな土塊や溝壁近傍の安全性は確認できない。したがって、実工事における管理は、どの程度の土塊の崩壊を許容するかを定め、その土塊が安定である水圧比を安定計算で求めて、土塊の外端の位置での間隙水圧を図-21の実線より下方で管理する方法が考えられる。

一般に、互層地盤の場合、下方の滞水層は粘性土層に遮断され、表層の地下水位より低い水頭をもつ。したがって、表層の地下水位が高い場合は、表層での崩壊を防ぐ目的で溝内水位を高く設定するため、下方の滞水層の崩壊安定性は自ずと高くなり問題ないこととなる。しかし、表層の地下水位が低いまたは、表層が粘性土層等で崩壊の危険性が小さいとみなせる場合は、溝内水位を低

く設定しがちなため、ここでの検討結果のように下方の滞水層にも注意を払う必要がある。表層の地下水位と下方の地下水位が同程度で、どちらも連続地中壁施工地盤面と同程度の場合には、差圧を大きくできないため、次のような対策工が考えられる。

- ①溝壁防護工(地盤改良工法等)
- ②地下水位低下工法
- ③間隙水圧消散促進工法
- ④掘削速度の調整

このうち、①は崩壊しないように地盤改良を行う法であり、②は直接の影響要因である地盤の地下水位を低下させる工法である。また、③は小規模の連壁基礎で実施された事例があり、連壁近傍に透水性の良いドレーン孔を設け過剰間隙水圧を早期に消散させようとするものである。④は、間隙水圧の上昇速度が掘削速度に応じて変化することから、砂質土層で間隙水圧の計測を行い、掘削速度を調整しつつ施工する方法である。これらの中から現場条件に合致した方法を選定することとなる。

## 5. まとめ

本文は、水平多軸式回転掘削機を用いた連続地中壁掘削時に、砂質土の周辺地盤に発生する過剰間隙水圧の計測結果を示すとともに、その上昇メカニズムを考察し、溝壁の局部安定を考察したものであり、以下のような知見が得られた。

- ①連壁掘削により、溝壁周囲の地盤の間隙水圧は主に溝内泥水の浸透圧により上昇する。
- ②間隙水圧の上昇量は、溝中心から1.6~4.9mの範囲では、最大で溝内泥水圧と地下水圧の差圧の70%程度である。
- ③間隙水圧上昇量は掘削溝からの距離と掘削トルク、透水係数と密接な関係がある。
- ④間隙水圧の上昇の影響が現れる範囲は、掘削溝の底部より下方が大きく、側方および上方はあまり大きな広がりは見られない。
- ⑤間隙水圧の上昇により溝壁の局部的な安定が損なわれるが、溝内泥水位と地下水位との差を2.5m程度以上確保すれば、高さ3m以下の土塊のすべりは起こりにくくなる。

溝壁の安定問題は、溝壁全体のすべりを扱った釣り合い式で検討されるのが一般的であるが、本文で示したような溝壁底部に局部的な間隙水圧の上昇域が生じると、

部分的な崩壊が発生し、それが大規模なすべりに発展していく進行性の崩壊形態となる可能性も考えられる。

このため、地下水位の高い砂質土層では、間隙水圧の上昇の程度を測定し、溝内泥水位と掘削継続時間に留意して施工する必要がある。

#### 参考文献

- 1) 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.
- 2) 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.
- 3) 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.
- 4) 大塚義之: 文献3)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.
- 5) Piaskowski, A. and Kowalewski, Z.: Application of thixotropic clay suspensions for stability of vertical sides of deep trenches without strutting, Proc. of 6th ICSMFE, Vol. 2, pp. 526-529, 1965.
- 6) 玉野富雄, 福井聡, 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, 土質工学会論文報告集, Vol. 31, No. 3, pp. 151-163, 1991.
- 7) 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, pp. 7-12, March, 1994.
- 8) 細井武, 西保, 福田勇治: 地中連続壁掘削時に地盤に発生する過剰間隙水圧に関する考察, 第31回地盤工学研究発表会, pp. 1989-1990, 1996.
- 9) 細井武, 原伸和, 玉越正宏, 坂本隆一郎: 大深度・厚壁地中連続壁実験報告 (その3) (地中連続壁掘削時の溝壁の安定に関する実験的考察) 西松建設技報, Vol. 17, pp. 33-40, 1994.
- 10) Iizuka, A. and Ohta, H.: A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, Soils & Foundations, vol. 27, No. 3, pp. 71-87, Sept. 1987.
- 11) 改訂地下水ハンドブック, 改訂地下水ハンドブック編集委員会編, 建設産業調査会, p. 52, p. 180, 1998.
- 12) 島田俊介, 兼松陽: 現場技術者のための薬液注入工法, コンストラクション, 第11巻, 1号, 1973.
- 13) 森仁司, 栗原和夫, 森麟, 近藤啓二: 泥水式シールドによる砂質切羽地盤の間隙水圧とその発生メカニズム, 土木学会論文集, No.430/III-15, pp. 112-121, 1991.
- 14) 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, pp. 31-37, January, 1973.
- 15) 地中連続壁基礎協会: 地中連続壁基礎工法施工指針, 1991.
- 16) 萩原敏行, 曾我誠意, 小宮隆之, 小宮一仁, 赤木寛一, 内田了司: 飽和砂質地盤におけるシールド機の接近・通過に伴うシールド機近傍地盤の応力変化について, 土木学会第53回年次学術講演会概要集III-A, pp. 344-345, 1998.
- 17) 細井武, 齊藤顕次, 西保: 大深度・厚壁地中連続壁の掘削, 土と基礎, pp. 41-44, March, 1994.

(2000. 12. 25 受付)

## LOCAL STABILITY PROBLEMS DURING EXCAVATION OF DIAPHRAGM WALL IN SATURATED SAND

Kiyoshi TAKAGI, Takeshi HOSOI and Hirokazu AKAGI

Diaphragm wall is frequently used as the retaining wall or the cut-off wall for open cut excavation and also used as the wall foundation for super-structure. The trench wall stability is the key issue for the design and construction method of diaphragm wall. The aim of this study is to investigate the diaphragm wall stability during excavation in saturated sand. Field measurement of the pore water pressure variation during diaphragm wall excavation were carried out in the alluvial deposit. The mechanism for the variation of pore water pressure and its effect upon the factor of safety for trench wall stability is investigated.