

特殊条件下での地下連続壁の施工（その3） —溝壁防護工の計画手法・水和崩壊の対処方法—

北本 利男* 結城 知史**
庄司 隆勇*** 川本 晃***

要 旨

筆者らは、地下連続壁施工中の溝壁の安定性に関して実施工物件を対象とした一連の検討を行った。その結果、溝壁の崩壊現象に関して以下のような結論を得た。

- ①溝壁安定計算から算出された安全率は、実際の溝壁崩壊現象と比較的良く一致する。
- ②当該工事場所の溝壁崩壊形状は、地中連続壁基礎協会で定める計算法1に近いものであった。

しかしながら、十分な検討の上溝壁防護工を施したのにも関わらず、実工事ではGL-10～15m付近のシルト層で溝壁が崩壊した。調査の結果、溝壁崩壊の原因は、シルト層中の亀裂に水が侵入することによって発生するスレーキングによる粘着力低下が主要因であると考えられた（水和崩壊）。その対策として、安定液中にP H P A（Partially Hydrolyzed Poly Acrylamide：部分加水分解型ポリマー）を配合したうえで比重を高めることを主とした対策工を施した。その結果、溝壁崩壊をほぼ確実に防止することができた。

1. まえがき

都市高速鉄道埼玉高速鉄道南鳩ヶ谷土木工事（その1）の山留壁は、本体構造物（駅舎）を兼ねた地下連続壁である。地下連続壁の施工における掘削溝壁の崩壊は、工事工程の遅延や地下連続壁自体の品質低下を招くばかりでなく、周辺地盤へ多大な影響を与える危険性がある。当該工事場所の土質条件においては、次の2つの要因において地下連続壁施工中の溝壁崩壊が危惧された。

- ①地下水位がかなり高い。（GL-0.8m）
- ②上層部に軟弱な地層が存在している。

このような状況では、作業中の溝壁を安定化する補助工法（溝壁防護工）が必要となる。その工法としては、柱列式地下連続壁や地盤改良工法、地下水位低下工法等が一般的に採用されている。

しかしながら、それら補助工法を用いる際の施工規模などは、経験的に判断・決定され施工されていたと言わざるを得ない状況であった。

当報告は、道路上での限られた施工場所における地下連続壁の施工に伴う溝壁防護工の一連の検討手法とその結果、ならびに浅い深度での水和崩壊に対する対策方法について報告するものである。

2. 検討対象工事の概要

都市高速鉄道埼玉高速鉄道線は、赤羽岩淵駅を始点とし、浦和市大門までの約14.6kmを結ぶ都市高速鉄道

である。今回の検討は、この路線のうち南鳩ヶ谷駅（仮称）土木工事において行ったものである。図-1に路線概要と施工位置を、図-2に駅舎部の代表的な断面を

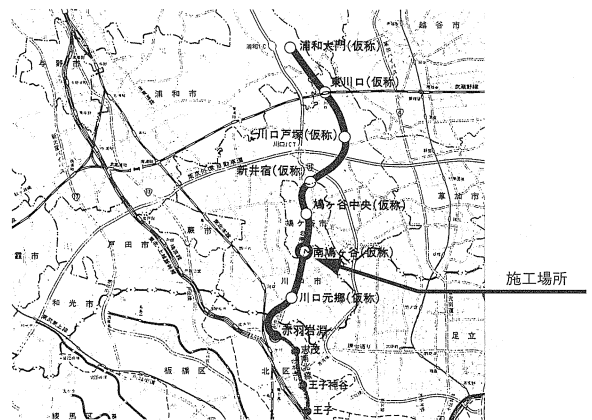


図-1 埼玉高速鉄道線路線概要

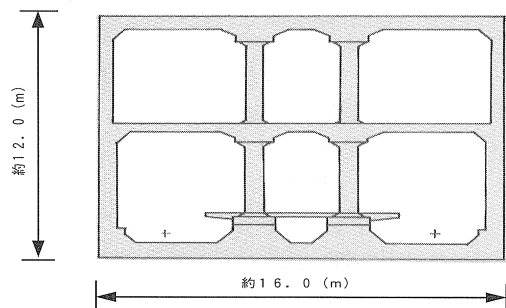


図-2 駅舎部の代表的な断面

*東京支店 **第一技術部 ***関東支店

それぞれ示す。

3. 溝壁安定解析の方法

3.1 溝壁安定解析手法¹⁾

地下連続壁の掘削溝壁の安定解析方法には、半円形すべり理論(計算法1)、三次元円筒すべり理論(計算法2)およびプロトジャコノフの理論(計算法3)の3つの方法が一般的に用いられている。これらの内、計算法3はすべり深度が深くになるにしたがって、安全率が一様に低くなり、現実の結果とそぐわない計算結果となる場合がある。このため、筆者らは溝壁安定性の検討に際して、計算法1および計算法2の2つの方法を用いて行った。

(1) 計算法1による解析方法

計算法1(半円形すべり理論)による解析は、図-3に示すような掘削壁面の安定機構によって溝壁の安定検討を行う。

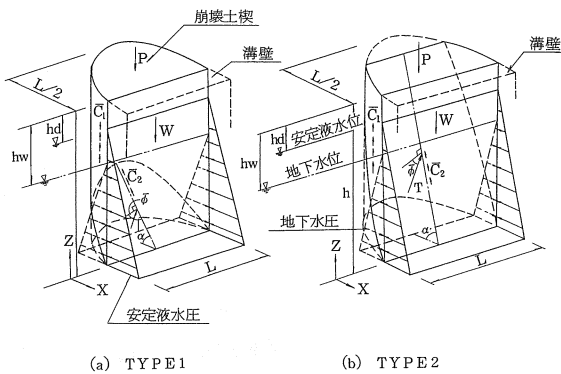


図-3 計算法1における掘削壁面安定機構

掘削壁面において、崩壊土塊の境界面に作用する力は、

- C1: 円筒側面に上向きに沿った粘着力
- C2: 底面に沿った粘着力
- T: 底面の垂線に対して角度φで作用する摩擦力
- ρ: 安定液密度、 ρ': 地下水密度
- W: 土塊自重、 P: 土塊上の上載荷重、
- α: すべり底面の傾斜角

とする。また、αは与えられた条件において最も安全側、言い換えると最も大きい安定液密度: ρとなるような値を与える。このαの値によって、図-3に示したように、崩壊土塊の形状はTYPE1およびTYPE2に分けられる。なお、安全率2以上で安全とされている。

(2) 計算法2による解析方法

計算法2(三次元円筒すべり理論)による解析は、図-4に示すような掘削壁面の安定機構を仮定する。抵抗モーメントとしてM1~M4を、また回転モーメントとしてM5~M7をそれぞれ考える。なお、安全率1.2

以上で安全とされている。

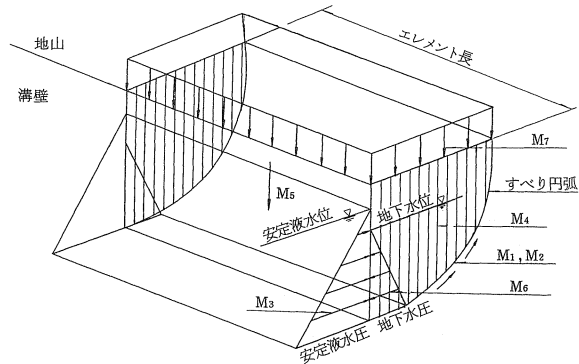


図-4 計算法2における掘削壁面安定機構

- M1: 円弧すべり面に沿う粘着抵抗モーメント
- M2: 円弧すべり面に沿う摩擦抵抗モーメント
- M3: 安定液静水圧による抵抗モーメント
- M4: 側面抵抗モーメント
- M5: 土塊重量による回転モーメント
- M6: 地下水圧による回転モーメント
- M7: 路面荷重による回転モーメント

3.2 解析条件

(1) 土質条件

溝壁安定解析に用いた土質条件は、表-1に示す通りである。GL-8m以深のシルト層の粘着力はC=5.0(tf/m²) {49.0kPa}であった。

表-1 土質条件

深度 (GL-m)	層厚 (m)	湿潤重量 (tf/m ³)	内部摩擦角 (度)	粘着力 (tf/m ²)	地層名	備考
0.8	0.8	1.75	0	2.5	粘土	地下水位以下の湿潤重量は水中重量を表す。
2.0	1.2	0.75	0	2.5	粘土	
5.0	3.0	0.90	30	0	細砂	
8.0	3.0	0.75	20	0	シルト質細砂	
23.0	15.0	0.65	0	5.0	シルト	
32.0	9.0	0.65	0	10.0	シルト	

{1tf/m²=9.8kPa} 地下水位: GL-0.8(m)

(2) 上載荷重の大きさ

地下連続壁の施工時に周辺地盤上に作用する載荷重は、各作業条件により以下のような荷重が考えられる。

- ①MHL掘削機による掘削作業施工時
- ②50t吊りクローラクレーンによる鉄筋カゴ建込み作業時
- ③道路解放時の車両通行荷重

検討の結果、①の荷重が最大荷重となるため、解析には①の荷重(2.8(tf/m²): {27.5kPa})を採用した。

3.3 事前解析結果

車道側の溝壁安定計算結果を表一2に示す。仮に、原地盤のままの地下連続壁の施工を行った場合、溝壁はGL-8.0m程度までの比較的浅い深度で崩壊の危険性が極めて高いと考えられる。

表一2 原地盤での溝壁安定計算結果(車道側)一覧

計算方法	すべり深さ(m)	最小安全率(Fs)
計算法1 必要安全率: ≥2.0	2.0	1.75
	5.0	0.59
	8.0	0.42
	12.0	1.19
	15.0	1.59
計算法2 必要安全率: ≥1.2	2.0	0.51
	5.0	0.79
	8.0	0.85
	12.0	1.15
	15.0	1.27

4. 原位置掘削試験

4.1 試験の目的

事前の検討において、特にGL-12.0mまでの深度で溝壁崩壊が予想されたため、実施工と同様な施工条件で試験掘削を現場付近で行い、溝壁の挙動を調査・検討することとした。調査項目は、以下の5点とした。

- ①溝壁崩壊の恐れがある土質の確認
- ②無載荷時の溝壁の挙動
- ③載荷時の溝壁の挙動
- ④スライムの沈降状況
- ⑤地下水の水位確認

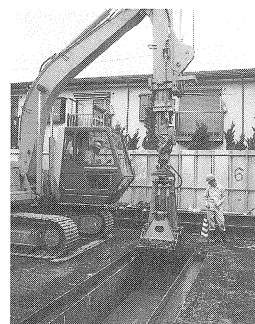
4.2 試験概要

掘削試験の概要および上載荷重の載荷順序を表一3に、試験掘削状況を写真一1に、載荷の状況を写真一2にそれぞれ示す。

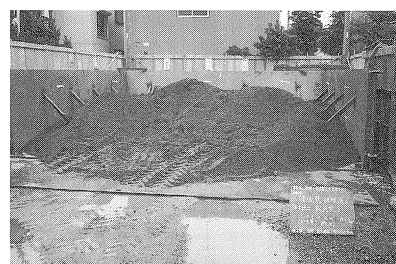
表一3 掘削試験の概要

項目	内容	備考
掘削幅	800 (mm)	-
エレメント長	6.3 (m)	5ガット(先行3ガット, 後行2ガット)
ガイドウォール	有	鋼材(H-300)により井桁にしてGL-0.9mまで築造(埋戻し土は、セメントによる改良を実施)
掘削深度	10.0 (m)	-
掘削重機	パイプクラム	-
載荷段階	無載荷+3段階載荷	無載荷→0.9 (tf/m ²) →1.8 (tf/m ²) →2.8 (tf/m ²) (各載荷段階8時間放置)
載荷方法	鉄板+再生砂(側鉄板併用)	再生砂の単位体積重量≒1.5 (tf/m ³)
載荷範囲	6.0×6.0 (m)	-
安定液比重	≒1.03	良液
目標安定液水位	GL-1.0 (m)	施工条件を勘案するとこれ以上水位を上げることは困難である
安定液種別	ベントナイト系安定液	・ベントナイト(浅間) 6.0% ・ボリマー(TP30) 0.1% ・分散剤(TF-E) 0.1%

{1tf/m²≒9.8kPa} {1tf/m³≒9.8kN/m³}



写真一1 掘削状況

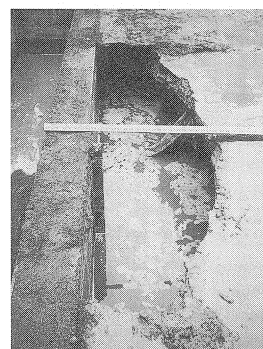


写真一2 載荷状況

なお、実測した地下水位は、当初の調査結果(GL-0.8m)よりも若干高く、GL-0.7mであった。

4.3 試験結果

掘削試験の結果、無載荷状態では明かな溝壁の崩壊は見られなかったが、第一段階での載荷(設計荷重: 0.9 (tf/m²) {8.83kPa})後、約3時間で溝壁の崩壊が始まった。崩壊部の地表面の状況を写真一3に、崩壊後7時間経過した時点の崩壊形状の推定を図一5にそれぞれ示す。崩壊のすべり面の深さは、約5m~8m付近であったと推測される。なお、崩壊開始後は新たな載荷は行っていない。



写真一3 崩壊時の地表面の形状

4.4 試験結果の考察

(1) 溝壁安定解析結果との比較

崩壊部の上部形状は、半円形状に近いものであった。ここで、溝壁測定結果と崩壊部の上部形状の調査結果をもとに、溝壁全体の崩壊形状を推定したものを図-5および図-6に示す。崩壊形状は、計算法1（半円形すべり理論）に近いものであった。また、ガイドウォールを設置するに伴い、セメントによる改良材を用いて埋戻したが、崩落はその部分より約80cm外側から発生している。この結果から、崩落の要因として懸念されたガイドウォール設置時の地盤の緩みは、無視できる結果であった。

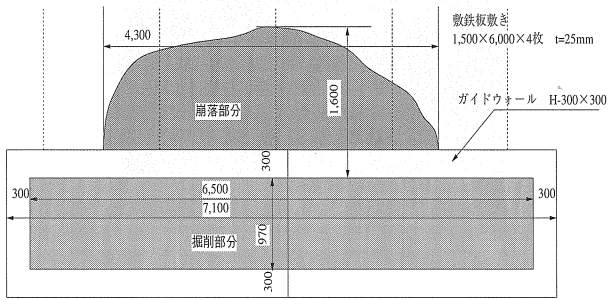


図-5 崩壊形状の推定図（平面図）

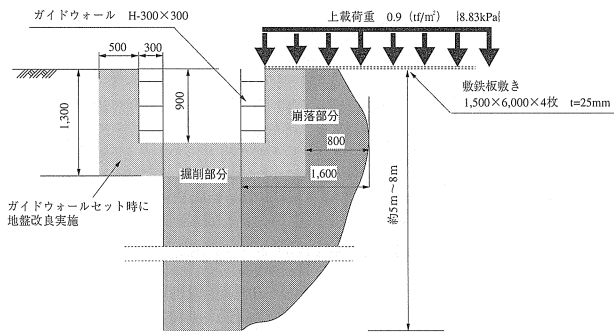


図-6 崩壊形状の推定図（断面図）

つぎに、上載荷重を変化させた溝壁安定計算結果を表-4に示す。ただし、地下水位はGL-0.7mとしている。この計算結果では、計算法1、計算法2ともに危険な安全率を算出している。先に述べた崩壊形状（計算法1：半円形すべり）の結果から、当該地盤の崩壊モデルは、計算法1が妥当であると考えられるが、今回の試験で、上載荷重0.9 (tf/m²) [8.83kPa] 程度で溝壁の崩壊が起こったため、必要安全率以下の安全率を算出していた計算法2の結果も無視できない。また、安定計算結果において、すべり面の深さが5m~8m付近の安全率が最も低かった（崩壊の危険が大である）ことは、両方の計算手法とも試験結果とよく一致していた。

表-4 安定解析結果の比較

すべり面の深度 (m)	必要安全率: 計算法1 (Fs) ≥ 2.0, 計算法2 (Fs) ≥ 1.2									
	計算法1 (比重 1.03)					計算法2 (比重 1.03)				
	上載荷重の値(tf/m ²)									
	2.8	2.0	1.0	0.5	0	2.8	2.0	1.0	0.5	0
2.0	1.39	1.72	2.42	3.05	4.11	1.40	1.69	2.28	2.77	3.52
5.0	0.54	0.61	0.75	0.83	0.94	1.04	1.15	1.34	1.44	1.56
8.0	0.42	0.46	0.53	0.57	0.62	0.90	0.95	1.04	1.09	1.15
12.0	1.46	1.58	1.76	1.87	1.98	1.18	1.24	1.33	1.38	1.43
15.0	1.97	2.10	2.31	2.42	2.55	1.28	1.34	1.42	1.46	1.49

{1tf/ m² =9.8kPa}

(2) 無載荷時の溝壁の安定性

解析結果からは、上載荷重がない場合でも計算法1、計算法2ともに危険な安全率を算出していたため（すべり面の深度8.0mで計算法1：安全率=0.62 ≤ 2.0、計算法2：安全率=1.15 ≤ 1.2）、上載荷重のない状態でも、溝壁崩壊の傾向がなかったどうかの検討を行った。

溝壁測定結果を見る限りでは、溝壁崩壊の傾向は読みとれなかったことから、スライムの堆積変化から溝壁崩壊の傾向を推測することとした。図-7に試験掘削完了直後から上載荷重載荷直前までの時間経過と掘削深度の変化より換算したスライムの堆積厚との関係を示す。

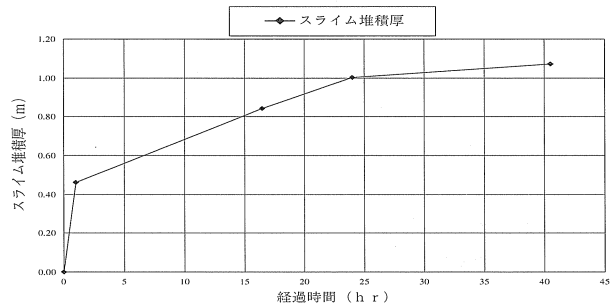


図-7 当試験のスライムの堆積厚の経時変化

一般に、スライムの沈降速度は、ベントナイト系安定液で4~5 (m/h)、ポリマー系安定液で8~10 (m/h)程度と報告されている²⁾。当試験に用いた安定液は、ベントナイト系安定液でことから、スライムの沈降速度は、4~5 (m/h)程度と仮定できる。当試験の掘削深度は、約10mであることから、スライムの沈降は3時間あれば完了すると思われる。

ところが、当試験の結果では掘削完了後1時間~24時間にかけてほとんど直線的にスライム堆積厚が増加している。さらに、掘削完了後24時間以降もスライム堆積厚が増加していることが分かる。これらの結果から、堆積物中にはスライム分以外の土砂分の存在が推定される。

また、バケット式掘削機では、砂質土層厚の4~8%程度が最終的なスライム堆積厚となると報告されている²⁾。

当試験においては、土質調査結果からGL-10mまでの砂質土層厚が約6.2mであることから、最終的なスライム堆積厚は、24～48cm程度となる。ところが、載荷直前のスライム堆積厚は、107cm程度測定されており、予想値の2倍以上であった。

以上の結果から、上載荷重のない状態でも局所的な溝壁の崩壊（肌落ち）があったと結論でき、安定計算結果との整合が図れる。

5. 補助工法の選定

地下連続壁掘削時における掘削溝壁の崩壊を未然に防ぐためには、以下の方法が考えられる。

- a) 安定液比重を大きくする
- b) 上載荷重を低減する
- c) 地下水位を低下させる
- d) エレメント幅を小さくする
- e) 地盤強度を上げる
- f) 安定液面を上げる

当工事の地盤条件および施工条件を考慮すると、c)、d)、e)の方法が適用できると考えられる。

①地下水位の低下

地下水位をGL-1.92(m)からGL-5.0(m)に低下させた場合を仮定した。

②エレメント幅の縮小

最大エレメント幅を6.0(m)から5.0(m)に縮小させた場合を仮定した。

③地盤強度の改善

溝壁防護工として、溝壁の脇に一軸圧縮強度を6.0(kgf/cm²) {588kPa} (粘着力C = 20 (tf/m²) [196kPa])³⁾とした柱列式地下連続壁(φ550mm, 杭下端GL-11m)を打設した場合を仮定した。

以上の仮定に基づいた溝壁計算結果を表-5に示す。なお、上載荷重はMHL掘削機施工時を想定した。計算の結果、柱列式地下連続壁もしくはそれに準ずる対策工法が適当であると判断され、さらに、柱列式地下連続壁が打設できない施工箇所(埋設管の近傍など)は、薬液注入工法を採用することとした。

表-5 溝壁安定計算結果

計算方法	すべり深さ(m)	最小安全率(Fs)			
		原地盤	①地下水位を低下	②エレメント幅を縮小	③SMW柱列壁の築造
計算法1	2.0	1.75	-	1.86	3.50
	5.0	0.59	0.82	0.53	4.35
	8.0	0.42	1.39	0.43	4.55
	12.0	1.19	2.21	1.28	4.08
	15.0	1.59	2.46	1.80	4.19
計算法2	2.0	1.75	0.52	0.39	1.86
	5.0	0.59	0.97	0.74	1.57
	8.0	0.42	1.25	0.87	1.27
	12.0	1.19	1.76	1.23	1.26
	15.0	1.59	1.85	1.39	1.32

6. 溝壁防護工法の決定

6.1 柱列式地下連続壁による溝壁防護工

柱列式地下連続壁による溝壁防護工で問題となるのが、杭長の決定方法である。図-8に示すように地下連続壁掘削中、柱列式地下連続壁の溝壁側は、安定液の液圧だけの支持となる。このような状態においては、一般的な山留めの根入れ長を算定する方法ではSMW柱列壁の根入れ長を決定できないため、根入れ長は経験的に決定されているのが現状である。今回、図-9に示すようにGL-8.0m以深の溝壁の安全率を計算によって細かく求め、根入れ長の算出を試みた。

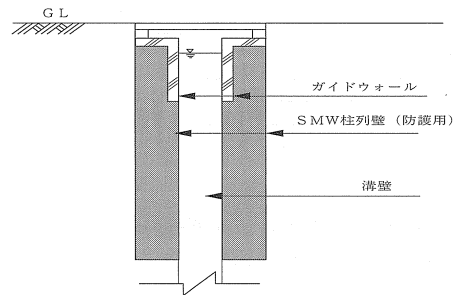


図-8 掘削の状況

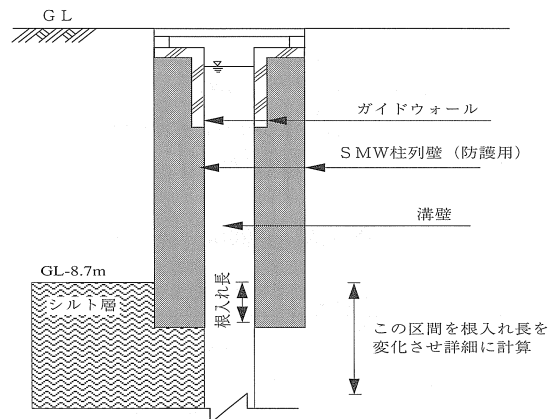


図-9 根入れ長の算出方法

計算結果の一覧を表-6に示す。計算の結果、計算法1では安全率が4を超えているため、根入れ長がなくとも安全であると言える。一方、計算法2では根入れ長がない場合には必要とされる安全率1.2を下回っている。

ここで、試験掘削の結果では、崩壊形状は計算法1に近い形状であることが確認されているが、地盤改良を行った場合、崩壊形状が計算法1に近い形状であるとは断定できないことや評価方法の違いを考慮すると、計算法2の計算結果も無視できない。また、これまでの溝壁防護工の場合、柱列式地下連続壁の根入れは、通常の場合、3m程度は確保している。さらに、車両の荷重の衝撃・変

動などの不確定要素も考慮する必要がある。

以上をまとめると、計算法2で安全率1.2を上回る根入れ長L=1mは最低限確保しなければならない。検討の結果、柱列式地下連続壁の根入れ長は、L=2m以上確保することに決定した。

表一六 根入れ長を変化させた場合の計算結果一覧

計算方法	すべり深さ (m)	最小安全率 (上載荷重 $q=2.8(\text{tf}/\text{m}^2)$ [27.5kPa])			
		根入れ長 $L=0\text{m}$	根入れ長 $L=1\text{m}$	根入れ長 $L=2\text{m}$	根入れ長 $L=3\text{m}$
計算法1	8.0	4.55	4.55	4.55	4.55
	9.0	4.29	4.40	4.40	4.40
	10.0	4.15	4.26	4.35	4.35
	11.0	4.08	4.18	4.27	4.36
	12.0	4.08	4.16	4.25	4.33
計算法2	8.0	1.27	1.27	1.27	1.27
	9.0	1.15	1.28	1.28	1.28
	10.0	1.18	1.20	1.32	1.33
	11.0	1.22	1.23	1.25	1.35
	12.0	1.25	1.27	1.28	1.30

6.2 薬液注入工法による溝壁防護工

溝壁の防護に必要な強度の計算は、表一七に示す条件に基づいて行った。薬液注入工法の場合は、改良幅を変更することによって、上載荷重条件に合致したより経済的な防護を行うことができるため、民地側と車道側との改良幅を変更することとした。ただし、薬液注入工法によって得られる地盤の粘着力を試験注入工事によって確認し、注入率35%でC=5.0 (tf/m²) [49.0kPa]、注入率30%でC=4.0 (tf/m²) [39.2kPa]と決定した⁴⁾。

表一七 検討条件

項目	仮定条件	備考	
薬液注入	工法名	二重管複相工法	Yu-s層およびYI-s層 (GL-2m~9.2m: YI-s層へ50cm)を改良する。ただし、注入率の調査および期待できる粘着力を得るために、施工現場で試験を行う必要がある。
	改良幅	可変	溝壁安定計算によって必要改良幅を算出
	改良地盤の設計強度	粘着力: C=3.0(tf/m ²), 6.0(tf/m ²)	民地側と車道側とも同一の薬液配合とする。
安定液	種別	ペントナイト系安定液	-
	新液比重	1.03	-
	液面高さ	GL-1.0m	-
上載荷重	民地側	上載荷重0.5(tf/m ²)+T-25荷重の民地側負担分の集中荷重	-
	車道側	上載荷重2.8(tf/m ²)	-
必要最小安全率	民地側と車道側とも所定の安全率を満足することを目標とする。	計算法1: 2.0, 計算法2: 1.2	
地下水位	GL-0.7m	掘削試験結果より	

$1\text{tf}/\text{m}^2=9.8\text{kPa}$

検討の結果、薬液注入工法による溝壁防護の改良幅を以下のように決定した。

民地側: 改良幅1.5m

車道側: 改良幅2.0m

7. 溝壁崩壊の状況

これまで述べてきたように、溝壁防護工を入念な検討のもとに施工したが、地下連続壁の施工中に溝壁の崩壊が発生した。以下、その内容について述べる。

7.1 溝壁崩壊の進行状況

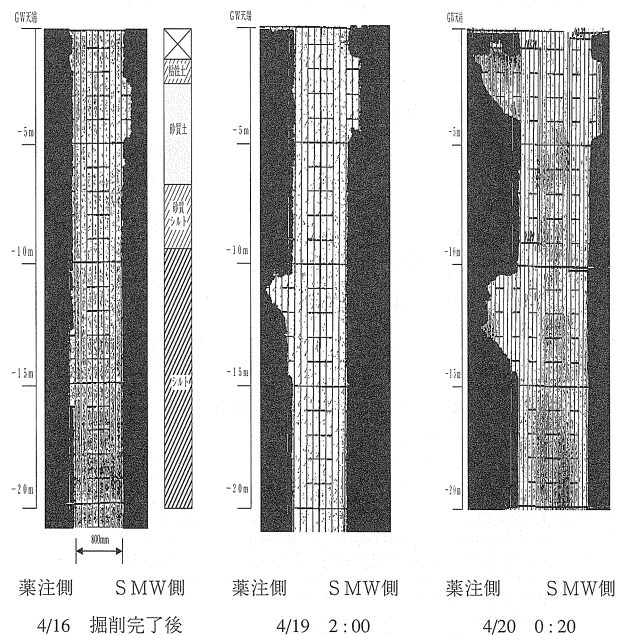
A-33エレメントの溝壁崩壊の進行状況を図一10に、また、A-38エレメントの溝壁崩壊の進行状況を図一11にそれぞれ示す。溝壁崩壊は、以下のように進化した。

- ①歩道側薬注下部 (GL-1.0~1.5m付近)の崩壊が始まる。
- ②崩壊が壁厚方向に進行し、歩道側薬注下部 (GL-1.0~1.6m付近)まで崩壊する。
- ③崩壊が壁厚方向にさらに進行し、薬注部が変形を引き起こし薬注上部が崩壊する。また、A-38エレメントでは車道側柱列壁下部 (GL-1.5m付近)も、若干、崩壊がみられた。

また、崩壊程度は仕切板の位置よりもガット中央部の方が、崩壊の奥行きおよび深度方向の崩壊長が大きい傾向にあった。なお、他のエレメントの崩壊もA-33およびA-38エレメントとほぼ同様の傾向であった。

時間的な観点からみると、先に実施した掘削実験と比較して崩壊に要する時間 (崩壊終了までの時間)は、かなり長いことが指摘できる。

なお、工事の安全と地下連続壁の品質確保を考慮して、溝壁が崩壊したエレメントは、発生土により埋戻しを行い、薬液注入工法によって固結させた後、再施工した。



図一10 A-33エレメントの溝壁崩壊の進行状況

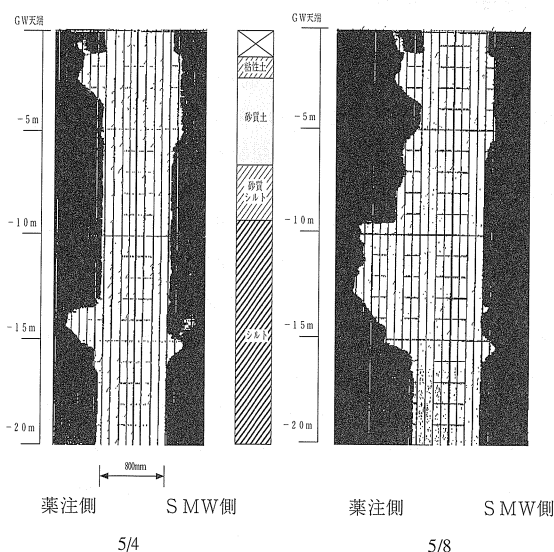


図-1-1 A-38エレメントの溝壁崩壊の進行状況

7. 2 溝壁崩壊の原因の推測

車道側SMW柱列壁および歩道側薬注部自体からの崩壊が認められなかったことから、SMW柱列壁工および薬液注入工の施工不良はなかったものと推察された。

今回の溝壁崩壊は、GL-1.0～1.6m付近のシルト層から崩壊が始まっている。一般的に、土層の粘着力が、 $C=3$ (tf/m²) [29.4kPa] 以上期待できれば、溝壁の崩壊は起こりにくいとされていることから、シルト層の粘着力不足が推察された。

7. 3 応急対策およびその結果

壁崩壊の応急対策として、以下の2点を採用し、施工を行った。

(1) 安定液比重の増加

安定液配合は、ベントナイトが6.0%含まれていることから、比重は1.03程度得られている。このベントナイト量を10.0%とすることによって比重は1.05程度となることから、若干なりとも溝壁の安定に寄与できるものと考えられる。ただし、ベントナイト量を10.0%とすると、柱列式地下連続壁および薬液注入地盤のセメント分に対して敏感に反応し安定液劣化が促進されるため、それを防ぐために分散剤の添加量を0.2%配合した。

(2) 安定液水位のかさ上げ

今回の崩壊したエレメントの施工は、溝壁安定検討結果に準じて安定液水位をGL-1.0m以上に維持して施工を行っていた。検討の結果、ガイドウォール端の止水処置等を強化することによってあと20～30cm程度、安定液水位をかさ上げすることが可能であるため、以後の施工は、安定液水位をGL-0.8m以上（できる限り高く）に

維持して施工を行うこととした。

しかし、以上のような対策を施したが、溝壁崩壊を防止することはもとより、溝壁崩壊に至るまでの時間の遅延効果もなかった。

8. 土質調査結果および溝壁崩壊原因の考察

8. 1 土質調査の概要

溝壁崩壊の原因追求とその対策工の立案のため、崩壊するシルト層を対象に土質調査試験を行った。土質調査試験の概要は以下の通りである。

①現地ボーリング調査期間 平成8年4月27日、
4月29日

②調査実施数量

調査ボーリング 孔径φ86mm、L=16m×2カ所
延32m

標準貫入試験 〃 1回

乱さない試料採取

(シンウォールサンプリング) 〃 15箇所

(GL-10m～-16.0m)

8. 2 土質試験結果

(1) 採取試料の状態

採取は、GL-9mより-17mまで連続的に行った。調査点2カ所ともGL-11～-12m程度までは縦方向に面状の薬液浸透が認められた。これは、本シルト層が元来有していた縦方向の亀裂面に沿って薬液が割裂浸透したものと推定される。サンプリングコアおよび三軸圧縮試験後の供試体の状況を写真-4および写真-5にそれぞれ示す。

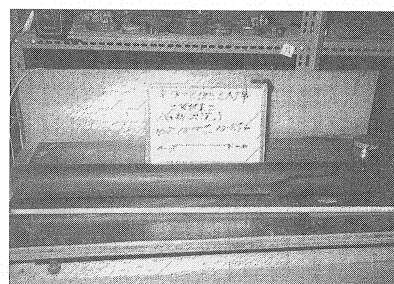


写真-4 サンプリングコアの状況

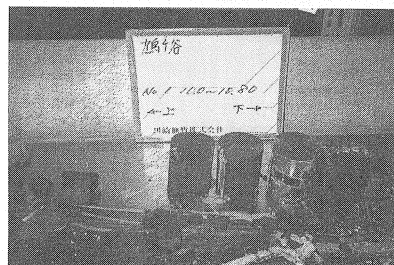


写真-5 三軸圧縮試験後の供試体の状況

(1) 溝壁崩壊の原因

今回の溝壁崩壊の原因は、シルト層中の亀裂に水が侵入することによって発生する水和崩壊（スレーキング）による粘着力低下が主要因によるものであると考えられる。また、崩壊の形状および崩壊の経時的変化を考慮すると、力学的なバランスが取れないための崩壊ではなく、部分的な粘着力低下による大規模な部分崩壊であると考えられるが、溝壁崩壊が左右対称に発生している場合もあり、高い地下水位に起因する溝壁全体のバランスの崩れによる崩壊現象であることも完全には否定できなかった。

(2) 溝壁崩壊の過程

当工事の溝壁崩壊の過程は、以下の通りであると考えられる。

- ①シルト層に掘削に用いる安定液のろ水が、亀裂に沿って侵入する。
- ②シルト層に水和崩壊が発生し、安定液に近い箇所から崩壊が始まる。
- ③崩壊面から、さらに安定液のろ水が亀裂に沿って侵入し、水和崩壊場所を増大させる。
- ④溝壁の崩壊が、力学的に安定な状態まで進み崩壊が終了する。

9. 水和崩壊対策の内容および実施結果

9.1 対策の考察

溝壁崩壊を防止あるいは溝壁崩壊に至るまでの時間の遅延対策の方法は、シルト層へのろ水の侵入防止あるいは安定液比重の増加であり、その方法としては、以下の3点が考えられる。

- ①安定液比重を増加させる。
- ②安定液のろ水の浸透を低下させる。
- ③新たな地盤改良を施し、シルト層への安定液のろ水侵入を物理的に防止する。

9.2 安定液による対策およびその効果

(1) 安定液比重の増加

高比重安定液の比重は、最高で1.15程度である。高比重安定液は、ポリマー系安定液をベースとし、加重材として非膨潤性粘土または非膨潤性ベントナイトを10数%添加することによって作液することができる。溝壁の崩壊が力学的なものや水和崩壊が比較的深い深度でおこる場合に、その対策として用いられることがあり、その効果も確認されている⁵⁾。

しかしながら、当工事のようなベントナイト系安定液のままでは高比重安定液を適用することが難しい。そのため、当工区に使用している安定液中のベントナイト濃度を10%とすることによって、比重を1.05程度以上と

し、溝壁の状況を観察することとした。仮に、この対策（ベントナイト系安定液で比重を上げる）によって、溝壁崩壊が若干でも遅延する傾向がみられれば、ポリマー系安定液をベースとした高比重安定液を使用することによって、溝壁崩壊は防ぐことができると考えられた。

結果は、前述したようにこの安定液（ベントナイト系安定液：比重1.05程度）による溝壁崩壊は遅延する傾向はなかった。

(2) P H P A系安定液（比重：1.02）の使用

P H P A（Partially Hydrolyzed Poly Acrylamide：部分加水分解型ポリマー）は、図-15に示す分子式のように、アクリルアミドとアクリル酸の共重合体（コポリマー；Copolymer）である。

当社が開発したP H P Aを使用した安定液（P H P A系安定液⁶⁾⁷⁾は、従来の安定液とは異なり、非分散系懸濁液の要素を取り入れた安定液である。

P H P A系安定液の特徴は、以下の4点にある。

- ①優れた選択凝集性を有する
- ②水和抑制機能を有する
- ③イオン分（陽イオン）劣化に対して凝集を起こさない
- ④逸泥防止剤としての機能を有する

今回は②の水和抑制機能を利用し、スレーキングを起こしているシルト層へ、このP H P Aをろ水として浸透させ、スレーキングの進行を遅延させるためにP H P A系安定液を使用した。

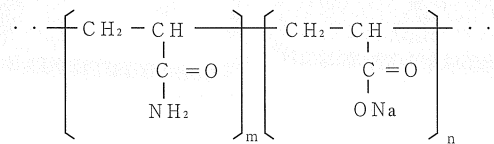


図-15 P H P Aの分子式

P H P A系安定液の施工は、先行エレメントのA29とA49、後行エレメントのA44とA36で施工を行った。ただし、A44とA36の施工は中抜きガットのみ（先行部分のベントナイト系安定液と混合）である。

施工の結果、A29は崩壊したが、A49は完全に自立し溝壁の崩壊はみられなかった。また、後行エレメントのA44とA36では先行部分の施工で崩壊していた状況は進行せずに掘削を完了した。

以上の結果から、P H P A系安定液は溝壁崩壊の遅延効果がある程度期待できると結論できた。この遅延効果は、ろ水の成分にP H P Aが入り込むことによってシルト層の親水性の大きい部分をコーティングして水和崩壊を抑制すること（水和抑制）から得られているものと推察された。

(3) 高比重P H P A系安定液 (目標比重: 1.07)

P H P A系安定液の使用結果は、計画配合のベントナイト系安定液 (ベントナイト量: 6%) および比重を増加させたベントナイト系安定液 (ベントナイト量: 10%) よりも、溝壁の安定度は増したといえる。溝壁の崩壊状況を考慮すると、微妙なバランスのところ、溝壁が崩壊している。

ベントナイト系安定液 (ベントナイト量: 10%、比重: 1.05) の施工結果より、安定液比重だけの増加は、今回の崩壊原因からするとその効果は期待できないと考えられる。しかしながら、P H P A系安定液の比重を上げることができるならば、更なる溝壁の安定に寄与できる可能性がある。

検討の結果、大阪地方でみられる洪積粘土層 (M a 12) などの崩壊防止に用いられる高比重安定液の配合を変更し、さらにP H P Aを加えたものが最適であると推測された。なお、この大阪地方でみられる洪積粘土層は、粘着力 ≥ 5 (tf/m²) 以上を有し、剥離崩壊する特殊な固結粘土であり、その崩壊状況は板状に崩壊する粘土である。

試験練りの結果、高比重P H P A系安定液の配合は、コンクリート打設時の置換性を考慮し、表-9示すように決定した。なお、今回採用するC aベントナイトは、非膨潤性のベントナイトである。また、分散剤はP H P Aの選択凝集効果については阻害する働きがあるが、今回のように、P H P Aの地盤中への浸透および水和抑制効果には影響がないと判断できるため、粘性低減のため採用した。

表-9 高比重P H P A系安定液の計画配合

ベントナイト (豊洋250#)	1.0 (%)
C a系ベントナイト (クニボンド)	12.0 (%)
ポリマー (低粘度CMC) (TP-30L)	0.2 (%)
分散剤 (テルフローE)	0.2 (%)
P H P A (スパーコート)	0.1 (%)

施工の結果、A 2 5およびA 4 7は若干の肌落ちがみられたが、従来のような大規模な溝壁の崩壊はみられなかった。また、A 5 3については完全に自立し、溝壁の崩壊はみられなかった。なお、A 5 3およびA 4 7の施工から地下水の排水を併用している。

以上の結果から、高比重P H P A系安定液は、溝壁崩壊の遅延効果がかなり程度期待できると結論できた。また、一般に高比重安定液で懸念されるスライム沈降の遅延は、ほとんど見られず、順調に施工を行うことができた。

ここで、一連の対策工を施したエレメントと対策工の内容およびその効果の一覧を、表-10に示す。高比重

のP H P A系安定液を使用することによって、溝壁の崩壊は防止することが確認できた。

表-10 溝壁崩壊対策工の実施概要およびその効果

項目	施工エレメントおよび評価								総合評価
	A38他	A29	A49	A44	A36	A25	A53	A47	
対策工の内容									
安定液の変更									
ベントナイト系安定液 (比重: 1.05)	×	-	-	×	×	-	-	-	×
P H P A系安定液 (比重: 1.02)	-	×	◎	○	×	-	-	-	○
高比重P H P A系安定液 (目標比重: 1.07)	-	-	-	-	-	○	◎	◎	◎
備考	* 1	-	-	* 2	-	* 3			

- ×: 効果なし、○: 効果あり (肌落ちがあった)、◎: 効果あり
- * 1: 5月19日施工分までのエレメント、18エレメント中17エレメントが崩壊。
- * 2: 中抜きガットのみP H P A系安定液で施工。
- * 3: 先行エレメント解放長を6.4m→5.9mに変更して施工。

9. 3 地盤改良による対策およびその効果

(1) 地盤改良試験

高比重のP H P A系安定液を使用することによって、溝壁の崩壊は防止することができたが、安定液だけの調整による溝壁の崩壊防止は非常に微妙なバランスの上で成り立っていることが、同じP H P A系安定液の比較で理解できる。当工事場所のように通行車両による上載荷重の変動が大きい上に、一旦、溝壁崩壊に伴う道路陥没が発生した場合の社会的被害の大きさを考慮すると、抜本的な対策 (地盤強度の増加など) を行うことが必要である。

そこで、スレーキングを起こすシルト層に対して、薬液注入工法による地盤強度を改善し、その効果を調査することとした。薬剤の違いによる溝壁防護効果を把握するために、溶液型薬剤 (注入率30%) を用いた場合 (A 1 9、A 2 3) と懸濁型薬剤 (注入率30%) を用いた場合 (A 2 7) で施工を行った。その概要を表-11に示す。

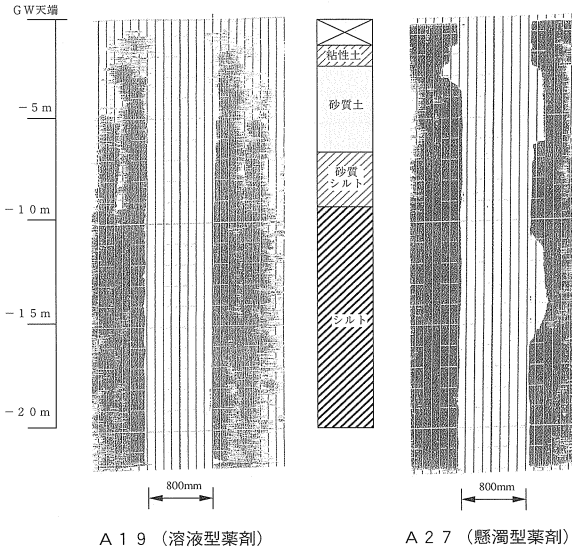
表-11 薬液注入工法の概要

	注入方法	使用薬剤	対策を施したエレメントNo
溶液型薬剤 (注入率30%)	二重管スレーナ (複相式) 工法	エスアイスパー-30-S エスアイスパー-30-L	A 1 9、A 2 3
懸濁型薬剤 (注入率30%)	二重管スレーナ (単相式) 工法	エスアイ-GS	A 2 7

(2) 試験結果

図-16にA 1 9 (溶液型薬剤) とA 2 7 (懸濁型薬剤) の掘削後の溝壁測定結果を示す。なお、安定液は当初使用していたベントナイト系安定液を使用した。溝壁測定結果より、溶液型薬剤を用いた場合には溝壁は完全

に自立するのに比べて、懸濁型薬剤ではかなり大規模な崩壊が発生していることが分かった。



図一 16 薬剤の違いによる施工結果

(2) 試験結果の考察

シルト層や粘土層に対する薬液注入ではその注入状態は割裂注入になり、脈状に固結している。一般に、粘性土地盤では溶液型薬剤よりも、より固結時の強度の高い懸濁型薬剤の方が改良効果は上がるといわれている⁴⁾。これと相反する結果になっている前述の一般論と今回の溝壁測定結果との関係について考察した。

一般に、薬液注入工法における溶液型薬剤と懸濁型薬剤の強度特性と浸透性は以下のような関係になる。

強度特性：溶液型薬剤 < 懸濁型薬剤

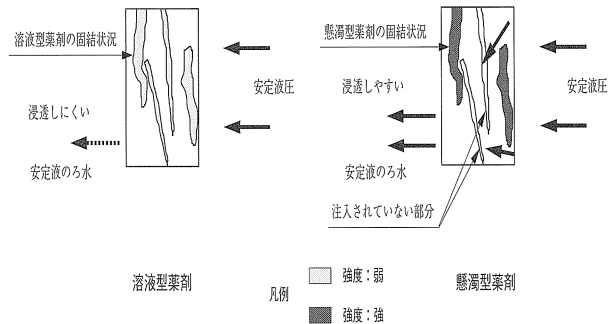
浸透性：溶液型薬剤 > 懸濁型薬剤

この関係と安定液のろ水の浸透性の違いを想定して模式的に図一 17 に示す。

今回の注入結果においては、スレーキングを起こすシルト層の細かい地盤中の亀裂に対して、溶液型薬剤はほぼ浸透し、懸濁型薬剤は注入されなかった亀裂が存在すると考えられるため、安定液のろ水の浸透防止には溶液型薬剤の方が有利であったと考えられる。当該シルト層の特性から、安定液のろ水の浸透防止がある程度可能であれば、溝壁崩壊の遅延には十分であるため、溶液型薬剤の方が溝壁崩壊防止効果が高かったものと推測できる。

なお、注入率を上げれば懸濁型薬剤も溶液型薬剤と同様な効果が上げられるかどうかは実証実験を行わなければ断定できないが、懸濁型薬剤の特性から細かい地盤中の亀裂には入り込みにくいため、効果はあまり期待できないと推測できる。

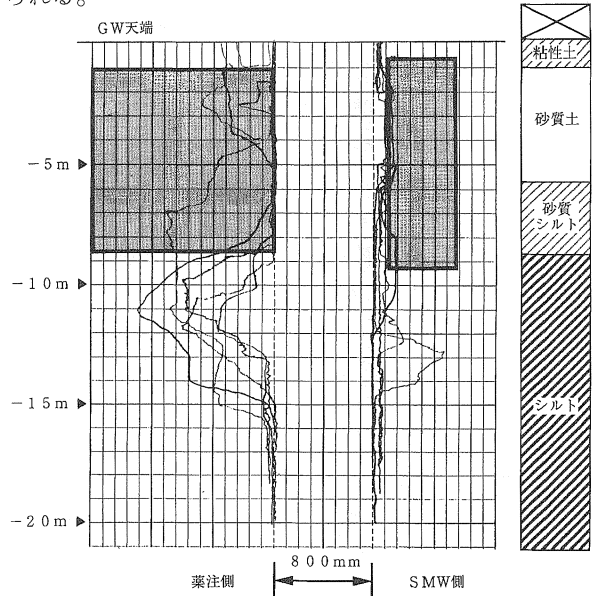
よって、今回の薬液注入工法による溝壁防護には、溶液型薬剤（注入率 30%）を採用した。



図一 17 薬剤の違いと安定液のろ水の浸透性の想定模式図

(3) 薬液注入の深度

これまでの溝壁崩壊の状況を図一 18 にまとめて示す。溝壁の崩壊は、薬液注入側（民地側）ではGL-16.0m付近までで起こっていることが分かる。この結果より、GL-17.0m まで薬液注入による地盤改良が必要であると考えられる。



図一 18 溝壁崩壊の状況

9. 4 柱列式地下連続壁による対策

柱列式地下連続壁を打設し、シルト層への安定液のろ水侵入を物理的に防止することによって、薬液注入工法と同様の効果を期待する意図から、柱列式地下連続壁による防護工の場合、GL-17.0m まで根入れすることとした。

その結果、十分な効果を発揮し溝壁の崩壊は起こらなかった。

10. 水和崩壊現象についての考察

前章で述べたように、以下の対策を行った結果、溝壁の崩壊を防ぐことができた。

- ①柱列式地下連続壁を施工できる箇所については、根入れをGL-17.0mとした。
- ②柱列式地下連続壁を施工できない箇所については、GL-17.0mまで溶液型薬剤を用いた薬液注入による地盤改良を行った。
- ③柱列式地下連続壁および薬液注入ができない箇所（工程上、著しい遅延を伴う施工箇所）については、高比重P H P A系安定液を用いた。

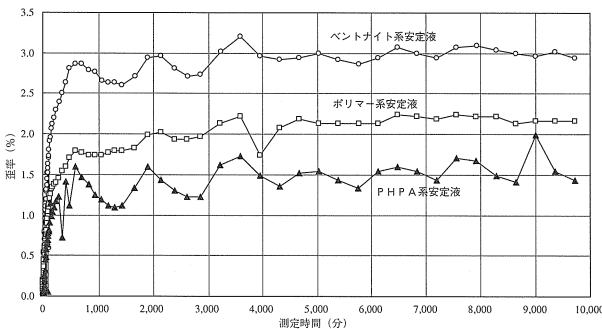
しかしながら、当工事の溝壁崩壊原因である水和崩壊現象を引き起こすためには、膨潤性の粘土鉱物が存在するはずである。ここで、当工事の水和崩壊現象についての原因を再度考察する。

(1) L S Mによる試験結果

崩壊したシルト層のコアサンプルから作製した供試体を表一8に示した各安定液中に浸漬させながら、L S M (Linear Swell Meter) による変形状態の測定を行った。ただし、L S M試験に用いた供試体は微細に粉碎し、高压下で再度固結させたものである。図一19に測定結果を示す。安定液の違いによって歪率の大きさは以下のような関係であった。

ベントナイト系安定液 > ポリマー系安定液 > P H P A系安定液

試験に用いた供試体は微細に粉碎し、高压下で再度固結させたものであるため、供試体内に亀裂が残存している可能性は低い。したがって、シルト層自体に膨潤性粘土鉱物が存在する可能性がある。



図一19 L S M試験結果

(2) X線解析結果

先に行ったX線解析の精度を上げるため、水簸（水力分級）させた状態で、X線解析を行った。結果としては、膨潤性粘土鉱物は検出されなかった。

(3) M B C試験結果

M B C (Methylene Blue Capacity) 試験の結果を表一12に示す。測定の結果、M B C値は9.5 (meq/100g)であった。

表一12 M B C試験結果

	鳩ヶ谷崩壊シルト層	破碎性泥岩の値 ⁸⁾
M B C値 (meq/100g)	9.5	0~3

eq : equivalent (当量)

(4) C E C試験結果

C E C (Cation Exchange Capacity : 陽イオン交換能) 試験結果を表一13に示す。比較として神奈川県内の活性化の比較的低い泥岩の値を示す。鳩ヶ谷崩壊シルト層の活性は比較的高いと考えられる。

表一13 C E C試験結果

	鳩ヶ谷崩壊シルト層含有量 (meq/100g)	比較値 (泥岩) 含有量 (meq/100g)
C E C	29.58	12.65
C a	33.96	18.29
M g	9.60	3.39
K	4.47	2.99
N a	11.79	4.41

(5) 各試験結果の考察

各試験結果の結果を表一14にまとめる。検討の結果、鳩ヶ谷崩壊シルト層には非晶質の膨潤成分を含む可能性がある。溝壁崩壊の原因であるスレーキングは、地下連続壁の安定液中のろ水が地盤中の亀裂に沿って浸透し、非晶質の膨潤粘土⁹⁾ (Crystalline clay または Amorphous) が膨潤したため引き起こされたと考えられる。

表一14 各試験結果のまとめ

試験名	L S M試験	X線解析試験	M B C試験	C E C試験
試験結果	P H P A系安定液が最も歪みを生じなかった	膨潤性粘土鉱物を検出できなかった	9.5 (meq/100g) 一般的な値よりもやや大きい。	活性化の度合いはかなり大きい

11. まとめ

(1) 溝壁防護工の計画手法について

- ①溝壁安定計算から算出された安全率は、実際の溝壁崩壊現象と比較的良く一致する。

②当該工事場所の溝壁崩壊形状は、地中連続壁基礎協会で定める計算法1に近いものであった。

③柱列式地下連続壁による防護工において、根入れ長の算定には、計算法2を使用すべきである。

(2) 溝壁崩壊現象について

①今回のように比較的浅い深度での溝壁崩壊には、高比重安定液だけでは効果はなかった。

②P H P A (水和抑制剤) は、水和崩壊に対して有効であることが確認できた。

③今回の溝壁崩壊現象は、地盤中の亀裂の存在と非晶質の膨潤成分の存在が主要因であると考えられる。

最後に、近年、特殊な施工条件・土質条件下での地下連続壁の施工が多くなってきている。今回の報告が、今後の地下連続壁の計画および施工に生かされることがあれば、筆者らの望外の喜びである。

謝 辞

溝壁防護工の立案および溝壁崩壊検討・対策工の実施にあたって、帝都高速度交通営団南部工事事務所の皆様には貴重な御助言ならびに多大な御協力を頂きました。紙面を借りまして深謝致します。

また、各種調査・検討・施工に御協力していただきました関係各位に感謝いたします。

参考文献

1) 総合土木研究所：地中連続壁基礎工法ハンドブック 施工編、6.3章、pp.62-67

2) (社)地盤工学会：連続地中壁工法、現場技術者のための土と基礎シリーズ、No.15、6.5章、pp.132-144

3) S M W技術研究会：550 S M W連続壁標準積算資料、pp.141

4) (社)地盤工学会：薬液注入工法の調査・設計から施工まで、現場技術者のための土と基礎シリーズ、No.9、pp.85-88

5) 高盛善雄：特殊地盤でリバーシ系掘削機を使用した連壁工事の安定液と配合、基礎工、No.11、1995

6) 北本ほか：選択凝集性安定液の実施工への適用、土と基礎、Vol.42、No.3、pp.13-18、1994.3

7) 北本ほか：特殊条件下での地下連続壁の施工(その2)、五洋建設技術研究所年報、Vol.25、pp.129-136、1995

8) 沖野文吉：ボーリング用泥水、技報堂、pp.185

9) 須藤俊男：粘土鉱物学、岩波書店