

災害調査報告書

農業用水路工事現場における 土砂崩壊災害の原因調査

独立行政法人

労働安全衛生総合研究所

目 次

1	はじめに	1
2	災害の概要	1
3	災害調査の結果	2
3.1	現地調査	2
3.2	現場付近の地質（調査図によるもの）	3
3.3	簡易動的コーン貫入試験結果	3
3.4	採取試料の分析結果	4
3.5	一面せん断試験結果	10
3.6	崩壊の機序の検討	11
3.7	円弧すべり面法による解析結果	14
3.8	地質調査会社の資料に基づく検討結果	21
4	災害発生原因、再発防止策等	24
4.1	災害発生の原因	24
4.2	再発防止策	24
5	参考文献	25

1 はじめに

農業用水路工事現場において発生した土砂崩壊災害に関して、行政機関と連携の上、災害原因調査を行ったのでその結果について報告する。

2 災害の概要

(1) 被災者

死亡 3 名

(2) 工事の概要

長さ約 778 メートルの農業用管水路を設置・埋設するもの。

(3) 災害発生状況

被災者 3 人は 1 次下請の甲社の労働者であり、被災者らは地表から深さ 4 m 程掘削した場所において、水路管を設置する作業を行っていたものである。災害発生時、当該現場においては被災者らの他、同社労働者 A が法面の角度を確認しており、ドラグ・ショベルの運転手は災害発生現場付近の土砂を掘削して、不整地運搬車に土を積み込む作業を行っていた。

管布設作業の一部であるシート張り作業は、管が地盤沈下しないための作業であり、その手順は、次のとおりであった。

- ① ドラグ・ショベルにより、約 4 メートルの深さまで掘削する。
- ② 掘削箇所の法面を約 60 度に形成した後、幅 8 m、長さ 10m のシートを掘削後の地面を中心に両側が均等になるよう敷き、両法面にシートを仮止めする。
- ③ 砂利をドラグ・ショベルのバケットで掘削後の地面に敷き、小型ローラーで転圧する。
- ④ 農業用水路用管をドラグ・ショベルで転圧した砂利の上に下ろす。
- ⑤ 既設の管と新たに下ろした管を接続し、再度管の上面まで砂利を敷き詰め、小型ローラーで管の周りの砂利を転圧する。
- ⑥ 両法面に仮止めしたシートを取り、管を包むようにシートをたたむ。

被災者 3 人は、水路管設置作業の一部であるシート張り作業の内、上記②の作業を 3 人で行っていたところ、3 人が作業をしていた法面上部にいた労働者 A は、自分の立っている地面が動き出したことから、法面のシート仮止め作業を行っていた被災者 3 人に対し、「逃げろ。」と叫んだ。この声を聞いた 3 人は、急いで作業を行っていた反対側の法面に向かったが、3 名とも顔以外の身体が土砂に埋まってしまったものである。なお、A は逃げて被災しなかった。

また、法面上部に積まれた土砂は、災害発生日前日の管敷設の為に掘削した土砂であり、砂利を敷きシートを設置した後に埋め戻すため、掘削場所近くの法面に積んでいた

ものであり、災害発生当日掘削した土砂は全て他の場所に不整地運搬車で運搬していたとのことである。

(4) 災害発生現場の地層等について

崩壊した箇所直下の地点の地層を測定したところ、

- ① 地表から 80 センチメートルは赤土、砂利の層であった。
- ② 地表 80 センチメートルから 184 センチメートルは粘土の層であった。
- ③ 地表から 184 センチメートルより下は泥炭の層であった。

なお、災害発生場所に湧水は認められていない。

(5) 建設現場図面における災害発生現場の土質は以前に実施したボーリング調査によると泥炭層となっている。

発注者が作成した図面においては、保安スペースとして掘削箇所の底面から 45 度勾配を取った地点（法面の上端より 2 m 離れた地点）より外側に土砂を積み込むよう計画していた。

3 災害発生原因の調査結果

調査は、現場全体の概観把握を行うとともに、3ヶ所から地盤試料の採取（2ヶ所でシンウォールサンプリングを実施）及び簡易動的コーン貫入試験を3ヶ所で行った。

ここでは、これら調査の分析結果等とともに、施工図及び災害後に測量された図面により、解析を行った結果などについて述べる。

3.1 現地調査

調査の結果、当該現場の状況の特徴的な事項を挙げる。

(1) 崩壊状況の外観

救出のため一部地盤は除去されていたが、その他は、災害当時の状況をほぼ維持していたと思われる。崩壊側の斜面は移動しているものの法肩、斜面の形状はそのまま残っていた。さらに既設の管が崩壊地盤の上にあり、掘削底部にあった管が崩壊時に押し上げられていたと考えられた。法先又は底部からの円弧すべり崩壊が起こったと考えられる状況であった。

崩壊せず残った側の掘削斜面の傾斜角度はほぼ施工計画どおりであった。

(2) 地盤の状況

泥炭の特徴を示す水と練り返すと流動化する軟弱な地盤であった。水分がある箇所は足が容易に埋まり、一旦埋まるとなかなか抜けない状況であった。

救助箇所付近の地盤内にコンクリートの破片が認められるなど、掘り返された痕跡が

認められた。

3.2 現場付近の地質（地質図によるもの）

災害現場付近の地質調査図によると災害現場付近は、河川の氾濫原堆積物や泥炭地帯であることがわかる。

3.3 簡易動的コーン貫入試験結果

簡易動的コーン貫入試験結果を N 値に換算したものを図-1 に示す。試験 1（崩壊箇所から約 1 m 離れた法肩）と試験 2（崩壊箇所内部の救出の際に掘られた部分）の測定位置は、崩壊が起こった法肩側である。試験 3 は崩壊しなかった側の法肩で行った。なお、図の縦軸の深さは、現地の地表面の高さを 0m としている。

3ヶ所の試験箇所とも、N 値は約 4 以下であり、軟弱な地盤であることがわかる。3ヶ所の地盤強度を較べると、試験 3（崩壊しなかった側）が若干ではあるが地盤強度が高く、試験 2（崩壊部：救出箇所）が最も地盤強度が低いことがわかる。

掘削部の両側では、地盤強度分布が異なっており、均一な地盤でなかった可能性がある。

なお、間隙水圧の影響から軟弱地盤には動的試験は必ずしも適した試験ではないが、異なった位置での地盤強度の比較やおおよその強度分布を知るのには十分であると考えられる。

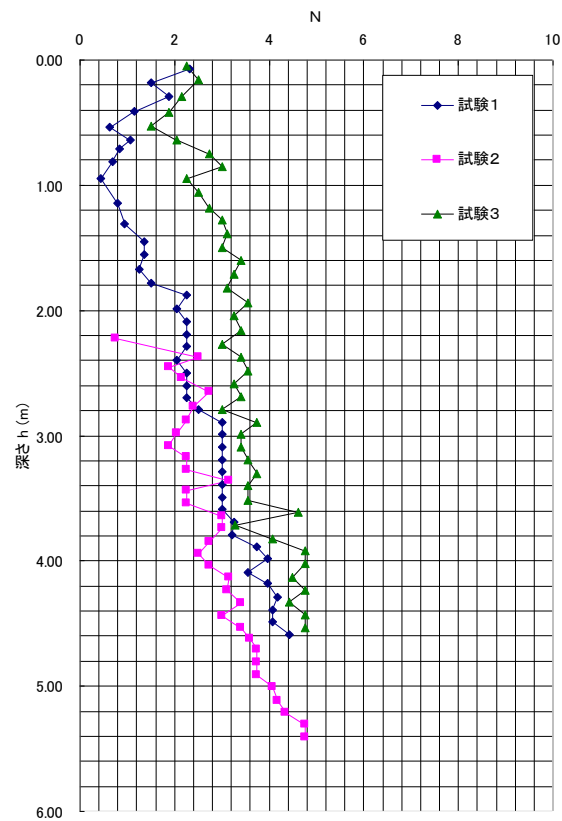


図-1 現場の N 値分布（動的コーン貫入試験結果を N 値に換算）

3.4 採取試料の分析結果

試料の採取は崩壊部の A、B 及び C の 3 箇所で行った。今回、行った試験は、粒度試験、コンシステンシー試験、高有機質土の分解度試験（ファンボスト法）、土の有機炭素含有量試験、一面せん断試験である。

A：崩壊土塊の内部（救出のために掘削されたため表面に出ていた部分、上部）

B：崩壊土塊の内部（救出のために掘削されたため表面に出ていた部分、下部）

C：崩壊土塊の先端（対面の斜面とぶつかっていた箇所）

なお、シンウォールサンプリングは、上記の B と C の箇所で行った。

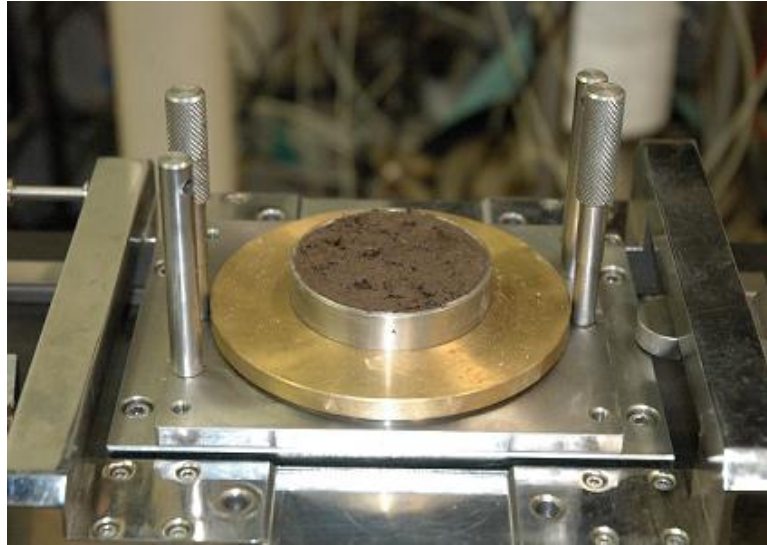


写真-1 一面せん断試験装置へのセッティング

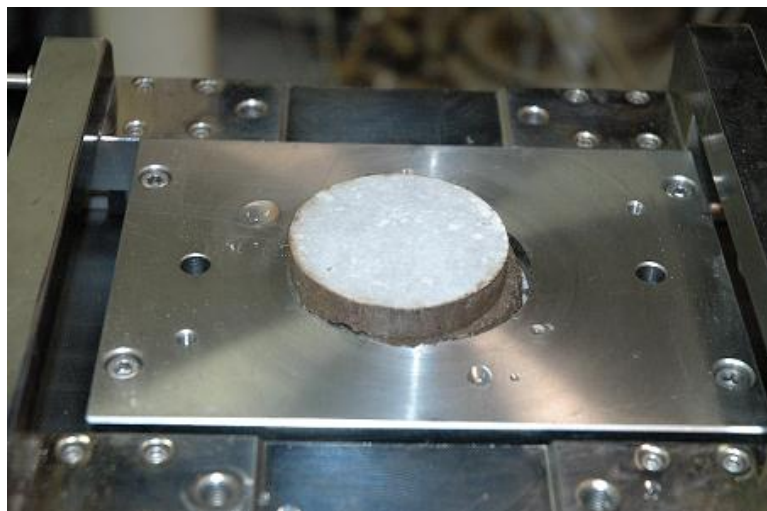


写真-2 試験後の供試体

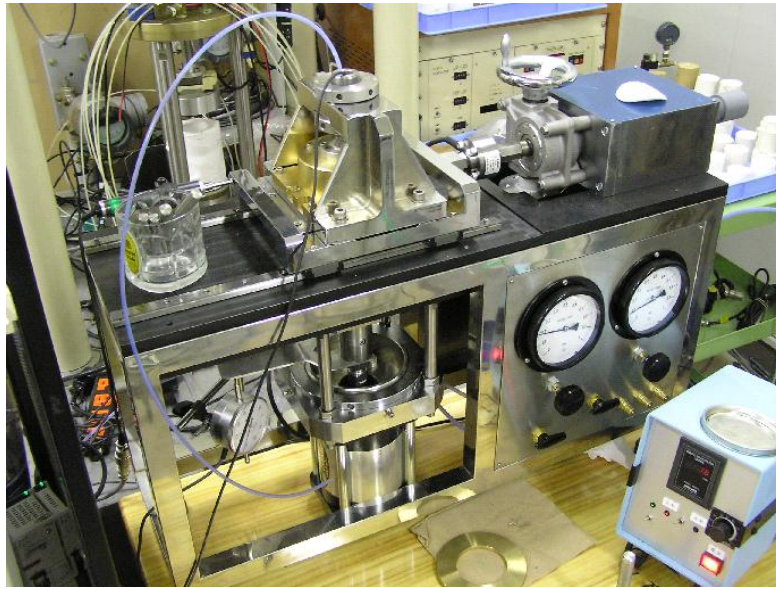


写真-3 一面せん断試験装置

(1) 採取試料の物理試験結果

表-1 に土の粒度試験結果、表-2 に試験結果の一覧、表-3 に高有機質土の分解度試験（ファンポスト法）及び表-4 に土の有機炭素含有量試験結果を示す。

採取試料 A は、採取土の外観を詳細に観察すると 2 種類の異なった土であることがわかった。そのため、A を A①と A②の 2 つに分けて分析を行った。その結果、A①と A②は全く異なった性質を持つことが判明した。

試料 A②と B は、表-1 の下部に示した粒径加積曲線からもわかるように A②と B の粒度分布はほぼ似通ったものとなった。その一方で、A①と C は、有機物が多く含まれていたため粒度試験の実施を途中で中止した。

表-2 に示す自然含水比を見ると、A①が約 300、C が約 420 と高含水比である。これは、有機物が多くあるため、その有機物繊維内等の間隙に多量の水分が蓄えられているためと考えられる。A①、C の両者とも塑性指数が 200 を超えており、高塑性な土に分類され、典型的な泥炭の特徴を示している。

表-3 に示すファンポスト試験結果から、「黒泥（泥炭が分解し始めたもの）」に A①が該当し、C が「泥炭」と分類出来る。一方、A②は粘土、B はシルトに分類される。

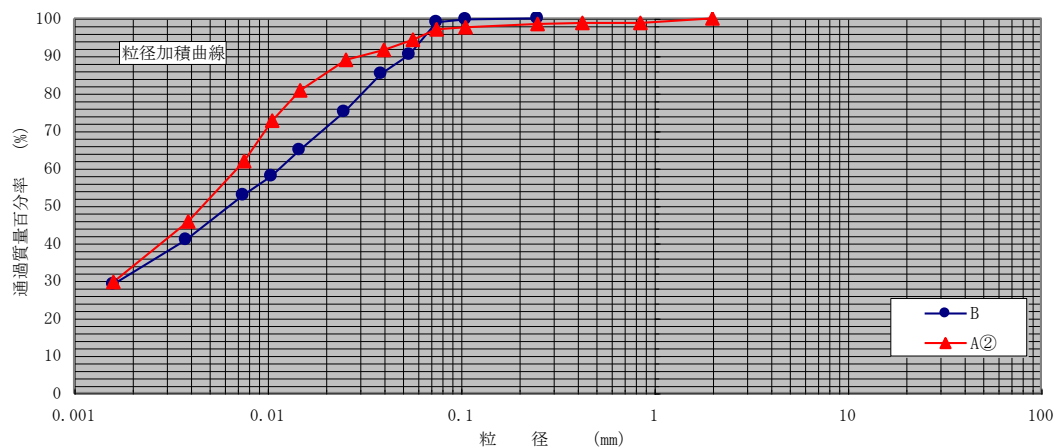
表-4 に示す土の有機炭素含有量を見ると Ph が 5 程度であり酸性度が強いのも泥炭の特徴を示している。

表-1 粒土試験結果

JIS A 1204 JGS 0131	土の粒度試験 (粒径加積曲線)	
------------------------	-----------------	--

調査件名

試料番号 (深さ)	B	A②	試料番号 (深さ)	B	A②
ふるい分析	粒径 mm	通過質量百分率 %	粒径 mm	通過質量百分率 %	粗 礫 分 %
	75		75		中 礫 分 %
	53		53		細 礫 分 %
	37.5		37.5		粗 砂 分 %
	26.5		26.5		中 砂 分 %
	19		19		細 砂 分 %
	9.5		9.5		シルト 分 %
	4.75		4.75		粘土 分 %
	2		2	100.0	2mmふるい通過質量百分率 %
	0.850		0.850	98.8	425 μ mふるい通過質量百分率 %
	0.425		0.425	98.8	75 μ mふるい通過質量百分率 %
	0.250	100.0	0.250	98.5	最大粒径 mm
	0.106	99.7	0.106	97.6	60 % 粒径 D_{60} mm
	0.075	99.0	0.075	97.1	50 % 粒径 D_{50} mm
沈降分析	0.0542	90.3	0.0566	94.3	30 % 粒径 D_{30} mm
	0.0387	85.2	0.0401	91.6	10 % 粒径 D_{10} mm
	0.0250	75.0	0.0255	88.9	均等係数 U_c
	0.0147	64.8	0.0148	80.8	曲率係数 U'_c
	0.0105	57.9	0.0106	72.7	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³
	0.0075	52.8	0.0076	61.9	使用した分散剤
	0.0038	40.9	0.0039	45.8	溶液濃度、溶液添加量
	0.0016	29.0	0.0016	29.6	20 % 粒径 D_{20} mm



0.005	0.075	0.250	0.850	2	4.75	19	75
粘土	シルト	細砂	中砂	粗砂	細礫	中礫	粗礫

特記事項

表-2 土質試験結果一覧

		土質試験結果一覧表（基礎地盤）					
調査件名							
試料番号 (深さ)		A①	A②	B	C		
一般	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2.160	2.611	2.593	2.075		
	自然含水比 ω_n %	299.3	66.2	59.7	424.9		
粒度	石分 (75mm以上) %						
	礫分 ¹⁾ (2mm～75mm) %		0.0	0.0			
	砂分 ¹⁾ (0.075mm～2mm) %		2.9	1.0			
	シルト分 ¹⁾ (0.005mm～0.075mm) %		46.0	53.1			
	粘土分 ¹⁾ (0.005mm未満) %		51.1	45.9			
	最大粒径 mm		2	0.250			
	均等係数 U_c		－	－			
	曲率係数 U_c'		－	－			
コンシステンシー特性	液性限界 ω_L %	321.0	79.3	71.5	341.0		
	塑性限界 ω_P %	109.1	34.5	34.9	138.2		
	塑性指数 I_P	211.9	44.8	36.6	202.8		
分類	地盤材料の分類名	黒泥	粘土 (高液性限界)	シルト (高液性限界)	泥炭		
	分類記号	(Mk)	(CH)	(MH)	(Pt)		
	強熱減量 L_i %	26.9	7.8	8.2	48.1		
	pH	5.03	5.41	5.39	5.04		
特記事項		1) 石分を除いた75mm未満の土質材料に対する百分率で表す。					
[1kN/m ² ≒0.0102kgf/cm ³]							

表-3 高有機質土の分解度試験 (フォンポスト法)

調査件名		試験年月日	
		試験者名	
試料番号(深さ)	A①	試料番号(深さ)	C
色	暗褐色	色	暗褐色
しぼり出されるもの(色)	泥炭分(暗褐色)、水は極少量	しぼり出されるもの(色)	泥炭分(暗褐色)の水
残さい物	繊維分ほとんど無し、ほぼ分解済	残さい物	1/3程度の繊維分あり
分解度	H7	分解度	H5
特記事項		特記事項	

表-4 土の有機炭素含有量試験

J G S 0 2 3 1

土の有機炭素含有量試験

調査件名

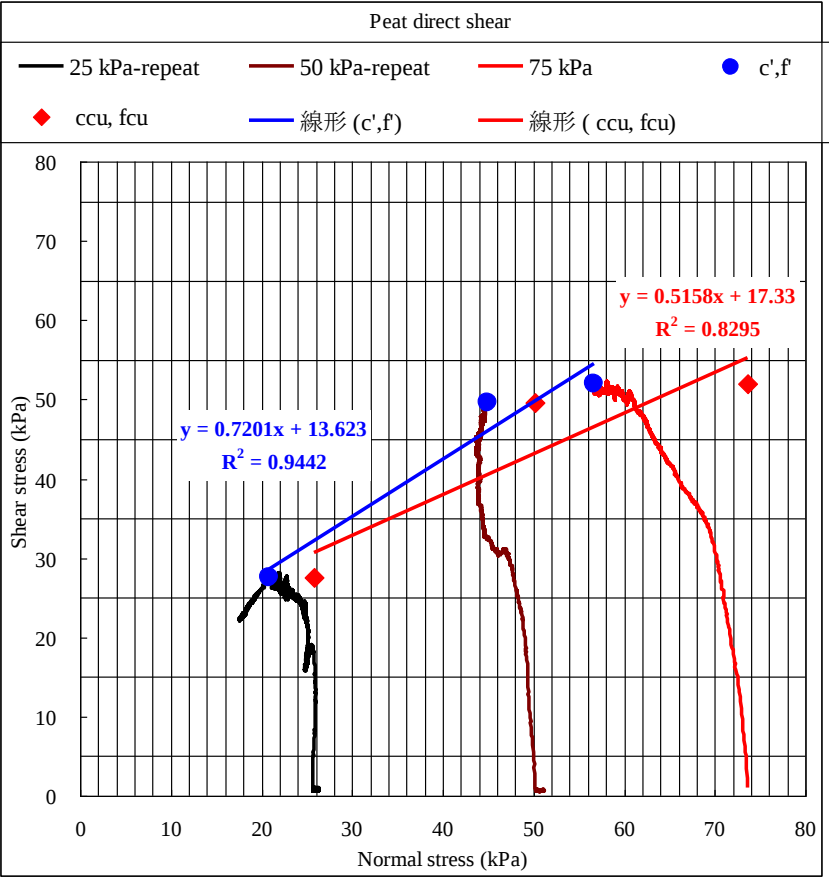
試験年月日

試験者

試料番号(深さ)		A①		A②	
間 接 測 定 法	サ ン プ ル ポ ー ト の 質 量 m_1 g	5.3813	5.2194	5.6803	5.6493
	(試料+サンプルポート)の質量 m_2 g	5.4171	5.2556	5.7168	5.6859
	無機炭素測定用試料の質量 $m_3=m_2-m_1$ g	0.0358	0.0362	0.0365	0.0366
	検量線を用いて得られた無機炭素の質量 m_{IC} g	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	無 機 炭 素 含 有 量 C_{IC} %	0.00	0.00	0.00	0.00
	平 均 値 C_{IC} %	0.00		0.00	
	サ ン プ ル ポ ー ト の 質 量 m_4 g	5.4817	5.2429	5.6930	5.4499
	(試料+サンプルポート)の質量 m_5 g	5.5074	5.2743	5.7323	5.4914
	全炭素測定用試料の質量 $m_6=m_5-m_4$ g	0.0257	0.0314	0.0393	0.0415
	検量線を用いて得られた全炭素の質量 m_{TC} g	0.0034	0.0042	0.0006	0.0006
	全 炭 素 含 有 量 C_{TC} %	13.23	13.38	1.53	1.45
	平 均 値 C_{TC} %	13.31		1.49	
	土 の 有 機 炭 素 含 有 量 C_{TC} %	13.31		1.49	
	土 の 有 機 炭 素 含 有 量 C_{TC} %	13.31		1.49	
直 接 測 定 法	サ ン プ ル ポ ー ト の 質 量 m_7 g				
	(試料+サンプルポート)の質量 m_8 g				
	有機炭素測定用試料の質量 $m_9=m_8-m_7$ g				
	検量線を用いて得られた有機炭素の質量 m_{OC} g				
	有 機 炭 素 含 有 量 C_{OC} %				
	平 均 値 C_{OC} %				
特記事項					
試料番号(深さ)		B		C	
間 接 測 定 法	サ ン プ ル ポ ー ト の 質 量 m_1 g	5.2311	5.1561	5.1476	4.9539
	(試料+サンプルポート)の質量 m_2 g	5.2656	5.1914	5.1917	5.0058
	無機炭素測定用試料の質量 $m_3=m_2-m_1$ g	0.0345	0.0353	0.0441	0.0519
	検量線を用いて得られた無機炭素の質量 m_{IC} g	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	無 機 炭 素 含 有 量 C_{IC} %	0.00	0.00	0.00	0.00
	平 均 値 C_{IC} %	0.00		0.00	
	サ ン プ ル ポ ー ト の 質 量 m_4 g	5.4353	5.4819	5.2601	5.4287
	(試料+サンプルポート)の質量 m_5 g	5.4858	5.5326	5.2878	5.4574
	全炭素測定用試料の質量 $m_6=m_5-m_4$ g	0.0505	0.0507	0.0277	0.0287
	検量線を用いて得られた全炭素の質量 m_{TC} g	0.0007	0.0007	0.0056	0.0060
	全 炭 素 含 有 量 C_{TC} %	1.39	1.38	20.22	20.91
	平 均 値 C_{TC} %	1.39		20.57	
	土 の 有 機 炭 素 含 有 量 C_{TC} %	1.39		20.57	
	土 の 有 機 炭 素 含 有 量 C_{TC} %	1.39		20.57	
直 接 測 定 法	サ ン プ ル ポ ー ト の 質 量 m_7 g				
	(試料+サンプルポート)の質量 m_8 g				
	有機炭素測定用試料の質量 $m_9=m_8-m_7$ g				
	検量線を用いて得られた有機炭素の質量 m_{OC} g				
	有 機 炭 素 含 有 量 C_{OC} %				
	平 均 値 C_{OC} %				
特記事項					
間接測定法: $C_{IC}=m_{IC}/m_3 \times 100$ $C_{TC}=m_{TC}/m_6 \times 100$ $C_{OC}=C_{TC}-C_{IC}$			直接測定法: $C_{OC}=m_{OC}/m_9 \times 100$		

3.5 一面せん断試験結果

泥炭には繊維分が多く含まれるため一面せん断試験は不向きだと言われているが、B 点から採取した試料にはシルト分が多いため、一面せん断試験（定体積）が可能であった。その結果を図-2 に示す。



c_{cu}, ϕ_{cu}	
Total stress- CU condition- c_{cu}, ϕ_{cu}	
Normal stress (kPa)	Shear stress (kPa)
25.848	27.488
50.148	49.65
73.656	52.04

c_{cu} (kPa)	17.33
ϕ_{cu} (deg)	27.28

図-2 一面せん断試験結果

3.6 崩壊の機序の検討

平面図（崩壊後に測量したもの）と施工計画図から、現場の三次元立体図を描くと図-3のようになる。

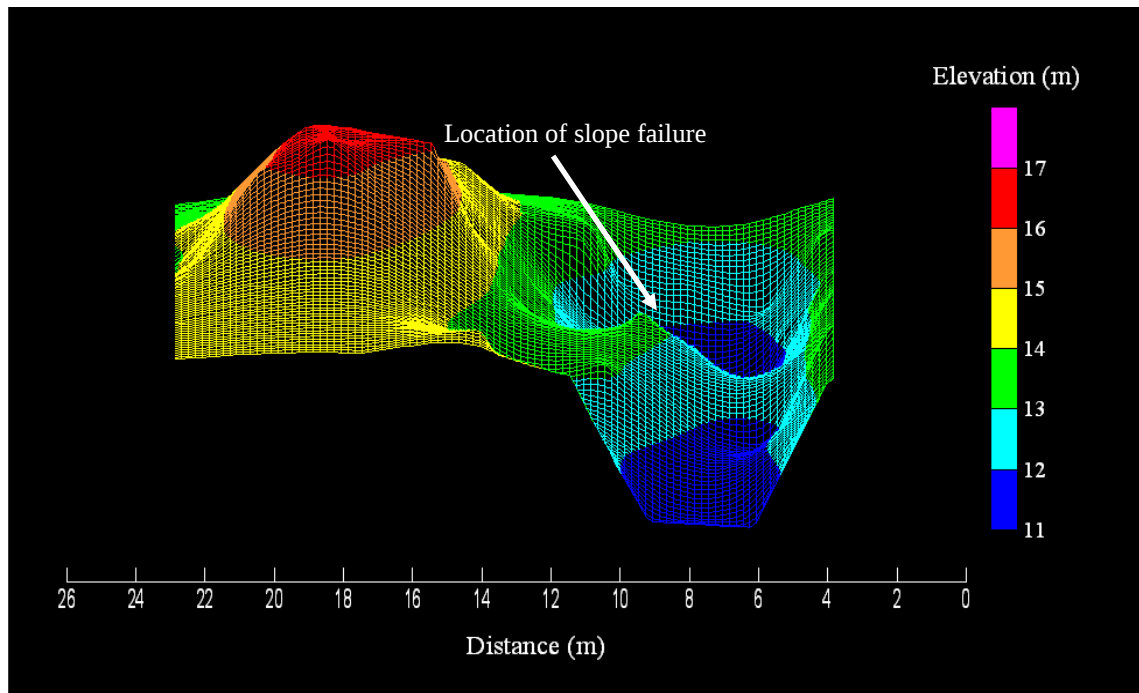


図-3 現場の三次元立体図（崩壊後の測量結果を基に作成）

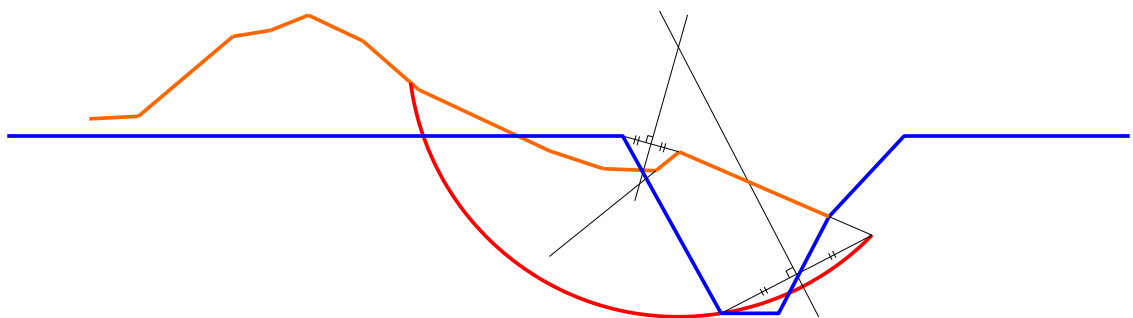


図-4 崩壊前と崩壊後の断面図

図-4 は、崩壊前と崩壊後の断面図を示したものである。崩壊が円弧すべりであったと仮定すると法肩と法尻の位置から、円弧すべりの位置が特定できる。

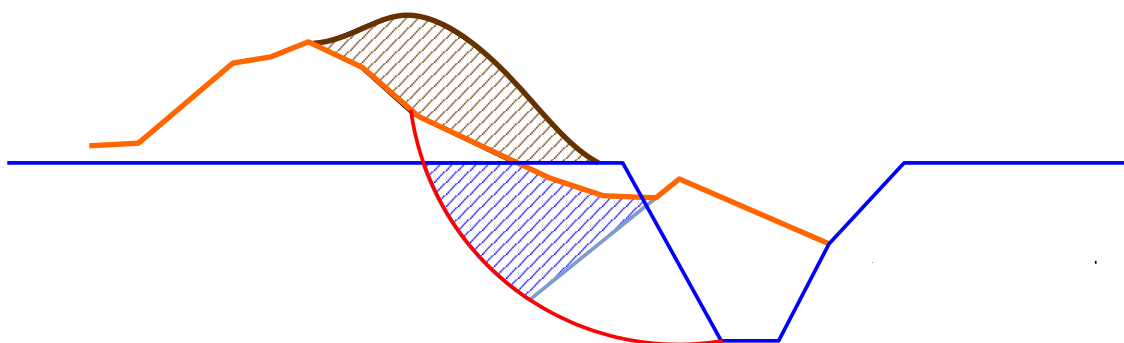


図-5 崩壊前と崩壊後の断面図（積みおきされた土砂量の推定）

図-5 は、図-4 から積み置きされた土砂量を推定するために崩壊土砂部をハッチで示したものである。

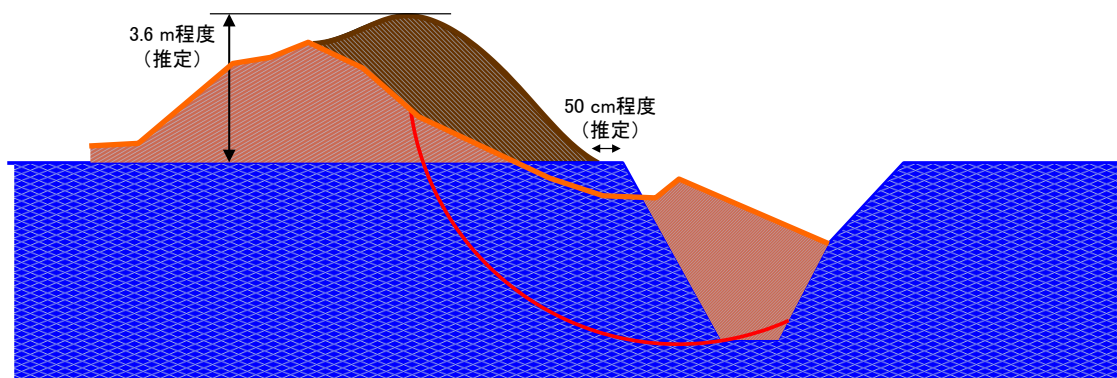


図-6 積み置きされた土砂の推定図

3次元マップによる崩壊前後の土砂量の計算及び図-4.4、図-4.5 の推定から、積み置きされた土砂は、図-6 に示すように、土砂が置かれていない法肩の幅を 50cm とすると、高さ 3.6m 程度まで積み上げられていたものと推定される。土砂が置かれていない法肩の幅を 1m50cm とすると高さは 4m を超えることが考えられる。

ただし、土砂が置かれていない法肩の幅は 1m50cm、積み上げられた土砂の高さは約 3m であったとの情報もある。

本報告では、土砂が置かれていない法肩の幅（ s ）、積み上げられた土砂の高さ（ h ）をパラメーターとして検討を行った。検討結果は後述するが、図-20 及び図-21 に示しておりである。

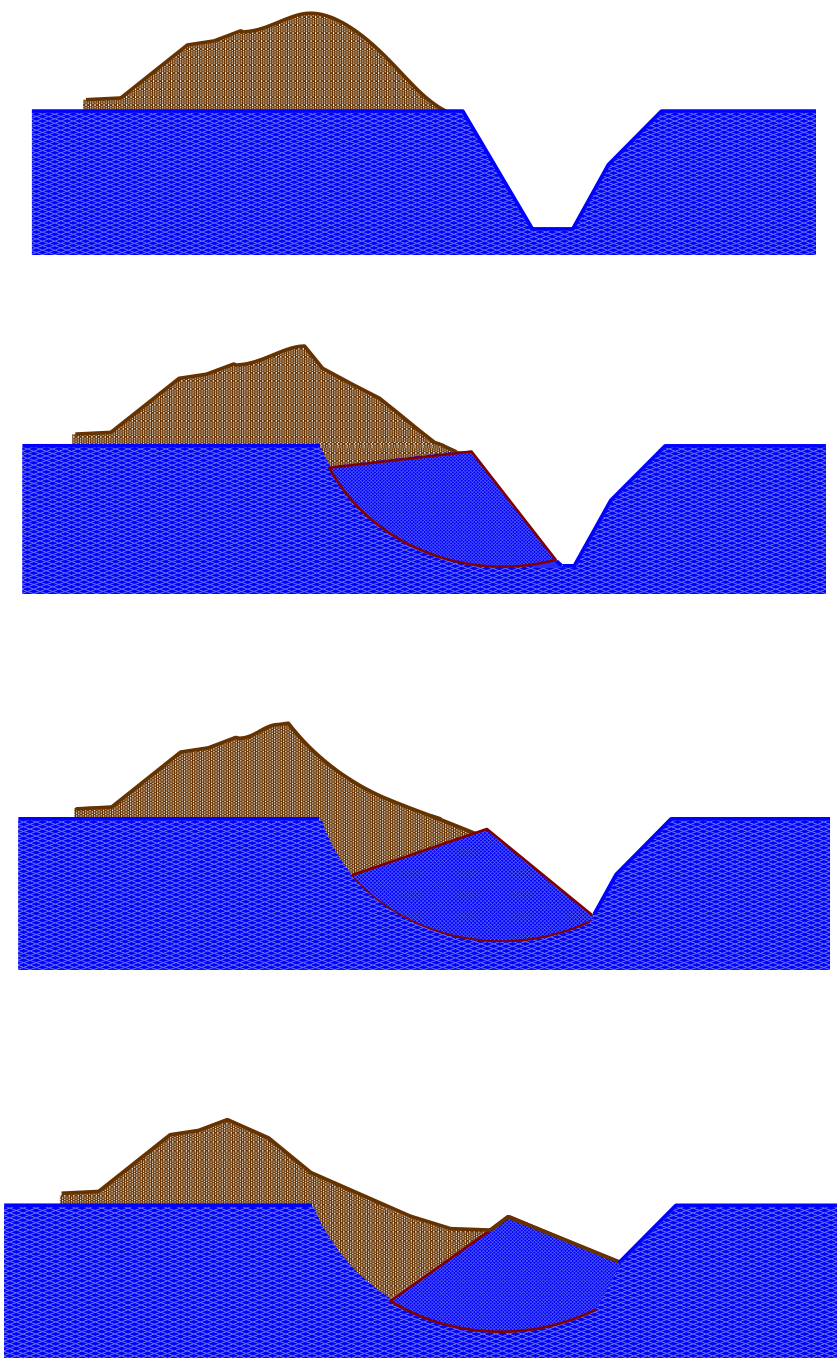


図-7 崩壊が円弧すべりであったと仮定した場合の崩壊の機序推定図

3.7 円弧すべり面法による解析結果

円弧すべり面法を用いて解析した結果を示す。ここでは解析は、次の事項についてそれぞれ行った。

- ① 発注内容どおりの断面図における安全率 FS と C 、 ϕ の関連性
- ② 土砂が積み上げられた断面図における安全率 FS と C 、 ϕ の関連性
(災害後の地形形状から、崩壊前において積み上げられた土砂の量を推定した。)
- ③ 発注時に計画されていたとおりの断面図において、④の逆解析で得られた C 、 ϕ を用いて FS を求める。
- ④ 土砂が積み上げられた断面図において、安全率 FS がほぼ 1 となる C 、 ϕ を用いて円弧すべり面を求める (いわゆる逆解析を行った。)

(1) 発注書どおりの断面図における安全率 FS と C 、 ϕ の関連性

図-8 のように発注時に計画されていた断面形状で土砂が積み上げられていた場合の安全率 FS と C 、 ϕ の関連性について検討した結果を図-9 に示す。これによると粘着力 C が 15kPa あればせん断抵抗角 ϕ が 0 であってもほぼ安定する可能性が高いことがわかる。

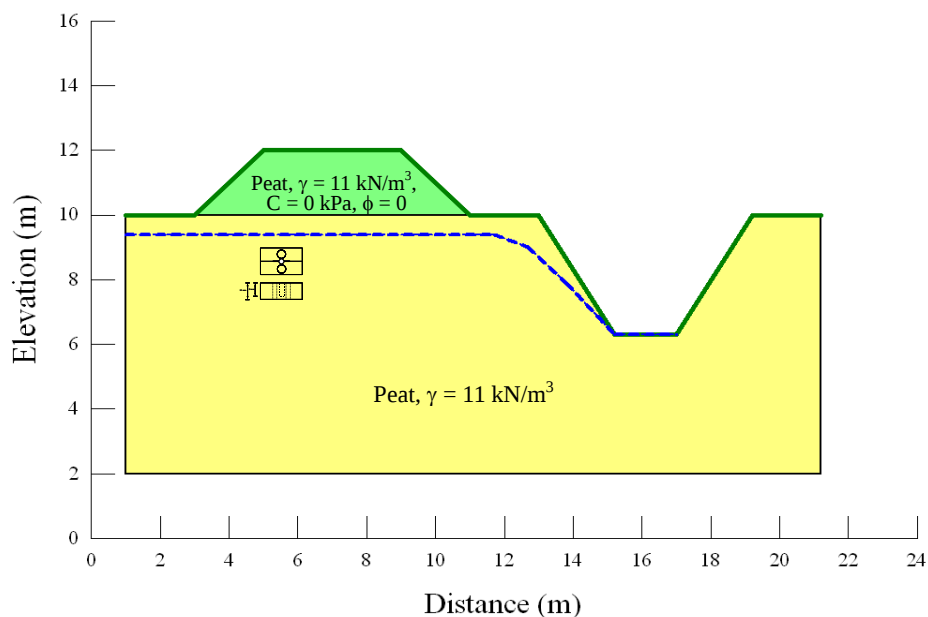


図-8 掘削断面図 (計画上の仮設図)

Geometry of trench excavation (construction plan)

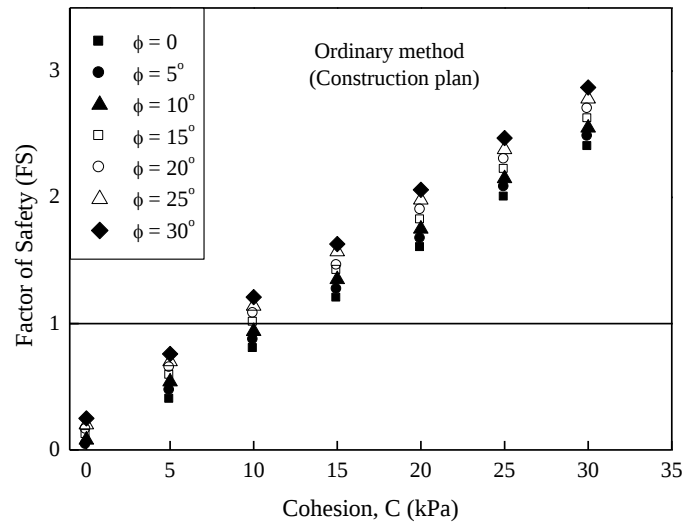


図-9 安全率 FS と C、 ϕ の関係

Relationship between FS, C and ϕ

(2) 土砂が積み上げられた断面図における安全率 FS と C、 ϕ の関連性

図-6 の推定図のように土砂が積み上げられた場合 (図-10) の安全率 FS と C、 ϕ の関連性について検討した結果を図-11 に示す。これによると粘着力 C が 15kPa あってもせん断抵抗角 ϕ が 20 以下であれば不安定となる可能性が高いことがわかる。

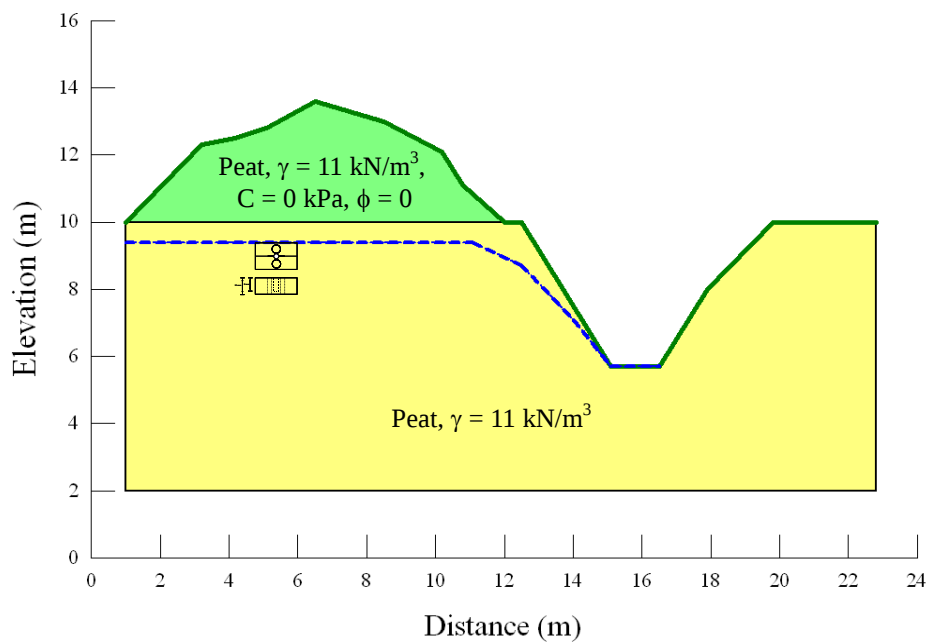


図-10 掘削断面図 (崩壊前の推定図)

Geometry of trench excavation (Before slope failure)

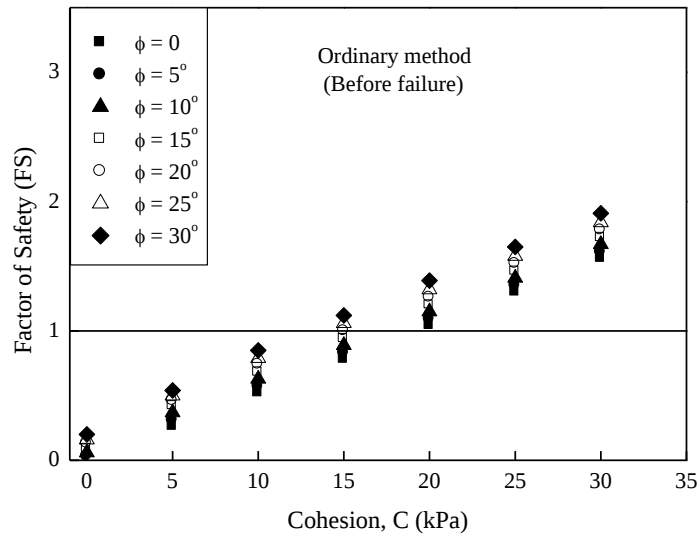


図-11 安全率 FS と C、 ϕ の関係

Relationship between FS, C and ϕ

(3) 発注時に計画されていた通りの断面の安全率の計算 ((4) の逆解析結果から求めた C、 ϕ を採用)

(4) に示す逆解析結果と図-2 に示す一面せん断試験結果から推定できる C、 ϕ を用いて検討した結果を図-13 に示す。これによると安全率 FS は 1.4 であり、当初計画どおりでは安定していた可能性が高いと判断できる。

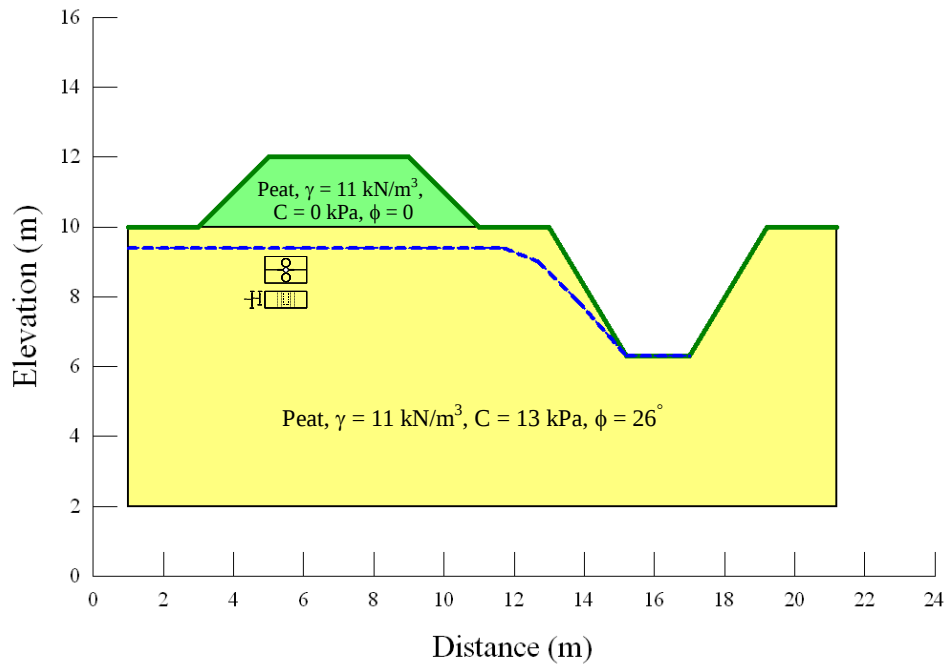


図-12 掘削断面図 (計画上の仮設図)

Geometry of trench excavation (construction plan)

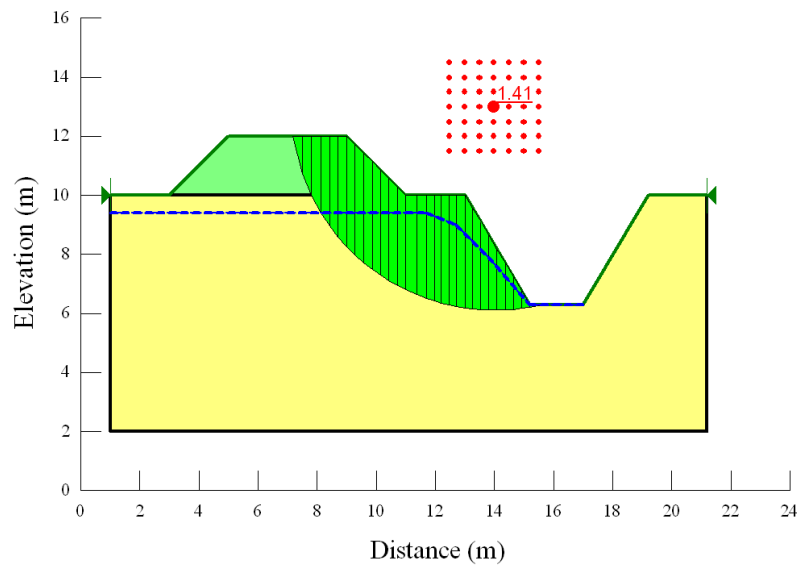


図-13 円弧すべり面法による解析結果

Slope stability analysis (Ordinary method)

(4) 土砂が積み上げられた断面の安全率の計算 (F_s がほぼ 1 となるような C 、 ϕ を採用)

F_s がほぼ 1 となる逆解析と図-2 に示す一面せん断試験結果から推定できる C 、 ϕ を用いて、想定された高さまで土砂を積み上げた場合について、いくつかの円弧すべり面法で計算を行った結果のすべり面の位置等を図-15 から図-17 に示す。

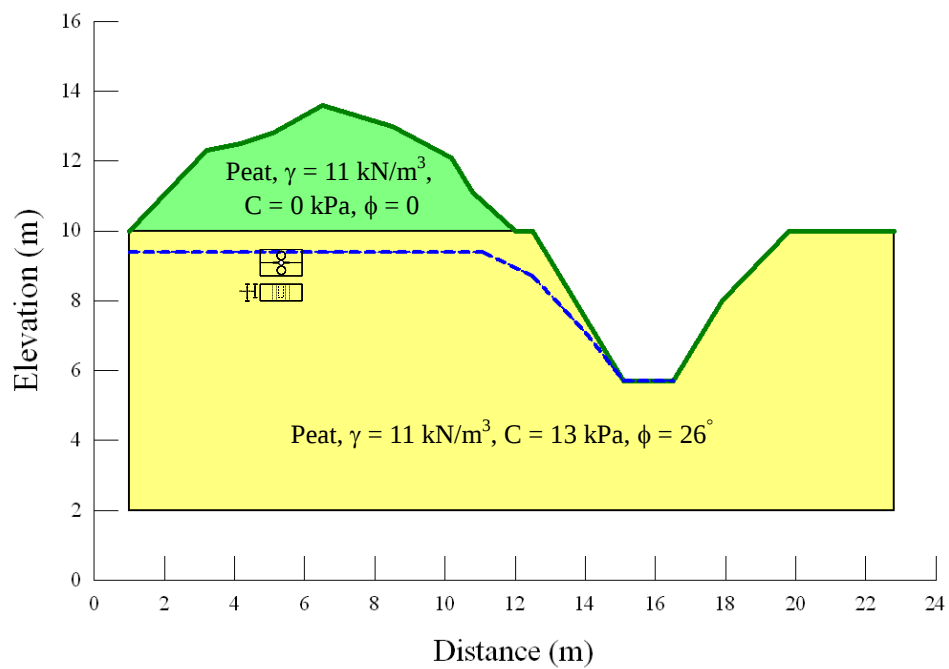


図-14 掘削断面図（崩壊前の推定図）
Geometry of trench excavation (Before slope failure)

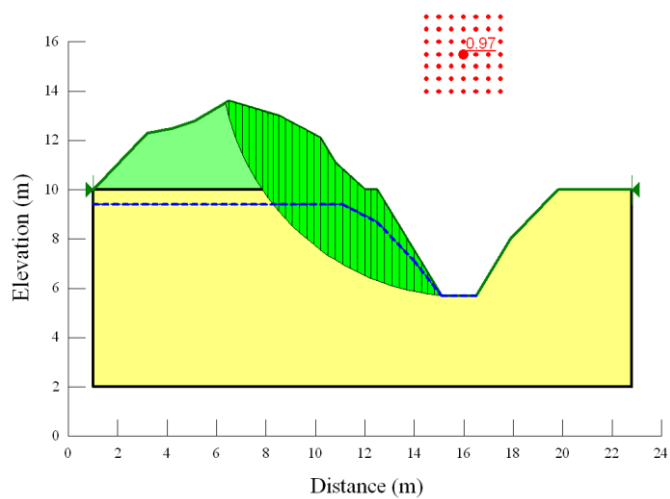


図-15 円弧すべり面法による解析結果
Slope stability analysis (Ordinary method)

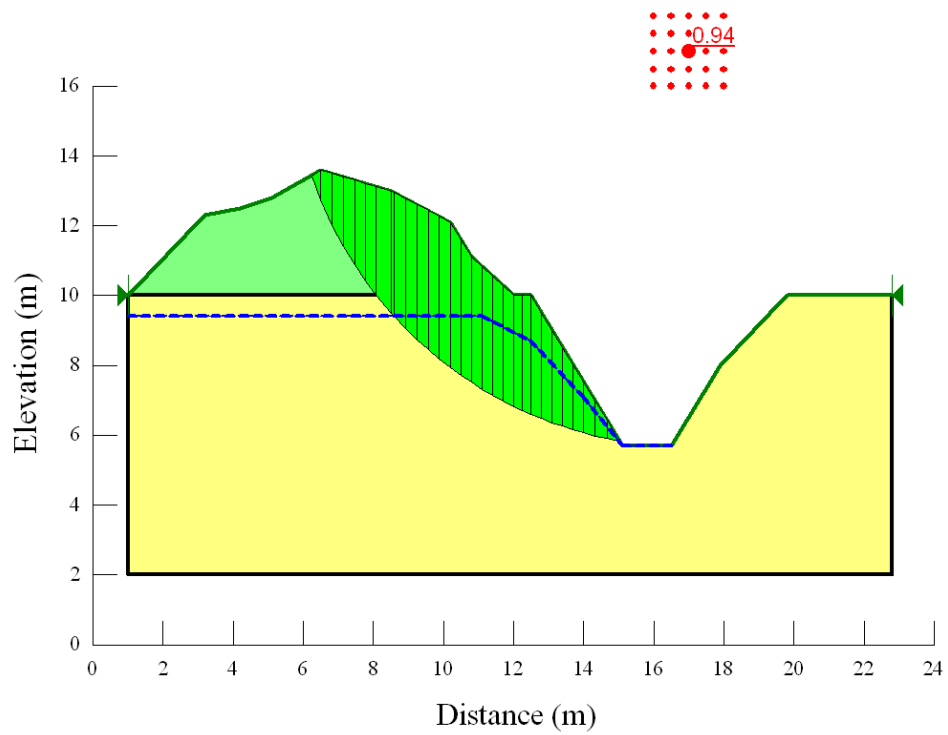


図-16 円弧すべり面法による解析結果（ビショップ法）
Slope stability analysis (Bishop's simplified method)

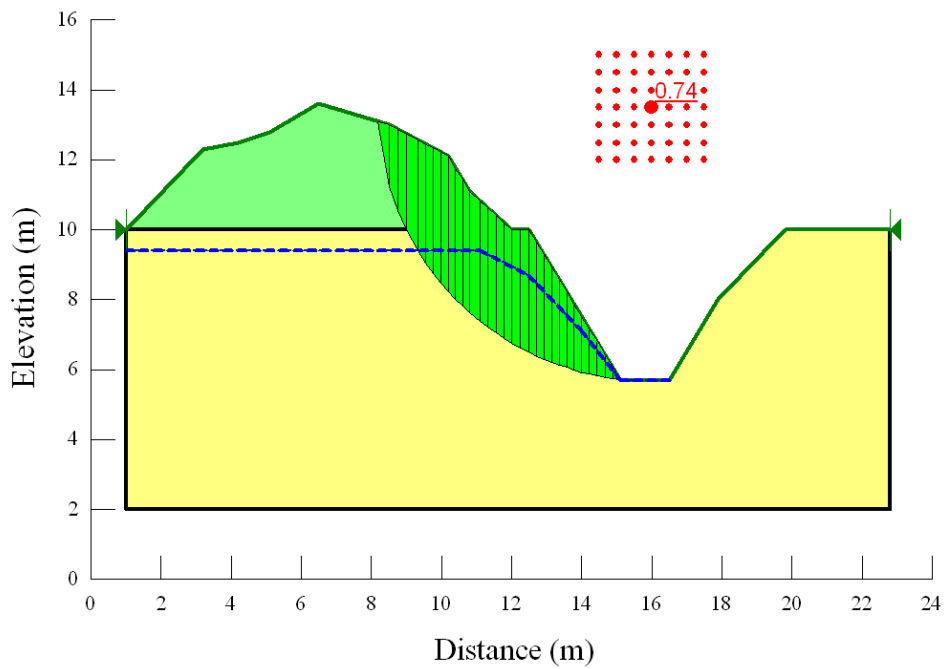


図-17 円弧すべり面法による解析結果（ヤンブー法）
Slope stability analysis (Janbu's simplified method)

以上の検討結果より、発注時に計画されていたとおりに作業が行われていたと仮定した場合は、安全率が1.4程度となる。このことから、計画どおり施工した場合には、実際に起こったような大変形を伴う崩壊には至らなかった可能性が否定できない。

また、逆解析で求めた C 、 ϕ はそれぞれ、13、26 となった。この値は、一面せん断試験より求めた値（17、27）とほぼ近い値といえる。一面せん断試験結果とほぼ相応していることから本検討の妥当性があると言える。

3.8 地質調査資料に基づく検討結果

災害後に、オランダ式二重管コーン貫入試験、標準貫入試験などによる地盤調査が実施されており、これらのデータに基づき、斜面の安定性について検討した。

ただし、これらのデータに基づく検討に当たって、次のような点に留意する必要がある。

- ① 測定箇所が崩壊箇所の周辺であるため、必ずしも崩壊部の地盤強度そのものを表していない可能性がある。
- ② 崩壊箇所背部の測定箇所は、積み置きされた土砂が一ヶ月程度あった場所のため、圧密が進行し、強度が増加している可能性がある。（地質調査会社の報告書においてもその旨が記載されている。）
- ③ 測定値に若干のばらつきがある。そのため、測定値のばらつきを考慮する必要がある。

測定結果を図に表示すると図-17 のようになった。これを式に基づき c に変換すると図18 のようになる。これらのデータから層毎に平均強度と標準偏差を求め、その値を用いて、円弧すべり面法による解析及び信頼性解析を行った。

積み上げられた土砂について、図-19 に示す s 、 w と h を変化させて、解析を行った。

なお、 s 、 w 及び h は次のとおりである。

s : 土砂と法肩の間の距離

w : 土砂の幅

h : 土砂の高さ

その結果、

- ① s と h の両者の影響が大きく、 s が小さくなり、 h が高くなると、崩壊危険性が高くなることが示された。
- ② 発注時の仮設計画どおり（つまり法肩から 2m 残し、高さが 2m 以下）であれば、崩壊しなかった可能性が高い。
- ③ 法肩から 1.5m 残し、高さが 3m であったとの情報もあり、その場合、安全率は 1.3 程度となり、崩壊しなかった可能性が高い。

現実には崩壊が起きているのに対して、上記③の結果では、「崩壊しなかった可能性が高

い」という結果となった。この理由としては、崩壊部の地盤強度が実際にはこの情報値より小さかった、又は積み上げられた土砂の重量がこの情報値より大きかったなどが考えられる。

「積み上げられた土砂の重量、位置」については、関係者へのヒアリング等に基づくと後者の推定は否定され、前者の崩壊箇所の地盤が周囲と較べて異なっていたということになる。その後の調査結果によると、崩壊地盤の上部は「埋戻し土」であり、崩壊下部にはシルト層があったとの報告があった。「埋戻し土」は強度が期待できないことと、コンクリート片などが含まれていたとのことから「埋戻し土」の重量とともに崩壊の誘因となり、崩壊に繋がった可能性が否定できないものと考えられる。

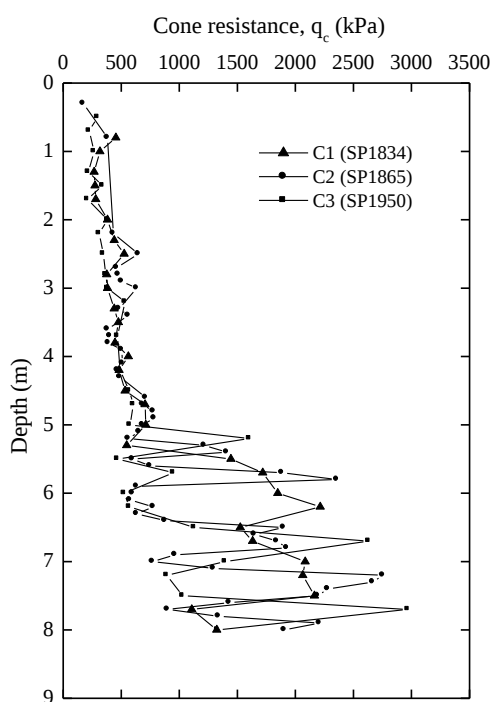


図-17 オランダ式コーン貫入抵抗値（qc）の深度分布図

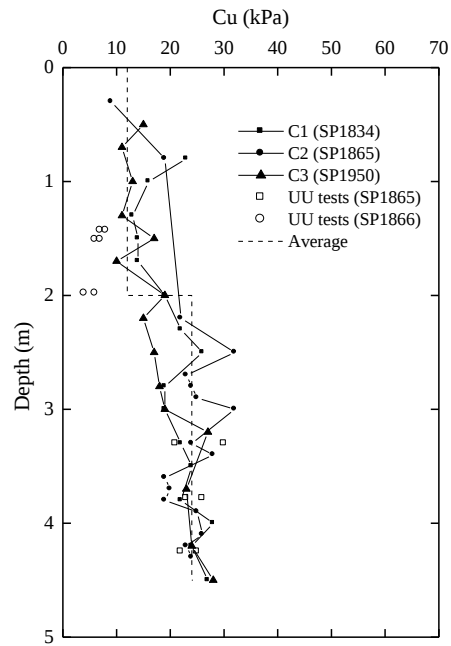


図-18 オランダ式コーン貫入抵抗値 (q_c) 等より推定した C_u の深度分布図

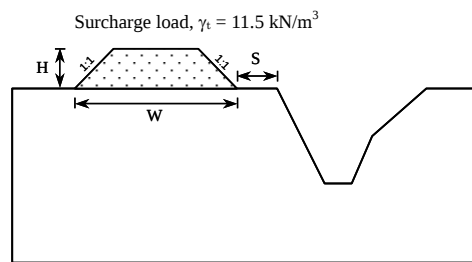


図-4.19 掘削断面図

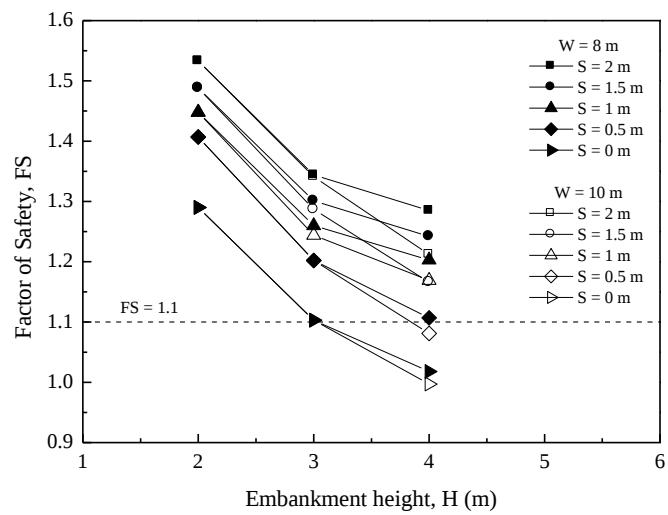


図-20 安全率 FS と S :法肩スペース、 H :積み上げ高さとの関係

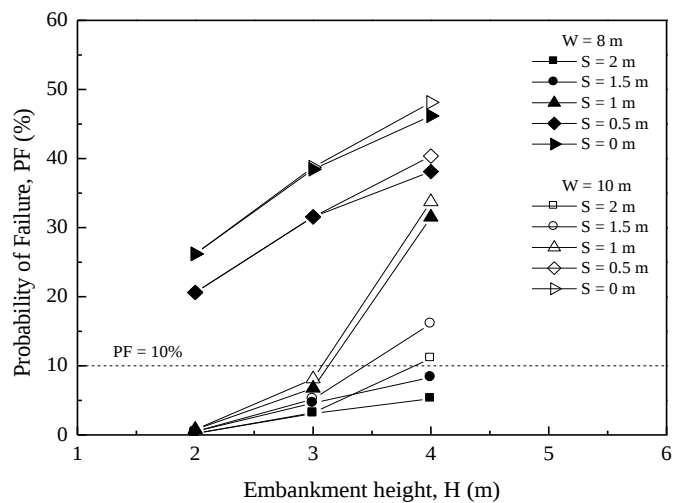


図-21 破壊確率 PF と S:法肩スペース、H:積み上げ高さとの関係

4 災害発生原因、再発防止策等

4.1 災害発生の原因

以上のことを勘案すると、本災害の原因としては、次の事項が考えられる。

1. 土を積み上げたため、その重量が崩壊要因となっていたところにおいて、そのすぐわきを掘削したことによる側方応力の解放による崩壊要因の両者が合わさり、本件のような崩壊が引き起こされたと考えることが出来る。すなわち、押さえとなっていた部分を掘削したことにより「すべり面に働くせん断力」が減少し、「積み上げられていた土砂の重量と土塊重量による起動力」がそれを上回ったことから、地盤が変位し、土砂の重量が釣り合うところまで動いたと考えられる。なお、当該崩壊現象の推定図（円弧すべりを仮定）を時系列に略図で図解すると図-8 になる。
2. 施工者が発注時に示された計画よりも土砂を積み上げたにもかかわらず、計測結果を用いた安定計算が行われておらず、安全な施工管理も行われていなかった。
3. 発注者においても計測結果を用いた安定計算が行われていなかった。また、当初計画以上に土砂を積み置きした場合、危険性が増すことが施工者に十分には伝わっていなかったと考えられること。

4.2 再発防止対策

本災害の対策としては、次のようなことが考えられる。

1. 地盤強度の計測結果に基づき、仮設時の安定計算を行い、それに基づく施工を行うこと。
2. 泥炭のように軟弱な地盤においては、円弧すべりなどの崩壊が発生する危険性が高いこ

とを十分に認識したうえで施工、施工管理を行うこと。

3. 法肩に土砂等の重量物を出来るだけ置かないようにすること。やむを得ない場合は、安定計算を行ったうえで積み上げる土砂の量や位置を決定し、施工管理を行うこと。

5 参考文献

- 1) (独) 北海道開発土木研究所：「泥炭性軟弱地盤対策マニュアル」、2002 年 3 月
- 2) (社) 地盤工学会編：「ジオテクノート 14 泥炭のお話し」、2004 年

付録-1 土質用語の簡単な説明

土質用語について簡単な説明を以下に示す.

コンシステンシー 物体の硬さ，軟らかさ，もろさ，流動性などの総称．地盤工学では繰り返した細粒土の含水量による液状から固体状までの状態変化を指す．

土粒子密度 土粒子の単位体積当たりの質量．土粒子の密度は次式

$$\rho_s = \frac{m_s}{V_s}$$

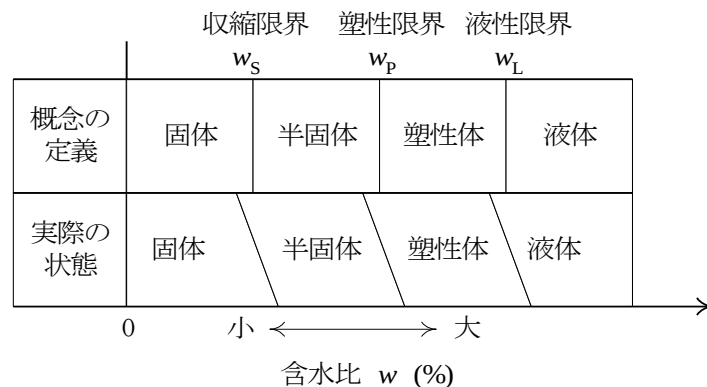
で表される．ここで， m_s ：土粒子の質量， V_s ：土粒子の体積

含水比 土に含まれる水の質量(含水量) m_w をその土の乾燥質量 m_s に対する比で表されたもの．一般に百分率で表す．

自然含水比 自然状態の含水比のこと

塑性 除荷後も変形が残留するような材料物性のこと

コンシステンシー 繰り返した細粒土は水分の変化に伴って液体，塑性体，半固体，固体と状態が変化する．この変移点をそれぞれの液性限界，塑性限界，収縮限界といい，総称としてコンシステンシー限界という．
ちなみに，実際の土では含水比の変化に伴うコンシステンシーの状況変化は連続的であり，ある含水比を境に急変するものではなく，ある含水比の幅をもってコンシステンシー限界が存在する(付図-1 参照)



付図-1 各限界の定義と実際の状態

液性限界

細粒土のコンシステンシー限界の一つで、練り返した細粒土が塑性状態と液体状態の境界にある時の含水比のこと。試験方法は JIS に規定されており付図-2 の測定器を用いて流動曲線を求め、落下回数 25 回に相当する含水比を液性限界と規定している。



付図-2 液性限界試験器

塑性限界

細粒土のコンシステンシー限界の一つで、練り返した細粒土が塑性状態と半固体状態の境界にある時の含水比のこと。試験方法は JIS に規定されている。

塑性指数

細粒土が塑性を示す含水比の範囲のことを表す指数。塑性指数 I_P は以下の式で表される。

$$I_P = w_L - w_P$$

ここで、 w_L ：液性限界， w_P ：塑性限界である。塑性指数が大きな土を塑性的な土という。

コンシステンシー指数

細粒土の硬軟や安定の程度を表す指数。液性限界 w_L ，塑性限界 w_P から以下の式にて導かれる。

$$I_C = \frac{w_L - w}{w_L - w_P} = \frac{w_L - w}{I_P}$$

コンシステンシー指数 I_C が 1 よりも大きいときは安定な状態であることを示している。

液性指数

液性指数は相対含水比とも呼ばれ、与えられた含水比における土の相対的な硬軟を表す指数で以下の式にて表される。

$$I_L = \frac{w - w_P}{w_L - w_P} = \frac{w - w_P}{I_P}$$

液性指数 I_L が 0 に近いほど土は安定であり、大きくなるほど圧縮性は大きく、鋭敏なことを示す。
