

福島第一原子力発電所内外の電気設備の被害状況等に係る記録
に関する報告を踏まえた対応について（指示）に対する
追加報告について
（鉄塔倒壊に関わる福島第一原子力発電所内の盛土の崩壊原因）

平成24年2月17日

東京電力株式会社

目 次

- 1 . はじめに
- 2 . 被害状況
 - (1)盛土の崩壊
 - (2)鉄塔の倒壊
- 3 . 盛土の調査・検討結果について
 - (1)盛土地盤の調査結果
 - (2)斜面安定解析
- 4 . 調査・検討結果から推定される盛土の崩壊原因

1. はじめに

当社は、平成23年4月25日に受領した「電気事業法第106条第3項の規定に基づく報告の徴収について」(平成23・04・24 原第2号)に基づき、福島第一原子力発電所内外の電気設備の被害状況、当該発電所への送電の状況及び応急措置により外部電源を復旧させた状況に係る記録について、平成23年5月16日に報告しました。

また、報告と同時に受領した「福島第一原子力発電所内外の電気設備の被害状況等に係る記録に関する報告を踏まえた対応について(指示)」(平成23・05・16 原院第7号)に基づき、地震発生以後の福島第一原子力発電所内外の電気設備が被害を受ける状況に至った原因について究明した結果や福島第一原子力発電所への送電停止をもたらした送電線の保護装置の動作に至った原因について究明した結果を取り纏めた報告書を平成23年5月23日に提出しています。

上記報告書においては、夜の森線 27 鉄塔の倒壊原因は、地震動や津波ではなく鉄塔近傍の盛土崩壊によるものと報告しておりますが、その後、盛土の調査や解析検討により崩壊原因を推定しましたので、今回、その結果を報告するものです。

2. 被害状況

平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震により、福島第一原子力発電所内の盛土が崩壊し、盛土下方に立地していた 5・6 号機への電力供給線路である 66kV 夜の森線 27 鉄塔が倒壊した。5・6 号機は非常用電源全停には至らなかったため原子炉冷却を継続しているが、原子力発電所への供給送電線が倒壊したことを受けて、鉄塔倒壊の原因となった盛土崩壊について調査・検討を行った。(崩壊した盛土の位置を図 1 に示す)

福島第一原子力発電所内外の電気設備の被害状況等の係る記録に関する報告を踏まえた対応について(指示)に対する報告について、平成 23 年 5 月 23 日 東京電力株式会社



図 1：崩壊した盛土の位置

(1) 盛土の崩壊

今回の地震により、図 2 のとおり鉄塔南西部において大規模な円弧状のすべりが発生するとともに、夜の森線 28 鉄塔付近までの間で多数の地割れが生じた。盛土上部では、法肩より 10m 以上内側まで地割れが発生しており、崩壊末端で地盤の盛り上がりが確認されていることとあわせて考えると、盛土全体に大きなすべりが発生したものと推定される(図 3 参照)。

崩壊した盛土は、図 4、図 5 に示すように南西から北東に向かって流れる 4 筋の大きな沢を埋め、さらに北側に張り出すようにすり付けて、高さ約 30m で昭和 40 年代前半に施工されており、当時の『道路土工指針((社)日本道路協会 昭和 42 年 5 月)』に示された 1:2 (約 26°) よりも緩い 1:3 (約 18°) の勾配に造成されていた。

一方、発電所側については、勾配が急(1:2)で崩壊箇所と同様の沢埋め盛土であったにもかかわらず、安定した状態を保持していた。この理由の一つとして、盛土上部の表面排水のためのヒューム管(図 4、図 5 赤破線部)が発電所側の沢に設置されていたことが考えられる。この排水管は、沢の水を排する目的というより、盛土最上部表面の雨水等进行处理するために敷設されたと思われるが、設置のためには沢底部の地盤の砕石への置き換え、地山の段切り等の施工を行う必要などがあり、その副次的効果として盛土の被害を軽減したものと考えられる。

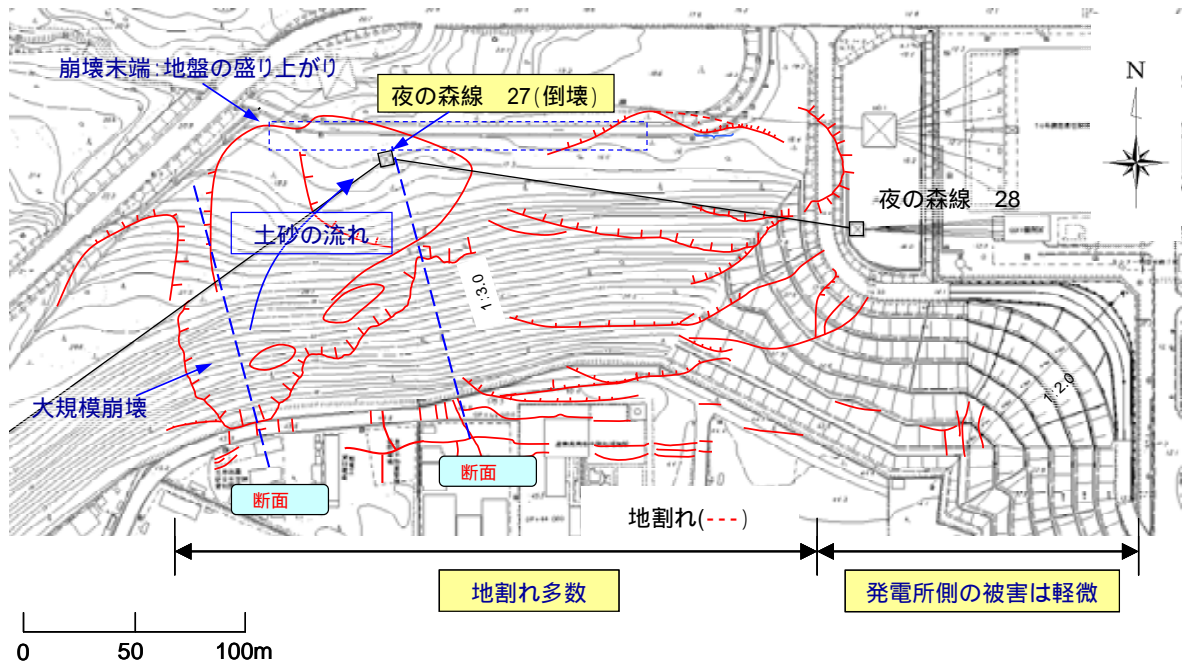


図2：盛土の崩壊状況

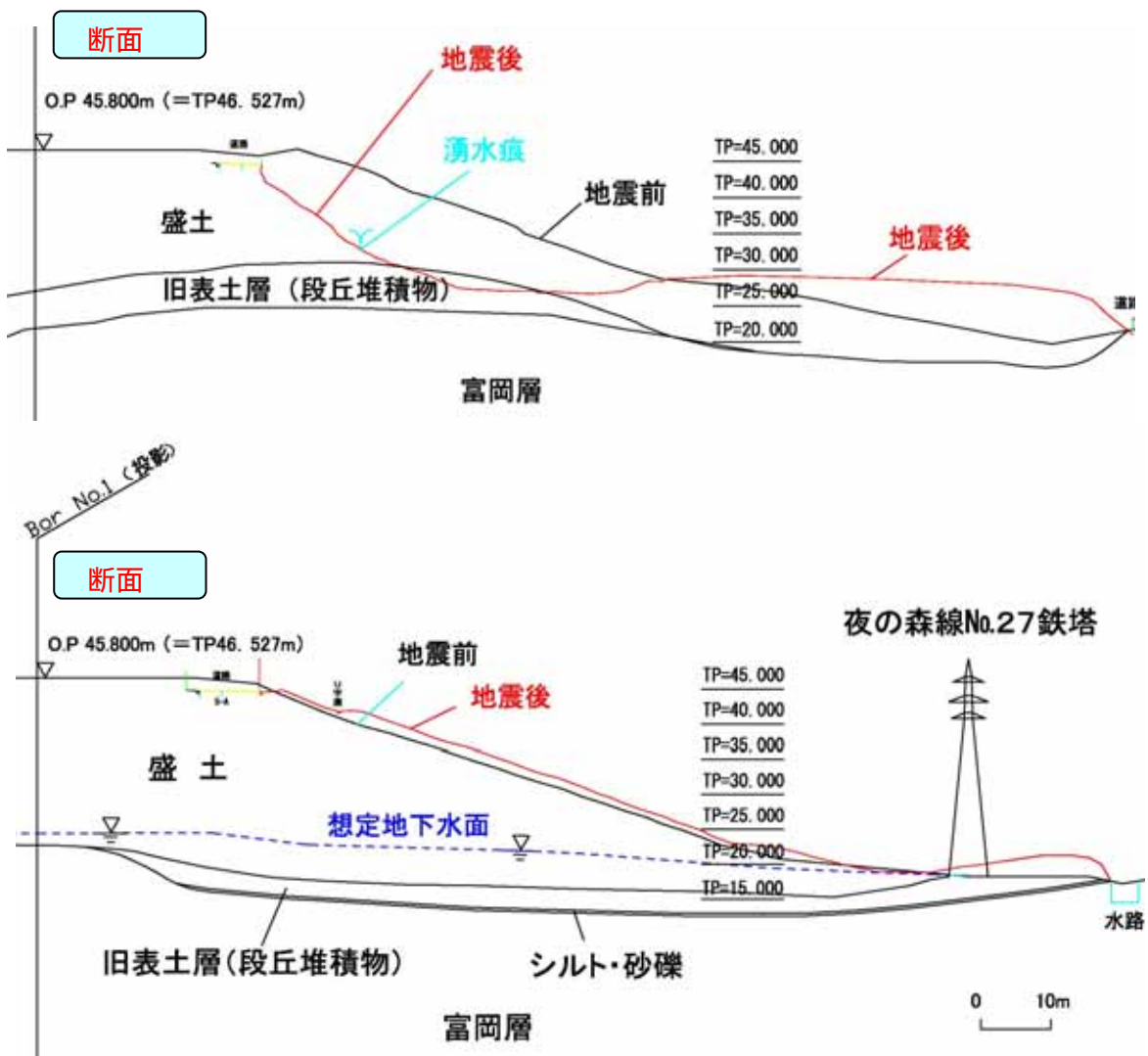
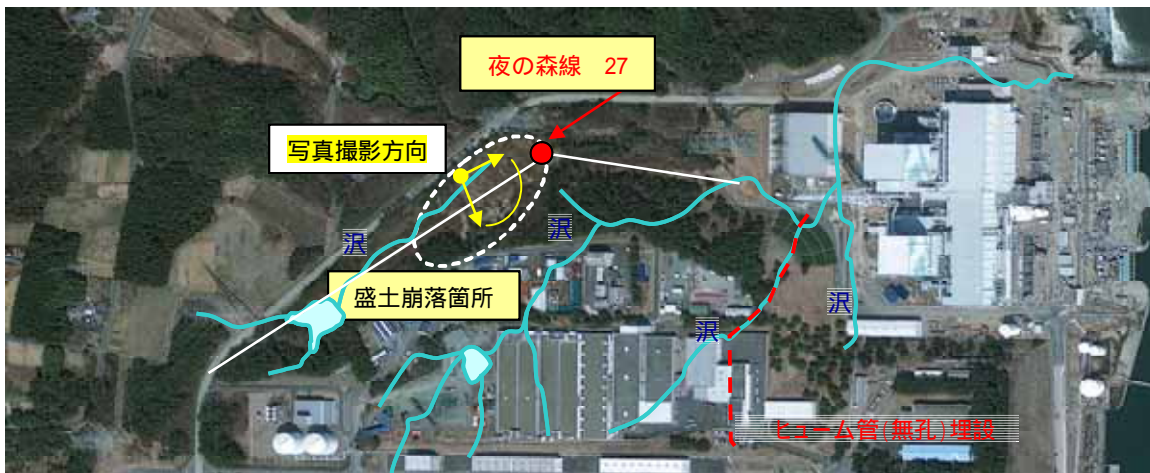


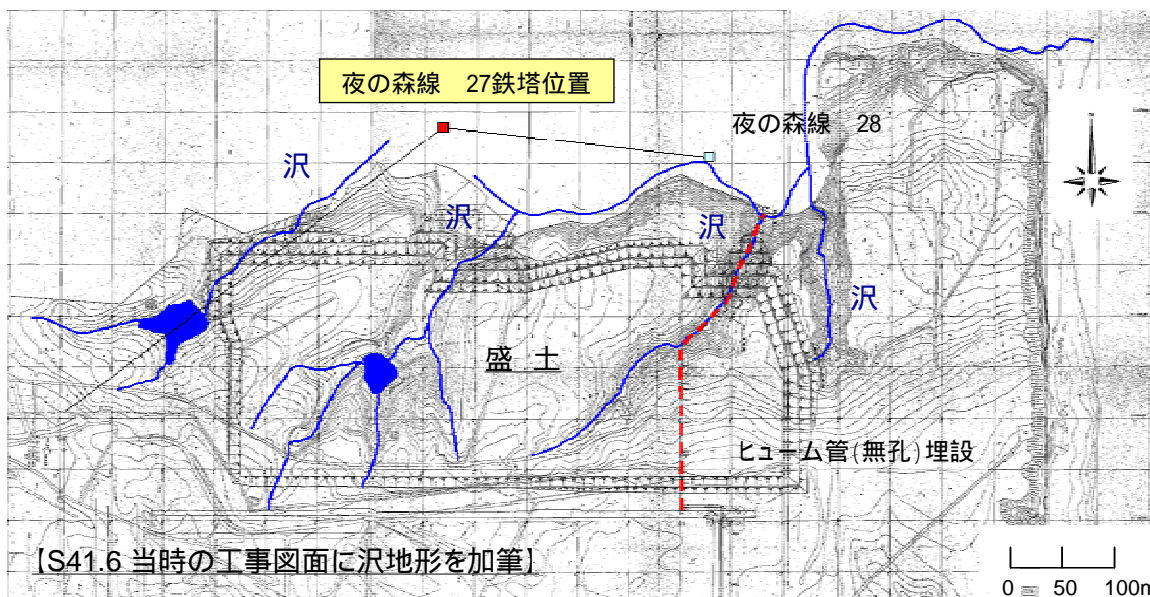
図3 地震前後の盛土断面

(双葉線 2)



(C)GeoEye

図4：盛土の崩壊状況写真（震災後に撮影：造成前の沢を重ね書き）



[S41.6 当時の工事図面に沢地形を加筆]

沢地形を青線で表示しているが、流水があったかどうかは不明

図5：盛土付近の旧地形

(2) 鉄塔の倒壊

崩壊した盛土の土砂は、周囲の立木を巻き込みながら夜の森線 27 鉄塔に南西方向から流入し、その衝撃圧によって鉄塔脚の根元の部材を座屈させた。その結果、鉄塔は電線の張力を支えきれなくなり、図6に示すように電線に引っ張られる形で盛土方向に倒壊したと考えられる。鉄塔に流入した土砂により、鉄塔脚は2.0~2.5m埋没していた。

図7に記載した通り、夜の森線の送電停止時刻は14:49:02であり、盛土崩壊により鉄塔が倒壊したのは地震発生から約2分半後、最大加速度発生時刻から約30秒後と推定された。鉄塔に衝突した立木と鉄塔の距離は、地震前の状況写真等から30~50m程度であり、一般的な土石流などの流下速度5~20m/sから判断して、崩壊土砂が鉄塔に達するまでに30秒もかかるとは考え難い。最大加速度が発生した時点では盛土は崩壊していなかったものと思われる。

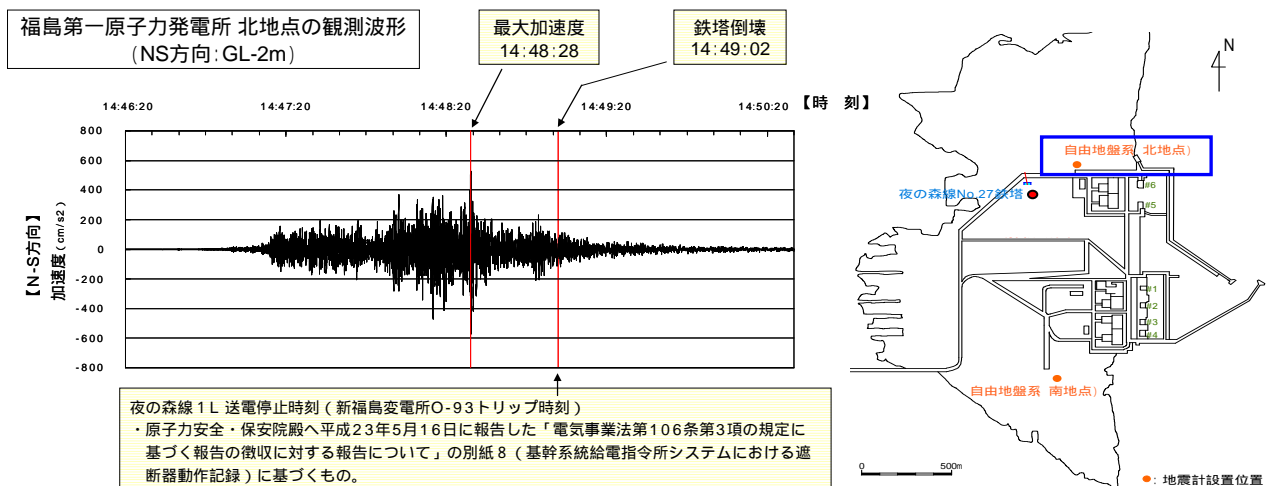


図7：鉄塔の倒壊時刻と地震波形

3. 盛土の調査・検討結果について

(1) 盛土地盤の調査結果

震災後、図8に示す盛土法肩付近で2箇所のボーリング調査を実施した。盛土上では、平成20年に地盤調査を実施していることから、今回の試験結果と比較したところ、崩壊した箇所の地盤強度(N値)は、図9より盛土上部の既往の地盤調査とほぼ同等であり、崩壊箇所の地盤強度が特に弱かったとはいえないと判断した。また、崩壊した箇所の地下水位は、図10のボーリング結果や現在の湧水状況から旧地表より上部約2mの盛土内にあると考えられる。(湧水位置を図3の断面に示した)

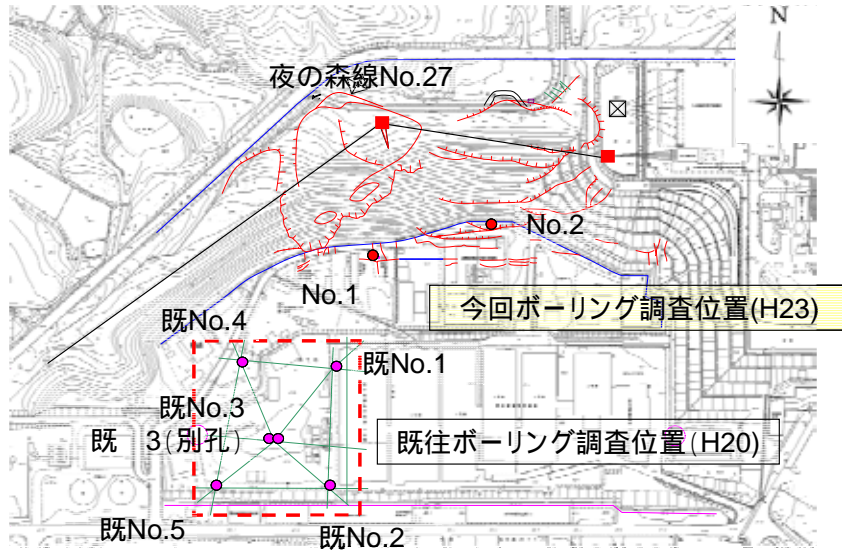


図8：ボーリング実施箇所

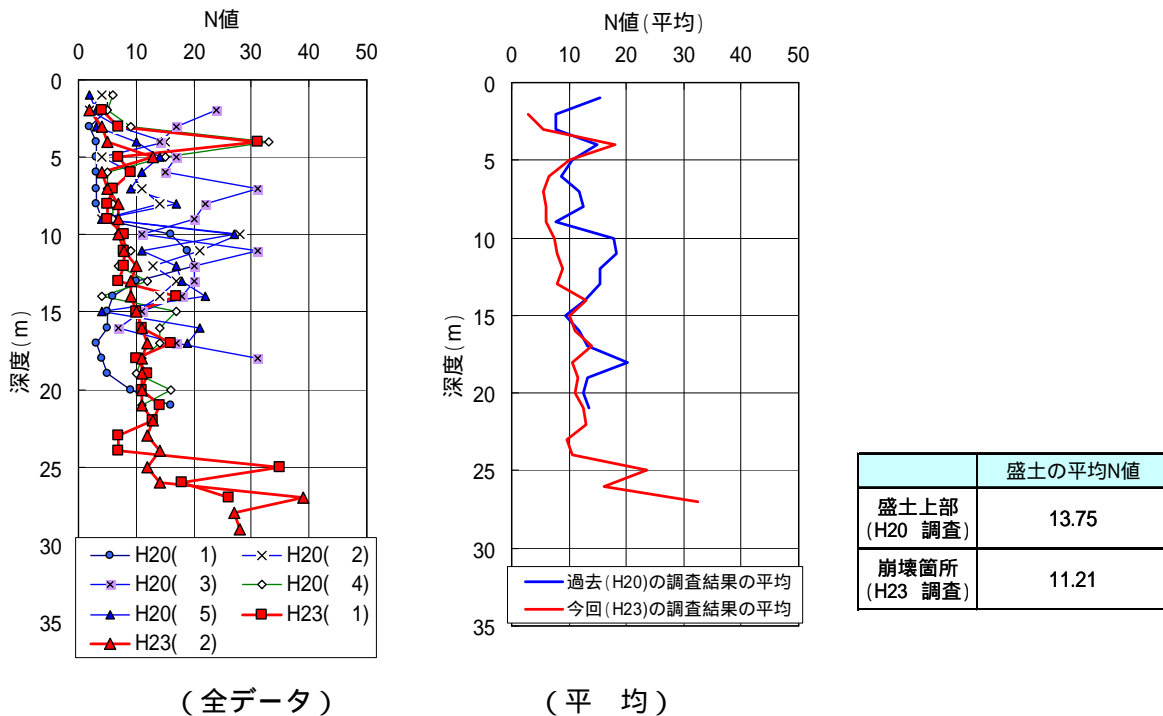


図9：盛土の地盤調査結果

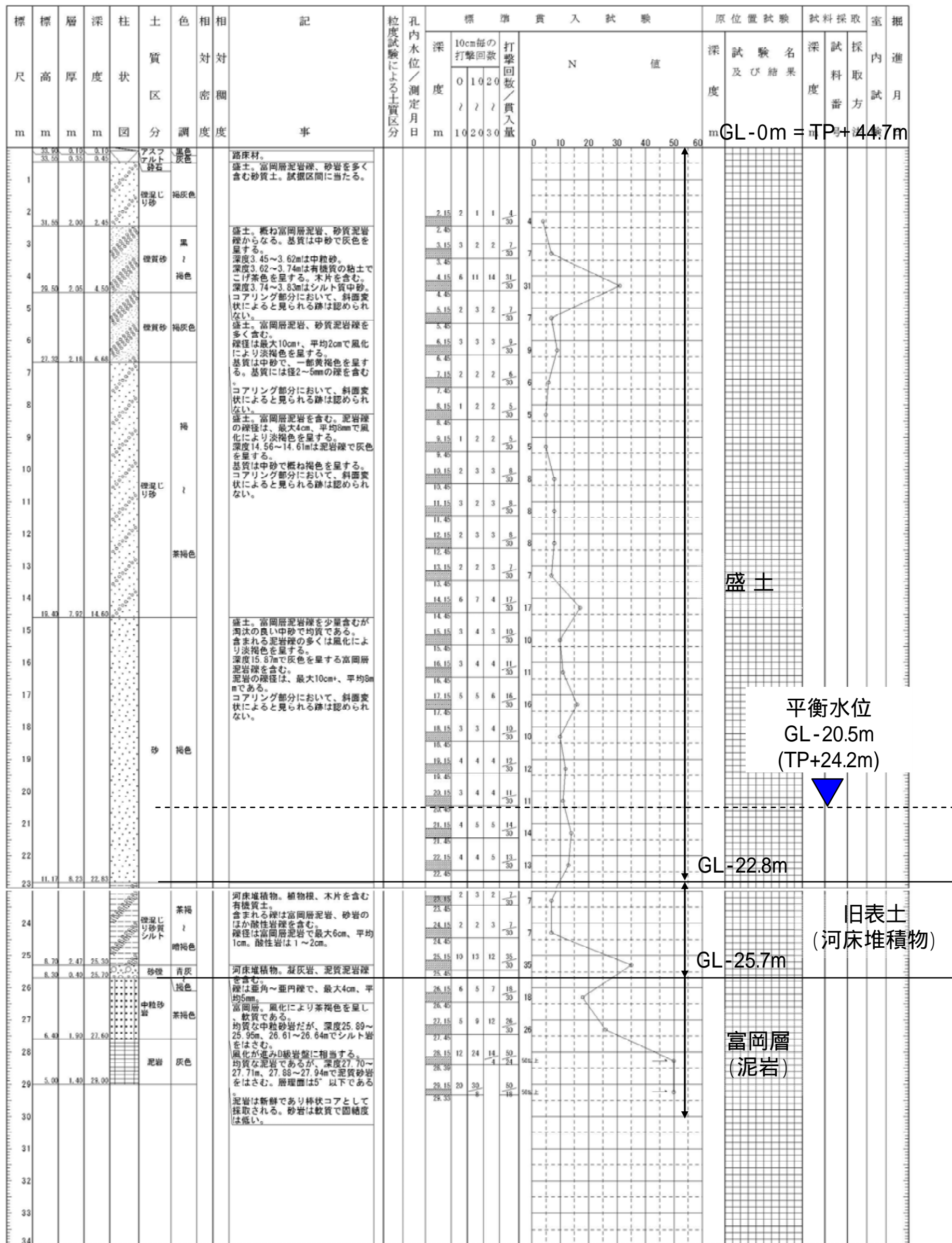


図10：盛土の調査結果（平成23年6~7月実施：ボーリング 1）

(2) 斜面安定解析

崩落した斜面の静的および動的解析による斜面安定解析を図11に示す代表断面において実施した。地震動は、静的解析では一般的な土構造物の設計に用いられる値（道路土工で示されている水平震度 $K_h = 0.24$ ）とし、動的解析では福島第一原子力発電所の北地点のGL-2.0mで観測された図12に示した地震動のうち、盛土斜面と同方向のNS成分を用いた。図12にその加速度応答スペクトルをあわせて示した。地下水位は盛土法肩の崩壊に最も近い図8のNo. 1ボーリング結果から、GL-20.5mに設定した。解析用の地盤物性値は、表1に示すとおり平成20年に実施した強度試験の結果を基本に設定した。ただし、旧表土層は強度試験が当時実施されていないため、過去の地盤調査結果に基づくN値からの地盤物性値推定式による平均的な物性値（図13）を用いるなどした。その結果、表2のケース1、2の通り、動的解析、静的解析ともに盛土の安全率は1以上となり、すべりは発生しない結果となった（図14(1),(2)）。

そこで、震災後の測量により崩壊箇所のすべり面が旧表土層を通っていることが確認されたこと（図3の断面）地盤強度は繰り返し応力の影響で低下する可能性があり、盛土工指針などでも指摘されているように、特に地下水が存在する場合にその影響が大きいといわれていること、今回の地震の継続時間が非常に長く、盛土内に地下水位が存在していたことを踏まえ、旧表土層のうち斜面安定性に最も影響の大きいシルト層（図11(2)のApt層）について物性値の低下を考慮した値に再設定して再度解析を実施した。その結果、表2のケース3、4の通り、動的解析、静的解析ともに盛土直下の旧表土を通る円弧すべりが発生し、安全率も大きく低下することが判った（図14(3)、(4)）。このことから、盛土の崩壊は、強く長い地震動の繰り返しにより、地下水位内にある地盤（旧表土および盛土の一部）の強度が低下したために生じたものと推定される。

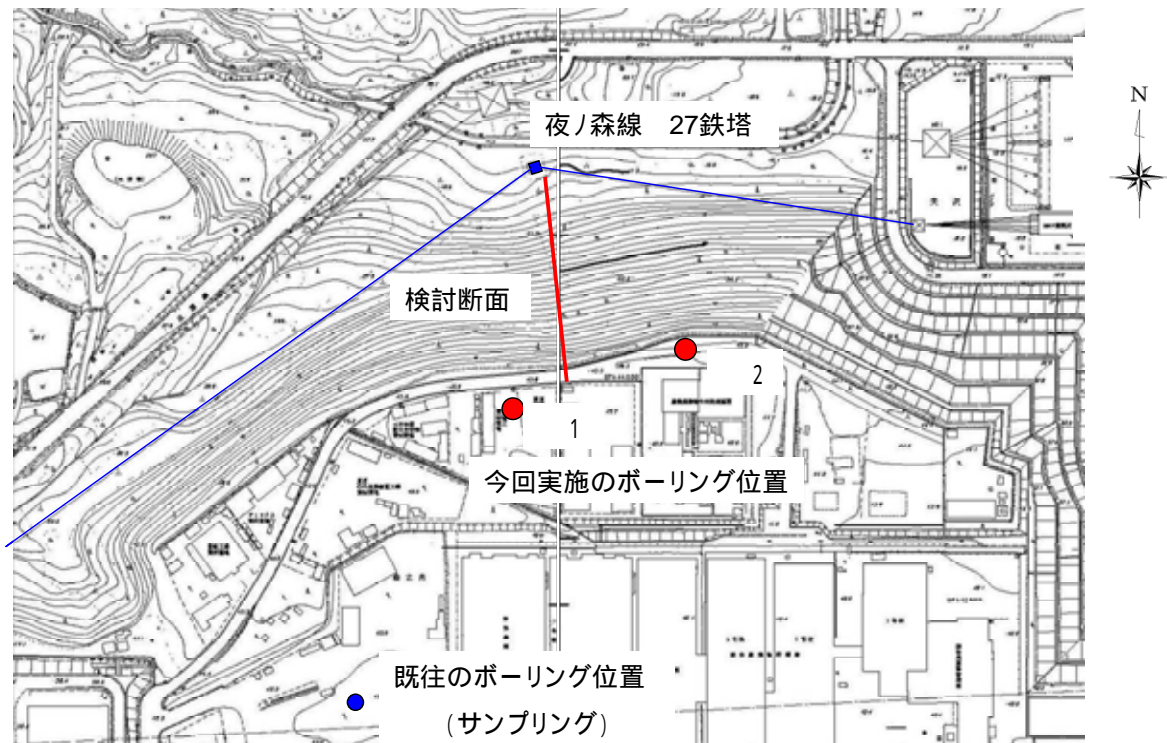


図11(1)：斜面安定解析断面

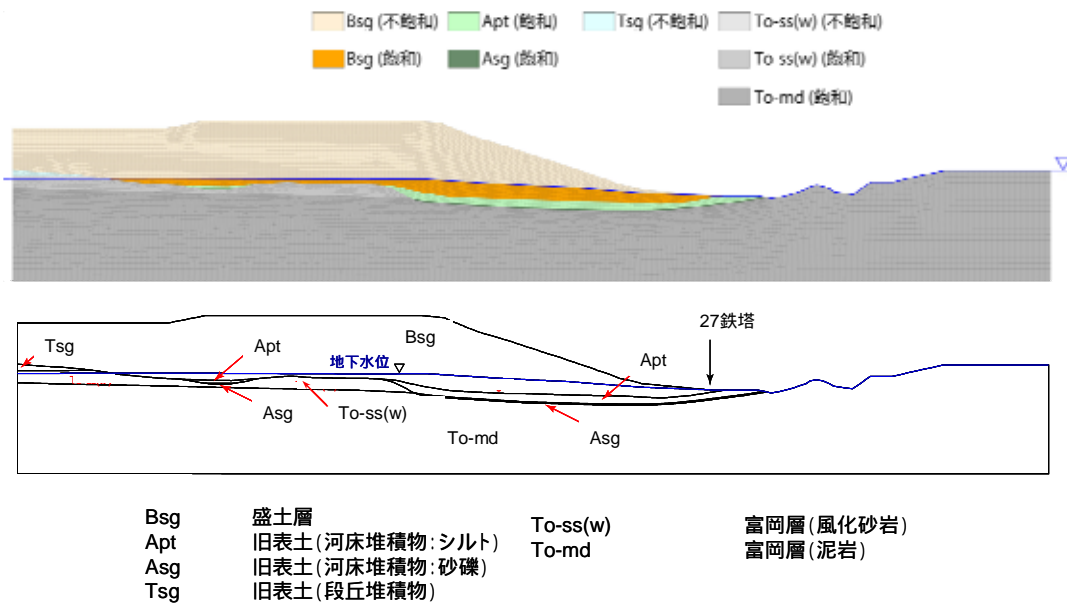


図 11(2) : 斜面安定解析断面

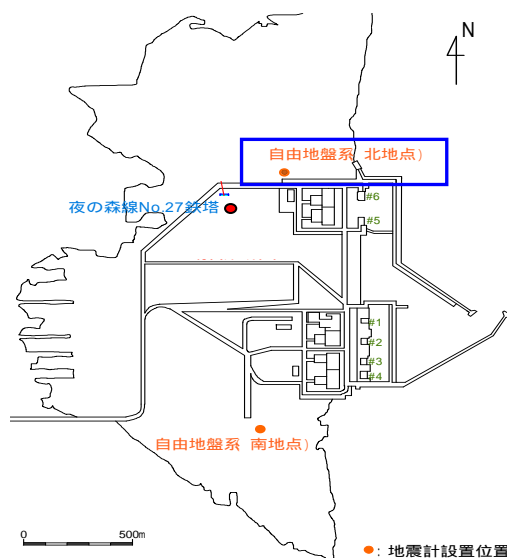
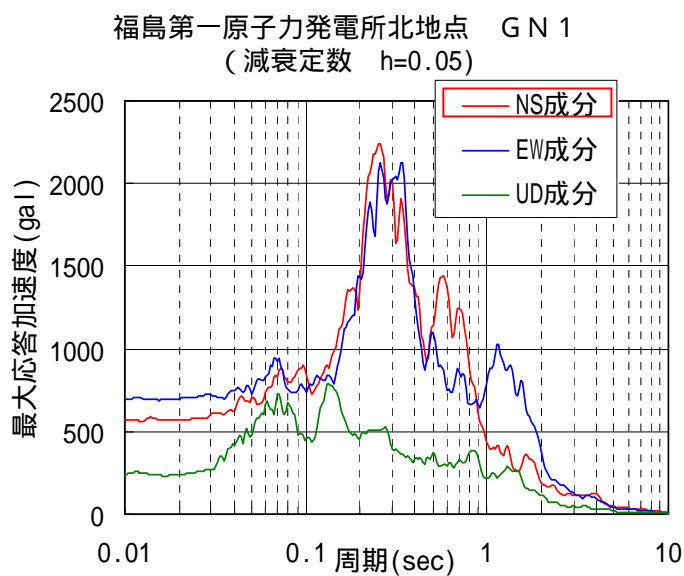
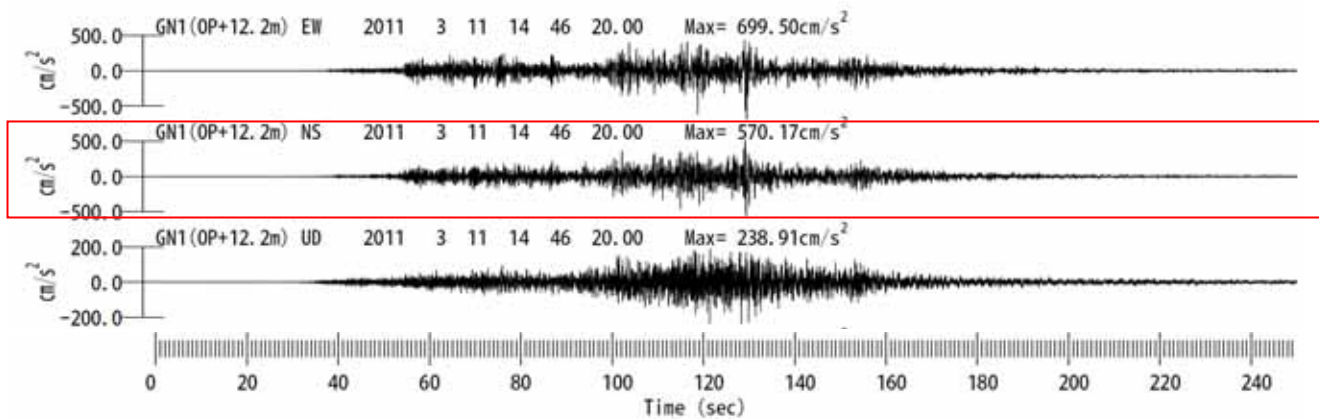


図 12 : 動的解析の入力地震動 (北地点での地震観測波形 : GL-2m)

表 1 : 解析物性値 (下段は設定根拠)

	土質区分		せん断波速度Vs	粘着力C	内部摩擦角	単位体積重量 t
			(m/s)	(kN/m ²)	(°)	(kN/m ³)
1	盛土層	Bsg	237	9.4	37.3	19.4
			H23調査結果	H20調査結果		
2	旧表土(河床堆積物:シルト)	Apt	260	91(平均的な値) 30(低下を考慮)	9(平均的な値) 0(低下を考慮)	14.7
			H23調査結果	2ケース実施		H20調査結果
3	旧表土(河床堆積物:砂礫)	Asg	260	0	35.0	18.6
			H23調査結果	N値と土質状況を勘案して設定		
4	旧表土(段丘堆積物)	Tsg	320	0	35.0	18.6
			H20調査結果	N値と土質状況を勘案して設定		
5	富岡層(風化砂岩)	To-ss(w)	300	0	33.0	18.6
			H20調査結果	N値と土質状況を勘案して設定		
6	富岡層(泥岩)	To-md	560	1960	0.0	17.1
			H20調査結果	「福島第一原子力発電所 原子炉設置変更許可申請書」より		

平均的な値: 当社データによる推定式(図13, N=7)により設定
 低下を考慮した値: Terzaghi and Peckの式(C=6.25N, N=5)より設定

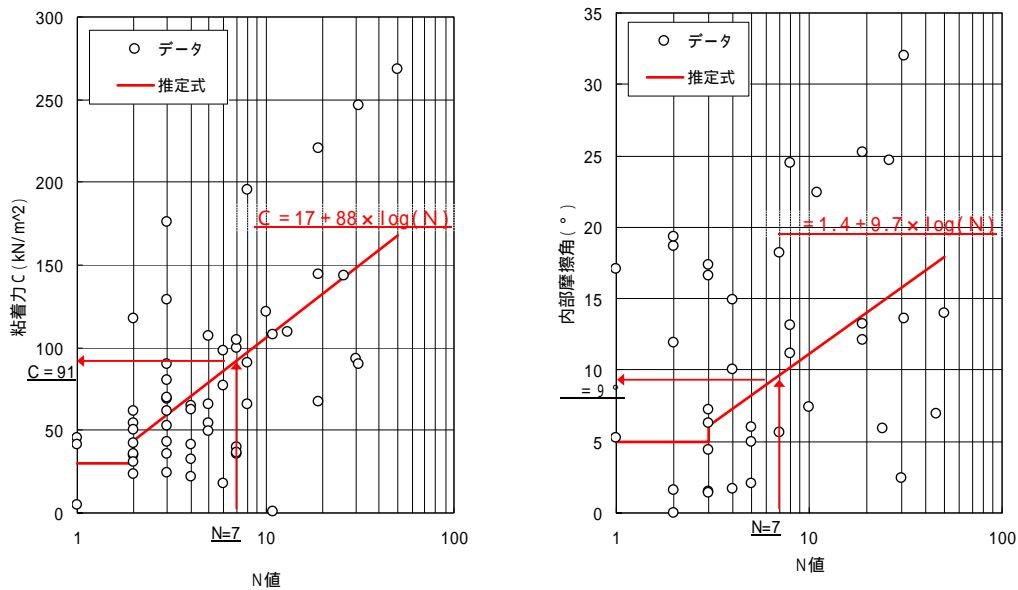


図 13 : 当社データ(粘性土)による旧表土層(Apt層)の地盤強度定数の推定

表 2 : 解析結果まとめ

ケース	解析手法	地震動	最小すべり安全率	備考
[[旧表土層の地盤物性: 強度定数 (当社データの平均: C = 91kN/m ² , = 9°)]]				
ケース1	静的解析 (修正フェレニウス法)	道路土工基準 (kh = 0.240)	1.103	
ケース2	動的解析 (等価線形化法)	発電所北地点の地震波形	1.051	
[[旧表土層の地盤物性: 強度定数 (Terzaghi and Peckの式: C = 30kN/m ² , = 0°)]]				
ケース3	静的解析 (修正フェレニウス法)	道路土工基準 (kh = 0.240)	0.681	粘着力C: Terzaghi and Peckの式より (C=6.25N) 内部摩擦角: 粘性土なので0とする 強度低下を考慮してN=5程度と想定
ケース4	動的解析 (等価線形化法)	発電所北地点の地震波形	0.665	

【検討結果: ケース1】

	旧表土層の強度特性	地震動	最小すべり安全率	備考
ケース1	強度定数 (当社データの平均) ($C = 91\text{kN/m}^2$, $\phi = 9^\circ$)	道路土工基準 ($kh = 0.240$)	1.103	

・平均的な物性値であれば、安全率は1.0を満たす

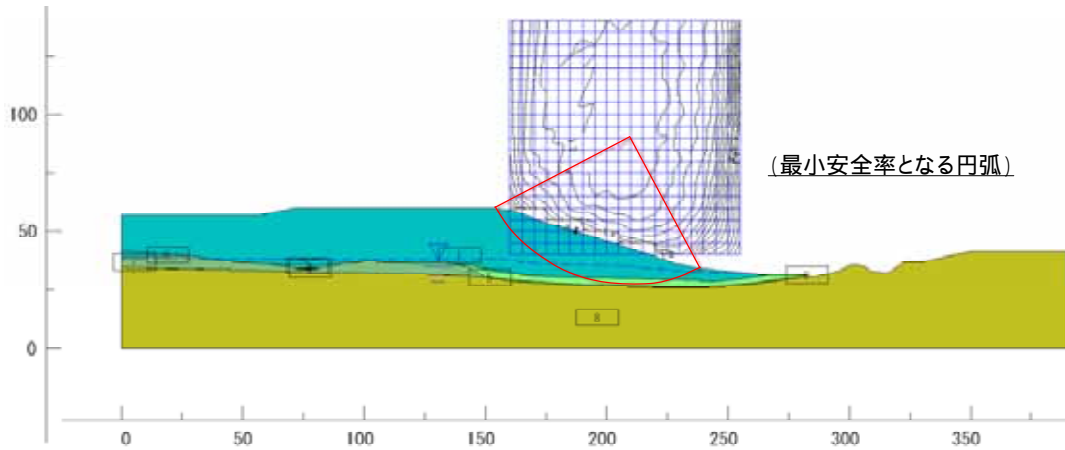


図 14(1) : 解析結果 (ケース 1)

【検討結果: ケース2】

	旧表土層の強度特性	地震動	最小すべり安全率	備考
ケース2 (動的解析)	強度定数 (当社データの平均) ($C = 91\text{kN/m}^2$, $\phi = 9^\circ$)	発電所北地点の地震波形	1.051	

・すべり安全率は1.0を満足する。

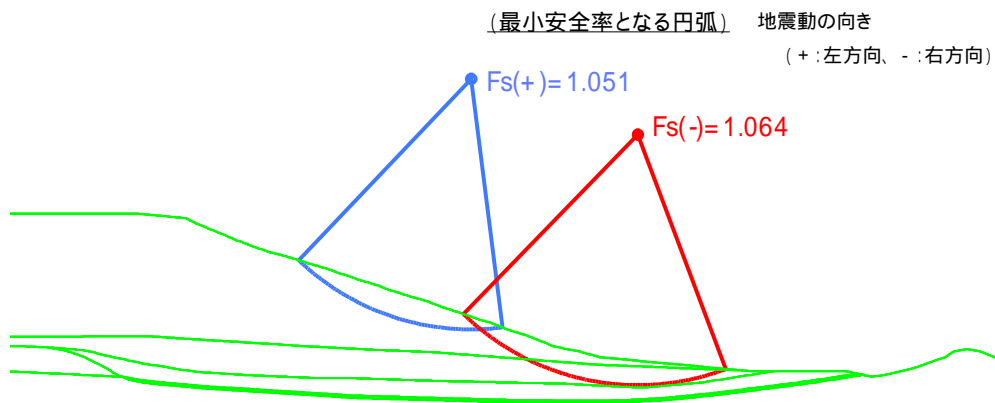


図 14 (2) : 解析結果 (ケース 2)

【検討結果: ケース3】

	旧表土層の強度特性	地震動	最小すべり安全率	備考
ケース3	強度定数 (Terzaghi and Peckの式) ($C = 30\text{kN/m}^2$, $\phi = 0^\circ$)	道路土工基準 ($kh = 0.240$)	0.681	粘着力C: Terzaghi and Peckの式より ($C=6.25\text{N}$) 内部摩擦角 : 粘性土なので0

・強度低下を考慮した物性値では、安全率が1.0以下となる

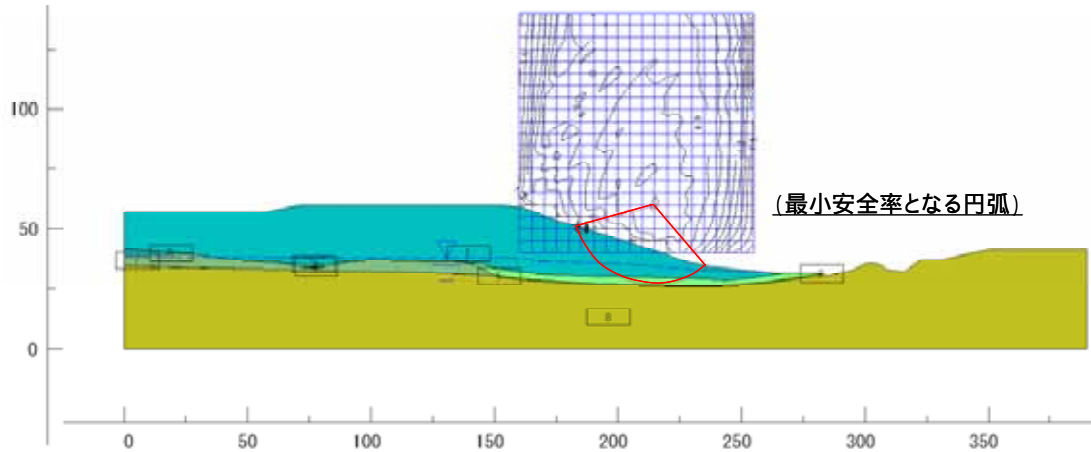


図 14 (3) : 解析結果 (ケース 3)

【検討結果: ケース4】

	旧表土層の強度特性	地震動	最小すべり安全率	備考
ケース4 (動的解析)	強度定数 (Terzaghi and Peckの式) ($C = 30\text{kN/m}^2$, $\phi = 0^\circ$)	発電所北地点の地震波形	0.665	粘着力C: Terzaghi and Peckの式より ($C=6.25\text{N}$) 内部摩擦角 : 粘性土なので0

・最小すべり安全率は1を大きく下回り、いずれも旧表土層を通る円弧で滑る

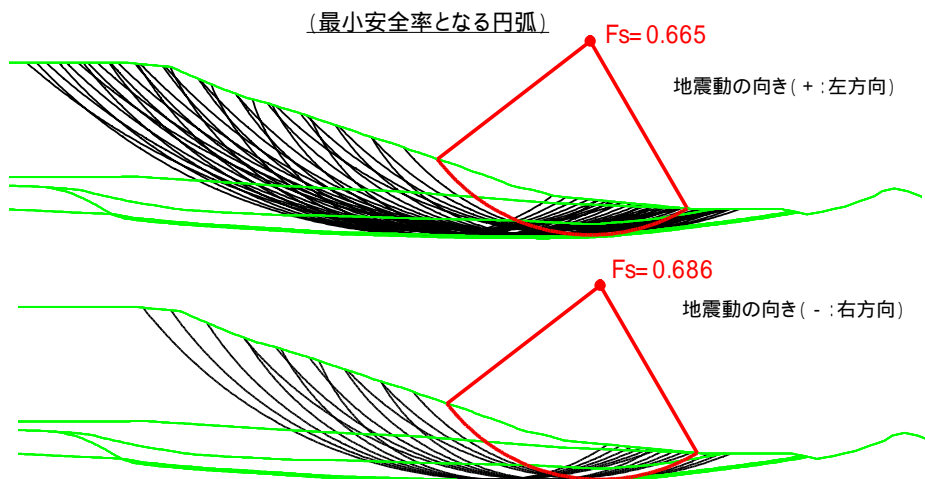


図 14 (4) : 解析結果 (ケース 4)

4 . 調査・検討結果から推定される盛土の崩壊原因

震災後の調査の結果、崩壊した箇所地盤強度が特に低かったとはいえないこと、崩壊箇所の法面が1：3という緩勾配で施工されていたことに加え、最大加速度発生時にも盛土は崩壊していないことから、盛土は供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動（レベル2地震動）に対する耐震性を有していたものと考えられる。

こうしたなかで、結果的に盛土が崩壊していることから、崩壊原因については、沢を埋めた盛土中に地下水位が存在する状況において、史上稀にみる強くて長い地震動の繰り返し応力が作用したことにより、地下水位内の地盤の強度が低下したことによるものと考えられる。

以 上