

2. 要因分析結果

当該鉄塔は斜面法尻に位置し、埋戻土が広く分布することから、 S_s-D の鉛直成分の地盤応答が卓越する要因として、これらの影響が考えられる。

要因分析を行うにあたり、複数地点での地盤応答を抽出し、応答スペクトルを作成した。結果を図2に示す。

【確認された事象の整理】

図2より、以下の事象が確認された。

- S_s-D では、鉄塔位置の水平動が小さく、最大 2000cm/s^2 程度である。斜面法尻から離れると、水平動は大きくなり、最大 3000cm/s^2 程度となる。（ S_s-D の節点2071と節点3389等を参照）
また、当該鉄塔上方の斜面では、最大 5000cm/s^2 程度と水平動が卓越する。（ S_s-D の節点974参照）
- 当該鉄塔直下の埋戻土は、谷部を埋め立てており、谷部中央付近では水平動が卓越する一方で、当該鉄塔が位置する谷部中央付近から離れた位置では鉛直動が卓越している。（ S_s-D の節点3389（谷部中央）と節点2071・3929（谷部中央付近から離れた位置）を参照）
- S_s-N1 では、当該鉄塔位置で水平動が小さい傾向は認められるものの、 S_s-D ほど顕著ではない。 S_s-D で確認された鉛直動の傾向についても認められない。

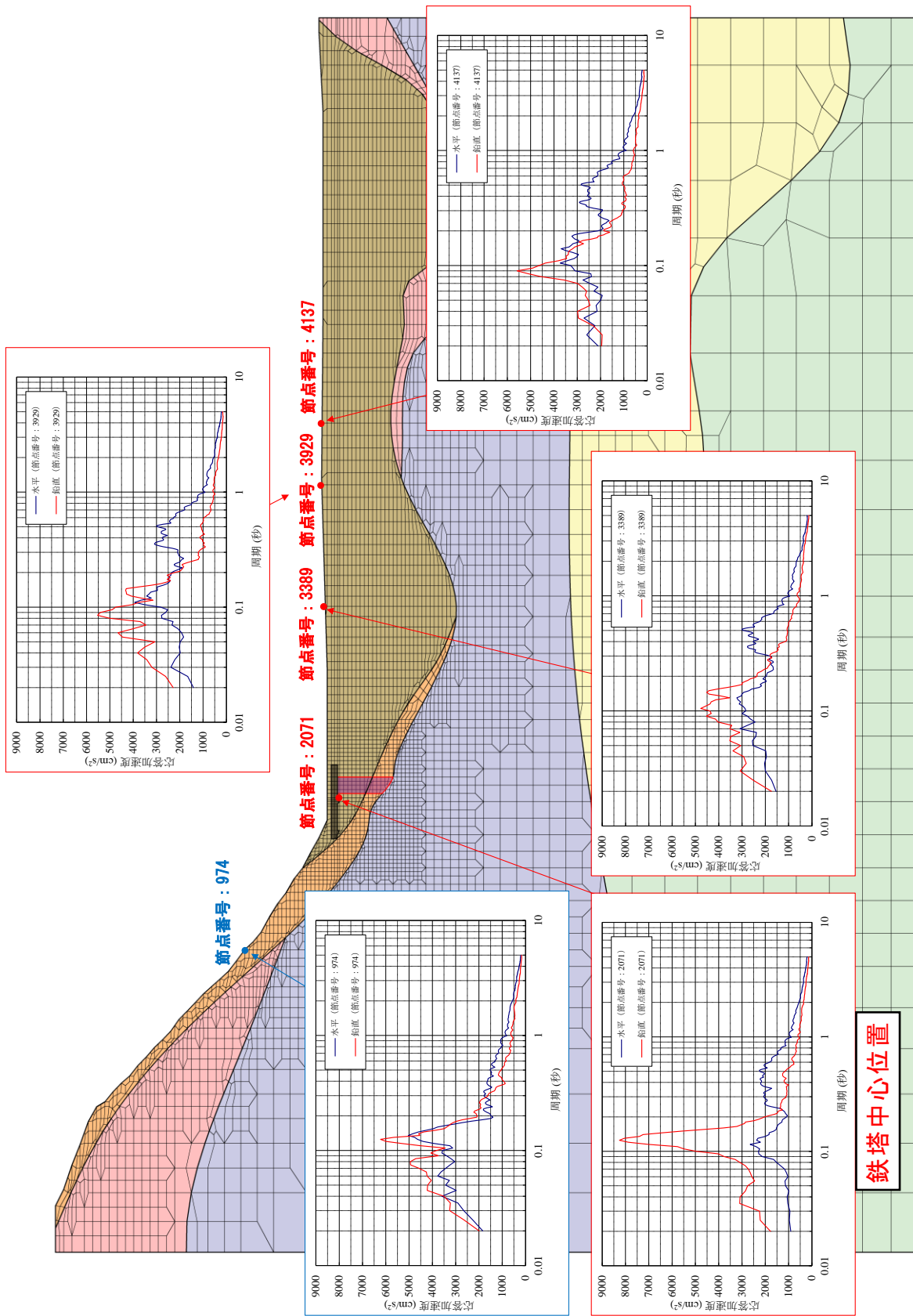


図2(1/2) 220kV第二島根原子力幹線No.1鉄塔 入力地震動の各地点での応答スペクトル(S s -D) (h=5%)

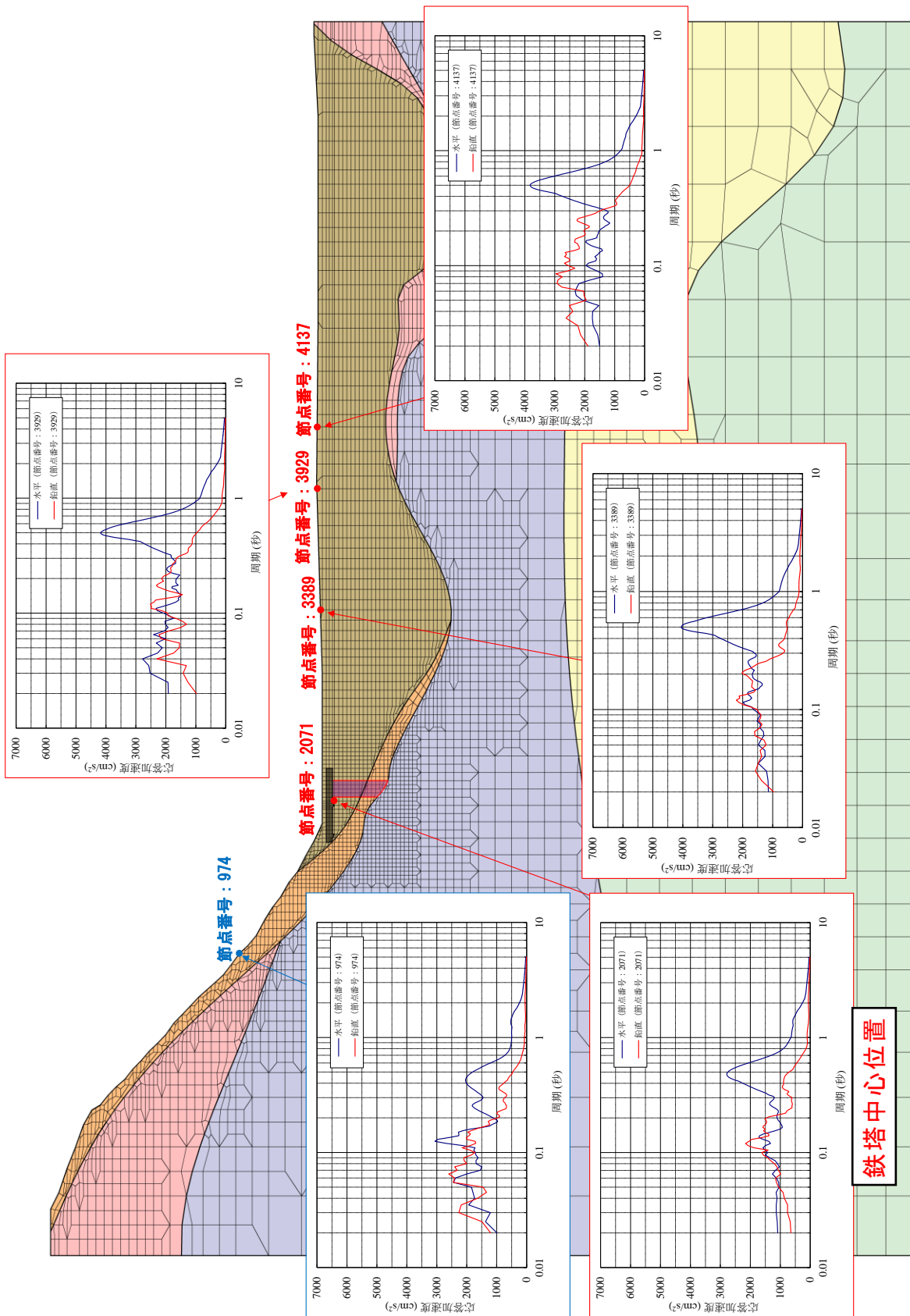


図2(2/2) 220kV第二島根原子力幹線No.1鉄塔 入力地震動の各地点での応答スペクトル(S s - N 1) (h=5%)

【 $S_s - D$ の入力地震動で鉛直動が卓越する要因分析】

以上のことから、 $S_s - D$ の入力地震動において、鉛直動が卓越する要因は、以下の2つであると考えられる。

- ①当該鉄塔が斜面法尻付近に位置しており、斜面の存在により水平動が抑えられる傾向にある。
- ②当該鉄塔直下の埋戻土は谷部を埋め戻しており、谷部中央付近では水平動が卓越する一方で、当該鉄塔が位置する谷部中央付近から離れた位置では鉛直動が卓越する。

【結論】

$S_s - D$ において鉛直動が卓越する要因は、地形及び埋戻土の分布形状によるものであると考えられることから、入力地震動の算定結果は妥当と評価する。

【S_s-N1の入力地震動で鉛直動が卓越していない要因分析】

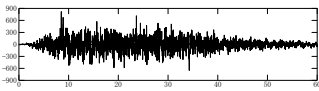
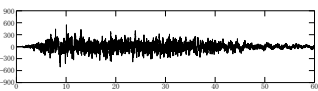
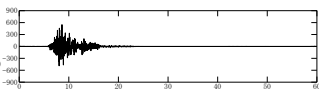
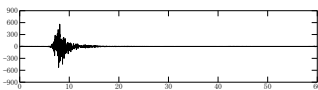

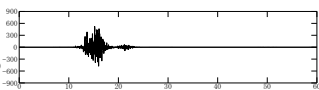
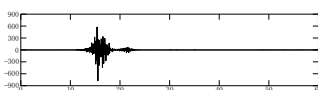

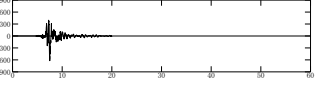
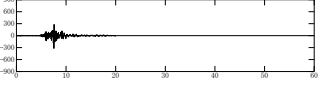
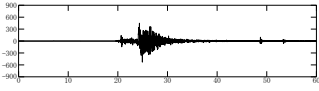
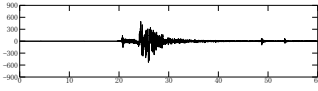
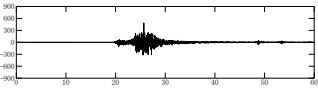
S_s-N1の入力地震動において、S_s-Dに比べて鉛直動が卓越していない要因は、以下のとおりと考えられる。

①表1のとおり、S_s-Dは全地震動中、水平動が最も大きく(820cm/s²)、鉛直動も最も大きい(547cm/s²)。

②一方で、S_s-N1は、他の地震動に比べ、水平動は大きいものの(620cm/s²)、鉛直動が最も小さい(320cm/s²)。

このため、地盤応答も、水平動に比べ鉛直動が卓越しない傾向にあると考えられ、S_s-Dの入力地震動で確認された「水平動より鉛直動が卓越する現象」が確認されなかったと考えられる。

表1 基準地震動の最大加速度値

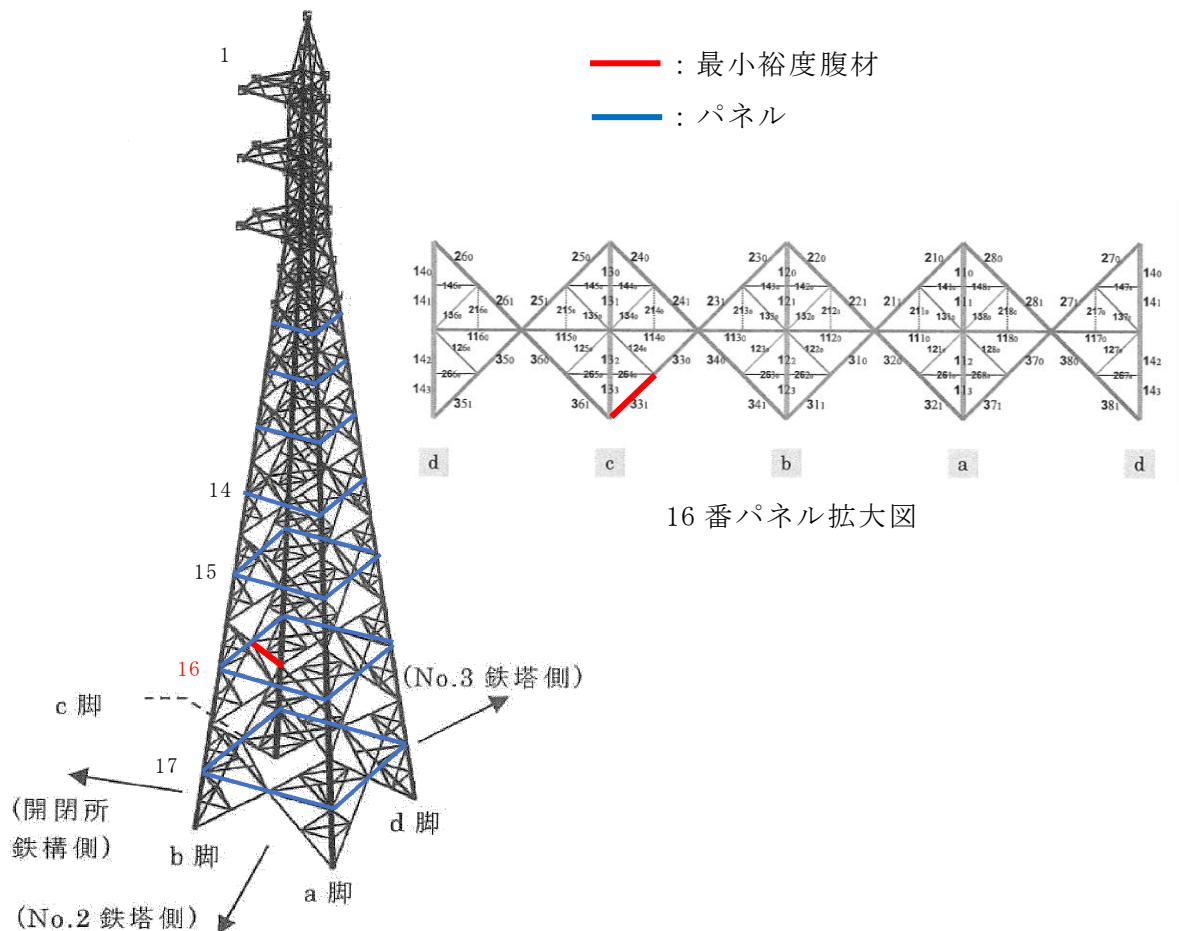
基準地震動	水平方向(NS成分)	水平方向(EW成分)	鉛直方向
S _s -D	最大820(cm/s ²) 		最大547(cm/s ²) 
S _s -F1	最大549(cm/s ²) 	最大560(cm/s ²) 	最大337(cm/s ²) 
S _s -F2	最大522(cm/s ²) 	最大777(cm/s ²) 	最大426(cm/s ²) 
S _s -N1	最大620(cm/s ²) 		最大320(cm/s ²) 
S _s -N2	最大528(cm/s ²) 	最大531(cm/s ²) 	最大485(cm/s ²) 

注記* : 表中のグラフは各基準地震動の加速度時刻歴波形[縦軸:加速度(cm/s²), 横軸:時間(s)]

水平 2 方向及び鉛直方向の地震力の組合せによる鉄塔の耐震評価への影響

1. 概要

鉄塔の耐震評価においては、水平 1 方向と鉛直方向の地震力を同時に入力しており、水平成分の入力方向は 45 度刻みの 8 ケースとしている。水平 2 方向の地震力の組合せによる影響については、各水平方向入力による応力発生部材が異なるため影響は小さいと考えられるが、ここでは、全評価対象鉄塔の耐震評価の結果、裕度が最小となる 66kV 鹿島支線 No. 2-1 の 16 番パネル腹材（材質 SS400、寸法 L60×5）（以下「最小裕度腹材」という。）の圧縮荷重に対する評価を例に、水平 2 方向及び鉛直方向の地震力の組合せを考慮した場合においても、水平 1 方向と鉛直方向の地震力を同時に入力した場合と比べて影響が軽微であること及び鉄塔の構造健全性は保持されることを説明する。最小裕度腹材の位置を図 1 に示す。



2. 水平 2 方向及び鉛直方向の地震力の組合せを考慮した場合の鉄塔（最小裕度腹材）に発生する荷重

(1) 水平 2 方向及び鉛直方向の地震力の組合せを考慮した場合の鉄塔（最小裕度腹材）に発生する地震荷重

水平 2 方向及び鉛直方向の地震力の組合せを考慮した場合の最小裕度腹材に発生する地震荷重を算出するに当たり、地震力を水平方向及び鉛直方向から個別に作用させた解析を実施した。また、鉄塔の耐震評価と同様に、水平方向の地震動の入力方向は、45 度刻みとした 8 ケースとした。各入力方向における地震荷重の最大値を表 1 に、水平方向入力により生じる地震荷重の最大値と同時刻における鉛直方向入力による地震荷重を表 2 に示す。

水平 2 方向の地震力の組合せを考慮した場合の最小裕度腹材に発生する地震荷重 F_h は、最大値の非同時性を考慮して、表 1 における最小裕度腹材の水平成分の各入力方向の地震荷重の最大値（ 0° 入力の圧縮荷重の 33.6kN）と、これと直交する入力方向の地震荷重の最大値（ 90° 入力又は 270° 入力の 8.1kN）を S R S S により合成する。水平 2 方向入力を考慮した地震荷重 F_h は以下のとおり算出される。

$$\begin{aligned}
 F_h &= \sqrt{(0^\circ \text{ 入力の圧縮荷重})^2 + (270^\circ \text{ 入力の圧縮荷重})^2} \\
 &= \sqrt{(33.6)^2 + (8.1)^2} \\
 &= 34.6\text{kN}
 \end{aligned}$$

表 2 より、水平方向の地震荷重 F_h と組み合わせる鉛直方向の地震荷重 F_v は、 0° 入力、 90° 入力又は 270° 入力の地震荷重の最大値（ 270° 入力の 1.6kN）とし、最小裕度腹材に発生する地震荷重 F は以下のとおり算出される。

$$\begin{aligned}
 F &= F_h + F_v \\
 &= 34.6 + 1.6 \\
 &= 36.2\text{kN}
 \end{aligned}$$

表 1 各入力方向における最小裕度腹材の圧縮方向地震荷重
(下線部は最大値を示す。)

入力方向	0°	45°	90°	135°	180°	225°	270°	315°
地震荷重 (kN)	<u>33.6</u>	18.0	8.1	24.9	26.7	15.7	8.1	29.6

表 2 水平方向入力により生じる地震荷重の最大値と同時刻における鉛直方向入力による圧縮方向地震荷重

入力方向	0°	45°	90°	135°	180°	225°	270°	315°
地震荷重 (kN)	1.5	1.5	0.0	-0.2	1.1	1.1	1.6	1.5

(2) 鉄塔の耐震評価（水平 1 方向と鉛直方向の地震波を同時に入力）における地震荷重との比較

鉄塔の耐震評価（水平 1 方向と鉛直方向の地震波を同時に入力）における地震荷重と水平 2 方向及び鉛直方向の地震力の組合せを考慮した場合の地震荷重を比較した結果を表 3 に示す。鉄塔の耐震評価における地震荷重と水平 2 方向及び鉛直方向の地震力の組合せを考慮した場合の地震荷重の差は 3%程度であり，影響は軽微であることを確認した。

表 3 鉄塔の耐震評価における地震荷重と水平 2 方向及び鉛直方向の地震力の組合せを考慮した場合の地震荷重の比較

鉄塔の耐震評価（水平 1 方向と鉛直方向の地震波を同時に入力）における地震荷重 (①)	水平 2 方向及び鉛直方向の地震力の組合せを考慮した場合の地震荷重 (②)	(②-①)/①
35.2kN	36.2kN	2.85%

(2) 構造健全性の確認結果

2. (1) で得られた水平 2 方向及び鉛直方向の地震力の組合せを考慮した場合の地震荷重 F に風荷重及び自重により発生する荷重を足し合わせた荷重と最小裕度腹材の許容圧縮強度 C' を比較することにより，水平 2 方向同時入力を考慮した場合においても，構造健全性が保持されることを確認する。

最小裕度腹材に発生する荷重を表 4 に，最小裕度腹材に発生する荷重と許容圧縮強度の比較結果を表 5 に示す。表 5 より，発生荷重が許容圧縮強度以下となっており，鉄塔の構造健全性は保持されることを確認した。

表 4 最小裕度腹材に発生する荷重

地震荷重(kN)	自重(kN)	風荷重(kN)	合計(kN)
36.2	3.9	11.2	51.3

表 5 最小裕度腹材に発生する荷重と許容圧縮強度の比較結果

最小裕度腹材に発生する荷重 (①)	最小裕度腹材の許容圧縮強度 C' (②)	評価結果 (① ≤ ② : ○)
51.3kN	51.7kN	○

3. まとめ

全評価対象鉄塔のうち裕度が最小となる 66kV 鹿島支線 No. 2-1 の 16 番パネル腹材に対して、水平 2 方向及び鉛直方向の地震力の組合せを考慮した場合における地震荷重と鉄塔の耐震評価における地震荷重を比較した結果、その差は 3%程度であり、影響は軽微であることを確認した。また、水平 2 方向及び鉛直方向の地震力の組合せを考慮した場合の最小裕度腹材の発生荷重は、許容圧縮強度以下となっていることから、水平 2 方向及び鉛直方向の地震力の組合せを考慮した場合においても、鉄塔の構造健全性は保持されることを確認した。

現状の鉄塔基礎耐震評価における妥当性確認について

鉄塔本体と同様に 66kV 鹿島支線 No.2-1 鉄塔基礎について、現状の水平 1 方向と鉛直方向の地震波同時入力による評価の妥当性について検証を行った。

1. 鉄塔本体から基礎に作用する荷重について

鉄塔基礎の静的応力解析で考慮する荷重は、常時荷重、風荷重及び基準地震動 S_s による地震時荷重であり、地震時荷重については、鉄塔本体から作用する荷重と地盤から作用する荷重を考慮している。

66kV 鹿島支線 No.2-1 鉄塔は、 45° 刻みで 8 方向の地震動波形を入力した解析（動的解析）を実施しており、動的解析の結果、基礎へ伝わる荷重（全時刻最大値）を入力して基礎の解析を実施している。

2. 地盤から基礎に作用する荷重について

地盤から基礎に作用する荷重（土圧及び慣性力）のうち土圧が最大となる時刻を特定するために、杭先端と杭頭の相対変位最大時刻を抽出して、地震応答解析で得られる荷重を設定している。

以上より、鉄塔本体から基礎へ作用する荷重と、地盤から基礎へ作用する荷重の時刻は必ずしも同時刻とはならない。

3. 現状評価の妥当性について

鉄塔から基礎へ作用する荷重は、圧縮力、引揚力及び水平力があるが、それぞれの最大荷重が発生する時刻は異なると考えられる。

これは、鉄塔基礎荷重のうち、圧縮力が最大となる時刻が実際には x (25.56) 秒で、地盤から基礎へ作用する荷重（土圧）が最大となる時刻が y (34.59) 秒である場合、鉄塔基礎耐震評価においては、保守的な評価となるよう、 y (34.59) 秒の土圧荷重に x (25.56) 秒の鉄塔荷重を組み合わせているためである。

したがって、水平 2 方向評価を実施するとして、 y 秒についての検討を実施しようとした場合、鉄塔本体からの作用荷重も y 秒の値を使用するとすれば、地盤からの作用荷重は微増すると考えられるが、鉄塔本体からの荷重は減少することとなるため現状の評価で問題ないと判断している。

以上

220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 鉄塔基礎の耐震補強について

1. 220kV第二島根原子力幹線No. 1鉄塔基礎の耐震評価概要

(1) 鉄塔基礎

220kV第二島根原子力幹線No. 1鉄塔基礎の概要を図1に示す。

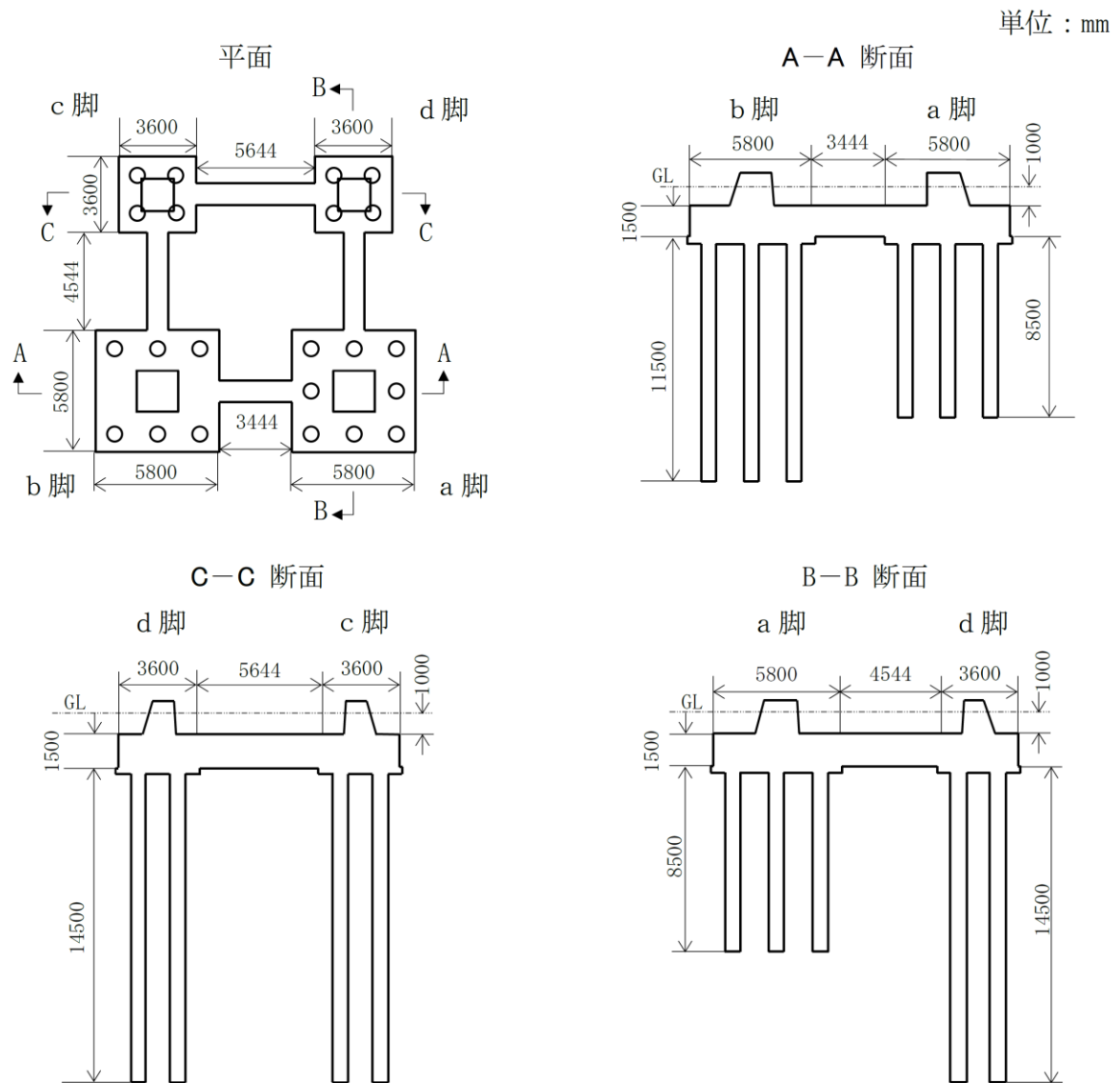


図1 220kV第二島根原子力幹線No. 1鉄塔基礎の概要

(2) 耐震評価結果

照査結果の概要を表1, 表2及び表3に示す。照査結果については, 各照査項目の最大照査値を示す。

照査の結果, 220kV第二島根原子力幹線No.1鉄塔基礎については, 鋼管杭, つなぎ梁及び基礎柱体部で許容限界を満足しない箇所が確認され, 基礎の耐震安全性確保のために耐震補強が必要となった。

表1 鋼管杭の曲げ・せん断応力照査結果

照査項目	対象脚	最大発生応力度／許容応力度	
		S _s -D	S _s -N1
軸力と 曲げモーメント	a脚	0.98	<u>1.06*</u>
	b脚	0.76	0.92
	c脚	0.77	<u>1.12*</u>
	d脚	0.76	<u>1.10*</u>
せん断力	a脚	0.14	0.08
	b脚	0.10	0.11
	c脚	0.06	0.09
	d脚	0.08	0.09

注記*：下線部は許容限界を満足しない箇所

表2 鋼管杭の鉛直支持力・引抜き抵抗力照査結果

照査項目	対象脚	最大発生応力度／許容応力度	
		S _s -D	S _s -N1
鉛直支持力*1	a脚	—	—
	b脚	—	—
	c脚	0.41	0.41
	d脚	0.41	0.38
引抜き抵抗力*1	a脚	0.69	<u>1.06*2</u>
	b脚	0.77	0.94
	c脚	—	—
	d脚	—	—

注：上表において, 鉛直支持力及び引抜き抵抗力の「—」は, 対象基礎杭に支持力並びに引抜き力が作用しないことを示す。

注記*1：鉛直支持力及び引抜き抵抗力は「建築基礎構造設計指針」に準拠

*2：下線部は許容限界を満足しない箇所

表3 柱体部、床板部及びつなぎ梁の曲げ・せん断応力照査結果

照査項目		対象脚	最大発生応力度／許容応力度	
			S s - D	S s - N 1
柱体部	コンクリート 圧縮応力度	a 脚	0.12	0.71
		b 脚	0.18	0.11
		c 脚	0.23	0.24
		d 脚	0.21	0.20
	鉄筋 引張応力度	a 脚	<u>1.54</u> *	<u>2.41</u> *
		b 脚	<u>1.40</u> *	<u>1.44</u> *
		c 脚	0.02	0.01
		d 脚	0.01	—
コンクリート せん断応力度	a, b, c, d 脚	0.54	<u>1.70</u> *	
床板部	コンクリート 圧縮応力度	a, b 脚	0.36	0.35
		c, d 脚	0.04	0.04
	鉄筋 引張応力度	a, b 脚	0.68	0.66
		c, d 脚	0.08	0.08
	コンクリート せん断応力度	a, b 脚	0.54	0.52
		c, d 脚	0.37	0.37
つなぎ梁	コンクリート 圧縮応力度	a-b 脚	0.86	0.80
		b-c 脚	0.61	0.69
		c-d 脚	<u>1.08</u> *	<u>1.22</u> *
		d-a 脚	0.30	0.22
	鉄筋 引張応力度	a-b 脚	<u>4.82</u> *	<u>4.22</u> *
		b-c 脚	<u>3.26</u> *	<u>4.27</u> *
		c-d 脚	<u>2.91</u> *	<u>3.43</u> *
		d-a 脚	<u>5.00</u> *	<u>5.45</u> *
コンクリート せん断応力度	a, b, c, d 脚	0.86	0.92	

注記*：下線部は許容限界を満足しない箇所

注：発生応力度は解析コード「EMR G I N G ver. 12.4C」を用いて算出した。

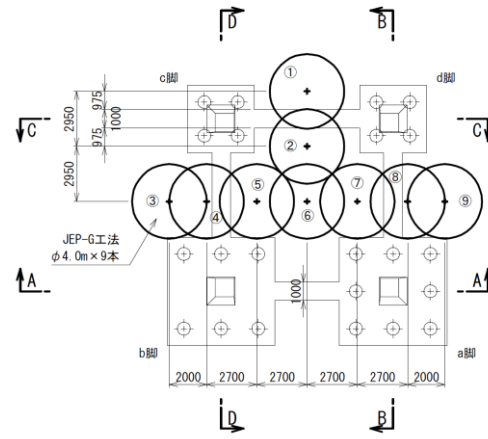
2. 耐震補強対策工の設計

耐震補強対策工について検討した結果、地中に地盤改良体を造成することで鋼管杭に作用する土圧を低減させる地盤改良を行うこととした。地盤改良の範囲は地中変位が大きいc脚及びd脚付近とした。また、改良は第2速度層より上方の埋戻土（掘削ズリ）まで実施した。

鉄塔基礎床板を一体化しているつなぎ梁のコンクリート増し打ちを行うとともに、柱体部（a, b脚）に対してもコンクリート増し打ちによる耐力増加を図った。

地盤改良概要図を図2に示し、鉄塔基礎補強対策工概要図を図3に示す。

また、鉄塔基礎補強対策工配筋図を図4に示す。



①、②：平均改良長：13.37m
 ③～⑨：平均改良長：10.52m
 ※各断面における改良長はa脚およびc脚で実施されたボーリング調査結果をもとに推定した。

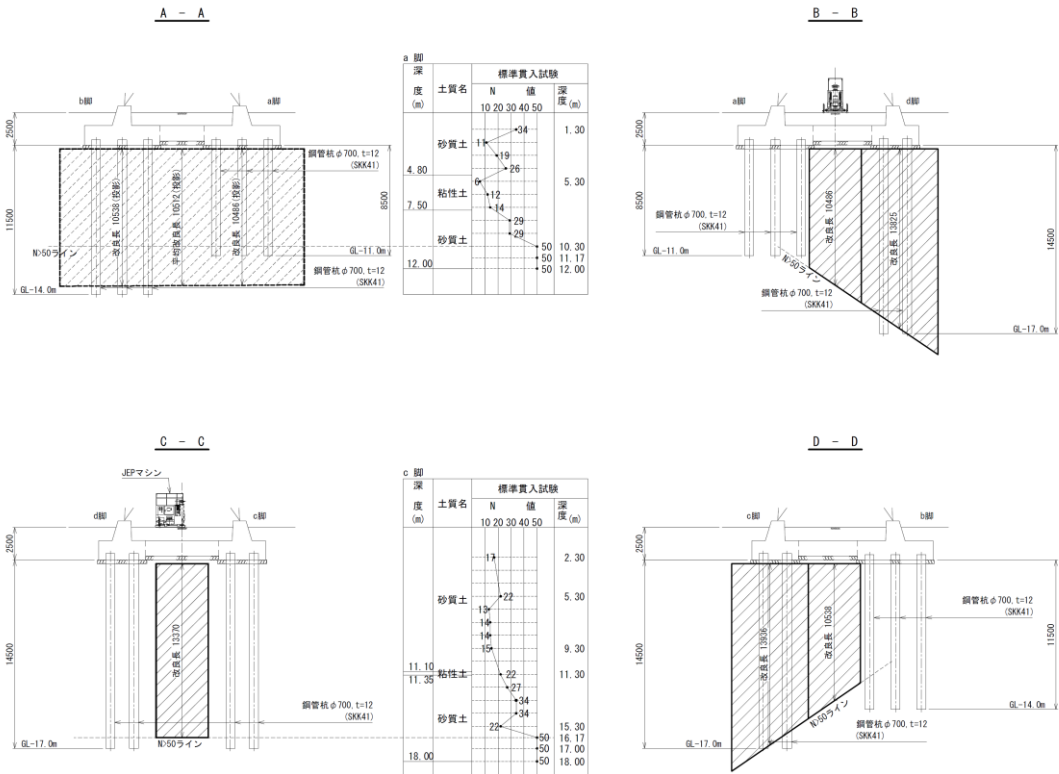


図2 地盤改良概要図

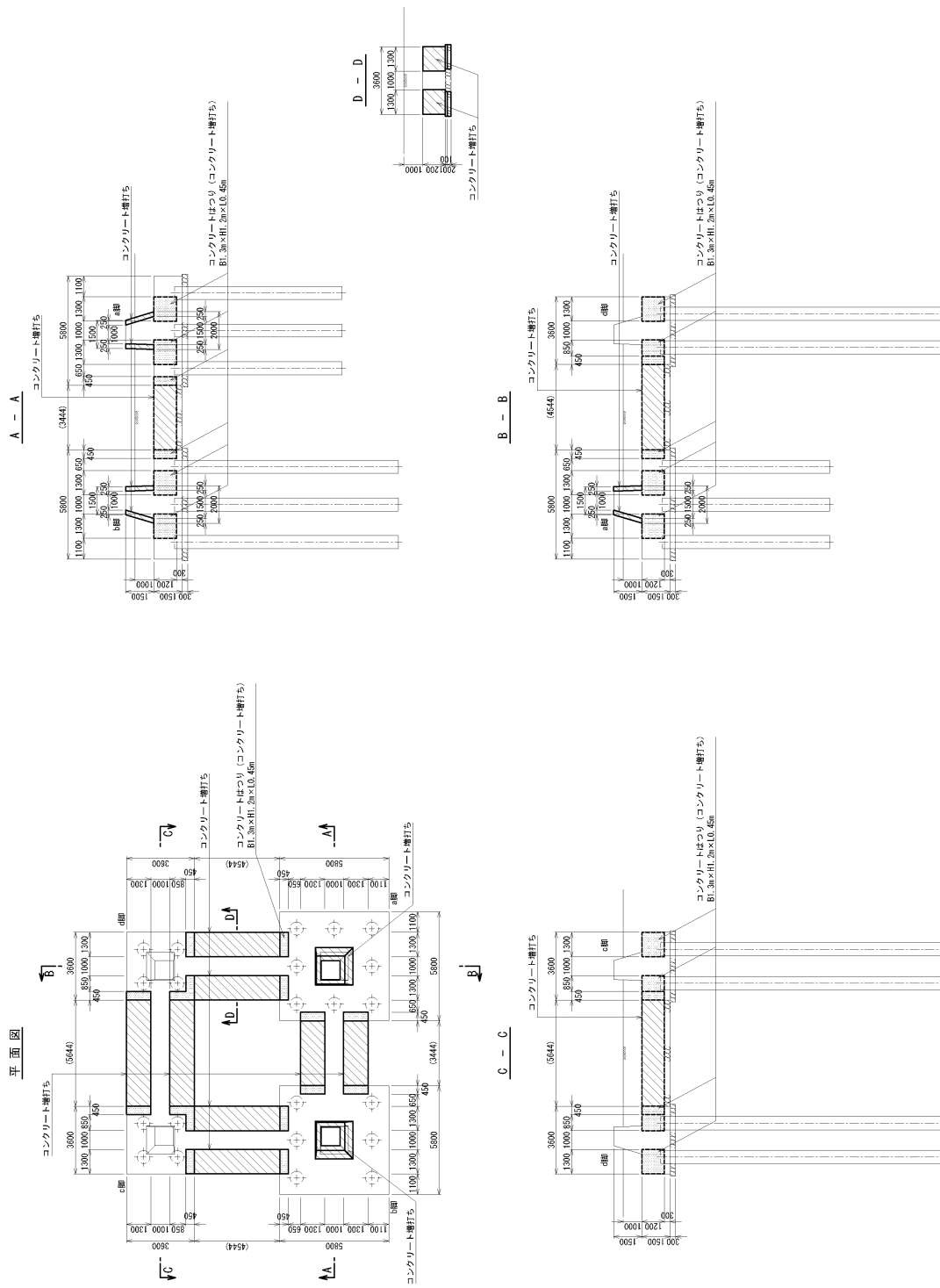


図3 鉄塔基礎補強対策工概要図

解析コード「T D A P III」の検証及び妥当性確認等について

T D A P III ver. 3.04の検証及び妥当性確認等について、表1に示す。

表1 T D A P III ver. 3.04の検証及び妥当性確認等

項目	コード名
	T D A P III
使用目的	3次元有限要素法による静的線形解析 (3次元静的フレーム解析)
開発機関	大成建設株式会社 株式会社アーク情報システム
開発時期	1994年
使用したバージョン	ver. 3.04
コードの概要	<p>T D A P III (以下「本解析コード」という。)は、2次元及び3次元の有限要素解析等の汎用プログラムである。主として、地盤～構造物連成系の地盤応答解析を行うものである。また、土木・建築分野に特化した要素群、材料非線形モデルを数多くサポートしており、日本国内では、建設分野を中心として、官公庁、大学、民間問わず、多くの利用実績がある。</p> <p>本解析コードの主な特徴は、以下のとおりである。</p> <ol style="list-style-type: none"> ① 2次元及び3次元有限要素プログラムである。 ② 地盤～構造物連成系モデルの相互作用解析が可能である。 ③ 線形要素、平面要素、立体要素等を用いることができる。 ④ 静的解析を引継いだ動的解析を行うことができる。 ⑤ 地盤及び構造物の非線形を考慮できる。
検証 (Verification) 及び 妥当性確認 (Validation)	<p>【検証 (Verification)】 本解析コードの検証内容は以下のとおりである。 今回の補足説明資料で使用する3次元静的フレーム解析の検証として、審査実績のある他の解析コード・バージョンとの3次元フレーム解析との比較により、要素に発生する断面力がおおむね一致することを確認している。本解析コードの運用環境について、開発機関から提示されていた要件を満足していることを確認している。</p> <p>【妥当性確認 (Validation)】 本解析コードの妥当性確認の内容は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・本解析コードは、国内の土木・建築分野における使用実績を有しており、妥当性は十分に確認されている。 ・今回の補足説明資料で行う3次元フレームモデルによる静的解析の用途、適用範囲が、上述の妥当性確認範囲内にあることを確認している。

1. 一般事項

T D A P IIIは、2次元及び3次元の有限要素解析等を行う汎用プログラムである。土木・建築分野に特化した要素群、材料非線形モデルを多数準備し、FEM等のモデル化を容易にしている。

解析対象としては、地盤と構造物の連成モデルの耐震解析に用いられることが多く、高速道路（全体モデル、橋脚、杭基礎等）、橋梁、地下トンネル、上下水道施設、原子力発電所施設、起振実験や静的加力実験等の数値シミュレーション等の解析にも多くの実績がある計算機コードであり、3次元フレームモデルによる静的解析に用いる。

2. 解析コードの特徴

T D A P IIIは、2次元及び3次元の有限要素解析等の汎用プログラムである。主な特徴を下記に示す。

- ・ 2次元及び3次元有限要素プログラムである。
- ・ ばね要素、はり要素、平面要素、立体要素等、多くの要素が用意されており、種々のタイプの構造物の解析を行うことができる。
- ・ 静的解析後に、同じモデルを使い、解析条件及び荷重条件を変更し動的解析を行うことができる。

3. 解析手法

3.1 剛性方程式

多自由度系の剛性方程式は一般に下式で表わされる。

$$[K]\{U\}=\{F\}$$

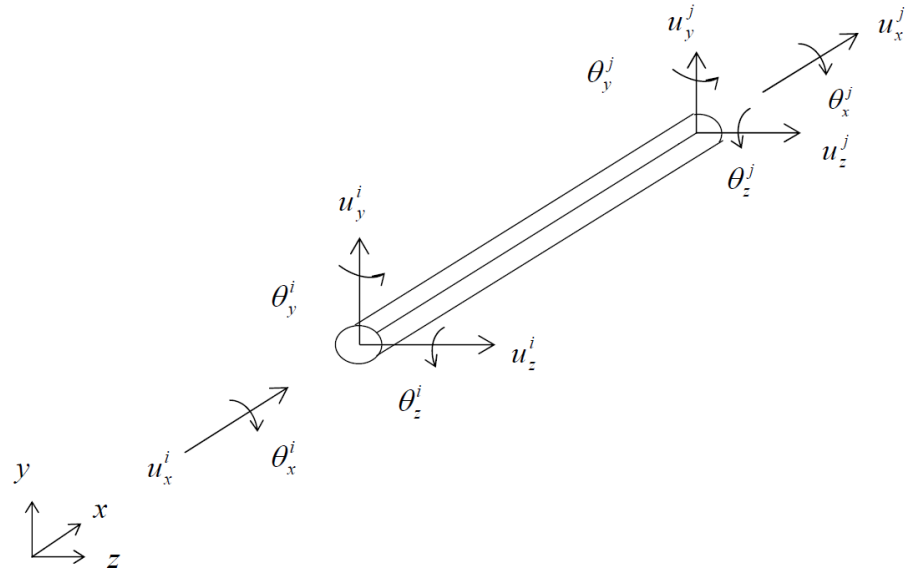
ここで、

[K] : 剛性マトリクス

{U} : 変位ベクトル

{F} : 荷重ベクトル

3.2 部材座標系における要素行列



- G せん断弾性係数
- E ヤング率
- ν ポアソン比
- ρ 密度
- A 断面積
- A_y, A_z y および z 方向の有効せん断断面積 (*)
- J ねじりモーメント
- I_y, I_z y および z 軸まわりの断面2次モーメント
- L はりの長さ

(*) $A_y = A/y$ 方向せん断断面積係数
 $A_z = A/z$ 方向せん断断面積係数

4. 解析フローチャート

本コードを用いた解析フローチャートを図 1 に示す。

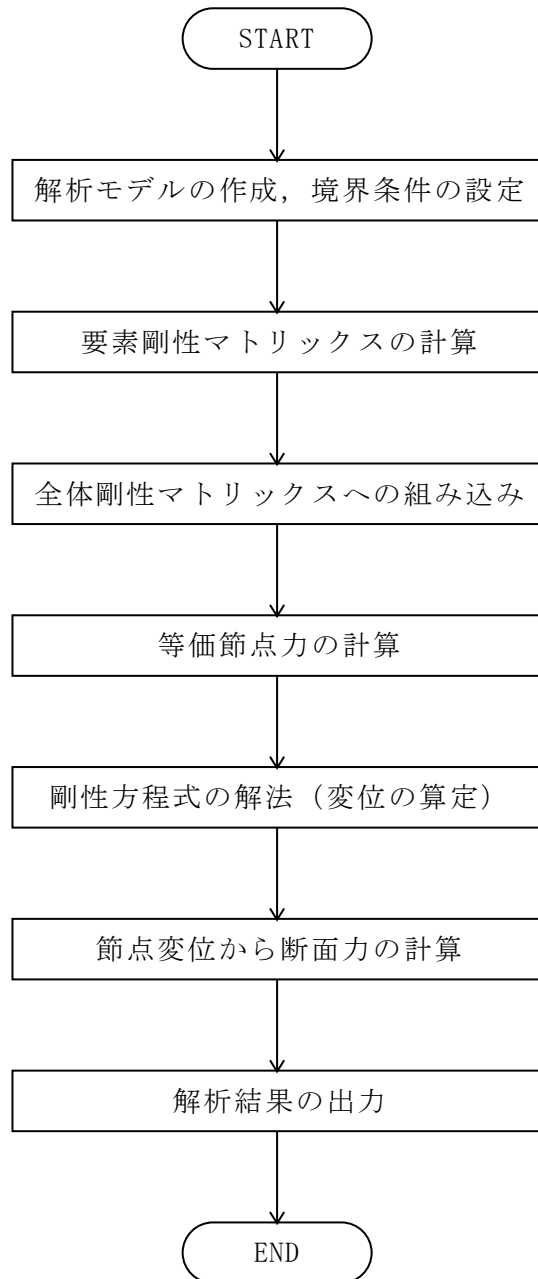


図 1 解析フローチャート

5. 検証 (Verification) 及び妥当性確認 (Validation)

解析コード TDAP III の検証として、TDAP III の 3次元はり要素による解析結果と他解析コード「NX NASTRAN ver10.3.1B」による解析結果との比較検証を行う。

5.1 3次元フレーム解析による静的解析の検証

5.1.1 解析条件

3次元フレームモデルを用い、静的に集中荷重を入力する。解析モデルを図2に、3次元梁要素物性パラメータを表2に示す。

解析モデルの節点1に集中荷重としてX軸方向へ10kNを作用させる。

拘束条件として節点10～13を変位・回転全方向固定とする。

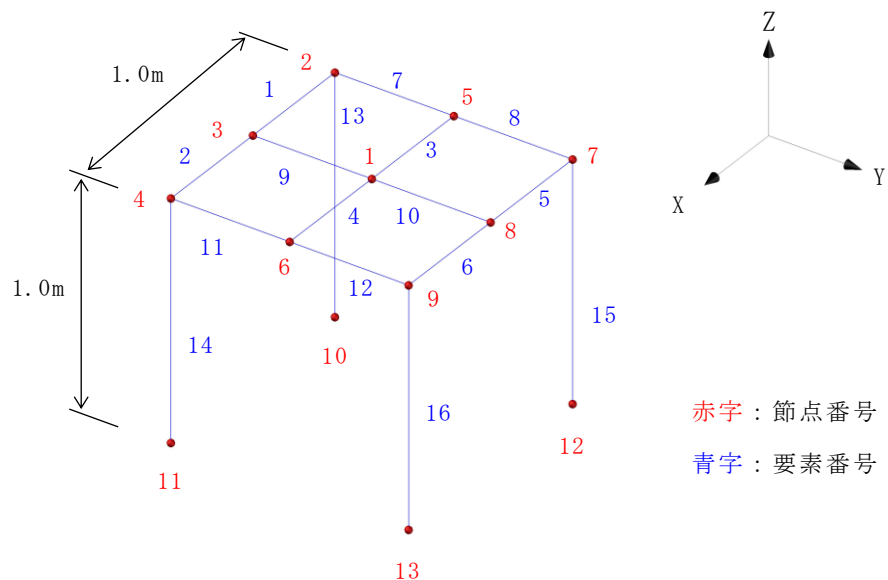


図2 解析モデル

表2 梁要素物性パラメータ

名称	記号	値	(単位)
部材断面積	A	7.854×10^{-1}	(m^2)
部材ねじりモーメント	J	9.817×10^{-2}	(m^4)
部材断面2次モーメント	I_y	4.909×10^{-2}	(m^4)
	I_z	4.909×10^{-2}	(m^4)
ヤング率	E	1.992×10^{-7}	(kN/m^2)
ポアソン比	ν	0.200	(-)

5.1.2 解析結果

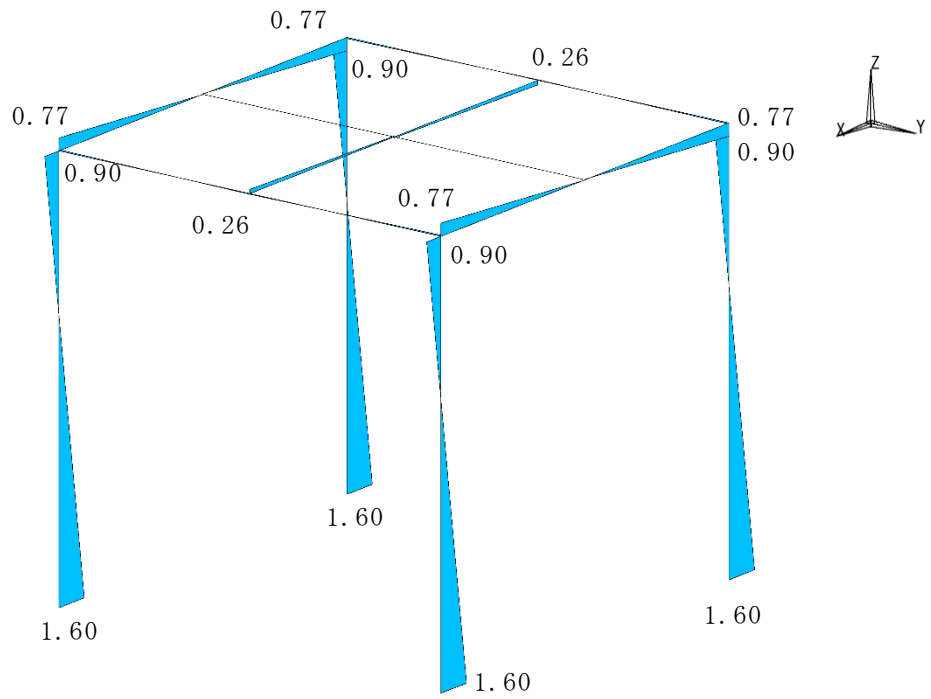
3次元フレーム解析結果（断面力）の比較を表3に、断面力図として曲げモーメント図（Mz）を図3に、せん断力図（Qy）を図4に示す。

解析結果は一致しており、解析コードT D A P IIIが検証されていることを確認した。

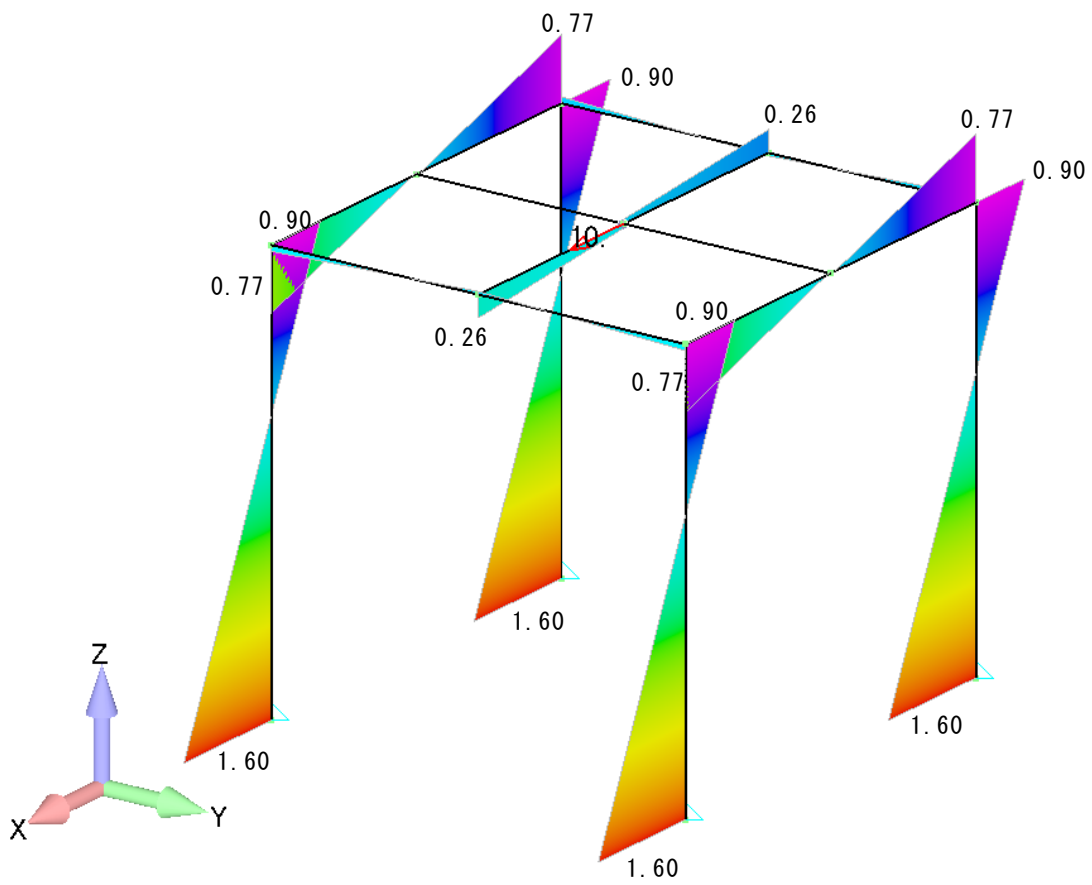
表3 解析結果（断面力比較表）

断面力	要素番号	解析コード (ver.)	
		T D A P III	N X N A S T R A N
		(ver. 3. 04)	(ver10. 3. 1B)
曲げモーメント Mz (kN・m)	1	0.77	0.77
	2	0.77	0.77
	3	0.26	0.26
	4	0.26	0.26
	5	0.77	0.77
	6	0.77	0.77
	7	0.07	0.07
	8	0.07	0.07
	9	0.00	0.00
	10	0.00	0.00
	11	0.07	0.07
	12	0.07	0.07
	13	1.60	1.60
	14	1.60	1.60
	15	1.60	1.60
	16	1.60	1.60
せん断力 Qy (kN)	1	1.59	1.59
	2	1.59	1.59
	3	0.42	0.42
	4	0.42	0.42
	5	1.59	1.59
	6	1.59	1.59
	7	0.21	0.21
	8	0.21	0.21
	9	0.00	0.00
	10	0.00	0.00
	11	0.21	0.21
	12	0.21	0.21
	13	2.50	2.50
	14	2.50	2.50
	15	2.50	2.50
	16	2.50	2.50

注：各要素に発生する断面力の最大値を示す。

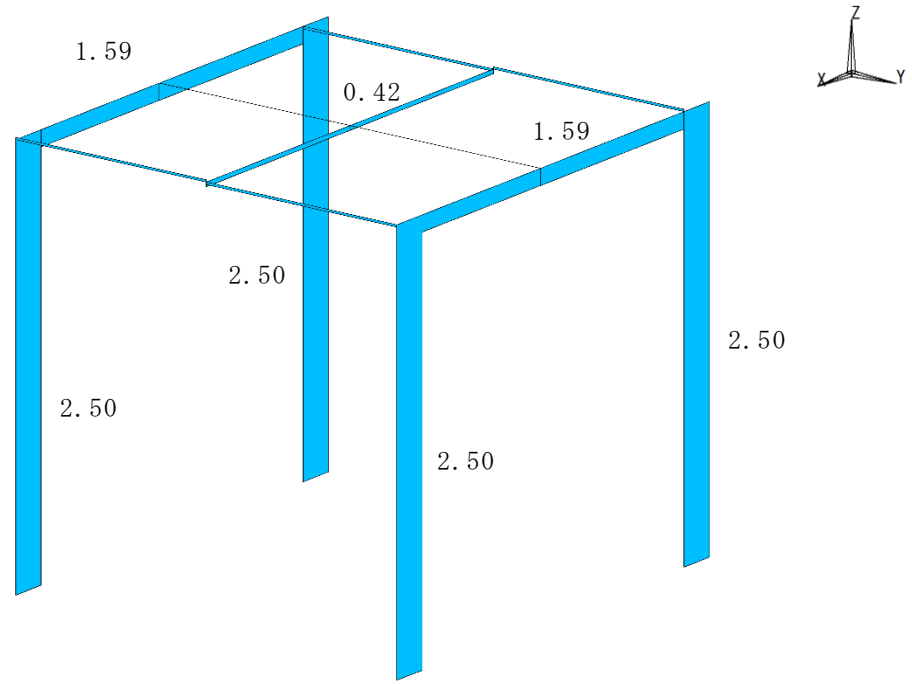


(T D A P III)

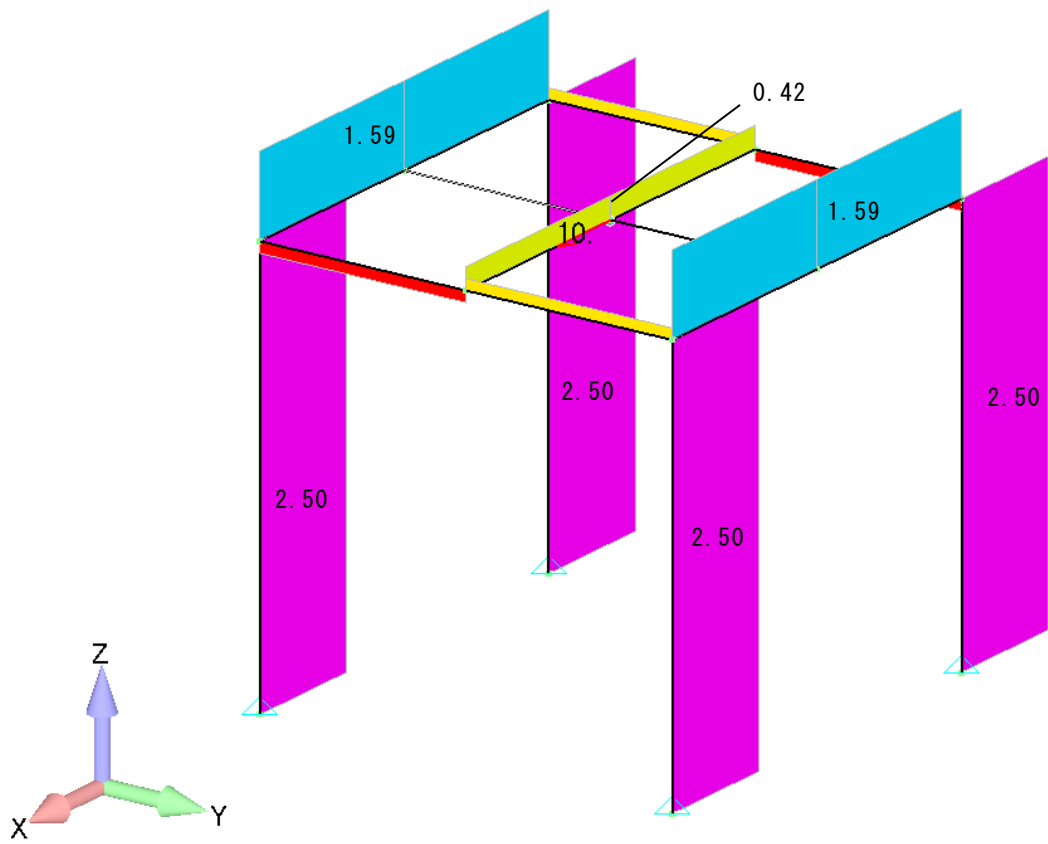


(NX NASTRAN)

図 3 曲げモーメント図 (単位 : kN・m)



(T D A P III)



(N X N A S T R A N)

図 4 セン断力図 (単位 : kN)

5.2 まとめ

以上に述べたように、本計算機コードについて、

- ・ 本解析コードは、国内の土木・建築分野における使用実績を有しており、妥当性は十分に確認されている。

また、3次元フレームモデルによる静的解析については、

- ・ 審査実績のある他解析コードによる解析結果と一致していることを確認した。

したがって、本計算機コードの当該機能は適切なものである。

また、上記に加えて、開発機関が提示するマニュアルにより、今回の補足説明資料で行う3次元フレームモデルによる静的解析に、本計算機コードが適用できることを確認している。

以上から、本計算機コードを、保管アクセス（鉄塔）における3次元フレームモデルによる静的解析に使用することは妥当である。

220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔の地盤の支持性能について

1. 改良地盤の概要

1.1 地盤改良工法の種類と適用地盤

地盤改良工法については、文献（陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル改訂版，（財）土木研究センター，平成16年3月）（以下「陸上工事マニュアル」という。）では、以下の項目により分類づけられる。

- ① 対策工法を必要とする理由，目的，期待する効果
- ② 地盤の性状
- ③ 構造物の性質
- ④ 現場条件，周辺環境

地盤改良工法の種類と適用地盤・効果を表1-1に示す。

表 1-1 地盤改良工法の種類と適用地盤・効果

工法	適用地盤				工法の効果						
	粘性土	砂質土	粘性土 砂質土 の互層	有機 質土	沈下対策		安定対策				
					圧密沈 下促進	沈下量 減少	せん断 変形の 抑制	強度増 加促進	すべり 抵抗の 付与	液状化 の防止	
表層処理工法	表層排水工法										
	サンドマット工法	○						○	○		
	敷設材工法				○						
	浅層混合処理工法										
置換工法	掘削置換工法	○		○	○			○			
	強制置換工法										
押し盛土工法	押し盛土工法	○		○	○			○		○	
	緩斜面工法										
繰速載荷工法	漸増載荷工法	○		○	○			○			
	段階載荷工法										
載荷重工法	盛土荷重載荷工法										
	大気圧載荷工法	○		○	○				○		
	地下水低下工法										
バーチカル ドレーン工法	サンドドレーン工法	○		○	○			○	○		
	ボード系ドレーン工法										
	サンドコンパ クション工法	○	○	○	○	○	○	○		○	○
締固め工法	振動棒工法									○	○
	動圧密工法		○							○	○
固結工法	深層混合処理工法	○	○	○	○			○	○	○	○
	生石灰バイル工法										
	薬液注入工法										
構造物による 工法	矢板工法										
	打設グイ工法	○	○	○	○			○			
	スラブ工法										
	カルバート工法										

（引用：陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル 改訂版，
（財）土木研究センター，平成16年3月）

表1-1に示す工法のうち、島根原子力発電所で適用している地盤改良工法としては、適用地盤や工法の効果とも幅広い「固結工法」を基本としている。

220kV第二島根原子力幹線No.1鉄塔基礎地盤に採用した工法である深層混合処理工法（高圧噴射攪拌工法）は、高圧でセメントミルクを吐出し、原地盤を切削・攪拌することで改良体を造成する工法であり、地上構造物及び埋設構造物がある開削が困難な場所にて採用するものである。

高圧噴射攪拌工法の概要を図1-1に示す。

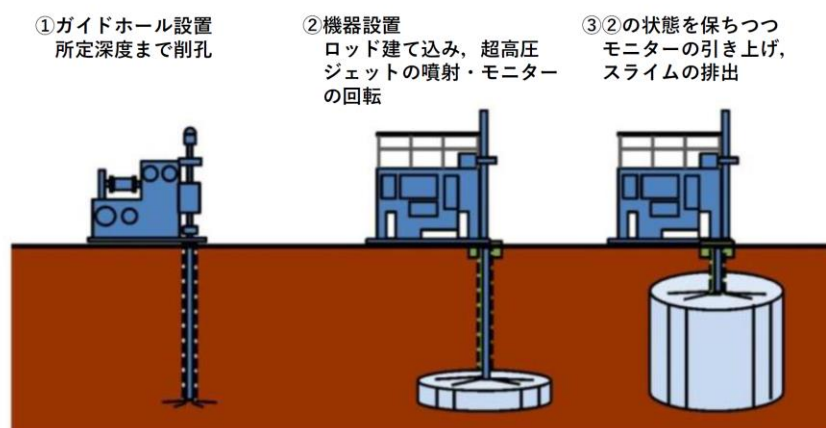


図1-1 高圧噴射攪拌工法の概要

2. 220kV第二島根原子力幹線No.1鉄塔基礎改良地盤について

2.1 基本方針

220kV第二島根原子力幹線No.1鉄塔基礎改良地盤は、地盤変位による鋼管杭への影響が大きいため、地盤変形を抑制する役割に期待して、改良地盤を設置している。

220kV第二島根原子力幹線No.1鉄塔基礎の評価において、改良地盤を含めて解析モデルを作成する必要があることから、改良地盤に適切な解析用物性値を設定する。

2.2 改良地盤の解析用物性値

表2-1に示すとおり一軸圧縮強度 q_u の基準値を 3000kN/m^2 として改良地盤の解析用物性値を設定した。

なお、解析用物性値の設定に当たっては、設計強度ごとに採取する改良体本数が詳細に記載される陸上工事マニュアルを参考にした。

また、改良地盤1及び2の確認方法は、日本産業規格（J I S）の試験規格に基づき実施した。

表2-1 改良地盤の解析用物性値

土層区分		単位体積重量 γ (kN/m ³)	変形係数 E	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h
地盤改良土 (掘削ズリ)	改良地盤 1	20.7	3.000×10^5 (kN/m ²) *	0.333	0.03
地盤改良土 (D級岩盤)	改良地盤 2	22.4	3.000×10^5 (kN/m ²) *	0.333	0.03

注記* : $E=100q_u$ (q_u : 一軸圧縮強度, $q_u=3000\text{kN/m}^2$) とする。

表2-2に陸上工事マニュアルにおける必要調査箇所数を示し、表2-3に220kV第二島根原子力幹線No.1鉄塔の改良地盤1及び2の施工数量と必要調査箇所数との比較を示す。

表2-2 必要調査箇所数

地盤改良 工法	基準略称	試験頻度の目安
高圧噴射 攪拌工法	陸上工事マニュアル	設計強度ごとに改良体 500 本未満は 3 本×3 深度、500 本以上は 250 本ごとに 1 本追加。

表2-3 改良地盤1及び2の施工数量と必要調査箇所数との比較

対象施設	220kV第二島根原子力幹線No.1鉄塔
工法	高圧噴射攪拌工法
施工数量	9本
必要調査箇所数	9試料 (3本×3深度)
実施調査箇所数	9試料 (3本×3深度)

2.3 改良地盤の概要

改良地盤を設置する施設の平面配置図を図2-1に、改良地盤の概要を表2-4に示し、改良地盤の配置図を図2-2に示す。なお、220kV第二島根原子力幹線No.1鉄塔基礎の改良地盤1及び2は施工済である。

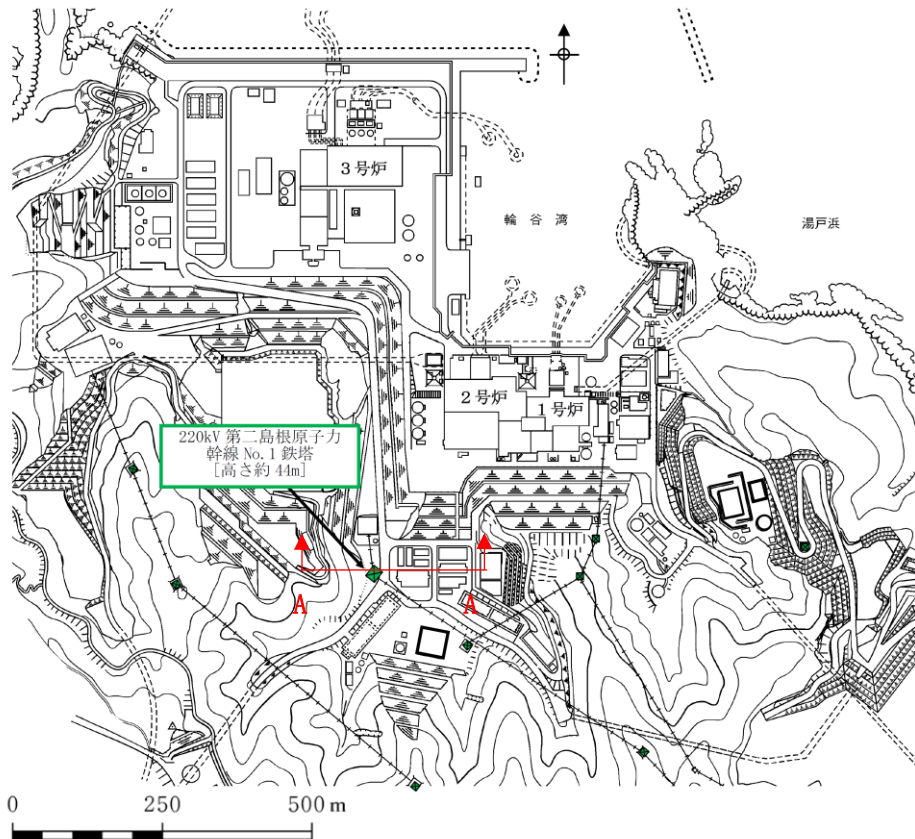


図2-1 改良地盤を設置する施設の平面配置図

表2-4 改良地盤の概要

対象施設	名称	既設／新設	地盤改良工法	役割
220kV 第二島根原子力 幹線 No.1 鉄塔	改良地盤 1	新設	高圧噴射 攪拌工法	鋼管杭の変形抑制
	改良地盤 2	新設		

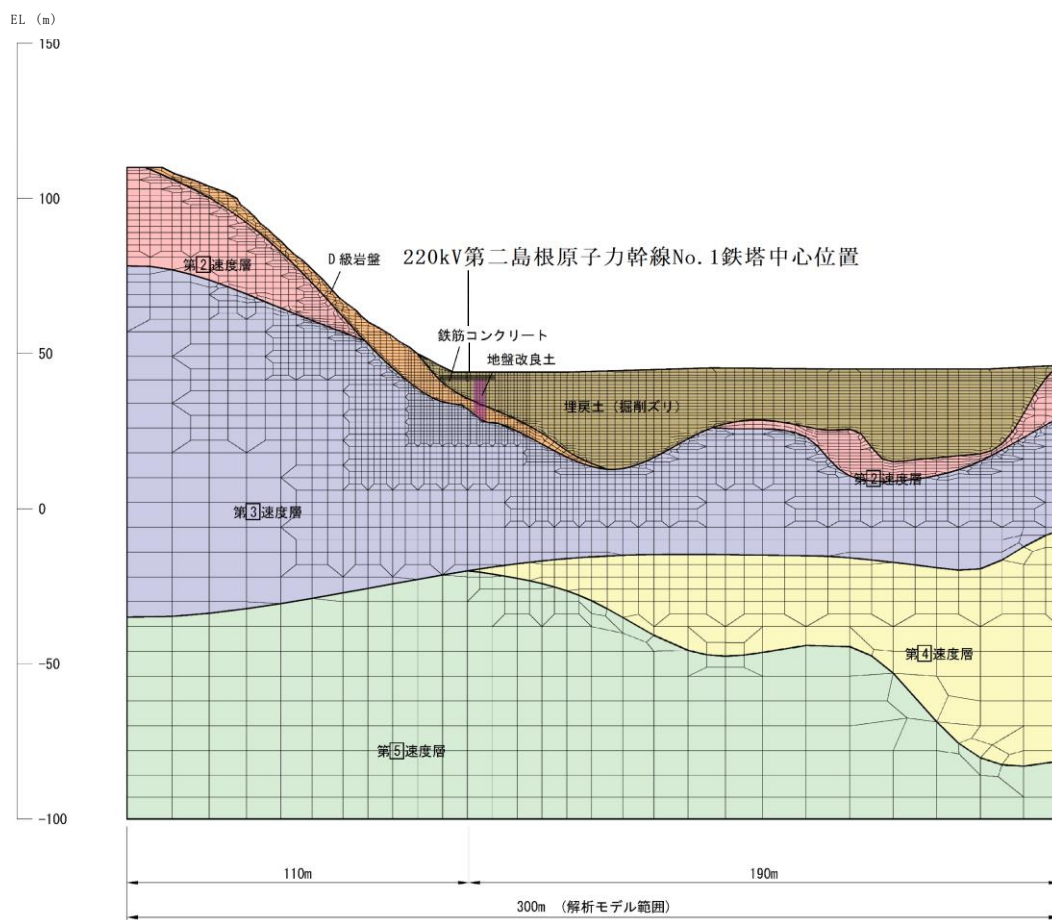


図 2-2 改良地盤の配置図 (図 2-1 A-A 断面)

3. 改良地盤の目的及び構造形式

220kV第二島根原子力幹線No.1鉄塔に設置する改良地盤は，鋼管杭の変形抑制としての役割を有する。改良地盤の目的及び構造形式を表3-1に示す。

表 3-1 改良地盤の目的及び構造形式

目的	鋼管杭の変形抑制
構造形式	
対象施設	220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔

注：赤丸は改良地盤の調査箇所を示す。

4. 確認結果

220kV第二島根原子力幹線No.1鉄塔基礎の改良地盤1及び2について、一軸圧縮強度試験により一軸圧縮強度 q_u は、基準値である 3000kN/m^2 を満足することを確認した。

表4-1に一軸圧縮強度試験による確認結果を示す。

表4-1 一軸圧縮強度試験による確認結果

データ数	確認結果		基準値 (kN/m^2)
	平均値 (kN/m^2)	平均 - σ (kN/m^2)	
9	12272	4292	3000

220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔基礎の支持力算出結果

① 単杭の圧縮支持力 Q_c

$$Q_c = \{R \times N \times A_p + (N_s \times L_s / 5 + N_c \times L_c / 2) \times \phi\} \times g / 1.5$$

ここで、R：杭工事の施工方法による係数で、既製杭・打込み工法の場合 R=30

N：杭先端地盤の平均 N 値

$$N = (N_L + N_U) / 2 = (50 + 38) / 2 = 44$$

N：杭先端の N 値で $N_L = 50$

N_U ：杭先端より上方へ杭径 (D) の 4 倍の範囲の平均 N 値で $N_U = 38$

A_p ：杭の先端面積で $A_p = 0.2435 \text{ (m}^2\text{)}$

ϕ ：杭の周長で $\phi = 2.187 \text{ (m)}$

N_s ：杭に接する砂質土地盤の平均 N 値で、 $N_s = 25$

N_c ：杭に接する粘性土地盤の平均 N 値で、 $N_c = 0$

L_s ：砂質土地盤に接する杭の長さで $L_s = 5.7 \text{ (m)}$

L_c ：粘性土地盤に接する杭の長さで $L_c = 0.0 \text{ (m)}$

以上より、

$$\begin{aligned} Q_c &= \{30 \times 44 \times 0.2435 + (25 \times 5.7 / 5 + 0.0 \times 0.0 / 2) \times 2.187\} \times 9.80665 / 1.5 \\ &= \underline{\underline{2508.8}} \text{ (kN)} \end{aligned}$$

② 単杭の引揚支持力 Q_t

$$Q_t = (N_s \times L_s / 5 + N_c \times L_c / 2) \times 2 / 3 \times \phi \times g / 1.5$$

ここで、 ϕ ：杭の周長で $\phi = 2.187 \text{ (m)}$

N_s ：杭に接する砂質土地盤の平均 N 値で、 $N_s = 25$

N_c ：杭に接する粘性土地盤の平均 N 値で、 $N_c = 0$

L_s ：砂質土地盤に接する杭の長さで $L_s = 5.7 \text{ (m)}$

L_c ：粘性土地盤に接する杭の長さで $L_c = 0.0 \text{ (m)}$

以上より、

$$\begin{aligned} Q_t &= (25 \times 5.7 / 5 + 0.0 \times 0.0 / 2) \times 2 / 3 \times 2.187 \times 9.80665 / 1.5 \\ &= \underline{\underline{271.6}} \text{ (kN)} \end{aligned}$$

220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔基礎の支持力算出結果

(a 脚及び d 脚の場合)

① 基礎の圧縮耐力 Q_c

$$Q_c = (\alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma + \gamma_2 \times D_f \times N_q) / 1.5 \times A$$

ここで、 c ：基礎体底面下にある地盤の粘着力で $c=50$ (kN/m²)

γ_1 ：基礎体底面下にある地盤の単位体積重量で $\gamma_1=16$ (kN/m³)

γ_2 ：基礎体底面より上方にある地盤の単位体積重量で $\gamma_2=16$ (kN/m³)

α, β ：基礎底面の形状による係数で円形床板の場合、 $\alpha=1.3, \beta=0.3$

N_c, N_γ, N_q ：支持力係数で、 $\phi=20$ の時、 $N_c=7.9, N_\gamma=2.0, N_q=5.9$

D_f ：基礎に近接した最低地表面から基礎体底面までの深さで $D_f=4.1$ (m)

B ：基礎荷重面の最小幅で、円形の場合は直径であり $B=3.5$ (m)

A ：基礎体底面堰で $A=\pi/4 \times 3.5^2$ (m²)

以上より、

$$\begin{aligned} Q_c &= (1.3 \times 50 \times 7.9 + 0.3 \times 16 \times 3.5 \times 2.0 + 16 \times 4.1 \times 5.9) / 1.5 \times 9.621 \\ &= 622.8 \times \pi / 4 \times 3.5^2 \\ &= \underline{\underline{5992.0}} \text{ (kN)} \end{aligned}$$

基礎体底面下にある地盤の粘着力 c については、島根サイトが新第三紀中新世の凝灰岩等の堆積岩類で構成されるため、図 1 に示す「軟岩－調査・設計・施工の基本と事例－（土木学会，1984 年）」に記載の第三紀の凝灰岩等の粘着力 C と内部摩擦角 ϕ の関係に基づき、保守的な粘着力として $c=50$ (kN/m²) を採用する。

なお、図 1 のとおり、当該鉄塔基礎直下には D 級岩盤が分布している。D 級岩盤の粘着力については、地質調査結果を踏まえ、添付書類 VI-2-1-3 「地盤の支持性能に係る基本方針」に示すとおり、 $c=110$ (kN/m²) と設定していることから、本評価における粘着力の設定が保守的な設定であることを確認している。

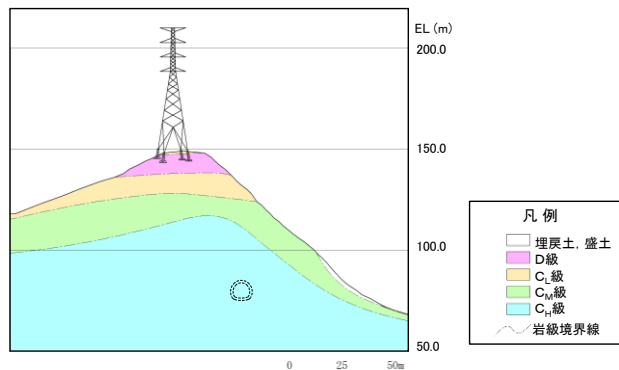
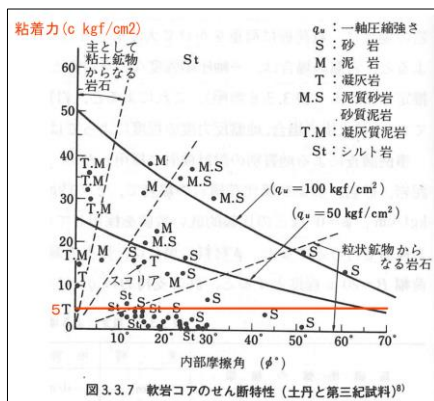


図 1 地質別の設計採用 c, ϕ の例（軟岩－調査・設計・施工の基本と事例－（土木学会，1984 年）から引用，赤字で加筆）及び 220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔地質断面図（岩級）

②基礎の引揚支持力 Q_t

$$Q_t = k \cdot TA + W_c = k \cdot (W_E + C_E) + W_c$$

ここで, W_E : すべり土塊の重量 (kN)

$$W_E = \gamma_e \times (K_1 - V_c')$$

K_1 : すべり土塊の体積 (m^3)

$$K_1 = \pi \times x_1^3 \times \{(a-1) \times (a^2 \times F_1 + a \times F_2 + a \times b \times F_3 + b \times F_4 + F_5) + b\}$$

V_c' : 床板縁端上面より上部の基礎体コンクリート土中体積で

$$V_c' = 6.718 \text{ (} m^3 \text{)}$$

C_E : すべり面せん断抵抗 (粘着力, kN)

$$C_E = C' \times K_2$$

C' : 床板上面より上方にある地盤の粘着力の $1/1.5$ で

$$C' = 50/1.5$$

K_2 : すべり面の面積 (m^2)

$$K_2 = \pi \times x_1^2 \times [(a-1) \times (a \times F_6 + F_7) + b \times \{b \times \tan(\pi/4 + \phi/2) + 2\}]$$

ϕ : 地盤の内部摩擦角で $\phi = 20^\circ$

$$x_1 = B/2 + L_1$$

$$a = x_0/x_1$$

$$b = D_1/x_1$$

$$x_0 = B/2 + L_0$$

$$\rho = \rho_0 \times \exp(\theta \times \tan \phi)$$

注: θ は対数らせん中心角の $\theta_0 = 60^\circ$ とする

$F_1 \sim F_7$: $\phi = 20$ の時,

$$F_1 = 0.188, F_2 = -1.511, F_3 = -0.032, F_4 = -0.341,$$

$$F_5 = 2.779, F_6 = -1.353, F_7 = 4.264$$

W_c : 基礎体コンクリート重量で $W_c = 213.1$ (kN)

k : モーメントによる引揚耐力低下係数で $k = 0.9$

以上より,

$$\rho = D \times \cos(\pi/4 - \phi/2) / \sin \theta_0 = 3.9 \times \cos(\pi/4 - 20/2) / \sin 60 = 3.689$$

$$\rho_0 = \rho / \exp(\theta \times \tan \phi) = 3.689 / \exp(60 \times \tan 20) = 2.520$$

$$L_0 = \rho \times \cos(\theta_0 + \phi/2 - \pi/4) = 3.689 \times \cos(60 + 20/2 - \pi/4) = 3.343$$

$$x_0 = B/2 + L_0 = 3.5/2 + 3.343 = 5.093$$

$$L_1 = x_0 - B/2 - \rho_0 \times \cos(\pi/4 - \phi/2)$$

$$= 5.093 - 3.5/2 - 2.520 \times \cos(\pi/4 - 20/2)$$

$$= 1.279$$

$$D_1 = L_1 \times \tan(\pi / 4 - \phi / 2) = 1.279 \times \tan(\pi / 4 - 20 / 2) = 0.896$$

$$x_1 = B / 2 + L_1 = 3.5 / 2 + 1.279 = 3.029$$

$$a = x_0 / x_1 = 5.093 / 3.029 = 1.681$$

$$b = D_1 / x_1 = 0.896 / 3.029 = 0.296$$

$$K_1 = \pi \times x_1^3 \times \{ (a - 1) \times (a^2 \times F_1 + a \times F_2 + a \times b \times F_3 + b \times F_4 + F_5) + b \}$$

$$= 64.684$$

$$K_2 = \pi \times x_1^2 \times [(a - 1) \times (a \times F_6 + F_7) + b \times \{ b \times \tan(\pi / 4 + \phi / 2) + 2 \}]$$

$$= 59.718$$

$$W_E = \gamma_e \times (K_1 - V_c') = 16 \times (64.684 - 6.718) = 927.5$$

$$C_E = C' \times K_2 = 50 / 1.5 \times 59.718 = 1990.6$$

$$Q_t = k \cdot (W_E + C_E) + W_c = 0.9 \times (927.5 + 1990.6) + 213.1 = \underline{2839.4} \text{ (kN)}$$

図 2 に基礎に引揚荷重が作用した場合の地盤のせん断破壊の模式図を示す。

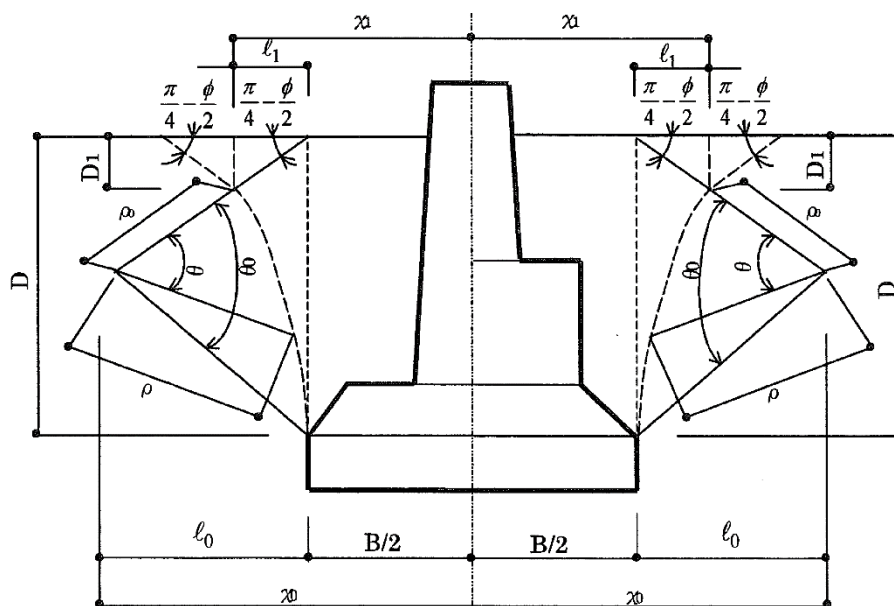






図 2 基礎に引揚荷重が作用した場合の地盤のせん断破壊の模式図

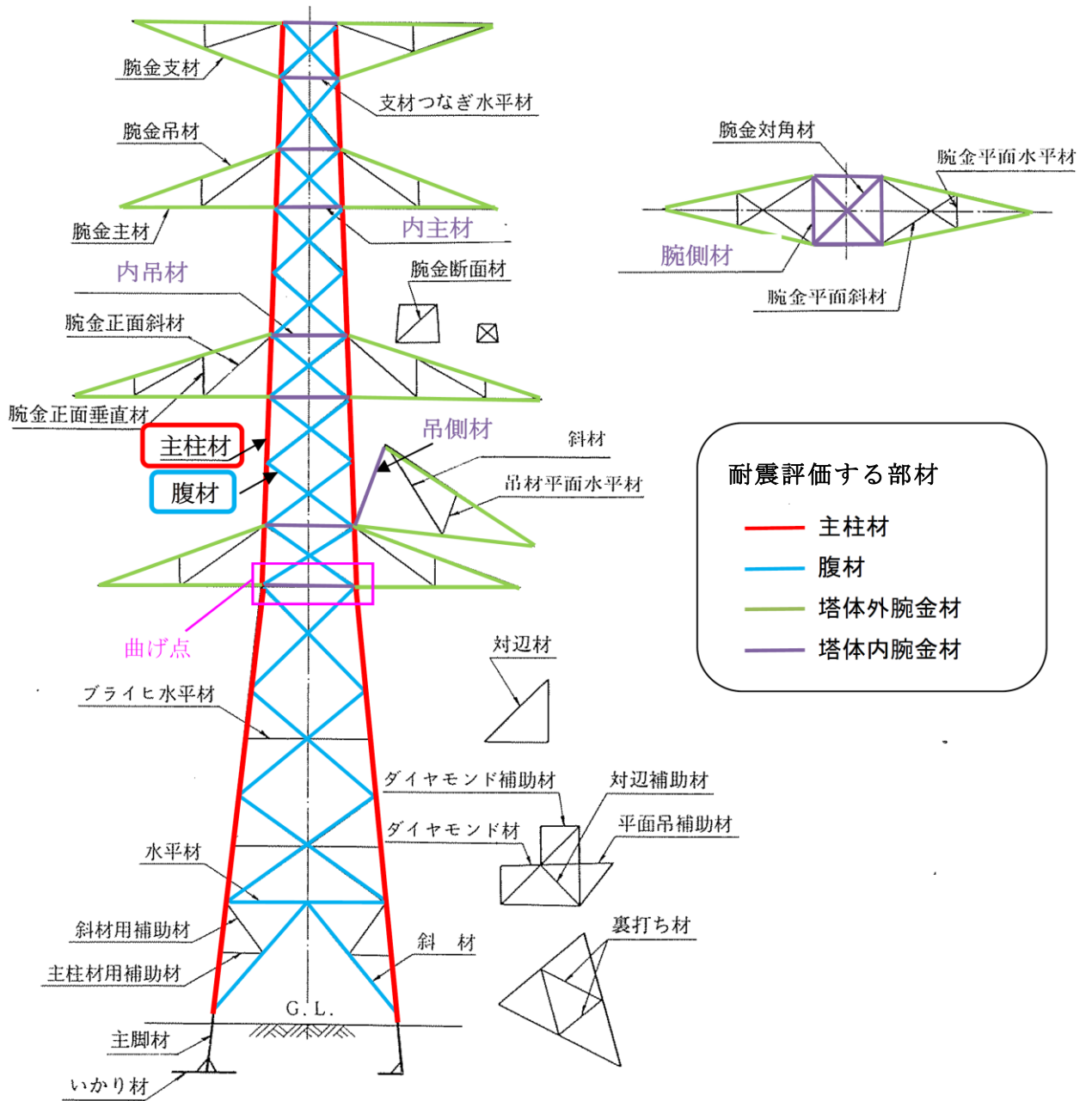
66kV鹿島支線No. 2-1鉄塔部材仕様

表1に66kV鹿島支線No. 2-1鉄塔使用部材及び材質を示し、図1に66kV鹿島支線No. 2-1鉄塔構造図を示す。

なお、構造材説明図を参考図に示す。

表1 66kV鹿島支線No. 2-1鉄塔使用部材及び材質

構造材	大きさ	材質
 主柱材	L80×6	SS400
	L120×8, L150×10 L150×12, L175×12	SS540
 腹材	L70×6, L60×4, L60×5 L65×6	SS400
 塔体外腕金材	L90×6, L90×7	SS400
 塔体内腕金材	L45×4, L60×4, L60×5 L90×6, L90×7	SS400



参考図 構造材説明図

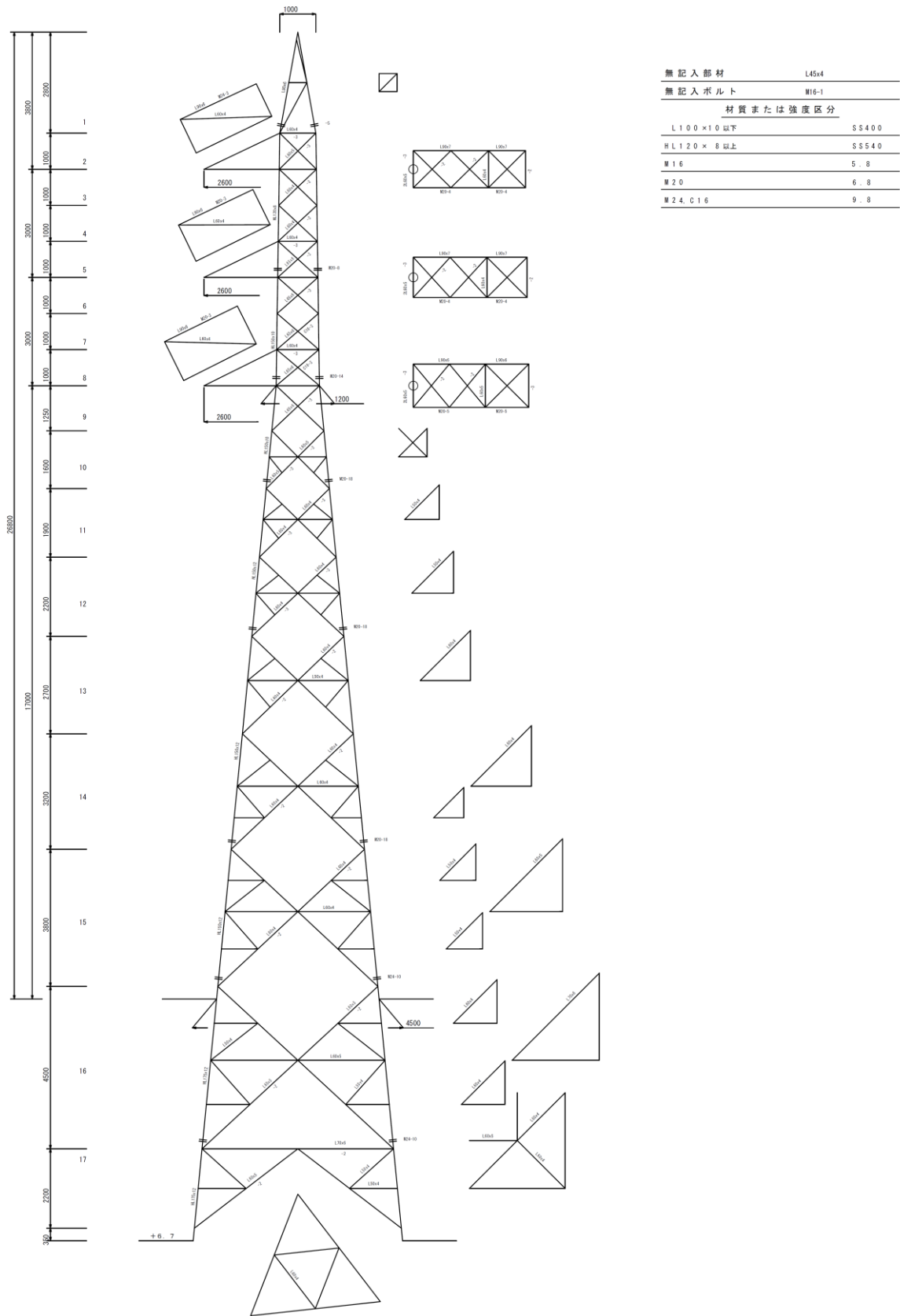


図1 66kV鹿島支線No. 2-1鉄塔構造図

66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔基礎の耐震補強について

1. 66kV鹿島支線No. 2-1鉄塔基礎の耐震評価概要

(1) 鉄塔基礎（耐震補強前）

66kV鹿島支線No. 2-1鉄塔基礎（耐震補強前）の概要を図1に示す。

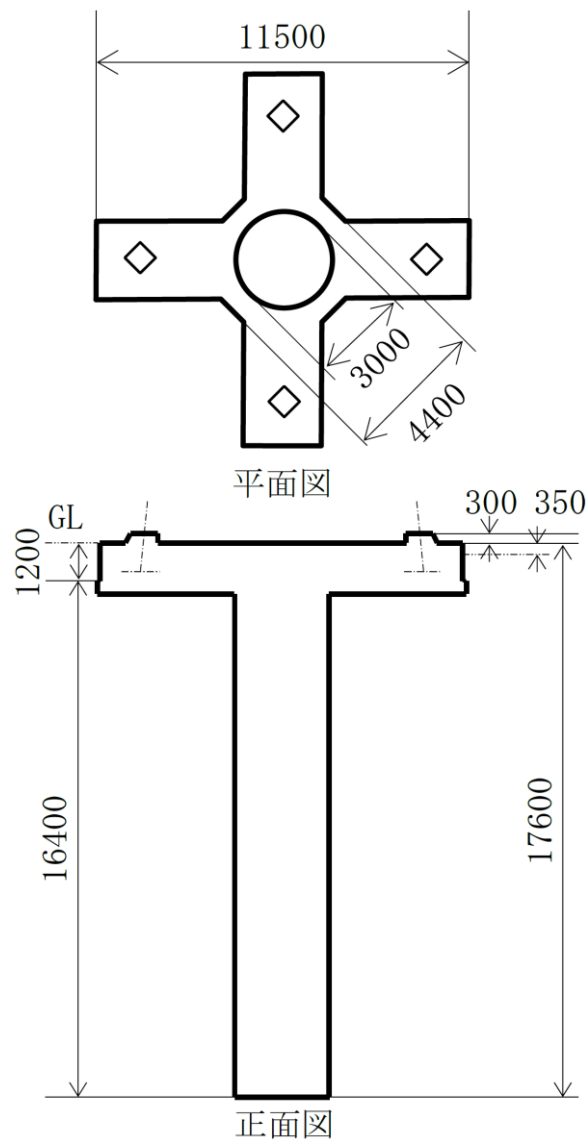


図1 66kV鹿島支線No. 2-1鉄塔基礎（耐震補強前）の概要

(2) 耐震評価結果

照査結果の概要を表1-1及び表1-2に示す。照査結果については、各照査項目の最大照査値を示す。

照査の結果、66kV鹿島支線No. 2-1鉄塔基礎については、深礎杭及び張出梁で許容限界を満足しない箇所が確認され、基礎の耐震安全性確保のために耐震補強が必要となった。

表 1-1 深礎杭の鉛直支持力照査結果

照査項目	最大発生軸力／降伏支持力	
	S s - D	S s - N 2 (N S)
鉛直支持力	0.07	0.05

表1-2 深礎杭，柱体部及び張出梁の曲げ・せん断応力照査結果*1

照査項目		最大発生応力度／短期許容応力度	
		S s - D	S s - N 2 (N S)
深礎杭	コンクリート圧縮応力度	<u>2.06</u> *2	<u>1.64</u> *2
	鉄筋引張応力度	<u>4.94</u> *2	<u>4.04</u> *2
	コンクリートせん断応力度	<u>1.13</u> *2	0.91
柱体部	コンクリート圧縮応力度	0.18	0.16
	鉄筋引張応力度	0.80	0.76
	コンクリートせん断応力度	0.49	0.47
床板部	コンクリート圧縮応力度	0.50	0.48
	鉄筋引張応力度	0.99	<u>1.03</u> *2
	コンクリートせん断応力度	0.48	0.39

注記*1：上表は、既設基礎の照査結果で基礎補強前の結果を示す。

*2：下線部は許容限界を満足しない箇所

注：発生応力度は解析コード「EMR G I N G ver. 12. 4C」を用いて算出した。

2. 耐震補強対策工の設計

耐震補強対策工について検討した結果，鉄塔本体を改造して，既設基礎の上方へ新設基礎を構築し，深礎基礎にて鉄塔を受替えることとした。

工法を以下に示す。

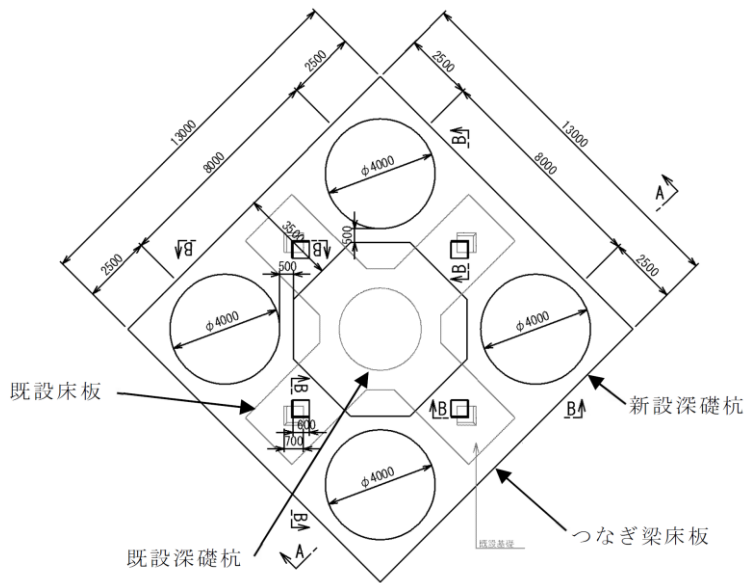
- (1) 既設深礎杭の外側に新しく「深礎杭」を4本構築する。
- (2) 既設床板上方に新設深礎杭をつなぐ「つなぎ梁床板」を構築する。
- (3) 新設基礎と既設基礎を分断するため，既設鉄塔支柱材を切断する。
- (4) 切断面には錆止め塗装，コンクリート養生を施し腐食防止を行う。

なお，新設基礎床板下面位置で既設鉄塔支柱材を切断することで，新設基礎から既設基礎への上部工荷重等は考慮しない。また，既設基礎から新設基礎への慣性力の伝達等も考慮しない。

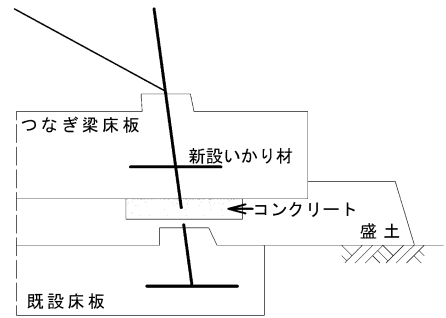
主脚材と基礎との定着については，「電気協同研究第25巻第2号送電用鉄塔基礎」，「電気協同研究第20巻第4号送電用大型鉄塔」及び「電気協同研究第58巻第3号送電用鉄塔基礎の設計」に準じて設計している。

本鉄塔では，基準地震動 S_s による地震荷重と風荷重によって発生する，主脚材の引揚力，圧縮力を，礎材の定着力で負担できるように，礎材の曲げ強度及びその上部，下部コンクリートのせん断強度を満足させていることから，想定する地震力に対し，基礎材と基礎コンクリートは健全性を確保できると考えられる。

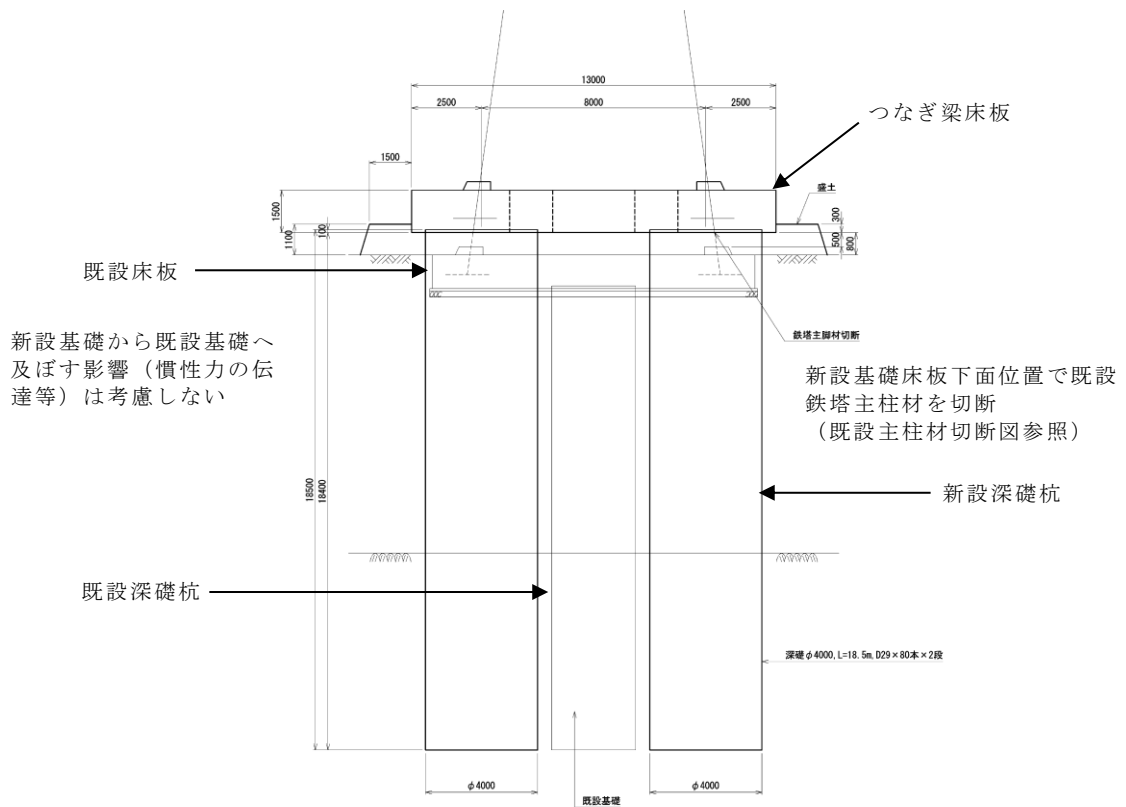
鉄塔基礎の補強対策概要図を図2に示す。



平面図



既設支柱材切断図 (B-B断面)



正面図 (A-A断面)

図2 66kV鹿島支線No.2-1鉄塔基礎の補強対策概要図

以上

第2-66kV開閉所屋外鉄構部材仕様

表1に第2-66kV開閉所屋外鉄構のP1及びP3鉄構使用部材及び材質を示し、表2にP2鉄構使用部材及び材質を示す。また、図1にP1及びP3鉄構構造図を示し、図2にP2鉄構構造図を示す。

表1 P1及びP3鉄構使用部材及び材質

構造材	大きさ	材質
支柱材	L200×15, L200×25, L250×35	SS540
	X200×25-200×25	
腹材	2L 200×15	SS540
	L150×10	
塔体外腕金材	L65×6, L50×4	SS400
塔体内腕金材	L200×25, L120×8	SS540
	L100×10, L65×6, L60×5, L50×4	SS400

表2 P2鉄構使用部材及び材質

構造材	大きさ	材質
支柱材	L200×25, L250×35	SS540
	X250×25-250×25, X250×35-250×35	
腹材	2L 200×25	SS540
	L150×12, L175×12	
塔体外腕金材	L90×6, L90×7, L80×6, L65×6, L60×4	SS400
塔体内腕金材	L200×25	SS540
	2L 90×7, L90×6, L65×6, L50×4	SS400

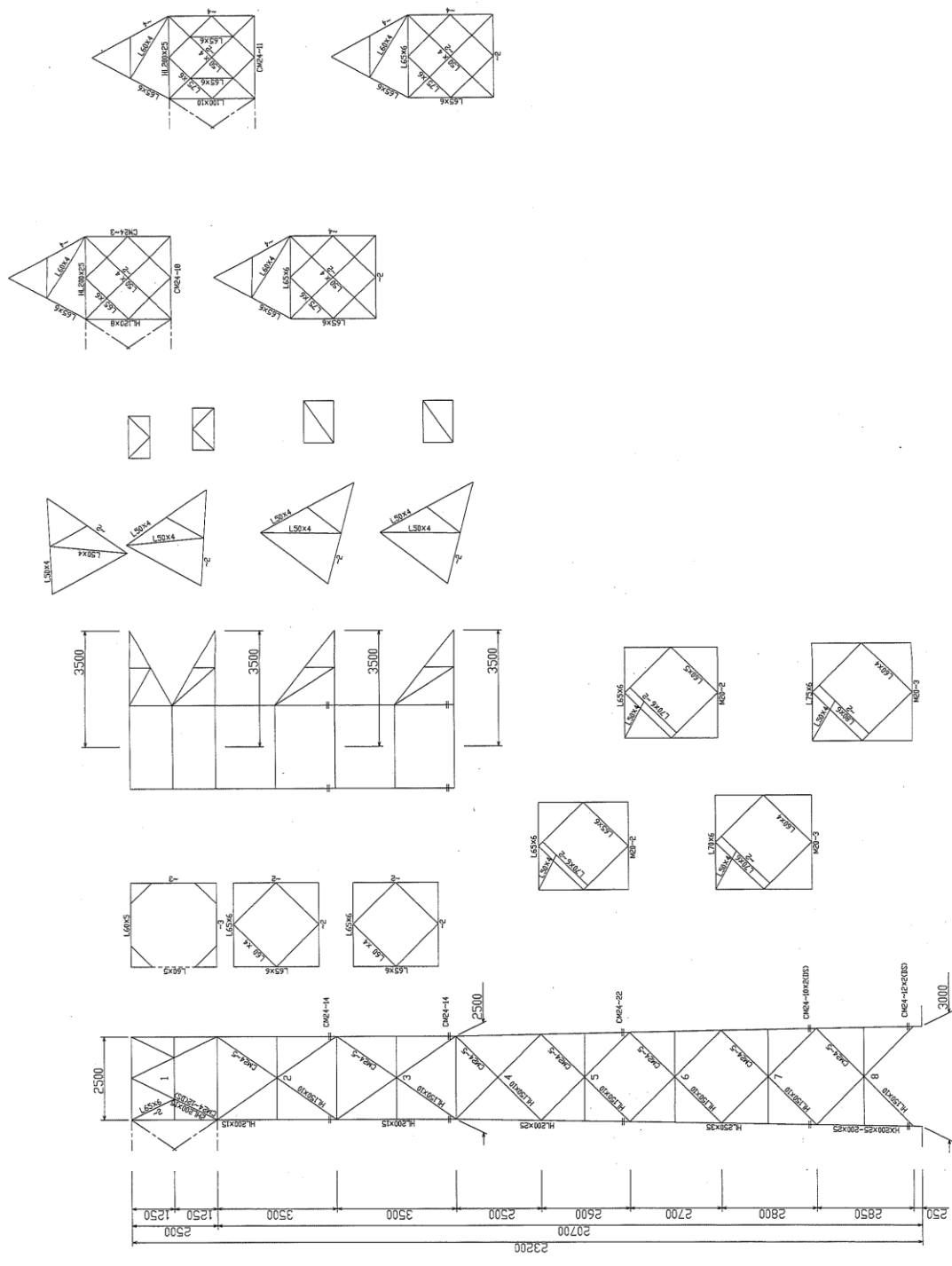


図1 第2-66kV開閉所屋外鉄構のうちP1及びP3鉄構構造図

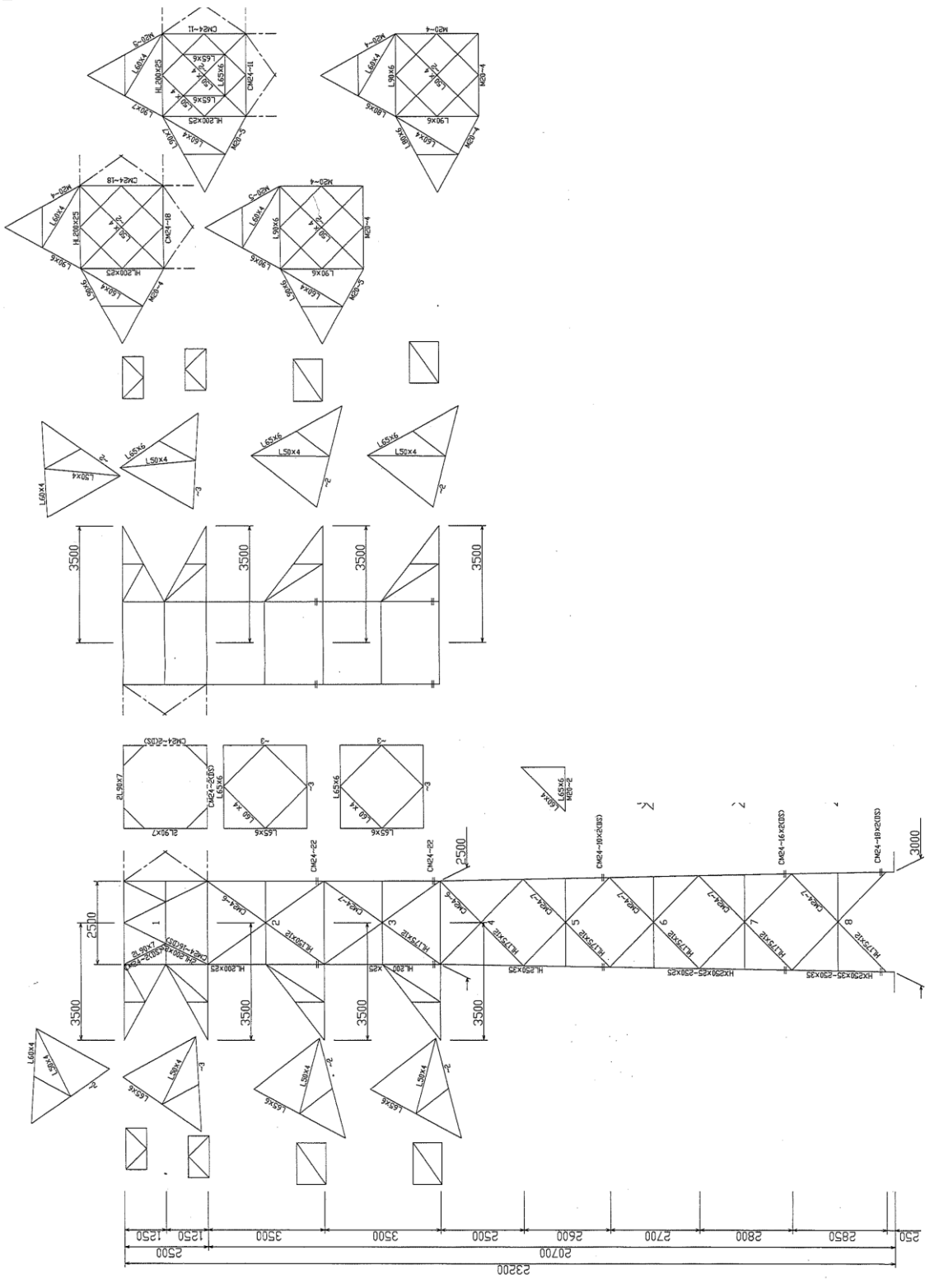


図2 第2-66kV開閉所屋外鉄構のうちP2鉄構構造図

第2-66kV開閉所屋外鉄構基礎材と基礎コンクリートの健全性について

第2-66kV開閉所屋外鉄構のP1～3の3つの柱には、それぞれ4本の主脚材があり、主脚材は全て、地際直上の継手で主脚材とボルト接合されており、主脚材は基礎コンクリートに埋め込まれている。また主脚材には礎材が取り付けられており、隣り合う主脚材同士を接合している。基礎コンクリート内の主脚材、礎材の平面配置を図1に、基礎の断面を図2にそれぞれ示す。

P1～3に生じる引揚力、圧縮力は、主脚材と基礎コンクリートの付着力及び礎材と基礎コンクリートのせん断力で基礎に伝達され、原設計では表1の①に示す応力を負担できるように設計されている。これに対し、同表の②に示す耐震評価で生じる応力は、①と比べて十分に小さいことから、想定する地震力に対し、基礎材と基礎コンクリートは健全性を確保できると考えられる。

表1 各柱の主脚材最大応力

		引揚力	圧縮力
		kN	kN
① 原設計	P1, P3	3885.6	3990.7
	P2	6281.8	6494.4
② 耐震評価	P1, P3	1064.7	1178.4
	P2	1565.0	1787.2

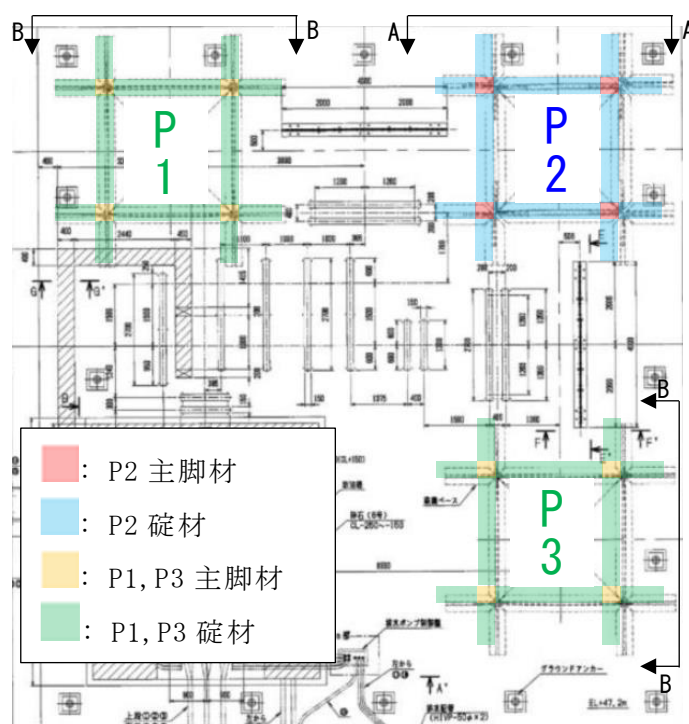
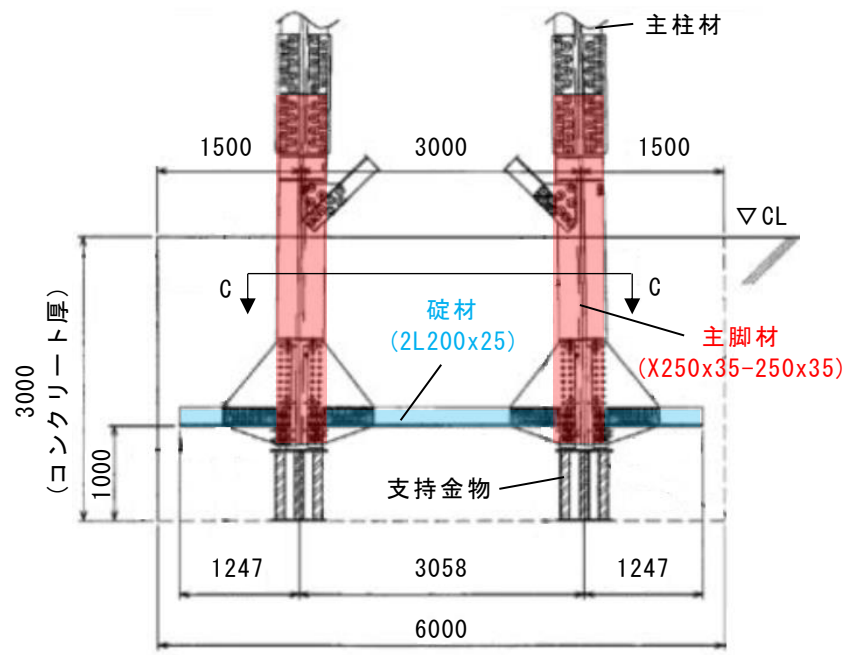
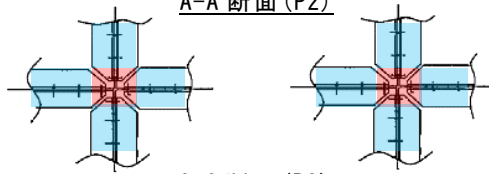


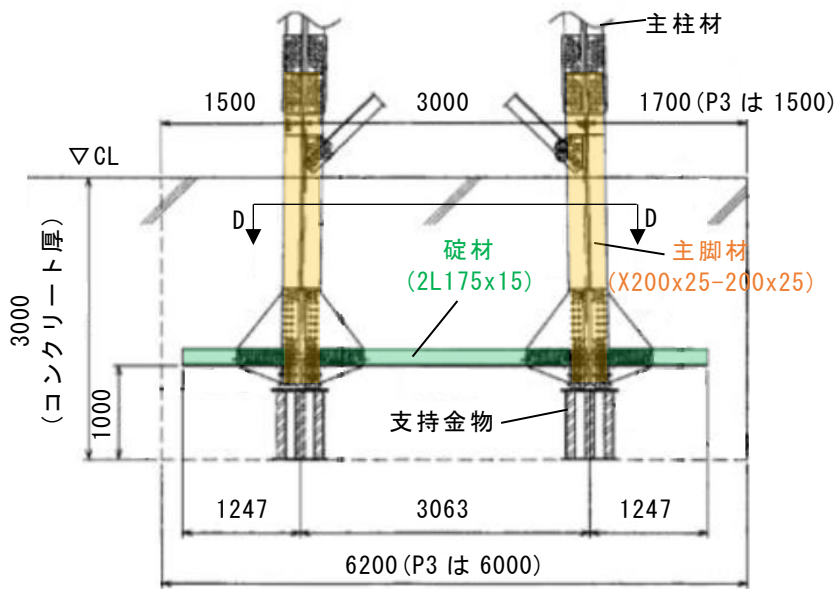
図1 基礎コンクリート内の主脚材及び礎材の平面配置図



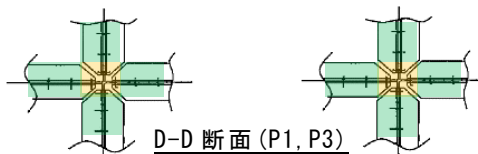
A-A 断面 (P2)



C-C 断面 (P2)



B-B 断面 (P1, P3)



D-D 断面 (P1, P3)

図 2 基礎断面

通信用無線鉄塔部材仕様

表1に通信用無線鉄塔使用部材及び材質を示し、図1に通信用無線鉄塔構造図を示す。

表1 通信用無線鉄塔使用部材及び材質

構造材	大きさ	材質
主柱材	P190.7×6.0, P216.3×7.0, P267.4×7.0 P318.5×8.0, P355.6×9.0	STKT590
	P165.2×4.5	STK400
腹材	P76.3×4.2, P89.1×5.5, P114.3×6.0 P139.8×6.6, 2L 75.0×6.0	STK400
上段リング	2L 65.0×6.0, L65.0×6.0, L50×4.0, [150×75×6.5	SS400
下段リング	[150×75×6.5, L75.0×6.0, L65.0×6.0	SS400

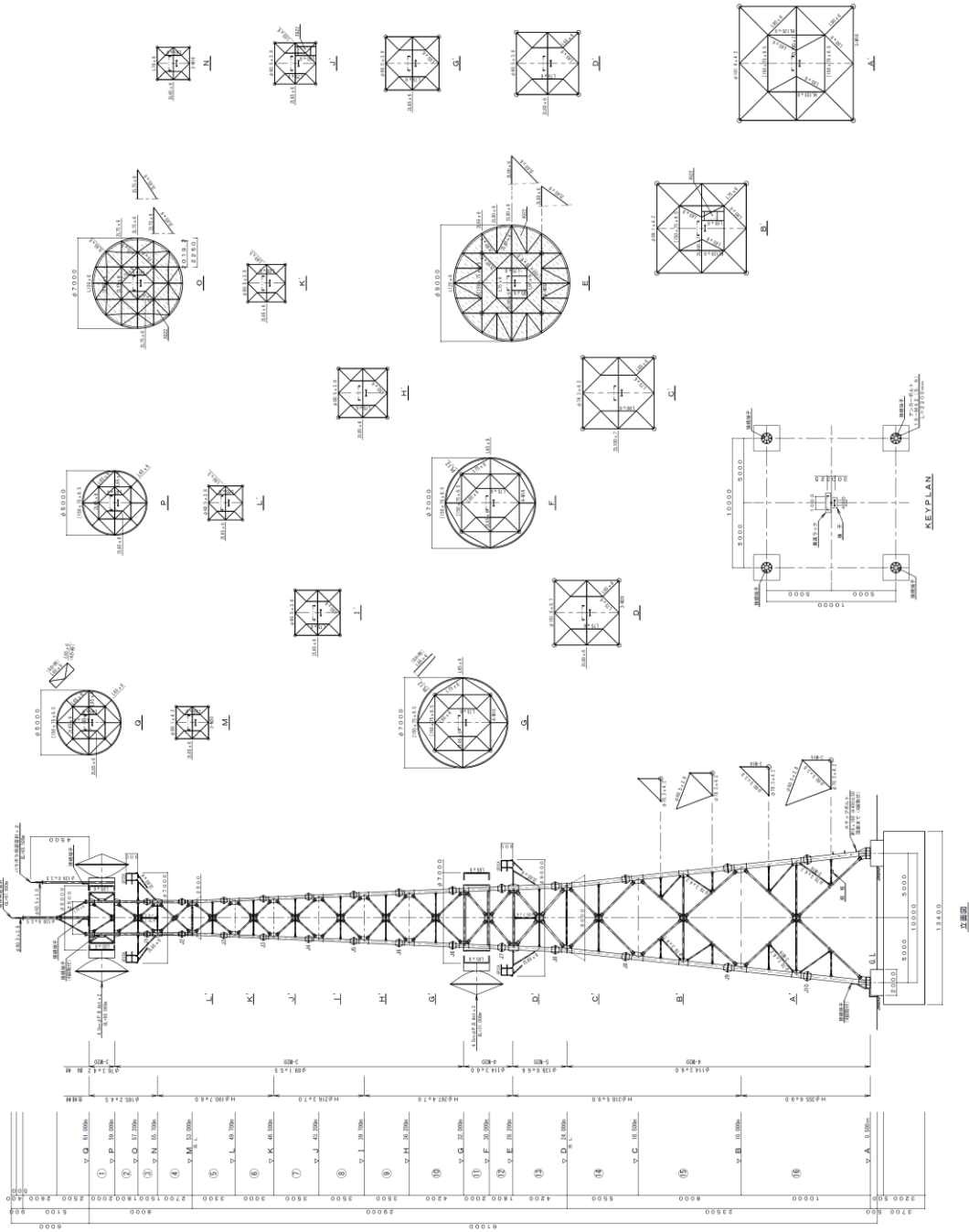
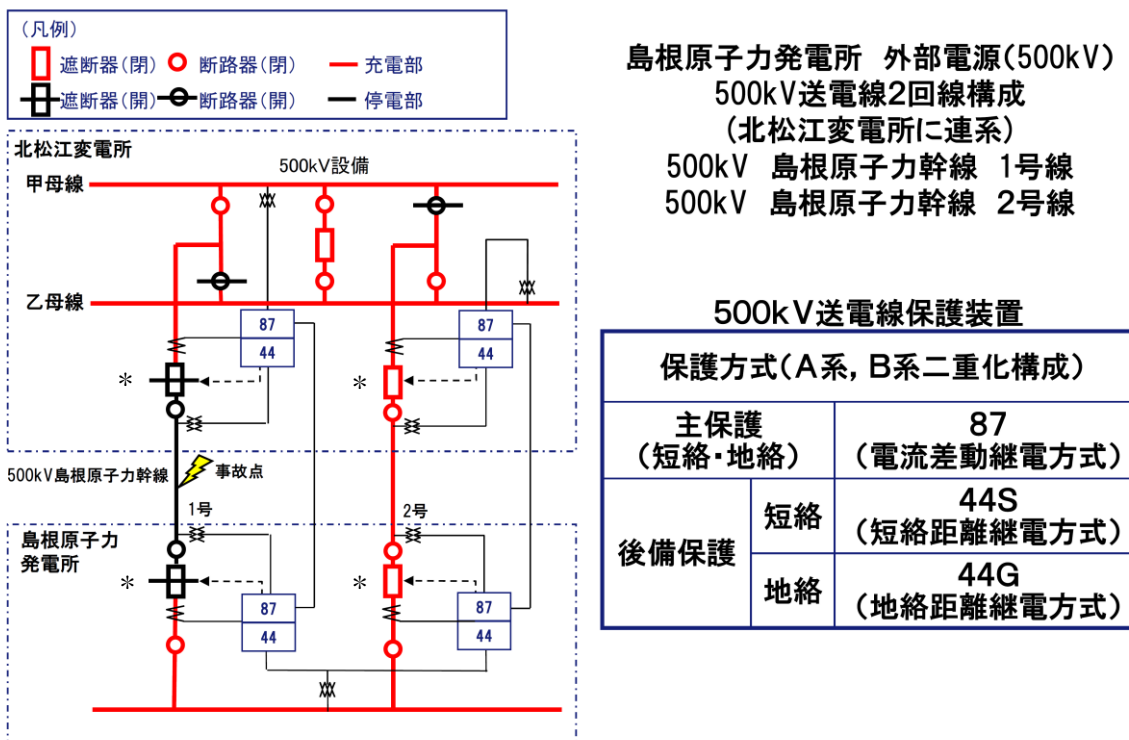


图1 通用無線鉄塔構造図

500kV及び66kV送電線保護装置について

500kV及び66kV送電線保護装置の概要図並びに事故発生から遮断器が動作するまでの時間について以下に示す。

図1に500kV送電線保護装置概要図を示し、図2に66kV送電線保護装置概要図を示す。



注記* : 図中の保護継電器で動作する遮断器

図1 500kV送電線保護装置概要図

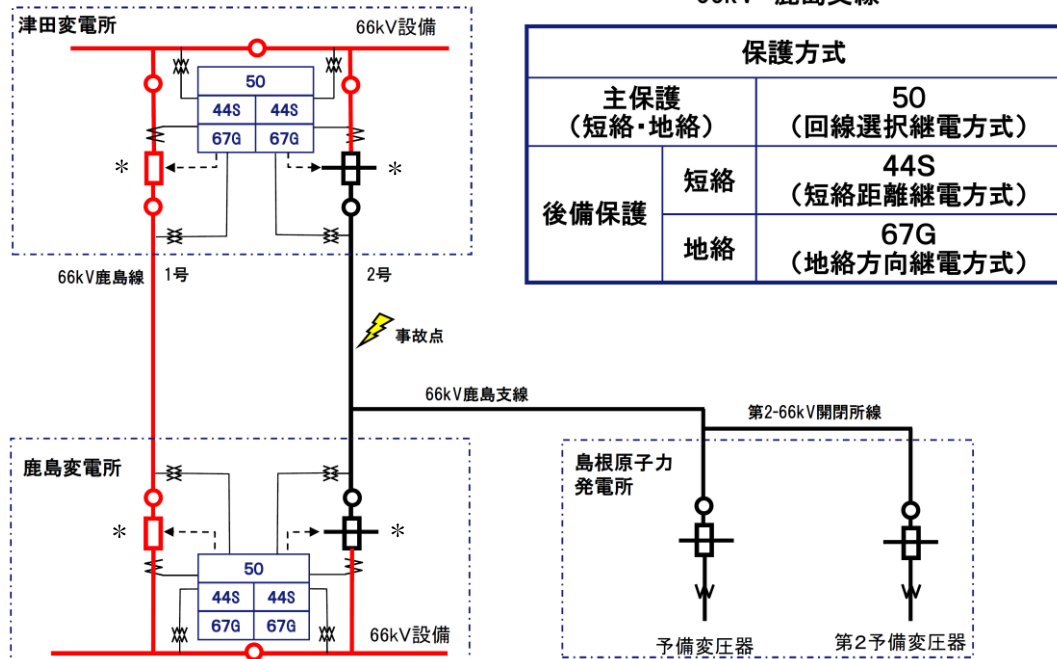
【500kV島根原子力幹線事故発生から遮断器動作までの流れ】

- (1) 送電線事故発生により87リレーが動作する。
 (送電線事故発生から87リレー動作までの時間33ms)
- (2) 遮断器は、87リレーからの遮断信号により遮断する。
 (87リレーからの遮断信号による遮断器動作までの時間33ms)

(1), (2)により送電線事故発生から遮断器動作までの時間は66ms≒0.07sとなる。



島根原子力発電所 外部電源(66kV)
66kV送電線1回線構成
(鹿島線に連系)
66kV 鹿島支線



注記* : 図中の保護継電器で動作する遮断器

図2 66kV送電線保護装置概要図

【66kV鹿島線事故発生から遮断器動作までの流れ】

- (1) 送電線事故発生により主保護(50)リレーが動作する。
(送電線事故発生から50リレー動作までの時間50ms)
- (2) 遮断器は、50リレーからの遮断信号により遮断する。
(50リレーからの遮断信号による遮断器動作までの時間50ms)
- (3) 66kV送電線保護装置は回線選択継電方式*を採用しているが、事故点によっては津田変電所と鹿島変電所が同時に遮断されない場合があり、変電所に近い故障では故障点に近い遮断器が開放された後に遠方の遮断器が開放するため、遮断時間は津田変電所(100ms)と鹿島変電所(100ms)の合計時間(200ms)となる。

注記* : 鹿島変電所、津田変電所の各変電所の50リレーが独立して、66kV鹿島線1号線と2号線の電流を比較して、66kV鹿島線事故の有無を判定する。事故発生時は事故回線側に向かって事故電流が流れ、鹿島線1号線と2号線の電流に差が生じるため、各50リレーは、66kV鹿島線1号線又は2号線事故と判定し、鹿島変電所及び津田変電所の遮断器を遮断する。

当社送電鉄塔の倒壊事例（66kV 1 導体）について

1. 倒壊事例

(1) 山口県下松市の事例（2004年9月）

鉄塔倒壊状況及び要因

- ・台風による局地的な強風が作用したため鉄塔が倒壊（1基）
- ・鉄塔が倒壊していく過程で異常張力により電線断線（1条/3条）
- ・島嶼部に位置し，海からの風が増速する地形

電線線種：硬銅より線 55 mm²×1 導体（7本/3.2 mm）

電線破断強度：21.6kN

(2) 鳥取県米子市の事例（2011年1月）

鉄塔折損状況及び要因

- ・記録的な大雪により，電線の一部に設計を大幅に上回った湿った雪が電線に大量付着し，鉄塔折損（3基）及び電線断線（4径間全24条*のうち11条断線）
- ・着雪により電線に異常な荷重が加わったことにより断線（3径間全18条*のうち4条断線）し，断線によって鉄塔にねじり力が加わったことから，鉄塔上部が捻転しながら折損
- ・鉄塔が折損していく過程で異常張力により電線断線（3径間全18条*のうち7条断線）
- ・山に収束した風が吹き抜ける特殊な地形
- ・事故地点は，「短時間での大量の降雪」「着雪が発達し易い 0℃付近の気温が長時間継続」「線路に直交する風向かつ着雪を促進させる風速」の3要素が重なり，湿型着雪が発達し易い，極めてまれな気象状況
- ・事象発生当日の24時間降雪量は観測史上最高値の79 cm（米子観測所）
- ・電線断線時の電線に付着した推定着雪厚は40 mm程度
- ・電線の断線は全て硬銅より線 72 mm²
- ・事象発生後の調査・検証において，設備の設計，施工，維持管理に問題がなかったことを確認
- ・同様な異常着雪を招きやすい地点について対策を実施

注記*：1径間あたり3相2回線で6条の電線

電線線種：硬銅より線 75 mm²×1 導体（7本/3.7 mm）

硬銅より線 72 mm²×1 導体（7本/3.6 mm）

電線破断強度：28.6kN

27.1kN

(3) 山口県山口市の事例（2012年1月）

鉄塔倒壊状況及び要因

- ・鉄塔敷地下方で実施していた道路工事により切土法面がすべり，鉄塔敷地に崩壊が生じ，鉄塔基礎 2/4 脚が地盤とともに崩壊し鉄塔倒壊（1基）
- ・鉄塔が倒壊していく過程で異常張力により電線断線（1条/3条）

電線線種：硬銅より線 55 mm²×1 導体（7本/3.2 mm）

電線破断強度：21.6kN

2. 鹿島支線と倒壊事例の比較

(1) 鹿島支線の電線仕様

電線線種：アルミ覆鋼心アルミより線 97 mm²×1 導体

（アルミ覆鋼心：7本/3.2 mm，アルミより線：12本/3.2 mm）

電線破断強度：78.4kN

(2) 鹿島支線と倒壊事例の電線破断強度比較

鹿島支線の電線は鋼心アルミ系電線で上記倒壊事例の断線した電線（硬銅より線）に比べ，約 2～3 倍程度の破断強度を有している。

(3) 考察

山口県の 2 件の事例については，鉄塔倒壊による電線断線であるが，鳥取県の事例では異常着雪による電線（硬銅より線）の断線が鉄塔折損より先に起こった。

しかし，鹿島支線の電線は硬銅より線よりも破断強度の強いアルミ覆鋼心アルミより線を使用しているため，鳥取県の事例と同様の着雪時でも断線しない。

以 上

改良地盤⑦の物性値の設定方法について

1. 概要

送電鉄塔基礎の耐震評価に必要な地盤の物性値は、添付書類VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」において説明している。

送電鉄塔基礎における改良地盤の健全性評価に、改良地盤⑦の物性値を使用することとしたことから、改良地盤⑦の物性値を、室内試験結果を踏まえ新たに設定した。

2. 地盤の物性値

地盤の物性値は、添付書類VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。改良地盤⑦の物性値のうち、引張強度及び残留強度(粘着力、内部摩擦角)については、室内試験の結果等を踏まえて設定する。

本章では、当該試験結果及び物性値の設定について説明する。図2-1及び図2-2に改良地盤⑦の配置図を示す。

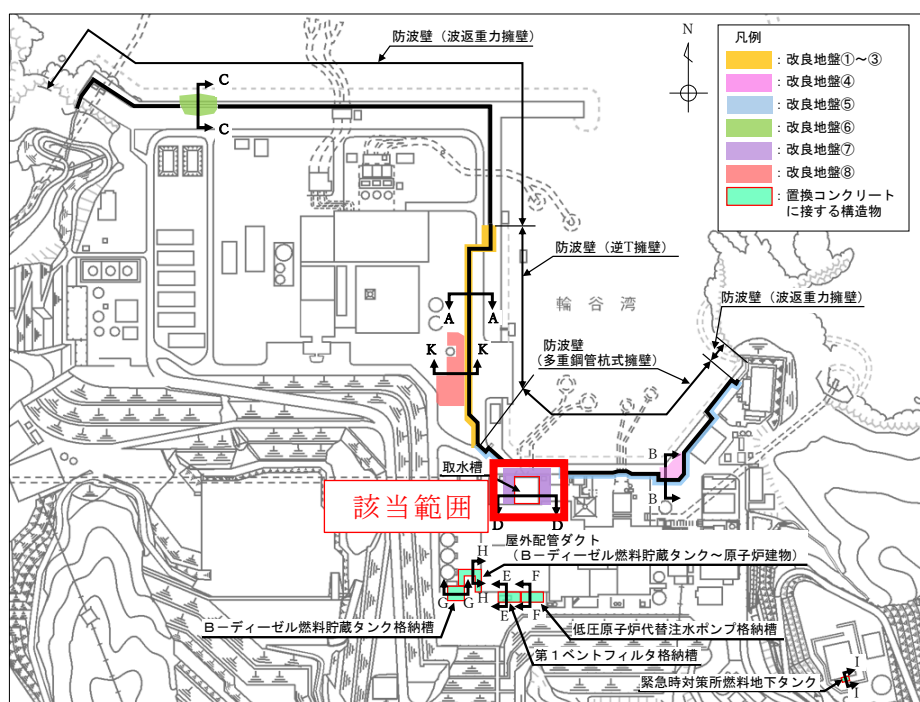


図2-1 改良地盤⑦の平面配置図

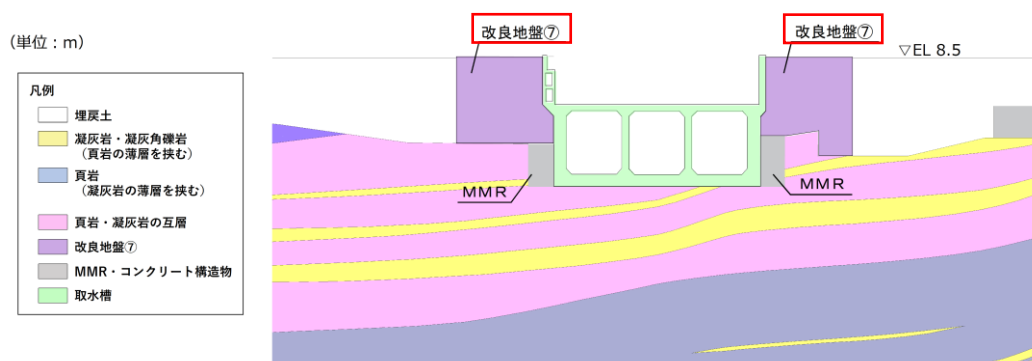


図2-2 改良地盤⑦の配置図
(取水槽，D-D断面)

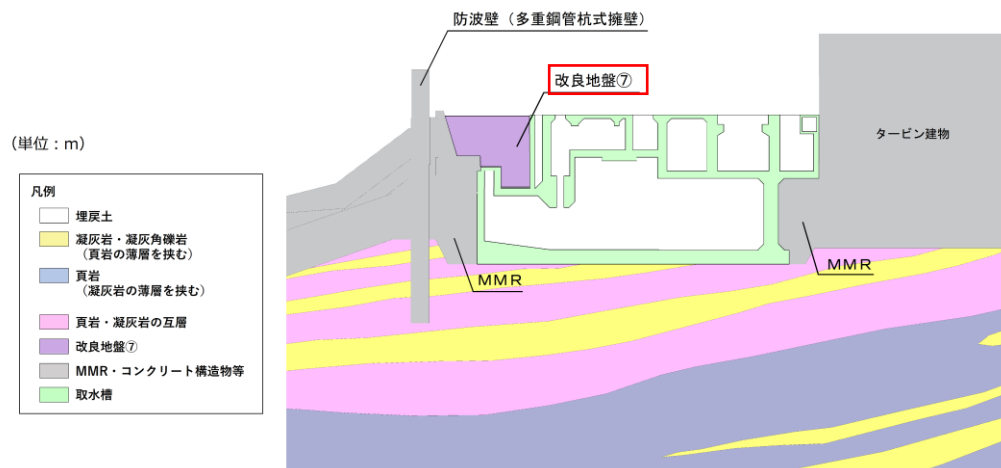


図 2-3 改良地盤⑦の配置図
(取水槽，E-E断面)

2.1 室内試験を踏まえた解析用物性値の設定

2.1.1 試験方法

室内試験は、地盤工学会（JGS）の試験基準に基づき実施する。供試体は添付書類VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」で示した室内配合試験によって作成されたものを用いる。

表 2.1.1-1 改良地盤⑦の改良地盤の試験項目

項目	規格・基準名称	試験規格	必要試験数量
引張強度	岩石の圧裂引張り試験方法	JGS 2551	3 以上
残留強度 (粘着力, 内部摩擦角)	土の圧密非排水三軸圧縮試験方法	JGS 0523	3 以上

2.1.2 解析用物性値の設定方法

(1) 残留強度

残留強度については、添付書類VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に記載のせん断強度の設定に用いた三軸圧縮試験結果において、せん断破壊後のせん断強さを用いて設定を行う。

(2) 引張強度 σ_t

引張強度については、文献調査を実施し、圧裂引張試験結果と比較検討して保守的な物性値を設定する。

図 2.1.2-1 に「改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針—セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法—（（財）日本建築センター）（以下「日本建築センター指針」という。）」より抜粋した、一軸圧縮強さと引張強さの関係から求めるせん断強さを示す。

② 一軸圧縮強さと引張り強さの関係から求める方法

τ_{so} は、これまでの既往の研究成果¹⁾²⁾をもとに一軸圧縮強さ (q_u) と引張り強さ (s_t) を用いて次式によって与えられる (資料編 1.6.1)。

$$\tau_{so} = S_t \cdot q_u / 2\sqrt{s_t \cdot (q_u - 3s_t)} \quad (4.2.5)$$

図 2.1.2-1 一軸圧縮強さと引張強さの関係から求めるせん断強さ
(「日本建築センター指針」より抜粋)

図 2.1.2-1 の算定式より，せん断強さと一軸圧縮強さの関係（ $\tau = q_u/2$ ）を考慮し，整理した以下の式を用いて引張強さを算定する。

$$S_t = q_u/4$$

ここに，

S_t ：引張強さ（ $= \sigma_t$ ）

q_u ：一軸圧縮強さ

引張強さの算定に用いる地盤の物性値は保守的になるよう，添付書類VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している解析用物性値を用いて算定する。

また，この文献による算定値と試験値を比較し，保守的な値を引張強度に採用する。

2.1.3 解析用物性値の設定

(1) 試験結果

改良地盤⑦の室内試験における試験数量を表 2.1.3-1 に示す。また，試験結果を表 2.1.3-2，図 2.1.3-1 及び図 2.1.3-2 に示す。

残留強度については，図 2.1.3-1 に示す三軸圧縮試験により得られた軸差応力－軸ひずみ関係において，せん断破壊・ひずみ軟化後の残留強さをを用い，図 2.1.3-2 に示すモールの応力円を描き，粘着力及び内部摩擦角を求めた。

表 2.1.3-1 改良地盤⑦の室内試験における試料数量

項目	規格・基準名称	試験規格	試験数量
			改良地盤⑦
引張強度	岩石の圧裂引張り試験方法	JGS 2551	3
残留強度 (残留強度，内部摩擦角)	土の圧密非排水三軸圧縮試験方法	JGS 0523	3

表 2.1.3-2 改良地盤⑦における圧裂引張試験結果

地盤	引張強さ σ_t [kN/m ²]	平均値 [kN/m ²]
改良地盤⑦	1170	1200
	1350	
	1080	

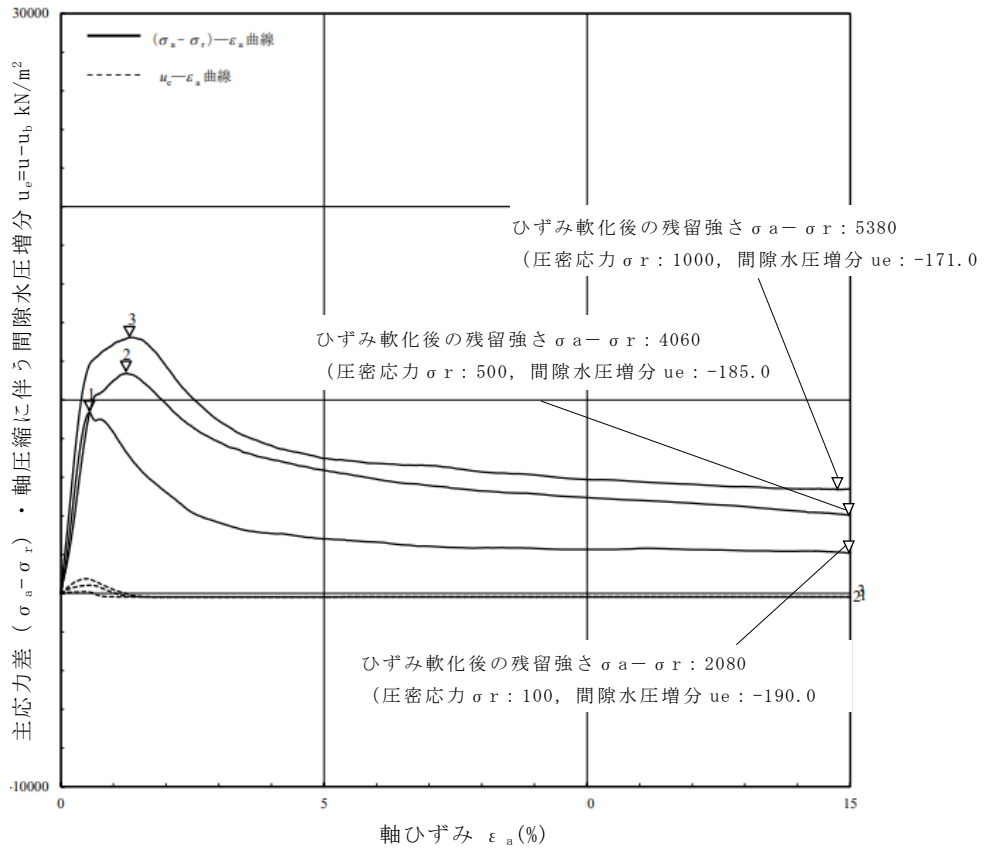


図 2.1.3-1 三軸圧縮試験における改良地盤⑦の軸差応力-軸ひずみ関係

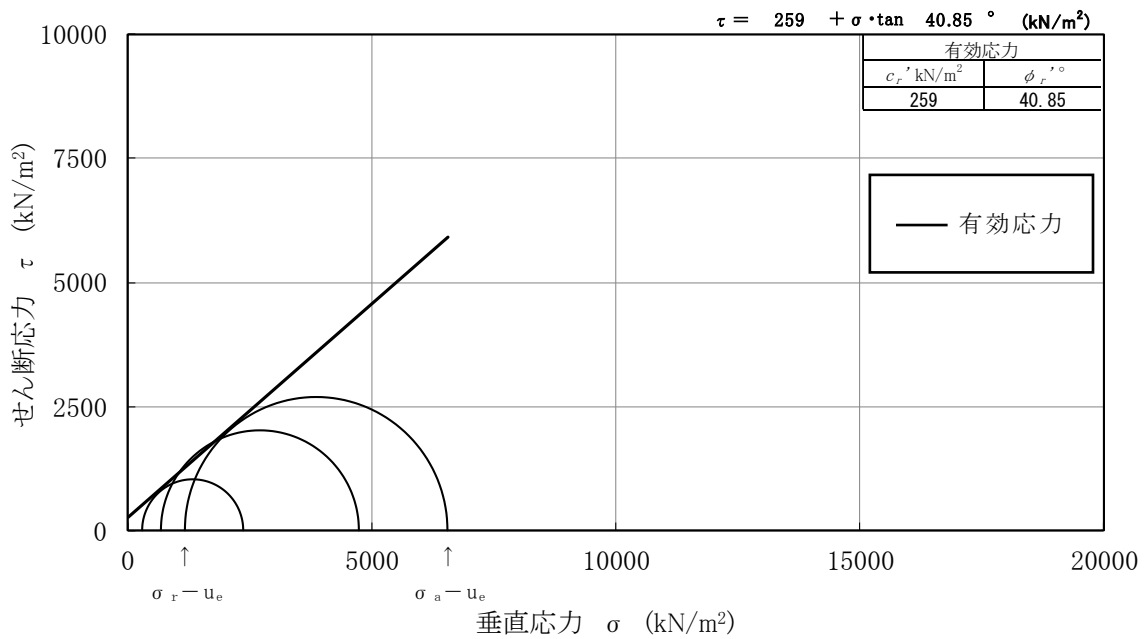


図 2.1.3-2 改良地盤⑦における三軸圧縮試験結果

(2) 解析用物性値の設定

a. 残留強度

室内試験の結果を踏まえた残留強度の物性値を表 2.1.3-3 に示す。

表 2.1.3-3 残留強度の物性値

	粘着力 c' [kN/m ²]	内部摩擦角 ϕ' [°]
改良地盤⑦	259	40.85

b. 引張強度 σ_t

文献による算定値と圧裂引張試験における試験値の比較を表 2.1.3-4 に示す。引張強度が小さいほうが保守的になることから、引張強度は文献による算定値を採用する。

表 2.1.3-4 引張強度の物性値

	文献による算定値				試験値
	解析用物性値		一軸圧縮強度 q_u [kN/m ²]	引張強度 σ_t [kN/m ²]	引張強度 σ_t [kN/m ²]
	粘着力 c [kN/m ²]	内部摩擦角 ϕ [°]			
改良地盤⑦	1250	0	2500	625 採用	1200

2.2 改良地盤の物性値

以上を踏まえ、改良地盤⑦の物性値を表 2.2-1 に、その設定根拠を表 2.2-2 に示す。

表 2.2-1 改良地盤⑦の解析用物性値

	解析用物性値 改良地盤⑦	
	残留強度	粘着力 c' [kN/m ²]
	内部摩擦角 ϕ' [°]	40.85
引張強度	σ_t [kN/m ²]	625

表 2.2-2 改良地盤⑦の設定根拠

		設定根拠
残留強度	粘着力 c' [kN/m ²]	室内試験結果を踏まえた粘着力を設定
	内部摩擦角 ϕ' [°]	室内試験結果を踏まえた内部摩擦角を設定
引張強度	σ_t [kN/m ²]	深層混合処理工法による改良地盤に関する文献より、算定式から求まる引張強度と比較して、圧裂引張試験における引張強度が上回ることから、保守的に文献による算定値を設定

(参考資料)

500kV 島根原子力幹線 3 基が同時倒壊し滑落する場合の鉄塔滑落評価

地震が直接的な要因となった鉄塔の倒壊事例はなく、複数基が同時倒壊した実績はないが、2 基同時倒壊の評価に加え、更に安全側に、鉄塔 3 基が同時に倒壊し滑落する評価を行った結果を示す。

1. 評価結果

3 基が同時に倒壊し滑落した評価では No.2 鉄塔が滑落することにより、No.1 鉄塔の滑落位置は発電所側に近づく位置となることから、鉄塔滑落位置（送電線位置）の断面で送電線垂下状況を確認すると、送電線は地上部に到達し、第 2 保管エリアのうち南側（輪谷貯水槽（西 1））に到達することを確認した。

図 1 に 500kV 島根原子力幹線 No. 1, No. 2 及び No. 3 鉄塔全てが全姿同時倒壊した場合の倒壊範囲（平面）を示し、図 2, 図 3 及び図 4 に 500kV 島根原子力幹線 No. 1, No. 2 及び No. 3 鉄塔が全姿同時倒壊した場合の No. 1 鉄塔滑落位置（断面）、No. 2 鉄塔滑落位置（断面）及び No. 3 鉄塔滑落位置（断面）を示す。

また、図 5 に鉄塔滑落位置（送電線位置）の断面での送電線垂下状況を示す。

[500kV 島根原子力幹線 No. 1, No. 2 及び No. 3 鉄塔]

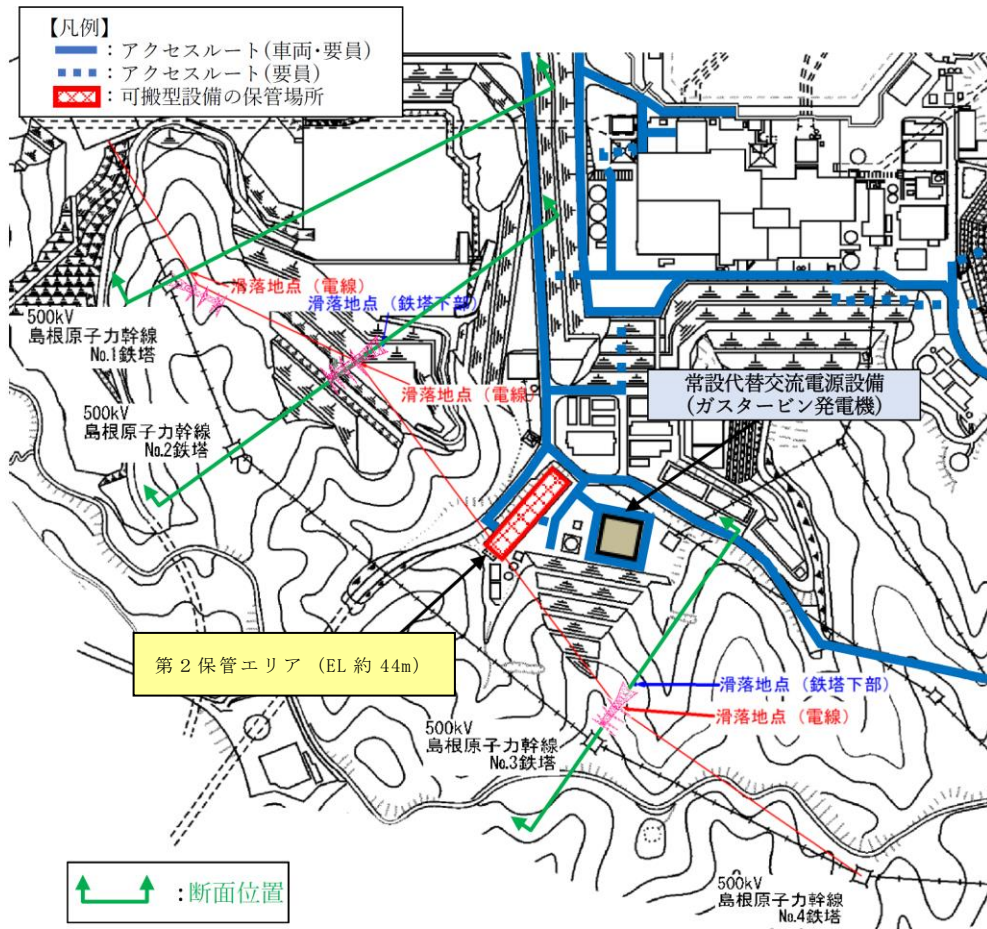


図1 500kV 島根原子力幹線 No. 1, No. 2 及び No. 3 鉄塔全てが全姿同時倒壊した場合の倒壊範囲 (平面)

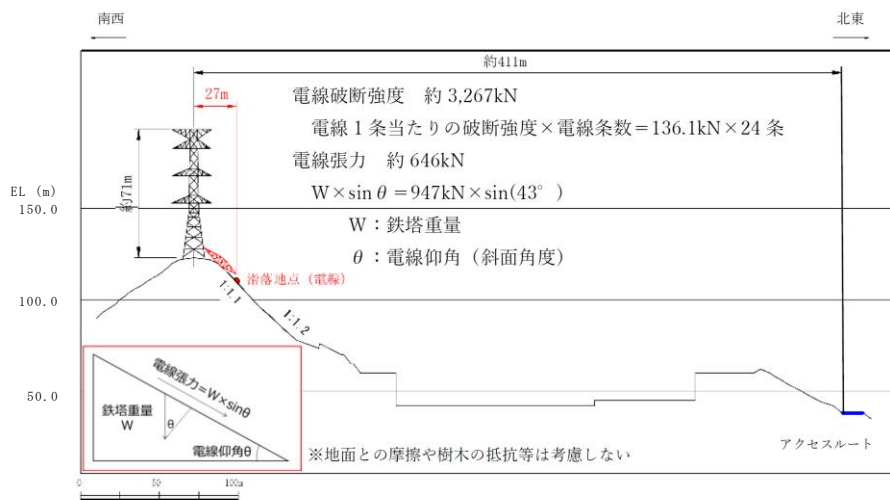


図2 500kV 島根原子力幹線 No. 1, No. 2 及び No. 3 鉄塔全てが全姿同時倒壊した場合の No. 1 鉄塔滑落位置 (断面)

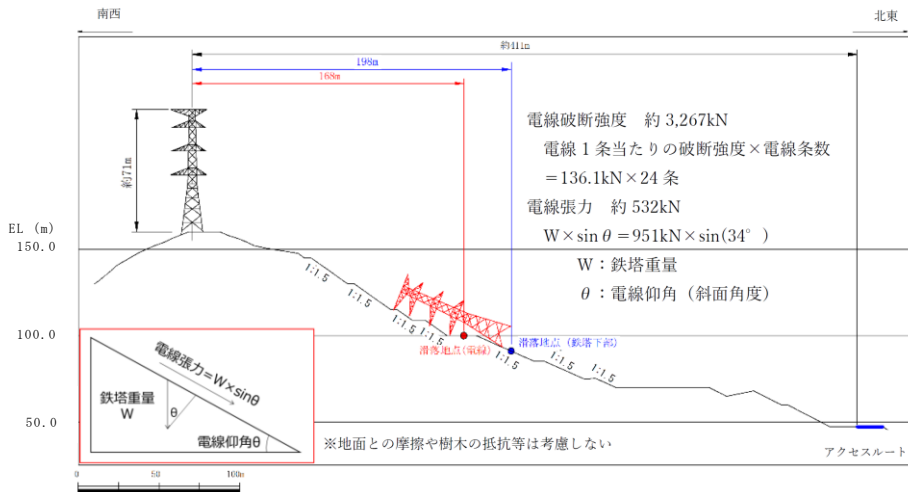


図 3 500kV 島根原子力幹線 No. 1, No. 2 及び No. 3 鉄塔全てが全姿同時倒壊した場合の No. 2 鉄塔滑落位置 (断面)

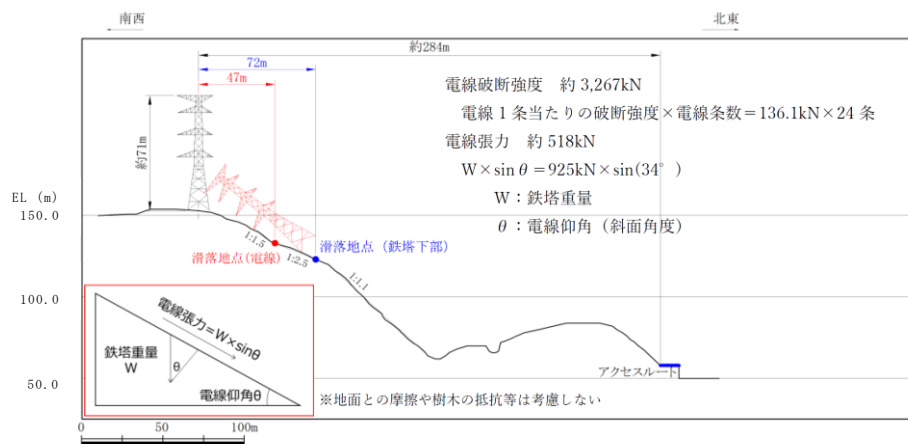


図 4 500kV 島根原子力幹線 No. 1, No. 2 及び No. 3 鉄塔全てが全姿同時倒壊した場合の No. 3 鉄塔滑落位置 (断面)

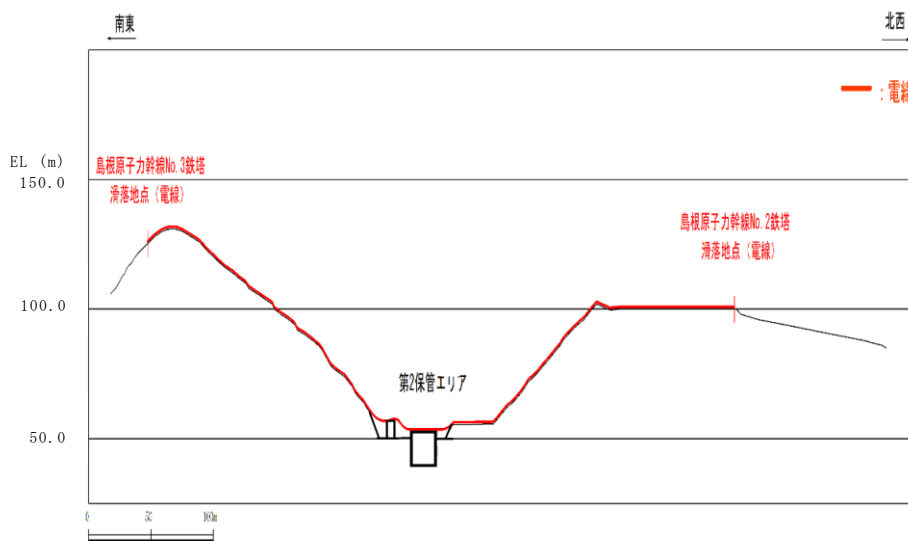


図 5 鉄塔滑落位置 (送電線位置) の断面での送電線垂下状況

2. 保管場所及びアクセスルート等への影響

3 基が同時に倒壊し滑落した評価を行った結果、送電線は地上部に到達し、第2保管エリアのうち南側（輪谷貯水槽（西1））に到達することを確認した。

しかしながら、可搬型設備の配置場所は送電線の倒壊範囲内ではないことから、機能喪失は想定されない。万一、可搬型設備が機能喪失したとしても、可搬型設備は分散配置し保管していることから、重大事故等対策に必要な設備を確保できる。表1に影響を想定する可搬型設備の保管場所と分散配置状況を、図6に第2保管エリア内の可搬型設備の配置図を、図7に可搬型設備の保管場所を示す。

また、輪谷貯水槽（西1）の損傷により、代替淡水源である輪谷貯水槽（西1）を水源とした送水手順ができない場合においても、同じ代替淡水源である輪谷貯水槽（西2）は機能喪失しておらず、輪谷貯水槽（西2）を水源とした送水手順は実施可能であることから、重大事故等対応に影響はない。万一、輪谷貯水槽（西2）を水源とした送水手順が実施できないとしても、海を水源とした送水手順を確保しており、重大事故等対応に影響はない。

なお、第2輪谷トンネルを経由したルート（緊急時対策所（第1保管エリア）を起点とした第3、4保管エリアへのルート等）は500kV島根原子力幹線3基全てが倒壊し、滑落する場合においても影響はないことから、第1、3、4保管エリアへのアクセスルートに影響はなく、輪谷貯水槽（西2）や海を水源とした送水手順にも影響はない。

表1 影響を想定する可搬型設備の保管場所と分散配置状況

影響を想定する可搬型設備	保管場所	その他の保管場所
大量送水車	第2保管エリア*1	第1保管エリア*2 第3保管エリア*1 第4保管エリア*2、*3
可搬型ストレーナ	第2保管エリア	第3保管エリア 第4保管エリア*4
ホース	第2保管エリア	第1保管エリア 第3保管エリア*3 第4保管エリア*3

注記*1：送水用

*2：海水取水用

*3：予備を含む。

*4：予備

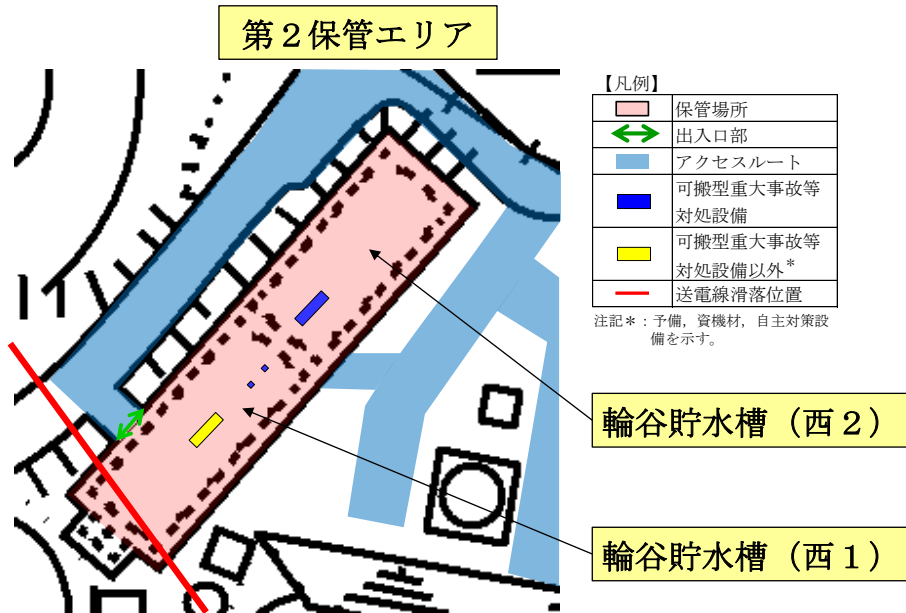


図6 第2保管エリア内の可搬型設備の配置図

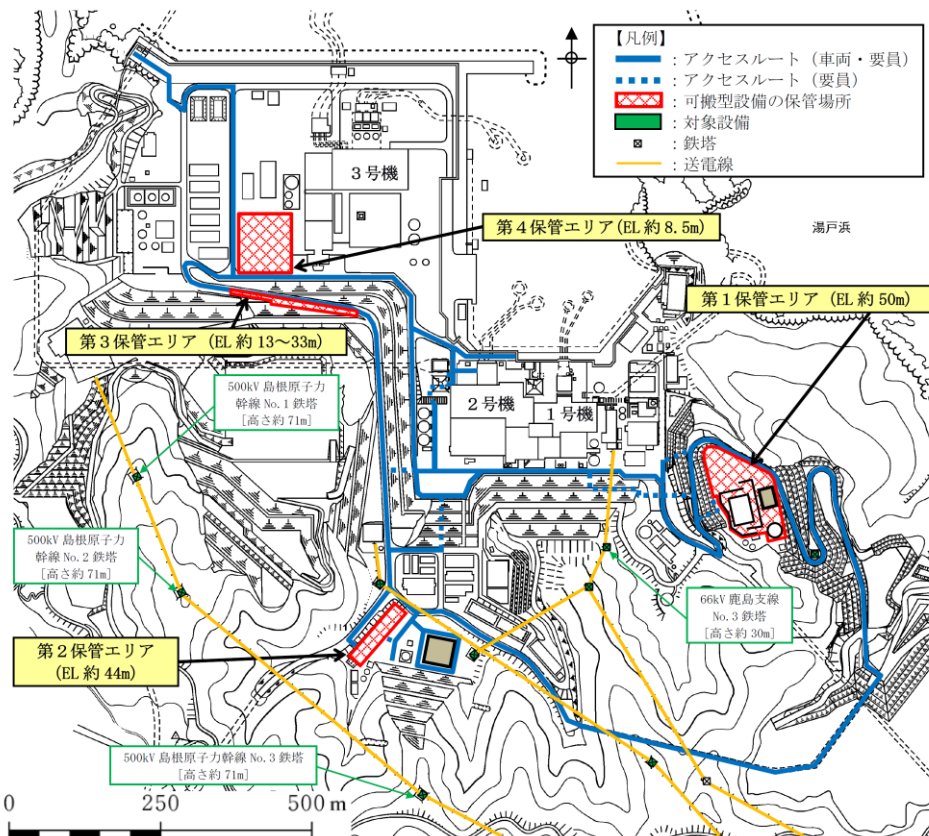


図7 可搬型設備の保管場所

3. まとめ

地震が直接的な要因となった鉄塔の倒壊事例はなく、複数基が同時倒壊した実績はないが、2基同時倒壊の評価に加え、更に安全側に鉄塔3基が同時倒壊し、滑落する場合の評価を行ったところ、No.2鉄塔が滑落することにより、No.1鉄塔の滑落位置は発電所側に近づく位置となり、鉄塔滑落位置（送電線位置）の断面で送電線垂下状況を確認すると、送電線は地上部に到達し、第2保管エリアのうち南側（輪谷貯水槽（西1））に到達するが、可搬型設備は送電線の倒壊範囲外に配置していること、輪谷貯水槽（西2）を水源とした送水手順は実施可能であることから、重大事故等対応に影響はない。

2. 保管場所及び屋外のアクセスルートの周辺斜面及び敷地下斜面のすべり安定性評価について

2.1 概要

保管場所及びアクセスルートの周辺斜面及び敷地下斜面のすべり安定性評価の詳細について説明する。

2.2 評価フロー

保管場所及びアクセスルート斜面の地震時の安定性評価のフローを図 2.2-1 に示す。斜面のすべり安定性評価では、設置許可の審査実績を踏まえ、等価線形化法による全応力解析によりすべり安全率を算定し、評価基準値を上回ることを確認する。

すべり安全率の算定に当たっては、液状化の影響を考慮するため、液状化範囲の起動力及び抵抗力を考慮しない方針とする。液状化範囲については、3次元浸透流解析結果の地下水位分布を踏まえて検討する。盛土斜面については、より詳細に検討するため、2次元浸透流解析を実施して検討用地下水位を設定し、地下水位以深の埋戻土の分布を踏まえ、必要に応じて有効応力解析を実施し、液状化範囲を設定する。

すべり安全率の算定において液状化影響を考慮するため、液状化範囲において、すべり面上のせん断力及びせん断抵抗力を考慮せずに算定を行う。

以降の 2.3～2.7 章では、安全対策工事に伴う掘削を反映しないすべり安定性評価を行い、2.9 章において、当該掘削によりすべり安定性の低下が懸念される評価対象斜面に対し、掘削を保守的に反映した評価を行う。

なお、2.8 章は、鉄塔が設置されている斜面の安定性評価等であり、安全対策工事に伴う掘削の影響はないことから、図 2.2-1 の評価フローには反映しないこととする。

2.3 保管場所及びアクセスルートに影響するおそれのある斜面の網羅的な抽出

保管場所及びアクセスルートの周辺斜面の中で、すべり方向が保管場所及びアクセスルートに向いており、保管場所及びアクセスルートからの離隔距離がない斜面を尾根線・谷線で区切り、保管場所及びアクセスルートに影響するおそれのある斜面として抽出した。なお、斜面の抽出に当たっては、鉄塔が設置されている斜面を含め、網羅的な抽出を行っている。

保管場所及びアクセスルートに影響するおそれのある斜面を図 2.3-1 に示す。

なお、防災科学技術研究所により地滑り地形②が示される盛土斜面に関しては、地すべり土塊を撤去し、その上に盛土斜面を構築している。当該盛土斜面は、「2.8.2 岩盤斜面と盛土斜面の同時崩壊検討」において、地震時において岩盤斜面と盛土斜面の同時崩壊が発生しないこと、及び盛土斜面内の崩壊が発生しないことを確認しているため、保管場所及びアクセスルートへ影響がない。なお、仮に盛土斜面内の崩壊を想定した場合においても、アクセスルートからの離隔距離が確保できている。

また、保管場所及びアクセスルートに影響するおそれのある斜面について、他の条文の斜面との関連並びに設置許可基準規則及び技術基準規則の該当項目を図 2.3-2 に示す。

保管場所及びアクセスルート周辺斜面が保管場所の敷地下斜面を兼ねることから、以降の評価では、保管場所及びアクセスルート周辺斜面の安定性を確認する。

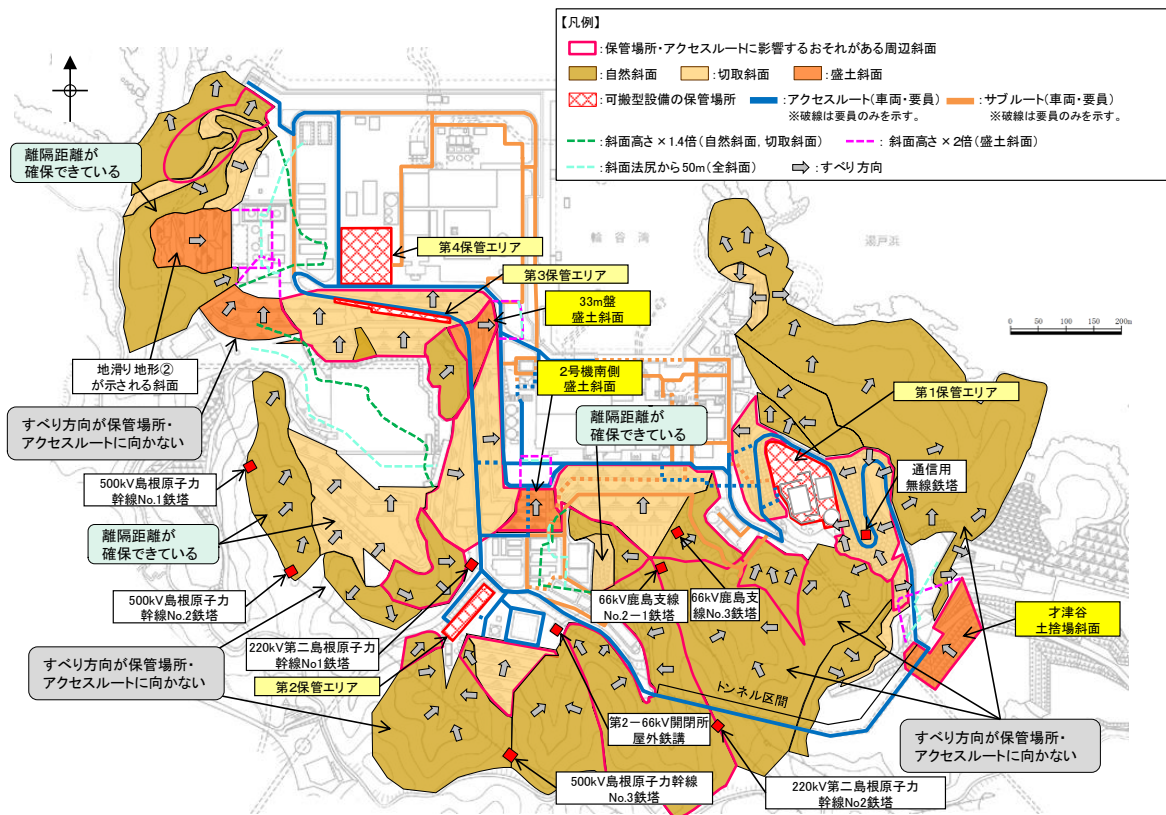
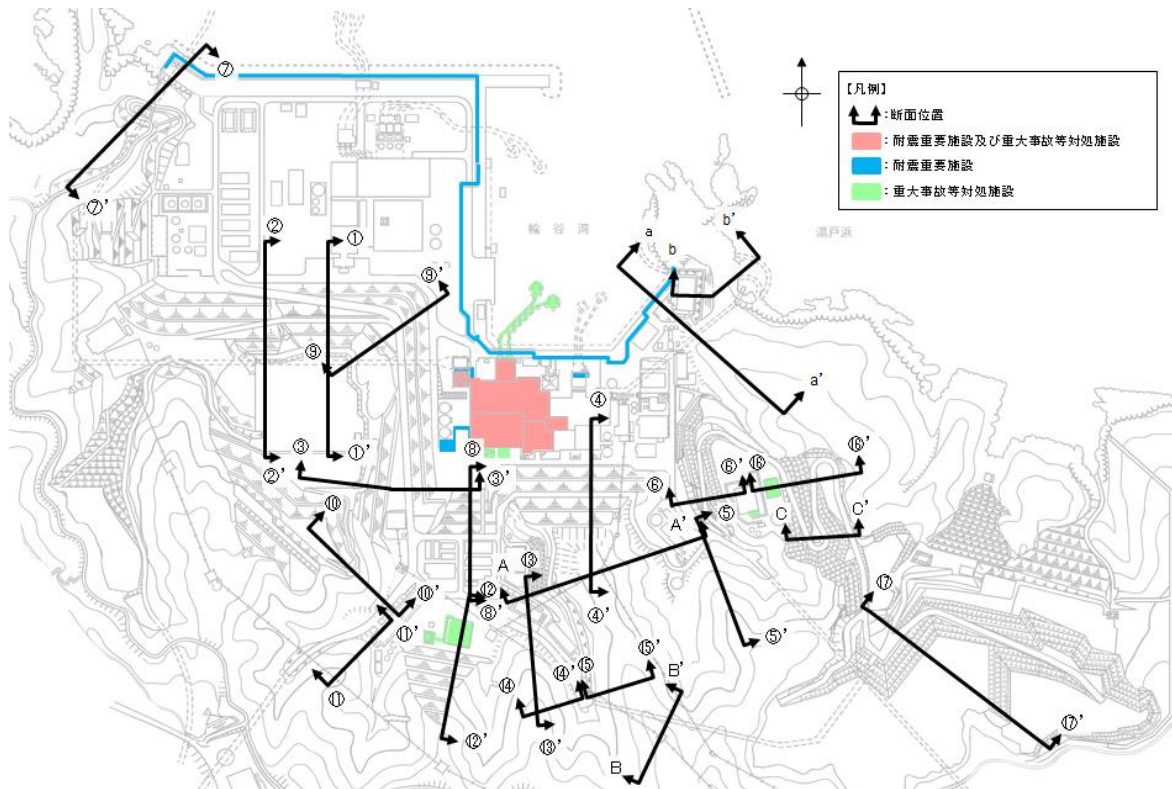


図 2.3-1 保管場所等に影響するおそれのある斜面の平面位置図



斜面番号	規則の該当項目			影響するおそれのある施設 ((2), (3)関連)
	(1)保管場所及びアクセスルートに影響するおそれのある斜面 設置許可基準規則 第43条第3項, 技術基準規則 第54条第3項	(2)耐震重要施設等の周辺斜面* 設置許可基準規則 第4条第4項,第39条第2項	(3)上位クラス施設の周辺斜面* 設置許可基準規則 第4条第4項,第39条第2項	
①-①'	○	—	—	—
②-②'	○	—	—	—
③-③'	○	—	○	2号機原子炉建物等
④-④'	○	○	○	2号機原子炉建物等
⑤-⑤'	○	—	—	—
⑥-⑥'	○	—	—	—
⑦-⑦'	○	○	○	防波壁
⑧-⑧'	○	○	○	第1ベントフィルタ格納槽
⑨-⑨'	○	—	—	—
⑩-⑩'	○	—	—	—
⑪-⑪'	○	—	—	—
⑫-⑫'	○	○	○	ガスタービン発電機建物等
⑬-⑬'	○	—	—	—
⑭-⑭'	○	—	—	—
⑮-⑮'	○	—	—	—
⑯-⑯'	○	○	○	緊急時対策所等
⑰-⑰'	○	—	—	—
A-A'	鉄塔斜面	—	—	—
B-B'	鉄塔斜面	—	—	—
C-C'	鉄塔斜面	—	—	—
a-a'	—	○	○	防波壁
b-b'	—	—	○	防波壁

注記*: 発電用原子炉設置変更許可申請許可(原規発第2109152号, 令和3年9月15日付け)

図 2.3-2 保管場所及びアクセスルートに影響するおそれのある斜面と他の条文の斜面との関連

2.3.1 離隔距離の考え方

離隔距離については、文献調査結果に基づき、岩盤斜面（自然斜面，切取斜面）は、法尻から「斜面高さ×1.4倍以内」若しくは「50m」、盛土斜面は、法尻から「斜面高さ×2.0倍以内」若しくは「50m」とした。

離隔距離の設定に用いた、土砂の到達距離に係る各種文献の記載は表 2.3.1-1 のとおり。

表 2.3.1-1 文献調査結果

文献名	記載内容	根拠	到達距離	文献における対象地盤	文献を踏まえた離隔距離
① J E A G 4 6 0 1 - 1987	原子炉建屋周辺斜面として安定性評価の対象とすべき斜面の考え方	実績	約50m以内 or 約 1.4H 以内	岩盤斜面 及び 盛土斜面	50m : 岩盤斜面 及び盛土斜面 1.4H : 岩盤斜面
② 原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術<技術資料>，土木学会原子力土木委員会，2009	2004 年新潟県中越地震による斜面崩壊事例からの分析結果		1.4H (斜面高×1.4倍)		
③ 土質工学ハンドブック，(社)土質工学会，1982	昭和44～49年の崖崩れの事例収集		1.4H (斜面高×1.4倍)		
④ 土木工学ハンドブック，(社)土木学会，1989	1972～1982年に発生した急傾斜地3500地区の調査結果		0.57～0.79H (崩壊高×0.57～0.79倍)		
⑤ 土砂災害防止法令の解説，(一社)全国治水砂防協会，2016	土砂災害警戒区域	警戒区域*	2.0H (斜面高×2.0倍)	土砂	2.0H : 盛土斜面
⑥ 宅地防災マニュアルの解説，宅地防災研究会，1998	急傾斜地崩壊危険箇所の考え方		2.0H (斜面高×2.0倍)		

注記*：建築物に損壊が生じ、住民等の生命又は身体に著しい危害が生じるおそれがある区域。危険の周知，警戒避難体制の整備等が図られる。

以下に各文献の詳細および文献調査を踏まえた離隔距離の考え方を示す。

【文献①：J E A G 4 6 0 1 -1987】

当文献では、「原子炉建屋周辺斜面として安定性評価の対象とすべき斜面は、一般的に斜面のり尻と原子炉建屋の離隔距離が約 50m 以内あるいは斜面高さの約 1.4 倍以内の斜面と考えられる。」としている。

4.1.3 安全性評価の基本的な考え方

原子炉建屋基礎地盤，原子炉建屋周辺斜面の安定性評価に当たっては，地盤調査・試験結果をもとに適切な地盤モデルを定め，必要に応じてすべり面法等の慣用法による解析，有限要素法等による静的解析，動的解析を実施する。

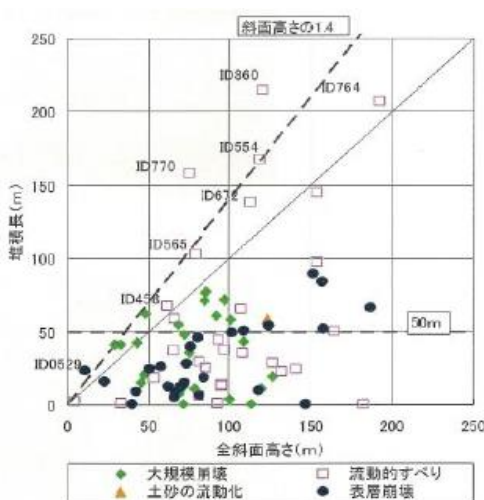
原子炉建屋基礎地盤は，原則として十分に支持力のある安定した地盤に求められるために，一般には安定性が問題となることは少ないが，特に卓越した異方性あるいは顕著な不均質性が認められる場合には，応力的な不均衡が生じる可能性があるため，例えば弱層等に沿った地盤のすべり，支持力，沈下等を詳細に検討することが必要となろう。

一方，周辺斜面の場合には，原子炉建屋との離隔距離，斜面の規模等を考慮して安定性評価の対象とすべき範囲を決めることが，まず必要となってくる。この点については「3.2.3 敷地内調査」で述べたように，既往の斜面崩壊事例の調査結果から，対象とすべき斜面は，一般に斜面のり尻と原子炉建屋の離隔距離が約 50 m 以内あるいは斜面高さの約 1.4 倍以内の斜面と考えられる。斜面には岩盤斜面，土質斜面，盛土斜面等があり，安定性評価に際しては，これら構成材料の特性をよく把握して，適切な解析方法を用いることが重要である。

図 2.3.1-1 J E A G 4 6 0 1 -1987 抜粋 (赤線で加筆)

【文献②：原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術<技術資料>】

当文献では，全 135 件の崩壊事例をもとに斜面高さと堆積長の関係を整理した上で，「J E A G 4 6 0 1 -1987 に定められる周辺斜面の離隔距離に関する目安値（約 50m 以内あるいは斜面高さの約 1.4 倍以内）は，崩壊土塊が水の影響を顕著に受ける場合を除いて，十分に保守的なものとなっている。」としている。



崩壊事例 135 件における崩壊土砂の堆積長（＝到達距離）は，50m 以内あるいは斜面高さの 1.4 倍以内となっている*。

注記*：図中の ID860, ID554 及び ID770 は，斜面上部で発生した崩壊土砂が谷に沿って流動している事例である。

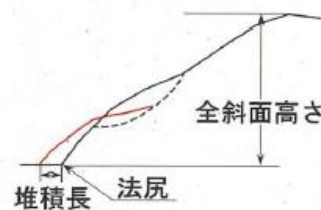
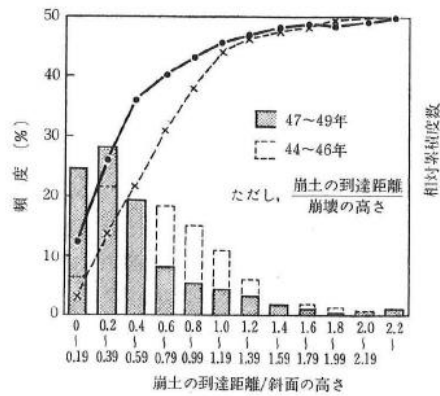


図 2.3.1-2 原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術<技術資料> 抜粋 (赤字で加筆)

【文献③：土質工学ハンドブック】

当文献は、昭和44～49年の崖崩れの事例を収集し、(崩土の到達距離) / (斜面の高さ) を分析したもので、斜面の高さの1.4倍までに、全体の94.2%が含まれるとしている。



⑤ (崩土の到達距離)/(斜面の高さ)は、被災の範囲の実態を示す指標として重要なものであるが、図-29.79に示すように、0.2～0.39が最頻値で、0.6以下で全体の72.5%を占める。更に斜面の高さの1.4倍まで考えれば、全体の94.2%が含まれる。実際問題では、斜面

図 2.3.1-3 土質工学ハンドブック抜粋 (赤線で加筆)

【文献④：土木工学ハンドブック】

当文献は、1972～1982年に発生した急傾斜地3500地区の調査結果を分析したもので、(崩土の到達距離) / (崩壊の高さ)は土質により異なり、表土及び崩積土で0.57～0.79であるとしている。

表-5.2 斜面構成土質ごとの崩壊規模(平均値)(1978～1982年)⁽¹⁾
Magnitude of failures versus material (average: 1978 to 1982)

	崩壊の高さ $H(m)$	崩壊の幅 $W(m)$	崩壊の深さ $d(m)$	崩壊土量 $V(m^3)$	崩土の到達距離 $L(m)$	h/H	L/h
表土	14.3	15.5	1.2	287.0	8.1	0.69	0.57
崩積土	16.2	21.2	1.5	667.5	11.3	0.80	0.79
火山砕屑物	14.3	17.6	3.1	321.6	13.8	0.85	0.96
段丘堆積物	13.9	23.8	2.1	333.1	12.2	0.91	0.84
強風化岩	13.9	16.2	1.6	172.0	7.0	0.72	0.55
岩 (I)	13.7	13.9	1.4	249.8	6.0	0.60	0.43
岩 (II)	13.5	15.1	1.3	220.1	6.8	0.56	0.57
全体	14.6	17.0	1.4	361.2	8.8	0.71	0.63

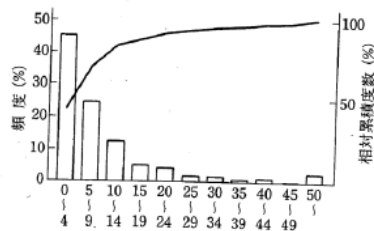


図-5.4 崩土の到達距離 (m) (1972～1982年)⁽¹⁾
(Travel distance of failed materials)

図 2.3.1-4 土木工学ハンドブック抜粋 (赤線で加筆)

【文献⑤：土砂災害防止法令の解説】

当法令では、急傾斜地の土砂災害警戒区域指定の基準として、急傾斜地の高さの2倍以内という指標が用いられている。

また、急斜面地の下端から水平距離が当該急斜面地の高さに相当する距離の2倍以内の範囲を土砂災害警戒区域としながらも、「50mを超える場合は50m」と記載されており、上限は50mとなっている。

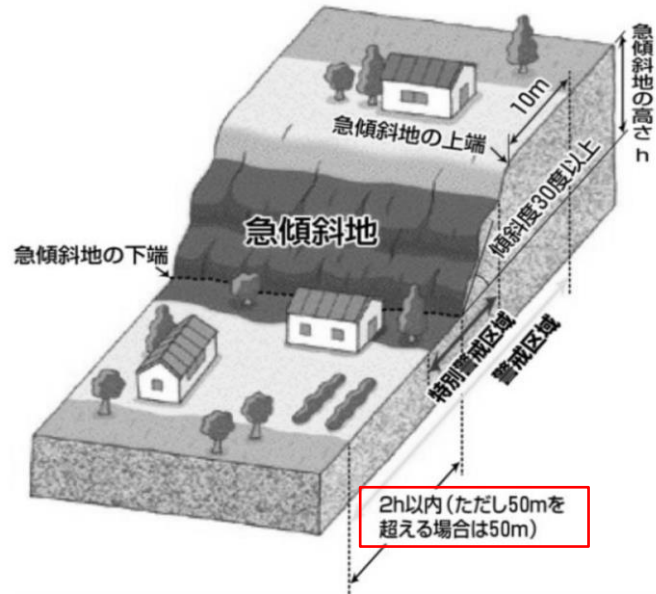


図 2.3.1-5 土砂災害防止法令の解説抜粋 (赤線で加筆)

【文献⑥：宅地防災マニュアルの解説】

当文献では、土砂災害に係る危険箇所のうち、宅地造成に伴う災害に最も関連の深い急傾斜地崩壊危険箇所の考え方が示されており、急傾斜地崩壊危険箇所としての要件を整理する中で設定する「斜面下部」の定義がなされている。

急傾斜地の下端から当該急傾斜地の高さの2倍程度の範囲を斜面下部としながらも、「概ね50mを限度とする。」と記載されており、上限は50mとなっている。

土砂災害に係る危険箇所のうち、宅地造成に伴う災害に最も関連の深い急傾斜地崩壊危険箇所の考え方を以下に示す。

【危険箇所としての要件】

- ① 水平面とのなす角度が30度以上であること。
- ② 斜面の高さが5m以上であること。
- ③ 斜面上部又は下部に人家が5戸以上あること（官公署、学校、病院、旅館等がある場合は5戸未満でも可）。

斜面上部又は下部とは、下図に示すように急傾斜地（傾斜30度以上のがけ）の下端及び上端から当該急傾斜地の高さの、それぞれ2倍及び1倍程度の範囲（概ね50mを限度とする）をいう。

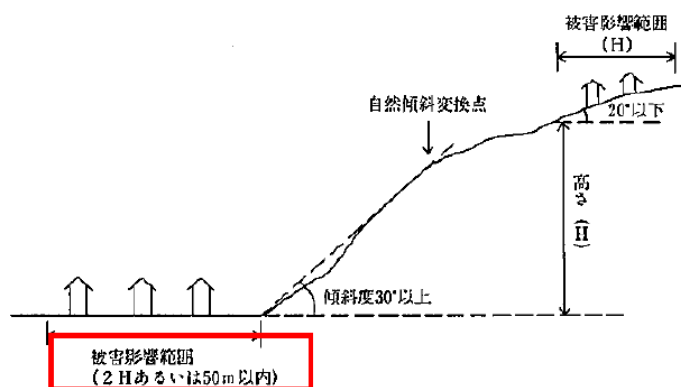


図 X.1 急傾斜地崩壊危険箇所の要件

図 2.3.1-6 宅地防災マニュアルの解説抜粋（赤線で加筆）

【文献①～⑥を踏まえた離隔距離の考え方】

・文献⑤及び⑥で示された到達距離 $2.0H$ については、土砂災害の警戒範囲を示したものである。盛土斜面については、土砂を対象とした文献⑤及び⑥を踏まえ、斜面法尻からの離隔として斜面高さの2倍を適用する。

・①～④の文献では、岩盤斜面及び盛土斜面のいずれも含んだ崩壊の考え方や実績が整理されており、対象斜面の大部分で到達距離は斜面高さの1.4倍に含まれるとされていることから、岩盤斜面については、斜面法尻からの離隔として斜面高さの1.4倍を適用する。

2.4 液状化範囲の検討

液状化範囲の検討に当たっては、IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づく3次元浸透流解析結果（図2.4-1）の地下水位分布を参照し、保守的に地下水位を設定する。

2号機南側盛土斜面及び33m盤盛土斜面の地下水位は法尻付近までの上昇に留まっているが、2次元浸透流解析により地下水位の分布をより保守的に検討し、液状化範囲を設定する。才津谷土捨場斜面は、近傍のモデル境界の地下水位がEL 28m程度であり、法尻標高（EL 88m）より十分低いですが、念のため2次元浸透流解析により地下水位の分布をより詳細に検討し、液状化範囲を設定する。

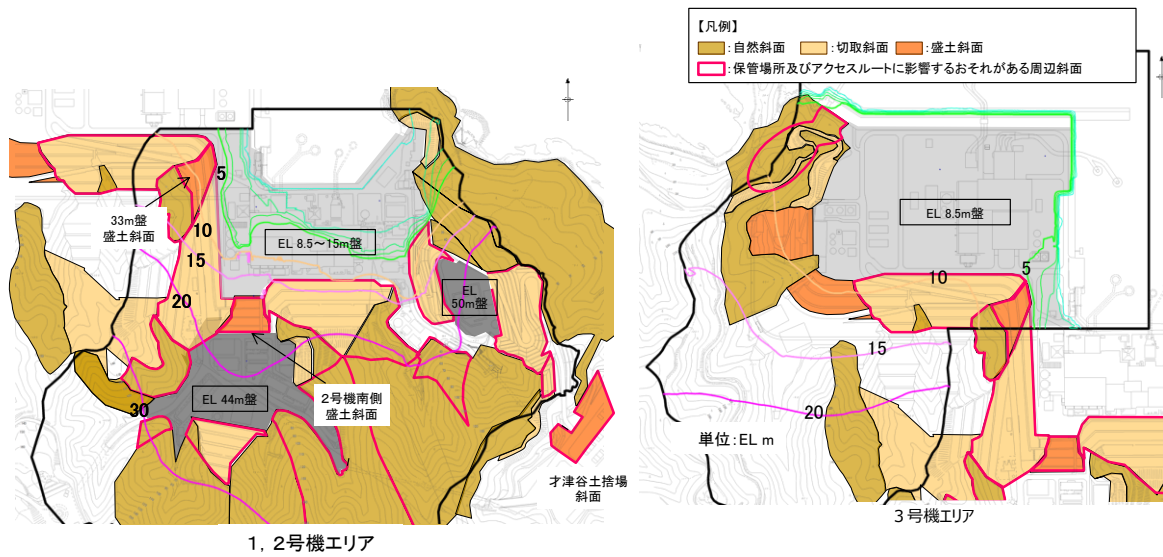


図2.4-1 3次元浸透流解析結果（定常解析）の等水位線図

2.4.1 液状化範囲の検討フロー

液状化範囲の検討フローを図 2.4.1-1 に示す。

盛土斜面の液状化範囲の設定方法は、設置（変更）許可申請書において 2 号機南側盛土斜面を対象に実施した方法と同様とした。

なお、時刻歴非線形解析（有効応力解析，FLIP）による液状化発生の有無の確認を行わない場合は、保守的に検討用地下水位以深戻土を全て液状化範囲として設定する。

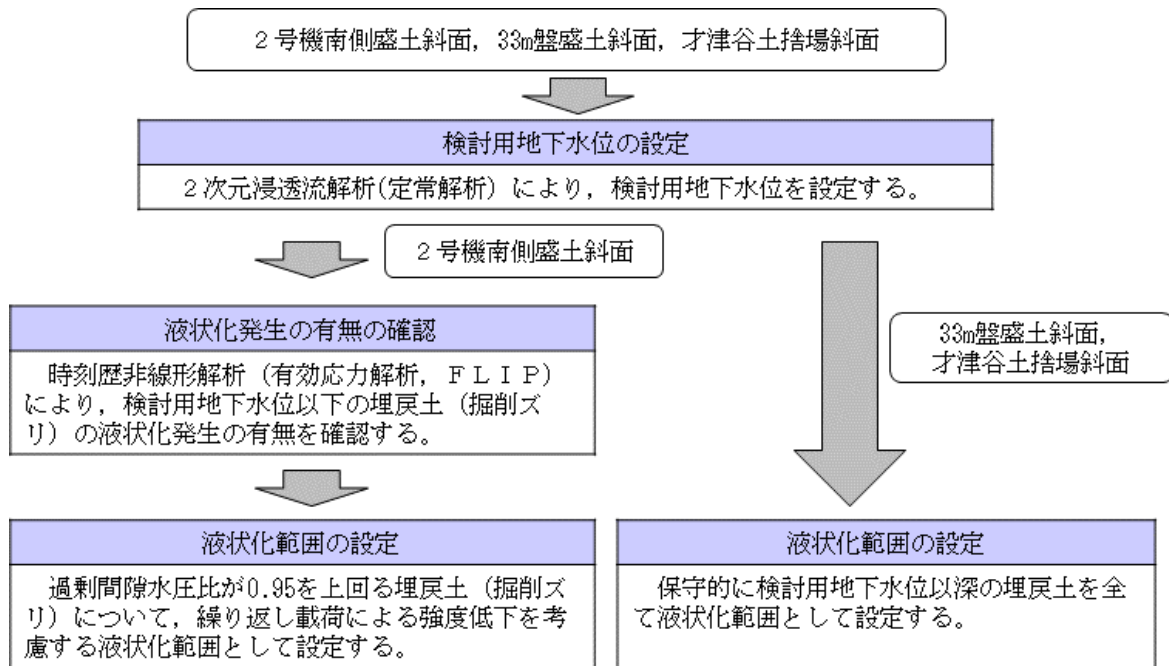


図 2.4.1-1 液状化範囲の検討フロー

2.4.2 液状化範囲の検討方法及び検討結果

2.4.2.1 2号機南側盛土斜面

(1) 2次元浸透流解析の検討方法

2号機南側盛土斜面の液状化影響検討用地下水位を設定するため、2次元浸透流解析（定常解析）を実施する。

解析モデル及び解析条件は、図2.4.2.1-1及び図2.4.2.1-2のとおりとし、地下水位低下設備の機能に期待しない場合の地下水位（3次元浸透流解析結果）等を踏まえ、より保守的な条件となるよう、EL 8.5m 盤、EL 15m 盤及びEL 44m 盤の盛土と旧地形の境界部において、地表面に水頭固定境界を設定する。

地表面水頭固定境界に挟まれた検討用地下水位の計算領域は、IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、降雨考慮範囲として、松江地方気象台における年間降水量にばらつきを考慮した値に、今後の気候変動予測による降水量の変化を加味した降雨条件2400mm/年を考慮する。

2次元浸透流解析には、解析コード「AFIMEX」を使用する。なお、解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、参考資料3に示す。

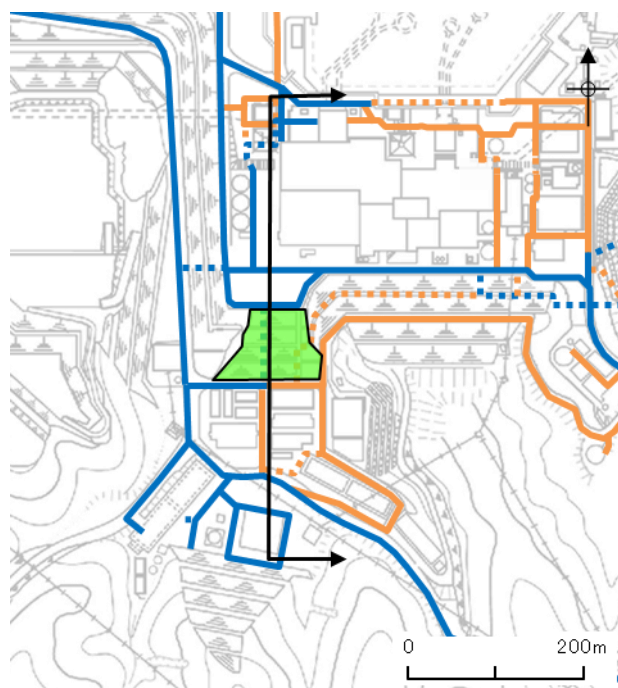


図2.4.2.1-1 2号南側盛土斜面の断面位置図

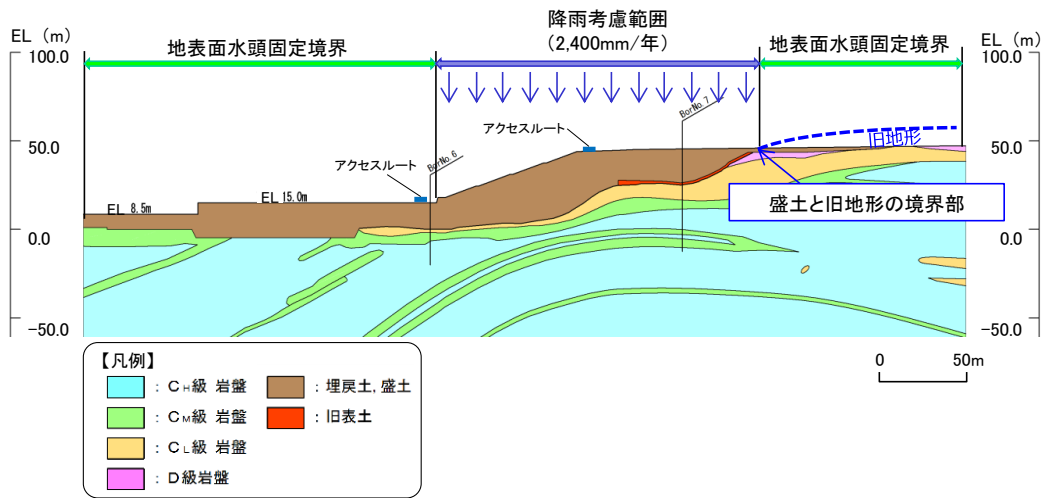


図 2. 4. 2. 1-2 2次元浸透流解析（定常解析）の解析モデル及び解析条件

(2) 2次元浸透流解析の検討結果

2次元浸透流解析による検討用地下水位を図 2. 4. 2. 1-3 に示す。2次元浸透流解析による検討用地下水位は、3次元浸透流解析による地下水位を上回っており、保守的な地下水位となっている。2次元浸透流解析の結果を踏まえ、有効応力解析における検討用地下水位を設定し、液状化発生の有無を検討した。

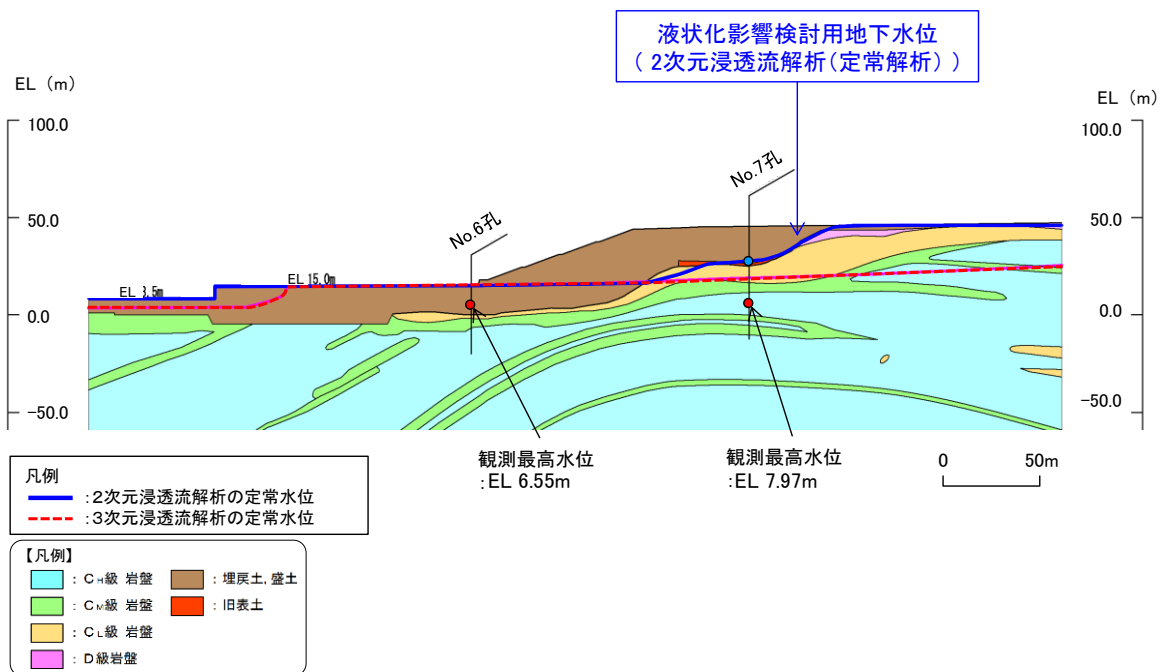


図 2. 4. 2. 1-3 2次元浸透流解析による検討用地下水位

(3) 2次元有効応力解析の検討方法

2号機南側盛土斜面は、常設重大事故等対処施設の周辺斜面であることを踏まえ、有効応力解析による液状化発生の有無の確認を行っている。

検討用地下水位を用いた有効応力解析結果を踏まえ、過剰間隙水圧比が0.95以上となる地盤要素を、繰り返し载荷による強度低下を考慮する液状化範囲として設定する。

有効応力解析には、解析コード「FLIP」を使用する。

検討条件として、有効応力解析の結果、一度でも過剰間隙水圧比が0.95を超えた要素については、繰り返し载荷により強度低下が生じたものとみなし、2次元動的FEM解析においてすべり面上のせん断力及び抵抗力をゼロとする。なお、液状化影響を考慮する範囲については、基準地震動の反転を考慮して実施した有効応力解析結果それぞれにおいて、過剰間隙水圧が0.95を超えた全要素を包絡するように設定する。

2次元有効応力解析モデルを図2.4.2.1-4に示す。解析モデルは、全応力解析（等価線形解析）と同様に、岩級、岩相、埋戻土、旧表土及びシームをモデル化した。ただし、シームについては、ひずみ依存特性を考慮するため、ソリッド要素（平面ひずみ要素）でモデル化した。解析領域についても、全応力解析と同じにした。

常時応力解析時の境界条件については、底面を固定境界とし、自重による鉛直方向の変形を拘束しないよう、側面をローラー境界とする。

地震応答解析時の境界条件については、側方及び底面を粘性境界に設定する。

地震動は、応力レベル及び繰り返し载荷回数に着目し、最大水平加速度が最も大きく、かつ継続時間が最も長いため、液状化評価において最も厳しいと考えられる基準地震動S_s-Dを採用し、水平地震動及び鉛直地震動の位相反転を考慮する。

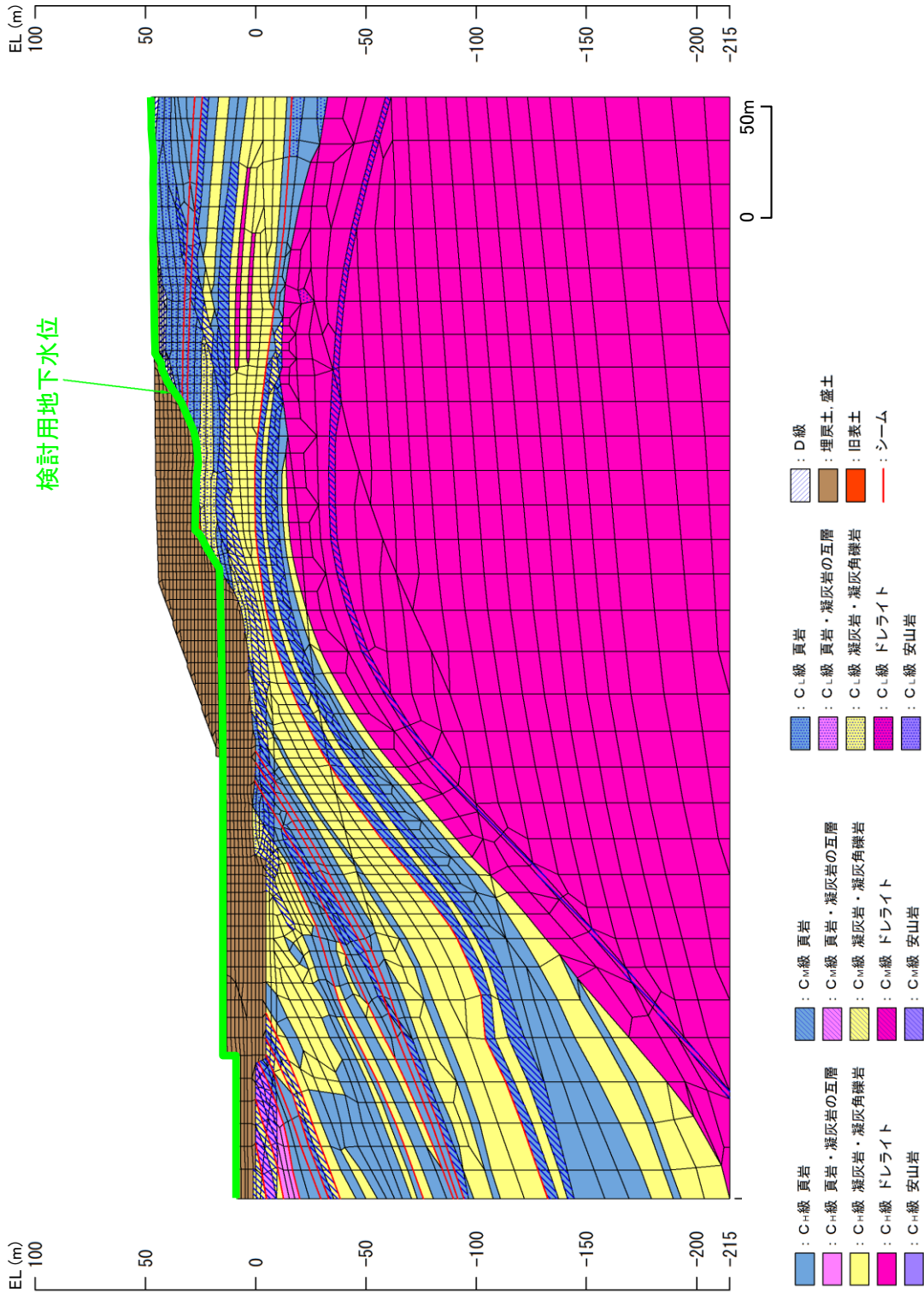


図 2.4.2.1-4 2次元有効応力解析モデル

解析用物性値の一覧を表 2.4.2.1-1 及び表 2.4.2.1-2 に示す。

C_H～C_L級岩盤の解析用物性値は、IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、全応力解析（等価線形解析）の物性値と同値に設定した。

埋戻土、D級岩盤、シーム及び旧表土の解析用物性値は、(a)～(f)のとおり設定した。

表 2.4.2.1-1 解析用物性値一覧表（2次元有効応力解析、埋戻土等）

		埋戻土	D級岩盤	シーム	旧表土
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.11*	2.28	2.23	2.00
	間隙率 n	0.45	0.25	0.27	0.40
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	76,570	47,420	115,900	58,190
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98	98	98	98
	ポアソン比 ν	0.33	0.30	0.40	0.40
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.24	0.15	0.24	0.20
強度特性	粘着力 C' (kN/m ²)	0	0	190	30
	内部摩擦角 ϕ (°)	39.35	17	18	21

注記*：地下水位以深の埋戻土は、常時応力解析時に水の単位体積重量9.8kN/m³を差し引いた水中重量を用いる。

表 2.4.2.1-2 解析用物性値一覧表（2次元有効応力解析，岩盤）

	物理特性	動せん断弾性係数 $G_d (\times 10^3 \text{ N/mm}^2)$						動ポアソン比 ν_d					減衰特性 減衰定数 h		
		第1 速度層	第2 速度層	第3 速度層	第4 速度層	第5 速度層	第6 速度層	第1 速度層	第2 速度層	第3 速度層	第4 速度層	第5 速度層		第6 速度層	
頁岩	C _H 級	2.57	0.16	2.08	6.58	9.77	10.28	14.19							
	C _M 級	2.52	0.16	2.04	6.45	9.58	10.08	13.92							
	C _L 級	2.44	0.15	1.98	6.25	9.28	9.76	13.47							
	C _H 級	2.56	0.16	2.07	6.55	9.73	10.24	14.14							
	C _M 級	2.49	0.16	2.02	6.37	9.47	9.96	13.75							
	C _L 級	2.33	0.15	1.89	5.96	8.86	9.32	12.87							
岩盤 (成相寺層)	C _H 級	2.51	0.16	2.03	6.43	9.54	10.04	13.86							
	C _M 級	2.44	0.15	1.98	6.25	9.28	9.76	13.47	0.45	0.39	0.38	0.34	0.35	0.03	
	C _L 級	2.30	0.14	1.86	5.89	8.75	9.20	12.70							
	C _H 級	2.78	0.17	2.25	7.12	10.57	11.12	15.35							
ドレライト	C _M 級	2.60	0.16	2.11	6.66	9.89	10.40	14.36							
	C _L 級	2.53	0.16	2.05	6.48	9.62	10.12	13.97							
	C _H 級	2.68	0.17	2.17	6.86	10.19	10.72	14.80							
岩盤 (貫入岩)	C _M 級	2.68	0.17	2.17	6.86	10.19	10.72	14.80							
	C _L 級	2.59	0.16	2.10	6.63	9.85	10.36	14.30							

注記*：地下水位以深の岩盤は、常時応力解析時に水の単位体積重量9.8kN/m³を差し引いた水中重量を用いる。

(a) 密度・ポアソン比

D級岩盤，シーム及び旧表土は，IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき，全応力解析（等価線形解析）の物性値と同値に設定した。

埋戻土は，密度は上記と同様であり，ポアソン比は，「港湾技研資料 No. 869 液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法（運輸省港湾技術研究所，1997年）」（以下，港湾技研資料という）を参考に，式(1)により算定した。

$$\nu = K_0 / (1 + K_0) \dots\dots\dots (1)$$

ν : ポアソン比

K_0 : 静止土圧係数 (=0.5)

(b) 間隙率

埋戻土は，港湾技研資料を参考に，0.45に設定した。

D級岩盤，シーム及び旧表土の間隙率については，参考資料4に示すとおり，密度試験等により設定した。

(c) 動せん断弾性係数

D級岩盤，シーム及び旧表土は，IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に記載の全応力解析（等価線形解析）の解析用物性値のうち，初期剛性 G_0 を用いて設定した。

埋戻土は，港湾技研資料を参考に，式(2)～(4)のとおり設定した。

$$(N)_{0.66} = (N - 1.828(\sigma_v' - 0.66)) / (0.399(\sigma_v' - 0.66) + 1) \dots\dots (2)$$

$(N)_{0.66}$: 有効上載圧 $\sigma_v' = 0.66$ (kgf/cm²) の時のN値

N : 図2.4.2.1-5に示す敷地に分布する埋戻土を対象とした標準貫入試験によるN値 (N=15)

σ_v' : 有効上載圧 (kgf/cm²) (図2.4.2.1-6に示す防波壁(多重鋼管杭式擁壁)の有効上載圧 $\sigma_v' = 186.7 \text{ kN/m}^2 = 1.905 \text{ kgf/cm}^2$ を採用)

$$N_1 = (N)_{0.66} (0.399(\sigma_v' - 0.66) + 1) + 1.828(\sigma_v' - 0.66) \dots (3)$$

N_1 : 基準拘束圧 $\sigma_{ma}' = 1$ (kgf/cm²) の時のN値

この時， $\sigma_{ma}' = (\sigma_v' + \sigma_h') / 2 = (1 + K_0) \sigma_v' / 2$ ， $K_0 = 0.5$ より，

$\sigma_{ma}' = 1.333$ (kgf/cm²)

$$G_{ma} = 144 N_1^{0.68} \dots\dots\dots (4)$$

G_{ma} : 基準せん断弾性係数 (kgf/cm²)

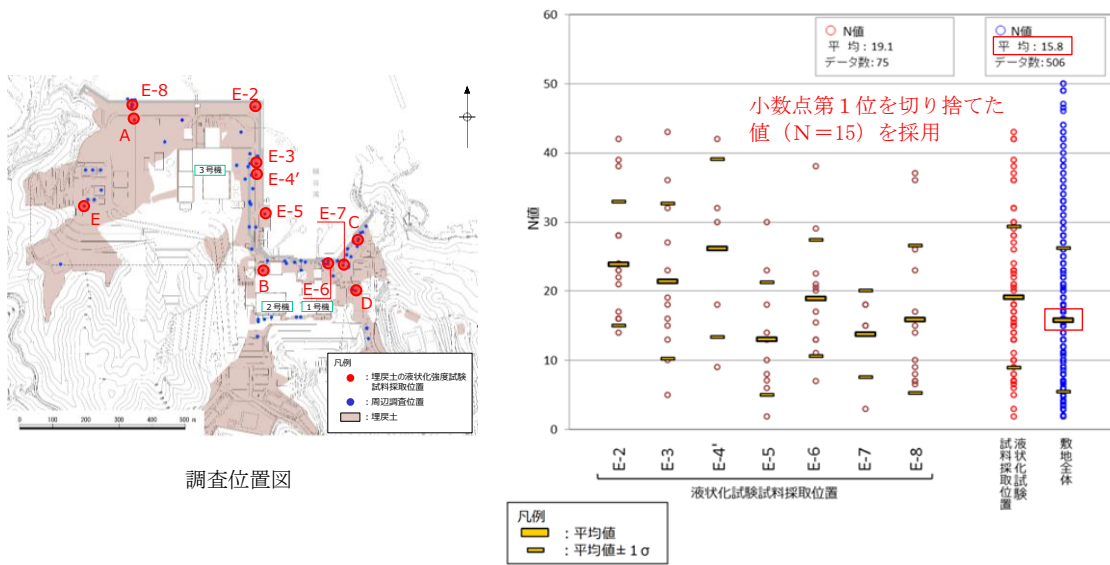


図 2.4.2.1-5 敷地に分布する埋戻土を対象とした標準貫入試験によるN値 (IV-2-1-3 「地盤の支持性能に係る基本方針」に朱記加筆)

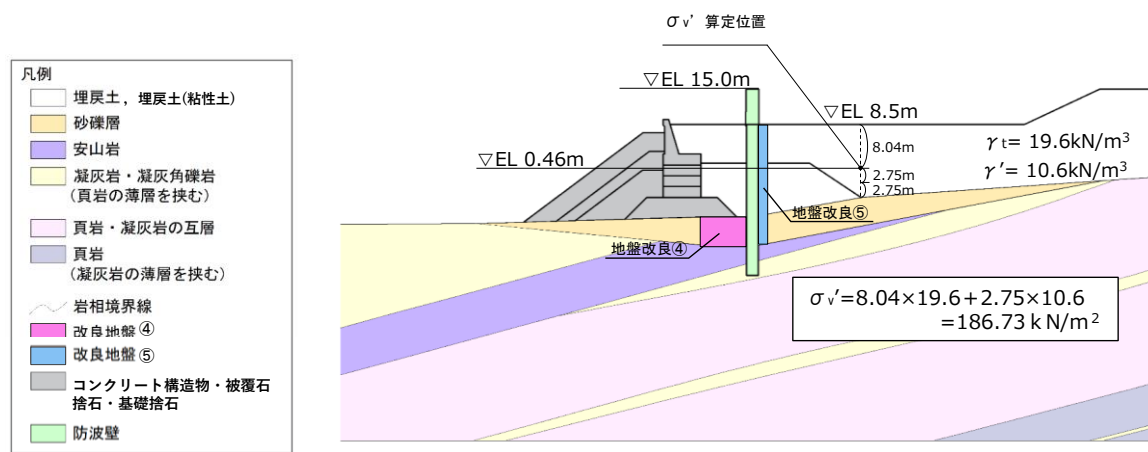
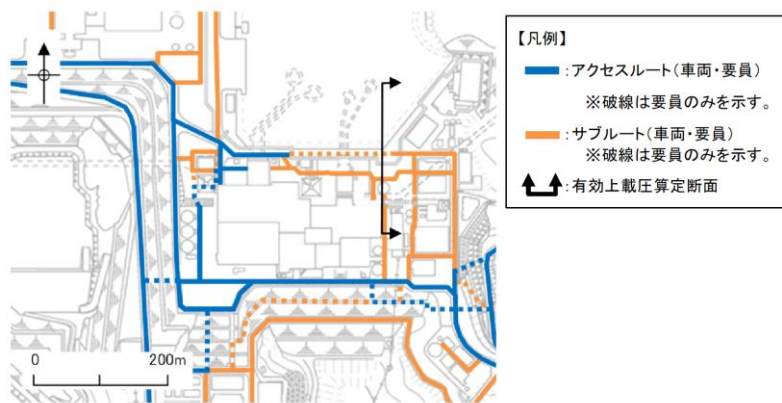


図 2.4.2.1-6 有効上載圧の算定位置

(d) 減衰定数の上限値

D級岩盤，シーム及び旧表土は，図 2.4.2.1-7 に示すとおり，IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に記載の全応力解析のひずみ依存特性 $h \sim \gamma$ 曲線に概ねフィッティングするように H-D モデルにより設定した。

埋戻土は，港湾技研資料を参考に設定した。

減衰定数は，「補足-026-01 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に基づき，粘性減衰及び履歴減衰を用いて考慮する。

粘性減衰は，質量マトリクス及び剛性マトリクスの線形結合で表される式(5)の Rayleigh 減衰を解析モデル全体に与える。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K] \quad \dots\dots\dots (5)$$

[C] : 減衰係数マトリクス

[M] : 質量マトリクス

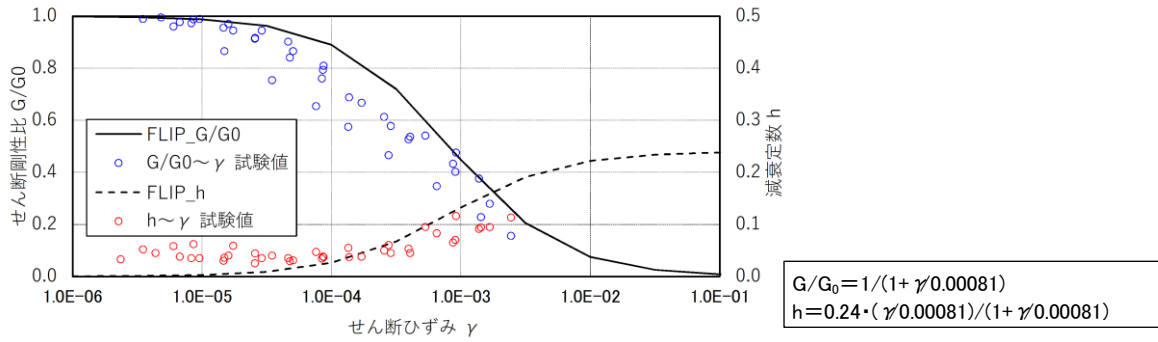
[K] : 剛性マトリクス

α, β : 係数

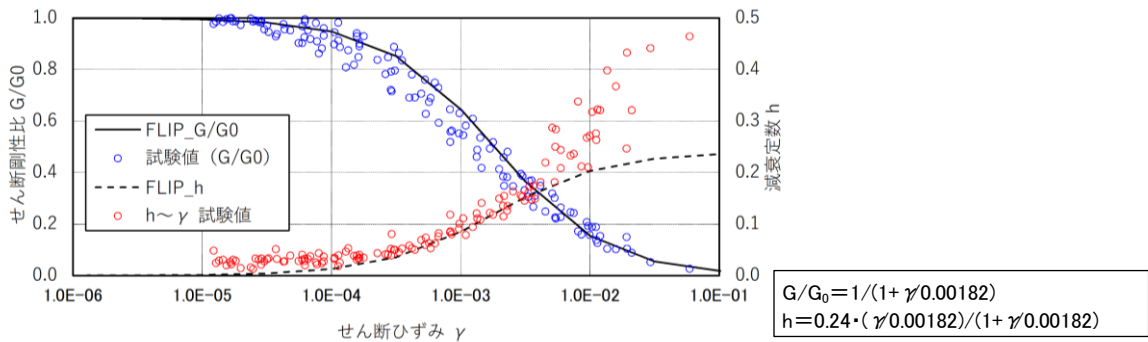
Rayleigh 減衰は，剛性比例型減衰 ($\alpha = 0, \beta = 0.002$) を考慮する。

なお，埋戻土のひずみ依存特性について，せん断ひずみ γ が 0.5%以上は試験値がなく，曲線が外挿になっていることから，全応力解析における発生ひずみを確認した。

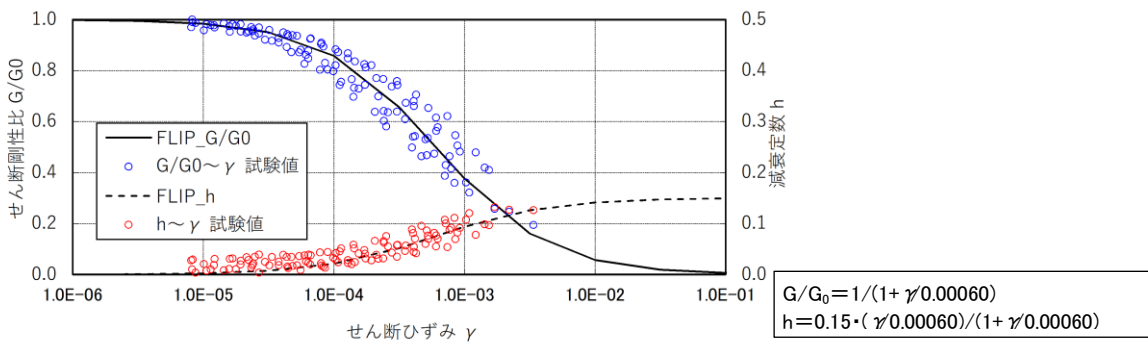
その結果，図 2.4.2.1-8 に示すとおり，局所的に 0.5%以上のせん断ひずみが出る箇所もあるものの，概ね 0.5%以下であることから，曲線が外挿であることは，液状化範囲に影響を及ぼさないと評価した。



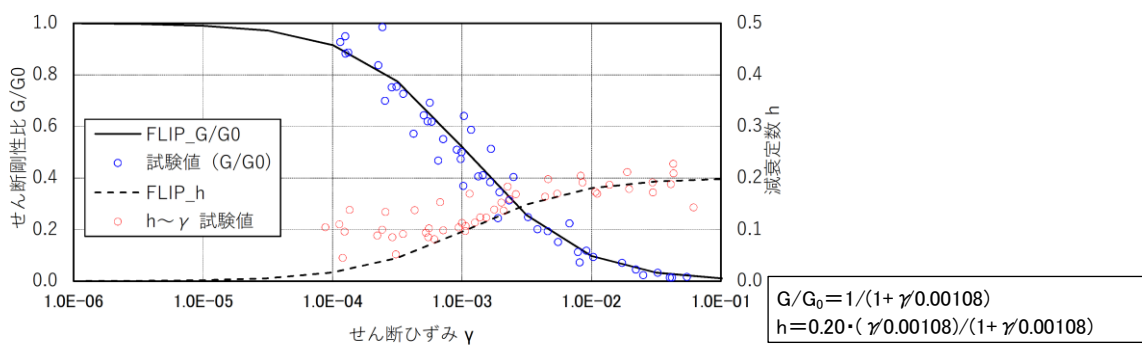
【埋戻土のひずみ依存特性】



【シームのひずみ依存特性】



【D級岩盤のひずみ依存特性】



【旧表土のひずみ依存特性】

図 2.4.2.1-7 有効応力解析 (FLIP) のひずみ依存特性 (埋戻土等)

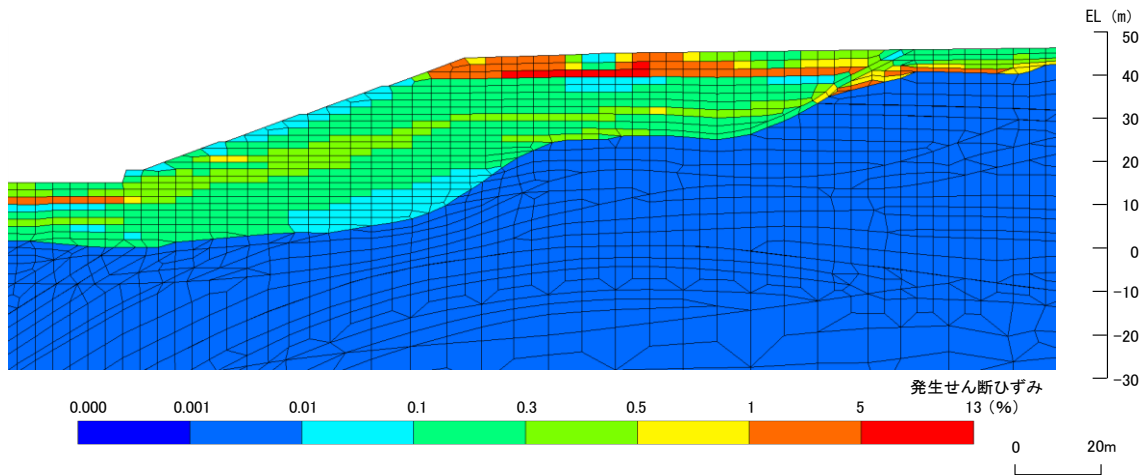


図 2.4.2.1-8 2号機南側盛土斜面における全応力解析の発生せん断ひずみ分布図 (各要素の時刻歴最大)

(e) 液状化パラメータ

埋戻土の液状化特性については、IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、図 2.4.2.1-9 に示す敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえたうえで実施した液状化強度試験結果よりも保守的な簡易設定法により決定される液状化強度を用いて設定した。

シーム及び旧表土については、粘性分に富むことから、非液状化層とした。

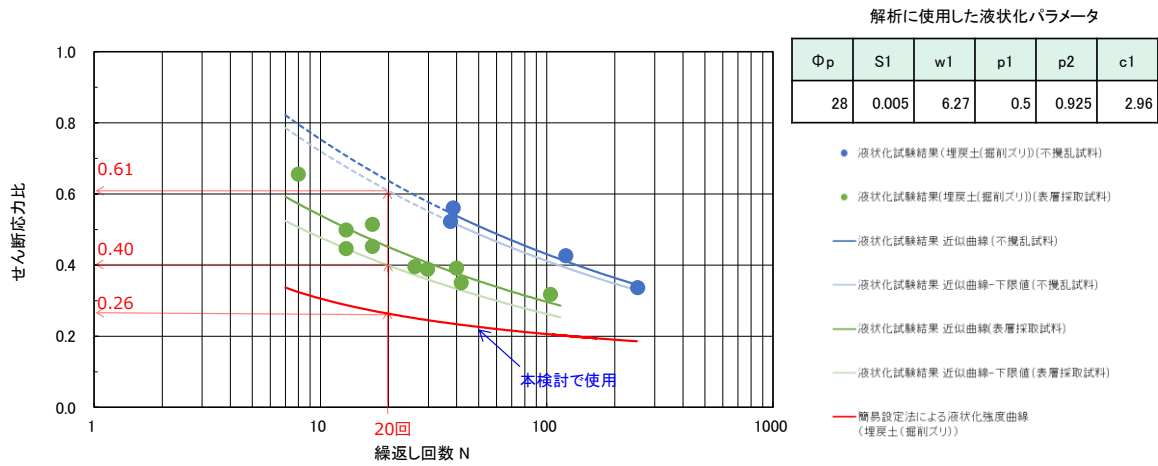


図 2.4.2.1-9 解析に用いた液状化強度曲線 (埋戻土)

(f) 粘着力及び内部摩擦角

D級岩盤、シーム及び旧表土は、IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、全応力解析の解析用物性値を用いた。

ただし、D級岩盤は、全応力解析において三軸圧縮試験CUにより解析用物性値を設定していることから、有効応力表示とした。

埋戻土は、港湾技研資料を参考に、粘着力Cをゼロとし、内部摩擦角 ϕ_f については、式(6)により相対密度 D_r を算定し、図2.4.2.1-10に示す相対密度と内部摩擦角 ϕ_f の関係から読み取って設定した。

$$D_r = 21 \times \{N_1 / (1.333 + 0.7)\}^{0.5} \dots\dots\dots (6)$$

$$= 21 \times \{12.01 / (1.333 + 0.7)\}^{0.5} = 51\%$$

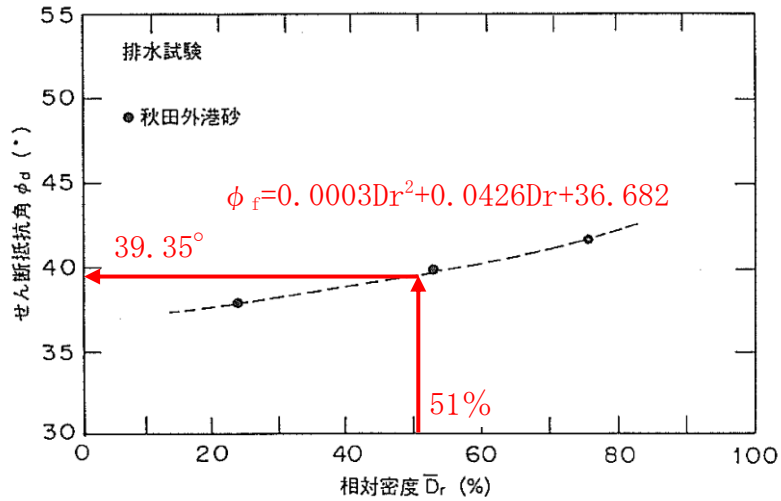


図 2.4.2.1-10 相対密度と内部摩擦角 ϕ_f の関係 (港湾技研資料, 赤字で加筆)

(4) 2次元有効応力解析の検討結果

各地震動方向における最大過剰間隙水圧分布図を図 2.4.2.1-11, 包絡するよう
に設定した液状化範囲の分布図を図 2.4.2.1-12 に示す。

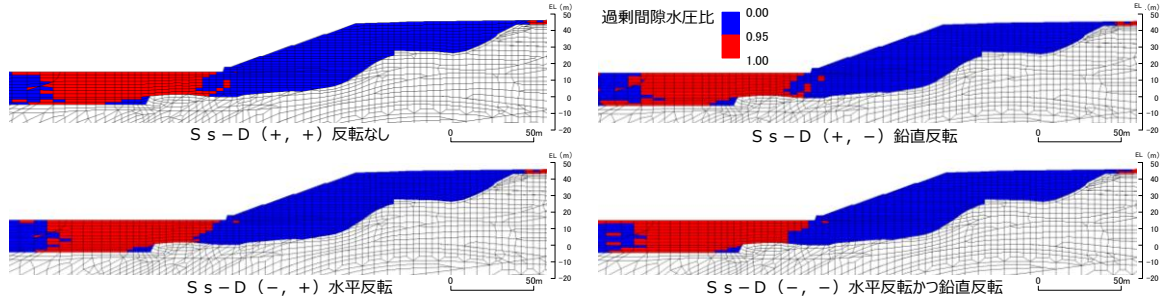


図 2.4.2.1-11 各地震動方向における最大過剰間隙水圧分布図

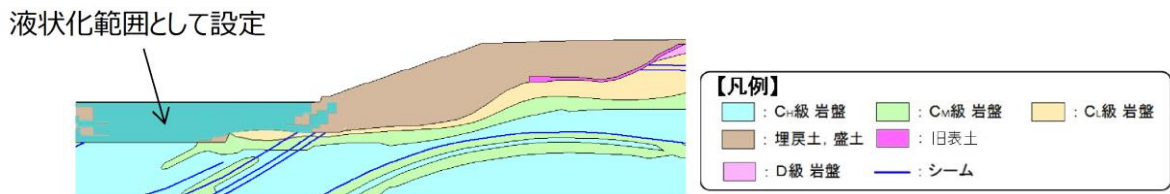


図 2.4.2.1-12 液状化範囲の分布図

(5) 地盤の支持性能に記載の解析用物性値との比較及び液状化範囲に対する影響検討

表 2.4.2.1-1 に記載している、本資料における 2 次元有効応力解析に用いる埋戻土の解析用物性値は、設置許可審査において示したものである。一方で、IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に記載の 2 次元有効応力解析に用いる埋戻土の解析用物性値は、動的三軸圧縮試験結果等を踏まえ、一部を変更している。

そのため、それぞれの解析用物性値及び設定方法の比較を行ったうえで、本資料における 2 次元有効応力解析の目的である「2号機南側盛土斜面の液状化範囲の設定」において、埋戻土の解析用物性値を設置許可審査と同じ物性値とすることの妥当性を確認する。

a. 2次元有効応力解析に用いる埋戻土の解析用物性値及び設定方法の比較

2次元有効応力解析に用いる埋戻土の解析用物性値及び設定方法の比較を表 2.4.2.1-3 に示す。

埋戻土の解析用物性値について、設置許可審査において簡易設定法を基本として設定しており、基準せん断弾性係数 G_{ma} 及び減衰定数の上限値 h_{max} は港湾技研資料に基づいて設定していたが、IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」のとおり、埋戻土の動的三軸試験結果に基づいて変更している。ただし、基準せん断弾性係数 G_{ma} 及び減衰定数の上限値 h_{max} の変更に伴って設置許可審査で設定した液状化強度曲線が変わらないように、 $w1$ 等の液状化パラメータを変更している。

内部摩擦角 ϕ_f の設定方法は同様であるが、地下水位の変更に伴う有効上載圧の変更により、数値を変更している。

表 2.4.2.1-3 埋戻土の解析用物性値及び設定方法の比較

		埋戻土の解析用物性値		設定方法		
		2.3章～2.7章 (設置許可審査 と同じ)	IV-2-1-3「地盤の 支持性能に係る 基本方針」	2.3章～2.7章 (設置許可審査と同じ)	IV-2-1-3「地盤の支持性能に 係る基本方針」	
物理 特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.11 *1		物理試験		
	間隙率 n	0.45		慣用値 *2		
変形 特性	基準せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	76,570	154,600	港湾技研資料 *2 に基づき、N値(原位置 試験)と基準せん断弾性係数 G_{ma} との関 係式から設定	動的三軸試験結果によりせん断弾性係 数 G_{ma} と平均有効拘束圧 σ_{vm} の関係式を 求め、港湾技研資料 *2 の算定式に基づき 基準せん断弾性係数 G_{ma} を設定	
	基準平均有効拘束圧 σ_{vm} (kN/m ²)	98		慣用値 *2		
	ポアソン比 ν	0.33		慣用値 *2		
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.24	0.095	港湾技研資料 *2 で用いられている $h_{max} = 0.24$ を採用	動的三軸試験結果に概ね整合するよう H-Dモデルにより設定	
強度 特性	粘着力 C' (kN/m ²)	0		慣用値 *2		
	内部摩擦角 ϕ_i (°)	39.35	40.17	港湾技研資料 *2 に基づき、N値と有効上載圧により相対密度 D_r を求め、 内部摩擦角 ϕ と相対密度 D_r との関係から設定		
液状 化特 性	変相角 ϕ_p (°)	28	28	港湾技研資料 *2 に基づき、簡易設定法 により決定される液状化強度を用いて 設定	変形特性の変更に伴い、設置許可で設 定した液状化強度曲線と合うよう $w1$ 、 $p2$ 、 $c1$ を調整	
	液状化パラメータ	S1	0.005			0.005
		w1	6.27			4.080
		p1	0.5			0.5
		p2	0.925			0.990
c1	2.96	2.006				

注記 *1: 地下水位以深の埋戻土は、常時応力解析時に水の単位体積重量 9.8 kN/m^3 を差し引いた水中重量を用いる。
*2: 液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメータの簡易設定法
(港湾技研資料 No.869, 1997年6月)

表 2.4.2.1-3 に記載している、本資料における埋戻土の解析用物性値の設定方法の詳細は、前述する「2.4.2.1(3) 2次元有効応力解析の検討方法」に記載のとおりである。

IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」における埋戻土の解析用物性値の設定方法の詳細を以下に示す。

(a) 動せん断弾性係数

設置変更許可申請書の添付書類六に記載の埋戻土の動的三軸試験結果(式(a))及び港湾技研資料を参考に式(b)のとおり設定した。

$$G_m = 749 \sigma_m'{}^{0.66} \dots\dots\dots (a)$$

G_m : せん断弾性係数 (N/mm²)

σ_m' : 平均有効拘束圧 (N/mm²)

この時、 $\sigma_m' = (\sigma_v' + \sigma_h') / 2 = (1 + K_0) \sigma_v' / 2$, $K_0 = 0.5$ より、

$\sigma_m' = 74.07$ (kN/m²)

(図 2.4.2.1-13 に示す防波壁(多重鋼管杭式擁壁)の埋戻土層における

$\sigma_v' = 98.76$ kN/m²を採用)

$$G_{ma} = G_m \cdot (\sigma_{ma}' / \sigma_m')^{0.5} \dots\dots\dots (b)$$

G_{ma} : 基準せん断弾性係数 (N/mm²)

σ_{ma}' : 基準平均有効拘束圧 (N/mm²)

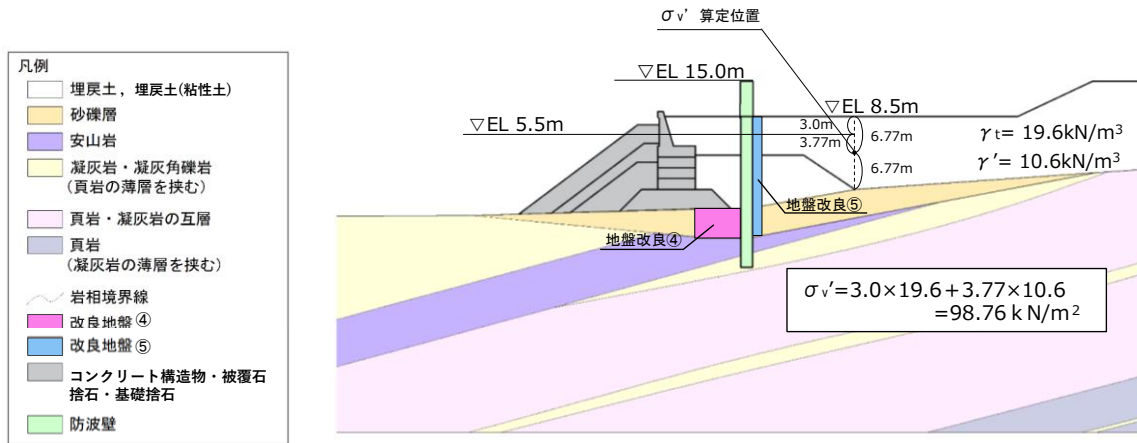
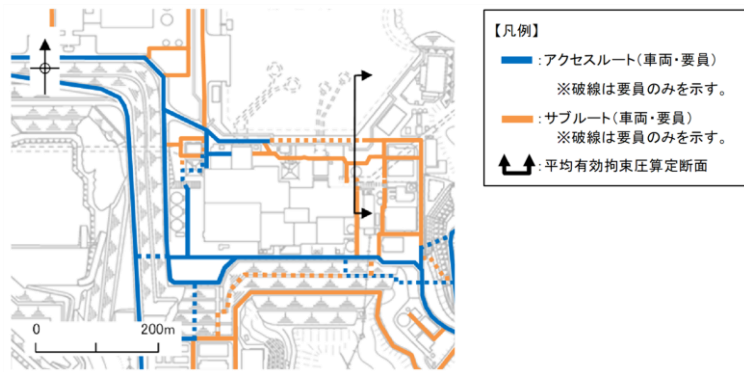


図 2.4.2.1-13 平均有効拘束圧の算定位置 (防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) 改良地盤部)

(b) 減衰定数の上限値

図 2.4.2.1-14 に示すとおり、H-D モデルにより、設置変更許可申請書の添付書類六に記載の埋戻土の動的三軸試験結果のひずみ依存特性 $h \sim \gamma$ 曲線に概ねフィッティングするように設定した。

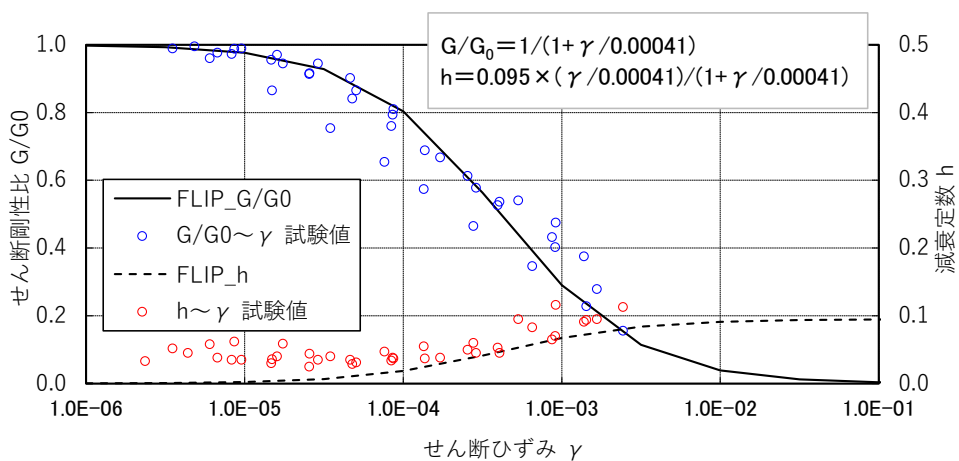


図 2.4.2.1-14 有効応力解析 (FLIP) のひずみ依存特性 (埋戻土)

(c) 液状化パラメータ

動せん断弾性係数 G_{ma} 及び減衰定数の上限値 h_{max} の変更に伴い、図 2.4.2.1-15 に示す設置許可審査の液状化強度曲線を変えないように液状化パラメータを再設定した。

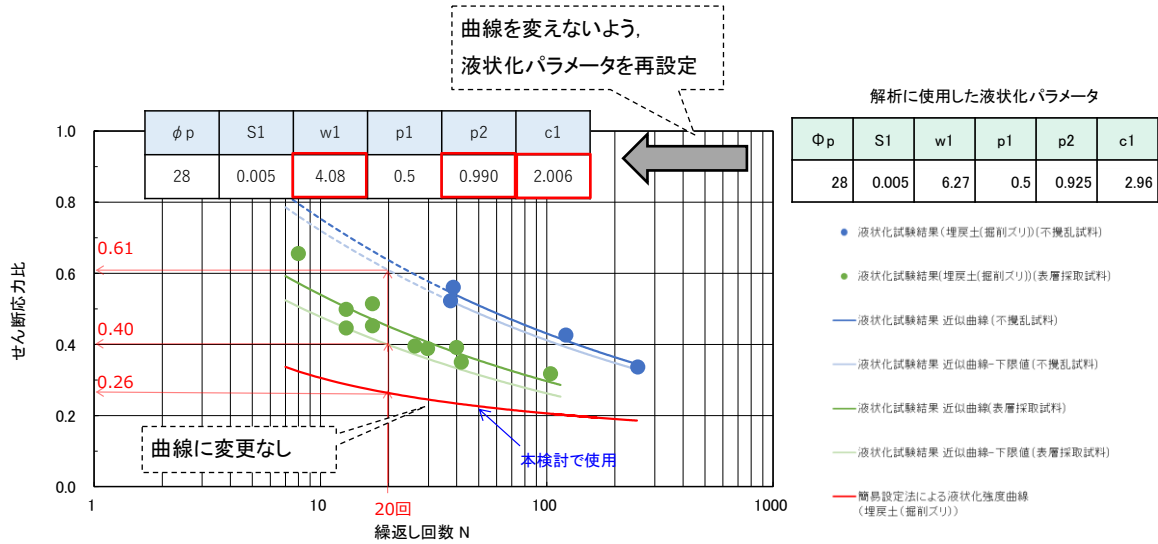


図 2.4.2.1-15 液状化パラメータの再設定

(d) 粘着力及び内部摩擦角

港湾技研資料を参考に、粘着力 C をゼロとし、内部摩擦角 ϕ_f については、図 2.4.2.1-13 で求めた有効拘束圧 σ_v' を用い、式(2)、式(3)及び式(6)により相対密度 D_r を算定し、図 2.4.2.1-16 に示す相対密度と内部摩擦角 ϕ_f の関係から読み取って設定した。

$$(N)_{0.66} = (N - 1.828(\sigma_v' - 0.66)) / (0.399(\sigma_v' - 0.66) + 1) \quad \dots\dots (2) \text{ (再掲)}$$

$(N)_{0.66}$: 有効上載圧 $\sigma_v' = 0.66$ (kgf/cm²) の時の N 値

N : 図 2.4.2.1-5 に示す敷地に分布する埋戻土を対象とした標準貫入試験による N 値 ($N=15$)

σ_v' : 有効上載圧 (kgf/cm²)

(図 2.4.2.1-13 に示す防波壁(多重鋼管杭式擁壁)の有効上載圧 $\sigma_v' = 98.76\text{kN/m}^2 = 1.008\text{kgf/cm}^2$ を採用)

$$N_1 = (N)_{0.66} (0.399(\sigma_v' - 0.66) + 1) + 1.828(\sigma_v' - 0.66) \quad \dots\dots (3) \text{ (再掲)}$$

N_1 : 基準拘束圧 $\sigma_{ma}' = 1$ (kgf/cm²) の時の N 値

この時、 $\sigma_{ma}' = (\sigma_v' + \sigma_h') / 2 = (1 + K_0) \sigma_v' / 2$, $K_0 = 0.5$ より、

$\sigma_{ma}' = 1.333$ (kgf/cm²)

$$D_r = 21 \times \{N_1 / (1.333 + 0.7)\}^{0.5} \quad \dots\dots (6) \text{ (再掲)}$$

$$= 21 \times \{17.23 / (1.333 + 0.7)\}^{0.5} = 61\%$$

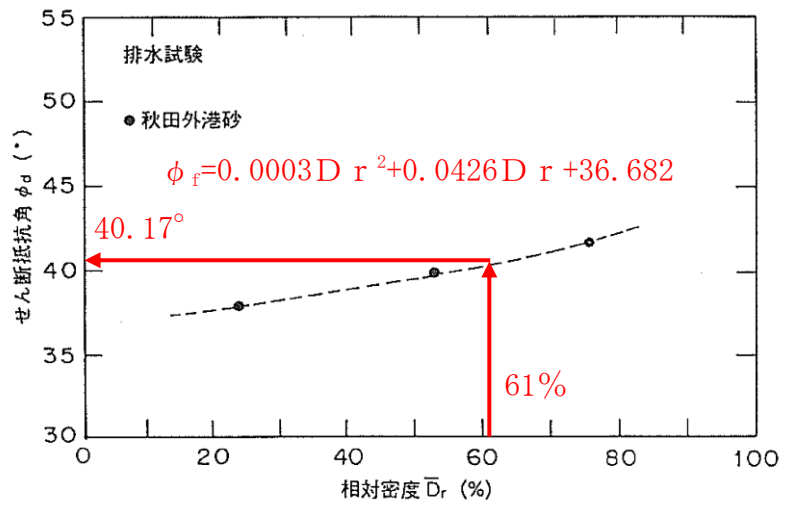


図 2. 4. 2. 1-16 相対密度と内部摩擦角 ϕ_f の関係 (港湾技研資料, 赤字で加筆)

b. 2号機南側盛土斜面の液状化範囲に対する影響検討

「a. 2次元有効応力解析に用いる埋戻土の解析用物性値及び設定方法の比較」で前述したように、IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」において2次元有効応力解析に用いる埋戻土の基準せん断弾性係数 G_{ma} 等を変更している。

一方で、液状化範囲に対しての影響が支配的な液状化強度曲線を変更していないことから、液状化範囲への影響は軽微と考えられるが、詳細な検討を行うため、2号機南側盛土斜面の液状化範囲に対する影響検討を行った。

影響検討では、解析用物性値変更後において2次元有効応力解析による液状化範囲の設定を実施し、「2.4.2.1(4) 2次元有効応力解析の検討結果」に示す解析用物性値変更前の液状化範囲との比較を行った。

(a) 解析用物性値（変更後）

表2.4.2.1-4に記載している、IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示す埋戻土の解析用物性値を使用する。

表 2.4.2.1-4 埋戻土の解析用物性値及び設定方法の比較

(表 2.4.2.1-3 再掲)

	埋戻土の解析用物性値		設定方法		
	2.3章～2.7章 (設置許可審査 と同じ)	IV-2-1-3「地盤の 支持性能に係る 基本方針」	2.3章～2.7章 (設置許可審査と同じ)	IV-2-1-3「地盤の支持性能に 係る基本方針」	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.11*1	物理試験		
	間隙率 n	0.45	慣用値*2		
変形特性	基準せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	76.570	154.600	港湾技研資料*2に基づき、N値(原位置試験)と基準せん断弾性係数 G_{ma} との関係式から設定	
	基準平均有効拘束圧 σ'_{ma} (kN/m ²)	98	慣用値*2		
	ポアソン比 ν	0.33	慣用値*2		
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.24	0.095	港湾技研資料*2で用いられている $h_{max}=0.24$ を採用	
強度特性	粘着力 C' (kN/m ²)	0	慣用値*2		
	内部摩擦角 ϕ_r (°)	39.35	40.17	港湾技研資料*2に基づき、N値と有効上載圧により相対密度 D_r を求め、内部摩擦角 ϕ と相対密度 D_r との関係から設定	
液状化特性	変相角 ϕ_p (°)	28	28	港湾技研資料*2に基づき、簡易設定法により決定される液状化強度を用いて設定	
	液状化パラメータ	S_1	0.005		0.005
		w_1	6.27		4.080
		p_1	0.5		0.5
		p_2	0.925		0.990
		c_1	2.96		2.006

注記*1: 地下水位以深の埋戻土は、常時応力解析時に水の単位体積重量 9.8kN/m^3 を差し引いた水中重量を用いる。

*2: 液状化による構造物被害予測プログラムFLIPにおいて必要な各種パラメータの簡易設定法 (港湾技研資料No.869, 1997年6月)

 : 当該影響検討で使用する埋戻土の解析用物性値

なお、地盤支持性能の審査で示した埋戻土の解析用物性値のうち、基準せん断弾性係数 G_{ma} は、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）位置における有効上載圧 σ_v' に基づいて設定しているため、図 2.4.2.1-17 に示すとおり、2号機南側盛土斜面における有効上載圧 σ_v' から基準せん断弾性係数 G_{ma} を求め、両者が同等であることを確認した。

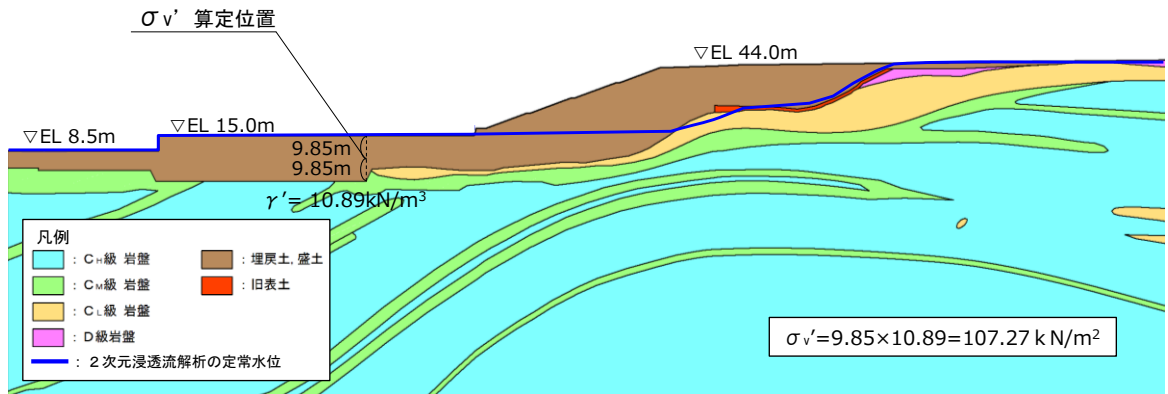


図 2.4.2.1-17 有効上載圧の算定位置

その結果、表 2.4.2.1-5 のとおり、2号機南側盛土斜面の基準せん断弾性係数 G_{ma} は、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）位置における基準せん断弾性係数 G_{ma} と同等であることを確認した。

よって、当該影響検討である液状化範囲の比較においては、IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示す埋戻土の解析用物性値を使用して問題ないと考えられる。

表 2.4.2.1-5 基準せん断弾性係数 G_{ma} の算定結果

有効上載圧 σ_v' の算定位置	基準せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m^2)	備考
① 2号機南側盛土斜面	156600	2号機南側盛土斜面における有効上載圧 σ_v' に基づいて算定した G_{ma}
② 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	154600	IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に記載の G_{ma} （防波壁（多重鋼管杭式擁壁）位置における有効上載圧 σ_v' に基づいて算定した G_{ma} ） 両者は同等であることから、②の値で2次元有効応力解析を実施して問題ないと考えられる。

(b) 解析条件

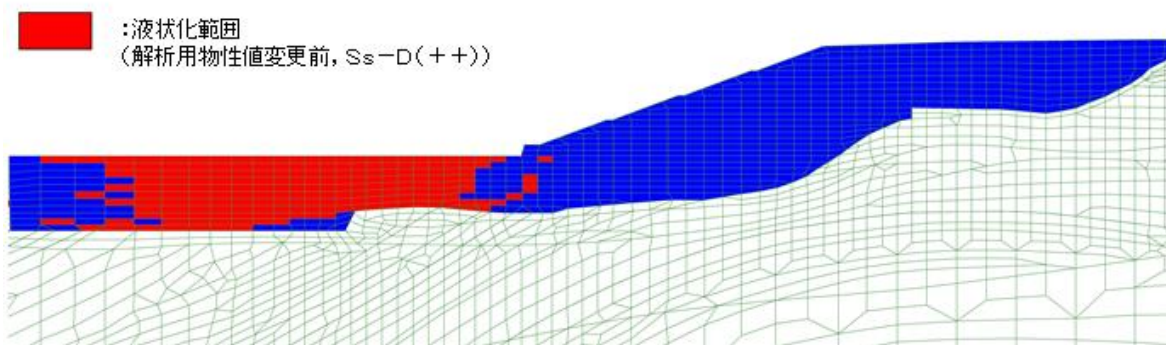
「2.4.2.1(3) 2次元有効応力解析の検討方法」に示す解析条件と同じとする。
入力地震動は、 $S_s - D(++)$ において比較検討を行う。

(c) 影響検討結果

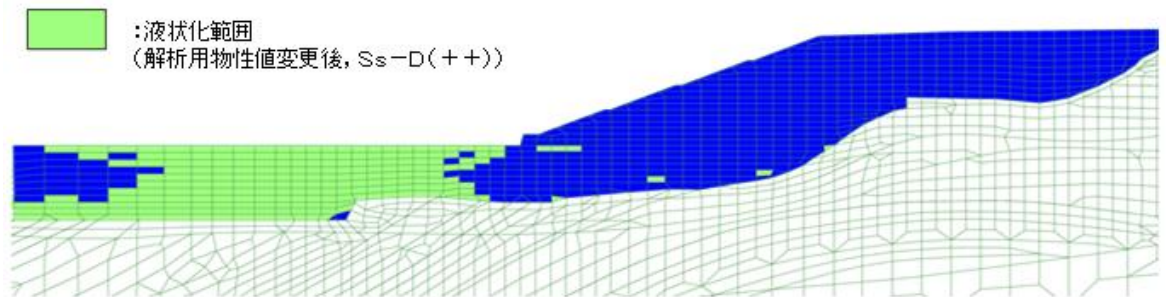
液状化範囲の比較結果を図2.4.2.1-18に示す。

液状化範囲に大きな相違が見られないことから、液状化範囲の設定に与える影響は軽微であると評価した。

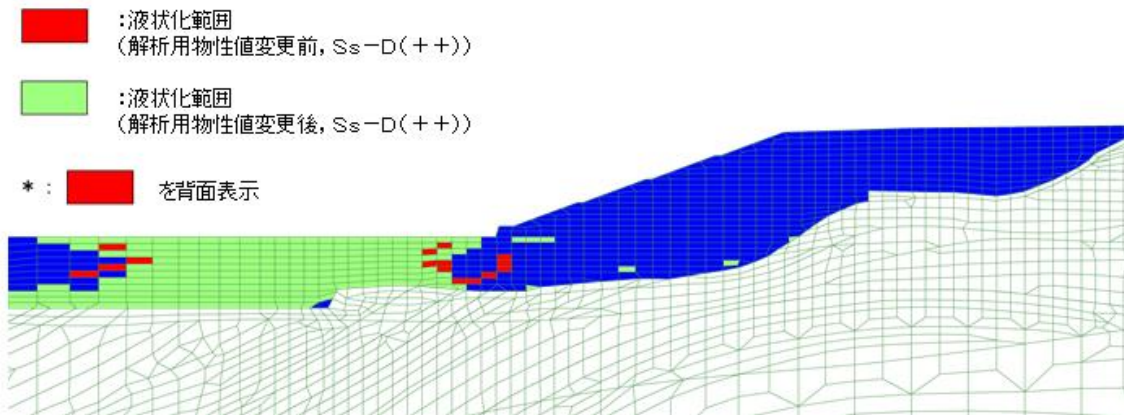
以上より、本資料のうち2.3章～2.7章において、2次元有効応力解析に用いる埋戻土の解析用物性値は、設置許可審査と同じ物性値とする。



(a) 解析用物性値 (変更前) $S_s - D(++)$



(b) 解析用物性値 (変更後) $S_s - D(++)$



(c) 解析用物性値変更前後の比較 $S_s - D(++)$

図2.4.2.1-18 液状化範囲の比較 ($S_s - D(++)$)

2.4.2.2 33m盤盛土斜面

33m盤盛土斜面の液状化影響検討用地下水位を設定するため、2次元浸透流解析（定常解析）を実施する。

解析モデル及び解析条件は、図2.4.2.2-1、図2.4.2.2-2のとおりとし、保守的な条件となるよう、EL 8.5m 盤及び上流側の盛土と地山の境界部において、地表面に水頭固定境界を設定する。地表面水頭固定境界に挟まれた検討用地下水位の計算領域は、IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、降雨考慮範囲として降雨条件 2400mm/年を考慮する。



図 2.4.2.2-1 33m盤盛土斜面の断面位置図

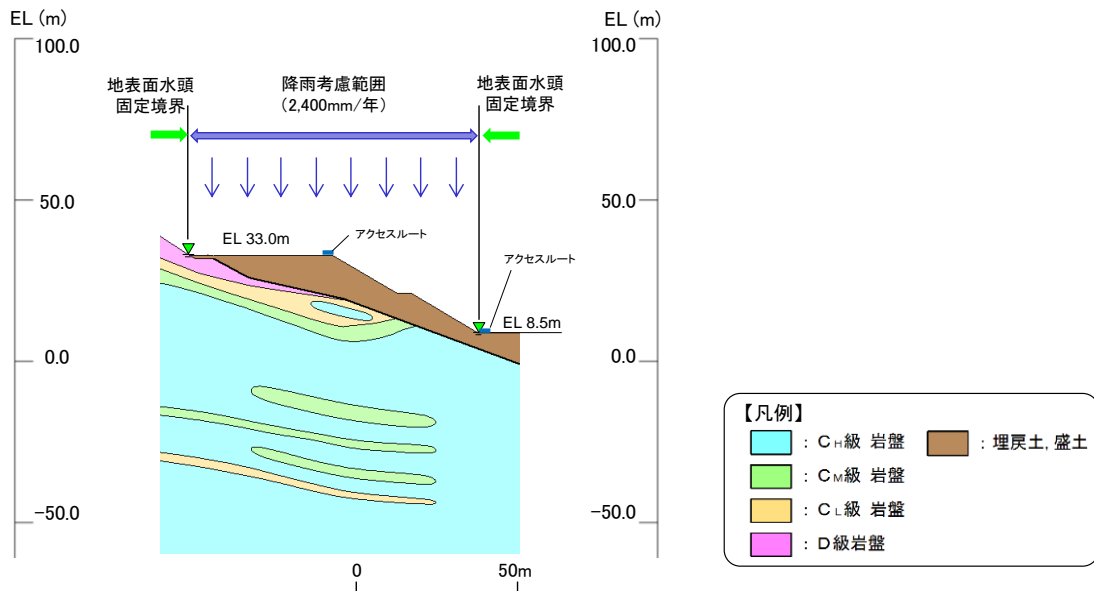


図 2.4.2.2-2 2次元浸透流解析（定常解析）の解析モデル及び解析条件

2次元浸透流解析による検討用地下水位を図 2.4.2.2-3 に示す。2次元浸透流解析による検討用地下水位は、3次元浸透流解析による地下水位を上回っており、保守的な地下水位となっている。2次元浸透流解析の結果、盛土斜面内に地下水位が認められない。液状化範囲の設定に当たっては、地下水位以深の埋戻土を全て液状化範囲として設定する。

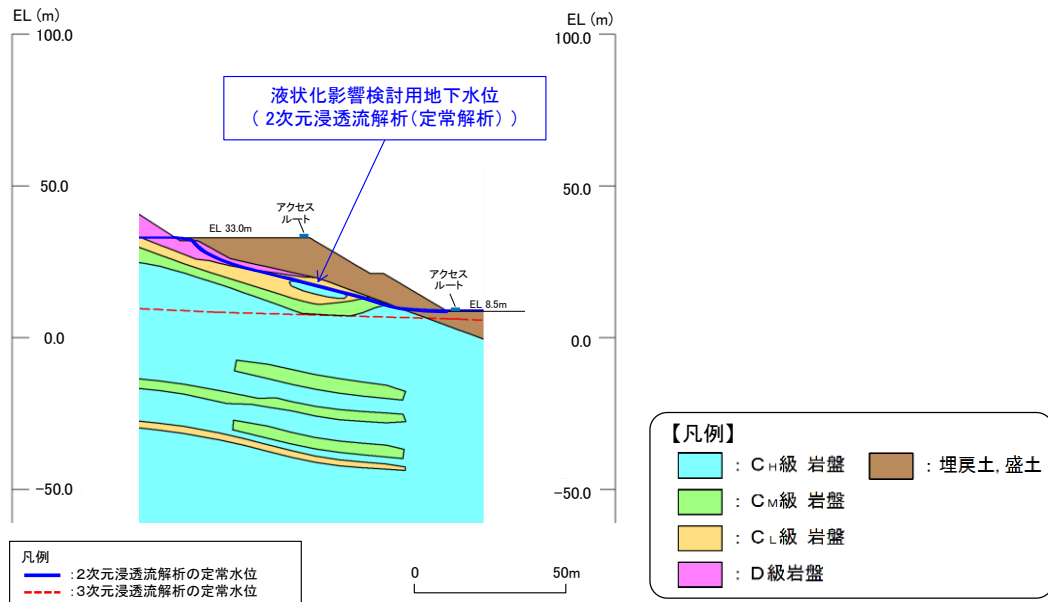


図 2.4.2.2-3 2次元浸透流解析による検討用地下水位

2.4.2.3 才津谷土捨場盛土斜面

才津谷土捨場については、防波壁や地盤改良等、地下水位の流れを遮断する設備がないことから、地下水位が上昇する恐れはないと考えられるが、念のため、土捨場造成前の旧地形より地下水の流下方向を踏まえ、谷方向の断面を対象に2次元浸透流解析（定常解析）を実施し、⑩-⑩'断面における検討用地下水位を設定する。

解析モデルは図 2.4.2.3-1～図 2.4.2.3-3 に示すとおり、保守的な条件となるよう、下流側の法尻部及び上流側の盛土と地山の境界部において、地表面に水頭固定境界を設定する。地表面水頭固定境界に挟まれた検討用地下水位の計算領域は、IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、降雨考慮範囲として降雨条件 2400mm/年を考慮する。

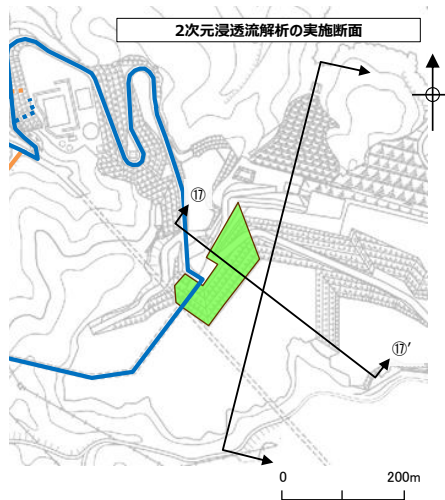


図 2.4.2.3-1 才津谷土捨場断面位置図

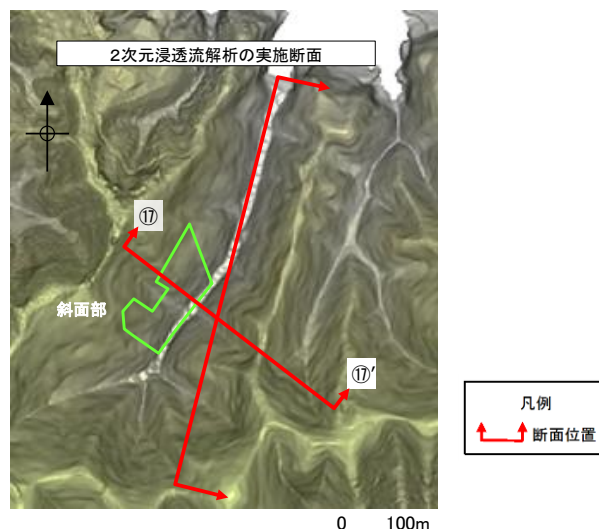


図 2.4.2.3-2 土捨場造成前の地形立体図*

注記*：航空レーザー測量で取得した 2m メッシュの DEM データに、空中写真により取得した旧地形の DEM データを合成して作成したもの。

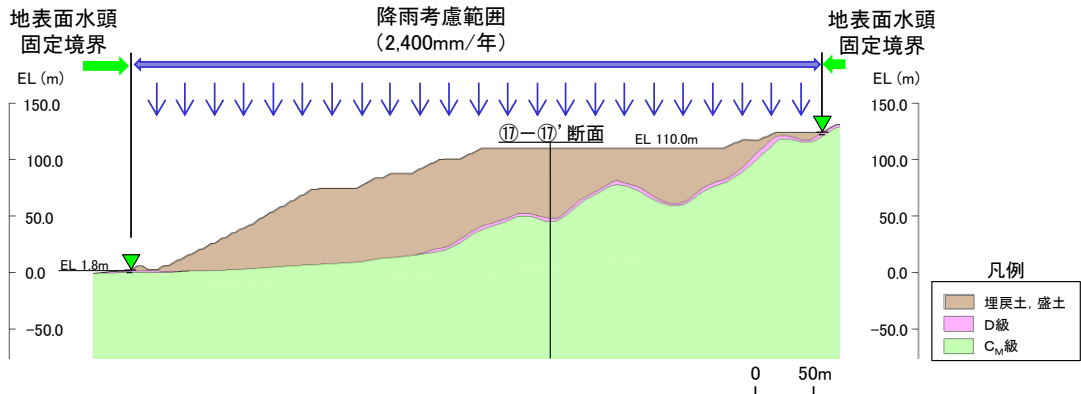


図 2. 4. 2. 3-3 2次元浸透流解析（定常解析）の解析モデル及び解析条件

2次元浸透流解析による検討用地下水位を図 2. 4. 2. 3-4 に示す。2次元浸透流解析による検討用地下水位は、3次元浸透流解析による地下水位を上回っており、保守的な地下水位となっている。2次元浸透流解析の結果、すべり安定性評価対象断面位置における地下水位は、EL 42mとなり、法尻部の標高 (EL 88m) よりも十分低いことを確認した。当該斜面の安定性評価においては、液状化によるせん断強度の低下は考慮しない。

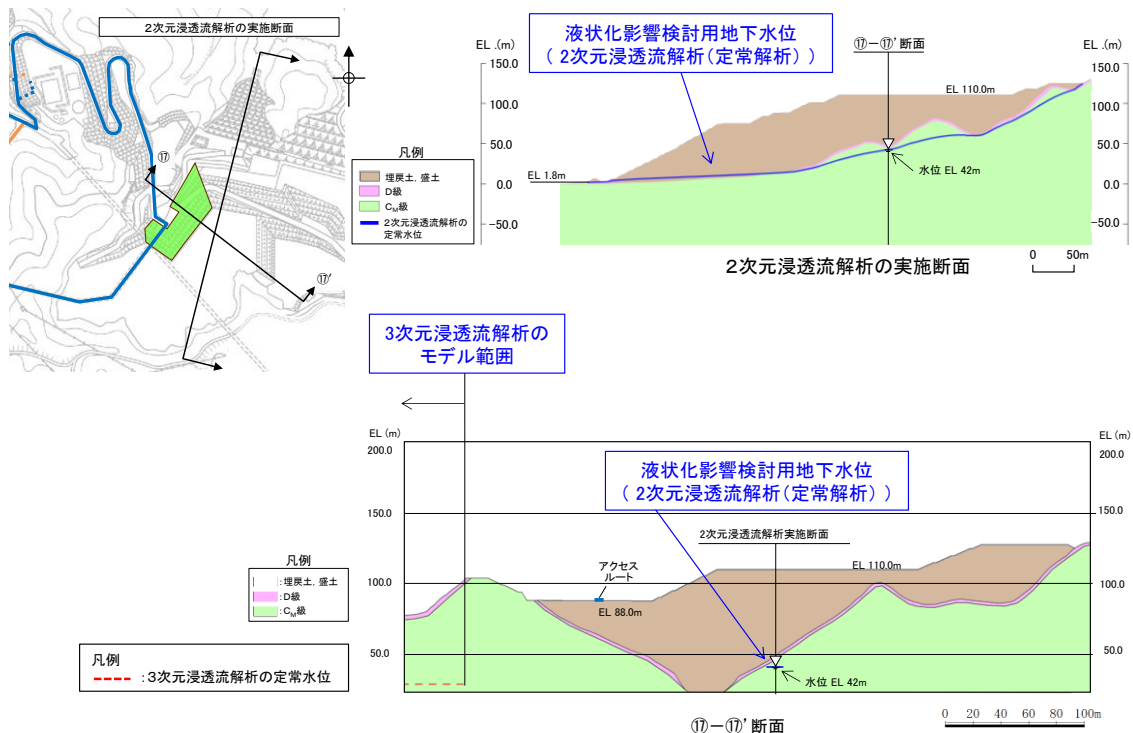


図 2. 4. 2. 3-4 2次元浸透流解析による検討用地下水位
(上図：2次元浸透流解析の実施断面，下図：⑩-⑩'断面)

2.5 保管場所及びアクセスルートに影響するおそれのある斜面のグループ分け

保管場所及びアクセスルートに影響するおそれのある斜面のグループ分けは、以下の観点から分類する。

- ①地盤の種類が異なることから、岩盤斜面と盛土斜面に区分する。
- ②地質や地震増幅特性が異なることから、法尻標高 EL 15m 以下、EL 33～50m 及び EL 88m の 3 つに区分する。

上記に従いグループ分けを行った結果、斜面の法尻標高毎及び種類毎にグループ A (岩盤斜面, 法尻標高 EL 15m 以下), グループ B (盛土斜面, 法尻標高 EL 15m 以下), グループ C (岩盤斜面, 法尻標高 EL 33～50m) 及びグループ D (盛土斜面, 法尻標高 EL 88m) の 4 つのグループに分類した。分類結果を図 2.5-1 に示す。

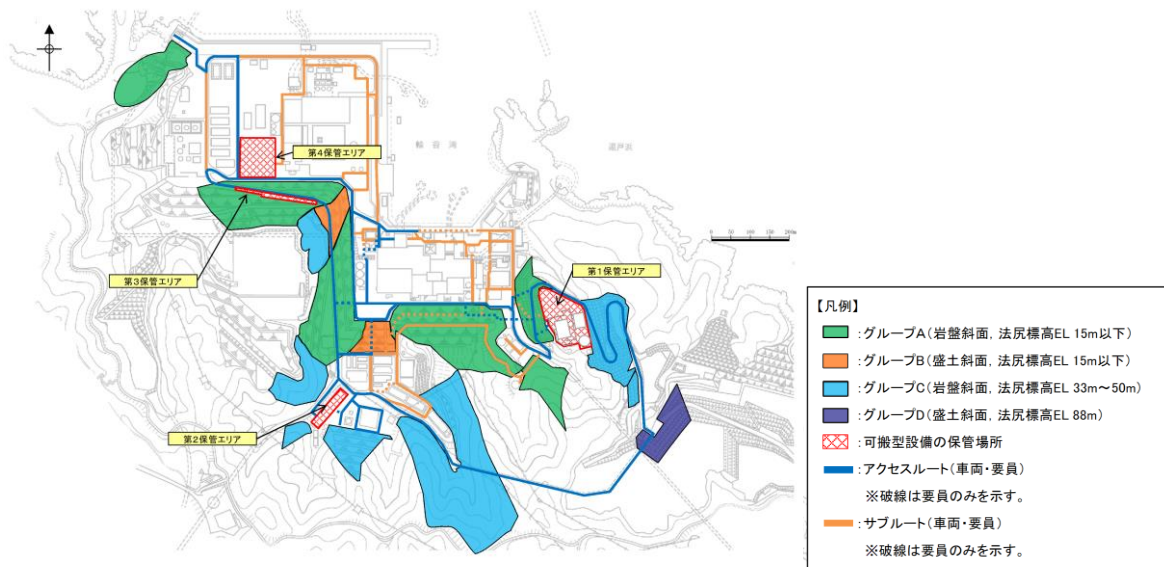


図 2.5-1 グループ A～D の平面位置図

2.6 評価対象斜面の選定及び評価

2.6.1 評価フロー（詳細）

保管場所及びアクセスルート周辺斜面の地震時安定性評価は、設置（変更）許可申請書における地盤安定性評価と同様に、図 2.6.1-1 に示すフローに基づき行う。（断面位置は、「2.6.3 評価対象斜面の選定及び評価結果」を参照）

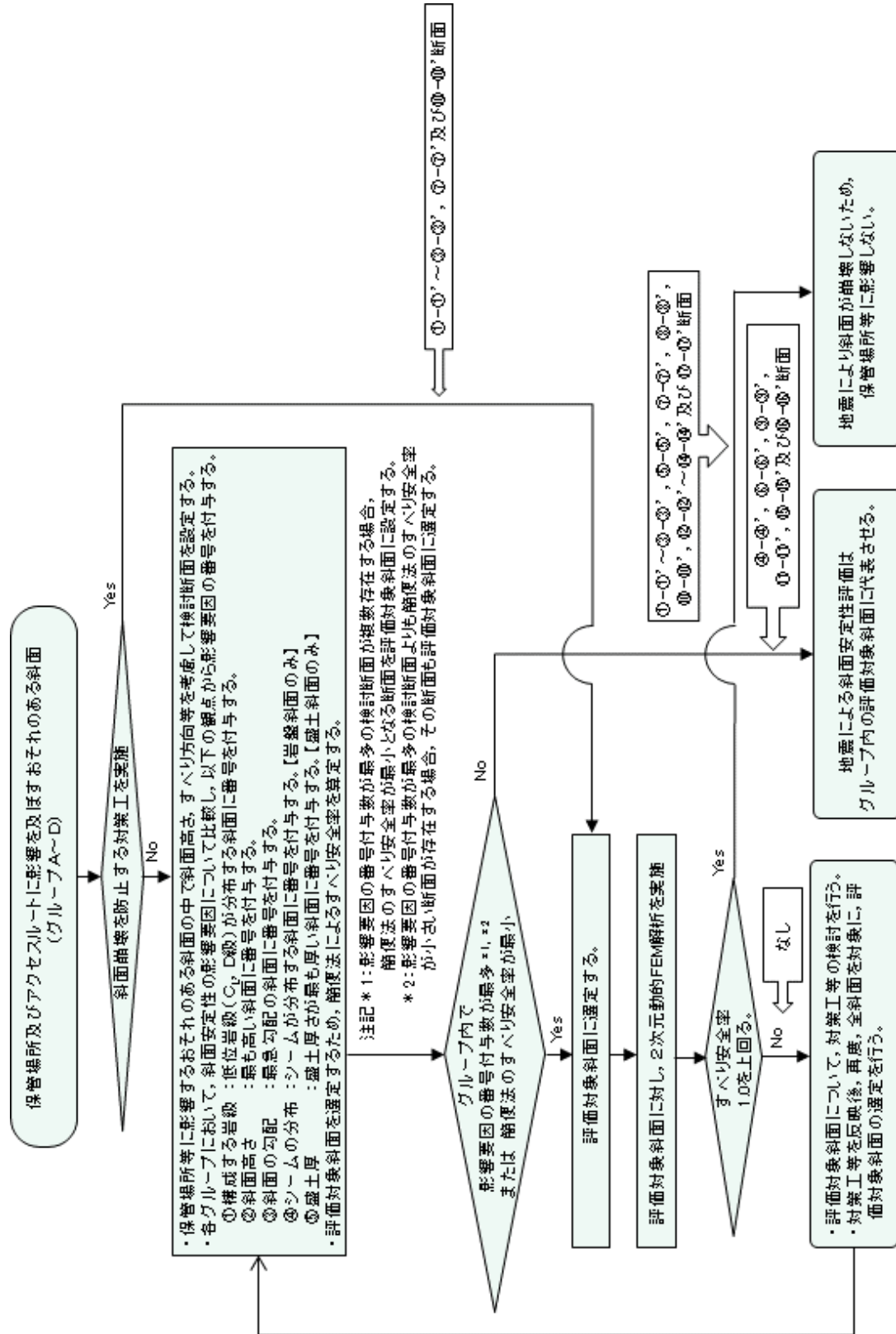


図 2.6.1-1 保管場所等の評価対象斜面のすべりに対する安定性評価のフロー

2.6.2 選定方針及び評価方法

評価対象斜面については、「2.5 保管場所及びアクセスルートに影響するおそれのある斜面のグループ分け」で分類したグループ毎に、すべり安全率が厳しくなると考えられる「影響要因」（①構成する岩級，②斜面高さ，③斜面の勾配，④シームの分布の有無及び⑤盛土厚）の観点から比較を行い，影響要因の番号を付与した。影響要因の番号付与数及び簡便法のすべり安全率により定量的に比較検討し，評価対象斜面を選定した。簡便法は，「J E A G 4 6 0 1 -2015」により，静的震度 $K_H=0.3$ ， $K_V=0.15$ を用いた。

選定結果を「2.6.3 評価対象斜面の選定及び評価結果」に示す。

影響要因の検討においては，図 2.6.2-1 に示す位置における既往の地質調査結果を踏まえて実施した。

2.6.2.1 基準地震動 S_s による2次元動的FEM解析

評価対象斜面に選定された保管場所及びアクセスルートの周辺斜面について，基準地震動 S_s によるすべり安定性評価を実施する。

2.6.2.2 地震応答解析手法

評価対象斜面の解析断面について，基準地震動 S_s に対する地震応答解析を2次元動的有限要素法により行う。地震応答解析は周波数応答解析手法を用い，等価線形化法により土質材料のせん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性を考慮する。

地震時の応力は，静的解析による常時応力と地震応答解析による地震時増分応力を重ね合わせるにより算出する。常時応力は地盤の自重計算により求まる初期応力を考慮し，動的応力は水平地震動及び鉛直地震動による応答の同時性を考慮して求める。

地震応答解析に用いたコードを表 2.6.2.2-1 に示す。なお，解析コードの検証，妥当性確認等の概要については，参考資料 3 に示す。

表 2.6.2.2-1 斜面の地震応答解析に用いたコード

	解析コード
静的解析	S-STAN Ver.20_SI
地震応答解析	ADVANF Ver.4.0

調査数量一覧表

調査項目	1・2号機調査他 1968～1982年度 2006～2008年度	3号機調査 1995～2002年度	その他調査 1995年度 2007～2008年度 2011～2015年度 2019年度	合計
弾性波 探査	5,600m (24測線)	2,520m (6測線)	3,320m (9測線)	11,440m (39測線)
	8,120m (30測線)			
ボーリング 調査	155孔 (延9,230m)	113孔 (延12,295m)	49孔 (延4,963m)	317孔 (延26,486m)
	268孔 (延21,523m)			
	840m	930m	-	1,770m
試験坑 調査		1,770m		

凡 例

- 1・2号機調査他ボーリング位置
 - 3号機調査ボーリング位置
 - その他調査ボーリング位置
 - 1・2号機調査他弾性波探査測線
 - 3号機調査弾性波探査測線
 - その他調査弾性波探査測線
 - 1・2号機調査試験坑・試験坑
 - 3号機調査試験坑・試験坑
 - 原子炉建物設置位置
 - 大深度ボーリング孔位置
 - オフセットVSP探査起振点
 - 反射法探査測線
- ※調査数量一覧には含まれない。

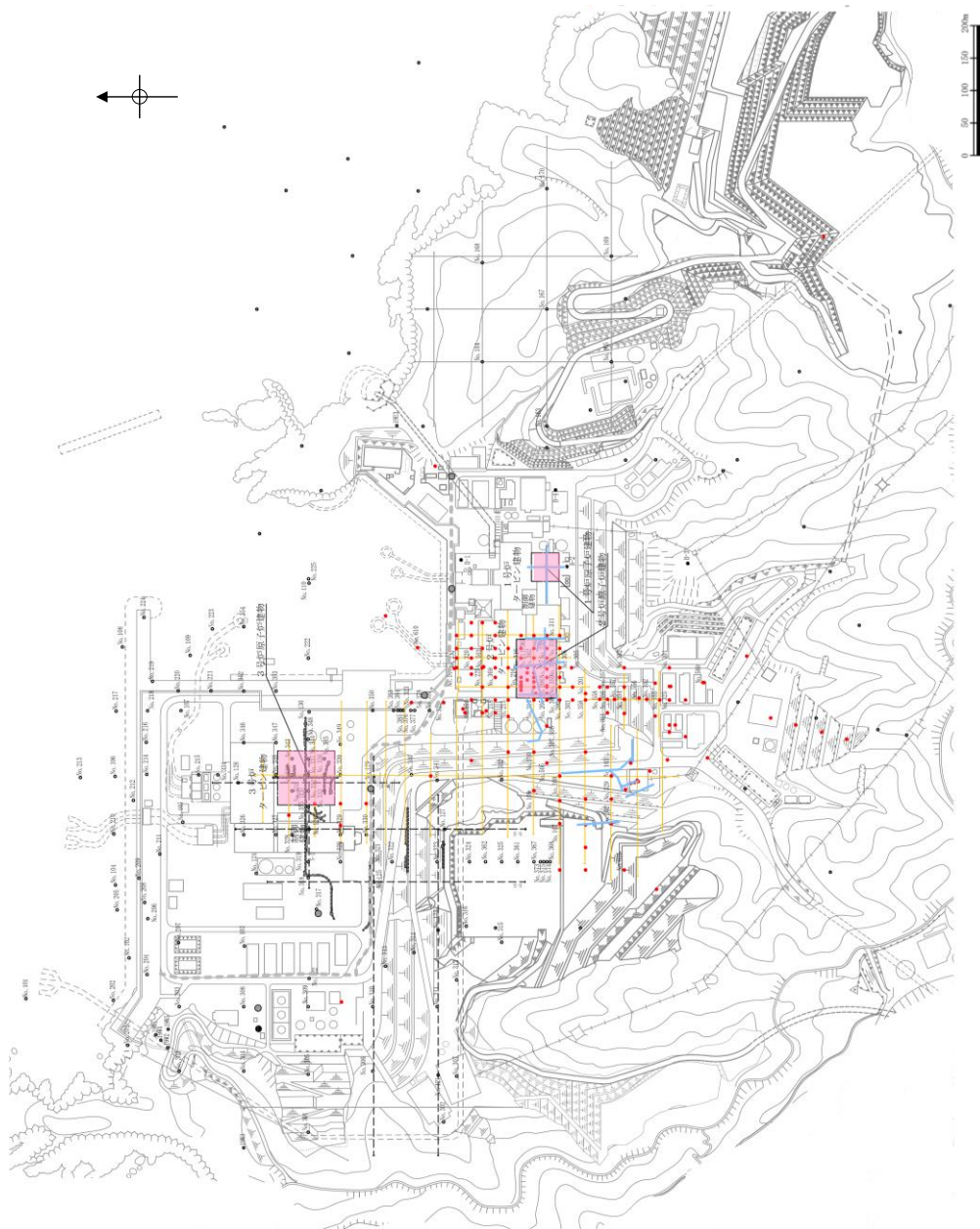


図 2.6.2-1 既往の地質調査位置図

2.6.2.3 解析用物性値

解析用物性値は、添付書類「IV-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づいて設定する。

すべり安定性評価に用いる解析用物性値を表 2.6.2.3-1～表 2.6.2.3-3、解析用物性値の設定根拠を表 2.6.2.3-4 及び表 2.6.2.3-5 に示す。

また、斜面の解析用物性値設定フローを図 2.6.2.3-1 に示す。

保管場所及びアクセスルート周辺の斜面のうち、設置（変更）許可申請書で示した耐震重要施設及び常設重大事故等対処施設の周辺斜面を兼ねる周辺斜面については、精緻に評価を行う観点から、岩盤を岩相・岩級毎に区分してモデル化し、表 2.6.2.3-1～表 2.6.2.3-3 に示す岩相・岩級毎の解析用物性値を使用する。

また、抑止杭を施工した斜面についても、抑止杭の設計を精緻に行う観点から、同様に岩盤を岩相・岩級毎に区分してモデル化し、岩相・岩級毎の解析用物性値を使用する。

それ以外の周辺斜面は、岩盤（成相寺層）は同岩級で比較すると物性に大きな差がないことから、岩盤を岩級のみ区分してモデル化し、これらの周辺斜面の主要な岩相として、C_H級は「頁岩」、C_M級～C_L級は「凝灰岩・凝灰角礫岩」の解析用物性値を用いる。

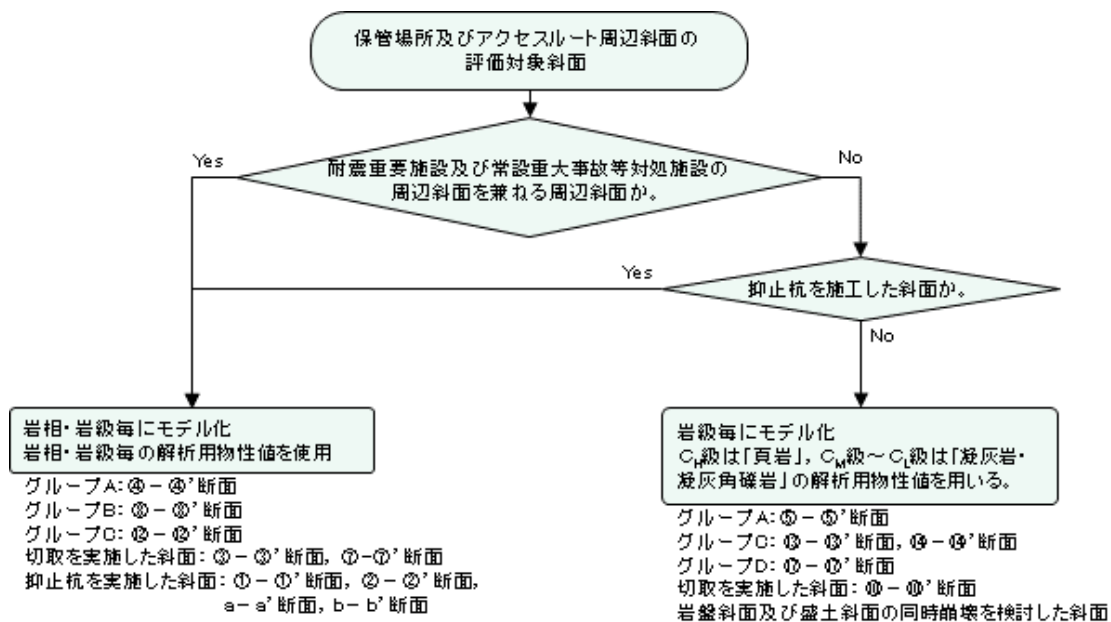


図 2.6.2.3-1 斜面の解析用物性値設定フロー

表 2.6.2.3-1 解析用物性値一覧表 (岩盤①)

	物理特性	強度特性			静的変形特性		動的変形特性		減衰特性
		せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E ($\times 10^3$ N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d ($\times 10^3$ N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	
頁岩	C _H 級	2.57	1.14	54	1.48 $\sigma^{0.72}$	3.74	0.19	表 2.6.2.3-2 参照 0.03	
	C _M 級	2.52	0.92	54	0.34 $\sigma^{0.54}$	1.95	0.20		
	C _L 級	2.44	0.28	45	0.34 $\sigma^{0.54}$	0.54	0.20		
岩盤 (成相寺層) 頁岩と凝灰岩 の互層	C _H 級	2.56	1.14	54	1.28 $\sigma^{0.72}$	3.74	0.19		
	C _M 級	2.49	0.92	54	0.34 $\sigma^{0.54}$	1.95	0.20		
	C _L 級	2.33	0.28	28	0.34 $\sigma^{0.54}$	0.43	0.20		
凝灰岩・ 凝灰角礫岩	C _H 級	2.51	1.54	55	1.28 $\sigma^{0.72}$	7.78	0.19		
	C _M 級	2.44	1.14	47	0.34 $\sigma^{0.54}$	1.47	0.20		
	C _L 級	2.30	0.60	28	0.34 $\sigma^{0.54}$	0.43	0.25		
ドレライト	C _H 級	2.78	2.14	52	1.56 $\sigma^{0.72}$	7.78	0.22		
	C _M 級	2.60	1.58	52	0.36 $\sigma^{0.54}$	1.47	0.25		
	C _L 級	2.53	0.83	43	0.36 $\sigma^{0.54}$	0.43	0.25		
岩盤 (貫入岩) 安山岩	C _H 級	2.68	2.14	52	1.56 $\sigma^{0.72}$	7.78	0.25		
	C _M 級	2.68	1.58	52	0.36 $\sigma^{0.54}$	1.47	0.25		
	C _L 級	2.59	0.83	43	0.36 $\sigma^{0.54}$	0.43	0.25		

表 2.6.2.3-2 解析用物性値一覧表 (岩盤②)

	動せん断弾性係数 $G_d (\times 10^3 \text{ N/mm}^2)$						動ポアソン比 ν_d							
	第①速度層	第②速度層	第③速度層	第④速度層	第⑤速度層	第⑥速度層	第①速度層	第②速度層	第③速度層	第④速度層	第⑤速度層	第⑥速度層		
頁岩	C _H 級	0.16	2.08	6.58	9.77	10.28	14.19							
	C _M 級	0.16	2.04	6.45	9.58	10.08	13.92							
	C _L 級	0.15	1.98	6.25	9.28	9.76	13.47							
	C _H 級	0.16	2.07	6.55	9.73	10.24	14.14							
	C _M 級	0.16	2.02	6.37	9.47	9.96	13.75							
	C _L 級	0.15	1.89	5.96	8.86	9.32	12.87							
	C _H 級	0.16	2.03	6.43	9.54	10.04	13.86							
	C _M 級	0.15	1.98	6.25	9.28	9.76	13.47	0.45	0.39	0.38	0.34	0.34	0.35	
	C _L 級	0.14	1.86	5.89	8.75	9.20	12.70							
ドレライト	C _H 級	0.17	2.25	7.12	10.57	11.12	15.35							
	C _M 級	0.16	2.11	6.66	9.89	10.40	14.36							
	C _L 級	0.16	2.05	6.48	9.62	10.12	13.97							
	C _H 級	0.17	2.17	6.86	10.19	10.72	14.80							
	C _M 級	0.17	2.17	6.86	10.19	10.72	14.80							
	C _L 級	0.16	2.10	6.63	9.85	10.36	14.30							
岩盤 (貫入岩)	安山岩	C _H 級	0.17	2.17	6.86	10.19	10.72	14.80						
		C _M 級	0.17	2.17	6.86	10.19	10.72	14.80						
		C _L 級	0.16	2.10	6.63	9.85	10.36	14.30						
岩盤 (成相寺層)	頁岩と凝灰岩 の互層	C _H 級	0.16	2.07	6.55	9.73	10.24	14.14						
		C _M 級	0.16	2.02	6.37	9.47	9.96	13.75						
		C _L 級	0.15	1.89	5.96	8.86	9.32	12.87						
	凝灰岩・ 凝灰角礫岩	C _H 級	0.16	2.03	6.43	9.54	10.04	13.86						
		C _M 級	0.15	1.98	6.25	9.28	9.76	13.47	0.45	0.39	0.38	0.34	0.34	0.35
		C _L 級	0.14	1.86	5.89	8.75	9.20	12.70						
	ドレライト	C _H 級	0.17	2.25	7.12	10.57	11.12	15.35						
		C _M 級	0.16	2.11	6.66	9.89	10.40	14.36						
		C _L 級	0.16	2.05	6.48	9.62	10.12	13.97						
安山岩	C _H 級	0.17	2.17	6.86	10.19	10.72	14.80							
	C _M 級	0.17	2.17	6.86	10.19	10.72	14.80							
	C _L 級	0.16	2.10	6.63	9.85	10.36	14.30							

表 2.6.2.3-3 解析用物性値一覽表 (土質材料)

	物理特性		強度特性			静的変形特性		動的変形特性		減衰特性	
	密度 ρ_s (g/cm ³)	せん断 強度 τ_0 (N/mm ²)	内部 摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E (N/mm ²)	静ポアソン 比 ν_s	動せん断 弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン 比 ν_d	減衰定数 h		
D 級岩盤	2.28	0.11	6	$0.11 + \sigma \tan 6^\circ$	$141 \sigma^{0.39}$	0.30	$G_0 = 148 \sigma^{0.49}$ (N/mm ²) $G/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00062)$	0.45	$\gamma \leq 1 \times 10^{-4} : h = 0.023$ $\gamma > 1 \times 10^{-4} : h = 0.023 + 0.071 \cdot \log(\gamma / 0.0001)$		
シーム	2.23	0.19	18	$0.19 + \sigma \tan 18^\circ$	$G_{0.5} = 44 \sigma^{0.34}$	0.40	$G_0 = 225 \sigma^{0.31}$ (N/mm ²) $G/G_0 = 1 / [1 + (\gamma / 0.00149)^{0.849}]$	0.45	$h = \gamma / (2.14 \gamma + 0.017) + 0.031$		
埋戻土, 盛土	2.11	0.22	22	$0.22 + \sigma \tan 22^\circ$	$E_{0.5} = 115 \sigma^{0.61}$	0.40	$G_0 = 749 \sigma^{0.66}$ (N/mm ²) $G/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00027)$	0.45	$h = 0.0958 \gamma / (\gamma + 0.00020)$		
埋戻土 (購入土)	2.01	0.04	21	$0.04 + \sigma \tan 21^\circ$	$E_{0.5} = 227 \sigma^{0.75}$	0.40	$G_0 = 275 \sigma^{0.61}$ (N/mm ²) $G/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00048)$	0.45	$h = 0.2179 \gamma / (\gamma + 0.00085)$		
旧表土	2.00	0.03	21	$0.03 + \sigma \tan 21^\circ$	$E_{0.5} = 37 \sigma^{0.79}$	0.40	$G_0 = 240 \sigma^{0.61}$ (N/mm ²) $G/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.0011)$	0.45	$h = 0.20 \gamma / (\gamma + 0.000413)$		
MMR	2.35	—	—	—	23,500	0.20	9,792	0.20	0.05		

表 2.6.2.3-4 解析用物性値の設定根拠 (岩盤)

岩種	岩級	物理特性	強度特性		変形特性			減衰特性	
			ピーク強度	残留強度	静的特性	動的特性			
					静弾性係数	静ポアソン比	動せん断弾性係数	動ポアソン比	
岩盤 (成相寺層)	頁岩	密度試験 (飽和)	ブロックせん断試験	摩擦抵抗試験	平板載荷試験	一軸圧縮試験	PS検層	慣用値*	
									C _H 級
									C _M 級
	C _L 級								
	頁岩と凝灰岩の互層		C _H 級						
			C _M 級						
C _L 級									
岩盤 (貫入岩)	凝灰岩・凝灰角礫岩	C _H 級							
		C _M 級							
		C _L 級							
	ドレライト	C _H 級							
		C _M 級							
		C _L 級							
安山岩	C _H 級								
	C _M 級								
	C _L 級								

注記* : 社団法人日本電気協会「原子力発電所耐震設計技術指針」(JEA04601-2015)を参考に設定

表 2.6.2.3-5 解析用物性値の設定根拠（土質材料）

	物理特性		強度特性		変形特性				減衰特性
	ピーク強度	残留強度	静的特性		動的特性		動ポアソン比	減衰定数	
			静弾性係数	静ポアソン比	動せん断弾性係数	動ポアソン比			
D 級岩盤	中型三軸圧縮試験		中型三軸圧縮試験		動的中型三軸圧縮試験		慣用値*2	動的中型三軸圧縮試験	
シーム	単純せん断試験		単純せん断試験		動的単純せん断試験			動的単純せん断試験	
埋戻土、盛土	大型三軸圧縮試験	ピーク強度と同じ値	大型三軸圧縮試験	慣用値*2	動的大型三軸圧縮試験		慣用値*3	動的大型三軸圧縮試験	
埋戻土（購入土）	三軸圧縮試験		三軸圧縮試験		繰返し中空ねじりせん断試験			繰返し中空ねじりせん断試験	
旧表土					動的三軸圧縮試験			動的三軸圧縮試験	
MMR	—	—	慣用値*1	慣用値*1	慣用値*1		慣用値*1	慣用値*1	

注記*1：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能調査指針・マニュアル（社団法人土木学会，1992年・2005年）を参考に設定

*2：設計用地盤定数の決め方-岩盤編-（社団法人地盤工学会，2007年）を参考に設定

*3：原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術（技術資料）（社団法人土木学会，2009年）を参考に設定

2.6.2.4 解析モデルの設定

解析モデルは設置（変更）許可申請書における地盤安定性評価と同様，以下のとおり設定した。

a. 地盤のモデル化

地盤は平面ひずみ要素でモデル化する。シームはジョイント要素でモデル化する。

b. 地下水位

解析用地下水位は，保守的に地表面に設定する。

2.6.2.5 評価基準値及び想定すべり面の設定

すべり安定性評価では，水平動・鉛直動を同時に考慮した基準地震動 S_s に対する動的解析により，評価対象斜面の最小すべり安全率が評価基準値 1.0 を上回ることを確認する。（評価基準値を 1.0 とした根拠は参考資料 2 を参照）

すべり安全率は，想定したすべり面上の応力状態をもとに，すべり面上のせん断抵抗力の和をすべり面上のせん断力の和で除して求める。

引張応力が発生した要素については，すべり面に対して直応力が引張応力の場合には強度を 0 とし，圧縮応力の場合は残留強度を用いる。また，せん断強度に達した要素では残留強度を用いる。

評価対象斜面の選定における簡便法及び地震応答解析による周辺斜面のすべり安定性評価においては，図 2.6.2.5-1 に示すとおり，「2.4 液状化範囲の検討」により設定した液状化範囲において，すべり面上のせん断力及びせん断抵抗力を考慮せずにすべり安全率を算定する。

すべり安全率の算定には，解析コード「CPOSTSK Ver. 19.1」を使用する。なお，解析コードの検証，妥当性確認等の概要については，参考資料 3 に示す。

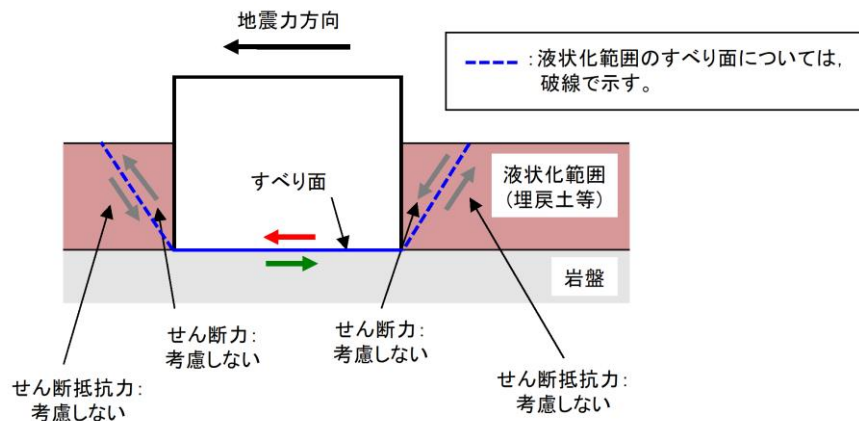


図 2.6.2.5-1 液状化影響を考慮したすべり安全率の算定方法（動的解析，簡便法）

想定すべり面は，設置（変更）許可申請書における地盤安定性評価と同様，図 2.6.2.5-2 に示すとおり，簡便法によるすべり面及びシーム等の弱層を通るすべり面を設定し，応力状態を踏まえて必要に応じてすべり面を追加設定する。

シーム等の弱層を通るすべり面は，基礎地盤で設定したものと同様に角度をパラメトリックに設定する。

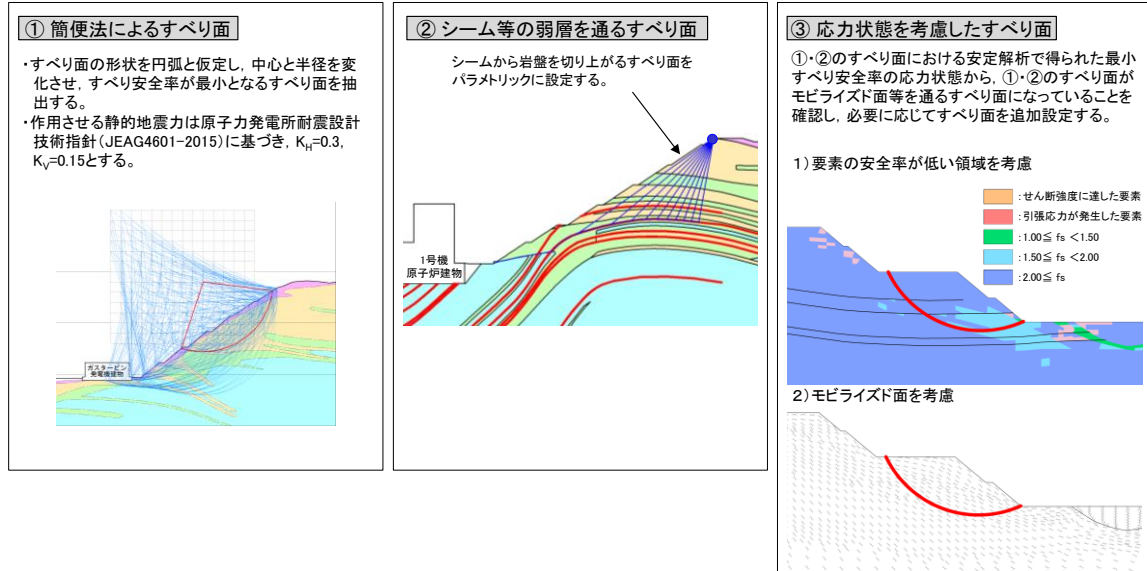


図 2.6.2.5-2 想定すべり面の設定方法

2.6.2.6 入力地震動の策定

入力地震動は、解放基盤面で定義される基準地震動 S_s を一次元波動論によって、地震応答解析モデルの入力位置で評価したものをを用いる。入力地震動は水平地震動及び鉛直地震動を同時に作用させるものとする。

応答スペクトル手法による基準地震動については、水平地震動及び鉛直地震動の位相反転を考慮する。また、震源を特定せず策定する地震動による基準地震動については、観測波であることから、鉛直地震動の位相反転を行わないが、観測点に対する起震断層の方位の不確実性を考慮し、水平地震動の位相反転を考慮する。

なお、敷地ごとに震源を特定して策定する地震動による基準地震動 $S_s - F1$ 及び $S_s - F2$ については、応答スペクトル手法による基準地震動 $S_s - D$ に包絡されるため、検討対象外とする。

表 2.6.2.6-1 に入力地震動の一覧を示す。

入力地震動策定の概念図を図 2.6.2.6-1 に、基準地震動 S_s の加速度応答スペクトルと時刻歴波形を図 2.6.2.6-2～図 2.6.2.6-5 に示す。

なお、入力地震動の策定には、解析コード「SHAKE Ver.2.0」を使用する。

表 2.6.2.6-1 入力地震動の一覧

基準地震動	地震動の策定方法	検討ケース*	備考
$S_s - D$	応答スペクトル手法による地震動	(++)、(-+) (+-)、(--)	水平地震動及び鉛直地震動の位相反転を考慮する。
$S_s - N1$	震源を特定せず策定する地震動 (2004年 北海道留萌支庁南部地震)	(++)、(-+)	観測波であるため、鉛直地震動の位相反転を行わないが、観測点に対する起震断層の方位の不確実性を考慮し、水平地震動の位相反転を考慮する。
$S_s - N2$	震源を特定せず策定する地震動 (2000年 鳥取県西部地震)	(++)、(-+)	観測波であるため、鉛直地震動の位相反転を行わないが、観測点に対する起震断層の方位の不確実性を考慮し、水平地震動の位相反転を考慮する。
$S_s - F1$	敷地ごとに震源を特定して策定する地震動 (宍道断層)	-	応答スペクトル手法による基準地震動 $S_s - D$ に包絡されるため、検討対象外とする。
$S_s - F2$	敷地ごとに震源を特定して策定する地震動 (宍道断層)	-	応答スペクトル手法による基準地震動 $S_s - D$ に包絡されるため、検討対象外とする。

注記*：基準地震動の(++)は位相反転なし、(-+)は水平反転、(+-)は鉛直反転、(--)は水平反転かつ鉛直反転を示す。

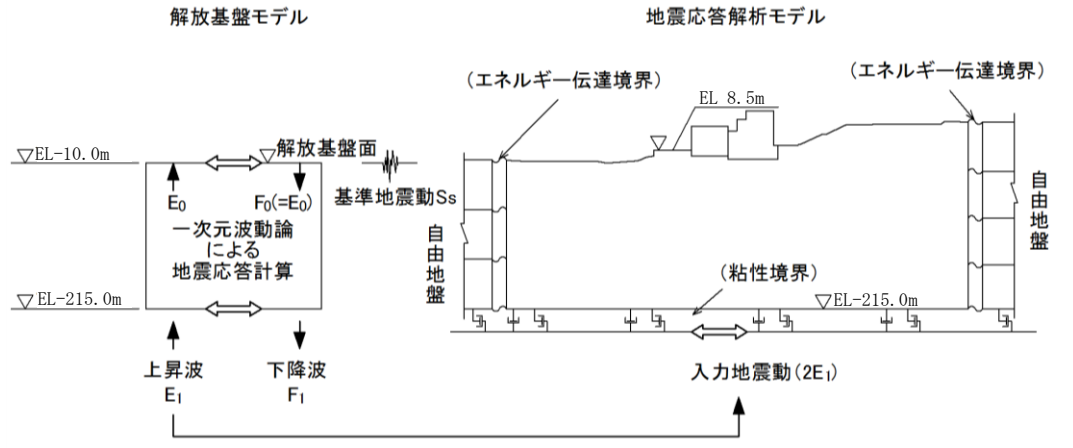


図 2.6.2.6-1 入力地震動策定の概念図

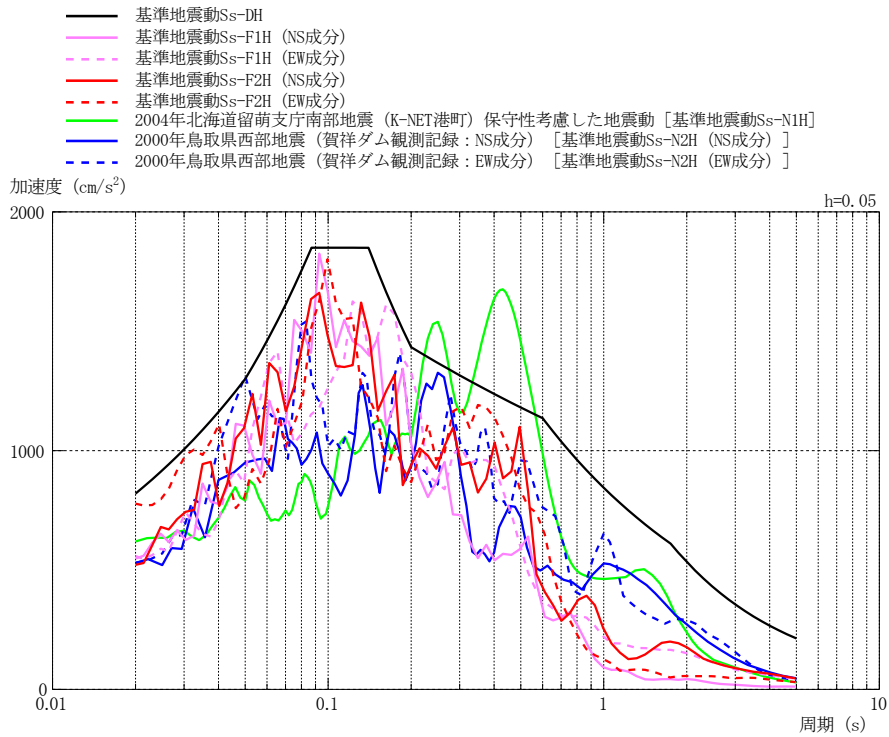
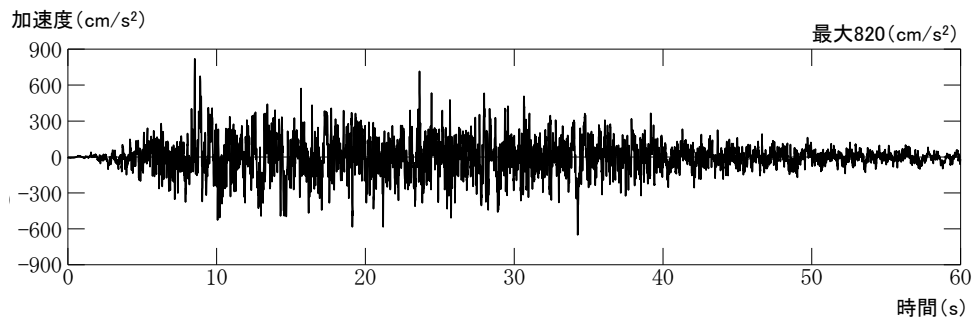
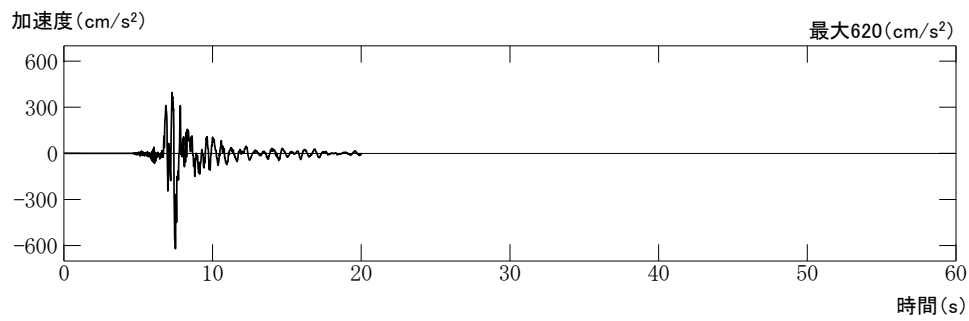


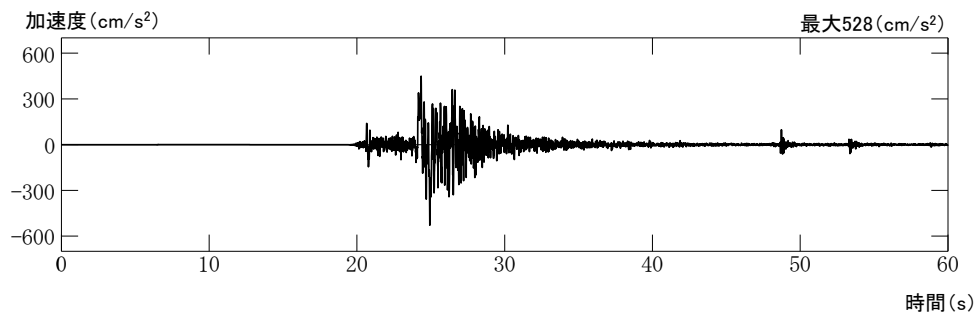
図 2.6.2.6-2 基準地震動 S_s の加速度応答スペクトル（水平方向）



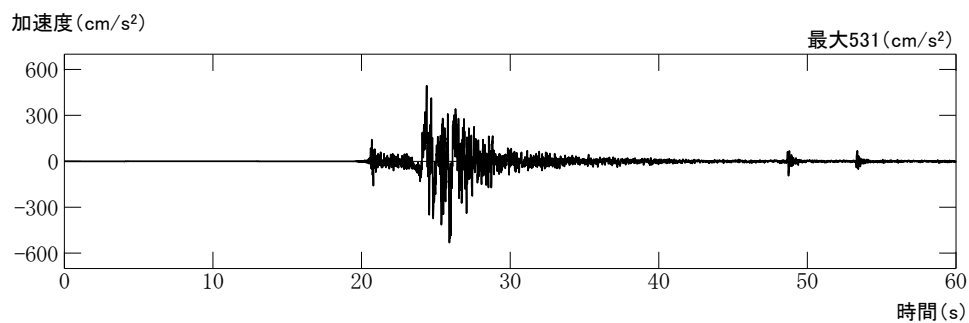
S s - D



S s - N 1



S s - N 2 (NS成分)



S s - N 2 (EW成分)

図 2.6.2.6-3 基準地震動 S s の加速度時刻歴波形 (水平方向)

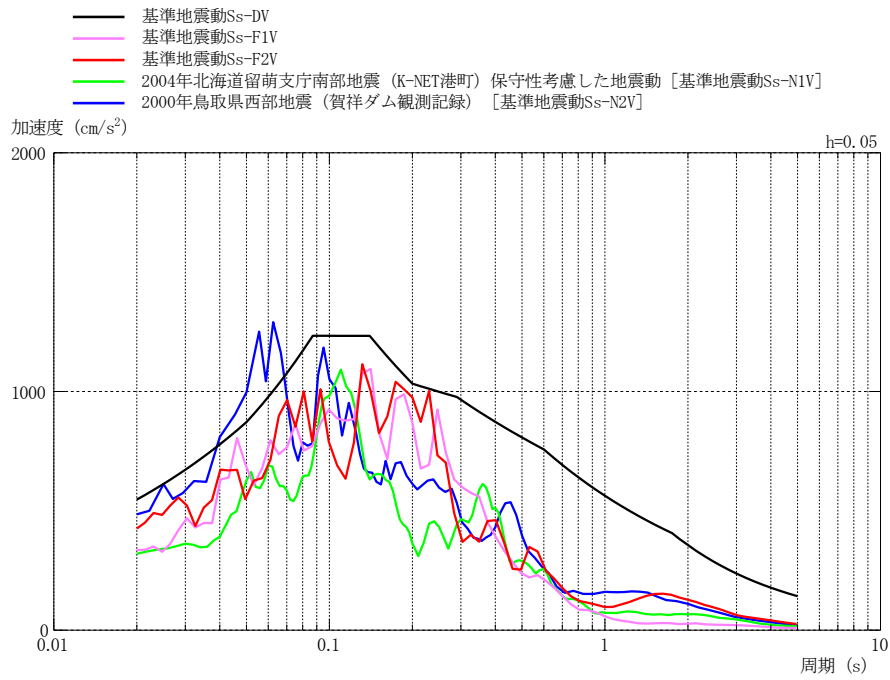
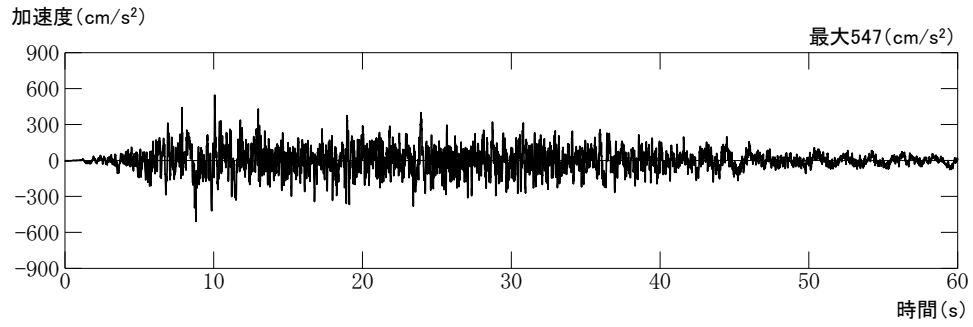
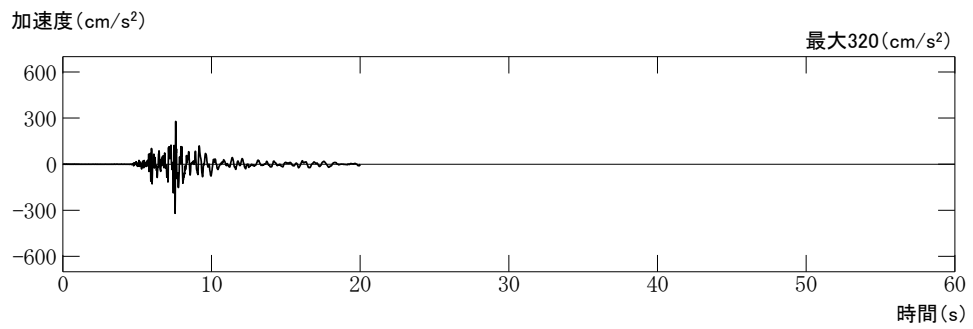


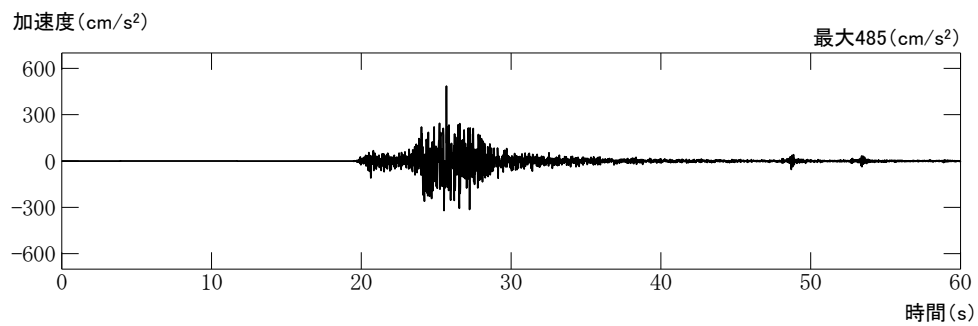
図 2.6.2.6-4 基準地震動 S s の加速度応答スペクトル（鉛直方向）



S s - D



S s - N 1



S s - N 2

図 2.6.2.6-5 基準地震動 S s の加速度時刻歴波形 (鉛直方向)

2.6.3 評価対象斜面の選定及び評価結果

グループA～Dの評価対象斜面の評価結果を2.6.3.1～2.6.3.4に、対策工(切取)を実施した斜面の評価結果を2.6.3.5に示す。

対策工(抑止杭)を実施した斜面の評価結果は、2.7に示す。

2.6.3.1 グループA(岩盤斜面, 法尻標高EL 15m以下)

図2.6.3.1-1に示すとおり、各斜面の代表断面として④-④'断面～⑥-⑥'断面の3断面を作成し、この中から評価対象斜面を選定した。

④-④'断面～⑥-⑥'断面は、各斜面において、最も斜面高さが高くなり、最急勾配方向となるように断面位置を設定した。なお、自然斜面の断面位置は、風化層が厚くなる尾根部を通るようにした。

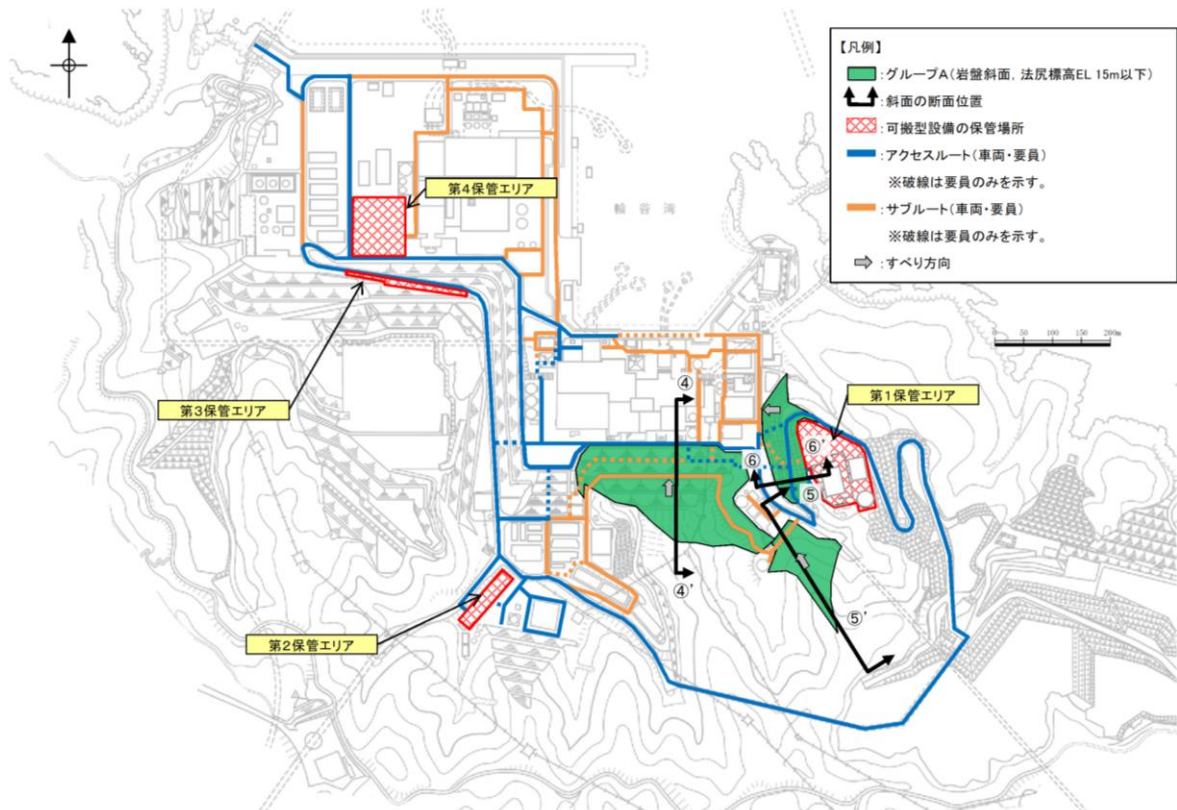


図 2.6.3.1-1 グループA(岩盤斜面, 法尻標高EL 15m以下)の斜面の断面位置図

表 2.6.3.1-1 に示すとおり、図 2.6.3.1-2 に示す岩盤で構成される斜面の④-④' 断面～⑥-⑥' 断面について比較検討した結果、⑤-⑤' 断面の影響要因の番号付与数が多いこと、及び簡便法の最小すべり安全率が小さいことから、当該斜面を評価対象斜面に選定した。各断面の比較検討結果及び評価対象斜面の選定根拠の詳細は参考資料 1 に示す。

対策工を実施した①-①' 断面～③-③' 断面及び⑦-⑦' 断面は、評価フローに基づき、安定解析により対策後のすべり安定性を確認する。

また、④-④' 断面は、評価対象斜面と比較し、該当する影響要因の付与数が同数であること、及び簡便法の最小すべり安全率が同程度であることから、耐震重要施設等の周辺斜面における評価結果を示す。

④-④' 断面、⑤-⑤' 断面の解析モデル図を図 2.6.3.1-3、図 2.6.3.1-4 に示す。

基準地震動 S_s による 2 次元動的 FEM 解析結果を図 2.6.3.1-5 に示す。全ての評価対象斜面において、最小すべり安全率（平均強度）が評価基準値 1.0 を上回っており、安定性を有することを確認した。

表 2.6.3.1-1 グループ A（岩盤斜面，法尻標高 EL 15m 以下）の評価対象斜面の選定結果

保管場所・アクセスルートに影響するおそれのある斜面	影響要因				該当する影響要因	簡便法の最小すべり安全率	選定理由	耐震重要施設等の周辺斜面における検討断面*
	【影響要因①】構成する岩級	【影響要因②】斜面高さ	【影響要因③】斜面の勾配	【影響要因④】シームの分布の有無				
④-④'	C_H, C_M, C_L 級	94m	1:1.5	あり:7条	①, ②, ④	2.41	⑤-⑤' 断面に比べ、斜面高さが高いが、勾配が緩いこと及び簡便法の最小すべり安全率が大きいことから、⑤-⑤' 断面の評価に代表させる。	○
評価対象斜面に選定	C_H, C_M, C_L 級	82m	1:2.1 (一部、 C_L 級で 1:0.6 の急勾配部あり)	あり:3条	①, ③, ④	2.21	C_L 級岩盤が分布すること、一部 1:0.6 の急勾配部があること、シームが分布すること及び簡便法の最小すべり安全率が小さいことから、評価対象斜面に選定する。	-
⑥-⑥'	C_H, C_M, C_L 級	32m	1:1.1, 1:1.5	あり:4条	①, ③, ④	4.98	⑤-⑤' 断面に比べ、斜面高さが低いこと及び簡便法の最小すべり安全率が大きいことから、⑤-⑤' 断面の評価に代表させる。	-

■: 番号を付与する影響要因 ■: 影響要因の番号付与数が多い(簡便法のすべり安全率が小さい) ■: 選定した評価対象斜面

注記*: 発電用原子炉設置変更許可申請許可(原規規発第2109152号, 令和3年9月15日付け)

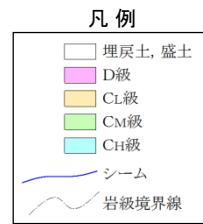
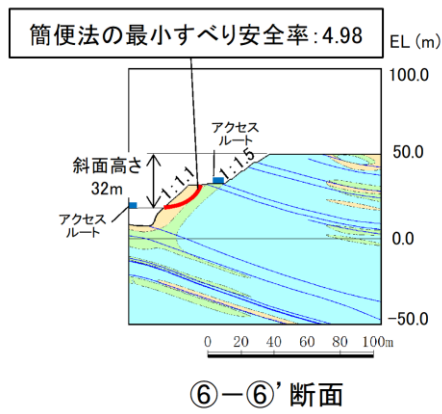
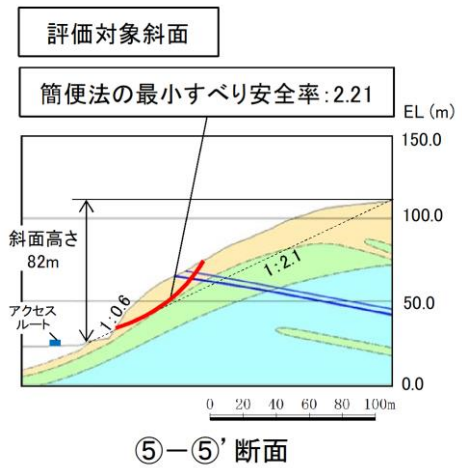
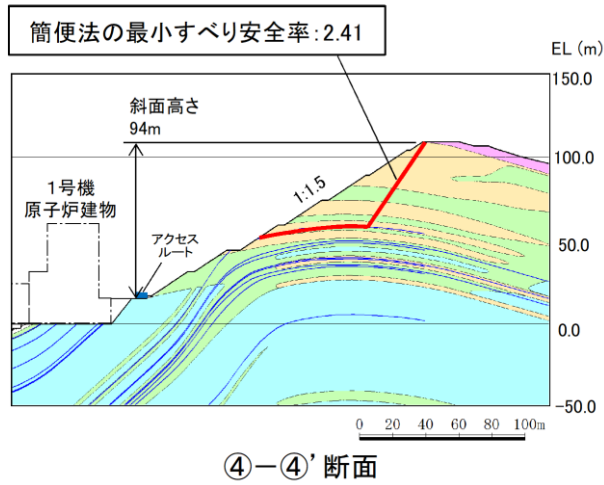


図 2.6.3.1-2 グループA (岩盤斜面, 法尻標高 EL 15m 以下) の斜面の地質断面図

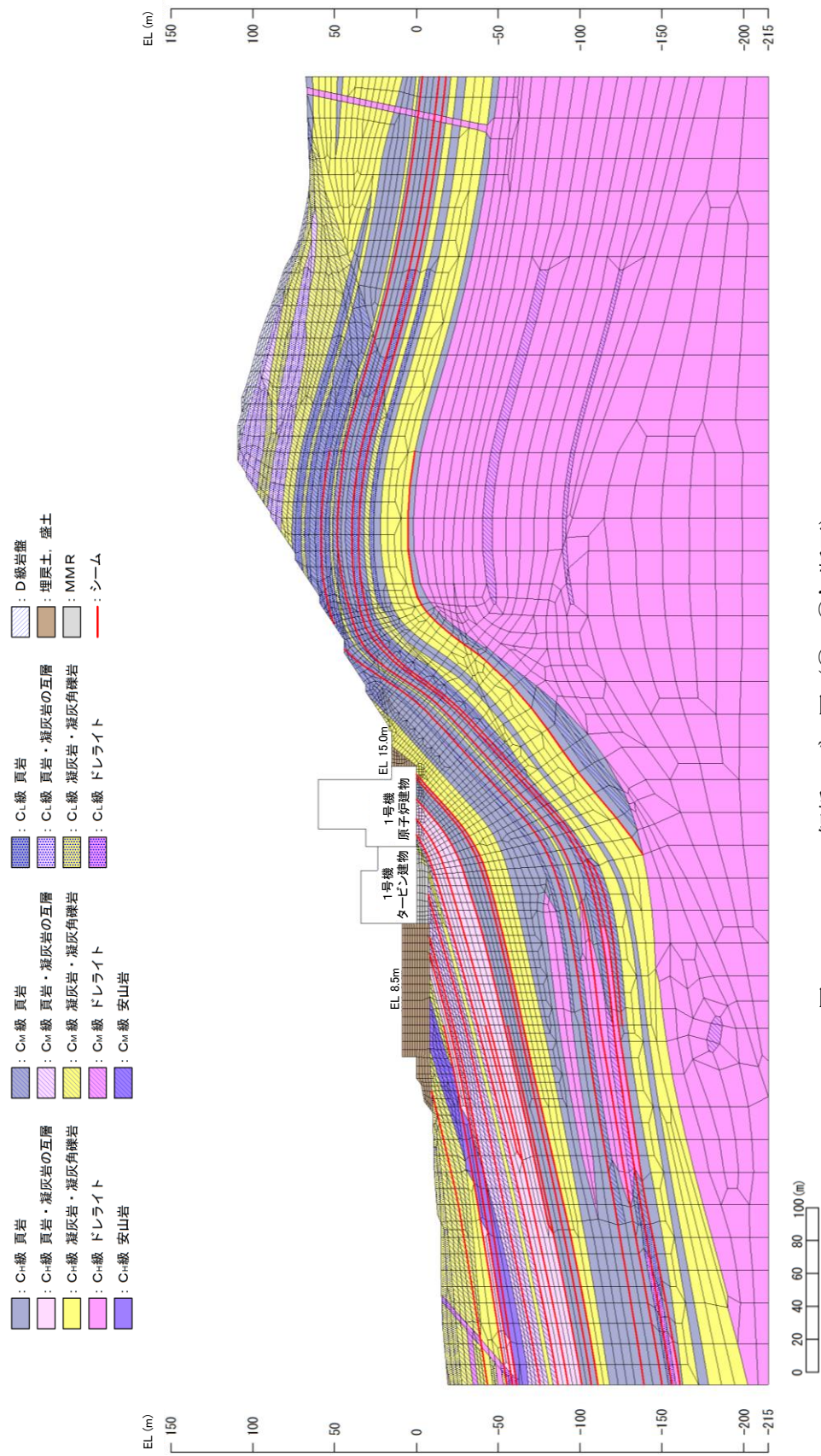


図 2.6.3.1-3 解析モデル図 (④-④' 断面)

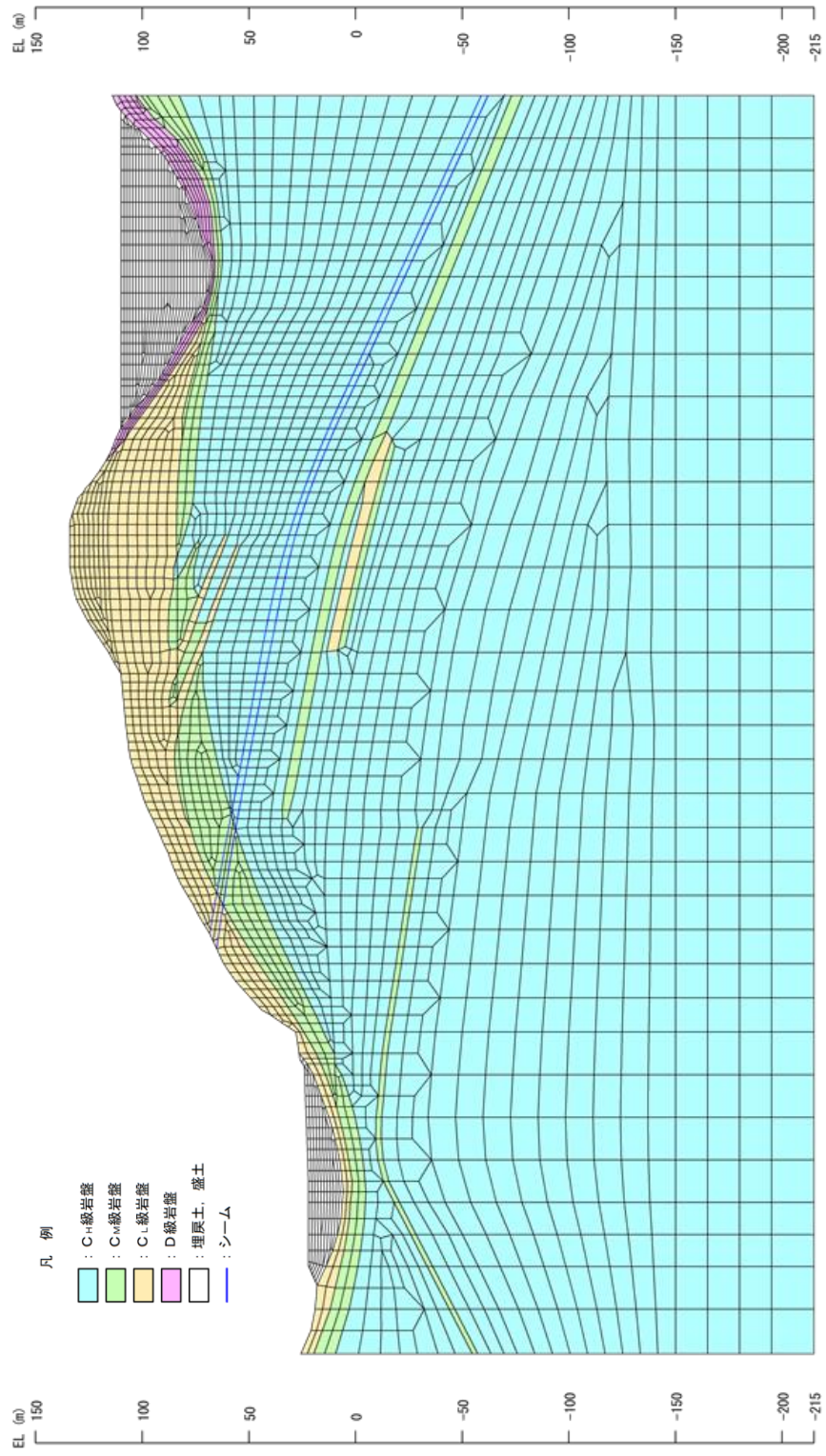
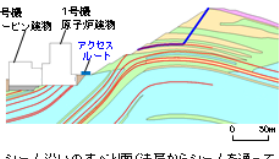
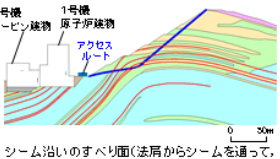
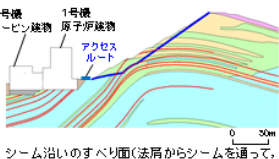
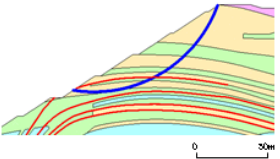


図 2.6.3.1-4 解析モデル図 (⑤-⑤' 断面)

・④-④' 断面 平均強度でのすべり安全率

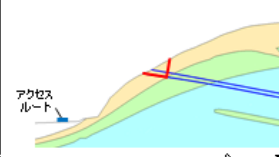
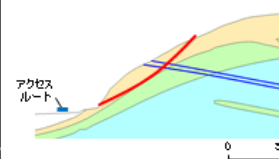
	すべり面形状	基準地震動 ^{*1}	最小すべり安全率 ^{*2}		すべり面形状	基準地震動 ^{*1}	最小すべり安全率 ^{*2}
1	 <p>シーム沿いのすべり面(法肩からシームを通過して斜面中腹に抜けるすべり面)</p>	Ss-D (+-)	1.62 [14.63]	3	 <p>シーム沿いのすべり面(法肩からシームを通過して、法尻のC₂₆級とC₂₇級の岩級境界付近のC₂₆級岩盤内を通過して法尻に抜けるすべり面)</p>	Ss-N1 (-+)	1.56 [7.45]
2	 <p>シーム沿いのすべり面(法肩からシームを通過して、法尻のC₂₆級とC₂₇級の岩級境界付近のC₂₆級岩盤内を通過して法尻に抜けるすべり面)</p>	Ss-N1 (-+)	1.66 [7.45]	4	 <p>簡便法により設定したすべり面</p>	Ss-D (-+)	1.57 [19.15]

注記*1: 基準地震動(++)は反転なし, (-+)は水平反転, (+-)は鉛直反転, (--)は水平反転かつ鉛直反転を示す。
*2: []は、発生時刻(秒)を示す。

【凡例】

- : C₁級岩盤
- : C₂級岩盤
- : C₃級岩盤
- : D級岩盤
- : 埋戻土、盛土
- : シーム
- : すべり面
- : 最小すべり安全率

・⑤-⑤' 断面 平均強度でのすべり安全率

	すべり面形状	基準地震動 ^{*1}	最小すべり安全率 ^{*2}		すべり面形状	基準地震動 ^{*1}	最小すべり安全率 ^{*2}
1	 <p>シーム沿いのすべり面(C₂₆級岩盤内及びシームを通過して斜面中腹に抜けるすべり面)</p>	Ss-N1 (++)	3.37 [7.46]	2	 <p>簡便法で設定したすべり面</p>	Ss-D (++)	2.48 [8.55]

注記*1: 基準地震動(++)は反転なし, (-+)は水平反転, (+-)は鉛直反転, (--)は水平反転かつ鉛直反転を示す。
*2: []は、発生時刻(秒)を示す。

【凡例】

- : C₁級岩盤
- : C₂級岩盤
- : C₃級岩盤
- : 埋戻土、盛土
- : シーム
- : すべり面
- : 最小すべり安全率

図 2.6.3.1-5 グループA (岩盤斜面, 法尻標高 EL 15m 以下) のすべり安定性評価結果

2.6.3.2 グループB（盛土斜面，法尻標高 EL 15m 以下）

図 2.6.3.2-1 に示すとおり，各斜面の代表断面として⑧-⑧' 断面及び⑨-⑨' 断面の 2 断面を作成し，この中から評価対象斜面を選定した。

⑧-⑧' 断面及び⑨-⑨' 断面は，各斜面において，最も斜面高さが高くなり，最急勾配方向となるように断面位置を設定した。

各断面の比較検討結果及び評価対象斜面の選定根拠の詳細は参考資料 1 に示す。

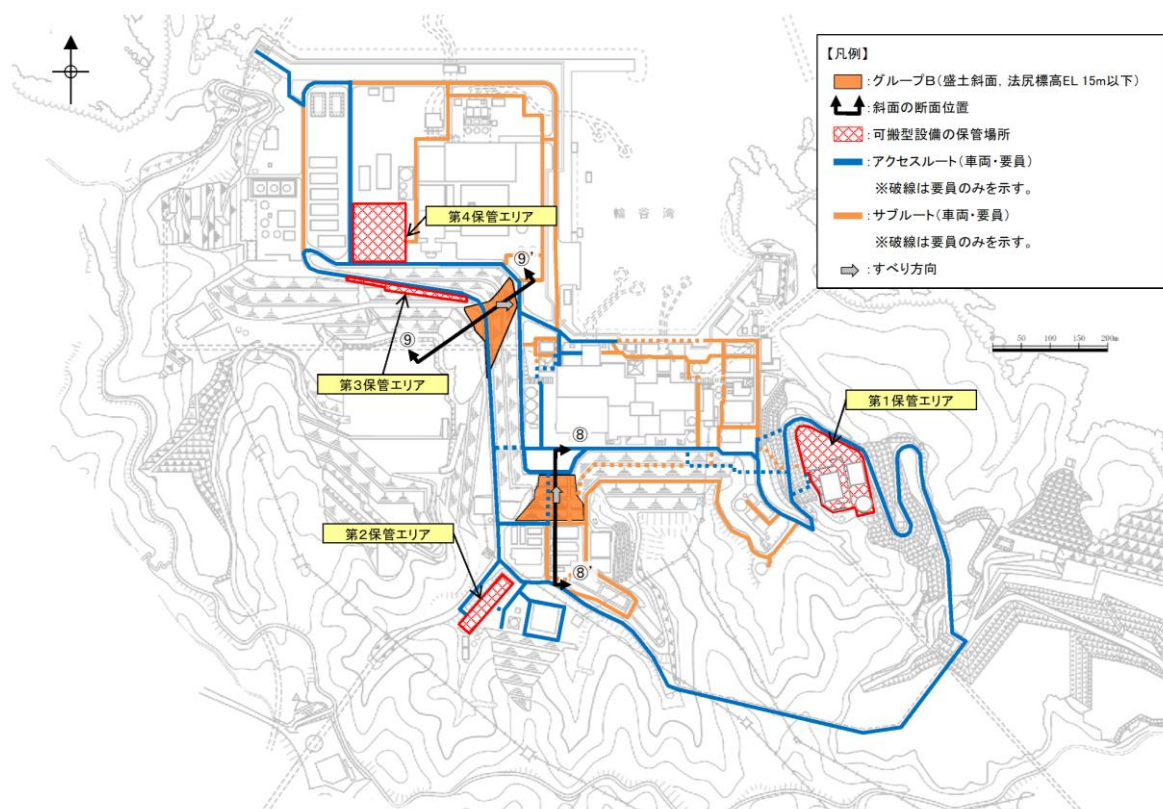


図 2.6.3.2-1 グループB（盛土斜面，法尻標高 EL 15m 以下）の斜面の断面位置図

表 2.6.3.2-1 に示すとおり、図 2.6.3.2-2 に示す盛土で構成される斜面の⑧-⑧' 断面及び⑨-⑨' 断面について比較検討した結果、⑧-⑧' 断面の影響要因の番号付与数が多いこと、及び簡便法の最小すべり安全率が小さいことから、当該斜面を評価対象斜面に選定した。

⑧-⑧' 断面の解析モデル図を図 2.6.3.2-3 に示す。

基準地震動 S_s による 2 次元動的 FEM 解析結果を図 2.6.3.2-4 に示す。全ての評価対象斜面において、最小すべり安全率（平均強度）が評価基準値 1.0 を上回っており、安定性を有することを確認した。

表 2.6.3.2-1 グループ B（盛土斜面，法尻標高 EL 15m 以下）の評価対象斜面の選定結果

保管場所・アクセスルートに影響するおそれのある斜面	影響要因			該当する影響要因	簡便法の最小すべり安全率	選定理由	耐震重要施設等の周辺斜面における検討断面
	【影響要因②】 斜面高さ	【影響要因③】 斜面の勾配	【影響要因⑤】 盛土厚				
評価対象斜面に選定 ◎-◎'	29m	1:2.7	100m	②, ⑤	1.65	◎-◎'断面に比べ、盛土厚が厚いこと、斜面高さが高いこと及び簡便法の最小すべり安全率が小さいことから、評価対象斜面に選定する。	○
◎-◎'	25m	1:1.7	40m	③	2.28	◎-◎'断面に比べ、勾配が急であるが、盛土厚が薄いこと、斜面高さが低いこと及び簡便法の最小すべり安全率が大きいことから、◎-◎'断面の評価に代表させる。	-

■: 番号を付与する影響要因 ■: 影響要因の番号付与数が多い(簡便法のすべり安全率が小さい) ■: 選定した評価対象斜面

注記*: 発電用原子炉設置変更許可申請許可(原規規発第2109152号, 令和3年9月15日付)

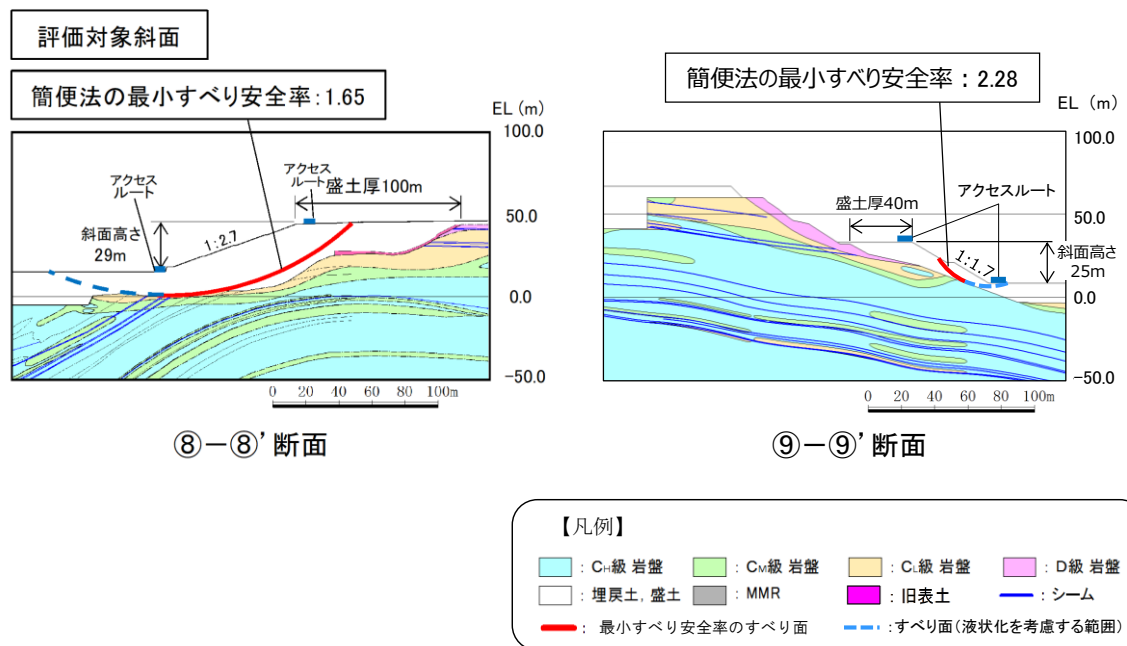


図 2.6.3.2-2 グループ B（盛土斜面，法尻標高 EL 15m 以下）の斜面の地質断面図

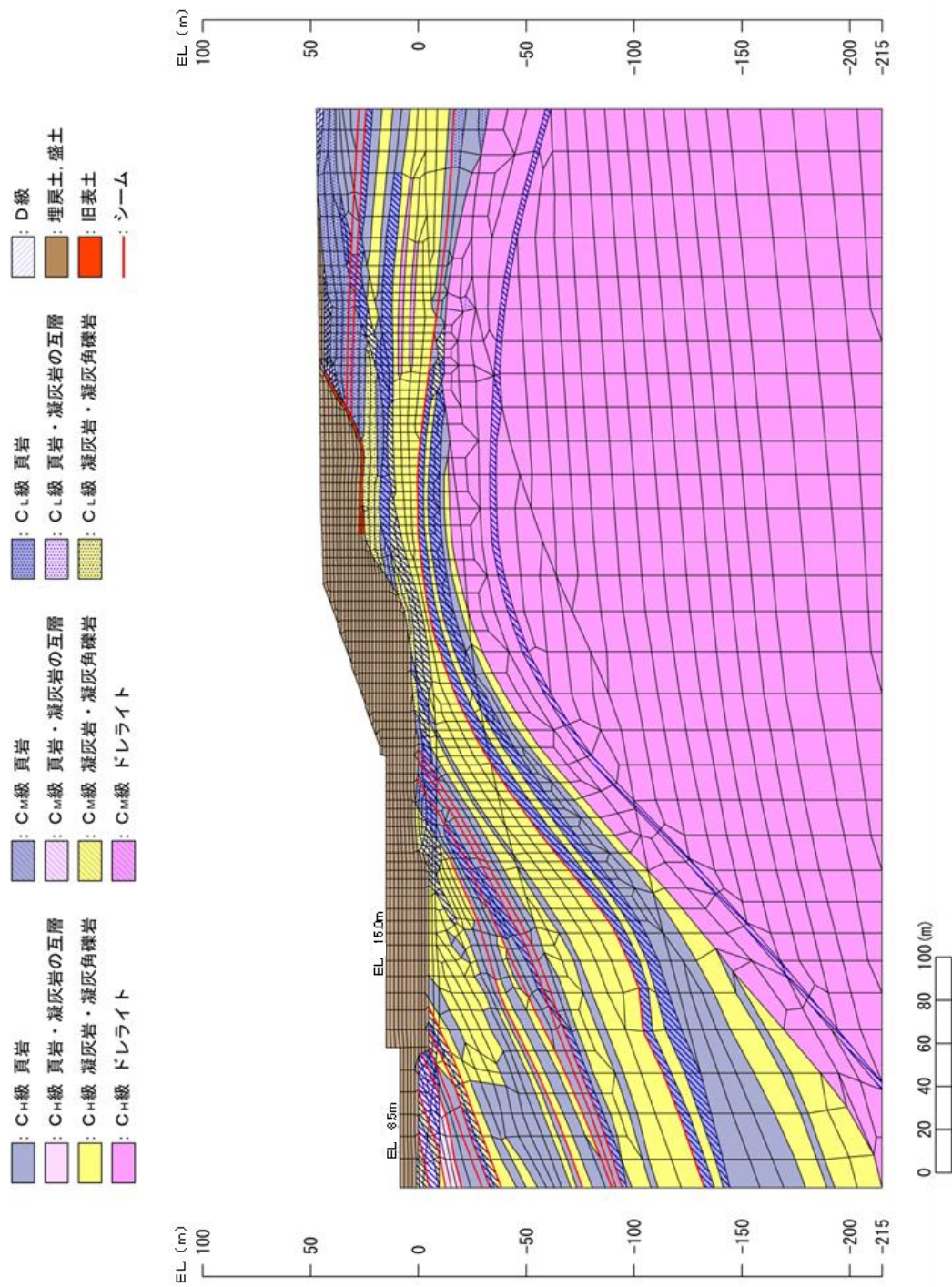
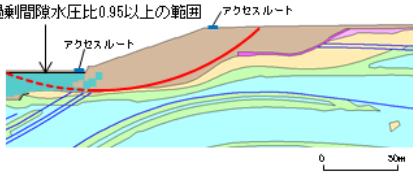
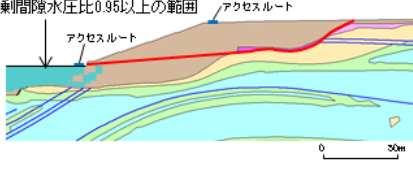


図 2.6.3.2-3 解析モデル図 (⑧-⑧' 断面)

・⑧-⑧' 断面 平均強度でのすべり安全率

	すべり面形状	基準地震動 *1	すべり安全率【平均強度】*2
1	 <p>簡便法により設定したすべり面</p>	Ss-D (- +)	1.61 [13.15]
2	 <p>弱層(旧表土)を通るすべり面</p>	Ss-N2 (NS) (+ +)	1.94 [24.43]

注記*1: 基準地震動(- +)は水平反転を示す。
*2: ()は、発生時刻(秒)を示す。

【凡例】							
	C-級 岩盤		Cv-級 岩盤		C-級 岩盤		D-級 岩盤
	埋戻土、盛土		旧表土		シーム		すべり面

図 2.6.3.2-4 グループB (盛土斜面, 法尻標高 EL 15m 以下) のすべり安定性評価結果

2.6.3.3 グループC（岩盤斜面，法尻標高 EL 33～50m）

図 2.6.3.3-1 に示すとおり，各斜面の代表断面として⑨-⑨' 断面，⑪-⑪' 断面～⑬-⑬' 断面の 7 断面を作成し，この中から評価対象斜面を選定した。⑨-⑨' 断面，⑪-⑪' 断面～⑬-⑬' 断面は，各斜面において，最も斜面高さが高くなり，最急勾配方向となるように断面位置を設定した。なお，自然斜面の断面位置は，風化層が厚くなる尾根部を通るようにした。

各断面の比較検討結果及び評価対象斜面の選定根拠の詳細は参考資料 1 に示す。

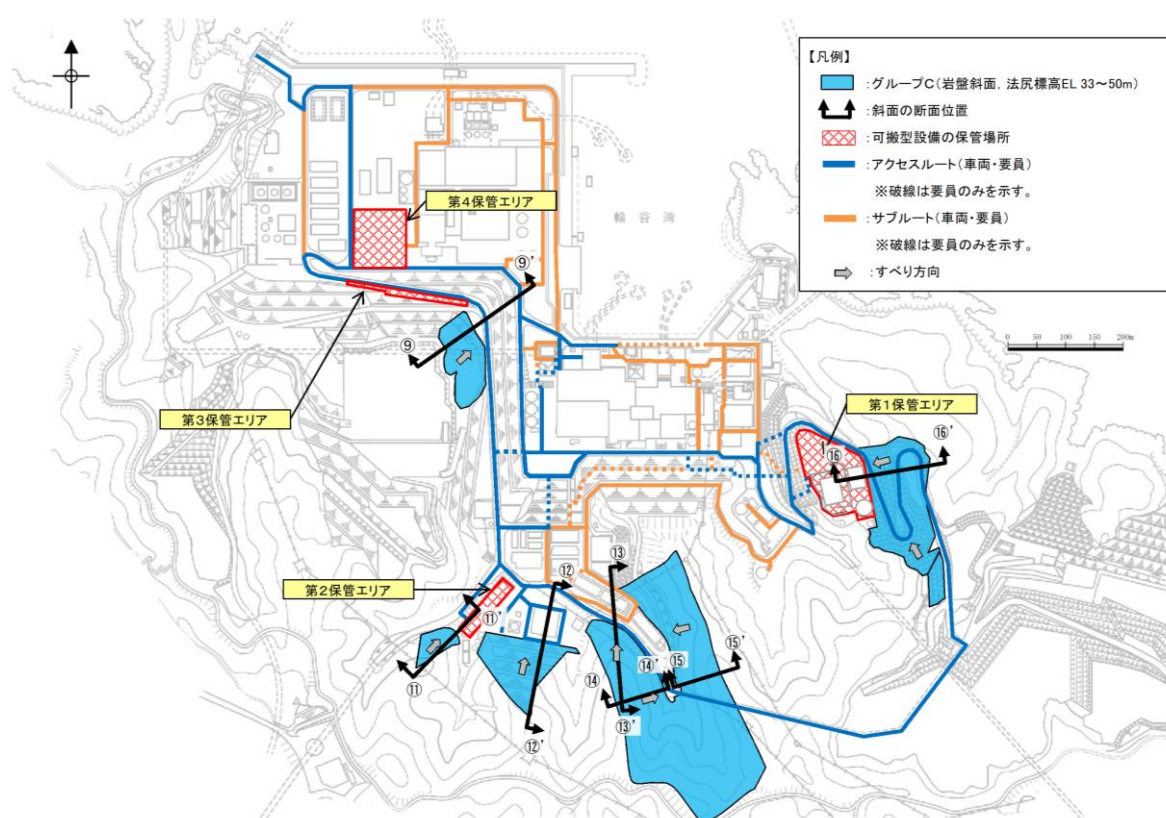


図 2.6.3.3-1 グループC（岩盤斜面，法尻標高 EL 33～50m）の斜面の断面位置図

表 2.6.3.3-1 に示すとおり、図 2.6.3.3-2 に示す⑨-⑨' 断面、⑪-⑪' 断面～⑬-⑬' 断面について比較検討した結果、⑫-⑫' 断面～⑭-⑭' 断面の影響要因の番号付与数が多いこと、及び簡便法の最小すべり安全率が小さいことから、当該斜面を評価対象斜面に選定した（各断面の比較検討結果及び評価対象斜面の選定根拠の詳細は参考資料 1 を参照）。

対策工を実施した⑩-⑩' 断面は、評価フローに基づき、安定解析により対策後のすべり安定性を確認する。

⑫-⑫' 断面～⑭-⑭' 断面の解析モデル図を図 2.6.3.3-3～図 2.6.3.3-5 に示す。

基準地震動 S_s による 2 次元動的 FEM 解析結果を図 2.6.3.3-6 に示す。全ての評価対象斜面において、最小すべり安全率（平均強度）が評価基準値 1.0 を上回っており、安定性を有することを確認した。

表 2.6.3.3-1 グループ C（岩盤斜面、法尻標高 EL 33～50m）の評価対象斜面の選定結果

保管場所・アクセスルートに影響するおそれのある斜面	影響要因				該当する影響要因	簡便法の最小すべり安全率	選定理由	耐震重要施設等の周辺斜面における検討断面*
	【影響要因①】構成する岩級	【影響要因②】斜面高さ	【影響要因③】斜面の勾配	【影響要因④】シームの分布の有無				
⑨-⑨'	C_{H1}, C_{M1}, C_{L1} D級	27m	1:1.3, 1:1.5	あり:4条	①, ④	1.61	⑨-⑨' 断面に比べ、斜面高さが低いこと、斜面の勾配が緩いこと及び簡便法の最小すべり安全率が大いことから、⑨-⑨' 断面の評価に代表させる。	-
⑪-⑪'	C_{M1}, C_{L1} 級	54m	1:1.5 (一部、 C_{L1} 級で1:0.4及び1:0.7の急勾配部あり)	あり:2条	①, ③, ④	3.01	⑨-⑨' 断面に比べ、斜面高さが低いこと及び簡便法の最小すべり安全率が大いことから、⑨-⑨' 断面の評価に代表させる。	-
評価対象斜面に選定 ⑫-⑫'	C_{H1}, C_{M1}, C_{L1} D級	94m	1:1.2, 1:1.5	あり:3条	①, ②, ③, ④	1.51	D級岩盤及び C_{L1} 級岩盤が分布すること、斜面高さが最も高いこと、1:1.2の急勾配部があること、シームが分布すること及び簡便法の最小すべり安全率が小さいことから、評価対象斜面に選定する。	○
⑬-⑬'	C_{H1}, C_{M1}, C_{L1} D級	78m	1:2.0 (一部、 C_{L1} 級で1:0.7の急勾配部あり)	あり:4条	①, ③, ④	1.45	D級岩盤及び C_{L1} 級岩盤が分布すること、一部1:0.7の急勾配部があること、シームが分布すること及び⑨-⑨' 断面に比べ簡便法の最小すべり安全率が小さいことから、評価対象斜面に選定する。	-
⑭-⑭'	C_{M1}, C_{L1}, D 級	66m	1:1.3	あり:4条	①, ④	1.32	D級岩盤及び C_{L1} 級岩盤が分布すること、シームが分布すること及び⑨-⑨' 断面に比べ簡便法の最小すべり安全率が小さいことから、評価対象斜面に選定する。	-
⑮-⑮'	C_{M1}, C_{L1}, D 級	48m	1:1.5	あり:2条	①, ④	2.40	⑨-⑨' 断面に比べ、斜面高さが低いこと、平均勾配が緩いこと及び簡便法の最小すべり安全率が大いことから、⑨-⑨' 断面の評価に代表させる。	-
⑯-⑯'	C_{M1}, C_{L1} 級	25m	1:1.5	なし	①	2.90	⑨-⑨' 断面に比べ、斜面高さが低いこと、平均勾配が緩いこと、シームが分布しないこと及び簡便法の最小すべり安全率が大いことから、⑨-⑨' 断面の評価に代表させる。	○

□: 番号を付与する影響要因 □: 影響要因の番号付与数が多い(簡便法のすべり安全率が小さい) □: 選定した評価対象斜面

注記*: 発電用原子炉設置変更許可申請許可(原規規発第2109152号, 令和3年9月15日付け)

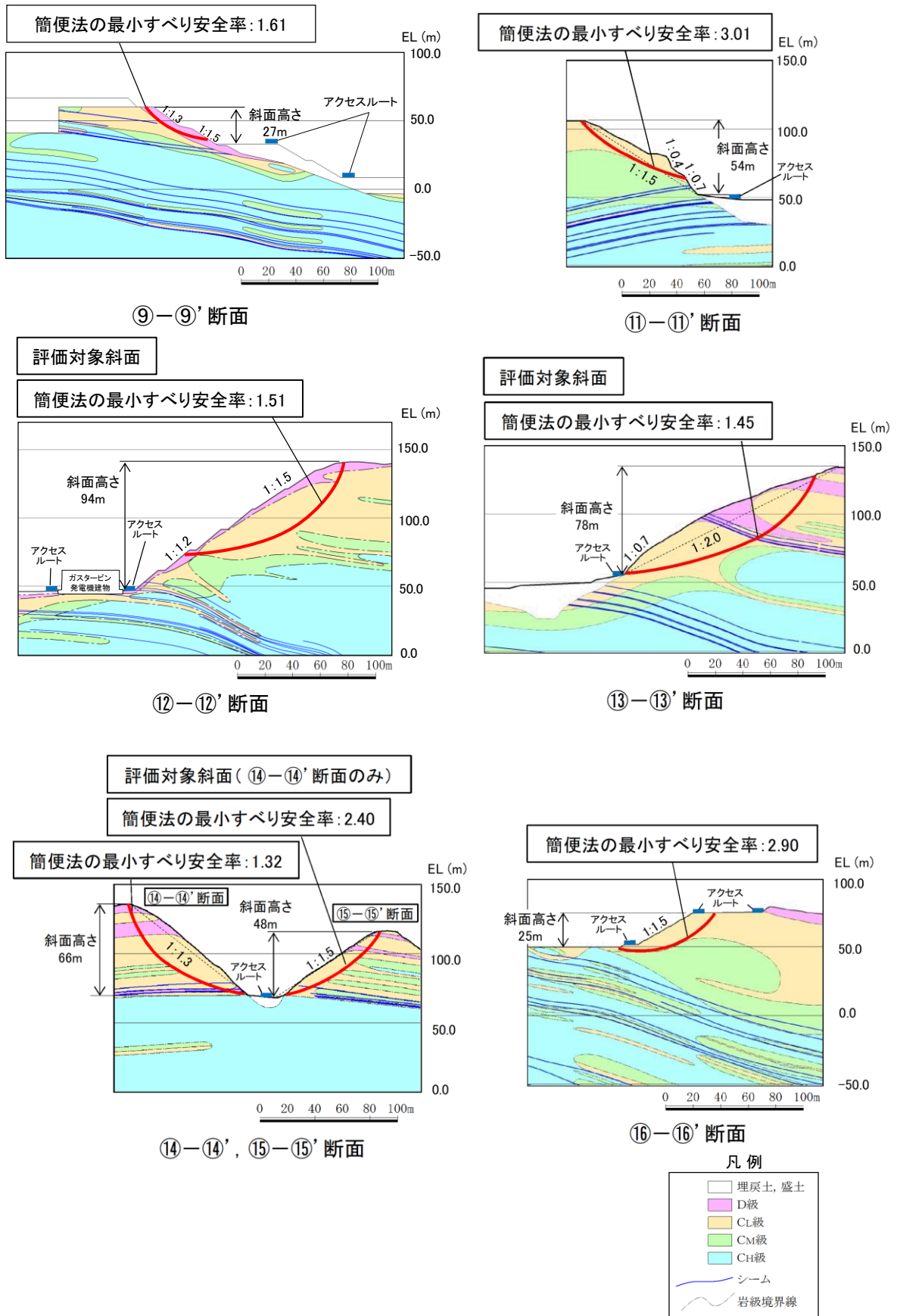


図 2.6.3.3-2 グループC (岩盤斜面, 法尻標高 EL 33~50m) の斜面の地質断面図

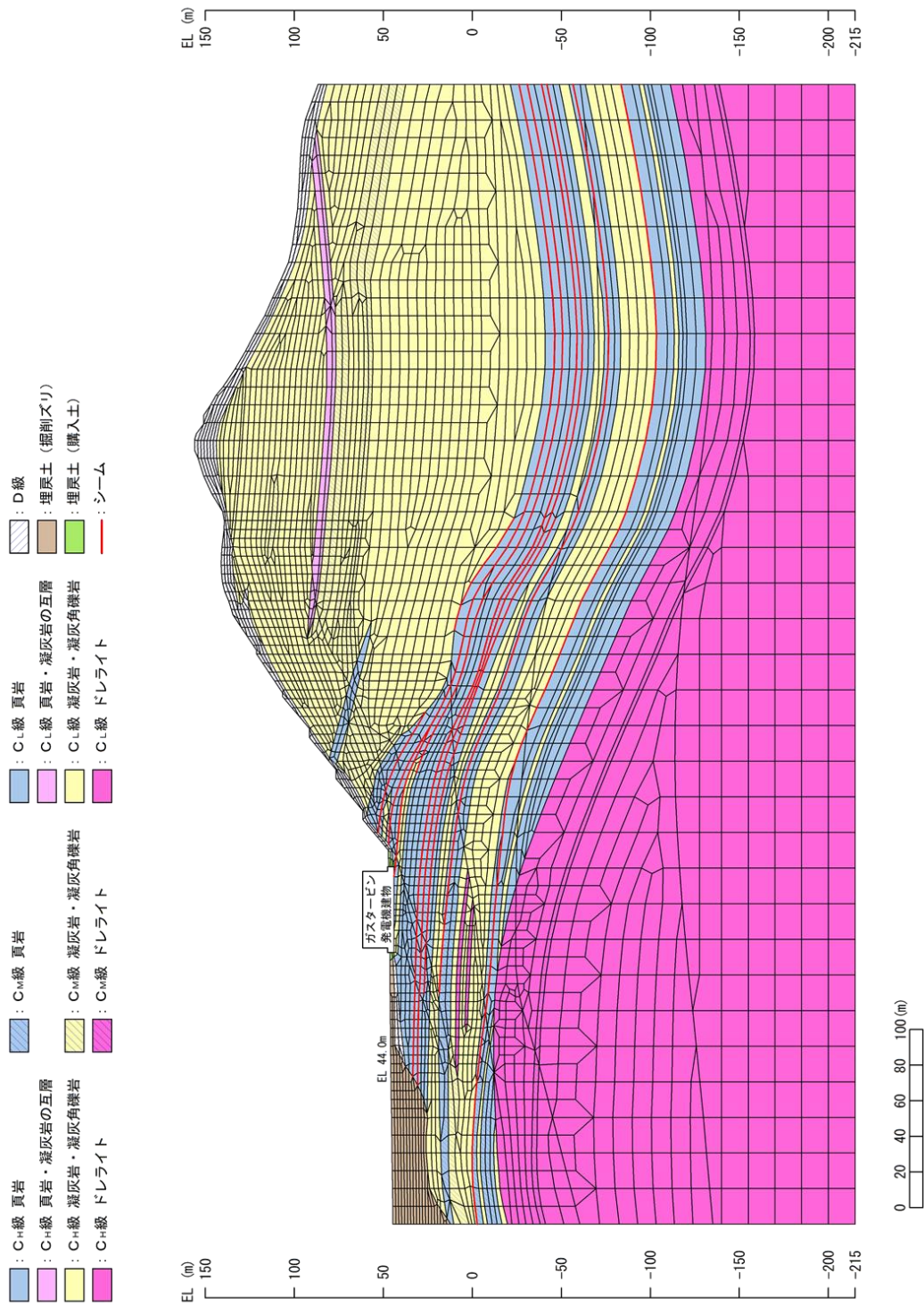


図 2.6.3.3-3 解析モデル図 (⑫-⑫' 断面)

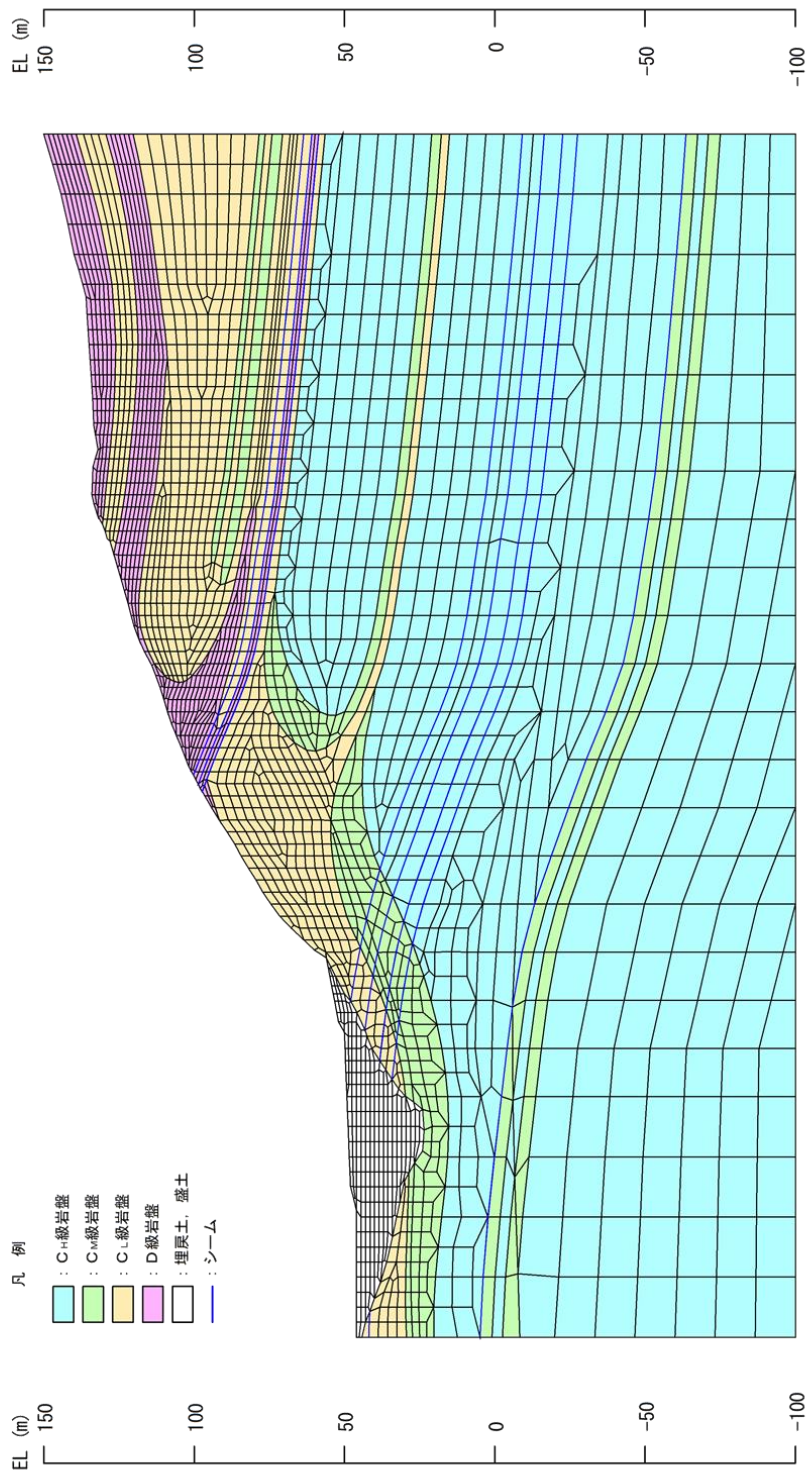


図 2.6.3.3-4 解析モデル図 (13-13' 断面)

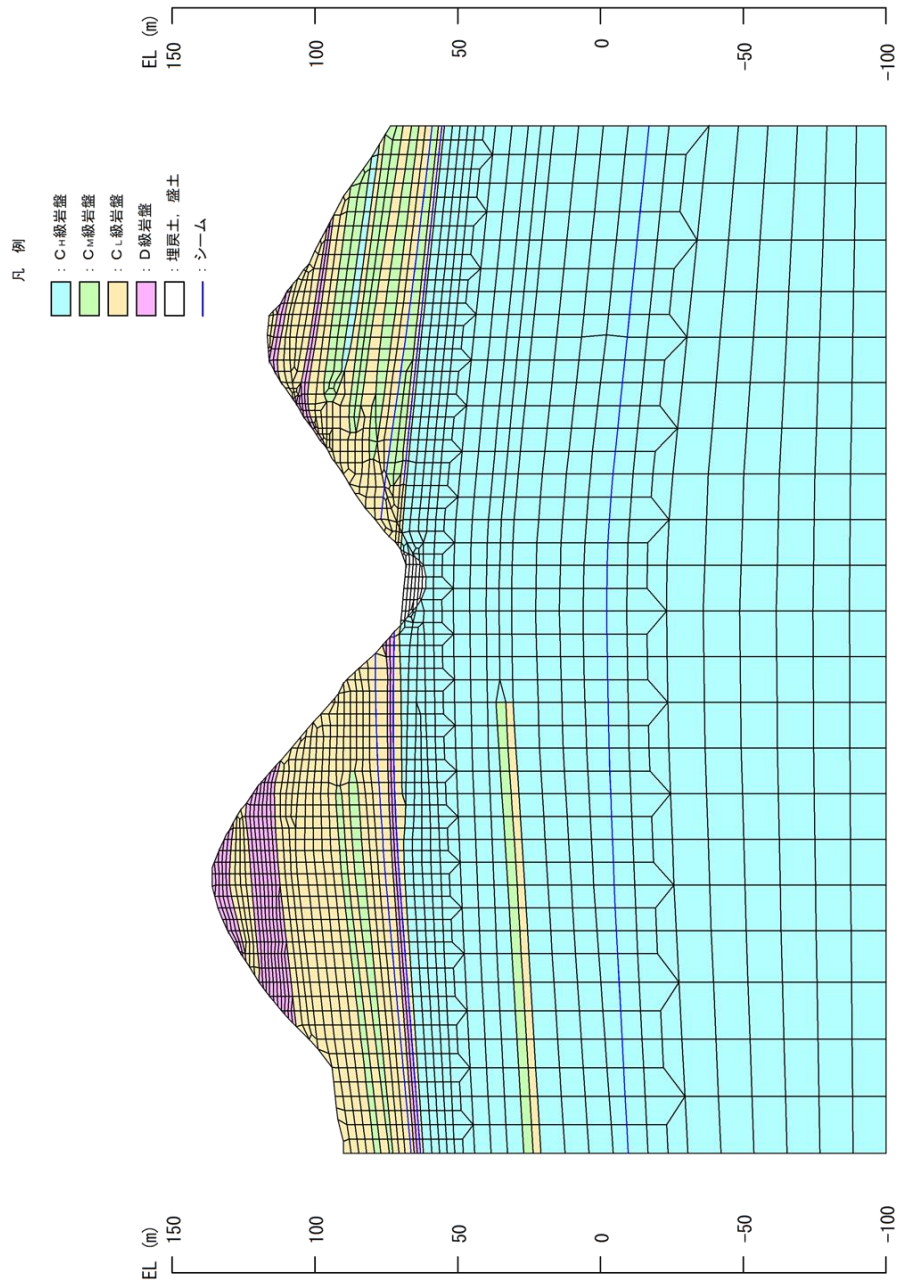
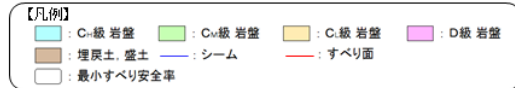


図 2.6.3.3-5 解析モデル図 (14)-(14)' 断面)

・⑫-⑫' 断面 平均強度でのすべり安全率

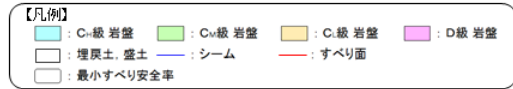
	すべり面形状	基準地震動 ^{*1}	最小すべり安全率 ^{*2}
1	<p>シーム沿いのすべり面(斜面中腹あるいは斜面上方からシームを通り斜面法尻付近へ抜けるすべり面)</p>	Ss-N1 (++)	2.07 [7.59]
2	<p>簡便法で設定したすべり面</p>	Ss-N1 (-+)	2.25 [7.58]



注記*1: 基準地震動(++)は反転なし, (-+)は水平反転, (+-)は鉛直反転, (--)は水平反転かつ鉛直反転を示す。
*2: []は、発生時刻(秒)を示す。

・⑬-⑬' 断面 平均強度でのすべり安全率

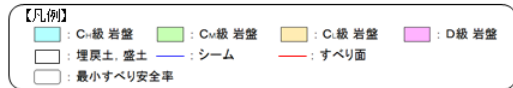
	すべり面形状	基準地震動 ^{*1}	最小すべり安全率 ^{*2}
1	<p>シーム沿いのすべり面(D級岩盤及びシームを 通って斜面中腹に抜けるすべり面)</p>	Ss-N1 (-+)	3.64 [7.80]
2	<p>簡便法で設定したすべり面</p>	Ss-N1 (-+)	1.47 [7.56]



注記*1: 基準地震動(++)は反転なし, (-+)は水平反転, (+-)は鉛直反転, (--)は水平反転かつ鉛直反転を示す。
*2: []は、発生時刻(秒)を示す。

・⑭-⑭' 断面 平均強度でのすべり安全率

	すべり面形状	基準地震動 ^{*1}	最小すべり安全率 ^{*2}
1	<p>シーム沿いのすべり面(斜面頂部からシーム及び D級岩盤内を通過して法尻付近に抜けるすべり面)</p>	Ss-D (--)	2.18 [9.20]
2	<p>簡便法で設定したすべり面</p>	Ss-D (--)	1.53 [9.20]



注記*1: 基準地震動(++)は反転なし, (-+)は水平反転, (+-)は鉛直反転, (--)は水平反転かつ鉛直反転を示す。
*2: []は、発生時刻(秒)を示す。

図 2.6.3.3-6 グループC (岩盤斜面, 法尻標高 EL 33~50m) のすべり安定性評価結果

2.6.3.4 グループD（盛土斜面，法尻標高 EL 88m）

グループDの斜面は，法尻標高 EL 88m 付近の盛土斜面が 1 箇所のみであるため，図 2.6.3.4-1 に示すとおり，斜面高さが最も高く，最急勾配方向となるすべり方向に⑩-⑩' 断面を作成し，評価対象斜面に選定した。地質断面図及び解析モデル図を図 2.6.3.4-2 及び図 2.6.3.4-3 に示す。

基準地震動 S_s による 2 次元動的 FEM 解析結果を図 2.6.3.4-4 に示す。全ての評価対象斜面において，最小すべり安全率（平均強度）が評価基準値 1.0 を上回っており，安定性を有することを確認した。

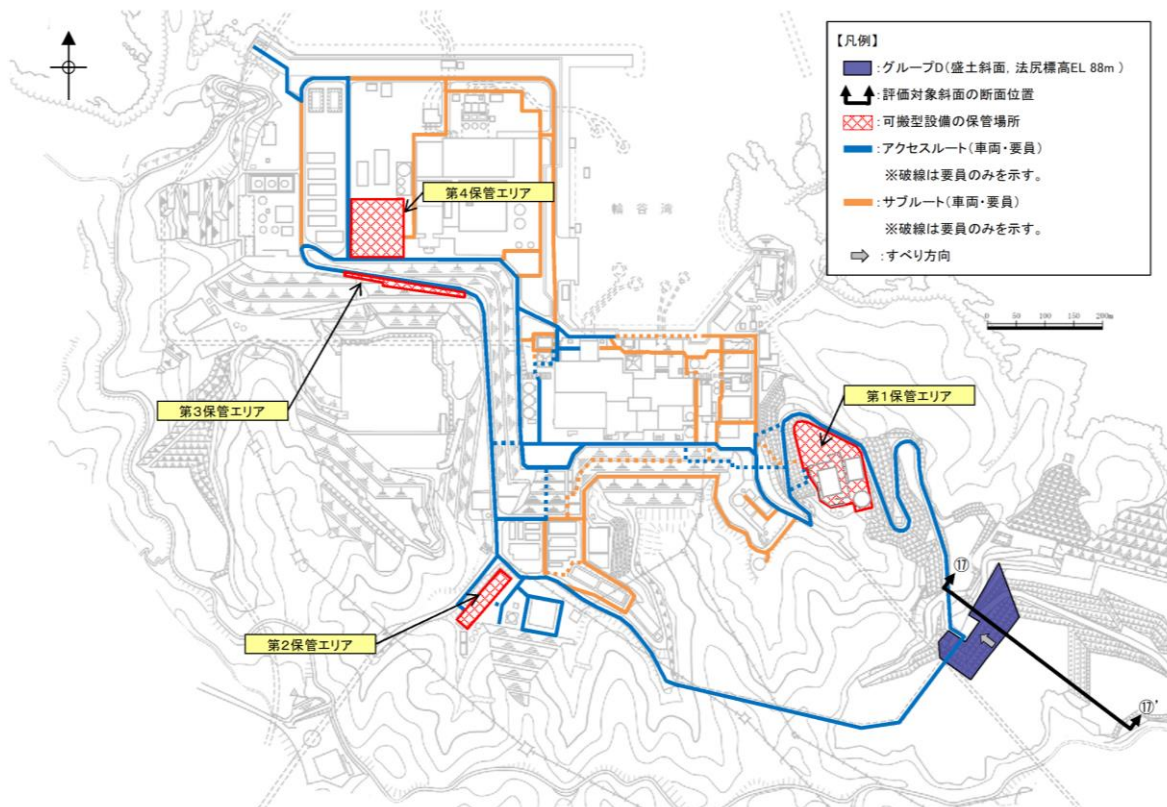


図 2.6.3.4-1 グループD（盛土斜面，法尻標高 EL 88m）の斜面の断面位置図

表 2.6.3.4-1 グループD（盛土斜面，法尻標高 EL 88m）の評価対象斜面の選定結果

保管場所・アクセスルートに影響するおそれのある斜面	影響要因			該当する影響要因	簡便法の最小すべり安全率	選定理由	耐震重要施設等の周辺斜面*における検討断面
	【影響要因①】斜面高さ	【影響要因②】斜面の勾配	【影響要因③】盛土厚				
⑩-⑩'	22m	1:1.8	145m	-	2.69	グループDの斜面については，斜面が⑩-⑩'断面のみのため，当該斜面を評価対象斜面に選定する。	-

注記*：発電用原子炉設置変更許可申請許可（原規発第2109152号，令和3年9月15日付け）

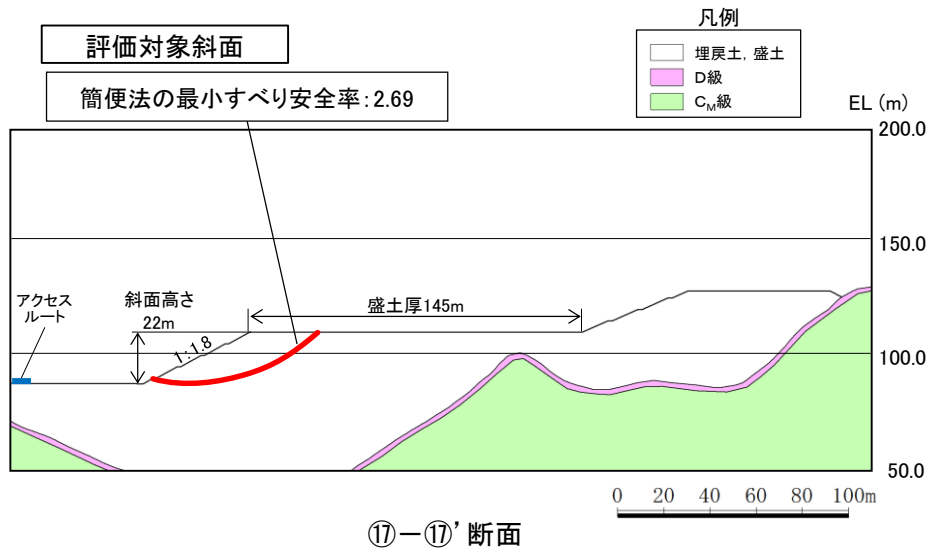


図 2.6.3.4-2 グループD (盛土斜面, 法尻標高 EL 88m) の評価対象斜面の地質断面図

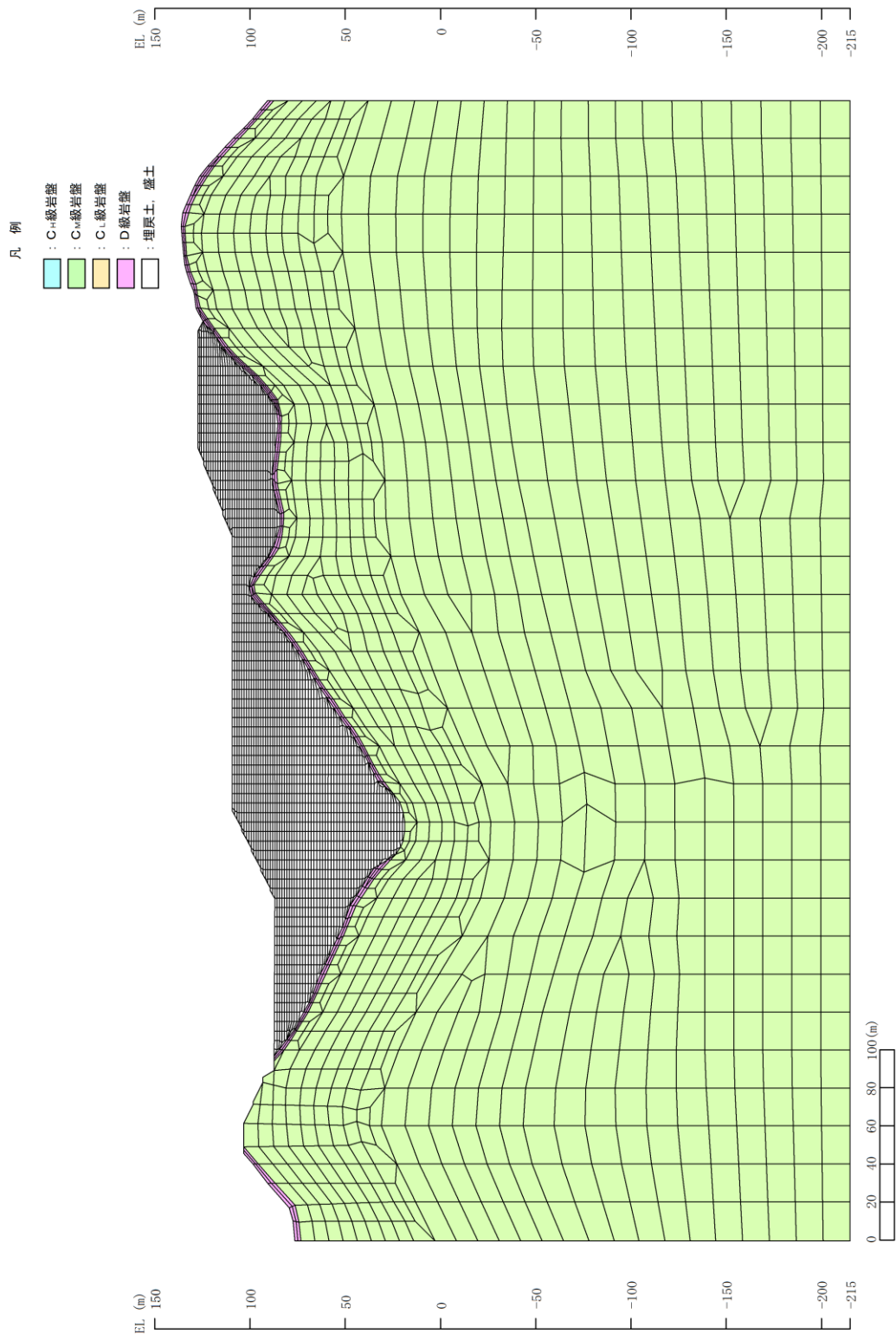
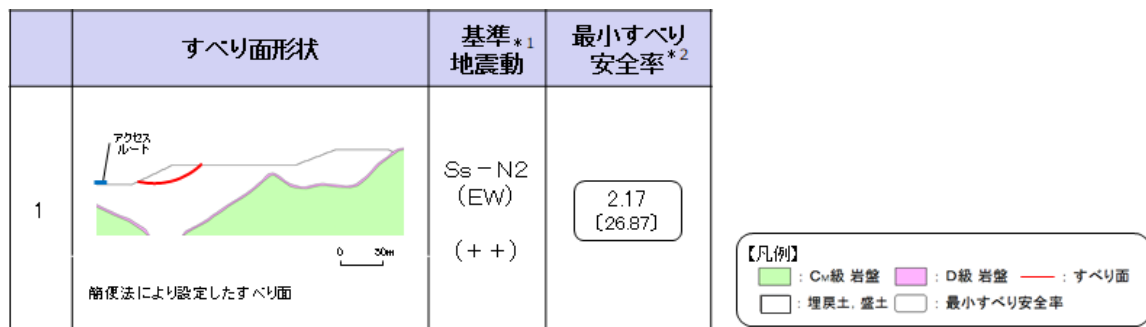


図 2.6.3.4-3 解析モデル図 (17-17' 断面)

・⑰-⑰' 断面 平均強度でのすべり安全率



注記*1: 基準地震動(+++)は反転なし, (-++)は水平反転, (+--)は鉛直反転, (---)は水平反転かつ鉛直反転を示す。
 *2: []は、発生時刻(秒)を示す。

図 2.6.3.4-4 グループD (盛土斜面, 法尻標高 EL 88m) のすべり安定性評価結果

2.6.3.5 対策工（切取）を実施した斜面の評価結果

敷地造成工事に伴って頂部の切取を行った斜面について、切取後の斜面で安定性評価を実施した。対策工（切取）を実施した斜面の断面位置、地質断面図及び解析モデル図を図2.6.3.5-1～図2.6.3.5-5に示す。

基準地震動 S_s による2次元動的FEM解析結果を図2.6.3.5-6に示す。全ての評価対象斜面において、最小すべり安全率（平均強度）が評価基準値1.0を上回っており、安定性を有することを確認した。

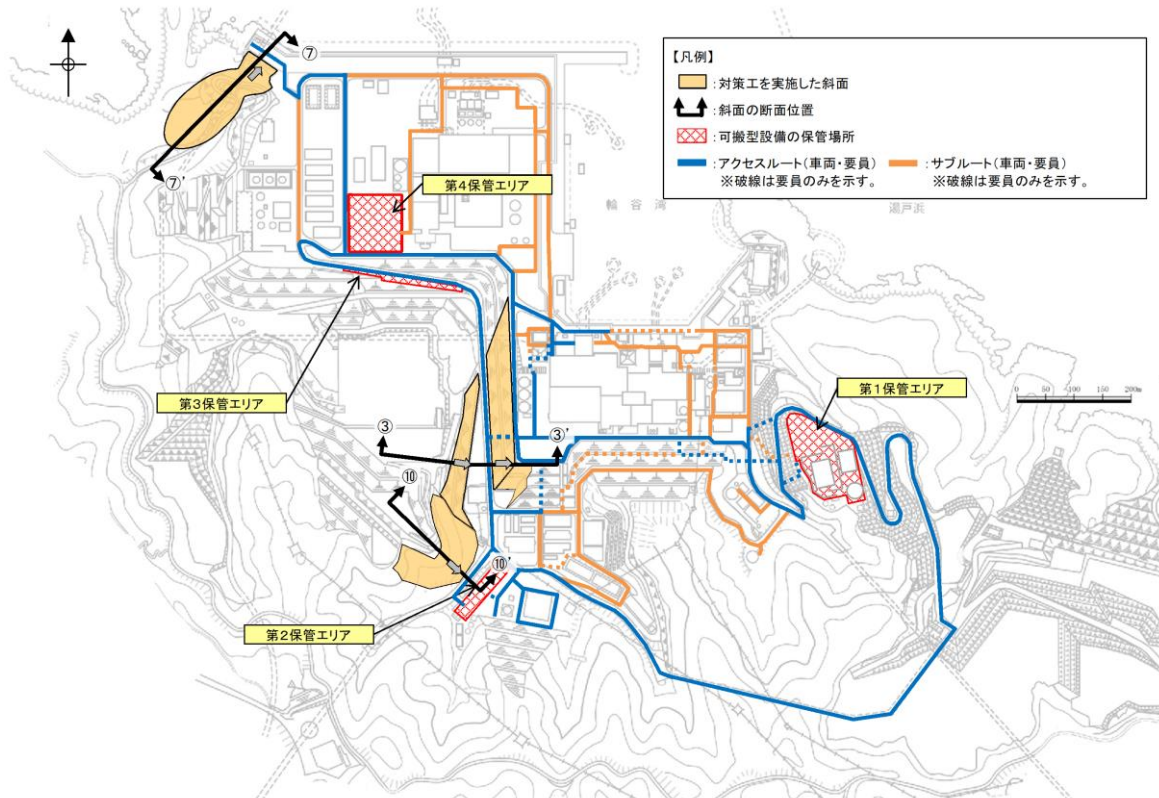
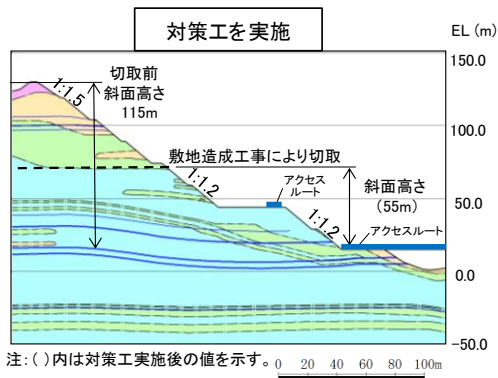
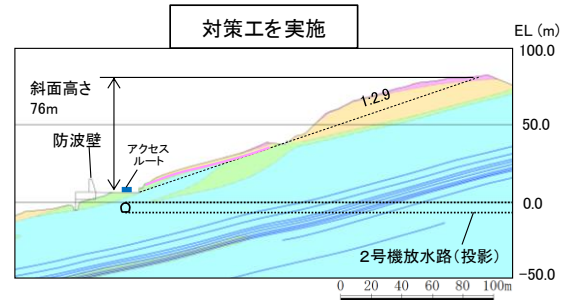


図 2.6.3.5-1 対策工（切取）を実施した斜面の断面位置図

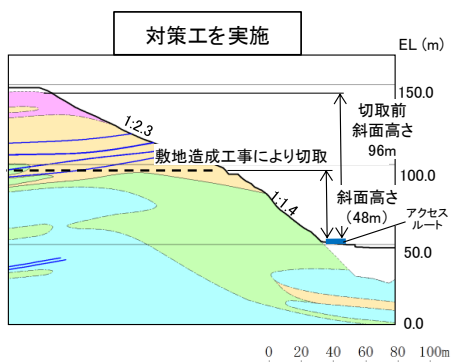


③-③' 断面



注:「防波壁及び1号放水連絡通路防波扉の周辺斜面の安定性評価」
(令和2年2月28日審査会合)で説明した礫質土・粘性土の切取を反映済

⑦-⑦' 断面



⑩-⑩' 断面

図 2.6.3.5-2 対策工(切取)を実施した斜面の地質断面図

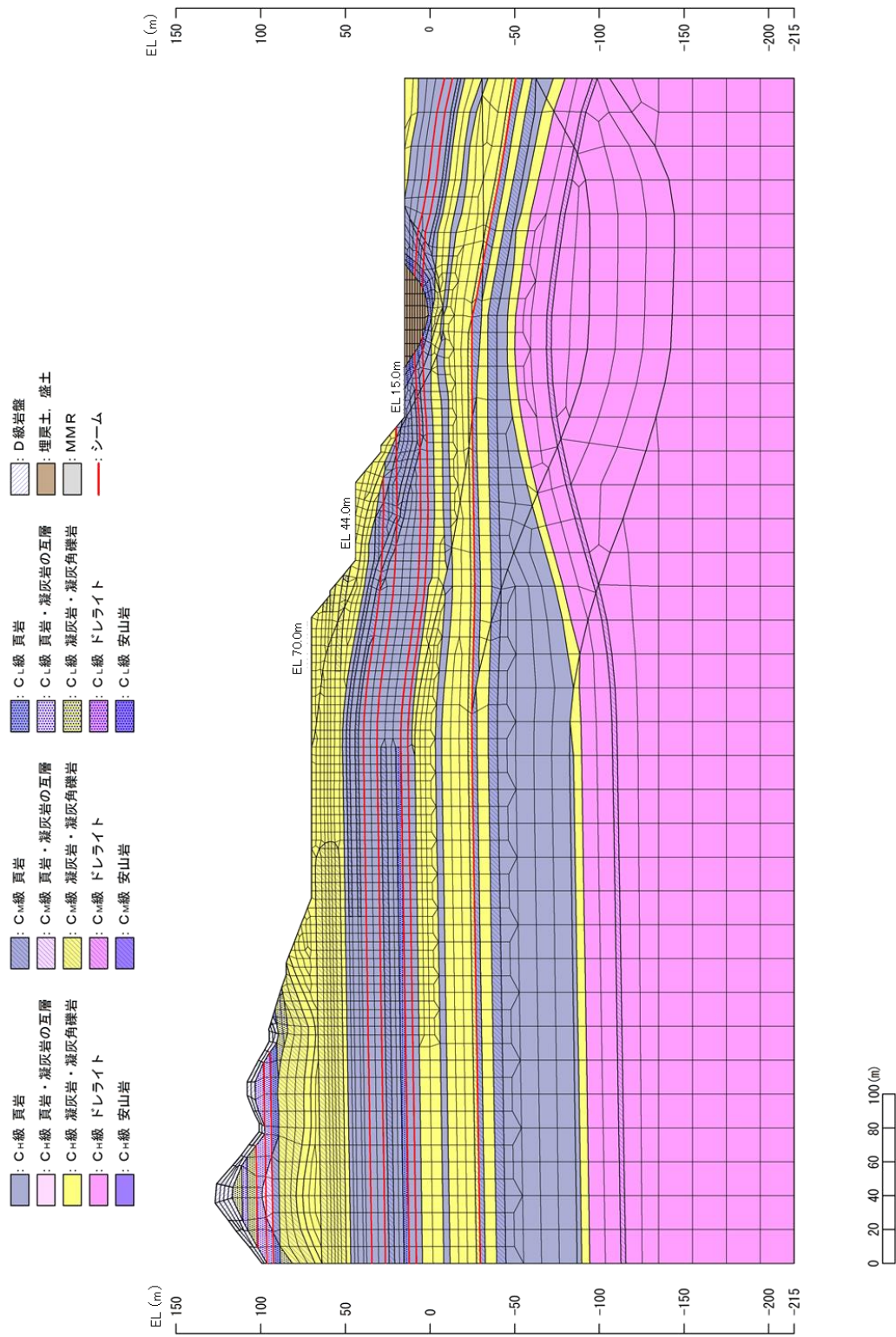


図 2.6.3.5-3 解析モデル図 (③-③' 断面)

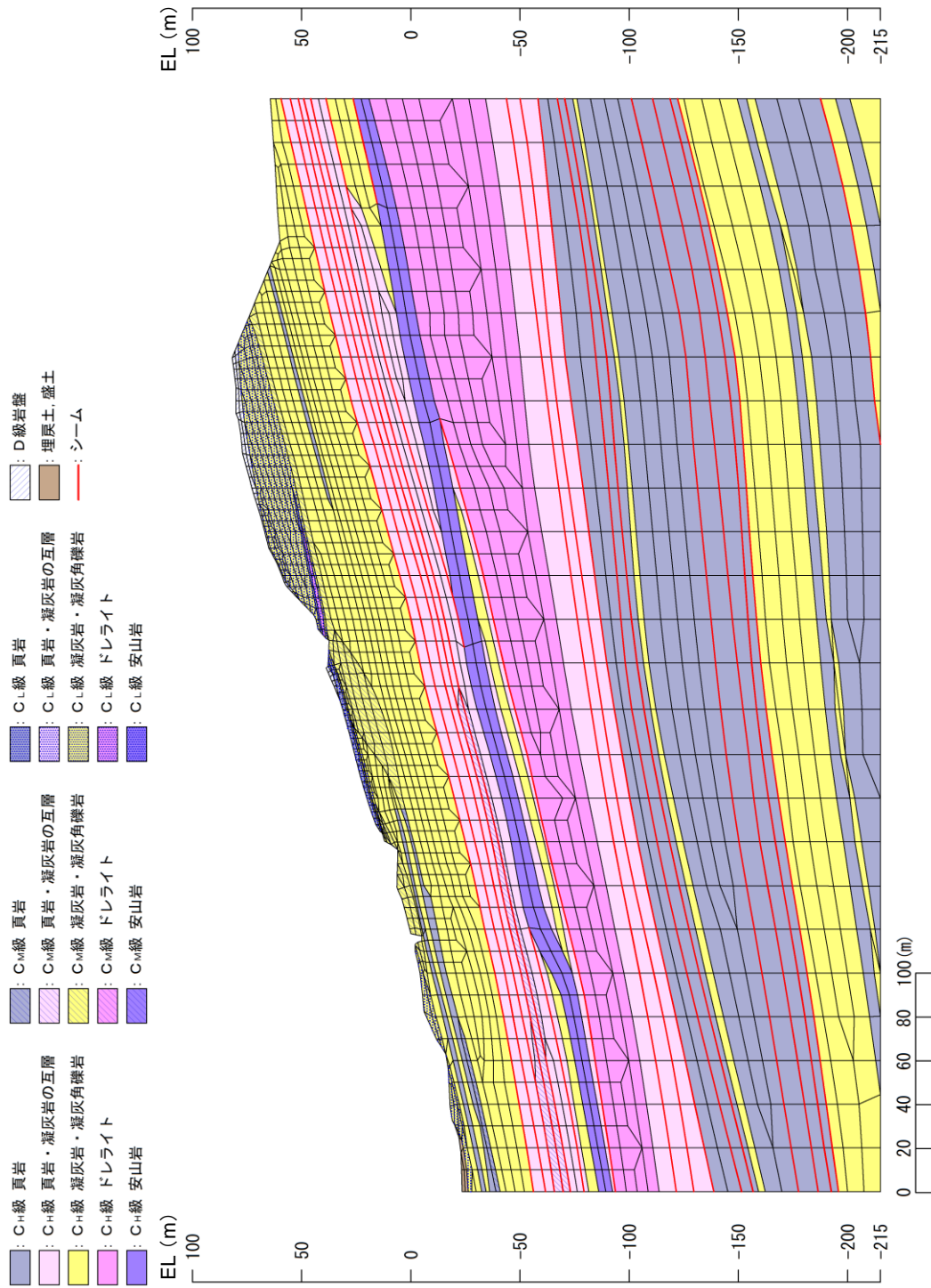


図 2.6.3.5-4 解析モデル図 (⑦-⑦' 断面)

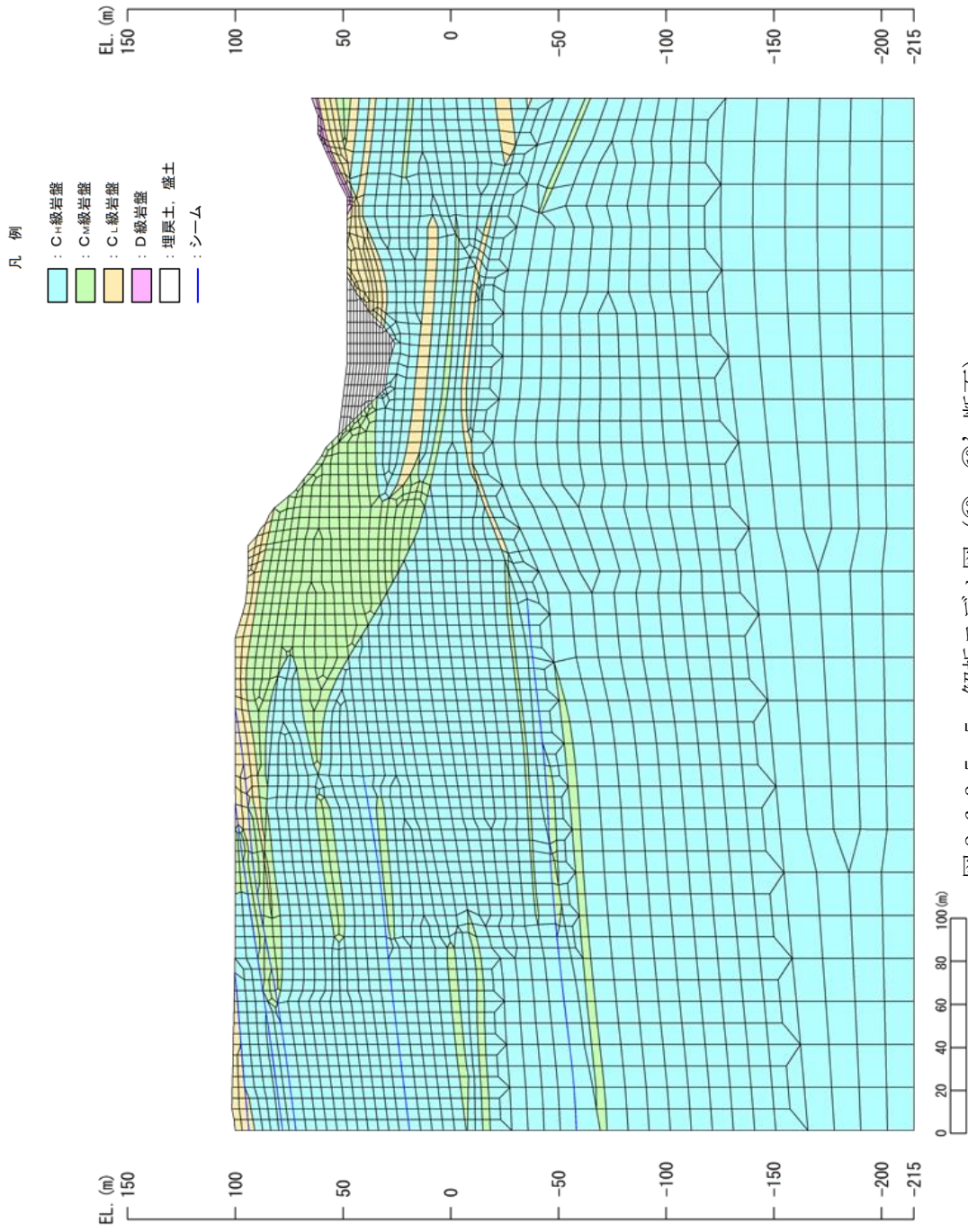


図 2.6.3.5-5 解析モデル図 (⑩-⑩' 断面)

・③-③' 断面 平均強度でのすべり安全率

	すべり面形状	基準地震動 ^{*1}	最小すべり安全率 ^{*2}
1	<p>シーム沿いのすべり面(44m盤背後の斜面法尻からシームを通り斜面へ抜けるすべり面)</p>	Ss-N1 (-+)	2.53 [7.41]
2	<p>簡便法で設定したすべり面</p>	Ss-D (-+)	5.89 [8.55]

【凡例】

- : C₁級岩盤
- : C₂級岩盤
- : C₃級岩盤
- : 埋戻土、盛土
- : シーム
- : すべり面
- : 最小すべり安全率

注記*1: 基準地震動(++)は反転なし, (-+)は水平反転, (+-)は鉛直反転, (--)は水平反転かつ鉛直反転を示す。
 *2: []は、発生時刻(秒)を示す。

・⑦-⑦' 断面 平均強度でのすべり安全率

	すべり面形状	基準地震動 ^{*1}	最小すべり安全率 ^{*2}
1	<p>D級の薄層を通るすべり面</p>	Ss-D (+-)	2.31 [8.95]
2	<p>簡便法で設定したすべり面</p>	Ss-D (+-)	2.93 [8.61]

【凡例】

- : C₁級岩盤
- : C₂級岩盤
- : C₃級岩盤
- : D級岩盤
- : 最小すべり安全率
- : シーム
- : すべり面

注記*1: 基準地震動(++)は反転なし, (-+)は水平反転, (+-)は鉛直反転, (--)は水平反転かつ鉛直反転を示す。
 *2: []は、発生時刻(秒)を示す。

・⑩-⑩' 断面 平均強度でのすべり安全率

	すべり面形状	基準地震動 ^{*1}	最小すべり安全率 ^{*2}
1	<p>簡便法により設定したすべり面</p>	Ss-D (-+)	3.83 [8.94]

【凡例】

- : C₁級岩盤
- : C₂級岩盤
- : C₃級岩盤
- : 埋戻土、盛土
- : シーム
- : すべり面
- : 最小すべり安全率

注記*1: 基準地震動(++)は反転なし, (-+)は水平反転, (+-)は鉛直反転, (--)は水平反転かつ鉛直反転を示す。
 *2: []は、発生時刻(秒)を示す。

図 2.6.3.5-6 対策工(切取)を実施した斜面のすべり安定性評価結果

2.7 対策工（抑止杭）に関する詳細検討

2.7.1 基本方針

対象斜面は、基準地震動 S_s による地震力に対して、抑止杭を設置することで斜面の崩壊を防止できる設計とする。

抑止杭について、代表断面における抑止杭の耐震評価及び斜面の安定性評価を実施する。

抑止杭を施工する対象斜面（図 2.7.1-2 参照）は、敷地造成工事に伴って頂部の切り取りを行っており、表 2.7.1-1 に示すとおり、代表断面（①-①' 及び②-②' 断面）において平均強度により、すべり安全率 1.0 を上回ることを確認している。

①-①' 断面において、地盤物性のばらつき（平均強度 -1σ ）を考慮したすべり安全率が 0.90 と評価基準値を下回ること、及び②-②' 断面において、地盤物性のばらつきを考慮したすべり安全率が 1.06 と裕度が小さいことから、地震による斜面崩壊の防止措置を講ずるため、抑止杭を設置することとした。

表 2.7.1-1 抑止杭を施工する対象斜面のすべり安全率（抑止杭なし）

基準地震動 S_s	すべり安全率（平均強度）	
	①-①' 断面	②-②' 断面
$S_s - D$	1.08 (0.90) 【54,360 kN/m】	1.24 (1.06) 【47,020 kN/m】
$S_s - N 1$	1.25	1.58
$S_s - N 2$	1.32	1.57

抑止杭の設計については 2.7.2 で説明する。

また、抑止杭の耐震評価については 2.7.3 で説明し、抑止杭を反映した地震時の斜面の安定性評価については 2.7.4 で説明する。

対策工（抑止杭）を実施した斜面の安定性評価フローを図 2.7.1-1 に示す。必要抑止力の算定に用いる目標安全率は、評価基準値であるすべり安全率 1.0 に対し、一定程度の裕度を見込んで 1.2 を目標とする。

また、「最新斜面・土留め技術総覧（最新斜面・土留め技術総覧編集委員会，1991 年）」によると、代表的な抑止杭として、鋼管杭，PHC 杭，深礎杭等があり，それぞれ以下の特徴があるとされている。

- ・鋼管杭：比較的小口径で取り扱いやすい。鋼管単独での耐力が十分でない場合，鋼管の中にH型钢，鋼管等を挿入し，中をモルタル，コンクリート等で充填する合成杭が用いられる例も多い。
- ・PHC 杭：曲げ耐力が小さく，小規模な抑止工に適している。
- ・深礎杭：比較的大口径で，抑止力が大きい。滑動推力が大きく，鋼管杭では計画安全率の確保が難しい場合や，地盤条件の関係で大口径ボーリングによる掘削が困難な場合に用いられる。

これらの特徴及び当該斜面の地質状況を踏まえ，以下の理由から，抑止杭のうち「深礎杭」を採用することとした。

- ・表 2.7.1-1 において評価基準値を下回るすべり等は，すべり土塊が大きいため，せん断力（起動力）が大きい。よって，抑止力の大きな工法を選定する必要がある。
- ・大口径であることから，孔壁観察によりシームを直接観察することが可能であり，確実な施工ができる。

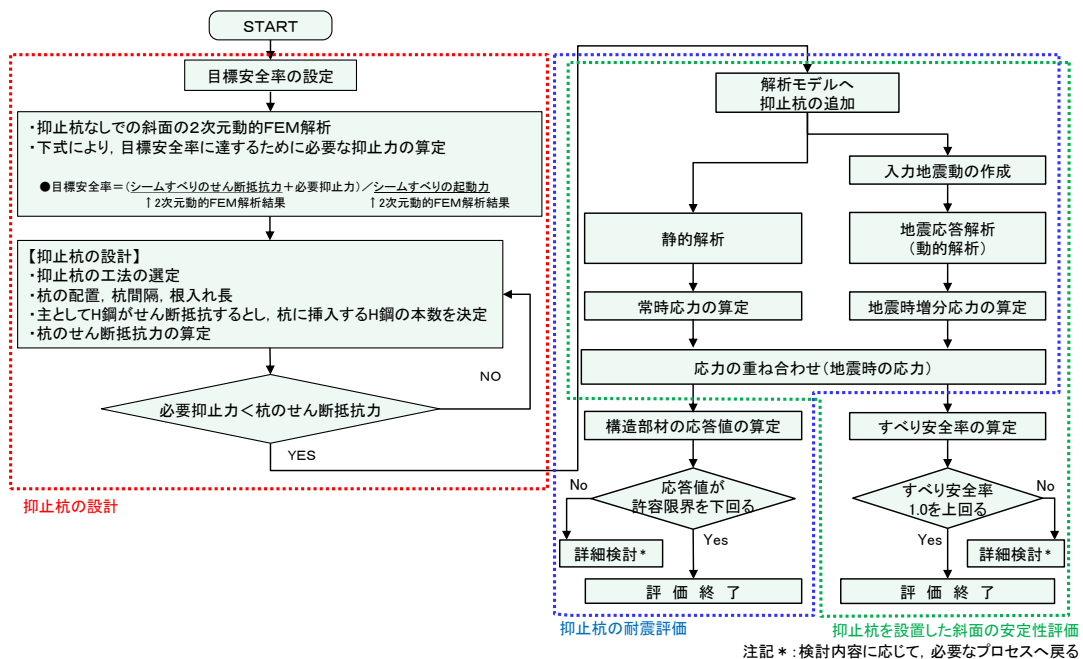


図 2.7.1-1 対策工（抑止杭）を実施した斜面の安定性評価フロー

抑止杭を設置した斜面の位置図を図 2.7.1-2 に示す。

抑止杭は、深礎杭の中にH鋼を建込んでおり、シームのすべりを抑止するため、シームのすべり方向（シームの最急勾配方向は北傾斜のため北方向となる）に対して直交するように縦列に配置している。（シームの分布は図 2.7.2-2 参照）

抑止杭の構造概要図を図 2.7.1-3 に示す。抑止杭はH鋼、コンクリート、帯鉄筋及び軸方向鉄筋で構成され、シームを通るすべりに伴うせん断力に対して、H鋼、コンクリート及び帯鉄筋が負担し、曲げモーメントにより生じる圧縮力及び引張力に対して、それぞれコンクリート及び軸方向鉄筋が負担する設計とする。

区間 I については、設置（変更）許可審査において、斜面高さが相対的に高い（安定性が低い）範囲に集中的に 7 本の抑止杭を配置していたが、区間 I 両端における杭がない範囲のすべりを抑止すること、及び更に余裕を持った設計とすることを目的に、抑止杭を 5 本追加配置した。

なお、追加配置する東側の 2 本の抑止杭については、既設構造物（ダクトトンネル）との干渉を避けるため、杭中心間隔 17.5m で設置する。

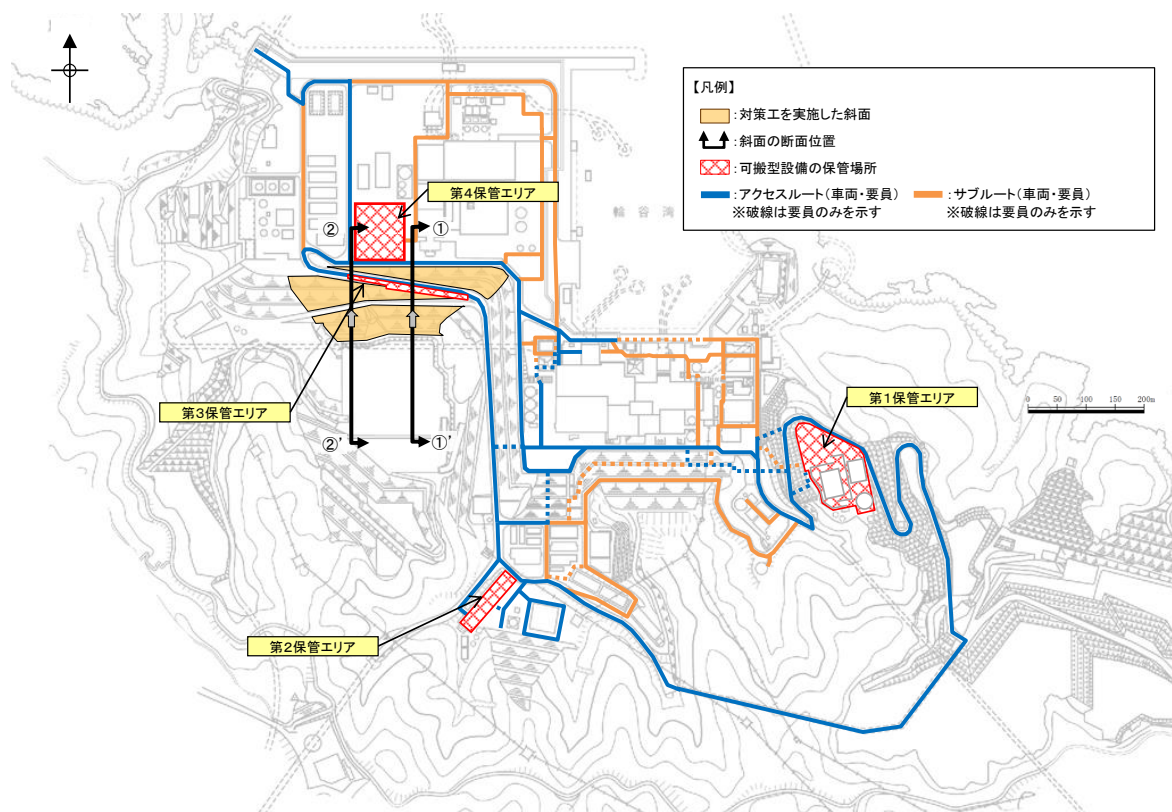
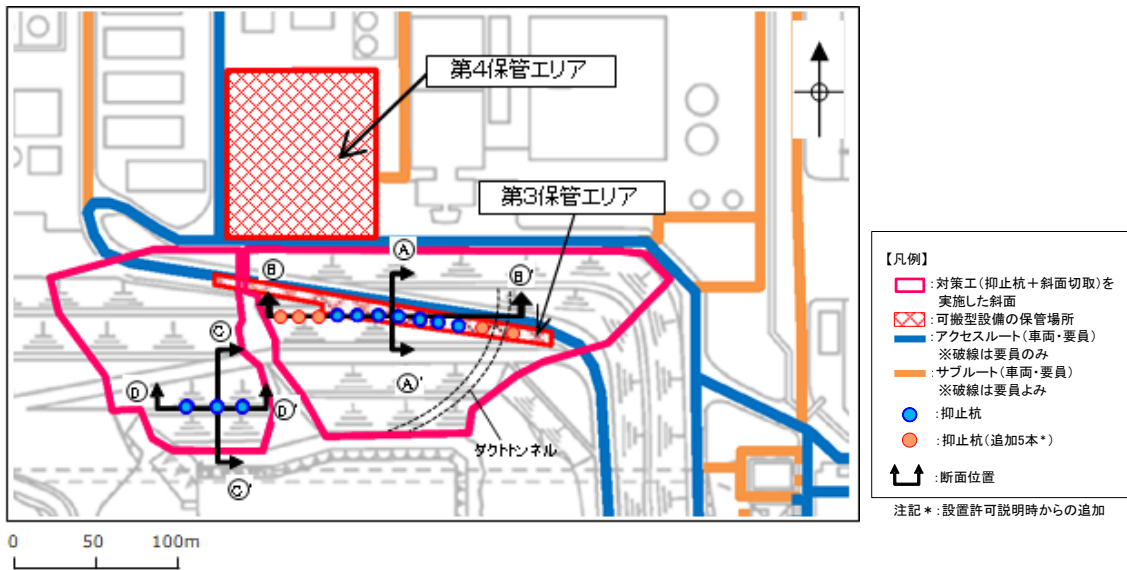
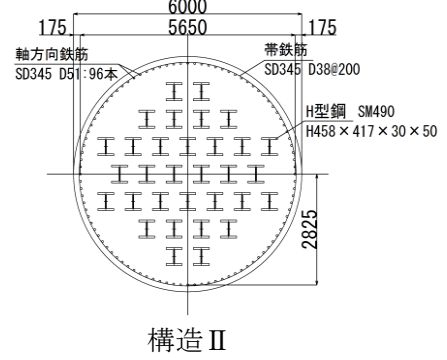
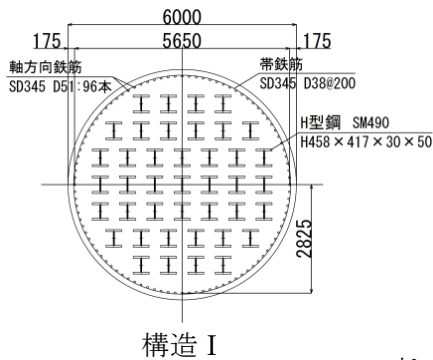
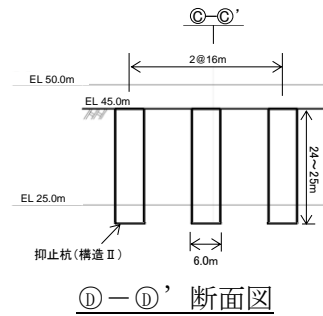
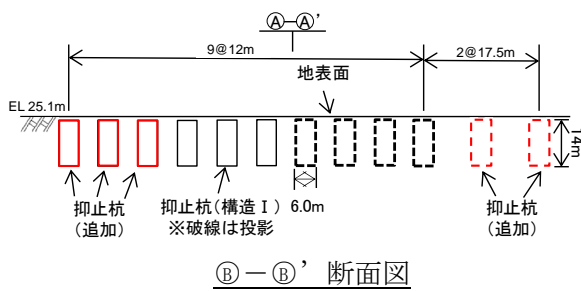
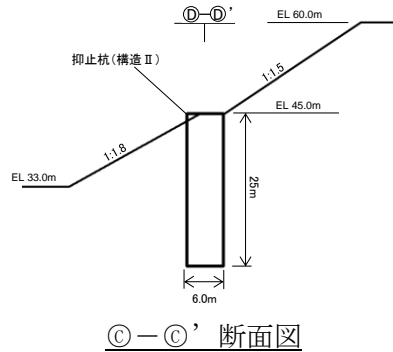
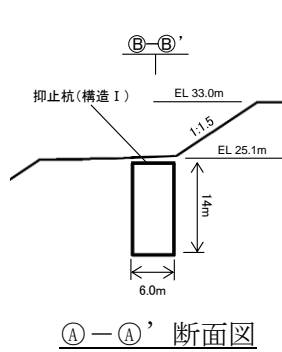


図 2.7.1-2 対策工（抑止杭）を実施した対象斜面位置図



抑止杭配置平面図



抑止杭構造図

図 2.7.1-3 抑止杭概要図

2.7.2 抑止杭の設計

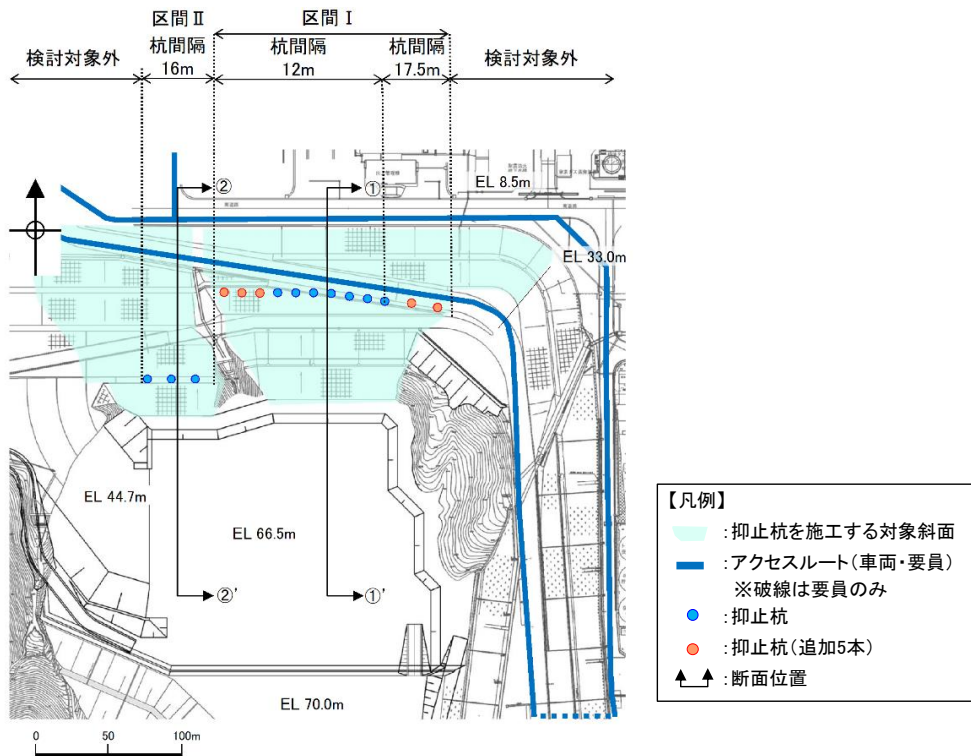
(1) 評価対象斜面の選定

【評価対象斜面の選定】

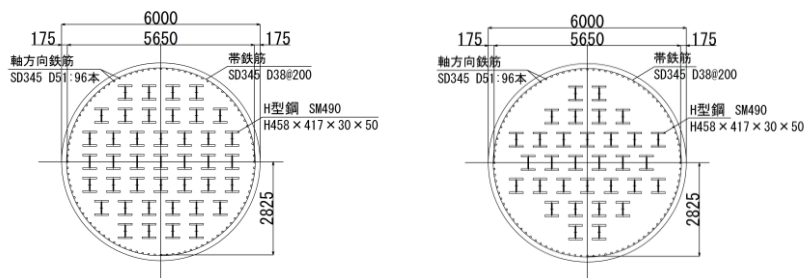
評価対象斜面について、構造物の配置、地形及び地質・地質構造を考慮し、構造物の耐震評価上、最も厳しくなると考えられる位置を選定する。

まず、構造物の配置の観点から、図 2.7.2-1 に示すとおり、対象斜面は以下の2つの区間に分けられる。それぞれの区間は、抑止杭の効果を期待する範囲とし、それ以外は斜面高さが低いことから除外している。

- ・ 区間Ⅰ：抑止杭の構造Ⅰが12本配置されている山体。12本のうち西側から10本は12m間隔、東側の2本は17.5m間隔で配置されている。
- ・ 区間Ⅱ：抑止杭の構造Ⅱが16m間隔で3本配置されている山体。



平面図



抑止杭構造図（構造Ⅰ）

抑止杭構造図（構造Ⅱ）

図 2.7.2-1 抑止杭の配置パターン図

次に、地形及び地質・地質構造の観点から、区間Ⅰ及び区間Ⅱにおける岩級・シーム鉛直断面図を図 2.7.2-2 に、当該断面図を用いてそれぞれの地形及び地質・地質構造を比較した結果を表 2.7.2-1 に示す。

比較検討の結果、各区間において地形及び地質・地質構造が異なるため、両者を評価対象斜面に選定した。

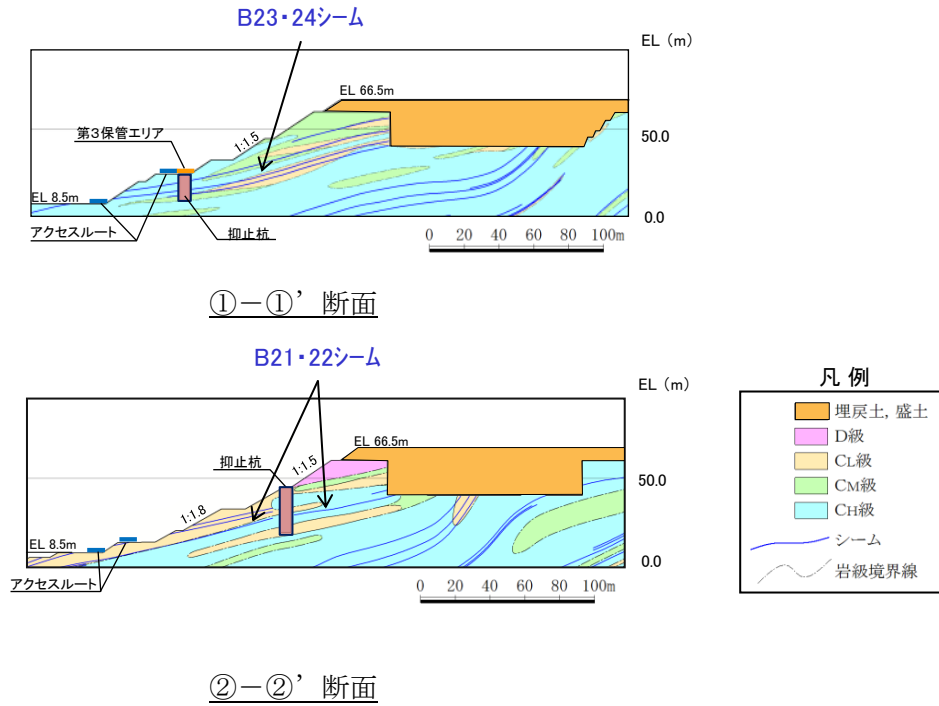


図 2.7.2-2 区間Ⅰ及び区間Ⅱにおける岩級・シーム鉛直断面図

表 2.7.2-1 各区間における地形及び地質・地質構造の比較結果

区間	地形		地質・地質構造	
	斜面高さ (m)	切取勾配	岩級	シームの分布
区間Ⅰ (①-①' 断面)	58	1:1.5	C _M ~C _H 級主体	B23・24シーム等が連続して分布。
区間Ⅱ (②-②' 断面)	58	1:1.5 下部は 1:1.8	C _M ~C _H 級主体, 頂部にD級が分布	B21・22シーム等が連続して分布。

【評価断面の設定】

評価対象斜面に選定した区間Ⅰ及び区間Ⅱにおいて、地形及び地質・地質構造を考慮し、構造物の耐震評価上、最も厳しくなると考えられる断面位置を評価断面に設定する。

区間Ⅰ及び区間Ⅱの断面位置平面図を図2.7.2-3に、地質鉛直断面図を図2.7.2-4に、シーム分布図を図2.7.2-5に示す。

抑止杭の評価断面については、各区間において地質が東西方向に概ね一様であることを踏まえ、斜面高さが高くなる各区間の中央位置において、最急勾配となる方向に①-①'断面及び②-②'断面を設定した。

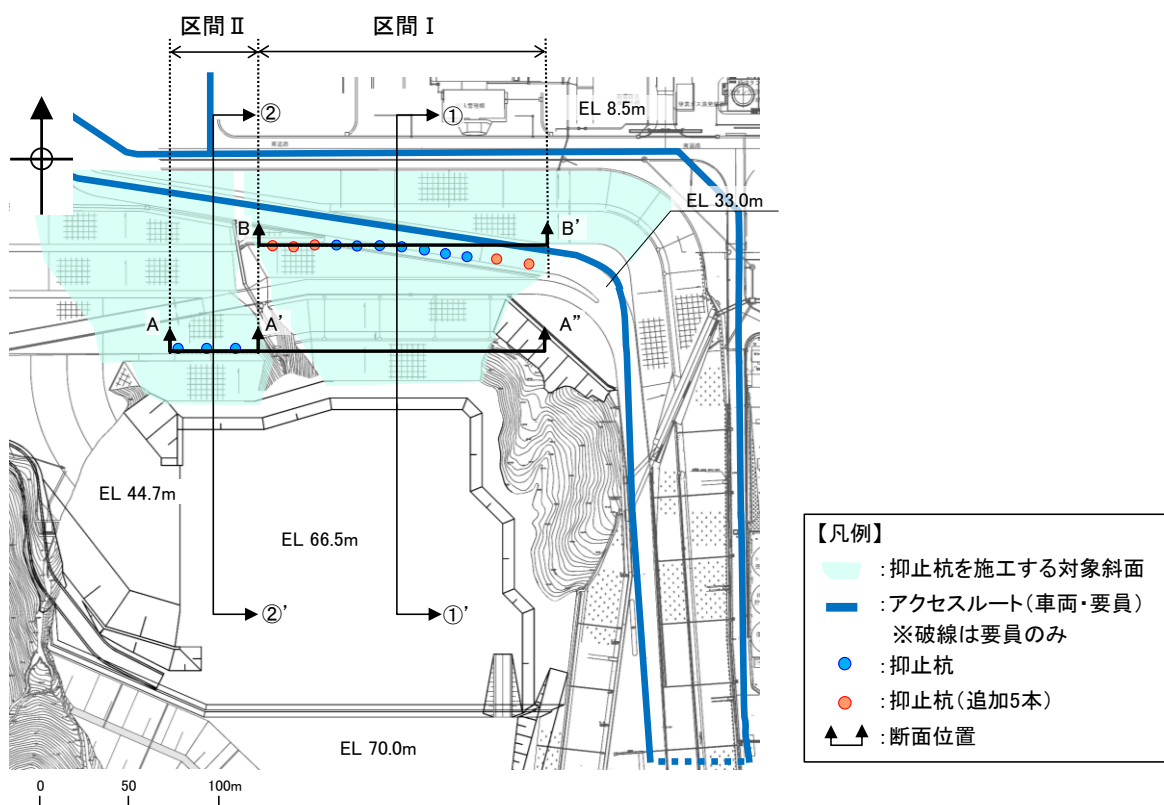
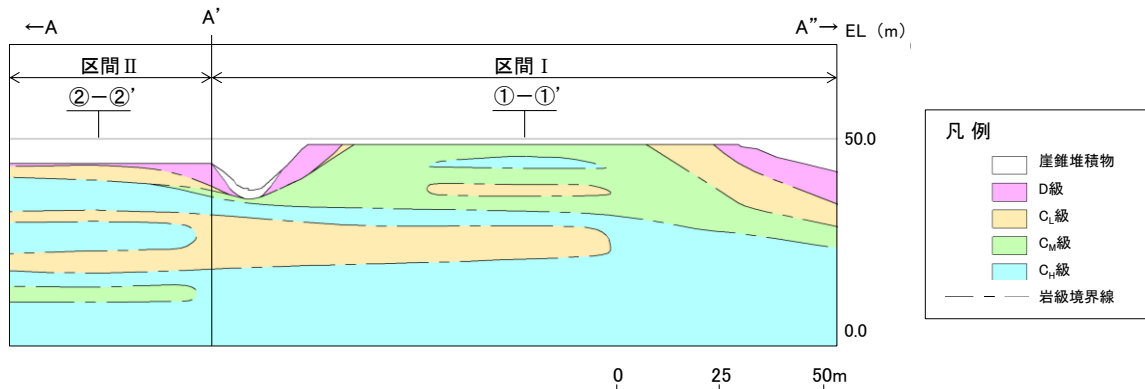
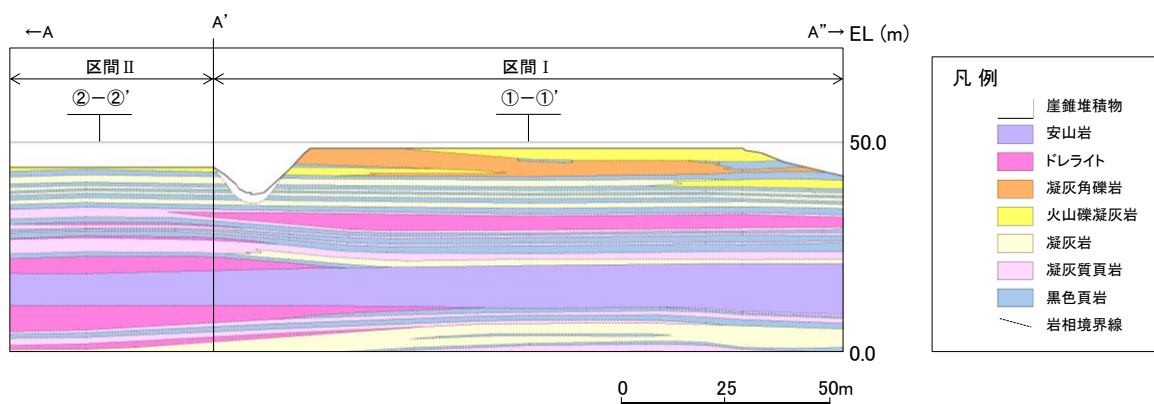


図 2.7.2-3 区間Ⅰ及び区間Ⅱの断面位置平面図



岩級鉛直断面図



岩相鉛直断面図

図 2.7.2-4 区間 I 及び区間 II の地質鉛直断面図

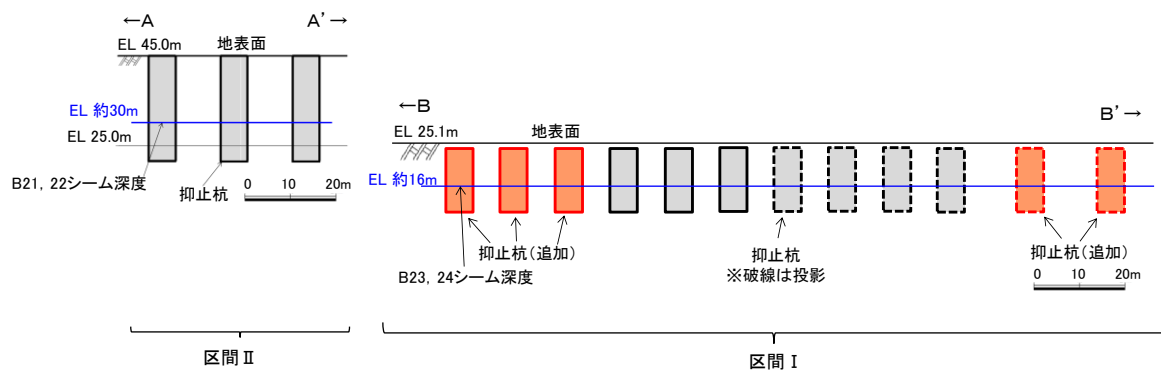


図 2.7.2-5 区間 I 及び区間 II のシーム分布図

(2) 抑止杭の平面配置の考え方

抑止杭配置平面図を図 2.7.2-6 に示す。

抑止杭の平面配置の考え方は、移動層が $C_M \sim C_H$ 級の堅硬な岩盤であることから、図 2.7.2-7 に示すとおり、シームすべりを 3 次元的な剛体のすべり土塊の移動と捉え、安定性が確保されない範囲を検討対象のすべり土塊に設定し、すべり土塊全体を必要本数の杭で抑止するというものであり、すべり方向に対し直交方向に単列配置する。

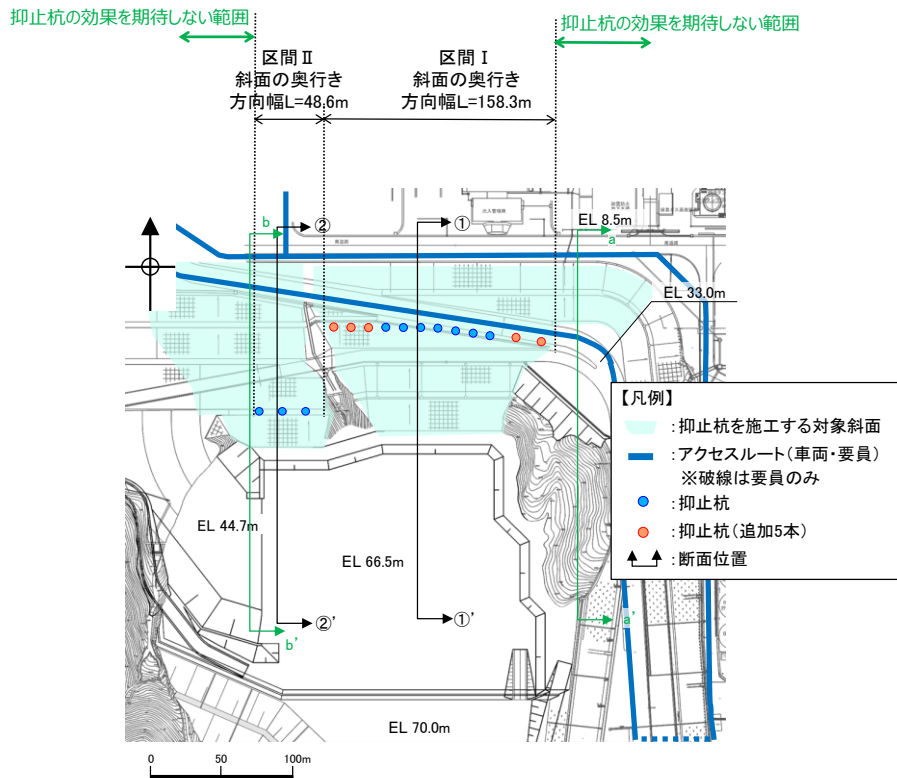


図 2.7.2-6 抑止杭配置平面図

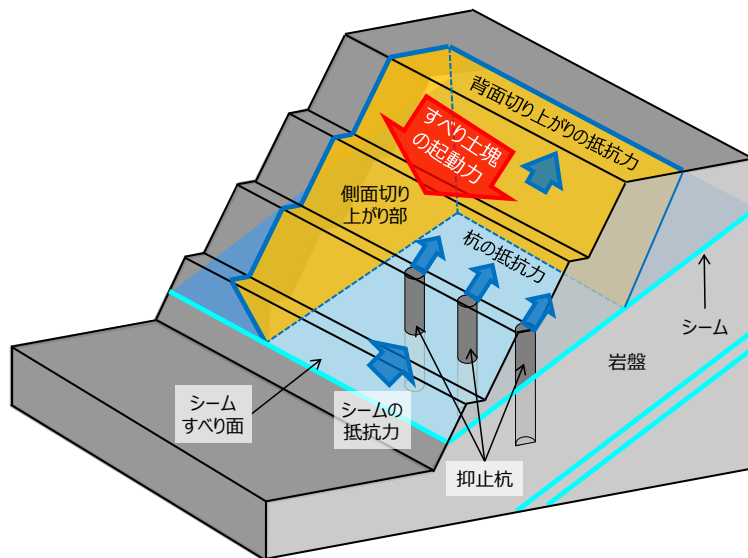


図 2.7.2-7 シームすべり土塊全体を杭で抑止するイメージ図

区間Ⅰ及び区間Ⅱは、それぞれ異なる配置で杭の平面配置を設定していることから、区間Ⅰ及び区間Ⅱの杭配置を重複させる必要性の有無を検討した。

【区間Ⅰ及び区間Ⅱの杭配置を重複させる必要性】

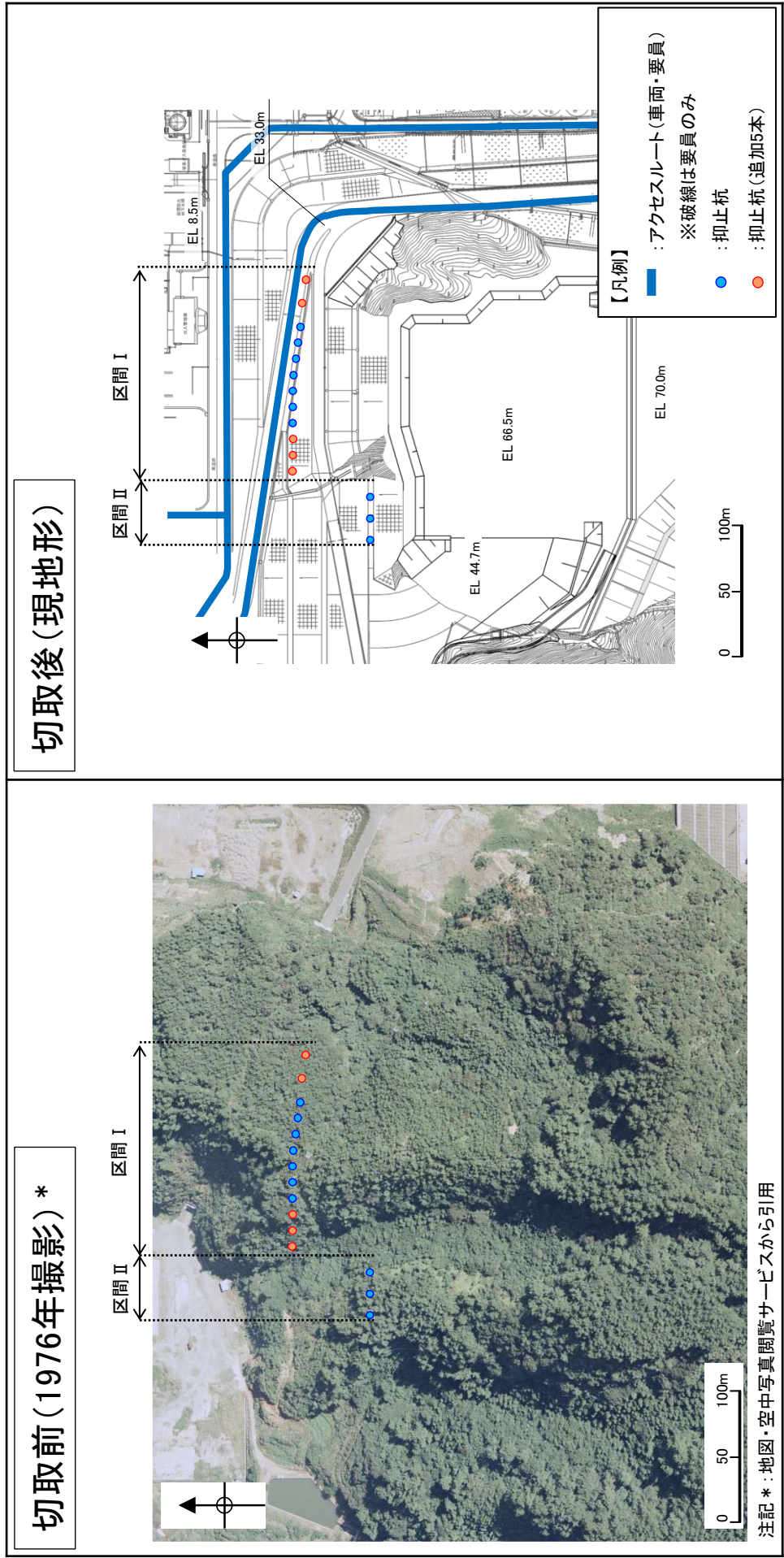
敷地造成工事による切取前の空中写真と現地形との比較を図2.7.2-8に示す。

区間Ⅰ及び区間Ⅱは谷で分かれており、異なる山体であったことが確認できる。このことから、区間Ⅰ及び区間Ⅱは「2.7.2(4) 根入れ深さの考え方」にあるように、異なるすべり形態となっている。

現状の杭配置で、すべり形態の異なるそれぞれのすべりの安定性が確保されるように配置していることから、区間Ⅰ及び区間Ⅱの杭配置を重複させる必要性はないと評価した。

なお、区間Ⅰ及び区間Ⅱの杭配置が異なる理由は以下のとおりである。

- ・ 図2.7.2-8及び図2.7.2-9に示すとおり、区間Ⅰの山体は区間Ⅱの山体よりも北側にせり出た山体であり、区間Ⅰは区間Ⅱに比べて切取量が多く、D級及びC_L級岩盤が切り取られている。
- ・ 上記の点から、区間Ⅰ及び区間Ⅱにおいて切取後の岩級分布が異なっており、区間ⅠはC_M級及びC_H級で構成されるのに対し、区間Ⅱは表層にD級及びC_L級が分布するようになっている。
- ・ 区間Ⅱは、図2.7.2-10に示す表層のC_L級を切り上げるすべりを抑止するため、区間Ⅰより上方に抑止杭を配置している。

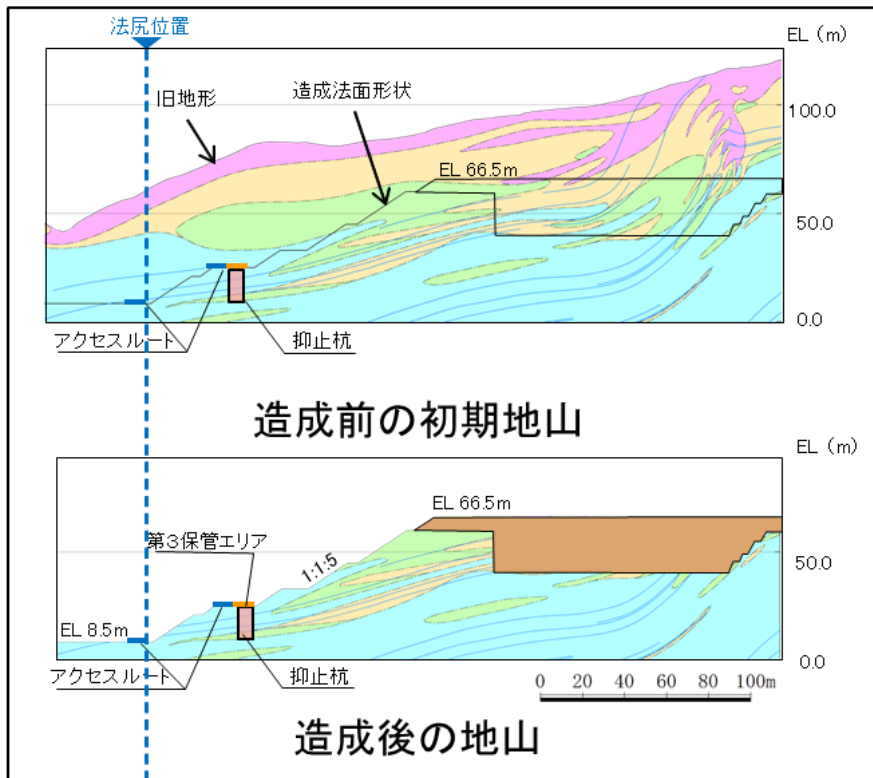


切取後(現地形)

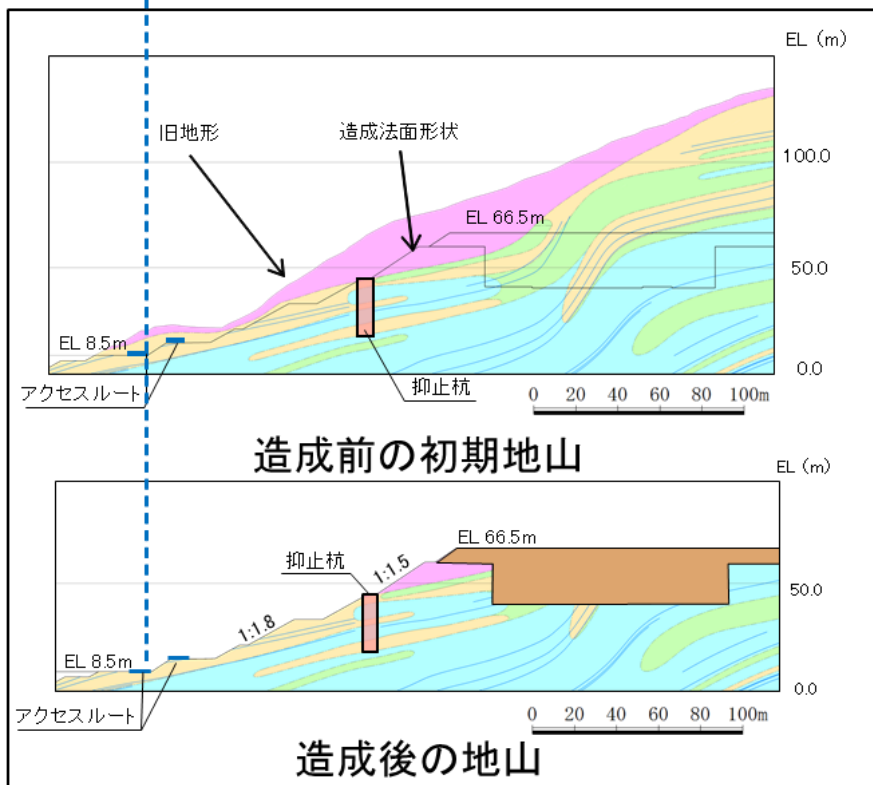
切取前(1976年撮影)*

図 2.7.2-8 空中写真と現地形との比較

注記*: 地図・空中写真閲覧サービスから引用



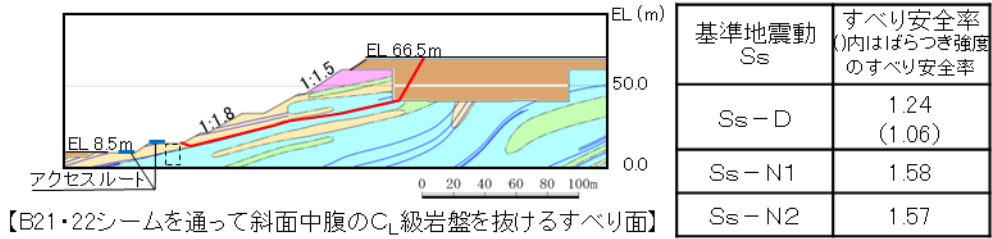
①-①' 断面(区間 I)



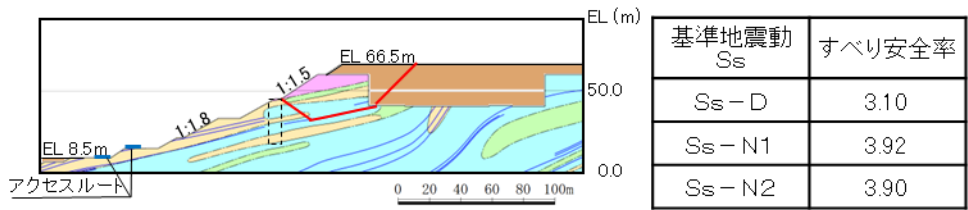
②-②' 断面(区間 II)



図 2.7.2-9 初期地山を含む地質断面図



⇒当該すべりに対する裕度が小さいため、区間Ⅰと同様のアクセスルート沿いへの杭配置は不可。



⇒当該すべりに対する裕度が大きいため、斜面小段に杭を配置した。

【凡例】

 : C _H 級岩盤	 : C _M 級岩盤	 : C _L 級岩盤	 : D級岩盤
 : 埋戻土、盛土	 : シーム	 : すべり面	

図 2.7.2-10 表層のC_L級を切り上げるすべり (区間Ⅱ)

【抑止杭の効果을期待しない範圍の安定性確認】

「抑止杭の効果を期待しない範圍」の安定性を確認するため、「抑止杭の効果を期待しない範圍」のうち、区間Ⅰより東側において、風化帯が最も厚くなる尾根部を通り、シーム及び切取斜面の最急勾配となるすべり方向に a-a' 断面を、区間Ⅱより西側において、斜面高さが高くなり、シーム及び切取斜面の最急勾配となるすべり方向に b-b' 断面を設定した。

a-a' 断面及び b-b' 断面は、図 2.7.2-11 に示すとおり、斜面高さが区間Ⅰ及びⅡ (①-①' 断面及び②-②' 断面) に比べて相対的に低く、シームすべりの土塊量が有意に小さいことから、安定性が高いと考えられる。

a-a' 断面及び b-b' 断面において、図 2.7.2-12 のとおり解析モデル図を作成し、2次元動的 FEM 解析を実施した結果、図 2.7.2-13 のとおり、評価基準値 1.0 に対し余裕を有することから、抑止杭は不要とした。

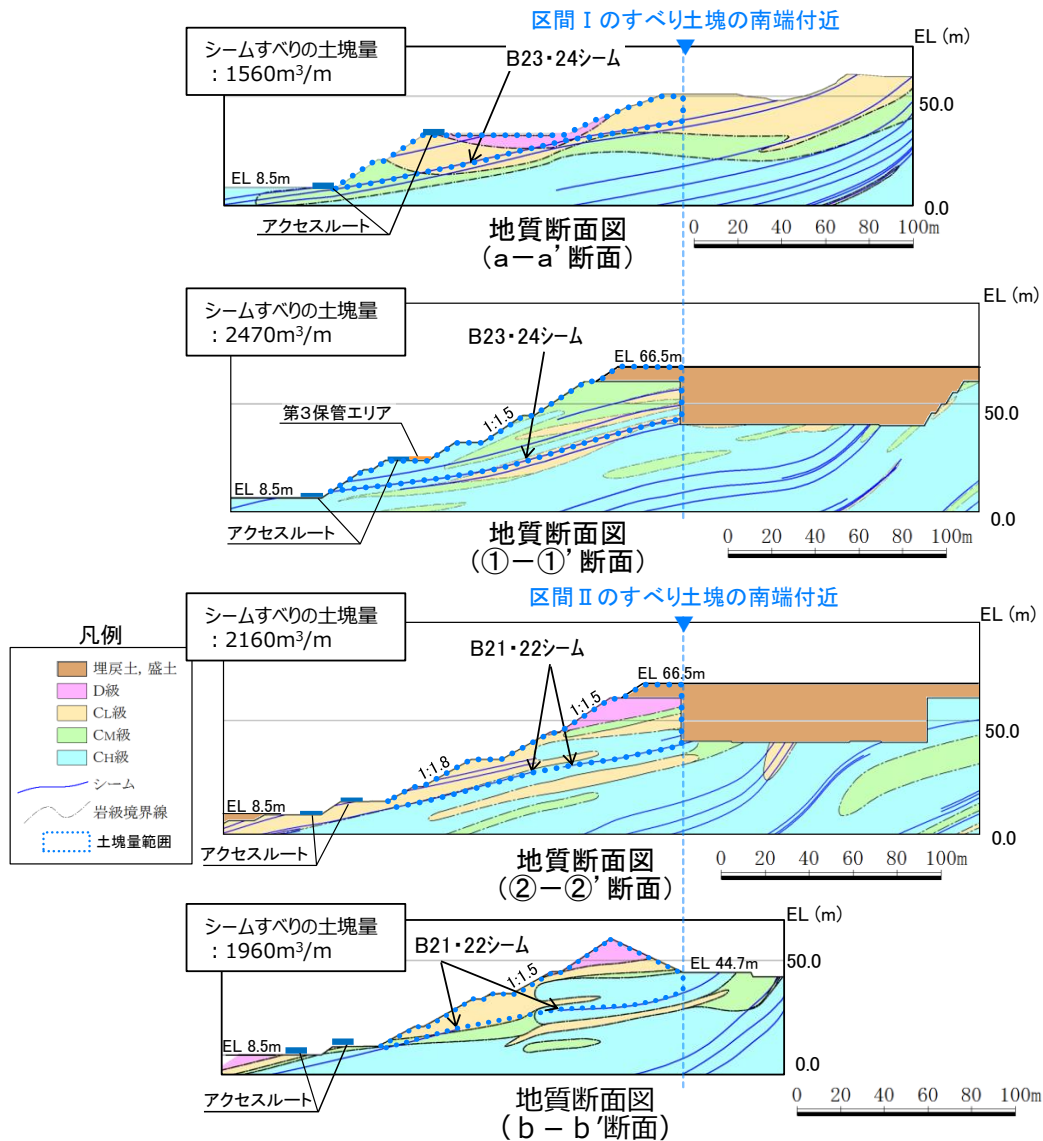


図 2.7.2-11 すべり土塊量の比較

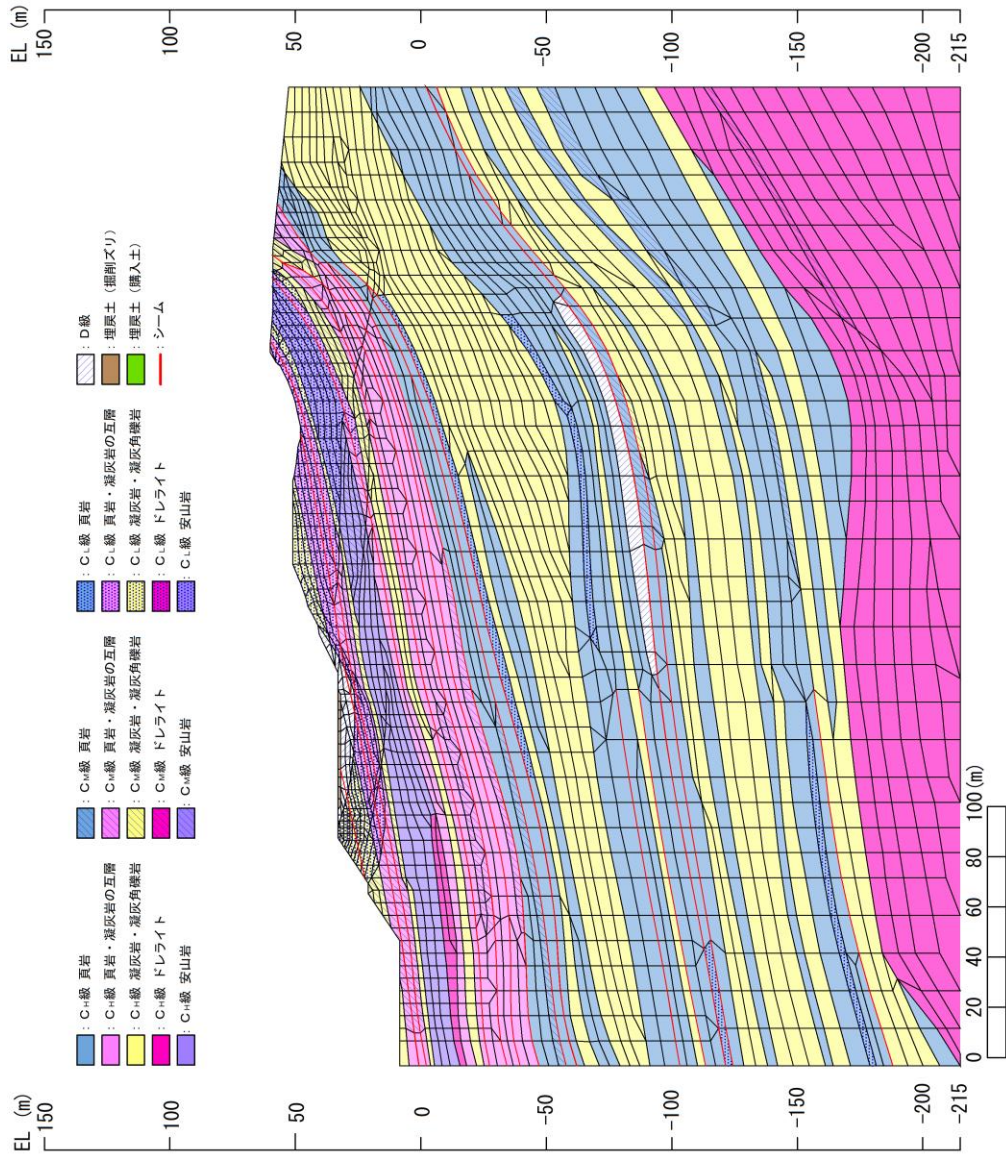


図 2.7.2-12(1) 解析モデル図 (a-a' 断面)

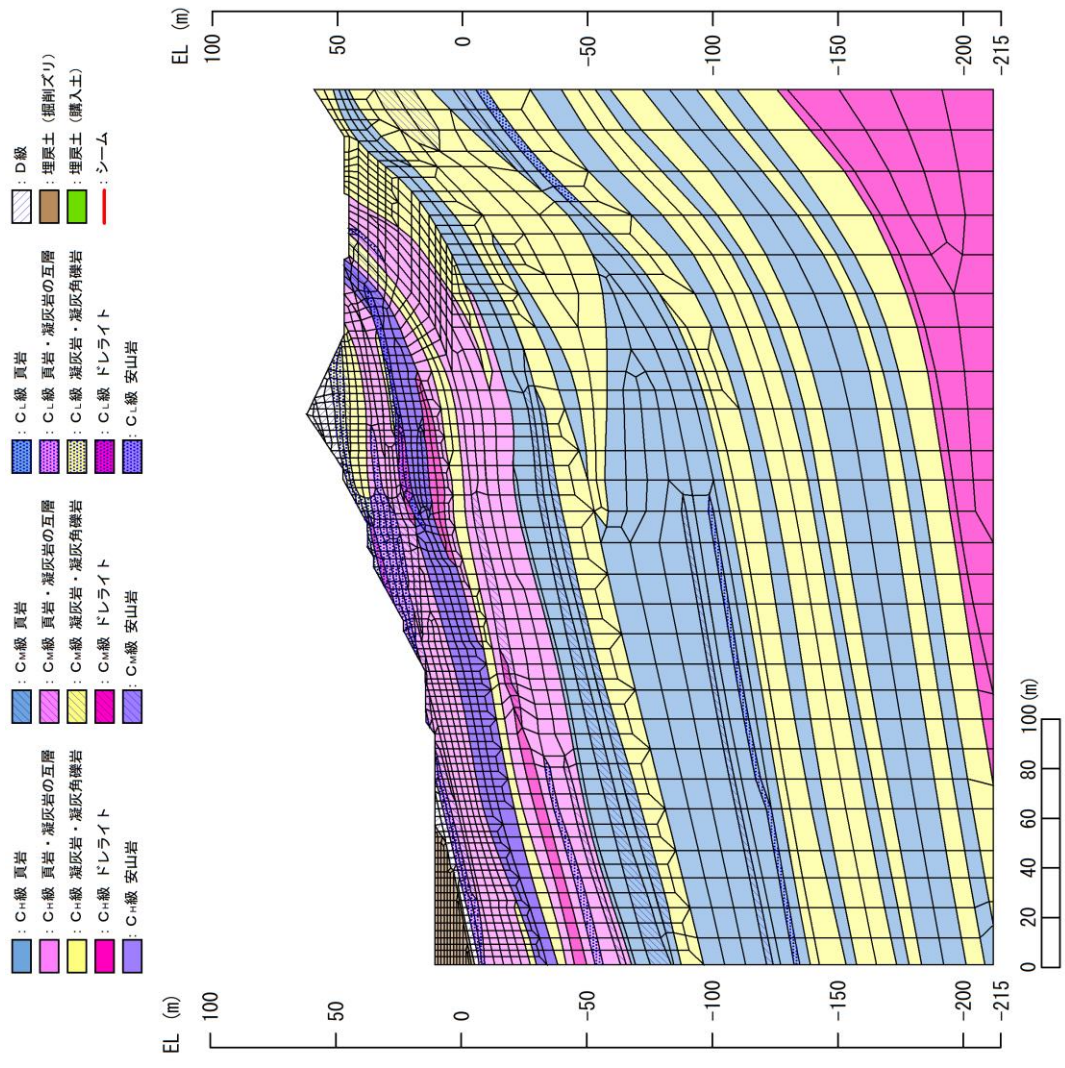
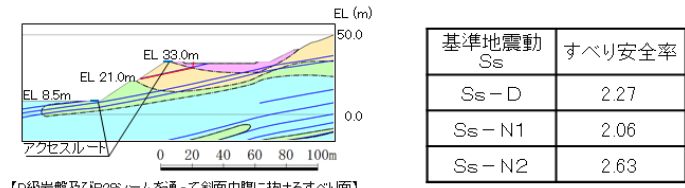
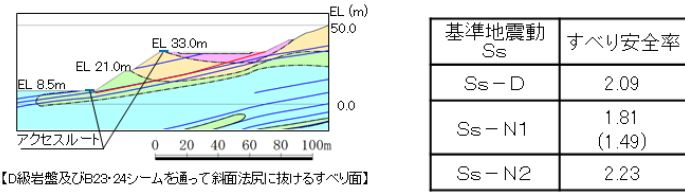


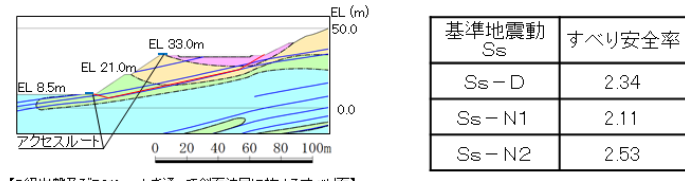
図 2.7.2-12(2) 解析モデル図 (b-b' 断面)



【D級岩盤及びB28シームを通過して斜面中腹に抜けるすべり面】



【D級岩盤及びB23-24シームを通過して斜面法尻に抜けるすべり面】



【D級岩盤及びB21シームを通過して斜面法尻に抜けるすべり面】

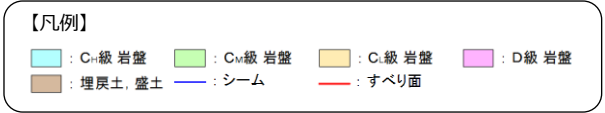
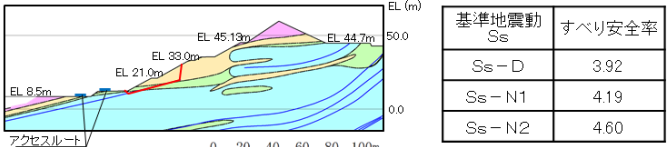
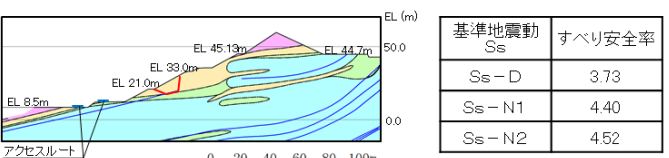


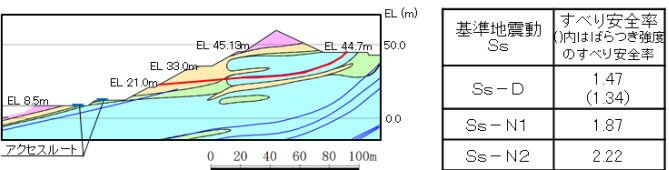
図 2.7.2-13(1) 評価結果 (a-a' 断面)



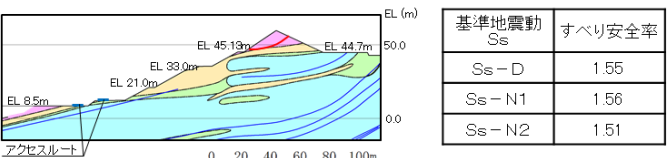
【B22シームを通過してアクセスルートに抜けるすべり面】



【B22シームを通過してEL 21mに抜けるすべり面】



【B21シームを通過して斜面中腹に抜けるすべり面】



【簡便法で設定したD級岩盤を通るすべり線】

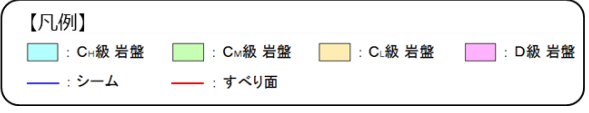


図 2.7.2-13(2) 評価結果 (b-b' 断面)

(3) 抑止杭の断面配置の考え方

杭の断面配置は、表 2.7.2-2 に示す文献を参考に、以下を満足する位置に設定した。

- ① すべり面の勾配が緩やかな位置
- ② 杭より下流の移動層のすべりが発生しない位置
- ③ 移動層の厚さの比較的厚く、受働破壊が発生しない位置

②、③に係る杭の断面配置の妥当性確認結果は「2.7.4 抑止杭を設置した斜面の安定性評価」の中で示す。

表 2.7.2-2 抑止杭の断面配置の考え方に係る文献調査結果

設計項目	参考文献		参考文献の記載内容を踏まえた抑止杭の配置の考え方
	記載内容	文献	
杭の断面配置	杭の設置位置は、原則として、すべり面の勾配が緩やかなところで、杭より下流の移動層の有効抵抗力が十分期待できる位置とし、かつ移動層の厚さの比較的厚く、受働破壊が起こらないところとする。	最新斜面・土留め技術総覧 (最新斜面・土留め技術総覧編集委員会, 1991年)	・杭の断面配置は、以下を満足する位置とする。 ①すべり面の勾配が緩やかな位置 ②杭より下流の移動層のすべり*が発生しない位置 ⇒動的解析により確認する。 ③移動層の厚さの比較的厚く、受働破壊*が発生しない位置 ⇒動的解析により確認する。

注記*：受働破壊及び杭より下流の移動層のすべりのイメージを図 2.7.2-14 に示す。

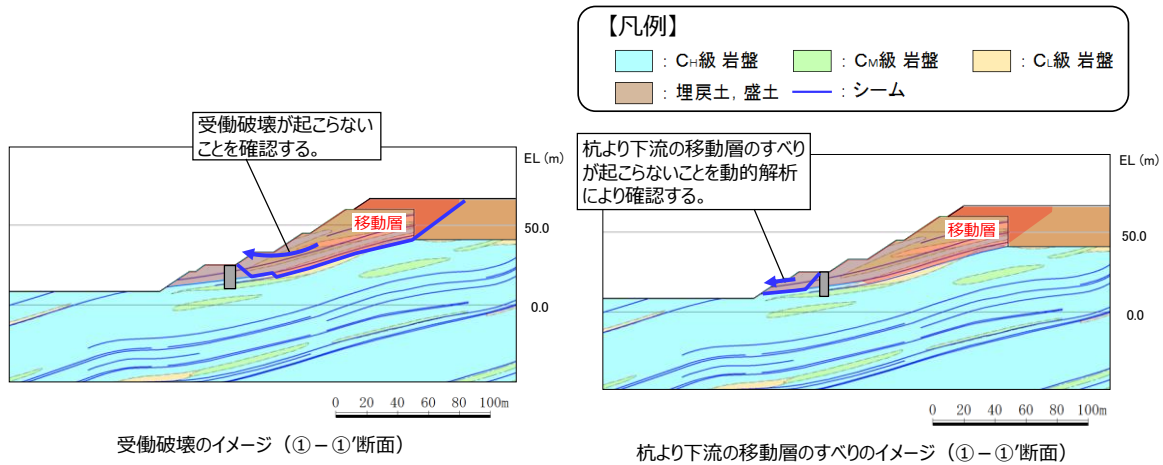


図 2.7.2-14 受働破壊及び杭より下流の移動層のすべりのイメージ

(4) 根入れ深さの考え方

杭の根入れを検討するにあたり、抑止杭設置前の斜面において、すべり安定性評価を実施し、移動層・不動層を特定する。

すべり安定性評価の結果を踏まえ、評価基準値であるすべり安全率 1.0 を下回るすべり面が形成するすべり土塊のうち、最大となる土塊を移動層とし、それより下層を不動層とする。

①-①' 断面における各すべり面のすべり安全率を図 2.7.2-15 に示す。

抑止杭設置前の斜面において、①-①' 断面のすべり安定性評価を実施した結果、すべり安全率 1.0 を下回るすべり面は以下のとおり。

- (a) B23・24 シームを通過して法尻に抜けるすべり面
- (b) B21・22 シームを通過して法尻近傍の C_L 級岩盤内で B23・B24 シームに飛び移り法尻に抜けるすべり面

上記の(a)及び(b)のすべり面のうち、すべり土塊が最大となる土塊を移動層、それより下層を不動層とした。(図 2.7.2-16 参照)

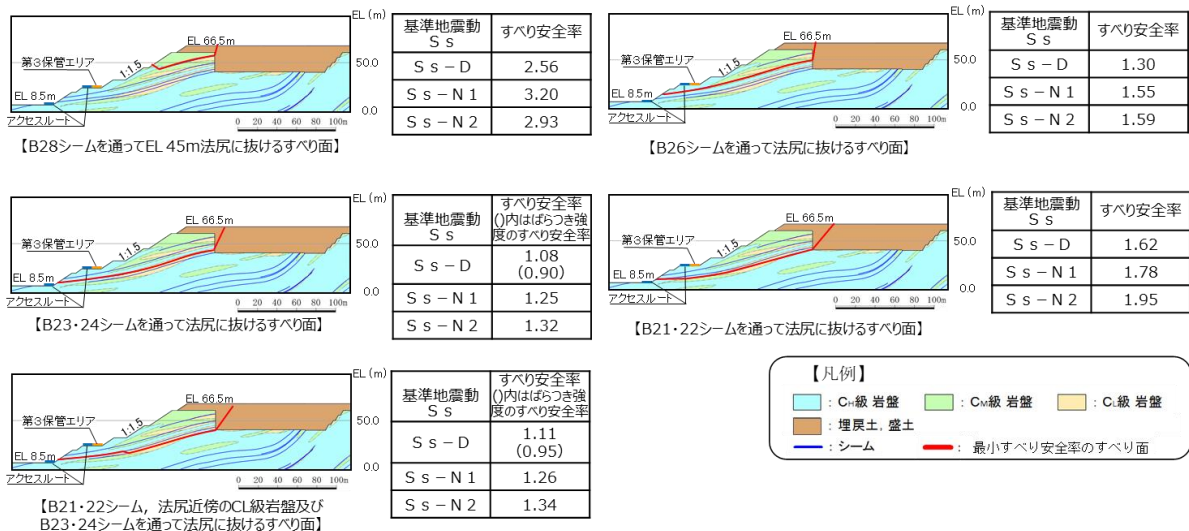


図 2.7.2-15 ①-①' 断面の評価結果

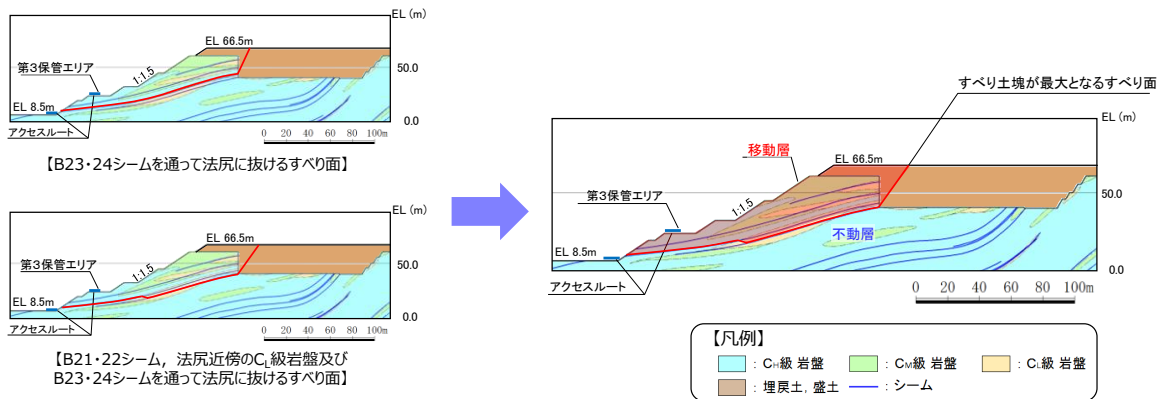


図 2.7.2-16 ①-①' 断面の移動層・不動層

②-②' 断面における各すべり面のすべり安全率を図 2.7.2-17 に示す。

抑止杭設置前の斜面において、②-②' 断面のすべり安定性評価を実施した結果、いずれのすべり面も評価基準値であるすべり安全率 1.0 を上回ることを確認したものの、「B21・22 シームを通過して斜面中腹に抜けるすべり面」は裕度が小さいことから、当該すべり面が形成するすべり土塊を移動層、それより下層を不動層とした。(図 2.7.2-18 参照)

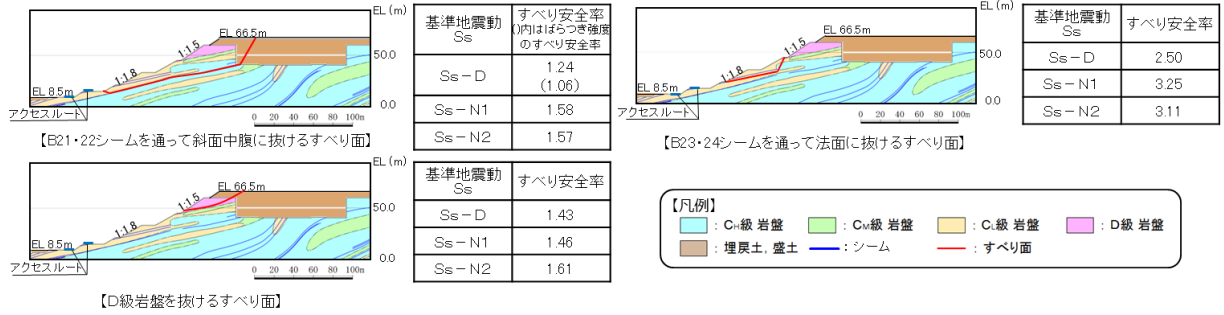


図 2.7.2-17 ②-②' 断面の評価結果

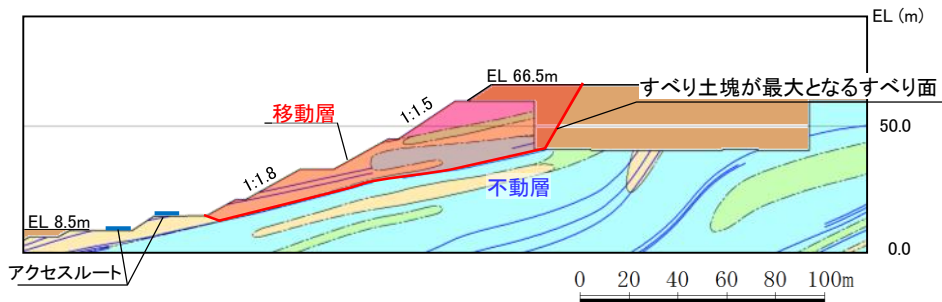


図 2.7.2-18 ②-②' 断面の移動層・不動層

杭の根入れ深さは、特定された不動層に十分根入れされるよう、表 2.7.2-3 に示す文献を参考に設定した。根入れ部が新第三紀中新世の頁岩・凝灰岩主体の岩盤であるため、図 2.7.2-19 のとおり全長の 1/3 以上、根入れを行う。動的解析の応力状態により、不動層における杭周辺の岩盤が健全であることを「2.7.4(11) 抑止杭周辺地盤の健全性照査結果」において確認する。

表 2.7.2-3 杭の根入れ深さの考え方に係る文献調査結果

設計項目	参考文献		参考文献の記載内容を踏まえた抑止杭の配置の考え方
	記載内容	文献	
杭の根入れ深さ	・根入れ部が結晶片岩、砂岩、花崗岩、安山岩等で堅硬な岩盤の場合には杭の全長の 1/4 程度、第三紀の泥岩や凝灰岩の場合には杭の全長の 1/3 程度、根入れ部の不動層のN値が50以上のときは杭の全長の 1/3 以上とする。	最新斜面・土留め技術総覧 (最新斜面・土留め技術総覧編集委員会、1991年)	根入れ部が新第三紀中新世の頁岩・凝灰岩主体の岩盤であるため、全長の 1/3 以上、根入れを行う。 ⇒動的解析の応力状態により、不動層における杭周辺の岩盤が健全であることを確認する。

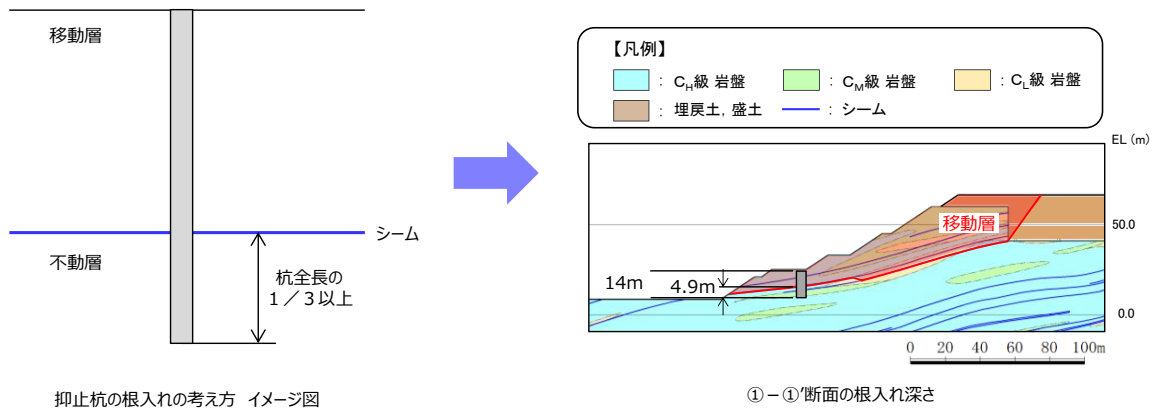


図 2.7.2-19 根入れ深さの考え方

(5) 杭間隔の考え方

杭の間隔については、表 2.7.2-4 に示す文献調査を踏まえ、杭間が岩盤であることから、文献①～④及び岩盤中の深礎杭に係る一般産業施設の施工事例を参考に、必要抑止力を満足するよう、図 2.7.2-20 のとおり杭直径の 2D 程度に設定した。文献②、文献③及び文献④の概要を図 2.7.2-21～図 2.7.2-23 にそれぞれ示す。

抑止杭周辺地盤は C_M ～ C_H 級主体の堅硬な岩盤であるため、シームすべりの側面抵抗が十分に期待できることから、杭間を抜けるすべりは発生しないと考えられるが、掘削による緩みに起因する杭間を抜けるすべりを防止するため、杭間の岩盤を緩ませないよう対策を行っている。（「2.7.2(6) 【杭間の岩盤の緩みに対する施工時の配慮】」参照）

また、以下の検討を行い、杭間隔の妥当性を確認した。

一般産業施設の施工事例について、杭間隔及び S_s 規模の地震による被災事例に着目して確認した結果、 S_s 規模の事例がないことから、文献①～④を踏まえ、杭間隔の妥当性を確認するため、杭間及び杭周辺をモデル化できる 3次元 FEM 解析を実施した。（「2.7.6 対策工（抑止杭）を設置した斜面の抑止杭間の岩盤の健全性」参照）

また、中抜け現象の発生に係る判定基準について、文献④を踏まえて整理し、2次元 FEM 解析及び 3次元 FEM 解析において判定を行った。

その結果、区間Ⅰ、区間Ⅱともに、判定基準を満足しており、中抜け現象は起こらないと評価する。（2.7.6(6)参照）

表 2.7.2-4 杭間隔の考え方に係る文献調査結果

設計項目	参考文献			参考文献の記載内容を踏まえた杭間隔の考え方
	記載内容	対象	文献	
杭の間隔	<ul style="list-style-type: none"> 杭間隔が基礎径の2倍程度未満となると、支持地盤が掘削時の影響により隣接基礎の周面を緩め、地盤抵抗の減少や斜面の不安定化のおそれがあるため、最小中心間隔は基礎径の2倍程度とするのがよいとしている。 	岩盤（支持層）の深礎基礎	文献①：斜面上の深礎基礎設計施工便覧（公益社団法人日本道路協会，2012年）	杭間隔を杭直径の2D程度とする。杭間隔の妥当性を確認するため、杭間の岩盤の中抜けを想定した3次元FEM解析を実施する。中抜け現象の発生に係る判定基準（（6）参照）により、中抜け現象の発生の有無を評価する。
	<ul style="list-style-type: none"> 標準杭間隔として、移動層の厚さ20m以上では杭の間隔は4m以下を目安とする。 上記の数値の他に杭の直径の8倍以内を杭間隔の一応の目安とすることができる。 	土質もしくは岩石で構成される移動層中の杭工	文献②：最新斜面・土留め技術総覧（最新斜面・土留め技術総覧編集委員会，1991年）	
	<ul style="list-style-type: none"> 風化まさ土地帯の抑止杭を対象とし、大型一面せん断機による模型実験により、杭間隔と中抜け現象及び杭の負担荷重の相関性について考察した。 杭間隔を変えて実験を行った結果、8D以上になると中抜けしやすくなることが分かったため、適切な杭間隔として8D以下が一つの目安になることが分かった。 中抜け現象は、移動層と不動層の層境の移動層底部の土塊が杭間をトコロテン状にすべり抜け、地表面付近の土塊も一体にすべり抜けようとし、手前にせり出す際の亀裂の発生により、崩壊している現象と考えられる。 	土質で構成される移動層中の杭	文献③：斜面崩壊抑止杭に関する模型実験（技術研究所報 No. 19, 佐藤工業（株），1993年）	
	<ul style="list-style-type: none"> 砂質地盤の斜面に設置された抑止杭を対象とした模型実験により、地盤の移動状態、アーチ効果と杭配置との関係を検討している。 一般に、並列杭前面にはアーチ効果が期待でき、上流側からの作用応力が杭体に集中し、杭間における作用応力が小さくなる。 引張領域に配置された抑止杭でも、杭間隔が8D未満であれば、中抜け現象に対する抑止になることが分かった。 	砂地盤の斜面に設置された杭	文献④：室内模型実験による地すべり抑止杭の抑止機構に関する考察（足立ほか，1988年）	

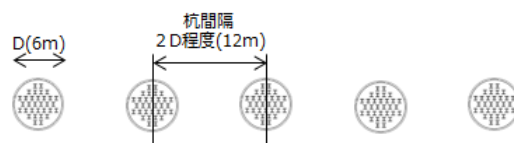


図 2.7.2-20 ①-①' 断面の杭間隔等（イメージ図）

6.2.17 標準杭間隔³³⁾

標準杭間隔として次の数値を目安とする。

移動層の厚さ (m)	杭の間隔 (m)
～ 1.0	2.0 以下
1.0 ～ 2.0	3.0 以下
2.0 以上	4.0 以下

杭の間隔は単列、千鳥配列共に地すべりの上流又は下流から見た投影間隔を意味し、その距離は杭の芯間距離とする (図34 参照)。

上記の数値の他に杭の直径の8倍以内を杭間隔の一応の目安とすることができる。

これらの数値は経験や実験結果にもとづいて定められたものであり、削孔による地盤のゆるみや乱れの影響が重複せず、したがって土塊の中抜けを起こさず、杭に所定の地すべり力が作用するための条件の目安として用いることができる。

なお、杭の施工上孔壁間の距離は約1m以上を確保する必要があるため杭間隔の決定にあたってはこの点を考慮する必要がある。設計計算上孔壁間の距離が約1m未満となる場合には杭配列を千鳥配列とする。

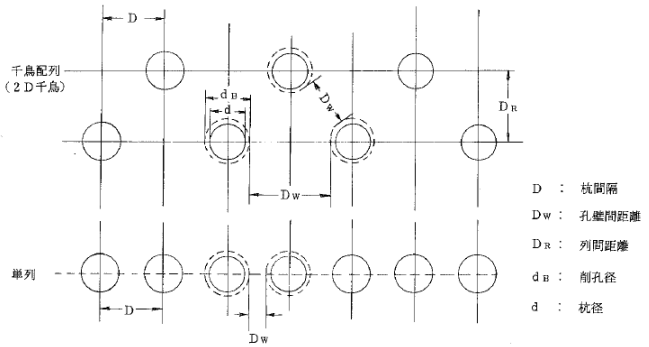


図34 杭間隔および杭の配列³³⁾

文献②を抜粋，加筆

図 2.7.2-21 文献②の概要

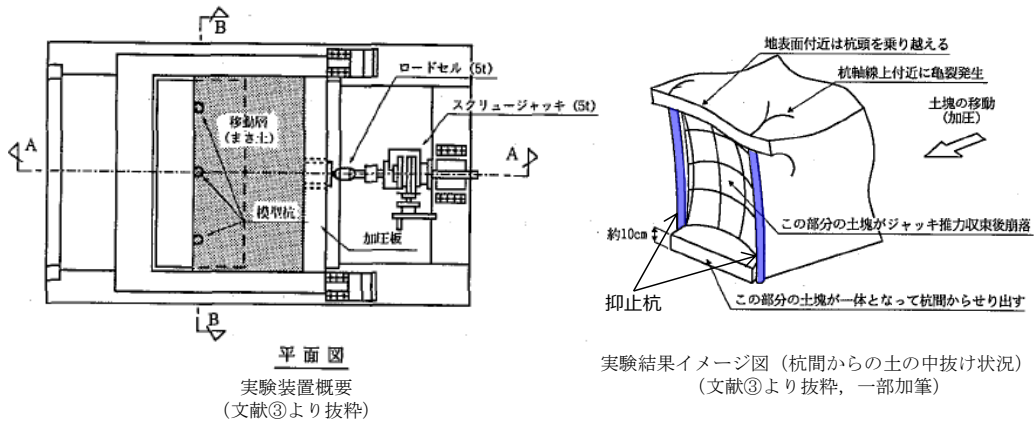


図 2.7.2-22 文献③の概要

(6) 中抜け現象の発生に係る判定基準の設定

【文献④の詳細内容】

文献④で実施された実験は図 2.7.2-23 に示すとおり、抑止杭を設置した砂質地盤を想定した地盤模型を約 90° 回転させ、模型の底部が一様に降下する降下床によって流動を表現し、地すべり抑止杭の抑止機構を実験的に調べたものである。

杭間隔、杭形等を変化させ、地盤の流動を観察することにより以下のような知見を得た。

・杭周辺の地盤の移動

図 2.7.2-24 に実験装置の杭と標点の位置関係、図 2.7.2-25 に実験結果の一例を示す。 $\Delta x / \Delta \delta$ が 0.6 以下である点は、杭体及び杭間のアーチ効果によって流動を阻止されている点であるとされており、標点番号 9, 15 の動きに着目すると、この標点あたりが遷移領域と考えられることから、図 2.7.2-24 のようなアーチの位置が推定できるとされている。

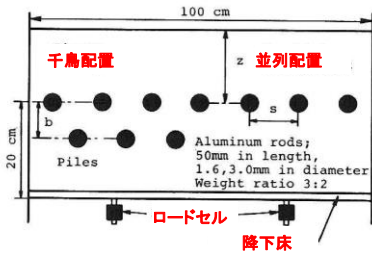


図 2.7.2-23 実験装置概要

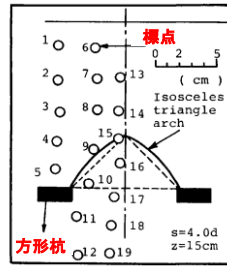


図 2.7.2-24 実験装置の杭と標点の位置関係

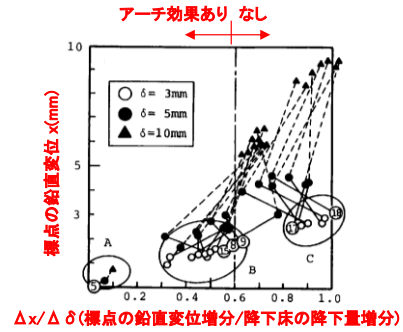


図 2.7.2-25 実験結果の一例 (標点の鉛直変位と降下床の降下量の関係)

・中抜け現象に対するアーチ効果が発揮されるメカニズム

上記の整理結果も含め、図 2.7.2-26 のとおりアーチ効果のメカニズムについて考察されている。杭間の粒子 A, B, C, D に着目すると、降下床の降下とともに粒子 D は降下床と同様の降下をし、粒子 B, C も D に引きずられ下方に移動するが、粒子 A は、ある程度降下するとアーチ状の粒子の列が杭の存在によって結びつき、斜線で示した部分の荷重が杭体に作用するとされている。

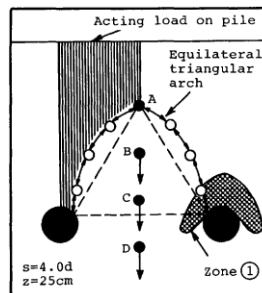


Fig. 6 アーチ効果

図 2.7.2-26 アーチ効果のメカニズム

円形杭と方形杭を比較すると、一般に円形杭は形状からアーチ効果の支持点となる足場になる場所(図 2.7.2-27 の領域C)が不安定であるため、アーチ効果は発揮されにくいですが、円形杭であっても、杭周辺の変形を止めればアーチ効果による抑止効果は大きくなるとされている。

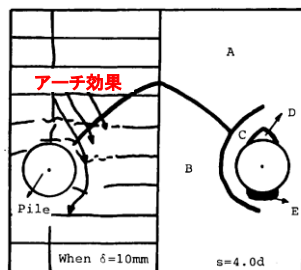


Fig.7 並列円形杭周辺における地盤の移動と分割領域

図 2.7.2-27 並列円形杭周辺における地盤の移動

・杭間隔のアーチ効果への影響

図 2.7.2-28 の並列杭の中心の杭に作用する荷重Hと降下床の降下量 δ の関係から以下のことが読み取れるとされている。

- (a) Hは $\delta=3\sim 5\text{mm}$ 時に最大荷重を取り、以後徐々に減少することから、始めはアーチ効果により荷重による作用応力が杭帯に集中するが、降下量が5mmを超えるとアーチは徐々に切れ始め、杭体に作用する荷重は減少することが分かる。
- (b) δ が10mmを超えると単杭と $s=8D$ の挙動は同じになる。これより、杭間隔が8D以上になるとアーチ効果が発揮されないことが分かる。

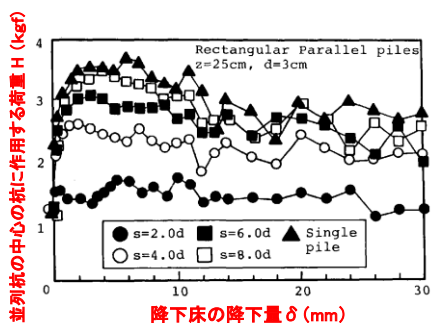


Fig.9 並列杭の中心に作用する荷重と降下床の降下量との関係

図 2.7.2-28 杭に作用する荷重と降下床の降下量の関係

【中抜け現象の発生に係る判定基準】

中抜け現象に係る岩盤の評価に当たっては、文献④のを参考に、杭間及び杭背後の岩盤部の健全性に着目し、岩盤の応力が集中する範囲の安定性に係る判定基準を設定した。表 2.7.2-5 に文献④を踏まえた中抜け現象の発生に係る判定基準を示す。

表 2.7.2-5 文献④を踏まえた中抜け現象の発生に係る判定基準

文献④の内容	判定基準
<ul style="list-style-type: none"> • 一般に、並列杭にはアーチ効果が期待でき、上流側からの作用応力が杭体に集中し、杭間における作用応力が小さくなる。 • アーチ効果の有無は降下床の降下量により変化する。ある程度の降下量まではアーチ効果を発現するが、それ以上ではアーチは徐々に切れ始め、中抜け現象が発生する。 • アーチ効果の支持部が不安定な場合、アーチ効果は発揮されにくい。 • 杭周辺の流動領域の変形を止めれば、抑止効果は大きくなる。 	<ul style="list-style-type: none"> • 杭背後の岩盤が杭間から中抜けしないことを確認するため、杭背後の岩盤において、局所安全係数分布図によりせん断強度及び引張強度に達した要素がないことを確認する。 • 杭背後では、隣同士の杭を結ぶようにアーチ状に応力が集中すると考えられ、当該範囲の応力状態が厳しいと考えられることから、当該範囲に着目して確認を行う。 • 杭間の岩盤が中抜けしないことを確認するため、杭間の岩盤において、同様の確認を行う。*

注記*：岩盤の局所安全係数分布図において確認する範囲を図 2.7.2-29 に示す。

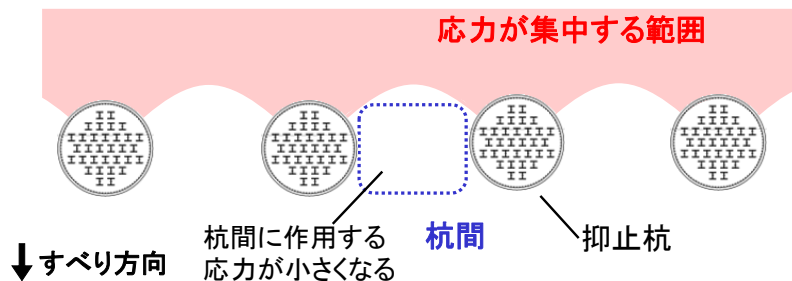


図 2.7.2-29 岩盤の局所安全係数分布図において確認する範囲

【杭間の岩盤の緩みに対する施工時の配慮】

「道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ((社) 日本道路協会, 2002 年 3 月)」及び「斜面上の深礎基礎設計施工便覧 ((社) 日本道路協会, 2012 年 3 月)」によると、深礎基礎の施工時には、発破作業を原則として避けることとされている。

また、「斜面上の深礎基礎設計施工便覧 ((社) 日本道路協会, 2012 年 3 月)」によると、発破掘削は岩盤を効率よく掘削することができる反面、地山を緩めやすく、機械掘削は地山の緩みが小さいとされている。

これらを踏まえ、島根サイトの深礎杭の掘削では、 $C_M \sim C_H$ 級の堅硬な岩盤に対し、地山を緩めやすい発破掘削を避け、緩みの小さい「機械掘削」を採用している。図 2.7.2-30～図 2.7.2-32 に島根サイトの深礎杭の掘削面及び掘削状況の写真を示す。



図 2.7.2-30 島根サイトの深礎杭 掘削面の写真 (南側)



図 2.7.2-31 掘削状況写真



図 2.7.2-32 掘削面の近接写真

2.7.3 抑止杭の耐震評価

(1) 評価方針

基準地震動 S_s が作用した場合に、抑止杭の機能が維持されていることを確認するため、耐震評価を実施する。耐震評価においては、地震応答解析結果における照査用応答値が許容限界値を下回ることを確認する。

(2) 適用規格

適用する規格、基準等を以下に示す。

- ・最新斜面・土留め技術総覧(最新斜面・土留め技術総覧編集委員会, 1991年)
- ・斜面上の深礎基礎設計施工便覧((社)日本道路協会, 2012年3月)
- ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕((社)土木学会, 2002年3月制定)
- ・道路橋示方書・同解説(I 共通編・II 鋼橋編)((社)日本道路協会, 2002年3月)
- ・道路橋示方書・同解説(I 共通編・IV 下部構造編)((社)日本道路協会, 2002年3月)

(3) 解析用物性値(地盤)

地盤の解析用物性値については、「2.6.2.3 解析用物性値」に記載のとおりとする。

(4) 解析用物性値(抑止杭, 物理特性・変形特性)

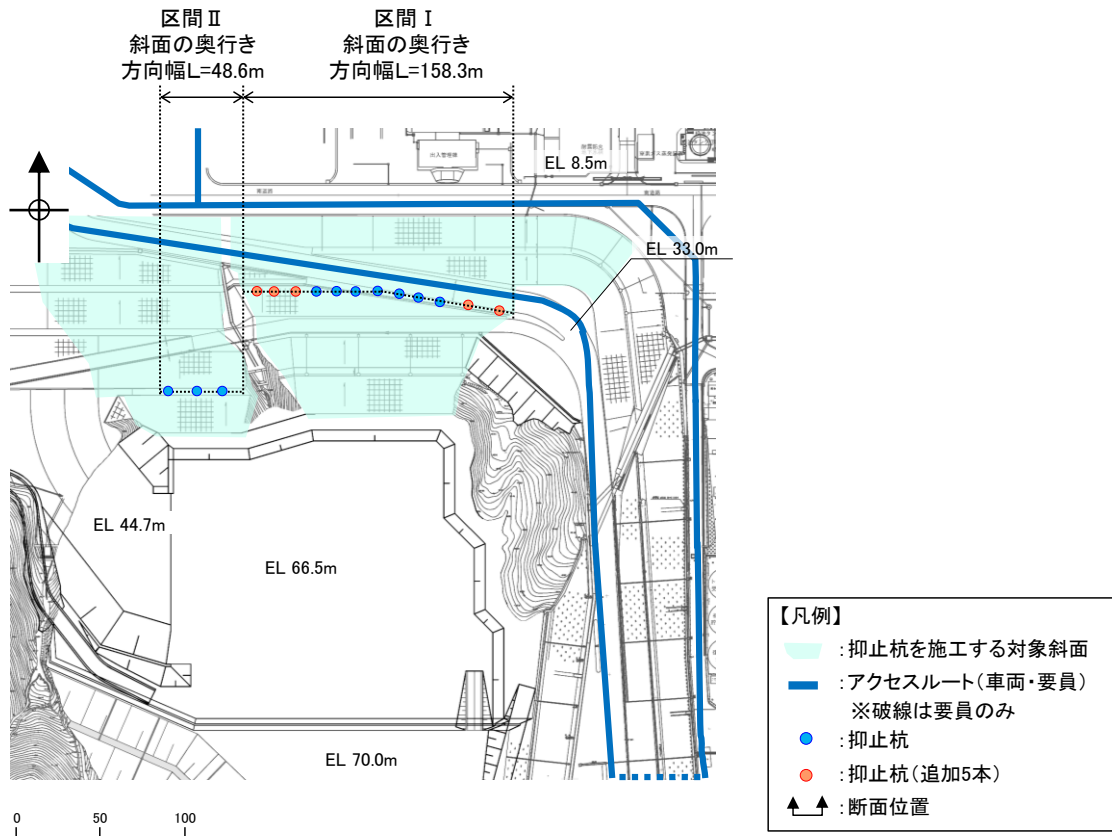
耐震評価に用いる材料定数は、設計図書及び文献等を基に設定する。抑止杭の使用材料を表 2.7.3-1 に示す。

表 2.7.3-1 抑止杭の使用材料

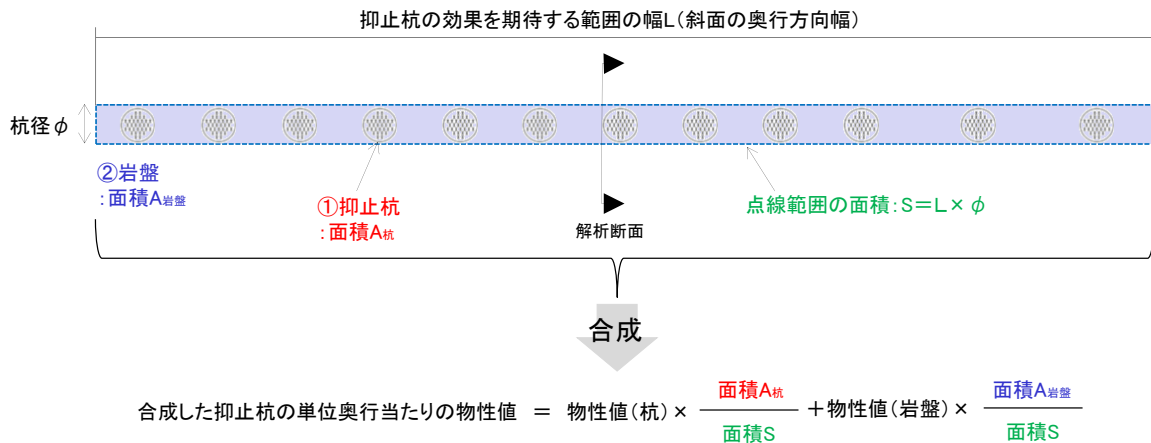
材 料		諸 元
抑止杭	コンクリート	設計基準強度 $F_c=24\text{N/mm}^2$
	鉄筋	SD345 D38, D51
	H鋼	SM490 H458×417×30×50

抑止杭の解析用物性値の設定概要図を図 2.7.3-1 に示す。

抑止杭の杭間には岩盤が存在することから、抑止杭の単位奥行当たりの解析用物性値については、抑止杭と岩盤を合成した物性値を設定する。合成する物性値は、単位体積重量、静弾性係数及び動せん断弾性係数とし、ポアソン比及び減衰定数については、抑止杭の構造主体である鉄筋コンクリートの一般値を用いる。合成方法は、各区間において抑止杭及び岩盤の断面積を算定して両者の断面積比に物性値を乗じて足し合わせる。



平面図



設定概要図 (例: 区間 I)

図 2.7.3-1 抑止杭の解析用物性値の設定概要図

抑止杭及び岩盤の物性値を表 2.7.3-2 に示す。

抑止杭及び岩盤の断面積の算定式を式 (1) ~ (3) に、算定した岩盤等の断面積及び全断面積に対する岩盤等の断面積比を表 2.7.3-3 に示す。

合成した抑止杭の単位奥行当たりの解析用物性値の算定式を式 (4) ~ (6) に、算定結果を表 2.7.3-4 に示す。

【断面積】

H 鋼 : $A_H = A_{H1} \times n_H$ (1)

A_H : 杭 1 本当たりの H 鋼の断面積 (m²)

A_{H1} : H 鋼 1 本当たりの断面積 (=52860×10⁻⁶ m²)

n_H : 杭 1 本当たりの H 鋼本数 (区間 I : 41 本, 区間 II : 32 本)

鉄筋コンクリート : $A_{con} = \pi (R/2)^2 - A_H$ (2)

A_{con} : 杭 1 本当たりの鉄筋コンクリートの断面積 (m²)

R : 杭直径 (=6m)

岩 盤 : $A_R = R \times L / n_K$ (3)

A_R : 杭 1 本当たりが分担する岩盤の断面積 (m²)

L : 抑止杭の効果を期待する範囲の幅

(区間 I : 158.3m, 区間 II : 48.6m)

n_K : 杭本数 (区間 I : 12 本, 区間 II : 3 本)

【断面積比により合成した抑止杭及び岩盤の物性値】

単位体積重量 : $\gamma = \gamma_{con} \times \eta_{con} + \gamma_H \times \eta_H + \gamma_R \times \eta_R$ (4)

$\gamma_{con}, \gamma_H, \gamma_R$: コンクリート, H 鋼及び岩盤の単位体積重量

(表 2.7.3-2 参照)

$\eta_{con}, \eta_H, \eta_R$: コンクリート, H 鋼及び岩盤の断面積比

(表 2.7.3-3 参照)

静弾性係数 : $E = E_{con} \times \eta_{con} + E_H \times \eta_H + E_R \times \eta_R$ (5)

E_{con}, E_H, E_R : コンクリート, H 鋼及び岩盤の静弾性係数

(表 2.7.3-2 参照)

$\eta_{con}, \eta_H, \eta_R$: コンクリート, H 鋼及び岩盤の断面積比

(表 2.7.3-3 参照)

動せん断弾性係数 : $G = G_{con} \times \eta_{con} + G_H \times \eta_H + G_R \times \eta_R$ (6)

G_{con}, G_H, G_R : コンクリート, H 鋼及び岩盤の動せん断弾性係数

(表 2.7.3-2 参照)

$\eta_{con}, \eta_H, \eta_R$: コンクリート, H 鋼及び岩盤の断面積比

(表 2.7.3-3 参照)

表 2.7.3-2 抑止杭及び岩盤の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m ³)	静弾性係数E (×10 ³ N/mm ²)	動せん断弾性係数G (×10 ³ N/mm ²)	ポアソン比	減衰定数 (%)
抑止杭	鉄筋コンクリート	24.5* ¹	25.00* ¹	10.42* ²	0.20* ¹	5* ¹
	H鋼	77.0* ¹	200.00* ⁴	77.00* ⁴	0.30* ⁴	2* ³
岩盤	①-①'	25.1* ⁵	3.74* ⁵	6.55* ⁵	0.19* ⁵	3* ³
	②-②'			2.07* ⁵		

注記*1：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（(社)土木学会，2002年）に基づき設定

*2： $G = E/2(1 + \nu)$ により算定

*3：JEAG4601-1987に基づき設定

*4：道路橋示方書・同解説 I 共通編（(社)日本道路協会，2002年）に基づき設定

*5：斜面の抑止杭近傍岩盤の物性値として，以下の物性値を用いる

①-①'：C_H級頁岩・凝灰岩の互層，第③速度層

②-②'：C_H級頁岩・凝灰岩の互層，第②速度層

表 2.7.3-3 算定に用いた抑止杭及び岩盤の断面積比

材料		断面積 (m ²) *		断面積比	
		①-①'	②-②'	①-①'	②-②'
抑止杭	鉄筋コンクリート	26.11	26.58	0.33	0.27
	H鋼	2.17	1.69	0.03	0.02
岩盤		50.86	68.96	0.64	0.71
合計		79.14	97.24	1.00	1.00

注記*：抑止杭の効果を期待する範囲における各材料の断面積を杭本数で除した，杭1本当たりの断面積を記載

表 2.7.3-4 合成した抑止杭の単位奥行当たりの解析用物性値

対象斜面	断面積比により合成して設定			鉄筋コンクリートの物性値を設定	
	単位体積重量 (kN/m ³)	静弾性係数 (×10 ³ N/mm ²)	動せん断弾性係数 (×10 ³ N/mm ²)	ポアソン比	減衰 (%)
①-①'	26.3	16.13	9.76	0.20	5
②-②'	25.8	12.97	5.66	0.20	5

(5) 地震応答解析手法

解析手法は「2.6.2.2 地震応答解析手法」と同じものを用いる。

地震時の応力は、静的解析による常時応力と、地震応答解析による地震時増分応力を重ね合わせるにより求める。

常時応力は、建設過程を考慮し、図 2.7.3-2 に示すとおり、3 ステップに分けて解析を実施する。

常時応力解析時の境界条件は、底面を固定境界とし、自重による鉛直方向の変形を拘束しないよう、側面をローラー境界とする。

- ・ステップ1：地盤の自重計算により初期応力を求める。
- ・ステップ2：敷地造成工事による切取に伴う開放力を反映する。
- ・ステップ3：抑止杭の掘削に伴う開放力及び建込みに伴う荷重を反映する。
敷地造成工事による埋戻土の荷重を反映する。

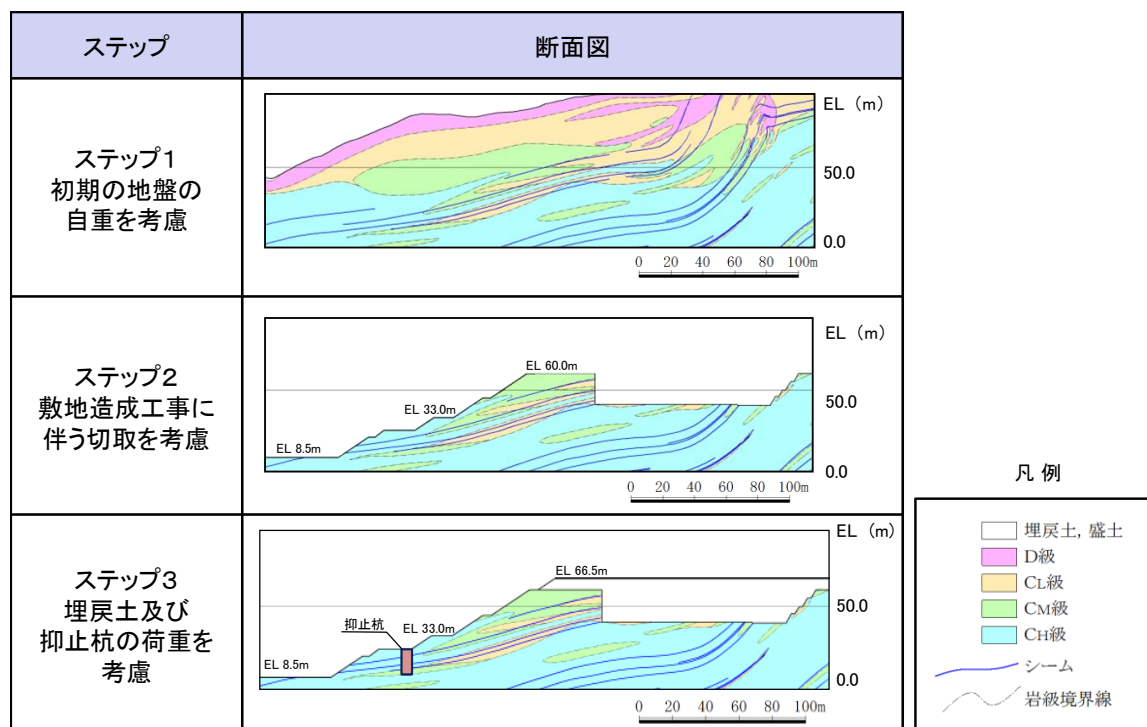


図 2.7.3-2 常時応力解析ステップ図 (例：①-①' 断面)

(6) 解析モデルの設定

①-①' 断面及び②-②' 断面の解析モデル図を図 2.7.3-3～図 2.7.3-6 に示す。
解析モデルには、地盤及び抑止杭をモデル化した。

【解析領域】

側面境界及び底面境界は、斜面頂部や法尻からの距離が十分確保できる位置に設定した。

【境界条件】

エネルギーの逸散効果を評価するため、側面はエネルギー伝達境界、底面は粘性境界とした。

【地盤のモデル化】

平面ひずみ要素でモデル化する。シームはジョイント要素でモデル化する。

【抑止杭のモデル化】

平面ひずみ要素でモデル化する。

【地下水位の設定】

保守的に地表面に設定する。

【減衰特性】

「J E A G 4 6 0 1 -2015」により、岩盤の減衰を 3% に設定する。抑止杭の減衰は、コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002 年制定）に基づき，5% に設定する。

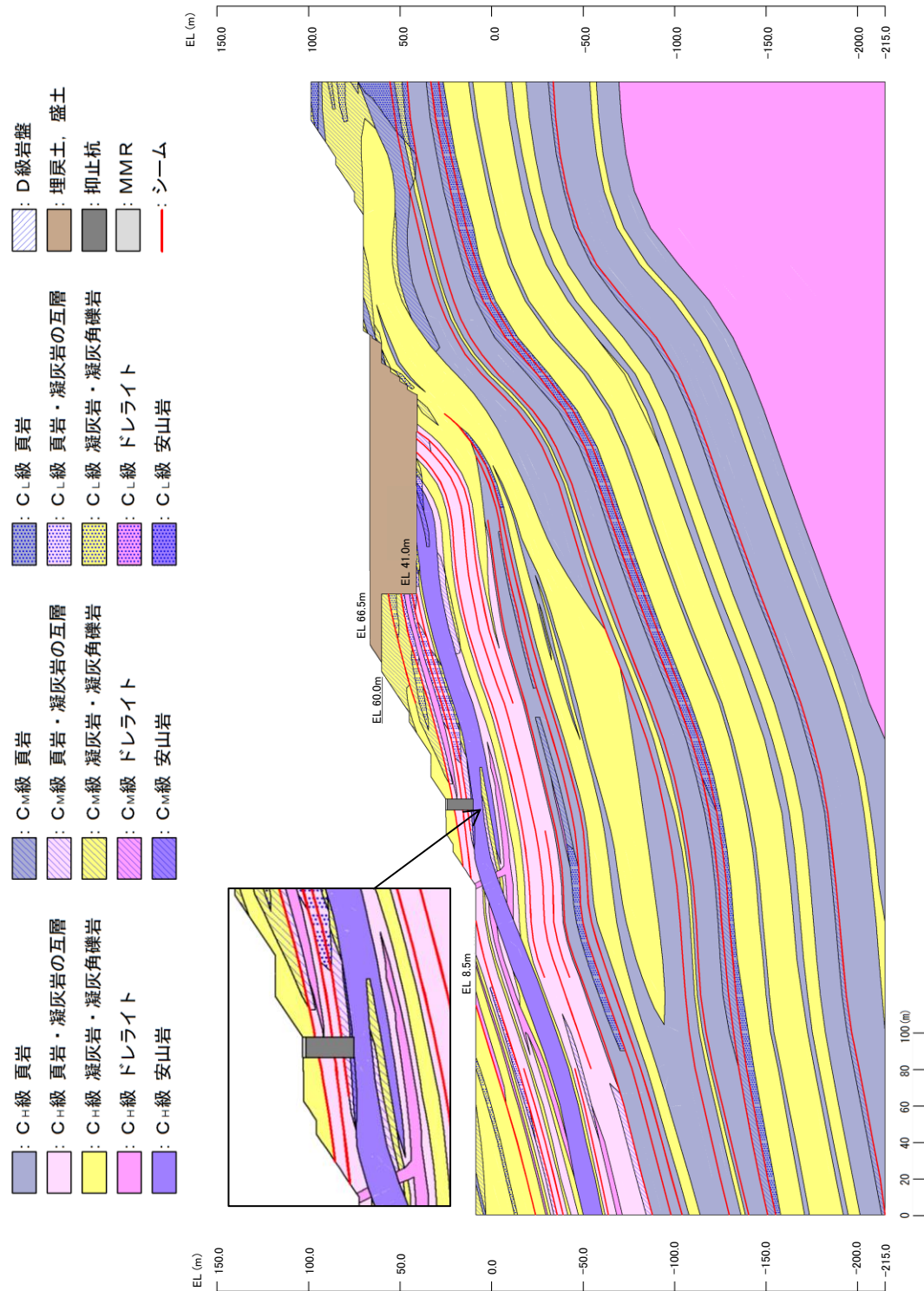


図 2.7.3-3 ①-①' 断面 解析用岩盤分類図

- | | | | |
|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|-------------|
| ■ : C _H 級 頁岩 | ■ : C _M 級 頁岩 | ■ : C _L 級 頁岩 | ■ : D級岩盤 |
| ■ : C _H 級 頁岩・凝灰岩の互層 | ■ : C _M 級 頁岩・凝灰岩の互層 | ■ : C _L 級 頁岩・凝灰岩の互層 | ■ : 埋戻土, 盛土 |
| ■ : C _H 級 凝灰岩・凝灰角礫岩 | ■ : C _M 級 凝灰岩・凝灰角礫岩 | ■ : C _L 級 凝灰岩・凝灰角礫岩 | ■ : 抑止杭 |
| ■ : C _H 級 ドレライト | ■ : C _M 級 ドレライト | ■ : C _L 級 ドレライト | ■ : MMR |
| ■ : C _H 級 安山岩 | ■ : C _M 級 安山岩 | ■ : C _L 級 安山岩 | — : シーム |

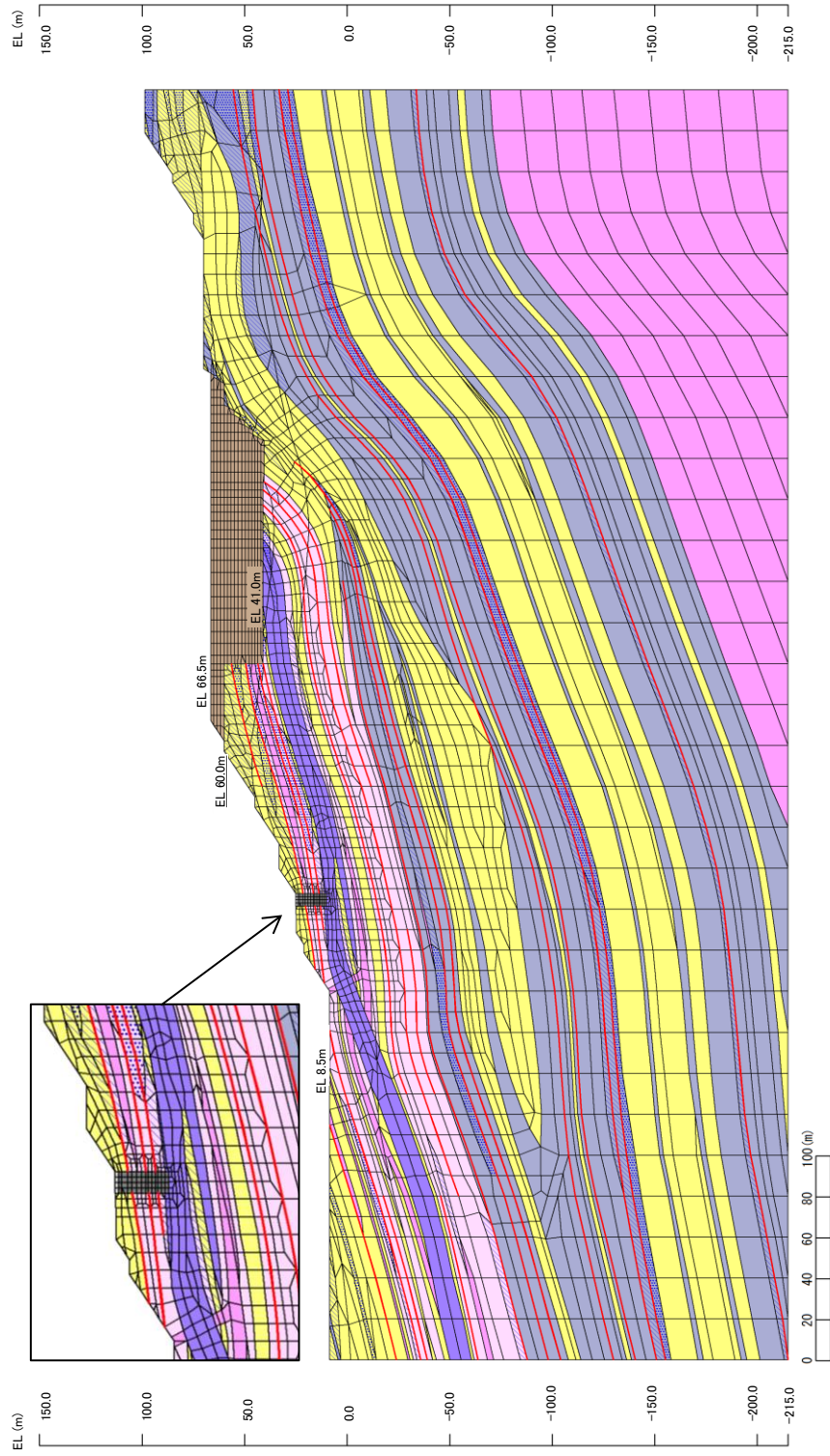


図 2.7.3-4 ①-①' 断面 解析用要素分割図

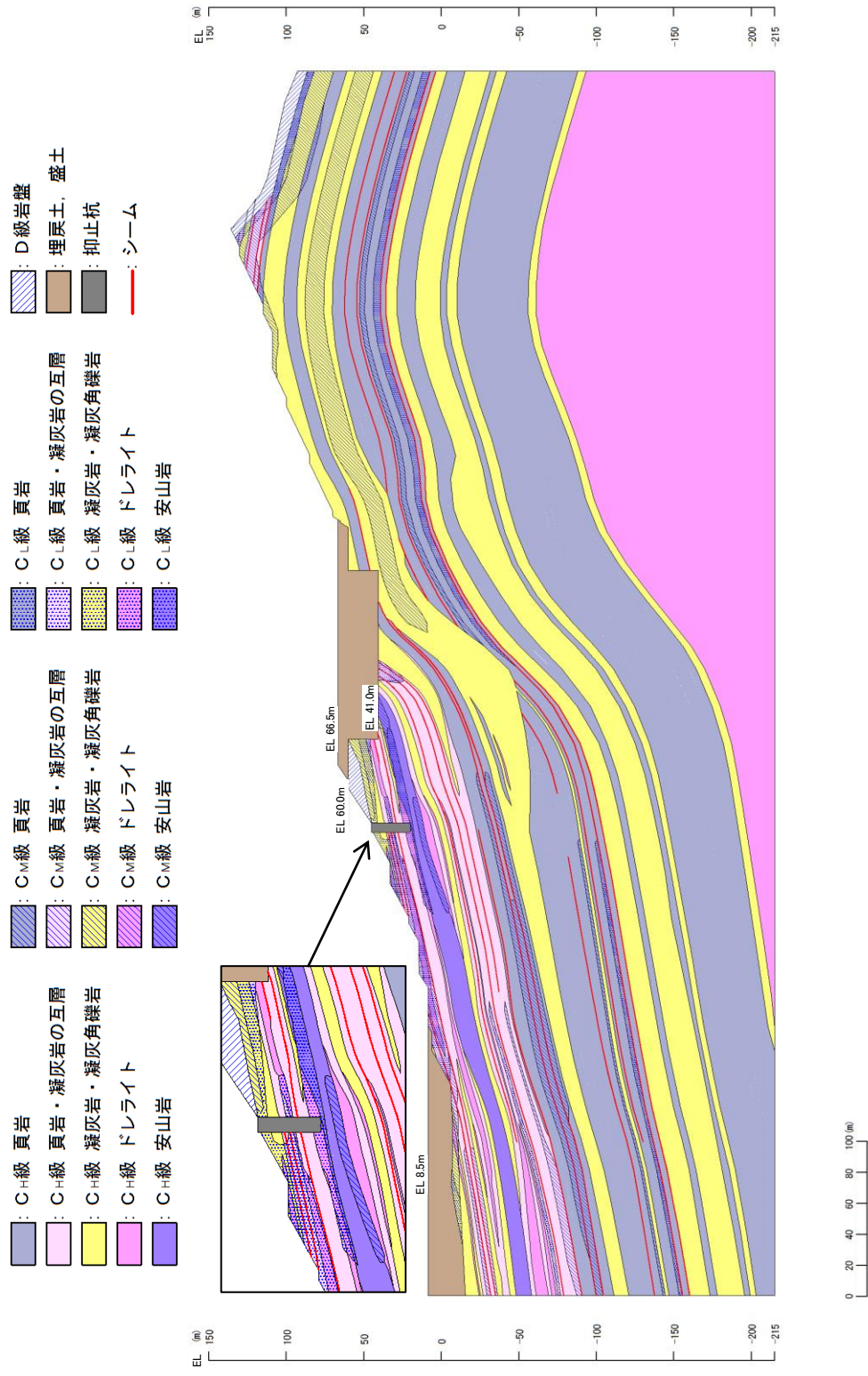


図 2.7.3-5 ②-②' 断面 解析用岩盤分類図

- | | | | |
|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|-------------|
| ■ : C _H 級 頁岩 | ■ : C _M 級 頁岩 | ■ : C _L 級 頁岩 | ■ : D級岩盤 |
| ■ : C _H 級 頁岩・凝灰岩の互層 | ■ : C _M 級 頁岩・凝灰岩の互層 | ■ : C _L 級 頁岩・凝灰岩の互層 | ■ : 埋戻土, 盛土 |
| ■ : C _H 級 凝灰岩・凝灰角礫岩 | ■ : C _M 級 凝灰岩・凝灰角礫岩 | ■ : C _L 級 凝灰岩・凝灰角礫岩 | ■ : 抑止杭 |
| ■ : C _H 級 ドレライト | ■ : C _M 級 ドレライト | ■ : C _L 級 ドレライト | ■ : シーム |
| ■ : C _H 級 安山岩 | ■ : C _M 級 安山岩 | ■ : C _L 級 安山岩 | |

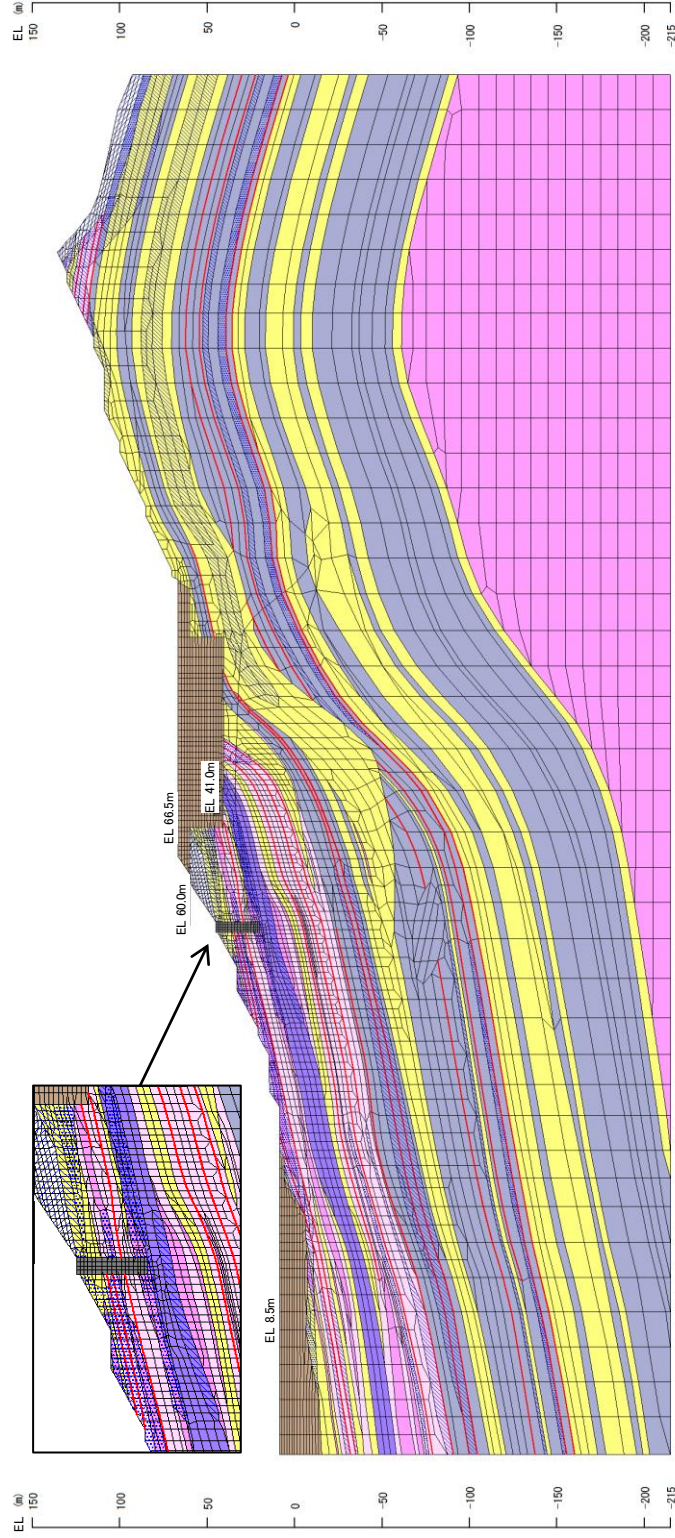


図 2.7.3-6 ②-②' 断面 解析用要素分割図

(7) 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、以下のとおり設定する。

【耐震計価上考慮する状態】

抑止杭の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(a) 運転時の状態

発電用原子炉施設が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(b) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(c) 設計用自然条件

常時荷重に対して極めて小さいため、積雪の影響は考慮しない。

大部分が地中に埋設された構造物であり、地上部分が少なく風の影響をほとんど受けないため、風の影響は考慮しない。

(d) 重大事故等時の状態

重大事故等時の影響を受けないことから考慮しない。

【荷重】

抑止杭の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(a) 固定荷重 (G)

固定荷重として、自重を考慮する。

(b) 積載荷重 (P)

積雪等の影響を考慮しないことから、組合せに考慮しない。

(c) 地震荷重 (S_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

【荷重の組合せ】

荷重の組合せを表 2.7.3-5 に示す。

表 2.7.3-5 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S _s)	G + S _s

G : 固定荷重

S_s : 地震荷重 (基準地震動 S_s)

(8) 許容限界

【断面力の算定】

抑止杭に発生する断面力は、地震時応答解析から求まる抑止杭の各要素に生じる応力から、抑止杭に作用する断面力（軸力、曲げモーメント及びせん断力）を算定する。断面力算定の概念図を図 2.7.3-7 に示す。

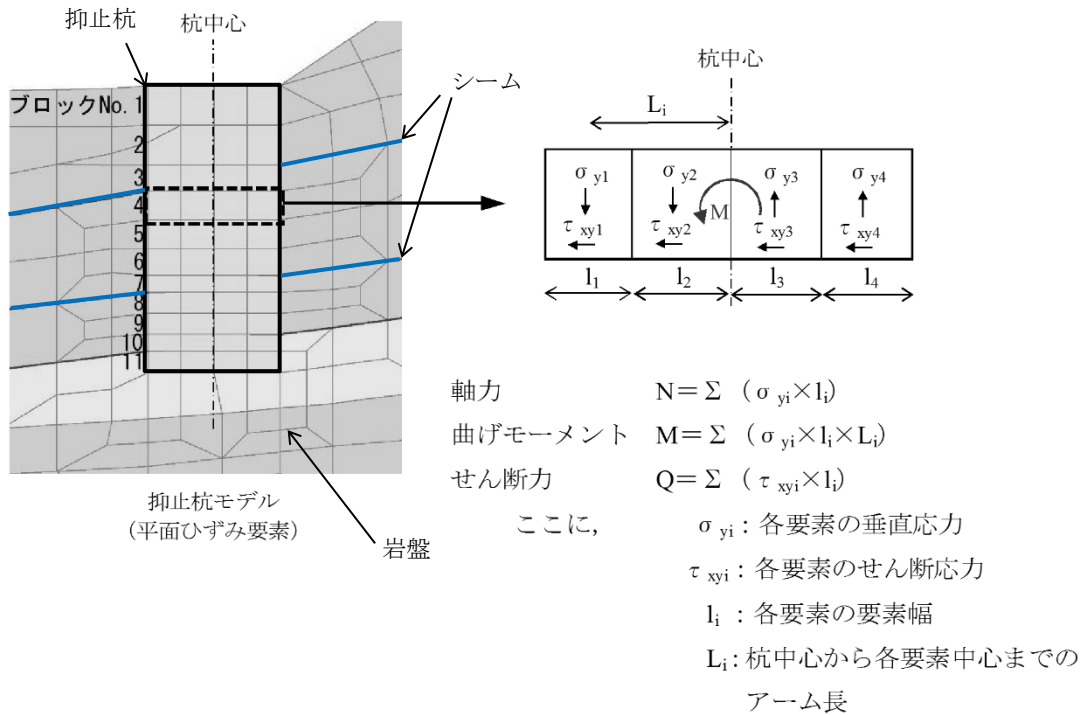


図 2.7.3-7 断面力算定の概念図

【照査方法】

「斜面上の深礎基礎設計施工便覧((社)日本道路協会, 2012年3月)」により、せん断破壊に対する照査及び曲げ破壊に対する照査を実施する。

せん断破壊に対する照査は、発生する最大せん断力が抑止杭の許容せん断抵抗力（短期）を下回ることを確認する。

曲げ破壊に対する照査は、最大曲げモーメント発生時の軸力及び曲げモーメントから算定されるコンクリートの曲げ圧縮応力度及び鉄筋の引張応力度が、コンクリート及び鉄筋の許容応力度（短期）を下回ることを確認する。

【抑止杭に作用するせん断力の算定】

抑止杭に作用するせん断力は図 2.7.3-7 により算定する。

【曲げ応力度の算定】

曲げ応力度の算定式は以下のとおり。

$$\sigma_c = \frac{M + N \times r}{r^3} C$$

$$C = \frac{1 - \cos\phi}{\frac{2\sin\phi}{3} \times \phi \times \cos\phi + \sin\phi \times \cos^2\phi + \frac{\phi}{4} - \frac{\sin\phi \cos\phi}{4} - \frac{\sin^3\phi \cos\phi}{6} + \pi np \left[\frac{\alpha^2}{2} - \cos\phi \right]}$$

$$np = n \times \frac{As}{\pi r^3}$$

- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度
- M : 曲げモーメント
- N : 軸力
- r : 抑止杭半径
- ϕ : 中立軸の位置を示す中心角
- α : 軸方向鉄筋中心までの半径 r_s /抑止杭半径 r
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比
- As : 軸方向鉄筋の断面積

$$\sigma_s = \frac{M + N \times r}{r^3} Sn$$

$$S = C \times \frac{\alpha + \cos\phi}{1 - \cos\phi}$$

- σ_s : 鉄筋の引張応力度

【抑止杭に期待する効果等】

島根原子力発電所の抑止杭に期待する効果及び効果を発揮するためのメカニズムを表 2.7.3-6 に示す。

表 2.7.3-6 抑止杭に期待する効果等

期待する効果	効果を発揮するためのメカニズム	部位(材質)	イメージ図
シームを通るすべりによる発生せん断力に抵抗する。	<ul style="list-style-type: none"> シームを通るすべりが発生した際に生じるせん断力に対して、H鋼、コンクリート及び帯鉄筋が負担する。 	H鋼, コンクリート, 帯鉄筋	
シームを通るすべりによる発生曲げモーメントに抵抗する。	<ul style="list-style-type: none"> シームを通るすべりが発生した際に生じる曲げモーメントに対して、コンクリートが圧縮力を負担する。 シームを通るすべりが発生した際に生じる曲げモーメントに対して、軸方向鉄筋が引張力を負担する。 	コンクリート(圧縮) 軸方向鉄筋(引張)	

【許容値の設定】

- ・ 抑止杭の許容せん断抵抗力

杭の1本当たりの許容せん断抵抗力は、「最新斜面・土留め技術総覧(最新斜面・土留め技術総覧編集委員会, 1991年)」により、下式により算定した。

$$S_a = \gamma_p \cdot A_p / \alpha + \gamma_H \cdot A_H$$

ここで、

S_a : 杭材の許容せん断力 (N/mm²)

γ_p : 杭材 (コンクリート及び帯鉄筋) の許容せん断応力度 (N/mm²)

A_p : 杭材 (コンクリート及び帯鉄筋) の断面積 (mm²)

γ_H : せん断補強材 (H鋼) の許容せん断応力度 (N/mm²)

A_H : せん断補強材 (H鋼) の断面積 (mm²)

α : 最大応力度/平均応力度

抑止杭 (鉄筋コンクリート+H鋼) の許容せん断抵抗力のうち、鉄筋コンクリート部については、コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕 ((社) 土木学会, 2002年制定) の許容応力度法に基づいて設定する。

また、H鋼部については、道路橋示方書・同解説 (Ⅰ 共通編・Ⅱ 鋼橋編) ((社) 日本道路協会, 2002年) により設定する。

なお、杭のせん断抵抗力の算定では、H鋼がコンクリートに拘束されていることを考慮し、H鋼の全断面を考慮して算定を行う。

抑止杭の許容せん断抵抗力 R_K は、表 2.7.3-7 の杭の1本当たりの許容せん断抵抗力を各区間の杭本数 (区間Ⅰ : 12本, 区間Ⅱ : 3本) で乗じ、各区間の抑止杭の効果を期待する範囲の幅 (斜面の奥行方向幅) で除して単位奥行当たりのせん断抵抗力として算出する。

算出した抑止杭の単位奥行当たりの許容せん断抵抗力について、表 2.7.3-8 に示す。

$$R_K = \frac{n \times S_K + S_G}{\cos \theta} \times \frac{1}{L}$$

ここで、

R_K : 抑止杭の単位奥行き当たりの許容せん断抵抗力

n : 杭本数 (区間Ⅰ : 12本, 区間Ⅱ : 3本)

S_K : 杭1本の許容せん断抵抗力

S_G : 杭間及び周辺岩盤のせん断抵抗力

(照査位置に関わらず、シームであるとして保守的にゼロとする)

θ : すべり面角度 (保守的に $\cos 0^\circ = 1$ とする)

L : 各区間の抑止杭の効果を期待する範囲の幅

(斜面の奥行方向幅。区間Ⅰ : 158.3m, 区間Ⅱ : 48.6m)

表 2.7.3-7 抑止杭 1 本当たりの許容せん断抵抗力 S_k

材料	許容せん断応力度 (N/mm ²)	断面積 A (mm ²)		許容せん断抵抗力 (kN)	
		①-①' 断面	②-②' 断面	①-①' 断面	②-②' 断面
コンクリート	0.90* ¹	2.51 × 10 ⁷	2.56 × 10 ⁷	14256* ⁴	14526* ⁴
帯鉄筋	323* ²	1.14 × 10 ³		16585* ⁵	16585* ⁵
H鋼	150* ³	2.167 × 10 ⁶ (41 本)	1.692 × 10 ⁶ (32 本)	325089	253728
抑止杭 (合計)				355930	284839

抑止杭 1 本当たりの許容せん断抵抗力 S_k

注記*1: コンクリート標準示方書[構造性能照査編] (社)土木学会, 2002年)に基づき, コンクリート ($f_c=24\text{N/mm}^2$) の許容せん断応力度: 0.45 N/mm^2 の2倍の強度割増し (一時的な荷重又は極めてまれな荷重) を行う。

*2: コンクリート標準示方書[構造性能照査編] (社)土木学会, 2002年)に基づき, 鉄筋 (SD345) の許容引張応力度: 196 N/mm^2 の1.65倍の強度割増し (一時的な荷重又は極めてまれな荷重) を行う。

*3: 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編 (社)日本道路協会, 2002年)により, H鋼の許容せん断応力度: 100 N/mm^2 の1.5倍の強度割増し (地震荷重) を行う。

*4: 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編 (社)日本道路協会, 2002年)に基づき下式により設定
 $S_c = \tau_{ca} \times 0.6 \times 1.06 \times A$
 ここで, S_c : コンクリートの許容せん断抵抗力, τ_{ca} : コンクリートの許容せん断応力度,
 A : コンクリートの断面積

*5: 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編 (社)日本道路協会, 2002年)に基づき下式により設定
 $S_s = A_s \times \sigma_{sa} \times d (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ) / (1.15 \times s)$
 ここで, S_s : 帯鉄筋の許容せん断抵抗力, σ_{sa} : 帯鉄筋の許容引張応力度,
 A_s : 鉄筋の断面積, d : 部材断面の有効高 (=5180mm), s : 帯鉄筋の部材軸方向の間隔 (=200mm)

表 2.7.3-8 抑止杭の単位奥行当たりの許容せん断抵抗力 R_k

断面	1 本当たりの許容せん断抵抗力 S_k (kN)	杭本数 n (本)	斜面の奥行方向幅 L (m)	単位奥行当たりの許容せん断抵抗力 (kN/m)
①-①' 断面	355930	12	158.27	26986
②-②' 断面	284839	3	48.62	17576

・コンクリートの許容曲げ圧縮応力度及び鉄筋の許容引張応力度

コンクリートの許容曲げ圧縮応力度及び鉄筋の許容引張応力度は、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）」の許容応力度法に基づいて設定す。

コンクリートの許容曲げ圧縮応力度及び鉄筋の許容引張応力度について，表 2.7.3-9 のとおり設定する。

表 2.7.3-9 コンクリートの許容曲げ圧縮応力度・鉄筋の許容引張応力度

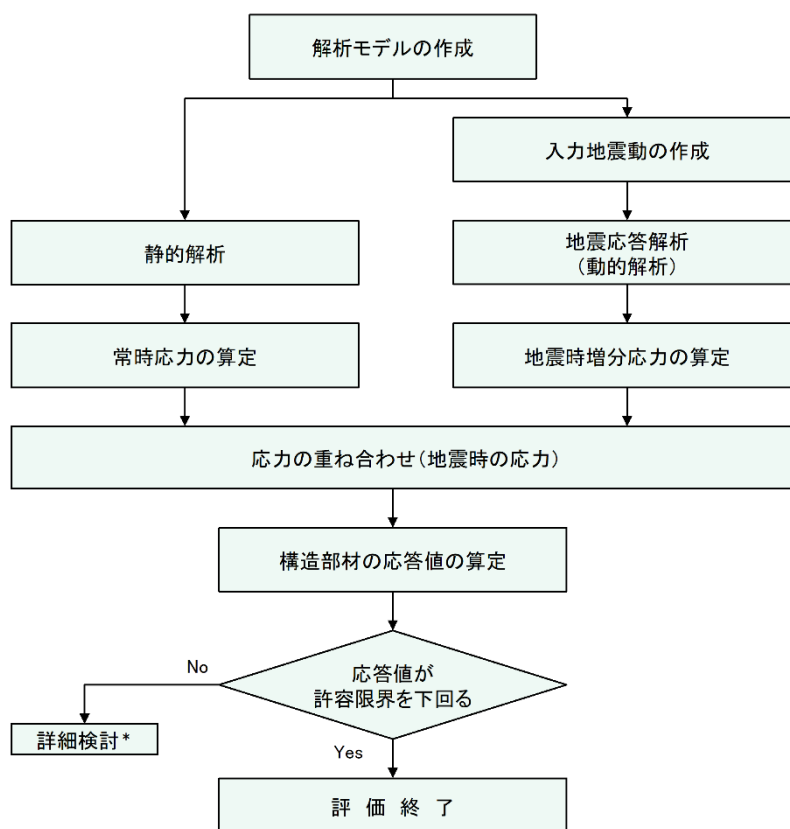
項目	許容値 (N/mm ²)
コンクリートの許容曲げ圧縮応力度* ¹	18
軸方向鉄筋の許容引張応力度* ²	323

注記*1：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）に基づき，コンクリート（ $f_c=24\text{N/mm}^2$ ）の許容曲げ圧縮応力度： 9 N/mm^2 の2倍の強度割増し（一時的な荷重又は極めてまれな荷重）を行う。

*2：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）に基づき，鉄筋（SD345）の許容引張応力度： 196 N/mm^2 の1.65倍の強度割増し（一時的な荷重又は極めてまれな荷重）を行う。

(9) 評価手順

抑止杭の耐震評価フローを図 2.7.3-8 に示す。



注記* : 検討内容に応じて、必要なプロセスへ戻る

図 2.7.3-8 抑止杭の耐震評価フロー

(10) 入力地震動の策定

入力地震動については、「2.6.2.6 入力地震動の策定」に記載のとおりとする。

(11) 評価結果

表 2.7.3-10～表 2.7.3-12 に、コンクリートの曲げ圧縮応力度、鉄筋の引張応力度及び抑止杭のせん断力に対する照査結果を示す。コンクリートの発生曲げ応力度、鉄筋の引張応力度、抑止杭のせん断力はいずれも許容値を下回っていることを確認した。

表 2.7.3-10 コンクリートの曲げ圧縮応力度の照査結果

対象 斜面	基準地震動	最大曲げモーメント発生時の コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	許容値 (N/mm ²)	照査値	判定
①-①'	S _s -D (+-)	1.2	18	0.067	OK
	S _s -D (++)	0.9	18	0.050	OK
	S _s -D (---)	0.9	18	0.050	OK
	S _s -D (-+)	0.9	18	0.050	OK
	S _s -N1 (++)	0.9	18	0.050	OK
	S _s -N1 (-+)	0.9	18	0.050	OK
	S _s -N2 (NS) (++)	0.9	18	0.050	OK
	S _s -N2 (NS) (-+)	0.6	18	0.034	OK
	S _s -N2 (EW) (++)	1.0	18	0.056	OK
	S _s -N2 (EW) (-+)	0.9	18	0.050	OK
②-②'	S _s -D (+-)	2.4	18	0.134	OK
	S _s -D (++)	2.6	18	0.145	OK
	S _s -D (---)	2.6	18	0.145	OK
	S _s -D (-+)	2.7	18	0.150	OK
	S _s -N1 (++)	2.0	18	0.112	OK
	S _s -N1 (-+)	1.8	18	0.100	OK
	S _s -N2 (NS) (++)	2.0	18	0.112	OK
	S _s -N2 (NS) (-+)	2.2	18	0.123	OK
	S _s -N2 (EW) (++)	1.9	18	0.106	OK
	S _s -N2 (EW) (-+)	1.8	18	0.100	OK

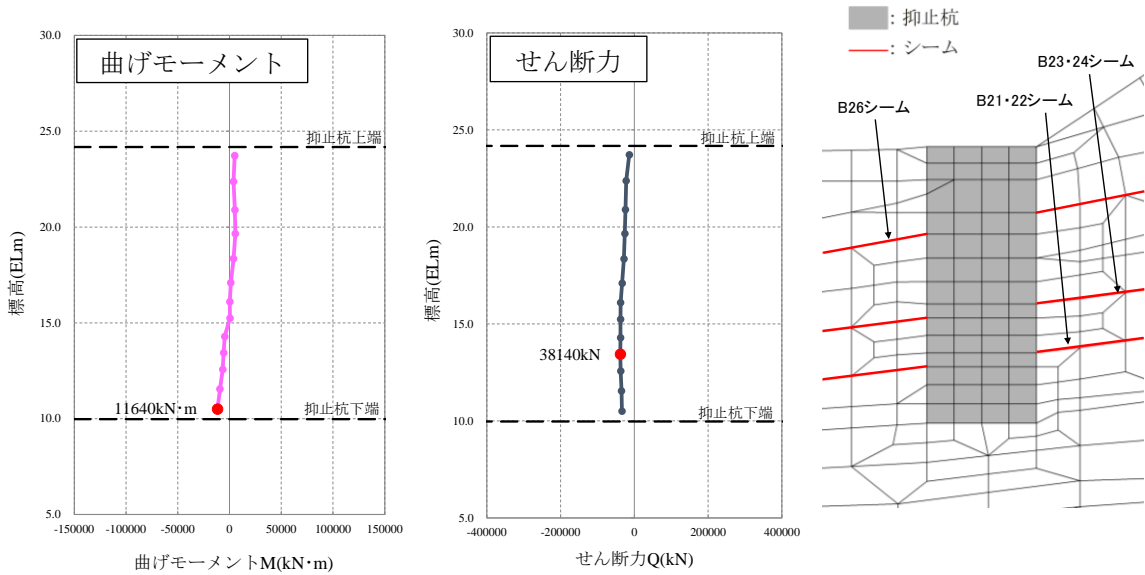
表 2.7.3-11 鉄筋の引張応力度の照査結果

対象斜面	基準地震動	最大曲げモーメント発生時の鉄筋の最大引張応力度 (N/mm ²)	許容値 (N/mm ²)	照査値	判定
①-①'	S _s -D (+-)	0.0 (全圧縮)	323	0.000	OK
	S _s -D (++)	0.2	323	0.001	OK
	S _s -D (--)	0.0 (全圧縮)	323	0.000	OK
	S _s -D (-+)	0.0 (全圧縮)	323	0.000	OK
	S _s -N1 (++)	0.0 (全圧縮)	323	0.000	OK
	S _s -N1 (-+)	0.0 (全圧縮)	323	0.000	OK
	S _s -N2 (NS) (++)	0.0 (全圧縮)	323	0.000	OK
	S _s -N2 (NS) (-+)	0.0 (全圧縮)	323	0.000	OK
	S _s -N2 (EW) (++)	0.0 (全圧縮)	323	0.000	OK
	S _s -N2 (EW) (-+)	0.0 (全圧縮)	323	0.000	OK
②-②'	S _s -D (+-)	0.8	323	0.003	OK
	S _s -D (++)	0.0 (全圧縮)	323	0.000	OK
	S _s -D (--)	64.8	323	0.201	OK
	S _s -D (-+)	70.5	323	0.219	OK
	S _s -N1 (++)	30.5	323	0.095	OK
	S _s -N1 (-+)	15.5	323	0.048	OK
	S _s -N2 (NS) (++)	36.8	323	0.114	OK
	S _s -N2 (NS) (-+)	50.0	323	0.155	OK
	S _s -N2 (EW) (++)	5.9	323	0.019	OK
	S _s -N2 (EW) (-+)	11.0	323	0.035	OK

表 2.7.3-12 抑止杭のせん断力の照査結果

対象斜面	基準地震動	発生最大 せん断力 (kN)	許容値 (kN)	照査値	判定
①-①'	S _s -D (+-)	38140	355930	0.108	OK
	S _s -D (++)	36328	355930	0.103	OK
	S _s -D (--)	35723	355930	0.101	OK
	S _s -D (-+)	37536	355930	0.106	OK
	S _s -N1 (++)	27779	355930	0.079	OK
	S _s -N1 (-+)	25639	355930	0.073	OK
	S _s -N2 (NS) (++)	31374	355930	0.089	OK
	S _s -N2 (NS) (-+)	30934	355930	0.087	OK
	S _s -N2 (EW) (++)	25511	355930	0.072	OK
	S _s -N2 (EW) (-+)	27373	355930	0.077	OK
②-②'	S _s -D (+-)	48425	284839	0.171	OK
	S _s -D (++)	47003	284839	0.166	OK
	S _s -D (--)	44208	284839	0.156	OK
	S _s -D (-+)	44975	284839	0.158	OK
	S _s -N1 (++)	33828	284839	0.119	OK
	S _s -N1 (-+)	38359	284839	0.135	OK
	S _s -N2 (NS) (++)	41158	284839	0.145	OK
	S _s -N2 (NS) (-+)	37567	284839	0.132	OK
	S _s -N2 (EW) (++)	39543	284839	0.139	OK
	S _s -N2 (EW) (-+)	35639	284839	0.126	OK

図 2.7.3-9～図 2.7.3-12 に、最大せん断力発生時における抑止杭の断面力図及び変形図を示す。

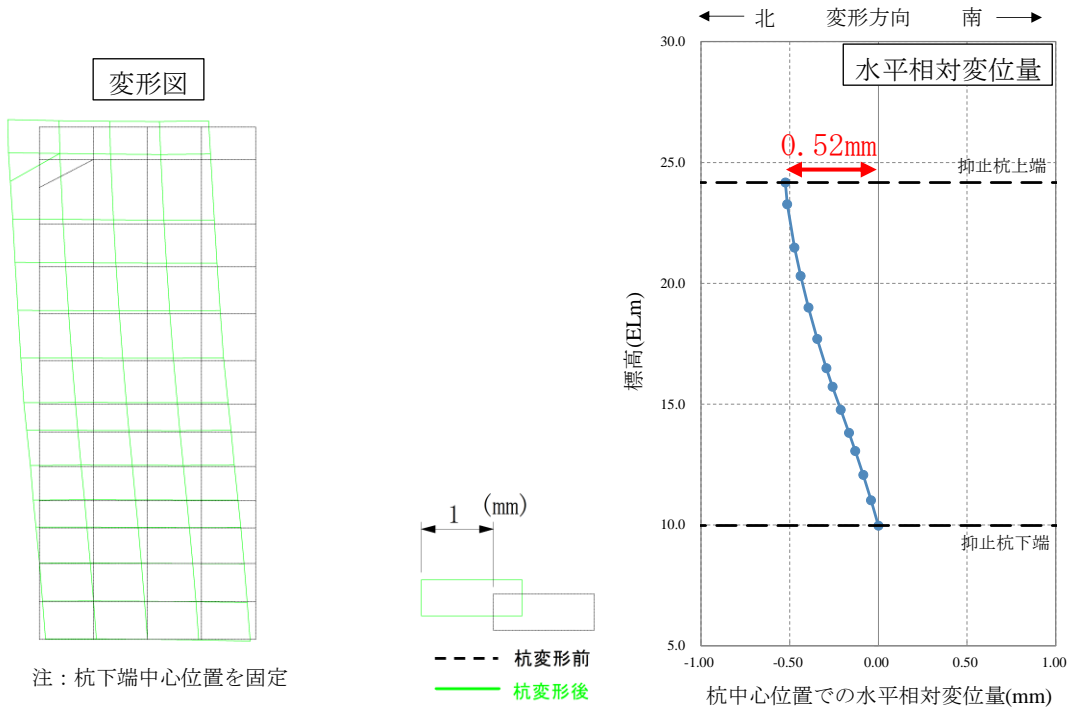


注 1：モーメントは時計回りを正とする。

2：●は、絶対値の最大位置を示す。

図 2.7.3-9 抑止杭 1 本あたりに発生する断面力図 (①-①' 断面)
(S s - D (+) ・ 8.95 秒, 抑止杭に最大せん断力が発生する地震動及び時刻*)

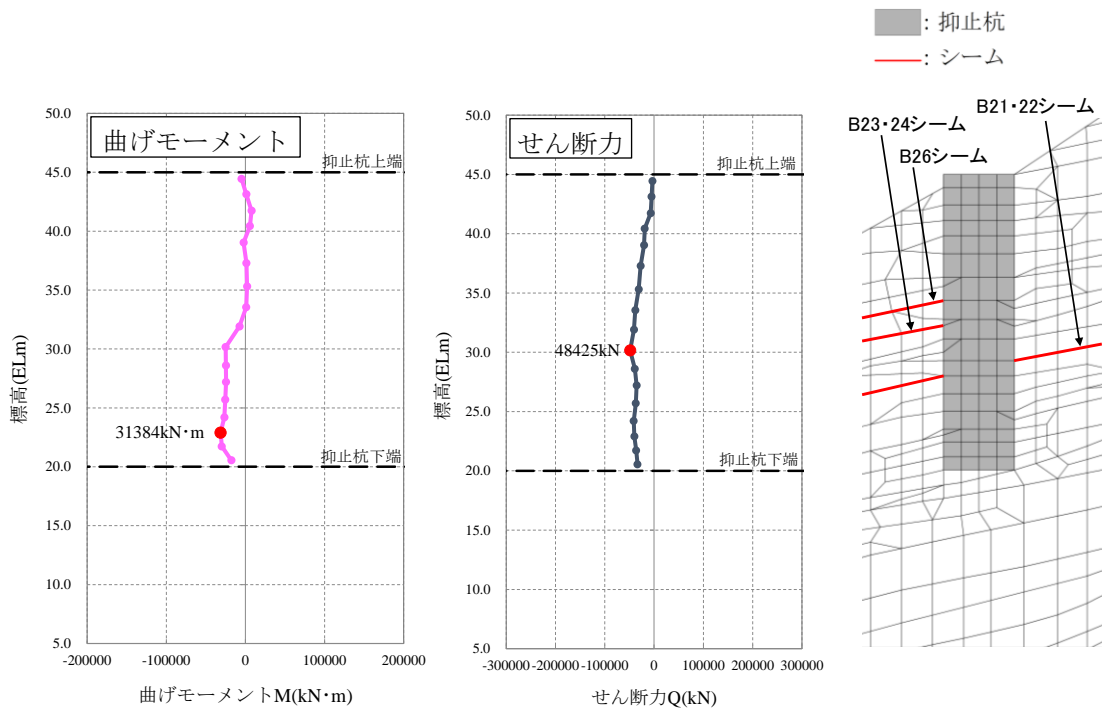
注記*：抑止杭に最大曲げモーメントが発生する時刻と同一



注：杭下端中心位置を固定

図 2.7.3-10 抑止杭変形図 (①-①' 断面)

(S s - D (+) ・ 8.95 秒, 抑止杭に最大せん断力が発生する地震動及び時刻)



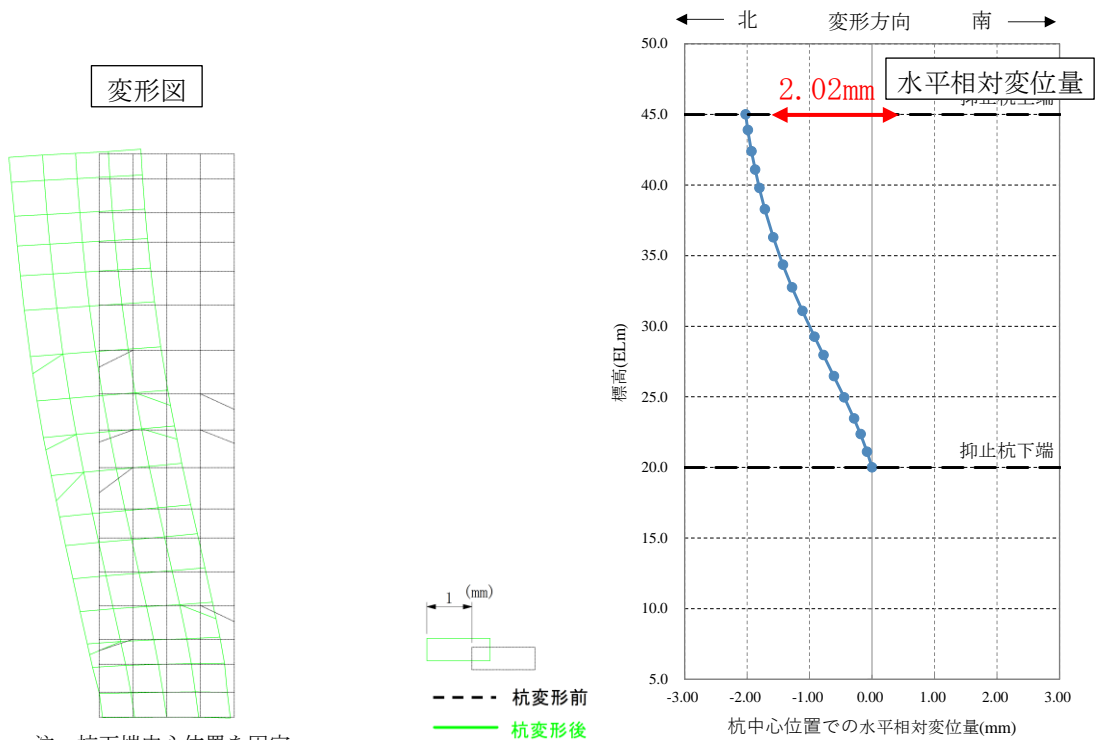
注1：モーメントは時計回りを正とする。

2：●は、絶対値の最大位置を示す。

図 2.7.3-11 抑止杭 1 本あたりに発生する断面力図 (②-②' 断面)

(S_s-D (+))・8.96 秒, 抑止杭に最大せん断力が発生する地震動及び時刻*)

注記*：抑止杭に最大曲げモーメントが発生する時刻と異なる。(最大曲げモーメントが発生する時刻は S_s-D (-+)・8.95 秒)



注：杭下端中心位置を固定

図 2.7.3-12 抑止杭変形図 (②-②' 断面)

(S_s-D (+))・8.96 秒, 抑止杭に最大せん断力が発生する地震動及び時刻)

2.7.4 抑止杭を設置した斜面の安定性評価

(1) 基本方針

抑止杭を設置した斜面について、基準地震動 S_s によるすべり安定性評価を実施する。

すべり安定性評価については、想定すべり面上の応力状態をもとに、すべり面上のせん断抵抗力の和をすべり面上のせん断力の和で除して求めたすべり安全率が評価基準値を上回ることを確認する。

なお、適用規格は「2.7.3 抑止杭の耐震評価」と同じである。

(2) 評価対象斜面の選定

評価対象斜面は、「2.7.3 抑止杭の耐震評価」と同じ断面とする。

(3) 解析用物性値，地震応答解析手法等

「2.7.3 抑止杭の耐震評価」の地震応答解析結果の応力状態からすべり安全率を計算するため、地震応答解析手法，解析用物性値，解析モデル及び入力地震動は「2.7.3 抑止杭の耐震評価」と同様である。

すべり安全率に対する地盤物性値のばらつきの影響については、強度特性が支配的であることから、設置（変更）許可申請書に記載した地盤安定性評価と同様、地盤物性のうち強度特性に関するばらつきについて考慮し、平均強度の解析ケースにおいて最小すべり安全率を示すケースについて、平均強度 -1σ のケースを実施する。

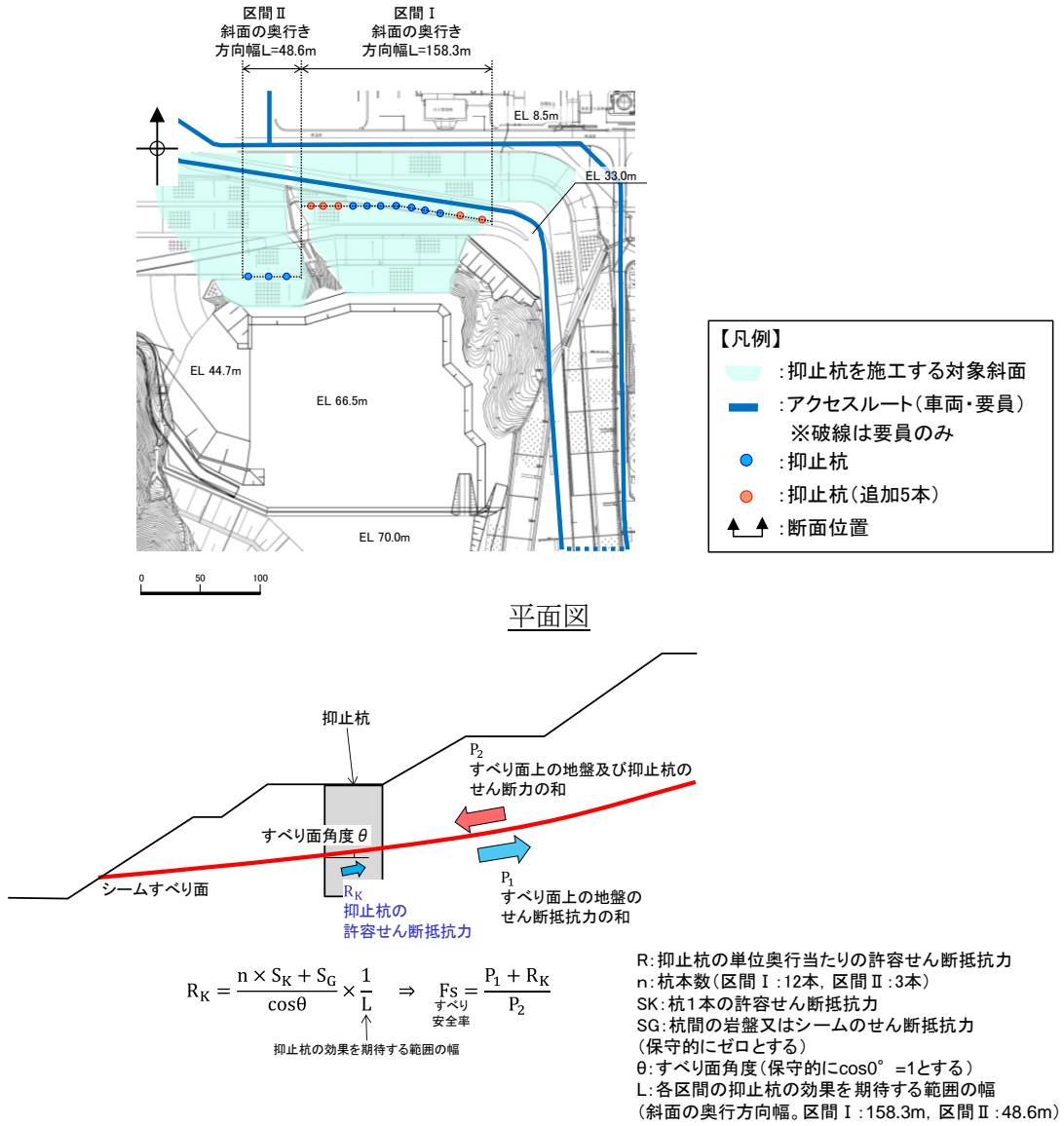
(4) 評価基準値の設定

すべり安定性評価では、評価対象斜面の最小すべり安全率が評価基準値 1.0 を上回ることを確認する。（設定根拠は参考資料 2 を参照）

(5) すべり安全率の算定方法

すべり安全率の算定は、「2.6.2.5 評価基準値及び想定すべり面の設定」と同様の手法によりすべり安全率を算定し、その際に抑止杭のせん断抵抗力も見込む。

抑止杭のせん断抵抗力も見込んだシームすべりに対するすべり安全率算定の概念図を図2.7.4-1に示す。



抑止杭のせん断抵抗力算出イメージ図
断面図 (概念図)
図 2.7.4-1 シームすべりに対する抑止杭のせん断抵抗力算出概要図

抑止杭による抵抗力を考慮したすべり安全率の算定式を以下に示す。すべり安全率算出時には、抑止杭（鉄筋コンクリート+H鋼）のせん断抵抗力を見込む。

$$F_s = \frac{P_1 + R_K}{P_2}$$

ここで、

- P_1 : すべり面上の地盤のせん断抵抗力の和
- P_2 : すべり面上（地盤，抑止杭）のせん断力の和
- R_K : 抑止杭の許容せん断抵抗力

抑止杭の単位奥行当たりの許容せん断抵抗力 R_K は、照査の際に用いた表 2.7.3-7 の杭の 1 本当たりの許容せん断抵抗力を各区間の杭本数（区間Ⅰ：12 本，区間Ⅱ：3 本）で乗じ，各区間の抑止杭の効果を期待する範囲の幅（斜面の奥行方向幅，詳細は図 2.7.4-1 を参照）で除して単位奥行当たりのせん断抵抗力として算出する。

$$R_K = \frac{n \times S_K + S_G}{\cos \theta} \times \frac{1}{L}$$

ここで、

- R_K : 抑止杭の単位奥行き当たりの許容せん断抵抗力
- n : 杭本数（区間Ⅰ：12 本，区間Ⅱ：3 本）
- S_K : 杭 1 本の許容せん断抵抗力
- S_G : 杭間の岩盤又はシームのせん断抵抗力
(保守的にゼロとする)
- θ : すべり面角度
- L : 抑止杭の効果を期待する範囲の幅
(斜面の奥行方向幅，区間Ⅰ：158.3m，区間Ⅱ：48.6m，詳細は図 2.7.4-1 を参照)

(6) 液状化範囲の検討

抑止杭を設置する斜面上部に埋戻土が存在することから、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に記載の3次元浸透流解析結果を参照し、液状化の可能性を検討する。

3次元浸透流解析の結果、抑止杭を設置する斜面の①-①'断面及び②-②'断面の埋戻土部の地下水位は、EL 15~20mであり、埋戻土層下端 (EL 41m) より十分に低いことから、液状化影響を考慮しない。

なお、EL 41mには構造物を設置して周辺を埋め戻す予定である。当該構造物は地中構造物になることから、重量の観点から保守的になるように埋戻土としてモデル化する。すべり安定性評価においては、埋戻土前面での肌分かれを想定し、埋戻土部のすべり面を考慮しないケースについても検討した。

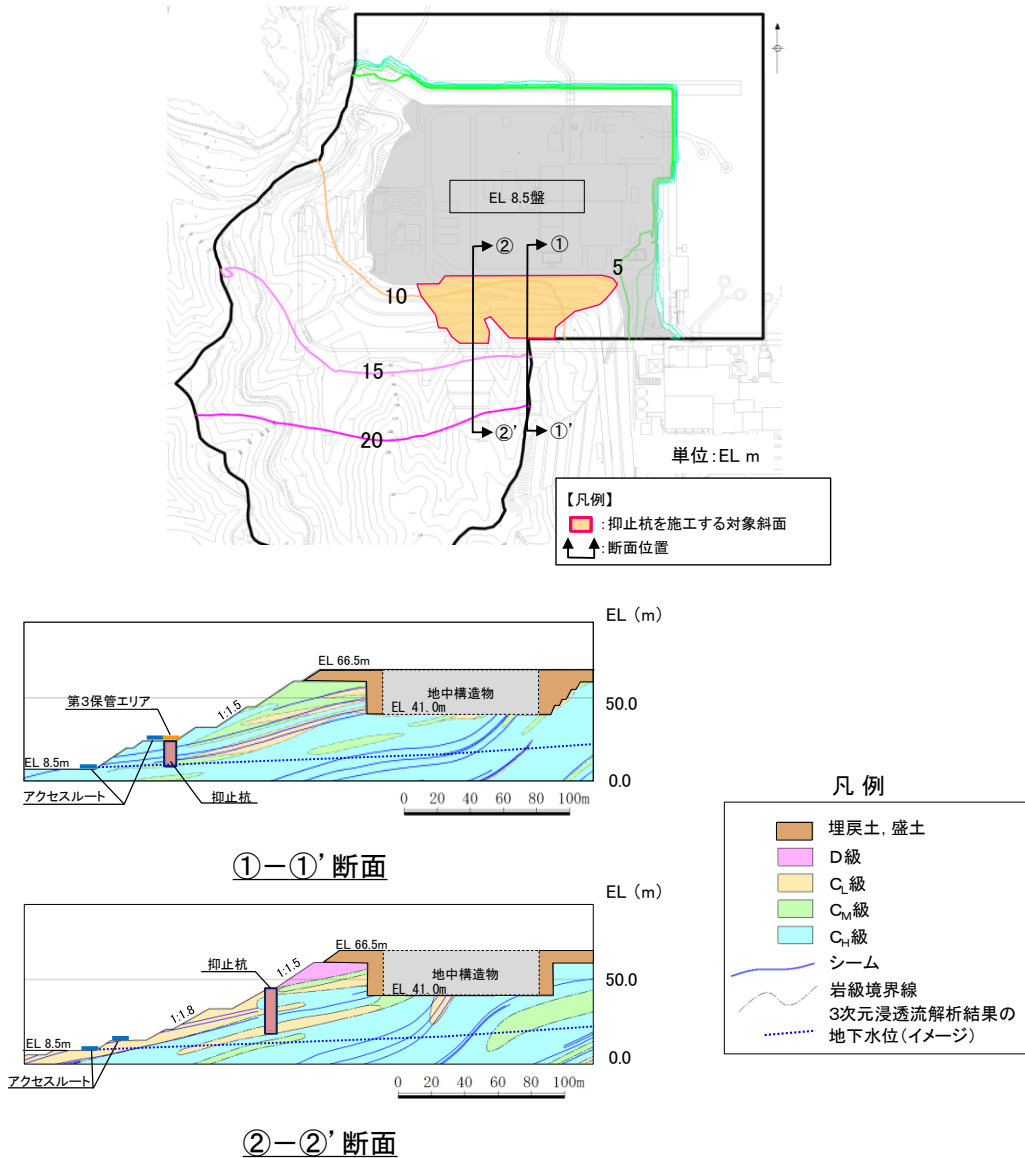
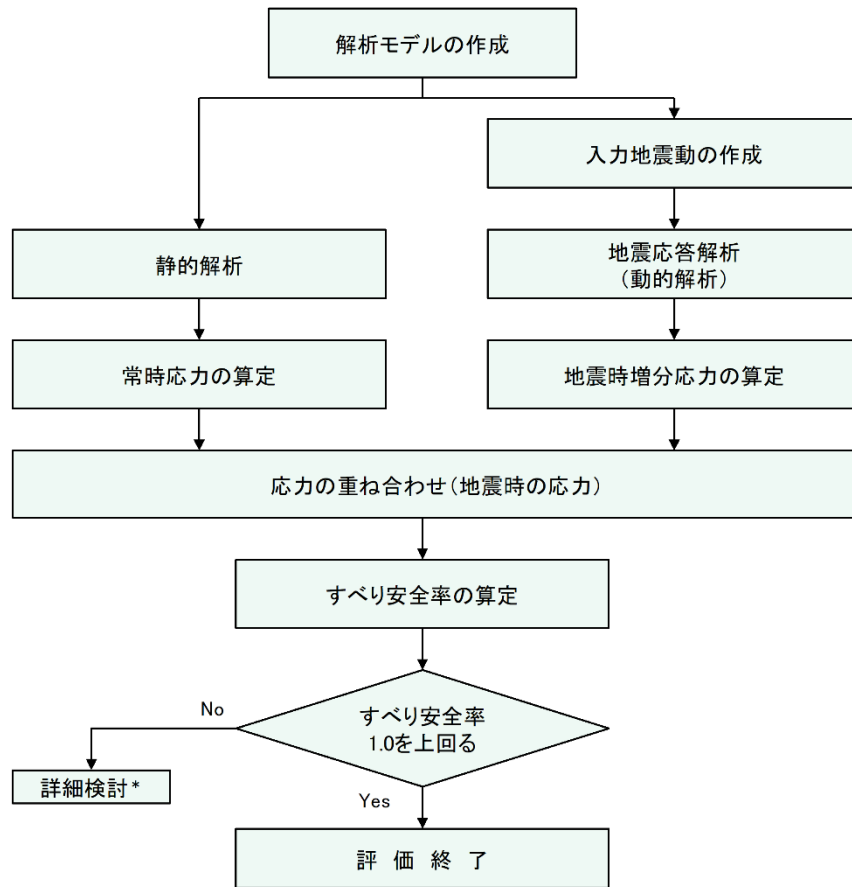


図 2.7.4-2 3次元浸透流解析結果 (定常解析) の等水位線図*

注記*: 「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」参照。

(7) 評価内容

斜面安定性評価フローを図 2.7.4-3 に示す。



注記*: 検討内容に応じて、必要なプロセスへ戻る

図 2.7.4-3 斜面安定性評価フロー

(8) 入力地震動の策定

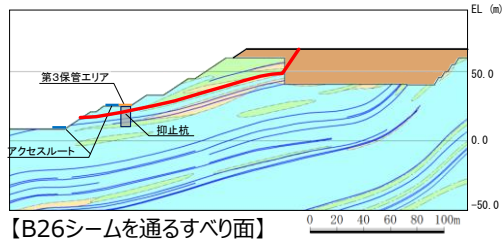
入力地震動は「2.7.3 抑止杭の耐震評価」と同様とする。

(9) 評価結果

すべり安定性評価結果を図 2.7.4-4 及び図 2.7.4-6 に示す。最小すべり安全率(平均強度)が評価基準値 1.0 に対し余裕を有しており, 安定性を有することを確認した。

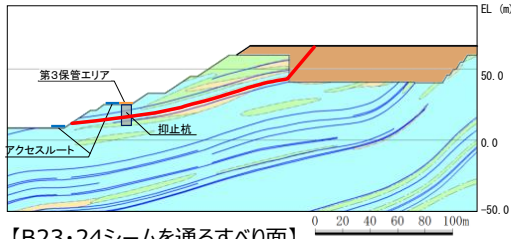
結果が最小となったケースに対して, 地盤物性のばらつき(平均強度 -1σ)を考慮した場合でも, 最小すべり安全率が評価基準値 1.0 に対し余裕を有しており, 安定性を有することを確認した。

また, 上記のうちすべり安全率が厳しくなったケースに対して, 埋戻部前面での肌分かれを想定したケースとして, すべり安全率算定時に埋戻土のすべり面を考慮しない評価を実施した。結果を図 2.7.4-5 及び図 2.7.4-7 に示す。その結果, 評価基準値 1.0 に対し余裕を有しており, 安定性を有することを確認した。



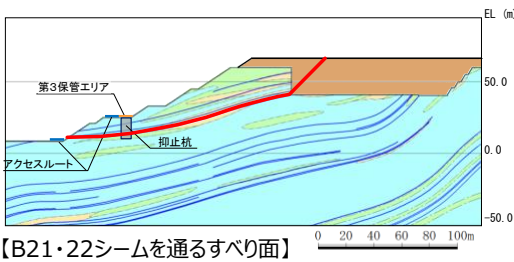
【B26シームを通るすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率	【参考】 変更前 (抑止杭7本)
S _s -D	1.99	1.71
S _s -N1	2.36	2.03
S _s -N2	2.45	2.11



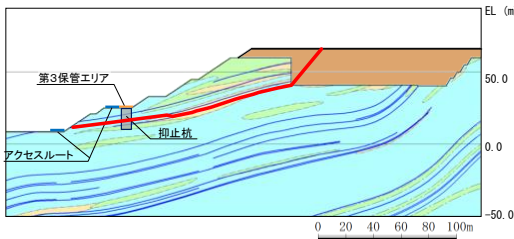
【B23・24シームを通るすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率 (内はばらつき強度のすべり安全率)	【参考】 変更前 (抑止杭7本)
S _s -D	1.56 (1.39)	1.37 (1.21)
S _s -N1	1.79	1.57
S _s -N2	1.92	1.69



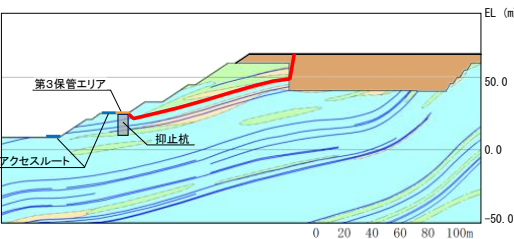
【B21・22シームを通るすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率	【参考】 変更前 (抑止杭7本)
S _s -D	1.96	1.80
S _s -N1	2.17	1.99
S _s -N2	2.38	2.18



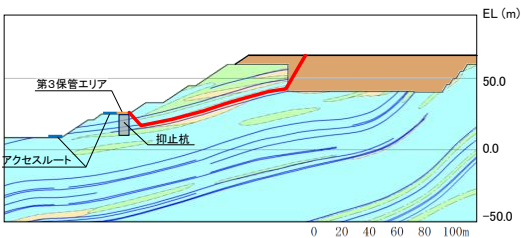
【B21・22シーム,法尻近傍のC₁級岩盤及び
B23・24シームを通して法尻に抜けるすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率 (内はばらつき強度のすべり安全率)	【参考】 変更前 (抑止杭7本)
S _s -D	1.54 (1.39)	1.37 (1.22)
S _s -N1	1.76	1.56
S _s -N2	1.88	1.67



【B26シームを通して抑止杭背後で切り上がるすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率 (内はばらつき強度のすべり安全率)	【参考】 変更前 (抑止杭7本)
S _s -D	1.48 (1.26)	1.48 (1.26)
S _s -N1	1.71	1.71
S _s -N2	1.86	1.86



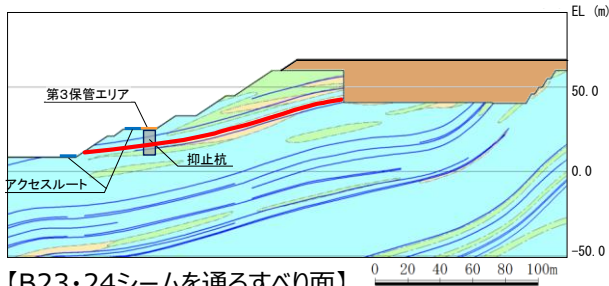
【B23・24シームを通して抑止杭背後で切り上がるすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率	【参考】 変更前 (抑止杭7本)
S _s -D	1.60	1.60
S _s -N1	1.81	1.81
S _s -N2	1.97	1.97

【凡例】

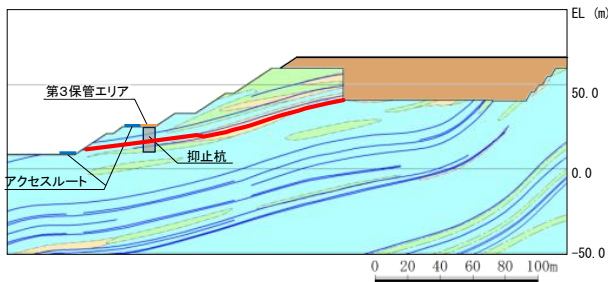
- : C₁級岩盤
- : C_M級岩盤
- : C₂級岩盤
- : 埋戻土, 盛土
- : 抑止杭
- : シーム
- : 最小すべり安全率のすべり面

図 2.7.4-4 ①-①' 断面の評価結果



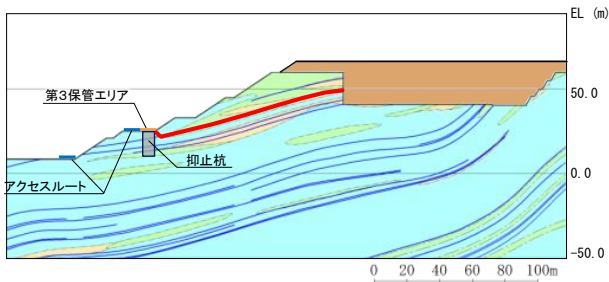
【B23・24シームを通るすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率 (内はばらつき強度の すべり安全率)
S _s -D	1.39 (1.23)
S _s -N 1	1.65
S _s -N 2	1.71



【B21・22シーム,法尻近傍のC_L級岩盤及び
B23・24シームを通過して法尻に抜けるすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率 (内はばらつき強度の すべり安全率)
S _s -D	1.37 (1.22)
S _s -N 1	1.62
S _s -N 2	1.67



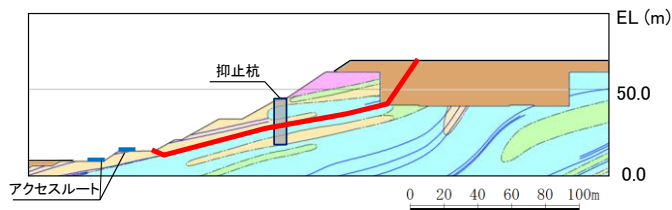
【B26シームを通過して抑止杭背後で切り上がるすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率 (内はばらつき強度の すべり安全率)
S _s -D	1.32 (1.10)
S _s -N 1	1.54
S _s -N 2	1.62

【凡例】

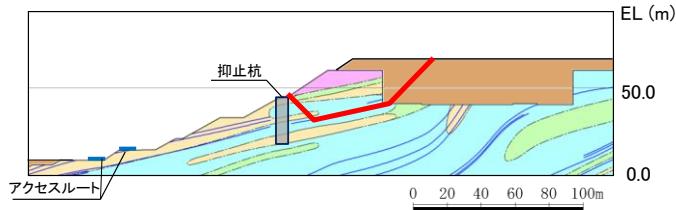
: C _H 級 岩盤	: C _M 級 岩盤	: C _L 級 岩盤
: 埋戻土, 盛土	: 抑止杭	: シーム
		: すべり面

図 2.7.4-5 ①-①' 断面の評価結果 (埋戻部前面での肌分かれを想定したケース)



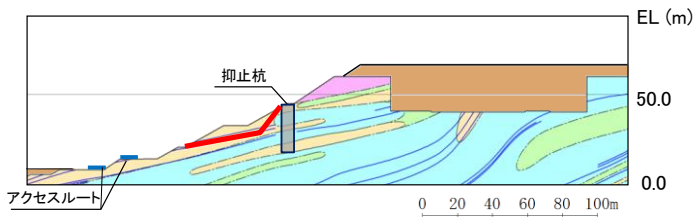
【B21・22シームを通るすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率 (内はばらつき強度の すべり安全率)
S _s -D	1.66 (1.49)
S _s -N 1	2.10
S _s -N 2	2.08



【B21・22シームを通過して抑止杭背後で切り上がるすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	2.34
S _s -N 1	2.51
S _s -N 2	3.12



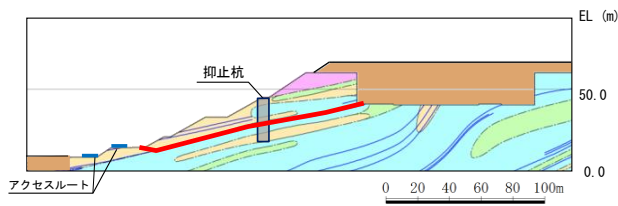
【B23シームを通過して法面に抜けるすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	2.28
S _s -N 1	2.64
S _s -N 2	3.02

【凡例】

- C_H級岩盤
- C_M級岩盤
- C_L級岩盤
- D級岩盤
- 抑止杭
- シーム
- 最小すべり安全率のすべり面

図 2.7.4-6 ②-②' 断面の評価結果



基準地震動 S _s	すべり安全率 (内はばらつき強度の すべり安全率)
S _s -D	1.47(1.31)
S _s -N1	1.95
S _s -N2	1.84

【B21・22シームを通るすべり面】

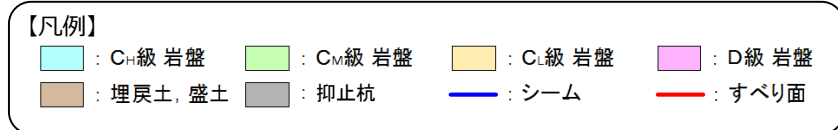
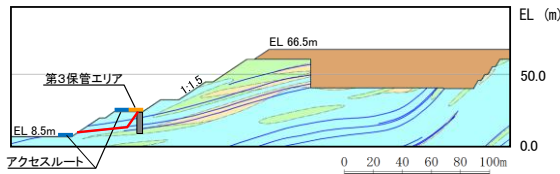


図 2.7.4-7 ②-②' 断面の評価結果 (埋戻部前面での肌分かれを想定したケース)

(10) 杭の断面配置の妥当性確認結果

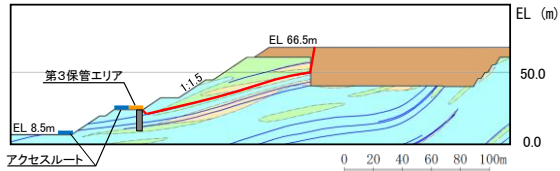
【杭より下流の移動層のすべり及び受働破壊を想定したすべりの検討】

①-①' 断面及び②-②' 断面において、抑止杭をモデル化し、杭より下流の移動層のすべり及び受働破壊を想定したすべりを設定して動的解析を実施した結果、図 2.7.4-8 のとおり、すべり安全率 1.0 に対し余裕を有していることを確認した。



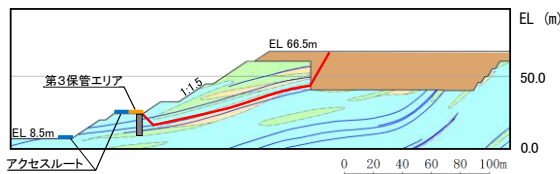
【B23・24シームを通る杭より下流の移動層のすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	2.96
S _s -N1	4.48
S _s -N2	3.50



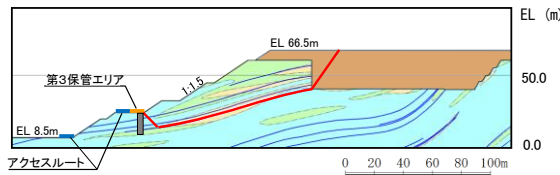
【B26シームを通る受働破壊を想定したすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	1.48
S _s -N1	1.71
S _s -N2	1.86



【B23・24シームを通る受働破壊を想定したすべり面】

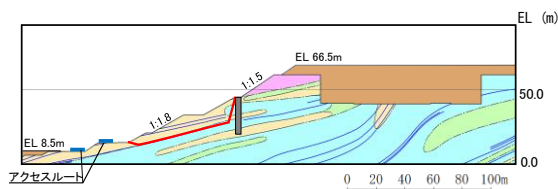
基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	1.60
S _s -N1	1.81
S _s -N2	1.97



【B21・22シームを通る受働破壊を想定したすべり面】

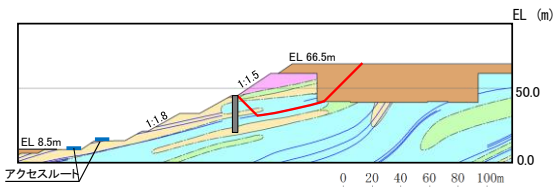
基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	1.73
S _s -N1	1.79
S _s -N2	1.97

①-①'断面



【B21・22シームを通る杭より下流の移動層すべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	2.39
S _s -N1	2.58
S _s -N2	3.03



【B21・22シームを通る受働破壊を想定したすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	2.34
S _s -N1	2.51
S _s -N2	3.12

②-②'断面

【凡例】

図 2.7.4-8 杭の断面配置の妥当性確認結果
(杭より下流の移動層のすべり及び受働破壊を想定したすべりの検討)

【杭前面における岩盤の肌分かれを想定したすべりの検討】

①-①' 断面及び②-②' 断面において、杭前面における岩盤の肌分かれを想定したすべり安定性評価を実施した。

「2.7.6 対策工（抑止杭）を設置した斜面の抑止杭間の岩盤の健全性」に記載のとおり杭間の岩盤の中抜け現象が起こらないことを踏まえ、図 2.7.4-9 のとおり杭間の岩盤のせん断抵抗力のみを考慮した動的解析の結果、図 2.7.4-10 のとおり、すべり安全率 1.0 に対し余裕を有していることを確認した。

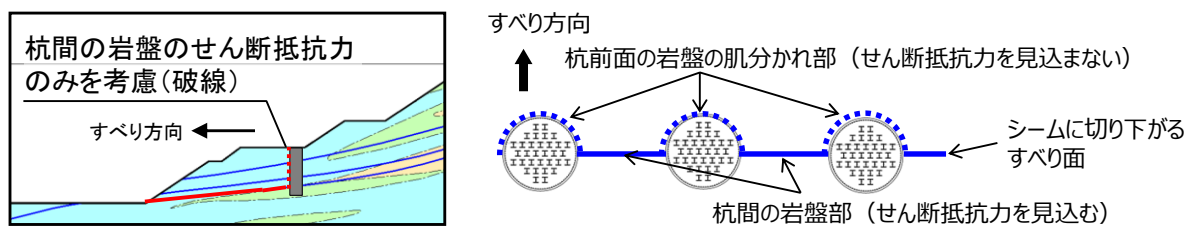
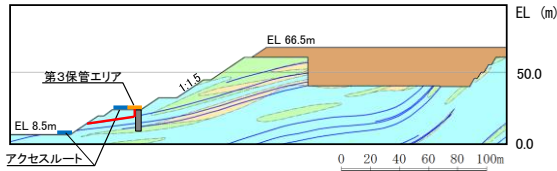
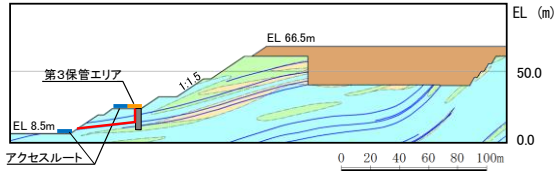


図 2.7.4-9 ①-①' 断面の杭間隔等（イメージ図）



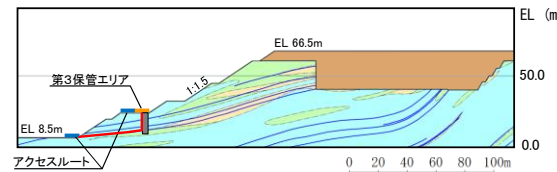
【B26シームを通る杭の肌分かれを想定したすべり面】

基準地震動 S_s	すべり安全率
$S_s - D$	3.37
$S_s - N1$	3.71
$S_s - N2$	3.77



【B23+24シームを通る杭の肌分かれを想定したすべり面】

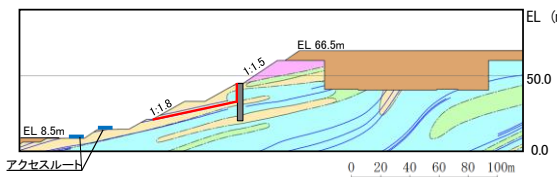
基準地震動 S_s	すべり安全率
$S_s - D$	3.10
$S_s - N1$	3.12
$S_s - N2$	3.53



【B21シームを通過して法尻に抜ける杭の肌分かれを想定したすべり面】

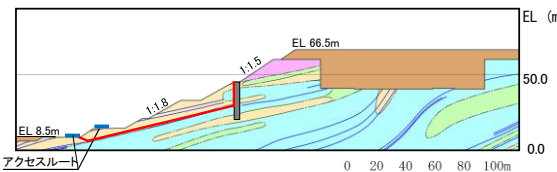
①-①' 断面

基準地震動 S_s	すべり安全率
$S_s - D$	7.09
$S_s - N1$	8.58
$S_s - N2$	7.97



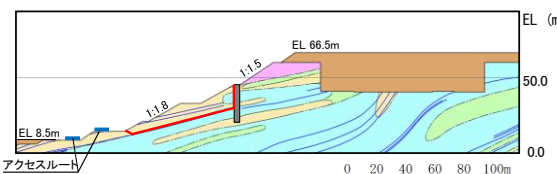
【B23+24シームを通る杭の肌分かれを想定したすべり面】

基準地震動 S_s	すべり安全率
$S_s - D$	2.64
$S_s - N1$	3.18
$S_s - N2$	3.84



【B21+22シームを通り法尻に抜ける杭の肌分かれを想定したすべり面】

基準地震動 S_s	すべり安全率
$S_s - D$	2.32
$S_s - N1$	2.78
$S_s - N2$	3.06



【B21+22シームを通り法尻に抜ける杭の肌分かれを想定したすべり面】

基準地震動 S_s	すべり安全率
$S_s - D$	2.44
$S_s - N1$	2.86
$S_s - N2$	3.21

②-②' 断面

【凡例】

: C _H 級岩盤	: C _M 級岩盤	: C _L 級岩盤
: 埋戻土、盛土	: 抑止杭	: D級岩盤
: シーム	: 最小すべり安全率のすべり面	

図 2.7.4-10 杭の断面配置の妥当性確認結果
(杭前面における岩盤の肌分かれを想定したすべりの検討)

(11) 抑止杭周辺地盤の健全性照査結果

抑止杭周辺の地盤の局所安全係数分布図を図 2.7.4-11 及び図 2.7.4-12 に示す。

①-①' 断面の不動層における抑止杭周辺の地盤には、せん断強度に達した要素及び引張応力が発生した要素が認められず、健全性を確保している。

②-②' 断面の不動層における抑止杭周辺の地盤には、せん断強度に達した要素は認められないが、抑止杭背後には、引張応力が発生した要素が認められる。引張応力が発生した要素を通るすべり面については、当該応力状態における最小すべり安全率が 1.93 であることから、健全性を確保していると考えられるが、より詳細な検討を行うため、引張応力の発生要因の検討を行うとともに、岩盤の引張強度を設定した抑止杭周辺地盤の健全性照査を行う。

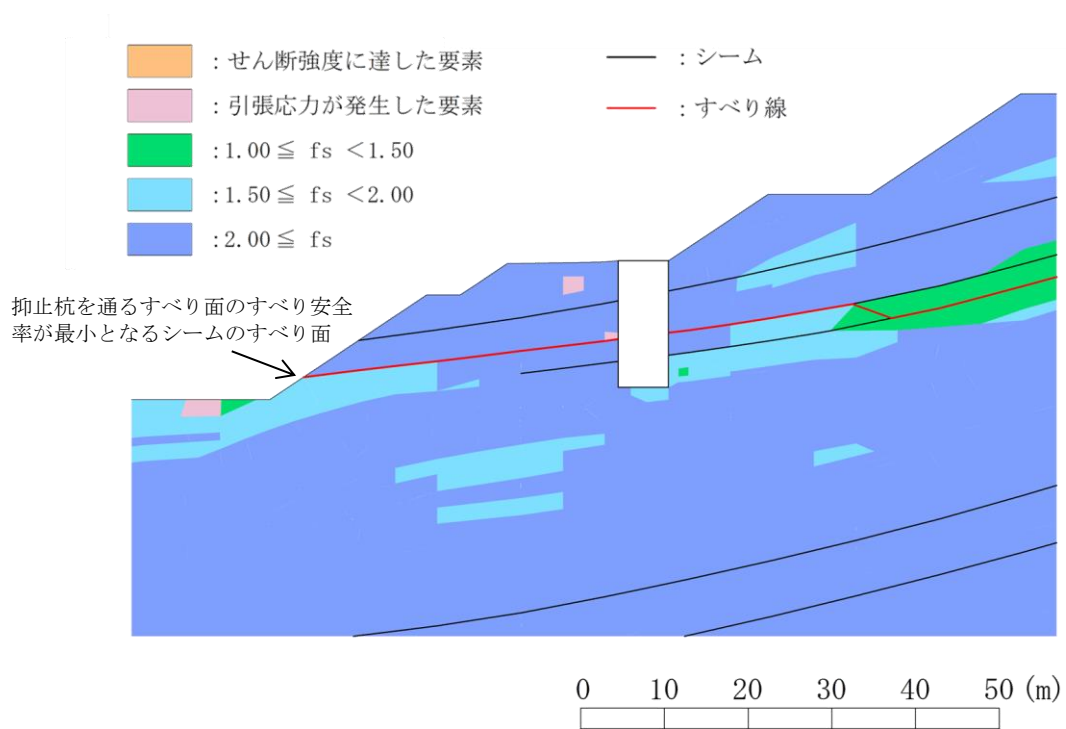


図 2.7.4-11 抑止杭周辺地盤の健全性照査結果 (①-①' 断面)

($S_s - D \cdot 8.96$ 秒, 抑止杭を通るすべり面のすべり安全率が最小となる地震動及び時刻)

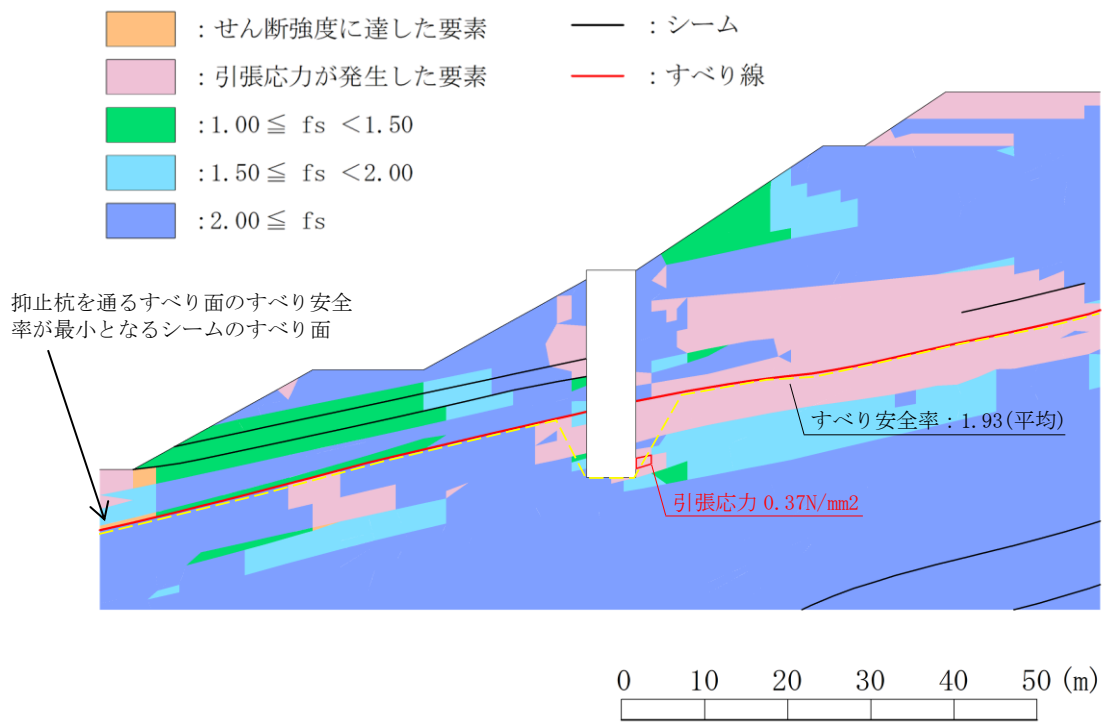


図 2.7.4-12 抑止杭周辺地盤の健全性照査結果 (②-②' 断面)
 (S s - D ・ 8.58 秒, 抑止杭を通るすべり面のすべり安全率が最小となる地震動及び時刻)

a. 区間Ⅱの引張応力発生要因の分析

(a) 常時応力の分析

②-②'断面及び①-①'断面における抑止杭周辺の地盤の常時応力解析における主応力分布図を図2.7.4-13に示す。②-②'断面と①-①'断面の常時応力解析結果を比較した結果、明瞭な違いは認められないことから、②-②'断面に引張応力が発生している要因は地震動の影響によるものと考えられる。

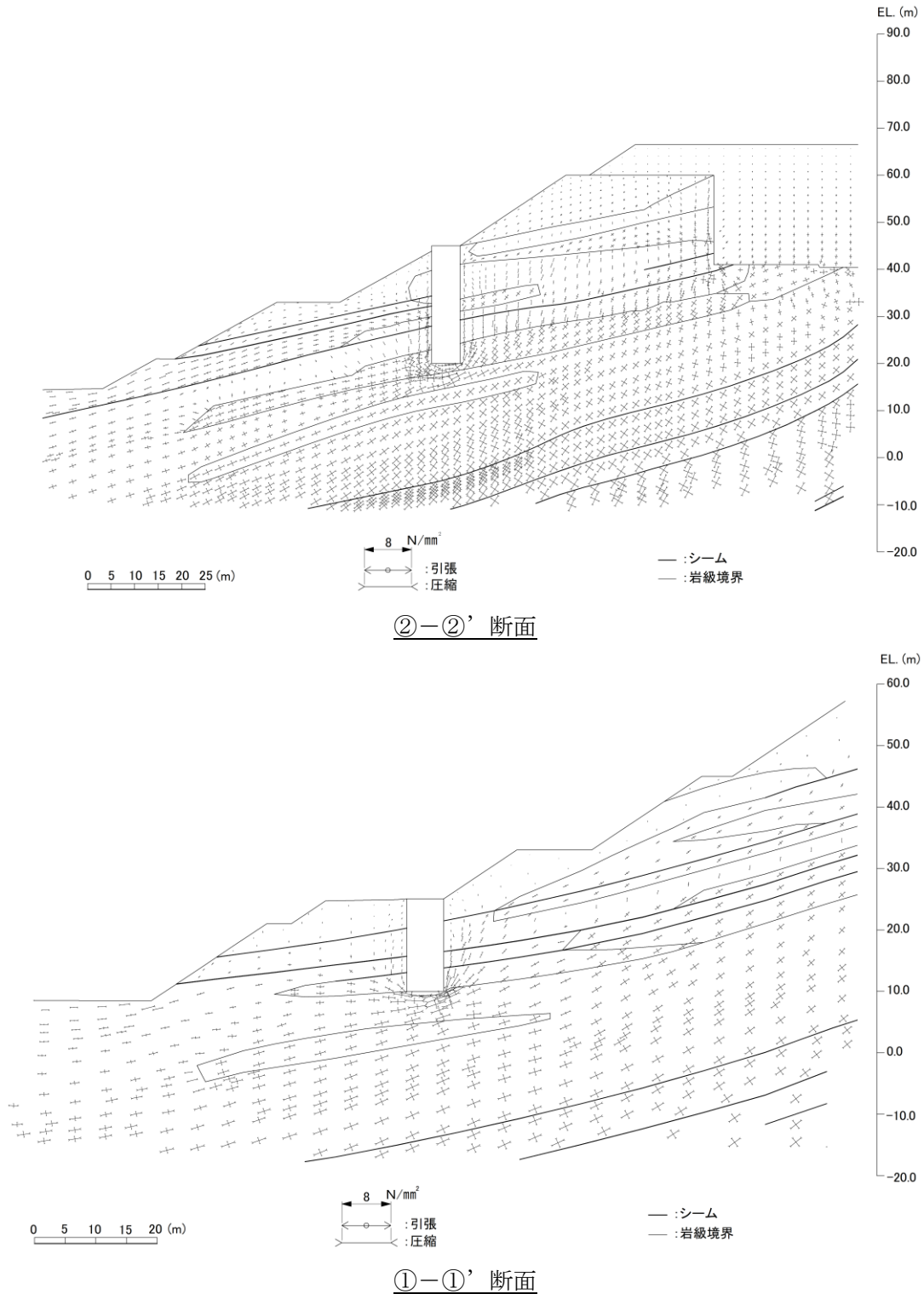


図 2.7.4-13 常時応力解析の主応力分布図

(b) 地震時応力の分析 (②-②' 断面と①-①' 断面との比較)

常時応力と地震時増分応力を重ね合わせた地震時応力における、②-②' 断面の杭設置前と杭設置後の主応力図を図 2.7.4-14 に、変形図を図 2.7.4-15 に示す。

②-②' 断面の主応力図からは、以下の現象が確認できる。

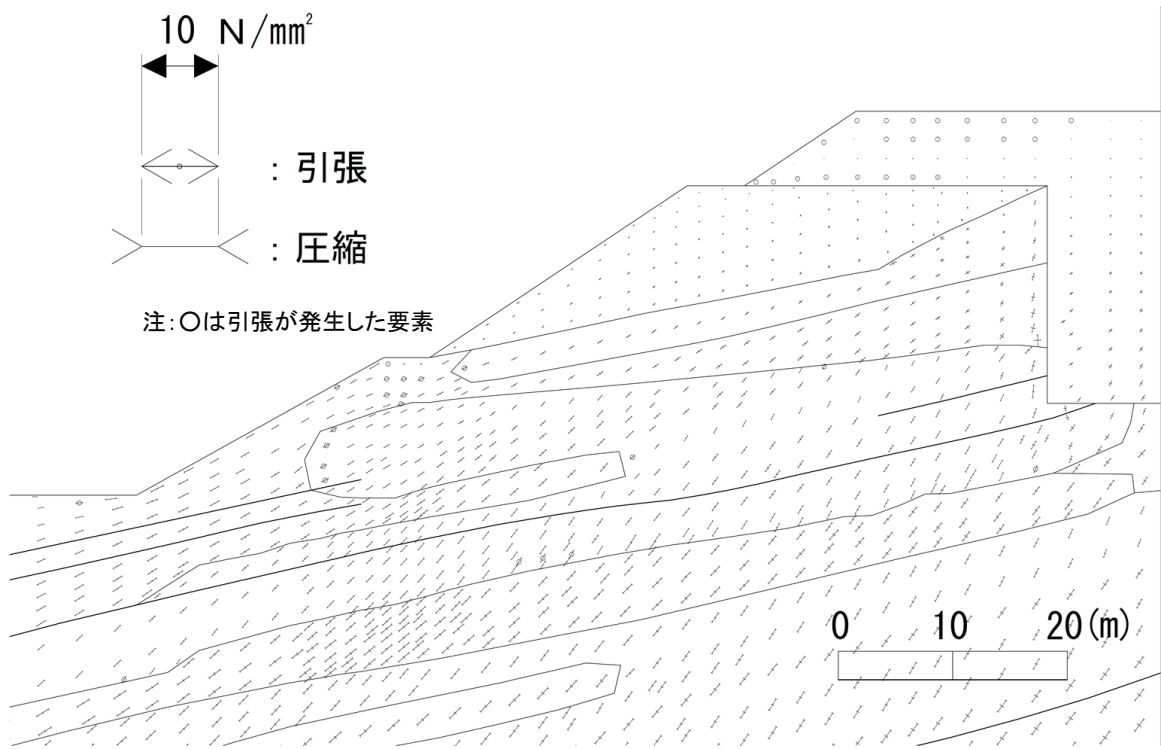
- 1) 杭設置後には杭周辺に分布している引張応力が、杭設置前では認められない。
- 2) 引張応力の方向は、左上の方向 (水平から反時計回りに約 160°) である。

②-②' 断面の変形図からは、以下の現象が確認できる。

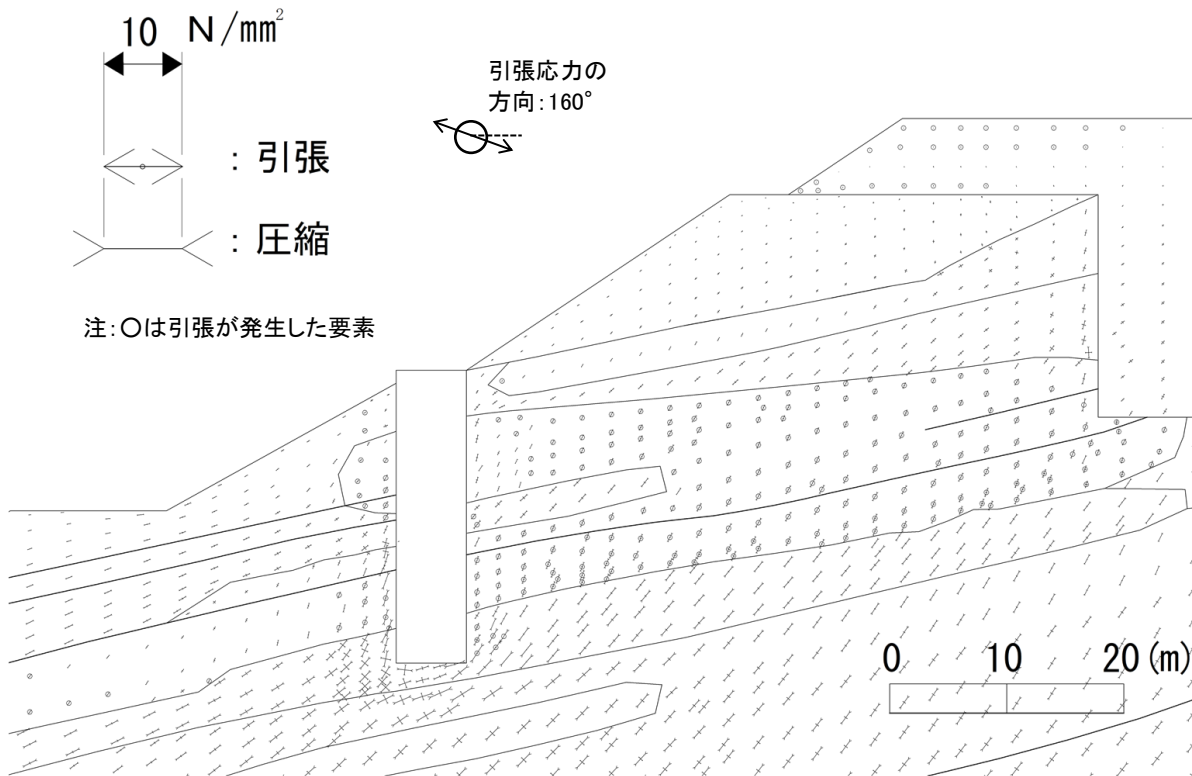
- 3) ②-②' 断面の杭背後の地盤は、抑止杭有・無し of いずれも左上方向に変形しているが、抑止杭無しに比べ、抑止杭有では水平変位が抑制されており、上方向には変形が大きい。
- 4) ②-②' 断面の杭周辺の深部に分布する第③速度層 ($G_d=6.86 \times 10^3 \sim 7.12 \times 10^3 \text{N/mm}^2$) に比べ、浅部の第②速度層 ($G_d=1.86 \times 10^3 \sim 2.07 \times 10^3 \text{N/mm}^2$) は大きく変形している。
なお、抑止杭の剛性は、②-②' 断面 : $G_d=5.66 \times 10^3 \text{N/mm}^2$ である。

以上のことから、以下のとおり考察した。

- ・ 1) より、②-②' 断面における引張応力発生 of 主要因は、抑止杭によるものと考えられる。
- ・ 2)～4) より、卓越する水平方向 of 慣性力 of 作用により、抑止杭背後 of 岩盤は水平方向に変形しようとするが、抑止杭との剛性差が大きいために抑止杭に水平方向の変形を抑制されることにより、上方向に変形が助長され、引張応力が発生したものと考えられる。
- ・ なお、①-①' 断面に引張応力が発生していない主要因は、以下のとおりと考えられる。
 - ・ 第②速度層が分布しておらず、②-②' 断面に比べて左上方向への変形量が小さい。
 - ・ 抑止杭との剛性差が②-②' 断面に比べて小さく、上方向に変形が助長されていない。

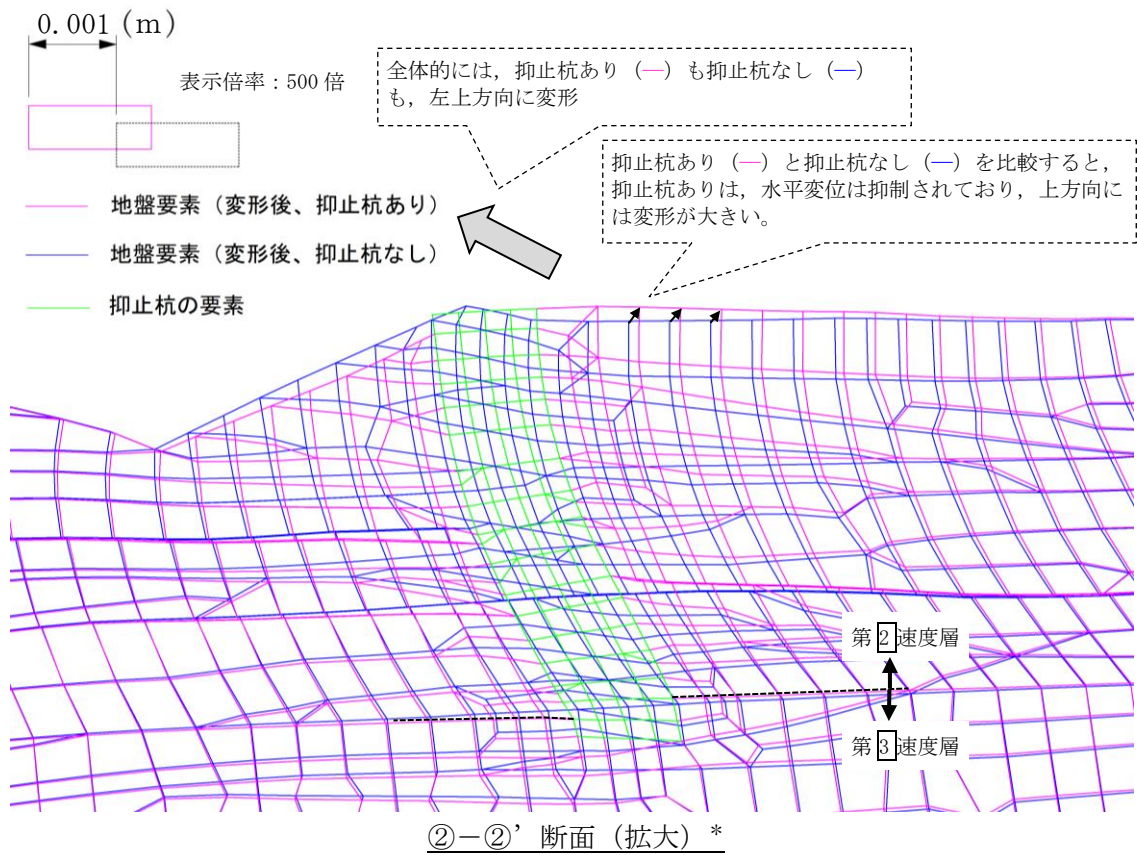


抑止杭なし

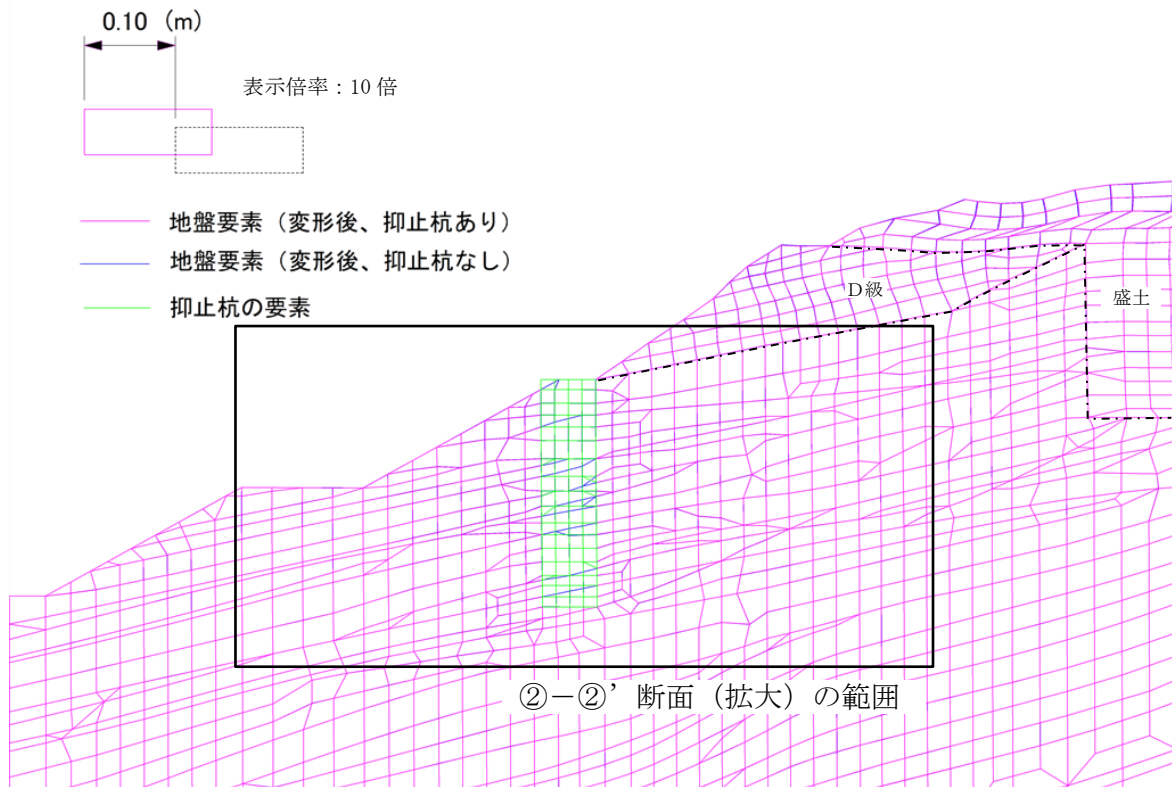


抑止杭あり

図 2.7.4-14 ②-②' 断面の主応力図

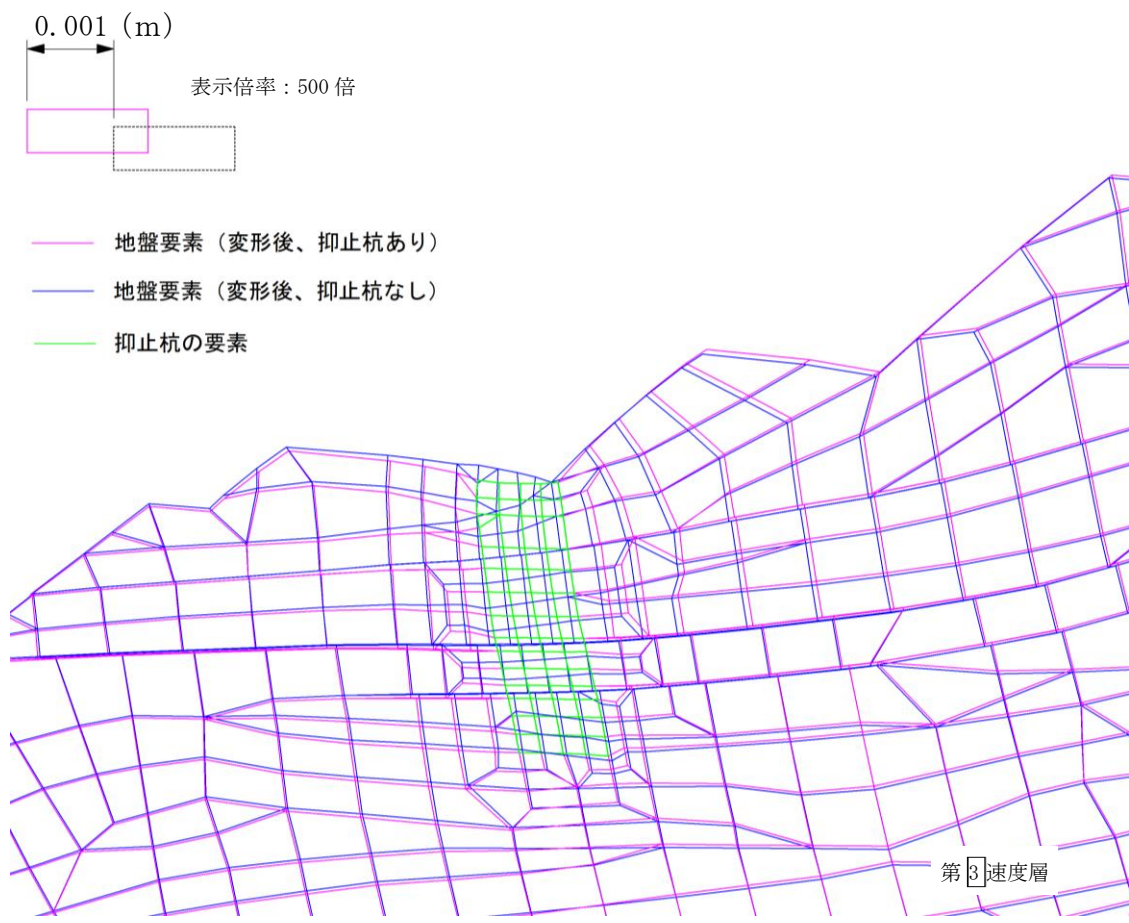


注記*：抑止杭及び引張応力が発生した岩盤について、変形の傾向を確認する目的の図であることから、変形量を500倍の表示倍率としている。
相対的に変形量の大きい(水平変位量で3cm程度)D級岩盤、盛土は、本図の目的を踏まえて、非表示としている。



(参考) ②-②' 断面 (全体)

図 2.7.4-15 ②-②' 断面の変形図 (1)



(参考) ①-①' 断面

図 2.7.4-15 ②-②' 断面の変形図 (2)

常時応力と地震時増分応力を重ね合わせた地震時応力における、②-②'断面及び①-①'断面の抑止杭周辺の地盤の局所安全係数分布図を図 2.7.4-16 及び図 2.7.4-19 に示す。また、岩級区分図を図 2.7.4-17 及び図 2.7.4-20 に、岩相区分図を図 2.7.4-18 及び図 2.7.4-21 示す。

②-②'断面では、抑止杭周辺にD級、C_L級及びC_H級の岩盤が分布しており、C_H級に引張応力が集中している。このことから、D級・C_L級とC_H級との剛性差（D級： $G_d=5.09\text{N/mm}^2$ ，C_L級凝灰岩： $G_d=1.86\times 10^3\text{N/mm}^2$ ⇔ C_H級凝灰岩： $G_d=2.03\times 10^3\text{N/mm}^2$ ）により、杭の設置に伴って発生したと考えられる引張応力がC_H級岩盤に集中しているものと考えられる。

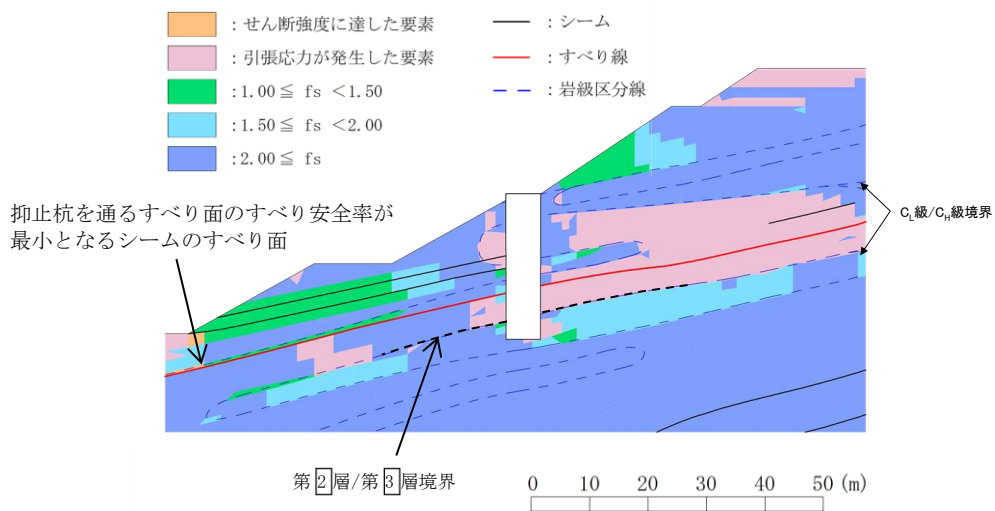


図 2.7.4-16 局所安全係数分布図 (②-②'断面)

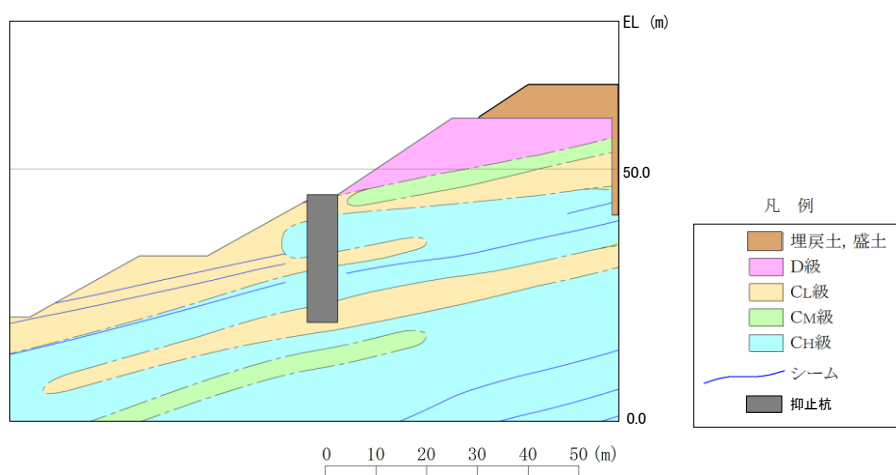


図 2.7.4-17 岩級区分図 (②-②'断面)

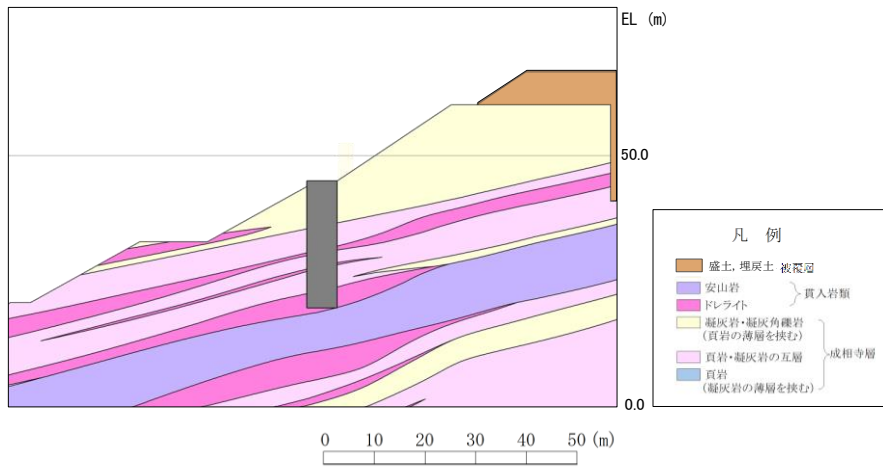


図 2.7.4-18 岩相区分図 (②-②' 断面)

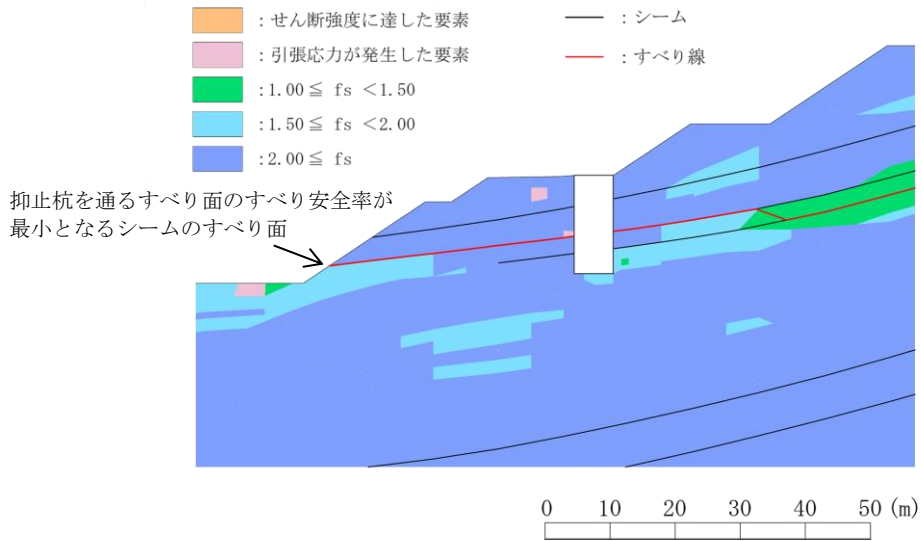


図 2.7.4-19 局所安全係数分布図 (①-①' 断面)

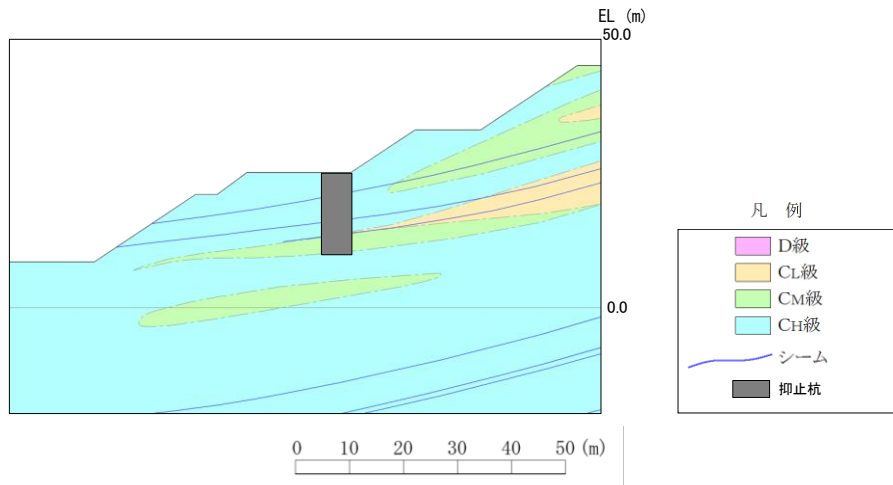


図 2.7.4-20 岩級区分図 (①-①' 断面)

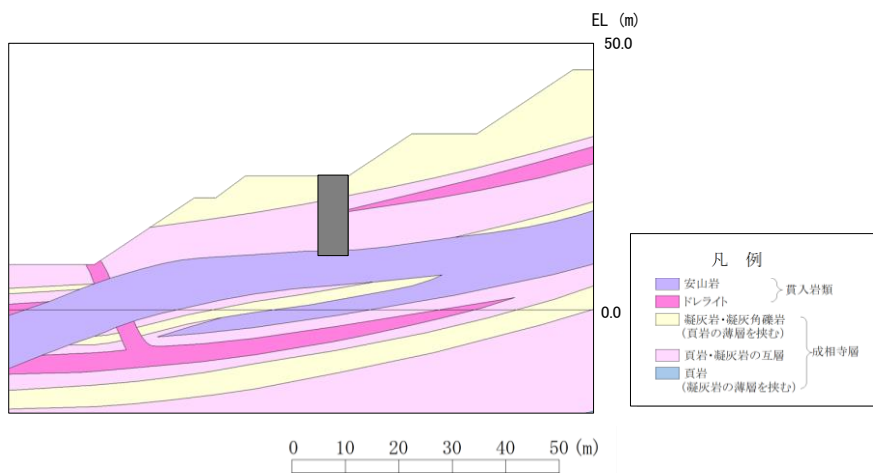


図 2.7.4-21 岩相区分図 (①-①' 断面)

b. 引張強度の設定

岩盤の原位置引張試験を実施し、区間Ⅰ及び区間Ⅱの岩盤の引張強度を設定する。

(a) 原位置引張試験

地盤工学会基準「JGS3551:2020 岩盤の原位置一軸引張り試験方法」と同じ方法により、原位置引張試験を実施した。

平面位置図を図 2.7.4-22 に、試験を実施したピット底盤の地質状況及び試験位置を図 2.7.4-23、図 2.7.4-24 に、試験装置の概要を図 2.7.4-25 に、試験位置周辺の地質断面図を図 2.7.4-26 に示す。

試験位置周辺には、黑色頁岩及び凝灰質頁岩が分布し、概ね傾斜 5~15° のほぼ水平な同斜構造を示す。CM級及びCH級の黑色頁岩を対象に原位置引張試験を実施した。なお、以下の理由により、当該試験による引張強度は区間Ⅰ及び区間Ⅱに適用できると考えられる。

- ・ 区間Ⅰ及び区間Ⅱの動的解析の結果、引張応力が発生する範囲は、概ねCH級の凝灰岩及び頁岩と凝灰岩の互層であり、試験対象と同等の岩級かつ同一層準である（図 2.7.4-16~21、26 参照）。
- ・ 試験対象の黑色頁岩は、葉理・層理が発達する層状岩盤であり、層理面に平行に薄く剥げやすい性質（へき開性）を有するため、引張応力が発生した凝灰岩及び頁岩と凝灰岩の互層に比べ、引張強度が低いと考えられる。

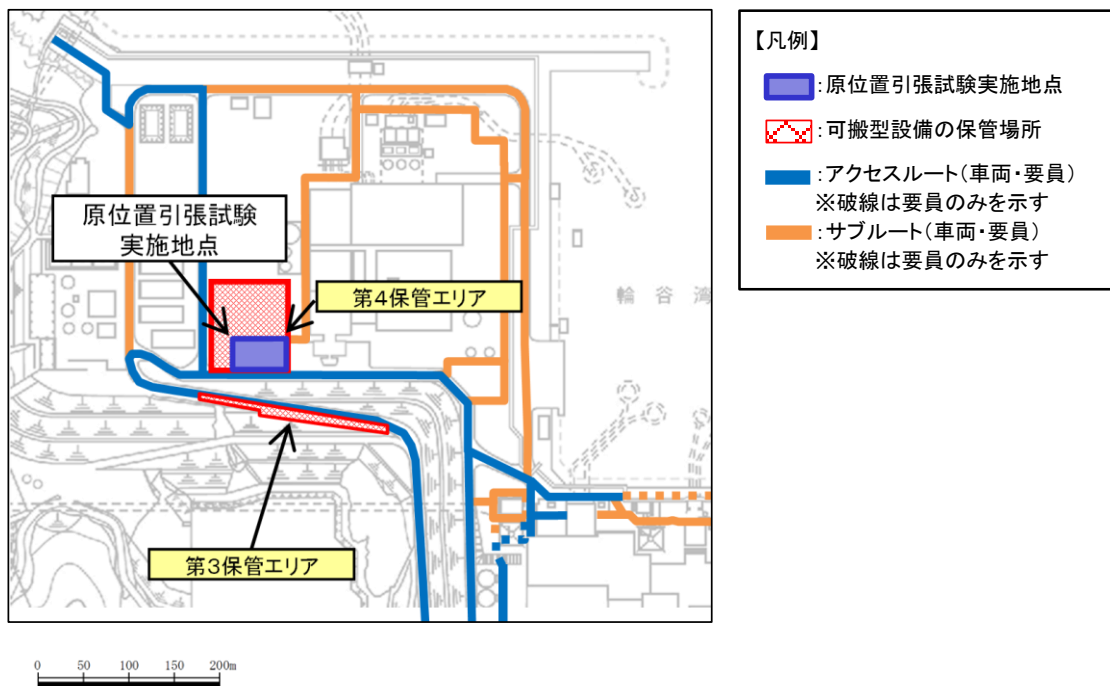


図 2.7.4-22 平面位置図

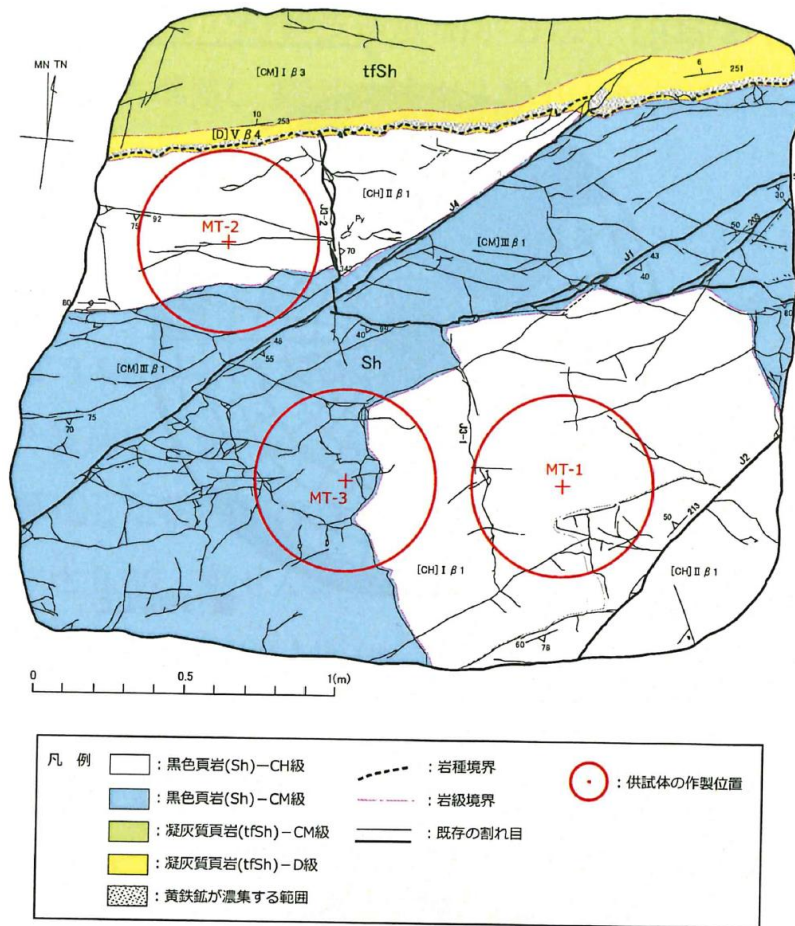


図 2.7.4-23 試験を実施したピット底盤の地質状況及び試験位置図 (南側)

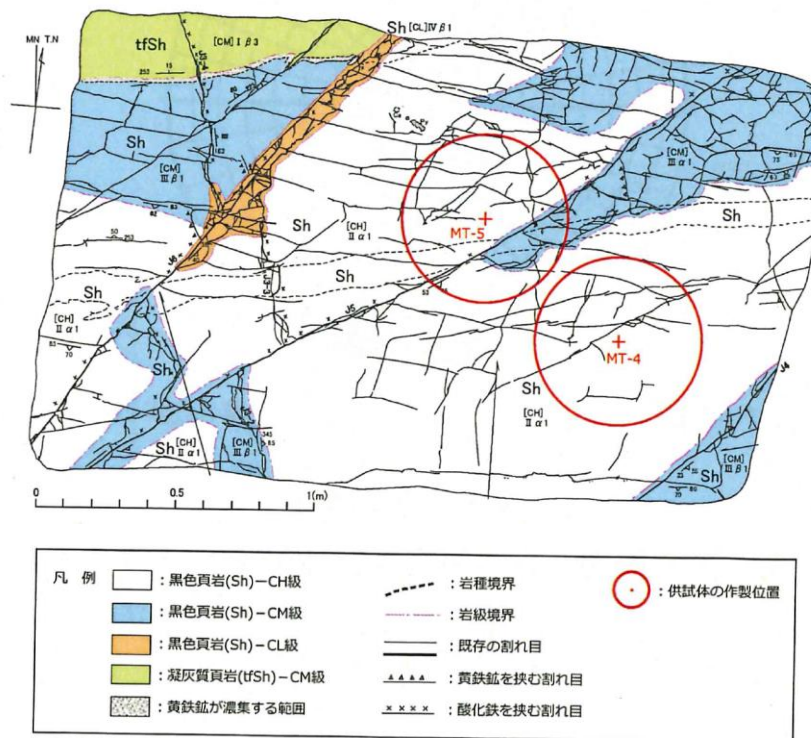


図 2.7.4-24 試験を実施したピット底盤の地質状況及び試験位置図 (北側)

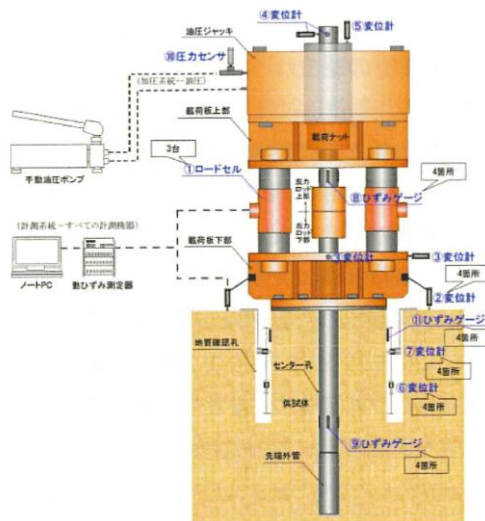


図 2.7.4-25 試験装置の概要

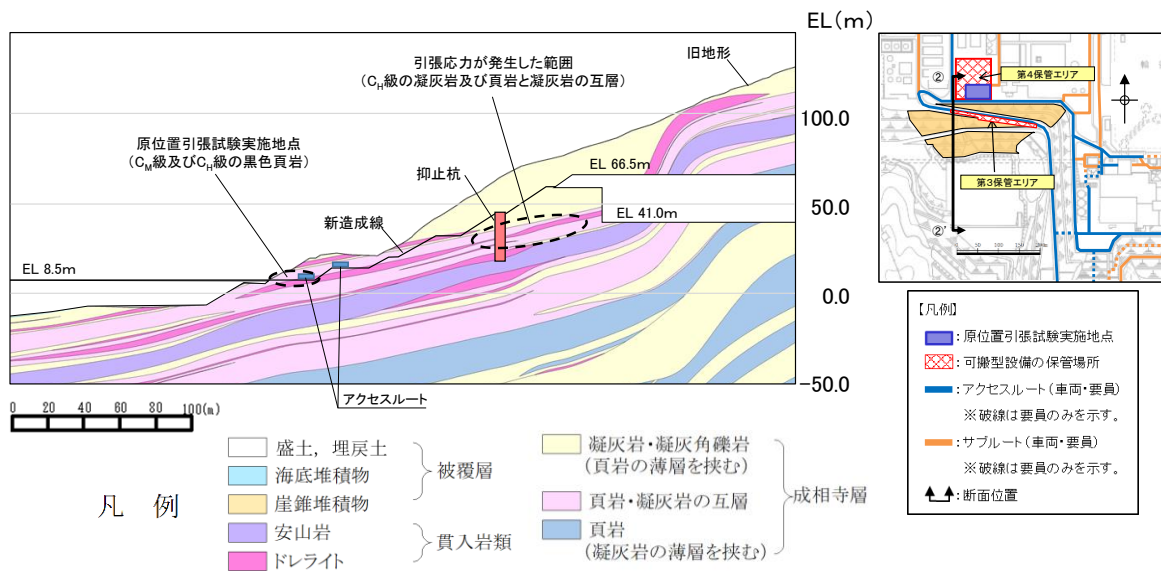


図 2.7.4-26 試験位置周辺の地質断面図

引張試験結果を表 2.7.4-1 に、破断面の概略位置を図 2.7.4-27 に示す。引張強度は平均で 0.13N/mm^2 であり、黒色頁岩内の葉理に平行な割れ目に沿って破断している。

表 2.7.4-1 引張試験結果

供試体名	引張強度 (N/mm^2)
MT-2	0.08
MT-3	0.14
MT-4	0.15
MT-5	0.15
平均値	0.13

注：MT-1 は、供試体全体に連続する割れ目が分布しており、引張強度の測定不可となったため、未掲載。

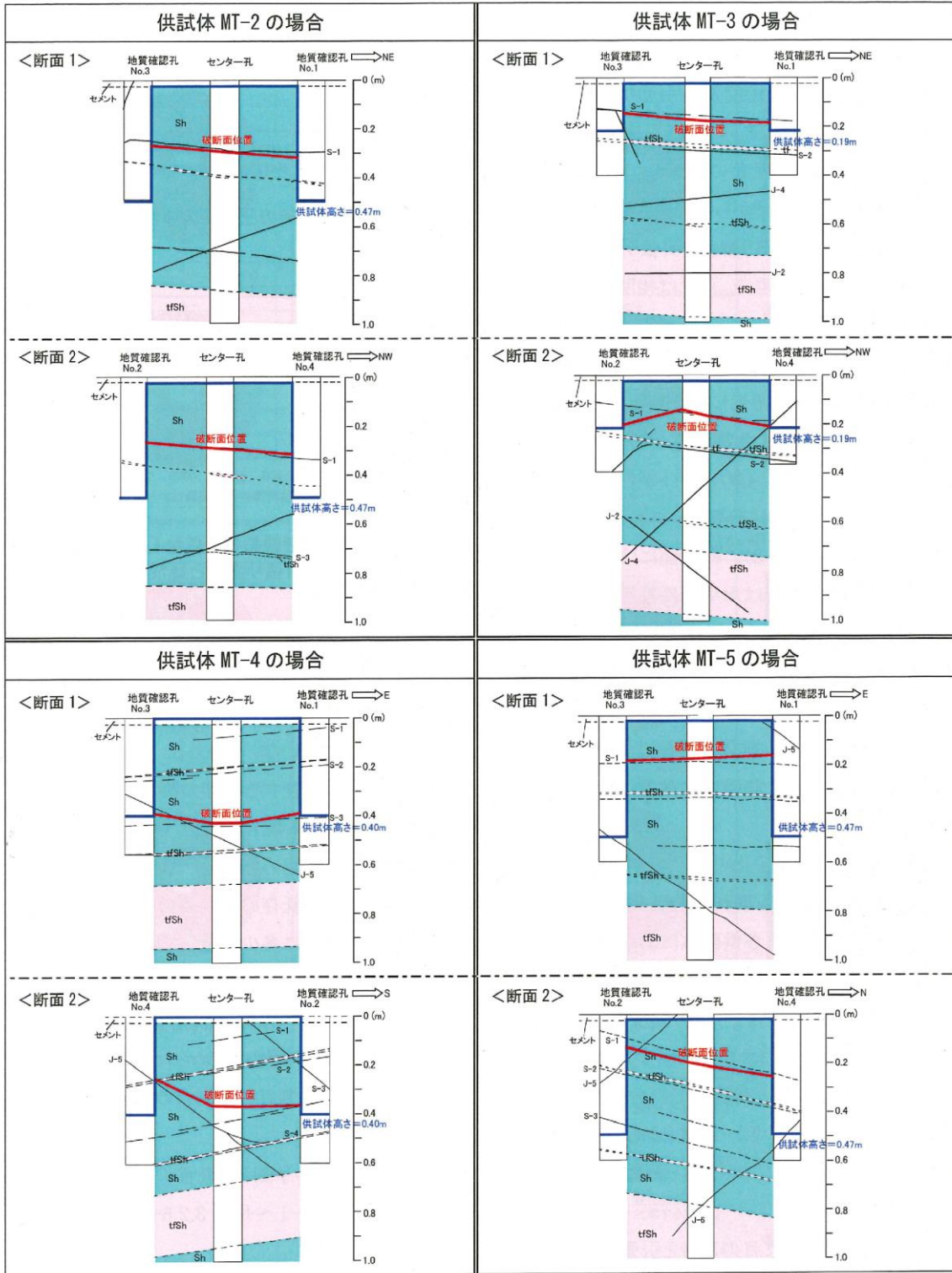


図 2.7.4-27 破断面の概略位置

(a) 岩盤の引張強度の設定

原位置引張試験により得られた C_M 級及び C_H 級の黒色頁岩の引張強度 0.13N/mm^2 を区間Ⅰ及び区間Ⅱの斜面の岩盤の引張強度に設定する。

以下の理由から、原位置引張試験の引張強度 0.13N/mm^2 は適用可能と考えられる。

- ・区間Ⅰ及び区間Ⅱの動的解析の結果、引張応力が発生する範囲は、概ね C_H 級の凝灰岩及び頁岩と凝灰岩の互層である。(図2.7.4-16~21参照)
- ・原位置引張試験の対象岩種である黒色頁岩は、葉理・層理が発達する層状岩盤であり、層理面に平行に薄く剥げやすい性質(へき開性)を有するため、凝灰岩等の他岩種に比べ、引張強度が低いと考えられる。
- ・地層の傾斜は $5\sim 15^\circ$ であり、原位置引張試験の引張方向は鉛直方向であることから、引張強度は保守的になると考えられる。
- ・②-②'断面の2次元動的FEM解析における局所安全係数分布図(図2.7.4-28参照)より、引張応力の方向は水平から反時計回りで約 70° であり、地質の傾斜 $5\sim 15^\circ$ と斜交している。

c. 引張強度を設定した抑止杭周辺地盤の健全性照査結果

原位置引張試験により得られた岩盤の引張強度 0.13N/mm^2 を設定した、②-②' 断面における抑止杭周辺の地盤の局所安全係数分布図を図 2.7.4-28 に示す。

②-②' 断面の不動層における抑止杭周辺の地盤において、引張強度に達した要素は局所的かつ散在的である。

また、杭根入れ部周辺の引張強度に達した要素を通るすべりの安全率について、図 2.7.4-29 に示す区間Ⅱにおける抑止杭根入れ部周辺岩盤の健全性照査に係るすべり安全率算定の考え方にに基づき、算定した結果、2.52 であり、十分な裕度があることから、健全性を確保している。

以上のことから、①-①' 断面及び②-②' 断面の杭根入れ部周辺の岩盤は健全性を確保しており、杭根入れ部は水平支持力を有していると評価した。

なお、②-②' 断面の 2 次元動的 FEM 解析における局所安全係数分布図（図 2.7.4-28 参照）より、直応力が引張となる方向は水平から反時計回りで約 70° であり、地質の傾斜 $5\sim 15^\circ$ と斜交していること、引張応力が発生した要素の構成岩種は凝灰岩及び頁岩と凝灰岩の互層であることから、保守的な評価となっていると考えられる。

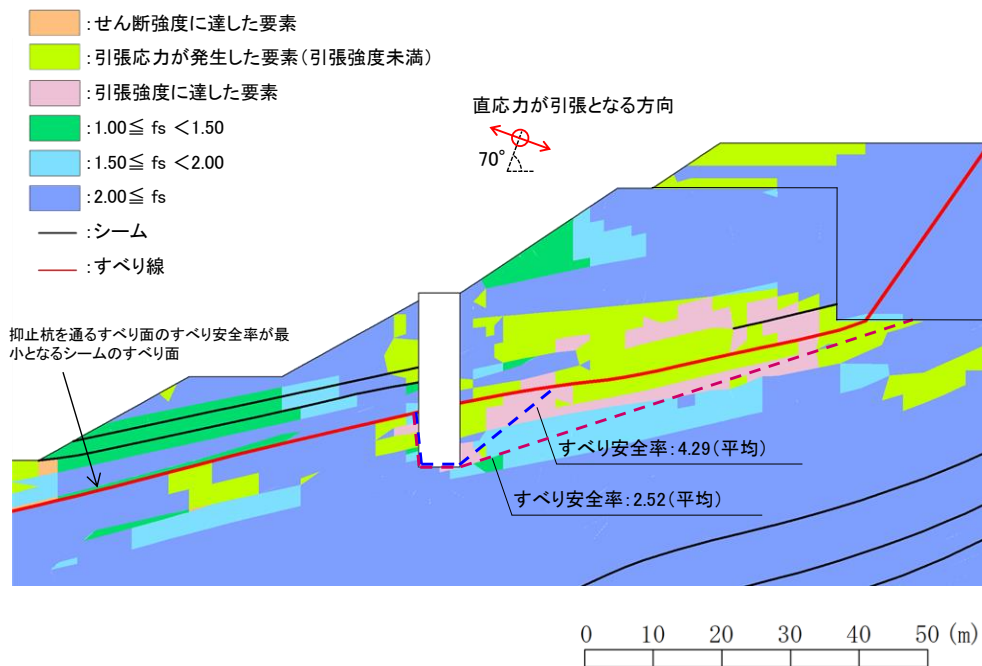


図 2.7.4-28 抑止杭周辺地盤の健全性照査結果（②-②' 断面）

（ $S_s - D \cdot 8.58$ 秒、抑止杭を通るすべり面のすべり安全率が最小となる地震動及び時刻）

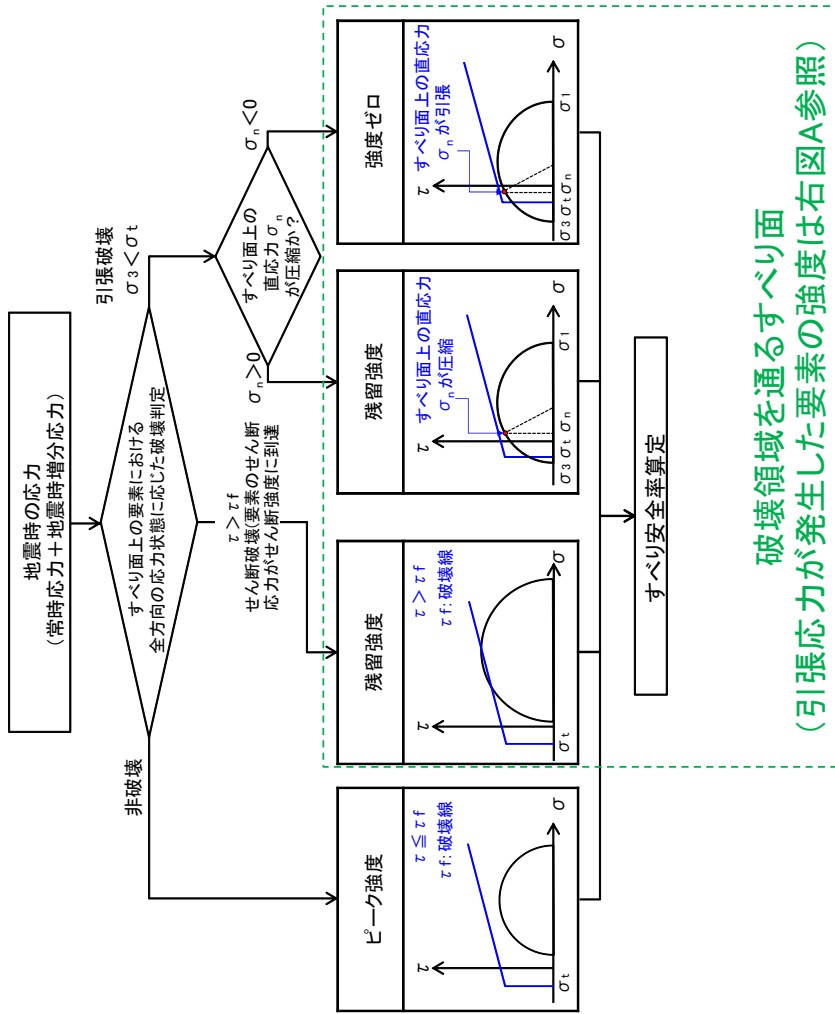
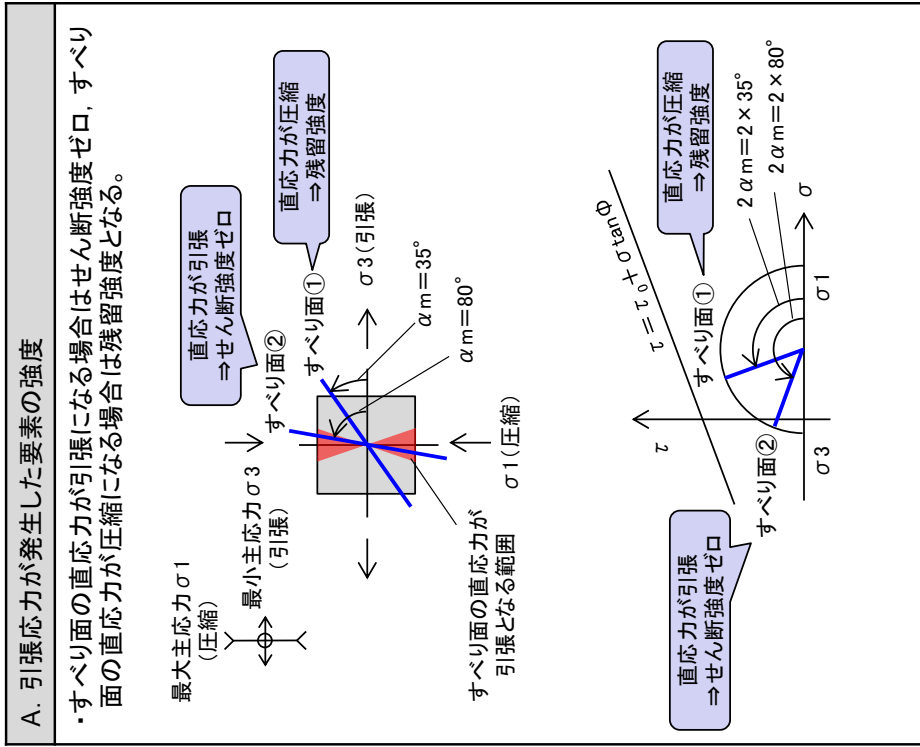


図 2.7.4-29 区間Ⅱにおける抑止杭根入れ部周辺岩盤の健全性照査に係るすべり安全率算定の考え方

2.7.5 構造等に関する先行炉との比較

(1) 比較の観点

島根原子力発電所の抑止杭の設計において留意すべき事項を整理するため、島根原子力発電所と先行炉（関西電力(株)高浜発電所）の抑止杭との構造等を比較する。

また、先行炉との比較を踏まえ、先行炉実績との類似点を踏まえた設計方針の適用性及び先行炉実績との相違点を踏まえた設計への反映事項を示す。

(2) 先行炉との比較

島根原子力発電所の抑止杭は、深礎杭にH鋼でせん断補強を行っていることから、類似の先行炉における抑止杭として、関西電力（株）高浜発電所における鋼管杭を選定する。それぞれの構造概要を図 2.7.5-1 に示す。

島根原子力発電所の抑止杭の構造等に関する特徴及び参照している基準類を示すとともに、高浜発電所の抑止杭との比較を行い、類似点及び相違点を抽出した。類似点についてはその適用性を、相違点についてはそれを踏まえた設計への反映事項を整理した。構造等に関する比較結果を表 2.7.5-1 に、参照している基準類に関する比較結果を表 2.7.5-2 に示す。

高浜発電所は鋼管杭であるが、島根原子力発電所と同じH鋼でせん断補強した抑止杭であり、同様の設計方法により設計を行っていることを確認した。

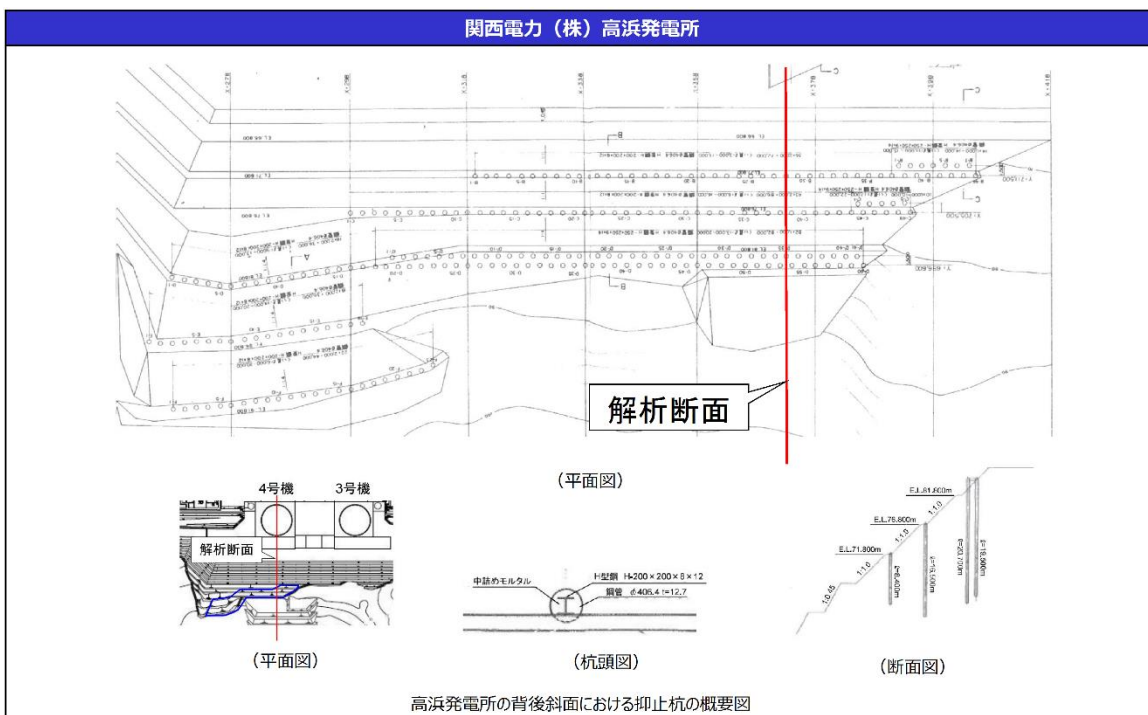
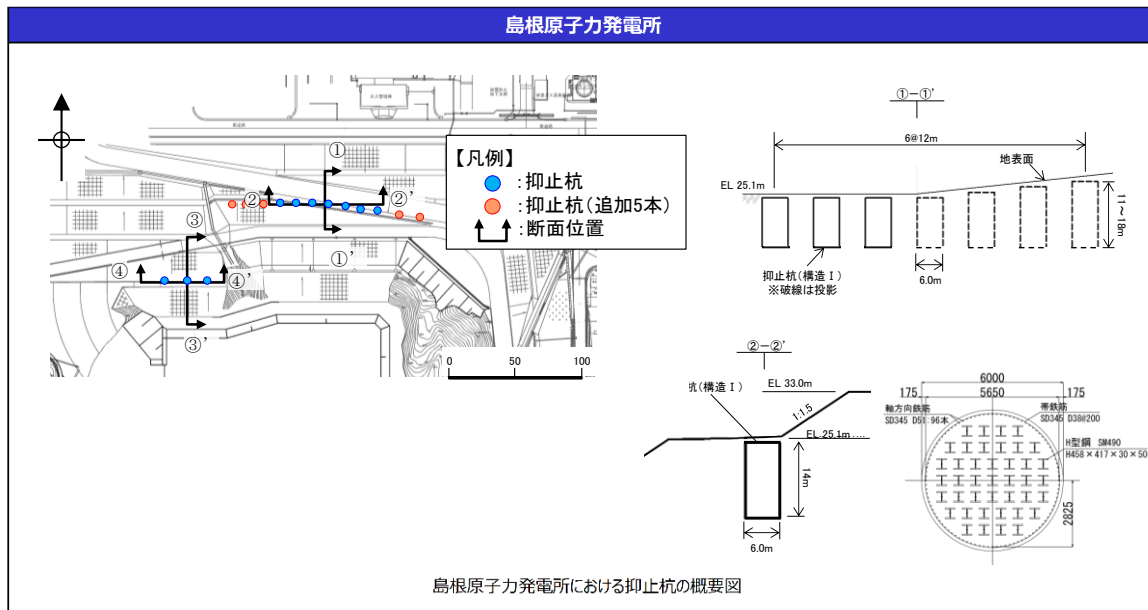


図 2.7.5-1 構造図の比較

表 2.7.5-1 抑止杭の構造等に関する先行炉との比較

評価項目	島根原子力発電所 抑止杭の構造等	先行炉の構造等*		島根原子力発電所と先行炉との比較		先行炉実績との類似点を 踏まえた設計方針の 適用性	先行炉実績との相違点を 踏まえた設計への 反映事項
		関西電力㈱ 高浜発電所 抑止杭	類似点	相違点	先行炉実績との類似点を 踏まえた設計方針の 適用性		
抑止杭の 構造	・C ₁ ～C ₂ 級岩盤内のシームすべりを抑止するため、岩盤に設置する。	・D級岩盤内のすべりを抑止するため、岩盤内に設置する。	・抑止杭を岩盤に設置。	・岩級の違い。 ・シームすべりと岩盤すべりの違い。	・同様の設置状況である。	・シームすべりによる移動層及び不動層を特定し、文献調査に基づき、所定の深さの根入れを確実にする。	
	・シームすべりに伴うせん断力が大きいこと、対象斜面が堅硬な岩盤内で構成されることから、抑止力の大きな深礎杭を採用する。	・鋼管杭を採用する。	・抑止杭を採用。	・抑止杭の構造の違い。	・抑止杭として、最新斜面・土留め技術総覧(1991年8月、以下「技術総覧」)に基づいて設計する。	・深礎杭の一般産業施設の施工事例等を確認した結果、同様の構造を確認したことから、技術総覧に基づいて設計する。	
	・堅硬な岩盤内に設置する大口径(φ6m)の深礎杭であり、掘削時における隣接杭周辺の岩盤の緩みを避けるため、杭間隔を2D以上(12～17.5m)とする。	・D級岩盤内に設置する小口径(φ約0.4m)の鋼管杭であり、中抜け現象を抑止するため、杭間隔を2mとし、3段で配置する。一部は、千鳥配置(杭間隔1m)とする。	・各種文献に記載の杭間隔8D以内を満足する。	・抑止杭径の違い ・杭間距離の違い(島根:12～17.5m、高浜:2m・千鳥)	・8D以内を満足することから、技術総覧に基づいて設計を行う。	・大口径の掘削であることから、掘削時の配慮を行う。(2.7.2(5)参照) ・文献調査に基づき、中抜け現象の発生に係る判定基準を設定し、3次元解析により、杭間及び杭周辺の岩盤の評価を行う。	
	・H鋼を複数本挿入し、せん断補強を行う。	・H鋼を単数挿入し、せん断補強を行う。	・H鋼でせん断補強。	・H鋼の挿入本数の違い。	・同様のせん断補強を行っているため、先行炉のH鋼によるせん断補強の設計方針が適用可能である。	・H鋼の挿入本数のみの違いであるため、先行炉のH鋼によるせん断補強の設計方針が適用可能である。 ・H鋼を複数本挿入している一般産業施設の施工事例等を確認した結果、同様の構造を確認したことから、技術総覧に基づいて設計する。	
設計方法	・すべり安全率算定に用いる抑止杭のせん断抵抗力: (コンクリート)短期許容応力度 (H鋼)短期許容応力度 (帯鉄筋)短期許容応力度	・すべり安全率算定に用いる抑止杭のせん断抵抗力: (鋼管)短期許容応力度 (H鋼)短期許容応力度	・抑止杭のせん断抵抗力の設定は許容応力度法に基づく。 ・材料(H鋼)	・材料の違い(コンクリート、帯鉄筋)	・H鋼のせん断抵抗力について、許容応力度法により、同様の基準類(道路橋示方書・同解説(平成14年3月))に基づいて設定する。	・コンクリート及び帯鉄筋のせん断抵抗力について、許容応力度法により、コンクリート標準示方書[構造性能照査編](2002年)に基づいて設定する。	

注記*: 先行炉の情報に係る記載内容については、会合資料等をもとに弊社の責任において独自に解釈したものです。

表 2.7.5-2 抑止杭の参照している基準類に関する先行炉との比較

評価項目	参照している基準類 (【】内は適用範囲、工認ガイド等に記載されている基準類に下線)		先行炉との類似点を踏まえた適用性/ 相違点を踏まえた設計への反映事項
	島根原子力発電所	関西電力(株) 高浜発電所	
設計方法	最新斜面・土留め技術総覧(1991年)【杭工】	最新斜面・土留め技術総覧(1991年)【杭工】	・深礎杭は杭工であるため、適用可能。
抑止杭の せん断抵抗力	H鋼	道路橋示方書 II 鋼橋編(2002年)【許容応力度】	・許容応力度法により設計しており、適用可能。
	コンクリート・鉄筋	コンクリート標準示方書[構造性能照査編](2002年)【許容応力度】	・工認ガイド等に記載の基準類を参照し、許容応力度法により設計する。
	鋼管	—	—

注: 先行炉の情報に係る記載内容については、会合資料等をもとに弊社の責任において独自に解釈したものです。

(3) 施工実績（一般産業施設における類似構造の設計・施工事例）

島根原子力発電所の抑止杭の特徴は「岩盤内に設置された深礎杭」であることから、この特徴に類似する一般産業施設の設計・施工事例を調査した。調査結果を表 2.7.5-3 に示す。

また、各事例の概要を(a)～(d)に示す。

一般産業施設における類似構造の設計・施工事例が複数あることを確認した。

表 2.7.5-3 類似する一般産業施設の設計・施工事例

特徴	設計・施工例		
	施設・工事名称	施設の概要	概要頁
H鋼をせん断補強材として複数本挿入	北陸自動車道地蔵トンネル地すべり対策工事	<ul style="list-style-type: none"> 北陸自動車道地蔵トンネル西坑口付近に広く分布する地すべりの安定性を確保するため、径2.5mの深礎杭を7.5mの間隔で24本、径2.0mの深礎を6.0mの間隔で5本施工している。 せん断抵抗材として深礎杭内にH鋼を環状に挿入している。 	事例①
	地附山地すべり対策工事	<ul style="list-style-type: none"> 長野県地附山地すべりの安定性を確保するため、径5.1m、長さ33～61mの大口径鉄筋コンクリート杭を10m、15mの間隔で29本施工している。 効率的な配筋とするため、主筋に51mmの太鉄筋を用い、せん断補強としてH鋼を複数本挿入している。 	事例②
深礎杭	山際地区すべり対策工事	<ul style="list-style-type: none"> 大分県山際地区地すべり(幅約45m、奥行き約300m、推定すべり面層厚70m前後の尾根型岩盤すべり)の安定性を確保するため、径5.5m、長さ30～97mの深礎杭を16本施工している。 軸方向鉄筋及び帯鉄筋を円周状に4重に配置し、最大曲げモーメント発生位置付近に、D51のせん断補強筋を複数本挿入している。 	事例③
	北神線建設工事及び有馬線谷上駅移設工事のうち谷上第1工区土木工事	<ul style="list-style-type: none"> 六甲山周辺地域にて地すべりの安定性を確保するため、径3.5m、長さ33～35mの深礎杭を17本施工している。 主筋はD51を2段配筋としている。 	事例④

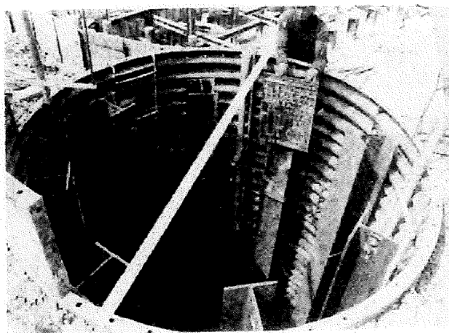
注：設計・施工例の情報に係る記載内容については、公開情報をもとに弊社の責任において独自に解釈したものです。

(a) 事例① 北陸自動車道地蔵トンネル地すべり対策工事

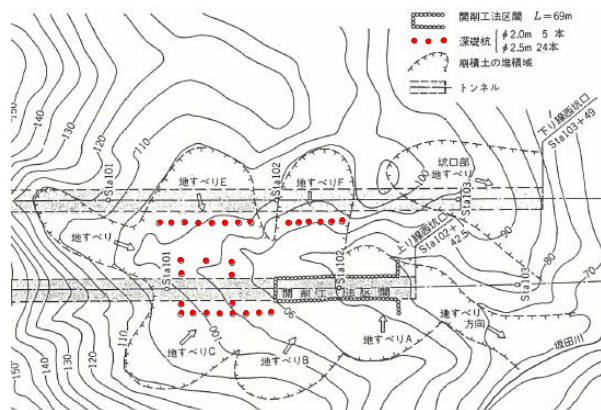
北陸自動車道地蔵トンネル地すべり対策工事の施工事例を図 2.7.5-2 に示す。

北陸自動車道地蔵トンネル西坑口付近に広く分布する地すべりの安定性を確保するため、径 2.5m の深礎杭を 7.5m の間隔で 24 本、径 2.0m の深礎を 6.0m の間隔で 5 本施工している。

せん断抵抗材として深礎杭内にH鋼を環状に挿入している。



高松眞・内橋初義・宮崎晃：地すべり地帯の坑口施工 北陸自動車道地蔵トンネル，1979年



竹林亜夫・上野将司：地すべり地におけるトンネル掘削時の諸問題に関する地質工学的考察，2004年（一部加筆）

注：設計・施工例の情報に係る記載内容については、公開情報をもとに弊社の責任において独自に解釈したものです。

図 2.7.5-2 北陸自動車道地蔵トンネル地すべり対策工事の施工事例

(b) 事例② 地附山地すべり対策工事

地附山地すべり対策工事の施工事例を図 2.7.5-3 に示す。

長野県地附山地すべり（幅約 500m，奥行き約 700m，推定すべり面層厚 60m 前後）の安定性を確保するため，径 5.1m，長さ 33～61m の大口径鉄筋コンクリート杭を 10m，15m の間隔で 29 本施工している。

効率的な配筋とするため，主筋に 51mm の太鉄筋を用い，せん断補強として H 鋼を複数本挿入している。

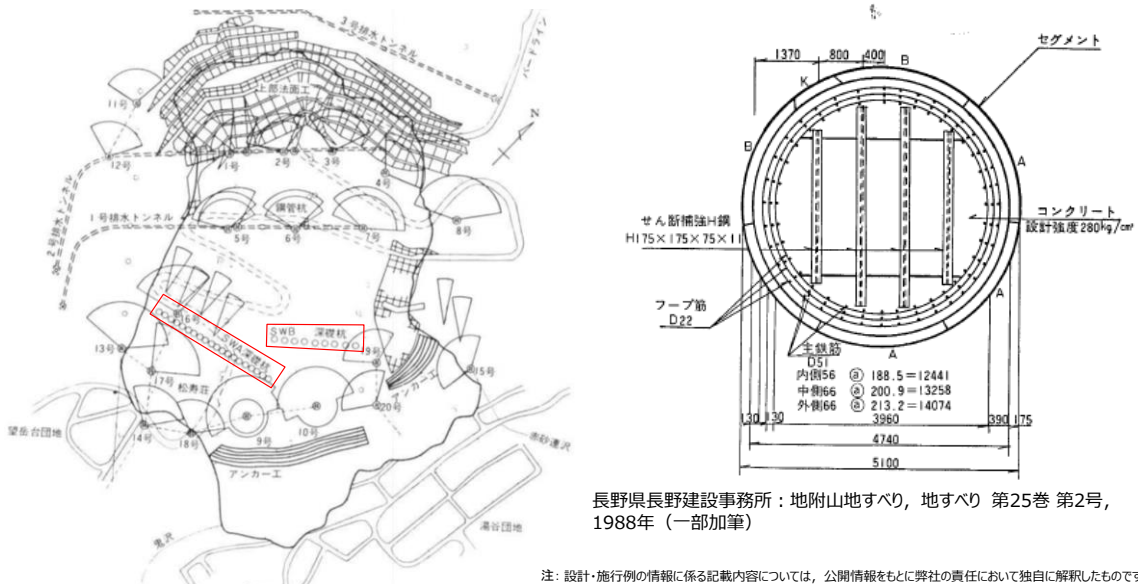


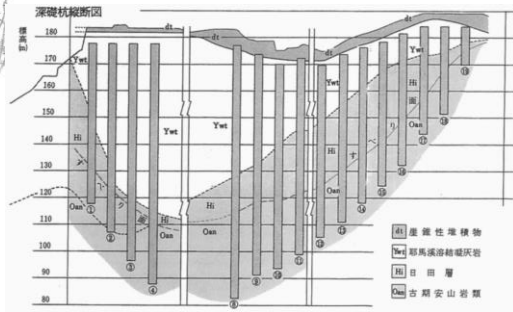
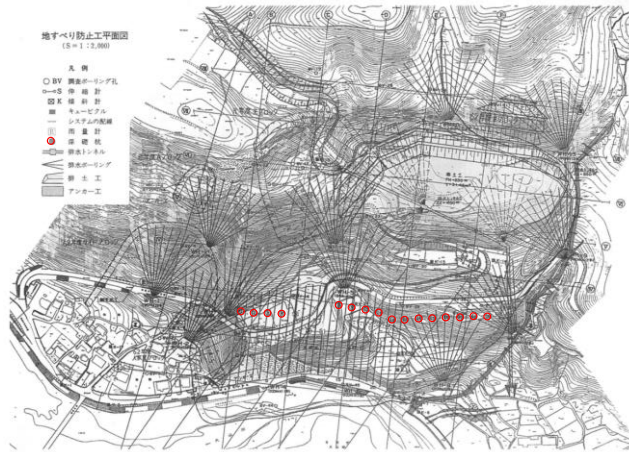
図 2.7.5-3 地附山地すべり対策工事の施工事例

(c) 事例③ 山際地区地すべり対策工事

山際地区地すべり対策工事の施工事例を図 2.7.5-4 に示す。

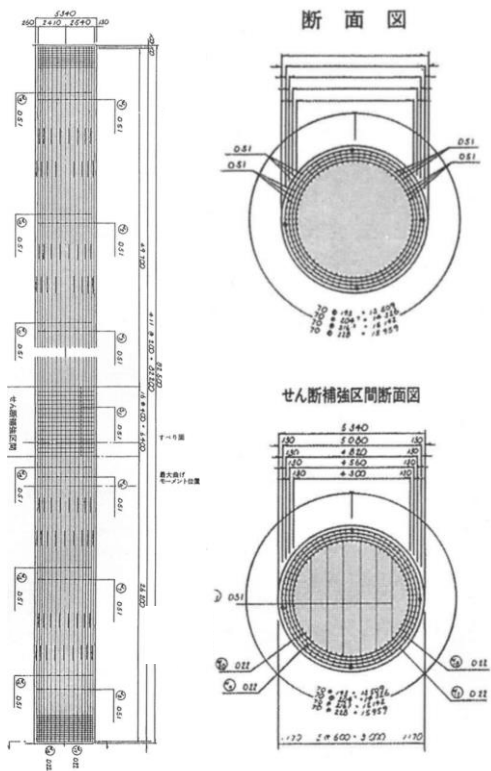
大分県山際地区地すべり（幅約 450m，奥行き約 300m，推定すべり面層厚 70m 前後の尾根型岩盤すべり）の安定性を確保するため，径 5.5m，長さ 30～97m の深礎杭を 16 本施工している。

軸方向鉄筋及び帯鉄筋を円周状に 4 重に配置し，最大曲げモーメント発生位置付近に，D51 のせん断補強筋を複数本挿入している。



大分県土木建築部砂防課 大分県日田土木事務所：山際地区すべり大分県大山町 ～大規模な岩すべりとその対策～，地すべり 第34巻 第3号，1997年（一部加筆）

注：設計・施行例の情報に係る記載内容については，公開情報をもとに弊社の責任において独自に解釈したものです。



大分県土木建築部砂防課 大分県日田土木事務所：山際地区地すべり大分県大山町 ～大規模な岩すべりとその対策～，地すべり 第34巻 第3号，1997年

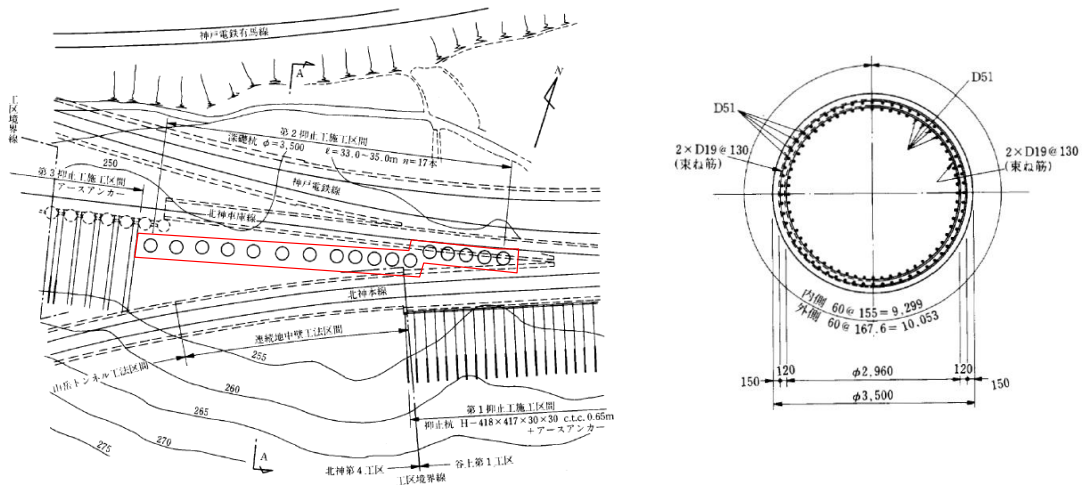
（社）斜面防災対策技術協会HP
https://www.jasdim.or.jp/gijutsu/jisuberi_joho/sekkei/syafktui/syftkui.html

注：設計・施行例の情報に係る記載内容については，公開情報をもとに弊社の責任において独自に解釈したものです。

図 2.7.5-4 山際地区地すべり対策工事の施工事例

(d) 事例④ 北神線建設工事及び有馬線谷上駅移設工事のうち谷上第1工区土木工事
 北神線建設工事及び有馬線谷上駅移設工事のうち谷上第1工区土木工事の施工事例を
 図2.7.5-5に示す。

六甲山周辺地域にて地すべりの安定性を確保するため、径3.5m、長さ33~35mの深礎杭を17本施工している。主筋はD51を2段配筋としている。



堺紘成・吉田利三・丹内正利・石橋貢；地すべり対策工としての深礎杭の計画と施工，1987年（一部加筆）

注：設計・施行例の情報に係る記載内容については、公開情報をもとに弊社の責任において独自に解釈したものです。

図2.7.5-5 北神線建設工事及び有馬線谷上駅移設工事のうち
 谷上第1工区土木工事の施工事例

(4) 島根サイトの深礎杭の工事概要

島根サイトの①-①'断面及び②-②'断面における深礎杭は、図2.7.5-6及び図2.7.5-7のフローで施工している。

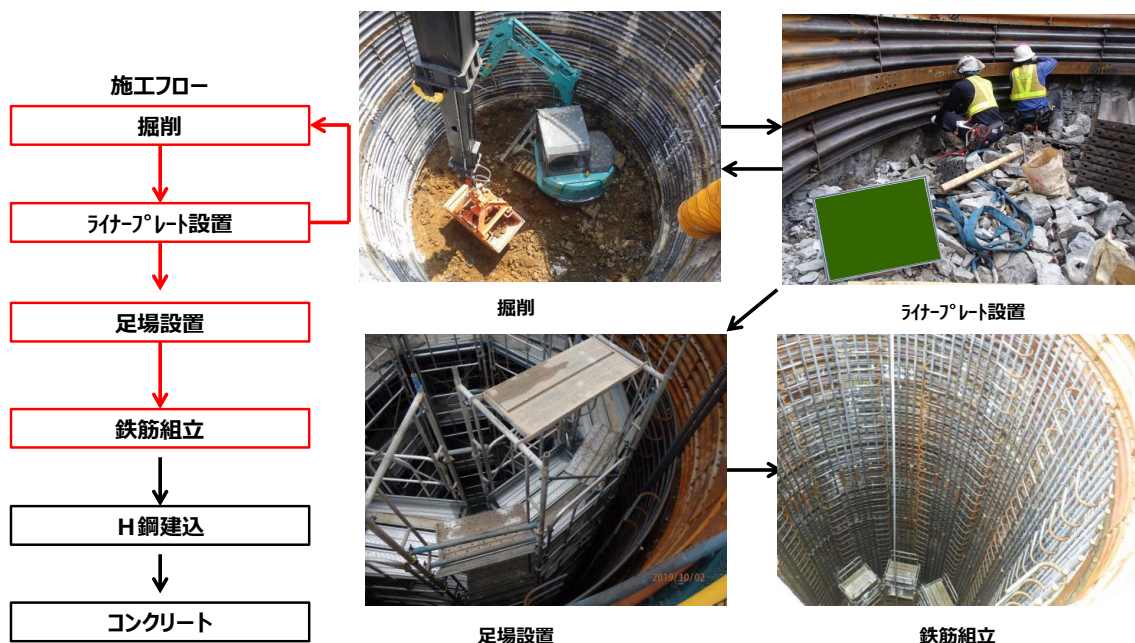


図2.7.5-6 施工フロー図 (1/2)

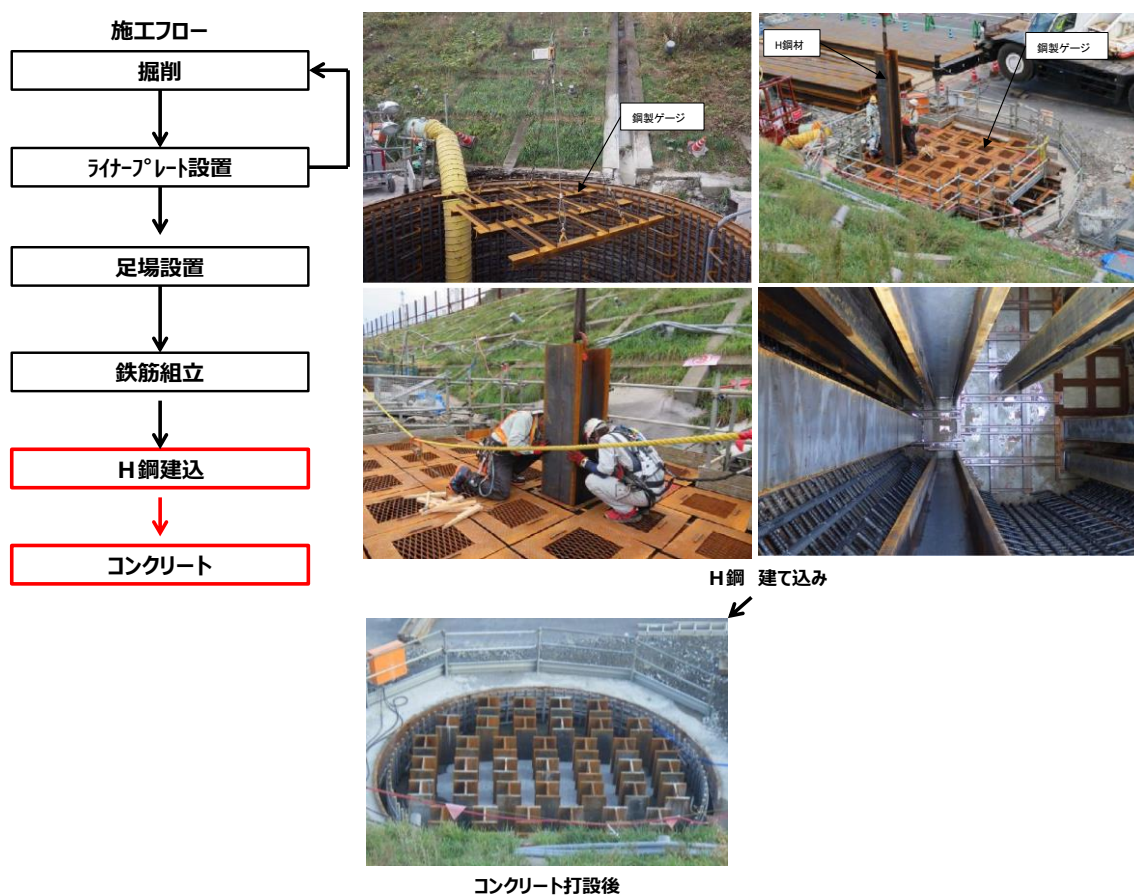


図2.7.5-7 施工フロー図 (2/2)

(5) まとめ

島根サイトの①-①'断面及び②-②'断面における深礎杭は、先行炉実績と比較した結果、同様の設計方針であることを確認した。

また、一般産業施設における類似構造の設計・施工事例が複数あることを確認した。