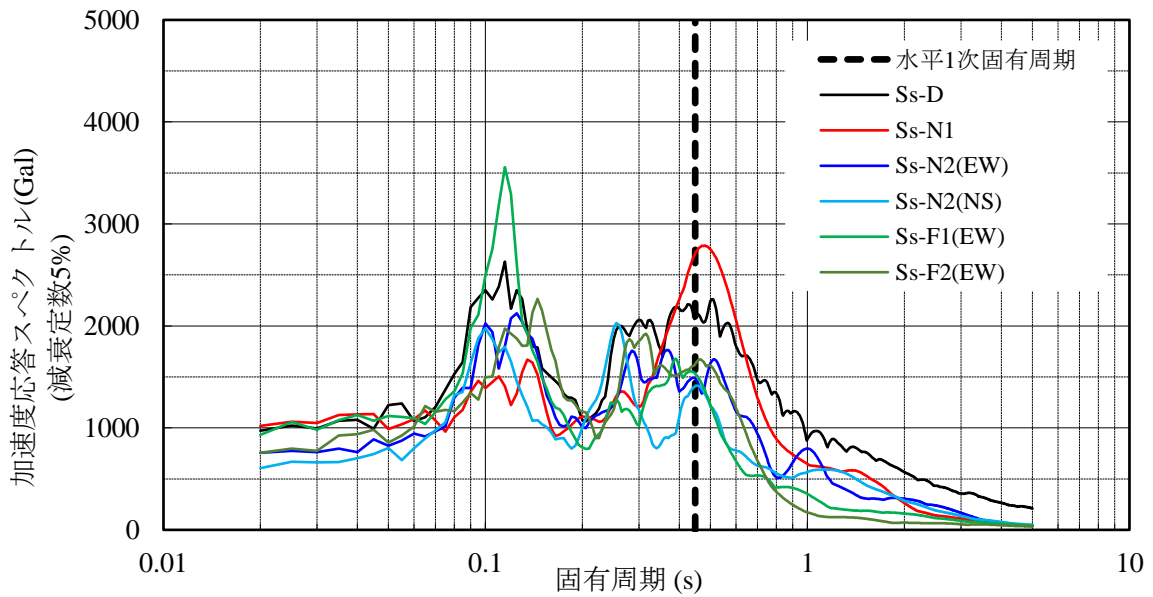


加速度応答スペクトル

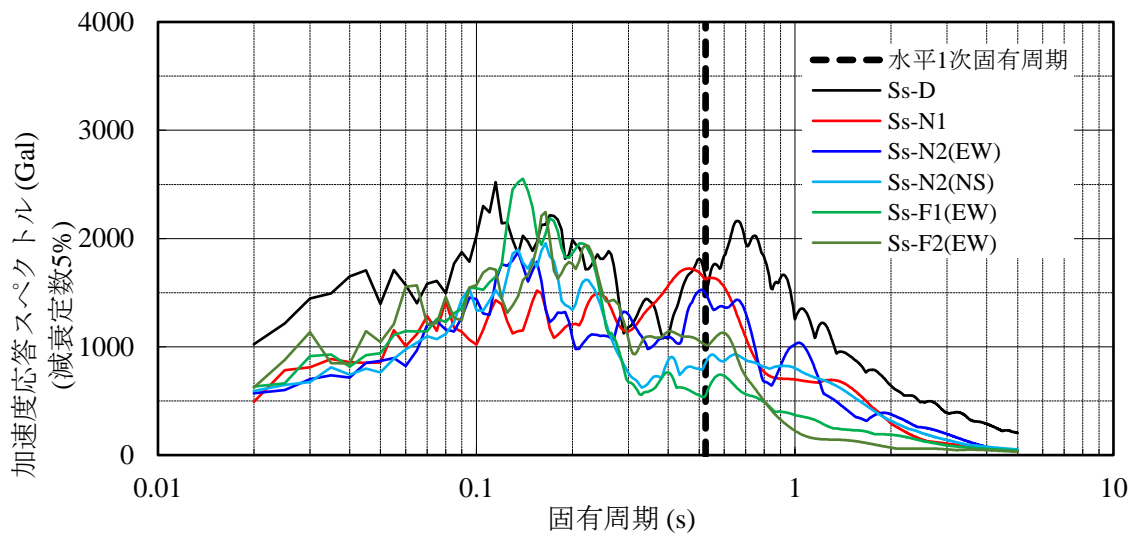
以下に各鉄塔位置（基礎底面）における基準地震動 S_s の加速度応答スペクトルを示す。

1. 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔



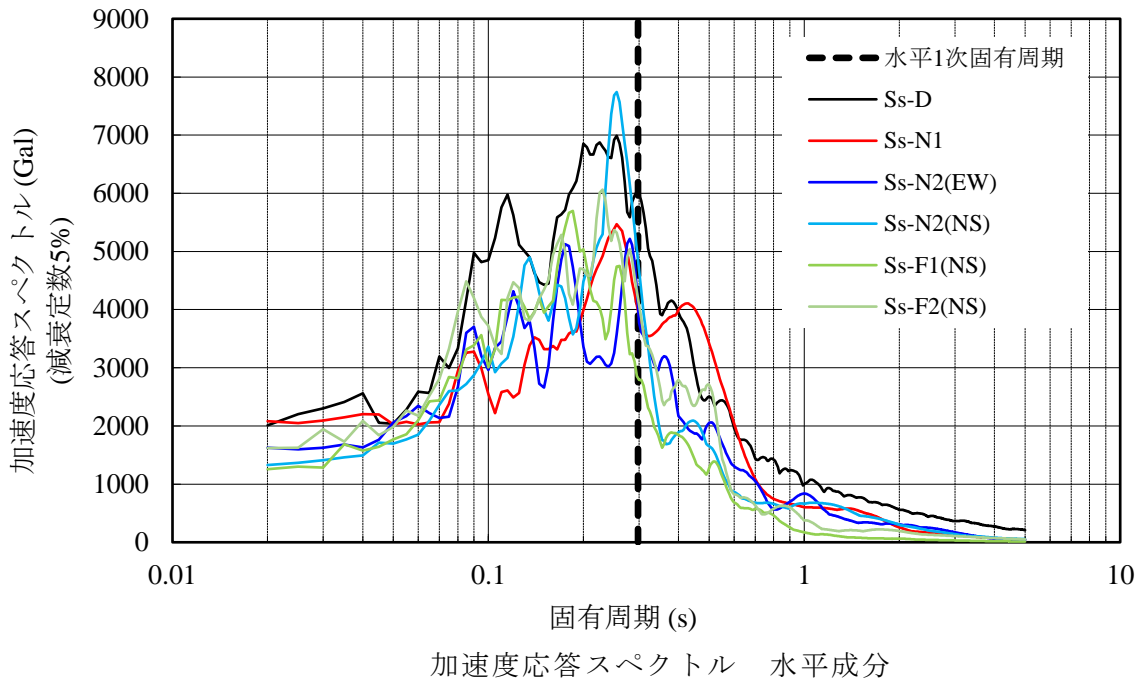
加速度応答スペクトル 水平成分

2. 220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔

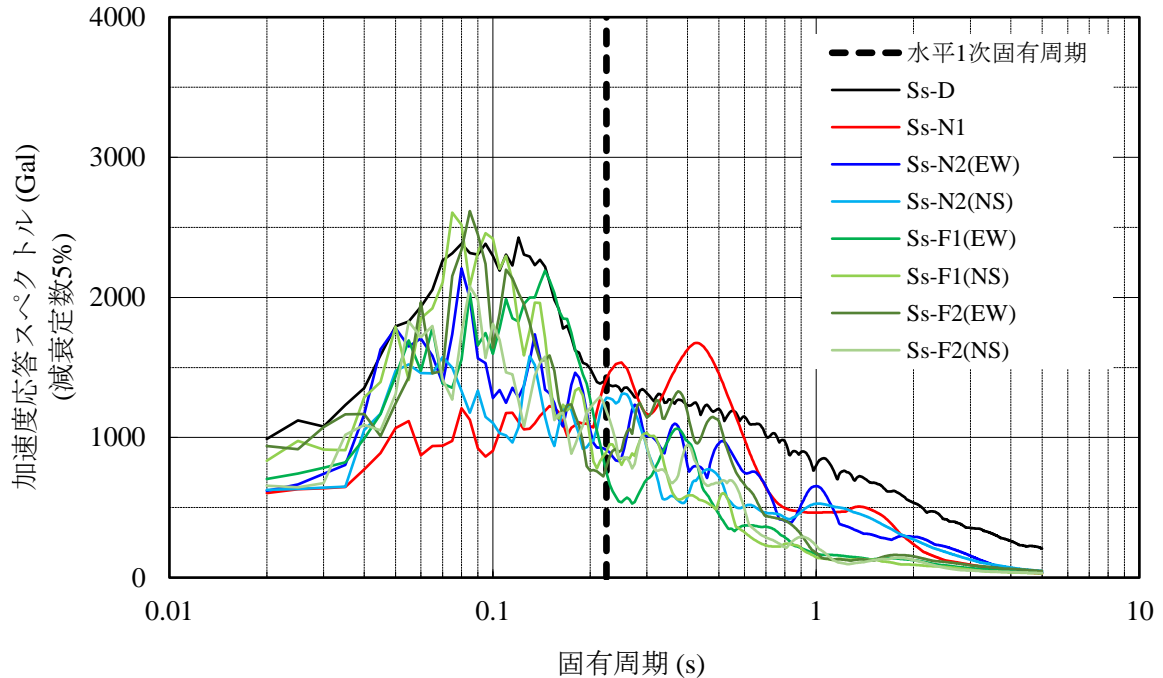


加速度応答スペクトル 水平成分

3. 66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔



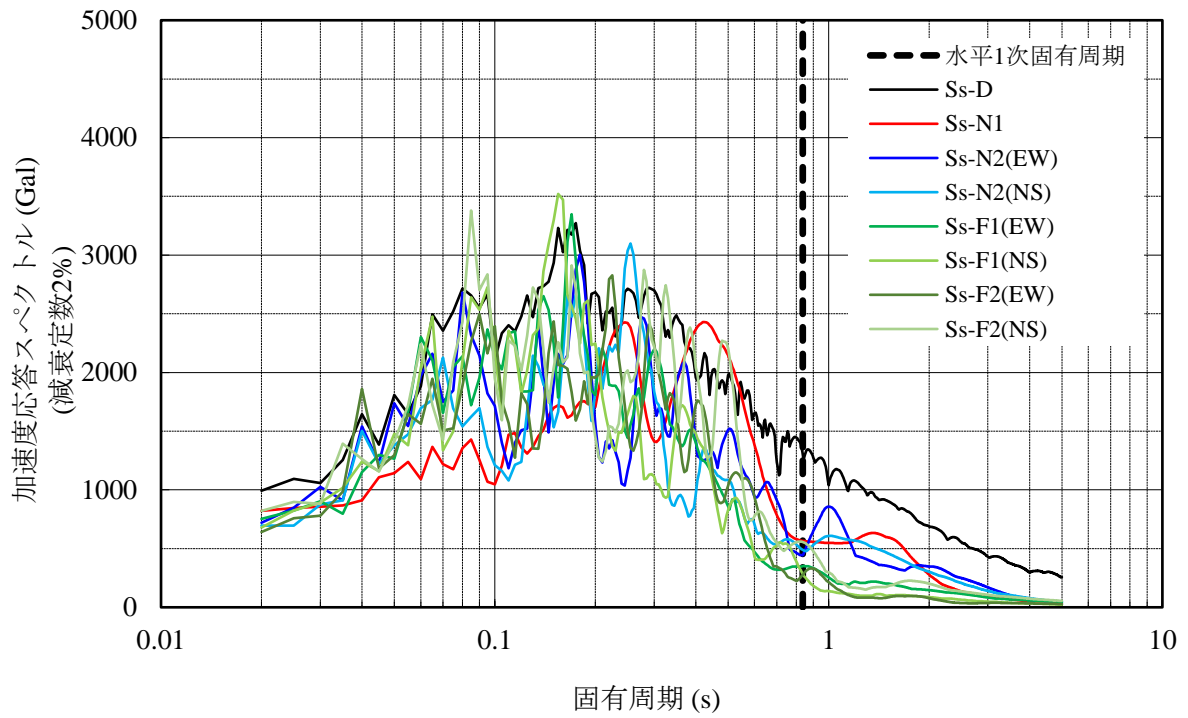
4. 第2-66kV 開閉所屋外鉄構



注：第2-66kV 開閉所屋外鉄構は、基礎設置方向が真北に対して角度があることから、方向性が定められている Ss-F1 及び Ss-F2 に対して角度の補正を考慮する。

加速度応答スペクトル 水平成分

5. 通信用無線鉄塔



注：通信用無線鉄塔は、基礎設置方向が真北に対して角度があることから、方向性が定められている Ss-F1 及び Ss-F2 に対して角度の補正を考慮する。





加速度応答スペクトル 水平成分

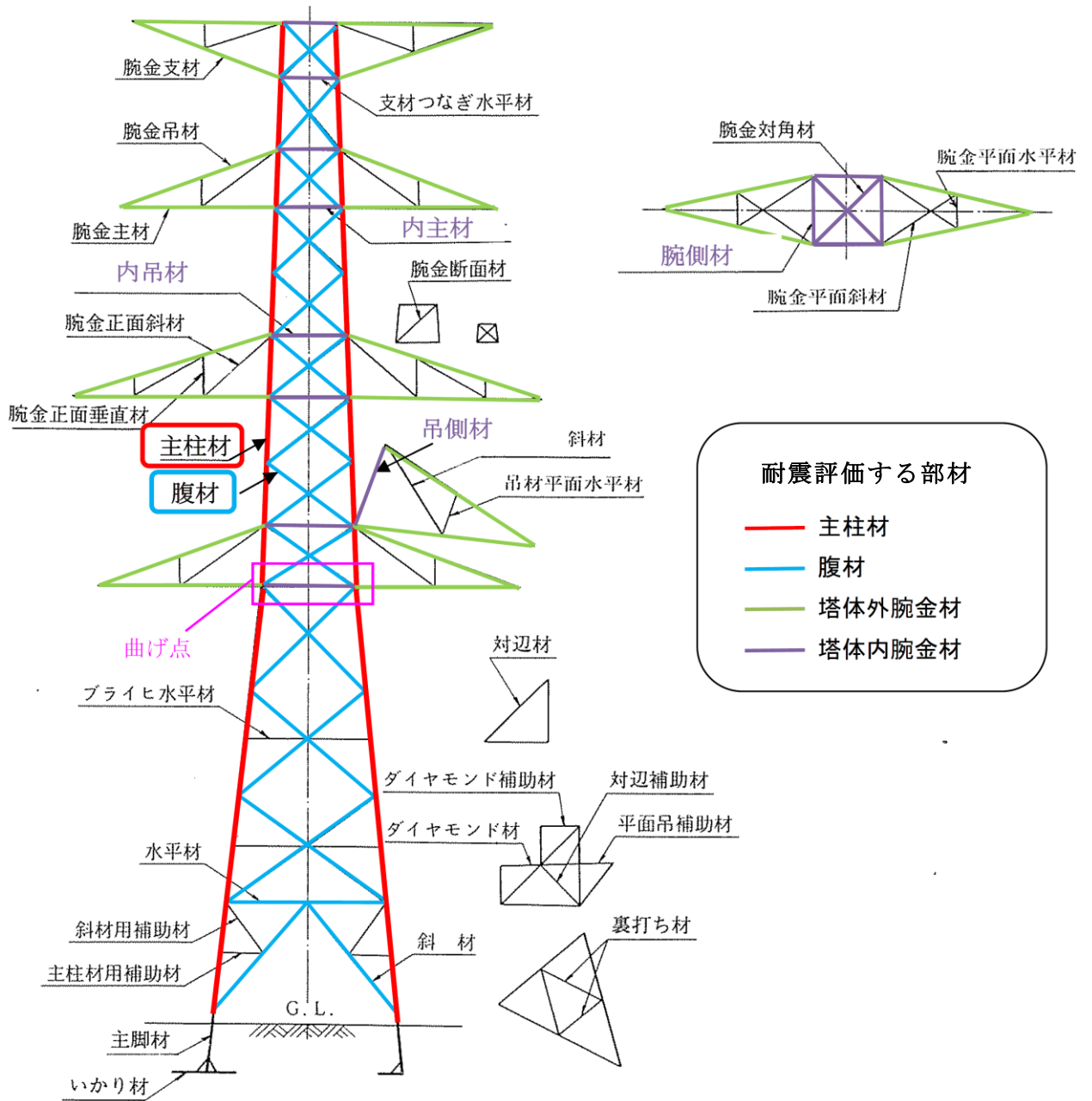
220kV第二島根原子力幹線No. 1及びNo. 2鉄塔部材仕様

表 1 に220kV第二島根原子力幹線No. 1及びNo. 2鉄塔部材仕様及び材質を示し、図 1 に220kV第二島根原子力幹線No. 1構造図を示し、図 2 に220kV第二島根原子力幹線No. 2鉄塔構造図を示す。

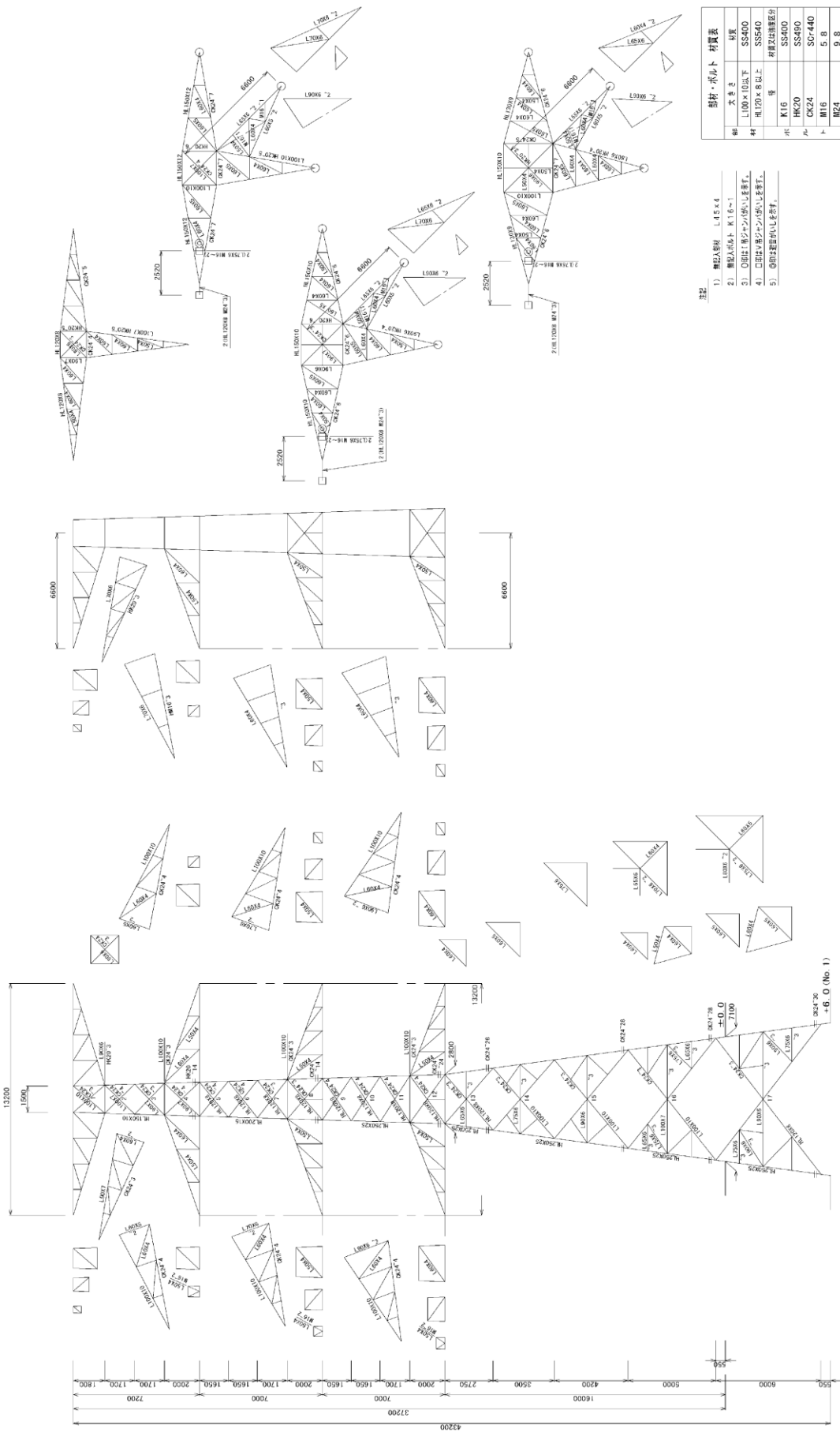
なお、構造材説明図を参考図に示す。

表 1 220kV第二島根原子力幹線No. 1及びNo. 2鉄塔使用部材及び材質

構造材	No. 1鉄塔		No. 2鉄塔	
	大きさ	材質	大きさ	材質
 支柱材	L150×10, L200×15 L250×25	SS540	L120×8, L150×12 L200×15, L200×20	SS540
 腹材	L90×7, L100×7 L100×10	SS400	L65×6, L70×6 L75×6, L80×6	SS400
	L120×8	SS540	L90×6, L90×7 L100×7, L100×10	
 塔体外腕金材	L60×4, L70×6, L80×6 L90×6, L90×7, L100×7 L100×10	SS400	L90×6, L90×7, L100×7	SS400
	L120×8, L130×9 L150×10, L150×12	SS540	L120×8, L150×10	SS540
 塔体内腕金材	L60×4, L60×5, L70×6 L90×6, L90×7, L100×10	SS400	L50×4, L60×4 L65×6, L75×6, L90×6	SS400
	L120×8, L150×10 L150×12	SS540	L120×8, L150×10	SS540



参考図 構造材説明図



部材・ボルト 材質表	
鋼	本鋼 S45C
鋼	L100×10以下 SS400
鋼	H120×8以上 SS540
ボルト	等 材質は建設部
	SS400
	RC20
	SC24
	SC7-40
	MT6
	MT4
	9.8
	6.8

- 注記
- 1) 脚柱入射角 L45×4
 - 2) 脚柱入射角 K116-1
 - 3) 0脚柱: 脚柱が傾斜しています。
 - 4) 0脚柱: 脚柱が傾斜しています。
 - 5) 0脚柱: 脚柱が傾斜しています。

図1 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔構造図

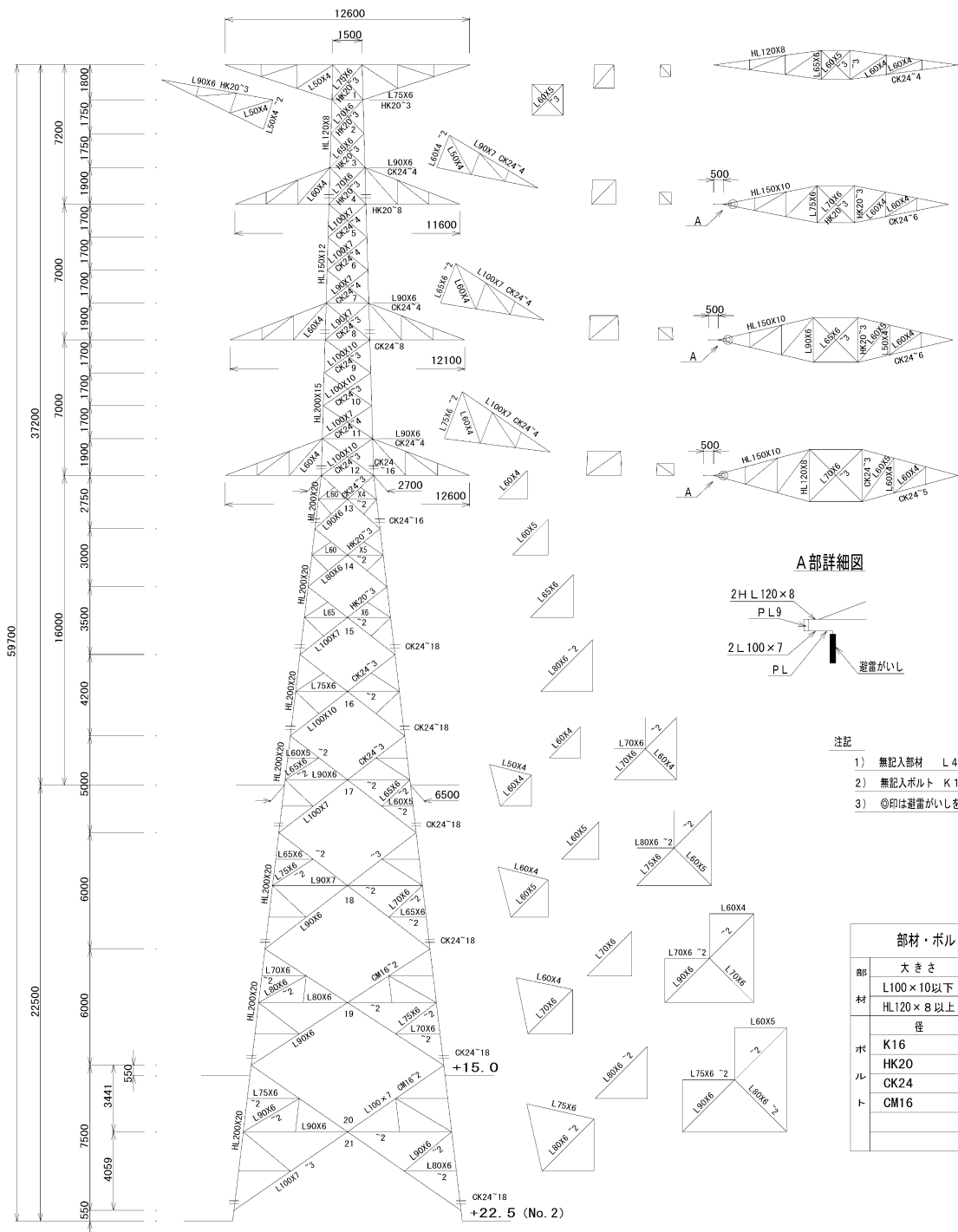


図2 220kV 第二島根原子力幹線 No. 2 鉄塔構造図

220kV第二島根原子力幹線No.1鉄塔S_s-D入力時における鉛直成分について

1. 概要

220kV第二島根原子力幹線No.1鉄塔の入力地震動（S_s-D）の鉄塔基礎中心位置における加速度応答スペクトルについて、図1のとおり、鉛直成分が水平成分よりも大きくなっており、S_s-N1は水平成分と鉛直成分が同等であることから、これらの妥当性を確認するため、要因分析を行った。

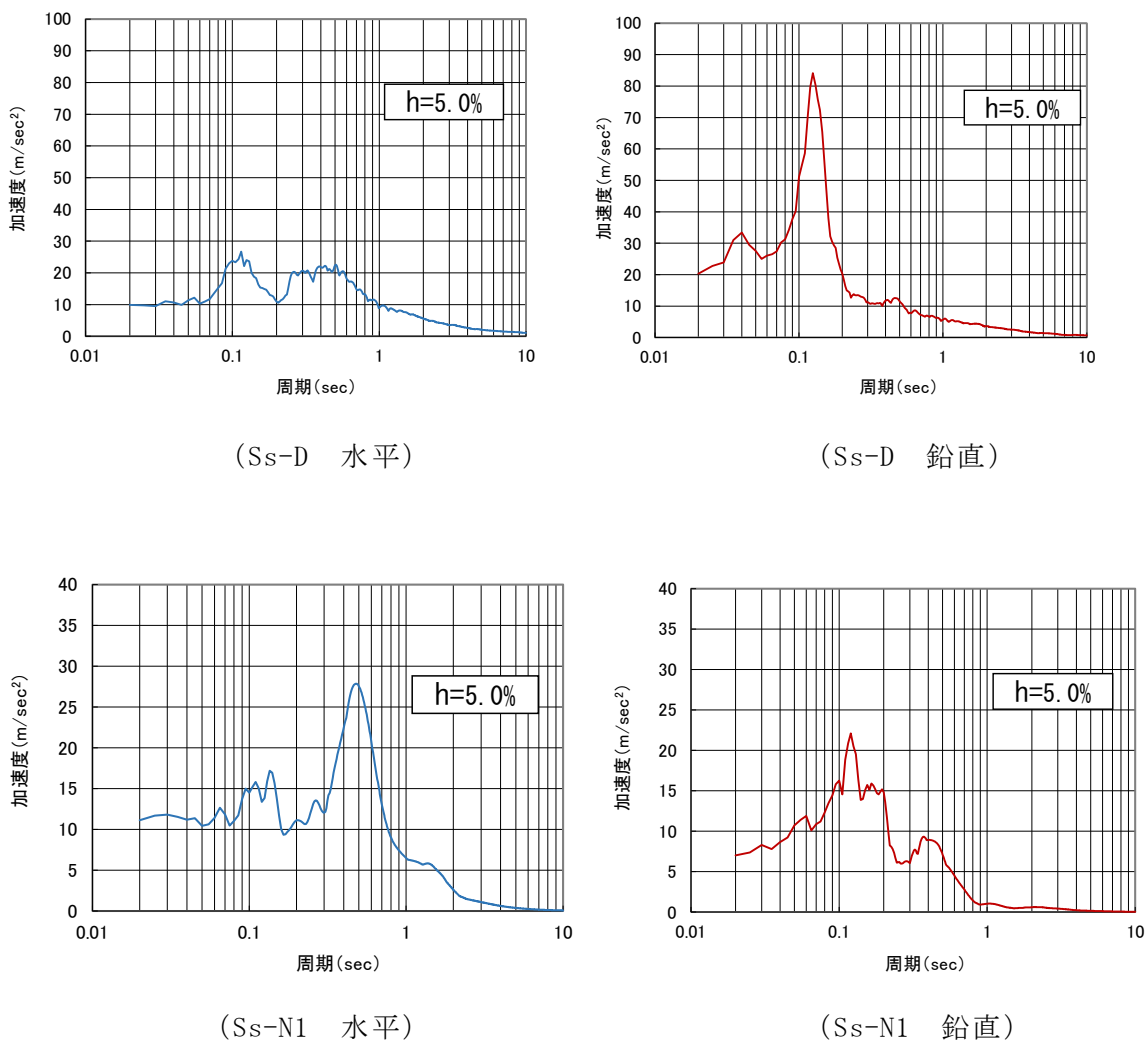


図1 220kV第二島根原子力幹線No.1鉄塔 入力地震動の応答スペクトル

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、Ss-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。

・ Ss-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。(Ss-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。(Ss-Dの節点974参照)

・ 当該鉄塔直下の埋戻土は、谷部を埋め立てているため、お椀型の形状をしており、お椀型形状の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お椀型形状の両端付近では鉛直動が卓越している。(Ss-Dの節点3389(お椀型形状の中央)と節点2071・3929(お椀型形状の両端)を参照)

・ Ss-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、Ss-Dほど顕著ではない。Ss-Dで確認された鉛直動の傾向についても認められない。

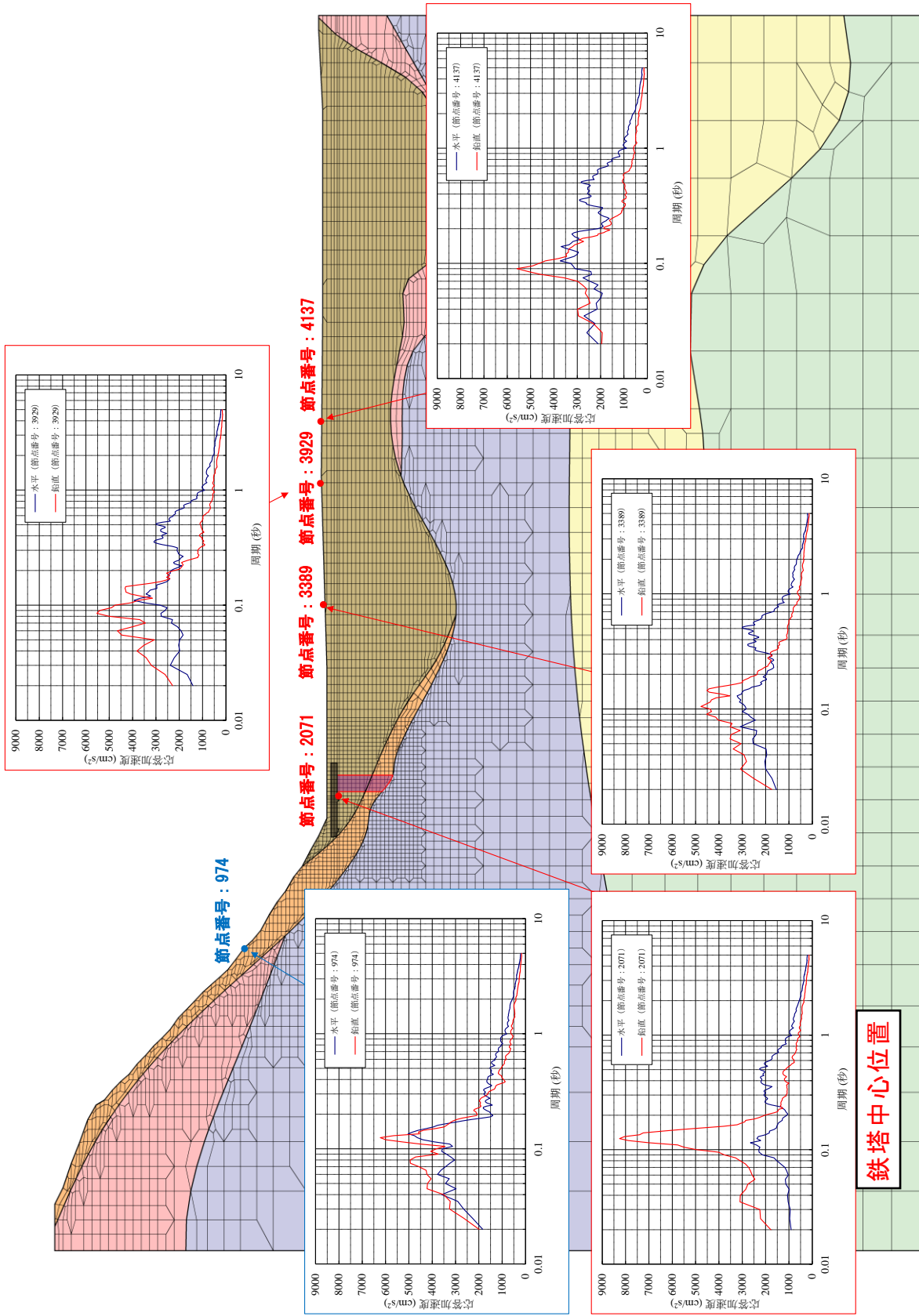


図2(1/2) 220kV第二島根原子力幹線No.1鉄塔 入力地震動の各地点での応答スペクトル(Ss-D)

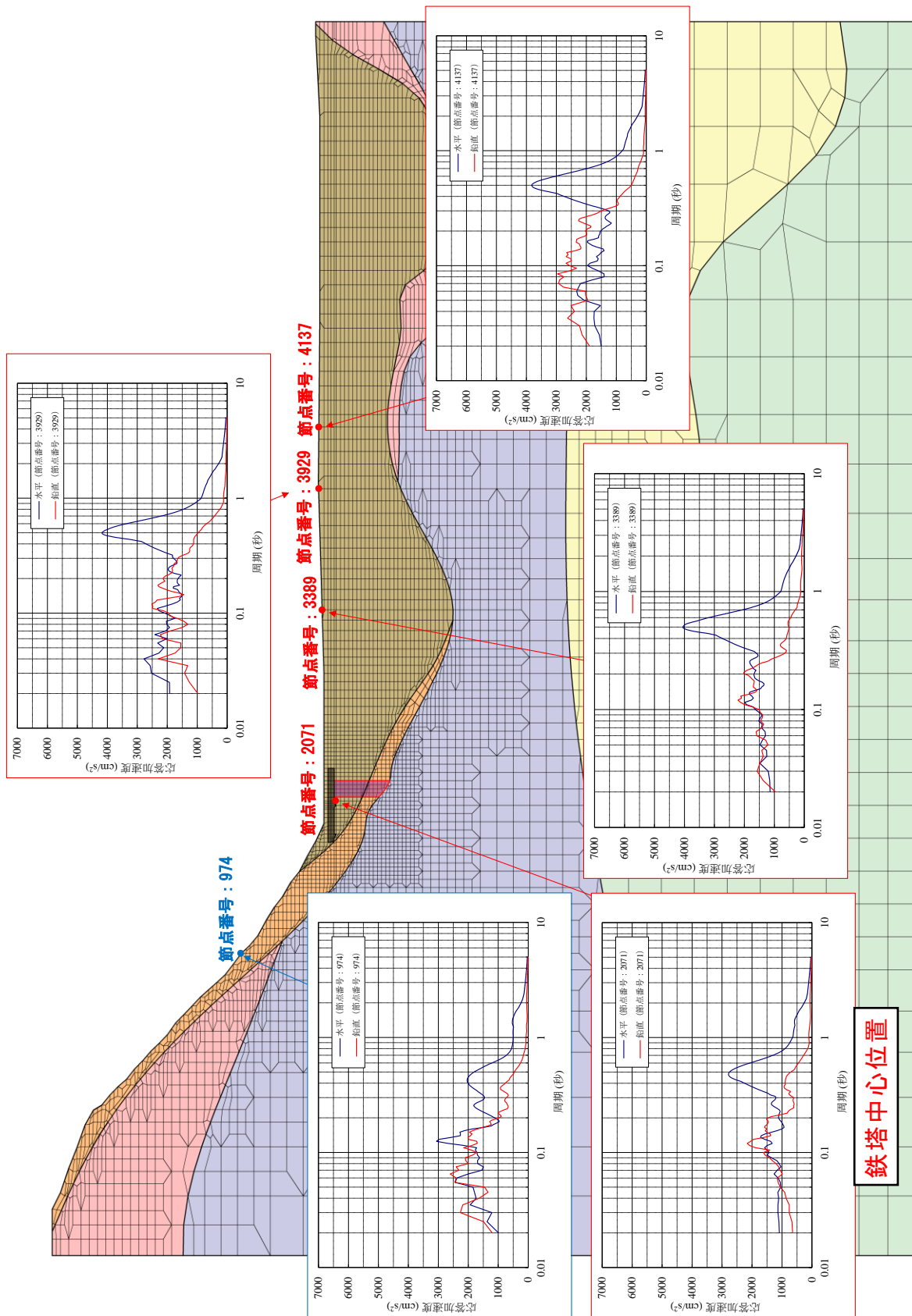


図2(2/2) 220kV第二島根原子力幹線No.1鉄塔 入力地震動の各地点での応答スペクトル(Ss-N1)

【Ss-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、Ss-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がお椀型の形状で分布しているため、地震により埋戻土がロッキング現象のように振動し、お椀型形状の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お椀型形状の両端付近では鉛直動が卓越している。（図3のイメージ図参照）

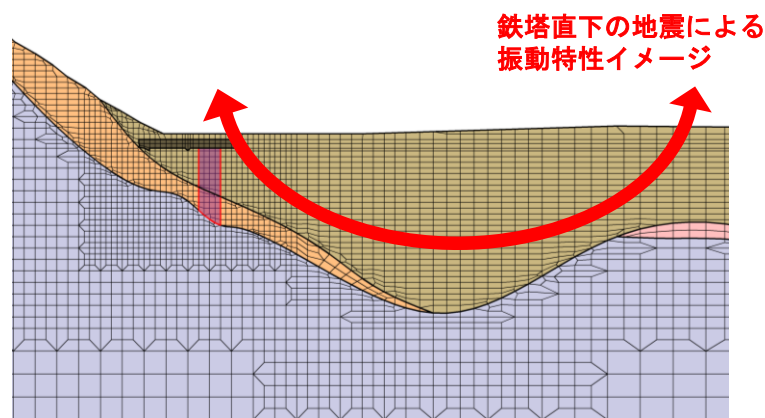


図3 鉄塔直下の地震による振動特性 イメージ図

【結論】

Ss-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。

【Ss-N1の入力地震動で鉛直動が卓越していない要因分析】

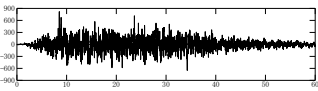
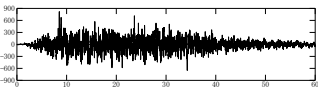
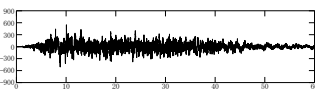
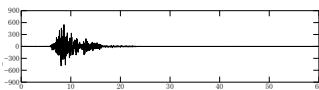
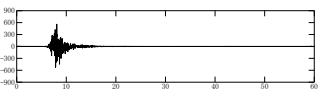

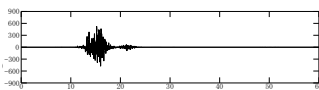


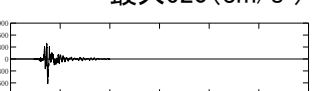
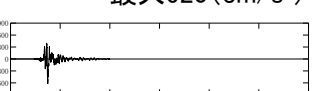
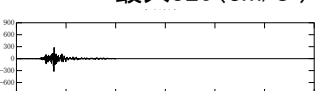
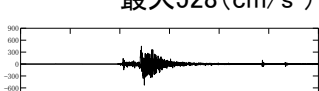
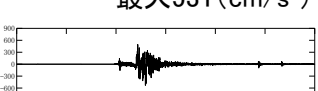
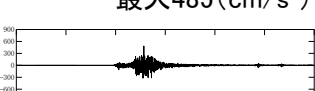
Ss-N1の入力地震動において、Ss-Dに比べて鉛直動が卓越していない要因は、以下のとおりと考えられる。

①表1のとおり、Ss-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、Ss-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、Ss-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
Ss-D	最大820(cm/s ²) 	最大820(cm/s ²) 	最大547(cm/s ²) 
Ss-F1	最大549(cm/s ²) 	最大560(cm/s ²) 	最大337(cm/s ²) 
Ss-F2	最大522(cm/s ²) 	最大777(cm/s ²) 	最大426(cm/s ²) 
Ss-N1	最大620(cm/s ²) 	最大620(cm/s ²) 	最大320(cm/s ²) 
Ss-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。

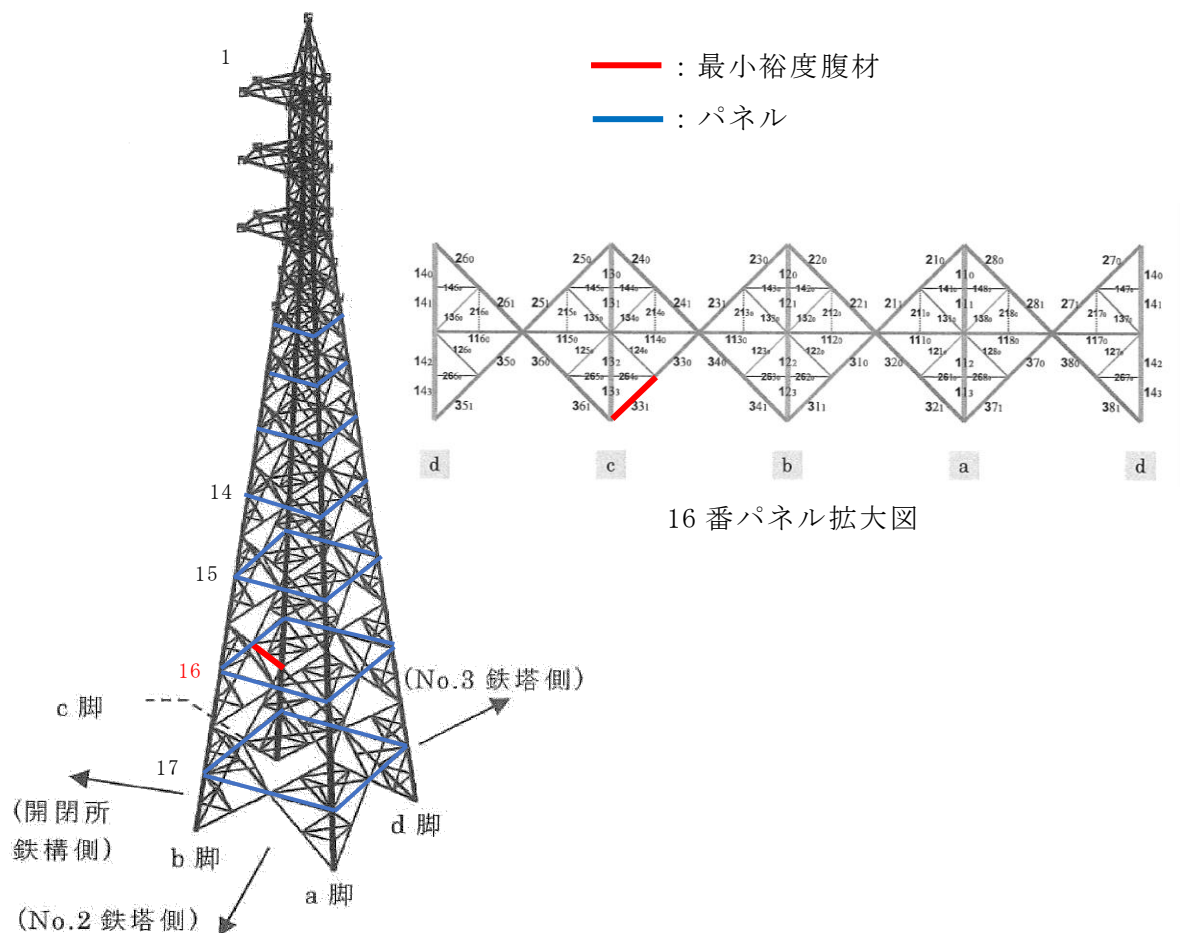


図1 最小裕度腹材の位置

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%

(3) 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 5 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 6 に示す。表 6 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 5 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 6 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	○

4. 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。

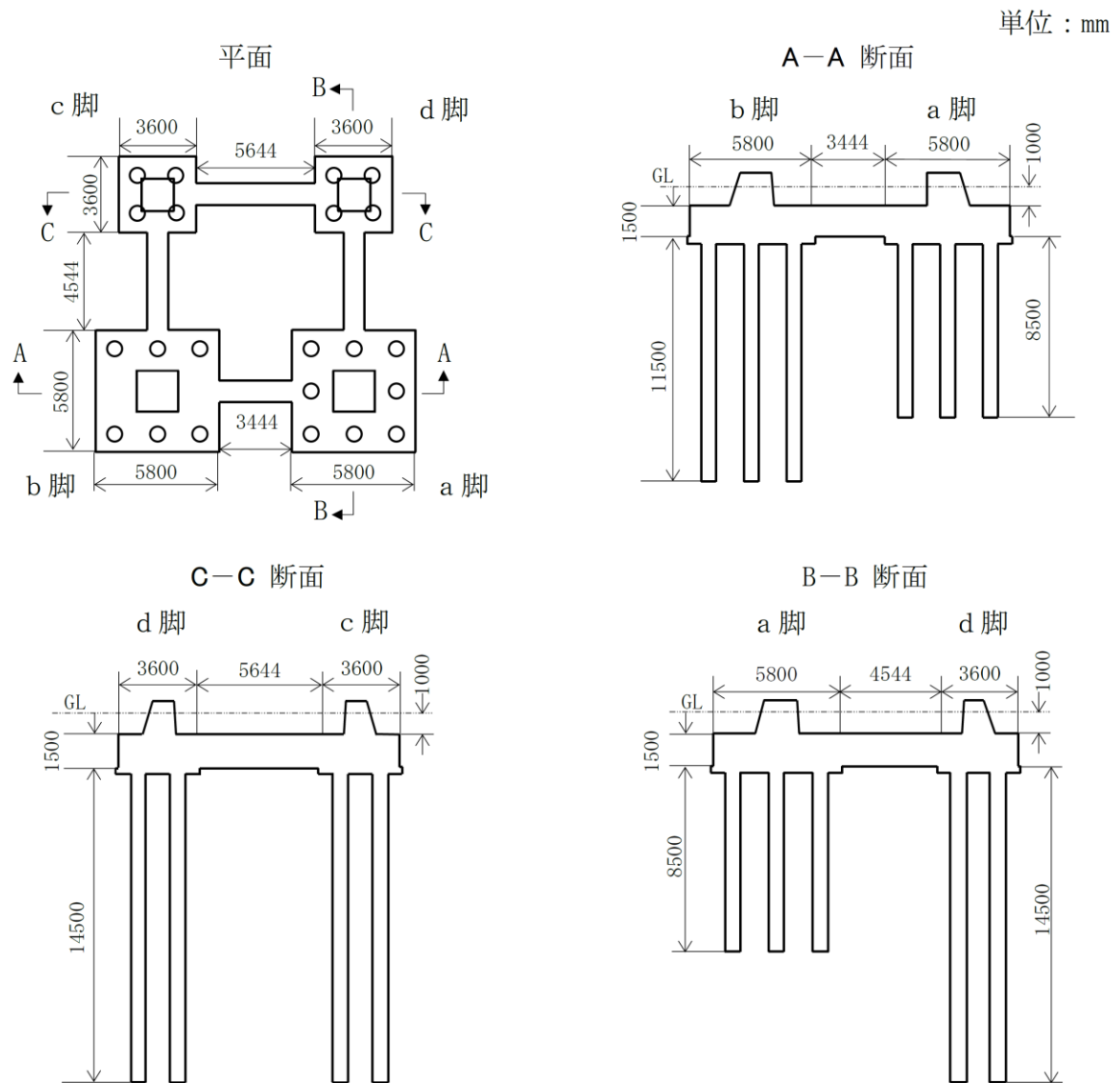


図1 220kV第二島根原子力幹線No. 1鉄塔基礎の概要

(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	a脚	—	—
	b脚	—	—
	c脚	0.41	0.41
	d脚	0.41	0.38
引抜き抵抗力	a脚	0.46	0.71
	b脚	0.51	0.63
	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力が作用しないことを示す。

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 -N1
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

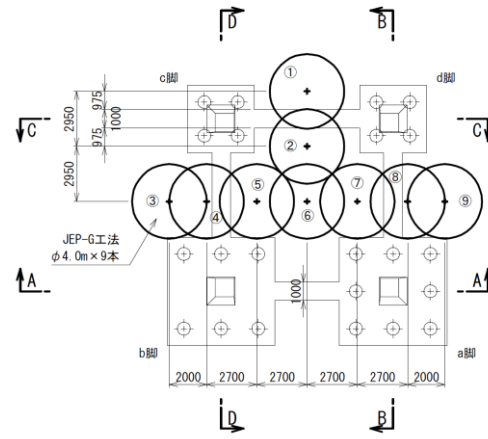
2. 耐震補強対策工の設計

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。

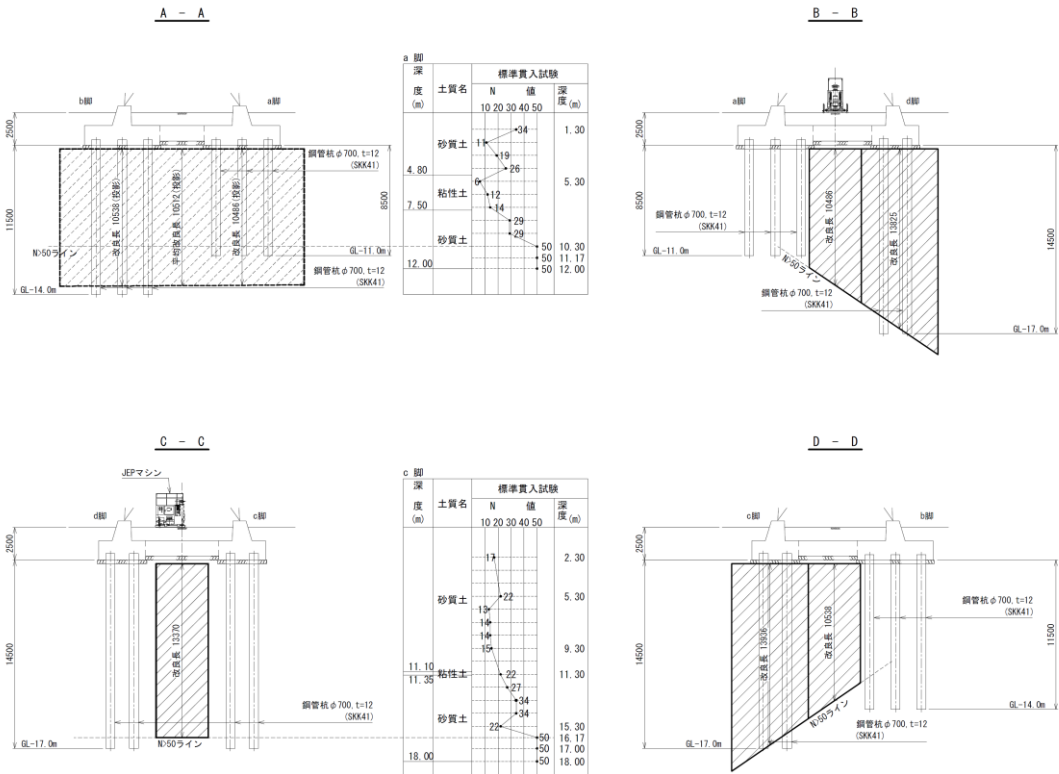


図2 地盤改良概要図

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										
押え盛土工法	押え盛土工法	○		○	○			○			○
	緩斜面工法										
緩速載荷工法	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。

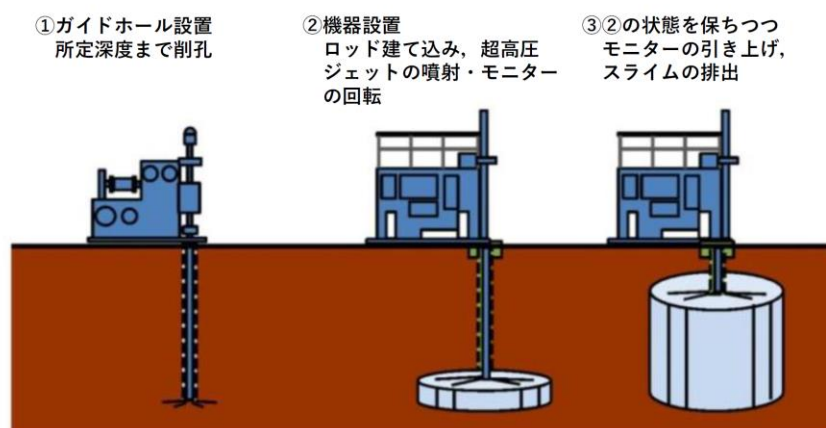


図1-1 高圧噴射攪拌工法の概要

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。

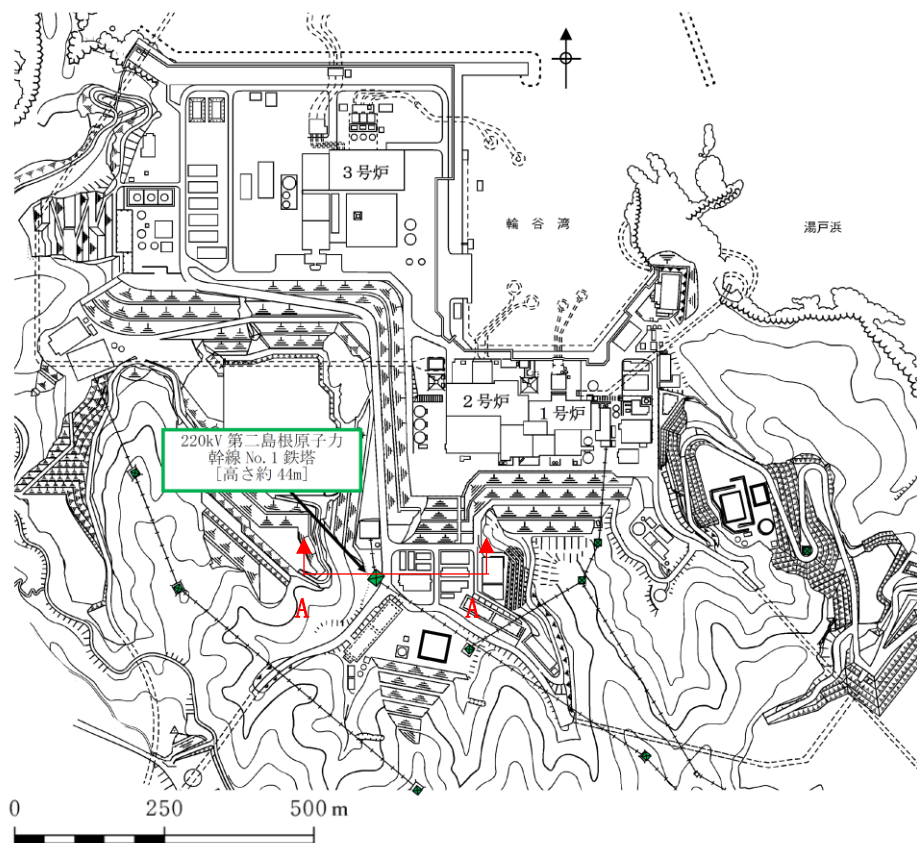


図2-1 改良地盤を設置する施設の平面配置図

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		

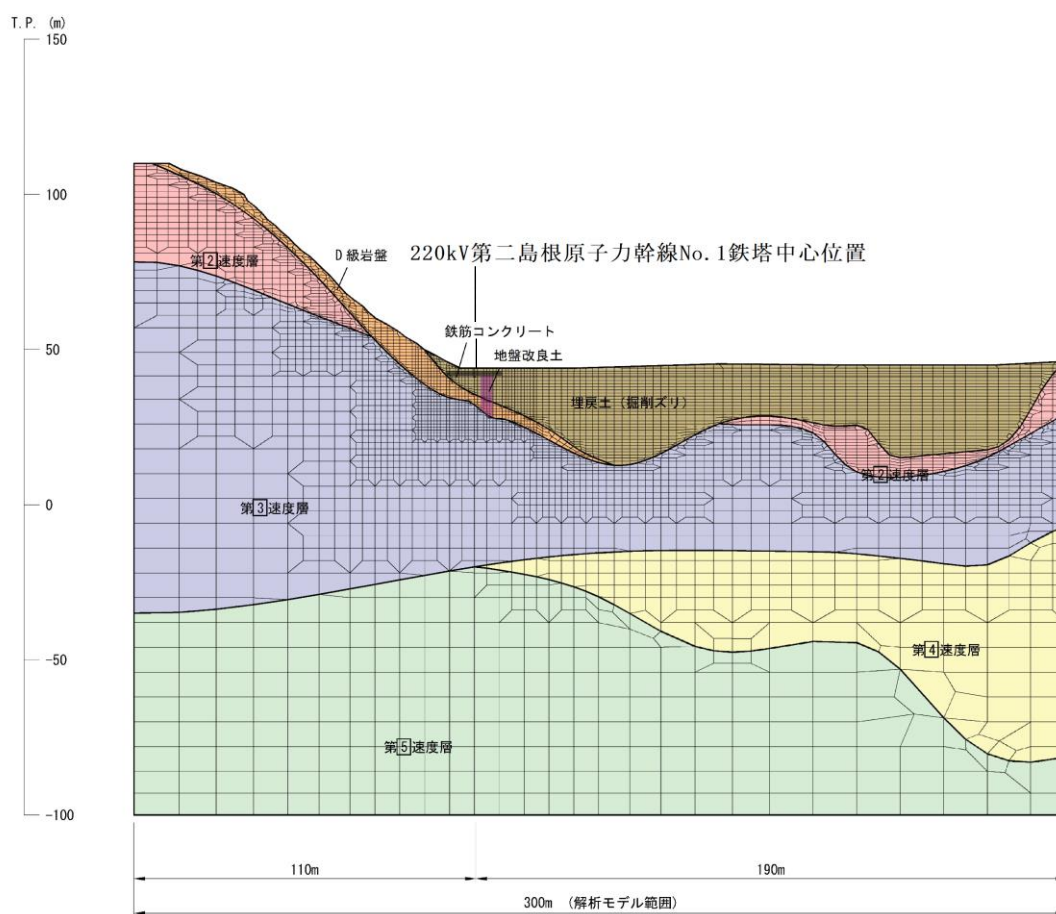
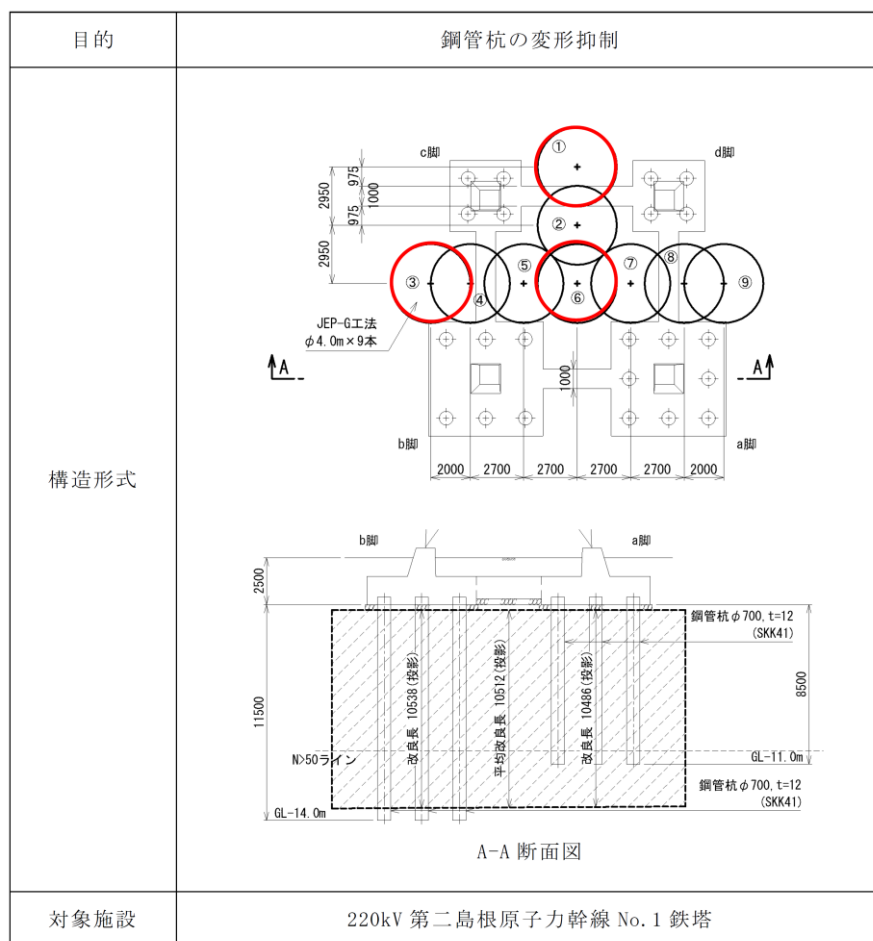


図 2-2 改良地盤の配置図 (図 2-1 A-A 断面)

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



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 $A_p=0.2435$ (m²)

ϕ ：杭の周長で $\phi=2.187$ (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 $L_s=5.7$ (m)

L_c ：粘性土地盤に接する杭の長さで $L_c=0.0$ (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

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

ここで、 ϕ ：杭の周長で $\phi=2.187$ (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 $L_s=5.7$ (m)

L_c ：粘性土地盤に接する杭の長さで $L_c=0.0$ (m)

以上より、

$$\begin{aligned} Q_t &= (25 \times 5.7 / 5 + 0.0 \times 0.0 / 2) \times 2.187 \times 9.80665 / 1.5 \\ &= \underline{\underline{407.4}} \text{ (kN)} \end{aligned}$$

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期中新世の堆積岩類（硬岩）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、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。

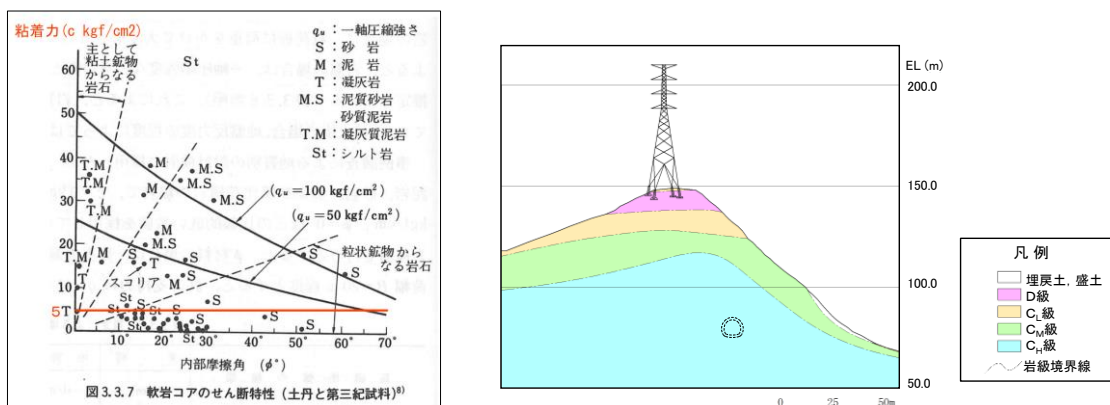


図 1 地質別の設計採用 c, ϕ の例（軟岩—調査・設計・施工の基本と事例—（土木学会，1984 年）から引用，赤字で加筆）及び 220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔地質断面図（岩級）

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,

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

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

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

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

$$L_1 = x_0 - B/2 - \rho_0 \times \cos(\pi/4 - \phi/2) = 5.093 - 3.5/2 - 2.520 \times \cos(\pi/4 - 20/2) \\ = 1.279$$

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

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

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

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

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

$$= 64.684$$

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

$$= 59.718$$

$$W_E = \gamma_e \times (K_1 - V_{C'}) = 16 \times (64.684 - 6.718) = 927.5$$

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

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

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。

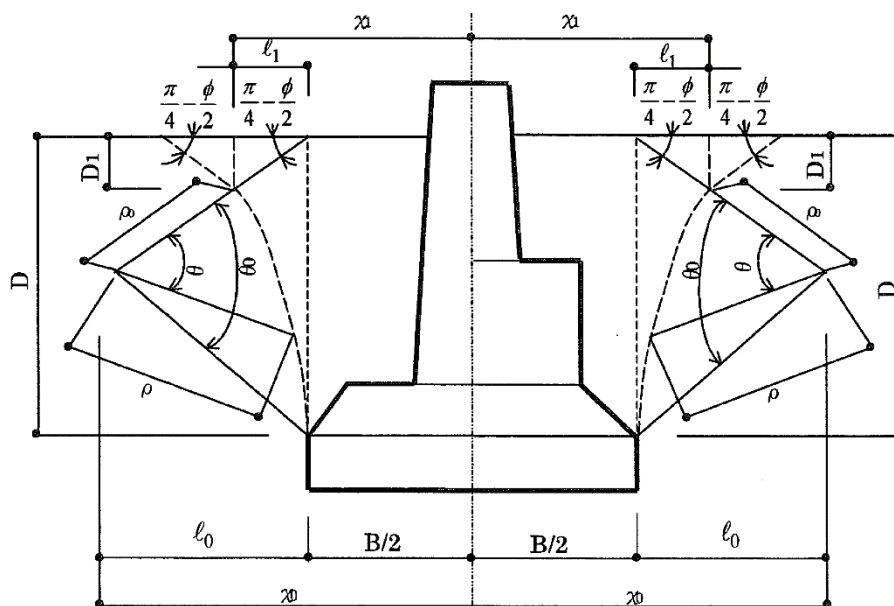


図 2 基礎に引揚荷重が作用した場合の地盤のせん断破壊の模式図

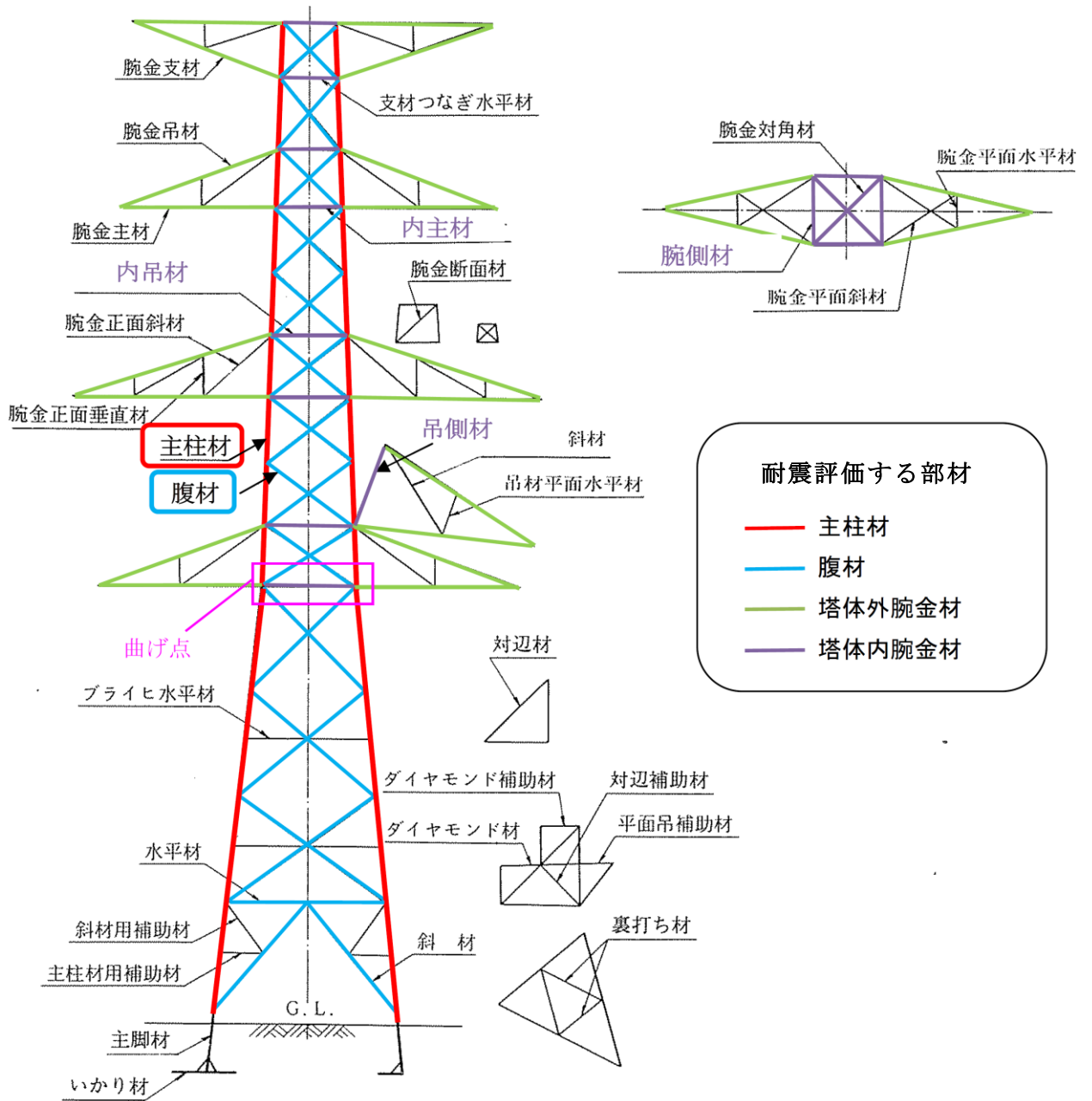
66kV鹿島支線No. 2-1鉄塔部材仕様

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
■ 支柱材	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

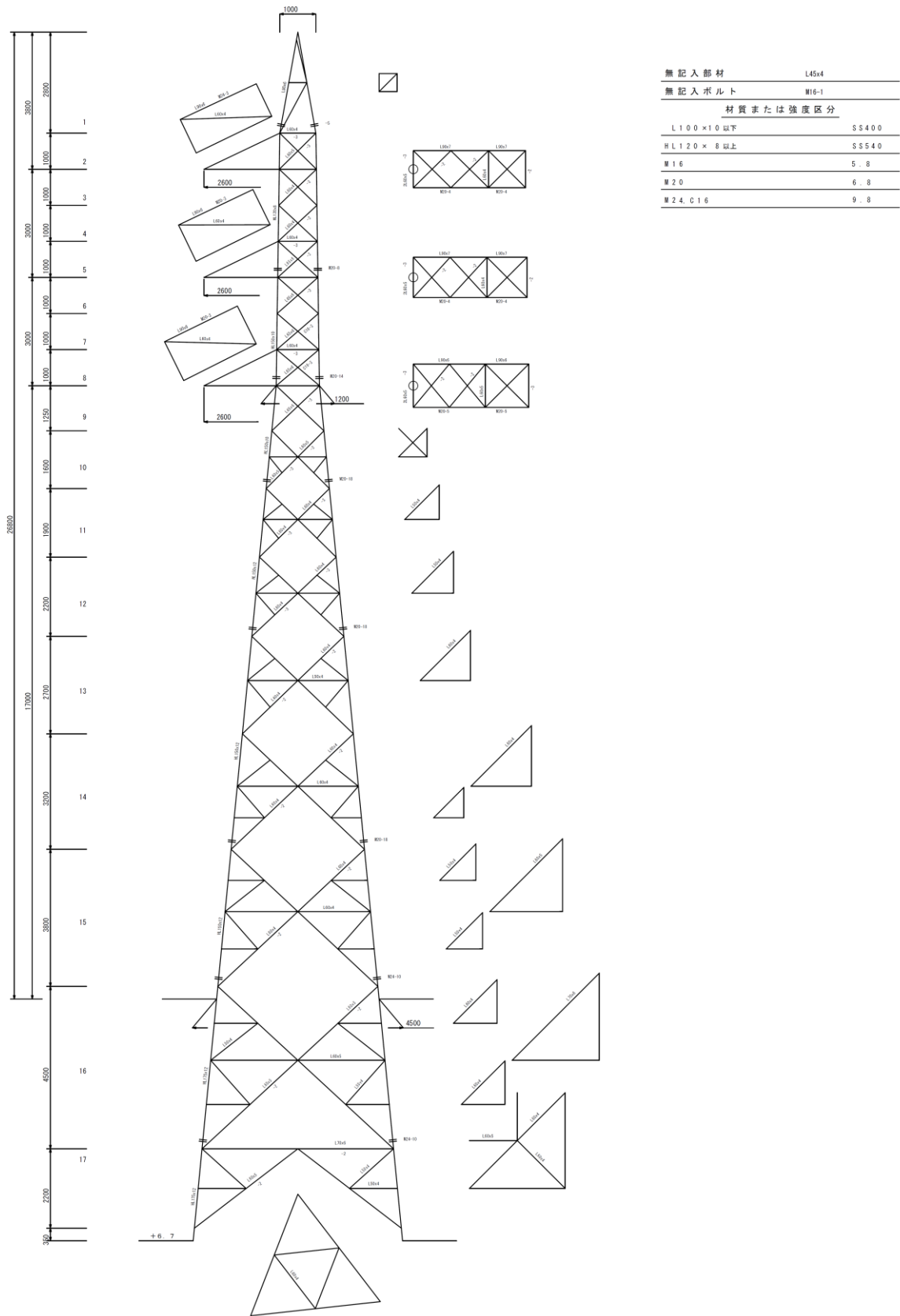


図1 66kV鹿島支線No. 2-1鉄塔構造図

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。

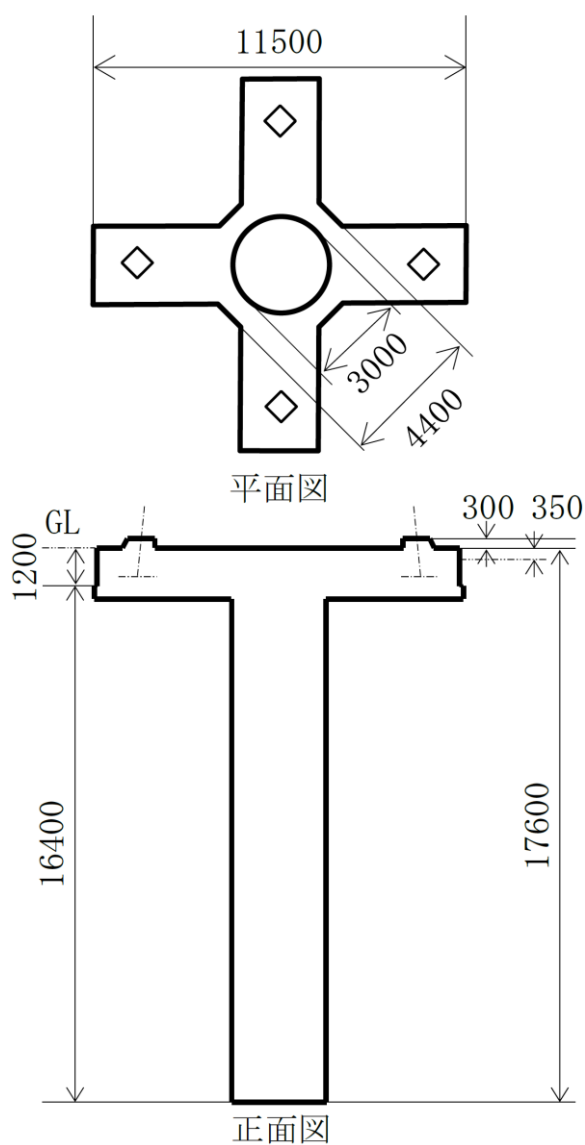


図1 66kV鹿島支線No. 2-1鉄塔基礎（耐震補強前）の概要

(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	
	Ss-D	Ss-N ₂ (NS)
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	
		Ss-D	Ss-N ₂ (NS)
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

2. 耐震補強対策工の設計

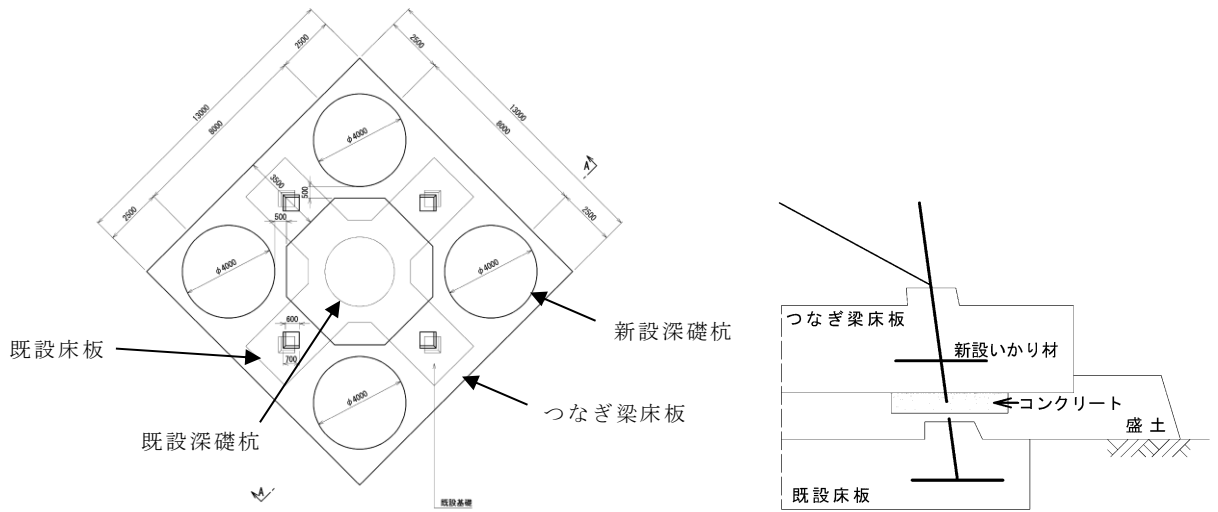
耐震補強対策工について検討した結果、鉄塔本体を改造して、既設基礎の上方へ新設基礎を構築し、深礎基礎にて鉄塔を受替えることとした。

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。

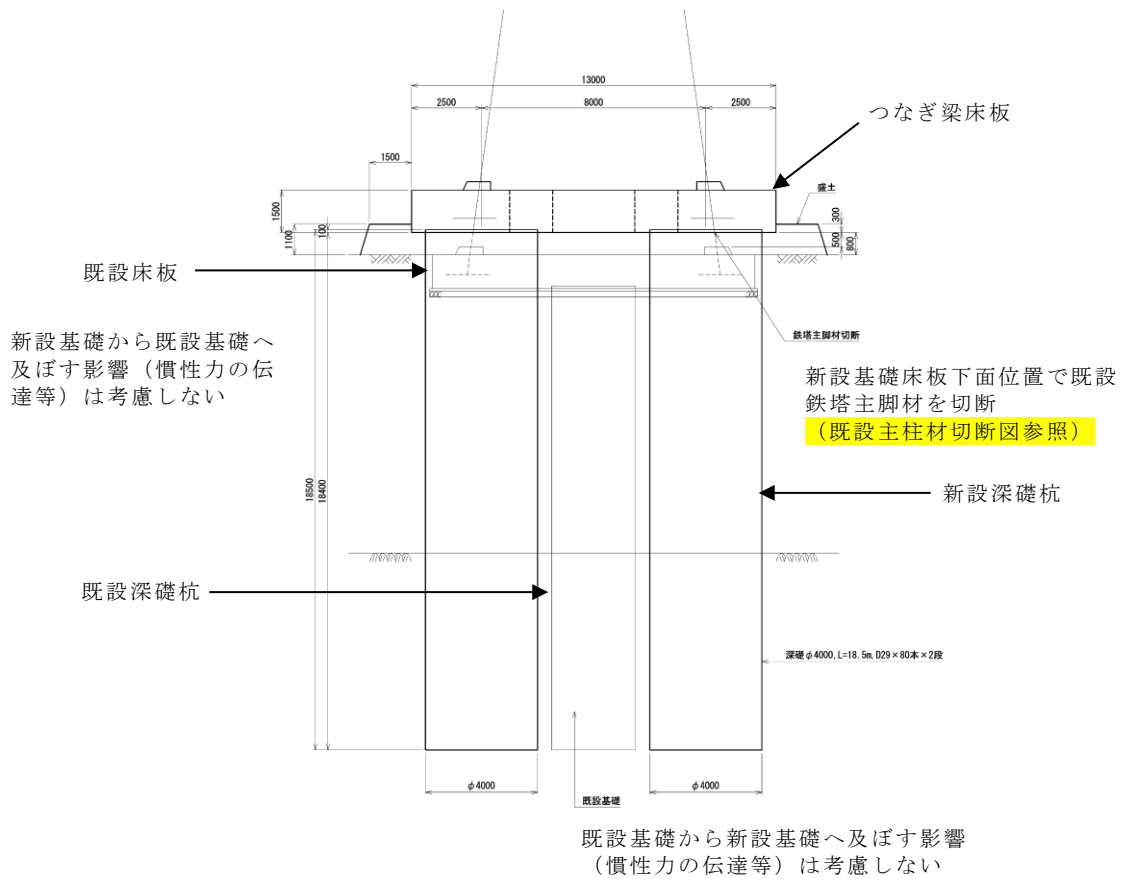
なお、新設基礎床板下面位置で既設鉄塔主脚材を切断することで、新設基礎から既設基礎への上部工荷重等は考慮しない。また、既設基礎から新設基礎への慣性力の伝達等も考慮しない。

鉄塔基礎の補強対策概要図を図2に示す。



平面図

既設主柱材切断図



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

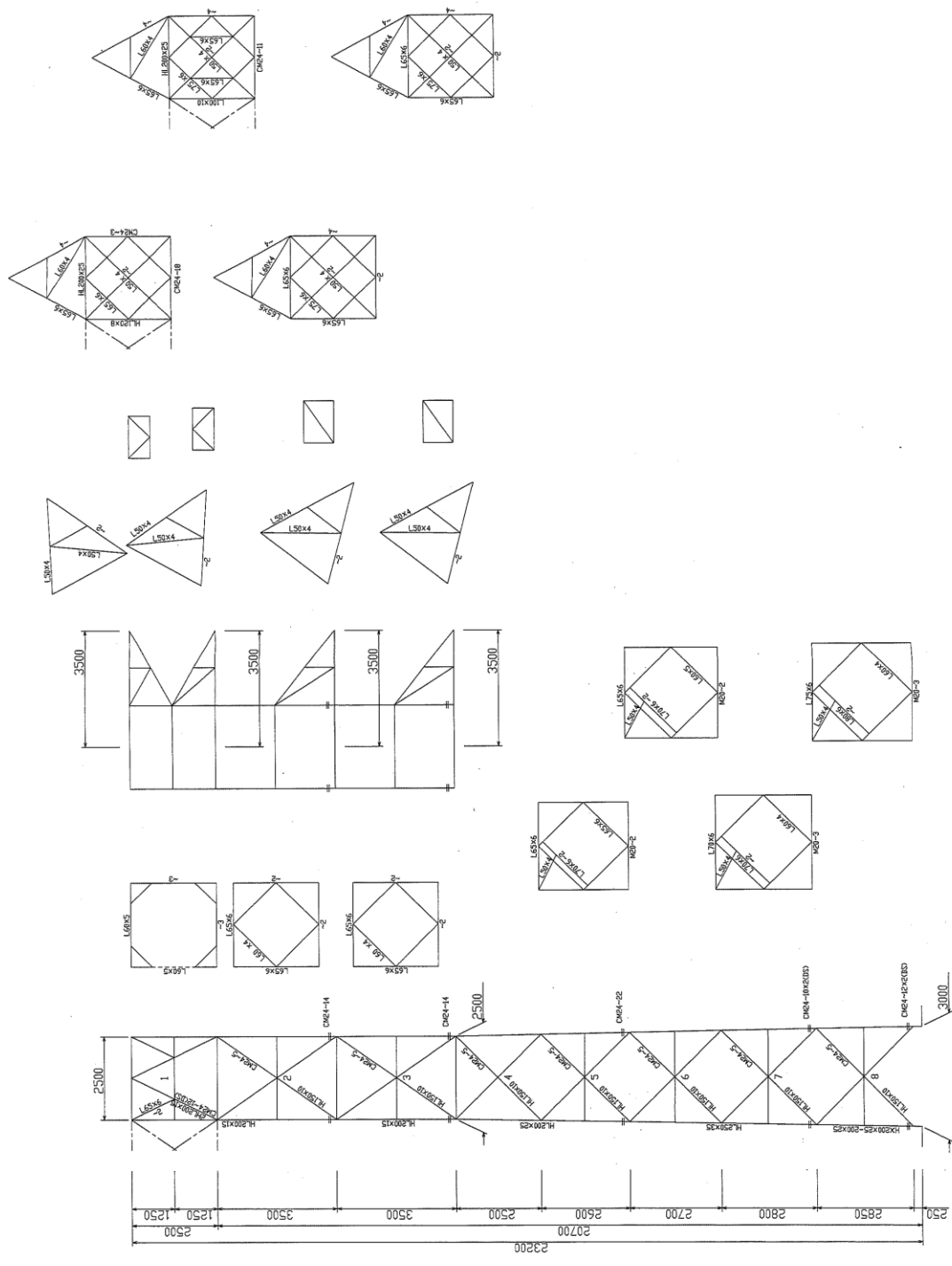
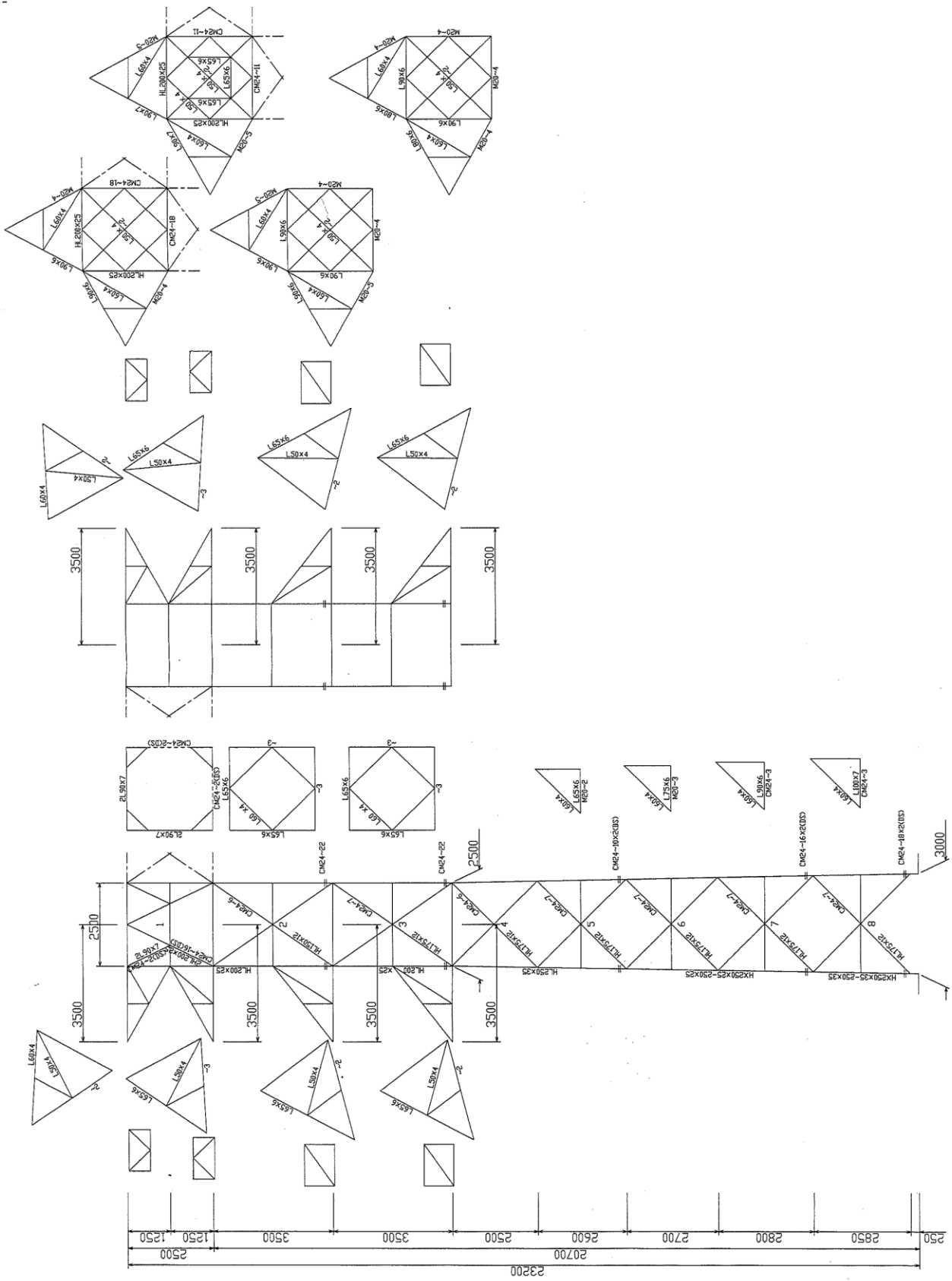


図1 第2-66kV開閉所屋外鉄構のうちP1及びP3鉄構構造図



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。また主脚材には碇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、碇材の平面配置を図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碇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

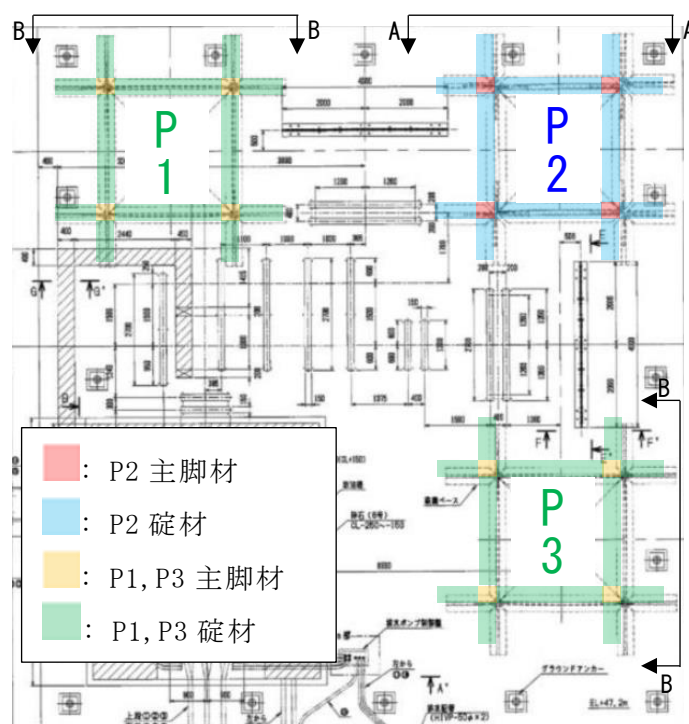


図1 基礎コンクリート内の主脚材及び碇材の平面配置図

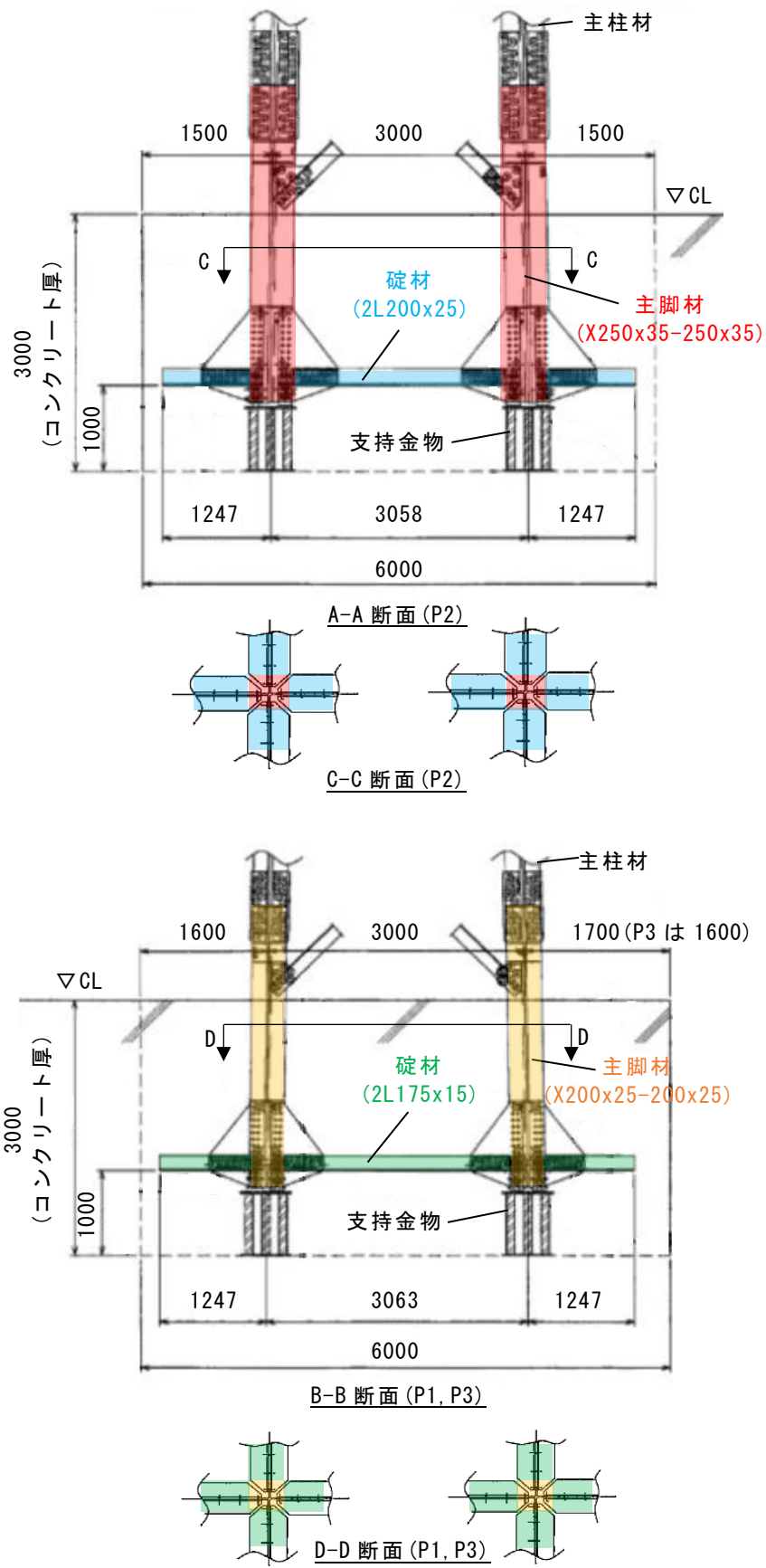


図2 基礎断面

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

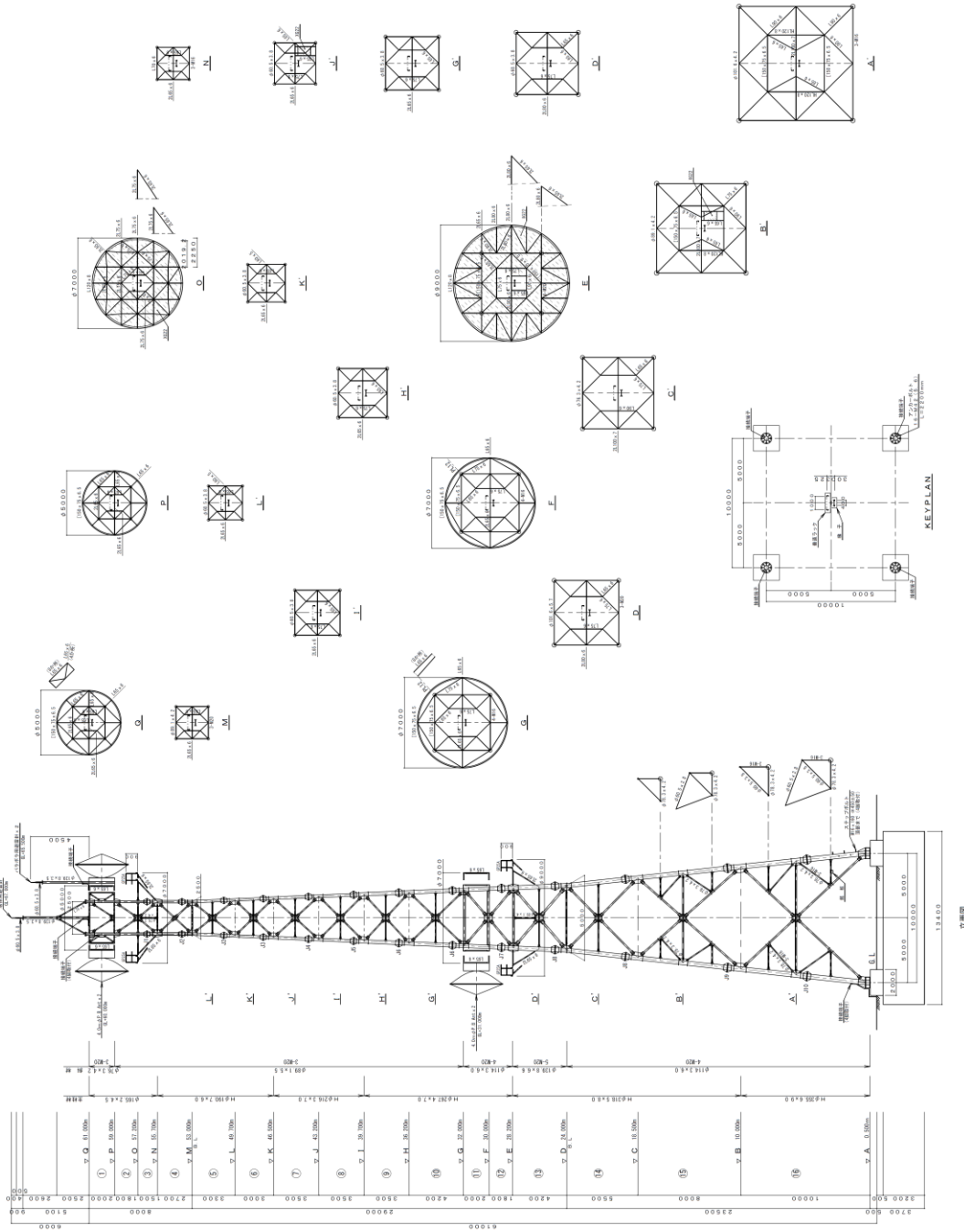
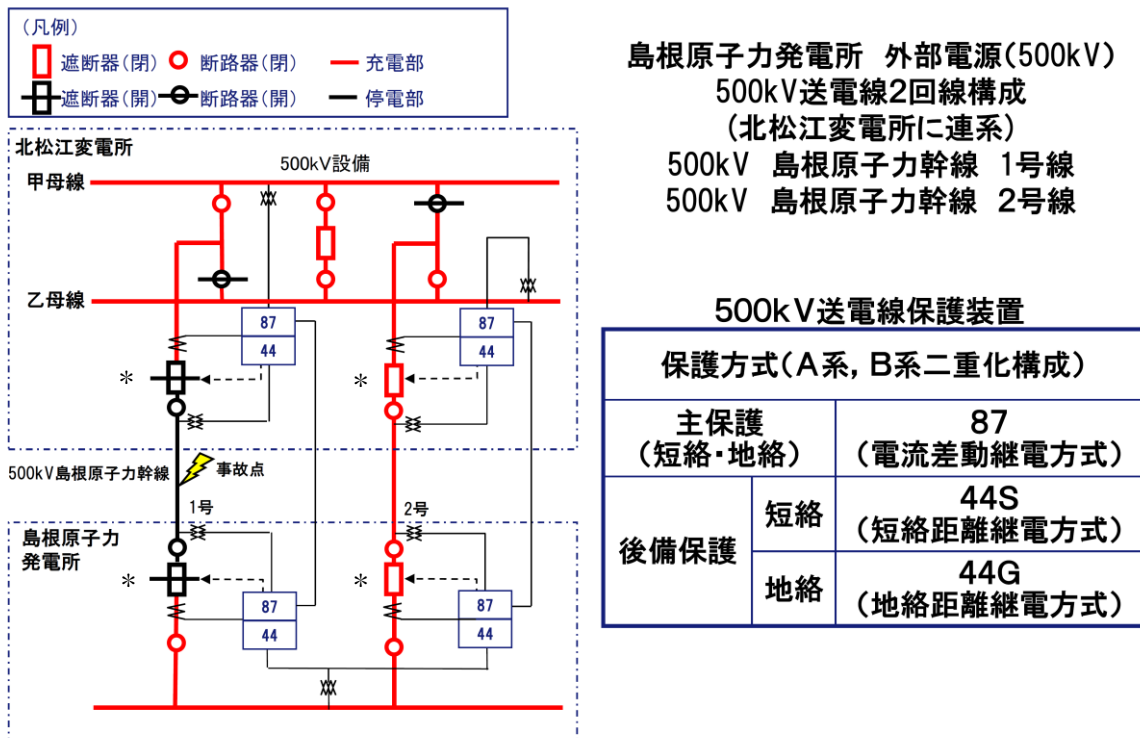


图1 通用無線鉄塔構造图

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

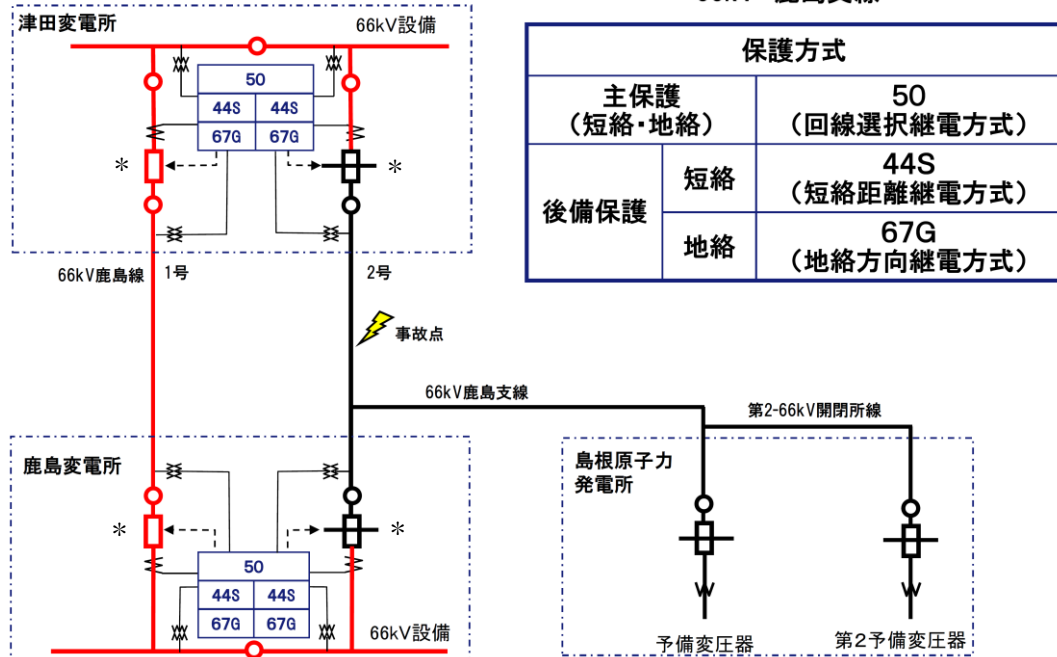
【500kV島根原子力幹線事故発生から遮断器動作までの流れ】

- (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、海からの風が加速する地形

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：21.6 kN

(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、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、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。

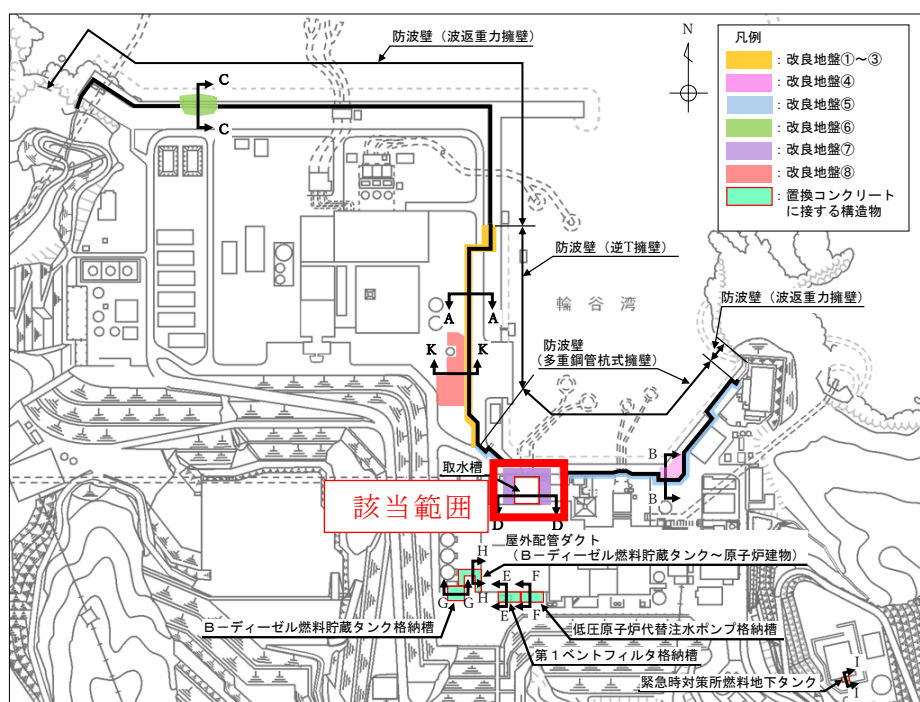


図2-1 改良地盤⑦の平面配置図

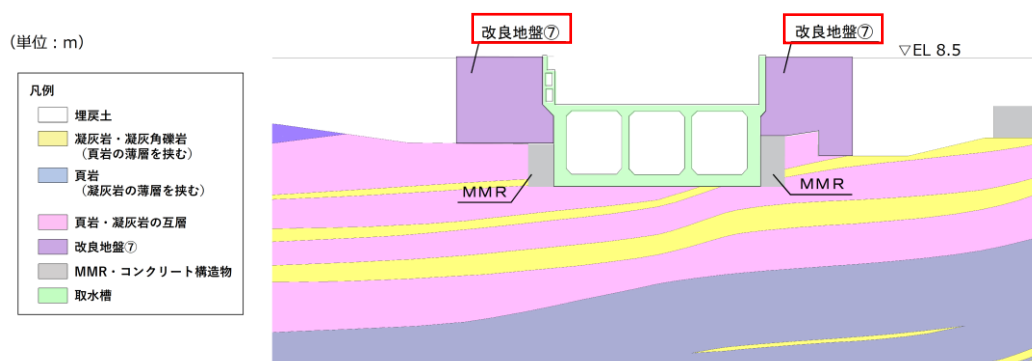


図2-2 改良地盤⑦の配置図
(取水槽，D-D断面)

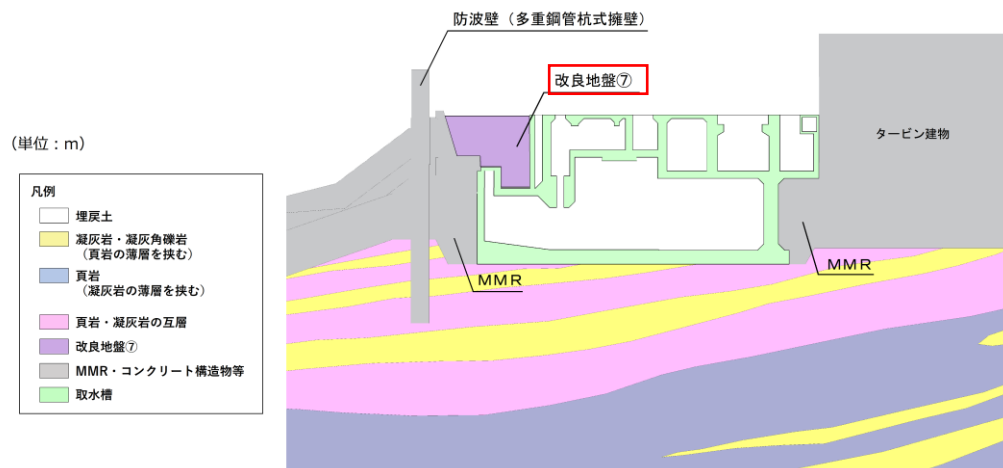


図 2-3 改良地盤⑦の配置図
(取水槽, E-E断面)

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、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，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	

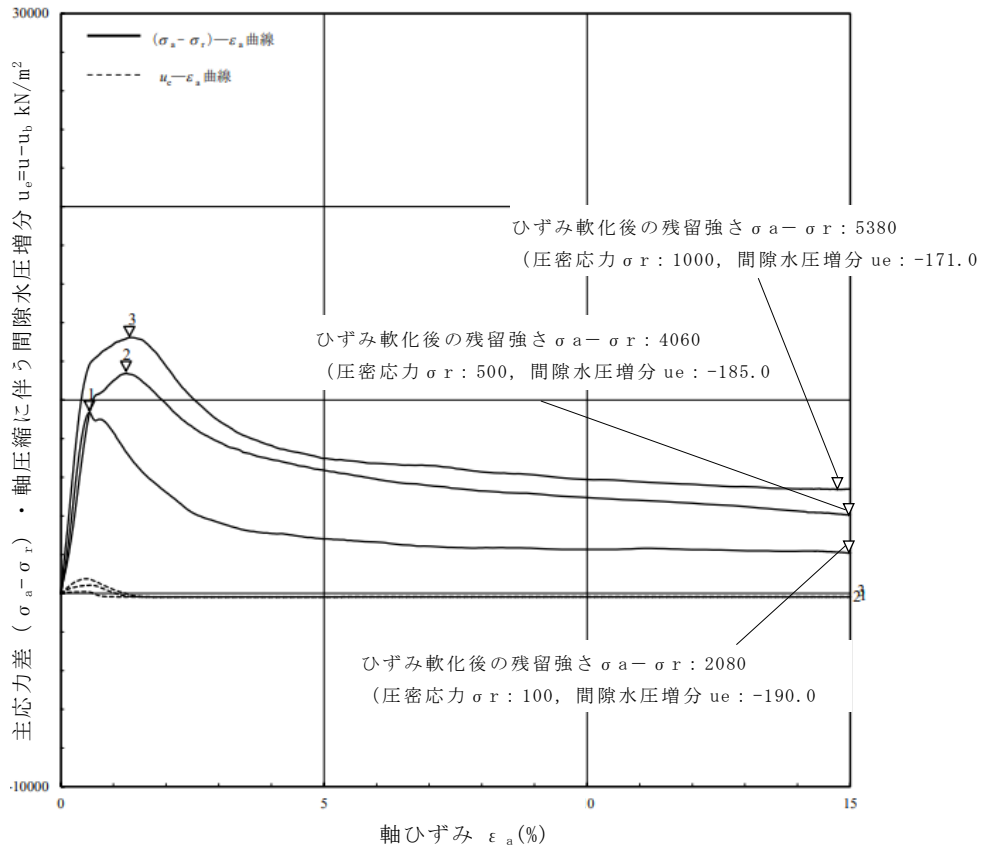


図 2.1.3-1 三軸圧縮試験における改良地盤⑦の軸差応力-軸ひずみ関係

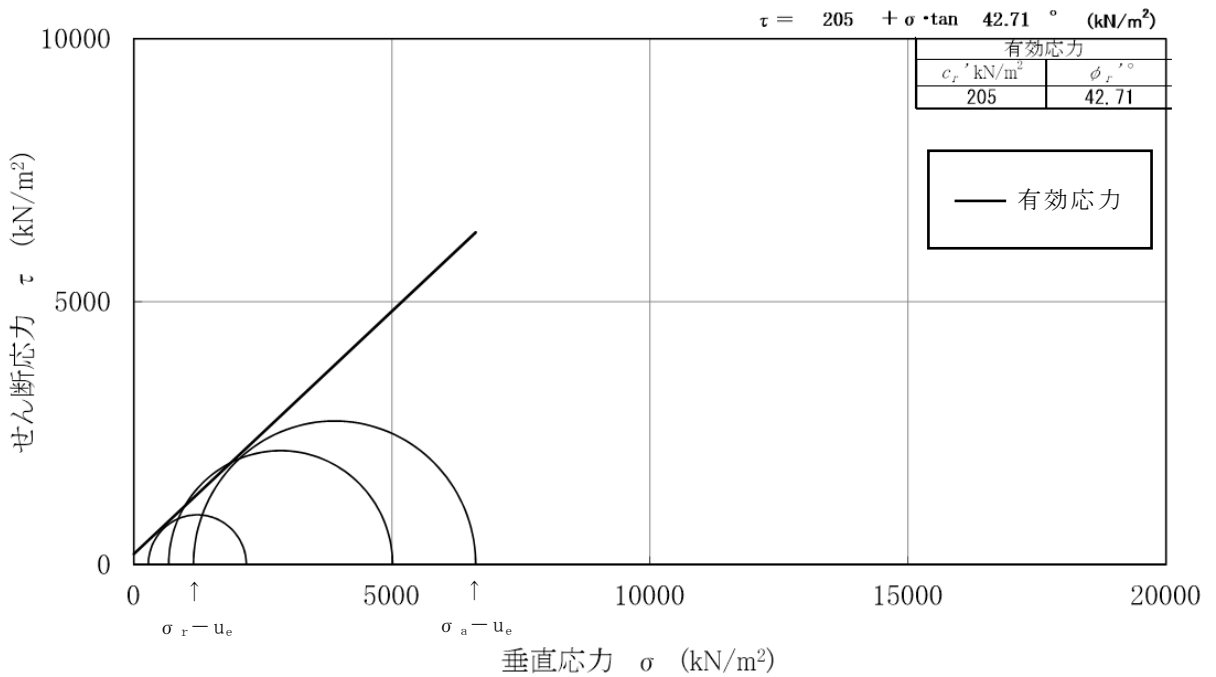


図 2.1.3-2 改良地盤⑦における三軸圧縮試験結果

(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	205	42.71

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' [°]	42.71
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]

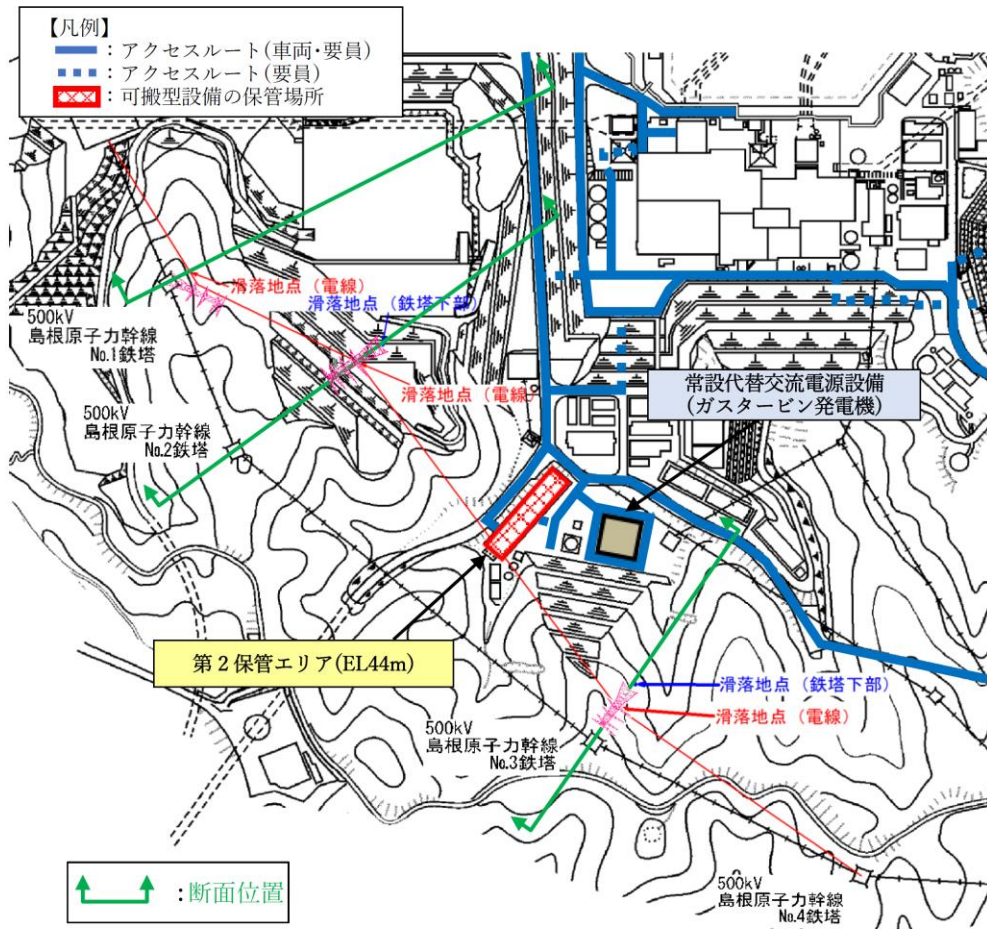


図1 500kV 島根原子力幹線 No. 1, No. 2 及び No. 3 鉄塔全てが全姿同時倒壊した場合の倒壊範囲 (平面)

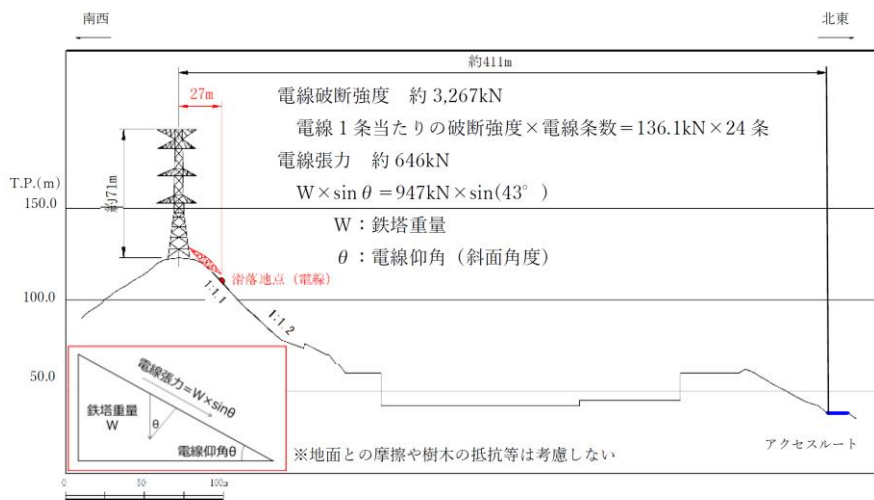


図2 500kV 島根原子力幹線 No. 1, No. 2 及び No. 3 鉄塔全てが全姿同時倒壊した場合の No. 1 鉄塔滑落位置 (断面)

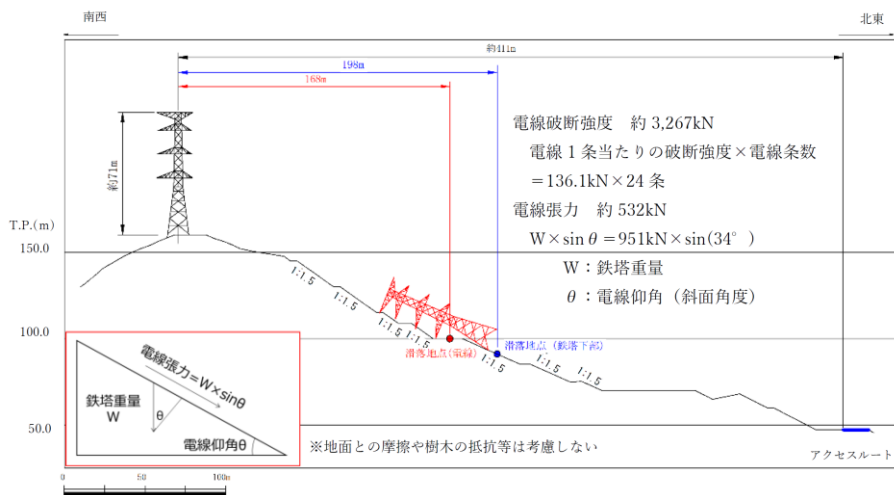


図 3 500kV 島根原子力幹線 No. 1, No. 2 及び No. 3 鉄塔全てが全姿同時倒壊した場合の No. 2 鉄塔滑落位置 (断面)

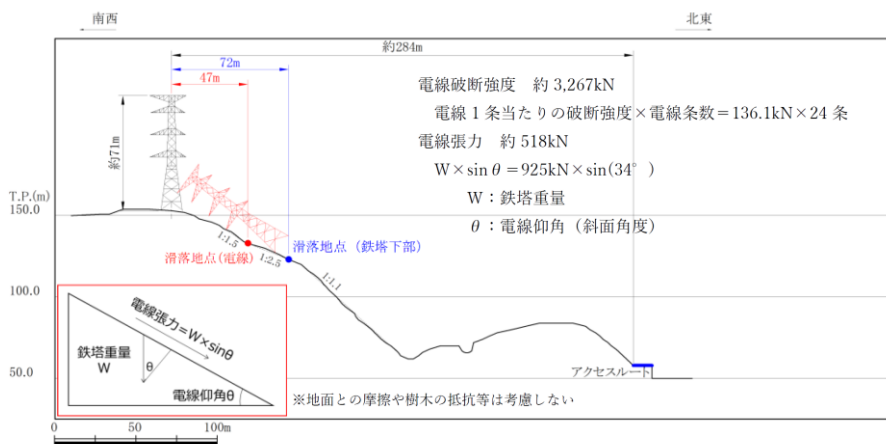


図 4 500kV 島根原子力幹線 No. 1, No. 2 及び No. 3 鉄塔全てが全姿同時倒壊した場合の No. 3 鉄塔滑落位置 (断面)

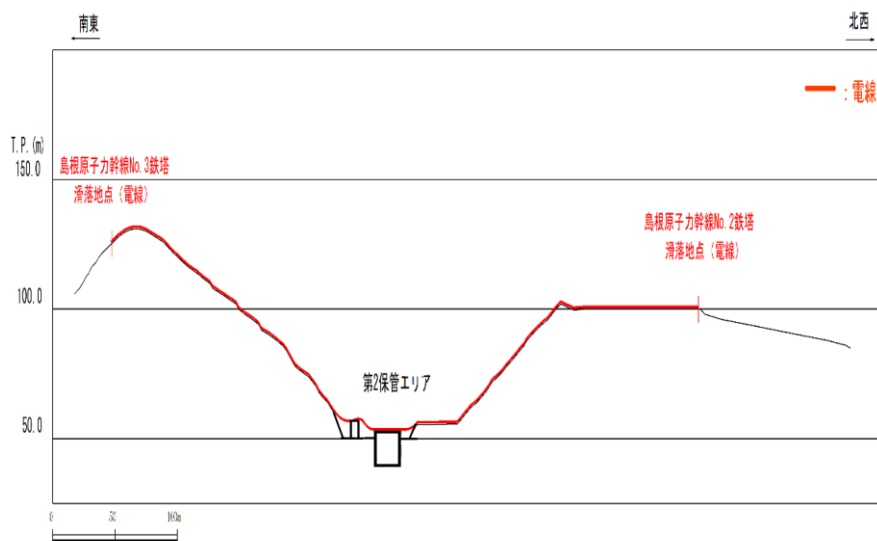


図 5 鉄塔滑落位置 (送電線位置) の断面での送電線垂下状況

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

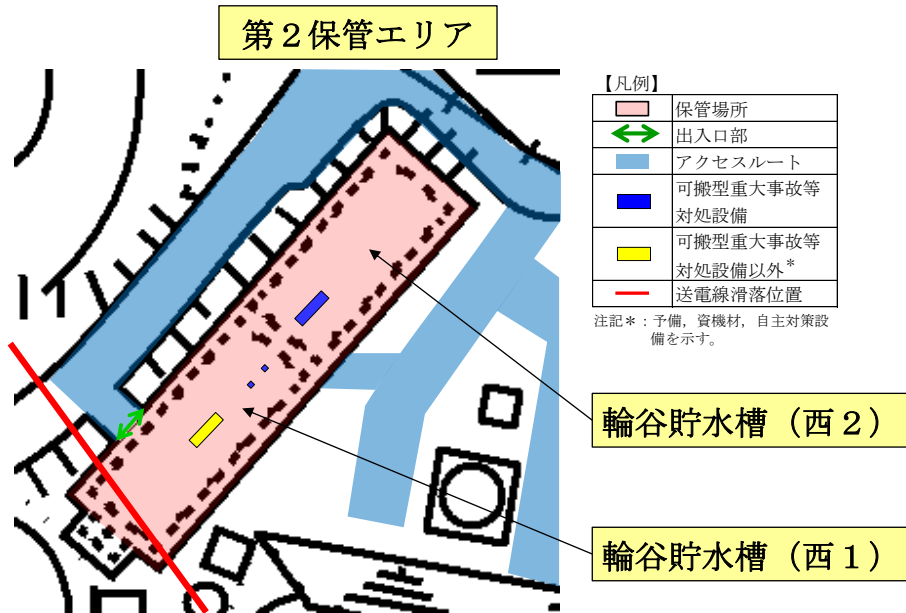


図6 第2保管エリア内の可搬型設備の配置図

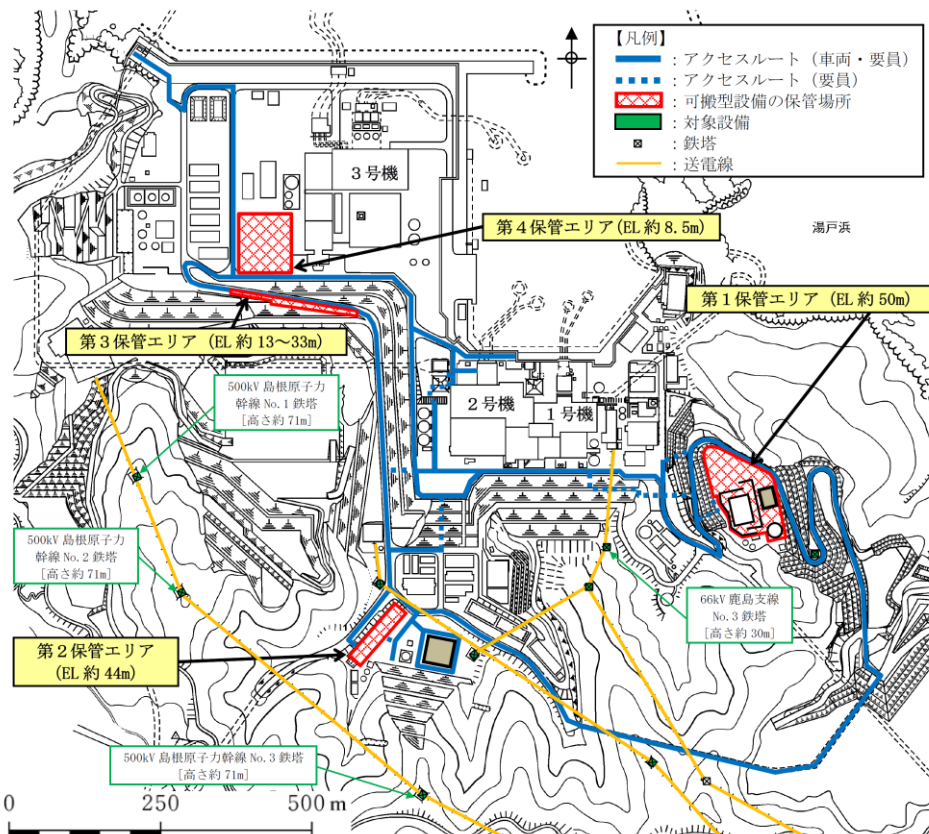


図7 可搬型設備の保管場所

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。

2.8 その他の検討

2.8.1 鉄塔が設置されている斜面の安定性評価

2.8.1.1 鉄塔の設置位置及び検討断面の選定

(1) 概要

「1. 送電鉄塔他の影響評価について」で選定した、島根原子力発電所構内の送電鉄塔、開閉所屋外鉄構及び通信用無線鉄塔（以下「鉄塔」という。）が設置されている斜面について、基準地震動 S_s による安定性評価を実施する。

検討条件及び解析用物性値は、「2.6.2 選定方針及び評価方法」と同様とする。

(2) 影響評価鉄塔

「1. 送電鉄塔他の影響評価について」で選定した、斜面の安定性評価を行う鉄塔は以下のとおり。

- ・66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔
- ・220kV 第二島根原子力幹線 No. 2 鉄塔
- ・通信用無線鉄塔

(3) 検討断面の選定

鉄塔が設置されている斜面の検討断面として、以下のとおり3断面を設定した。各鉄塔の検討断面位置図を図2.8.1.1-1に示す。

A-A' 断面は自然斜面であり、鉄塔付近を通る断面のうち、斜面高さが高くなり、風化帯が最も厚くなる尾根部を通るすべり方向に断面を設定した。

B-B' 断面は自然斜面であるが、風化帯の厚い尾根部は概ね同等の標高で傾斜が緩いため、鉄塔付近を通る断面のうち、斜面高さが高くなり、最急勾配となるすべり方向に断面を設定した。

C-C' 断面は切取斜面であり、鉄塔付近を通る断面のうち、斜面高さが高くなり、勾配が急となるすべり方向に断面を設定した。

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。

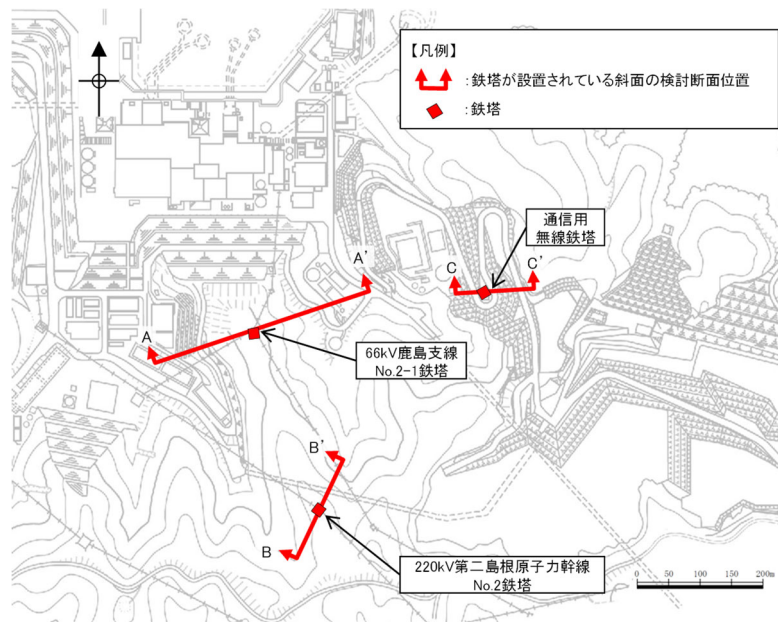


図 2.8.1.1-1 各鉄塔の検討断面位置図

2.8.1.2 評価対象斜面の選定結果

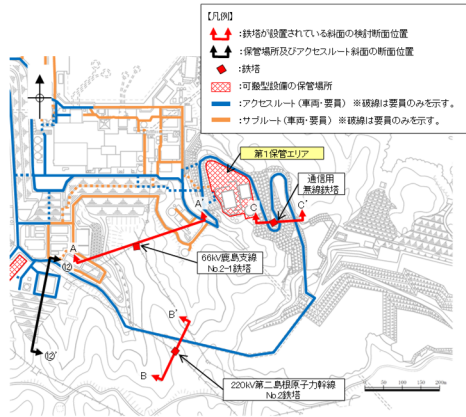
鉄塔が設置されている斜面であるA-A'断面～C-C'断面について、影響要因の番号付与数及び簡便法の安全率により比較を行った。

比較検討の結果、表2.8.1.2-1及び図2.8.1.2-1に示すとおり、A-A'断面及びB-B'断面を2次元動的FEM解析の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。

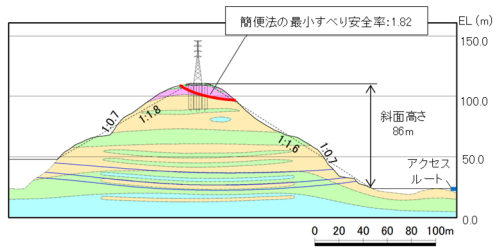
表 2.8.1.2-1 評価対象断面の選定結果

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
	【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			
66kV 鹿島支線 No.2-1 鉄塔斜面 (A-A'断面)	C _M , C _L , D級	86m	1:1.6 (一部、C _L 級で 1:0.7の急勾配部 あり)	あり:3条	①, ②, ③, ④	1.82	D級岩盤及びC _L 級岩盤が存在すること、斜面高さが最も高いこと、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。
220kV 第二島根原子 力幹線 No.2鉄塔斜面 (B-B'断面)	C _H , C _M , C _L , D級	76m	1:1.2	なし	①, ③	1.72	D級岩盤及びC _L 級岩盤が存在すること、1:1.2の急勾配であること、及びA-A'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、評価対象断面に選定する。
通信用無線鉄塔斜面 (C-C'断面)	C _M , C _L , D級	32m	1:1.5	なし	①	10.04	A-A'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、A-A'断面の評価に代表させる。

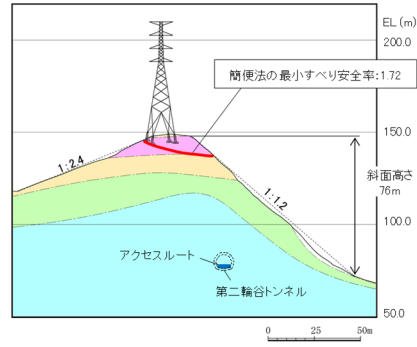
□ : 番号を付与する影響要因 □ : 影響要因の番号付与数が多い(簡便法のすべり安全率が小さい) □ : 選定した評価対象斜面



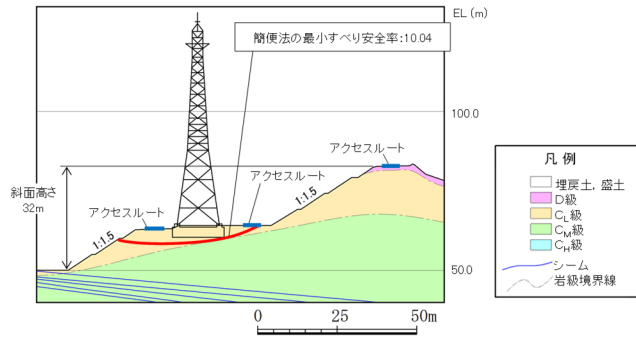
検断断面位置図



A-A' 断面



B-B' 断面



C-C' 断面

図 2.8.1.2-1 評価対象断面の選定結果

2.8.1.3 評価結果

A-A' 断面及びB-B' 断面の解析モデル図を図 2.8.1.3-1 及び図 2.8.1.3-2 に示す。

鉄塔については、施設重量のみ考慮することとし、基礎先端に集中荷重として作用させる。

鉄塔斜面の評価対象斜面について、基準地震動 S_s による 2 次元動的 FEM 解析を実施した結果、図 2.8.1.3-3 のとおり、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。

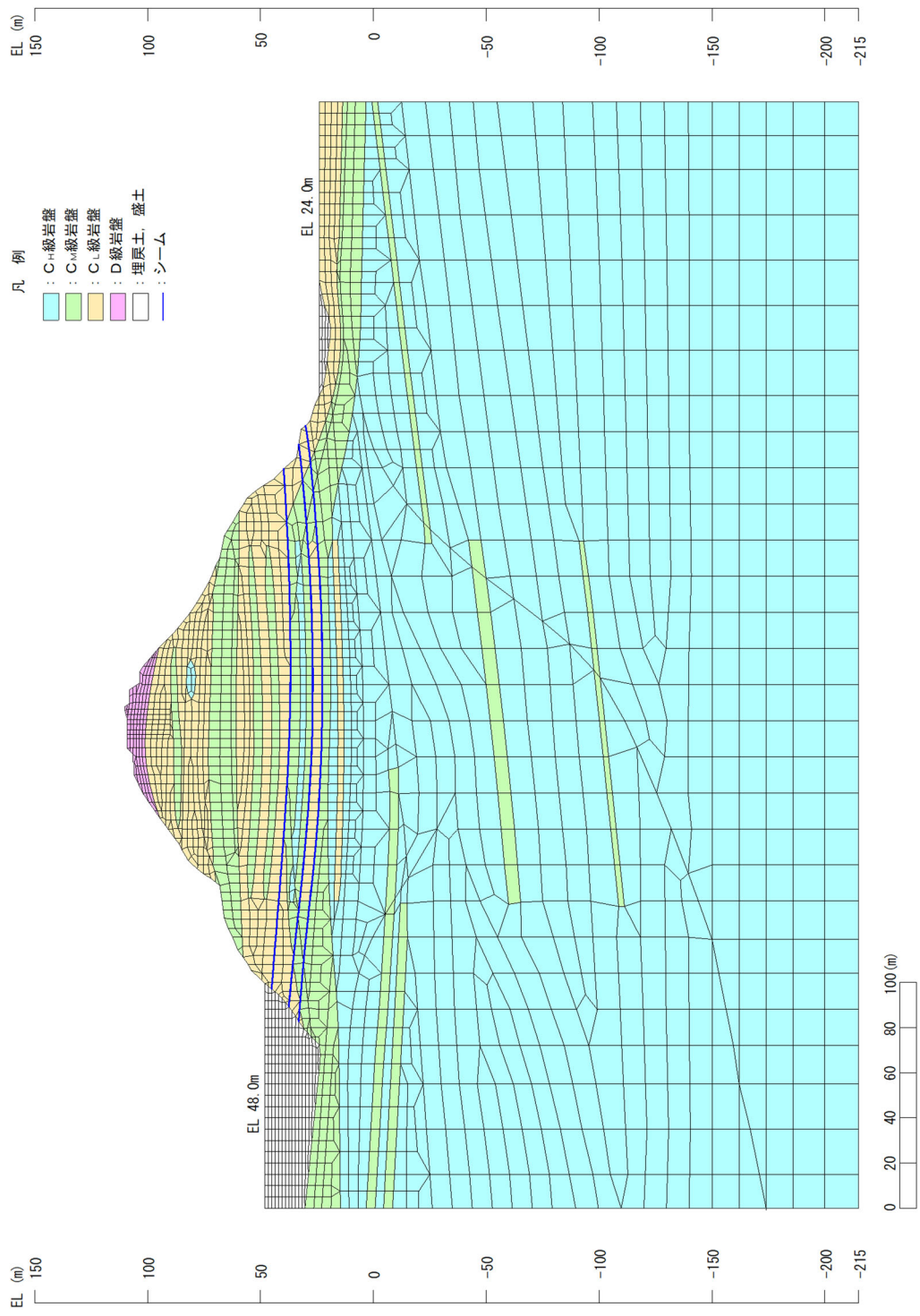


図 2.8.1.3-1 解析モデル図 (A-A' 断面)

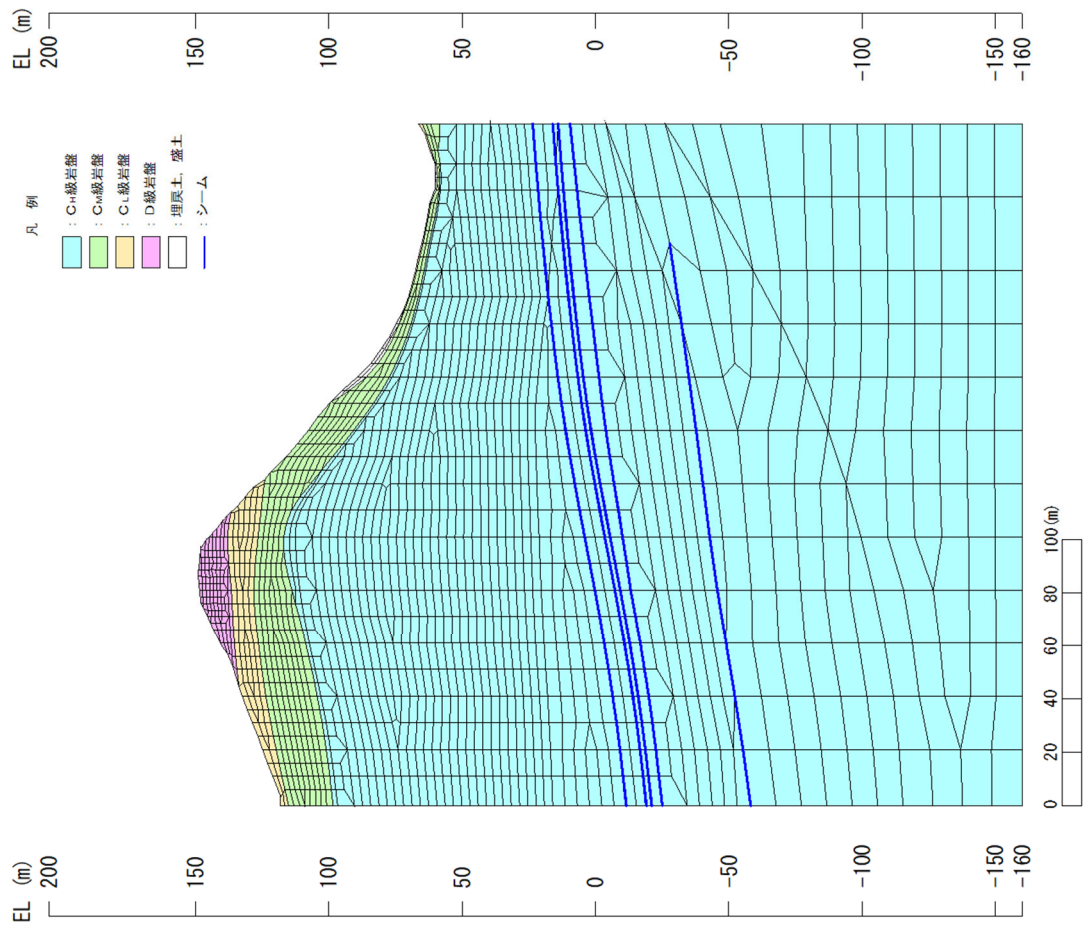
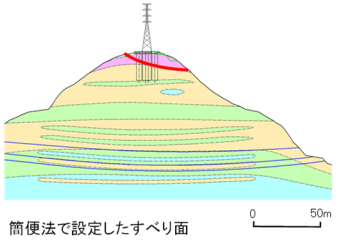


図 2.8.1.3-2 解析モデル図 (B-B' 断面)

・A-A' 断面 平均強度及び強度のばらつきを考慮したすべり安全率

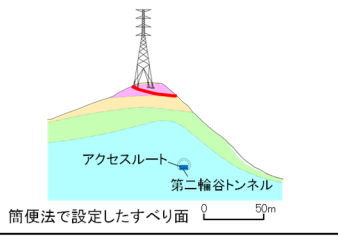
	すべり面形状	基準地震動*1	すべり安全率【平均強度】*2	すべり安全率【ばらつきを考慮した強度】
1		Ss-D (+,+)	1.51 [13.31]	1.30 [13.32]

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

・B-B' 断面 平均強度及び強度のばらつきを考慮したすべり安全率

	すべり面形状	基準地震動*1	すべり安全率【平均強度】*2	すべり安全率【ばらつきを考慮した強度】
1		Ss-D (+,-)	1.64 [15.18]	1.40 [15.19]

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

図 2.8.1.3-3 すべり安定性評価結果

(参考資料1) 各断面の比較検討結果及び評価対象斜面の選定根拠

4. 鉄塔が設置されている斜面の断面比較結果 (詳細)

鉄塔が設置されている斜面の検討断面である A-A' 断面～C-C' 断面の比較検討結果の詳細を断面毎に示す。

【A-A' 断面 (評価対象斜面)】

A-A' 断面の斜面は自然斜面であり、鉄塔付近を通る断面のうち、斜面高さが高くなり、風化帯が最も厚くなる尾根部を通るすべり方向に断面を設定した。

当該斜面は、D級岩盤及びC_L級岩盤が存在すること、斜面高さが最も高いこと、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。

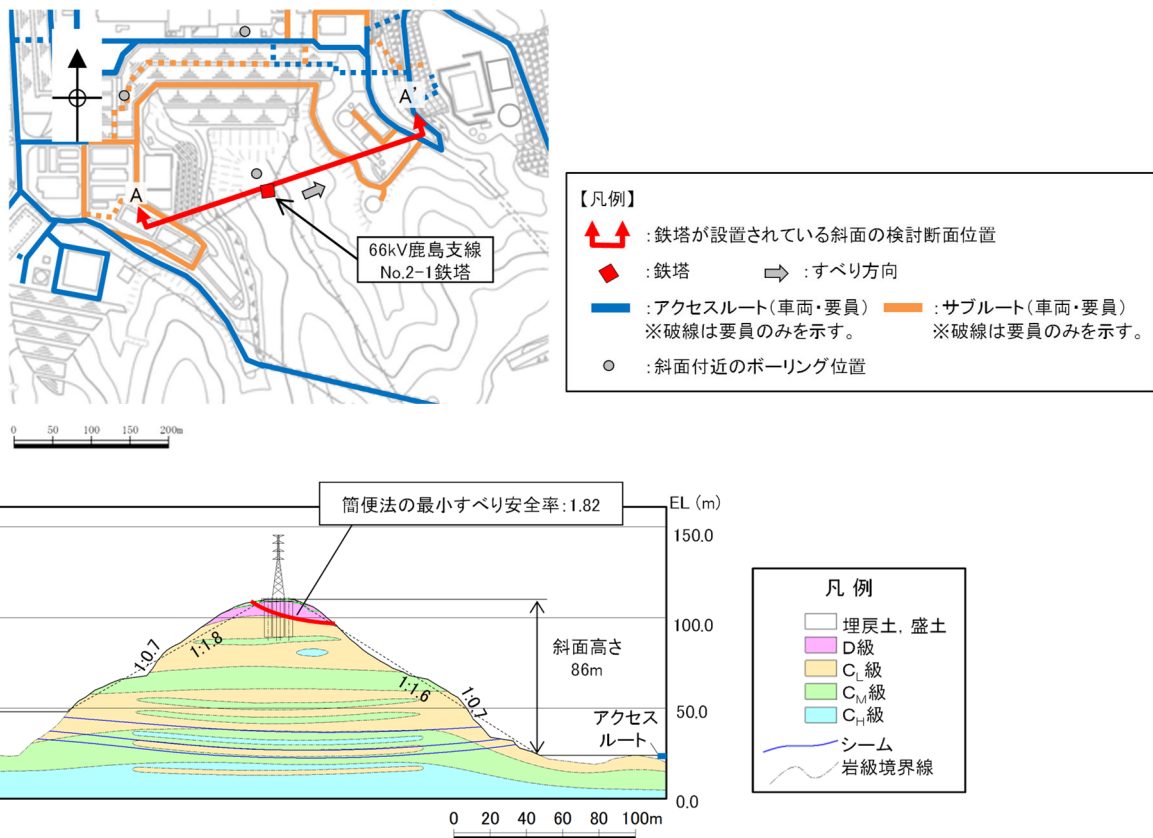


図 12 A-A' 断面の比較結果

【B-B' 断面（評価対象斜面）】

B-B' 断面の斜面は自然斜面であり、通常であれば尾根部を通すが、尾根部が概ね同等の標高になっており、傾斜が緩いため、鉄塔付近を通る断面のうち、斜面高さが高くなり、最急勾配となるすべり方向に断面を設定した。

当該斜面は、D級岩盤及びC_L級岩盤が存在すること、1：1.2の急勾配であること、及びA-A'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。

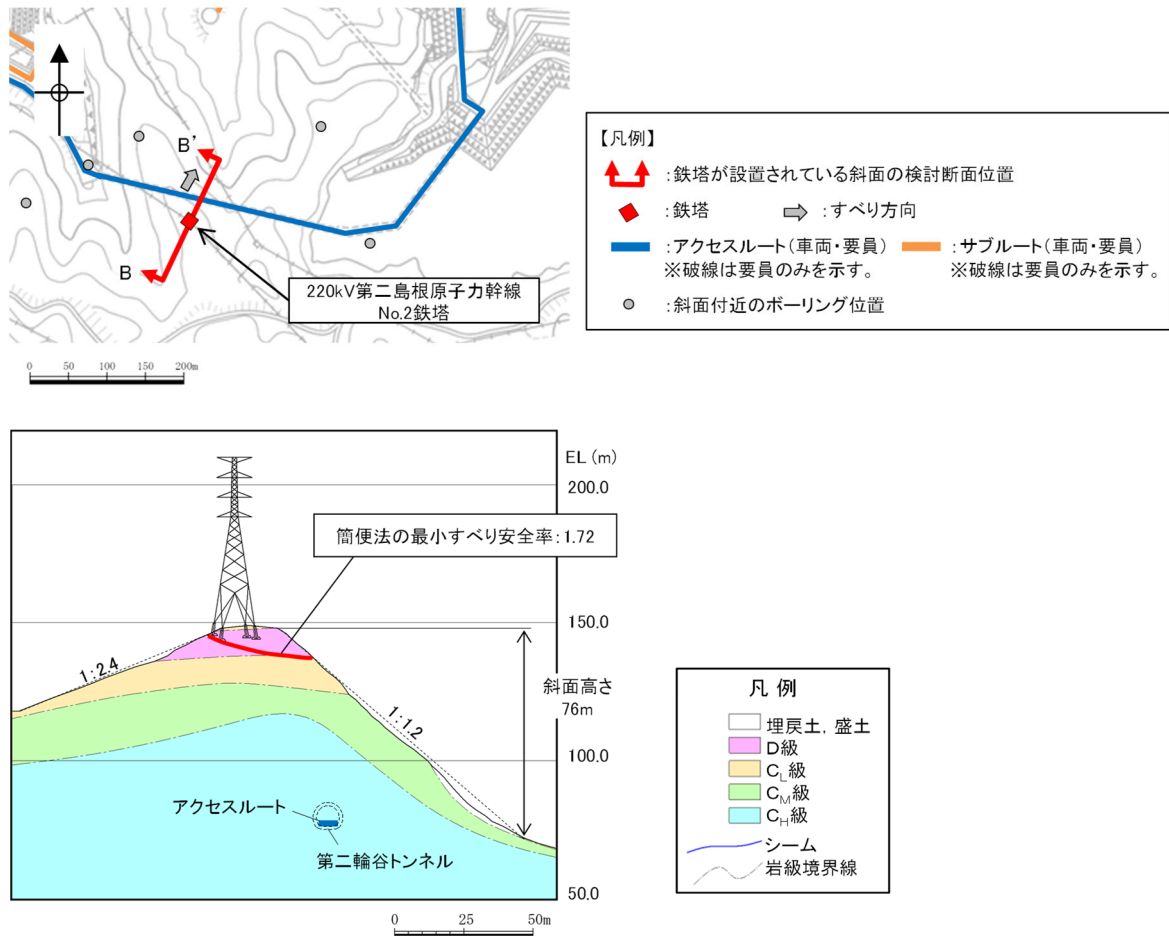


図 13 B-B' 断面の比較結果

【C-C' 断面】

C-C' 断面の斜面は切取斜面であり、鉄塔付近を通る断面のうち、斜面高さが高くなり、勾配が急となるすべり方向に断面を設定した。

当該斜面は、A-A' 断面に比べて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きいことから、A-A' 断面の評価に代表させる。

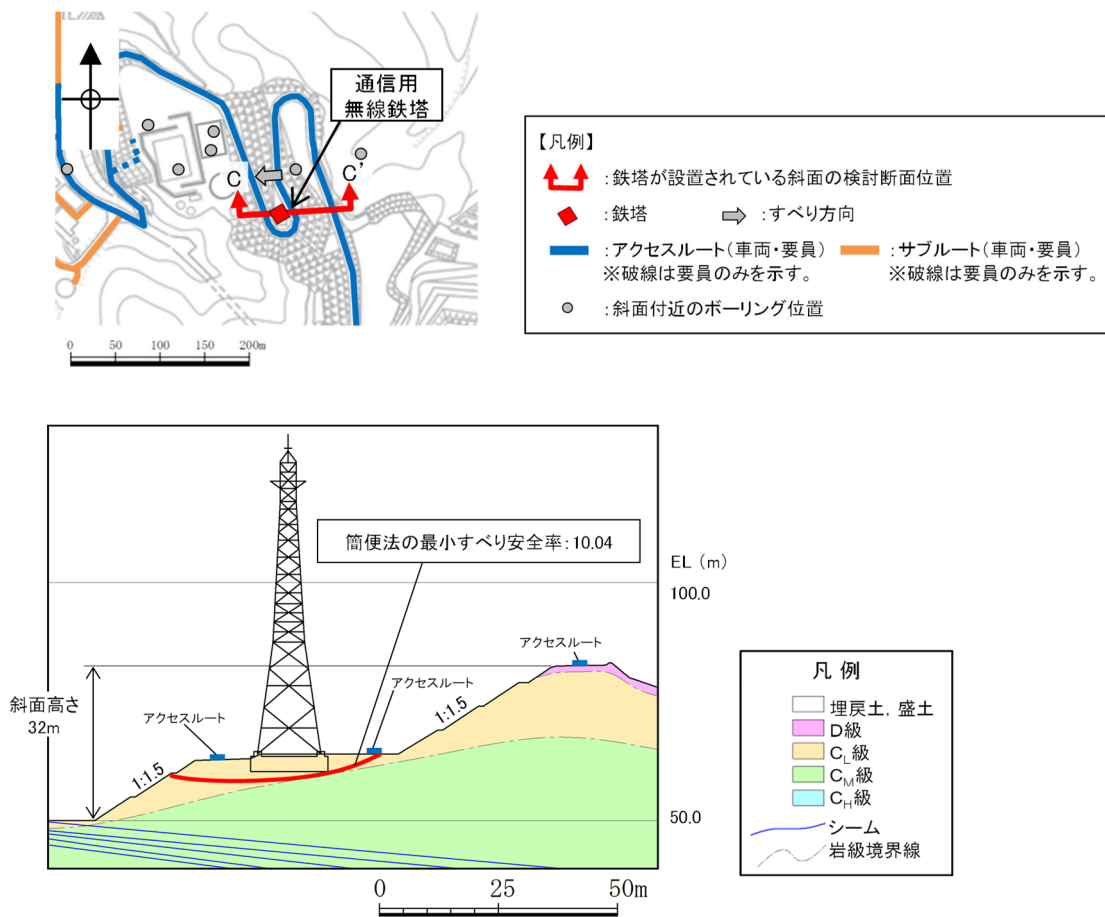


図 14 C-C' 断面の比較結果