

## 1.5 鉄塔滑落評価

アクセスルートに直接影響がある鉄塔については、基準地震動  $S_s$  における耐震評価を行い、地震時にも鉄塔が倒壊しない設計としているが、その他の構内鉄塔について、地震による送電鉄塔の倒壊により、鉄塔自体が斜面を滑落した場合を想定し、アクセスルートへの影響を評価する。

### 1.5.1 評価方針

以下の手順で評価を実施する。

- (1) 鉄塔滑落評価対象鉄塔の抽出
- (2) 鉄塔倒壊事例の調査・分析による影響評価の前提条件整理
- (3) 送電鉄塔の影響評価（鉄塔滑落評価）

図 1.5.1-1 に送電鉄塔の評価フローを示す。

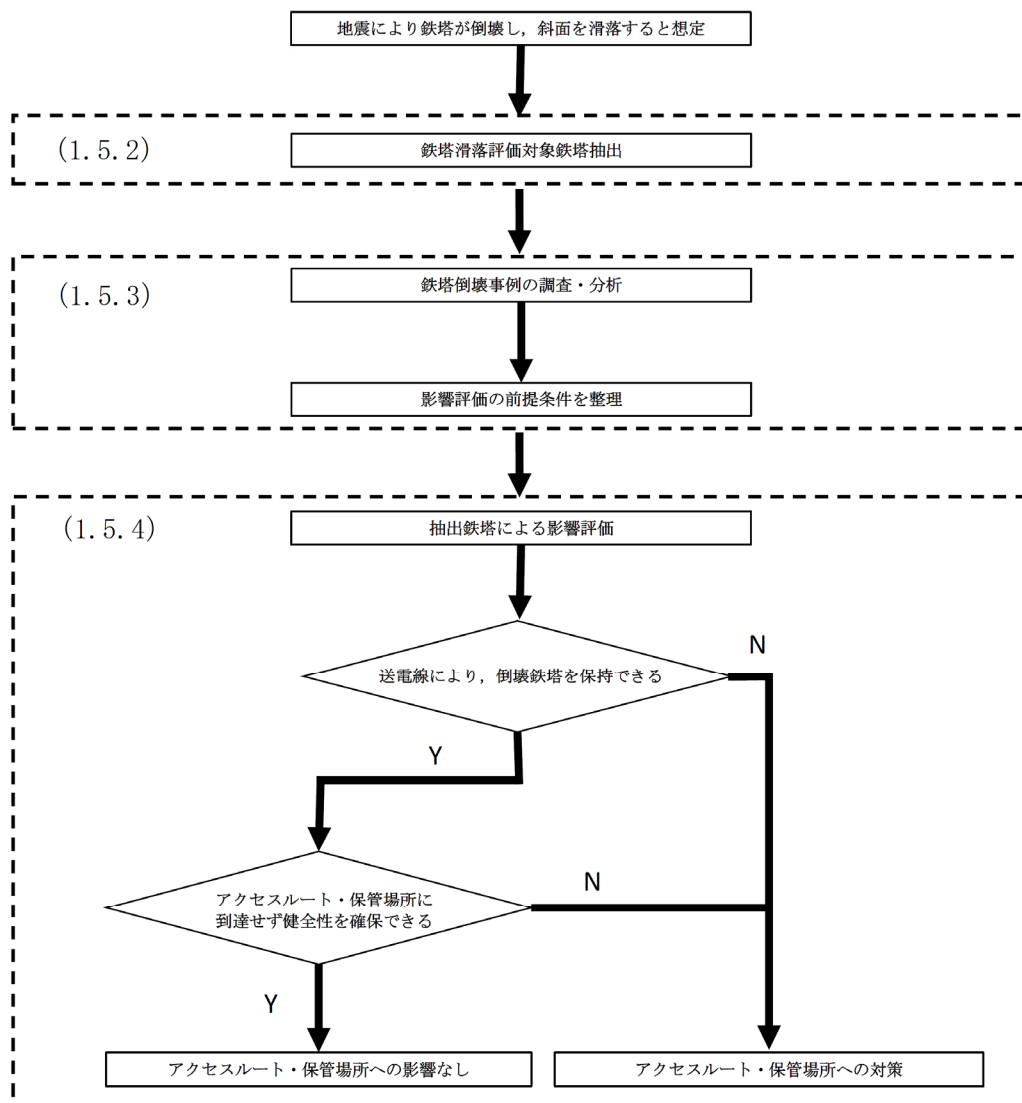


図 1.5.1-1 送電鉄塔の評価フロー

### 1.5.2 評価対象鉄塔の抽出

表 1-2 設計方針選定結果一覧表に示すとおり、鉄塔滑落評価を行う鉄塔として 66kV 鹿島支線 No. 3 鉄塔並びに 500kV 島根原子力幹線 No. 1 鉄塔, No. 2 鉄塔, No. 3 鉄塔を抽出した。

○ 66kV 鹿島支線 No. 3 鉄塔

1, 2 号機原子炉建物南側を經由したルートに影響を及ぼす可能性のある, 66kV 鹿島支線 No. 3 鉄塔については, 鉄塔滑落評価を行いアクセスルートの健全性を確認する。

○ 500kV 島根原子力幹線 No. 1 鉄塔, No. 2 鉄塔, No. 3 鉄塔

鉄塔倒壊, 送電線落下によりアクセスルートまで距離がある 500kV 島根原子力幹線 No. 1 鉄塔, No. 2 鉄塔, No. 3 鉄塔の 3 基については, 鉄塔滑落評価を行いアクセスルートの健全性を確認する。

#### (1) 送電線の概要

表 1.5.2-1 に送電線の概要を示す。

表 1.5.2-1 送電線の概要

送電線の名称		66kV 鹿島支線	500kV 島根原子力幹線
電圧		66kV	500kV
回線数		1 回線	2 回線
鉄塔の種類		山形鋼鉄塔	鋼管鉄塔
電線	種類	アルミ覆鋼心アルミより線	アルミ覆鋼心アルミより線
	断面積 (太さ)	97mm <sup>2</sup> (ACSR/AC97mm <sup>2</sup> )	410mm <sup>2</sup> (ACSR/AC410mm <sup>2</sup> )
	1 回線当たりの条数	3 条 (1 導体)	12 条 (4 導体)

(2) アクセスルート近傍の送電鉄塔の概要

a. 66kV 鹿島支線 No. 3 鉄塔

図 1.5.2-1 に 66kV 鹿島支線 No. 3 鉄塔の概要を示す。

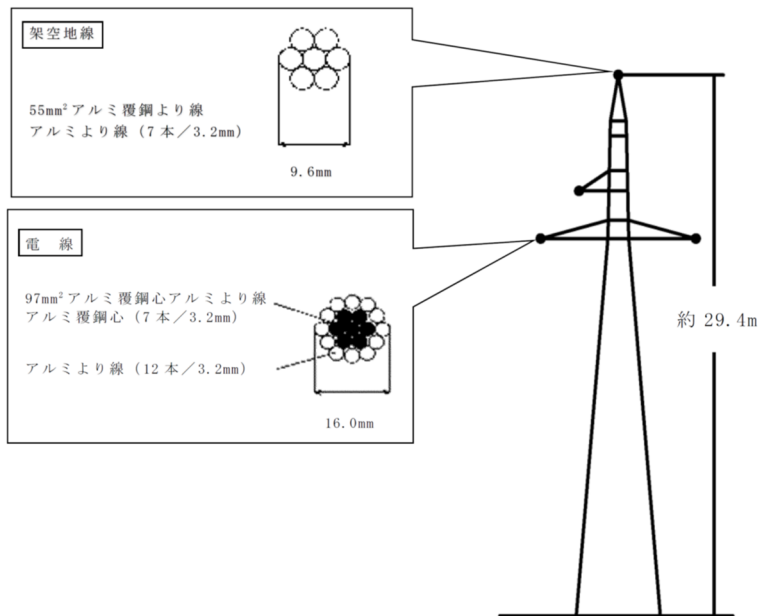


図 1.5.2-1 66kV 鹿島支線 No. 3 鉄塔の概要

b. 500kV 島根原子力幹線 No. 1 鉄塔, No. 2 鉄塔, No. 3 鉄塔

図 1.5.2-2 に 500kV 島根原子力幹線 No. 1 鉄塔, No. 2 鉄塔, No. 3 鉄塔の概要を示す。

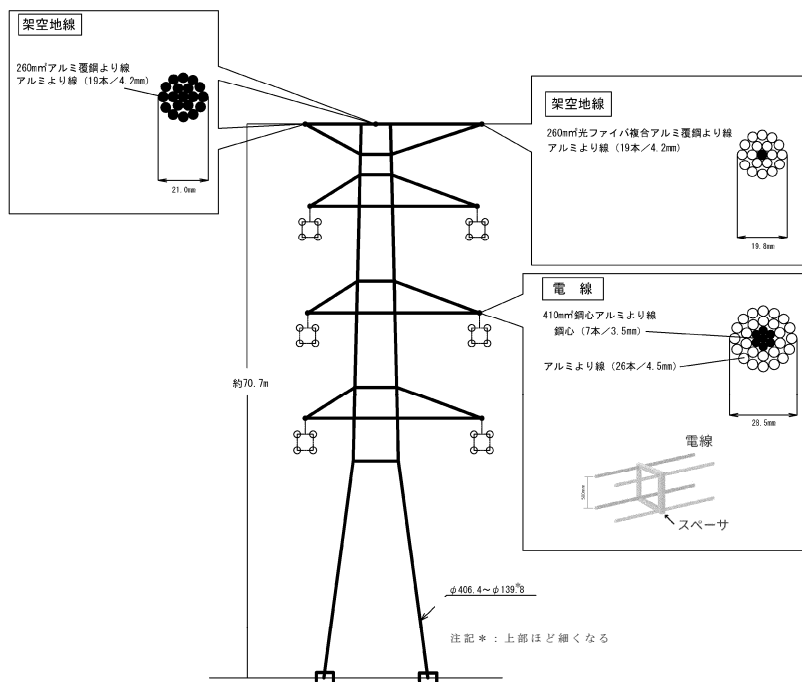


図 1.5.2-2 500kV 島根原子力幹線 No. 1 鉄塔, No. 2 鉄塔, No. 3 鉄塔の概要

### (3) 送電鉄塔の設置状況

島根原子力発電所のアクセスルートに近接する 66kV 鹿島支線 No.3 鉄塔並びに 500kV 島根原子力幹線 No. 1, No. 2 及び No. 3 鉄塔の設置状況を図 1.5.2-3 に示す。

66kV 鹿島支線 No. 3 鉄塔は，発電所側と直角方向に勾配の付いた別斜面に設置されており，500kV 島根原子力幹線 No. 1, No. 2 及び No. 3 鉄塔はいずれも発電所側に勾配の付いた斜面に設置されている。

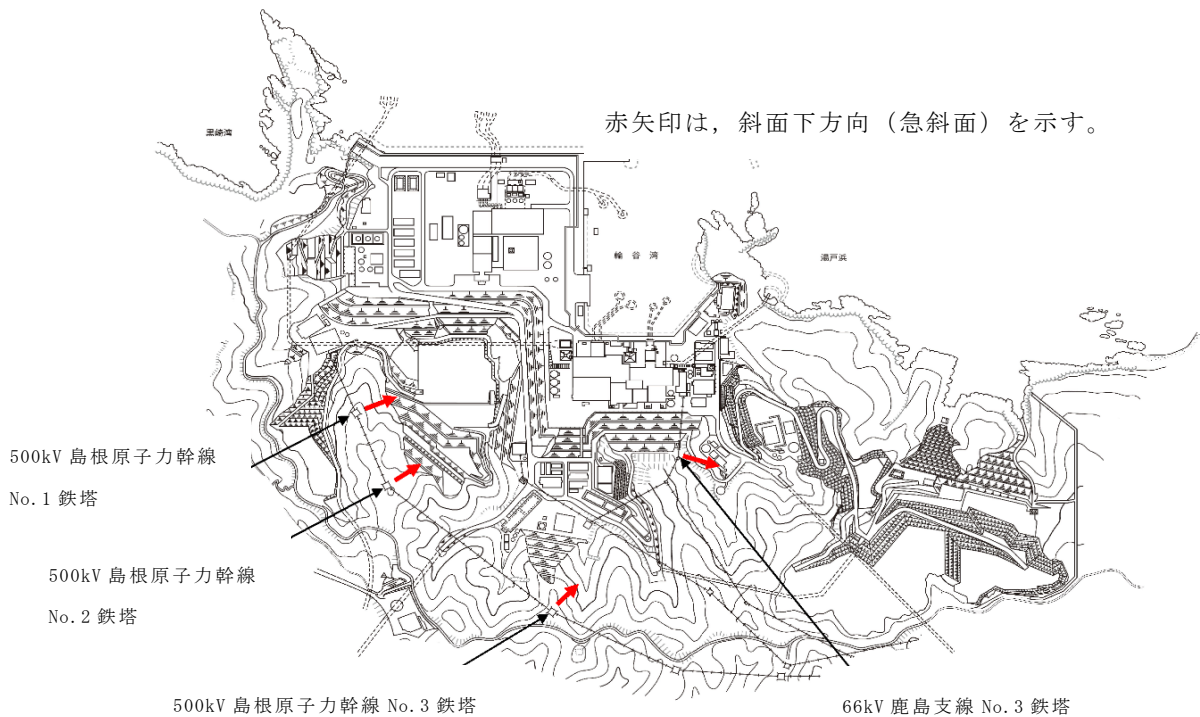


図 1.5.2-3 送電鉄塔の設置状況

### 1.5.3 地震による鉄塔倒壊事例の調査・分析による影響評価の前提条件整理

#### (1) 送電線を構成する各部位の設計上の裕度

66kV 鹿島支線及び 500kV 島根原子力幹線を構成する各部位の設計荷重に対する裕度(各部位の強度/設計荷重)は，表 1.5.3-1 及び表 1.5.3-2 に示すとおり，電線及び架線金具の方が鉄塔より高い裕度で設計している。

表 1.5.3-1 66kV 鹿島支線を構成する各部位の設計上の裕度

	鉄塔	電線	架線金具
裕度 (強度/設計荷重)	1.9	3.7	3.7



表 1.5.3-2 500kV 島根原子力幹線を構成する各部位の設計上の裕度

	鉄塔	電線	架線金具
裕度 (強度/設計荷重)	1.1	3.0	3.7

上記については、送電線に加わる設計荷重のうち鉄塔、電線、架線金具それぞれに作用する最も大きい荷重に対する強度の比を示したものである。鉄塔については、設計荷重により部材に加わる応力（部材応力）に対する部材強度の裕度が最小となる箇所とし、電線については、設計張力に対する最小引張荷重による裕度としている。また、架線金具については、電線の設計張力に対する引張強度による裕度を示す。

表 1.5.3-1 及び表 1.5.3-2 より、各部位の設計上の裕度は、鉄塔の方が電線・架線金具に比較して小さいことが分かる。ただし、これらは単に設計上の裕度を比較したものであり、鉄塔・電線・架線金具自体の強度を直接比較できない。従って、次項で電線張力を基準とした強度比較を行う。

## (2) 送電線を構成する各部位の強度

66kV 鹿島支線 No.3 鉄塔並びに 500kV 島根原子力幹線 No.1 鉄塔、No.2 鉄塔及び No.3 鉄塔の各部位の強度について確認を行った。

鉄塔、電線、架線金具の各部位の強度比較にあたっては、電線の張力を基準にした比較を行う。

各鉄塔において電線張力を仮想的に上昇させていくと、電線及び架線金具の破断強度より小さい値で鉄塔に強度不足が生じ破壊する。また、鉄塔及び電線が健全と仮定し、さらに電線張力を上昇させると、電線の破断強度より大きい値で架線金具が破壊する。

各部位の破壊荷重（電線張力）は表 1.5.3-3 に示すとおり、鉄塔の方が電線及び架線金具より低い荷重で破壊することを確認した。

表 1.5.3-3 66kV 鹿島支線及び 500kV 島根原子力幹線を構成する各部位の強度

	鉄塔*	電線	架線金具
66kV 鹿島支線 No.3 鉄塔	132kN	236kN	240kN
500kV 島根原子力幹線 No.1 鉄塔	2352kN	3267kN	3960kN
500kV 島根原子力幹線 No.2 鉄塔	2461kN	3267kN	3960kN
500kV 島根原子力幹線 No.3 鉄塔	2820kN	3267kN	3960kN

注記\*：鉄塔の部材強度を超える時の電線張力を示す。

各部位の強度設定について、鉄塔は風圧荷重を加えず、電線張力のみを仮想的に上昇させた場合、鉄塔の部材強度を超える電線張力を示す。電線は最小引張荷重を全相分（66kV 鹿島支線：3相，500kV 島根原子力幹線：6相）の強度として示し、架線金具は引張強度を全相分の強度として示す。

なお、碍子は架線金具と同等以上の強度であるため、評価対象部位としては架線金具を考慮している。また、架空地線は断線しても電線はその時点で断線せず鉄塔倒壊への影響はないため評価対象部位として考慮していない。

図 1.5.3-1 に鉄塔構成部位の概要図を示す。

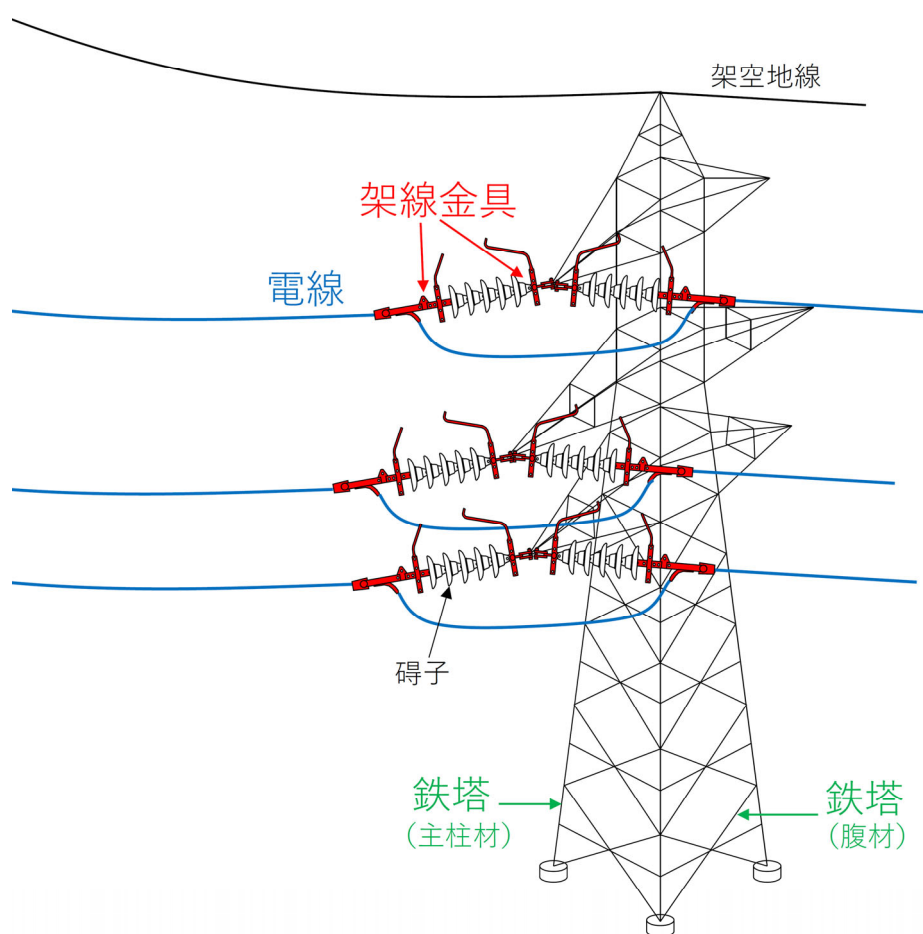


図 1.5.3-1 鉄塔構成部位の概要図

図 1.5.3-2 に示す写真は、地震によるものではなく、台風や津波による鉄塔倒壊事例ではあるが、電線は破断せず、鉄塔が損壊している様子が確認できる。



出典：経済産業省 電力安全小委員会 送電線鉄塔倒壊事故調査WG報告書(H14.11.28)



出典：東日本大震災鋼構造物調査特別委員会報告書（土木学会 鋼構造委員会・2012.1.27）

図 1.5.3-2 台風や津波による鉄塔倒壊事例

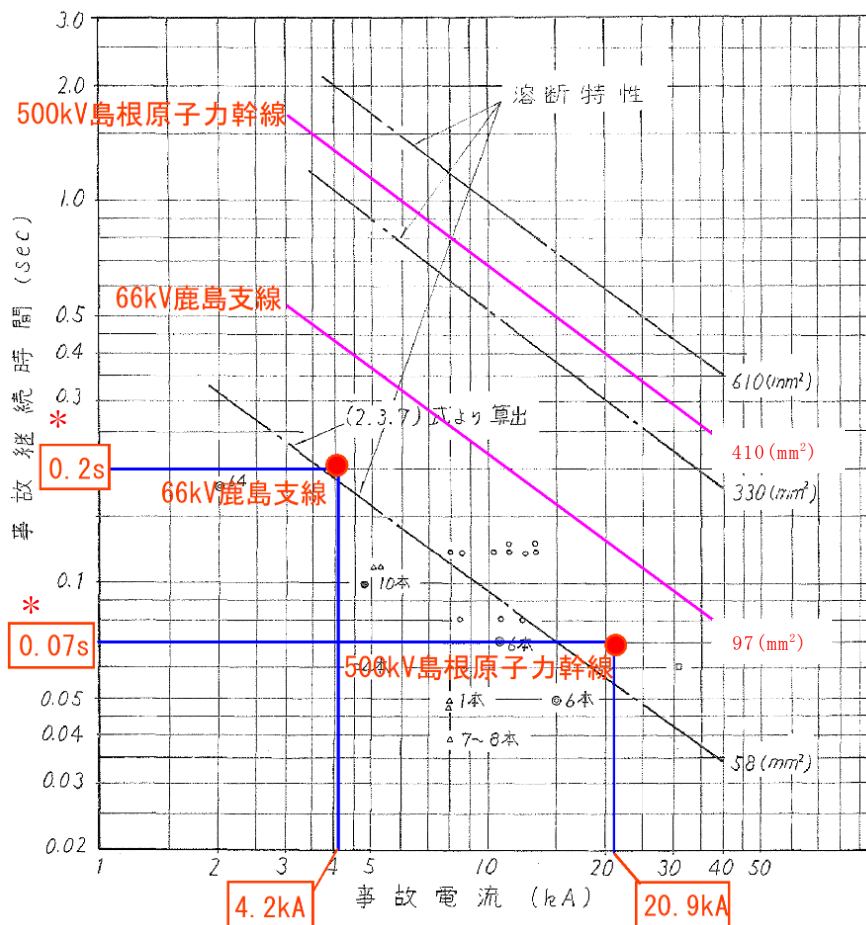
(3) 鳥取県西部地震における電線の断線実績 《地震発生時》

平成12年10月6日に発生した鳥取県西部地震では、震度6強に対し地震に伴う荷重増加による送電鉄塔の倒壊及び電線の断線は発生していない。

(4) 短絡電流（アーク）による電線損傷に関する評価 《地震発生時》

電力中央研究所報告「送電線耐雷設計ガイドブック」により、図1.5.3-3に示すとおり、66kV 鹿島支線（ACSR/AC97mm<sup>2</sup>）及び500kV 島根原子力幹線（ACSR/AC410mm<sup>2</sup>）の電線における溶断特性を算出した。

これに、66kV 鹿島支線及び500kV 島根原子力幹線の事故電流と事故継続時間を当てはめた結果、地震による電線の動揺等で、仮に電線2条が接触した場合でも、電線は断線しないことを確認した。



注記\*：事故継続時間は JEC-2517(送電線保護用比率差動継電器)に基づく電流差動継電器により、電力用規格(B-402)で整定した継電器の定格動作時間と遮断器の動作時間の和により算定。

500kV 及び 66kV 送電線保護装置概要図を別紙-16 に示す。

図 1.5.3-3 電線の溶断特性

(5) 送電鉄塔倒壊後における電線断線 《鉄塔倒壊後》

「電気協同研究 第 62 巻第 3 号 送電用鉄塔の設計荷重(H18.11)」及び各社事例を確認した結果、表 1.5.3-4 に示すとおり、500kV 島根原子力幹線と同規模(4 導体)の鉄塔倒壊は 5 件、そのうち 2 件で電線の断線が発生していた。2 件の断線事例では、1 相(4 条)が断線している。原因は何れも鉄塔倒壊後の障害物接触に起因した二次的要因によるものであり、鉄塔倒壊前に断線したケースはない。

また、表 1.5.3-5 に示すとおり、当社内における倒壊事例を調査したところ、66kV 鹿島支線と同規模の鉄塔倒壊は 3 件、そのうち 3 件で電線の断線が発生し

ているが、2件の断線事例では1相（1条）が断線しており、原因は何れも鉄塔倒壊による断線である。

なお、これらの電線は、鹿島支線で使用されている鋼心アルミ系電線ではなく銅線である。

当社送電鉄塔の倒壊事例（66kV 1 導体）について、倒壊状況及び要因を別紙-17に示す。

表 1.5.3-4 送電鉄塔の倒壊事例（4 導体）

発生年月	発生箇所	電圧	線種	損傷鉄塔状況	鉄塔倒壊原因	断線条数	断線原因
1984年 4月	滋賀県 北部	500kV	810mm <sup>2</sup> × 4 導体	倒壊 1 基	異常 積雪	4 条 (1 相)	鉄塔部材の接触による損傷により断線
1986年 3月	神奈川県 (県中部)	275kV	610mm <sup>2</sup> × 4 導体	倒壊 4 基	異常 着雪	なし	—
1991年 9月	伊予 三島地区	187kV (設計 500kV)	410mm <sup>2</sup> × 4 導体	倒壊 12 基	台風	なし	—
1999年 9月	八代	220kV (設計 500kV)	410mm <sup>2</sup> × 4 導体	倒壊 4 基	台風	なし	—
2002年 10月	茨城県 東南部	275kV	610mm <sup>2</sup> × 4 導体	倒壊 6 基	台風	4 条 (1 相)	隣接線路の鉄塔部材の接触による断線

表 1.5.3-5 当社送電鉄塔の倒壊事例（66kV 1 導体）

発生年月	発生箇所	電圧	線種	損傷鉄塔状況	鉄塔倒壊原因	断線条数	断線原因
2004年 9月	山口県 下松市	66kV	55 mm <sup>2</sup> × 1 導体	倒壊 1 基	台風	1 条	鉄塔倒壊による断線（銅線）
2011年 1月	鳥取県 米子市	66kV	75 mm <sup>2</sup> × 1 導体 72 mm <sup>2</sup> × 1 導体	折損 3 基	異常 着雪	11 条	異常着雪による断線（銅線）
2012年 1月	山口県 山口市	66kV	55 mm <sup>2</sup> × 1 導体	倒壊 1 基	法面 崩落	1 条	鉄塔倒壊による断線（銅線）

(6) 送電鉄塔損壊事例（地震）について

「資源エネルギー庁 電気設備防災対策検討会報告(H7.11)」により、送電用鉄塔は電気設備技術基準に基づき、風圧荷重を考慮して施設すれば地震荷重に対して安全性が確保できると評価されている。

「電気協同研究 第73巻第3号 送電用鉄塔耐震設計とその課題(H30.3)」を確認した結果、表 1.5.3-6 に示すとおり、鉄塔倒壊は3件あったが地震動に

よる直接的な倒壊ではなく、原因は何れも盛土崩壊や地滑りによる二次的な要因であった。そのうち 1 件は傾斜地に対応した最下節構造が現在一般に採用されていない特殊構造で、昭和 21 年以降は採用されていない。

巨大地震に対しても、地盤変状に伴う二次的被害を除き、送電機能を喪失する直接的な鉄塔被害はなかったことから、架空送電線設備の保有すべき耐震性は満足していると評価されている。

表 1.5.3-6 送電鉄塔の倒壊事例（地震）

発生年月	地震名	電圧	倒壊基数	倒壊原因
1995 年 1 月	兵庫県 南部地震	154kV	1 基	地盤変状による基礎の不同変位 (最下節の特殊構造)
2004 年 10 月	新潟県 中越地震	66kV	1 基	地滑り、地割れなど
2011 年 3 月	東北地方 太平洋沖地震	66kV	1 基	鉄塔近傍の盛土の崩壊による土砂 流入

(1)～(6)項の調査・分析結果により、送電鉄塔の倒壊及び電線の断線について表 1.5.3-7 のとおり整理した。

表 1.5.3-7 送電鉄塔倒壊及び電線の断線に係る整理結果

評価項目	整理結果
鉄塔設計	<ul style="list-style-type: none"> <li>・風圧荷重による設計を行っており地震荷重に対して安全性が確保できると評価されている。</li> <li>・構成する部位の設計荷重は、鉄塔より電線及び架線金具の方が高い裕度で設計されている。</li> </ul>
鉄塔倒壊	<ul style="list-style-type: none"> <li>・異常気象時（大型台風・暴風雪）に設計を上回る荷重を受けた時は倒壊した実績がある。</li> <li>・巨大地震が直接的な要因となった倒壊事例はなく、盛土崩壊や地滑りによるものであり、複数基が同時倒壊した実績はない。</li> </ul>
電線断線	<ul style="list-style-type: none"> <li>・電線の断線はその多くは鉄塔倒壊後の二次的要因によるものであり、全ての電線が断線することはない。</li> <li>・短絡事故が発生しても系統保護継電器が検知し、遮断器を瞬時に開放することから、電線は熔断（断線）することはない。</li> </ul>

整理結果から、評価条件は以下のとおりとする。

[送電鉄塔]

- ・地震が直接的な要因となった鉄塔の倒壊事例はないが、倒壊を想定し、アクセスルートへの影響が最も厳しい鉄塔の重量や寸法が最大となる、鉄塔最下部からの全姿倒壊にて評価する。
- ・送電鉄塔の滑落は、地面との摩擦や樹木の抵抗等は考慮しないものとする。

[電線]

- ・鉄塔倒壊後の二次的要因にて断線する可能性があるため、安全側に評価を行うため、電線の断線は 66kV は 1 相 (1 条)、500kV は 1 相 (4 条) を想定し、アクセスルートへの影響を評価する。

[滑落評価ケース]

- ・地震が直接的な要因となった鉄塔の倒壊事例はないが、各評価対象鉄塔 1 基が倒壊し、滑落する場合を評価する。
  - ①66kV 鹿島支線 No. 3 鉄塔が倒壊し、滑落する場合
  - ②500kV 島根原子力幹線 No. 1, No. 2 及び No. 3 鉄塔のうち 1 基が倒壊し、滑落する場合
- ・更に、500kV 島根原子力幹線 3 基のうち、アクセスルートに最接近する No. 3 鉄塔の倒壊に加え、鉄塔 1 基が同時に倒壊し、滑落する場合も評価する。
  - ③500kV 島根原子力幹線 3 基のうち No. 2 及び No. 3 鉄塔 2 基が倒壊し、滑落する場合

1.5.4 送電鉄塔の影響評価

(1) ①66kV 鹿島支線 No. 3 鉄塔が倒壊し、滑落する場合

送電鉄塔の前後径間における電線張力を表 1.5.4-1 に示す。

表 1.5.4-1 66kV 鹿島支線 No. 3 鉄塔の前後径間における電線張力

	発電所	No. 3 鉄塔	No. 2-1 鉄塔	No. 2 鉄塔以前
66kV 鹿島支線	42kN (14kN×3 相×1 条)	63kN (21kN×3 相×1 条)	63kN (21kN×3 相×1 条)	

66kV 鹿島支線 No. 3 鉄塔の発電所側には約 42kN、山側の No. 2-1 鉄塔側には約 63kN の張力がかかっていることから、66kV 鹿島支線 No. 3 鉄塔は前後径間で電線張力に差があり、発電所側の張力に比べ No. 2-1 鉄塔側の張力の

方が約 1.5 倍大きいため、No.2-1 鉄塔へ引っ張られる形で急斜面側へ倒壊すると想定される。

66kV 鹿島支線 No.3 鉄塔の倒壊を想定し、鉄塔最下部から全姿倒壊した場合のアクセスルートに最も近接する評価を行った。この場合において、電線実長及び電線強度を考慮するとアクセスルートまで滑り落ちることがないことを確認した。

図 1.5.4-1 に 66kV 鹿島支線 No.3 鉄塔が全姿倒壊した場合の倒壊範囲(平面)を示し、図 1.5.4-2 に 66kV 鹿島支線 No.3 鉄塔が全姿倒壊した場合の滑落位置(断面)を示す。



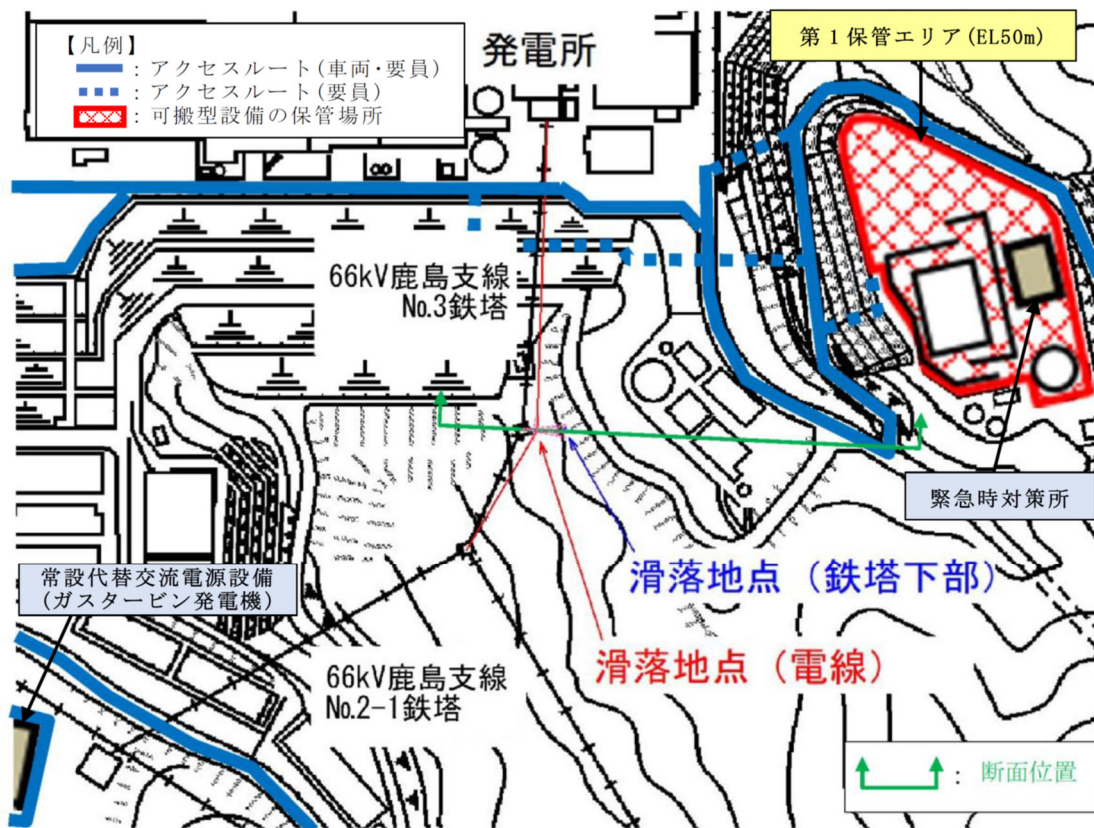


図 1.5.4-1 66kV 鹿島支線 No. 3 鉄塔が全姿倒壊した場合の倒壊範囲（平面）

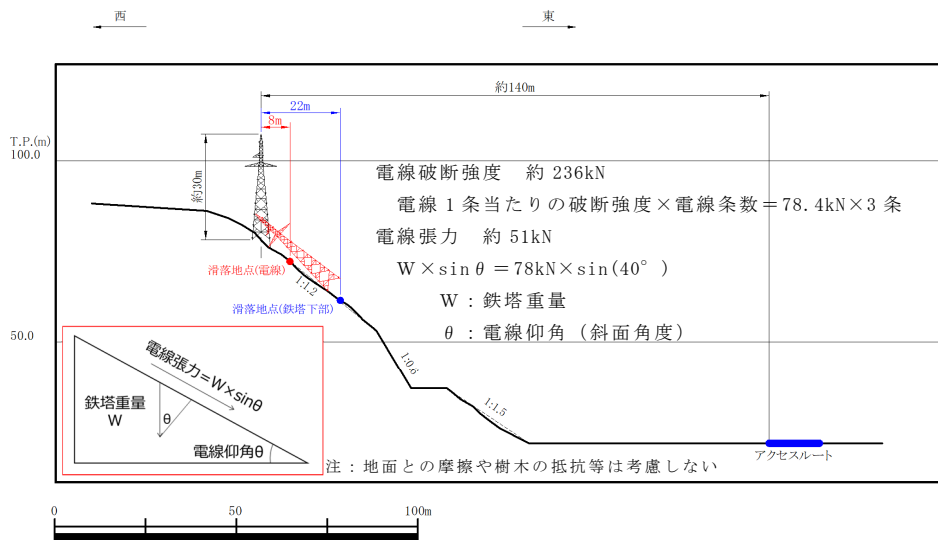


図 1.5.4-2 66kV 鹿島支線 No. 3 鉄塔が全姿倒壊した場合の滑落位置（断面）

66kV 鹿島支線では、電線破断強度約 236kN に対して、張力約 51kN であり、電線強度の裕度が約 4.6 程度あることを確認した。1.5.3 (5) より、電線が全 3 相 (3 条) のうち 1 相 (1 条) が断線した場合においても、電線破断強度約 157kN (78.4kN/条 × 2 条) > 張力約 51kN となり、電線強度の方が上回る。

なお、滑落範囲がアクセスルートに到達しないが、倒壊時に送電線が1, 2号機原子炉建物南側を経由したルート上を通過しているため、万一に備え、送電線の落下範囲を想定したうえで、送電線下部に連絡通路を設置して、アクセスルートの健全性を確保する。

連絡通路の構造等については、「NS2-補-020-2 7. 保管場所及び屋外のアクセスルート周辺構造物の耐震性評価について」の「7.2 建物・構築物の耐震性評価 7.2.7 連絡通路の耐震性評価」に示す。

(2) ②500kV 島根原子力幹線 No. 1, No. 2 及び No. 3 鉄塔のうち1基が倒壊し、滑落する場合

送電鉄塔の前後径間における電線張力を表 1.5.4-2 に示す。

表 1.5.4-2 500kV 島根原子力幹線 No. 1, No. 2, No. 3 鉄塔の  
前後径間における電線張力

	発電所	No. 1 鉄塔	No. 2 鉄塔	No. 3 鉄塔以降
500kV 島根原子力幹線	456kN (19kN×6相×4条)	1056kN (44kN×6相×4条)	1056kN (44kN×6相×4条)	

500kV 島根原子力幹線 No. 1 鉄塔の発電所側には約 456kN、山側の 500kV 島根原子力幹線 No. 2 鉄塔側には約 1056kN の張力がかかっていることから、No. 1 鉄塔では前後径間で電線張力に差があり、発電所側の張力に比べ No. 2 鉄塔側の張力の方が約 2.3 倍大きいため、No. 2 鉄塔側へ引っ張られながら倒壊すると想定される。No. 2 鉄塔及び No. 3 鉄塔は約 1056kN と前後径間で電線張力が均一していることから、No. 2 鉄塔及び No. 3 鉄塔は急斜面側に倒壊すると想定される。

500kV 島根原子力幹線 No. 1 鉄塔, No. 2 及び No. 3 鉄塔の倒壊を想定し、鉄塔最下部から全姿倒壊した場合のアクセスルートに最も近接する評価を行った。この場合において、電線実長及び電線強度を考慮するとアクセスルートまで滑り落ちることがないことを確認した。

図 1.5.4-3 及び図 1.5.4-4 に、500kV 島根原子力幹線 No. 1 鉄塔が全姿倒壊した場合の倒壊範囲（平面）及び滑落位置（断面）を、図 1.5.4-5 及び図 1.5.4-6 に 500kV 島根原子力幹線 No. 2 鉄塔が全姿倒壊した場合の倒壊範囲（平面）及び滑落位置（断面）を示す。また、図 1.5.4-7 及び図 1.5.4-8 に 500kV 島根原子力幹線 No. 3 鉄塔が全姿倒壊した場合の倒壊範囲（平面）及び滑落位置（断面）を示す。

[500kV 島根原子力幹線 No.1 鉄塔]

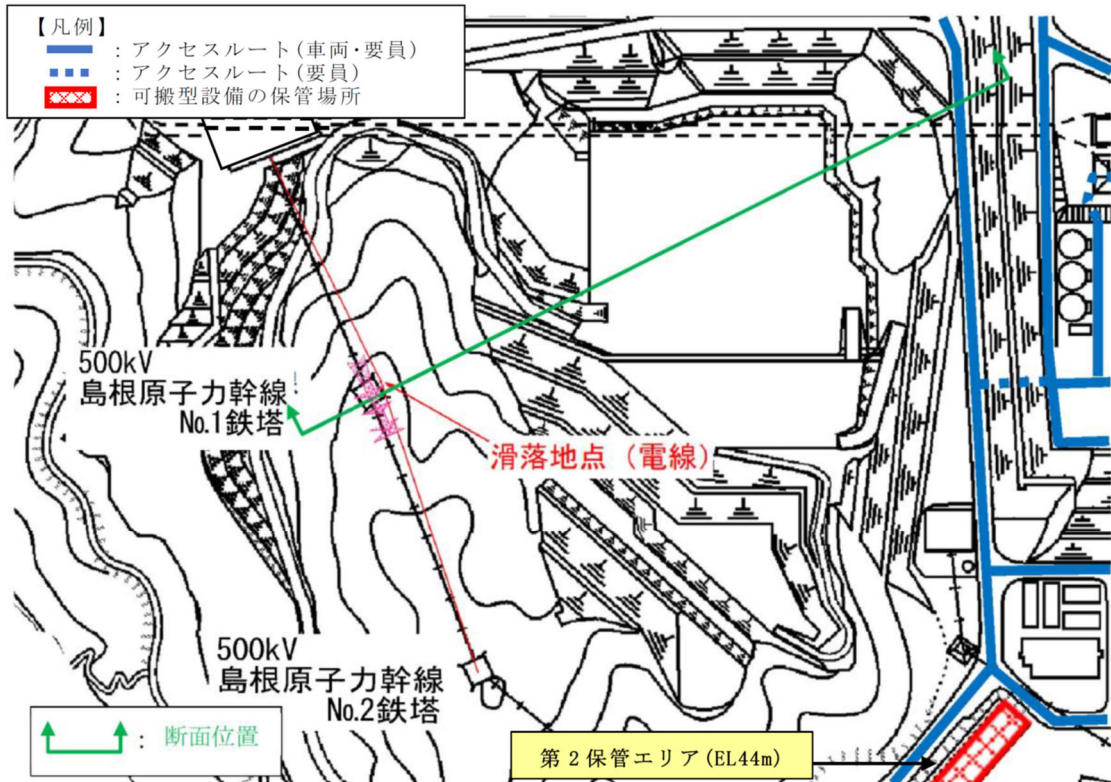


図 1.5.4-3 500kV 島根原子力幹線 No.1 鉄塔が全姿倒壊した場合の倒壊範囲(平面)

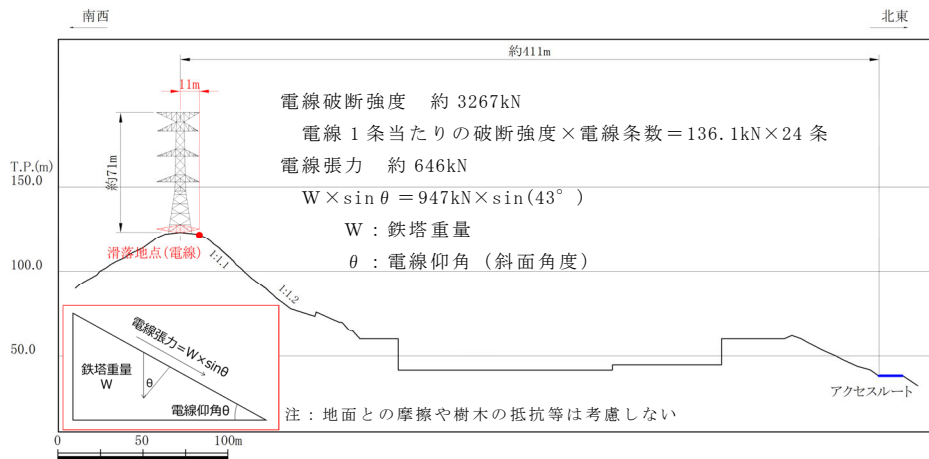


図 1.5.4-4 500kV 島根原子力幹線 No.1 鉄塔が全姿倒壊した場合の滑落位置(断面)

[500kV 島根原子力幹線 No.2 鉄塔]

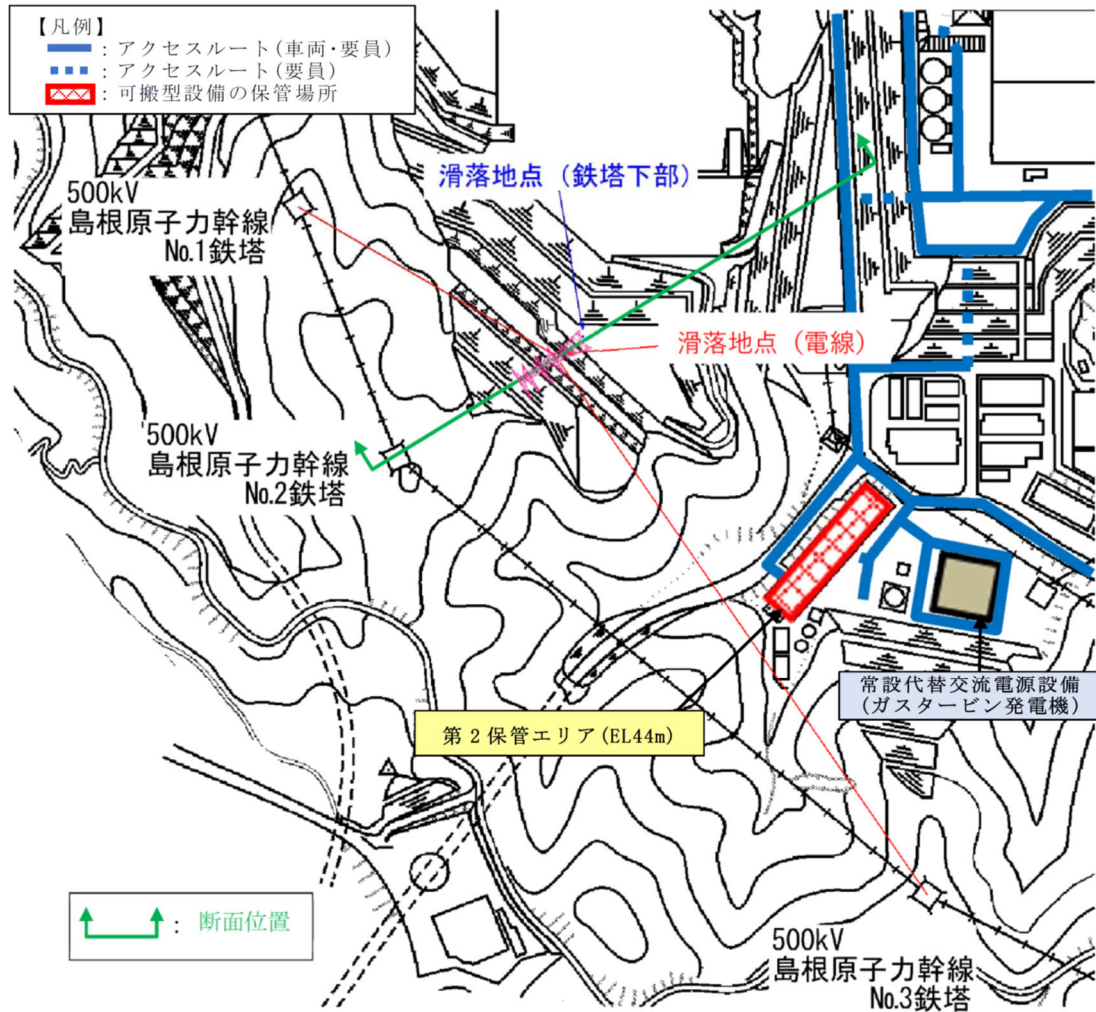


図 1.5.4-5 500kV 島根原子力幹線 No.2 鉄塔が全姿倒壊した場合の倒壊範囲(平面)

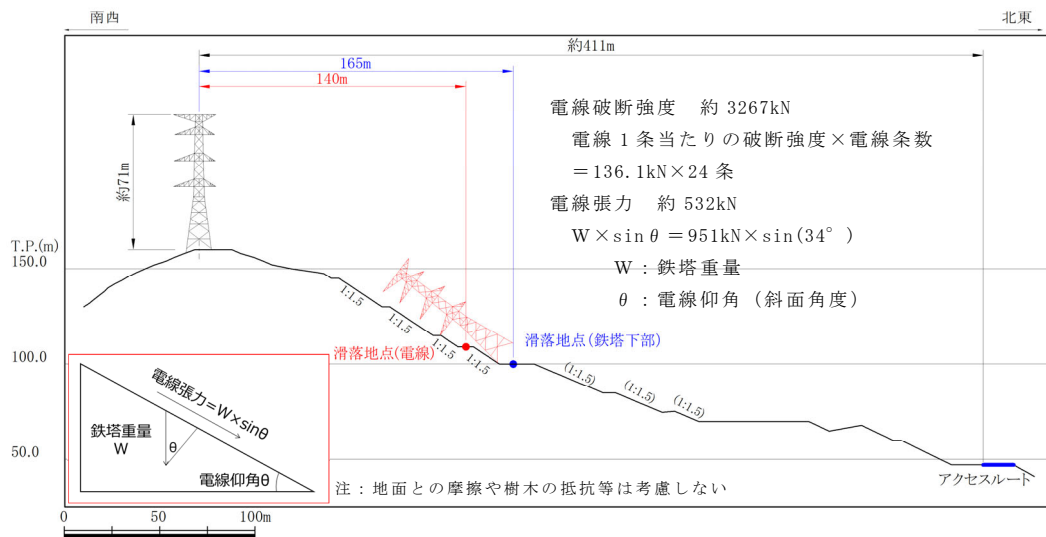


図 1.5.4-6 500kV 島根原子力幹線 No.2 鉄塔が全姿倒壊した場合の滑落位置(断面)



[500kV 島根原子力幹線 No. 3 鉄塔]

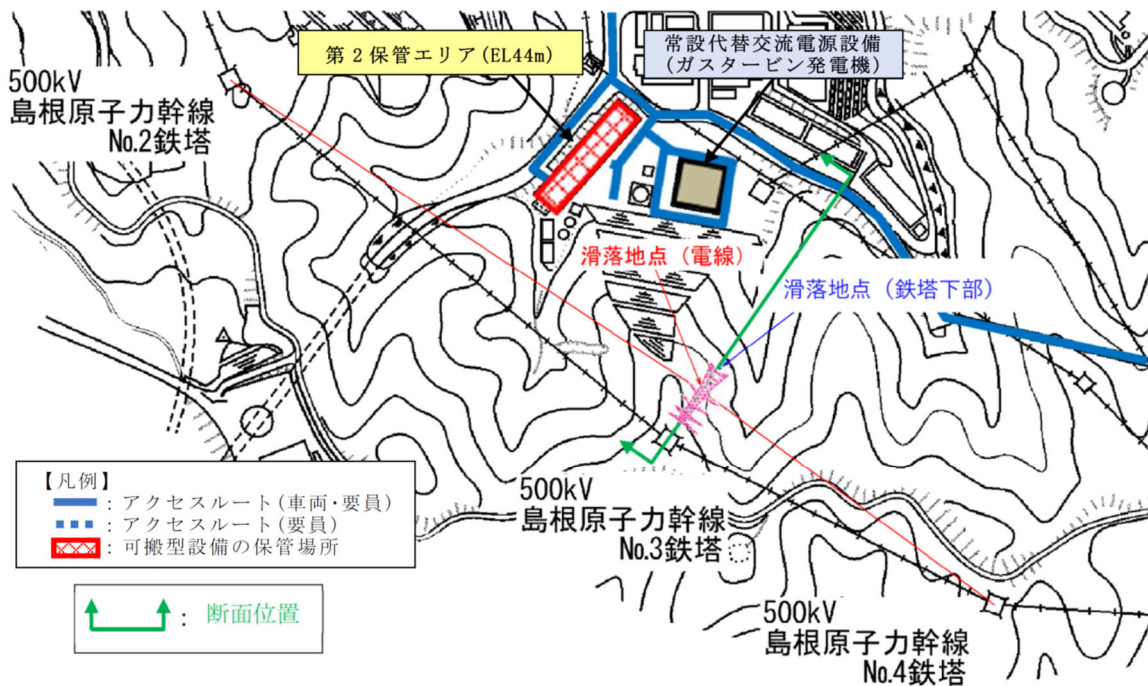


図 1.5.4-7 500kV 島根原子力幹線 No. 3 鉄塔が全姿倒壊した場合の倒壊範囲(平面)

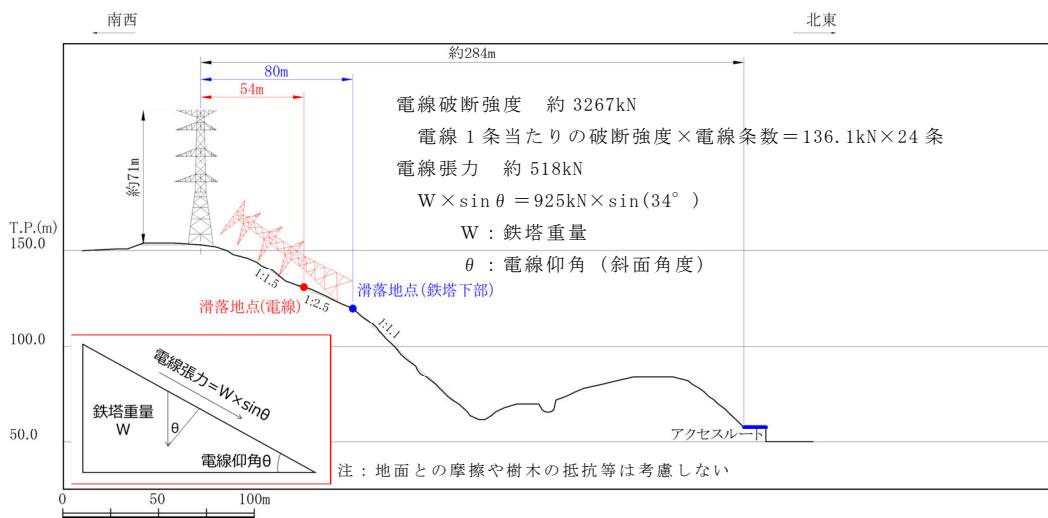


図 1.5.4-8 500kV 島根原子力幹線 No. 3 鉄塔が全姿倒壊した場合の滑落位置(断面)

500kV 島根原子力幹線では、電線破断強度約 3267kN に対して、No. 1 鉄塔は張力約 646kN、No. 2 鉄塔は張力約 532kN、No. 3 鉄塔は張力約 518kN であり、電線強度の裕度が約 5~6 程度あることを確認した。1.5.3 (5) より、電線が全 6 相 (24 条) のうち 1 相 (4 条) が断線した場合においても、張力が一番大きい No. 1 鉄塔においても電線破断強度約 2720kN (136.1kN/条×20 条) > 張力約 646kN となり、電線強度の方が上回る。

(3) ③500kV 島根原子力幹線 3 基のうち No. 2 及び No. 3 鉄塔 2 基が倒壊し，滑落する場合

送電鉄塔の前後径間における電線張力を表 1.5.4-3 に示す。

表 1.5.4-3 500kV 島根原子力幹線 No. 1, No. 2, No. 3 鉄塔の  
前後径間における電線張力

	発電所	No. 1 鉄塔	No. 2 鉄塔	No. 3 鉄塔以降
500kV 島根原子力幹線	456kN (19kN×6 相×4 条)	1056kN (44kN×6 相×4 条)	1056kN (44kN×6 相×4 条)	

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，500kV 島根原子力幹線 No. 1, No. 2 及び No. 3 鉄塔のうちのアクセスルートに最接近する No. 3 鉄塔の倒壊に No. 2 鉄塔が同時に倒壊することを想定した場合，No. 1 鉄塔及び構外にある No. 4 鉄塔は約 1056kN と前後径間で電線張力が均一していることから，No. 2 鉄塔及び No. 3 鉄塔は急斜面側に倒壊すると想定される。

500kV 島根原子力幹線 No. 2 及び No. 3 鉄塔の倒壊を想定し，鉄塔最下部から全姿倒壊した場合のアクセスルートに最も近接する評価を行った。この場合において，電線実長及び電線強度を考慮するとアクセスルートまで滑り落ちることがないことを確認した。

なお，第 2 保管エリア南側周辺に構造物（コア倉庫と 44m 盤消火タンク）があり，電線の落下及び衝突による周辺構造物の倒壊及び周辺タンク等の損壊によって第 2 保管エリアへの影響が想定されるが，表 1.5.4-4 に示すとおり，構造物高さに相当する倒壊影響範囲を考慮しても第 2 保管エリアには到達しないことから，倒壊による影響はない。また，44m 盤消火タンクの内容物は水であり，タンクの損壊により内容物が飛散したとしても保管場所に保管する可搬型設備等への影響はなく，緊急時対策要員による送水作業にも影響はない。

図 1.5.4-9 に 500kV 島根原子力幹線 No. 2 及び No. 3 鉄塔が全姿同時倒壊した場合の倒壊範囲（平面）を，図 1.5.4-10 及び図 1.5.4-11 に 500kV 島根原子力幹線 No. 2, 3 鉄塔が全姿同時倒壊した場合の 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。

表 1.5.4-4 第2保管エリアへの影響評価結果

番号*	名称	高さ H(m)	保管場所 対象距離 L(m)	判定値：L-H 正の数：干渉なし
①	A-44m 盤消火タンク	8.43	10.26	1.83
②	B-44m 盤消火タンク	8.43	16.30	7.87
③	コア倉庫	6.56	13.08	6.52

注記\*：図 1.5.4-9 に示す番号と同じ番号を示す。

[500kV 島根原子力幹線 No.2 及び No.3 鉄塔]

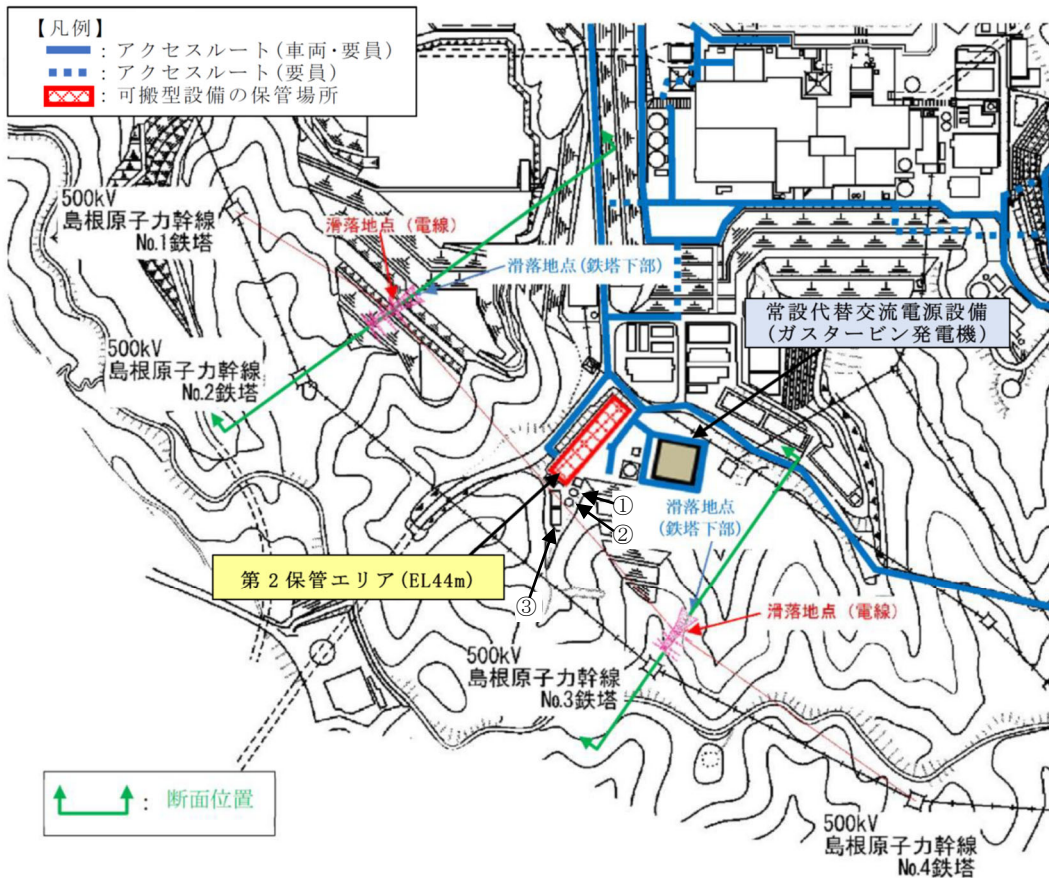


図 1.5.4-9 500kV 島根原子力幹線 No.2 及び No.3 鉄塔が全姿同時倒壊した場合の倒壊範囲 (平面)

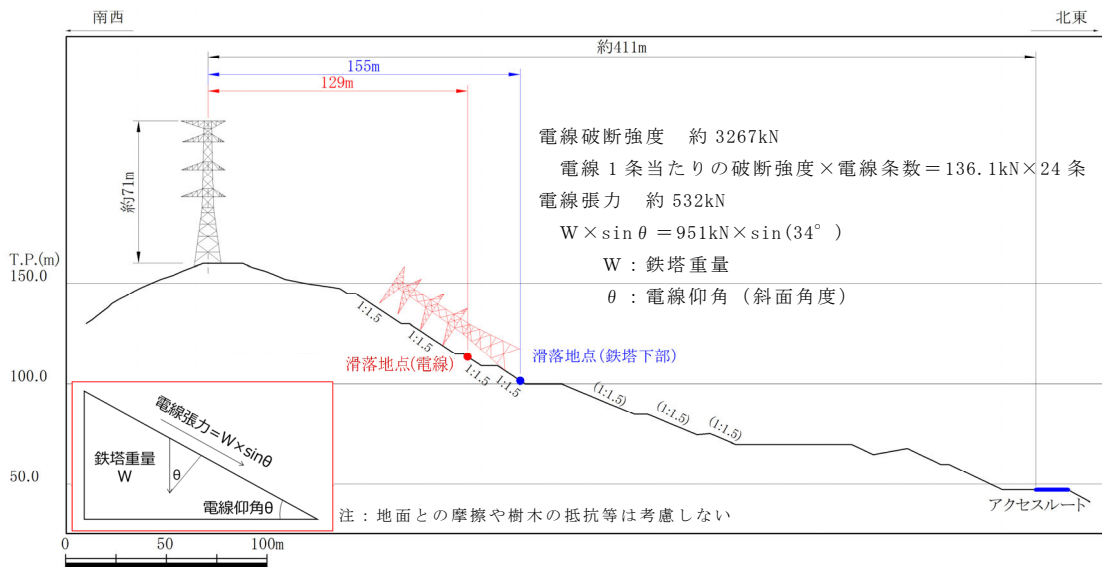


図 1.5.4-10 500kV 島根原子力幹線 No. 2, 3 鉄塔が全姿同時倒壊した場合の No. 2 鉄塔滑落位置 (断面)

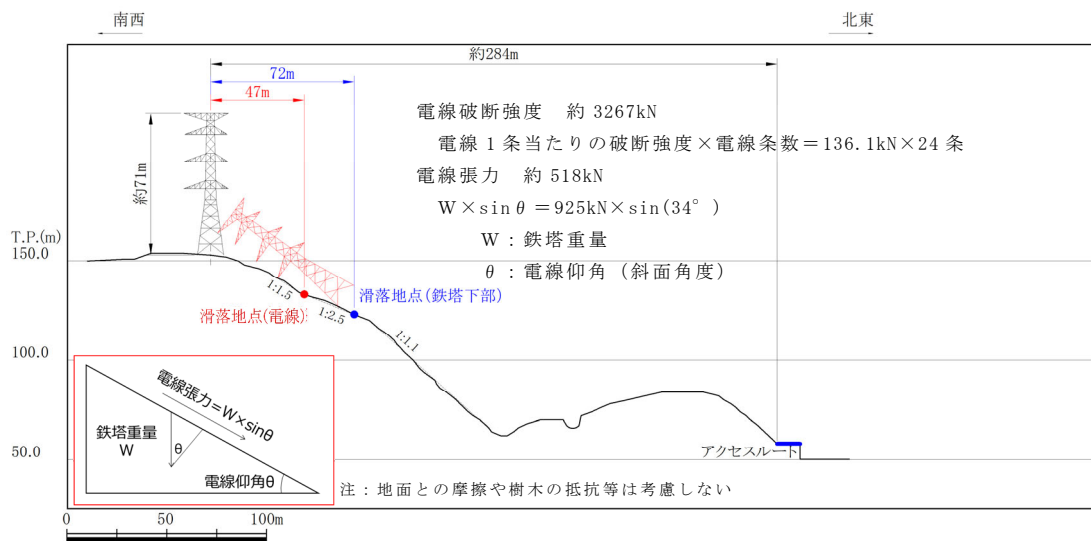


図 1.5.4-11 500kV 島根原子力幹線 No. 2, 3 鉄塔が全姿同時倒壊した場合の No. 3 鉄塔滑落位置 (断面)

500kV 島根原子力幹線では、電線破断強度約 3267kN に対して、No. 2 鉄塔は張力約 532kN、No. 3 鉄塔は張力約 518kN であり、電線強度の裕度が約 6 程度あることを確認した。1.5.3 (5) より、電線が全 6 相 (24 条) のうち 1 相 (4 条) が断線した場合において、張力が大きい No. 2 鉄塔においても電線破断強度約 2720kN (136.1kN/条 × 20 条) > 張力約 532kN となり、電線強度の方が上回る。



#### 1.5.5 まとめ

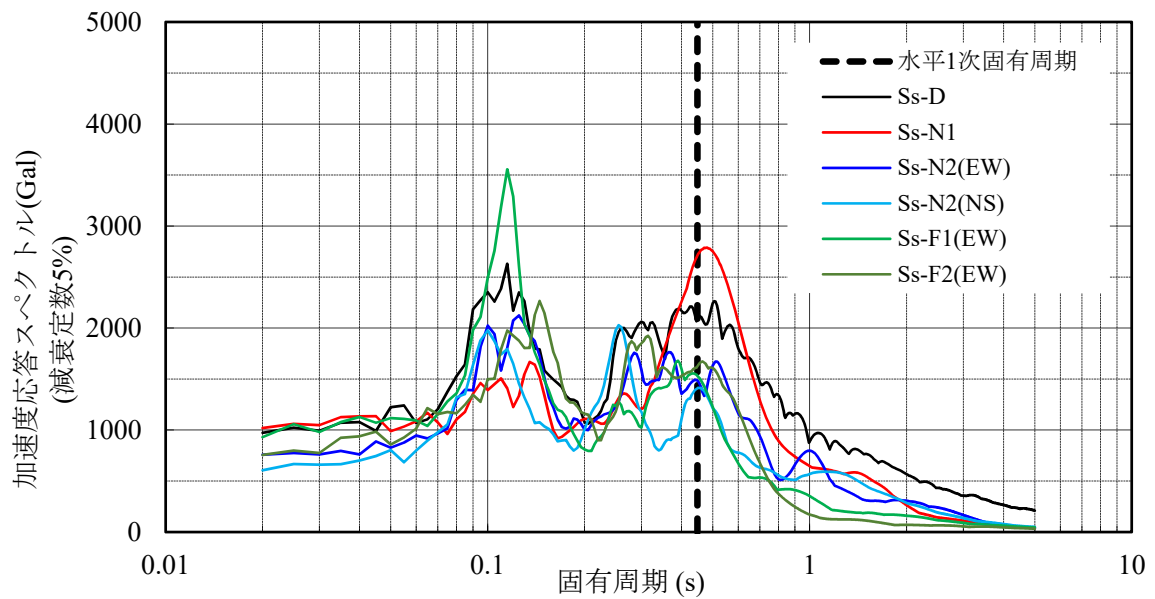
66kV 鹿島支線 No.3 鉄塔並びに 500kV 島根原子力幹線 No.1 鉄塔, No.2 鉄塔及び No.3 鉄塔の倒壊によるアクセスルートへの影響評価として, 急斜面側に倒壊し滑落した場合の評価を行った。なお, 500kV 島根原子力幹線 No.1 鉄塔については, 発電所側に約 456kN, 山側の 500kV 島根原子力幹線 No.2 鉄塔側には約 1056kN の張力がかかっていることから, 発電所側の張力に比べ No.2 鉄塔側の張力の方が約 2.3 倍大きいため, No.2 鉄塔側に倒壊した場合の評価とした。

評価の結果, それぞれが倒壊した場合においても, 電線実長並びに前後送電鉄塔からの電線張力によりアクセスルートに到達しないことを確認した。

加速度応答スペクトル

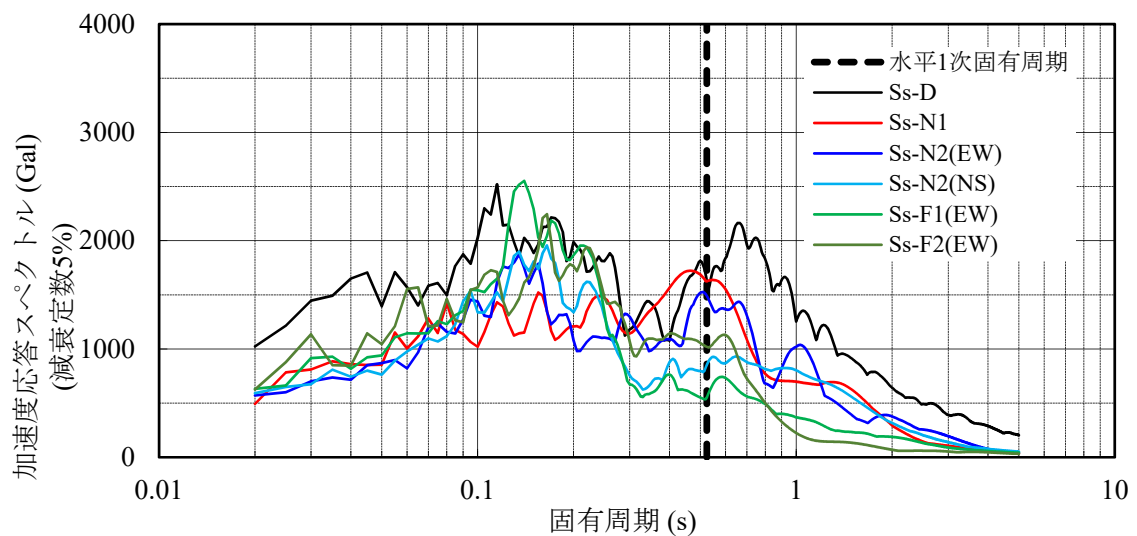
以下に各鉄塔位置（基礎底面）における基準地震動  $S_s$  の加速度応答スペクトルを示す。

1. 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔



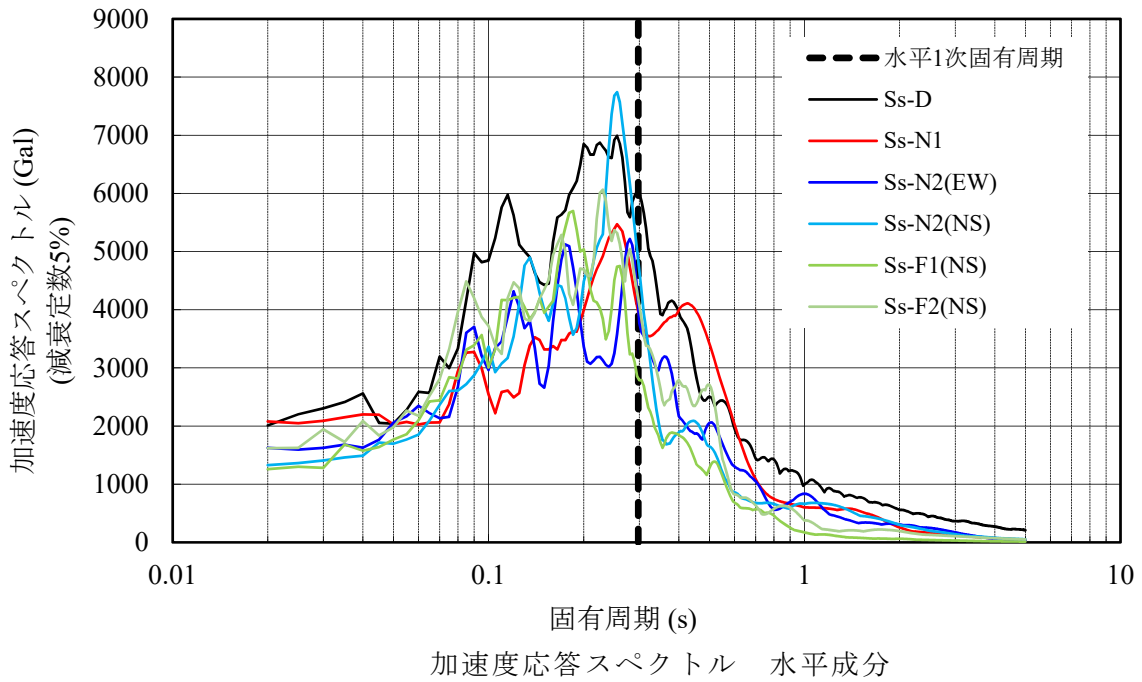
加速度応答スペクトル 水平成分

2. 220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔

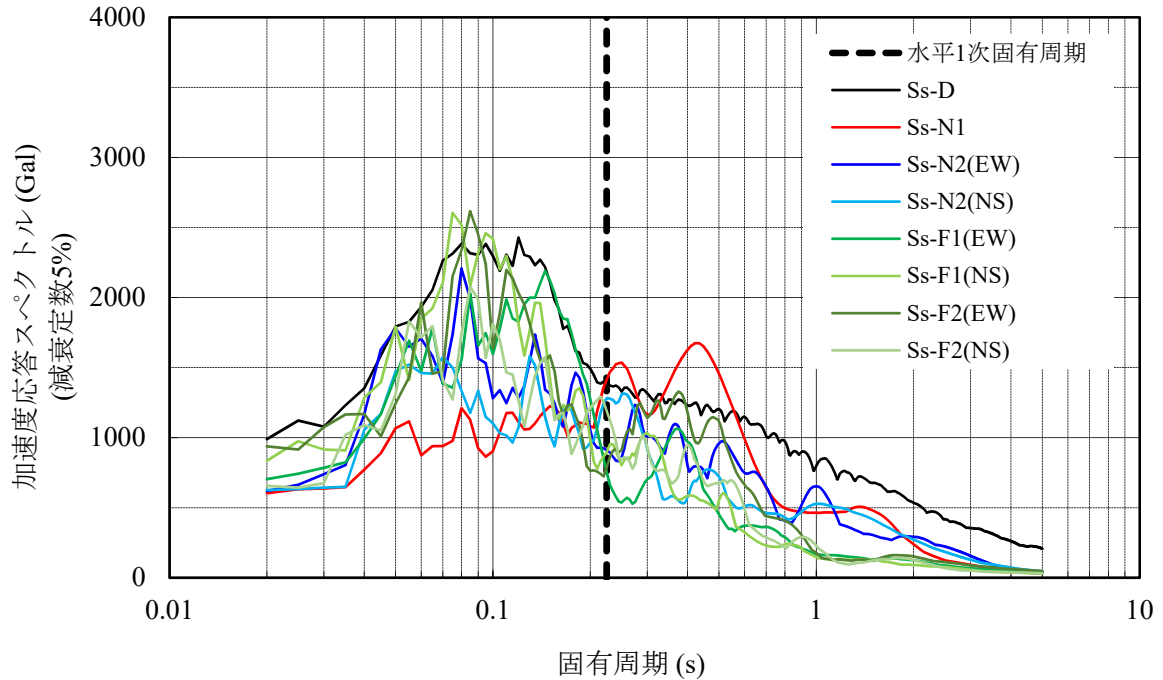


加速度応答スペクトル 水平成分

3. 66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔



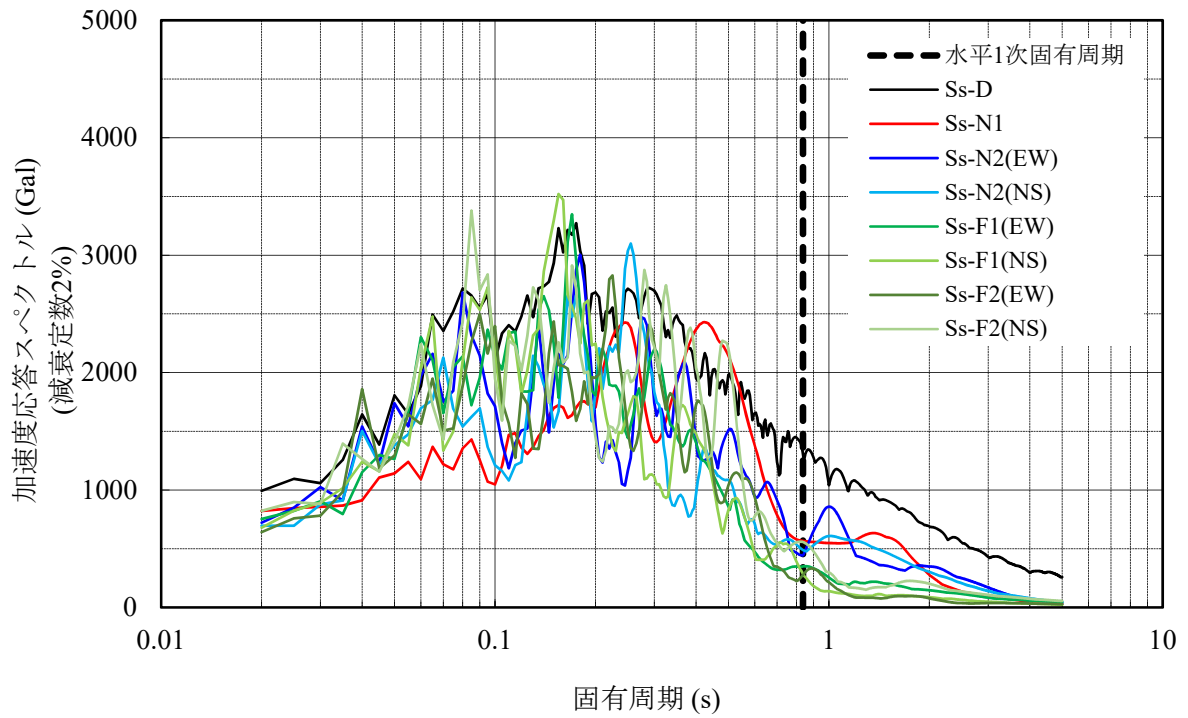
4. 第2-66kV 開閉所屋外鉄構



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

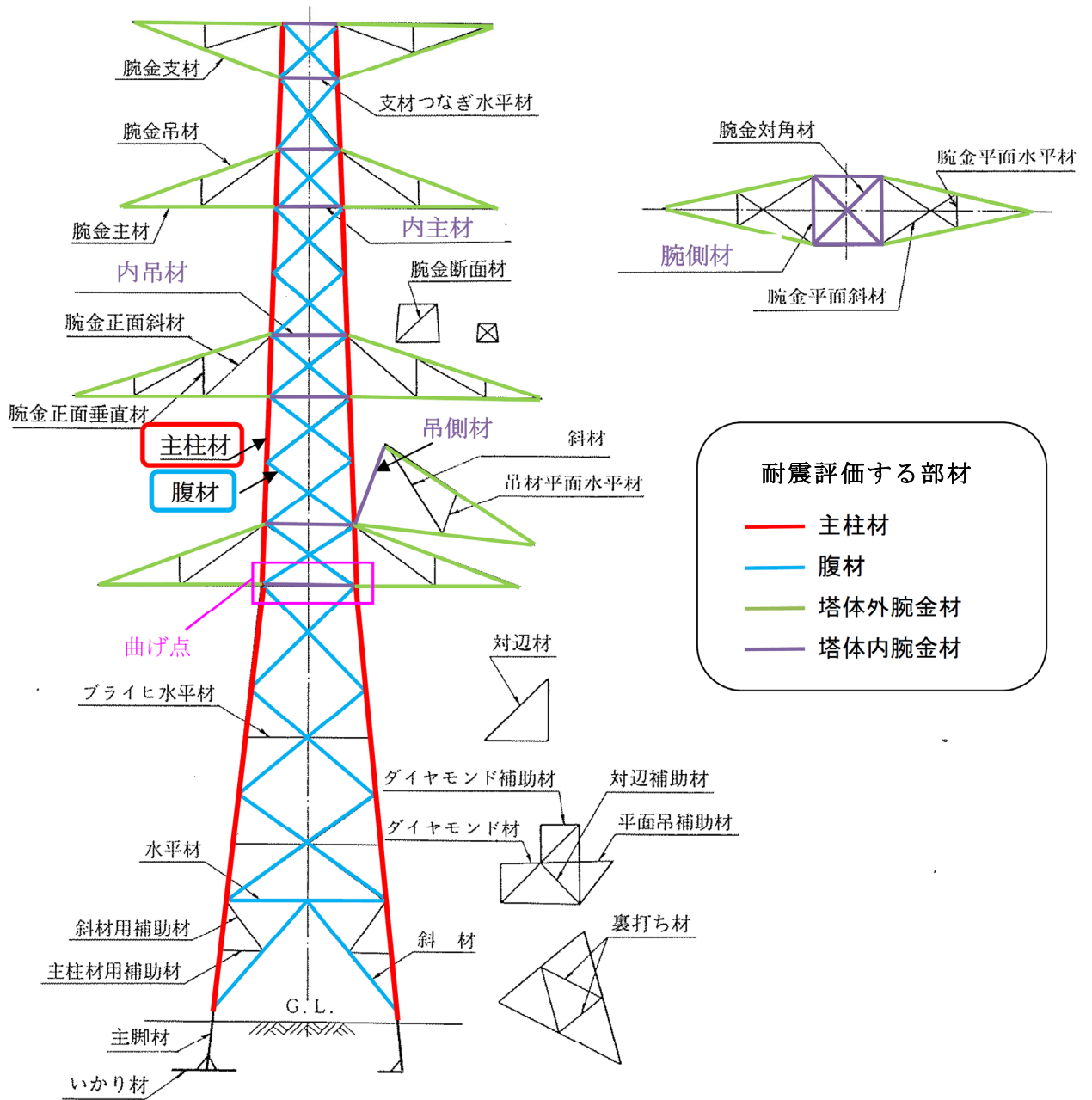
## 220kV第二島根原子力幹線No.1及びNo.2鉄塔部材仕様

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。

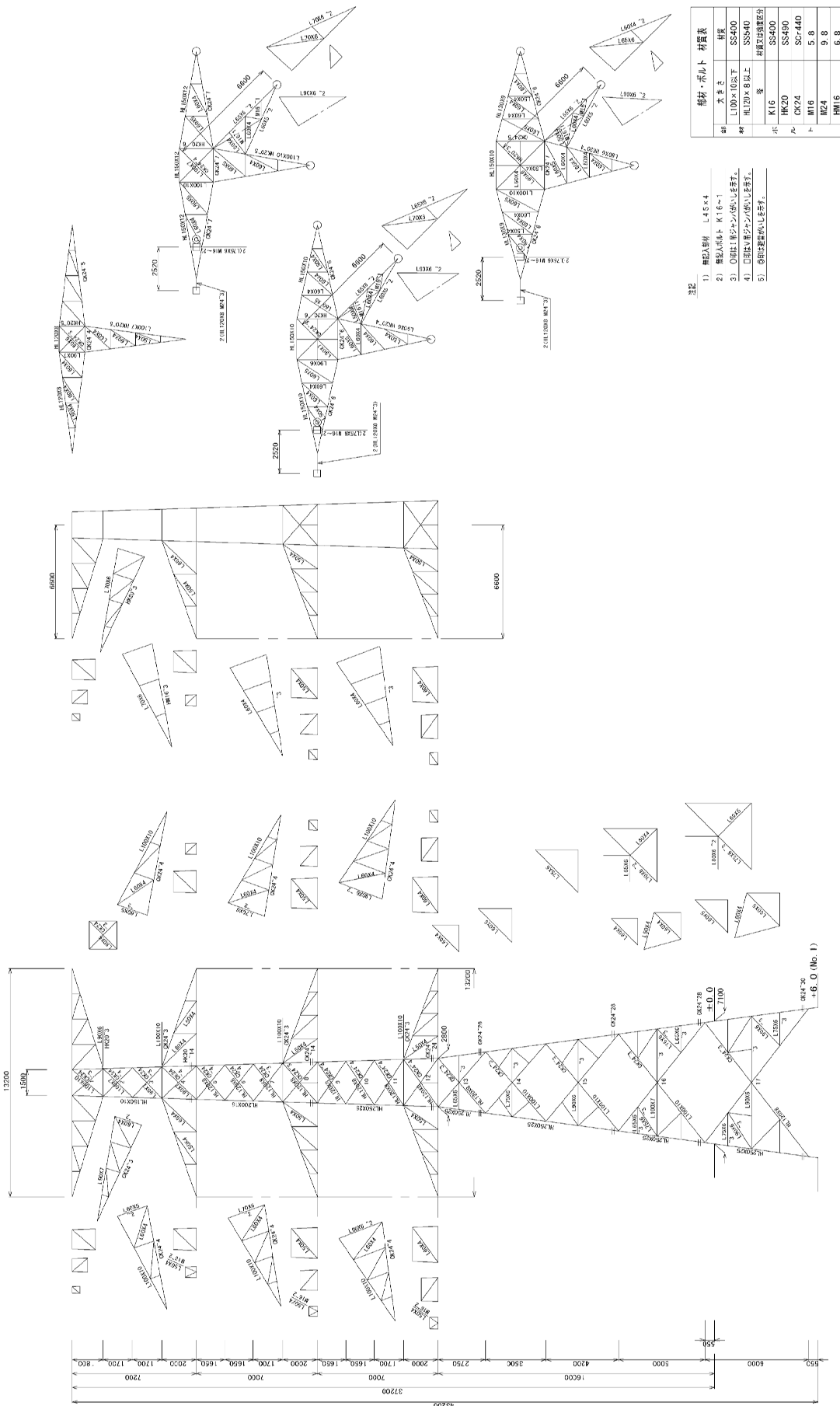
なお、構造材説明図を参考図に示す。

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
 主柱材	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



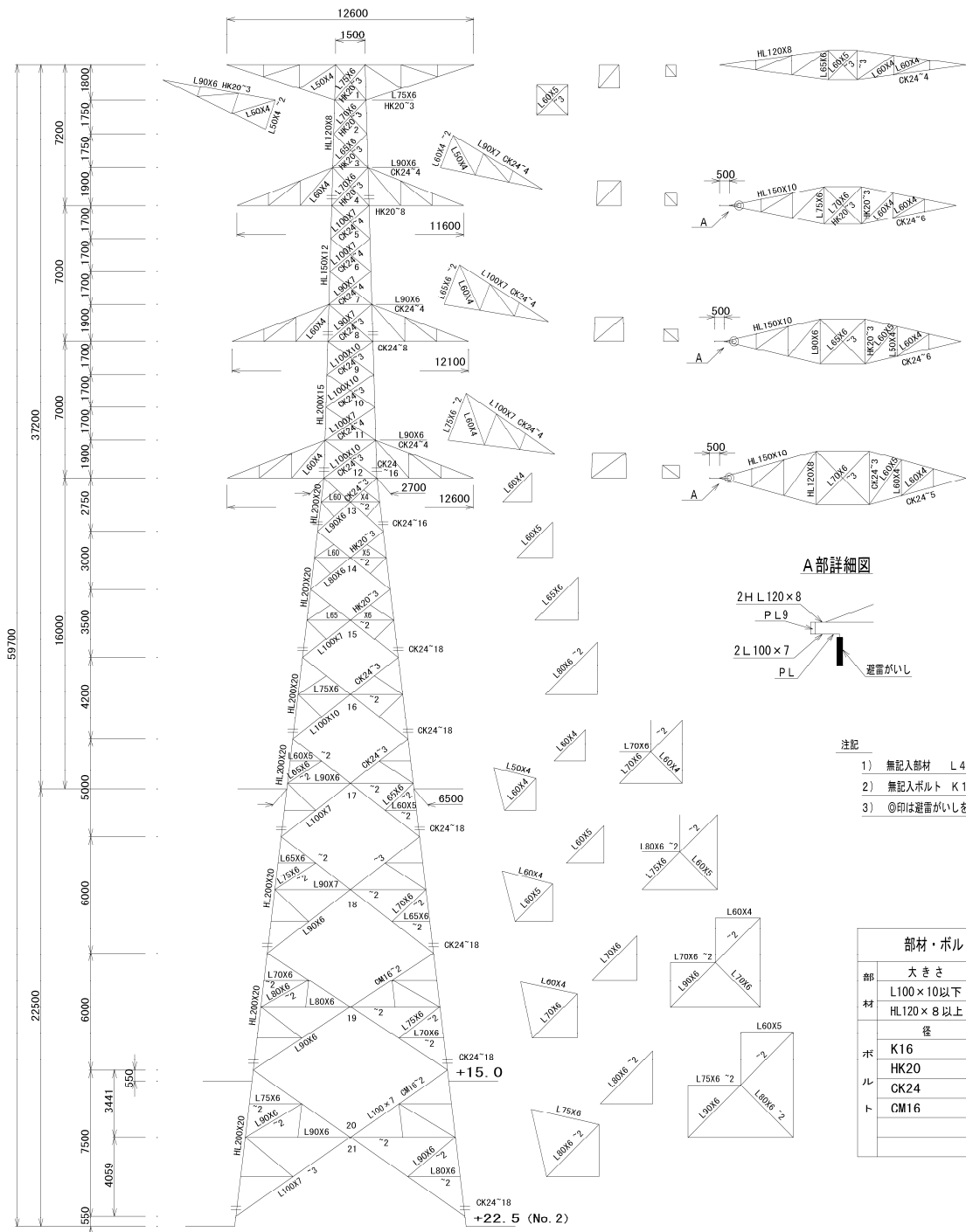
注記

- 1) 補綴材 4.45×4
- 2) 脚点部材 R16~1
- 3) 0部材 脚点部材が傾く場合は、
- 4) 0部材 脚点部材が傾く場合は、
- 5) 0部材 脚点部材が傾く場合は、

部材・ボルト 材質表

部	材質	規格
脚	スチール	SS400
脚	L100×10以下	SS400
脚	R120×8以上	SS400
ボ	等	SS400
		SS490
		SG440
		MI6
		MI6
		MI6
		MI6

図1 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔構造図



- 注記
- 1) 無記入部材 L 45 × 4
  - 2) 無記入ボルト K 16 ~ 1
  - 3) ◎印は避雷がいしを示す。

部材・ボルト 材質表		
部	大きさ	材質
材	L100 × 10以下	SS400
	HL120 × 8以上	SS540
ボルト	径	材質又は強度区分
	K16	SS400
	HK20	SS490
	CK24	SCr440
	CM16	9. 8

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<sub>s</sub>-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<sub>s</sub>-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<sub>s</sub>-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。

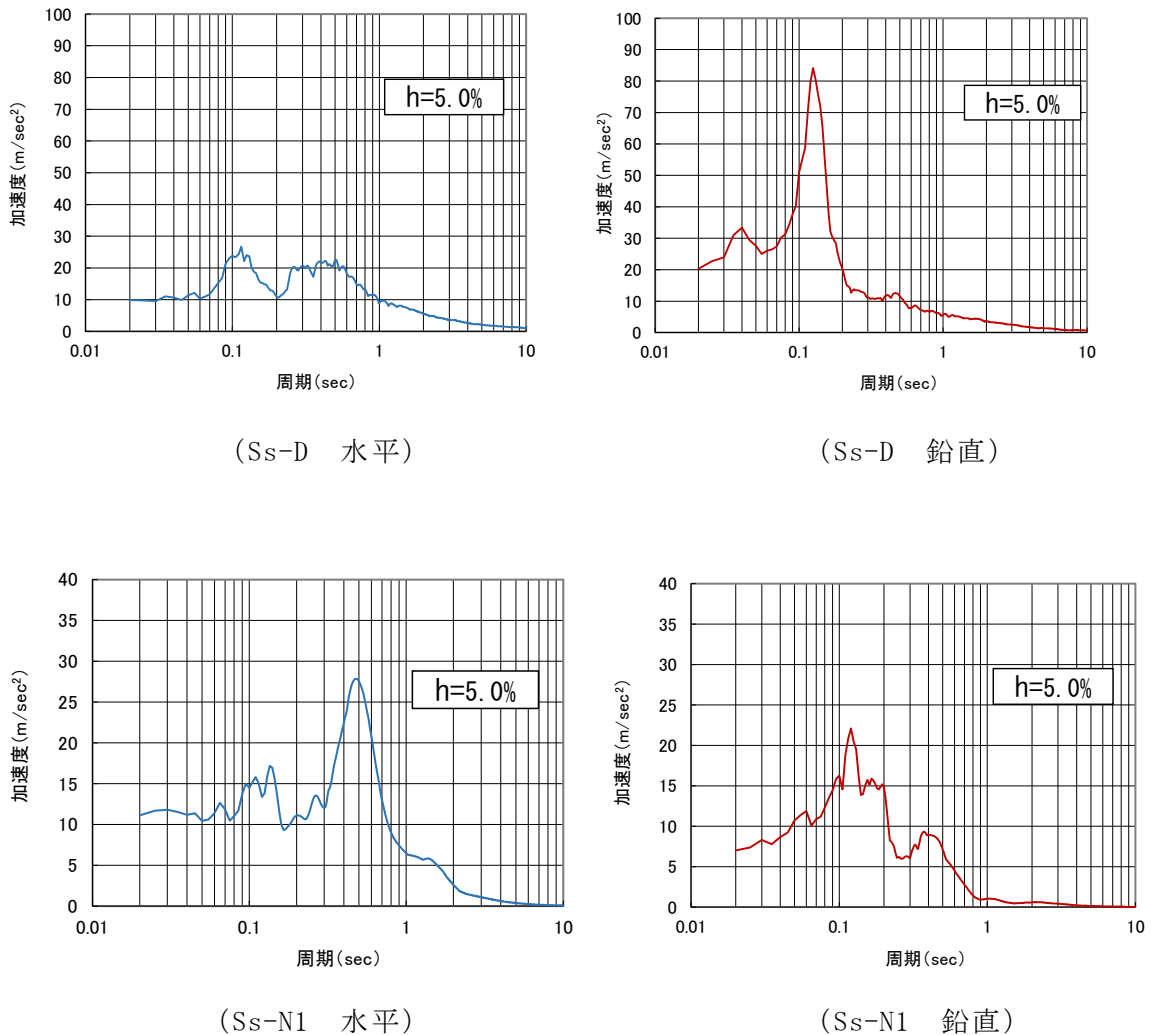


図1 220kV第二島根原子力幹線No.1鉄塔 入力地震動の応答スペクトル

## 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 $2000\text{cm/s}^2$ 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 $3000\text{cm/s}^2$ 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 $5000\text{cm/s}^2$ 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。(Ss-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)
- ・ 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。

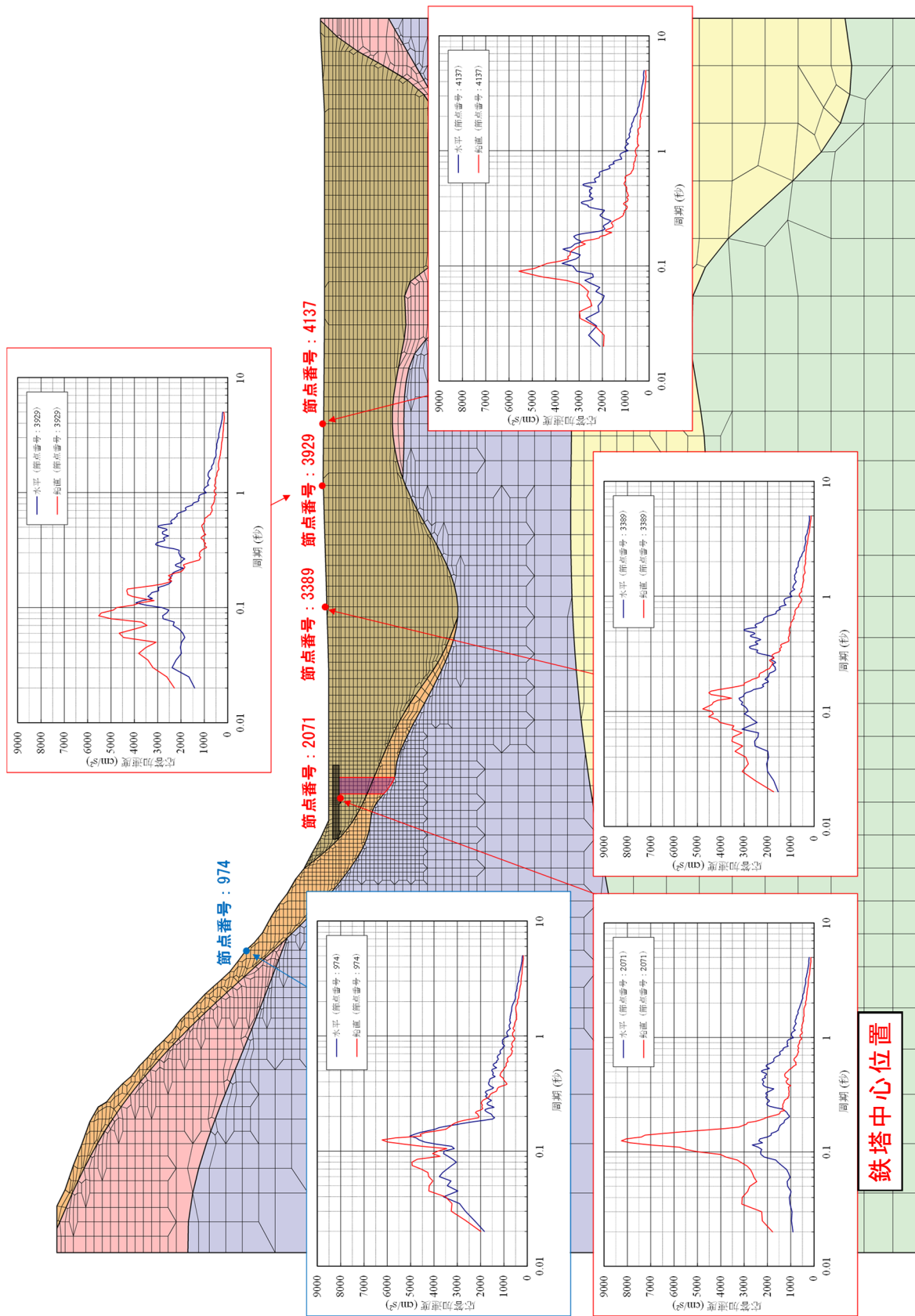


図2(1/2) 220kV第二島根原子力幹線No.1鉄塔 入力地震動の各地点での応答スペクトル (Ss-D) (h=5%)

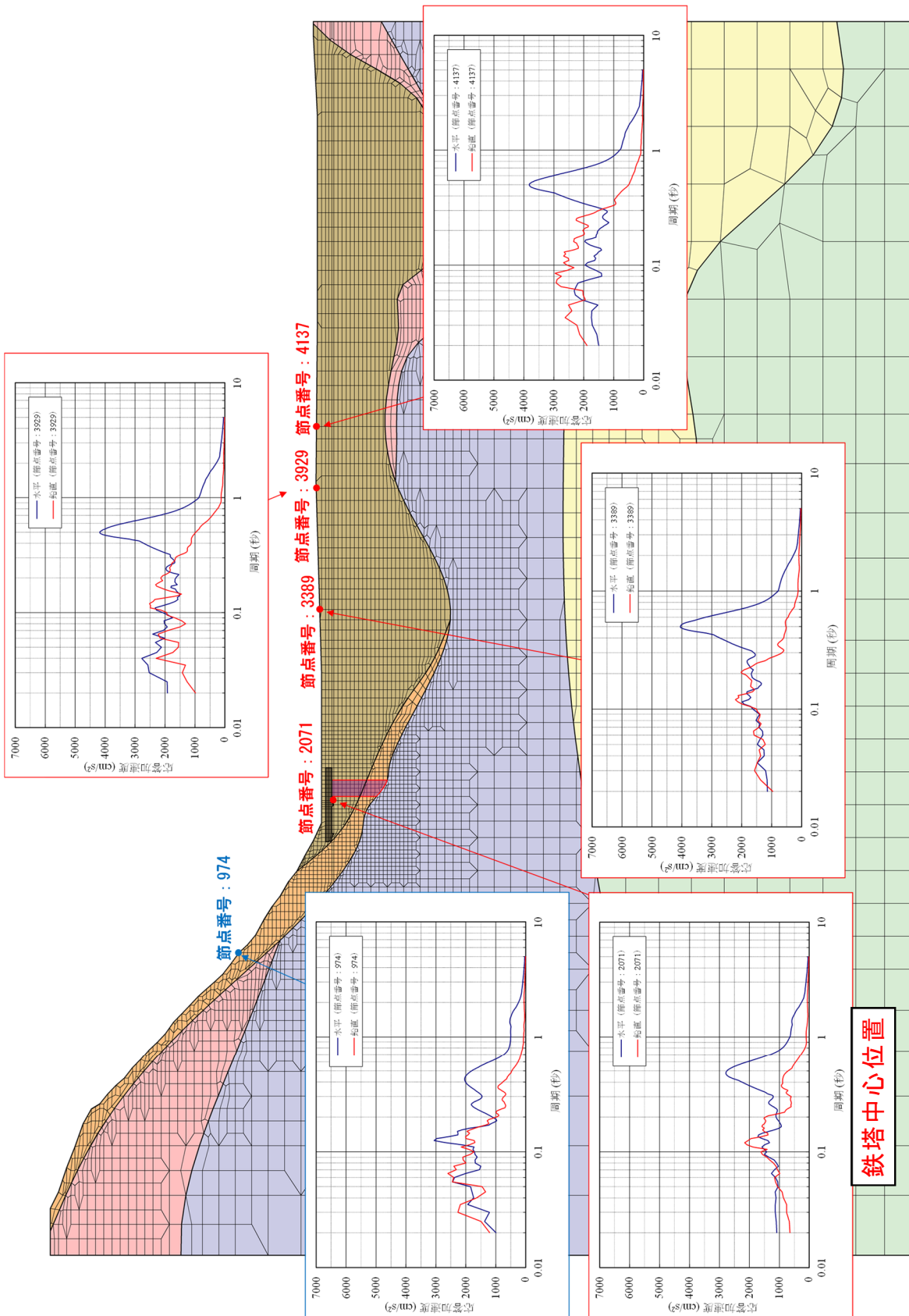


図2(2/2) 220kV第二島根原子力幹線No.1鉄塔 入力地震動の各地点での応答スペクトル (Ss-N1) (h=5%)

#### 【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】

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】

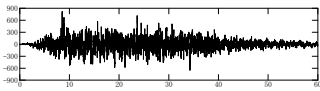
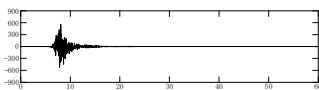
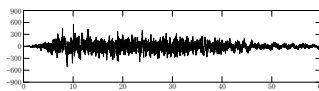
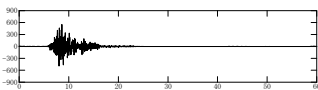
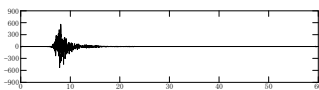
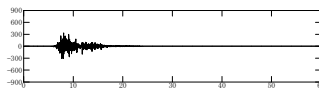

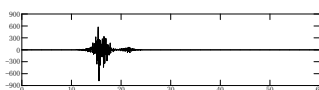
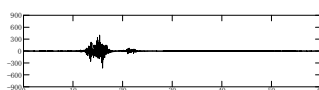
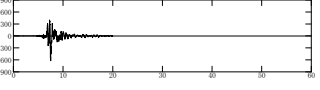
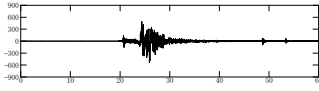
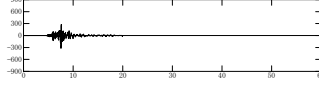
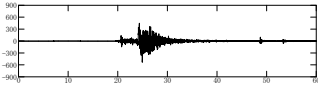
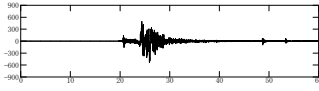
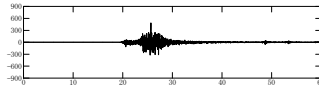
Ss-N1の入力地震動において、Ss-Dに比べて鉛直動が卓越していない要因は、以下のとおりと考えられる。

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/s<sup>2</sup>）、鉛直動も最も大きい（547cm/s<sup>2</sup>）。

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/s<sup>2</sup>）、鉛直動が最も小さい（320cm/s<sup>2</sup>）。

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 <sup>2</sup> ) 	最大560(cm/s <sup>2</sup> ) 	最大547(cm/s <sup>2</sup> ) 
Ss-F1	最大549(cm/s <sup>2</sup> ) 	最大560(cm/s <sup>2</sup> ) 	最大337(cm/s <sup>2</sup> ) 
Ss-F2	最大522(cm/s <sup>2</sup> ) 	最大777(cm/s <sup>2</sup> ) 	最大426(cm/s <sup>2</sup> ) 
Ss-N1	最大620(cm/s <sup>2</sup> ) 	最大531(cm/s <sup>2</sup> ) 	最大320(cm/s <sup>2</sup> ) 
Ss-N2	最大528(cm/s <sup>2</sup> ) 	最大531(cm/s <sup>2</sup> ) 	最大485(cm/s <sup>2</sup> ) 

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/s<sup>2</sup>)，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。

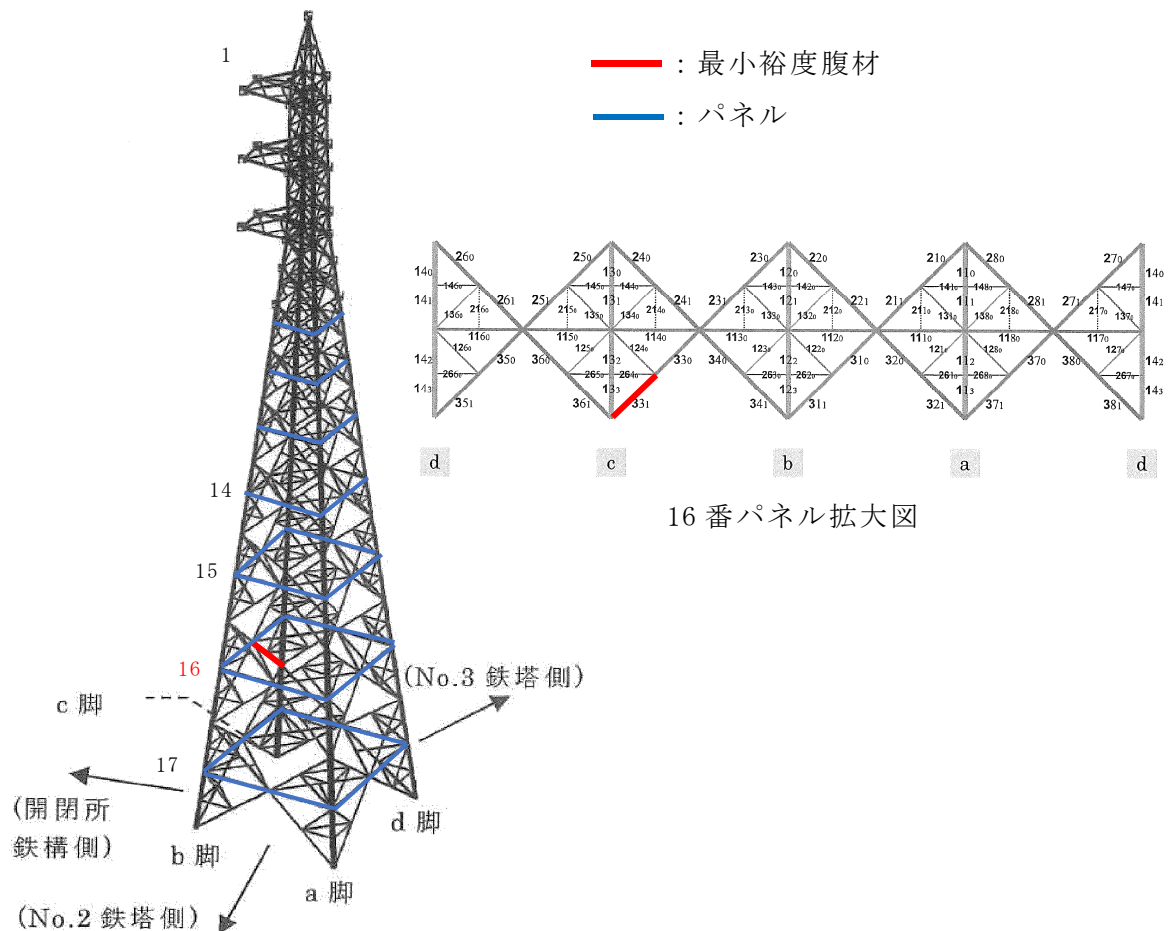


図1 最小裕度腹材の位置

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（ $0^\circ$  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（ $90^\circ$  入力又は  $270^\circ$  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、 $0^\circ$  入力、 $90^\circ$  入力又は  $270^\circ$  入力の地震荷重の最大値（ $270^\circ$  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	$0^\circ$	$45^\circ$	$90^\circ$	$135^\circ$	$180^\circ$	$225^\circ$	$270^\circ$	$315^\circ$
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	$0^\circ$	$45^\circ$	$90^\circ$	$135^\circ$	$180^\circ$	$225^\circ$	$270^\circ$	$315^\circ$
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、 $45^\circ$  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。

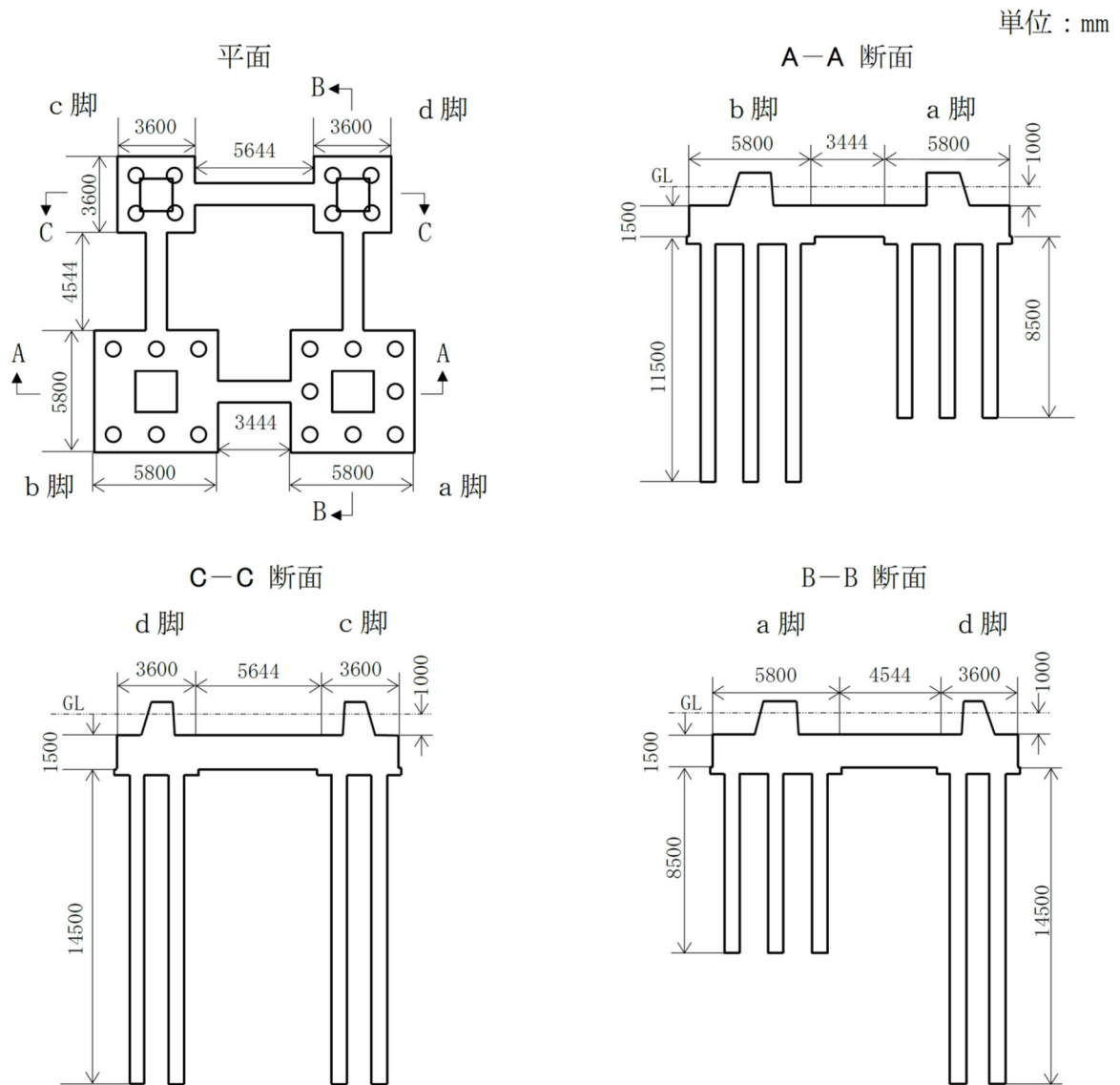


図1 220kV第二島根原子力幹線No. 1鉄塔基礎の概要

(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 <sub>s</sub> -D	S <sub>s</sub> -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 <sub>s</sub> -D	S <sub>s</sub> -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</u> *2
	b脚	0.77	0.94*2
	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 <sub>s</sub> -D	S <sub>s</sub> -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

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。

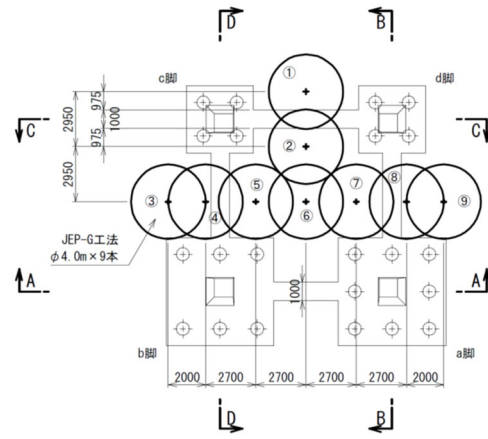
## 2. 耐震補強対策工の設計

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  
 ホーリング調査結果をもとに推定した。

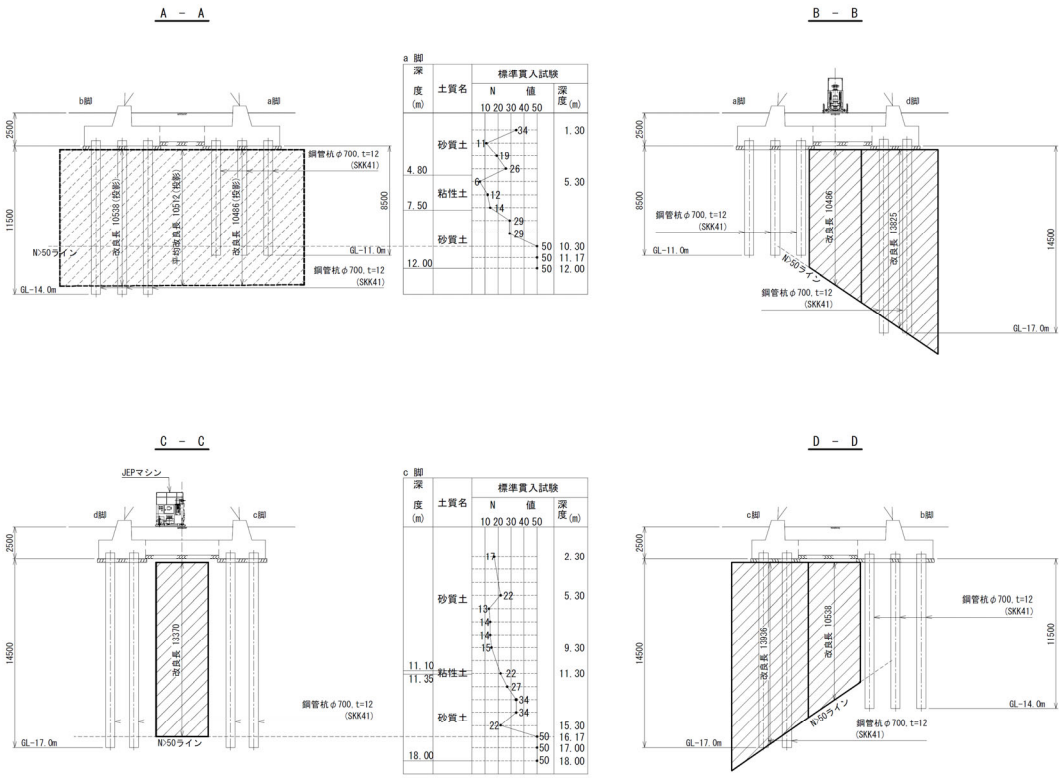


図2 地盤改良概要図

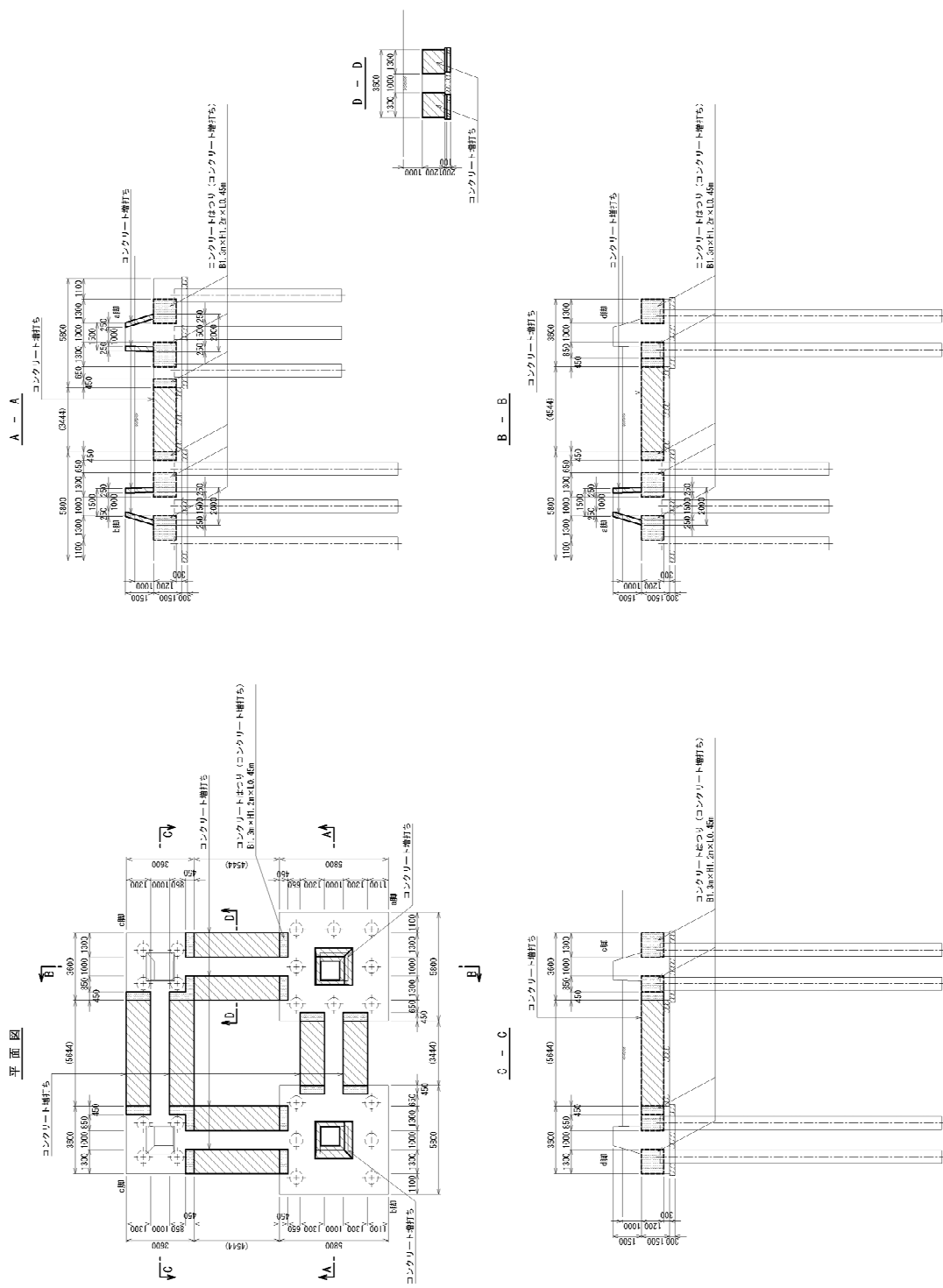


図3 鉄塔基礎補強対策工概要図



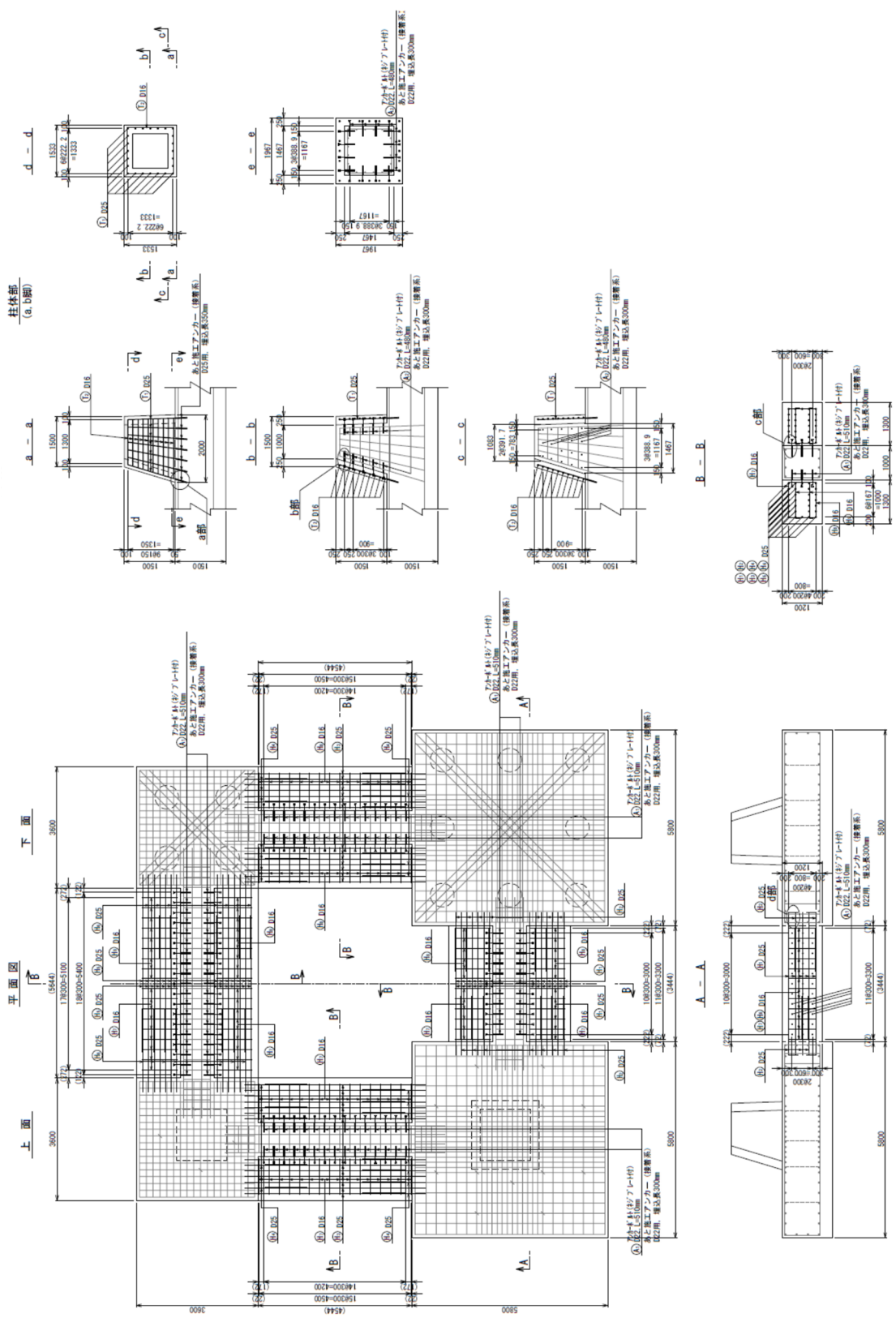


図4 鉄塔基礎補強対策工配筋図

## 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"> <li>① 2次元及び3次元有限要素プログラムである。</li> <li>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。</li> <li>③ 線形要素、平面要素、立体要素等を用いることができる。</li> <li>④ 静的解析を引継いだ動的解析を行うことができる。</li> <li>⑤ 地盤及び構造物の非線形を考慮できる。</li> </ol>
検証 (Verification) 及び 妥当性確認 (Validation)	<p><b>【検証 (Verification)】</b> 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><b>【妥当性確認 (Validation)】</b> 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"> <li>・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。</li> <li>・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。</li> </ul>

## 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、解析条件およ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。

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

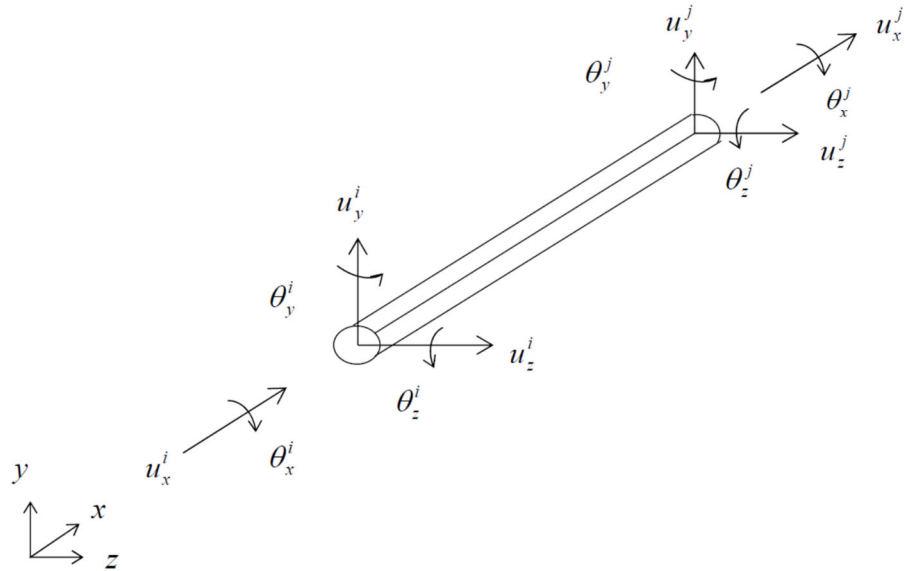
ここで、

[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
- $\nu$       ポアソン比
- $\rho$       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。

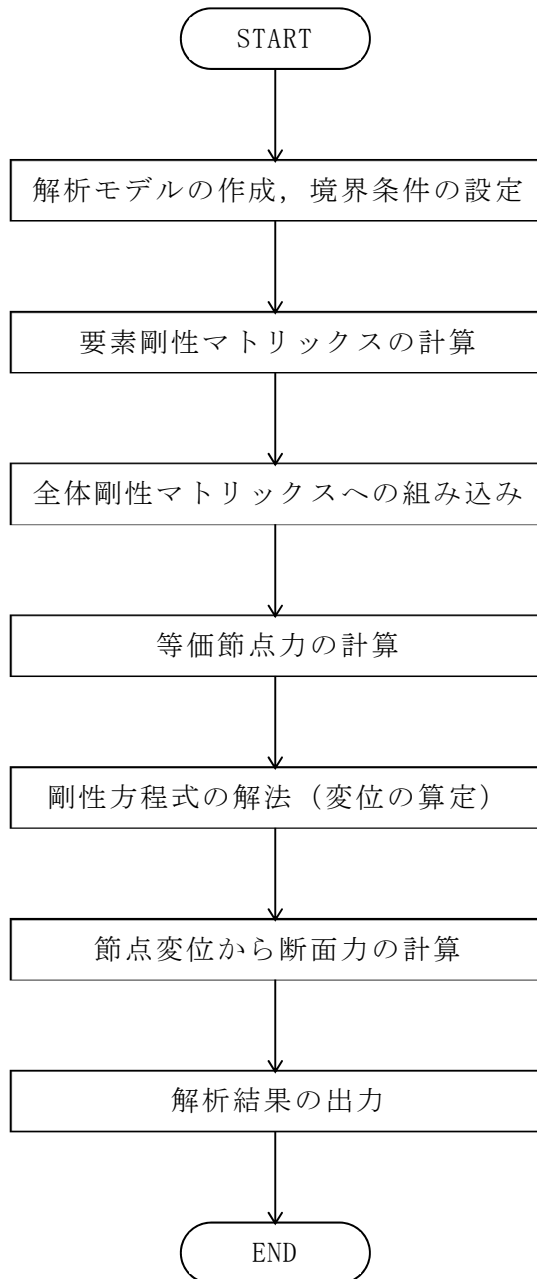


図 1 解析フローチャート

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

解析コード T D A P III の検証として、T D A P 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。

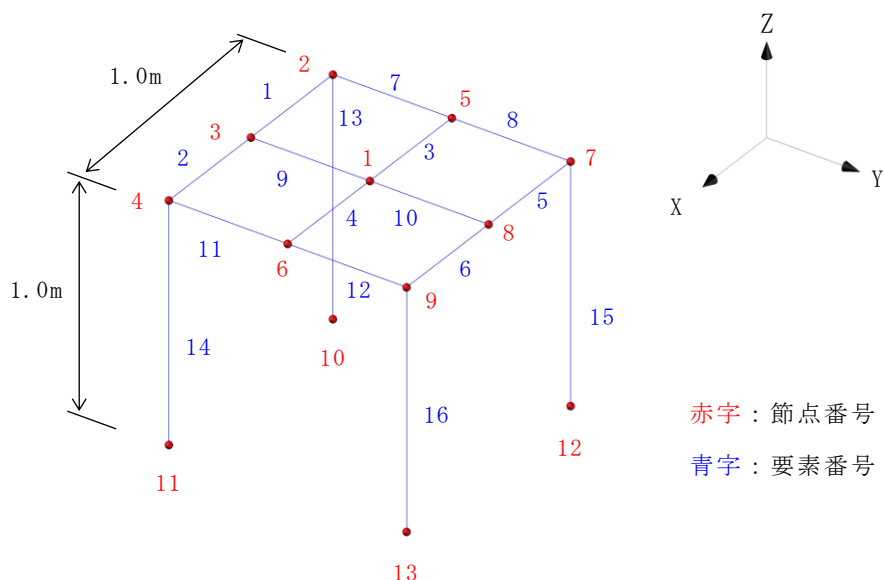


図2 解析モデル

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	$7.854 \times 10^{-1}$	( $m^2$ )
部材ねじりモーメント	J	$9.817 \times 10^{-2}$	( $m^4$ )
部材断面2次モーメント	$I_y$	$4.909 \times 10^{-2}$	( $m^4$ )
	$I_z$	$4.909 \times 10^{-2}$	( $m^4$ )
ヤング率	E	$1.992 \times 10^{-7}$	( $kN/m^2$ )
ポアソン比	$\nu$	0.200	(-)



### 5.1.2 解析結果

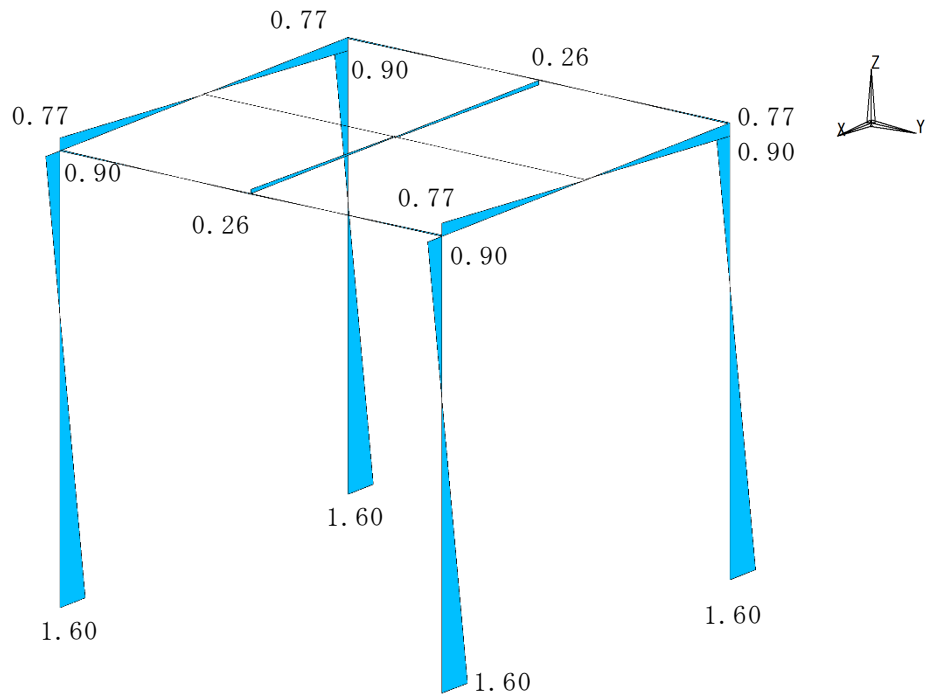
3次元フレーム解析結果（断面力）の比較を表3に、断面力図として曲げモーメント図（Mz）を図3に、せん断力図（Qy）を図4に示す。

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。

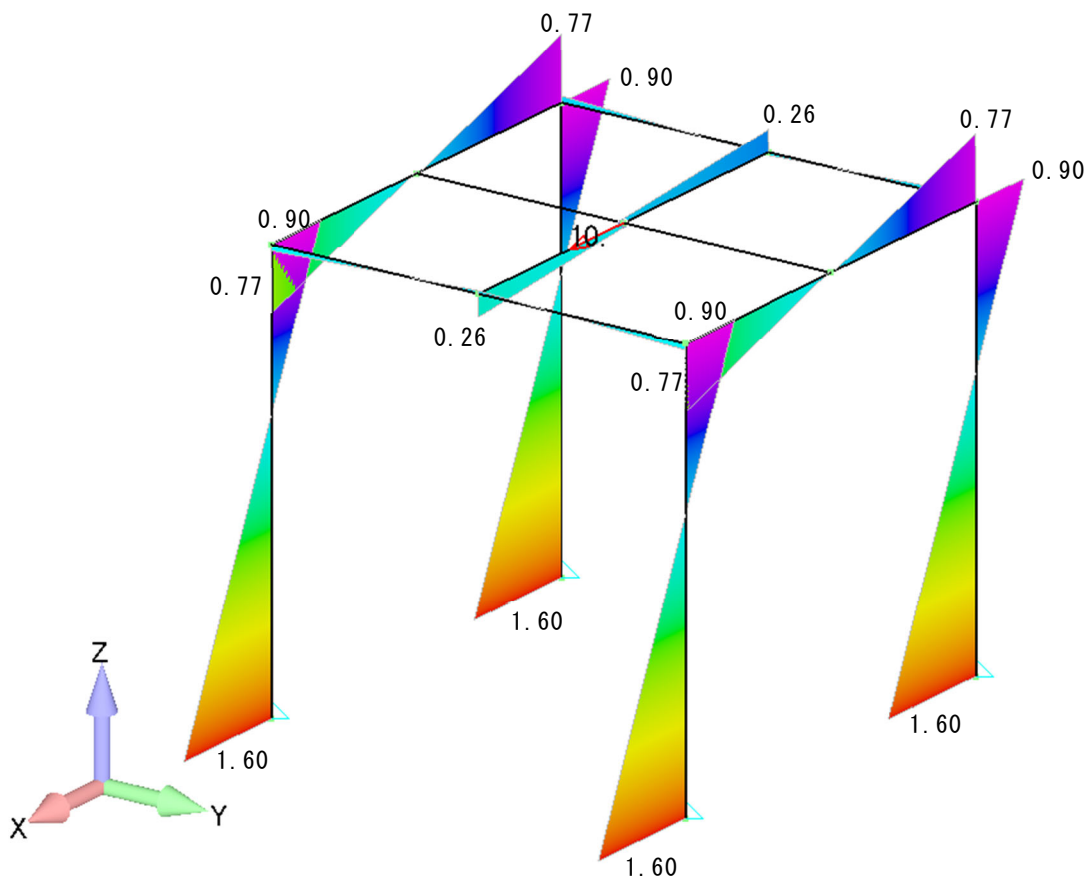
表3 解析結果（断面力比較表）

断面力	要素番号	解析コード (Ver.)	
		T D A P III (Ver. 3.04)	NX NASTRAN (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。

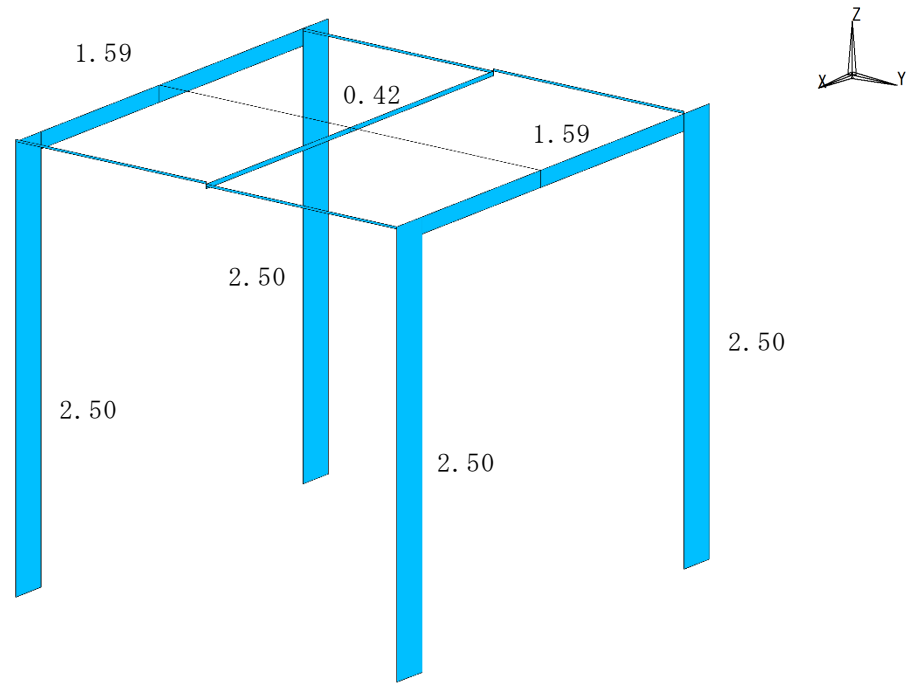


(T D A P III)

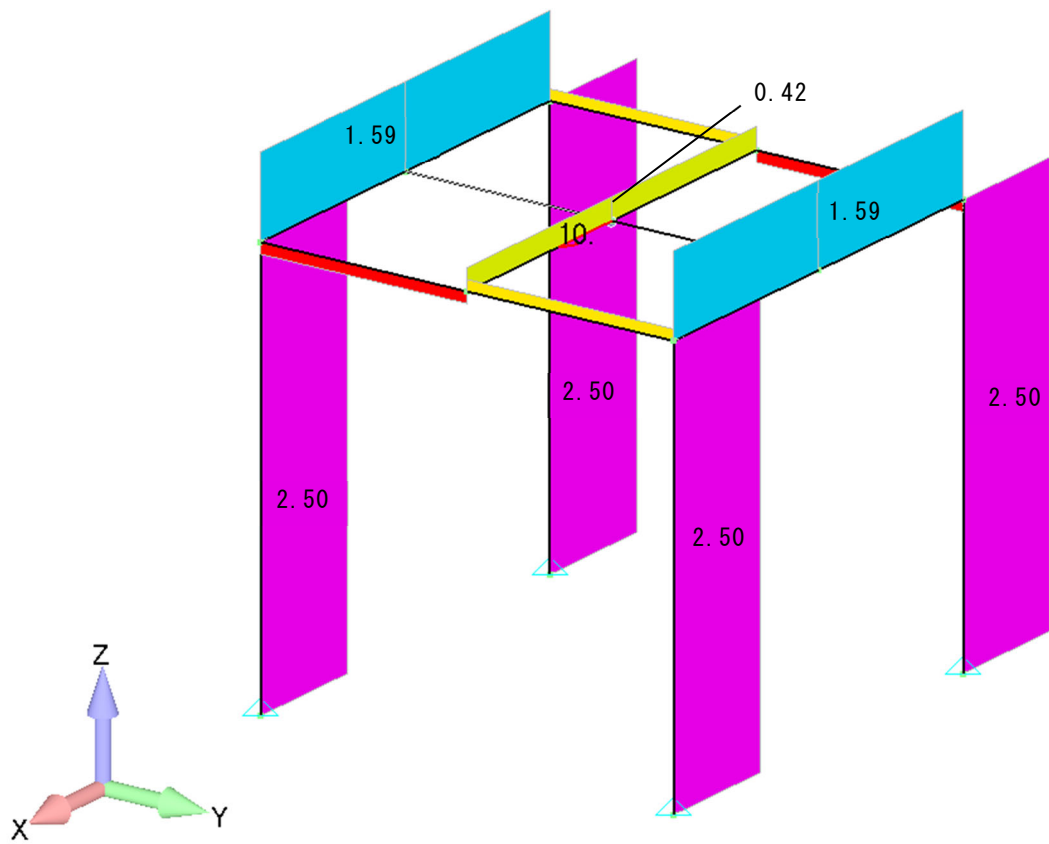


(NX NASTRAN)

図 3 曲げモーメント図 (単位 : kN・m)



(T D A P III)



(NX NASTRAN)

図 4 セン断力図 (単位 : kN)

### 5.3 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										
押え盛土工法	押え盛土工法	○		○	○						
	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。

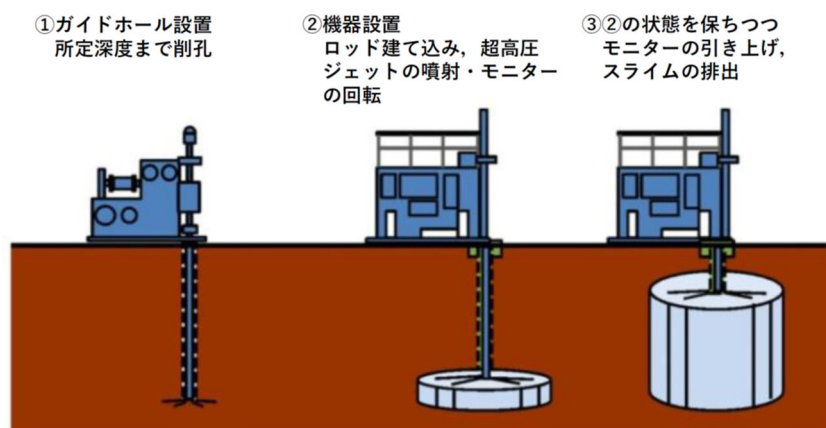


図1-1 高圧噴射攪拌工法の概要

## 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 $3000\text{kN/m}^2$ 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（JIS）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 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	変形係数 E	動ポアソン比 $\nu_d$	減衰定数 h
地盤改良土 (掘削ズリ)	改良地盤 1	20.7	$3.000 \times 10^5$ (kN/m <sup>2</sup> ) *	0.333	0.03
地盤改良土 (D級岩盤)	改良地盤 2	22.4	$3.000 \times 10^5$ (kN/m <sup>2</sup> ) *	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。



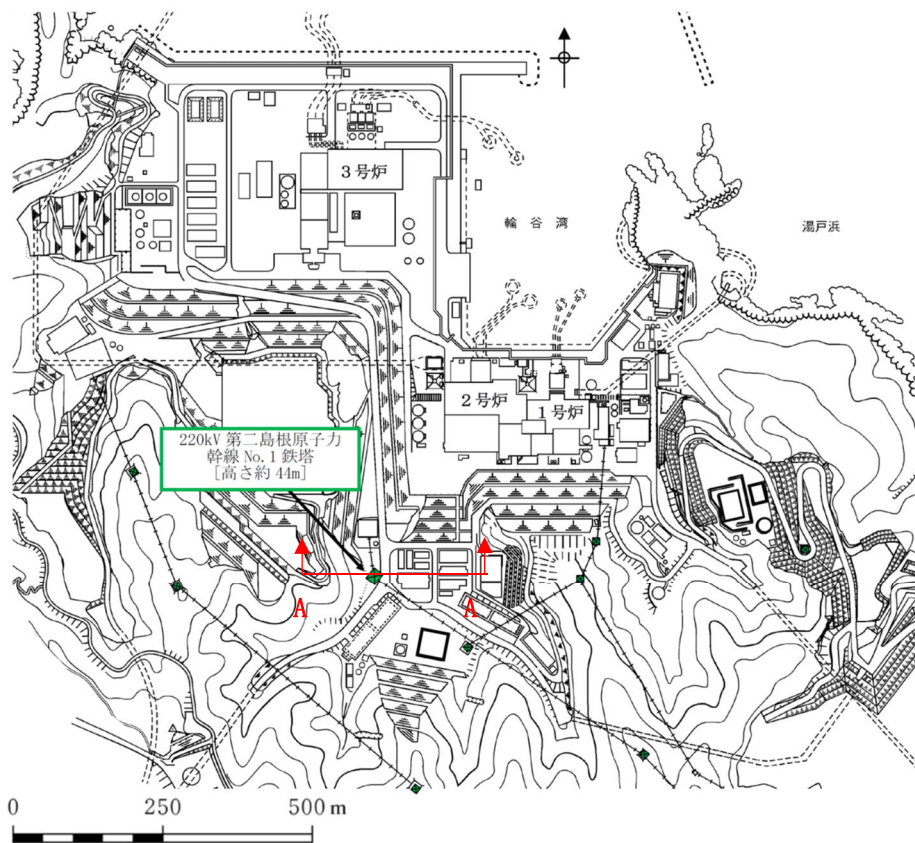


図2-1 改良地盤を設置する施設の平面配置図

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		

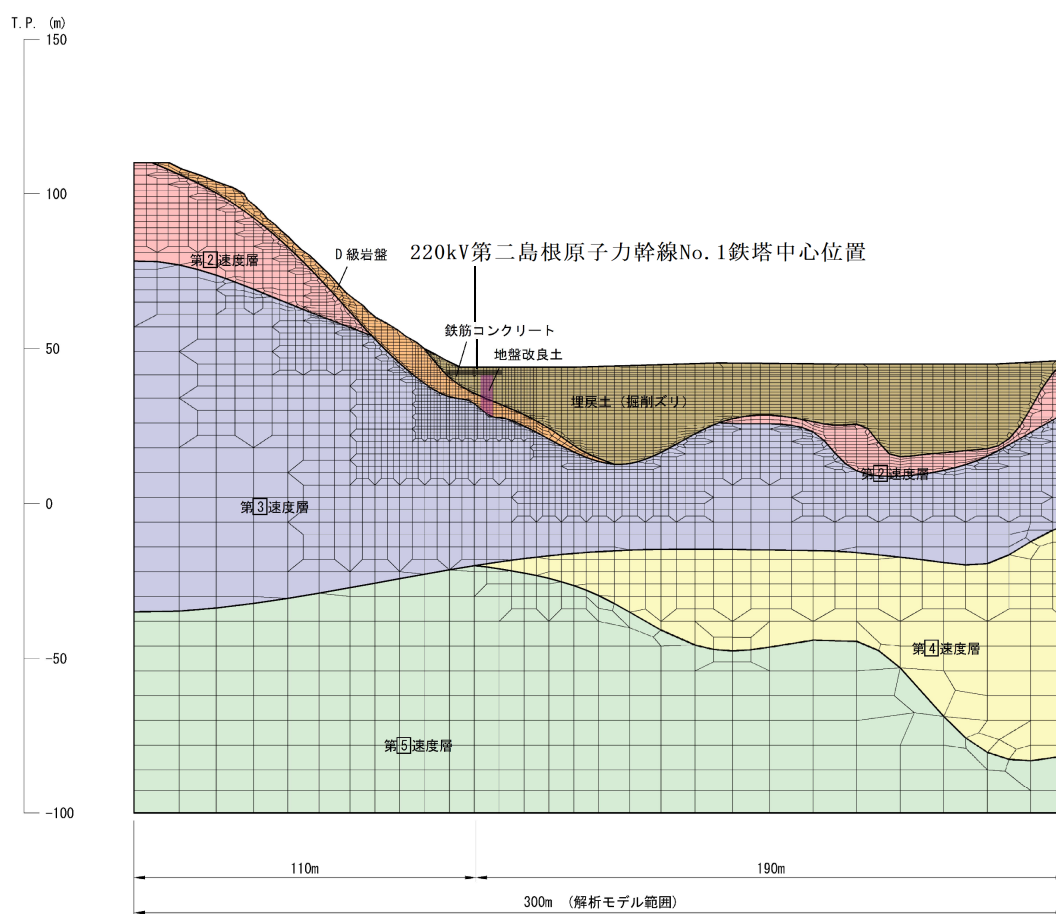
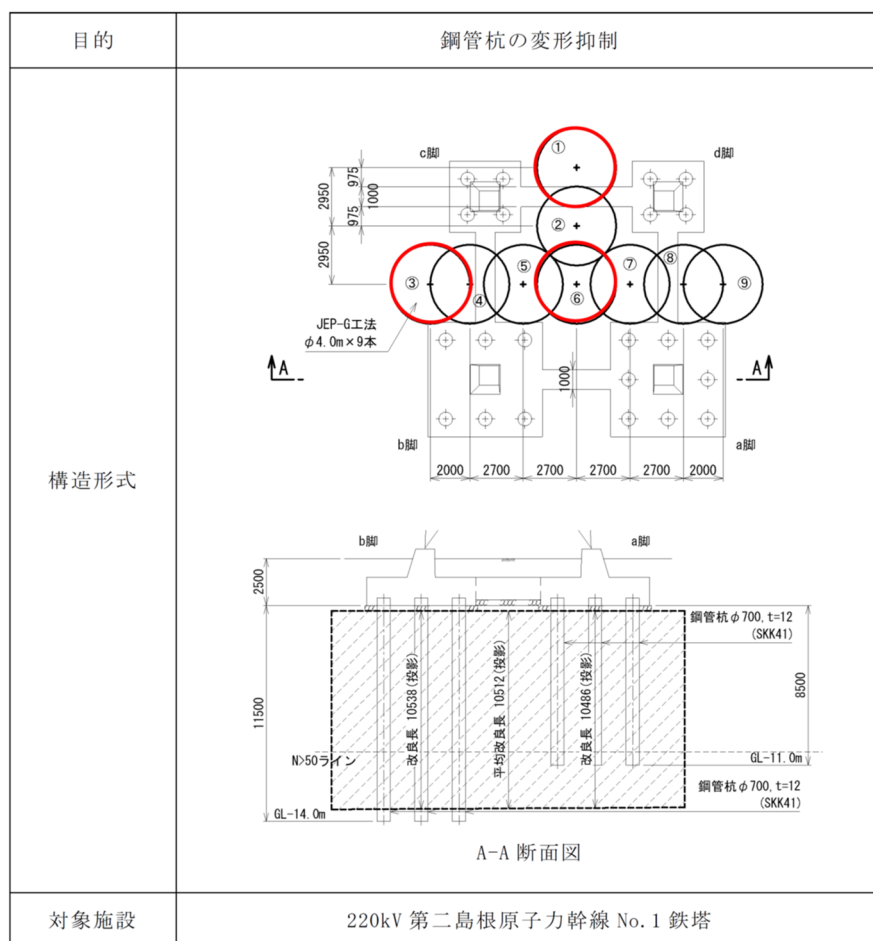


図 2-2 改良地盤の配置図 (図 2-1 A-A 断面)

### 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 $3000\text{kN/m}^2$ 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 ( $\text{kN/m}^2$ )
	平均値 ( $\text{kN/m}^2$ )	平均 - $\sigma$ ( $\text{kN/m}^2$ )	
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  $A_p = 0.2435 \text{ (m}^2\text{)}$

$\phi$ ：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、 $\phi$ ：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/m<sup>2</sup>)

$\gamma_1$  : 基礎体底面下にある地盤の単位体積重量で  $\gamma_1=16$  (kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma_2$  : 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/m<sup>3</sup>)

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

$N_c, N_\gamma, N_q$  : 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  $A = \pi / 4 \times 3.5^2$  (m<sup>2</sup>)

以上より、

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

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  $\phi$  の関係に基づき、保守的な粘着力として  $c=50$  (kN/m<sup>2</sup>) 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/m<sup>2</sup>) 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。

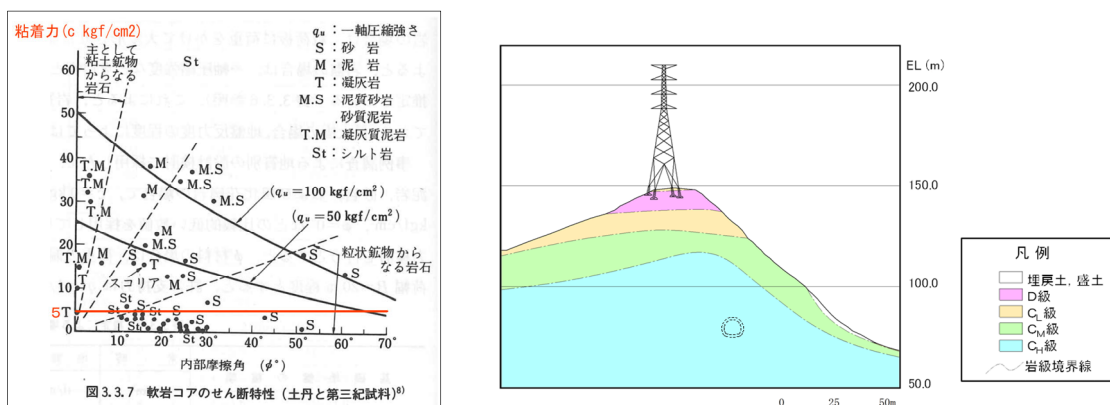


図 1 地質別の設計採用  $c, \phi$  の例 (軟岩—調査・設計・施工の基本と事例—(土木学会, 1984 年) から引用, 赤字で加筆) 及び 220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔地質断面図 (岩級)

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 ( $m^2$ )

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

$\phi$ : 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:  $\theta$  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。

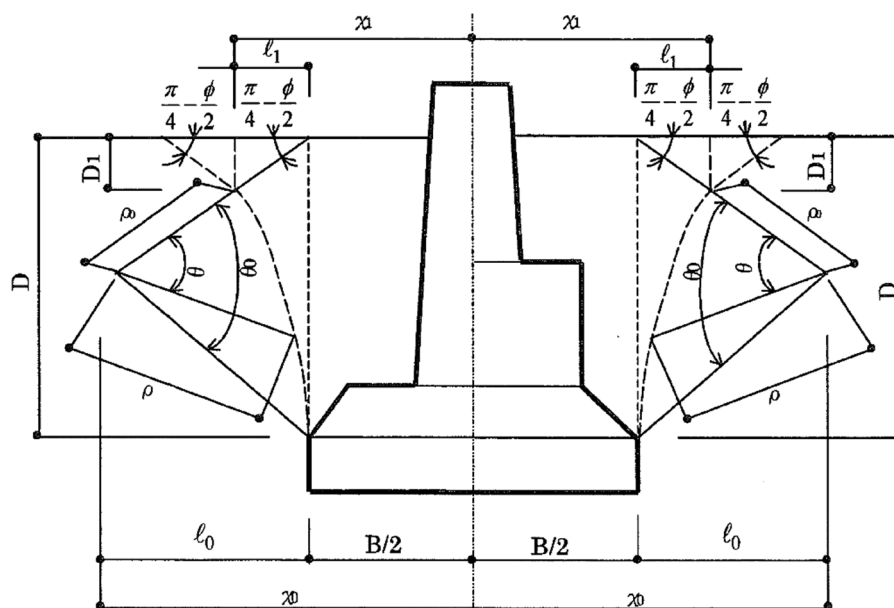


図 2 基礎に引揚荷重が作用した場合の地盤のせん断破壊の模式図



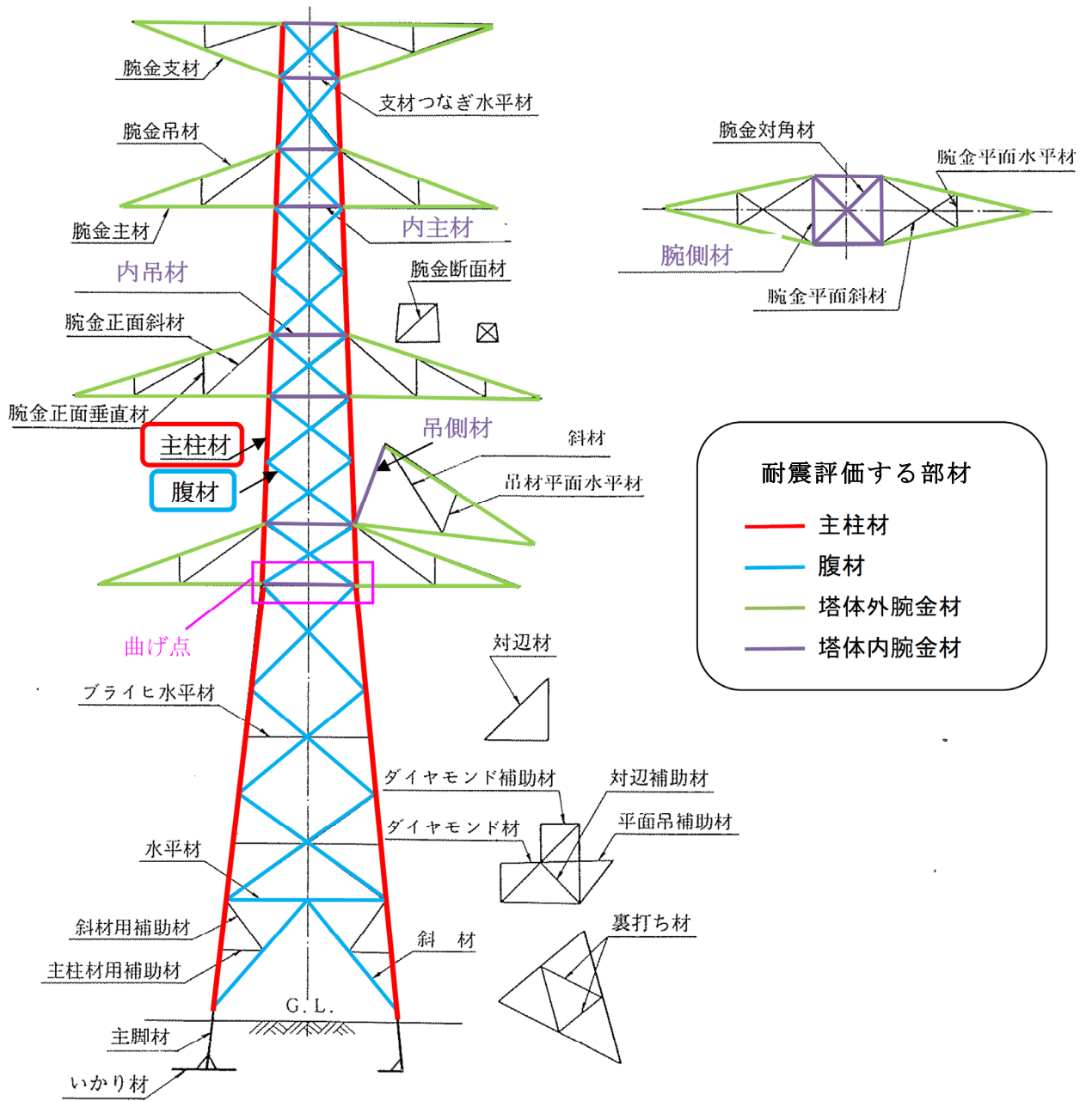
## 66kV鹿島支線No. 2-1鉄塔部材仕様

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

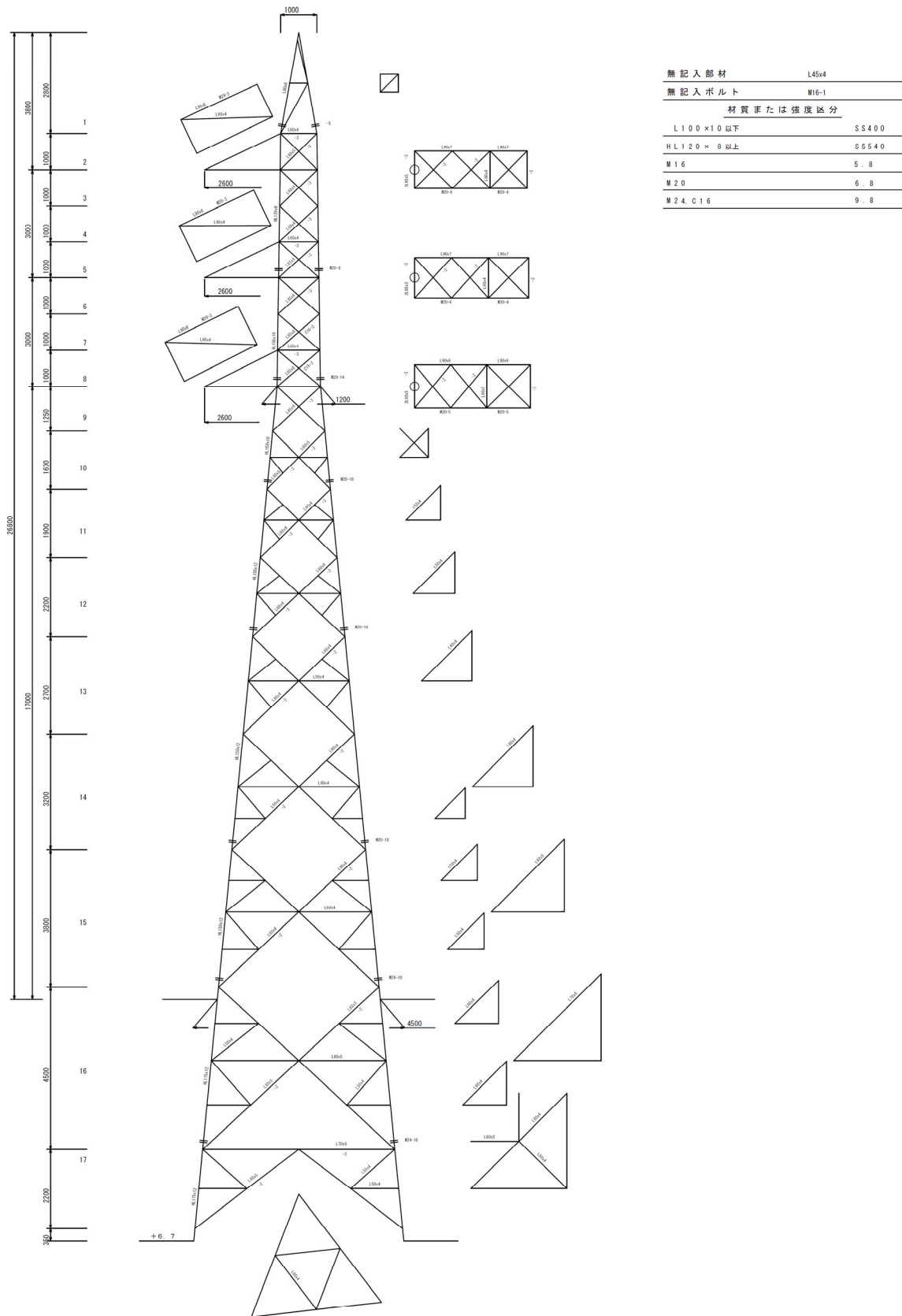


図1 66kV鹿島支線No. 2-1鉄塔構造図

## 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。

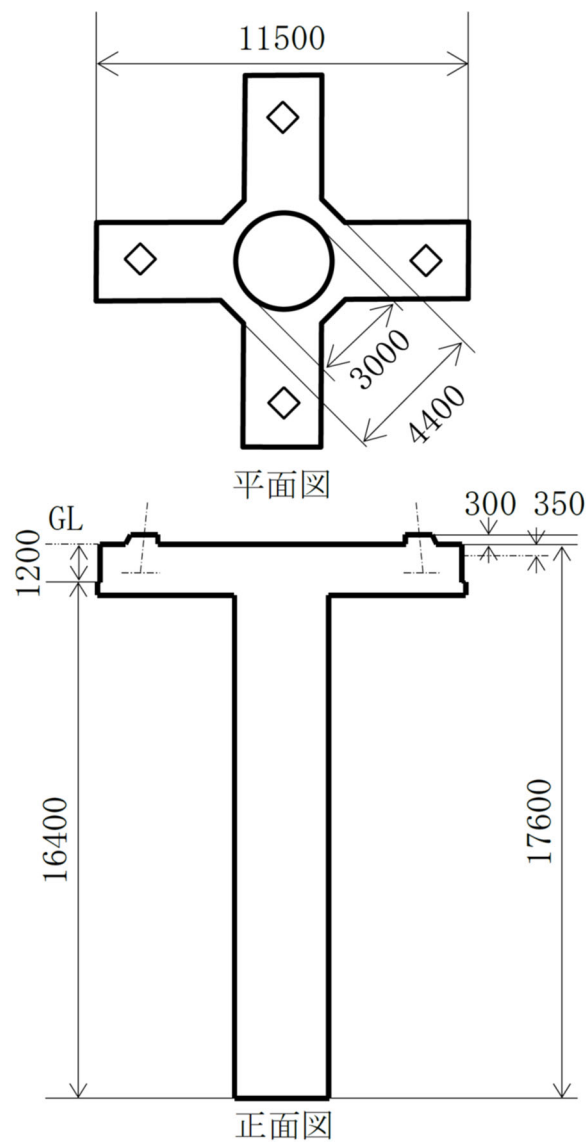


図1 66kV鹿島支線No. 2-1鉄塔基礎（耐震補強前）の概要

(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 <sub>2</sub> (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 <sub>2</sub> (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

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。

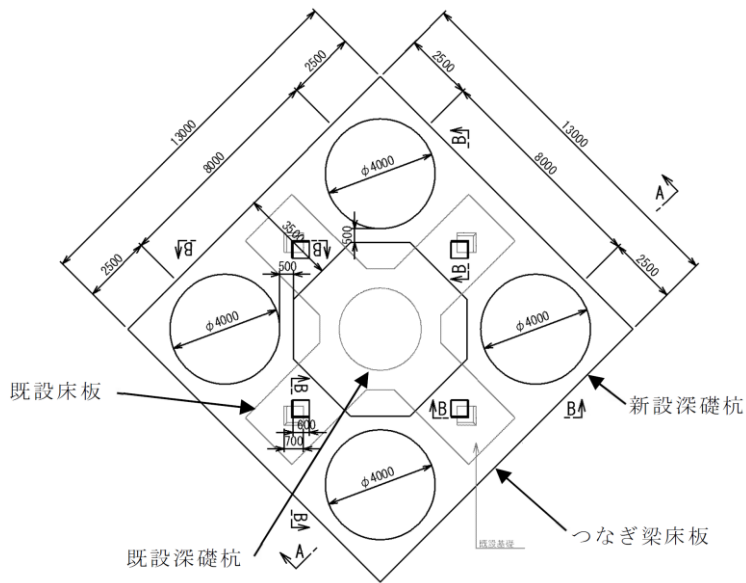
- (1) 既設深礎杭の外側に新しく「深礎杭」を4本構築する。
- (2) 既設床板上方に新設深礎杭をつなぐ「つなぎ梁床板」を構築する。
- (3) 新設基礎と既設基礎を分断するため、既設鉄塔主柱材を切断する。
- (4) 切断面には錆止め塗装，コンクリート養生を施し腐食防止を行う。

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。

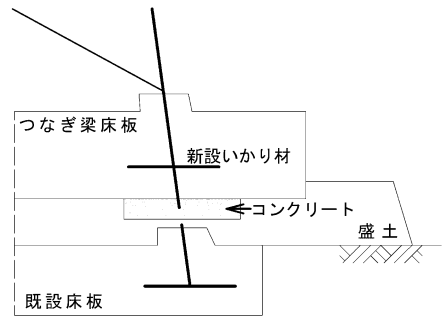
主脚材と基礎との定着については、「電気協同研究第 25 巻第 2 号送電用鉄塔基礎」，「電気協同研究第 20 巻第 4 号送電用大型鉄塔」及び「電気協同研究第 58 巻第 3 号送電用鉄塔基礎の設計」に準じて設計している。

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、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。

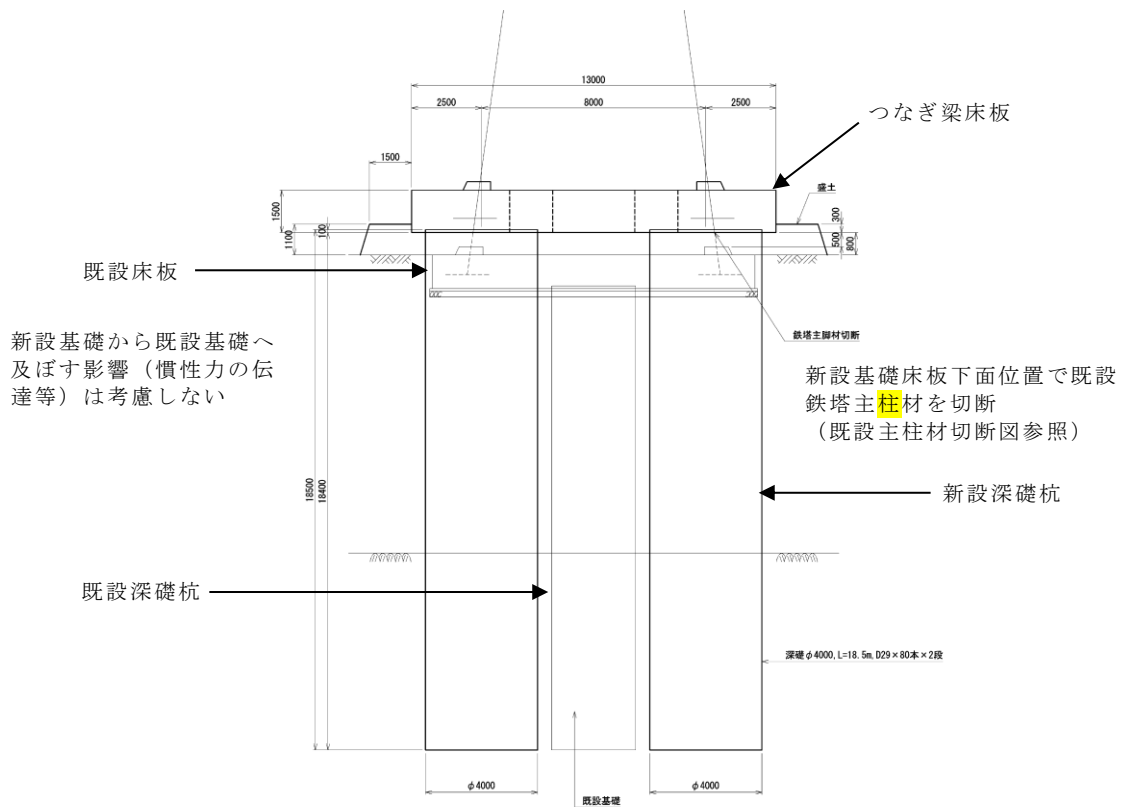
鉄塔基礎の補強対策概要図を図2に示す。



平面図



既設主柱材切断図 (B-B断面)



既設基礎から新設基礎へ及ぼす影響(慣性力の伝達等)は考慮しない

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





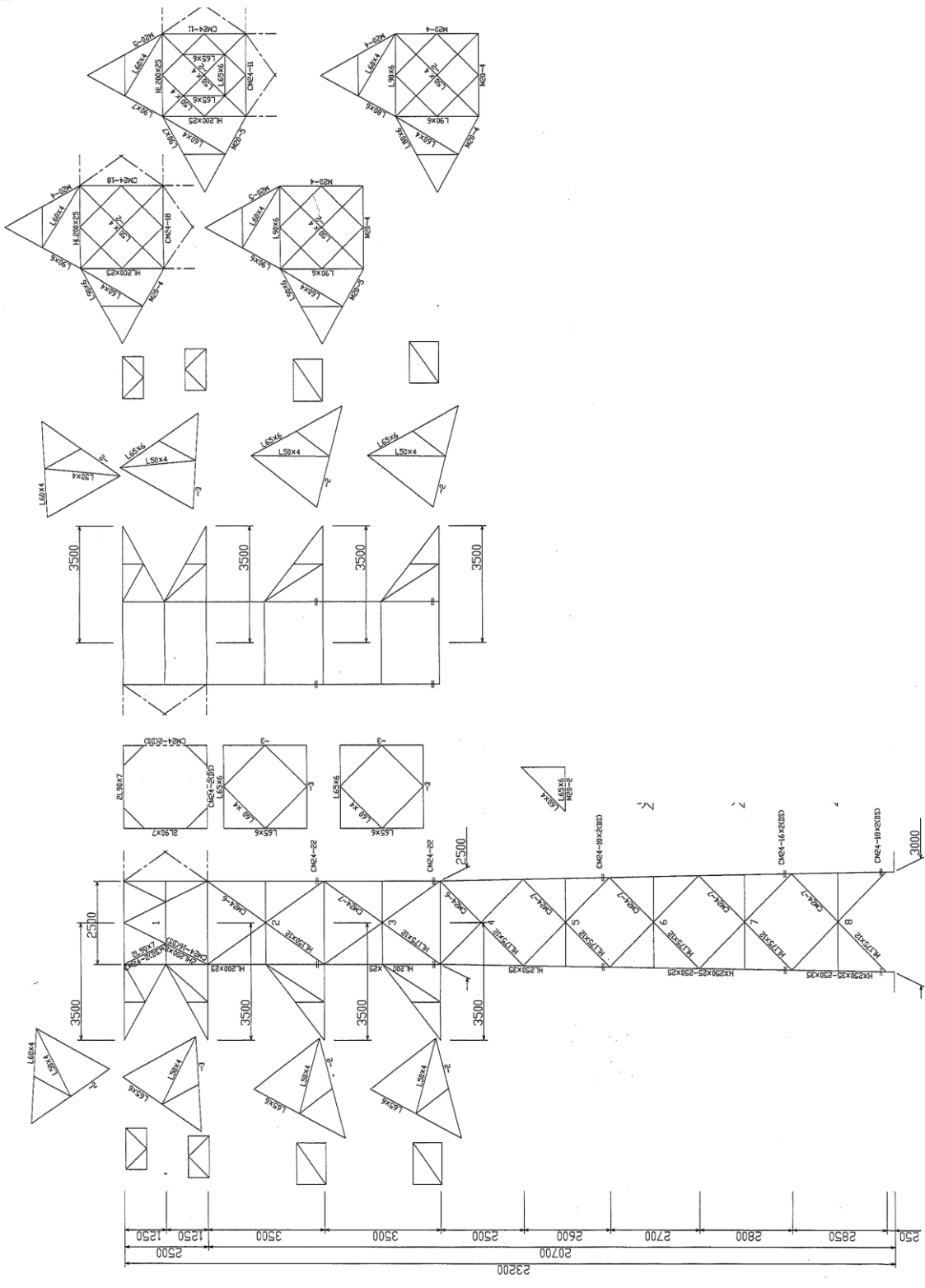


図2 第2-66kV開閉所屋外鉄構のうちP2鉄構構造図

## 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本の主柱材があり、主柱材は全て、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

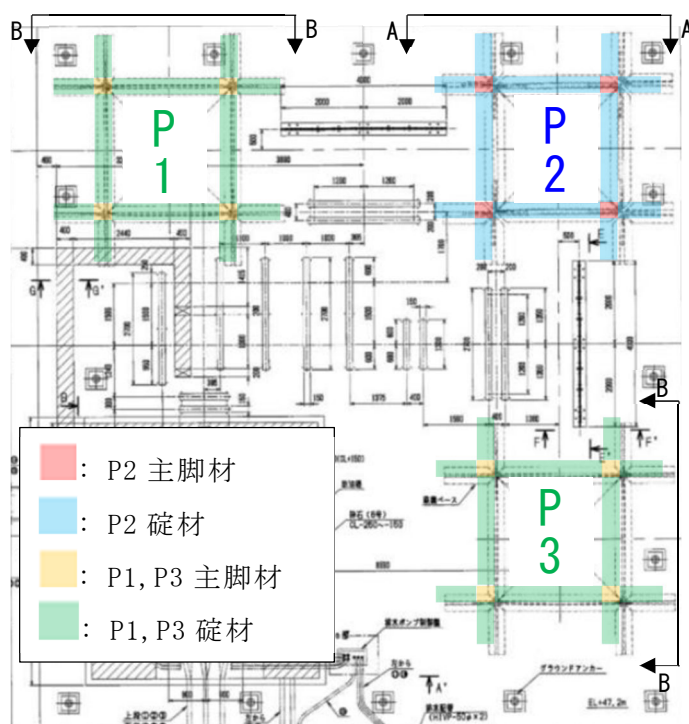
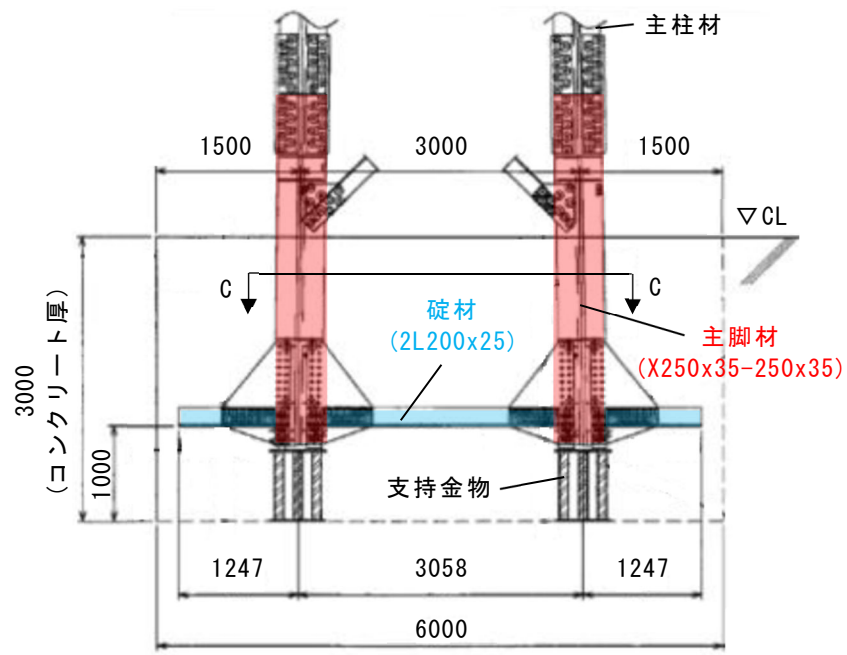
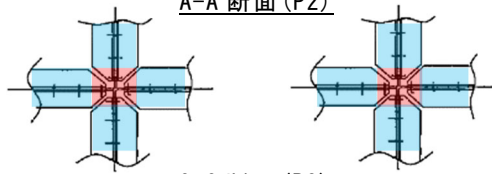


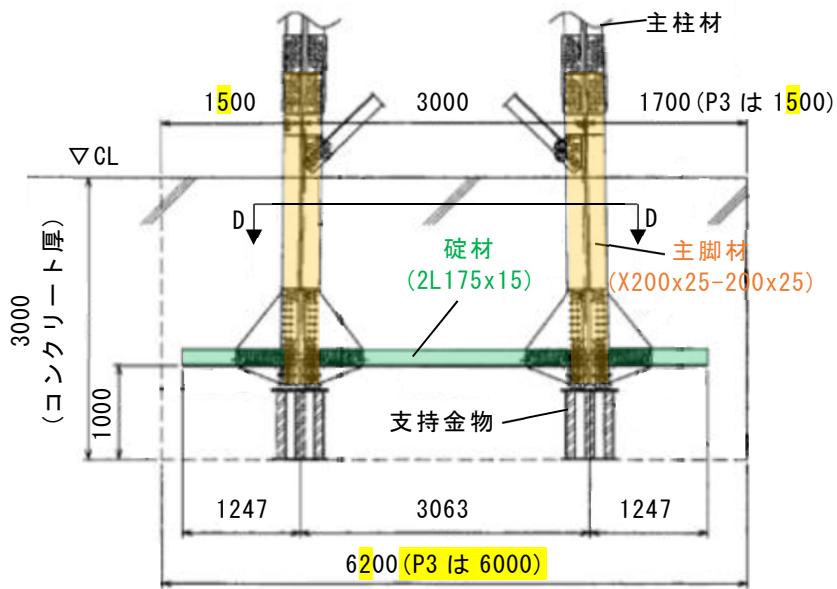
図1 基礎コンクリート内の主脚材及び碇材の平面配置図



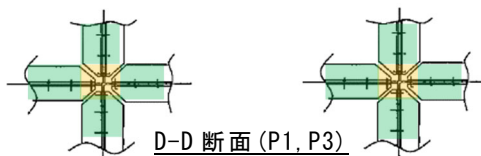
A-A 断面 (P2)



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

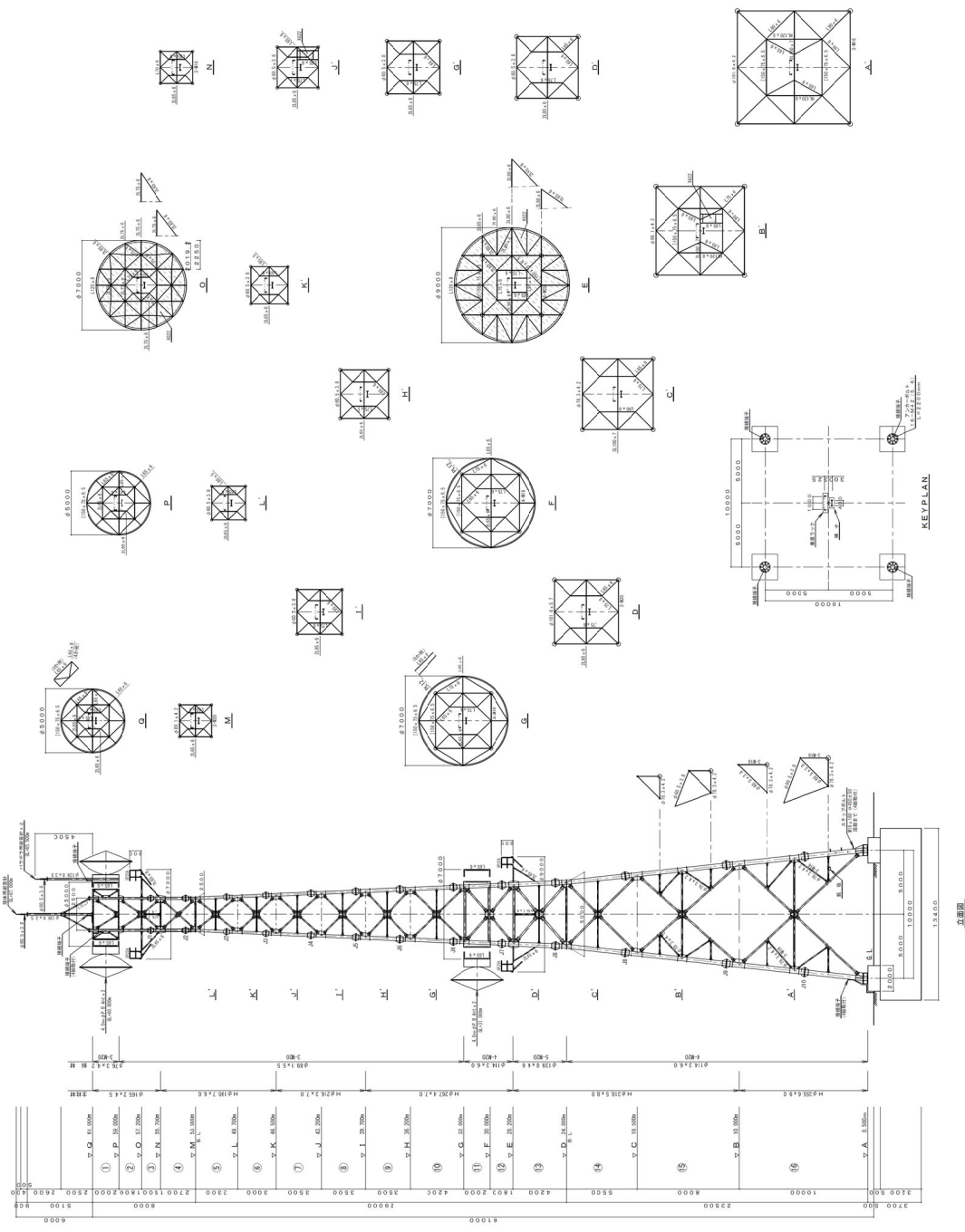
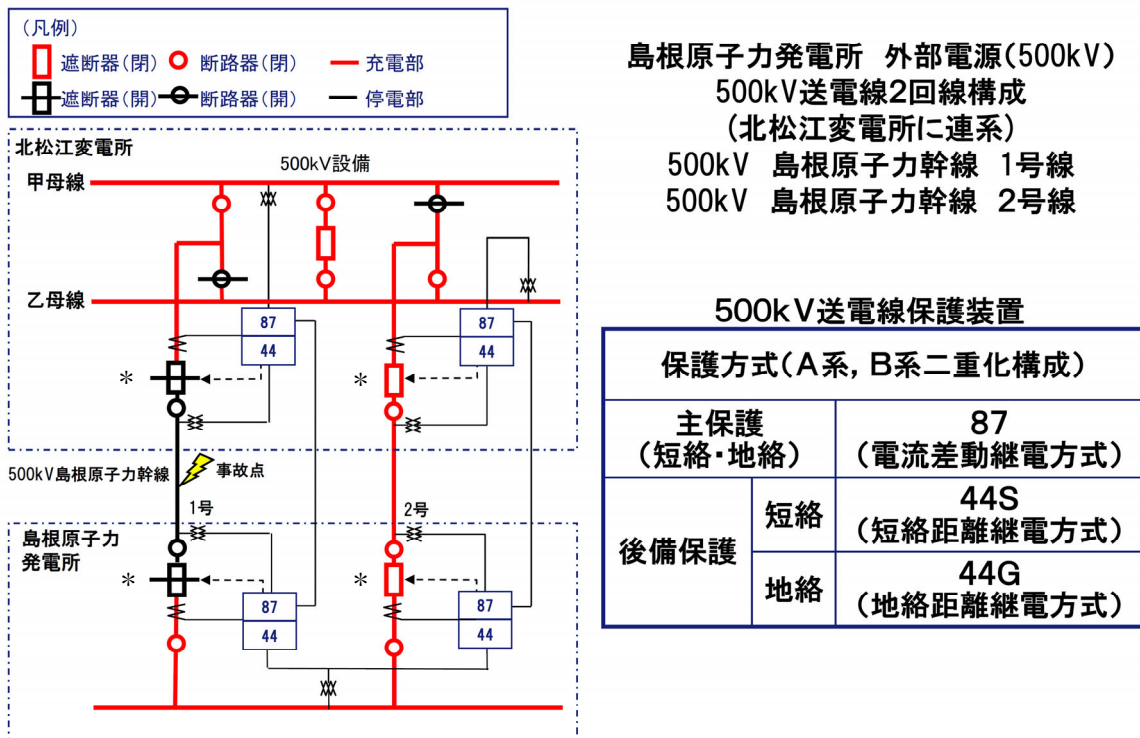


图1 通用无线铁塔构造图

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

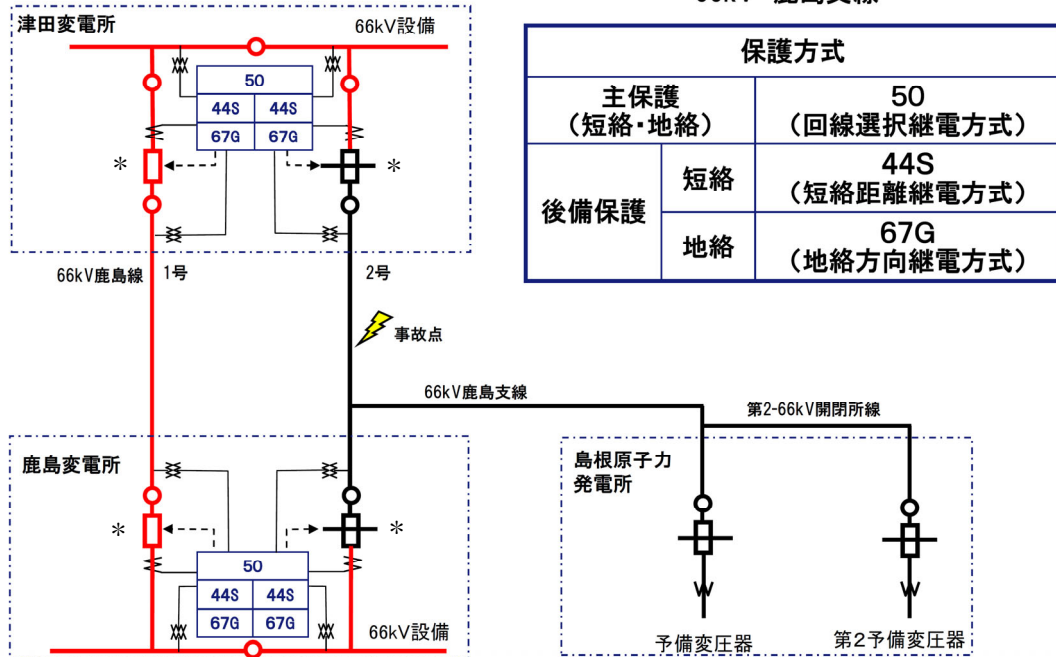
【500kV島根原子力幹線事故発生から遮断器動作までの流れ】

- (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、海からの風が増速する地形

電線線種：硬銅より線 55 mm<sup>2</sup>×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 mm<sup>2</sup>
- ・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 mm<sup>2</sup>×1 導体（7本/3.7 mm）

硬銅より線 72 mm<sup>2</sup>×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 mm<sup>2</sup>×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 mm<sup>2</sup>×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。

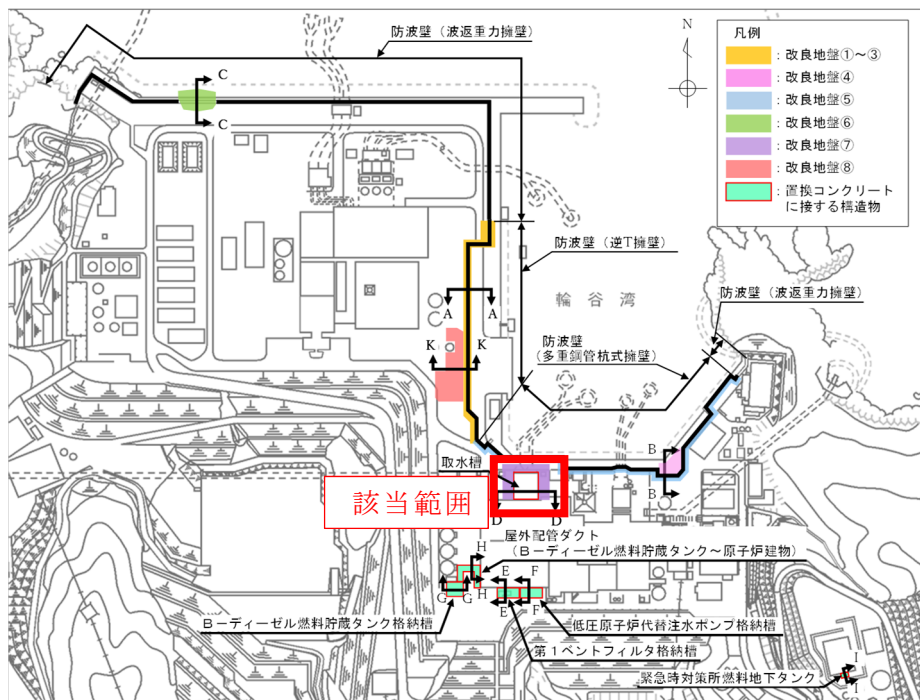


図2-1 改良地盤⑦の平面配置図

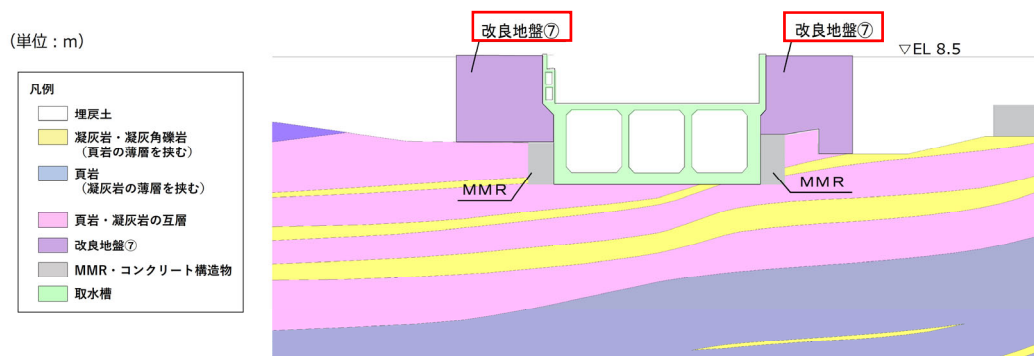


図2-2 改良地盤⑦の配置図

(取水槽，D-D断面)

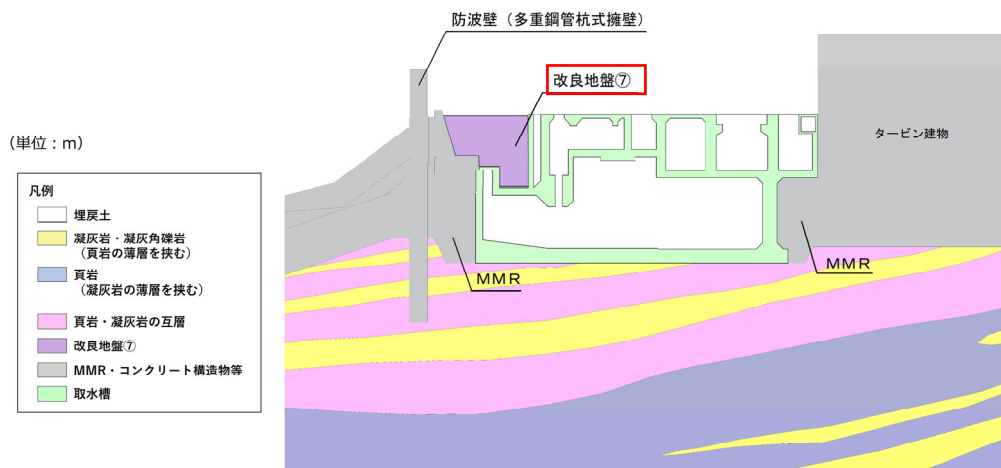


図 2-3 改良地盤⑦の配置図  
(取水槽，E-E 断面)

## 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 $\sigma_t$

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

$\tau_{so}$  は、これまでの既往の研究成果<sup>1)2)</sup>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 $\sigma_t$ [kN/m <sup>2</sup> ]	平均値 [kN/m <sup>2</sup> ]
改良地盤⑦	1170	1200
	1350	
	1080	

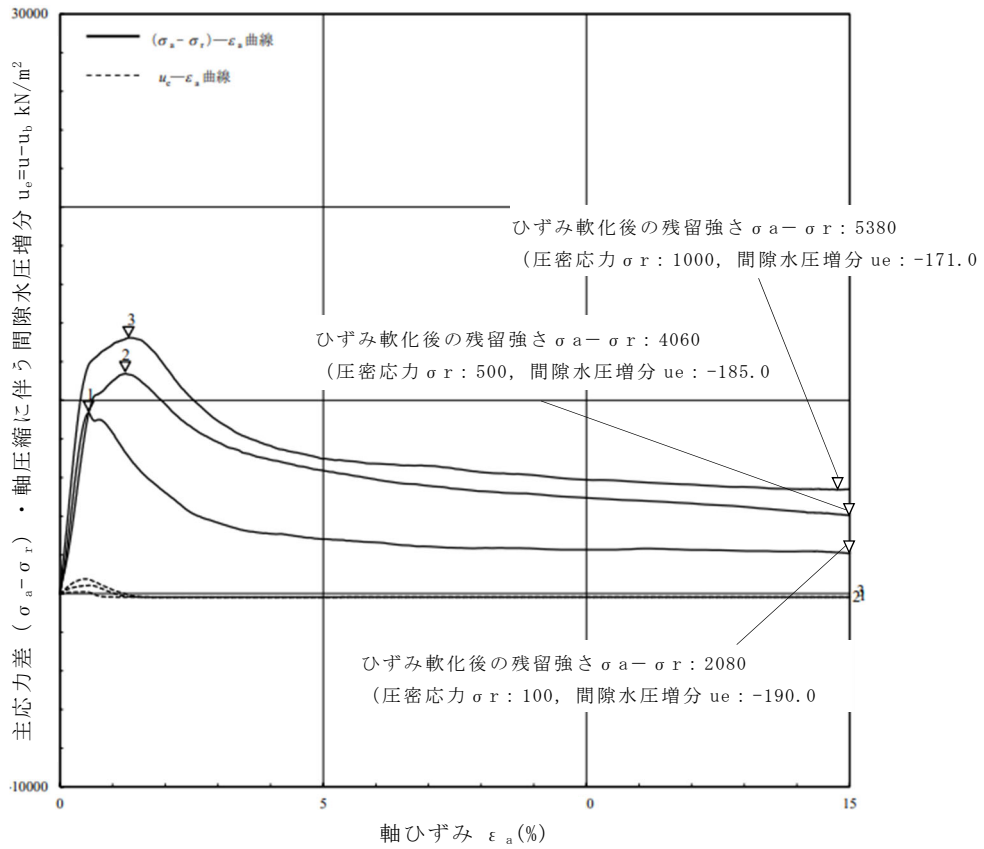


図 2.1.3-1 三軸圧縮試験における改良地盤⑦の軸差応力-軸ひずみ関係

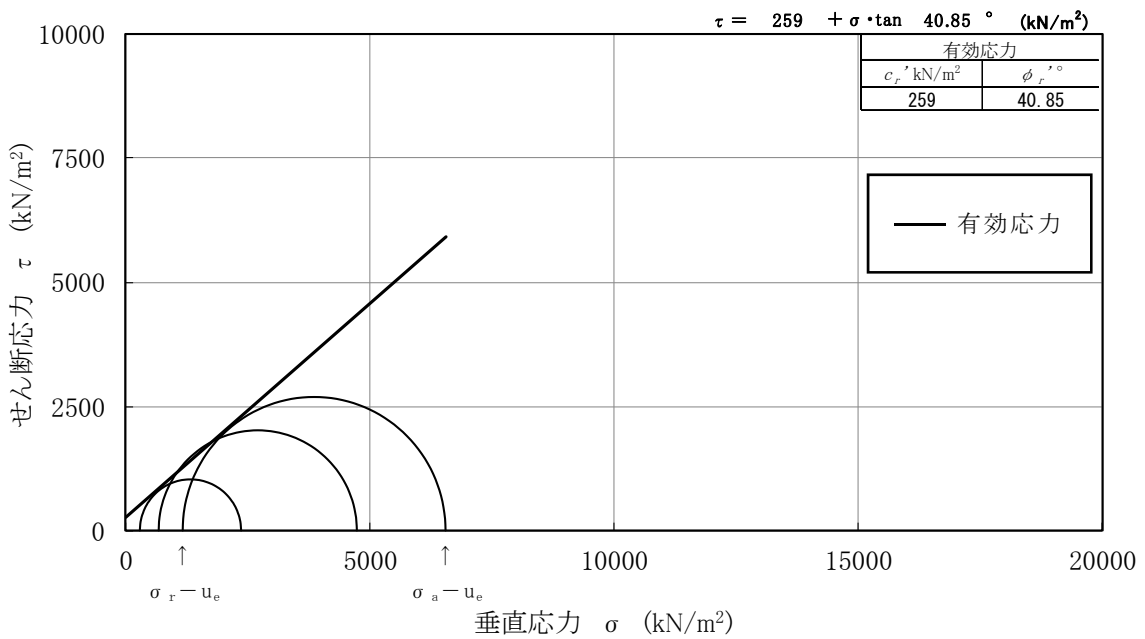


図 2.1.3-2 改良地盤⑦における三軸圧縮試験結果



(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 <sup>2</sup> ]	内部摩擦角 $\phi'$ [°]
改良地盤⑦	259	40.85

b. 引張強度  $\sigma_t$

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 <sup>2</sup> ]	引張強度 $\sigma_t$ [kN/m <sup>2</sup> ]	引張強度 $\sigma_t$ [kN/m <sup>2</sup> ]
	粘着力 $c$ [kN/m <sup>2</sup> ]	内部摩擦角 $\phi$ [°]			
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 <sup>2</sup> ]
	内部摩擦角 $\phi'$ [°]	40.85
引張強度	$\sigma_t$ [kN/m <sup>2</sup> ]	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 <sup>2</sup> ]	室内試験結果を踏まえた粘着力を設定
	内部摩擦角 $\phi'$ [°]	室内試験結果を踏まえた内部摩擦角を設定
引張強度	$\sigma_t$ [kN/m <sup>2</sup> ]	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]

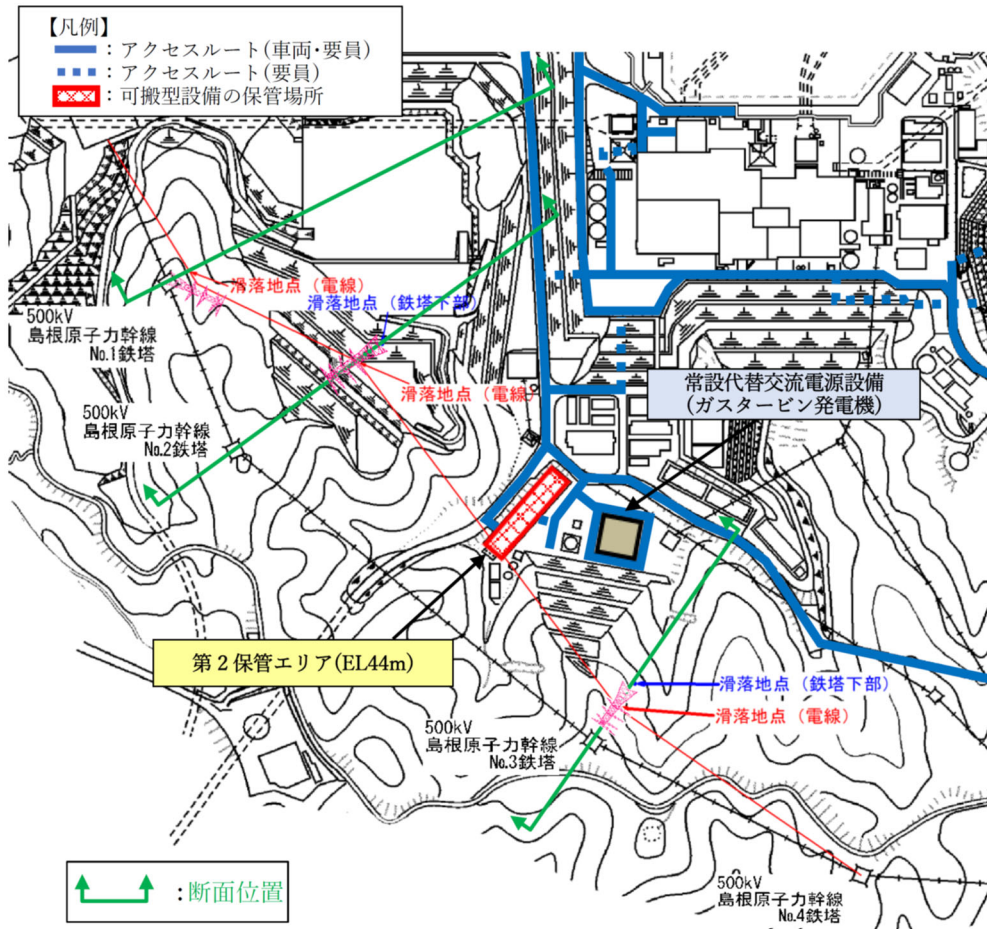


図1 500kV 島根原子力幹線 No. 1, No. 2 及び No. 3 鉄塔全てが全姿同時倒壊した場合の倒壊範囲 (平面)

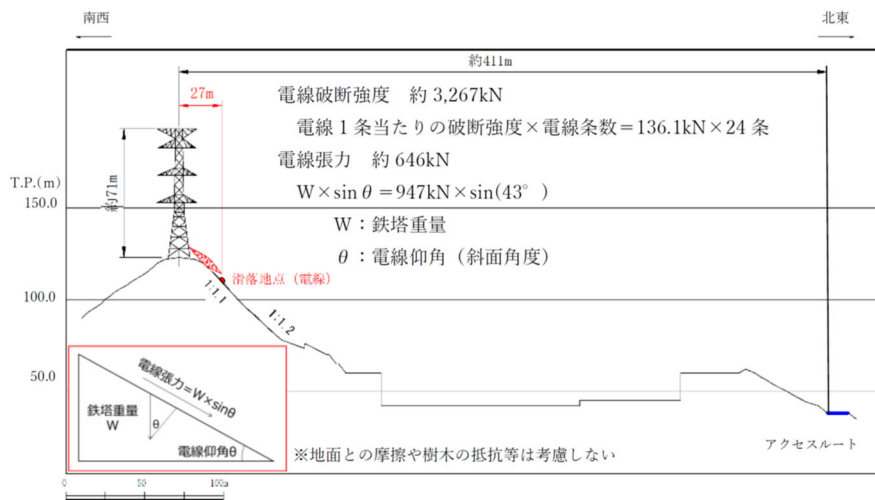


図2 500kV 島根原子力幹線 No. 1, No. 2 及び No. 3 鉄塔全てが全姿同時倒壊した場合の No. 1 鉄塔滑落位置 (断面)

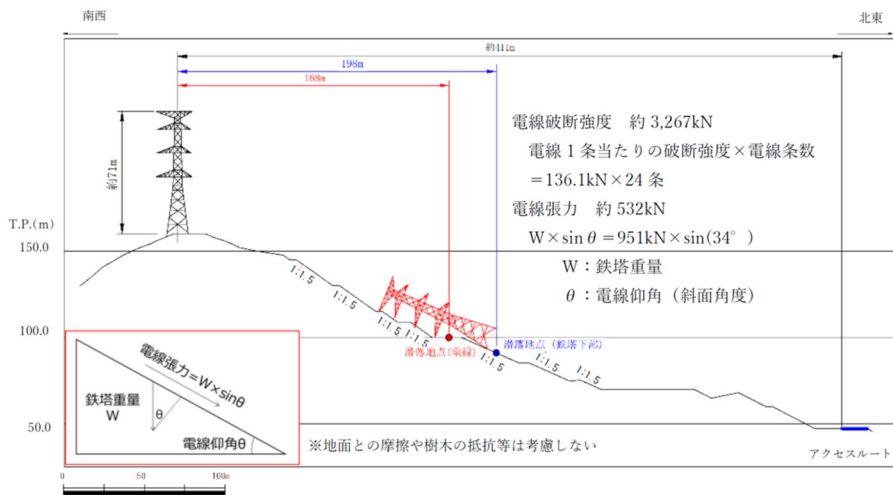


図 3 500kV 島根原子力幹線 No. 1, No. 2 及び No. 3 鉄塔全てが全姿同時倒壊した場合の No. 2 鉄塔滑落位置 (断面)

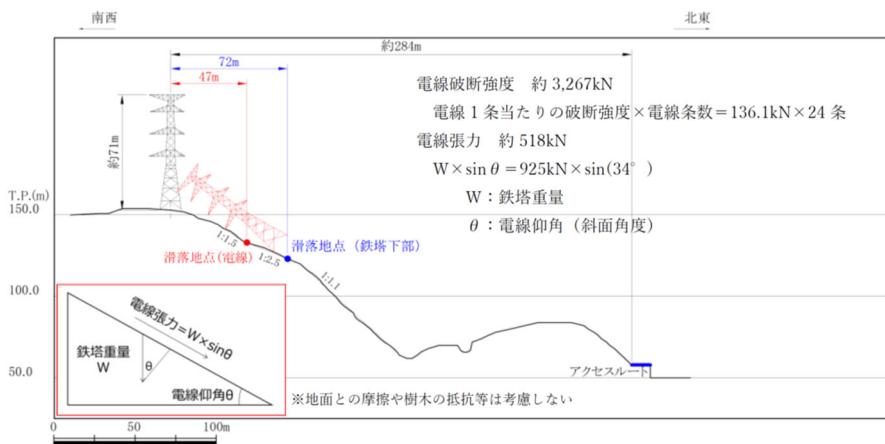


図 4 500kV 島根原子力幹線 No. 1, No. 2 及び No. 3 鉄塔全てが全姿同時倒壊した場合の No. 3 鉄塔滑落位置 (断面)

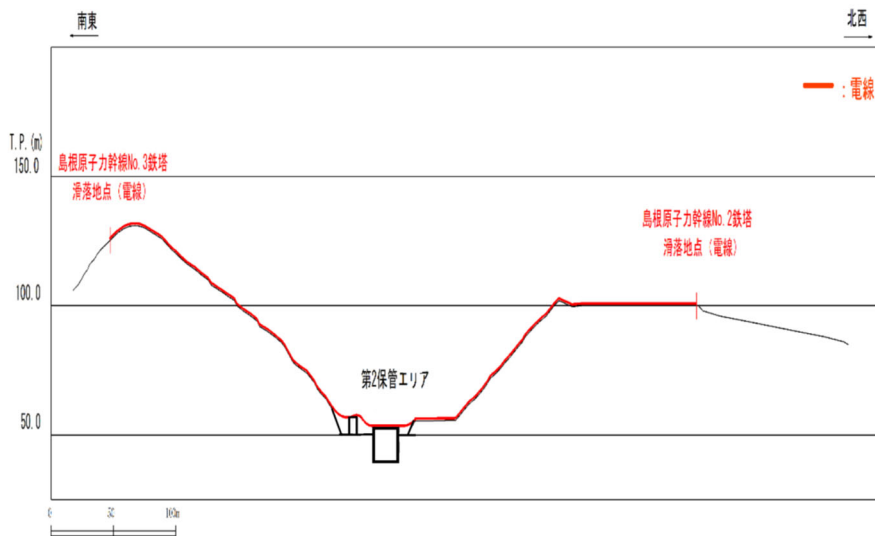


図 5 鉄塔滑落位置 (送電線位置) の断面での送電線垂下状況

## 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

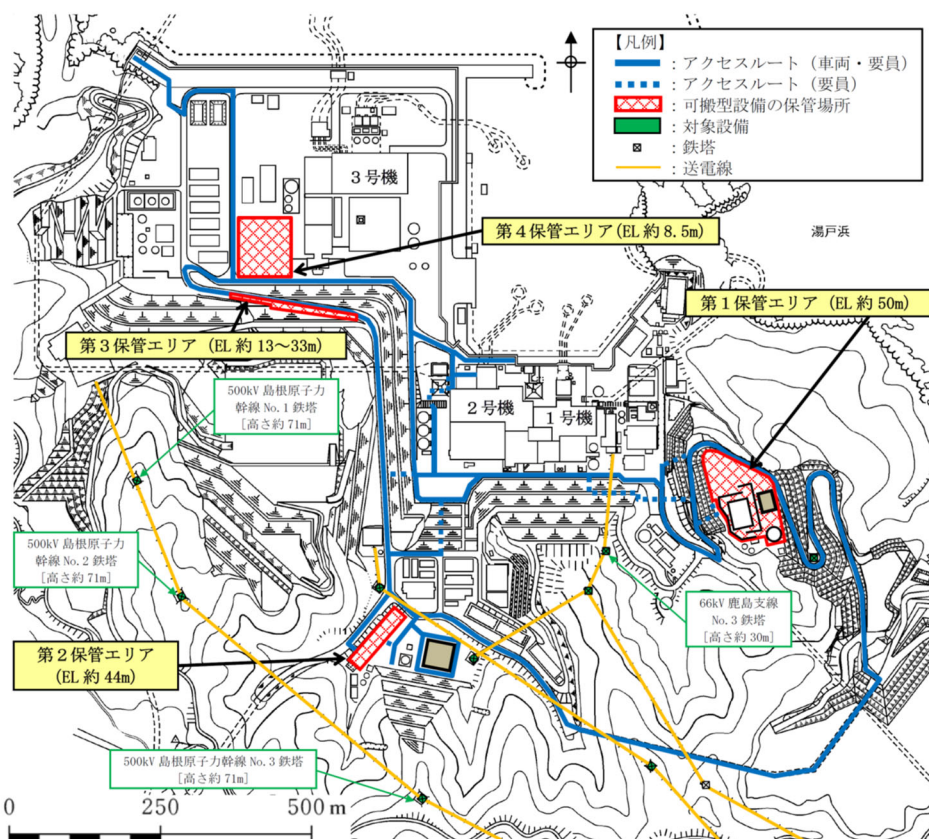


図7 可搬型設備の保管場所

### 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。

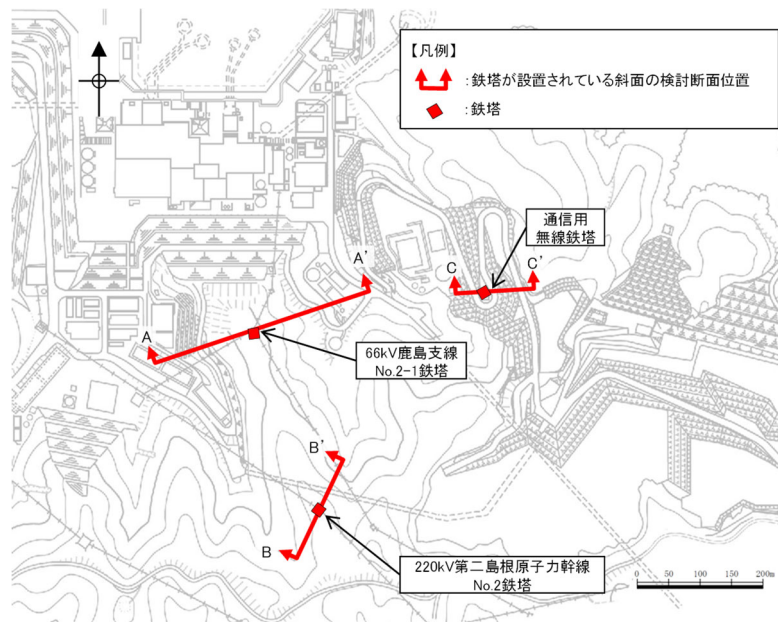


図 2.8.1.1-1 各鉄塔の検討断面位置図

## 2.8.1.2 評価対象斜面の選定結果

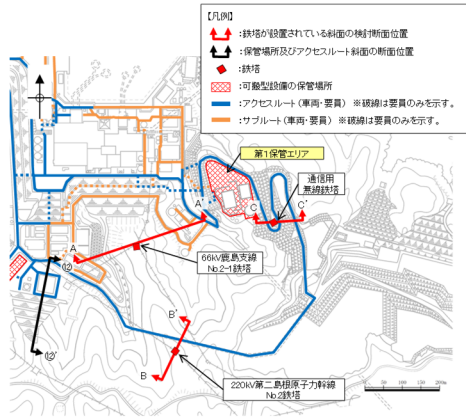
鉄塔が設置されている斜面であるA-A'断面～C-C'断面について、影響要因の番号付与数及び簡便法の安全率により比較を行った。

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。

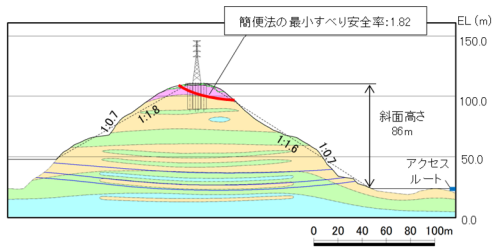
表 2.8.1.2-1 評価対象断面の選定結果

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 <sub>M</sub> , C <sub>L</sub> , D級	86m	1:1.6 (一部、C <sub>L</sub> 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 <sub>L</sub> 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 <sub>H</sub> , C <sub>M</sub> , C <sub>L</sub> , D級	76m	1:1.2	なし	①, ③	1.72	D級岩盤及びC <sub>L</sub> 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 <sub>M</sub> , C <sub>L</sub> , 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。

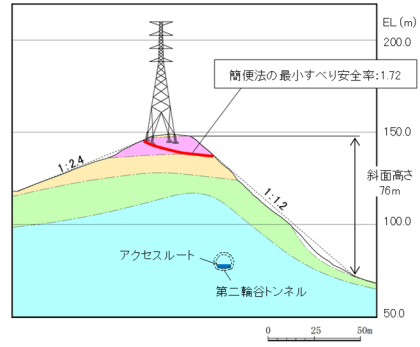
□ : 番号を付与する影響要因   □ : 影響要因の番号付与数が多い(簡便法のすべり安全率が小さい)   □ : 選定した評価対象斜面



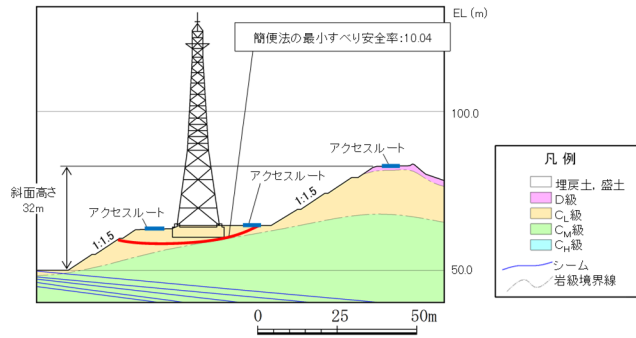
検討断面位置図



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。

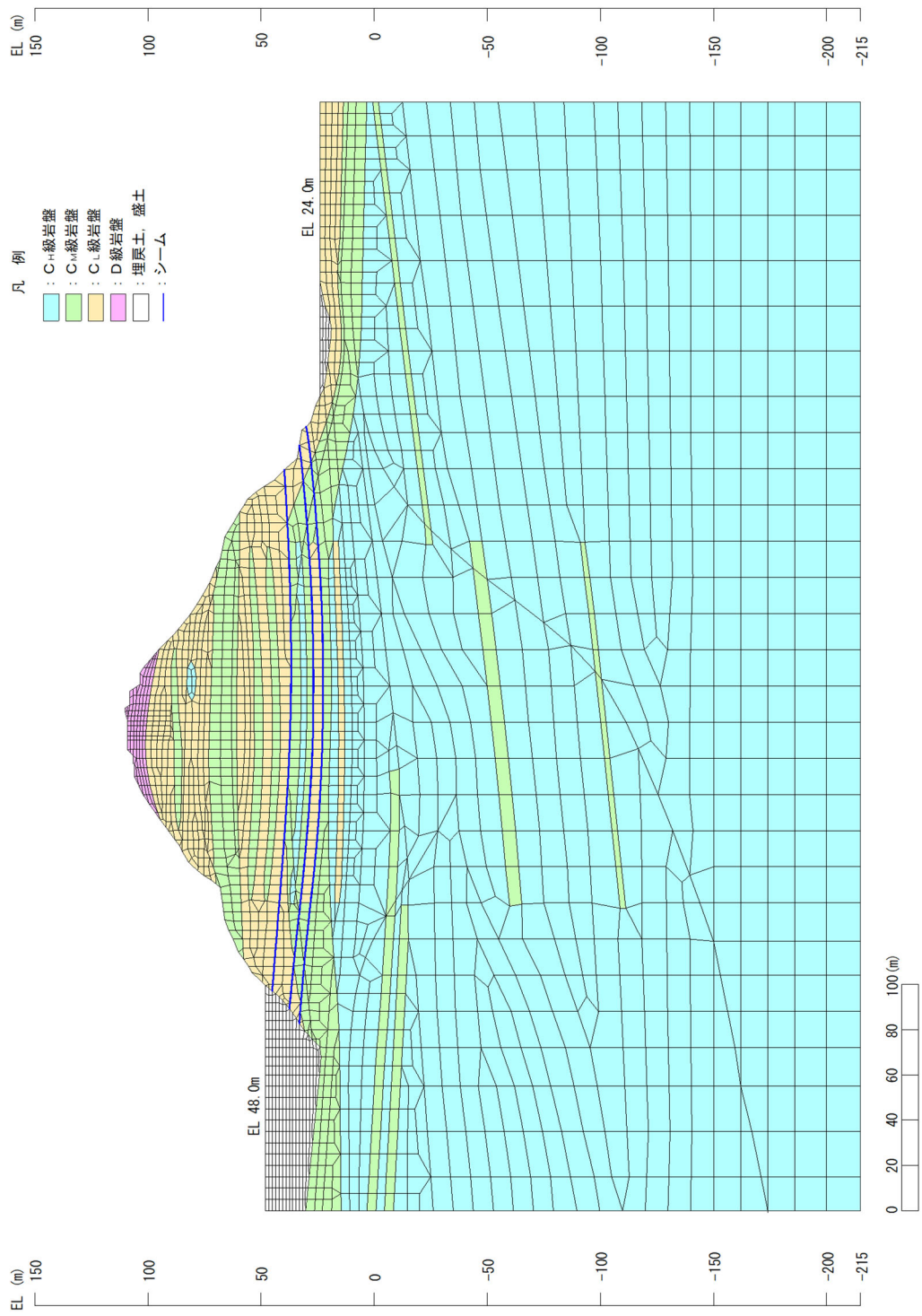


図 2.8.1.3-1 解析モデル図 (A-A' 断面)

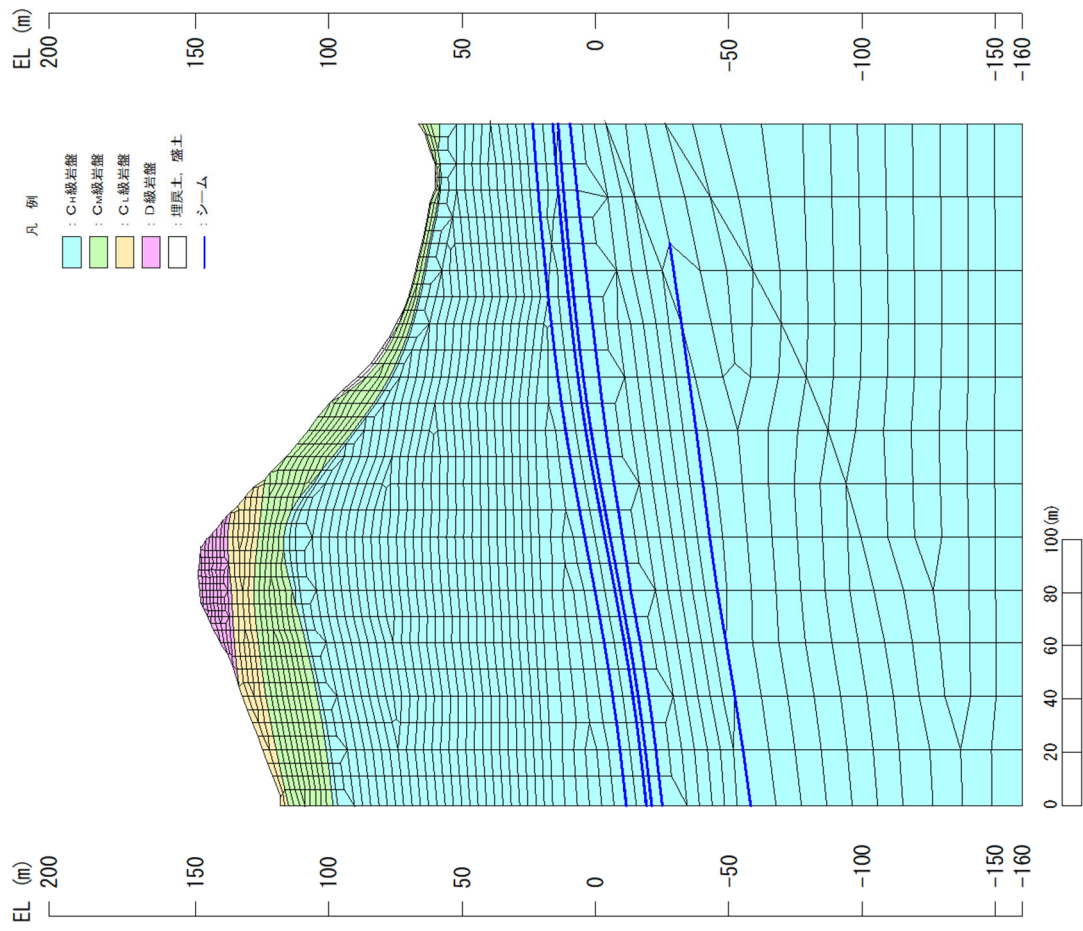


図 2.8.1.3-2 解析モデル図 (B-B' 断面)

・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	<p>簡便法で設定したすべり面</p>	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】

- : C<sub>1</sub>級 岩盤
- : C<sub>2</sub>級 岩盤
- : C<sub>3</sub>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	<p>簡便法で設定したすべり面</p>	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】

- : C<sub>1</sub>級 岩盤
- : C<sub>2</sub>級 岩盤
- : C<sub>3</sub>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<sub>L</sub>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。

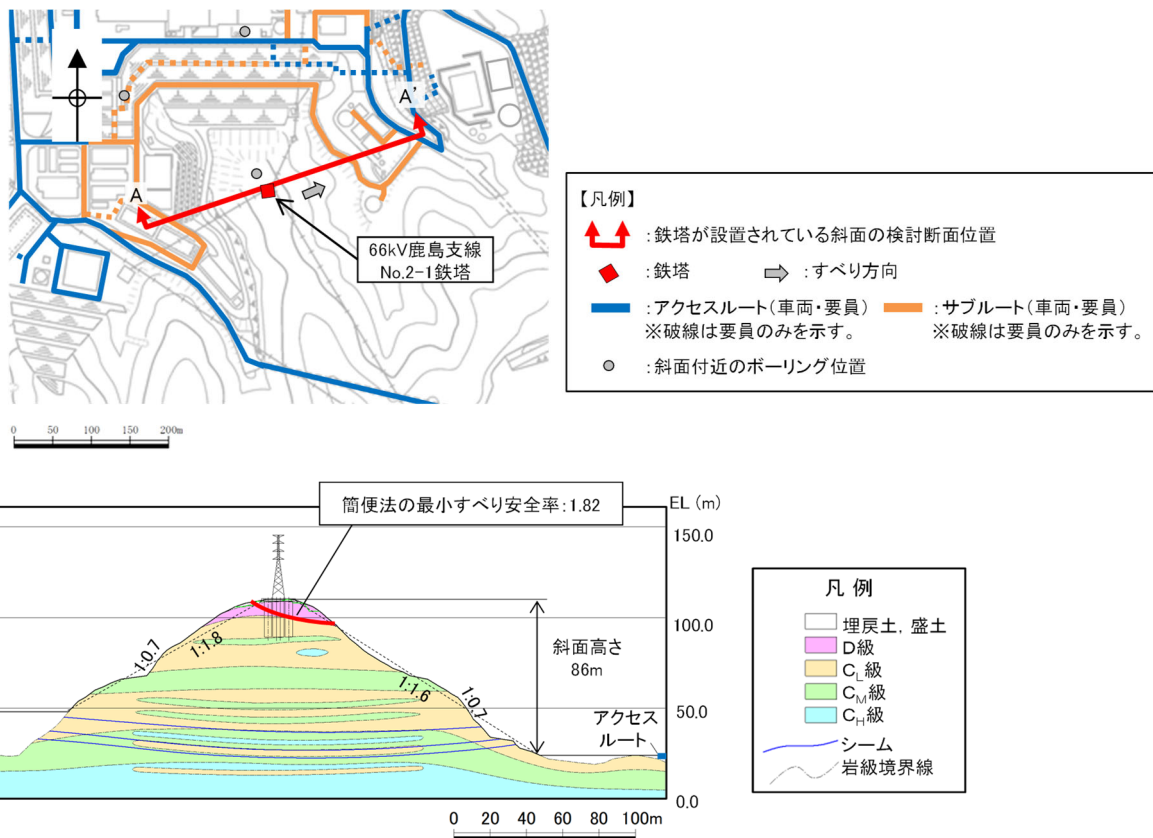


図12 A-A' 断面の比較結果

【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<sub>L</sub>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。

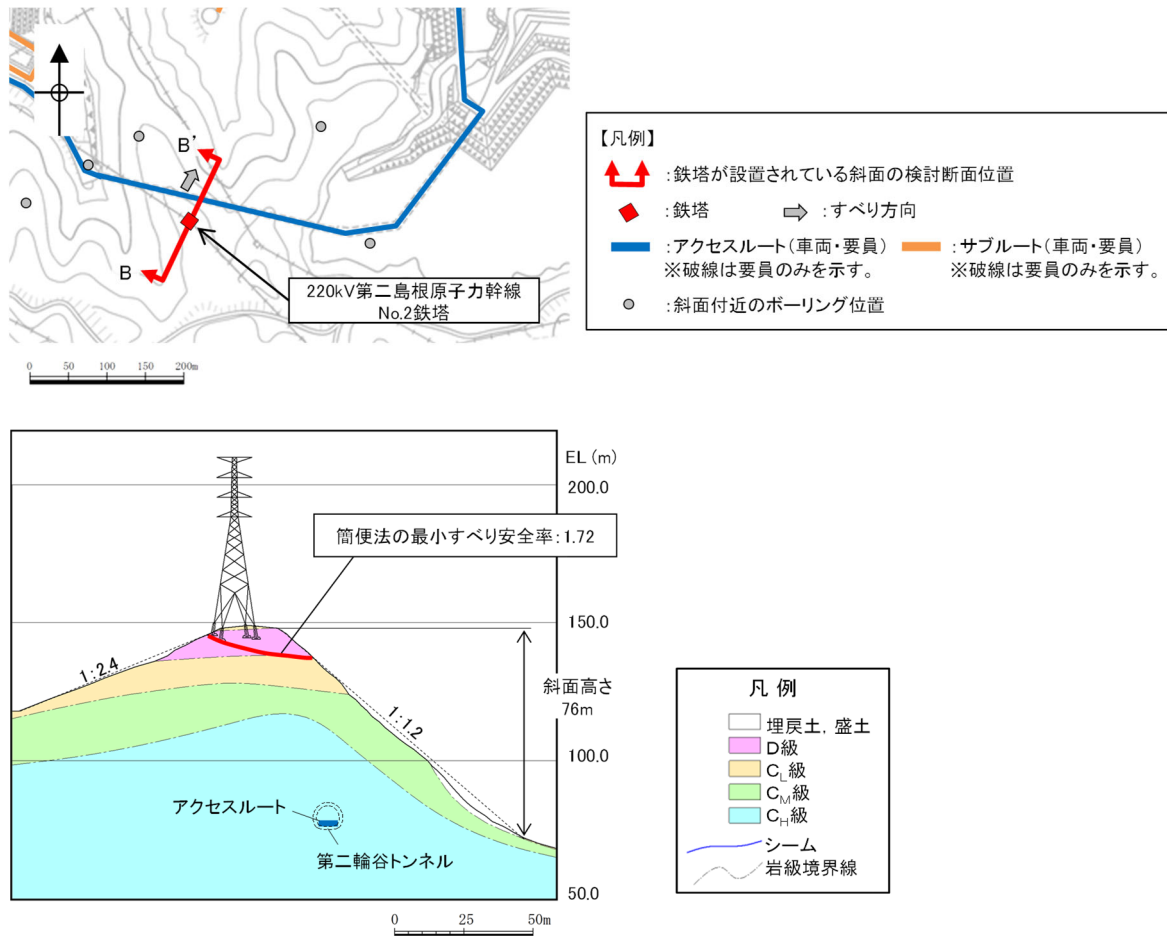


図 13 B-B' 断面の比較結果

【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。

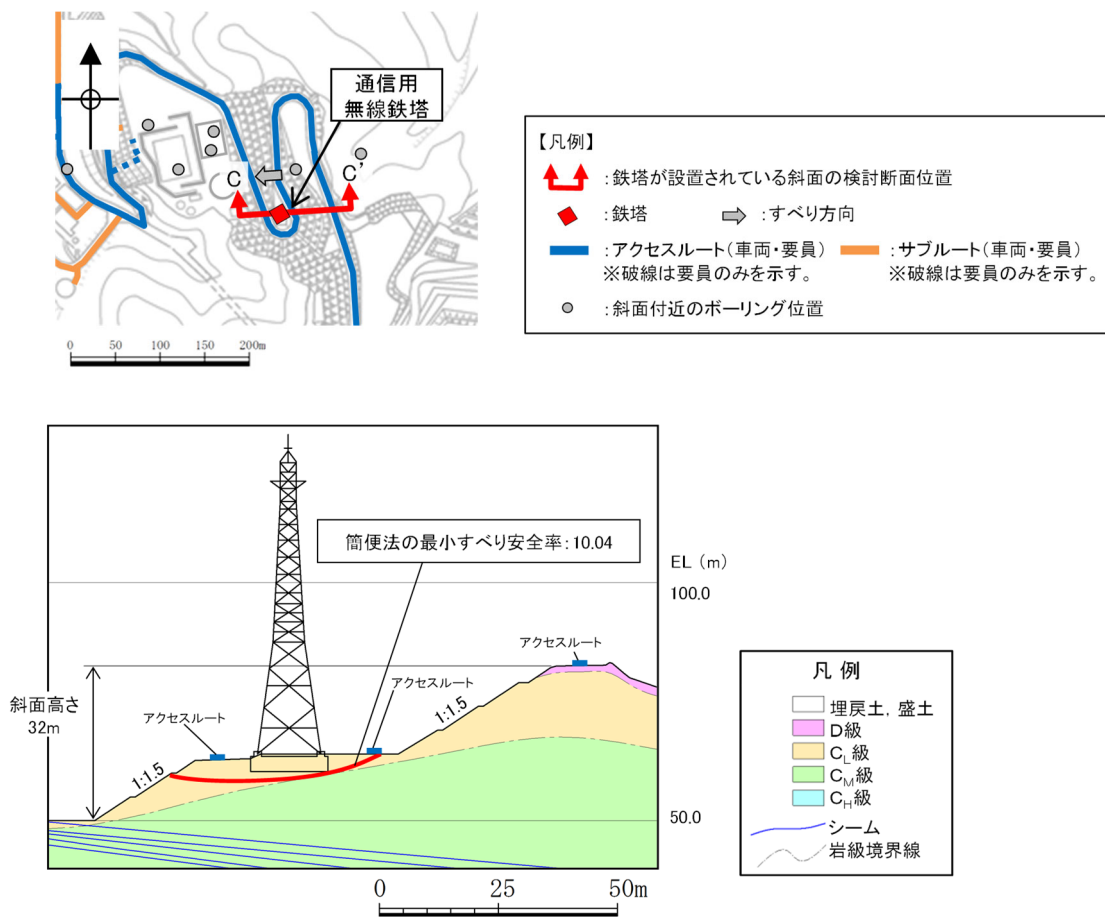


図 14 C-C' 断面の比較結果