

可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセスルートに
係る補足説明資料

目 次

1. 送電鉄塔他の影響評価について	1
2. 保管場所及び屋外のアクセスルートの周辺斜面及び敷地下斜面すべり安定性評価について	359
3. 液状化及び揺すり込みによる沈下量及び傾斜の算定方法について	695
4. 保管場所における液状化及び揺すり込みによる不等沈下・傾斜，液状化に伴う浮き上がりによる影響評価について	702
5. 保管場所における地盤支持力評価について	714
6. 保管場所及び屋外のアクセスルート近傍の障害となり得る構造物と影響評価について	718
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	768
8. 屋外のアクセスルートの段差緩和対策等について	1002
9. 屋外のアクセスルートの側方流動評価について	1058
10. 屋内のアクセスルートの設定について	1067
11. 屋内のアクセスルート確保のための対策について	1094
12. 可搬型重大事故等対処設備の保管場所について	1098
13. 森林火災時における屋外のアクセスルートへの影響について	1104
14. 土石流による影響評価について	1108
15. 主要変圧器の火災発生防止対策について	1118
16. 屋外タンク等からの溢水影響評価について	1119
17. 第4保管エリアの変更に伴う影響について	1150
18. 重油移送配管の経路変更に伴う影響について	1156
19. 防波壁通路防波扉に設置する漂流物対策工による屋外のアクセスルートへの影響について	1161
20. 可燃物施設火災時の影響評価方法について	1172
21. 安全対策工事に伴う西側工事エリア周辺の屋外のアクセスルートへの影響について	1178

1. 送電鉄塔他の影響評価について

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について，アクセスルートへの影響評価を実施した。

(1) 影響評価鉄塔

発電所構内のアクセスルート近傍に設置されている送電鉄塔他を抽出した。鉄塔配置図を図 1-1 に，表 1-1 に鉄塔設置状況一覧表を示す。

- ① 66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔
- ② 66kV 鹿島支線 No. 3 鉄塔
- ③ 第 2-66kV 開閉所屋外鉄構
- ④ 220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 鉄塔
- ⑤ 220kV 第二島根原子力幹線 No. 2 鉄塔
- ⑥ 500kV 島根原子力幹線 No. 1 鉄塔
- ⑦ 500kV 島根原子力幹線 No. 2 鉄塔
- ⑧ 500kV 島根原子力幹線 No. 3 鉄塔
- ⑨ 通信用無線鉄塔

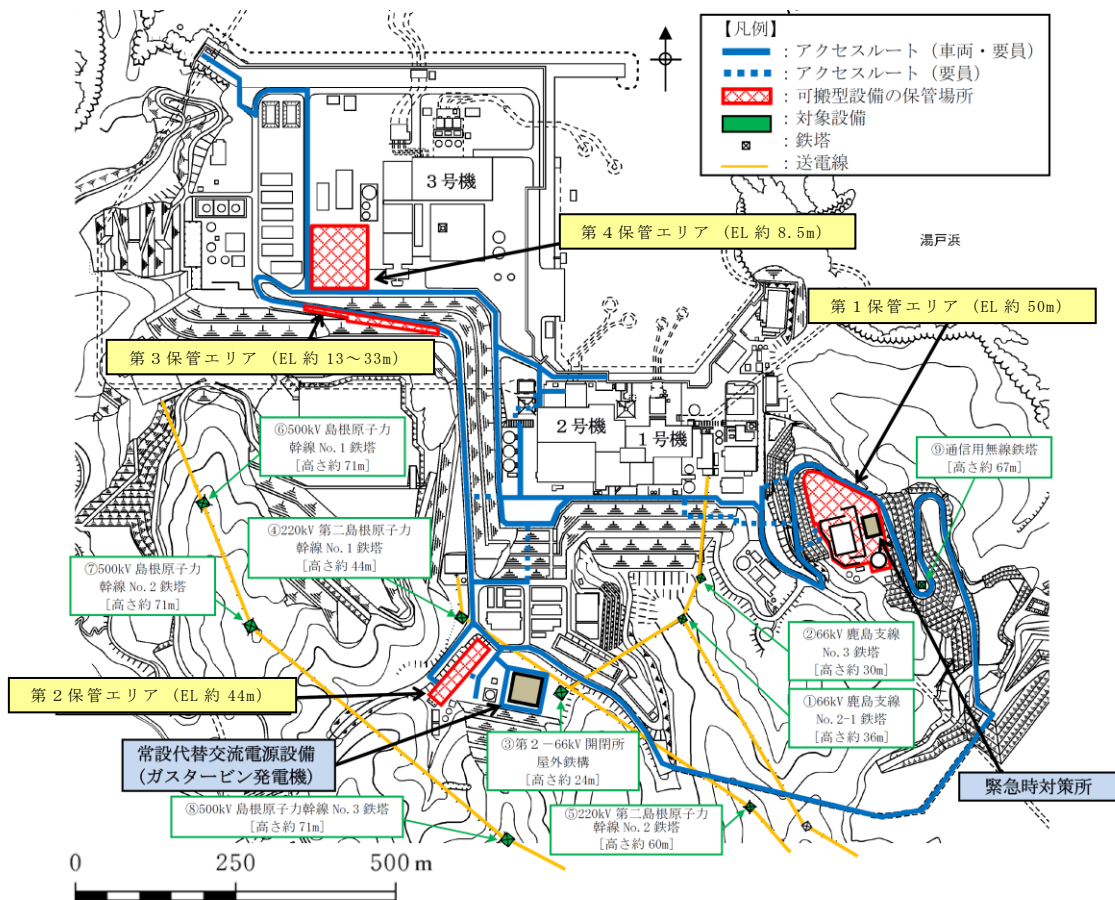


図 1-1 鉄塔配置図

表 1-1 鉄塔設置状況一覧

鉄塔名称	送電電圧	鉄塔種別	基礎構造	支持地盤	設置場所
①66kV 鹿島支線 No.2-1 鉄塔	66kV	山形鋼鉄塔	深礎基礎	岩盤 (N 値 50 以上)	EL 108.1m
②66kV 鹿島支線 No.3 鉄塔	66kV	山形鋼鉄塔	逆 T 字型基礎	岩盤 (C _M 級岩盤)	EL 71.8m
③第 2-66kV 開閉所屋外鉄構	66kV	山形鋼鉄塔	マット型基礎	岩盤 (C _L 級岩盤)	EL 47.2m
④220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔	220kV	山形鋼鉄塔	逆 T 字型基礎+杭	岩盤 (N 値 44)	EL 45.2m
⑤220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔	220kV	山形鋼鉄塔	逆 T 字型基礎	岩盤 (N 値 30)	EL 148.4m
⑥500kV 島根原子力幹線 No.1 鉄塔	500kV	鋼管鉄塔	深礎基礎	岩盤 (N 値 50 以上)	EL 123.9m
⑦500kV 島根原子力幹線 No.2 鉄塔	500kV	鋼管鉄塔	深礎基礎	岩盤 (N 値 50 以上)	EL 159.7m
⑧500kV 島根原子力幹線 No.3 鉄塔	500kV	鋼管鉄塔	逆 T 字型基礎	岩盤 (N 値 30 以上)	EL 154.8m
⑨通信用無線鉄塔	—	鋼管鉄塔	マット型基礎	岩盤 (C _L 級岩盤)	EL 64.0m

(2) 設計方針選定

発電所構内の送電鉄塔他を対象として、倒壊等による影響を評価し、設計方針を選定した。

図 1-2 及び図 1-3 に鉄塔倒壊によるアクセスルートへの影響を示し、アクセスルートへの影響を踏まえた鉄塔倒壊及び滑落時の設計方針選定フローを図 1-4 に示す。

I 鉄塔の倒壊範囲がアクセスルート上にあるかを確認する。

鉄塔倒壊時の倒壊範囲がアクセスルート上にある場合、基準地震動 S_s における耐震評価を行い、必要に応じて補強等の影響防止対策を実施することで地震時においても鉄塔が倒壊しない設計とする。

II 鉄塔倒壊により送電線がアクセスルートに影響があるかを確認する。

鉄塔倒壊により送電線がアクセスルートに影響がある場合、かつⅢの設備対策によりアクセスルートの健全性を確保できない場合は、基準地震動 S_s における耐震評価を行い、必要に応じて補強等の影響防止対策を実施することで地震時においても鉄塔が倒壊しない設計とする。

III 送電線による影響を設備対策によりアクセスルートの健全性を確保できるか確認する。

鉄塔倒壊により送電線がアクセスルートに影響がある場合、かつ設備対策によりアクセスルートの健全性が確保できる場合は、設備対策を実施する設計とする。

更に、鉄塔が倒壊し、鉄塔自体が斜面を滑落した評価（以下「鉄塔滑落評価」という。）により滑落範囲を確認し、アクセスルートへの健全性を確保する設計とする。

IV 耐震評価対象鉄塔は、斜面上に設置されているか確認する。

耐震評価対象鉄塔のうち斜面上に設置されている鉄塔については、斜面の基準地震動 S_s による安定性を確認し、必要に応じて補強等の影響防止対策を行い、アクセスルートへの健全性を確保する設計とする。

なお、鉄塔倒壊時の倒壊範囲及び送電線がアクセスルートに影響がない鉄塔についても、鉄塔滑落評価により滑落範囲を確認し、必要に応じて設備対策を行い、アクセスルートへの健全性を確保する設計とする。

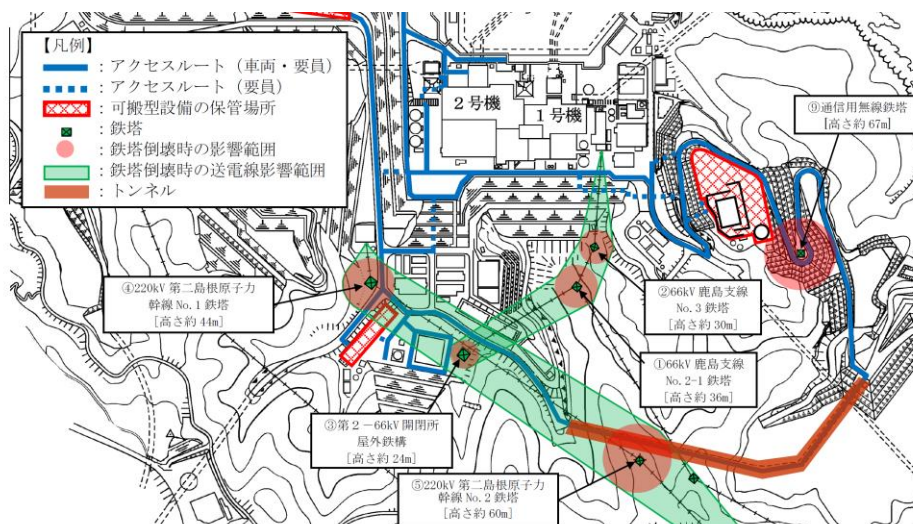


図 1-2 鉄塔倒壊によるアクセスルートへの影響選定
(66kV 鹿島支線, 220kV 第二島根原子力幹線, 通信用無線鉄塔)

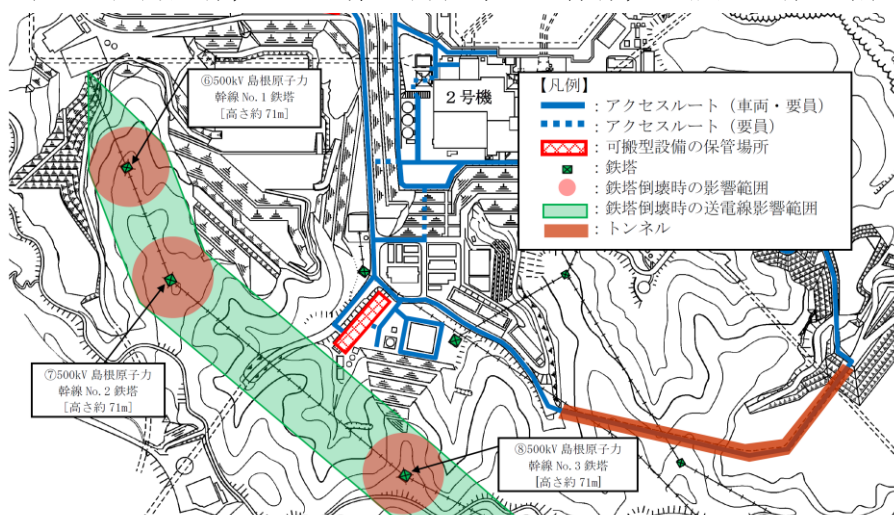


図 1-3 鉄塔倒壊によるアクセスルートへの影響選定
(500kV 島根原子力幹線)

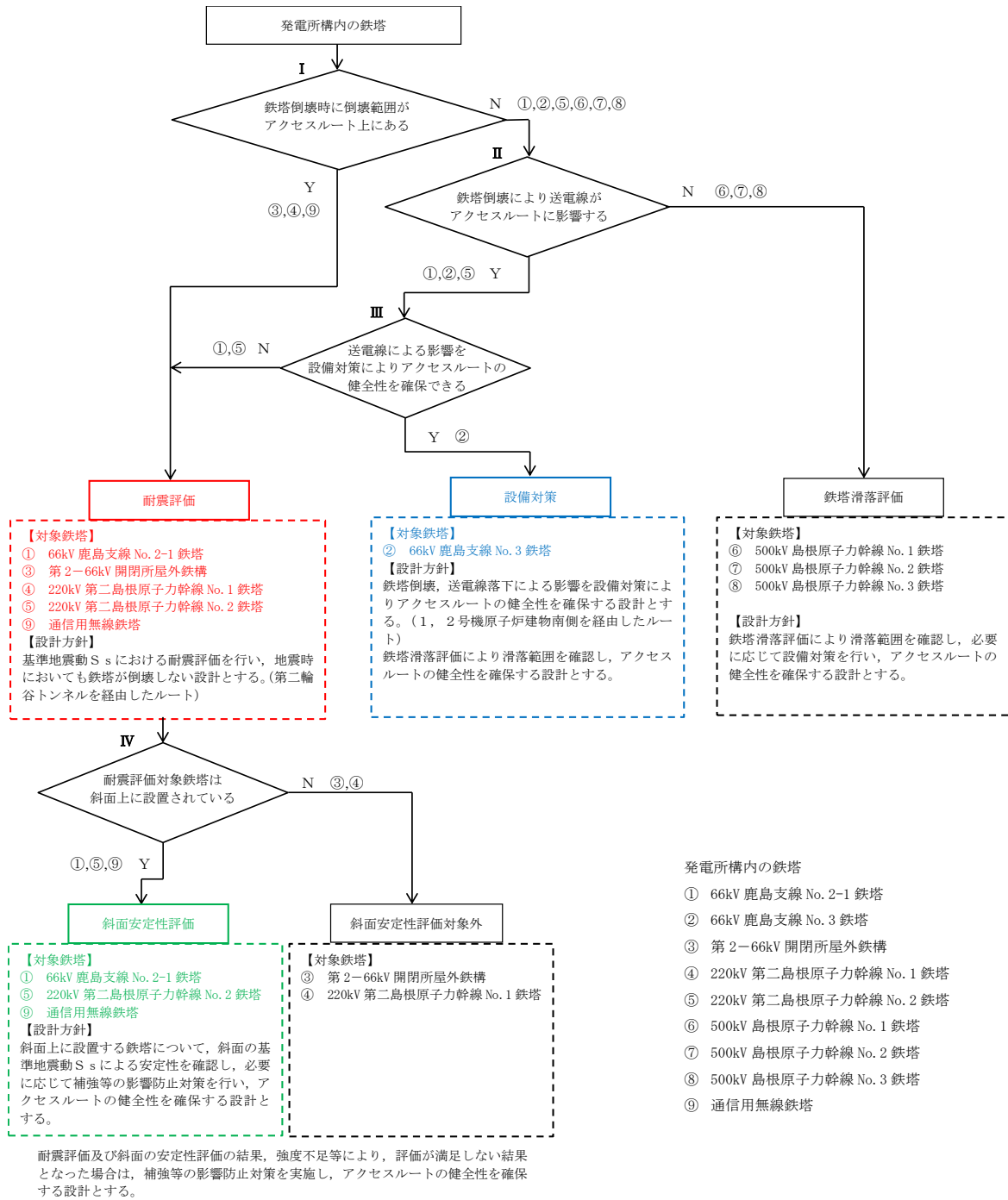


図 1-4 アクセスルートへの影響を踏まえた鉄塔倒壊及び滑落時の設計方針選定フロー

(3) 設計方針選定結果

アクセスルートへの影響を踏まえた鉄塔倒壊及び滑落時の設計方針選定フローを用いて、各鉄塔の設計方針を選定した結果は以下のとおり。

- a. 耐震評価により鉄塔の耐震性を確認し、アクセスルート（車両・要員）の健全性を確保する設計とする。（第二輪谷トンネルを経由したルート）
- ・ 第二輪谷トンネルを経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. 2-1鉄塔、第2-66kV開閉所屋外鉄構、220kV第二島根原子力幹線No. 1鉄塔及びNo. 2鉄塔、通信用無線鉄塔の5基については、耐震評価を行い、耐震性を確保する設計とする。
 - ・ 上記のうち斜面に設置している66kV鹿島支線No. 2-1鉄塔、220kV第二島根原子力幹線No. 2鉄塔、通信用無線鉄塔については斜面の安定性評価を行い、斜面がすべらないことを確認する。
 - ・ 耐震性や斜面の安定性評価の結果、強度不足等により、評価が満足しない結果となった場合は、補強等の影響防止対策を行い、アクセスルートの健全性を確保する設計とする。
- b. 設備対策を行い、アクセスルート（要員）の健全性を確保する設計とする。（1，2号機原子炉建物南側を経由したルート）
- ・ 1，2号機原子炉建物南側を経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送電線の落下範囲を想定したうえで、連絡通路（地上部）を設置して、アクセスルートの健全性を確保する設計とする。
- c. 鉄塔滑落評価を行い、アクセスルート（車両・要員）の健全性を確保する設計とする。
- ・ 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。
- なお、評価が満足しない結果となった場合は、必要に応じて設備対策を行い、アクセスルートの健全性を確保する設計とする。

上記の設計方針選定結果を表 1-2 に示す。また、各鉄塔について耐震評価、設備対策又は鉄塔滑落評価を行うことによる、アクセスルートの健全性を確保した状態について、第二輪谷トンネルを経由したアクセスルート及び1，2号機原子炉建物南側を経由したアクセスルートを図 1-5 及び図 1-6 に示す。

表 1-2 設計方針選定結果一覧表

送電鉄塔他名称	耐震評価	滑落評価	斜面安定性評価*1	設備対策*2	評価記載箇所
①66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔	○	—	○	—	1.2
②66kV 鹿島支線 No. 3 鉄塔	—	○	—	○	1.5
③第 2-66kV 開閉所屋外鉄構	○	—	—	—	1.3
④220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 鉄塔	○	—	—	—	1.1
⑤220kV 第二島根原子力幹線 No. 2 鉄塔	○	—	○	—	1.1
⑥500kV 島根原子力幹線 No. 1 鉄塔	—	○	—	—	1.5
⑦500kV 島根原子力幹線 No. 2 鉄塔	—	○	—	—	1.5
⑧500kV 島根原子力幹線 No. 3 鉄塔	—	○	—	—	1.5
⑨通信用無線鉄塔	○	—	○	—	1.4

注記*1：斜面安定性評価は、「NS2-補-020-2 2.保管場所及び屋外のアクセスルート
の周辺斜面及び敷地下斜面すべり安定性評価について」に示す。

*2：設備対策は、「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」に示す。

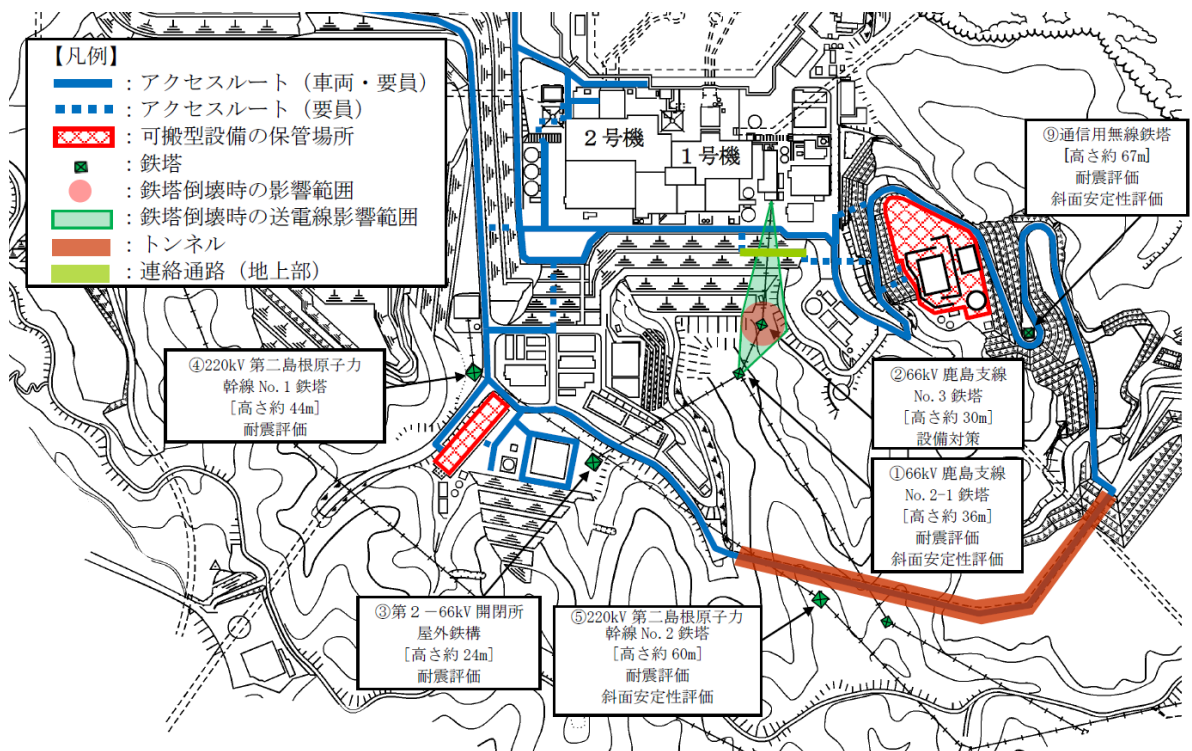


図 1-5 設計方針選定結果によるアクセスルート確保
(66kV 鹿島支線, 220kV 第二島根原子力幹線, 通信用無線鉄塔)

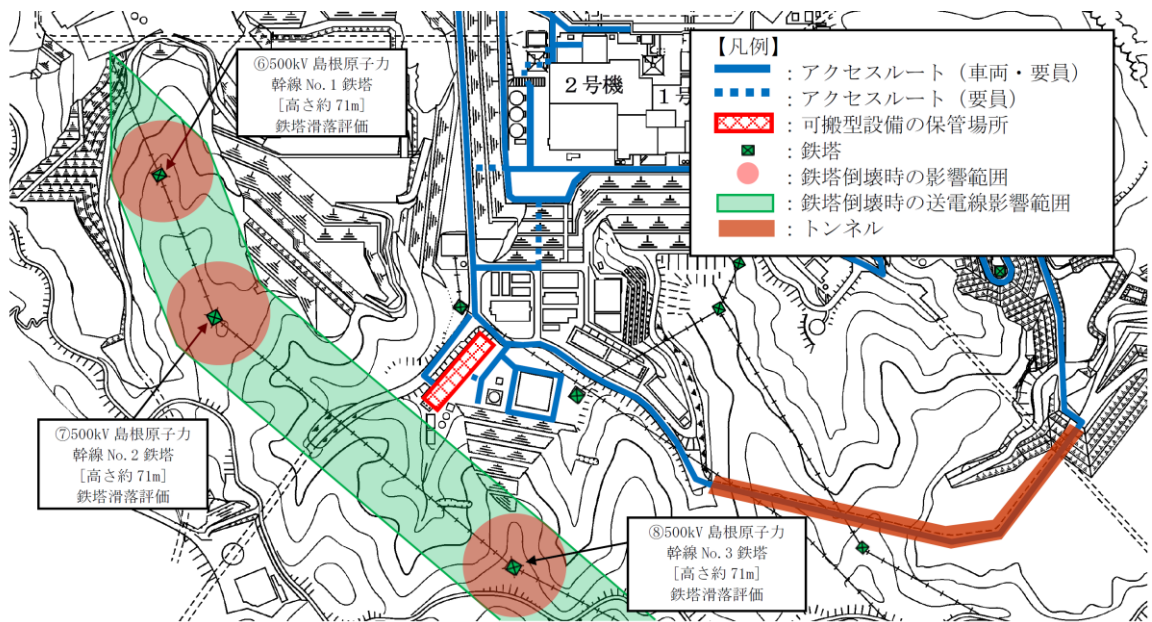


図 1-6 設計方針選定結果によるアクセスルート確保
(500kV 島根原子力幹線)

1.1 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 及び No.2 鉄塔の耐震評価

1.1.1 解析手法

現在、送電鉄塔は、送電用支持物設計標準（J E C-1 2 7-1965）に基づき、台風や冬期季節風を荷重条件として設計されている。鉄塔はトラス構造物であり強度に対して比較的軽量であるため慣性力による地震荷重よりも風荷重の方が支配的と考えられている。

地震荷重の評価手法については建築分野等で用いられる層せん断力係数法などがあるが、この手法は架渉線の振動特性を考慮することが困難であり、従来個々の鉄塔にて耐震評価を行う際には架渉線と鉄塔をモデル化した連成系による時刻歴応答解析が用いられてきた。

よって、今回の地震応答解析においては、実績のある手法として架渉線と鉄塔をモデル化した連成系による時刻歴応答解析を行った。

1.1.2 送電鉄塔解析手順

送電鉄塔の耐震性能を確認するために、基準地震動 S_s 5 波（ S_s-D 、 S_s-N1 、 S_s-N2 、 S_s-F1 及び S_s-F2 ）のうち入力地震波は鉄塔の水平方向一次固有周期で卓越しており評価において支配的なものを選定し、全体的に支配的な S_s-D 波を基本とするが、一次固有周期で S_s-D 波を超えるものがある場合は、当該地震波も選定する。

その結果、220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔は一次固有周期で S_s-N1 が S_s-D を上回るため基準地震動 S_s-D 、 S_s-N1 により、また、220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔は基準地震動 S_s-D による鉄塔基礎部の応答波形（別紙-1 参照）を入力地震波として用い、鉄塔-架渉線連成系の有限要素モデルにて時刻歴応答解析を実施した。

得られた時刻歴応答結果から部材発生応力の最大値を抽出し、部材・ボルト強度に対する安全率にて耐震評価を実施した。（強度、安全率の計算は従来の風荷重設計と同じ方法。）

耐震評価解析フローを図 1.1.2-1 に示す。

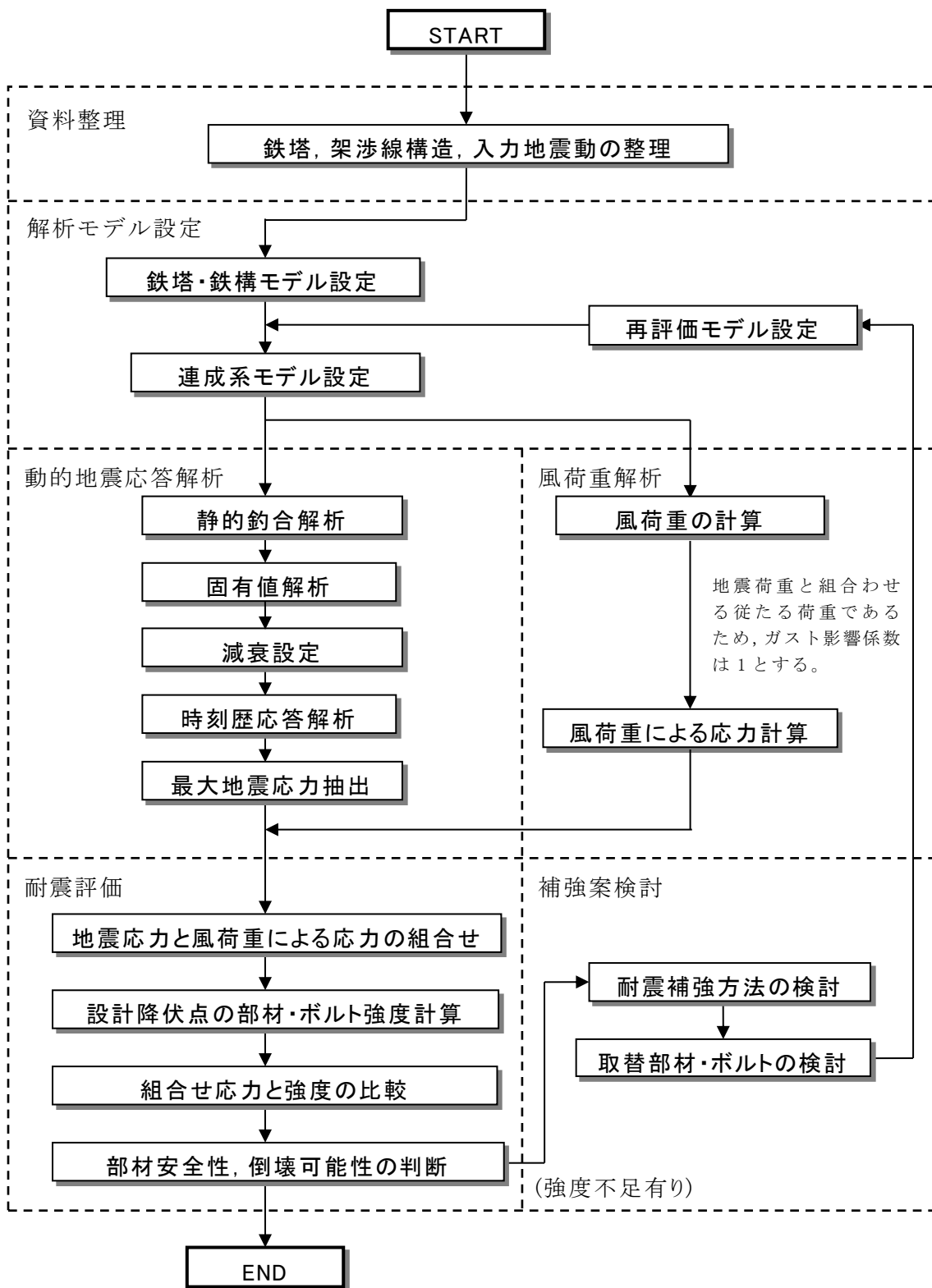


図 1.1.2-1 耐震評価解析フロー

1.1.3 解析コード

解析には、日本鉄塔工業株式会社が所有するコード「Tower Cable Resp」を用いた。

本コードの特徴を表 1.1.3-1 に示す。

また、評価に用いる解析コード「Tower Cable Resp」の検証及び妥当性確認等については、VI-5-3「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

表 1.1.3-1 解析コード「Tower Cable Resp」の特徴

コード (プログラム)	Tower Cable Resp
使用目的	送電鉄塔の固有値解析及び時刻歴応答解析
開発機関	日本鉄塔工業株式会社
開発時期	2006 年
使用したバージョン	ver. 1.311c
解析コードの 概要	鉄塔・屋外鉄構構造の様々な形式のモデルファイルを読み込み、また架渉線入力情報から、自動的に鉄塔・鉄構—架渉線連成系をモデル化する。架渉線の回線数や鉄塔・鉄構規模によるが、4~6径間の連成が可能。また任意の鉄塔から3方向以上の分岐のモデル化が可能。 解析機能として、静的釣合解析，固有値解析，周波数応答関数計算，周波数応答解析，時刻歴応答解析が可能。 鉄塔構造のモデルファイルは棒要素，梁要素に対応し，架渉線部は大変形解析が可能。
検証方法	単純トラスモデルによる固有値解析，時刻歴応答解析結果と理論値との比較。 また，架渉線単純モデルによる固有値解析と理論値との比較。 鉄塔—架渉線連成系モデルの時刻歴応答解析について，本プログラムとRESP-T（株式会社構造計画研究所）とを比較。

1.1.4 解析モデルの設定

(1) 鉄塔モデル

- ・対象鉄塔は，梁要素（ビーム要素）で全部材をモデル化する。

- ・ 主要な部材は熱間圧延形鋼の等辺山形鋼(SS400, SS540)であるため、日本建築学会の「鋼構造設計規準」の構造材料の定数を用いて線形材料モデルとする。
- ・ 梁要素の断面特性は、電気設備技術基準及びJ E C - 1 2 7に準拠した日本鉄塔協会の「等辺山形鋼許容応力表」から断面積、断面二次モーメントを設定する。
- ・ 主柱材の基礎部は変位と回転を拘束する。

送電鉄塔の部材名称図を図 1.1.4-1 に示し、220kV 第二島根原子力幹線鉄塔モデルを図 1.1.4-2 に示す。

また、220kV 第二島根原子力幹線 No.1 及び No.2 鉄塔部材仕様を別紙-2 に示す。

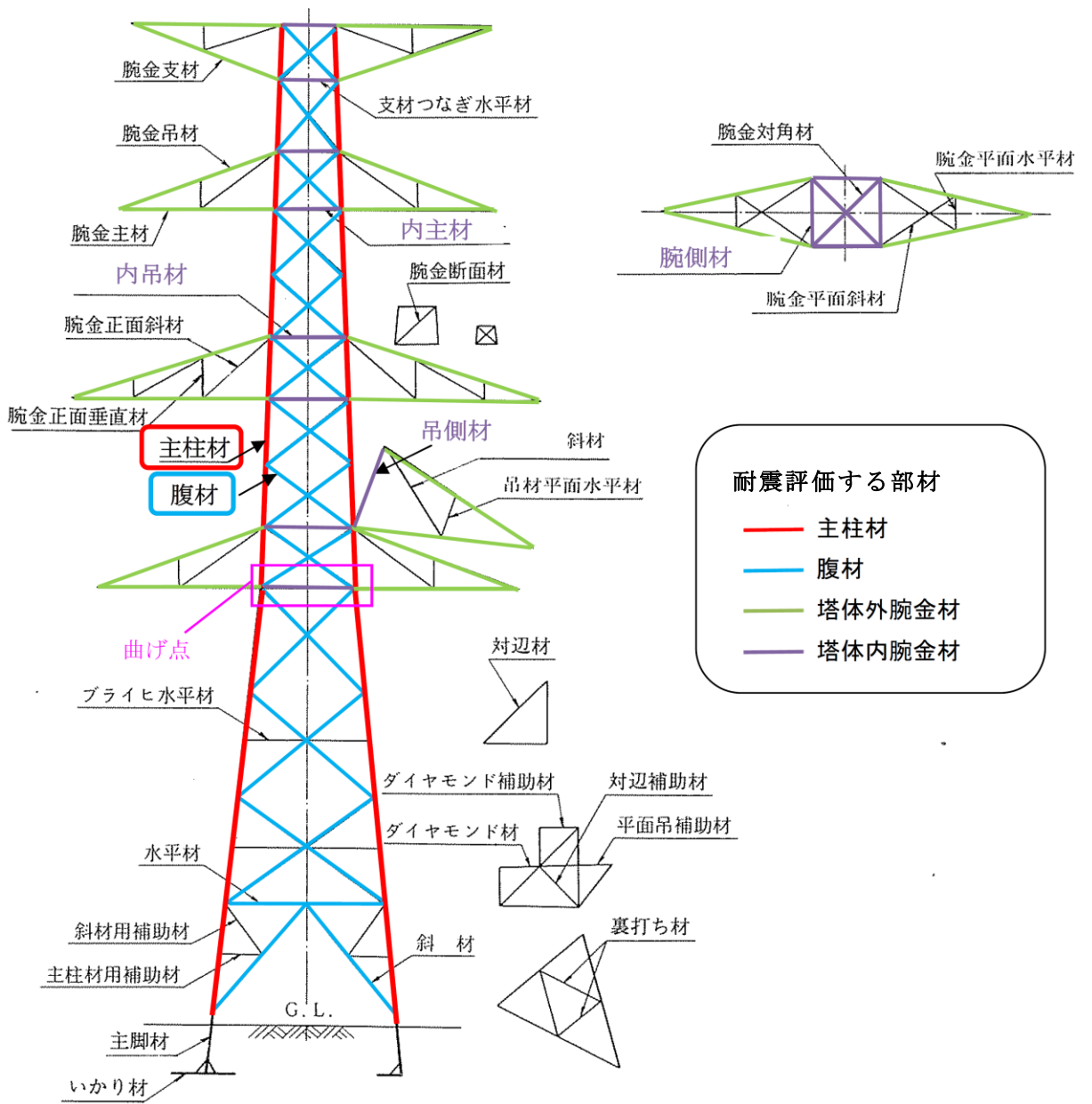
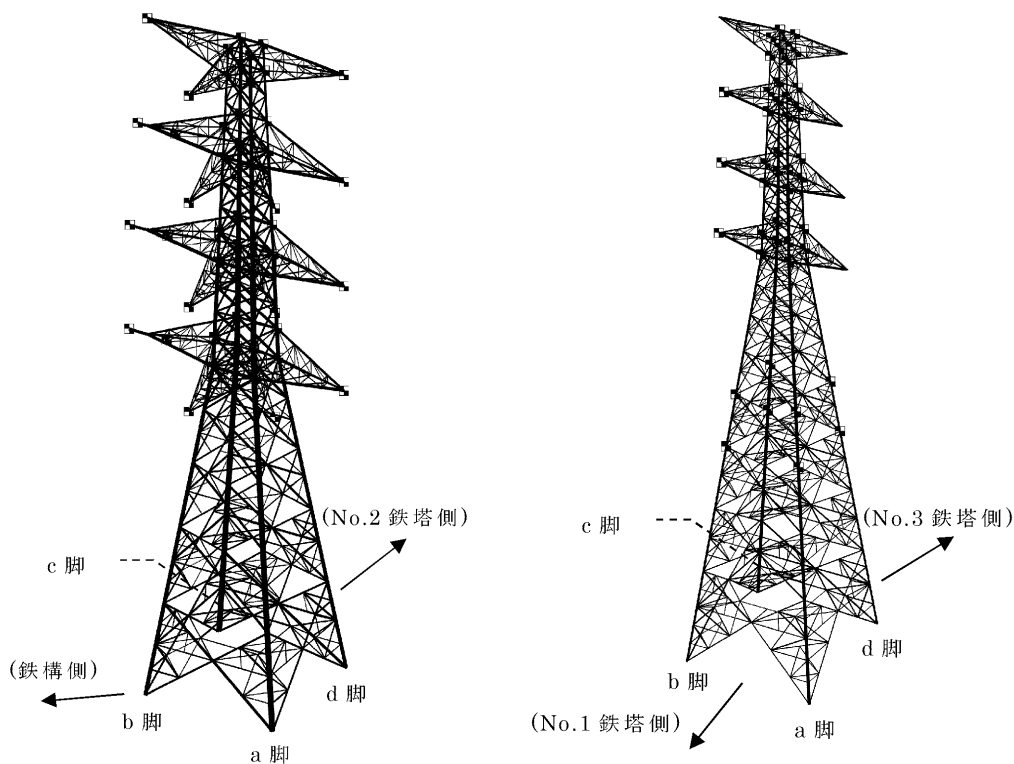


図 1.1.4-1 送電鉄塔部材名称図



220kV 第二島根原子力幹線

220kV 第二島根原子力幹線

No. 1 鉄塔

No. 2 鉄塔

注：図中の「No.1 鉄塔」，「No.2 鉄塔」及び「No.3 鉄塔」は
220kV 第二島根原子力幹線 No. 1, No. 2 及び No. 3 鉄塔を，
「鉄構」は，引留鉄構を示す。

図 1.1.4-2 220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 及び No. 2 鉄塔モデル

各鉄塔の構造材料の各定数については，表 1.1.4-1 に示す。

表 1.1.4-1 構造材料の定数*

材料	ヤング係数 (N/mm ²)	せん断弾性係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鋼	205000	79000	0.3

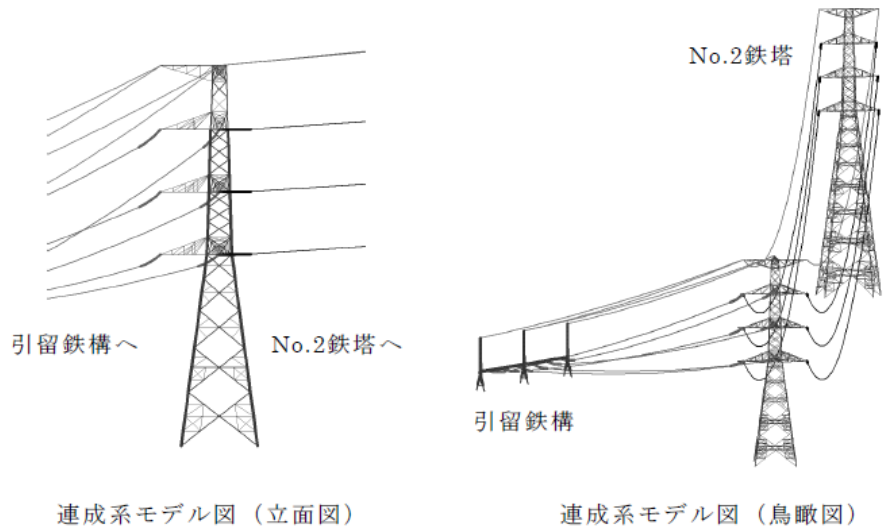
注記*：鋼構造設計規準（日本建築学会）

(2) 連成系モデル

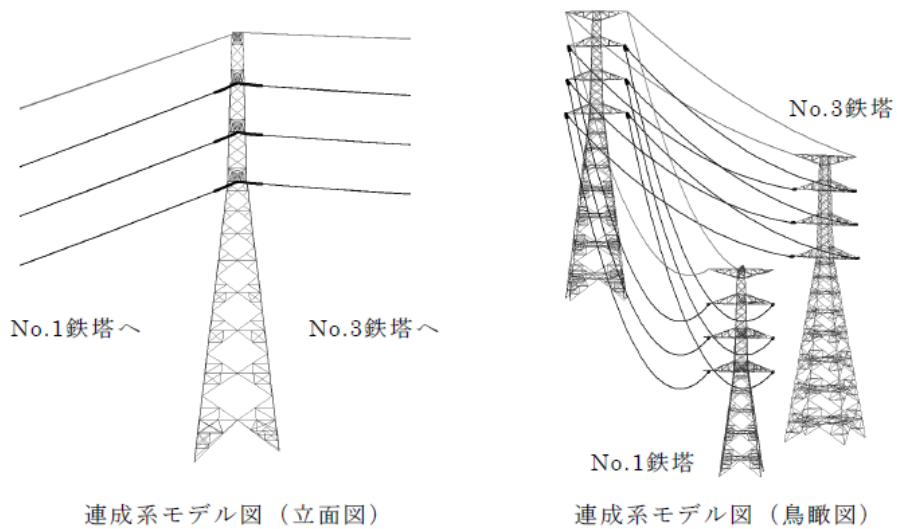
- ・架空地線，電力線及び碍子装置は，軸剛性のみ考慮する棒要素（ロッド要素）でモデル化し，張力による幾何剛性を考慮することで，自重と張力の釣り合いによるカタナリー曲線を再現する。
- ・架渉線の材料特性は線形材料モデルとし，日本電気協会の「電力用規格」の弾性係数を設定する。

- ・鉄塔の腕金支持点と架渉線の接点はピン接合とし3基2径間の連成系にてモデル化する。

220kV 第二島根原子力幹線連成系モデルを図 1.1.4-3 に、機器配置図を図 1.1.4-4 に示す。



220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 鉄塔



220kV 第二島根原子力幹線 No. 2 鉄塔

注：図中の「No. 1 鉄塔」，「No. 2 鉄塔」及び「No. 3 鉄塔」は 220kV 第二島根原子力幹線 No. 1，No. 2 及び No. 3 鉄塔を示す。

図 1.1.4-3 220kV 第二島根原子力幹線連成系モデル

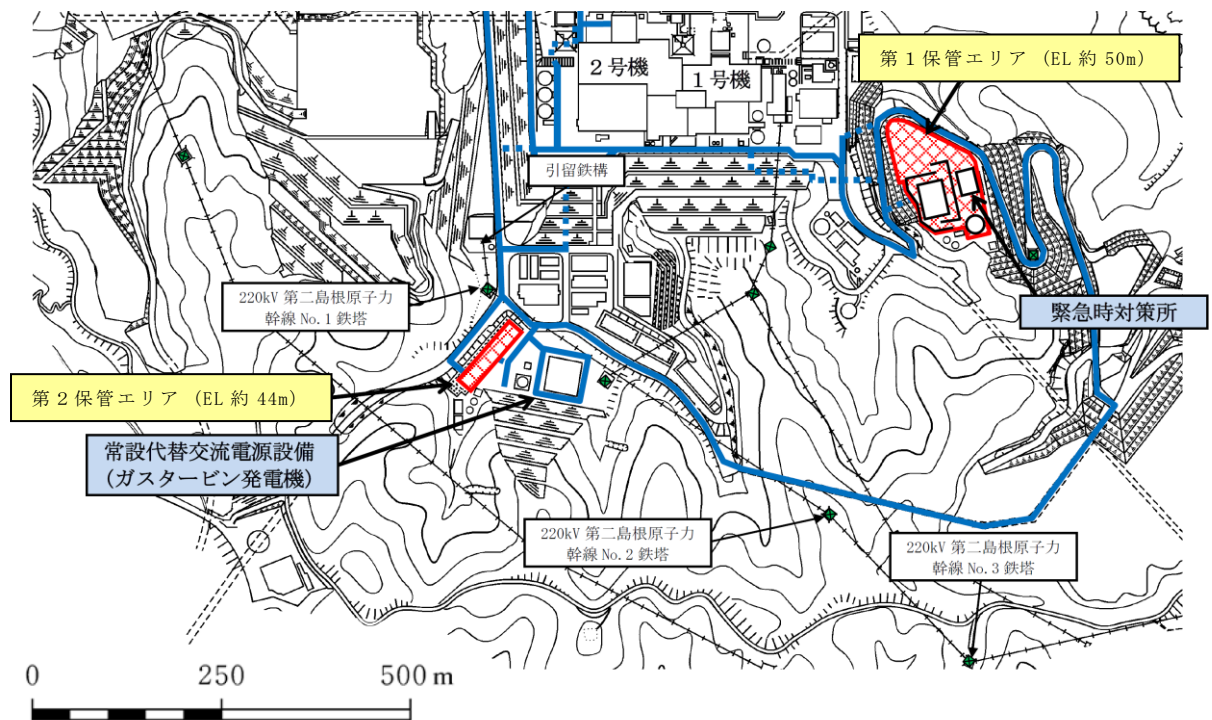


図 1.1.4-4 220kV 第二島根原子力幹線連成系モデル機器配置図

1.1.5 固有値解析結果

連成系モデルの固有値解析では、架渉線に複数の自由度を設定するため、架渉線の部分にはほぼ同一の固有周期で応答の方向が異なる複数の振動モードが生じることから膨大な固有モードが存在するが、架渉線の質量と剛性は鉄塔に比べて小さく、主要な固有モードは鉄塔単独モデルによる固有周期近傍に集中する。よって鉄塔の耐震評価における固有モードの評価や減衰設定では一般的に鉄塔単独モデルの固有値解析結果が用いられる。

以上より、本耐震評価においても鉄塔単独モデルに対して固有値解析を行い、鉄塔の固有周期及び固有振動モードを求めた。腕金構造の影響で線路方向と線路直角方向とで固有周期が異なるがその差は小さく、両方向ともほぼ同じ振動特性と言える。

また、連成系モデルでは、架渉線の影響の程度により、固有周期と固有振動モードはやや変化する。

表 1.1.5-1 に 220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 及び No. 2 鉄塔の固有周期を、図 1.1.5-1 に 220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 及び No. 2 鉄塔の固有モード図を示す。

表 1.1.5-1 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 及び No.2 鉄塔の固有周期

機器名	220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔	220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔
固有モード	固有周期 (SEC)	固有周期 (SEC)
線路直角方向 1 次モード	0.448	0.524
線路方向 1 次モード	0.431	0.519
線路直角方向 2 次モード	0.168	0.204
線路方向 2 次モード	0.155	0.197

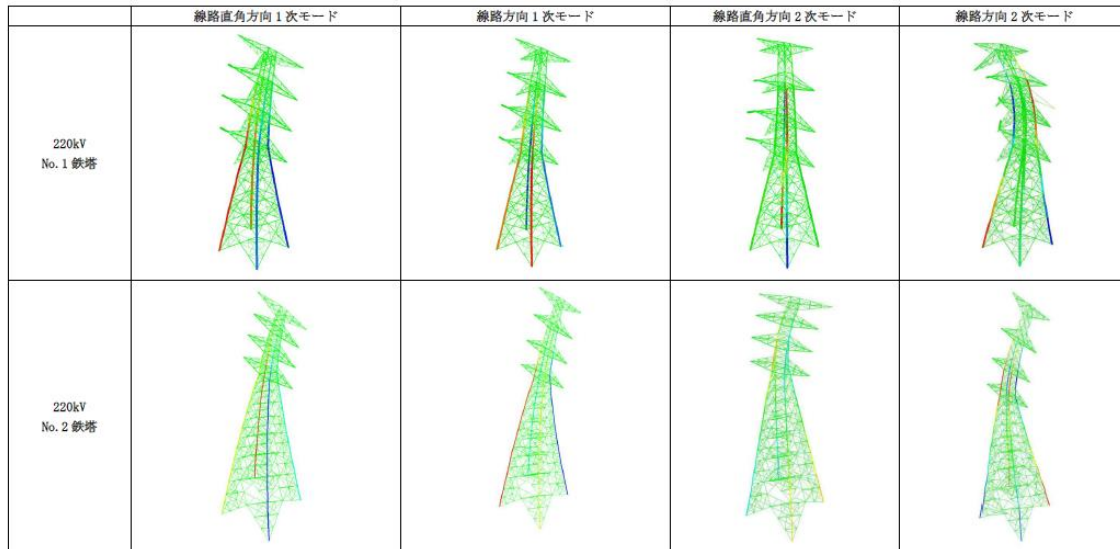


図 1.1.5-1 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 及び No.2 鉄塔の固有モード図

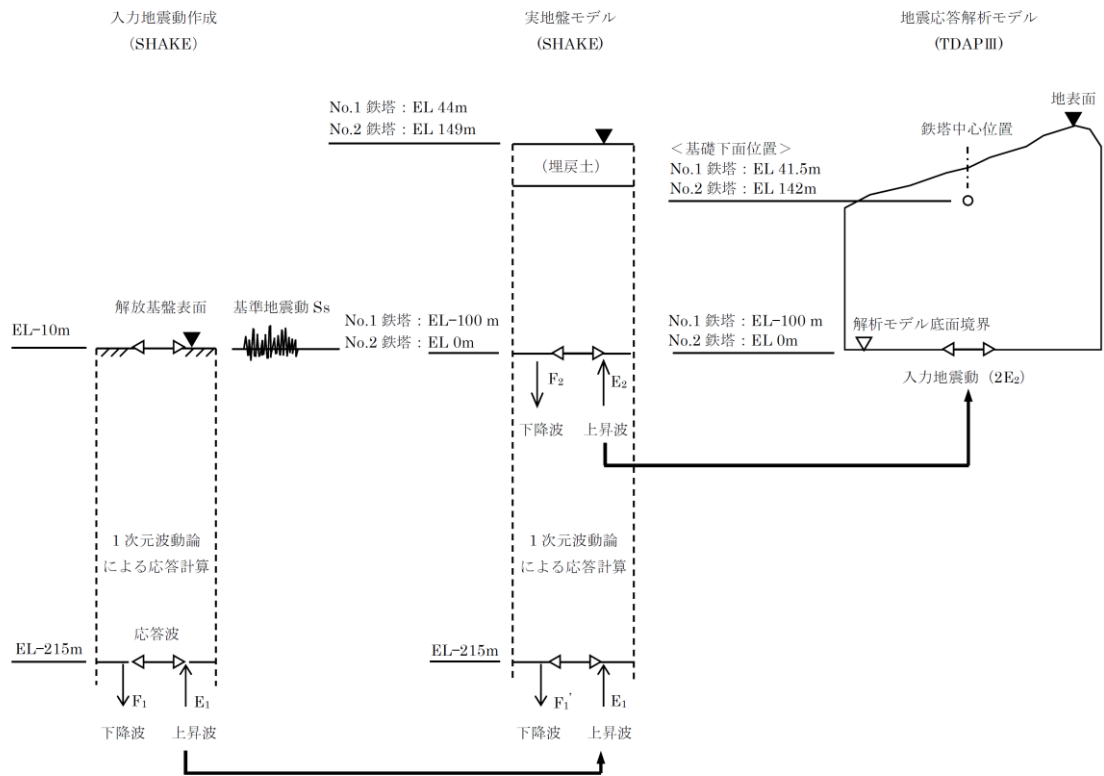
1.1.6 解析用入力地震波

(1) 解析用入力地震波の作成

220kV第二島根原子力幹線No.1及びNo.2鉄塔の地盤応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤面表面（EL-10m）で定義される基準地震動 S_s を、1次元波動論モデルにて、原子炉建物基礎地盤の解析モデル底面（EL-215m）まで引き戻し、鉄塔位置の地盤モデルにて、同じく1次元波動論モデルにより解析モデル底面境界（EL-100m：No.1鉄塔，EL 0.0m：No.2鉄塔）まで引き上げた地震波を、2次元動的 F E M時刻歴非線形解析により各鉄塔位置での地震応答解析モデルの入力位置で評価したものをを用いる。

なお、入力地震波は水平及び鉛直方向についてそれぞれ設定する。

入力地震波作成の概念を図 1.1.6-1 に、解析用入力地震波を図 1.1.6-2、図 1.1.6-3 及び図 1.1.6-4 に示す。

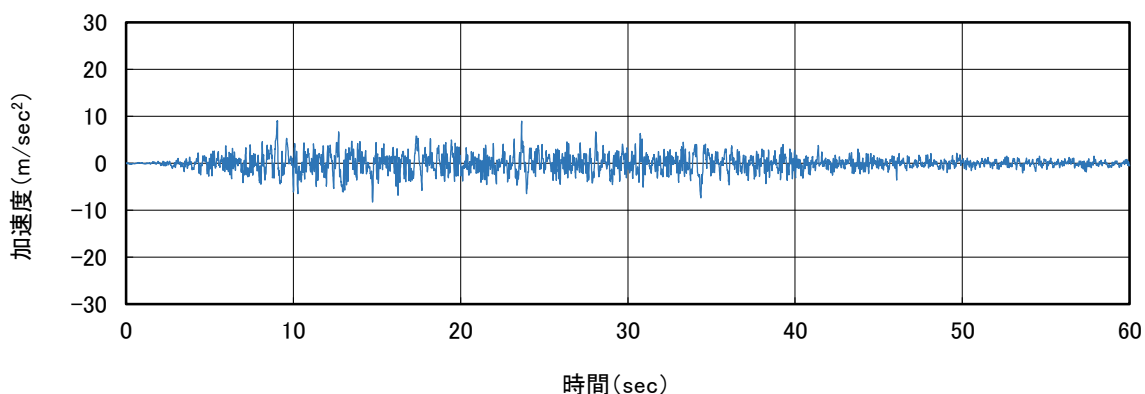


注：図中の「No. 1 鉄塔」及び「No. 2 鉄塔」は 220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 及び No. 2 鉄塔を示す。

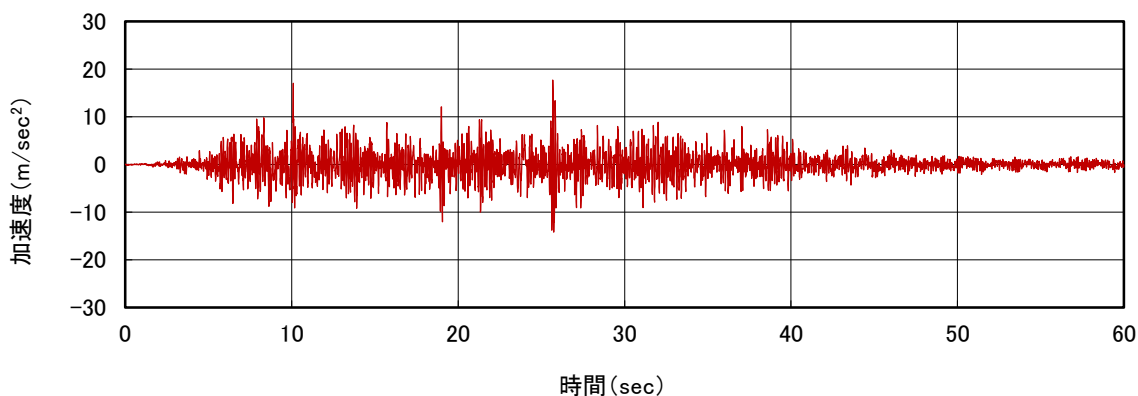
図 1.1.6-1 入力地震波作成の概念図

(2) 解析用入力地震波

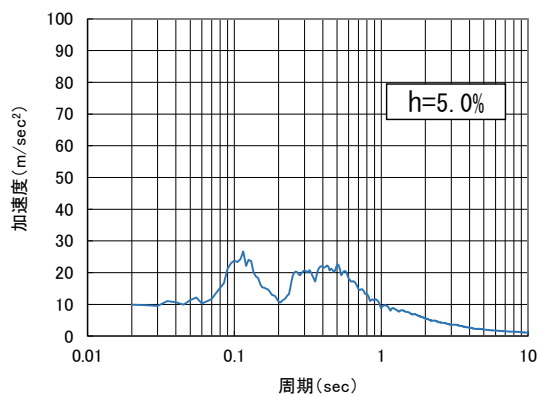
a. 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔 (基準地震動 $S_s - D$)



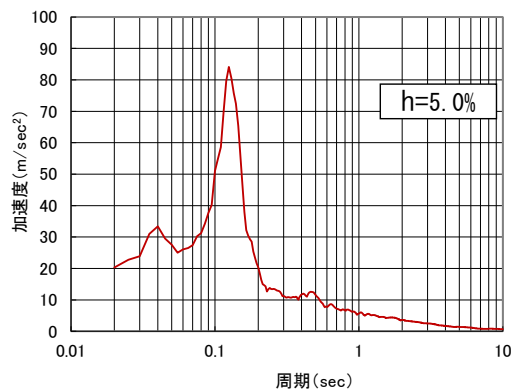
水平成分の入力加速度波形



鉛直成分の入力加速度波形



水平成分の加速度応答スペクトル

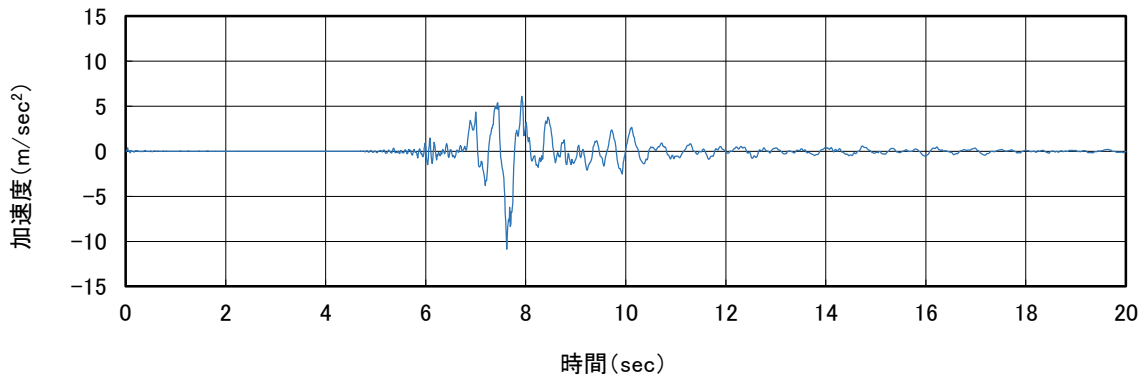


鉛直成分の加速度応答スペクトル

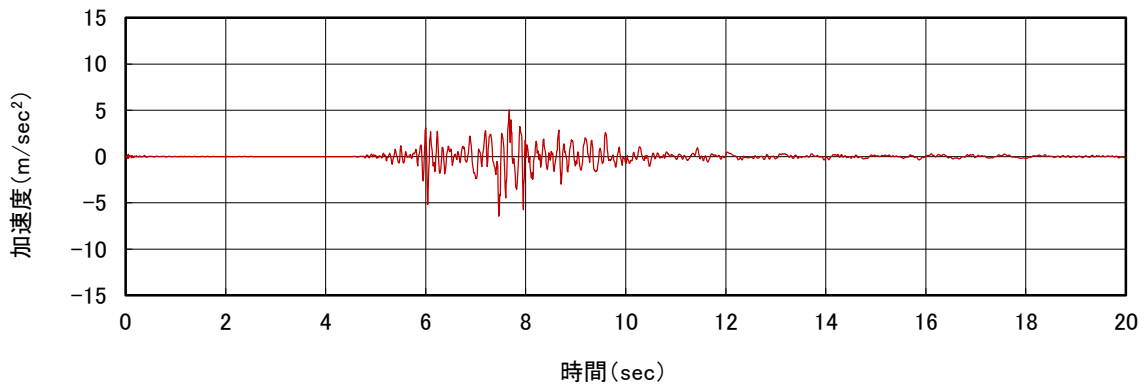
図 1.1.6-2 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔入力地震波
(基準地震動 $S_s - D$)

ここで、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の鉛直成分が水平成分よりも大きくなっている理由を別紙-3 に示す。

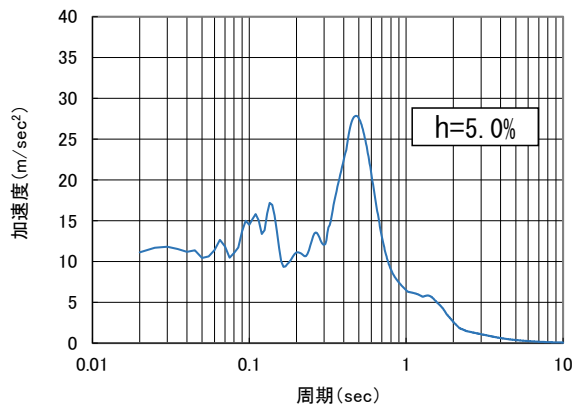
b. 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔 (基準地震動 S s - N 1)



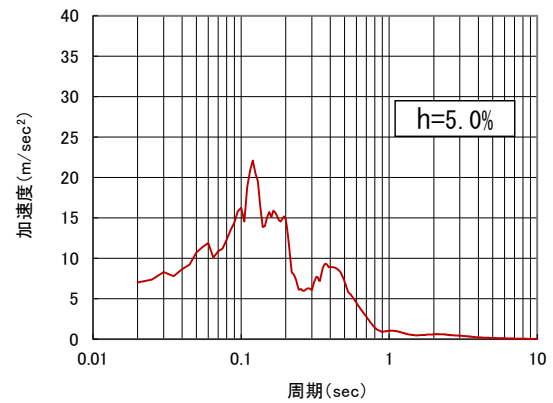
水平成分の入力加速度波形



鉛直成分の入力加速度波形



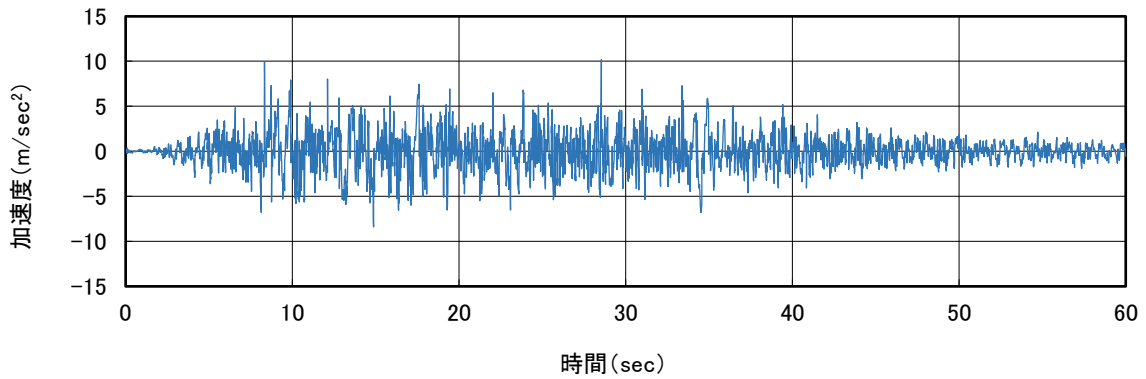
水平成分の加速度応答スペクトル



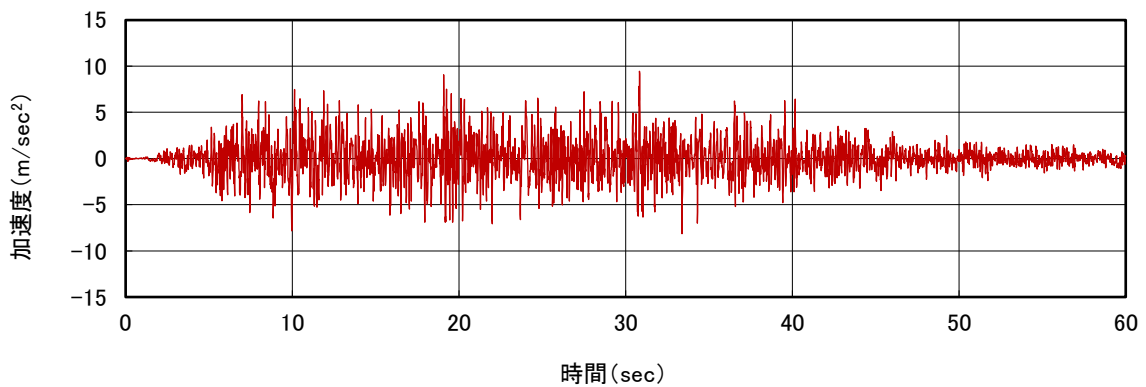
鉛直成分の加速度応答スペクトル

図 1.1.6-3 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔入力地震波
(基準地震動 S s - N 1)

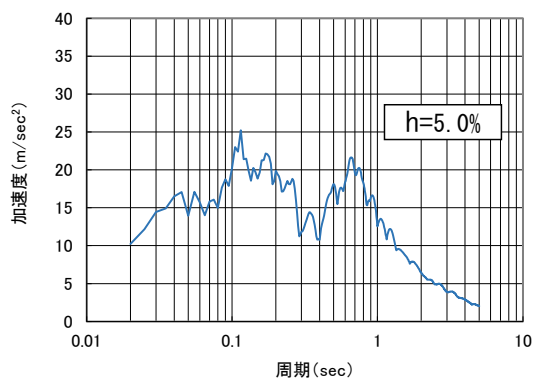
c. 220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔（基準地震動 S s - D）



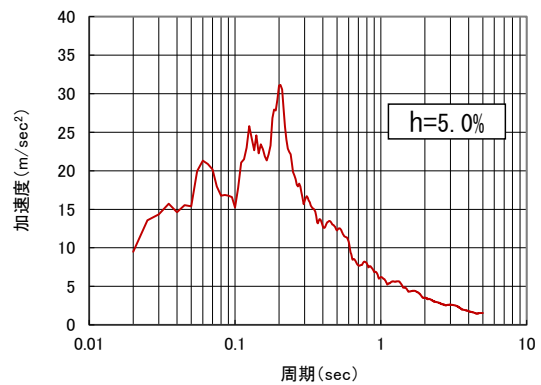
水平成分の入力加速度波形



鉛直成分の入力加速度波形



水平成分の加速度応答スペクトル



鉛直成分の加速度応答スペクトル

図 1.1.6-4 220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔入力地震波
（基準地震動 S s - D）

(3) 地震波の入力方法

(2)の水平成分と鉛直成分を鉄塔の脚部節点へ同時に入力する。水平成分の入力方向は45度刻みの8ケースとする（図1.1.6-5及び図1.1.6-6参照）。

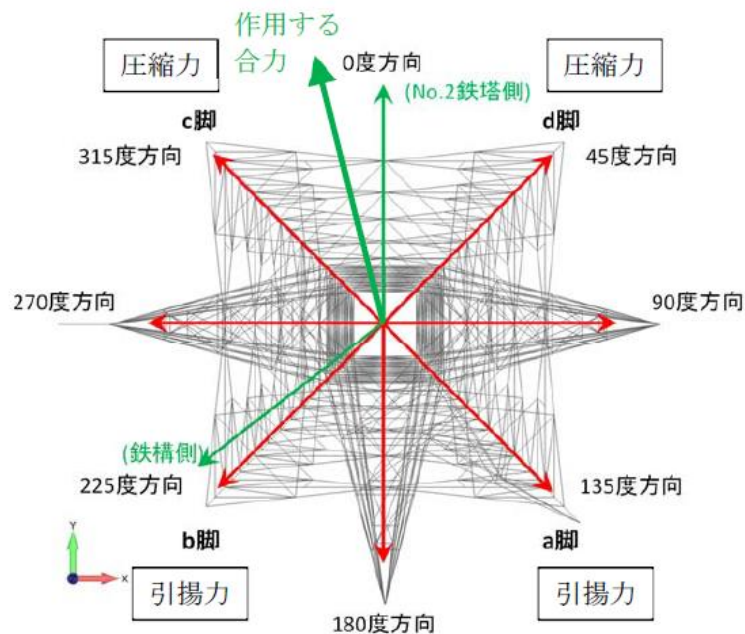
主柱材は、分担応力が最大となる斜め方向入力(45°, 135°, 225°, 315°)の場合、図1.1.6-7のように入力方向に沿った対角の2本で分担するが、他方の2本には地震応力は殆ど生じない。なお直交する水平成分を同時入力した場合、その成分の応答は他方の2本で分担する。

腹材は、分担応力が最大となる水平軸方向入力(0°, 90°, 180°, 270°)の場合、図1.1.6-8のように入力方向に沿った2面の腹材で分担するが、他方の2面には地震応力は殆ど生じない。なお直交する水平成分を同時入力した場合、その成分の応答は他方の2面で分担する。

水平2方向及び鉛直方向の同時入力による応答については、上述のとおり各水平方向入力による応力発生部材が異なるため、水平1方向及び鉛直方向による応答と、最大応力に有意な差は無いと考えられる。

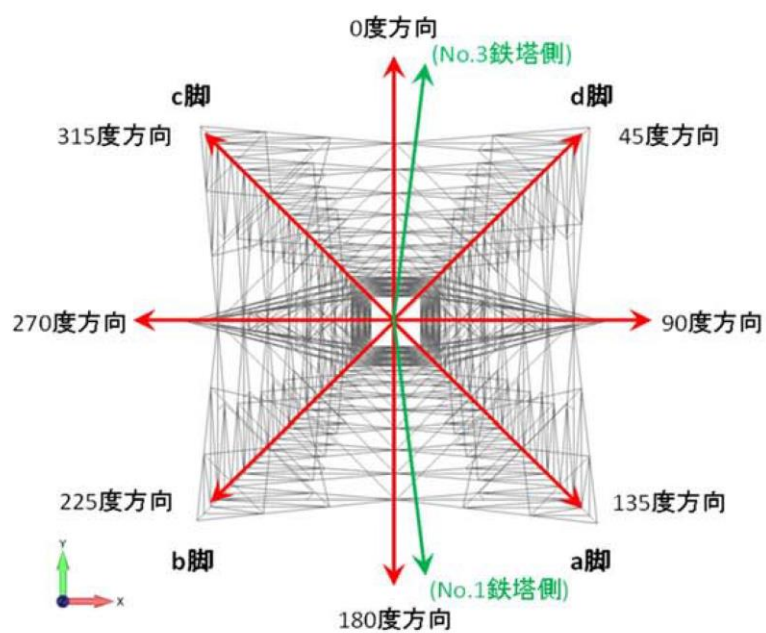
また、架渉線剛性は十分に小さく、隣接鉄塔との相対変位による評価鉄塔の応答への影響は小さいと考えられるが、隣接鉄塔の応答の影響を考慮するため、全ての鉄塔へ評価鉄塔の地震波を入力する。

なお、別紙-4に水平2方向の同時入力による鉄塔の耐震評価への影響を示す。



注：図中の「No.2 鉄塔」は 220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔を示し、「鉄構」は引留鉄構を示す。

図 1.1.6-5 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔本体に作用する張力の作用方向と鉄塔脚の配置関係



注：図中の「No.1 鉄塔」は 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔を示し、
「No.3 鉄塔」は 220kV 第二島根原子力幹線 No.3 鉄塔を示す。

図 1.1.6-6 220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔本体に作用する
張力の作用方向と鉄塔脚の配置関係

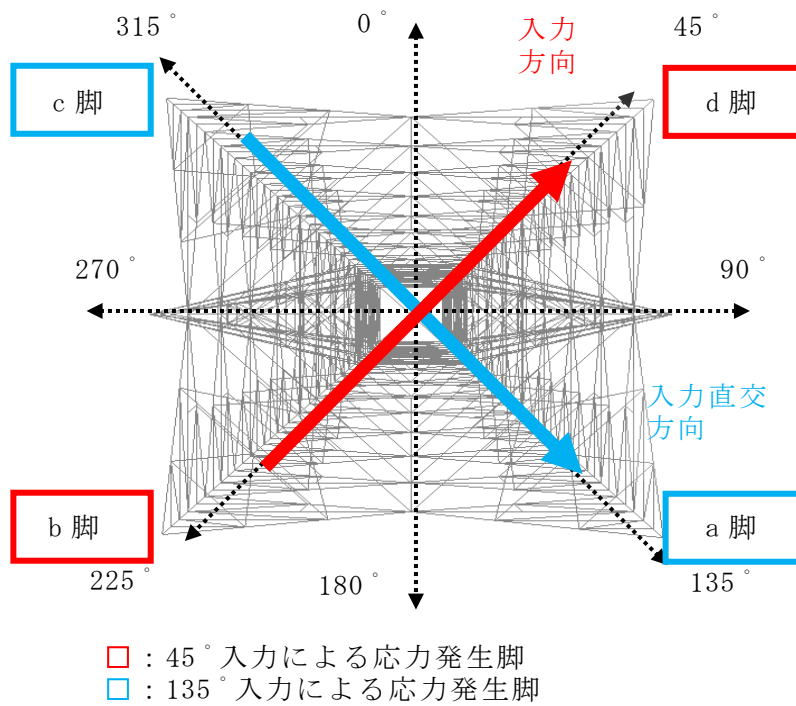


図 1.1.6-7 入力方向と主柱材発生応力の関係

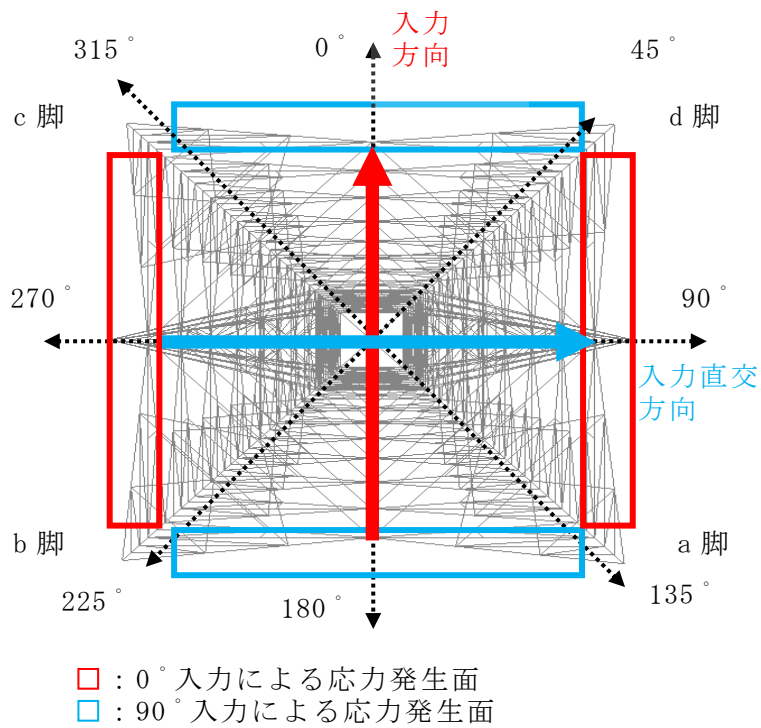


図 1.1.6-8 入力方向と腹材発生応力の関係

1.1.7 解析条件

解析に大きく影響する定数として、送電鉄塔・鉄構、架渉線の減衰定数及び風荷重の設計風速がある。以下に各定数の設定について説明する。

(1) 解析条件の整理

解析条件として用いた各定数の一覧表を表 1.1.7-1 に示す。

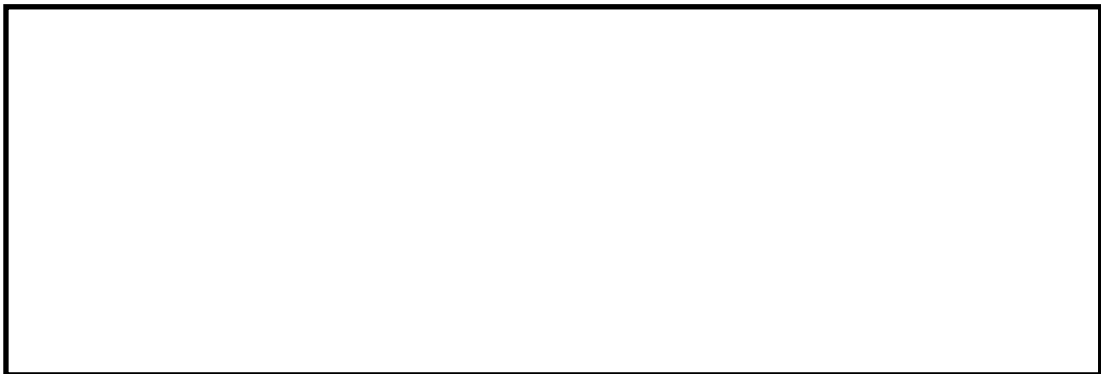
表 1.1.7-1 解析条件として用いた各定数

解析定数		定数設定値	条件設定の考え方
減衰定数	山形鋼鉄塔・鉄構	5%	「平成7年兵庫県南部地震を踏まえた送配電設備の耐震性評価」による設定値を使用。
	架渉線	0.4%	鐵塔（日本鐵塔協会：昭和57年）に「地震時における電線・がいし系の振動特性と鐵塔との連成系の振動特性に関する研究」では、実験と解析の減衰定数を比較した場合、実験での応答量が減衰定数を0.5%に設定した解析結果より小さかったことから、解析に架渉線の減衰定数を0.4%と設定したのは保守的である。
風の影響		風速 30m/s	建築基準法を適用して、平成12年5月31日建設省告示第1454号の風速を保守的に用いることとする。ただし乱れはないものとしガスト影響係数は1とする。

(2) 減衰定数の設定

a. 鋼管鉄塔・山形鋼鉄塔及び鉄構の減衰定数の設定について（大振幅の場合）

電力中央研究所が平成8年3月に報告した論文「平成7年兵庫県南部地震を踏まえた送配電設備の耐震性評価」において等価減衰定数に関して以下のとおり記載されている。



上記より、山形鋼鉄塔の減衰定数を5%と設定するのは保守的である。

なお、この成果は、「電気設備防災対策検討会議報告」（資源エネルギー庁）

にも報告され、また平成13年に日本電気協会の架空送電規程(J E A C 6 0 0 1-2000)へ反映されている。

b. 架渉線の減衰定数の設定について

架渉線の減衰定数は0.4%に設定する。

鐵塔（日本鐵塔協会：昭和57年）に「地震時における電線・がいし系の振動特性と鐵塔との連成系の振動特性に関する研究」が掲載されており、本研究の成果は、「構造物の耐風工学」日本鋼構造協会編にも引用されている。

本研究の概要を以下に示す。

(a) 実験概要

80m径間の試験線において、30トン電気油圧サーボ式加振装置を用いて電線・がいし系の端部を上下及び水平方向に定常加振し、減衰定数と共振曲線のピークを求めた。

(b) 解析概要

弾性剛性と幾何剛性を考慮した多質点系にて試験線をモデル化し、実験と等しく加振振幅を10mmとした時の1/4径間点の応答変位について、減衰定数0.2%と0.5%での共振曲線を求めた。

(c) 評価結果

図1.1.7-1の2本の実線は減衰定数0.2%と0.5%の解析による共振曲線を示し、図中の白丸は実験から得られた共振曲線のピーク値を示している。

共振のピークを比較すると、周波数はほぼ合っているが、実験値の応答量は0.5%の減衰定数の解析結果よりも小さい。これは振幅依存性や空気摩擦等が影響しているものと思われる。

よって、架渉線の減衰定数を0.4%と設定するのは保守的である。

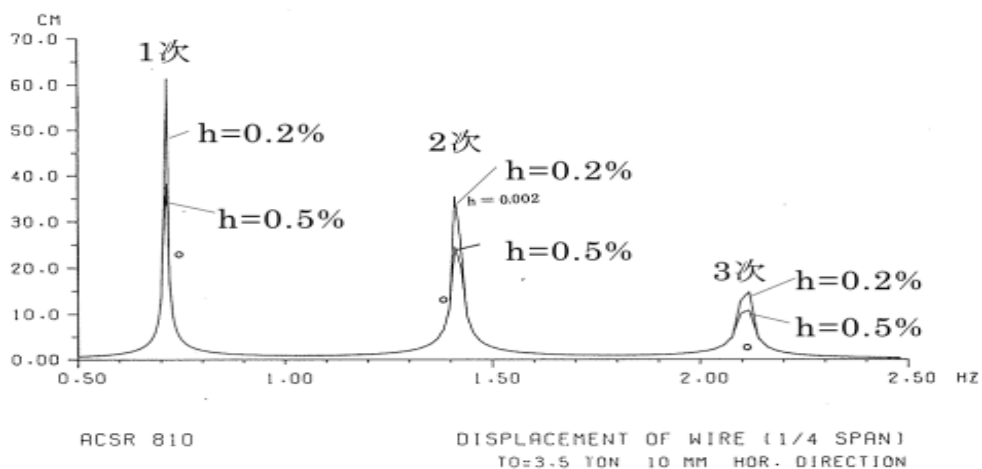


図 1.1.7-1 1/4 径間点における変位の共振曲線の解析値と実験値

c. 減衰定数の設定について

減衰定数は、鉄塔本体については剛性比例型5%を、架渉線については剛性比例型0.4%をそれぞれ設定した。

(3) 風の影響

地震発生時に作用する風速として建築基準法を適用し、平成12年5月31日建設省告示第1454号に定められた島根県松江市に該当する基準風速30m/sを考慮する。ただしガスト影響係数は1とする。これは平均風速30m/sの一様流に相当する。

よって、風速30m/sの風圧に換算係数と受風面積を乗じて、地震時に作用する風荷重を求め、風向は線路直交方向、線路方向及び斜風向を考慮した。

1.1.8 部材強度

強度計算は、「等辺山形鋼許容応力表」、「ボルト許容応力表」、「鋼構造設計規準」、「鋼材等及び溶接部の許容応力度並びに鋼材等及び溶接部の材料強度の基準強度」及び「発電用原子炉設備規格 設計・建設規格（2005年版（2007年追補版含む）＜第I編 軽水炉規格＞ J S M E S N C 1-2005/2007）（日本機械学会）」（以下「J S M E」という。）の法令や各基準にて行う。

送電用鉄塔は平均風速による設計風速に対し、短期許容強度を1.5で除した長期許容強度で設計するが、地震は短期荷重であるため、短期許容強度を用いる。

(1) 鉄塔設計での許容圧縮強度

鉄塔設計での許容圧縮強度は長期許容強度であり、電気設備の技術基準に基づき、部材の偏心の影響を考慮している。

「等辺山形鋼許容応力表」の許容座屈応力度の計算式は、部材の偏心量に応じて表1.1.8-1又は表1.1.8-2を用いる。

表 1.1.8-1 偏心の比較的少ない構造材主柱材 (b カーブ) の許容座屈応力度計算式

材質	厚さ t (mm)	λ_k	許容応力度 σ_{ka} (電気設備の技術基準に準拠)
SS400	$t \leq 16$	$0 < \lambda_k < 105$	$\sigma_{ka} = 154 - 2(\lambda_k/100) - 61(\lambda_k/100)^2$
		$\lambda_k \geq 105$	$\sigma_{ka} = 93 / (\lambda_k/100)^2$
	$16 < t \leq 40$	$0 < \lambda_k < 110$	$\sigma_{ka} = 148 - 2(\lambda_k/100) - 57(\lambda_k/100)^2$
		$\lambda_k \geq 110$	$\sigma_{ka} = 93 / (\lambda_k/100)^2$
SS540	$t \leq 16$	$0 < \lambda_k < 85$	$\sigma_{ka} = 252 - 5(\lambda_k/100) - 165(\lambda_k/100)^2$
		$\lambda_k \geq 85$	$\sigma_{ka} = 93 / (\lambda_k/100)^2$
	$16 < t \leq 40$	$0 < \lambda_k < 85$	$\sigma_{ka} = 245 - 4(\lambda_k/100) - 156(\lambda_k/100)^2$
		$\lambda_k \geq 85$	$\sigma_{ka} = 93 / (\lambda_k/100)^2$

表 1.1.8-2 偏心の多い構造材 腹材 (c カーブ) の許容座屈応力度計算式

材質	厚さ t (mm)	λ_k	許容応力度 σ_{ka} (電気設備の技術基準に準拠)	σ_{ka} 上限値
SS400	$t \leq 16$	$0 < \lambda_k < 135$	$\sigma_{ka} = 153 - 76 \times (\lambda_k/100)$	98
		$\lambda_k \geq 135$	$\sigma_{ka} = 93 / (\lambda_k/100)^2$	
	$16 < t \leq 40$	$0 < \lambda_k < 140$	$\sigma_{ka} = 147 - 71(\lambda_k/100)$	94
		$\lambda_k \geq 140$	$\sigma_{ka} = 93 / (\lambda_k/100)^2$	
SS540	$t \leq 16$	$0 < \lambda_k < 105$	$\sigma_{ka} = 250 - 158(\lambda_k/100)$	160
		$\lambda_k \geq 105$	$\sigma_{ka} = 93 / (\lambda_k/100)^2$	
	$16 < t \leq 40$	$0 < \lambda_k < 110$	$\sigma_{ka} = 244 - 152(\lambda_k/100)$	156
		$\lambda_k \geq 110$	$\sigma_{ka} = 93 / (\lambda_k/100)^2$	

有効細長比

$$\lambda_k = L_k/r$$

許容圧縮強度

$$C = \sigma_{ka} \times A \times 10^{-1}$$

ここで、

σ_{ka} : 許容圧縮応力度 (N/mm²)

λ_k : 有効細長比 (L_k/r)

L_k : 有効座屈長 (cm)

r : 部材断面の回転半径 (cm)

C : 許容圧縮強度 (kN)

A : 部材の断面積 (cm²)

(2) J S M E の供用状態 D を反映した部材の耐震評価用圧縮強度

建築基準法施行令に基づく「鋼材等及び溶接部の許容応力度並びに鋼材等及び溶接部の材料強度の基準強度」にて材料の最低降伏点を表す基準強度が定められている。

J S M E の「供用状態 D」は、「対象とする機器等が全断面にわたって大変

形を生じてよい」と設計仕様書等で規定された圧力及び機械的荷重が負荷された条件下にある状態と定義されている。J S M E の SSB-3121.3「供用状態 D での許容応力」では、「供用状態 D においては、SSB-3121.1(1)から(6)に定めるそれぞれの許容応力の 1.5 倍の値を用いるものとする。この場合において、SSB-3121(1)a.本文中 S_y 及び $S_y(RT)$ は $1.2S_y$ 及び $1.2S_y(RT)$ と読み替えるものとする」と定められており、今回は J S M E の供用状態 D を適用し 1.2 倍の基準強度を用いて強度評価する。

具体的には、1.0 倍と 1.2 倍の基準強度による短期許容強度の比（以下「圧縮強度比」という。）を求め、(1)の長期許容強度に 1.5 及び圧縮強度比を乗じ、耐震評価用の強度とする。

基準強度 1.0 倍による許容圧縮応力度

$$v = 1.5 + (2/3) \times (\lambda_k / \Lambda)^2$$

$$\Lambda = (\pi^2 E / (0.6F))^{1/2}$$

$\lambda_k \leq \Lambda$ のとき、

$$f_{1.0} = (1 - 0.4 \times (\lambda_k / \Lambda)^2) \times F / v$$

$\lambda_k > \Lambda$ のとき、

$$f_{1.0} = 0.277 \times F \times (\Lambda / \lambda_k)^2$$

ここで、

$f_{1.0}$: 基準強度 F での鋼構造設計規準の許容圧縮応力度

Λ : 限界細長比 $(= (\pi^2 E / 0.6F)^{1/2})$

E : ヤング係数 (N/mm^2)

F : 鋼材の基準強度 (N/mm^2)

なお、ヤング係数は「鋼構造設計規準」に準じて表 1.1.4-1 の値を用い、基準強度は建築基準法に準じる。

基準強度 1.2 倍による許容圧縮応力度

$$v' = 1.5 + (2/3) \times (\lambda_k / \Lambda')^2$$

$$\Lambda' = (\pi^2 E / (0.6F'))^{1/2}$$

$\lambda_k \leq \Lambda'$ のとき、

$$f_{1.2} = (1 - 0.4 \times (\lambda_k / \Lambda')^2) \times F' / v'$$

$\lambda_k > \Lambda'$ のとき、

$$f_{1.2} = 0.277 \times F' \times (\Lambda' / \lambda_k)^2$$

ここで、

$f_{1.2}$: 基準強度 F' での許容圧縮応力度

Λ' : 限界細長比

F' : 1.2 倍を適用した基準強度 (N/mm²)

基準強度 1.0 倍と 1.2 倍による許容圧縮応力度の比

$$R_f = f_{1.2}/f_{1.0}$$

ここで、

R_f : 圧縮強度比

耐震評価用の降伏点对応の圧縮強度

$$C' = 1.5 \times R_f \times C$$

ここで、

C' : 耐震評価用の圧縮強度 (kN)

(3) 鉄塔設計での部材の許容引張強度

鉄塔設計での許容引張強度は長期許容強度であり、「等辺山形鋼許容応力表」の許容引張応力度の計算式は、支柱材のような両フランジ接合と、腹材のような片フランジ接合とでそれぞれ下式を用いる。

許容引張強度

$$\text{両フランジ接合 } T = (A - n \times d \times t) \times \sigma_t \times 10^{-1}$$

$$\text{片フランジ接合 } T = (0.75A - n \times d \times t) \times \sigma_t \times 10^{-1}$$

ここで、

T : 許容引張強度 (kN)

σ_t : 許容引張応力度 (N/mm²)

(「等辺山形鋼許容応力表」の値を用いる)

n : ボルト控除本数

d : 控除穴径 (cm)

(J E C-1 2 7 よりボルト径+2.5mm)

t : 山形鋼の厚さ (cm)

(4) J S M E の供用状態 D を反映した部材の耐震評価用引張強度

供用状態 D は基準強度を 1.2 倍した短期許容強度である。ここでは(3)の長期許容強度に 1.2 及び 1.5 を乗じ、耐震評価用の強度とする。

耐震評価用の引張強度

$$T' = 1.2 \times 1.5 \times T$$

ここで、

T' : 耐震評価用の引張強度 (kN)

(5) 鉄塔設計でのボルト強度

鉄塔設計でのボルトの許容強度は長期許容強度であり、以下の式により求める。

ボルトの許容せん断強度

$$B_{s1} = s \times \tau \times A_s \times 10^{-3}$$

$$B_s = B_{s1} \times N$$

ここで、

B_{s1} : ボルト 1 本当たりの許容せん断強度 (kN/本)

τ : ボルトの許容せん断応力度 (N/mm²)

A_s : ボルトのせん断対象断面積 (mm²)

B_s : ボルトの許容せん断強度 (kN)

N : ボルト本数

ボルトの許容支圧強度

$$B_{b1} = \sigma_b \times d_b \times t \times 10^{-3}$$

$$B_b = B_{b1} \times N$$

ここで、

B_{b1} : ボルト 1 本当たりの許容支圧強度 (kN/本)

σ_b : 部材及びボルトの許容支圧応力度の小なる方 (N/mm²)

d_b : ボルトの支圧対象径 (mm)

t : 部材厚 (mm)

B_b : ボルトの許容支圧強度 (kN)

(6) J S M E の供用状態 D を反映した耐震評価用ボルト強度

供用状態 D は短期許容強度である。

ここでは、ボルトのせん断強度は(5)の長期許容強度に 1.5 を乗じ、耐震評価用の強度とする。

耐震評価用のせん断強度

$$B_s' = B_s \times 1.5$$

ここで、

B_s' : 耐震評価用のせん断強度 (kN)

ボルトの支圧強度は 1.2 倍の基準強度を考慮し，(5)の長期許容強度に 1.2 及び 1.5 を乗じ，耐震評価用の強度とする。

耐震評価用の支圧強度

$$B_b' = B_b \times 1.2 \times 1.5$$

ここで，

B_b' : 耐震評価用の支圧強度 (kN)

耐震評価用のボルト強度

$$B' = \min(B_s', B_b')$$

ここで，

B' : 耐震評価用のボルト強度 (kN)

(7) 強度計算に使用した各定数の整理

強度計算に使用した各定数の一覧表を表 1.1.8-3 に示す。

(8) 最小安全率の計算例

(220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔の 20 番パネル腹材のボルト接合部)

鉄塔設計における長期許容強度は 20 番パネル腹材(材質 SS400, L100×7)のボルト接合部(材質 SS400, 径 16mm-3 本)は山形鋼の重ね継手であり，最小安全率は以下の様に求まる。

鉄塔設計でのボルト強度

ボルトの許容せん断強度

$$\begin{aligned} B_s &= B_{s1} \times N \\ &= (s \times \tau \times A_s \times 10^{-3}) \times N \\ &= (1 \times 94 \times 169.7 \times 10^{-3}) \times 3 \\ &= 59.5 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

ボルトの許容支圧強度

$$\begin{aligned} B_b &= B_{b1} \times N \\ &= (\sigma_b \times d_b \times t \times 10^{-3}) \times N \\ &= (269 \times 14.701 \times 7 \times 10^{-3}) \times 3 \\ &= 83.0 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

耐震評価用のボルト強度

耐震評価用のせん断強度

$$\begin{aligned} B_s' &= B_s \times 1.5 \\ &= 59.5 \times 1.5 \\ &= 89.2 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

耐震評価用の支圧強度

$$\begin{aligned} B_b' &= B_b \times 1.2 \times 1.5 \\ &= 83.0 \times 1.2 \times 1.5 \\ &= 149.4 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

耐震評価用のボルト強度

$$\begin{aligned} B' &= \min(B_s' , B_b') \\ &= 89.2 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

時刻歴応答解析における 20 番パネル腹材の最大軸力は圧縮が 76.7kN, 引張が 78.0kN であることから, 接合部に生じる最大応力は両者の最大値である 78.0kN となる。

以上より, 20 番パネル腹材のボルト接合部の安全率は, 強度を最大応力で除した 1.14 となる。

表 1.1.8-3 (1/2) 強度計算に使用した各定数

記号	名称	単位	評価結果 (安全率) への影響について	使用規格
σ_{ka}	許容座屈応力度	N/mm ²	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
α_i	i次項係数	—	規格に定める「許容座屈応力度の計算式」を使用しており、評価結果への裕度には影響しない。	A
λ_k	有効細長比	—	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
L_k	有効座屈長	cm	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
r	部材断面の回転半径	cm	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
C	許容圧縮強度	kN	規格に定める「許容座屈応力度の計算式」を使用しており、評価結果への裕度には影響しない。	A
A	部材の断面積	cm ²	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
$f_{1.0}$	基準強度Fでの許容圧縮応力度	N/mm ²	規格に定めている「許容圧縮応力度」の計算式を使用している。算出過程で使用する鋼材の基準強度Fが規格値のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	E (計算上の記号)
A	基準強度Fでの限界細長比	—	規格に定めている「許容圧縮応力度」の計算式を使用している。算出過程で使用する鋼材の基準強度Fが規格値のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	E
E	ヤング係数	N/mm ²	規格に定めている数値を使用しており、評価結果への裕度には影響しない。	C
F	鋼材の基準強度	N/mm ²	規格に定めている数値を使用している。基準強度が規格値のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	D
$f_{1.2}$	基準強度F'での許容圧縮応力度	N/mm ²	規格に定めている「許容圧縮応力度」の計算式を使用している。算出過程で使用する1.2倍を適用した基準強度F'のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	E (計算上の記号)
A'	基準強度F'での限界細長比	—	規格に定めている「許容圧縮応力度」の計算式を使用している。算出過程で使用する1.2倍を適用した基準強度F'のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	E (計算上の記号)
F'	1.2倍を適用した基準強度	N/mm ²	規格に定めている数値を使用している。なおJISの供用状態Dに基づきJISに定める構造用鋼材として基準強度を1.2倍して適用している。1.2倍を適用した基準強度F'のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	D, E (計算上の記号)
R _f	圧縮強度比	—	$f_{1.0}$ と $f_{1.2}$ の比を算出しており、F'よりも実強度が大きいため、実際の圧縮強度比は増加することから、評価結果は保守的となる。	計算上の記号
C'	耐震評価用の圧縮強度	kN	鉄塔設計用強度に基準強度倍率を反映した耐震評価用の強度計算であり、算出過程で使用する基準強度F及びF'のままであれば評価結果への裕度には影響しない。	計算上の記号
T	許容引張強度	kN	規格に定める「許容引張応力度の計算式」を使用しており、評価結果への裕度には影響しない。	A (計算上の記号)
σ_t	許容引張応力度	N/mm ²	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
n	ボルト控除本数	—	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
d	控除孔径	cm	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
t	山形鋼の厚さ	cm	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A

表 1.1.8-3 (2/2) 強度計算に使用した各定数

記号	名称	単位	評価結果 (安全率) への影響について	使用規格
T'	耐震評価用の引張強度	kN	鉄塔設計用強度に基準強度倍率を反映した耐震評価用の強度計算であり, 算出過程で使用する基準強度F及びF'のままであれば評価結果への裕度には影響しない。	計算上の記号
B _{s1}	ボルト1本当たりの許容せん断強度	kN/本	規格に定める「許容せん断応力度」を使用しており, 評価結果への裕度には影響しない。	B (計算上の記号)
τ	ボルトの許容せん断応力度	N/mm ²	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため, 評価結果への裕度には影響しない。	B
A _s	ボルトのせん断対象断面積	mm ²	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため, 評価結果への裕度には影響しない。	B
B _s	ボルトの許容せん断強度	kN	規格に定める「許容せん断応力度」を使用しており, 評価結果への裕度には影響しない。	B (計算上の記号)
N	ボルト本数	—	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため, 評価結果への裕度には影響しない。	B (計算上の記号)
B _{b1}	ボルト1本当たりのボルトの許容支圧強度	kN/本	規格に定める「許容支圧応力度」を使用しており, 評価結果への裕度には影響しない。	B (計算上の記号)
σ _b	部材及びボルトの許容支圧応力度の小なる方	N/mm ²	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため, 評価結果への裕度には影響しない。	B
d _b	ボルトの支圧対象径	mm	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため, 評価結果への裕度には影響しない。	B
t	部材厚	mm	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため, 評価結果への裕度には影響しない。	B
B _b	ボルトの許容支圧強度	kN	規格に定める「許容支圧応力度」を使用しており, 評価結果への裕度には影響しない。	B (計算上の記号)
B _{s'}	耐震評価用のボルトのせん断強度	kN	鉄塔設計用強度に基準強度倍率を反映した耐震評価用の強度計算であり, 算出過程で使用する基準強度F及びF'のままであれば評価結果への裕度には影響しない。	計算上の記号
B _{b'}	耐震評価用のボルトの支圧強度	kN	鉄塔設計用強度に基準強度倍率を反映した耐震評価用の強度計算であり, 算出過程で使用する基準強度F及びF'のままであれば評価結果への裕度には影響しない。	計算上の記号
B'	耐震評価用のボルト強度	kN	鉄塔設計用強度に基準強度倍率を反映した耐震評価用の強度計算であり, 算出過程で使用する基準強度F及びF'のままであれば評価結果への裕度には影響しない。	計算上の記号

使用規格

A : 等辺山形鋼許容応力表 [電気設備技術基準 (1997) 及び J E C - 1 2 7 - 1979 準拠]

B : ボルト許容応力表 [電気設備技術基準 (1997) 及び J E C - 1 2 7 - 1979 準拠]

C : 鋼構造設計規程 [日本建築学会] (2005年改定)

D : 鋼材等及び溶接部の許容応力度並びに鋼材等及び溶接部の材料強度の基準強度 [建築基準法施行令 昭和55年建設省告示第1794号]

E : J S M E

1.1.9 解析結果

220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔は基準地震動 $S_s - D$ 及び $S_s - N1$, 220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔は基準地震動 $S_s - D$ による鉄塔基礎部の応答波形を設計用地震動として用いて, 鉄塔・架渉線連成系の有限要素モデルにて時刻歴応答解析を実施し得られた地震荷重と, 風荷重解析を実施し得られた風荷重とを加算し, 耐震評価における発生荷重とした。各強度を発生荷重で除して求めた安全率が最小となる箇所の一覧を表 1.1.9-1 及び表 1.1.9-2 に示す。安全率は強度を発生荷重で除して求めている。表中の発生荷重は小数点 2 位以下を切り上げ, 強度は小数点 2 位以下を切り捨て, また安全率は小数点 3 位以下を切り捨てた値としている。

なお, 鉄塔上部が強度不足となり変形しても鉄塔全体は倒壊せず, また変形し上部も架渉線の支えにより落下しないと考えられるため, 下表では鉄塔下部(鉄塔の支柱材の傾きが変わる曲げ点より下方)の健全性を対象に評価した。

島根原子力発電所の構内にある 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 及び No.2 鉄塔は評価対象とした基準地震動に基準風速 30m/s の風を想定した評価であり, 支柱材及び腹材の安全率は 1 以上であるため, 倒壊はしない。

表 1.1.9-1 支柱材と腹材の最小安全率一覧 (基準地震動 $S_s - D$)

	鉄塔構造	減衰定数	最小安全率の支柱材				最小安全率の腹材			
			位置	発生荷重	強度	安全率	位置	発生荷重	強度	安全率
				[kN]	[kN]			[kN]	[kN]	
220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔	山形鋼	5%	16 番パネルボルト	3118.7	4009.9	1.28	12 番パネル部材圧	300.2	454.0	1.51
220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔	山形鋼	5%	20 番パネルボルト	2195.8	2577.7	1.17	20 番パネルボルト	78.0	89.2	1.14

注：基準風速 30m/s を想定

表 1.1.9-2 支柱材と腹材の最小安全率一覧 (基準地震動 $S_s - N1$)

	鉄塔構造	減衰定数	最小安全率の支柱材				最小安全率の腹材			
			位置	発生荷重	強度	安全率	位置	発生荷重	強度	安全率
				[kN]	[kN]			[kN]	[kN]	
220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔	山形鋼	5%	13 番パネルボルト	3097.3	3723.4	1.20	12 番パネル部材引張	309.4	445.8	1.44

注：基準風速 30m/s を想定

1.1.10 送電鉄塔基礎の耐震評価

(1) 概要

220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔及び No.2 鉄塔については、アクセスルートの確保や保管場所の可搬型重大事故等対処設備（以下「可搬型設備」という。）への影響防止の観点から、架渉線と鉄塔連成系モデルによる地震応答解析を実施し、基準地震動に対する耐震性を確認している。220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔の基礎は、a, b 脚及び c, d 脚のそれぞれで形状の異なる床板と各床板に接続された鋼管杭を介して表層から最大約 17m 以深の岩盤で支持する構造形状となっており、220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔の基礎は、表層から 5~6m 程度の根入れを有する RC 逆 T 字型基礎の構造形式となっている。

(2) 評価方針

当該鉄塔基礎について、基準地震動 S_s (S_s-D 及び S_s-N1) による耐震性評価を実施する。当該鉄塔基礎の耐震評価では、基準地震動 S_s に対する鉄塔本体の地震応答解析によって得られる荷重を考慮したうえで、各鉄塔位置での地盤の地震応答解析結果から得られる地盤の応答変位を与えた応答変位法により算出する発生応力が、鋼管杭（220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔基礎）及び RC 基礎部（220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔及び No.2 鉄塔基礎）の許容限界値を下回ることを確認する。

(3) 評価方法

a. 鉄塔基礎の概要

220kV 第二島根原子力幹線 No.1 及び No.2 鉄塔の位置図を図 1.1.10-1 に示す。

220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔基礎は、a, b 脚及び c, d 脚のそれぞれで形状の異なる床板と各床板に接続された鋼管杭（ $\phi 700\text{mm}$, $L=8.5\text{m}\sim 14.5\text{m}$ ）で構成されており、鋼管杭を介して表層から最大約 17m 以深の岩盤で支持する構造形式である。なお、各脚間は不同変位の抑制を目的としたつなぎ梁が設けられている。

220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔基礎は、a, d 脚及び b, c 脚のそれぞれで基礎高さが異なる（ポスト継高さが異なる）構造である。

220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔基礎図を図 1.1.10-2 に示し、No.2 鉄塔基礎図を図 1.1.10-3 に、No.2 鉄塔基礎寸法表を表 1.1.10-1 に示す。

なお、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、基礎の耐震補強を行った。別紙-6 に耐震補強の概要を示す。

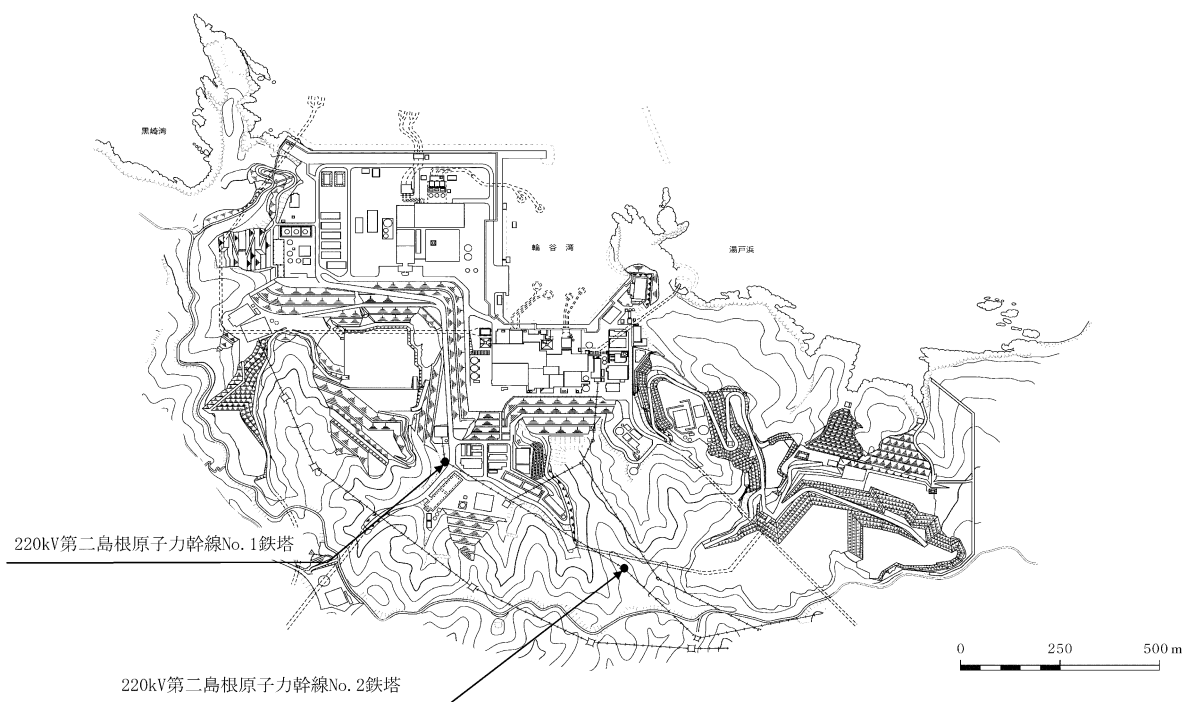
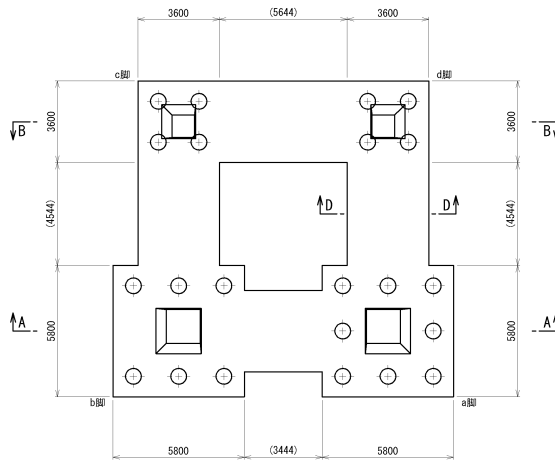
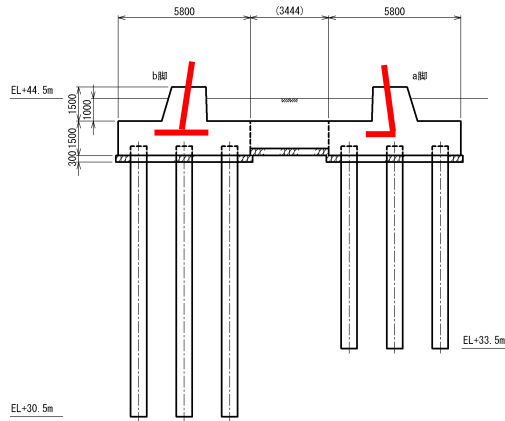


図 1.1.10-1 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 及び No.2 鉄塔位置図

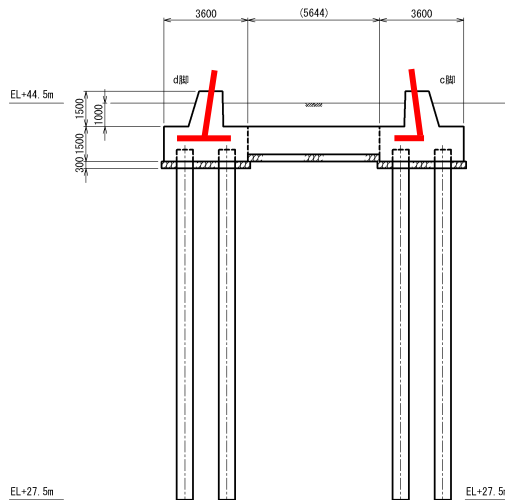


(a) 基礎平面図



注：赤線は主柱材を示す。

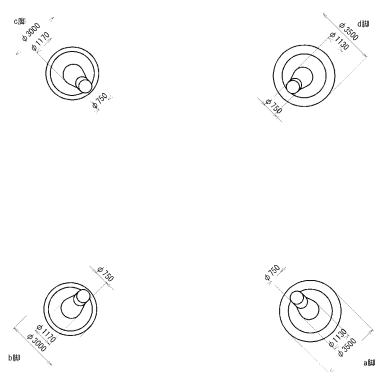
(b) 基礎断面図 (A-A 断面)



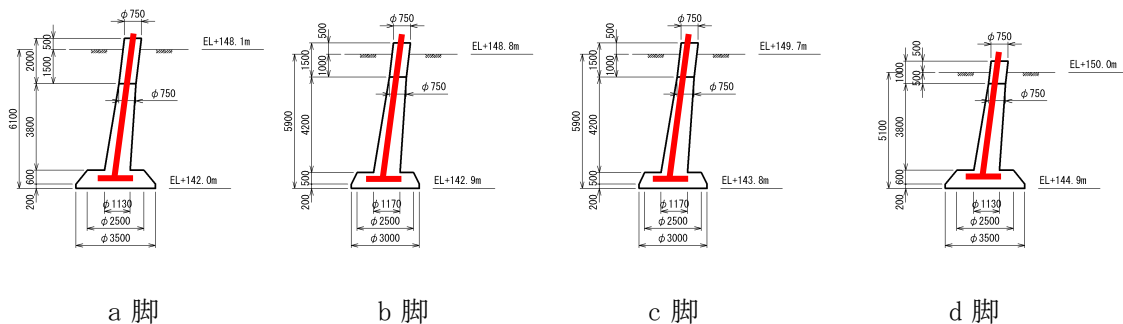
注：赤線は主柱材を示す。

(c) 基礎断面図 (B-B 断面)

図 1.1.10-2 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔基礎図



(a) 基礎平面図



a 脚

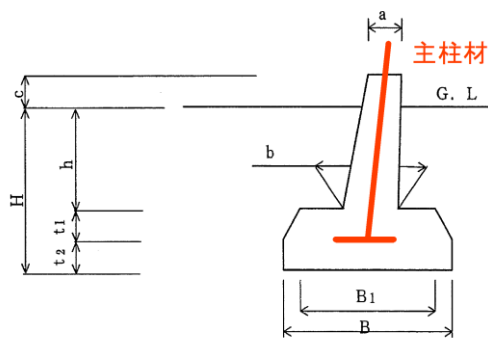
b 脚

c 脚

d 脚

注：赤線は主柱材を示す。

(b) 基礎断面図



(c) 基礎寸法図

図 1.1.10-3 220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔基礎図

表 1.1.10-1 220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔基礎寸法表

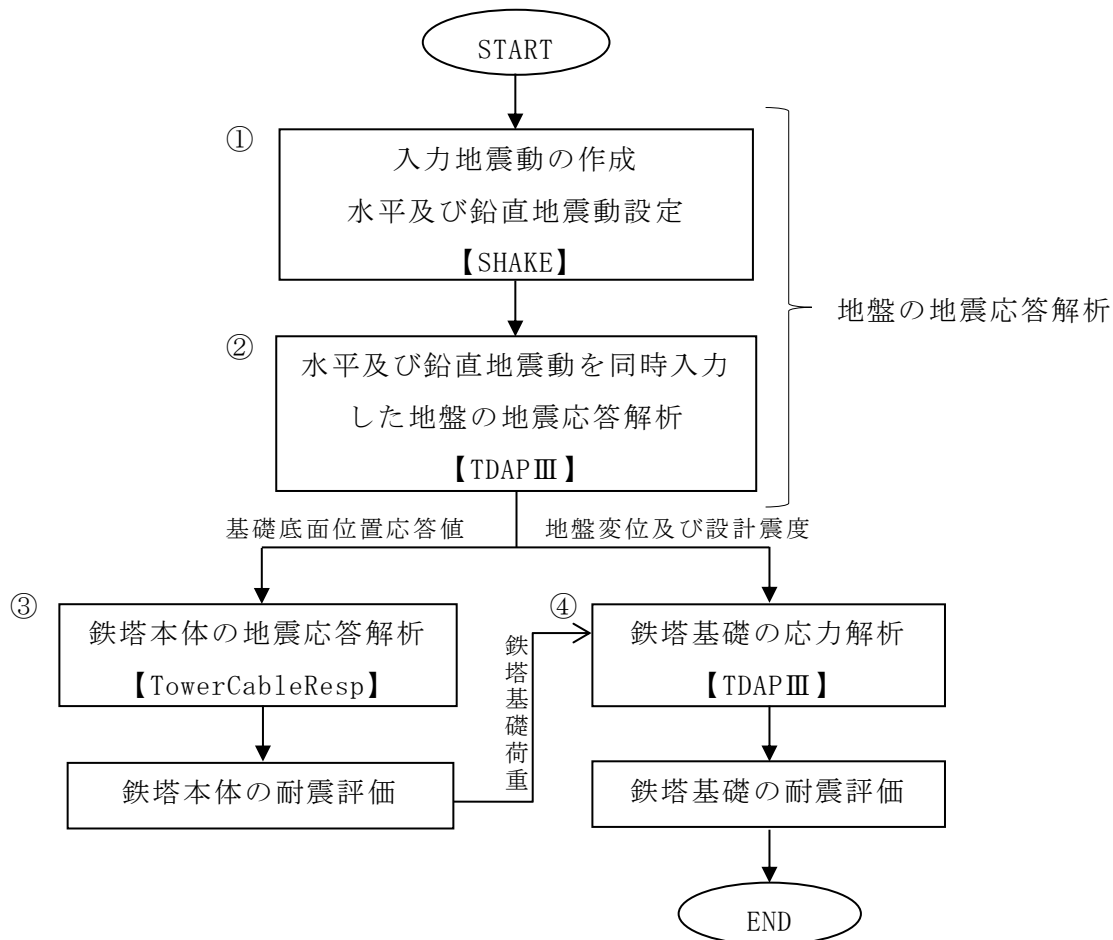
対象脚	基礎型	基礎体設計荷重 (kN)		寸法 (m)								
		圧縮力 C	引揚力 T	H	B	B ₁	a	b	c	h	t ₁	t ₂
b, c 脚	KN125KM	1190	1240	4.40	3.00	2.50	0.75	1.17	0.50	3.70	0.50	0.20
a, d 脚	KN135KM	1630	1310	4.10	3.50	2.50	0.75	1.13	0.50	3.30	0.60	0.20

b. 評価方法

評価フローを図 1.1.10-4 に示す。

220kV 第二島根原子力幹線 No.1 及び No.2 鉄塔の各基礎は次の手順で評価を実施する。

- ① 1次元波動論に基づく地震応答解析（解析コード「SHAKE ver.2.0」）により地盤の地震応答解析に用いる入力地震動を作成する。
- ② 鉄塔位置の地盤モデルに対して、2次元動的FEM時刻歴非線形解析（解析コード「TDAPⅢ ver.3.04 及び ver.3.07」）を行い、鉄塔本体の地震応答解析に用いる入力地震動の算定、鉄塔基礎の応力解析に用いる地盤変位の算定を行う。
- ③ 鉄塔本体をはり要素で分割した解析モデルに対して3次元動的FEM時刻歴線形解析（解析コード「TowerCableResp ver.1.311c」）により、鉄塔本体の発生断面力を算定し、鉄塔本体の耐震評価を行う。
- ④ 鉄塔基礎をはり要素で分割した解析モデルに対して3次元静的FEM線形解析（解析コード「TDAPⅢ ver.3.04」）により、鉄塔基礎の発生断面力を算定し鉄塔基礎の耐震評価を行う。



注：【 】は解析コードを示す。

図 1.1.10-4 評価フロー

なお、鉄塔基礎の評価に用いる解析コード「TDAPⅢ」の検証及び妥当性確認等については、別紙-7に示す。

(a) 入力地震動の作成

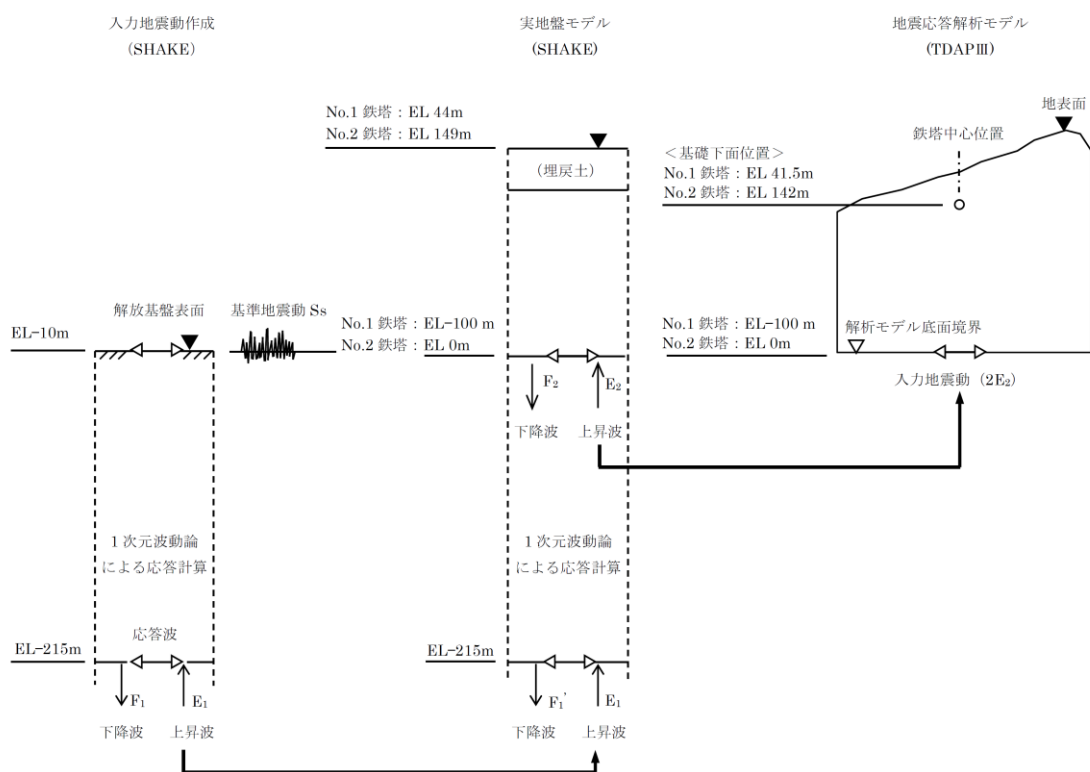
イ. 概要

地震応答解析は、地盤の応答変位及び鉄塔本体の地震応答解析に用いる入力地震動を算定する目的で実施する。

ロ. 入力地震動の作成

地盤の地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤面で定義された基準地震動を解放基盤モデルの逆応答解析により解析モデル底面（EL-215m）まで引き戻した後、この引き戻し波（ $2E_1$ ）を用いて、鉄塔位置の実地盤モデルにより順応答解析を行い、解析モデル底面境界まで引き上げた地震波（ $2E_2$ ）を用いる。

入力地震動作成の概念図を図 1.1.10-5 に示す。



注：図中の「No.1 鉄塔」及び「No.2 鉄塔」は 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 及び No.2 鉄塔を示す。

図 1.1.10-5 入力地震動作成の概念図

(b) 地盤の地震応答解析

イ. 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔

【評価方法】

220kV第二島根原子力幹線No. 1 鉄塔は図1.1.10-6のとおり斜面法尻に位置すること及び鉄塔の東側に非線形材料である埋戻土が広く分布していることから、地形の影響を考慮できる2次元動的FEM解析により地震応答解析を実施する。また、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、図1.1.10-7に示すとおり当該鉄塔設置位置の地下水位はEL 約20mであり、当該鉄塔の基礎下端 (EL 約30m) より低いことから、解析コード「T D A P III ver. 3.04」により実施する。

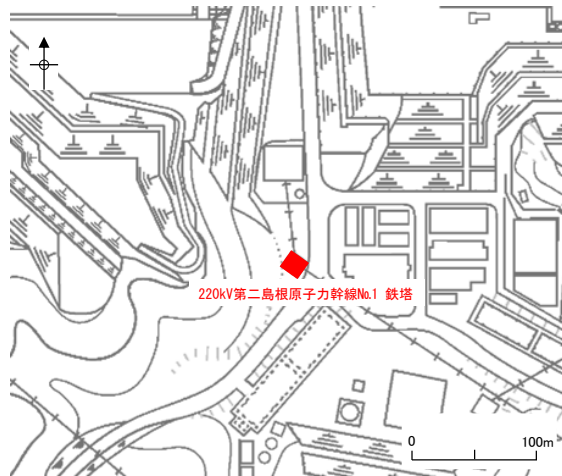


図1.1.10-6 220kV第二島根原子力幹線No. 1 鉄塔周辺の地形

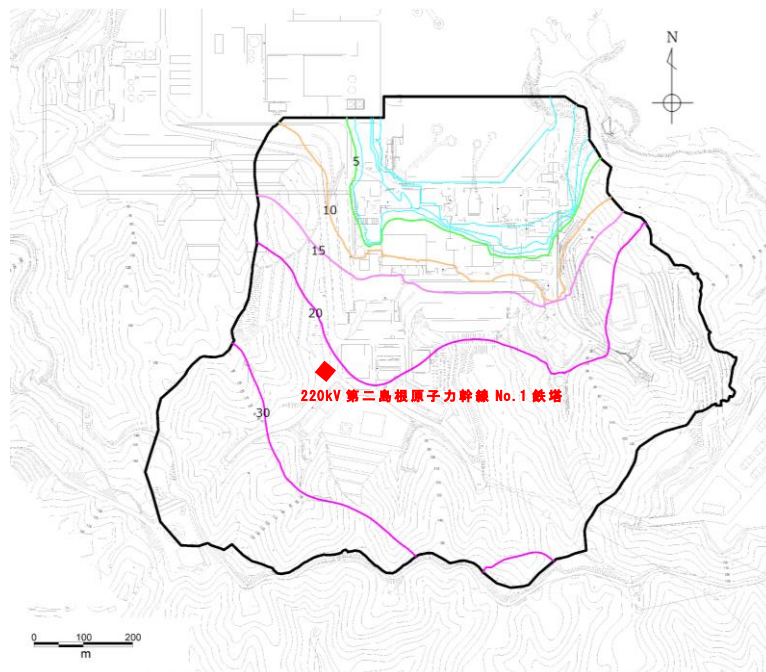


図1.1.10-7 敷地の地下水位分布 (1, 2号機エリア) と
220kV第二島根原子力幹線No.1鉄塔の位置関係

【評価対象断面の選定】

220kV第二島根原子力幹線No. 1 鉄塔の南北方向及び東西方向の平面位置図を図1.1.10-8に、地質断面図を図1.1.10-9に示す。

東西方向は、南北方向に比べ、速度層構造が同様であるが、西側斜面が近接することから、地震応答が大きくなると考えられるため、東西断面評価対象断面に選定する。

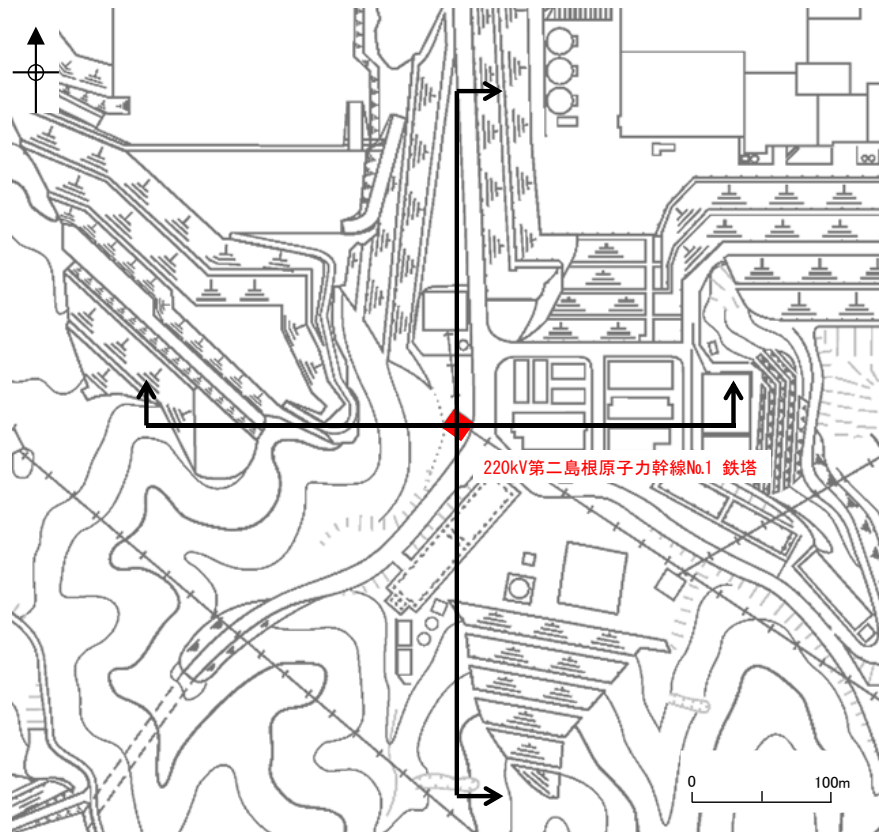
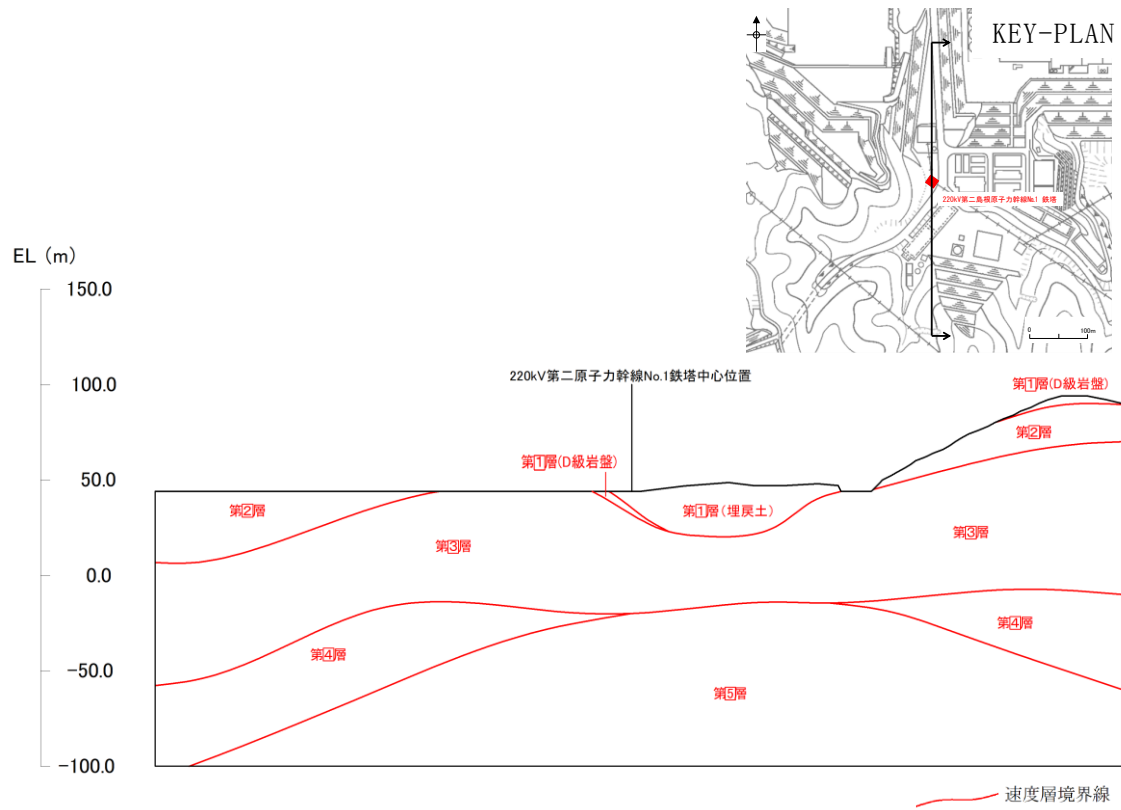
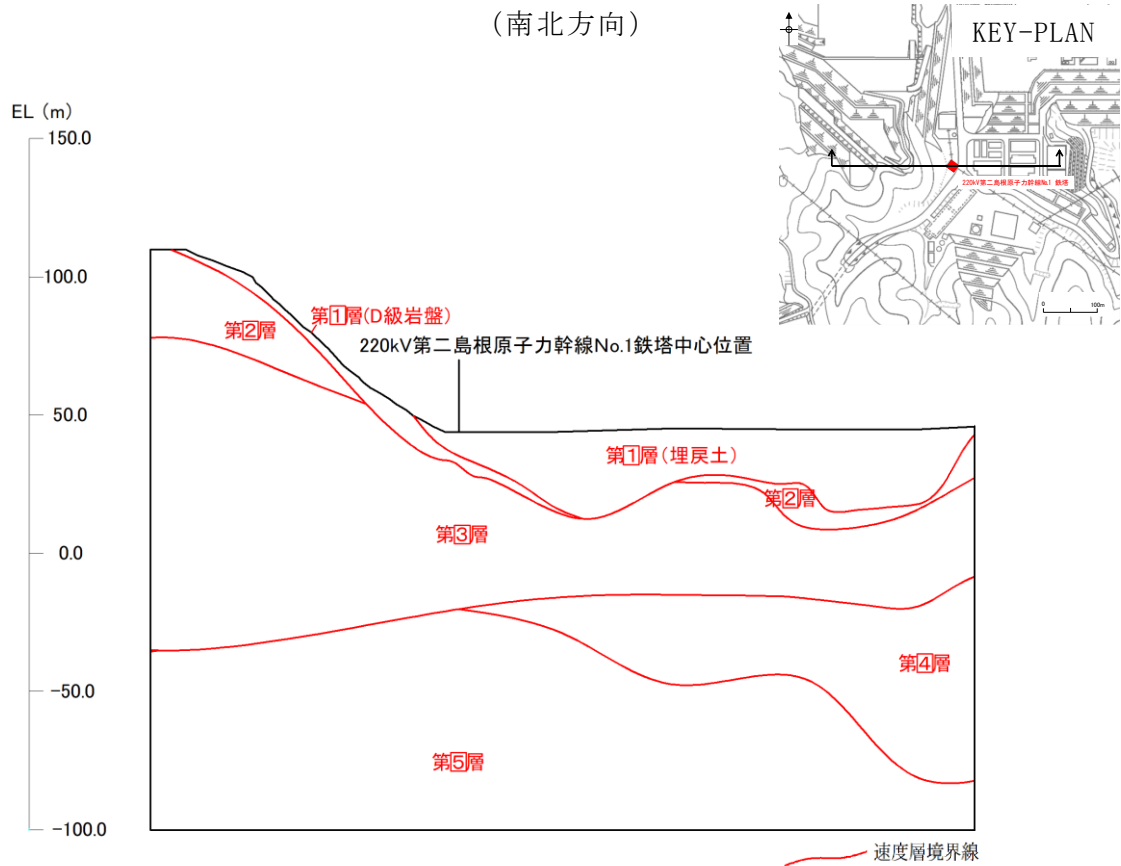


図1.1.10-8 平面図（220kV第二島根原子力幹線No.1鉄塔周辺）



(南北方向)



(東西方向)

図 1.1.10-9 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔 地質断面図(速度層区分)

【解析モデルの作成】

図1.1.10-10に地質断面図，図1.1.10-11に解析モデルを示す。解析領域は，J E A G 4 6 0 1 -1987に基づき，構造物の幅Dに対して解析モデル幅を片側2.5D以上，高さを2D以上に設定した。本解析モデルでは，水平方向のうち鉄塔中心から左側（西側）は，山の頂部までを包括する範囲とし，右側（東側）は，埋戻土（掘削ズリ）を包括する範囲とした。鉛直方向は，対象構造物の深さや速度層の形状なども考慮してEL-100mまでとした。

なお，EL-215mからEL-100mまでの地震動の引き上げに使用した解析モデルは，鉄塔中心位置における各速度層厚をもとに設定している。

また，表層の埋戻土（掘削ズリ）及びD級岩盤は非線形材料（図1.1.10-12）とした。解析モデルの側方及び底面には，エネルギーの逸散効果を評価するため，粘性境界を設けた。

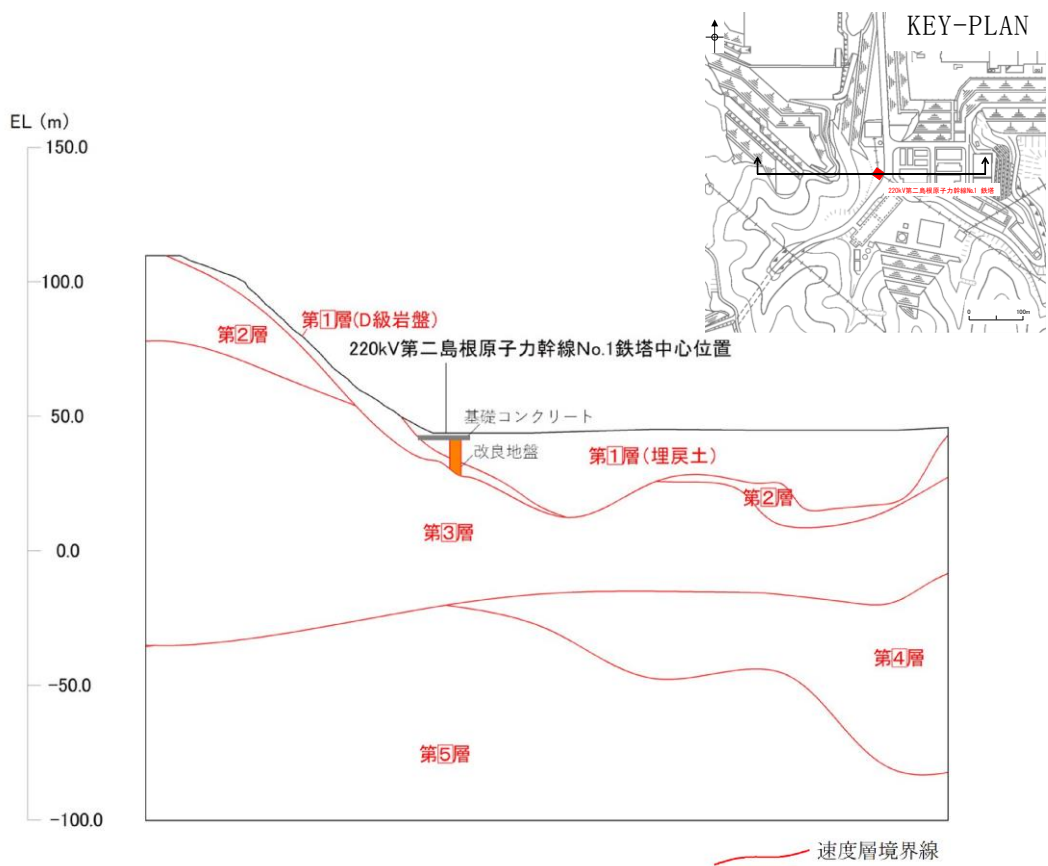


図 1. 1. 10-10 地質断面図(220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 鉄塔)

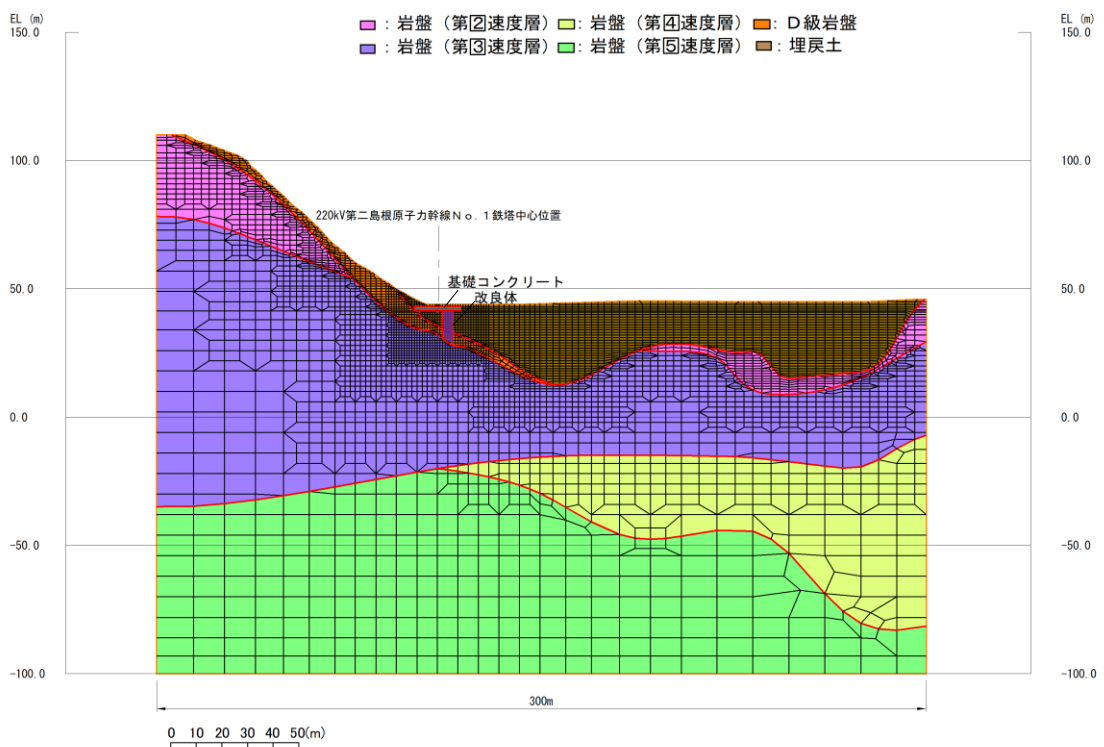


図 1. 1. 10-11 地盤の地震応答解析モデル図(220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 鉄塔)

【解析ケース】

220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔の地震応答解析における解析ケースについては、「1.1.2 送電鉄塔解析手順」に記載のとおり、基準地震動 $S_s - D$ 、 $S_s - N1$ 、 $S_s - N2$ 、 $S_s - F1$ 及び $S_s - F2$ とする。

【解析用物性値】

地震応答解析に使用する地盤の物性値等を表 1.1.10-2 に示す。

表 1.1.10-2(1/5) 地震応答解析に用いる解析用物性値 (埋戻土)

	密度 ρ_s (g/cm^2)	初期せん断 強度 τ_0 (N/mm^2)	内部 摩擦角 ϕ ($^\circ$)	動せん断 弾性係数 G_d (N/mm^2)	動ポ アソ ン比 ν_d	減衰定数 h
埋戻土 (掘削ズリ)	2.11	0.22	22	$G_0=749 \sigma^{0.66}$ 【ひずみ依存特性は 図 1.1.10-12 参照】	0.45	【ひずみ依存特 性は図 1.1.10- 12 参照】
D級岩盤	2.28	0.11	6	$G_0=148 \sigma^{0.49}$ 【ひずみ依存特性は 図 1.1.10-12 参照】	0.45	【ひずみ依存特 性は図 1.1.10- 12 参照】

表 1.1.10-2(2/5) 地震応答解析に用いる解析用物性値 (改良地盤)

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

表 1.1.10-2(3/5) 地震応答解析に用いる解析用物性値 (岩盤)

速度層	P波速度 (km/s)	S波速度 (km/s)	単位体積重量 (kN/m^3)	ポアソン比
①層	0.80	0.25	20.6	0.446
②層	2.10	0.90	23.0	0.388
③層	3.60	1.60	24.5	0.377
④層	4.00	1.95	24.5	0.344
⑤層	4.05	2.00	26.0	0.339
⑥層	4.95	2.35	27.9	0.355

表 1.1.10-2(4/5) 地震応答解析に用いる解析用物性値 (基礎コンクリート)

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.0	1.992×10 ⁴	0.2

減衰定数は「NS2-補-026-01 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「9.地震応答解析における減衰定数」に基づき、粘性減衰及び履歴減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる解析モデル全体の固有周期と各材料の減衰比に基づき質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰を解析モデル全体に与える。

$$[c] = \alpha [m] + \beta [k]$$

[c] : 減衰係数マトリックス

[m] : 質量マトリックス

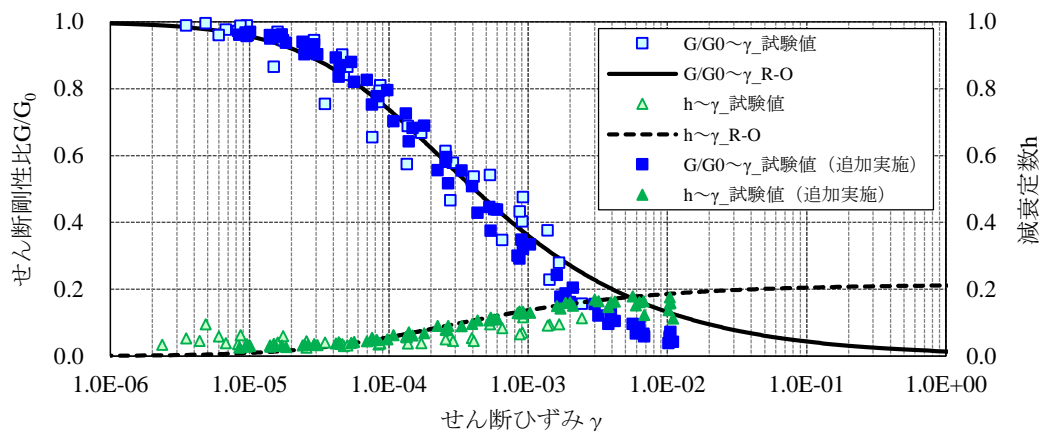
[k] : 剛性マトリックス

α , β : 係数

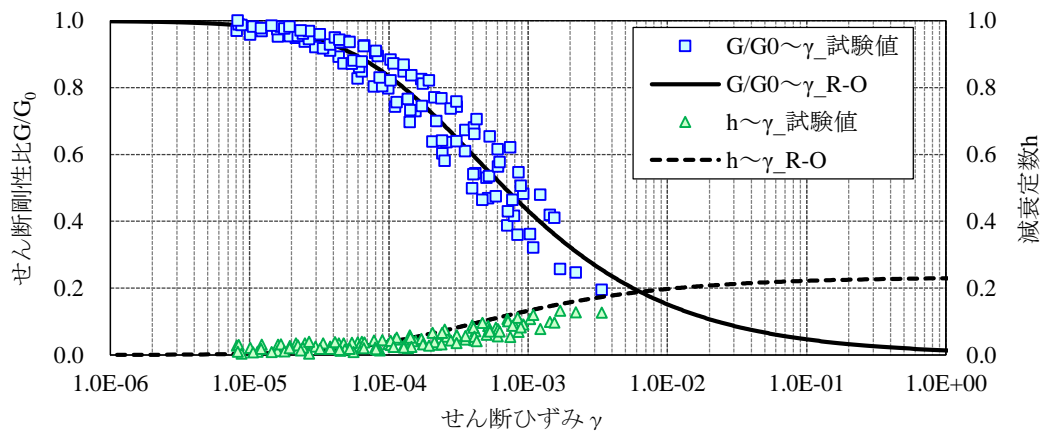
Rayleigh 減衰の係数 α , β は、低次のモードの変形が支配的となる地中構造物に対して、その特性の振動モードの影響が大きいことを考慮して、固有値解析より得られる卓越するモードの減衰と Rayleigh 減衰が一致するように断面毎に設定する。なお、卓越するモードは全体系の固有値解析における刺激係数及びモード図にて決定するが係数 α , β が負となる場合は当該モードを選定しない。設定した係数 α , β を表 1.1.10-2(5/5)に示す。

表 1.1.10-2(5/5) 係数 α , β の設定結果

評価対象断面	α	β
220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔	0.782	1.094×10 ⁻⁴



埋戻土 (掘削ズリ)



D級岩盤

図 1. 1. 10-12 埋戻土及びD級岩盤のひずみ依存特性

(イ) 埋戻土等について

埋戻土及びD級岩盤の解析用物性値は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に記載の解析用物性値を用いる。

ひずみ依存特性は、以下の2種類がある。

・設置変更許可申請時：

埋戻土（掘削ズリ）の試験値を基に修正R-0モデルで作成している。

・設工認時：

埋戻土を対象とした追加試験により、ひずみ 1.0×10^{-2} までのデータを拡充し、修正GHEモデルで再作成している。

追加試験の詳細及びこれらを踏まえた修正GHEモデルについては「NS2-補-023-01 地盤の支持性能について」に示す。

修正R-0モデル及び修正GHEモデルの比較を図1.1.10-13に示す。

修正GHEモデルでは、高ひずみ領域において、剛性低下が大きく、地震時土圧及び地盤応答の観点から保守的になると考えられる。

一方で、修正R-0モデルでは、D級岩盤の高ひずみ領域において、減衰定数 h が若干、修正GHEモデルより小さい傾向がある。鉄塔によっては、応答抽出位置にD級岩盤が広く分布するため、地震時の地盤応答が大きくなる可能性がある。

以上のことから、鉄塔の地盤応答抽出において、2次元動的FEM解析（TDAPⅢ）を用いる場合は、修正R-0モデル及び修正GHEモデルを比較検討し、保守的な地盤応答を採用して鉄塔基礎等の耐震評価を行うこととする。

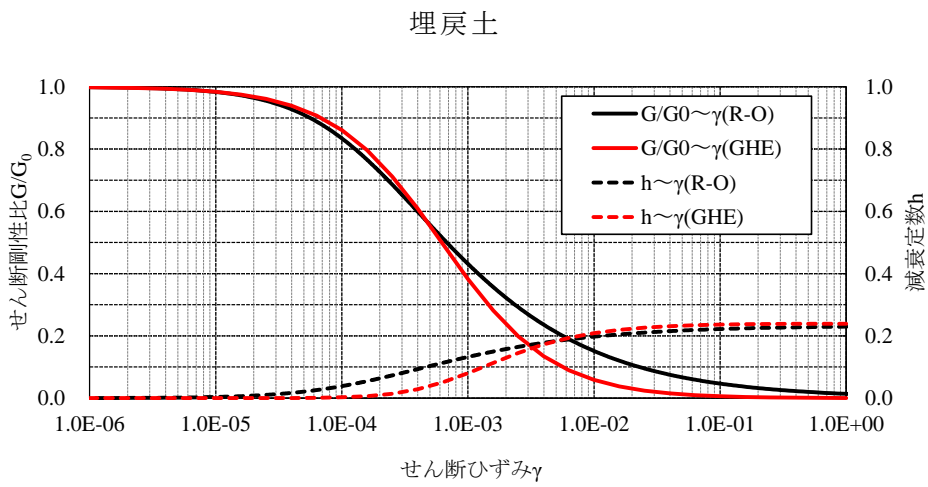
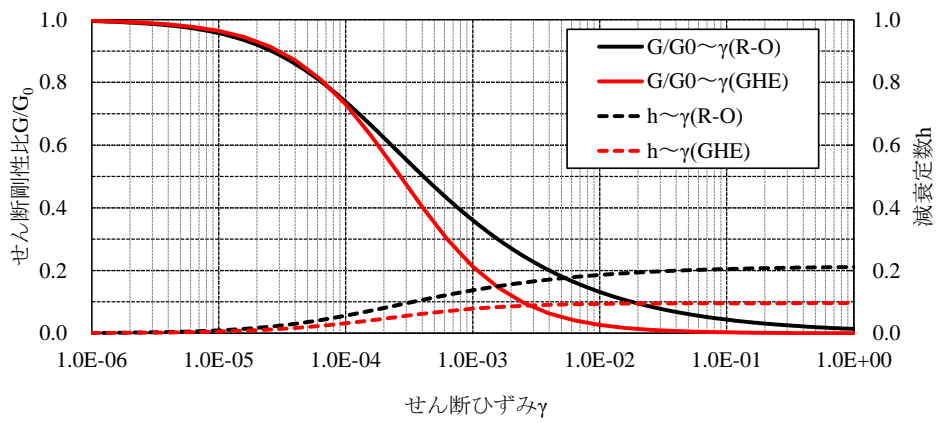


図 1. 1. 10-13 修正 R-0 モデルと修正 GHE モデルの比較

(ロ) 改良地盤について

改良地盤は、「NS2-補-023-01 地盤の支持性能について」に示す深層混合処理工法（高圧噴射攪拌工法）を採用し、鉄塔基礎の土圧軽減を目的とし、埋戻土及びD級岩盤を改良したものである。（詳細は別紙-8「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」参照）

当該改良地盤の解析用物性値については、「NS2-補-023-01 地盤の支持性能について」に記載した図1.1.10-14に示す改良地盤との比較結果等を踏まえて設定した。

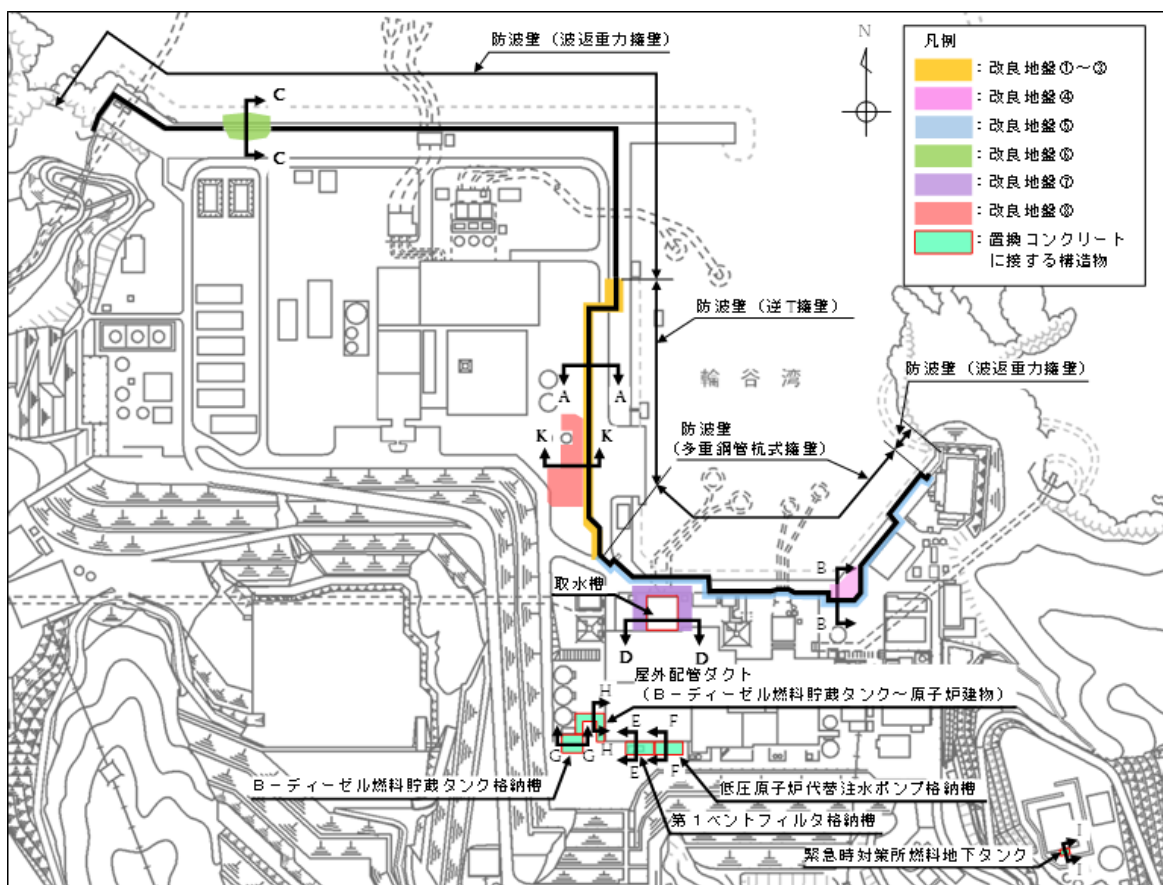


図1.1.10-14 改良地盤を設置する施設の平面配置図

(「NS2-補-023-01 地盤の支持性能について」から抜粋)

[密度]

改良前の埋戻土が十分に締め固められており、間隙比が小さいこと、改良後の体積変化はないように施工することから、改良前の埋戻土の密度を採用する。

[動弾性係数，静ポアソン比]

当該改良地盤のコア試料を原位置で採取し、一軸圧縮試験を実施した結果を表1.1.10-3に、試料採取位置を図1.1.10-15に、「NS2-補-023-01 地盤の支持性能について」で説明した改良地盤⑧の施工時の品質確認における一軸圧縮試験結果を表1.1.10-4に示す。

表1.1.10-3 当該改良地盤の一軸圧縮試験結果

供試体名	採取深度 (EL m)	一軸圧縮強度 (kN/m ²)	弾性係数E50 (MN/m ²)
No. 1 上-1	40.62	13437.2	1217.52
No. 1 上-2	38.62	15166.1	1602.00
No. 1 上-3	37.02	23173.5	3037.66
No. 1 中-1	35.70	5894.3	1561.23
No. 1 中-2	34.08	14376.8	851.71
No. 1 中-3	31.82	23747.5	2290.59
No. 1 下-1	30.20	11424.3	853.61
No. 1 下-2	28.78	13571.2	1210.88
No. 1 下-3	27.38	5493.1	885.66
No. 3 上-1	41.30	23260.1	1641.45
No. 3 上-2	39.88	23835.1	1680.66
No. 3 上-3	38.96	24344.7	1514.65
No. 3 中-1	37.90	3141.5	211.84
No. 3 中-2	36.68	4480.6	298.00
No. 3 中-3	35.86	4667.5	218.67
No. 3 下-1	33.60	10157.7	501.46
No. 3 下-2	32.40	4979.3	670.35
No. 3 下-3	31.28	3897.5	457.58
No. 6 上-1	41.00	19935.9	972.23
No. 6 上-2	39.88	24294.4	1751.02
No. 6 上-3	38.76	24007.3	1306.60
No. 6 中-1	37.90	5236.2	904.68
No. 6 中-2	36.28	10258.9	1424.83
No. 6 中-3	35.16	3360.0	1322.54
No. 6 下-1	34.30	6609.9	593.99
No. 6 下-2	32.88	5442.6	397.09
No. 6 下-3	31.28	3165.8	399.89
平均値		12272.6	1102.9

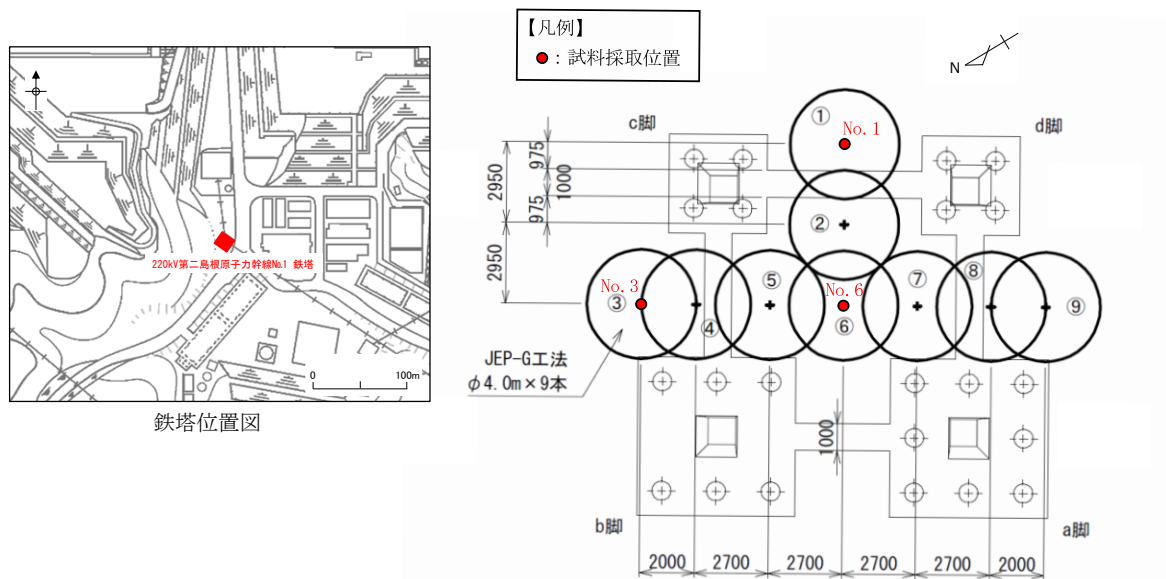


図1.1.10-15 当該改良地盤のコア資料採取位置図

表1.1.10-4 改良地盤⑧の一軸圧縮試験結果

一軸圧縮強度 (kN/m^2)
3770 ~ 8590 (平均値 : 5479)

当改良地盤の一軸圧縮強度は改良地盤⑧より高いこと、及び改良地盤⑧は線形材料として物性設定を行っていることから、当該改良地盤についても、線形材料として、動弾性係数Eの物性設定を行う。

動弾性係数Eは、式(1)により設定する。

$$E=100q_u=100 \cdot 3000=300\text{MN}/\text{m}^2 \quad (1)$$

q_u : 一軸圧縮強度 (=3000 kN/m^2)

表1.1.10-4の一軸圧縮試験結果に基づく弾性係数Eは、約1100 MN/m^2 であり、式(1)の算定結果と同等以上であることから、保守的な式(1)による弾性係数を設定する。

[減衰定数]

減衰定数hは、上記の一軸圧縮試験から硬質であることを踏まえ、岩盤相当の3%を設定する。

[せん断強度，残留強度，引張強度，静ポアソン比]

図1.1.10-14及び表1.1.10-5のとおり，改良地盤⑤及び改良地盤⑦と同様の地盤を同じ工法で改良しており，当該改良地盤の改良強度の方が高いことから，表1.1.10-6のとおり改良地盤⑤及び⑦のうち，引張強度の保守的な改良地盤⑦の物性を流用することとする。

表1.1.10-5 高圧噴射攪拌工法により改良した改良地盤

項目	位置	工法	改良前の地盤
鉄塔改良地盤	220kV No.1鉄塔直下	高圧噴射攪拌工法 ($q_u = 3000 \text{ kN/m}^2$)	埋戻土，D級岩盤
改良地盤⑤	防波壁 (多重鋼管杭式擁壁)背面	高圧噴射攪拌工法 ($q_u = 2500 \text{ kN/m}^2$)	埋戻土
改良地盤⑦	取水槽周辺		埋戻土

表1.1.10-6 改良地盤⑤及び改良地盤⑦の物性値の比較

		改良地盤⑤	改良地盤⑦
せん断強度	粘着力 c (kN/m^2)	1250	1250
	内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	0	0
残留強度	粘着力 c' (kN/m^2)	0	205
	内部摩擦角 ϕ' ($^\circ$)	35.60	42.71
引張強度 σ_t (kN/m^2)		1160	625
静ポアソン比 (参考)		0.33	0.33

(ハ) 基礎コンクリートについて

設計基準強度 18N/mm^2 の鉄筋コンクリートを打設していることから、「電気協同研究第58巻第3号 送電用鉄塔基礎の設計（社団法人 電気協同研究会，平成14年10月）」に基づき，表1.1.10-7の物性値を設定する。

表1.1.10-7 材料の物性値（基礎コンクリート）

材料	単位体積重量 (kN/m^3)	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比
鉄筋 コンクリート	24.0	1.992×10^4	0.2

【修正R-0モデルと修正GHEモデルによる地盤応答算定結果の比較】

220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔の、修正 R-0 モデルと修正 GHE モデルの地震応答解析の地震応答スペクトルにおける $S_s - D$ による比較結果を図 1.1.10-16 に示す。

図 1.1.10-16 のとおり、水平動、鉛直動ともに、220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔の固有周期において、修正 R-0 モデルによる加速度応答が修正 GHE モデルによる加速度応答を包絡していることから、修正 R-0 モデルの地盤応答の方が保守的であることを確認した。

以上より、220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔については、修正 R-0 モデルによる地盤応答を用いて評価を行う。

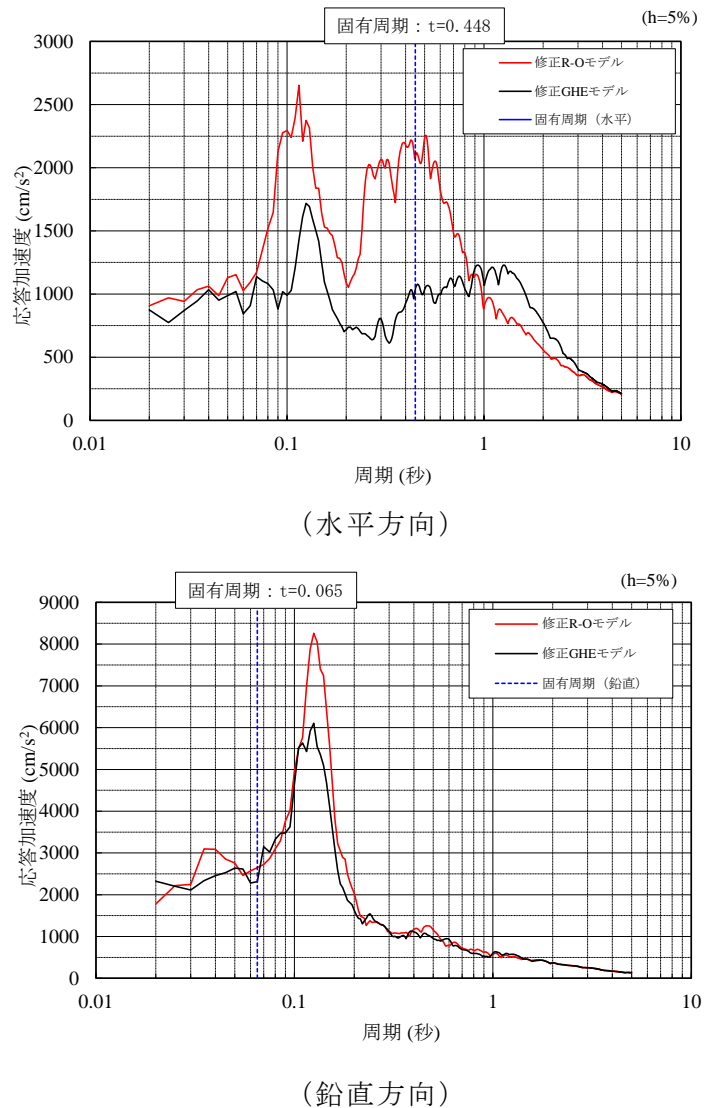


図 1.1.10-16 ひずみ依存特性による加速度応答スペクトルの比較
(220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔)

【地盤応答算定結果】

220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔における地震応答解析結果は別紙－1「加速度応答スペクトル」に掲載のとおり。

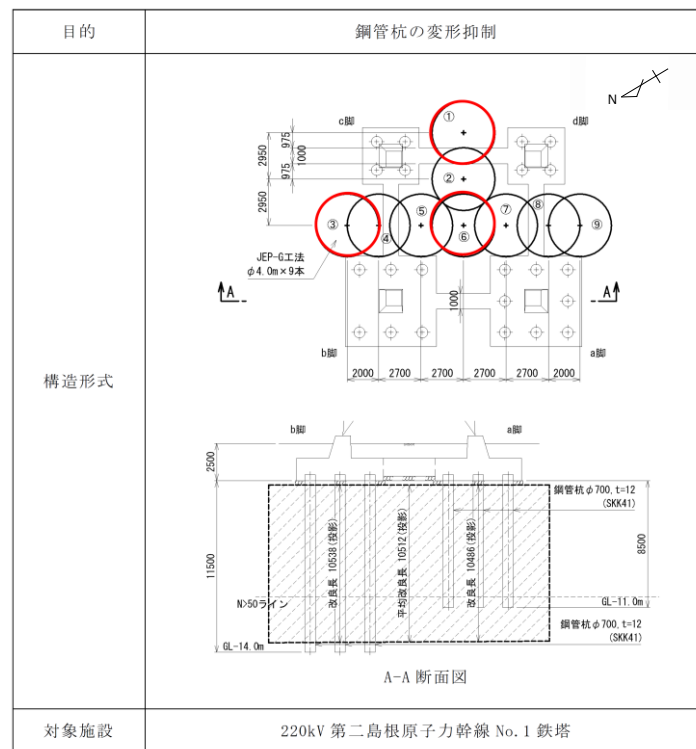
【改良地盤の健全性の確認】

220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔については、基礎の耐震安全性を確保するため、基礎鋼管杭に作用する土圧低減を目的として図 1.1.10-17 のとおり地盤改良が実施されている。（地盤改良の詳細は別紙－8「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」参照）

当該改良地盤の健全性を確認するため、2次元動的 FEM 解析から得られる改良地盤要素の局所安全係数から、せん断強度及び引張強度に達した要素がないことを確認する。

図 1.1.10-18 に示す局所安全係数分布図のとおり、改良地盤要素にせん断強度及び引張要素に達した要素が発生していないことから、改良地盤は健全であることを確認した。

なお、改良地盤⑦は、改良地盤⑤に比べて残留強度が大きいですが、上記のとおり、せん断破壊及び引張破壊が生じないことから、改良地盤⑤の物性を採用しても改良地盤の健全性に影響がないと判断される。



注：赤丸は改良地盤の調査箇所を示す。

図 1.1.10-17 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔における地盤改良

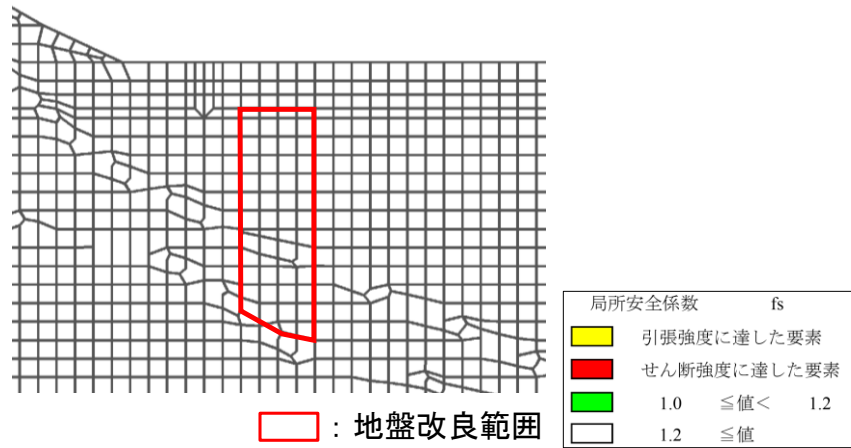


図 1.1.10-18 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔における改良地盤の局所安全係数分布図

ロ. 220kV 第二島根原子力幹線 No. 2 鉄塔

【評価方法】

220kV第二島根原子力幹線No.2鉄塔は図1.1.10-19のとおり斜面頂部に位置すること及び鉄塔設置位置に非線形材料であるD級岩盤が広く分布することから、地形の影響を考慮できる2次元動的FEM解析により地震応答解析を実施する。また、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、図1.1.10-20に示すとおり当該鉄塔設置位置の地下水位はEL 約20mであり、当該鉄塔の基礎下端 (EL 約140m) より低いことから、解析コード「T D A P III ver. 3.04」により実施する。

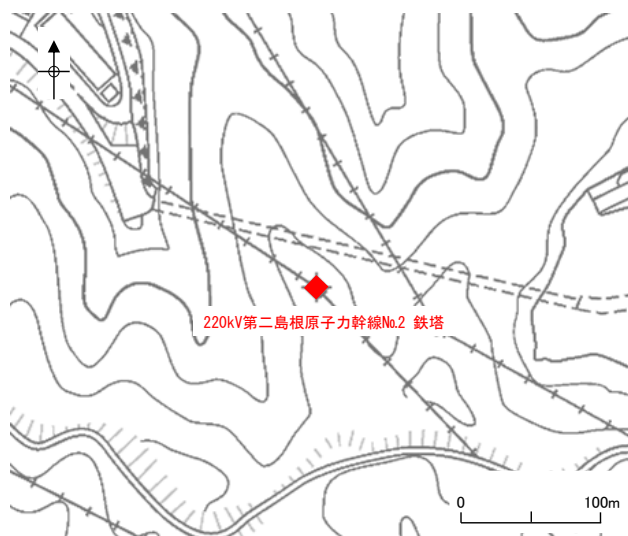


図1.1.10-19 220kV第二島根原子力幹線No.2鉄塔周辺の地形

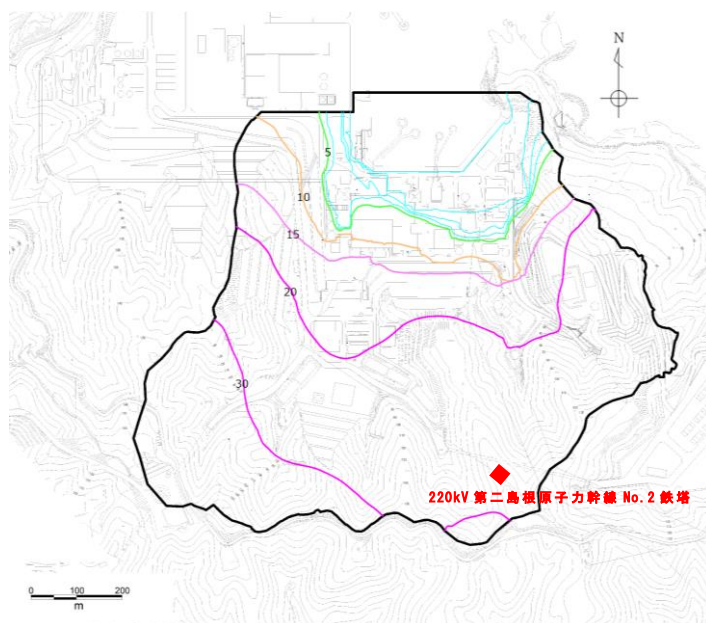


図1.1.10-20 敷地の地下水位分布 (1, 2号機エリア) と
220kV第二島根原子力幹線No.2鉄塔の位置関係

【評価対象断面の選定】

220kV第二島根原子力幹線No.2鉄塔の南北方向及び東西方向の平面位置図を図1.1.10-21に、地質断面図を図1.1.10-22に示す。

220kV第二島根原子力幹線No.2鉄塔において、地盤応答に影響を与える要素として地形と速度層構造が考えられる。

南北方向は、当該鉄塔周辺で最も斜面が急勾配であり、斜面の比高差が約90mと大きいことから、地形の観点から地盤応答が大きくなると考えられる。

東西方向は、斜面の比高差は約60mと南北断面より小さいが、敷地全体がおおむね東西水平の速度層構造であることから、地震応答が増幅しやすい速度層構造の方向であると考えられるため、速度層構造の観点から地盤応答が大きくなると考えられる。

以上のことから、南北断面及び東西断面による加速度応答を比較し、当該鉄塔の評価対象断面を選定する。

なお、両断面の比較の際は、修正R-0モデルを用いて地震時応答解析を行う。

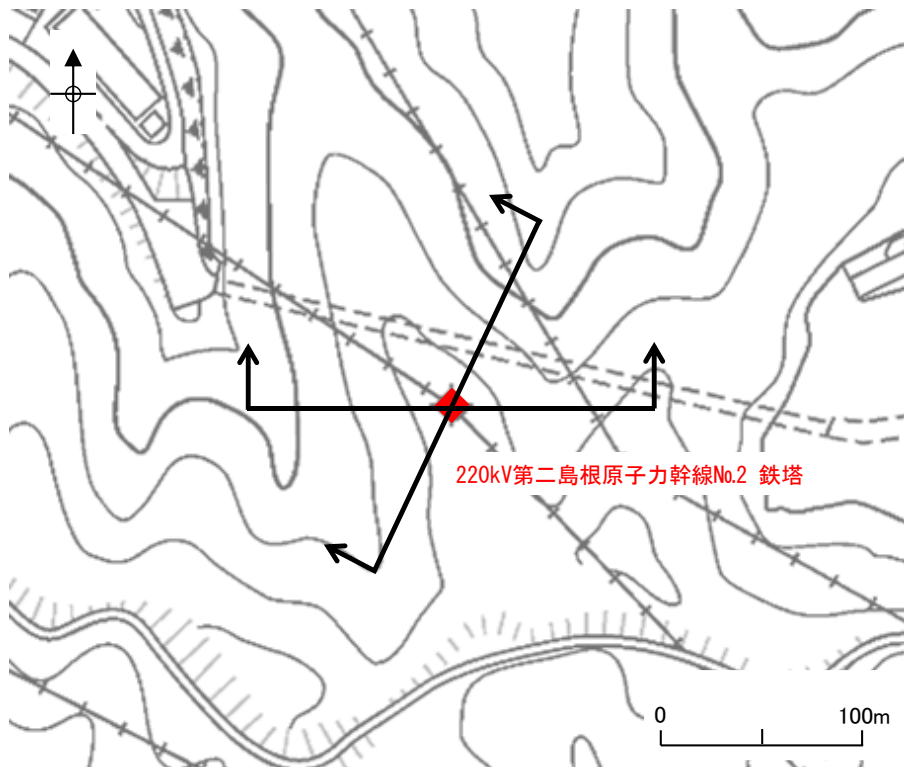
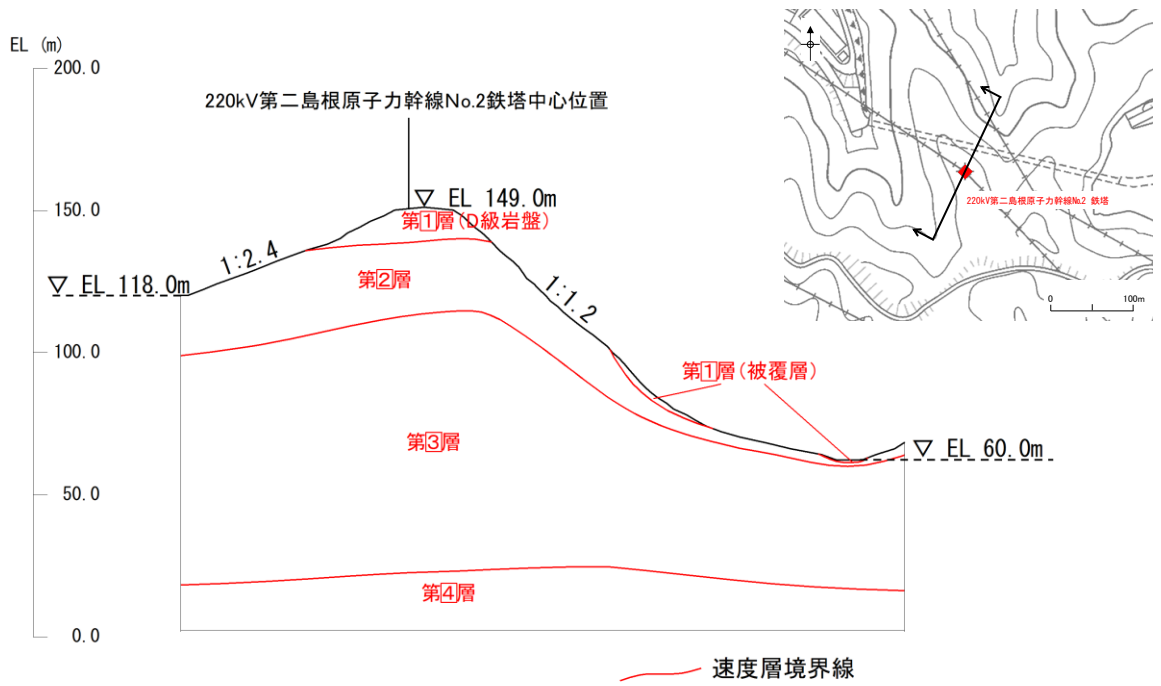
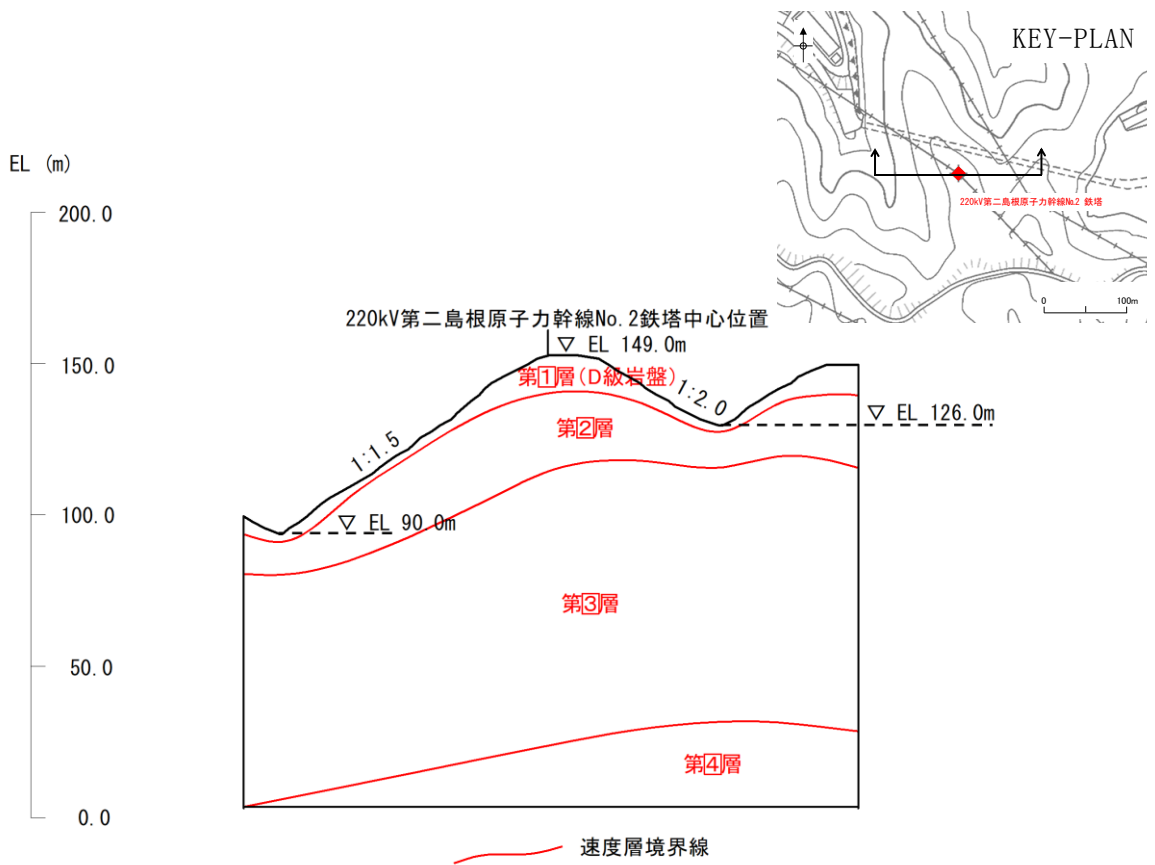


図1.1.10-21 220kV第二島根原子力幹線No.2鉄塔の南北方向及び東西方向の平面位置図



(南北方向)



(東西方向)

图1.1.10-22 220kV第二島根原子力幹線No.2鉄塔 地質断面图 (速度層区分)

【解析モデルの作成】

図1.1.10-23～図1.1.10-26に地質断面図及び解析モデルを示す。

南北断面の解析領域は、水平方向のうち鉄塔中心から左側（南側）右側（北側）ともに、斜面下端までを包括する範囲とした。鉛直方向は、対象構造物の深さや速度層の形状なども考慮してEL 0.0mまでとした。

東西断面の解析領域は、水平方向のうち鉄塔中心から左側（西側）は、斜面下端までを包括する範囲とし、右側（東側）は谷向の斜面上端までを包括する範囲とした。鉛直方向は、対象構造物の深さや速度層の形状なども考慮してEL 0.0mまでとした。

なお、EL-215mからEL 0.0mまでの地震動の引き上げに使用した解析モデルは、鉄塔中心位置における各速度層厚をもとに設定した。

解析モデルの側方及び底面には、エネルギーの逸散効果を評価するため、粘性境界を設けた。また、表層のD級岩盤は非線形材料とした。

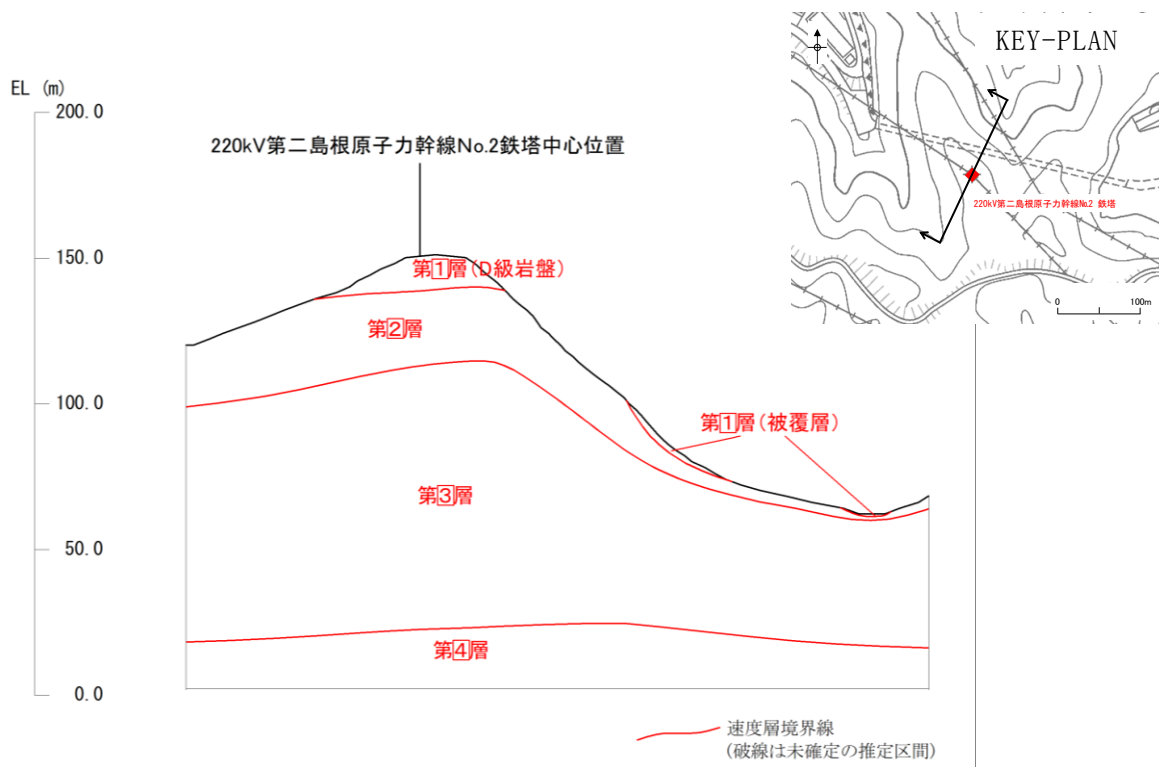


図 1. 1. 10-23 地質断面図(220kV 第二島根原子力幹線 No. 2 鉄塔)

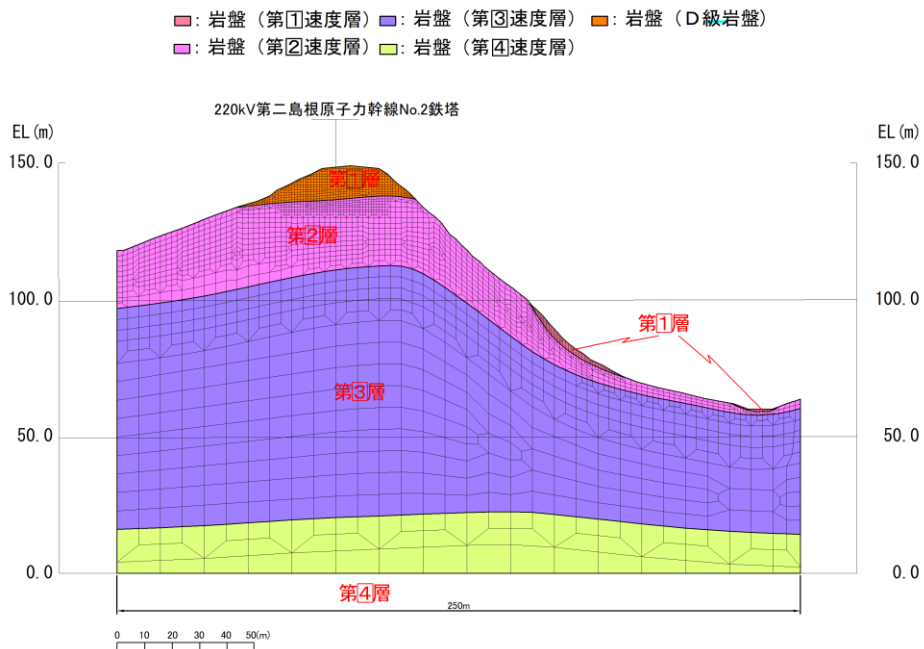


図 1. 1. 10-24 地盤の地震応答解析モデル図(220kV 第二島根原子力幹線 No. 2 鉄塔)

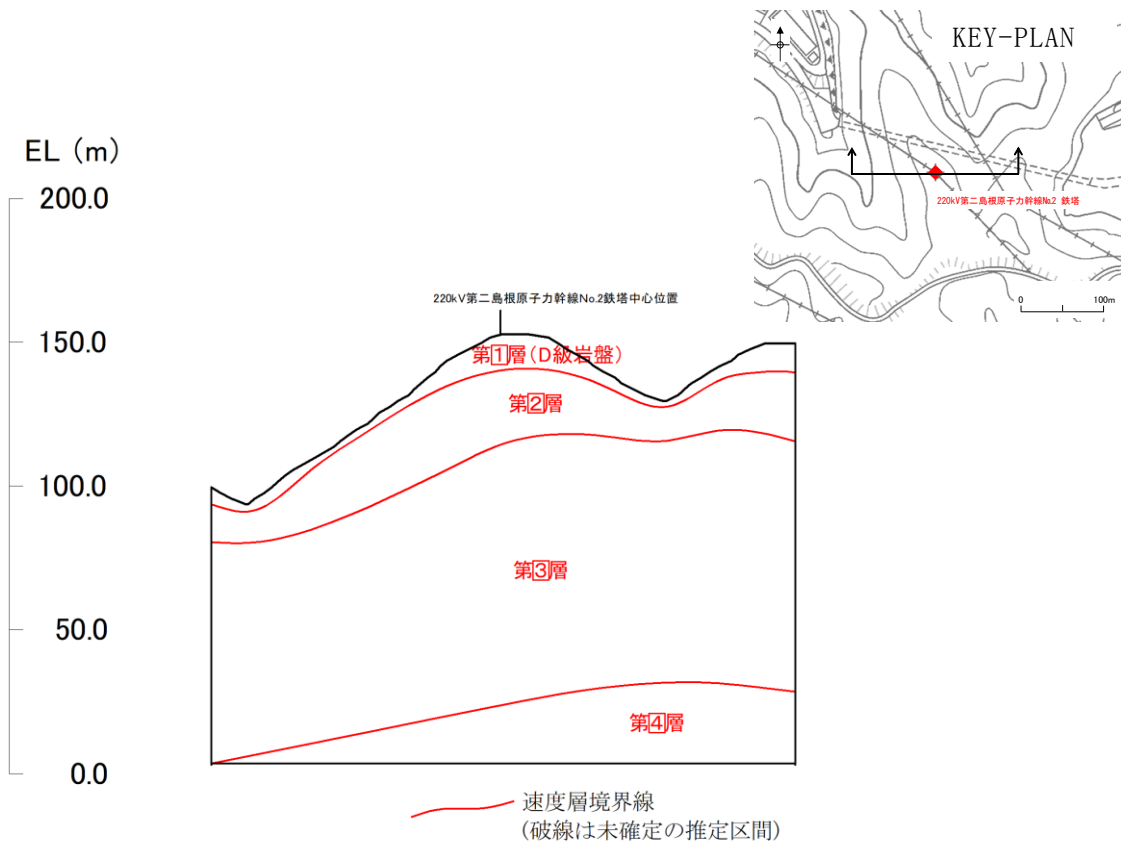


図 1. 1. 10-25 地質断面図(220kV 第二島根原子力幹線 No. 2 鉄塔)

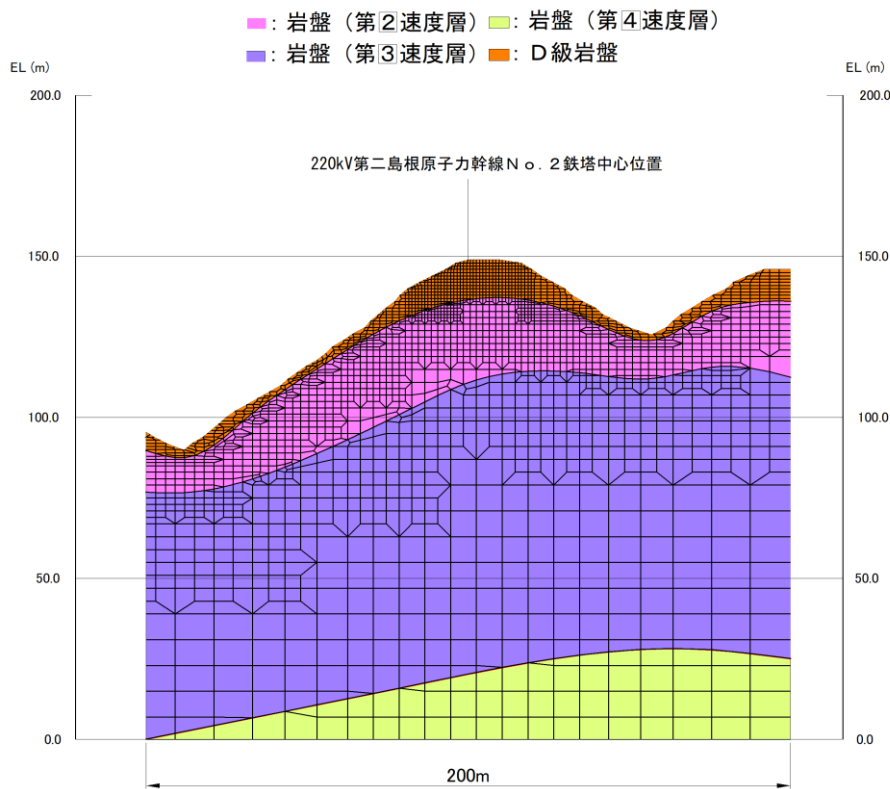


図 1. 1. 10-26 地盤の地震応答解析モデル図(220kV 第二島根原子力幹線 No. 2 鉄塔)

[南北断面と東西断面の地震応答比較結果]

220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔の，南北断面と東西断面による地震応答解析の地震応答スペクトルについて，S_s-Dによる比較結果を図1.1.10-27に示す。

図1.1.10-27のとおり，南北断面による応答が東西断面による応答を当該鉄塔の固有周期において包絡していることから，220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔評価対象断面として南北断面を選定する。

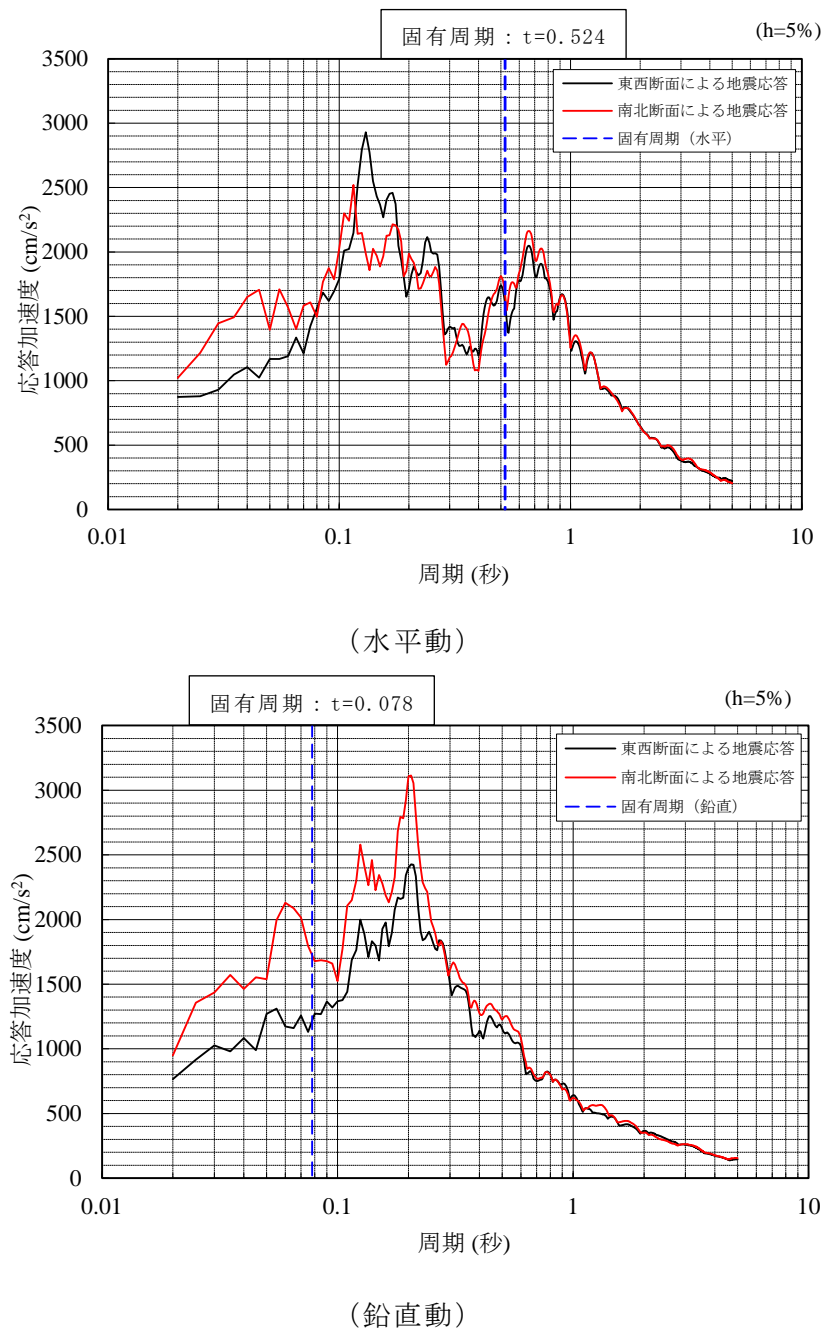


図1.1.10-27 加速度応答スペクトルの比較結果

【解析ケース】

220kV 第二島根原子力幹線 No. 2 鉄塔の地震応答解析における解析ケースについては、基準地震動 $S_s - D$, $S_s - N 1$, $S_s - N 2$, $S_s - F 1$ 及び $S_s - F 2$ とする。

【解析用物性値】

地盤の解析用物性値については、220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 鉄塔と同様に、「1.1.10 (3) b. (b) イ. 220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 鉄塔」に記載の解析用物性値を用いる。

なお、220kV 第二島根原子力幹線 No. 2 鉄塔における Rayleigh 減衰の係数 α , β は 220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 鉄塔と同様の設定方法により表 1.2.10-8 のとおり設定する。

表 1.1.10-8 係数 α , β の設定結果

評価対象断面	α	β
220kV 第二島根原子力幹線 No. 2 鉄塔	0.535	9.309×10^{-4}

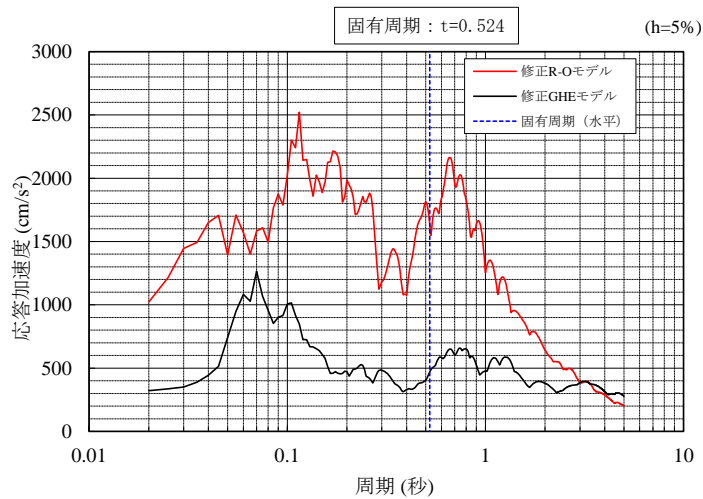
【修正 R-0 モデルと修正 GHE モデルによる地盤応答算定結果の比較】

220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔の、修正 R-0 モデルと修正 GHE モデルの地震応答解析の地震応答スペクトルにおける $S_s - D$ による比較結果を図 1.1.10-28 に示す。

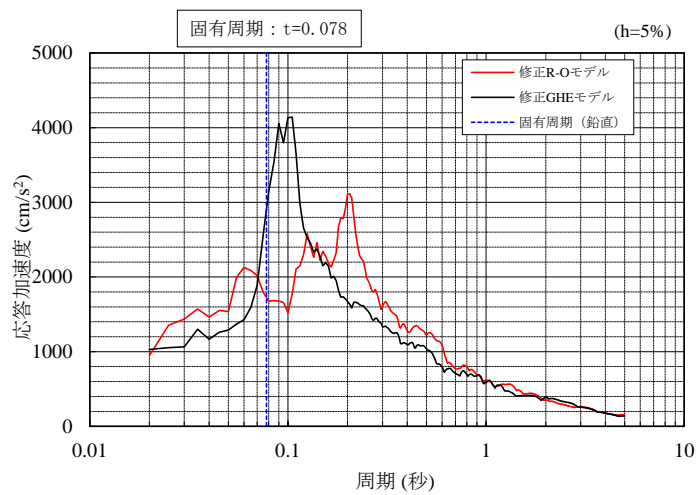
図 1.1.10-28 のとおり、220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔の水平動の固有周期において、修正 R-0 モデルによる加速度応答が修正 GHE モデルによる加速度応答を包絡していることから、修正 R-0 モデルの地盤応答の方が保守的であることを確認した。

なお、鉛直動では、修正 GHE モデルによる加速度応答が修正 R-0 モデルによる加速度応答を上回っているが、鉄塔は水平方向の幅に対し、鉛直方向の高さが著しく大きい構造物であるため、耐震評価においては、転倒モーメントが増大する水平方向の地震動に比べ、転倒モーメントが殆ど生じない鉛直方向の地震力の影響は軽微であることから、修正 R-0 モデルによる地盤応答を用いて評価を行うことは妥当であると考えられる。

以上より、220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔については、修正 R-0 モデルによる地盤応答を用いて評価を行う。



(水平方向)



(鉛直方向)

図 1. 1. 10-28 ひずみ依存特性による加速度応答スペクトルの比較
(220kV 第二島根原子力幹線 No. 2 鉄塔)

【地盤応答算定結果】

220kV 第二島根原子力幹線 No. 2 鉄塔における地震応答解析結果は別紙-1「加速度応答スペクトル」に掲載のとおり。

c. 応答変位法による静的応力解析

(a) 概要

220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 及び No. 2 鉄塔基礎の耐震評価については、鉄塔本体の地震応答解析で得られた鉄塔からの作用荷重（鉄塔基礎荷重）及び地盤の応答変位を考慮して、応答変位法による静的応力解析により許容応力度法にて評価する。

(b) 解析条件

イ. 220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 鉄塔基礎

220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 鉄塔基礎の静的応力解析の 3 次元フレーム解析モデルを図 1. 1. 10-29 に示す。

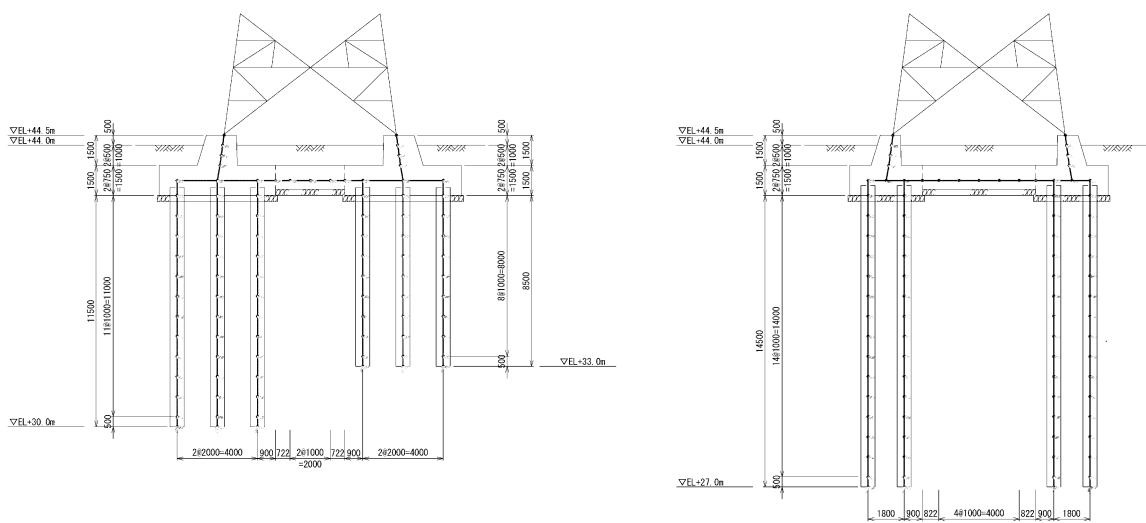
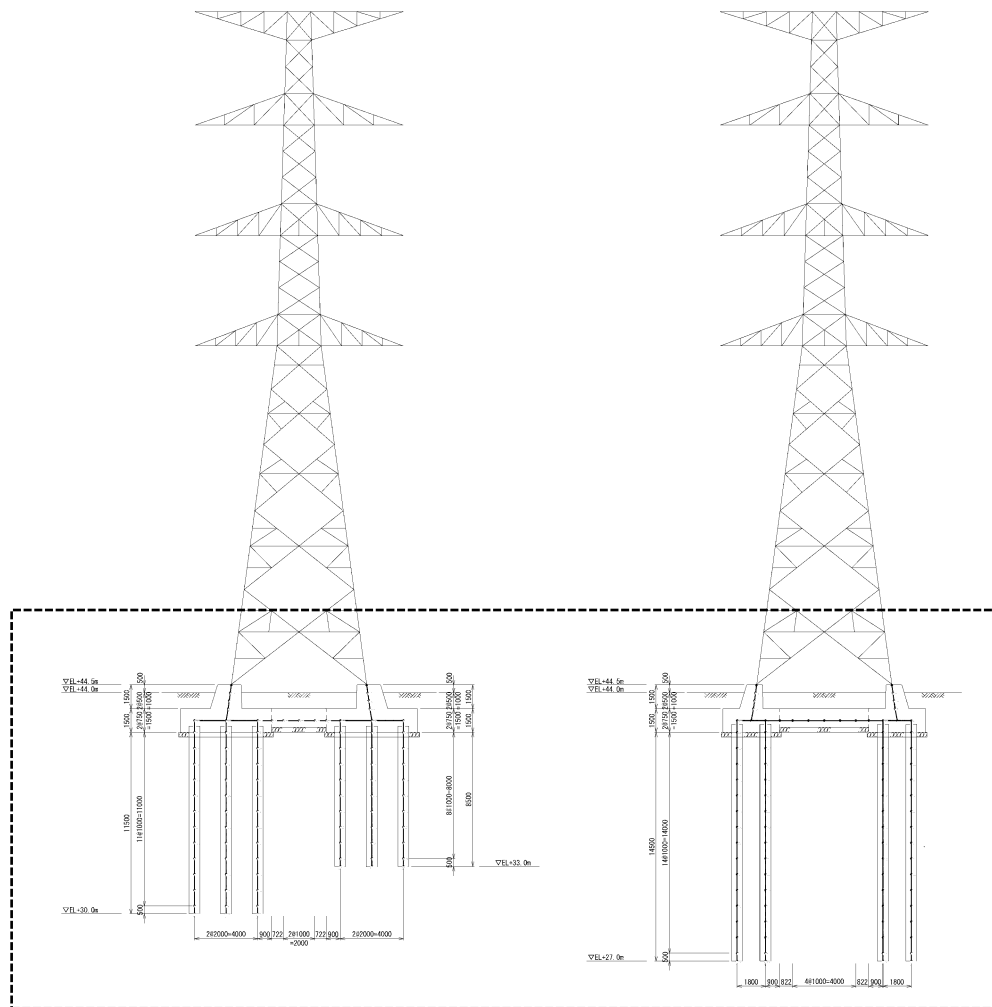
220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 鉄塔基礎の部材照査は、鉄塔本体の地震応答解析結果より得られる鉄塔基礎荷重及び地盤の地震応答解析より得られる地盤の応答変位を考慮した応答変位法にて実施する。

220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 鉄塔基礎は、鉄塔本体の 4 脚の主脚材を各脚の床板で支持し、各脚間の不同変位を抑制するためつなぎ梁で結合した構造形式であり、各々の支柱材から作用する鉄塔本体からの荷重が同時に作用するため、応力解析では、一連構造物として取り扱うこととし、コンクリートのヤング係数に基づく線形梁要素にてモデル化した 3 次元フレームモデルとする。

鋼管杭、基礎床板及びつなぎ梁は、鋼材及びコンクリートのヤング係数に基づく線形モデルとする。

地盤反力については、鋼管杭、基礎床板及びつなぎ梁の側面並びに鋼管杭下端に線形の地盤ばね要素をモデル化し、「道路橋示方書・同解説（IV 下部構造編）」に基づき深度ごとの剛性（動せん断弾性係数及び動せん断ひずみにより算定）に応じた地盤反力係数を求め、これを基にばね定数を設定する。

なお、3 次元フレーム解析では、地震時荷重として鉄塔本体から基礎に作用する圧縮力、引揚力及び水平力を考慮し、地盤から基礎に作用する荷重については、地盤の地震応答解析から得られる地盤変位（杭頭と杭先端の相対変位が最大となる時刻）を地盤ばねを介して基礎床板及び鋼管杭に静的に与えることにより考慮する。



(部拡大)

図 1.1.10-29(1/2) 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔基礎解析モデル

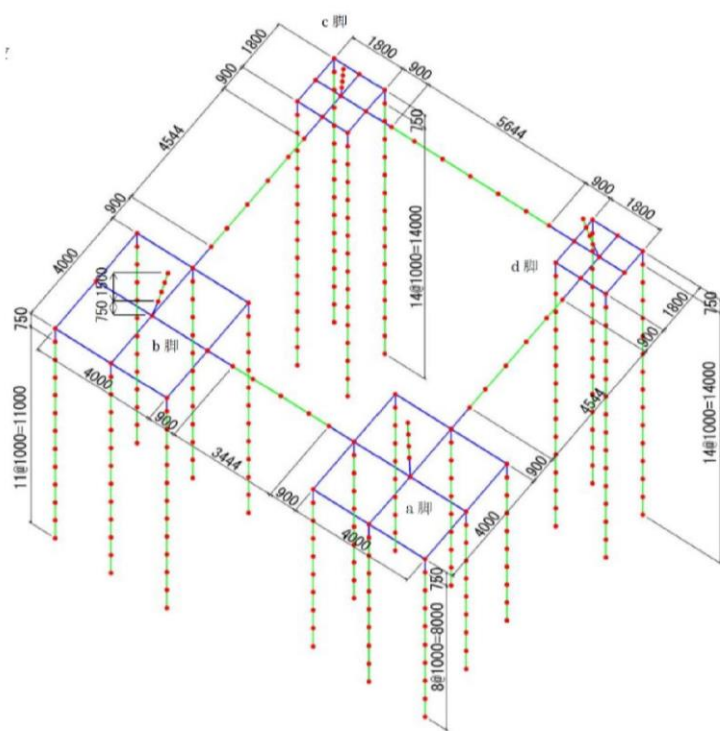


図 1. 1. 10-29(2/2) 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔基礎解析モデル

ロ. 220kV 第二島根原子力幹線 No. 2 鉄塔基礎

220kV 第二島根原子力幹線 No. 2 鉄塔基礎の静的応力解析 2 次元フレーム解析モデルを図 1. 1. 10-30 に示す。

220kV 第二島根原子力幹線 No. 2 鉄塔基礎の部材照査は、鉄塔本体の地震応答解析結果より得られる鉄塔基礎荷重及び地盤の地震応答解析より得られる地盤の応答変位を考慮した応答変位法にて実施する。

220kV 第二島根原子力幹線 No. 2 鉄塔基礎は、鉄塔本体の 4 脚の主脚材を各脚の床板で支持した構造形式（逆 T 字型基礎）であり、各脚に作用する鉄塔からの荷重はそれぞれの脚に作用するため、応力解析では各脚単独の構造物として取り扱うこととし、2 次元フレーム解析にて実施する。

基礎体はコンクリートのヤング係数に基づく線形モデルとする。

地盤反力については、基礎床板底面及び基礎柱体部側面に線形の地盤ばね要素をモデル化し、「道路橋示方書・同解説（IV 下部構造編）」に基づき深度ごとの剛性（動せん断弾性係数及び動せん断ひずみにより算定）に応じた地盤反力係数を求め、これを基にばね定数を設定する。

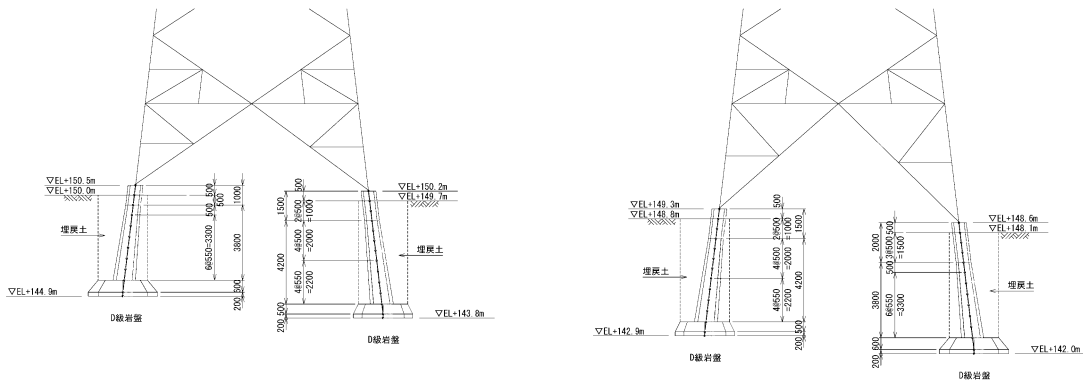
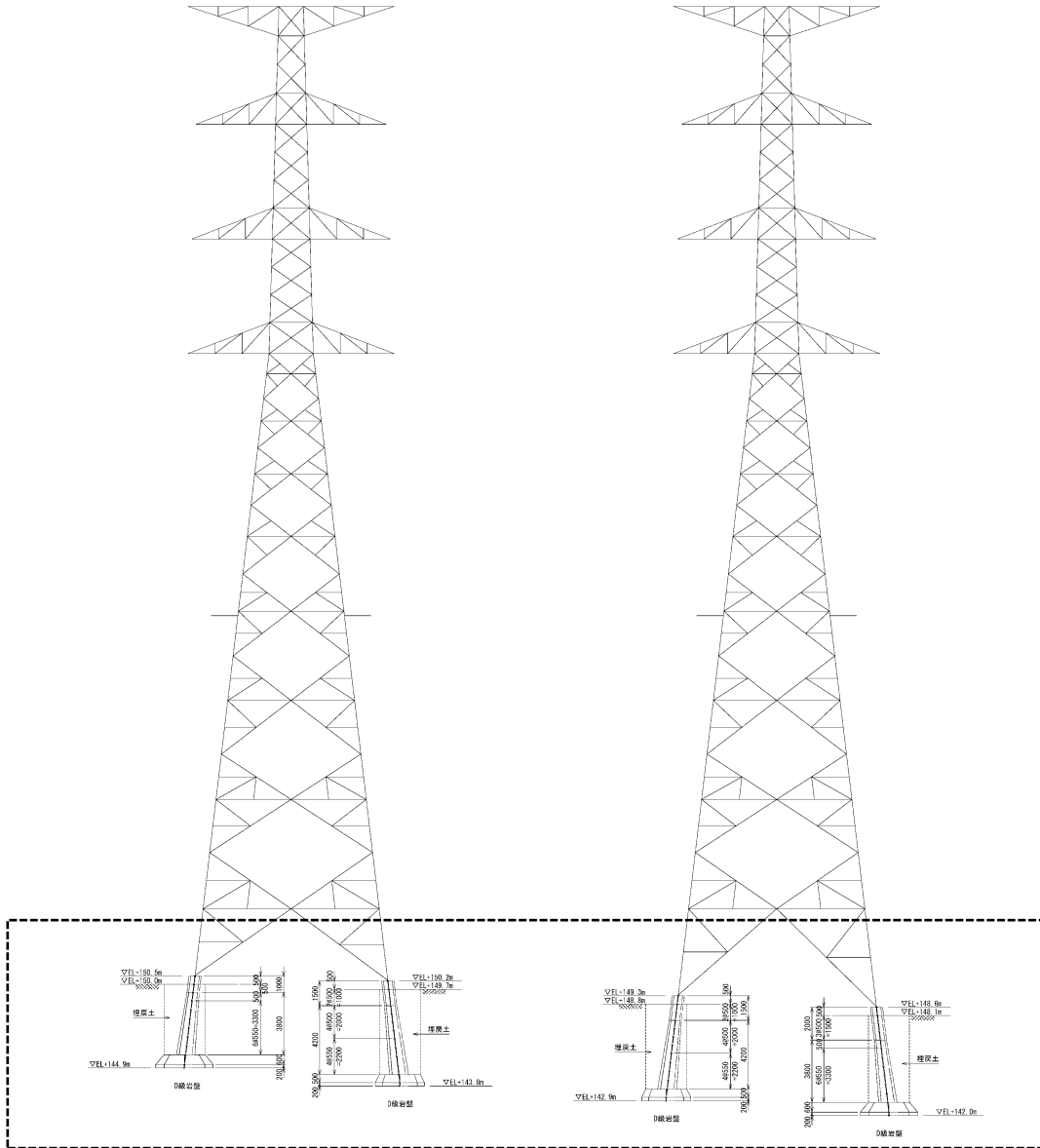
なお、2 次元フレーム解析では、地震時荷重として鉄塔本体から基礎に作用する圧縮力、引揚力及び水平力を考慮し、地盤から基礎に作用する荷重については、地盤の地震応答解析から得られる地盤変位（基礎天端と基礎底面の相対変位が最大となる時刻）を地盤ばねを介して基礎体に静的に与えることにより考慮する。

d 脚
 基礎型 : KN135kM
 片継脚 : 0.0m
 ホ°ス継 : 1.0m

c 脚
 基礎型 : KN125kM
 片継脚 : 0.3m
 ホ°ス継 : 1.5m

b 脚
 基礎型 : KN125kM
 片継脚 : 1.2m
 ホ°ス継 : 1.5m

a 脚
 基礎型 : KN135kM
 片継脚 : 1.9m
 ホ°ス継 : 2.0m



() 部拡大

図 1.1.10-30 220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔基礎解析モデル

(c) 評価項目

部材照査項目は、表 1.1.10-9 のとおりとし、220kV 第二島根原子力幹線 No.1 及び No.2 鉄塔基礎ともに短期許容応力度にて評価する。

表 1.1.10-9 各部材の照査項目

材料	部材照査項目	備考
鋼管杭	曲げ，せん断，鉛直支持力，引抜き抵抗力	短期許容 応力度
鉄筋コンクリート	曲げ，せん断	

(d) 使用材料及び材料定数

220kV 第二島根原子力幹線 No.1 及び No.2 鉄塔基礎の耐震評価に用いる地盤定数は、当該鉄塔の設計図書及び文献等を基に設定する。

構造物の使用材料を表 1.1.10-10 に、材料物性値を表 1.1.10-11 に示す。

表 1.1.10-10 使用材料

材 料		諸 元
基礎杭	鋼管 (SS400)	Φ700mm, t12.0mm
基礎体 (基礎床板, つなぎ梁等)	コンクリート	設計基準強度 18N/mm ²

表 1.1.10-11 材料物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	設計基準強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
鋼管杭	77.0	235	2.05×10 ⁵
鉄筋コンクリート	24.0	18	1.99×10 ⁴

(e) 作用荷重

表 1.1.10-12 に静的応力解析で考慮する荷重を示す。

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 による地震時荷重とする。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する。

表 1.1.10-12 鉄塔基礎の静的応力解析で考慮する荷重

種 類	荷 重	備 考
常時荷重	<ul style="list-style-type: none"> ・ 鉄塔自重* ・ 架渉線自重* ・ 基礎部自重 ・ 土壌重量（鉄塔基礎床板直上） 	—
風荷重	<ul style="list-style-type: none"> ・ 風荷重* 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 風速 30m/s の風荷重を考慮
地震時荷重	<ul style="list-style-type: none"> ・ 鉄塔本体からの作用荷重* （圧縮力，引揚力，水平力） ・ 地盤からの作用荷重 ・ 鉄塔基礎本体の慣性力 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 地盤からの作用荷重については，地盤の相対変位を基礎部に作用させることで考慮

注記*：鉄塔本体から作用する荷重（鉄塔基礎応力）に含む。

イ. 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔基礎

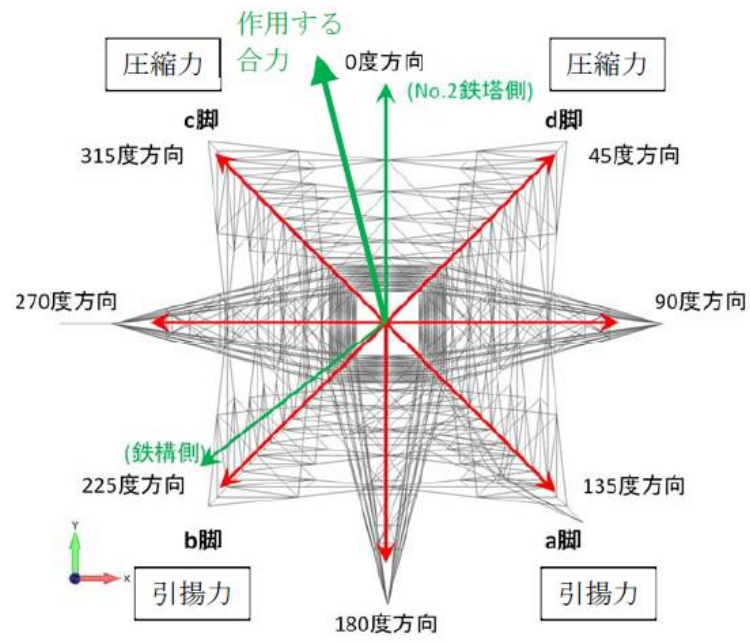
荷重の作用方向の組合せを表 1.1.10-13 に示す。

風荷重及び地震時荷重については，鉄塔及び基礎構造を考慮したうえで作用させる。

220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔基礎については，各脚の基礎床板がつなぎ梁により結合された一体構造であることと，図 1.1.10-31 に示すとおりに架渉線重量に伴い鉄塔本体に作用する張力の作用方向と鉄塔脚の配置関係により，常時荷重の作用状態で a, b 脚には引揚力が c, d 脚には圧縮力が作用する。

このことを踏まえ，鉄塔荷重については，地震動の入力方向を 45° 刻みで計 8 方向から作用させた結果のうち，a 脚又は b 脚に最大の引揚力が作用するケースと c 脚又は d 脚に最大の圧縮力が作用するケースを考慮し，各々のケースでの各脚柱に作用する荷重（圧縮力，引揚力，水平力）をそれぞれの脚柱の天端位置に作用させる。水平力のうち，水平分力を脚柱天端に，（全水平力－水平分力）を脚柱下端に作用させる。

なお，地盤から作用する荷重については，地震応答解析で得られる鉄塔位置での地盤の深度ごとの応答変位を，地盤ばねを介して基礎体に深度ごとに与える。



注：図中の「No.2 鉄塔」は 220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔を示し、「鉄構」は引留鉄構を示す。

図 1.1.10-31 鉄塔本体に作用する張力の作用方向と鉄塔脚の配置関係

表 1.1.10-13 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔基礎における鉄塔基礎荷重の作用方向の組合せ

荷重ケース	ケース 1 (a 脚引揚力が最大)	ケース 2 (b 脚引揚力が最大)	ケース 3 (c 脚圧縮力が最大)	ケース 4 (d 脚圧縮力が最大)
常時荷重 + 風荷重 + 地震時荷重 S&D				
常時荷重 + 風荷重 + 地震時荷重 S&N1				

注：鉄塔本体から作用する荷重（鉄塔基礎荷重）のみを示す。

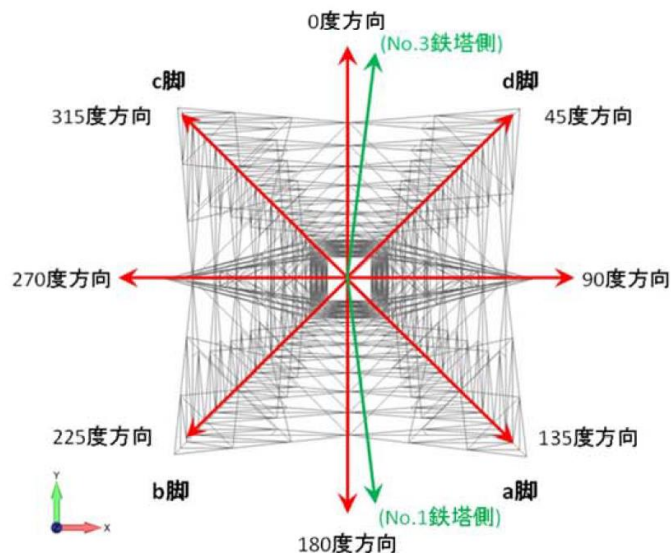
ロ. 220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔基礎

荷重の作用方向の組合せを表 1.1.10-14 に示す。風荷重及び地震時荷重については、鉄塔及び基礎構造を考慮したうえで作用させる。

220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔基礎については、a, d 脚と b, c 脚で基礎型が異なり、基礎高さ（ポスト継高さ）や設置位置高さ（標高）が異なる。また、鉄塔からの荷重は各脚がそれぞれ負担する。

このことを踏まえ、検討は全脚を対象として実施することとする。また、鉄塔荷重については、地震動の入力方向を 45° 刻みで計 8 方向から作用させた結果のうち、図 1.1.10-32 に示すとおり架渉線重量に伴い鉄塔本体に作用する張力の作用方向と鉄塔脚の配置関係により、a, d 脚に最大の圧縮力又は引揚力が作用するケースと b, c 脚に最大の圧縮力又は引揚力が作用するケースを対象とし、各々のケースでの各脚柱に作用する荷重（圧縮力、引揚力、水平力）をそれぞれの脚柱の天端位置に作用させる。水平力のうち、水平分力を脚柱天端に、（全水平力－水平分力）を脚柱下端に作用させる。

なお、地盤から作用する荷重については、地震応答解析で得られる鉄塔位置での地盤の深度ごとの応答変位を、地盤ばねを介して基礎体に深度ごとに与える。



注：図中の「No.1 鉄塔」及び「No.3 鉄塔」は 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔及び No.3 鉄塔を示す。

図 1.1.10-32 鉄塔本体に作用する張力の作用方向と鉄塔脚の配置関係

表 1.1.10-14 220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔基礎における
鉄塔基礎荷重の作用方向の組合せ

鉄塔脚		a脚		b脚		c脚		d脚	
荷重ケース		ケース1 (圧縮荷重時)	ケース2 (引揚荷重時)	ケース3 (圧縮荷重時)	ケース4 (引揚荷重時)	ケース5 (圧縮荷重時)	ケース6 (引揚荷重時)	ケース7 (圧縮荷重時)	ケース8 (引揚荷重時)
Ss-D	常時荷重 + 風荷重 + 地震時荷重								

注：鉄塔本体から作用する荷重（鉄塔基礎荷重）のみを示す。

(f) 許容限界

イ. 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔

No.1 鉄塔基礎の鋼管杭，基礎床板及びつなぎ梁に対する許容限界は，「乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定 J E A C 4 6 1 6 -2009（日本電気協会，2009）」，「電協研第 58 巻」及び「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（日本建築学会，2005）に示される短期許容応力度とし，表 1.1.10-15 のとおりとする。

また，鋼管杭の圧縮支持力及び引抜き抵抗力に対する許容限界は杭の短期許容支持力とし，表 1.1.10-16 のとおりとする。

表 1.1.10-15 鋼管杭，コンクリート及び鉄筋の短期許容応力度

項目		短期許容応力度 (N/mm ²)	備考
鋼管杭*1	圧縮・曲げ	206	
	引張	235	
	せん断	135	
コンクリート*2	圧縮	12.0	
	せん断	0.9	
鉄筋*2	引張	345.0	
	せん断	345.0	

注記*1：鋼管杭の短期許容応力度は，「J E A C 4 6 1 6 -2009」に準拠し，以下のとおり設定する。

・ 圧縮・曲げ : $f_c' = F^* = F \cdot (0.80 + 2.5 \cdot t/r)$
 $= 235 \times (0.80 + 2.5 \times 0.03198) = 206.8 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $\doteq 206 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $t/r = 11/344 = 0.03198$

・ 引張 : $f_t' = F = 235 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

・ せん断 : $\tau = F/\sqrt{3} = 235/\sqrt{3} = 135.7 \text{ (N/mm}^2\text{)} \doteq 135 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

*2: コンクリート及び鉄筋の短期許容応力度は、「電協研第 58 巻」及び「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」(日本建築学会, 2005)に準拠する。

表 1.1.10-16 鋼管杭の圧縮支持力及び引抜き抵抗

項目		短期許容支持力 (kN/本)	備考
鋼管杭	圧縮支持力*1	2508.8*2	
	引抜き抵抗*1	271.6*2	

注記*1: 鋼管杭の圧縮支持力及び引抜き抵抗は、「建築基礎構造設計指針」に準拠し設定する。

*2: 算出結果を別紙-9 に示す。

□. 220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔

220kV第二島根原子力幹線No.2鉄塔基礎の基礎体(コンクリート, 鉄筋)に対する許容限界は, 220kV第二島根原子力幹線No.1 鉄塔基礎と同様の表1.1.10-9のとおりとし短期許容応力度とする。

また, 基礎体の圧縮支持力及び引揚支持力に対する許容限界は短期許容支持力とし, 表 1.1.10-17 に示す。

表 1.1.10-17 基礎体の圧縮支持力及び引揚支持力に対する短期許容支持力

項目		短期許容支持力 (kN/脚)	備考
基礎体	a 脚	圧縮支持力*1	5992.0*2
	d 脚	引揚支持力*1	2839.4
	b 脚	引張	4512.6
	c 脚	せん断	2694.8

注記*1: 基礎体の支持力は、「電協研第 58 巻」及び「J E C-1 2 7」に準拠し設定する。

*2: 算出結果を別紙-10 に示す。

1.1.11 解析結果

(1) 地震応答解析結果

図 1.1.11-1 及び図 1.1.11-2 に、220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 及び No. 2 鉄塔基礎の地盤の相対変位を示す。

応答変位法による静的応力解析では、この相対変位を基礎部に地盤ばねを介し作用させる。

相対変位は、杭に作用する荷重のうち最も影響が大きいと考えられる地盤変位に着目し、地中応力が最大となるよう地盤の地震応答解析における杭先端と杭頭の相対変位が最大となる時刻の値を抽出し、設定する。また、基礎に作用させる慣性力は同時刻の応答加速度より設定する。

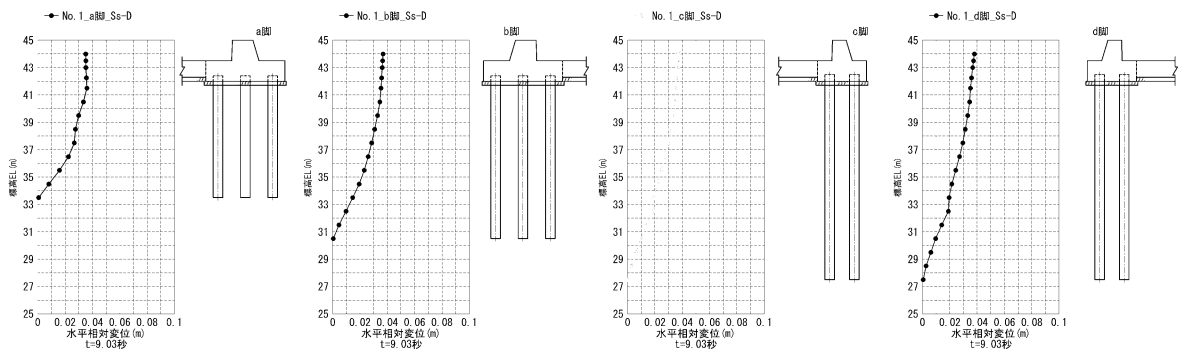


図 1.1.11-1(1/2) 地震応答解析で得られた地盤の相対変位 (S s - D)
(220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 鉄塔基礎)

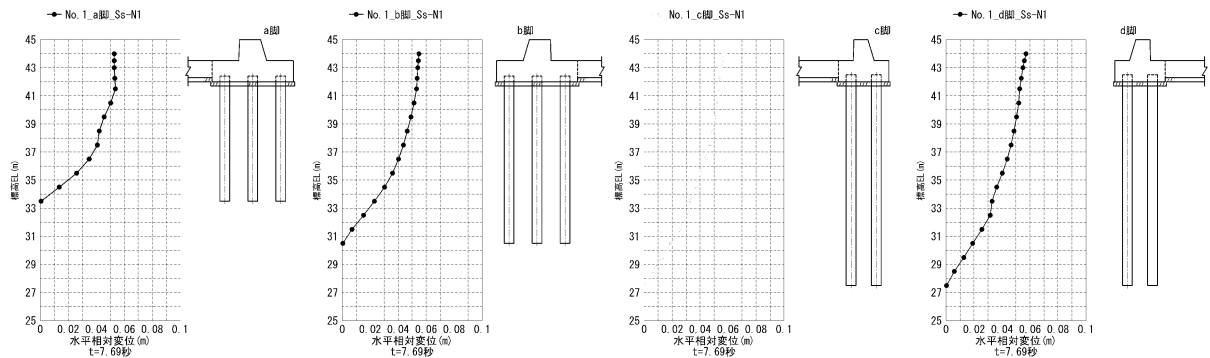


図 1.1.11-1(2/2) 地震応答解析で得られた地盤の相対変位 (S s - N 1)
(220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 鉄塔基礎)

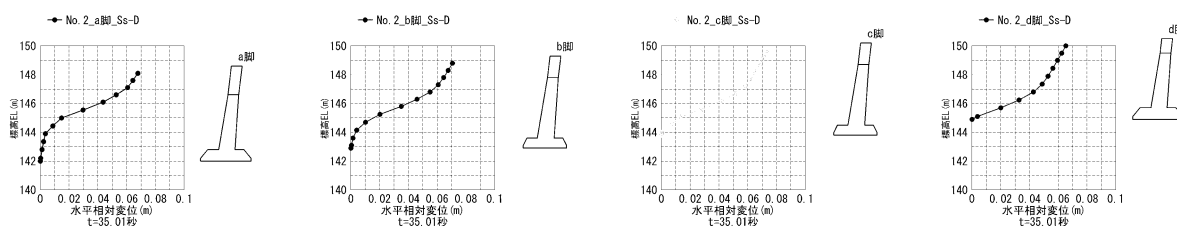


図 1.1.11-2 地震応答解析で得られた地盤の相対変位 (S_s-D)
(220kV 第二島根原子力幹線 No. 2 鉄塔基礎)

(2) 応答変位法による静的応力解析結果

a. 220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 鉄塔基礎

220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 鉄塔基礎の静的応力解析で得られた断面力を用いて行った鋼管杭の曲げ・せん断応力照査結果を表 1.1.11-1 に、鋼管杭の鉛直支持力、引抜き抵抗力照査結果を表 1.1.11-2 に、柱体部、床板部及びつなぎ梁の曲げ・せん断応力照査結果を表 1.1.11-3 に示す。

なお、本項で示す照査結果は、各脚の部材において最も照査値が大きくなる結果を示している。

照査の結果、220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 鉄塔基礎は全て許容限界を満足する。

表 1.1.11-1 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／短期許容応力度	
		S _s -D	S _s -N 1
軸力と 曲げモーメント	a 脚	0.53	0.70
	b 脚	0.36	0.45
	c 脚	0.59	0.73
	d 脚	0.57	0.72
せん断力	a 脚	0.03	0.04
	b 脚	0.04	0.03
	c 脚	0.06	0.09
	d 脚	0.06	0.09

注：上表は、表 1.1.10-12 に示す各ケースの結果のうち、各箇所のもっとも大きい照査値（最大発生応力度／短期許容応力度）を示す。

表 1.1.11-2 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	最大発生軸力／短期許容支持力	
		S _s - D	S _s - N 1
鉛直支持力	a 脚	0.04	0.03
	b 脚	0.05	0.04
	c 脚	0.46	0.48
	d 脚	0.44	0.46
引抜き抵抗力	a 脚	0.09	0.32
	b 脚	0.05	0.25
	c 脚	—	—
	d 脚	—	—

注 1：上表は，表 1.1.10-12 に示す各ケースの結果のうち，各箇所のもっとも大きい照査値（最大発生軸力／短期許容支持力）を示す。

注 2：上表において，引抜き抵抗力の「—」は，対象基礎杭に引抜き力が作用しないことを示す。

表 1.1.11-3 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／短期許容応力度	
			S s - D	S s - N 1
柱体部	コンクリート 圧縮応力度	a 脚	—	—
		b 脚	—	—
		c 脚	0.26	0.29
		d 脚	0.25	0.26
	鉄筋 引張応力度	a 脚	0.61	0.70
		b 脚	0.58	0.62
		c 脚	0.04	0.04
		d 脚	0.04	0.04
	コンクリート せん断応力度	a, b, c, d 脚	0.41	0.45
床板部	コンクリート 圧縮応力度	a, b 脚	—	—
		c, d 脚	—	—
	鉄筋 引張応力度	a, b 脚	0.93	0.82
		c, d 脚	0.82	0.72
	コンクリート せん断応力度	a, b 脚	0.32	0.42
		c, d 脚	0.70	0.74
つなぎ梁	コンクリート 圧縮応力度	a-b 脚	0.17	0.20
		b-c 脚	0.08	0.05
		c-d 脚	0.16	0.15
		d-a 脚	0.08	0.04
	鉄筋 引張応力度	a-b 脚	0.65	0.79
		b-c 脚	0.58	0.65
		c-d 脚	0.63	0.72
		d-a 脚	0.58	0.64
	コンクリート せん断応力度	a, b, c, d 脚	0.27	0.27

注 1：上表は，表 1.1.10-12 に示す各ケースの結果のうち，各箇所のもっとも大きい照査値（最大発生応力度／短期許容応力度）を示す。

なお，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。

注 2：上表において，コンクリート圧縮応力度の「—」は，柱体部及び床板部に圧縮応力度が作用しないことを示す。

b. 220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔

220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔基礎の静的応力解析で得られた断面力を用いて行った基礎体の曲げ・せん断応力照査結果を表 1.1.11-4 に、基礎体の圧縮支持力・引揚支持力照査結果を表 1.1.11-5 に示す。

なお、各部材において最も照査値が大きくなる結果を示している。

照査の結果、220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔基礎は全て許容限界を満足する。

表 1.1.11-4 基礎体の曲げ・せん断応力照査結果

照査項目		対象脚	最大発生応力度／短期許容応力度
			S _s - D
基礎体	コンクリート 圧縮応力度	a 脚	0.51
		b 脚	0.53
		c 脚	0.59
		d 脚	0.54
	鉄筋 引張応力度	a 脚	0.68
		b 脚	0.74
		c 脚	0.68
		d 脚	0.66
	コンクリート せん断応力度	a 脚	0.87
		b 脚	0.81
		c 脚	0.87
		d 脚	0.74

注：上表は、表 1.1.10-13 に示す各ケースの結果のうち、各箇所での最も大きい照査値（最大発生応力度／短期許容応力度）を示す。

なお、発生応力度は解析コード「EMRGINING ver.12.4C」を用いて算出した。

表 1.1.11-5 基礎体の圧縮支持力・引揚支持力照査結果

照査項目	対象脚	最大発生軸力／短期許容支持力
		$S_s - D$
圧縮支持力	a 脚	0.51
	b 脚	0.66
	c 脚	0.77
	d 脚	0.59
引揚支持力	a 脚	0.66
	b 脚	0.72
	c 脚	0.65
	d 脚	0.62

注：圧縮支持力は床板下面に作用する軸力，引揚支持力は柱体天端に作用する軸力で照査。上表は，表 1.1.10-13 に示す各ケースの結果のうち，各箇所
の最も大きい照査値（最大発生軸力／短期許容支持力）を示す。

1.2 66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔の耐震評価

1.2.1 解析手法

現在、送電鉄塔は、送電用支持物設計標準(J E C - 1 2 7 - 1965)に基づき、台風や冬期季節風を荷重条件として設計されている。鉄塔はトラス構造物であり強度に対して比較的軽量であるため慣性力による地震荷重よりも風荷重の方が支配的と考えられているためである。

地震荷重の評価手法については建築分野等で用いられる層せん断力係数法などがあるが、この手法は架渉線の振動特性を考慮することが困難であり、従来個々の鉄塔にて耐震評価を行う際には架渉線と鉄塔をモデル化した連成系による時刻歴応答解析が用いられてきた。

よって、今回の地震応答解析においては、実績のある手法として架渉線と鉄塔をモデル化した連成系による時刻歴応答解析を行った。

1.2.2 送電鉄塔解析手順

送電鉄塔の耐震性能を確認するために、基準地震動 S_s 5 波 ($S_s - D$, $S_s - N 1$, $S_s - N 2$, $S_s - F 1$ 及び $S_s - F 2$) のうち入力地震波は鉄塔の水平方向一次固有周期で卓越しており評価において支配的なものを選定し、全体的に支配的な $S_s - D$ 波を基本とするが、一次固有周期で $S_s - D$ 波を超えるものがある場合は、当該地震波も選定する。

その結果、66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔は、基準地震動 $S_s - D$ による鉄塔基礎部の応答波形(別紙-1 参照)を入力地震波として用い、鉄塔・架渉線連成系の有限要素モデルにて時刻歴応答解析を実施した。

得られた時刻歴応答結果から部材発生応力の最大値を抽出し、部材・ボルト強度に対する安全率にて耐震評価を実施した。(強度、安全率の計算は従来の風荷重設計と同じ方法。)

耐震評価解析フローを図 1.2.2-1 に示す。

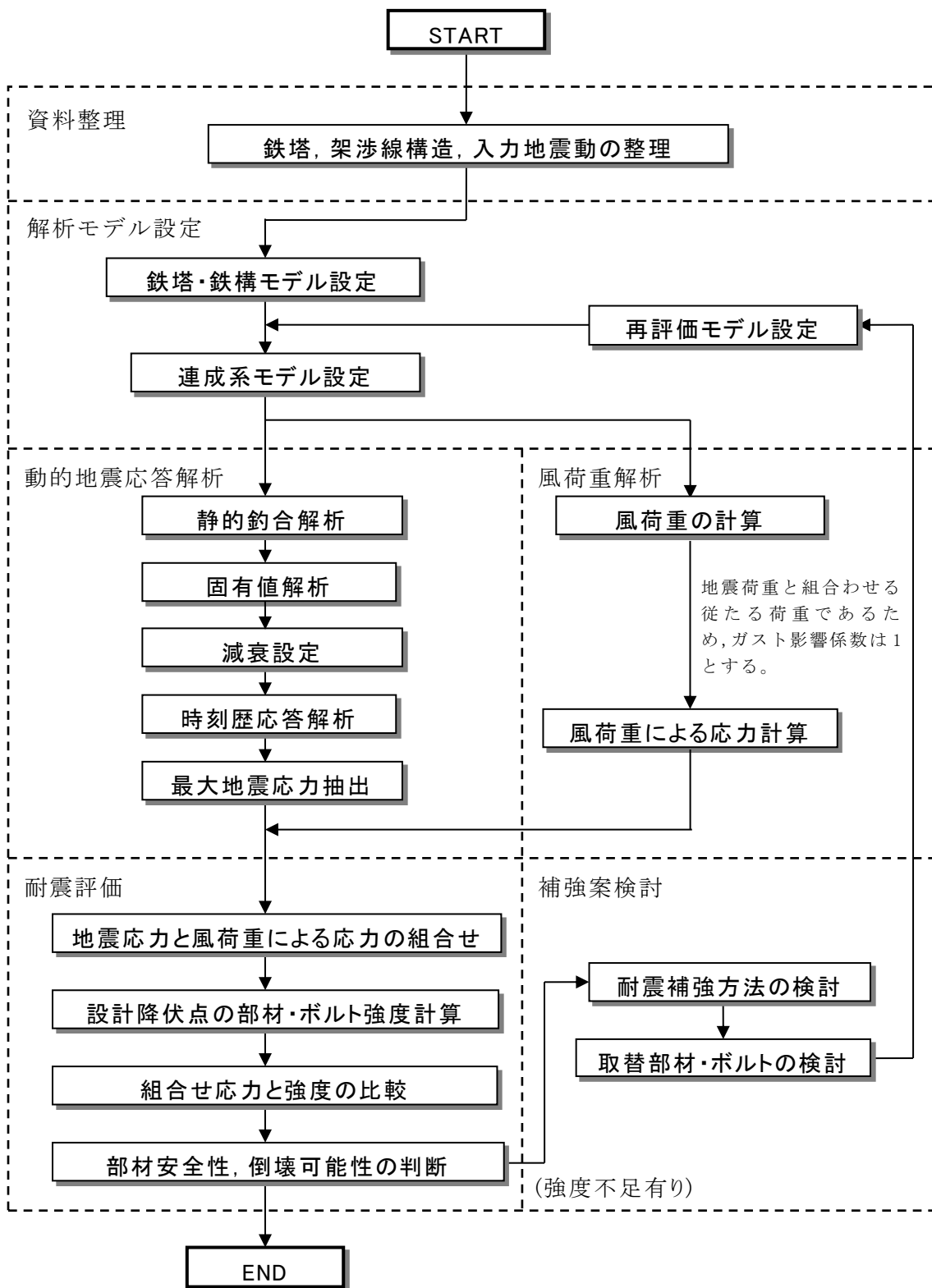


図 1.2.2-1 耐震評価解析フロー

1.2.3 解析コード

解析には、日本鉄塔工業株式会社が所有するコード「Tower Cable Resp」を用いた。

本コードの特徴を表 1.2.3-1 に示す。

また、評価に用いる解析コード「Tower Cable Resp」の検証及び妥当性確認等については、VI-5-3「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

表 1.2.3-1 解析コード「Tower Cable Resp」の特徴

コード (プログラム)	Tower Cable Resp
使用目的	送電鉄塔の固有値解析及び時刻歴応答解析
開発機関	日本鉄塔工業株式会社
開発時期	2006 年
使用したバージョン	ver. 1.311c
解析コードの 概要	鉄塔・屋外鉄構構造の様々な形式のモデルファイルを読み込み、また架渉線入力情報から、自動的に鉄塔・鉄構一架渉線連成系をモデル化する。架渉線の回線数や鉄塔・鉄構規模によるが、4～6径間の連成が可能。また任意の鉄塔から3方向以上の分岐のモデル化が可能。 解析機能として、静的釣合解析，固有値解析，周波数応答関数計算，周波数応答解析，時刻歴応答解析が可能。 鉄塔構造のモデルファイルは棒要素，梁要素に対応し，架渉線部は大変形解析が可能。
検証方法	単純トラスモデルによる固有値解析，時刻歴応答解析結果と理論値との比較。 また，架渉線単純モデルによる固有値解析と理論値との比較。 鉄塔一架渉線連成系モデルの時刻歴応答解析について，本プログラムとRESP-T（株式会社構造計画研究所）とを比較。

1.2.4 解析モデルの設定

(1) 鉄塔モデル

- ・対象鉄塔は，梁要素（ビーム要素）で全部材をモデル化する。
- ・主要な部材は熱間圧延形鋼の等辺山形鋼（SS400，SS540）であるため，日本建築学会の「鋼構造設計規準」の構造材料の定数を用いて線形材料モデル

とする。

- ・ 梁要素の断面特性は、電気設備技術基準及び J E C - 1 2 7 に準拠した日本鉄塔協会の「等辺山形鋼許容応力表」から断面積，断面二次モーメントを設定する。
- ・ 支柱材の基礎部は変位と回転を拘束する。

送電鉄塔の部材名称図を図 1.2.4-1 に示し，66kV 鹿島支線 No.2-1 モデルを図 1.2.4-2 に示す。

また，66kV 鹿島支線 No.2-1 鉄塔部材仕様を別紙-11 に示す。

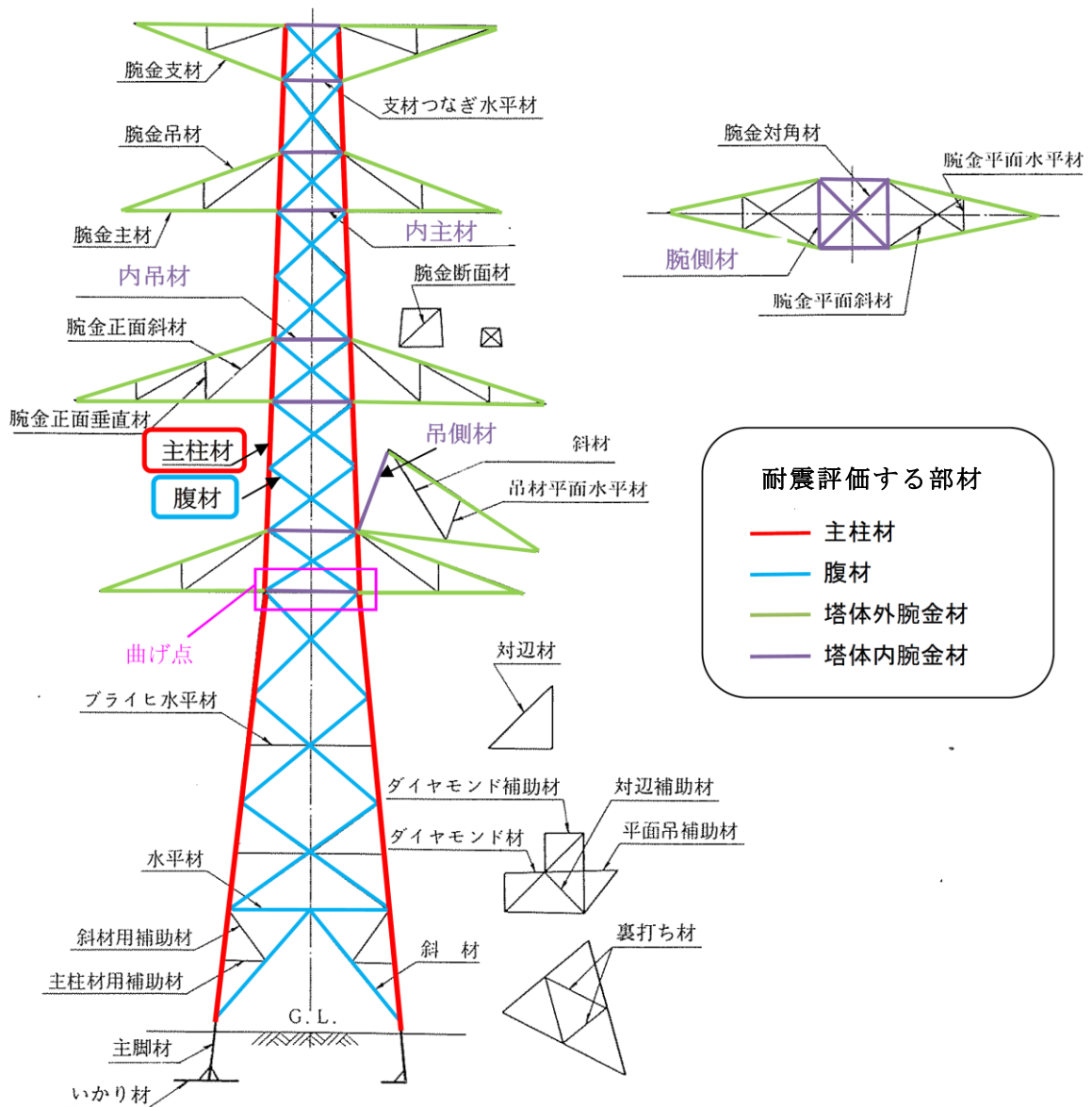
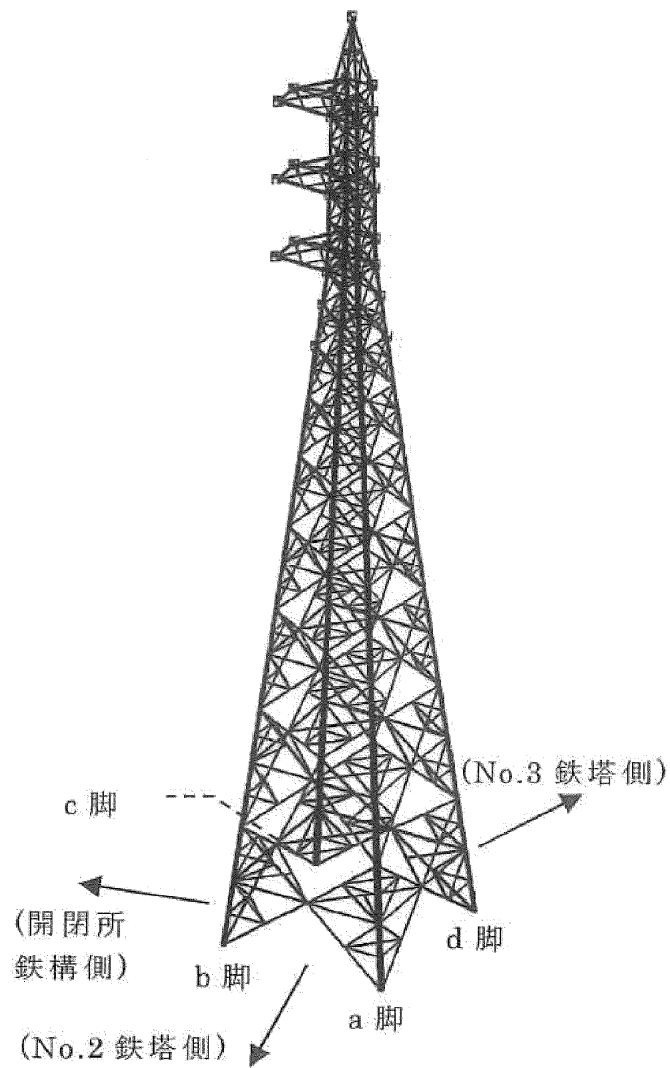


図 1.2.4-1 送電鉄塔部材名称図



注：図中の「No.2 鉄塔」及び「No.3 鉄塔」は 66kV 鹿島支線 No.2 及び No.3 鉄塔を、「開閉所鉄構」は第 2-66kV 開閉所屋外鉄構を示す。

図 1.2.4-2 66kV 鹿島支線 No.2-1 鉄塔モデル

各鉄塔の構造材料の各定数については、表 1.2.4-1 に示す。

表 1.2.4-1 構造材料の定数*

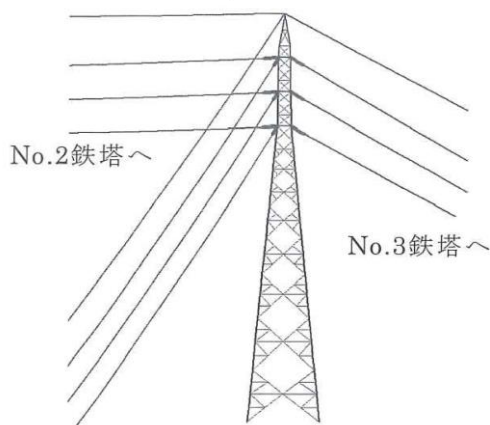
材料	ヤング係数 (N/mm ²)	せん断弾性係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鋼	205000	79000	0.3

注記*：鋼構造設計規準（日本建築学会）

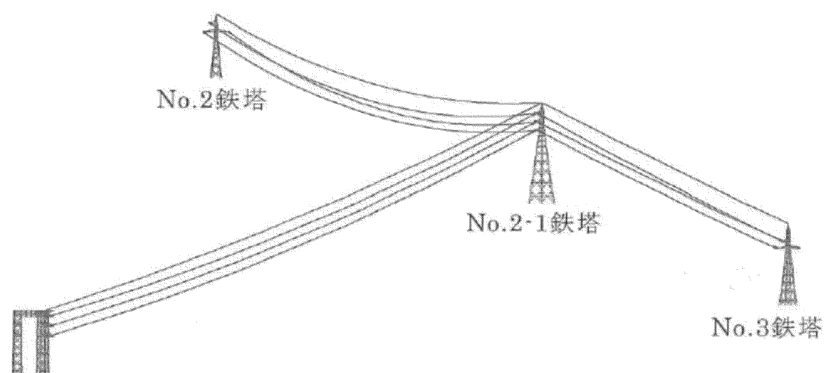
(2) 連成系モデル

- ・ 架空地線，電力線及び碍子装置は，軸剛性のみ考慮する棒要素（ロッド要素）でモデル化し，張力による幾何剛性を考慮することで，自重と張力の釣り合いによるカテナリー曲線を再現する。
- ・ 架渉線の材料特性は線形材料モデルとし，日本電気協会の「電力用規格」の弾性係数を設定する。
- ・ 鉄塔の腕金支持点と架渉線の接点はピン接合とし，4基3径間の連成系にてモデル化する。

66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔連成系モデルを図 1. 2. 4-3 に，機器配置図を図 1. 2. 4-4 に示す。



第 2-66kV 開閉所屋外鉄構へ
連成系モデル図（立面図）



第 2-66kV 開閉所屋外鉄構
連成系モデル図（鳥瞰図）

注：図中の「No. 2-1 鉄塔」，「No. 2 鉄塔」及び「No. 3 鉄塔」は 66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔，66kV 鹿島支線 No. 2 鉄塔及び 66kV 鹿島支線 No. 3 鉄塔を示す。

図 1. 2. 4-3 66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔連成系モデル

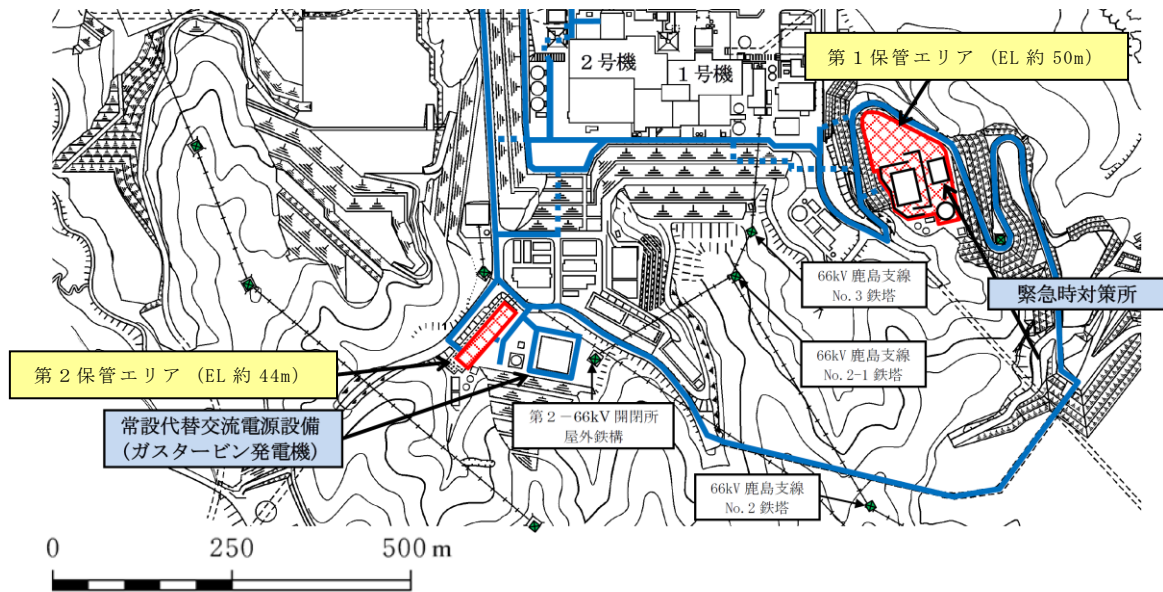


図 1.2.4-4 66kV 鹿島支線 No.2-1 鉄塔連成系モデル機器配置図

1.2.5 固有値解析結果

連成系モデルの固有値解析では、架渉線に複数の自由度を設定するため、架渉線の部分にはほぼ同一の固有周期で応答の方向が異なる複数の振動モードが生じることから膨大な固有モードが存在するが、架渉線の質量と剛性は鉄塔に比べて小さく、主要な固有モードは鉄塔単独モデルによる固有周期近傍に集中する。よって鉄塔の耐震評価における固有モードの評価や減衰設定では一般的に鉄塔単独モデルの固有値解析結果が用いられる。

以上より、本耐震評価においても鉄塔単独モデルに対して固有値解析を行い、鉄塔の固有周期及び固有振動モードを求めた。腕金構造の影響で線路方向と線路直角方向とで固有周期が異なるがその差は小さく、両方向ともほぼ同じ振動特性と言える。

また、連成系モデルでは、架渉線の影響の程度により、固有周期と固有振動モードはやや変化する。

表 1.2.5-1 に 66kV 鹿島支線 No.2-1 鉄塔の固有周期を、図 1.2.5-1 に 66kV 鹿島支線 No.2-1 鉄塔の固有モード図を示す。

表 1.2.5-1 66kV 鹿島支線 No.2-1 鉄塔の固有周期

機器名	66kV 鹿島支線 No.2-1 鉄塔
固有モード	固有周期 (SEC)
線路直角方向 1 次モード	0.297
線路方向 1 次モード	0.298
線路直角方向 2 次モード	0.103
線路方向 2 次モード	0.102

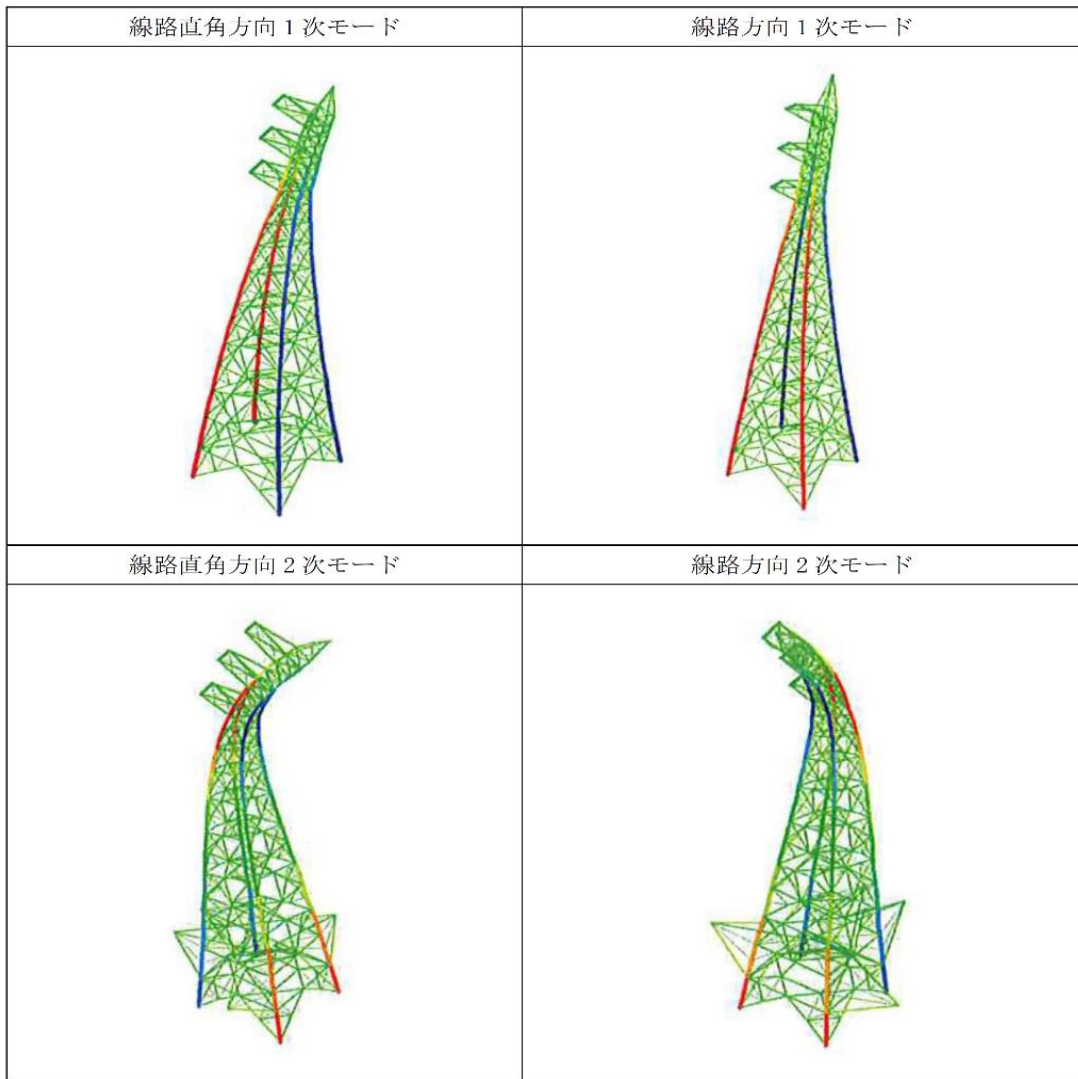


図 1.2.5-1 66kV 鹿島支線 No.2-1 鉄塔の固有モード図

1.2.6 解析用入力地震波

(1) 解析用入力地震波の作成

66kV 鹿島支線 No.2-1 鉄塔の地盤応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤面表面 (EL-10m) で定義される基準地震動 S_s を、1次元波動論モデルにて、原子炉建物基礎地盤の解析モデル底面 (EL-215m) まで引き戻し、鉄塔位置の地盤

モデルにて、同じく1次元波動論モデルにより解析モデル底面境界（EL-100m）まで引き上げた地震波を、2次元動的FEM時刻歴非線形解析により各鉄塔位置での地震応答解析モデルの入力位置で評価したものをを用いる。

なお、入力地震波は水平及び鉛直方向についてそれぞれ設定する。

入力地震動作成の概念を図1.2.6-1に、解析用入力地震波を図1.2.6-2に示す。

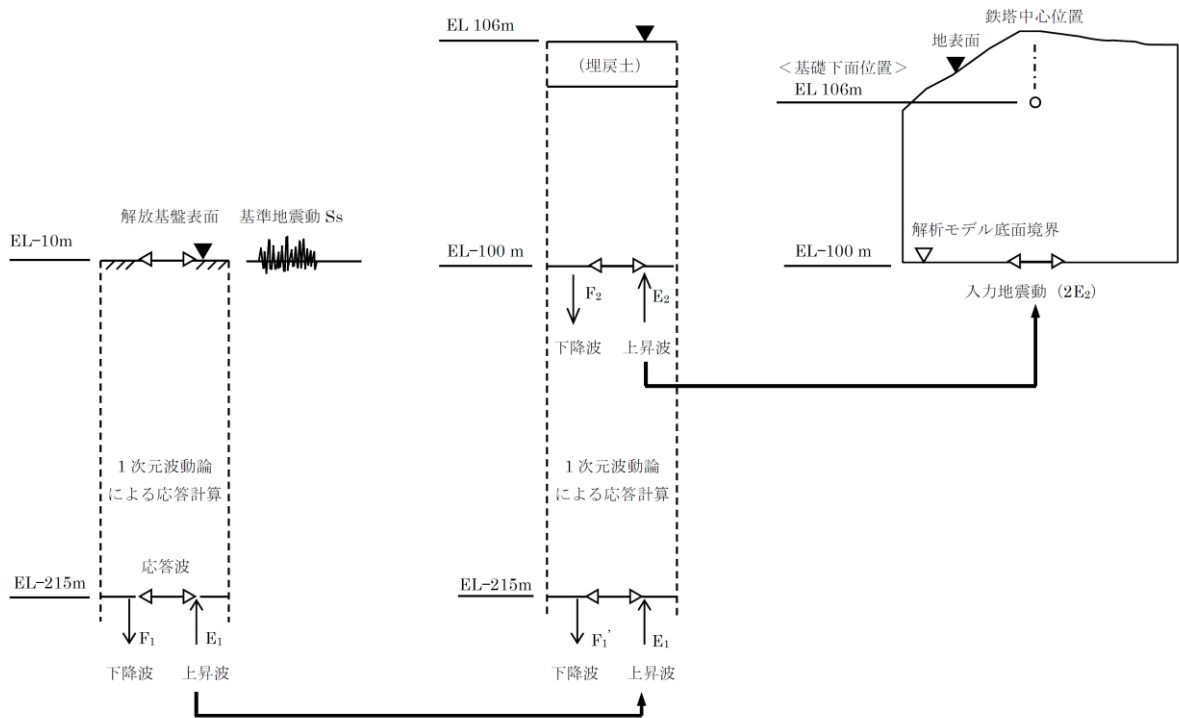
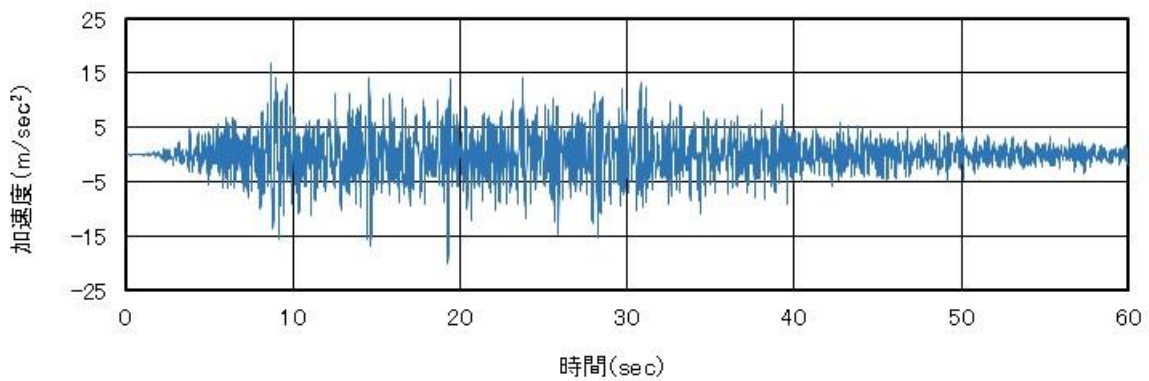
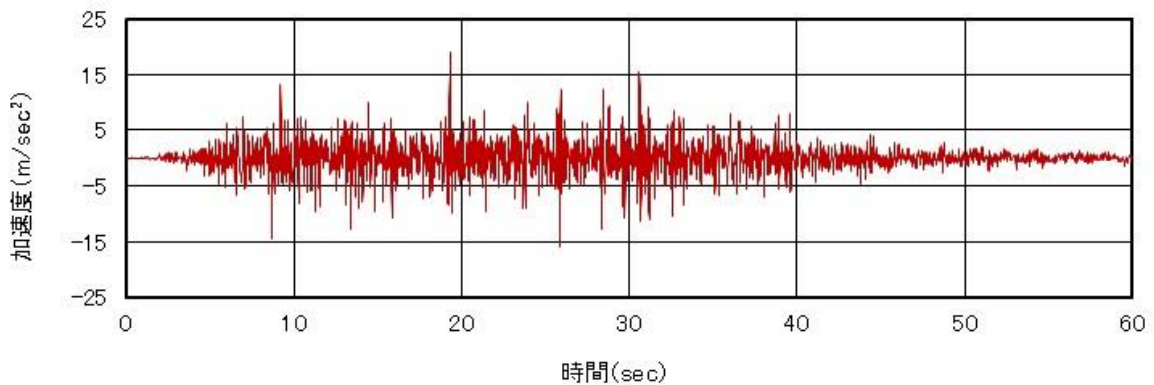


図 1.2.6-1 入力地震波作成の概念図

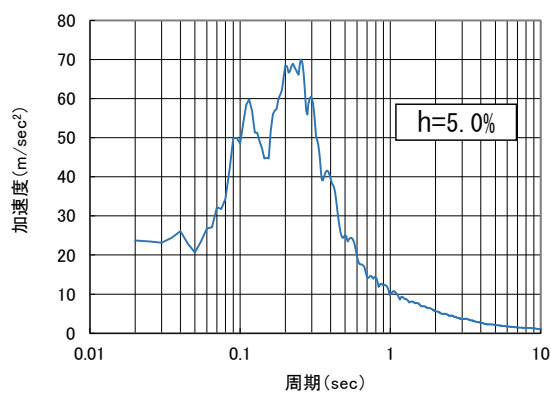
(2) 解析用入力地震波（基準地震動 S s - D）



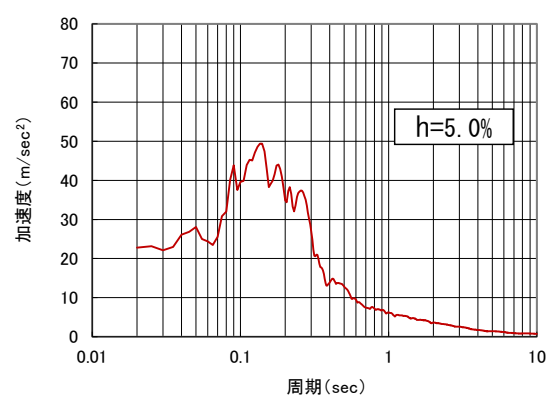
水平成分の入力加速度波形



鉛直成分の入力加速度波形



水平成分の加速度応答スペクトル



鉛直成分の加速度応答スペクトル

図 1. 2. 6-2 66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔入力地震波（基準地震動 S s - D）

(3) 地震波の入力方法

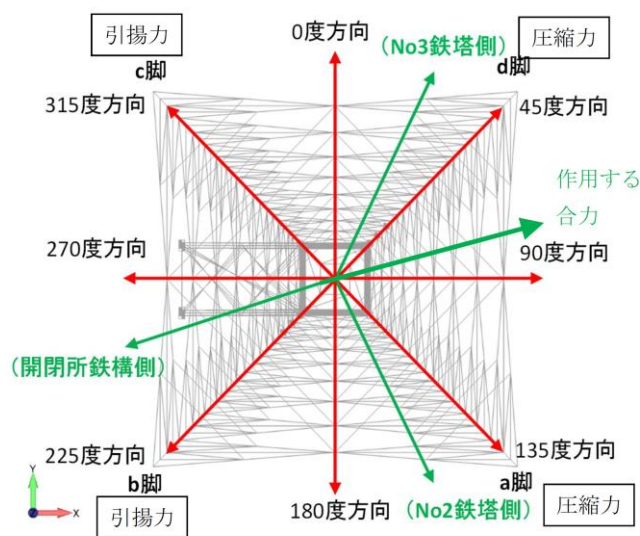
(2)の水平成分と鉛直成分を鉄塔の脚部節点へ同時に入力する。水平成分の入力方向は45度刻みの8ケースとする（図1. 2. 6-3参照）。

主柱材は、分担応力が最大となる斜め方向入力(45°, 135°, 225°, 315°)の場合、図1.2.6-4のように入力方向に沿った対角の2本で分担するが、他方の2本には地震応力は殆ど生じない。なお直交する水平成分を同時入力した場合、その成分の応答は他方の2本で分担する。

腹材は、分担応力が最大となる水平軸方向入力(0°, 90°, 180°, 270°)の場合、図1.2.6-5のように入力方向に沿った2面の腹材で分担するが、他方の2面には地震応力は殆ど生じない。なお直交する水平成分を同時入力した場合、その成分の応答は他方の2面で分担する。

水平2方向及び鉛直方向の同時入力による応答については、上述のとおり、各水平方向入力による応力発生部材が異なるため、水平1方向及び鉛直方向による応答と、最大応力に有意な差は無いと考えられる。

また、架渉線剛性は十分に小さく、隣接鉄塔・鉄構との相対変位による評価鉄塔の応答への影響は小さいと考えられるが、隣接鉄塔・鉄構の応答の影響を考慮するため、全ての鉄塔・鉄構へ評価鉄塔の地震波を入力する。



注：図中の「No.2 鉄塔」及び「No.3 鉄塔」は 66kV 鹿島支線 No.2 及び No.3 鉄塔を示し、「開閉所鉄構」は第 2-66kV 開閉所屋外鉄構を示す。張力は No.2 及び No.3 鉄塔への方が大きい。

図 1.2.6-3 鉄塔本体に作用する張力の作用方向と鉄塔脚の配置関係

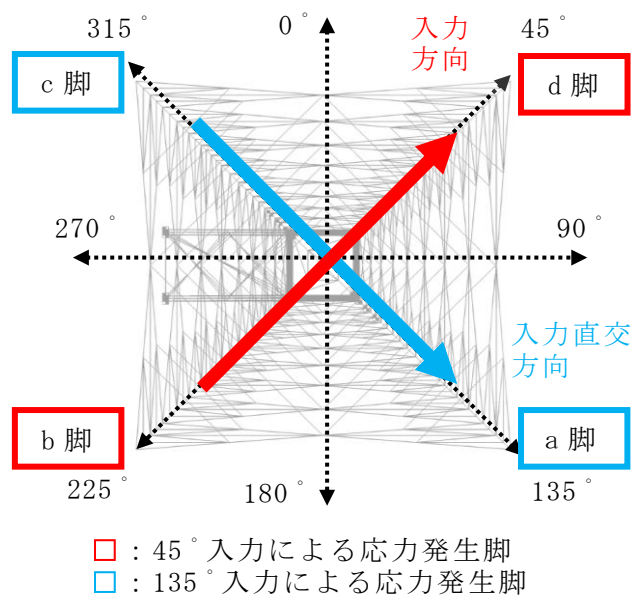


図 1.2.6-4 入力方向と支柱材発生応力の関係

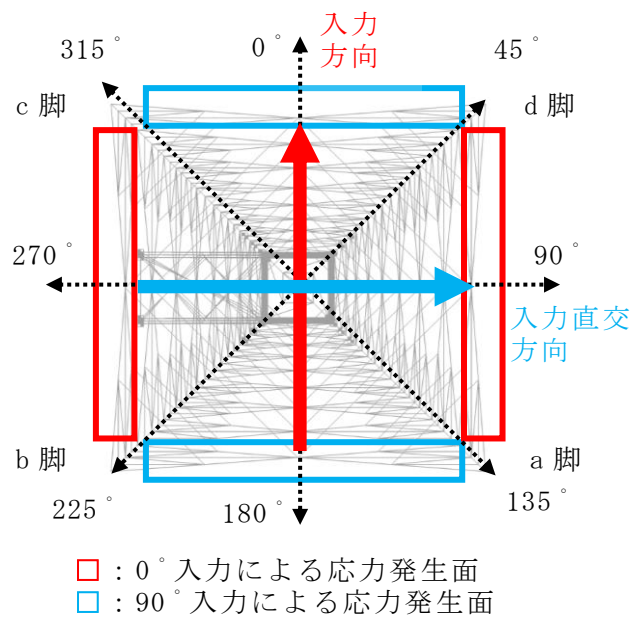


図 1.2.6-5 入力方向と腹材発生応力の関係

1.2.7 解析条件

解析に大きく影響する定数として、送電鉄塔・鉄構、架渉線の減衰定数及び風荷重の設計風速がある。以下に各定数の設定について説明する。

(1) 解析条件の整理

解析条件として用いた各定数の一覧表を表 1.2.7-1 に示す。

表 1.2.7-1 解析条件として用いた各定数

解析定数		定数設定値	条件設定の考え方
減衰定数	山形鋼鉄塔・鉄構	5%	「平成7年兵庫県南部地震を踏まえた送配電設備の耐震性評価」による設定値を使用。
	架渉線	0.4%	鐵塔（日本鐵塔協會：昭和57年）に「地震時における電線・がいし系の振動特性と鐵塔との連成系の振動特性に関する研究」では、実験と解析の減衰定数を比較した場合、実験での応答量が減衰定数を0.5%に設定した解析結果より小さかったことから、解析に架渉線の減衰定数を0.4%と設定したのは保守的である。
風の影響		風速 30m/s	建築基準法を適用して、平成12年5月31日建設省告示第1454号の風速を保守的に用いることとする。ただし乱れはないものとしガスト影響係数は1とする。

(2) 減衰定数の設定

a. 鋼管鐵塔・山形鋼鐵塔及び鐵構の減衰定数の設定について(大振幅の場合)

電力中央研究所が平成8年3月に報告した論文「平成7年兵庫県南部地震を踏まえた送配電設備の耐震性評価」において等価減衰定数に関して以下のとおり記載されている。



上記より、山形鋼鐵塔の減衰定数を5%と設定するのは保守的である。

なお、この成果は、「電気設備防災対策検討会議報告」(資源エネルギー庁)にも報告され、また平成13年に日本電気協会の架空送電規程(JEAC6001-2000)へ反映されている。

b. 架渉線の減衰定数の設定について

架渉線の減衰定数は0.4%に設定する。

鐵塔（日本鐵塔協會：昭和57年）に「地震時における電線・がいし系の振動特性と鐵塔との連成系の振動特性に関する研究」が掲載されており、本研究の成果は、「構造物の耐風工学」日本鋼構造協會編にも引用されている。

本研究の概要を以下に示す。

(a) 実験概要

80m径間の試験線において、30トン電気油圧サーボ式加振装置を用いて電線・がいし系の端部を上下及び水平方向に定常加振し、減衰定数と共振曲線のピークを求めた。

(b) 解析概要

弾性剛性と幾何剛性を考慮した多質点系にて試験線をモデル化し、実験と等しく加振振幅を10mmとした時の1/4径間点の応答変位について、減衰定数0.2%と0.5%での共振曲線を求めた。

(c) 評価結果

図1.2.7-1の2本の実線は減衰定数0.2%と0.5%の解析による共振曲線を示し、図中の白丸は実験から得られた共振曲線のピーク値を示している。

共振のピークを比較すると、周波数はほぼ合っているが、実験値の応答量は0.5%の減衰定数の解析結果よりも小さい。これは振幅依存性や空気摩擦等が影響しているものと思われる。

よって、架渉線の減衰定数を0.4%と設定するのは保守的である。

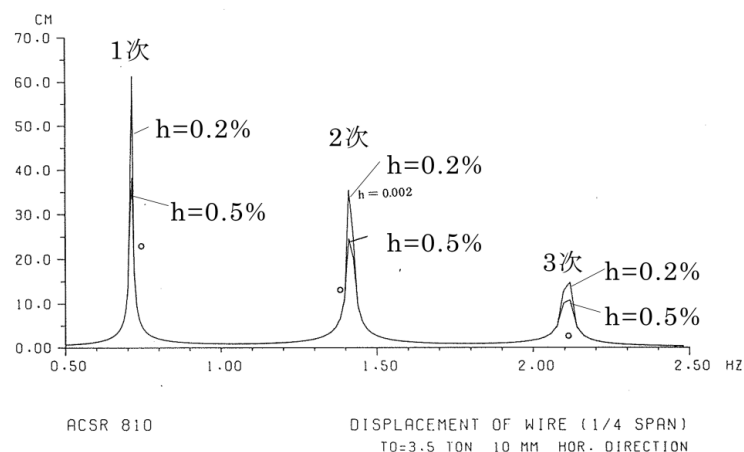


図 1.2.7-1 1/4 径間点における変位の共振曲線の解析値と実験値

c. 減衰定数の設定について

減衰定数は、鐵塔本体については剛性比例型5%を、架渉線については剛性比例型0.4%をそれぞれ設定した。

(3) 風の影響

地震発生時に作用する風速として建築基準法を適用し、平成 12 年 5 月 31 日建設省告示第 1454 号に定められた島根県松江市に該当する基準風速 30m/s を考慮する。ただしガスト影響係数は 1 とする。これは平均風速 30m/s の一様流に相当する。

よって、風速 30m/s の風圧に換算係数と受風面積を乗じて、地震時に作用する風荷重を求め、風向は線路直交方向、線路方向及び斜方向を考慮した。

1.2.8 部材強度

強度計算は、「等辺山形鋼許容応力表」, 「ボルト許容応力表」, 「鋼構造設計規準」, 「鋼材等及び溶接部の許容応力度並びに鋼材等及び溶接部の材料強度の基準強度」及び「発電用原子炉設備規格 設計・建設規格 (2005 年版 (2007 年追補版含む) <第 I 編 軽水炉規格> J S M E S N C 1 -2005/2007) (日本機械学会)」の法令や各基準にて行う。

送電用鉄塔は平均風速による設計風速に対し、短期許容強度を 1.5 で除した長期許容強度で設計するが、地震は短期荷重であるため、短期許容強度を用いる。

(1) 鉄塔設計での許容圧縮強度

鉄塔設計での許容圧縮強度は長期許容強度であり、電気設備の技術基準に基づき、部材の偏心の影響を考慮している。

「等辺山形鋼許容応力表」の許容座屈応力度の計算式は、部材の偏心量に応じて表 1.2.8-1 又は表 1.2.8-2 を用いる。

表 1.2.8-1 偏心の比較的少ない構造材支柱材 (b カープ) の許容座屈応力度計算式

材質	厚さ t (mm)	λ_k	許容応力度 σ_{ka} (電気設備の技術基準に準拠)
SS400	$t \leq 16$	$0 < \lambda_k < 105$	$\sigma_{ka} = 154 - 2(\lambda_k / 100) - 61(\lambda_k / 100)^2$
		$\lambda_k \geq 105$	$\sigma_{ka} = 93 / (\lambda_k / 100)^2$
	$16 < t \leq 40$	$0 < \lambda_k < 110$	$\sigma_{ka} = 148 - 2(\lambda_k / 100) - 57(\lambda_k / 100)^2$
		$\lambda_k \geq 110$	$\sigma_{ka} = 93 / (\lambda_k / 100)^2$
SS540	$t \leq 16$	$0 < \lambda_k < 85$	$\sigma_{ka} = 252 - 5(\lambda_k / 100) - 165(\lambda_k / 100)^2$
		$\lambda_k \geq 85$	$\sigma_{ka} = 93 / (\lambda_k / 100)^2$
	$16 < t \leq 40$	$0 < \lambda_k < 85$	$\sigma_{ka} = 245 - 4(\lambda_k / 100) - 156(\lambda_k / 100)^2$
		$\lambda_k \geq 85$	$\sigma_{ka} = 93 / (\lambda_k / 100)^2$

表 1.2.8-2 偏心の多い構造材 腹材 (c カープ) の許容座屈応力度計算式

材質	厚さ t (mm)	λ_k	許容応力度 σ_{ka} (電気設備の技術基準に準拠)	σ_{ka} 上限値
SS400	$t \leq 16$	$0 < \lambda_k < 135$	$\sigma_{ka} = 153 - 76 \times (\lambda_k / 100)$	98
		$\lambda_k \geq 135$	$\sigma_{ka} = 93 / (\lambda_k / 100)^2$	
	$16 < t \leq 40$	$0 < \lambda_k < 140$	$\sigma_{ka} = 147 - 71 (\lambda_k / 100)$	94
		$\lambda_k \geq 140$	$\sigma_{ka} = 93 / (\lambda_k / 100)^2$	
SS540	$t \leq 16$	$0 < \lambda_k < 105$	$\sigma_{ka} = 250 - 158 (\lambda_k / 100)$	160
		$\lambda_k \geq 105$	$\sigma_{ka} = 93 / (\lambda_k / 100)^2$	
	$16 < t \leq 40$	$0 < \lambda_k < 110$	$\sigma_{ka} = 244 - 152 (\lambda_k / 100)$	156
		$\lambda_k \geq 110$	$\sigma_{ka} = 93 / (\lambda_k / 100)^2$	

有効細長比

$$\lambda_k = L_k / r$$

許容圧縮強度

$$C = \sigma_{ka} \times A \times 10^{-1}$$

ここで、

σ_{ka} : 許容圧縮応力度 (N/mm²)

λ_k : 有効細長比 (L_k / r)

L_k : 有効座屈長 (cm)

r : 部材断面の回転半径 (cm)

C : 許容圧縮強度 (kN)

A : 部材の断面積 (cm²)

(2) J S M E の供用状態 D を反映した部材の耐震評価用圧縮強度

建築基準法施行令に基づく「鋼材等及び溶接部の許容応力度並びに鋼材等及び溶接部の材料強度の基準強度」にて材料の最低降伏点を表す基準強度が定められている。

J S M E の「供用状態 D」は、「対象とする機器等が全断面にわたって大変形を生じてよい」と設計仕様書等で規定された圧力及び機械的荷重が負荷された条件下にある状態と定義されている。J S M E の SSB-3121.3「供用状態 D での許容応力」では、「供用状態 D においては、SSB-3121.1(1) から (6) に定めるそれぞれの許容応力の 1.5 倍の値を用いるものとする。この場合において、SSB-3121(1)a.本文中 S_y 及び $S_y(RT)$ は $1.2S_y$ 及び $1.2S_y(RT)$ と読み替えるものとする」と定められており、今回は J S M E の供用状態 D を適用し 1.2 倍の基準強度を用いて強度評価する。

具体的には、1.0 倍と 1.2 倍の基準強度による短期許容強度の比 (以下「圧縮強度比」という。)を求め、(1)の長期許容強度に 1.5 及び圧縮強度比を乗じ、

耐震評価用の強度とする。

基準強度 1.0 倍による許容圧縮応力度

$$v = 1.5 + (2/3) \times (\lambda_k / \Lambda)^2$$

$$\Lambda = (\pi^2 E / (0.6F))^{1/2}$$

$\lambda_k \leq \Lambda$ のとき,

$$f_{1.0} = (1 - 0.4 \times (\lambda_k / \Lambda)^2) \times F / v$$

$\lambda_k > \Lambda$ のとき,

$$f_{1.0} = 0.277 \times F \times (\Lambda / \lambda_k)^2$$

ここで,

$f_{1.0}$: 基準強度 F での鋼構造設計規準の許容圧縮応力度

Λ : 限界細長比 $(= (\pi^2 E / 0.6F)^{1/2})$

E : ヤング係数 (N/mm^2)

F : 鋼材の基準強度 (N/mm^2)

なお、ヤング係数は「鋼構造設計規準」に準じて表 1.2.4-1 の値を用い、基準強度は建築基準法に準じる。

基準強度 1.2 倍による許容圧縮応力度

$$v' = 1.5 + (2/3) \times (\lambda_k / \Lambda')^2$$

$$\Lambda' = (\pi^2 E / (0.6F'))^{1/2}$$

$\lambda_k \leq \Lambda'$ のとき,

$$f_{1.2} = (1 - 0.4 \times (\lambda_k / \Lambda')^2) \times F' / v'$$

$\lambda_k > \Lambda'$ のとき,

$$f_{1.2} = 0.277 \times F' \times (\Lambda' / \lambda_k)^2$$

ここで,

$f_{1.2}$: 基準強度 F' での許容圧縮応力度

Λ' : 限界細長比

F' : 1.2 倍を適用した基準強度 (N/mm^2)

基準強度 1.0 倍と 1.2 倍による許容圧縮応力度の比

$$R_f = f_{1.2} / f_{1.0}$$

ここで,

R_f : 圧縮強度比

耐震評価用の降伏点对応の圧縮強度

$$C' = 1.5 \times R_f \times C$$

ここで、

C' : 耐震評価用の圧縮強度 (kN)

(3) 鉄塔設計での部材の許容引張強度

鉄塔設計での許容引張強度は長期許容強度であり、「等辺山形鋼許容応力表」の許容引張応力度の計算式は、支柱材のような両フランジ接合と、腹材のような片フランジ接合とでそれぞれ下式を用いる。

許容引張強度

$$\text{両フランジ接合 } T = (A - n \times d \times t) \times \sigma_t \times 10^{-1}$$

$$\text{片フランジ接合 } T = (0.75A - n \times d \times t) \times \sigma_t \times 10^{-1}$$

ここで、

T : 許容引張強度 (kN)

σ_t : 許容引張応力度 (N/mm²)

(「等辺山形鋼許容応力表」の値を用いる)

n : ボルト控除本数

d : 控除穴径 (cm)

(J E C-1 2 7 よりボルト径+2.5mm)

t : 山形鋼の厚さ (cm)

(4) J S M E の供用状態Dを反映した部材の耐震評価用引張強度

供用状態 D は基準強度を 1.2 倍した短期許容強度である。ここでは(3)の長期許容強度に 1.2 及び 1.5 を乗じ、耐震評価用の強度とする。

耐震評価用の引張強度

$$T' = 1.2 \times 1.5 \times T$$

ここで、

T' : 耐震評価用の引張強度 (kN)

(5) 鉄塔設計でのボルト強度

鉄塔設計でのボルトの許容強度は長期許容強度であり、以下の式により求める。

ボルトの許容せん断強度

$$B_{s1} = s \times \tau \times A_s \times 10^{-3}$$

$$B_s = B_{s1} \times N$$

ここで、

B_{s1} : ボルト 1 本当たりの許容せん断強度 (kN/本)

τ : ボルトの許容せん断応力度 (N/mm²)

A_s : ボルトのせん断対象断面積 (mm²)

B_s : ボルトの許容せん断強度 (kN)

N : ボルト本数

ボルトの許容支圧強度

$$B_{b1} = \sigma_b \times d_b \times t \times 10^{-3}$$

$$B_b = B_{b1} \times N$$

ここで、

B_{b1} : ボルト 1 本当たりの許容支圧強度 (kN/本)

σ_b : 部材及びボルトの許容支圧応力度の小なる方 (N/mm²)

d_b : ボルトの支圧対象径 (mm)

t : 部材厚 (mm)

B_b : ボルトの許容支圧強度 (kN)

(6) J S M E の供用状態Dを反映した耐震評価用ボルト強度

供用状態 D は短期許容強度である。

ここでは、ボルトのせん断強度は(5)の長期許容強度に 1.5 を乗じ、耐震評価用の強度とする。

耐震評価用のせん断強度

$$B_s' = B_s \times 1.5$$

ここで、

B_s' : 耐震評価用のせん断強度 (kN)

ボルトの支圧強度は 1.2 倍の基準強度を考慮し、(5)の長期許容強度に 1.2 及び 1.5 を乗じ、耐震評価用の強度とする。

耐震評価用の支圧強度

$$B_b' = B_b \times 1.2 \times 1.5$$

ここで、

B_b' : 耐震評価用の支圧強度 (kN)

耐震評価用のボルト強度

$$B' = \min(B_s', B_b')$$

ここで、

B' : 耐震評価用のボルト強度 (kN)

(7) 強度計算に使用した各定数の整理

強度計算に使用した各定数の一覧表を表 1.2.8-3 に示す。

(8) 最小安全率の計算例

(16 番パネル腹材の部材圧縮)

16 番パネル腹材(材質 SS400, L60×5)の最小安全率は以下の様に求まる。

鉄塔設計での部材の許容圧縮強度

有効細長比

$$\begin{aligned}\lambda_k &= L_k / r \\ &= 145 / 1.18 = 123\end{aligned}$$

許容圧縮応力度

部材厚 $t=5 \leq 16$, $\lambda_k=123 < 135$ より

$$\begin{aligned}\sigma_{ka} &= 153 - 76 \times (\lambda_k / 100) \\ &= 153 - 76 \times (123 / 100) \\ &= 59.5 \text{ (N/mm}^2\text{)}\end{aligned}$$

許容圧縮強度

$$\begin{aligned}C &= \sigma_{ka} \times A \times 10^{-1} \\ &= 59.5 \times 5.802 \times 10^{-1} \\ &= 34.5 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

耐震評価用の部材の許容圧縮強度

基準強度 1.0 倍による許容圧縮応力度

$$\begin{aligned}v &= 1.5 + (2/3) \times (\lambda_k / \Lambda)^2 \\ &= 1.5 + (2/3) \times (123 / 119.79)^2 \\ &= 2.203 \\ \Lambda &= (\pi^2 E / (0.6F))^{1/2} \\ &= (\pi^2 \times 205000 / (0.6 \times 235))^{1/2} \\ &= 119.79\end{aligned}$$

$\lambda_k > \Lambda$ より

$$\begin{aligned} f_{1.0} &= 0.277F(\Lambda / \lambda_k)^2 \\ &= 0.277 \times 235 \times (119.79/123)^2 \\ &= 61 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

基準強度 1.2 倍による許容圧縮応力度

$$\begin{aligned} v' &= 1.5 + (2/3) \times (\lambda_k / \Lambda')^2 \\ &= 1.5 + (2/3) \times (123/109.35)^2 \\ &= 2.343 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Lambda' &= (\pi^2 E / (0.6F'))^{1/2} \\ &= (\pi^2 \times 205000 / (0.6 \times 282))^{1/2} \\ &= 109.35 \end{aligned}$$

$\lambda_k > \Lambda'$ より

$$\begin{aligned} f_{1.2} &= 0.277F(\Lambda' / \lambda_k)^2 \\ &= 0.277 \times 282 \times (109.35/123)^2 \\ &= 61 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

圧縮強度比

$$\begin{aligned} R_f &= f_{1.2} / f_{1.0} \\ &= 61/61 = 1.000 \end{aligned}$$

耐震評価用の圧縮強度

$$\begin{aligned} C' &= 1.5 \times R_f \times C \\ &= 1.5 \times 1.000 \times 34.5 \\ &= 51.7 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

時刻歴応答解析における 16 番パネル腹材の最大圧縮応力は 50.3kN であることから、16 番パネル腹材の部材圧縮の安全率は、強度を最大応力で除した 1.02 となる。

表 1.2.8-3 (1/2) 強度計算に使用した各定数

記号	名称	単位	評価結果 (安全率) への影響について	使用規格
σ_{ka}	許容座屈応力度	N/mm ²	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
α_i	i次項係数	—	規格に定める「許容座屈応力度の計算式」を使用しており、評価結果への裕度には影響しない。	A
λ_k	有効細長比	—	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
L_k	有効座屈長	cm	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
r	部材断面の回転半径	cm	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
C	許容圧縮強度	kN	規格に定める「許容座屈応力度の計算式」を使用しており、評価結果への裕度には影響しない。	A
A	部材の断面積	cm ²	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
$f_{1.0}$	基準強度Fでの許容圧縮応力度	N/mm ²	規格に定めている「許容圧縮応力度」の計算式を使用している。算出過程で使用する鋼材の基準強度Fが規格値のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	E (計算上の記号)
Λ	基準強度Fでの限界細長比	—	規格に定めている「許容圧縮応力度」の計算式を使用している。算出過程で使用する鋼材の基準強度Fが規格値のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	E
E	ヤング係数	N/mm ²	規格に定めている数値を使用しており、評価結果への裕度には影響しない。	C
F	鋼材の基準強度	N/mm ²	規格に定めている数値を使用している。基準強度が規格値のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	D
$f_{1.2}$	基準強度F'での許容圧縮応力度	N/mm ²	規格に定めている「許容圧縮応力度」の計算式を使用している。算出過程で使用する1.2倍を適用した基準強度F'のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	E (計算上の記号)
Λ'	基準強度F'での限界細長比	—	規格に定めている「許容圧縮応力度」の計算式を使用している。算出過程で使用する1.2倍を適用した基準強度F'のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	E (計算上の記号)
F'	1.2倍を適用した基準強度	N/mm ²	規格に定めている数値を使用している。なおJSMEの供用状態Dに基づきJISに定める構造用鋼材として基準強度を1.2倍して適用している。1.2倍を適用した基準強度F'のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	D, E (計算上の記号)
R_f	圧縮強度比	—	$f_{1.0}$ と $f_{1.2}$ の比を算出しており、F'よりも実強度が大きいため、実際の圧縮強度比は増加することから、評価結果は保守的となる。	計算上の記号
C'	耐震評価用の圧縮強度	kN	鉄塔設計用強度に基準強度倍率を反映した耐震評価用の強度計算であり、算出過程で使用する基準強度F及びF'のままであれば評価結果への裕度には影響しない。	計算上の記号
T	許容引張強度	kN	規格に定める「許容引張応力度の計算式」を使用しており、評価結果への裕度には影響しない。	A (計算上の記号)
σ_t	許容引張応力度	N/mm ²	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
n	ボルト控除本数	—	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
d	控除孔径	cm	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
t	山形鋼の厚さ	cm	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A

表 1.2.8-3 (2/2) 強度計算に使用した各定数

記号	名称	単位	評価結果 (安全率) への影響について	使用規格
T'	耐震評価用の引張強度	kN	鉄塔設計用強度に基準強度倍率を反映した耐震評価用の強度計算であり, 算出過程で使用する基準強度F及びF'のままであれば評価結果への裕度には影響しない。	計算上の記号
B _{s1}	ボルト1本当たりの許容せん断強度	kN/本	規格に定める「許容せん断応力度」を使用しており, 評価結果への裕度には影響しない。	B (計算上の記号)
τ	ボルトの許容せん断応力度	N/mm ²	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため, 評価結果への裕度には影響しない。	B
A _s	ボルトのせん断対象断面積	mm ²	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため, 評価結果への裕度には影響しない。	B
B _s	ボルトの許容せん断強度	kN	規格に定める「許容せん断応力度」を使用しており, 評価結果への裕度には影響しない。	B (計算上の記号)
N	ボルト本数	—	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため, 評価結果への裕度には影響しない。	B (計算上の記号)
B _{b1}	ボルト1本当たりのボルトの許容支圧強度	kN/本	規格に定める「許容支圧応力度」を使用しており, 評価結果への裕度には影響しない。	B (計算上の記号)
σ _b	部材及びボルトの許容支圧応力度の小なる方	N/mm ²	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため, 評価結果への裕度には影響しない。	B
d _b	ボルトの支圧対象径	mm	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため, 評価結果への裕度には影響しない。	B
t	部材厚	mm	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため, 評価結果への裕度には影響しない。	B
B _b	ボルトの許容支圧強度	kN	規格に定める「許容支圧応力度」を使用しており, 評価結果への裕度には影響しない。	B (計算上の記号)
B _s '	耐震評価用のボルトのせん断強度	kN	鉄塔設計用強度に基準強度倍率を反映した耐震評価用の強度計算であり, 算出過程で使用する基準強度F及びF'のままであれば評価結果への裕度には影響しない。	計算上の記号
B _b '	耐震評価用のボルトの支圧強度	kN	鉄塔設計用強度に基準強度倍率を反映した耐震評価用の強度計算であり, 算出過程で使用する基準強度F及びF'のままであれば評価結果への裕度には影響しない。	計算上の記号
B'	耐震評価用のボルト強度	kN	鉄塔設計用強度に基準強度倍率を反映した耐震評価用の強度計算であり, 算出過程で使用する基準強度F及びF'のままであれば評価結果への裕度には影響しない。	計算上の記号

使用規格

A : 等辺山形鋼許容応力度表 [電気設備技術基準 (1997) 及び J E C - 1 2 7 - 1979 準拠]

B : ボルト許容応力度表 [電気設備技術基準 (1997) 及び J E C - 1 2 7 - 1979 準拠]

C : 鋼構造設計規程 [日本建築学会] (2005年改定)

D : 鋼材等及び溶接部の許容応力度並びに鋼材等及び溶接部の材料強度の基準強度 [建築基準法施行令 昭和55年建設省告示第1794号]

E : J S M E

1.2.9 解析結果

基準地震動 $S_s - D$ による鉄塔基礎部の応答波形を設計用地震動として用いて、鉄塔・架渉線連成系の有限要素モデルにて時刻歴応答解析を実施し得られた地震荷重と、風荷重解析を実施し得られた風荷重とを加算し、耐震評価における発生荷重とした。各強度を発生荷重で除して求めた安全率が最小となる箇所の一覧を表 1.2.9-1 に示す。安全率は強度を発生荷重で除して求めている。表中の発生荷重は小数点 2 位以下を切り上げ、強度は小数点 2 位以下を切り捨て、また安全率は小数点 3 位以下を切り捨てた値としている。

なお、鉄塔上部が強度不足となり変形しても鉄塔全体は倒壊せず、また変形しても上部は架渉線の支えにより落下しないと考えられるため、下表では鉄塔下部（鉄塔の主柱材の傾きが変わる曲げ点より下方）の健全性を対象に評価した。

島根原子力発電所の構内にある 66kV 鹿島支線 No.2-1 鉄塔は、基準地震動 $S_s - D$ に基準風速 30m/s の風を想定した評価であり、主柱材、腹材の安全率は 1 以上であるため、倒壊はしない。

表 1.2.9-1 主柱材と腹材の最小安全率一覧（基準地震動 $S_s - D$ ）

	鉄塔構造	減衰定数	最小安全率の主柱材				最小安全率の腹材			
			位置	発生荷重	強度	安全率	位置	発生荷重	強度	安全率
				[kN]	[kN]			[kN]	[kN]	
66kV 鹿島支線 No.2-1 鉄塔	山形鋼	5%	14 番 パネル ボルト	939.8	1065.0	1.13	16 番 パネル 部材圧縮	50.3	51.7	1.02

注：基準風速 30m/s を想定

1.2.10 送電鉄塔基礎の耐震評価

(1) 概要

66kV 鹿島支線 No.2-1 鉄塔については、アクセスルートの確保や保管場所の可搬型設備への影響防止の観点から、架渉線と鉄塔連成系モデルによる地震応答解析を実施し、基準地震動による耐震性を確認している。

66kV 鹿島支線 No.2-1 鉄塔の基礎は、鉄塔本体 4 脚の主脚材を梁構造の床板で支持し、床板と深礎杭を接続した構造形式となっている。

(2) 評価方針

当該鉄塔基礎について、基準地震動 S_s ($S_s - D$) による耐震評価を実施する。当該鉄塔基礎の耐震評価では、基準地震動 S_s による鉄塔本体の地震応答解析によって得られる荷重を考慮したうえで、鉄塔位置での地盤の地震応答解析から得られる地盤の応答変位を与えた応答変位法により算出する発生応力が、RC 基礎部及び深礎杭の許容限界値を下回ることを確認する。

(3) 評価方法

a. 鉄塔基礎の概要

66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔の位置図を図 1.2.10-1 に示す。

66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔基礎は、a, b, c, d 脚を張出梁で深礎杭(φ4000mm, L=19.0m)に接続されており、深礎杭を介して岩盤で支持する構造形式である。基礎図を図 1.2.10-2 に示す。

なお、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、基礎の耐震補強を行った。

別紙-12 に耐震補強の概要を示す。

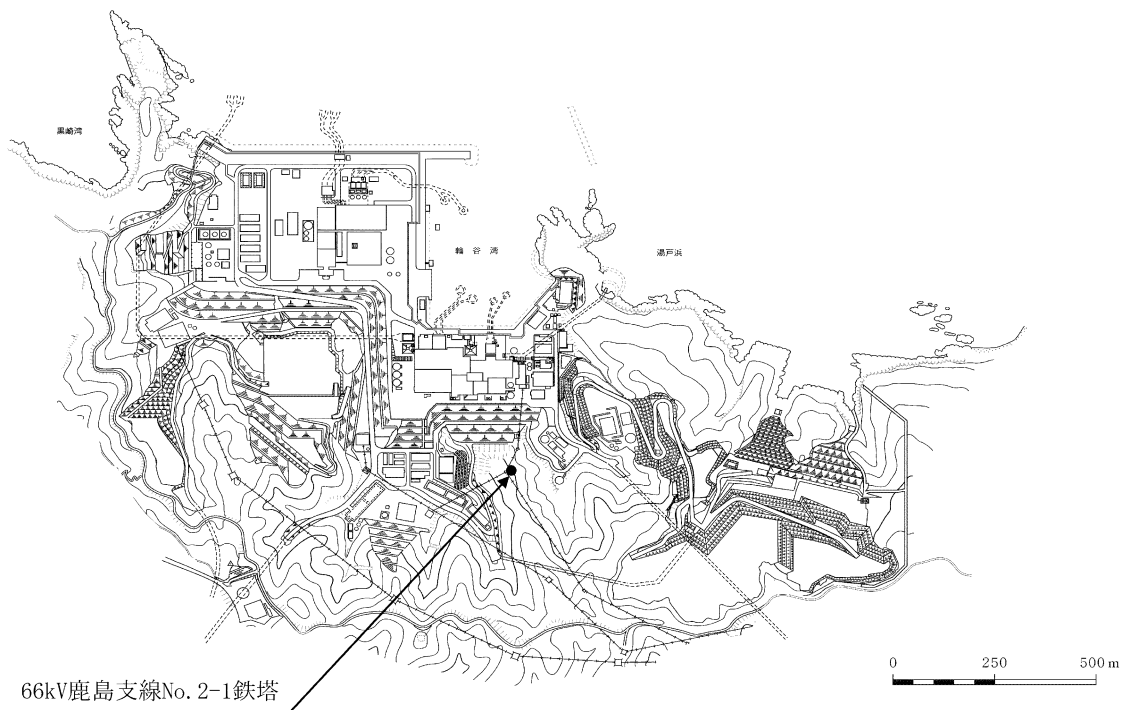
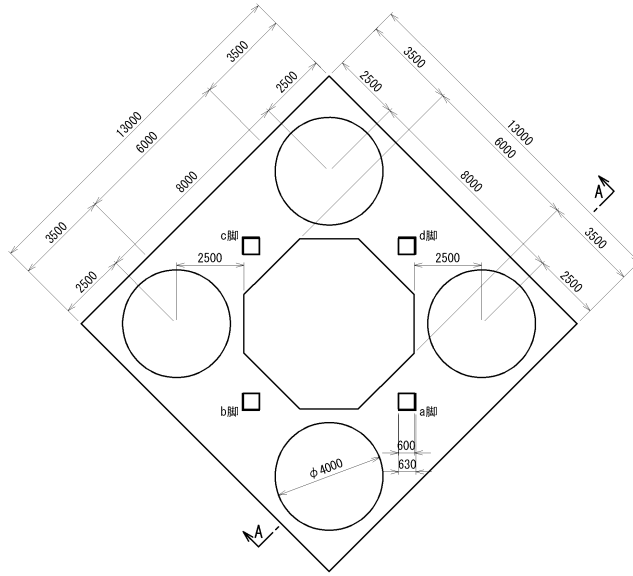
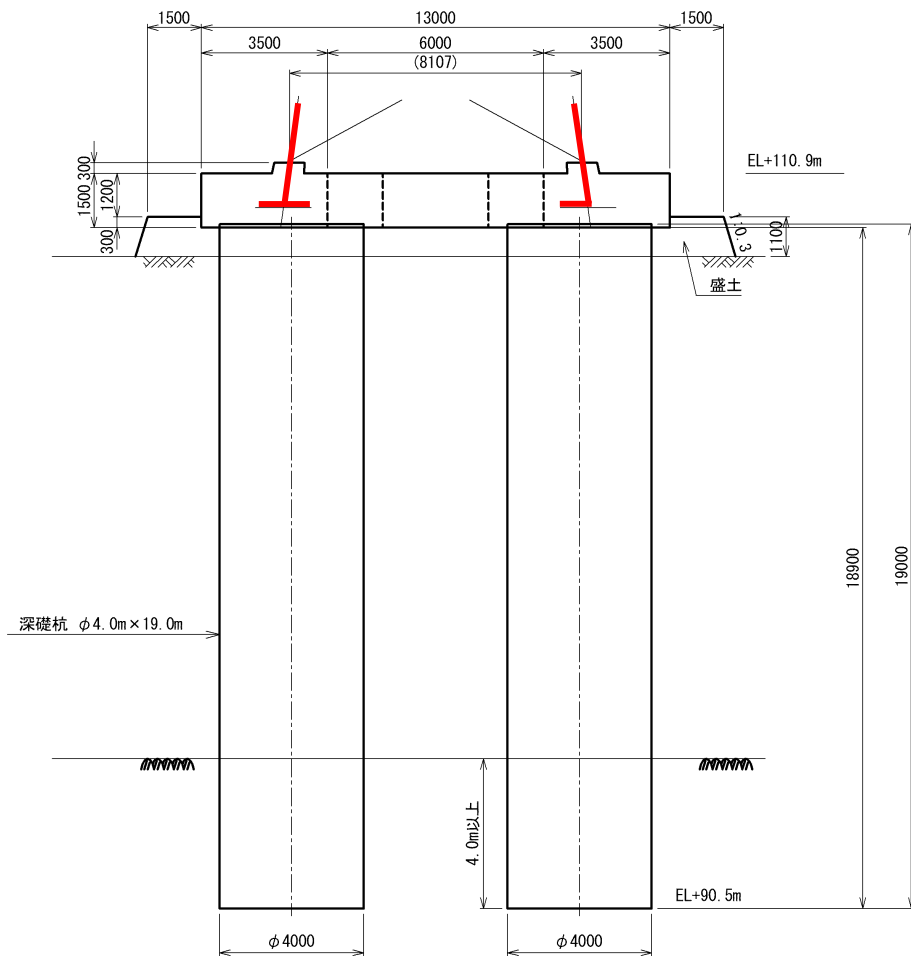


図 1.2.10-1 66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔位置



(a) 基礎平面図



(b) 基礎断面図 (A-A 断面)

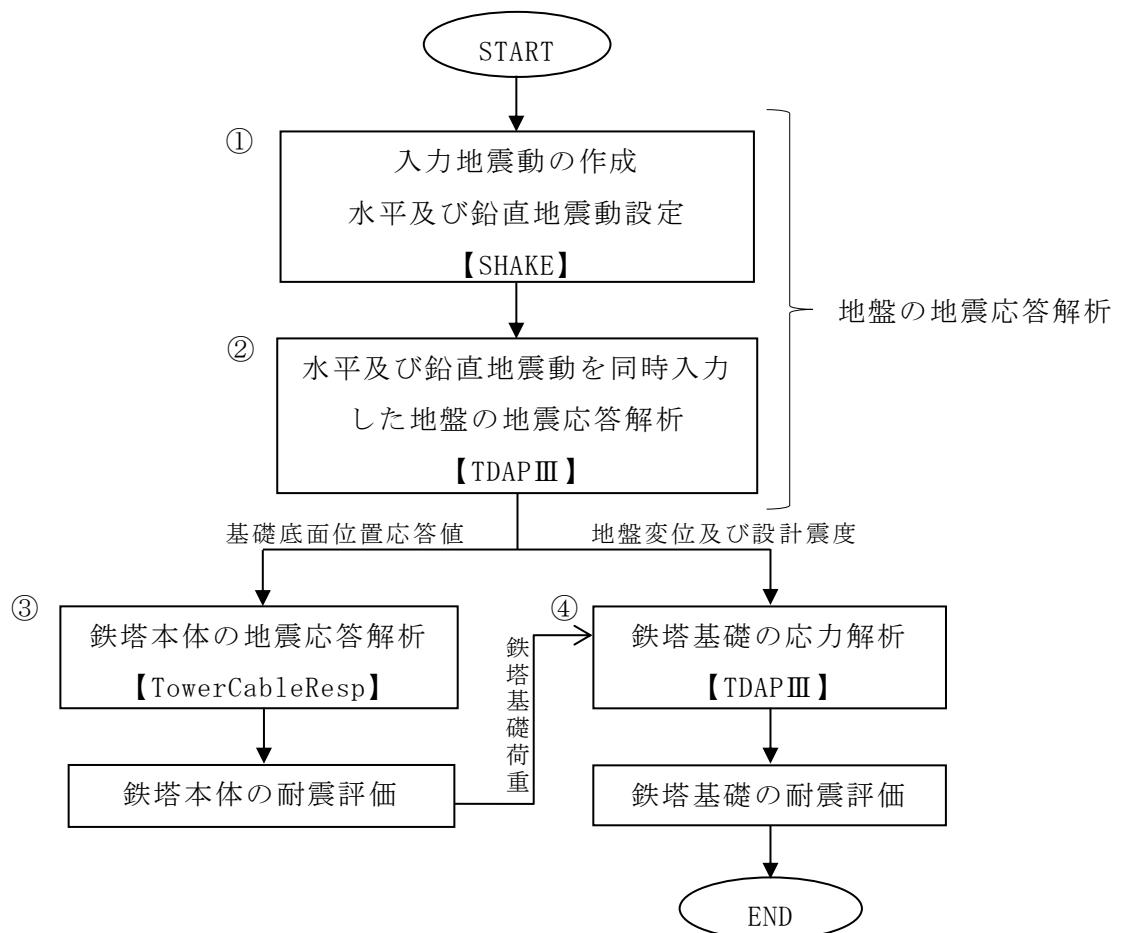
図 1.2.10-2 66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔基礎図

b. 評価方法

評価フローを図 1.2.10-3 に示す。

66kV 鹿島支線 No.2-1 鉄塔基礎は次の手順で評価を実施する。

- ① 1次元波動論に基づく地震応答解析（解析コード「SHAKE ver.2.0」）により地盤の地震応答解析に用いる入力地震動を作成する。
- ② 鉄塔位置の地盤モデルに対して、2次元動的FEM時刻歴非線形解析（解析コード「TDAPⅢ ver.3.04及び3.07」）を行い、鉄塔本体の地震応答解析に用いる入力地震動の算定、鉄塔基礎の応力解析に用いる地盤変位の算定を行う。
- ③ 鉄塔本体をはり要素で分割した解析モデルに対して3次元動的FEM時刻歴線形解析（解析コード「TowerCableResp ver.1.311c」）により、鉄塔本体の発生断面力を算定し、鉄塔本体の耐震評価を行う。
- ④ 鉄塔基礎をはり要素で分割した解析モデルに対して3次元静的FEM線形解析（解析コード「TDAPⅢ ver.3.04」）により、鉄塔基礎の発生断面力を算定し鉄塔基礎の耐震評価を行う。



注：【 】は解析コードを示す。

図 1.2.10-3 評価フロー

なお、鉄塔基礎の評価に用いる解析コード「T D A P III」の検証及び妥当性確認等については、別紙-7に示す。

(a) 入力地震動の作成

イ. 概要

地震応答解析は、地盤の応答変位及び鉄塔本体の地震応答解析に用いる入力地震動を算定する目的で実施する。

ロ. 入力地震動の作成

地盤の地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤面で定義された基準地震動を解放基盤モデルの逆応答解析により解析モデル底面（EL-215m）まで引き戻した後、この引き戻し波（ $2E_1$ ）を用いて、鉄塔位置の実地盤モデルにより順応答解析を行い、解析モデル底面境界まで引き上げた地震波（ $2E_2$ ）を用いる。

入力地震動作成の概念図を図 1.2.10-4 に示す。

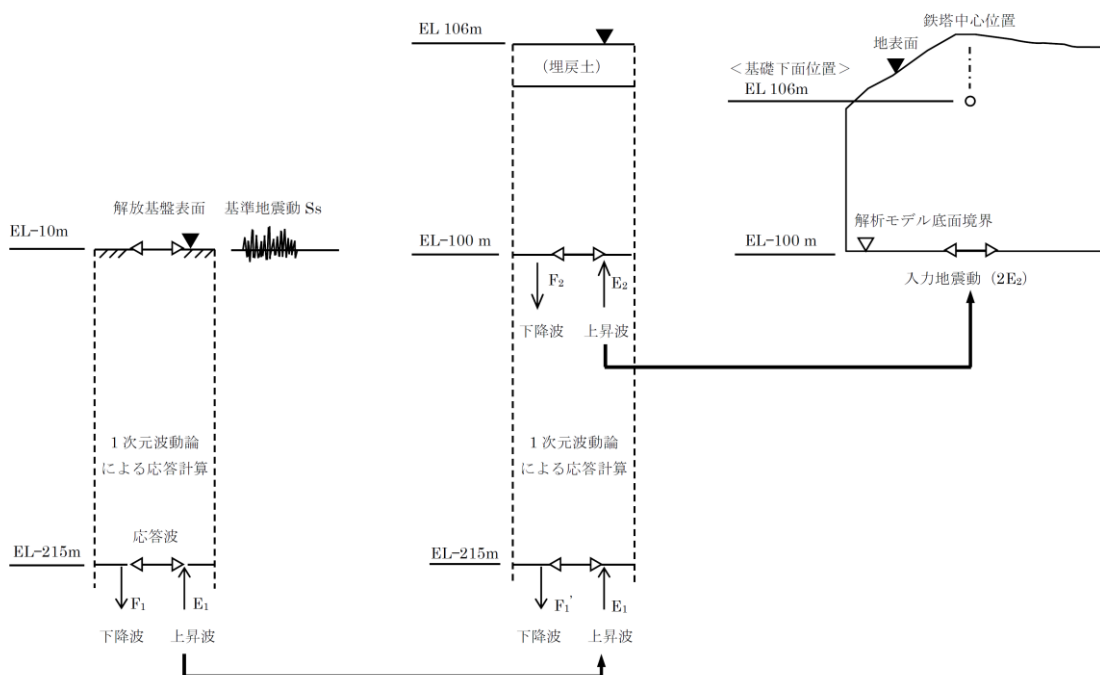


図 1.2.10-4 入力地震動作成の概念図

(b) 地盤の地震応答解析

【評価方法】

66kV鹿島支線No.2-1鉄塔は、図1.2.10-5のとおり斜面頂部に位置すること、及び鉄塔周辺に非線形材料であるD級岩盤が広く分布していることから、地形の影響等を考慮できる2次元動的FEM解析により地震応答解析を実施する。

また、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、図1.2.10-6に示すとおり当該鉄塔設置位置の地下水位はEL 約20mであり、当該鉄塔の基礎下端(EL 約30m)より低いことから、解析コード「T D A P III ver. 3.04」により実施する。

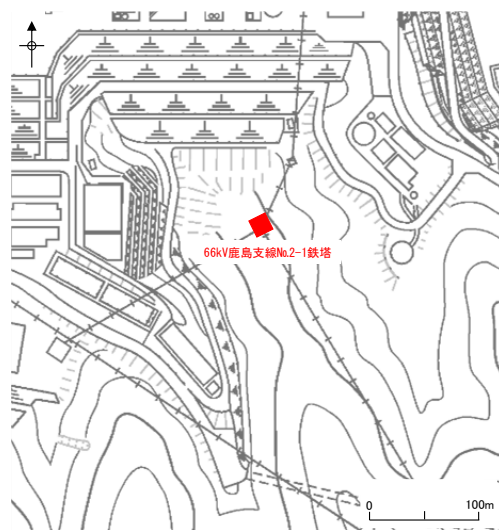


図1.2.10-5 66kV鹿島支線No.2-1鉄塔周辺の地形

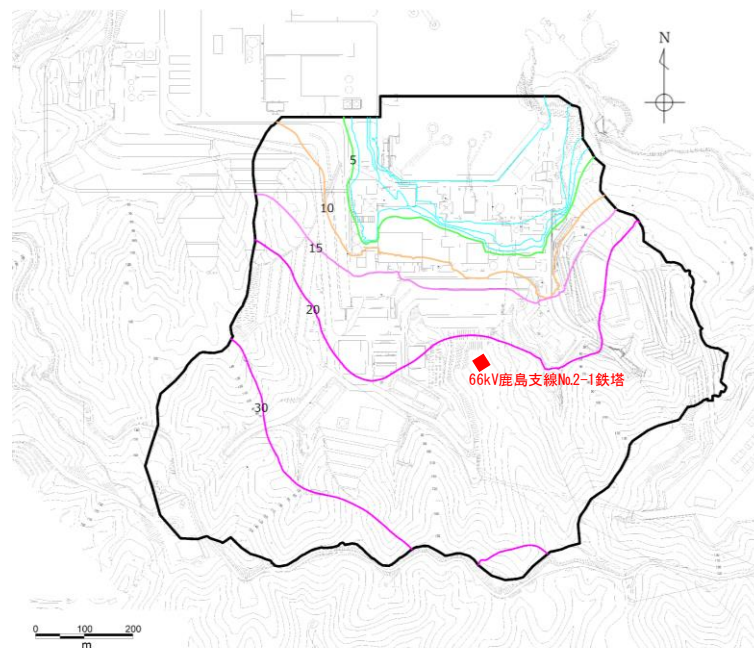


図1.2.10-6 敷地の地下水位分布(1, 2号機エリア)と
66kV鹿島支線No.2-1鉄塔の位置関係

【評価対象断面の選定】

66kV鹿島支線No.2-1鉄塔の南北方向及び東西方向の平面位置図を図1.2.10-7に、地質断面図を図1.2.10-8に示す。

66kV鹿島支線No.2-1鉄塔において、地震応答に影響を与える要素として地形と速度層構造が考えられる。

南北方向は、北側斜面が急勾配であり、斜面の比高差が約95mと東西断面より大きいことから、地形の観点から地盤応答が大きくなると考えられる。更に、断面位置付近に背斜軸が位置し、速度層構造が水平に近いことから、速度層構造の観点からも、地盤応答が大きくなると考えられる。

以上のことから、南北断面を評価対象断面に選定する。

なお、東西断面は、南北断面に比べて斜面が緩傾斜であり、斜面の比高差が約70mと南北断面より小さいが、南北断面より斜面形状が凸型であり、速度層構造が水平となっていることから、念のため東西断面でも2次元動的FEM解析を実施し、南北断面の地盤応答が保守的になっていることを確認する。

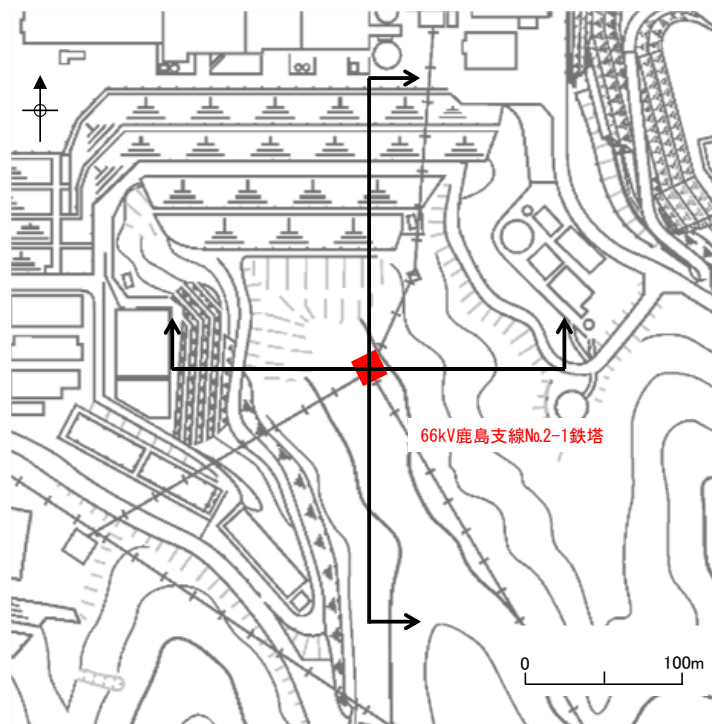
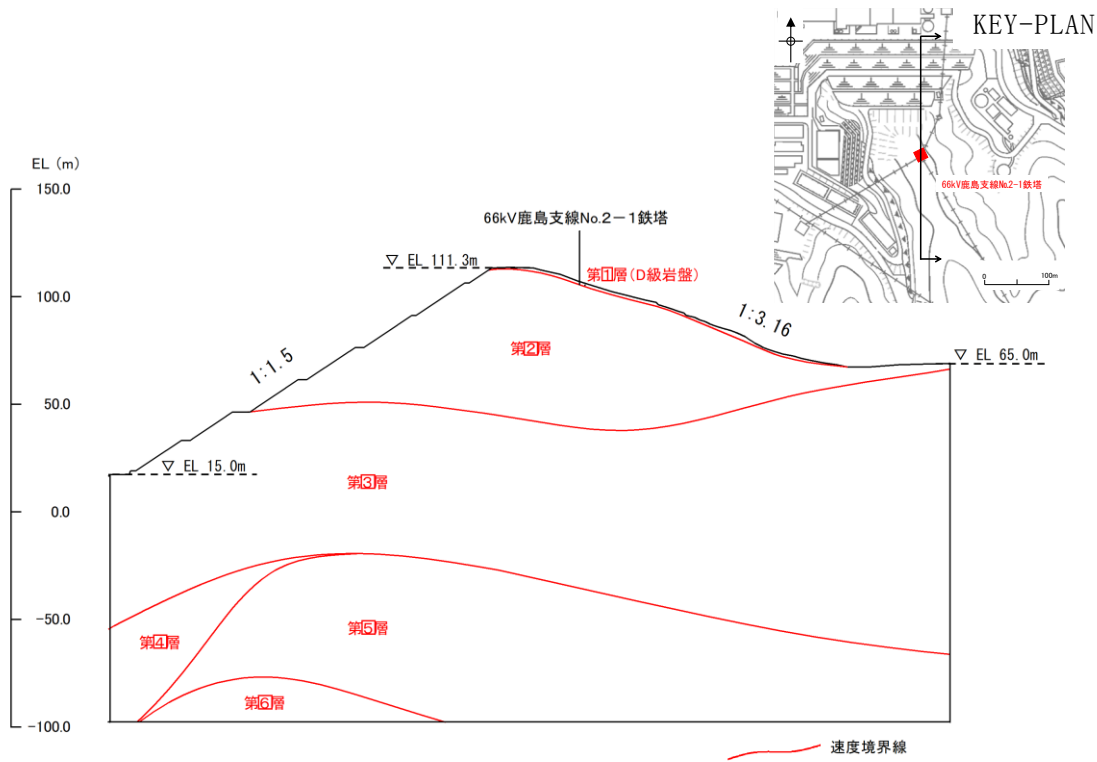
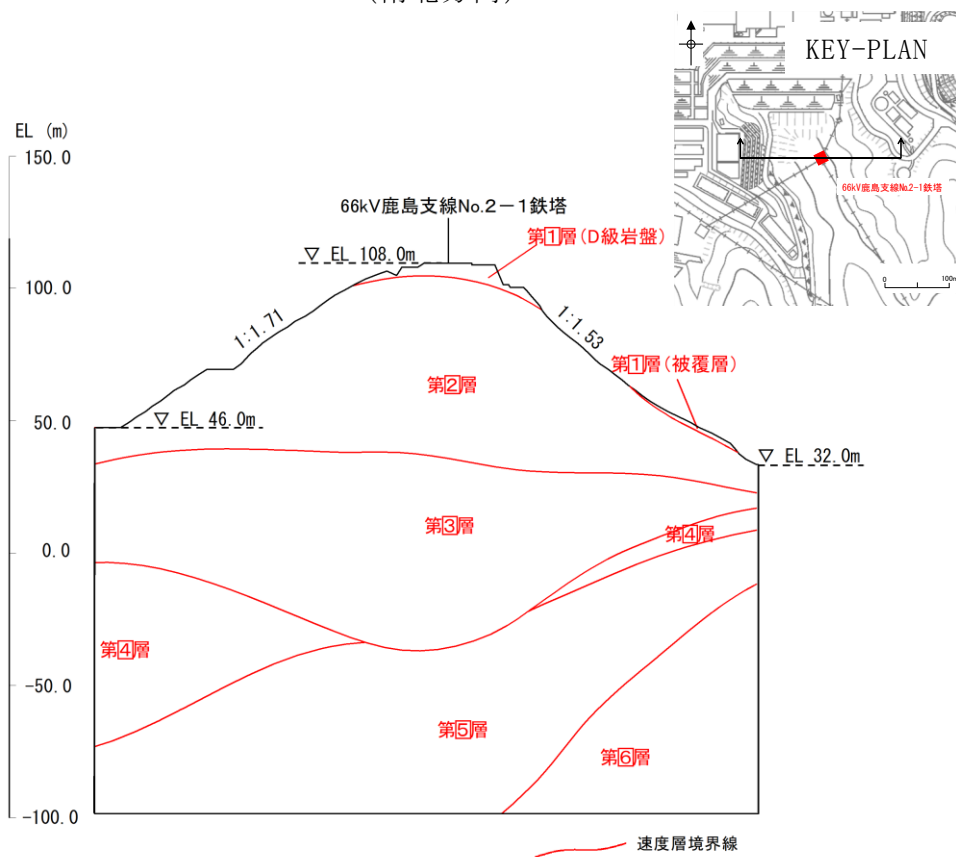


図 1.2.10-7 66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔の南北方向及び東西方向の平面位置図



(南北方向)



(東西方向)

図1.2.10-8 66kV鹿島支線No.2-1鉄塔 地質断面図 (速度層区分)

【解析モデルの作成】

図 1.2.10-9 に地質断面図，図 1.2.10-10 に解析モデルを示す。解析領域は，J E A G 4 6 0 1-1987 に基づき，構造物の幅 D に対して解析モデル幅を片側 $2.5D$ 以上，高さを $2D$ 以上に設定した。本解析モデルでは，水平方向のうち鉄塔中心から左側（北側）は，平坦地となる 1 号機原子炉建物近傍までとし，右側（南側）は鉄塔が立脚する斜面を包括する範囲とした。鉛直方向は，対象構造物の深さや速度層の形状なども考慮して EL-100m までとした。

なお，EL-215m から EL-100m までの地震動の引き上げに使用した解析モデルは，鉄塔中心位置における各速度層厚をもとに設定している。

解析モデルの側方及び底面には，エネルギーの逸散効果を評価するため，粘性境界を設けた。また，表層の D 級岩盤は非線形材料（図 1.2.10-6）とした。

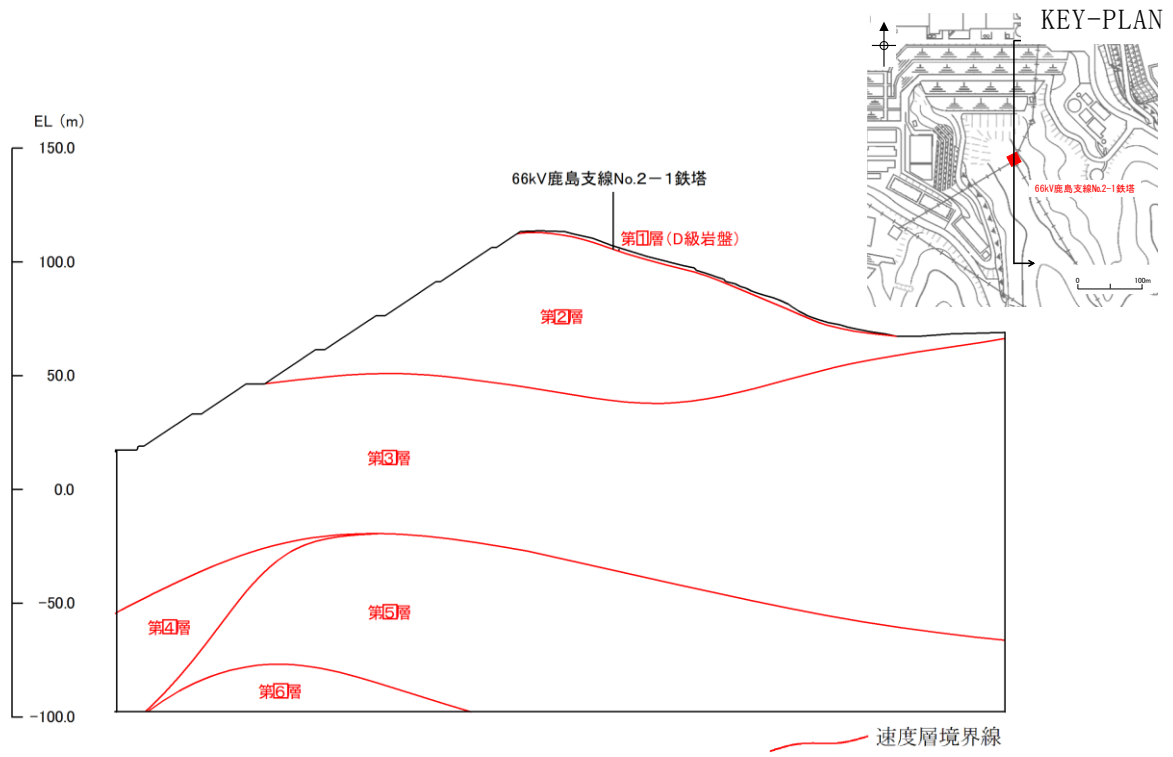


図1.2.10-9 地質断面図(66kV鹿島支線No.2-1鉄塔)

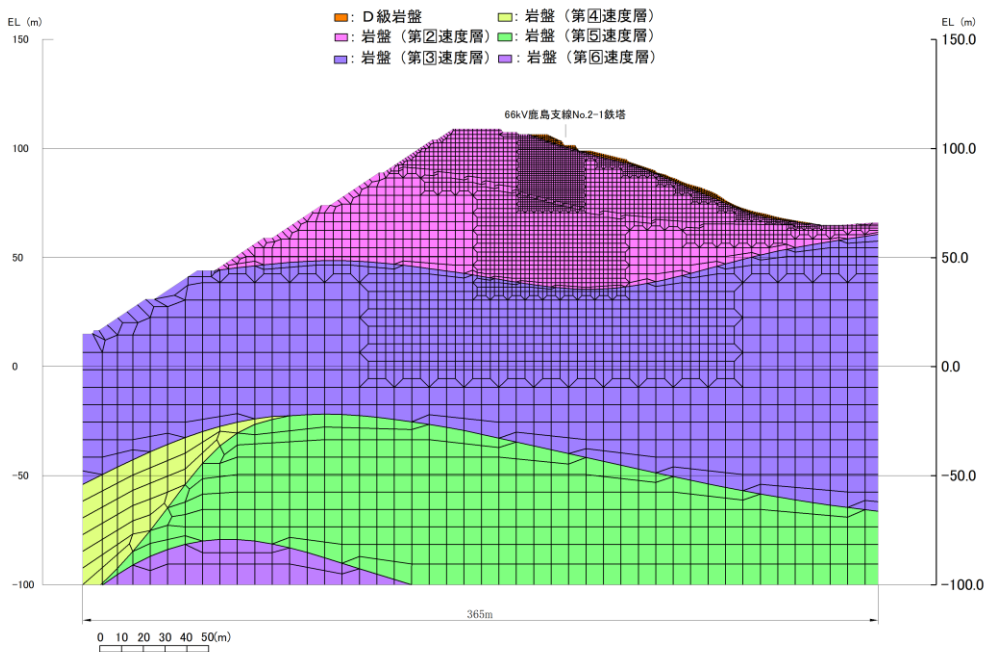


図 1.2.10-10 地盤の地質応答解析モデル図

【解析ケース】

66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔の地震応答解析において使用する基準地震動 S_s については、基準地震動 $S_s - D$, $S_s - N 1$, $S_s - N 2$, $S_s - F 1$ 及び $S_s - F 2$ とする。

【解析用物性値】

地盤の解析用物性値については、220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 鉄塔と同様とする。

なお、66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔 南北断面における Rayleigh 減衰の係数 α , β は 220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 鉄塔と同様の設定方法により表 1.2.10-1 のとおり設定する。

表 1.2.10-1 係数 α , β の設定結果

評価対象断面	α	β
66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔 南北断面	0.568	1.384×10^{-3}

【修正 R-0 モデルと修正 GHE モデルによる地盤応答算定結果の比較】

66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔の，修正 R-0 モデルと修正 GHE モデルの地震応答解析の地震応答スペクトルにおける $S_s - D$ による比較結果を図 1. 2. 10-11 に示す。

図 1. 2. 10-11 のとおり，水平動，鉛直動ともに，66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔の固有周期において，修正 R-0 モデルによる加速度応答が修正 GHE モデルによる加速度応答を包絡していることから，修正 R-0 モデルの地盤応答の方が保守的であることを確認した。

以上より，66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔については，修正 R-0 モデルによる地盤応答を用いて評価を行う。

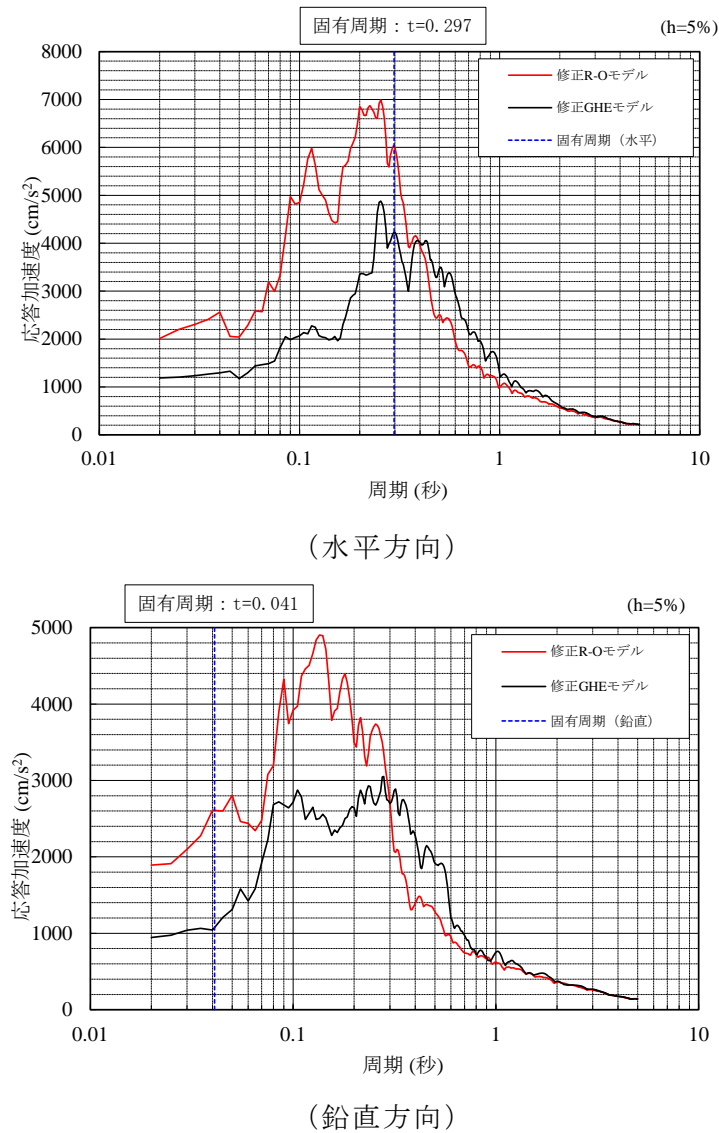


図 1. 2. 10-11 ひずみ依存特性による加速度応答スペクトルの比較
(66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔)

なお、当該鉄塔の水平方向の固有周期 $t=0.297$ において、図 1.2.10-11 に示す加速度応答スペクトルのおおりに、修正 GHE モデルの応答の方が 2000gal 程度小さくなっているが、図 1.2.10-12 のとおりに、修正 GHE モデルによる表層の D 級岩盤のせん断ひずみが $10^{-2} \sim 10^{-1}$ であることから、ひずみ軟化に伴うダンパに似た制振効果により、応答が抑えられているものと考えられる。

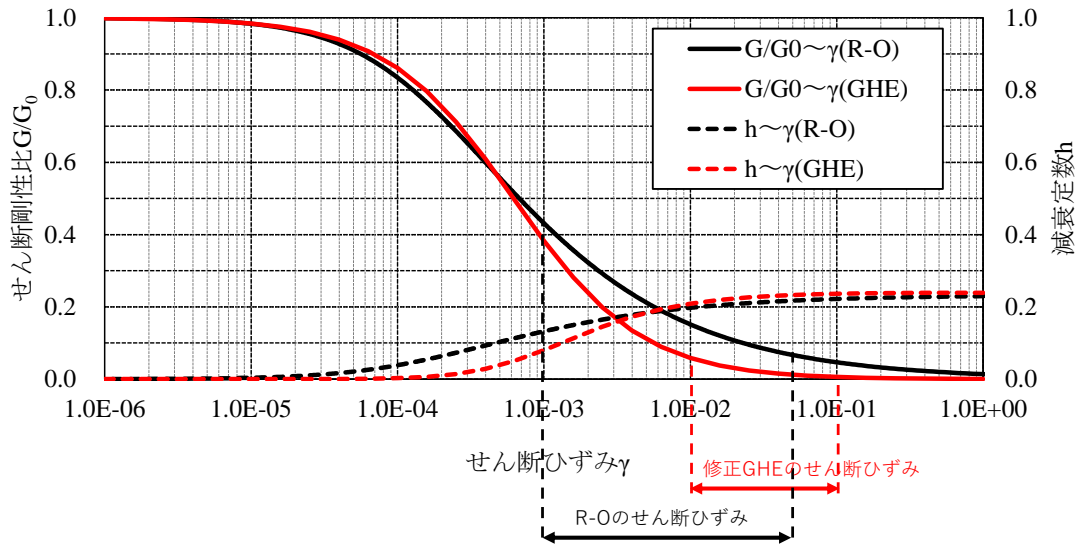


図 1.2.10-12 2次元動的 FEM 解析結果の各モデルのせん断ひずみ

【地盤応答算定結果】

66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔における地震応答解析結果は別紙-1「加速度応答スペクトル」に掲載のとおり。

【地盤応答算定結果の妥当性確認】

66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔の地盤応答については、上述のとおり南北方向の断面を評価対象断面に選定しているが、東西断面でも、同様に斜面形状が凸型であり、速度層構造が水平となっていることから、念のため東西断面でも2次元動的 FEM 解析を実施し、南北断面の地盤応答が保守的になっていることを確認する。

[評価方法]

評価方法は南北断面と同じ手法とする。解析ケースは南北断面と同様に、基準地震動 $S_s - D$ とする。

[解析モデルの作成]

図 1.2.10-12 に地質断面図、図 1.2.10-13 に解析モデルを示す。解析領域設定の考え方、解析用物性値等は南北断面と同じとする。

なお、東西断面における Rayleigh 減衰の係数 α 、 β は南北断面と同様の設定方法により表 1.2.10-2 のとおり設定する。

表 1.2.10-2 係数 α 、 β の設定結果

評価対象断面	α	β
66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔 東西断面	0.705	5.806×10^{-4}

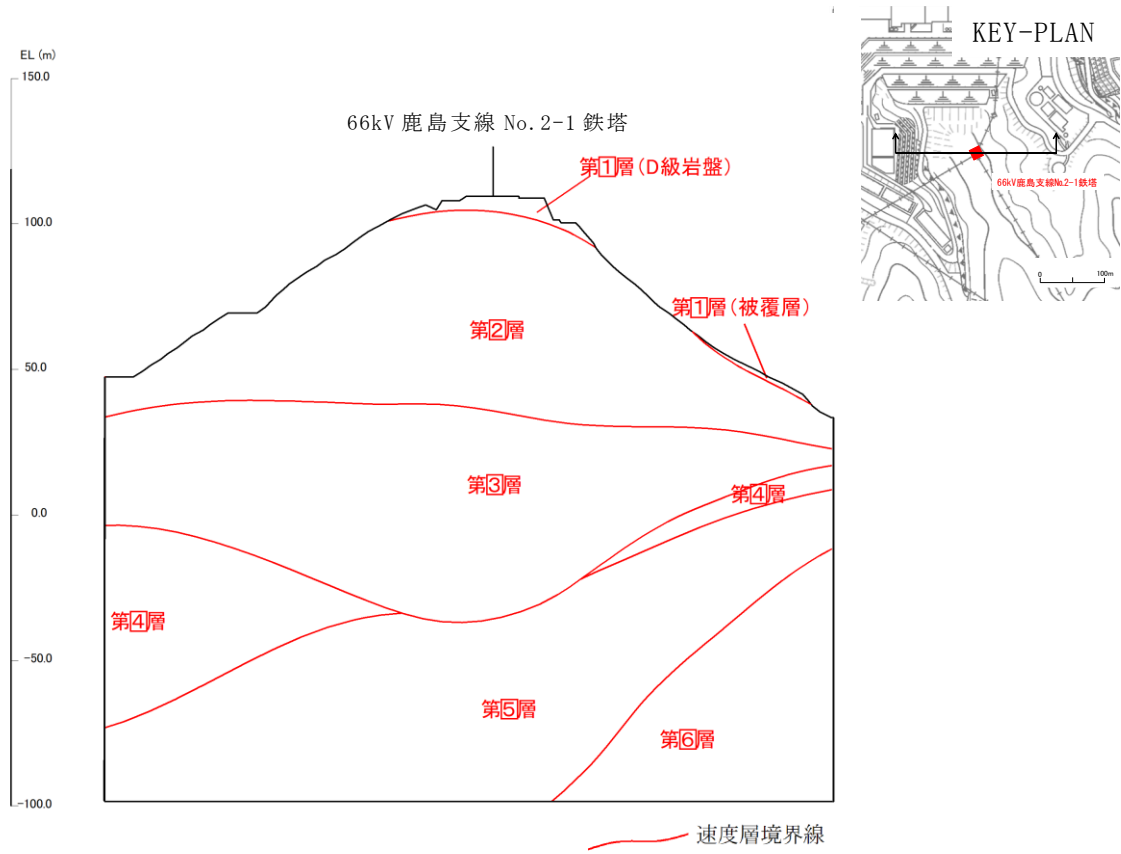


図 1. 2. 10-12 地質断面図 (66kV鹿島支線No. 2-1鉄塔)

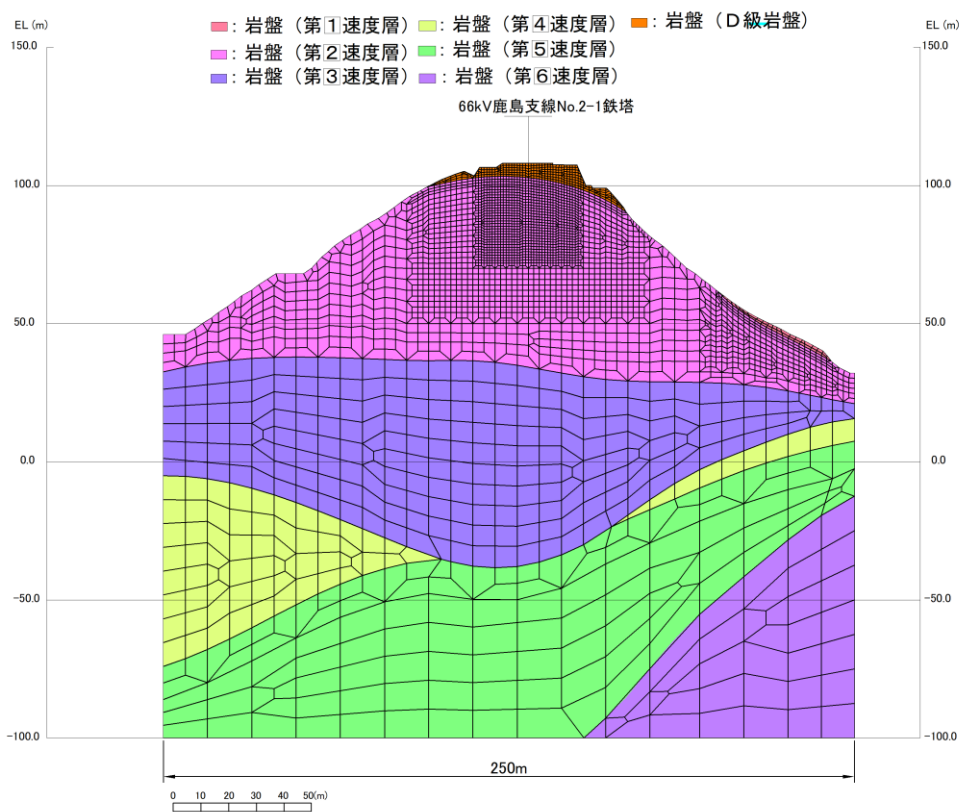


図 1. 2. 10-13 地盤の地震応答解析モデル図 (66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔)

[地震応答比較結果]

図 1.2.10-14 に 2 次元動的 FEM 解析による地盤応答の時刻歴波形及び地震応答スペクトルの比較を示す。

図 1.2.10-14 のとおり，鉄塔基礎及び本体の耐震性への影響が大きい水平動については，南北断面が東西断面の加速度応答をおおむね包絡していることから，南北断面の地盤応答が保守的になっていることを確認した。なお，鉛直動では東西断面が南北断面の加速度応答を上回っているが，鉄塔は水平方向の幅に対し，鉛直方向の高さが著しく大きい構造物であるため，耐震評価においては，転倒モーメントが増大する水平方向の地震力に比べ，転倒モーメントが殆ど生じない鉛直方向の地震力の影響は軽微であることから，南北断面の地盤応答を選定することは妥当であると考えられる。

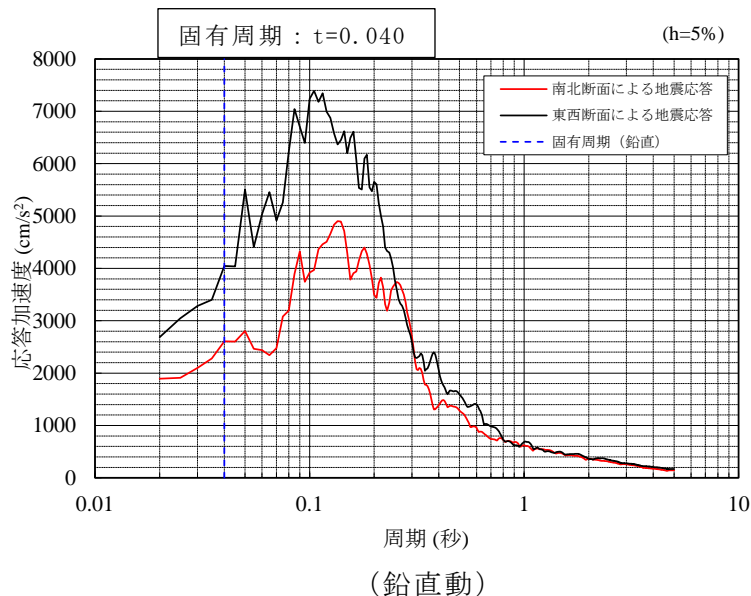
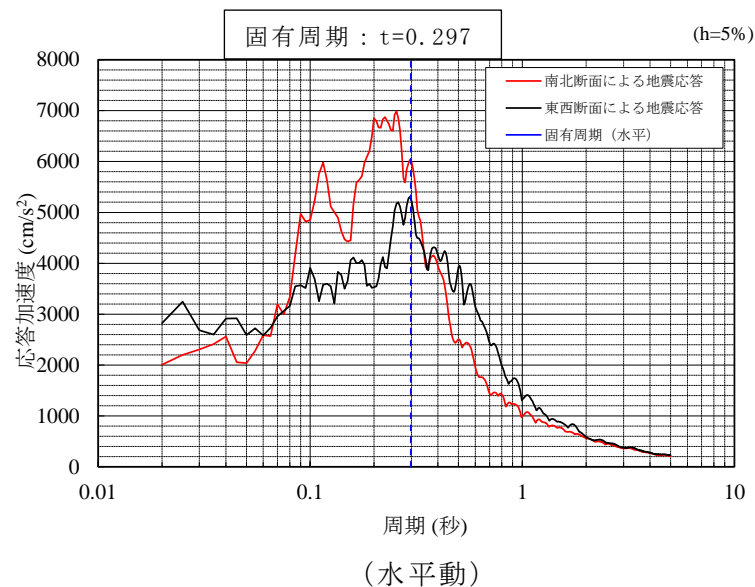


図 1.2.10-14 比較結果

c. 応答変位法による静的応力解析

(a) 概要

66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔の耐震評価については、鉄塔本体の地震応答解析で得られた鉄塔からの作用荷重（鉄塔基礎荷重）及び地盤の応答変位を考慮して、応答変位法による静的応力解析により許容応力度法にて評価する。

(b) 解析条件

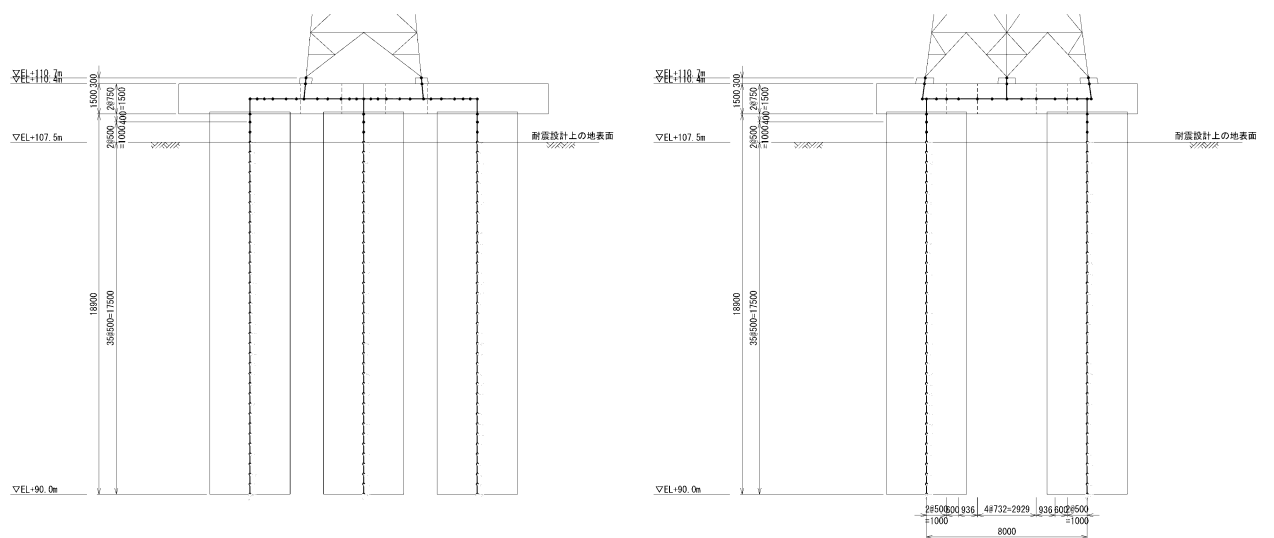
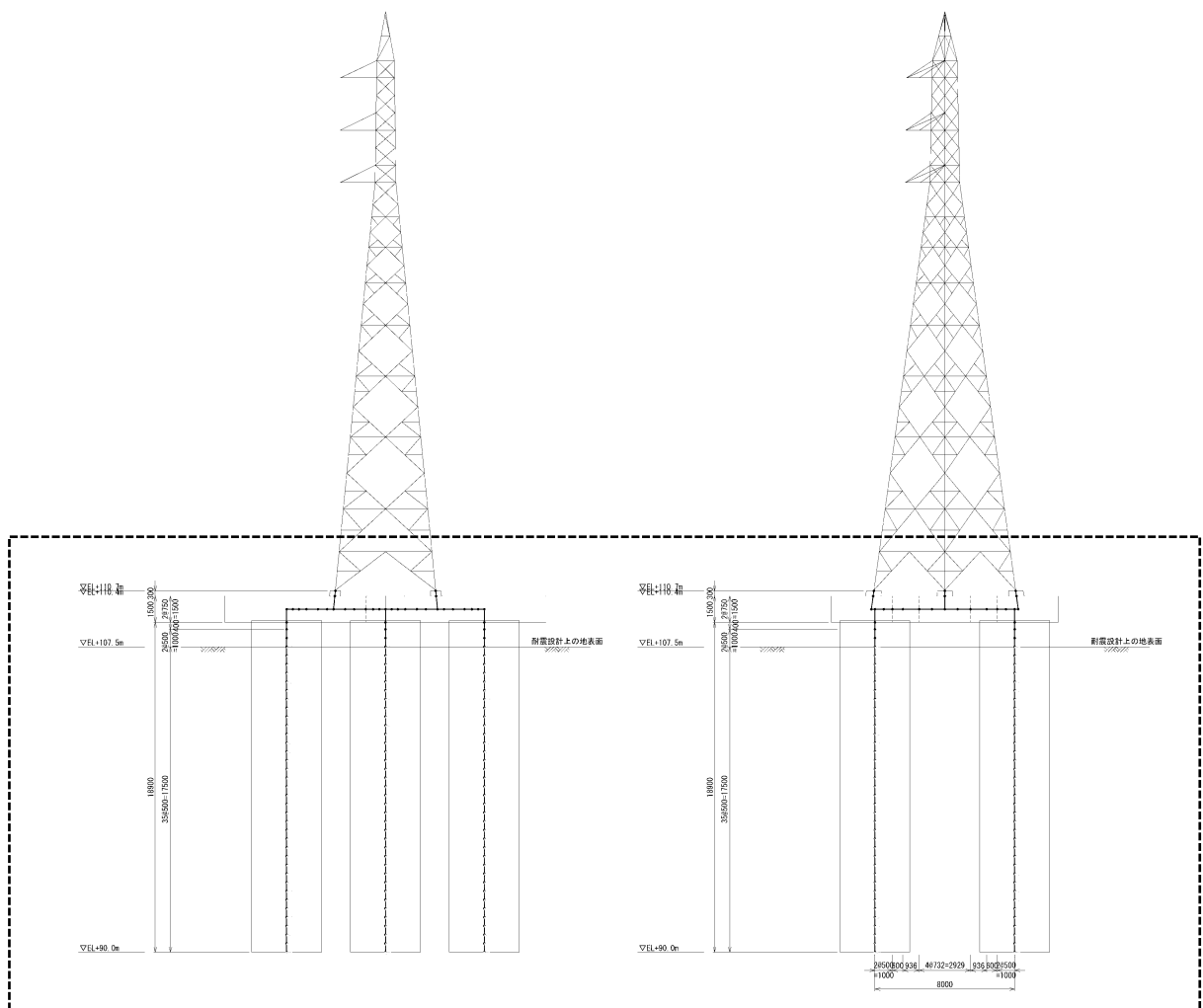
66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔基礎の静的応力解析の 3 次元フレーム解析モデルを図 1. 2. 10-15 に示す。

66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔基礎の部材照査は、鉄塔本体の地震応答解析結果より得られる鉄塔基礎荷重及び地盤の地震応答解析より得られる地盤の応答変位を考慮した応答変位法にて実施する。

66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔基礎は、鉄塔本体の 4 脚の主脚材を梁構造の床板で支持し、床板と深礎杭を接続した構造形式であり、各々の支柱材から作用する鉄塔本体からの荷重が同時に作用するため、応力解析では、一連構造物として取り扱うこととし、コンクリートのヤング係数に基づく線形梁要素にてモデル化した 3 次元フレームモデルとする。

地盤反力については、深礎杭側面及び深礎杭下端に線形の地盤ばね要素をモデル化し、「道路橋示方書・同解説（IV 下部構造編）」に基づき深度ごとの剛性（動せん断弾性係数及び動せん断ひずみにより算定）に応じた地盤反力係数を求め、これを基にばね定数を設定する。

なお、3 次元フレーム解析では、地震時荷重として鉄塔本体から基礎に作用する圧縮力、引揚力及び水平力を考慮し、地盤から基礎に作用する荷重については、地盤の地震応答解析から得られる地盤変位（深礎杭の杭頭と杭先端の相対変位が最大となる時刻）を地盤ばねを介して深礎杭に静的に与えることにより考慮する。



(部拡大)

図 1.2.10-15(1/2) 66kV 鹿島支線 No.2-1 鉄塔基礎解析モデル

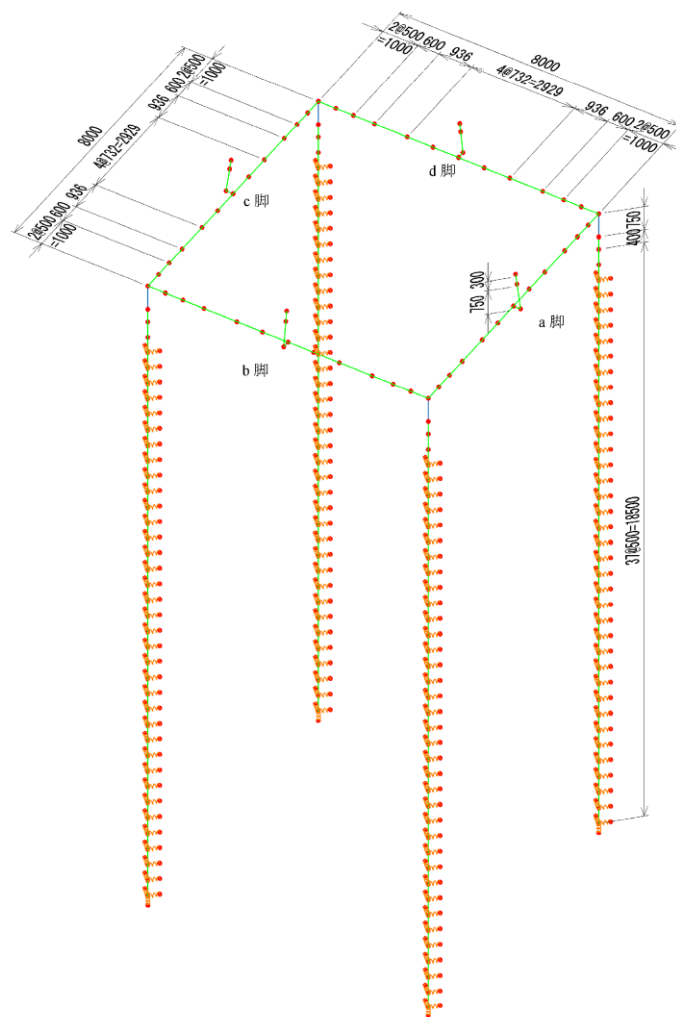


図 1.2.10-15(2/2) 66kV 鹿島支線 No.2-1 鉄塔基礎解析モデル

(c) 評価項目

部材照査項目は、表 1.2.10-3 のとおりとし、短期許容応力度にて評価する。

66kV 鹿島支線 No.2-1 鉄塔基礎の安定照査（深礎杭の鉛直支持力）は、3次元フレーム解析結果における各要素に発生する断面力（軸力、曲げモーメント及びせん断力）と短期許容応力度を比較することにより実施する。ここで、床板部に対しては、図 1.2.10-16 に示すとおり「道路橋示方書・同解説（IV下部構造編）」を参考に、深礎杭外面より深礎杭直径の 1/10 内側へ入った断面で応力度の照査を行う。

表 1.2.10-3 各部材の照査項目

材 料	部材照査項目	備 考
深礎杭	曲げ，せん断，鉛直支持力	短期許容応力度
鉄筋コンクリート	曲げ，せん断	

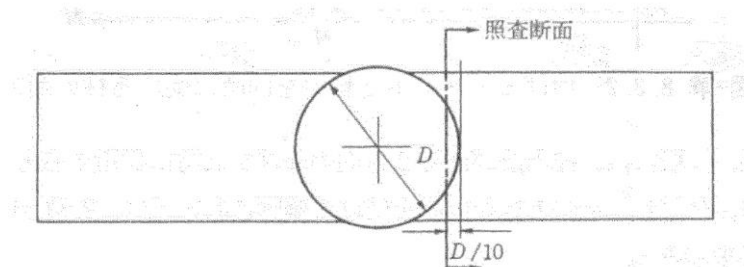


図 1.2.10-16 床板部の照査断面

(d) 使用材料及び材料定数

66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔基礎の耐震評価に用いる地盤定数は，当該鉄塔の設計図書及び文献等を基に設定する。

構造物の使用材料を表 1.2.10-4 に，材料物性値を表 1.2.10-5 に示す。

表 1.2.10-4 使用材料

材 料		諸 元
深礎杭	鉄筋コンクリート (鉄筋：SD345)	Φ 4000mm 設計基準強度 24N/mm ²
床板部	鉄筋コンクリート (鉄筋：SD345)	設計基準強度 24N/mm ²

表 1.2.10-5 材料物性値

材 料	単位体積重量 (kN/m ³)	設計基準強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
鉄筋コンクリート	24.0	24	2.27×10 ⁴

(e) 作用荷重

表 1.2.10-6 に静的応力解析で考慮する荷重を示す。

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 による地震時荷重とする。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する。

表 1.2.10-6 鉄塔基礎の静的応力解析で考慮する荷重

種類	荷重	備考
常時荷重	<ul style="list-style-type: none"> ・ 鉄塔自重* ・ 架渉線重量* ・ 基礎部自重 	—
風荷重	<ul style="list-style-type: none"> ・ 風荷重* 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 風速 30m/s の風荷重を考慮
地震時荷重	<ul style="list-style-type: none"> ・ 鉄塔本体からの作用荷重* (圧縮力, 引張力, 水平力) ・ 地盤からの作用荷重 ・ 鉄塔基礎本体の慣性力 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 地盤からの作用荷重については, 地盤の相対変位を基礎部に作用させることで考慮

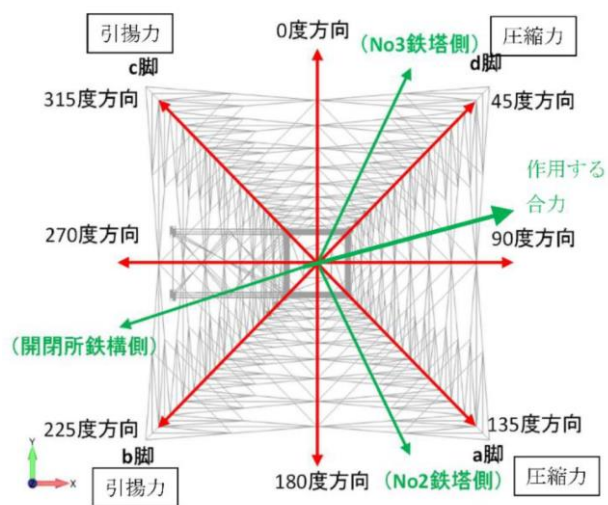
注記* : 鉄塔本体から作用する荷重 (鉄塔基礎応力) に含む。

荷重の作用方向の組合せを表 1.2.10-7 に示す。風荷重及び地震時荷重については、鉄塔及び基礎構造を考慮したうえで作用させる。

66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔基礎については、各脚が張出梁により結合された一体構造であることと、図 1.2.10-17 に示すとおり各構造物間の径間長の差等に伴う架渉線重量差及び張力差により、常時荷重の作用状態で a, d 脚には圧縮力が、b, c 脚には引揚力が作用する。

このことを踏まえ、鉄塔荷重については、地震動の入力方向を 45° 刻みで計 8 方向から作用させた結果のうち、a 脚又は d 脚に最大の圧縮力が作用するケースと b 脚又は c 脚に最大の引揚力が作用するケースを考慮し、各々のケースでの各脚柱に作用する荷重 (圧縮力, 引揚力, 水平力) をそれぞれの脚柱の基礎部の地表面節点に作用させる。なお、水平力のうち、水平分力を脚柱天端に、(全水平力-水平分力) を脚柱下端に作用させる。

なお、地盤から作用する荷重については、地震応答解析で得られる鉄塔位置での地盤の深度ごとの応答変位を、地盤ばねを介して基礎体に深度ごとに与える。



注：図中の「No.2 鉄塔」及び「No.3 鉄塔」は 66kV 鹿島支線 No.2 及び No.3 鉄塔を示し、「開閉所鉄構」は第 2-66kV 開閉所屋外鉄構を示す。張力は No.2 及び No.3 鉄塔への方が大きい。

図 1.2.10-17 鉄塔本体に作用する張力の作用方向と鉄塔脚の配置関係

表 1.2.10-7 鉄塔基礎における鉄塔基礎荷重の作用方向の組合せ

荷重	ケース 1 (a 脚圧縮力が最大)	ケース 2 (b 脚引揚力が最大)	ケース 3 (c 脚引揚力が最大)	ケース 4 (d 脚圧縮力が最大)
Ss-D 常時荷重 + 風荷重 + 地震時荷重				ケース 2 と同じ

注：鉄塔本体から作用する荷重（鉄塔基礎荷重）のみを示す。

(f) 許容限界

66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔基礎の深礎杭及び床板に対する許容限界は、短期許容応力度とし、表 1.2.10-8 のとおりとする。また、深礎杭の圧縮支持力に対する許容限界は杭の短期許容支持力とし、表 1.2.10-9 のとおりとする。

表 1.2.10-8 コンクリート及び鉄筋の短期許容応力度

項目		短期許容応力度 (N/mm ²)	備考
コンクリート*	圧縮	16.0	
	せん断	1.09	
鉄筋*	引張	345.0	
	せん断	345.0	

注記*：コンクリート及び鉄筋の短期許容応力度は、「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（日本建築学会，2005）に準拠する。

表 1.2.10-9 深礎杭の短期許容支持力

項目		短期許容支持力 (kN/本)	備考
深礎杭	圧縮支持力	25761.0	

(深礎杭の圧縮支持力)

深礎杭の圧縮支持力は、『電協研 58 巻 3 号』により算出する。なお、支持層は C_L 級岩盤（第2速度層）であり、C_L 級岩盤（第2速度層）の地盤物性値は、島根原子力発電所原子炉設置変更許可申請書に記載の値を使用する。

- ・基礎の圧縮支持力： $Q_c = q_c \times A$
- ・地盤の降伏点圧縮応力度：

$$q_c = (\alpha \cdot c \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q) / 1.5$$

ここで、

Q_c ：基礎底面地盤の圧縮支持力 (kN)

q_c ：基礎底面地盤の降伏点圧縮応力度 (kN/m²)

A ：深礎杭の断面積 (m²)

α , β ：形状係数 ($\alpha = 1.3$, $\beta = 0.3$)

c ：基礎底面地盤の粘着力 (=280kN/m²)

γ_1 ：基礎底面地盤の単位体積重量 (=23.0kN/m³)

γ_2 ：基礎底面より上方にある周辺地盤の単位体積重量 (=22.4kN/m³)

B ：基礎荷重面の最小幅で、円形の場合は直径 (=4.0m)

D_f ：仮想地表面から基礎底面までの深さで、深礎杭の地中長さとする。

$$(D_f = 18.9\text{m})$$

N_c, N_r, N_q : 支持力係数で内部摩擦角 Φ の関数 ($\Phi = 28^\circ$)

本検討で用いる値は表 1.2.10-10 のとおりである。

表 1.2.10-10 設計に使用する支持力係数

Φ (°)	N_c	N_r	N_q
28	25.8	11.2	14.7

$$q_c = (1.3 \times 280 \times 25.8 + 0.3 \times 23.0 \times 4.0 \times 11.2 + 22.4 \times 18.9 \times 14.7) / 1.5$$

$$= 10615.8 \text{ kN/m}^2$$

一方、『電協研 58 巻 3 号』において深礎基礎の降伏点圧縮支持力度の制限値が示されている。よって、表 1.2.10-11 に示すとおりこの制限値と比較して小さい方を採用する。

表 1.2.10-11 安定計算で使用する降伏点圧縮支持力度

支持力公式より算出した圧縮支持力度 q_c	電協研 58 巻 3 号の圧縮支持力度の制限値 $q_{c,max}$	設計圧縮支持力度 (降伏値) q_c^2
10615.8kN/m ²	2050kN/m ² (D 級 ~ C _M 級 : N 値 ≥ 50)	2050kN/m ²

よって、深礎杭の圧縮支持力は、

$$\bullet \text{ 基礎の圧縮耐力 : } Q_c = q_c \times A = 2050 \times \pi / 4 \times 4.0^2 = 25761.0 \text{ kN}$$

1.2.11 解析結果

(1) 地震応答解析結果

図 1.2.11-1 に、66kV 鹿島支線 No.2-1 鉄塔基礎の地盤の相対変位を示す。

応答変位法による静的応力解析では、この相対変位を基礎部に地盤ばねを介し作用させる。

相対変位は、杭に作用する荷重のうち最も影響が大きいと考えられる地盤変位に着目し、地中応力が最大となるよう地盤の地震応答解析における杭先端と杭頭の相対変位が最大となる時刻の値を抽出し、設定する。また、基礎に作用させる慣性力は同時刻の応答加速度より設定する。

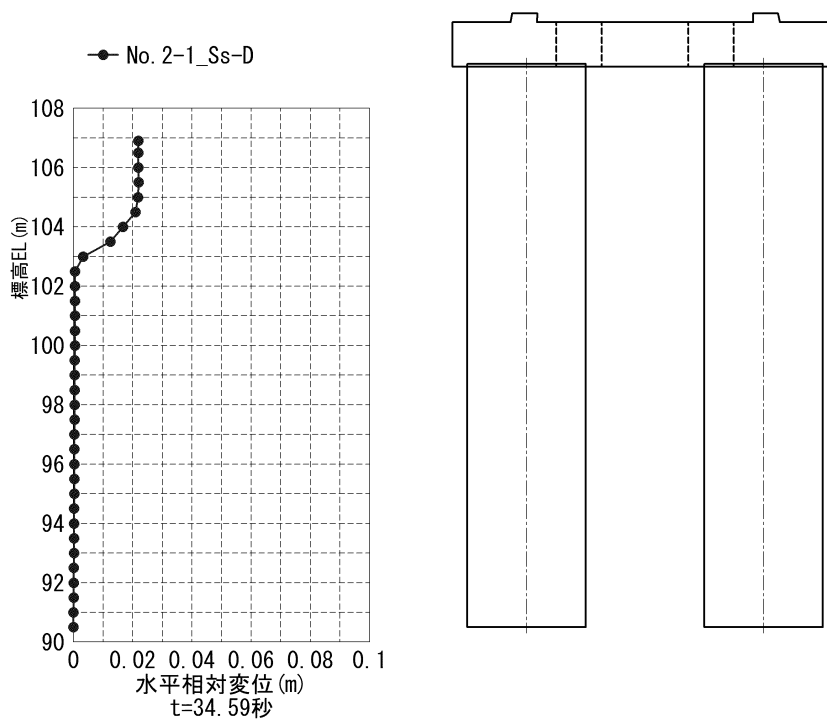


図 1.2.11-1 地震応答解析で得られた地盤の相対変位 (S_s-D)

(2) 応答変位法による静的応力解析結果

66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔基礎の静的応力解析で得られた断面力を用いて行った深礎杭の鉛直支持力照査結果を表 1.2.11-1 に、深礎杭、柱体部及び張出梁の曲げ・せん断応力照査結果を表 1.2.11-2 に示す。

なお、本項で示す照査結果は、各脚の部材において最も照査値が大きくなる結果を示している。

深礎杭の鉛直支持力照査については最大発生軸力が短期許容支持力を下回っており、深礎杭、柱体部及び張出梁の曲げ・せん断応力照査については最大発生応力度が許容応力度を下回っていることから、66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔基礎は基準地震動 S_s による地震力が作用した場合においても鉄塔の支持機能に影響を及ぼさないことを確認した。

表 1.2.11-1 深礎杭の鉛直支持力照査結果

照査項目	最大発生軸力／短期許容支持力
	S _s -D
鉛直支持力	0.35

注：上表は、表 1.2.10-5 に示す各ケースの結果のうち、最も大きい照査値（最大発生軸力／短期許容支持力）を示す。

表 1.2.11-2 深礎杭，柱体部及び床板部の曲げ・せん断応力照査結果

照査項目		最大発生応力度／短期許容応力度
		S s - D
深礎杭	コンクリート圧縮応力度	0.41
	鉄筋引張応力度	0.78
	コンクリートせん断応力度	0.57
柱体部	コンクリート圧縮応力度	0.20
	鉄筋引張応力度	0.62
	コンクリートせん断応力度	0.47
床板部	コンクリート圧縮応力度	0.50
	鉄筋引張応力度	0.78
	コンクリートせん断応力度	0.75

注：上表は，表 1.2.10-5 に示す各ケースの結果のうち，最も大きい照査値（最大発生応力度／短期許容応力度）を示す。

なお，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。

また，深礎杭，柱体部及び床板部概要図を図 1.2.11-2 に示す。

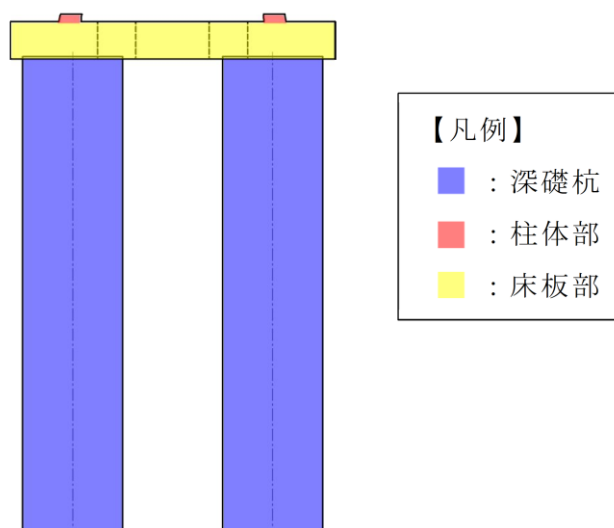


図 1.2.11-2 深礎杭，柱体部及び床板部概要図

1.3 第2-66kV開閉所屋外鉄構の耐震評価

1.3.1 解析手法

現在、送電鉄塔・鉄構は、送電用支持物設計標準(JEC-127-1965)に基づき、台風や冬期季節風を荷重条件として設計されている。鉄塔・鉄構はトラス構造物であり強度に対して比較的軽量であるため慣性力による地震荷重よりも風荷重の方が支配的と考えられている。

地震荷重の評価手法については建築分野等で用いられる層せん断力係数法などがあるが、この手法は架渉線の振動特性を考慮することが困難であり、従来個々の鉄塔にて耐震評価を行う際には架渉線と鉄塔をモデル化した連成系による時刻歴応答解析が用いられてきた。

よって、今回の地震応答解析においては、実績のある手法として架渉線と鉄塔をモデル化した連成系による時刻歴応答解析を行った。

1.3.2 屋外鉄構解析手順

屋外鉄構の耐震性能を確認するために、基準地震動 S_s 5波(S_s-D , S_s-N1 , S_s-N2 , S_s-F1 及び S_s-F2)のうち入力地震波は鉄塔の水平方向一次固有周期で卓越しており評価において支配的なものを選定し、水平成分で全体的に支配的な S_s-D 波とするが、一次固有周期で S_s-D 波を超えるものがある場合は、当該地震波も選定する。

その結果、第2-66kV開閉所屋外鉄構は一次固有周期で S_s-N1 が S_s-D を上回るため基準地震動 S_s-D , S_s-N1 による屋外鉄構基礎部の応答波形(別紙-1参照)を入力地震波として用い、鉄塔・屋外鉄構-架渉線連成系の有限要素モデルにて時刻歴応答解析を実施した。

得られた時刻歴応答結果から部材発生応力の最大値を抽出し、部材・ボルト強度に対する安全率にて耐震評価を実施した。(強度、安全率の計算は従来の風荷重設計と同じ方法。)

耐震評価解析フローを図1.3.2-1に示す。

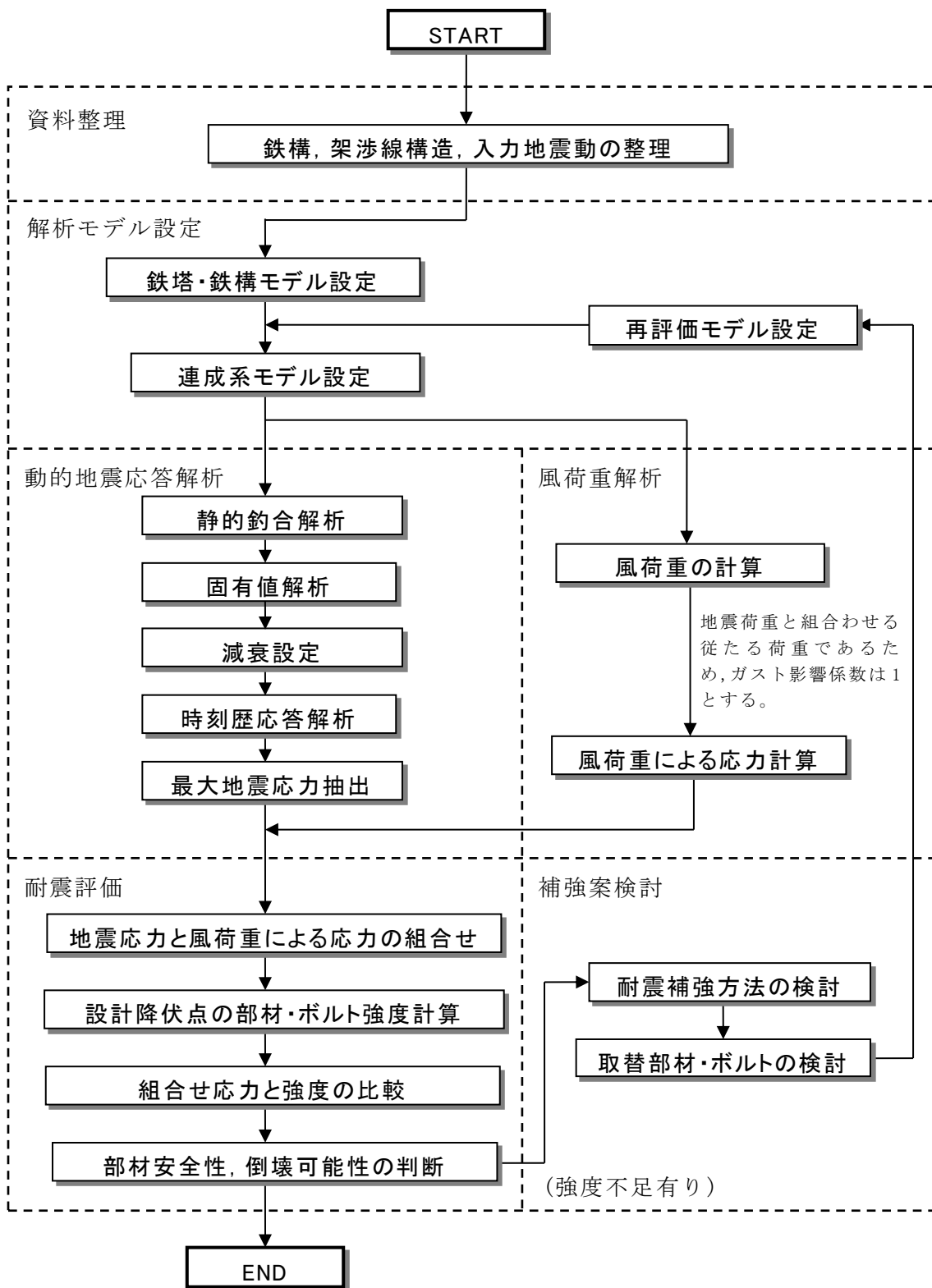


図 1.3.2-1 耐震評価解析フロー

1.3.3 解析コード

解析には、日本鉄塔工業株式会社が所有するコード「Tower Cable Resp」を用いた。

本コードの特徴を表 1.3.3-1 に示す。

また、評価に用いる解析コード「Tower Cable Resp」の検証及び妥当性確認等については、VI-5-3「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

表 1.3.3-1 解析コード「Tower Cable Resp」の特徴

コード (プログラム)	T o w e r C a b l e R e s p
使用目的	送電鉄塔の固有値解析及び時刻歴応答解析
開発機関	日本鉄塔工業株式会社
開発時期	2006 年
使用したバージョン	ver. 1.311c
解析コードの 概要	鉄塔・屋外鉄構構造の様々な形式のモデルファイルを読み込み、また架渉線入力情報から、自動的に鉄塔・鉄構一架渉線連成系をモデル化する。架渉線の回線数や鉄塔・鉄構規模によるが、4～6径間の連成が可能。また任意の鉄塔から3方向以上の分岐のモデル化が可能。 解析機能として、静的釣合解析，固有値解析，周波数応答関数計算，周波数応答解析，時刻歴応答解析が可能。 鉄塔構造のモデルファイルは棒要素，梁要素に対応し，架渉線部は大変形解析が可能。
検証方法	単純トラスモデルによる固有値解析，時刻歴応答解析結果と理論値との比較。 また，架渉線単純モデルによる固有値解析と理論値との比較。 鉄塔一架渉線連成系モデルの時刻歴応答解析について，本プログラムとRESP-T（株式会社構造計画研究所）とを比較。

1.3.4 解析モデルの設定

(1) 鉄構モデル

- ・対象鉄構は，棒要素（ロッド要素）と梁要素（ビーム要素）で全部材をモデル化する。
- ・主要な部材は熱間圧延形鋼の等辺山形鋼(SS400, SS540)であるため，日本

建築学会の「鋼構造設計規準」の構造材料の定数を用いて線形材料モデルとする。

- ・梁要素と棒要素の断面積及び梁要素の断面二次モーメントは、電気設備技術基準及びJ E C - 1 2 7 に準拠した日本鉄塔協会の「等辺山形鋼許容応力表」から設定する。
- ・支柱材の基礎部は変位と回転を拘束する。

第 2-66kV 開閉所屋外鉄構の部材名称図を図 1.3.4-1 に示し、第 2-66kV 開閉所屋外鉄構モデルを図 1.3.4-2 に示す。

また、第 2-66kV 開閉所屋外鉄構部材仕様を別紙-13 に示す。

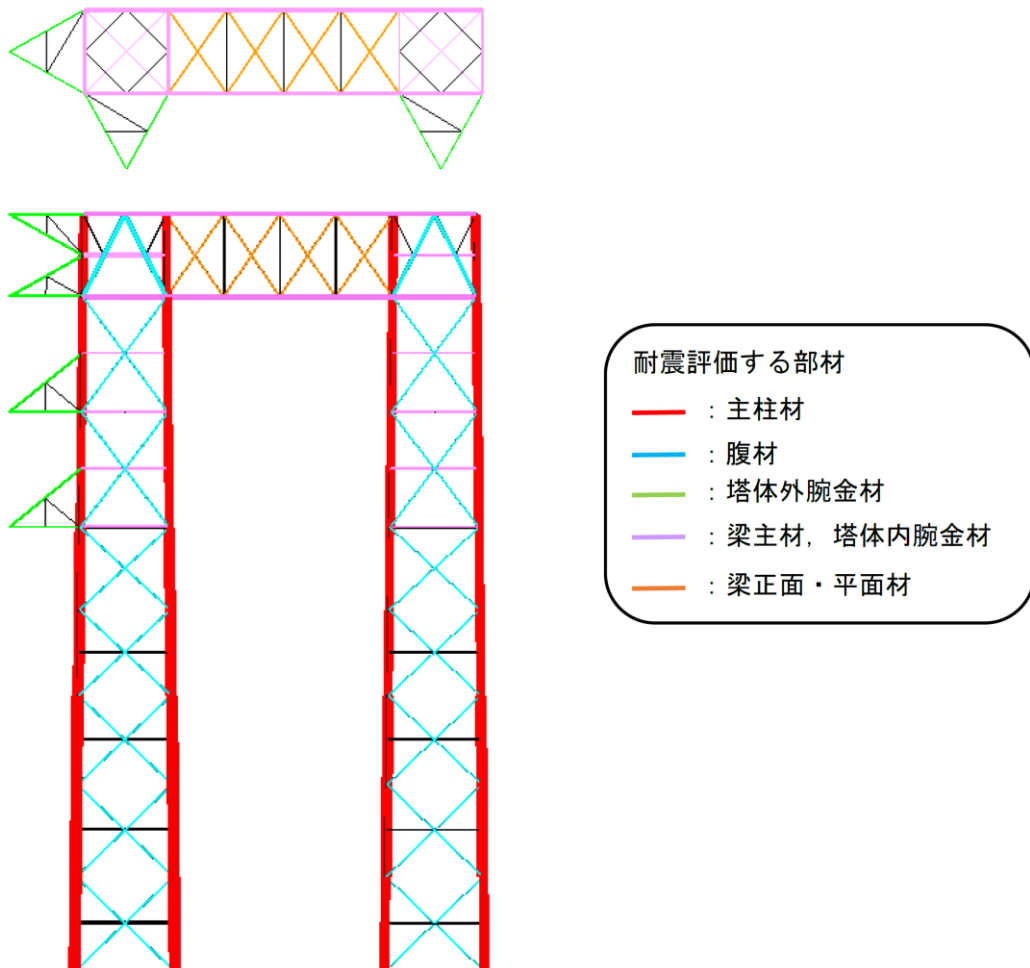


図 1.3.4-1 第 2-66kV 開閉所屋外鉄構部材名称図

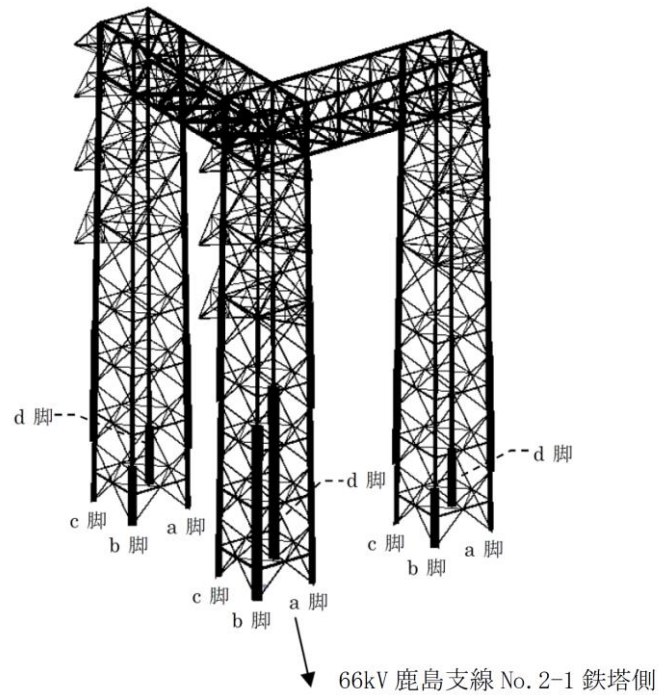


図 1.3.4-2 第 2-66kV 開閉所屋外鉄構モデル

屋外鉄構の構造材料の各定数については、表 1.3.4-1 に示す。

表 1.3.4-1 構造材料の定数*

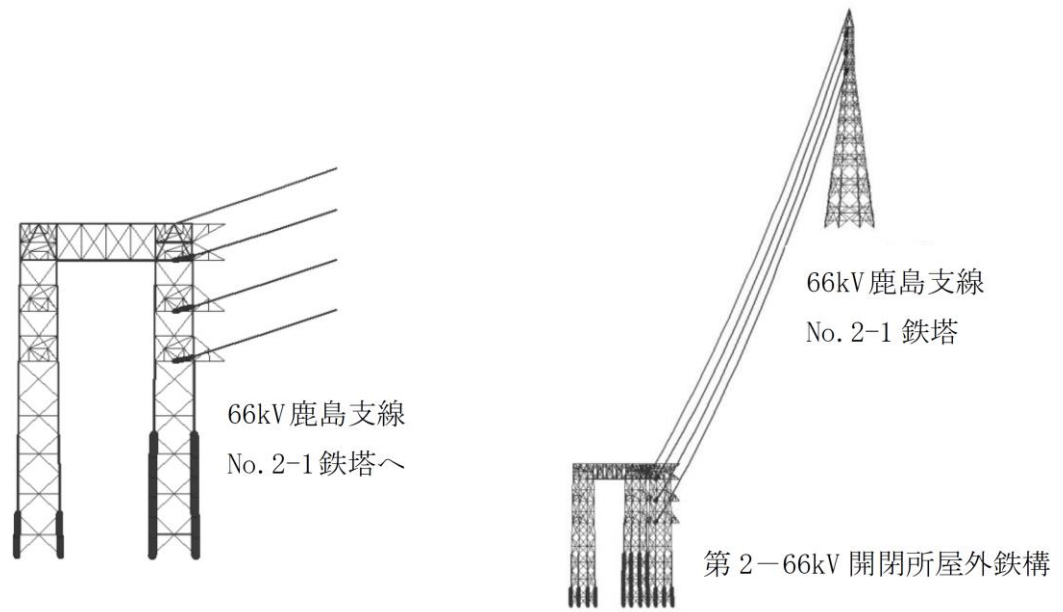
材料	ヤング係数 (N/mm ²)	せん断弾性係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鋼	205000	79000	0.3

注記*：鋼構造設計規準（日本建築学会）

(2) 連成系モデル

- ・ 架空地線，電力線及び碍子装置は，軸剛性のみ考慮する棒要素（ロッド要素）でモデル化し，張力による幾何剛性を考慮することで，自重と張力の釣り合いによるカタナリー曲線を再現する。
- ・ 架渉線の材料特性は線形材料モデルとし，日本電気協会の「電力用規格」の弾性係数を設定する。
- ・ 鉄塔と屋外鉄構の腕金支持点と架渉線の接点はピン接合とし，2基1径間の連成系にてモデル化する。

第 2-66kV 開閉所屋外鉄構連成系モデルを図 1.3.4-3 に，機器配置図を図 1.3.4-4 に示す。



連成系モデル図（立面図）

連成系モデル図（鳥瞰図）

図 1.3.4-3 第2-66kV 開閉所屋外鉄構連成系モデル

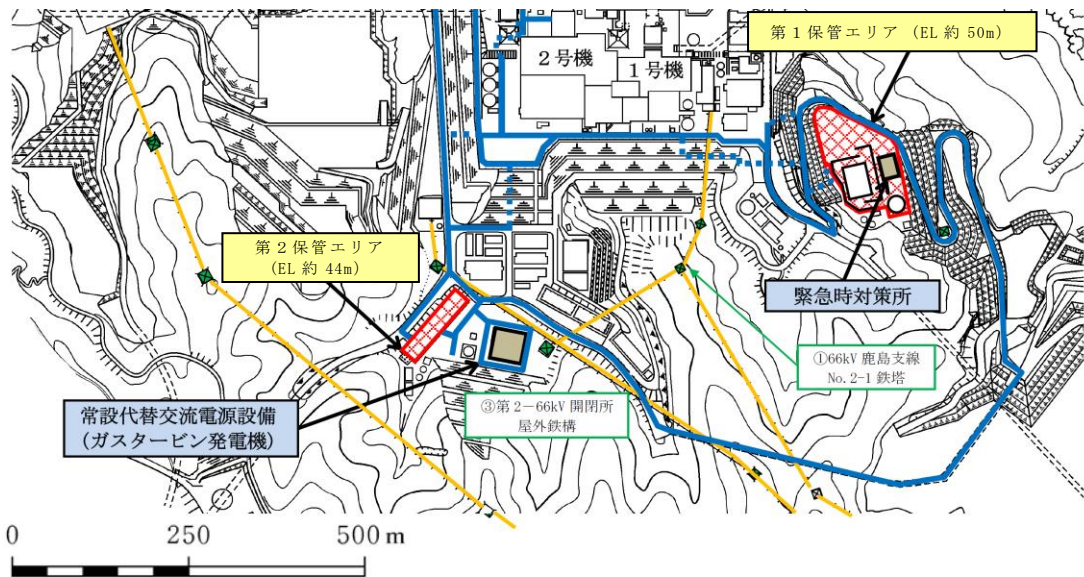


図 1.3.4-4 第2-66kV 開閉所屋外鉄構連成系モデル機器配置図

1.3.5 固有値解析結果

連成系モデルの固有値解析では、架渉線に複数の自由度を設定するため、架渉線の部分にはほぼ同一の固有周期で応答の方向が異なる複数の振動モードが生じることから膨大な固有モードが存在するが、架渉線の質量と剛性は鉄塔に比べて小さく、主要な固有モードは屋外鉄構単独モデルによる固有周期近傍に集中する。よって屋外鉄構の耐震評価における固有モードの評価や減衰設定で

は一般的に屋外鉄構単独モデルの固有値解析結果が用いられる。

以上より、本耐震評価においても屋外鉄構単独モデルに対して固有値解析を行い、屋外鉄構の固有周期及び固有振動モードを求めた。構造全体が平面でL字形状のため、弱軸回りと強軸回りの回転剛性の違いにより、線路方向と線路直交方向とで固有周期が異なるが、その差は小さく両方向ともほぼ同じ振動特性と言える。

また、連成系モデルでは、架渉線の影響の程度により、固有周期と固有振動モードはやや変化する。

表 1.3.5-1 に第 2-66kV 開閉所屋外鉄構の固有周期を、図 1.3.5-1 に第 2-66kV 開閉所屋外鉄構の固有モード図を示す。

表 1.3.5-1 第 2-66kV 開閉所屋外鉄構の固有周期

機器名	第 2-66kV 開閉所屋外鉄構
固有モード	固有周期 (s)
線路直角方向 1 次モード	0.225
線路方向 1 次モード	0.224
線路直角方向 2 次モード	0.058
線路方向 2 次モード	0.055

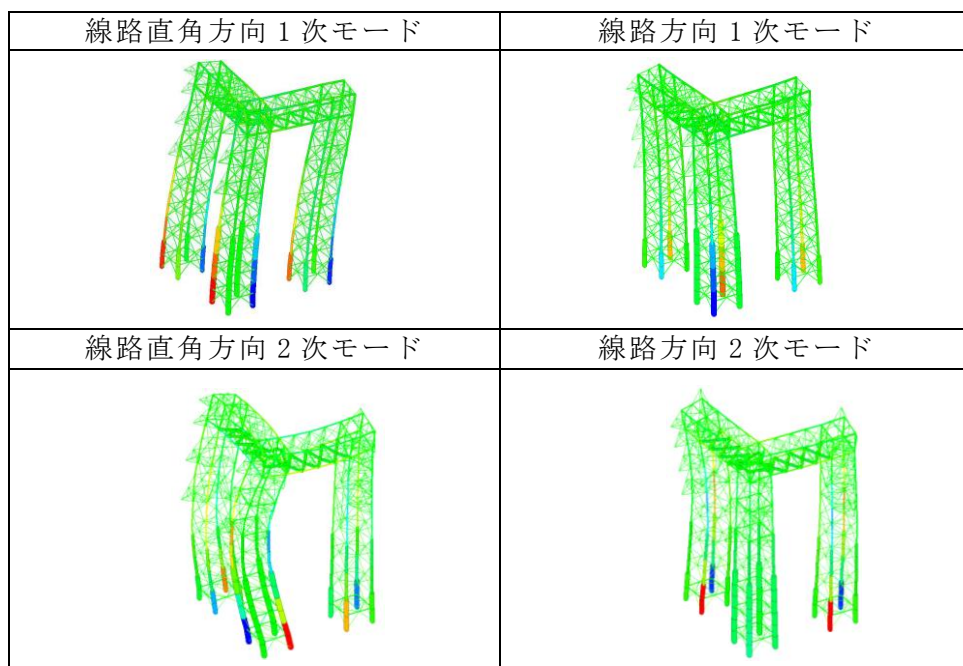


図 1.3.5-1 第 2-66kV 開閉所屋外鉄構の固有モード図

1.3.6 解析用入力地震波

(1) 解析用入力地震波の作成

第2-66kV開閉所屋外鉄構の地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤面 (EL-10m) で定義される基準地震動 S_s を、1次元波動論モデルにて、原子炉

建物基礎地盤の解析モデル底面 (EL-215m) まで引き戻し、鉄構位置の地盤モデルにて、同じく1次元波動論モデルにより鉄構位置 (鉄構基礎底面) での地震応答解析モデルの入力位置で評価したものをを用いる。ここで、入力地震動は鉄構基礎底面で評価したものをを用いるが、これは基礎コンクリートが剛体であることから基礎コンクリート部での増幅はないと判断したためである。

なお、入力地震波は水平及び鉛直方向についてそれぞれ設定する。

入力地震動作成の概念を図 1.3.6-1 に、解析用入力地震波を図 1.3.6-2 及び図 1.3.6-3 に示す。

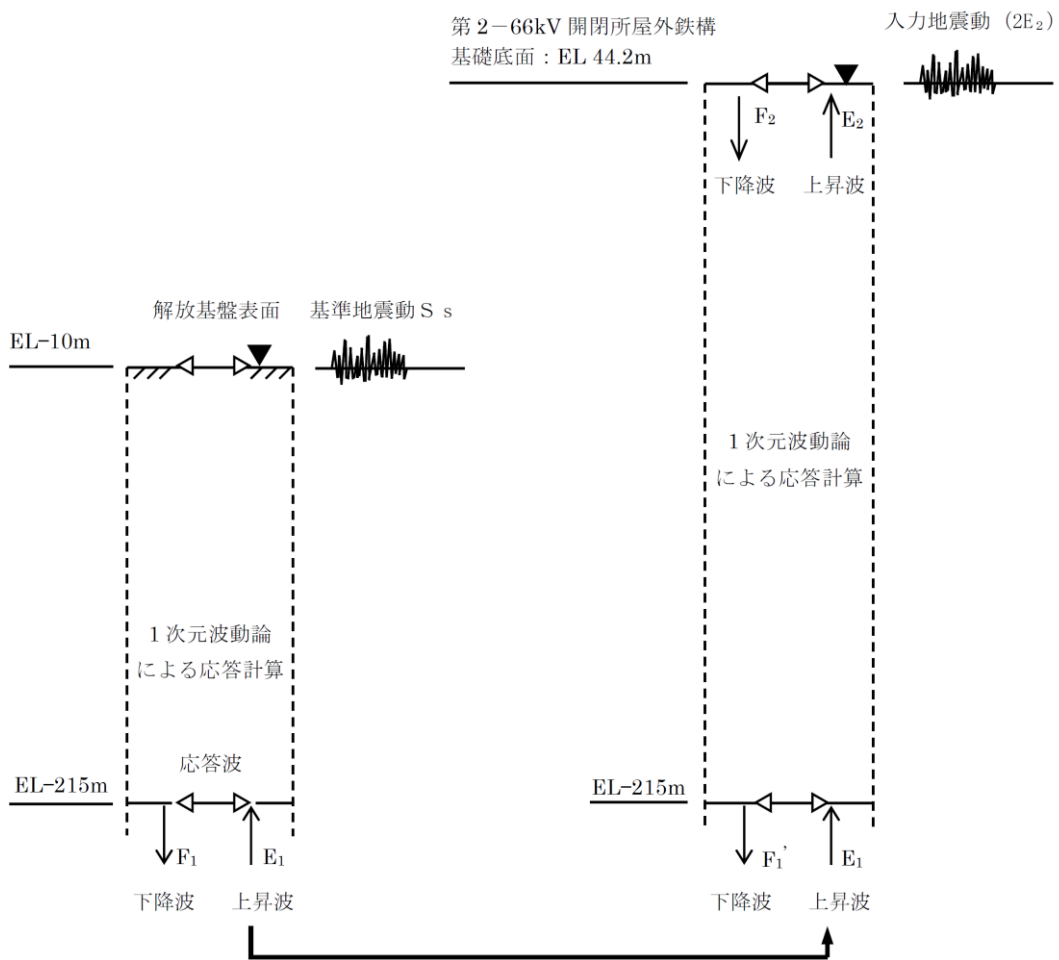
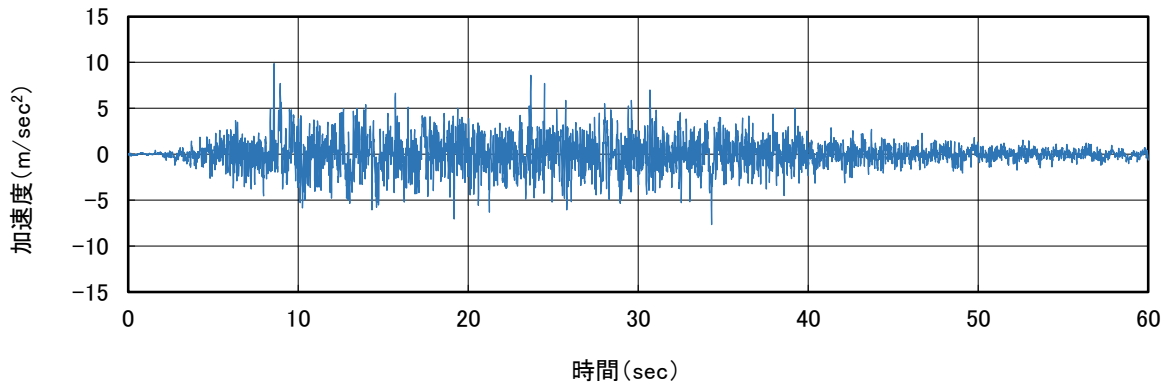


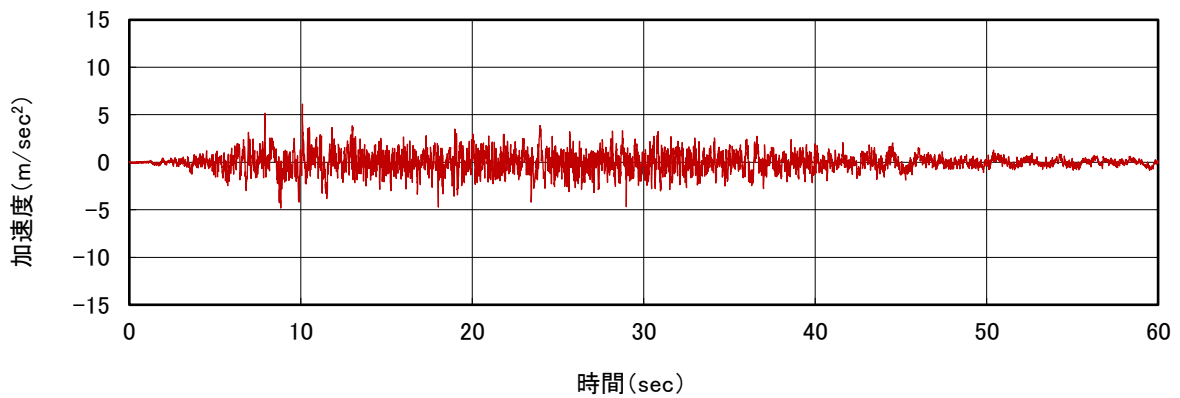
図 1.3.6-1 入力地震動作成の概念図

(2) 解析用入力地震波

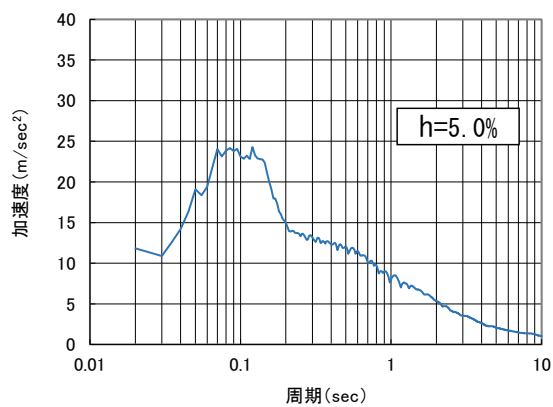
a. 基準地震動 S s - D



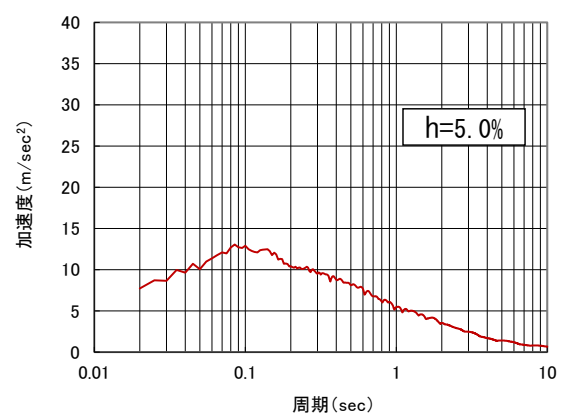
水平成分の入力加速度波形



鉛直成分の入力加速度波形



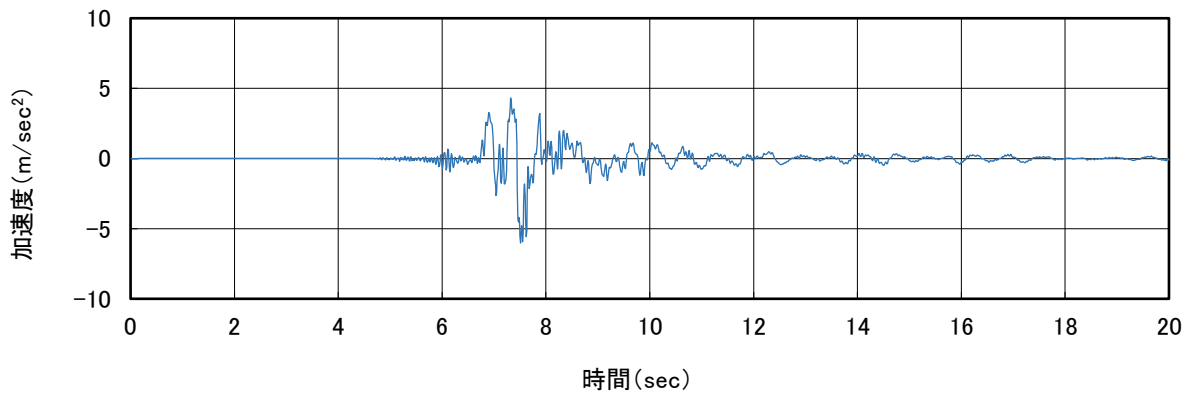
水平成分の加速度応答スペクトル



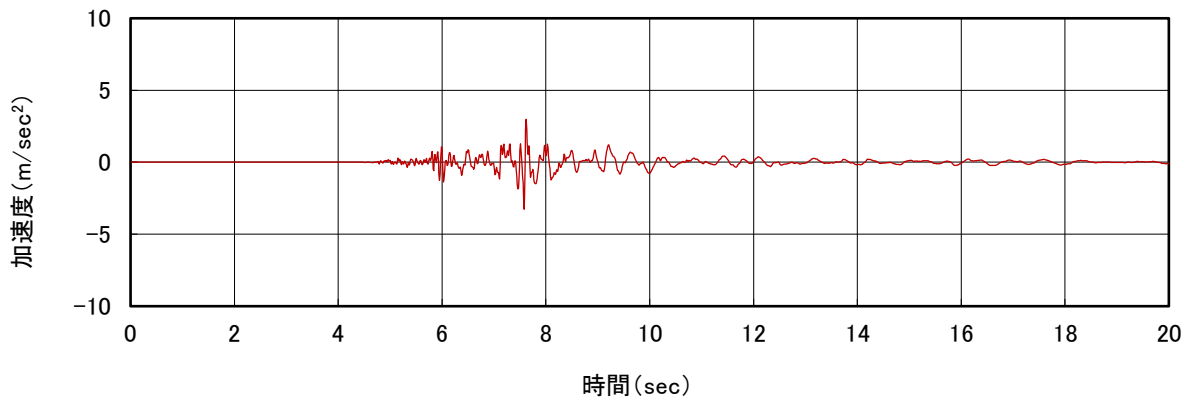
鉛直成分の加速度応答スペクトル

図 1.3.6-2 第 2-66kV 開閉所屋外鉄構入力地震波 (基準地震動 S s - D)

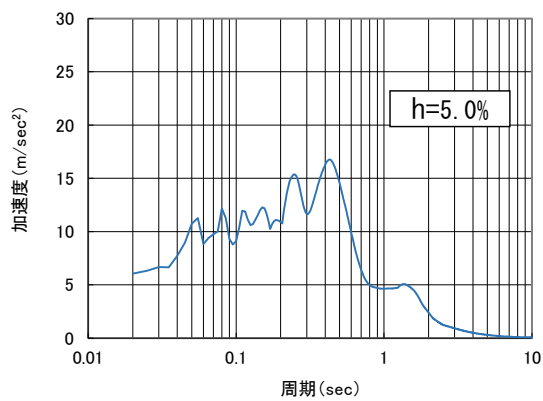
b. 基準地震動 S s - N 1



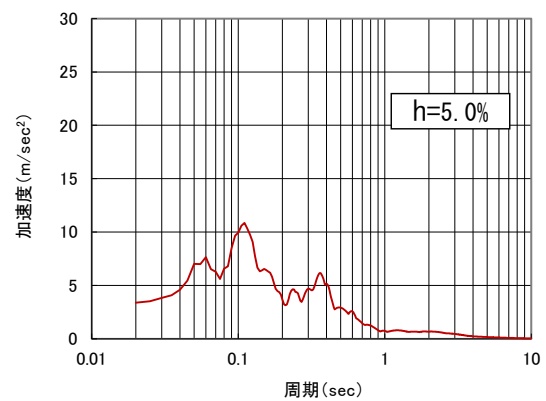
水平成分の入力加速度波形



鉛直成分の入力加速度波形



水平成分の加速度応答スペクトル



鉛直成分の加速度応答スペクトル

図 1.3.6-3 第 2-66kV 開閉所屋外鉄構入力地震波 (基準地震動 S s - N 1)

(3) 地震波の入力方法

(2)の水平成分と鉛直成分を各鉄構の脚部節点へ同時に入力する。水平成分の入力方向は45度刻みの8ケースとする（図1.3.6-4参照）。

水平2方向及び鉛直方向の同時入力による応答については、後述の1.3.9項にて評価する。

主柱材は、分担応力が最大となる斜め方向入力(45°, 135°, 225°, 315°)の場合、図1.3.6-5のように入力方向に沿った対角の2本で分担するが、他方の2本には地震応力は殆ど生じない。なお直交する水平成分を同時入力した場合、その成分の応答は他方の2本で分担する。

腹材は、分担応力が最大となる水平軸方向入力(0°, 90°, 180°, 270°)の場合、図1.3.6-6のように入力方向に沿った2面の腹材で分担するが、他方の2面には地震応力は殆ど生じない。なお直交する水平成分を同時入力した場合、その成分の応答は他方の2面で分担する。

水平2方向及び鉛直方向の同時入力による応答については、上述のとおり、各水平方向入力による応力発生部材が異なるため、水平1方向及び鉛直方向による応答と、最大応力に有意な差は無いと考えられる。

また、架渉線剛性は十分に小さく、隣接鉄塔との相対変位による評価鉄構の応答への影響は小さいと考えられるが、隣接鉄塔の応答の影響を考慮するため、全ての鉄塔・鉄構へ評価鉄構の地震波を入力する。

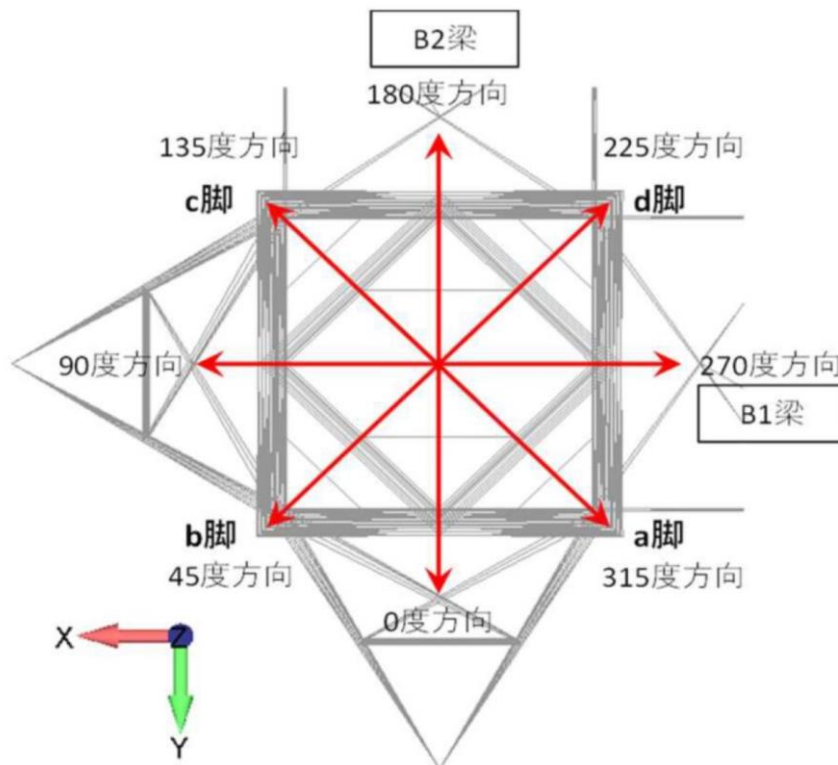


図 1.3.6-4 鉄構本体に作用する張力の作用方向と鉄構脚の配置関係(P2 鉄構)

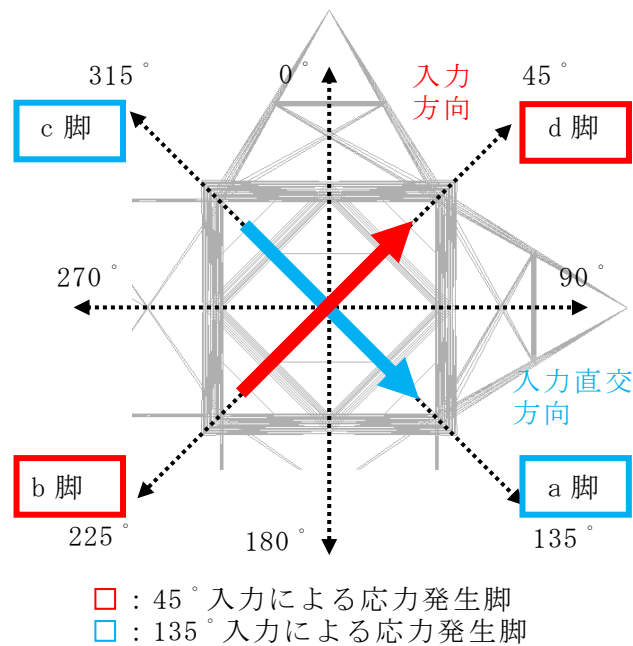


図 1.3.6-5 入力方向と主柱材発生応力の関係

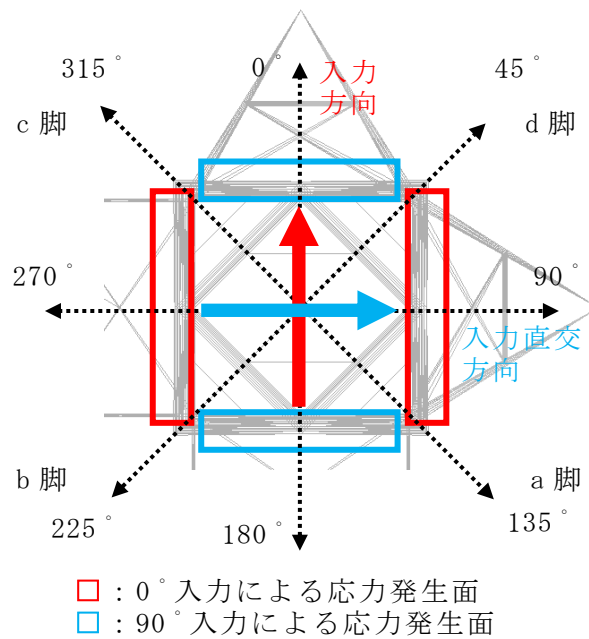


図 1.3.6-6 入力方向と腹材発生応力の関係

1.3.7 解析条件

解析に大きく影響する定数として、送電鉄塔・鉄構、架渉線の減衰定数及び風荷重の設計風速がある。以下に各定数の設定について説明する。

(1) 解析条件の整理

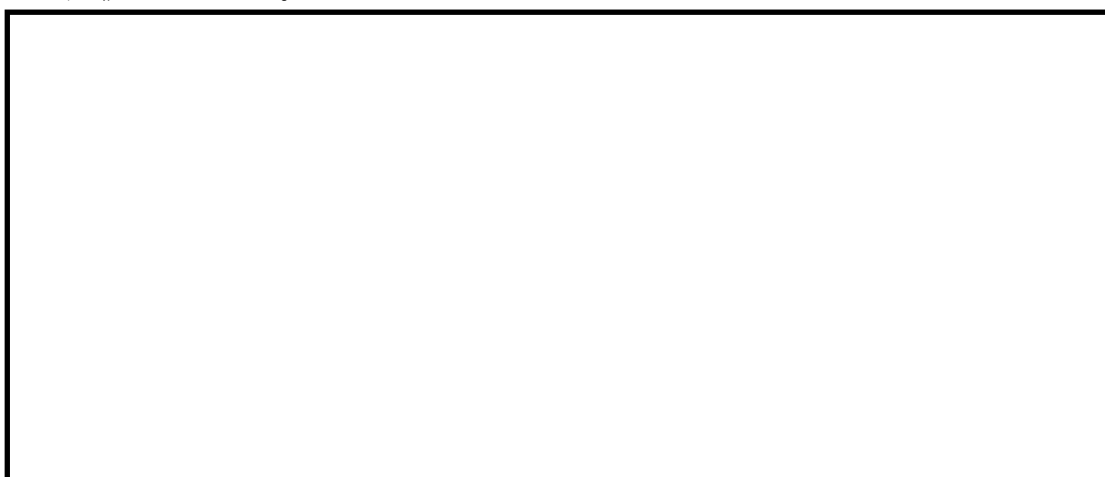
解析条件として用いた各定数の一覧表を表1.3.7-1に示す。

表 1.3.7-1 解析条件として用いた各定数

解析定数		定数設定値	条件設定の考え方
減衰定数	山形鋼鉄塔・鉄構	5%	「平成 7 年兵庫県南部地震を踏まえた送配電設備の耐震性評価」による設定値を使用。
	架渉線	0.4%	鐵塔（日本鐵塔協會：昭和 57 年）に「地震時における電線・がいし系の振動特性と鐵塔との連成系の振動特性に関する研究」では、実験と解析の減衰乗数を比較した場合、実験での応答量が減衰定数を 0.5% に設定した解析結果より小さかったことから、解析に架渉線の減衰定数を 0.4% と設定したのは保守的である。
風の影響		風速 30m/s	建築基準法を適用して、平成 12 年 5 月 31 日建設省告示第 1454 号の風速を保守的に用いることとする。ただし乱れはないものとしガスト影響係数は 1 とする。

(2) 減衰定数の設定

- a. 鋼管鐵塔・山形鋼鐵塔及び鐵構の減衰定数の設定について(大振幅の場合)
 電力中央研究所が平成8年3月に報告した論文「平成7年兵庫県南部地震を踏まえた送配電設備の耐震性評価」において等価減衰定数に関して以下のとおり記載されている。



上記より、山形鋼鐵塔及び鐵構の減衰定数を5%と設定するのは保守的である。

なお、この成果は、「電気設備防災対策検討会議報告」（資源エネルギー庁）にも報告され、また平成 13 年に日本電気協会の架空送電規程（J E A C 6 0 0 1 -2000）へ反映されている。

b. 架渉線の減衰定数の設定について

架渉線の減衰定数は0.4%に設定する。

鐵塔（日本鐵塔協會：昭和57年）に「地震時における電線・がいし系の振動特性と鐵塔との連成系の振動特性に関する研究」が掲載されており，本研究の成果は，「構造物の耐風工学」日本鋼構造協會編にも引用されている。

本研究の概要を以下に示す。

(a) 実験概要

80m径間の試験線において，30トン電気油圧サーボ式加振装置を用いて電線・がいし系の端部を上下及び水平方向に定常加振し，減衰定数と共振曲線のピークを求めた。

(b) 解析概要

弾性剛性と幾何剛性を考慮した多質点系にて試験線をモデル化し，実験と等しく加振振幅を10mmとした時の1/4径間点の応答変位について，減衰定数0.2%と0.5%での共振曲線を求めた。

(c) 評価結果

図1.3.7-1の2本の実線は減衰定数0.2%と0.5%の解析による共振曲線を示し，図中の白丸は実験から得られた共振曲線のピーク値を示している。

共振のピークを比較すると，周波数はほぼ合っているが，実験値の応答量は0.5%の減衰定数の解析結果よりも小さい。これは振幅依存性や空気摩擦等が影響しているものと思われる。

よって，架渉線の減衰定数を0.4%と設定するのは保守的である。

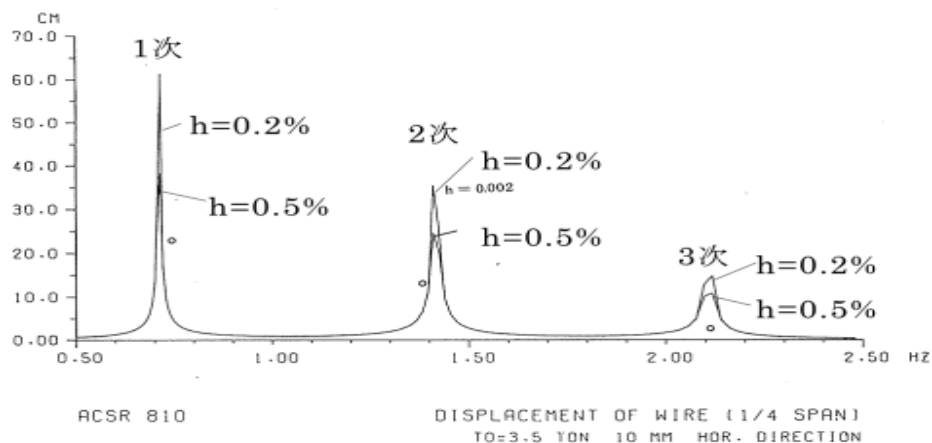


図 1.3.7-1 1/4 径間点における変位の共振曲線の解析値と実験値

c. 減衰定数の設定について

減衰定数は，鉄構本体については剛性比例型5%を，架渉線については剛性比例型0.4%をそれぞれ設定した。

(3) 風の影響

地震発生時に作用する風速として建築基準法を適用し、平成 12 年 5 月 31 日建設省告示第 1454 号に定められた島根県松江市に該当する基準風速 30m/s を考慮する。ただしガスト影響係数は 1 とする。これは平均風速 30m/s の一様流に相当する。

よって、風速 30m/s の風圧に換算係数と受風面積を乗じて、地震時に作用する風荷重を求め、風向は線路直交方向、線路方向及び斜方向を考慮した。

1.3.8 部材強度

強度計算は、「等辺山形鋼許容応力表」、「ボルト許容応力表」、「鋼構造設計規準」、「鋼材等及び溶接部の許容応力度並びに鋼材等及び溶接部の材料強度の基準強度」及び「発電用原子炉設備規格 設計・建設規格（2005 年版（2007 年追補版含む）＜第 I 編 軽水炉規格＞ J S M E S N C 1 -2005/2007）（日本機械学会）」の法令や各基準にて行う。

送電用鉄構は平均風速による設計風速に対し、短期許容強度を 1.5 で除した長期許容強度で設計するが、地震は短期荷重であるため、短期許容強度を用いる。

(1) 鉄構設計での部材の許容圧縮強度

鉄構設計での許容圧縮強度は長期許容強度であり、電気設備の技術基準に基づき、部材の偏心の影響を考慮している。

「等辺山形鋼許容応力表」の許容座屈応力度の計算式は、部材の偏心量に応じて表 1.3.8-1 又は表 1.3.8-2 を用いる。

表 1.3.8-1 偏心の比較的少ない構造材支柱材（b カーブ）の許容座屈応力度計算式

材質	厚さ t (mm)	λ_k	許容応力度 σ_{ka} (電気設備の技術基準に準拠)
SS400	$t \leq 16$	$0 < \lambda_k < 105$	$\sigma_{ka} = 154 - 2(\lambda_k / 100) - 61(\lambda_k / 100)^2$
		$\lambda_k \geq 105$	$\sigma_{ka} = 93 / (\lambda_k / 100)^2$
	$16 < t \leq 40$	$0 < \lambda_k < 110$	$\sigma_{ka} = 148 - 2(\lambda_k / 100) - 57(\lambda_k / 100)^2$
		$\lambda_k \geq 110$	$\sigma_{ka} = 93 / (\lambda_k / 100)^2$
SS540	$t \leq 16$	$0 < \lambda_k < 85$	$\sigma_{ka} = 252 - 5(\lambda_k / 100) - 165(\lambda_k / 100)^2$
		$\lambda_k \geq 85$	$\sigma_{ka} = 93 / (\lambda_k / 100)^2$
	$16 < t \leq 40$	$0 < \lambda_k < 85$	$\sigma_{ka} = 245 - 4(\lambda_k / 100) - 156(\lambda_k / 100)^2$
		$\lambda_k \geq 85$	$\sigma_{ka} = 93 / (\lambda_k / 100)^2$

表 1.3.8-2 偏心の多い構造材 腹材 (c カープ) の許容座屈応力度計算式

材質	厚さ t (mm)	λ_k	許容応力度 σ_{ka} (電気設備の技術基準に準拠)	σ_{ka} 上限値
SS400	$t \leq 16$	$0 < \lambda_k < 135$	$\sigma_{ka} = 153 - 76 \times (\lambda_k / 100)$	98
		$\lambda_k \geq 135$	$\sigma_{ka} = 93 / (\lambda_k / 100)^2$	
	$16 < t \leq 40$	$0 < \lambda_k < 140$	$\sigma_{ka} = 147 - 71 (\lambda_k / 100)$	94
		$\lambda_k \geq 140$	$\sigma_{ka} = 93 / (\lambda_k / 100)^2$	
SS540	$t \leq 16$	$0 < \lambda_k < 105$	$\sigma_{ka} = 250 - 158 (\lambda_k / 100)$	160
		$\lambda_k \geq 105$	$\sigma_{ka} = 93 / (\lambda_k / 100)^2$	
	$16 < t \leq 40$	$0 < \lambda_k < 110$	$\sigma_{ka} = 244 - 152 (\lambda_k / 100)$	156
		$\lambda_k \geq 110$	$\sigma_{ka} = 93 / (\lambda_k / 100)^2$	

有効細長比

$$\lambda_k = L_k / r$$

許容圧縮強度

$$C = \sigma_{ka} \times A \times 10^{-1}$$

ここで、

σ_{ka} : 許容圧縮応力度 (N/mm²)

λ_k : 有効細長比 (L_k / r)

L_k : 有効座屈長 (cm)

r : 部材断面の回転半径 (cm)

C : 許容圧縮強度 (kN)

A : 部材の断面積 (cm²)

(2) J S M E の供用状態 D を反映した部材の耐震評価用圧縮強度

建築基準法施行令に基づく「鋼材等及び溶接部の許容応力度並びに鋼材等及び溶接部の材料強度の基準強度」にて材料の最低降伏点を表す基準強度が定められている。

J S M E の「供用状態 D」は、「対象とする機器等が全断面にわたって大変形を生じてよい」と設計仕様書等で規定された圧力及び機械的荷重が負荷された条件下にある状態と定義されている。J S M E の SSB-3121.3「供用状態 D での許容応力」では、「供用状態 D においては、SSB-3121.1(1) から (6) に定めるそれぞれの許容応力の 1.5 倍の値を用いるものとする。この場合において、SSB-3121(1)a.本文中 S_y 及び $S_y(RT)$ は $1.2S_y$ 及び $1.2S_y(RT)$ と読み替えるものとする」と定められており、今回は J S M E の供用状態 D を適用し 1.2 倍の基準強度を用いて強度評価する。

具体的には、1.0 倍と 1.2 倍の基準強度による短期許容強度の比 (以下「圧縮強度比」という。)を求め、(1)の長期許容強度に 1.5 及び圧縮強度比を乗じ、

耐震評価用の強度とする。

基準強度 1.0 倍による許容圧縮応力度

$$v = 1.5 + (2/3) \times (\lambda_k / \Lambda)^2$$

$$\Lambda = (\pi^2 E / (0.6F))^{1/2}$$

$\lambda_k \leq \Lambda$ のとき、

$$f_{1.0} = (1 - 0.4 \times (\Lambda / \lambda_k)^2) \times F / v$$

$\lambda_k > \Lambda$ のとき、

$$f_{1.0} = 0.277 \times F \times (\Lambda / \lambda_k)^2$$

ここで、

$f_{1.0}$: 基準強度 F での鋼構造設計規準の許容圧縮応力度

Λ : 限界細長比 $(= (\pi^2 E / 0.6F)^{1/2})$

E : ヤング係数 (N/mm^2)

F : 鋼材の基準強度 (N/mm^2)

なお、ヤング係数は「鋼構造設計規準」に準じて表 1.3.4-1 の値を用い、基準強度は建築基準法に準じる。

基準強度 1.2 倍による許容圧縮応力度

$$v' = 1.5 + (2/3) \times (\lambda_k / \Lambda')^2$$

$$\Lambda' = (\pi^2 E / (0.6F))^{1/2}$$

$\lambda_k \leq \Lambda'$ のとき、

$$f_{1.2} = (1 - 0.4 \times (\lambda_k / \Lambda')^2) \times F / v'$$

ここで、

$f_{1.2}$: 基準強度 F' での許容圧縮応力度

Λ' : 限界細長比

F' : 1.2 倍を適用した基準強度 (N/mm^2)

基準強度 1.0 倍と 1.2 倍による許容圧縮応力度の比

$$R_f = f_{1.2} / f_{1.0}$$

$$= 182 / 165 = 1.10$$

ここで、

R_f : 圧縮強度比 ($f_{1.2} / f_{1.0}$)

耐震評価用の降伏点对応の圧縮強度

$$C' = 1.5 \times R_f \times C$$

ここで、

C' : 耐震評価用の圧縮強度 (kN)

(3) 鉄構設計での部材の許容引張強度

鉄塔・鉄構設計での許容引張強度は長期許容強度であり、「等辺山形鋼許容応力表」の許容引張応力度の計算式は、支柱材のような両フランジ接合と、腹材のような片フランジ接合とでそれぞれ下式を用いる。

許容引張強度

$$\text{両フランジ接合 } T = (A - n \times d \times t) \times \sigma_t \times 10^{-1}$$

$$\text{片フランジ接合 } T = (0.75A - n \times d \times t) \times \sigma_t \times 10^{-1}$$

ここで、

T : 許容引張強度 (kN)

σ_t : 許容引張応力度 (N/mm²)

(「等辺山形鋼許容応力表」の値を用いる。)

n : ボルト控除本数

d : 控除穴径 (cm)

(J E C - 1 2 7 よりボルト径+2.5mm)

t : 山形鋼の厚さ (cm)

(4) J S M E の供用状態 D を反映した部材の耐震評価用引張強度

供用状態 D は基準強度を 1.2 倍した短期許容強度である。ここでは(3)の長期許容強度に 1.2 及び 1.5 を乗じ、耐震評価用の強度とする。

耐震評価用の引張強度

$$T' = 1.2 \times 1.5 \times T$$

ここで、

T' : 耐震評価用の引張強度 (kN)

(5) 鉄構設計でのボルト強度

鉄塔・鉄構設計でのボルトの許容強度は長期許容強度であり、以下の式により求める。

ボルトの許容せん断強度

$$B_{s1} = \tau \times A_s \times 10^{-3}$$

$$B_s = B_{s1} \times N$$

ここで、

B_{s1} : ボルト 1 本当たりの許容せん断強度 (kN/本)

τ : ボルトの許容せん断応力度 (N/mm^2)

A_s : ボルトのせん断対象断面積 (mm^2)

B_s : ボルトの許容せん断強度 (kN)

N : ボルト本数

ボルトの許容支圧強度

$$B_{b1} = \sigma_b \times d_b \times t \times 10^{-3}$$

$$B_b = B_{b1} \times N$$

ここで、

B_{b1} : ボルト 1 本当たりの許容支圧強度 (kN/本)

σ_b : 部材及びボルトの許容支圧応力度の小なる方 (N/mm^2)

d_b : ボルトの支圧対象径 (mm)

t : 部材厚 (mm)

B_b : ボルトの許容支圧強度 (kN)

(6) J S M E の供用状態 D を反映した耐震評価用ボルト強度

供用状態 D は短期許容強度である。

ここでは、ボルトのせん断強度は(5)の長期許容強度に 1.5 を乗じ、耐震評価用の強度とする。

耐震評価用のせん断強度

$$B_s' = B_s \times 1.5$$

ここで、

B_s' : 耐震評価用のせん断強度 (kN)

ボルトの支圧強度は 1.2 倍の基準強度を考慮し、(5)の長期許容強度に 1.2 及び 1.5 を乗じ、耐震評価用の強度とする。

耐震評価用の支圧強度

$$B_b' = B_b \times 1.2 \times 1.5$$

ここで、

B_b' : 耐震評価用の支圧強度 (kN)

耐震評価用のボルト強度

$$B' = \min(B_s', B_b')$$

ここで、

B' : 耐震評価用のボルト強度 (kN)

(7) 強度計算に使用した各定数の整理

強度計算に使用した各定数の一覧表を表 1.3.8-3 に示す。

(8) 最小安全率の計算例

(P2 の 2 番パネル腹材のボルト接合部)

P2 の 2 番パネル腹材 (材質 SS540, L150×12) のボルト接合部 (強度区分 9.8, 径 24mm-6 本) は山形鋼の重ね継手であり, 最小安全率は以下の様に求まる。

鉄塔設計でのボルト強度

ボルトの許容せん断強度

$$\begin{aligned} B_s &= B_{s1} \times N \\ &= (s \times \tau \times A_s \times 10^{-3}) \times N \\ &= (1 \times 242 \times 353 \times 10^{-3}) \times 6 \\ &= 512.5 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

ボルトの許容支圧強度

$$\begin{aligned} B_b &= B_{b1} \times N \\ &= (\sigma_b \times d_b \times t \times 10^{-3}) \times N \\ &= (500 \times 21.2 \times 12 \times 10^{-3}) \times 6 \\ &= 763.2 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

耐震評価用のボルト強度

耐震評価用のせん断強度

$$\begin{aligned} B_s' &= B_s \times 1.5 \\ &= 512.5 \times 1.5 \\ &= 768.7 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

耐震評価用の支圧強度

$$\begin{aligned} B_b' &= B_b \times 1.2 \times 1.5 \\ &= 763.2 \times 1.2 \times 1.5 \\ &= 1373.7 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

耐震評価用のボルト強度

$$\begin{aligned} B' &= \min(B_s', B_b') \\ &= 768.7 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

時刻歴応答解析における P2 の 2 番パネル腹材の最大応力は圧縮が 161.8kN, 引張が 143.2kN であることから, 接合部に生じる最大応力は両者の最大値である 161.8kN となる。

以上より, P2 2 番パネル腹材のボルト接合部の安全率は, 強度を最大応力で除した 4.75 となる。

表 1.3.8-3 (1/2) 強度計算に使用した各定数

記号	名称	単位	評価結果 (安全率) への影響について	使用規格
σ_{ka}	許容座屈応力度	N/mm ²	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
α_i	i次項係数	—	規格に定める「許容座屈応力度の計算式」を使用しており、評価結果への裕度には影響しない。	A
λ_k	有効細長比	—	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
L_k	有効座屈長	cm	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
r	部材断面の回転半径	cm	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
C	許容圧縮強度	kN	規格に定める「許容座屈応力度の計算式」を使用しており、評価結果への裕度には影響しない。	A
A	部材の断面積	cm ²	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
$f_{1.0}$	基準強度F'での許容圧縮応力度	N/mm ²	規格に定めている「許容圧縮応力度」の計算式を使用している。算出過程で使用する鋼材の基準強度Fが規格値のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	E (計算上の記号)
Λ	基準強度F'での限界細長比	—	規格に定めている「許容圧縮応力度」の計算式を使用している。算出過程で使用する鋼材の基準強度Fが規格値のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	E
E	ヤング係数	N/mm ²	規格に定めている数値を使用しており、評価結果への裕度には影響しない。	C
F	鋼材の基準強度	N/mm ²	規格に定めている数値を使用している。基準強度が規格値のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	D
$f_{1.2}$	基準強度F'での許容圧縮応力度	N/mm ²	規格に定めている「許容圧縮応力度」の計算式を使用している。算出過程で使用する1.2倍を適用した基準強度F'のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	E (計算上の記号)
Λ'	基準強度F'での限界細長比	—	規格に定めている「許容圧縮応力度」の計算式を使用している。算出過程で使用する1.2倍を適用した基準強度F'のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	E (計算上の記号)
F'	1.2倍を適用した基準強度	N/mm ²	規格に定めている数値を使用している。なおJSMEの供用状態Dに基づきJISに定める構造用鋼材として基準強度を1.2倍して適用している。1.2倍を適用した基準強度F'のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	D, E (計算上の記号)
R_f	圧縮強度比	—	$f_{1.0}$ と $f_{1.2}$ の比を算出しており、F'よりも実強度が大きいため、実際の圧縮強度比は増加することから、評価結果は保守的となる。	計算上の記号
C'	耐震評価用の圧縮強度	kN	鉄塔設計用強度に基準強度倍率を反映した耐震評価用の強度計算であり、算出過程で使用する基準強度F及びF'のままであれば評価結果への裕度には影響しない。	計算上の記号
T	許容引張強度	kN	規格に定める「許容引張応力度の計算式」を使用しており、評価結果への裕度には影響しない。	A (計算上の記号)
σ_t	許容引張応力度	N/mm ²	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
n	ボルト控除本数	—	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
d	控除孔径	cm	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
t	山形鋼の厚さ	cm	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A

表 1.3.8-3 (2/2) 強度計算に使用した各定数

記号	名称	単位	評価結果 (安全率) への影響について	使用規格
T'	耐震評価用の引張強度	kN	鉄塔設計用強度に基準強度倍率を反映した耐震評価用の強度計算であり, 算出過程で使用する基準強度F及びF'のままであれば評価結果への裕度には影響しない。	計算上の記号
B _{s1}	ボルト1本当たりの許容せん断強度	kN/本	規格に定める「許容せん断応力度」を使用しており, 評価結果への裕度には影響しない。	B (計算上の記号)
τ	ボルトの許容せん断応力度	N/mm ²	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため, 評価結果への裕度には影響しない。	B
A _s	ボルトのせん断対象断面積	mm ²	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため, 評価結果への裕度には影響しない。	B
B _s	ボルトの許容せん断強度	kN	規格に定める「許容せん断応力度」を使用しており, 評価結果への裕度には影響しない。	B (計算上の記号)
N	ボルト本数	—	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため, 評価結果への裕度には影響しない。	B (計算上の記号)
B _{b1}	ボルト1本当たりのボルトの許容支圧強度	kN/本	規格に定める「許容支圧応力度」を使用しており, 評価結果への裕度には影響しない。	B (計算上の記号)
σ _b	部材及びボルトの許容支圧応力度の小なる方	N/mm ²	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため, 評価結果への裕度には影響しない。	B
d _b	ボルトの支圧対象径	mm	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため, 評価結果への裕度には影響しない。	B
t	部材厚	mm	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため, 評価結果への裕度には影響しない。	B
B _b	ボルトの許容支圧強度	kN	規格に定める「許容支圧応力度」を使用しており, 評価結果への裕度には影響しない。	B (計算上の記号)
B _s '	耐震評価用のボルトのせん断強度	kN	鉄塔設計用強度に基準強度倍率を反映した耐震評価用の強度計算であり, 算出過程で使用する基準強度F及びF'のままであれば評価結果への裕度には影響しない。	計算上の記号
B _b '	耐震評価用のボルトの支圧強度	kN	鉄塔設計用強度に基準強度倍率を反映した耐震評価用の強度計算であり, 算出過程で使用する基準強度F及びF'のままであれば評価結果への裕度には影響しない。	計算上の記号
B'	耐震評価用のボルト強度	kN	鉄塔設計用強度に基準強度倍率を反映した耐震評価用の強度計算であり, 算出過程で使用する基準強度F及びF'のままであれば評価結果への裕度には影響しない。	計算上の記号

使用規格

A : 等辺山形鋼許容応力度表 [電気設備技術基準 (1997) 及び J E C - 1 2 7 - 1979 準拠]

B : ボルト許容応力度表 [電気設備技術基準 (1997) 及び J E C - 1 2 7 - 1979 準拠]

C : 鋼構造設計規程 [日本建築学会] (2005年改定)

D : 鋼材等及び溶接部の許容応力度並びに鋼材等及び溶接部の材料強度の基準強度 [建築基準法施行令 昭和55年建設省告示第1794号]

E : J S M E

1.3.9 解析結果

基準地震動 $S_s - D$ 及び $S_s - N 1$ による屋外鉄構基礎部の応答波形を設計用地震動として用いて、鉄塔・屋外鉄構一架構連成系の有限要素モデルにて時刻歴応答解析を実施し得られた地震荷重と、風荷重解析を実施し得られた風荷重とを加算し、耐震評価における発生荷重とした。各強度を発生荷重で除して求めた安全率が最小となる箇所の一覧を表 1.3.9-1 及び表 1.3.9-2 に示す。安全率は強度を発生荷重で除して求めている。表中の発生荷重は小数点 2 位以下を切り上げ、強度は小数点 2 位以下を切り捨て、また安全率は小数点 3 位以下を切り捨てた値としている。

島根原子力発電所の構内にある第 2-66kV 開閉所屋外鉄構は基準地震動 $S_s - D$ 及び $S_s - N 1$ に基準風速 30m/s の風を想定した評価であり、支柱材、腹材の安全率は 1 以上であるため、倒壊はしない。

表 1.3.9-1 支柱材と腹材の最小安全率一覧（基準地震動 $S_s - D$ ）

	鉄塔構造	減衰定数	最小安全率の支柱材			最小安全率の腹材				
			位置	発生荷重	強度	安全率	位置	発生荷重	強度	安全率
				[kN]	[kN]			[kN]	[kN]	
第 2-66kV 開閉所屋外鉄構	山形鋼	5%	P2 8 番 パネル ボルト	1612.9	9225.9	5.72	P2 7 番 パネル ボルト	185.9	896.8	4.82

注：基準風速 30m/s を想定

表 1.3.9-2 支柱材と腹材の最小安全率一覧（基準地震動 $S_s - N 1$ ）

	鉄塔構造	減衰定数	最小安全率の支柱材			最小安全率の腹材				
			位置	発生荷重	強度	安全率	位置	発生荷重	強度	安全率
				[kN]	[kN]			[kN]	[kN]	
第 2-66kV 開閉所屋外鉄構	山形鋼	5%	P2 8 番 パネル ボルト	1661.2	9225.9	5.55	P2 2 番 パネル ボルト	161.8	768.7	4.75

注：基準風速 30m/s を想定

第 2-66kV 開閉所屋外鉄構は、複数の柱と梁で構成され、平面上、点対称でない L 字形状である等、その構造は鉄塔と異なる。

その点を考慮し、屋外鉄構の水平 2 方向入力の影響について以下のとおり検討した。

表 1.3.9-1 及び表 1.3.9-2 より、屋外鉄構に水平 1 成分の地震波を 8 方向にそれぞれ入力した時の最小安全率は 4.75 となる。

水平 2 成分の地震波が入力した場合、最大応答の非同時性を考慮した SRS 法を適用すると、発生荷重は $\sqrt{2}$ 倍になるが最小安全率が十分に大きいため、

水平 2 成分が同時に入力した場合であっても屋外鉄構の構造健全性は確保される。

なお、この安全率は、固定荷重、風荷重及び鉛直地震動を重複して含んでおり、更に安全側である。

1.3.10 屋外鉄構基礎の耐震性確認

(1) 概要

第2-66kV開閉所屋外鉄構については、アクセスルートの確保や保管場所の可搬型設備への影響防止の観点から、架渉線と鉄塔及び屋外鉄構連成系モデルによる地震応答解析を実施し基準地震動による耐震性を確認している。

第2-66kV開閉所屋外鉄構の基礎は、3柱の屋外鉄構及び変電設備（GIS、変圧器）を一体化した床版（マット型基礎）で構成されており、基礎底面から岩盤（C_L級）までMMRにて着底させ支持する構造形式である。なお、MMRの物性は下方の第②速度層と同等としており、基礎床版周辺（側面）は埋戻土による埋戻しがなされている。

(2) 評価方針

当該屋外鉄構基礎について、基準地震動 S_s （ S_s-D 及び S_s-N1 ）による耐震安全性評価を実施する。当該屋外鉄構基礎の耐震安全性評価では、基準地震動 S_s による屋外鉄構本体の地震応答解析によって得られる荷重を考慮したうえで、基礎に作用する地震時土圧等も考慮した震度法により算出する発生応力が、RC基礎部の許容限界値を下回ることを確認する。

(3) 評価方法

a. 屋外鉄構基礎の概要

第2-66kV開閉所屋外鉄構の位置図を図1.3.10-1に示す。

第2-66kV開閉所屋外鉄構の基礎は、3柱の屋外鉄構及び変電設備（GIS、変圧器）を一体化した床版（マット型基礎）で構成されており、基礎底面から岩盤（C_L級）までMMRにて着底させ支持する構造形式であり、基礎図を図1.3.10-2に示す。鉄構脚部と基礎の接合部の構造は、基礎コンクリート内で各脚の主柱材を鋼材でつなぎ合わせた構造であり、主柱材を基礎コンクリート内に挿入することで健全性を確保している。鉄構脚部と基礎の接合部の構造を図1.3.10-3に示す。

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、別紙-14に示す。

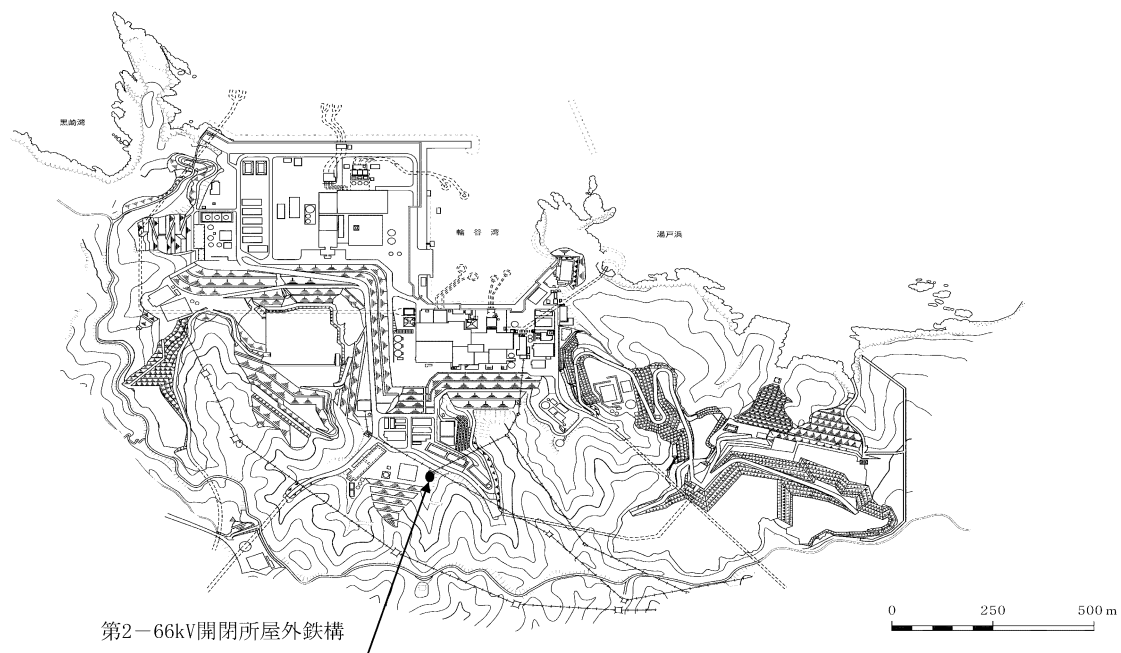
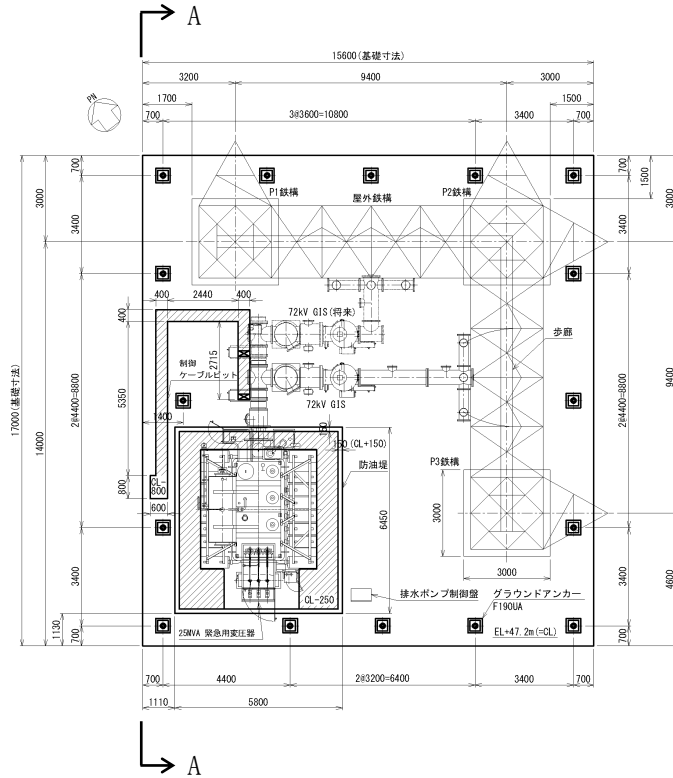
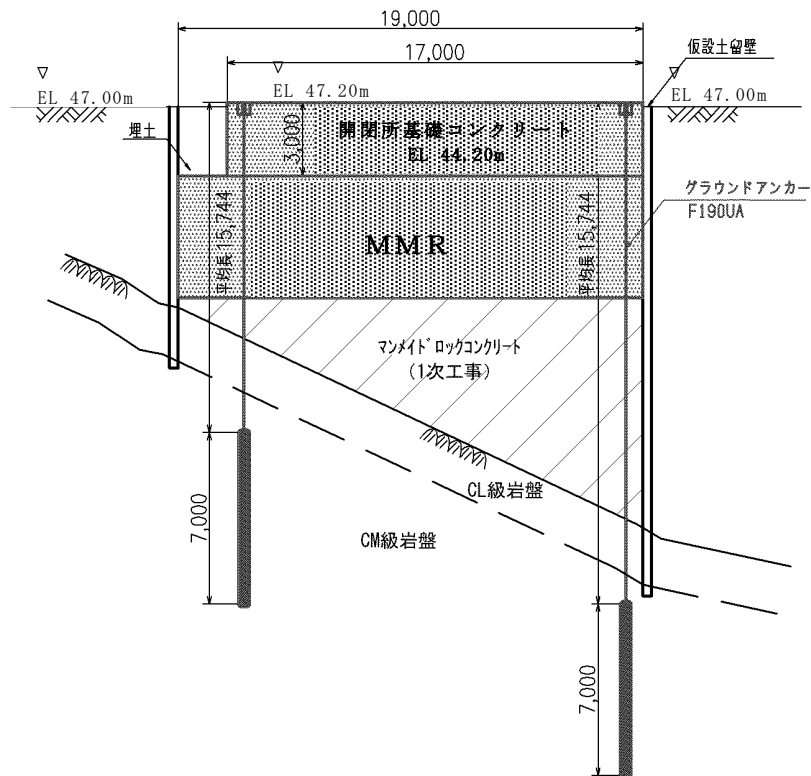


図 1.3.10-1 第2-66kV開閉所屋外鉄構位置図



(a) 基礎平面図



注：基礎の安定計算にグラウンドアンカーの効果は期待しない。

(b) 基礎断面図 (A-A 断面)

図 1.3.10-2 第 2-66kV 開閉所屋外鉄構基礎図

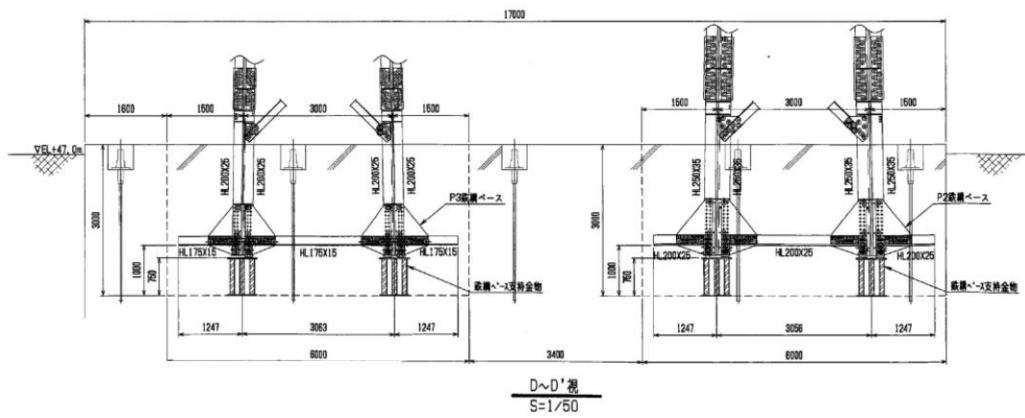
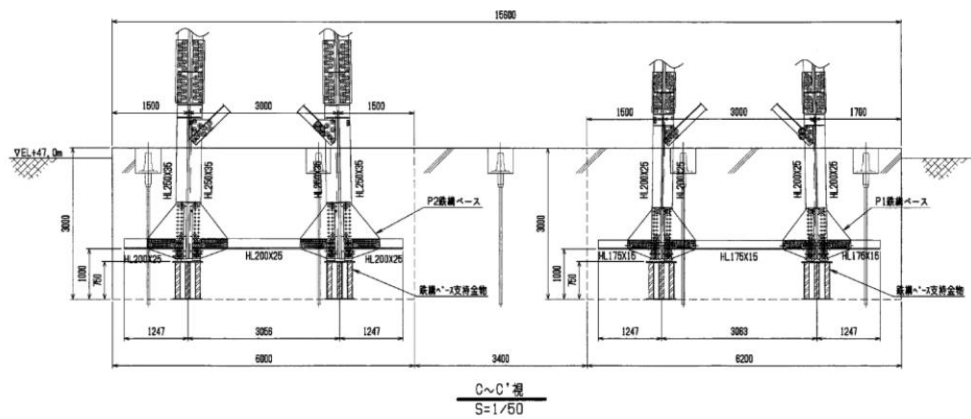
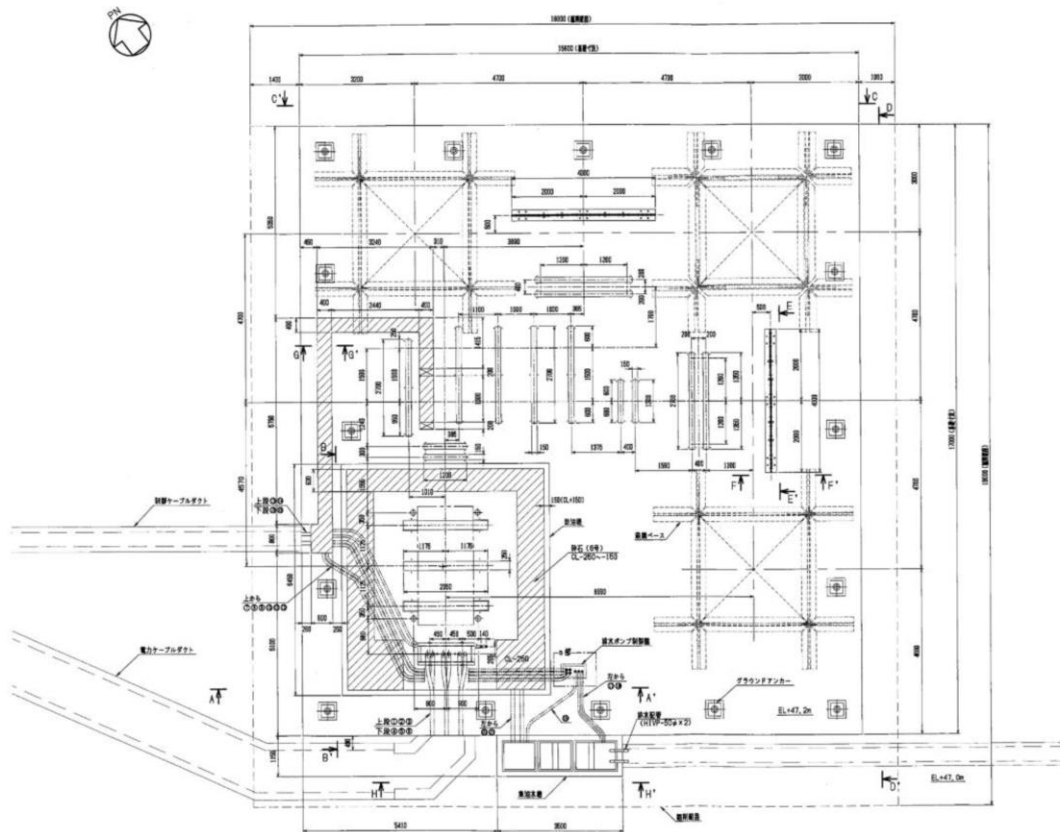


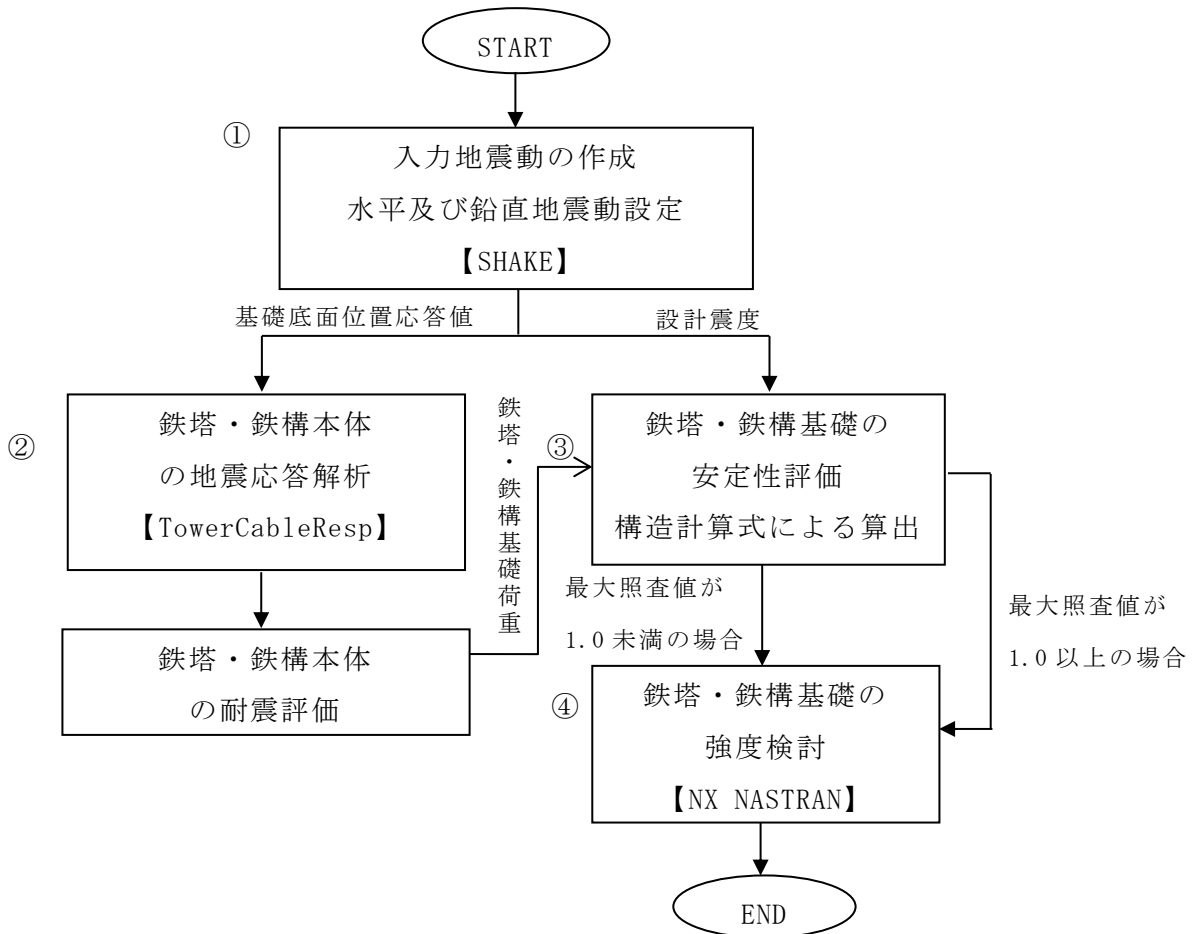
図 1.3.10-3 第2-66kV 開閉所屋外鉄構脚部と基礎の接合部構造

b. 評価方法

評価フローを図 1.3.10-4 に示す。

第 2-66kV 開閉所屋外鉄構基礎は次の手順で評価を実施する。

- ①各構造物位置の地層（速度層）構造に対して、1次元波動論に基づく地震応答解析（解析コード「SHAKE ver.2.0」）を行い、屋外鉄構本体の地震応答解析に用いる入力地震動の算定、屋外鉄構基礎の耐震評価に用いる入力地震動を作成する。
- ②屋外鉄構本体を梁要素で分割した解析モデルに対して3次元動的FEM時刻歴線形解析（解析コード「TowerCableResp ver.1.311c」）により屋外鉄構本体の発生断面力を算定し屋外鉄構本体の耐震評価を行う。
- ③屋外鉄構基礎に作用する荷重（屋外鉄構本体からの基礎反力、変電設備からの基礎反力、基礎体慣性力及び地震時土圧）を考慮した屋外鉄構基礎の地震時の安定性評価を行う。（構造計算式による算出）
- ④屋外鉄構基礎を3次元シェル要素でモデル化した解析モデルに対して3次元静的FEM非線形解析（解析コード「NX NASTRAN ver.8.5mp1」）により、屋外鉄構基礎の地震時の強度検討を行う。



注：【 】は解析コードを示す。

図 1.3.10-4 評価フロー

(a) 入力地震動の作成

イ. 概要

地震応答解析は、地盤の応答変位及び屋外鉄構本体の地震応答解析に用いる入力地震動を算定する目的で実施する。

ロ. 入力地震動の作成

基礎の耐震評価に用いる入力地震動は、「SHAKE ver.2.0」を用いて解放基盤面で定義された基準地震動を、解放基盤モデルの逆応答解析により EL-215m まで引き戻した後、この引き戻し波を用いて屋外鉄構位置の基礎地盤モデルの順応答解析により算定した基礎スラブ底面での応答波 ($2E_2=E_2+F_2$) とする。入力地震動の作成は、水平成分と鉛直成分を個別に行う。

入力地震動作成の概念図を図 1.3.10-5 に示す。

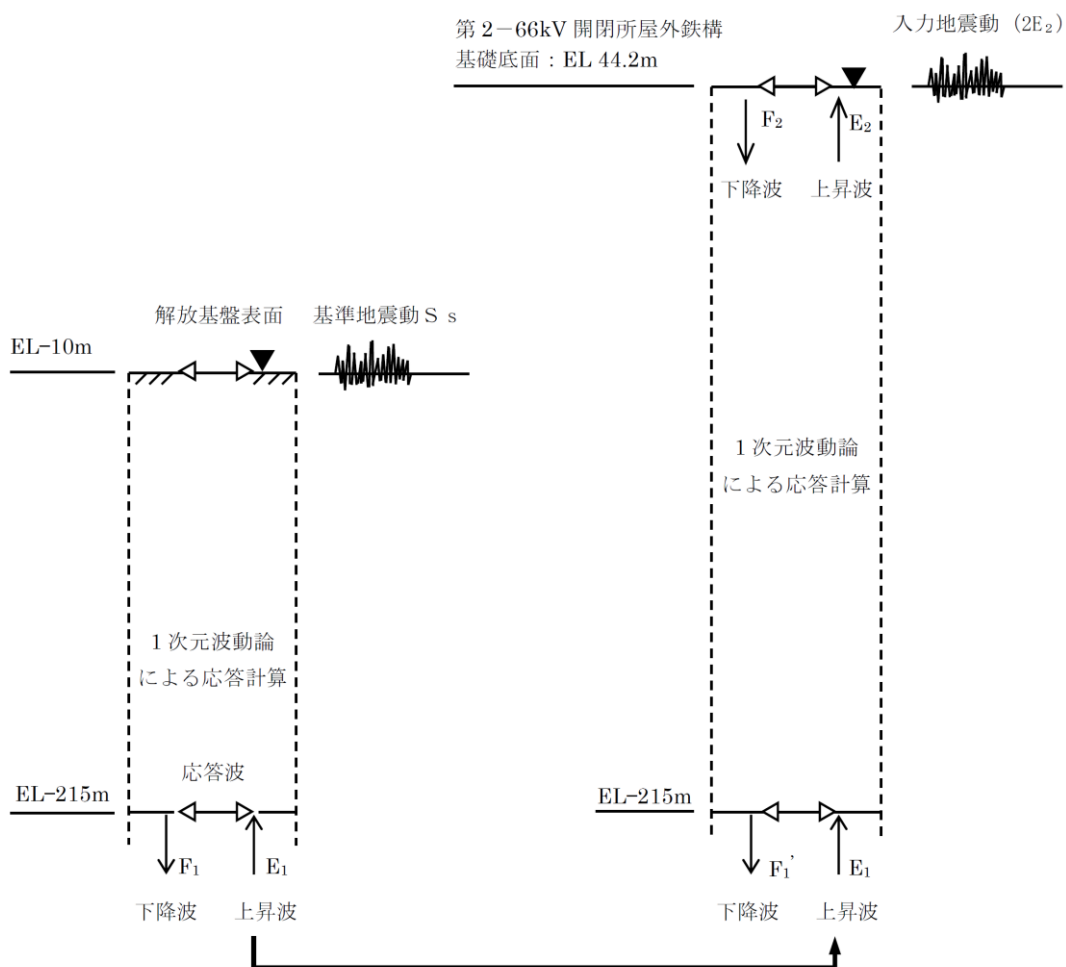


図 1.3.10-5 入力地震動作成の概念図

(b) 地盤の地震応答解析

【評価方法】

第2-66kV開閉所屋外鉄構については以下の理由から、地盤応答が保守的になると考えられる1次元地震応答解析(解析コード「SHAKE ver.2.0」)により実施する。

- ・第2-66kV開閉所屋外鉄構は図1.3.10-6のとおり、44m盤の平面に設置されており、地形の影響が軽微であること。
- ・図1.3.10-6のとおり、設置位置の埋戻土を岩盤が露出するまで掘削・清掃し、表層までMMRを打設していること。
- ・VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、図1.3.10-7に示すとおり当該鉄塔設置位置の地下水位はEL 約20mであり、当該鉄塔の基礎下端(EL 約40m)より低いため、周辺の埋戻土が液状化しないこと。
- ・鉄構基礎は表層から3m地中に埋め込まれた構造であり、埋戻土による土圧の影響が小さいと考えられること。

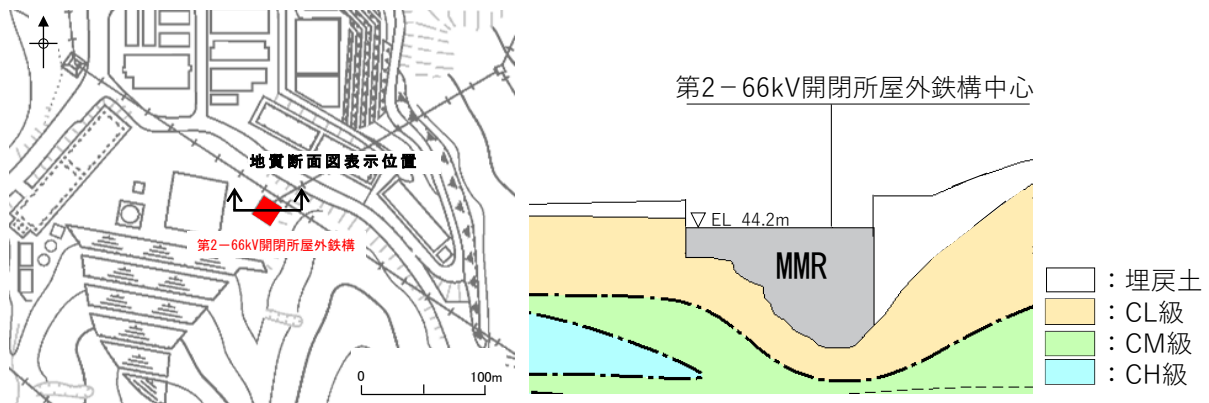


図1.3.10-6 第2-66kV開閉所屋外鉄構周辺の地形及び地質断面図

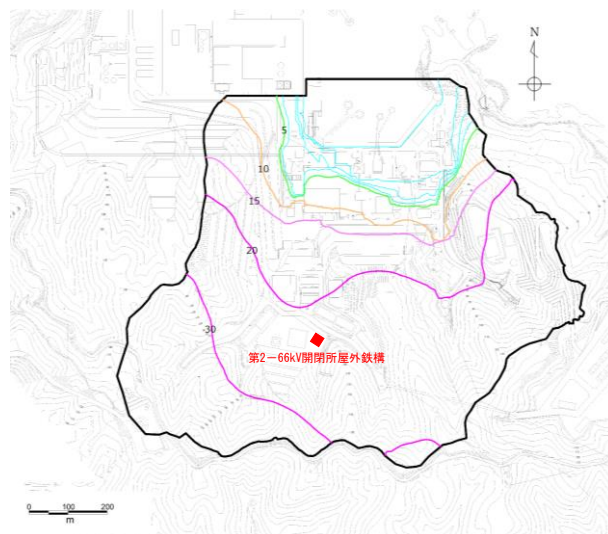


図1.3.10-7 敷地の地下水位分布(1, 2号機エリア)と第2-66kV開閉所屋外鉄構の位置関係

【解析モデルの作成】

図1.3.10-8に1次元地盤応答解析モデル作成位置を，図1.3.10-9に1次元地盤応答解析モデル作成位置を示す。

また，当該鉄構は基礎底面から岩盤（C_L級）までMMRにて着底させ支持する構造形式であり，MMRについては，1次元地盤応答解析モデルにおいて，周辺の岩盤（第2速度層）相当としている。

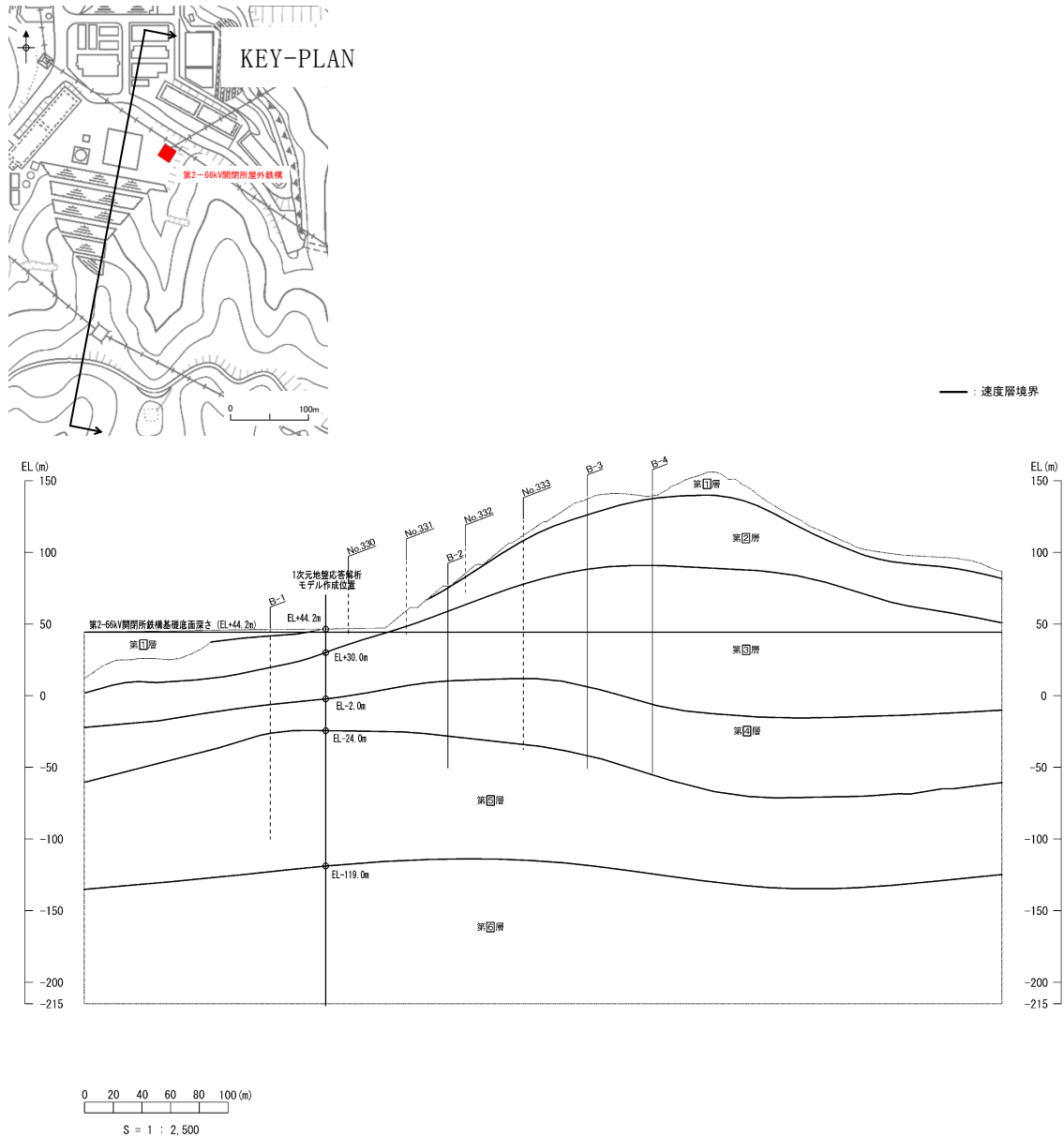


図 1.3.10-8 地盤の地震応答解析モデル作成位置

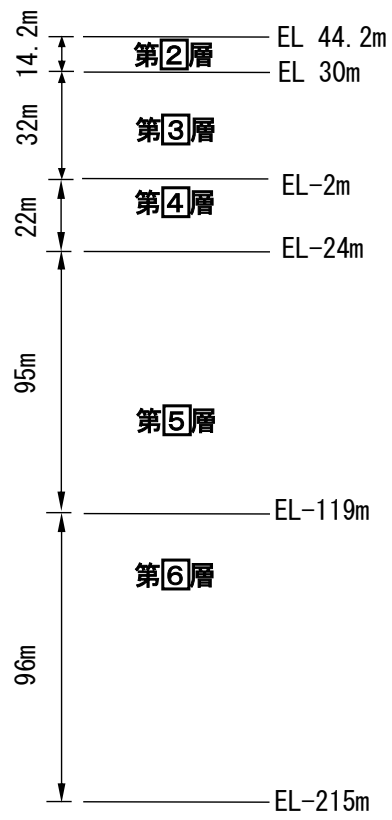


図 1.3.10-9 1次元地震応答解析モデル

【解析ケース】

第2-66kV開閉所屋外鉄構の地震応答解析における解析ケースについては、基準地震動 $S_s - D$ 、 $S_s - N1$ 、 $S_s - N2$ 、 $S_s - F1$ 及び $S_s - F2$ とする。

【解析用物性値】

地盤の解析用物性値については、220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔と同様に、「1.1.10 (3) b. (b) イ. 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔」に記載の解析用物性値を用いる。

なお、第2-66kV開閉所屋外鉄構における Rayleigh 減衰の係数 α 、 β は220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔と同様の設定方法により表 1.3.10-1 のとおり設定する。

表 1.3.10-1 係数 α 、 β の設定結果

評価対象断面	α	β
第2-66kV開閉所屋外鉄構	0.561	1.320×10^{-3}

【地盤応答算定結果】

第2-66kV開閉所屋外鉄構における地震応答解析結果は別紙-1「加速度応答スペクトル」に掲載のとおり。

【地盤応答算定結果の妥当性確認】

第2-66kV開閉所屋外鉄構の地盤応答については、上述のとおり1次元地盤応答解析により算定しているが、鉄構基礎直下のMMRが旧地形の谷部に施工されていること、及び周囲に埋戻土が分布していることから、2次元動的FEM解析により、1次元地盤応答解析による地盤応答が保守的になっていることを確認する。

[評価方法]

2次元動的FEM解析による確認は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、図1.3.10-10に示すとおり当該鉄構設置位置の地下水位はEL約20mであり、当該鉄塔の基礎下端(EL約30m)より低いことから、解析コード「TDA P III ver. 3.04」により実施し、埋戻土のひずみ依存特性は修正R-0モデルを用いる。

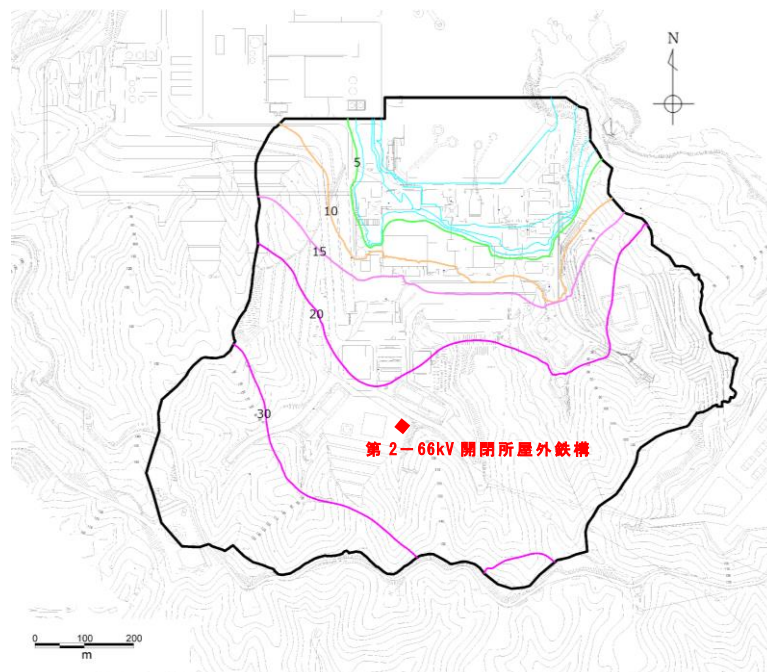


図 1.3.10-10 敷地の地下水位分布(1, 2号機エリア)と第2-66kV開閉所屋外鉄構の位置関係

[評価対象断面の設定]

第2-66kV開閉所屋外鉄構は図1.3.10-11の旧地形の等高線図に示すとおり、旧地形の谷部に設置されている。地盤応答算定の観点から、旧地形の谷地形の影響により地盤応答が大きくなると考えられること及びMMR-岩盤境界のすべり安定性の観点からも保守的に考えられる旧地形の最急勾配方向に評価対象断面を設定する。

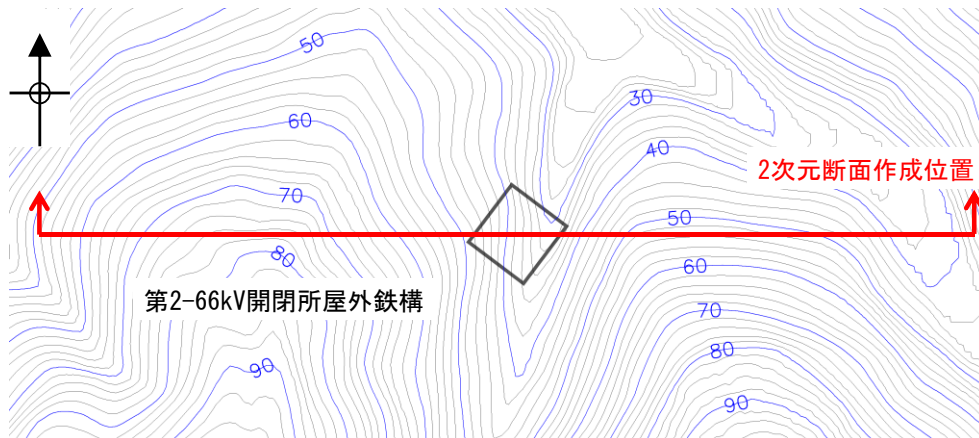


図1.3.10-11 旧地形における第2-66kV開閉所屋外鉄構位置

[解析モデルの作成]

図1.3.10-12に地質断面図、図1.3.10-13に解析モデルを示す。解析領域は、J E A G 4 6 0 1-1987に基づき、構造物の幅Dに対して解析モデル幅を片側2.5D以上、高さを2D以上に設定した。鉛直方向は、対象構造物の深さや速度層の形状なども考慮してEL-100mまでとした。

なお、EL-215mからEL-100mまでの地震動の引上げに使用した解析モデルは、鉄構中心位置における各速度層厚をもとに設定している。

また、表層の埋戻土（掘削ズリ）は非線形材料とした。解析モデルの側方及び底面には、エネルギーの逸散効果を評価するため、粘性境界を設けており、MMR側方の岩盤及び埋戻土との境界には図1.3.10-14のとおりジョイント要素を設定した。また、MMR直上の基礎コンクリートはモデル化せず、側方境界の節点を基礎コンクリート下のMMRの節点とMPCで拘束することとした。

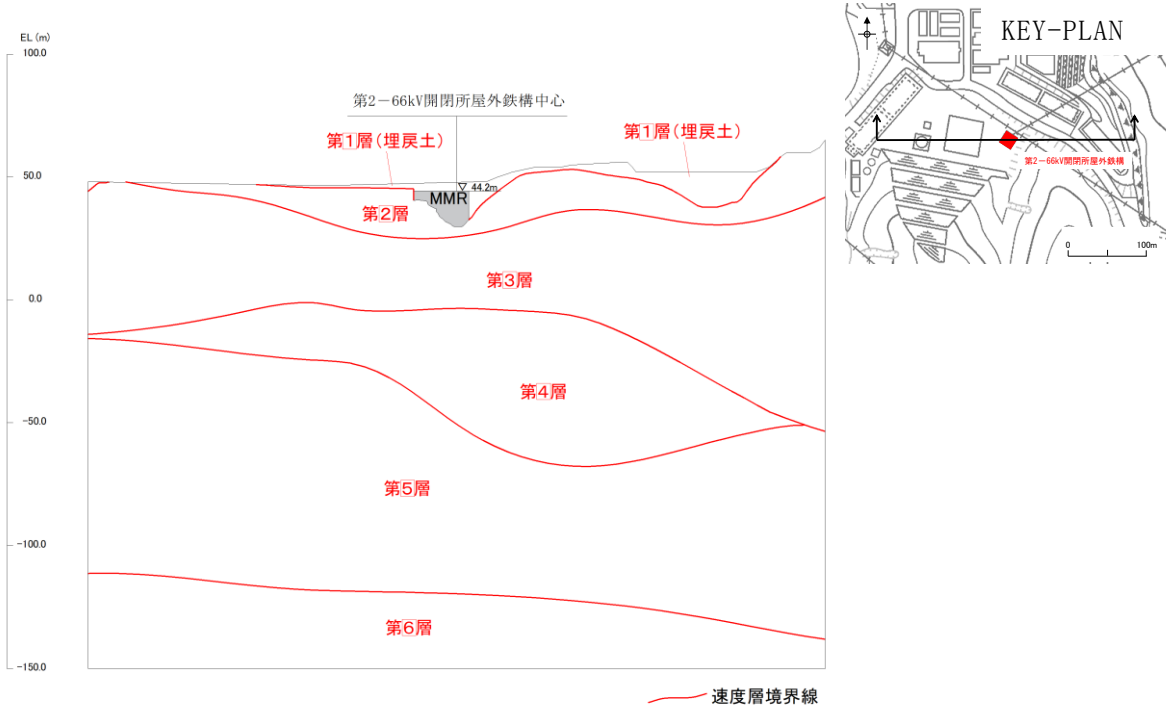


図1.3.10-12 地質断面図(第2-66kV開閉所屋外鉄構)

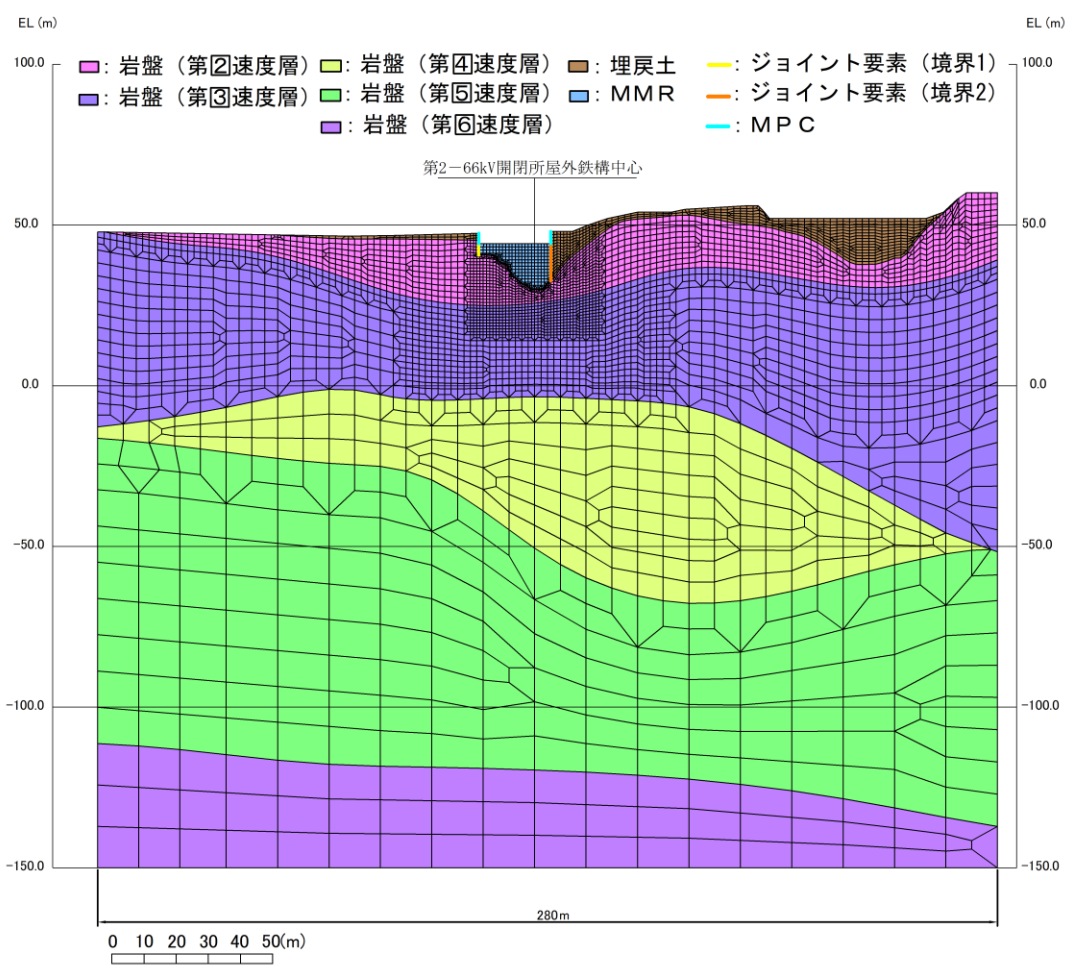
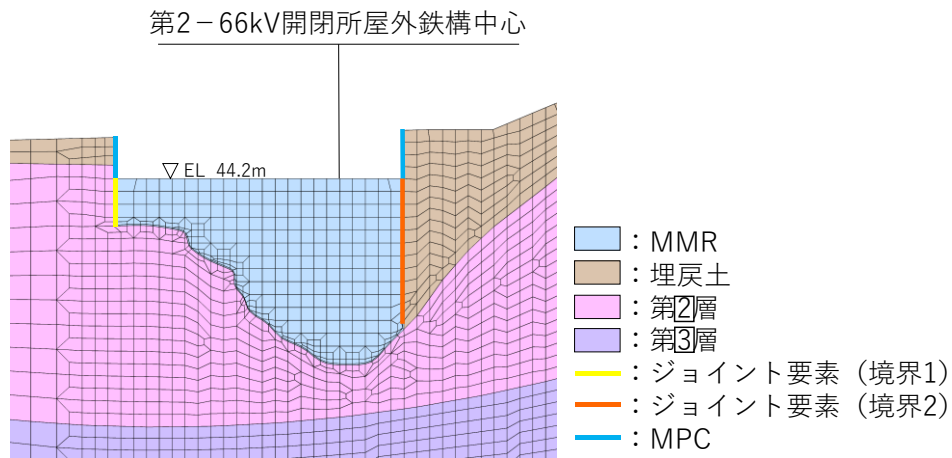


図1.3.10-13 地盤の地震応答解析モデル図(第2-66kV開閉所屋外鉄構)



項目		粘着力 c (N/mm^2)	内部摩擦角 ϕ ($^{\circ}$)
鉛直方向	境界 1	0.28	45
	境界 2	0.22	22

図 1.3.10-14 ジョイント要素の配置 (第2-66kV開閉所屋外鉄構)

[解析ケース]

第2-66kV開閉所屋外鉄構の2次元動的FEM解析における解析ケースについては、基準地震動 S_s 全波のうち、鉄塔の水平方向一次固有周期で卓越している基準地震動 S_s-N1 とする。

[解析用物性値]

地盤の解析用物性値については、220kV第二島根原子力幹線No.1鉄塔と同様に、「1.1.10(3) b. (b) イ. 220kV第二島根原子力幹線No.1鉄塔」に記載の解析用物性値を用いる。

また、鉄構基礎直下のMMRの解析用物性値については表1.3.10-2のとおりとする。

表 1.3.10-2 第2-66kV開閉所屋外鉄構におけるMMRの解析用物性値

設計基準強度 $f'_{ck}=18.0\text{N/mm}^2$			解析用物性値
物理特性	密度	ρ_s (g/cm ³)	2.35
変形特性	静弾性係数	E (N/mm ²)	22000
	静ポアソン比	ν_s	0.20
減衰特性	減衰定数	h	0.05

[地震応答比較結果]

図 1.3.10-15 に一次元地震応答解析による地震応答スペクトルの比較を示す。

図 1.3.10-15 のとおり，一次元地震応答解析による応答が 2 次元動的 FEM 解析による応答を固有周期において包絡しており，鉄塔及び鉄塔基礎の耐震評価に用いる入力地震動は妥当であることを確認した。

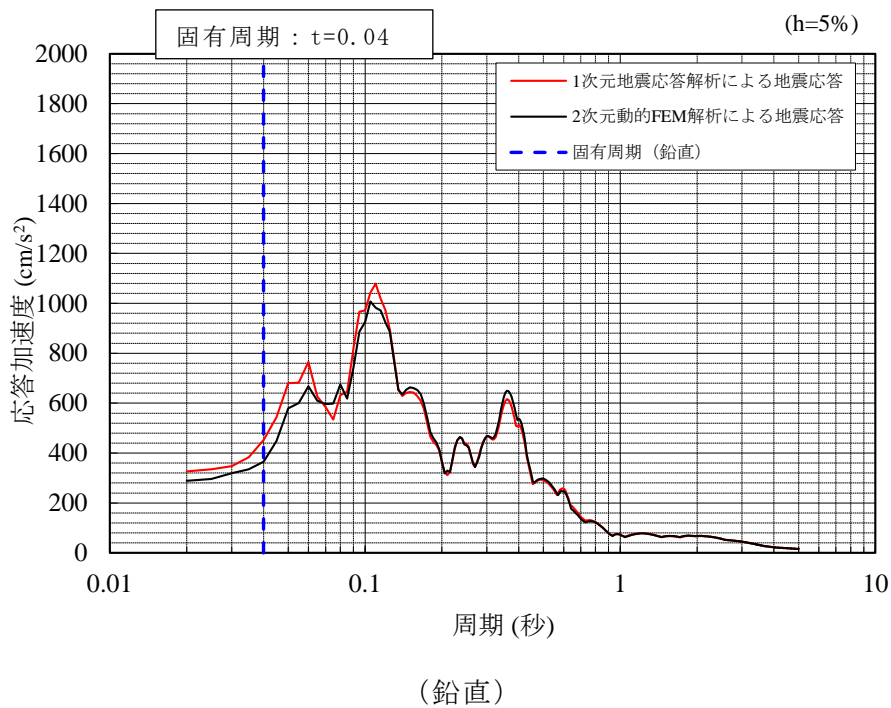
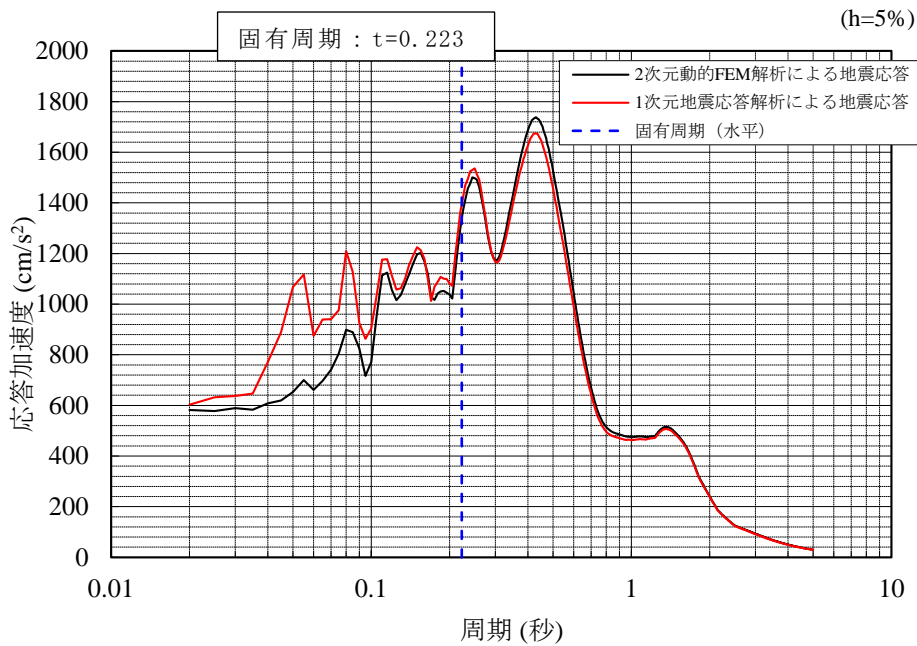


図 1.3.10-15 応答スペクトル比較結果

【基礎に作用する地震時土圧の妥当性確認】

鉄構基礎周辺には埋戻土が分布しているが、基礎の耐震評価における地震時土圧は、埋戻土をモデル化していない1次元地震応答解析により設定していることから、埋戻土をモデル化した地震応答解析を実施し、埋戻土を考慮しても1次元地震応答解析により設定した地震時土圧が保守的となっていることを確認する。地震応答加速度の比較においては、地震時土圧算定において支配的となる水平方向の地震応答加速度を比較する。図 1.3.10-16 に地震応答加速度抽出位置を示す。

地震時土圧の算定に用いた地震応答加速度について、1次元地震応答解析と、前述の「地盤応答算定結果の妥当性確認」の2次元動的FEM解析とを比較した結果、表 1.3.10-3 のとおり1次元地震応答解析の地震応答加速度の方が大きいことから、設定した地震時土圧が保守的となっていることを確認した。

表 1.3.10-3 地震応答加速度の比較結果

1次元地震応答解析の地震応答加速度 (cm/s^2)	2次元動的FEM解析による地震応答加速度 (cm/s^2)
987	-574 (節点番号 1276) -622 (節点番号 2403)

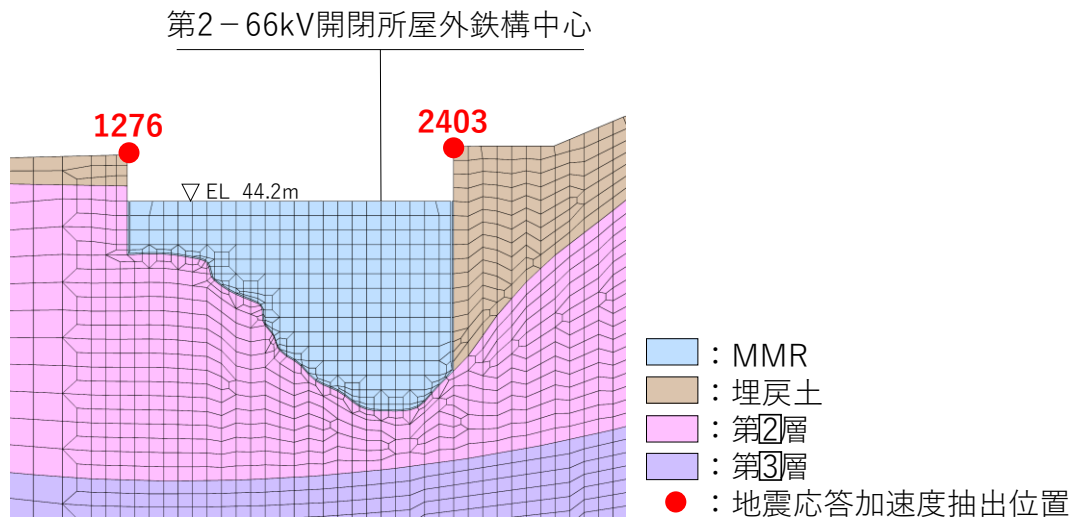


図 1.3.10-16 応答加速度抽出位置

【MMR－岩盤境界のすべり安定性評価】

鉄構基礎直下のMMRが旧地形の谷部の傾斜範囲に施工されていることから、MMR－岩盤境界のすべり安定性を確認する。

すべり安定性評価では、「地盤応答算定結果の妥当性確認」で作成した解析モデルを用い、鉄構本体及び機器類の重量を考慮した2次元動的FEM解析により、すべり安定性評価を実施する。鉄構本体及び機器類の重量を表1.3.10-4に示す。解析に用いる入力地震動については、当該鉄構の水平方向一次固有周期で卓越している $S_s - N1$ とする。

評価対象断面は、岩盤線の最急勾配方向に設定されているが、すべり安定性の観点から保守的となるよう図1.3.10-17のとおり、MMR側方の切り上がりを考慮しないこととする。

表 1.3.10-4 鉄構本体及び通信機器類の重量

対象機器	耐震評価で使用した重量 (kg)
屋外鉄構本体	95397
変圧器	51000
GIS	25300
合計	171697

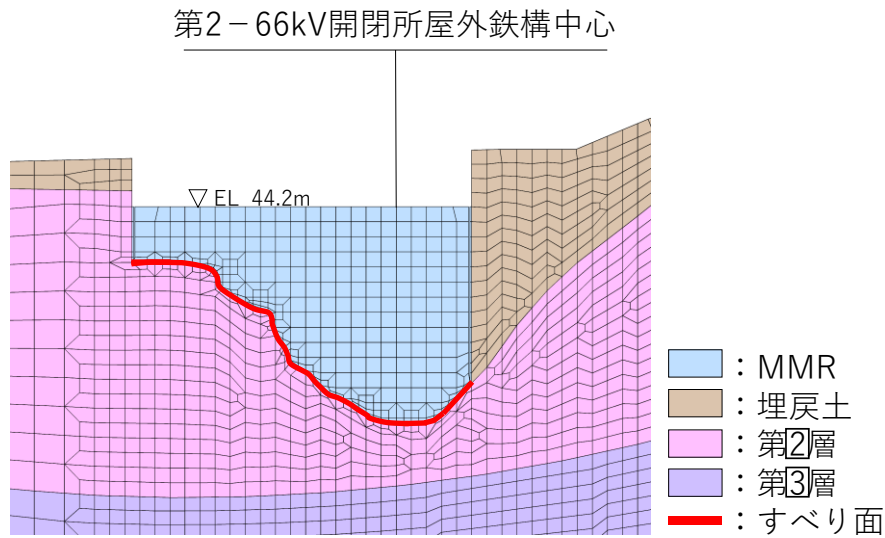


図 1.3.10-17 第2-66kV開閉所屋外鉄構におけるMMR-岩盤境界の
すべり面の設定

上記によりすべり安全率を算定した結果、表 1.3.10-5 のとおり、すべりに対して十分な裕度を有していることを確認した。

表 1.3.10-5 第2-66kV開閉所屋外鉄構におけるMMR-岩盤境界のすべり安全率

	すべり面形状	基準*1 地震動	すべり安全率*2
1	<p style="text-align: center;">— : すべり面</p>	S _s -N1 (+,+)	1.93 [7.55]

注記*1: 基準地震動 (+,+) は反転なし, (-,+) は水平反転, (+,-) は鉛直反転, (-,-) は水平反転かつ鉛直反転を示す。

*2: [] は、発生時刻 (秒) を示す。

c. 基礎の耐震評価

(a) 概要

第2-66kV開閉所屋外鉄構基礎の安定性評価（支持・滑動・転倒）は、震度法により行う。

また、耐震評価は、基礎床版を3次元シェルモデルによりモデル化した震度法による3次元FEM解析（NX NASTRAN Ver.8.5mp1）により行う。

ここで、基礎の設計震度は「b. 評価方法（a）入力地震動の作成」で求めた入力地震動の最大加速度より設定する。

図1.3.10-18に第2-66kV開閉所屋外鉄構基礎構造図を示す。

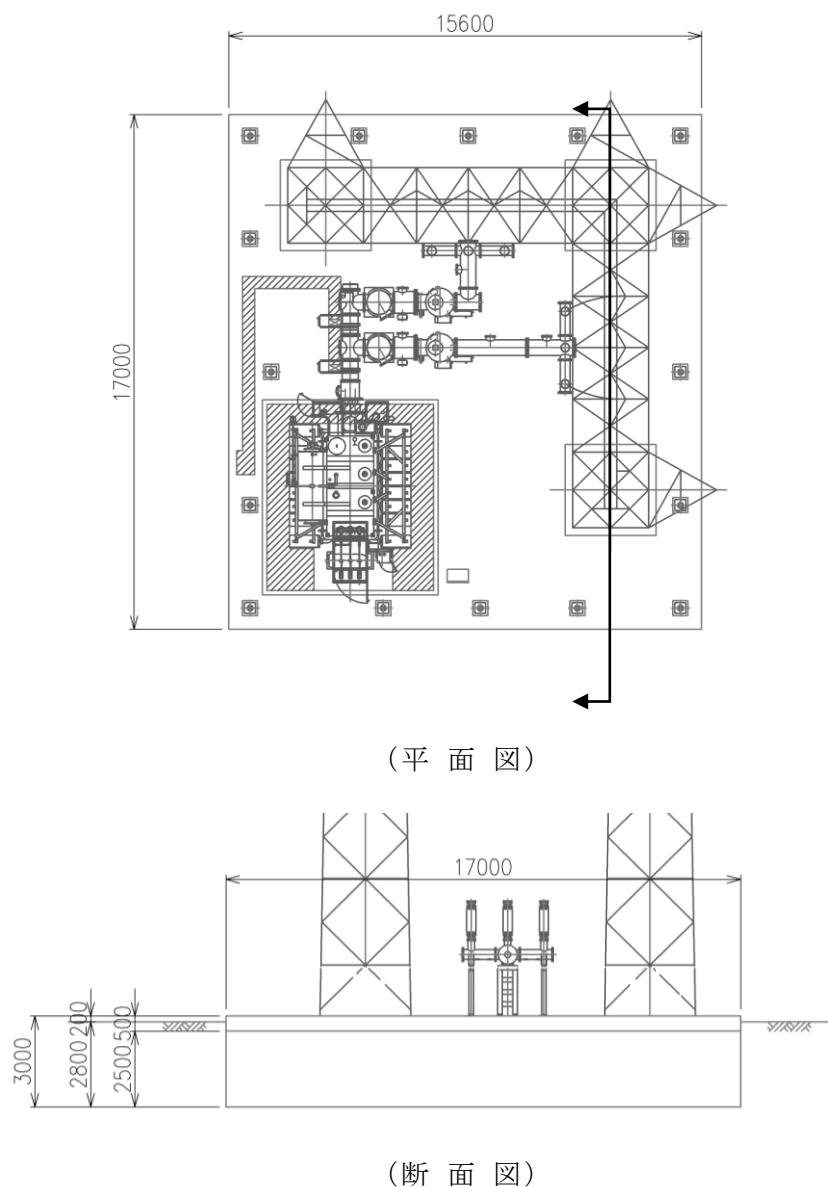


図 1.3.10-18 第2-66kV開閉所屋外鉄構基礎構造図

(b) 検討・解析条件

イ. 安定性評価

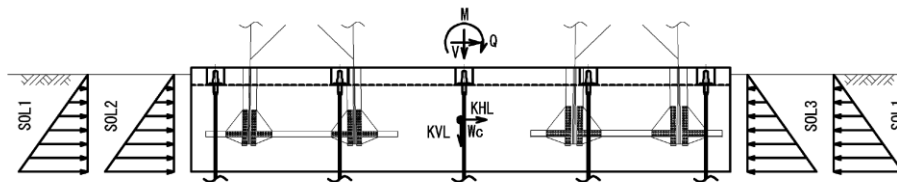
(イ) 構造物のモデル化

基礎構造物は、基礎床版を剛体とみなして検討する。荷重は、構造物の自重を考慮し、入力地震動による慣性力(全時刻最大値)を考慮する。また、屋外鉄構からの基礎荷重を別途考慮する。

(ロ) 地盤のモデル化

基礎床版周辺の地盤による荷重を考慮する。荷重は、入力地震動による地震時土圧(水平・鉛直とも：全時刻最大値)を考慮する。

図 1.3.10-19 に荷重モデル図(安定性評価)を示す。



(記号の説明)

- | | |
|-------------------------|-----------------------------|
| V : 鉄構からの鉛直荷重 (kN) | KHL : 水平地震時慣性力 (kN) |
| M : 鉄構からの転倒モーメント (kN・m) | SOL1 : 鉛直震度による静止土圧増分 (kN/m) |
| Q : 鉄構からの水平荷重 (kN) | SOL2 : 地震時主働土圧 (kN/m) |
| Wc : 基礎部自重 (kN) | SOL3 : 地震時水平抵抗反力 (kN/m) |
| KVL : 鉛直地震時慣性力 (kN) | |

図 1.3.10-19 荷重モデル図(安定性評価)

ロ. 耐震評価

(イ) 構造物のモデル化

- ・基礎床版は、線形シェル要素とする。
- ・基礎スラブ構成節点には水平2成分及び鉛直の計3成分の地盤ばねを設定する。地盤ばねは、振動アドミタンス理論で算定したばねを節点ばねに置き換えてモデル化する。
- ・水平地盤ばねは、振動アドミタンス理論により算定した水平ばね値を基礎の面積で割ることで求める。
- ・鉛直地盤ばねは、一般的には、地震応答解析における鉛直ばねを基礎の面積で割ることで求めるが、水平力によるロッキングに伴う鉛直荷重が卓越している本検討では、地震応答解析における回転ばねを断面2次モーメントで割ることにより求める。また、鉛直地盤ばねは No-tension ばねとし、地震力作用時に浮き上がる箇所について引張力が作用しないようにする。

(ロ) 地盤のモデル化

地盤ばねは、近似法を用いて算定する。

地盤ばねの算定には、各基礎底面以深の地盤を水平成層と仮定し、田治見の成層補正 (J E A G 4 6 0 1) により等価な半無限地盤に置換した地盤定数を用いる。

地盤ばねの剛性 (K) は、3次元波動論に基づく動的複素剛性 (円振動数 ω に依存した複素数の動的抵抗係数: $K=K_R+i \cdot K_I$) により、円振動数 $\omega=0$ の値、すなわち静的理論解とする。したがって、地盤ばねの剛性は円振動数 ω に依存せず一定値となる。

なお、基礎側面の埋戻土による抵抗ばねは、基礎に発生する軸力の圧縮成分を増大させ、危険側の検討となることから考慮しない。

成層補正に用いる地盤モデルを表 1.3.10-6 に、成層補正の結果を表 1.3.10-7 に示す。等価せん断波速度を用いた振動アドミッタンス理論による地盤ばねの算定結果を表 1.3.10-8 に示す。

図 1.3.10-20 に振動アドミッタンス理論による地盤ばねを示す。

また、図 1.3.10-21 及び図 1.3.10-22 に荷重モデル図 (耐震評価) を示し、図 1.3.10-23 にモデル軸線位置と基礎重心位置の関係図を示し、図 1.3.10-24 に第 2-66kV 開閉所屋外鉄構基礎埋込ベース平面図を示し、図 1.3.10-25 に第 2-66kV 開閉所屋外鉄構基礎 NASTRAN メッシュ図を示す。

表 1.3.10-6 成層補正用地盤モデル

標高 (EL m) 速度層区分	S 波速度 V_s (m/s)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	動ポアソン比 ν_d
+44.2			
第Ⅱ速度層 +30.0	900	23.0	0.388
第Ⅲ速度層 -2.0	1,600	24.5	0.377
第Ⅳ速度層 -24.0	1,950	24.5	0.344
第Ⅴ速度層 -119.0	2,000	26.0	0.339
第Ⅵ速度層 -215.0	2,350	27.9	0.355

注：各速度層の区分は、SHAKE の速度層区分を用いる。

表 1.3.10-7 成層補正結果

方向	等価せん断波速度 V_s (m/s)	等価せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d
水平	983	2.268×10^3	0.388
回転	948	2.108×10^3	
鉛直	1136	3.028×10^3	

注：田治見の成層補正法により算出

表 1.3.10-8 地盤ばね算定結果

方向	地盤ばね定数 水平，鉛直：kN/m 回転：kN·m/rad	
	NS 断面	EW 断面
水平	9.565×10^7	9.478×10^7
回転	6.127×10^9	6.924×10^9
鉛直	1.675×10^8	

注：振動アドミタンス理論により算出

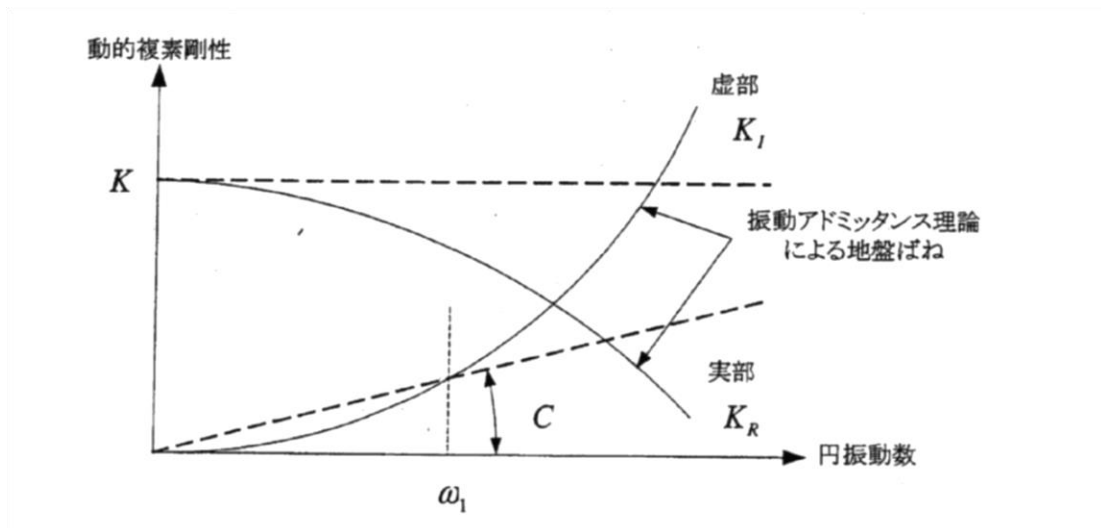
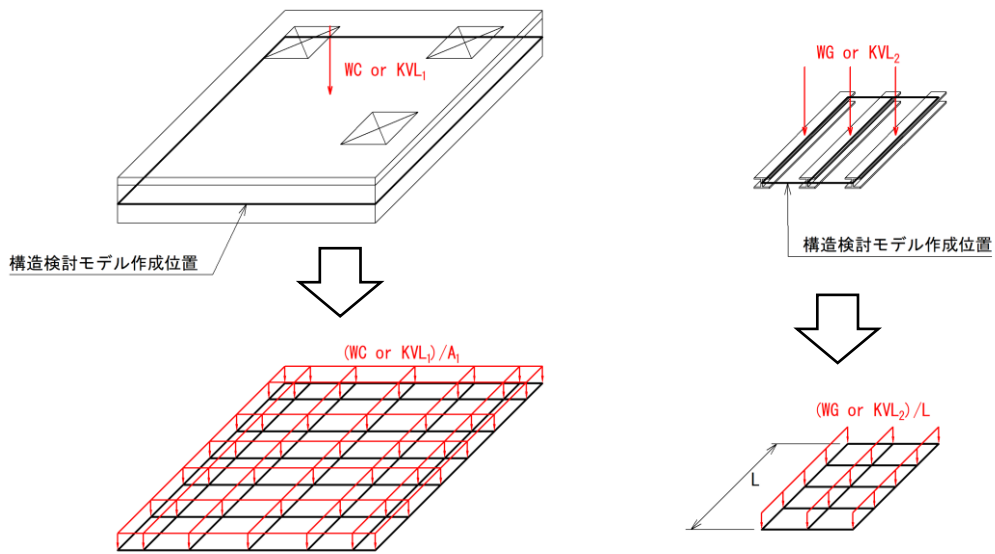
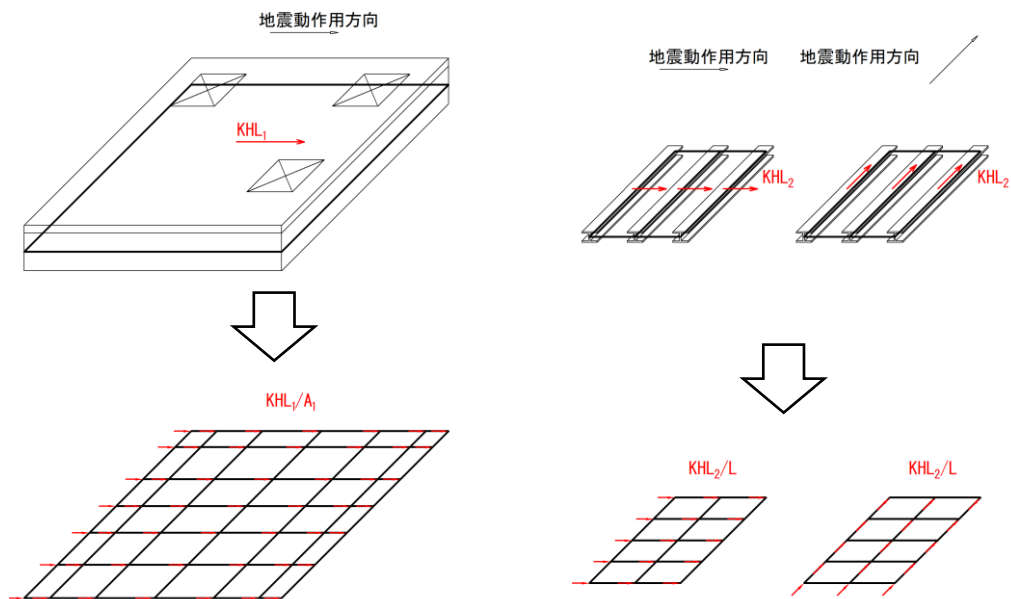


図 1.3.10-20 振動アドミタンス理論による地盤ばね

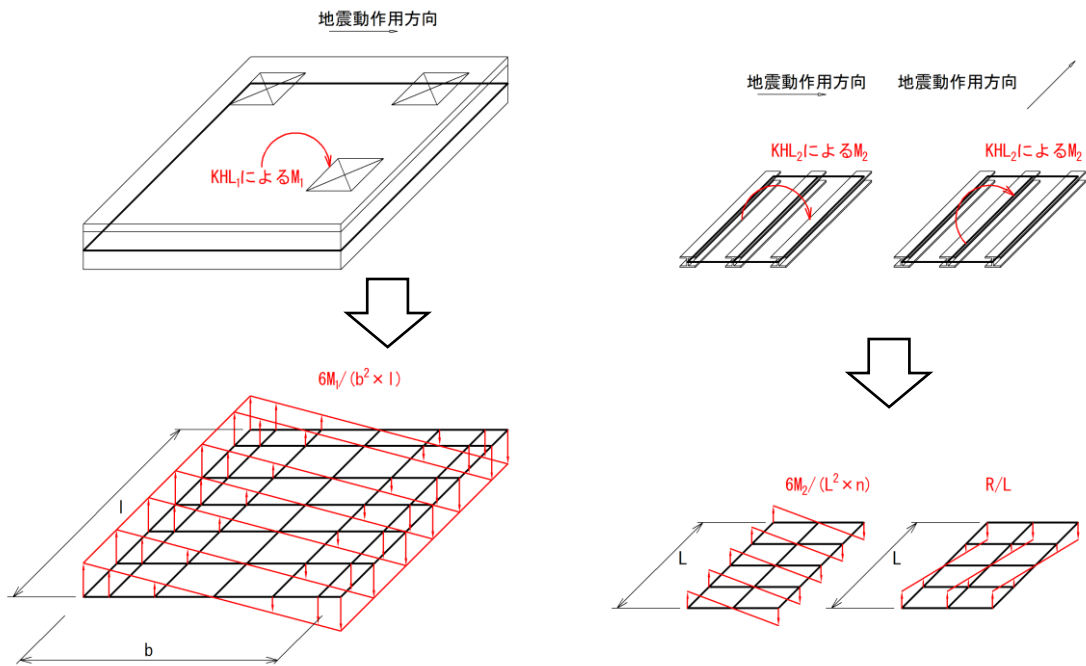


注：安定性評価における集中荷重を基礎底面積 A_1 または埋込ベース長 L により除すことで等分布荷重として作用させる。
 (床版部に作用する鉛直荷重) (変電設備埋込ベースに作用する鉛直荷重)



注：安定性評価における集中荷重を基礎底面積 A_1 または埋込ベース長 L により除すことで等分布荷重として作用させる。
 (床版部水平慣性力) (変電設備水平慣性力)

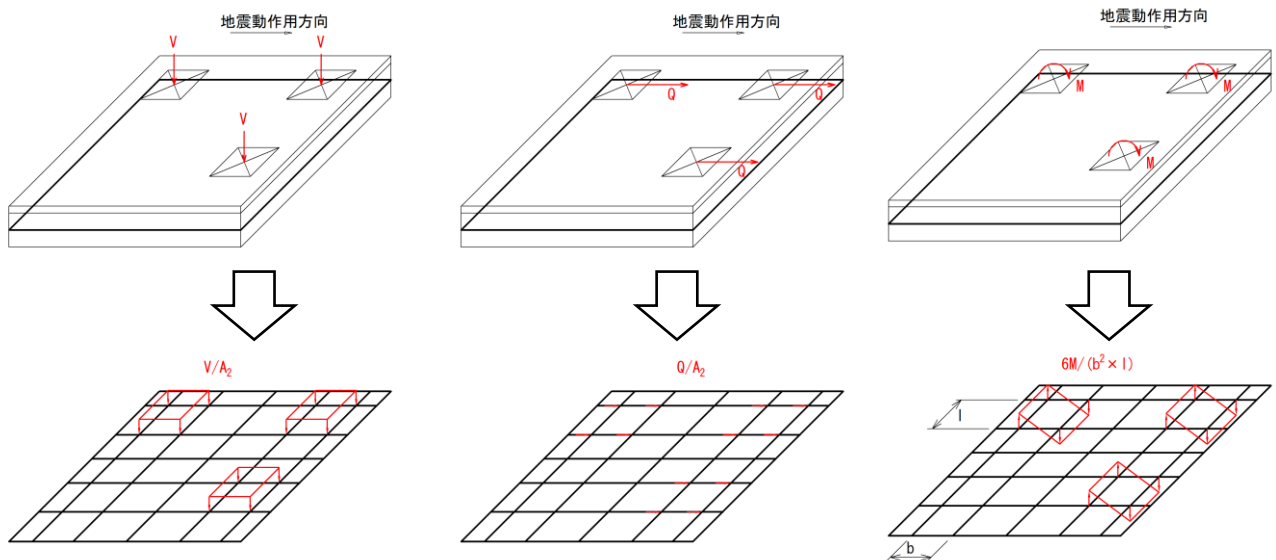
図 1.3.10-21 荷重モデル図 (耐震評価)



注：安定性評価におけるモーメント荷重を基礎幅 b 及び基礎幅 l または埋込ベース長 L 及び個数 n により除すことで等価な等分布荷重として作用させる。

(床版部水平慣性力によるモーメント)

(変電設備水平慣性力によるモーメント)



注：安定性評価における荷重を鉛直荷重及び水平荷重は鉄構主脚材の面積 ($3.0\text{m} \times 3.0\text{m}$) により等分布荷重として作用させる。モーメント荷重は基礎幅 b 及び基礎幅 l により除すことで等価な等分布荷重として作用させる。

(鉄構からの鉛直力)

(鉄構からの水平力)

(鉄構からのモーメント)

図 1.3.10-22 荷重モデル図 (耐震評価)

注：「埋込ベース部拡大」は、埋込ベース部の荷重入力方法の説明のため、一部を拡大して抜粋。

「埋込ベース」は、変電設備（GIS 及び変圧器）設置のため、基礎床版天端位置に H 型鋼が配置されている。

基礎床版は、厚さ 2.5m の 1 次コンクリートと厚さ 0.5m の 2 次コンクリート（埋込ベース設置部分）の 2 層にて構成されている。耐震評価において、基礎床版自重は厚さ 3.0m 分を考慮し、慣性力の作用位置は厚さ 3.0m とした場合の重心位置とするが、モデル軸線は 1 次コンクリート（厚さ 2.5m）の重心位置としているため、重心位置に高さ方向のずれが生じる。よって、「（床版部水平慣性力によるモーメント）」は、このずれを補正するために作用させるものである（図 1.3.10-23 参照）。

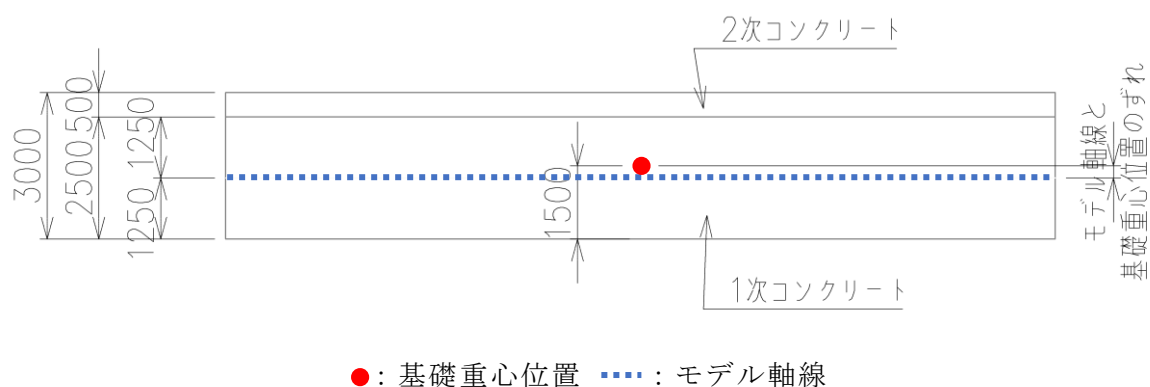


図 1.3.10-23 モデル軸線位置と基礎重心位置の関係図

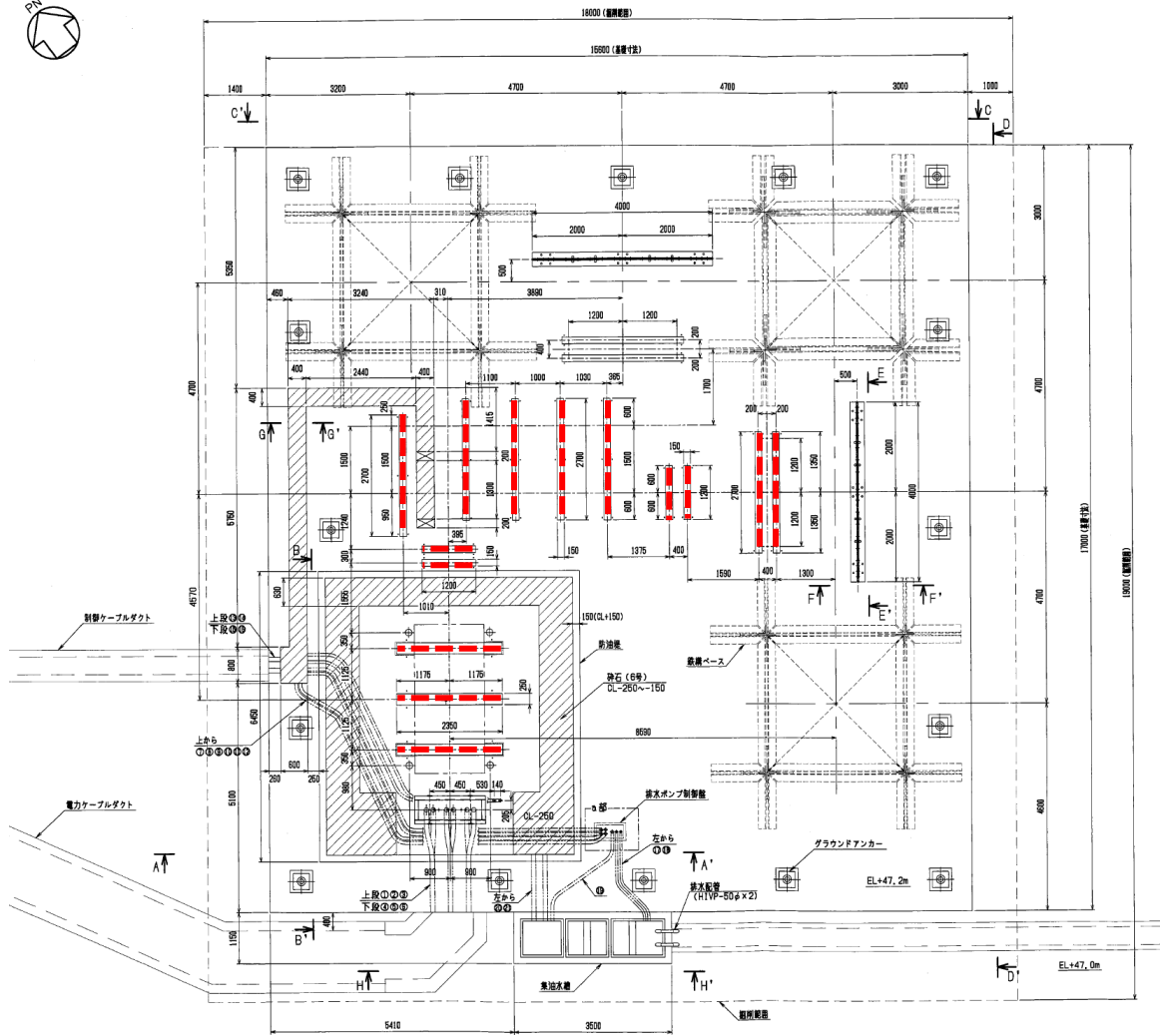
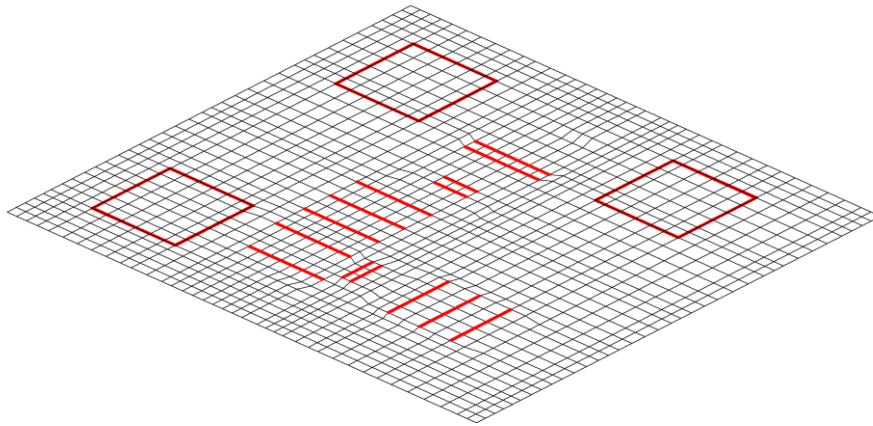


図 1.3.10-24 第 2-66kV 開閉所屋外鉄構基礎埋込ベース平面図



— : 埋込ベースおよび鉄構位置

注：基礎厚さはシェル要素に与える。

各節点位置にばね要素（表 1.3.10-8 参照）を設定する。

図 1.3.10-25 第 2-66kV 開閉所屋外鉄構基礎 NASTRAN メッシュ図

(c) 荷重条件

基礎の耐震評価は，風荷重時及び地震時の屋外鉄構基礎部並びに変電設備埋込ベースにおける反力を用いて実施する。

- ・ 風荷重：30 m/s
- ・ 地震動：S s - D, S s - N 1

(d) 評価項目

部材照査項目は，表 1.3.10-9 のとおりとし，短期許容値にて評価する。

表 1.3.10-9 照査項目

構造物	項目	備考
鉄筋コンクリート	地盤支持力，転倒，滑動，曲げ，せん断	短期許容値

(e) 使用材料及び材料定数

第 2-66kV 開閉所屋外鉄構基礎の耐震評価に用いる材料定数は、設計図書及び文献等を基に設定する。構造物の使用材料を表 1.3.10-10 に、材料物性値を表 1.3.10-11 に示す。VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づく地盤物性値を表 1.3.10-12 に、根拠となる地質断面図（岩級）を図 1.3.10-26 に示す。

表 1.3.10-10 構造物の使用材料

材 料		諸 元
基礎体（基礎床版）	コンクリート	設計基準強度 24N/mm ²

表 1.3.10-11 材料物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	設計基準強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
鉄筋コンクリート	24.0	24	2.27×10 ⁴

表 1.3.10-12(1/2) 地盤物性値

地盤材料	せん断強度 τ (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	摘要
埋戻土	0.22	22	20.7	基礎底面より上方
岩盤 (C _L 級, 凝灰岩)	0.28	28	22.8	基礎底面より下方

表 1.3.10-12(2/2) 地盤物性値（極限支持力度）

地盤材料	極限支持力度 (N/mm ²)
岩盤 (C _L 級, 凝灰岩)	3.9

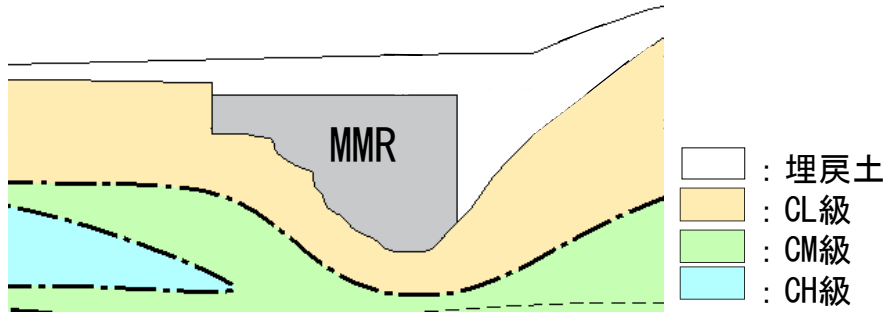


図 1.3.10-26 第2-66kV開閉所屋外鉄構周辺の地質断面図（岩級）

(f) 作用荷重

表 1.3.10-13 に考慮する荷重を示す。荷重は，常時荷重，風荷重及び基準地震動 S_s による地震時荷重とする。地震時荷重については，鉄構本体から作用する荷重と地盤から作用する荷重を考慮する。

地震時荷重の算定に用いる設計震度は，鉄塔本体の耐震性評価に用いた入力波形（図 1.3.6-2，図 1.3.6-3）の最大加速度より設定する。設定した設計震度を表 1.3.10-14 に示す。

図 1.3.10-27 に荷重モデル図（安定性評価）を示す。

ここで，基礎の安定性評価に用いる荷重へは「（安）」を，耐震評価に用いる荷重へは「（構）」を各荷重項目へ記載し識別する。

表 1.3.10-13 考慮する荷重

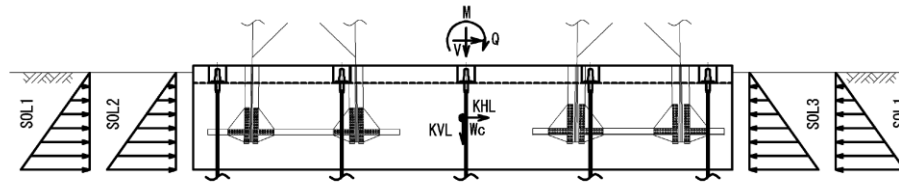
種類	荷重	備考
常時荷重	<ul style="list-style-type: none"> ・鉄構自重* ・変電設備（GIS，変圧器）自重 ・基礎部自重 	—
風荷重	<ul style="list-style-type: none"> ・風荷重* 	・風速 30m/s の風荷重を考慮
地震時荷重	<ul style="list-style-type: none"> ・鉄構本体からの作用荷重（圧縮力，引揚力，水平力） ・地盤からの作用荷重（地震時土圧） ・変電設備（GIS，変圧器）慣性力 ・鉄構基礎本体の慣性力 	—

注記*：鉄構本体から作用する荷重（鉄塔基礎応力）に含む。

表 1.3.10-14 設計震度

地震動	最大加速度（Gal）		設計震度	
	水平	鉛直	水平	鉛直
$S_s - D$	987	612	1.01	0.63
$S_s - N1$	-603	-327	0.62	0.34

注：（設計震度）＝（最大加速度）／980.665



(記号の説明)

- | | |
|-----------------------------|-----------------------------|
| V : 鉄構からの鉛直荷重 (kN) | KHL : 水平地震時慣性力 (kN) |
| M : 鉄構からの転倒モーメント (kN・m) | SOL1 : 鉛直震度による静止土圧増分 (kN/m) |
| Q : 鉄構からの水平荷重 (kN) | SOL2 : 地震時主働土圧 (kN/m) |
| W _c : 基礎部自重 (kN) | SOL3 : 地震時水平抵抗反力 (kN/m) |
| KVL : 鉛直地震時慣性力 (kN) | |

図 1.3.10-27 荷重モデル図 (安定性評価)

イ. 常時荷重

(イ) 基礎部自重 (W_c) (安)・(構)

基礎部自重は、次式により算定する。

$$W_c = V_c \times \gamma_c = 19094.4 \text{ (kN)}$$

ここで、

V_c : 基礎体の体積 (=15.6×17.0×3.0m³, 図 1.3.10-18 参照)

γ_c : 鉄筋コンクリートの単位体積重量 (kN/m³, 表 1.3.10-11 参照)

(ロ) 変電設備自重 (W_G) (安)・(構)

変電設備 (GIS, 変圧器) の自重 (表 1.3.10-4) を考慮する。

なお、変電設備自重は、安定性評価においては各重心位置に作用させ、耐震評価においては、各埋込ベース (図 1.3.10-24 参照) に作用させる。

ロ. 地震時荷重

(イ) 鉛直地震時慣性力 (KVL) (安)・(構)

鉛直地震時慣性力は、次式により算定する。

$$KVL_c = k_v \times W_c$$

$$KVL_G = k_v \times W_G$$

ここで、

KVL_c : 基礎部自重による鉛直地震時慣性力 (kN)

KVL_G : 変電設備自重による鉛直地震時慣性力 (kN)

k_v : 設計鉛直震度 (表 1.3.10-14 参照)

W_G : 変電設備自重 (kN, 表 1.3.10-4 参照)

なお、変電設備の鉛直地震時慣性力は、安定性評価においては各重心位置に作用させ、耐震評価においては各埋込ベース（図 1.3.10-24 参照）に作用させる。

(ロ) 水平地震時慣性力 (KHL) (安)・(構)

水平地震時慣性力は、次式により算定する。

$$KHL_c = k_H \times W_c$$

$$KHL_G = k_H \times W_G$$

ここで、

KHL_c : 基礎部自重による水平地震時慣性力 (kN)

KHL_G : 変電設備自重による水平地震時慣性力 (kN)

k_H : 設計水平震度 (表 1.3.10-14 参照)

W_G : 変電設備自重 (kN, 表 1.3.10-4 参照)

また、水平地震時慣性力による転倒モーメントを、次式により算定する。

$$M_{KHLc} = KHL_c \times h_i$$

$$M_{KHLG} = KHL_G \times h_i$$

ここで、

h_i : 水平地震時慣性力の作用点から転倒モーメント算出位置までの高さ (m)

図 1.3.10-28 に h_i の設定方法を示す。

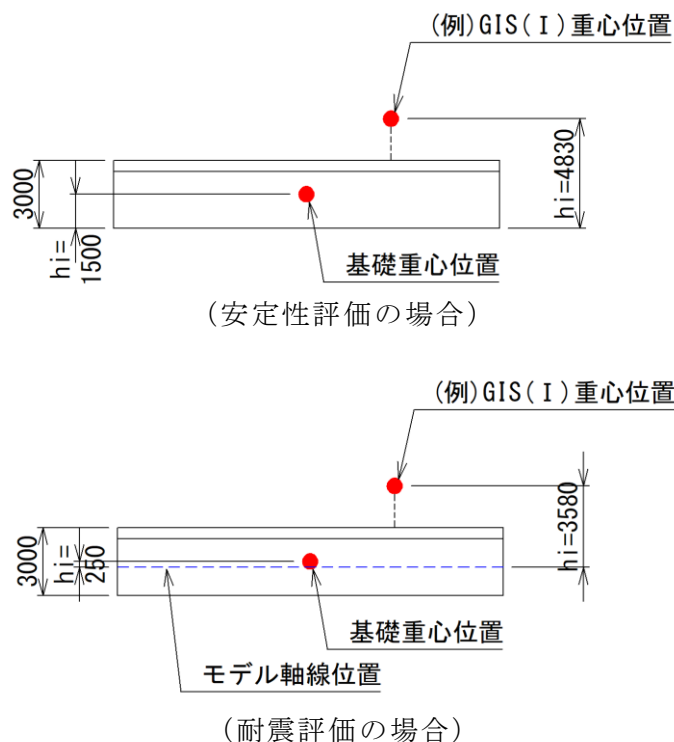


図 1.3.10-28 h_i の設定方法

なお、変電設備の水平地震時慣性力は、安定性評価においては各重心位置に作用させ、耐震評価においては、各埋込ベースに作用させる。また、変電設備（GIS）重量が全体重量に対して非常に軽い（1%程度）ことから共振による設計水平震度の増幅は考慮しない。変電設備（変圧器）は、固有周期が0.05秒以下の剛構造であることから設計水平震度の増幅は考慮しない。

(ハ) 鉛直震度による静止土圧増分（SOL1）（安）

基礎体周辺地盤が埋戻し土で埋め戻されていることから、鉛直震度による静止土圧増分を水平方向の台形分布として、基礎床版側面に作用させる。なお、鉛直震度による静止土圧増分は、安全側に鉛直地震動が下向きのケースのみ考慮する。

$$SOL1 = (q_{h1}' + q_{h2}') \times (h_2 - h_1) / 2 \times L \text{ (kN)}$$

$$q_{h1}' = k_0 \times k_v \times \gamma_e \times h_1$$

$$q_{h2}' = k_0 \times k_v \times \gamma_e \times h_2$$

ここで、

q_{h1}' : 基礎床版上面深度に作用する静止土圧力度の増分 (kN/m²)

q_{h2}' : 基礎床版下面深度に作用する静止土圧力度の増分 (kN/m²)

h_1 : 地表面から基礎床版上面までの深さ (=0.2m, 図 1.3.10-18 参照)

h_2 : 地表面から基礎床版下面までの深さ (=2.8m, 図 1.3.10-18 参照)

k_0 : 静止土圧係数 (=0.5)

L^* : 土圧作用面の幅 (m) 注記* : 検討方向に直交する基礎幅

γ_e : 基礎床版周辺の土の単位体積重量 (kN/m³, 表 1.3.10-12 参照)

図 1.3.10-29 に L の設定方法を示す。

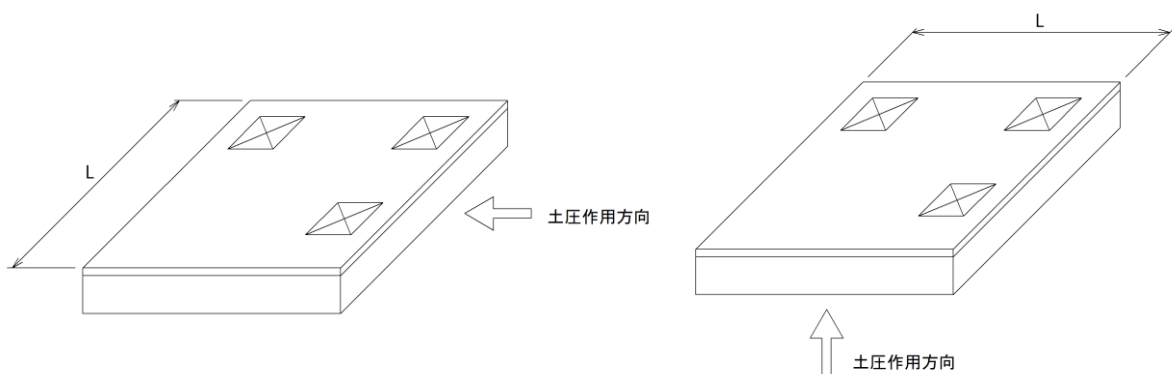


図 1.3.10-29 L の設定方法

(二) 地震時主働土圧 (SOL2) (安)

図 1.3.10-30 に示す道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 (平成 14 年 3 月, 日本道路協会) に基づき, 修正物部・岡部式に基づく地震時主働土圧で, 次式により算定する。

地震時主働土圧係数は, 図 1.3.10-30 の式 (6.2.5) に示す簡易式を用いることとし, 屋外開閉所鉄構の基礎コンクリートに埋戻土による土圧が作用すること, 及び埋戻土は砂礫等で構成されることを踏まえ, 「1) 背面が土とコンクリートの場合」の「砂及び砂れき」の式を採用する。

6.2.4 地震時土圧

(1) 地震時土圧は, 構造物の種類, 土質条件, 設計地震動のレベル, 地盤の動的挙動等を考慮して, 適切に設定するものとする。

(2) 地震時土圧は分布荷重とし, その主働状態における土圧強度は, 式 (6.2.4) により算出してよい。

$$p_{EA} = \gamma x K_{EA} + q' K_{EA} \dots\dots\dots (6.2.4)$$

ここに,

p_{EA} : 深さ x (m) における地震時主働土圧強度 (kN/m²)

K_{EA} : 地震時主働土圧係数で, 式 (6.2.5) により算出してよい。

1) 背面が土とコンクリートの場合	} (6.2.5)	式 (解 6.2.18) の簡易な近似式
砂及び砂れき $K_{EA} = 0.21 + 0.90 k_h$		
砂質土 $K_{EA} = 0.24 + 1.08 k_h$		
2) 背面が土と土の場合	}	
砂及び砂れき $K_{EA} = 0.22 + 0.81 k_h$		
砂質土 $K_{EA} = 0.26 + 0.97 k_h$		

k_h : 地震時土圧の算出に用いる設計水平震度

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)

q' : 地震時の地表載荷荷重 (kN/m²)

また, q' は地震時に確実に作用するもののみとし, 活荷重は含まないものとする。

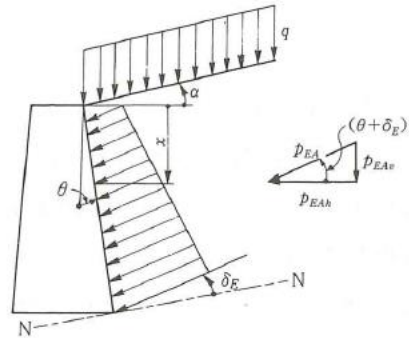


図-解 6.2.9 地震時主働土圧

修正物部・岡部法に基づく地震時主働土圧係数式

$$K_{EA1} = \frac{\cos(\theta_s - \phi_{res})(1 + \tan \theta \tan \theta_s)(1 + \tan \theta \tan \alpha)(\tan(\theta_s - \phi_{res}) + \tan \theta_0)}{\cos(\theta_s - \phi_{res} - \theta - \delta_E)(\tan \theta_s - \tan \alpha)} \dots\dots\dots (解 6.2.18)$$

ここに,

- | | |
|-----------------------------|--|
| K_{EA} : 地震時主働土圧係数 | δ_E : 壁背面と土との間の壁面摩擦角 (°) であり, 共通編表-解 2.2.5 による。 |
| ϕ : 土のせん断抵抗角 (°) | θ_0 : $\tan^{-1} k_h$ (°) |
| α : 地表面と水平面とのなす角 (°) | k_h : 地震時土圧の算出に用いる設計水平震度 |
| θ : 壁背面と鉛直面とのなす角 (°) | ϕ_{peak} : 背面土のピーク強度 |
| | ϕ_{res} : 背面土の残留強度 |

θ_s は下式で算出する。

$$\cot(\theta_s - \alpha) = -\tan(\phi_{peak} + \delta_E + \theta - \alpha) + \sec(\phi_{peak} + \delta_E + \theta - \alpha) \sqrt{\frac{\cos(\theta + \delta_E + \theta_0) \sin(\phi_{peak} + \delta_E)}{\cos(\theta - \alpha) \sin(\phi_{peak} - \alpha - \theta_0)}} \dots\dots\dots (解 6.2.17)$$

図 1.3.10-30 修正物部・岡部式による地震時主働土圧の算定方法

(道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 (平成 14 年 3 月, 日本道路協会) に加筆)

$$SOL2 = (q_{h1} + q_{h2}) \times (h_2 - h_1) / 2 \times L \quad (\text{kN})$$

$$q_{h1} = k_{EA} \times \gamma_e \times h_1$$

$$q_{h2} = k_{EA} \times \gamma_e \times h_2$$

$$k_{EA} = 0.21 + 0.90 \times k_H$$

ここで、

q_{h1} : 基礎床版上面深度に作用する地震時主働土圧力度 (kN/m²)

q_{h2} : 基礎床版下面深度に作用する地震時主働土圧力 (kN/m²)

k_{EA} : 地震時主働土圧係数

なお、簡易式の適用性を確認するため、基準地震動 $S_s - D$ において、
 図 1.3.10-30 の式 (解 6.2.18) を簡易に近似した式 (6.2.5) により
 算定した K_{EA} と、式 (解 6.2.18) により算定した K_{EA} を比較した。その
 結果、以下のとおり、 K_{EA} は同等であることから、簡易式を用いても問
 題ないことを確認した。

式 (解 6.2.18) を簡易に近似した式 (6.2.5) :

$$k_{EA} = 0.21 + 0.90 \times k_H = 0.21 + 0.90 \times 1.01 = 1.12$$

式 (解 6.2.18) :

$$\begin{aligned} K_{EA1} &= \cos(56^\circ - 22^\circ) \times (1 + \tan 0^\circ \tan 56^\circ) \times (1 + \tan 0^\circ \tan 0^\circ) \\ &\quad \times (\tan(56^\circ - 22^\circ) + \tan 45.3^\circ) / (\cos(56^\circ - 22^\circ - 0^\circ - 0^\circ)) \\ &\quad \times (\tan 56^\circ - \tan 0^\circ) = 1.14 \end{aligned}$$

ここで、

$$\theta = \alpha = \delta_E = 0$$

$\phi_{\text{peak}} = \phi_{\text{res}} = 22^\circ$: VI-2-1-3 「地盤の支持性能に係る基本方針」に基
 づく埋戻土の内部摩擦角

$$\theta_0 = \tan^{-1} k_h = \tan^{-1}(1.01) = 45.3^\circ$$

θ_s は図 1.3.10-30 の式 (解 6.2.17) より、 56°

(ホ) 地震時水平抵抗反力 (SOL3) (安)

基礎体に作用する水平方向の慣性力及び地震時主働土圧に対し、受働土圧に至るまでの水平抵抗反力で、次式により算定する。

$$SOL3 = (q_{h1}'' + q_{h2}'') \times (h_2 - h_1) / 2 \times L \text{ (kN)}$$

$$q_{h1}'' = 2 \times \Sigma Q / L / (1 + h_2 / h_1) / (h_2 - h_1)$$

$$q_{h2}'' = q_{h1}'' \times (h_2 / h_1)$$

ここで、

q_{h1}'' : 基礎床版上面深度に作用する地震時水平抵抗反力度 (kN/m²)

q_{h2}'' : 基礎床版下面深度に作用する地震時水平抵抗反力度 (kN/m²)

ΣQ : 基礎体に作用する全水平力 (kN)

なお、耐震評価においては、基礎床版のコンクリートは圧縮に強く引張に弱い特性があるため、基礎床版に対して圧縮力として作用する土圧は考慮しない設計としている。

ハ. 鉄構からの基礎荷重（安）・（構）

第 2-66kV 開閉所屋外鉄構基礎については、各脚が基礎床版により一体化された構造であることから、基礎床版に対しては、鉛直力、水平力及び転倒モーメントが作用する。

鉄構基礎の安定性評価項目のうち、転倒に対しては、鉄構基礎床版の面方向に作用する転倒モーメントによる影響が大きく、地盤支持力に対しては、鉄構基礎床版の各面方向に作用する転倒モーメントの合計値（代数和）による影響が大きい。

このことを踏まえ、鉄構荷重については、45° 刻みで計 8 方向から作用させた結果のうち、面方向に作用する転倒モーメントが最大となるケースと、各面方向に作用する転倒モーメントの代数和が最大となるケースを考慮する。この時、鉄構の架線状態から、水平力の作用方向は、X 軸方向又は Y 軸方向の最大値が正の方向となることを考慮する。

鉛直荷重作用方向の抽出における鉄塔基礎に作用する鉛直力、水平力、転倒モーメントの算出方法は下記のとおりである。

- ・鉛直力： $V = C_i + C_j + T_k + T_l$
- ・水平力： $Q = Q_i + Q_j + Q_k + Q_l$
- ・転倒モーメント： $M = (C_i + C_j + T_k + T_l) \times L/2$

ここで、

- C_i ：鉄構脚 1 脚目に作用する圧縮力 (kN)
- C_j ：鉄構脚 2 脚目に作用する圧縮力 (kN)
- T_k ：鉄構脚 3 脚目に作用する引揚力 (kN)
- T_l ：鉄構脚 4 脚目に作用する引揚力 (kN)
- Q_i ：鉄構脚 1 脚目に作用する全水平力 (kN)
- Q_j ：鉄構脚 2 脚目に作用する全水平力 (kN)
- Q_k ：鉄構脚 3 脚目に作用する全水平力 (kN)
- Q_l ：鉄構脚 4 脚目に作用する全水平力 (kN)
- L ：鉄構根開き ($L = 3\text{m}$)

図 1.3.10-31 に鉄構からの基礎荷重図を示し、表 1.3.10-15 に鉄構基礎反力を示す。また、表 1.3.10-16 及び表 1.3.10-17 に変電設備 (GIS) 及び変電設備 (変圧器) 荷重を示す。

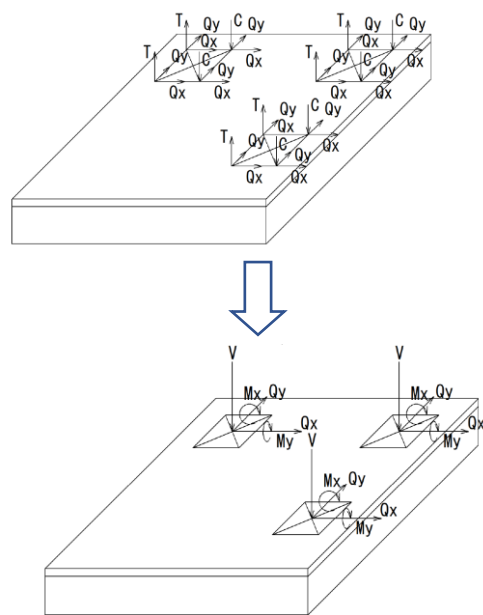
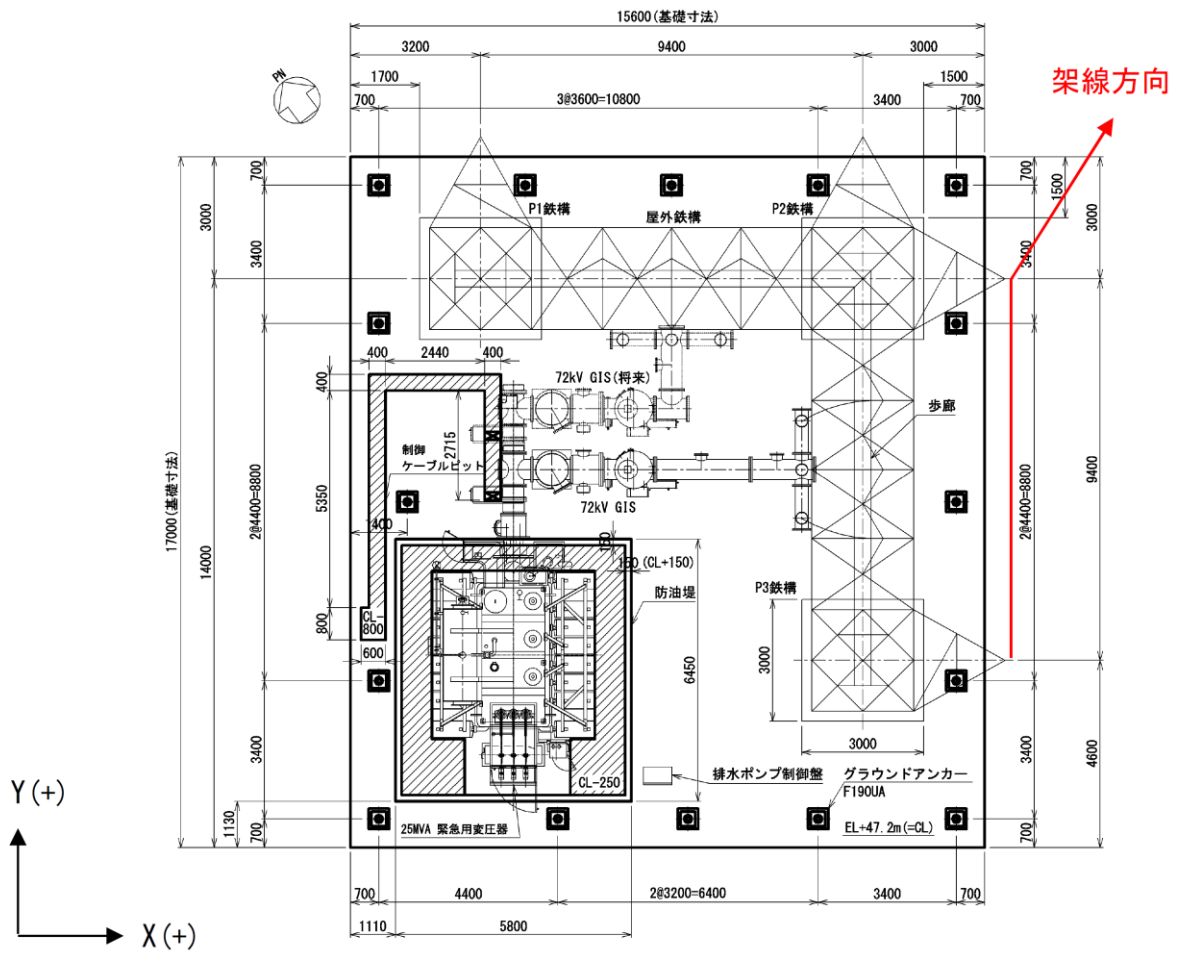


図 1.3.10-31 鉄構からの基礎荷重図

表 1.3.10-15 鉄構基礎反力

荷重名称				鉛直力	水平力		転倒モーメント	
				V (kN)	Qx (kN)	Qy (kN)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
安定計算	S s - D	Case1* ¹	P1	-158.2	256.7	-261.5	3720.6	-2171.7
			P2	-734.7	392.3	419.7	5474.3	3562.7
			P3	-165.3	-257.5	272.0	-2154.2	4089.8
		Case2* ²	P1	119.3	342.5	-117.4	4102.7	-473.6
			P2	-770.2	489.8	214.6	6277.5	480.0
			P3	-236.4	323.1	141.0	4767.6	352.5
		Case3* ³	P1	-229.8	124.6	311.2	334.8	4389.9
			P2	-780.5	188.1	513.1	469.4	6289.1
			P3	111.1	-112.5	357.3	-482.9	4440.2
	S s - N 1	Case1* ¹	P1	-161.0	266.7	-258.0	3570.9	-2431.8
			P2	-768.1	416.5	443.3	3699.8	5593.1
			P3	-168.9	-254.3	282.6	-2431.4	3928.1
		Case2* ²	P1	133.0	365.6	-108.5	4239.0	-429.9
			P2	-805.6	524.7	202.2	6564.0	357.3
			P3	-225.7	330.4	130.6	4696.7	214.1
		Case3* ³	P1	-218.5	115.0	319.3	205.7	4329.5
			P2	-805.8	177.6	551.7	345.3	6593.1
			P3	126.3	-104.5	382.2	-411.5	4609.4

注記*1: Case1 は各面方向に作用する転倒モーメントの代数和が最大となるケース

*2: Case2 は x 方向に作用する転倒モーメントが最大となるケース

*3: Case3 は y 方向に作用する転倒モーメントが最大となるケース

表 1.3.10-16 変電設備 (GIS) 荷重

ベース ブロック	質量	重量	重心位置*
	m (kg)	W_G (kN)	h (m)
I	3000	29.4	1.83
II	1000	9.8	1.83
III	20200	198.1	1.22
IV	1100	10.8	1.25

注記* : 重心位置は, 基礎床版天端における値

表 1.3.10-17 変電設備 (変圧器) 荷重

項目	質量	重量	重心位置*
	m (kg)	W_{tr} (kN)	h (m)
変圧器	51000	500	1.6

注記* : 重心位置は, 基礎床版天端における値

(g) 許容限界

基礎床版に対する許容限界は, 短期許容応力度とし表 1.3.10-18 のとおりとする。また, 基礎床版の地盤支持力, 滑動及び転倒に対する許容限界は短期許容値とし次式により算出する (「電協研第 58 巻」及び「J E C-1 2 7」に準拠)。

イ. 地盤支持力

$$q \geq Q_{\max}$$

ここで,

q : 基礎底面地盤の短期許容支持力度 (kN/m²)

Q_{\max} : 床版底面に働く最大接地圧 (kN/m²)

$$Q_{\max} = \mu \times P/A_e$$

μ : 転倒モーメントによる床版底面接地圧の増加率

$$e \leq B/6 \text{ の場合 : } \mu = 1 + 6e/B$$

$$e > B/6 \text{ の場合 : } \mu = 2 / \{3 \times (1/2 - e/B)\}$$

e : 床版中心位置から合力の作用点までの距離 (m)

P : 床版底面に作用する全圧縮力 (kN)

A_e : 床版底面積 (=15.6 × 17.0m², 図 1.3.10-18 参照)

ロ. 転倒

偏心率： $e' / B \leq 1/3^*$

注記*：接地率 100%の状態を示す。

ここで、 e' ：偏心距離

$e' = M/P$

M：床版底面に作用する全転倒モーメント (kN・m)

P：床版底面に作用する全圧縮力 (kN)

B：床版幅 (m)

ハ. 滑動

$H_u \geq Q$

ここで、 H_u ：基礎床版底面と地盤との間に働くせん断抵抗力 (kN)

$H_u = (c_B \times A_e + P \times \tan \Phi_B) / 1.5$

c_B ：基礎床版底面と地盤との間に働く付着力

(=280kN/m², 表 1.3.10-12 参照)

A_e ：有効載荷面積 (mm²)

$A_e = (B - 2e_x) \times (L - 2e_y)$

B：検討方向の基礎幅 (m)

L：検討方向に直交する方向の基礎幅 (m)

e_x ：検討方向の偏心距離 (m)

e_y ：検討方向に直交する方向の偏心距離 (m)

P：床版底面に作用する全圧縮力 (kN)

$\tan \Phi_B$ ：基礎床版底面と地盤との間に働く摩擦係数

(=tan(28°), 表 1.3.10-12 参照)

Q：基礎床版底面に作用する全水平力 (kN)

表 1.3.10-18 コンクリート及び鉄筋の短期許容応力度

項目		短期許容応力度 (N/mm ²)	備考
コンクリート*	圧縮	16.0	
	せん断	1.09	
鉄筋*	引張	345.0	
	せん断	345.0	

注記*：コンクリート及び鉄筋の短期許容応力度は、「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」(日本建築学会, 2005)に準拠する。

(4) 評価結果

安定照査及び部材照査時の判定基準を表 1.3.10-19 に示すとともに、各照査結果を表 1.3.10-20、表 1.3.10-21 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。

いずれの照査項目においても、判定基準を満たしていることから、第2-66kV開閉所屋外鉄構基礎は基準地震動 S_s による地震力が作用した場合においても鉄構の支持機能に影響を及ぼさないことを確認した。

表 1.3.10-19 安定照査及び部材照査時の判定基準

構造物	項目	判定基準
第2-66kV開閉所 屋外鉄構基礎	地盤支持力	最大接地圧／短期許容支持力 ≤ 1.0
	転倒	偏心率／短期許容偏心率 ≤ 1.0
	滑動	最大水平力／短期許容支持力 ≤ 1.0
	コンクリート圧縮 鉄筋引張 コンクリートせん断	発生応力度／短期許容応力度 ≤ 1.0

表 1.3.10-20 基礎体の地盤支持力・転倒・滑動照査結果

照査項目	(最大接地圧 or 偏心率 or 全水平力) ／短期許容値	
	$S_s - D$	$S_s - N1$
地盤支持力	0.09	0.08
転倒	0.84	0.48
滑動	0.70	0.33

表 1.3.10-21 基礎体の曲げ・せん断応力照査結果

照査項目		最大発生応力度／短期許容応力度	
		$S_s - D$	$S_s - N1$
床版部	コンクリート・鉄筋 曲げと軸力	0.106	0.112
	コンクリート せん断応力度	0.144	0.151

1.4 通信用無線鉄塔の耐震評価

1.4.1 解析手法

耐震評価する通信用無線鉄塔は、電気設備の技術基準及び電力用無線通信アンテナ支持物設計標準(J E C-1 4 4-1980)に基づき、台風や冬期季節風を荷重条件として設計されている。鉄塔はトラス構造物であり強度に対して比較的軽量であるため慣性力による地震荷重よりも風荷重の方が支配的と考えられているためである。

地震荷重の評価手法については建築分野等で用いられる層せん断力係数法などがあるが、塔体全体の地震応答を考慮したものであり、通信用無線鉄塔のアンテナが設置されるリング材の動的応答まで考慮するため、時刻歴応答解析を行った。

1.4.2 通信用無線鉄塔解析手順

通信用無線鉄塔の耐震性能を確認するために、基準地震動 S_s 5 波 ($S_s - D$, $S_s - N 1$, $S_s - N 2$, $S_s - F 1$ 及び $S_s - F 2$) のうち入力地震波は鉄塔の水平方向一次固有周期で卓越しており評価において支配的なものを選定し、全体的に支配的な $S_s - D$ 波を基本とするが、一次固有周期で $S_s - D$ 波を超えるものがある場合は、当該地震波も選定する。

その結果、通信用無線鉄塔は、基準地震動 $S_s - D$ による鉄塔基礎部の応答波形(別紙-1 参照)を設計用地震動として用い、鉄塔の有限要素モデルにて時刻歴応答解析を実施した。

得られた時刻歴応答結果から部材発生応力の最大値を抽出し、部材・ボルト強度に対する安全率にて耐震評価を実施した。(強度, 安全率の計算は従来の風荷重設計と同じ方法)

耐震評価解析フローを図 1.4.2-1 に示す。

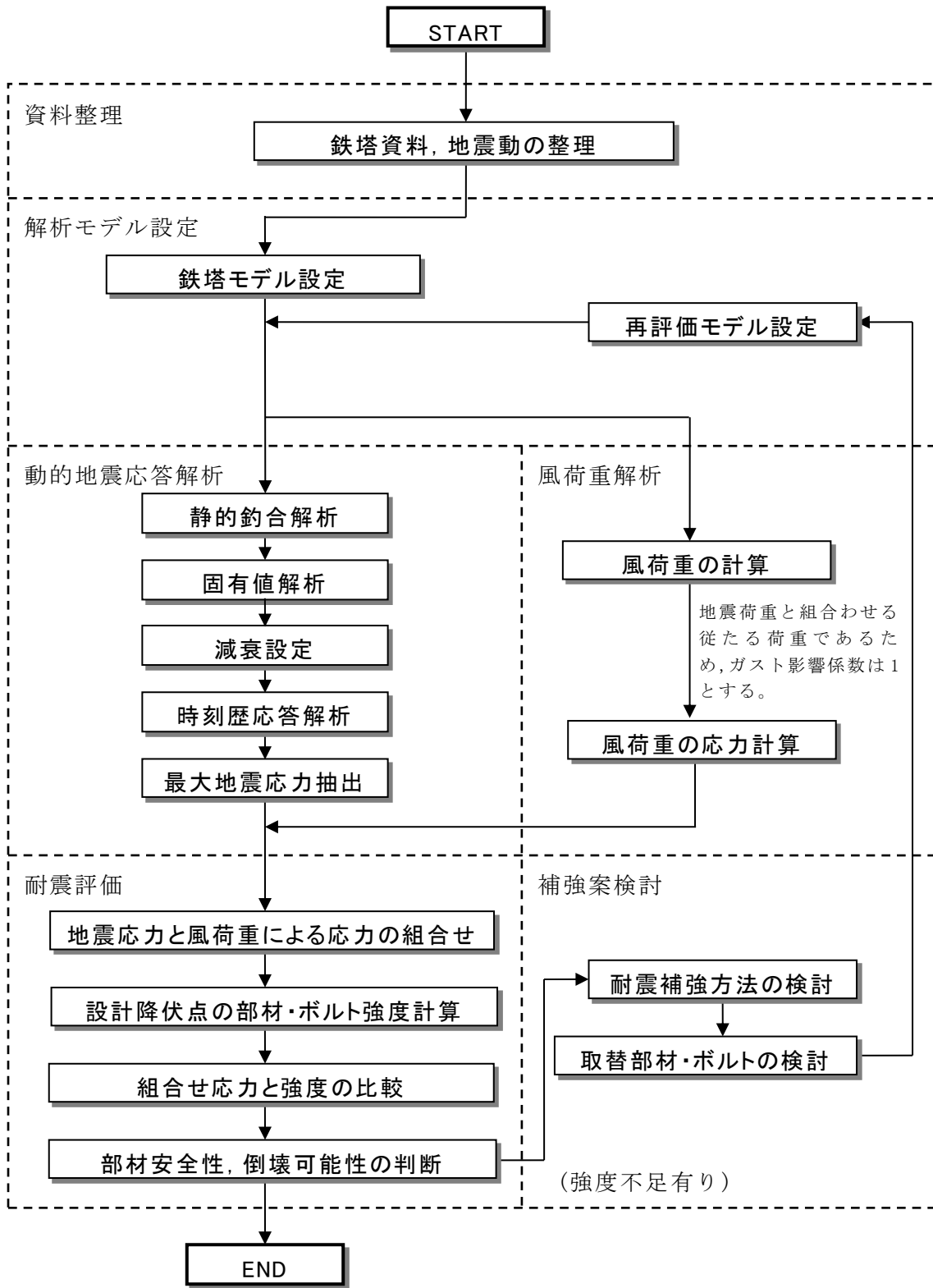


図 1.4.2-1 耐震評価解析フロー

1.4.3 解析コード

解析には、日本鉄塔工業株式会社が所有するコード「Tower Cable Resp」を用いた。

本コードの特徴を表 1.4.3-1 に示す。

また、評価に用いる解析コード「Tower Cable Resp」の検証及び妥当性確認等については、VI-5-3「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

表 1.4.3-1 解析コード「Tower Cable Resp」の特徴

コード (プログラム)	Tower Cable Resp
使用目的	送電鉄塔の固有値解析及び時刻歴応答解析
開発機関	日本鉄塔工業株式会社
開発時期	2006 年
使用したバージョン	ver. 1.311c
解析コードの 概要	鉄塔・屋外鉄構構造の様々な形式のモデルファイルを読み込み、また架渉線入力情報から、自動的に鉄塔・鉄構—架渉線連成系をモデル化する。架渉線の回線数や鉄塔・鉄構規模によるが、4～6径間の連成が可能。また任意の鉄塔から3方向以上の分岐のモデル化が可能。 解析機能として、静的釣合解析、固有値解析、周波数応答関数計算、周波数応答解析、時刻歴応答解析が可能。 鉄塔構造のモデルファイルは棒要素、梁要素に対応し、架渉線部は大変形解析が可能。
検証方法	単純トラスモデルによる固有値解析、時刻歴応答解析結果と理論値との比較。 また、架渉線単純モデルによる固有値解析と理論値との比較。 鉄塔—架渉線連成系モデルの時刻歴応答解析について、本プログラムとRESP-T（株式会社構造計画研究所）とを比較。

1.4.4 解析モデルの設定

(1) 鉄塔モデル

- ・対象鉄塔は、梁要素（ビーム要素）で全部材をモデル化する。
- ・主要な部材は構造用炭素鋼管（STK400, STKT590）及び熱間圧延形鋼の等辺山形鋼（SS400）と溝型鋼（SS400）であるため、日本建築学会の「鋼構造設計規準」の構造材料の定数を用いて線形材料モデルとする。
- ・梁要素の断面特性は、電気設備技術基準及びJEC-127に準拠した日

本鉄塔協会の「中空鋼管許容応力表」及び「等辺山形鋼許容応力表」から断面積，断面二次モーメントを設定する。

- ・ 支柱材の基礎部は変位と回転を拘束する。
- ・ アンテナは架台を含む質量を設置位置に付加する。

通信用無線鉄塔の部材名称図を図 1.4.4-1 に示し，通信用無線鉄塔モデルを図 1.4.4-2 に示す。

また，通信用無線鉄塔部材仕様を別紙-15 に示す。

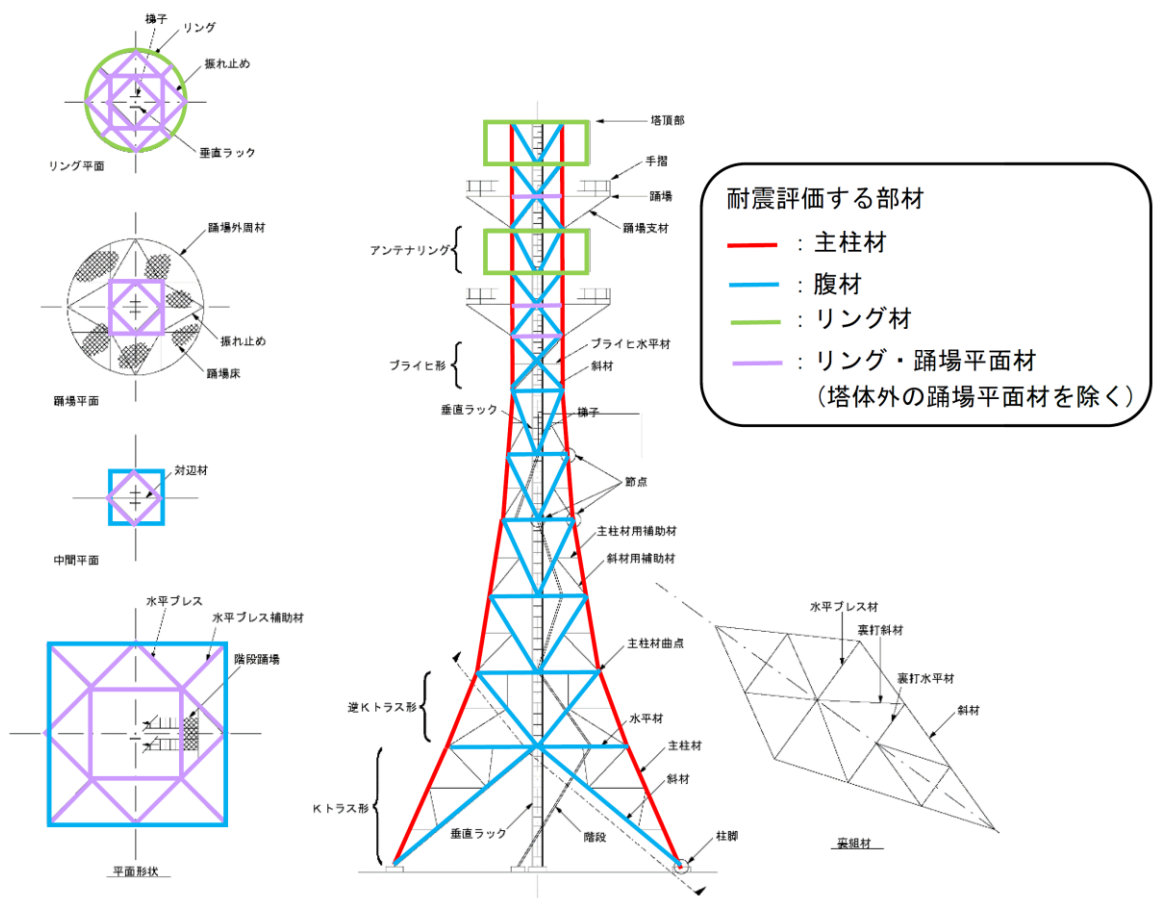


図 1.4.4-1 通信用無線鉄塔部材名称図

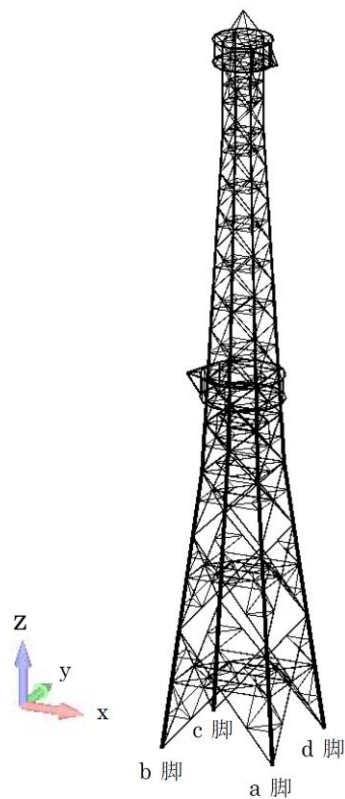


図 1.4.4-2 通信用無線鉄塔モデル

通信用無線鉄塔の構造材料の各定数については，表 1.4.4-1 を用いる。

表 1.4.4-1 構造材料の定数*

材料	ヤング係数 (N/mm ²)	せん断弾性係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鋼	205000	79000	0.3

注記*：鋼構造設計規準（日本建築学会）

1.4.5 固有値解析結果

鉄塔モデルに対して固有値解析を行い，鉄塔の固有周期及び固有振動モードを求めた。アンテナ設置方向の影響で y 方向と x 方向とで固有周期が異なるがその差は小さく，両方向ともほぼ同じ振動特性と言える。

表 1.4.5-1 に通信用無線鉄塔の固有周期を，図 1.4.5-1 に通信用無線鉄塔の固有モード図を示す。

表 1.4.5-1 通信用無線鉄塔の固有周期

機器名	通信用無線鉄塔
固有モード	固有周期 (s)
x 方向 1 次モード	0.837
y 方向 1 次モード	0.837
x 方向 2 次モード	0.250
y 方向 2 次モード	0.255

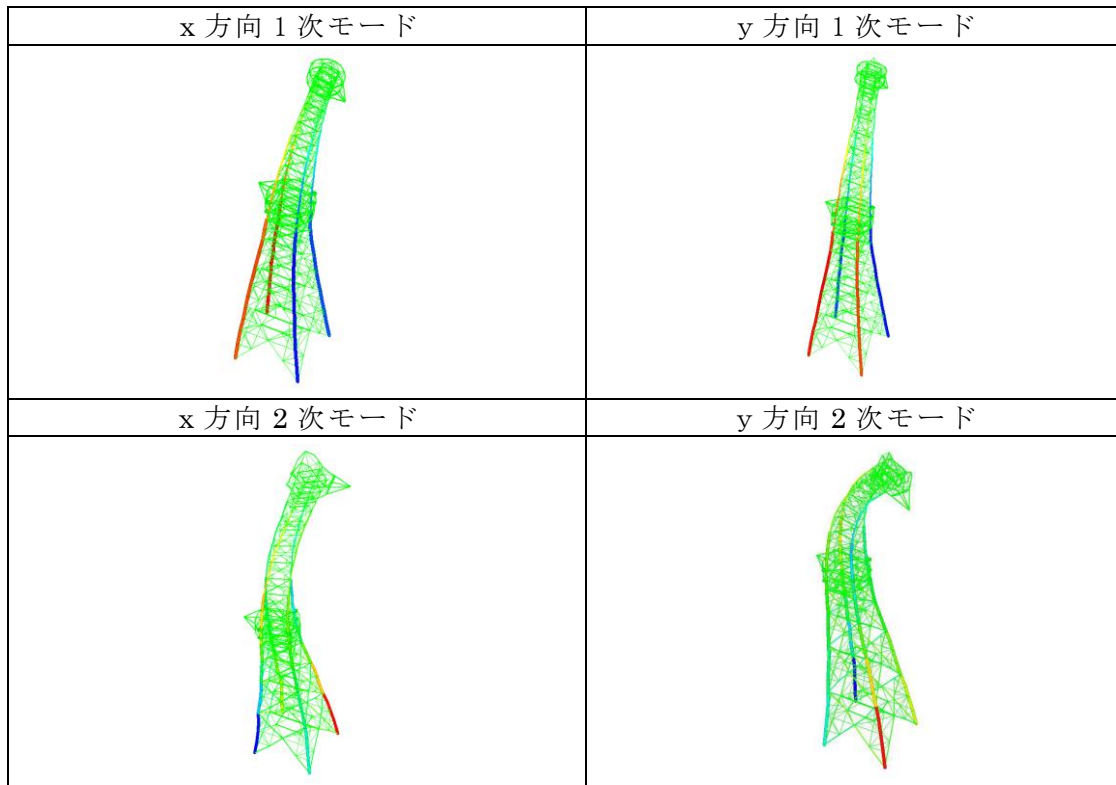


図 1.4.5-1 通信用無線鉄塔の固有モード図

1.4.6 解析用入力地震波

(1) 解析用入力地震波の作成

通信用無線鉄塔の地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤面 (EL-10m) で定義される基準地震動 S_s を、1次元波動論モデルにて、解析モデル底面 (EL-215m) まで引き戻し、鉄塔位置の地盤モデルにて、同じく1次元波動論により鉄塔位置での地震応答解析モデルの入力位置 (鉄塔基礎底面) での地震応答解析モデルの入力位置で評価したものをを用いる。ここで、入力地震動は鉄塔基礎底面で評価したものをを用いるが、これは基礎コンクリートが剛体であることから基礎コンクリート部での増幅はないと判断したためである。

なお、入力地震波は水平及び鉛直方向についてそれぞれ設定する。

入力地震動作成の概念を図 1.4.6-1 に示し、解析用入力地震波を図 1.4.6-2 に示す。

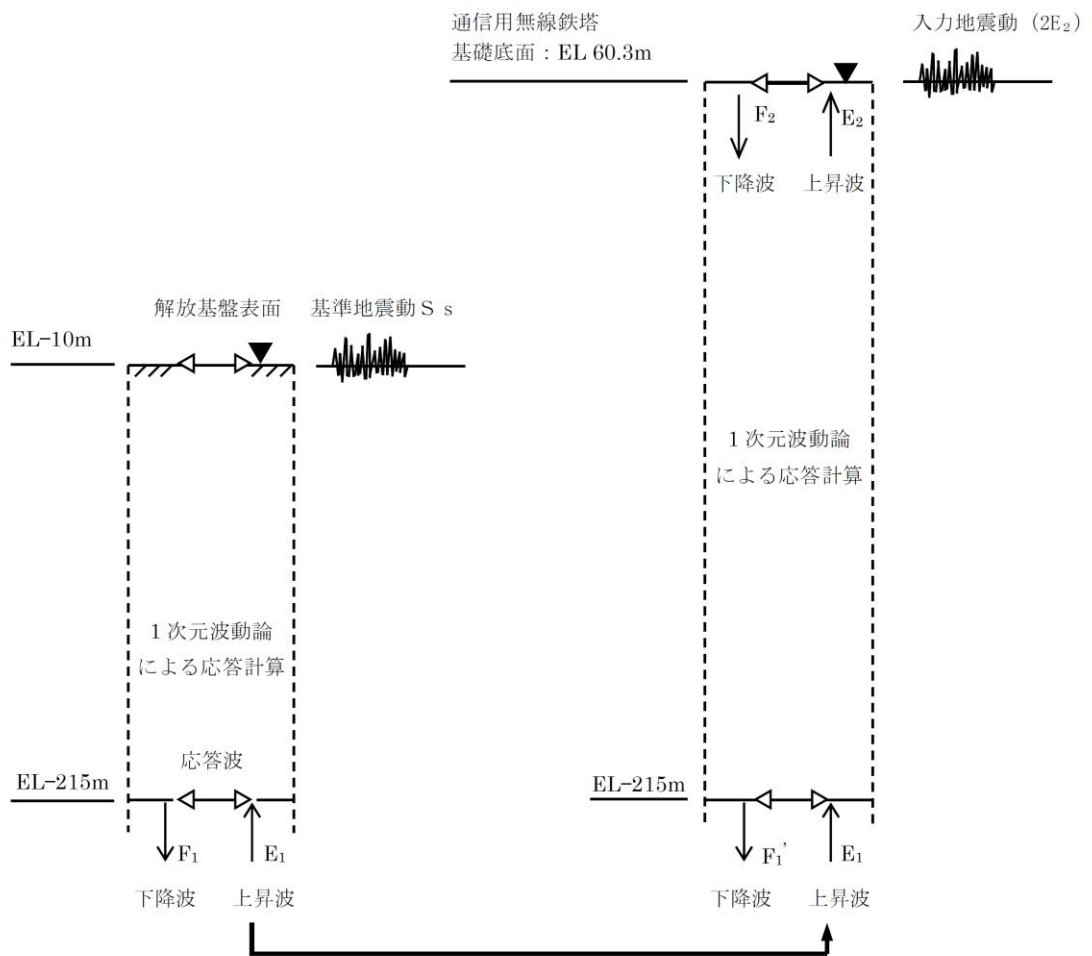
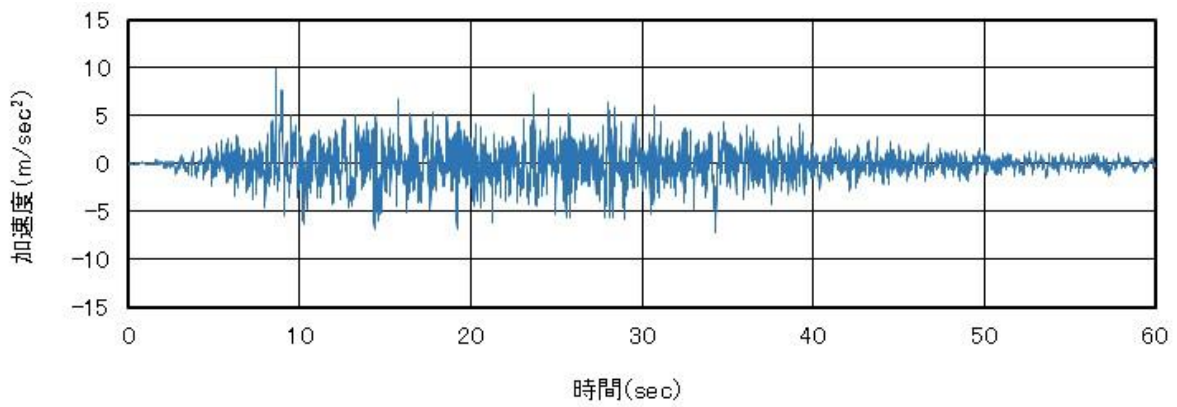
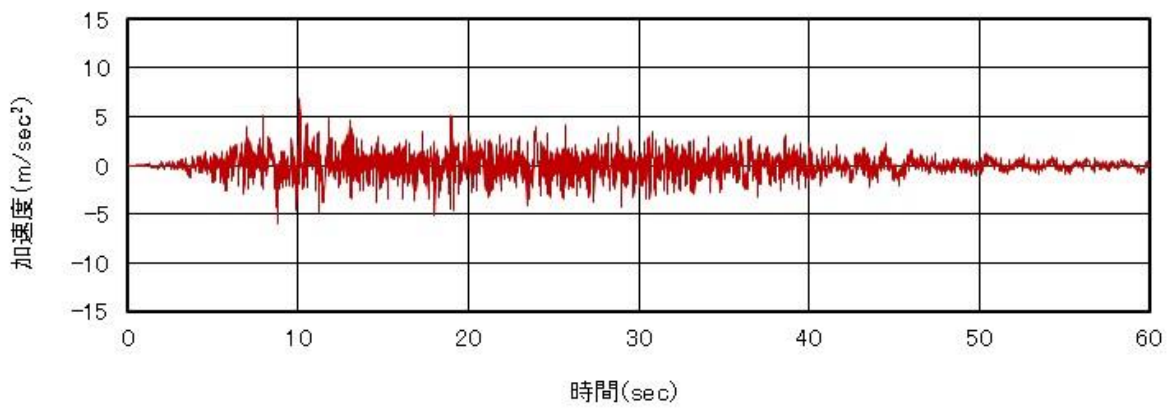


図 1.4.6-1 入力地震動作成の概念図

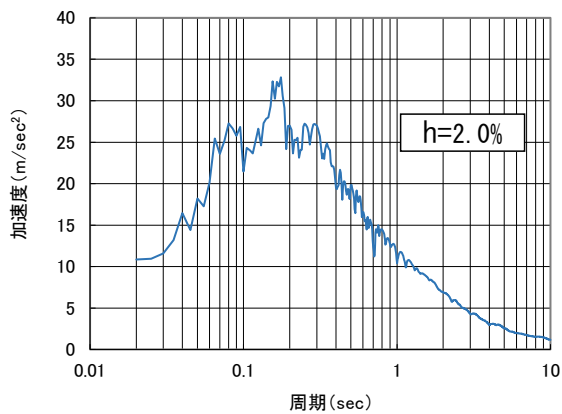
(2) 解析用入力地震波 (基準地震動 S_s-D)



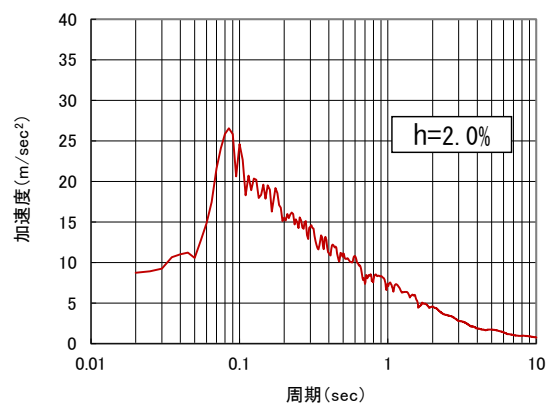
水平成分の入力加速度波形



鉛直成分の入力加速度波形



水平成分の加速度応答スペクトル



鉛直成分の加速度応答スペクトル

図 1.4.6-2 通信用無線鉄塔入力地震波 (基準地震動 S_s-D)

(3) 地震波の入力方法

(2)の水平成分と鉛直成分を鉄塔の脚部節点へ同時に入力する。水平成分の入力方向は45度刻みの8ケースとする（図1.4.6-3参照）。

主柱材は、分担応力が最大となる斜め方向入力($45^\circ, 135^\circ, 225^\circ, 315^\circ$)の場合、図1.4.6-4のように入力方向に沿った対角の2本で分担するが、他方の2本には地震応力は殆ど生じない。なお直交する水平成分を同時入力した場合、その成分の応答は他方の2本で分担する。

腹材は、分担応力が最大となる水平軸方向入力($0^\circ, 90^\circ, 180^\circ, 270^\circ$)の場合、図1.4.6-5のように入力方向に沿った2面の腹材で分担するが、他方の2面には地震応力は殆ど生じない。なお直交する水平成分を同時入力した場合、その成分の応答は他方の2面で分担する。

水平2方向及び鉛直方向の同時入力による応答については、上述のとおり、各水平方向入力による応力発生部材が異なるため、水平1方向及び鉛直方向による応答と、最大応力に有意な差は無いと考えられる。

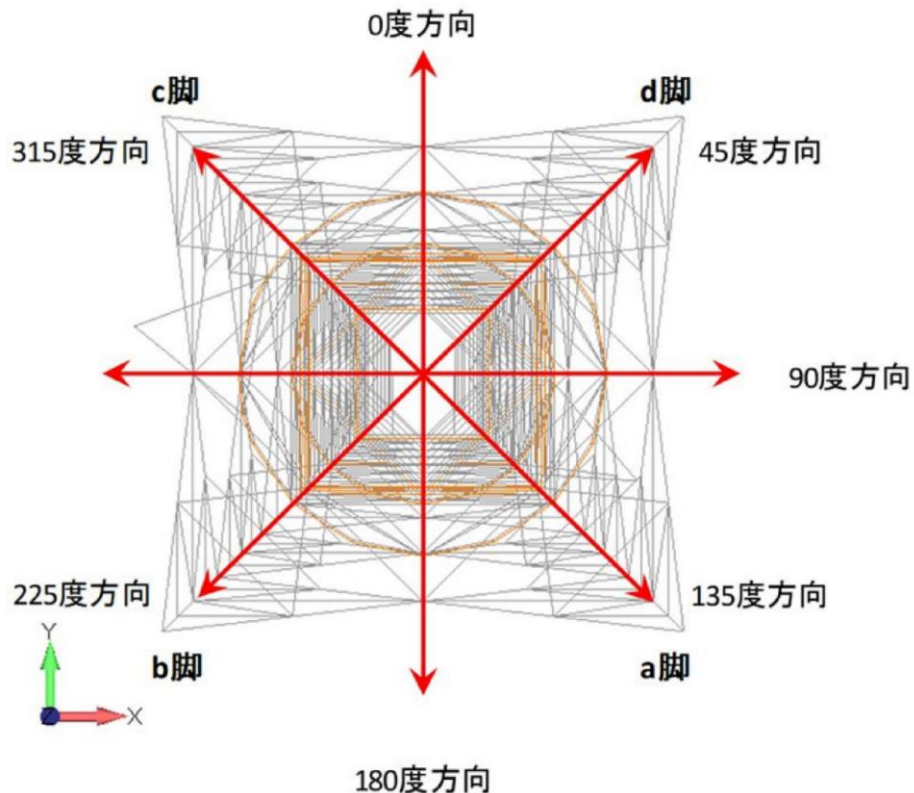


図 1.4.6-3 鉄塔本体に作用する張力の作用方向と鉄塔脚の配置関係

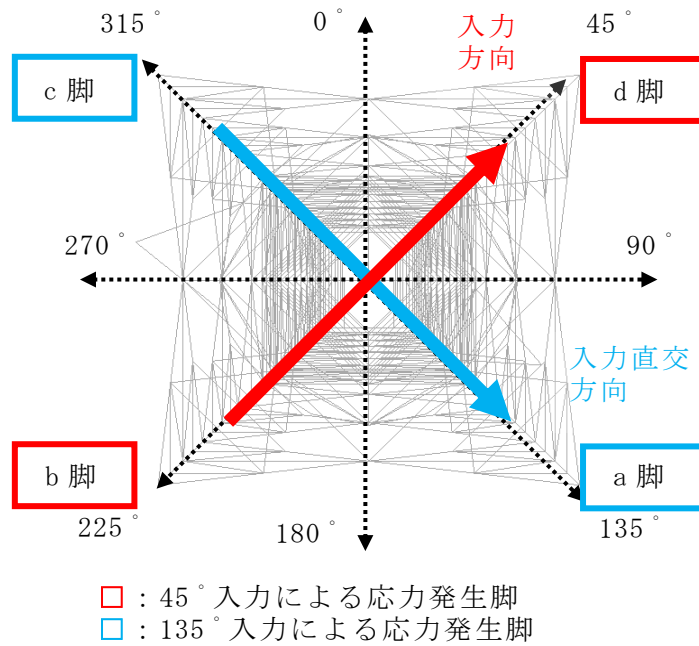


図 1.4.6-4 入力方向と支柱材発生応力の関係

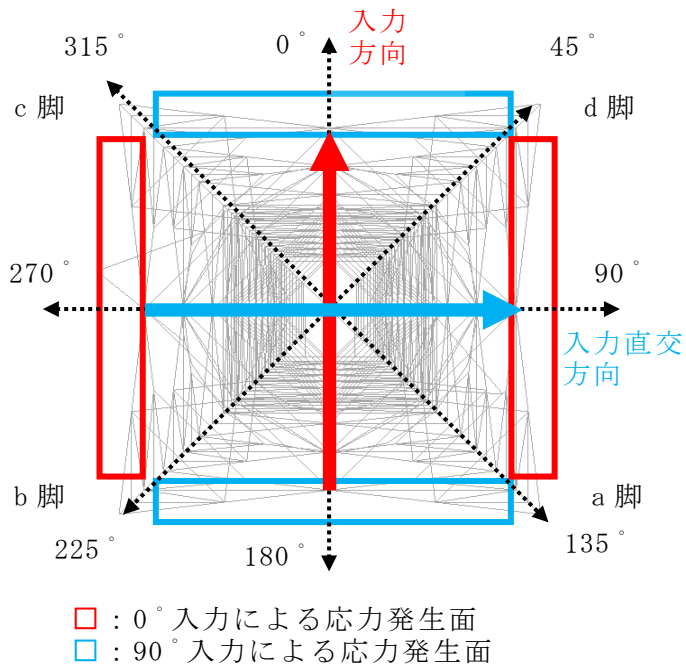


図 1.4.6-5 入力方向と腹材発生応力の関係

1.4.7 解析条件

解析に大きく影響する定数として、減衰定数及び風荷重の設計風速がある。以下に各定数の設定について説明する。

(1) 解析条件の整理

解析条件として用いた各定数の一覧表を表 1.4.7-1 に示す。

1.4.7-1 解析条件として用いた各定数

解析定数		定数設定値	条件設定の考え方
減衰定数	鋼管鉄塔	2%	「平成7年兵庫県南部地震を踏まえた送配電設備の耐震性評価」による設定値を使用。 なお、電気協同研究（第62巻第3号 平成18年11月）では、小振幅で加振した場合の山形鋼鉄塔と鋼管鉄塔の減衰定数の関係に関する研究があり、鋼管鉄塔の減衰定数は山形鋼鉄塔の約1/2であることから、山形鋼鉄塔の減衰定数を5%とした場合、解析に鋼管鉄塔の減衰定数を2%と設定したのは保守的である。
風の影響		風速 30m/s	建築基準法を適用して、平成12年5月31日建設省告示第1454号の風速を保守的に用いることとする。ただし乱れはないものとしガスト影響係数は1とする。

(2) 減衰定数の設定

通信用無線鉄塔は普通ボルトにて、支柱材がフランジ接合、腹材がせん断ボルト接合されており、その構造は送電用鋼管鉄塔と同様であるため、送電用鋼管鉄塔と同じ減衰定数を用いる。以下に鋼管鉄塔における減衰定数の設定について説明する。

a. 鋼管・山形鋼鉄塔の減衰定数の設定について(大振幅の場合)

電力中央研究所が平成8年3月に報告した論文「平成7年兵庫県南部地震を踏まえた送配電設備の耐震性評価」において等価減衰定数に関して以下のとおり記載されている。



上記より、鋼管鉄塔の減衰定数を2%と設定するのは保守的である。

なお、この成果は、「電気設備防災対策検討会議報告」（資源エネルギー庁）にも報告され、また平成13年に日本電気協会の架空送電規程（J E A C 6 0 0 1 -2000）へ反映されている。

b. 減衰定数の設定について

減衰定数は、鉄塔本体について剛性比例型2%を設定した。

(3) 風の影響

地震発生時に作用する風速として建築基準法を適用し、平成12年5月31日建設省告示第1454号に定められた島根県松江市に該当する基準風速30m/sを考慮する。ただしガスト影響係数は1とする。これは平均風速30m/sの一様流に相当する。

よって、風速30m/sの風圧に換算係数と受風面積を乗じて、地震時に作用する風荷重を求め、風向は線路直交方向、線路方向及び斜方向を考慮した。

1.4.8 部材強度

強度計算は、「中空鋼管許容応力表」、「等辺山形鋼許容応力表」、「ボルト許容応力表」、「鋼構造設計規準」、「鋼材等及び溶接部の許容応力度並びに鋼材等及び溶接部の材料強度の基準強度」及び「発電用原子炉設備規格設計・建設規格（2005年版(2007年追補版含む)〈第I編 軽水炉規格〉J S M E S N C 1-2005/2007）（日本機械学会）」等の法令や各基準にて行う。

本鉄塔はJ E C-1 4 4-1980に準じて、瞬間風速による設計風速に対し、短期許容強度で設計しており、地震も短期荷重であるため、短期許容強度を用いる。

(1) 鉄塔設計での部材の許容圧縮応力度

鉄塔設計での許容圧縮応力度は長期許容応力度であり、電気設備の技術基準に基づき、部材の偏心の影響を考慮している。

「中空鋼管許容応力表」の許容座屈応力度の計算式は、部材の偏心量に応じて表1.4.8-1を用いる。

表 1.4.8-1 偏心の極めて少ない構造材（aカーブ）の許容座屈応力度計算式

材質	λ_k	許容応力度 σ_{ka} (電気設備の技術基準に準拠)
STK400	$0 < \lambda_k < 100$	$\sigma_{ka} = 156 - 63(\lambda_k/100)^2$
	$\lambda_k \geq 100$	$\sigma_{ka} = 93 / (\lambda_k/100)^2$
STK540	$0 < \lambda_k < 75$	$\sigma_{ka} = 260 - 168(\lambda_k/100)^2$
	$\lambda_k \geq 75$	$\sigma_{ka} = 93 / (\lambda_k/100)^2$
STKT590	$0 < \lambda_k < 70$	$\sigma_{ka} = 293 - 211(\lambda_k/100)^2$
	$\lambda_k \geq 70$	$\sigma_{ka} = 93 / (\lambda_k/100)^2$

ここで、

σ_{ka} : 許容圧縮応力度 (N/mm²)

λ_k : 有効細長比 (L_k/r)

L_k : 有効座屈長 (cm)

r : 部材断面の回転半径 (cm)

(2) J S M E の供用状態 D を反映した部材の耐震評価用許容圧縮応力度

建築基準法施行令に基づく『鋼材等及び溶接部の許容応力度並びに鋼材等及び溶接部の材料強度の基準強度』にて材料の最低降伏点を表す基準強度が定められている。

J S M E の「供用状態 D」は、「対象とする機器等が全断面にわたって大変形を生じてもよい」と設計仕様書等で規定された圧力及び機械的荷重が負荷された条件下にある状態と定義されている。J S M E の SSB-3121.3「供用状態 D での許容応力」では、「供用状態 D においては、SSB-3121.1(1)から(6)に定めるそれぞれの許容応力の 1.5 倍の値を用いるものとする。この場合において、SSB-3121(1)a.本文中 Sy 及び Sy(RT)は 1.2Sy 及び 1.2Sy(RT)と読み替えるものとする」と定められており、今回は J S M E の供用状態 D を適用し 1.2 倍の基準強度を用いて強度評価する。

具体的には、1.0 倍と 1.2 倍の基準強度による短期許容強度の比（以下「圧縮強度比」という。）を求め、(1)の長期許容応力度に 1.5 及び圧縮強度比を乗じ、耐震評価用の強度とする。

基準強度 1.0 倍による許容圧縮応力度

$$v = 1.5 + (2/3) \times (\lambda_k / \Lambda)^2$$

$$\Lambda = (\pi^2 E / (0.6F))^{1/2}$$

$\lambda_k \leq \Lambda$ のとき、

$$f_{1.0} = (1 - 0.4 \times (\lambda_k / \Lambda)^2) \times F / v$$

$\lambda_k > \Lambda$ のとき、

$$f_{1.0} = 0.277 \times F \times (\Lambda / \lambda_k)^2$$

ここで、

$f_{1.0}$: 基準強度 F での鋼構造設計規準の許容圧縮応力度

Λ : 限界細長比 (= $(\pi^2 E / 0.6F)^{1/2}$)

E : ヤング係数 (N/mm²)

F : 鋼材の基準強度 (N/mm²)

なお、ヤング係数は「鋼構造設計規準」に準じて表 1.4.4-1 の値を用い、基準強度は建築基準法に準じる。

基準強度 1.2 倍による許容圧縮応力度

$$v' = 1.5 + (2/3) \times (\lambda_k / \Lambda')^2$$

$$\Lambda' = (\pi^2 E / (0.6 F'))^{1/2}$$

$\lambda_k \leq \Lambda'$ のとき、

$$f_{1.2} = (1 - 0.4 \times (\lambda_k / \Lambda')^2) \times F' / v'$$

$\lambda_k > \Lambda'$ のとき、

$$f_{1.2} = 0.277 \times F' \times (\Lambda' / \lambda_k)^2$$

ここで、

$f_{1.2}$: 基準強度 F' での許容圧縮応力度

Λ' : 限界細長比

F' : 1.2 倍を適用した基準強度 (N/mm^2)

基準強度 1.0 倍と 1.2 倍による許容圧縮応力度の比

$$R_f = f_{1.2} / f_{1.0}$$

ここで、

R_f : 圧縮強度比

耐震評価用の圧縮応力度

$$\sigma_{ka}' = 1.5 \times R_f \times \sigma_{ka}$$

ここで、

σ_{ka}' : 耐震評価用の圧縮応力度 (kN)

(3) 鉄塔設計での部材の許容引張応力度

鉄塔設計での許容引張応力度 σ_t は長期許容応力度であり、材質に応じて「中空鋼管許容応力表」に規定される値を用いる。

(4) J S M E の供用状態 D を反映した部材の耐震評価用許容引張応力度

供用状態 D は基準強度を 1.2 倍した短期許容強度である。ここでは (3) の長期許容強度に 1.2 及び 1.5 を乗じ、耐震評価用の強度とする。

耐震評価用の引張応力度

$$\sigma_t' = 1.2 \times 1.5 \times \sigma_t$$

ここで、

σ_t' : 耐震評価用の引張応力度 (N/mm^2)

(5) 鉄塔設計での部材の許容曲げ応力度

鉄塔設計での許容曲げ応力度 σ_b は長期許容応力度であり，材質に応じて「中空鋼管許容応力表」に規定される値を用いる。

(6) JSME の供用状態 D を反映した部材の耐震評価用曲げ応力度

供用状態 D は基準強度を 1.2 倍した短期許容強度である。ここでは (5) の長期許容強度に 1.2 及び 1.5 を乗じ，耐震評価用の強度とする。

耐震評価用の曲げ応力度

$$\sigma_b' = 1.2 \times 1.5 \times \sigma_b$$

ここで，

$$\sigma_b' : \text{耐震評価用の曲げ応力度 (N/mm}^2\text{)}$$

(7) 部材の組合せ応力

圧縮力と曲げモーメントを受ける部材は以下の式を満足させる。

$$\sigma_c / \sigma_{ka}' + {}_c\sigma_b / \sigma_b' \leq 1 \quad \text{かつ} \quad ({}_t\sigma_b - \sigma_c) / \sigma_t' \leq 1$$

ここで，

$$\sigma_c : \text{平均圧縮応力度 (N/mm}^2\text{)}$$

$${}_c\sigma_b : \text{圧縮側曲げ応力度 (N/mm}^2\text{)}$$

$${}_t\sigma_b : \text{引張側曲げ応力度 (N/mm}^2\text{)}$$

引張力と曲げモーメントを受ける部材は以下の式を満足させる。

$$(\sigma_T + {}_t\sigma_b) / \sigma_t' \leq 1 \quad \text{かつ} \quad ({}_c\sigma_b - \sigma_t) / \sigma_b' \leq 1$$

ここで，

$$\sigma_T : \text{平均引張応力度 (N/mm}^2\text{)}$$

(使用規格の JSME では σ_t の記号で定義されるが，(3) の規格で使用する許容引張応力度の記号と重複するため，ここでは σ_T と定義する。)

(8) 鉄塔設計でのボルト強度

鉄塔設計でのボルトの許容強度は長期許容強度であり，以下の式により求める。

ボルトの許容引張強度

$$B_{t1} = \sigma_{tb} \times A_t \times 10^{-3}$$

$$B_t = B_{t1} \times N$$

ここで、

B_{t1} : ボルト1本当たりの許容引張強度 (kN/本)

σ_{tb} : ボルトの許容引張応力度 (N/mm^2)

(使用規格のボルト許容応力表では σ_t の記号で定義されるが、(3) の規格で使用する許容引張応力度の記号と重複するため、ここでは σ_{tb} と定義する。)

A_t : ボルトの引張対象断面積 (mm^2)

B_t : ボルトの許容引張強度 (kN)

N : ボルト本数

ボルトの許容せん断強度

$$B_{s1} = \tau \times A_s \times 10^{-3}$$

$$B_s = B_{s1} \times N$$

ここで、

B_{s1} : ボルト 1 本当たりの許容せん断強度 (kN/本)

τ : ボルトの許容せん断応力度 (N/mm^2)

A_s : ボルトのせん断対象断面積 (mm^2)

B_s : ボルトの許容せん断強度 (kN)

ボルトの許容支圧強度

$$B_{b1} = \sigma_b \times d_b \times t \times 10^{-3}$$

$$B_b = B_{b1} \times N$$

ここで、

B_{b1} : ボルト 1 本当たりの許容支圧強度 (kN/本)

σ_b : 部材及びボルトの許容支圧応力度の小なる方 (N/mm^2)

d_b : ボルトの支圧対象径 (mm)

t : 部材厚 (mm)

B_b : ボルトの許容支圧強度 (kN)

(9) J S M E の供用状態 D を反映した耐震評価用ボルト強度

供用状態 D は短期許容強度である。

ここでは、ボルトのせん断強度は(8)の長期許容強度に 1.5 を乗じ、耐震評価用の強度とする。

耐震評価用のせん断強度

$$B_s' = B_s \times 1.5$$

ここで、

B_s' : 耐震評価用のせん断強度 (kN)

ボルトの引張強度、支圧強度は 1.2 倍の基準強度を考慮し、(7)の長期許容強度に 1.2 及び 1.5 を乗じ、耐震評価用の強度とする。

耐震評価用の引張強度

$$B_t' = B_t \times 1.2 \times 1.5$$

ここで、

B_t' : 耐震評価用の引張強度 (kN)

耐震評価用の支圧強度

$$B_b' = B_b \times 1.2 \times 1.5$$

ここで、

B_b' : 耐震評価用の支圧強度 (kN)

耐震評価用のボルト強度

主柱材(リブフランジ継手)

$$B' = B_t'$$

その他部材(重ね継手)

$$B' = \min(B_s', B_b')$$

ここで、

B' : 耐震評価用のボルト強度 (kN)

(10) 強度計算に使用した各定数の整理

強度計算に使用した各定数の一覧表を表 1.4.8-2 に示す。

(11) 最小安全率の計算例(4 番パネル腹材のボルト接合部)

4 番パネル腹材(材質 STK400, P89.1×5.5)のボルト接合部(強度区分 6.8, 径 20mm-3 本)は鋼管の溝型継手であり、最小安全率は以下の様に求まる。

鉄塔設計でのボルト強度

ボルトの許容せん断強度

$$\begin{aligned} B_s &= B_{s1} \times N \\ &= (s \times \tau \times A_s \times 10^{-3}) \times N \\ &= (1 \times 161 \times 245 \times 10^{-3}) \times 3 \\ &= 118.3 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

ボルトの許容支圧強度

$$\begin{aligned} B_b &= B_{b1} \times N \\ &= (\sigma_b \times d_b \times t \times 10^{-3}) \times N \\ &= (528 \times 17.7 \times 9 \times 10^{-3}) \times 3 \\ &= 146.2 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

耐震評価用のボルト強度

耐震評価用のせん断強度

$$\begin{aligned} B_s' &= B_s \times 1.5 \\ &= 118.3 \times 1.5 \\ &= 177.4 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

耐震評価用の支圧強度

$$\begin{aligned} B_b' &= B_b \times 1.2 \times 1.5 \\ &= 146.2 \times 1.2 \times 1.5 \\ &= 263.1 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

耐震評価用のボルト強度

$$\begin{aligned} B' &= \min(B_s', B_b') \\ &= 177.4 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

時刻歴応答解析における 4 番パネル腹材の最大応力は圧縮が 143.0kN, 引張が 138.4kN であることから, 接合部に生じる最大応力は両者の最大値である 143.0kN となる。

以上より, 4 番パネル腹材のボルト接合部の安全率は, 強度を最大応力で除した 1.24 となる。

表 1.4.8-2 強度計算に使用した各定数 (1/2)

記号	名称	単位	評価結果 (安全率) への影響について	使用規格
σ_{ka}	許容座屈応力度	N/mm ²	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
α_i	i次項係数	—	規格に定める「許容座屈応力度の計算式」を使用しており、評価結果への裕度には影響しない。	A
λ_k	有効細長比	—	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
L_k	有効座屈長	cm	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
r	部材断面の回転半径	cm	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
$f_{1.0}$	基準強度Fでの許容圧縮応力度	N/mm ²	規格に定めている「許容圧縮応力度」の計算式を使用している。算出過程で使用する鋼材の基準強度Fが規格値のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	E (計算上の記号)
A	基準強度Fでの限界細長比	—	規格に定めている「許容圧縮応力度」の計算式を使用している。算出過程で使用する鋼材の基準強度Fが規格値のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	E
E	ヤング係数	N/mm ²	規格に定めている数値を使用しており、評価結果への裕度には影響しない。	C
F	鋼材の基準強度	N/mm ²	規格に定めている数値を使用している。基準強度が規格値のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	D
$f_{1.2}$	基準強度F'での許容圧縮応力度	N/mm ²	規格に定めている「許容圧縮応力度」の計算式を使用している。算出過程で使用する1.2倍を適用した基準強度F'のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	E (計算上の記号)
A'	基準強度F'での限界細長比	—	規格に定めている「許容圧縮応力度」の計算式を使用している。算出過程で使用する1.2倍を適用した基準強度F'のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	E (計算上の記号)
F'	1.2倍を適用した基準強度	N/mm ²	規格に定めている数値を使用している。なおJISMEの供用状態Dに基づきJISに定める構造用鋼材として基準強度を1.2倍して適用している。1.2倍を適用した基準強度F'のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。 $f_{1.0}$ と $f_{1.2}$ の比を算出しており、F'よりも実強度が大きいため、実際の圧縮強度比は増加することから、評価結果は保守的となる。	D, E (計算上の記号)
R_f	圧縮強度比	—	鉄塔設計用強度に基準強度倍率を反映した耐震評価用の強度計算であり、算出過程で使用する基準強度F及びF'のままであれば評価結果への裕度には影響しない。	計算上の記号
σ'_{ka}	耐震評価用の圧縮応力度	N/mm ²	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	計算上の記号
σ	許容引張応力度	N/mm ²	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
σ'_t	耐震評価用の引張応力度	N/mm ²	鉄塔設計用強度に基準強度倍率を反映した耐震評価用の強度計算であり、算出過程で使用する基準強度F及びF'のままであれば評価結果への裕度には影響しない。	計算上の記号
σ	許容曲げ応力度	N/mm ²	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	B (計算上の記号)
σ'_b	耐震評価用の曲げ応力度	N/mm ²	鉄塔設計用強度に基準強度倍率を反映した耐震評価用の強度計算であり、算出過程で使用する基準強度F及びF'のままであれば評価結果への裕度には影響しない。	計算上の記号
σ_c	平均圧縮応力度	N/mm ²	解析から求まる最大圧縮軸力を部材固有の断面積で除して算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	E
$c\sigma_b$	圧縮側曲げ応力度	N/mm ²	解析から求まる最大曲げモーメントを部材固有の断面係数で除して算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	E
$t\sigma_b$	引張側曲げ応力度	N/mm ²	解析から求まる最大曲げモーメントを部材固有の断面係数で除して算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	E
σ_T	平均引張応力度	N/mm ²	解析から求まる最大引張軸力を部材固有の断面積で除して算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	E

表 1.4.8-2 強度計算に使用した各定数 (2/2)

記号	名称	単位	評価結果 (安全率) への影響について	使用規格
B _{t1}	ボルト1本当たりの許容引張強度	kN/本	規格に定める「許容引張応力度」を使用しており、評価結果への裕度には影響しない。	B (計算上の記号)
σ_{tb}	ボルトの許容引張応力度	N/mm ²	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	B
A _t	ボルトの引張対象断面積	mm ²	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	B
B _t	ボルトの許容引張強度	kN	規格に定める「許容引張応力度」を使用しており、評価結果への裕度には影響しない。	B (計算上の記号)
N	ボルト本数	—	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	B (計算上の記号)
B _{s1}	ボルト1本当たりの許容せん断強度	kN/本	規格に定める「許容せん断応力度」を使用しており、評価結果への裕度には影響しない。	B (計算上の記号)
τ	ボルトの許容せん断応力度	N/mm ²	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	B
A _s	ボルトのせん断対象断面積	mm ²	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	B
B _s	ボルトの許容せん断強度	kN	規格に定める「許容せん断応力度」を使用しており、評価結果への裕度には影響しない。	B (計算上の記号)
B _{b1}	ボルト1本当たりのボルトの許容支圧強度	kN/本	規格に定める「許容支圧応力度」を使用しており、評価結果への裕度には影響しない。	B (計算上の記号)
σ_b	部材及びボルトの許容支圧応力度の 小なる方	N/mm ²	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	B
d _b	ボルトの支圧対象径	mm	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	B
t	部材厚	mm	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	B
B _b	ボルトの許容支圧強度	kN	規格に定める「許容支圧応力度」を使用しており、評価結果への裕度には影響しない。	B (計算上の記号)
B _{s'}	耐震評価用のボルトのせん断強度	kN	鉄塔設計用強度に基準強度倍率を反映した耐震評価用の強度計算であり、算出過程で使用する基準強度F及びF'のままであれば評価結果への裕度には影響しない。	計算上の記号
B _{t'}	耐震評価用のボルトの引張強度	kN	鉄塔設計用強度に基準強度倍率を反映した耐震評価用の強度計算であり、算出過程で使用する基準強度F及びF'のままであれば評価結果への裕度には影響しない。	計算上の記号
B _{b'}	耐震評価用のボルトの支圧強度	kN	鉄塔設計用強度に基準強度倍率を反映した耐震評価用の強度計算であり、算出過程で使用する基準強度F及びF'のままであれば評価結果への裕度には影響しない。	計算上の記号
B'	耐震評価用のボルト強度	kN	鉄塔設計用強度に基準強度倍率を反映した耐震評価用の強度計算であり、算出過程で使用する基準強度F及びF'のままであれば評価結果への裕度には影響しない。	計算上の記号

使用規格

A : 等辺山形鋼許容応力度表 [電気設備技術基準 (1997) 及び J E C - 1 2 7 - 1979 準拠]

B : ボルト許容応力度表 [電気設備技術基準 (1997) 及び J E C - 1 2 7 - 1979 準拠]

C : 鋼構造設計規程 [日本建築学会] (2005年改定)

D : 鋼材等及び溶接部の許容応力度並びに鋼材等及び溶接部の材料強度の基準強度 [建築基準法施行令 昭和55年建設省告示第1794号]

E : J S M E

1.4.9 解析結果

基準地震動 $S_s - D$ による鉄塔基礎部の応答波形を設計用地震動として用いて、鉄塔の有限要素モデルにて時刻歴応答解析を実施し得られた地震荷重と、風荷重解析を実施し得られた風荷重とを加算し、耐震評価における発生荷重とした結果、支柱材は部材の圧縮と曲げの組合せで、腹材はボルトで最小安全率となった。最小安全率となった支柱材の安全率は 1.4.8(1) に示す方法で求め、腹材の安全率は強度を発生荷重で除して求めている。最小安全率の一覧を表 1.4.9-1 に示す。

島根原子力発電所の構内にある通信用無線鉄塔は基準地震動 $S_s - D$ に基準風速 30m/s の風を想定した評価であり、支柱材、腹材の安全率は 1 以上であるため、倒壊はしない。

表 1.4.9-1 支柱材と腹材の最小安全率一覧（基準地震動 $S_s - D$ ）

	鉄塔構造	減衰定数	最小安全率の支柱材						最小安全率の腹材				
			位置	発生応力度		許容応力度		圧縮曲げ組合せ	安全率	位置	発生荷重 [kN]	強度 [kN]	安全率
				圧縮	曲げ	圧縮	曲げ						
				[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]						
通信用無線鉄塔	鋼管	2%	15番パネル部材圧縮	232.4	139.1	510.0	527.0	0.72	1.38	4番パネルボルト	143.0	177.4	1.24

注：基準風速 30m/s を想定

1.4.10 通信用無線鉄塔基礎の耐震性確認

(1) 概要

通信用無線鉄塔については、アクセスルートの確保や保管場所の可搬型設備への影響防止の観点から、地震応答解析を実施し基準地震動による耐震性を確認している。

通信用無線鉄塔の基礎は、a, b, c, d 脚を一体化した床板（マット型基礎）で構成されており、基礎底面を岩盤（ C_L 級）に着底させ支持する構造形式である。なお、基礎床板周辺（側面）は、MMRによる埋戻しを行っている。

(2) 評価方針

当該鉄塔基礎について、基準地震動 S_s ($S_s - D$) による耐震安全性評価を実施する。当該鉄塔基礎の耐震安全性評価では、基準地震動 S_s による鉄塔本体の地震応答解析によって得られる荷重を考慮したうえで、基礎に作用する地震時土圧等も考慮した震度法により算出する発生応力が、RC 基礎部の許容限界値を下回ることを確認する。

(3) 評価方法

a. 通信用無線鉄塔基礎の概要

通信用無線鉄塔の位置図を図 1.4.10-1 に示す。

通信用無線鉄塔の基礎は、a, b, c, d 脚を一体化した床板（マット型基礎）で構成されており、基礎底面を岩盤（ C_L 級）に着底させ支持する構造形式である。基礎図を図 1.4.10-2 に示す。

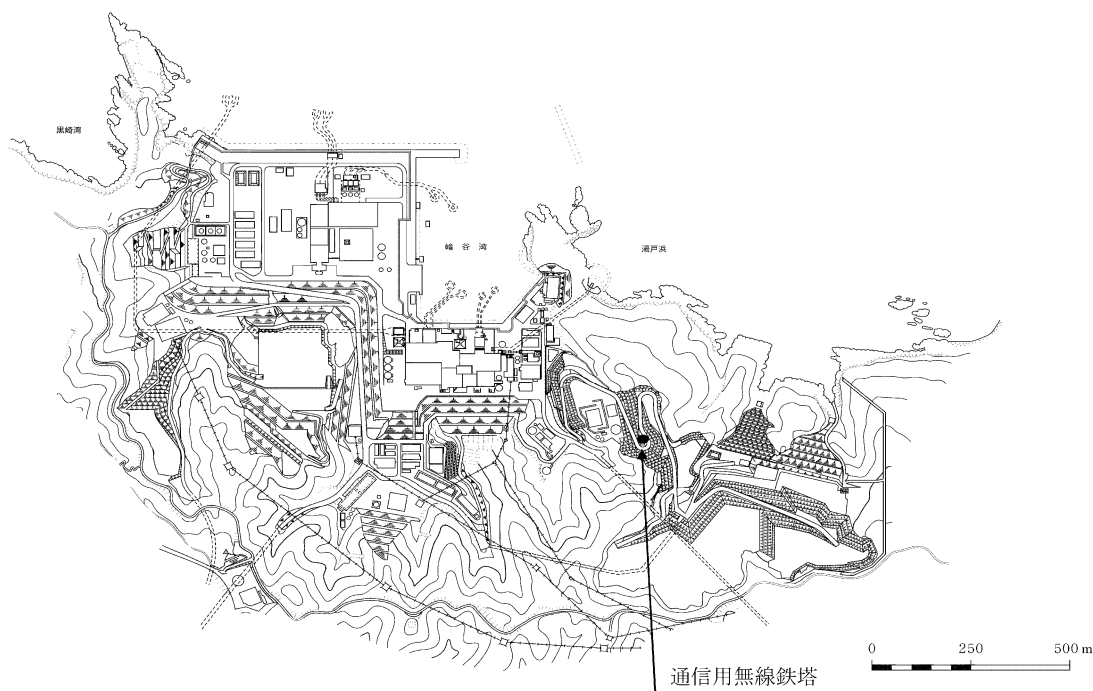
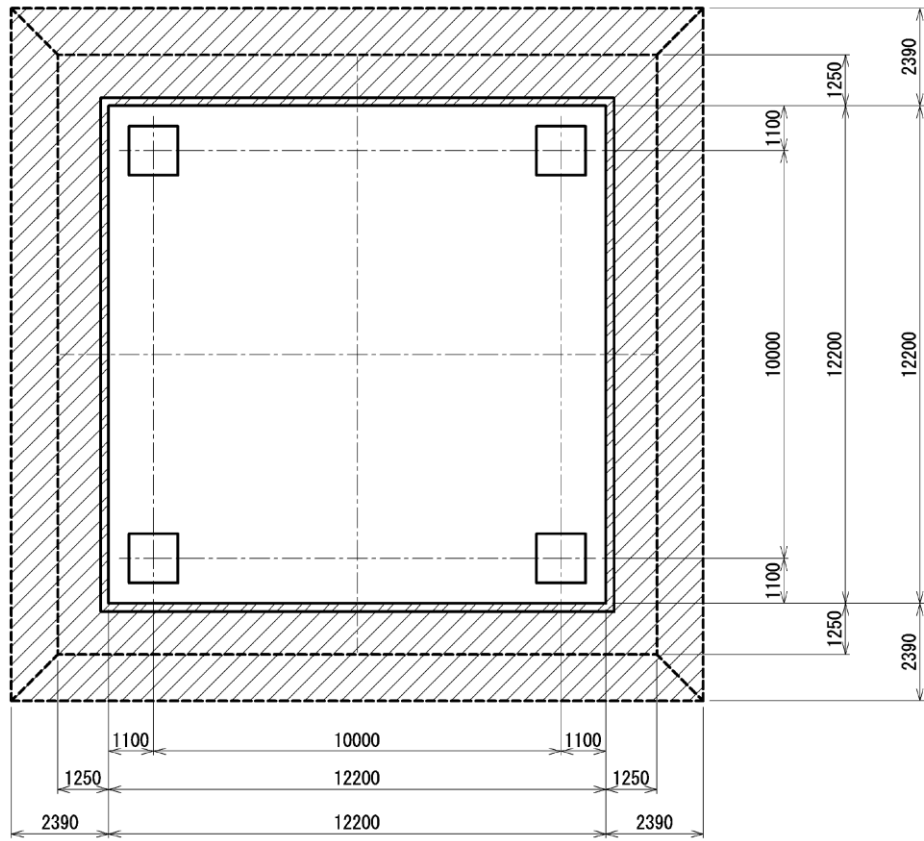
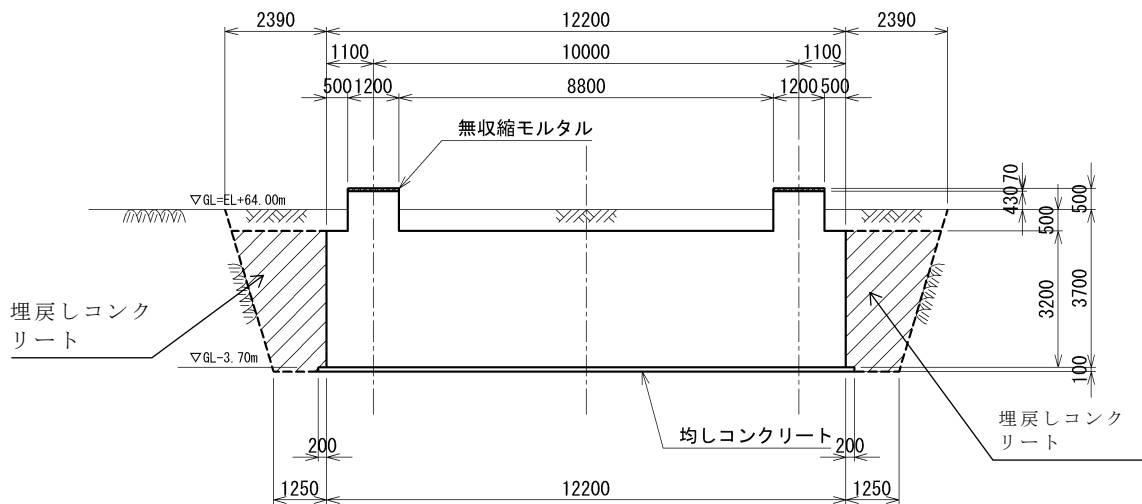


図 1.4.10-1 通信用無線鉄塔位置図



(a) 基礎平面図



(b) 正面図

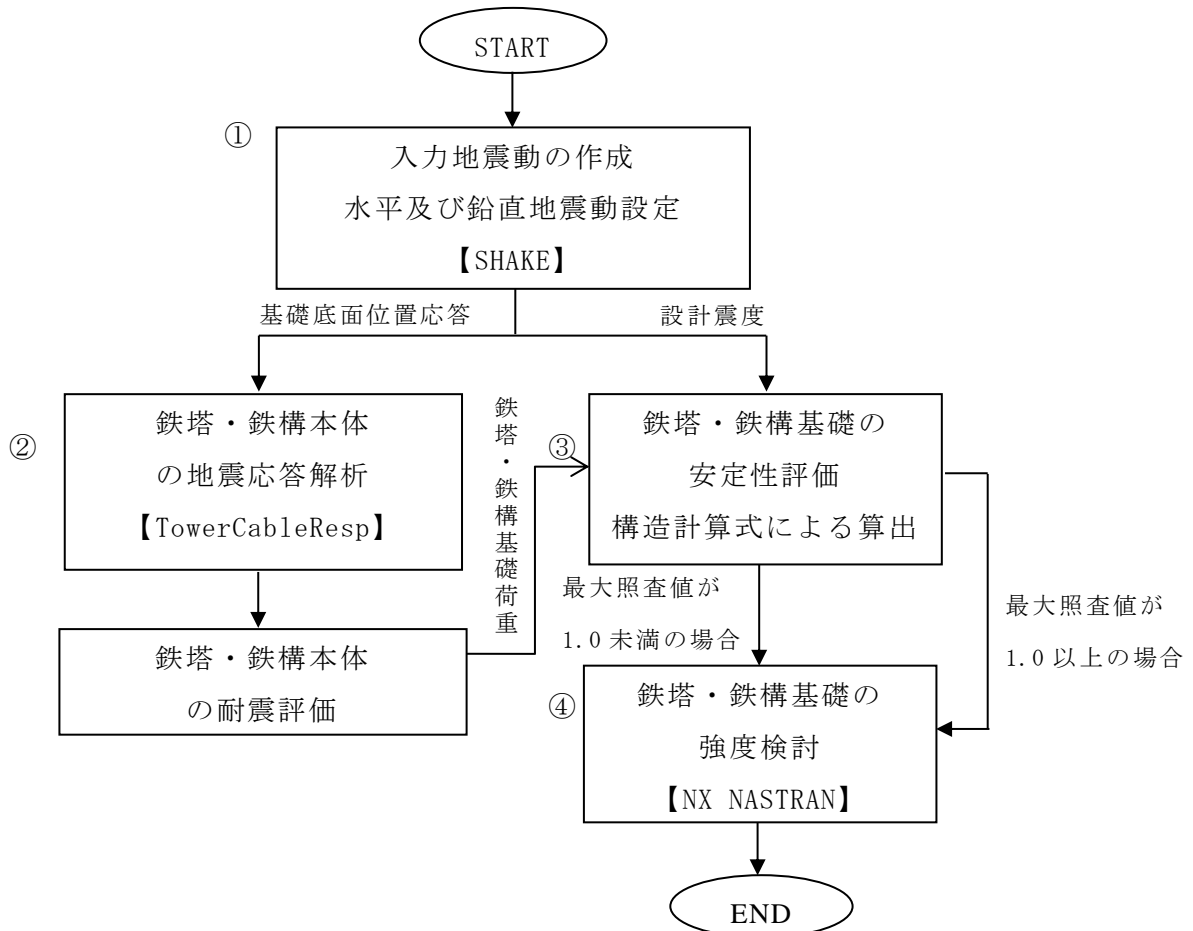
図 1.4.10-2 通信用無線鉄塔基礎図

b. 評価方法

評価フローを図 1.4.10-3 に示す。

通信用無線鉄塔基礎は次の手順で評価を実施する。

- ①各構造物位置の地層（速度層）構造に対して、1次元波動論に基づく地震応答解析（解析コード「SHAKE ver.2.0」）を行い、鉄塔本体の地震応答解析に用いる入力地震動の算定、鉄塔基礎の耐震評価に用いる入力地震動を作成する。
- ②鉄塔本体を梁要素で分割した解析モデルに対して3次元動的FEM時刻歴線形解析（解析コード「TowerCableResp ver.1.311c」）により、鉄塔本体の発生断面力を算定し、鉄塔本体の耐震評価を行う。
- ③鉄塔基礎に作用する荷重（鉄塔本体からの基礎反力、基礎体慣性力及び地震時土圧）を考慮した鉄塔基礎の地震時の安定性評価を行う。（構造計算式による算出）
- ④鉄塔基礎を3次元シェル要素でモデル化した解析モデルに対して3次元静的FEM非線形解析（解析コード「NX NASTRAN ver.8.5mp1」）により、鉄塔基礎の地震時の強度検討を行う。



注：【 】は解析コードを示す。

図 1.4.10-3 評価フロー

(a) 入力地震動の作成

イ. 概要

地震応答解析は、地盤の応答変位及び鉄塔本体の地震応答解析に用いる入力地震動を算定する目的で実施する。

ロ. 入力地震動の作成

基礎の耐震評価に用いる入力地震動は、SHAKE Ver. 2.0 を用いて解放基盤面で定義された基準地震動を、解放基盤モデルの逆応答解析により EL-215m まで引き戻した後、この引き戻し波を用いて鉄塔位置の基礎地盤モデルの順応答解析により算定した基礎スラブ底面での応答波 ($2E_2=E_2+F_2$) とする。入力地震動の作成は、水平成分と鉛直成分を個別に行う。

入力地震動作成の概念図を図 1.4.10-4 に示す。

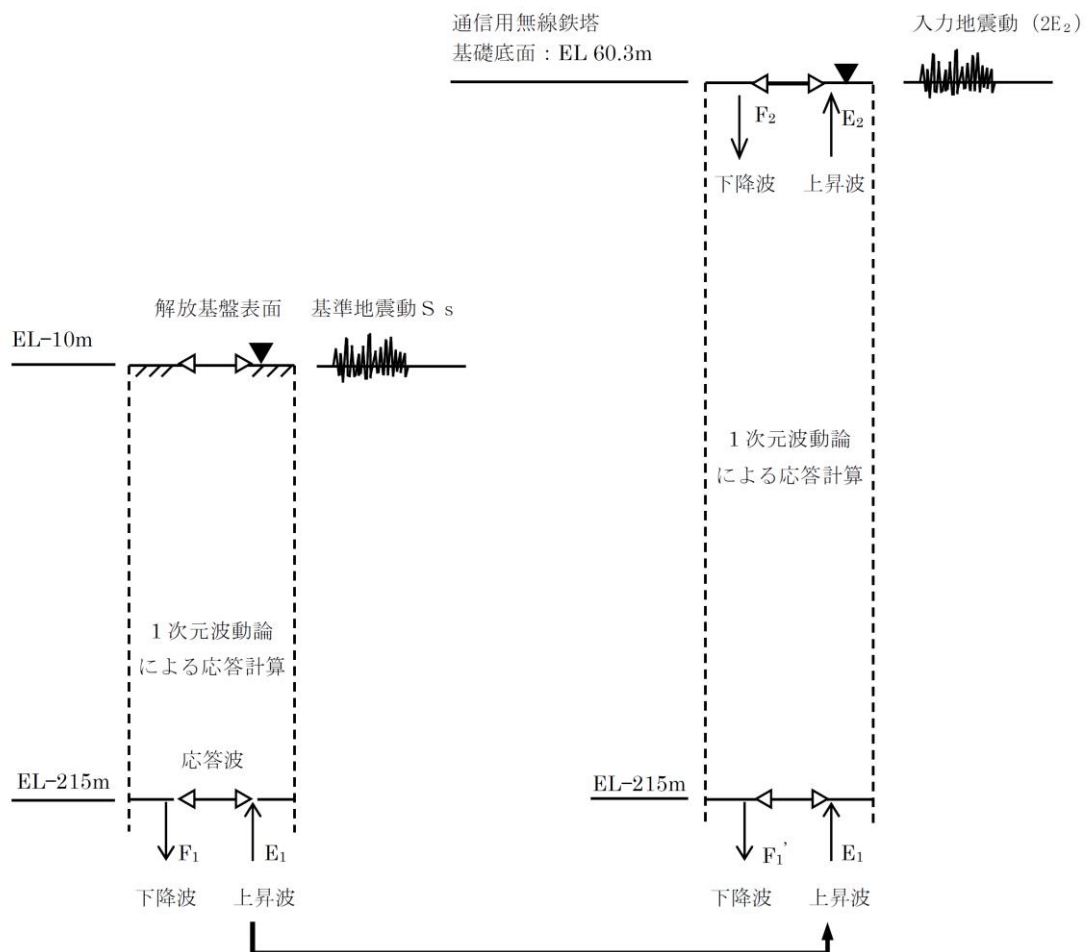


図 1.4.10-4 入力地震動作成の概念図

(b) 地盤の地震応答解析

【評価方法】

通信用無線鉄塔は、図1.4.10-5及び図1.4.10-6のとおり斜面中腹に位置するが、堅硬な岩盤で構成される切取斜面上に設置しているため、地形による影響は軽微と考え、1次元地震応答解析（解析コード「SHAKE ver.2.0」）により、地盤の地震応答解析を実施する。

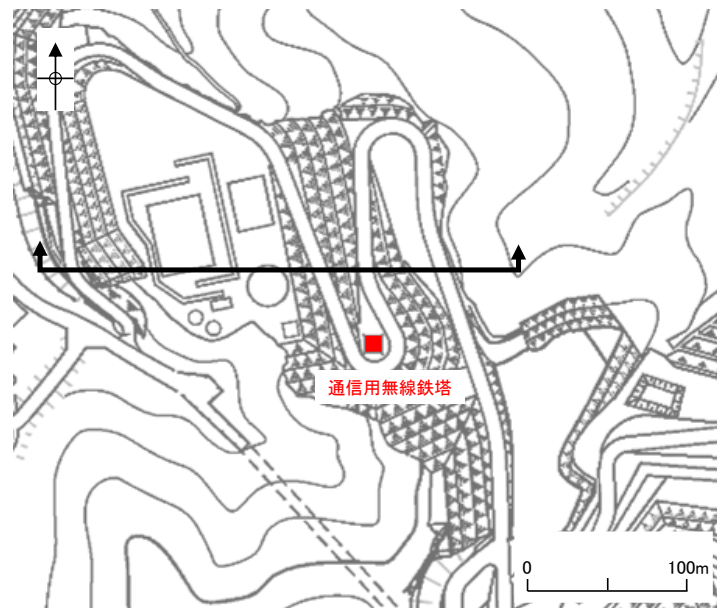


図1.4.10-5 平面図（通信用無線鉄塔周辺）

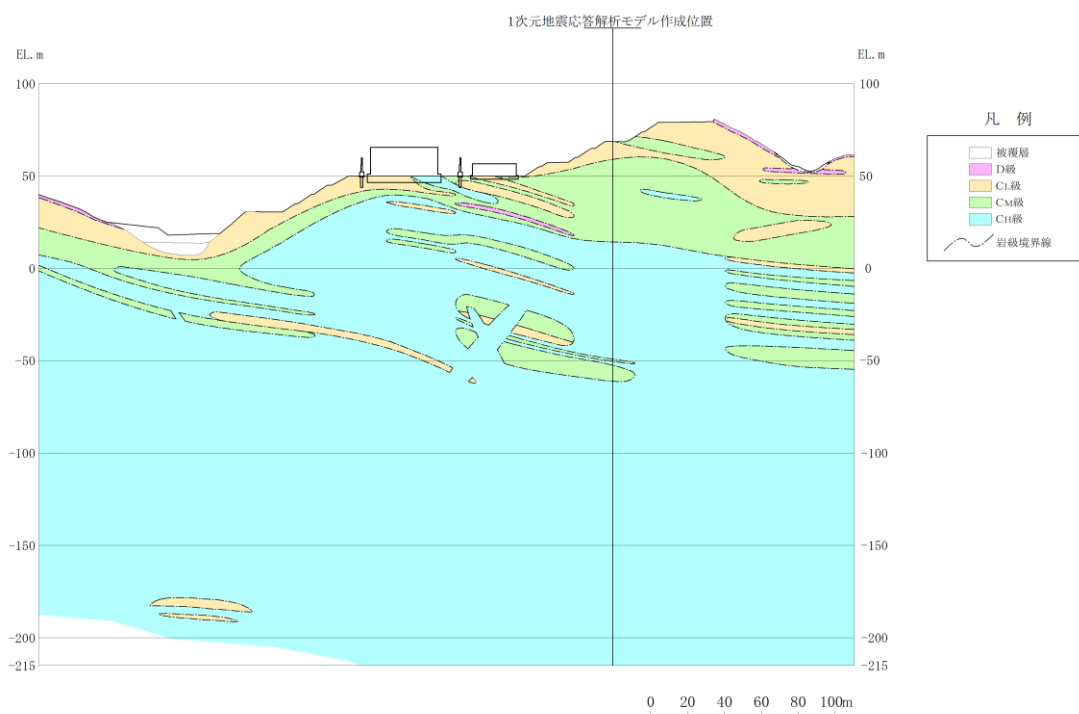


図1.4.10-6 地質断面図（岩級，通信用無線鉄塔周辺）

【解析モデルの作成】

1次元地震応答解析モデルの作成位置を図 1.4.10-7 に示す。
モデルの上端の標高は、通信用無線鉄塔の設置位置である EL 60.3m とする。

1次元地震応答解析モデルを図 1.4.10-8 に示す。

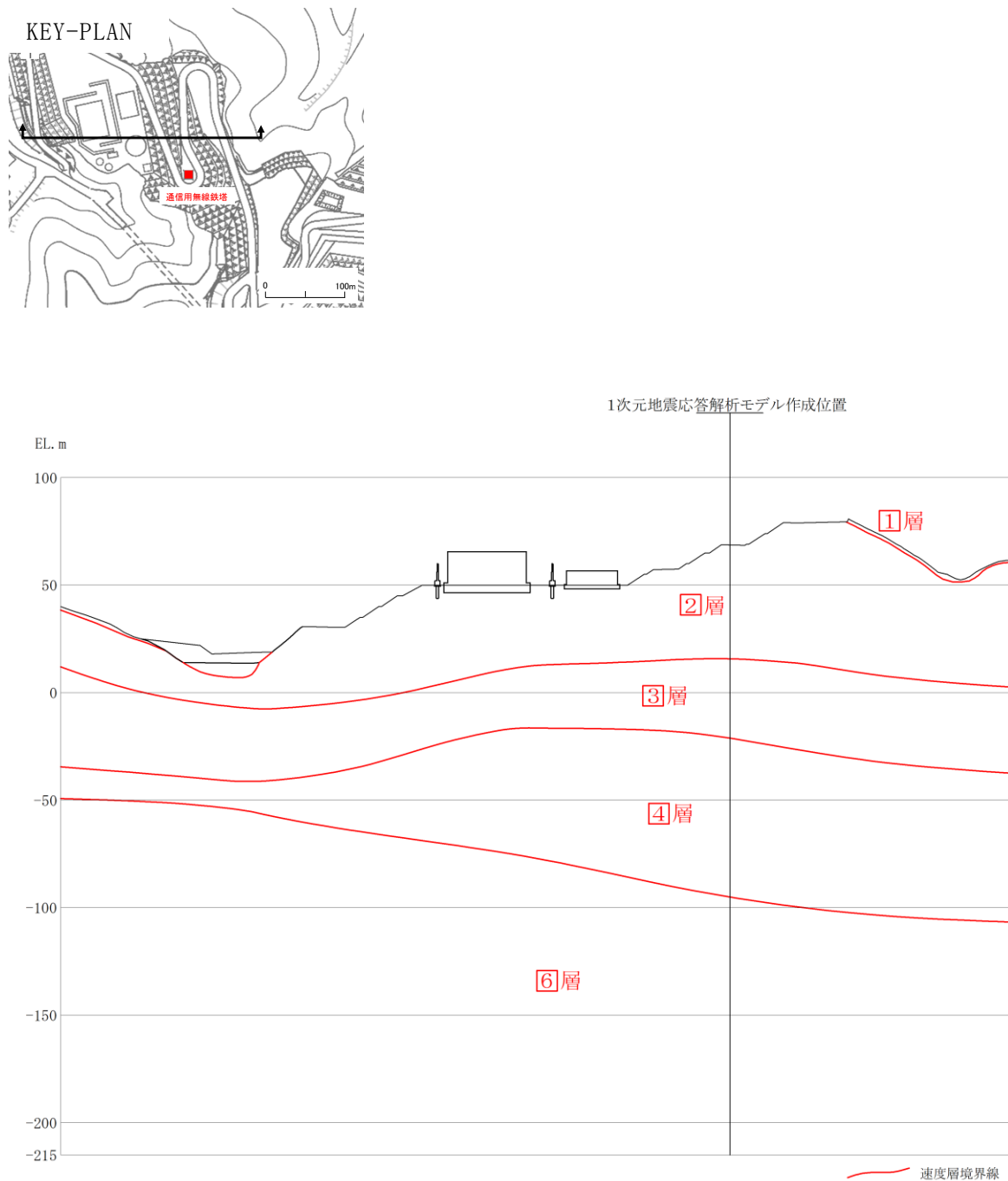


図 1.4.10-7 1次元地震応答解析モデルの作成位置（速度層区分図に追記）

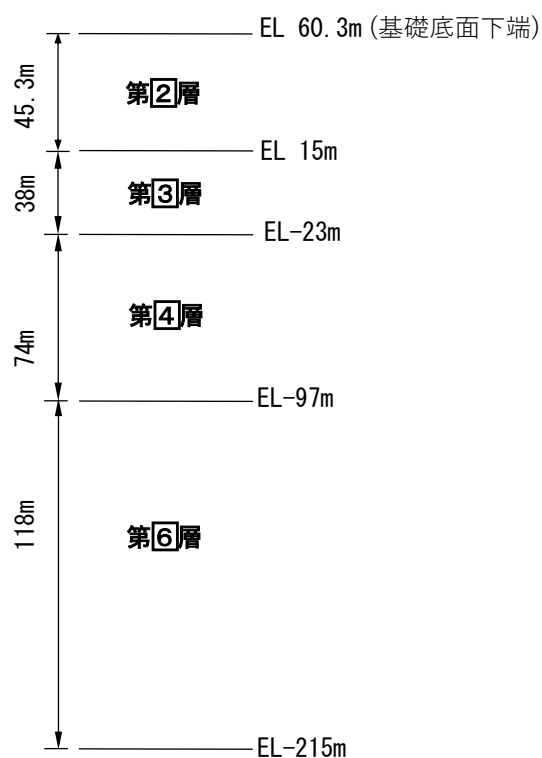


図 1.4.10-8 1次元地震応答解析モデル

【解析ケース】

通信用無線鉄塔の地震応答解析における解析ケースについては、基準地震動 $S_s - D$ 、 $S_s - N1$ 、 $S_s - N2$ 、 $S_s - F1$ 及び $S_s - F2$ とする。

【解析用物性値】

地盤の解析用物性値については、220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 鉄塔と同様に、「1.1.10 (3) b. (b) イ. 220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 鉄塔」に記載の解析用物性値を用いる。

【地盤応答算定結果】

通信用無線鉄塔における地震応答解析結果は「別紙 1 加速度応答スペクトル」に掲載のとおり。

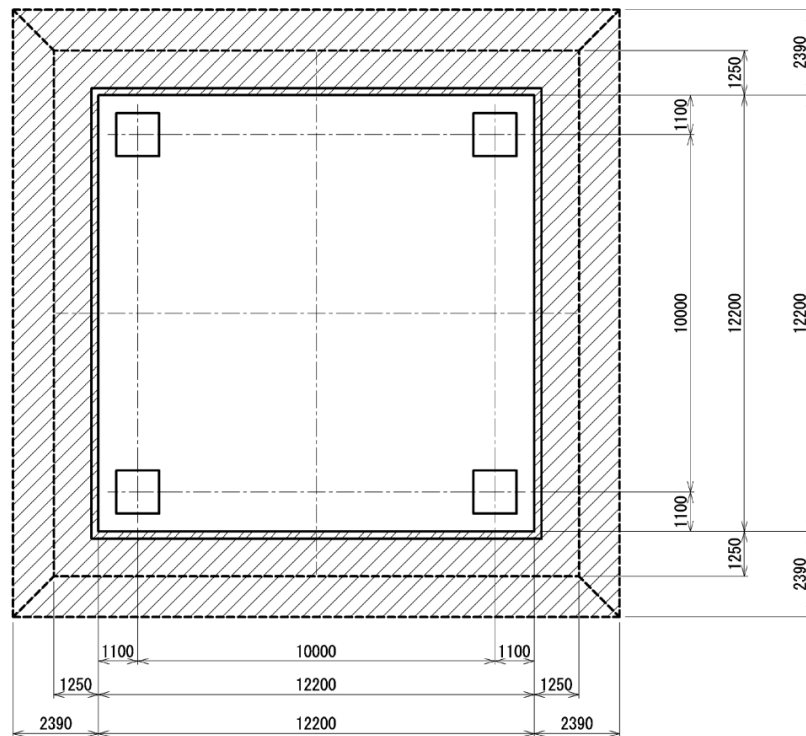
c. 基礎の耐震評価

(a) 概要

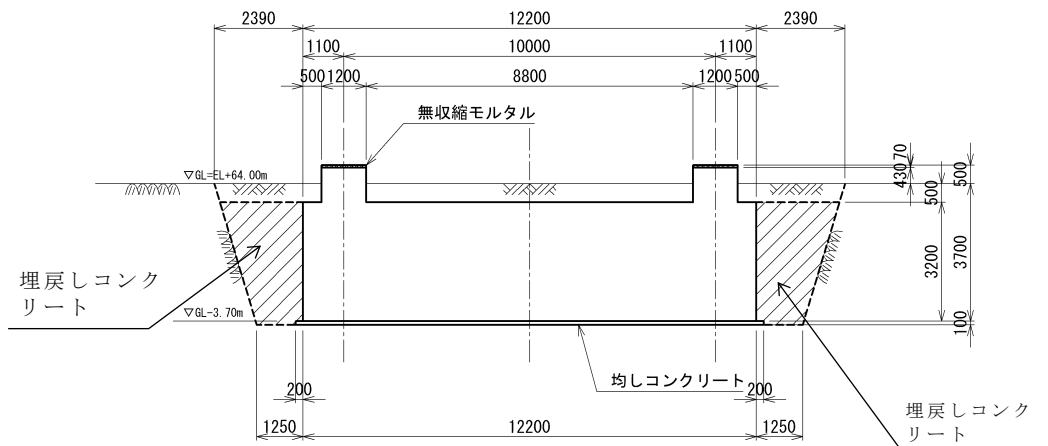
通信用無線鉄塔基礎の安定性評価（支持・滑動・転倒）は、震度法により行う。

また、耐震評価は、基礎床板を3次元シェルモデルによりモデル化した震度法による3次元FEM解析により行う。

ここで、基礎の設計震度は「b. 評価方法 (a) 入力地震動の作成」で求めた入力地震動の最大加速度より設定する。



(a) 基礎平面図



(b) 正面図

図 1.4.10-9 通信用無線鉄塔基礎図

(b) 検討・解析条件

イ. 安定性評価

(イ) 構造物のモデル化

基礎構造物は、基礎床板を剛体とみなして検討する。荷重は、構造物の自重及び基礎床板直上の土の重量を考慮し、入力地震動による慣性力（全時刻最大値）を考慮する。また、鉄塔からの基礎荷重を別途考慮する。

(ロ) 地盤のモデル化

基礎床板周辺の地盤による荷重を考慮する。荷重は、入力地震動による地震時土圧（水平・鉛直とも：全時刻最大値）を考慮する。

図 1.4.10-10 に荷重モデル図（安定性評価）を示す。

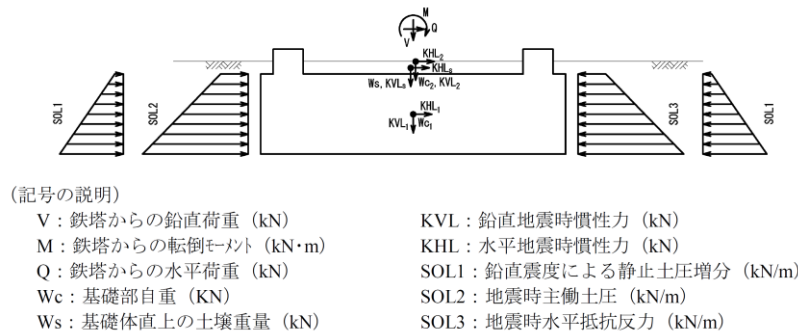


図 1.4.10-10 荷重モデル図（安定性評価）

ロ. 耐震評価

(イ) 構造物のモデル化

- ・基礎床板は、線形シェル要素とする。
- ・基礎スラブ構成節点には水平2成分及び鉛直の計3成分の地盤ばねを設定する。地盤ばねは、振動アドミタンス理論で算定したばねを節点ばねに置き換えてモデル化する。
- ・水位地盤ばねは、振動アドミタンス理論により算定した水平ばね値を基礎の面積で割ることで求める。なお、通信用無線鉄塔基礎は基礎形状が正方形のため、東西方向と南北方向の地盤ばね定数は同値となる。
- ・鉛直地盤ばねは、一般的には、地震応答解析における鉛直ばねを基礎の面積で割ることで求めるが、水平力によるロッキングに伴う鉛直荷重が卓越している本検討では、地震応答解析における回転ばねを断面2次モーメントで割ることにより求める。また、鉛直地盤ばねは No-tension ばねとし、地震力作用時に浮き上がる箇所について引張力が作用しないようにする。

(ロ) 地盤のモデル化

地盤ばねは、近似法を用いて算定する。

地盤ばねの算定には、各基礎底面以深の地盤を水平成層と仮定し、田治見の成層補正 (J E A G 4 6 0 1) により等価な半無限地盤に置換した地盤定数を用いる。

地盤ばねの剛性 (K) は、3次元波動論に基づく動的複素剛性 (円振動数 ω に依存した複素数の動的抵抗係数: $K=K_R+i \cdot K_I$) により、円振動数 $\omega=0$ の値、すなわち静的理論解とする。したがって、地盤ばねの剛性は円振動数 ω に依存せず一定値となる。

なお、基礎側面の埋戻土による抵抗ばねは、基礎に発生する軸力の圧縮成分を増大させ、危険側の検討となることから考慮しない。

成層補正に用いる地盤モデルを表 1.4.10-1 に、成層補正の結果を表 1.4.10-2 に示す。等価せん断波速度を用いた振動アドミタンス理論による地盤ばねの算定結果を表 1.4.10-3 に示す。

図 1.4.10-11 に振動アドミタンス理論による地盤ばねを、図 1.4.10-12 に荷重モデル図 (耐震評価) を示す。また、図 1.4.10-13 に通信用無線鉄塔基礎 NASTRAN メッシュ図を示す。

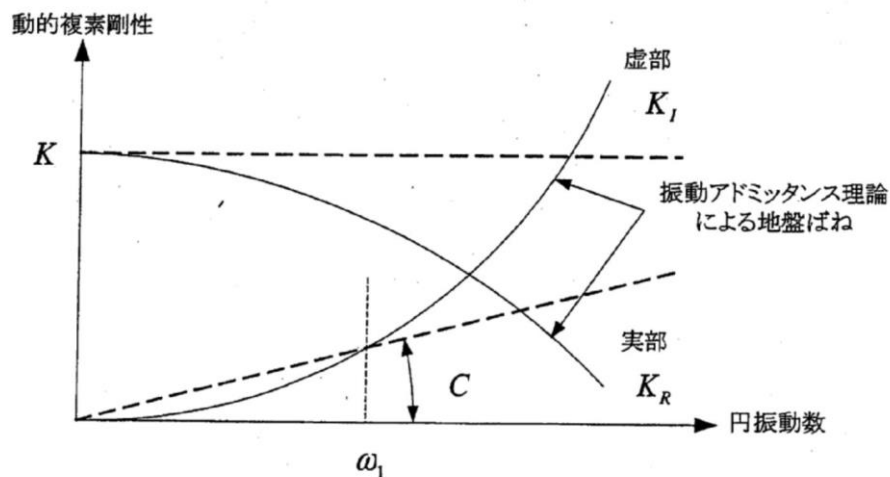


図 1.4.10-11 振動アドミタンス理論による地盤ばね

表 1.4.10-1 成層補正用地盤モデル

標高 (EL m) 速度層区分	S波速度 V_s (m/s)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	動ポアソン比 ν_d
+60.3			
第Ⅱ速度層 +15.0	900	23.0	0.388
第Ⅲ速度層 -23.0	1,600	24.5	0.377
第Ⅳ速度層 -97.0	1,950	24.5	0.344
第Ⅴ速度層 -215.0	2,350	27.9	0.355

注：各速度層の区分は、SHAKEの速度層区分を用いる。

表 1.4.10-2 成層補正結果

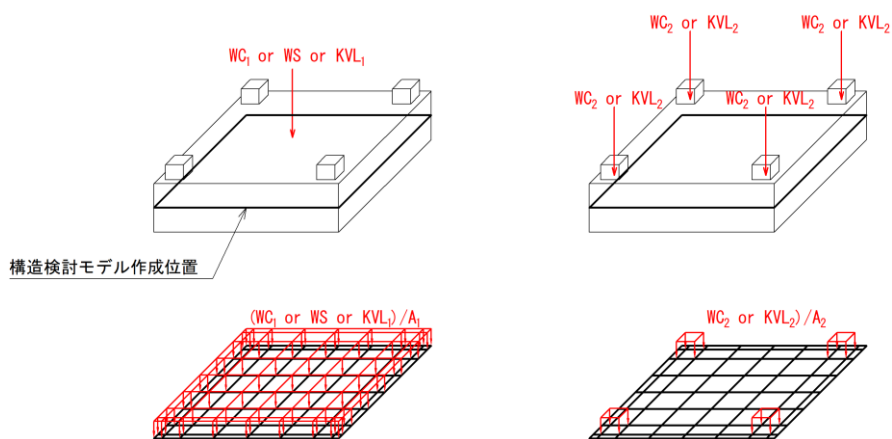
方向	等価せん断波速度 V_s (m/s)	等価せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d
水平	919	1.980×10^3	0.388
回転	901	1.904×10^3	
鉛直	952	2.126×10^3	

注：田治見の成層補正法により算出

表 1.4.10-3 地盤ばね算定結果

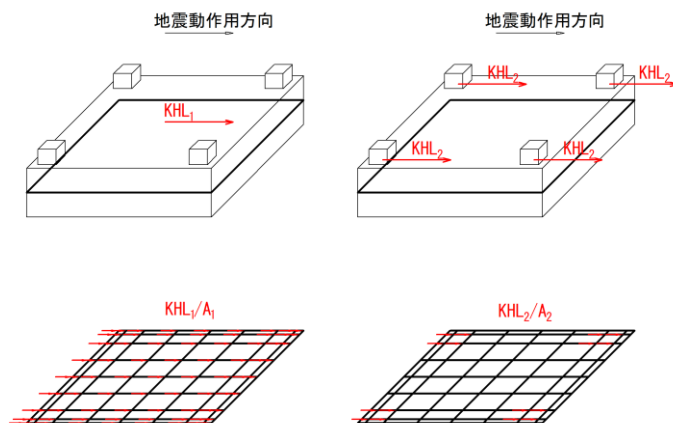
方向	地盤ばね定数 水平, 鉛直：kN/m 回転：kN・m/rad
水平	6.227×10^7
回転	2.472×10^9
鉛直	8.803×10^7

注：振動アドミタンス理論により算出



注：安定性評価における集中荷重を基礎底面積 A_1 または柱体部底面積 A_2 により除すことで等分布荷重として作用させる。

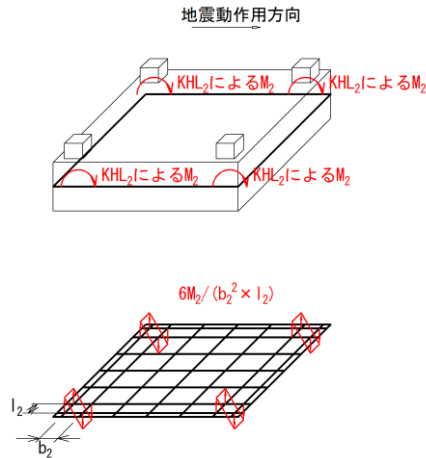
(床板部に作用する鉛直荷重) (柱体部に作用する鉛直荷重)



注：安定性評価における集中荷重を基礎底面積 A_1 または柱体部底面積 A_2 により除すことで等分布荷重として作用させる。

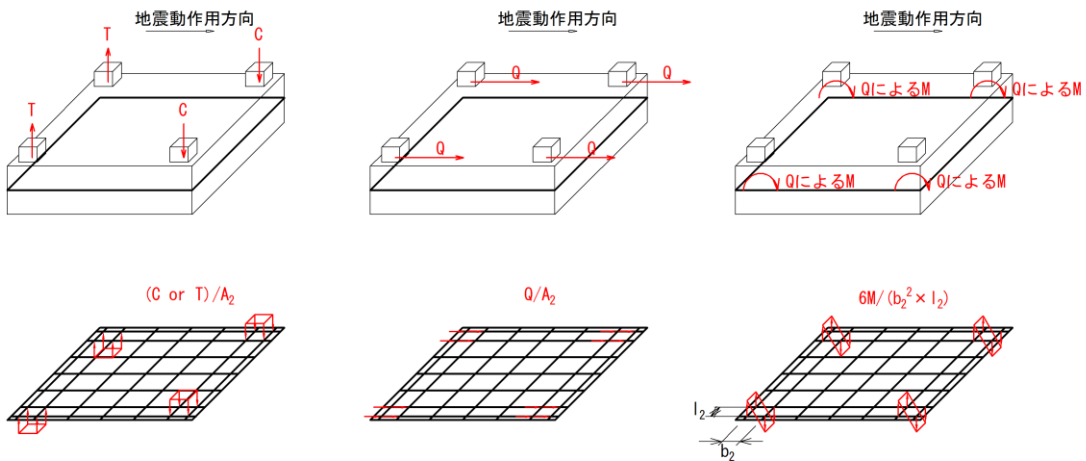
(床板部に作用する水平荷重) (柱体部に作用する水平荷重)

図 1.4.10-12(1/2) 荷重モデル図 (耐震評価)



注：安定性評価におけるモーメント荷重を柱体幅 b 及び柱体幅 l により除すことで等価な等分布荷重として作用させる。

(柱体部水平慣性力によるモーメント)



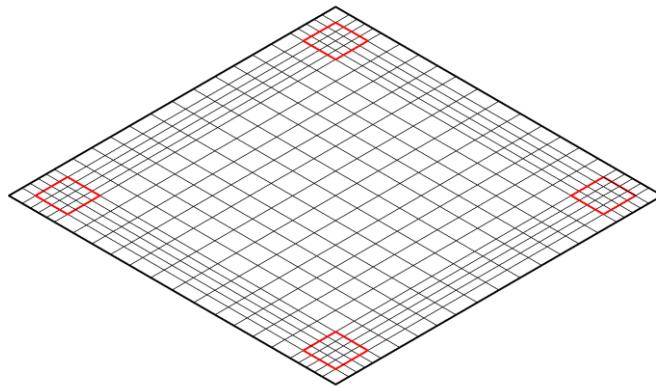
注：安定性評価における荷重を鉛直荷重及び水平荷重は柱体部の面積 A_2 により除すことで等分布荷重として作用させる。モーメント荷重は柱体幅 b 及び柱体幅 l により除すことで等価な等分布荷重として作用させる。

(鉄塔からの鉛直力)

(鉄塔からの水平力)

(鉄塔からのモーメント)

図 1.4.10-12(2/2) 荷重モデル図 (耐震評価)



— : 鉄塔（柱体部）位置

注：基礎厚さはシェル要素に与える。

各節点位置にばね要素（表 1.4.10-3 参照）を設定する。

図 1.4.10-13 通信用無線鉄塔基礎 NASTRAN メッシュ図

(c) 荷重条件

基礎の耐震評価は，風荷重時及び地震時の鉄塔基礎部における反力を用いて実施する。

- ・ 風荷重：30m/s
- ・ 地震動：S s - D

(d) 評価項目

部材照査項目は，表 1.4.10-4 のとおりとし，短期許容値にて評価する。

表 1.4.10-4 照査項目

構造物	項目	備考
鉄筋コンクリート	地盤支持力，転倒，滑動，曲げ，せん断	短期許容値

(e) 使用材料及び材料定数

通信用無線鉄塔基礎の耐震評価に用いる材料定数は、設計図書及び文献等を基に設定する。構造物の使用材料を表 1.4.10-5 に、材料物性値を表 1.4.10-6 に示す。VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づく地盤物性値を表 1.4.10-7 に、根拠となる地質断面図（岩級）を図 1.4.10-6 に示す。

表 1.4.10-5 構造物の使用材料

材 料		諸 元
基礎体（基礎床板）	コンクリート	設計基準強度 24N/mm ²

表 1.4.10-6 材料物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	設計基準強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
鉄筋コンクリート	24.0	24	2.27×10 ⁴

表 1.4.10-7(1/2) 地盤物性値

地盤材料	せん断強度 τ (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	摘要
埋戻土	0.22	22	20.7	基礎底面より上方
C _L 級凝灰岩	0.28	28	22.8	基礎底面より下方

表 1.4.10-7(2/2) 地盤物性値（極限支持力度）

地盤材料	極限支持力度 (N/mm ²)
岩盤 (C _L 級, 凝灰岩)	3.9

(f) 作用荷重

表 1.4.10-8 に考慮する荷重を示す。荷重は、常時荷重、風荷重及び基準地震動 S_s による地震時荷重とする。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する。

地震時荷重の算定に用いる設計震度は、鉄塔本体の耐震性評価に用いた入力波形（図 1.4.6-2）の最大加速度より設定する。設定した設計震度を表 1.4.10-9 に示す。

図 1.4.10-14 に荷重モデル図（安定性評価）を示す。

ここで、基礎の安定性評価に用いる荷重へは「（安）」を、耐震評価に用いる荷重へは「（構）」を各荷重項目へ記載し識別する。

表 1.4.10-8 考慮する荷重

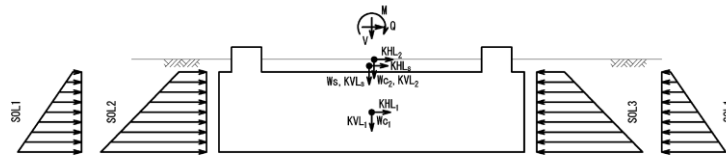
種類	荷重	備考
常時荷重	<ul style="list-style-type: none"> ・鉄塔自重* ・アンテナ重量* ・基礎部自重 ・土壌重量（鉄塔基礎床板直上） 	—
風荷重	<ul style="list-style-type: none"> ・風荷重* 	・風速 30m/s の風荷重を考慮
地震時荷重	<ul style="list-style-type: none"> ・鉄塔本体からの作用荷重（圧縮力，引揚力，水平力） ・地盤からの作用荷重（地震時土圧） ・鉄塔基礎本体の慣性力 	—

注記*：鉄塔本体から作用する荷重（鉄塔基礎応力）に含む。

表 1.4.10-9 設計震度

地震動	最大加速度 (Gal)		設計震度	
	水平	鉛直	水平	鉛直
$S_s - D$	995	678	1.02	0.70

注：（設計震度）＝（最大加速度）／980.665



(記号の説明)

V : 鉄塔からの鉛直荷重 (kN)	KVL : 鉛直地震時慣性力 (kN)
M : 鉄塔からの転倒モーメント (kN・m)	KHL : 水平地震時慣性力 (kN)
Q : 鉄塔からの水平荷重 (kN)	SOL1 : 鉛直震度による静止土圧増分 (kN/m)
Wc : 基礎部自重 (kN)	SOL2 : 地震時主働土圧 (kN/m)
Ws : 基礎体直上の土壌重量 (kN)	SOL3 : 地震時水平抵抗反力 (kN/m)

図 1.4.10-14 荷重モデル図 (安定性評価)

イ. 常時荷重

(イ) 基礎部自重 (W_c) (安)・(構)

基礎部自重は、次式により算定する。

$$W_c = V_c \times \gamma_c = 11569.15 \text{ (kN)}$$

ここで、

V_c : 基礎体の体積

$$= 12.2^2 \times 3.2 + 1.2^2 \times 1.0 \times 4 \text{ 脚 } m^3, \text{ 図 1.4.10-9 参照}$$

γ_c : 鉄筋コンクリートの単位体積重量 (kN/m^3 , 表 1.4.10-6 参照)

(ロ) 土壌重量 (W_s) (安)・(構)

土壌重量 (基礎床板直上) は、次式により算定する。

$$W_s = V_s \times \gamma_e = 1480.88 \text{ (kN)}$$

ここで、

V_s : 基礎床板直上の土の体積

$$= (12.2^2 - 1.2^2 \times 4) \times 0.5 m^3, \text{ 図 1.4.10-9 参照}$$

γ_e : 基礎床板直上の土の単位体積重量 (kN/m^3 , 表 1.4.10-7 参照)

ロ. 地震時荷重

(イ) 鉛直地震時慣性力 (KVL) (安)・(構)

鉛直地震時慣性力は、次式により算定する。

$$KVL_c = k_v \times W_c$$

$$KVL_s = k_v \times W_s$$

ここで、 KVL_c : 基礎部自重による鉛直地震時慣性力 (kN)

KVL_s : 土壌重量による鉛直地震時慣性力 (kN)

k_v : 設計鉛直震度 (表 1.4.10-9 参照)

(ロ) 水平地震時慣性力 (KHL) (安)・(構)

水平地震時慣性力は、次式により算定する。

$$KHL_c = k_H \times W_c$$

$$KHL_s = \min(k_H \times W_s, \mu \times W_s) *$$

注記*：基礎床板と土砂の摩擦抵抗を上限とする。

ここで、 KHL_c ：基礎部自重による水平地震時慣性力（kN）

KHL_s ：土壌重量による水平地震時慣性力（kN）

k_H ：設計水平震度（表 1.4.10-9 参照）

μ ：コンクリートと土の摩擦係数（ $=\tan(2/3 \times \Phi) = 0.262$ ）

Φ ：埋戻し土の内部摩擦係数（ $=22^\circ$ ，表 1.4.10-7 参照）

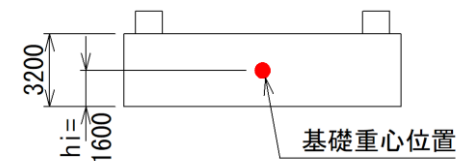
また、水平地震時慣性力による転倒モーメントを、次式により算出する。

$$M_{KHL_c} = KHL_c \times h_i$$

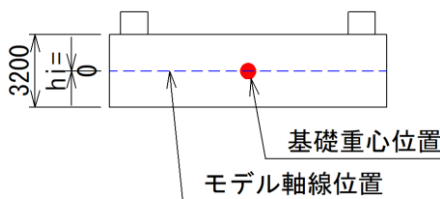
$$M_{KHL_s} = KHL_s \times h_i$$

ここで、 h_i ：水平地震時慣性力の作用点から転倒モーメント算出位置までの高さ（m）

図 1.4.10-15 に h_i の設定方法を示す。



（安定性評価の場合）



（耐震評価の場合）

図 1.4.10-15 h_i の設定方法

(ハ) 鉛直震度による静止土圧増分（SOL1）（安）

通信用無線鉄塔基礎は、基礎体周辺をMMRにより埋め戻していることから鉛直震度による静止土圧増分を考慮しない。

(ニ) 地震時主働土圧（SOL2）（安）

通信用無線鉄塔基礎は、基礎体周辺をMMRにより埋め戻していることから土圧低減が図られるが、各基準類にその低減率について記載されたものはないため、安全側に側方を埋戻し土で埋め戻した場合の地震時主働土圧を考慮する。（地震時主働土圧の低減は考慮しない。）

修正物部・岡部式に基づく地震時主働土圧で、次式により算定する。

$$SOL2 = (q_{h1} + q_{h2}) \times (h_2 - h_1) / 2 \times L \text{ (kN)}$$

$$q_{h1} = k_{EA} \times \gamma_e \times h_1$$

$$q_{h2} = k_{EA} \times \gamma_e \times h_2$$

$$k_{EA} = 0.21 + 0.90 \times k_H$$

ここで、

q_{h1} : 基礎床板上面深度に作用する地震時主働土圧力度 (kN/m²)

q_{h2} : 基礎床板下面深度に作用する地震時主働土圧力度 (kN/m²)

h_1 : 地表面から基礎床板上面までの深さ (=0.5m, 図 1.4.10-9 参照)

h_2 : 地表面から基礎床板下面までの深さ (=3.7m, 図 1.4.10-9 参照)

L^* : 土圧作用面の幅 (m) 注記* : 検討方向に直交する基礎幅

γ_e : 基礎床板周辺の土の単位体積重量 (kN/m³, 表 1.4.10-7 参照)

k_{EA} : 地震時主働土圧係数

図 1.4.10-16 に L の設定方法を示す。

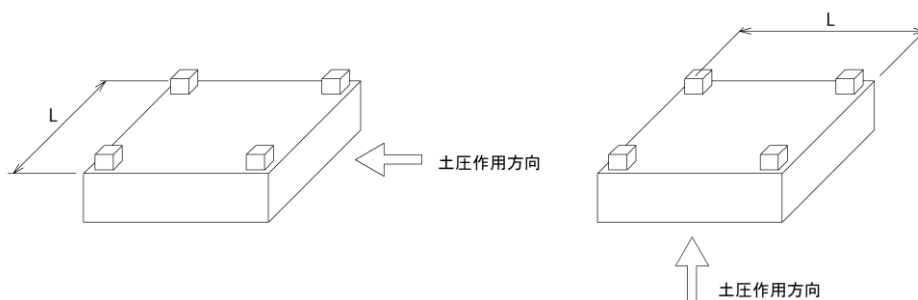


図 1.4.10-16 L の設定方法

(ホ) 地震時水平抵抗反力 (SOL3) (安)

基礎体に作用する水平方向の慣性力及び地震時主働土圧に対する水平抵抗反力で、次式により算定する。

$$SOL3 = q_h \times (h_2 - h_1) \times L \text{ (kN)}$$

$$q_h = \Sigma Q/B/h$$

ここで、 q_h : 基礎床板側面に作用する地震時水平抵抗反力度 (kN/m²)

B : 基礎床板幅 (=12.2m, 図 1.4.10-9 参照)

h : 基礎床板高さ (=3.2m, 図 1.4.10-9 参照)

なお、耐震評価においては、基礎床板のコンクリートは圧縮に強く引張に弱い特性があるため、基礎床板に対して圧縮力として作用する土圧は考慮しない設計としている。

ハ. 鉄塔からの基礎荷重（安）・（構）

通信用無線鉄塔基礎については、各脚が基礎床板により一体化された構造であることから、基礎床板に対しては、鉛直力、水平力及び転倒モーメントが作用する。

鉄塔基礎の安定性評価項目のうち、転倒に対しては、鉄塔基礎床板の面方向に作用する転倒モーメントによる影響が大きく、地盤支持力に対しては、鉄塔基礎床板の各面方向に作用する転倒モーメントの合計値（代数和）による影響が大きい。

このことを踏まえ、鉄塔荷重については、45°刻みで計8方向から作用させた結果のうち、面方向に作用する転倒モーメントが最大となるケースと、各面方向に作用する転倒モーメントの代数和が最大となるケースを考慮する。

鉄塔荷重作用方向の抽出における鉄塔基礎に作用する鉛直力、水平力、転倒モーメントの算出方法は下記のとおりである。

- ・鉛直力： $V = C_i + C_j + T_k + T_l$
- ・水平力： $Q = Q_i + Q_j + Q_k + Q_l$
- ・転倒モーメント： $M = (C_i + C_j + T_k + T_l) \times L/2$

ここで、

- C_i ：鉄塔脚1脚目に作用する圧縮力（kN）
- C_j ：鉄塔脚2脚目に作用する圧縮力（kN）
- T_k ：鉄塔脚3脚目に作用する引揚力（kN）
- T_l ：鉄塔脚4脚目に作用する引揚力（kN）
- Q_i ：鉄塔脚1脚目に作用する全水平力（kN）
- Q_j ：鉄塔脚2脚目に作用する全水平力（kN）
- Q_k ：鉄塔脚3脚目に作用する全水平力（kN）
- Q_l ：鉄塔脚4脚目に作用する全水平力（kN）
- L ：鉄塔根開き（ $L=10\text{m}$ ）

図 1.4.10-17 に鉄塔からの基礎荷重図を示し、表 1.4.10-10 に鉄塔基礎反力を示す。

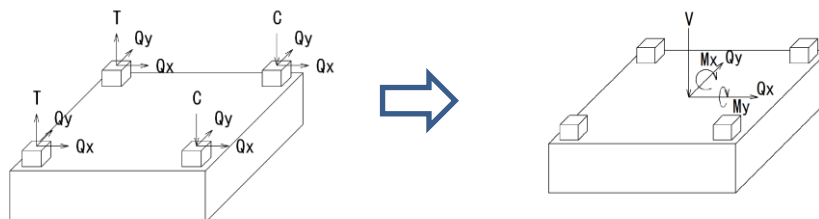


図 1.4.10-17 鉄塔からの基礎荷重図

表 1.4.10-10 鉄塔基礎反力

荷重名称			鉛直力	水平力		転倒モーメント	
			V (kN)	Q _x (kN)	Q _y (kN)	M _x (kN・m)	M _y (kN・m)
安定計算	S s - D	Case1*1	-650.7	841.3	-830.0	11454.5	-25001.5
		Case2*2	-725.8	-984.0	859.1	-29373.0	176.0

注記*1：Case1 は各面方向に作用する転倒モーメントの代数和が最大となるケース

*2：Case2 は x 方向又は y 方向に作用する転倒モーメントの最大となるケース

(g) 許容限界

基礎床板に対する許容限界は、短期許容応力度とし、表 1.4.10-11 のとおりとする。

また、基礎床板の地盤支持力、滑動及び転倒に対する許容限界は短期許容値とし次式により算出する。（「電協研第 58 巻」及び「J E C - 1 2 7」に準拠）

イ. 地盤支持力

$$q \geq Q_{\max}$$

ここで、 q ：基礎底面地盤の短期許容支持力度（kN/m²）

Q_{\max} ：床板底面に働く最大接地圧（kN/m²）

$$Q_{\max} = \mu \times P / A_e$$

μ ：転倒モーメントによる床板底面接地圧の増加率

$$e \leq B/6 \text{ の場合： } \mu = 1 + 6e/B$$

$$e > B/6 \text{ の場合： } \mu = 2 / \{3 \times (1/2 - e/B)\}$$

e ：床板中心位置から合力の作用点までの距離（m）

P ：床板底面に作用する全圧縮力（kN）

A_e ：床板底面積（=12.2×12.2m²，図 1.4.10-9 参照）

ロ. 転倒

$$\text{偏心率： } e' / B \leq 1/3^*$$

注記*：接地率 100%の状態を示す。

ここで、 e' ：偏心距離

$$e' = M/P$$

M ：床板底面に作用する全転倒モーメント（kN・m）

P ：床板底面に作用する全圧縮力（kN）

B ：床板幅（m）

ハ. 滑動

$$H_u \geq Q$$

ここで、 H_u ：基礎床板底面と地盤との間に働くせん断抵抗力（kN）

$$H_u = (c_B \times A_e + P \times \tan \Phi_B) / 1.5$$

c_B ：基礎床板底面と地盤との間に働く付着力

(=280kN/m²，表 1.4.10-7 参照)

A_e ：有効載荷面積（mm²）

$$A_e = (B - 2e_x) \times (L - 2e_y)$$

B ：検討方向の基礎幅（m）

L ：検討方向に直交する方向の基礎幅（m）

e_x ：検討方向の偏心距離（m）

e_y ：検討方向に直交する方向の偏心距離（m）

P ：床板底面に作用する全圧縮力（kN）

$\tan \Phi_B$ ：基礎床板底面と地盤との間に働く摩擦係数

Q ：基礎床板底面に作用する全水平力（kN）

表 1.4.10-11 コンクリート及び鉄筋の短期許容応力度

項目		短期許容応力度 (N/mm ²)	備考
コンクリート	圧縮	16.0	
	せん断	1.09	
鉄筋	引張	345.0	
	せん断	345.0	

注：コンクリート及び鉄筋の短期許容応力度は、「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（日本建築学会，2005）に準拠する。

(4) 評価結果

安定照査及び部材照査時の判定基準を表 1.4.10-12 に示すとともに，各照査結果を表 1.4.10-13，表 1.4.10-14 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。

いずれの照査項目においても，判定基準を満たしていることから，通信用無線鉄塔基礎は基準地震動 S_s による地震力が作用した場合においても鉄塔の支持機能に影響を及ぼさないことを確認した。

表 1.4.10-12 安定照査及び部材照査時の判定基準

構造物	項目	判定基準
通信用無線鉄塔 基礎	地盤支持力	最大接地圧／短期許容支持力 ≤ 1.0
	転倒	偏心率／短期許容偏心率 ≤ 1.0
	滑動	最大水平力／短期許容支持力 ≤ 1.0
	コンクリート圧縮 鉄筋引張 コンクリートせん断	発生応力度／短期許容応力度 ≤ 1.0

表 1.4.10-13 基礎体の地盤支持力・転倒・滑動照査結果

照査項目	(最大接地圧 or 偏心率 or 全水平力) ／短期許容値
	S s - D
地盤支持力	0.09
転倒	0.69
滑動	0.00

表 1.4.10-14 基礎体の曲げ・せん断応力照査結果

照査項目		最大発生応力度／短期許容応力度
		S s - D
床 板 部	コンクリート・鉄筋 曲げと軸力	0.183
	コンクリートせん断 応力度	0.192

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。

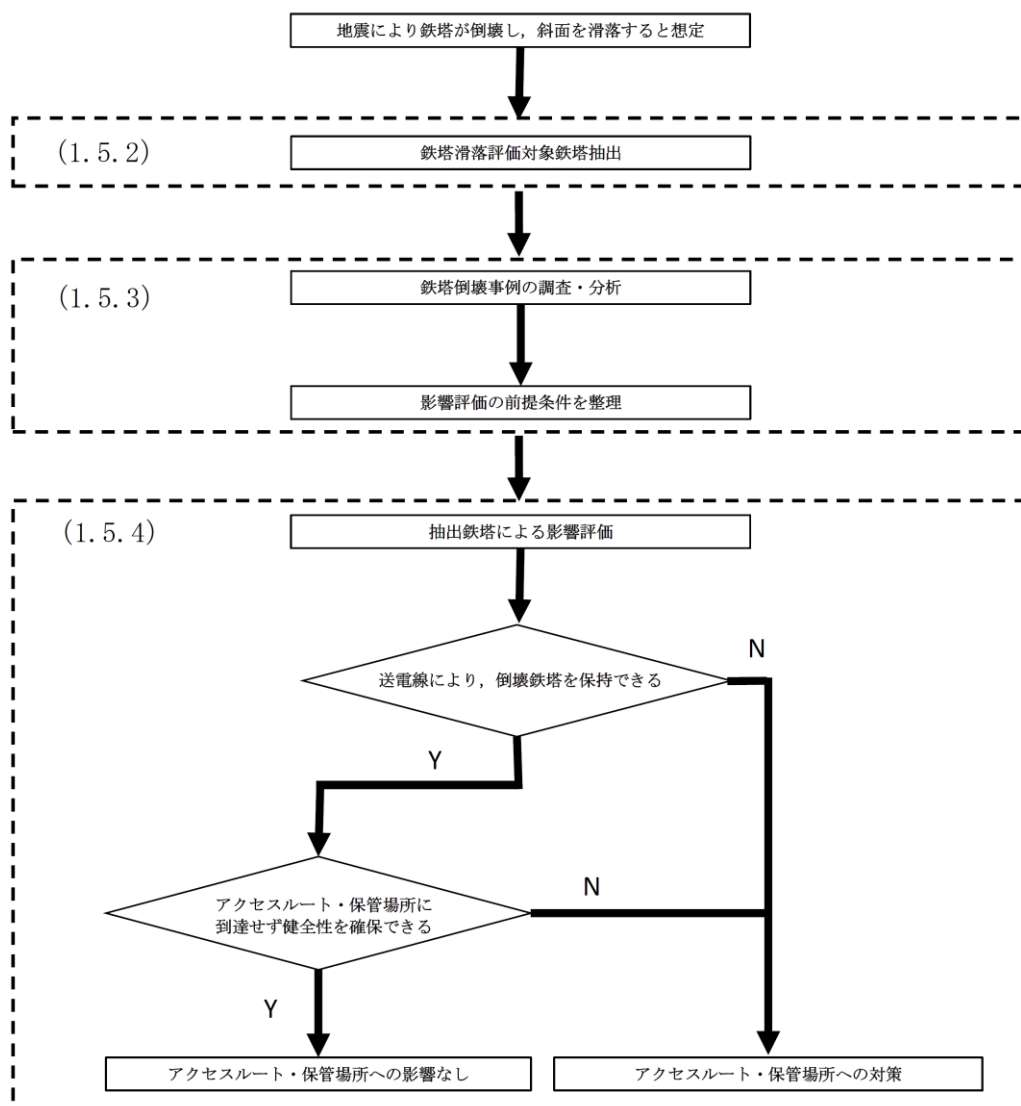


図 1.5.1-1 送電鉄塔の評価フロー

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 ² (ACSR/AC97mm ²)	410mm ² (ACSR/AC410mm ²)
	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。

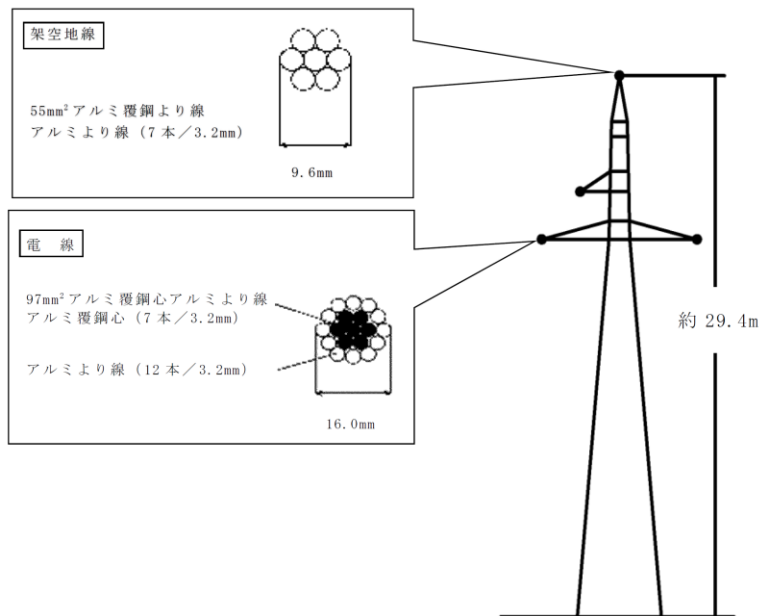


図 1.5.2-1 66kV 鹿島支線 No. 3 鉄塔の概要

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。

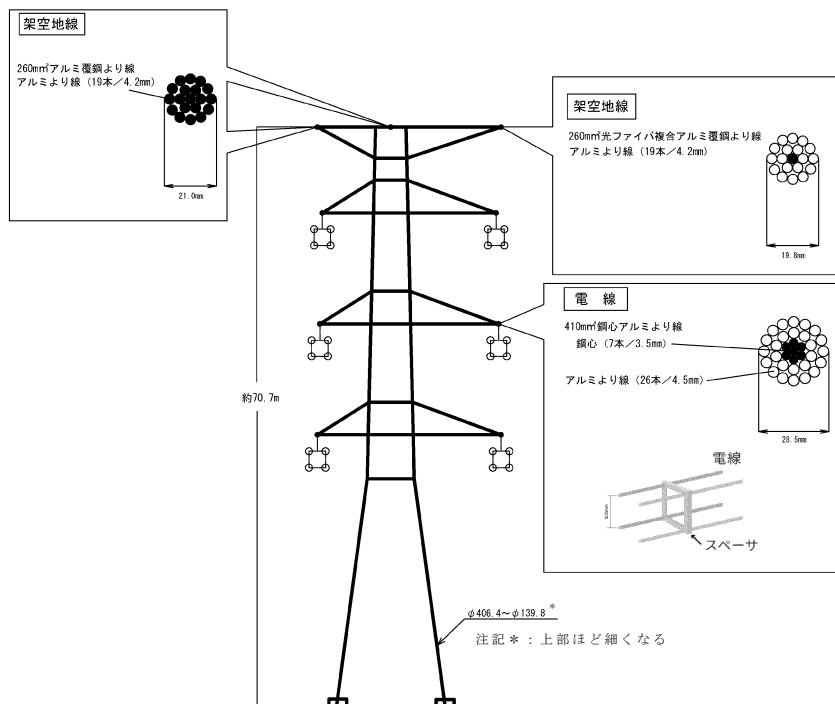


図 1.5.2-2 500kV 島根原子力幹線 No. 1 鉄塔, No. 2 鉄塔, No. 3 鉄塔の概要

(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。

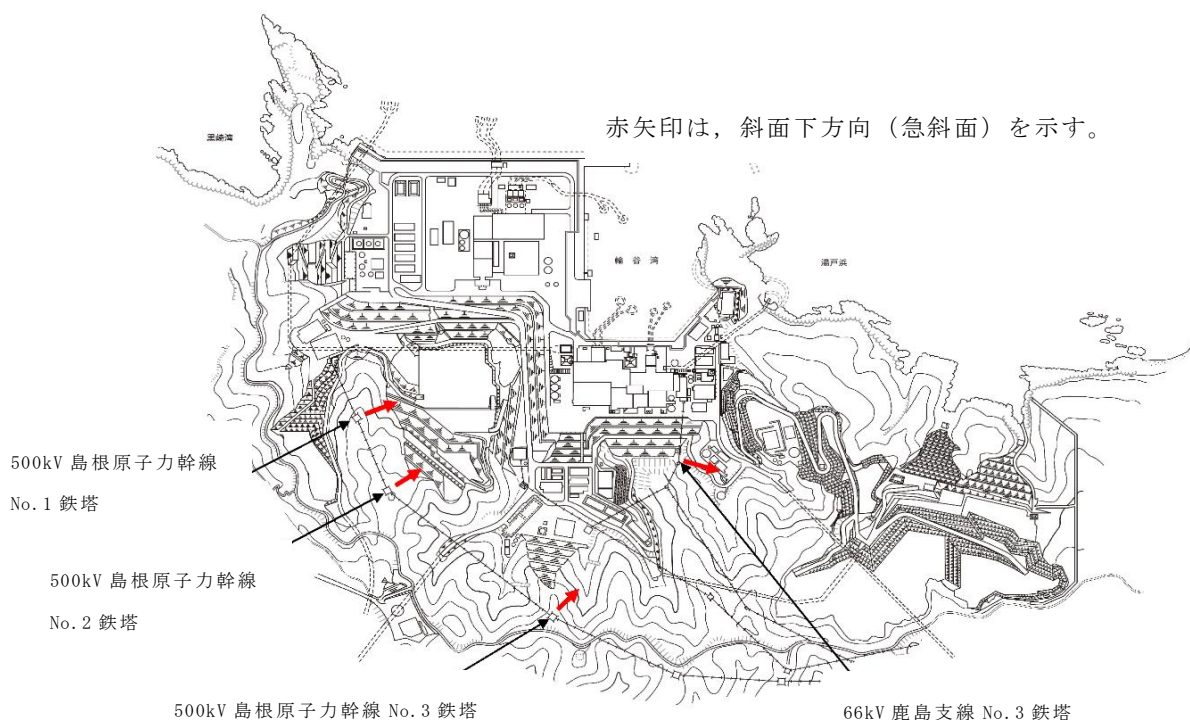


図 1.5.2-3 送電鉄塔の設置状況

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、更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。

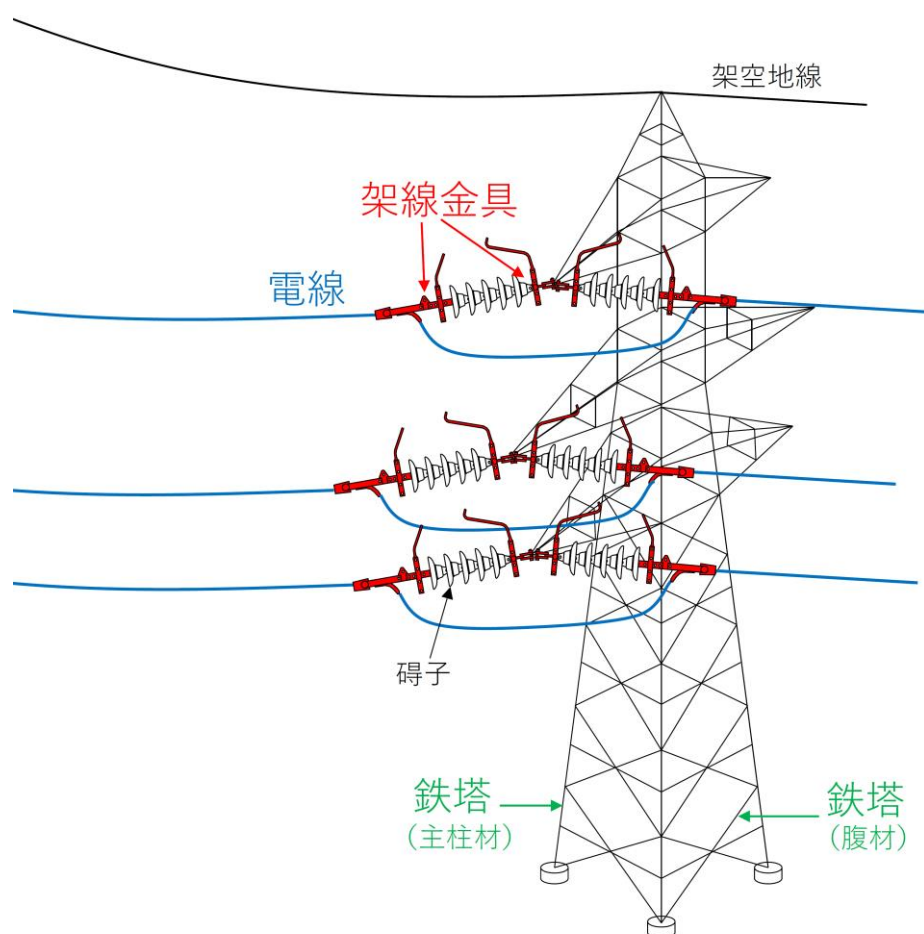


図 1.5.3-1 鉄塔構成部位の概要図

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

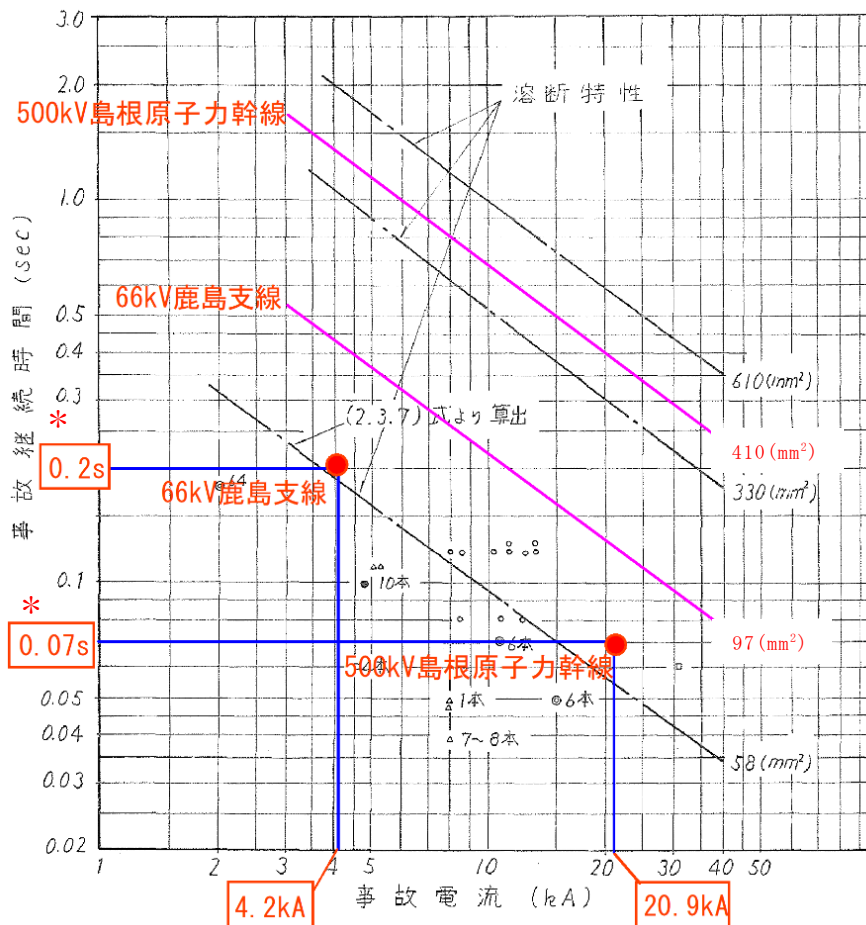
(3) 鳥取県西部地震における電線の断線実績 《地震発生時》

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/AC97mm²）及び 500kV 島根原子力幹線（ACSR/AC410mm²）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J E C-2 5 1 7 (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 電線の熔断特性

(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 导体) 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到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 ² × 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 ² × 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 ² × 4 導体	倒壊 12 基	台風	なし	—
1999年 9月	八代	220kV (設計 500kV)	410mm ² × 4 導体	倒壊 4 基	台風	なし	—
2002年 10月	茨城県 東南部	275kV	610mm ² × 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 ² × 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 ² × 1 導体 72 mm ² × 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 ² × 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"> ・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。 ・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。
鉄塔倒壊	<ul style="list-style-type: none"> ・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。 ・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。
電線断線	<ul style="list-style-type: none"> ・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。 ・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，電線は溶断（断線）することはない。

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。

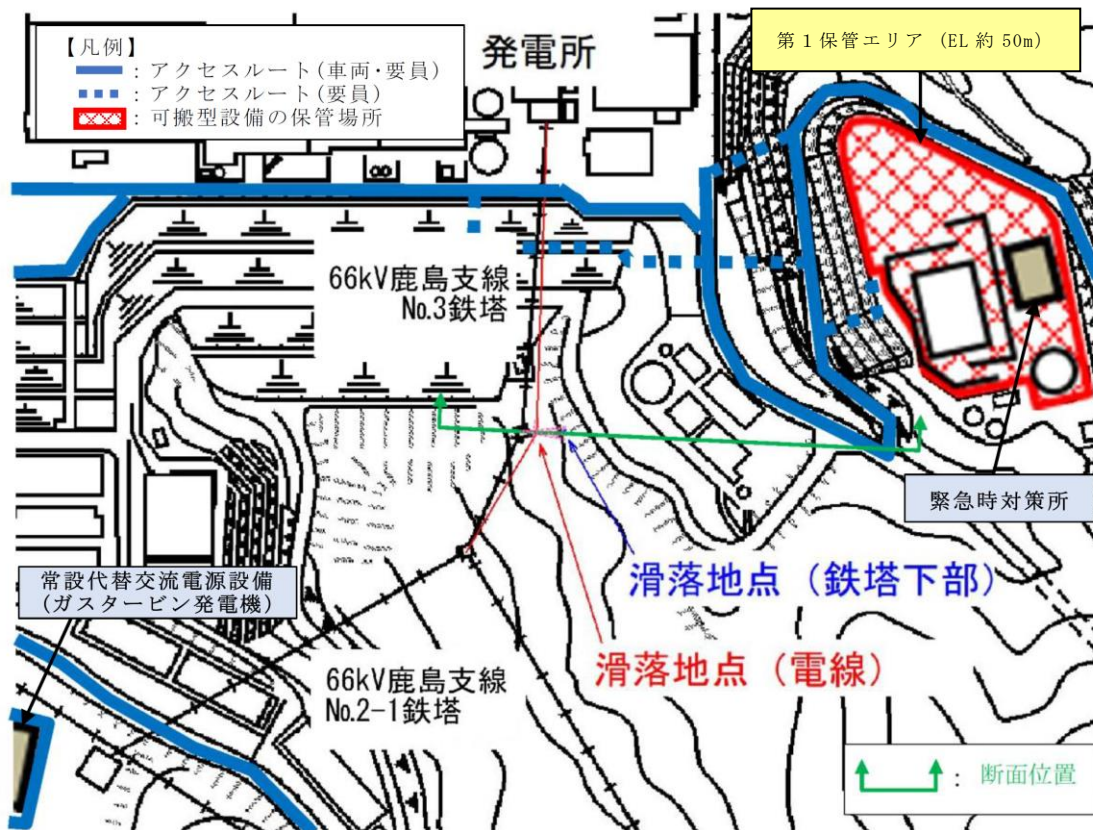


図 1.5.4-1 66kV 鹿島支線 No. 3 鉄塔が全姿倒壊した場合の倒壊範囲（平面）

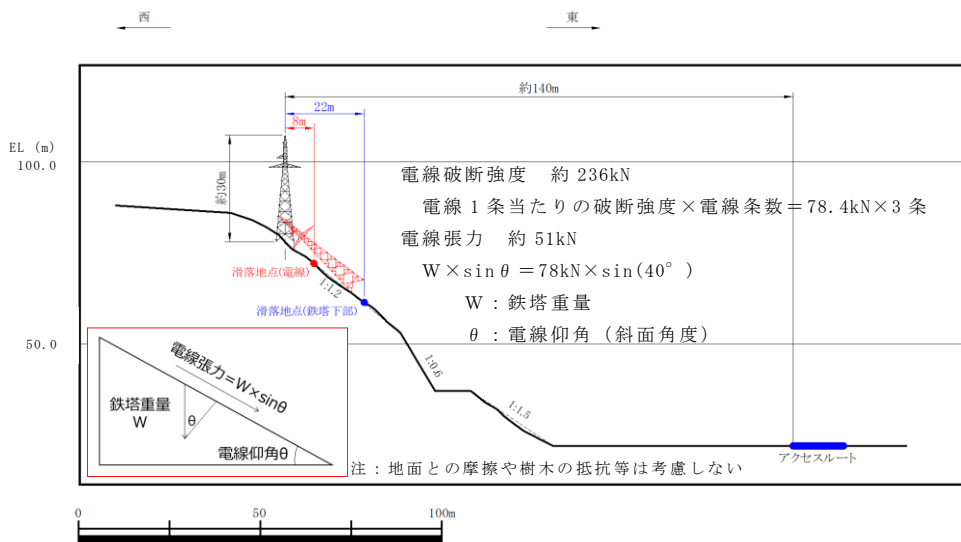


図 1.5.4-2 66kV 鹿島支線 No. 3 鉄塔が全姿倒壊した場合の滑落位置（断面）

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經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]

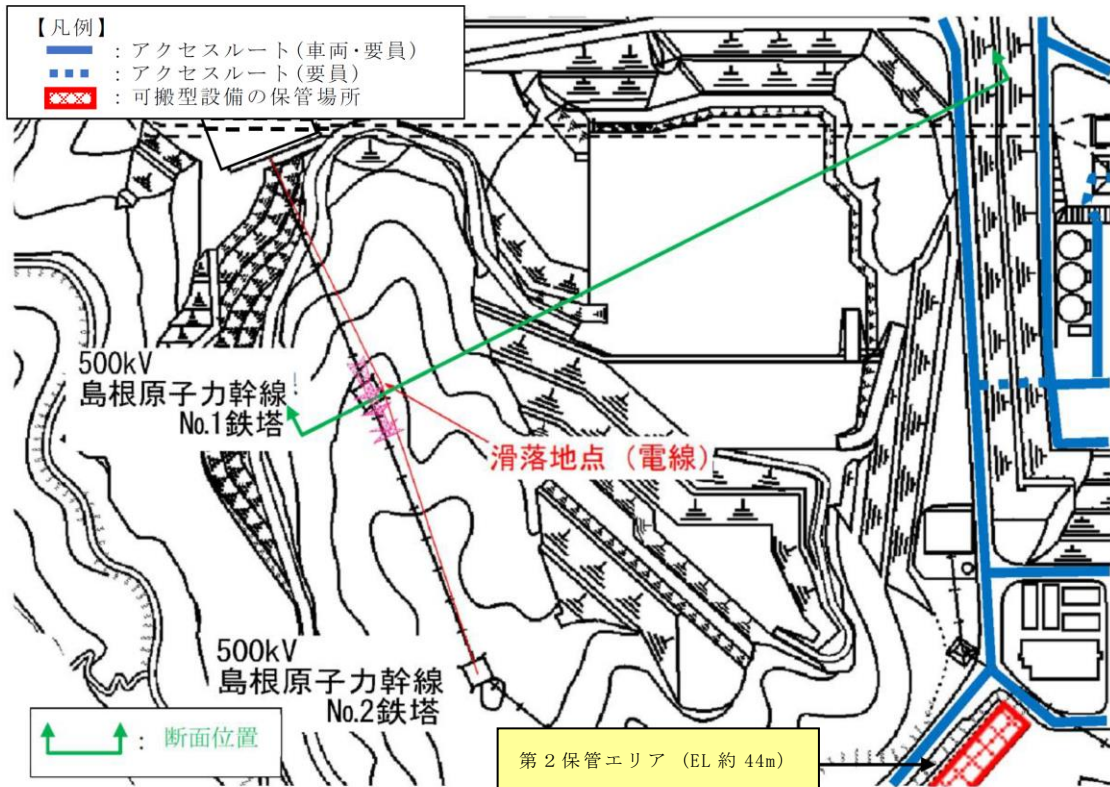


図 1.5.4-3 500kV 島根原子力幹線 No.1 鉄塔が全姿倒壊した場合の倒壊範囲(平面)

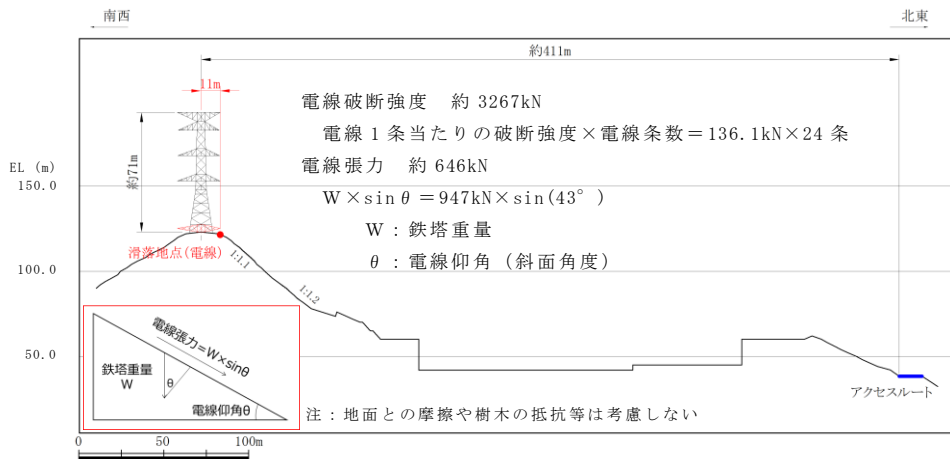


図 1.5.4-4 500kV 島根原子力幹線 No.1 鉄塔が全姿倒壊した場合の滑落位置(断面)

[500kV 島根原子力幹線 No. 2 鉄塔]

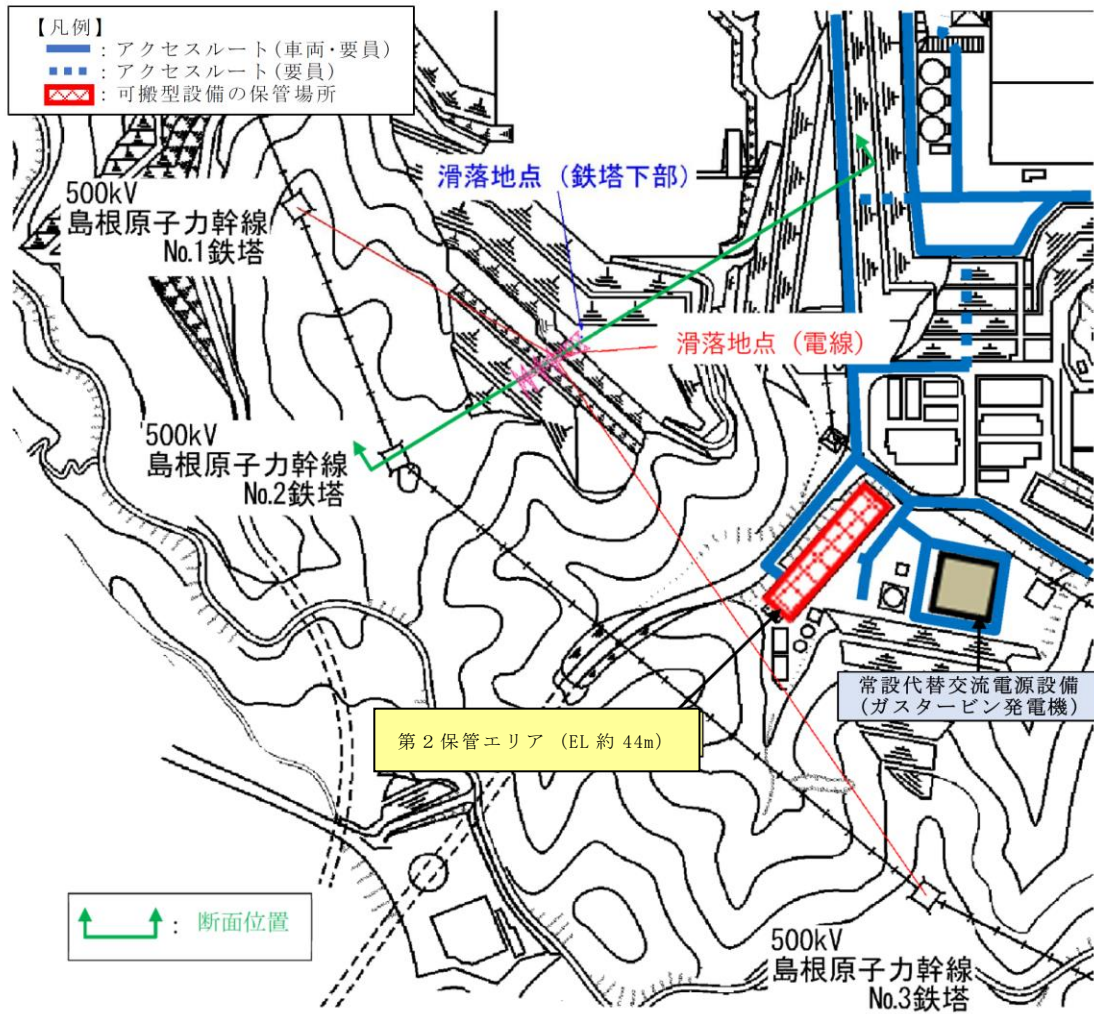


図 1.5.4-5 500kV 島根原子力幹線 No. 2 鉄塔が全姿倒壊した場合の倒壊範囲(平面)

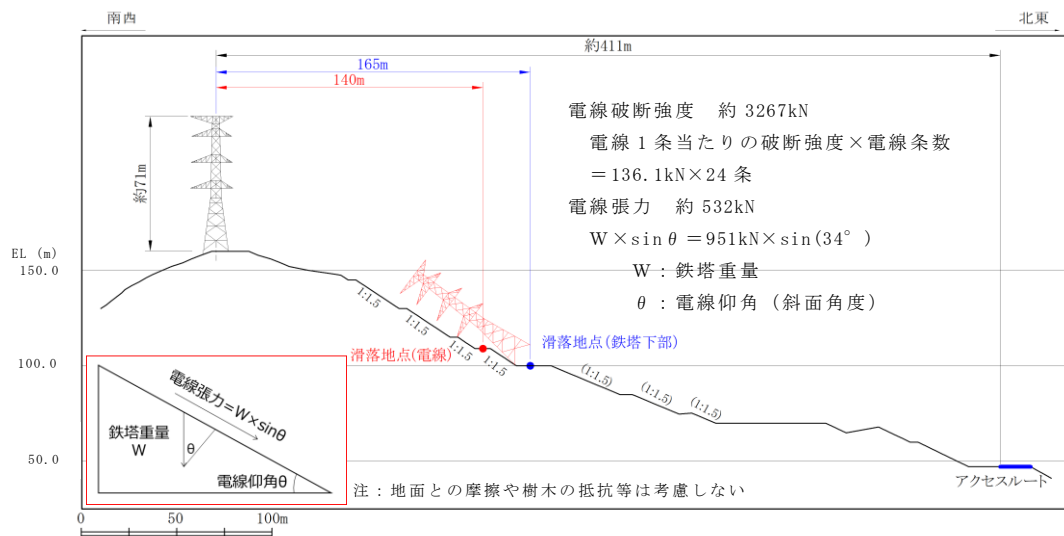


図 1.5.4-6 500kV 島根原子力幹線 No. 2 鉄塔が全姿倒壊した場合の滑落位置(断面)

[500kV 島根原子力幹線 No. 3 鉄塔]

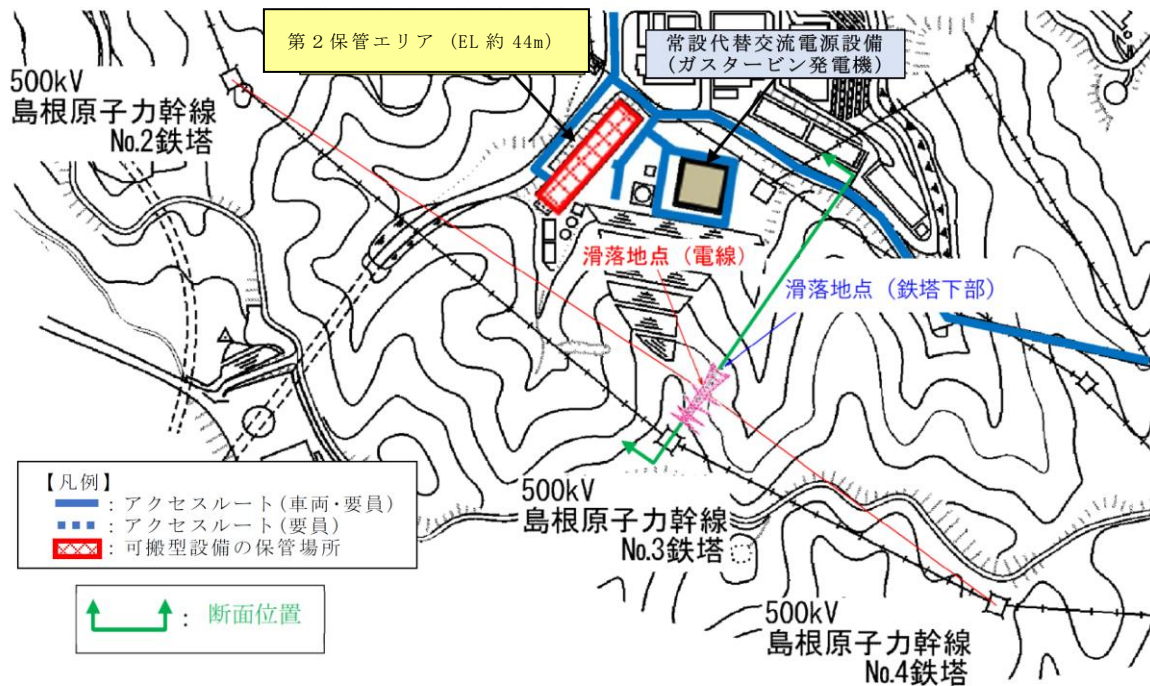


図 1.5.4-7 500kV 島根原子力幹線 No. 3 鉄塔が全姿倒壊した場合の倒壊範囲(平面)

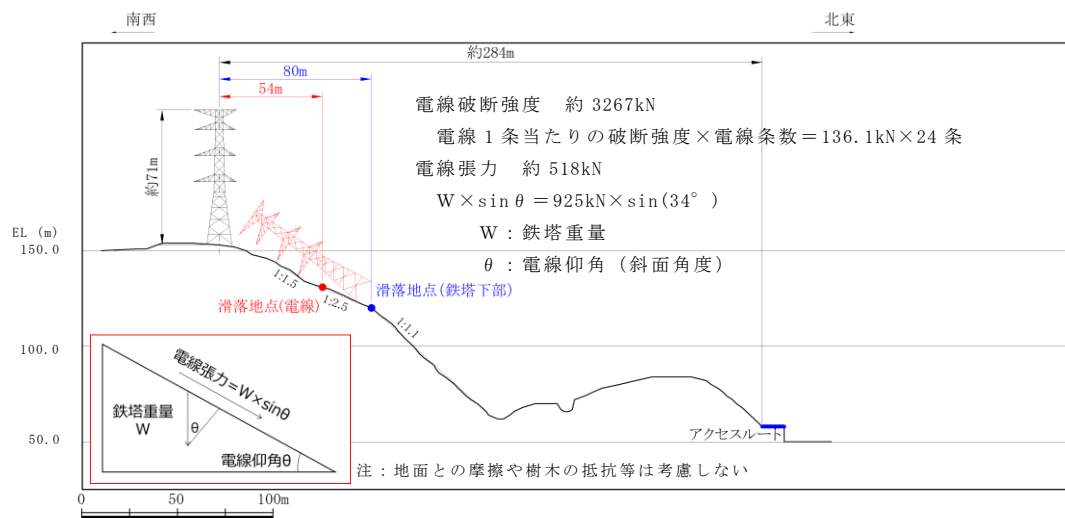


図 1.5.4-8 500kV 島根原子力幹線 No. 3 鉄塔が全姿倒壊した場合の滑落位置(断面)

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]

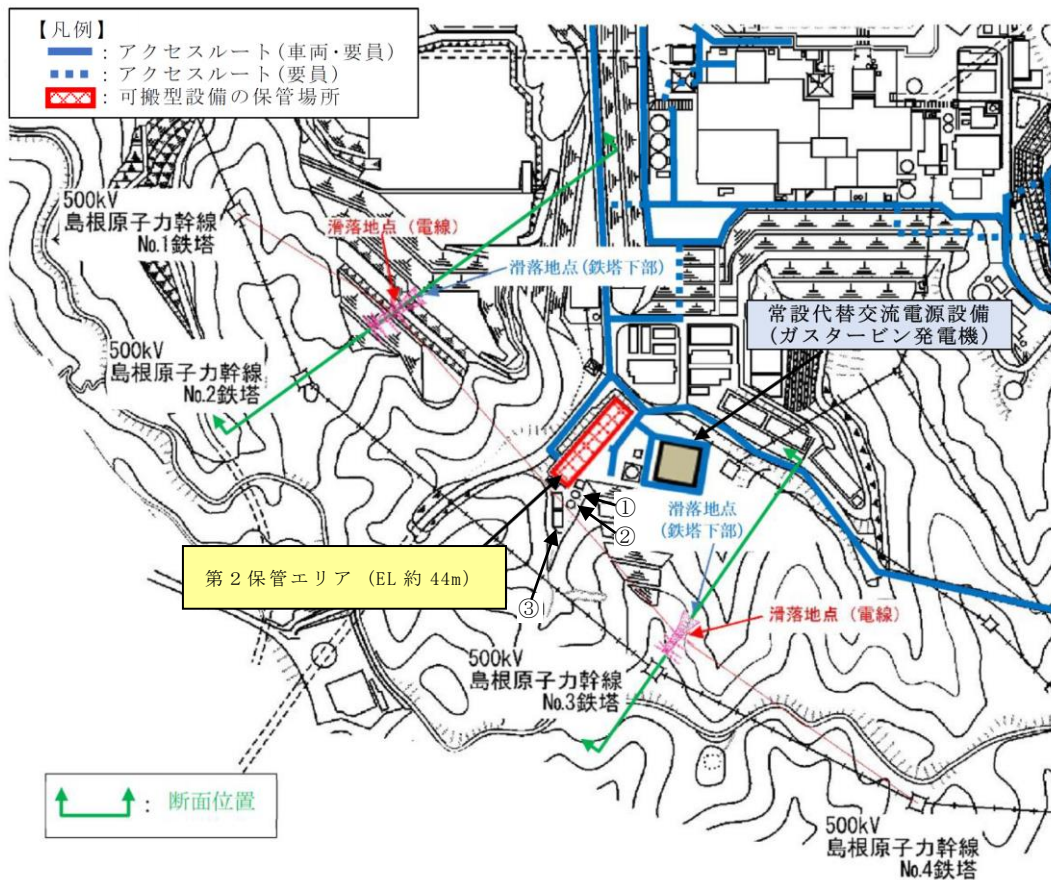


図 1.5.4-9 500kV 島根原子力幹線 No.2 及び No.3 鉄塔が全姿同時倒壊した場合の倒壊範囲(平面)

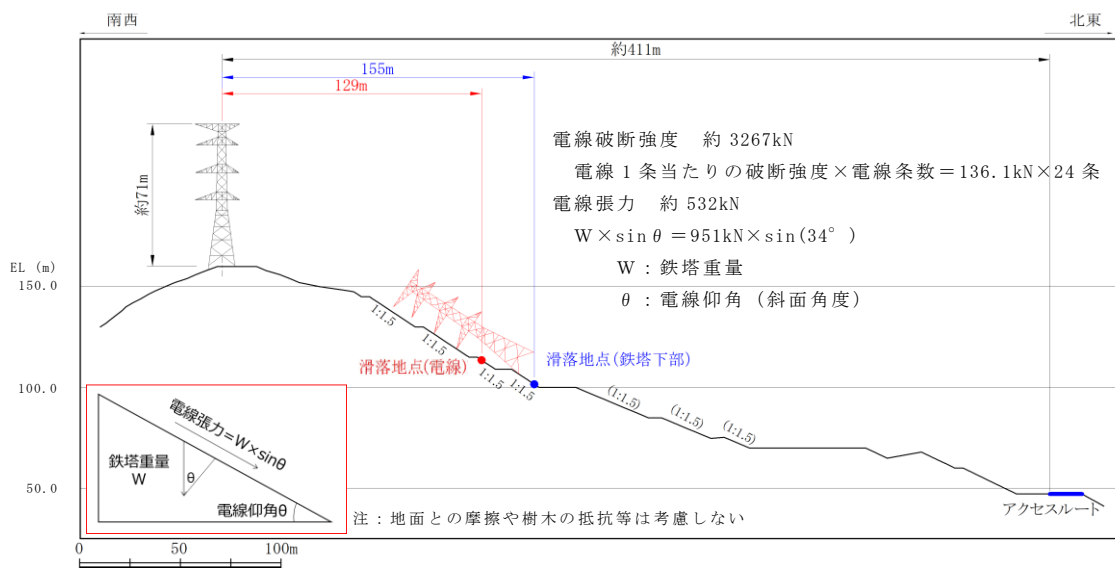


図 1.5.4-10 500kV 島根原子力幹線 No. 2, 3 鉄塔が全姿同時倒壊した場合の No. 2 鉄塔滑落位置 (断面)

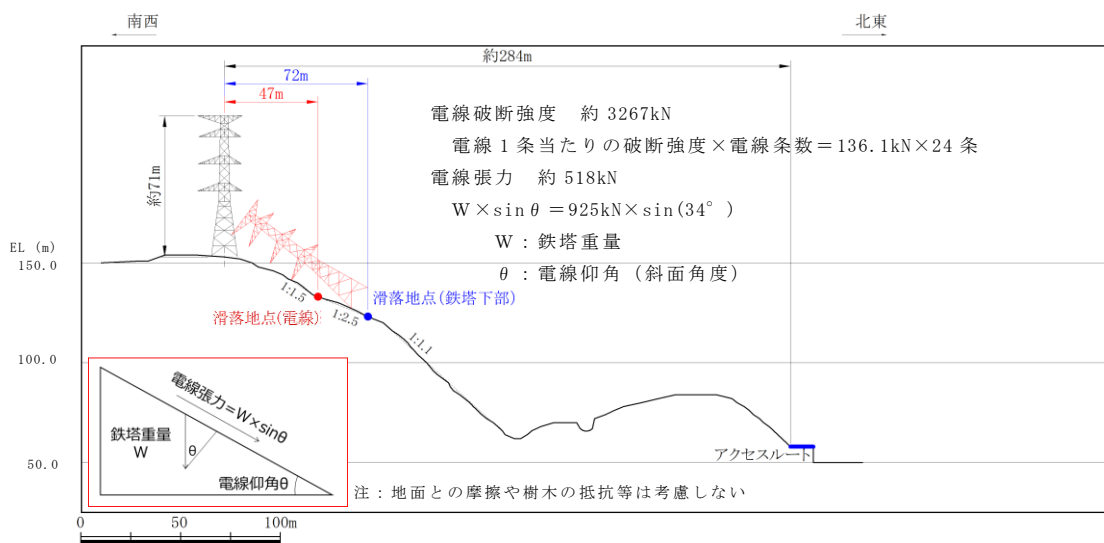


図 1.5.4-11 500kV 島根原子力幹線 No. 2, 3 鉄塔が全姿同時倒壊した場合の No. 3 鉄塔滑落位置 (断面)

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

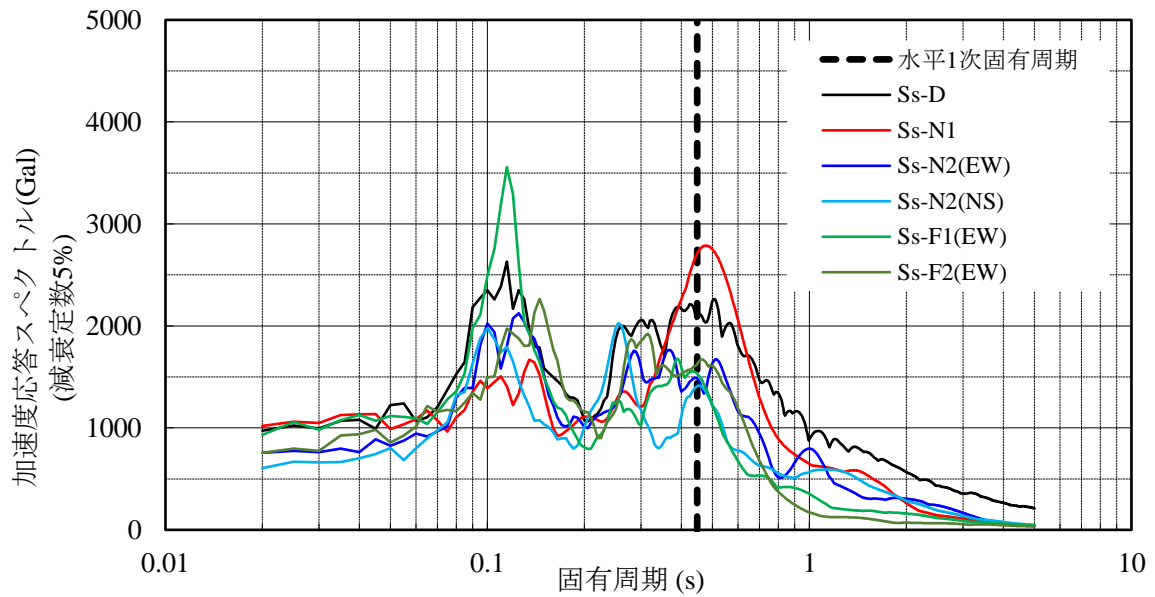
66kV 鹿島支線 No. 3 鉄塔並びに 500kV 島根原子力幹線 No. 1 鉄塔, No. 2 鉄塔及び No. 3 鉄塔の倒壊によるアクセスルートへの影響評価として, 急斜面側に倒壊し滑落した場合の評価を行った。なお, 500kV 島根原子力幹線 No. 1 鉄塔については, 発電所側に約 456kN, 山側の 500kV 島根原子力幹線 No. 2 鉄塔側には約 1056kN の張力がかかっていることから, 発電所側の張力に比べ No. 2 鉄塔側の張力の方が約 2.3 倍大きいため, No. 2 鉄塔側に倒壊した場合の評価とした。

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

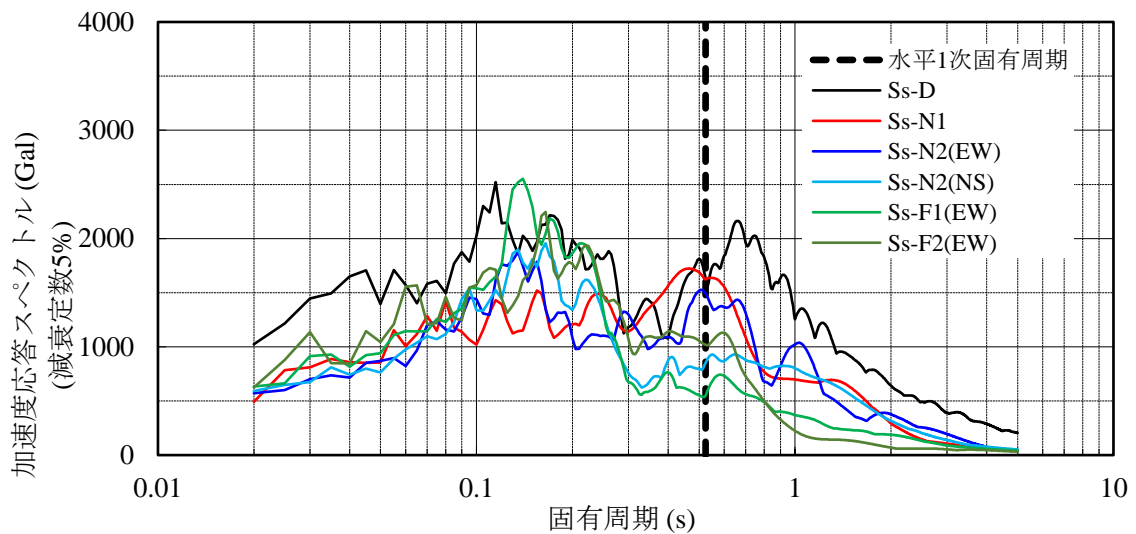
以下に各鉄塔位置（基礎底面）における基準地震動 S_s の加速度応答スペクトルを示す。

1. 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔



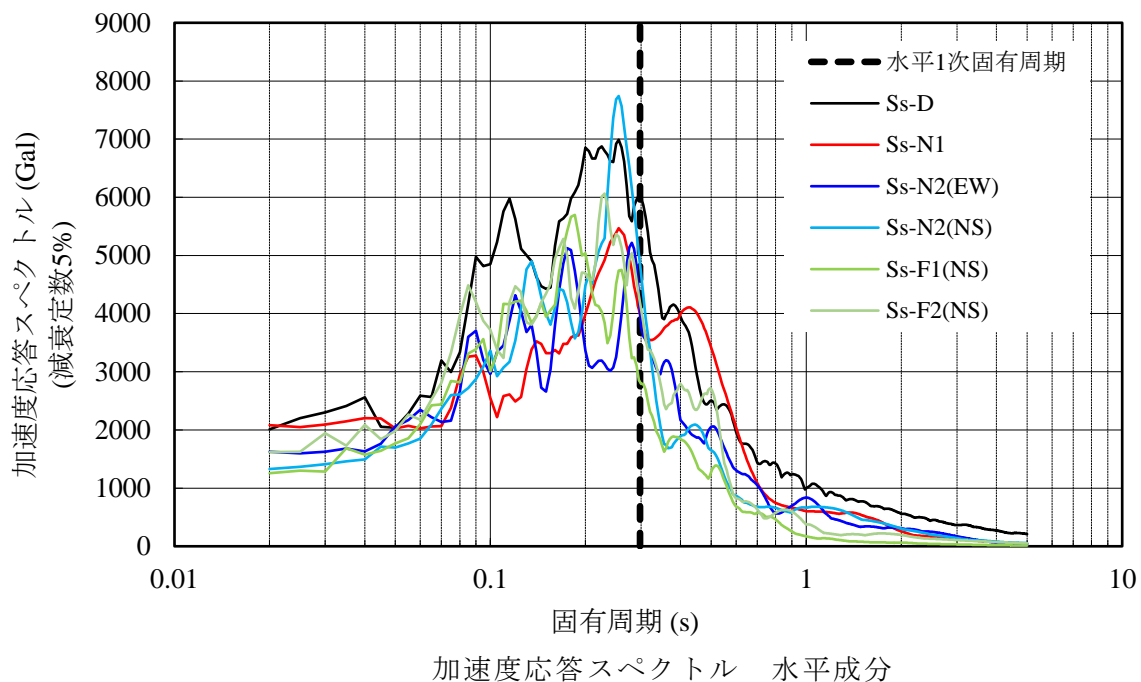
加速度応答スペクトル 水平成分

2. 220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔

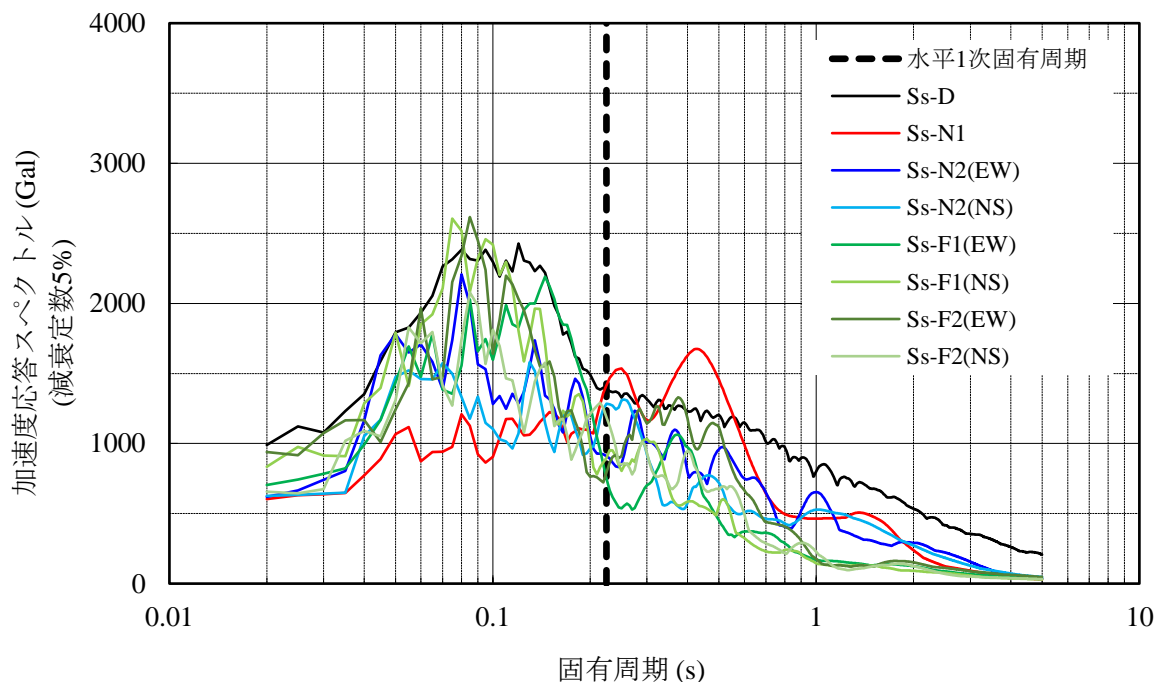


加速度応答スペクトル 水平成分

3. 66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔



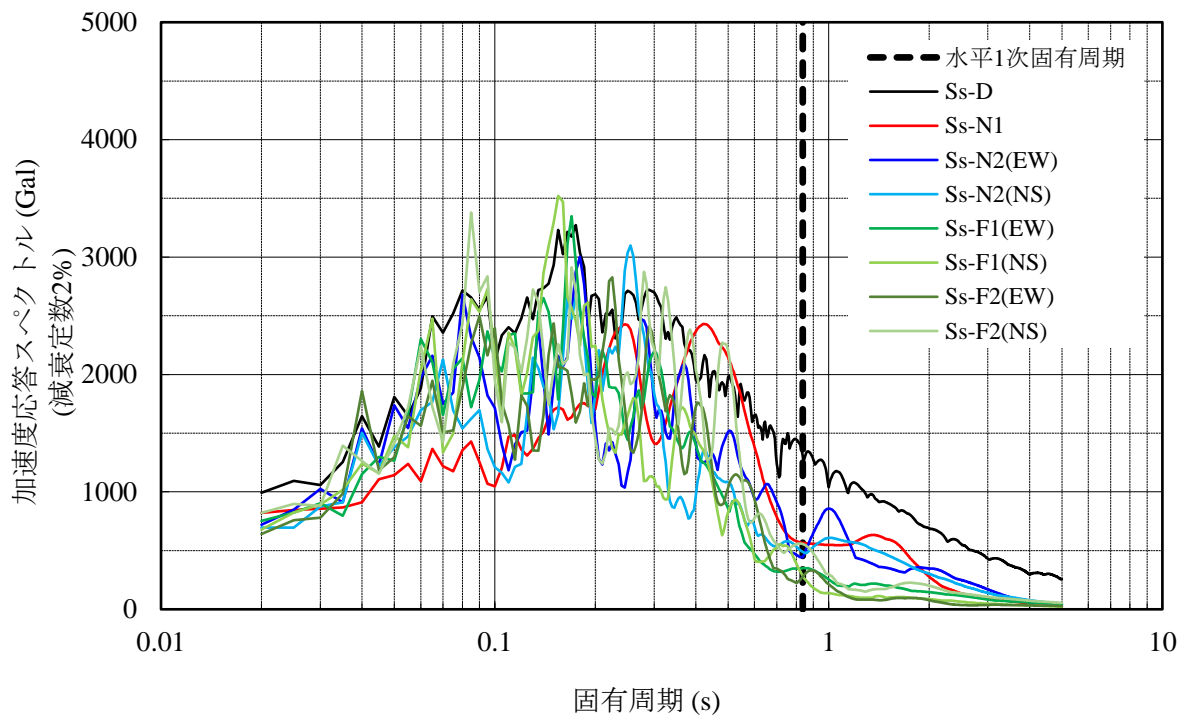
4. 第2-66kV 開閉所屋外鉄構



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 S s - F 1 及び S s - F 2 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 $S_s - F1$ 及び $S_s - F2$ 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

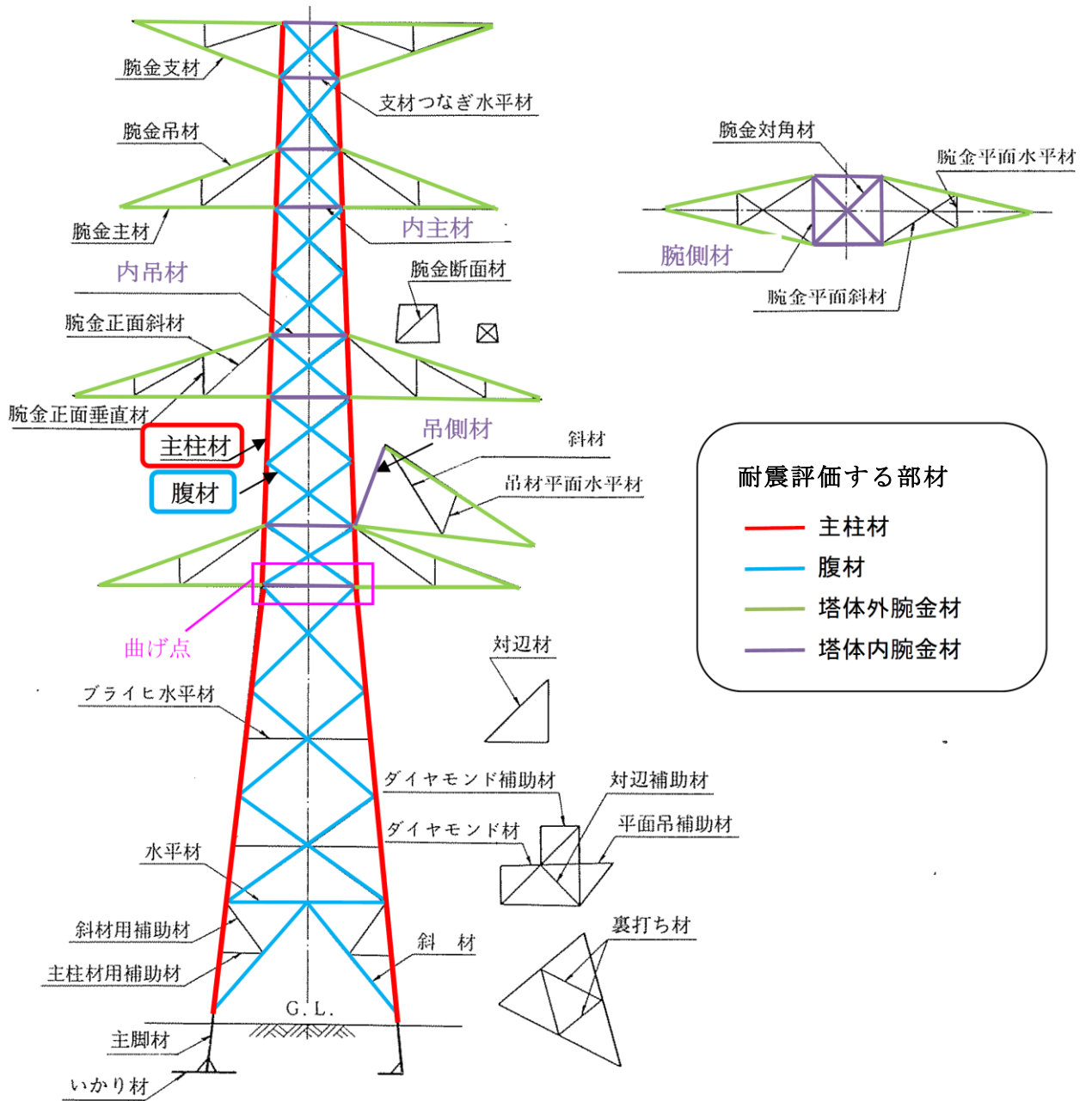
220kV第二島根原子力幹線No. 1及びNo. 2鉄塔部材仕様

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。

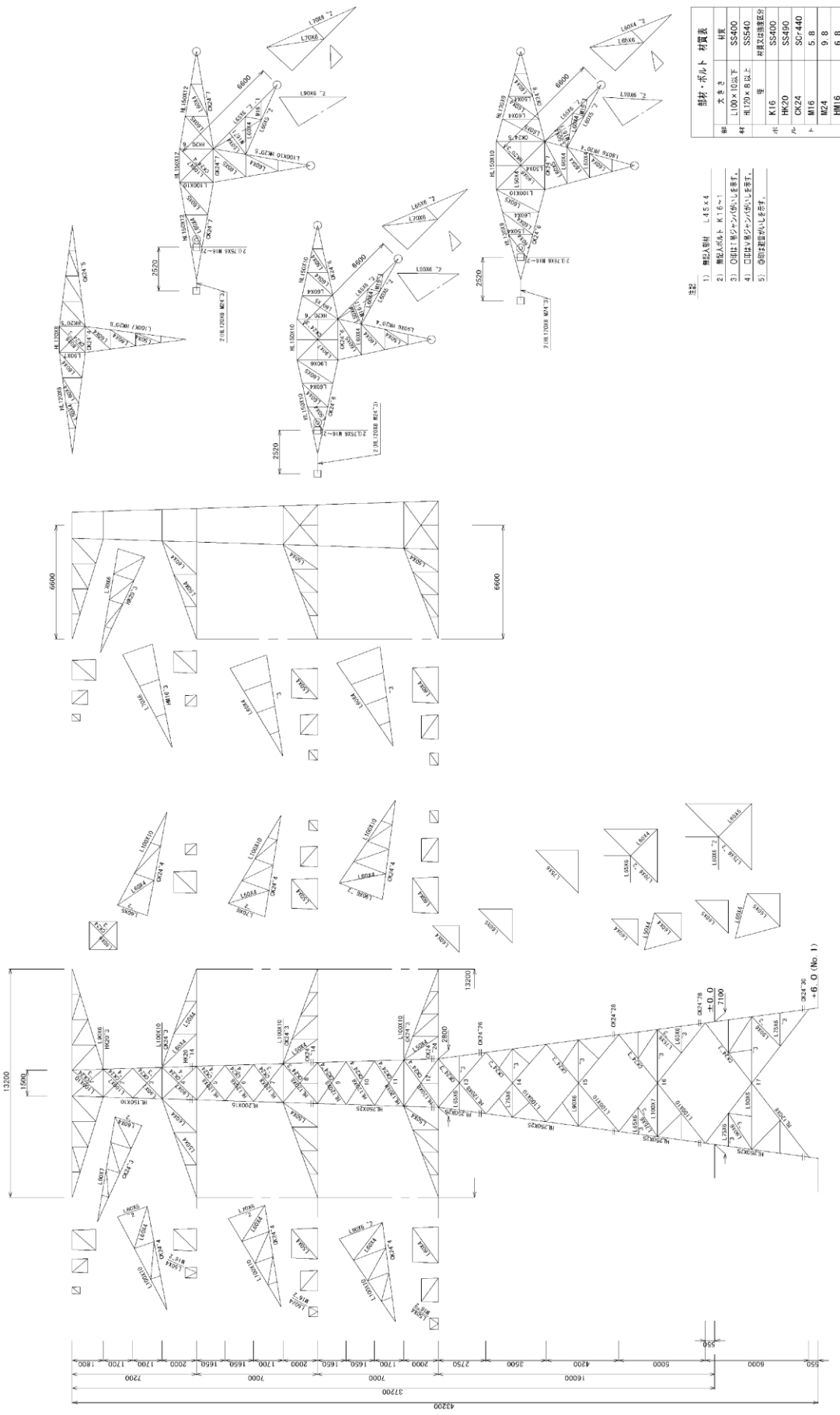
なお，構造材説明図を参考図に示す。

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



注記

- 1) 脚柱断面寸法 L45×4
- 2) 脚柱断面寸法 K116~1
- 3) 脚柱は等寸角鋼を使用します。
- 4) 上段は等寸角鋼を使用します。
- 5) 脚柱は等寸角鋼を使用します。

部材・ボルト 材質表	
脚柱	本寸寸 角鋼
脚柱	L100×10以下 SSS400
脚柱	H120×8以下 SSS400
脚柱	等 桁又は角鋼
ボルト	M16 SSS400
ナット	RC20 SSS400
ワッシャー	CK24 SGT440
ナット	M16 5-B
ナット	M24 9-B
ナット	M16 6-B

図 1 220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 鉄塔構造図

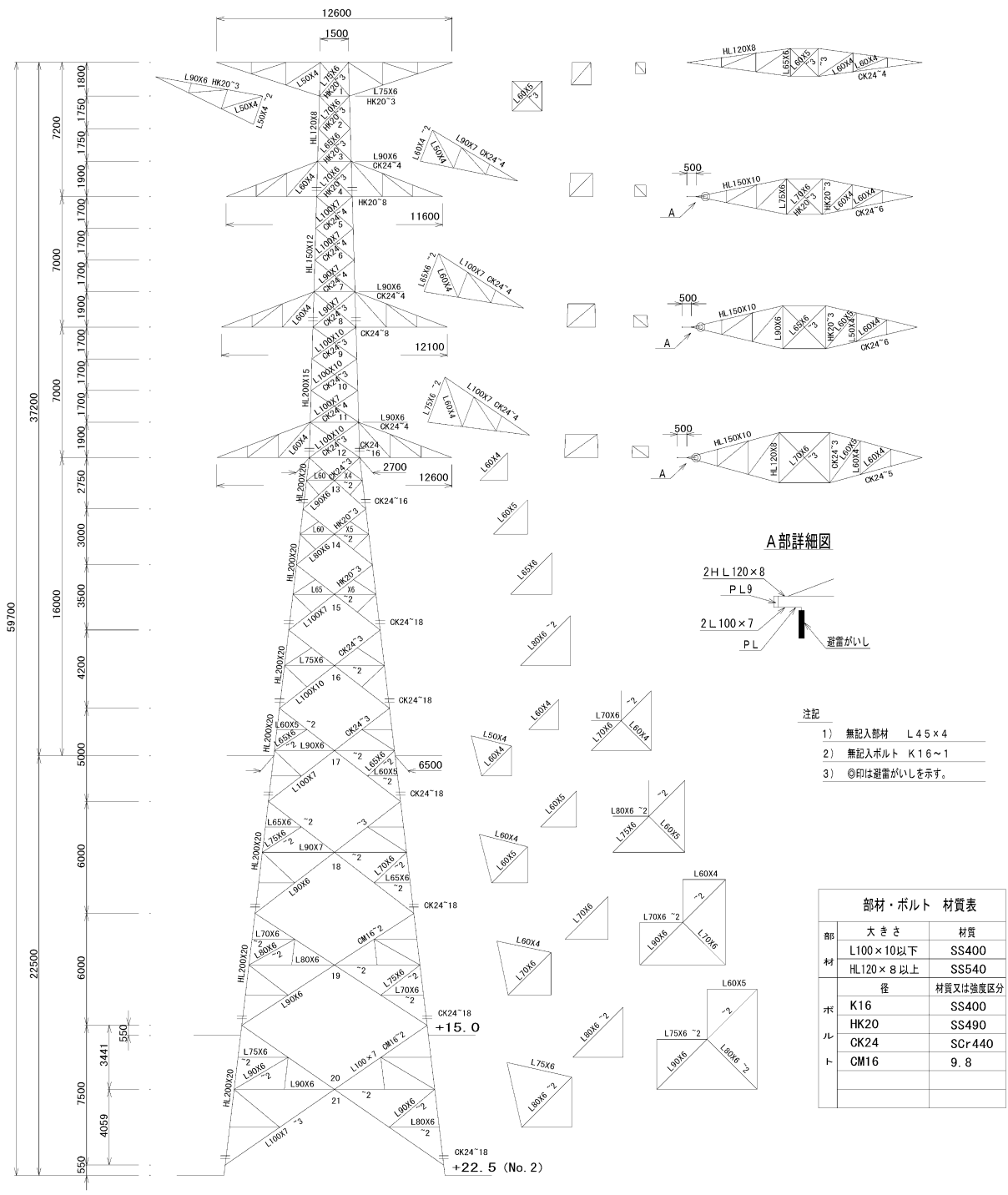


図2 220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔構造図

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 - N 1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。

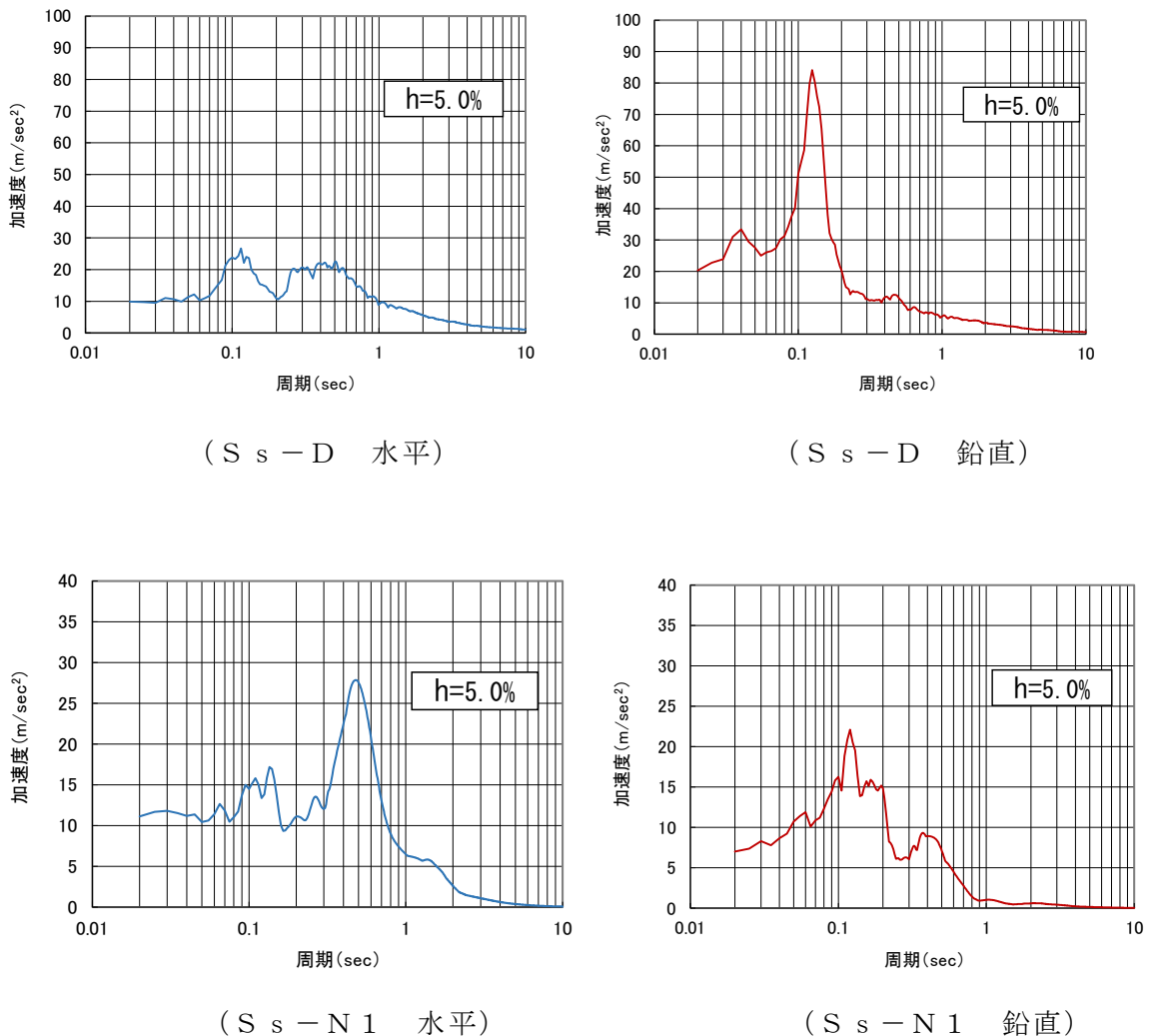


図1 220kV第二島根原子力幹線 No.1鉄塔 入力地震動の応答スペクトル

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、 S_s-D の鉛直成分の地盤応答が卓越する要因として、これらの影響が考えられる。

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

【確認された事象の整理】

図2より、以下の事象が確認された。

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

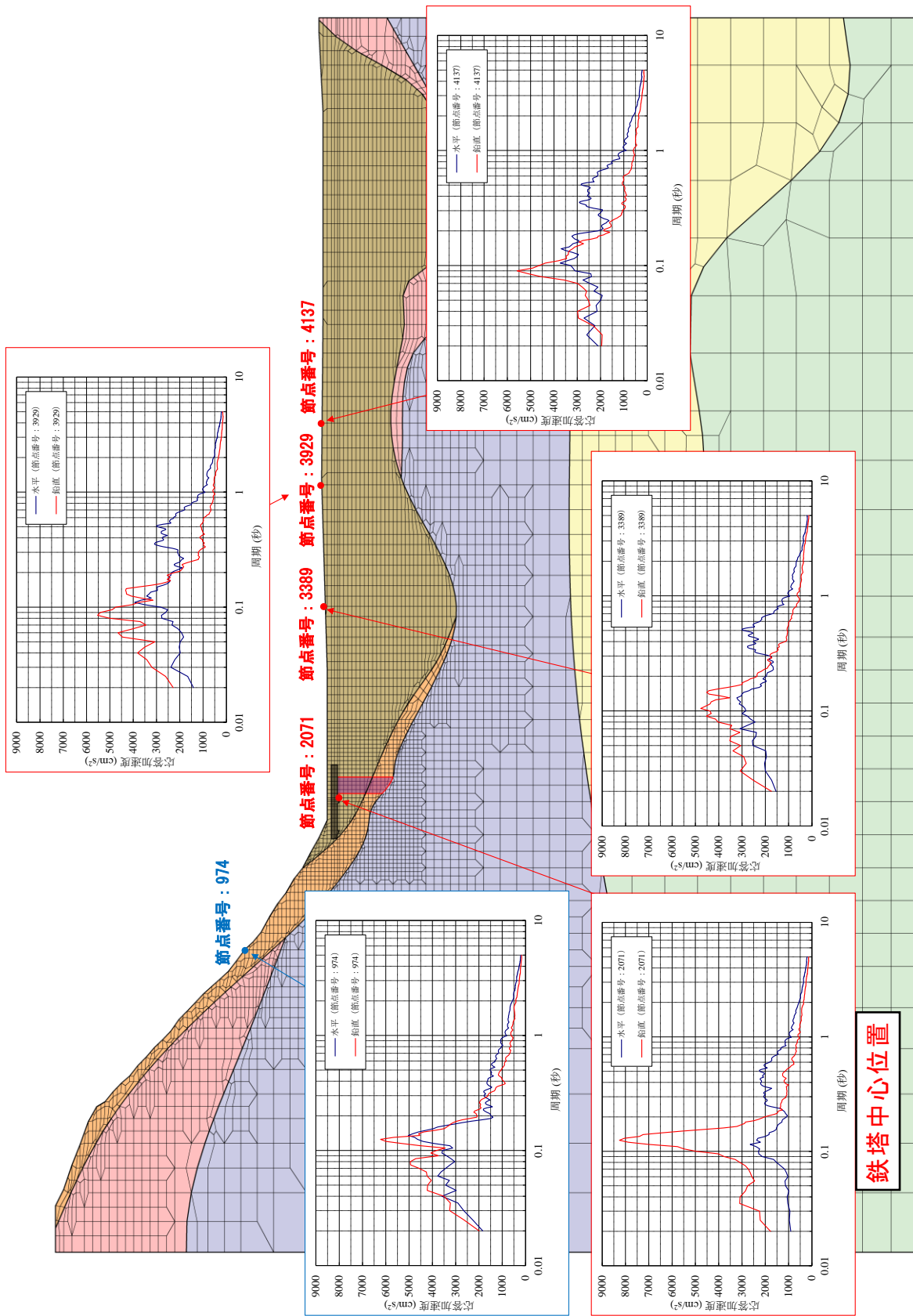


図2(1/2) 220kV第二島根原子力幹線No.1鉄塔 入力地震動の各地点での応答スペクトル(S s -D) (h=5%)

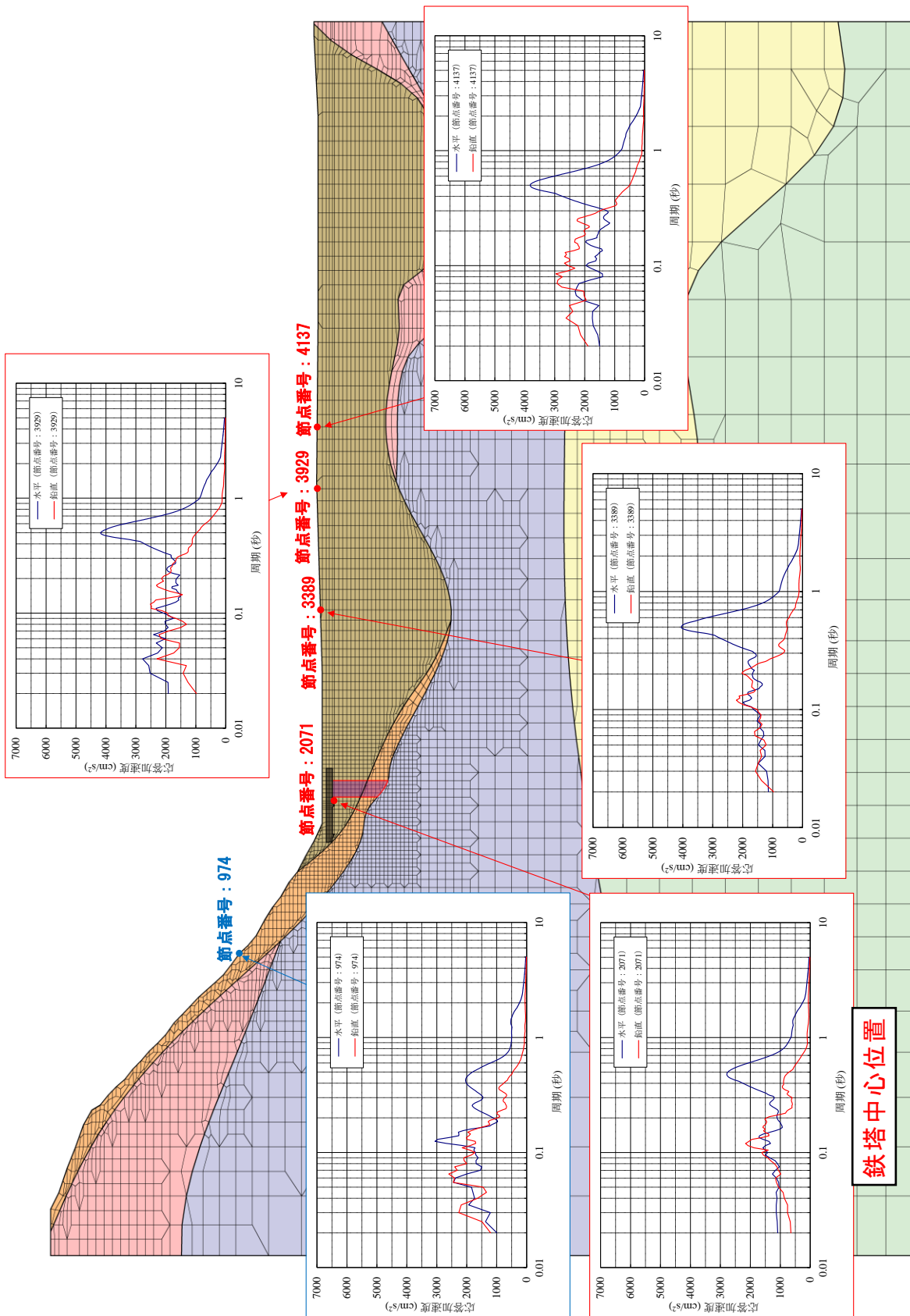


図2(2/2) 220kV第二島根原子力幹線No.1鉄塔 入力地震動の各地点での応答スペクトル(S s - N 1) (h=5%)

【 $S_s - D$ の入力地震動で鉛直動が卓越する要因分析】

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

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

【結論】

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

【S_s-N1の入力地震動で鉛直動が卓越していない要因分析】

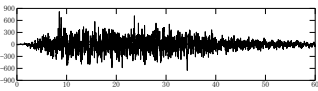
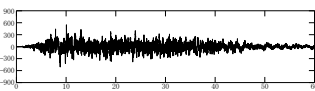
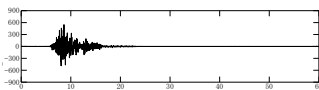
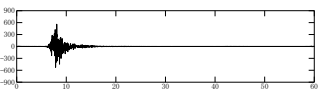

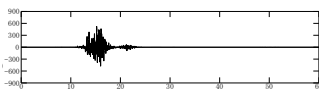



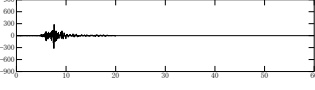
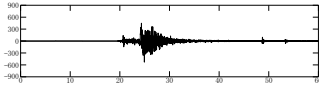
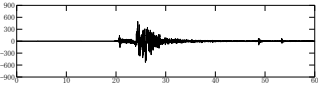
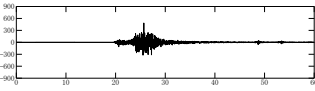
S_s-N1の入力地震動において、S_s-Dに比べて鉛直動が卓越していない要因は、以下のとおりと考えられる。

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

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

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

表1 基準地震動の最大加速度値

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

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

水平 2 方向及び鉛直方向の地震力の組合せによる鉄塔の耐震評価への影響

1. 概要

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

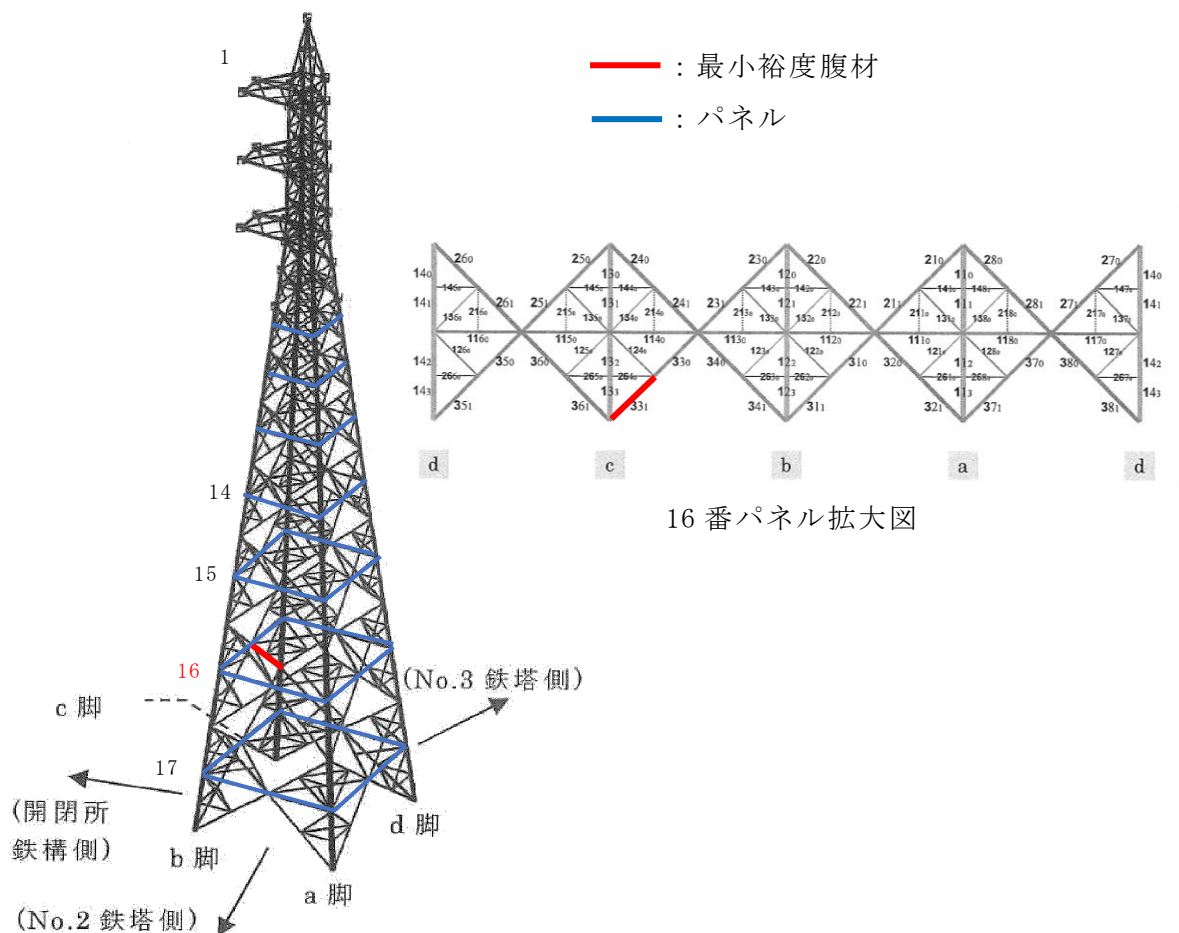


図 1 最小裕度腹材の位置

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%

(2) 構造健全性の確認結果

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

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

表 4 最小裕度腹材に発生する荷重

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

表 5 最小裕度腹材に発生する荷重と許容圧縮強度の比較結果

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

3. まとめ

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

現状の鉄塔基礎耐震評価における妥当性確認について

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

1. 鉄塔本体から基礎に作用する荷重について

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

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

2. 地盤から基礎に作用する荷重について

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

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

3. 現状評価の妥当性について

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

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

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

以上

220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 鉄塔基礎の耐震補強について

1. 220kV第二島根原子力幹線No. 1鉄塔基礎の耐震評価概要

(1) 鉄塔基礎

220kV第二島根原子力幹線No. 1鉄塔基礎の概要を図1に示す。

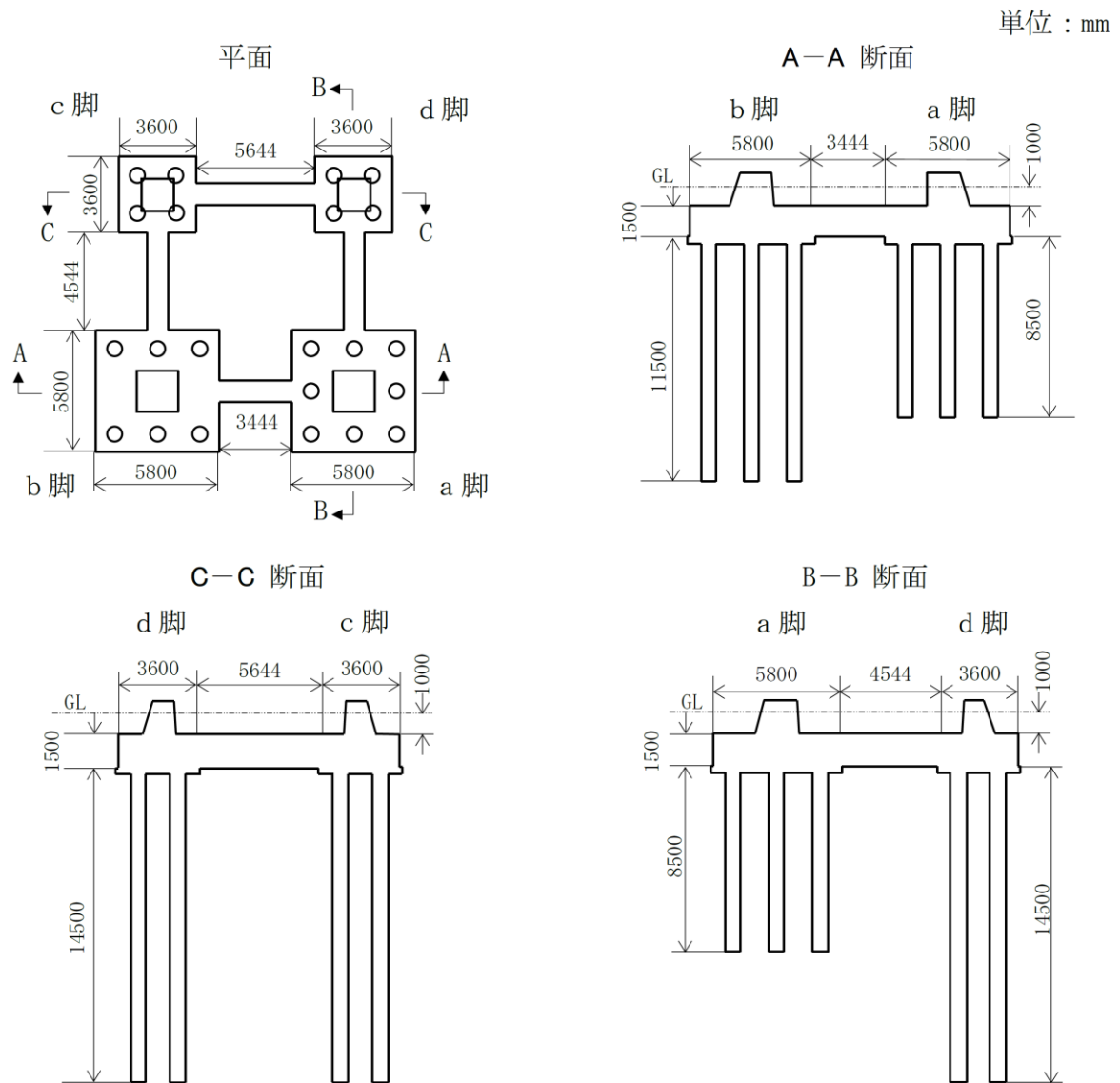


図1 220kV第二島根原子力幹線No. 1鉄塔基礎の概要

(2) 耐震評価結果

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

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

表1 鋼管杭の曲げ・せん断応力照査結果

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

注記*：下線部は許容限界を満足しない箇所

表2 鋼管杭の鉛直支持力・引抜き抵抗力照査結果

照査項目	対象脚	最大発生応力度／許容応力度	
		S _s -D	S _s -N1
鉛直支持力*1	a脚	—	—
	b脚	—	—
	c脚	0.41	0.41
	d脚	0.41	0.38
引抜き抵抗力*1	a脚	0.69	<u>1.06*2</u>
	b脚	0.77	0.94*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 s - D	S s - N 1
柱体部	コンクリート 圧縮応力度	a 脚	0.12	0.71
		b 脚	0.18	0.11
		c 脚	0.23	0.24
		d 脚	0.21	0.20
	鉄筋 引張応力度	a 脚	<u>1.54</u> *	<u>2.41</u> *
		b 脚	<u>1.40</u> *	<u>1.44</u> *
		c 脚	0.02	0.01
		d 脚	0.01	—
コンクリート せん断応力度	a, b, c, d 脚	0.54	<u>1.70</u> *	
床板部	コンクリート 圧縮応力度	a, b 脚	0.36	0.35
		c, d 脚	0.04	0.04
	鉄筋 引張応力度	a, b 脚	0.68	0.66
		c, d 脚	0.08	0.08
	コンクリート せん断応力度	a, b 脚	0.54	0.52
		c, d 脚	0.37	0.37
つなぎ梁	コンクリート 圧縮応力度	a-b 脚	0.86	0.80
		b-c 脚	0.61	0.69
		c-d 脚	<u>1.08</u> *	<u>1.22</u> *
		d-a 脚	0.30	0.22
	鉄筋 引張応力度	a-b 脚	<u>4.82</u> *	<u>4.22</u> *
		b-c 脚	<u>3.26</u> *	<u>4.27</u> *
		c-d 脚	<u>2.91</u> *	<u>3.43</u> *
		d-a 脚	<u>5.00</u> *	<u>5.45</u> *
	コンクリート せん断応力度	a, b, c, d 脚	0.86	0.92

注記*：下線部は許容限界を満足しない箇所

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

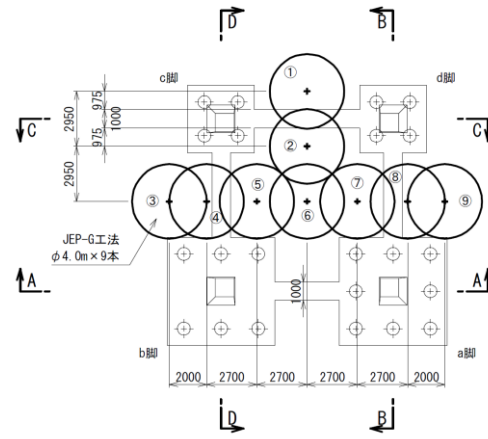
2. 耐震補強対策工の設計

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

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

地盤改良概要図を図2に示し、鉄塔基礎補強対策工概要図を図3に示す。

また、鉄塔基礎補強対策工配筋図を図4に示す。



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

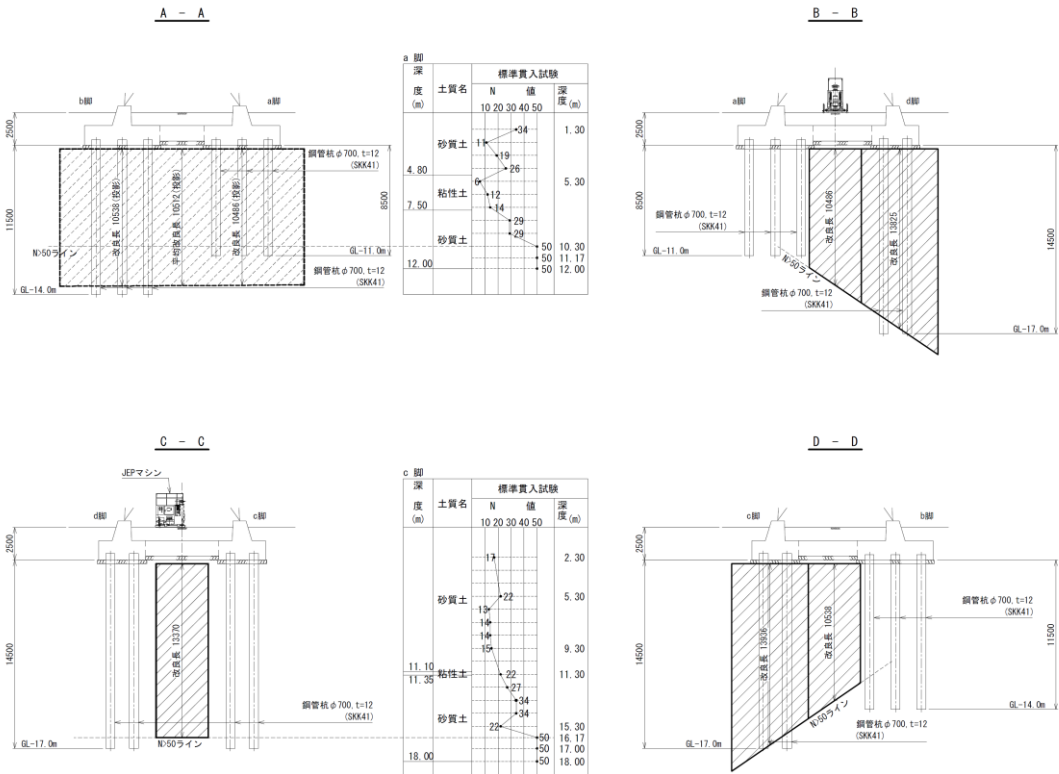


図2 地盤改良概要図

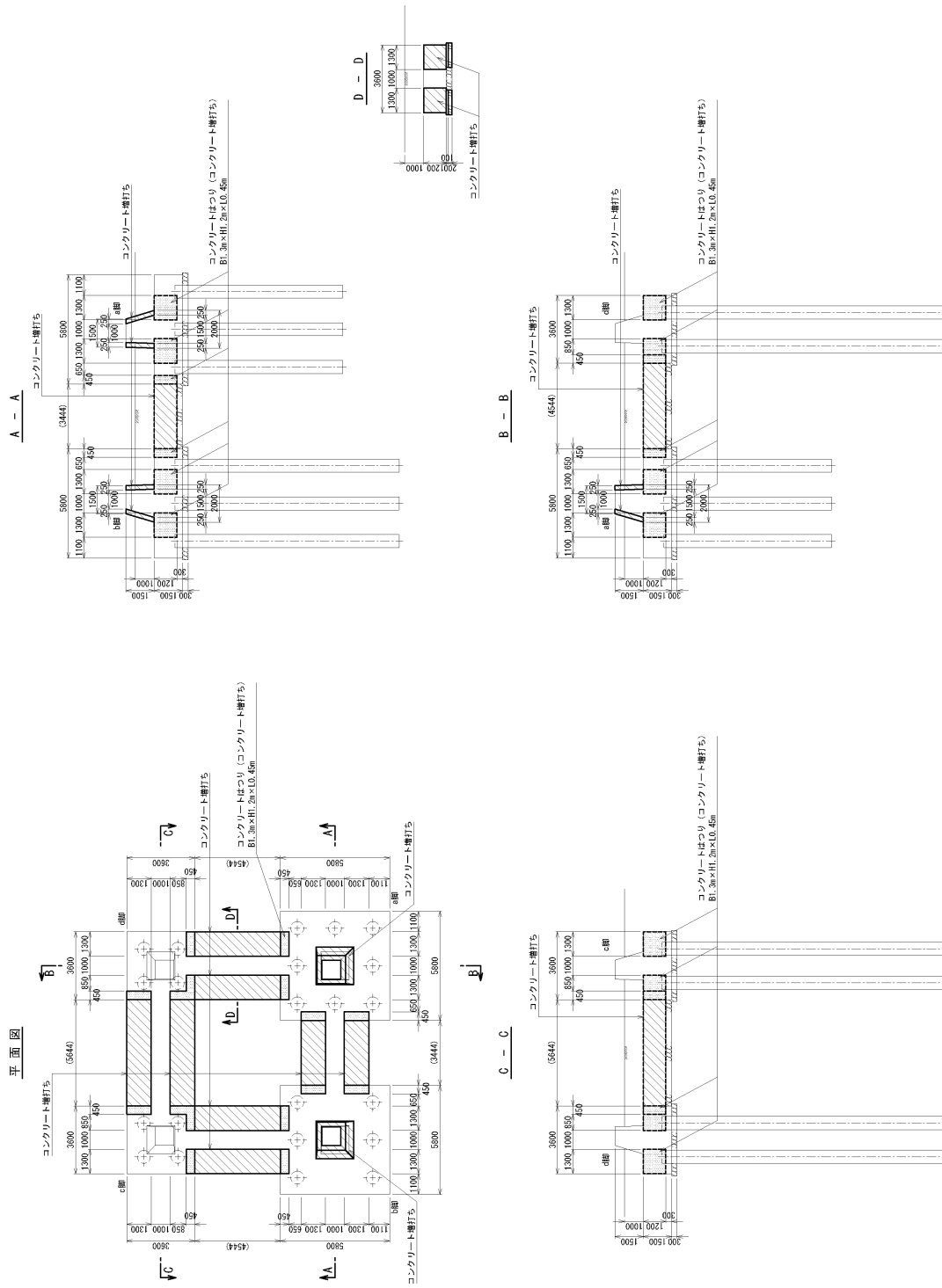


図3 鉄塔基礎補強対策工概要図

解析コード「T D A P III」の検証及び妥当性確認等について

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

表1 T D A P III ver. 3.04の検証及び妥当性確認等

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

1. 一般事項

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

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

2. 解析コードの特徴

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

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

3. 解析手法

3.1 剛性方程式

多自由度系の剛性方程式は一般に下式で表わされる。

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

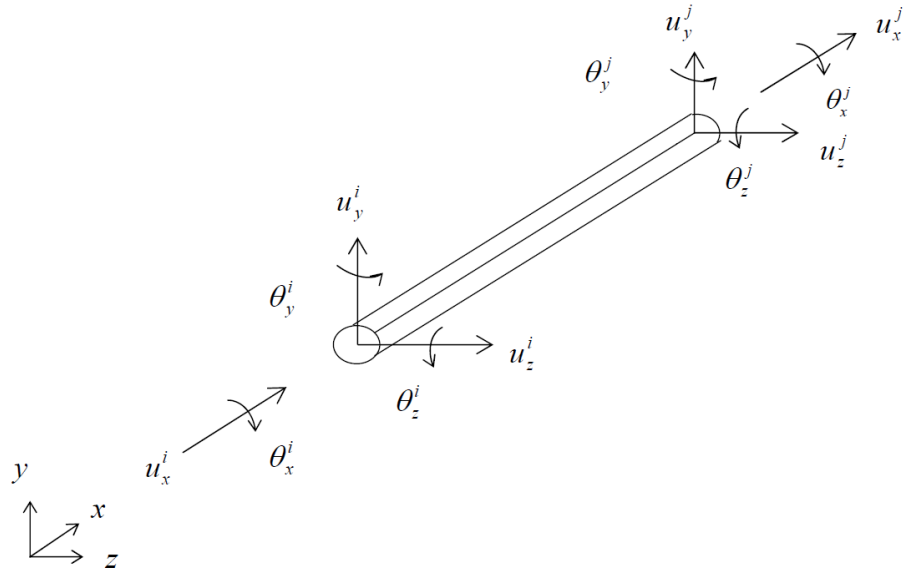
ここで、

[K] : 剛性マトリクス

{U} : 変位ベクトル

{F} : 荷重ベクトル

3.2 部材座標系における要素行列



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

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

4. 解析フローチャート

本コードを用いた解析フローチャートを図 1 に示す。

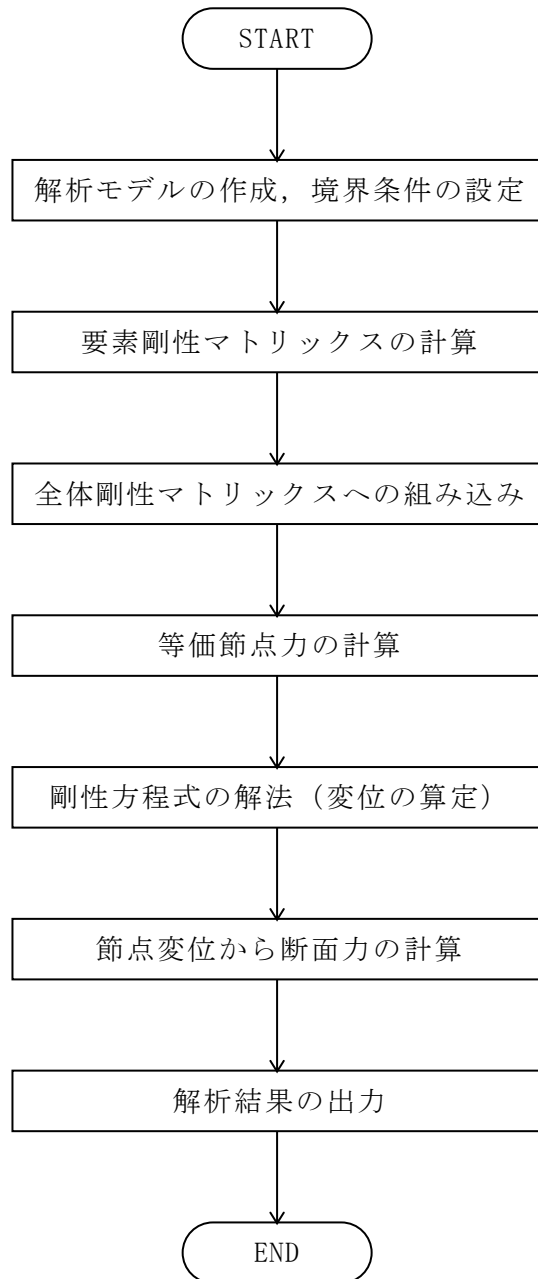


図 1 解析フローチャート

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

解析コード 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「N X N A S T R A N ver10.3.1B」による解析結果との比較検証を行う。

5.1 3次元フレーム解析による静的解析の検証

5.1.1 解析条件

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

解析モデルの節点1に集中荷重としてX軸方向へ10kNを作用させる。

拘束条件として節点10～13を変位・回転全方向固定とする。

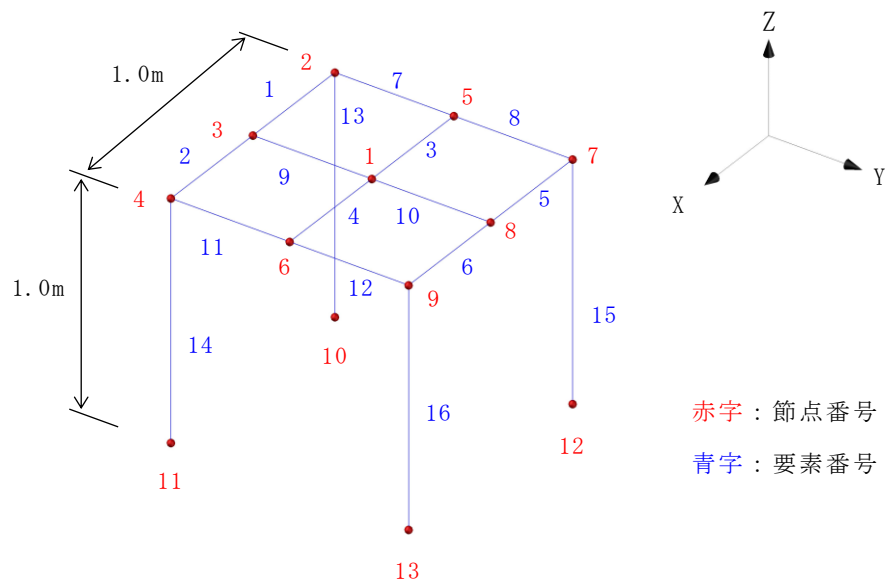


図2 解析モデル

表2 梁要素物性パラメータ

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

5.1.2 解析結果

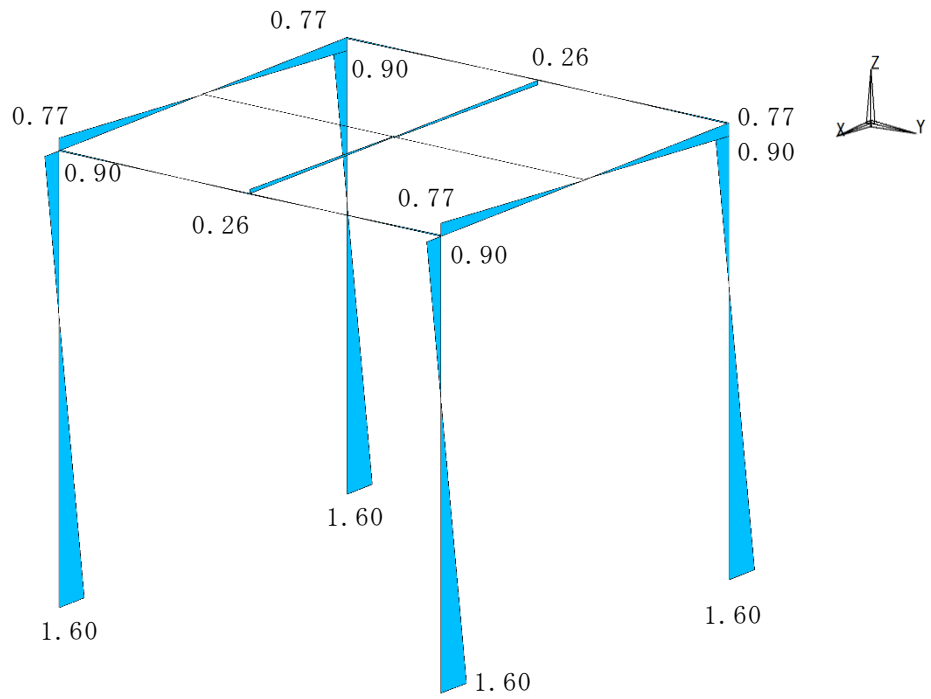
3次元フレーム解析結果（断面力）の比較を表3に、断面力図として曲げモーメント図（Mz）を図3に、せん断力図（Qy）を図4に示す。

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

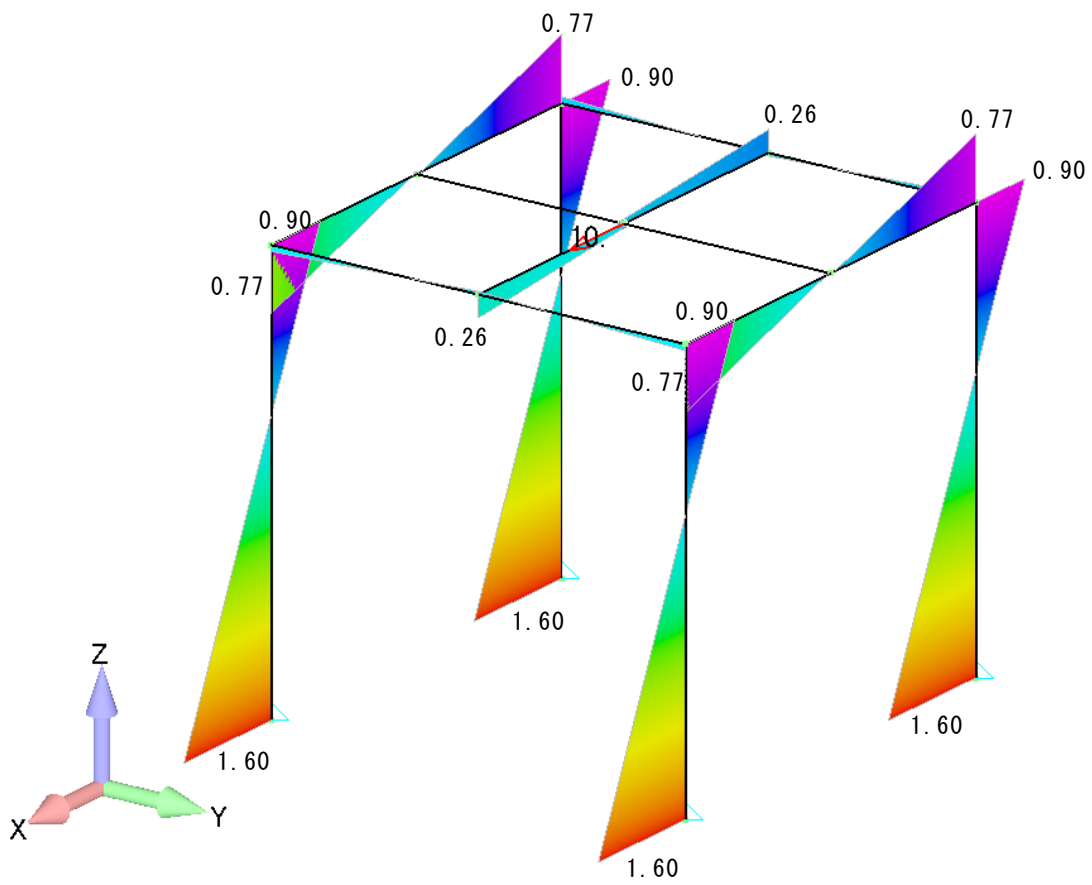
表3 解析結果（断面力比較表）

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

注：各要素に発生する断面力の最大値を示す。

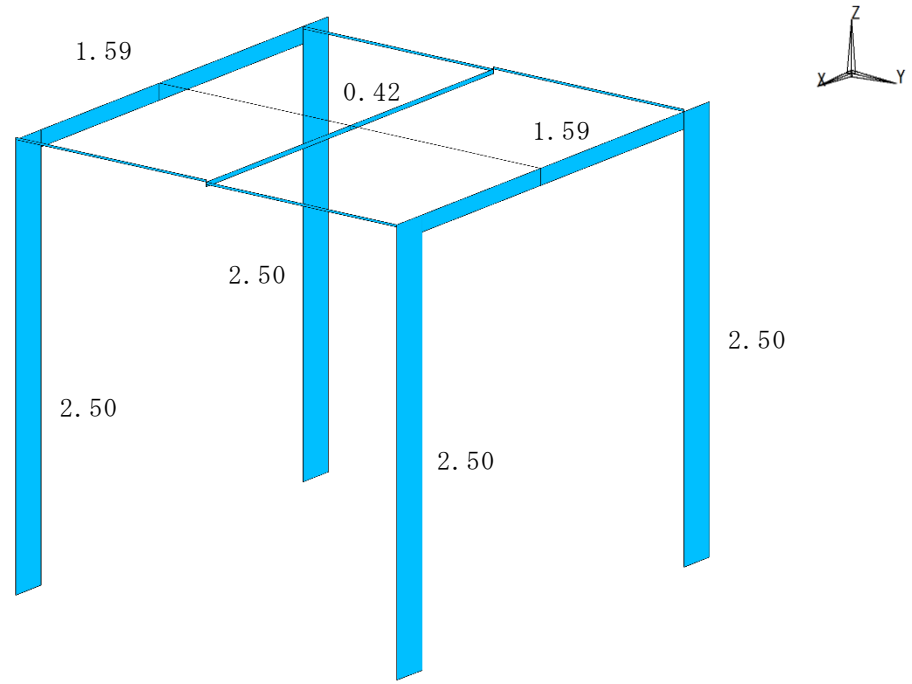


(T D A P III)

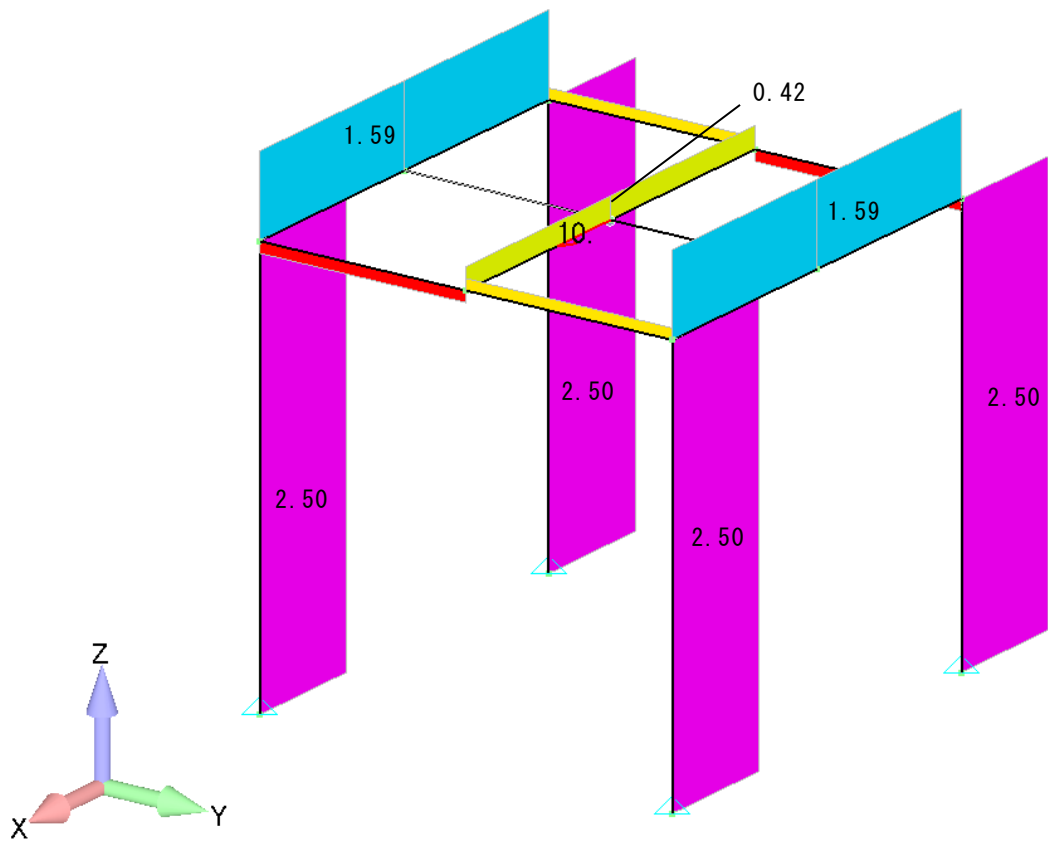


(NX NASTRAN)

図 3 曲げモーメント図 (単位 : $\text{kN}\cdot\text{m}$)



(T D A P III)



(N X N A S T R A N)

図 4 セン断力図 (単位 : kN)

5.3 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										
押し盛土工法	押し盛土工法	○		○	○			○		○	
	緩斜面工法										
繰速載荷工法	漸増載荷工法	○		○	○			○			
	段階載荷工法										
載荷重工法	盛土荷重載荷工法										
	大気圧載荷工法	○		○	○				○		
	地下水低下工法										
バーチカル ドレーン工法	サンドドレーン工法	○		○	○			○	○		
	ボード系ドレーン工法										
	サンドコンパ クション工法	○	○	○	○	○	○	○		○	○
締固め工法	振動棒工法									○	○
	動圧密工法		○							○	○
固結工法	深層混合処理工法	○	○	○	○			○	○	○	○
	生石灰バイル工法										
	薬液注入工法										
構造物による 工法	矢板工法										
	打設グイ工法	○	○	○	○			○		○	
	スラブ工法										
	カルバート工法										

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

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

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

高圧噴射攪拌工法の概要を図1-1に示す。

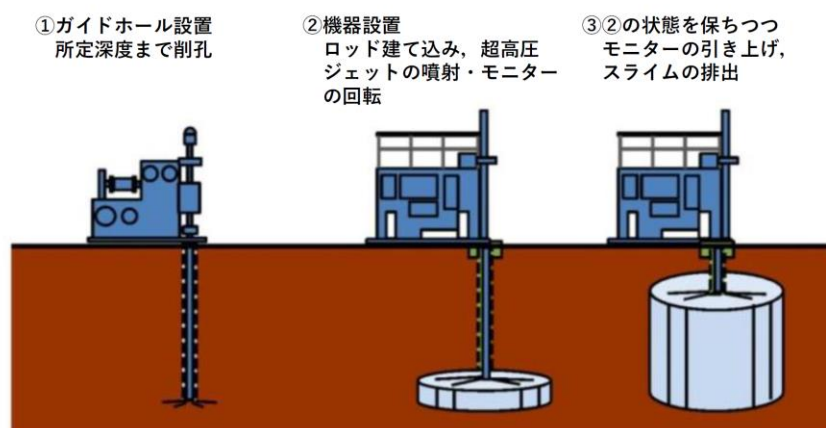


図1-1 高圧噴射攪拌工法の概要

2. 220kV第二島根原子力幹線No.1鉄塔基礎改良地盤について

2.1 基本方針

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

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

2.2 改良地盤の解析用物性値

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

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

また、改良地盤1及び2の確認方法は、日本産業規格（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 γ (kN/m ³)	変形係数 E	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h
地盤改良土 (掘削ズリ)	改良地盤 1	20.7	3.000×10^5 (kN/m ²) *	0.333	0.03
地盤改良土 (D級岩盤)	改良地盤 2	22.4	3.000×10^5 (kN/m ²) *	0.333	0.03

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

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

表2-2 必要調査箇所数

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

表2-3 改良地盤1及び2の施工数量と必要調査箇所数との比較

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

2.3 改良地盤の概要

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

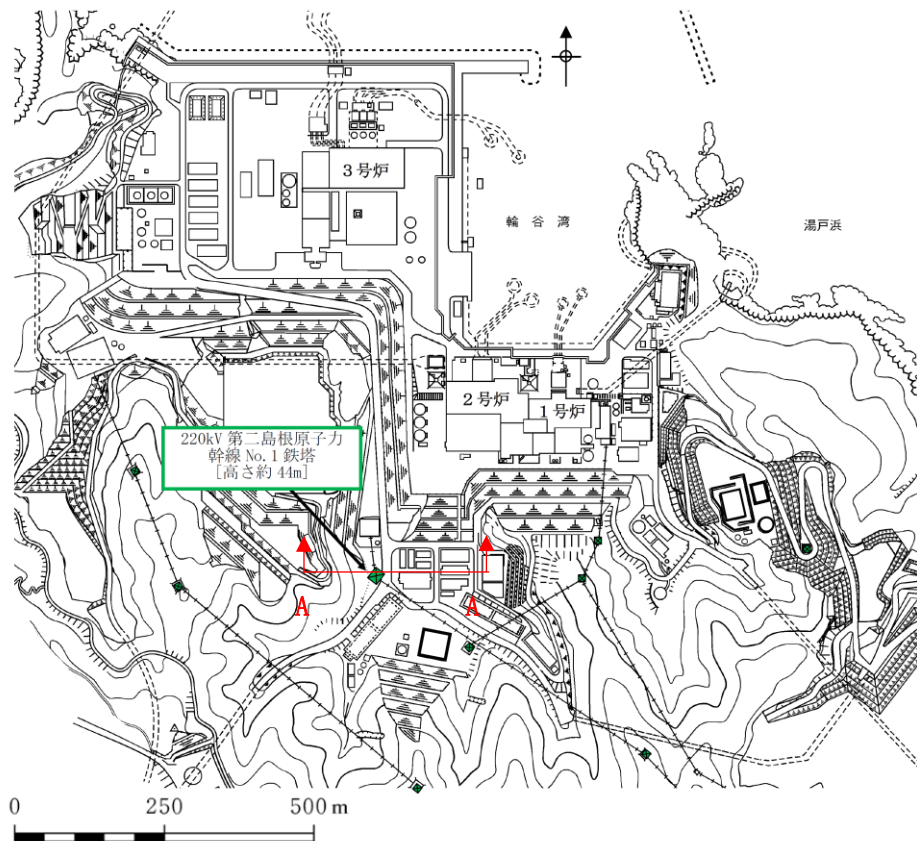


図2-1 改良地盤を設置する施設の平面配置図

表2-4 改良地盤の概要

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

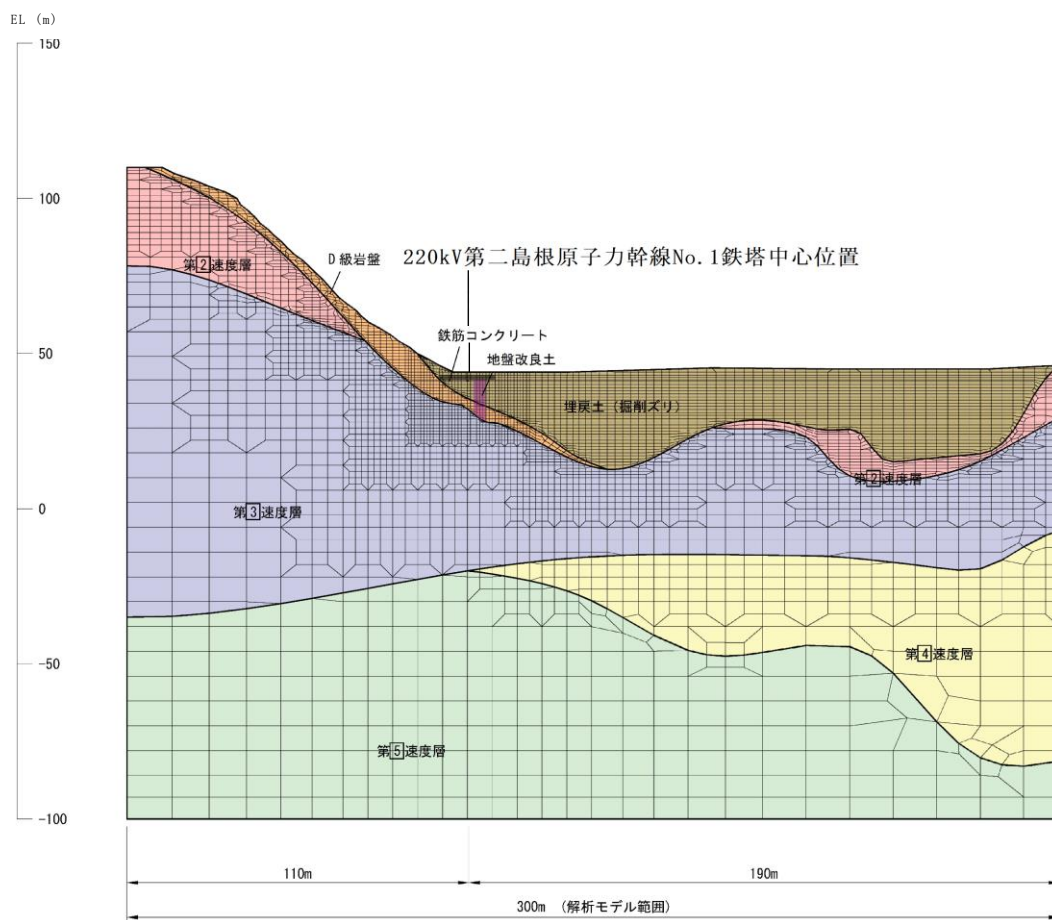


図 2-2 改良地盤の配置図 (図 2-1 A-A 断面)

3. 改良地盤の目的及び構造形式

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

表 3-1 改良地盤の目的及び構造形式

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

注：赤丸は改良地盤の調査箇所を示す。

4. 確認結果

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

表4-1に一軸圧縮強度試験による確認結果を示す。

表4-1 一軸圧縮強度試験による確認結果

データ数	確認結果		基準値 (kN/m^2)
	平均値 (kN/m^2)	平均 $-\sigma$ (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

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

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、

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

220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔基礎の支持力算出結果

(a 脚及び d 脚の場合)

① 基礎の圧縮耐力 Q_c

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

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

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

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

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

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

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

B ：基礎荷重面の最小幅で、円形の場合は直径であり $B=3.5$ (m)

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

以上より、

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

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

なお、図 1 のとおり、当該鉄塔基礎直下には D 級岩盤が分布している。D 級岩盤の粘着力については、地質調査結果を踏まえ、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。

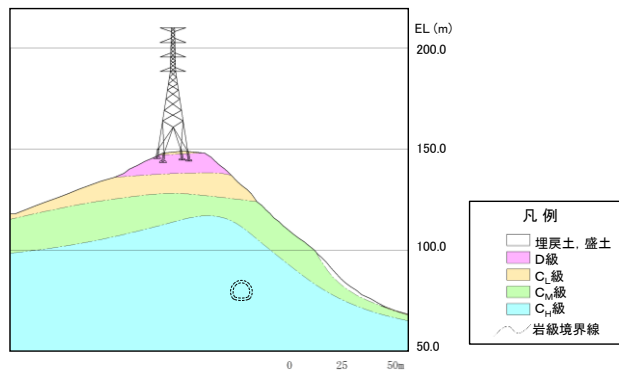
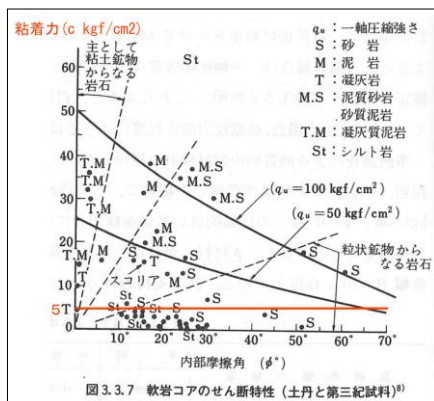


図 1 地質別の設計採用 c, ϕ の例（軟岩－調査・設計・施工の基本と事例－（土木学会，1984 年）から引用，赤字で加筆）及び 220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔地質断面図（岩級）

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。

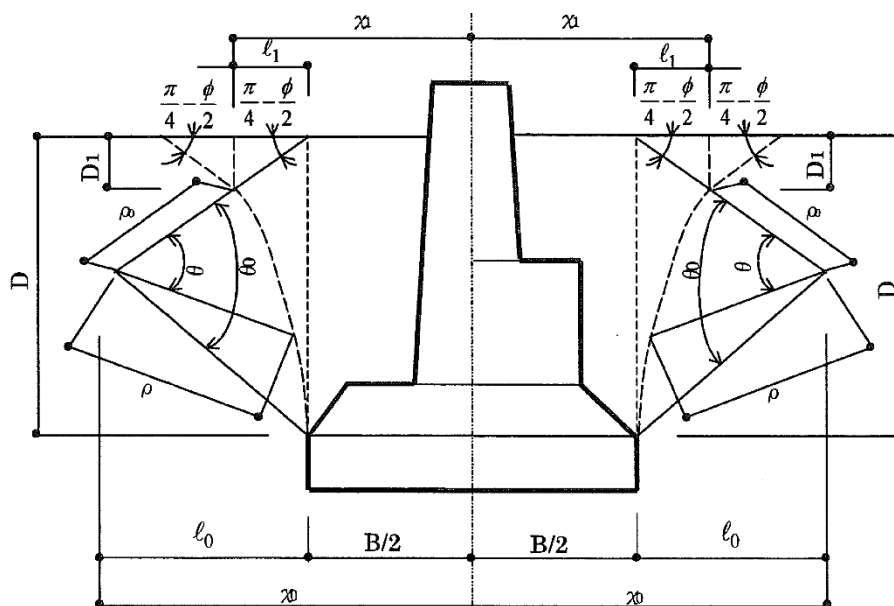






図 2 基礎に引揚荷重が作用した場合の地盤のせん断破壊の模式図

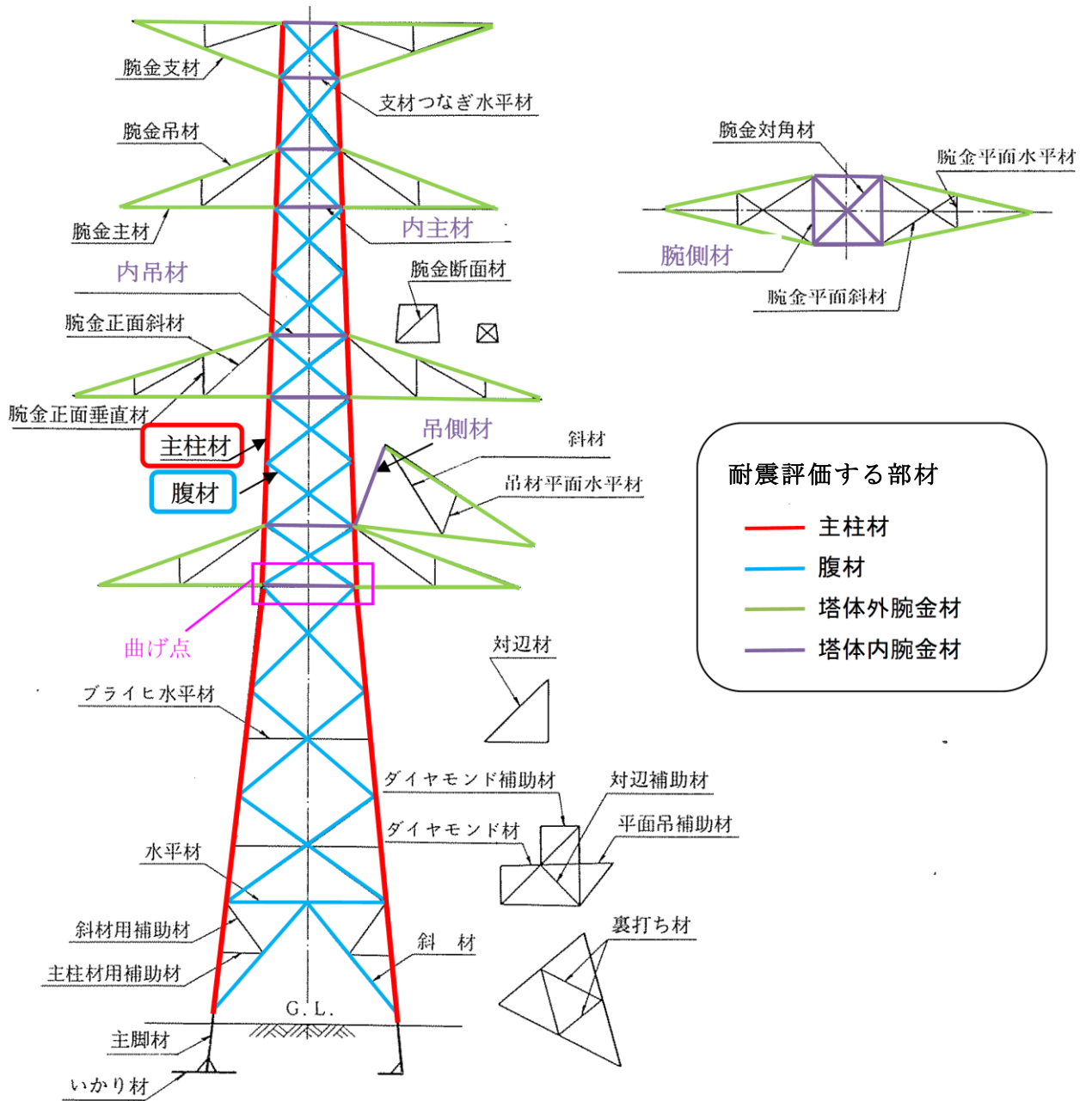
66kV鹿島支線No. 2-1鉄塔部材仕様

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



参考図 構造材説明図

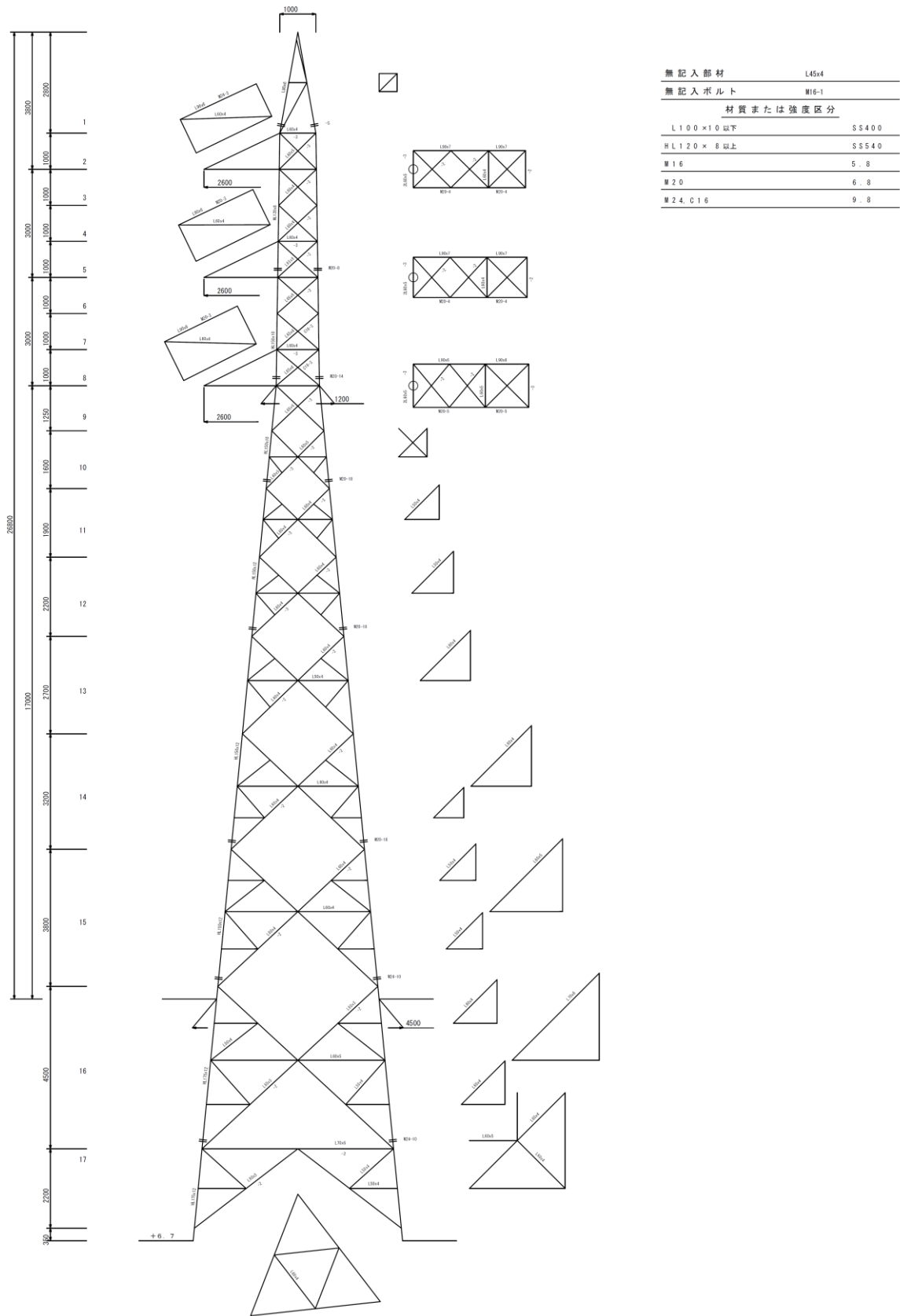


図1 66kV鹿島支線No. 2-1鉄塔構造図

66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔基礎の耐震補強について

1. 66kV鹿島支線No. 2-1鉄塔基礎の耐震評価概要

(1) 鉄塔基礎（耐震補強前）

66kV鹿島支線No. 2-1鉄塔基礎（耐震補強前）の概要を図1に示す。

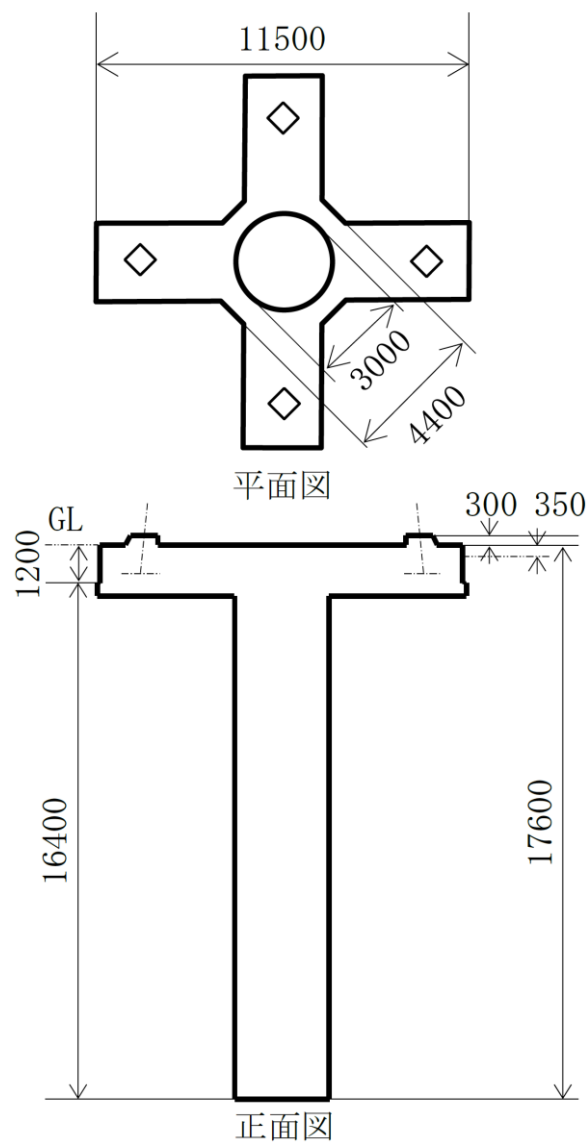


図1 66kV鹿島支線No. 2-1鉄塔基礎（耐震補強前）の概要

(2) 耐震評価結果

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

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

表 1-1 深礎杭の鉛直支持力照査結果

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

表1-2 深礎杭，柱体部及び張出梁の曲げ・せん断応力照査結果*1

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

注記*1：上表は、既設基礎の照査結果で基礎補強前の結果を示す。

*2：下線部は許容限界を満足しない箇所

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

2. 耐震補強対策工の設計

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

工法を以下に示す。

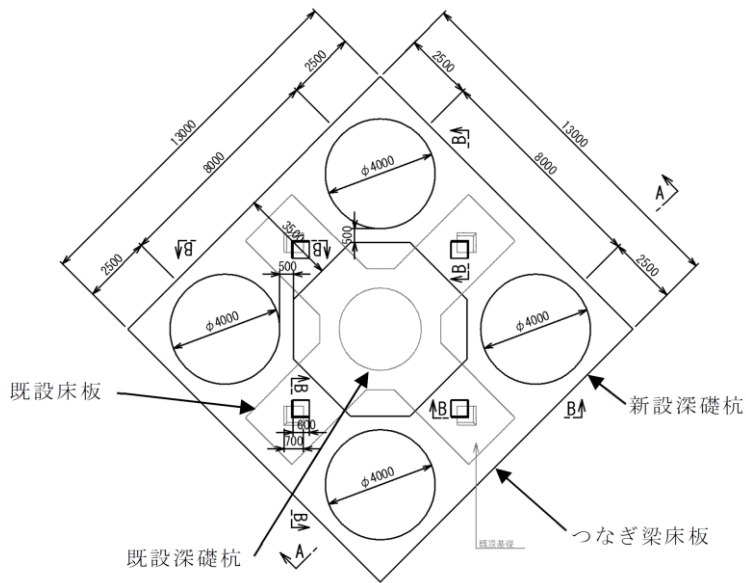
- (1) 既設深礎杭の外側に新しく「深礎杭」を4本構築する。
- (2) 既設床板上方に新設深礎杭をつなぐ「つなぎ梁床板」を構築する。
- (3) 新設基礎と既設基礎を分断するため，既設鉄塔支柱材を切断する。
- (4) 切断面には錆止め塗装，コンクリート養生を施し腐食防止を行う。

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

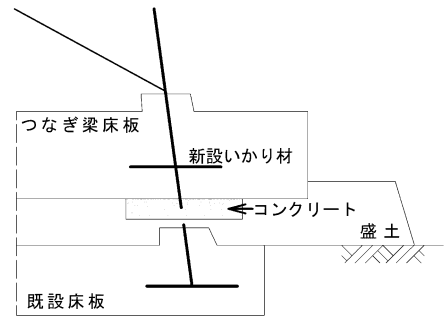
主脚材と基礎との定着については，「電気協同研究第25巻第2号送電用鉄塔基礎」，「電気協同研究第20巻第4号送電用大型鉄塔」及び「電気協同研究第58巻第3号送電用鉄塔基礎の設計」に準じて設計している。

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

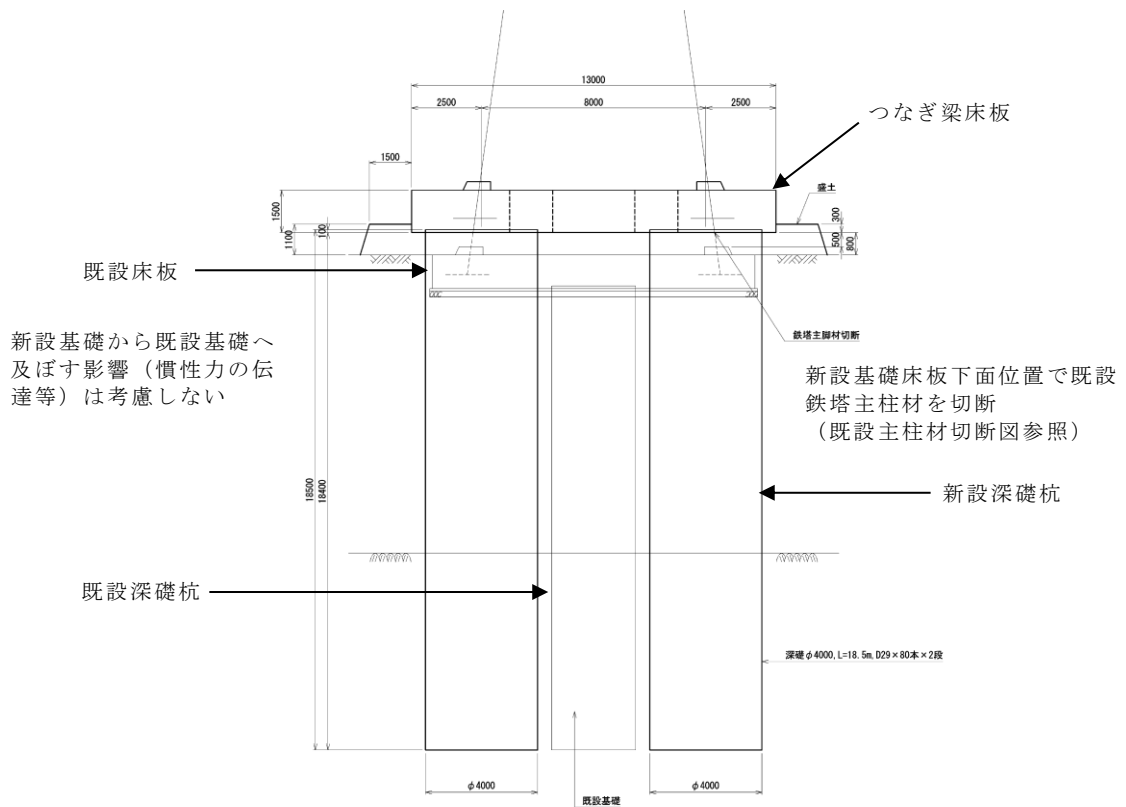
鉄塔基礎の補強対策概要図を図2に示す。



平面図



既設支柱材切断図 (B-B断面)



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

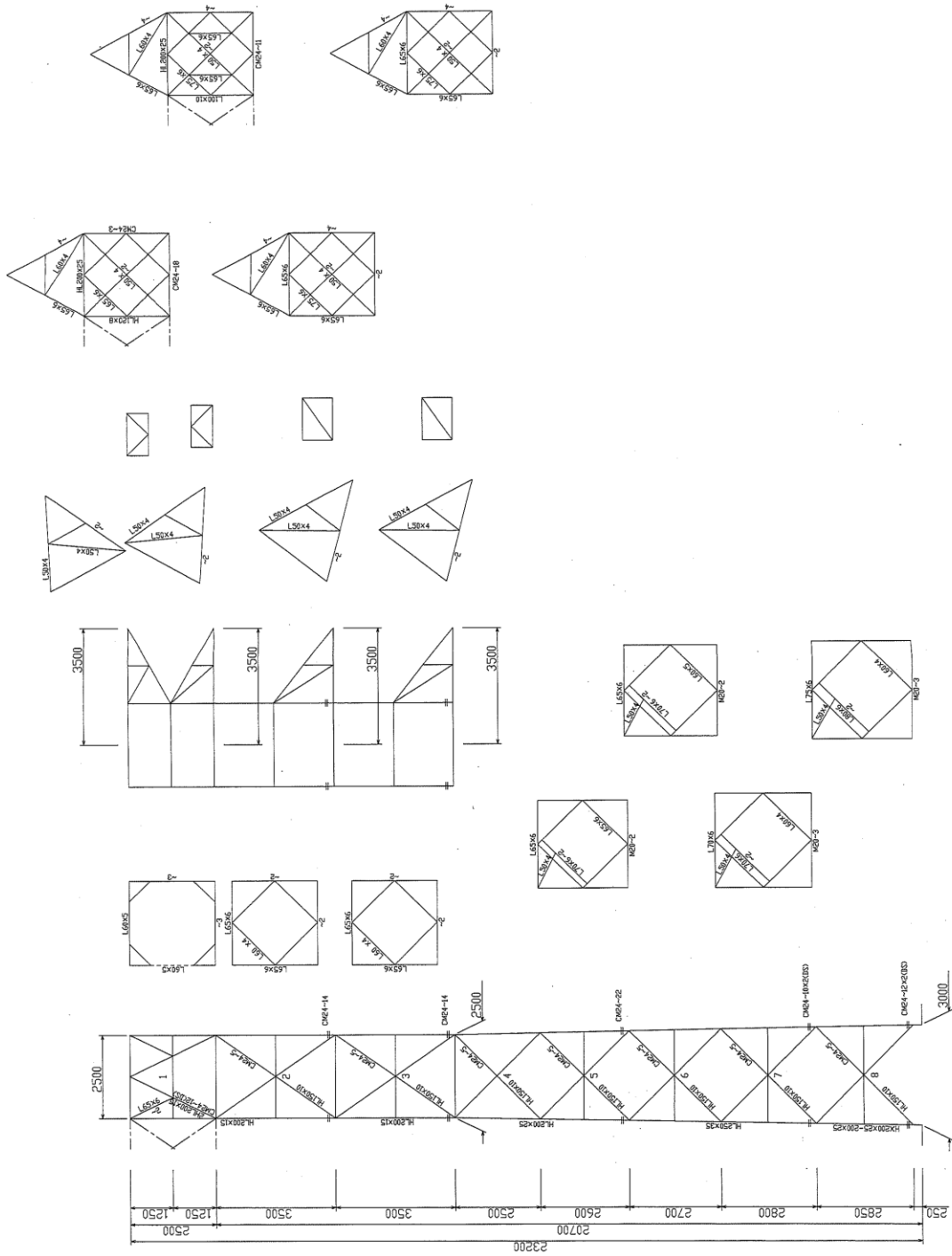


図1 第2-66kV開閉所屋外鉄構のうちP1及びP3鉄構構造図

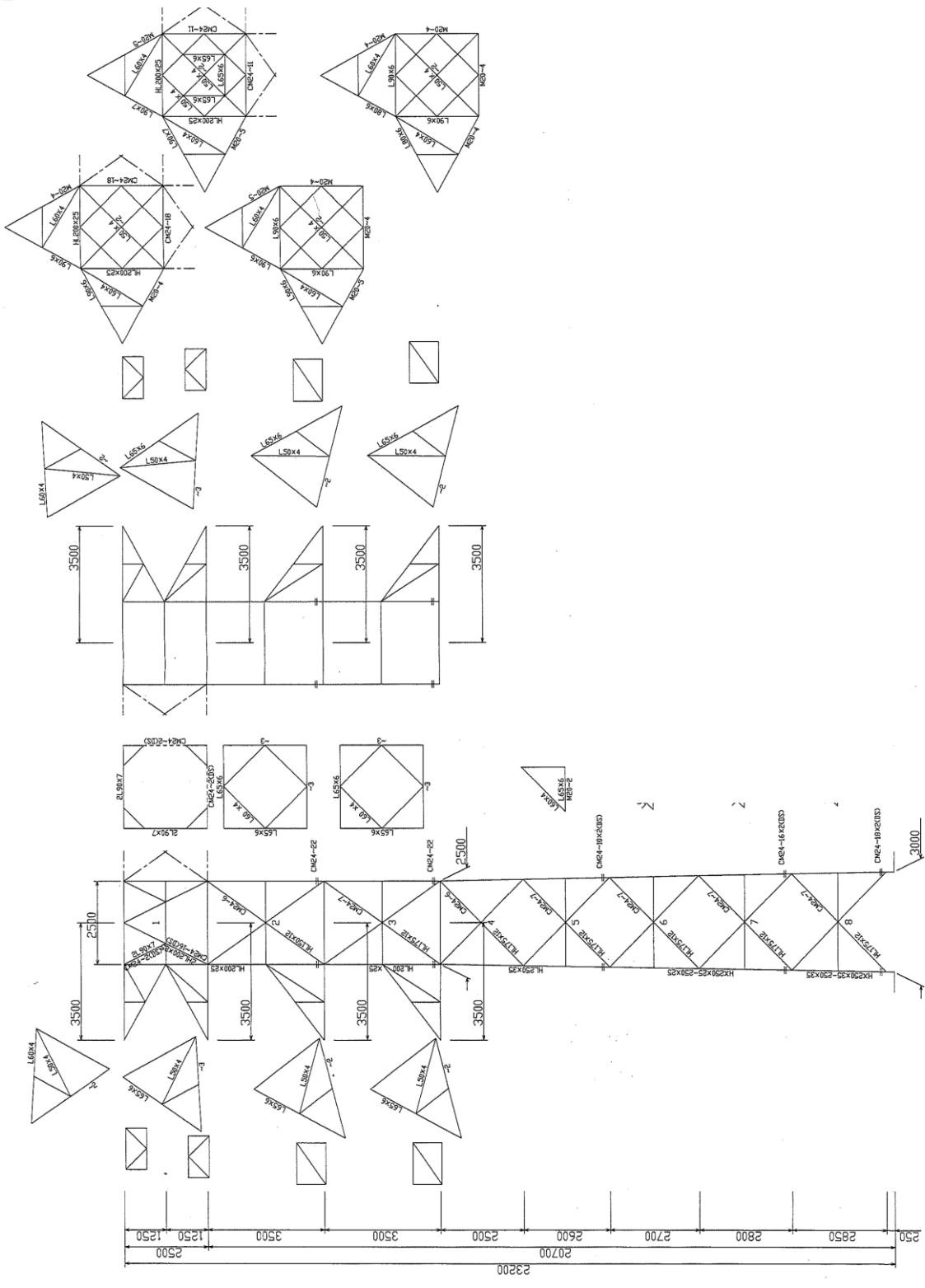


図2 第2-66kV開閉所屋外鉄構のうちP2鉄構構造図

第2-66kV開閉所屋外鉄構基礎材と基礎コンクリートの健全性について

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

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

表1 各柱の主脚材最大応力

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

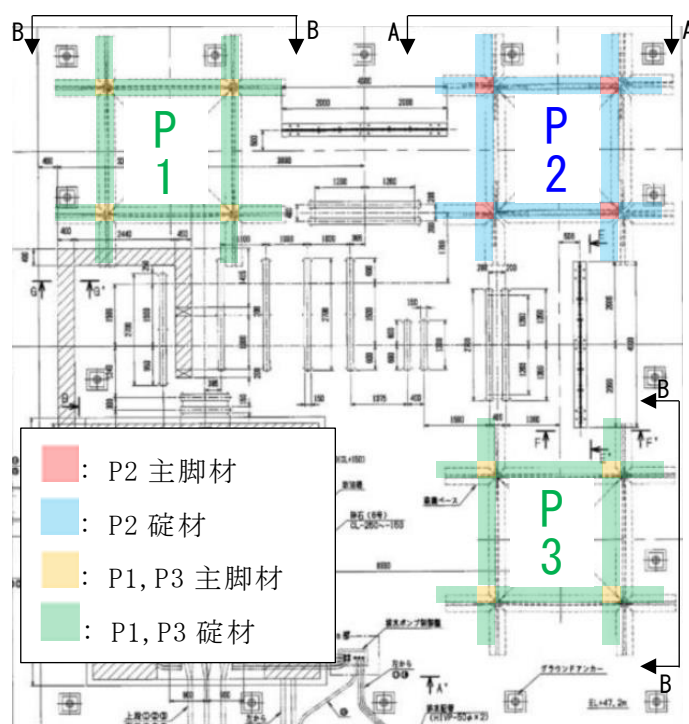
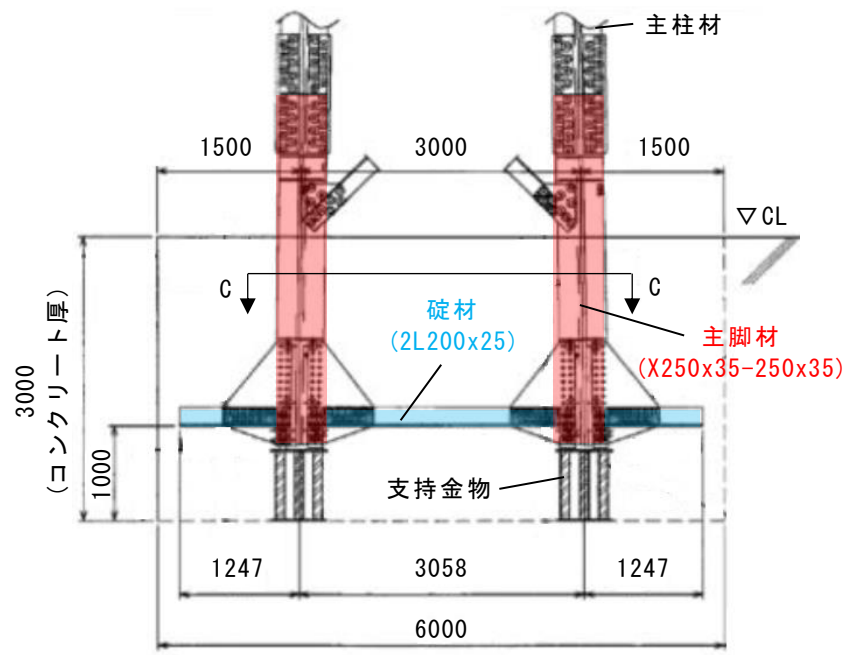
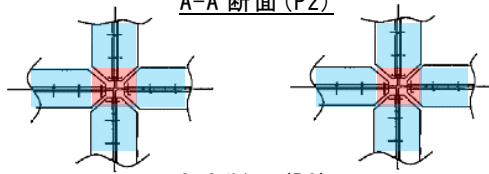


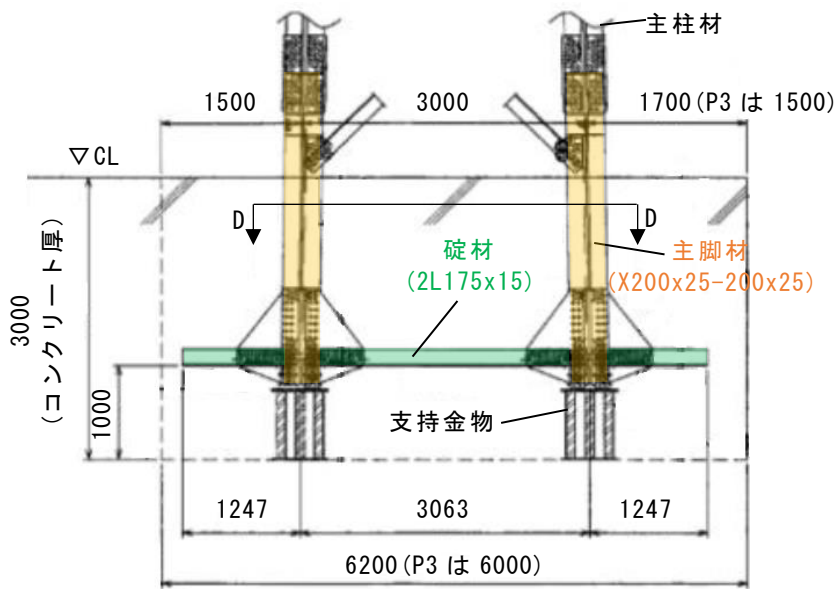
図1 基礎コンクリート内の主脚材及び礎材の平面配置図



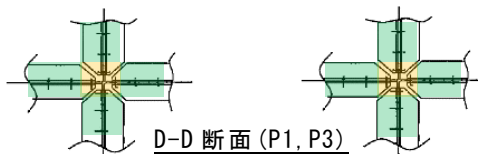
A-A 断面 (P2)



C-C 断面 (P2)



B-B 断面 (P1, P3)



D-D 断面 (P1, P3)

図 2 基礎断面

通信用無線鉄塔部材仕様

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

表1 通信用無線鉄塔使用部材及び材質

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

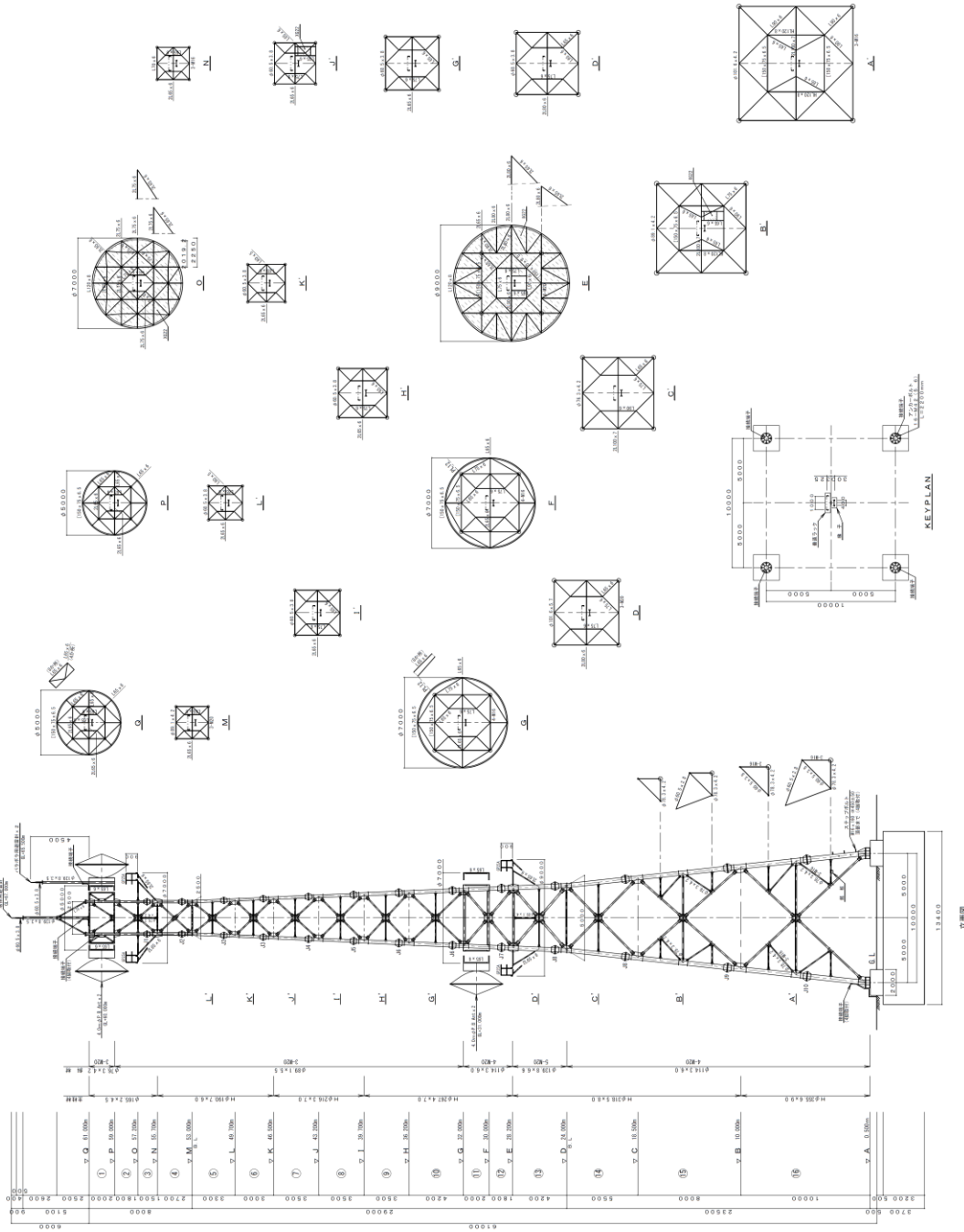
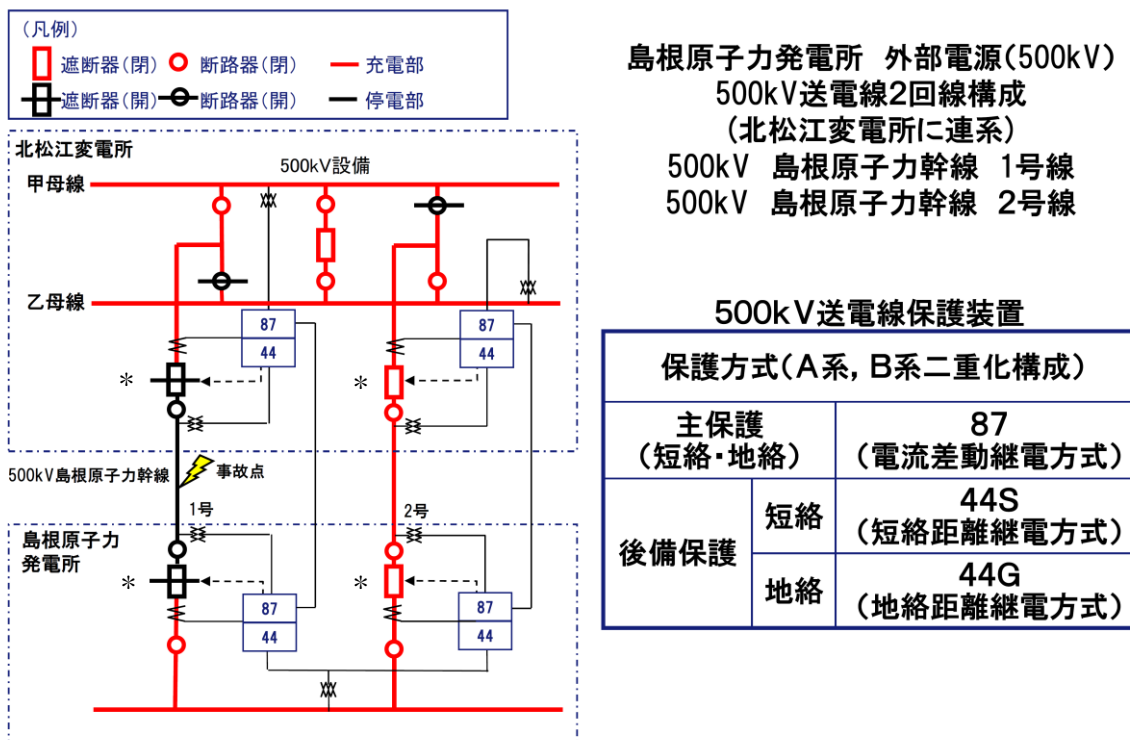


图1 通用無線鉄塔構造図

500kV及び66kV送電線保護装置について

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

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



注記* : 図中の保護継電器で動作する遮断器

図1 500kV送電線保護装置概要図

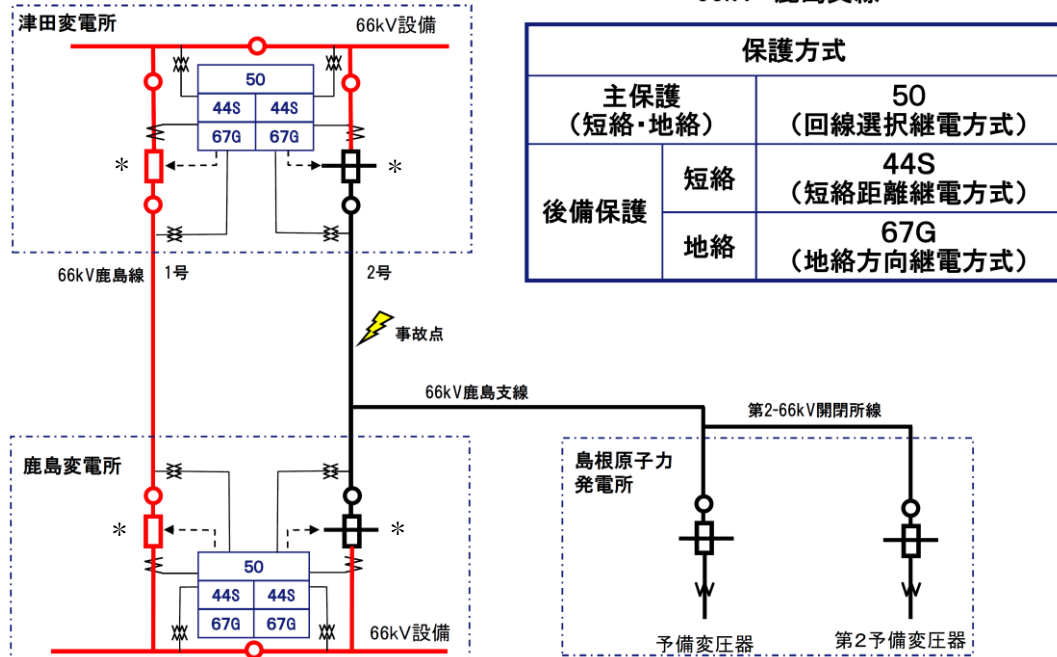
【500kV島根原子力幹線事故発生から遮断器動作までの流れ】

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

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



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



注記* : 図中の保護継電器で動作する遮断器

図2 66kV送電線保護装置概要図

【66kV鹿島線事故発生から遮断器動作までの流れ】

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

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

当社送電鉄塔の倒壊事例（66kV 1 導体）について

1. 倒壊事例

(1) 山口県下松市の事例（2004年9月）

鉄塔倒壊状況及び要因

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

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：21.6kN

(2) 鳥取県米子市の事例（2011年1月）

鉄塔折損状況及び要因

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

注記*：1径間あたり3相2回線で6条の電線

電線線種：硬銅より線 75 mm²×1 導体（7本/3.7 mm）

硬銅より線 72 mm²×1 導体（7本/3.6 mm）

電線破断強度：28.6kN

27.1kN

(3) 山口県山口市の事例（2012年1月）

鉄塔倒壊状況及び要因

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

電線線種：硬銅より線 55 mm²×1 導体（7本/3.2 mm）

電線破断強度：21.6kN

2. 鹿島支線と倒壊事例の比較

(1) 鹿島支線の電線仕様

電線線種：アルミ覆鋼心アルミより線 97 mm²×1 導体

（アルミ覆鋼心：7本/3.2 mm，アルミより線：12本/3.2 mm）

電線破断強度：78.4kN

(2) 鹿島支線と倒壊事例の電線破断強度比較

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

(3) 考察

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

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

以 上

改良地盤⑦の物性値の設定方法について

1. 概要

送電鉄塔基礎の耐震評価に必要な地盤の物性値は，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。

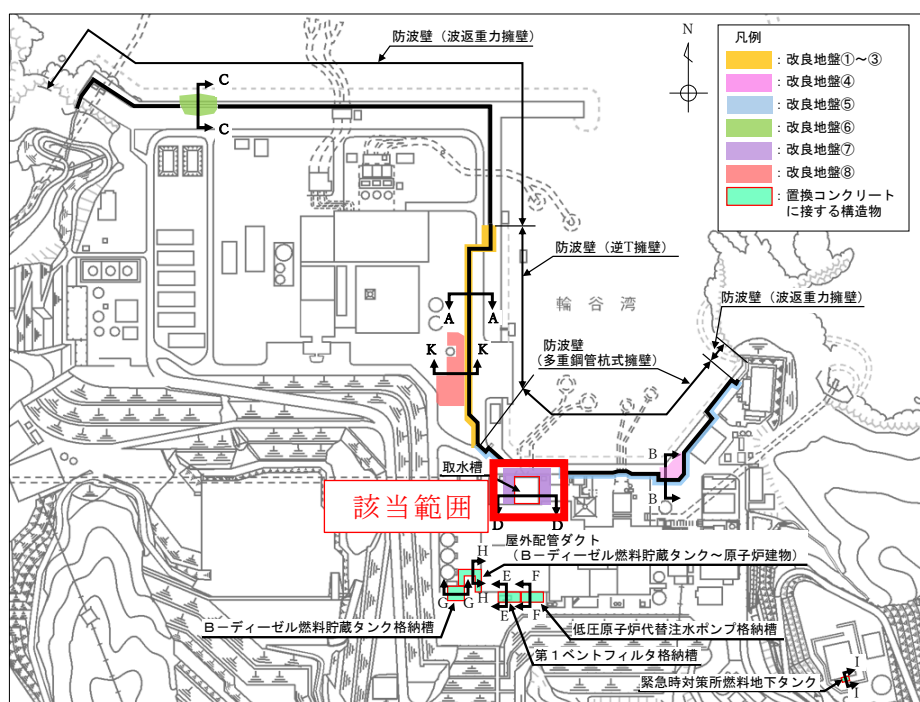


図2-1 改良地盤⑦の平面配置図

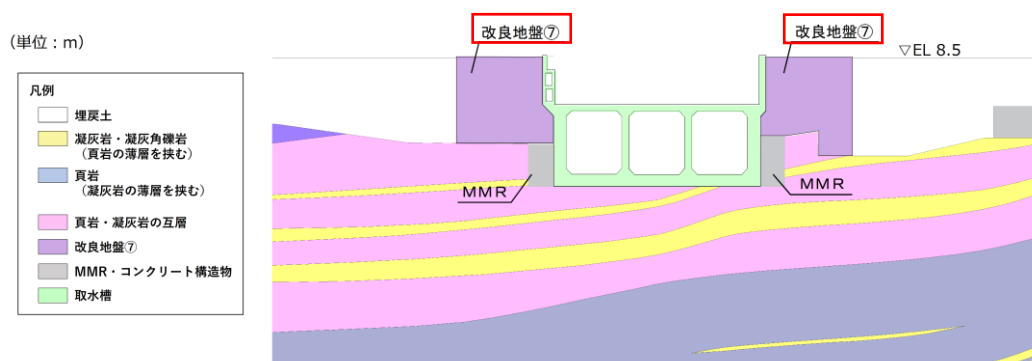


図2-2 改良地盤⑦の配置図
(取水槽，D-D断面)

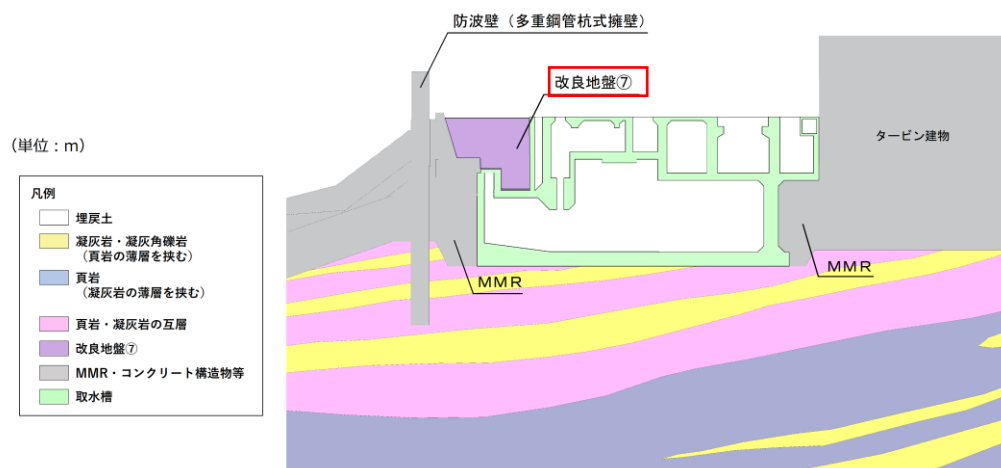


図 2-3 改良地盤⑦の配置図
(取水槽，E-E断面)

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	

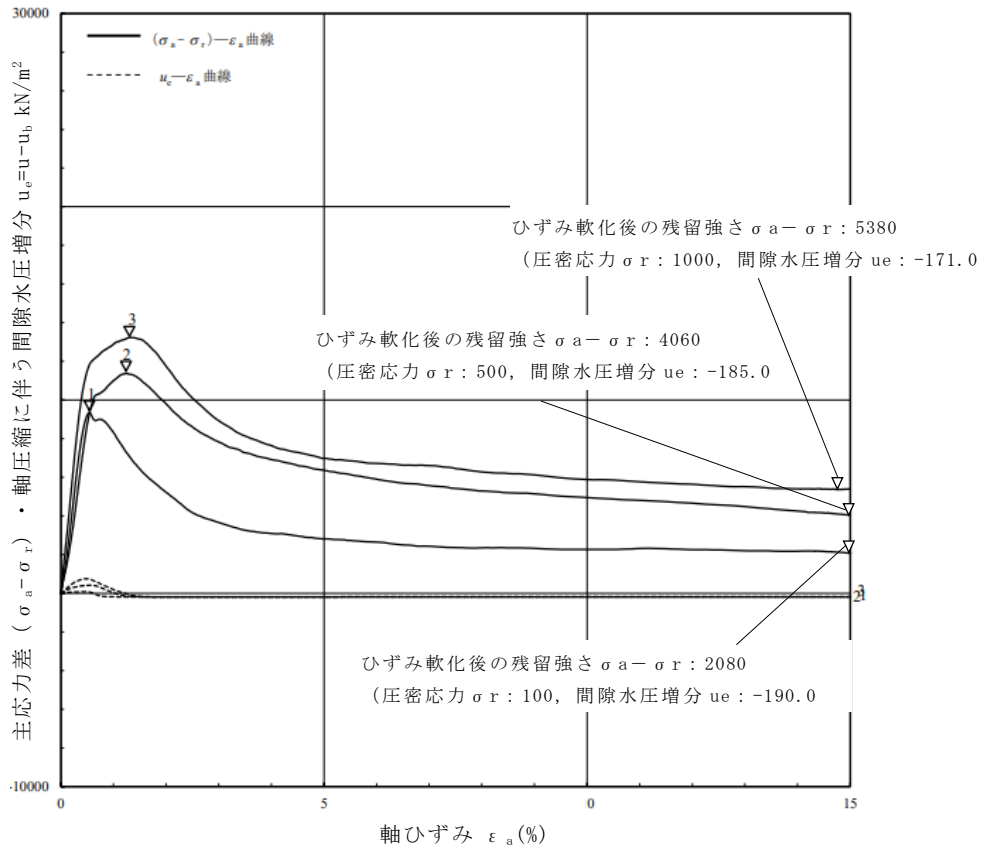


図 2.1.3-1 三軸圧縮試験における改良地盤⑦の軸差応力-軸ひずみ関係

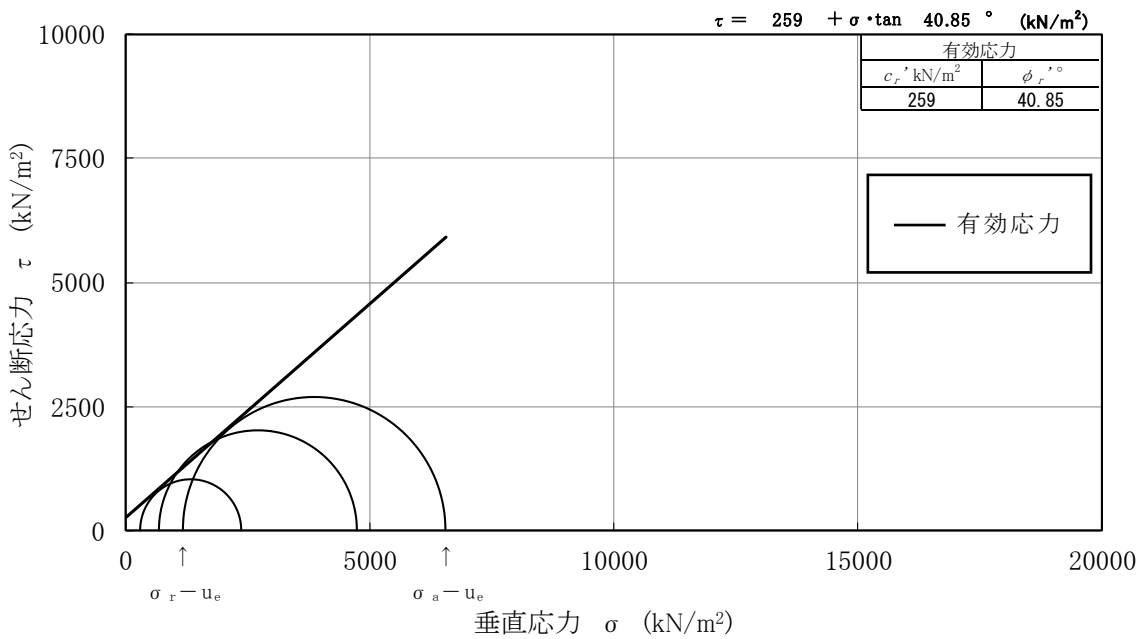


図 2.1.3-2 改良地盤⑦における三軸圧縮試験結果

(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	259	40.85

b. 引張強度 σ_t

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

表 2.1.3-4 引張強度の物性値

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

2.2 改良地盤の物性値

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

表 2.2-1 改良地盤⑦の解析用物性値

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

表 2.2-2 改良地盤⑦の設定根拠

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

(参考資料)

500kV 島根原子力幹線 3 基が同時倒壊し滑落する場合の鉄塔滑落評価

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

1. 評価結果

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

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

また、図 5 に鉄塔滑落位置（送電線位置）の断面での送電線垂下状況を示す。

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

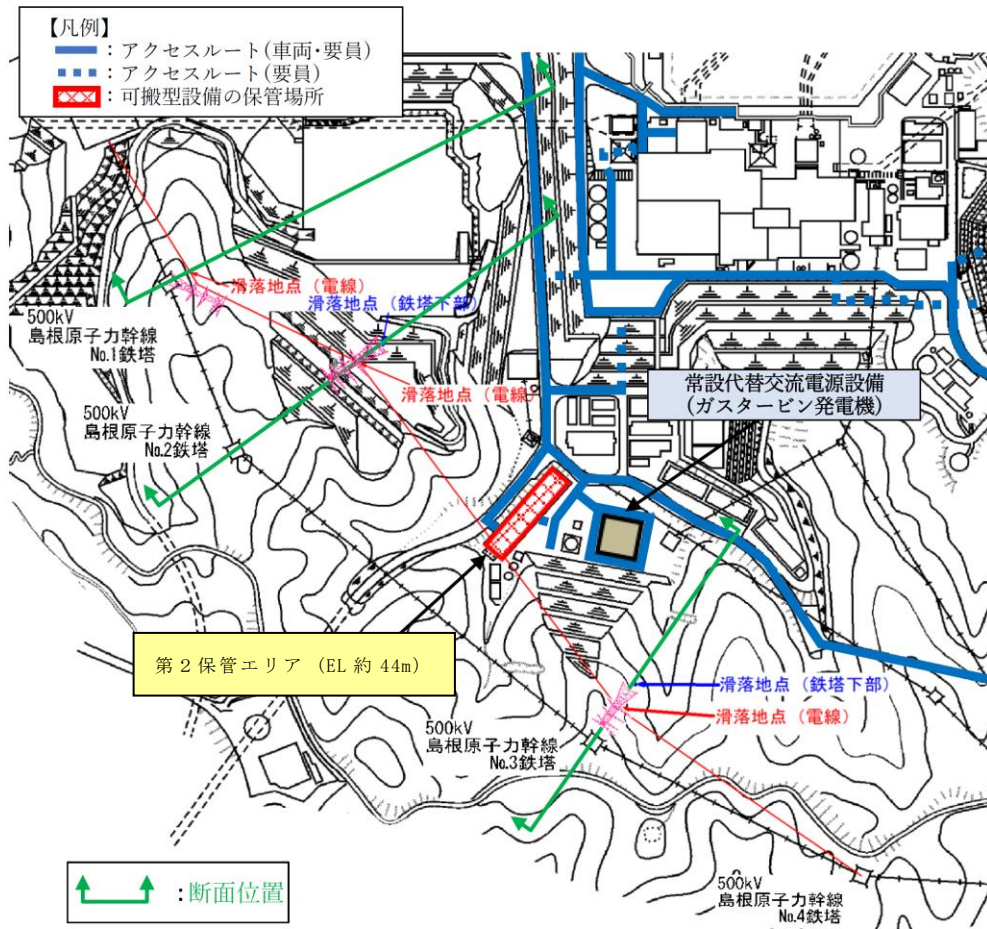


図1 500kV 島根原子力幹線 No. 1, No. 2 及び No. 3 鉄塔全てが全姿同時倒壊した場合の倒壊範囲 (平面)

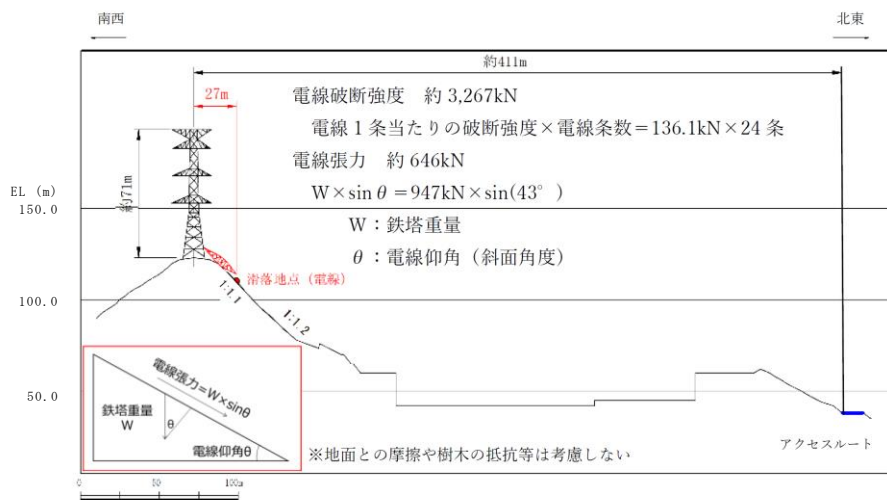


図2 500kV 島根原子力幹線 No. 1, No. 2 及び No. 3 鉄塔全てが全姿同時倒壊した場合の No. 1 鉄塔滑落位置 (断面)

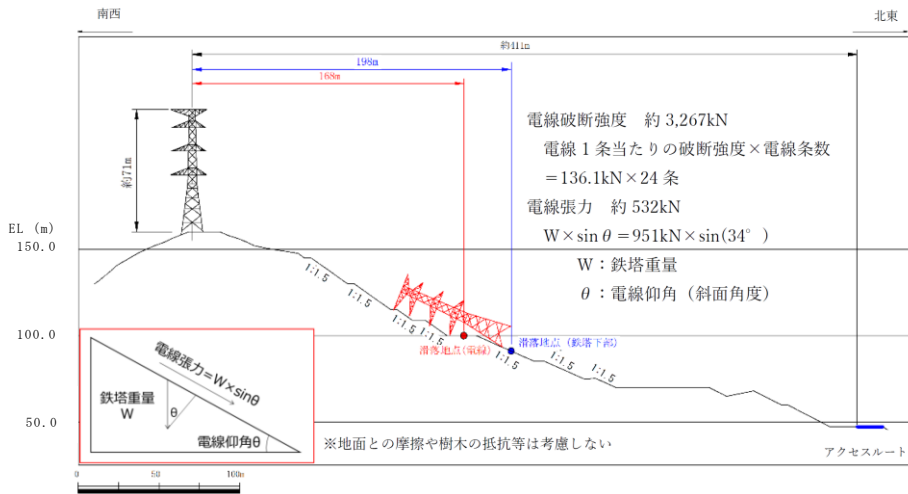


図 3 500kV 島根原子力幹線 No. 1, No. 2 及び No. 3 鉄塔全てが全姿同時倒壊した場合の No. 2 鉄塔滑落位置 (断面)

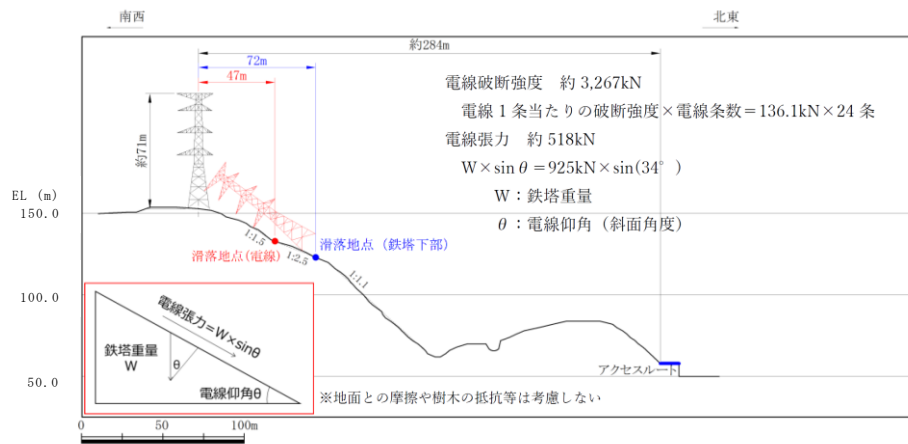


図 4 500kV 島根原子力幹線 No. 1, No. 2 及び No. 3 鉄塔全てが全姿同時倒壊した場合の No. 3 鉄塔滑落位置 (断面)

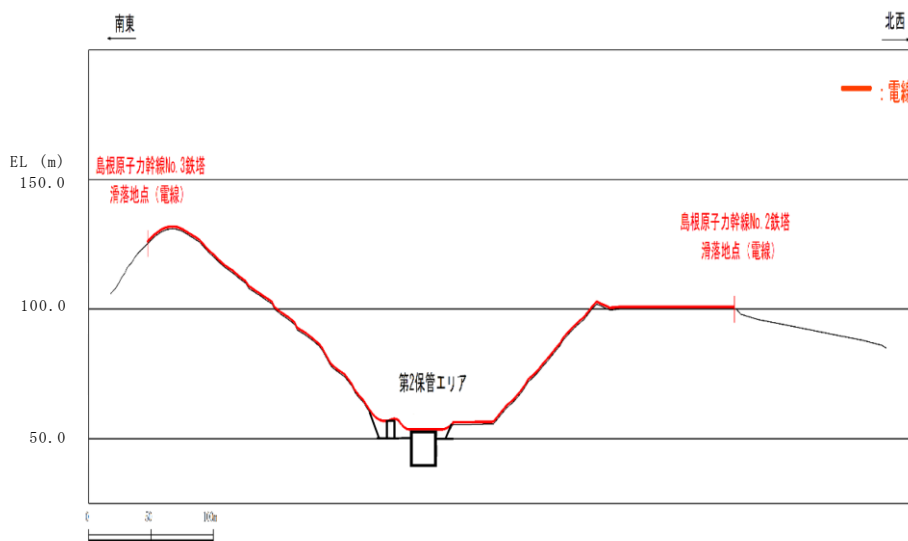


図 5 鉄塔滑落位置 (送電線位置) の断面での送電線垂下状況

2. 保管場所及びアクセスルート等への影響

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

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

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

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

表1 影響を想定する可搬型設備の保管場所と分散配置状況

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

注記*1：送水用

*2：海水取水用

*3：予備を含む。

*4：予備

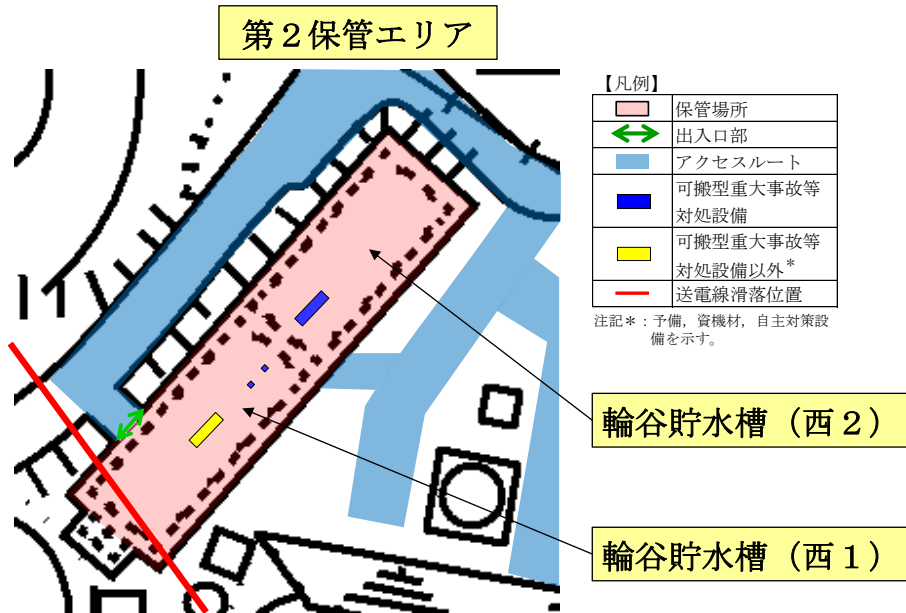


図6 第2保管エリア内の可搬型設備の配置図

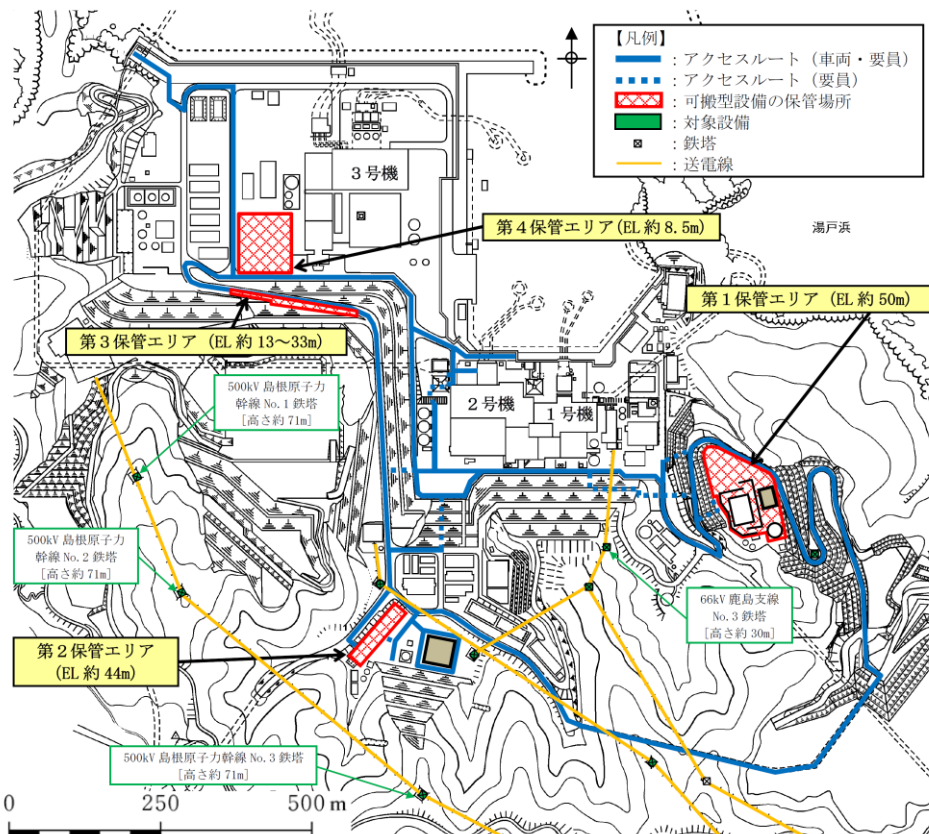


図7 可搬型設備の保管場所

3. まとめ

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

2.8 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。

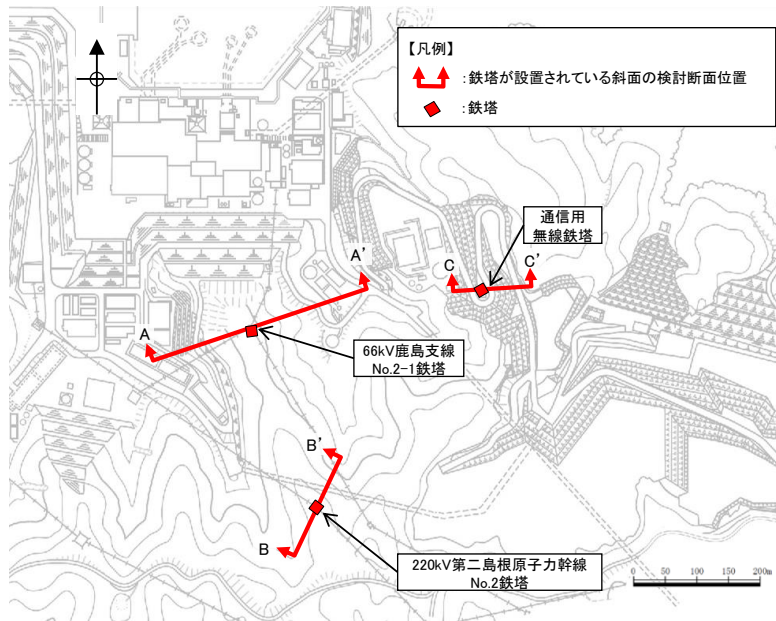


図 2.8.1.1-1 各鉄塔の検討断面位置図

2.8.1.2 評価対象斜面の選定結果

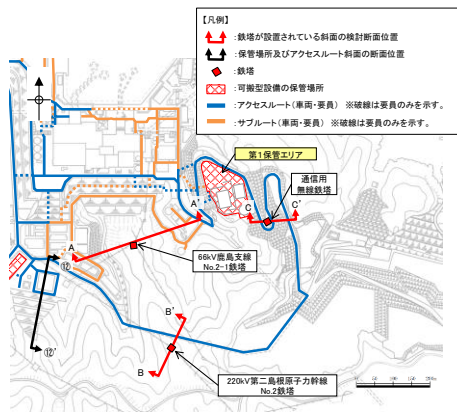
鉄塔が設置されている斜面である A-A' 断面～C-C' 断面について、影響要因の番号付与数及び簡便法の安全率により比較を行った。

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。

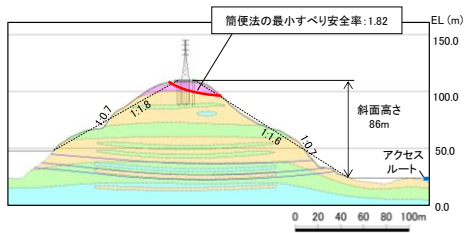
表 2.8.1.2-1 評価対象断面の選定結果

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きいことから、A-A'断面の評価に代表させる。

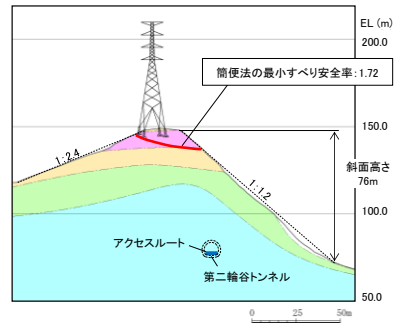
□ : 番号を付与する影響要因 □ : 影響要因の番号付与数が多い(簡便法のすべり安全率が小さい) □ : 選定した評価対象斜面



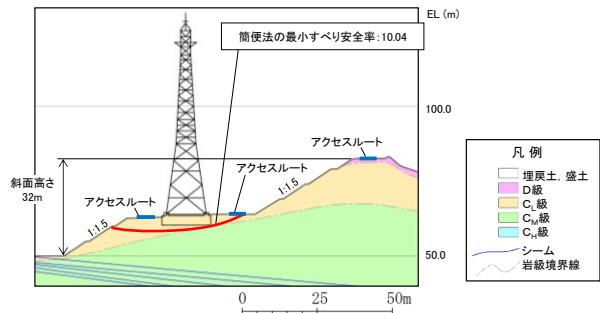
検討断面位置図



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。

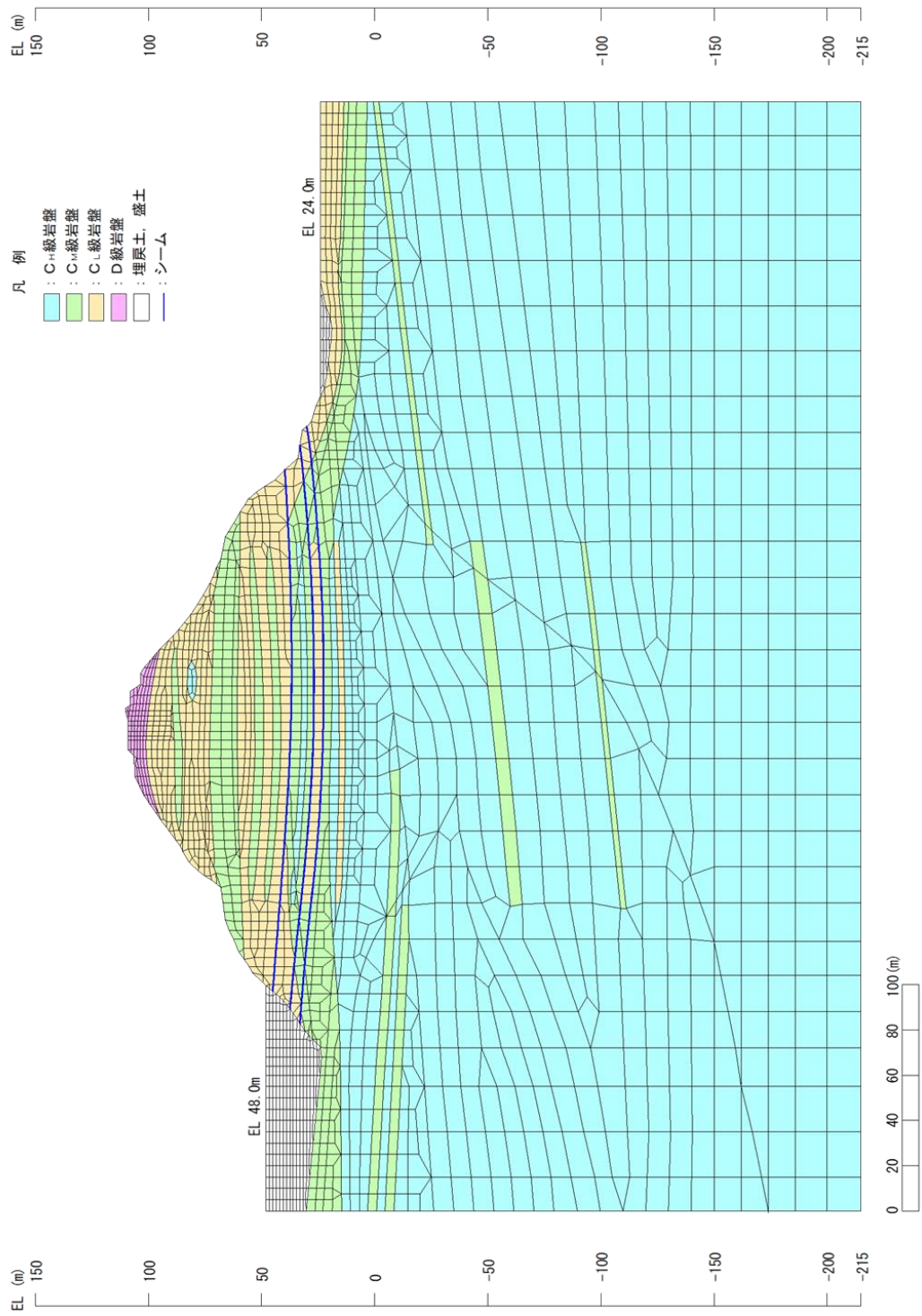


図 2.8.1.3-1 解析モデル図 (A-A' 断面)

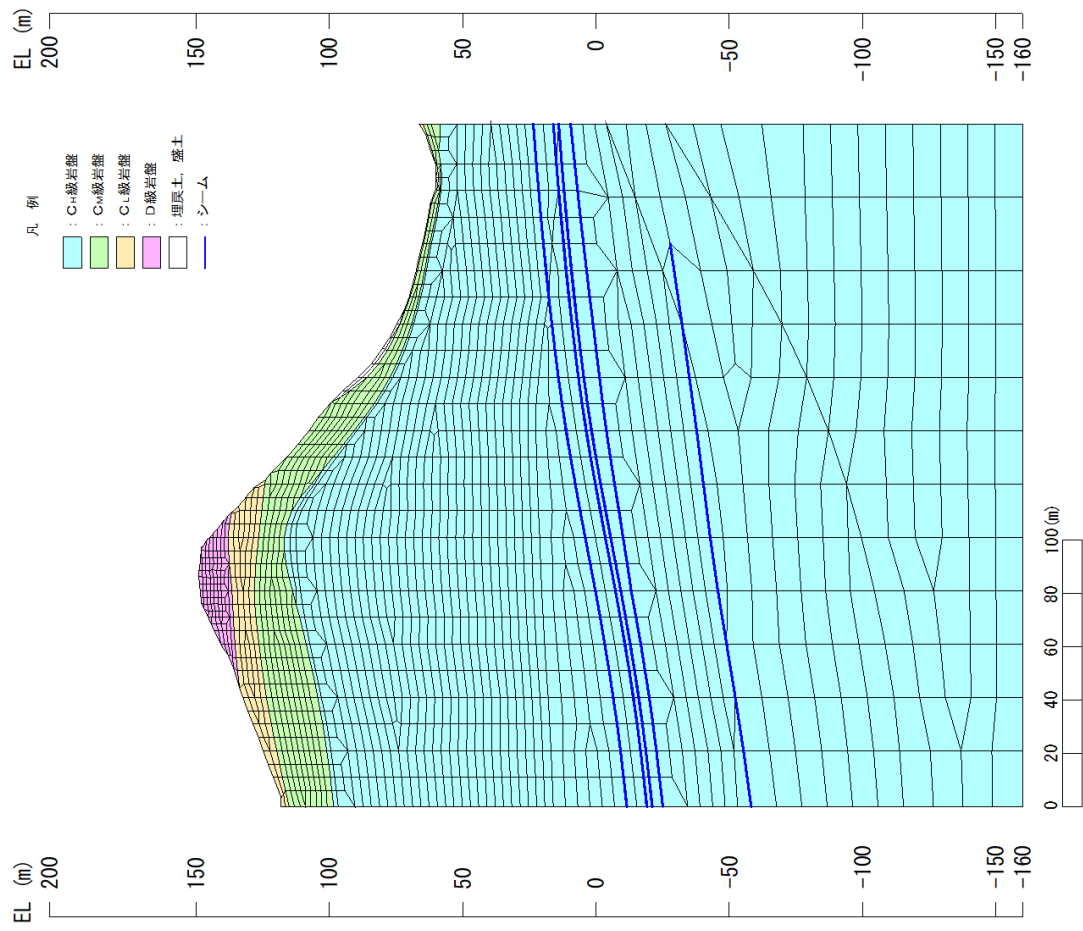


図 2.8.1.3-2 解析モデル図 (B-B' 断面)

・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】

- : C₁級 岩盤
- : C_M級 岩盤
- : C₂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】

- : C₁級 岩盤
- : C_M級 岩盤
- : C₂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。

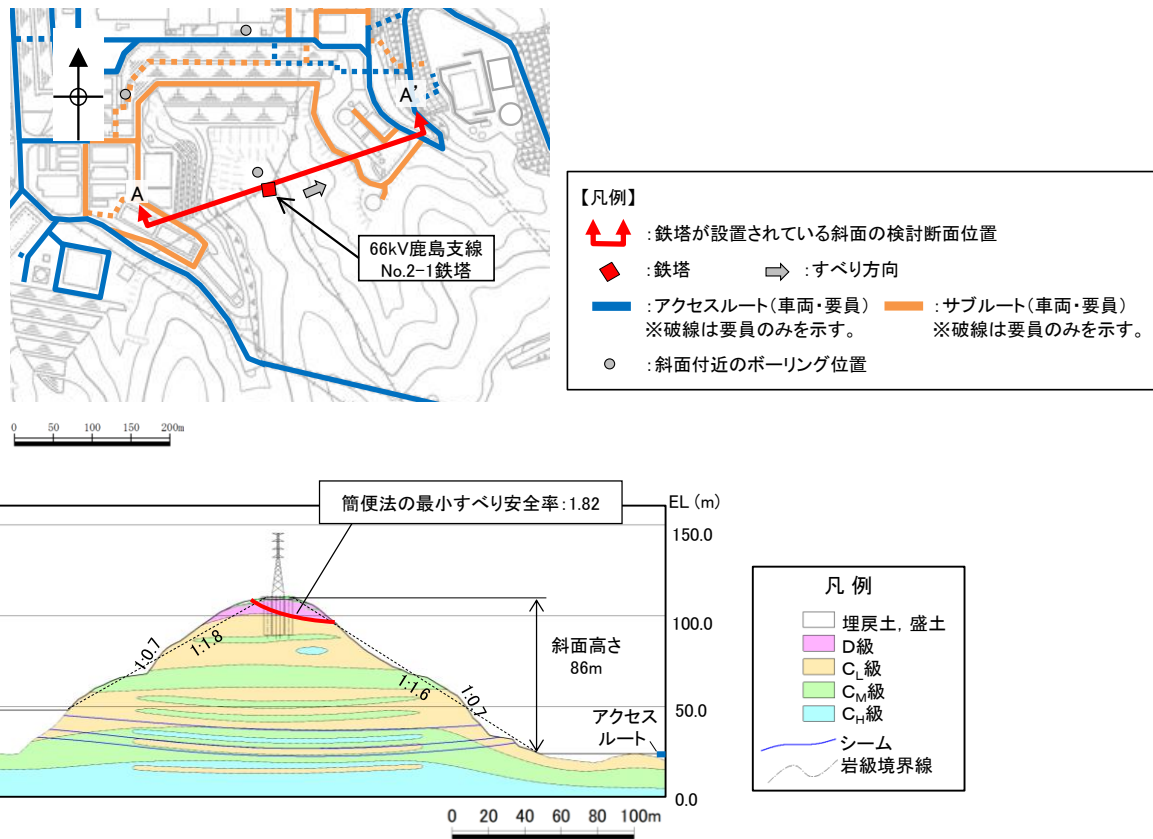


図 12 A-A' 断面の比較結果

【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。

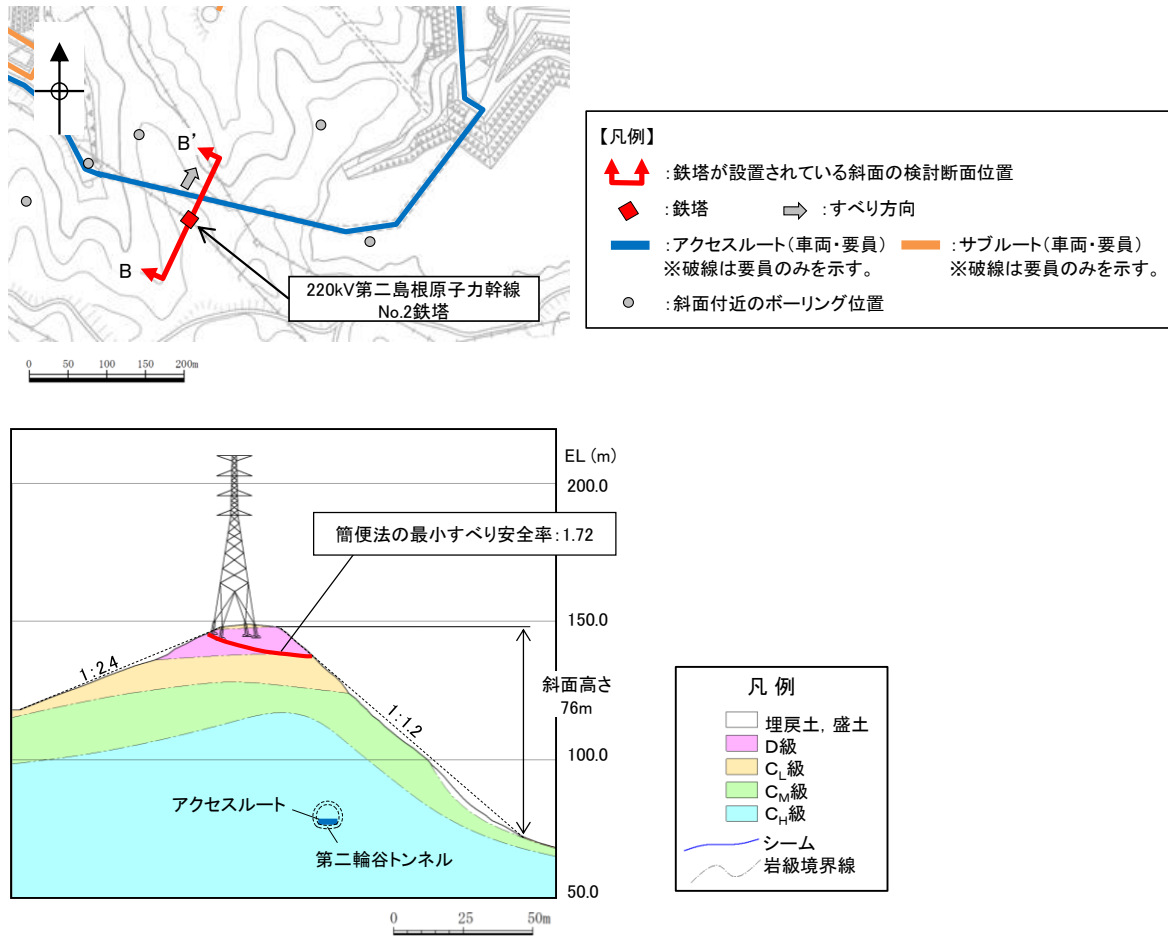


図 13 B-B' 断面の比較結果

【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。

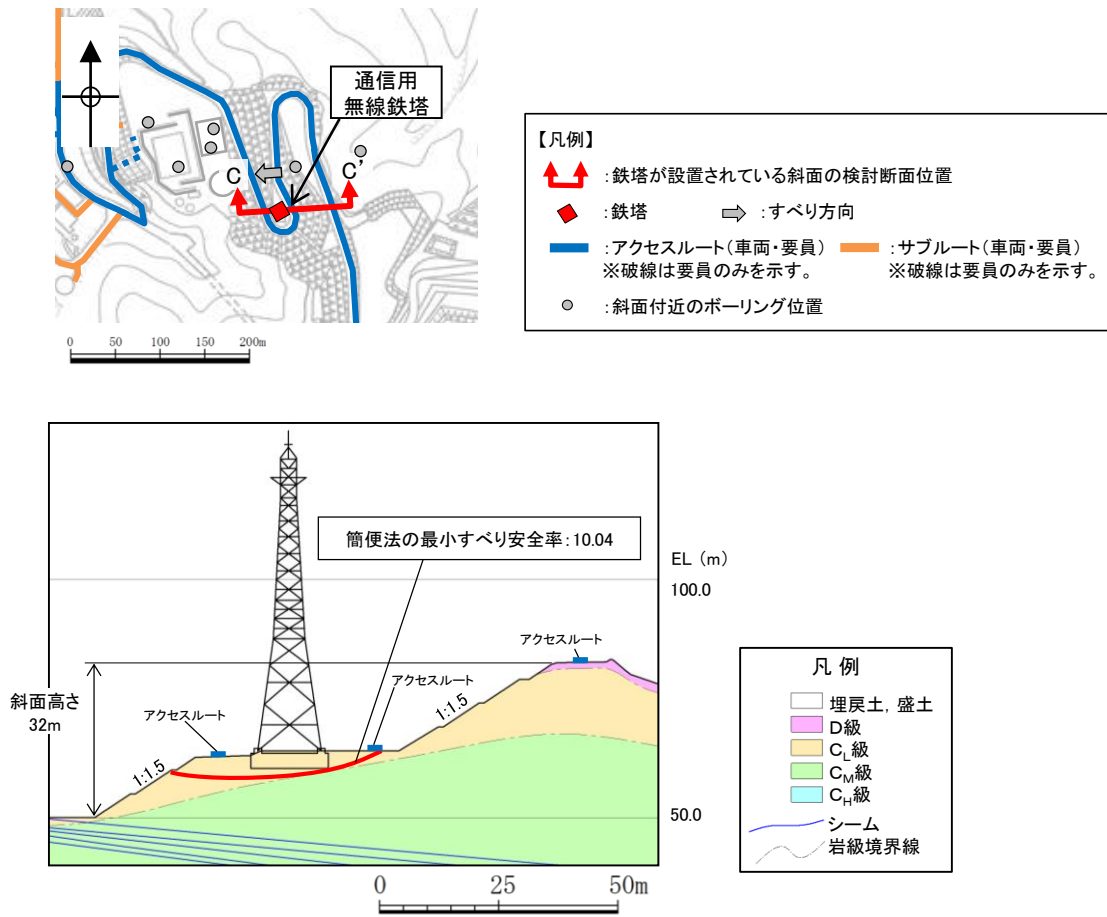


図 14 C-C' 断面の比較結果