Ⅴ-2-2-9　屋外二重管の耐震性についての計算書

本書は，屋外二重管の耐震性についての計算書を示すものであり，計算書の構成は以下のとおりとする。

第 1 章 屋外二重管基礎の耐震性の計算書
第 2 章 屋外二重管本体の耐震性の計算書

第１章　屋外二重管基礎の耐震性の計算書

目　次

1. 概要 ····· 1
2. 基本方針 ····· 2
2.1　位置 ····· 2
2.2　構造概要 ····· 3
2.3　評価方針 ····· 5
2.4　適用基準 ····· 9
3. 耐震評価 ····· 10
3.1　評価対象断面 ····· 10
3.2　許容限界 ····· 15
3.3　評価方法 ····· 30
4. 耐震評価結果 ····· 41
4.1　鋼製桁及び鋼管杭の健全性に対する評価結果 ····· 41
4.2　地盤改良体①の健全性に対する評価結果 ····· 55
4.3　地盤改良体②の健全性に対する評価結果 ····· 59
4.4　地盤改良体及び基礎地盤の支持性能に対する評価結果 ····· 60

1. 概要

本資料は，添付書類「Ⅴ-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき，屋外二重管基礎が基準地震動Ｓｓに対して十分な構造強度及び支持機能を有していることを確認するものである。

屋外二重管基礎に要求される機能の維持を確認するに当たっては，地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価により行う。

2.　基本方針

2.1　位置

屋外二重管の平面配置図を第2－1図に示す。

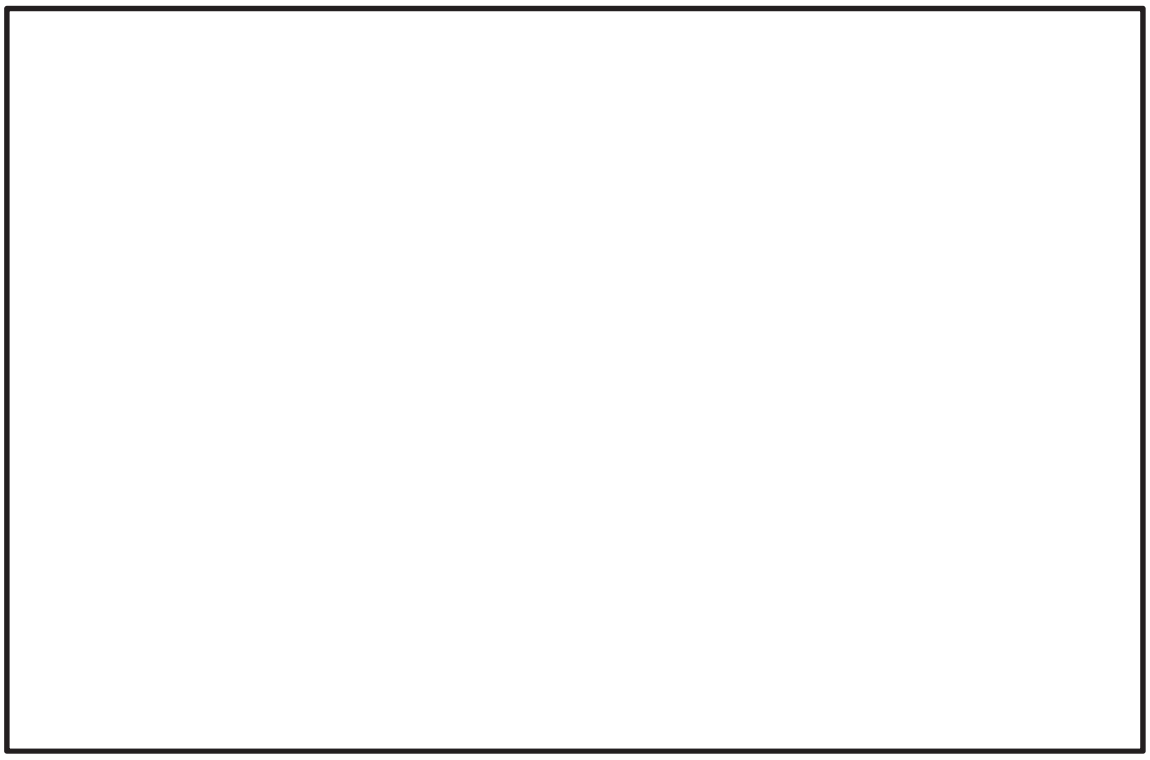


第2－1図　屋外二重管の平面配置図

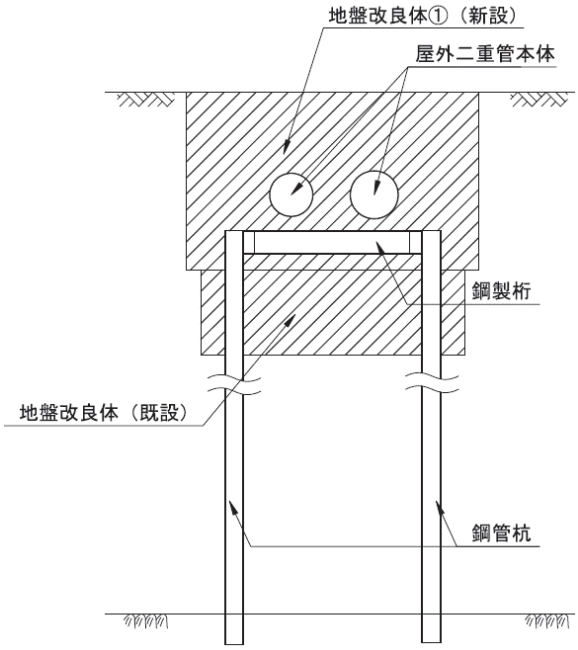
2.2　構造概要

屋外二重管は，Ｓクラス機器である残留熱除去系海水系配管，非常用ディーゼル発電機海水系配管及び高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機海水系配管の間接支持機能を有する延長約 215 m，内径 2.0 m 及び 1.8 m の 2 本の鋼管の地中構造物であり，杭基礎及び地盤改良体を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。排気筒付近に位置する可とう管から海水ポンプ室までの区間は，水平方向の鋼製桁と鉛直方向の鋼管杭を結合したラーメン構造である杭基礎により支持する構造とする。一方，原子炉建屋から排気筒付近に位置する可とう管までの区間は，他構造物（原子炉建屋，排気筒，主排気筒ダクト基礎など）と近接していることから，杭基礎ではなく屋外二重管直下に造成した地盤改良体により支持する構造とする。

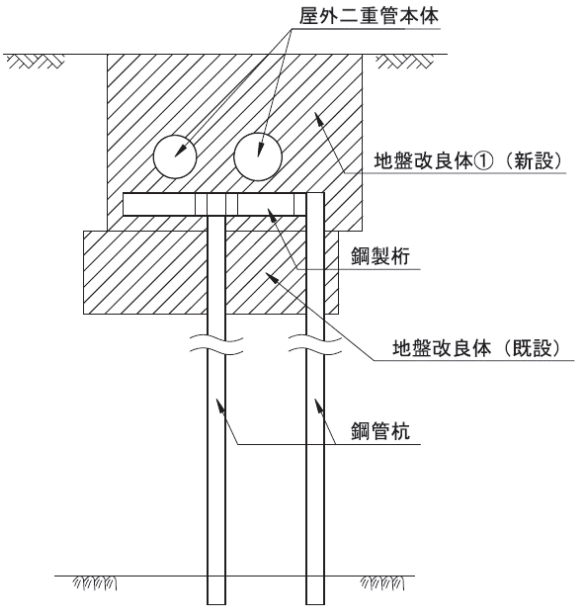
屋外二重管の平面図を第 2－2 図に，屋外二重管基礎の断面図を第 2－3 図に示す。



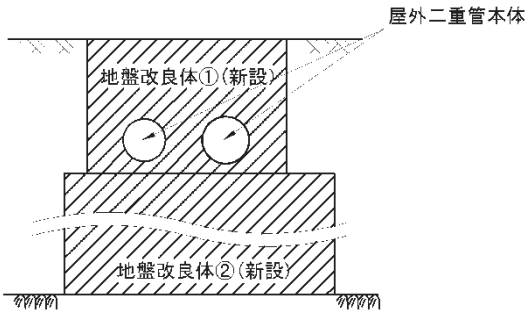
第 2－2 図　屋外二重管の平面図



Ｂ－Ｂ断面（杭基礎構造部）



Ｃ－Ｃ断面（杭基礎構造部）



Ｃ’－Ｃ’断面（地盤改良体基礎構造部）

第 2－3 図　屋外二重管基礎の断面図

2.3　評価方針

屋外二重管は，設計基準対象施設においては，Ｓクラス施設の間接支持構造物である屋外重要土木構造物に，重大事故等対処施設においては，常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備が設置される重大事故等対処施設に分類される。

屋外二重管基礎の耐震評価は，添付書類「Ⅴ-2-2-8 屋外二重管の地震応答計算書」により得られた解析結果に基づき，設計基準対象施設及び重大事故等対処施設の評価として，第 2－1 表に示すとおり，構造部材の健全性評価，地盤の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価については，構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。地盤の健全性については，地盤改良体がせん断力に対して滑動しないことを確認する。基礎地盤の支持性能評価については，地盤改良体及び基礎地盤に生じる接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

屋外二重管基礎の耐震評価フローを第 2－4 図に示す。

ここで，屋外二重管は，運転時，設計基準事故時及び重大事故時の状態における圧力，温度等について，耐震評価における手法及び条件に有意な差異はなく，評価は設計基準対象施設の評価結果に包括されることから，設計基準対象施設の評価結果を用いた重大事故等対処施設の評価を行う。

第 2－1 表（1）　屋外二重管基礎の評価項目（杭基礎構造部）

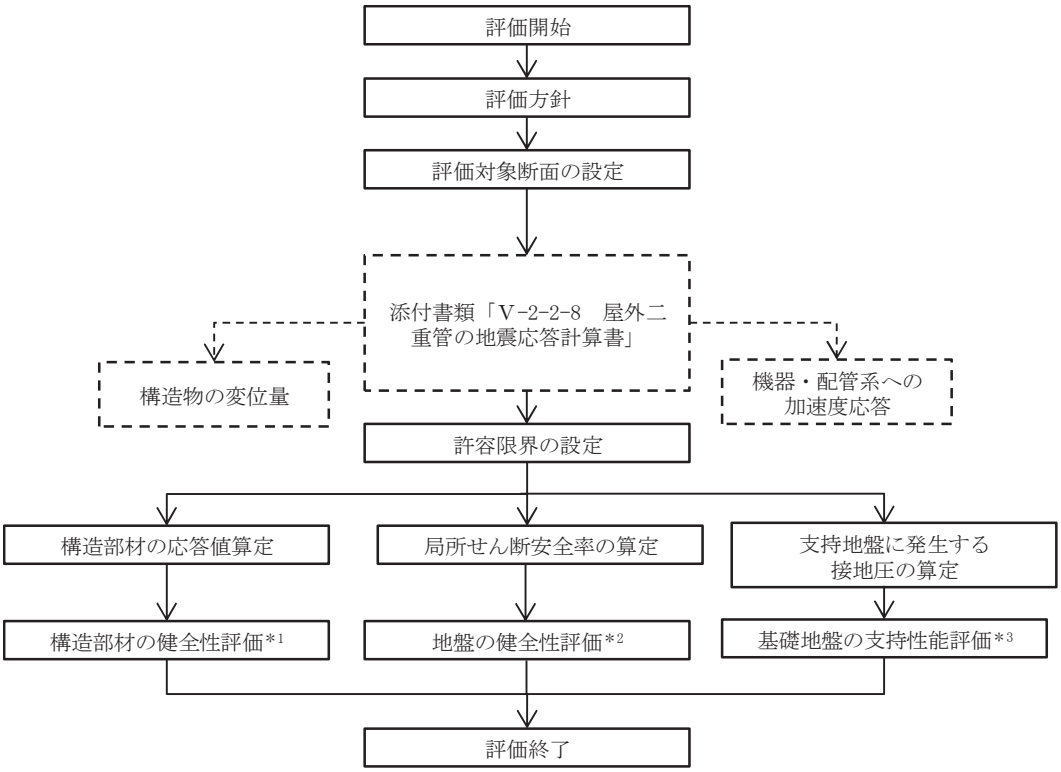
評価方針	評価項目	部位	役割	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	鋼製桁 鋼管杭	管体，電路及び地盤改良体①を支持する。	発生応力が許容限界以下であることを確認する。	短期許容応力度
	地盤の健全性	地盤 改良体①	管体及び電路を支持する。	局所せん断安全率が許容限界を満足することを確認する。	局所せん断安全率*
	基礎地盤の支持性能	地盤 改良体①	管体及び電路を支持する。	接地圧が許容限界以下であることを確認する。	極限支持力*
		支持岩盤	杭基礎構造を支持する。	接地圧が許容限界以下であることを確認する。	極限支持力*

注記　＊：妥当な安全余裕を考慮する。

第 2－1 表（2）　屋外二重管基礎の評価項目（地盤改良体基礎構造部）

評価方針	評価項目	部位	役割	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	地盤の健全性	地盤改良体①	管体及び電路を支持する。	局所せん断安全率が許容限界を満足することを確認する。	局所せん断安全率*
		地盤改良体②	管体，電路及び地盤改良体①を支持する。	せん断破壊する要素が広範囲に連続しないことを確認する。	すべり安全率*
	基礎地盤の支持性能	地盤改良体①	管体及び電路を支持する。	接地圧が許容限界以下であることを確認する。	極限支持力*
		地盤改良体②	管体，電路及び地盤改良体①を支持する。	接地圧が許容限界以下であることを確認する。	極限支持力*
		支持岩盤	地盤改良体基礎構造を支持する。	接地圧が許容限界以下であることを確認する。	極限支持力*

注記　＊：妥当な安全余裕を考慮する。



注記　＊1：構造部材の健全性を評価することで，第 2－1 表に示す「構造強度を有すること」及び「Ｓクラスの設備を支持する機能を損なわないこと」を満足することを確認する。

＊2：基礎地盤の健全性評価を実施することで，第 2－1 表に示す「構造強度を有すること」及び「Ｓクラスの設備を支持する機能を損なわないこと」を満足することを確認する。

＊3：基礎地盤の支持性能評価を実施することで，第 2－1 表に示す「構造強度を有すること」及び「Ｓクラスの設備を支持する機能を損なわないこと」を満足することを確認する。

第 2－4 図　屋外二重管基礎の耐震評価フロー

2.4　適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

・　道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）

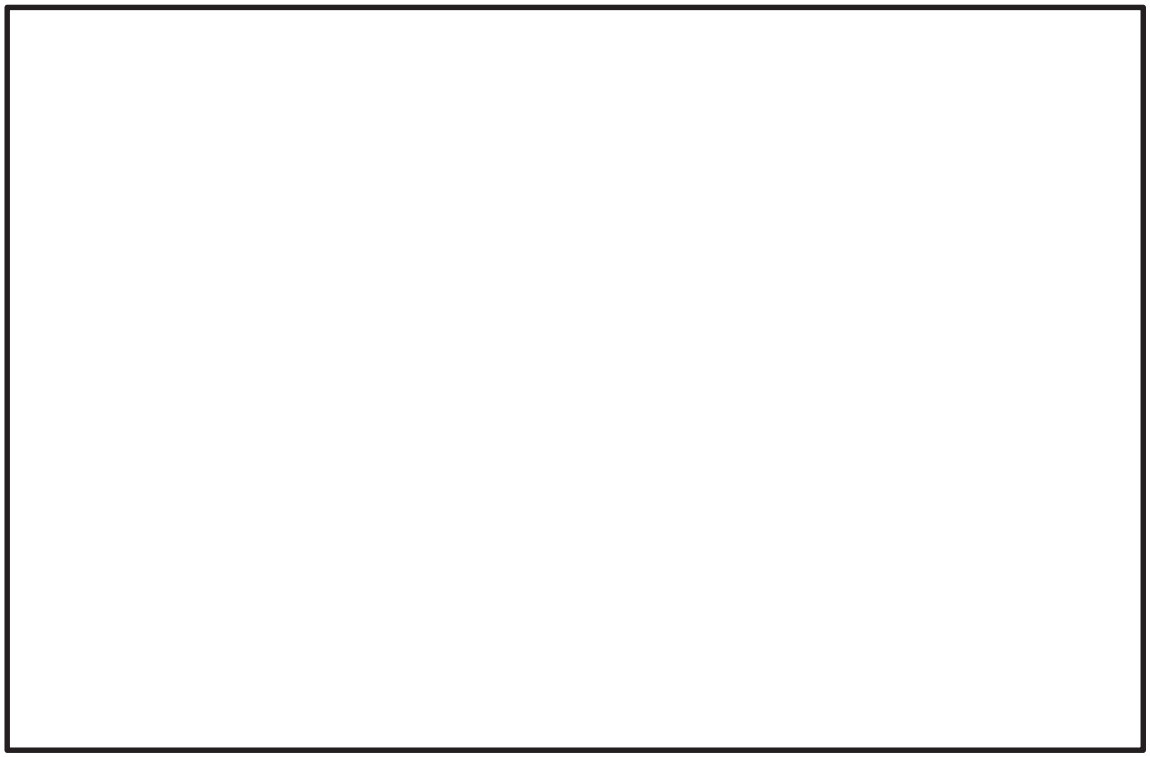
・　道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）

・　原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１－1987（（社）日本電気協会）

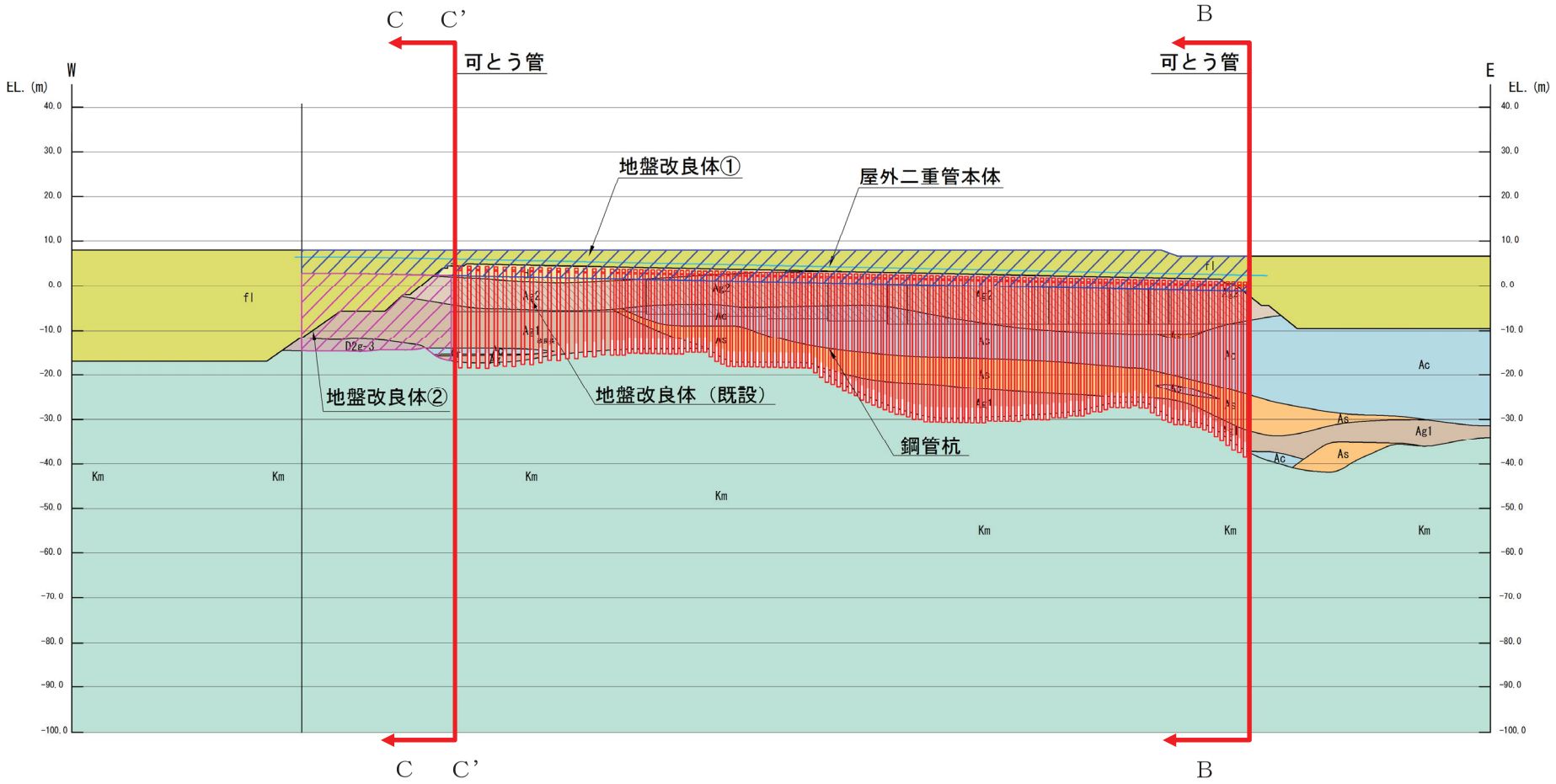
3.　耐震評価

3.1　評価対象断面

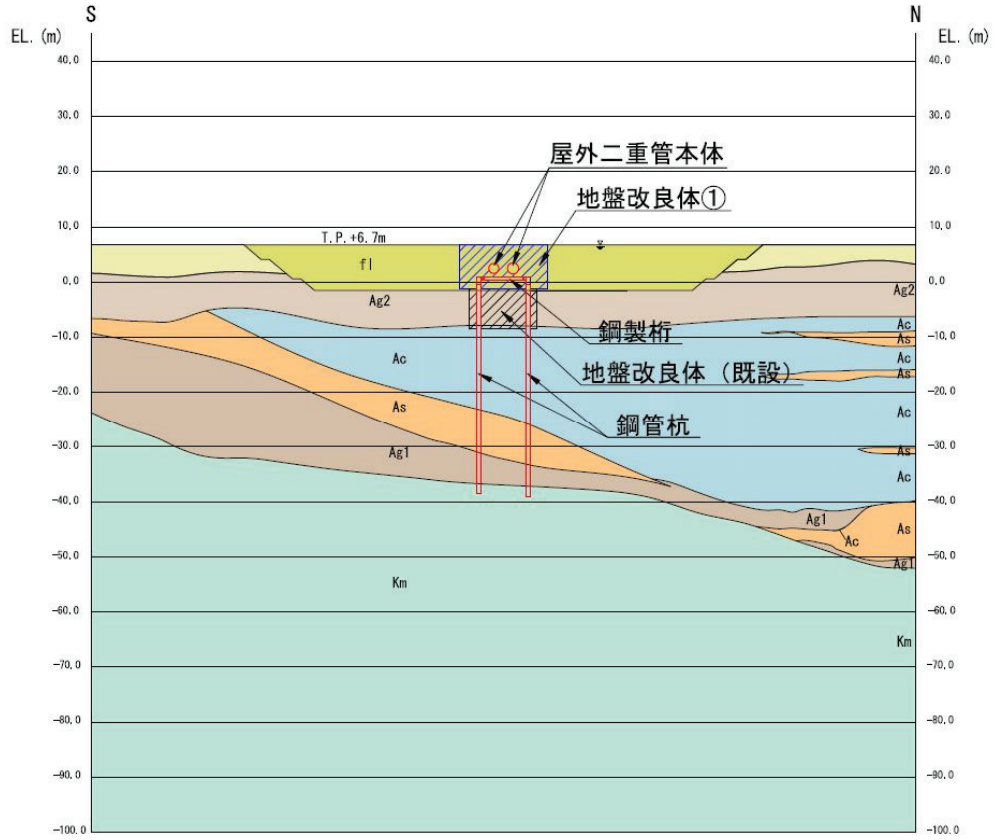
評価対象断面は，屋外二重管基礎の構造形状及び周辺地質を踏まえて，第 3－1 図に示すＡ－Ａ断面，Ｂ－Ｂ断面，Ｃ－Ｃ断面及びＣ’－Ｃ’断面を評価対象断面とする。評価対象位置の地質断面図を第 3－2 図に示す。



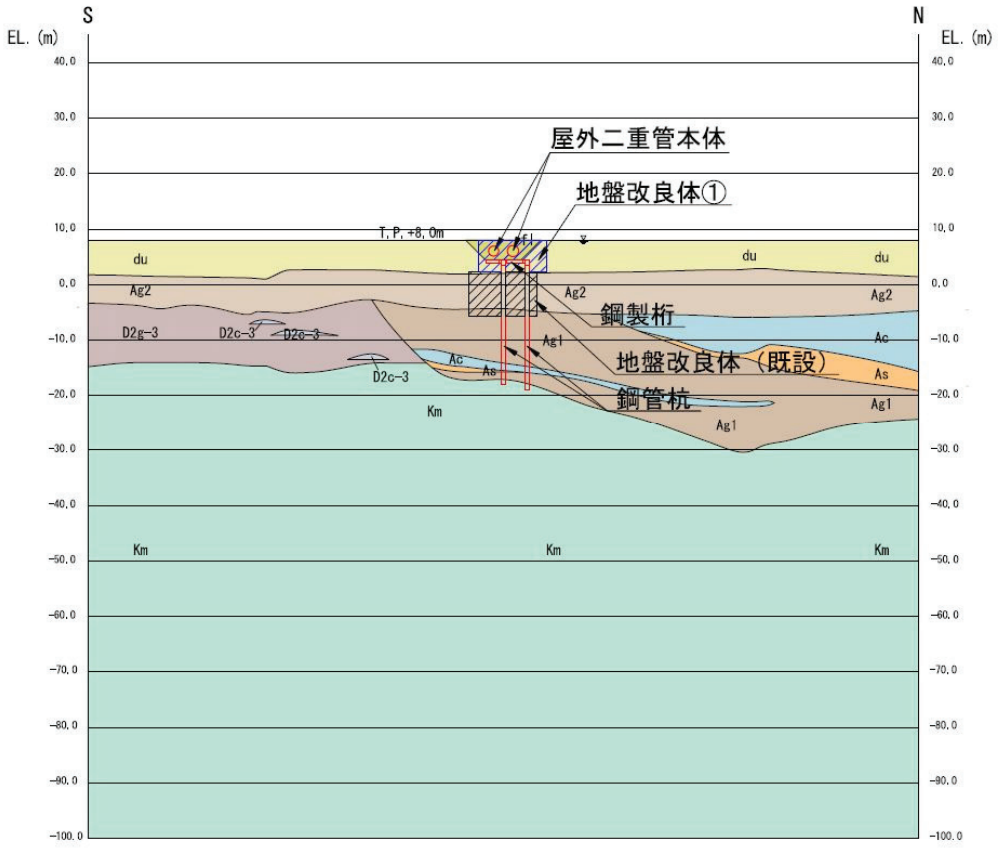
第 3－1 図　屋外二重管の評価対象断面位置図



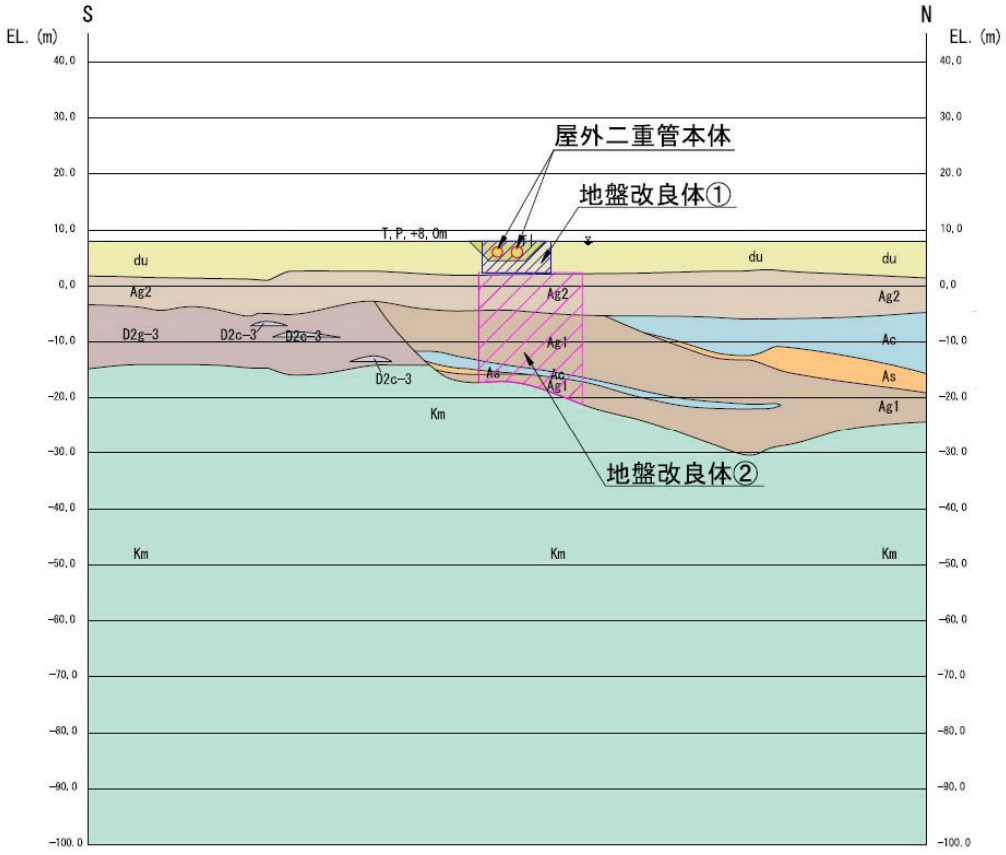
第 3－2 図（1）　屋外二重管の評価対象断面図（Ａ－Ａ断面）



第 3－2 図（2）　屋外二重管の評価対象断面図（Ｂ－Ｂ断面）



第 3－2 図（3）　屋外二重管の評価対象断面図（Ｃ－Ｃ断面）



第３－２図（4）　屋外二重管の評価対象断面図（Ｃ’－Ｃ’断面）

3.2　許容限界

許容限界は，添付書類「Ⅴ-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

(1)　構造部材及び地盤の健全性に対する許容限界

a.　杭基礎構造部の鋼製桁及び鋼管杭

屋外二重管基礎の構造部材となる杭基礎構造部の鋼製桁及び鋼管杭の許容限界は，道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（(社)日本道路協会，平成 14 年 3 月）に基づき，第 3－1 表に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は，耐震設計上考慮する荷重が地震荷重であることを考慮し，鋼材の許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

第 3－1 表　許容限界

評価項目			許容限界 (N/mm^2)
鋼製桁	SM400*	短期許容曲げ引張応力度 短期許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}	210.0
		短期許容せん断応力度 τ_{sa}	120.0
鋼管杭	SM570*	短期許容曲げ引張応力度 短期許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}	382.5
		短期許容せん断応力度 τ_{sa}	217.5

注記　＊：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（(社)日本道路協会，平成 14 年 3 月）

b.　地盤改良体①

屋外二重管本体周りの地盤改良体①の発生応力に対する許容限界は，地盤改良体のせん断強度を用いて設定する。妥当な安全余裕として，必要局所せん断安全率1.5以上を考慮する。設定した地盤改良体①の許容限界を第3－2表に示す。

第3－2表　地盤改良体①の許容限界

評価項目	許容限界*1（kN/m^2）
せん断強度*2	750

注記　＊1：妥当な安全余裕を持たせる。

＊2：地盤改良体（新設）のせん断強度　$c = q_u/2$

q_u：地盤改良体（新設）の一軸圧縮強度

c.　地盤改良体②

地盤改良体②の発生応力に対する許容限界は，地盤改良体のせん断強度を用い，仮想すべり面のせん断強さを算定することで設定する。妥当な安全余裕として，必要すべり安全率 1.5 以上を考慮する。設定した地盤改良体②の許容限界を第 3－3表に示す。

第3－3表　地盤改良体②の許容限界

評価項目	許容限界*1（kN/m）
せん断強さ*2	Σ（$C_i \times L_i$）

ここで，

C_i　：　仮想すべり面上の各要素のせん断強度（kN/m^2）

L_i　：　仮想すべり面上の各要素のすべり面長さ（m）

注記　＊1：妥当な安全余裕を持たせる。

＊2：仮想すべり面のせん断強さΣ（$C_i \times L_i$）

地盤改良体（新設）のせん断強度$C_i = q_u/2$

q_u：地盤改良体（新設）の一軸圧縮強度

(2)　基礎地盤の支持性能に対する許容限界

a.　屋外二重管本体下の地盤改良体①

屋外二重管本体下の地盤改良体①に生じる接地圧に対する許容限界は，添付書類「Ⅴ-2-1-3　地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき設定する。ここで評価に用いる最大接地圧は，管周方向の地震応答解析にて求められる屋外二重管本体下の地盤改良体①に生じる最大接地圧とする。屋外二重管本体下の地盤改良体①の極限支持力は，「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年）」に基づき，以下に示す直接基礎の支持力算定式にて設定する。なお，支持性能評価における保守的な配慮として，以下の支持力算定式の第２項を 0 と仮定し，極限支持力を算定する。

$$q_u = Q_u / A_e = \alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B_e N_\gamma S_\gamma$$

ここで，

q_u ：基礎底面地盤の極限支持力度（kN/m^2）

Q_u ：荷重の偏心傾斜，支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力（kN）

c ：地盤の粘着力（kN/m^2）

q ：上載荷重（kN/m^2）で，$q = \gamma_2 D_f$

A_e ：有効載荷面積（m^2）

γ_1，γ_2 ：支持地盤及び根入れ地盤の単位体積重量（kN/m^3）
ただし，地下水位以下では水中単位体積重量とする。

B_e ：荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅（m）
$B_e = B - 2e_B$

B ：基礎幅（m）

e_B ：荷重の偏心量（m）

D_f ：基礎の有効根入れ深さ（m）

α，β ：第 3－4 表に示す基礎の形状係数

κ ：根入れ効果に対する割増し係数

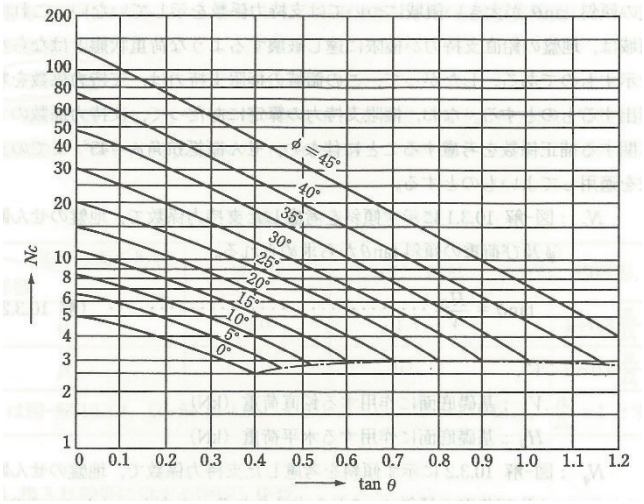
N_c，N_q，N_γ ：第 3－3 図に示す荷重の傾斜を考慮した支持力係数

S_c，S_q，S_γ ：支持力係数の寸法効果に関する補正係数

第 3－4 表　形状係数

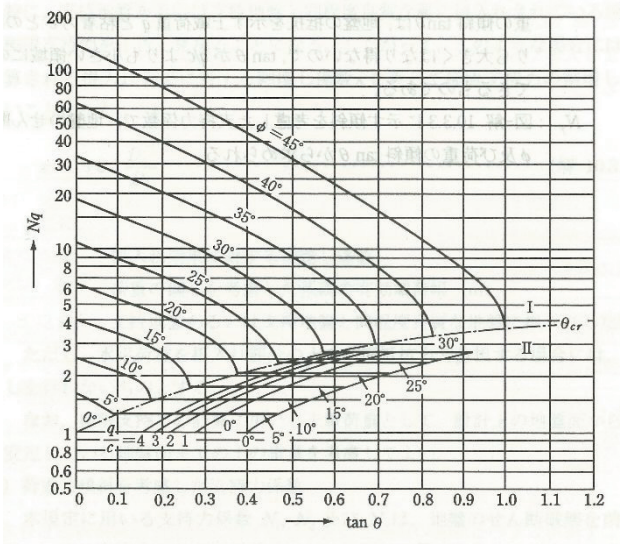
形状係数 ＼ 基礎底面の形状	帯　状	正方形，円形	長方形，楕円形，小判形
α	1.0	1.3	$1+0.3\frac{B_e}{D_e}$
β	1.0	0.6	$1-0.4\frac{B_e}{D_e}$

「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（(社)日本道路協会，平成 14 年 3 月）」より



「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（(社)日本道路協会，平成 14 年 3 月）」より」

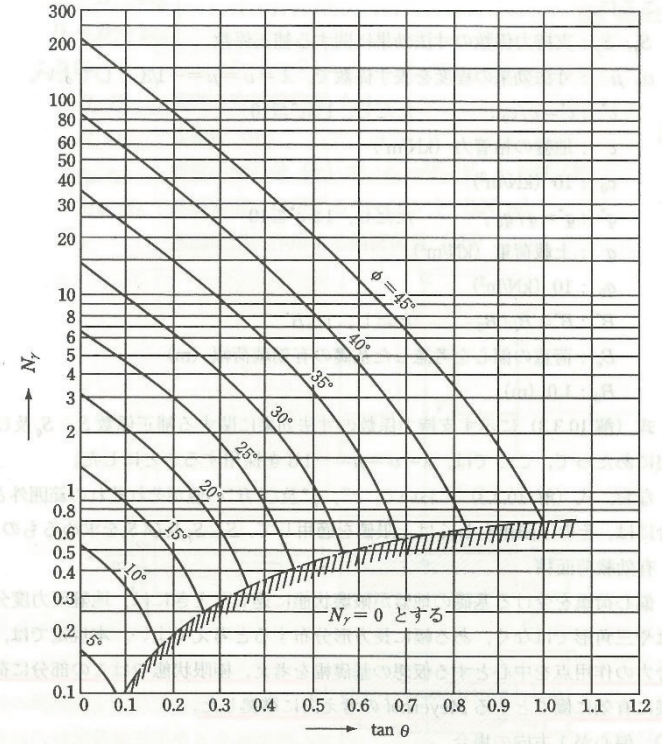
(a)　支持力係数N_cを求めるグラフ



「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（(社)日本道路協会，平成 14 年 3 月）」より

(b)　支持力係数N_qを求めるグラフ

第 3－3 図（1）　支持力係数



「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（(社)日本道路協会，平成 14 年 3 月）」より

（c） 支持力係数N_γを求めるグラフ

第 3－3 図（2） 支持力係数

屋外二重管本体下の地盤改良体①における極限支持力の算定結果を第 3－5 表に示す。なお，杭基礎構造部のＣ－Ｃ断面と地盤改良体基礎構造部のＣ’－Ｃ’断面では屋外二重管本体の中心標高が同じであるため，地盤改良体①の極限支持力は同じとする。

第3－5表　極限支持力の算定結果

項目	算定結果	備考
極限支持力度 q_d (kN/m^2)	1775	
$\alpha \kappa c N_c S_c$ (kN/m^2)	1775	
$\kappa q N_q S_q$ (kN/m^2)	0	保守的な配慮として0と仮定
$\frac{1}{2} \gamma_1 \beta B_e N_\gamma S_r$ (kN/m^2)	0	
粘着力 c (kN/m^2)	750	
せん断抵抗角 ϕ (°)	0	
地盤の単位体積重量 γ_1 (kN/m^3)	11.5	
周辺地盤の単位体積重量 γ_2 (kN/m^3)	－	
形状係数 α	1.0	
形状係数 β	1.0	
荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 B_e (m)	0.0	
荷重の偏心量 e_b (m)	0	
基礎幅 B (m)	1.84	
有効根入れ深さ D_f (m)	－	
根入れ効果に対する割増し係数 κ	1	
支持力係数 N_c	5.1	第3－3図より
支持力係数 N_q	－	
支持力係数 N_γ	0.0	第3－3図より
支持力係数の寸法効果に関する補正係数 S_c	0.464	
支持力係数の寸法効果に関する補正係数 S_q	－	
支持力係数の寸法効果に関する補正係数 S_γ	0.816	

b.　杭基礎構造部の支持岩盤（Km 層）

杭基礎構造部における支持岩盤に作用する接地圧に対する許容限界は，添付書類「Ⅴ-2-1-3　地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき，極限支持力を設定する。

押込み力に対する支持力評価において，豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した耐震設計を行う場合は，第四系の杭周面摩擦力を支持力として考慮せず，杭先端の支持岩盤への接地圧に対する支持力評価を行うことを基本とする。ただし，杭を根入れした岩盤及び岩着している地盤改良体とその上方の非液状化層が連続している場合は，その杭周面摩擦力を支持力として考慮する。

杭基礎構造部における支持岩盤の極限支持力は，「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年）」に基づき，以下に示す杭基礎の支持力算定式にて設定する。

極限支持力算定式（中堀り杭工法：コンクリート打設方式）

$R_u = q_d A + U \Sigma L_i f_i$

ここで，

R_u ：　地盤から決まる杭の極限支持力（kN）

q_d ：　杭先端における単位面積あたりの極限支持力度（kN/m^2）

$q_d = 3 \cdot q_u$

q_u：支持岩盤の一軸圧縮強度（kN/m^2）

＊$C_{CUU} = q_u/2$ より，$q_u = C_{CUU} \times 2$

ここで，C_{CUU}は Km 層の非排水せん断強度

A　：　杭先端面積（m^2）

U　：　杭の周長（m）

L_i ：　周面摩擦力を考慮する層の層厚（m）

f_i ：　周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度（kN/m^2）

屋外二重管の杭基礎構造部における支持岩盤の極限支持力の算定結果を第 3－6 表に示す。なお，Ａ－Ａ断面における杭基礎の支持力照査では，屋外二重管管軸直交方向における評価対象断面位置でモデル化した杭基礎に着目する。

第3－6表（1）　極限支持力の算定結果（Ａ－Ａ断面）

項目	算定結果		備考
	Ｂ－Ｂ断面 評価対象 断面位置	Ｃ－Ｃ断面 評価対象 断面位置	
杭先端における単位面積あたりの 極限支持力度q_d（kN/m^2）	5810	5405	$q_d=3\cdot q_u$
支持岩盤の一軸圧縮強度q_u（kN/m^2）	1937	1802	Km 層の非排水せん断強度×2
支持地盤の非排水せん断強度C_{CUU}（kN/m^2）＊	968	901	
杭下端の標高（EL.（m））	-37.995	-18.457	

注記　＊：非排水せん断強度$C_{CUU}=(0.837-0.00346\cdot Z)\times1000$（kN/m^2）

第3－6表（2）　極限支持力の算定結果（Ｂ－Ｂ断面）

項目	算定結果		備考
	左側杭	右側杭	
杭先端における単位面積あたりの 極限支持力度q_d（kN/m^2）	5810	5810	$q_d=3\cdot q_u$
支持岩盤の一軸圧縮強度q_u（kN/m^2）	1937	1937	Km 層の非排水せん断強度×2
支持地盤の非排水せん断強度C_{CUU}（kN/m^2）＊	968	968	
杭下端の標高（EL.（m））	-37.995	-37.995	

注記　＊：非排水せん断強度$C_{CUU}=(0.837-0.00346\cdot Z)\times1000$（kN/m^2）

第 3－6 表（3）　極限支持力の算定結果（Ｃ－Ｃ断面）

項目	算定結果		備考
	左側杭	右側杭	
杭先端における単位面積あたりの極限支持力度 q_d（kN/m^2）	5394	5415	$q_d = 3 \cdot q_u$
支持岩盤の一軸圧縮強度 q_u（kN/m^2）	1798	1805	Km 層の非排水せん断強度×2
支持地盤の非排水せん断強度 C_{CUU}（kN/m^2）＊	899	903	
杭下端の標高（EL.（m））	-17.938	-18.938	

注記　＊：非排水せん断強度 $C_{CUU} = (0.837 - 0.00346 \cdot Z) \times 1000$（kN/m^2）

c. 地盤改良体基礎構造部の支持岩盤（Km 層）及び地盤改良体②

地盤改良体基礎構造部における支持岩盤及び地盤改良体②に生じる接地圧に対する許容限界は，添付書類「Ⅴ-2-1-3　地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき，極限支持力を設定する。

地盤改良体基礎構造部における支持岩盤及び地盤改良体②の極限支持力は，「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年）」に基づき，以下に示すケーソン基礎の支持力算定式にて設定する。なお，支持性能評価における保守的な配慮として，以下の支持力算定式の第 3 項を 0 と仮定し，極限支持力を算定する。

$$q_d = \alpha c N_c + \frac{1}{2} \beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q$$

ここで，

q_d	：	基礎底面地盤の極限支持力度（kN/m^2）
c	：	基礎底面より下にある地盤の粘着力（kN/m^2） （Km 層の非排水せん断強度または地盤改良体の粘着力）
γ_1	：	基礎底面より下にある地盤の単位体積重量（kN/m^3） ただし，地下水位以下では水中単位体積重量とする。
γ_2	：	基礎底面より上にある周辺地盤の単位体積重量（kN/m^3） ただし，地下水位以下では水中単位体積重量とする。
α，β	：	第 3－7 表に示す基礎底面の形状係数
B	：	基礎幅（m）
D_f	：	基礎の有効根入れ深さ（m）
N_c，N_q，N_γ	：	第 3－4 図に示す支持力係数

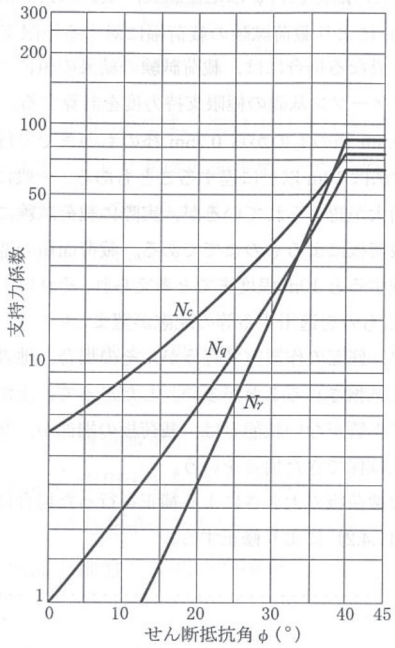
地盤改良体基礎構造部における支持岩盤及び地盤改良体②の極限支持力度の算定結果を第 3－8 表に示す。

第 3－7 表　基礎底面の形状係数

形状係数＼基礎底面の形状	帯　　状	正方形，円形	長方形，小判形
α	1.0	1.3	$1+0.3\frac{B}{D}$
β	1.0	0.6	$1-0.4\frac{B}{D}$

D：ケーソン前面幅（m），B：ケーソン側面幅（m）
ただし，$B/D>1$ の場合，$B/D=1$ とする。

「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（(社)日本道路協会，平成 14 年 3 月）」より



「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（(社)日本道路協会，平成 14 年 3 月）」より

第 3－4 図　支持力係数を求めるグラフ

第3－8表（1）　極限支持力の算定結果（支持岩盤）

項目	算定結果	備考
極限支持力度 q_d （kN/m^2）	4515	
$\alpha c N_c$ （kN/m^2）	4515	
$\frac{1}{2}\beta \gamma_1 B N_\gamma$ （kN/m^2）	0	
$\gamma'_2 D_f N_q$ （kN/m^2）	0	保守的な配慮として0と仮定
粘着力c （kN/m^2）	885	非排水せん断強度*
せん断抵抗角 ϕ （°）	0	
地盤の単位体積重量 γ_1 （kN/m^3）	7.1	
周辺地盤の単位体積重量 γ_2 （kN/m^3）	－	
形状係数 α	1.0	
形状係数 β	1.0	
基礎幅B （m）	12.4	
有効根入れ深さ D_f （m）	－	
支持力係数 N_c	5.1	第3－4図より
支持力係数 N_γ	0	第3－4図より
支持力係数 N_q	－	

注記　＊：非排水せん断強度 C_{CUU} ＝（0.837－0.00346・Z）×1000（kN/m^2）

基礎底面標高Z＝EL.－14.004（m）

第3－8表（2）　極限支持力の算定結果（地盤改良体②）

項目	算定結果	備考
極限支持力度 q_d （kN/m^2）	3825	
$\alpha c N_c$ （kN/m^2）	3825	
$\frac{1}{2}\beta \gamma_1 B N_\gamma$ （kN/m^2）	0	
$\gamma_2 D_f N_q$ （kN/m^2）	0	保守的な配慮として0と仮定
粘着力 c （kN/m^2）	750	
せん断抵抗角 ϕ （°）	0	
地盤の単位体積重量 γ_1 （kN/m^3）	7.1	
周辺地盤の単位体積重量 γ_2 （kN/m^3）	－	
形状係数 α	1.0	
形状係数 β	1.0	
基礎幅 B （m）	12.4	
有効根入れ深さ D_f （m）	－	
支持力係数 N_c	5.1	第3－4図より
支持力係数 N_γ	0	第3－4図より
支持力係数 N_q	－	

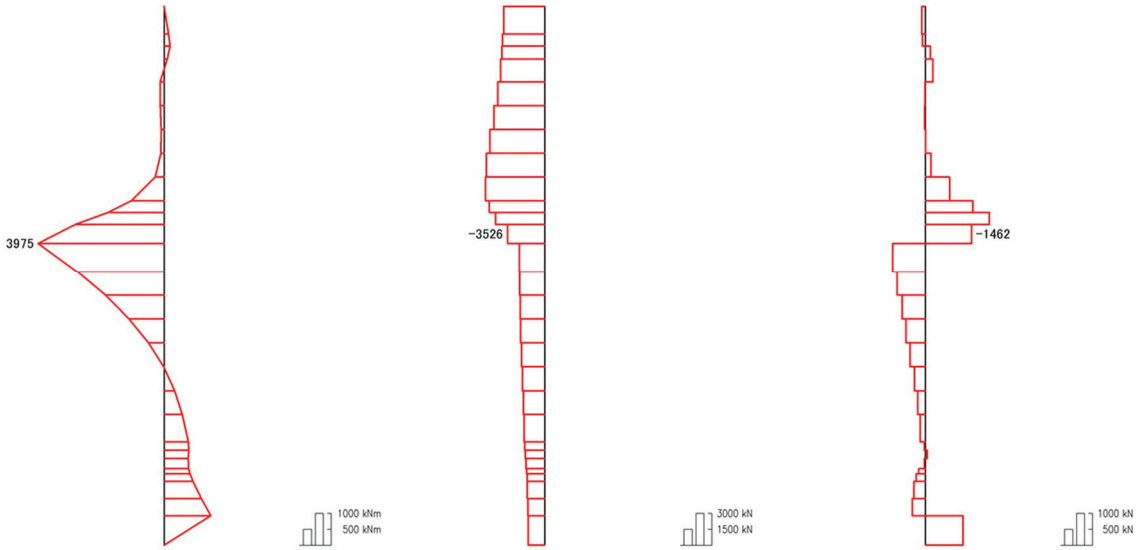
3.3　評価方法

屋外二重管基礎の耐震評価は，添付書類「Ⅴ-2-2-8 屋外二重管の地震応答計算書」に基づく地震応答解析により算定した照査用応答値が「3.2　許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

(1)　鋼製桁及び鋼管杭の健全性評価

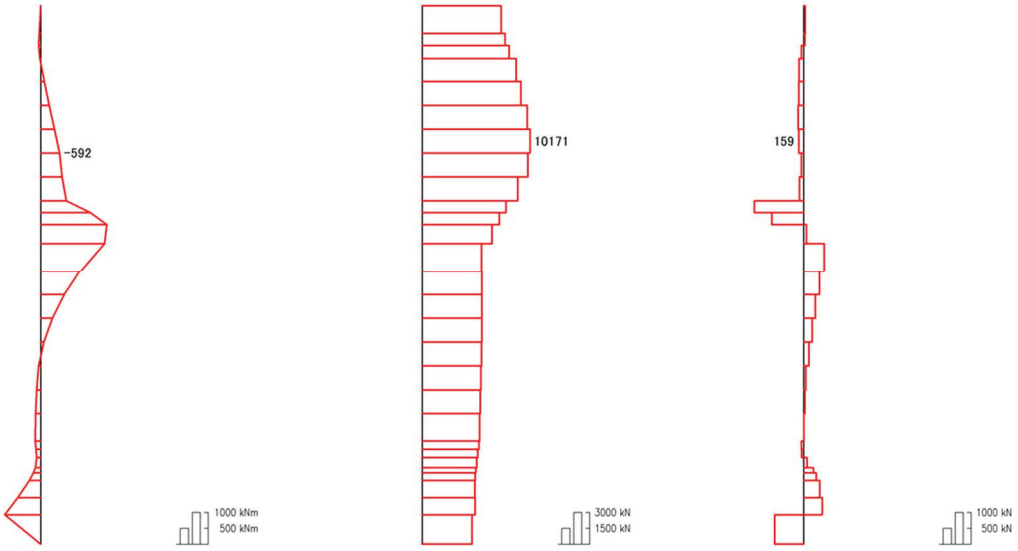
鋼製桁及び鋼管杭は，地震応答解析により算定した曲げモーメント及び軸力から算定される応力度及び発生せん断力より算定されるせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

鋼管杭の曲げ軸力照査結果が最も厳しくなる検討ケースにおいて，発生曲げモーメント及び軸力が最大となる評価時刻での断面力図を第3－5図に示す。



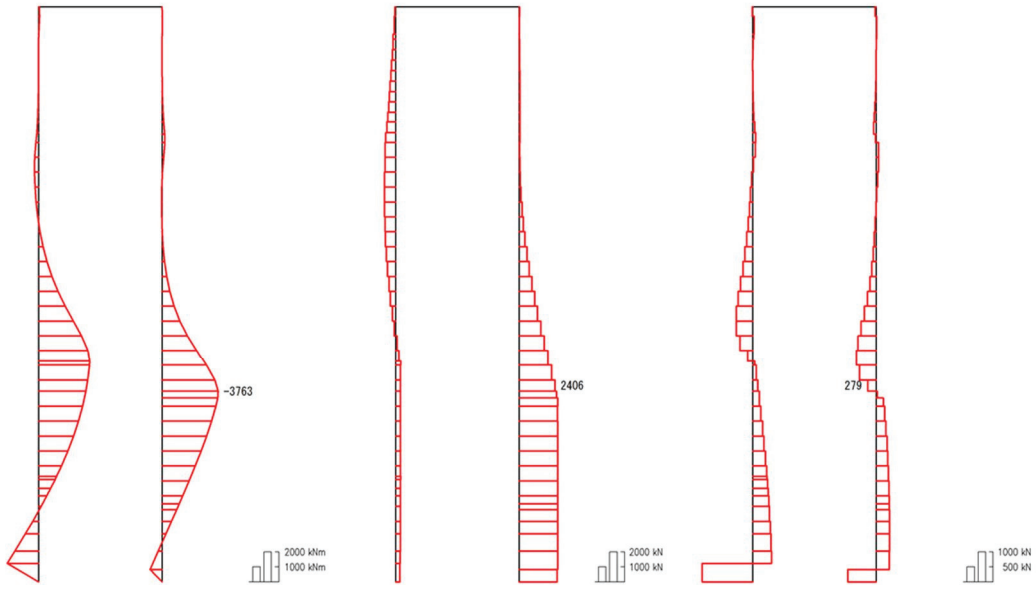
曲げモーメント（kN・m）　　軸力（kN）　　せん断力（kN）

第3－5図（1）　Ａ－Ａ断面の鋼管杭において照査値が最も厳しくなる部材の断面力
（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋），曲げモーメント最大時刻ｔ＝27.03 s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



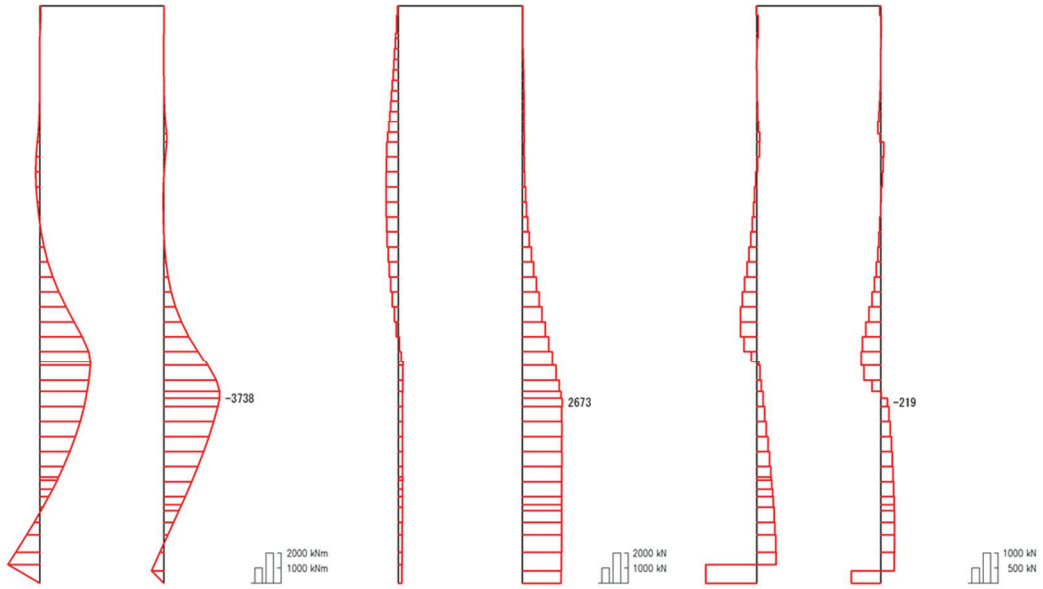
曲げモーメント（kN・m）　　軸力（kN）　　せん断力（kN）

第3－5図（2）　Ａ－Ａ断面の鋼管杭において照査値が最も厳しくなる部材の断面力
（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋），軸力最大時刻ｔ＝23.95 s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース



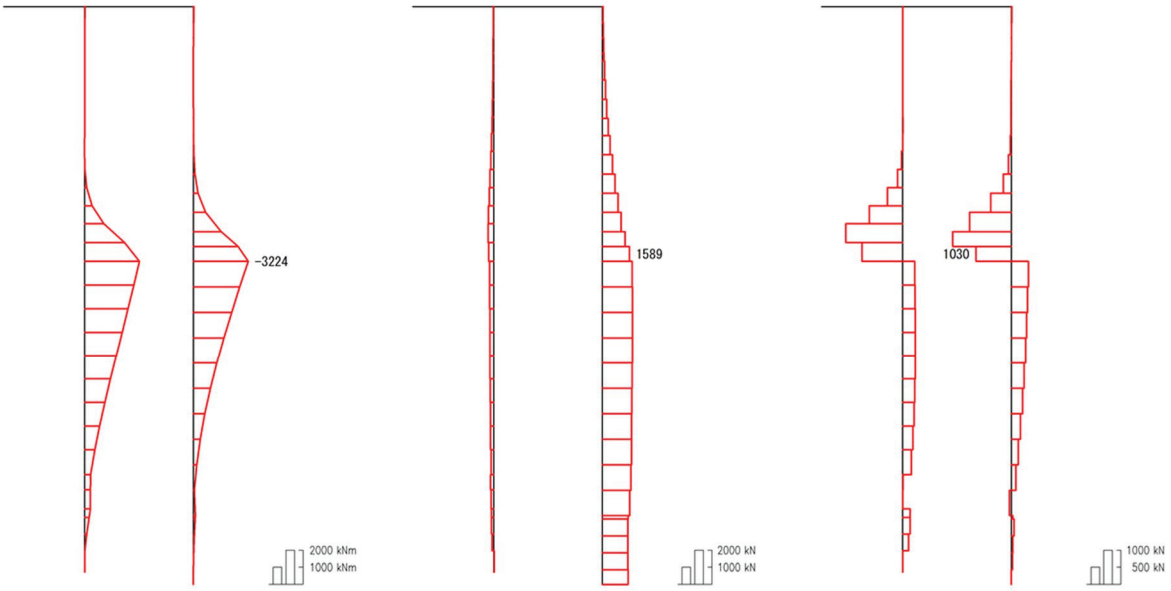
曲げモーメント（kN・m）　　軸力（kN）　　せん断力（kN）

第 3－5 図（3）　Ｂ－Ｂ断面の鋼管杭において照査値が最も厳しくなる部材の断面力
（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－），曲げモーメント最大時刻ｔ＝57.58 s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



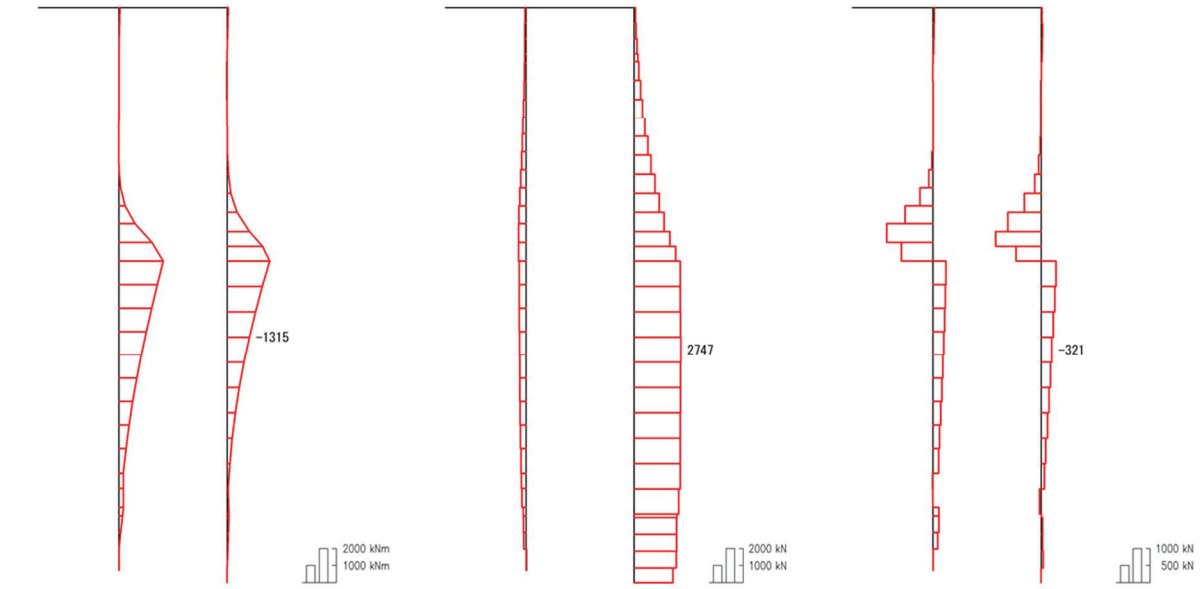
曲げモーメント（kN・m）　　軸力（kN）　　せん断力（kN）

第 3－5 図（4）　Ｂ－Ｂ断面の鋼管杭において照査値が最も厳しくなる部材の断面力
（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－），軸力最大時刻ｔ＝57.54 ｓ）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



曲げモーメント（kN・m）　　軸力（kN）　　せん断力（kN）

第 3－5 図（5）　Ｃ－Ｃ断面の鋼管杭において照査値が最も厳しくなる部材の断面力
（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋），曲げモーメント最大時刻ｔ＝55.95 s）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



曲げモーメント（kN・m）　　軸力（kN）　　せん断力（kN）

第 3－5 図（6）　Ｃ－Ｃ断面の鋼管杭において照査値が最も厳しくなる部材の断面力
（Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋），軸力最大時刻ｔ＝56.06 ｓ）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

(2)　地盤改良体①の健全性評価

屋外二重管本体周りの地盤改良体①の地盤としての健全性評価は，地震応答解析により求められる発生せん断応力が許容限界以下であることを確認する。なお，妥当な安全余裕として必要局所せん断安全率 1.5 以上を考慮する。地盤改良体①の局所せん断安全率は，せん断強度を各要素の発生せん断応力で除すことにより算定する。

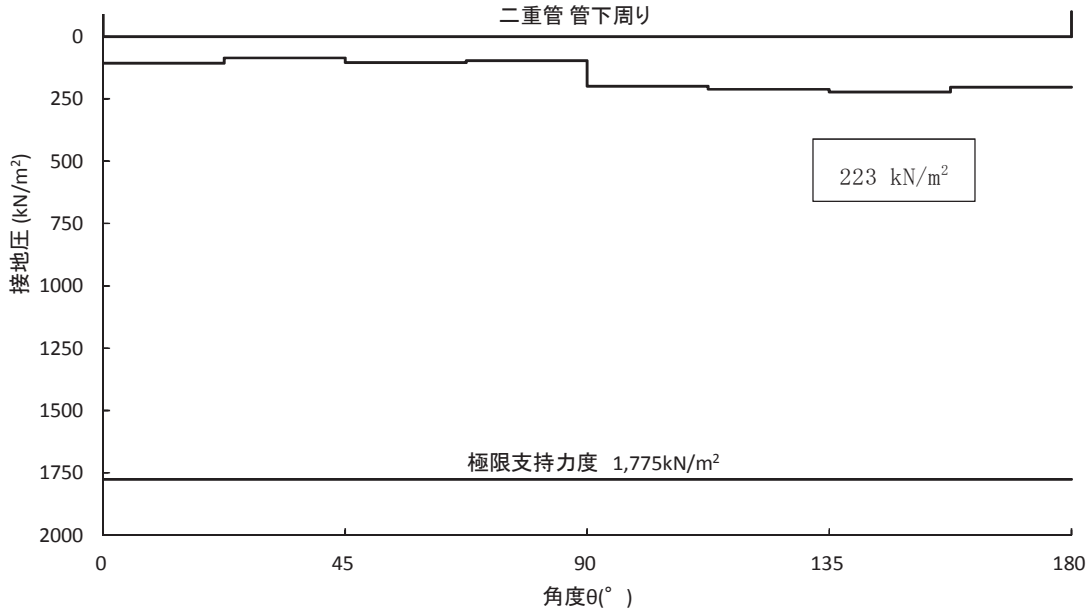
(3)　地盤改良体②の健全性評価

地盤改良体基礎構造部の屋外二重管下方に位置する地盤改良体②の地盤としての健全性評価は，地震応答解析により求められる仮想すべり面のすべり評価において，仮想すべり面の発生せん断力が許容限界以下であることを確認する。なお，妥当な安全余裕として必要すべり安全率 1.5 以上を考慮する。地盤改良体②の仮想すべり面のすべり安全率は，仮想すべり面のせん断強さを発生せん断力で除すことにより算定する。

(4)　基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能評価においては，基礎地盤となる地盤改良体及び基礎地盤（Km 層）に生じる接地圧が許容限界以下であることを確認する。

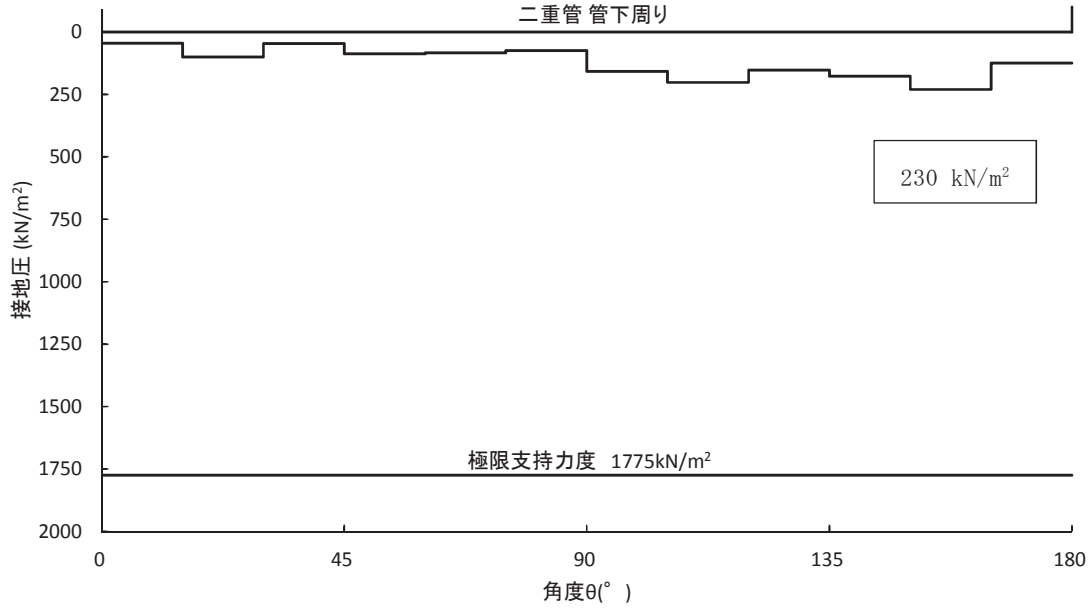
接地圧が許容限界に対して最も厳しくなる検討ケースにおいて，地盤改良体及び基礎地盤に生じる最大接地圧分布を第 3－6 図に示す。



第 3－6 図（1）　屋外二重管直下の地盤改良体①の接地圧分布図（Ｂ－Ｂ断面）

（Ｓ$_s$－３１（Ｈ－，Ｖ＋））

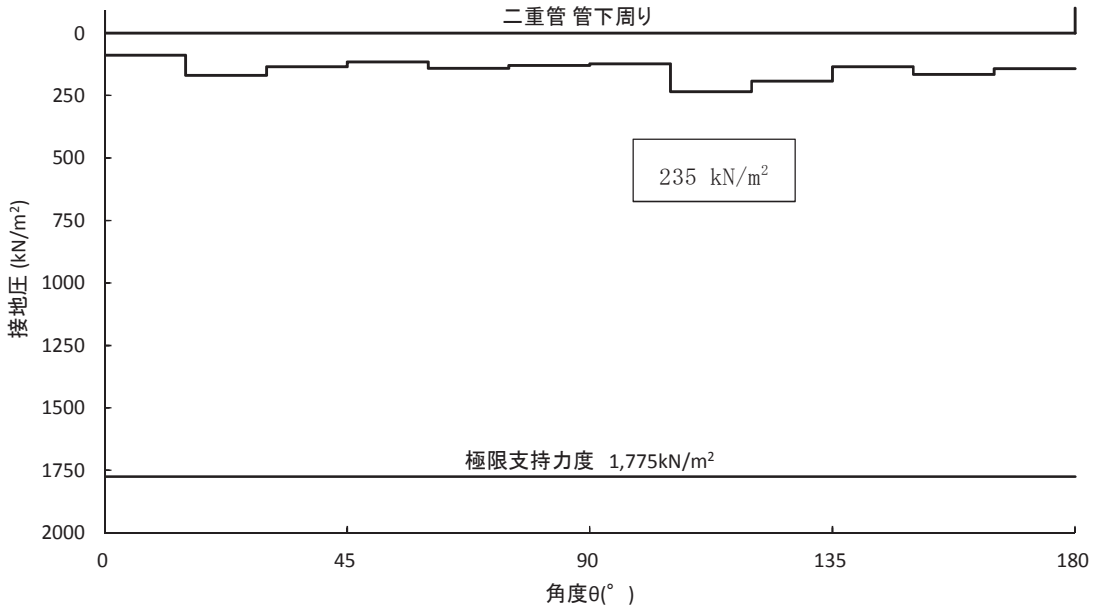
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）



第 3－6 図（2）　屋外二重管直下の地盤改良体①の接地圧分布図（Ｃ－Ｃ断面）

（Ｓ$_s$－３１（Ｈ－，Ｖ＋））

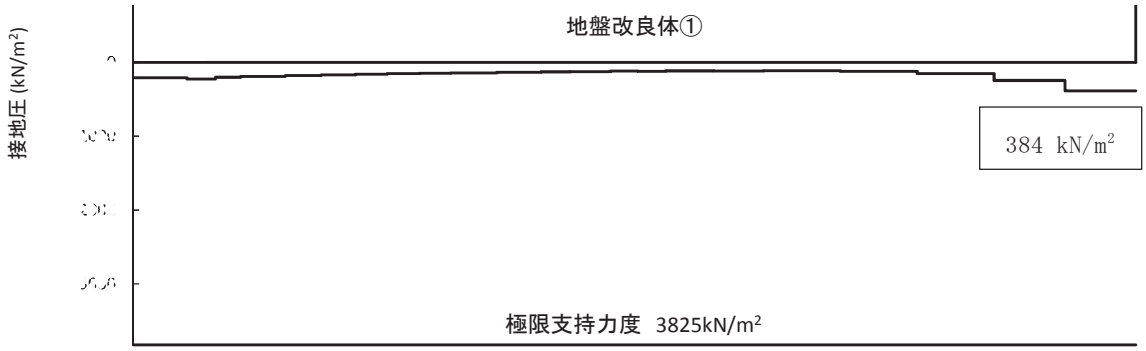
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）



第 3－6 図（3）　屋外二重管直下の地盤改良体①の接地圧分布図（C’－C’断面）

（S_s－D１（H－，V＋））

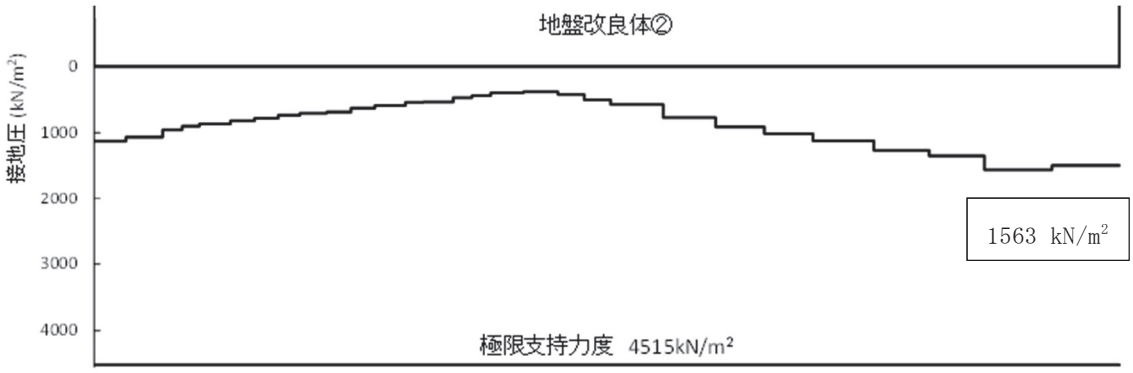
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）



第 3－6 図（4）　地盤改良体①下の地盤改良体②の接地圧分布図（C’－C’断面）

（S_s－D１（H－，V＋））

（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）



第3－6図（5）　基礎地盤（Km層）の接地圧分布図（C’－C’断面）

（S_s－３１（Ｈ＋，Ｖ＋））

（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース）

4.　耐震評価結果

4.1　鋼製桁及び鋼管杭の健全性に対する評価結果

4.1.1　曲げ軸力に対する照査

評価に用いた断面諸元を第4－1表に，曲げ軸力に対する照査結果を第4－2表に示す。屋外二重管基礎の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

第4－1表　鋼製桁（SM400）及び鋼管杭（SM570）の断面諸元

構造物	板厚 (mm)	断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
鋼製桁	39	0.107	0.022	腐食代1 mm考慮
鋼管杭	39	0.093	0.017	腐食代1 mm考慮

第 4－2 表（1）　曲げ軸力に対する照査（Ａ－Ａ断面）

（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース））

地震波	位相	検討ケース	検討対象	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	①	鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	1989	3904	159	382.5	0.42
			鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	3597	8590	304	382.5	0.80
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－		鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	2000	3583	157	382.5	0.42
			鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	3605	7922	298	382.5	0.78
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋		鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	2231	3798	173	382.5	0.46
			鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	2889	10294	281	382.5	0.74
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－		鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	2214	3808	172	382.5	0.45
			鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	2906	9040	269	382.5	0.71
S_s－１１			鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	593	1591	52	382.5	0.14
			鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	1127	2533	94	382.5	0.25
S_s－１２			鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	829	1866	69	382.5	0.19
			鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	1440	2805	115	382.5	0.31
S_s－１３			鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	728	1923	64	382.5	0.17
			鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	1225	2642	101	382.5	0.27
S_s－１４			鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	450	1700	45	382.5	0.12
			鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	946	2219	80	382.5	0.21
S_s－２１			鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	1294	2762	106	382.5	0.28
			鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	1564	3834	134	382.5	0.36
S_s－２２			鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	1477	2765	117	382.5	0.31
			鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	1686	4779	151	382.5	0.40
S_s－３１	Ｈ＋，Ｖ＋		鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	1824	2905	139	382.5	0.37
			鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	2108	5712	186	382.5	0.49
S_s－３１	Ｈ－，Ｖ＋		鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	1548	2518	119	382.5	0.32
			鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	2894	4419	218	382.5	0.57

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

第 4－3 表（2）　曲げ軸力に対する照査（Ａ－Ａ断面）

（検討ケース②～⑥：ばらつきケース）

地震波	位相	検討ケース	検討対象	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	②	鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	2324	3583	176	382.5	0.47
	Ｈ＋，Ｖ＋		鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	3378	9541	302	382.5	0.79
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	③	鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	2515	3645	188	382.5	0.50
	Ｈ＋，Ｖ＋		鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	3720	10209	329	382.5	0.87
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	④	鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	2731	4374	208	382.5	0.55
	Ｈ＋，Ｖ＋		鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	3975	10171	344	382.5	0.90
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	⑤	鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	2084	2770	153	382.5	0.40
	Ｈ＋，Ｖ＋		鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	2394	6085	207	382.5	0.55
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	⑥	鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	2245	2431	159	382.5	0.42
	Ｈ＋，Ｖ＋		鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	2564	7827	236	382.5	0.62

注記　②：地盤物性のはらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース
③：地盤物性のはらつきを考慮（－１σ）した解析ケース
④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

第 4－2 表（3）曲げ軸力に対する照査（Ｂ－Ｂ断面）

（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース））

地震動	位相	検討ケース	検討対象	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	①	鋼製桁	310	260	17	210.0	0.09
			鋼管杭（左）	3534	2903	240	382.5	0.63
			鋼管杭（右）	3105	2232	207	382.5	0.55
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－		鋼製桁	301	196	16	210.0	0.08
			鋼管杭（左）	3554	2935	241	382.5	0.64
			鋼管杭（右）	3105	2233	207	382.5	0.55
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋		鋼製桁	285	193	15	210.0	0.08
			鋼管杭（左）	3386	2039	222	382.5	0.59
			鋼管杭（右）	2804	1883	186	382.5	0.49
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－		鋼製桁	293	186	16	210.0	0.08
			鋼管杭（左）	3369	1917	219	382.5	0.58
			鋼管杭（右）	2796	1780	184	382.5	0.49
S_s－１１			鋼製桁	212	152	12	210.0	0.06
			鋼管杭（左）	2313	1510	153	382.5	0.40
			鋼管杭（右）	1778	1402	120	382.5	0.32
S_s－１２			鋼製桁	240	135	13	210.0	0.07
			鋼管杭（左）	3735	1506	236	382.5	0.62
			鋼管杭（右）	3116	2885	215	382.5	0.57
S_s－１３			鋼製桁	222	132	12	210.0	0.06
			鋼管杭（左）	3480	1587	222	382.5	0.59
			鋼管杭（右）	2917	2992	204	382.5	0.54
S_s－１４			鋼製桁	207	127	11	210.0	0.06
			鋼管杭（左）	2940	1280	187	382.5	0.49
			鋼管杭（右）	2422	2231	167	382.5	0.44
S_s－２１			鋼製桁	315	206	17	210.0	0.09
			鋼管杭（左）	2222	1458	147	382.5	0.39
			鋼管杭（右）	1919	1849	133	382.5	0.35
S_s－２２			鋼製桁	295	189	16	210.0	0.08
			鋼管杭（左）	2800	1624	183	382.5	0.48
			鋼管杭（右）	2468	1583	163	382.5	0.43
S_s－３１	Ｈ＋，Ｖ＋		鋼製桁	424	302	23	210.0	0.11
			鋼管杭（左）	2146	1614	144	382.5	0.38
			鋼管杭（右）	2457	2486	172	382.5	0.45
S_s－３１	Ｈ－，Ｖ＋		鋼製桁	464	310	24	210.0	0.12
			鋼管杭（左）	2605	2121	177	382.5	0.47
			鋼管杭（右）	2339	1766	157	382.5	0.42

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

第 4－2 表（4）　曲げ軸力に対する照査（Ｂ－Ｂ断面）

（検討ケース②～⑥：ばらつきケース）

地震波	位相	検討ケース	検討対象	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－	②	鋼製桁	114	174	7	210.0	0.04
			鋼管杭（左）	3589	3420	248	382.5	0.65
			鋼管杭（右）	3131	2605	213	382.5	0.56
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－	③	鋼製桁	136	257	9	210.0	0.05
			鋼管杭（左）	3292	3066	227	382.5	0.60
			鋼管杭（右）	2889	1872	191	382.5	0.50
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－	④	鋼製桁	148	179	9	210.0	0.05
			鋼管杭（左）	3467	2014	226	382.5	0.60
			鋼管杭（右）	3763	2673	251	382.5	0.66
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－	⑤	鋼製桁	445	267	23	210.0	0.11
			鋼管杭（左）	2297	2253	160	382.5	0.42
			鋼管杭（右）	2252	2593	161	382.5	0.43
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－	⑥	鋼製桁	126	215	8	210.0	0.04
			鋼管杭（左）	2751	2294	187	382.5	0.49
			鋼管杭（右）	2477	2359	172	382.5	0.45

注記　②：地盤物性のはらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース
③：地盤物性のはらつきを考慮（－１σ）した解析ケース
④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

第4－2表（5）　曲げ軸力に対する照査（Ｃ－Ｃ断面・杭基礎構造部）

（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース））

地震動	位相	検討ケース	検討対象	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	①	鋼製桁	141	207	9	210.0	0.05
			鋼管杭（左）	2398	1730	160	382.5	0.42
			鋼管杭（右）	2176	2679	157	382.5	0.42
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－		鋼製桁	155	367	11	210.0	0.06
			鋼管杭（左）	2350	1742	157	382.5	0.42
			鋼管杭（右）	2102	2774	154	382.5	0.41
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋		鋼製桁	172	236	11	210.0	0.06
			鋼管杭（左）	2501	1861	168	382.5	0.44
			鋼管杭（右）	2331	3178	172	382.5	0.45
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－		鋼製桁	152	276	10	210.0	0.05
			鋼管杭（左）	2544	1873	170	382.5	0.45
			鋼管杭（右）	2370	2849	171	382.5	0.45
S_s－１１			鋼製桁	80	136	5	210.0	0.03
			鋼管杭（左）	454	639	34	382.5	0.09
			鋼管杭（右）	403	998	35	382.5	0.10
S_s－１２			鋼製桁	140	225	9	210.0	0.05
			鋼管杭（左）	1417	1342	98	382.5	0.26
			鋼管杭（右）	1252	2069	96	382.5	0.26
S_s－１３			鋼製桁	132	221	9	210.0	0.05
			鋼管杭（左）	1198	1079	83	382.5	0.22
			鋼管杭（右）	1049	1760	81	382.5	0.22
S_s－１４			鋼製桁	117	191	8	210.0	0.04
			鋼管杭（左）	833	746	58	382.5	0.16
			鋼管杭（右）	707	1450	58	382.5	0.16
S_s－２１			鋼製桁	145	155	9	210.0	0.05
			鋼管杭（左）	1484	1542	104	382.5	0.28
			鋼管杭（右）	1375	2355	107	382.5	0.28
S_s－２２			鋼製桁	139	182	9	210.0	0.05
			鋼管杭（左）	1499	1691	107	382.5	0.28
			鋼管杭（右）	1354	2504	107	382.5	0.28
S_s－３１	Ｈ＋，Ｖ＋		鋼製桁	231	428	15	210.0	0.08
			鋼管杭（左）	2126	1254	139	382.5	0.37
			鋼管杭（右）	1856	3096	143	382.5	0.38
S_s－３１	Ｈ－，Ｖ＋		鋼製桁	191	279	12	210.0	0.06
			鋼管杭（左）	1901	995	123	382.5	0.33
			鋼管杭（右）	1683	2261	124	382.5	0.33

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

第4－2表（6）　曲げ軸力に対する照査（Ｃ－Ｃ断面・杭基礎構造部）

（検討ケース②～⑥：ばらつきケース）

地震波	位相	検討ケース	検討対象	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	②	鋼製桁	96	261	7	210.0	0.04
			鋼管杭（左）	2559	1898	171	382.5	0.45
			鋼管杭（右）	2439	3221	179	382.5	0.47
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	③	鋼製桁	138	197	9	210.0	0.05
			鋼管杭（左）	2486	1800	166	382.5	0.44
			鋼管杭（右）	2449	3257	180	382.5	0.48
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	④	鋼製桁	145	135	8	210.0	0.04
			鋼管杭（左）	3210	2690	218	382.5	0.57
			鋼管杭（右）	3224	2747	220	382.5	0.58
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	⑤	鋼製桁	234	462	15	210.0	0.08
			鋼管杭（左）	1912	832	122	382.5	0.32
			鋼管杭（右）	1703	2665	129	382.5	0.34
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	⑥	鋼製桁	161	512	13	210.0	0.07
			鋼管杭（左）	1995	932	128	382.5	0.34
			鋼管杭（右）	1988	2721	147	382.5	0.39

注記　②：地盤物性のはらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース
③：地盤物性のはらつきを考慮（－１σ）した解析ケース
④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

4.1.2　せん断に対する照査

評価に用いた断面諸元を前述の第 4－1 表に，せん断に対する照査結果を第 4－3 表に示す。屋外二重管基礎の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

第 4－3 表（1）　せん断力に対する照査（Ａ－Ａ断面）

（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース））

地震波	位相	検討ケース	検討対象	せん断力 (kN)	発生せん断応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	①	鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	858	19	217.5	0.09
			鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	1832	40	217.5	0.19
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－		鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	857	19	217.5	0.09
			鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	1818	40	217.5	0.19
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋		鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	1141	25	217.5	0.12
			鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	1623	35	217.5	0.17
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－		鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	1130	25	217.5	0.12
			鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	1542	34	217.5	0.16
S_s－１１			鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	368	8	217.5	0.04
			鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	582	13	217.5	0.06
S_s－１２			鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	479	11	217.5	0.06
			鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	699	16	217.5	0.08
S_s－１３			鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	377	9	217.5	0.05
			鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	617	14	217.5	0.07
S_s－１４			鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	239	6	217.5	0.03
			鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	506	11	217.5	0.06
S_s－２１			鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	695	15	217.5	0.07
			鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	863	19	217.5	0.09
S_s－２２			鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	784	17	217.5	0.08
			鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	1288	28	217.5	0.13
S_s－３１	Ｈ＋，Ｖ＋		鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	902	20	217.5	0.10
			鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	1097	24	217.5	0.12
S_s－３１	Ｈ－，Ｖ＋		鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	720	16	217.5	0.08
			鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	1479	32	217.5	0.15

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

第 4－3 表（2）　せん断力に対する照査（Ａ－Ａ断面）

（検討ケース②～⑥：ばらつきケース）

地震波	位相	検討ケース	検討対象	せん断力 (kN)	発生せん断応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	②	鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	1293	28	217.5	0.13
	Ｈ＋，Ｖ＋		鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	1876	41	217.5	0.19
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	③	鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	1344	29	217.5	0.14
	Ｈ＋，Ｖ＋		鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	1970	43	217.5	0.20
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	④	鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	1379	30	217.5	0.14
	Ｈ＋，Ｖ＋		鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	2018	44	217.5	0.21
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	⑤	鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	1081	24	217.5	0.12
	Ｈ＋，Ｖ＋		鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	1435	31	217.5	0.15
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	⑥	鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	1252	27	217.5	0.13
	Ｈ＋，Ｖ＋		鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	1409	31	217.5	0.15

注記　②：地盤物性のはらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース
③：地盤物性のはらつきを考慮（－１σ）した解析ケース
④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

第 4－3 表（3）　せん断力に対する照査（Ｂ－Ｂ断面）

（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース））

地震動	位相	検討ケース	検討対象	せん断力 (kN)	発生せん断応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	①	鋼製桁	170	4	120.0	0.04
			鋼管杭（左）	796	18	217.5	0.09
			鋼管杭（右）	1001	22	217.5	0.11
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－		鋼製桁	179	5	120.0	0.05
			鋼管杭（左）	801	18	217.5	0.09
			鋼管杭（右）	997	22	217.5	0.11
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋		鋼製桁	149	4	120.0	0.04
			鋼管杭（左）	763	17	217.5	0.08
			鋼管杭（右）	863	19	217.5	0.09
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－		鋼製桁	191	5	120.0	0.05
			鋼管杭（左）	755	17	217.5	0.08
			鋼管杭（右）	834	18	217.5	0.09
S_s－１１			鋼製桁	126	3	120.0	0.03
			鋼管杭（左）	670	15	217.5	0.07
			鋼管杭（右）	564	13	217.5	0.06
S_s－１２			鋼製桁	198	5	120.0	0.05
			鋼管杭（左）	789	17	217.5	0.08
			鋼管杭（右）	955	21	217.5	0.10
S_s－１３			鋼製桁	210	5	120.0	0.05
			鋼管杭（左）	756	17	217.5	0.08
			鋼管杭（右）	874	19	217.5	0.09
S_s－１４			鋼製桁	129	3	120.0	0.03
			鋼管杭（左）	698	16	217.5	0.08
			鋼管杭（右）	721	16	217.5	0.08
S_s－２１			鋼製桁	158	4	120.0	0.04
			鋼管杭（左）	692	15	217.5	0.07
			鋼管杭（右）	735	16	217.5	0.08
S_s－２２			鋼製桁	173	4	120.0	0.04
			鋼管杭（左）	684	15	217.5	0.07
			鋼管杭（右）	720	16	217.5	0.08
S_s－３１	Ｈ＋，Ｖ＋		鋼製桁	211	5	120.0	0.05
			鋼管杭（左）	1032	23	217.5	0.11
			鋼管杭（右）	1192	26	217.5	0.12
S_s－３１	Ｈ－，Ｖ＋		鋼製桁	207	5	120.0	0.05
			鋼管杭（左）	1266	28	217.5	0.13
			鋼管杭（右）	985	22	217.5	0.11

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

第 4－3 表（4）　せん断力に対する照査（Ｂ－Ｂ断面）

（検討ケース②～⑥：ばらつきケース）

地震波	位相	検討ケース	検討対象	せん断力 (kN)	発生せん断応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－	②	鋼製桁	125	3	120.0	0.03
			鋼管杭（左）	823	18	217.5	0.09
			鋼管杭（右）	954	21	217.5	0.10
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－	③	鋼製桁	133	4	120.0	0.04
			鋼管杭（左）	752	17	217.5	0.08
			鋼管杭（右）	898	20	217.5	0.10
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－	④	鋼製桁	125	3	120.0	0.03
			鋼管杭（左）	1790	39	217.5	0.18
			鋼管杭（右）	1161	25	217.5	0.12
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－	⑤	鋼製桁	278	7	120.0	0.06
			鋼管杭（左）	1130	25	217.5	0.12
			鋼管杭（右）	1089	24	217.5	0.12
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－	⑥	鋼製桁	118	3	120.0	0.03
			鋼管杭（左）	1630	36	217.5	0.17
			鋼管杭（右）	1428	31	217.5	0.15

注記　②：地盤物性のはらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース
③：地盤物性のはらつきを考慮（－１σ）した解析ケース
④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

第4－3表（5）　せん断力に対する照査（Ｃ－Ｃ断面・杭基礎構造部）

（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース））

地震動	位相	検討ケース	検討対象	せん断力 (kN)	発生せん断応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	①	鋼製桁	109	3	120.0	0.03
			鋼管杭（左）	1266	28	217.5	0.13
			鋼管杭（右）	1169	26	217.5	0.12
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－		鋼製桁	118	3	120.0	0.03
			鋼管杭（左）	1240	27	217.5	0.13
			鋼管杭（右）	1130	25	217.5	0.12
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋		鋼製桁	101	3	120.0	0.03
			鋼管杭（左）	1367	30	217.5	0.14
			鋼管杭（右）	1254	27	217.5	0.13
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－		鋼製桁	100	3	120.0	0.03
			鋼管杭（左）	1397	31	217.5	0.15
			鋼管杭（右）	1272	28	217.5	0.13
S_s－１１			鋼製桁	62	2	120.0	0.02
			鋼管杭（左）	242	6	217.5	0.03
			鋼管杭（右）	225	5	217.5	0.03
S_s－１２			鋼製桁	104	3	120.0	0.03
			鋼管杭（左）	748	17	217.5	0.08
			鋼管杭（右）	681	15	217.5	0.07
S_s－１３			鋼製桁	102	3	120.0	0.03
			鋼管杭（左）	638	14	217.5	0.07
			鋼管杭（右）	574	13	217.5	0.06
S_s－１４			鋼製桁	83	2	120.0	0.02
			鋼管杭（左）	445	10	217.5	0.05
			鋼管杭（右）	386	9	217.5	0.05
S_s－２１			鋼製桁	109	3	120.0	0.03
			鋼管杭（左）	785	17	217.5	0.08
			鋼管杭（右）	748	17	217.5	0.08
S_s－２２			鋼製桁	100	3	120.0	0.03
			鋼管杭（左）	803	18	217.5	0.09
			鋼管杭（右）	744	17	217.5	0.08
S_s－３１	Ｈ＋，Ｖ＋		鋼製桁	163	4	120.0	0.04
			鋼管杭（左）	1122	25	217.5	0.12
			鋼管杭（右）	993	22	217.5	0.11
S_s－３１	Ｈ－，Ｖ＋		鋼製桁	151	4	120.0	0.04
			鋼管杭（左）	1054	23	217.5	0.11
			鋼管杭（右）	904	20	217.5	0.10

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

第4－3表（6）　せん断力に対する照査（Ｃ－Ｃ断面・杭基礎構造部）

（検討ケース②～⑥：ばらつきケース）

地震波	位相	検討ケース	検討対象	せん断力 (kN)	発生せん断応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	②	鋼製桁	65	2	120.0	0.02
			鋼管杭（左）	1540	34	217.5	0.16
			鋼管杭（右）	1536	34	217.5	0.16
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	③	鋼製桁	83	2	120.0	0.02
			鋼管杭（左）	1479	32	217.5	0.15
			鋼管杭（右）	1402	31	217.5	0.15
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	④	鋼製桁	104	3	120.0	0.03
			鋼管杭（左）	1698	37	217.5	0.18
			鋼管杭（右）	1716	37	217.5	0.18
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	⑤	鋼製桁	167	4	120.0	0.04
			鋼管杭（左）	1024	23	217.5	0.11
			鋼管杭（右）	913	20	217.5	0.10
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	⑥	鋼製桁	124	3	120.0	0.03
			鋼管杭（左）	1270	28	217.5	0.13
			鋼管杭（右）	1213	27	217.5	0.13

注記　②：地盤物性のはらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース
③：地盤物性のはらつきを考慮（－１σ）した解析ケース
④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

4.2　地盤改良体①の健全性に対する評価結果

屋外二重管を支持する地盤改良体①の局所せん断安全率を第 4－4 表に示す。これにより，地盤改良体①の発生せん断応力が許容限界以下であることを確認した。

第 4－4 表（1）　地盤改良体①の局所せん断安全率（Ｂ－Ｂ断面）

（検討ケース①～⑥：基本ケース，ばらつきケース）

地震波	位相	検討ケース	せん断応力 (kN/m^2)	局所せん断安全率
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	①	212	3.53
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－		196	3.82
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋		214	3.50
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－		209	3.58
S_s－１１			160	4.68
S_s－１２			229	3.27
S_s－１３			216	3.47
S_s－１４			195	3.84
S_s－２１			219	3.42
S_s－２２			201	3.73
S_s－３１	Ｈ＋，Ｖ＋		184	4.07
S_s－３１	Ｈ－，Ｖ＋		214	3.50
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	②	216	3.47
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－	②	228	3.28
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－	③	224	3.34
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－	④	240	3.12
S_s－１２		④	167	4.49
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－	⑤	257	2.91
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－	⑥	287	2.61

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
②：地盤物性のはらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース
③：地盤物性のはらつきを考慮（－１σ）した解析ケース
④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

第 4－4 表（2）　地盤改良体①の局所せん断安全率（Ｃ－Ｃ断面・杭基礎構造部）

（検討ケース①～⑥：基本ケース，ばらつきケース）

地震波	位相	検討ケース	せん断応力 (kN/m^2)	局所せん断安全率
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	①	363	2.06
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－		314	2.38
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋		322	2.32
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－		324	2.31
S_s－１１			285	2.63
S_s－１２			316	2.37
S_s－１３			340	2.20
S_s－１４			288	2.60
S_s－２１			318	2.35
S_s－２２			332	2.25
S_s－３１	Ｈ＋，Ｖ＋		388	1.93
S_s－３１	Ｈ－，Ｖ＋		356	2.10
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	②	368	2.03
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	③	351	2.13
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	④	266	2.81
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	④	282	2.65
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	⑤	338	2.21
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	⑥	313	2.39

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース
③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース
④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

第4－4表（3）　地盤改良体①の局所安全率（C’－C’断面・地盤改良体基礎構造部）

（検討ケース①～⑥：基本ケース，ばらつきケース）

地震波	位相	検討ケース	せん断応力 (kN/m^2)	局所せん断安全率
S_s－D１	H＋，V＋	①	336	2.23
S_s－D１	H＋，V－		365	2.05
S_s－D１	H－，V＋		287	2.61
S_s－D１	H－，V－		217	3.45
S_s－１１			55	13.63
S_s－１２			82	9.14
S_s－１３			81	9.25
S_s－１４			72	10.41
S_s－２１			176	4.26
S_s－２２			141	5.31
S_s－３１	H＋，V＋		186	4.03
S_s－３１	H－，V＋		289	2.59
S_s－３１	H＋，V＋	②	232	3.23
S_s－３１	H＋，V＋	③	170	4.41
S_s－３１	H＋，V＋	④	212	3.53
S_s－３１	H＋，V＋	⑤	173	4.33
S_s－３１	H＋，V＋	⑥	232	3.23

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
②：地盤物性のはらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース
③：地盤物性のはらつきを考慮（－１σ）した解析ケース
④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

4.3　地盤改良体②の健全性に対する評価結果

地盤改良体②の最小すべり安全率を第 4－5 表に示す。これにより，地盤改良体②の発生せん断力が許容限界以下であることを確認した。

第 4－5 表　地盤改良体のすべりに対する照査（C’－C’断面・地盤改良体基礎構造部）
（検討ケース①～⑥：基本ケース，ばらつきケース）

地震波	位相	検討ケース	すべり安全率
S_s－D１	H＋，V＋	①	3.24
S_s－D１	H＋，V－		3.22
S_s－D１	H－，V＋		2.92
S_s－D１	H－，V－		2.93
S_s－１１			5.90
S_s－１２			4.42
S_s－１３			4.57
S_s－１４			4.97
S_s－２１			3.55
S_s－２２			4.12
S_s－３１	H＋，V＋		2.67
S_s－３１	H－，V＋		3.08
S_s－３１	H＋，V＋	②	2.52
S_s－３１	H＋，V＋	③	2.67
S_s－３１	H＋，V＋	④	2.44
S_s－３１	H＋，V＋	⑤	2.62
S_s－３１	H＋，V＋	⑥	2.47

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
②：地盤物性のはらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース
③：地盤物性のはらつきを考慮（－１σ）した解析ケース
④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

4.4　地盤改良体及び基礎地盤の支持性能に対する評価結果

4.4.1　地盤改良体①に対する照査

地盤改良体①に作用する接地圧に対する支持性能評価結果を第 4－6 表に示す。屋外二重管下にある地盤改良体①で発生する接地圧が許容限界以下であることを確認した。

第 4－6 表（1）　地盤改良体①の支持性能評価結果（Ｂ－Ｂ断面）

（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース））

二重管本体径	地震動	位相	検討ケース	最大接地圧 (kN/m^2)	極限支持力度 (kN/m^2)
φ1800	S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	①	199	1775
	S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－		205	1775
	S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋		181	1775
	S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－		201	1775
	S_s－１１			134	1775
	S_s－１２			137	1775
	S_s－１３			126	1775
	S_s－１４			131	1775
	S_s－２１			189	1775
	S_s－２２			204	1775
	S_s－３１	Ｈ＋，Ｖ＋		165	1775
	S_s－３１	Ｈ－，Ｖ＋		223	1775
φ2000	S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	①	187	1775
	S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－		173	1775
	S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋		173	1775
	S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－		169	1775
	S_s－１１			148	1775
	S_s－１２			143	1775
	S_s－１３			145	1775
	S_s－１４			135	1775
	S_s－２１			183	1775
	S_s－２２			221	1775
	S_s－３１	Ｈ＋，Ｖ＋		214	1775
	S_s－３１	Ｈ－，Ｖ＋		143	1775

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

第 4－6 表（2）　地盤改良体①の支持性能評価結果（Ｂ－Ｂ断面）

（検討ケース②～⑥：ばらつきケース）

二重管径	地震波	位相	検討ケース	最大接地圧 (kN/m^2)	極限支持力度 (kN/m^2)
φ1800	S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	②	194	1775
	S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－	②	183	1775
	S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－	③	189	1775
	S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－	④	186	1775
	S_s－１２		④	119	1775
	S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－	⑤	220	1775
	S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－	⑥	200	1775
φ2000	S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	②	159	1775
	S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－	②	155	1775
	S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－	③	158	1775
	S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－	④	166	1775
	S_s－１２		④	151	1775
	S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－	⑤	210	1775
	S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－	⑥	171	1775

注記　②：地盤物性のはらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース
③：地盤物性のはらつきを考慮（－１σ）した解析ケース
④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

第 4－6 表（3）　地盤改良体①の支持性能評価結果（Ｃ－Ｃ断面・杭基礎構造部）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース））

二重管本体径	地震動	位相	地盤物性	最大接地圧 (kN/m^2)	極限支持力度 (kN/m^2)
φ1800	S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	①	150	1775
	S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－		134	1775
	S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋		153	1775
	S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－		159	1775
	S_s－１１			116	1775
	S_s－１２			167	1775
	S_s－１３			157	1775
	S_s－１４			145	1775
	S_s－２１			141	1775
	S_s－２２			138	1775
	S_s－３１	Ｈ＋，Ｖ＋		150	1775
	S_s－３１	Ｈ－，Ｖ＋		230	1775
φ2000	S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	①	129	1775
	S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－		116	1775
	S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋		116	1775
	S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－		120	1775
	S_s－１１			84	1775
	S_s－１２			121	1775
	S_s－１３			123	1775
	S_s－１４			101	1775
	S_s－２１			149	1775
	S_s－２２			135	1775
	S_s－３１	Ｈ＋，Ｖ＋		186	1775
	S_s－３１	Ｈ－，Ｖ＋		146	1775

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

第 4－6 表（4）　地盤改良体①の支持性能評価結果（Ｃ－Ｃ断面・杭基礎構造部）

（検討ケース②～⑥：ばらつきケース）

二重管径	地震波	位相	検討ケース	最大接地圧 (kN/m^2)	極限支持力度 (kN/m^2)
φ1800	S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	②	196	1775
	S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	③	157	1775
	S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	④	103	1775
	S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	④	85	1775
	S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	⑤	145	1775
	S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	⑥	141	1775
φ2000	S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	②	119	1775
	S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	③	117	1775
	S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	④	80	1775
	S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	④	85	1775
	S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	⑤	141	1775
	S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	⑥	134	1775

注記　②：地盤物性のはらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース
③：地盤物性のはらつきを考慮（－１σ）した解析ケース
④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

第 4－6 表（5）　地盤改良体①の支持性能評価結果

（C’－C’断面・地盤改良体基礎構造部）

（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース））

二重管本体径	地震動	位相	検討ケース	最大接地圧 (kN/m^2)	極限支持力度 (kN/m^2)
φ1800	S_s－D１	H＋，V＋	①	174	1775
	S_s－D１	H＋，V－		166	1775
	S_s－D１	H－，V＋		153	1775
	S_s－D１	H－，V－		155	1775
	S_s－１１			80	1775
	S_s－１２			97	1775
	S_s－１３			97	1775
	S_s－１４			91	1775
	S_s－２１			128	1775
	S_s－２２			113	1775
	S_s－３１	H＋，V＋		134	1775
	S_s－３１	H－，V＋		157	1775
φ2000	S_s－D１	H＋，V＋	①	235	1775
	S_s－D１	H＋，V－		229	1775
	S_s－D１	H－，V＋		232	1775
	S_s－D１	H－，V－		228	1775
	S_s－１１			86	1775
	S_s－１２			112	1775
	S_s－１３			111	1775
	S_s－１４			102	1775
	S_s－２１			168	1775
	S_s－２２			155	1775
	S_s－３１	H＋，V＋		172	1775
	S_s－３１	H－，V＋		180	1775

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

第4－6表（6）　地盤改良体①の支持性能評価結果

（C’－C’断面・地盤改良体基礎構造部）

（検討ケース②～⑥：ばらつきケース）

二重管径	地震波	位相	検討ケース	最大接地圧 (kN/m^2)	極限支持力度 (kN/m^2)
φ1800	S_s－３１	Ｈ＋，Ｖ＋	②	134	1775
	S_s－３１	Ｈ＋，Ｖ＋	③	134	1775
	S_s－３１	Ｈ＋，Ｖ＋	④	120	1775
	S_s－３１	Ｈ＋，Ｖ＋	⑤	127	1775
	S_s－３１	Ｈ＋，Ｖ＋	⑥	127	1775
φ2000	S_s－３１	Ｈ＋，Ｖ＋	②	167	1775
	S_s－３１	Ｈ＋，Ｖ＋	③	180	1775
	S_s－３１	Ｈ＋，Ｖ＋	④	194	1775
	S_s－３１	Ｈ＋，Ｖ＋	⑤	177	1775
	S_s－３１	Ｈ＋，Ｖ＋	⑥	171	1775

注記　②：地盤物性のはらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース
③：地盤物性のはらつきを考慮（－１σ）した解析ケース
④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

4.4.2　地盤改良体②に対する照査

地盤改良体②から作用する地盤改良体①の接地圧に対する支持性能評価結果を第 4－7 表に示す。地盤改良体①の下にある地盤改良体②で発生する接地圧が許容限界以下であることを確認した。

第 4－7 表　地盤改良体②の支持性能評価結果（C’－C’断面・地盤改良体基礎構造部）

（検討ケース①～⑥：基本ケース，ばらつきケース）

地震波	位相	検討ケース	最大接地圧 (kN/m^2)	極限支持力度 (kN/m^2)
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	①	298	3825
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－		349	3825
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋		384	3825
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－		375	3825
S_s－１１			144	3825
S_s－１２			172	3825
S_s－１３			181	3825
S_s－１４			152	3825
S_s－２１			280	3825
S_s－２２			282	3825
S_s－３１	Ｈ＋，Ｖ＋		303	3825
S_s－３１	Ｈ－，Ｖ＋		259	3825
S_s－３１	Ｈ＋，Ｖ＋	②	302	3825
S_s－３１	Ｈ＋，Ｖ＋	③	313	3825
S_s－３１	Ｈ＋，Ｖ＋	④	353	3825
S_s－３１	Ｈ＋，Ｖ＋	⑤	309	3825
S_s－３１	Ｈ＋，Ｖ＋	⑥	317	3825

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
②：地盤物性のはらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース
③：地盤物性のはらつきを考慮（－１σ）した解析ケース
④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

4.4.3　基礎地盤に対する照査

(1)　杭基礎構造部の照査

杭基礎構造部における基礎地盤（岩盤）の支持性能評価結果を第 4－8 表に示す。

杭基礎構造部の基礎地盤に発生する接地圧が許容限界以下であることを確認した。

第 4－8 表（1）　杭基礎構造部における基礎地盤（岩盤）の支持性能評価結果

（Ａ－Ａ断面）

地震波	位相	検討ケース	検討対象	最大接地圧 (kN/m^2)	極限支持力度 (kN/m^2)
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	①	鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	684	5810
			鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	653	5405
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－		鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	732	5810
			鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	655	5405
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋		鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	710	5810
			鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	817	5405
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－		鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	722	5810
			鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	743	5405
S_s－１１			鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	620	5810
			鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	398	5405
S_s－１２			鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	617	5810
			鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	404	5405
S_s－１３			鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	620	5810
			鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	396	5405
S_s－１４			鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	600	5810
			鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	365	5405
S_s－２１			鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	693	5810
			鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	532	5405
S_s－２２			鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	691	5810
			鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	546	5405
S_s－３１	Ｈ＋，Ｖ＋		鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	586	5810
			鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	511	5405
S_s－３１	Ｈ－，Ｖ＋		鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	611	5810
			鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	468	5405
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	②	鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	706	5810
	Ｈ＋，Ｖ＋		鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	861	5405
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	③	鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	708	5810
	Ｈ＋，Ｖ＋		鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	868	5405
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	④	鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	789	5810
	Ｈ＋，Ｖ＋		鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	813	5405
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	⑤	鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	672	5810
	Ｈ＋，Ｖ＋		鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	520	5405
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	⑥	鋼管杭（Ｂ－Ｂ断面）	681	5810
	Ｈ＋，Ｖ＋		鋼管杭（Ｃ－Ｃ断面）	584	5405

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
②：地盤物性のはらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース
③：地盤物性のはらつきを考慮（－１σ）した解析ケース
④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

第 4－8 表（2）　杭基礎構造部における基礎地盤（岩盤）の支持性能評価結果

（Ｂ－Ｂ断面）

地震波	位相	検討ケース	検討対象	最大接地圧 (kN/m^2)	極限支持力度 (kN/m^2)
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	①	鋼管杭（左）	1133	5810
			鋼管杭（右）	1193	5810
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－		鋼管杭（左）	1155	5810
			鋼管杭（右）	1284	5810
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋		鋼管杭（左）	1099	5810
			鋼管杭（右）	1169	5810
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－		鋼管杭（左）	1034	5810
			鋼管杭（右）	996	5810
S_s－１１			鋼管杭（左）	752	5810
			鋼管杭（右）	891	5810
S_s－１２			鋼管杭（左）	817	5810
			鋼管杭（右）	1318	5810
S_s－１３			鋼管杭（左）	855	5810
			鋼管杭（右）	1318	5810
S_s－１４			鋼管杭（左）	670	5810
			鋼管杭（右）	987	5810
S_s－２１			鋼管杭（左）	845	5810
			鋼管杭（右）	887	5810
S_s－２２			鋼管杭（左）	934	5810
			鋼管杭（右）	979	5810
S_s－３１	Ｈ＋，Ｖ＋		鋼管杭（左）	802	5810
			鋼管杭（右）	1031	5810
S_s－３１	Ｈ－，Ｖ＋		鋼管杭（左）	782	5810
			鋼管杭（右）	904	5810
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	②	鋼管杭（左）	1051	5810
			鋼管杭（右）	1175	5810
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－	②	鋼管杭（左）	1055	5810
			鋼管杭（右）	1247	5810
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－	③	鋼管杭（左）	970	5810
			鋼管杭（右）	1043	5810
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－	④	鋼管杭（左）	1394	5810
			鋼管杭（右）	1833	5810
S_s－１２		④	鋼管杭（左）	1230	5810
			鋼管杭（右）	1595	5810
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－	⑤	鋼管杭（左）	935	5810
			鋼管杭（右）	1212	5810
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－	⑥	鋼管杭（左）	876	5810
			鋼管杭（右）	1128	5810

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
②：地盤物性のはらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース
③：地盤物性のはらつきを考慮（－１σ）した解析ケース
④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

第 4－8 表（3）　杭基礎構造部における基礎地盤（岩盤）の支持性能評価結果

（Ｃ－Ｃ断面・杭基礎構造部）

地震波	位相	検討ケース	検討対象	最大接地圧 (kN/m^2)	極限支持力度 (kN/m^2)
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	①	鋼管杭（左）	839	5394
			鋼管杭（右）	1480	5415
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－		鋼管杭（左）	855	5394
			鋼管杭（右）	1507	5415
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋		鋼管杭（左）	887	5394
			鋼管杭（右）	1582	5415
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－		鋼管杭（左）	1000	5394
			鋼管杭（右）	1450	5415
S_s－１１			鋼管杭（左）	498	5394
			鋼管杭（右）	668	5415
S_s－１２			鋼管杭（左）	655	5394
			鋼管杭（右）	1198	5415
S_s－１３			鋼管杭（左）	570	5394
			鋼管杭（右）	937	5415
S_s－１４			鋼管杭（左）	534	5394
			鋼管杭（右）	736	5415
S_s－２１			鋼管杭（左）	833	5394
			鋼管杭（右）	1249	5415
S_s－２２			鋼管杭（左）	780	5394
			鋼管杭（右）	1206	5415
S_s－３１	Ｈ＋，Ｖ＋		鋼管杭（左）	622	5394
			鋼管杭（右）	1595	5415
S_s－３１	Ｈ－，Ｖ＋		鋼管杭（左）	566	5394
			鋼管杭（右）	918	5415
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	②	鋼管杭（左）	907	5394
			鋼管杭（右）	1577	5415
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	③	鋼管杭（左）	911	5394
			鋼管杭（右）	1598	5415
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	④	鋼管杭（左）	1304	5394
			鋼管杭（右）	1854	5415
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	④	鋼管杭（左）	1355	5394
			鋼管杭（右）	1844	5415
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	⑤	鋼管杭（左）	629	5394
			鋼管杭（右）	1358	5415
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	⑥	鋼管杭（左）	615	5394
			鋼管杭（右）	1357	5415

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
②：地盤物性のはらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース
③：地盤物性のはらつきを考慮（－１σ）した解析ケース
④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

(2)　地盤改良体基礎構造部の照査

地盤改良体基礎構造部における基礎地盤（岩盤）の支持性能評価結果を第 4－9 表に示す。地盤改良体基礎構造部の基礎地盤に発生する接地圧が許容限界以下であることを確認した。

第 4－9 表　地盤改良体基礎構造部における基礎地盤（岩盤）の支持性能評価結果

（C’－C’断面・地盤改良体基礎構造部）

地震波	位相	検討ケース	最大接地圧 (kN/m^2)	極限支持力度 (kN/m^2)
S_s－D１	H＋，V＋	①	1551	4515
S_s－D１	H＋，V－		1484	4515
S_s－D１	H－，V＋		1457	4515
S_s－D１	H－，V－		1510	4515
S_s－１１			671	4515
S_s－１２			850	4515
S_s－１３			844	4515
S_s－１４			763	4515
S_s－２１			1178	4515
S_s－２２			1197	4515
S_s－３１	H＋，V＋		1254	4515
S_s－３１	H－，V＋		1176	4515
S_s－３１	H＋，V＋	②	1357	4515
S_s－３１	H＋，V＋	③	1359	4515
S_s－３１	H＋，V＋	④	1563	4515
S_s－３１	H＋，V＋	⑤	1298	4515
S_s－３１	H＋，V＋	⑥	1403	4515

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
②：地盤物性のはらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース
③：地盤物性のはらつきを考慮（－１σ）した解析ケース
④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

第２章　屋外二重管本体の耐震性の計算書

目　次

1.　概要 1
2.　基本方針 2
2.1　位置 2
2.2　構造概要 3
2.3　評価方針 5
2.4　適用基準 8
3.　応力解析 9
3.1　管軸方向の応力解析 9
3.2　管周方向の応力解析 20
3.3　荷重及び荷重の組合せ 29
4.　耐震評価 30
4.1　許容限界 30
4.2　評価方法 30
5.　耐震評価結果 31
5.1　管周方向の評価結果 31
5.2　管周方向と管軸方向との合成応力による評価結果 31

1. 概要

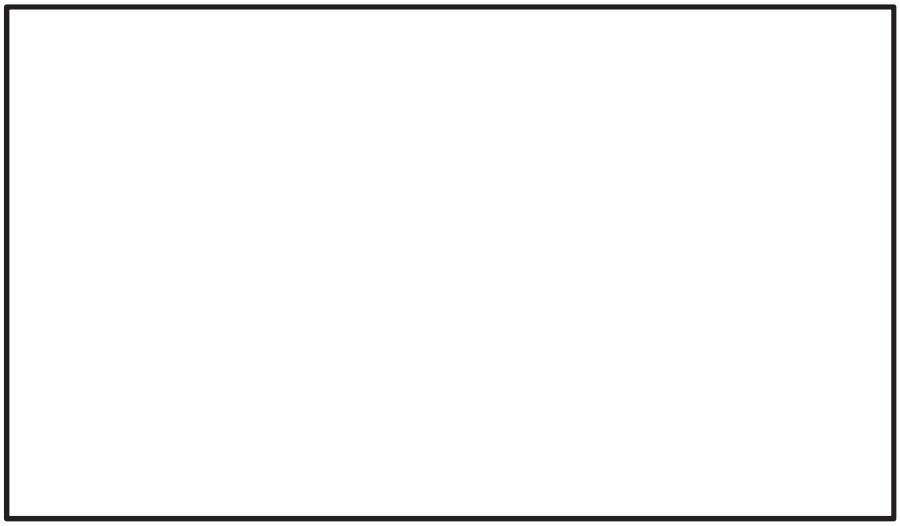
本資料は，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき，屋外二重管本体が基準地震動Ｓ$_s$に対して十分な構造強度及び支持機能を有していることを確認するものである。

屋外二重管本体に要求される機能の維持を確認するにあたっては，地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価により行う。

2.　基本方針

2.1　位置

屋外二重管の平面配置図を第 2-1 図に示す。

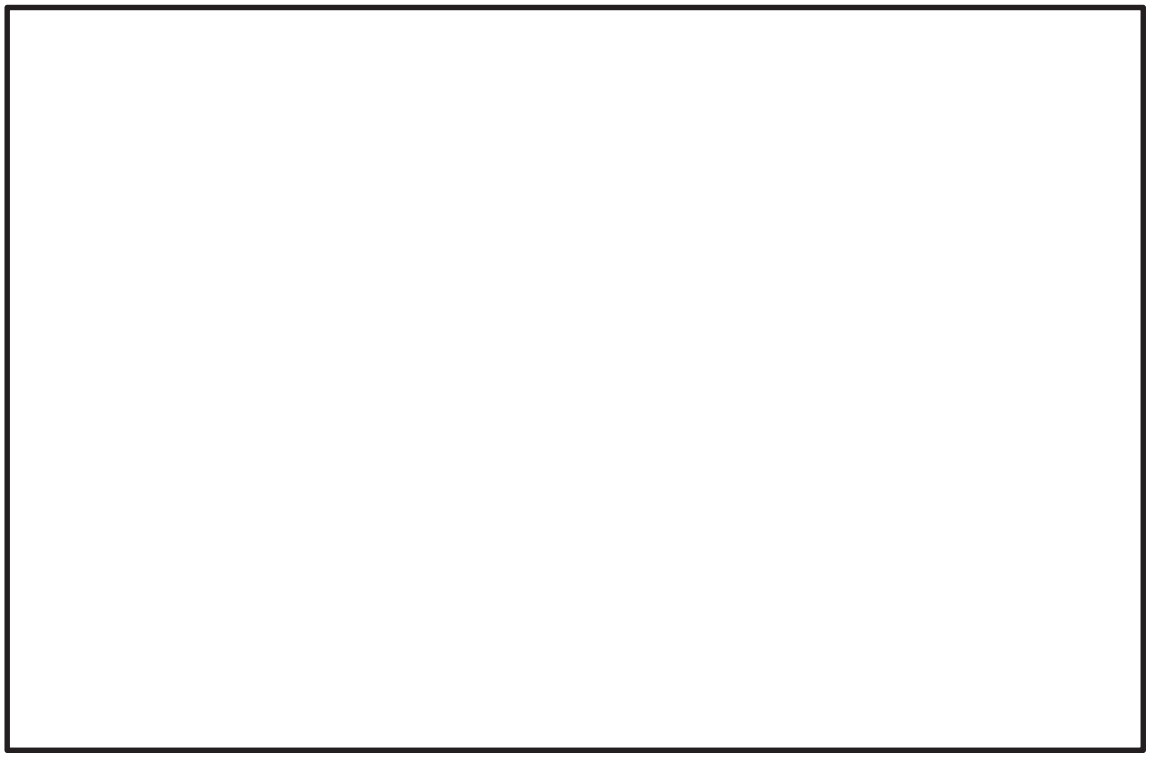


第 2-1 図　屋外二重管の平面配置図

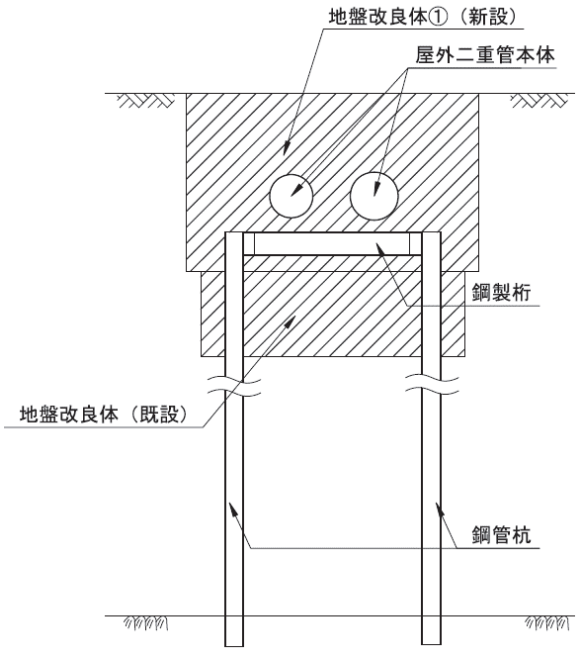
2.2　構造概要

屋外二重管本体は，Ｓクラス機器並びに常設耐震重要重大事故等防止設備及び常設重大事故等緩和設備である残留熱除去系海水系配管，非常用ディーゼル発電機海水系配管及び高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機海水系配管の間接支持機能を有する延長約 215 m，内径 2.0 m 及び 1.8 m の 2 本の鋼管の地中構造物であり，杭基礎及び地盤改良体を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。排気筒付近に位置する可とう管から取水構造物までの区間は，水平方向の鋼製桁と鉛直方向の鋼管杭を結合したラーメン構造である杭基礎により支持する構造とする。一方，原子炉建屋から排気筒付近に位置する可とう管までの区間は，他構造物（原子炉建屋，排気筒，主排気筒ダクト基礎など）と近接していることから，杭基礎ではなく屋外二重管直下に造成した地盤改良体により支持する構造とする。

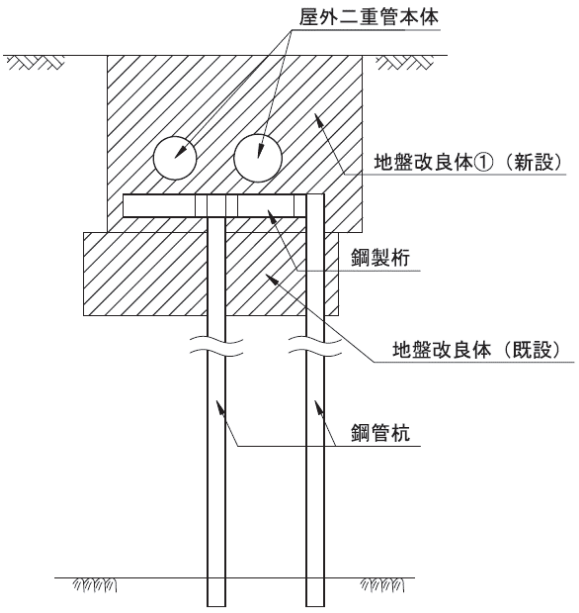
屋外二重管の平面図を第 2-2 図に，屋外二重管の断面図を第 2-3 図に示す。



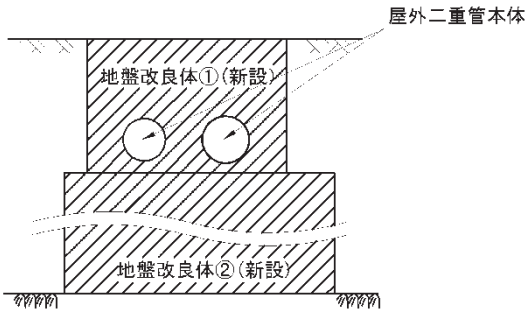
第 2-2 図　屋外二重管の平面図



Ｂ－Ｂ断面（杭基礎構造部）



Ｃ－Ｃ断面（杭基礎構造部）



Ｃ’－Ｃ’断面（地盤改良体基礎構造部）

第 2-3 図　屋外二重管の断面図

2.3　評価方針

屋外二重管本体は，設計基準対象施設においては，Ｓクラス施設の間接支持構造物である屋外重要土木構造物に，重大事故等対処施設においては，常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備が設置される重大事故等対処施設に分類される。

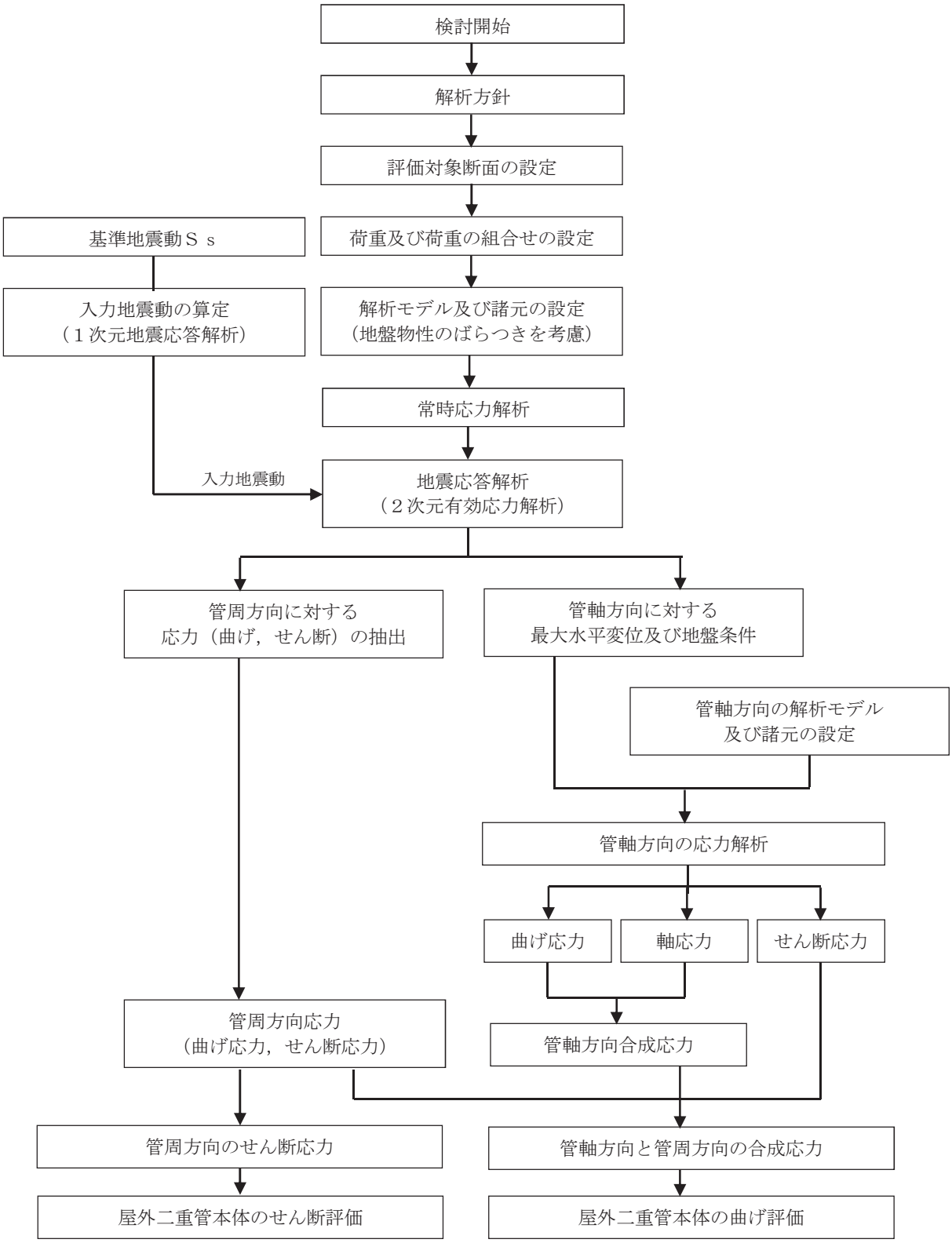
屋外二重管本体の耐震評価は，添付書類「Ⅴ-2-2-8 屋外二重管の地震応答計算書」により得られた解析結果に基づき，設計基準対象施設及び重大事故等対処施設の評価として，第 2-1 表に示すとおり，構造部材の健全性評価を行う。

構造部材の健全性評価については，構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。

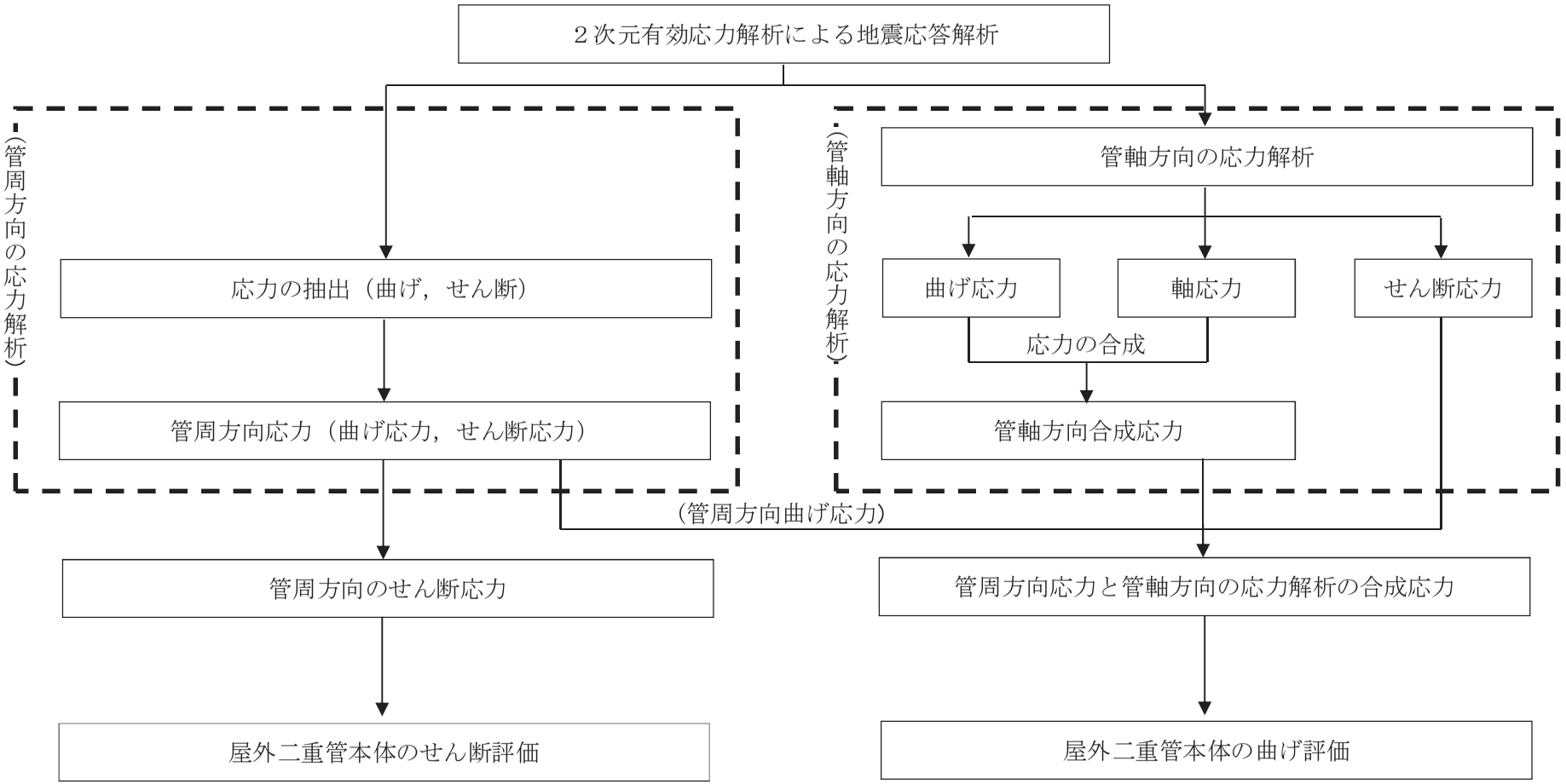
屋外二重管本体の耐震評価フローを第 2-4 図及び第 2-5 図に示す。ここで，屋外二重管は，運転時，設計基準事故時及び重大事故時の状態における圧力，温度等について，耐震評価における手法及び条件に有意な差異はなく，評価は設計基準対象施設の評価結果に包括されることから，設計基準対象施設の評価結果を用いた重大事故等対処施設の評価を行う。

第 2-1 表　屋外二重管本体の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	管体	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度



第 2-4 図　屋外二重管本体の地震応答計算及び耐震性能評価の評価フロー



第 2-5 図　屋外二重管本体の応力評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準類を以下に示す。

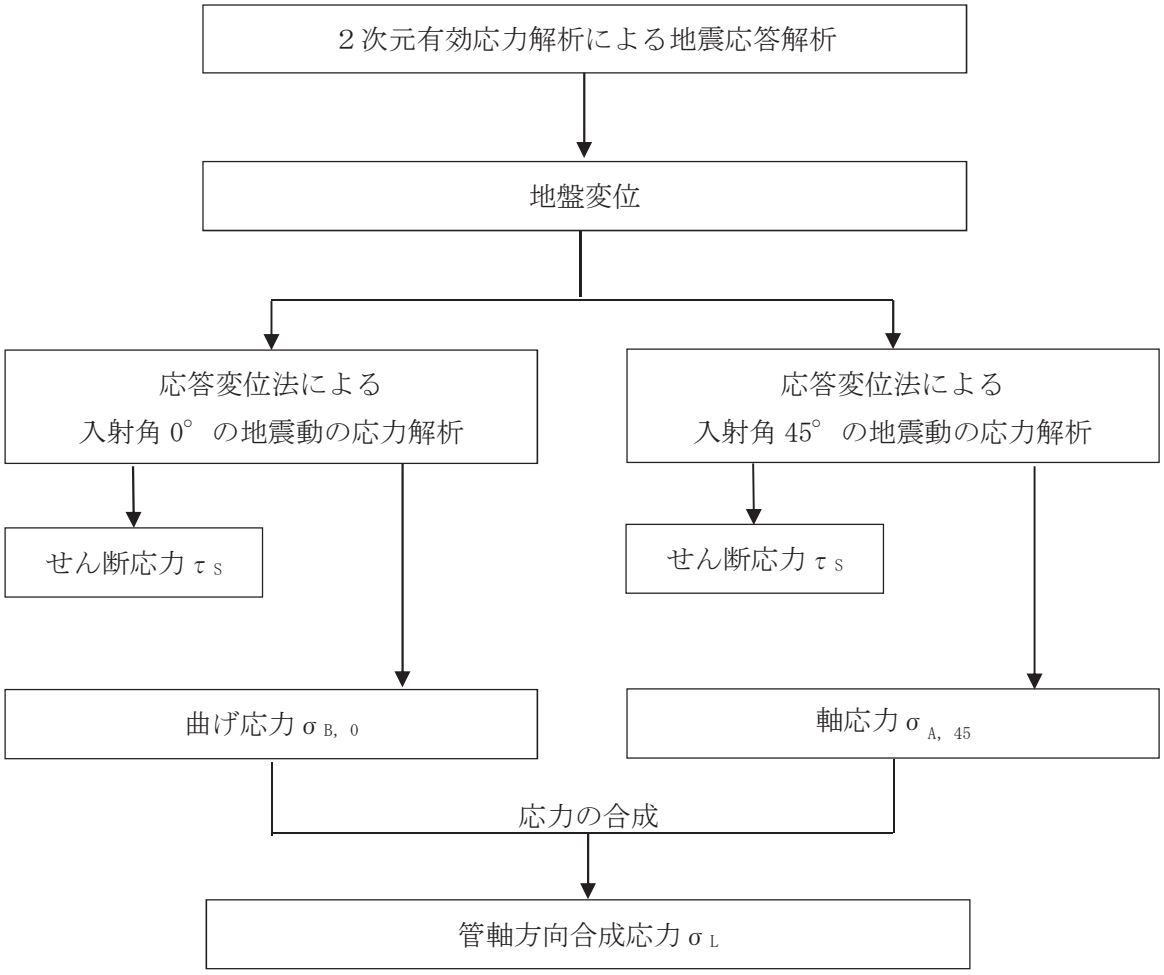
・原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１－1987（（社）日本電気協会）
・港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成 19 年）
・水道施設耐震工法指針・解説 1997 年版（日本水道協会，1997 年）
・石油パイプライン事業の事業用施設の技術上の基準の細目を定める告示（昭和四十八年九月二十八日通商産業省・運輸省・建設省・自治省告示第一号）

3.　応力解析

3.1　管軸方向の応力解析

管軸方向の応力解析の解析フローを第 3-1 図に示す。応力解析は，添付書類「Ⅴ-2-2-8 屋外二重管の地震応答計算書」における 2 次元有効応力解析による地震応答解析結果から得られた地盤変位に基づき，応答変位法により管軸方向の応力を算出する。

管軸方向の応力算出に用いる応答変位法には，解析コード「ＭＳＣ　ＮＡＳＴＲＡＮ」を使用する。なお，解析コードの検証及び妥当性確認の概要については，添付書類「Ⅴ-5-1 計算機プログラム（解析コード）の概要・ＭＳＣ　ＮＡＳＴＲＡＮ」に示す。



第 3-1 図　管軸方向の応力解析フロー

(1) 使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる材料定数は，鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会，2005 年 9 月制定）に基づき設定する。構造物の使用材料を第 3-1 表に，材料物性値を第 3-2 表に示す。

なお，地盤及び地盤改良体の諸元は，添付書類「Ⅴ-2-2-8 屋外二重管の地震応答計算書」と同様に添付書類「Ⅴ-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づいた物性値を用いる。

第 3-1 表　使用材料

使用箇所	材料	諸元
屋外二重管本体	鋼管	SM400 相当（SM41B）

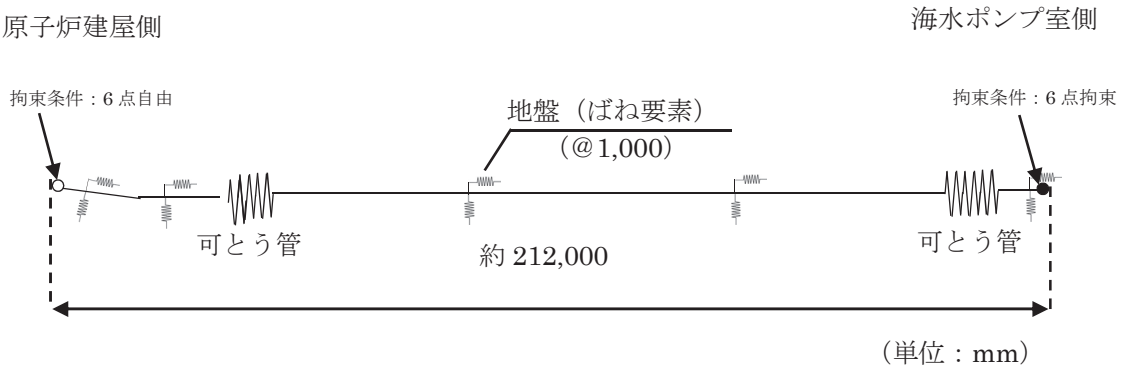
第 3-2 表　材料の物性値*

材　料	単位体積重量 (kN/m^3)	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比
鋼管	77.0	2.05×10^5	0.3

注記　*：鋼構造設計規準に基づき設定した値

(2) 管軸方向解析モデルの設定

屋外二重管本体管軸方向に作用する荷重の解析モデルは第 3-2 図に示すとおり，屋外二重管本体及び可とう管を線形はり要素，外二重管本体の周辺地盤をばね要素でモデル化する。地盤ばね要素は，管軸方向，軸直方向のばね要素ともに 1 m ピッチで与える。また，屋外二重管本体の両端の境界条件は，躯体との取り合い構造を考慮して，原子炉建屋側は自由端，海水ポンプ室側は固定端としてモデル化する。



第 3-2 図　屋外二重管本体の解析モデル図

(3)　地震応答解析ケース

屋外二重管本体の耐震設計における屋外二重管本体基礎構造部の解析ケースを第 3-3 表に示す。屋外二重管本体に作用する地震荷重は，地盤変位と地盤剛性に支配されるため，すべての基準地震動Ｓｓに対して実施する検討ケース①（基本ケース）から地盤ひずみが最大となる基準地震動Ｓｓを選定し，地盤変位が保守的となる条件として，敷地には存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性の検討ケース④（地盤を強制的に液状化させることを仮定）を考慮した地盤条件を用いて屋外二重管本体の耐震評価を行う。

Ｂ－Ｂ断面杭基礎構造部，Ｃ－Ｃ断面杭基礎構造部及びＣ－Ｃ断面地盤改良体基礎構造部における基準地震動Ｓｓごとの地盤ひずみの評価結果を第 3-4 表に示す。Ｂ－Ｂ断面杭基礎構造部はＳｓ-12 が，Ｃ－Ｃ断面杭基礎構造部及びＣ－Ｃ断面地盤改良体基礎構造部はＳｓ-Ｄ1（--）が最大となる。ここで，Ｂ－Ｂ断面杭基礎構造部とＣ－Ｃ断面杭基礎構造部で地盤ひずみを比較すると，Ｂ－Ｂ断面杭基礎構造部の地盤ひずみの方が大きいことから，杭基礎構造部についてはＢ－Ｂ断面を代表として評価する。

上記を踏まえた管軸方向の応力評価のケースを第 3-5 に表示す。管軸方向の応力評価のケースは、Ｂ－Ｂ断面杭基礎構造部においてはＳｓ-12，Ｃ－Ｃ断面地盤改良体基礎構造部においてはＳｓ-Ｄ1（--）とする。

第 3-3 表　屋外二重管本体の耐震設計における検討ケース

	① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）	② 地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
検討ケース						
液状化強度特性の設定	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用

第 3-4 表(1)　地盤の最大ひずみ（Ｂ－Ｂ断面杭基礎構造部）

地震動	最大応答変位U_o (*1) (m)	波長L (m)	最大地盤ひずみ (%)
Ss-D1 (++)	2.27×10^{-1}	289	0.5
Ss-D1 (+-)	2.28×10^{-1}	289	0.5
Ss-D1 (-+)	1.98×10^{-1}	278	0.4
Ss-D1 (--)	1.99×10^{-1}	279	0.4
Ss-11	1.51×10^{-1}	268	0.4
Ss-12	2.92×10^{-1}	274	0.7
Ss-13	2.81×10^{-1}	280	0.6
Ss-14	1.78×10^{-1}	260	0.4
Ss-21	1.29×10^{-1}	260	0.3
Ss-22	1.30×10^{-1}	277	0.3
Ss-31 (++)	2.28×10^{-1}	273	0.5
Ss-31 (-+)	2.17×10^{-1}	268	0.5
Ss-12 (豊浦標準砂)	6.60×10^{-1}	303	1.4

注記　*1：屋外二重管本体中心標高位置（E.L. +2.475 m）における変位

第 3-4 表(2)　地盤の最大ひずみ（Ｃ－Ｃ断面杭基礎構造部）

地震動	最大応答変位U_o (*2) (m)	波長L (m)	最大地盤ひずみ (%)
Ss-D1 (++)	1.30×10^{-1}	155	0.5
Ss-D1 (+-)	1.28×10^{-1}	155	0.5
Ss-D1 (-+)	1.35×10^{-1}	141	0.6
Ss-D1 (--)	1.37×10^{-1}	140	0.6
Ss-11	3.30×10^{-2}	116	0.2
Ss-12	9.20×10^{-2}	121	0.5
Ss-13	7.20×10^{-2}	130	0.3
Ss-14	5.30×10^{-2}	124	0.3
Ss-21	8.30×10^{-2}	130	0.4
Ss-22	8.30×10^{-2}	130	0.4
Ss-31 (++)	1.14×10^{-1}	136	0.5
Ss-31 (-+)	1.15×10^{-1}	139	0.5
Ss-D1 (--) (豊浦標準砂)	3.08×10^{-1}	166	1.2

注記　*2：屋外二重管本体中心標高位置（E.L. +6.032 m）における変位

第 3-4 表（3）　地盤の最大ひずみ（Ｃ－Ｃ断面地盤改良体基礎構造部）

地震動	最大応答変位U_o (*3) (m)	波長L (m)	最大地盤ひずみ (%)
Ss-D1（++）	9.7×10^{-2}	91	0.7
Ss-D1（+-）	9.7×10^{-2}	92	0.7
Ss-D1（-+）	1.08×10^{-1}	96	0.7
Ss-D1（--）	1.08×10^{-1}	98	0.7
Ss-11	1.30×10^{-2}	96	0.1
Ss-12	3.90×10^{-2}	94	0.3
Ss-13	3.80×10^{-2}	94	0.3
Ss-14	3.70×10^{-2}	94	0.2
Ss-21	5.40×10^{-2}	92	0.4
Ss-22	5.90×10^{-2}	98	0.4
Ss-31（++）	8.20×10^{-2}	88	0.6
Ss-31（-+）	7.70×10^{-2}	93	0.5
Ss-D1（--） （豊浦標準砂）	1.66×10^{-1}	92	1.1

注記　*3：屋外二重管本体中心標高位置（E.L. +6.032 m）における変位

第 3-5 表　管軸方向の応力評価ケース

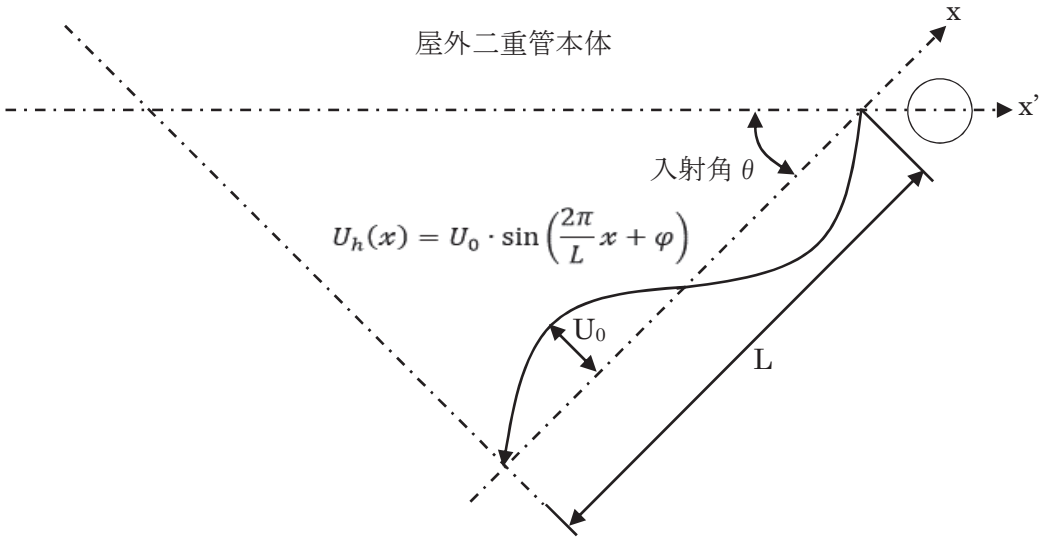
解析ケース	評価用地震動	地盤ばね及び地盤ひずみ の設定値
杭基礎部	Ｓｓ-12	Ｂ－Ｂ断面杭基礎構造部の地盤条件より設定した値*
地盤改良体 基礎構造部	Ｓｓ-Ｄ1（--）	Ｃ－Ｃ断面地盤改良体基礎構造部の地盤条件より設定した値

＊　Ｃ－Ｃ断面杭基礎構造部と比較し地盤ひずみが大きいＢ－Ｂ断面杭基礎構造部を代表として選定した。

(4) 入射角及び地盤変位

評価に用いる入射角は，管路に発生する曲げ応力が最大となる入射角 0° の場合と管路に発生する軸応力が最大となる入射角 45° の場合とする。

また，地盤変位については，水道施設耐震工法指針・解説 1997 版（日本水道協会，1997）に基づく評価式を用いて地震動の波長より求める（第 3-3 図）。地盤変位の算定結果を第 3-4 図に示す。ケースＢ－Ｂ断面杭基礎構造部の基準地震動Ｓｓ－12 とＣ－Ｃ断面地盤改良体基礎構造部の基準地震動Ｓｓ－Ｄ1（--）について算定した入射角 0° の場合と入射角 45° の場合の入力地盤変位（最大水平変位U_h）を示す。



U_h：水平変位（m）

U_o：管軸位置の地盤の水平方向最大応答変位*1（m）

（応答解析の結果より）

L　：地震動の波長*2（m）

$$L = \frac{2 \cdot L_1 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$$

$L_1 = V_{DS} \cdot T_G$，$L_2 = V_{BS} \cdot T_G$

ここで，

V_{DS}：管路中心以浅の地盤の平均せん断弾性波速度（m/s）

V_{BS}：管路中心以深の平均せん断弾性波速度（m/s）

T_G：管路中心以浅の地盤の固有周期　（s）

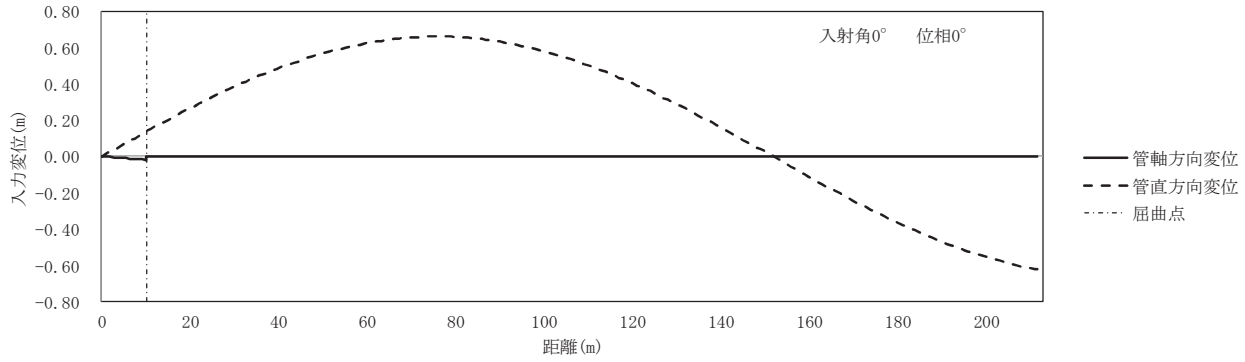
x　：地震動に沿った距離（m）

φ：地震動の位相　（°）

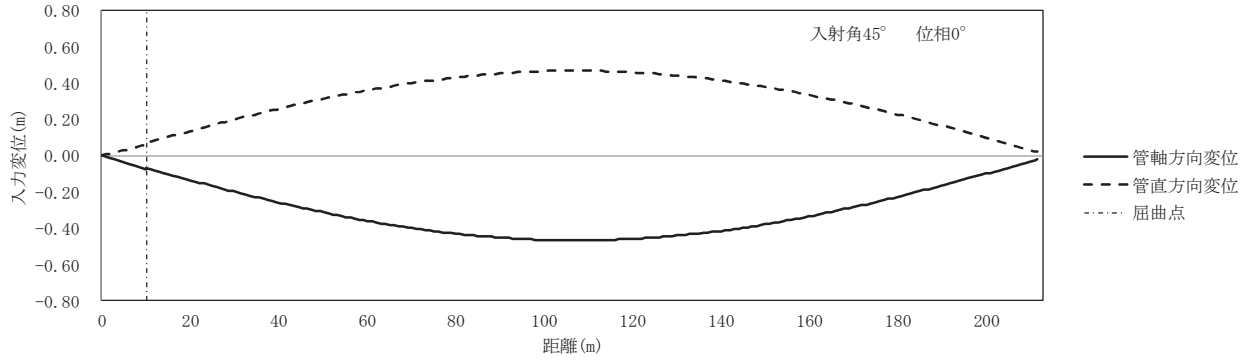
注記　*1：応力解析における地盤変位は，水道施設耐震工法指針・解説1997 版（日本水道協会，1997）に基づき，管軸位置の水平変位を用いる。

*2：水道施設耐震工法指針・解説1997 版（日本水道協会，1997）に基づく。

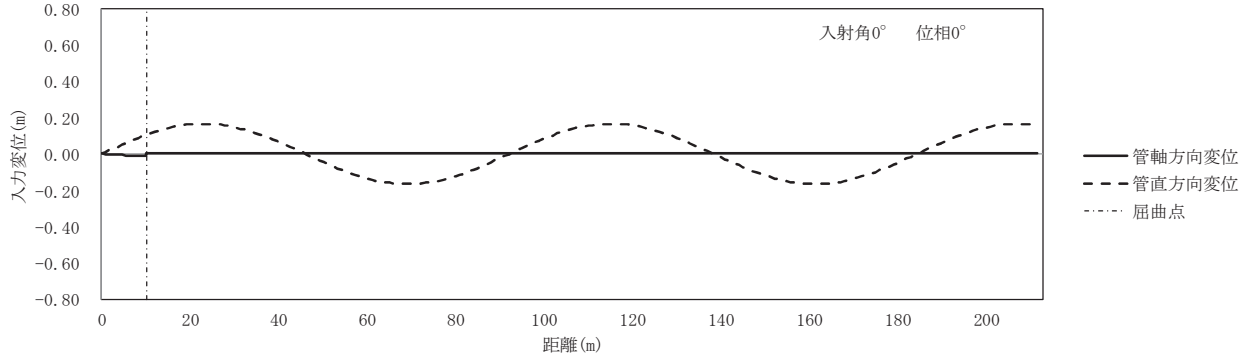
第 3-3 図　管軸方向の評価に用いる地盤変位算定図



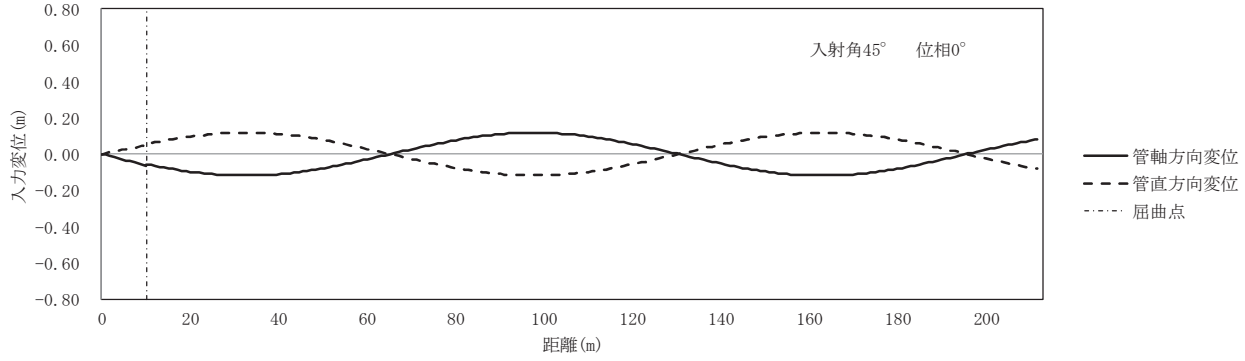
第 3-4 図（1）　入力地盤変位（Ｂ－Ｂ断面杭基礎構造部）（入射角 0°）



第 3-4 図（2）　入力地盤変位（Ｂ－Ｂ断面杭基礎構造部）（入射角 45°）



第 3-4 図（3）　入力地盤変位（Ｃ－Ｃ断面地盤改良体基礎構造部）（入射角 0°）

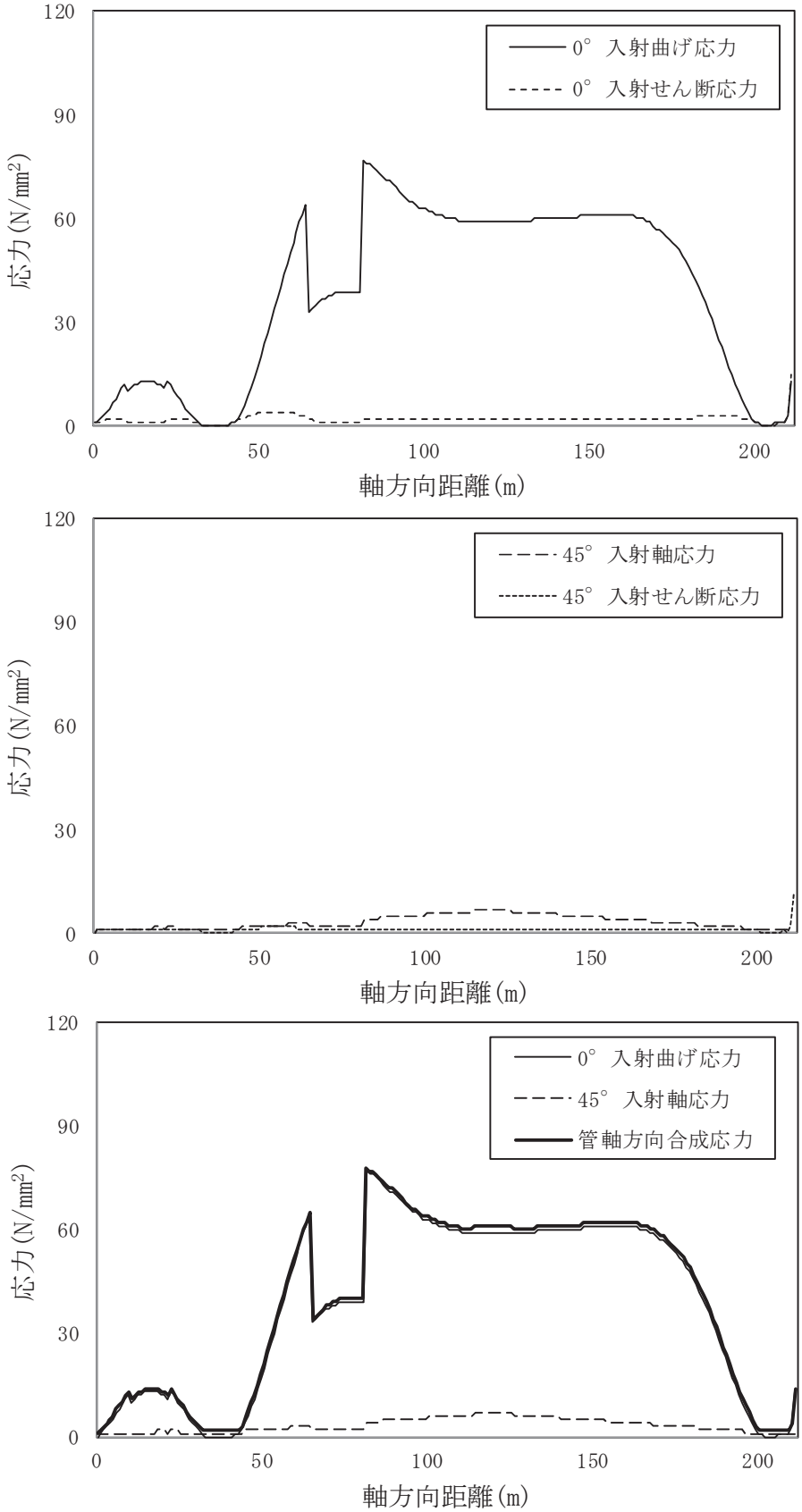


第 3-4 図（4）　入力地盤変位（Ｃ－Ｃ断面地盤改良体基礎構造部）（入射角 45°）

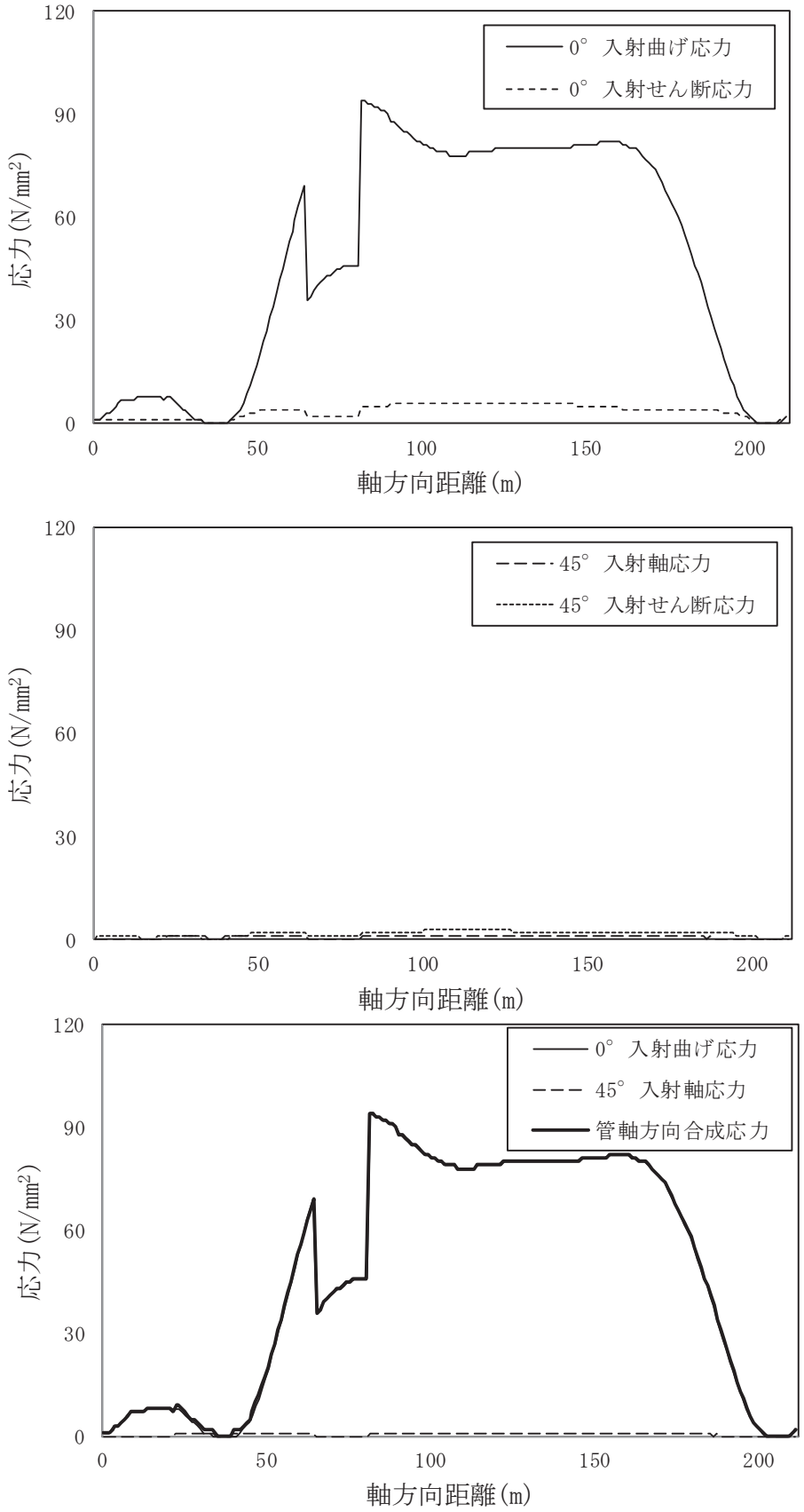
(5) 地震応答解析結果

地震応答解析結果に基づき算定した応力値を第 3-5 図に示す。ここで第 3-5 図に示す合成応力は，入射角 0° 及び 45° の場合の応力から以下の式から算出した。

$$\sigma_L = \sqrt{3.12 \times \left(\sigma_{A,45}\right)^2 + \left(\sigma_{B,0}\right)^2} \cdots\cdots\cdots\



第 3-5 図 (1)　管軸方向の応力解析結果（Ｂ－Ｂ断面杭基礎構造部）



第 3-5 図 (2)　管軸方向の応力解析結果（Ｃ－Ｃ断面地盤改良体基礎構造部）

3.2　管周方向の応力解析

管周方向の応力解析は，添付書類「Ⅴ-2-2-8 屋外二重管の地震応答計算書」に示す屋外二重管の地震応答解析モデルによる地震応答解析結果から得られる曲げモーメント及びせん断力を用いて行う。なお，曲げモーメント及びせん断力から応力の算定は下式を用いる。

第3-6表～第3-8表に管周方向の曲げ応力及びせん断応力評価結果，第3-6図～第3-8図に各断面において発生応力が最大となる管周方向の応力評価結果の分布図を示す。また，第3-9図及び第3-10図に管軸方向の応力評価の対象として抽出したＳｓ－12及びＳｓ－Ｄ1（--）の管周方向の応力評価結果の分布図を示す。

a.　曲げ応力

$$\sigma = \frac{M}{Z}$$

ここで，

σ　：管周方向の曲げ応力　(N/mm^2)

M　：曲げモーメント　(N･mm)

Z　：断面係数　(mm^3)

b.　せん断応力

$$\tau = \frac{S}{A}$$

ここで，

τ　：管周方向のせん断応力　(N/mm^2)

S　：せん断力　(N)

A　：せん断面積　(mm^2)

第 3-6 表（1）　管周方向に発生する曲げ応力評価結果

（Ｂ－Ｂ断面杭基礎構造部）

地震動	曲げモーメント (kNm/m)	曲げ応力 σ_c (N/mm^2)	備考
Ss-D1 (++)	0.176	3	
Ss-D1 (+-)	0.172	3	
Ss-D1 (-+)	0.207	4	
Ss-D1 (--)	0.196	3	
Ss-11	0.126	2	
Ss-12	0.154	3	
Ss-13	0.143	3	
Ss-14	0.135	2	
Ss-21	0.185	3	
Ss-22	0.193	3	
Ss-31 (++)	0.420	7	発生応力最大
Ss-31 (-+)	0.205	3	
Ss-12 (豊浦標準砂)	0.096	2	管軸方向対象

第 3-6 表（2）　管周方向に発生するせん断応力評価結果

（Ｂ－Ｂ断面杭基礎構造部）

地震動	せん断力 (kN/m)	せん断応力 τ_S (N/mm^2)	備考
Ss-D1 (++)	0.678	1	
Ss-D1 (+-)	0.615	1	
Ss-D1 (-+)	0.833	1	
Ss-D1 (--)	0.844	1	
Ss-11	0.513	1	
Ss-12	0.505	1	
Ss-13	0.490	1	
Ss-14	0.428	1	
Ss-21	0.804	1	
Ss-22	0.708	1	
Ss-31 (++)	1.711	1	発生応力最大
Ss-31 (-+)	0.819	1	
Ss-12 (豊浦標準砂)	0.384	1	管軸方向対象

第 3-7 表（1）　管周方向に発生する曲げ応力評価結果

（Ｃ－Ｃ断面杭基礎構造部）

地震動	曲げモーメント (kNm/m)	曲げ応力 σ_c (N/mm^2)	備考
Ss-D1 (++)	0.973	15	
Ss-D1 (+-)	0.395	6	
Ss-D1 (-+)	0.479	8	
Ss-D1 (--)	0.394	6	
Ss-11	0.227	4	
Ss-12	0.241	4	
Ss-13	0.559	9	
Ss-14	0.142	3	
Ss-21	0.535	8	
Ss-22	0.725	11	
Ss-31 (++)	1.891	29	発生応力最大
Ss-31 (-+)	0.386	6	
Ss-D1 (--) (豊浦標準砂)	0.332	5	

第 3-7 表（2）　管周方向に発生するせん断応力評価結果

（Ｃ－Ｃ断面杭基礎構造部）

地震動	せん断力 (kN/m)	せん断応力 τ_S (N/mm^2)	備考
Ss-D1 (++)	6.952	1	
Ss-D1 (+-)	2.883	1	
Ss-D1 (-+)	3.325	1	
Ss-D1 (--)	2.881	1	
Ss-11	1.453	1	
Ss-12	1.443	1	
Ss-13	4.229	1	
Ss-14	0.850	1	
Ss-21	3.988	1	
Ss-22	4.424	1	
Ss-31 (++)	12.345	1	発生応力最大
Ss-31 (-+)	2.855	1	
Ss-D1 (--) (豊浦標準砂)	2.509	1	

第 3-8 表（1）　管周方向に発生する曲げ応力評価結果

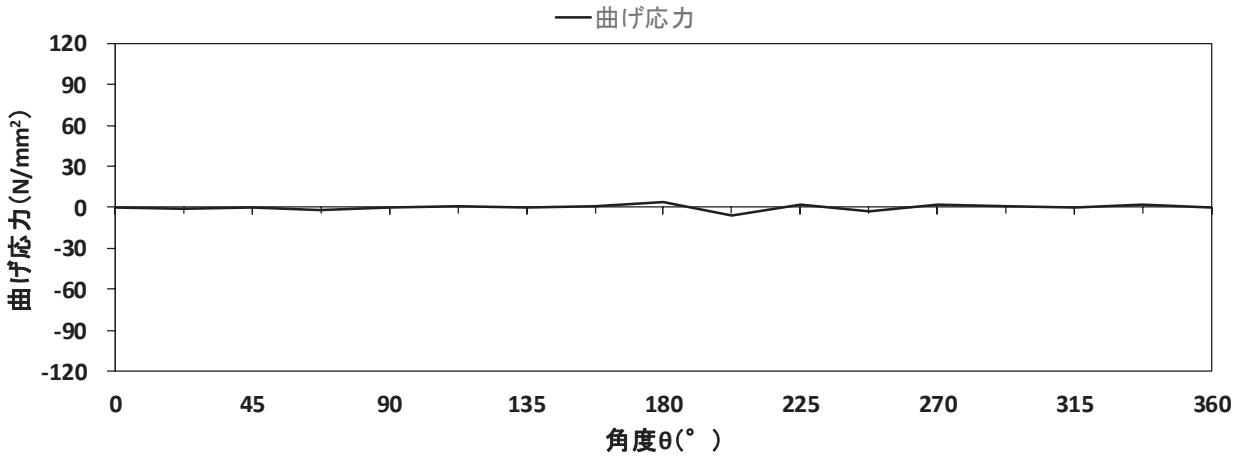
（Ｃ－Ｃ断面地盤改良体基礎構造部）

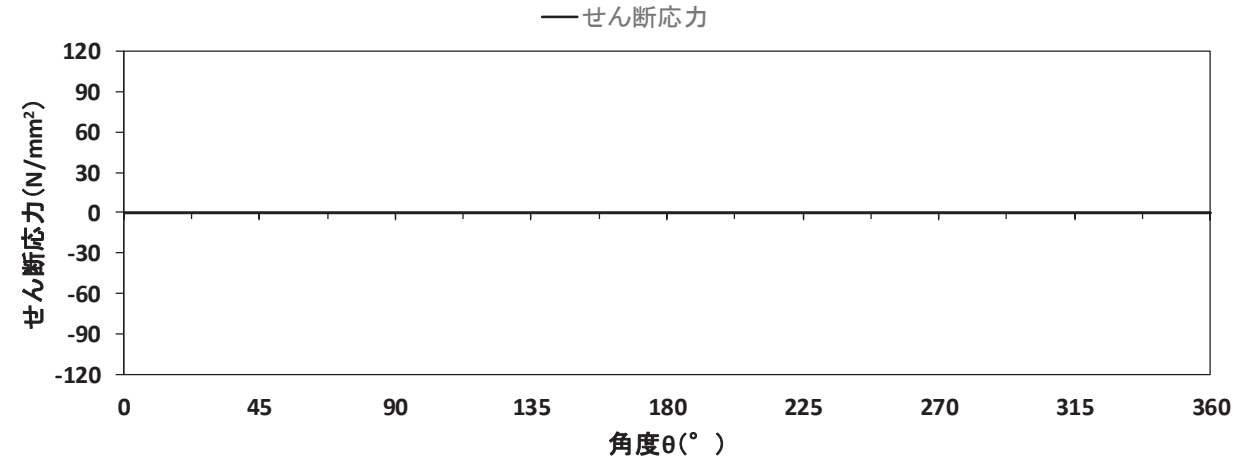
地震動	曲げモーメント (kNm/m)	曲げ応力 σ_c (N/mm^2)	備考
Ss-D1 (++)	2.182	33	発生応力最大
Ss-D1 (+-)	2.121	32	
Ss-D1 (-+)	1.719	26	
Ss-D1 (--)	1.661	25	
Ss-11	0.037	1	
Ss-12	0.063	1	
Ss-13	0.063	1	
Ss-14	0.055	1	
Ss-21	0.162	3	
Ss-22	0.158	3	
Ss-31 (++)	0.125	2	
Ss-31 (-+)	0.173	3	
Ss-D1 (--) (豊浦標準砂)	0.262	4	管軸方向対象

第 3-8 表（2）　管周方向に発生するせん断応力評価結果

（Ｃ－Ｃ断面地盤改良体基礎構造部）

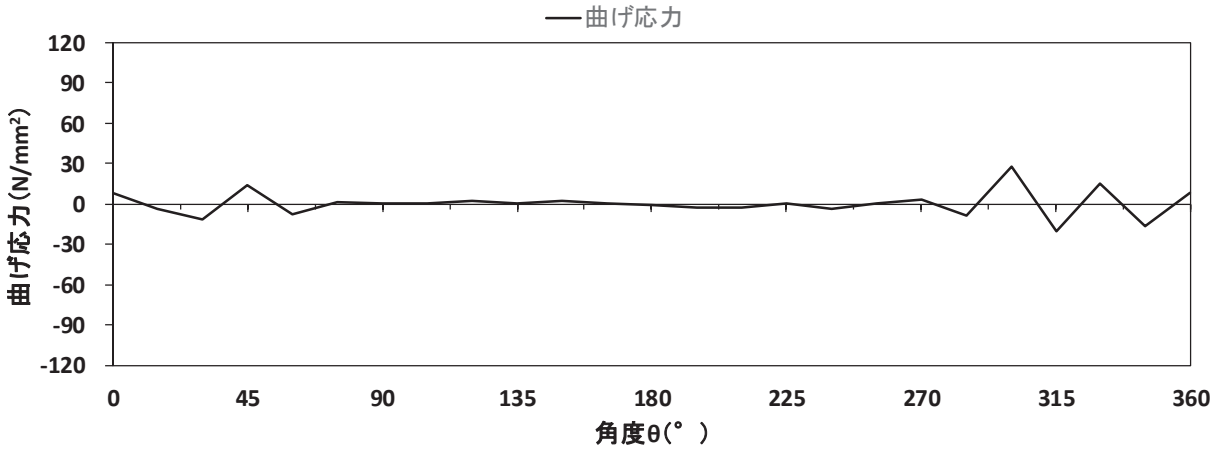
地震動	せん断力 (kN/m)	せん断応力 τ_S (N/mm^2)	備考
Ss-D1 (++)	15.059	2	発生応力最大
Ss-D1 (+-)	14.588	2	
Ss-D1 (-+)	11.607	1	
Ss-D1 (--)	11.462	1	
Ss-11	0.121	1	
Ss-12	0.194	1	
Ss-13	0.193	1	
Ss-14	0.172	1	
Ss-21	0.992	1	
Ss-22	0.990	1	
Ss-31 (++)	0.372	1	
Ss-31 (-+)	0.913	1	
Ss-D1 (--) (豊浦標準砂)	1.777	1	管軸方向対象

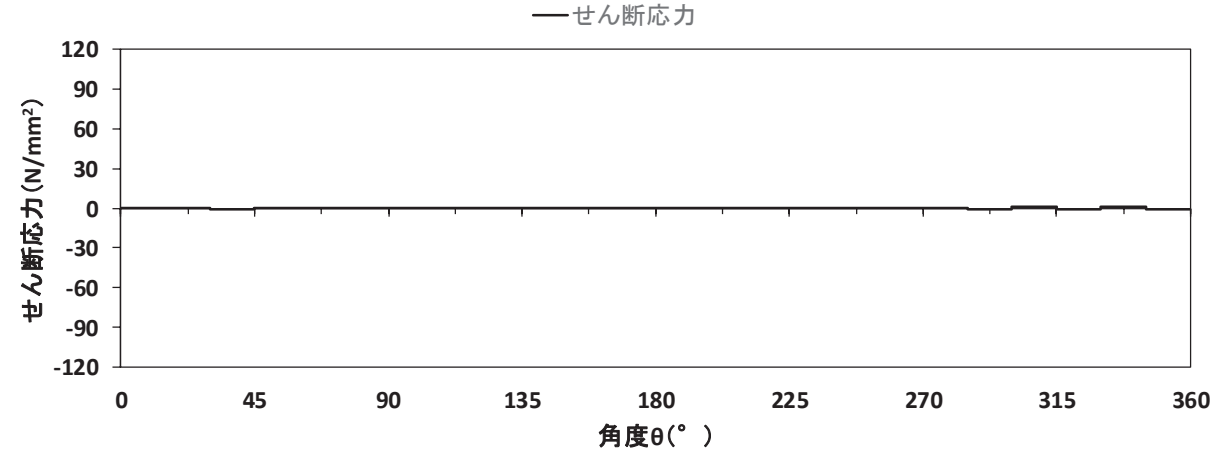




第 3-6 図　管周方向の応力評価結果

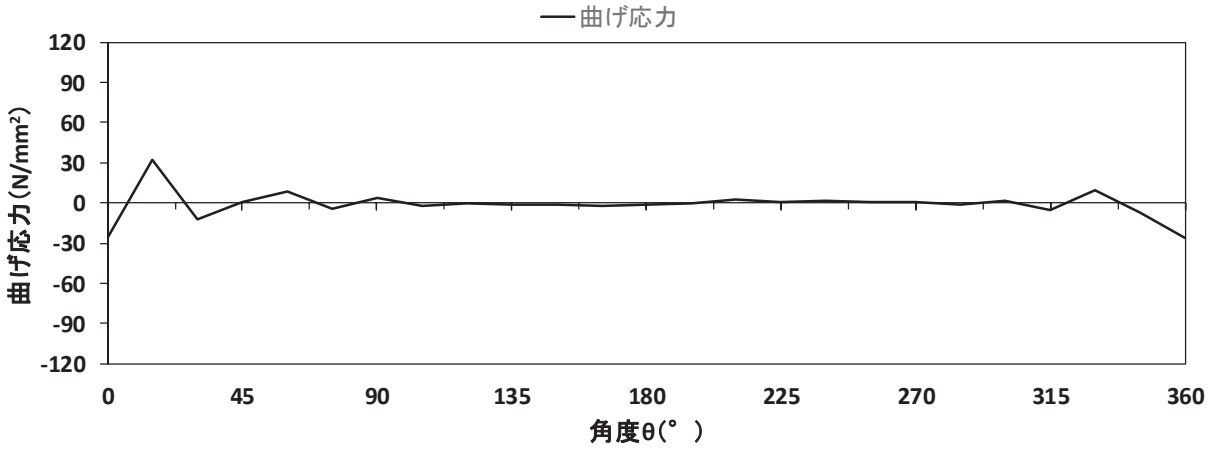
（Ｂ－Ｂ断面杭基礎構造部発生応力最大：Ｓｓ－31（++））

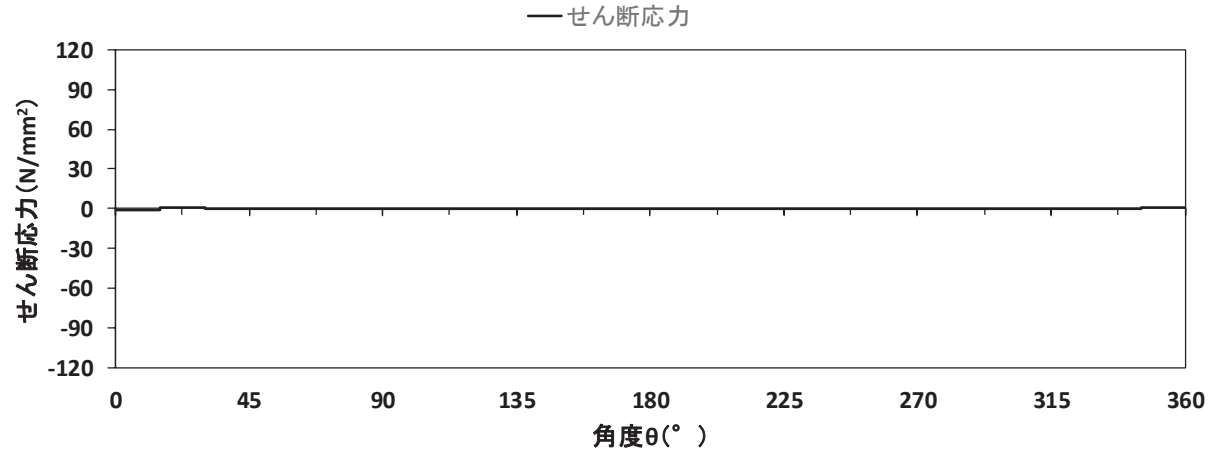




第 3-7 図　管周方向の応力評価結果

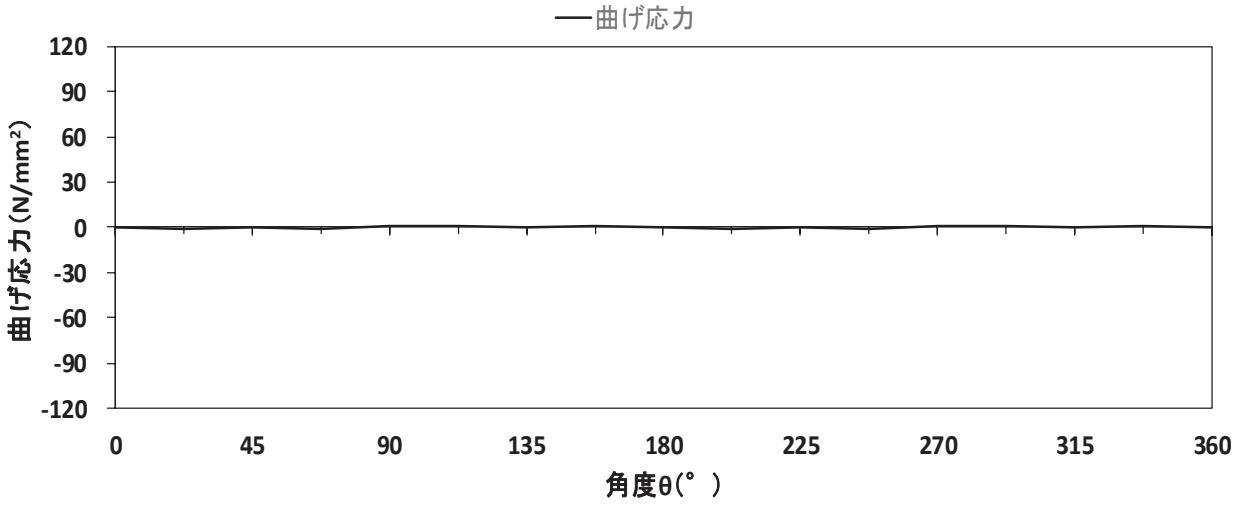
（Ｃ－Ｃ断面杭基礎構造部発生応力最大：Ｓｓ－31（++））

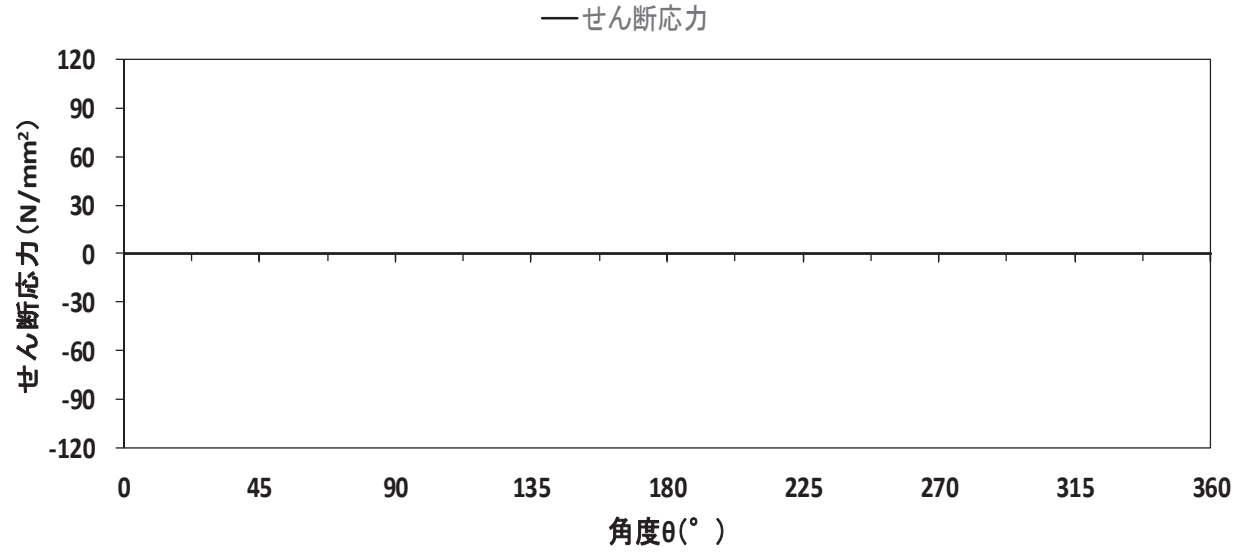




第 3-8 図　管周方向の応力評価結果

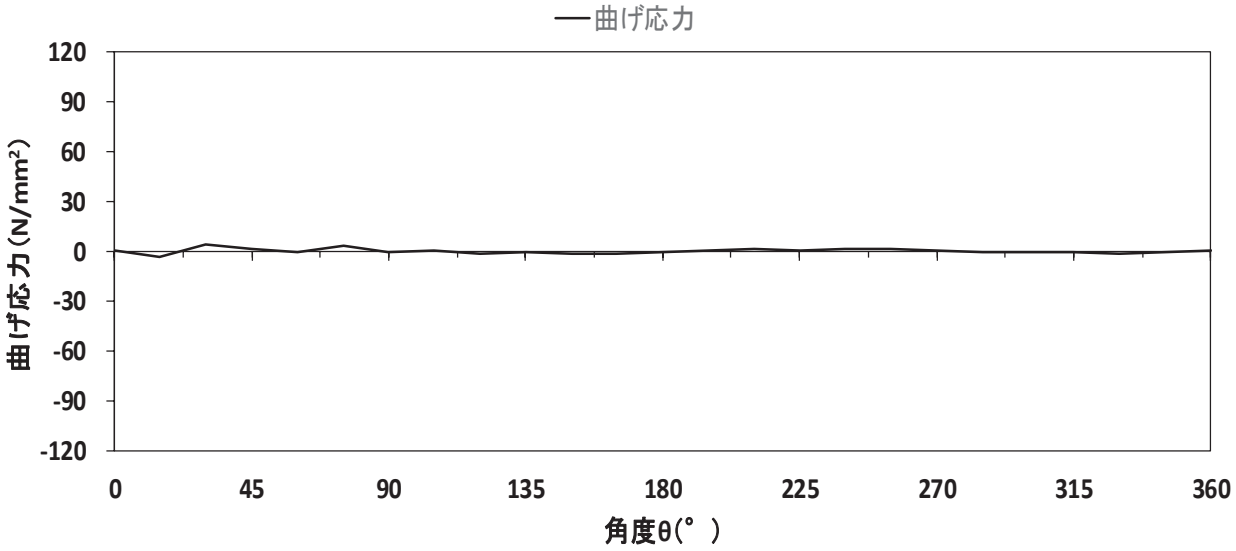
（Ｃ－Ｃ断面地盤改良体基礎構造部発生応力最大：Ｓｓ－Ｄ1（++））

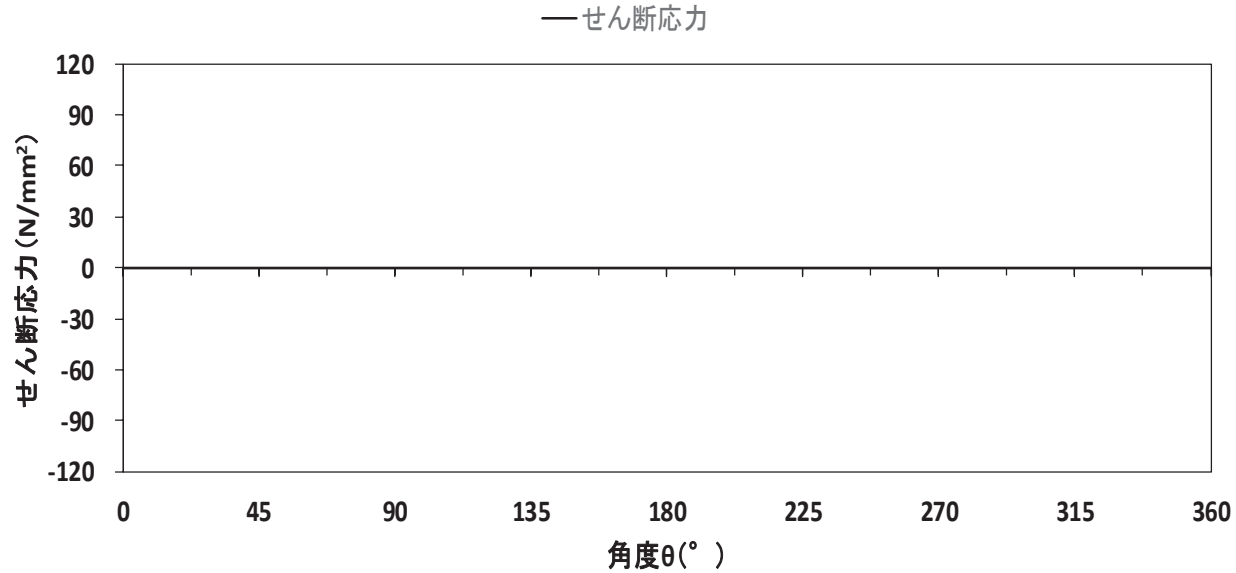




第 3-9 図　管周方向の応力解析結果

（Ｂ－Ｂ断面杭基礎構造部管軸方向評価対象）





第 3-10 図　管周方向の応力解析結果

（Ｃ－Ｃ断面地盤改良体基礎構造部管軸方向評価対象）

3.3　荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.3.1　耐震評価上考慮する状態

屋外二重管本体の地震応答解析において，地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1)　運転時の状態

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

(2)　設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3)　設計用自然条件

埋設構造物であるため，評価に与える影響は軽微であることから積雪荷重，風荷重，温度荷重等は考慮しない。

(4)　重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2　荷重

屋外二重管の応力解析において考慮する荷重を以下に示す。

(1)　固定荷重（G）

固定荷重として，躯体自重を考慮する。

(2)　積載荷重（P）

積載荷重として内部水による内水圧及び外水圧による荷重を考慮する。

(3)　地震荷重（K_s）

基準地震動S_sによる荷重を考慮する。

3.3.3　荷重の組合せ

荷重の組合せを第 3-9 表に示す。

第 3-9 表　荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時（S_s）	G＋P＋K_s

G　：固定荷重

P　：積載荷重

K_s：地震荷重

4. 耐震評価

4.1 許容限界

屋外二重管本体の曲げ及びせん断に対する許容限界は，鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会,2005 年度 9 月制定）に基づき，第 4-1 表に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は，耐震設計上考慮する荷重が地震荷重であることを考慮し，鋼材の許容応力度に対して 1.5 倍割増しを考慮する。

第 4-1 表　鋼製管の短期許容応力度

項　目	短期許容応力度 (N/mm^2)
許容引張応力度 許容曲げ応力度	235.0
許容せん断応力度	135.6

4.2 評価方法

4.2.1 管周方向応力に対する評価

「3.2　管周方向の応力解析」によって算出したせん断応力が「4.1　許容限界」に示す短期許容応力度以下であることを確認する。

4.2.2 管周方向応力と管軸方向応力との合成応力に対する評価

屋外二重管本体に発生する合成応力として，管周方向応力及び管軸方向応力を以下の式にて算定する。算定された合成応力が「4.1　許容限界」に示す短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma = \sqrt{\sigma_L^2 + \sigma_C^2 + \sigma_L \times \sigma_C + 3 \times \tau_S^2}$$

ここで，

σ　：合成応力　(N/mm^2)

σ_C　：管周方向曲げ応力　(N/mm^2)

τ_S　：管軸方向せん断応力　(N/mm^2)

5.　耐震評価結果

5.1　管周方向の評価結果

第 5-1 表に管周方向のせん断応力の評価結果に示す。せん断応力は許容限界を下回ることを確認した。

第 5-1 表　管周方向に発生するせん断応力評価結果

評価断面	地震動	せん断応力 τ_S (N/mm^2)	許容限界 τ_a (N/mm^2)
Ｂ－Ｂ断面 杭基礎構造部	Ss-31 (++)	1	135
Ｃ－Ｃ断面 杭基礎構造部	Ss-31 (++)	1	135
Ｃ－Ｃ断面 地盤改良体基礎構造部	Ss-D1 (++)	2	135

5.2　管周方向応力と管軸方向応力との合成応力による評価結果

第 5-2 表に管周方向応力と管軸方向応力との合成応力の評価結果を示す。応力値は許容限界を下回ることを確認した。

第 5-2 表　管周方向応力と管軸方向応力との合成応力の評価結果

評価断面	管周方向	管軸方向		合成応力 σ (N/mm^2)	許容限界 σ_a (N/mm^2)
	曲げ応力 σ_C (N/mm^2)	曲げ応力 σ_L (N/mm^2)	せん断応力 τ_S (N/mm^2)		
Ｂ－Ｂ断面 杭基礎構造部	2	78	2	84	235
Ｃ－Ｃ断面 地盤改良体基礎構造部	4	94	6	97	235

Ⅴ-2-2-10　緊急時対策所建屋の地震応答計算書

目次

1. 概要 ····· 1
2. 基本方針 ····· 2
2.1 位置 ····· 2
2.2 構造概要 ····· 3
2.3 解析方針 ····· 8
2.4 適用規格・基準等 ····· 10
3. 解析方法 ····· 11
3.1 設計用模擬地震波 ····· 11
3.2 地震応答解析モデル ····· 23
3.3 入力地震動 ····· 43
3.4 解析方法 ····· 47
3.5 解析条件 ····· 49
4. 解析結果 ····· 58
4.1 動的解析 ····· 58
4.2 必要保有水平耐力 ····· 83

1. 概要

本資料は，添付書類「Ⅴ-2-1-6　地震応答解析の基本方針」に基づく緊急時対策所建屋の地震応答解析について説明するものである。

地震応答解析により算出した各種応答値は，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針」に示す建物・構築物及び機器・配管系の設計用地震力として用いる。また，必要保有水平耐力については建物・構築物の構造強度の確認に用いる。

2. 基本方針

2.1 位置

緊急時対策所建屋の設置位置を図 2-1 に示す。

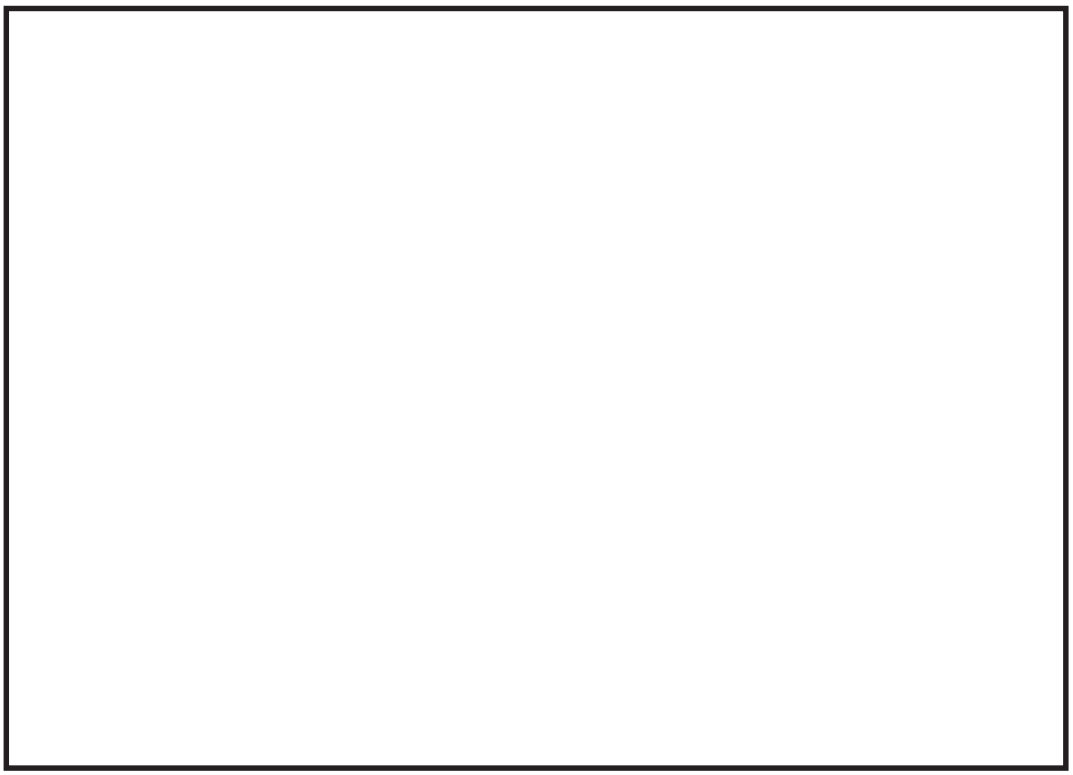


図 2-1 緊急時対策所建屋の設置位置

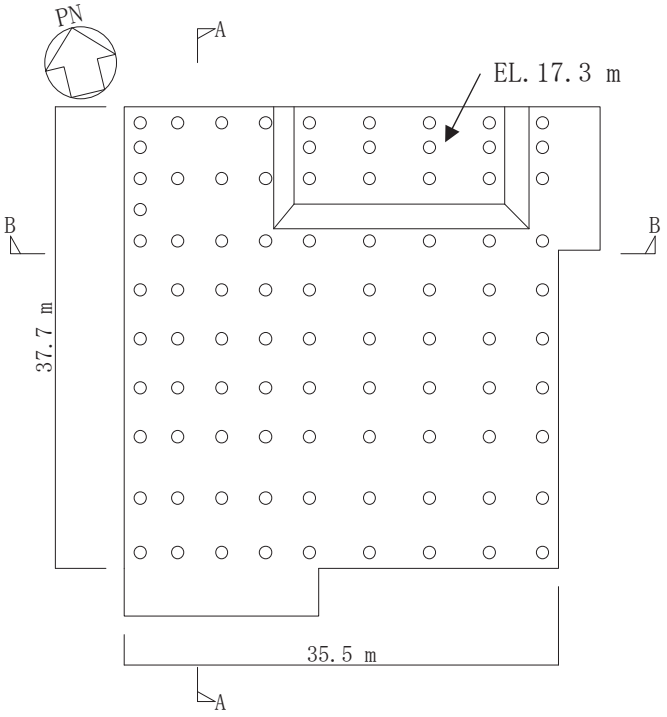
2.2　構造概要

緊急時対策所建屋は，主要構造が鉄筋コンクリート造で地上4階であり，平面が南北方向37.7 m，東西方向35.5 m，地上高さ28.0 mの建物である。

緊急時対策所建屋の基礎は，厚さ2.5ｍ（一部2.2ｍ及び5.7ｍ）で，場所打ち鋼管コンクリート杭（外径1.0ｍ，88 本）を介して，砂質泥岩である久米層に岩着している。また，表層のfl層，du層及びD2c-3層について地盤改良を実施する。

建屋の外壁は基礎スラブから屋根面まで連続しており，壁厚は1.5ｍ～1.2ｍである。建屋は全体として非常に剛性が高く，建屋に加わる地震時の水平力はすべてこれらの耐震壁で負担する。柱及び梁は，耐震壁の一部とつながってラーメン構造を形成している。このラーメン構造部材は地震時の建屋層間変形に追従できるようになっている。

緊急時対策所建屋の杭伏図，概略平面図及び概略断面図を図2-2～図2-4に示す。



凡例　○：杭

図 2-2　緊急時対策所建屋の杭伏図（EL. 20.8 m）

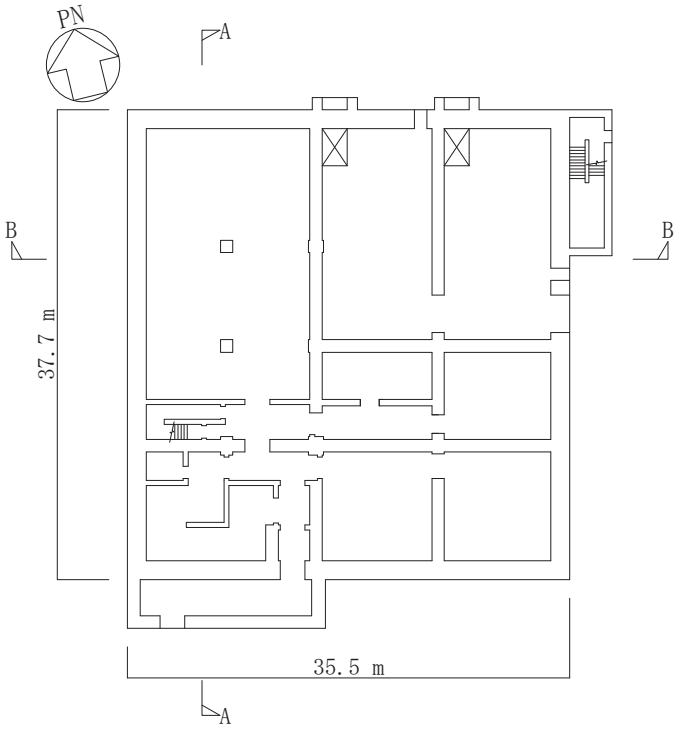


図 2-3（1／5）　緊急時対策所建屋の概略平面図（1 階平面図：EL. 23.3 m）

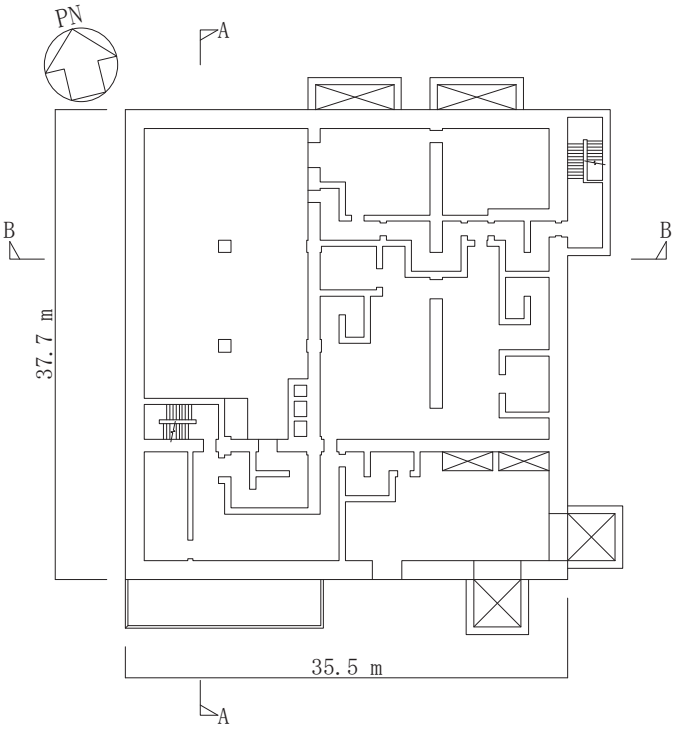


図 2-3 (2／5)　緊急時対策所建屋の概略平面図 (2 階平面図：EL. 30.3 m)

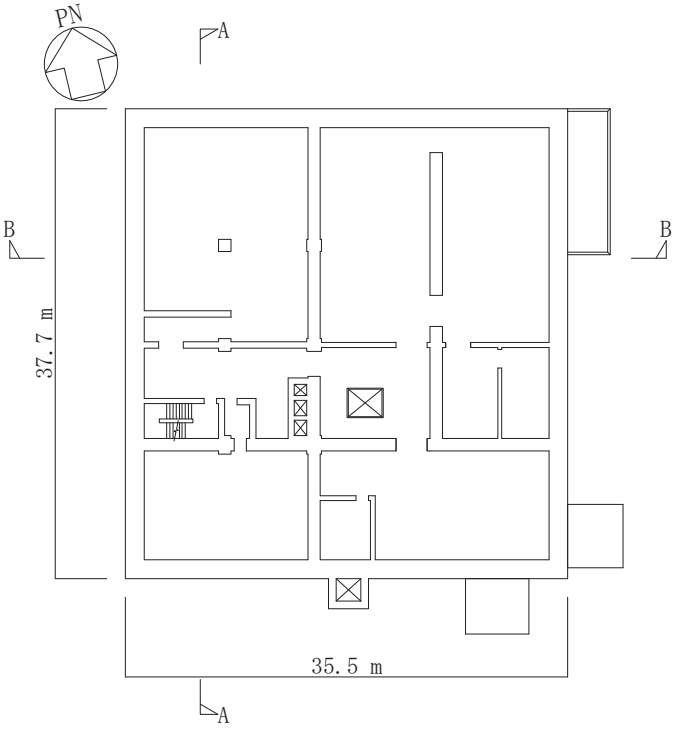


図 2-3 (3／5)　緊急時対策所建屋の概略平面図 (3 階平面図：EL. 37.0 m)

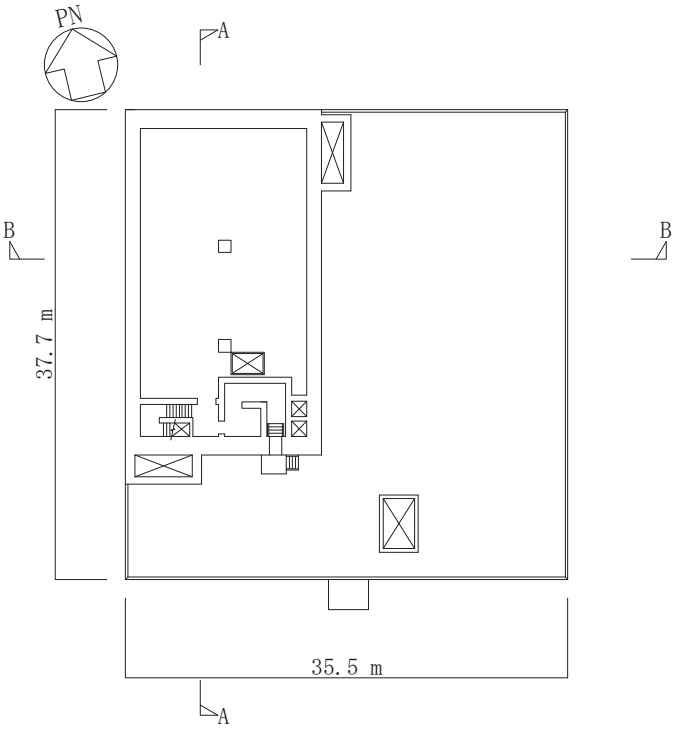


図 2-3 (4／5)　緊急時対策所建屋の概略平面図 (4 階平面図：EL. 43.5 m)

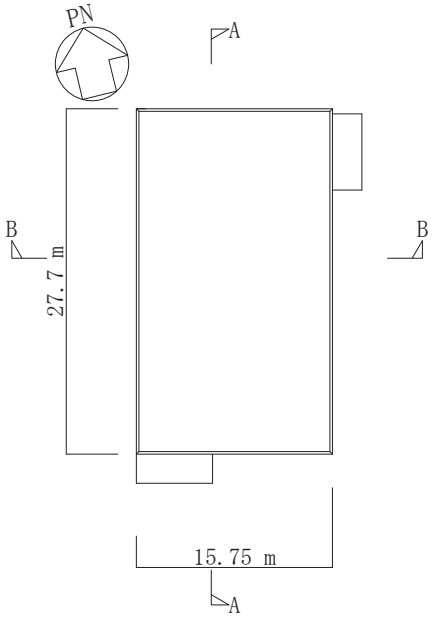


図 2-3 (5／5)　緊急時対策所建屋の概略平面図 (R 階平面図：EL. 51.0 m)

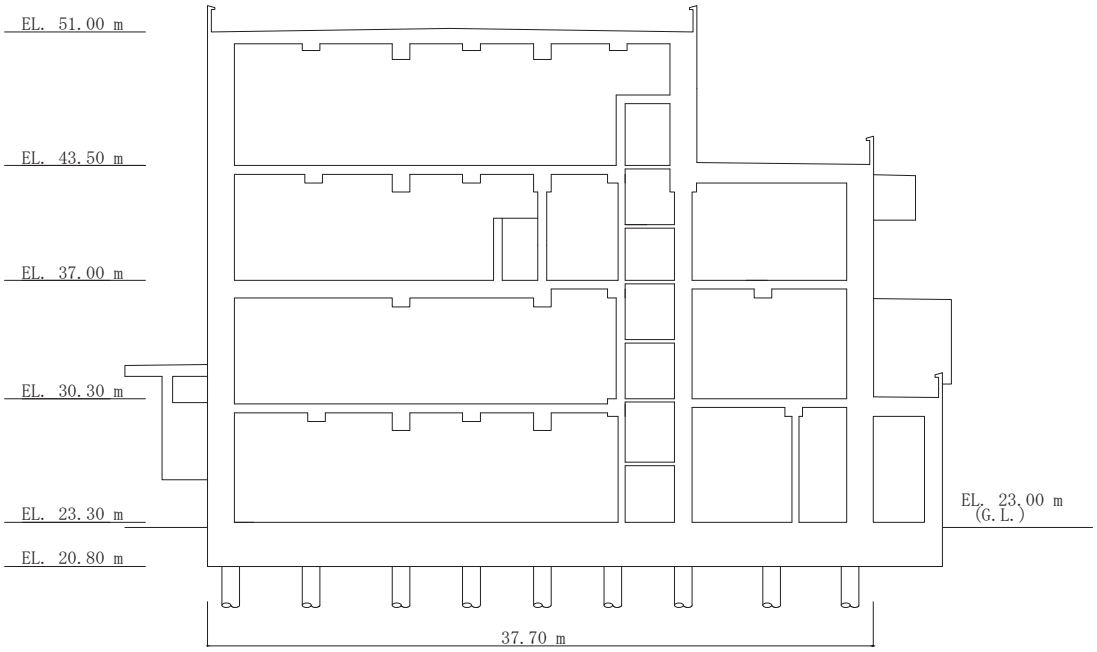


図 2-4（1／2）　緊急時対策所建屋の概略断面図（A－A 断面　NS 方向）

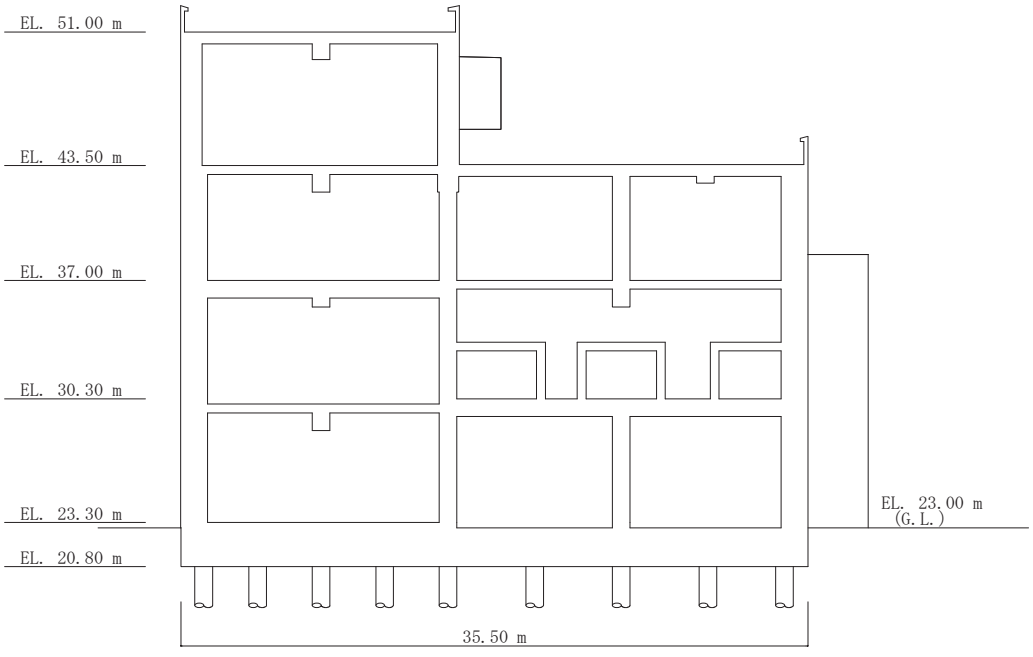


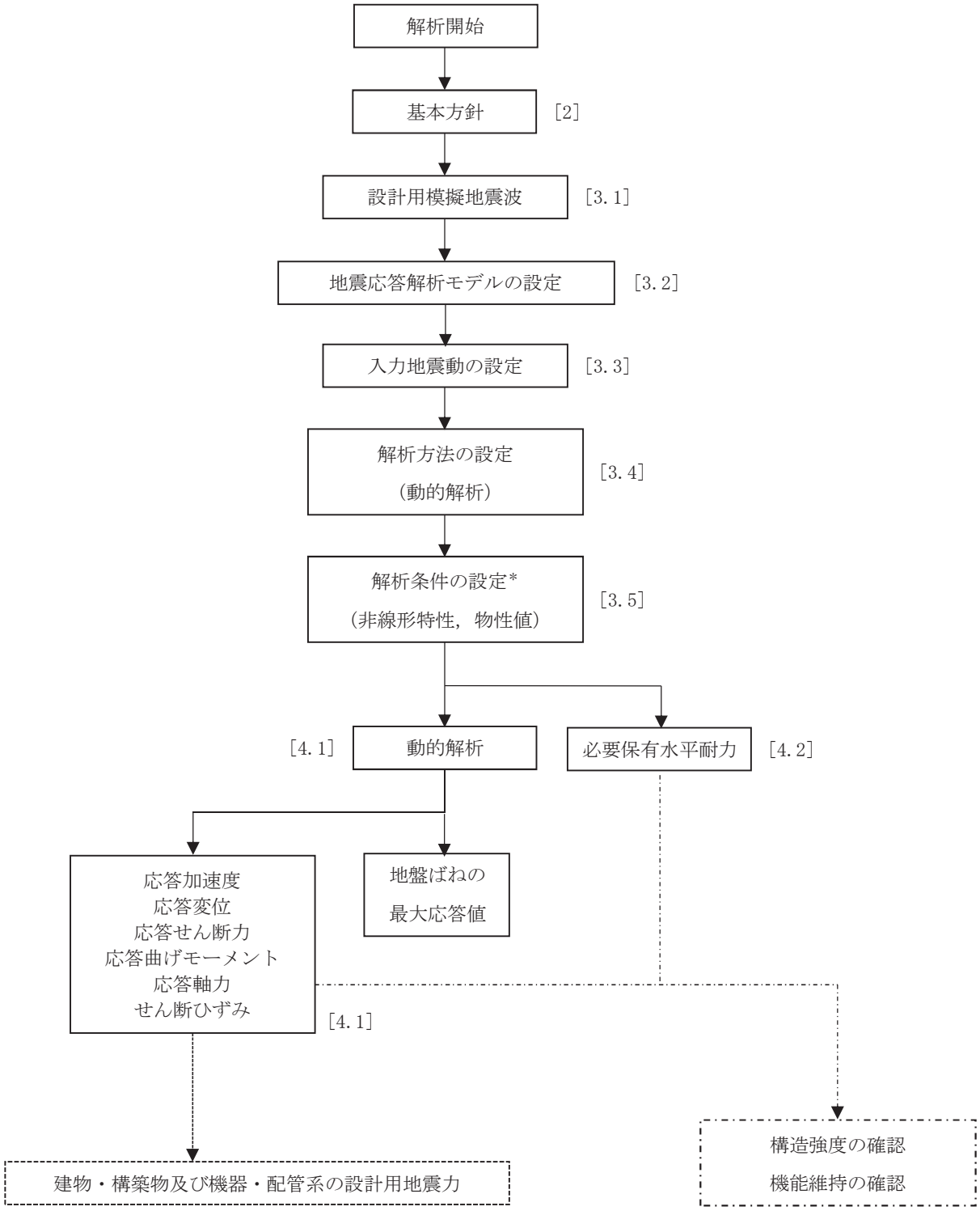
図 2-4（2／2）　緊急時対策所建屋の概略断面図（B－B 断面　EW 方向）

2.3　解析方針

緊急時対策所建屋の地震応答解析は，添付書類「Ⅴ-2-1-6　地震応答解析の基本方針」に基づいて行う。

図 2-5 に緊急時対策所建屋の地震応答解析フローを示す。

地震応答解析は,「3.2　地震応答解析モデル」において設定した地震応答解析モデル及び「3.1 設計用模擬地震波」に基づき「3.3　入力地震動」において設定した入力地震動を用いて実施することとし,「3.4　解析方法」及び「3.5　解析条件」に基づき,「4.1　動的解析」においては材料物性のばらつきを考慮し，せん断ひずみを含む各種応答値を,「4.2　必要保有水平耐力」においては，必要保有水平耐力を算出する。



注　　：[ ]内は，本資料における章番号を示す。

注記　＊：材料物性のばらつきを考慮する。

図 2-5　緊急時対策所建屋の地震応答解析フロー

2.4　適用規格・基準等

緊急時対策所建屋の地震応答解析において適用する規格・基準等を以下に示す。

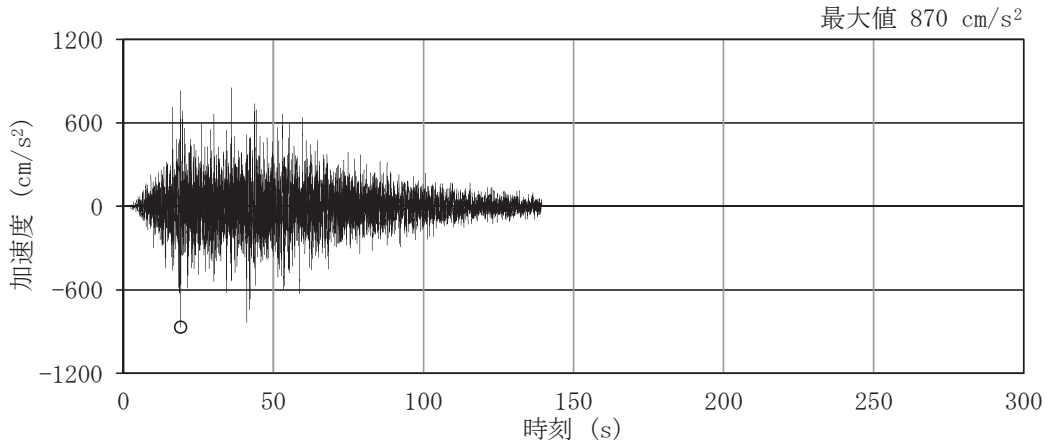
- 原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１－1987（(社) 日本電気協会）
- 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力度編　ＪＥＡＧ４６０１・補－1984（(社)日本電気協会）
- 原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１－1991 追補版（(社) 日本電気協会）（以下「ＪＥＡＧ４６０１－1991 追補版」という。）
- 建築基準法・同施行令
- 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説－許容応力度設計法－((社)日本建築学会, 1999)
- 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（(社) 日本建築学会, 2005）

3. 解析方法

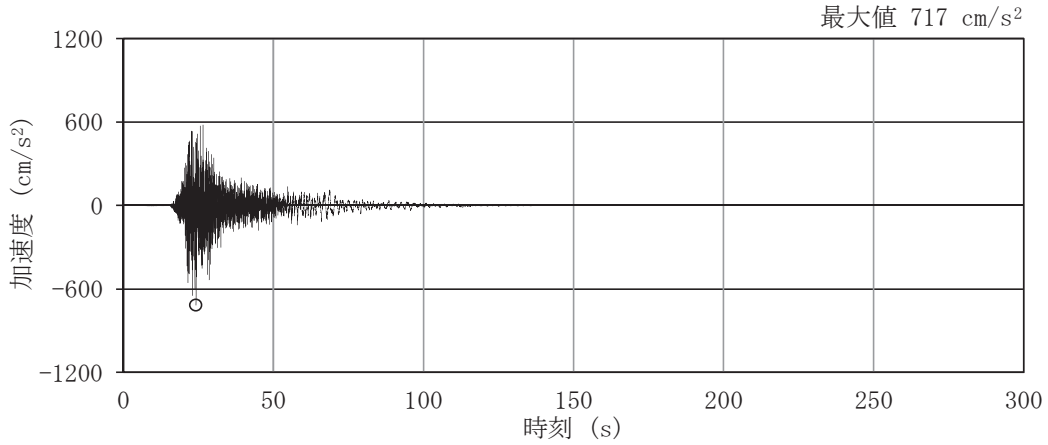
3.1 設計用模擬地震波

緊急時対策所建屋の地震応答解析モデルは，建屋と杭と地盤の相互作用を評価した建屋－杭－地盤連成モデルとする。この連成モデルの入力地震動には，添付書類「Ⅴ-2-1-2 基準地震動Ｓ$_s$及び弾性設計用地震動Ｓ$_d$の策定概要」に示す解放基盤表面レベルで定義された設計用模擬地震波を用いるが，基準地震動Ｓ$_s$－１１～Ｓ$_s$－１４，Ｓ$_s$－２１及びＳ$_s$－２２に関しては，緊急時対策所建屋の配置に応じて方位を補正した波形を用いることとする。

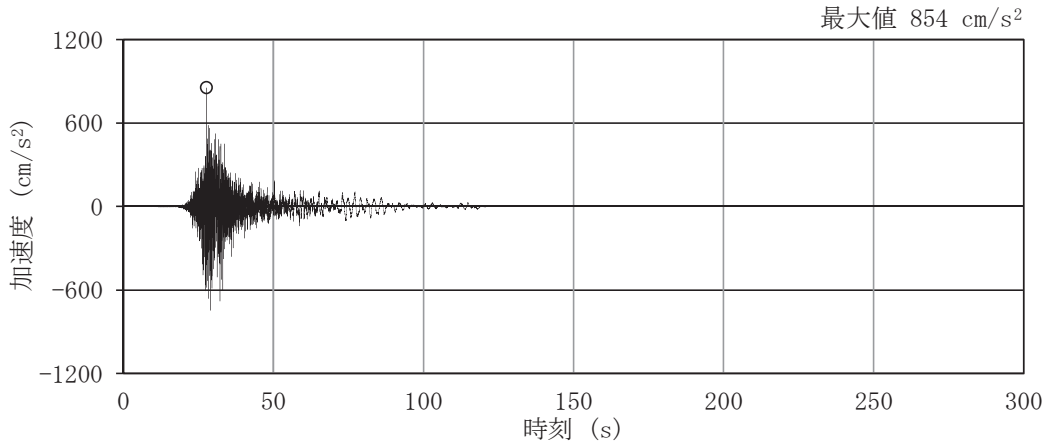
基準地震動Ｓ$_s$として作成した設計用模擬地震波の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図 3-1～図 3-4 に示す。



(a) Ｓ ｓ－Ｄ１

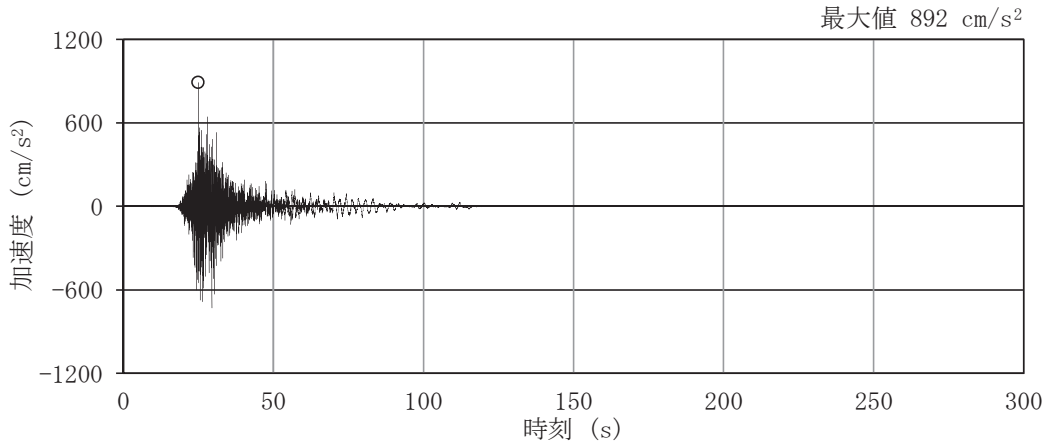


(b) Ｓ ｓ－１１

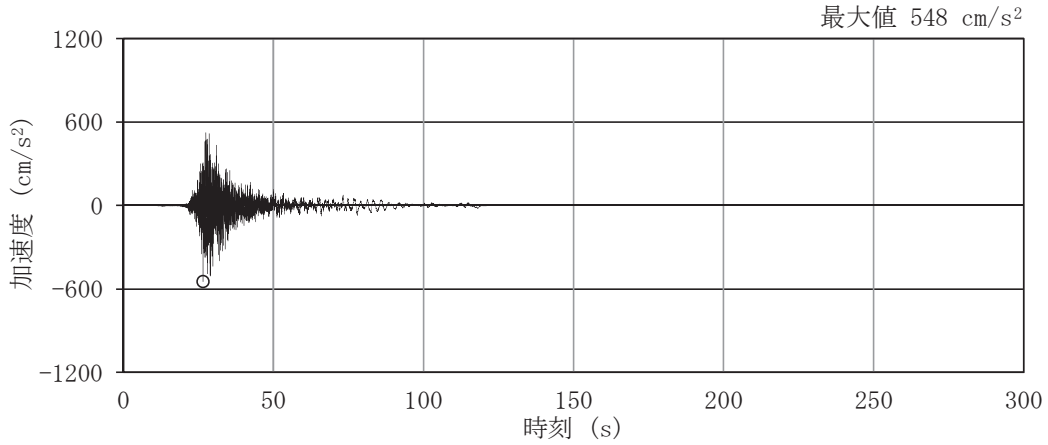


(c) Ｓ ｓ－１２

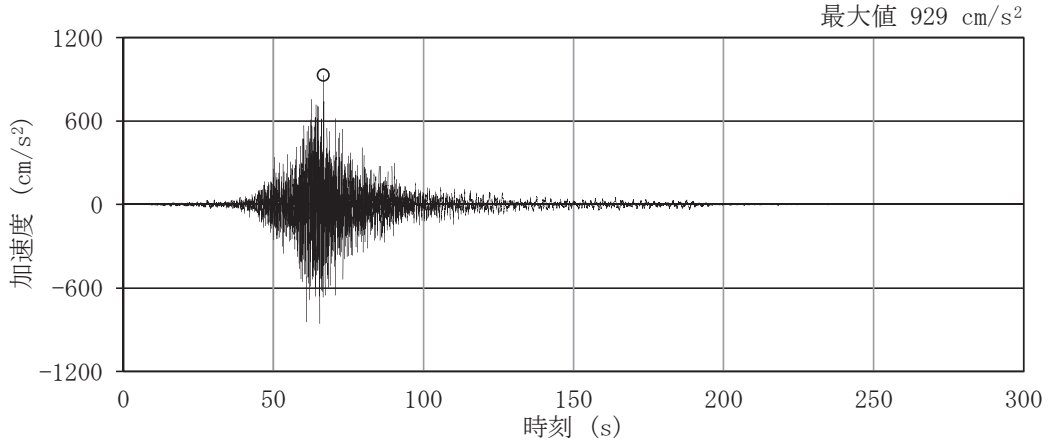
図 3-1 (1／3)　加速度時刻歴波形（Ｓ ｓ，NS 方向）



(d) Ｓ ｓ－１３

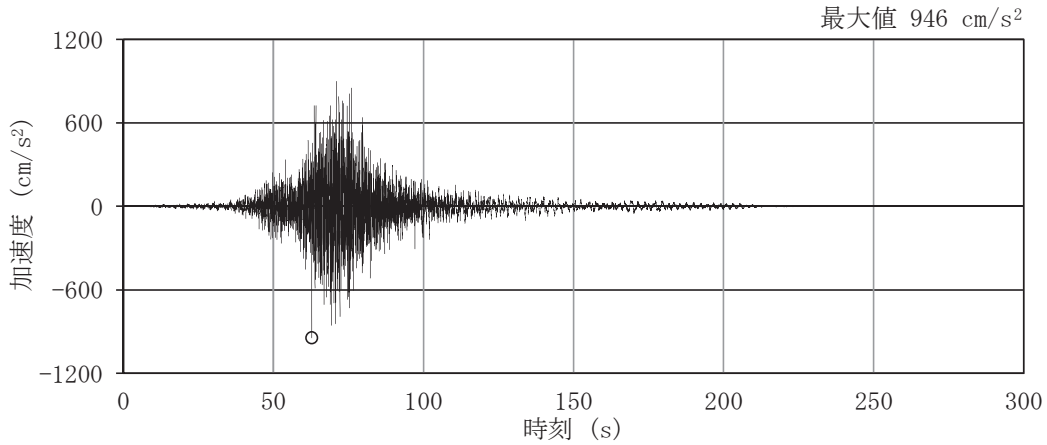


(e) Ｓ ｓ－１４

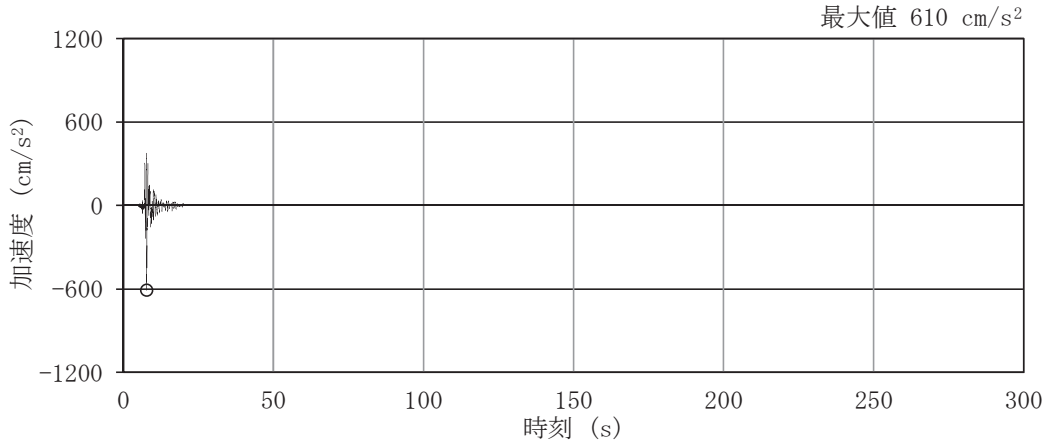


(f) Ｓ ｓ－２１

図 3-1 (2／3)　加速度時刻歴波形（Ｓ ｓ，NS 方向）

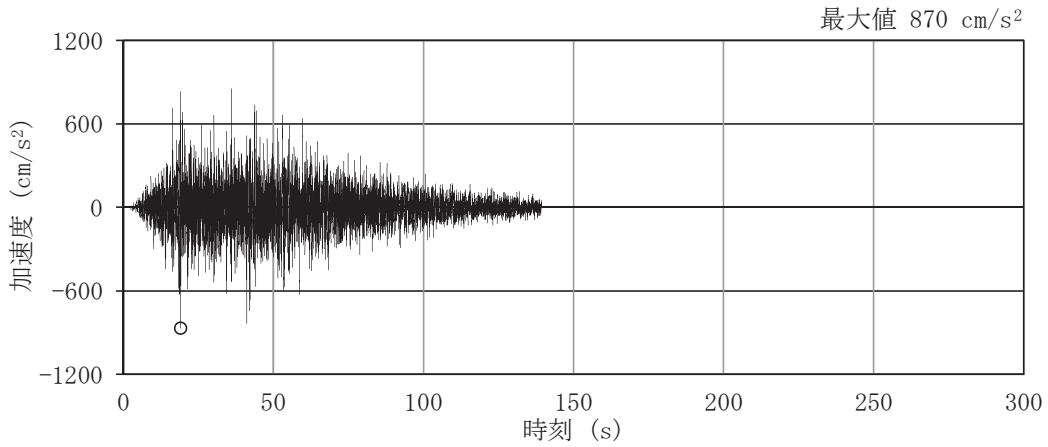


(g) Ｓ ｓ － ２ ２

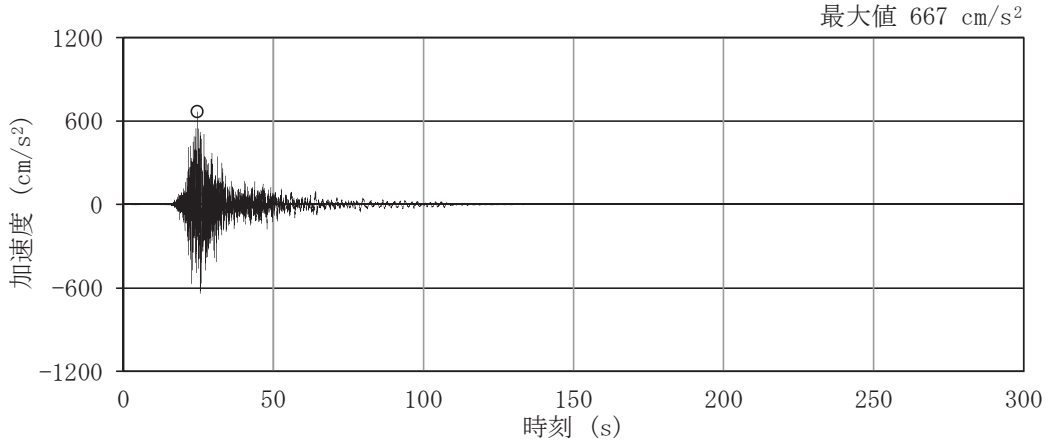


(h) Ｓ ｓ － ３ １

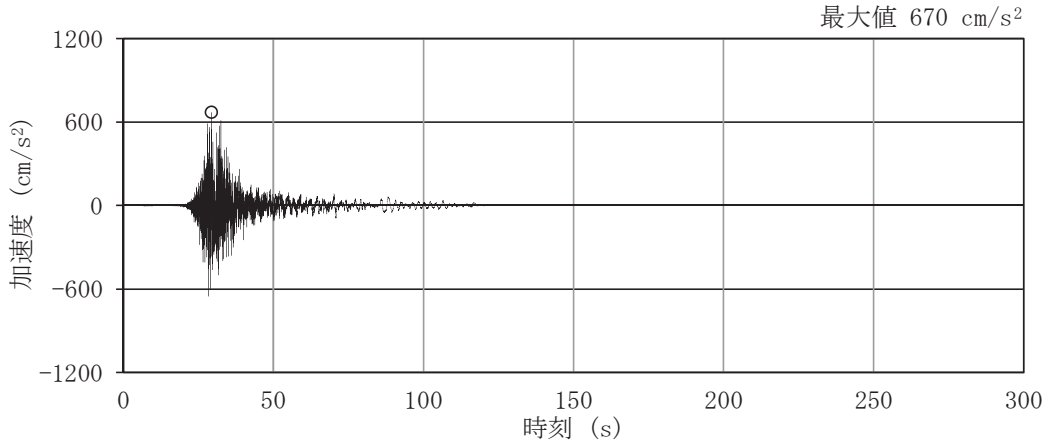
図 3-1 (3／3)　加速度時刻歴波形（Ｓ ｓ，NS 方向）



(a)　Ｓ ｓ－Ｄ１

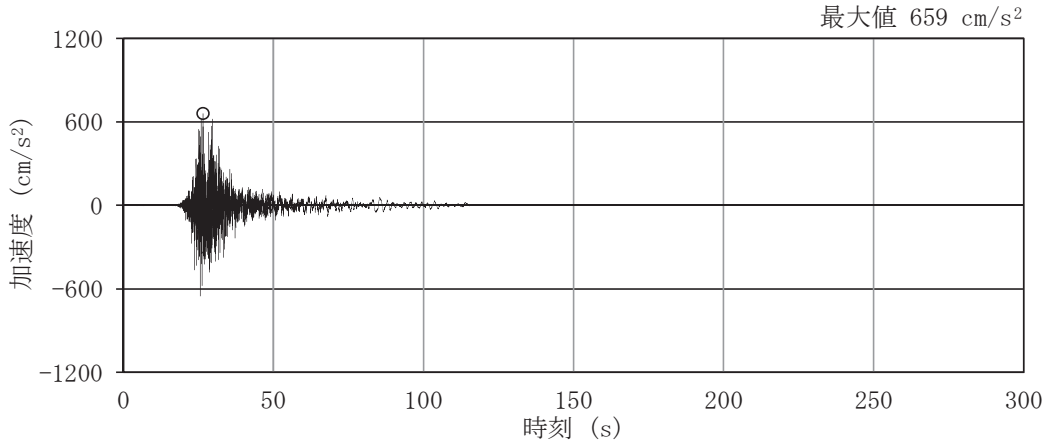


(b)　Ｓ ｓ－１１

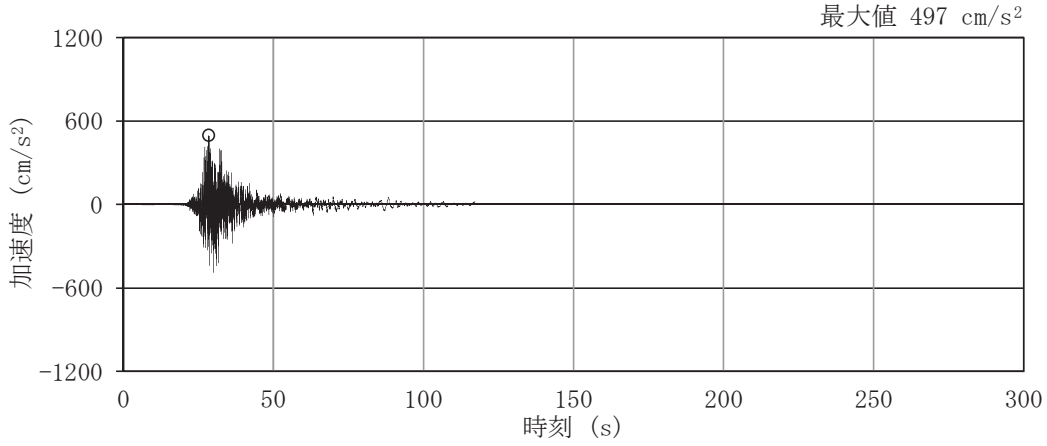


(c)　Ｓ ｓ－１２

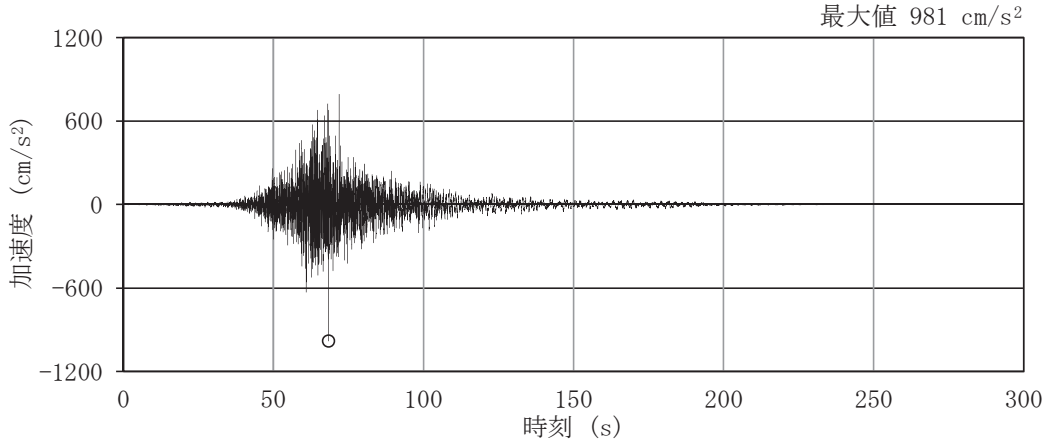
図 3-2（1／3）　加速度時刻歴波形（Ｓ ｓ，EW 方向）



(d) Ｓｓ－１３

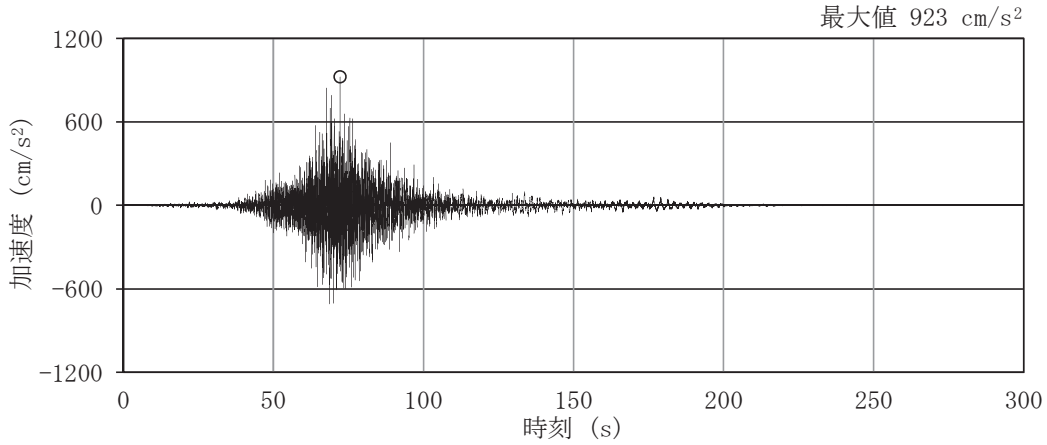


(e) Ｓｓ－１４

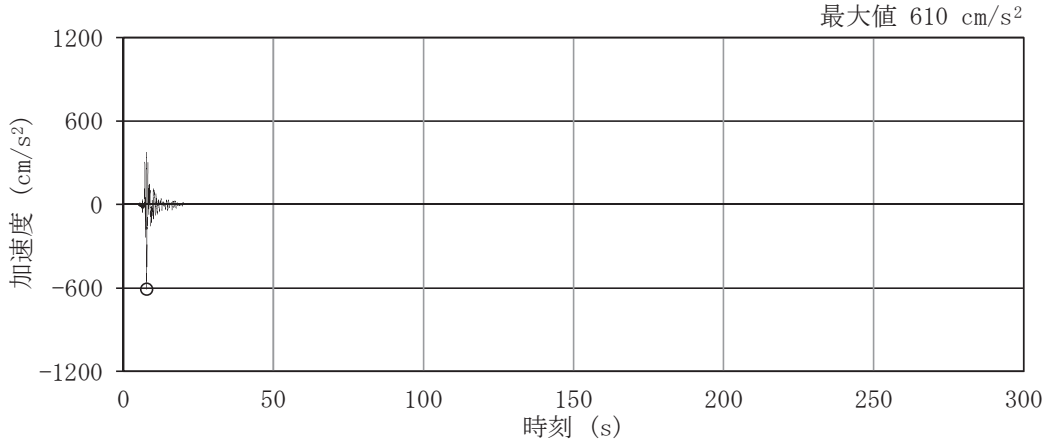


(f) Ｓｓ－２１

図 3-2（2／3） 加速度時刻歴波形（Ｓｓ，EW 方向）

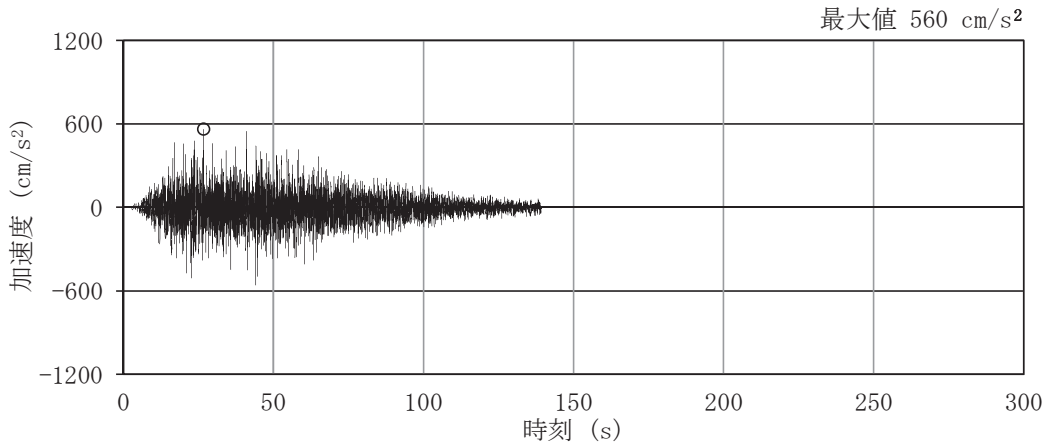


（g） Ｓｓ－２２

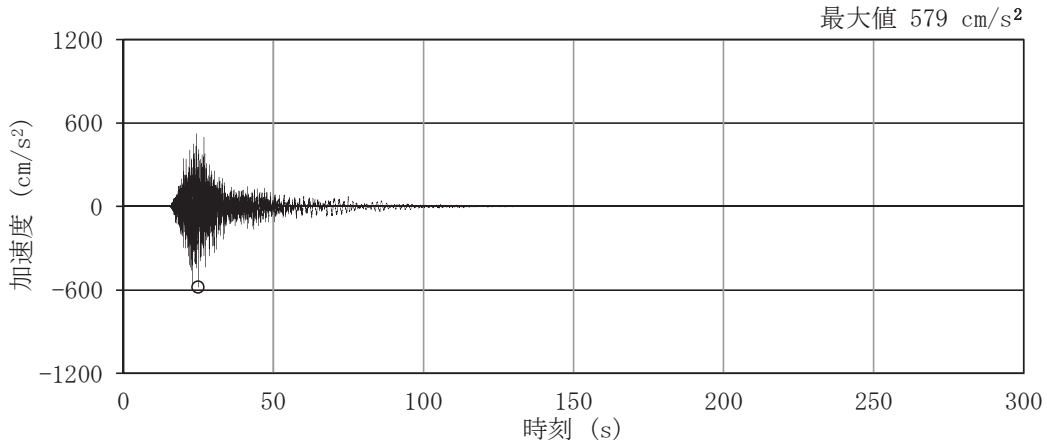


（h） Ｓｓ－３１

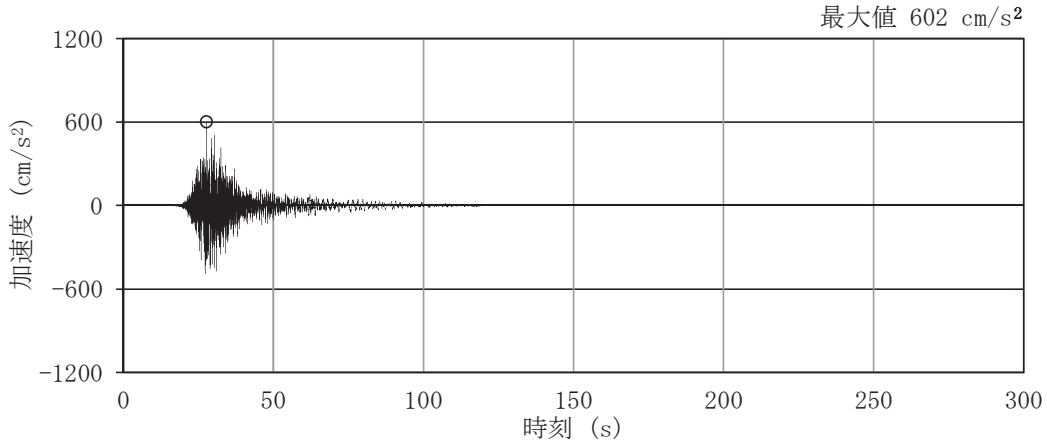
図 3-2（3／3） 加速度時刻歴波形（Ｓｓ，EW 方向）



(a)　Ｓ ｓ－Ｄ１

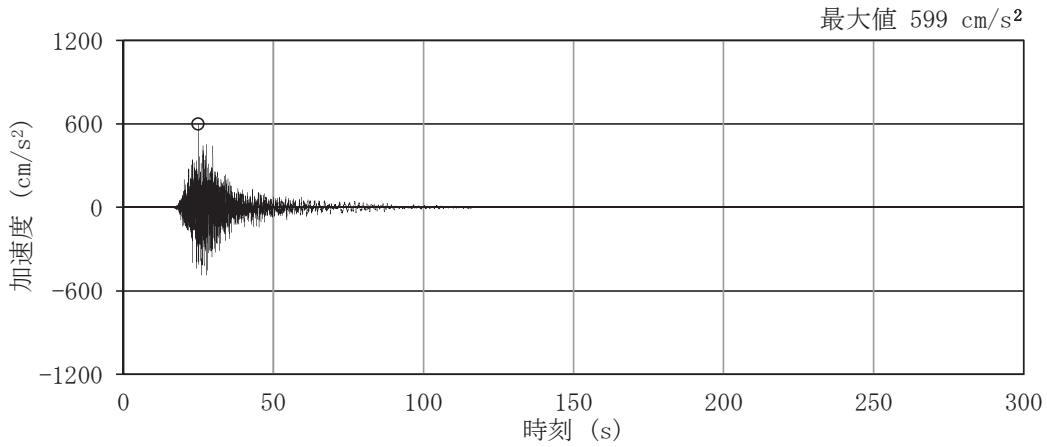


(b)　Ｓ ｓ－１１

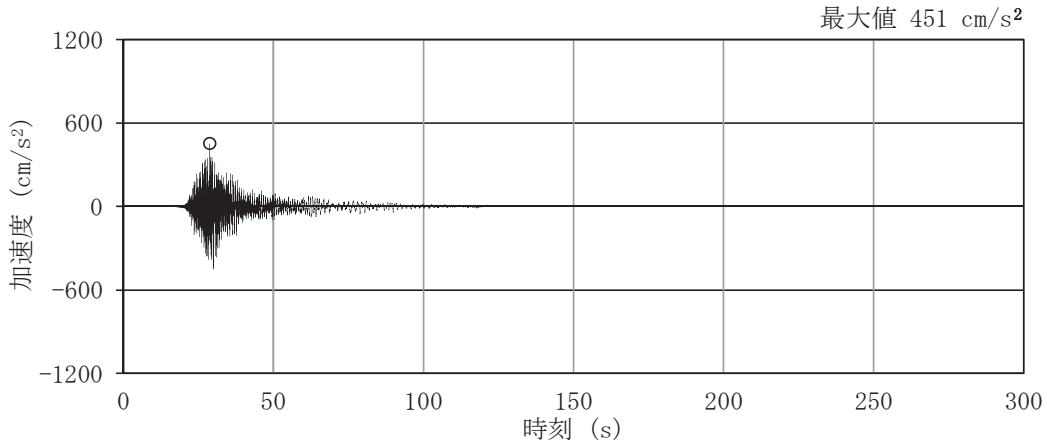


(c)　Ｓ ｓ－１２

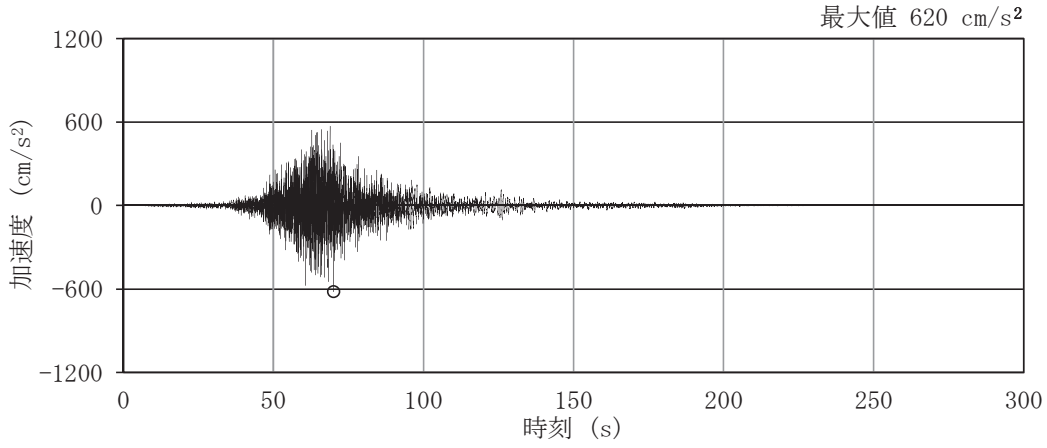
図 3-3（1／3）　加速度時刻歴波形（Ｓ ｓ，UD 方向）



(d) Ｓｓ－１３

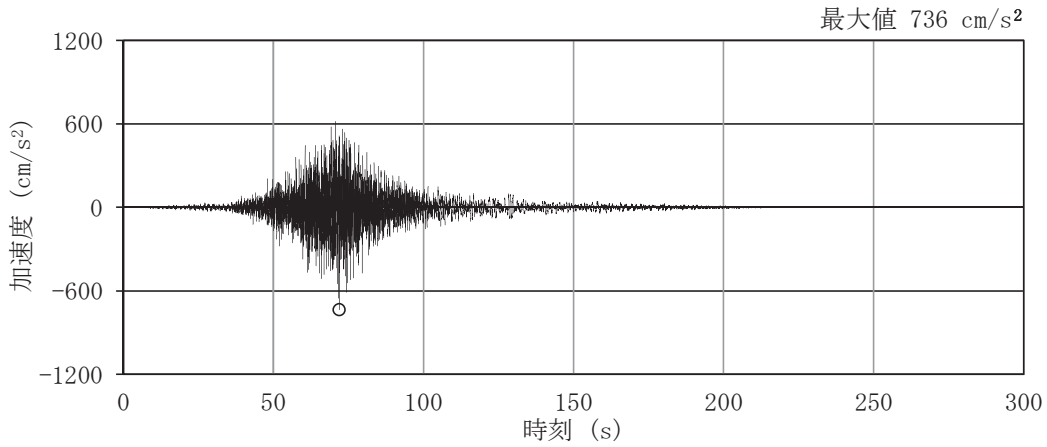


(e) Ｓｓ－１４

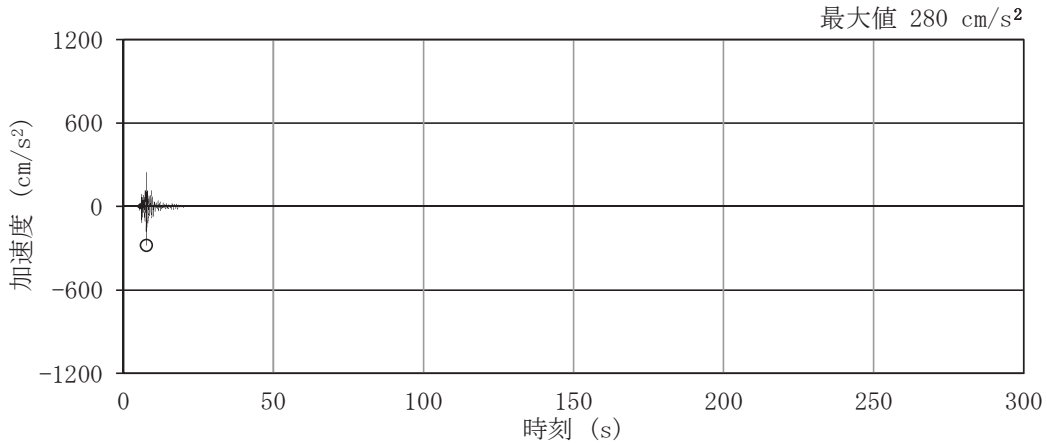


(f) Ｓｓ－２１

図 3-3 (2／3)　加速度時刻歴波形（Ｓｓ，UD 方向）

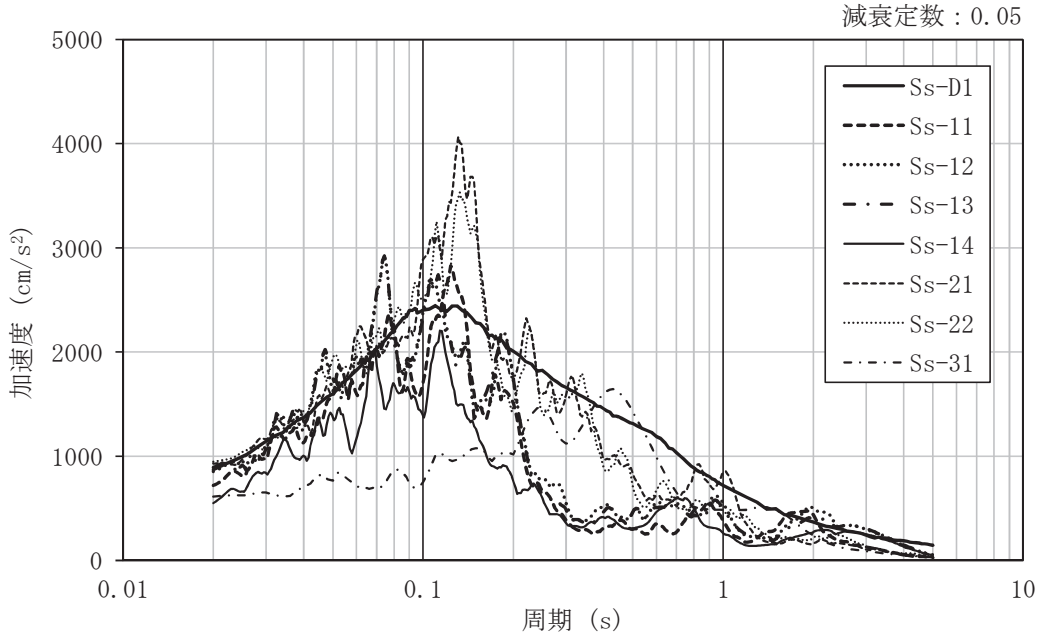


（g） Ｓ ｓ － ２ ２

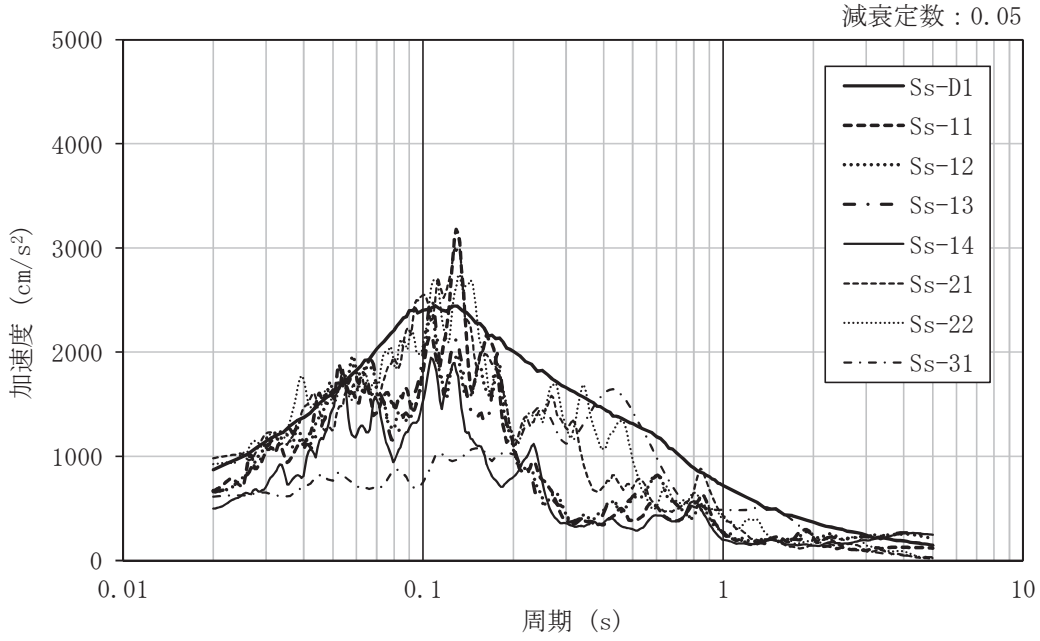


（h） Ｓ ｓ － ３ １

図 3-3（3／3） 加速度時刻歴波形（Ｓ ｓ，UD 方向）

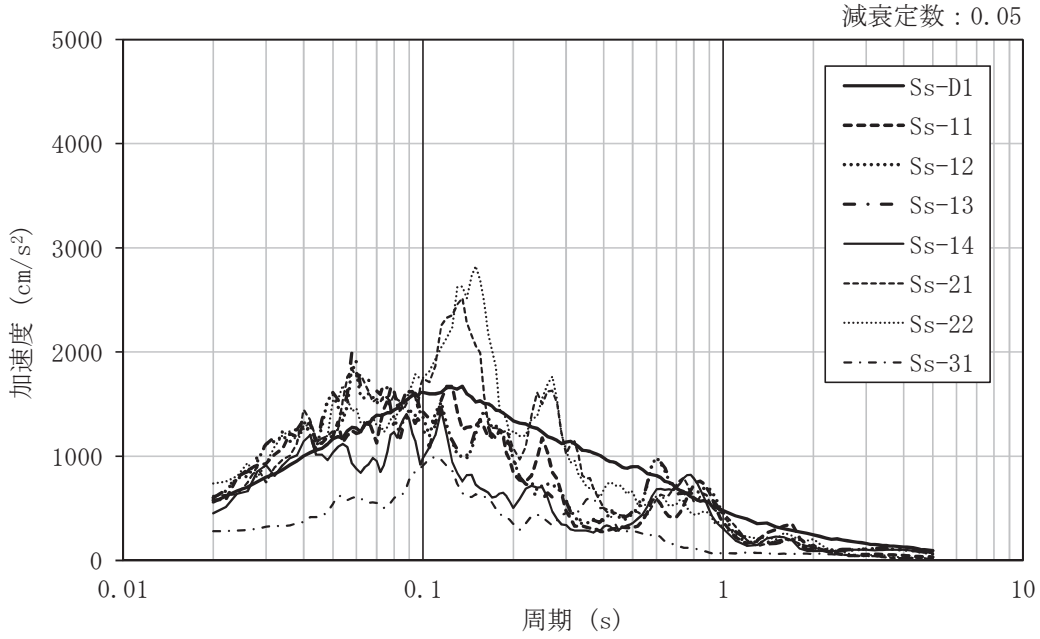


(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 3-4（1／2）　加速度応答スペクトル（S_s）



（c）UD 方向

図 3-4（2／2）　加速度応答スペクトル（S_s）

3.2　地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは，添付書類「Ⅴ-2-1-6　地震応答解析の基本方針」に記載の解析モデルの設定方針に基づき，水平方向及び鉛直方向についてそれぞれ設定する。地震応答解析モデルの設定に用いた使用材料の物性値を表 3-1 に示す。

表 3-1　使用材料の物性値

使用材料		ヤング係数 E (N/mm^2)	せん断 弾性係数 G (N/mm^2)	減衰定数 h (%)
鉄筋コンクリート コンクリート： Fc＝30（N/mm^2） 鉄筋：SD345		2.44×10^4	1.02×10^4	5
場所打ち鋼管 コンクリート杭	コンクリート： Fc＝24（N/mm^2）	2.27×10^4	9.45×10^3	－
	鋼管：SKK490 φ1000×ｔ22	2.05×10^5	7.90×10^4	－

3.2.1　水平方向

(1)　解析モデル

水平方向の地震応答解析モデルは，杭と地盤との相互作用を考慮し，曲げ及びせん断剛性を考慮した質点系モデルとし，NS 方向及び EW 方向についてそれぞれ設定する。水平方向の地震応答解析モデルを図 3-5 に，解析モデルの諸元を表 3-2 に示す。

(2)　地盤ばね

基礎底面の地盤ばね（水平ばね及び回転ばね）は，三次元薄層要素法に基づいて振動数依存の実部と虚部を評価した上で，「ＪＥＡＧ４６０１－1991 追補版」による近似法によって，水平及び回転ばねを定数化する。基礎底面ばねの評価には解析コード「ＰＥＧＡ」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，添付書類「Ⅴ-5-37　計算機プログラム（解析コード）の概要・ＰＥＧＡ」に示す。

地盤ばねの算定に用いる地盤定数は初期地盤の物性値とひずみ依存特性から一次元波動論より求めた等価物性値とする。初期地盤の物性値を表 3-3 に，ひずみ依存特性を図 3-6～図 3-10 に，基準地震動Ｓ$_s$に対する地盤定数を表 3-4～表 3-11 示す。また，地盤ばね定数化の概要を図 3-11 に，地盤ばね定数及び減衰係数を表 3-12～表 3-19 に示す。

3.2.2　鉛直方向

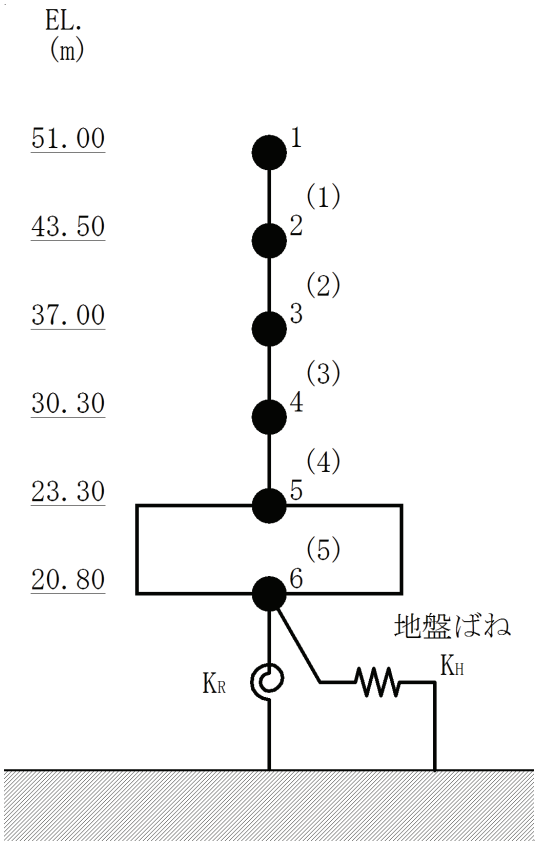
(1)　解析モデル

鉛直（UD）方向の地震応答解析モデルは，耐震壁及び柱の軸剛性を評価した質点系モデルとする。鉛直方向の地震応答解析モデルを図 3-12 に，解析モデルの諸元を表 3-20 に示す。

(2)　地盤ばね

基礎底面の地盤ばね（鉛直ばね）は，三次元薄層要素法に基づいて振動数依存の実部と虚部を評価した上で，「ＪＥＡＧ４６０１－1991 追補版」による近似法によって，鉛直ばねを定数化する。基礎底面ばねの評価には解析コード「ＰＥＧＡ」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，添付書類「Ⅴ-5-37　計算機プログラム（解析コード）の概要・ＰＥＧＡ」に示す。

地盤ばねの算定に用いる地盤定数は初期地盤の物性値とひずみ依存特性から一次元波動論より求めた等価物性値とする。初期地盤の物性値を表 3-3 に，ひずみ依存特性を図 3-6～図 3-10 に，基準地震動Ｓ$_s$に対する地盤定数を表 3-4～表 3-11 示す。また，地盤ばね定数化の概要を図 3-11 に，地盤ばね定数及び減衰係数を表 3-21～表 3-28 に示す。



注１　：数字は質点番号を示す。
注２　：（　）内は要素番号を示す。

図 3-5　地震応答解析モデル（水平方向）

表 3-2　地震応答解析モデル諸元（水平方向）

標高 EL. (m)	質点番号	質点重量 (kN)	回転慣性重量 ($\times 10^4$kN・m^2)		要素番号	せん断断面積 (m^2)		断面2次モーメント ($\times 10^2$m^4)	
			NS方向	EW方向		NS方向	EW方向	NS方向	EW方向
51.00	1	20980	134.9	44.1					
43.50	2	66180	786.1	697.3	(1)	65.58	46.84	95.46	30.72
37.00	3	78520	933.9	828.5	(2)	175.3	140.5	383.7	357.6
30.30	4	91950	1095.3	971.9	(3)	167.7	137.2	342.8	324.4
23.30	5	80120	953.1	845.6	(4)	181.4	154.3	424.1	289.3
20.80	6	56950	676.1	599.6	(5)	1326	1326	1555	1401
総重量		394700							

表 3-3　初期地盤の物性値

標 高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	S波速度 Vs (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良土(fl)	4.00	1.97	760	0.250
19.0	改良土(du)	3.70	1.97	760	0.250
15.3	改良土(D2c-3)	1.70	1.97	760	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	500	0.462
7.2	D2c-3	6.20	1.77	270	0.488
1.0	D2s-3	6.50	1.92	360	0.465
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	500	0.462
-15.2	Km	4.80	1.72	447	0.461
-20.0		20.00	1.72	456	0.460
-40.0		20.00	1.73	472	0.458
-60.0		30.00	1.73	491	0.455
-90.0		30.00	1.73	514	0.452
-120.0		30.00	1.73	537	0.449
-150.0		40.00	1.74	564	0.445
-190.0		40.00	1.74	595	0.441
-230.0		40.00	1.75	626	0.437
-270.0		50.00	1.75	660	0.433
-320.0		50.00	1.76	699	0.427
-370.0	解放基盤	—	1.76	718	0.425

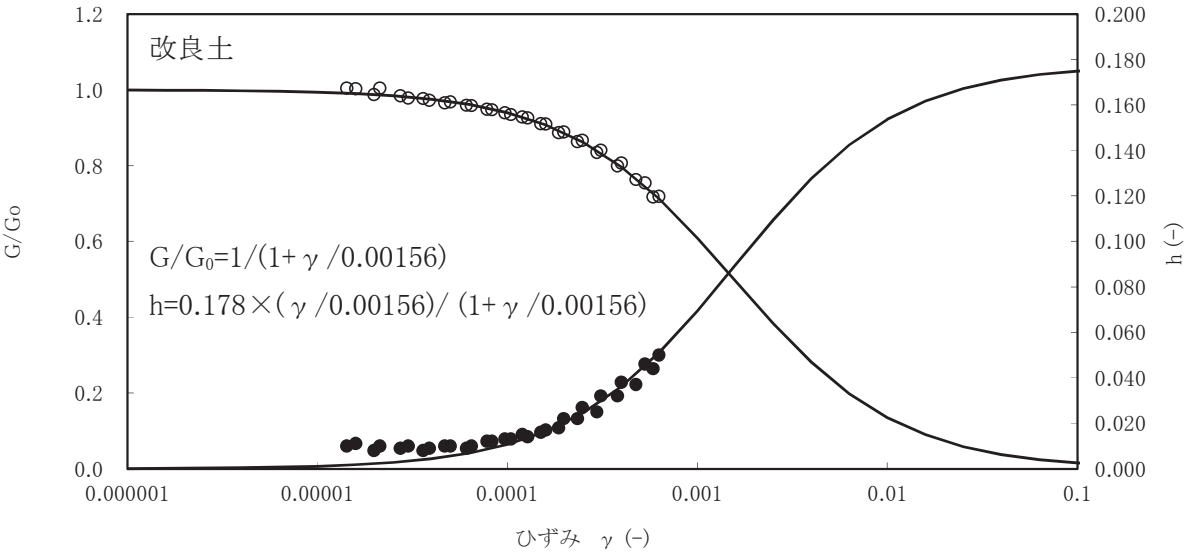


図 3-6　動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性（改良土）

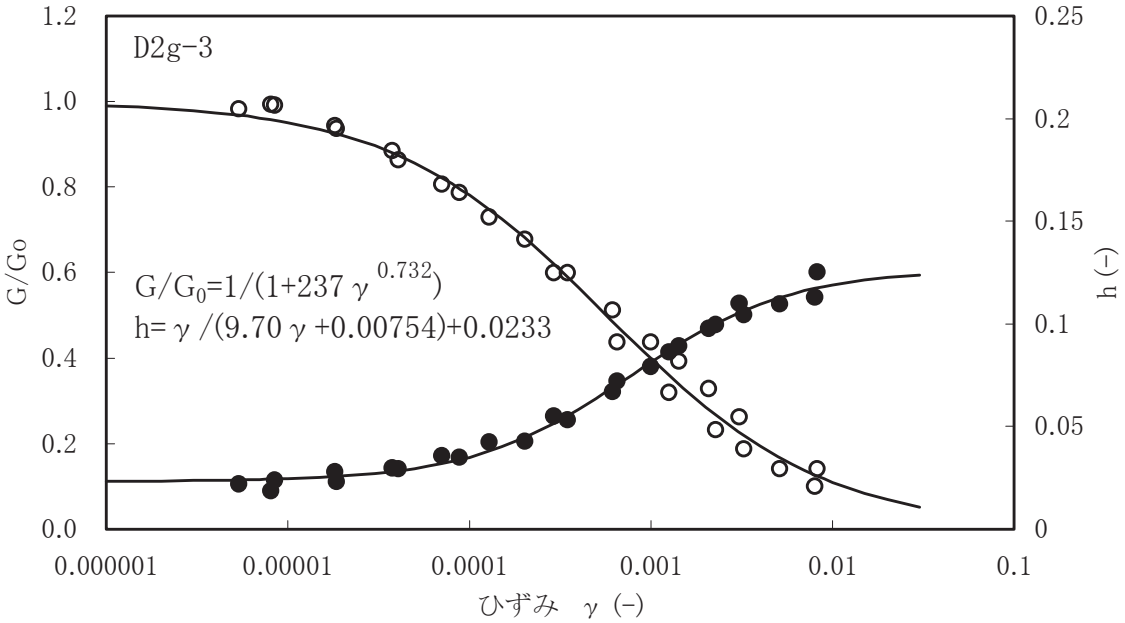


図 3-7　動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性（D2g-3 層）

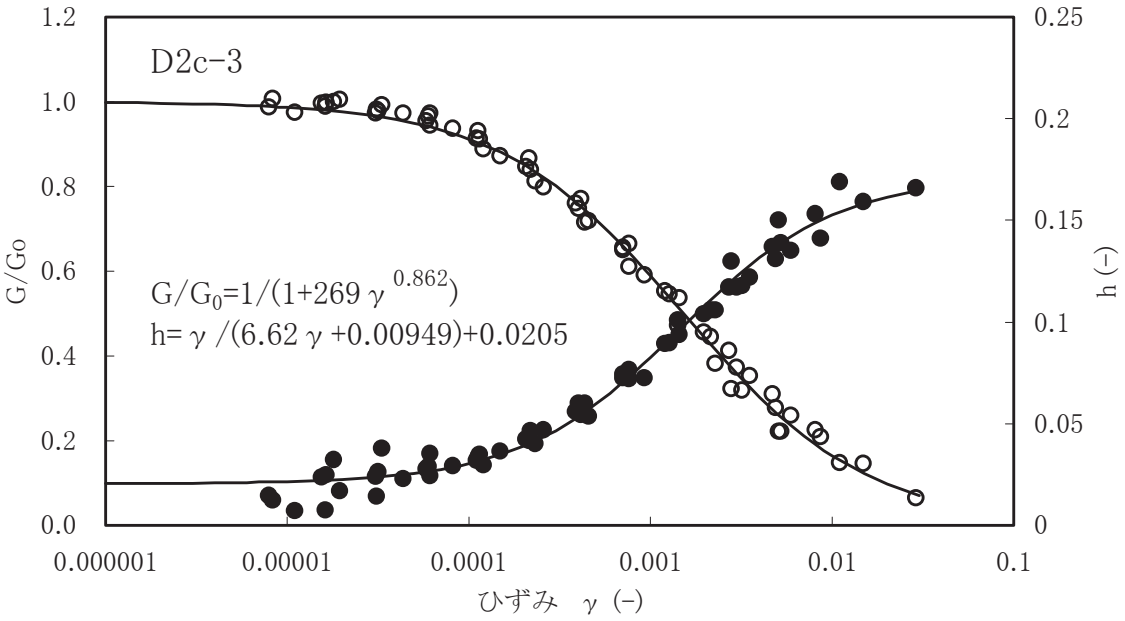


図 3-8　動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性（D2c-3 層）

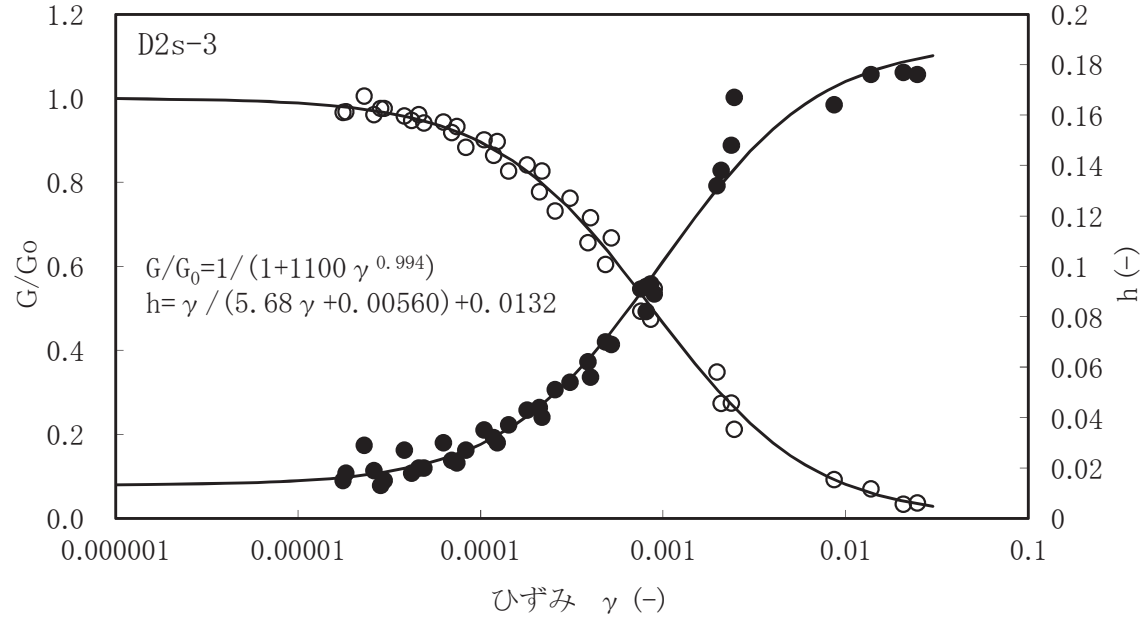


図 3-9　動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性（D2s-3 層）

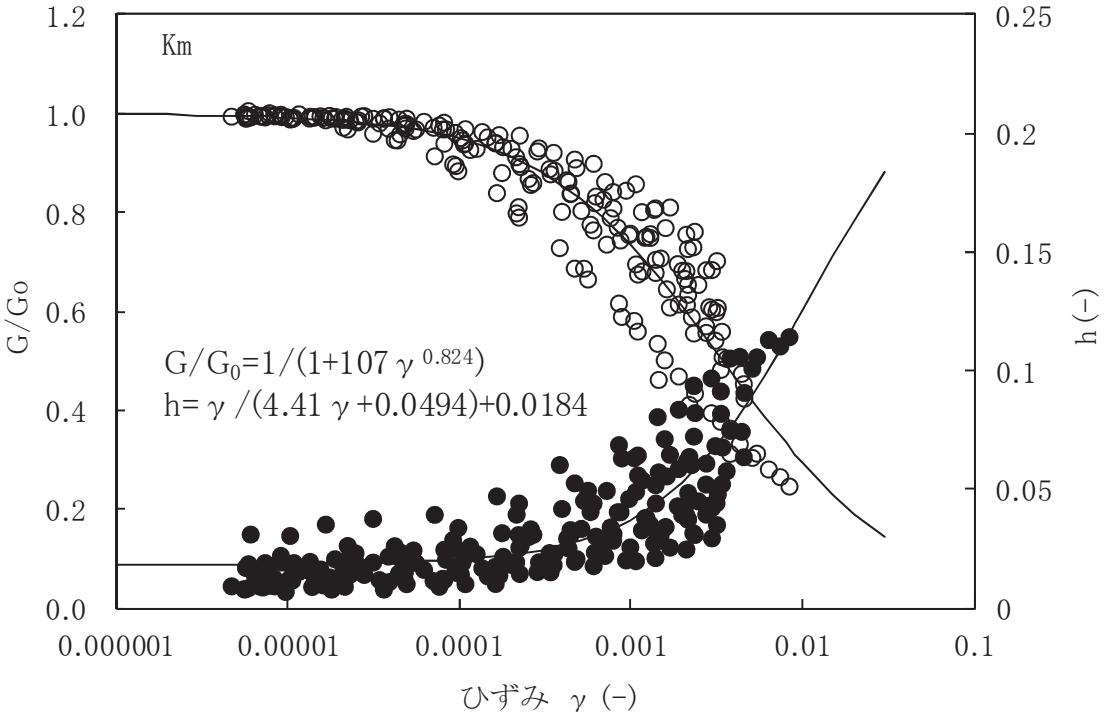


図 3-10　動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性（Km 層）

表 3-4　地盤定数（S_s－D１）

標 高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	等価 減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良土(fl)	4.00	1.97	0.00	756	1309	0.250
19.0	改良土(du)	3.70	1.97	0.00	752	1303	0.250
15.3	改良土(D2c-3)	1.70	1.97	0.01	749	1297	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.05	403	1850	0.475
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.11	179	1748	0.495
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.11	233	1371	0.485
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.06	361	1838	0.480
-15.2	Km	4.80	1.72	0.03	405	1647	0.468
-20.0		20.00	1.72	0.03	413	1661	0.467
-40.0		20.00	1.73	0.03	427	1680	0.465
-60.0		30.00	1.73	0.03	445	1692	0.463
-90.0		30.00	1.73	0.03	465	1718	0.460
-120.0		30.00	1.73	0.03	483	1744	0.458
-150.0		40.00	1.74	0.03	511	1770	0.455
-190.0		40.00	1.74	0.03	545	1811	0.450
-230.0		40.00	1.75	0.03	577	1850	0.446
-270.0		50.00	1.75	0.03	612	1899	0.442
-320.0		50.00	1.76	0.03	648	1935	0.437
-370.0	解放基盤	－	1.76	0.00	718	1988	0.425

表 3-5　地盤定数（S_s－１１）

標 高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	等価 減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良土(fl)	4.00	1.97	0.00	760	1316	0.250
19.0	改良土(du)	3.70	1.97	0.00	756	1309	0.250
15.3	改良土(D2c-3)	1.70	1.97	0.00	756	1309	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.03	450	1864	0.469
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.06	231	1756	0.491
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.05	312	1392	0.474
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.04	418	1854	0.473
-15.2	Km	4.80	1.72	0.02	422	1653	0.465
-20.0		20.00	1.72	0.02	430	1666	0.464
-40.0		20.00	1.73	0.02	443	1685	0.463
-60.0		30.00	1.73	0.03	458	1696	0.461
-90.0		30.00	1.73	0.03	477	1723	0.458
-120.0		30.00	1.73	0.03	498	1750	0.456
-150.0		40.00	1.74	0.03	526	1776	0.452
-190.0		40.00	1.74	0.02	558	1816	0.448
-230.0		40.00	1.75	0.02	584	1853	0.445
-270.0		50.00	1.75	0.02	619	1902	0.441
-320.0		50.00	1.76	0.02	656	1938	0.435
-370.0	解放基盤	－	1.76	0.00	718	1988	0.425

表 3-6　地盤定数（Ｓ$_s$－１２）

標 高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	等価 減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良土(fl)	4.00	1.97	0.00	760	1316	0.250
19.0	改良土(du)	3.70	1.97	0.00	756	1309	0.250
15.3	改良土(D2c-3)	1.70	1.97	0.00	752	1303	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.04	442	1862	0.470
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.07	223	1755	0.492
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.06	301	1389	0.475
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.05	406	1851	0.475
-15.2	Km	4.80	1.72	0.03	417	1651	0.466
-20.0		20.00	1.72	0.03	420	1663	0.466
-40.0		20.00	1.73	0.03	430	1681	0.465
-60.0		30.00	1.73	0.03	447	1693	0.463
-90.0		30.00	1.73	0.03	465	1718	0.460
-120.0		30.00	1.73	0.03	486	1745	0.458
-150.0		40.00	1.74	0.03	514	1771	0.454
-190.0		40.00	1.74	0.03	542	1809	0.451
-230.0		40.00	1.75	0.03	567	1846	0.448
-270.0		50.00	1.75	0.03	598	1893	0.445
-320.0		50.00	1.76	0.03	637	1930	0.439
-370.0	解放基盤	－	1.76	0.00	718	1988	0.425

表 3-7　地盤定数（Ｓ$_s$－１３）

標 高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	等価 減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良土(fl)	4.00	1.97	0.00	760	1316	0.250
19.0	改良土(du)	3.70	1.97	0.00	756	1309	0.250
15.3	改良土(D2c-3)	1.70	1.97	0.00	752	1303	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.04	442	1862	0.470
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.07	224	1755	0.492
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.06	303	1389	0.475
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.05	403	1850	0.475
-15.2	Km	4.80	1.72	0.03	417	1651	0.466
-20.0		20.00	1.72	0.03	420	1663	0.466
-40.0		20.00	1.73	0.03	433	1682	0.465
-60.0		30.00	1.73	0.03	447	1693	0.463
-90.0		30.00	1.73	0.03	468	1719	0.460
-120.0		30.00	1.73	0.03	486	1745	0.458
-150.0		40.00	1.74	0.03	514	1771	0.454
-190.0		40.00	1.74	0.03	542	1809	0.451
-230.0		40.00	1.75	0.03	567	1846	0.448
-270.0		50.00	1.75	0.03	598	1893	0.445
-320.0		50.00	1.76	0.03	637	1930	0.439
-370.0	解放基盤	－	1.76	0.00	718	1988	0.425

表 3-8　地盤定数（Ｓｓ－１４）

標 高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	等価 減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良土(fl)	4.00	1.97	0.00	760	1316	0.250
19.0	改良土(du)	3.70	1.97	0.00	756	1309	0.250
15.3	改良土(D2c-3)	1.70	1.97	0.00	752	1303	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.03	450	1864	0.469
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.06	229	1756	0.491
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.05	310	1392	0.474
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.05	412	1853	0.474
-15.2	Km	4.80	1.72	0.02	422	1653	0.465
-20.0		20.00	1.72	0.02	425	1665	0.465
-40.0		20.00	1.73	0.03	438	1683	0.464
-60.0		30.00	1.73	0.03	453	1695	0.462
-90.0		30.00	1.73	0.03	471	1720	0.459
-120.0		30.00	1.73	0.03	492	1748	0.457
-150.0		40.00	1.74	0.03	514	1771	0.454
-190.0		40.00	1.74	0.03	539	1808	0.451
-230.0		40.00	1.75	0.03	567	1846	0.448
-270.0		50.00	1.75	0.03	601	1894	0.444
-320.0		50.00	1.76	0.03	641	1932	0.438
-370.0	解放基盤	－	1.76	0.00	718	1988	0.425

表 3-9　地盤定数（Ｓｓ－２１）

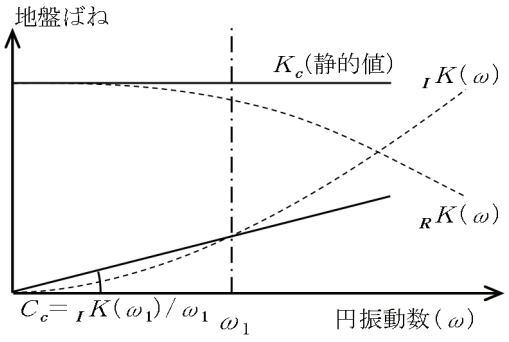
標 高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	等価 減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良土(fl)	4.00	1.97	0.00	756	1309	0.250
19.0	改良土(du)	3.70	1.97	0.00	752	1303	0.250
15.3	改良土(D2c-3)	1.70	1.97	0.00	752	1303	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.04	427	1857	0.472
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.08	209	1753	0.493
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.07	290	1386	0.477
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.05	397	1848	0.476
-15.2	Km	4.80	1.72	0.03	415	1651	0.466
-20.0		20.00	1.72	0.03	420	1663	0.466
-40.0		20.00	1.73	0.03	433	1682	0.465
-60.0		30.00	1.73	0.03	453	1695	0.462
-90.0		30.00	1.73	0.03	477	1723	0.458
-120.0		30.00	1.73	0.02	501	1751	0.455
-150.0		40.00	1.74	0.02	532	1779	0.451
-190.0		40.00	1.74	0.02	561	1817	0.447
-230.0		40.00	1.75	0.02	587	1854	0.444
-270.0		50.00	1.75	0.02	619	1902	0.441
-320.0		50.00	1.76	0.02	659	1940	0.435
-370.0	解放基盤	－	1.76	0.00	718	1988	0.425

表 3-10　地盤定数（S_s－２２）

標 高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	等価 減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良土(fl)	4.00	1.97	0.00	756	1309	0.250
19.0	改良土(du)	3.70	1.97	0.00	752	1303	0.250
15.3	改良土(D2c-3)	1.70	1.97	0.00	749	1297	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.04	418	1854	0.473
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.09	200	1751	0.493
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.08	279	1383	0.479
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.05	397	1848	0.476
-15.2	Km	4.80	1.72	0.03	417	1651	0.466
-20.0		20.00	1.72	0.03	423	1664	0.465
-40.0		20.00	1.73	0.03	438	1683	0.464
-60.0		30.00	1.73	0.03	455	1695	0.461
-90.0		30.00	1.73	0.03	479	1723	0.458
-120.0		30.00	1.73	0.03	501	1751	0.455
-150.0		40.00	1.74	0.03	526	1776	0.452
-190.0		40.00	1.74	0.02	555	1815	0.448
-230.0		40.00	1.75	0.02	587	1854	0.444
-270.0		50.00	1.75	0.02	619	1902	0.441
-320.0		50.00	1.76	0.02	659	1940	0.435
-370.0	解放基盤	－	1.76	0.00	718	1988	0.425

表 3-11　地盤定数（S_s－３１）

標 高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	等価 減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良土(fl)	4.00	1.97	0.00	756	1309	0.250
19.0	改良土(du)	3.70	1.97	0.00	752	1303	0.250
15.3	改良土(D2c-3)	1.70	1.97	0.01	749	1297	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.05	400	1849	0.475
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.11	173	1747	0.495
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.12	216	1368	0.487
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.07	343	1834	0.482
-15.2	Km	4.80	1.72	0.03	397	1645	0.469
-20.0		20.00	1.72	0.03	408	1659	0.468
-40.0		20.00	1.73	0.03	427	1680	0.465
-60.0		30.00	1.73	0.03	442	1691	0.463
-90.0		30.00	1.73	0.03	465	1718	0.460
-120.0		30.00	1.73	0.03	489	1746	0.457
-150.0		40.00	1.74	0.03	517	1773	0.454
-190.0		40.00	1.74	0.03	545	1811	0.450
-230.0		40.00	1.75	0.03	577	1850	0.446
-270.0		50.00	1.75	0.03	612	1899	0.442
-320.0		50.00	1.76	0.03	652	1937	0.436
-370.0	解放基盤	－	1.76	0.00	718	1988	0.425



ばね定数　：0 Hz のばね定数 K_c で定式化

減衰係数　：地盤－建屋連成系の 1 次固有円振動数 ω_1 に対応する虚部の値と原点とを結ぶ直線の傾き C_c で定式化

図 3-11　地盤ばねの定数化の概要

表 3-12　地盤ばね定数と減衰係数（S_s－D１）

(a) NS 方向

ばね番号	地盤ばね成　分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
K_H	底面・水平	4.99×10^{7}　(kN/m)	2.76×10^{6}　(kN･s/m)
K_R	底面・回転	1.55×10^{10}　(kN･m/rad)	7.52×10^{8}　(kN･m･s/rad)

(b) EW 方向

ばね番号	地盤ばね成　分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
K_H	底面・水平	5.02×10^{7}　(kN/m)	2.81×10^{6}　(kN･s/m)
K_R	底面・回転	1.46×10^{10}　(kN･m/rad)	7.90×10^{8}　(kN･m･s/rad)

表 3-13　地盤ばね定数と減衰係数（S_s－１１）

(a) NS 方向

ばね番号	地盤ばね成　分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
K_H	底面・水平	5.63×10^{7}　(kN/m)	2.74×10^{6}　(kN･s/m)
K_R	底面・回転	1.88×10^{10}　(kN･m/rad)	7.64×10^{8}　(kN･m･s/rad)

(b) EW 方向

ばね番号	地盤ばね成　分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
K_H	底面・水平	5.67×10^{7}　(kN/m)	2.75×10^{6}　(kN･s/m)
K_R	底面・回転	1.76×10^{10}　(kN･m/rad)	7.36×10^{8}　(kN･m･s/rad)

表 3-14　地盤ばね定数と減衰係数（S_s－１２）

(a) NS 方向

ばね番号	地盤ばね成　分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
K_H	底面・水平	5.49×10^{7}　(kN/m)	2.73×10^{6}　(kN･s/m)
K_R	底面・回転	1.82×10^{10}　(kN･m/rad)	7.59×10^{8}　(kN･m･s/rad)

(b) EW 方向

ばね番号	地盤ばね成　分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
K_H	底面・水平	5.53×10^{7}　(kN/m)	2.75×10^{6}　(kN･s/m)
K_R	底面・回転	1.70×10^{10}　(kN･m/rad)	7.48×10^{8}　(kN･m･s/rad)

表 3-15　地盤ばね定数と減衰係数（S_s－１３）

(a) NS 方向

ばね番号	地盤ばね成　分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
K_H	底面・水平	5.50×10^{7}　(kN/m)	2.74×10^{6}　(kN･s/m)
K_R	底面・回転	1.82×10^{10}　(kN･m/rad)	7.59×10^{8}　(kN･m･s/rad)

(b) EW 方向

ばね番号	地盤ばね成　分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
K_H	底面・水平	5.54×10^{7}　(kN/m)	2.76×10^{6}　(kN･s/m)
K_R	底面・回転	1.71×10^{10}　(kN･m/rad)	7.47×10^{8}　(kN･m･s/rad)

表 3-16　地盤ばね定数と減衰係数（S_s－１４）

(a) NS 方向

ばね番号	地盤ばね成　分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
K_H	底面・水平	5.58×10^{7}　(kN/m)	2.75×10^{6}　(kN･s/m)
K_R	底面・回転	1.86×10^{10}　(kN･m/rad)	7.62×10^{8}　(kN･m･s/rad)

(b) EW 方向

ばね番号	地盤ばね成　分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
K_H	底面・水平	5.62×10^{7}　(kN/m)	2.76×10^{6}　(kN･s/m)
K_R	底面・回転	1.75×10^{10}　(kN･m/rad)	7.35×10^{8}　(kN･m･s/rad)

表 3-17　地盤ばね定数と減衰係数（S_s－２１）

(a) NS 方向

ばね番号	地盤ばね成　分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
K_H	底面・水平	5.36×10^{7}　(kN/m)	2.74×10^{6}　(kN･s/m)
K_R	底面・回転	1.74×10^{10}　(kN･m/rad)	7.55×10^{8}　(kN･m･s/rad)

(b) EW 方向

ばね番号	地盤ばね成　分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
K_H	底面・水平	5.40×10^{7}　(kN/m)	2.76×10^{6}　(kN･s/m)
K_R	底面・回転	1.64×10^{10}　(kN･m/rad)	7.68×10^{8}　(kN･m･s/rad)

表 3-18　地盤ばね定数と減衰係数（S_s－２２）

(a) NS 方向

ばね番号	地盤ばね成　分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
K_H	底面・水平	5.28×10^{7}　(kN/m)	2.73×10^{6}　(kN･s/m)
K_R	底面・回転	1.70×10^{10}　(kN･m/rad)	7.45×10^{8}　(kN･m･s/rad)

(b) EW 方向

ばね番号	地盤ばね成　分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
K_H	底面・水平	5.32×10^{7}　(kN/m)	2.75×10^{6}　(kN･s/m)
K_R	底面・回転	1.60×10^{10}　(kN･m/rad)	7.75×10^{8}　(kN･m･s/rad)

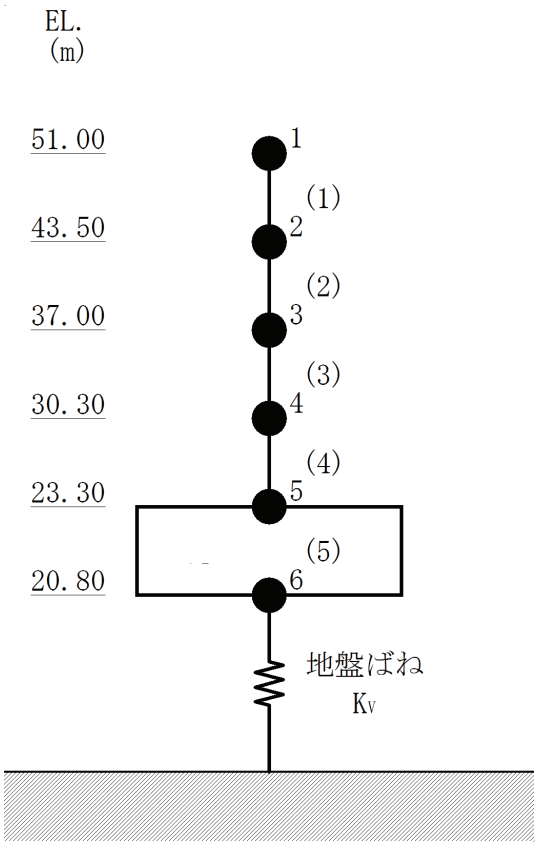
表 3-19　地盤ばね定数と減衰係数（S_s－３１）

(a) NS 方向

ばね番号	地盤ばね成　分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
K_H	底面・水平	4.89×10^{7}　(kN/m)	2.79×10^{6}　(kN･s/m)
K_R	底面・回転	1.49×10^{10}　(kN･m/rad)	7.51×10^{8}　(kN･m･s/rad)

(b) EW 方向

ばね番号	地盤ばね成　分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
K_H	底面・水平	4.92×10^{7}　(kN/m)	2.84×10^{6}　(kN･s/m)
K_R	底面・回転	1.41×10^{10}　(kN･m/rad)	7.90×10^{8}　(kN･m･s/rad)



注 1　：数字は質点番号を示す。
注 2　：(　) 内は要素番号を示す。

図 3-12　地震応答解析モデル（UD 方向）

表 3-20　地震応答解析モデル諸元（UD 方向）

標高 EL. (m)	質点番号	質点重量 (kN)	要素番号	軸断面積 (m^2)
51.00	1	20980		
			(1)	104.3
43.50	2	66180		
			(2)	293.3
37.00	3	78520		
			(3)	269.2
30.30	4	91950		
			(4)	284.8
23.30	5	80120		
			(5)	1326
20.80	6	56950		
総重量		394700		

表 3-21　地盤ばね定数と減衰係数（UD 方向，Ｓ$_s$－Ｄ１）

ばね番号	地盤ばね成　分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
K_V	底面・鉛直	5.04×10^7　(kN/m)	2.53×10^6　(kN･s/m)

表 3-22　地盤ばね定数と減衰係数（UD 方向，Ｓ$_s$－１１）

ばね番号	地盤ばね成　分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
K_V	底面・鉛直	5.85×10^7　(kN/m)	2.84×10^6　(kN･s/m)

表 3-23　地盤ばね定数と減衰係数（UD 方向，Ｓ$_s$－１２）

ばね番号	地盤ばね成　分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
K_V	底面・鉛直	5.62×10^7　(kN/m)	2.82×10^6　(kN･s/m)

表 3-24　地盤ばね定数と減衰係数（UD 方向，Ｓ$_s$－１３）

ばね番号	地盤ばね成　分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
K_V	底面・鉛直	5.63×10^7　(kN/m)	2.83×10^6　(kN･s/m)

表 3-25　地盤ばね定数と減衰係数（UD 方向，Ｓ$_s$－１４）

ばね番号	地盤ばね成　分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
K_V	底面・鉛直	5.75×10^7　(kN/m)	2.85×10^6　(kN･s/m)

表 3-26　地盤ばね定数と減衰係数（UD 方向，Ｓ$_s$－２１）

ばね番号	地盤ばね成　分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
K_V	底面・鉛直	5.54×10^7　(kN/m)	2.74×10^6　(kN･s/m)

表 3-27　地盤ばね定数と減衰係数（UD 方向，Ｓ$_s$－２２）

ばね番号	地盤ばね成　分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
K_V	底面・鉛直	5.48×10^7　(kN/m)	2.67×10^6　(kN･s/m)

表 3-28　地盤ばね定数と減衰係数（UD 方向，Ｓ$_s$－３１）

ばね番号	地盤ばね成　分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
K_V	底面・鉛直	4.88×10^7　(kN/m)	2.52×10^6　(kN･s/m)

3.3 入力地震動

3.3.1 水平方向

水平方向モデルへの入力地震動は，一次元波動論に基づき，解放基盤表面レベルで定義される基準地震動Ｓ$_s$に対する建屋基礎底面レベルでの地盤の応答として評価する。地震応答解析に入力する地震動の概念図を図 3-13 に示す。入力地震動の算定には，「ＫＳＨＡＫＥ ver.2」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，添付書類「Ⅴ-5-17 計算機プログラム（解析コード）の概要・ＫＳＨＡＫＥ」に示す。設定した地盤定数に基づき算定した基礎底面位置（EL.20.8ｍ）における入力地震動の加速度応答スペクトルを図 3-14 に示す。

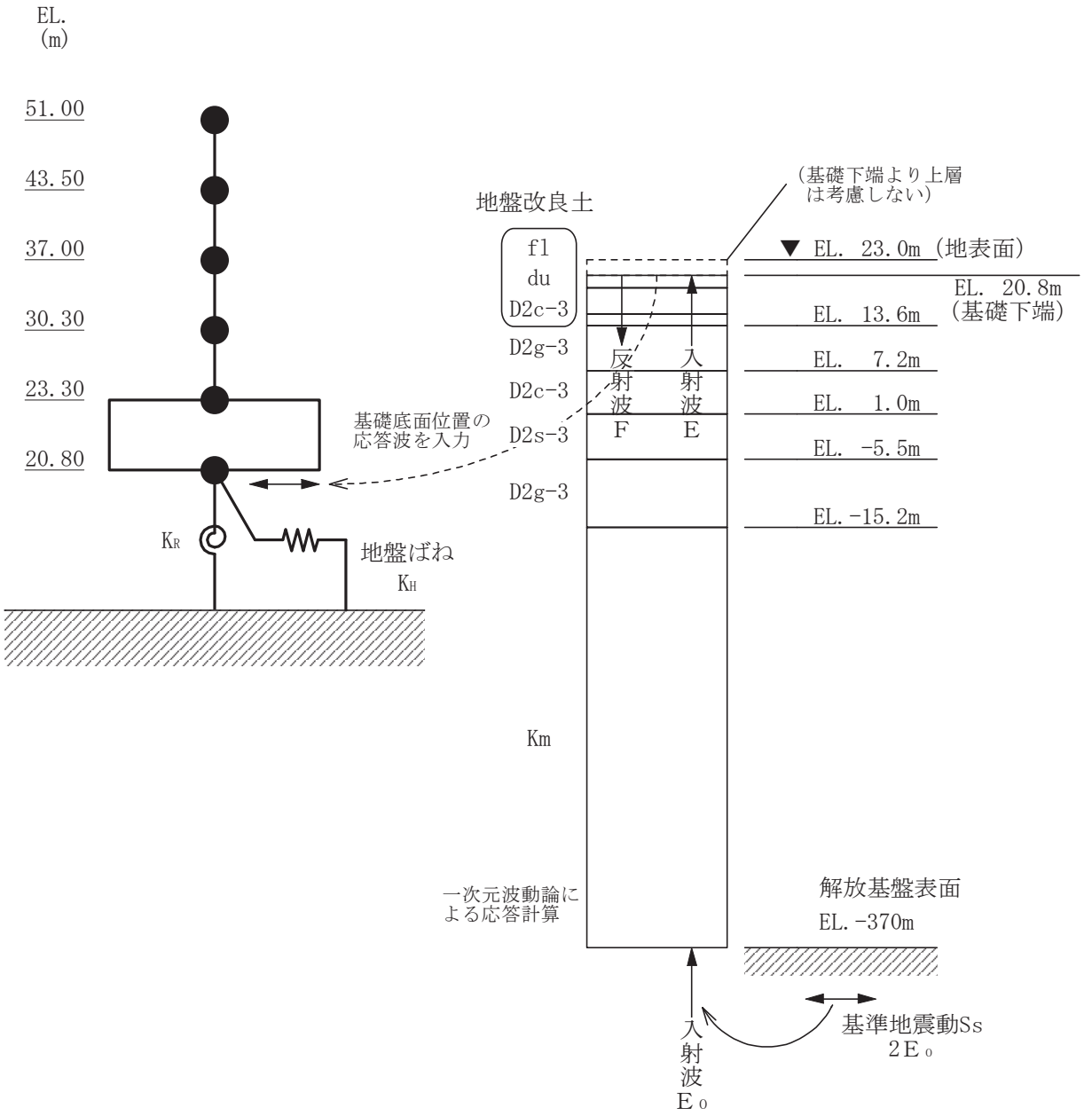
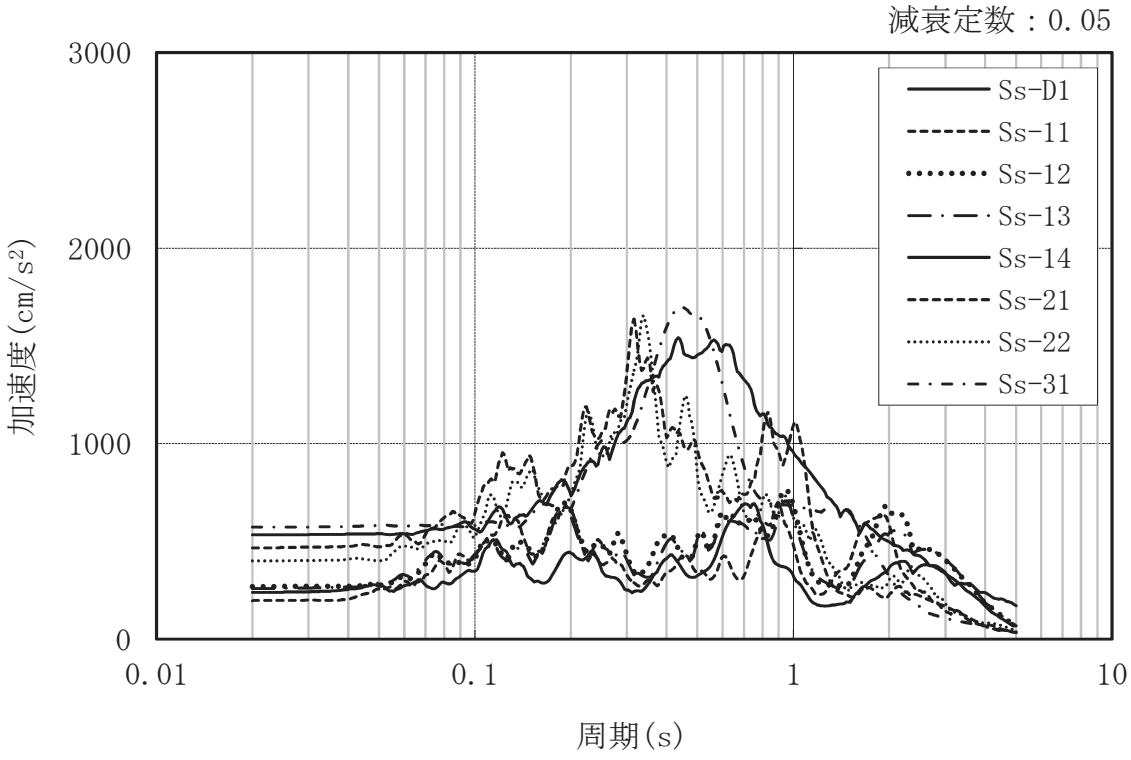
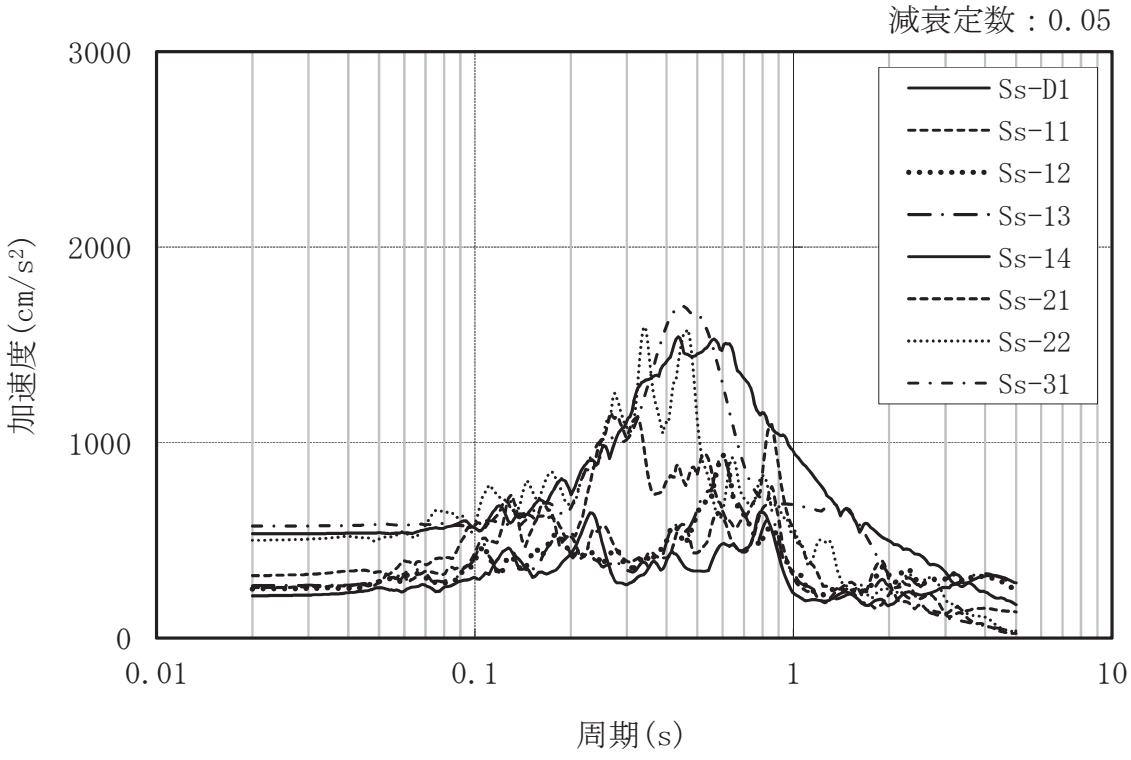


図 3-13 地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図（水平方向）



(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 3-14　入力地震動の加速度応答スペクトル（S_s，EL.20.8 m）

3.3.2 鉛直方向

鉛直方向モデルへの入力地震動は，一次元波動論に基づき，解放基盤表面レベルで定義される基準地震動Ｓ$_s$に対する建屋基礎底面レベルでの地盤の応答として評価する。地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図を図 3-15 に示す。入力地震動の算定には，「ＫＳＨＡＫＥ ver.2」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，添付書類「Ⅴ-5-17 計算機プログラム（解析コード）の概要・ＫＳＨＡＫＥ」に示す。設定した地盤定数に基づき算定した基礎底面位置（EL.20.8ｍ）における入力地震動の加速度応答スペクトルを図 3-16 に示す。

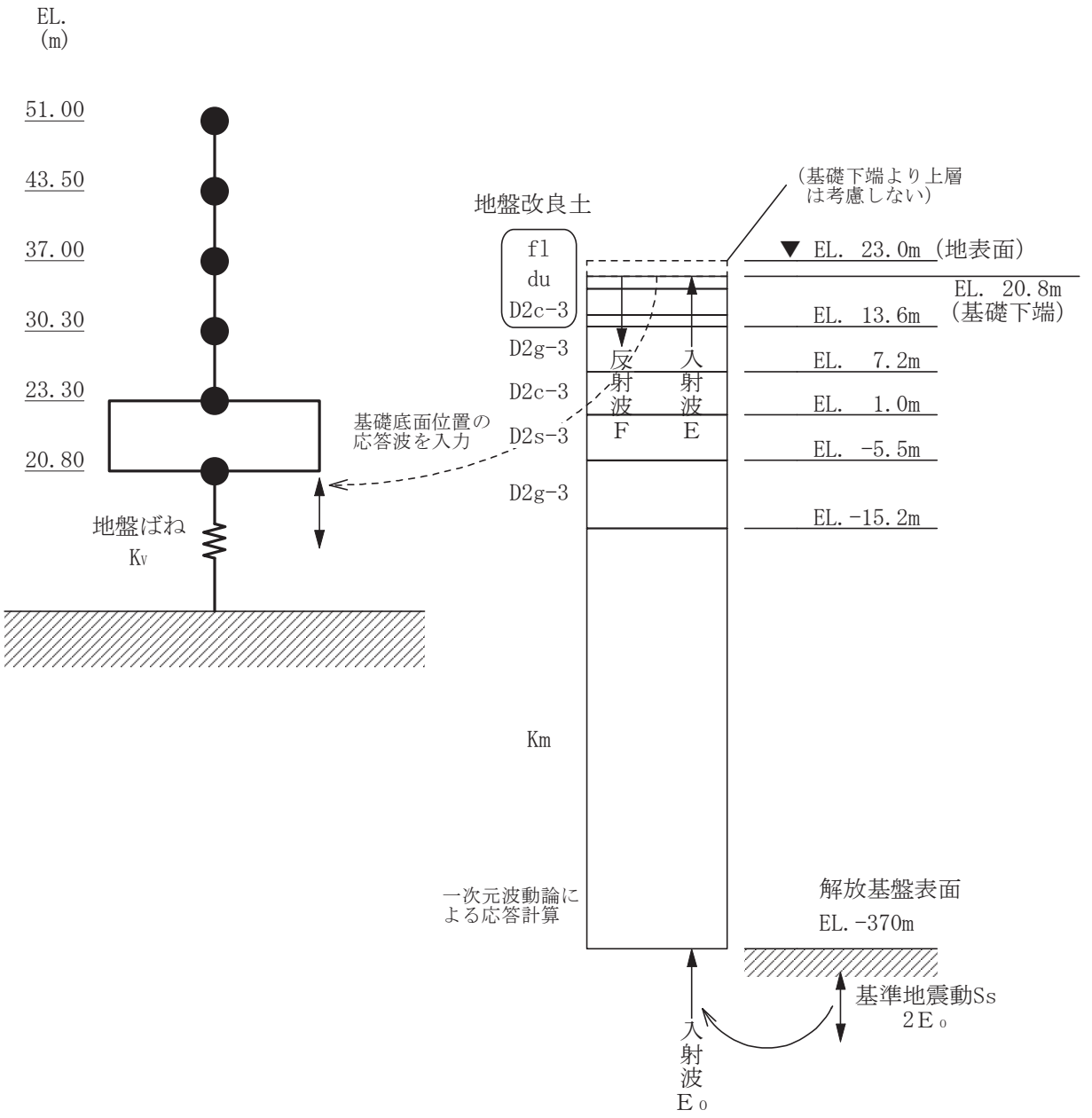


図 3-15 地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図（UD 方向）

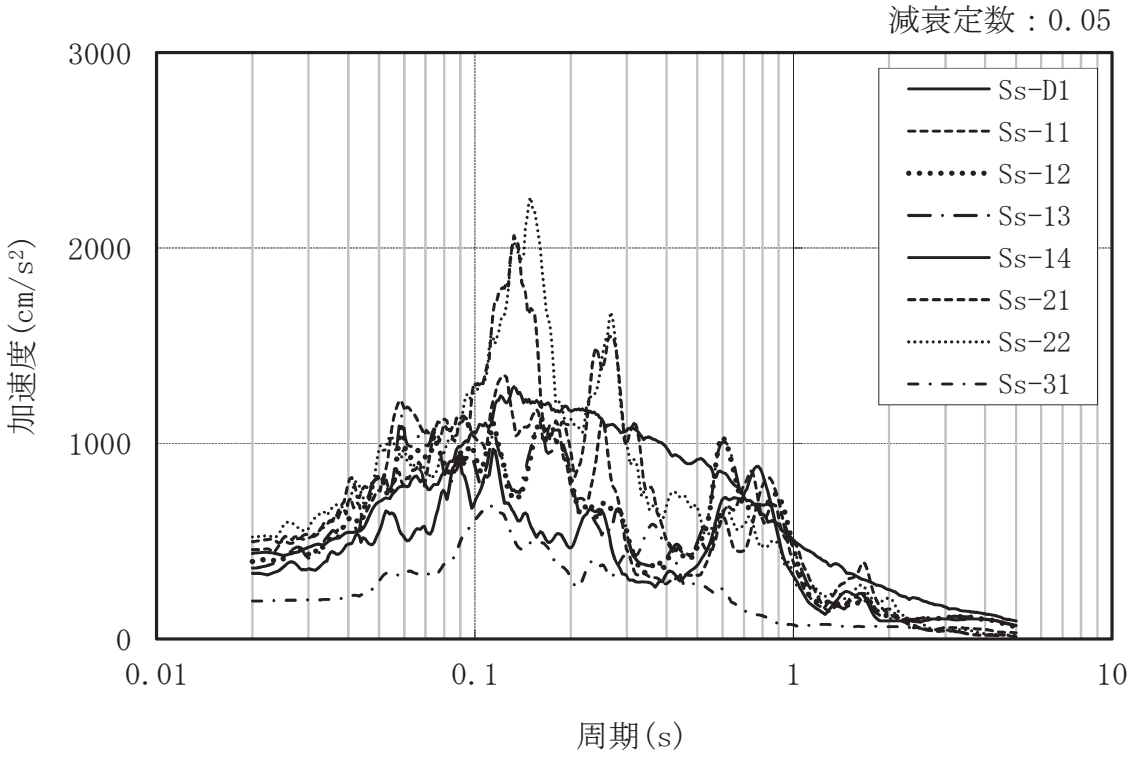


図 3-16　入力地震動の加速度応答スペクトル（Ｓ$_s$，UD 方向，EL.20.8 m）

3.4　解析方法

緊急時対策所建屋について，動的解析により応答加速度，応答変位，応答せん断力，応答曲げモーメント，応答軸力及びせん断ひずみを算出する。また，必要保有水平耐力を算出する。緊急時対策所建屋の地震応答解析には，解析コード「ＤＹＮＡ２Ｅ Ver.8.0.4」を用いる。また，解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，添付書類「Ⅴ-5-2　計算機プログラム（解析コード）の概要・ＤＹＮＡ２Ｅ」に示す。

3.4.1　動的解析

建物・構築物の動的解析は，添付書類「Ⅴ-2-1-6　地震応答解析の基本方針」に記載の解析方法に基づき，時刻歴応答解析により実施する。

3.4.2　必要保有水平耐力

各層の必要保有水平耐力Q_{un}は，次式により算出する。

$$Q_{un}=D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud}$$

ここで，

D_s　：各層の構造特性係数

F_{es}　：各層の形状特性係数

地震力によって各層に生じる水平力Q_{ud}は，次式により算出する。

$$Q_{ud}=n \cdot C_i \cdot W_i$$

ここで，

n　：施設の重要度分類に応じた係数（1.0）

C_i　：第ｉ層の地震層せん断力係数

W_i　：第ｉ層が支える重量

地震層せん断力係数C_iは，次式により算出する。

$$C_i=Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

ここで，

Z　：地震地域係数（1.0）

R_t　：振動特性係数（1.0）

A_i　：第ｉ層の地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数

C_0　：標準せん断力係数（1.0）

また，A_iはモーダルアナリシスにより算出する。

$$A_i = A_i' / A_1'$$

ここで，

$$A_i' = \sqrt{\sum_{j=1}^{k}\left(\sum_{m=i}^{s} W_m \cdot \beta_j \cdot U_{mj} \cdot R_t\right)^2} \Big/ \sum_{m=i}^{s} W_m$$

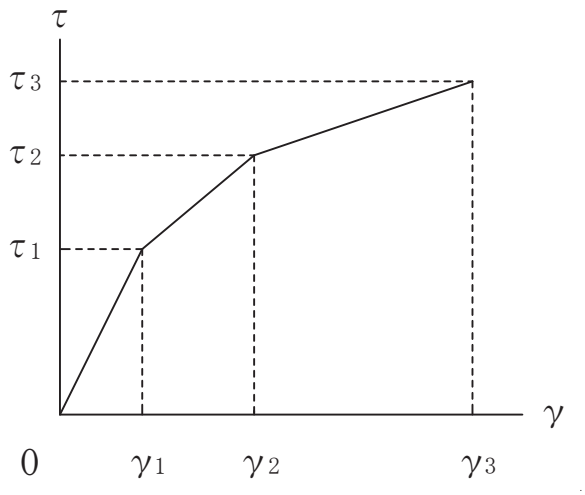
k	：考慮すべき最高次数で通常 3 以上とする。（12 次まで考慮）
s	：建築物の層数
W_m	：第m層の重量
$\beta_j \cdot U_{mj}$	：第m層の j 次刺激関数
R_t	：振動特性係数（1.0）

3.5　解析条件

3.5.1　建物・構築物の復元力特性

(1)　耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（τ－γ 関係）

耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（τ－γ 関係）は「ＪＥＡＧ４６０１－1991追補版」に基づき，トリリニア型スケルトン曲線とする。耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係を図 3-17 に示す。

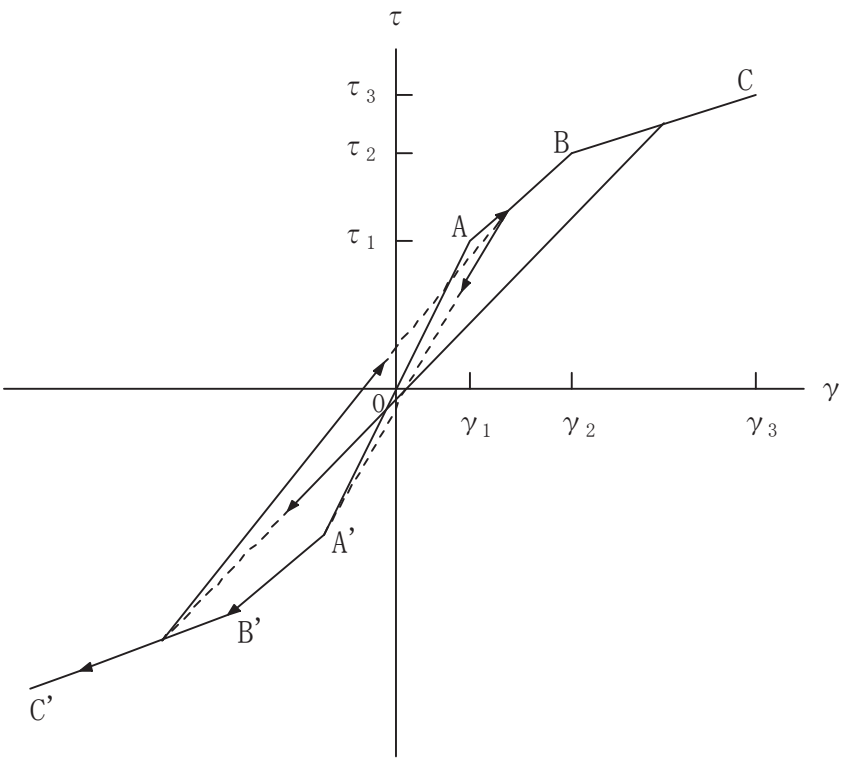


τ_1：第 1 折点のせん断応力度
τ_2：第 2 折点のせん断応力度
τ_3：終局点のせん断応力度
γ_1：第 1 折点のせん断ひずみ
γ_2：第 2 折点のせん断ひずみ
γ_3：終局点のせん断ひずみ（4.0×10^{-3}）

図 3-17　耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係

(2)　耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性

耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性は，「ＪＥＡＧ４６０１－1991 追補版」に基づき，最大点指向型モデルとする。耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性を図 3-18 に示す。



a．0－A 間　　：弾性範囲。

b．A－B 間　　：負側スケルトンが経験した最大点に向う。ただし，負側最大点が第 1 折点を超えていなければ，負側第 1 折点に向う。

c．B－C 間　　：負側最大点指向。

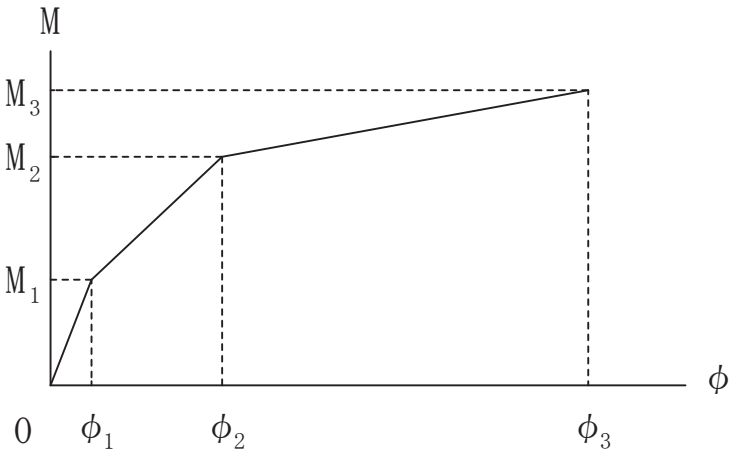
d．各最大点は，スケルトン上を移動することにより更新される。

e．安定ループは面積を持たない。

図 3-18　耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性

(3)　耐震壁の曲げモーメントー曲率関係（M－φ 関係）

耐震壁の曲げモーメントー曲率関係（M－φ 関係）は，「ＪＥＡＧ４６０１－1991 追補版」に基づき，トリリニア型スケルトン曲線とする。耐震壁の曲げモーメントー曲率関係を図 3-19 に示す。

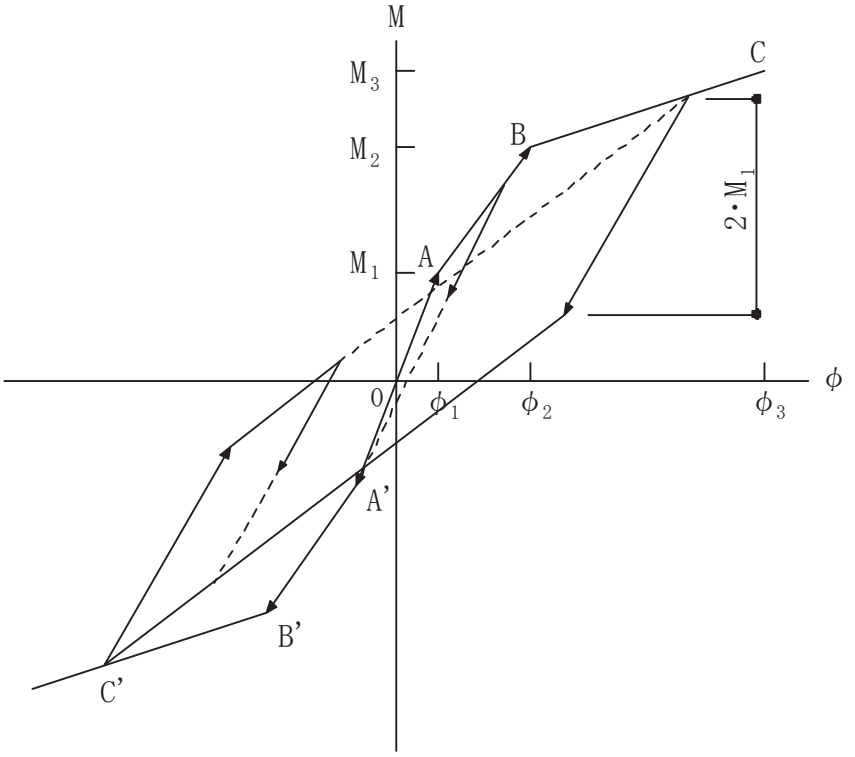


M_1　：第 1 折点の曲げモーメント
M_2　：第 2 折点の曲げモーメント
M_3　：終局点の曲げモーメント
ϕ_1　：第 1 折点の曲率
ϕ_2　：第 2 折点の曲率
ϕ_3　：終局点の曲率

図 3-19　耐震壁の曲げモーメントー曲率関係

(4)　耐震壁の曲げモーメント－曲率関係の履歴特性

耐震壁の曲げモーメント－曲率関係の履歴特性は，「ＪＥＡＧ４６０１－1991 追補版」に基づき，ディグレイディングトリリニア型モデルとする。耐震壁の曲げモーメント－曲率関係の履歴特性を図 3-20 に示す。



a．0－A 間　：弾性範囲。

b．A－B 間　：負側スケルトンが経験した最大点に向う。ただし，負側最大点が第 1 折点を超えていなければ，負側第 1 折点に向う。

c．B－C 間　：負側最大点指向型で，安定ループは最大曲率に応じた等価粘性減衰を与える平行四辺形をしたディグレイディングトリリニア型とする。平行四辺形の折点は，最大値から $2 \cdot M_1$ を減じた点とする。ただし，負側最大点が第 2 折点を超えていなければ，負側第 2 折点を最大点とする安定ループを形成する。また，安定ループ内部での繰り返しに用いる剛性は安定ループの戻り剛性に同じとする。

d．各最大点は，スケルトン上を移動することにより更新される。

図 3-20　耐震壁の曲げモーメント－曲率関係の履歴特性

(5)　スケルトンカーブの諸数値

緊急時対策所建屋の各耐震壁について算出したせん断及び曲げスケルトンカーブの諸数値を表 3-29 及び表 3-30 に示す。

表 3-29　せん断スケルトンカーブ（τ－γ 関係）

(a) NS 方向

EL. (m)	要素番号	τ_1 (N/mm^2)	τ_2 (N/mm^2)	τ_3 (N/mm^2)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
43.50 ～ 51.00	(1)	1.80	2.43	4.52	0.177	0.530	4.0
37.00 ～ 43.50	(2)	1.84	2.48	4.42	0.181	0.542	4.0
30.30 ～ 37.00	(3)	1.96	2.65	4.51	0.193	0.579	4.0
23.30 ～ 30.30	(4)	2.08	2.81	4.65	0.205	0.614	4.0

(b) EW 方向

EL. (m)	要素番号	τ_1 (N/mm^2)	τ_2 (N/mm^2)	τ_3 (N/mm^2)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
43.50 ～ 51.00	(1)	1.80	2.43	4.04	0.177	0.530	4.0
37.00 ～ 43.50	(2)	1.83	2.46	4.30	0.179	0.538	4.0
30.30 ～ 37.00	(3)	1.96	2.64	4.41	0.192	0.577	4.0
23.30 ～ 30.30	(4)	2.08	2.81	4.61	0.204	0.613	4.0

表 3-30　曲げスケルトンカーブ（Mーϕ 関係）

(a) NS 方向

EL. (m)	要素番号	M_1 ($\times 10^6$kN・m)	M_2 ($\times 10^6$kN・m)	M_3 ($\times 10^6$kN・m)	ϕ_1 ($\times 10^{-5}$/m)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}$/m)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}$/m)
43.50 ～ 51.00	(1)	1.63	3.22	4.56	0.700	7.89	158
37.00 ～ 43.50	(2)	5.22	10.1	14.3	0.558	6.04	117
30.30 ～ 37.00	(3)	5.27	10.2	14.3	0.630	6.19	112
23.30 ～ 30.30	(4)	6.91	12.8	17.4	0.667	6.05	121

(b) EW 方向

EL. (m)	要素番号	M_1 ($\times 10^6$kN・m)	M_2 ($\times 10^6$kN・m)	M_3 ($\times 10^6$kN・m)	ϕ_1 ($\times 10^{-5}$/m)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}$/m)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}$/m)
43.50 ～ 51.00	(1)	0.929	1.72	2.23	1.24	13.7	273
37.00 ～ 43.50	(2)	4.93	8.95	12.2	0.565	6.11	122
30.30 ～ 37.00	(3)	5.05	9.06	12.1	0.638	6.24	122
23.30 ～ 30.30	(4)	5.12	9.33	12.5	0.725	6.54	129

3.5.2　材料物性のばらつき

解析においては,「3.2　地震応答解析モデル」に示す物性値及び定数を基本ケースとし，材料物性のばらつきを考慮する。材料物性のばらつきを考慮した地震応答解析は，建屋応答への影響の大きい地震動に対して実施することとし，基本ケースの地震応答解析において応答値（加速度，変位，せん断力，曲げモーメント及び軸力）が，各層において最大となっている地震動（Ｓｓ－Ｄ１，Ｓｓ－２１，Ｓｓ－２２及びＳｓ－３１）に対して実施することとする。

材料物性のばらつきのうち，地盤物性については，地盤調査結果の平均値をもとに設定した数値を基本ケースとし，支持地盤のせん断波速度のばらつきは，±σ相当として，変動係数 10 ％を考慮する。表層地盤についても同様に±σ相当として D2c－3 層は 15 ％，D2s－3 層は 5 ％，D2g－3 層は 15 ％の変動係数を考慮する。また，地盤改良の実施にあたり改良目標値として設定した値を基本ケースとし，せん断波速度のばらつきは，地盤改良を実施する計画であることから，緊急時対策所建屋近傍にて実施した地盤改良試験施工の試験結果から得られた値の平均値及び試験結果を統計処理して得られた±σを考慮する。なお，建屋物性のばらつきについては，コンクリートの実強度は設計基準強度よりも大きくなること及び建屋剛性として考慮せず，補助壁の建屋剛性への寄与については構造耐力の向上が見られることから，保守的に考慮しない。

材料物性のばらつきを考慮する地震応答解析ケースを表 3-31 に,各ケースにおける地盤のせん断波速度を表 3-32 に示す。

表 3-31　地盤物性のばらつきを考慮する地震応答解析ケース

ケース No.	地盤のせん断波速度 Vs（m/s）		備考
	支持地盤 表層地盤	地盤改良土	
1	平均値	改良目標値	基本ケース
2	平均値	平均値	試験施工の平均値を考慮
3	＋σ相当	＋σ相当	試験施工のばらつきを考慮（＋σ）
4	－σ相当	－σ相当	試験施工のばらつきを考慮（－σ）

表 3-32　地盤のせん断波速度

EL.(m)	地層区分	地盤のせん断波速度 (m/s)			
		No.1 基本ケース	No.2 試験施工 平均値	No.3 試験施工 平均値＋σ	No.4 試験施工 平均値－σ
23.0 ～ 19.0	改良(fl)	760	1700	1800	1600
19.0 ～ 15.3	改良(du)	760	1700	1800	1600
15.3 ～ 13.6	改良(D2c-3)	760	1700	1800	1600
13.6 ～ 7.2	D2g-3	500	500	575	425
7.2 ～ 1.0	D2c-3	270	270	311	229
1.0 ～ －5.5	D2s-3	360	360	378	342
－5.5 ～ －15.2	D2g-3	500	500	575	425
－15.2 ～ －20.0	Km	447	447	492	402
－20.0 ～ －40.0		456	456	502	410
－40.0 ～ －60.0		472	472	520	424
－60.0 ～ －90.0		491	491	541	441
－90.0 ～ －120.0		514	514	566	462
－120.0 ～ －150.0		537	537	591	483
－150.0 ～ －190.0		564	564	621	507
－190.0 ～ －230.0		595	595	655	535
－230.0 ～ －270.0		626	626	689	563
－270.0 ～ －320.0		660	660	726	594
－320.0 ～ －370.0		699	699	769	629

4. 解析結果

4.1 動的解析

本資料においては，代表として基本ケースの地震応答解析結果を示す。

4.1.1 固有値解析結果

基本ケースの地震応答解析モデルの固有値解析結果（固有周期，固有振動数及び刺激係数）を表 4-1～表 4-8 に示す。刺激関数図をＳ$_s$－Ｄ１の結果を代表として，図 4-1 に示す。なお，刺激係数は，各次の固有ベクトル {u} に対し，最大振幅が 1.0 となるように規準化した値を示す。

4.1.2 地震応答解析結果

基準地震動Ｓ$_s$による最大応答値を図 4-2～図 4-12，表 4-9 及び表 4-10 に示す。また，基準地震動Ｓ$_s$に対する最大応答値を耐震壁のスケルトンカーブ上にプロットして図 4-13 及び図 4-14 に，地盤ばねの最大応答値を表 4-11～表 4-13 に示す。

表 4-1　固有値解析結果（S_s－Ｄ１）

(a) NS 方向

次　数	固有周期 (s)	固有振動数(Hz)	刺激係数
1	0.246	4.06	1.392
2	0.114	8.79	0.534
3	0.040	24.92	－0.047
4	0.034	29.49	0.074
5	0.025	40.53	－0.023
6	0.022	45.99	－0.003

(b) EW 方向

次　数	固有周期 (s)	固有振動数(Hz)	刺激係数
1	0.251	3.98	1.425
2	0.112	8.89	0.550
3	0.043	23.27	－0.055
4	0.038	26.22	0.105
5	0.028	35.62	－0.028
6	0.022	44.99	－0.002

(c) UD 方向

次　数	固有周期 (s)	固有振動数(Hz)	刺激係数
1	0.181	5.53	1.039
2	0.027	36.87	－0.050
3	0.016	63.68	0.016
4	0.012	81.61	－0.005
5	0.010	105.19	0.001
6	0.003	313.11	0.001

表 4-2　固有値解析結果（Ｓ ｓ－１１）

(a) NS 方向

次　数	固有周期 (s)	固有振動数(Hz)	刺激係数
1	0.230	4.35	1.401
2	0.106	9.43	0.514
3	0.040	25.14	－0.051
4	0.034	29.58	0.084
5	0.025	40.56	－0.026
6	0.022	46.18	－0.003

(b) EW 方向

次　数	固有周期 (s)	固有振動数(Hz)	刺激係数
1	0.235	4.26	1.434
2	0.105	9.51	0.535
3	0.043	23.53	－0.060
4	0.038	26.28	0.120
5	0.028	35.67	－0.031
6	0.022	45.24	－0.002

(c) UD 方向

次　数	固有周期 (s)	固有振動数(Hz)	刺激係数
1	0.168	5.94	1.045
2	0.027	36.95	－0.058
3	0.016	63.70	0.019
4	0.012	81.62	－0.006
5	0.010	105.19	0.001
6	0.003	313.15	0.001

表 4-3　固有値解析結果（Ｓ$_s$－１２）

(a) NS 方向

次　数	固有周期 (s)	固有振動数(Hz)	刺激係数
1	0.233	4.30	1.399
2	0.107	9.31	0.516
3	0.040	25.10	－0.050
4	0.034	29.57	0.082
5	0.025	40.55	－0.025
6	0.022	46.15	－0.003

(b) EW 方向

次　数	固有周期 (s)	固有振動数(Hz)	刺激係数
1	0.238	4.20	1.432
2	0.107	9.39	0.537
3	0.043	23.48	－0.059
4	0.038	26.26	0.117
5	0.028	35.66	－0.031
6	0.022	45.19	－0.002

(c) UD 方向

次　数	固有周期 (s)	固有振動数(Hz)	刺激係数
1	0.172	5.83	1.043
2	0.027	36.93	－0.056
3	0.016	63.70	0.018
4	0.012	81.62	－0.006
5	0.010	105.19	0.001
6	0.003	313.14	0.001

表 4-4　固有値解析結果（Ｓ$_s$－１３）

(a) NS 方向

次　数	固有周期 (s)	固有振動数(Hz)	刺激係数
1	0.233	4.30	1.399
2	0.107	9.32	0.517
3	0.040	25.10	－0.050
4	0.034	29.57	0.082
5	0.025	40.55	－0.025
6	0.022	46.15	－0.003

(b) EW 方向

次　数	固有周期 (s)	固有振動数(Hz)	刺激係数
1	0.238	4.21	1.433
2	0.106	9.40	0.536
3	0.043	23.48	－0.059
4	0.038	26.27	0.117
5	0.028	35.66	－0.031
6	0.022	45.20	－0.002

(c) UD 方向

次　数	固有周期 (s)	固有振動数(Hz)	刺激係数
1	0.171	5.83	1.043
2	0.027	36.93	－0.056
3	0.016	63.70	0.018
4	0.012	81.62	－0.006
5	0.010	105.19	0.001
6	0.003	313.14	0.001

表 4-5　固有値解析結果（Ｓ$_s$－１４）

(a) NS 方向

次　数	固有周期 (s)	固有振動数(Hz)	刺激係数
1	0.231	4.33	1.400
2	0.106	9.39	0.515
3	0.040	25.12	－0.051
4	0.034	29.58	0.083
5	0.025	40.56	－0.025
6	0.022	46.17	－0.003

(b) EW 方向

次　数	固有周期 (s)	固有振動数(Hz)	刺激係数
1	0.236	4.24	1.434
2	0.105	9.48	0.534
3	0.043	23.52	－0.059
4	0.038	26.27	0.119
5	0.028	35.67	－0.031
6	0.022	45.24	－0.002

(c) UD 方向

次　数	固有周期 (s)	固有振動数(Hz)	刺激係数
1	0.170	5.89	1.044
2	0.027	36.94	－0.057
3	0.016	63.70	0.018
4	0.012	81.62	－0.006
5	0.010	105.19	0.001
6	0.003	313.14	0.001

表 4-6　固有値解析結果（Ｓ$_s$－２１）

(a) NS 方向

次　数	固有周期 (s)	固有振動数(Hz)	刺激係数
1	0.236	4.23	1.397
2	0.109	9.17	0.522
3	0.040	25.05	－0.050
4	0.034	29.55	0.080
5	0.025	40.55	－0.024
6	0.022	46.10	－0.003

(b) EW 方向

次　数	固有周期 (s)	固有振動数(Hz)	刺激係数
1	0.241	4.15	1.431
2	0.108	9.27	0.539
3	0.043	23.43	－0.058
4	0.038	26.25	0.114
5	0.028	35.65	－0.030
6	0.022	45.14	－0.002

(c) UD 方向

次　数	固有周期 (s)	固有振動数(Hz)	刺激係数
1	0.173	5.79	1.042
2	0.027	36.92	－0.055
3	0.016	63.69	0.018
4	0.012	81.62	－0.005
5	0.010	105.19	0.001
6	0.003	313.13	0.001

表 4-7　固有値解析結果（Ｓ$_s$－２２）

(a) NS 方向

次　数	固有周期 (s)	固有振動数(Hz)	刺激係数
1	0.238	4.20	1.396
2	0.110	9.09	0.524
3	0.040	25.02	－0.049
4	0.034	29.54	0.079
5	0.025	40.54	－0.024
6	0.022	46.08	－0.003

(b) EW 方向

次　数	固有周期 (s)	固有振動数(Hz)	刺激係数
1	0.243	4.11	1.429
2	0.109	9.19	0.542
3	0.043	23.39	－0.057
4	0.038	26.25	0.112
5	0.028	35.65	－0.029
6	0.022	45.11	－0.002

(c) UD 方向

次　数	固有周期 (s)	固有振動数(Hz)	刺激係数
1	0.174	5.76	1.042
2	0.027	36.91	－0.055
3	0.016	63.69	0.018
4	0.012	81.62	－0.005
5	0.010	105.19	0.001
6	0.003	313.13	0.001

表 4-8　固有値解析結果（Ｓ$_s$－３１）

(a) NS 方向

次　数	固有周期 (s)	固有振動数(Hz)	刺激係数
1	0.249	4.01	1.391
2	0.115	8.68	0.540
3	0.040	24.88	－0.047
4	0.034	29.48	0.073
5	0.025	40.52	－0.022
6	0.022	45.96	－0.003

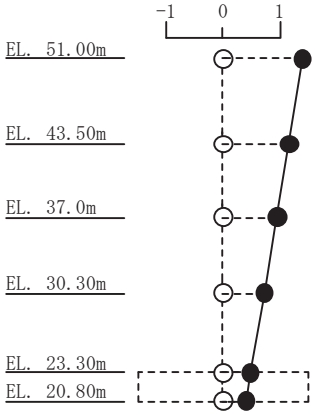
(b) EW 方向

次　数	固有周期 (s)	固有振動数(Hz)	刺激係数
1	0.254	3.94	1.424
2	0.114	8.79	0.554
3	0.043	23.23	－0.055
4	0.038	26.21	0.103
5	0.028	35.62	－0.027
6	0.022	44.94	－0.001

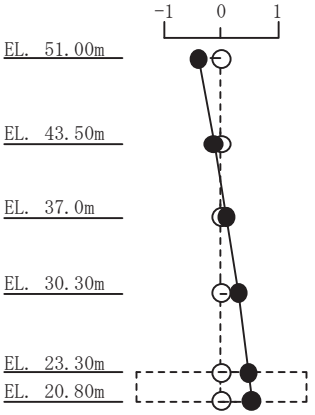
(c) UD 方向

次　数	固有周期 (s)	固有振動数(Hz)	刺激係数
1	0.184	5.45	1.038
2	0.027	36.85	－0.049
3	0.016	63.68	0.016
4	0.012	81.61	－0.005
5	0.010	105.19	0.001
6	0.003	313.11	0.001

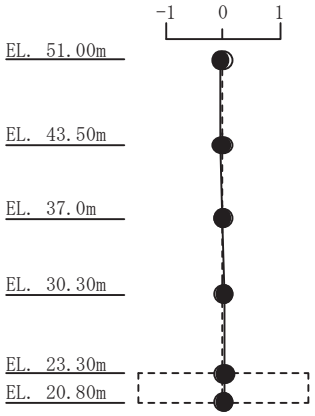
1次モード
固有周期　：0.246（s）
固有振動数：4.06（Hz）
刺激係数　：1.392



2次モード
固有周期　：0.114（s）
固有振動数：8.79（Hz）
刺激係数　：0.534



3次モード
固有周期　：0.040（s）
固有振動数：24.92（Hz）
刺激係数　：-0.047



4次モード
固有周期　：0.034（s）
固有振動数：29.49（Hz）
刺激係数　：0.074

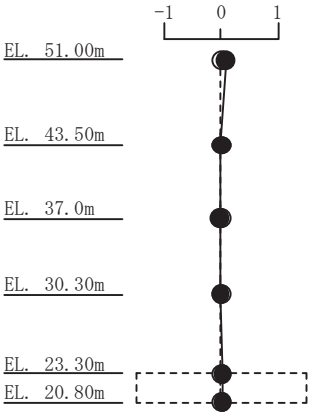
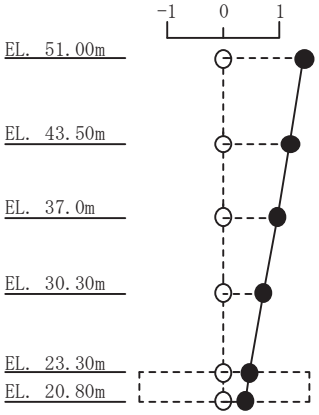
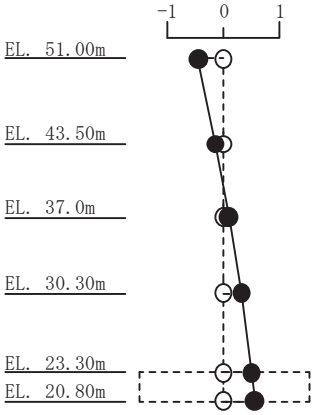


図 4-1（1／3）　刺激関数図（S_s－D１，NS 方向）

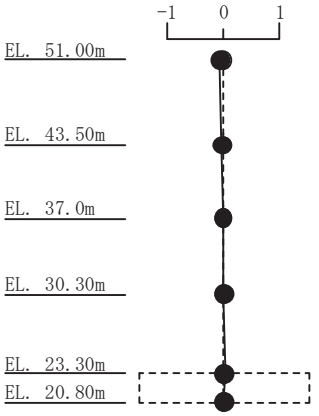
1次モード
固有周期　：0.251（s）
固有振動数：3.98（Hz）
刺激係数　：1.425



2次モード
固有周期　：0.112（s）
固有振動数：8.89（Hz）
刺激係数　：0.550



3次モード
固有周期　：0.043（s）
固有振動数：23.27（Hz）
刺激係数　：-0.055



4次モード
固有周期　：0.038（s）
固有振動数：26.22（Hz）
刺激係数　：0.105

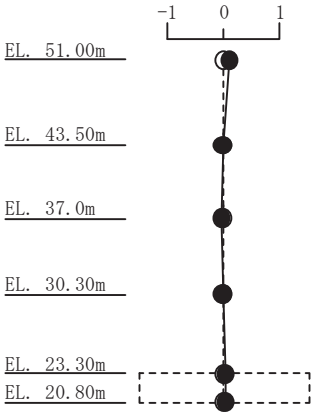
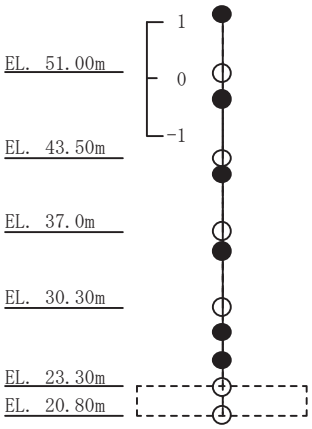
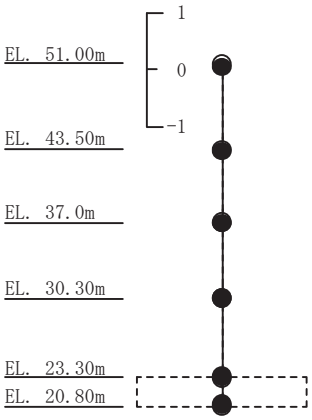


図 4-1（2／3）　刺激関数図（S_s－D１，EW 方向）

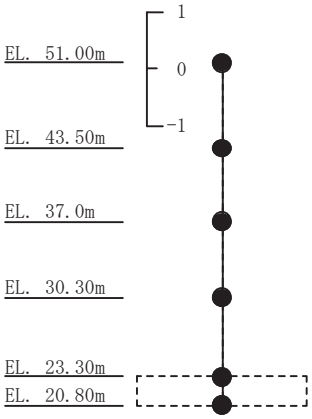
1次モード
固有周期　：0.181（s）
固有振動数：5.53（Hz）
刺激係数　：1.039



2次モード
固有周期　：0.027（s）
固有振動数：36.87（Hz）
刺激係数　：-0.050



3次モード
固有周期　：0.016（s）
固有振動数：63.68（Hz）
刺激係数　：0.016



4次モード
固有周期　：0.012（s）
固有振動数：81.61（Hz）
刺激係数　：-0.005

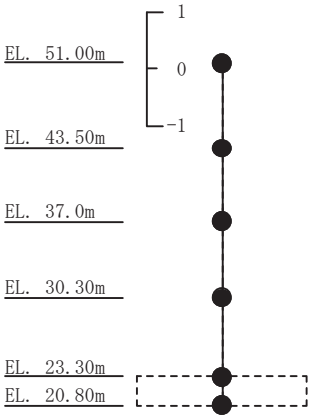
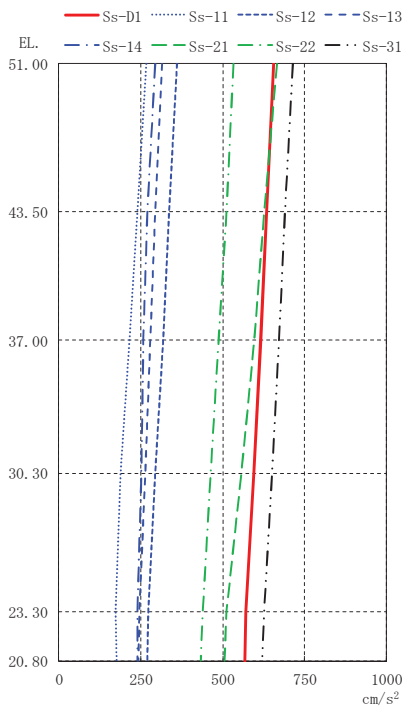


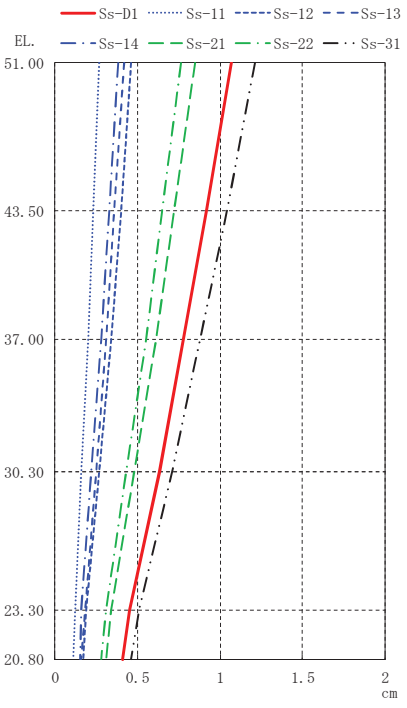
図 4-1（3／3）　刺激関数図（S_s－D１，UD 方向）



(単位：cm/s²)

Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
654	267	361	315	294	665	533	715
635	239	336	295	270	626	510	690
616	216	317	280	258	597	487	671
594	189	294	263	251	556	464	650
570	173	272	244	239	511	438	627
566	176	271	243	239	505	434	621

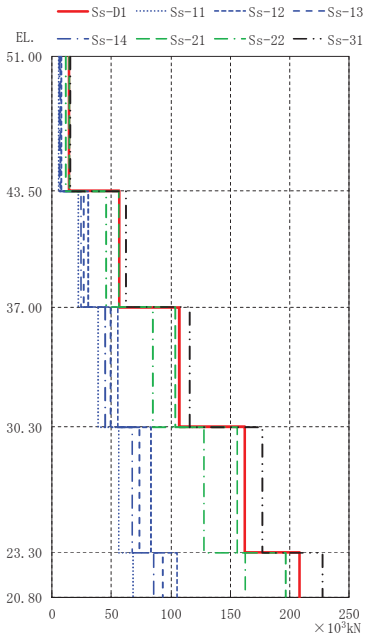
図 4-2　最大応答加速度（S_s，NS 方向）



(単位：cm)

Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
1.07	0.27	0.46	0.42	0.38	0.85	0.76	1.21
0.92	0.23	0.40	0.36	0.33	0.72	0.65	1.04
0.78	0.20	0.34	0.31	0.28	0.61	0.55	0.88
0.63	0.16	0.27	0.25	0.22	0.48	0.43	0.71
0.45	0.12	0.19	0.18	0.16	0.34	0.31	0.51
0.41	0.11	0.17	0.16	0.15	0.31	0.28	0.46

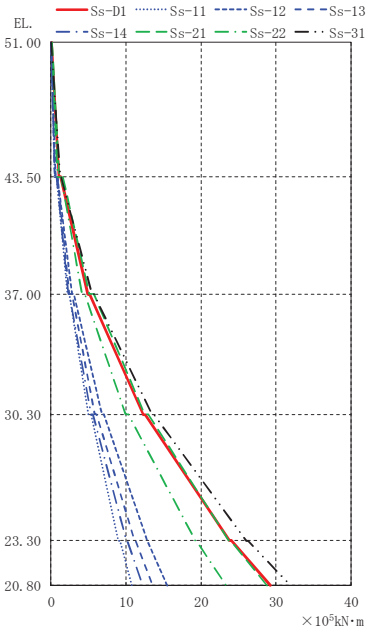
図 4-3　最大応答変位（S_s，NS 方向）



(単位：×10³kN)

Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
14.0	5.74	7.72	6.73	6.28	14.3	11.4	15.3
56.8	21.7	30.5	26.6	24.2	56.4	45.8	61.9
107	38.9	55.5	49.1	44.9	104	84.9	116
162	56.2	83.0	73.5	67.4	156	128	177
208	68.0	105	92.9	85.8	197	163	228

図 4-4　最大応答せん断力（S_s，NS 方向）



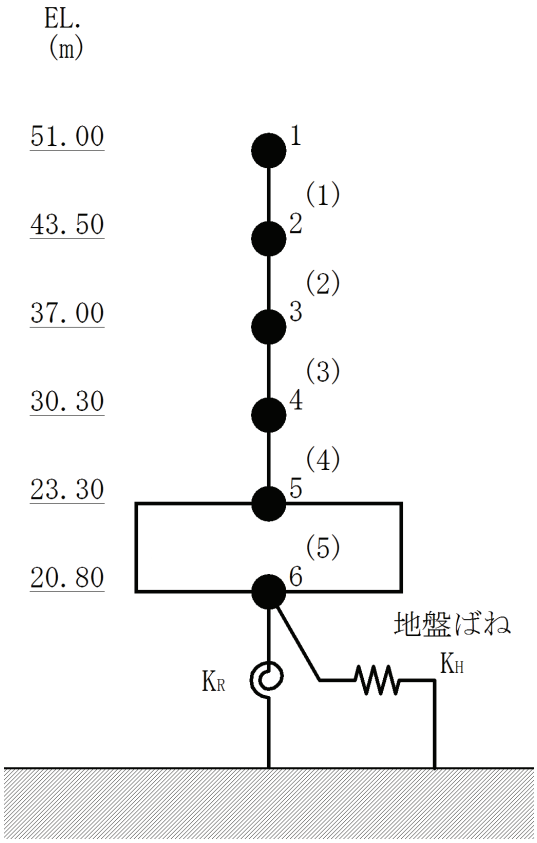
(単位：×10⁵kN·m)

Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
0.0666 1.09	0.0703 0.479	0.0698 0.615	0.0658 0.539	0.0478 0.505	0.107 1.13	0.0925 0.895	0.0494 1.19
1.30 4.96	0.794 2.16	0.876 2.80	0.830 2.44	0.753 2.27	1.62 5.15	1.38 4.08	1.41 5.43
5.19 12.3	2.47 5.00	3.03 6.75	2.75 5.84	2.49 5.39	5.66 12.5	4.48 9.97	5.69 13.5
12.5 23.8	5.32 9.01	6.99 12.8	6.08 11.2	5.59 10.1	13.0 23.7	10.3 19.2	13.7 26.0
24.0 29.2	9.21 10.8	12.9 15.5	11.3 13.6	10.2 12.2	24.0 28.8	19.4 23.4	26.3 31.9

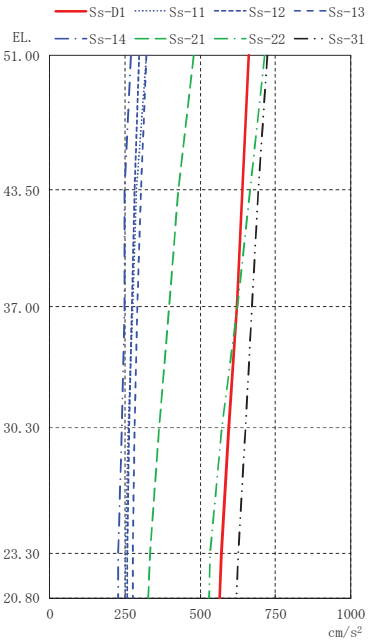
図 4-5　最大応答曲げモーメント（S_s，NS 方向）

表 4-9　最大応答せん断ひずみ一覧（S_s，NS 方向）

要素番号	最大応答せん断ひずみ（$\times 10^{-3}$）								第 1 折点	第 2 折点
	Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)
(1)	0.0210	0.00861	0.0116	0.0101	0.00942	0.0214	0.0171	0.0230	0.177	0.530
(2)	0.0319	0.0122	0.0171	0.0150	0.0136	0.0317	0.0257	0.0347	0.181	0.542
(3)	0.0623	0.0228	0.0326	0.0288	0.0264	0.0610	0.0498	0.0678	0.193	0.579
(4)	0.0877	0.0305	0.0450	0.0399	0.0366	0.0846	0.0693	0.0956	0.205	0.614



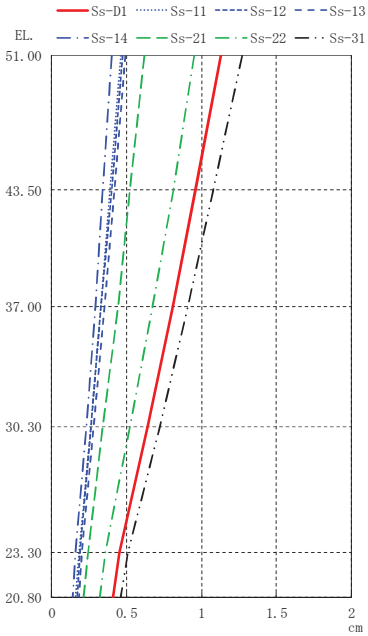
注 1　：数字は質点番号を示す。
注 2　：（　）内は要素番号を示す。



(単位：cm/s²)

Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
661	321	298	320	269	479	715	722
641	289	282	302	248	428	666	694
621	277	272	290	247	396	623	673
596	260	264	281	239	363	573	651
569	250	259	275	228	334	532	627
565	252	259	275	226	327	529	621

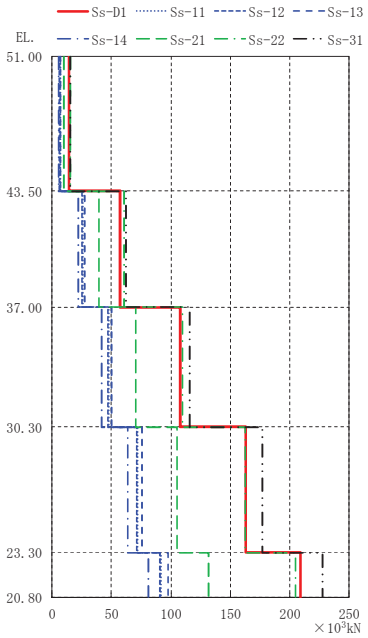
図 4-6　最大応答加速度（S_s，EW 方向）



(単位：cm)

Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
1.13	0.46	0.47	0.49	0.40	0.62	0.95	1.27
0.96	0.39	0.40	0.42	0.34	0.52	0.81	1.08
0.81	0.33	0.33	0.35	0.29	0.44	0.67	0.91
0.64	0.26	0.26	0.28	0.23	0.34	0.52	0.72
0.45	0.18	0.19	0.20	0.16	0.24	0.36	0.51
0.41	0.16	0.17	0.18	0.14	0.21	0.32	0.46

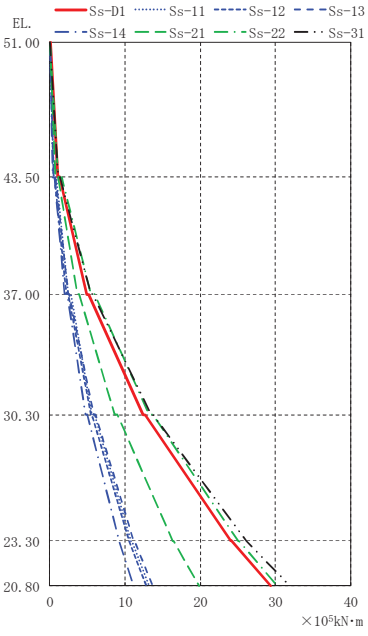
図 4-7　最大応答変位（S_s，EW 方向）



（単位：×10³kN）

Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
14.2	6.90	6.38	6.84	5.75	10.3	15.3	15.5
57.4	26.1	25.4	27.1	22.2	39.2	60.3	62.3
108	48.1	47.0	50.3	41.5	70.7	110	116
163	72.0	71.2	75.9	63.7	105	163	177
209	91.7	91.1	97.4	81.3	132	205	228

図 4-8　最大応答せん断力（S_s，EW 方向）



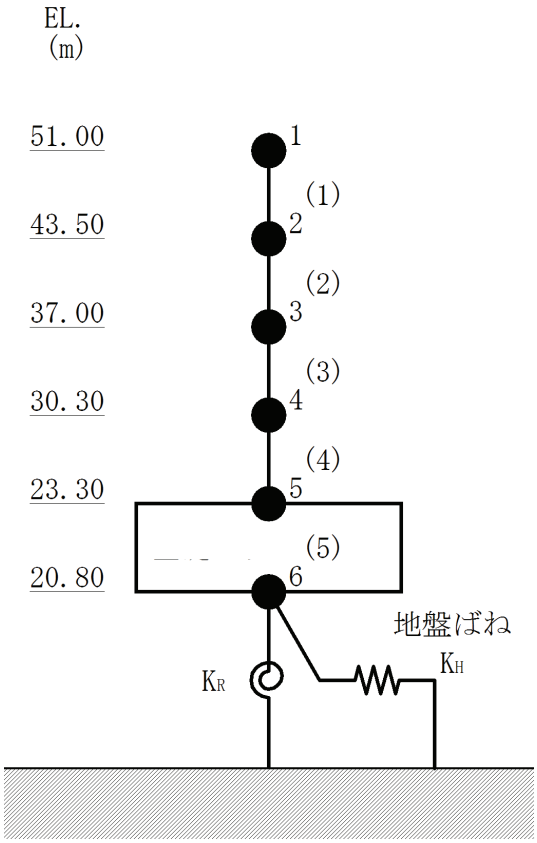
（単位：×10⁵kN·m）

Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
0.0235	0.0312	0.0160	0.0173	0.0186	0.0315	0.0351	0.0174
1.07	0.540	0.486	0.522	0.443	0.788	1.17	1.17
1.26	0.846	0.674	0.704	0.682	1.06	1.63	1.37
4.96	2.46	2.25	2.41	2.01	3.60	5.44	5.42
5.18	2.80	2.41	2.57	2.27	3.90	5.92	5.65
12.4	5.64	5.49	5.87	4.77	8.64	13.2	13.5
12.6	5.97	5.62	6.03	4.93	8.93	13.7	13.7
24.0	10.8	10.5	11.2	9.16	16.3	25.0	26.1
24.1	10.9	10.6	11.3	9.22	16.5	25.2	26.2
29.3	13.2	12.8	13.7	11.2	19.8	30.2	31.9

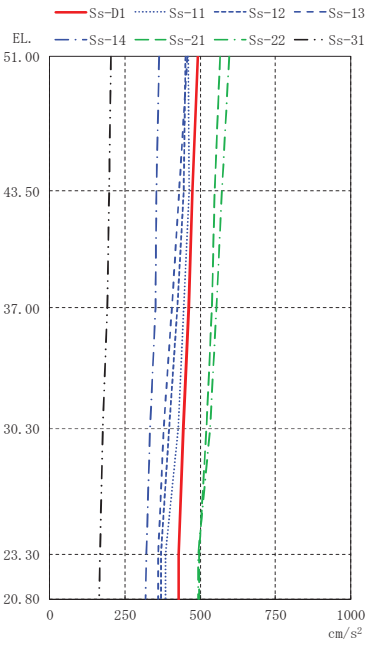
図 4-9　最大応答曲げモーメント（S_s，EW 方向）

表 4-10　最大応答せん断ひずみ一覧（S_s，EW 方向）

要素番号	最大応答せん断ひずみ（$\times 10^{-3}$）								第 1 折点	第 2 折点
	Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)
(1)	0.0297	0.0145	0.0134	0.0144	0.0121	0.0216	0.0321	0.0324	0.177	0.530
(2)	0.0402	0.0183	0.0178	0.0190	0.0156	0.0274	0.0422	0.0436	0.179	0.538
(3)	0.0768	0.0345	0.0337	0.0361	0.0298	0.0507	0.0787	0.0831	0.192	0.577
(4)	0.104	0.0459	0.0454	0.0484	0.0406	0.0667	0.104	0.113	0.204	0.613



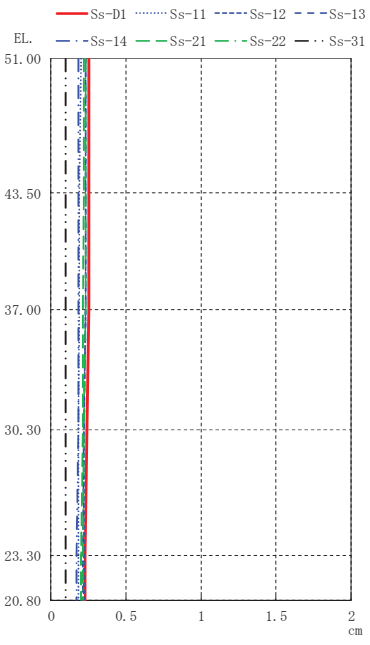
注 1　：数字は質点番号を示す。
注 2　：（　）内は要素番号を示す。



(単位：cm/s²)

Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
491	459	451	458	363	565	595	203
475	464	446	430	355	547	571	197
461	445	424	406	350	539	554	190
443	428	396	378	333	521	534	175
429	386	370	361	320	497	494	166
428	386	368	359	318	496	492	165

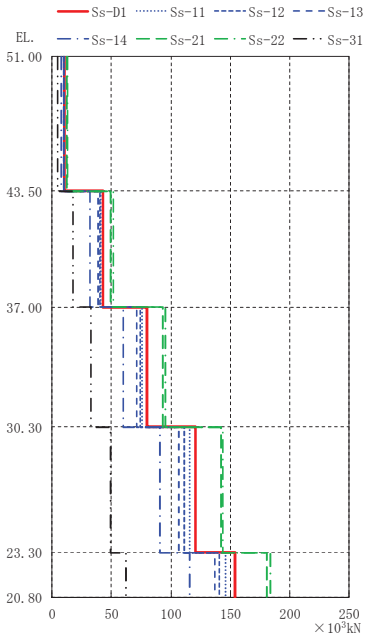
図 4-10　最大応答加速度（S s，UD 方向）



(単位：cm)

Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
0.25	0.20	0.23	0.23	0.18	0.22	0.23	0.10
0.25	0.19	0.23	0.23	0.18	0.22	0.23	0.10
0.25	0.19	0.23	0.23	0.18	0.21	0.23	0.10
0.24	0.18	0.22	0.22	0.18	0.21	0.22	0.10
0.23	0.18	0.22	0.21	0.17	0.20	0.21	0.10
0.23	0.18	0.22	0.21	0.17	0.20	0.21	0.10

図 4-11　最大応答変位（S s，UD 方向）



(単位：×10³kN)

Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
10.6	9.96	9.67	9.78	7.78	12.3	12.8	4.37
42.7	40.9	39.9	38.9	31.6	49.5	51.3	17.8
79.6	75.9	73.9	71.4	59.5	93.0	95.1	33.0
121	116	111	107	90.7	142	144	49.4
154	146	141	137	116	181	184	61.8

図 4-12　最大応答軸力（S_s，UD 方向）

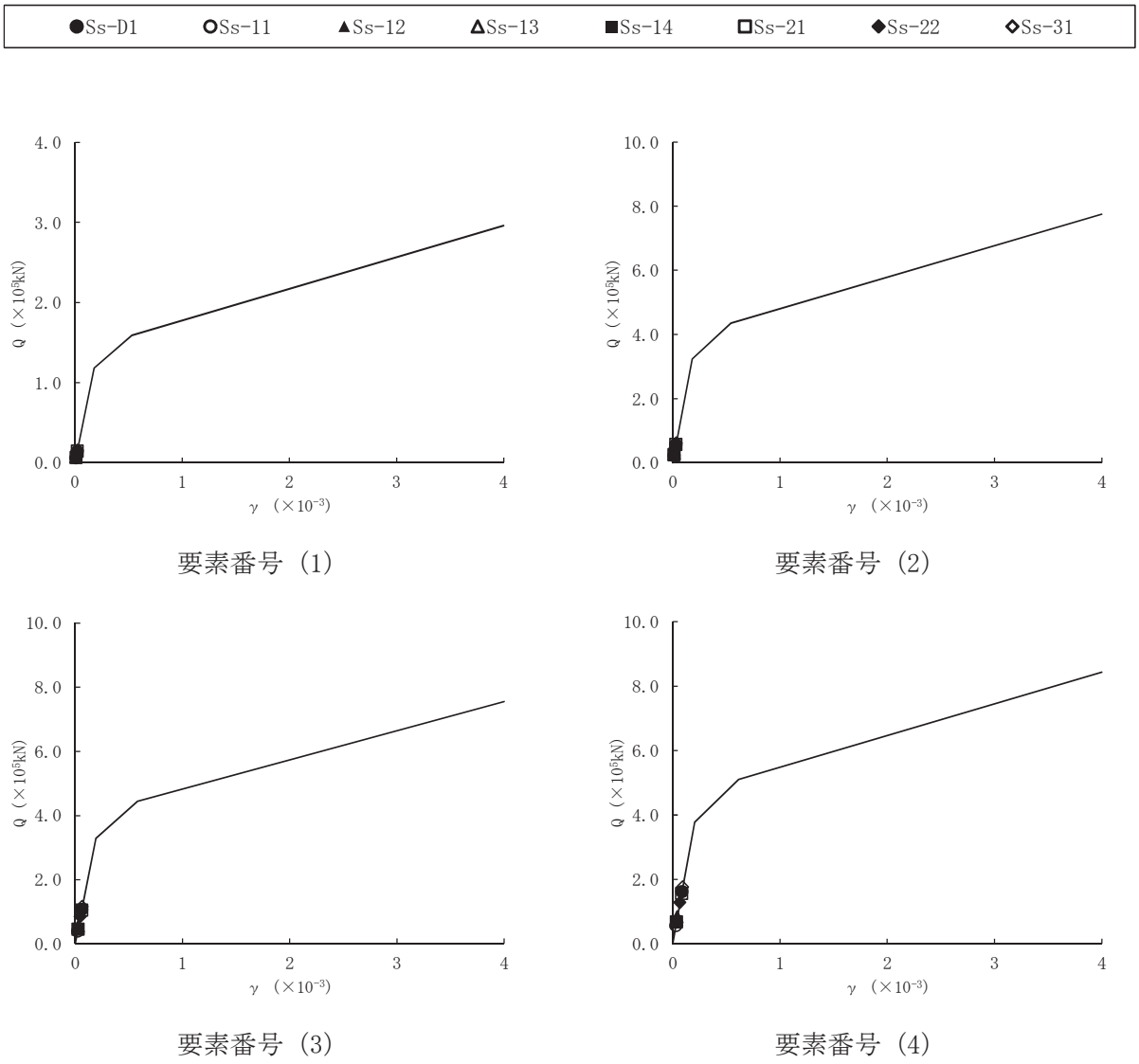


図 4-13（1／2）　せん断スケルトンカーブ上の最大応答値（S_s，NS 方向）

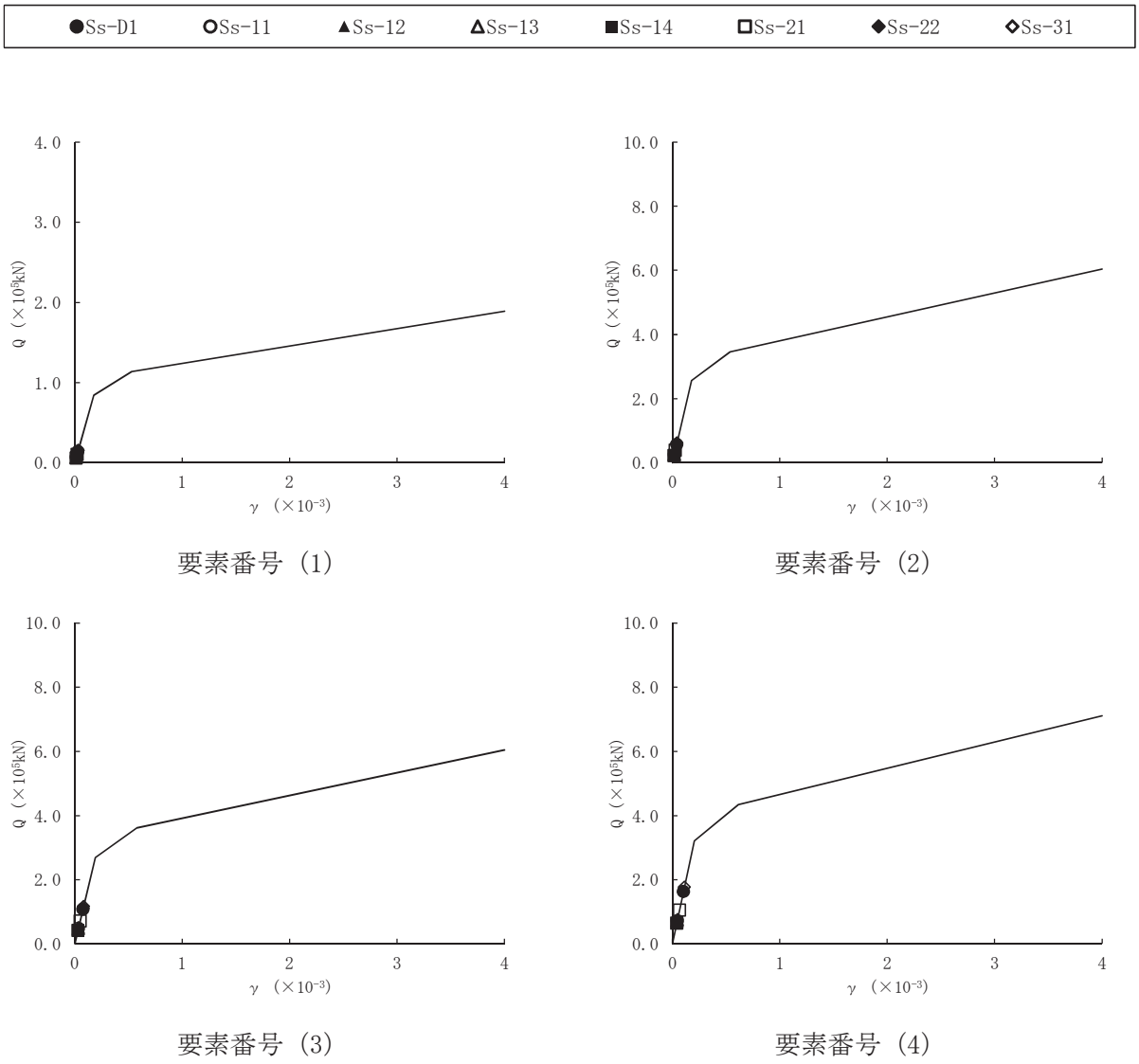


図 4-13（2／2）　せん断スケルトンカーブ上の最大応答値（S_s，EW 方向）

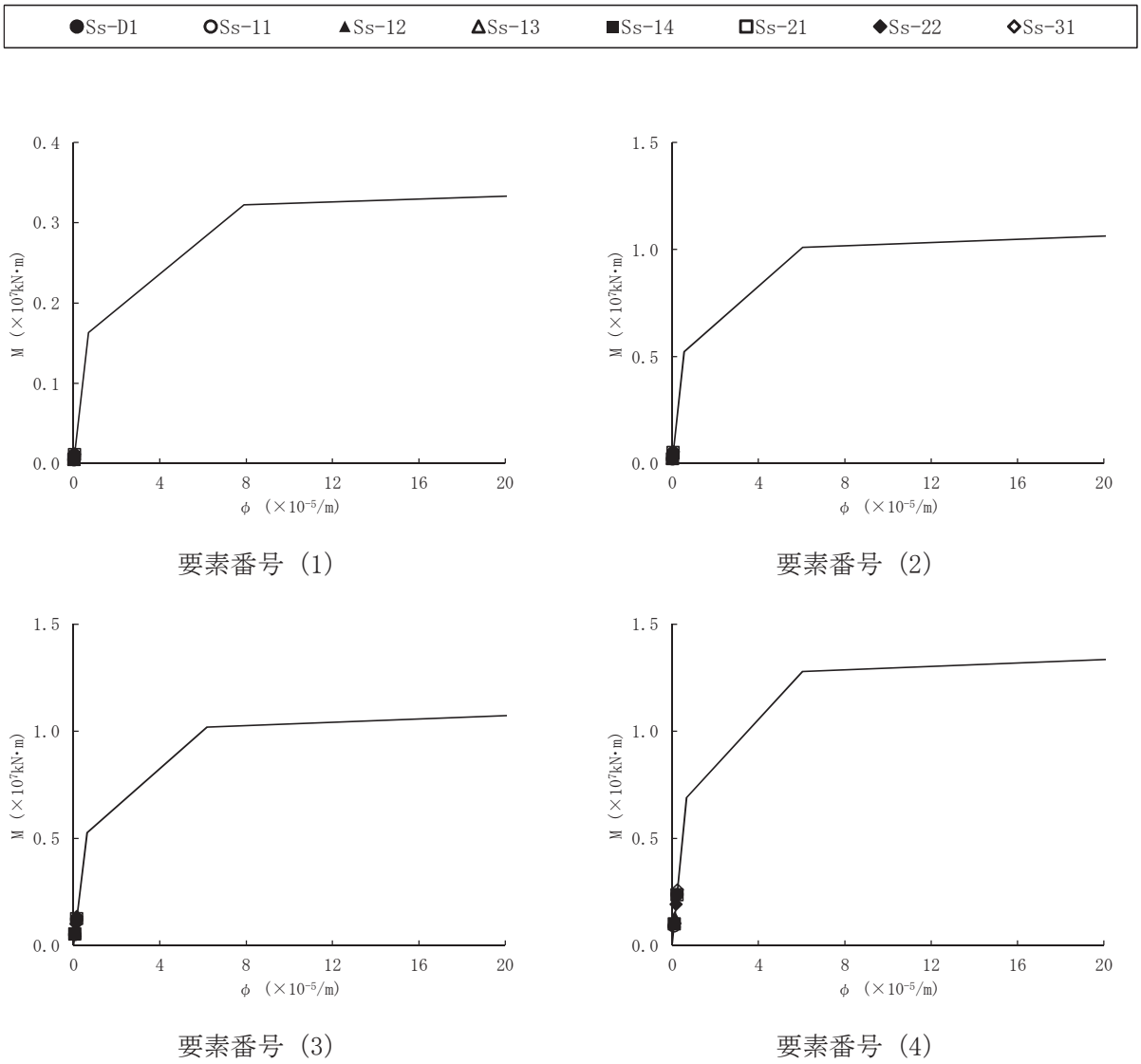


図 4-14（1／2） 曲げスケルトンカーブ上の最大応答値（S_s，NS 方向）

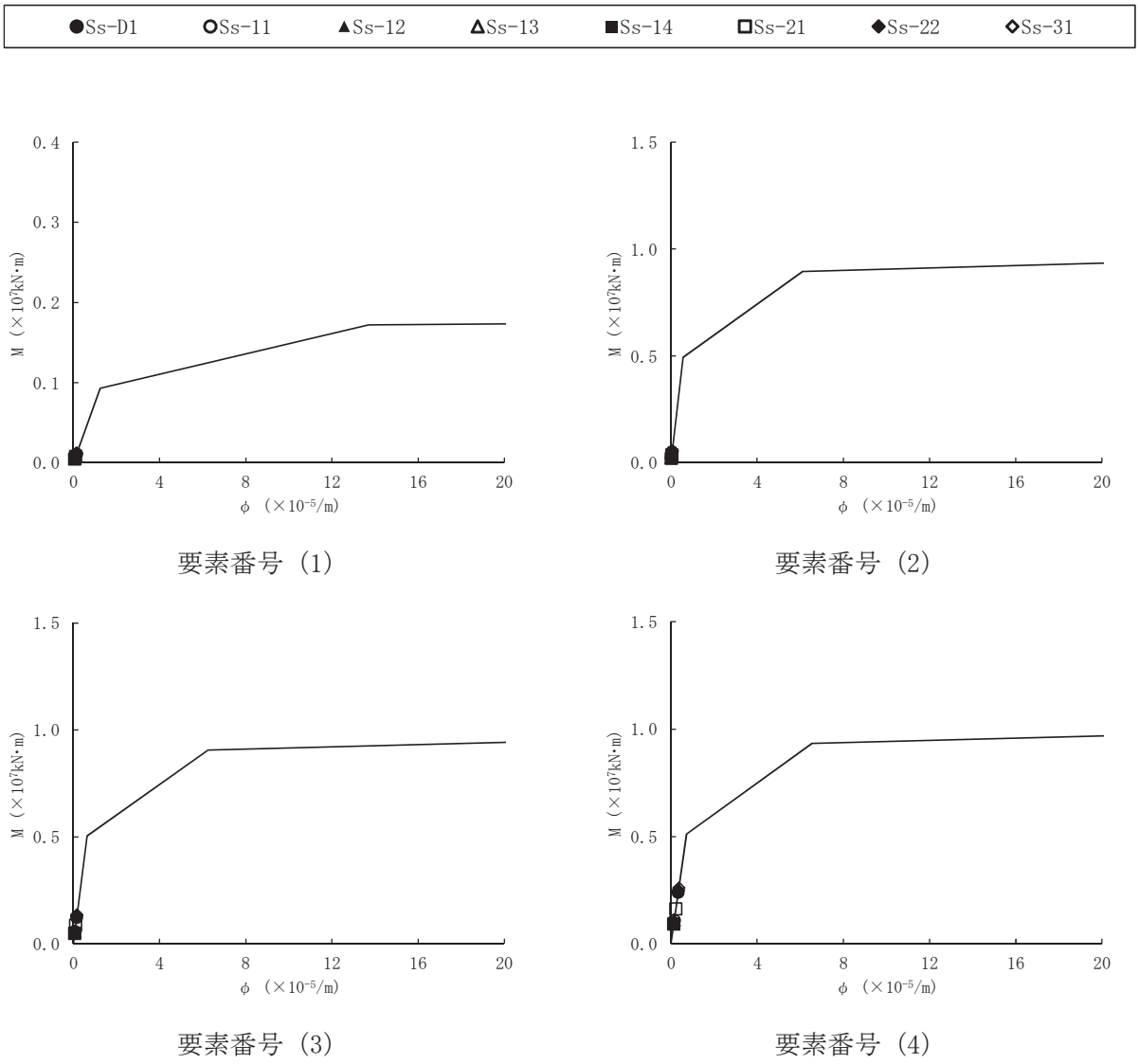


図 4-14（2／2）　曲げスケルトンカーブ上の最大応答値（S_s，EW 方向）

表 4-11　地盤ばねの最大応答値（S_s, NS 方向）

水平地盤ばねの最大応答値（$\times 10^5$kN）							
Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
2.41	0.763	1.20	1.07	0.993	2.25	1.88	2.63

回転地盤ばねの最大応答値（$\times 10^6$kN・m）							
Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
2.93	1.09	1.56	1.37	1.22	2.90	2.35	3.20

表 4-12　地盤ばねの最大応答値（S_s, EW 方向）

水平地盤ばねの最大応答値（$\times 10^5$kN）							
Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
2.42	1.06	1.06	1.13	0.943	1.51	2.34	2.64

回転地盤ばねの最大応答値（$\times 10^6$kN・m）							
Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
2.94	1.32	1.28	1.37	1.12	1.99	3.04	3.20

表 4-13　地盤ばねの最大応答値（S_s, UD 方向）

鉛直地盤ばねの最大応答値（$\times 10^5$kN）							
Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
1.78	1.68	1.63	1.57	1.34	2.08	2.12	0.704

4.2　必要保有水平耐力

「3.4　解析方法」による解析方法で算出した必要保有水平耐力Q_{un}を表 4-14 に示す。

表 4-14　必要保有水平耐力

(a) NS 方向

要素番号	EL. (m)	構造特性係数 D_s	形状特性係数 F_{es}	必要保有水平耐力 Q_{un} (kN)
(1)	43.50 ～ 51.00	0.55	1.00	19700
(2)	37.00 ～ 43.50	0.55	1.08	74600
(3)	30.30 ～ 37.00	0.55	1.00	117000
(4)	23.30 ～ 30.30	0.55	1.00	159000

(b) EW 方向

要素番号	EL. (m)	構造特性係数 D_s	形状特性係数 F_{es}	必要保有水平耐力 Q_{un} (kN)
(1)	43.50 ～ 51.00	0.55	1.00	20200
(2)	37.00 ～ 43.50	0.55	1.00	70500
(3)	30.30 ～ 37.00	0.55	1.00	118000
(4)	23.30 ～ 30.30	0.55	1.00	161000

Ⅴ-2-2-11　緊急時対策所建屋の耐震性についての計算書

目次

1. 概要 1
2. 基本方針 2
2.1 位置 2
2.2 構造概要 3
2.3 評価方針 16
2.4 適用規格・基準等 18
3. 地震応答解析による評価方法 19
4. 応力解析による評価方法 21
4.1 評価対象部位及び評価方針 21
4.2 荷重及び荷重の組合せ 24
4.3 許容限界 31
4.4 評価方法 33
5. 評価結果 50
5.1 地震応答解析による評価結果 50
5.2 応力解析による評価結果 52

別紙 液状化影響検討について

1. 概要

本資料は，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針」に基づき，緊急時対策所建屋の地震時の構造強度及び機能維持の確認について説明するものであり，その評価は，地震応答解析による評価及び応力解析による評価に基づき行う。

緊急時対策所建屋は，設計基準対象施設においては「Ｃクラスの施設」及び「Ｃクラスの施設の間接支持構造物」に，重大事故等対処施設においては「常設重大事故緩和設備の間接支持構造物」に分類される。また，緊急時対策所建屋を構成する壁及びスラブの一部は緊急時対策所遮蔽に該当し，その緊急時対策所遮蔽は，重大事故等対処施設において「常設重大事故緩和設備」に分類される。

以下，それぞれの分類に応じた耐震評価を示す。

2. 基本方針

2.1 位置

緊急時対策所建屋の設置位置を図 2-1 に示す。

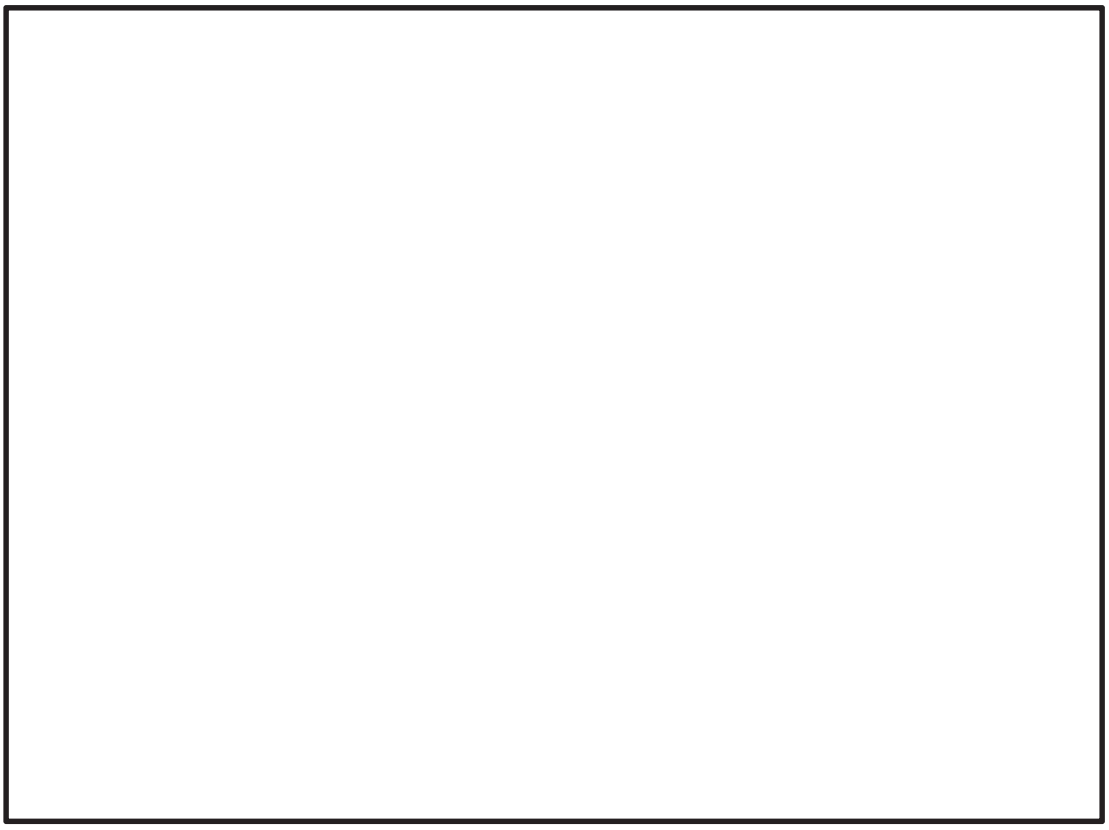


図 2-1 緊急時対策所建屋の設置位置

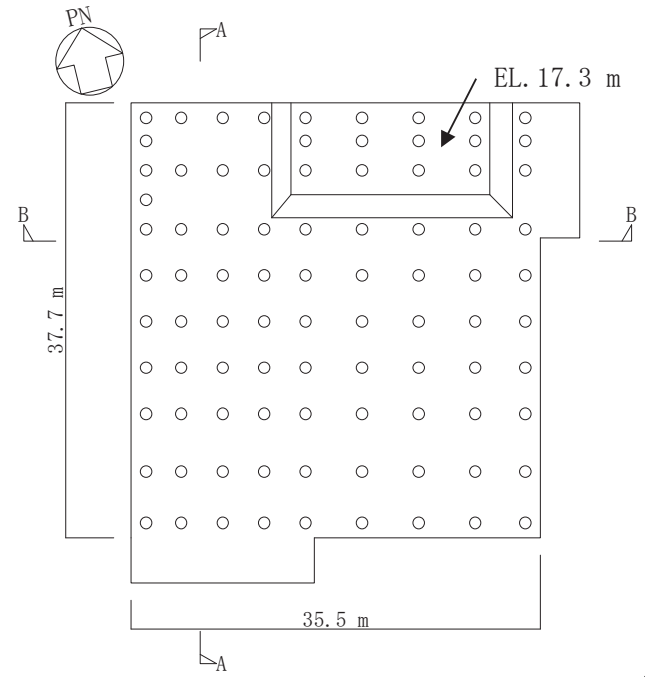
2.2　構造概要

緊急時対策所建屋は，主体構造が鉄筋コンクリート造で，地上4階の建物である。平面が南北方向37.7 m，東西方向35.5 m，地上高さ28.0 mである。

緊急時対策所建屋の基礎は，厚さ2.5ｍ（一部2.2ｍ及び5.7ｍ）で，場所打ち鋼管コンクリート杭（外径1.0ｍ，88 本）を介して，砂質泥岩である久米層に岩着している。また，表層のfl層，du層及びD2c－3層について地盤改良を実施する。

建屋の外壁は基礎スラブから屋根面まで連続しており，壁厚は1.5ｍ～1.2ｍである。建屋は全体として非常に剛性が高く，建屋に加わる地震時の水平力はすべてこれらの耐震壁で負担する。柱及び梁は，耐震壁の一部とつながってラーメン構造を形成している。このラーメン構造部材は地震時の建屋層間変形に追従できるようになっている。

緊急時対策所建屋の杭伏図を図2-2に，概略平面図を図2-3に，概略断面図を図2-4に，緊急時対策所遮蔽の範囲を図2-5に示す。また，気密性を確保する範囲を図2-6に示す。



凡例　○：杭

図 2-2　緊急時対策所建屋の杭伏図（杭伏図：EL. 20.8 m）

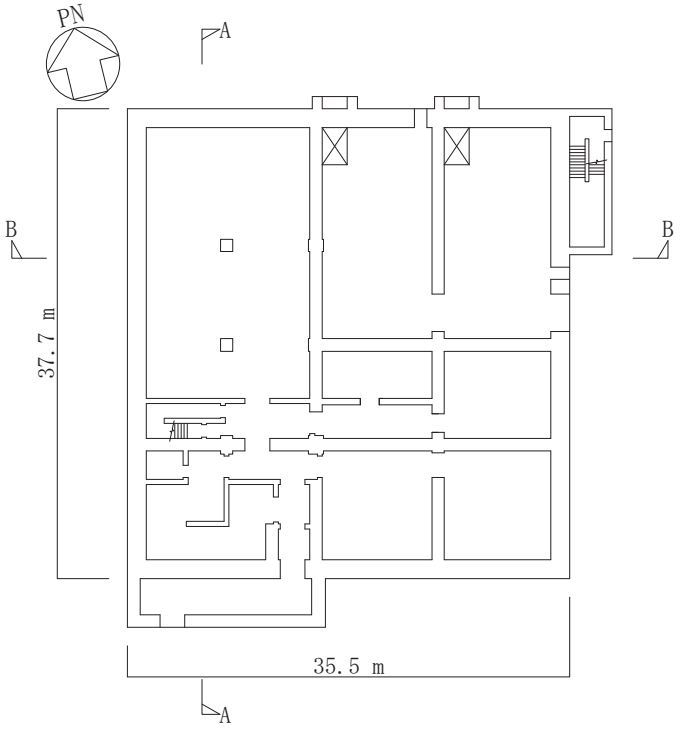


図 2-3（1／5）　緊急時対策所建屋の概略平面図（1 階平面図：EL. 23.3 m）

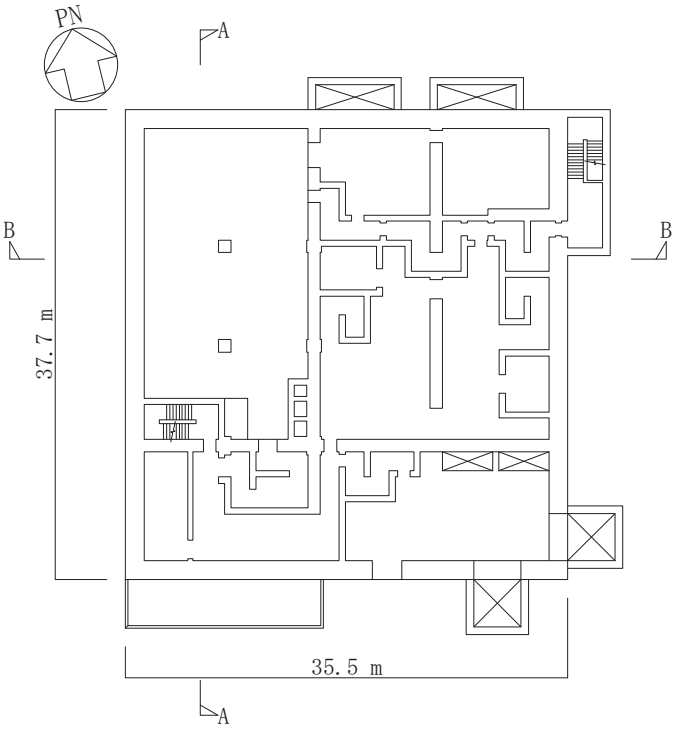


図 2-3 (2／5)　緊急時対策所建屋の概略平面図 (2 階平面図：EL. 30.3 m)

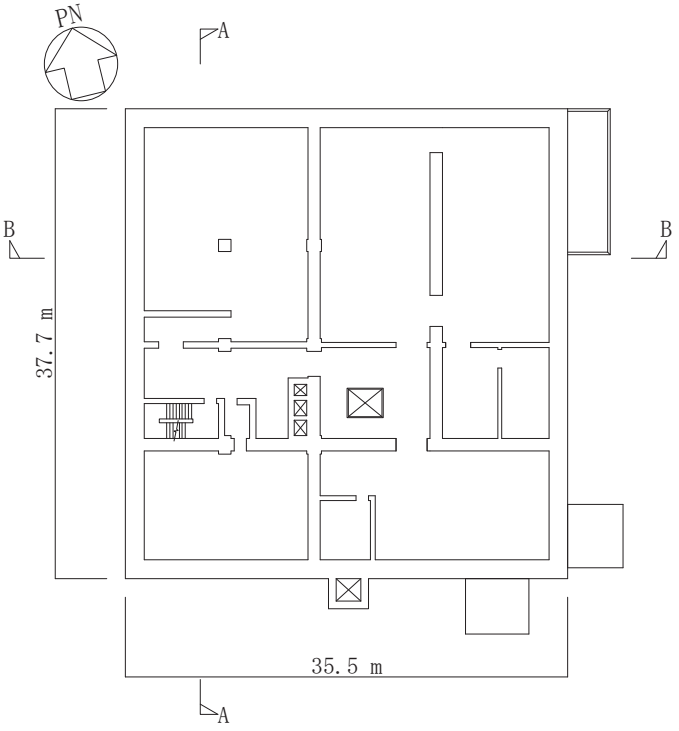


図 2-3 (3／5)　緊急時対策所建屋の概略平面図 (3 階平面図：EL. 37.0 m)

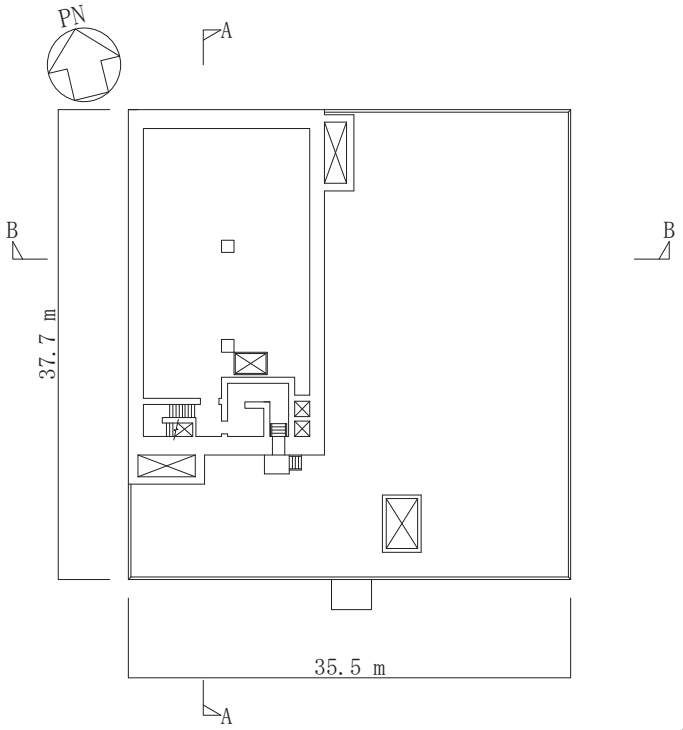


図 2-3 (4／5)　緊急時対策所建屋の概略平面図 (4 階平面図：EL. 43.5 m)

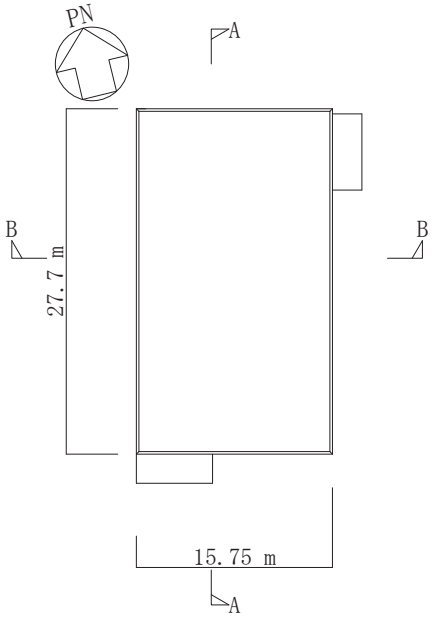


図 2-3 (5／5)　緊急時対策所建屋の概略平面図 (R 階平面図：EL. 51.0 m)

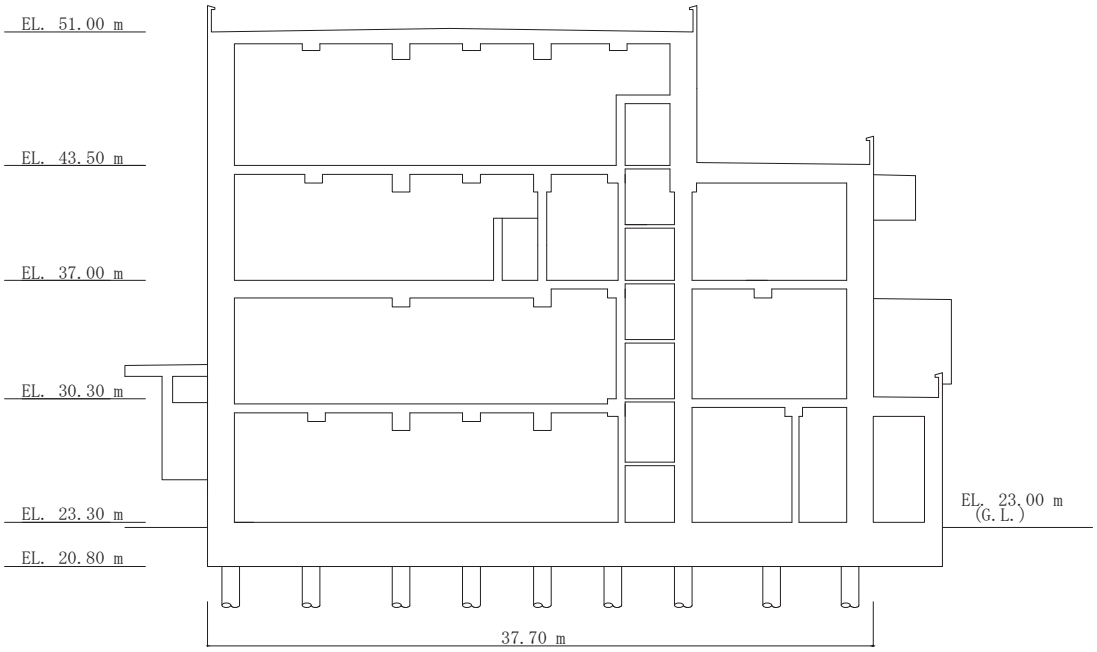


図 2-4（1／2）　緊急時対策所建屋の概略断面図（A－A 断面，NS 方向）

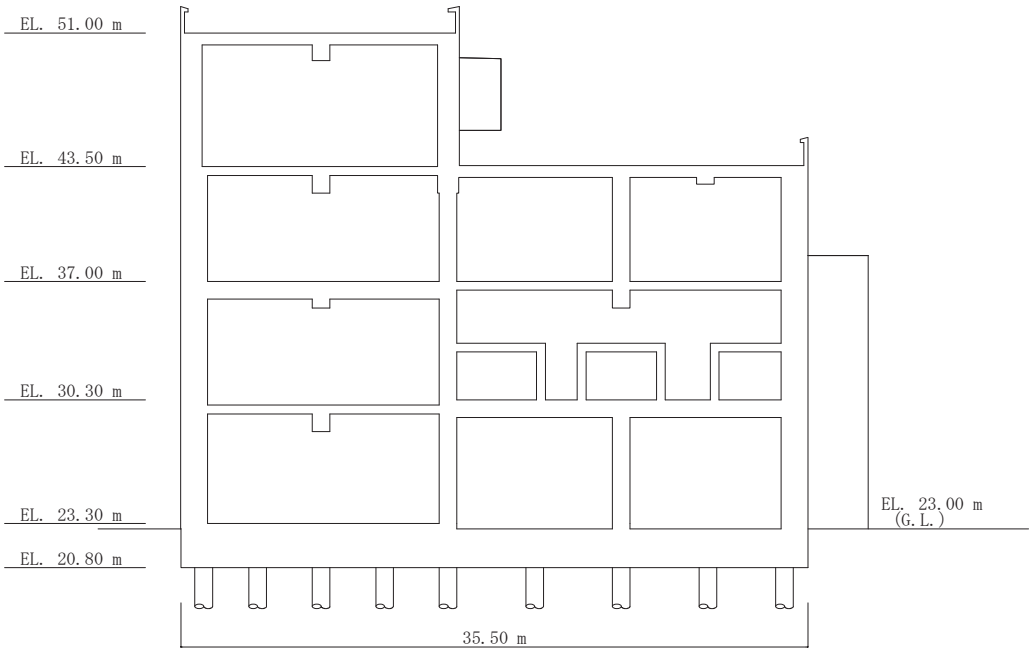


図 2-4（2／2）　緊急時対策所建屋の概略断面図（B－B 断面，EW 方向）

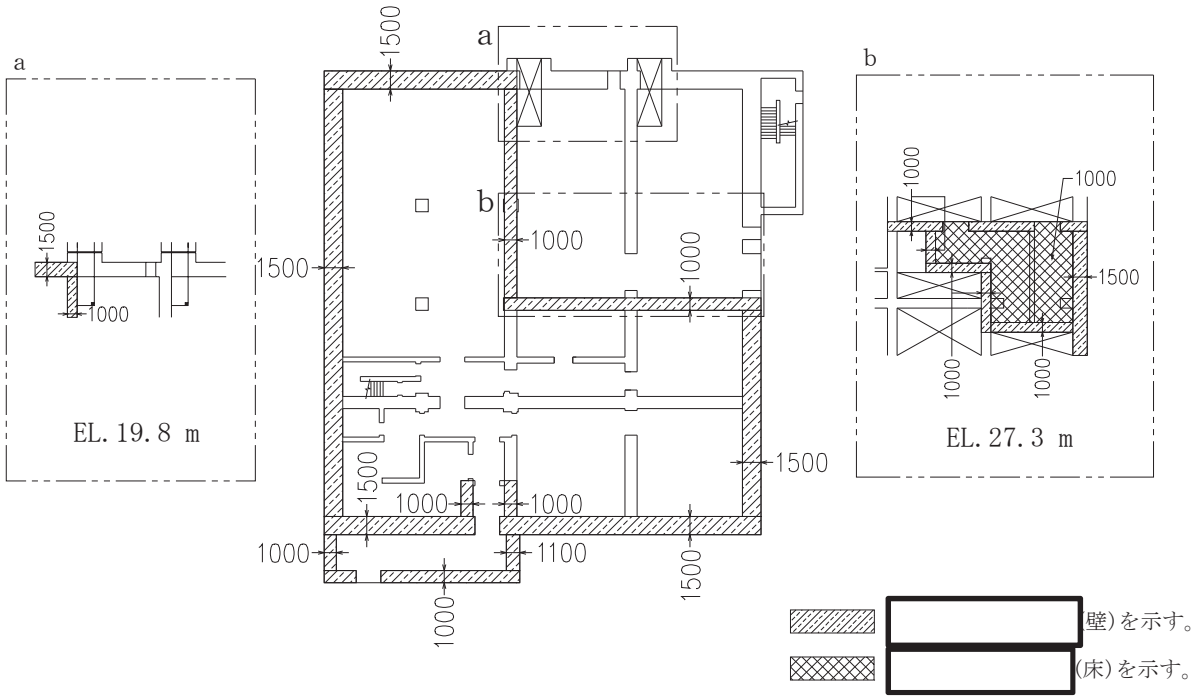


図 2-5 (1／7) の範囲 (1 階平面図：EL. 23.3 m)

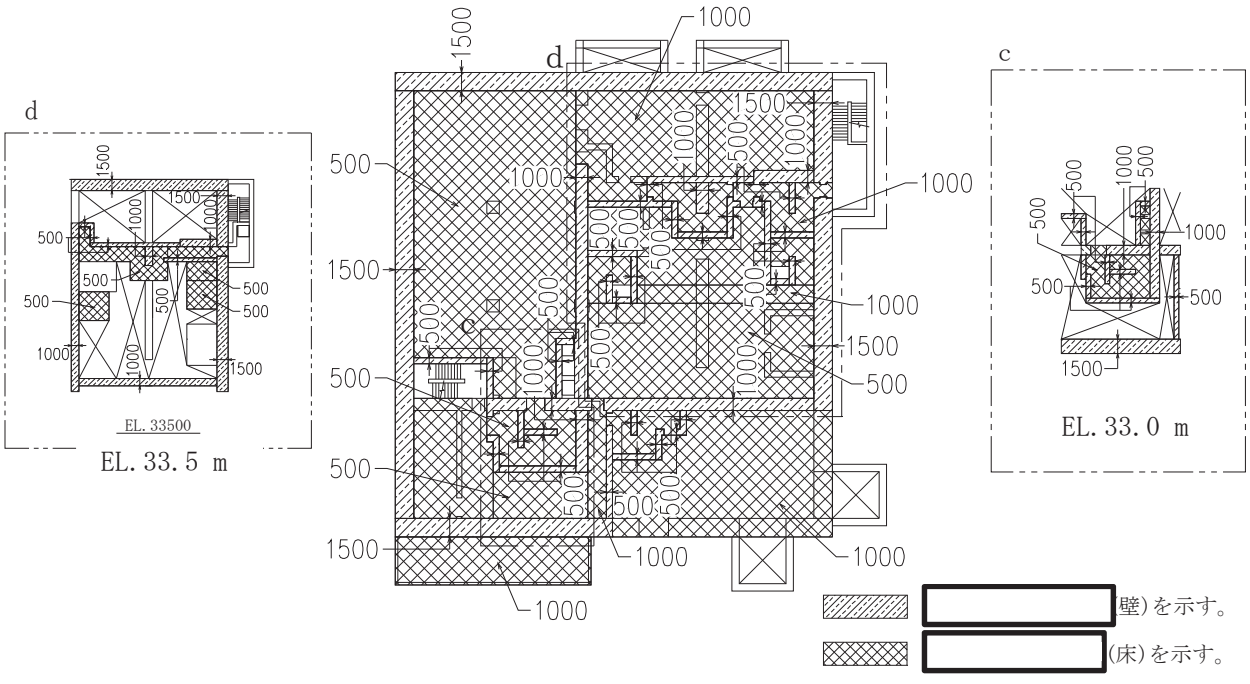


図 2-5 (2／7) の範囲 (2 階平面図：EL. 30.3 m)

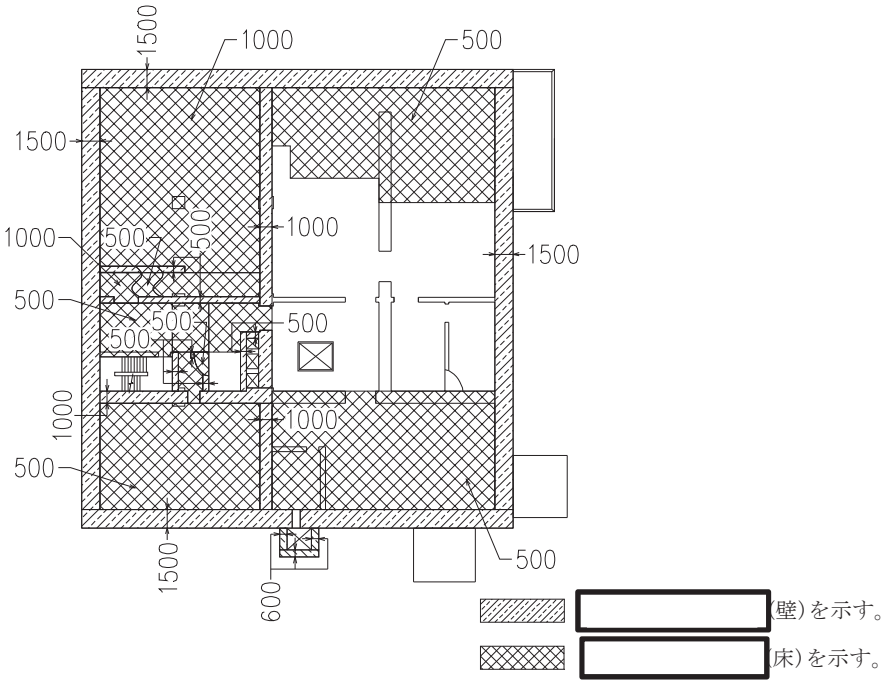


図 2-5 (3／7) の範囲 (3 階平面図：EL. 37.0 m)

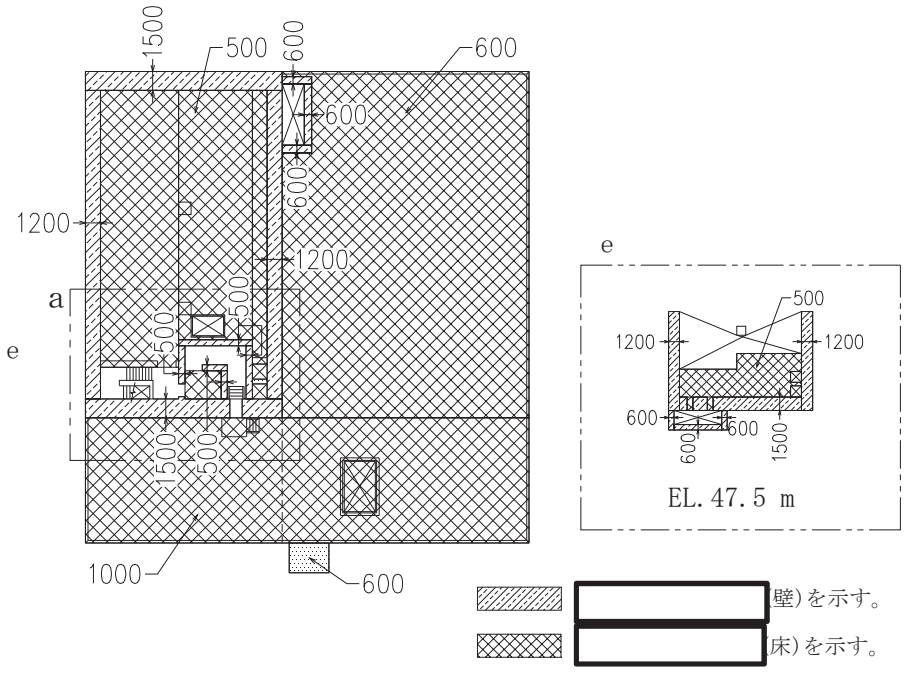
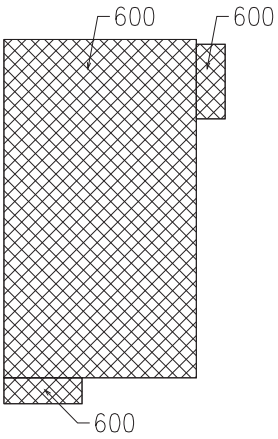


図 2-5 (4／7) の範囲 (4 階平面図：EL. 43.5 m)



(床)を示す。

図 2-5 (5／7) の範囲 (R 階平面図 : EL.51.0 m)

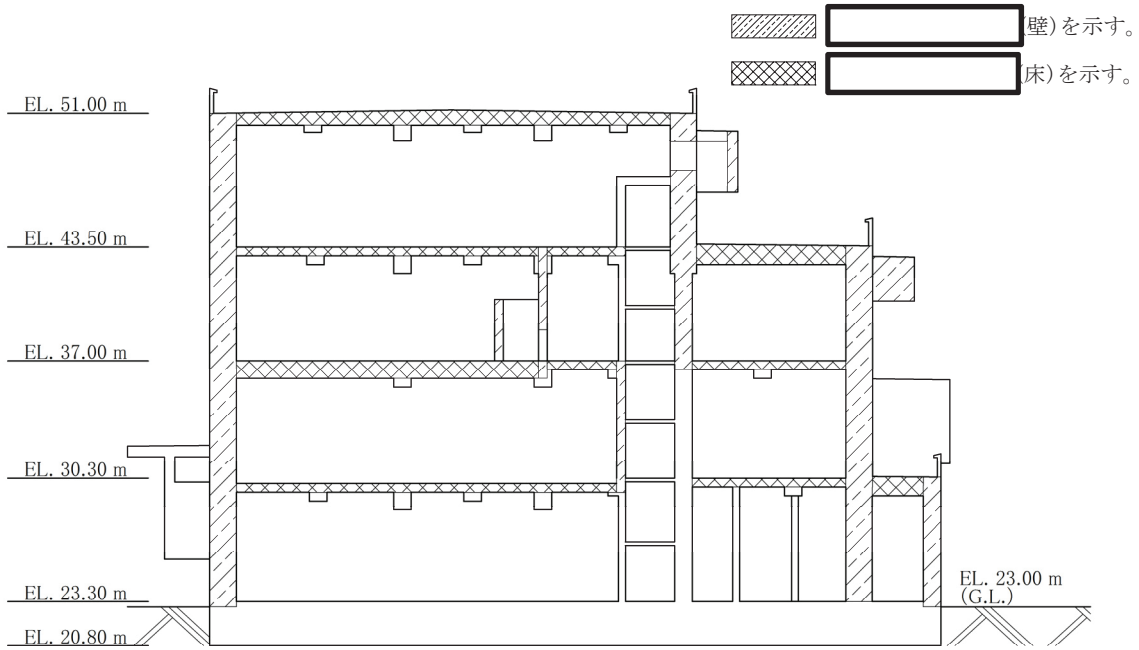


図 2-5 (6／7) [redacted]の範囲 (A－A 断面, NS 方向)

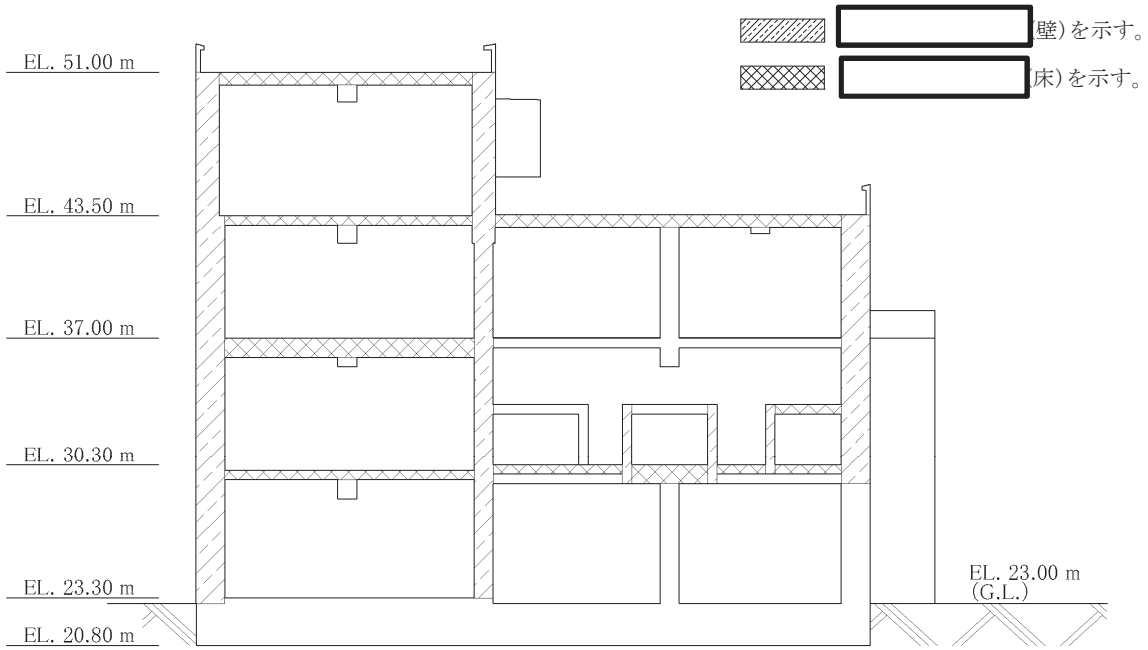


図 2-5 (7／7) [redacted]の範囲 (B－B 断面, EW 方向)

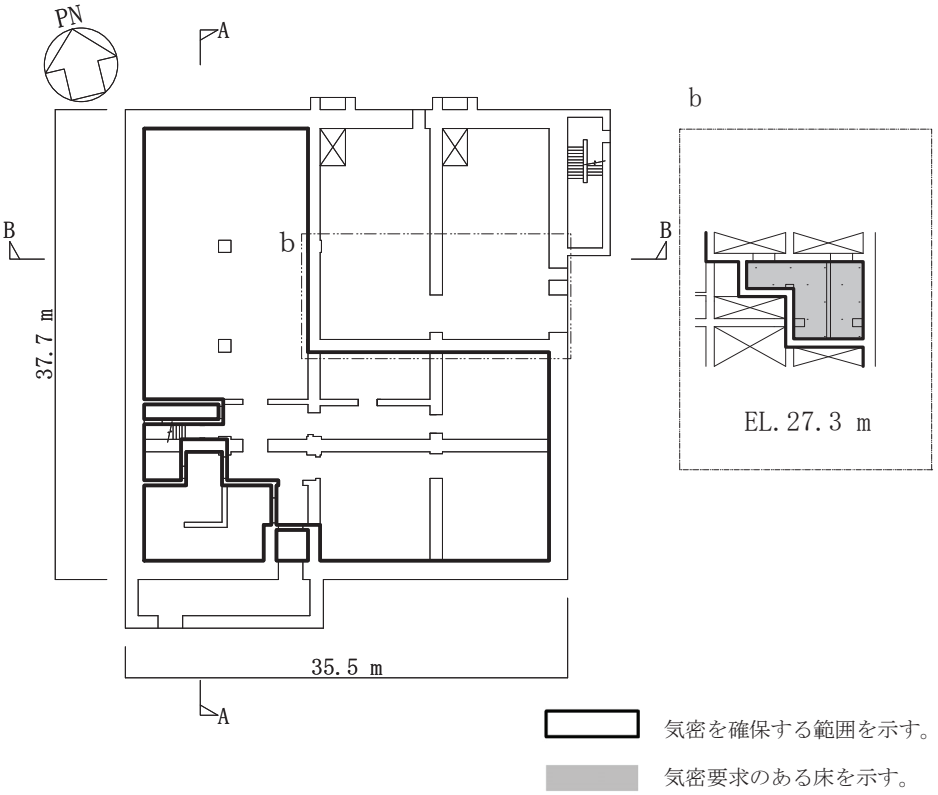


図 2-6（1／7）　気密性を確保する範囲（1 階平面図：EL.23.3 m）

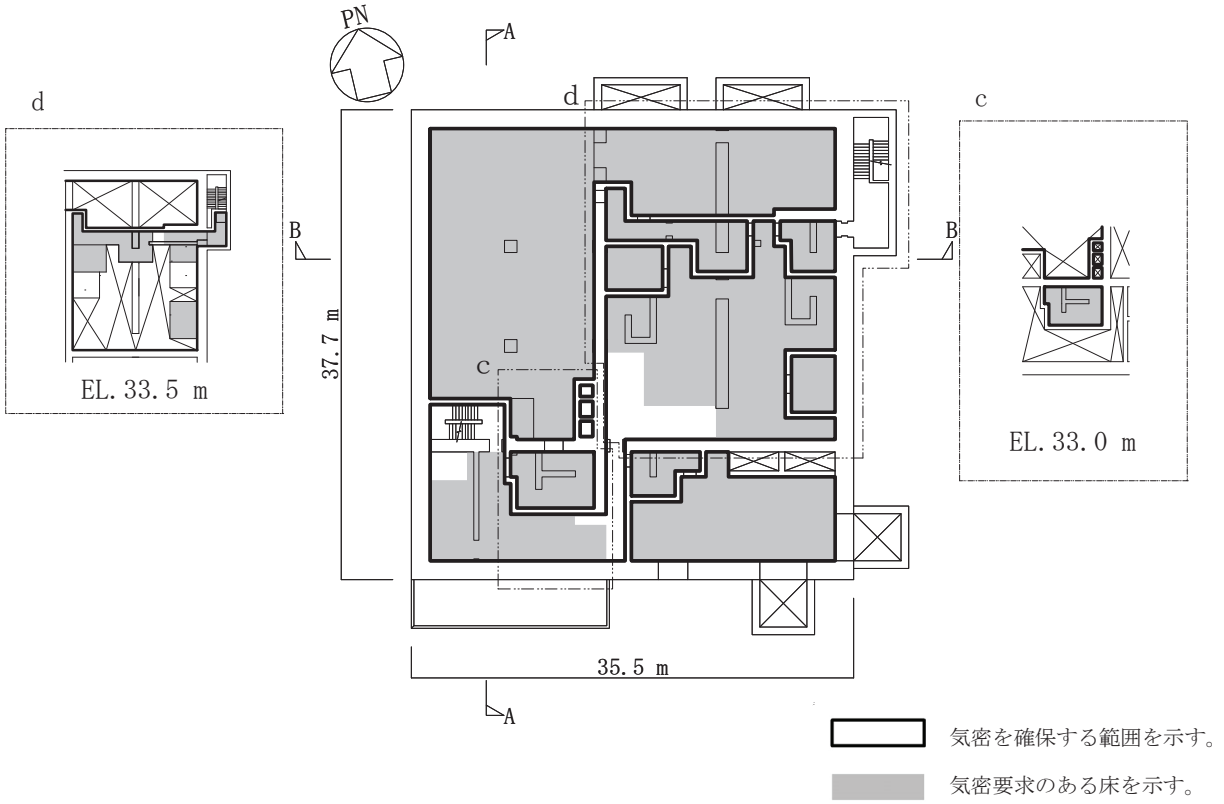


図 2-6（2／7）　気密性を確保する範囲（2 階平面図：EL.30.3 m）

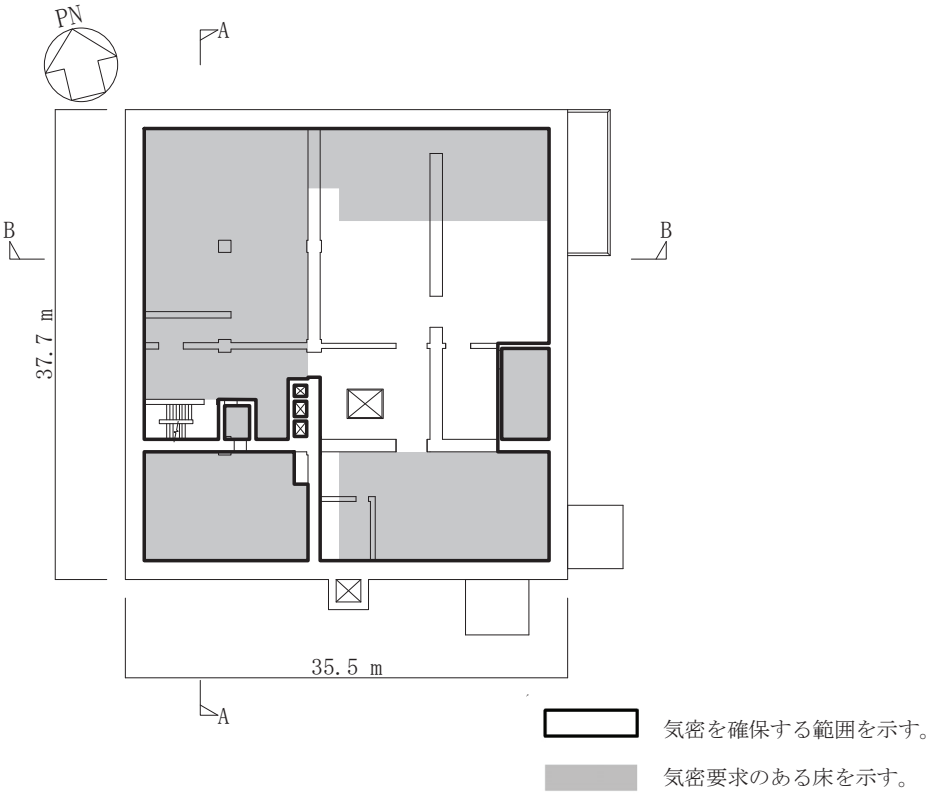


図 2-6（3／7）　気密性を確保する範囲（3 階平面図：EL. 37.0 m）

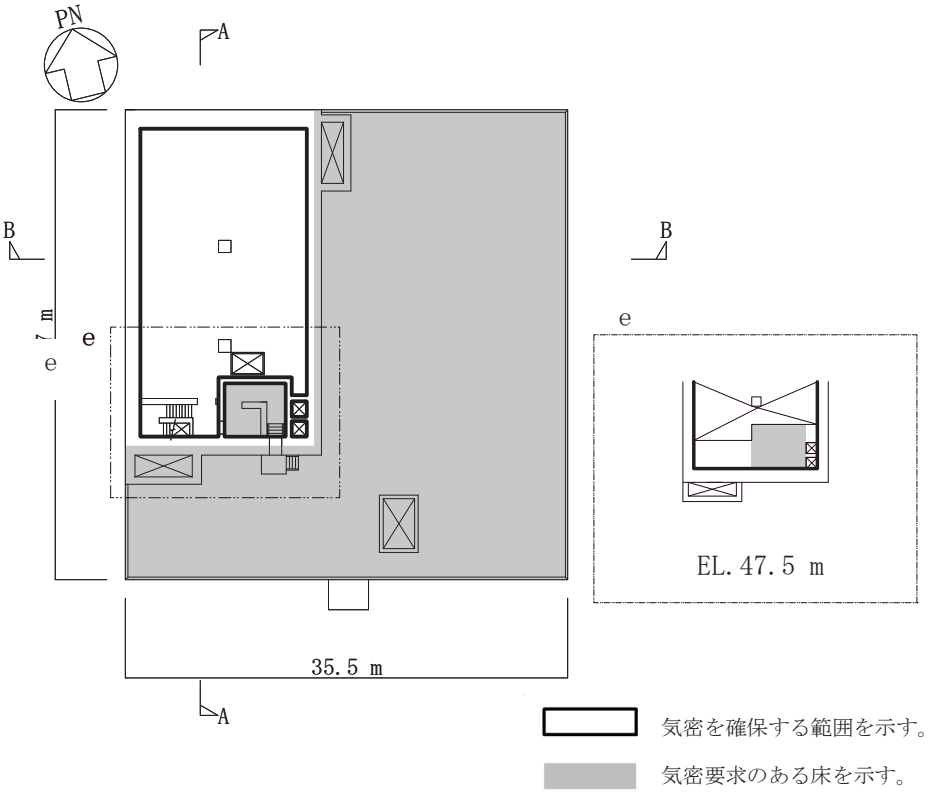
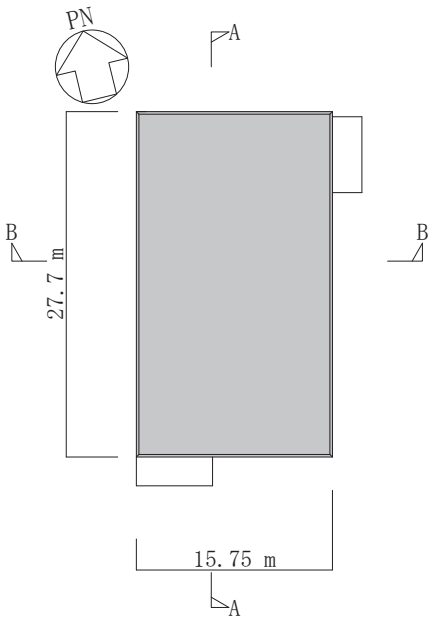


図 2-6（4／7）　気密性を確保する範囲（4 階平面図：EL. 43.5 m）



気密を確保する範囲を示す。

気密要求のある床を示す。

図 2-6 (5／7)　気密性を確保する範囲 (R 階平面図：EL.51.0 m)

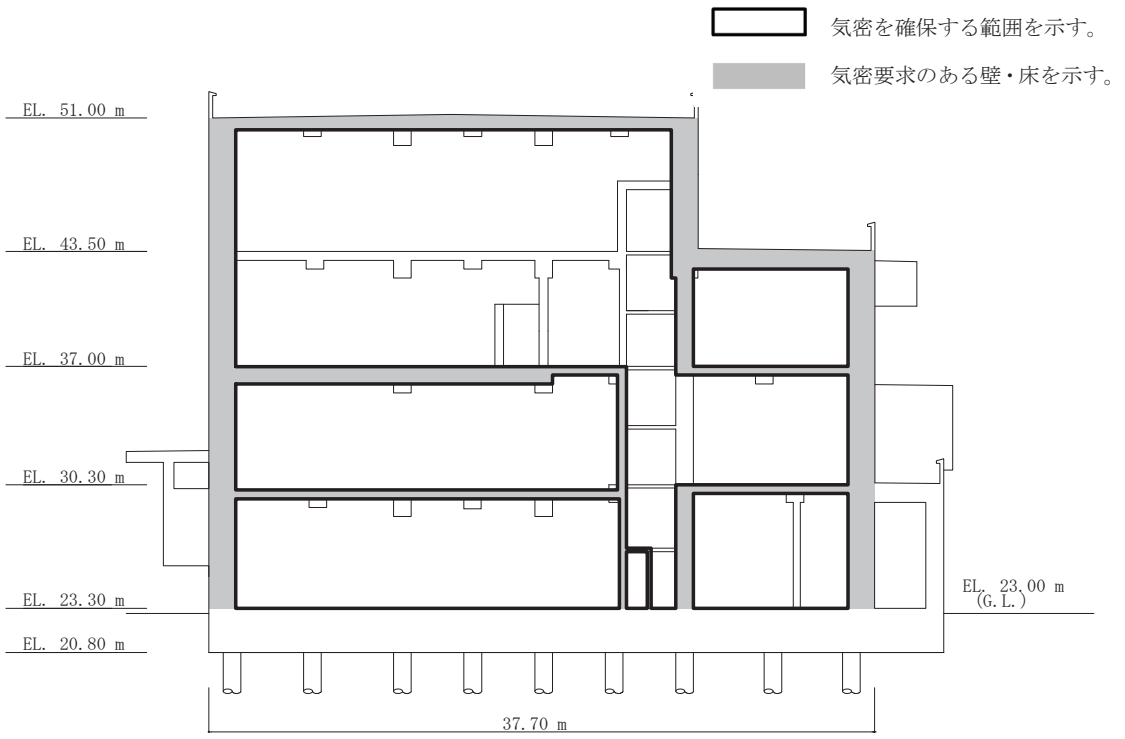


図 2-6（6／7）　気密性を確保する範囲（A－A 断面，NS 方向）

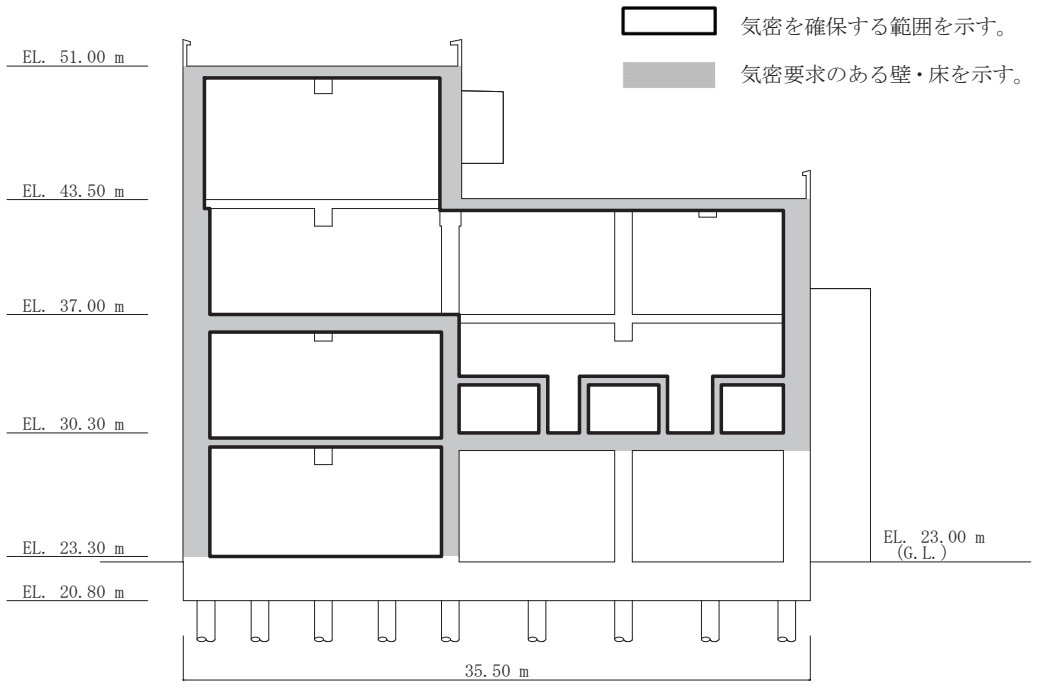


図 2-6（7／7）　気密性を確保する範囲（B－B 断面，EW 方向）

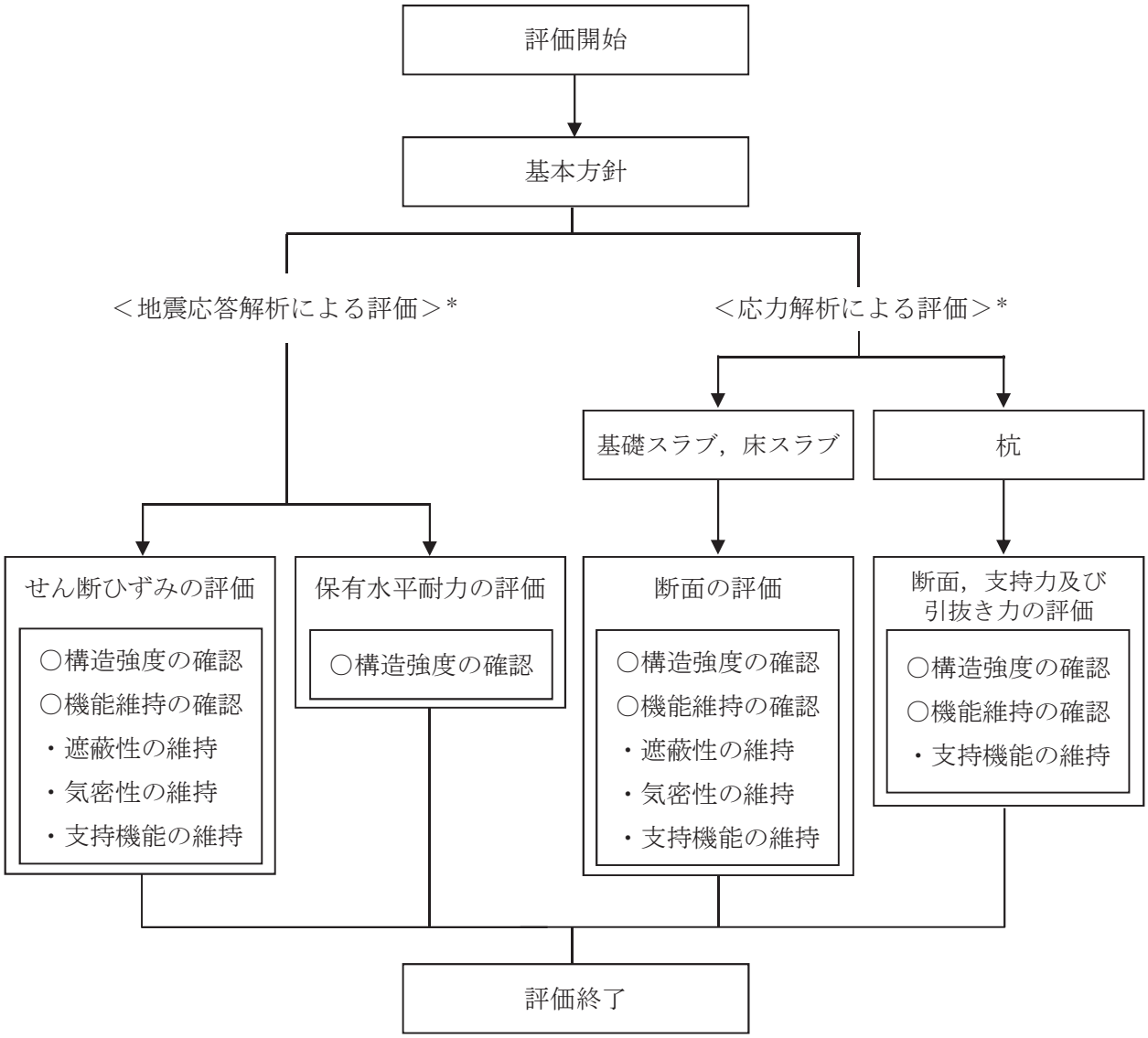
2.3　評価方針

緊急時対策所建屋は，設計基準対象施設においては「Ｃクラスの施設」及び「Ｃクラスの施設の間接支持構造物」に，重大事故等対処施設においては「常設重大事故緩和設備の間接支持構造物」に分類される。また，緊急時対策所建屋を構成する壁及びスラブの一部は緊急時対策所遮蔽に該当し，その緊急時対策所遮蔽は，重大事故等対処施設において「常設重大事故緩和設備」に分類される。

緊急時対策所建屋の評価においては，基準地震動Ｓ$_s$による地震力に対する評価（以下「Ｓ$_s$地震時に対する評価」という。）及び保有水平耐力の評価を行うこととし，それぞれの評価は添付書類「Ⅴ-2-2-10　緊急時対策所建屋の地震応答計算書」の結果を踏まえたものとする。緊急時対策所建屋の評価は，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針」に基づき，地震応答解析による評価においてはせん断ひずみ及び保有水平耐力の評価を，応力解析による評価においては断面の評価を行うことで，緊急時対策所建屋の地震時の構造強度及び機能維持の確認を行う。評価に当たっては地盤物性のばらつきを考慮する。

緊急時対策所建屋の評価フローを図 2-7 に示す。

なお，緊急時対策所建屋の直下について地盤改良を行った上で，周辺地盤の強制的な液状化を仮定した場合でも，杭の支持機能が維持できることを確認している（別紙「液状化影響検討について」参照）。



注記　＊：添付書類「V-2-2-10　緊急時対策所建屋の地震応答計算書」の結果を踏まえた評価を行う。

図 2-7　緊急時対策所建屋の評価フロー

2.4　適用規格・基準等

緊急時対策所建屋の評価において，適用する規格・基準等を以下に示す。

- 原子力発電所耐震設計技術指針ＪＥＡＧ４６０１－1987（(社) 日本電気協会）
- 原子力発電所耐震設計技術指針　重要度分類・許容応力度編ＪＥＡＧ４６０１・補－1984（(社) 日本電気協会）
- 原子力発電所耐震設計技術指針ＪＥＡＧ４６０１－1991 追補版（(社) 日本電気協会）
- 建築基準法・同施行令
- 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説－許容応力度設計法－（(社) 日本建築学会，1999）
- 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（(社) 日本建築学会，2005）（以下「ＲＣ－Ｎ規準」という。）
- 建築基礎構造設計指針（(社) 日本建築学会，2001）（以下「基礎指針」という。）
- 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（(社) 日本建築学会，2001）（以下「ＳＲＣ規準」という。）
- 2015 年版 建築物の構造関係技術基準解説書（国土交通省国土技術政策総合研究所・国立研究開発法人建築研究所）（以下「技術基準解説書」という。）

3. 地震応答解析による評価方法

地震応答解析による評価において，緊急時対策所建屋の構造強度については，添付書類「Ⅴ-2-2-10　緊急時対策所建屋の地震応答計算書」に基づき，地盤物性のばらつきを考慮した耐震壁の最大せん断ひずみが許容限界を超えないこと及び保有水平耐力が必要保有水平耐力に対して妥当な安全余裕を有することを確認する。

遮蔽性，気密性及び支持機能の維持については，添付書類「Ⅴ-2-2-10　緊急時対策所建屋の地震応答計算書」による結果に基づき，地盤物性のばらつきを考慮した耐震壁の最大せん断ひずみが許容限界を超えないことを確認する。

地震応答解析による評価における緊急時対策所建屋の許容限界は，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針」に記載の構造強度上の制限及び機能維持の方針に基づき，表 3-1 のとおり設定する。

表 3-1　地震応答解析による評価における許容限界

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部　位	機能維持のための考え方	許容限界
—	構造強度を有すること	基準地震動 S_s	耐震壁*2	最大せん断ひずみが構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	最大せん断ひずみ 2.0×10^{-3}
		保有水平耐力	構造物全体	保有水平耐力が必要保有水平耐力に対して妥当な安全余裕を有することを確認	必要保有水平耐力
気密性	換気性能とあいまって気密性を維持すること	基準地震動 S_s	耐震壁*2*3	最大せん断ひずみが気密性を維持するための許容限界を超えないことを確認	概ね弾性
遮蔽性	遮蔽体の損傷により遮蔽性を損なわないこと	基準地震動 S_s	耐震壁*2	最大せん断ひずみが遮蔽性を維持するための許容限界を超えないことを確認	最大せん断ひずみ 2.0×10^{-3}
支持機能*1	機器・配管系等の設備を支持する機能を損なわないこと	基準地震動 S_s	耐震壁*2	最大せん断ひずみが支持機能を維持するための許容限界を超えないことを確認	最大せん断ひずみ 2.0×10^{-3}

注記　＊1：「支持機能」の確認には，「内包する設備に対する波及的影響の確認」が含まれる。

＊2：建屋全体としては，地震力を主に耐震壁で負担する構造となっており，柱，梁，間仕切壁などが耐震壁の変形に追従することと，全体に剛性の高い構造となっており，複数の耐震壁間の相対変形が小さく床スラブの面内変形が抑えられるため，各層の耐震壁が最大せん断ひずみの許容限界を満足していれば，建物・構築物に要求される機能は維持される。

＊3：事故時に換気性能とあいまって居住性を維持できる気密性を有する設計とし，地震時においてもその機能を維持できる設計とする。

4.　応力解析による評価方法

4.1　評価対象部位及び評価方針

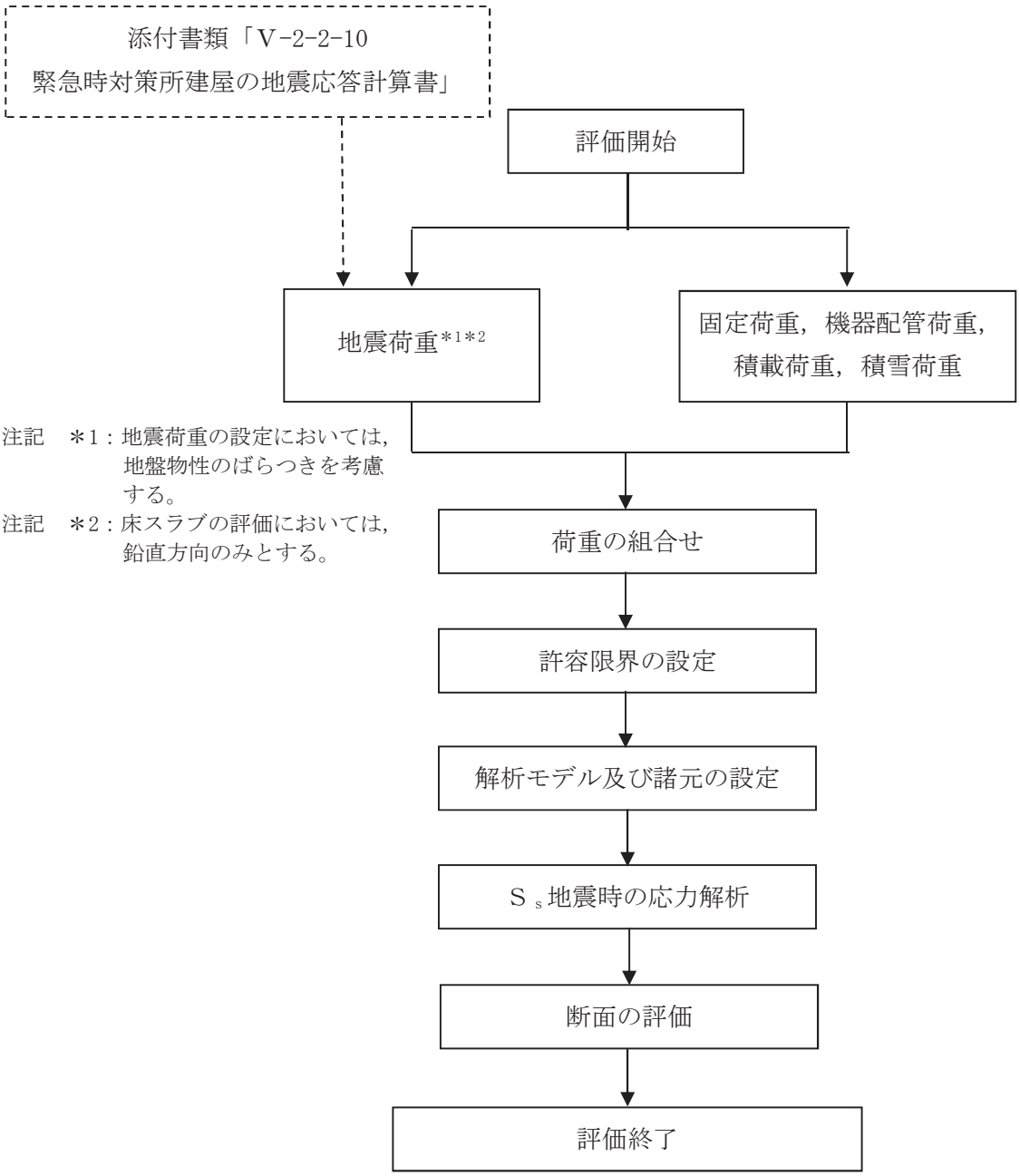
緊急時対策所建屋の応力解析による評価対象部位は，基礎（基礎スラブ及び杭）及び床スラブとし，Ｓ$_s$地震時に対して以下の方針に基づき評価を行う。

応力解析による評価フローを図 4-1 に示す。応力解析に当たっては，添付書類「Ⅴ-2-2-10 緊急時対策所建屋の地震応答計算書」より得られた結果を用いて，荷重の組合せを行う。また，地震荷重の設定においては，地盤物性のばらつきを考慮する。

基礎スラブのＳ$_s$地震時に対する評価は，ＦＥＭモデルを用いた弾性応力解析によることとし，地震力と地震力以外の荷重の組合せの結果，発生する応力が，「ＲＣ－Ｎ規準」に基づき設定した許容限界を超えないことを確認する。

杭のＳ$_s$地震時に対する評価は，基礎が剛な仮定の下で，上部構造からの荷重を各杭に分配し，発生する支持力及び引抜き力が，「基礎指針」に基づき設定した許容限界を超えないことを確認する（以下「支持力等の評価」という。）。また，各杭に分配された建屋慣性力及び地震時の地盤変位を入力とした弾性支承ばりモデルを用いた弾性応力解析により断面に生じる応力を算定し，発生する応力が「ＳＲＣ規準」に基づき設定した許容限界を超えないことを確認する（以下「杭の評価」という。）。

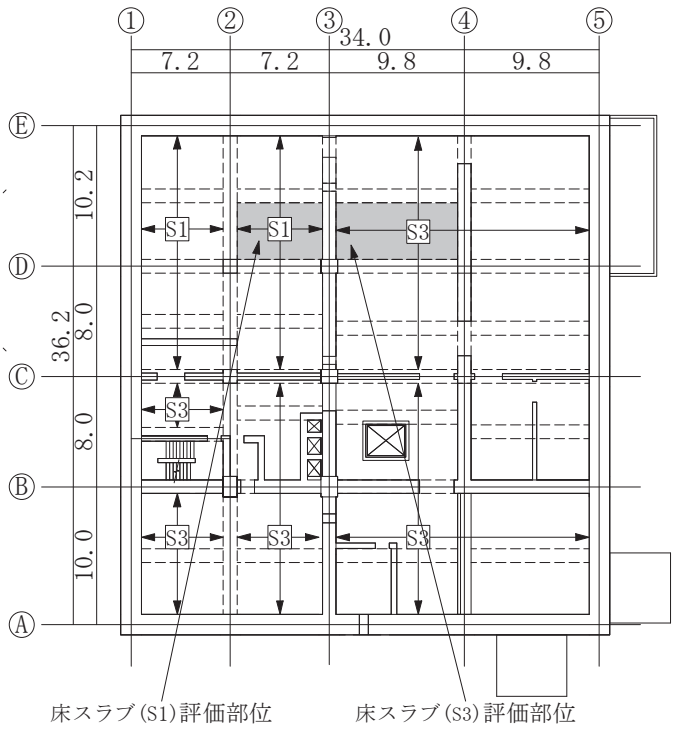
床スラブの評価対象部位は遮蔽及び気密要求部のみとし，弾性応力解析により評価を行う。ここで，評価については，各断面についてスラブのスパンが最も大きい部材を選定して示す。選定した部材を図 4-2 に示す。床スラブのＳ$_s$地震時に対する評価は，鉛直方向の地震力と地震力以外の荷重の組み合わせの結果，発生する応力が，「ＲＣ－Ｎ規準」に基づき設定した許容限界を超えないことを確認する。なお，水平方向の地震荷重に対する床スラブの評価は，建屋全体が剛性の高い構造となっており複数の耐震壁間の相対変形が小さく，床スラブの面内変形が抑えられることから，「3.　地震応答解析による評価方法」に含まれる。



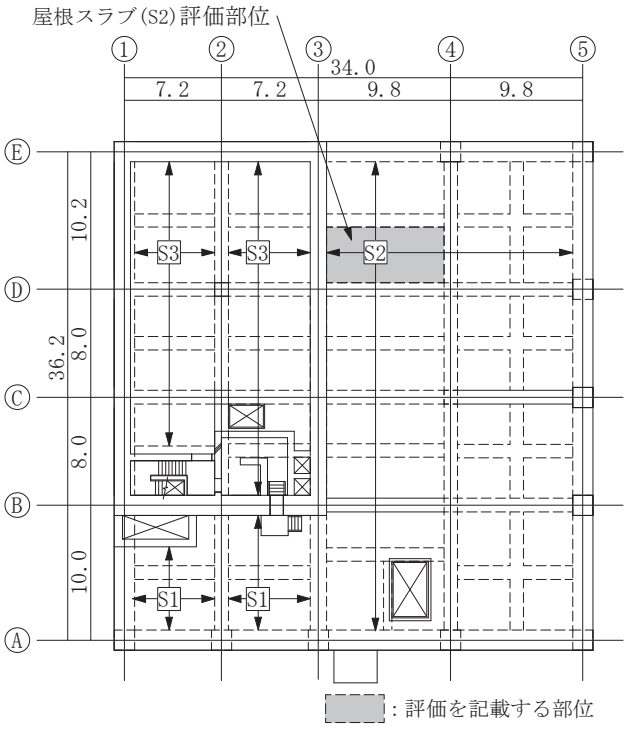
注記　＊1：地震荷重の設定においては，地盤物性のばらつきを考慮する。

注記　＊2：床スラブの評価においては，鉛直方向のみとする。

図 4-1　応力解析による評価フロー



(a) 3 階床スラブ S1 及び S3 (EL. 37.0 m)



(b) 4 階屋根スラブ S2 (EL. 43.5 m)

図 4-2　床スラブの評価選定部位

4.2　荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せを用いる。

4.2.1　荷重

(1)　固定荷重（G）

緊急時対策所建屋に作用する固定荷重は，添付書類「Ⅴ-2-2-10　緊急時対策所建屋の地震応答計算書」に示す地震応答解析モデルの重量を考慮して表 4-1 のとおり設定する。

表 4-1　固定荷重

部位	荷重 (kN/m^2)	備考
屋根	$24.0^{*1}(t_1+t_2)+0.2^{*2}$	t_1：屋根スラブの厚さ（m） t_2：押えコンクリートの厚さ(m)
壁	$24.0^{*1}t$	t：壁の厚さ（m）
基礎スラブ	$24.0^{*1}t$	t：基礎スラブの厚さ（m）

注記　＊1：鉄筋コンクリートの単位体積重量

＊2：防水層の重量

(2)　機器配管荷重（E）

機器配管荷重は，表 4-2 のとおり設定する。

表 4-2　機器配管荷重

部位	機器配管荷重
RF	1210 N/m^2
4F	5260 N/m^2
3F	4360 N/m^2
2F	1900 N/m^2
1F	3590 N/m^2

注　：表中の機器配管荷重は各階の最大値を示す。

(3)　積載荷重（P）

積載荷重は，表 4-3 のとおり設定する。

表 4-3　積載荷重

	積載荷重
災害対策本部等	1600 N/m^2
通路等	2100 N/m^2

(4)　積雪荷重（S）

積雪荷重は，表 4-4 のとおり設定する。

表 4-4　積雪荷重

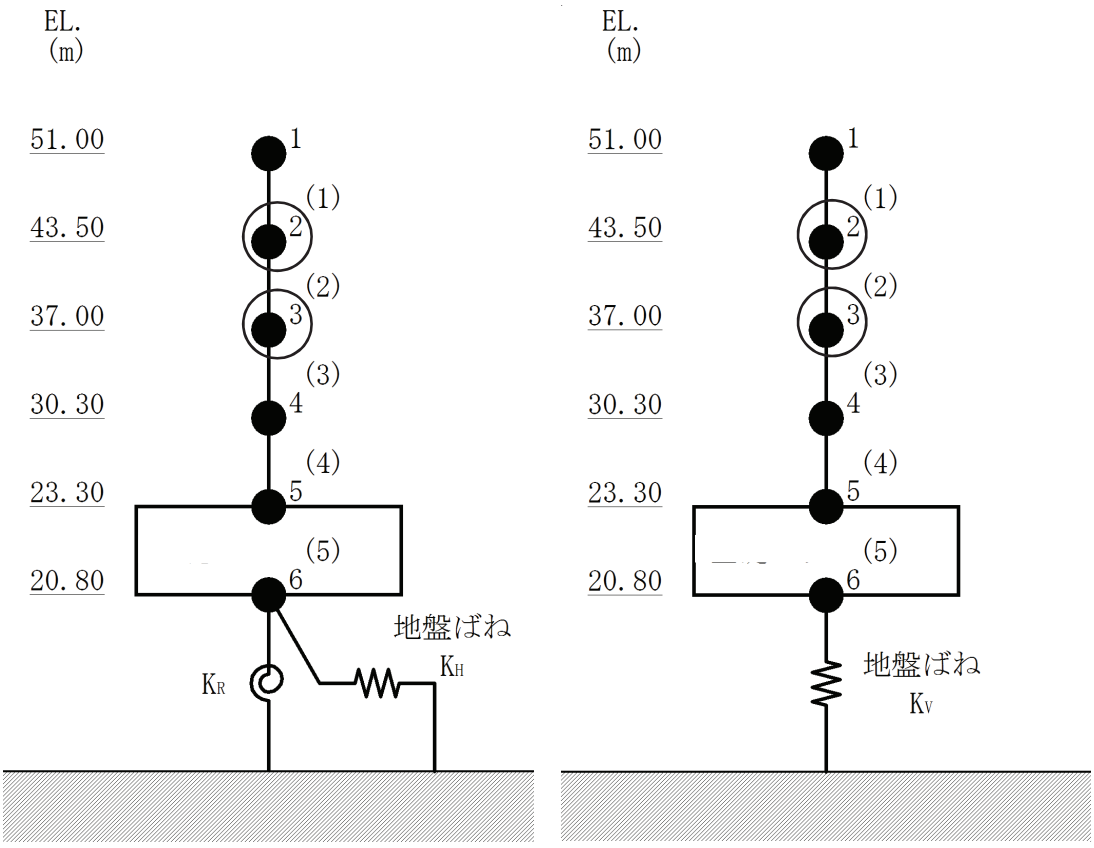
部位	荷重及び外力について想定する状態	積雪荷重
屋根	地震時	210 N/m^2

(5)　地震荷重（Ks）

水平地震力及び鉛直地震力は，基準地震動Ｓ$_s$に対する地震応答解析より算定される動的地震力に地盤物性のばらつきを考慮して設定する。

床スラブの評価については，床スラブが長辺方向 6.2 m～8.8 m，短辺方向 4.1 m スパンで厚さ 50 cm～100 cm の鉄筋コンクリート造スラブであることから剛とみなし，地震荷重は，図 4-3 に示す質点系モデルの 4F（EL.43.5 m，質点番号 2）及び 3F（EL.37.0 m，質点番号 3）の鉛直方向最大応答加速度より鉛直震度を算定する。

Ｓ$_s$地震荷重の算定に用いる最大応答値を表 4-5～表 4-8 に示す。



（水平方向）　　（UD 方向）

注１　：数字は質点番号を示す。
注２　：（　）内は要素番号を示す。
注３　：　○　印の動的応答を用いる。

図 4-3　地震応答解析モデル

表 4-5　最大応答せん断力

(a) NS 方向

要素番号	最大応答せん断力（×10^3 kN）							
	S_s－D１	S_s－１１	S_s－１２	S_s－１３	S_s－１４	S_s－２１	S_s－２２	S_s－３１
(1)	14.3	5.74	7.72	6.73	6.28	15.6	13.8	15.3
(2)	58.0	21.7	30.5	26.6	24.2	61.8	52.7	61.9
(3)	109	38.9	55.5	49.1	44.9	114	94.3	116
(4)	166	56.2	83.0	73.5	67.4	169	137	177
(5)	213	68.0	105	92.9	85.8	212	168	228

(b) EW 方向

要素番号	最大応答せん断力（×10^3 kN）							
	S_s－D１	S_s－１１	S_s－１２	S_s－１３	S_s－１４	S_s－２１	S_s－２２	S_s－３１
(1)	14.7	6.90	6.38	6.84	5.75	11.9	16.4	15.5
(2)	59.3	26.1	25.4	27.1	22.2	43.6	65.8	62.4
(3)	111	48.1	47.0	50.3	41.5	78.5	122	117
(4)	168	72.0	71.2	75.9	63.7	115	180	179
(5)	215	91.7	91.1	97.4	81.3	142	227	229

注　：網掛けは最大値を示す。

表 4-6　最大応答曲げモーメント

(a) NS 方向

要素番号	最大応答曲げモーメント（×10^5 kN･m）							
	Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｓ$_s$－１１	Ｓ$_s$－１２	Ｓ$_s$－１３	Ｓ$_s$－１４	Ｓ$_s$－２１	Ｓ$_s$－２２	Ｓ$_s$－３１
(1)	1.10	0.479	0.615	0.539	0.505	1.23	1.11	1.19
(2)	5.01	2.16	2.80	2.44	2.27	5.57	4.97	5.43
(3)	12.5	5.00	6.75	5.84	5.39	13.6	11.8	13.5
(4)	24.2	9.01	12.8	11.2	10.1	25.7	21.8	26.0
(5)	29.6	10.8	15.5	13.6	12.2	31.2	26.2	31.9

(b) EW 方向

要素番号	最大応答曲げモーメント（×10^5 kN･m）							
	Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｓ$_s$－１１	Ｓ$_s$－１２	Ｓ$_s$－１３	Ｓ$_s$－１４	Ｓ$_s$－２１	Ｓ$_s$－２２	Ｓ$_s$－３１
(1)	1.11	0.540	0.486	0.522	0.443	0.931	1.26	1.17
(2)	5.12	2.46	2.25	2.41	2.01	4.22	5.83	5.42
(3)	12.7	5.64	5.49	5.87	4.77	9.63	14.2	13.5
(4)	24.7	10.8	10.5	11.2	9.16	17.8	27.1	26.1
(5)	30.1	13.2	12.8	13.7	11.2	21.5	32.8	31.9

注　：網掛けは最大値を示す。

表 4-7　最大応答軸力

要素番号	最大応答軸力（×10^3 kN）							
	Ｓｓ－Ｄ１	Ｓｓ－１１	Ｓｓ－１２	Ｓｓ－１３	Ｓｓ－１４	Ｓｓ－２１	Ｓｓ－２２	Ｓｓ－３１
(1)	12.0	9.96	9.67	9.78	7.78	13.2	15.1	4.99
(2)	48.2	40.9	39.9	38.9	31.6	53.6	60.3	20.3
(3)	89.4	75.9	73.9	71.4	59.5	99.5	111	37.8
(4)	135	116	111	107	90.7	149	165	56.8
(5)	169	146	141	137	116	187	207	71.4

注　：網掛けは最大値を示す。

表 4-8　最大応答加速度（鉛直方向）

質点番号	最大応答加速度（cm/s^2）							
	Ｓｓ－Ｄ１	Ｓｓ－１１	Ｓｓ－１２	Ｓｓ－１３	Ｓｓ－１４	Ｓｓ－２１	Ｓｓ－２２	Ｓｓ－３１
(2)	533	464	446	430	355	600	665	224
(3)	513	445	424	406	350	575	631	217

注　：網掛けは最大値を示す。

4.2.2　荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4-9 に示す。

表 4-9　荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
Ｓ$_s$地震時	G＋E＋P＋S＋Ks

G　　：固定荷重
E　　：機器配管荷重
P　　：積載荷重
S　　：積雪荷重
Ks　　：地震荷重

4.3　許容限界

応力解析による評価における緊急時対策所建屋及び緊急時対策所遮蔽の許容限界は，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針」に記載の構造強度上の制限及び機能維持の方針に基づき，表 4-10 のとおり設定する。

また，コンクリート，鉄筋及び鋼材の許容応力度を表 4-11～表 4-14 に示す。

表 4-10　応力解析による評価における許容限界

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界
－	構造強度を有すること	基準地震動 S_s	基礎スラブ	部材に生じる応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	「ＲＣ－Ｎ規準」に基づく終局耐力*2
			杭		「基礎指針」及び「ＳＲＣ規準」に基づく終局耐力*3
遮蔽性	遮蔽体の損傷により遮蔽性を損なわないこと	基準地震動 S_s	床スラブ	部材に生じる応力が遮蔽性を維持するための許容限界を超えないことを確認	「ＲＣ－Ｎ規準」に基づく短期許容応力度*5
気密性	換気性能とあいまって気密性を維持すること	基準地震動 S_s	床スラブ	部材に生じる応力が気密性を維持するための許容限界を超えないことを確認	「ＲＣ－Ｎ規準」に基づく短期許容応力度*4
支持機能*1	機器・配管系等の設備を支持する機能を損なわないこと	基準地震動 S_s	基礎スラブ	部材に生じる応力が支持機能を維持するための許容限界を超えないことを確認	「ＲＣ－Ｎ規準」に基づく終局耐力*2
			杭		「基礎指針」及び「ＳＲＣ規準」に基づく終局耐力*3

注記　＊1：「支持機能」の確認には，「内包する設備に対する波及的影響の確認」が含まれる。

＊2：「ＲＣ－Ｎ規準」の短期許容応力度の鋼材の基準強度Ｆを「技術基準解説書」に基づき 1.1 倍（面外せん断力に対する評価時の鋼材の基準強度Ｆは 1.0 倍）した耐力とする。

＊3：杭の評価における許容限界は終局耐力に対し妥当な安全余裕を有したものとして設定することとし，さらなる安全余裕を考慮して「ＳＲＣ規準」に基づく短期許容応力度とする。

＊4：事故時，換気性能とあいまって居住性を維持できる気密性を有する設計とするが，地震時に生じる応力に対して許容応力度設計とし，地震時及び地震後においても気密性を維持できる設計とする。

＊5：許容限界は終局耐力に対し妥当な安全余裕を有したものとして設定することとし，さらなる安全余裕を考慮して短期許容応力度とする。

表 4-11　コンクリートの許容応力度

設計基準強度 Fc (N/mm²)	短期	
	圧縮 (N/mm²)	せん断 (N/mm²)
30	20	1.18

表 4-12　鉄筋の許容応力度

外力の状態	SD345		SD295	
	引張及び圧縮 (N/mm²)	せん断補強 (N/mm²)	引張及び圧縮 (N/mm²)	せん断補強 (N/mm²)
S_s 地震時	345	345	295	295

注　：材料強度は許容応力度（引張及び圧縮）を 1.1 倍して算出する。

表 4-13　杭に関するコンクリートの許容応力度

設計基準強度 Fc (N/mm²)	短期	
	圧縮 (N/mm²)	せん断 (N/mm²)
24	12	0.81

表 4-14　鋼管の許容応力度

外力の状態	鋼材種類	杭径（mm） 板厚（mm）	基準強度 F (N/mm²)
S_s 地震時	SKK490	φ1000 t＝22	325

4.4　評価方法

4.4.1　基礎スラブの評価方法

(1)　解析モデル

基礎スラブに作用する応力は，3 次元ＦＥＭモデルを用いた弾性応力解析により算定する。解析には，解析コード「ＭＳＣ　ＮＡＳＴＲＡＮ Ver. 2016.1.1」を用いる。また，解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，添付書類「Ⅴ-5-1　計算機プログラム（解析コード）の概要・ＭＳＣ　ＮＡＳＴＲＡＮ」に示す。

解析モデルを図 4-4 に示す。

解析モデルに使用するＦＥＭ要素は基礎スラブをシェル要素，基礎スラブより立ち上がっている耐震壁を梁要素とする。解析モデルの節点数は 724，要素数は 1187 である。これらの要素には，表 4-15 に示すコンクリートの物性値を与える。解析モデルの基礎底面には，薄層要素法により算定した動的インピーダンスから評価した地盤ばねを杭の分布に応じて離散化したばねを設ける。ばねについては，水平方向は NS，EW 各々の地盤の水平ばね定数，鉛直方向は NS，EW 各々の地盤の回転ばね定数（長期荷重については鉛直ばね定数）に基づき設定する。基礎底面を弾性地盤ばねにより支持させる。

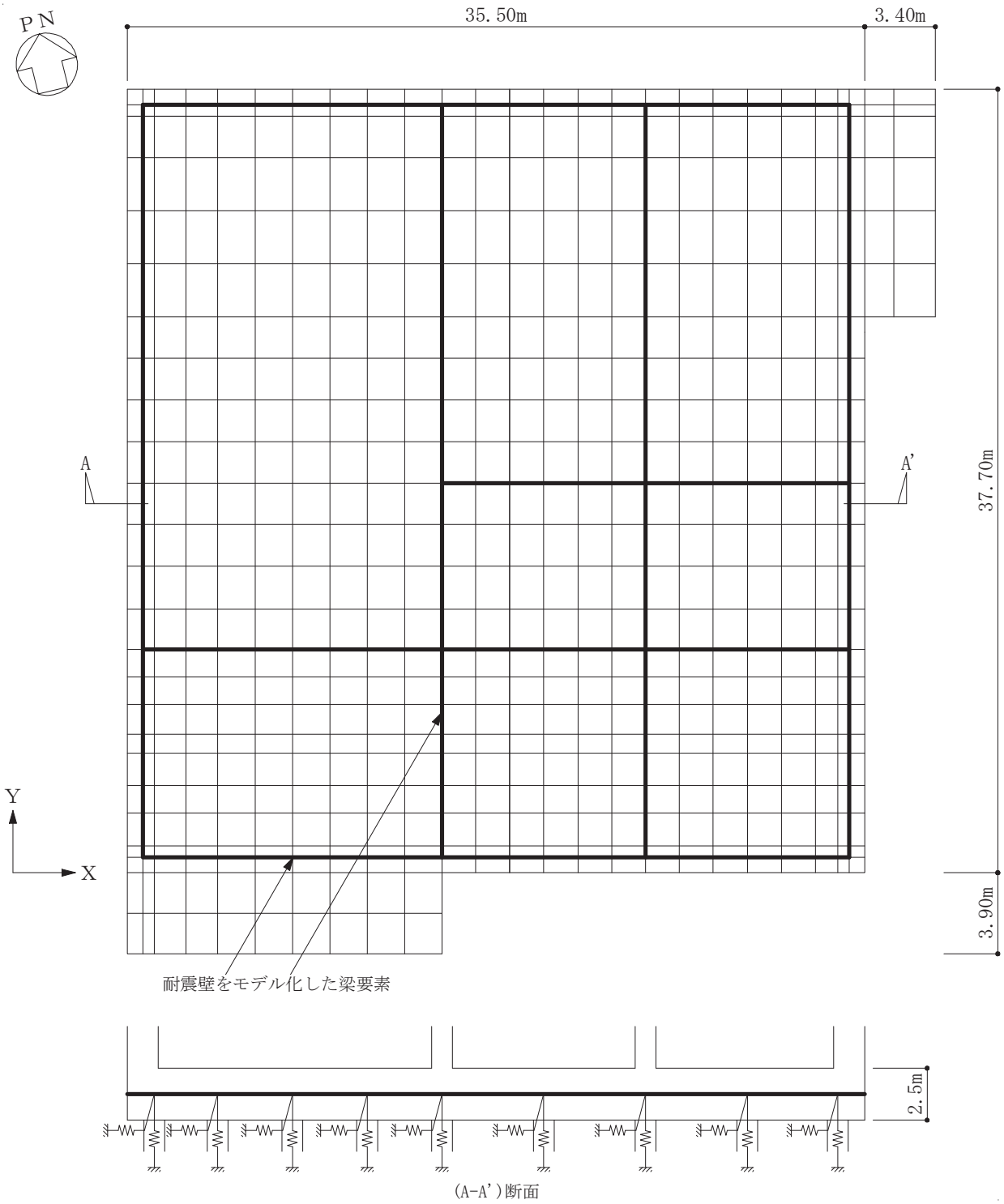


図 4-4　解析モデル

表 4-15　コンクリートの物性値

諸元		物性値
設計基準強度	Fc	30.0 N/mm^2
ヤング係数	Ec	2.44×10^4 N/mm^2
ポアソン比	ν	0.2

(2)　荷重ケース

Ｓ$_s$地震時の基礎スラブに作用する応力は，「4.2.1　荷重」に示す各荷重ケースによる応力を組み合わせて求める。

(3)　荷重の組合せケース

荷重の組合せケースを表 4-16 に示す。

水平地震力と鉛直地震力の組合せは，「原子力発電所耐震設計技術規程ＪＥＡＣ４６０１－2008（(社) 日本電気協会，2008 年)」を参考に，組合せ係数法（組合せ係数は 1.0 と 0.4）を用いるものとする。

表 4-16　荷重の組合せケース

外力の状態	ケース No.	荷重の組合せ
Ｓ$_s$地震時	1-1	$G+E+P+S+1.0Ks_{EW}-0.4Ks_{UD}$
	1-2	$G+E+P+S+1.0Ks_{EW}+0.4Ks_{UD}$
	1-3	$G+E+P+S-1.0Ks_{EW}-0.4Ks_{UD}$
	1-4	$G+E+P+S-1.0Ks_{EW}+0.4Ks_{UD}$
	1-5	$G+E+P+S+1.0Ks_{NS}-0.4Ks_{UD}$
	1-6	$G+E+P+S+1.0Ks_{NS}+0.4Ks_{UD}$
	1-7	$G+E+P+S-1.0Ks_{NS}-0.4Ks_{UD}$
	1-8	$G+E+P+S-1.0Ks_{NS}+0.4Ks_{UD}$
	1-9	$G+E+P+S+0.4Ks_{EW}-1.0Ks_{UD}$
	1-10	$G+E+P+S-0.4Ks_{EW}+1.0Ks_{UD}$
	1-11	$G+E+P+S+0.4Ks_{EW}-1.0Ks_{UD}$
	1-12	$G+E+P+S-0.4Ks_{EW}+1.0Ks_{UD}$
	1-13	$G+E+P+S+0.4Ks_{NS}-1.0Ks_{UD}$
	1-14	$G+E+P+S-0.4Ks_{NS}+1.0Ks_{UD}$
	1-15	$G+E+P+S+0.4Ks_{NS}-1.0Ks_{UD}$
	1-16	$G+E+P+S-0.4Ks_{NS}+1.0Ks_{UD}$

注　：Ks_{EW}は東向きを，Ks_{NS}は北向きを，Ks_{UD}は上向きをそれぞれ正とする。

(4)　荷重の入力方法

a.　地震荷重

地震荷重は，上部構造物の基礎スラブへの地震時反力を考慮する。基準地震動Ｓ$_s$に対する地震応答解析結果を考慮し，基礎底面に生じる反力が，地震応答解析結果と等価になるように設定する。基礎スラブ内に作用する荷重は，Ｓ$_s$地震時の上部構造による入力荷重と基礎スラブ底面に発生する荷重の差をＦＥＭモデルの各要素の大きさに応じて分配し，節点荷重として入力する。

b.　地震荷重以外の荷重

地震荷重以外の荷重については，ＦＥＭモデルの各節点又は各要素に集中荷重又は分布荷重として入力する。

(5)　断面の評価方法

基礎スラブの断面の評価に用いる応力は，3 次元ＦＥＭモデルを用いた応力解析で得られた各荷重による断面力（軸力，曲げモーメント，せん断力）に対して算定する。

軸力，曲げモーメント及び面内せん断力については，必要鉄筋量が配筋量を超えないことを確認する。必要鉄筋量（A）は，「ＲＣ－Ｎ規準」に基づき，各要素の縦方向と横方向の軸力と曲げモーメントに対して必要となる片側鉄筋量（A_t）を柱の許容応力度設計式を用いて算定し，これと面内せん断力に対して必要となる全鉄筋量（A_s）より，下式によって算定する。なお，軸力及び曲げモーメントに対する必要鉄筋量は，「技術基準解説書」に基づき，鉄筋の引張強度を 1.1 倍として算定する。

$$A = A_t + A_s/2$$

面外せん断力については，「ＲＣ－Ｎ規準」に基づいて求めた短期許容せん断応力度を超えないことを確認する。

4.4.2 杭の評価方法

(1) 解析モデル

杭に作用する応力は，弾性支承ばりモデルを用いた弾性応力解析により算定する。解析には，解析コード「ＳｏｉｌＰｌｕｓ Ver. 2015 Build3」を用いる。また，解析コードの検証及び妥当性の確認等の概要については，添付書類「V-5-59 計算機プログラム（解析コード）の概要・ＳｏｉｌＰｌｕｓ」に示す。

解析モデルを図 4-5 に示す。

解析モデルは，杭材を梁要素として剛性を考慮する。これらの要素には，表 4-17 に示すコンクリートの物性値を与える。解析モデルの杭頭位置では回転を拘束し，杭先端位置ではピン支持とする。杭周には「基礎指針」に基づき評価した水平地盤ばねを設ける。

以下に水平地盤ばね定数の評価式を示す。なお，評価式に用いる定数α及び変形係数E_0は表 4-18 の通り設定する。

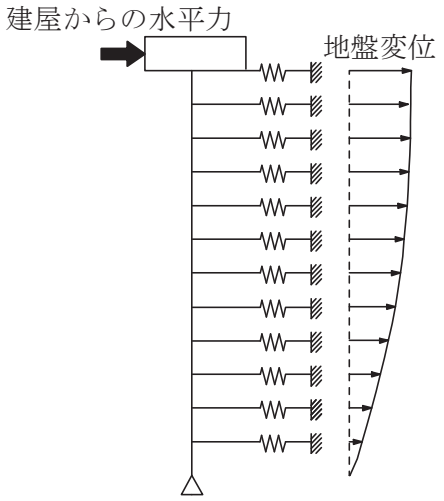


図 4-5 解析モデル

表 4-17 コンクリートの物性値

諸元		物性値
設計基準強度	Fc	24.0 N/mm^2
ヤング係数	Ec	2.27×10^4 N/mm^2
ポアソン比	ν	0.2

・水平地盤ばね定数の評価式

$K_H = k_h \cdot B \cdot \Delta L$

$0.0 \leqq \overline{y} \leqq 0.1$ の場合，$k_h = 3.16 \cdot k_{h0}$

$0.1 \leqq \overline{y}$ の場合，$k_h = k_{h0} \cdot \overline{y}^{-1/2}$

$k_{h0} = \alpha \cdot \xi \cdot E_0 \cdot \overline{B}^{-3/4}$

$\dfrac{R}{B} \leqq 6.0$ の場合，$\xi = 0.15\dfrac{R}{B} + 0.10$

$\dfrac{R}{B} > 6.0$ の場合，$\xi = 1.0$

ここで，

K_H ：水平地盤ばね定数（kN/m）

k_h ：水平地盤反力係数（kN/m^3）

B ：杭径（m）

ΔL ：杭の支配長さ（m）

$\overline{y}$ ：無次元化水平変位（水平変位量 1 cm に対する水平変位）

k_{h0} ：基準水平地盤反力係数（kN/m^3，水平変位量が 1 cm 時の水平地盤反力係数）

α ：変形係数 E_0 の評価法によって決まる定数（m^{-1}）

ξ ：群杭係数

E_0 ：変形係数（kN/m^2）

$\overline{B}$ ：無次元化杭径（杭径を cm で表した無次元数値）

R ：杭中心間隔（m）（本検討では平均的な杭間隔とし，$R = 4.0$ m とする。）

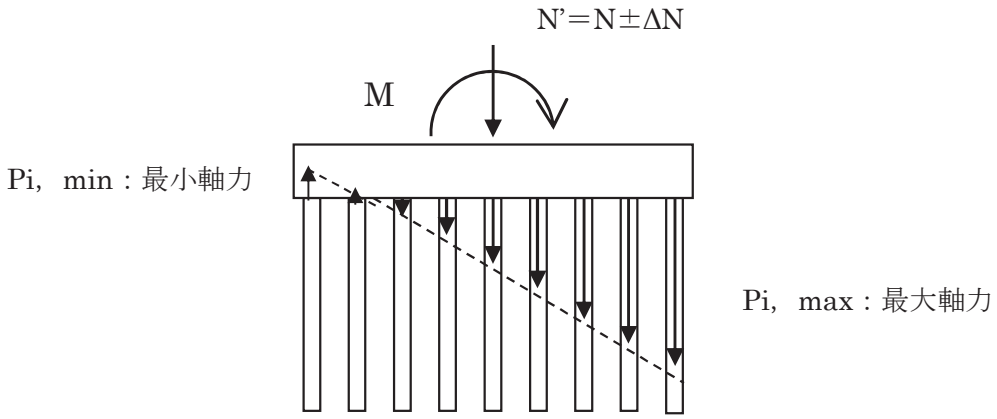
表 4-18　変形係数 E_0 の算出方法と定数 α の設定値

評価対象	変形係数 E_0 の算出方法	定数 α の設定値
地盤改良体	一軸圧縮試験の結果を用いる。	α ＝80
粘性土・砂質土	ボーリングデータから算出した平均 N 値に基づき，$E_0 = 700 \cdot N$ で算出する。	粘性土：α ＝60 砂質土：α ＝80

(2) 杭1本に作用する軸力

各杭に作用する軸力算定の概念を図 4-6 に示す。杭の軸力は，基礎スラブを剛体，基礎スラブ下の杭反力分布を三角形分布と仮定し，緊急時対策所建屋の転倒モーメントを軸力に換算し，鉛直地震力による軸力及び建屋総重量から求まる軸力を組み合わせて算定する。得られた杭の軸力が，極限支持力及び残留引抜き抵抗力を超えないことを確認する。

極限支持力及び残留引抜き抵抗力は「基礎指針」の場所打ちコンクリート杭の算定式に基づき設定する。以下に極限支持力及び残留引抜き抵抗力の評価式を示し，表 4-19 に極限支持力及び残留引抜き抵抗力を示す。



$$P_i = \frac{N'}{n} + \frac{M}{\sum_j X_j^{\,2}} \cdot X_i$$

ここで，

P_i ：i 番目の杭の軸力（N）

N' ：建屋基礎版底面における軸力 $N' = N \pm \Delta N$（N）

N ：建屋総重量（N）

ΔN ：鉛直方向応答解析で得られる地盤鉛直ばね反力（N）

M ：建屋基礎版底面における転倒モーメント（地盤回転ばね反力）（N･mm）

n ：杭本数（本）

X_i ：i 番目の杭の杭群図心線からの距離（mm）

図 4-6 杭の軸力算定概念

・極限支持力及び残留引抜き抵抗力の評価式

$$R_u = R_p + R_f$$
$$R_p = q_p \cdot A_p$$
$$q_p = 6c_u$$
$$R_f = R_{fs} + R_{fc}$$
$$R_{fs} = \tau_s \cdot L_s \cdot \varphi$$
$$\tau_s = 3.3\overline{N}$$
$$R_{fc} = \tau_c \cdot L_c \cdot \varphi$$
$$\tau_c = c_u$$
$$R_{TR} = (1/1.2)(\sum \tau_{sti} L_{si} + \sum \tau_{cti} L_{ci})\varphi + W$$

ここで,

R_u ：極限支持力（kN）

R_p ：極限先端支持力（kN）

R_f ：極限周面摩擦力（kN）

q_p ：極限先端支持力度（kN/m^2）。上限値$q_p = 7{,}500$ （kN/m^2）とする。

A_p ：杭先端の閉塞断面積（m^2）

$\overline{N}$ ：地盤の平均N値。上限値$\overline{N} = 50$とする。

R_{fs} ：砂質土部分の極限周面摩擦力（kN）

R_{fc} ：粘性土部分の極限周面摩擦力（kN）

τ_s ：砂質土の極限周面摩擦力度（kN/m^2）

L_s ：砂質土部分の長さ（m）

φ ：杭の周長（m）

τ_c ：粘性土の極限周面摩擦力度（kN/m^2）

L_c ：粘性土部分の長さ（m）

c_u ：土の非排水せん断強さ（kN/m^2）。極限周面摩擦力度の算定時においては，上限値$c_u = 100$ （kN/m^2）とする。地盤改良体においては，一軸圧縮強度q_uの 1/2 とする。

R_{TR} ：残留引抜き抵抗力（kN）

τ_{sti} ：砂質土のｉ層における杭引抜き時の最大周面摩擦力度で，押込み時の極限周面摩擦力度の 2/3 とする。(kN/m^2)

τ_{cti} ：粘性土のｉ層における杭引抜き時の最大周面摩擦力度で，押込み時の極限周面摩擦力度と同一とする。(kN/m^2)

L_{si} ：砂質土のｉ層における杭の長さ（m）

L_{ci} ：粘性土のｉ層における杭の長さ（m）

W ：杭の自重で，地下水位以下の部分については浮力を考慮する。(kN)

表 4-19　杭の極限支持力及び残留引抜き抵抗力

杭径（mm）	極限支持力	残留引抜き抵抗力
φ1000	17224kN	9313kN

(3)　荷重ケース

応力解析によるＳ$_s$地震時の杭に作用する応力は，建屋慣性力による地震荷重と地盤変位を応力解析で同時に入力することで，建屋慣性力による応力と地盤変位による応力が組み合わされて求められる。

(4)　荷重の組合せケース

支持力等の評価における荷重の組合せケースを表 4-20 に,杭の評価における荷重の組合せケースを表 4-21 に，それぞれ示す。

水平地震力と鉛直地震力の組合せは，「原子力発電所耐震設計技術規程ＪＥＡＣ４６０１－2008（(社) 日本電気協会，2008 年)」を参考に，組合せ係数法（組合せ係数は 1.0 と 0.4）を用いるものとする。

表 4-20　支持力等の評価における荷重の組合せケース

外力の状態	ケース No.	荷重の組合せ
Ｓ$_s$地震時	1-1	G＋E＋P＋S＋1.0Ks$_{NS}$－0.4Ks$_{UD}$
	1-2	G＋E＋P＋S＋1.0Ks$_{NS}$＋0.4Ks$_{UD}$
	1-3	G＋E＋P＋S＋0.4Ks$_{NS}$－1.0Ks$_{UD}$
	1-4	G＋E＋P＋S＋0.4Ks$_{NS}$＋1.0Ks$_{UD}$
	1-5	G＋E＋P＋S＋1.0Ks$_{EW}$－0.4Ks$_{UD}$
	1-6	G＋E＋P＋S＋1.0Ks$_{EW}$＋0.4Ks$_{UD}$
	1-7	G＋E＋P＋S＋0.4Ks$_{EW}$－1.0Ks$_{UD}$
	1-8	G＋E＋P＋S＋0.4Ks$_{EW}$＋1.0Ks$_{UD}$

注　：Ks$_{UD}$は上向きを正とする。

表 4-21　杭の評価における荷重の組合せケース

外力の状態	ケース No.	荷重の組合せ	備考
Ｓ$_s$地震時	1	1.0Ks$_{NS}$	最小軸力時（ケース No.1-1）
	2	1.0Ks$_{NS}$	最大軸力時（ケース No.1-2）
	3	1.0Ks$_{EW}$	最小軸力時（ケース No.1-5）
	4	1.0Ks$_{EW}$	最大軸力時（ケース No.1-6）

(5) 荷重の入力方法

建屋慣性力による地震荷重は，基準地震動Ｓ$_s$に対する水平方向の地震応答解析より得られる水平地盤ばね反力を杭本数で除した杭１本当たりの荷重を杭頭位置に入力する。

地盤変位は，基準地震動Ｓ$_s$に対する水平方向の自由地盤応答解析より得られる杭先端位置に対する地盤の相対変位の最大値を強制変位として，水平地盤ばねの固定位置に入力する。

(6) 杭の断面の評価方法

杭の断面の評価に用いる断面性能を表 4-22 に示す。

杭の断面の評価は，応力解析より得られた曲げモーメント及びせん断力に対して行う。曲げモーメントに対する検討では，杭に生じる曲げモーメントがＳ$_s$地震時に発生する杭軸力を考慮した杭の短期許容曲げモーメント以下であることを確認する。せん断力に対する検討では，杭に生じるせん断力が杭の短期せん断耐力以下であることを確認する。

杭軸力を考慮した短期許容曲げモーメント及び短期せん断耐力は，「ＳＲＣ規準」に基づき下式により算定する。曲げモーメントと杭軸力の関係を図 4-3 に，短期許容せん断力の算定結果を表 4-23 に示す。

・杭軸力を考慮した短期許容曲げモーメントの評価式

${}_rN_t \leqq N \leqq {}_rN_c$ または $M \geqq {}_sM_0$ のとき

$N = {}_rN$

$M \leqq {}_sM_0 + {}_rM$

$N > {}_rN_c$ または $M < {}_sM_0$ のとき

$N \leqq {}_rN_c + {}_sN$

$M = {}_sM$

$N > {}_rN_t$ または軸方向力が引張りで $M < {}_sM_0$ のとき

$N \geqq {}_rN_t + {}_sN$

$M = {}_sM$

ここで，

${}_rN_t$ ：鉄筋コンクリート部分が引張力のみを受ける場合の許容引張力で符号は負とする。(N)

N ：設計用圧縮力（N）

${}_rN_c$ ：鉄筋コンクリート部分が圧縮力のみを受ける場合の許容圧縮力（N）

M ：設計用曲げモーメント（N・mm）

${}_sM_0$ ：鋼管部分が曲げモーメントのみを受ける場合の許容曲げモーメント（N・mm）

${}_rN$ ：鉄筋コンクリート部分の許容圧縮力（N）

${}_rM$ ：鉄筋コンクリート部分の許容曲げモーメント（N・mm）

${}_sN$ ：鋼管部分の許容圧縮力（N）

${}_sM$ ：鋼管部分の許容曲げモーメント（N・mm）

・ ${}_sM_0$，${}_sN$，${}_sM$ の算定式

$${}_sM_0={}_sZ\cdot{}_sf_t$$

${}_sN$が圧縮力の場合，

$$\frac{{}_sN}{{}_sA}+\frac{{}_sM}{{}_sZ}={}_sf_c$$

${}_sN$が引張力の場合，

$$\frac{{}_sN}{{}_sA}-\frac{{}_sM}{{}_sZ}=-{}_sf_t$$

ここで，

${}_sZ$　：鋼管の断面係数（mm^3）

${}_sf_t$　：鋼管の許容引張応力度（N/mm^2）

${}_sA$　：鋼管部分の断面積（mm^2）

${}_sf_c$　：鋼管の許容圧縮応力度（N/mm^2）

・ ${}_rN_c$，${}_rN_t$の算定式

$${}_rN_c=\min({}_rN_{c1},{}_rN_{c2})$$

$${}_rN_{c1}=A_e\cdot f_c$$

$${}_rN_{c2}=\frac{A_e\cdot{}_mf_c}{n}$$

$${}_rN_t=-{}_mA\cdot{}_mf_t$$

ここで，

${}_rN_{c1}$：鉄筋コンクリート部分が圧縮力のみを受ける場合の許容圧縮力でコンクリートの許容圧縮応力度で決まる値（N）

${}_rN_{c2}$：鉄筋コンクリート部分が圧縮力のみを受ける場合の許容圧縮力で主筋の許容圧縮応力度で決まる値（N）

A_e　：コンクリートの等価断面積（mm^2）（コンクリート断面に主筋の断面積をn倍して加算した断面積）

f_c　：コンクリートの許容圧縮応力度（N/mm^2）

${}_mf_c$　：主筋の許容圧縮応力度（N/mm^2）

n　：ヤング係数比

${}_mA$　：全主筋断面積（mm^2）

${}_mf_t$　：主筋の許容引張応力度（N/mm^2）

・短期許容せん断力の評価式

$${}_sQ_d \leqq {}_sQ$$

$${}_sQ_d = Q$$

$${}_sQ = \frac{{}_sA}{2} \cdot {}_sf_s$$

ここで,

${}_sQ_d$　：鋼管部分の設計用せん断力（N）

${}_sQ$　：鋼管部分の許容せん断力（N）

Q　：設計用せん断力（N）

${}_sA$　：鋼管部分の断面積（mm^2）

${}_sf_s$　：鋼管の許容せん断応力度（N/mm^2）（$= F/\sqrt{3}$，F は鋼材の基準強度）

表 4-22　杭の断面性能

外径 D（mm）	板厚 t（mm）	全断面積 A（m^2）	せん断断面積 A_S（m^2）	断面 2 次モーメント I（m^4）
1000	22	1.300	0.9436	0.1105

注 1　：表中の断面性能はコンクリート換算した値である。

注 2　：上記の板厚に対して腐食代 1 mm を考慮する。

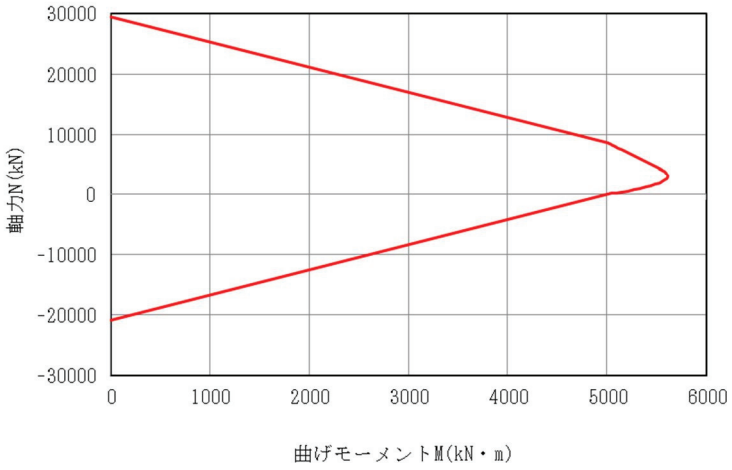


図 4-3　杭の曲げモーメントと杭軸力の関係

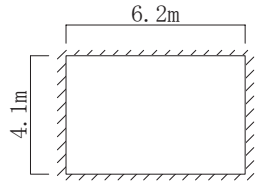
表 4-23　杭の短期許容せん断力

杭径（mm）	短期許容せん断力（kN）
φ1000	6026

4.4.3 床スラブの評価方法

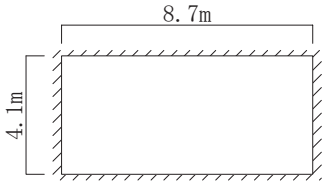
(1) 解析モデル

床スラブの解析モデルは，柱，壁及び梁で囲まれた範囲について，四辺固定版としてモデル化する。解析モデルを図 4-に示す。また，使用材料のコンクリートの物性値を表 4-24 に示す。



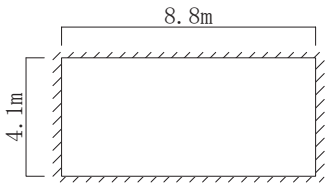
（スラブ厚 t＝1.0 m）

（a）3 階床スラブ S1



（スラブ厚 t＝0.6 m）

(b) 4 階屋根スラブ S2



（スラブ厚 t＝0.5 m）

（c）3 階床スラブ S3

図 4-7 解析モデル

表 4-24 コンクリートの物性値

諸元		物性値
設計基準強度	Fc	30.0 N/mm^2
ヤング係数	Ec	2.44×10^4 N/mm^2
ポアソン比	ν	0.2

(2)　荷重ケース

Ｓ$_s$地震時の床スラブに作用する応力は，「4.2　荷重及び荷重の組合せ」に示す各荷重ケースによる応力を組み合わせて求める。

(3)　荷重の組合せケース

荷重の組合せケースを表 4-25 に示す。作用荷重のうち地震荷重は，固定荷重，機器配管荷重，積載荷重及び積雪荷重と同じ下向きに作用する場合に生じる応力が最大となるため，地震荷重は鉛直下向きの場合のみ考慮する。

表 4-25　荷重の組合せケース

外力の状態	ケース No.	荷重の組合せ
Ｓ$_s$地震時	1-1	G＋E＋P＋S－1.0Ks$_{UD}$

注　：Ks$_{UD}$は上向きを正とする。

(4)　応力の評価方法

Ｓ$_s$地震時に発生する床スラブの応力は，長期荷重時の端部モーメント，中央モーメント及びせん断力を鉛直震度により係数倍することで求める。長期荷重時の端部モーメント，中央モーメント及びせん断力の算出方法は下式の通り算出する。長期荷重時の端部モーメント，中央モーメント及びせん断力を表 4-26 に，鉛直震度より算出した端部モーメント，中央モーメント及びせん断力を表 4-27 に示す。

（四辺固定版）

・長期荷重時の短辺の端部モーメント（M_{x1}）

$$M_{x1} = -\frac{1}{12} w_x l_x^{\,2}$$

・長期荷重時の短辺の中央モーメント（M_{x2}）

$$M_{x2} = \frac{1}{18} w_x l_x^{\,2}$$

・長期荷重時の短辺のせん断力（Q_x）

$$Q_x = 0.52 w l_x$$

・長期荷重時の長辺の端部モーメント（M_{y1}）

$$M_{y1} = -\frac{1}{24} w l_x^{\,2}$$

・長期荷重時の長辺の中央モーメント（M_{y2}）

$$M_{y2} = \frac{1}{36} w l_x^{\,2}$$

・長期荷重時の長辺のせん断力（Q_y）

$$Q_y = 0.46 w l_x$$

ここで，

l_x ：短辺有効スパン（m）

l_y ：長辺有効スパン（m）

w ：単位面積あたりの長期荷重（kN/m^2）

$$w_x = \frac{l_y^{\,4}}{l_x^{\,4} + l_y^{\,4}} w$$

表 4-26　長期荷重時の端部モーメント，中央モーメント及びせん断力

部　位	スラブ厚 (mm)	方　向	端部モーメント (kN･m/m)	中央モーメント (kN･m/m)	せん断力 (kN/m)
3 階床スラブ S1	1000	短辺 (NS)	36.4	24.2	65.9
		長辺 (EW)	21.7	14.4	58.3
4 階屋根スラブ S2	600	短辺 (NS)	30.2	20.1	48.2
		長辺 (EW)	15.8	10.6	42.6
3 階床スラブ S3	500	短辺 (NS)	24.9	16.6	39.7
		長辺 (EW)	13.1	8.7	35.2

表 4-27　鉛直震度より算出した端部モーメント，中央モーメント及びせん断力

部　位	検討用 鉛直震度	方　向	端部モーメント (kN･m/m)	中央モーメント (kN･m/m)	せん断力 (kN/m)
3 階床スラブ S1	0.644	短辺 (NS)	59.8	39.9	109
		長辺 (EW)	35.7	23.8	95.9
4 階屋根スラブ S2	0.679	短辺 (NS)	50.7	33.8	80.9
		長辺 (EW)	26.6	17.8	71.6
3 階床スラブ S3	0.644	短辺 (NS)	41.0	27.4	65.4
		長辺 (EW)	21.5	14.4	57.8

(5) 断面の評価方法

a. 曲げモーメントに対する断面の評価方法

断面の評価は，「ＲＣ－Ｎ規準」に基づき，評価対象部位に生じる曲げモーメントが，次式をもとに計算した許容曲げモーメントを超えないことを確認する。

$$M_A = a_t \cdot f_t \cdot j$$

ここで，

M_A ：許容曲げモーメント（N･mm）

a_t ：引張鉄筋の断面積（mm^2）

f_t ：鉄筋の短期許容引張応力度（N/mm^2）

j ：断面の応力中心間距離で，断面の有効せいの 7/8 倍の値（mm）

b. 面外せん断力に対する断面の評価方法

断面の評価は，「ＲＣ－Ｎ規準」に基づき，評価対象部位に生じる面外せん断力が，次式をもとに計算した許容面外せん断力を超えないことを確認する。

$$Q_A = b \cdot j \cdot \alpha \cdot f_s$$

ここで，

Q_A ：許容面外せん断力（N）

b ：断面の幅（mm）

j ：断面の応力中心間距離で，断面の有効せいの 7/8 倍の値（mm）

α :許容せん断力の割り増し係数(2 を超える場合は 2,1 未満の場合は 1 とする。)

$$\alpha = \frac{4}{M/(Q \cdot d) + 1}$$

M ：曲げモーメント（N･mm）

Q ：せん断力（N）

d ：断面の有効せい（mm）

f_s ：コンクリートの短期許容せん断応力度（N/mm^2）

5.　評価結果

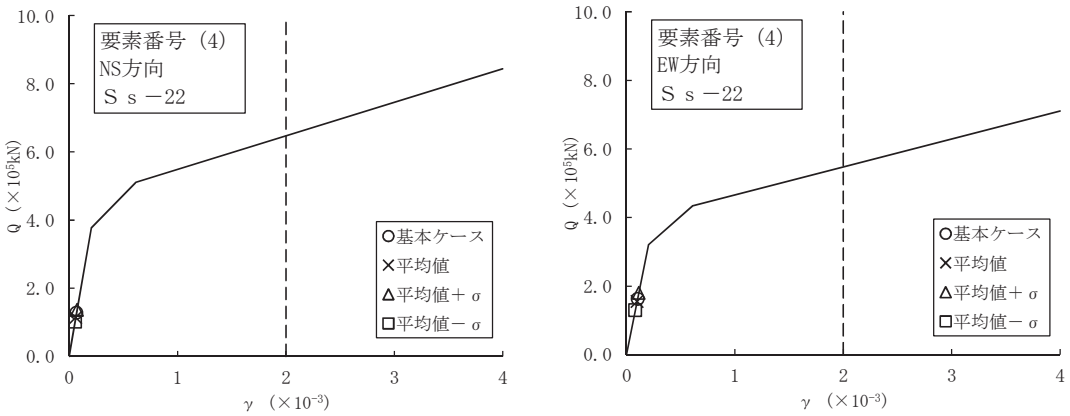
5.1　地震応答解析による評価結果

5.1.1　耐震壁の評価結果

耐震壁について，Ｓ$_s$地震時の各層の最大せん断ひずみが許容限界（2.0×10^{-3}）を超えないことを確認する。

地盤物性のばらつきを考慮した最大せん断ひずみは0.115×10^{-3}（要素番号（4），地盤＋σ相当，EW 方向，Ｓ$_s$－２２）であり，許容限界（2.0×10^{-3}）を超えないことを確認した。

要素番号（4），EW 方向，Ｓ$_s$－２２のＱ－γ関係と最大応答値を図 5-1 に示す。



（a）NS 方向　　（b）EW 方向

図 5-1　Ｑ－γ関係と最大応答値

5.1.2　保有水平耐力

各部材において，保有水平耐力 Q_u が必要保有水平耐力 Q_{un} に対して妥当な安全余裕を有することを確認する。なお，各部材の保有水平耐力 Q_u は，添付書類「Ⅴ-2-2-10　緊急時対策所建屋の地震応答計算書」に示すせん断力のスケルトン曲線の Q_3 に基づき算出する。

必要保有水平耐力 Q_{un} と保有水平耐力 Q_u の比較結果を表 5-1 に示す。各要素において，保有水平耐力 Q_u が必要保有水平耐力 Q_{un} に対して妥当な安全余裕を有することを確認した。なお，必要保有水平耐力 Q_{un} に対する保有水平耐力 Q_u の比は最小で 4.42 である。

表 5-1（1／2）　必要保有水平耐力 Q_{un} と保有水平耐力 Q_u の比較結果（NS 方向）

要素番号	EL. (m)	必要保有水平耐力 Q_{un} (kN)	保有水平耐力 Q_u (kN)	Q_u/Q_{un}
(1)	43.50 ～ 51.00	19700	296000	15.0
(2)	37.00 ～ 43.50	74600	775000	10.4
(3)	30.30 ～ 37.00	117000	756000	6.46
(4)	23.30 ～ 30.30	159000	844000	5.31

表 5-1（2／2）　必要保有水平耐力 Q_{un} と保有水平耐力 Q_u の比較結果（EW 方向）

要素番号	EL. (m)	必要保有水平耐力 Q_{un} (kN)	保有水平耐力 Q_u (kN)	Q_u/Q_{un}
(1)	43.50 ～ 51.00	20200	189000	9.36
(2)	37.00 ～ 43.50	70500	604000	8.57
(3)	30.30 ～ 37.00	118000	605000	5.13
(4)	23.30 ～ 30.30	161000	711000	4.42

5.2　応力解析による評価結果

5.2.1　基礎スラブの評価結果

基礎スラブの断面の評価結果を以下に示す。また，緊急時対策所建屋の基礎スラブの厚さを図 5-2 に，配筋一覧を表 5-2 に，せん断補強筋の設定範囲を図 5-3 に示す。

断面の評価結果を記載する要素を，配筋毎に以下のとおり選定する。

軸力，曲げモーメント及び面内せん断力に対する評価については，必要鉄筋量に対する配筋量の割合が最小となる要素を選定し，面外せん断力に対する評価については，面外せん断力に対する短期許容せん断力の割合が最小となる要素をそれぞれ選定する。

選定した要素の位置を図 5-4 及び図 5-5 に，評価結果を表 5-3 に示す。

S_s 地震時において，軸力，曲げモーメント及び面内せん断力に対する必要鉄筋量が配筋量を超えないことを確認した。また，面外せん断力が短期許容せん断力を超えないことを確認した。

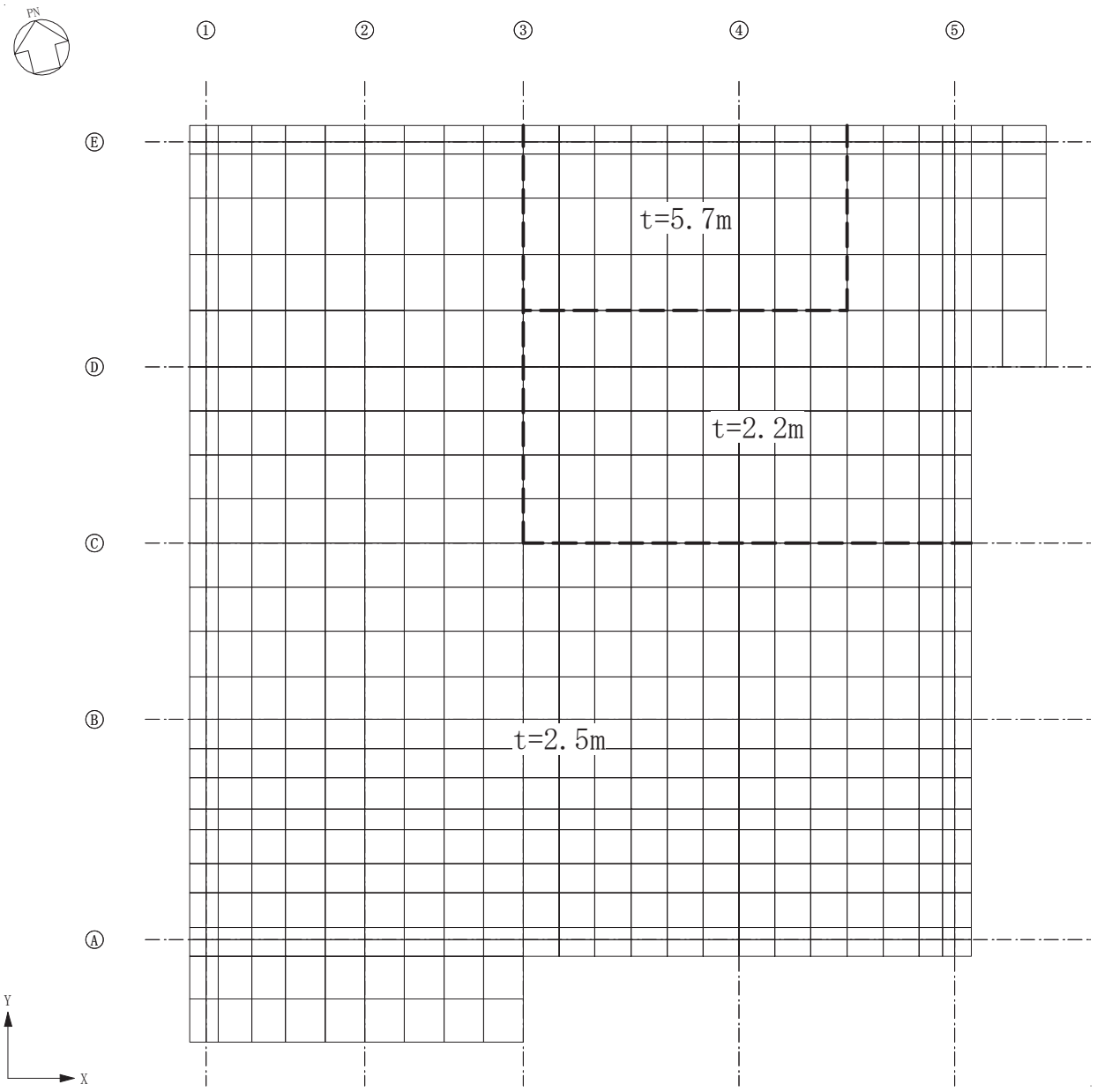


図 5-2　緊急時対策所建屋の基礎スラブ厚さ

表 5-2　緊急時対策所建屋の基礎スラブの配筋一覧

標高 EL. (m)	断面厚 (m)	方向	位置	設計配筋
20.8～23.3	2.5	NS	上端	2-D38@200
			下端	2-D38@200
		EW	上端	2-D38@200
			下端	2-D38@200
20.8～23.0	2.2	NS	上端	2-D38@200
			下端	2-D38@200
		EW	上端	2-D38@200
			下端	2-D38@200
17.3～23.0	5.7	NS	上端	2-D38@200
			下端	2-D38@200
		EW	上端	2-D38@200
			下端	2-D38@200

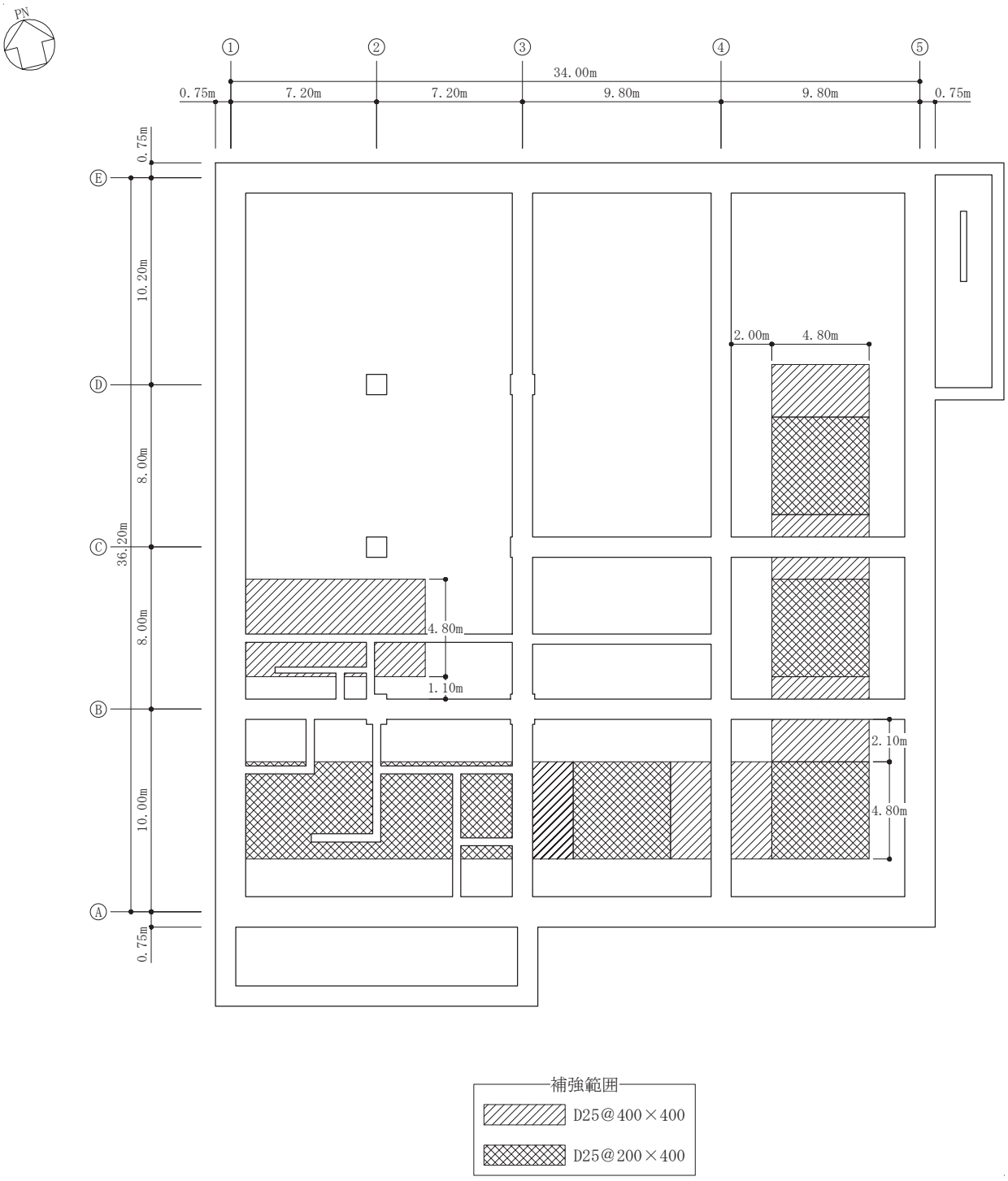
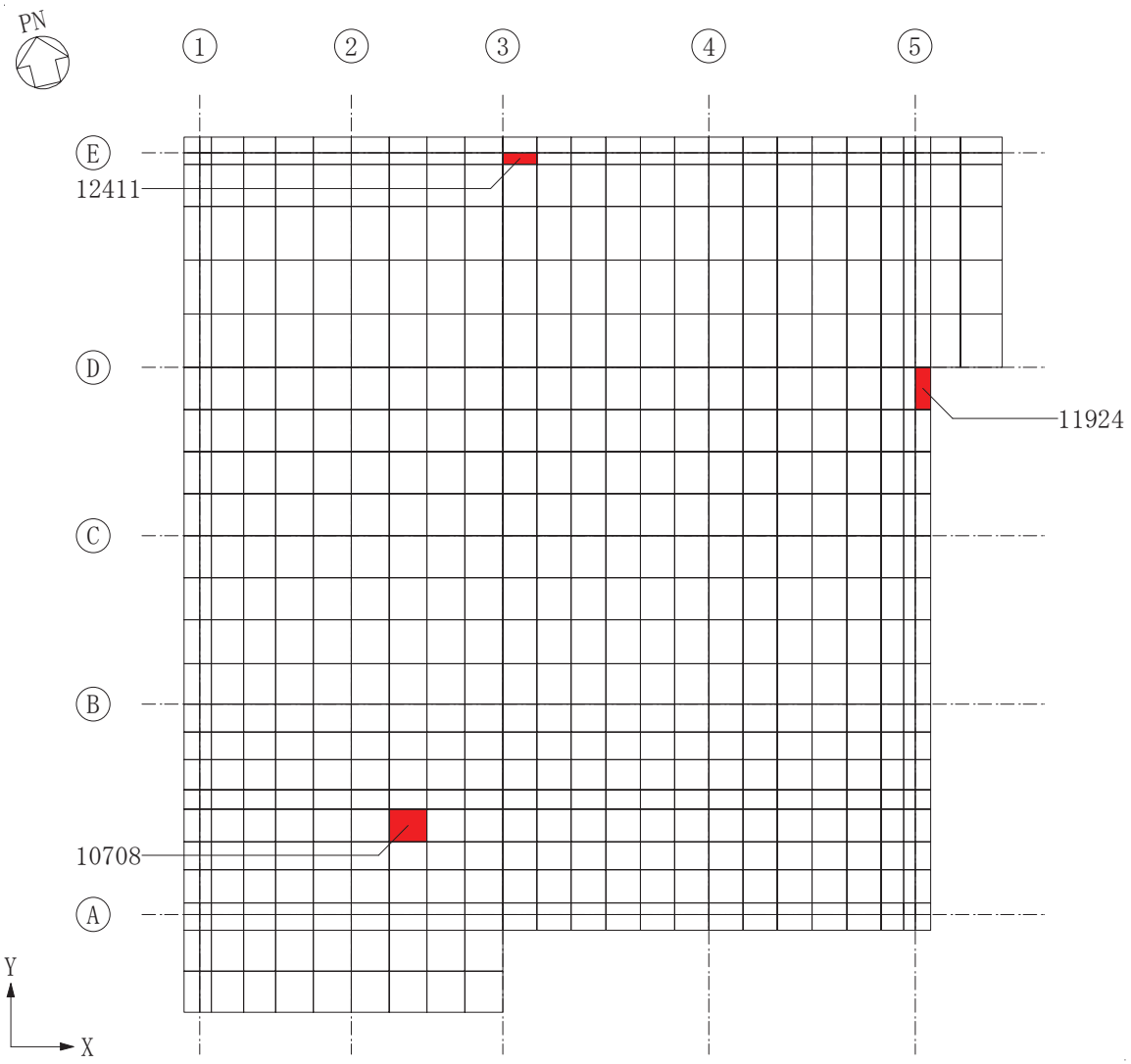


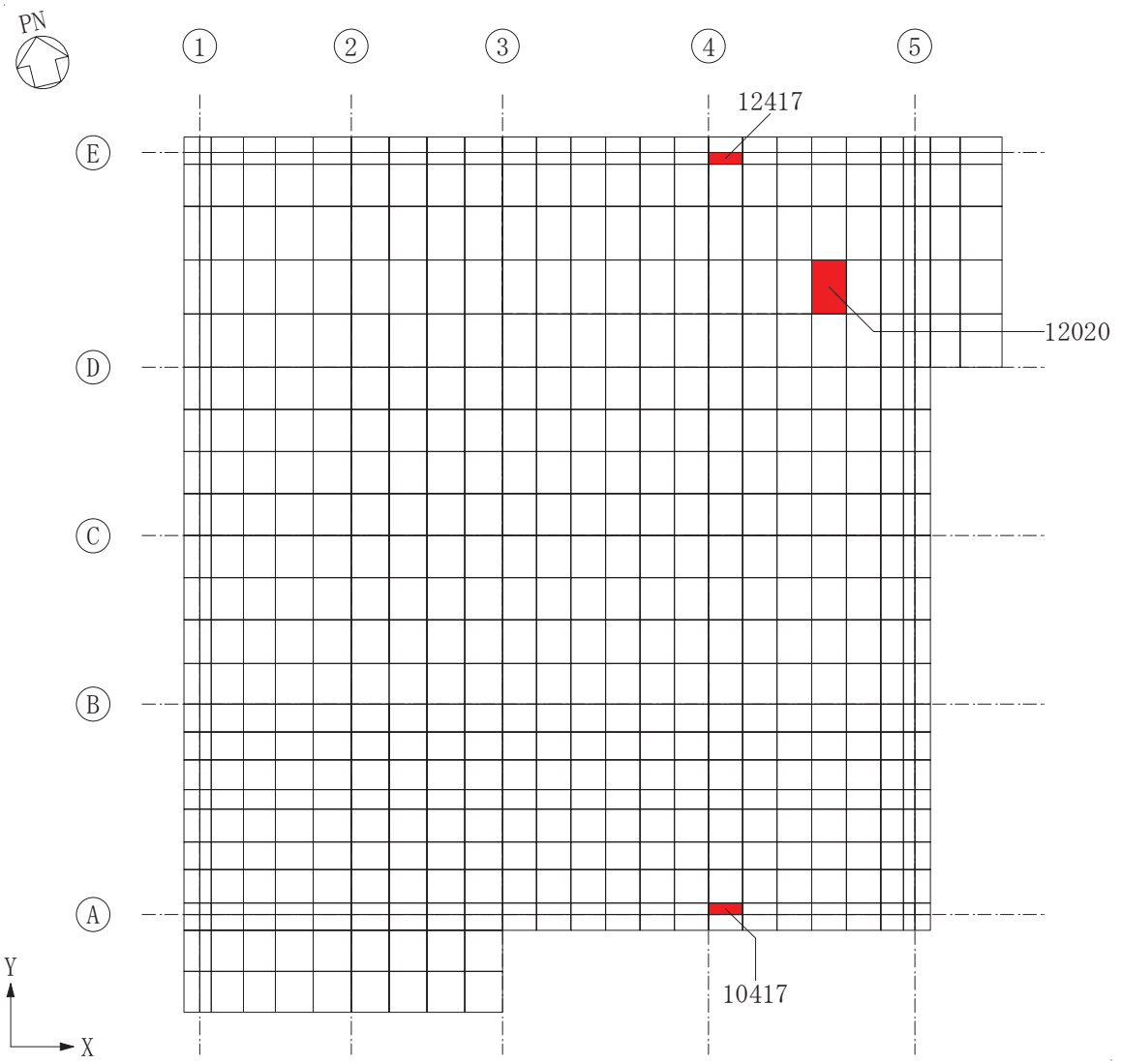
図 5-3　せん断補強筋の設定範囲



注　：図中引出線の数字は，要素番号を示す。

(a) NS 方向

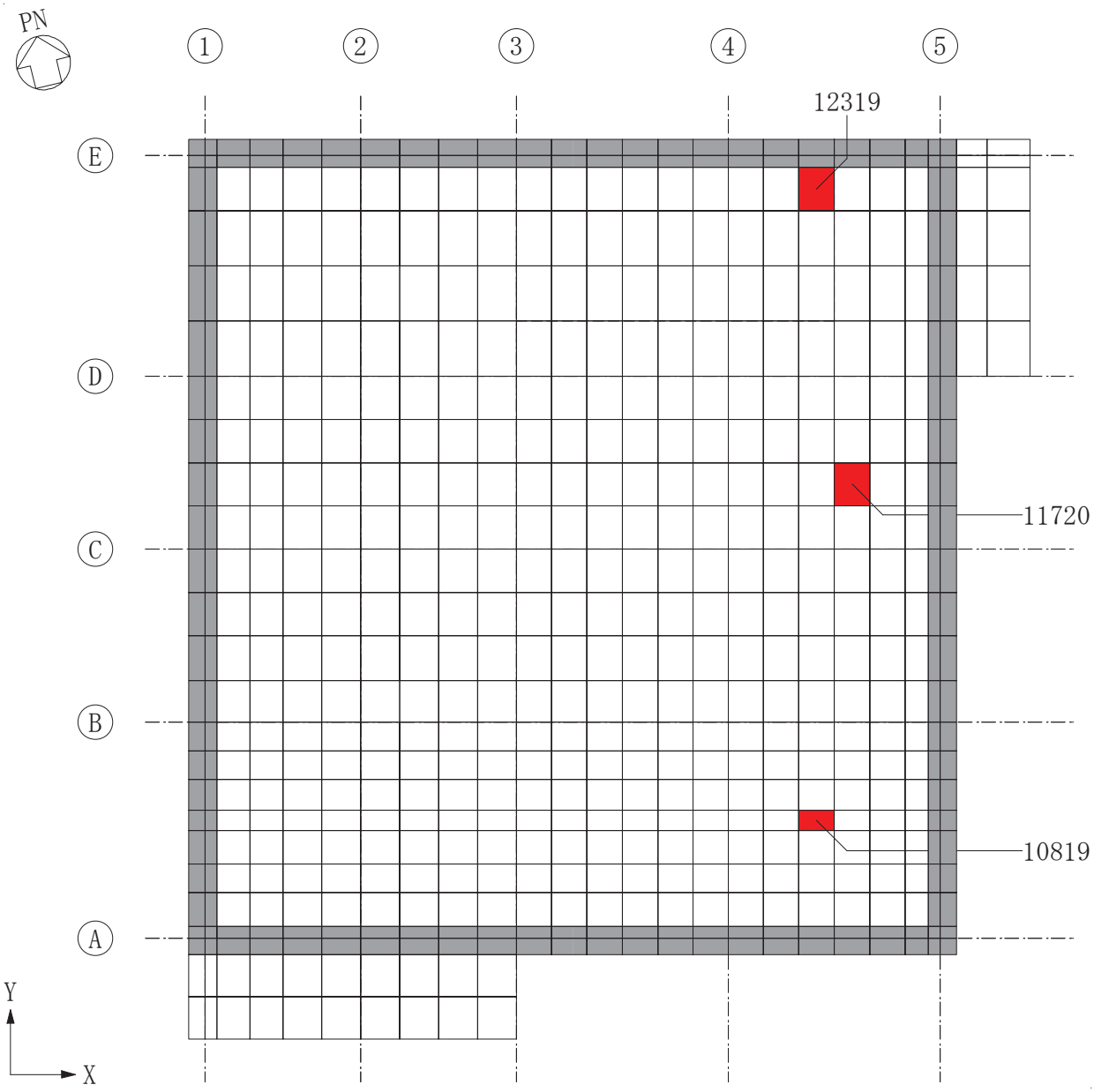
図 5-4　主筋評価で選定した要素の位置（S_s 地震時）(1／2)



注　：図中引出線の数字は，要素番号を示す。

(b) EW 方向

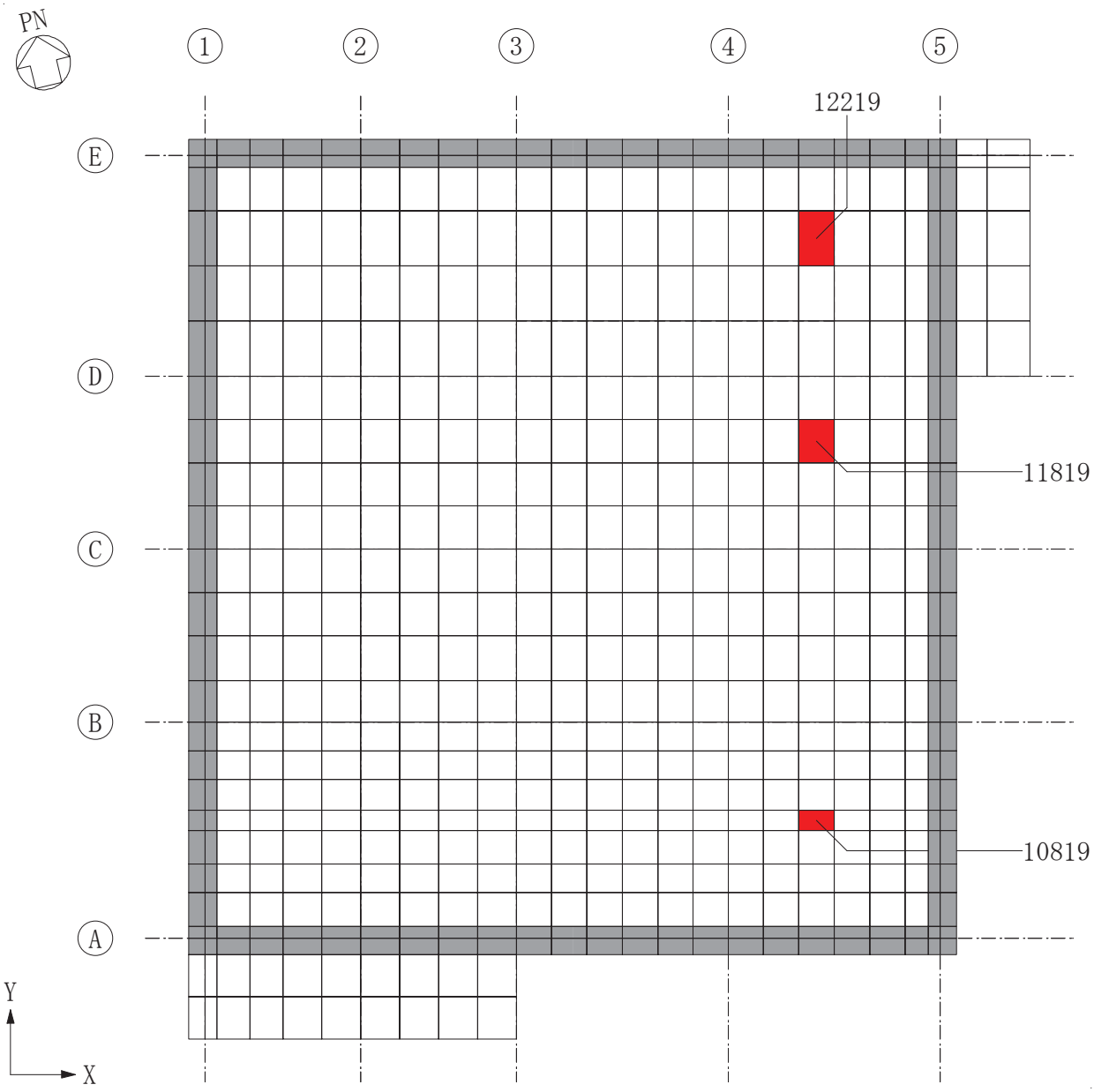
図 5-4　主筋評価で選定した要素の位置（S_s地震時）(2／2)



注１　：図中灰色部分は，耐震壁直下のため評価対象外とする。
注２　：図中引出線の数字は，要素番号を示す。

(a) NS 方向

図 5-5　せん断補強筋評価で選定した要素の位置（S_s地震時）(1／2)



注１　：図中灰色部分は，耐震壁直下のため評価対象外とする。
注２　：図中引出線の数字は，要素番号を示す。

(b) EW 方向

図５　せん断補強筋評価で選定した要素の位置（Ｓ$_s$地震時）(2／2)

表 5-3　評価結果

評価項目				要素番号	荷重の組合せケース	解析結果	許容値	備考
軸力＋曲げモーメント＋面内せん断力	NS方向	必要鉄筋比／配筋量	部材厚 2.5 m	10708	1-3	0.448	1.00	引張鉄筋
		必要鉄筋比／配筋量	部材厚 2.2 m	11924	1-3	0.380	1.00	引張鉄筋
		必要鉄筋比／配筋量	部材厚 5.7 m	12411	1-2	0.308	1.00	引張鉄筋
	EW方向	必要鉄筋比／配筋量	部材厚 2.5 m	10417	1-2	0.440	1.00	引張鉄筋
		必要鉄筋比／配筋量	部材厚 2.2 m	12020	1-5	0.399	1.00	引張鉄筋
		必要鉄筋比／配筋量	部材厚 5.7 m	12417	1-2	0.439	1.00	引張鉄筋
面外せん断力	NS方向	面外せん断応力度 (N/mm^2)	部材厚 2.5 m	10819	1-1	0.990	3.10	せん断補強筋
		面外せん断応力度 (N/mm^2)	部材厚 2.2 m	11720	1-1	0.762	3.10	せん断補強筋
		面外せん断応力度 (N/mm^2)	部材厚 5.7 m	12319	1-1	0.637	1.18	コンクリート
	EW方向	面外せん断応力度 (N/mm^2)	部材厚 2.5 m	10819	1-1	0.930	3.10	せん断補強筋
		面外せん断応力度 (N/mm^2)	部材厚 2.2 m	11819	1-1	0.690	3.10	せん断補強筋
		面外せん断応力度 (N/mm^2)	部材厚 5.7 m	12219	1-1	0.517	1.18	コンクリート

5.2.2　杭の評価結果

Ｓ$_s$地震時に発生する杭応力に対する評価結果を表 5-4 に示す。

Ｓ$_s$地震時において，発生値が許容値を超えないことを確認した。

表 5-4　杭応力に対する評価結果

	許容限界	Ｓ$_s$地震時	検定比
最大鉛直支持力（kN/本）	17224	10819	0.63
最大引抜き力（kN/本）	9313	2479	0.27
最大曲げモーメント（kN・m/本）	4917	1617	0.33
最大せん断力（kN/本）	6026	650	0.11

5.2.3　床スラブの評価結果

床スラブの配筋を表 5-5 に，断面の評価結果を表 5-6～表 5-8 に示す。

S_s 地震時において，発生値が許容値を超えないことを確認した。

表 5-5　床スラブの配筋

部材	方向	上端筋	断面積 (mm^2/m)	下端筋	断面積 (mm^2/m)
3 階床スラブ S1	短辺（NS）	D19@200	1435	D19@200	1435
	長辺（EW）	D19@200	1435	D19@200	1435
4 階屋根スラブ S2	短辺（NS）	D16@200	995	D16@200	995
	長辺（EW）	D16@200	995	D16@200	995
3 階床スラブ S3	短辺（NS）	D16@200	995	D16@200	995
	長辺（EW）	D16@200	995	D16@200	995

表 5-6　評価結果（3 階床スラブ S1）

方　向		短辺（NS）	長辺（EW）
厚さ t（mm）×幅 b（mm）		1000×1000	
有効せい　d（mm）		900	
配　筋	上　端	D19@200 (1435 mm^2)	D19@200 (1435 mm^2)
	下　端	D19@200 (1435 mm^2)	D19@200 (1435 mm^2)
曲げモーメント	発生曲げモーメント　M（kN･m）	59.8	35.7
	許容曲げモーメント　M_A（kN･m）	389	389
	検定値　M/M_A	0.16	0.10
面外せん断力	発生せん断力　Q（kN）	109	95.9
	せん断スパン比による割増係数　α	1.0	1.0
	許容値　Q_A（kN）	933	933
	検定値　Q/Q_A	0.12	0.11
判　定		可	可

表 5-7　評価結果（4 階屋根スラブ S2）

方　向		短辺（NS）	長辺（EW）
厚さ t（mm）×幅 b（mm）		600×1000	
有効せい　d（mm）		500	
配　筋	上　端	D16@200 (995 mm^2)	D16@200 (995 mm^2)
	下　端	D16@200 (995 mm^2)	D16@200 (995 mm^2)
曲げモーメント	発生曲げモーメント　M（kN･m）	50.7	26.6
	許容曲げモーメント　M_A（kN･m）	128	128
	検定値　M/M_A	0.40	0.21
面外せん断力	発生せん断力　Q（kN）	80.9	71.6
	せん断スパン比による割増係数　α	1.0	1.0
	許容値　Q_A（kN）	518	518
	検定値　Q/Q_A	0.16	0.14
判　定		可	可

表 5-8　評価結果（3 階床スラブ S3）

方　向		短辺（NS）	長辺（EW）
厚さ t（mm）×幅 b（mm）		500×1000	
有効せい　d（mm）		400	
配　筋	上　端	D16@200 (995 mm^2)	D16@200 (995 mm^2)
	下　端	D16@200 (995 mm^2)	D16@200 (995 mm^2)
曲げモーメント	発生曲げモーメント　M（kN･m）	41.0	21.5
	許容曲げモーメント　M_A（kN･m）	102	102
	検定値　M/M_A	0.40	0.21
面外せん断力	発生せん断力　Q（kN）	65.4	57.8
	せん断スパン比による割増係数　α	1.0	1.0
	許容値　Q_A（kN）	414	414
	検定値　Q/Q_A	0.16	0.14
判　定		可	可

別紙　液状化影響検討について

目次

1. 概要 ····· 別紙-1
2. 地震応答解析方法 ····· 別紙-1
3. 解析条件 ····· 別紙-2
3.1 解析モデル ····· 別紙-2
3.2 入力地震動の設定 ····· 別紙-9
3.3 許容限界 ····· 別紙-12
3.4 評価方法 ····· 別紙-12
4. 評価結果 ····· 別紙-16

1. 概要

添付書類「Ⅴ-2-1-6　地震応答解析の基本方針」のうち「2.　地震応答解析の方針」に基づき，緊急時対策所建屋の杭の耐震設計について，地盤の有効応力の変化に伴う影響を検討するため，有効応力解析を実施する。

2. 地震応答解析方法

緊急時対策所建屋の有効応力の変化を考慮した地震応答解析(以下,地震応答解析という。)は，地盤と構造物の相互作用を考慮できる2次元有限要素法を用いて，基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。

地震応答解析については，解析コード「ＦＬＩＰ　Ver.7.3.0_2」を使用する。なお，解析コードの検証及び妥当性確認の概要については,添付書類「Ⅴ-5-10　計算機プログラム(解析コード)の概要　ＦＬＩＰ」に示す。

3.　解析条件

3.1　解析モデル

3.1.1　地盤のモデル化

地盤モデルは，直交する２断面とする。地質断面位置図及び地質断面図を図 3-1 及び図 3-2 に示す。解析領域として，鉛直方向は EL.－100 m まで，水平方向は緊急時対策所建屋を中心として両側に 100 m 程度確保し，解析領域の側面及び底面には粘性境界を設ける。

解析モデルを図 3-3 に示す。地盤は平面ひずみ要素でモデル化し，基礎スラブと地盤の境界部にはジョイント要素を設ける。杭と地盤間は両者の相対変位を考慮するため，杭－地盤相互作用ばね要素で接続する。耐震評価における有効応力解析では，地盤に双曲線モデル（Hardin-Drnevich モデル）を適用し，非線形特性を考慮する。地下水位は地表面とする。

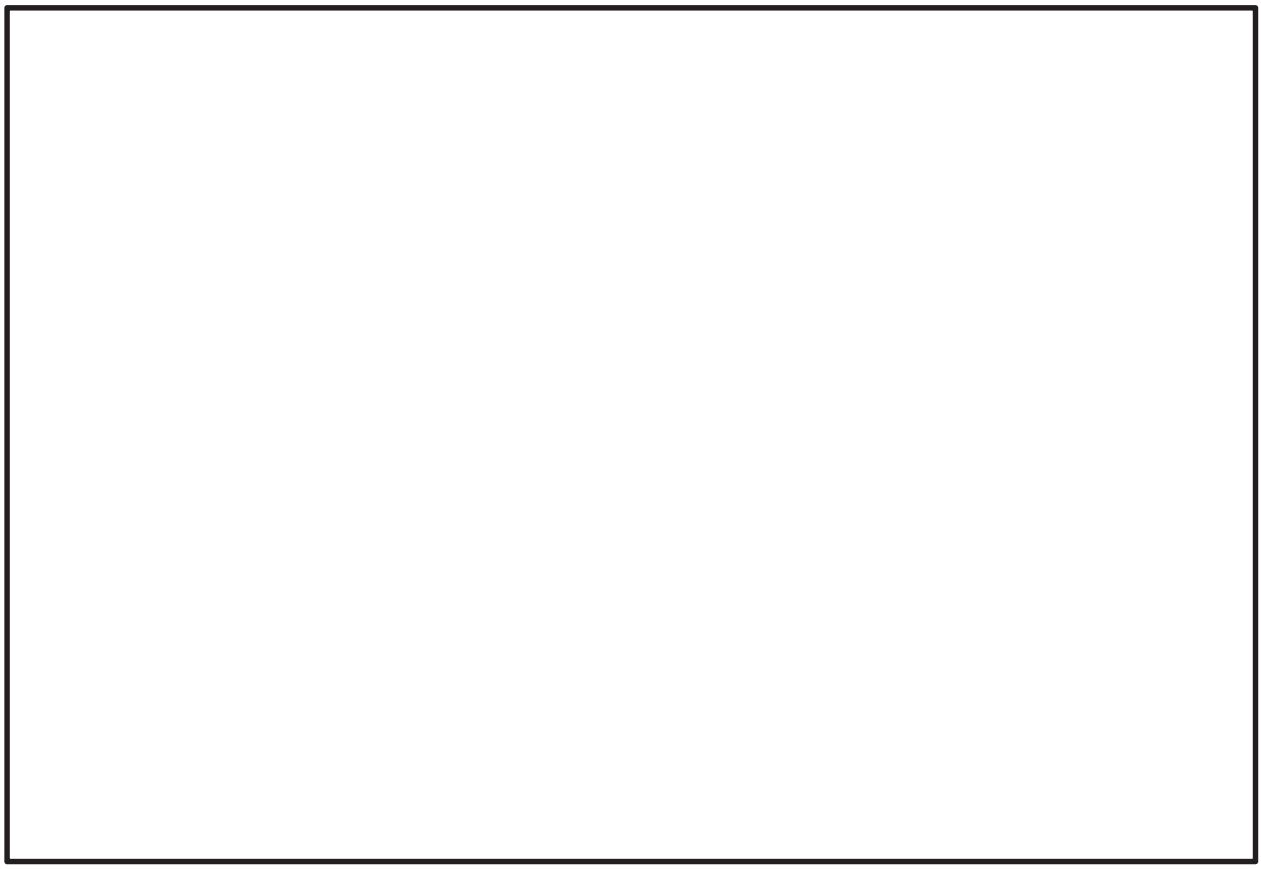
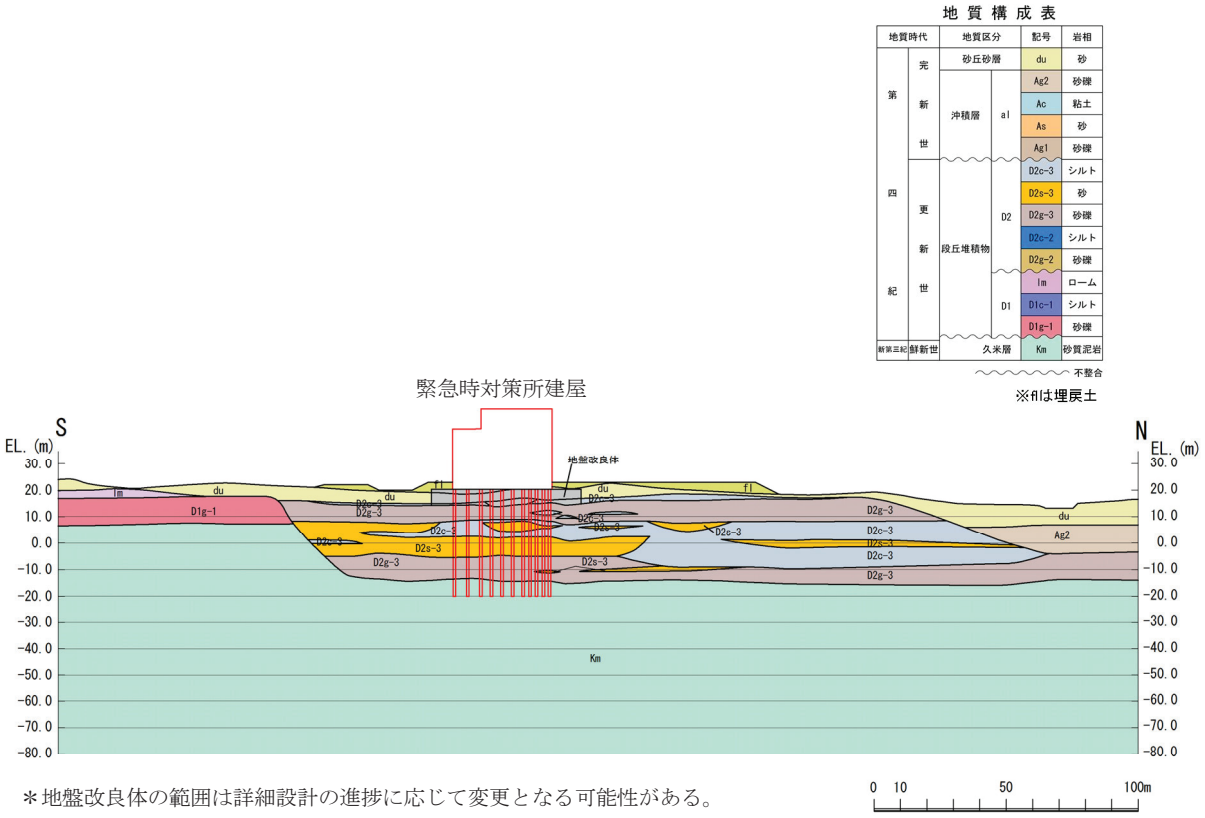
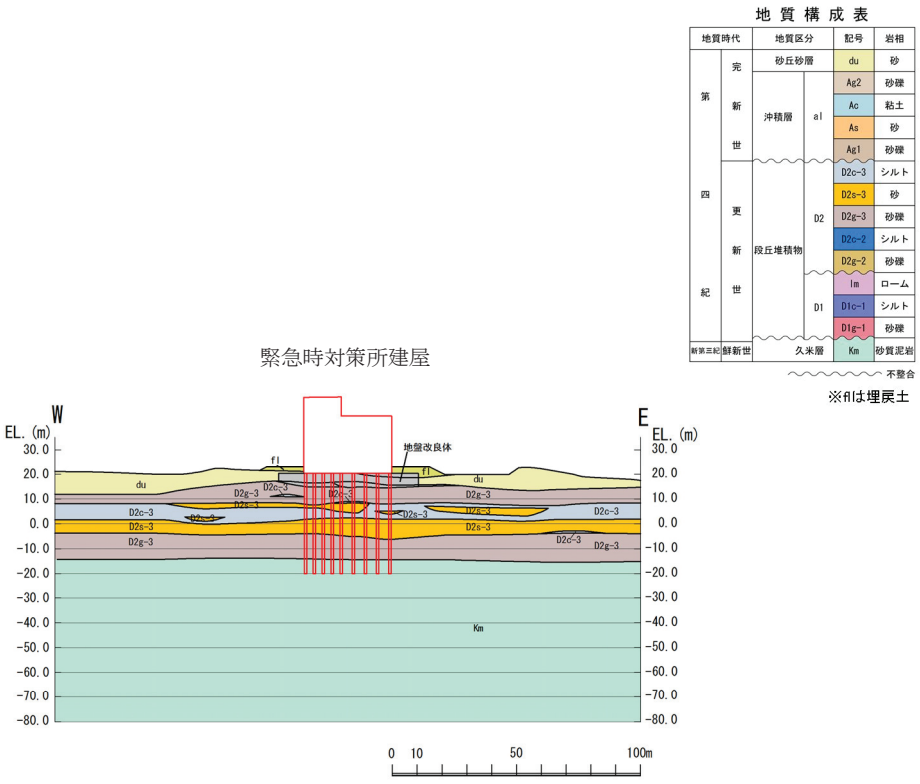


図 3-1　緊急時対策所建屋の地質断面位置図



＊地盤改良体の範囲は詳細設計の進捗に応じて変更となる可能性がある。

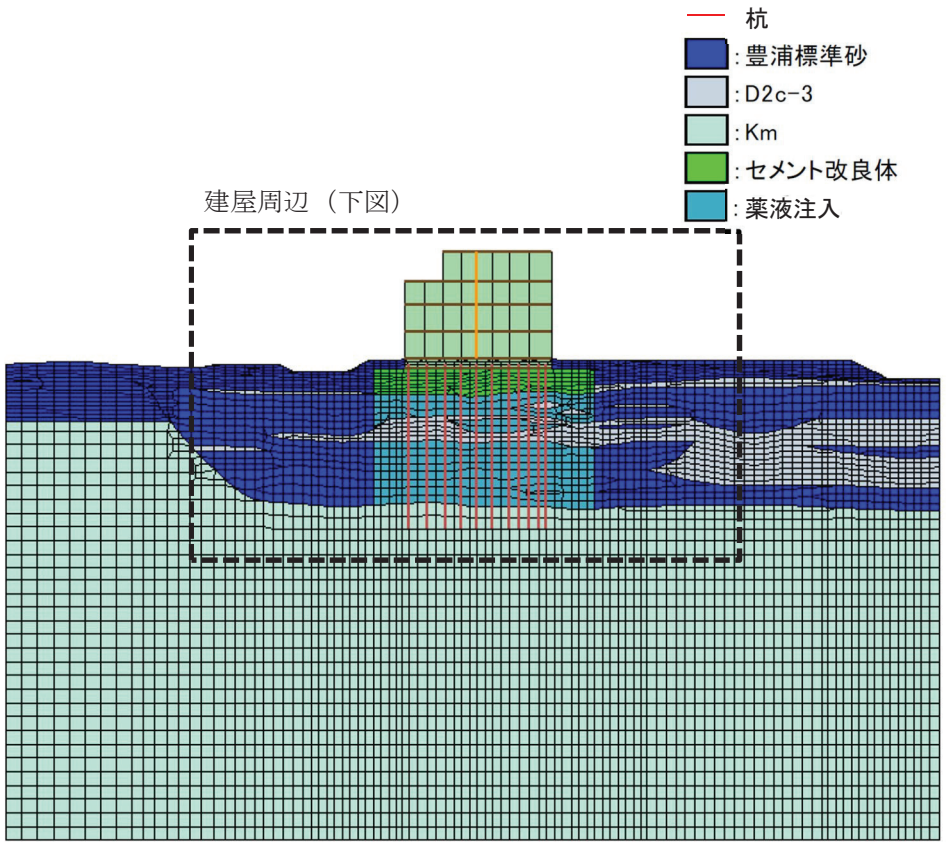
(a) 緊急時対策所周辺断面（NS 方向　①－①´断面）



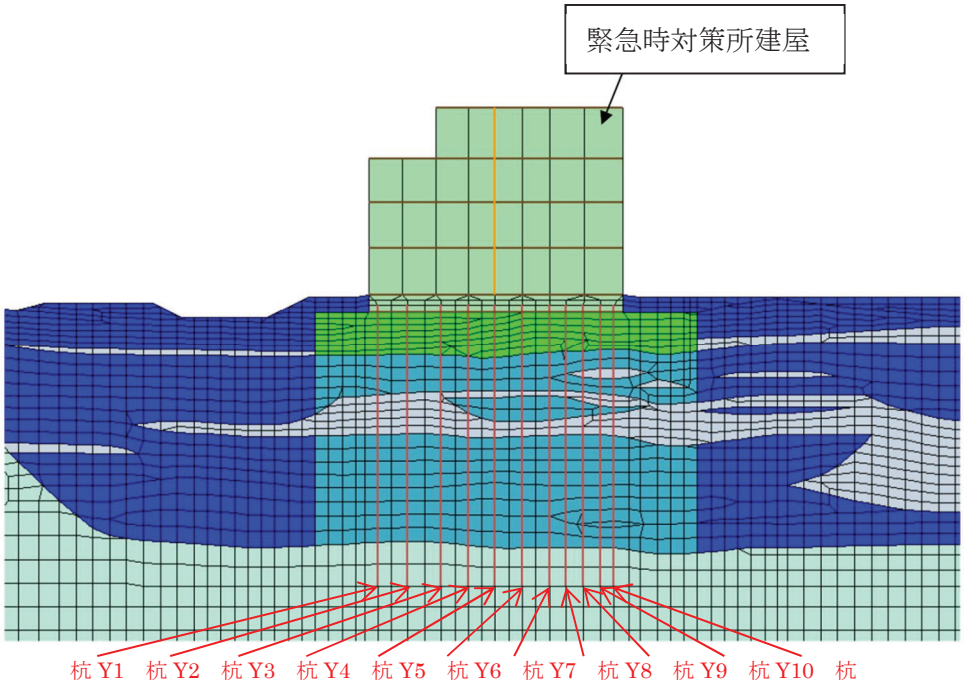
＊地盤改良体の範囲は詳細設計の進捗に応じて変更となる可能性がある。

(b) 緊急時対策所周辺断面（EW 方向　②－②´断面）

図 3-2　地質断面図

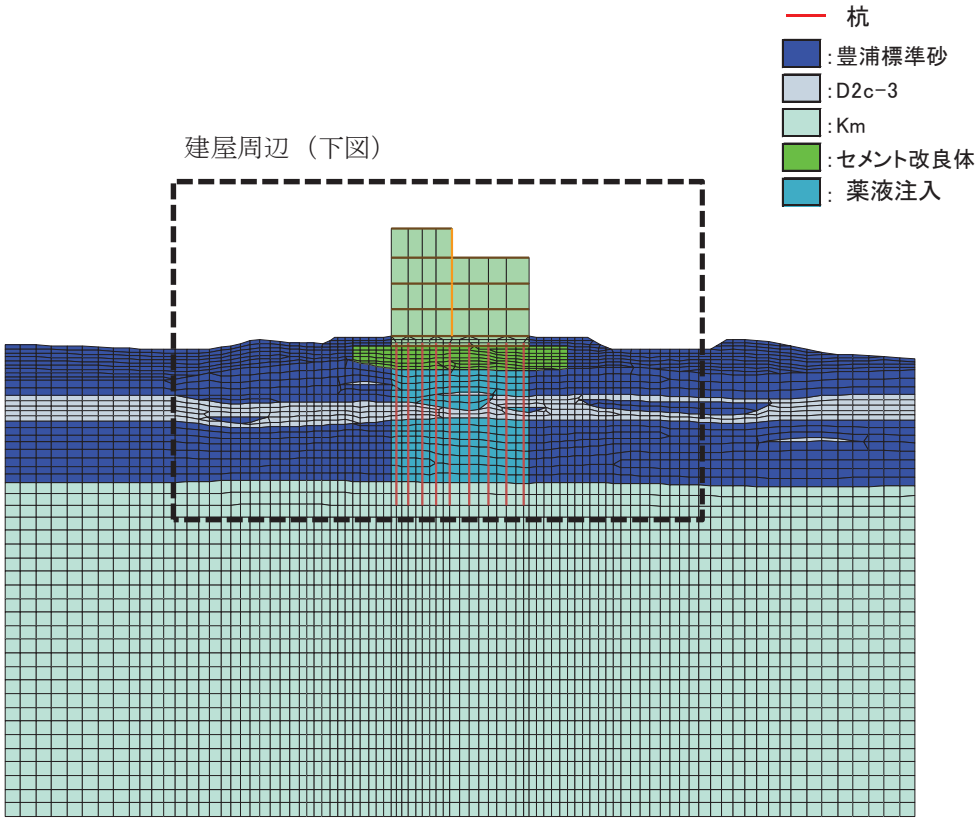


（a）全体

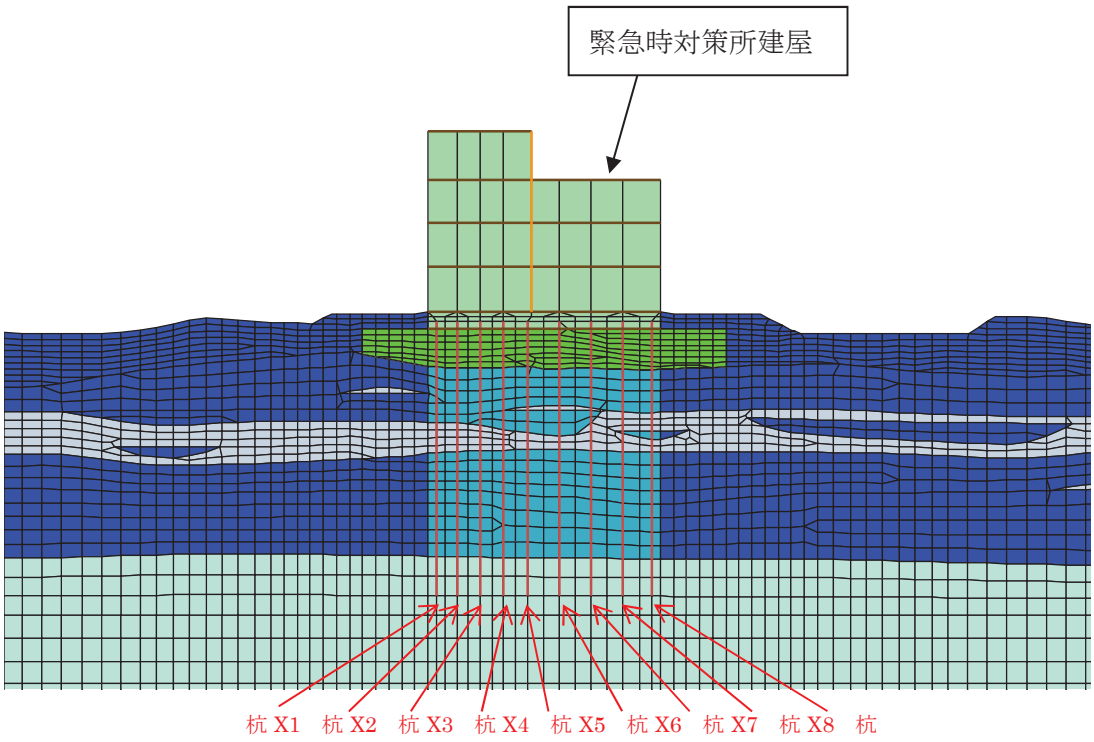


（b）建屋周辺

図 3-3（1）　解析モデル（NS 方向　①－①´断面）



(a) 全体



(b) 建屋周辺

図 3-3 (2) 解析モデル（EW 方向 ②－②´断面）

3.1.2 地盤の物性値

地盤の物性値は，添付書類「V-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。地盤の物性値一覧を表 3-1 に示す。

表 3-1（1／2） 地盤の解析用物性値一覧（液状化検討対象層）

パラメータ				原地盤		豊浦標準砂
				第四系（液状化検討対象層）		
				D2s-3	D2g-3	
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm^3	1.92	2.15 (2.11)	1.958
	間隙比	e	－	0.79	0.43	0.702
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	－	0.19	0.26	0.333
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	966	1167 (1167)	12.6
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	650611	1362035 (1362035)	18975
	最大履歴減衰率	h_{max}	－	0.192	0.130	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2	0.01	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	35.8	44.4	30
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	－	33.4	41.4	28
	液状化パラメータ	S_1	－	0.048	0.030	0.005
	液状化パラメータ	W_1	－	17.6	45.2	5.06
	液状化パラメータ	P_1	－	4.80	8.00	0.57
	液状化パラメータ	P_2	－	0.96	0.60	0.80
	液状化パラメータ	C_1	－	3.15	3.82	1.44

表 3-1（2／2） 地盤の解析用物性値一覧（非液状化層）

パラメータ				原地盤	
				第四系（非液状化層）	新第三系
				D2c-3	Km
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm^3	1.77	$1.72-1.03\times10^{-4}\cdot z$
	間隙比	e	－	1.09	1.16
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	－	0.22	$0.16+0.00025\cdot z$
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	696	動的変形特性に基づき z（標高）毎に物性値を設定
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	285223	
	最大履歴減衰率	h_{max}	－	0.186	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2	0.026	$0.358-0.00603\cdot z$
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	35.6	$23.2+0.0990\cdot z$

z：標高（m）

3.1.3 建屋のモデル化

建屋モデルは平面ひずみ要素を用いてモデル化し，質点系モデルに基づく固有周期と一致するように設定する。建屋モデルに使用する材料の物性値を表 3-2 に示す。

表 3-2 使用材料の物性値

使用材料		ヤング係数 E (N/mm^2)	せん断 弾性係数 G (N/mm^2)	減衰定数 h (%)
鉄筋コンクリート コンクリート： Fc＝30 (N/mm^2) 鉄筋：SD345		2.44×10^4	1.02×10^4	5
場所打ち鋼管 コンクリート杭	コンクリート： Fc＝24 (N/mm^2)	2.27×10^4	9.45×10^3	1
	鋼管：SKK490 φ1000× t 22	2.05×10^5	7.90×10^4	

3.1.4 杭のモデル化

緊急時対策所建屋は，東西方向に 9 列，南北方向に 11 列の合計 88 本の場所打ち鋼管コンクリート杭を介して久米層に岩着している。場所打ち鋼管コンクリート杭の断面性能を表 3-3 に示す。

表 3-3 場所打ち鋼管コンクリート杭の物性値

外径 D (mm)	板厚 t (mm)	全断面積 A (m^2)	せん断 断面積 A_S (m^2)	断面 2 次 モーメント I (m^4)
1000	22	1.300	0.9436	0.1105

注 1 ：表中の断面性能はコンクリート換算した値である。

注 2 ：上記の板厚に対して腐食代 1 mm を考慮する。

3.1.5 減衰定数

動的解析における地盤及び構造物の減衰については，固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき，剛性比例型減衰とする。地盤の減衰定数は 1 %とする。

3.2　入力地震動の設定

解析に用いる入力地震動は，解放基盤表面で定義される基準地震動Ｓ$_s$を，１次元波動論により解析モデルの底面位置で評価したものを用いる。

検討に用いる地震波は，全周期帯の応答が大きく継続時間の長い基準地震動Ｓ$_s$－Ｄ１とする。入力地震動算定の概念図を図 3-4 に，入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図 3-5 に示す。

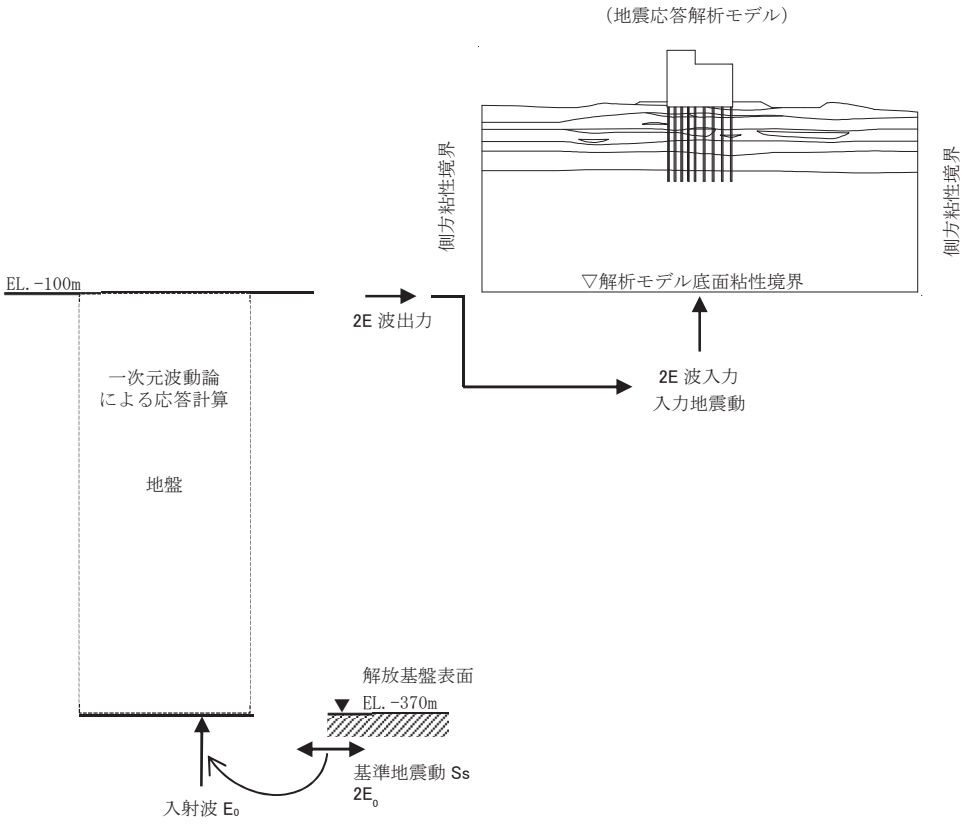
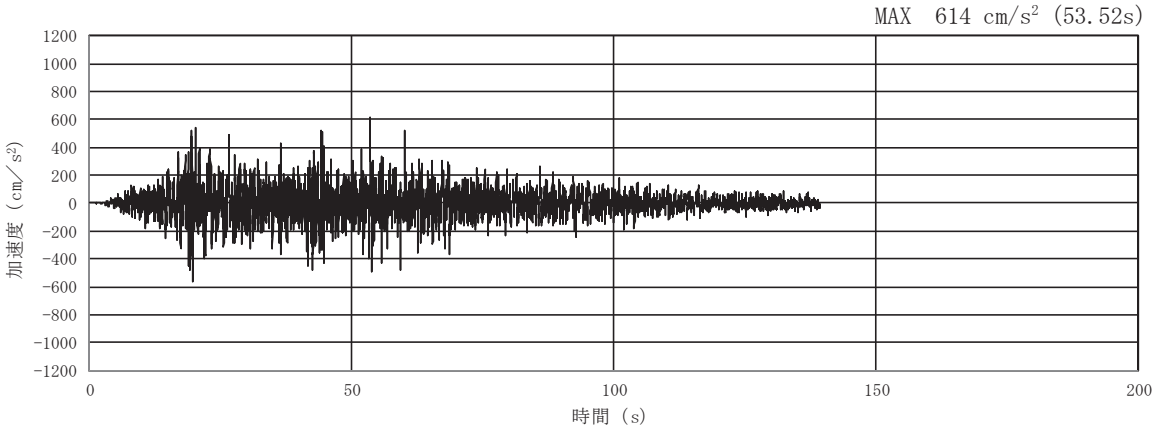
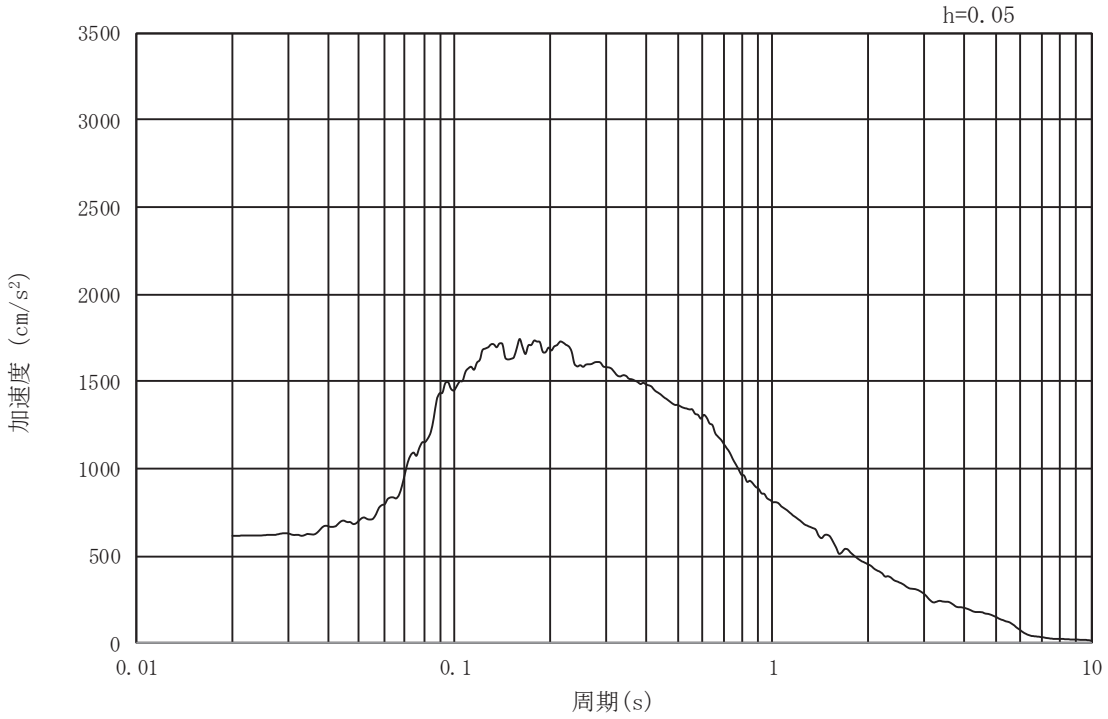


図 3-4　入力地震動算定の概念図

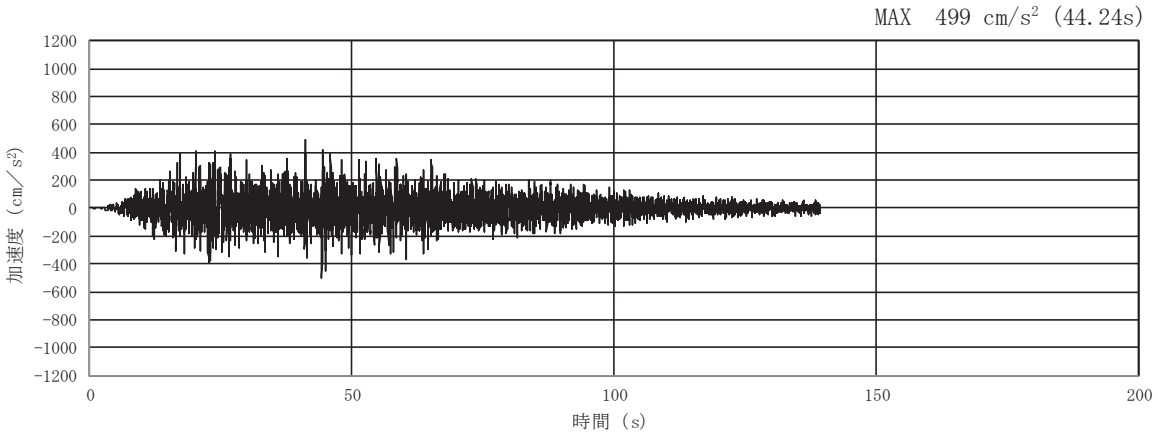


（a）加速度時刻歴波形

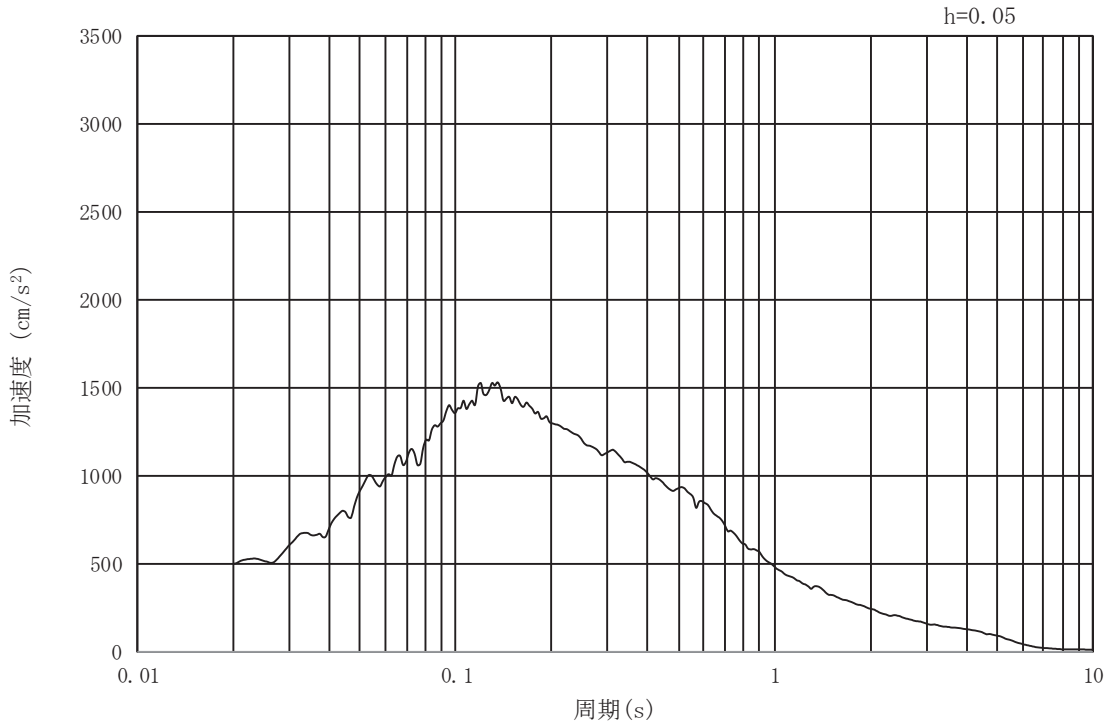


（b）加速度応答スペクトル

図 3-5（1） 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（水平方向：Ｓ$_s$－Ｄ１）



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5 (2)　入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（鉛直方向：Ｓ$_s$－Ｄ１）

3.3 許容限界

緊急時対策所建屋の杭の許容限界は，表 3-4 のとおり設定する。

表 3-4 液状化影響検討における許容限界（杭）

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界（評価基準値）
－	構造強度を有すること	基準地震動 S_s	杭	部材に生じる応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	「基礎指針」及び「ＳＲＣ規準」に基づく終局耐力
支持機能	機器・配管系等の設備を支持する機能を損なわないこと	基準地震動 S_s	杭	部材に生じる応力が支持機能を維持するための許容限界を超えないことを確認	「基礎指針」及び「ＳＲＣ規準」に基づく終局耐力

3.4 評価方法

3.4.1 基礎地盤の支持性能に対する評価

基礎地盤の支持性能に関する評価は，杭頭に作用する最大鉛直力が極限支持力以下であることを確認する。極限支持力は，添付書類「Ⅴ-2-2-11 緊急時対策所建屋の耐震性についての計算書」に記載の値から設定する。極限支持力を表 3-5 に示す。

表 3-5 杭の極限支持力（単位：kN/本）

杭径（mm）	極限支持力
φ1000	17224

3.4.2 杭に対する評価

杭の断面の評価は，解析により得られた曲げモーメント及びせん断力に対して行う。

場所打ち鋼管コンクリート杭に対する評価は，杭に生じる曲げモーメントが，杭軸力を考慮した場所打ち鋼管コンクリート杭の終局曲げモーメント以下であること，また，杭に生じるせん断力が，場所打ち鋼管コンクリート杭の短期許容せん断力以下であることを確認する。

杭軸力を考慮した場所打ち鋼管コンクリート杭の終局曲げモーメントは，「ＳＲＣ規準」に従い下式により算定する。

$$N_u = {}_cN_u + {}_sN_u$$

$$M_u = {}_cM_u + {}_sM_u$$

$${}_cN_u = \left(\theta_n - \sin\theta_n \cdot \cos\theta_n\right) {}_cD_j^2 \cdot {}_c\sigma_{cB}/4$$

$${}_cM_u = \sin^3\theta_n \cdot {}_cD_j^3 \cdot {}_c\sigma_{cB}/12$$

$${}_sN_u = \{ \left(\beta_1 \cdot \theta_n + \beta_2(\theta_n - \pi)\right)(1 - {}_st / {}_sD)\, {}_sD \cdot {}_st \cdot {}_s\sigma_y$$

$${}_sM_u = \left(\beta_1 + \beta_2\right)\sin\theta_n \cdot (1 - {}_st/{}_sD)^2 /2 \cdot {}_sD^2 \cdot {}_st \cdot {}_s\sigma_y$$

ここで，

$$\theta_n = \cos^{-1}(1 - 2x_{n1})$$

$$x_{n1} = x_n / {}_cD_j$$

$${}_c\sigma_{cB} = {}_cr_u \cdot F_c + 1.56\, {}_st \cdot {}_s\sigma_y / ({}_sD - 2\, {}_st)$$

$$\beta_1 = 0.89, \quad \beta_2 = 1.08$$

$${}_cr_u = 0.85$$

N_u ：部材の終局圧縮耐力（N）

${}_cN_u$ ：コンクリート部分の終局圧縮耐力（N）

${}_sN_u$ ：鋼管部分の終局圧縮耐力（N）

M_u ：部材の終局曲げ耐力（N・mm）

${}_cM_u$ ：充填コンクリート部分の終局曲げ耐力（N・mm）

${}_sM_u$ ：鋼管部分の終局曲げ耐力（N・mm）

θ_n ：円形断面において中立軸位置を定める角（°）

${}_cD_j$ ：充填コンクリート部分の径（mm）

${}_c\sigma_{cB}$ ：円形鋼管の拘束効果を考慮した充填コンクリートの圧縮強度（N/mm^2）

$_{s}t$　：鋼管の厚さ（mm）

$_{s}D$　：鋼管の径（mm）

$_{s}\sigma_{y}$　：鋼管の降伏応力度（N・mm^2）

F_c　：コンクリートの設計基準強度（N/mm^2）

場所打ち鋼管コンクリート杭の短期許容せん断力は,「ＳＲＣ規準」に従い下式により算定する。

$${}_sQ_d \leqq {}_sQ$$

$${}_sQ_d = Q$$

$${}_sQ = \frac{{}_sA}{2} \cdot {}_sf_s$$

ここで,

${}_sQ_d$ ：鋼管部分の設計用せん断力（N）

${}_sQ$ ：鋼管部分の許容せん断力（N）

Q ：設計用せん断力（N）

${}_sA$ ：鋼管部分の断面積（mm^2）

${}_sf_s$ ：鋼管の許容せん断応力度（N/mm^2）（$= F/\sqrt{3}$，F は鋼材の基準強度）

4. 評価結果

Ｓｓ地震時に発生する杭応力に対する算定結果を表 4-1 に示す。

Ｓｓ地震時において，発生値が許容値を超えないことを確認した。

表 4-1　杭の評価結果

	許容限界	Ｓｓ地震時	検定比
最大鉛直支持力 (kN/本)	17224	6062	0.36
最大曲げモーメント (kN・m/本)	8546	5133	0.61
最大せん断力 (kN/本)	6026	2965	0.50

Ⅴ-2-2-12　緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の地震応答計算書

目次

1. 概要 1
2. 基本方針 2
2.1 位置 2
2.2 構造概要 3
2.3 解析方針 5
2.4 適用基準 6
3. 解析方法 7
3.1 評価対象断面 7
3.2 解析方法 9
3.3 荷重及び荷重の組合せ 11
3.4 入力地震動 12
3.5 解析モデル及び諸元 41
4. 解析結果 46

1. 概要

本資料は，添付書類「Ⅴ-2-1-6　地震応答解析の基本方針」に基づき実施する緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の地震応答解析について説明するものである。

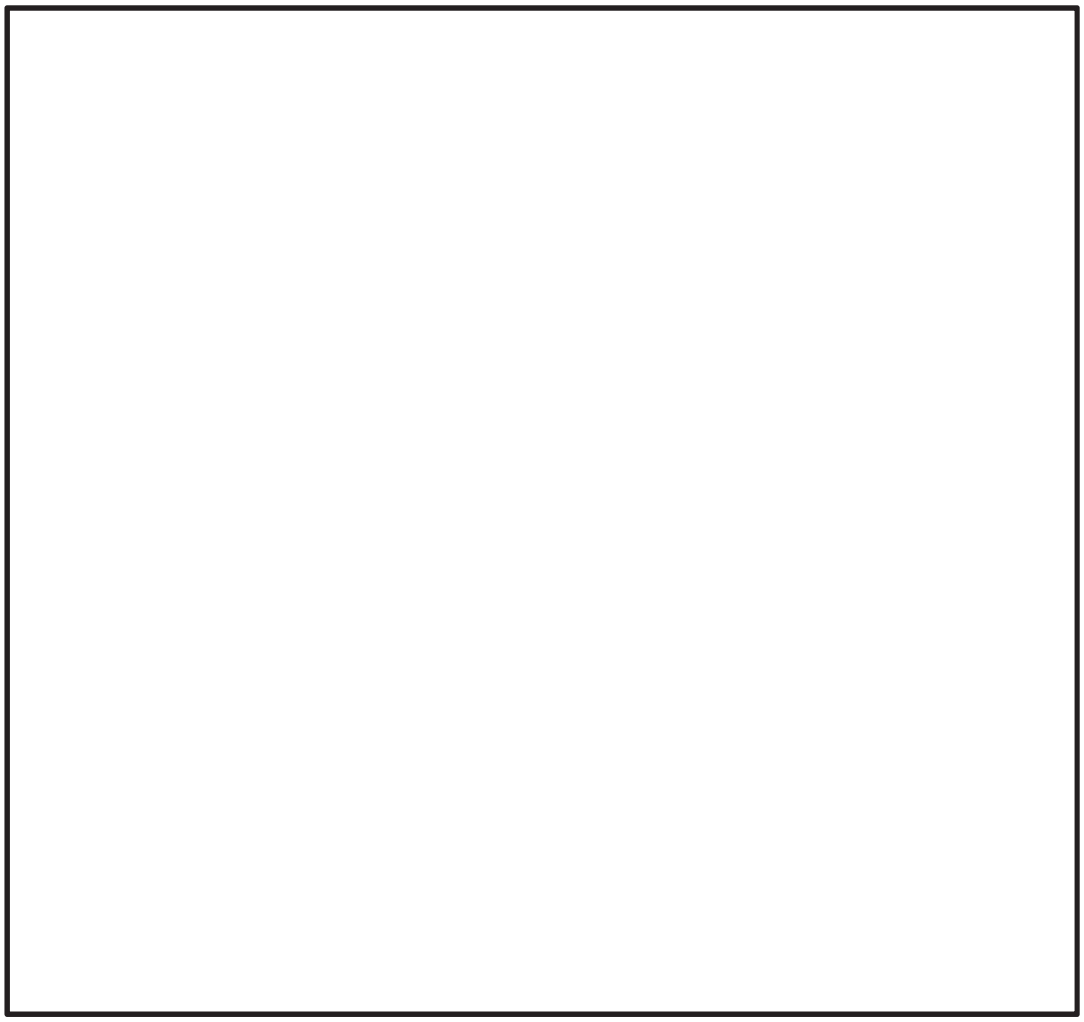
本地震応答解析は，機器・配管系が耐震性に関する技術基準へ適合することを確認するために用いる応答値を抽出するものである。

また，緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎が耐震性に関する技術基準へ適合することを確認するために用いる応答値の抽出を行う。その際，耐震設計に用いる応答値はこの地震応答解析による断面力及び基礎地盤に生じる接地圧とする。

2.　基本方針

2.1　位置

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の平面配置図を第 2-1 図に示す。

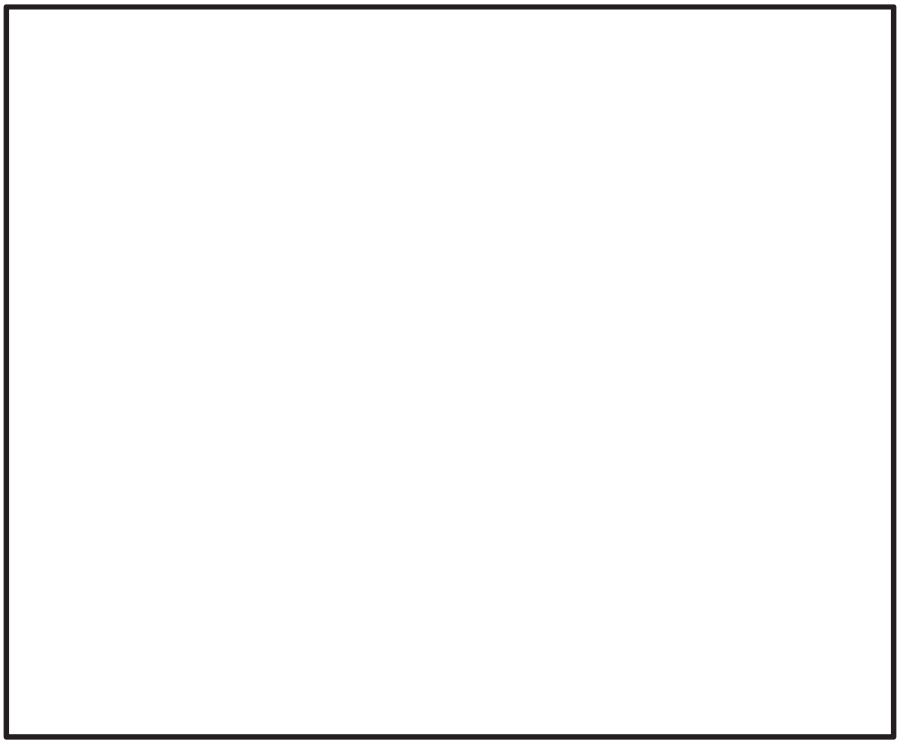


第 2-1 図　緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎　平面配置図

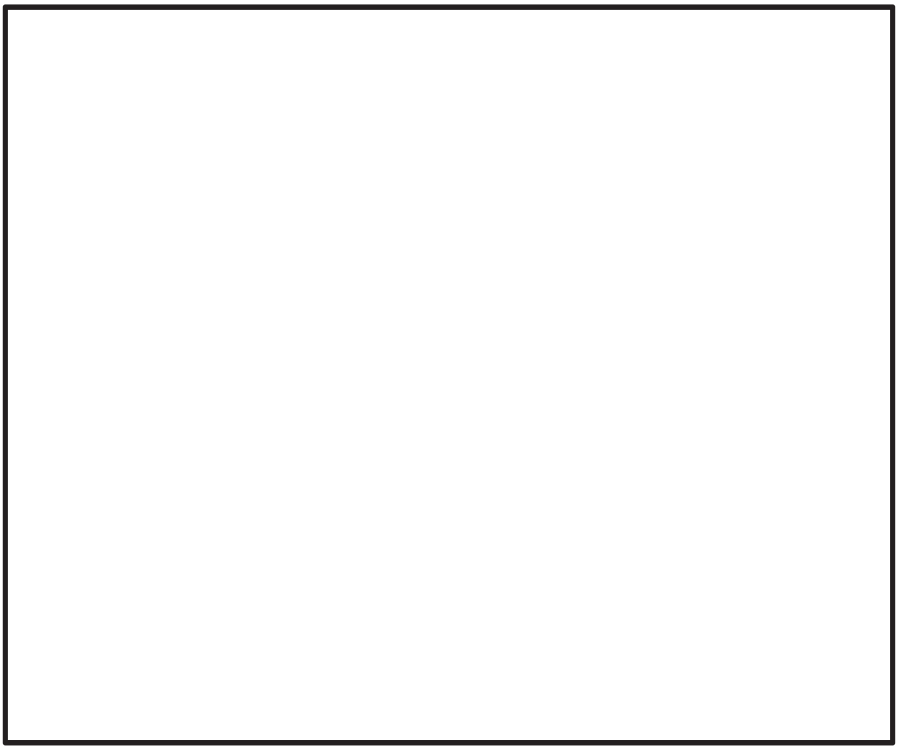
2.2　構造概要

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎は，内空幅９ｍ（タンク軸方向）×約５ｍ（タンク横断方向），内空高さ約5.3 ｍの鉄筋コンクリート造の地中構造物であり，タンク軸方向に2基併設している。また，杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。

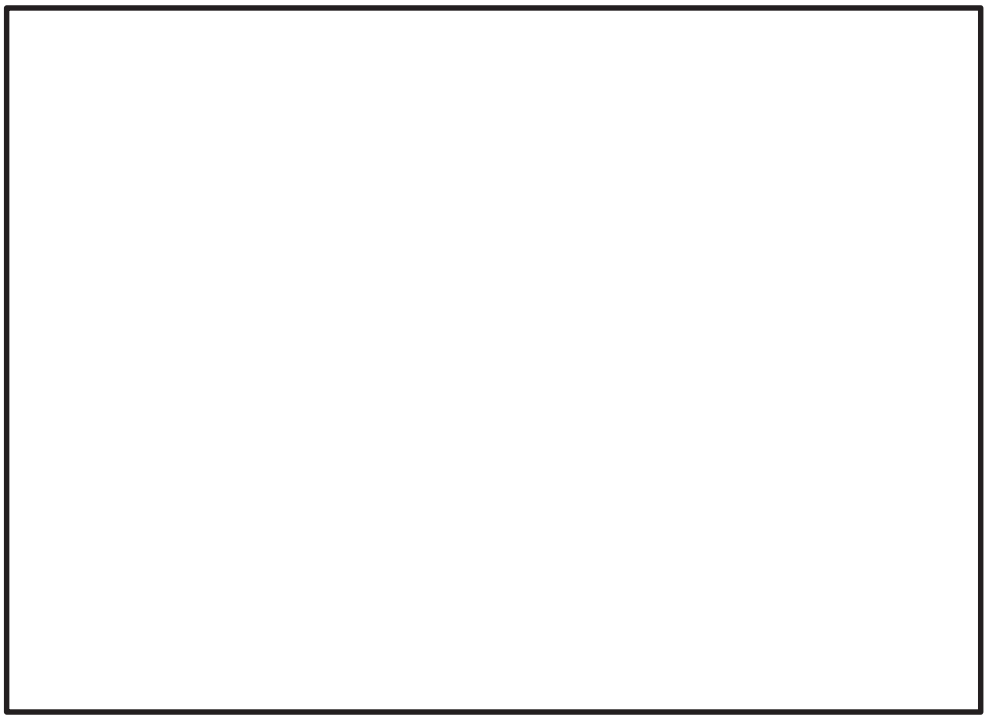
緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の平面図を第2-2図，断面図を第2-3図に示す。



第2-2図　緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の平面図



（Ａ－Ａ断面）



（Ｂ－Ｂ断面）

第 2-3 図　緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の断面図

2.3　解析方針

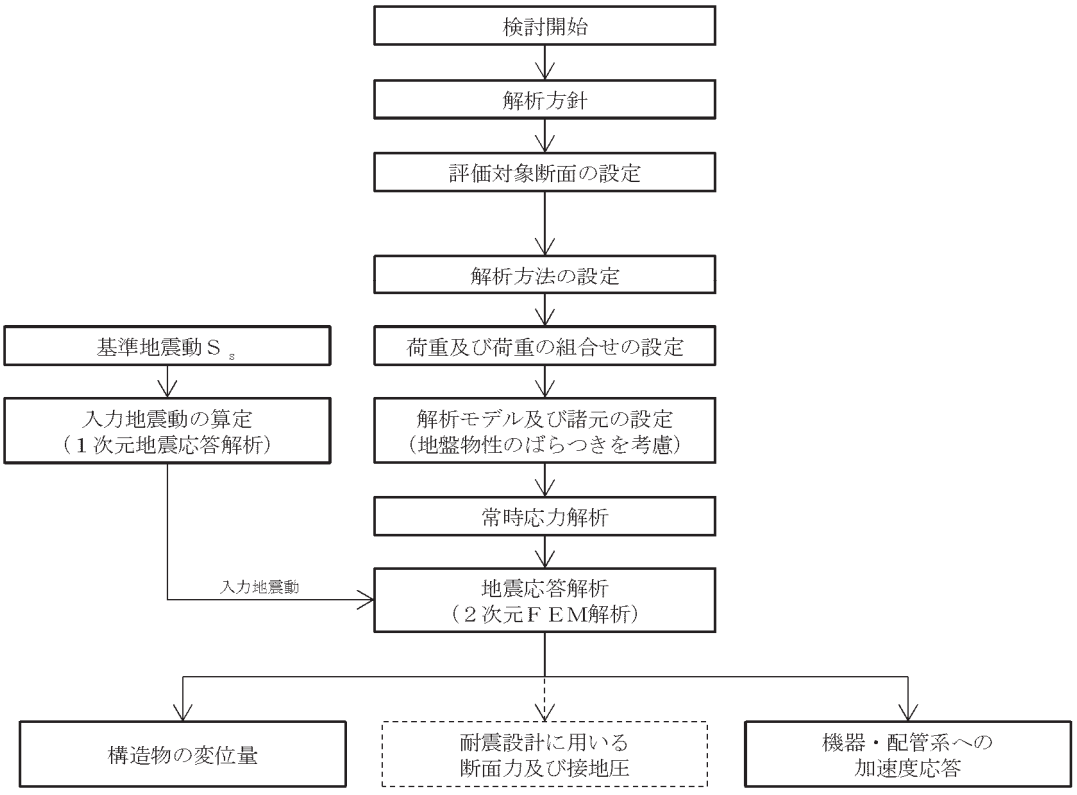
緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎は，添付書類「Ⅴ-2-1-6　地震応答解析の基本方針」に基づき，基準地震動Ｓｓに対して解析を実施する。

第 2-4 図に緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の地震応答解析フローを示す。

地震応答解析は，「2.　基本方針」に基づき，「3.1　評価対象断面」にて設定する断面において，「3.2　解析方法」に示す水平地震動と鉛直地震動の同時加振による時刻歴非線形解析にて行う。

時刻歴非線形解析は，「3.3　荷重及び荷重の組合せ」及び「3.5　解折モデル及び諸元」に示す条件を基に，「3.4　入力地震動」により設定する入力地震動を用いて実施する。

地震応答解析による応答加速度は，機器・配管系の設計用床応答曲線の作成に用い，断面力及び接地圧は，緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の耐震評価に用いる。



第 2-4 図　緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の地震応答解析フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

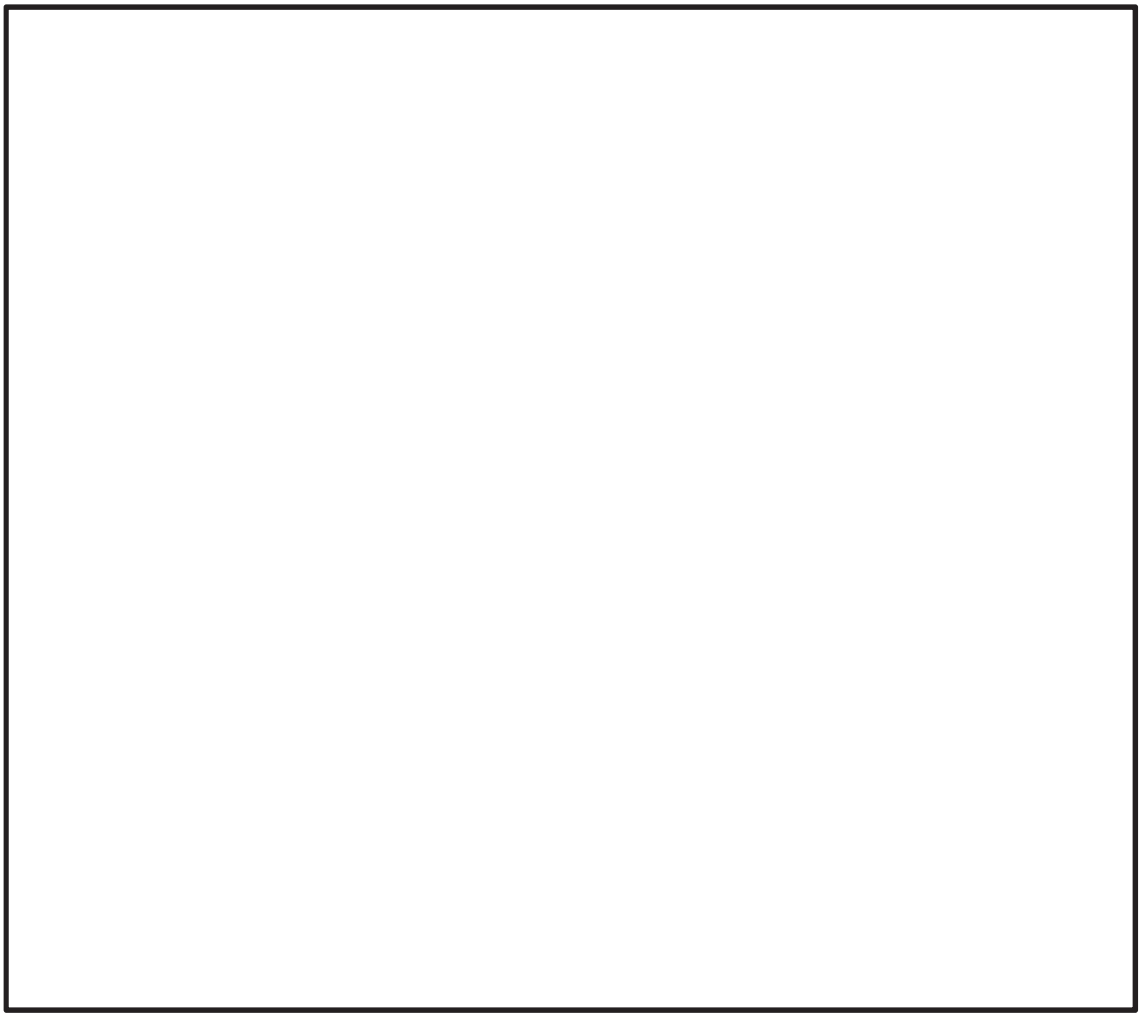
- コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（（社）土木学会，2002年制定）
- 原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１－1987（（社）日本電気協会）
- 道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成24年3月）
- 道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）

3. 解析方法

3.1 評価対象断面

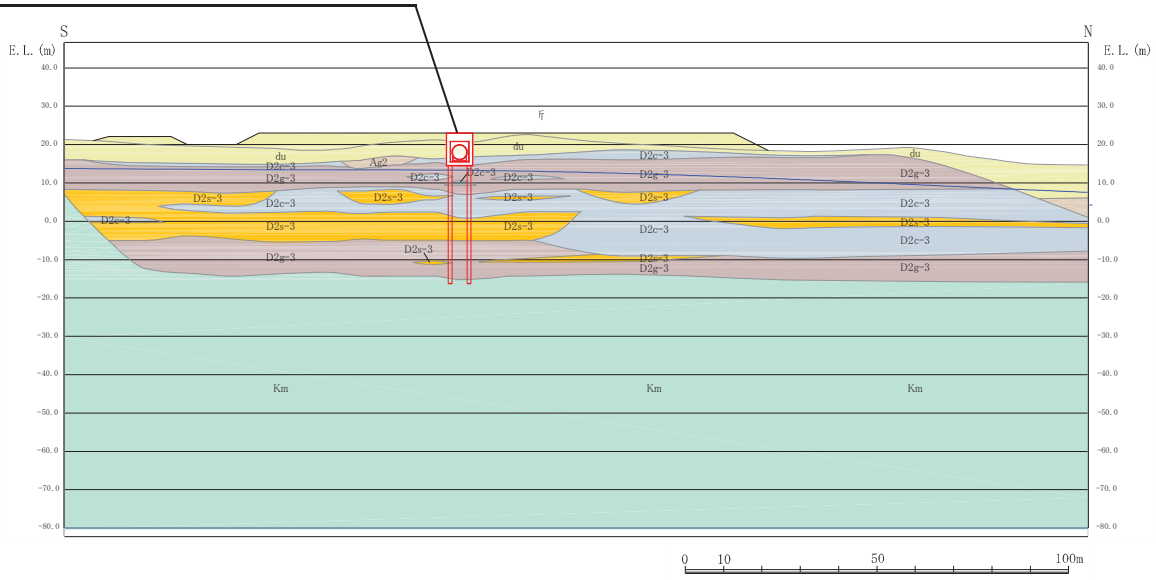
評価対象断面は，緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎は縦断方向（タンク軸方向）にほぼ一様な断面の比較的単純な箱型構造物であり，縦断方向は加振方向と平行に配置される側壁を耐震設計上見込むことができるため，強軸方向断面となる。一方，横断方向（タンクの軸方向に対し直交する方向）は，タンクを格納するため，側壁の離隔が大きく耐震設計上見込めないため，弱軸方向断面となる。

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の評価対象断面位置を第 3-1 図に，評価対象断面を第 3-2 図に示す。



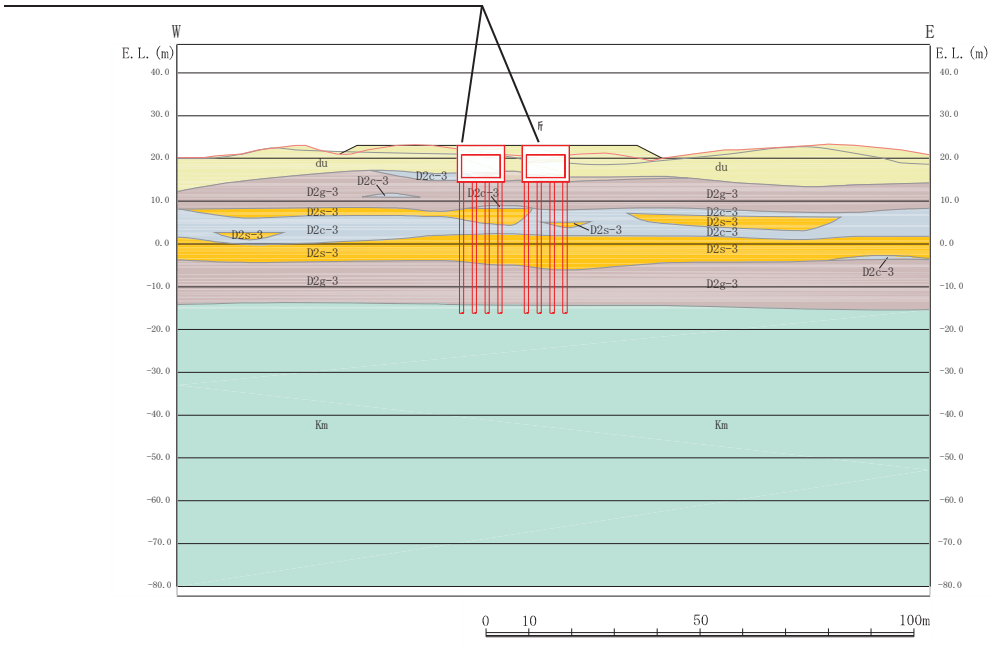
第 3-1 図　緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の評価対象断面位置図

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎



（①－①断面）

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎



（②－②断面）

第 3-2 図　緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の評価対象断面

3.2　解析方法

地震応答計算は，添付書類「Ⅴ-2-1-6　地震応答解析の基本方針」のうち，「2.3　屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答計算では，地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析を実施する。有効応力解析に用いる液状化強度特性は，敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮して設定することを基本とする。

地中土木構造物への地盤変位に対する保守的な配慮として，地盤を強制的に液状化させることを仮定した影響を考慮する場合は，原地盤よりも十分に小さい液状化強度特性（敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性）を設定する。

上部土木構造物及び機器・配管系への加速度応答に対する保守的な配慮として，地盤の非液状化の影響を考慮する場合は，原地盤において非液状化の条件を仮定した解析を実施する。

地震応答解析には，解折コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお，解析コードの検証及び妥当性確認の概要については，添付書類「Ⅴ-5-10　計算機プログラム（解析コード）の概要・ＦＬＩＰ」に示す。

3.2.1　構造部材

構造部材は，線形はり要素によりモデル化する。

3.2.2　地盤

地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。

一般に，地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと，地盤のせん断応力は上限値に達し，それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また，地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。

よって，耐震評価における有効応力解析では，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じたこれら２つの特徴を表現できる双曲線モデル（H-D モデル）を選定する。

3.2.3　減衰定数

固有値解析により求められる固有振動数及び初期減衰定数に基づく要素剛性比例型減衰を考慮する。また，非線形特性をモデル化する地盤の履歴減衰を考慮する。

3.2.4　地震応答解析の検討ケース

(1)　耐震評価における検討ケース

耐震評価における検討ケースを第 3-1 表に示す。

全ての基準地震動Ｓ$_s$に対して実施する①の検討ケースにおいて，せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての照査項目について，各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い，②～⑥の中から追加検討ケースを実施する。

第 3-1 表　耐震評価における検討ケース

検討ケース	① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用

構造物間の相対変位の算定を行う場合は，上記の実施ケースにおいて変位量が厳しいケースで行う。

(2)　機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

機器・配管系に対する加速度応答の抽出における検討ケースを第 3-2 表に示す。

機器・配管系に対する加速度応答抽出においては，全ての基準地震動Ｓ$_s$に対して実施する⑤の検討ケース（原地盤において非液状化の条件を仮定した検討ケース）において上載される機器・配管系の固有周期帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用いて④及び⑥の追加検討ケースを実施する。

第 3-2 表　機器・配管系への加速度応答の抽出における検討ケース

検討ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定	敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.3.1 耐震評価上考慮する状態

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の地震応答解析において，地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

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

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪を考慮する。埋設構造物であるため，風荷重は考慮しない。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の地震応答解析において，考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重（G）

固定荷重として，躯体自重を考慮する。

(2) 積載荷重（P）

積載荷重として機器・配管荷重，土圧（内側及び外側）及び水圧（地下水）による荷重並びに積雪荷重を考慮する。

(3) 地震荷重（K_S）

基準地震動S_sによる荷重を考慮する。

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを第 3-3 表に示す。

第 3-3 表　荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時（S_s）	G＋P＋K_S

G　：固定荷重

P　：積載荷重

K_S：地震荷重

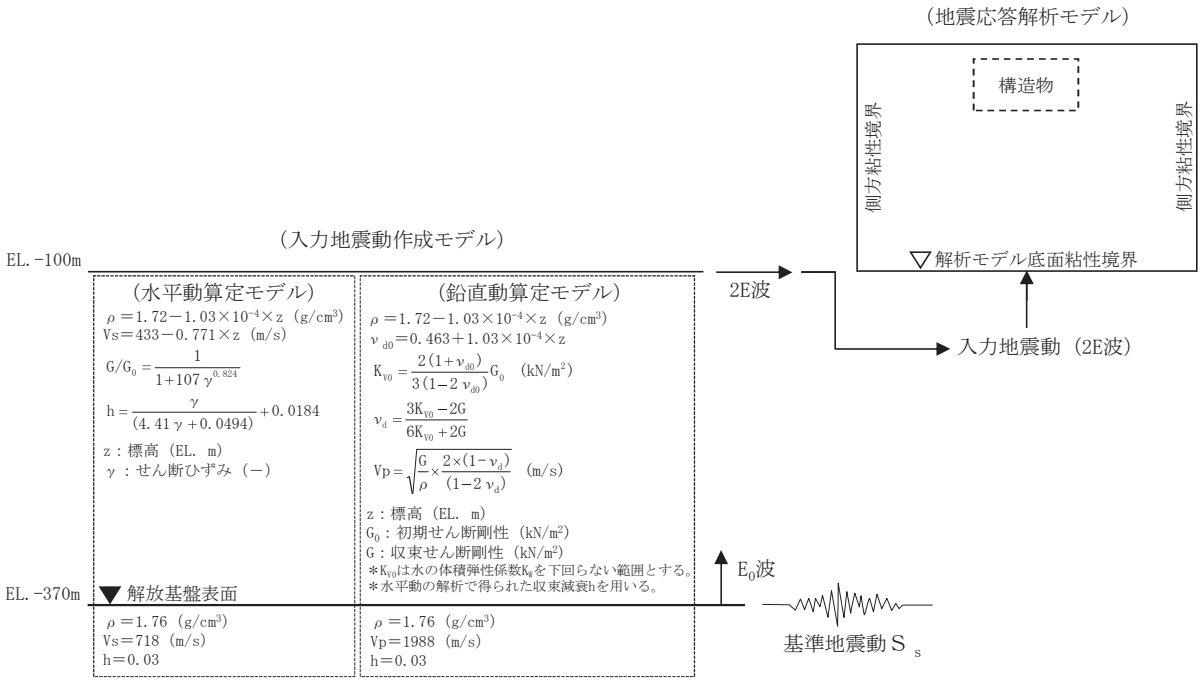
3.4　入力地震動

入力地震動は，添付書類「Ⅴ-2-1-6　地震応答解析の基本方針」のうち，「2.3　屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

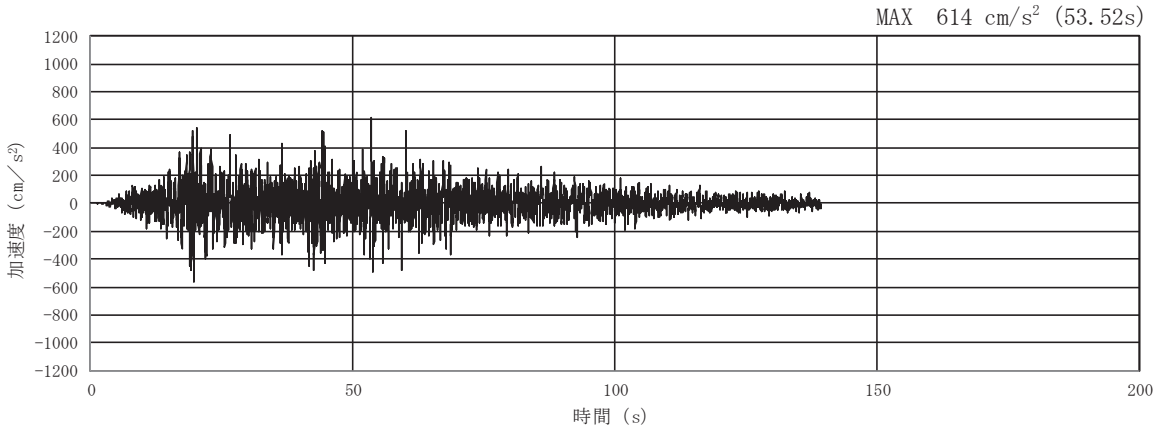
地震応答解析に用いる入力地震動は，解放基盤表面で定義される基準地震動Ｓ$_s$を１次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものを用いる。

第 3-3 図に入力地震動算定の概念図を，第 3－4 図に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には，解析コード「k-SHAKE　Ver. 6.2.0」を使用する。

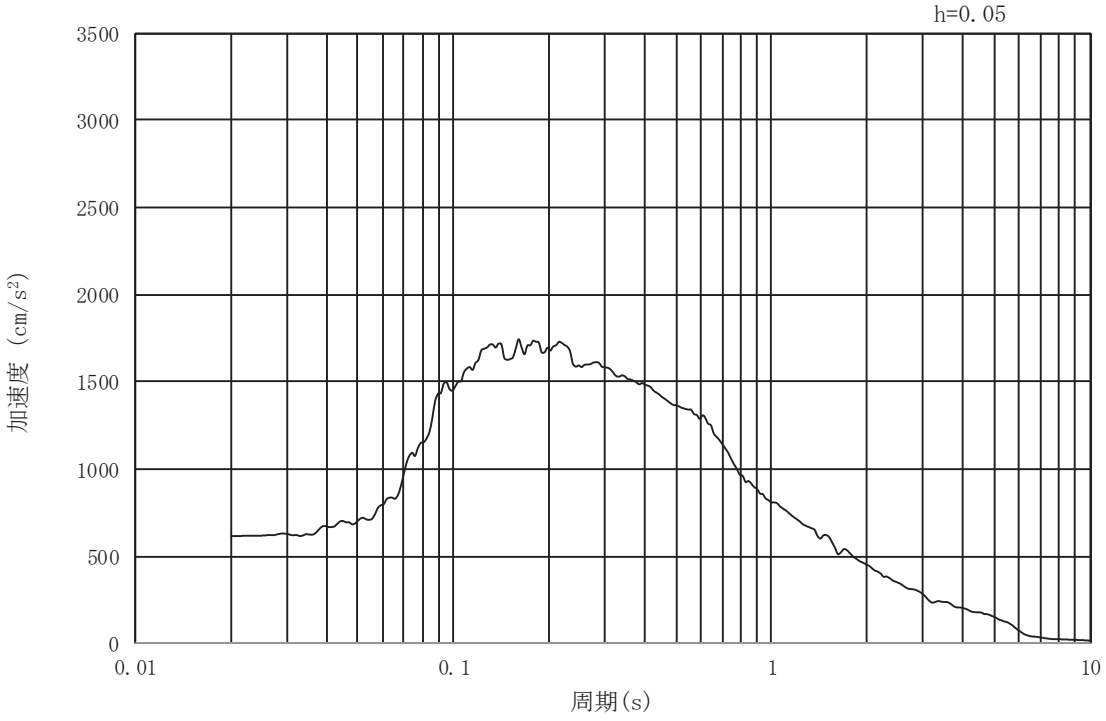
解析コードの検証及び妥当性確認の概要については，添付書類「Ⅴ-5-25　計算機プログラム（解析コード）の概要・ｋ－ＳＨＡＫＥ」に示す。



第 3-3 図　入力地震動算定の概念図

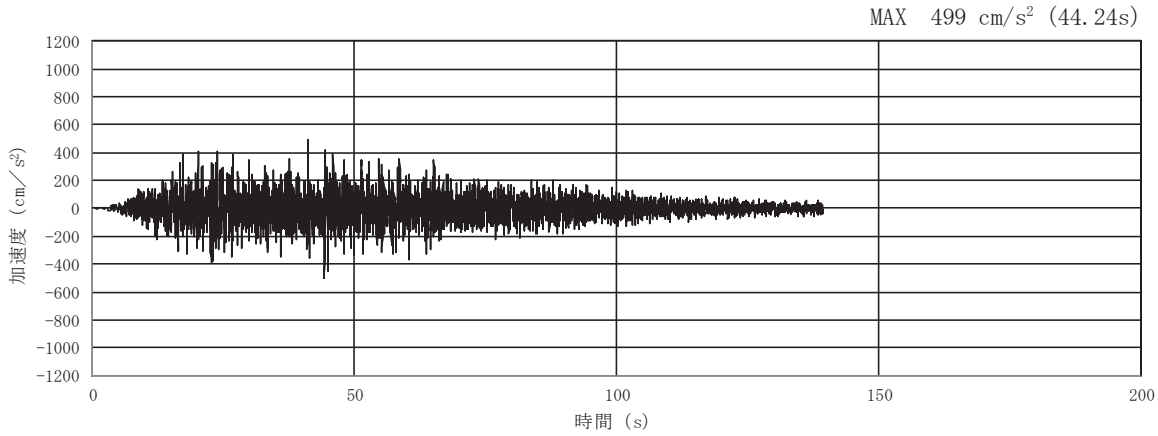


(a) 加速度時刻歴波形

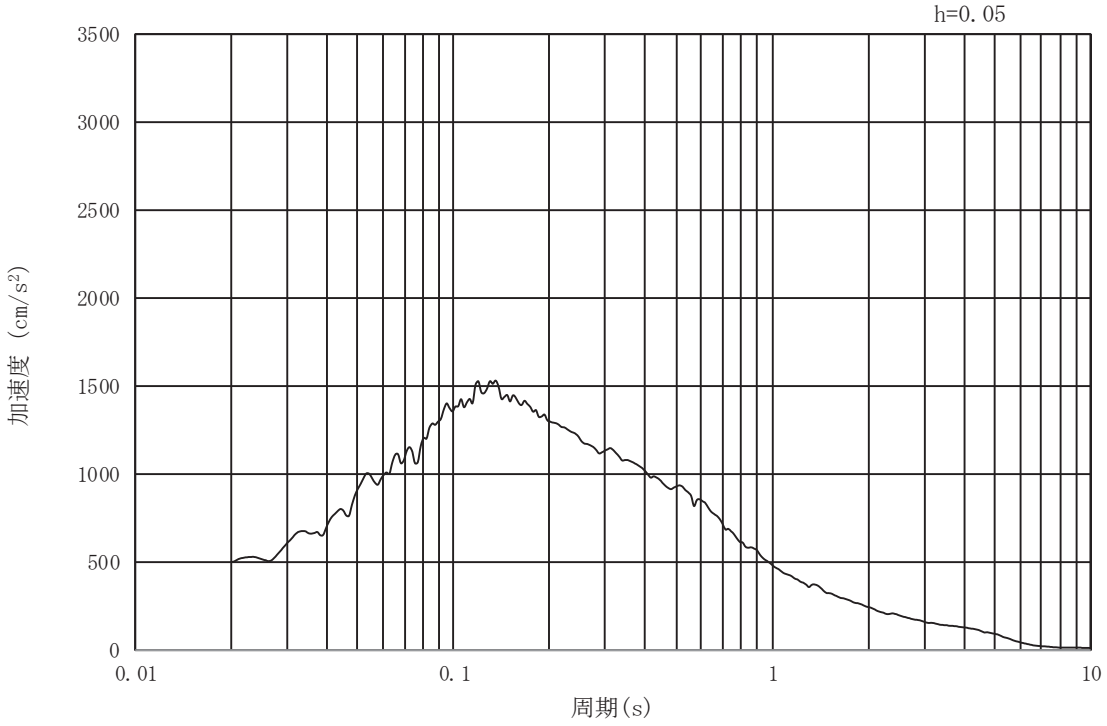


(b) 加速度応答スペクトル

第 3-4 図 (1)　入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（水平方向：Ｓｓ－Ｄ１）

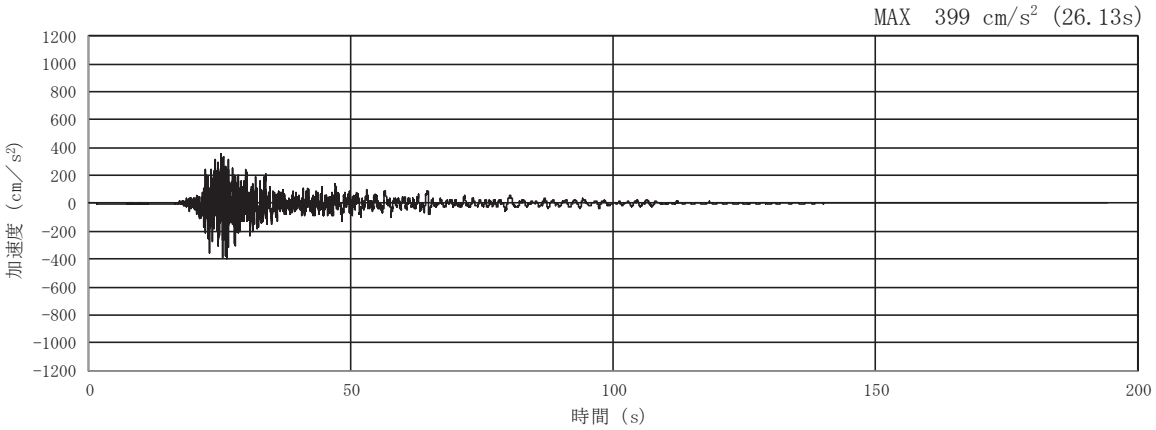


（a）加速度時刻歴波形

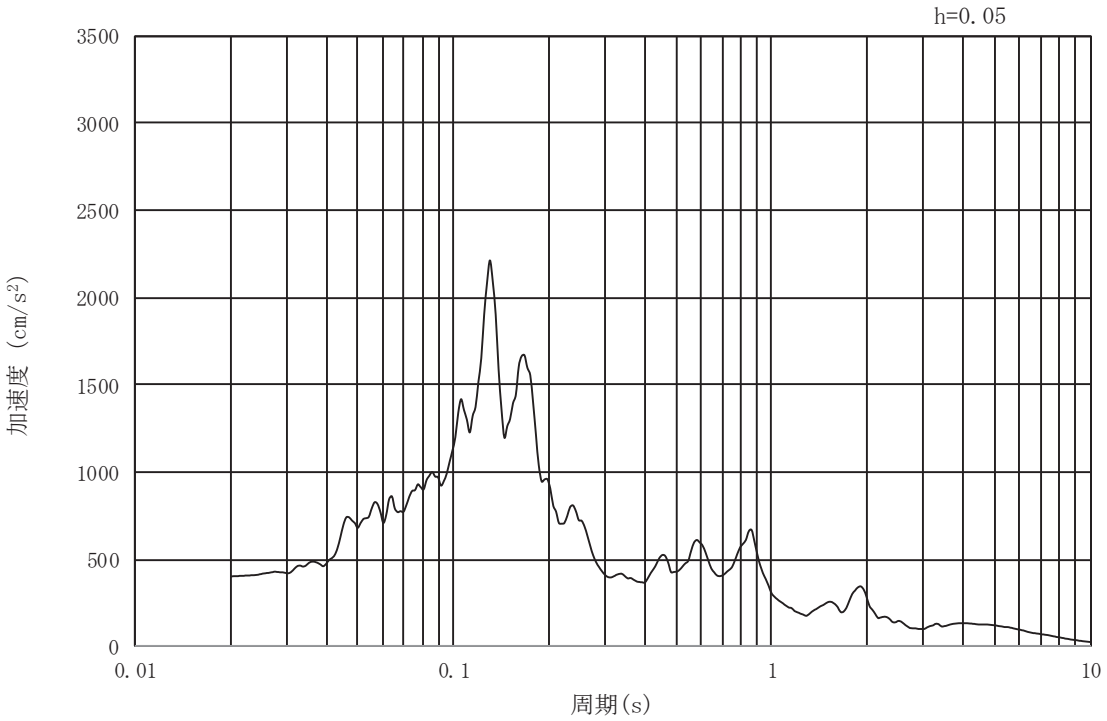


（b）加速度応答スペクトル

第 3-4 図（2）　入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（鉛直方向：Ｓｓ－Ｄ１）

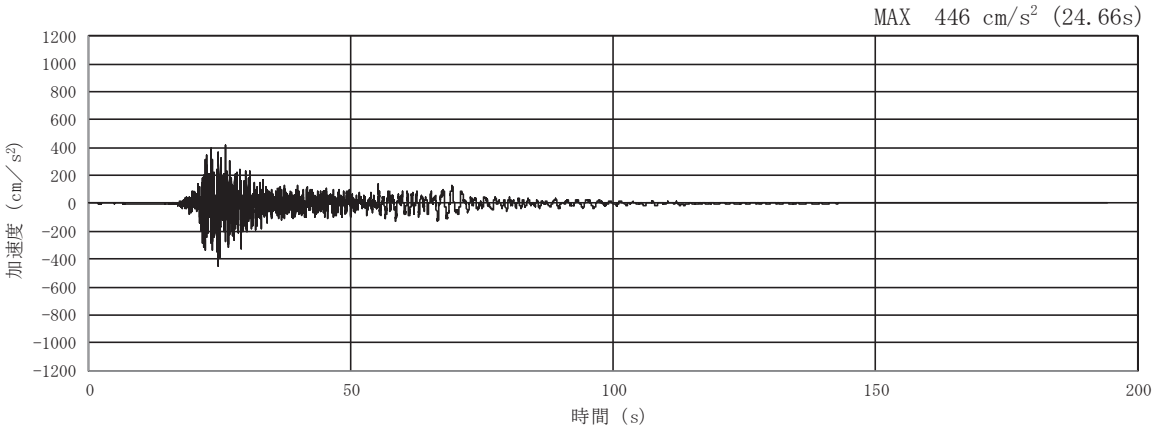


(a) 加速度時刻歴波形

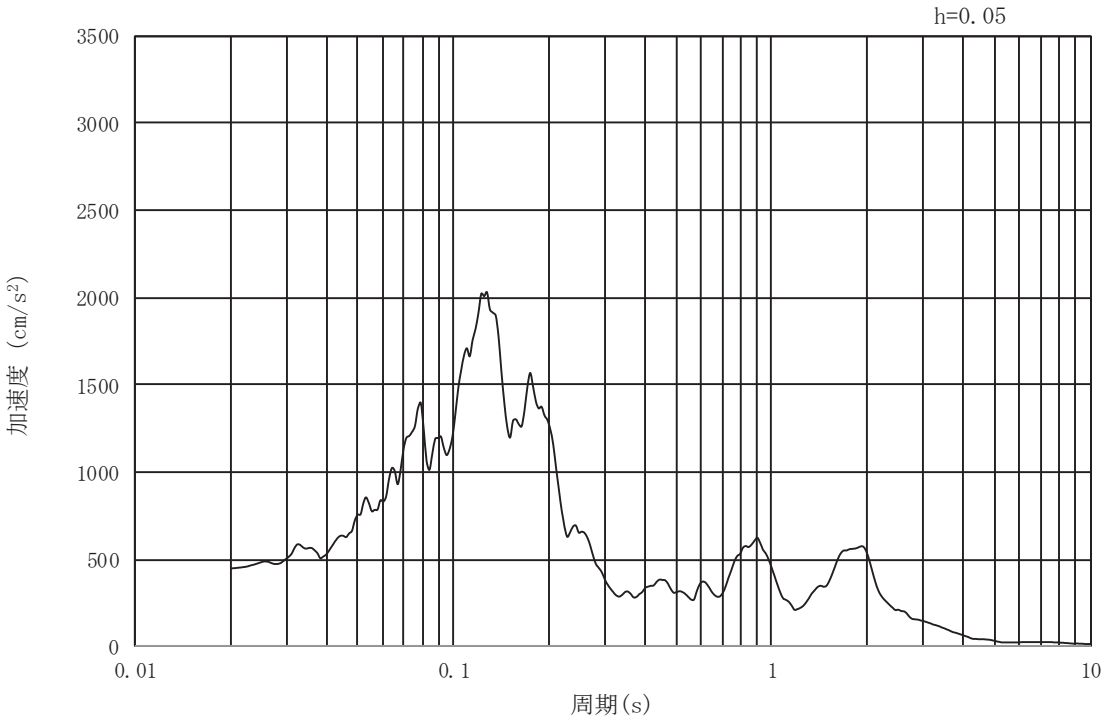


(b) 加速度応答スペクトル

第 3-4 図 (3)　東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（水平方向：Ｓｓ－１１）

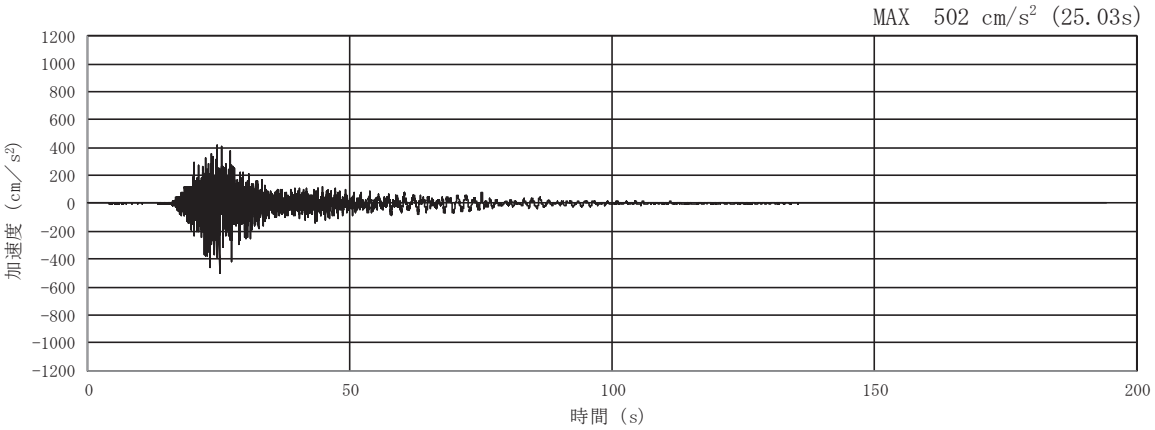


(a) 加速度時刻歴波形

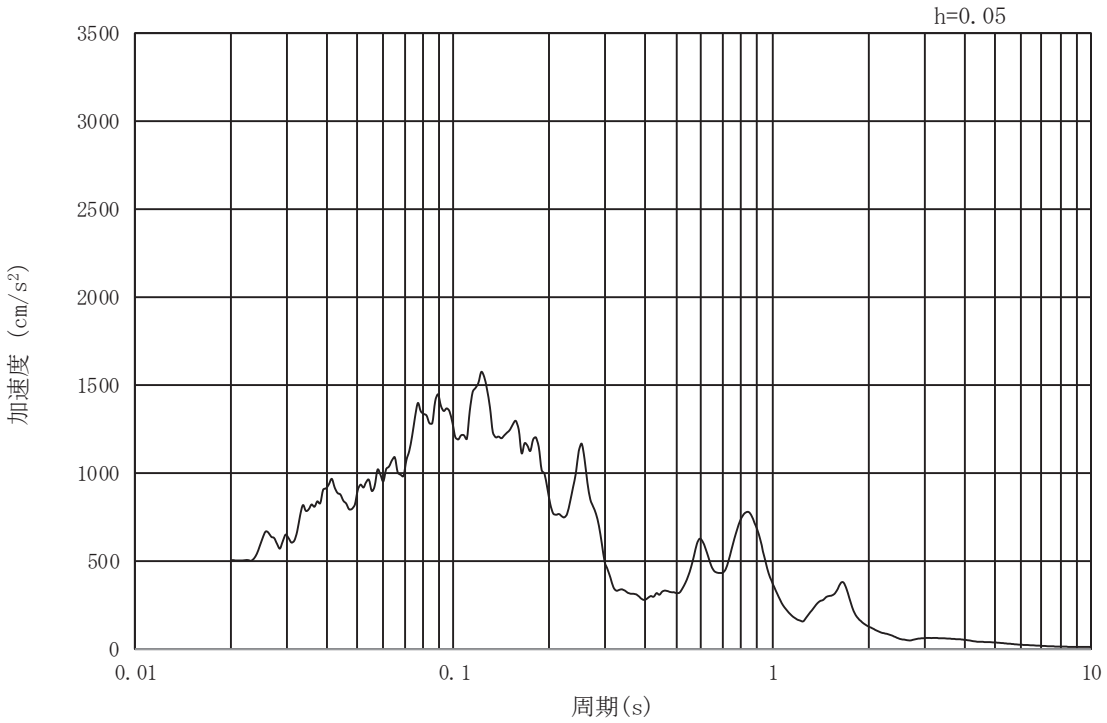


(b) 加速度応答スペクトル

第 3-4 図（4）　南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（水平方向：Ｓ$_s$－１１）

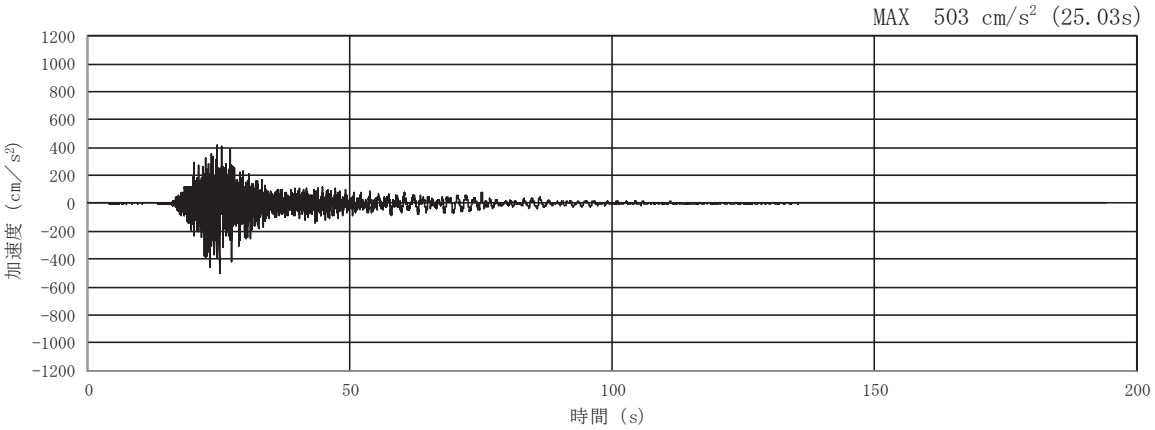


（a）加速度時刻歴波形

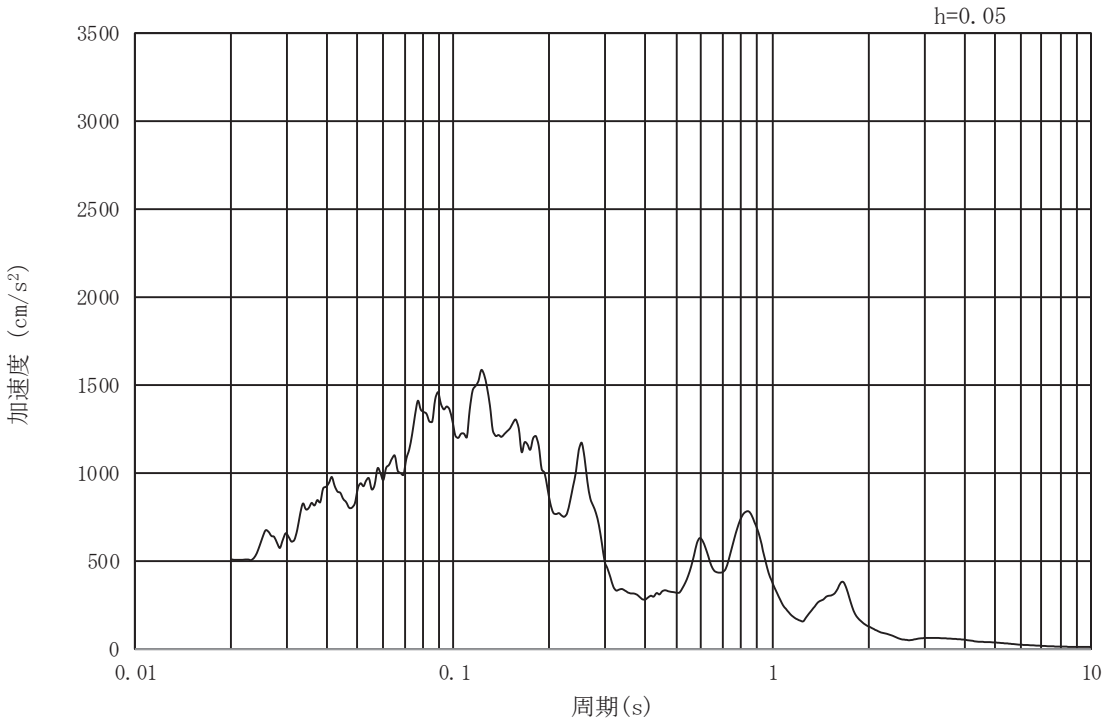


（b）加速度応答スペクトル

第 3-4 図（5）　東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（鉛直方向：Ｓｓ－１１）

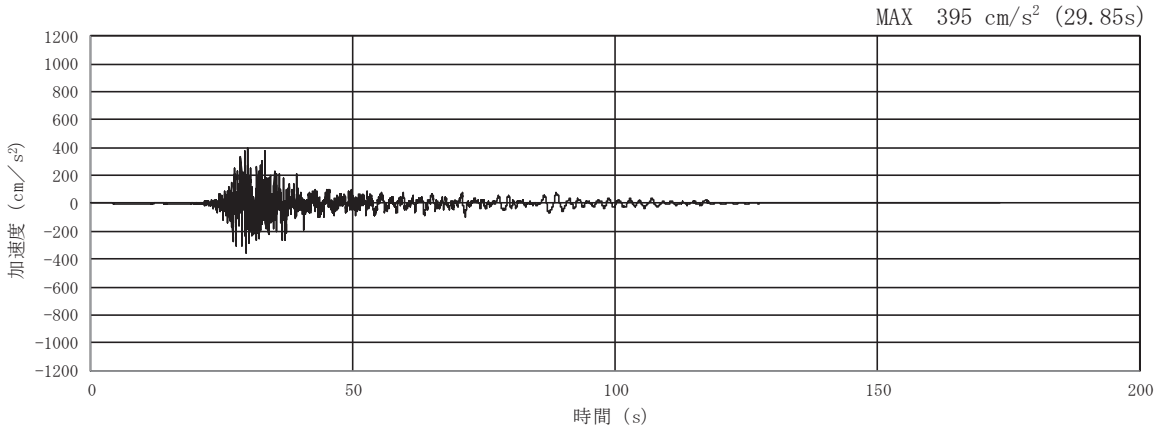


（a）加速度時刻歴波形

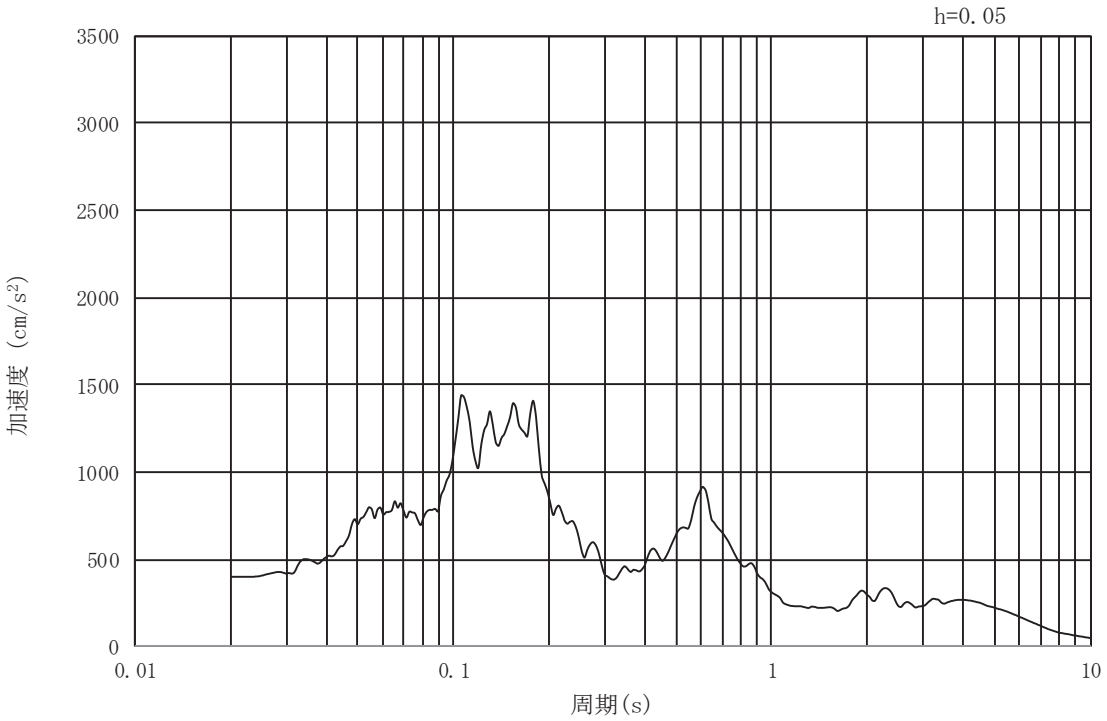


（b）加速度応答スペクトル

第 3-4 図（6）　南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（鉛直方向：Ｓｓ－１１）

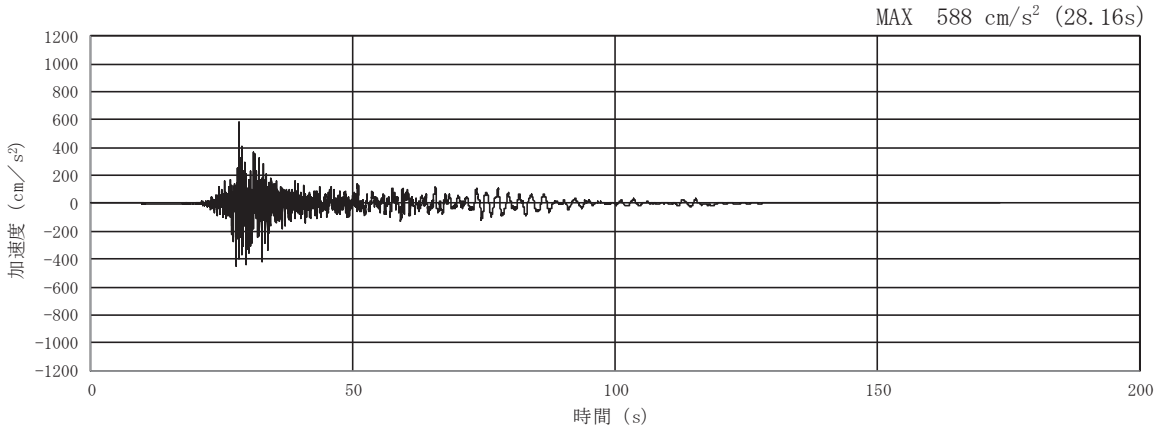


(a) 加速度時刻歴波形

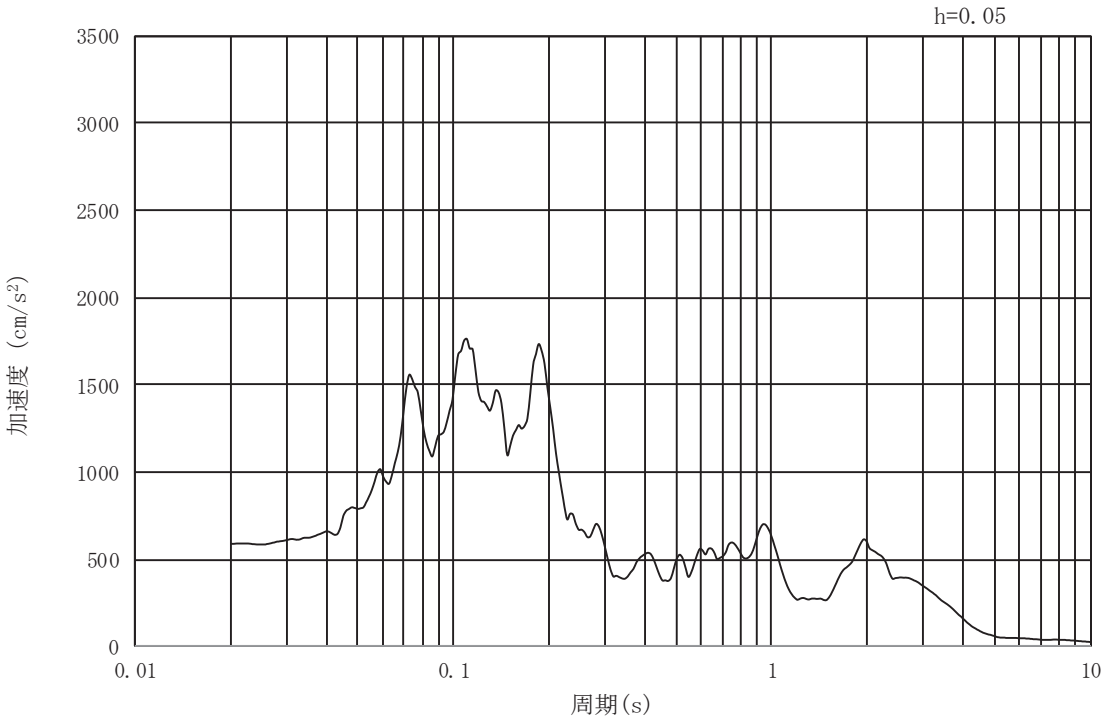


(b) 加速度応答スペクトル

第 3-4 図（7） 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（水平方向：Ｓ$_s$－１２）

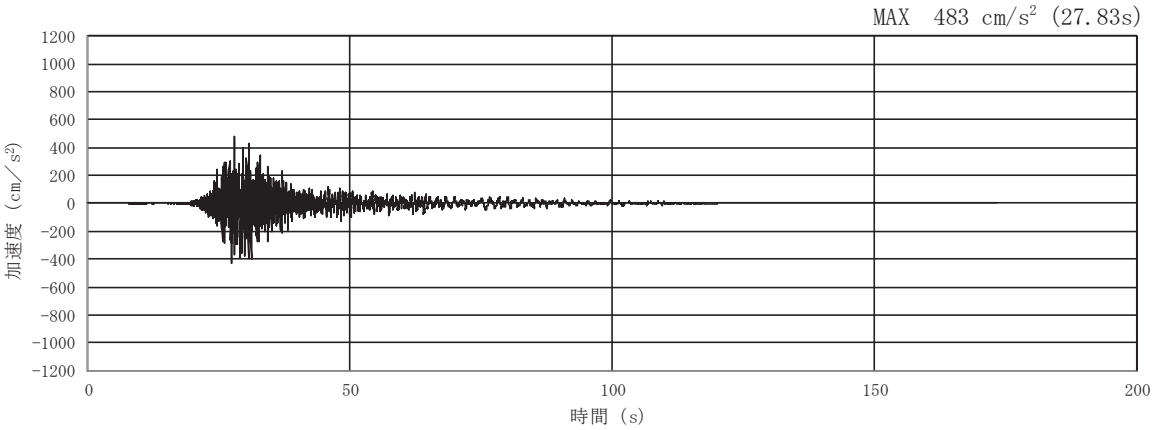


(a) 加速度時刻歴波形

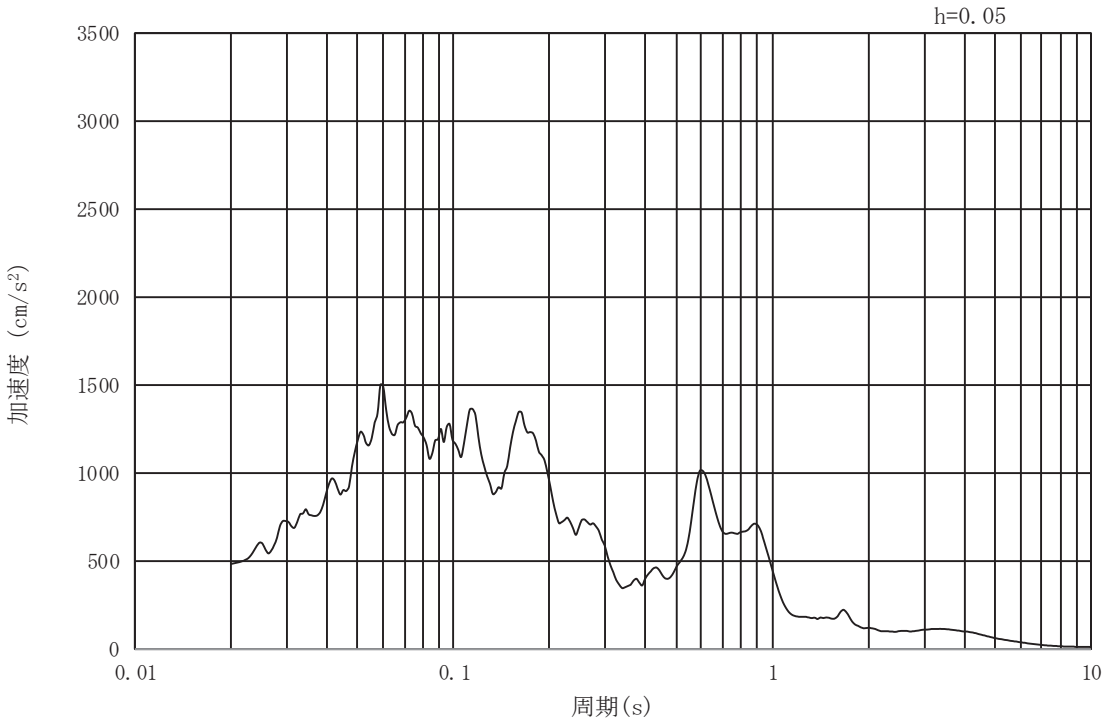


(b) 加速度応答スペクトル

第 3-4 図（8）　南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（水平方向：Ｓ$_s$－１２）

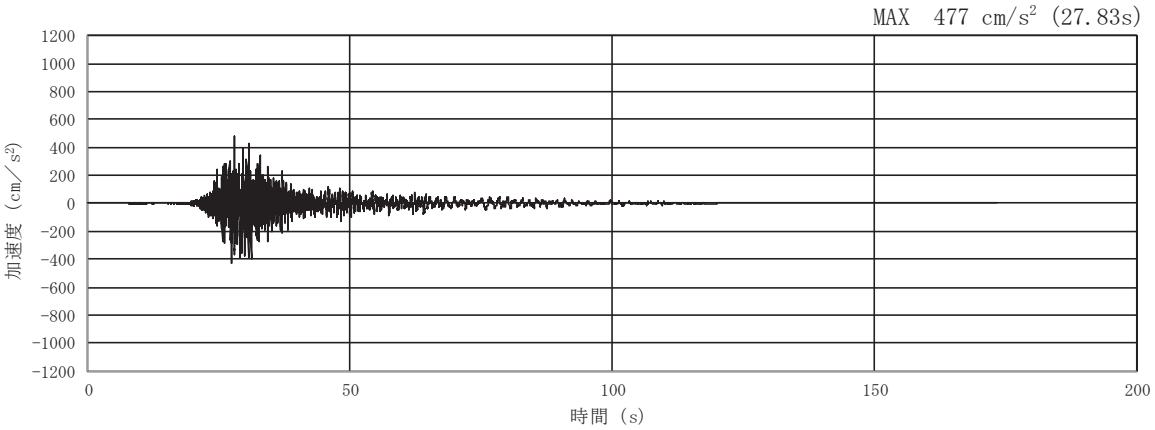


(a) 加速度時刻歴波形

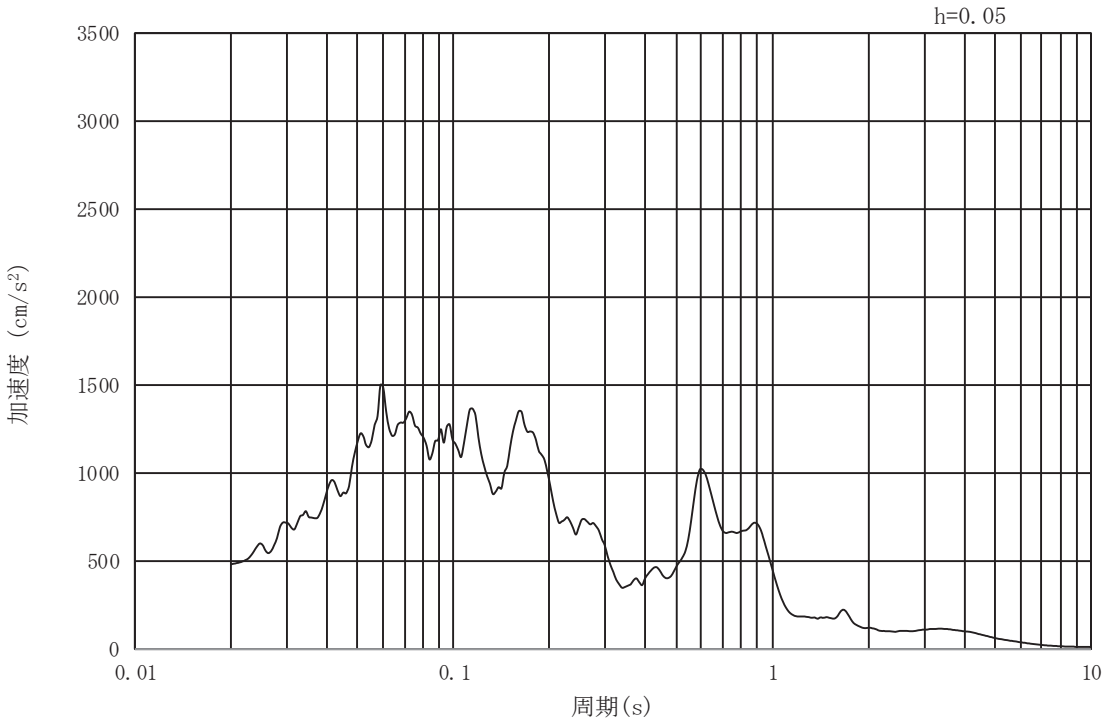


(b) 加速度応答スペクトル

第 3-4 図 (9)　東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１２）

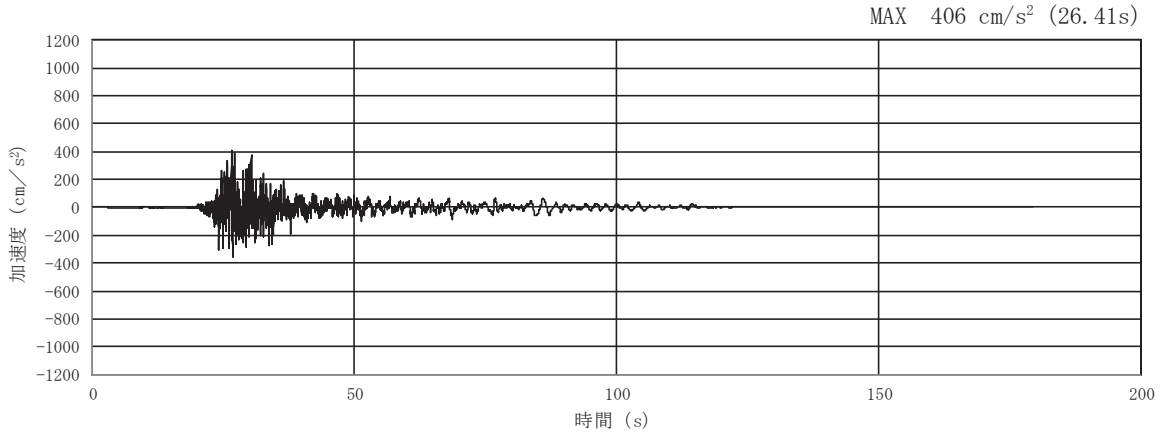


（a）加速度時刻歴波形

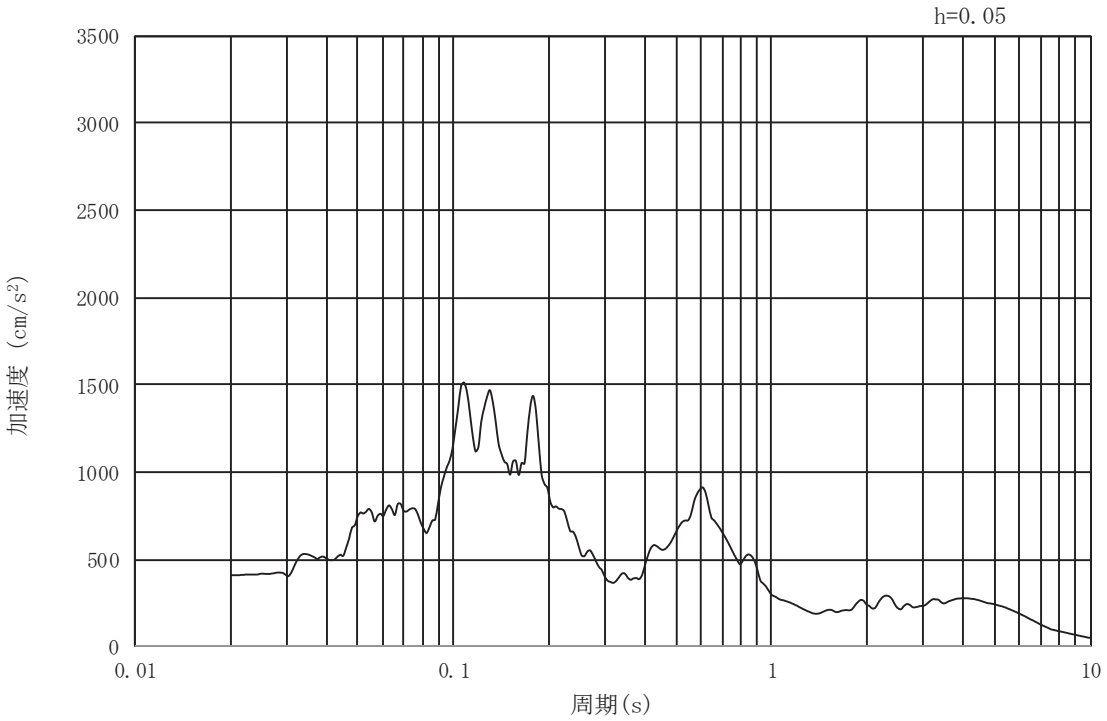


（b）加速度応答スペクトル

第 3-4 図（10）　南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（鉛直方向：Ｓ ｓ －１２）

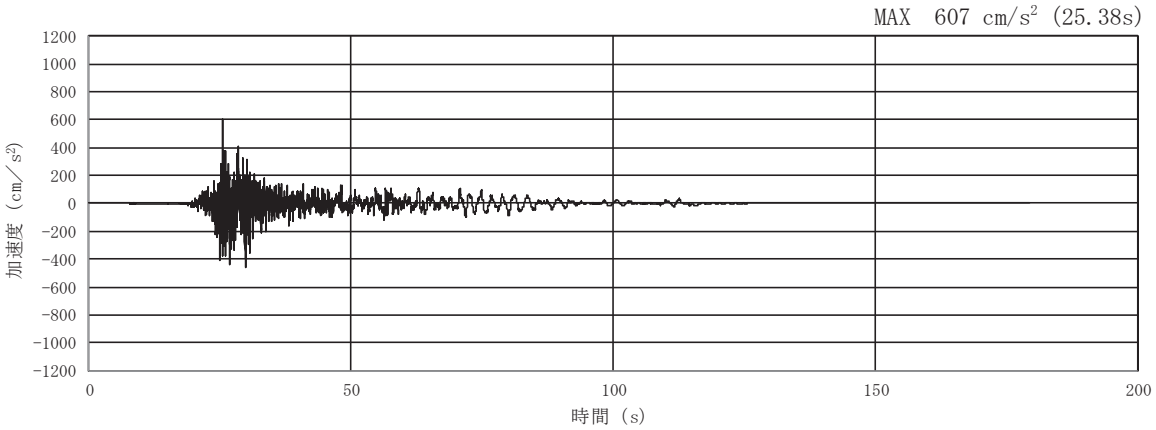


(a) 加速度時刻歴波形

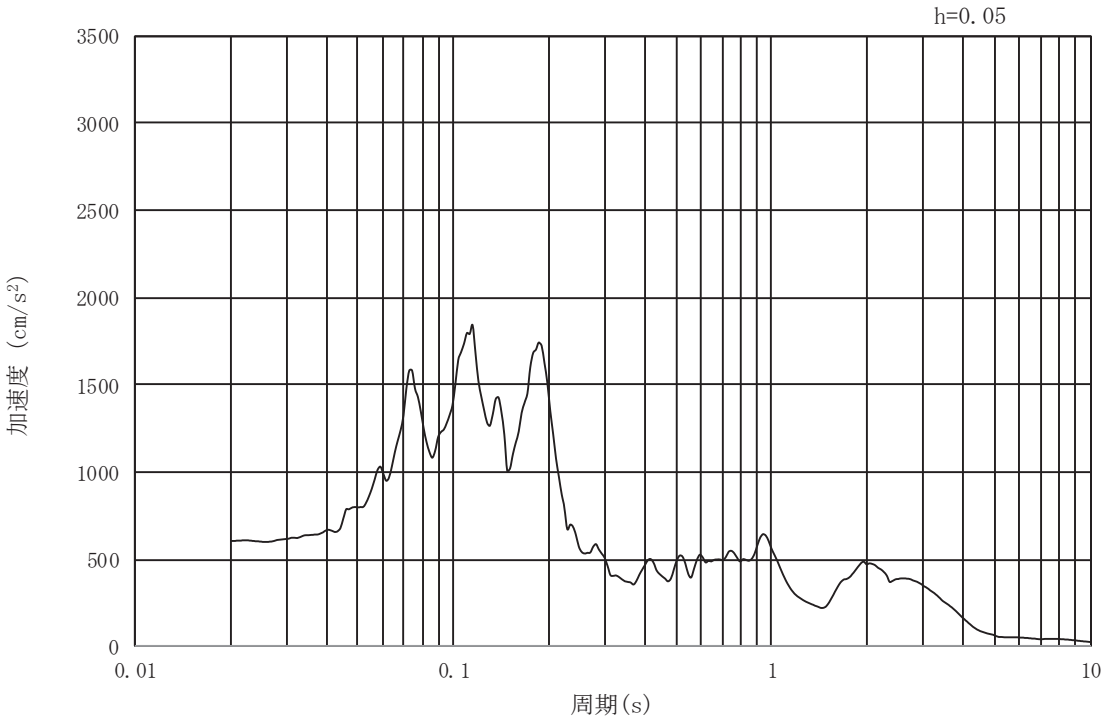


(b) 加速度応答スペクトル

第 3-4 図 (11)　東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（水平方向：Ｓ$_s$－１３）

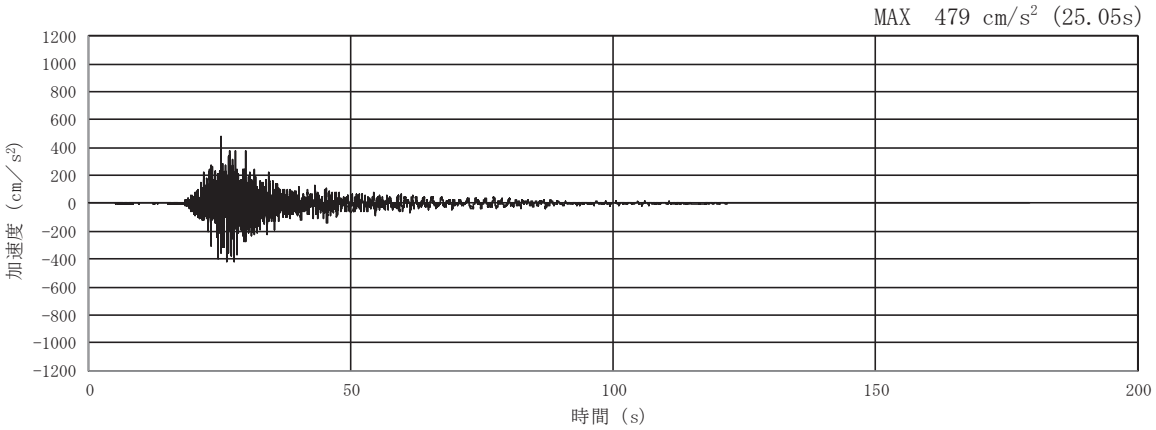


（a）加速度時刻歴波形

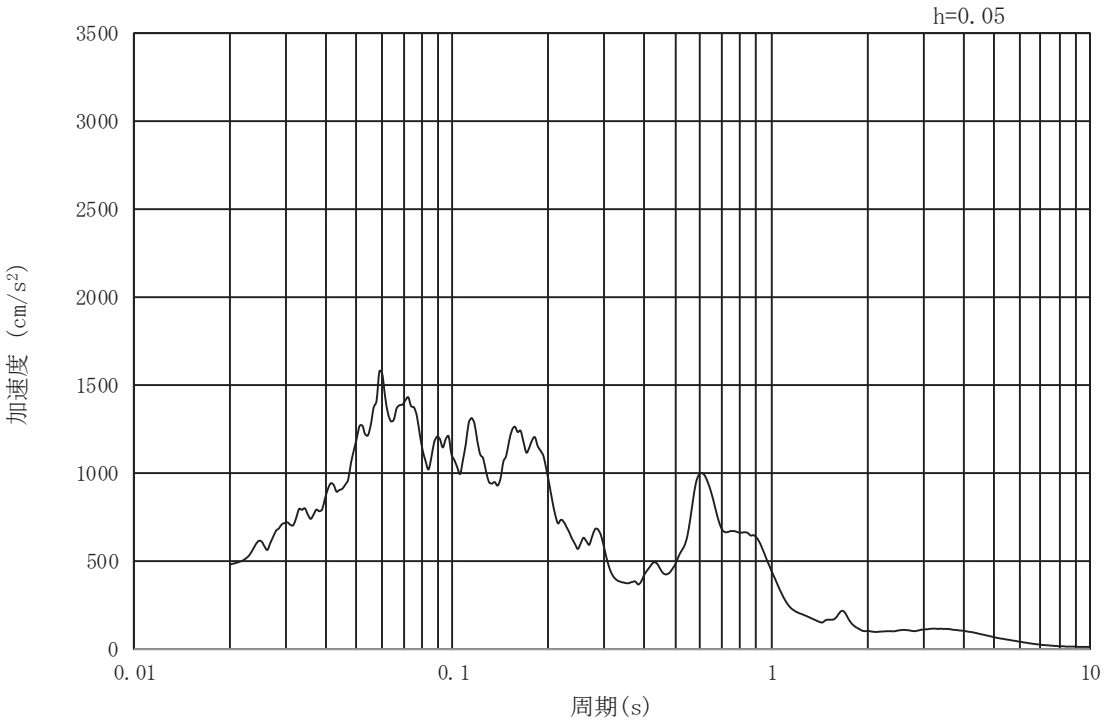


（b）加速度応答スペクトル

第 3-4 図（12）　南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（水平方向：Ｓｓ－１３）

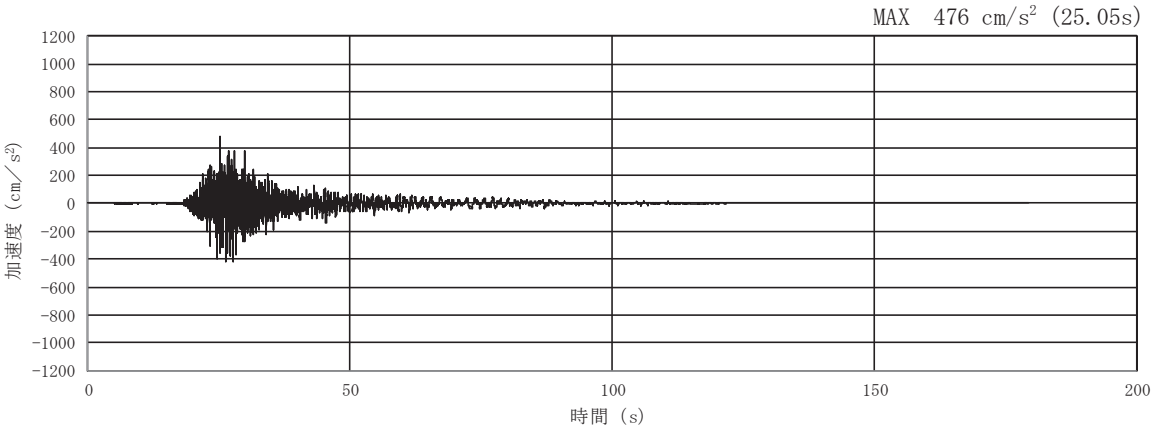


（a）加速度時刻歴波形

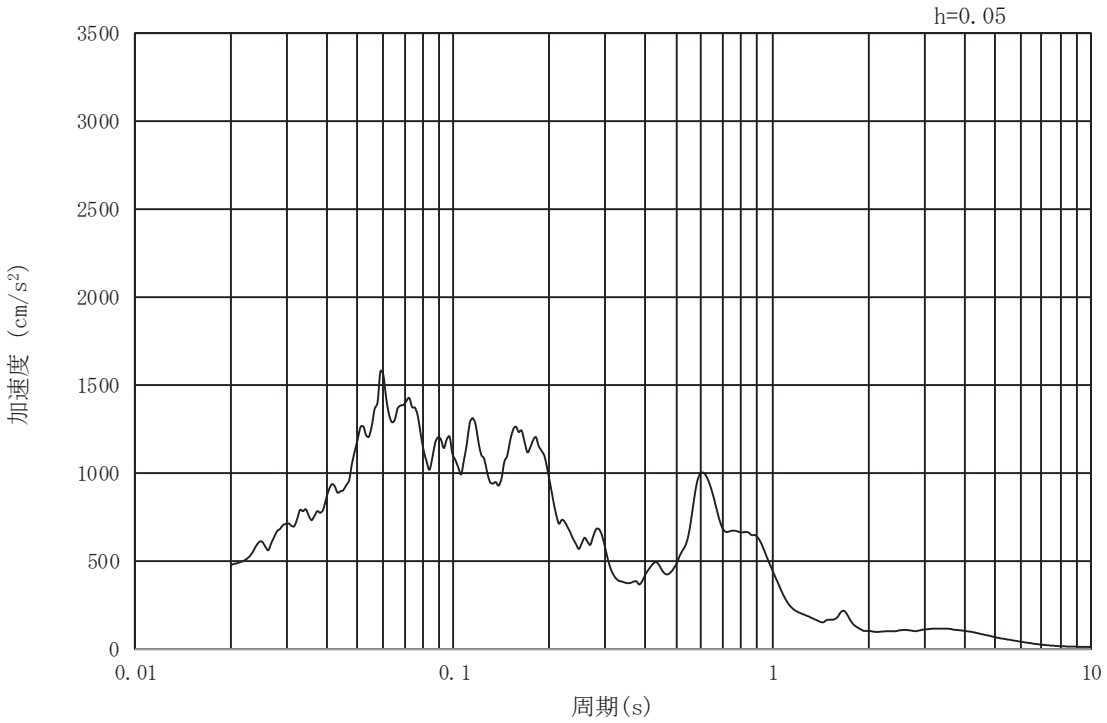


（b）加速度応答スペクトル

第 3-4 図（13）　東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（鉛直方向：Ｓ ｓ －１３）

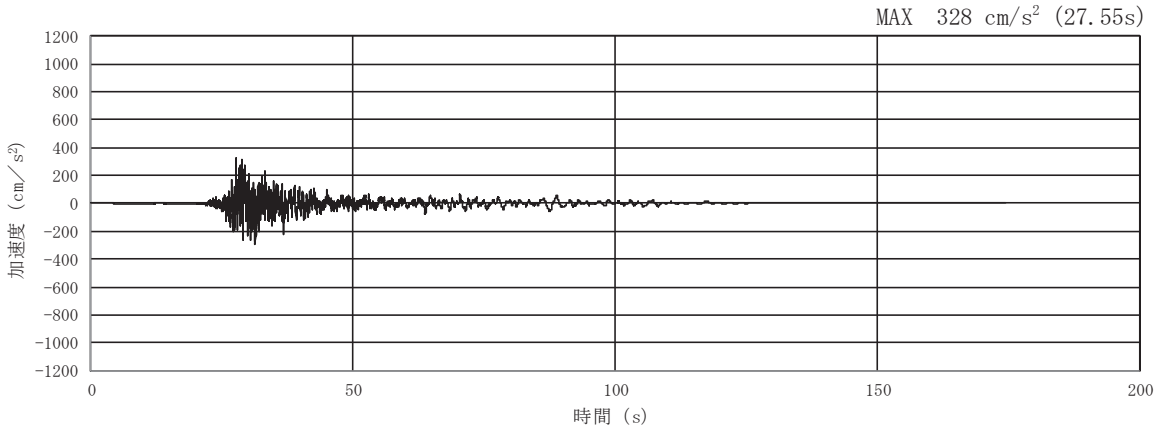


（a）加速度時刻歴波形

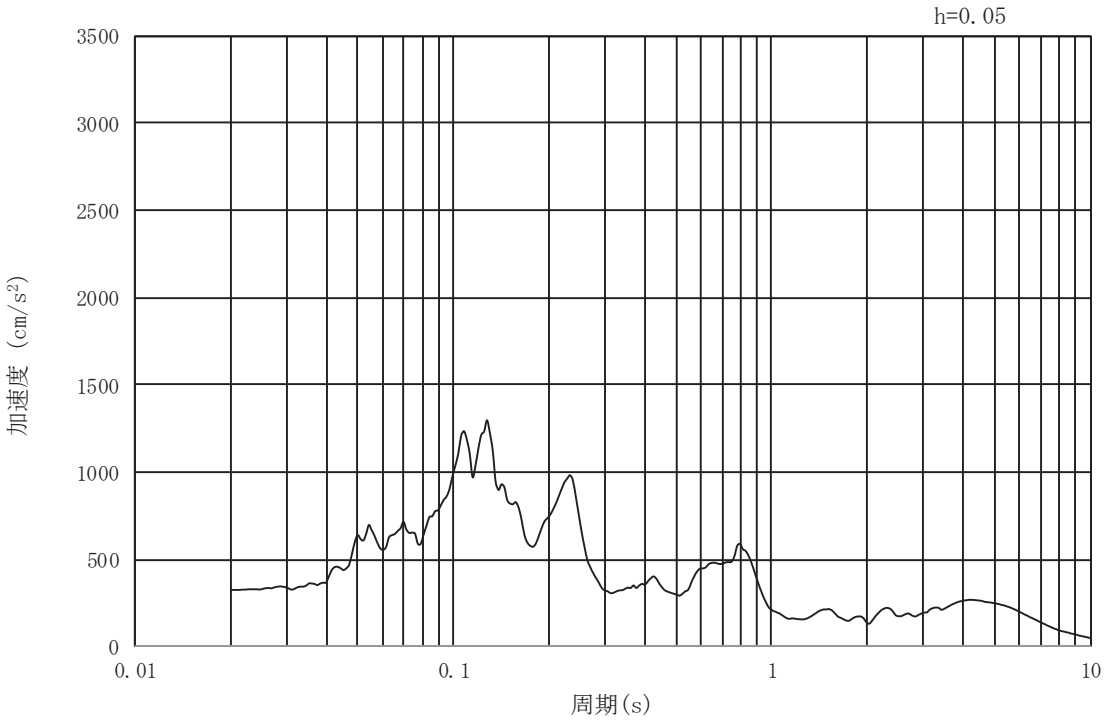


（b）加速度応答スペクトル

第 3-4 図（14）　南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（鉛直方向：Ｓ ｓ －１３）

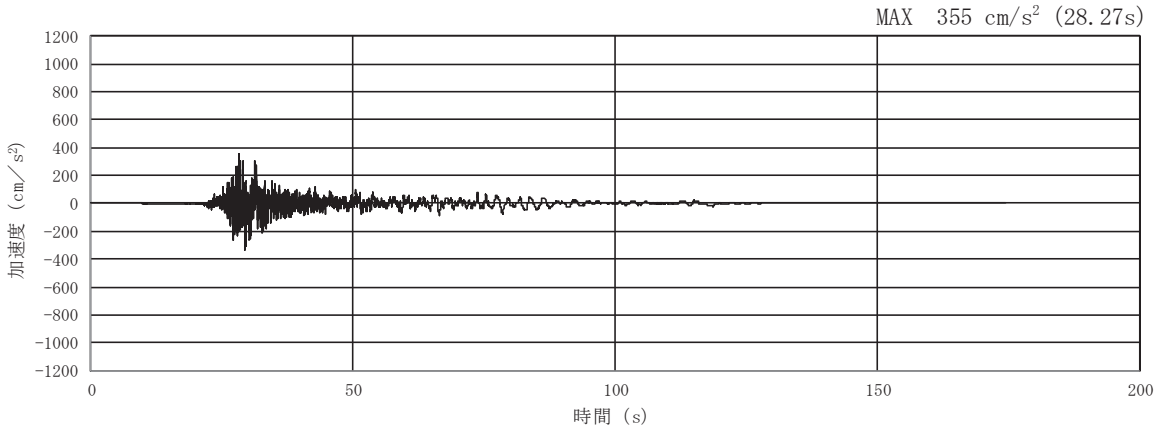


(a) 加速度時刻歴波形

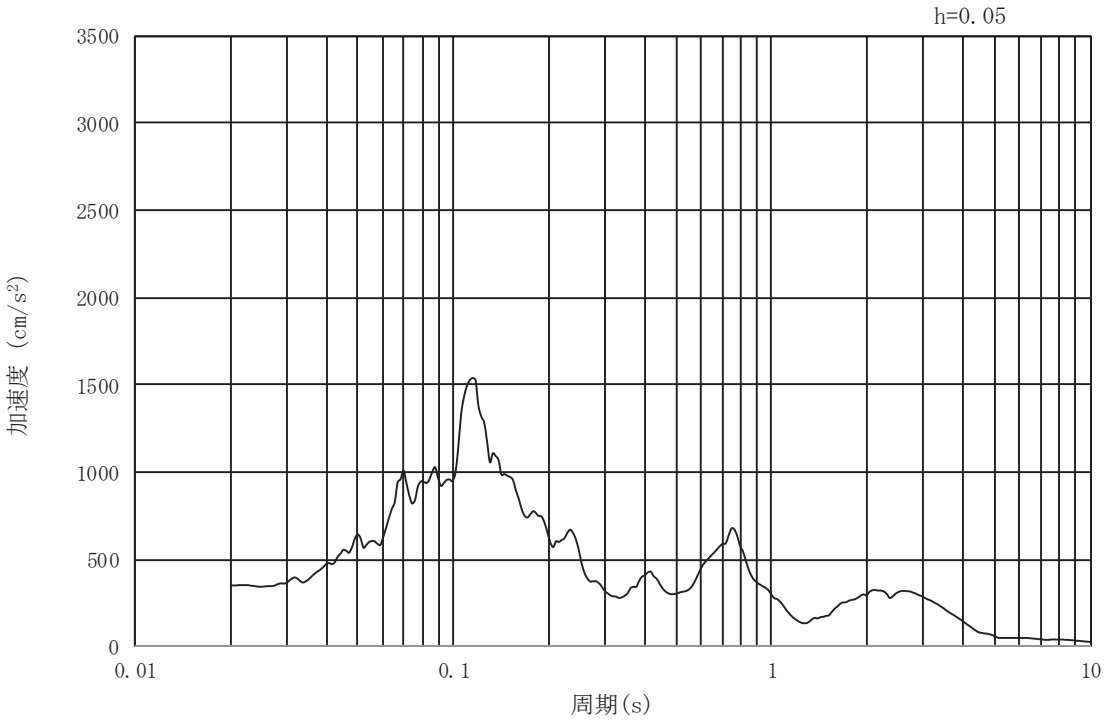


(b) 加速度応答スペクトル

第 3-4 図（15）　東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（水平方向：Ｓ$_s$－１４）

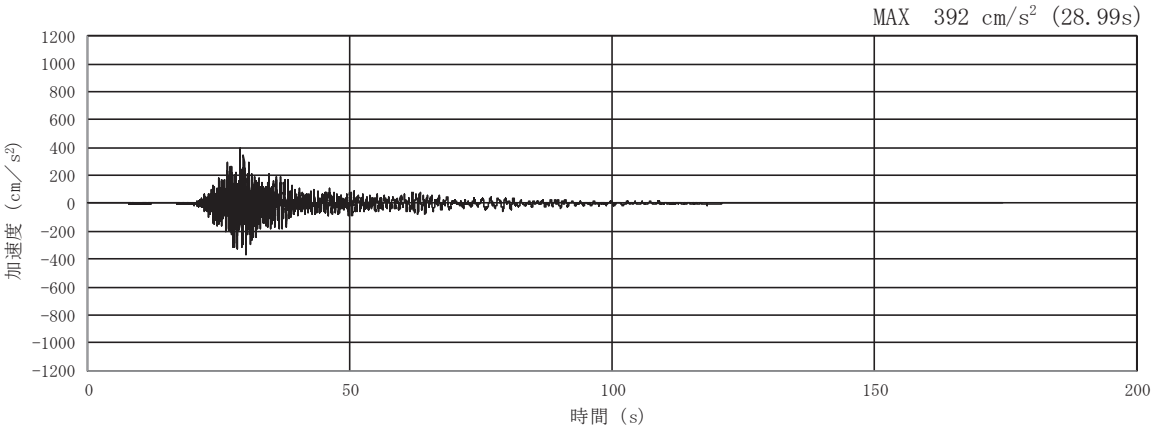


（a）加速度時刻歴波形

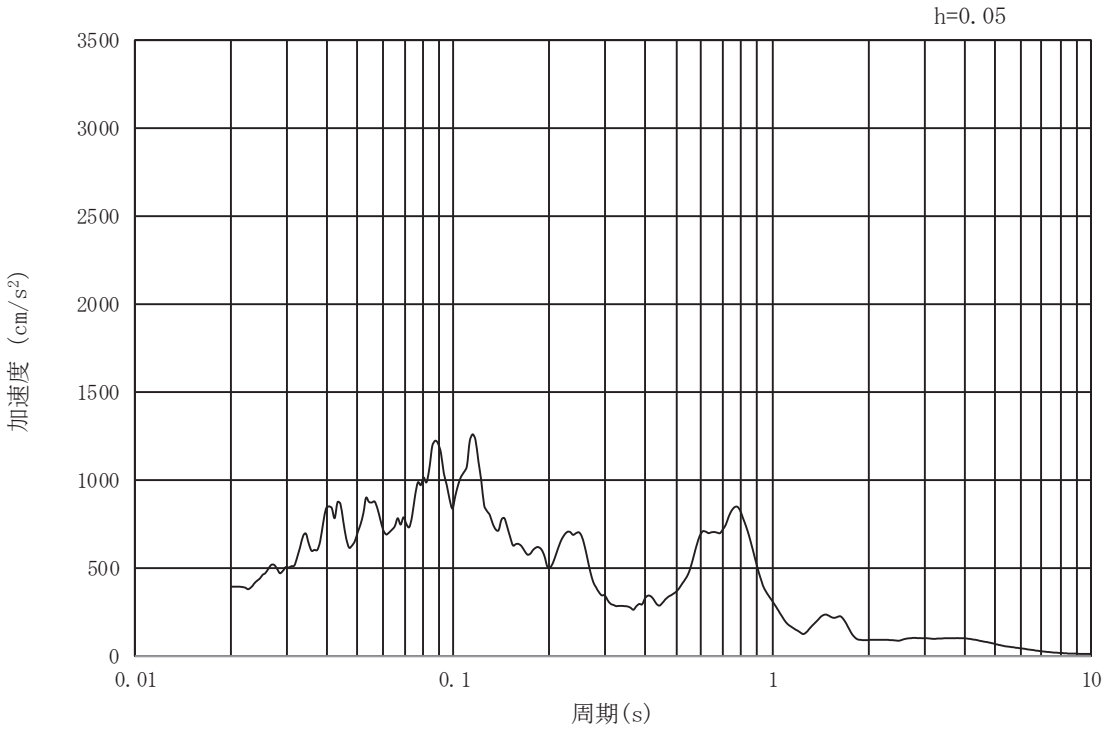


（b）加速度応答スペクトル

第 3-4 図（16）　南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（水平方向：Ｓ$_s$－１４）

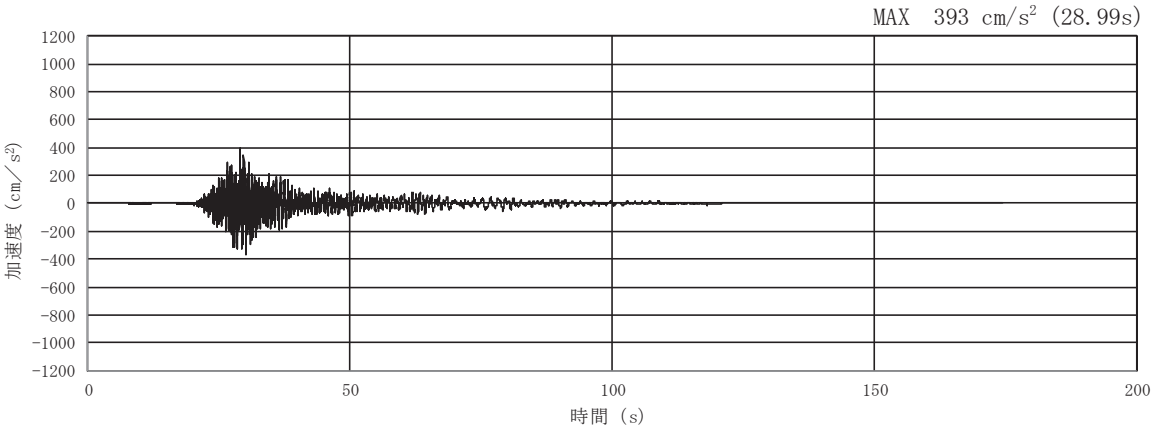


（a）加速度時刻歴波形

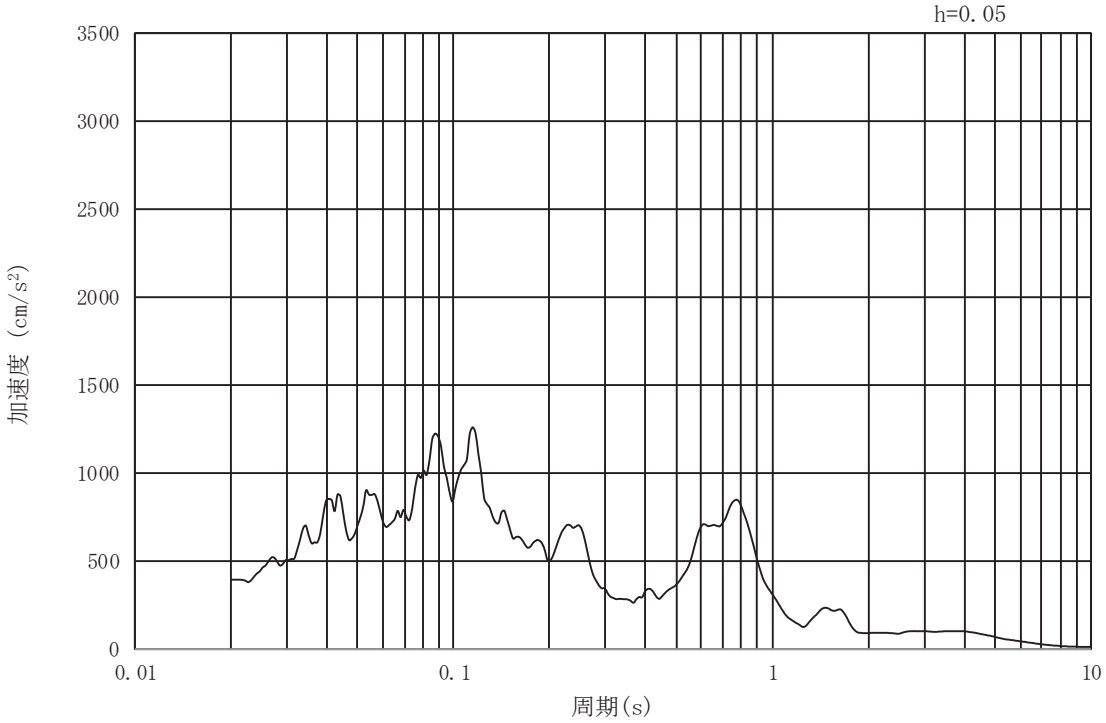


（b）加速度応答スペクトル

第 3-4 図（17）　東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（鉛直方向：Ｓｓ－１４）

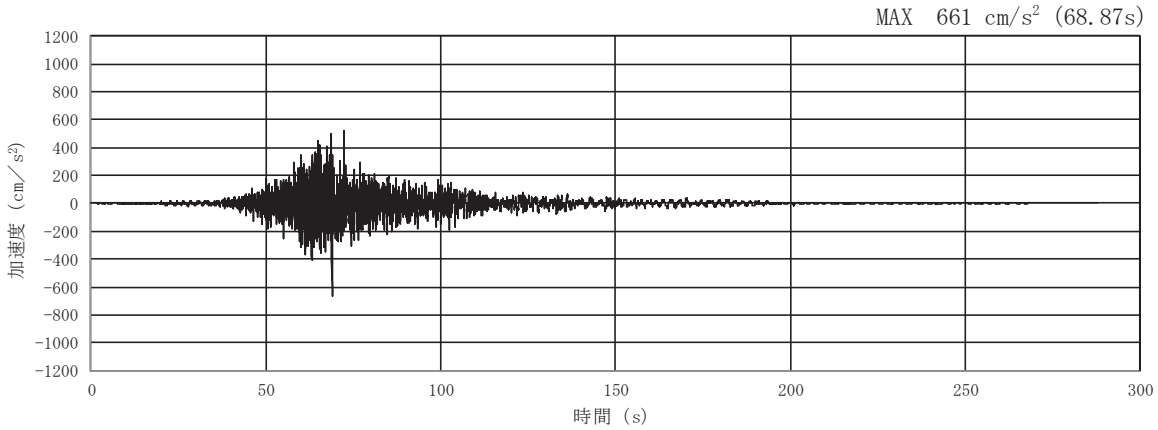


（a）加速度時刻歴波形

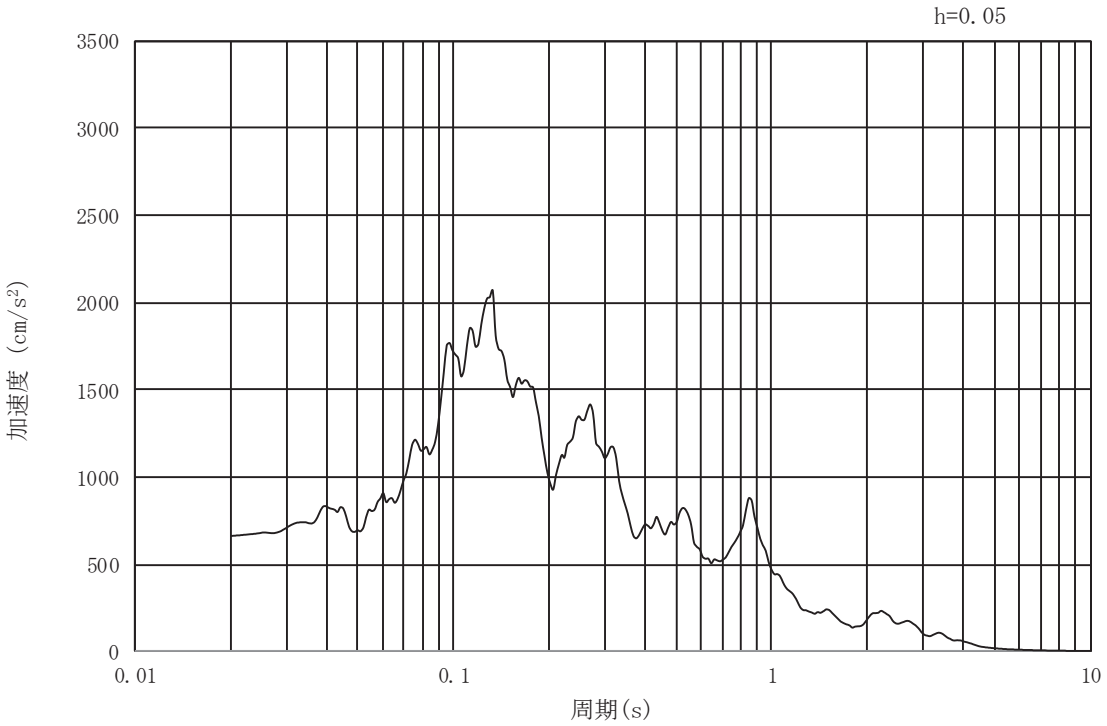


（b）加速度応答スペクトル

第 3-4 図（18）　南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（鉛直方向：Ｓ ｓ －１４）

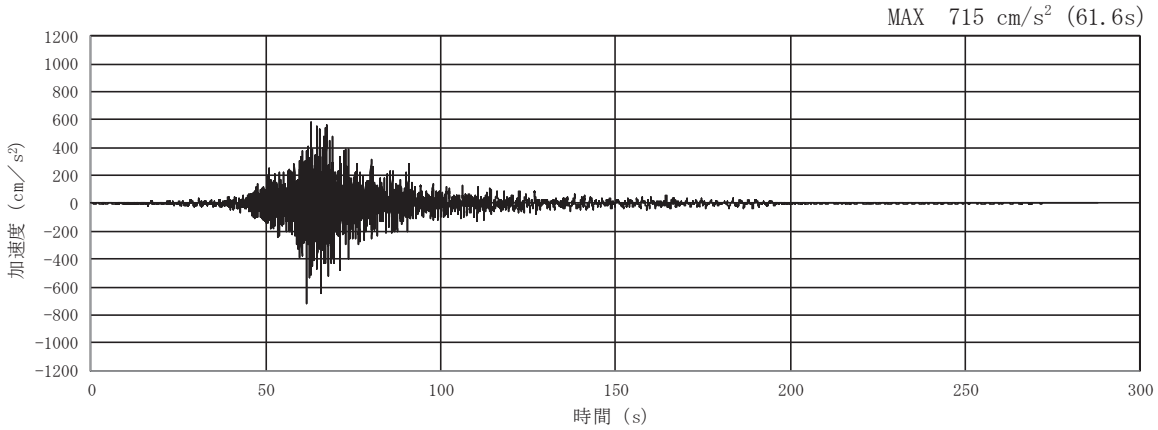


（a）加速度時刻歴波形

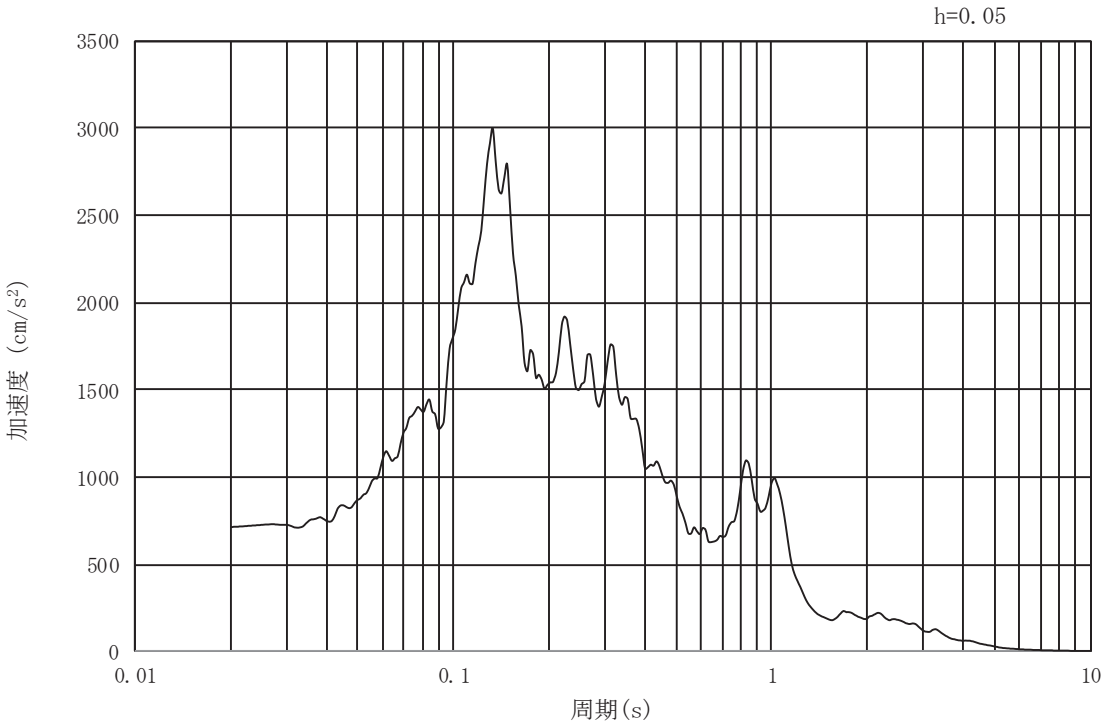


（b）加速度応答スペクトル

第 3-4 図（19）　東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（水平方向：Ｓ ｓ－２１）

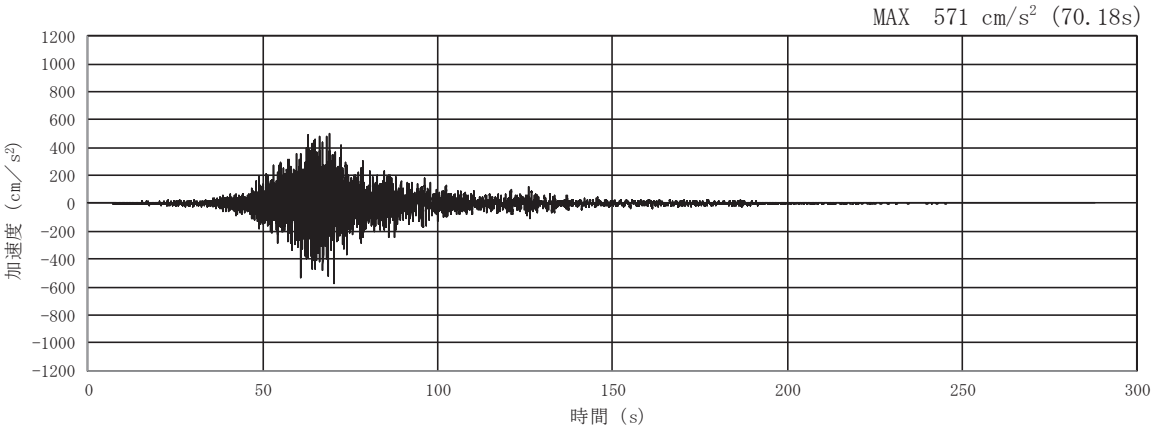


（a）加速度時刻歴波形

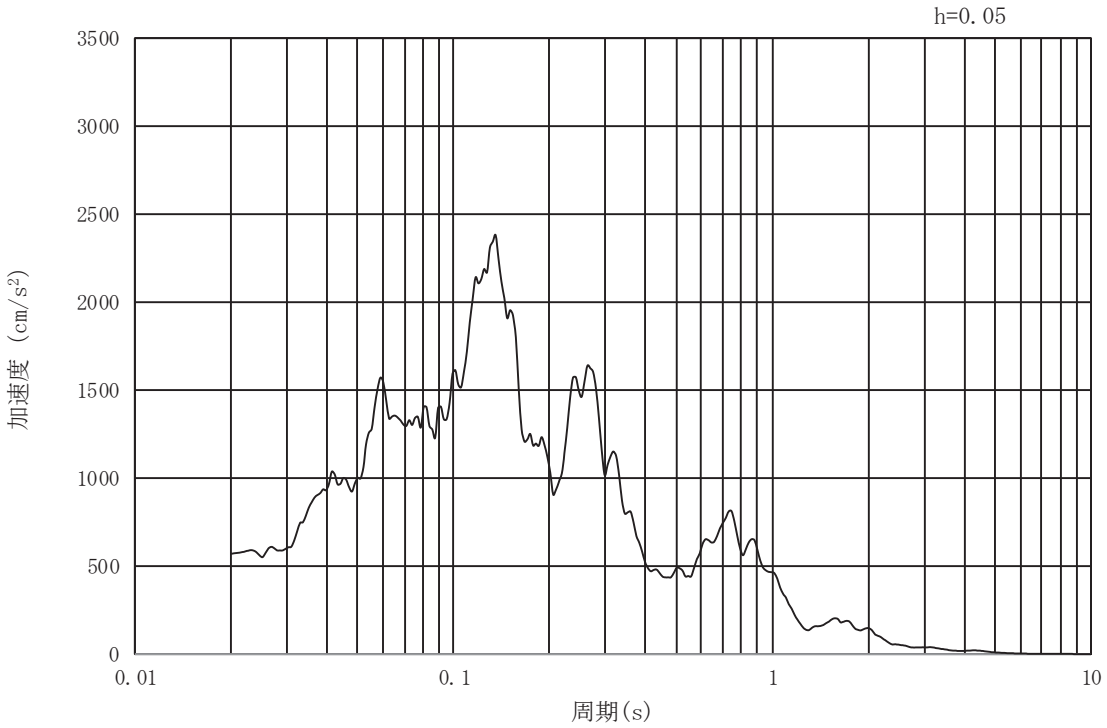


（b）加速度応答スペクトル

第 3-4 図（20）　南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（水平方向：Ｓ ｓ －２１）

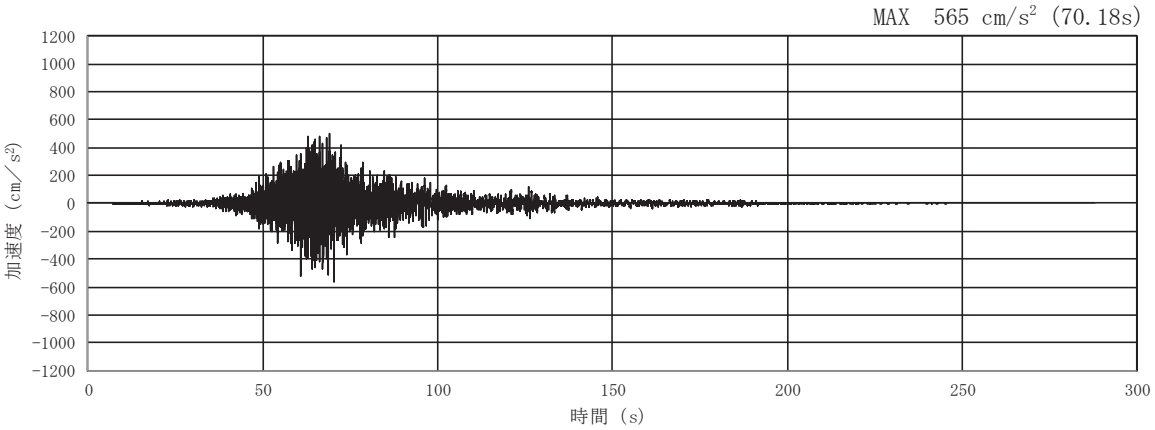


（a）加速度時刻歴波形

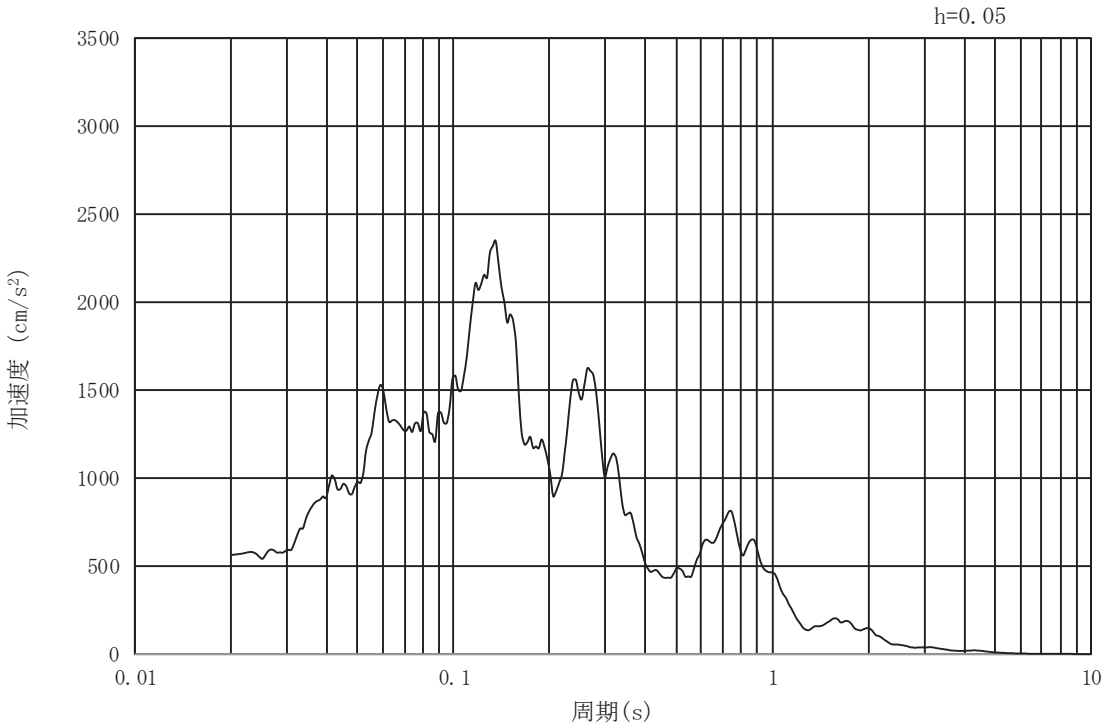


（b）加速度応答スペクトル

第 3-4 図（21）　東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（鉛直方向：Ｓｓ－２１）

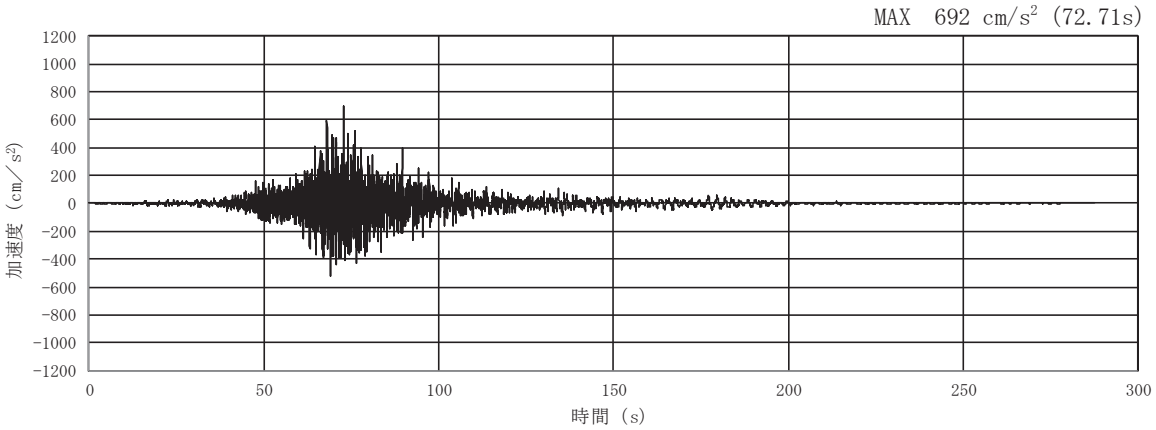


（a）加速度時刻歴波形

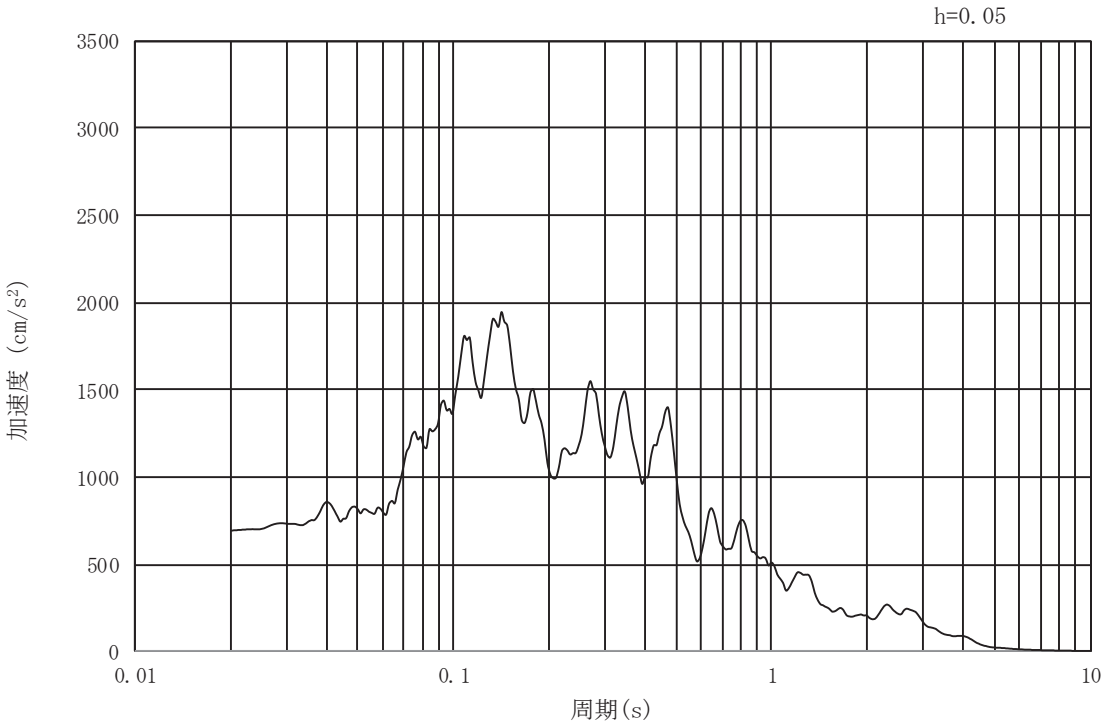


（b）加速度応答スペクトル

第 3-4 図（22）　南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（鉛直方向：Ｓｓ－２１）

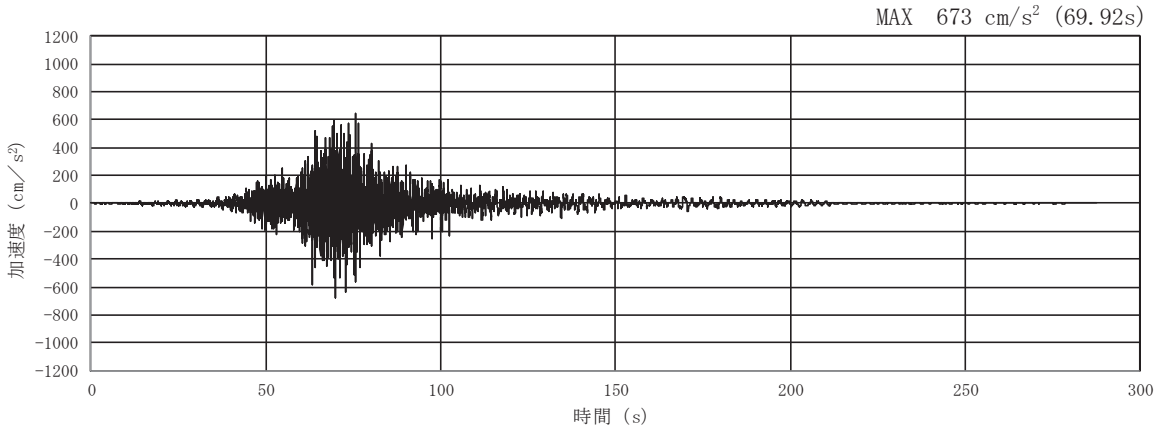


（a）加速度時刻歴波形

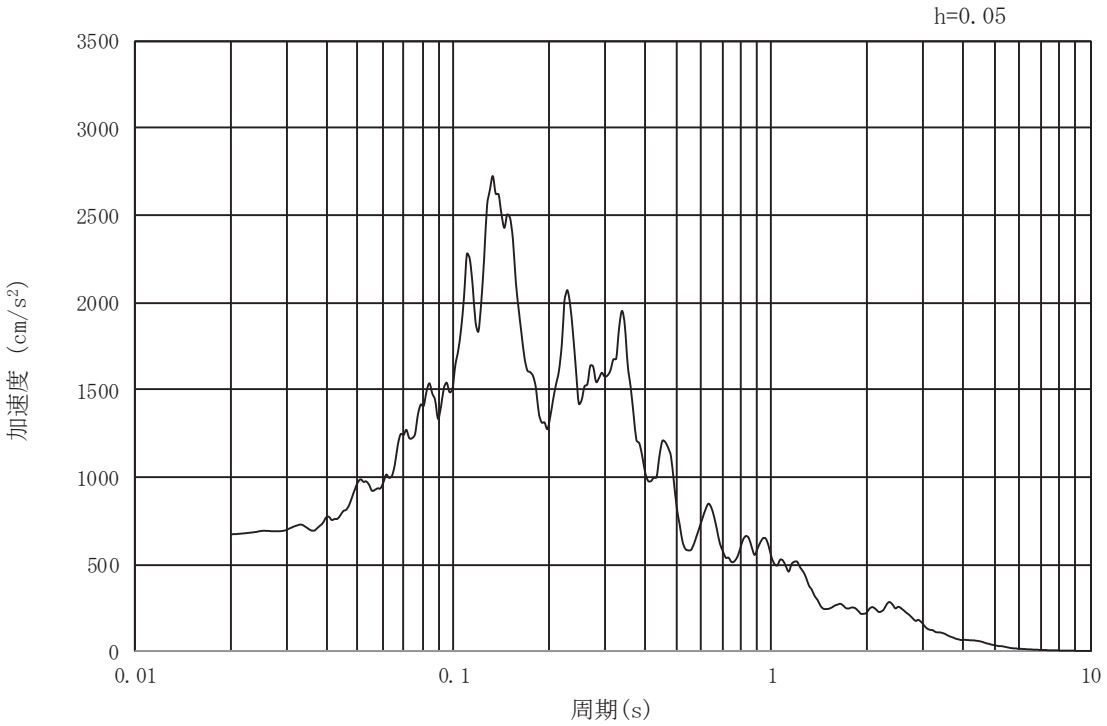


（b）加速度応答スペクトル

第 3-4 図（23）　東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（水平方向：Ｓ ｓ －２２）

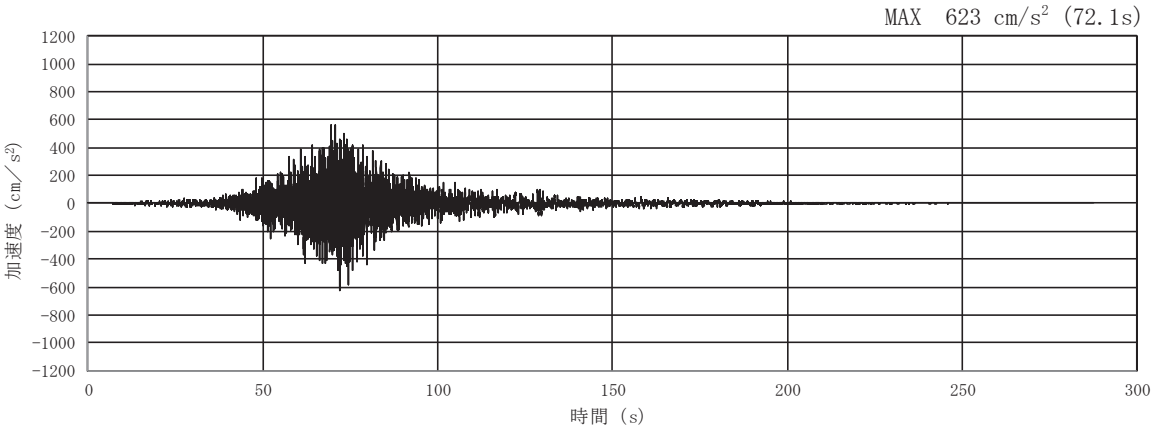


（a）加速度時刻歴波形

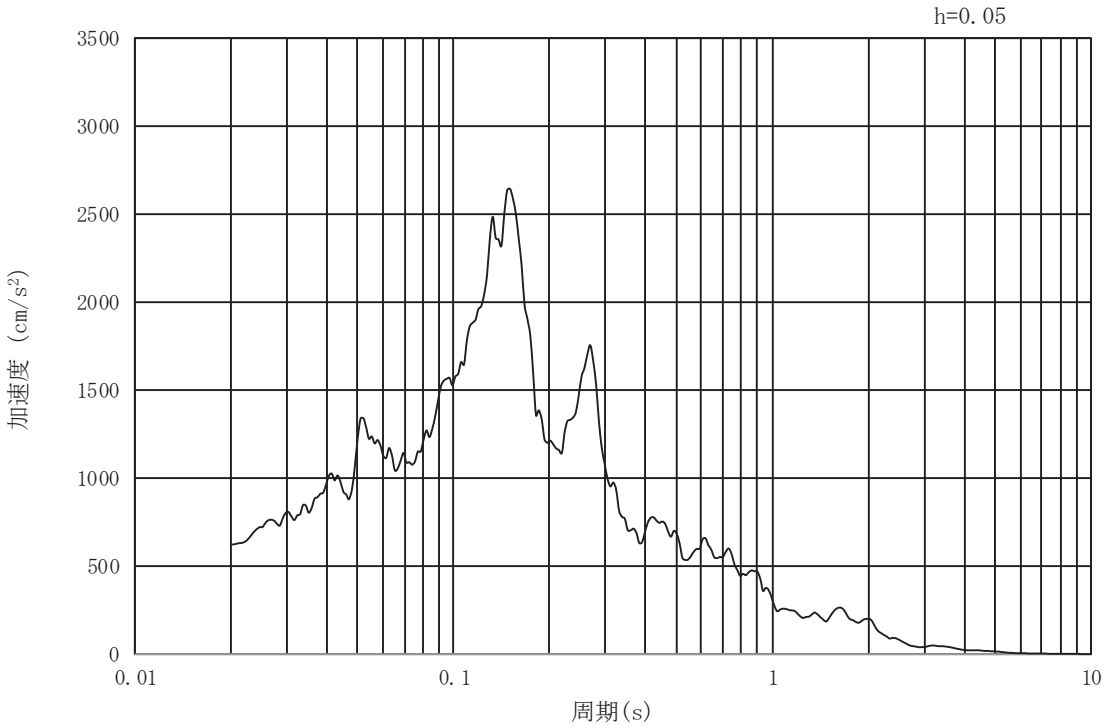


（b）加速度応答スペクトル

第 3-4 図（24）　南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（水平方向：Ｓ ｓ－２２）

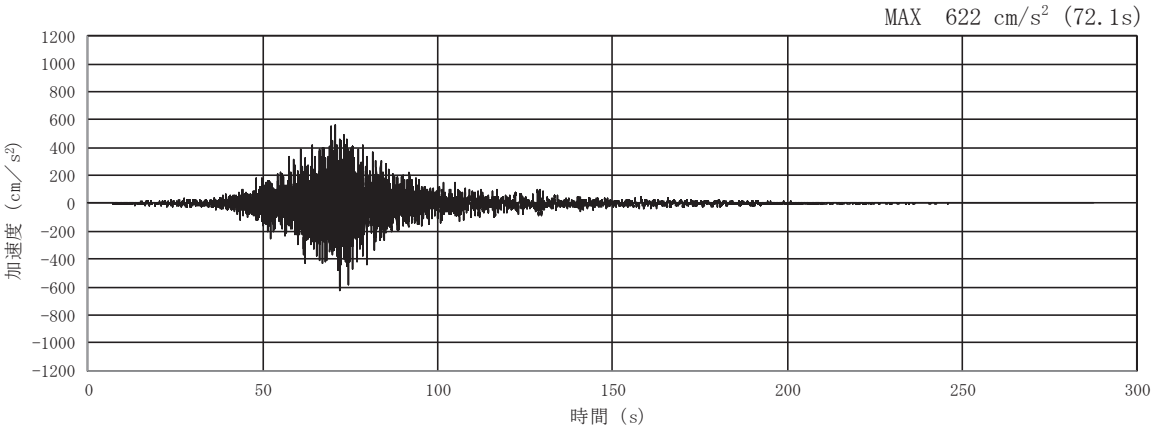


（a）加速度時刻歴波形

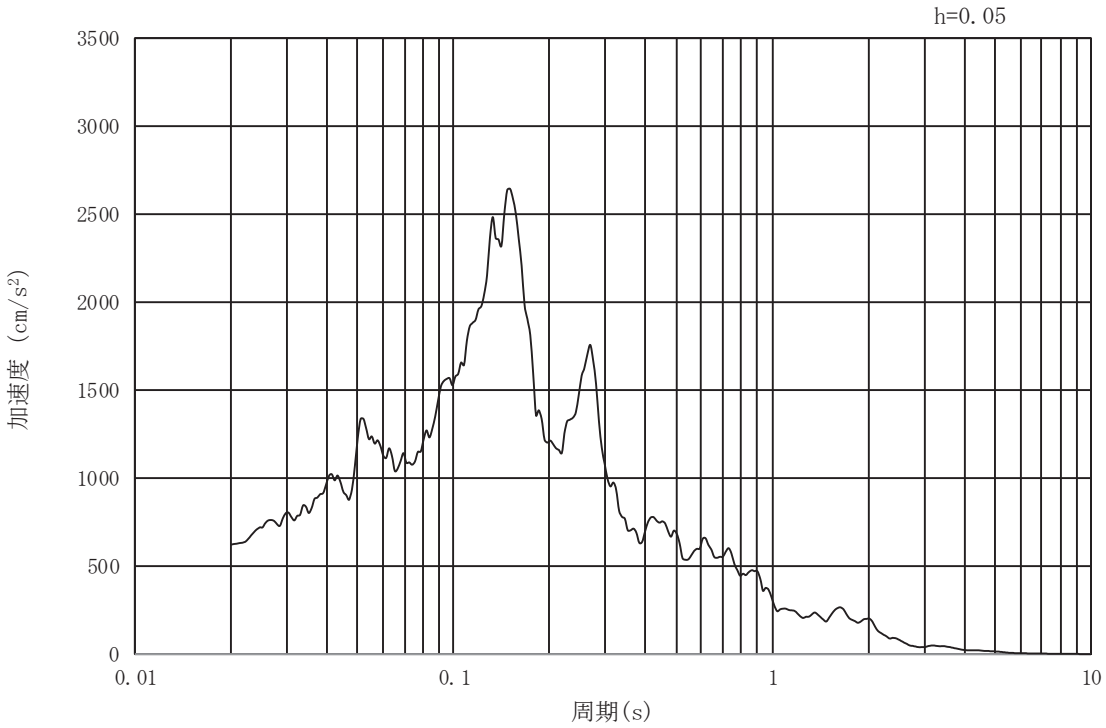


（b）加速度応答スペクトル

第 3-4 図（25）　東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（鉛直方向：Ｓｓ－２２）

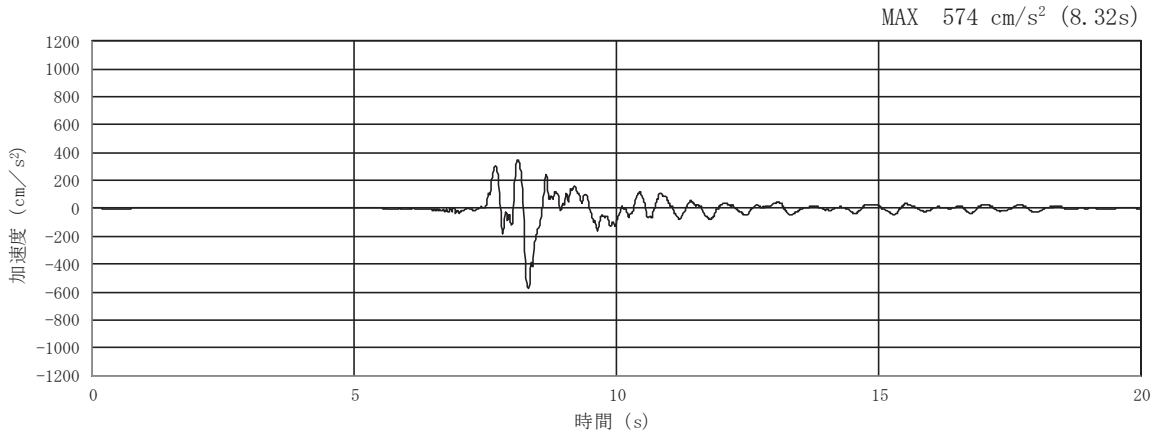


（a）加速度時刻歴波形

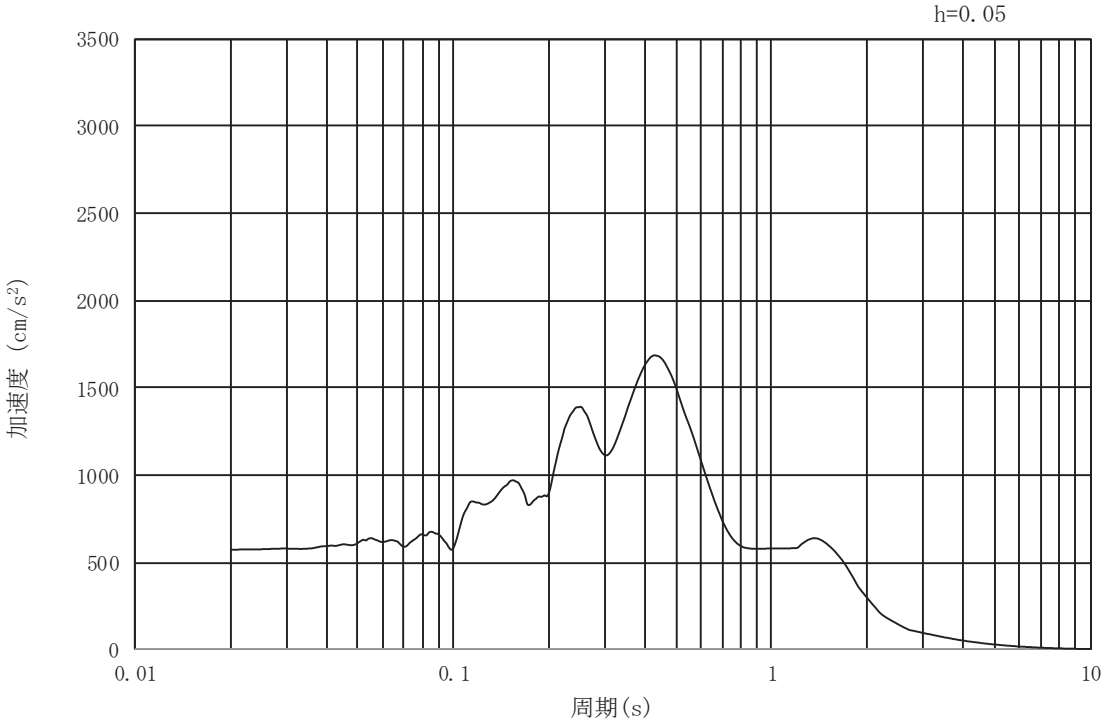


（b）加速度応答スペクトル

第 3-4 図（26）　南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（鉛直方向：Ｓｓ－２２）

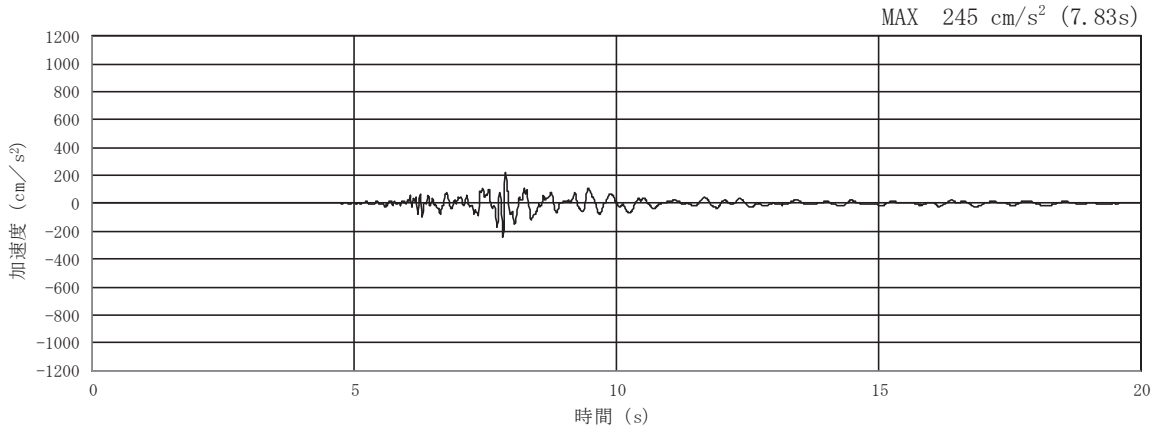


（a）加速度時刻歴波形

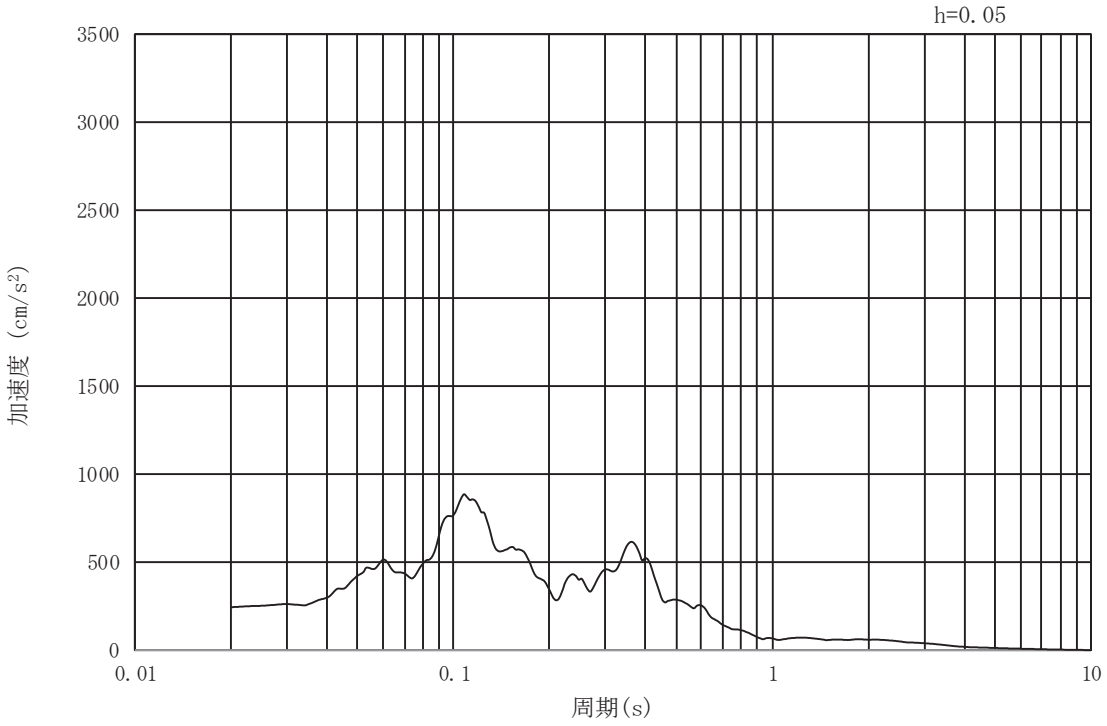


（b）加速度応答スペクトル

第 3-4 図（27）　入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（水平方向：Ｓｓ－３１）



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

第 3-4 図 (28)　入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：Ｓ$_s$－３１)

3.5　解析モデル及び諸元

3.5.1　解析モデル

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の地震応答解析モデルを第 3-5 図に示す。

(1)　解析領域

解析領域は，側方境界及び底面境界が，構造物の応答に影響しないよう，構造物と側方境界及び底面境界との距離を十分に大きく設定する。

(2)　境界条件

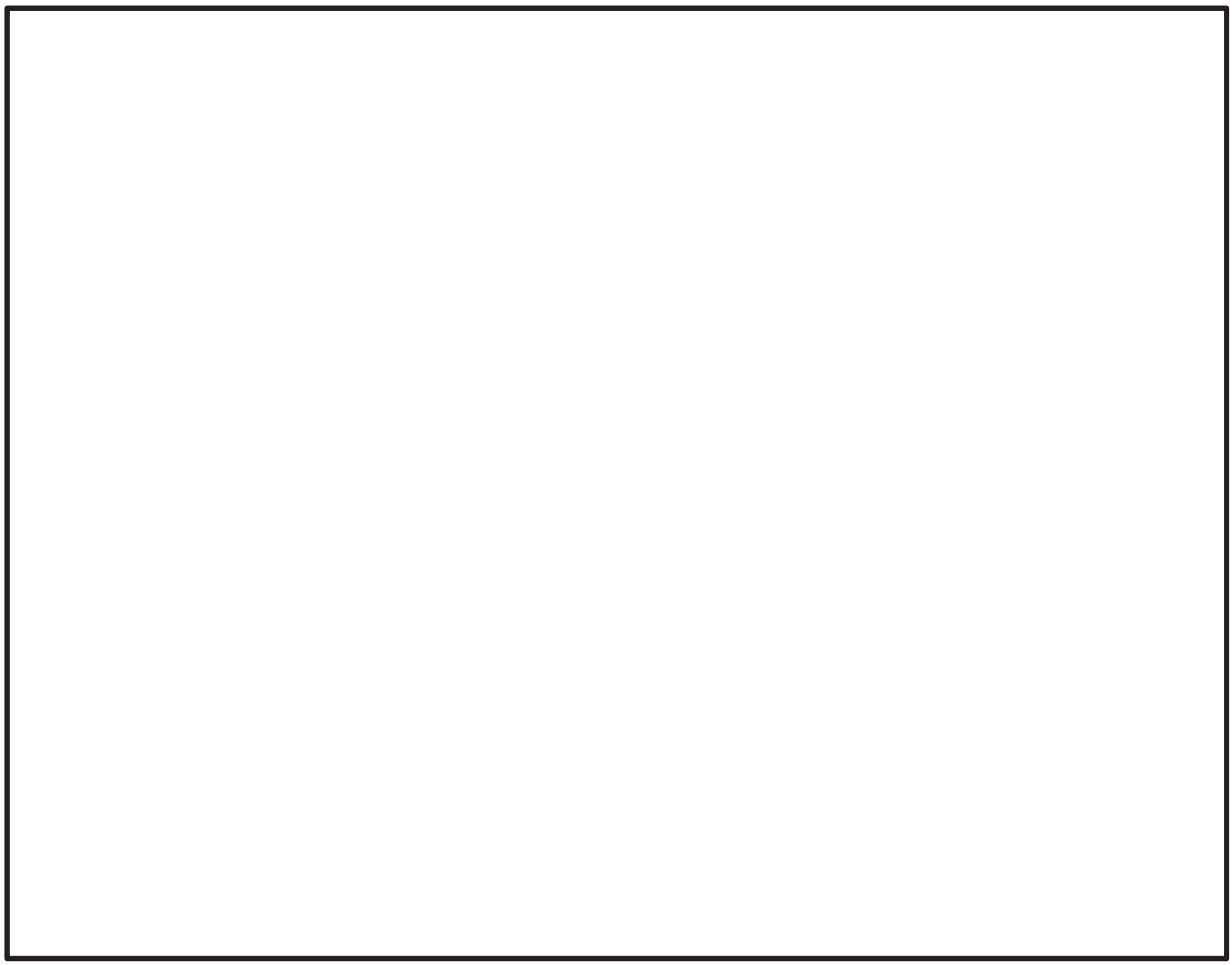
解析領域の側方及び底面には，エネルギの逸散効果を考慮するため，粘性境界を設ける。

(3)　構造物のモデル化

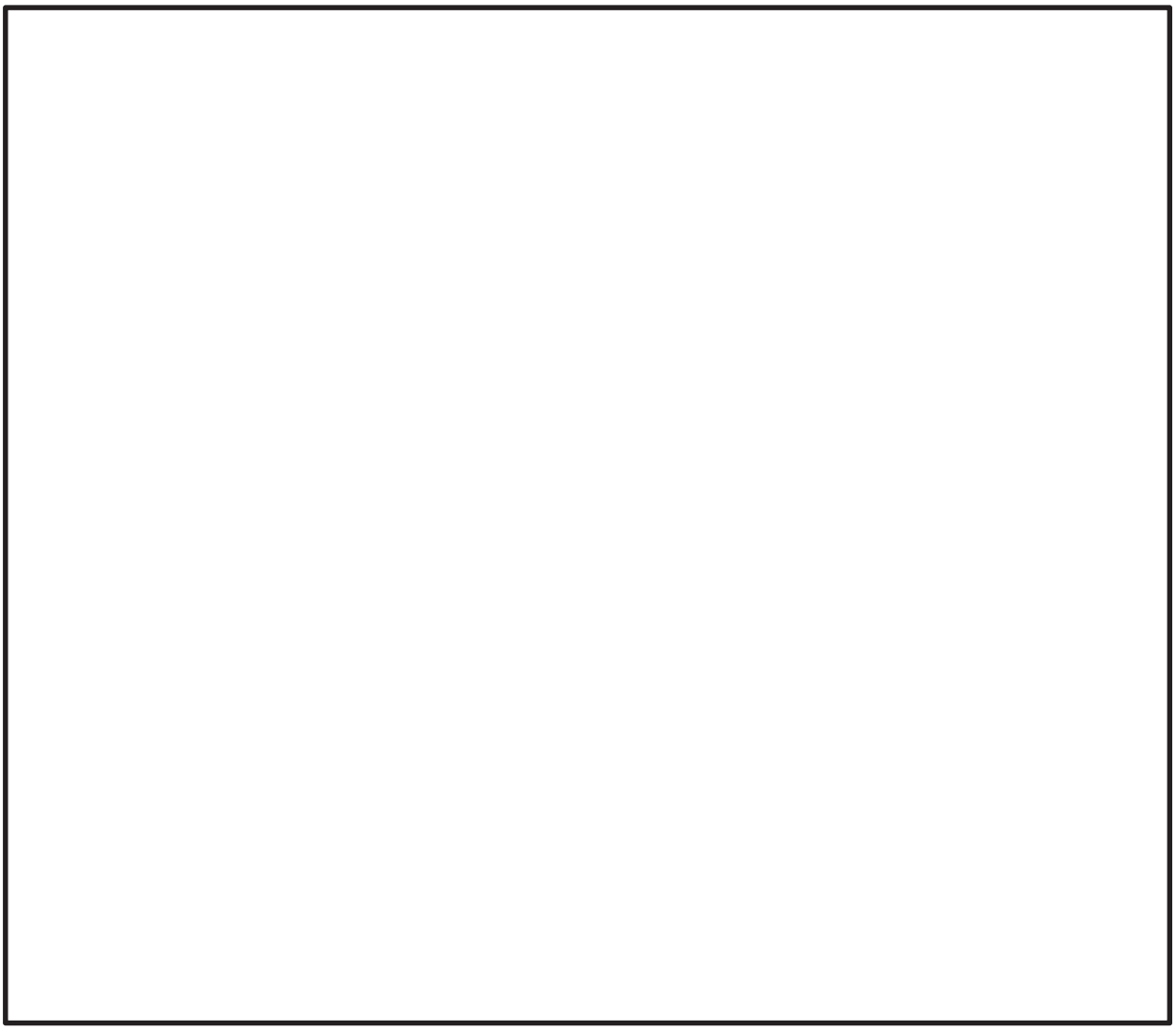
構造物は，線形はり要素によりモデル化する。

(4)　地盤のモデル化

地盤は，地質断面図に基づき，マルチスプリング要素によりモデル化し，地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。



第 3-5 図（1）　緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の地震応答解析モデル（①－①断面）



第 3-5 図（2）　緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の地震応答解析モデル（②－②断面）

3.5.2　使用材料及び材料の物性値

使用材料を第 3-4 表に，材料の物性値を第 3-5 表に示す。

第 3-4 表　使用材料

諸元	
コンクリート	設計基準強度　40 N/mm^2
鉄筋	SD490
鋼管杭	SM570

第 3-5 表　材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m^3)	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比	減衰定数 (%)
鉄筋コンクリート	24.5*1	3.1×10^4*1	0.2*1	5*2
鋼管杭	77*3	2.0×10^5*3	0.3*3	3*4

注記　＊1：コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（（社）土木学会，2002 年制定）

＊2：ＪＥＡＧ４６０１－1987（（社）日本電気協会）

＊3：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）

＊4：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）

3.5.3　地盤の物性値

地盤の物性値は，添付書類「Ⅴ-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。

地盤の物性値を第 3-6 表～第 3-8 表に示す。

第 3-6 表　地盤の解析用物性値一覧（液状化検討対象層）

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂
				埋戻土	第四系（液状化検討対象層）							
				fl	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	D1g-1	
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm^3	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	－	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	－	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	h_{max}	－	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	－	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28
	液状化パラメータ	S_1	－	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	W_1	－	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	P_1	－	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	P_2	－	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80
	液状化パラメータ	C_1	－	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44

第 3-7 表　地盤の解析用物性値一覧（非液状化層）

パラメータ				原地盤					
				第四系（非液状化層）				新第三系	捨石
				Ac	D2c-3	lm	D1c-1*1	Km	
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm^3	1.65	1.77	1.47 (1.43)	－	1.72-1.03×10^{-4}・z	2.04 (1.84)
	間隙比	e	－	1.59	1.09	2.8	－	1.16	0.82
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	－	0.10	0.22	0.14	－	0.16+0.00025・z	0.33
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	480	696	249 (223)	－	動的変形特性に基づき z（標高）毎に物性値を設定	98
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	121829	285223	38926 (35783)	－		180000
	最大履歴減衰率	h_{max}	－	0.200	0.186	0.151	－		0.24
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2	0.025	0.026	0.042	－	0.358-0.00603・z	0.02
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	－	23.2+0.0990・z	35

注記　＊1：施設の耐震評価に影響を与えるものではないことから，解析用物性値として本表には記載しない。

第 3-8 表　地盤の解析用物性値一覧(新第三系 Km 層)

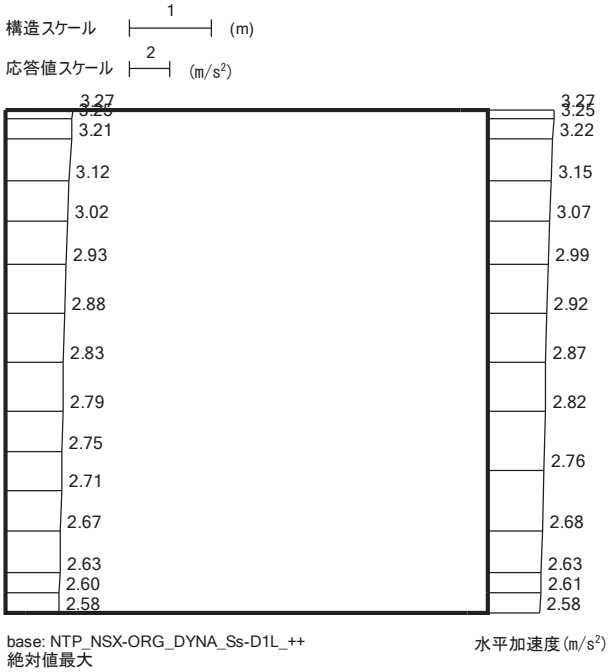
区分番号	設定深度 TP(m) Z	適用深度 TP(m)	密度 ρ (g/cm³)	静ポアソン比 ν_{CD}	粘着力 C_{CD} (kN/m²)	内部摩擦角 ϕ_{CD} (°)	せん断波速度Vs (m/s)	基準初期せん断剛性 Gma (kN/m²)	基準体積弾性係数 Kma (kN/m²)	基準平均有効主応力 σ'ma (kN/m²)	拘束圧依存係数 mG,mK	最大履歴減衰率 hmax(-)	動ポアソン比 ν_d	疎密波速度Vp (m/s)
1	10	9.5 ～ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0.0	0.105	0.464	1,640
2	9	8.5 ～ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0.0	0.105	0.464	1,644
3	8	7.5 ～ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0.0	0.105	0.464	1,648
4	7	6.5 ～ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0.0	0.105	0.464	1,651
5	6	5.5 ～ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0.0	0.106	0.464	1,651
6	5	4.5 ～ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0.0	0.106	0.464	1,655
7	4	3.5 ～ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0.0	0.106	0.463	1,638
8	3	2.5 ～ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642
9	2	1.5 ～ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642
10	1	0.5 ～ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0.0	0.107	0.463	1,646
11	0	-0.5 ～ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0.0	0.107	0.463	1,650
12	-1	-1.5 ～ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0.0	0.108	0.463	1,653
13	-2	-2.5 ～ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657
14	-3	-3.5 ～ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657
15	-4	-4.5 ～ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0.0	0.108	0.463	1,661
16	-5	-5.5 ～ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.462	1,644
17	-6	-6.5 ～ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648
18	-7	-7.5 ～ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648
19	-8	-8.5 ～ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.462	1,652
20	-9	-9.5 ～ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0.0	0.110	0.462	1,656
21	-10	-11 ～ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0.0	0.110	0.462	1,659
22	-12	-13 ～ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0.0	0.110	0.462	1,663
23	-14	-15 ～ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0.0	0.111	0.462	1,671
24	-16	-17 ～ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0.0	0.111	0.461	1,654
25	-18	-19 ～ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0.0	0.112	0.461	1,662
26	-20	-21 ～ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0.0	0.112	0.461	1,665
27	-22	-23 ～ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0.0	0.112	0.461	1,673
28	-24	-25 ～ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0.0	0.113	0.461	1,680
29	-26	-27 ～ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0.0	0.113	0.460	1,664
30	-28	-29 ～ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0.0	0.114	0.460	1,672
31	-30	-31 ～ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0.0	0.114	0.460	1,675
32	-32	-33 ～ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0.0	0.115	0.460	1,683
33	-34	-35 ～ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0.0	0.115	0.459	1,667
34	-36	-37 ～ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0.0	0.115	0.459	1,675
35	-38	-39 ～ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0.0	0.116	0.459	1,678
36	-40	-41 ～ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0.0	0.116	0.459	1,685
37	-42	-43 ～ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0.0	0.117	0.459	1,689
38	-44	-45 ～ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0.0	0.117	0.458	1,678
39	-46	-47 ～ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0.0	0.117	0.458	1,681
40	-48	-49 ～ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0.0	0.118	0.458	1,688
41	-50	-51 ～ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0.0	0.118	0.458	1,696
42	-52	-53 ～ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0.0	0.118	0.458	1,699
43	-54	-55 ～ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0.0	0.118	0.457	1,688
44	-56	-57 ～ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0.0	0.119	0.457	1,692
45	-58	-59 ～ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0.0	0.119	0.457	1,699
46	-60	-61 ～ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0.0	0.120	0.457	1,702
47	-62	-63 ～ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0.0	0.120	0.457	1,709
48	-64	-65 ～ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0.0	0.120	0.456	1,695
49	-66	-67 ～ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0.0	0.120	0.456	1,702
50	-68	-69 ～ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0.0	0.121	0.456	1,705
51	-70	-71 ～ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0.0	0.121	0.456	1,712
52	-72	-73 ～ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0.0	0.121	0.456	1,719
53	-74	-75 ～ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0.0	0.122	0.455	1,705
54	-76	-77 ～ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712
55	-78	-79 ～ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0.0	0.122	0.455	1,716
56	-80	-81 ～ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0.0	0.122	0.455	1,723
57	-82	-85 ～ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0.0	0.123	0.455	1,726
58	-88	-90 ～ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0.0	0.124	0.454	1,726
59	-92	-95 ～ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736
60	-98	-101 ～ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0.0	0.125	0.453	1,736
61	-104	-108 ～ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0.0	0.126	0.452	1,733
62	-112	-115 ～ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0.0	0.127	0.451	1,737
63	-118	-122 ～ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0.0	0.127	0.451	1,754
64	-126	-130 ～ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0.0	0.128	0.450	1,758

3.5.4　地下水位

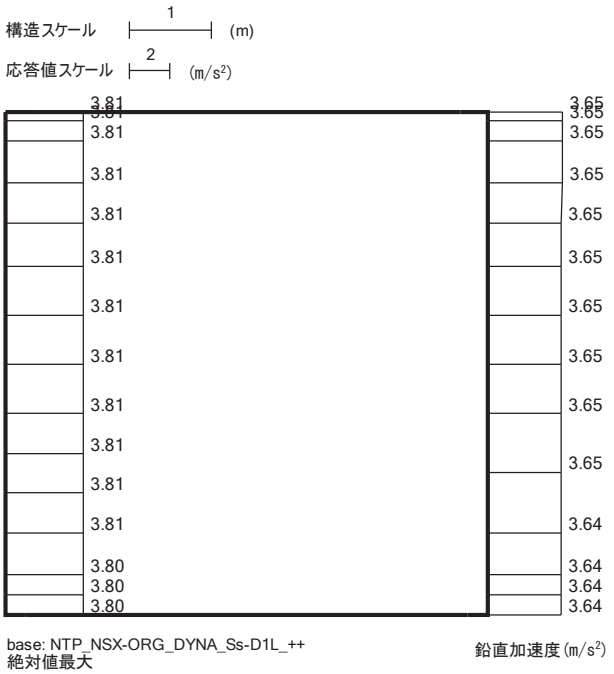
地下水位は地表面として設定する。

4. 解析結果

①－①断面における最大加速度分布を第 4-1 図～第 4-2 図，②－②断面における最大加速度分布を第 4-3 図～第 4-4 図に示す。

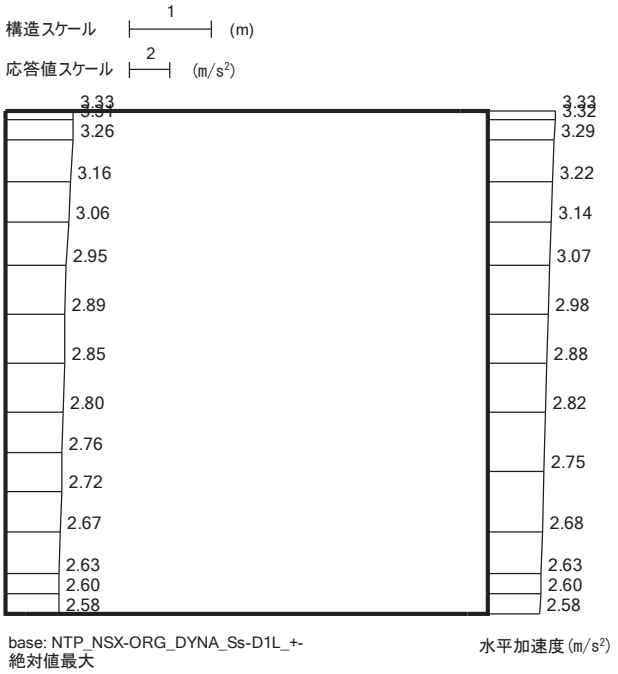


（①－①断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋），水平）

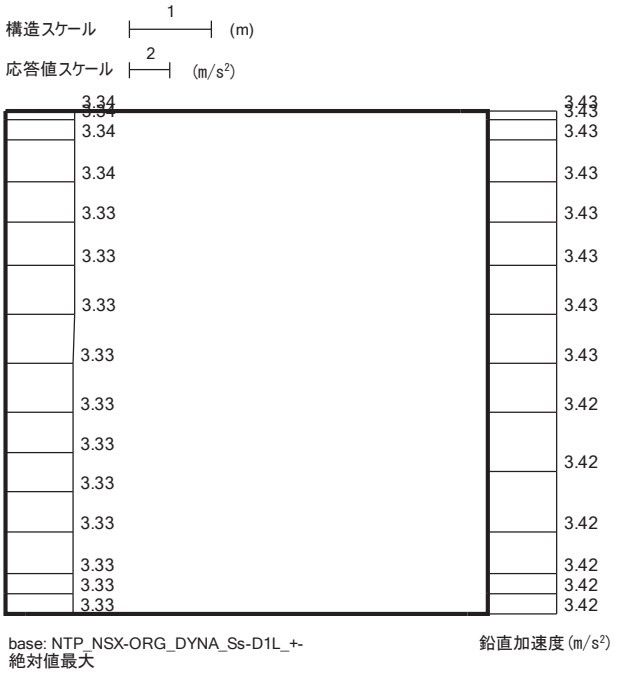


（①－①断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋），鉛直）

第 4-1 図　①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース　最大加速度分布図（1/17）

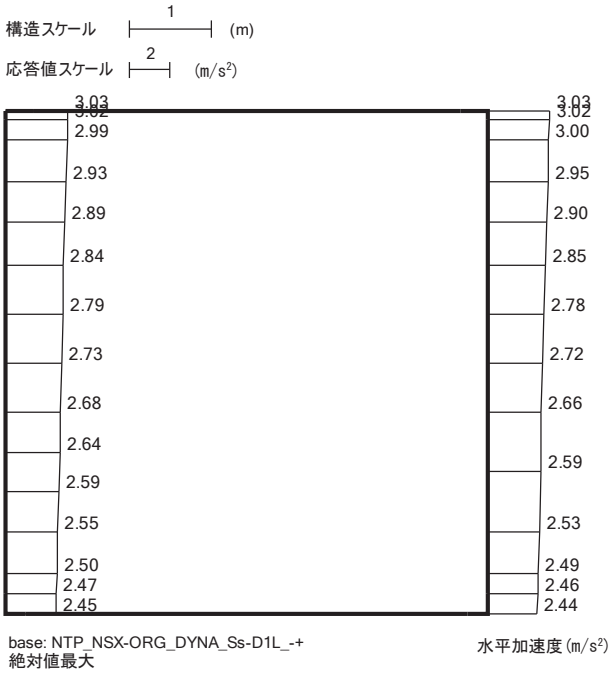


（①－①断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－），水平）

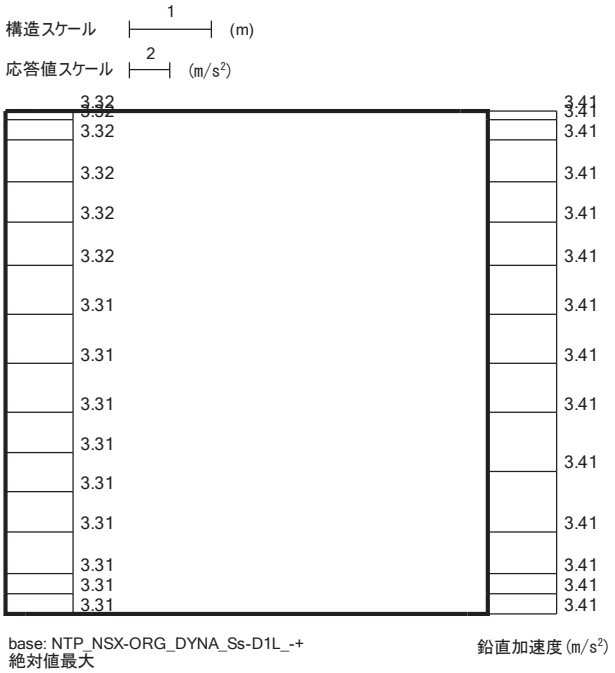


（①－①断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－），鉛直）

第 4-1 図　①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース　最大加速度分布図（2/17）

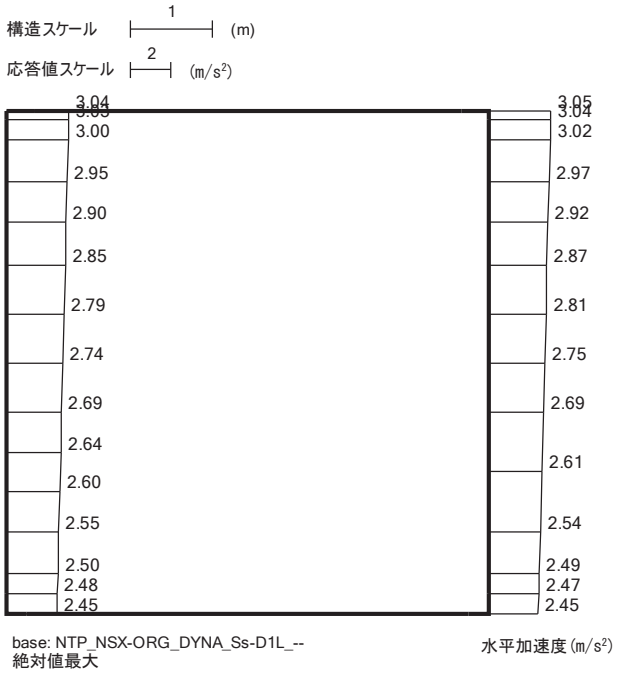


（①－①断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋），水平）

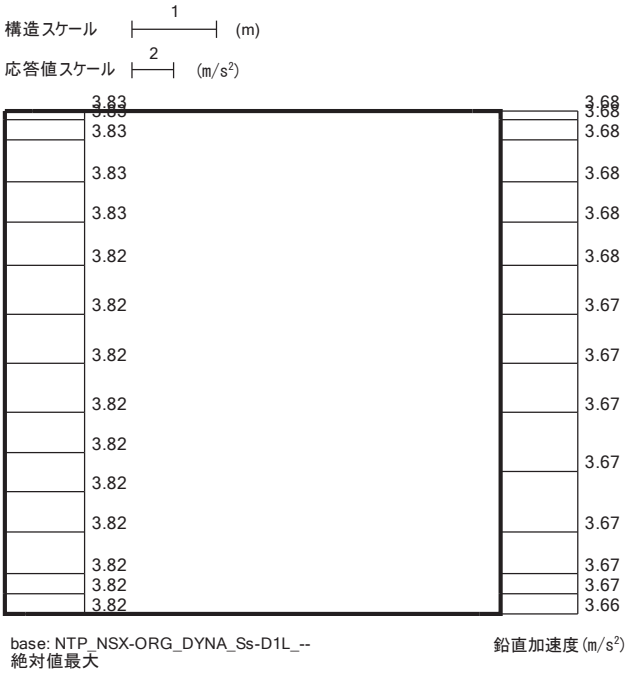


（①－①断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋），鉛直）

第 4-1 図　①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース　最大加速度分布図（3/17）

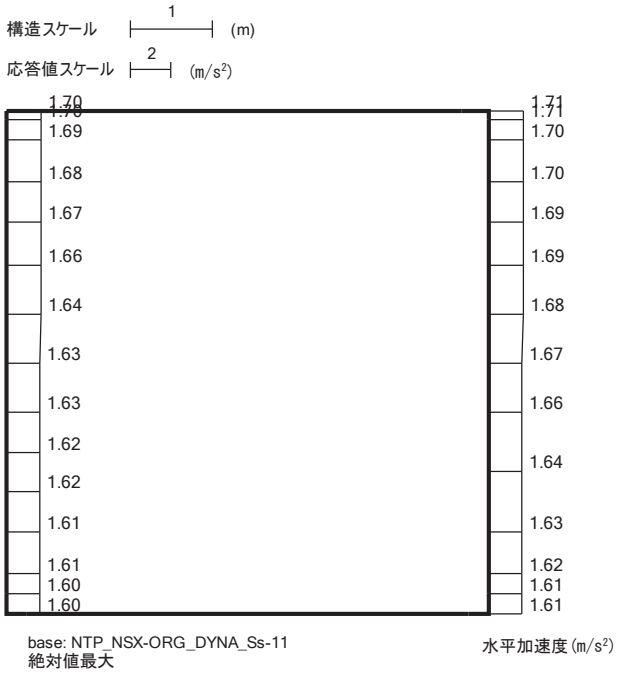


（①－①断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－），水平）

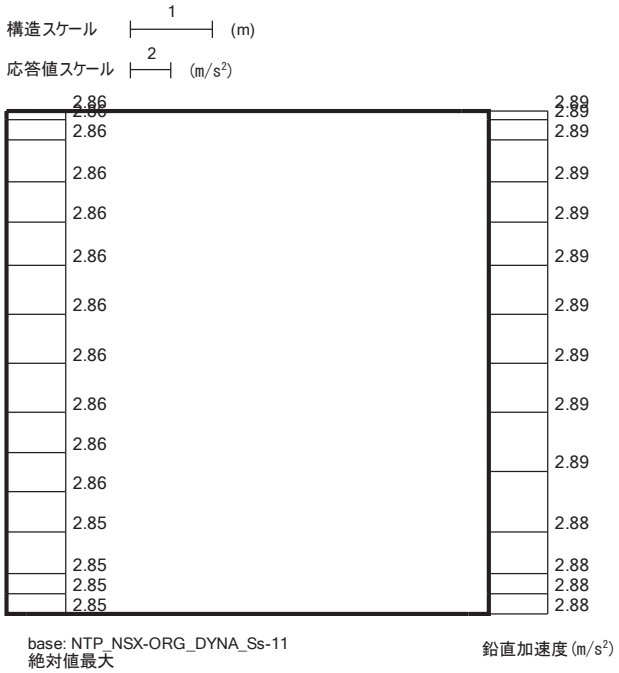


（①－①断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－），鉛直）

第 4-1 図　①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース　最大加速度分布図（4/17）

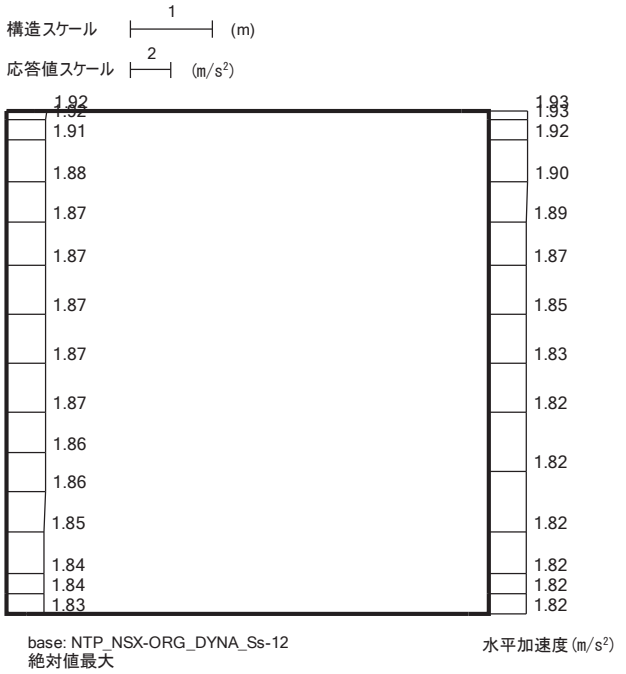


（①－①断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－１１，水平）

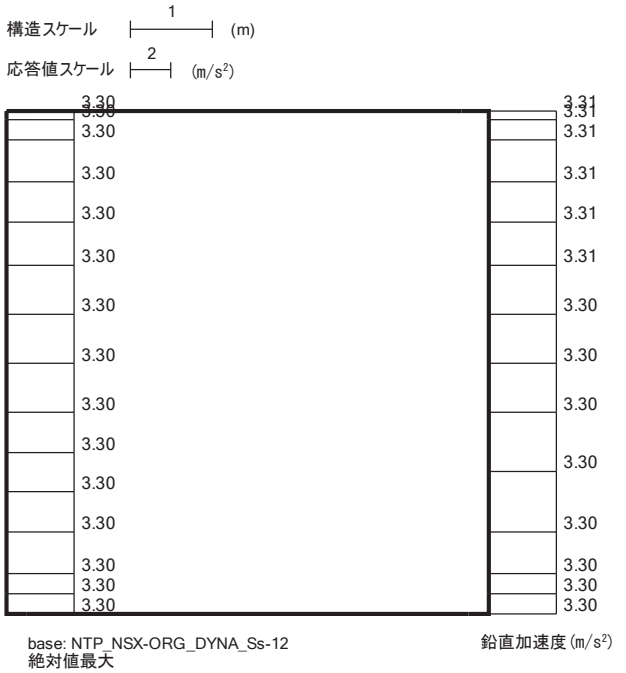


（①－①断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－１１，鉛直）

第 4-1 図　①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース　最大加速度分布図（5/17）

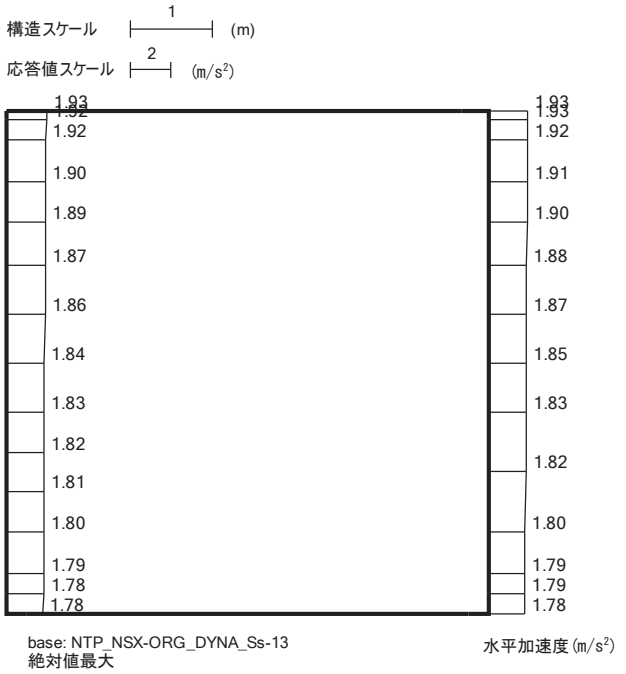


（①－①断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－１２，水平）

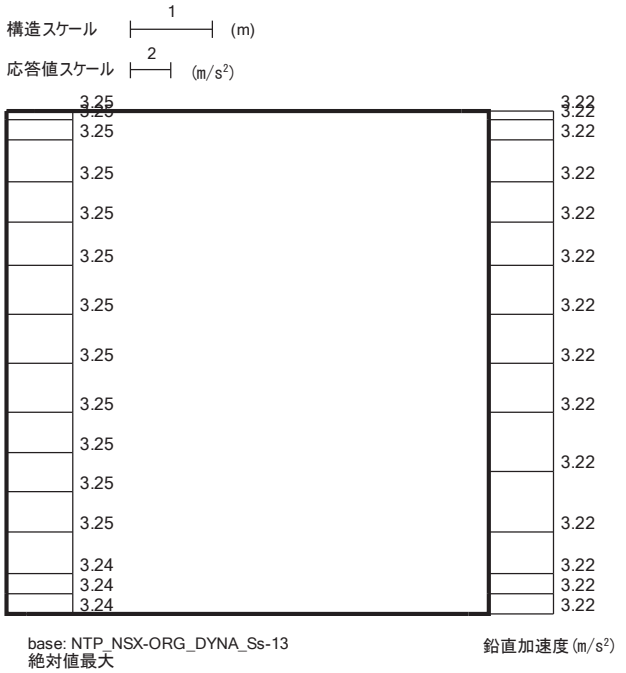


（①－①断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－１２，鉛直）

第 4-1 図　①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース　最大加速度分布図（6/17）

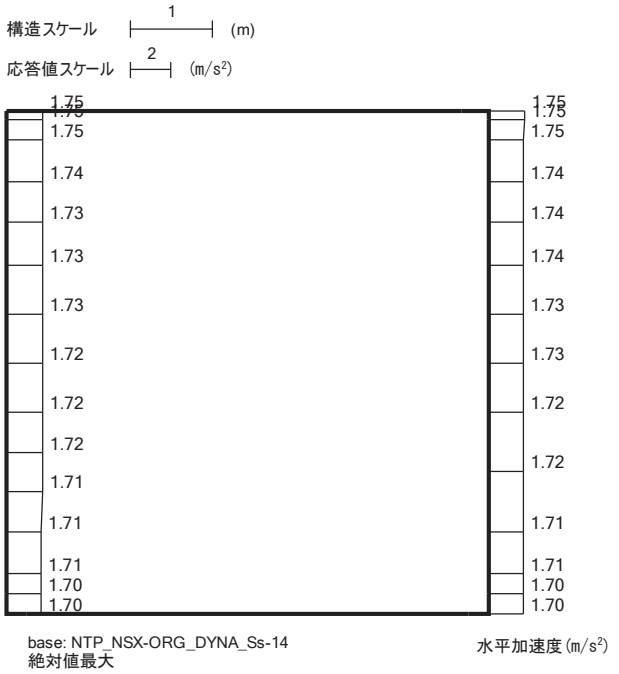


（①－①断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－１３，水平）

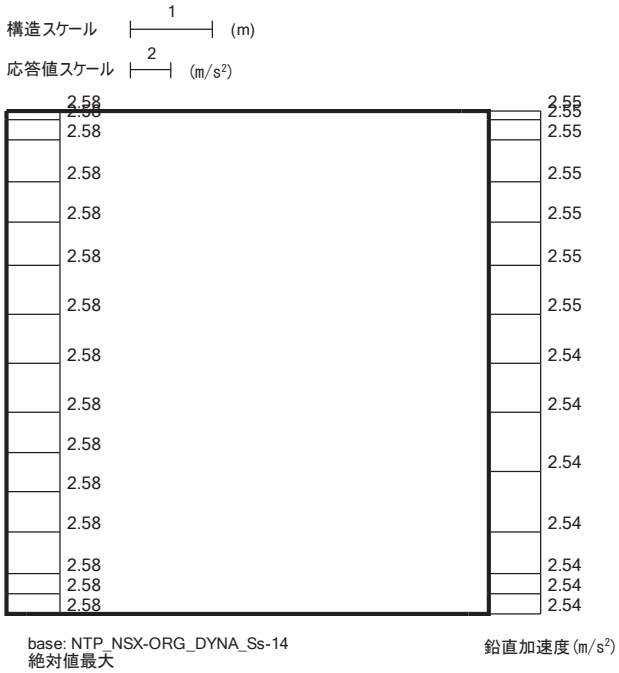


（①－①断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－１３，鉛直）

第 4-1 図　①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース　最大加速度分布図（7/17）

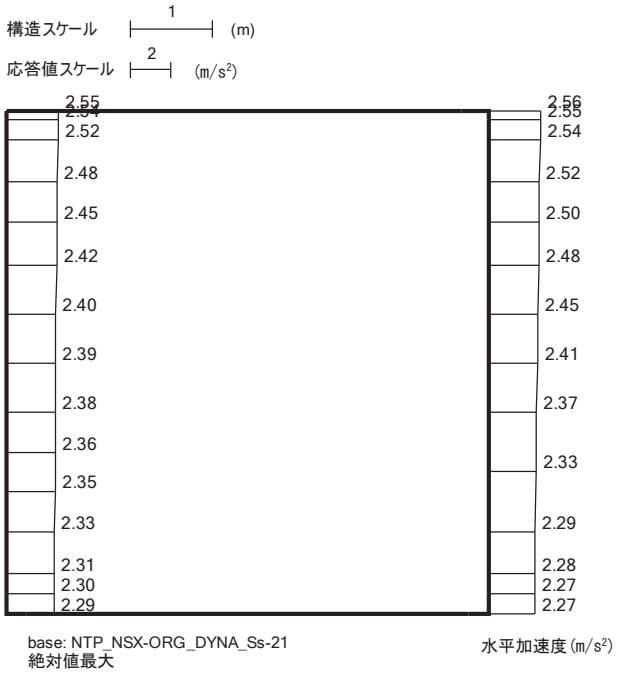


（①－①断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－１４，水平）

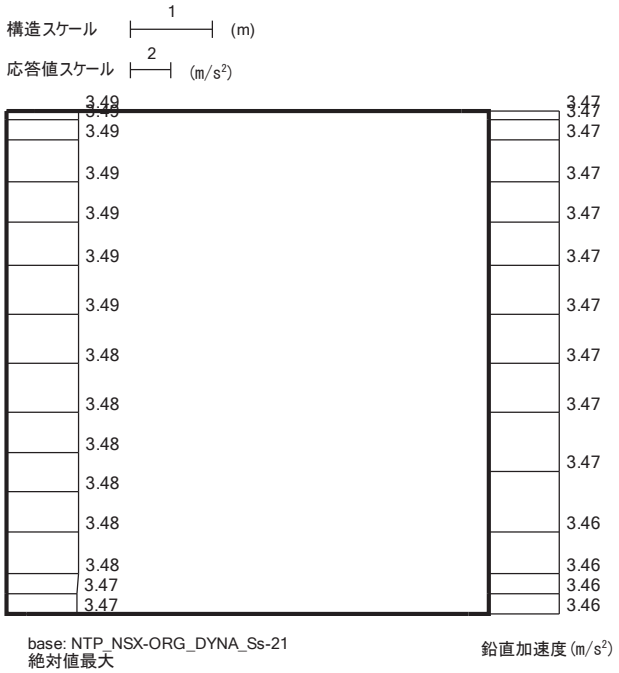


（①－①断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－１４，鉛直）

第 4-1 図　①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース　最大加速度分布図（8/17）

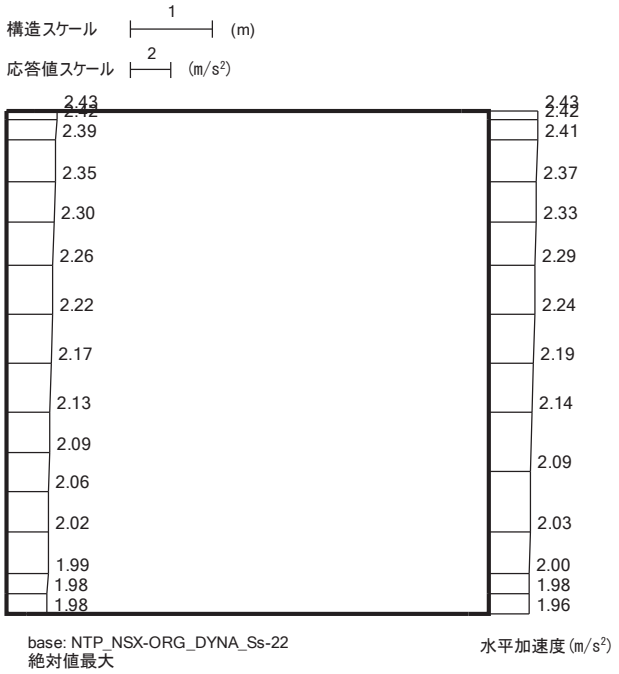


（①－①断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－２１，水平）

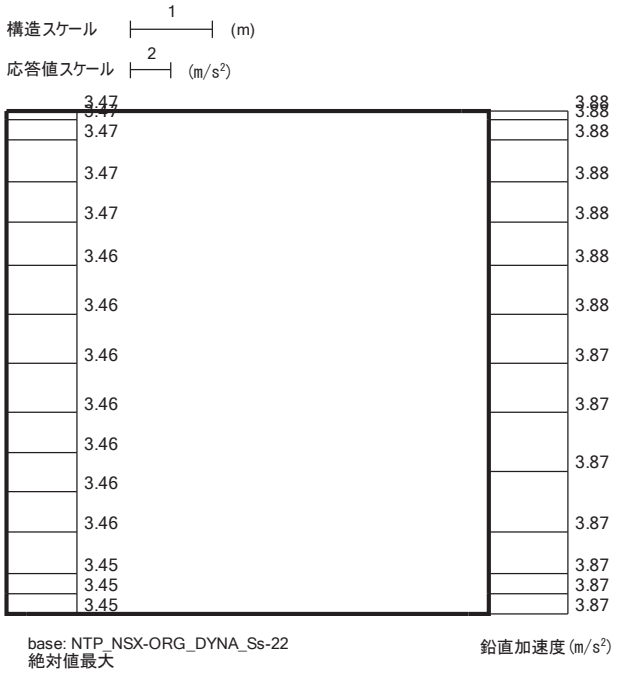


（①－①断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－２１，鉛直）

第 4-1 図　①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース　最大加速度分布図（9/17）

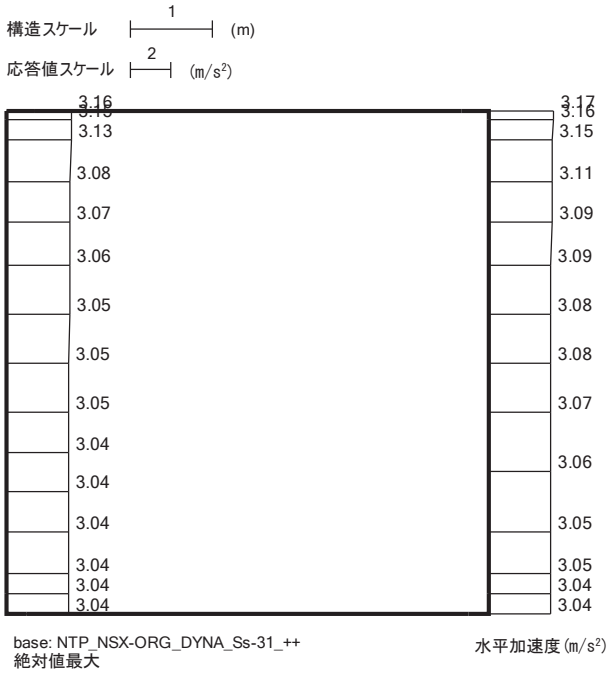


（①－①断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－２２，水平）

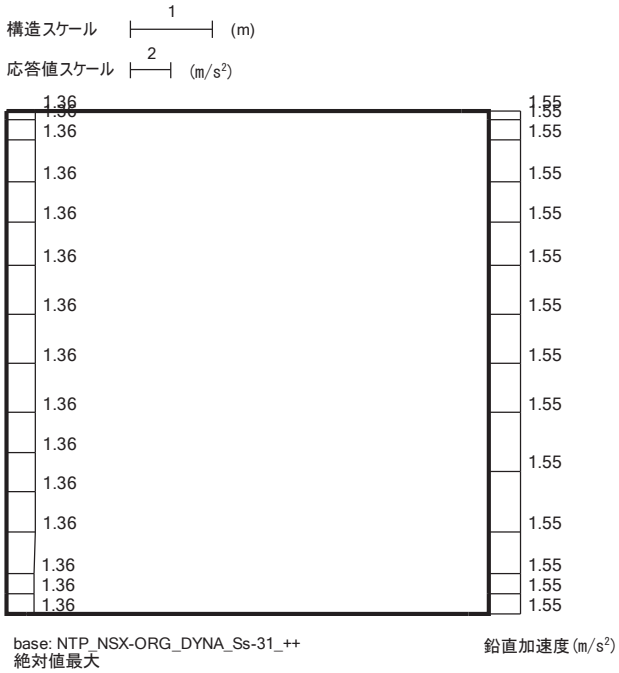


（①－①断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－２２，鉛直）

第 4-1 図　①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース　最大加速度分布図（10/17）

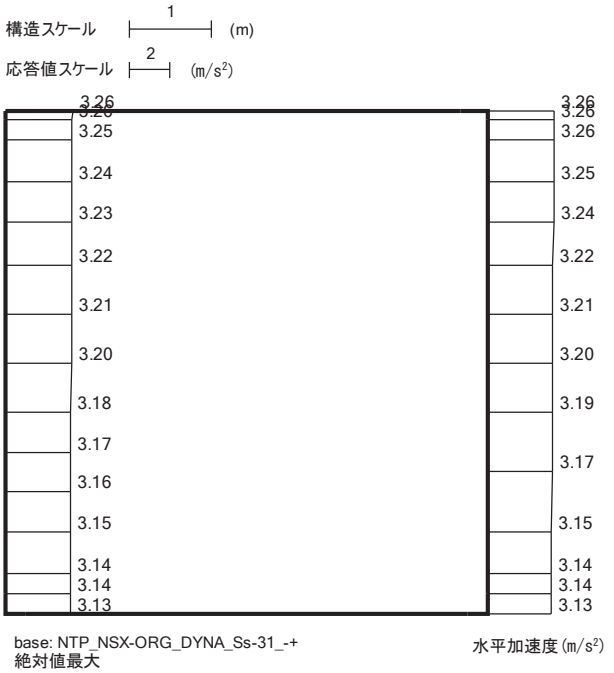


（①－①断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－３１（Ｈ＋，Ｖ＋），水平）

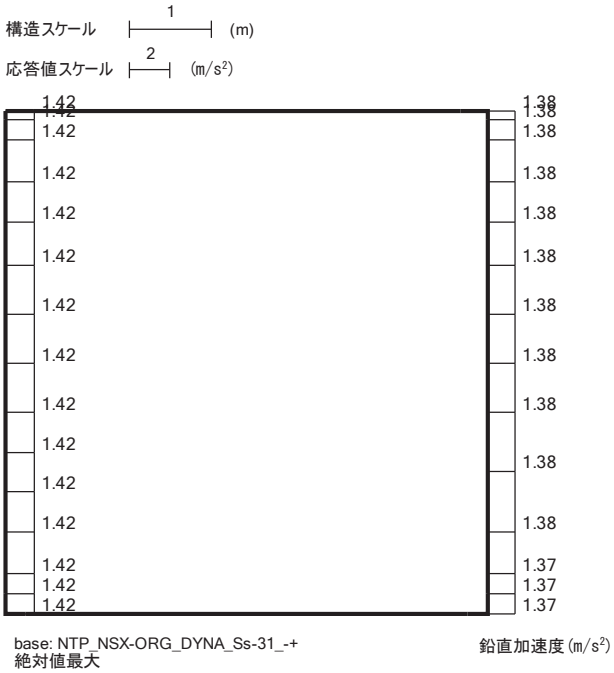


（①－①断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－３１（Ｈ＋，Ｖ＋），鉛直）

第 4-1 図　①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース　最大加速度分布図（11/17）

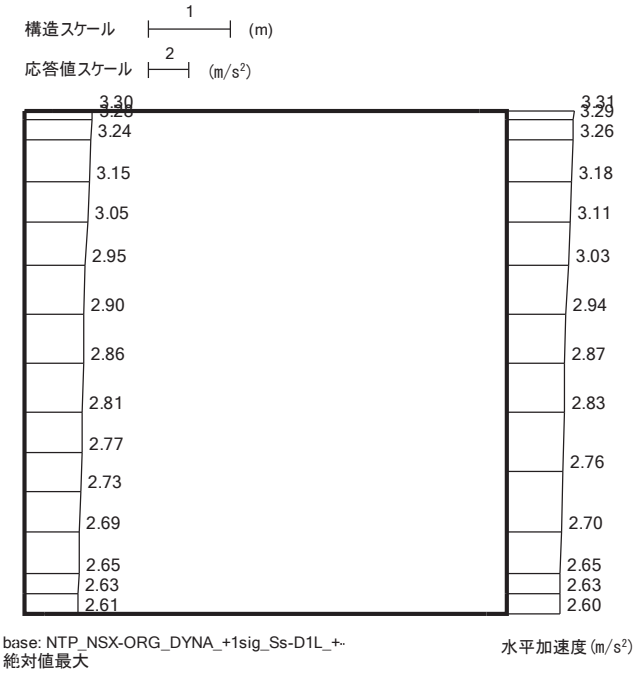


（①－①断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－３１（Ｈ－，Ｖ＋），水平）

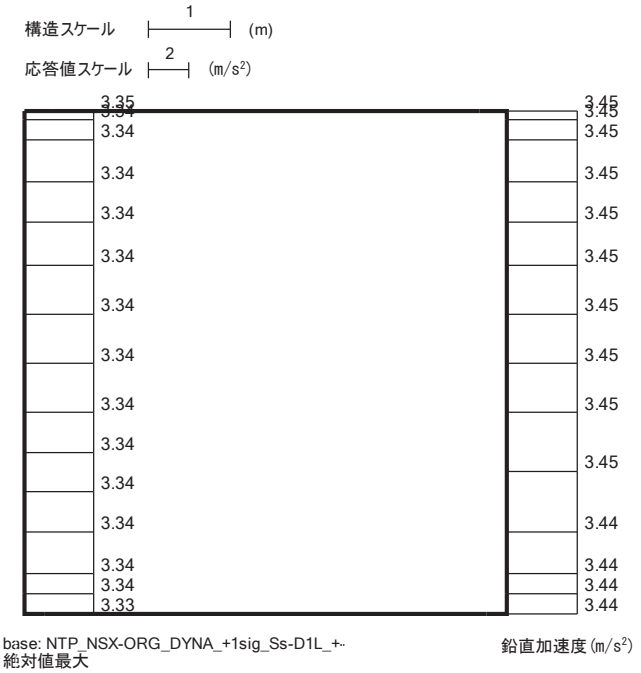


（①－①断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－３１（Ｈ－，Ｖ＋），鉛直）

第 4-1 図　①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース　最大加速度分布図（12/17）

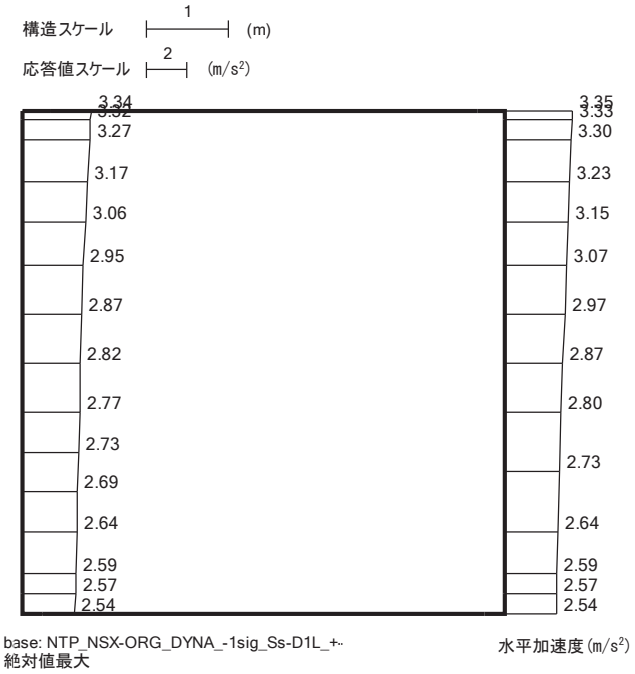


（①－①断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－），水平）

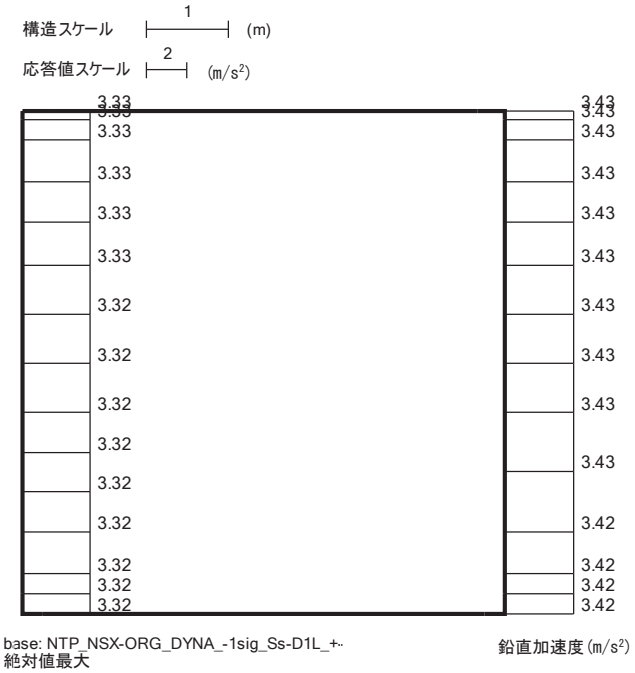


（①－①断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－），鉛直）

第 4-1 図　②地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース　最大加速度分布（13/17）

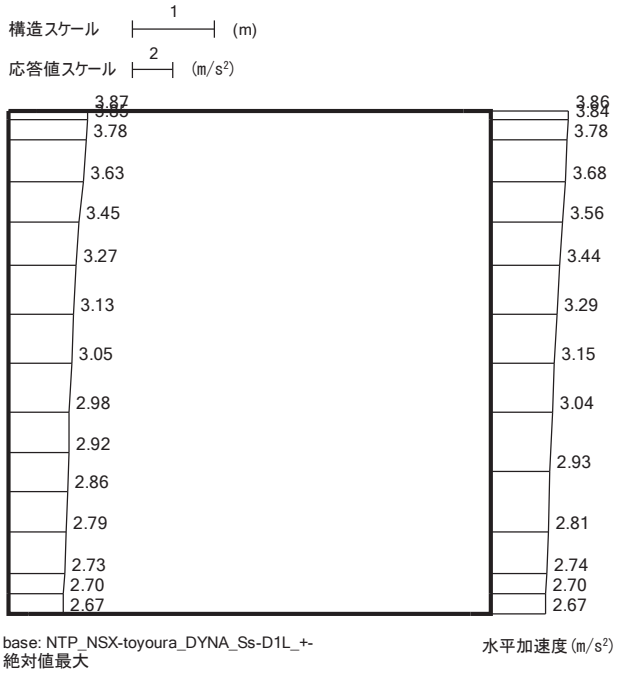


（①－①断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－），水平）

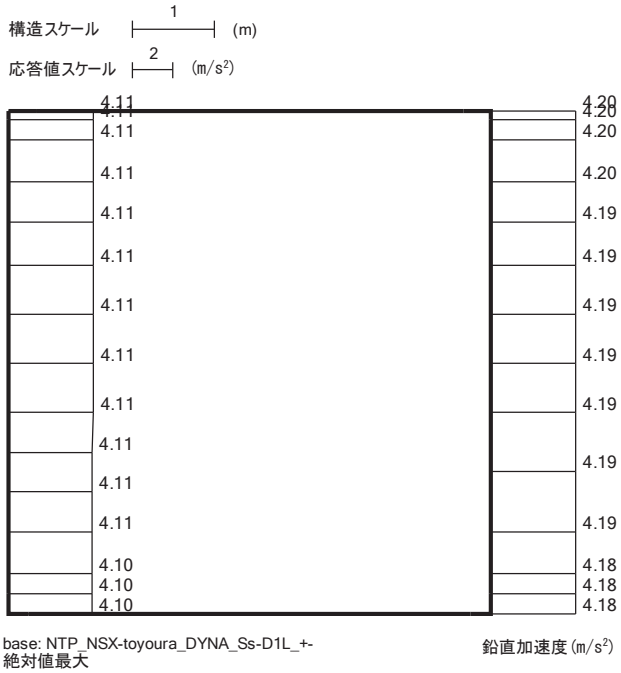


（①－①断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－），鉛直）

第 4-1 図　③地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース　最大加速度分布（14/17）

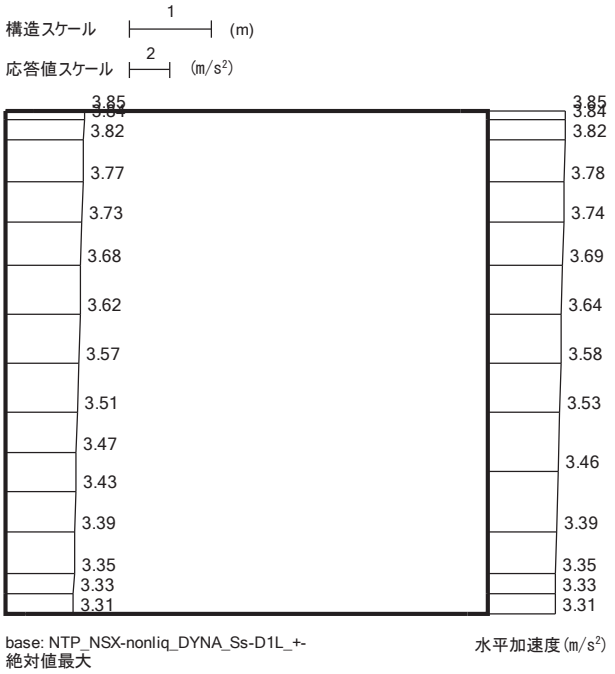


（①－①断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－），水平）

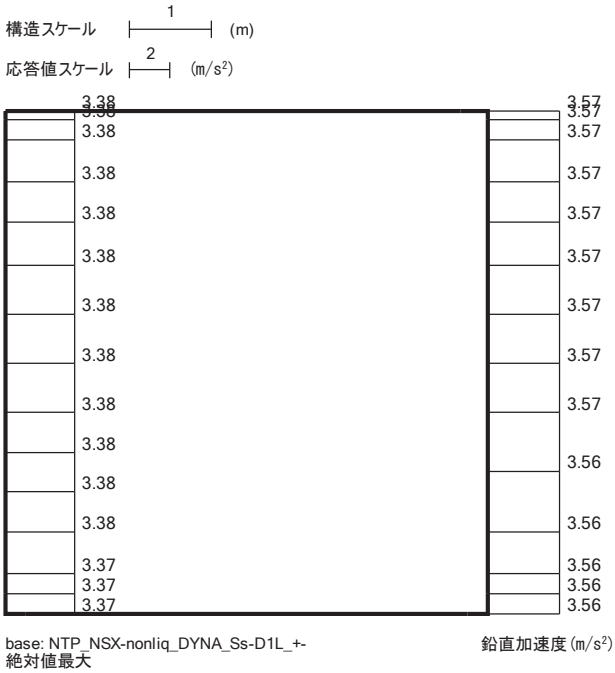


（①－①断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－），鉛直）

第 4-1 図　④敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース　最大加速度分（15/17）

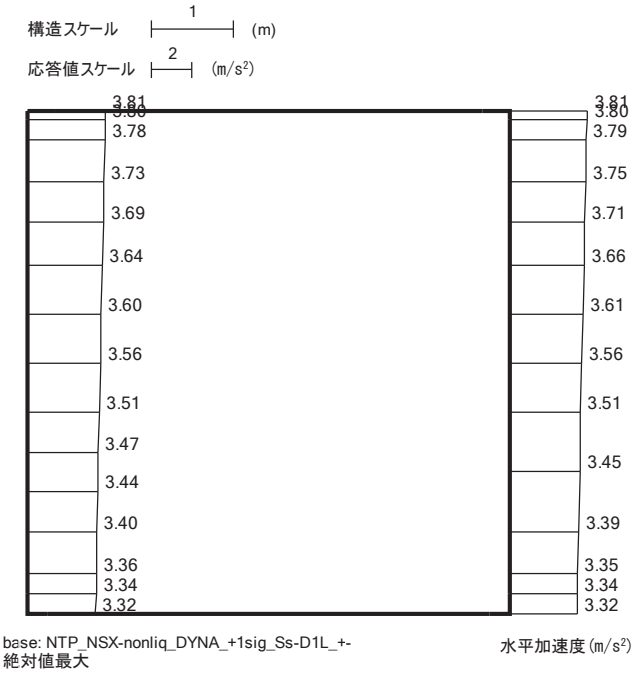


（①－①断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－），水平）

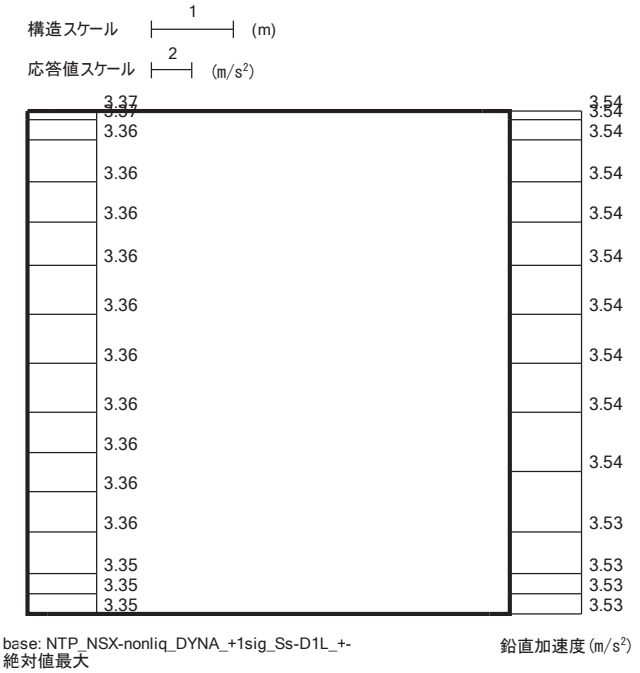


（①－①断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－），鉛直）

第 4-1 図　⑤原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース　最大加速度分布（16/17）

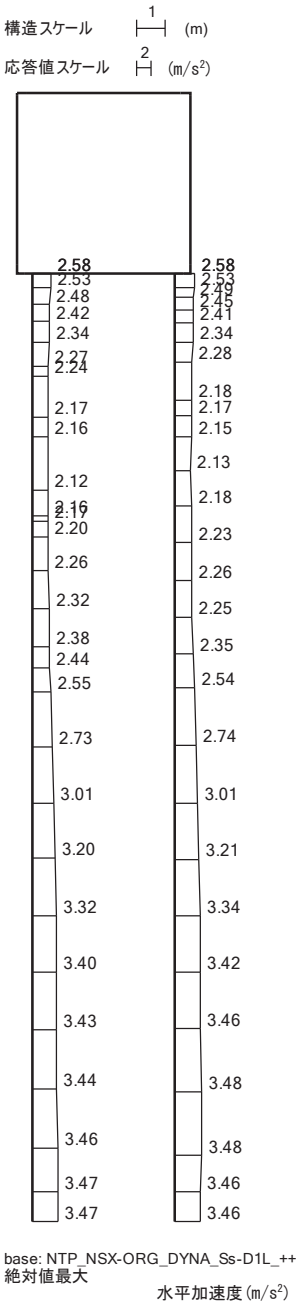


（①－①断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－），水平）

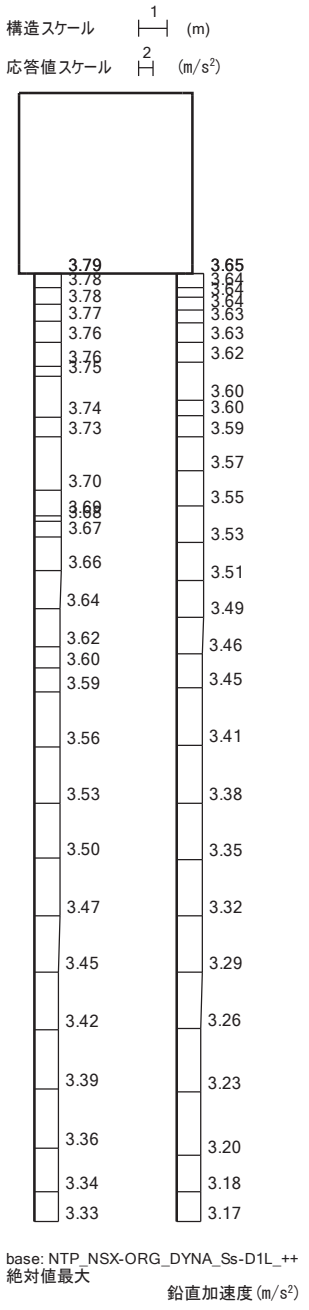


（①－①断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－），鉛直）

第 4-1 図　⑥地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
最大加速度分布（17/17）

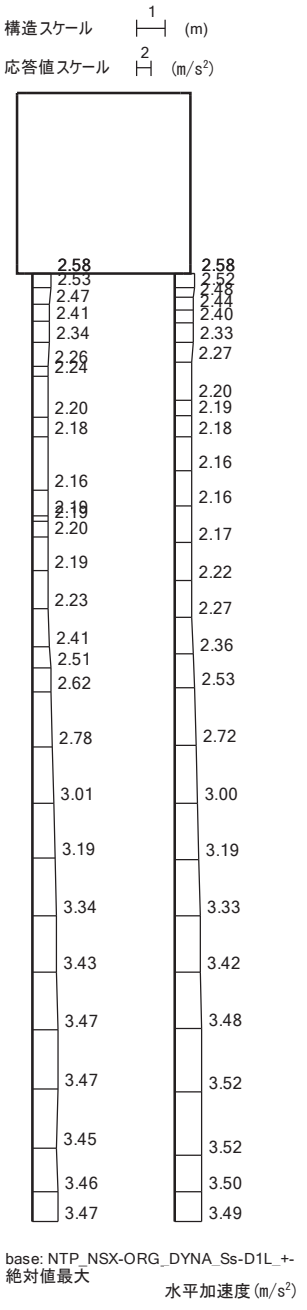


（①－①断面，鋼管杭，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋），水平）

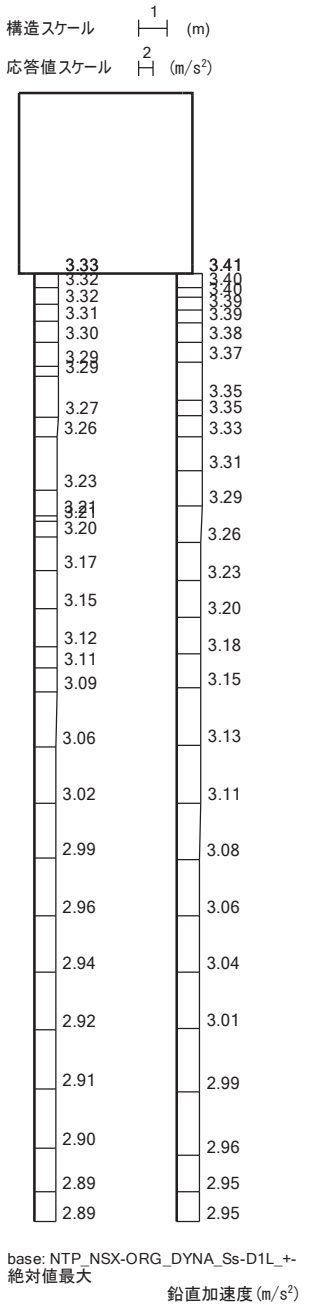


（①－①断面，鋼管杭，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋），鉛直）

第 4-2 図　①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース　最大加速度分布図（1/17）

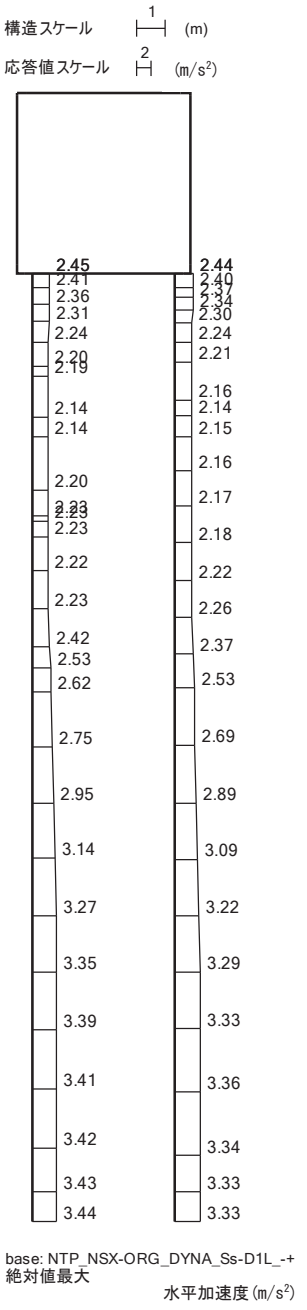


（①－①断面，鋼管杭，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－），水平）

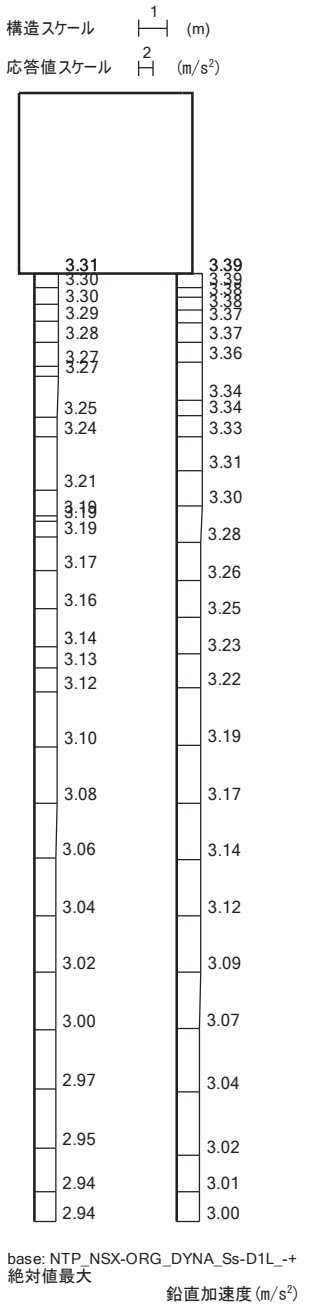


（①－①断面，鋼管杭，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－），鉛直）

第 4-2 図　①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース　最大加速度分布図（2/17）

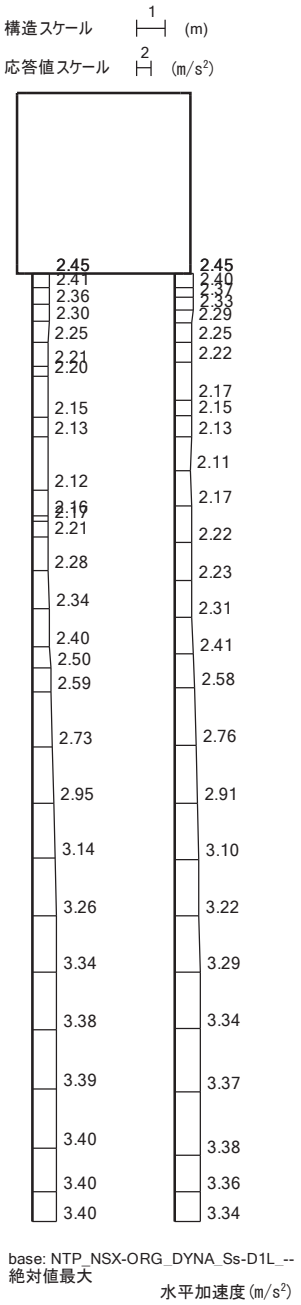


（①－①断面，鋼管杭，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋），水平）

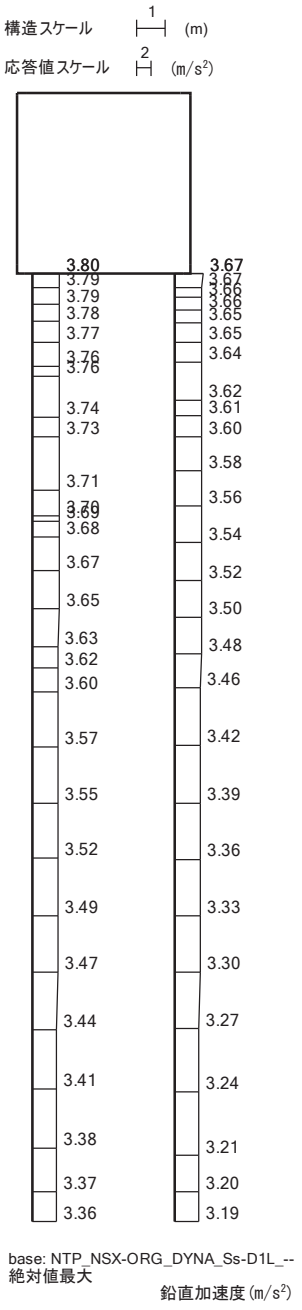


（①－①断面，鋼管杭，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋），鉛直）

第 4-2 図　①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース　最大加速度分布図（3/17）

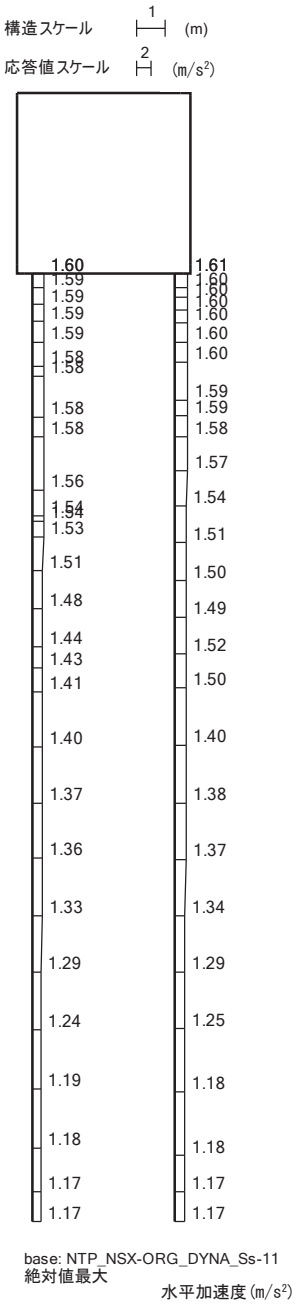


（①－①断面，鋼管杭，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－），水平）

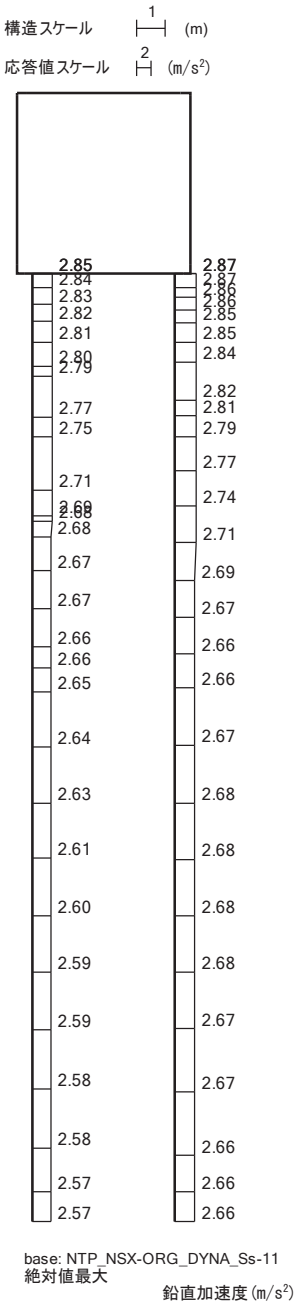


（①－①断面，鋼管杭，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－），鉛直）

第 4-2 図　①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース　最大加速度分布図（4/17）

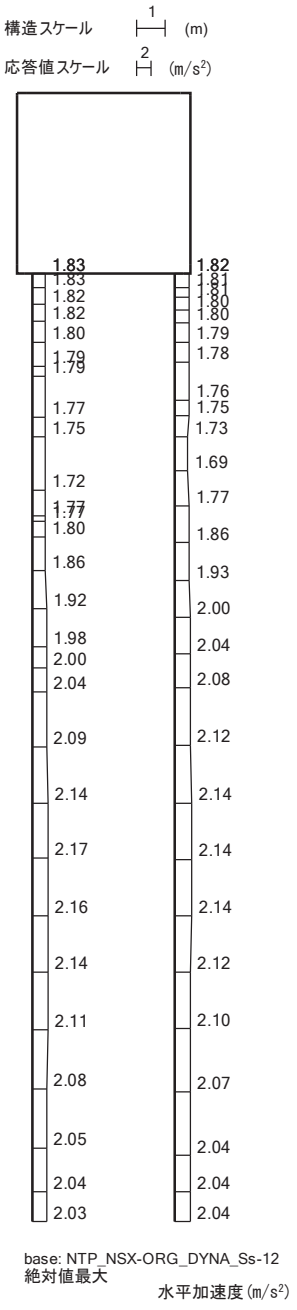


（①－①断面，鋼管杭，Ｓｓ－１１，水平）

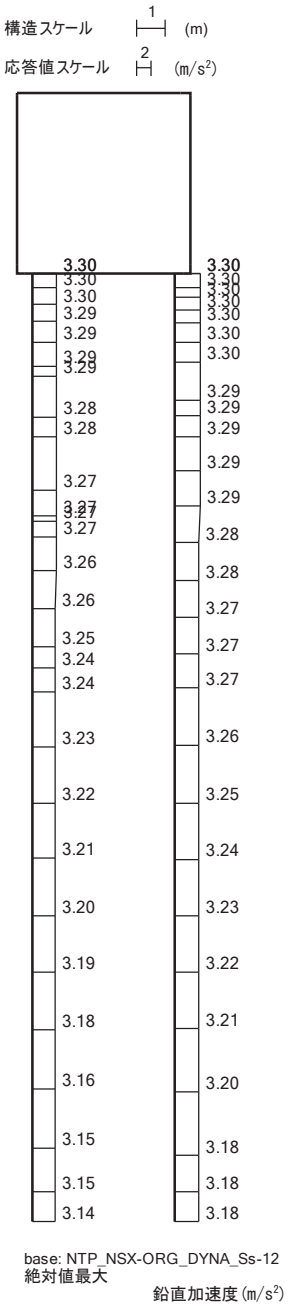


（①－①断面，鋼管杭，Ｓｓ－１１，鉛直）

第 4-2 図　①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース　最大加速度分布図（5/17）

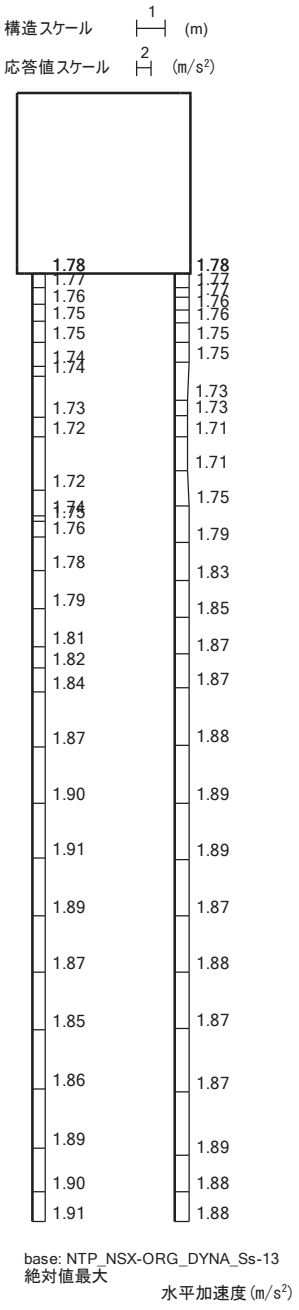


（①－①断面，鋼管杭，Ｓｓ－１２，水平）

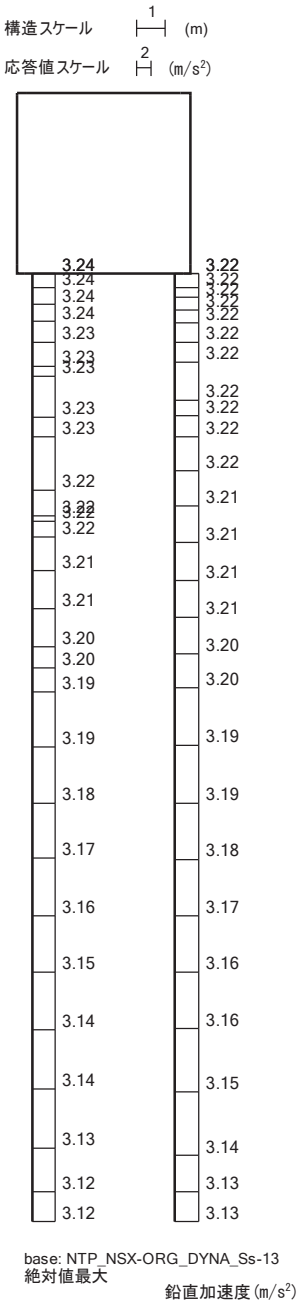


（①－①断面，鋼管杭，Ｓｓ－１２，鉛直）

第 4-2 図　①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース　最大加速度分布図（6/17）

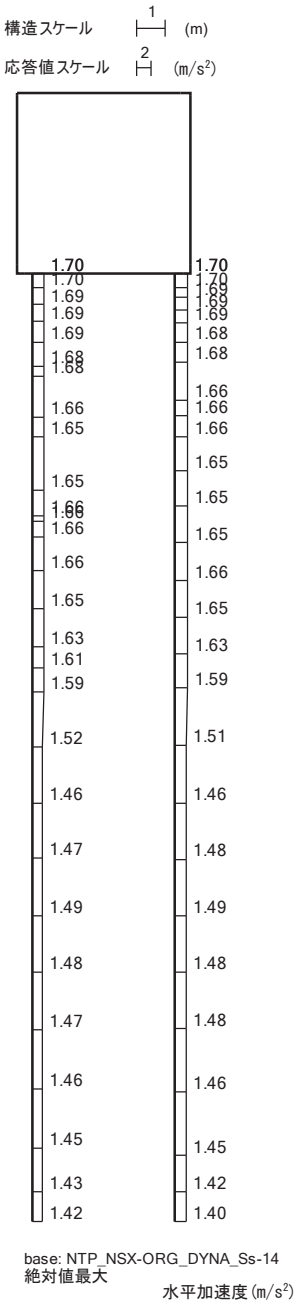


（①－①断面，鋼管杭，Ｓ$_s$－１３，水平）

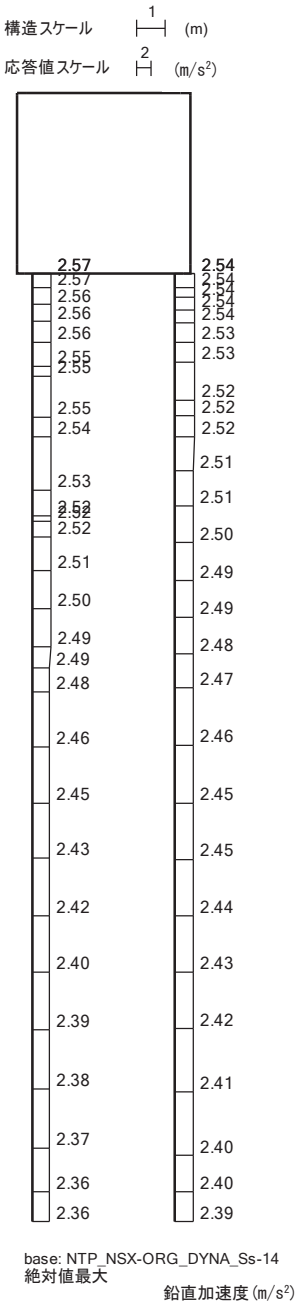


（①－①断面，鋼管杭，Ｓｓ－１３，鉛直）

第 4-2 図　①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース　最大加速度分布図（7/17）

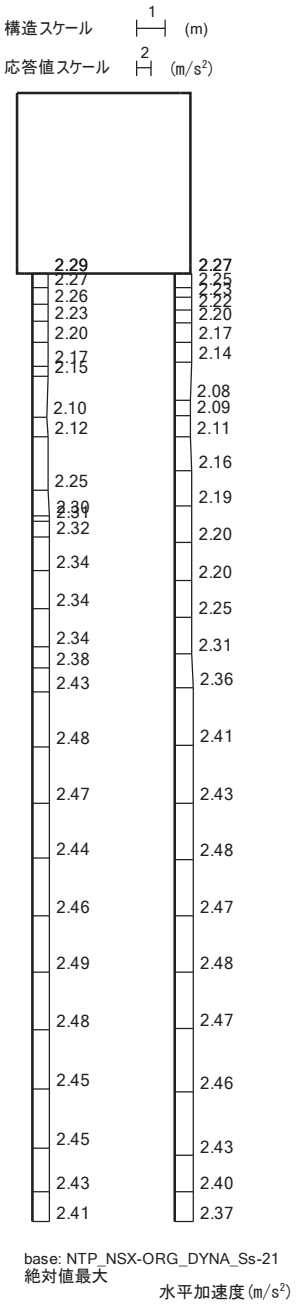


（①－①断面，鋼管杭，Ｓｓ－１４，水平）

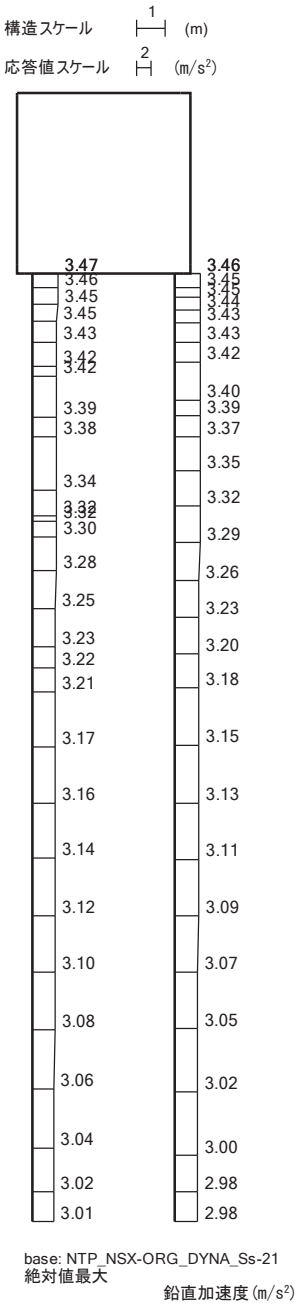


（①－①断面，鋼管杭，Ｓｓ－１４，鉛直）

第 4-2 図　①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース　最大加速度分布図（8/17）

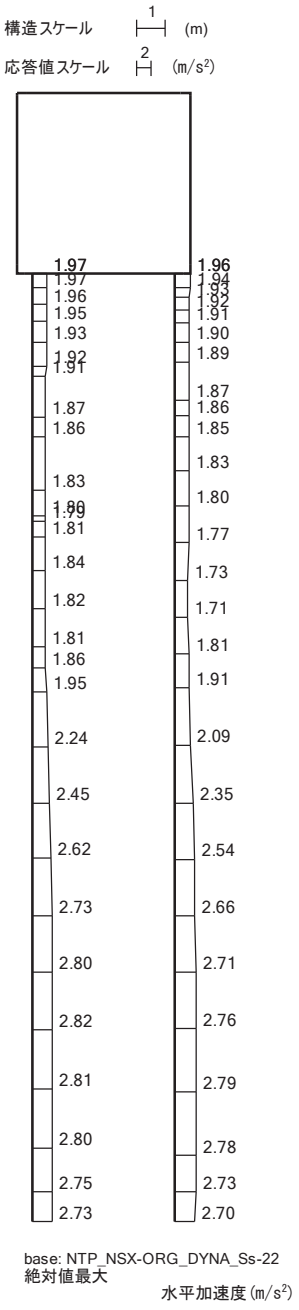


（①－①断面，鋼管杭，Ｓ$_s$－２１，水平）

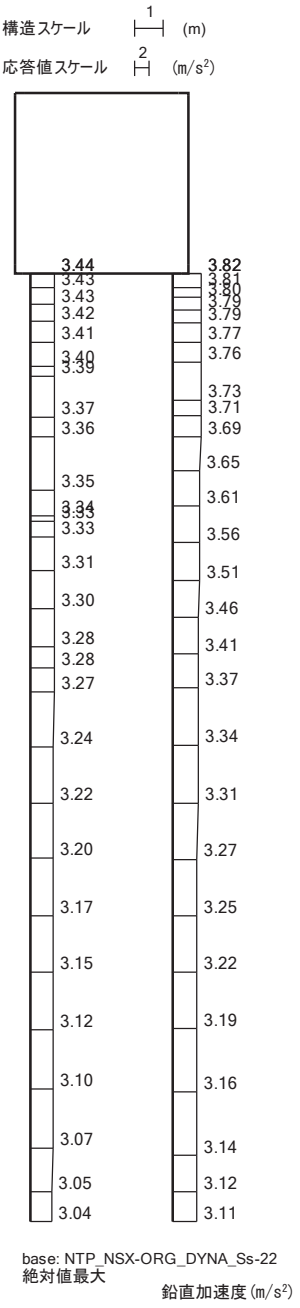


（①－①断面，鋼管杭，Ｓｓ－２１，鉛直）

第 4-2 図　①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース　最大加速度分布図（9/17）

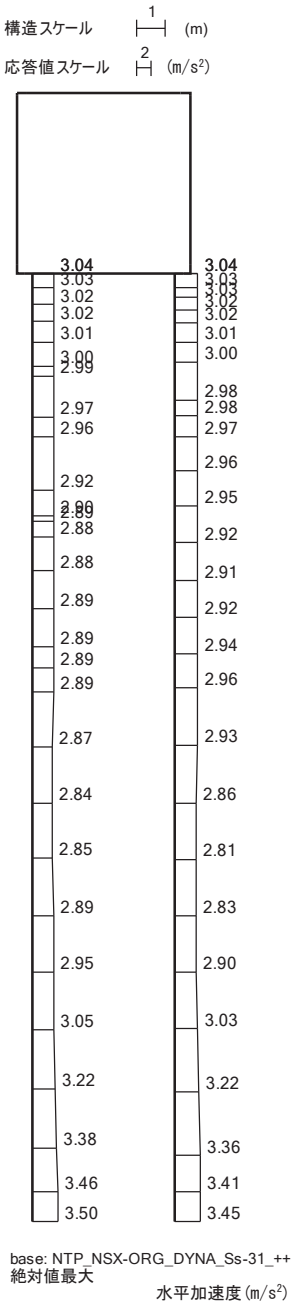


（①－①断面，鋼管杭，Ｓｓ－２２，水平）

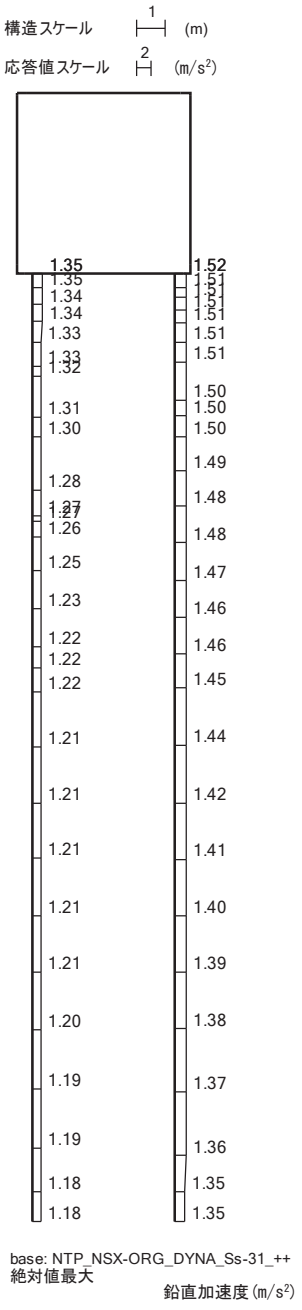


（①－①断面，鋼管杭，Ｓｓ－２２，鉛直）

第 4-2 図　①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース　最大加速度分布図（10/17）

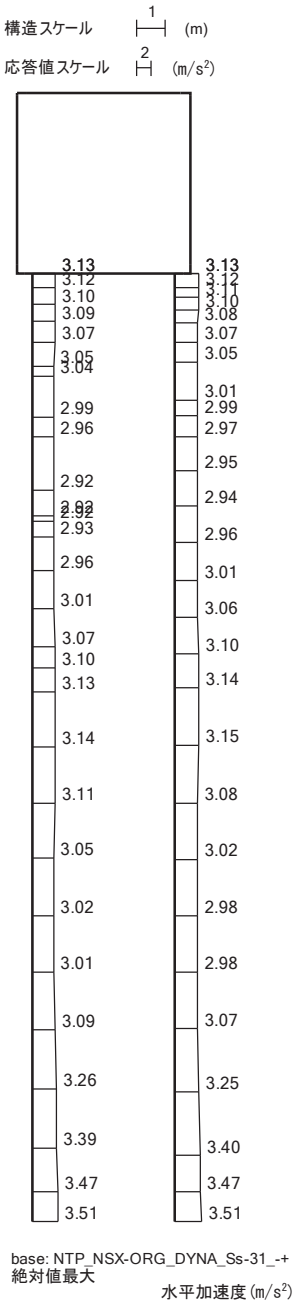


（①－①断面，鋼管杭，Ｓｓ－３１（Ｈ＋，Ｖ＋），水平）

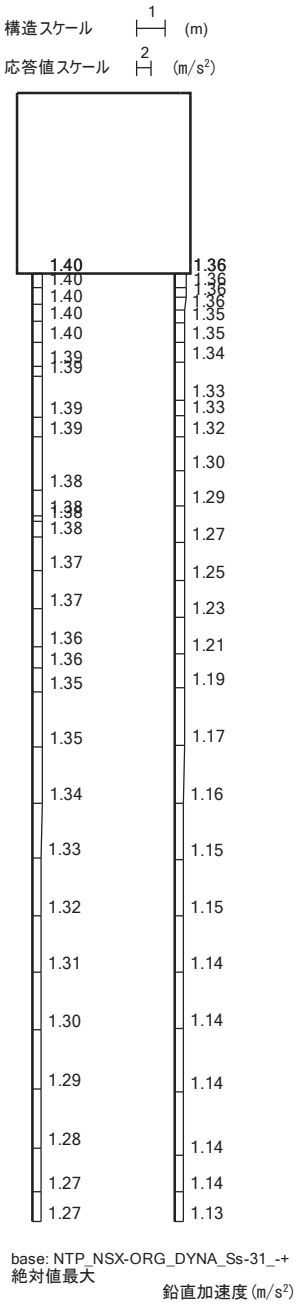


（①－①断面，鋼管杭，Ｓｓ－３１（Ｈ＋，Ｖ＋），鉛直）

第 4-2 図　①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース　最大加速度分布図（11/17）

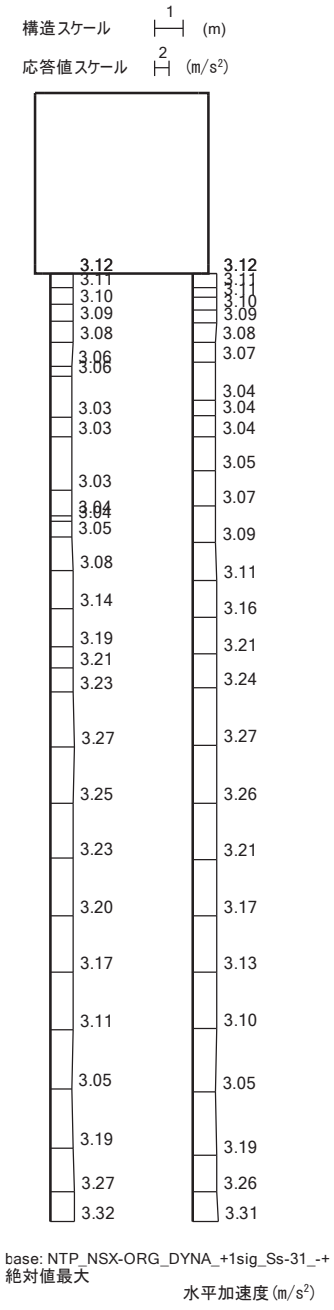


（①－①断面，鋼管杭，Ｓｓ－３１（Ｈ－，Ｖ＋），水平）

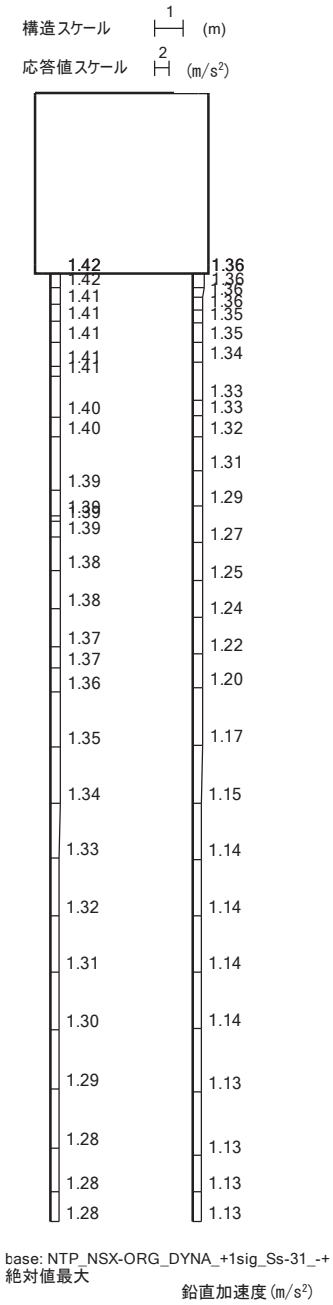


（①－①断面，鋼管杭，Ｓｓ－３１（Ｈ－，Ｖ＋），鉛直）

第 4-2 図　①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース　最大加速度分布図（12/17）

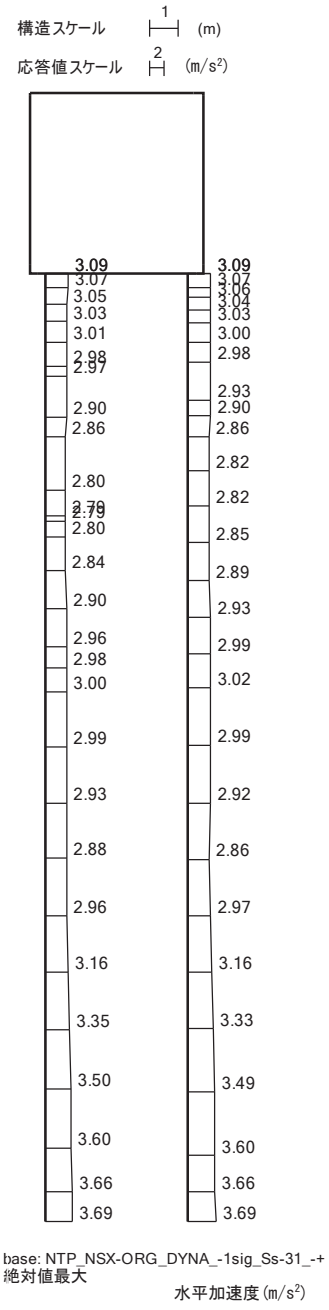


（①－①断面，鋼管杭，Ｓｓ－３１（Ｈ－，Ｖ＋），水平）

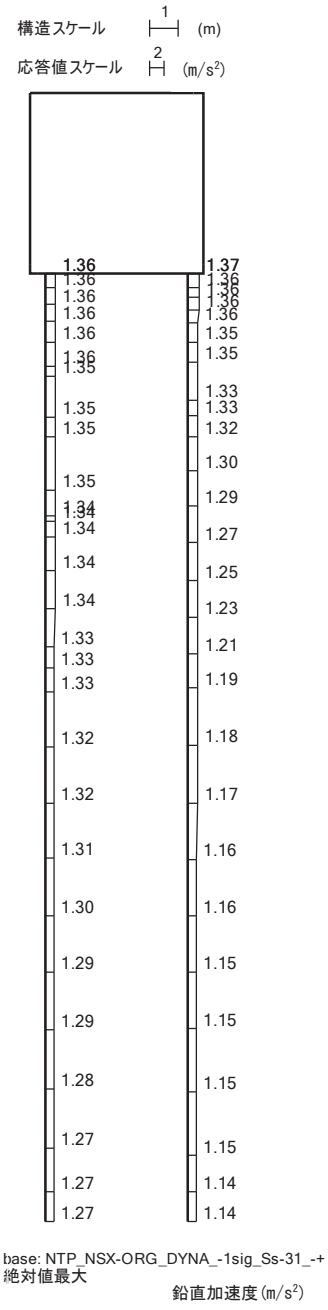


（①－①断面，鋼管杭，Ｓｓ－３１（Ｈ－，Ｖ＋），鉛直）

第 4-2 図　②地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース　最大加速度分布（13/17）

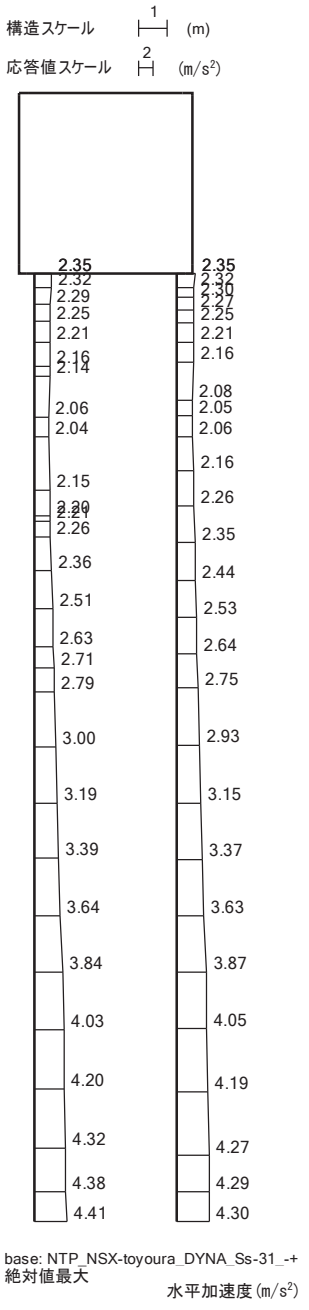


（①－①断面，鋼管杭，Ｓｓ－３１（Ｈ－，Ｖ＋），水平）

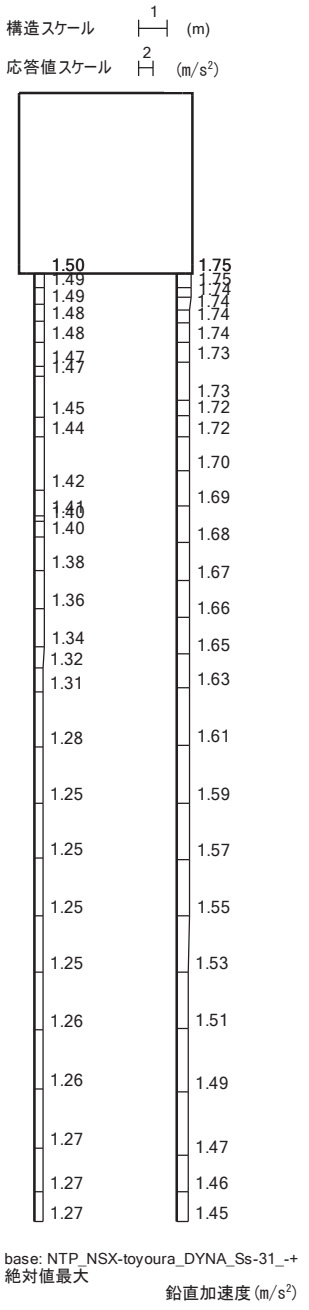


（①－①断面，鋼管杭，Ｓｓ－３１（Ｈ－，Ｖ＋），鉛直）

第 4-2 図　③地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース　最大加速度分布（14/17）

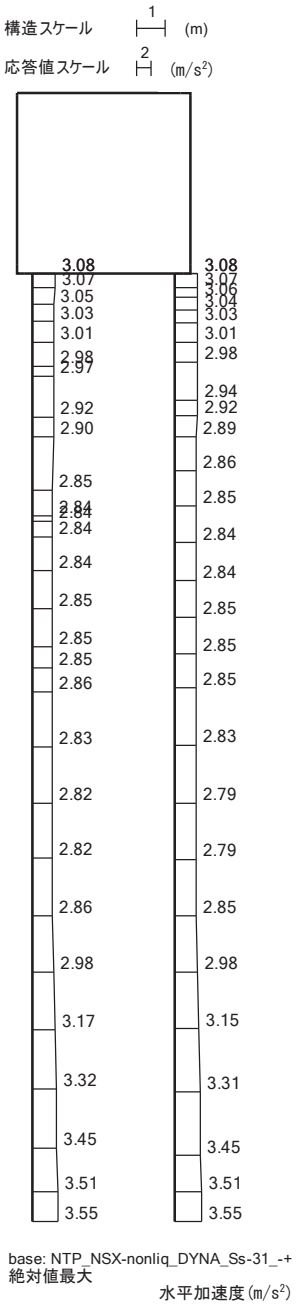


（①－①断面，鋼管杭，Ｓｓ－３１（Ｈ－，Ｖ＋），水平）

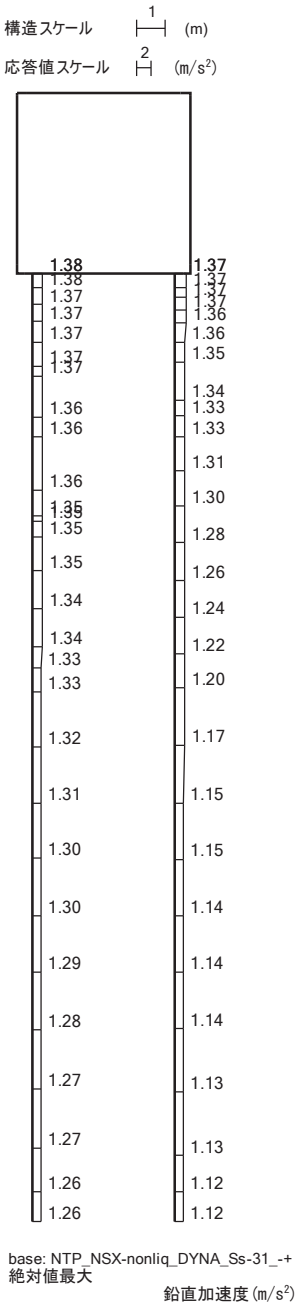


（①－①断面，鋼管杭，Ｓｓ－３１（Ｈ－，Ｖ＋），鉛直）

第 4-2 図　④敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース　最大加速度分（15/17）

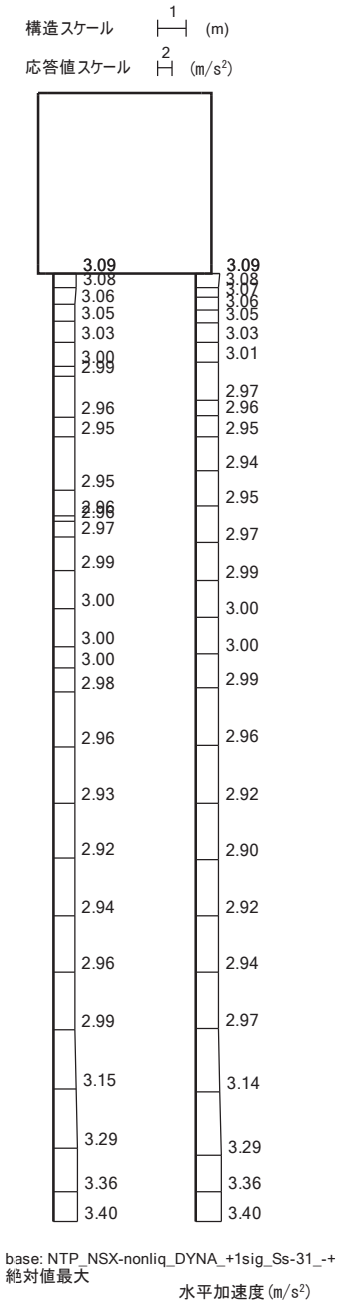


（①－①断面，鋼管杭，Ｓｓ－３１（Ｈ－，Ｖ＋），水平）

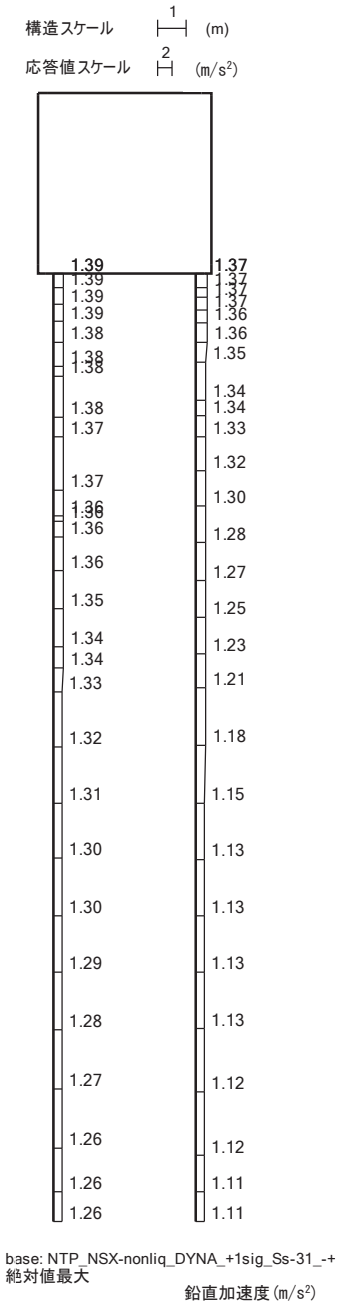


（①－①断面，鋼管杭，Ｓｓ－３１（Ｈ－，Ｖ＋），鉛直）

第 4-2 図　⑤原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース　最大加速度分布（16/17）

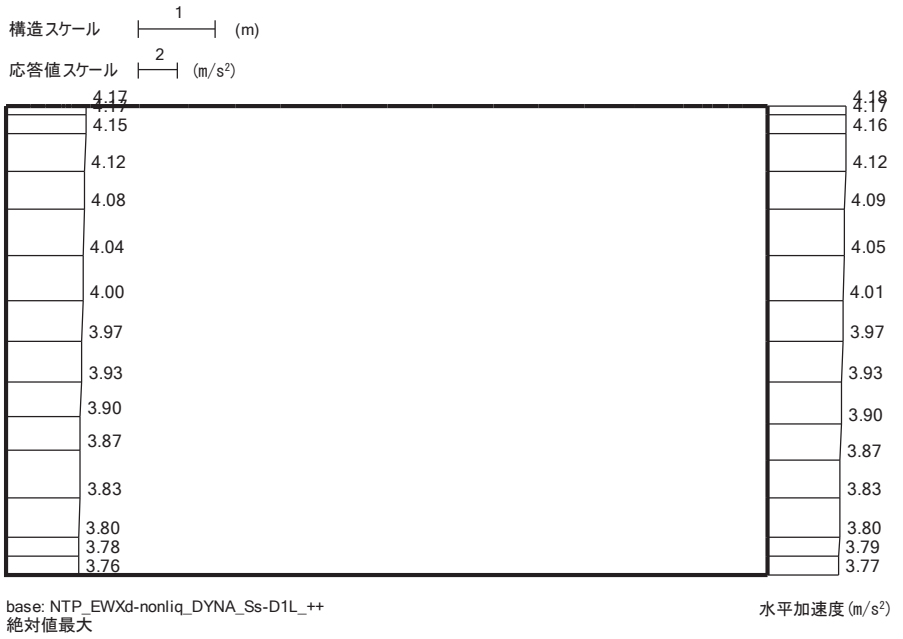


（①－①断面，鋼管杭，Ｓｓ－３１（Ｈ－，Ｖ＋），水平）

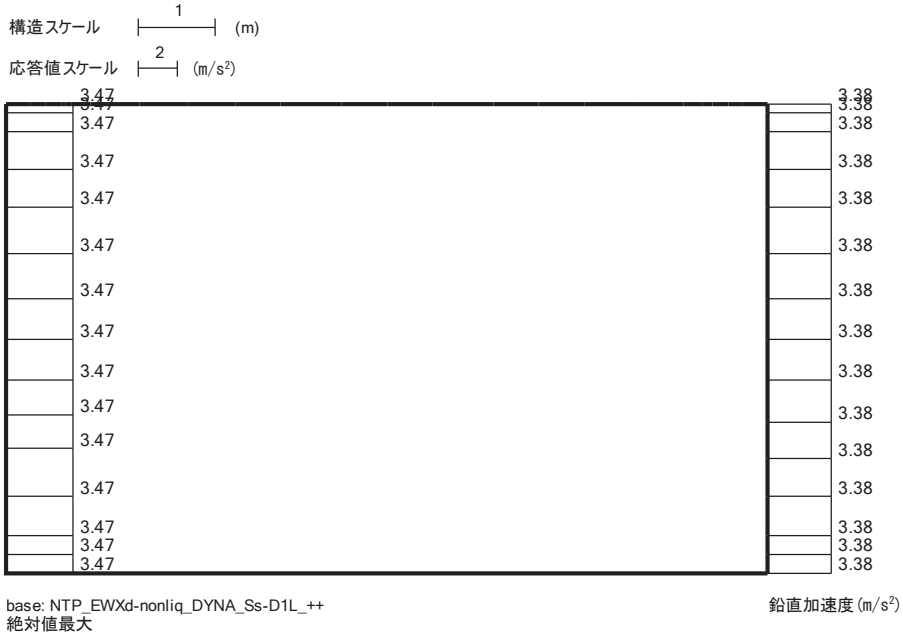


（①－①断面，鋼管杭，Ｓｓ－３１（Ｈ－，Ｖ＋），鉛直）

第 4-2 図　⑥地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
最大加速度分布（17/17）

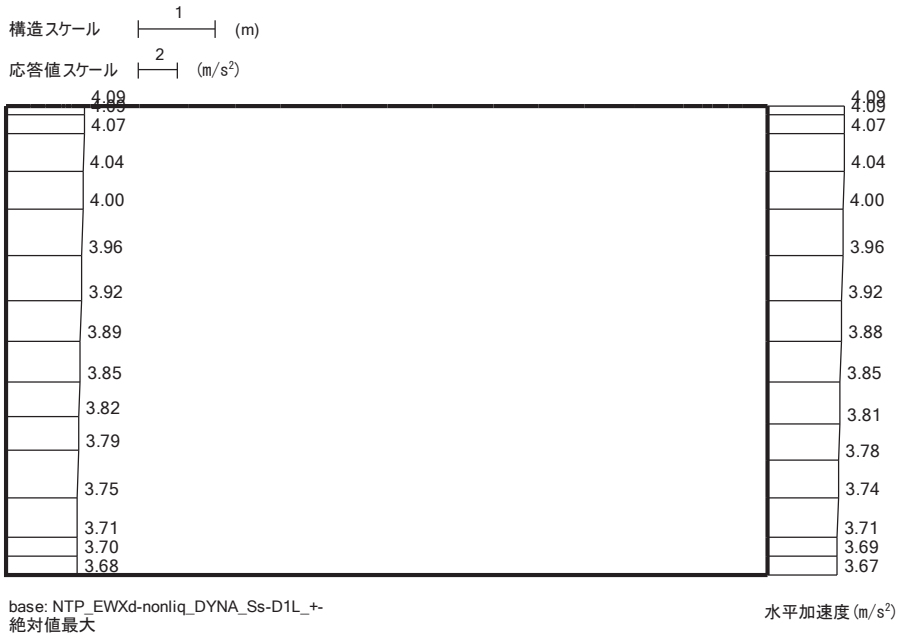


（②－②断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋），水平）

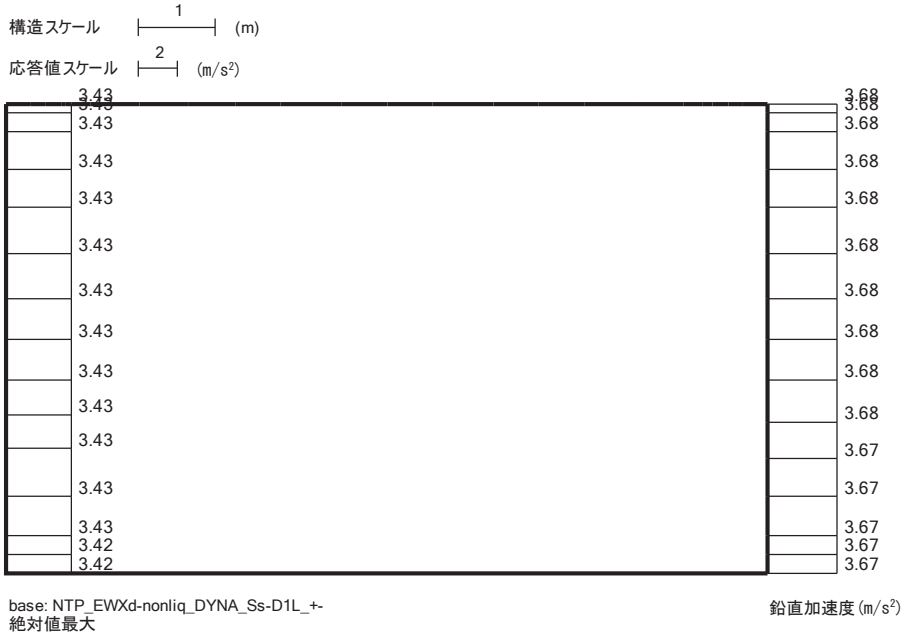


（②－②断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋），鉛直）

第 4-3 図　⑤原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース　最大加速度分布図（1/14）

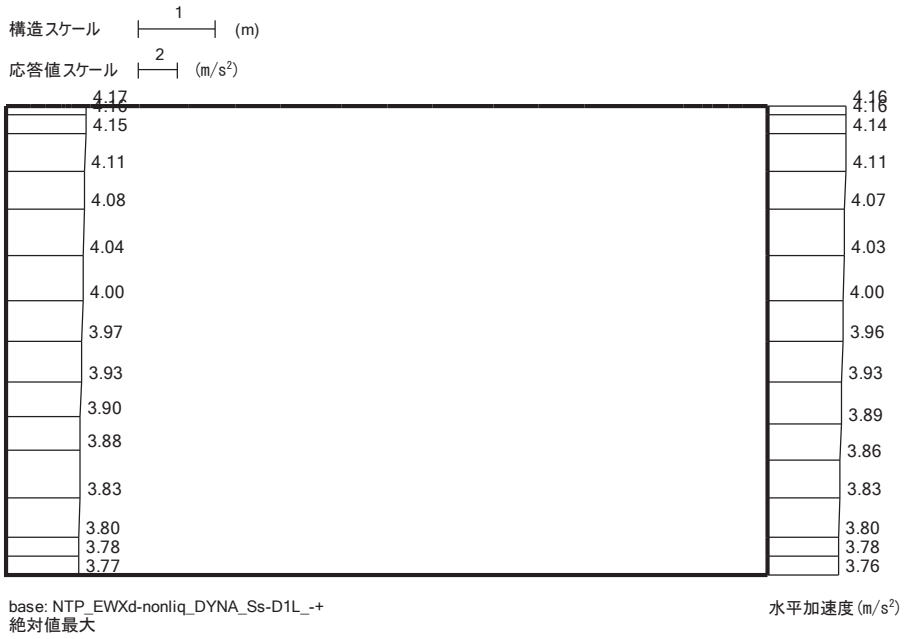


（②－②断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－），水平）

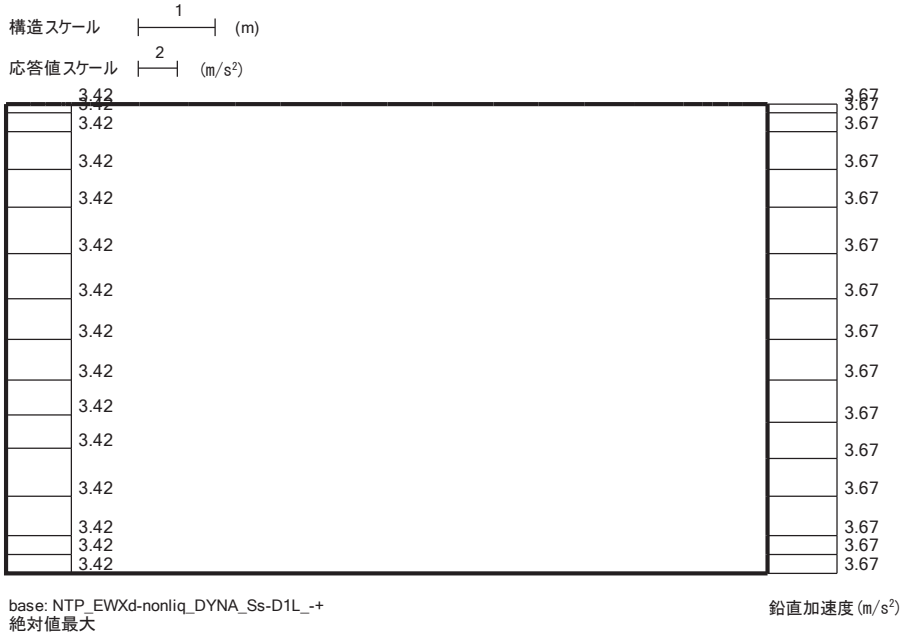


（②－②断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－），鉛直）

第 4-3 図　⑤原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース　最大加速度分布図（2/14）

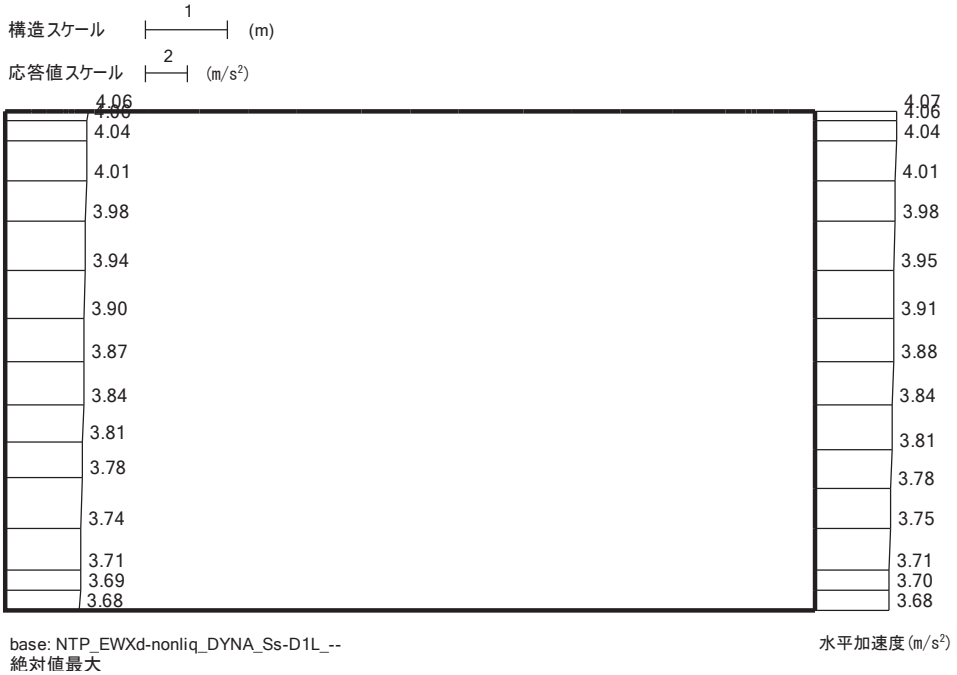


(②－②断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋），水平)

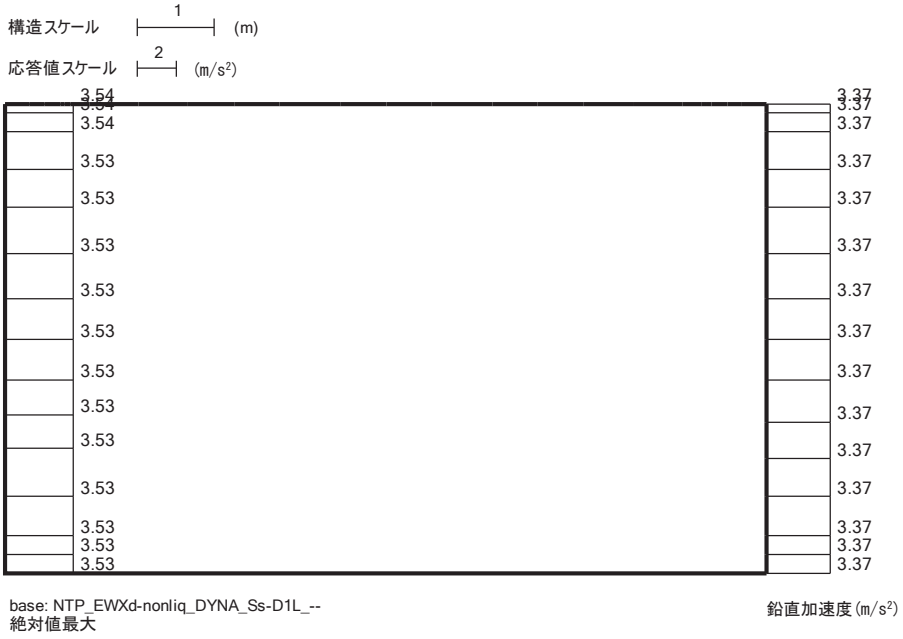


(②－②断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋），鉛直)

第 4-3 図　⑤原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース　最大加速度分布図（3/14）

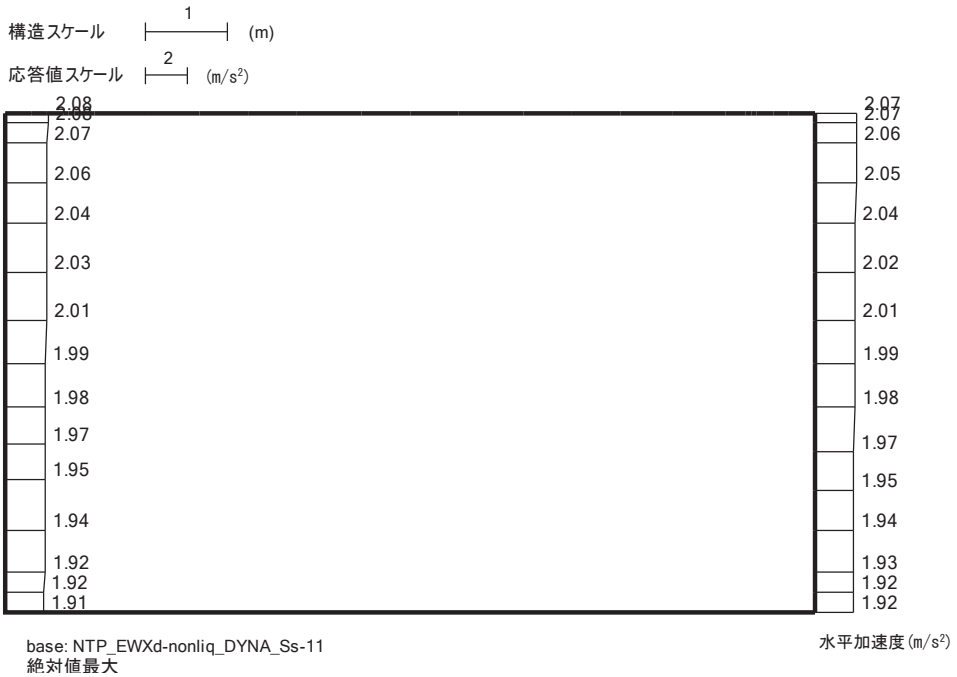


（②－②断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－），水平）

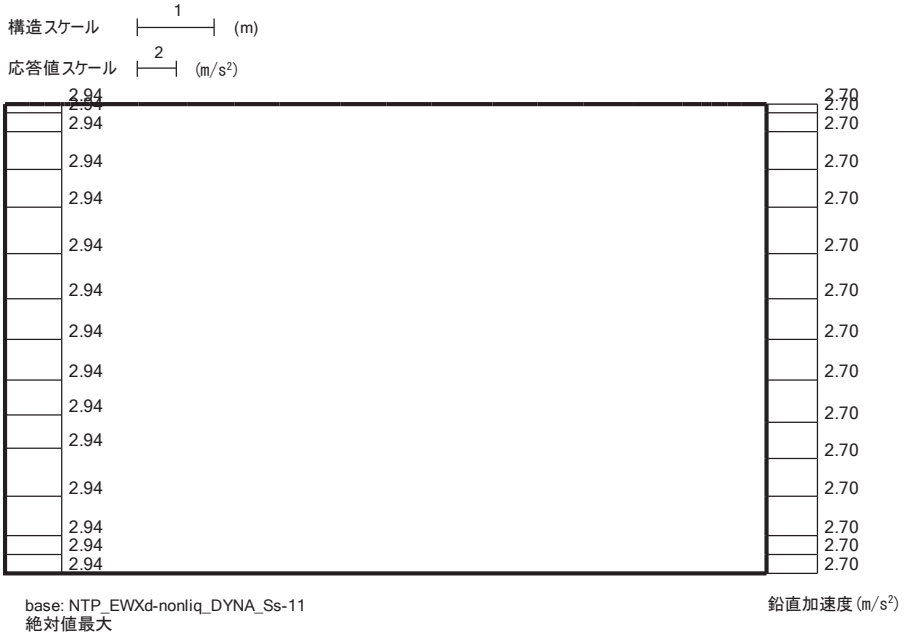


（②－②断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－），鉛直）

第 4-3 図　⑤原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース　最大加速度分布図（4/14）

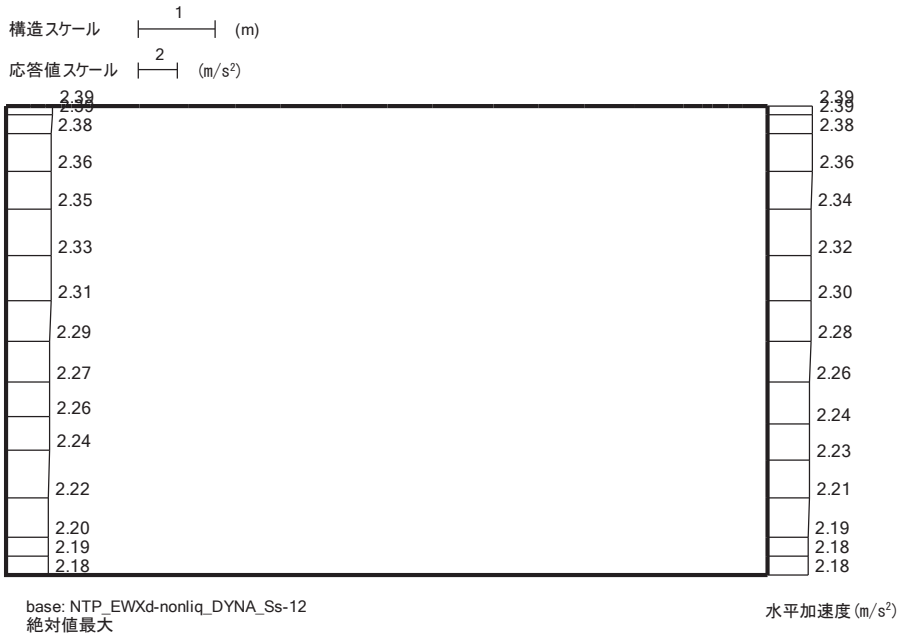


（②－②断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－１１，水平）

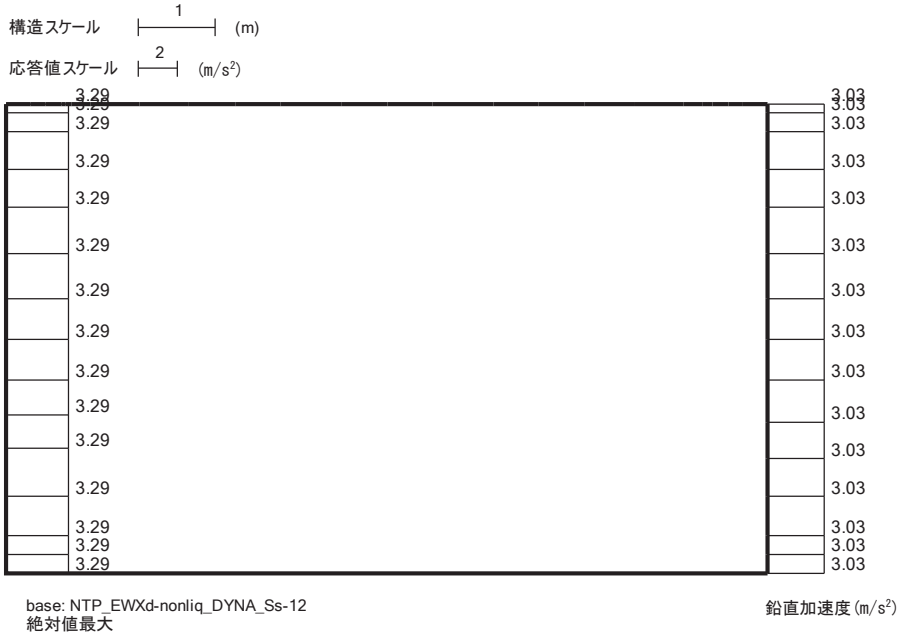


（②－②断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－１１，鉛直）

第 4-3 図　⑤原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース　最大加速度分布図（5/14）

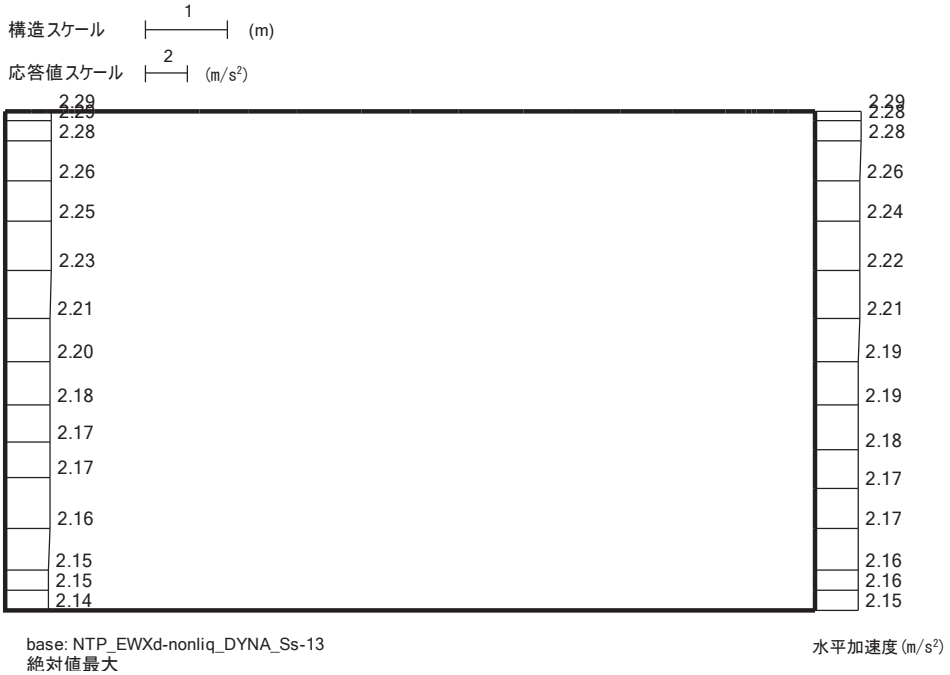


（②－②断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－１２，水平）

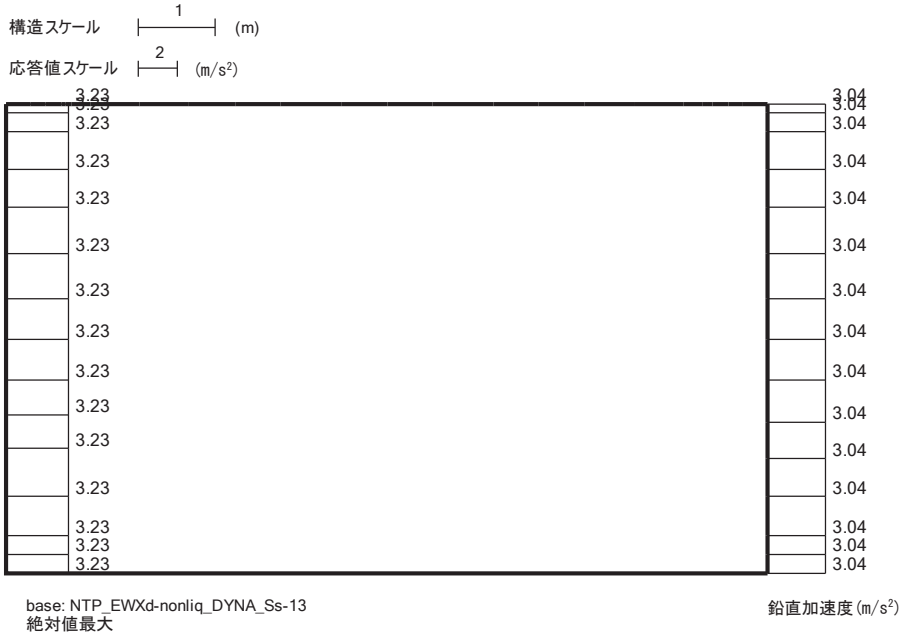


（②－②断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－１２，鉛直）

第 4-3 図　⑤原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース　最大加速度分布図（6/14）

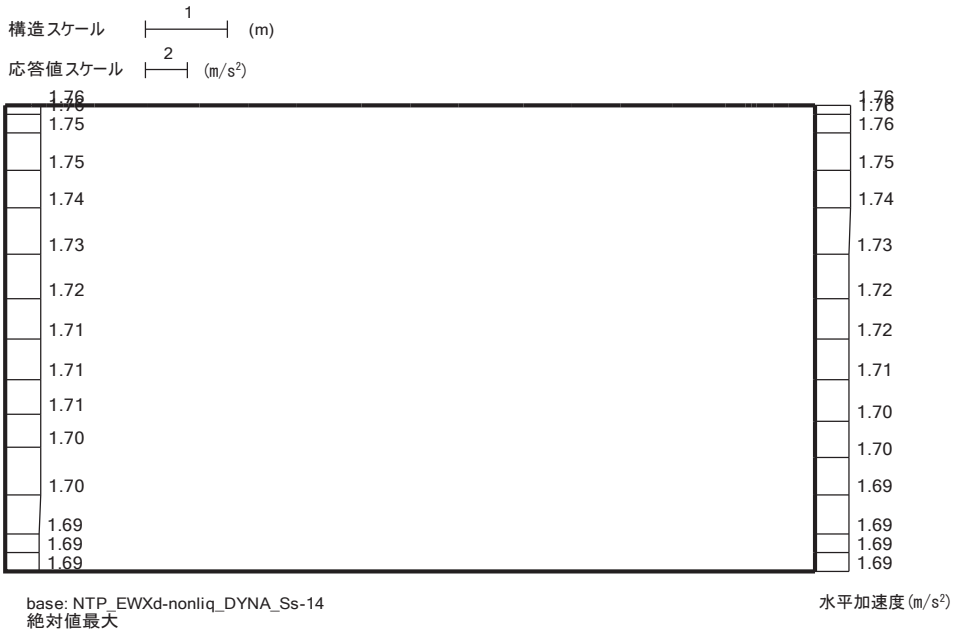


（②－②断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－１３，水平）

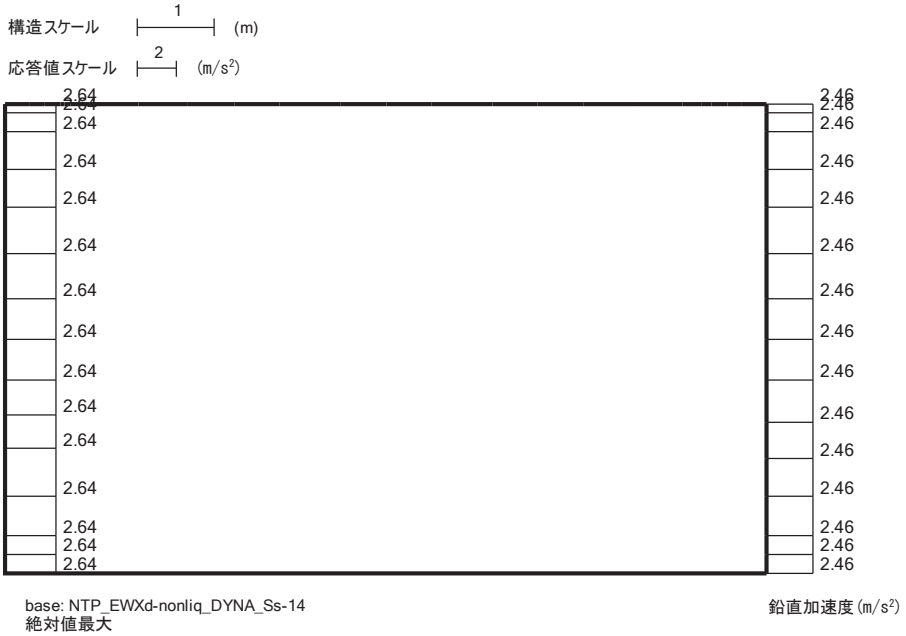


（②－②断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－１３，鉛直）

第 4-3 図　⑤原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース　最大加速度分布図（7/14）

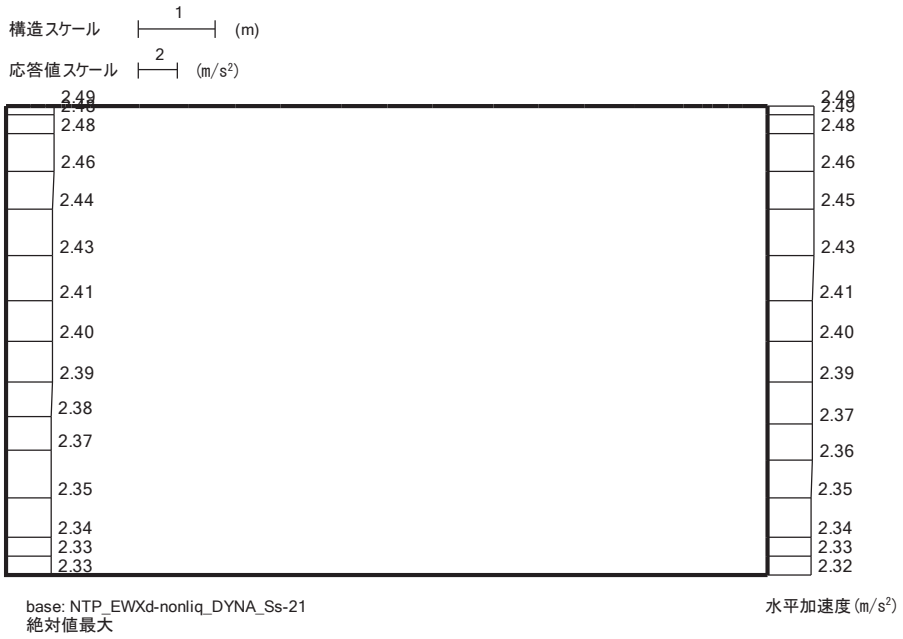


（②－②断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－１４，水平）

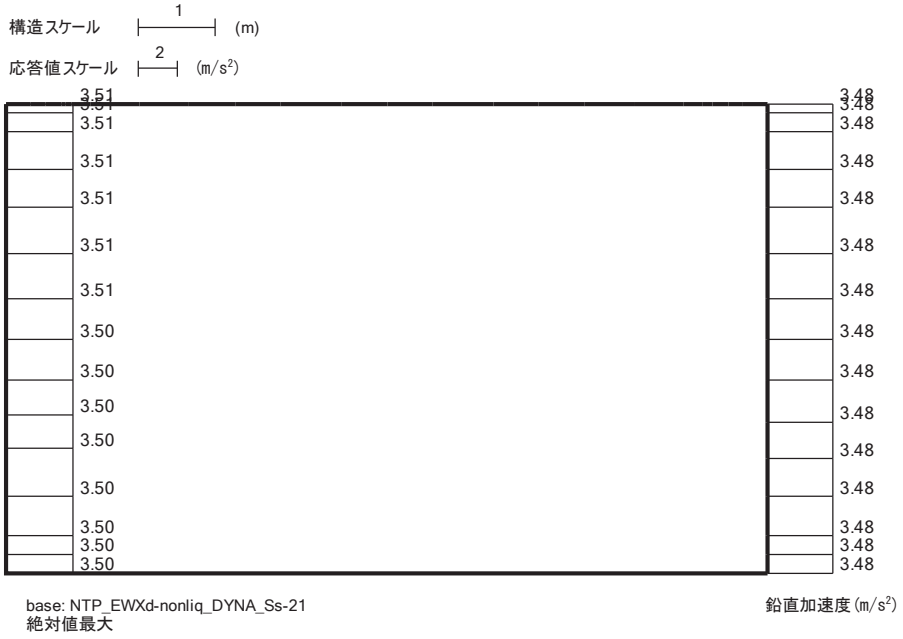


（②－②断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－１４，鉛直）

第 4-3 図　⑤原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース　最大加速度分布図（8/14）

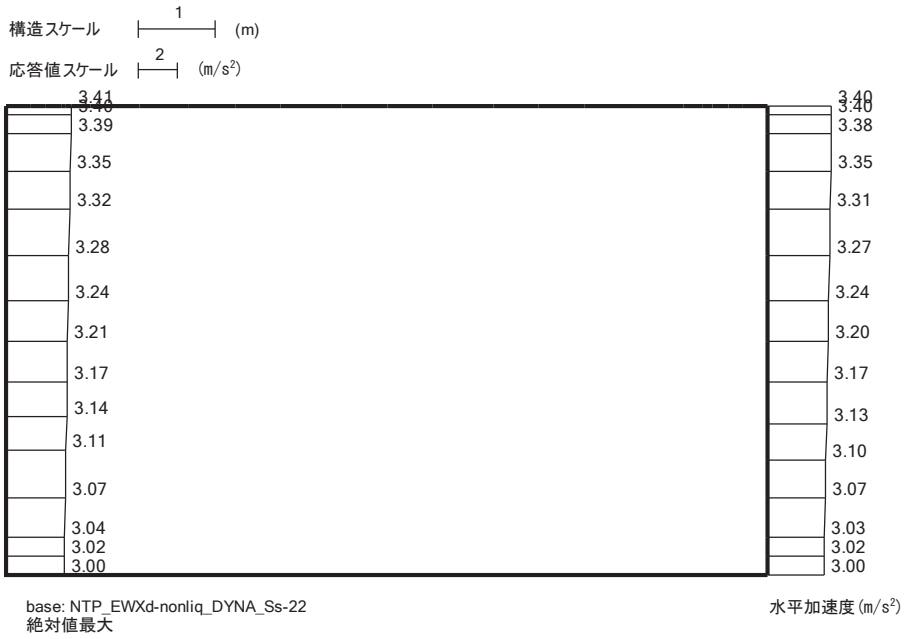


（②－②断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－２１，水平）

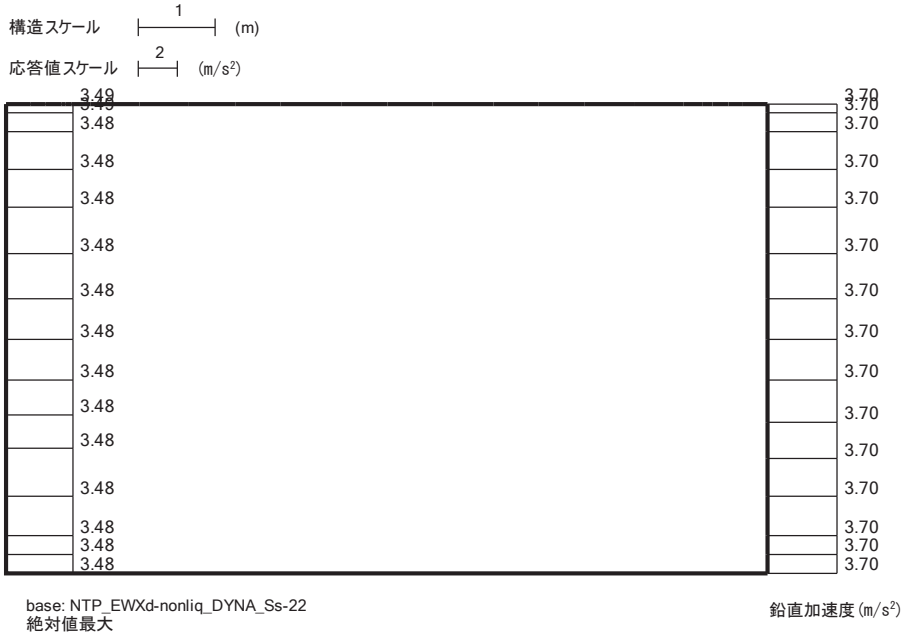


（②－②断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－２１，鉛直）

第 4-3 図　⑤原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース　最大加速度分布図（9/14）

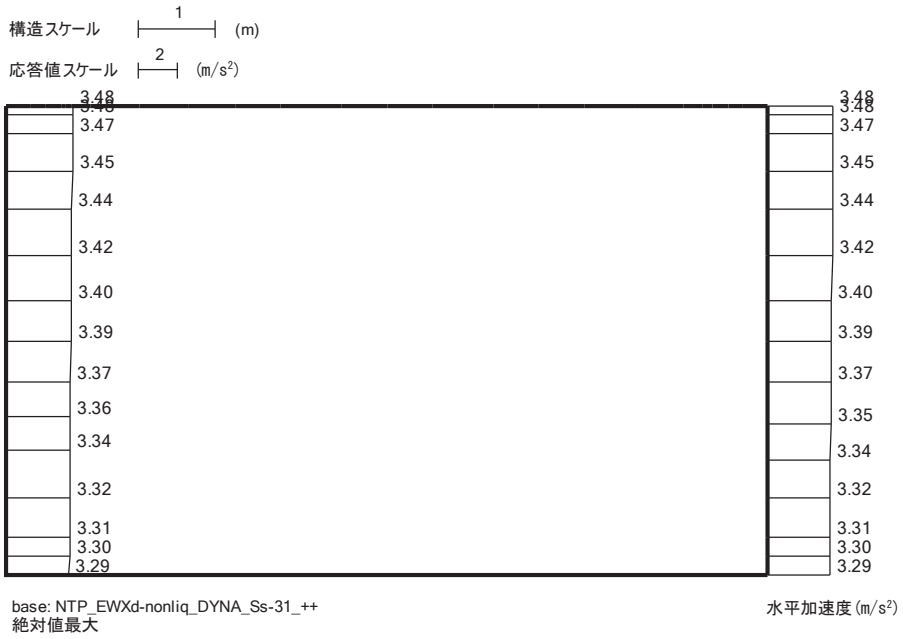


（②－②断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－２２，水平）

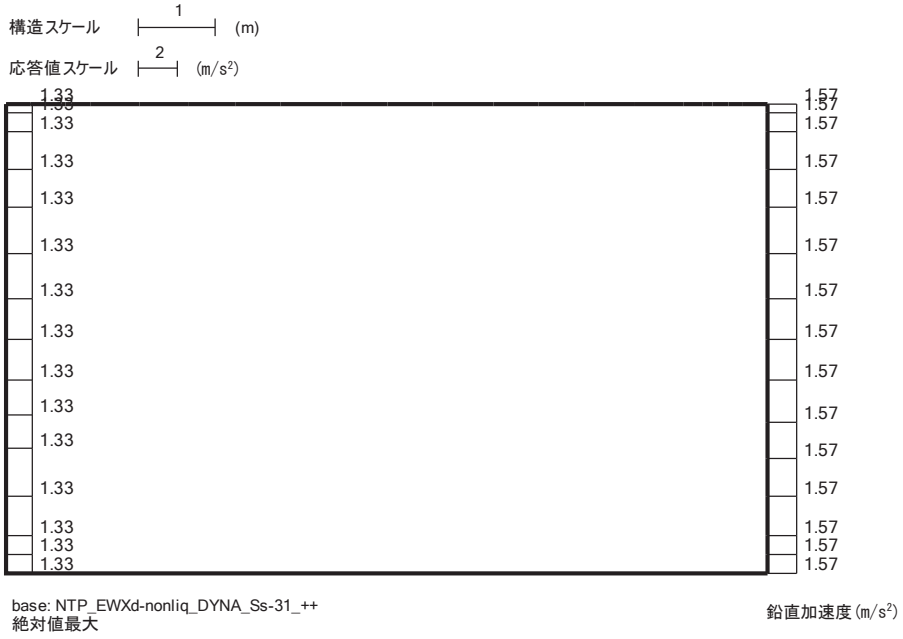


（②－②断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－２２，鉛直）

第 4-3 図　⑤原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース　最大加速度分布図（10/14）

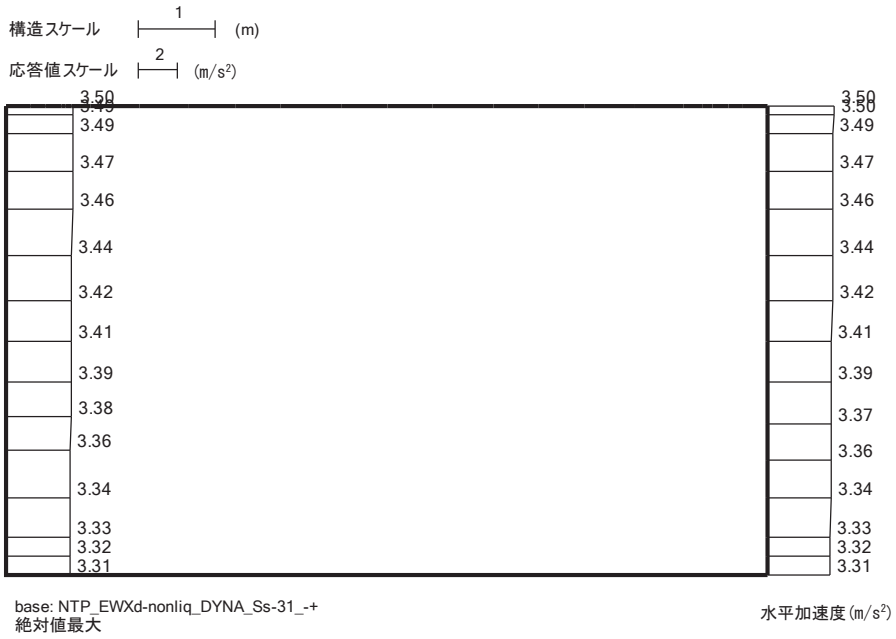


（②－②断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－３１（Ｈ＋，Ｖ＋），水平）

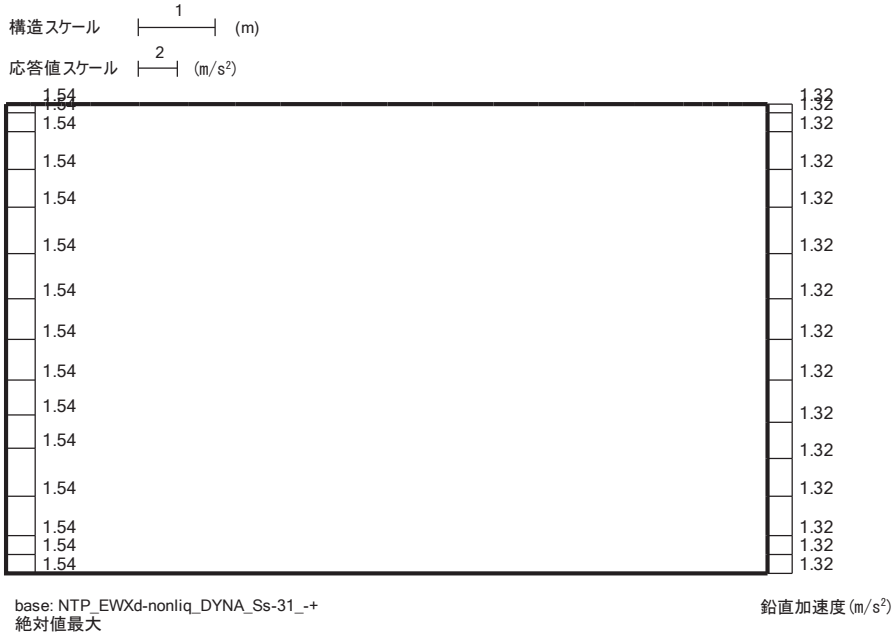


（②－②断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－３１（Ｈ＋，Ｖ＋），鉛直）

第 4-3 図　⑤原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース　最大加速度分布図（11/14）

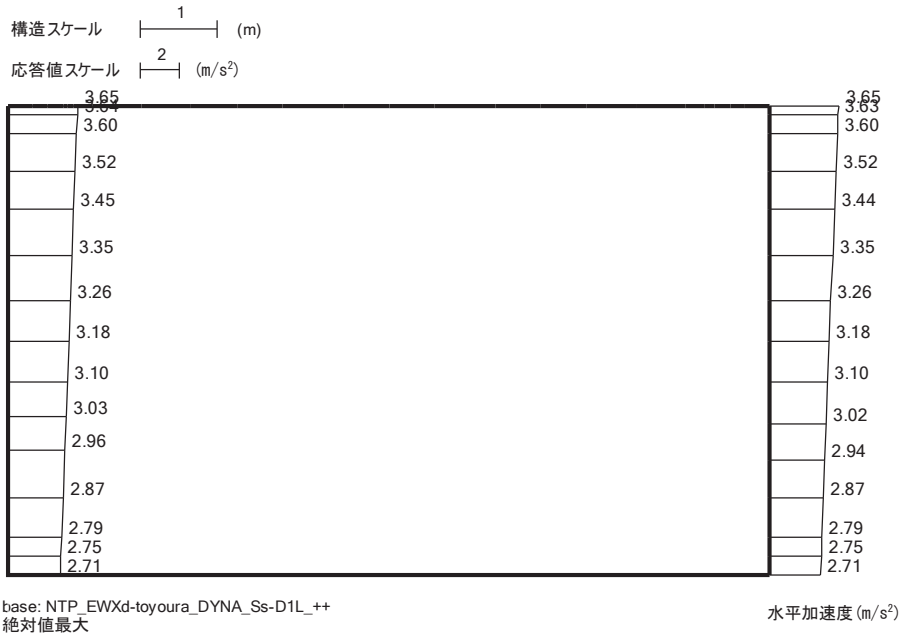


(②－②断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－３１（Ｈ－，Ｖ＋），水平)

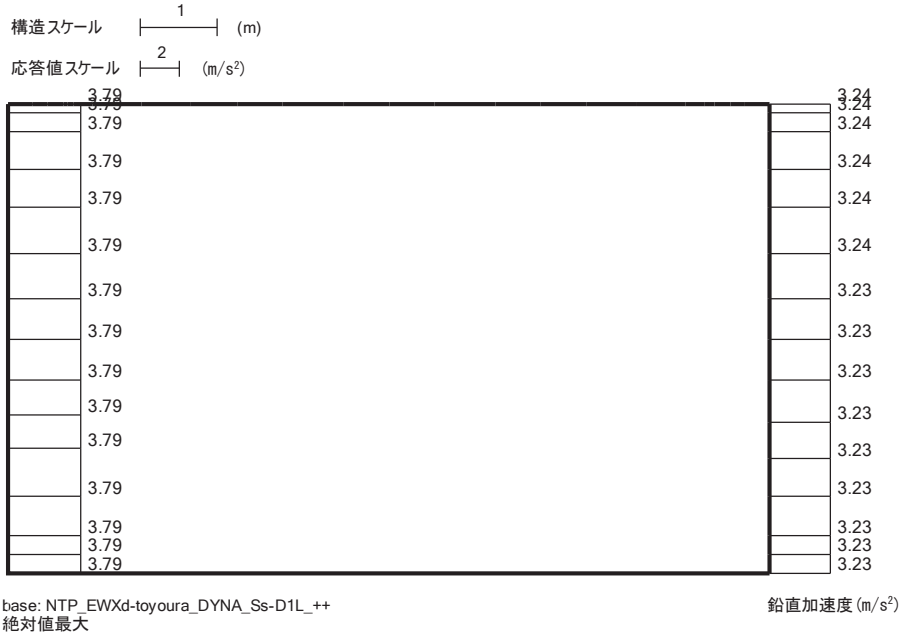


(②－②断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－３１（Ｈ－，Ｖ＋），鉛直)

第 4-3 図　⑤原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース　最大加速度分布図（12/14）

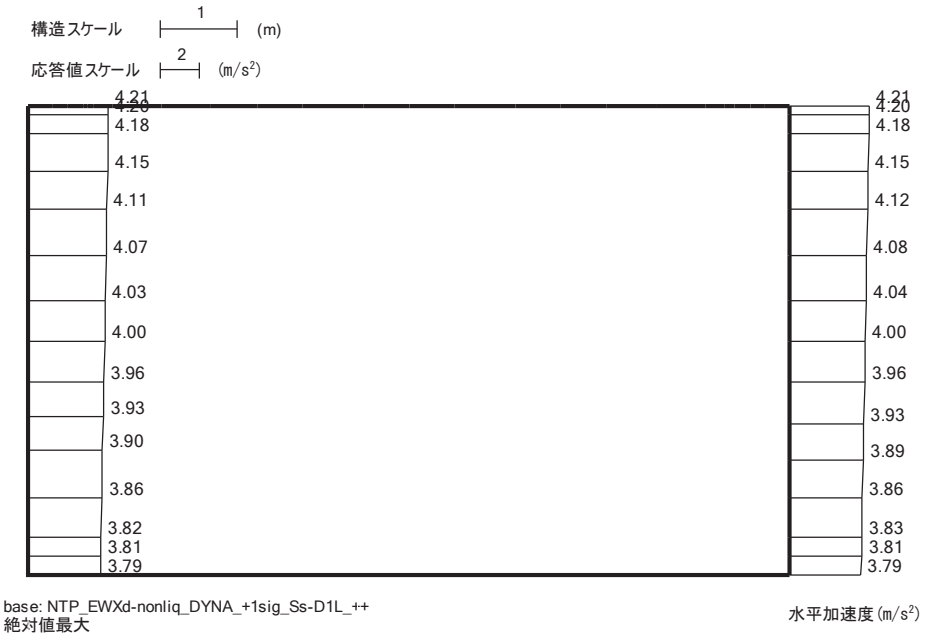


（②－②断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋），水平）

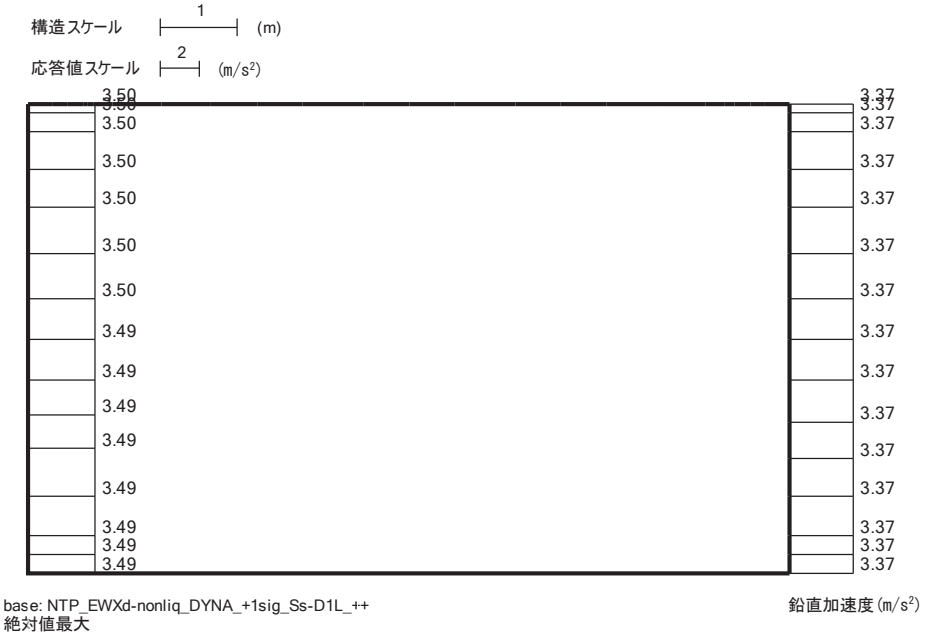


（②－②断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋），鉛直）

第 4-3 図　④敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース　最大加速度分（13/14）

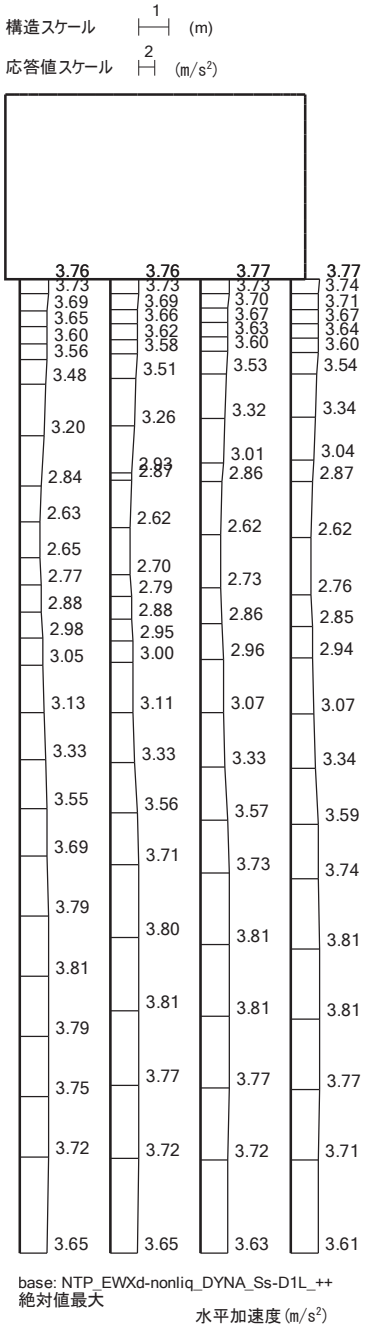


（②－②断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋），水平）

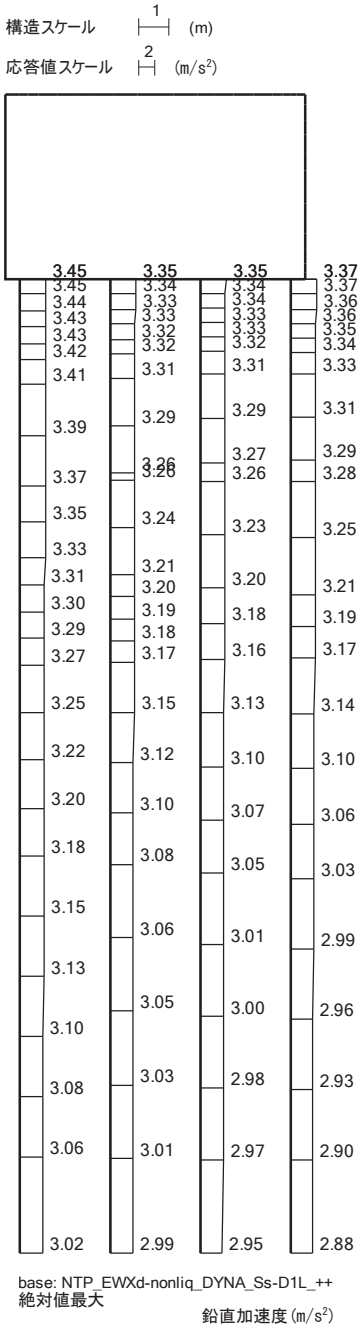


（②－②断面，鉄筋コンクリート，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋），鉛直）

第 4-3 図　⑥地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
最大加速度分布（14/14）

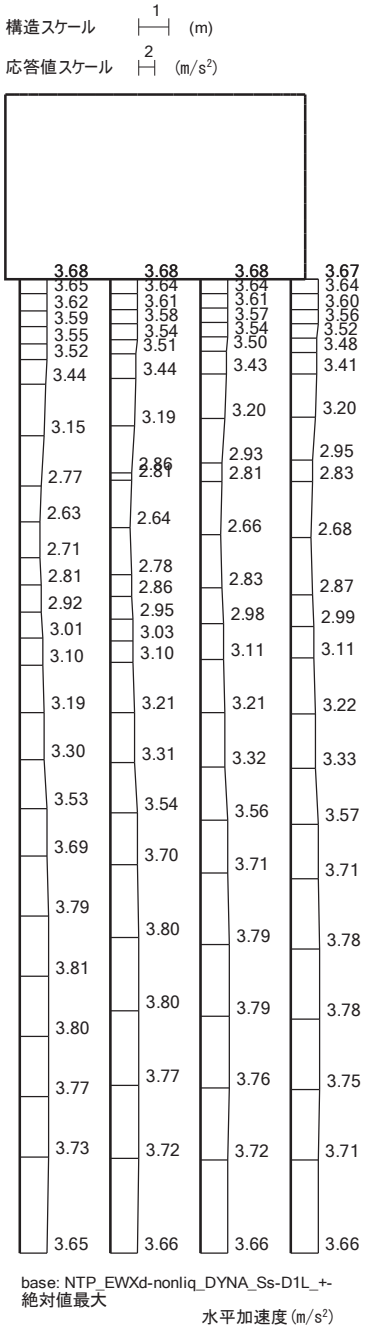


（②－②断面，鋼管杭，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋），水平）

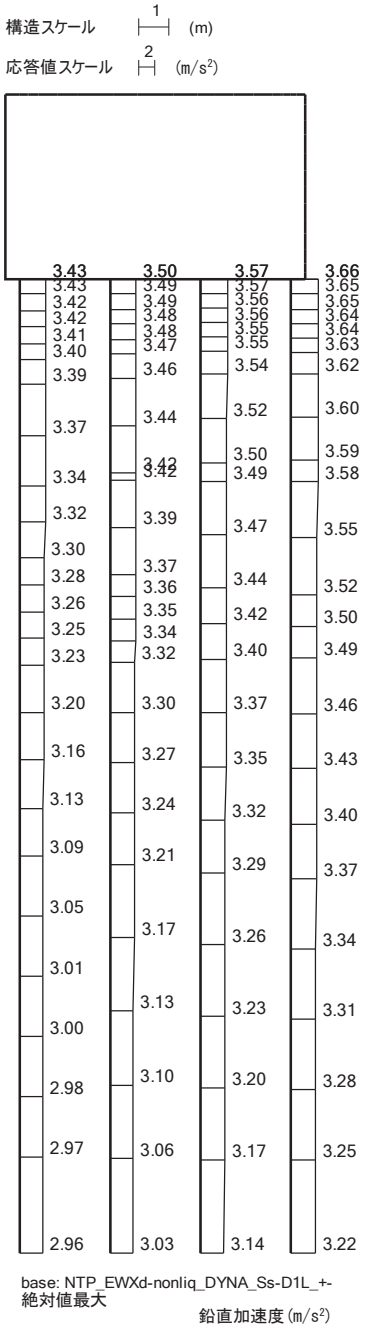


（②－②断面，鋼管杭，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋），鉛直）

第 4-4 図　⑤原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース　最大加速度分布図（1/14）

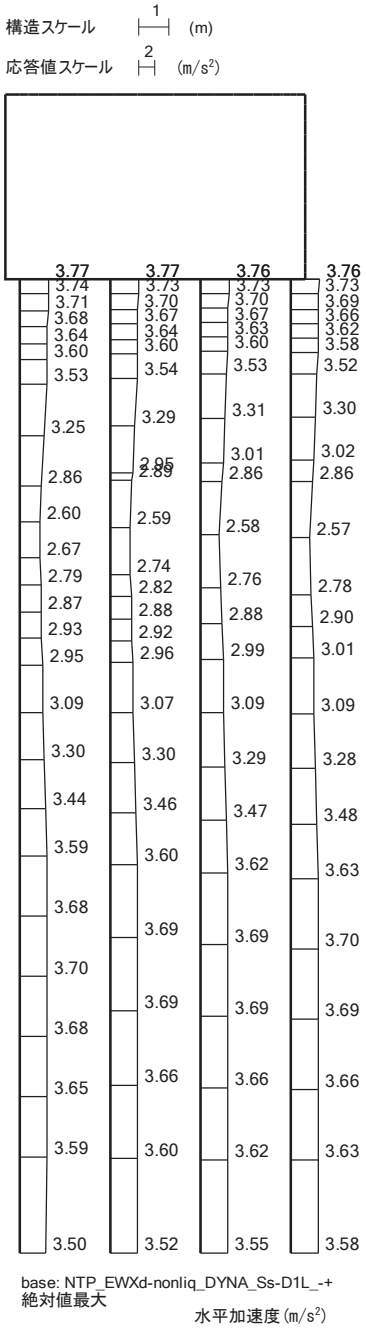


（②－②断面，鋼管杭，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－），水平）

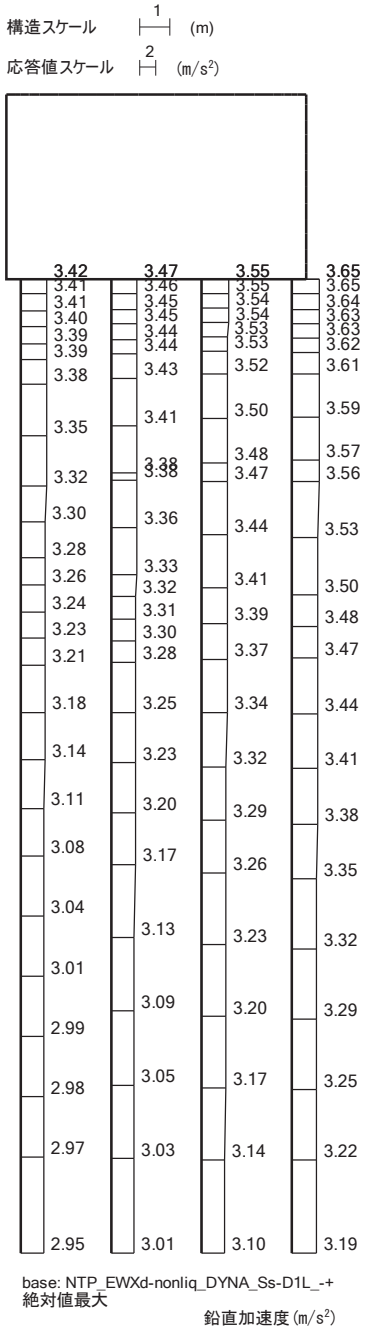


（②－②断面，鋼管杭，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－），鉛直）

第 4-4 図　⑤原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース　最大加速度分布図（2/14）

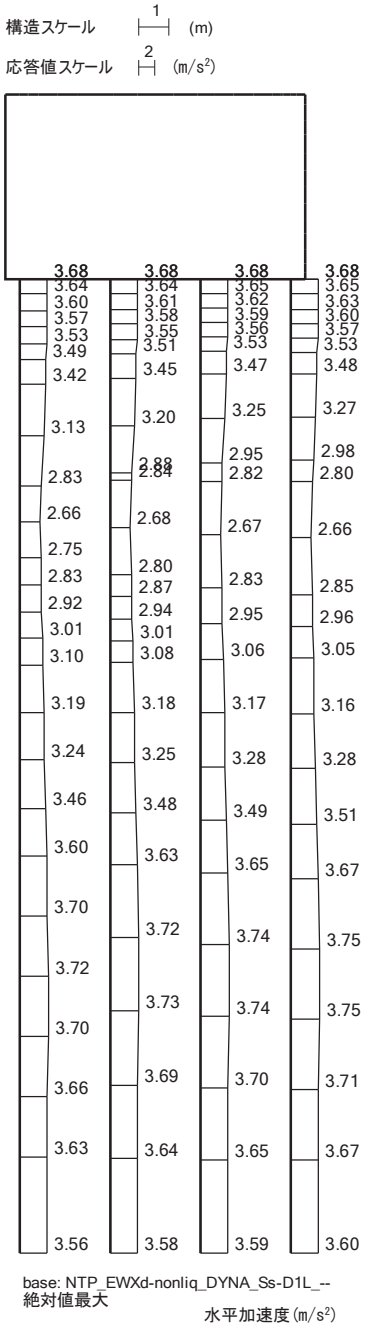


（②－②断面，鋼管杭，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋），水平）

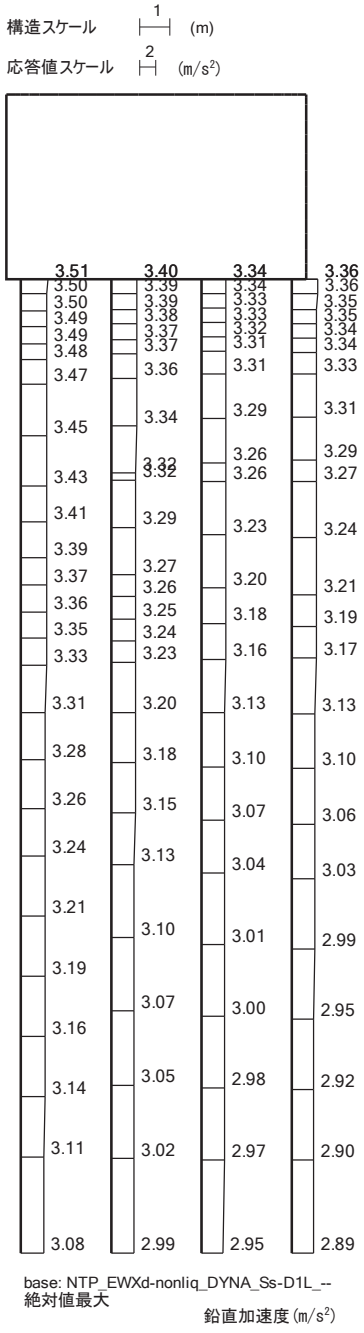


（②－②断面，鋼管杭，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋），鉛直）

第 4-4 図　⑤原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース　最大加速度分布図（3/14）

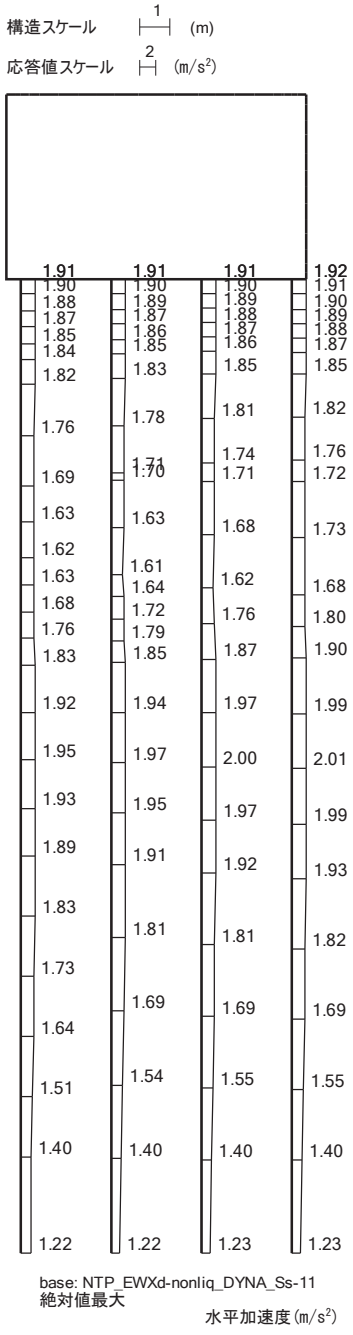


（②－②断面，鋼管杭，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－），水平）

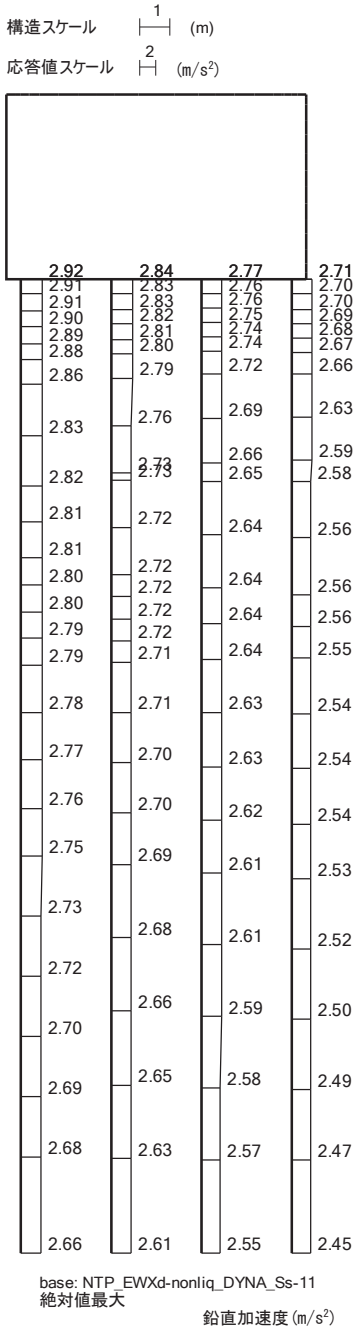


（②－②断面，鋼管杭，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－），鉛直）

第 4-4 図　⑤原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース　最大加速度分布図（4/14）

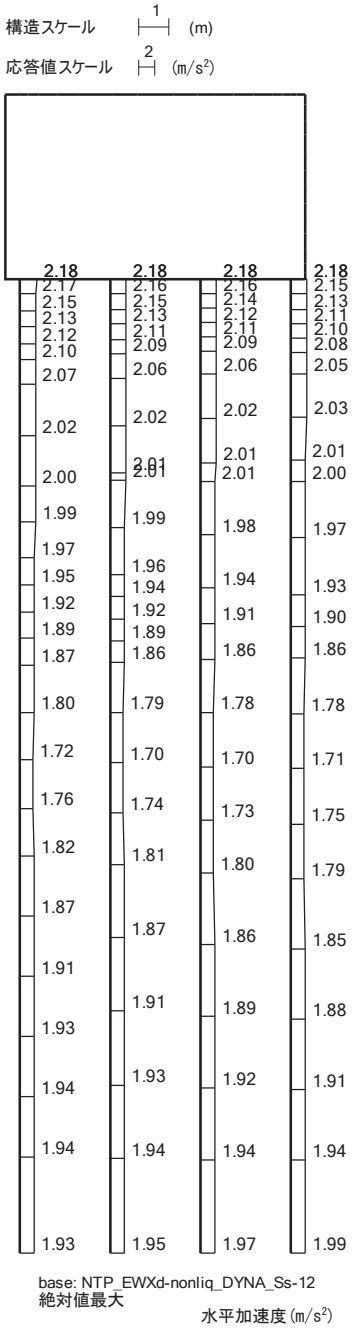


(②－②断面，鋼管杭，Ｓｓ－１１，水平)

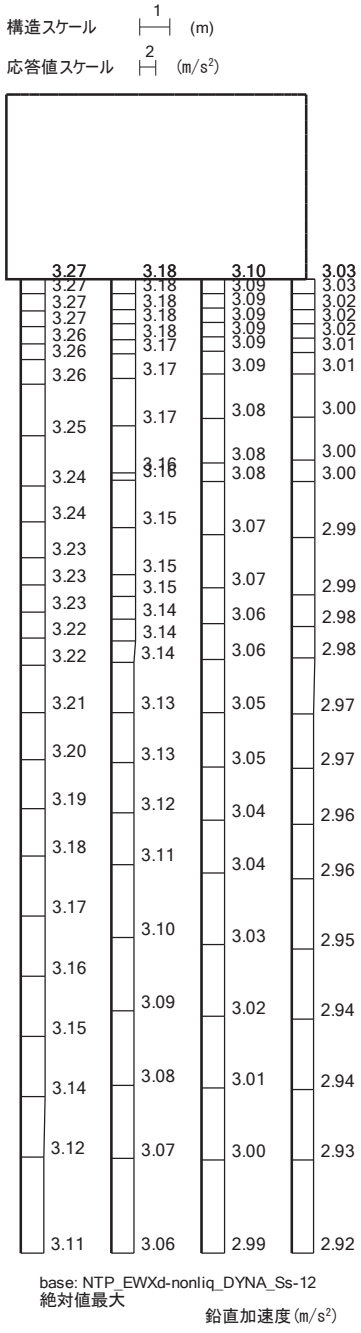


（②－②断面，鋼管杭，Ｓｓ－１１，鉛直）

第 4-4 図　⑤原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース　最大加速度分布図（5/14）

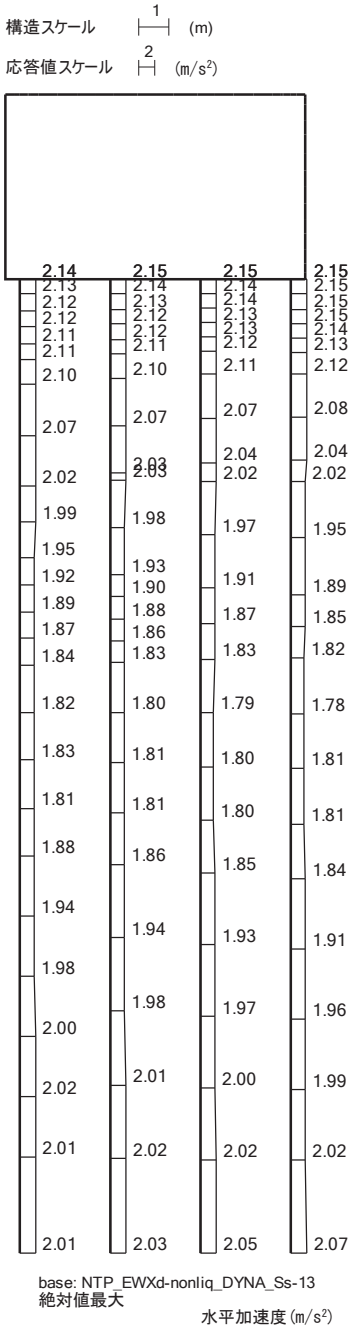


(②－②断面，鋼管杭，Ｓｓ－１２，水平)

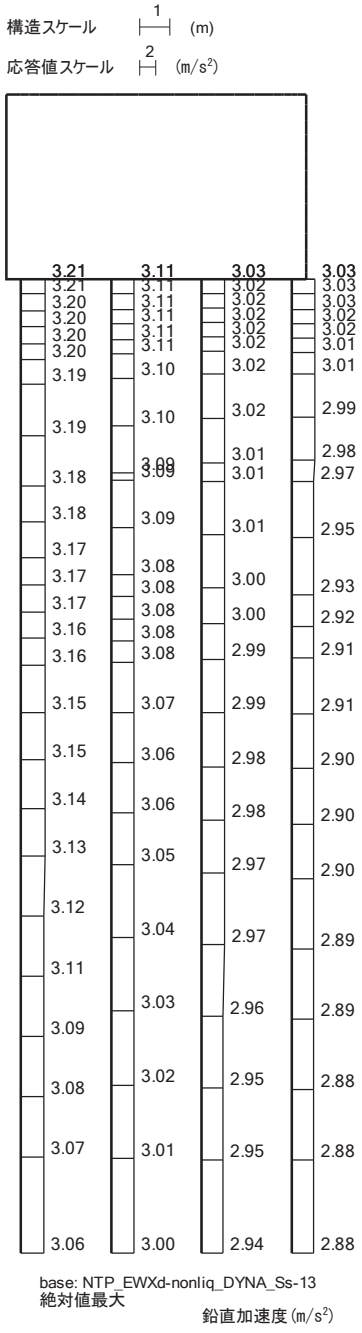


（②－②断面，鋼管杭，Ｓｓ－１２，鉛直）

第 4-4 図　⑤原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース　最大加速度分布図（6/14）

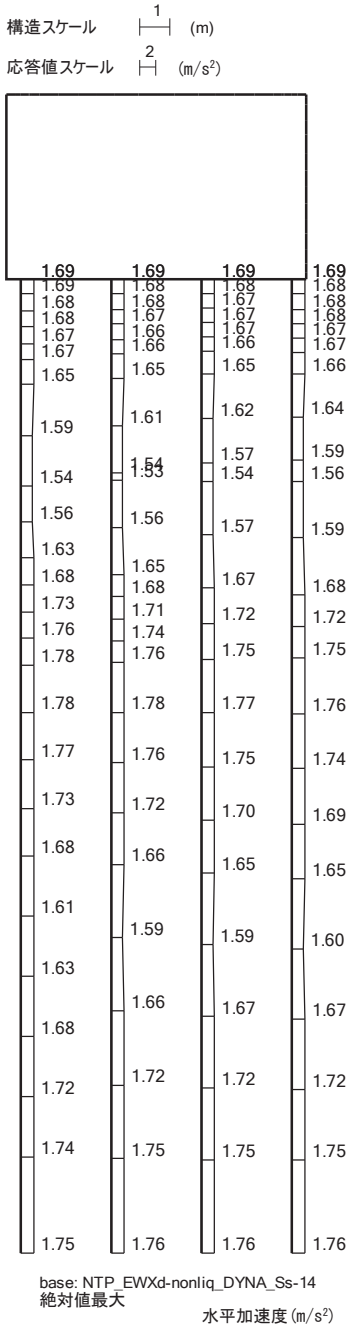


(②－②断面，鋼管杭，Ｓｓ－１３，水平)

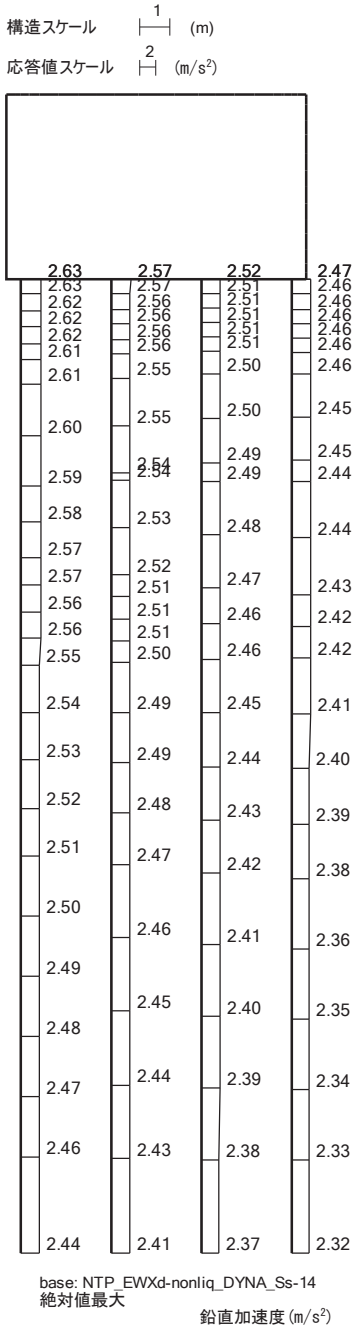


（②－②断面，鋼管杭，Ｓｓ－１３，鉛直）

第 4-4 図　⑤原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース　最大加速度分布図（7/14）

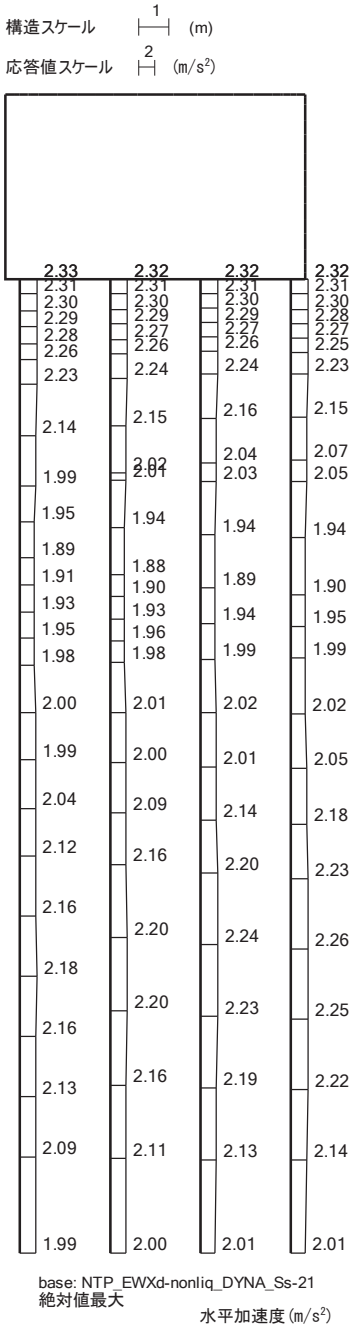


(②－②断面，鋼管杭，Ｓｓ－１４，水平)

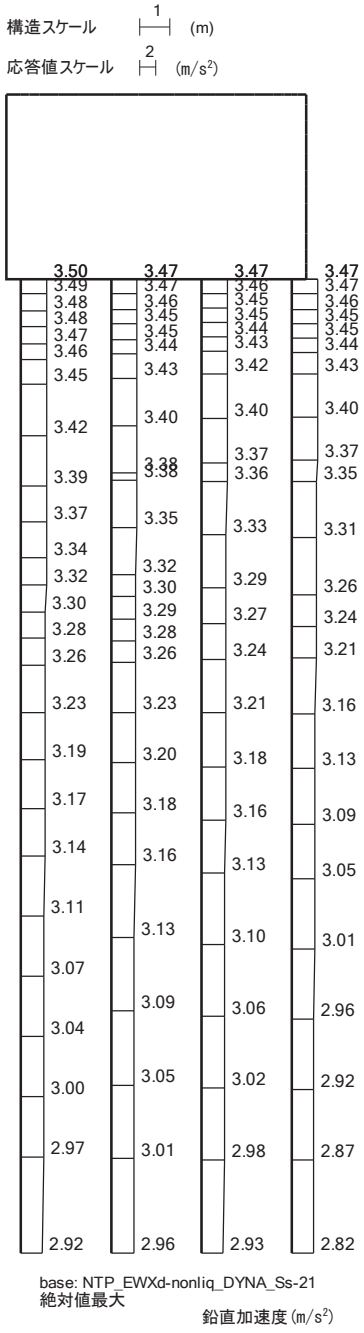


（②－②断面，鋼管杭，Ｓｓ－１４，鉛直）

第 4-4 図　⑤原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース　最大加速度分布図（8/14）

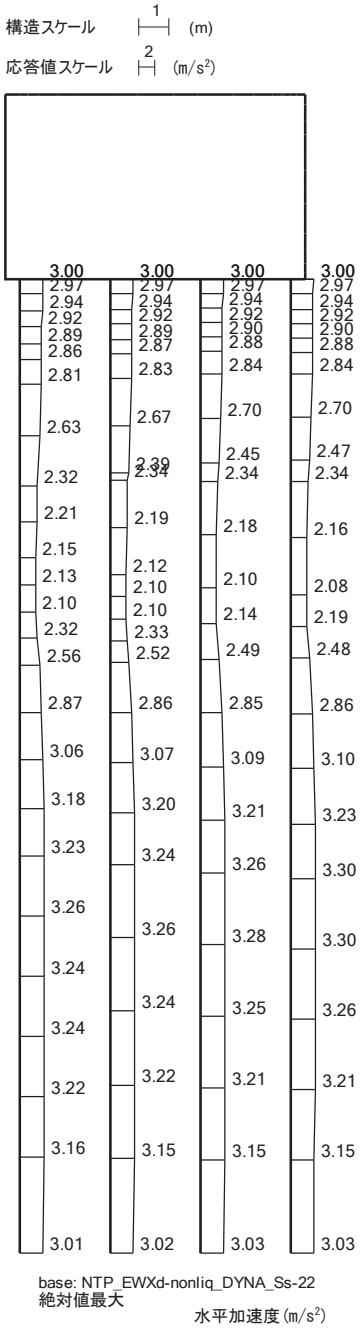


(②－②断面，鋼管杭，Ｓｓ－２１，水平)

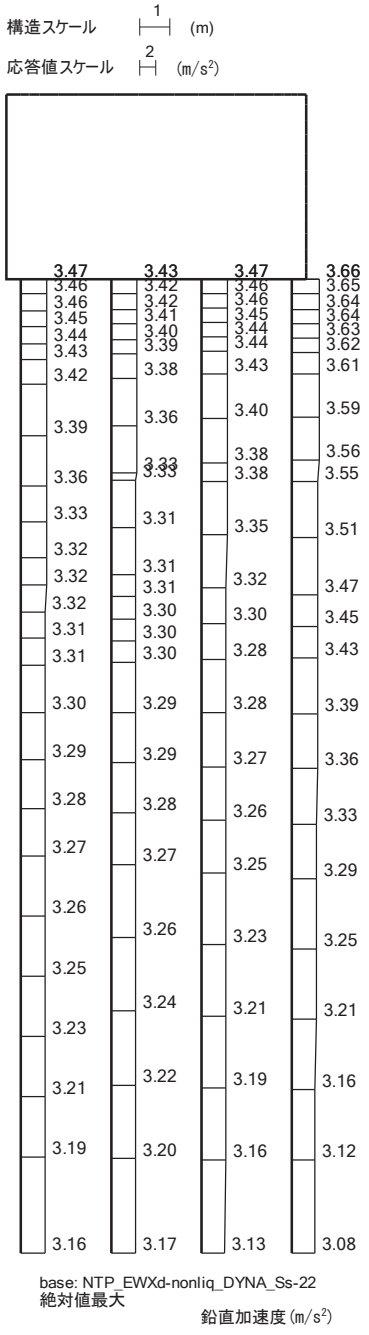


（②－②断面，鋼管杭，Ｓｓ－２１，鉛直）

第 4-4 図　⑤原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース　最大加速度分布図（9/14）

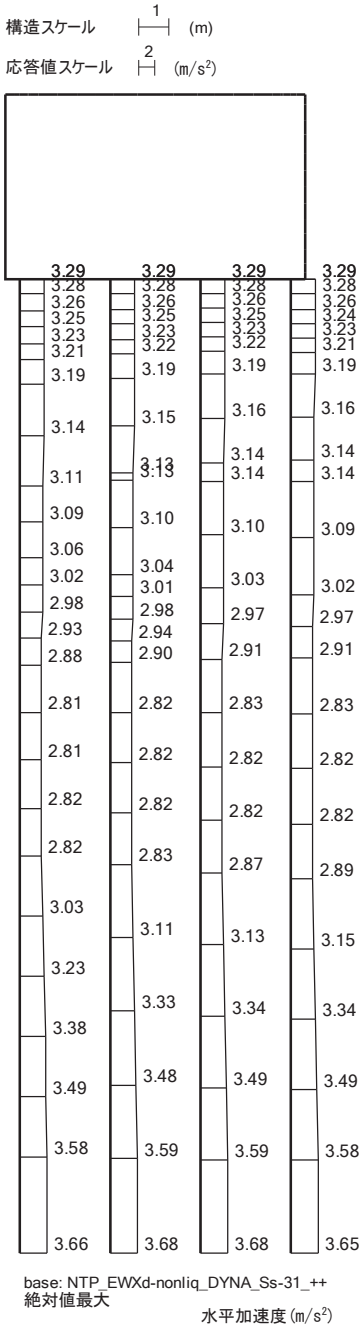


(②－②断面，鋼管杭，Ｓｓ－２２，水平)

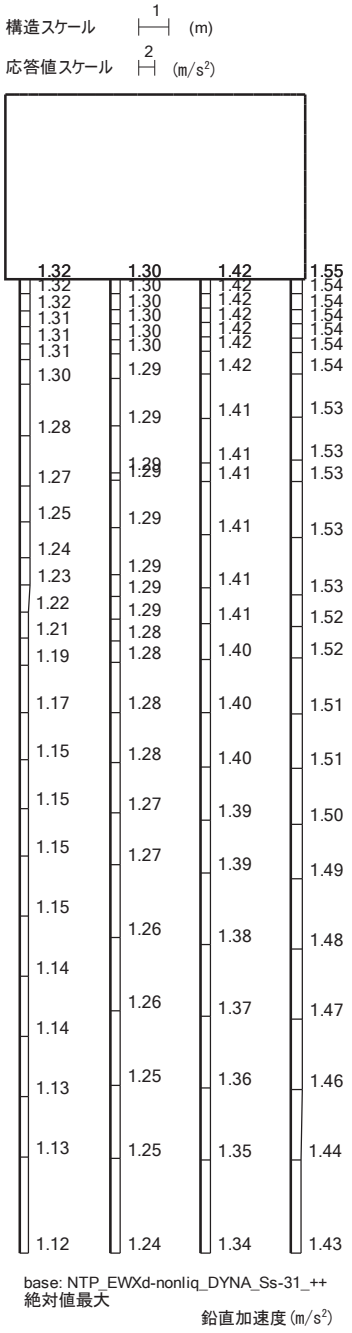


（②－②断面，鋼管杭，Ｓｓ－２２，鉛直）

第 4-4 図　⑤原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース　最大加速度分布図（10/14）

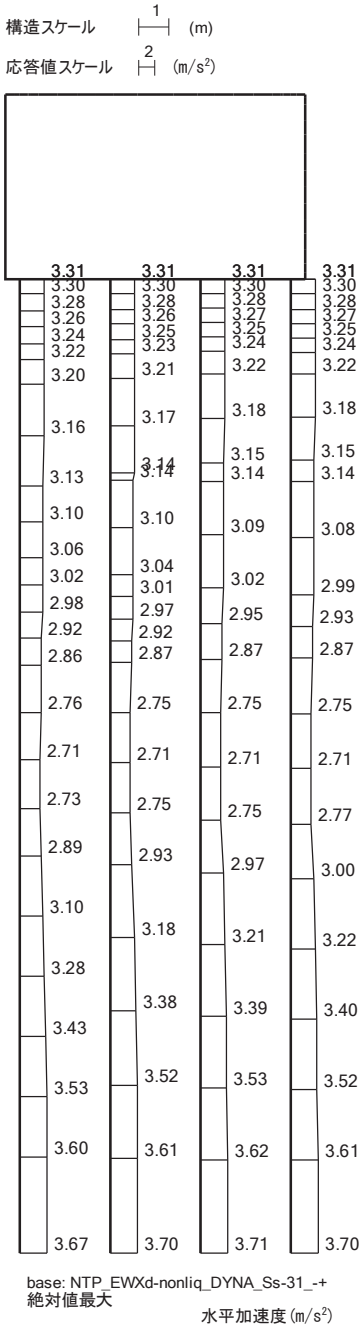


（②－②断面，鋼管杭，Ｓｓ－３１（Ｈ＋，Ｖ＋），水平）

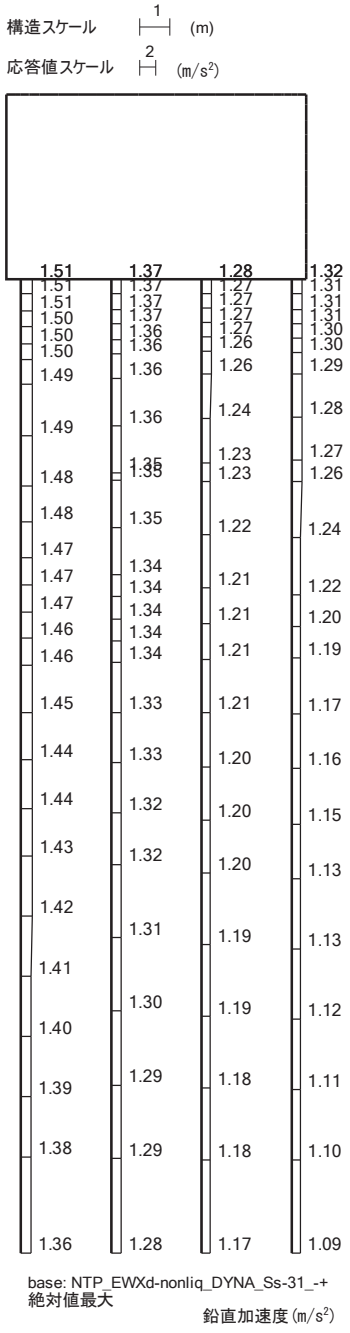


（②－②断面，鋼管杭，Ｓｓ－３１（Ｈ＋，Ｖ＋），鉛直）

第 4-4 図　⑤原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース　最大加速度分布図（11/14）

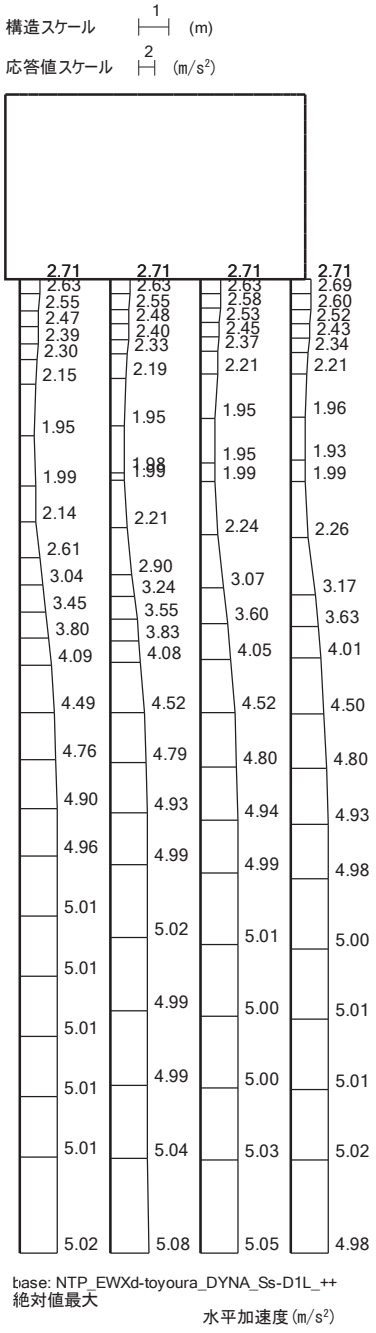


（②－②断面，鋼管杭，Ｓｓ－３１（Ｈ－，Ｖ＋），水平）

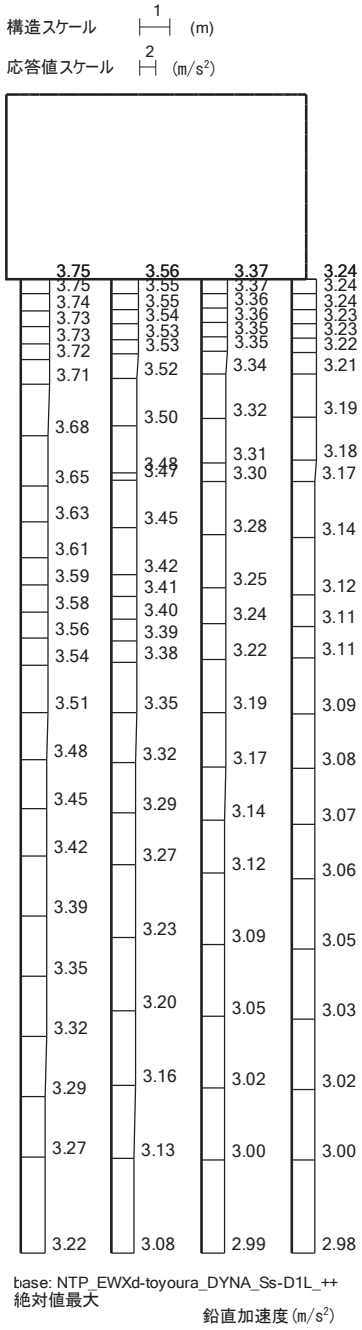


（②－②断面，鋼管杭，Ｓｓ－３１（Ｈ－，Ｖ＋），鉛直）

第 4-4 図　⑤原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース　最大加速度分布図（12/14）

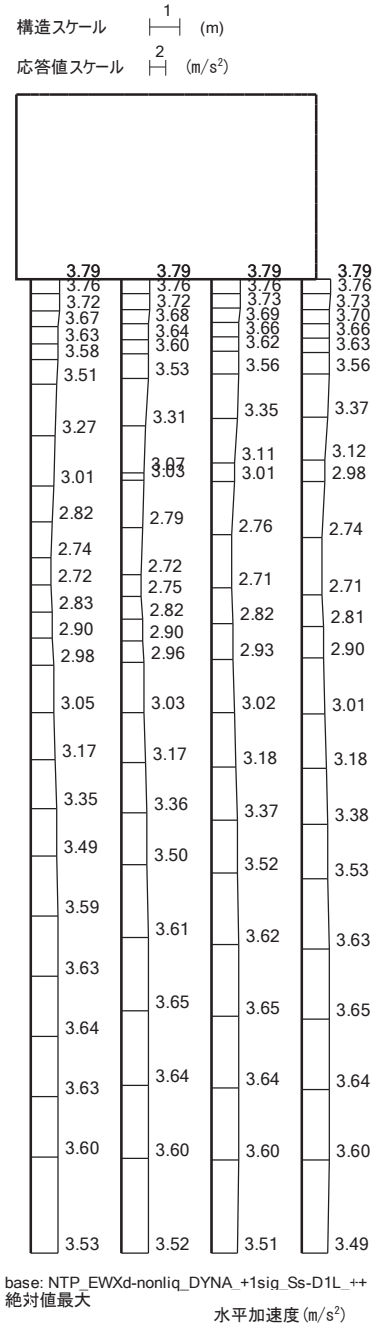


（②－②断面，鋼管杭，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋），水平）

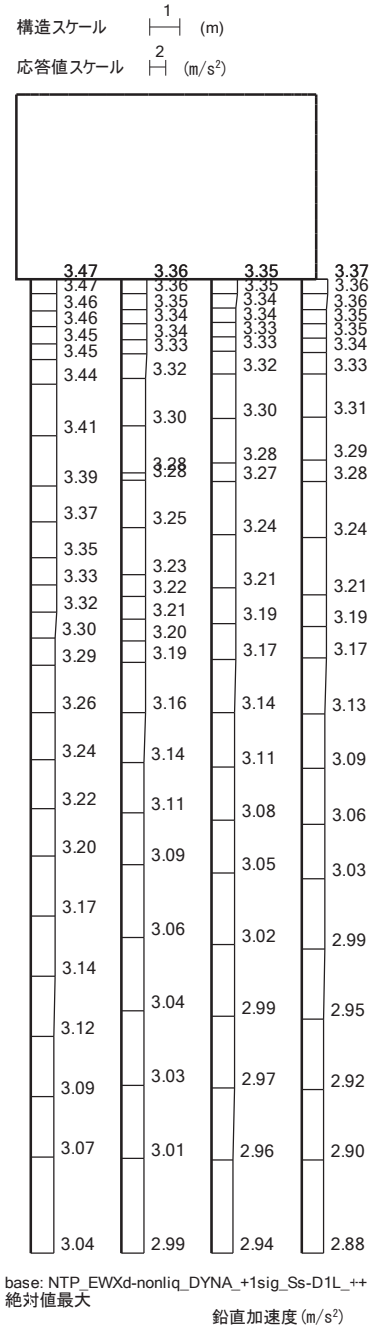


（②－②断面，鋼管杭，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋），鉛直）

第 4-4 図　④敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース　最大加速度分（13/14）



（②－②断面，鋼管杭，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋），水平）



（②－②断面，鋼管杭，Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋），鉛直）

第 4-4 図　⑥地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
最大加速度分布（14/14）

Ⅴ-2-2-13　緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の耐震性についての計算書

目次

1. 概要 ····· 1
2. 基本方針 ····· 2
2.1 位置 ····· 2
2.2 構造概要 ····· 3
2.3 評価方針 ····· 5
2.4 適用基準 ····· 7
3. 耐震評価 ····· 8
3.1 評価対象断面 ····· 8
3.2 許容限界 ····· 10
3.3 評価方法 ····· 13
4. 耐震評価結果 ····· 20
4.1 構造部材の健全性に対する評価結果 ····· 20
4.2 基礎地盤の支持性能に対する評価結果 ····· 67

1. 概要

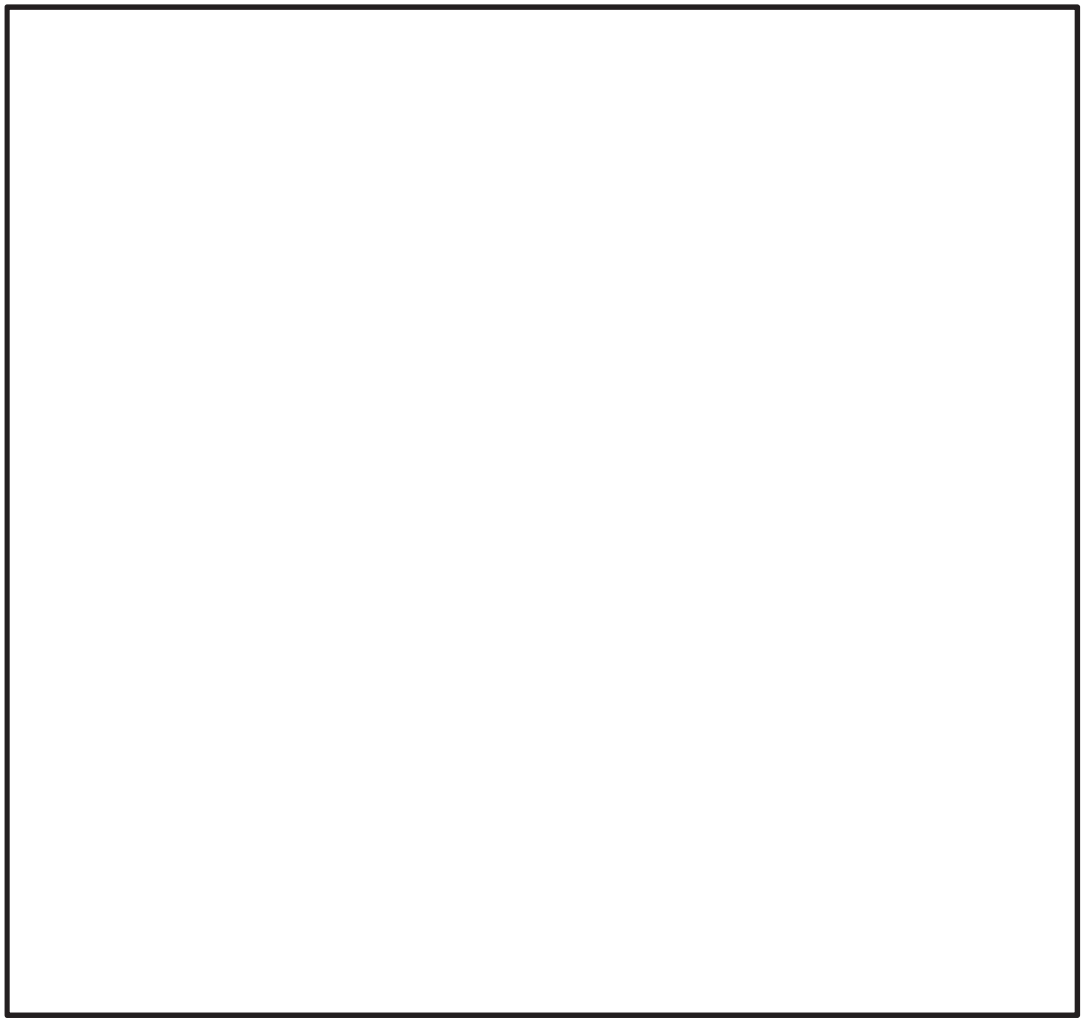
本資料は，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき，緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎が基準地震動Ｓｓに対して十分な構造強度及び支持機能を有していることを確認するものである。

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎に要求される機能の維持を確認するにあたっては，地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価により行う。

2.　基本方針

2.1　位置

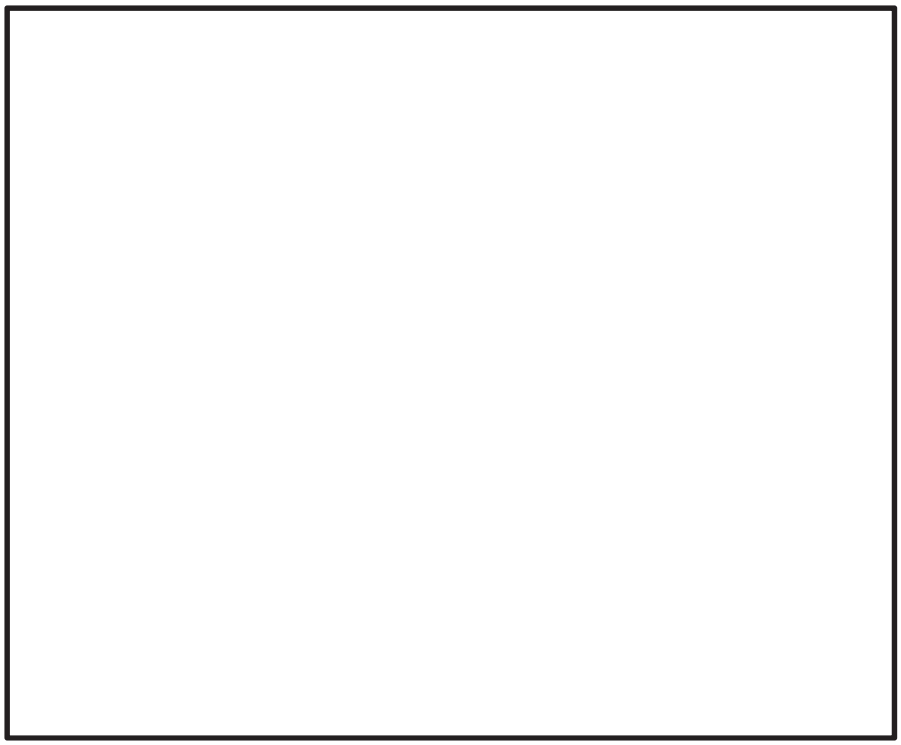
緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の平面配置図を第 2-1 図に示す。



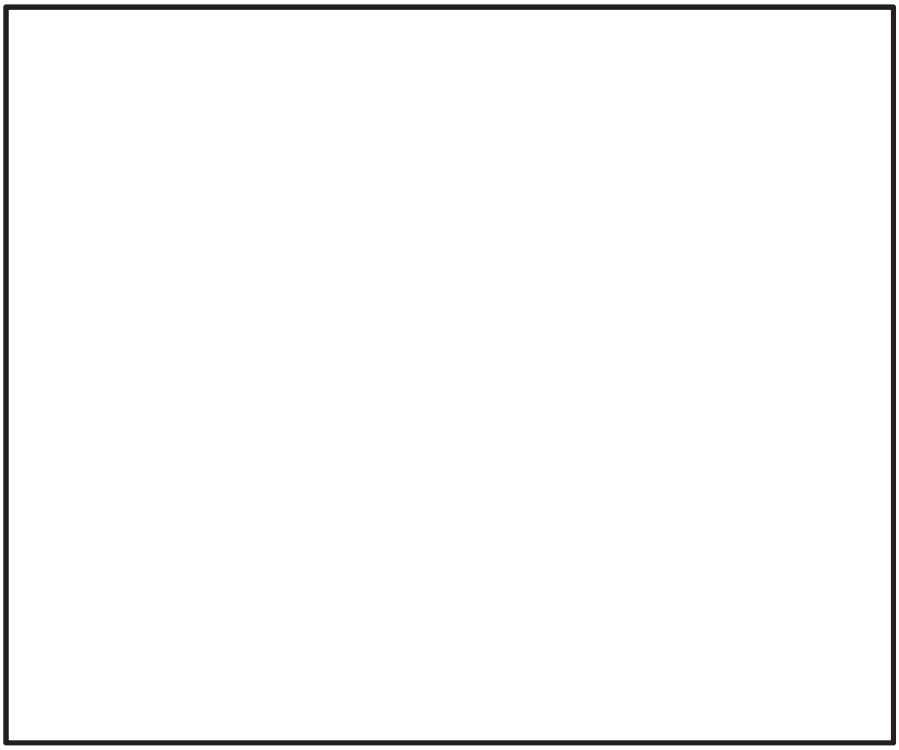
第 2-1 図　緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の平面配置図（全体平面図）

2.2　構造概要

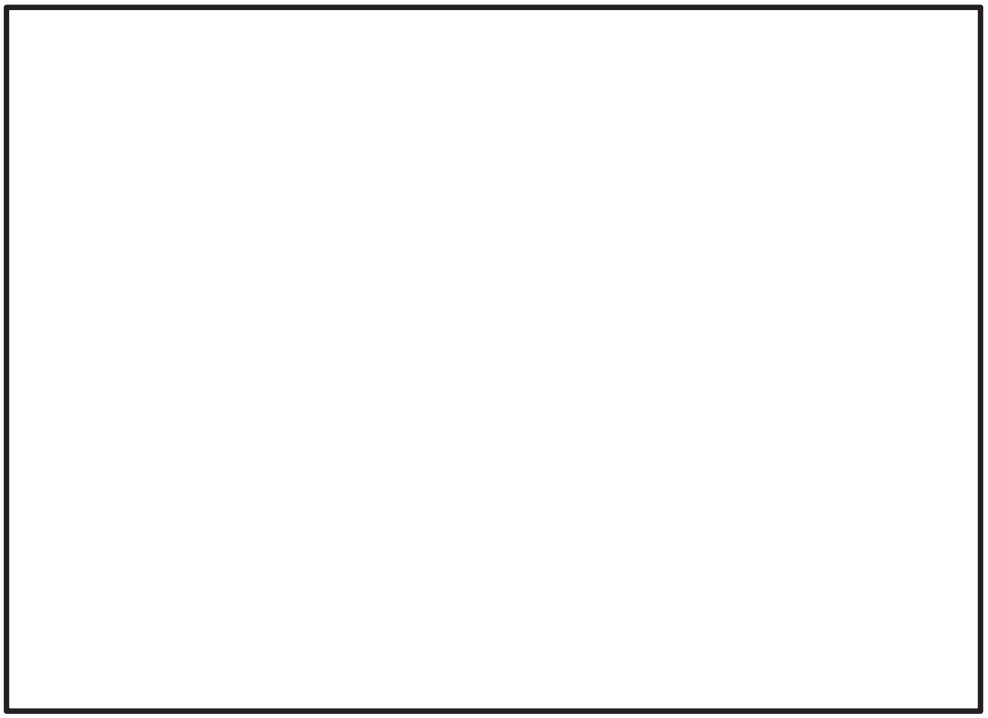
緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎は，内空幅 9 m（タンク軸方向）×約 5 m（タンク横断方向），内空高さ約 5.3 m の鉄筋コンクリート造の地中構造物であり，タンク軸方向に 2 基併設している。また，杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の平面図を第 2-2 図に，断面図を第 2-3 図に示す。



第 2-2 図　緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の平面図



（Ａ－Ａ断面）



（Ｂ－Ｂ断面）

第 2-3 図　緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の断面図

2.3　評価方針

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎は，常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備が設置される重大事故等対処施設に分類される。

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の耐震評価は，添付書類「Ⅴ-2-2-12　緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の地震応答計算書」により得られた解析結果に基づき，重大事故等対処施設の評価として，第 2-1 表に示すとおり，構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価については，構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。

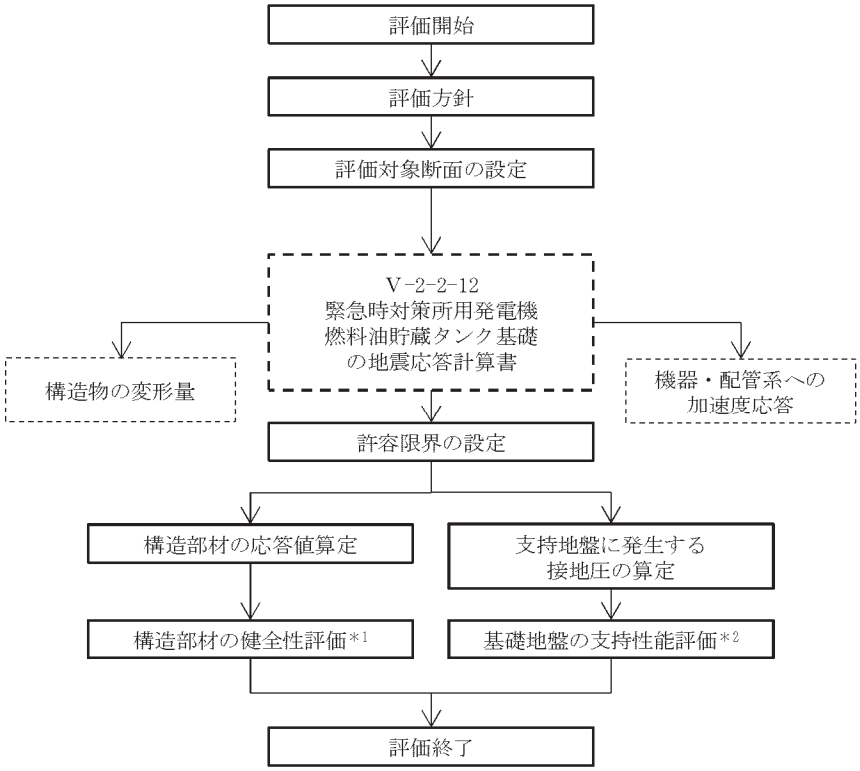
基礎地盤の支持性能評価においては，基礎地盤に生じる接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の耐震評価フローを第 2-4 図に示す。

第 2-1 表　緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	全構造部材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
ＳＡ設備を支持する機能を損なわないこと	構造部材の健全性	全構造部材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度

注記　＊：妥当な安全余裕を考慮する。



＜耐震性評価＞

注記　＊1：構造部材の健全性を評価することで，第 2-1 表に示す「構造強度を有すること」及び「ＳＡ設備を支持する機能を損なわないこと」を満足することを確認する。

＊2：基礎地盤の支持性能評価を実施することで，第 2-1 表に示す「構造強度を有すること」を満足することを確認する。

第 2-4 図　緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の耐震評価フロー

2.4　適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

・　コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（（社）土木学会，2002年制定）

・　原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１－1987（（社）日本電気協会）

・　道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成24年3月）

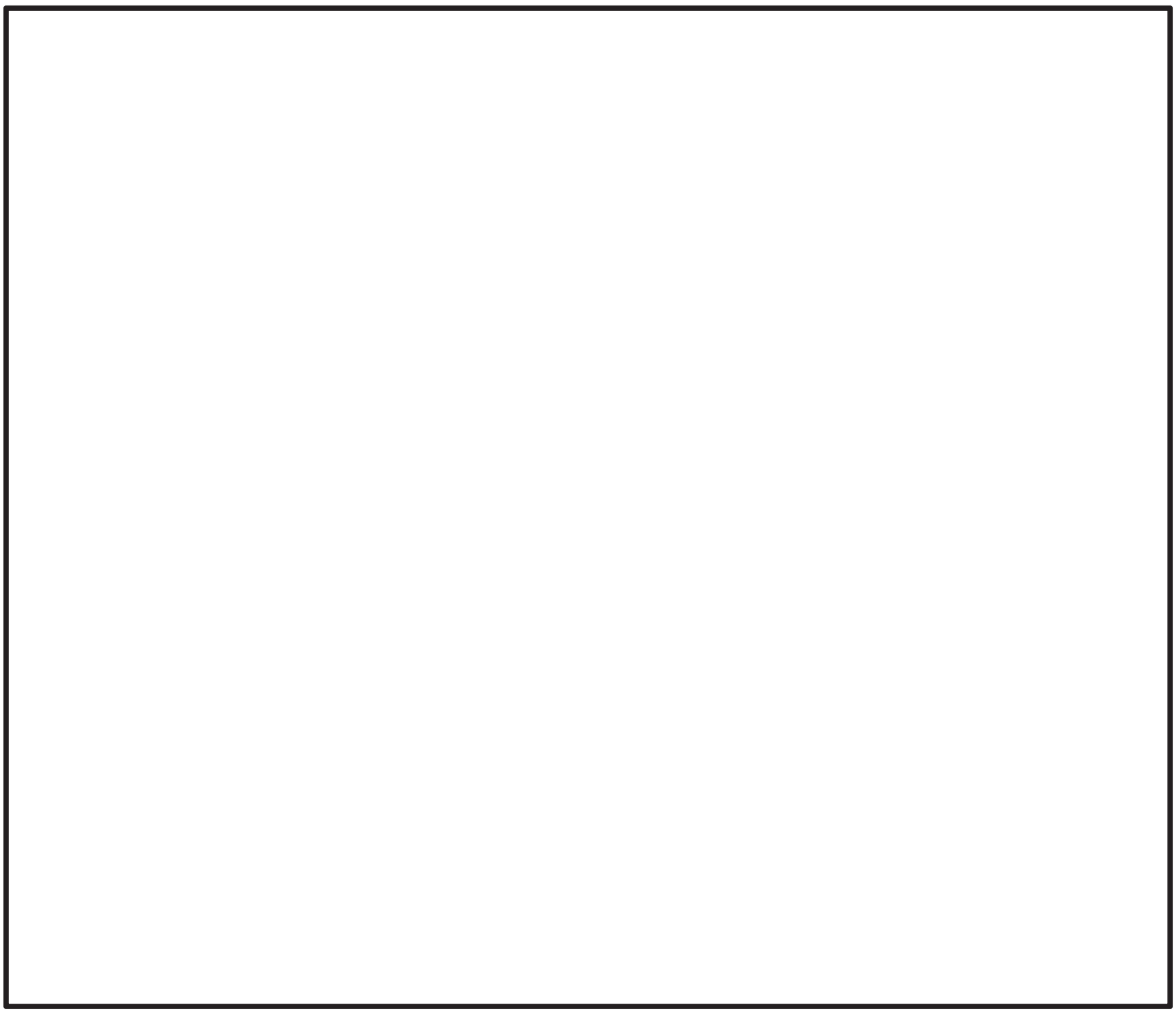
・　道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）

3.　耐震評価

3.1　評価対象断面

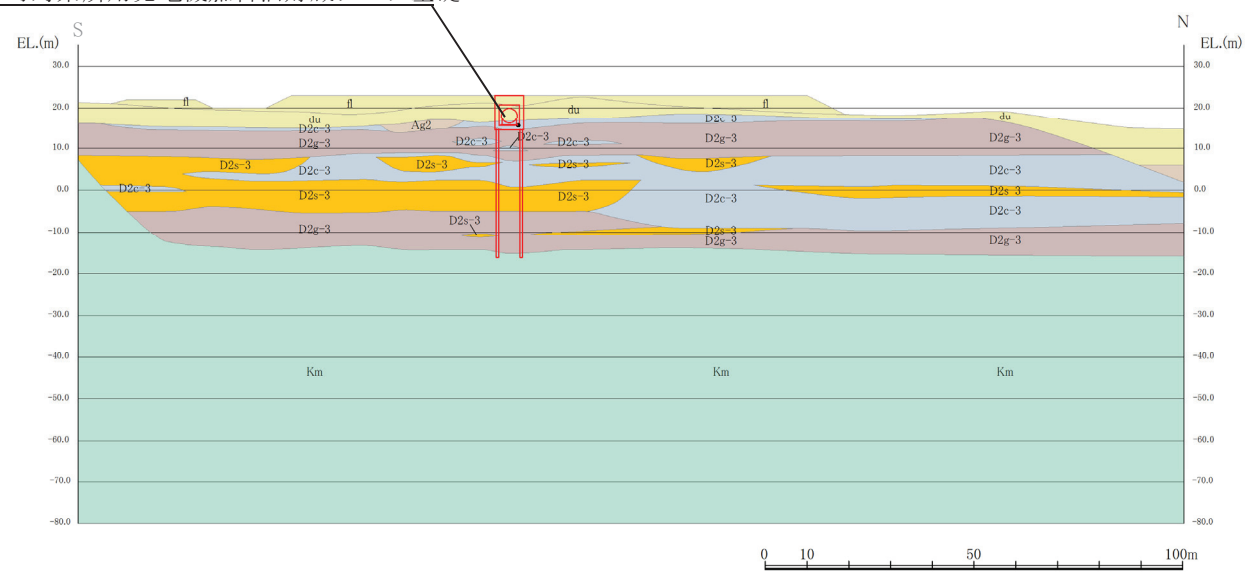
評価対象断面は，緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎は縦断方向（タンク軸方向）にほぼ一様な断面の比較的単純な箱型構造物であり，縦断方向は加振方向と平行に配置される側壁を耐震設計上見込むことができるため，強軸方向断面となる。一方，横断方向（タンクの軸方向に対し直交する方向）は，タンクを格納するため，側壁の離隔が大きく耐震設計上見込めないため，弱軸方向断面となる。

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の評価対象断面位置を第 3-1 図に，評価対象断面を第 3-2 図に示す。



第 3-1 図　緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の評価対象断面位置図

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎



第 3-2 図　緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の評価対象断面（①－①断面）

3.2　許容限界

許容限界は，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針」に基づき設定する。

(1)　構造部材の健全性に対する許容限界

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の構造部材は，許容応力度による照査を行う。評価位置においてコンクリートの圧縮応力度，鉄筋の引張応力度，コンクリートのせん断応力度が許容応力度以下であることを確認する。

短期許容応力度については，「コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（（社）土木学会，2002 年制定）」，「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」，「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づき，コンクリート，鉄筋及び鋼管杭の許容応力度に対して割増係数 1.5 を考慮し，第 3-1 表のとおり設定する。

第 3-1 表　構造部材の健全性に対する許容限界

評価項目			許容限界 (N/mm^2)
コンクリート*1 (f'_{ck}=40 N/mm^2)	短期許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}		21.0
	短期許容せん断応力度 τ_{a1}		0.825*4
鉄筋(SD490)*2	短期許容引張応力度 σ_{sa}（曲げ）		435
	短期許容引張応力度 σ_{sa}（せん断）		300
鋼管杭(SKK490)*3	母材部 溶接部	引張	277.5
		圧縮	277.5
		せん断	157.5

注記　＊1：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（（社）土木学会，2002 年制定）

＊2：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）

＊3：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）

＊4：斜め引張鉄筋を考慮する場合は，「コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（（社）土木学会，2002 年制定）」に基づき，次式により算定する短期許容せん断力（V_a）を許容限界とする。

$V_a = V_{ca} + V_{sa}$

ここで，

V_{ca}　：コンクリートの短期許容せん断力（kN）

$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$

V_{sa}　：斜め引張鉄筋の短期許容せん断力（kN）

$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa2} \cdot j \cdot d / s$

τ_{a1}　：斜め引張鉄筋を考慮しない場合の短期許容せん断応力度（N/mm^2）

b_w　：有効幅（mm）

j　：1／1.15

d　：有効高さ（mm）

A_w　：斜め引張鉄筋断面積（mm^2）

σ_{sa2}　：鉄筋の短期許容引張応力度（N/mm^2）

s　：斜め引張鉄筋間隔（mm）

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎における許容限界を第 3-2 表に示す。

第 3-2 表　斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界

位置	断面形状				せん断補強鉄筋			許容せん断力		短期許容せん断力 Va (=Va+Vsa) (kN)
	部材幅 (mm)	部材高 (mm)	かぶり (mm)	有効高 (mm)	径 (mm)	Sb (mm)	Ss (mm)	ｺﾝｸﾘｰﾄ Vca (kN)	鉄筋 Vsa (kN)	
底版(上引張)	1000	1000	120	880	D19	250	250	315.65	1052.33	1367
底版(下引張)	1000	1000	250	750	D19	250	250	269.02	896.87	1165
側壁	1000	1000	120	880	D19	250	250	315.65	1052.33	1367
頂版	1000	700	120	580	D19	250	250	208.04	693.58	901

(2)　基礎地盤の支持性能に対する許容限界

極限支持力は，道路橋示方書の支持力算定式等に基づき，対象施設の岩盤の室内試験結果（非排水せん断強度）より設定する。

道路橋示方書による杭基礎における支持力算定式を以下に示す。杭基礎構造を有する耐震重要施設及び常設重大事故等対処施設について，豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した耐震設計を行う場合は，第四系の杭周面摩擦力を支持力として考慮せず，杭先端の支持岩盤への接地圧に対する支持力評価を行うことを基本とする。ただし，杭を根入れした岩盤及び岩着している地盤改良体と

その上方の非液状化層が連続している場合は，杭周面摩擦力を支持力として考慮する場合がある。

極限支持力算定式（杭基礎［中堀り工法］）

$R_u = q_d A + U \Sigma L_i f_i$

ここで，

R_u　：地盤から決まる杭の極限支持力（kN）

q_d　：杭先端における単位面積あたりの極限支持力度（kN/m^2）

$q_d = 3 \cdot q_u$

q_u：支持岩盤の一軸圧縮強度（kN/m^2）

A　：杭先端面積（m^2）

U　：杭の周長（m）

L_i　：周面摩擦力を考慮する層の層厚（m）

f_i　：周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度（kN/m^2）

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎における許容限界を第3-3表に示す。

第3-3表　基礎地盤の支持力に対する許容限界

項目	算定結果	備考
極限支持力R_u（kN）	－	
$q_d A$（kN）	－	
$U \Sigma L_i f_i$（kN）	－	
杭先端の極限支持力度q_d（kN/m^2）	5383	$3 \cdot q_u$
一軸圧縮強度q_u（kN/m^2）	1794	非排水せん断強度×2
非排水せん断強度C_{CUU}（kN/m^2）＊	897	
杭先端標高Z　EL.（m）	－17.4	
杭先端面積A（m^2）	－	
杭の周長U（m）	－	
周面摩擦力を考慮する層の層厚L_i（m）	－	
最大周面摩擦力度f_i（kN/m^2）	－	

注記　＊：非排水せん断強度C_{CUU}＝（0.837－0.00346・Z）×1000（kN/m^2）

3.3　評価方法

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の耐震評価は，添付書類「Ⅴ-2-2-12　緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の地震応答計算書」に基づく地震応答解析により算定した照査用応答値が「3.2　許容限界」において設定した許容限界以下であることを確認する。

(1)　構造部材の健全性評価

コンクリートの曲げ軸力に対する照査については，地震応答解析により算定した曲げ圧縮応力が許容限界以下であることを確認する。

鉄筋の曲げ軸力に対する照査については，地震応答解析により算定した曲げ引張応力が許容限界以下であることを確認する。

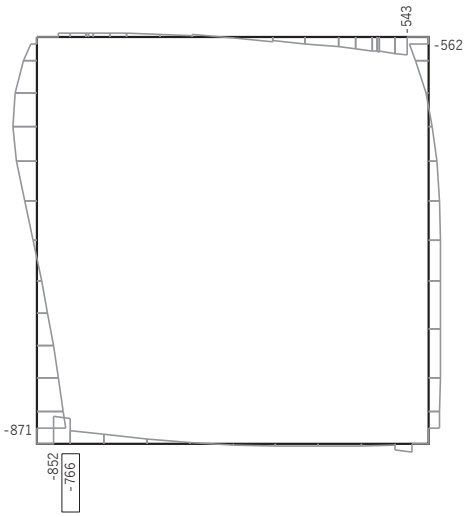
せん断力に対する照査については，地震応答解析により算定したせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

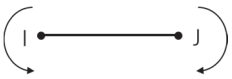
鋼管杭の曲げ軸力に対する照査については，地震応答解析により算定した曲げ引張応力が許容限界以下であることを確認する。

鋼管杭のせん断力に対する照査については，地震応答解析により算定したせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

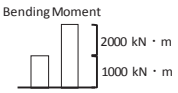
鉄筋コンクリートにおける構造部材の健全性評価において最も厳しい照査結果となったのは，鉄筋の曲げ軸力に対する照査における最大照査値である。鉄筋の曲げ軸力に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を第 3-3 図に示す。

鋼管杭における構造部材の健全性評価において最も厳しい照査結果となったのは，曲げ軸力に対する照査における最大照査値である。曲げ軸力に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を第 3-4 図に示す。

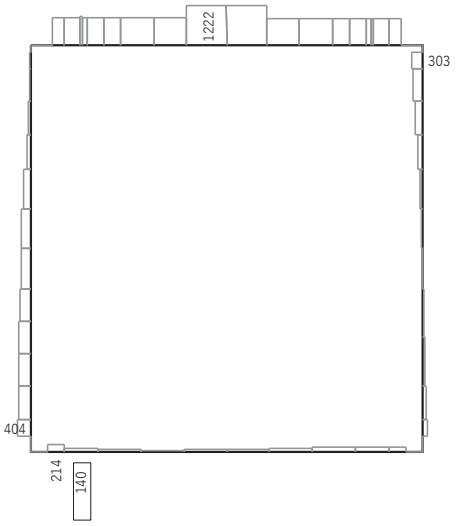




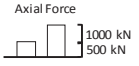
Data: NTP_NSX-toyoura_DYNA_Ss-D1L_+-_M
要素値：曲げモーメント
時刻: 23.50s



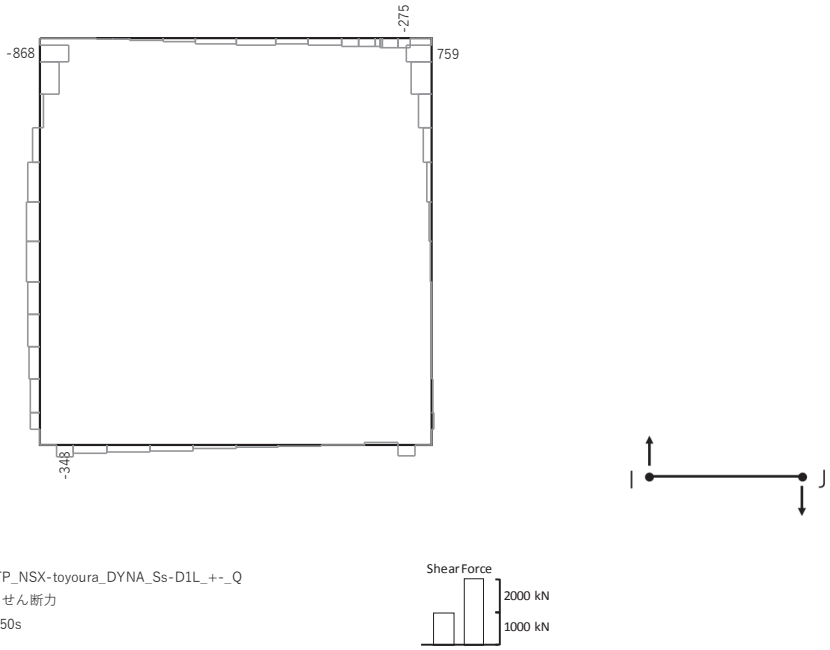
曲げモーメント（kN・m）



Data: NTP_NSX-toyoura_DYNA_Ss-D1L_+-_N
要素値：軸力
時刻: 23.50s



軸力（kN）（＋：圧縮，－：引張）



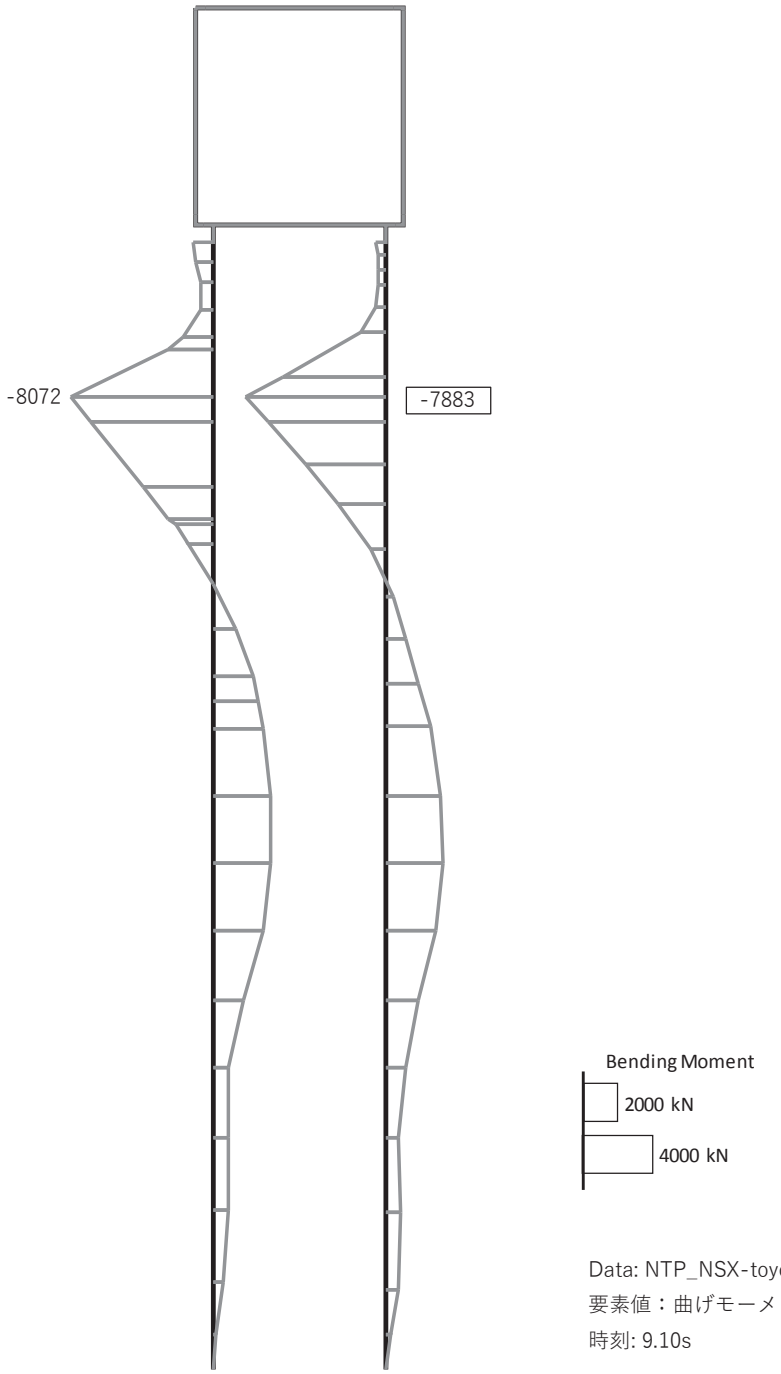
せん断力（kN）

第 3-3 図　照査値が最も厳しくなる部材（鉄筋コンクリート）の断面力

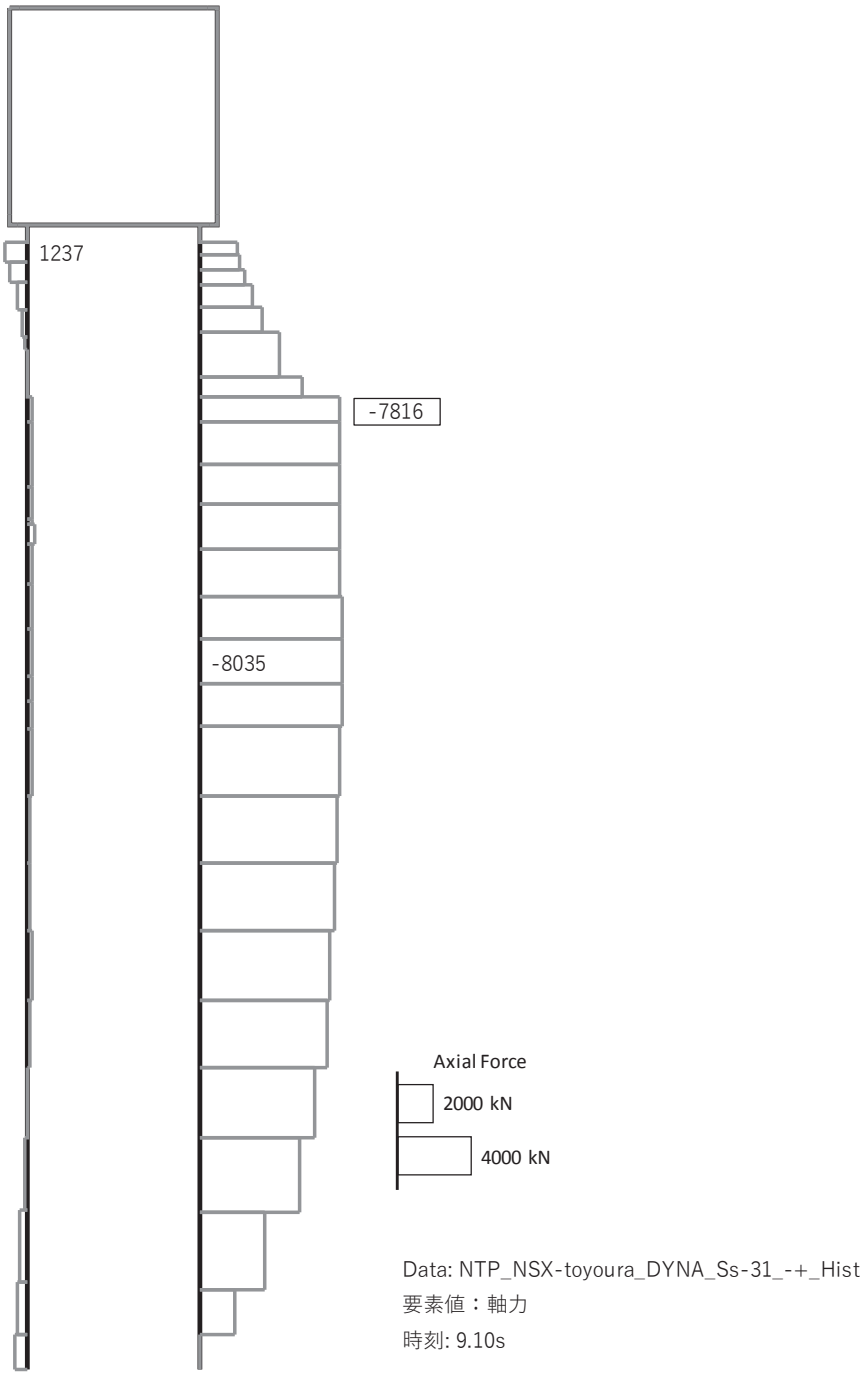
（S_s－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－），ｔ＝23.50s）

（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により

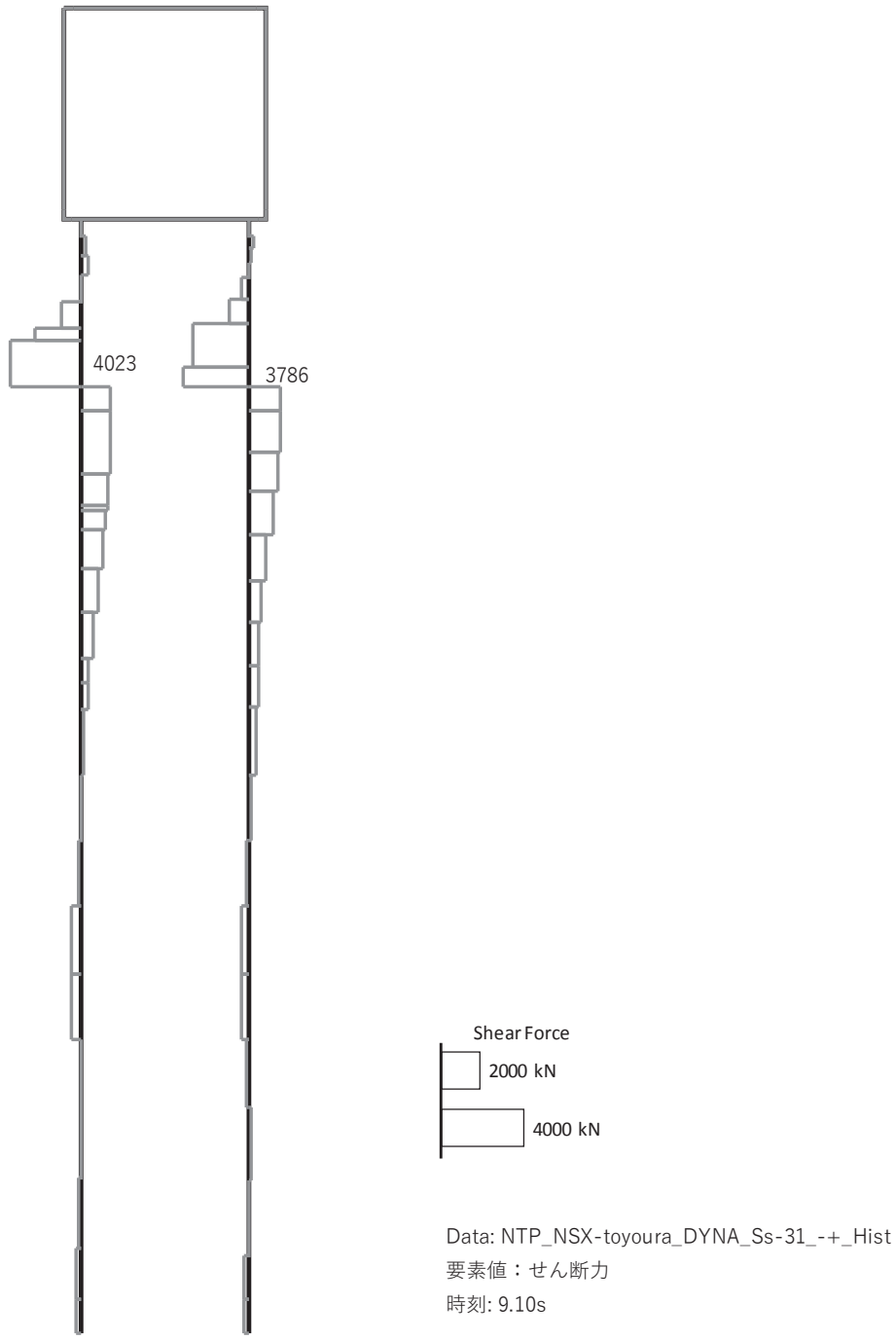
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）


-8072
-7883
Bending Moment
2000 kN
4000 kN
Data: NTP_NSX-toyoura_DYNA_Ss-31_-+_Hist
要素値：曲げモーメント
時刻: 9.10s

曲げモーメント（kN・m）


1237
-7816
-8035
Axial Force
2000 kN
4000 kN
Data: NTP_NSX-toyoura_DYNA_Ss-31_-+_Hist
要素値：軸力
時刻: 9.10s

軸力（kN）（＋：圧縮，－：引張）



せん断力（kN）

第 3-4 図　照査値が最も厳しくなる部材（鋼管杭）の断面力

（Ｓ ｓ－３１（Ｈ－，Ｖ＋），ｔ＝9.10s）

（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により

地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

(2)　基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能評価においては，基礎地盤に生じる接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

4.　耐震評価結果

4.1　構造部材の健全性に対する評価結果

コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果を第 4-1 表に，鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果を第 4-2 表に，せん断力に対する照査結果を第 4-3 表に，鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果を第 4-4 表に，鋼管杭のせん断力に対する照査結果を第 4-5 表に示す。また，概略配筋図を第 4-1 図に示す。

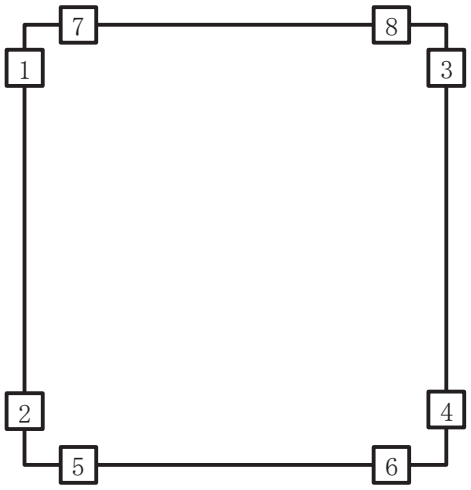
緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

第 4-1 表（1）　コンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	地震動	評価位置		断面形状(mm) 部材幅	部材高	有効高	引張鉄筋量 (mm^2)	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	圧縮応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
①	S_s－D１（H＋，V＋）	底版	5	1000	1000	750	4053.6	−511	149	5.5	21.0	0.27
		側壁	2	1000	1000	880	4053.6	−617	525	5.3	21.0	0.26
		頂版	8	1000	700	580	4053.6	−358	692	6.1	21.0	0.30
①	S_s－D１（H＋，V－）	底版	5	1000	1000	750	4053.6	−520	145	5.6	21.0	0.27
		側壁	2	1000	1000	880	4053.6	−621	521	5.3	21.0	0.26
		頂版	8	1000	700	580	4053.6	−359	696	6.1	21.0	0.30

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

評価位置は下図に示す。

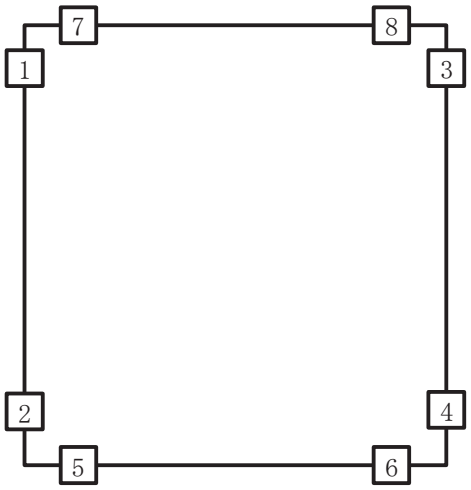


第 4-1 表（2）　コンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	地震動	評価位置		断面形状(mm)			引張鉄筋量 (mm^2)	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	圧縮応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
				部材幅	部材高	有効高						
①	S_s－D１（H－，V＋）	底版	5	1000	1000	750	4053.6	−495	336	5.2	21.0	0.25
		側壁	2	1000	1000	880	4053.6	−542	586	4.7	21.0	0.23
		頂版	8	1000	700	580	4053.6	−323	612	5.5	21.0	0.27
①	S_s－D１（H－，V－）	底版	5	1000	1000	750	4053.6	−495	314	5.2	21.0	0.25
		側壁	2	1000	1000	880	4053.6	−524	534	4.5	21.0	0.22
		頂版	8	1000	700	580	4053.6	−313	605	5.4	21.0	0.26

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

評価位置は下図に示す。

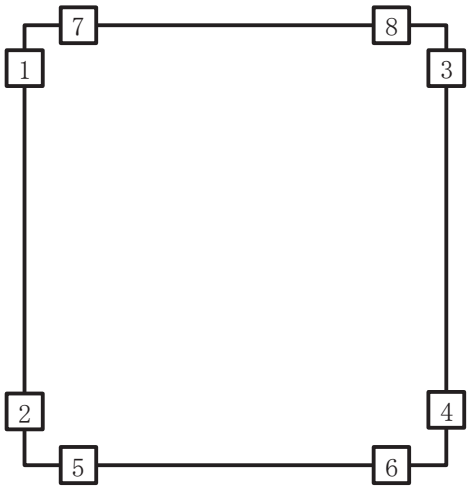


第 4-1 表（3）　コンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	地震動	評価位置		断面形状(mm) 部材幅	部材高	有効高	引張鉄筋量 (mm^2)	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	圧縮応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
①	S_s－１１	底版	5	1000	1000	750	4053.6	−288	374	3.0	21.0	0.15
		側壁	2	1000	1000	880	4053.6	−303	323	2.6	21.0	0.13
		頂版	8	1000	700	580	4053.6	−205	397	3.5	21.0	0.17
①	S_s－１２	底版	5	1000	1000	750	4053.6	−355	598	3.5	21.0	0.17
		側壁	2	1000	1000	880	4053.6	−368	402	3.2	21.0	0.16
		頂版	8	1000	700	580	4053.6	−251	462	4.3	21.0	0.21

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

評価位置は下図に示す。

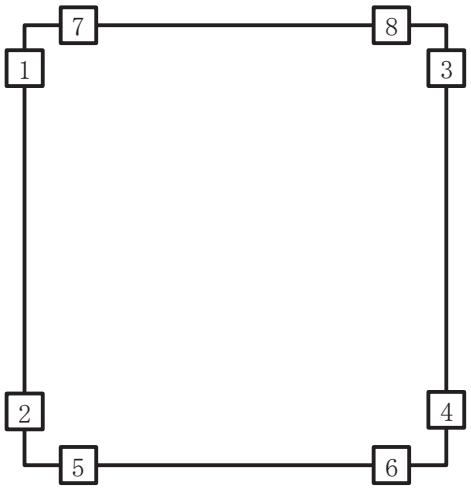


第 4-1 表（4）　コンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	地震動	評価位置		断面形状(mm) 部材幅	部材高	有効高	引張鉄筋量 (mm^2)	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	圧縮応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
①	Ｓ$_s$－１３	底版	5	1000	1000	750	4053.6	−435	782	4.3	21.0	0.21
		側壁	2	1000	1000	880	4053.6	−330	397	2.9	21.0	0.14
		頂版	8	1000	700	580	4053.6	−231	428	4.0	21.0	0.20
①	Ｓ$_s$－１４	底版	5	1000	1000	750	4053.6	−237	442	2.3	21.0	0.11
		側壁	2	1000	1000	880	4053.6	−217	295	1.9	21.0	0.10
		頂版	8	1000	700	580	4053.6	−166	300	2.9	21.0	0.14

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

評価位置は下図に示す。

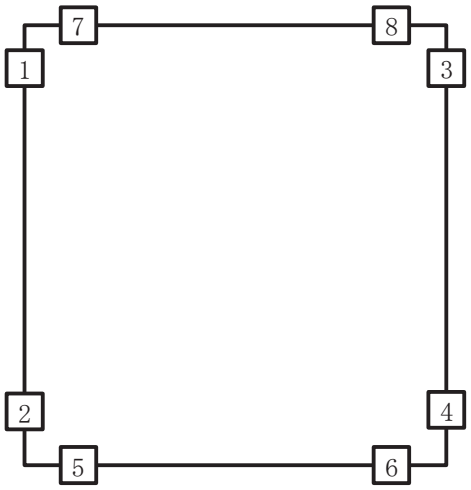


第 4-1 表（5）　コンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	地震動	評価位置		断面形状(mm) 部材幅	部材高	有効高	引張鉄筋量 (mm^2)	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	圧縮応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
①	S_s－２１	底版	5	1000	1000	750	4053.6	−302	195	3.2	21.0	0.16
		側壁	2	1000	1000	880	4053.6	−373	419	3.2	21.0	0.16
		頂版	8	1000	700	580	4053.6	−241	465	4.1	21.0	0.20
①	S_s－２２	底版	5	1000	1000	750	4053.6	−272	142	2.9	21.0	0.14
		側壁	2	1000	1000	880	4053.6	−357	398	3.1	21.0	0.15
		頂版	8	1000	700	580	4053.6	−240	474	4.1	21.0	0.20

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

評価位置は下図に示す。

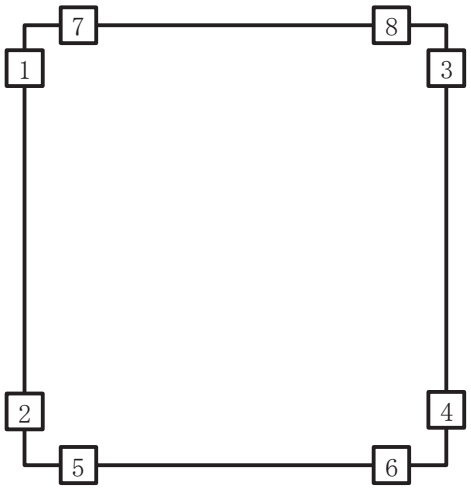


第 4-1 表（6）　コンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	地震動	評価位置		断面形状(mm) 部材幅	部材高	有効高	引張鉄筋量 (mm^2)	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	圧縮応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
①	S_s－３１（H＋，V＋）	底版	5	1000	1000	750	4053.6	−405	430	4.2	21.0	0.20
		側壁	2	1000	1000	880	4053.6	−430	526	3.7	21.0	0.18
		頂版	8	1000	700	580	4053.6	−267	467	4.6	21.0	0.22
①	S_s－３１（H－，V＋）	底版	5	1000	1000	750	4053.6	−632	628	6.6	21.0	0.32
		側壁	2	1000	1000	880	4053.6	−567	505	4.9	21.0	0.24
		頂版	8	1000	700	580	4053.6	−310	544	5.3	21.0	0.26

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

評価位置は下図に示す。

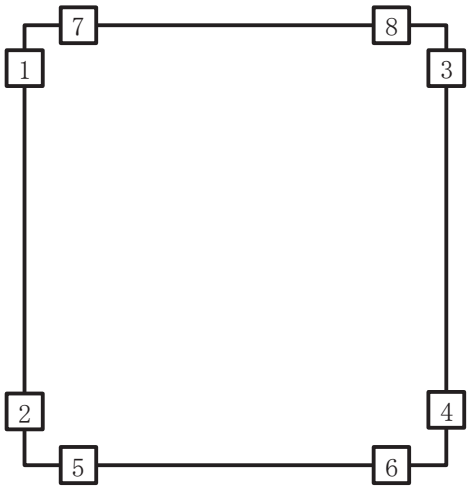


第 4-1 表（7）　コンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	地震動	評価位置		断面形状(mm) 部材幅	部材高	有効高	引張鉄筋量 (mm^2)	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	圧縮応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
②	S_s－D１（H－，V－）	底版	5	1000	1000	750	4053.6	−494	154	5.3	21.0	0.26
		側壁	2	1000	1000	880	4053.6	−589	497	5.1	21.0	0.25
		頂版	8	1000	700	580	4053.6	−345	678	5.9	21.0	0.29
③	S_s－D１（H－，V－）	底版	5	1000	1000	750	4053.6	−550	134	5.9	21.0	0.29
		側壁	2	1000	1000	880	4053.6	−658	548	5.6	21.0	0.27
		頂版	8	1000	700	580	4053.6	−375	717	6.4	21.0	0.31

注記　②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース
③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース

評価位置は下図に示す。

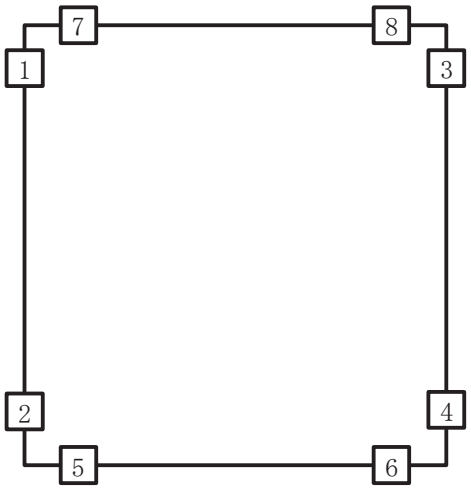


第 4-1 表（8）　コンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	地震動	評価位置		断面形状(mm) 部材幅	部材高	有効高	引張鉄筋量 (mm^2)	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	圧縮応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
④	S_s－D１（H－，V－）	底版	5	1000	1000	750	4053.6	−785	207	8.4	21.0	0.40
		側壁	2	1000	1000	880	4053.6	−805	425	6.8	21.0	0.33
		頂版	8	1000	700	580	4053.6	−506	811	8.6	21.0	0.41
⑤	S_s－D１（H－，V－）	底版	5	1000	1000	750	4053.6	−381	332	4.0	21.0	0.20
		側壁	2	1000	1000	880	4053.6	−434	639	3.7	21.0	0.18
		頂版	8	1000	700	580	4053.6	−259	550	4.4	21.0	0.21

注記　④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

評価位置は下図に示す。

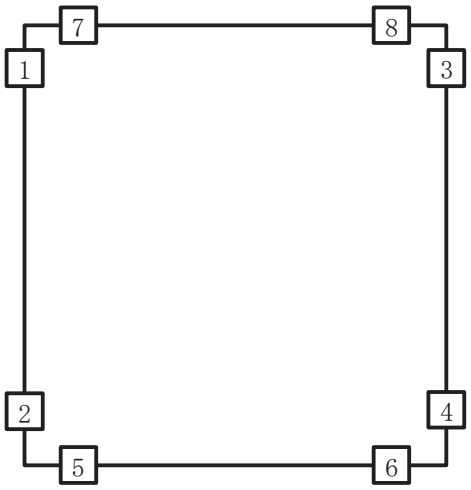


第 4-1 表（9）　コンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	地震動	評価位置		断面形状(mm) 部材幅	部材高	有効高	引張鉄筋量 (mm^2)	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	圧縮応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
⑥	S_s－D１（H－，V－）	底版	5	1000	1000	750	4053.6	−341	419	3.5	21.0	0.17
		側壁	2	1000	1000	880	4053.6	−399	597	3.4	21.0	0.17
		頂版	8	1000	700	580	4053.6	−235	396	4.0	21.0	0.20

注記　⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

評価位置は下図に示す。

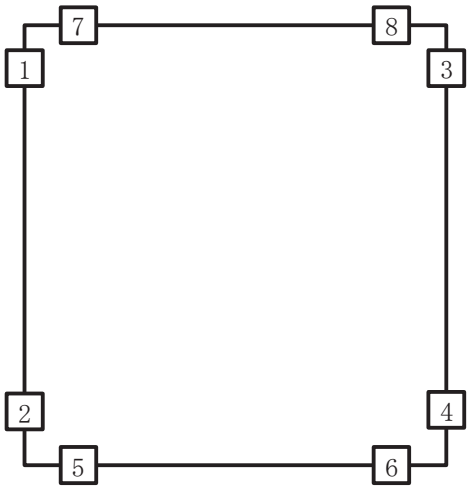


第 4-2 表（1）　鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	地震動	評価位置		断面形状(mm) 部材幅	部材高	有効高	引張鉄筋量 (mm^2)	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	引張応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
①	S_s－D１（H＋，V＋）	底版	5	1000	1000	750	4053.6	−504	108	171	435	0.40
		側壁	2	1000	1000	880	4053.6	−616	509	134	435	0.31
		頂版	8	1000	700	580	4053.6	−358	691	95	435	0.22
①	S_s－D１（H＋，V－）	底版	5	1000	1000	750	4053.6	−517	128	173	435	0.40
		側壁	2	1000	1000	880	4053.6	−621	509	136	435	0.32
		頂版	8	1000	700	580	4053.6	−349	616	99	435	0.23

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

評価位置は下図に示す。

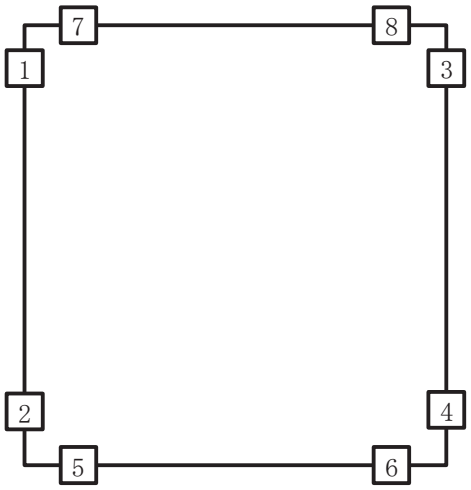


第 4-2 表（2）　鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	地震動	評価位置		断面形状(mm) 部材幅	部材高	有効高	引張鉄筋量 (mm^2)	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	引張応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
①	S_s－D１（H－，V＋）	底版	5	1000	1000	750	4053.6	−396	30	143	435	0.33
		側壁	2	1000	1000	880	4053.6	364	14	112	435	0.26
		頂版	7	1000	700	580	4053.6	−151	−243	105	435	0.25
①	S_s－D１（H－，V－）	底版	5	1000	1000	750	4053.6	−376	−13	141	435	0.33
		側壁	2	1000	1000	880	4053.6	362	17	111	435	0.26
		頂版	7	1000	700	580	4053.6	−142	−263	103	435	0.24

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

評価位置は下図に示す。

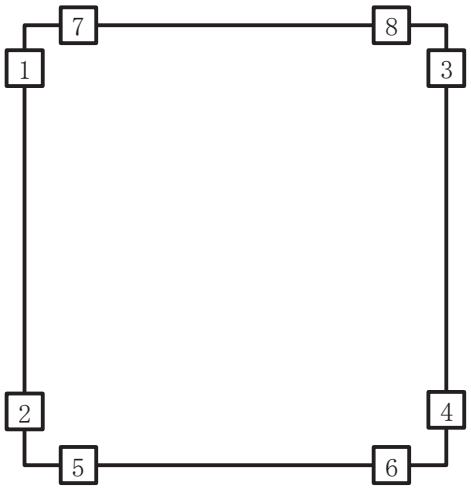


第 4-2 表（3）　鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	地震動	評価位置		断面形状(mm) 部材幅	部材高	有効高	引張鉄筋量 (mm^2)	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	引張応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
①	Ｓｓ－１１	底版	5	1000	1000	750	4053.6	−247	143	72	435	0.17
		側壁	2	1000	1000	880	4053.6	−303	316	59	435	0.14
		頂版	8	1000	700	580	4053.6	−149	131	57	435	0.14
①	Ｓｓ－１２	底版	6	1000	1000	750	4053.6	−277	−72	113	435	0.26
		側壁	2	1000	1000	880	4053.6	−368	393	71	435	0.17
		頂版	8	1000	700	580	4053.6	−251	461	69	435	0.16

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

評価位置は下図に示す。

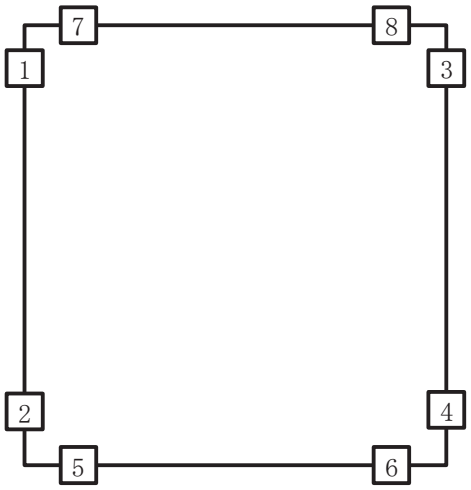


第 4-2 表（4）　鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	地震動	評価位置		断面形状(mm) 部材幅	部材高	有効高	引張鉄筋量 (mm^2)	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	引張応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
①	S_s－１３	底版	6	1000	1000	750	4053.6	−276	−11	104	435	0.24
		側壁	2	1000	1000	880	4053.6	−326	359	62	435	0.15
		頂版	8	1000	700	580	4053.6	−231	427	64	435	0.15
①	S_s－１４	底版	6	1000	1000	750	4053.6	−194	85	60	435	0.14
		側壁	2	1000	1000	880	4053.6	−215	279	36	435	0.09
		頂版	8	1000	700	580	4053.6	−153	177	54	435	0.13

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

評価位置は下図に示す。

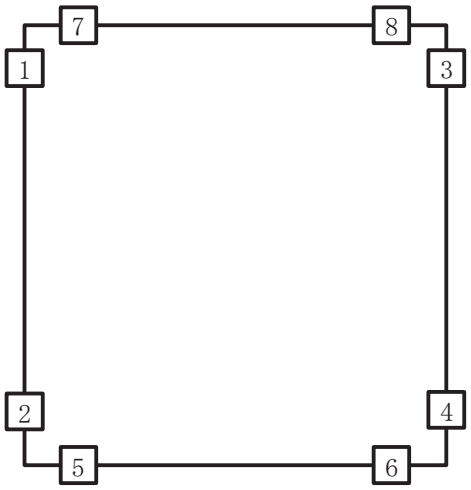


第 4-2 表（5）　鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	地震動	評価位置		断面形状(mm) 部材幅	部材高	有効高	引張鉄筋量 (mm^2)	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	引張応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
①	Ｓs－２１	底版	5	1000	1000	750	4053.6	−287	87	94	435	0.22
		側壁	2	1000	1000	880	4053.6	−372	382	73	435	0.17
		頂版	8	1000	700	580	4053.6	−237	438	65	435	0.15
①	Ｓs－２２	底版	5	1000	1000	750	4053.6	−272	142	81	435	0.19
		側壁	2	1000	1000	880	4053.6	−355	384	68	435	0.16
		頂版	8	1000	700	580	4053.6	−240	472	63	435	0.15

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

評価位置は下図に示す。

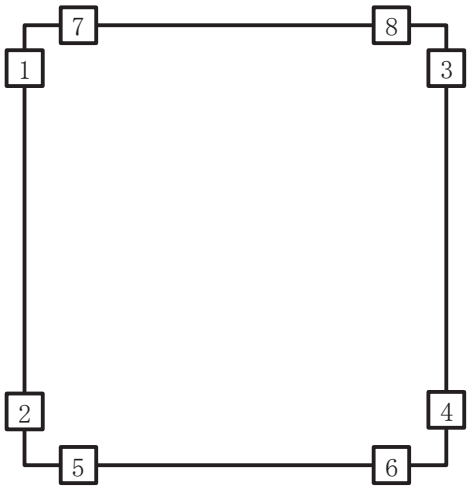


第 4-2 表（6）　鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	地震動	評価位置		断面形状(mm) 部材幅	部材高	有効高	引張鉄筋量 (mm^2)	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	引張応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
①	S_s－３１（Ｈ＋，Ｖ＋）	底版	5	1000	1000	880	4053.6	307	-202	119	435	0.28
		側壁	2	1000	1000	880	4053.6	-425	481	79	435	0.19
		頂版	8	1000	700	580	4053.6	-267	465	76	435	0.18
①	S_s－３１（Ｈ－，Ｖ＋）	底版	5	1000	1000	750	4053.6	-604	507	153	435	0.36
		側壁	2	1000	1000	880	4053.6	-566	480	122	435	0.29
		頂版	8	1000	700	580	4053.6	-308	526	89	435	0.21

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

評価位置は下図に示す。

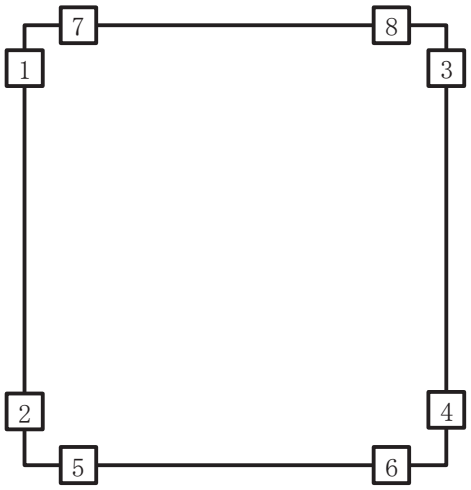


第 4-2 表（7）　鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	地震動	評価位置		断面形状(mm) 部材幅	部材高	有効高	引張鉄筋量 (mm^2)	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	引張応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
②	S_s－D１（H－，V－）	底版	5	1000	1000	750	4053.6	−491	136	163	435	0.38
		側壁	2	1000	1000	880	4053.6	−588	483	129	435	0.30
		頂版	8	1000	700	580	4053.6	−338	600	95	435	0.22
③	S_s－D１（H－，V－）	底版	5	1000	1000	750	4053.6	−548	117	186	435	0.43
		側壁	2	1000	1000	880	4053.6	−658	535	144	435	0.34
		頂版	8	1000	700	580	4053.6	−355	626	101	435	0.24

注記　②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース
③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース

評価位置は下図に示す。

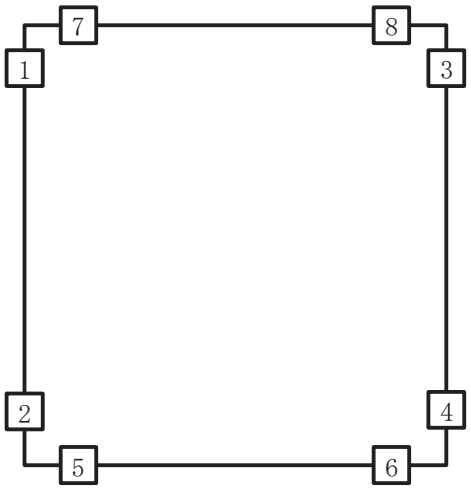


第 4-2 表（8）　鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	地震動	評価位置		断面形状(mm) 部材幅	部材高	有効高	引張鉄筋量 (mm^2)	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	引張応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
④	Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－）	底版	5	1000	1000	750	4053.6	−766	140	264	435	0.61
		側壁	2	1000	1000	880	4053.6	−805	411	204	435	0.47
		頂版	8	1000	700	580	4053.6	−506	808	153	435	0.36
⑤	Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－）	底版	5	1000	1000	750	4053.6	−373	270	101	435	0.24
		側壁	2	1000	1000	880	4053.6	−396	329	86	435	0.20
		頂版	8	1000	700	580	4053.6	−215	248	76	435	0.18

注記　④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

評価位置は下図に示す。

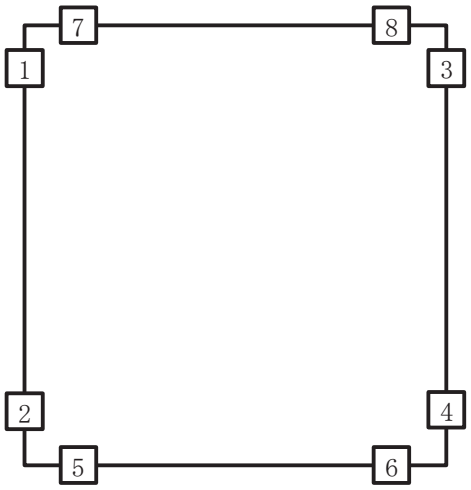


第 4-2 表（9）　鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	地震動	評価位置		断面形状(mm) 部材幅	部材高	有効高	引張鉄筋量 (mm^2)	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	引張応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
⑥	S_s－D１（H－，V－）	底版	5	1000	1000	750	4053.6	−304	247	78	435	0.18
		側壁	2	1000	1000	880	4053.6	−342	336	69	435	0.16
		頂版	8	1000	700	580	4053.6	−205	220	74	435	0.18

注記　⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

評価位置は下図に示す。

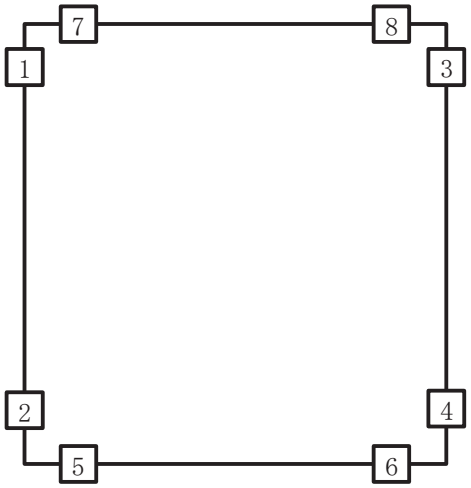


第 4-3 表（1）　せん断力照査結果

検討ケース	地震動	評価位置		断面形状(mm)			せん断補強筋	発生せん断力	短期許容せん断力	照査値
				部材幅	部材高	有効高	(mm)	(kN)	(kN)	
①	S_s－D１（H＋，V＋）	底版	5	1000	1000	750	D19	−230	1165	0.20
		側壁	1	1000	1000	880	D19	−517	1367	0.38
		頂版	8	1000	700	580	D19	−206	901	0.23
①	S_s－D１（H＋，V－）	底版	5	1000	1000	750	D19	−228	1165	0.20
		側壁	1	1000	1000	880	D19	−515	1367	0.38
		頂版	8	1000	700	580	D19	−219	901	0.25

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

評価位置は下図に示す。

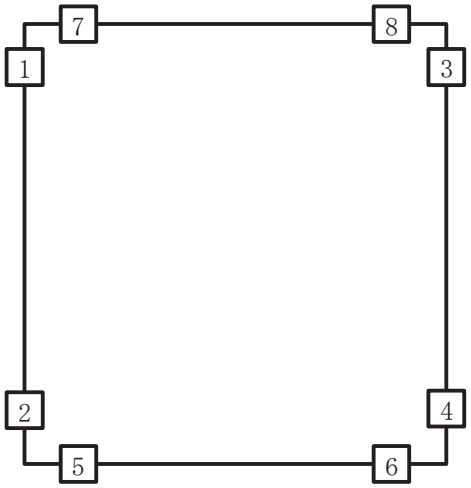


第 4-3 表（2）　せん断力照査結果

検討ケース	地震動	評価位置		断面形状(mm)			せん断補強筋	発生せん断力	短期許容せん断力	照査値
				部材幅	部材高	有効高	(mm)	(kN)	(kN)	
①	Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋）	底版	5	1000	1000	750	D19	-221	1165	0.19
		側壁	1	1000	1000	880	D19	-452	1367	0.34
		頂版	8	1000	700	580	D19	-200	901	0.23
①	Ｓ$_s$－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－）	底版	5	1000	1000	750	D19	-216	1165	0.19
		側壁	3	1000	1000	880	D19	434	1367	0.32
		頂版	8	1000	700	580	D19	-207	901	0.23

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

評価位置は下図に示す。

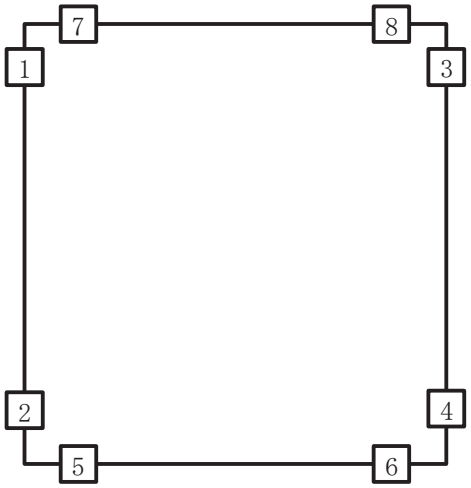


第 4-3 表（3）　せん断力照査結果

検討ケース	地震動	評価位置		断面形状(mm)			せん断補強筋	発生せん断力	短期許容せん断力	照査値
				部材幅	部材高	有効高	(mm)	(kN)	(kN)	
①	Ｓｓ－１１	底版	5	1000	1000	750	D19	-171	1165	0.15
		側壁	1	1000	1000	880	D19	-305	1367	0.23
		頂版	8	1000	700	580	D19	-163	901	0.19
①	Ｓｓ－１２	底版	6	1000	1000	750	D19	229	1165	0.20
		側壁	2	1000	1000	880	D19	412	1367	0.31
		頂版	8	1000	700	580	D19	-173	901	0.20

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

評価位置は下図に示す。

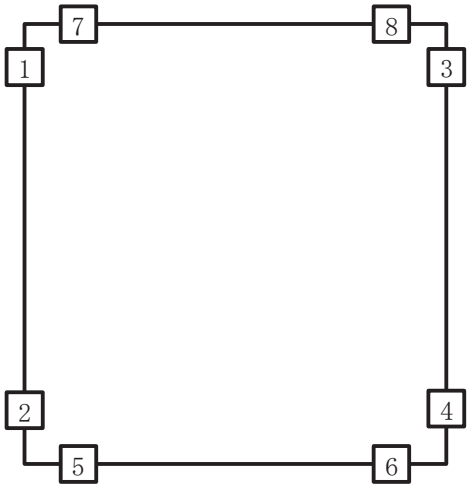


第 4-3 表（4）　せん断力照査結果

検討ケース	地震動	評価位置		断面形状(mm)			せん断補強筋	発生せん断力	短期許容せん断力	照査値
				部材幅	部材高	有効高	(mm)	(kN)	(kN)	
①	Ｓｓ－１３	底版	5	1000	1000	750	D19	-249	1165	0.22
		側壁	2	1000	1000	880	D19	501	1367	0.37
		頂版	8	1000	700	580	D19	-174	901	0.20
①	Ｓｓ－１４	底版	6	1000	1000	750	D19	177	1165	0.16
		側壁	2	1000	1000	880	D19	273	1367	0.20
		頂版	8	1000	700	580	D19	-167	901	0.19

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

評価位置は下図に示す。

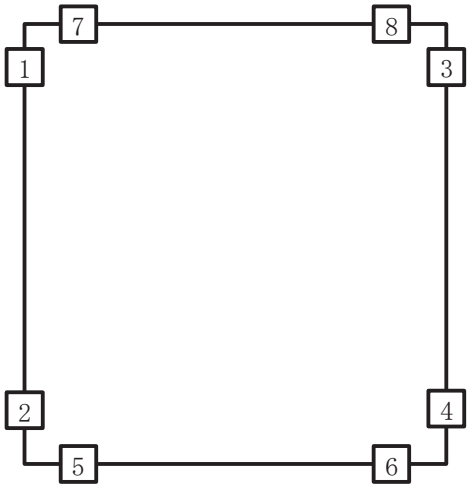


第 4-3 表（5）　せん断力照査結果

検討ケース	地震動	評価位置		断面形状(mm)			せん断補強筋	発生せん断力	短期許容せん断力	照査値
				部材幅	部材高	有効高	(mm)	(kN)	(kN)	
①	Ｓ$_s$－２１	底版	6	1000	1000	750	D19	172	1165	0.15
		側壁	1	1000	1000	880	D19	-382	1367	0.28
		頂版	8	1000	700	580	D19	-177	901	0.20
①	Ｓ$_s$－２２	底版	6	1000	1000	750	D19	176	1165	0.16
		側壁	1	1000	1000	880	D19	-364	1367	0.27
		頂版	8	1000	700	580	D19	-182	901	0.21

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

評価位置は下図に示す。

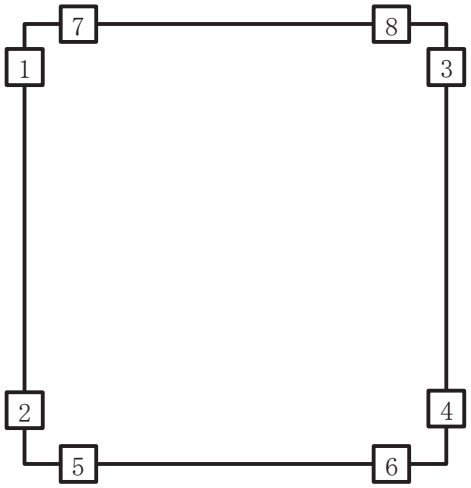


第 4-3 表（6）　せん断力照査結果

検討ケース	地震動	評価位置		断面形状(mm)			せん断補強筋	発生せん断力	短期許容せん断力	照査値
				部材幅	部材高	有効高	(mm)	(kN)	(kN)	
①	S_s－３１（H＋，V＋）	底版	5	1000	1000	750	D19	−217	1165	0.19
		側壁	1	1000	1000	880	D19	−355	1367	0.26
		頂版	8	1000	700	580	D19	−178	901	0.20
①	S_s－３１（H－，V＋）	底版	5	1000	1000	750	D19	−305	1165	0.27
		側壁	2	1000	1000	880	D19	506	1367	0.38
		頂版	8	1000	700	580	D19	−187	901	0.21

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

評価位置は下図に示す。

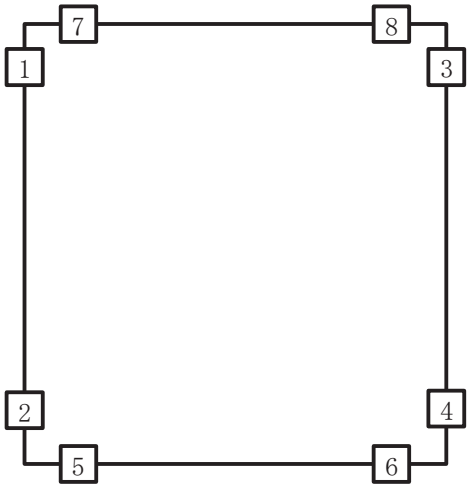


第 4-3 表（7）　せん断力照査結果

検討ケース	地震動	評価位置		断面形状(mm)			せん断補強筋	発生せん断力	短期許容せん断力	照査値
				部材幅	部材高	有効高	(mm)	(kN)	(kN)	
②	S_s－D１（H－，V－）	底版	5	1000	1000	750	D19	-234	1165	0.21
		側壁	1	1000	1000	880	D19	-503	1367	0.37
		頂版	8	1000	700	580	D19	-215	901	0.24
③	S_s－D１（H－，V－）	底版	5	1000	1000	750	D19	-224	1165	0.20
		側壁	1	1000	1000	880	D19	-528	1367	0.39
		頂版	8	1000	700	580	D19	-221	901	0.25

注記　②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース
③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース

評価位置は下図に示す。

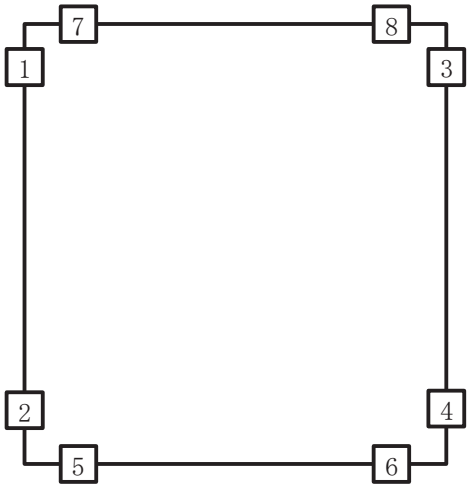


第 4-3 表（8）　せん断力照査結果

検討ケース	地震動	評価位置		断面形状(mm)			せん断補強筋	発生せん断力	短期許容せん断力	照査値
				部材幅	部材高	有効高	(mm)	(kN)	(kN)	
④	Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－）	底版	5	1000	1000	750	D19	-281	1165	0.25
		側壁	3	1000	1000	880	D19	613	1367	0.45
		頂版	8	1000	700	580	D19	-269	901	0.30
⑤	Ｓｓ－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－）	底版	6	1000	1000	750	D19	209	1165	0.18
		側壁	1	1000	1000	880	D19	-466	1367	0.35
		頂版	8	1000	700	580	D19	-183	901	0.21

注記　④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

評価位置は下図に示す。

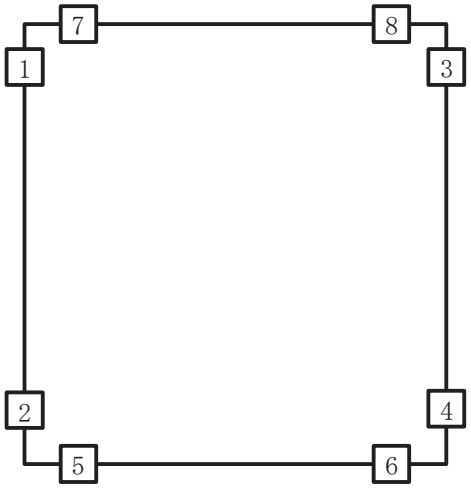


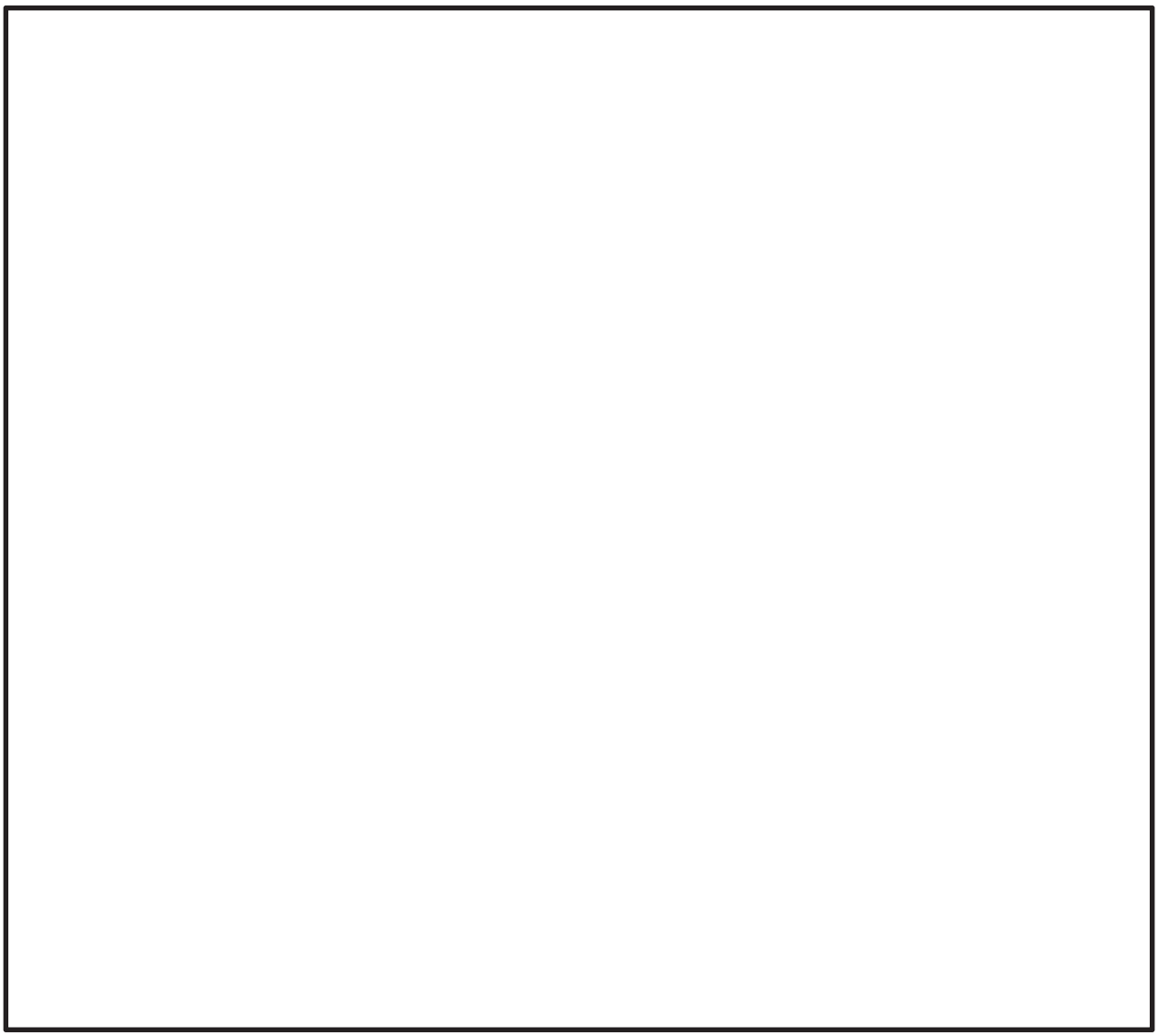
第 4-3 表（9）　せん断力照査結果

検討ケース	地震動	評価位置		断面形状(mm)			せん断補強筋	発生せん断力	短期許容せん断力	照査値
				部材幅	部材高	有効高	(mm)	(kN)	(kN)	
⑥	S_s－D１（H－，V－）	底版	6	1000	1000	750	D19	211	1165	0.19
		側壁	1	1000	1000	880	D19	-454	1367	0.34
		頂版	8	1000	700	580	D19	-183	901	0.21

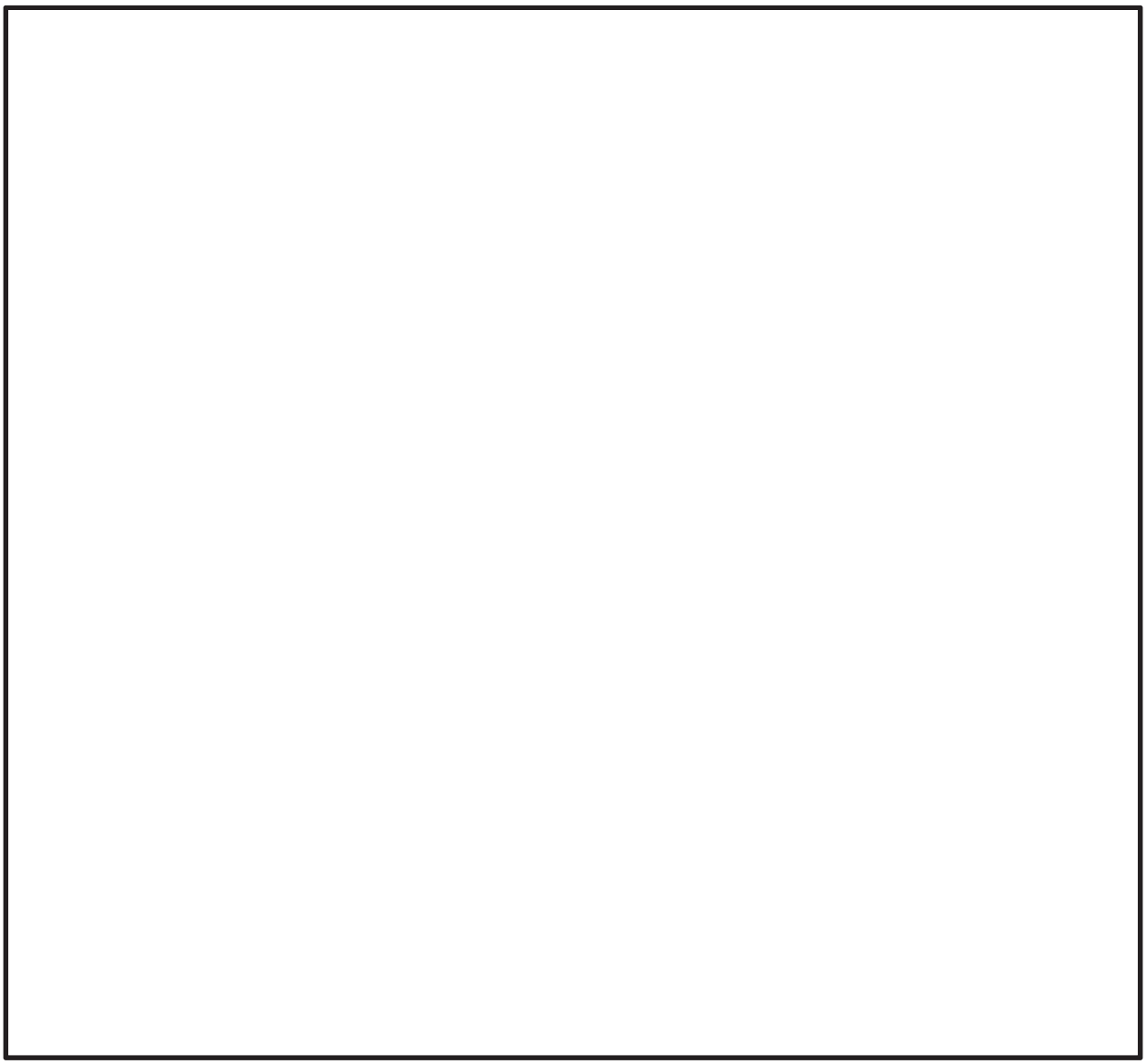
注記　⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

評価位置は下図に示す。





第 4-1 図（1）　概略配筋図（主筋）



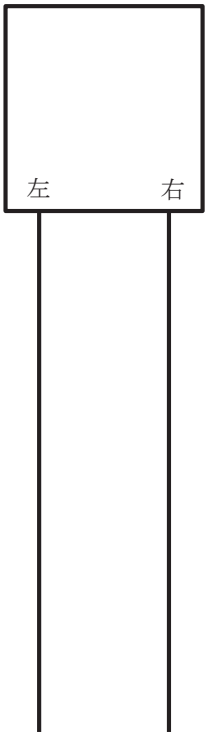
第 4-1 図 (2)　概略配筋図（せん断補強筋）

第 4-4 表（1）　鋼管杭の曲げ軸力照査結果

検討ケース	地震動	評価位置	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
①	S_s－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋）	左	-3961	-1385	-157.9	-382.5	0.42
		右	-3719	-4184	-172.8	-382.5	0.46
①	S_s－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－）	左	-3976	-1399	-158.6	-382.5	0.42
		右	-3738	-4196	-173.6	-382.5	0.46

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

評価位置は下図に示す。

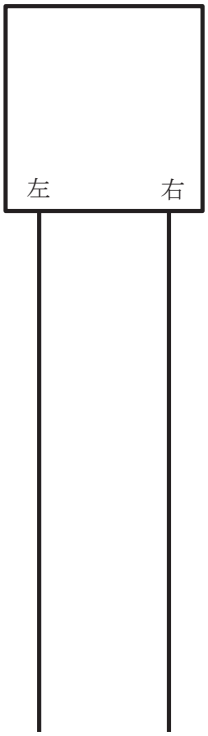


第 4-4 表（2）　鋼管杭の曲げ軸力照査結果

検討ケース	地震動	評価位置	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
①	S_s－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ＋）	左	-4100	-1230	-161.7	-382.5	0.43
		右	-3891	-4126	-178.6	-382.5	0.47
①	S_s－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－）	左	-4184	-1290	-165.3	-382.5	0.44
		右	-3970	-4306	-183.1	-382.5	0.48

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

評価位置は下図に示す。

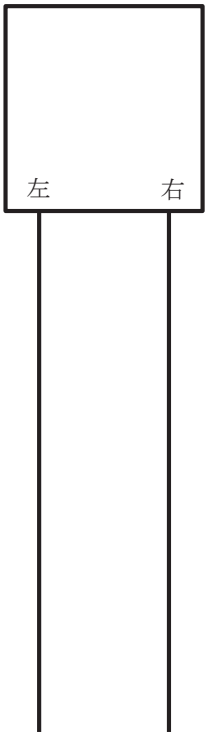


第 4-4 表（3）　鋼管杭の曲げ軸力照査結果

検討ケース	地震動	評価位置	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
①	Ｓｓ－１１	左	-1777	-1560	-78.9	-382.5	0.21
		右	-1439	-2565	-74.9	-382.5	0.20
①	Ｓｓ－１２	左	-3100	396	117.7	382.5	0.31
		右	-2937	-2330	-128.2	-382.5	0.34

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

評価位置は下図に示す。

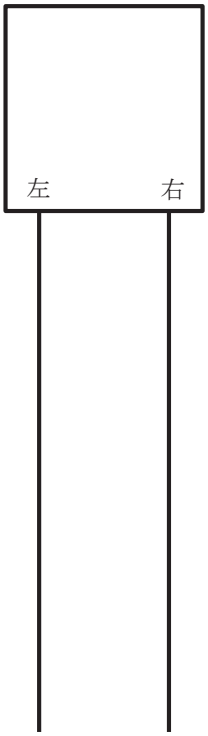


第 4-4 表（4）　鋼管杭の曲げ軸力照査結果

検討ケース	地震動	評価位置	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
①	Ｓｓ－１３	左	-2382	769	94.4	382.5	0.25
		右	-2284	-1759	-99.2	-382.5	0.26
①	Ｓｓ－１４	左	-893	-642	-38.4	-382.5	0.11
		右	-908	-824	-40.5	-382.5	0.11

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

評価位置は下図に示す。

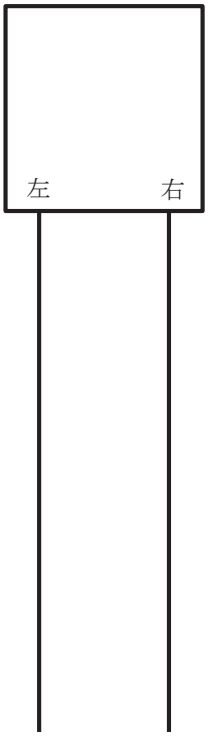


第 4-4 表（5）　鋼管杭の曲げ軸力照査結果

検討ケース	地震動	評価位置	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
①	Ｓｓ－２１	左	2479	1845	107.1	382.5	0.28
		右	2013	3584	104.8	382.5	0.28
①	Ｓｓ－２２	左	-1642	-1269	-71.4	-382.5	0.19
		右	-1410	-2645	-74.5	-382.5	0.20

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

評価位置は下図に示す。

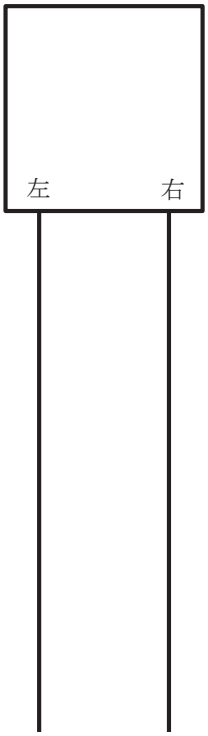


第 4-4 表（6）　鋼管杭の曲げ軸力照査結果

検討ケース	地震動	評価位置	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
①	Ｓ$_s$－３１（Ｈ＋，Ｖ＋）	左	5252	-500	-198.0	-382.5	0.52
		右	4960	2702	206.0	382.5	0.54
①	Ｓ$_s$－３１（Ｈ－，Ｖ＋）	左	-5629	1449	219.9	382.5	0.58
		右	-5394	-2551	-220.7	-382.5	0.58

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

評価位置は下図に示す。

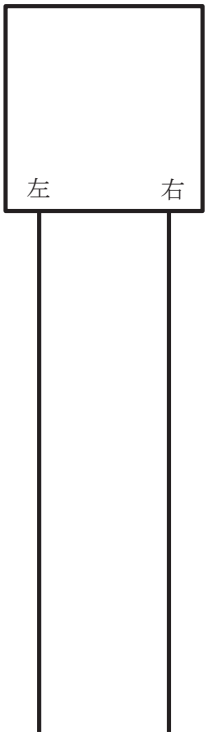


第 4-4 表（7）　鋼管杭の曲げ軸力照査結果

検討ケース	地震動	評価位置	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
②	S_s－D１（H－，V－）	左	-4899	1365	192.3	382.5	0.51
		右	-4702	-2400	-193.9	-382.5	0.51
③	S_s－D１（H－，V－）	左	-6487	1531	252.3	382.5	0.66
		右	-6200	-2838	-252.9	-382.5	0.67

注記　②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース
③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース

評価位置は下図に示す。

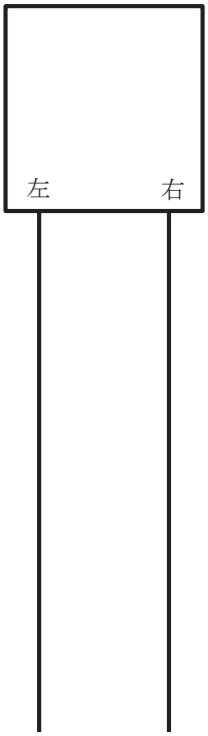


第 4-4 表（8）　鋼管杭の曲げ軸力照査結果

検討ケース	地震動	評価位置	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
④	S_s－D１（H－，V－）	左	-8072	-359	-300.8	-382.5	0.79
		右	-7883	-7816	-357.3	-382.5	0.94
⑤	S_s－D１（H－，V－）	左	-5294	761	201.7	382.5	0.53
		右	-5173	-2305	-210.4	-382.5	0.56

注記　④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

評価位置は下図に示す。

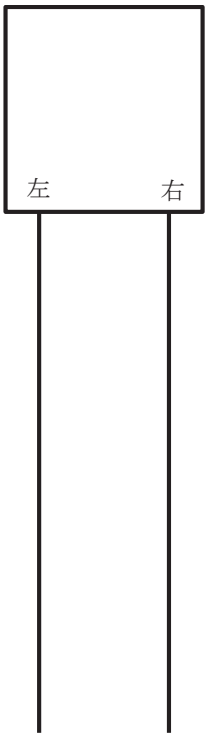


第 4-4 表（9）　鋼管杭の曲げ軸力照査結果

検討ケース	地震動	評価位置	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
⑥	S_s－D１（H－，V－）	左	-4609	721	176.2	382.5	0.47
		右	-4530	-2025	-184.3	-382.5	0.49

注記　⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

評価位置は下図に示す。

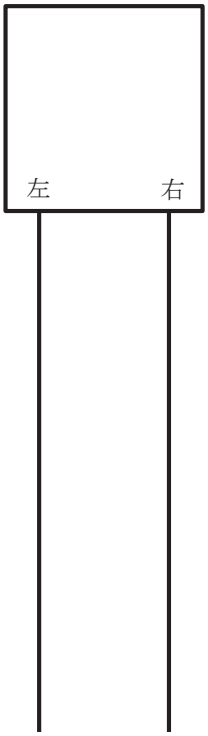


第 4-5 表（1）　鋼管杭のせん断力照査結果

検討ケース	地震動	評価位置	発生せん断力 (kN)	せん断応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
①	S_s－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋）	左	2026	34.49	217.5	0.16
		右	1888	32.13	217.5	0.15
①	S_s－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－）	左	2035	34.63	217.5	0.16
		右	1897	32.28	217.5	0.15

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

評価位置は下図に示す。

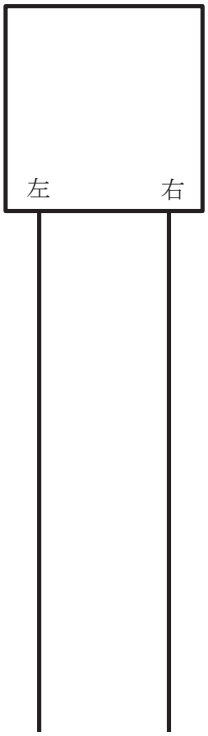


第 4-5 表（2）　鋼管杭のせん断力照査結果

検討ケース	地震動	評価位置	発生せん断力 (kN)	せん断応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
①	S_s－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ＋）	左	2099	35.73	217.5	0.17
		右	1978	33.66	217.5	0.16
①	S_s－Ｄ１（Ｈ＋，Ｖ－）	左	2141	36.44	217.5	0.17
		右	2010	34.20	217.5	0.16

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

評価位置は下図に示す。

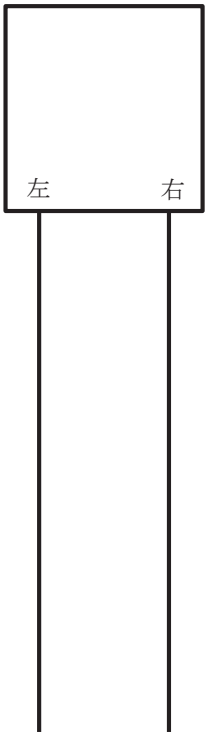


第 4-5 表（3）　鋼管杭のせん断力照査結果

検討ケース	地震動	評価位置	発生せん断力 (kN)	せん断応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
①	Ｓｓ－１１	左	932	15.85	217.5	0.08
		右	815	13.87	217.5	0.07
①	Ｓｓ－１２	左	1619	27.55	217.5	0.13
		右	1565	26.64	217.5	0.13

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

評価位置は下図に示す。

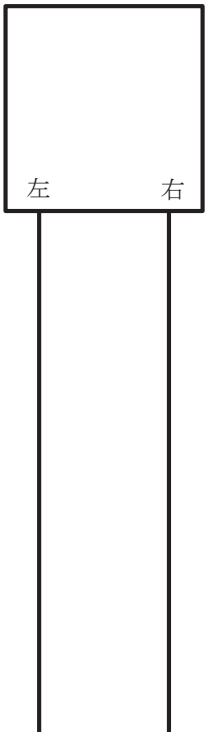


第 4-5 表（4）　鋼管杭のせん断力照査結果

検討ケース	地震動	評価位置	発生せん断力 (kN)	せん断応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
①	Ｓｓ－１３	左	1253	21.33	217.5	0.10
		右	1233	20.99	217.5	0.10
①	Ｓｓ－１４	左	519	8.83	217.5	0.05
		右	508	8.64	217.5	0.04

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

評価位置は下図に示す。

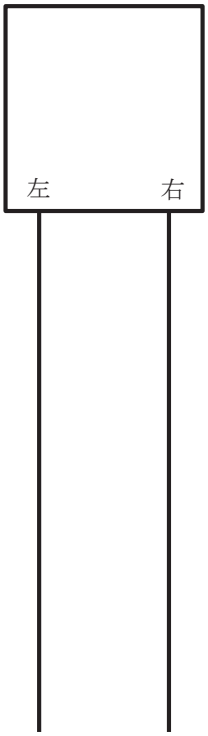


第 4-5 表（5）　鋼管杭のせん断力照査結果

検討ケース	地震動	評価位置	発生せん断力 (kN)	せん断応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
①	S_s－２１	左	-1293	-22.01	217.5	0.11
		右	-1141	-19.41	217.5	0.09
①	S_s－２２	左	862	14.66	217.5	0.07
		右	759	12.92	217.5	0.06

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

評価位置は下図に示す。

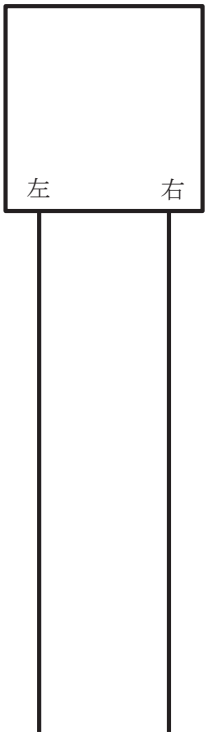


第 4-5 表（6）　鋼管杭のせん断力照査結果

検討ケース	地震動	評価位置	発生せん断力 (kN)	せん断応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
①	S_s－３１（Ｈ＋，Ｖ＋）	左	-2686	-45.71	217.5	0.22
		右	-2672	-45.47	217.5	0.21
①	S_s－３１（Ｈ－，Ｖ＋）	左	2876	48.95	217.5	0.23
		右	2846	48.45	217.5	0.23

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

評価位置は下図に示す。

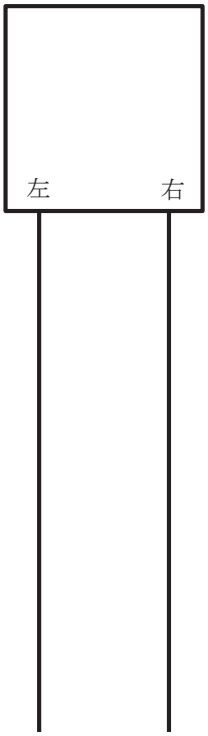


第 4-5 表（7）　鋼管杭のせん断力照査結果

検討ケース	地震動	評価位置	発生せん断力 (kN)	せん断応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
②	S_s－D１（H－，V－）	左	2525	42.97	217.5	0.20
		右	2517	42.84	217.5	0.20
③	S_s－D１（H－，V－）	左	3285	55.92	217.5	0.26
		右	3219	54.78	217.5	0.26

注記　②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース
③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース

評価位置は下図に示す。

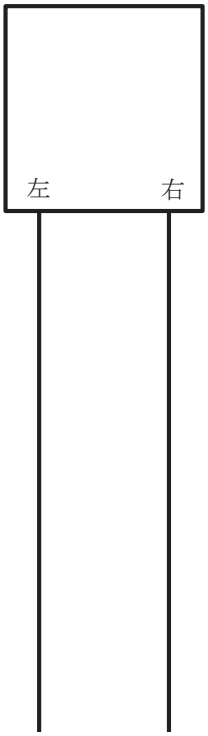


第 4-5 表（8）　鋼管杭のせん断力照査結果

検討ケース	地震動	評価位置	発生せん断力 (kN)	せん断応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
④	S_s－D１（H－，V－）	左	4023	68.48	217.5	0.32
		右	3786	64.44	217.5	0.30
⑤	S_s－D１（H－，V－）	左	2694	45.86	217.5	0.22
		右	2690	45.78	217.5	0.22

注記　④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

評価位置は下図に示す。

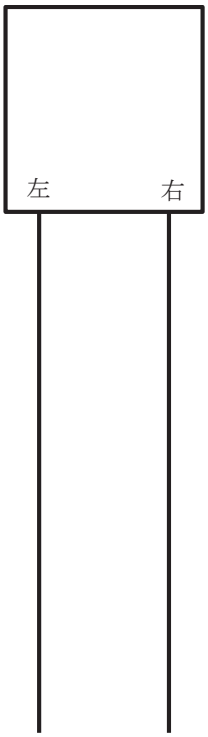


第 4-5 表（9）　鋼管杭のせん断力照査結果

検討ケース	地震動	評価位置	発生せん断力 (kN)	せん断応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
⑥	S_s－D１（H－，V－）	左	2359	40.15	217.5	0.19
		右	2382	40.55	217.5	0.19

注記　⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

評価位置は下図に示す。



4.2　基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能照査結果を第 4-6 表に示す。

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の基礎地盤に生じる最大接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

第 4-6 表　基礎地盤の支持性能照査結果

検討ケース	地震動		最大接地圧 (kN/m^2)	極限支持力度 (kN/m^2)
①	S_s－D１	H＋，V＋	896	5383
		H＋，V－	979	5383
		H－，V＋	874	5383
		H－，V－	833	5383
	S_s－１１		715	5383
	S_s－１２		766	5383
	S_s－１３		759	5383
	S_s－１４		701	5383
	S_s－２１		851	5383
	S_s－２２		846	5383
	S_s－３１	H＋，V＋	684	5383
		H－，V＋	766	5383
②	S_s－D１	H－，V－	761	5383
③			773	5383
④			760	5383
⑤			622	5383
⑥			604	5383

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース
③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース
④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

Ⅴ-2-2-14　主排気筒の地震応答計算書

目次

1. 概要 ····· 1
2. 基本方針 ····· 2
2.1 位置 ····· 2
2.2 構造概要 ····· 3
2.3 解析方針 ····· 6
2.4 適用規格・基準等 ····· 7
3. 解析方法 ····· 8
3.1 入力地震動 ····· 8
3.2 地震応答解析モデル ····· 14
3.3 解析方法 ····· 24
3.4 解析条件 ····· 26
4. 解析結果 ····· 29
4.1 動的解析 ····· 29
4.2 静的解析 ····· 94

1. 概要

本添付書類は，添付書類「Ⅴ-2-1-6　地震応答解析の基本方針」に基づく主排気筒の地震応答解析について説明するものである。

地震応答解析により算出した各種応答値及び静的地震力は，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針」に示す建物・構築物及び機器・配管系の設計用地震力として用いる。また，各種応答値については主排気筒の構造強度の確認にも用いる。

2.　基本方針

2.1　位置

主排気筒の設置位置を図 2-1 に示す。

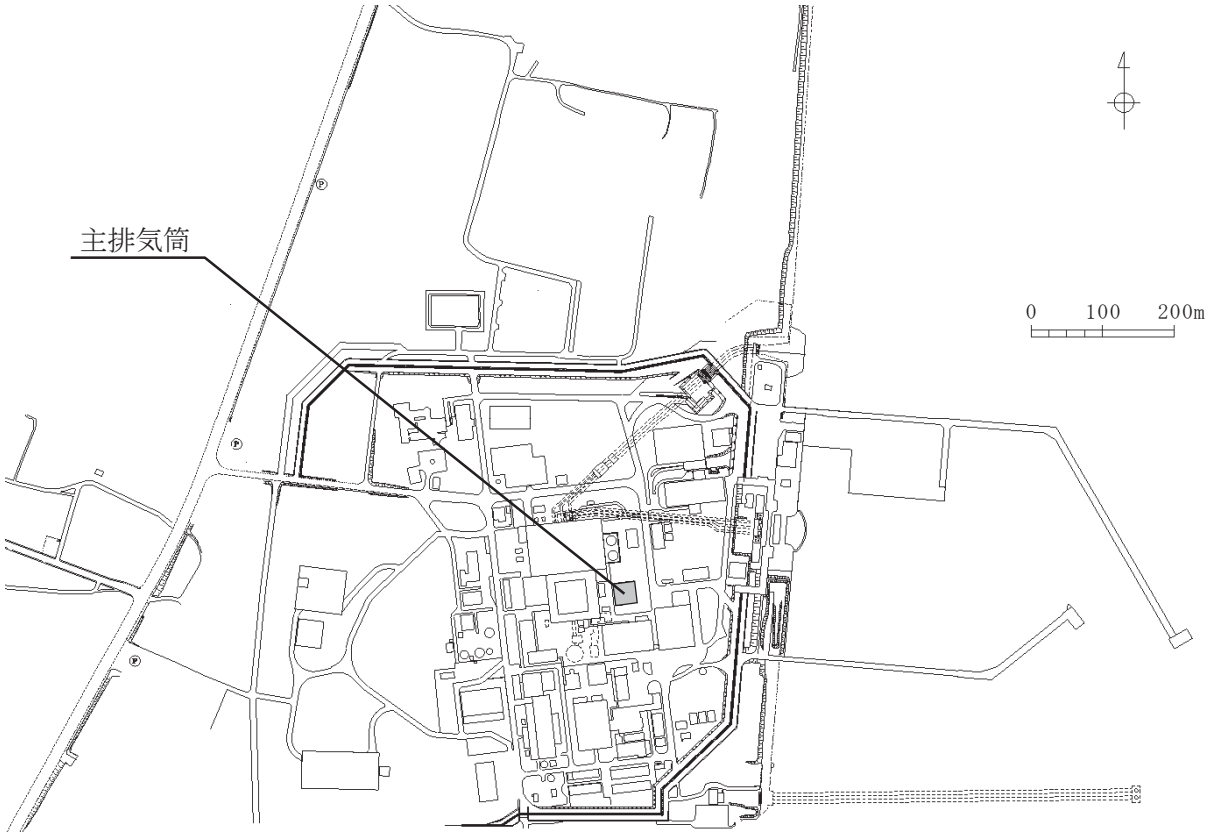


図2-1　主排気筒の設置位置

2.2　構造概要

主排気筒は，鉄塔支持型の鋼製排気筒である。中央の内径 4.5m，高さ 140m の筒身にかかる水平力を周囲の根開き 28m，高さ 104.205m（EL.112.205m）の鋼管トラスの 4 脚鉄塔を補強して支える構造である。補強部分は高さ 117.543m（EL.125.543m）まで主柱を伸ばすとともに，高さ 104.205m（EL.112.205m）以下において 8 脚増やす。筒身と鉄塔は図 2-2 に示す 6 ヶ所で接続され，制振サポートと弾塑性ダンパで接合した制震構造である。筒身の下端は固定である。なお，以下本添付書類では制振サポートを「オイルダンパ」と称す。

筒身及び鉄塔を支える基礎は図 2-3 に示すとおり，中央の筒身基礎，周辺 4 ヶ所の鉄塔基礎及び各基礎を連結する基礎梁で構成され，鋼管杭で支持される。なお，脚を増設することから，基礎梁も増強し，鋼管杭も 8 本増設する。また，基礎梁外縁で囲まれた直下については，久米層まで地盤改良を実施する。

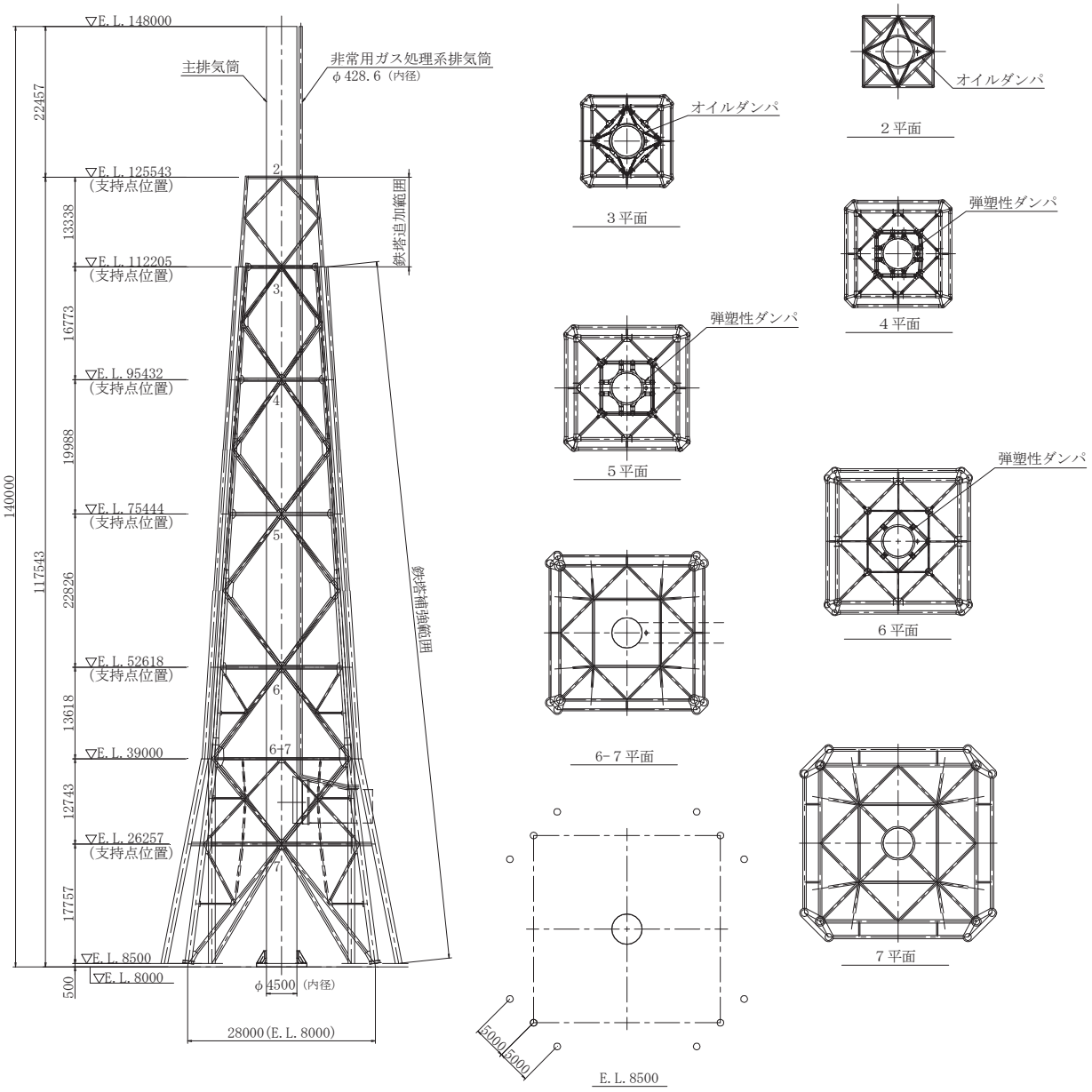
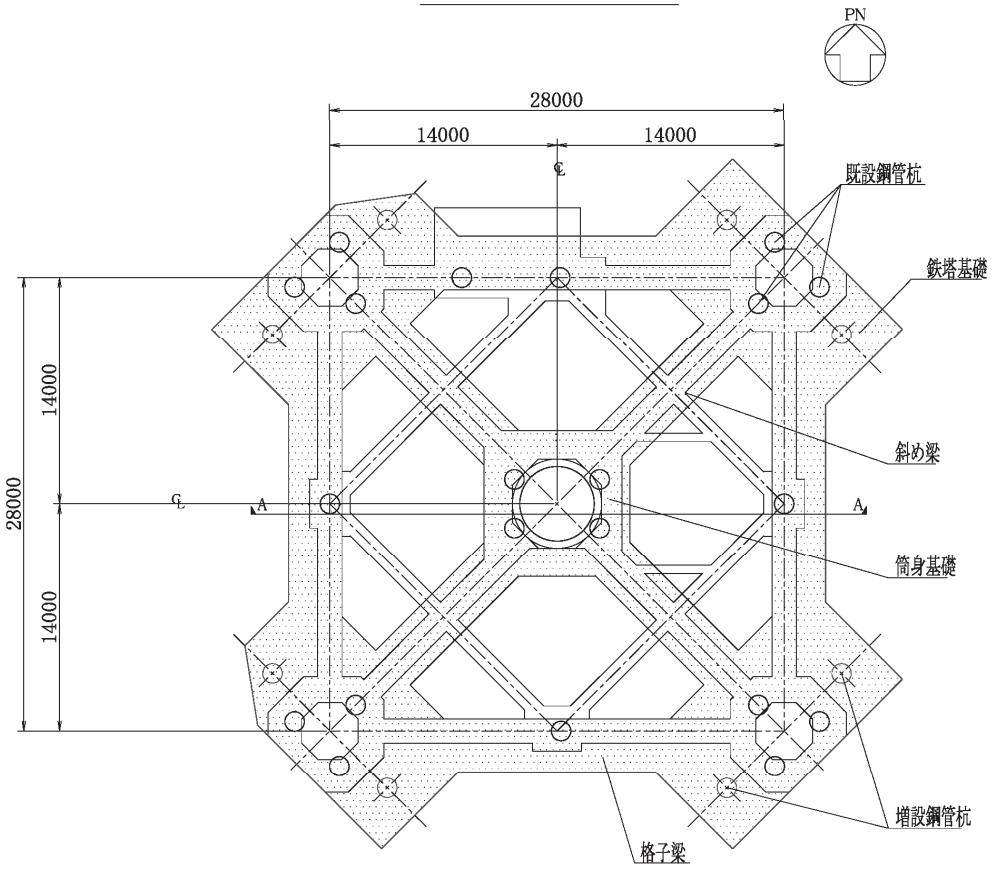
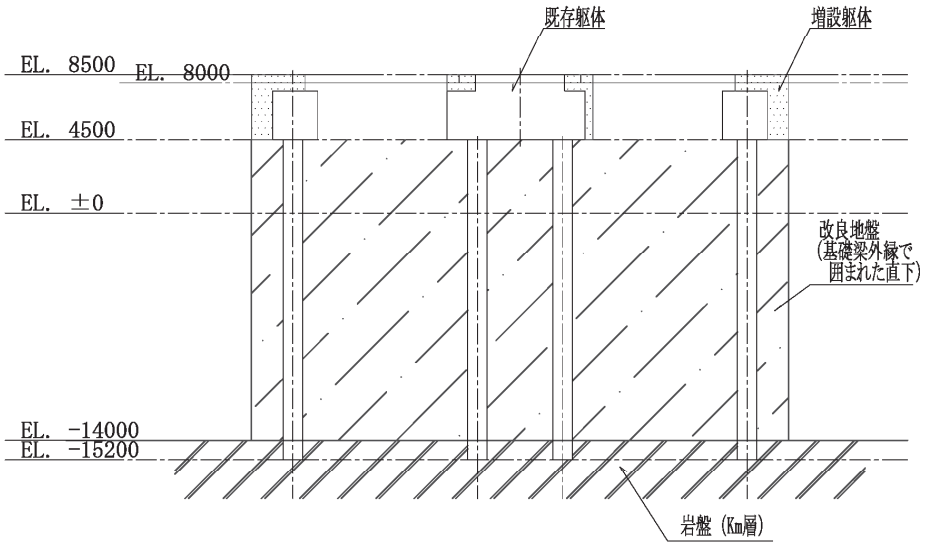


図2-2　主排気筒概要図（単位：mm）

平面図





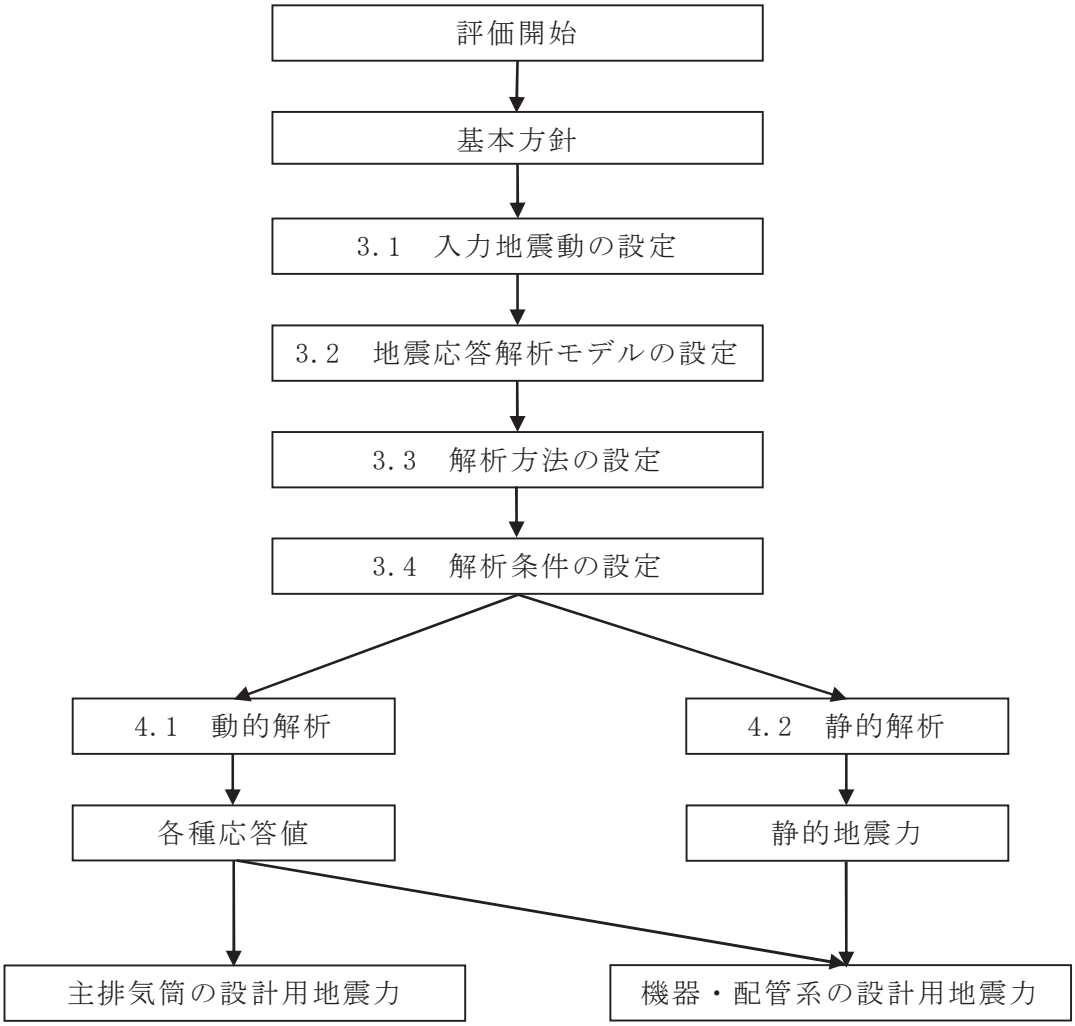
A-A断面図

図2-3　主排気筒基礎概要図（単位：mm）

2.3　解析方針

主排気筒の地震応答解析は，添付書類「Ⅴ-2-1-6　地震応答解析の基本方針」に基づいて行う。図 2-4 に主排気筒の地震応答解析の実施フローを示す。

地震応答解析は，「3.1　入力地震動」において設定した入力地震動及び「3.2　地震応答解析モデル」において設定した地震応答解析モデルを用いて実施することとし，「3.3　解析方法」及び「3.4　解析条件」に基づき，「4.1　動的解析」においては各種応答値を，「4.2　静的解析」においては静的地震力を算出する。



（添付書類「Ⅴ-2-2-15-1　主排気筒の耐震性についての計算書」
添付書類「Ⅴ-2-2-15-2　主排気筒の基礎の耐震性についての計算書」にて評価）

図2-4　地震応答解析の実施フロー

2.4　適用規格・基準等

地震応答解析において適用する規格・基準等を以下に示す。

(1)　建築基準法・同施行令

(2)　鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会，1999）

(3)　鋼構造設計基準－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会，2005）

(4)　原子力発電所耐震設計技術指針　重要度分類・許容応力度編　ＪＥＡＧ4601・補-1984（（社）日本電気協会）

(5)　原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ4601-1987　（（社）日本電気協会）

(6)　原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ4601-1991　追補版　（（社）日本電気協会）（以下「ＪＥＡＧ4601-1991　追補版」という。）

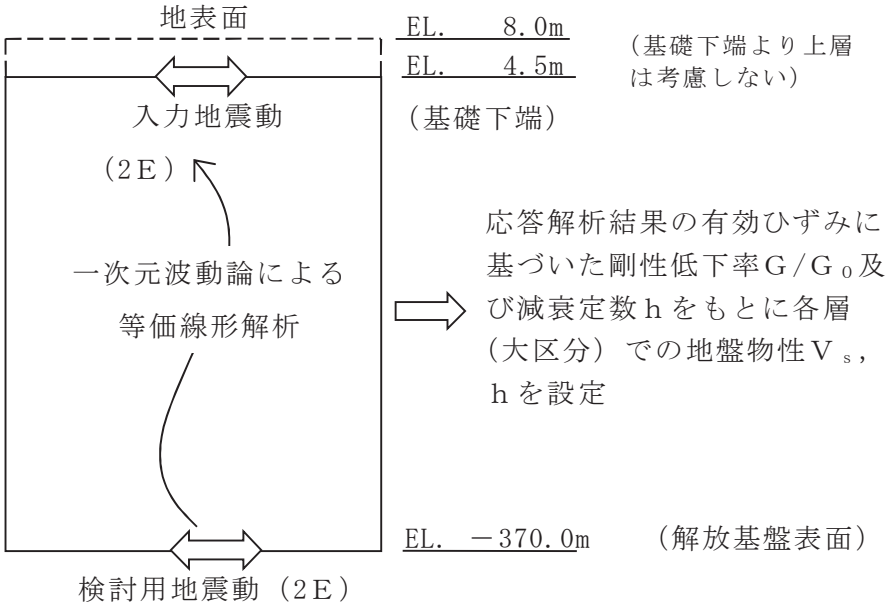
3.　解析方法

3.1　入力地震動

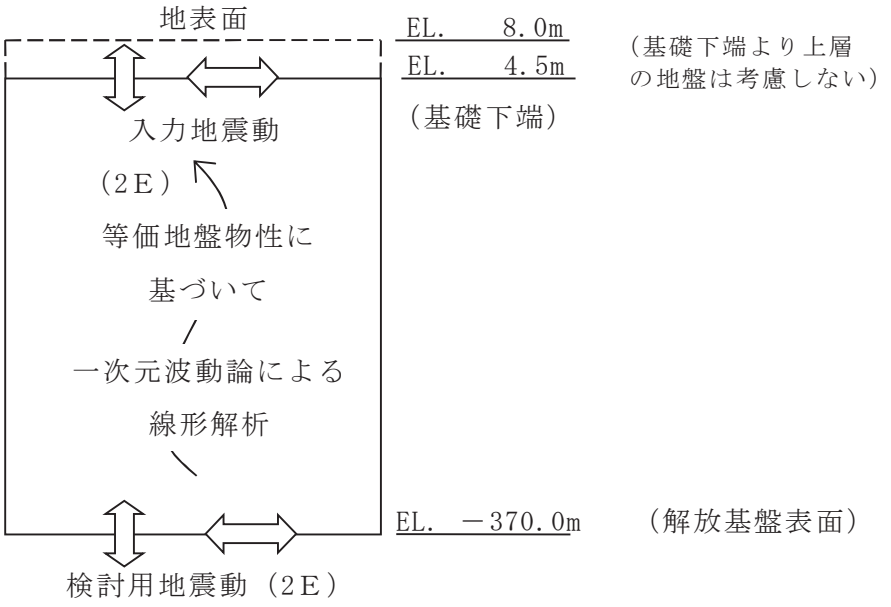
主排気筒の地震応答解析に用いる入力地震動は，添付書類「Ⅴ-2-1-6　地震応答解析の基本方針」に記載の入力地震動の設定方針に基づき，水平方向及び鉛直方向に対して，添付書類「Ⅴ-2-1-2　基準地震動Ｓ$_s$及び弾性設計用地震動Ｓ$_d$の策定概要」に示す基準地震動Ｓ$_s$及び弾性設計用地震動Ｓ$_d$とする。これらは，東海第二発電所敷地の EL.－370.0m 位置の解放基盤表面において定義されている。基準地震動Ｓ$_s$及び弾性設計用地震動Ｓ$_d$の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルについては添付書類「Ⅴ-2-2-1　原子炉建屋の地震応答計算書」に示す。

基準地震動Ｓ$_s$及び弾性設計用地震動Ｓ$_d$をもとに，主排気筒の地震応答解析モデルへの入力地震動は主排気筒基礎下端位置（EL.4.5m）の露頭波として，一次元波動論による等価線形解析によって求める（図 3-1 参照）。この時，まず，等価線形解析により各層での剛性低下率Ｇ/Ｇ$_0$及び減衰定数ｈを定め，定めた地盤物性値をもとに，線形解析を行う。計算に用いた初期地盤定数を表 3-1 に示す。Ｇ/Ｇ$_0$～γ曲線，ｈ～γ曲線を図 3-2 に示す。

入力地震動の算定には，解析コード「ＳＨＡＫＥ」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，添付書類「Ⅴ-5-22　計算機プログラム（解析コード）の概要・ＳＨＡＫＥ」に示す。入力地震動の応答スペクトルを図 3-3，図 3-4 に示す。



(a)　地震時等価地盤物性の評価の概要

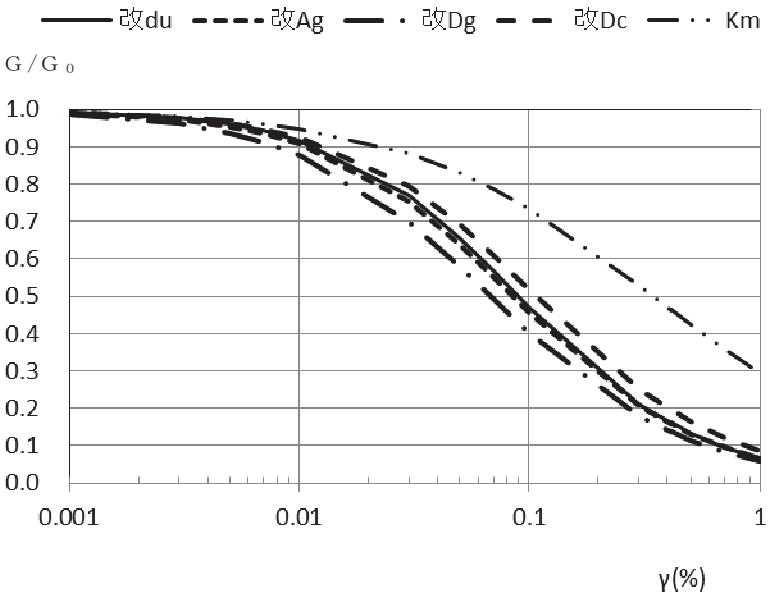


(b)　上部構造物への入力地震動の評価の概要

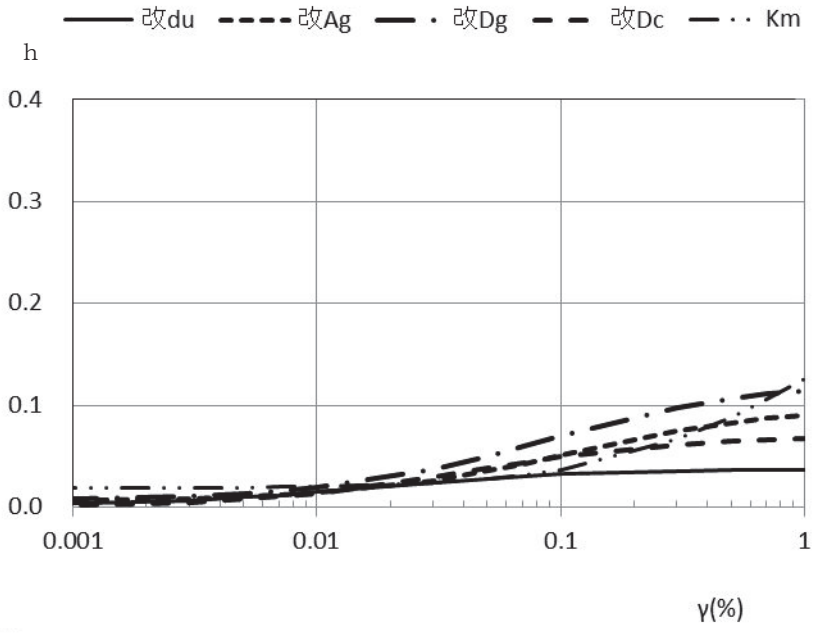
図3-1　入力地震動作成の概要

表3-1　地盤定数

標高 EL. (m)	土質区分	単位体積重量 ($\times 10^4 N/m^3$)	初期 S波速度 (m/s)	初期 P波速度 (m/s)	ポアソン 比
8.0	側面地盤（砂） du	－	－	－	－
4.5	改良－砂 改 du	2.089	800	1425	0.270
2.0	改良－砂れき 改 Ag2	2.167	800	1447	0.280
－4.0	改良－砂れき 改 D2g-3	2.246	800	1761	0.370
－7.0	改良－砂質シルト 改 D2c-3	2.050	500	1069	0.360
－9.0	改良－砂れき 改 D2g-3	2.246	500	1101	0.370
－14.0	砂質泥岩 Km	1.687	446	1658	0.461
－20.0		1.687	456	1675	0.460
－40.0		1.697	472	1696	0.458
－60.0		1.697	491	1709	0.455
－90.0		1.697	514	1737	0.452
－120.0		1.697	537	1765	0.449
－150.0		1.706	564	1792	0.445
－190.0		1.706	595	1831	0.441
－230.0		1.716	626	1871	0.437
－270.0		1.716	660	1920	0.433
－320.0		1.726	699	1958	0.427
－370.0	砂質泥岩 Km	1.726	718	1988	0.425

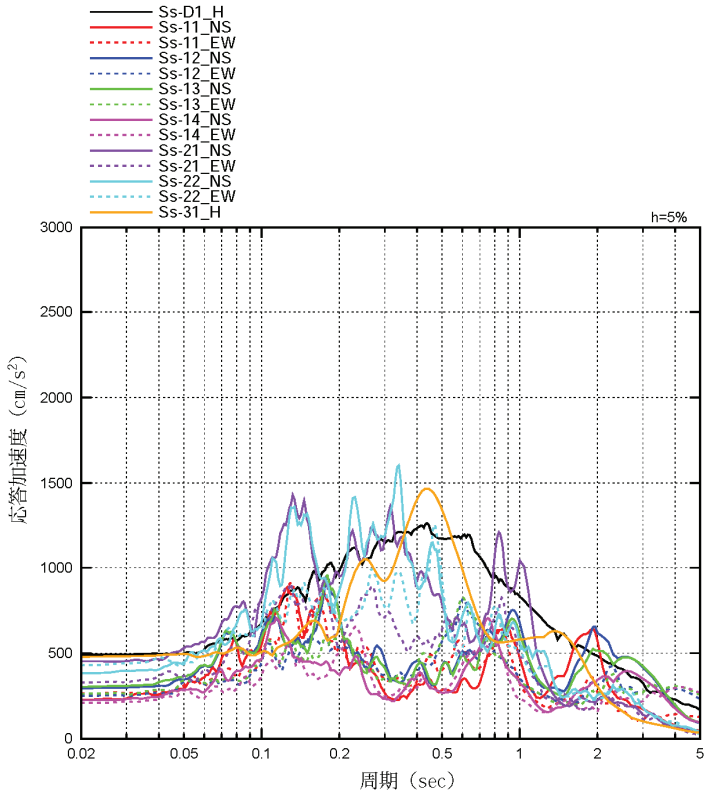


(a)　G/G0～γ曲線

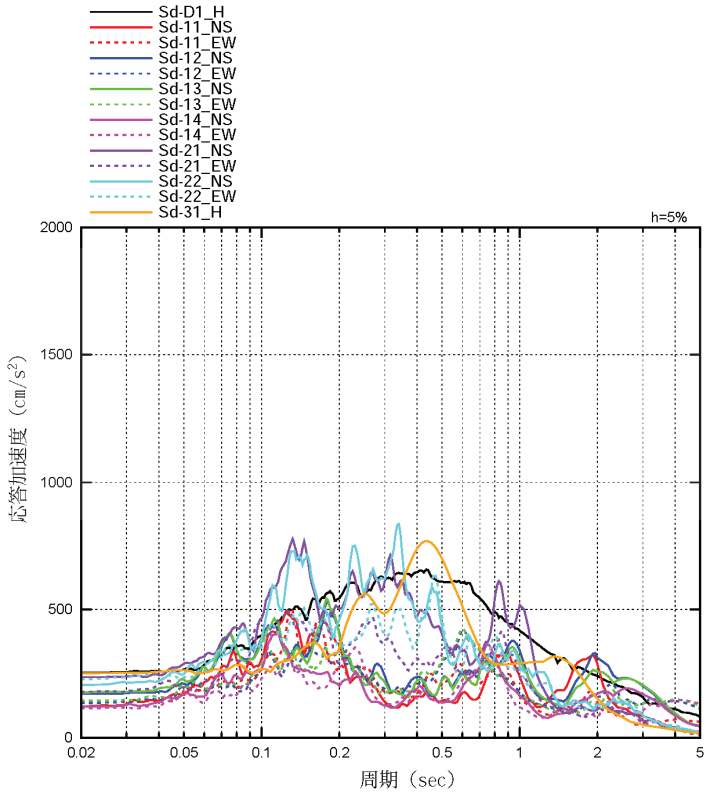


(b)　h～γ曲線

図3-2　G/G0～γ曲線，h～γ曲線

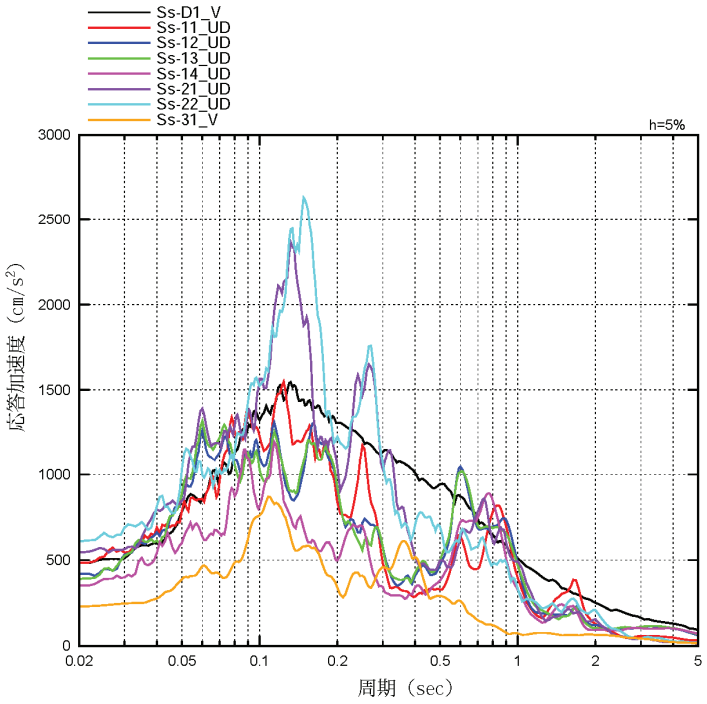


（基準地震動Ｓ$_s$：水平方向）

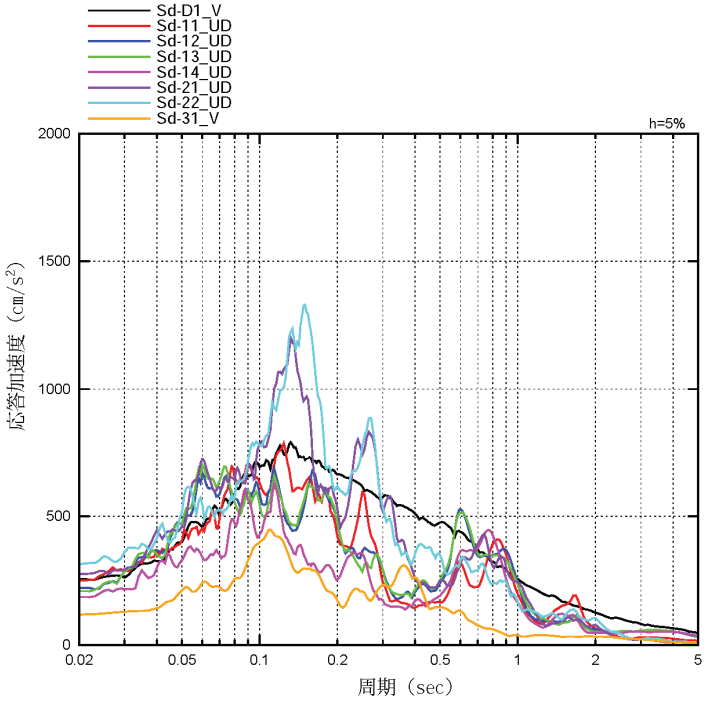


（弾性設計用地震動Ｓ$_d$：水平方向）

図3-3　解析モデルへの入力地震動の加速度応答スペクトル（水平方向）



（基準地震動Ｓ$_s$：鉛直方向）



（弾性設計用地震動Ｓ$_d$：鉛直方向）

図3-4　解析モデルへの入力地震動の加速度応答スペクトル（鉛直方向）

3.2　地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは，添付書類「Ⅴ-2-1-6　地震応答解析の基本方針」に記載の解析モデルの設定方針に基づき，水平方向及び鉛直方向それぞれについて設定する。地震応答解析モデルの設定に用いた使用材料の物性値を表 3-2 に示す。

表3-2　使用材料の物性値

使用材料	ヤング係数 E (N/mm^2)	せん断 弾性係数 G (N/mm^2)	減衰定数 h (%)
鉄筋コンクリート コンクリート： Fc=22.1 (N/m^2) (Fc=225 (kgf/cm^2) 鉄筋：SD30（SD295 相当） SD345 SD390	2.21×10^4	9.21×10^3	基礎：5
鋼材：SS41 （SS400 相当）	2.05×10^5	7.90×10^4	筒身：1 鉄塔：2
鋼管杭：SKK400 SS400	2.05×10^5	7.90×10^4	鋼管杭：2

3.2.1　水平方向

(1)　解析モデル

水平方向の地震応答解析モデルは，図 3-5，表 3-3 に示すように主排気筒の筒身及び鉄塔を曲げ変形とせん断変形をする質点系としてモデル化し，杭－地盤系との相互作用を表す地盤ばねを基礎下端位置に配置する。筒身と鉄塔は，オイルダンパ及び弾塑性ダンパで連結される。主排気筒の筒身及び鉄塔は弾性とする。オイルダンパには減衰係数を，弾塑性ダンパには弾塑性特性を考慮する。

主排気筒の筒身及び鉄塔については，その構造から 0° 方向と 45° 方向に荷重が作用するときの剛性は同じであるが，弾塑性ダンパについては，その取付け状態から，0° 方向と 45° 方向では弾塑性特性が異なる。そのため，0° 方向と 45° 方向の 2 方向のモデルを作成する。

オイルダンパ及び弾塑性ダンパの諸元を表 3-4 に示す。

(2)　地盤ばね

基礎底面の地盤ばね（水平ばね及び回転ばね）は，三次元薄層要素法に基づいて振動数依存の実数部と虚数部を評価した上で，「ＪＥＡＧ4601-1991　追補版」による近似法によって，スウェイ及びロッキングばねを定数化する。地盤ばねの

定数化の概要を図 3-6 に示す。また，基礎底面ばねの評価には解析コード「ＴＬＰＩＬＥＳＰ」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，添付書類「Ⅴ-5-23　計算機プログラム（解析コード）の概要・ＴＬＰＩＬＥＳＰ」に示す。

また，地盤ばねの算定に用いる地盤定数は初期地盤の物性値とひずみ依存特性から一次元波動論より求めた等価物性値とする。地盤ばね定数及び減衰係数を表 3-5，表 3-6 に示す。

3.2.2　鉛直方向

(1)　解析モデル

鉛直方向の地震応答解析モデルは，図 3-7，表 3-7 に示すように筒身及び鉄塔の軸変形をする質点系としてモデル化し，杭－地盤系との相互作用を表す地盤ばねを基礎下端位置に配置する。主排気筒の筒身及び鉄塔は弾性とする。なお，オイルダンパ及び弾塑性ダンパはその取付け状態から，鉛直方向には効かず鉛直方向モデルには考慮しない。

(2)　地盤ばね

基礎底面の地盤ばね（鉛直ばね）は，三次元薄層要素法に基づいて振動数依存の実数部と虚数部を評価した上で，「ＪＥＡＧ4601-1991　追補版」による近似法によって，鉛直地盤ばねを定数化する。基礎底面ばねの評価には解析コード「ＴＬＰＩＬＥＳＰ」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，添付書類「Ⅴ-5-23　計算機プログラム（解析コード）の概要・ＴＬＰＩＬＥＳＰ」に示す。

また，地盤ばねの算定に用いる地盤定数は初期地盤の物性値とひずみ依存特性から一次元波動論より求めた等価物性値とする。地盤ばね定数及び減衰係数を表 3-8，表 3-9 に示す。

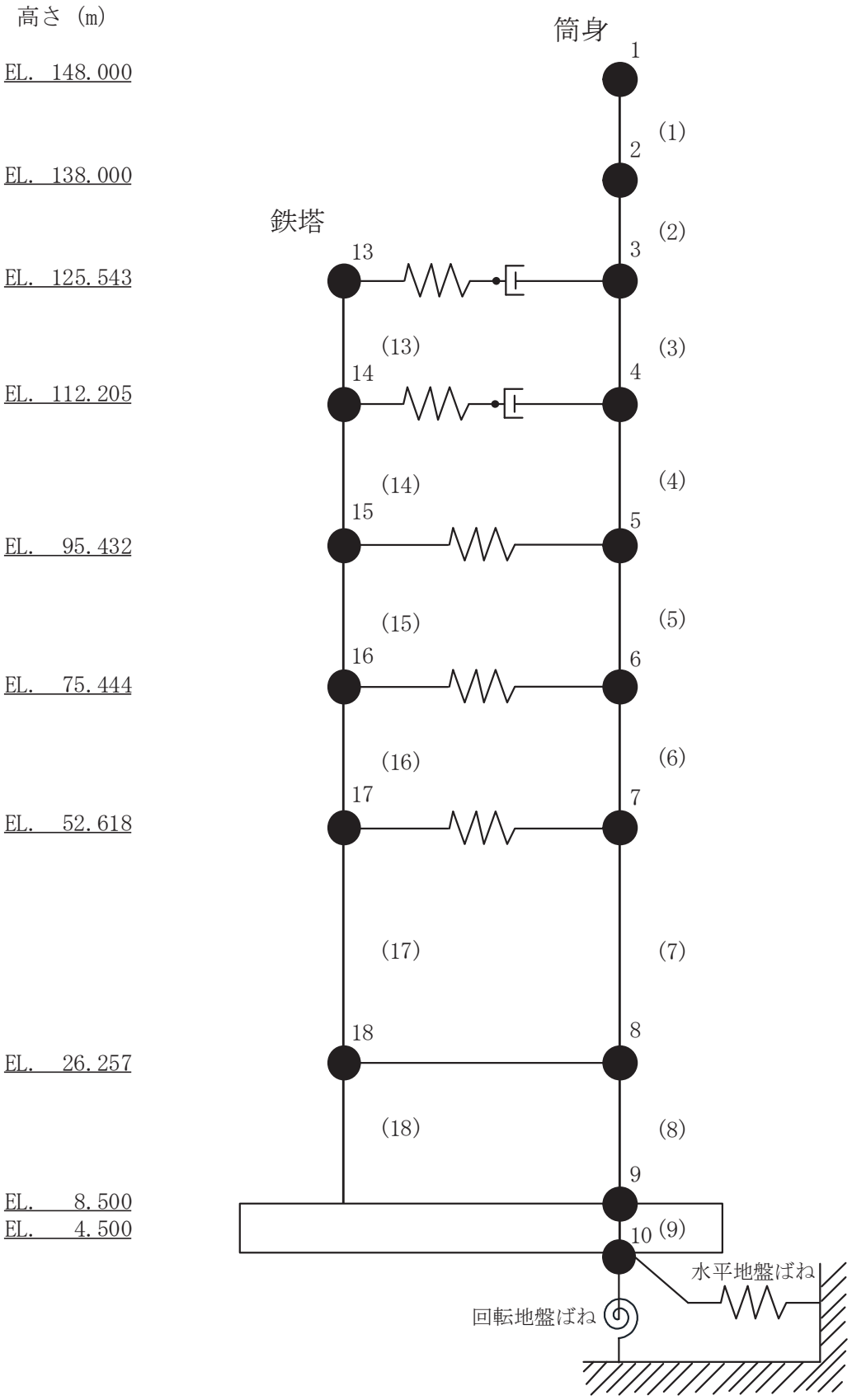


図3-5　主排気筒の地震応答解析モデル（水平方向：0°，45°）

表3-3　主排気筒の地震応答解析モデル諸元（水平方向：0°，45°）

高さ m EL.	質点 番号	質点重量 kN W	要素 番号	せん断断面積 m^2 A_{sNS}	 A_{sEW}	断面2次ﾓｰﾒﾝﾄ m^4 I_{NS}	 I_{EW}
148.000	1	141					
138.000	2	299	(1)	0.1135	0.1135	0.5787	0.5787
125.543	3	333	(2)	0.1135	0.1135	0.5787	0.5787
112.205	4	379	(3)	0.1135	0.1135	0.5787	0.5787
95.432	5	466	(4)	0.1135	0.1135	0.5787	0.5787
75.444	6	527	(5)	0.1135	0.1135	0.5787	0.5787
52.618	7	616	(6)	0.1135	0.1135	0.5787	0.5787
26.257	8	531	(7)	0.1135	0.1135	0.5787	0.5787
8.500	9	42,900	(8)	0.1135	0.1135	0.5787	0.5787
4.500	10	41,200	(9)	500.0	500.0	80,000.0	80,000.0
			—	—	—	—	—
125.543	13	339	(13)	0.04249	0.04249	2.9450	2.9450
112.205	14	937	(14)	0.06424	0.06424	1.0850	1.0850
95.432	15	1,443	(15)	0.07755	0.07755	18.5100	18.5100
75.444	16	1,854	(16)	0.08417	0.08417	33.5200	33.5200
52.618	17	2,705	(17)	0.10000	0.10000	63.3900	63.3900
26.257	18	3,383	(18)	2.06000	2.06000	328,200.0	328,200.0
総重量		98,053					

表3-4　ダンパの諸元（水平方向：0°，45°）

(a)　オイルダンパ（水平方向：0°，45°）

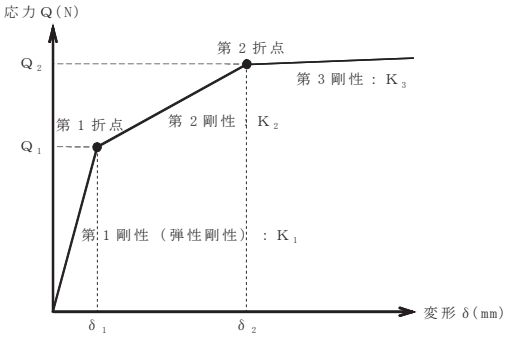
設置レベル EL.（m）	減衰係数 （×10^6 N・s/m）	剛性 （×10^5 N/mm）	許容速度 （m/s）	許容変位 （mm）
125.543	2.5	4.4	1.20	±200
112.205	2.5	4.4	1.20	±200

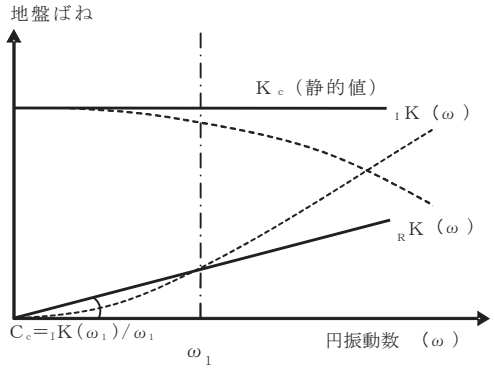
(b)　弾塑性ダンパ（水平方向：0°）

設置レベル EL.（m）	降伏点		剛性 （×10^5 N/mm）
	応力（×10^5 N）	変形（mm）	
95.432	23.328（第1折点） 37.325（第2折点）	1.03（第1折点） 7.23（第2折点）	22.58（第1剛性） 2.258（第2剛性） 0.1129（第3剛性）
75.444	6.120（第1折点） 9.792（第2折点）	0.65（第1折点） 4.55（第2折点）	9.408（第1剛性） 0.9408（第2剛性） 0.04704（第3剛性）
52.618	4.333（第1折点） 6.933（第2折点）	0.92（第1折点） 6.45（第2折点）	4.704（第1剛性） 0.4704（第2剛性） 0.02352（第3剛性）

(c)　弾塑性ダンパ（水平方向：45°）

設置レベル EL.（m）	降伏点		剛性 （×10^5 N/mm）
	応力（×10^5 N）	変形（mm）	
95.432	32.991（第1折点） 52.785（第2折点）	1.46（第1折点） 10.23（第2折点）	22.58（第1剛性） 2.258（第2剛性） 0.1129（第3剛性）
75.444	8.655（第1折点） 13.848（第2折点）	0.92（第1折点） 6.44（第2折点）	9.408（第1剛性） 0.9408（第2剛性） 0.04704（第3剛性）
52.618	3.064（第1折点） 4.902（第2折点）	0.65（第1折点） 4.56（第2折点）	4.704（第1剛性） 0.4704（第2剛性） 0.02352（第3剛性）





ばね定数：0.2Hz で定式化

減衰係数：連成系の１次固有円振動数ω_1に対応する虚部の値と原点とを結ぶ直線の傾きC_cで定式化

図3-6　地盤ばねの定数化の概要

表3-5　地盤ばね（S_s，水平方向：0°，45°）

水平方向：0°

地震動	水平		回転	
	ばね定数 ($\times 10^9$N/m)	減衰係数 ($\times 10^9$N・s/m)	ばね定数 ($\times 10^{12}$Nm/rad)	減衰係数 ($\times 10^{12}$Nm・s/rad)
S_s－D1	56.4	1.84	17.2	0.119
S_s－11	58.3	1.75	18.0	0.0987
S_s－12	57.8	1.79	17.8	0.103
S_s－13	57.7	1.79	17.8	0.104
S_s－14	58.1	1.78	18.0	0.0995
S_s－21	57.5	1.80	17.6	0.109
S_s－22	57.4	1.79	17.6	0.110
S_s－31	56.3	1.88	17.2	0.120

水平方向：45°

地震動	水平		回転	
	ばね定数 ($\times 10^9$N/m)	減衰係数 ($\times 10^9$N・s/m)	ばね定数 ($\times 10^{12}$Nm/rad)	減衰係数 ($\times 10^{12}$Nm・s/rad)
S_s－D1	56.4	1.84	17.2	0.119
S_s－11	58.3	1.75	18.0	0.0986
S_s－12	57.8	1.79	17.8	0.103
S_s－13	57.7	1.79	17.8	0.104
S_s－14	58.1	1.77	18.0	0.0995
S_s－21	57.4	1.80	17.6	0.109
S_s－22	57.4	1.79	17.5	0.110
S_s－31	56.3	1.88	17.2	0.120

表3-6　地盤ばね（S_d，水平方向：0°，45°）

水平方向：0°

地震動	水平		回転	
	ばね定数 ($\times 10^9$N/m)	減衰係数 ($\times 10^9$N・s/m)	ばね定数 ($\times 10^{12}$Nm/rad)	減衰係数 ($\times 10^{12}$Nm・s/rad)
S_d－D1	58.1	1.75	17.9	0.100
S_d－11	59.2	1.70	18.3	0.0892
S_d－12	58.9	1.72	18.2	0.0920
S_d－13	58.9	1.72	18.2	0.0922
S_d－14	59.1	1.71	18.3	0.0898
S_d－21	58.7	1.73	18.1	0.0950
S_d－22	58.6	1.72	18.0	0.0956
S_d－31	58.1	1.77	17.9	0.101

水平方向：45°

地震動	水平		回転	
	ばね定数 ($\times 10^9$N/m)	減衰係数 ($\times 10^9$N・s/m)	ばね定数 ($\times 10^{12}$Nm/rad)	減衰係数 ($\times 10^{12}$Nm・s/rad)
S_d－D1	58.1	1.75	17.9	0.100
S_d－11	59.2	1.70	18.3	0.0892
S_d－12	58.9	1.72	18.2	0.0919
S_d－13	58.9	1.72	18.2	0.0921
S_d－14	59.1	1.71	18.3	0.0897
S_d－21	58.7	1.73	18.1	0.0949
S_d－22	58.6	1.72	18.0	0.0956
S_d－31	58.0	1.77	17.9	0.101

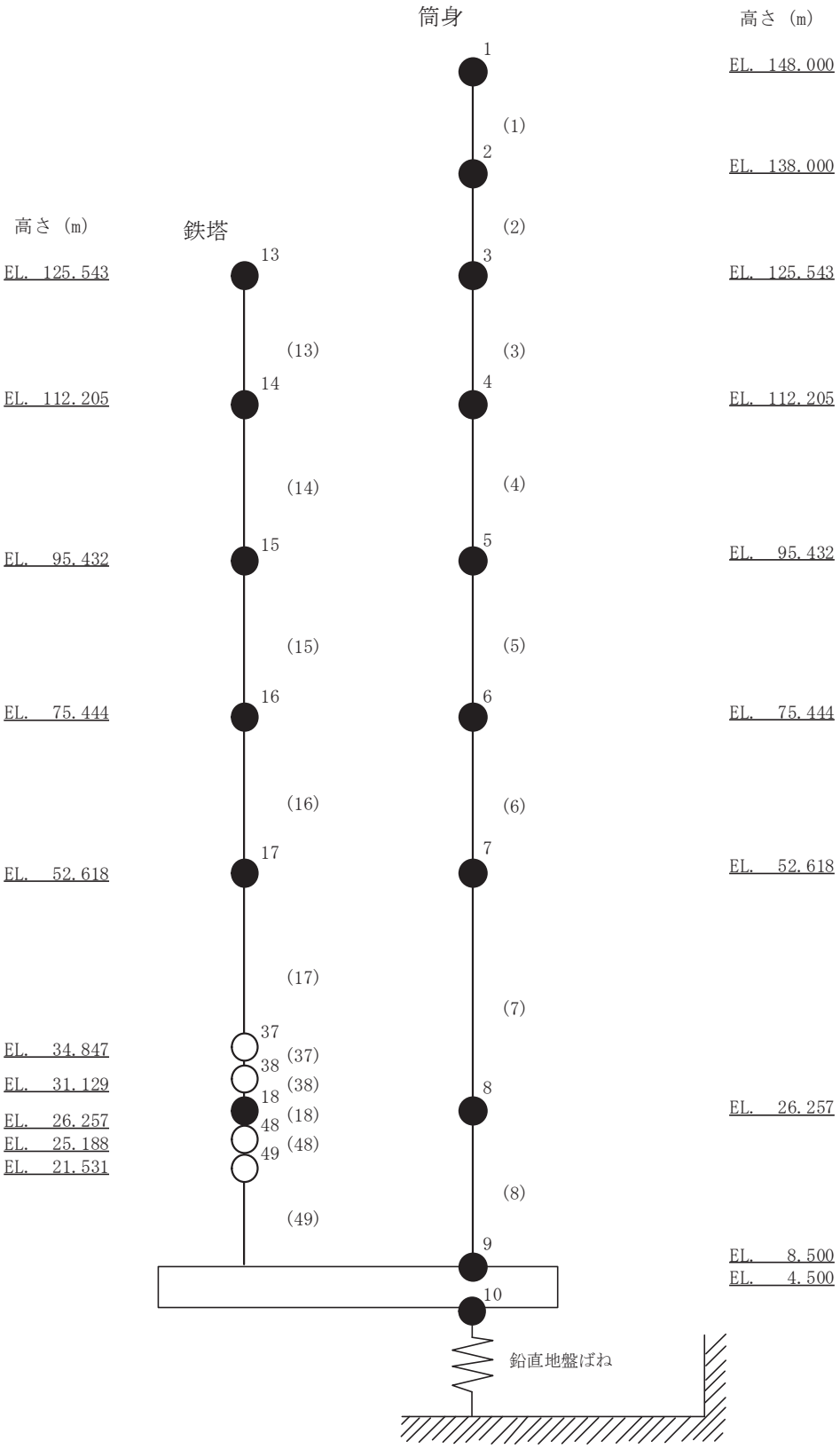


図3-7　主排気筒の地震応答解析モデル（鉛直方向）

表3-7　主排気筒の地震応答解析モデル諸元（鉛直方向）

高さ m EL.	質点 番号	質点重量 kN W	要素 番号	軸剛性 $\times 10^6$N/m K_n
148.000	1	141		
138.000	2	299	(1)	4,653
125.543	3	333	(2)	3,736
112.205	4	379	(3)	3,489
95.432	5	466	(4)	2,774
75.444	6	527	(5)	2,328
52.618	7	616	(6)	2,039
26.257	8	531	(7)	1,765
8.500	9	42,900	(8)	2,621
4.500	10	41,200	—	—
125.543	13	339	—	—
112.205	14	937	(13)	1,025
95.432	15	1,443	(14)	4,549
75.444	16	1,854	(15)	3,665
52.618	17	2,705	(16)	3,897
34.847	37	—	(17)	7,512
31.129	38	—	(37)	35,904
26.257	18	3,383	(38)	27,400
25.188	48	—	(18)	144,896
21.531	49	—	(48)	42,356
総重量		98,053	(49)	11,887

表3-8　地盤ばね（S_s，鉛直方向）

地震動	鉛直	
	ばね定数 （×10^9N/m）	減衰係数 （×10^9N・s/m）
S_s－D1	53.5	3.40
S_s－11	57.1	3.30
S_s－12	55.8	3.31
S_s－13	55.8	3.31
S_s－14	56.4	3.30
S_s－21	55.6	3.35
S_s－22	55.5	3.37
S_s－31	53.0	3.39

表3-9　地盤ばね（S_d，鉛直方向）

地震動	鉛直	
	ばね定数 （×10^9N/m）	減衰係数 （×10^9N・s/m）
S_d－D1	56.9	3.32
S_d－11	59.0	3.25
S_d－12	58.2	3.26
S_d－13	58.2	3.26
S_d－14	58.5	3.25
S_d－21	58.0	3.29
S_d－22	57.9	3.30
S_d－31	56.6	3.31

3.3 解析方法

主排気筒の地震応答解析には，解析コード「ＮＵＰＰ4」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，添付書類「Ⅴ-5-24　計算機プログラム（解析コード）の概要・ＮＵＰＰ4」に示す。

3.3.1 動的解析

主排気筒の動的解析は，添付書類「Ⅴ-2-1-6　地震応答解析の基本方針」に記載の解析方法に基づき，時刻歴応答解析により実施する。

3.3.2 静的解析

(1) 水平地震力

水平地震力算定用の基準面は基礎表面（EL.8.5m）とし，基準面より上の部分（地上部分）の地震力は，地震層せん断力係数を用いて，次式により算出する。

$$Q_i = n \cdot C_i \cdot W_i$$
$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

ここで，

Q_i ：第ｉ層に生じる水平地震力
n ：施設の重要度分類に応じた係数（1.0）
C_i ：第ｉ層の地震層せん断力係数
W_i ：第ｉ層が支える重量
Z ：地震地域係数（1.0）
R_t ：振動特性係数（1.0）
A_i ：第ｉ層の地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数
C_0 ：標準層せん断力係数（0.2）

また，A_iはモーダルアナリシスにより算出する。

$$A_i = A_i' / A_1'$$

ここで，

$$A_i' = \sqrt{\sum_{j=1}^{k}\left(\sum_{m=i}^{s} W_m \cdot \beta_j \cdot U_{mj} \cdot R_t\right)^2} \Big/ \sum_{m=i}^{s} W_m$$

k　　：考慮すべき最高次数で通常3以上とする。

s　　：建築物の層数

W_m　　：第m層（m＝1～i～s）の重量

$\beta_j \cdot U_{mj}$　：第m層のj次刺激関数

R_t　　：振動特性係数（1.0）

(2)　鉛直地震力

鉛直地震力は，鉛直震度0.3を基準とし，建物・構築物の振動特性及び地盤の種類等を考慮して，次式によって算定する鉛直震度を用いて定める。

$$C_V = 0.3 \cdot R_V$$

ここで，

C_V　：鉛直震度

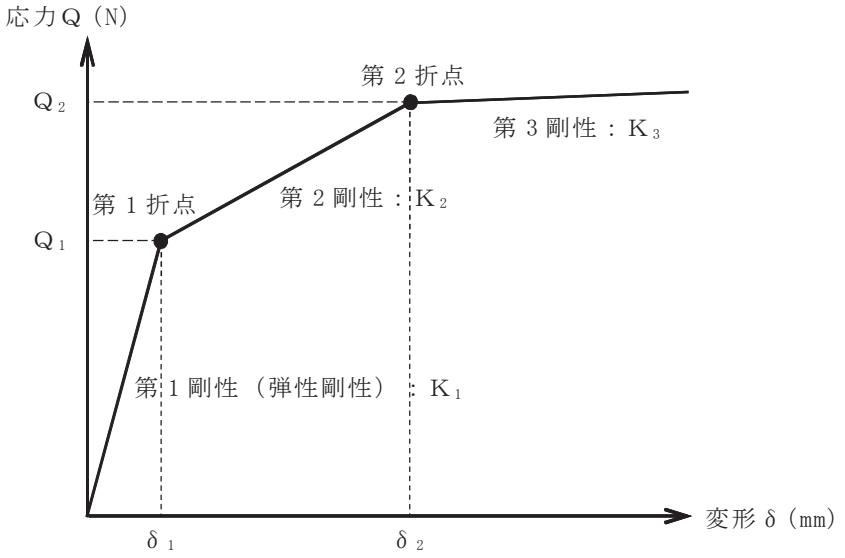
R_V　：鉛直方向振動特性係数（1.0）

3.4　解析条件

3.4.1　弾塑性ダンパの弾塑性特性

(1)　弾塑性ダンパに作用する応力－変形関係

弾塑性ダンパに作用する応力－変形関係は，特性確認試験結果をもとにトリリニア型スケルトン曲線とする。弾塑性ダンパに作用する応力－変形関係を図 3-8 に示す。



Q_1：第 1 折点応力

Q_2：第 2 折点応力

δ_1：第 1 折点変形

δ_2：第 2 折点変形

K_1：第 1 剛性（弾性剛性）

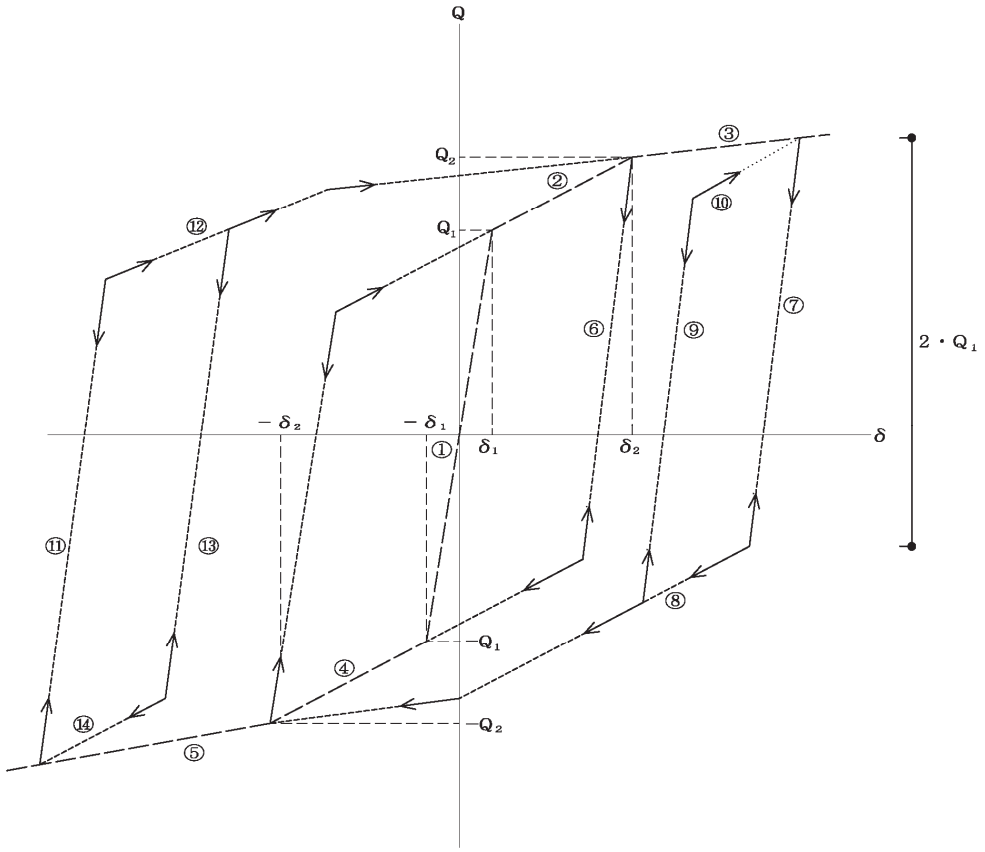
K_2：第 2 剛性

K_3：第 3 剛性

図3-8　弾塑性ダンパの応力－変形関係

(2)　弾塑性ダンパに作用する応力－変形関係の履歴特性

弾塑性ダンパに作用する応力－変形関係の履歴特性は，特性確認試験結果に基づきノーマルトリリニアとする。弾塑性ダンパに作用する応力－変形関係の履歴特性を図 3-9 に示す。



①：第 1 剛性（弾性剛性）

②：正側第 2 剛性　　③：正側第 3 剛性

④：負側第 2 剛性　　⑤：負側第 3 剛性

⑥：正側第 2 剛性からの戻りの弾性剛性。２・Q_1戻ると④に移る。

⑦：正側第 3 剛性からの戻りの弾性剛性。２・Q_1戻ると⑧に移る。

⑧：⑦からの戻り。⑤との交点まで戻る。

⑨：⑧からの戻り。２・Q_1戻ると⑩に移る。

⑩：⑨からの戻り。③との交点まで戻る。

⑪：⑦に対応。　　⑫：⑧に対応。

⑬：⑨に対応。　　⑭：⑩に対応。

図3-9　弾塑性ダンパの応力－変形の履歴特性

3.4.2　諸元のばらつき

解析においては，「3.2　地震応答解析モデル」に示す物性値及び定数を基本ケースとし，諸元のばらつきを考慮する。諸元のばらつきを考慮した地震応答解析は，基準地震動Ｓ$_s$に対して実施する。

諸元のばらつきのうち，オイルダンパの減衰係数については，性能変動としての±20%に加えて，維持管理時に 4 台のうち 1 台を取り外す場合を想定して，上限値は標準値の 1.2 倍，下限値は標準値の 0.6 倍とする。弾塑性ダンパについては，性能変動として±10%のばらつきを考慮して，上限値は標準値の 1.1 倍，下限値は標準値の 0.9 倍とする。

ダンパ諸元のばらつきを考慮する地震応答解析ケースを表 3-10 に示す。

地盤物性のばらつきのうち，支持地盤については，地盤調査結果の平均値をもとに設定した数値を基本ケースとし，せん断波速度のばらつきは，±σ相当として，変動係数 10%を考慮する。また，表層地盤については，地盤改良の実施にあたり改良目標値として設定した値を基本ケースとし，せん断波速度のばらつきは，地盤改良を実施する計画であることから，主排気筒近傍にて実施した地盤改良試験施工の試験結果から得られた値の平均値及び試験結果を統計処理して得られた±σを考慮する。

地盤物性のばらつきを考慮する地震応答解析ケースを表 3-11 に示す。

表3-10　ダンパ諸元のばらつきを考慮する地震応答解析ケース

ケース No.	ダンパの諸元		備考
	オイルダンパの減衰係数	弾塑性ダンパの降伏点	
1	標準値	標準値	基本ケース
2	標準値	標準値	基本ケースと同じ
3	標準値×1.2	標準値×1.1	上限値
4	標準値×0.6	標準値×0.9	下限値

表3-11　地盤物性のばらつきを考慮する地震応答解析ケース

ケース No.	地盤のせん断波速度 Vs		備考
	支持地盤	表層地盤	
1	平均値	改良目標値	基本ケース
2	平均値	平均値	試験施工の平均値を考慮
3	＋σ相当	＋σ相当	試験施工のばらつきを考慮（＋σ）
4	－σ相当	－σ相当	試験施工のばらつきを考慮（－σ）

4. 解析結果

4.1 動的解析

本添付書類においては，代表として基本ケースの地震応答解析結果を示す。

4.1.1 固有値解析結果

基本ケースの地震応答解析モデルの固有値解析結果（固有周期及び固有振動数）を表 4-1～表 4-6 に示す。刺激関数図の代表として，S_s－D1，S_d－D1 の 0° 方向の結果を代表として，図 4-1～図 4-4 に示す。

なお，刺激係数は，各次の固有ベクトル {u} に対し，最大振幅が 1.0 となるように基準化した値を示す。

4.1.2 地震応答解析結果

(1) 基準地震動S_s

基準地震動S_sによる最大応答値を図 4-5～8，10～13，15～17 に示す。

ダンパ及び地盤ばねの最大応答値を表 4-7～11 に示す。

弾塑性ダンパの復元力特性上での最大応答値を図 4-9，14 に示す。

(2) 弾性設計用地震動S_d

弾性設計用地震動S_dによる最大応答値を図 4-18～21,23～26,28～30 に示す。

ダンパ及び地盤ばねの最大応答値を表 4-12～16 に示す。

弾塑性ダンパの復元力特性上での最大応答値を図 4-22，27 に示す。

表4-1　主排気筒の固有周期・振動数一覧（S_s，水平方向：0°）

S_s－D1_H	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数（Hz）	0.86	1.62	3.46	5.47	7.15
刺激係数	2.45	-1.63	-1.52	1.03	-0.88

S_s－11_NS	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.16
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.86

S_s－11_EW	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.16
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.86

S_s－12_NS	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.16
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.86

S_s－12_EW	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.16
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.86

S_s－13_NS	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.16
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.87

S_s－13_EW	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.16
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.87

S_s－14_NS	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.16
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.86

S_s－14_EW	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.16
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.86

S_s－21_NS	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.15
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.87

S_s－21_EW	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.15
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.87

S_s－22_NS	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.15
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.87

S_s－22_EW	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.15
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.87

S_s－31_H	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.15
刺激係数	2.45	-1.63	-1.52	1.03	-0.88

表4-2　主排気筒の固有周期・振動数一覧（S_s，水平方向：45°）

S_s－D1_H	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数（Hz）	0.86	1.62	3.46	5.47	7.15
刺激係数	2.45	-1.63	-1.52	1.03	-0.88

S_s－11_NS	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.16
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.86

S_s－11_EW	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.16
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.86

S_s－12_NS	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.16
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.86

S_s－12_EW	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.16
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.86

S_s－13_NS	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.16
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.87

S_s－13_EW	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.16
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.87

S_s－14_NS	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.16
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.86

S_s－14_EW	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.16
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.86

S_s－21_NS	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.15
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.87

S_s－21_EW	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.15
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.87

S_s－22_NS	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.15
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.87

S_s－22_EW	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.15
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.87

S_s－31_H	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.15
刺激係数	2.45	-1.63	-1.52	1.03	-0.88

表4-3　主排気筒の固有周期・振動数一覧（S_s，鉛直方向）

S_s－D1_V	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	0.13	0.13	0.08	0.05	0.04
振動数（Hz）	7.43	7.93	12.74	19.77	22.57
刺激係数	2.61	1.87	-1.82	0.63	-0.20

S_s－11_UD	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	0.13	0.13	0.08	0.05	0.04
振動数（Hz）	7.44	7.95	13.10	19.79	22.57
刺激係数	2.49	1.88	-1.82	0.70	-0.22

S_s－12_UD	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	0.13	0.13	0.08	0.05	0.04
振動数（Hz）	7.44	7.94	12.97	19.78	22.57
刺激係数	2.53	1.88	-1.82	0.67	-0.21

S_s－13_UD	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	0.13	0.13	0.08	0.05	0.04
振動数（Hz）	7.44	7.94	12.97	19.78	22.57
刺激係数	2.53	1.88	-1.82	0.67	-0.21

S_s－14_UD	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	0.13	0.13	0.08	0.05	0.04
振動数（Hz）	7.44	7.95	13.03	19.79	22.57
刺激係数	2.51	1.88	-1.82	0.68	-0.21

S_s－21_UD	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	0.13	0.13	0.08	0.05	0.04
振動数（Hz）	7.43	7.94	12.95	19.78	22.57
刺激係数	2.54	1.88	-1.82	0.67	-0.21

S_s－22_UD	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	0.13	0.13	0.08	0.05	0.04
振動数（Hz）	7.43	7.94	12.94	19.78	22.57
刺激係数	2.54	1.88	-1.82	0.67	-0.21

S_s－31_V	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	0.13	0.13	0.08	0.05	0.04
振動数（Hz）	7.43	7.93	12.69	19.77	22.57
刺激係数	2.63	1.87	-1.82	0.62	-0.20

表4-4　主排気筒の固有周期・振動数一覧（S_d，水平方向：0°）

S_d－D1_H	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数（Hz）	0.86	1.62	3.46	5.47	7.16
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.86

S_d－11_NS	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.16
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.85

S_d－11_EW	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.16
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.85

S_d－12_NS	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.16
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.86

S_d－12_EW	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.16
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.86

S_d－13_NS	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.16
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.86

S_d－13_EW	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.16
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.86

S_d－14_NS	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.16
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.85

S_d－14_EW	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.16
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.85

S_d－21_NS	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.16
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.86

S_d－21_EW	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.16
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.86

S_d－22_NS	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.16
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.86

S_d－22_EW	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.16
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.86

S_d－31_H	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.16
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.86

表4-5　主排気筒の固有周期・振動数一覧（S_d，水平方向：45°）

S_d－D1_H	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数（Hz）	0.86	1.62	3.46	5.47	7.16
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.86

S_d－11_NS	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.16
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.85

S_d－11_EW	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.16
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.85

S_d－12_NS	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.16
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.86

S_d－12_EW	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.16
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.86

S_d－13_NS	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.16
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.86

S_d－13_EW	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.16
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.86

S_d－14_NS	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.16
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.85

S_d－14_EW	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.16
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.85

S_d－21_NS	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.16
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.86

S_d－21_EW	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.16
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.86

S_d－22_NS	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.16
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.86

S_d－22_EW	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.16
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.86

S_d－31_H	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	1.17	0.62	0.29	0.18	0.14
振動数(Hz)	0.86	1.62	3.46	5.47	7.16
刺激係数	2.45	-1.63	-1.51	1.02	-0.86

表4-6　主排気筒の固有周期・振動数一覧（S_d，鉛直方向）

S_d－D1_V	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	0.13	0.13	0.08	0.05	0.04
振動数（Hz）	7.44	7.95	13.08	19.79	22.57
刺激係数	2.49	1.88	-1.82	0.69	-0.22

S_d－11_UD	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	0.13	0.13	0.08	0.05	0.04
振動数（Hz）	7.44	7.96	13.28	19.80	22.57
刺激係数	2.43	1.88	-1.82	0.73	-0.23

S_d－12_UD	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	0.13	0.13	0.08	0.05	0.04
振動数（Hz）	7.44	7.95	13.20	19.79	22.57
刺激係数	2.45	1.88	-1.82	0.72	-0.22

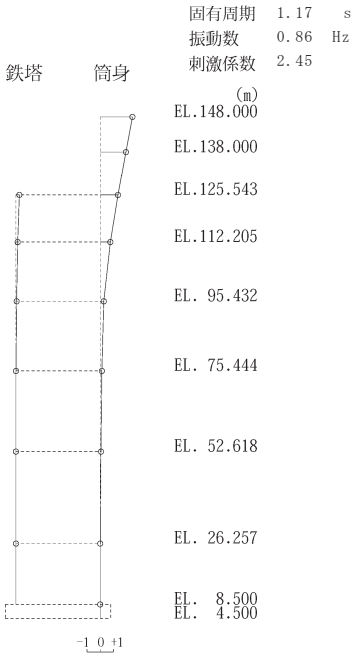
S_d－13_UD	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	0.13	0.13	0.08	0.05	0.04
振動数（Hz）	7.44	7.95	13.20	19.79	22.57
刺激係数	2.45	1.88	-1.82	0.72	-0.22

S_d－14_UD	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	0.13	0.13	0.08	0.05	0.04
振動数（Hz）	7.44	7.95	13.23	19.79	22.57
刺激係数	2.44	1.88	-1.82	0.72	-0.23

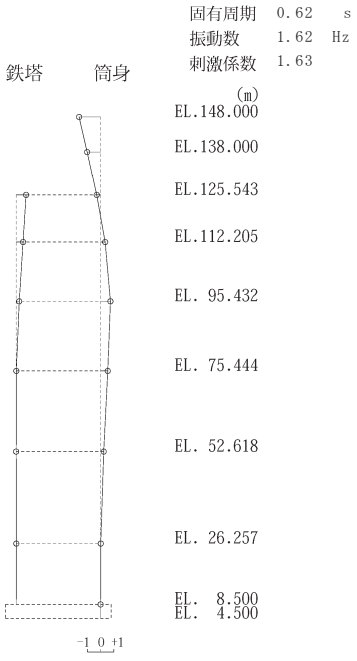
S_d－21_UD	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	0.13	0.13	0.08	0.05	0.04
振動数（Hz）	7.44	7.95	13.19	19.79	22.57
刺激係数	2.46	1.88	-1.82	0.71	-0.22

S_s－22_UD	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	0.13	0.13	0.08	0.05	0.04
振動数（Hz）	7.44	7.95	13.18	19.79	22.57
刺激係数	2.46	1.88	-1.82	0.71	-0.22

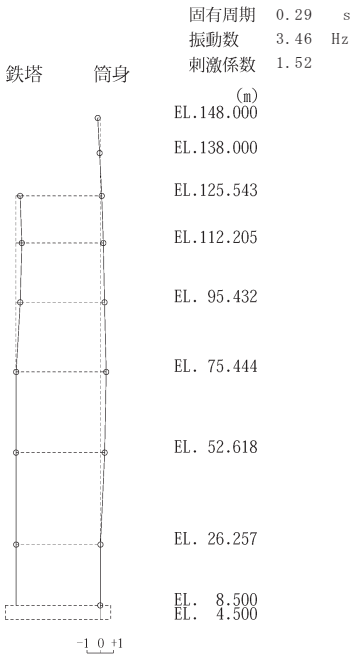
S_d－31_V	1次	2次	3次	4次	5次
固有周期（s）	0.13	0.13	0.08	0.05	0.04
振動数（Hz）	7.44	7.95	13.05	19.79	22.57
刺激係数	2.50	1.88	-1.82	0.69	-0.21



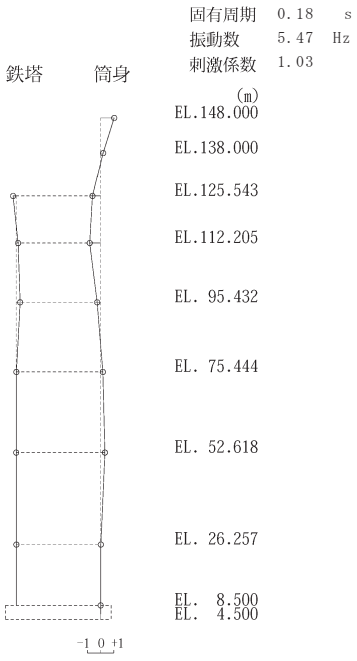
（1次）



（2次）

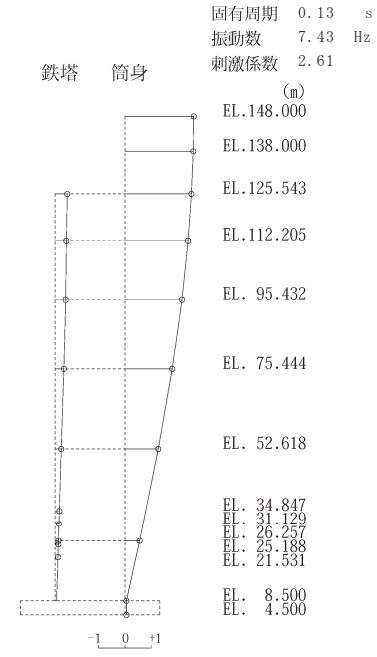


（3次）

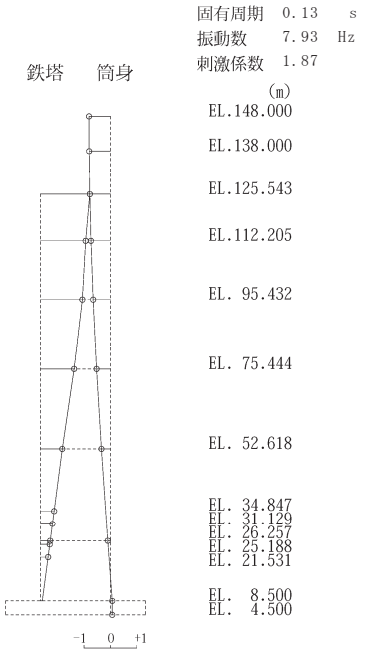


（4次）

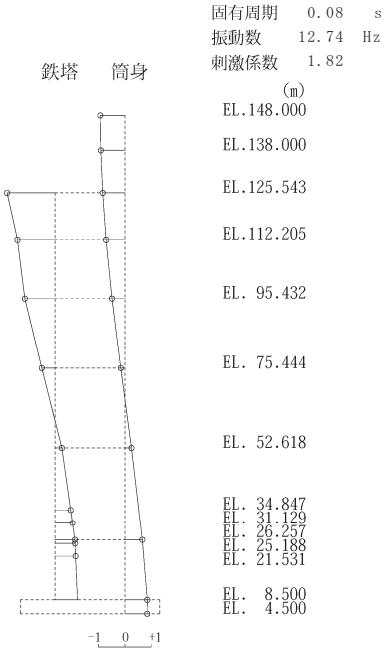
図4-1　刺激関数図　（S_s－D1，水平方向：0°）



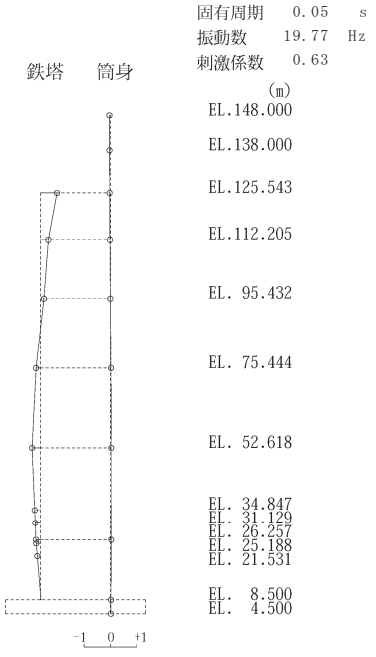
（1次）



（2次）

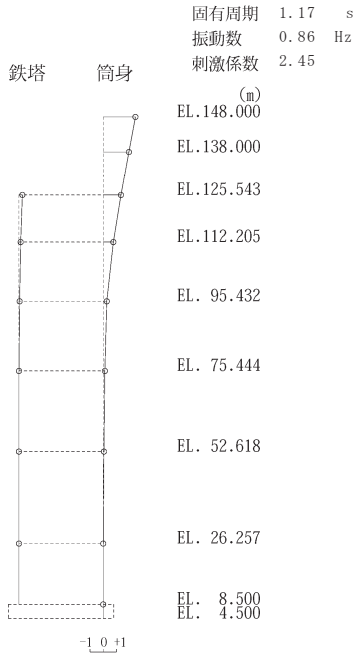


（3次）

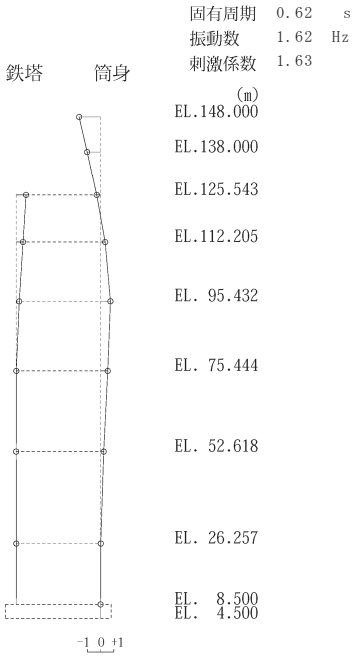


（4次）

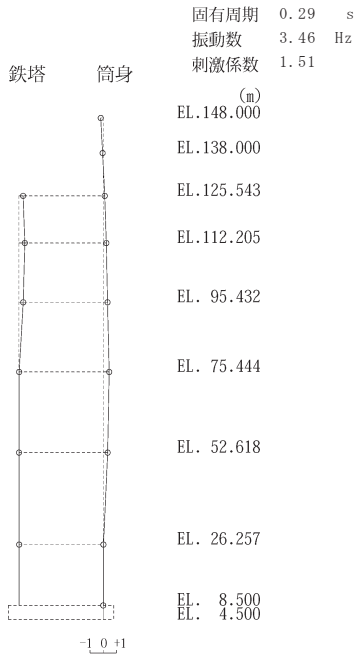
図4-2　刺激関数図　（S_s－D1，鉛直方向）



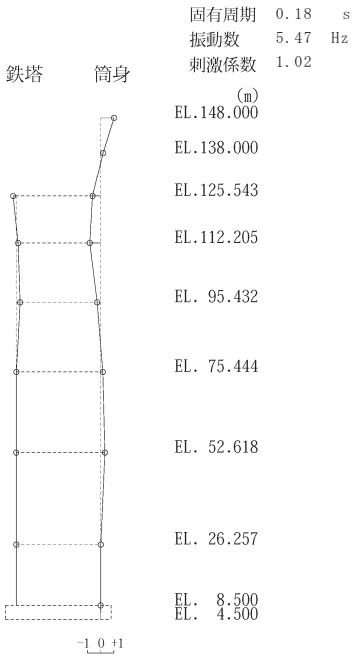
（1次）



（2次）



（3次）



（4次）

図4-3　刺激関数図　（S_d－D1，水平方向：0°）

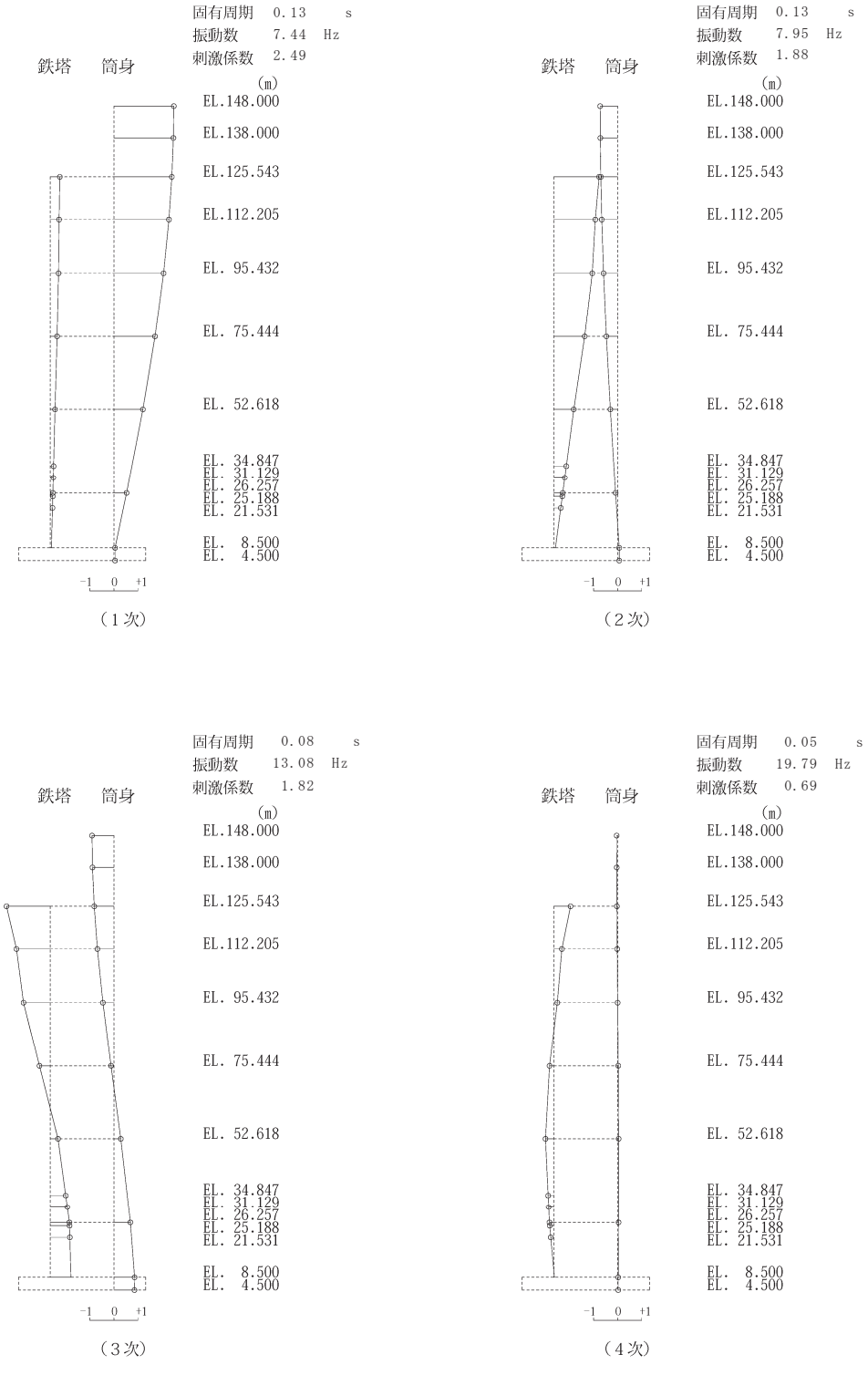
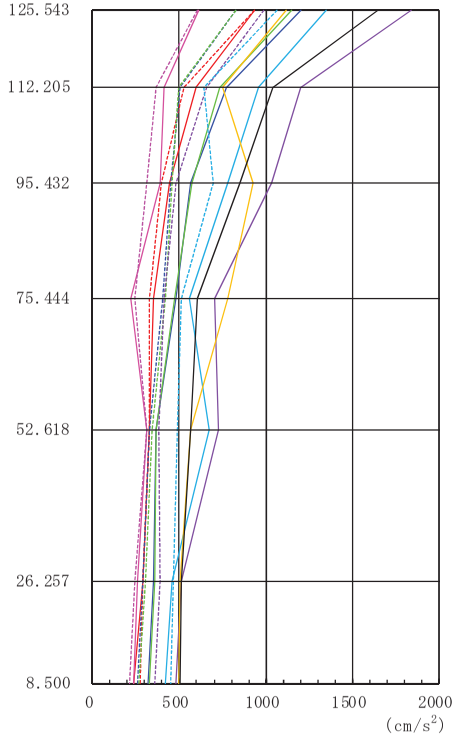


図4-4　刺激関数図　（S_d－D1，鉛直方向）

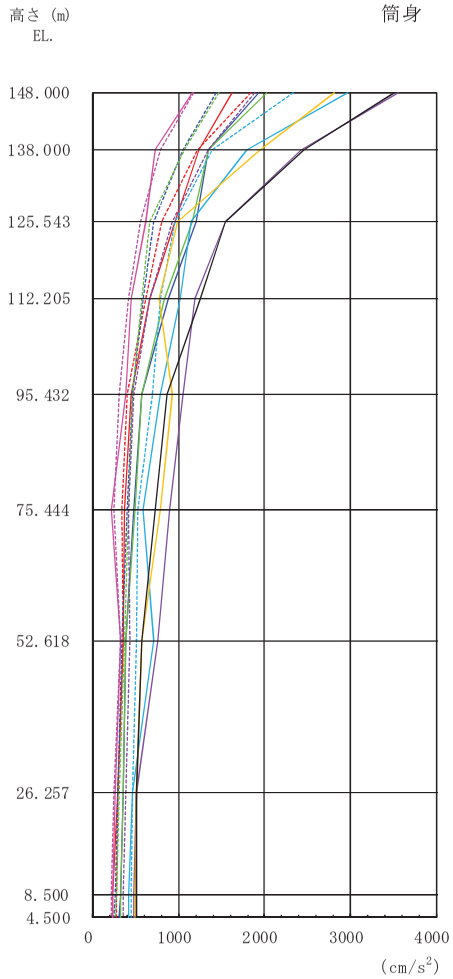
鉄塔



（単位：cm/s²）

S s －D1_H	S s －11_NS	S s －11_EW	S s －12_NS	S s －12_EW	S s －13_NS	S s －13_EW	S s －14_NS	S s －14_EW	S s －21_NS	S s －21_EW	S s －22_NS	S s －22_EW	S s －31_H
1644	935	931	1200	825	1145	830	610	605	1839	989	1345	1064	1117
1043	594	529	770	508	735	499	414	366	1201	661	956	643	747
850	447	397	568	451	576	459	390	310	1036	482	780	695	923
601	349	326	479	403	476	417	217	248	706	413	559	514	777
562	325	325	369	330	363	343	312	314	727	382	674	487	566
513	288	290	352	292	363	306	256	242	511	393	457	469	507
507	239	278	319	259	328	271	236	211	483	355	416	449	493

図4-5(a)　最大応答加速度　鉄塔　（S s，水平方向：0°）

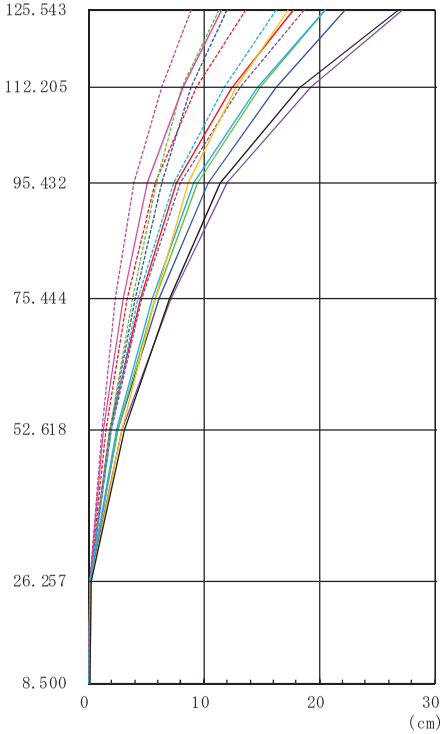


(単位：cm/s²)

S s －D1_H	S s －11_NS	S s －11_EW	S s －12_NS	S s －12_EW	S s －13_NS	S s －13_EW	S s －14_NS	S s －14_EW	S s －21_NS	S s －21_EW	S s －22_NS	S s －22_EW	S s －31_H
3511	1618	1846	1933	1431	2017	1473	1163	1173	3558	1884	2969	2327	2812
2449	1229	1224	1342	1057	1351	1067	734	793	2423	1340	1794	1397	1950
1539	956	807	1210	711	1161	667	613	555	1545	921	1139	952	983
1249	667	611	881	587	828	575	447	424	1195	671	1014	791	772
869	444	395	566	456	571	464	390	311	1043	481	782	693	932
724	364	340	484	409	487	422	223	254	892	419	585	531	785
572	351	357	382	343	387	364	329	331	749	427	712	510	569
513	288	290	352	292	363	306	256	242	511	393	457	469	507
507	239	278	319	259	328	271	236	211	483	355	416	449	493
506	234	276	314	254	323	265	234	210	480	350	413	448	491

図 4-5(b)　最大応答加速度　筒身　（S s，水平方向：0°）

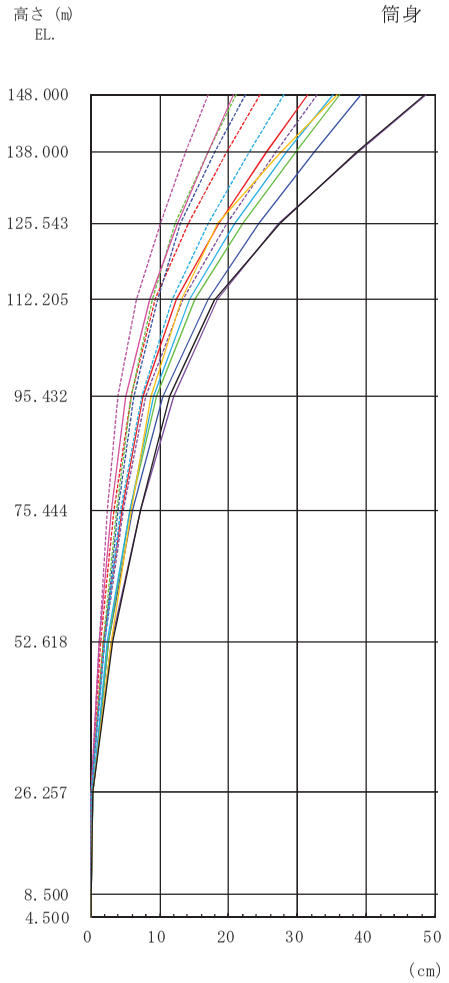
鉄塔



（単位：cm）

S_s－D1_H	S_s－11_NS	S_s－11_EW	S_s－12_NS	S_s－12_EW	S_s－13_NS	S_s－13_EW	S_s－14_NS	S_s－14_EW	S_s－21_NS	S_s－21_EW	S_s－22_NS	S_s－22_EW	S_s－31_H
26.84	17.71	13.65	22.26	12.00	20.51	11.27	11.48	8.89	27.19	18.70	20.50	16.29	17.33
18.30	12.47	9.33	16.24	8.89	14.87	8.07	8.22	6.30	19.19	13.18	14.64	11.73	12.83
11.43	7.56	5.74	10.34	6.29	9.45	5.84	5.08	3.91	11.95	7.92	9.14	7.32	8.67
7.03	4.48	3.38	6.15	4.02	5.76	3.79	3.02	2.33	7.14	4.64	5.58	4.32	5.77
3.09	1.85	1.45	2.57	1.89	2.53	1.82	1.31	1.16	2.93	1.96	2.41	1.98	2.85
0.18	0.11	0.09	0.17	0.14	0.17	0.14	0.08	0.10	0.17	0.11	0.17	0.14	0.22
0.08	0.03	0.03	0.06	0.05	0.06	0.05	0.04	0.04	0.07	0.04	0.06	0.06	0.09

図4-6(a)　最大応答水平変位　鉄塔　（S_s，水平方向：0°）

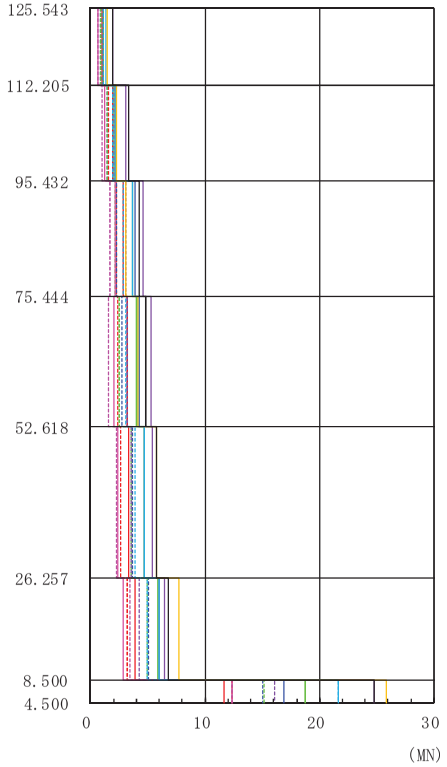


（単位：cm）

S_s－D1_H	S_s－11_NS	S_s－11_EW	S_s－12_NS	S_s－12_EW	S_s－13_NS	S_s－13_EW	S_s－14_NS	S_s－14_EW	S_s－21_NS	S_s－21_EW	S_s－22_NS	S_s－22_EW	S_s－31_H
48.50	31.41	24.45	39.15	22.40	36.13	21.14	20.71	17.07	48.58	32.89	35.04	28.02	35.77
38.64	25.54	19.70	32.37	18.02	29.69	16.99	16.99	13.84	38.72	26.83	28.42	22.96	27.68
27.38	18.56	14.10	24.27	12.99	22.00	12.27	12.53	10.03	27.16	19.64	20.78	17.01	18.32
17.97	12.47	9.32	16.96	9.72	15.18	8.93	8.53	6.71	18.43	13.32	14.41	11.81	13.15
11.48	7.58	5.75	10.38	6.32	9.48	5.87	5.09	3.92	11.98	7.94	9.18	7.34	8.71
7.16	4.46	3.36	6.11	4.01	5.74	3.79	3.01	2.31	7.20	4.65	5.61	4.30	5.82
3.12	1.84	1.46	2.57	1.91	2.54	1.84	1.31	1.18	2.93	1.96	2.42	1.99	2.87
0.18	0.11	0.09	0.17	0.14	0.17	0.14	0.08	0.10	0.17	0.11	0.17	0.14	0.22
0.08	0.03	0.03	0.06	0.05	0.06	0.05	0.04	0.04	0.07	0.04	0.06	0.06	0.09
0.07	0.03	0.03	0.05	0.04	0.04	0.04	0.03	0.03	0.06	0.04	0.05	0.06	0.08

図 4-6(b)　最大応答水平変位　筒身　（S_s，水平方向：0°）

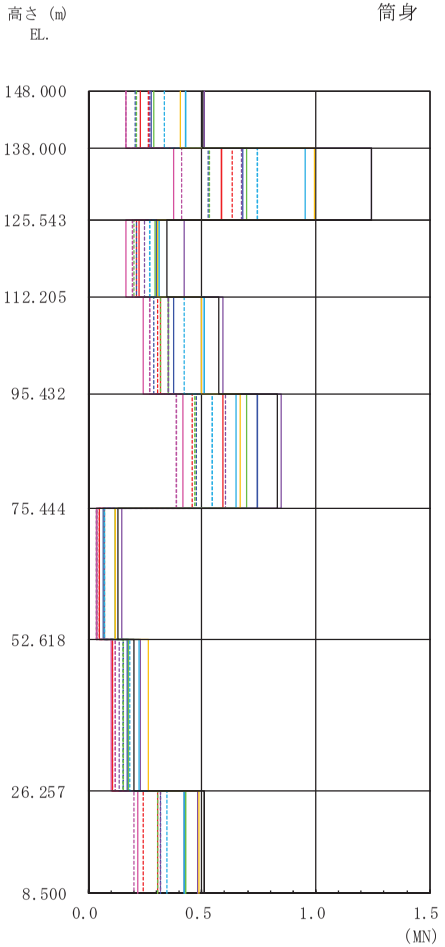
鉄塔



（単位：kN）

S_s－D1_H	S_s－11_NS	S_s－11_EW	S_s－12_NS	S_s－12_EW	S_s－13_NS	S_s－13_EW	S_s－14_NS	S_s－14_EW	S_s－21_NS	S_s－21_EW	S_s－22_NS	S_s－22_EW	S_s－31_H
1988	1048	949	1134	904	1164	911	623	604	1890	1101	1376	1126	1479
3272	1939	1591	2211	1464	2045	1463	1189	1012	3118	2001	2183	1943	2284
4270	2893	2316	3926	2315	3618	2144	2105	1718	4550	3076	3616	2815	3128
4829	3151	2395	4245	2698	3981	2549	2049	1599	5313	3158	4136	3041	4185
5776	3354	2661	4699	3613	4727	3525	2406	2224	5361	3572	4677	3873	5777
6859	3904	3188	6005	5048	5819	4961	2914	3463	6494	4296	6004	4910	7686
24841	11708	12317	16944	15054	18734	15159	12409	12414	24773	16038	21682	21696	25854

図4-7(a)　最大応答せん断力　鉄塔　（S_s，水平方向：0°）

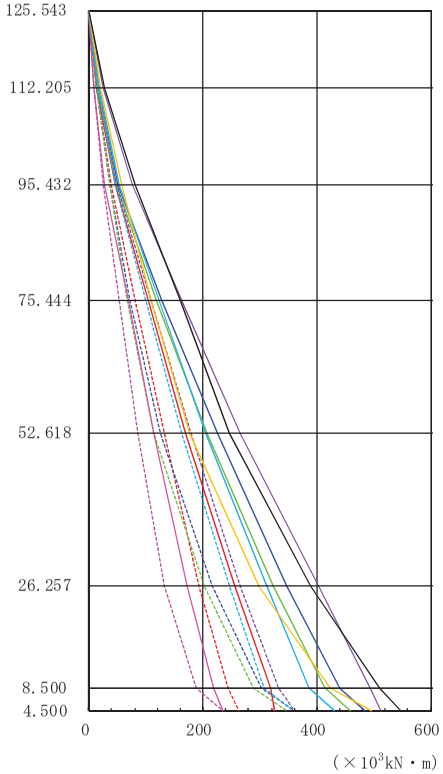


（単位：kN）

Ss－D1_H	Ss－11_NS	Ss－11_EW	Ss－12_NS	Ss－12_EW	Ss－13_NS	Ss－13_EW	Ss－14_NS	Ss－14_EW	Ss－21_NS	Ss－21_EW	Ss－22_NS	Ss－22_EW	Ss－31_H
502	231	264	276	205	289	211	166	168	509	272	427	335	404
1244	588	632	681	526	699	535	374	409	1243	673	955	742	996
346	225	210	297	214	294	203	165	197	422	245	313	268	306
577	316	307	373	289	350	315	241	268	594	354	508	422	497
833	590	457	745	477	696	468	418	385	849	604	648	543	669
132	49	47	66	38	72	37	35	35	150	72	119	73	116
204	105	107	173	152	180	156	102	117	232	137	226	181	264
510	306	242	423	316	430	307	220	199	482	319	424	348	485

図 4-7(b)　最大応答せん断力　筒身　（Ss，水平方向：0°）

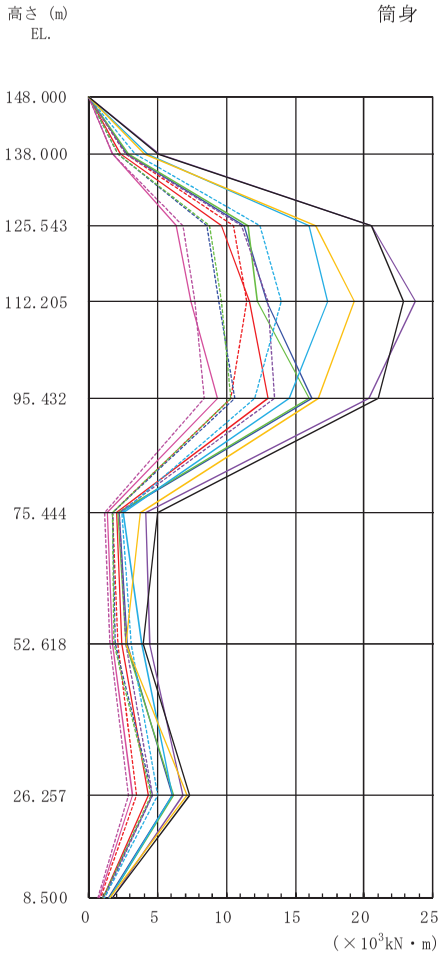
鉄塔



(単位：×10³kN・m)

Ss－D1_H	Ss－11_NS	Ss－11_EW	Ss－12_NS	Ss－12_EW	Ss－13_NS	Ss－13_EW	Ss－14_NS	Ss－14_EW	Ss－21_NS	Ss－21_EW	Ss－22_NS	Ss－22_EW	Ss－31_H
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
26.5	14.0	12.7	15.1	12.1	15.5	12.1	8.3	8.1	25.2	14.7	18.4	15.0	19.7
81.1	46.5	38.7	51.2	36.6	47.4	36.7	27.8	24.9	77.1	48.0	52.5	46.9	58.0
159.7	103.7	81.4	128.2	71.7	119.3	66.9	69.8	52.3	162.5	109.3	121.9	100.6	108.6
247.4	169.2	131.2	224.9	124.6	205.7	113.3	114.2	86.2	265.0	178.4	205.4	163.0	176.9
388.9	255.0	192.2	346.5	216.5	322.6	202.4	171.9	132.3	402.8	264.3	311.0	245.7	297.4
508.8	318.9	244.9	440.8	303.1	415.2	287.8	217.3	187.1	494.3	333.6	385.6	306.3	424.7
547.8	325.5	263.4	484.6	360.6	457.9	345.7	233.8	235.2	512.9	361.5	430.9	357.5	495.8
549.3	329.1	265.5	488.1	363.1	465.9	348.4	235.6	238.2	517.2	362.6	438.4	362.5	498.2

図4-8(a)　最大応答曲げモーメント　鉄塔　（Ss，水平方向：0°）



（単位：×10³kN・m）

S s －D1_H	S s －11_NS	S s －11_EW	S s －12_NS	S s －12_EW	S s －13_NS	S s －13_EW	S s －14_NS	S s －14_EW	S s －21_NS	S s －21_EW	S s －22_NS	S s －22_EW	S s －31_H
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5.02	2.31	2.64	2.76	2.05	2.89	2.11	1.66	1.68	5.09	2.72	4.27	3.35	4.04
20.51	9.59	10.51	11.25	8.60	11.60	8.78	6.32	6.78	20.56	11.05	15.99	12.44	16.45
22.86	11.71	11.51	12.95	9.45	12.23	9.60	7.43	7.75	23.73	13.05	17.32	13.95	19.27
21.03	13.06	10.30	16.18	10.58	15.98	10.27	9.34	8.33	20.31	13.47	14.61	12.09	16.70
5.00	1.96	1.69	2.15	1.69	2.13	1.67	1.28	1.12	4.10	2.23	2.48	2.36	3.70
3.88	2.38	2.07	2.74	1.87	2.70	1.80	1.69	1.52	4.41	2.64	3.79	3.05	2.72
7.35	4.35	3.48	6.08	4.60	6.16	4.48	3.14	2.91	6.84	4.59	6.10	5.01	7.09
1.70	1.08	0.85	1.43	1.02	1.47	0.99	0.76	0.66	1.74	1.09	1.51	1.17	1.52

図 4-8(b)　最大応答曲げモーメント　筒身　（S s，水平方向：0°）

表4-7　ダンパの最大応答値　（S_s，水平方向：0°）

オイルダンパの最大応答応力

（単位：kN）

設置レベル EL.（m）	S_s－D1_H	S_s－11_NS	S_s－11_EW	S_s－12_NS	S_s－12_EW	S_s－13_NS	S_s－13_EW	S_s－14_NS	S_s－14_EW	S_s－21_NS	S_s－21_EW	S_s－22_NS	S_s－22_EW	S_s－31_H
125.543	1552	783	777	891	697	910	703	459	473	1468	853	1123	826	1136
112.205	710	366	344	425	304	402	303	215	200	647	372	471	367	494

オイルダンパの最大応答速度

（単位：m/s）

設置レベル EL.（m）	S_s－D1_H	S_s－11_NS	S_s－11_EW	S_s－12_NS	S_s－12_EW	S_s－13_NS	S_s－13_EW	S_s－14_NS	S_s－14_EW	S_s－21_NS	S_s－21_EW	S_s－22_NS	S_s－22_EW	S_s－31_H
125.543	0.62	0.31	0.31	0.36	0.28	0.36	0.28	0.18	0.19	0.59	0.34	0.45	0.33	0.45
112.205	0.28	0.15	0.14	0.17	0.12	0.16	0.12	0.09	0.08	0.26	0.15	0.19	0.15	0.20

オイルダンパの最大応答変位

（単位：mm）

設置レベル EL.（m）	S_s－D1_H	S_s－11_NS	S_s－11_EW	S_s－12_NS	S_s－12_EW	S_s－13_NS	S_s－13_EW	S_s－14_NS	S_s－14_EW	S_s－21_NS	S_s－21_EW	S_s－22_NS	S_s－22_EW	S_s－31_H
125.543	69.2	45.6	35.8	59.6	38.5	55.4	37.5	33.2	29.3	70.1	46.2	50.9	43.1	61.2
112.205	31.1	20.4	15.6	27.1	16.5	25.0	16.1	14.7	13.6	32.1	20.7	22.8	18.9	27.2

弾塑性ダンパの最大応答応力

（単位：kN）

設置レベル EL.（m）	S_s－D1_H	S_s－11_NS	S_s－11_EW	S_s－12_NS	S_s－12_EW	S_s－13_NS	S_s－13_EW	S_s－14_NS	S_s－14_EW	S_s－21_NS	S_s－21_EW	S_s－22_NS	S_s－22_EW	S_s－31_H
95.432	1153	774	670	1126	820	1072	823	605	613	1323	904	1036	767	922
75.444	921	596	565	671	576	693	568	424	362	828	643	691	566	869
52.618	296	94	105	98	85	100	90	82	81	224	116	193	140	277

弾塑性ダンパの最大応答変位

（単位：mm）

設置レベル EL.（m）	S_s－D1_H	S_s－11_NS	S_s－11_EW	S_s－12_NS	S_s－12_EW	S_s－13_NS	S_s－13_EW	S_s－14_NS	S_s－14_EW	S_s－21_NS	S_s－21_EW	S_s－22_NS	S_s－22_EW	S_s－31_H
95.432	0.5	0.3	0.3	0.5	0.4	0.5	0.4	0.3	0.3	0.6	0.4	0.5	0.3	0.4
75.444	3.8	0.6	0.6	1.3	0.6	1.5	0.6	0.5	0.4	3.1	1.0	1.4	0.6	3.3
52.618	0.6	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.5	0.2	0.4	0.3	0.6

表4-8　地盤ばねの最大応答値　（Ｓｓ，水平方向：0°）

水平地盤ばねの最大応答値

（単位：×10^3kN）

	Ｓｓ－Ｄ1_Ｈ	Ｓｓ－11_ＮＳ	Ｓｓ－11_ＥＷ	Ｓｓ－12_ＮＳ	Ｓｓ－12_ＥＷ	Ｓｓ－13_ＮＳ	Ｓｓ－13_ＥＷ	Ｓｓ－14_ＮＳ	Ｓｓ－14_ＥＷ	Ｓｓ－21_ＮＳ	Ｓｓ－21_ＥＷ	Ｓｓ－22_ＮＳ	Ｓｓ－22_ＥＷ	Ｓｓ－31_Ｈ
ばね反力	45.9	21.5	23.9	28.4	24.9	31.4	25.2	21.8	21.2	43.7	30.6	37.3	40.4	46.4

回転地盤ばねの最大応答値

（単位：×10^3kN・m）

	Ｓｓ－Ｄ1_Ｈ	Ｓｓ－11_ＮＳ	Ｓｓ－11_ＥＷ	Ｓｓ－12_ＮＳ	Ｓｓ－12_ＥＷ	Ｓｓ－13_ＮＳ	Ｓｓ－13_ＥＷ	Ｓｓ－14_ＮＳ	Ｓｓ－14_ＥＷ	Ｓｓ－21_ＮＳ	Ｓｓ－21_ＥＷ	Ｓｓ－22_ＮＳ	Ｓｓ－22_ＥＷ	Ｓｓ－31_Ｈ
ばね反力	549	329	266	488	363	466	348	236	238	517	363	438	363	498

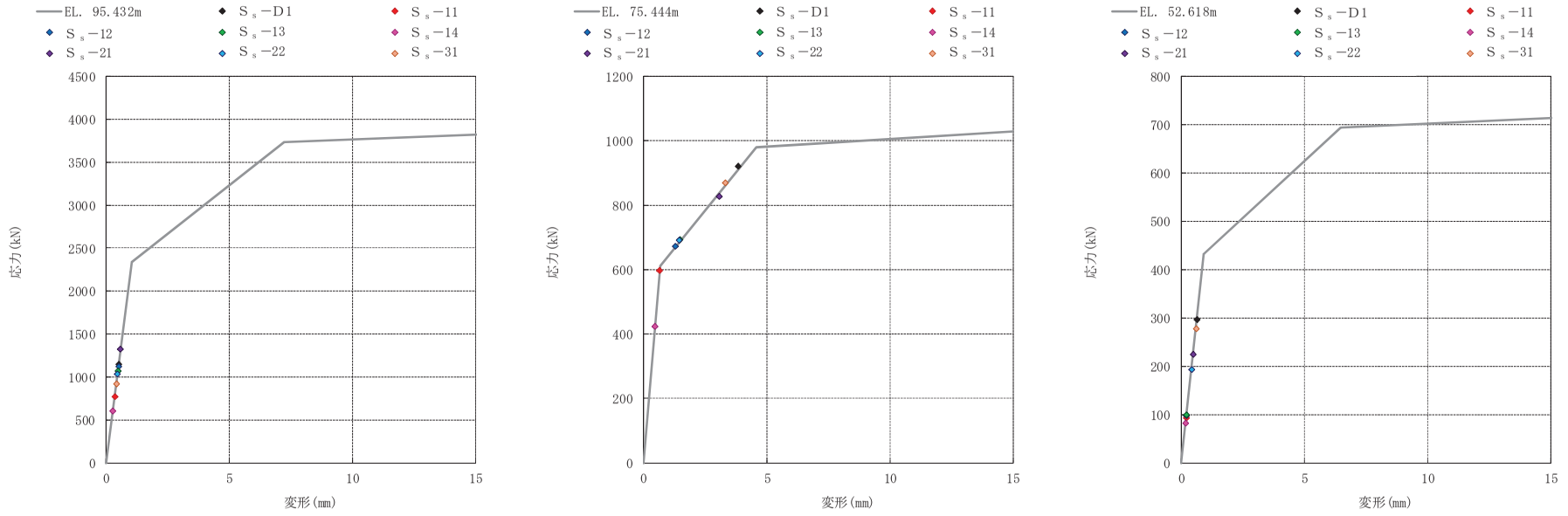
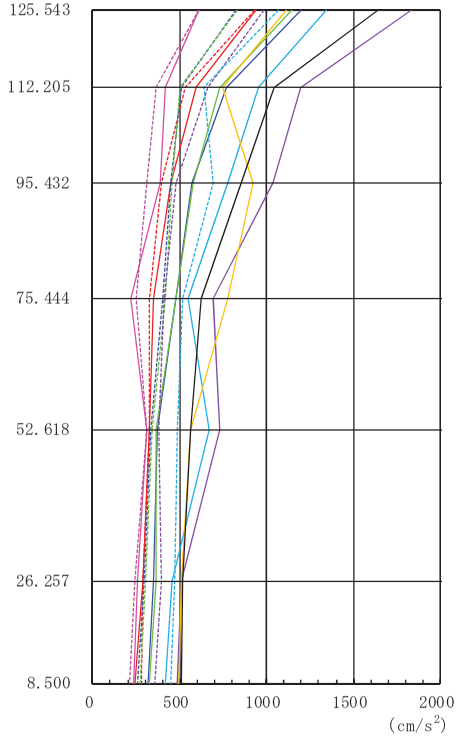


図4-9　弾塑性ダンパの復元力特性上での最大応答値　（Ｓｓ，水平方向：0°）

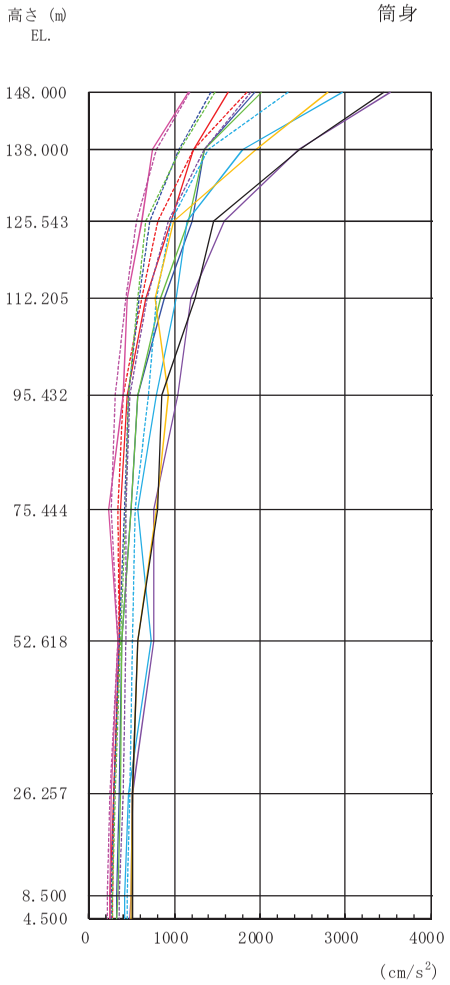
鉄塔



（単位：cm/s²）

高さ（m） EL.	S s －D1_H	S s －11_NS	S s －11_EW	S s －12_NS	S s －12_EW	S s －13_NS	S s －13_EW	S s －14_NS	S s －14_EW	S s －21_NS	S s －21_EW	S s －22_NS	S s －22_EW	S s －31_H
125.543	1643	935	931	1201	825	1144	830	610	605	1831	986	1345	1064	1117
112.205	1044	594	529	769	508	735	499	414	366	1197	660	956	643	747
95.432	850	447	397	568	451	576	459	391	310	1035	482	779	695	923
75.444	623	349	326	477	403	476	417	217	248	692	411	547	514	777
52.618	560	325	325	369	330	363	343	312	314	727	382	673	487	566
26.257	513	288	290	352	292	363	306	256	242	510	393	457	469	507
8.500	507	239	278	319	259	328	271	236	211	483	355	416	449	493

図4-10(a)　最大応答加速度　鉄塔　（S s，水平方向：45°）

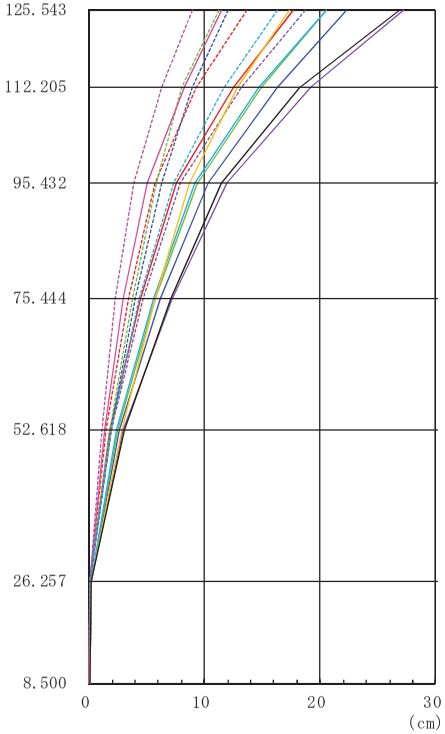


(単位：cm/s²)

S s −D1_H	S s −11_NS	S s −11_EW	S s −12_NS	S s −12_EW	S s −13_NS	S s −13_EW	S s −14_NS	S s −14_EW	S s −21_NS	S s −21_EW	S s −22_NS	S s −22_EW	S s −31_H
3442	1618	1846	1931	1431	2019	1473	1163	1173	3522	1883	2966	2327	2791
2468	1229	1224	1343	1057	1341	1067	734	793	2445	1341	1794	1397	1952
1457	956	807	1210	711	1161	667	613	555	1574	921	1140	952	992
1244	667	611	881	587	829	575	447	424	1186	670	1017	791	772
854	444	395	567	456	571	464	390	311	1035	481	784	693	932
798	364	340	486	409	487	422	223	254	747	422	562	531	785
569	351	357	382	343	387	364	329	331	749	423	725	510	569
513	288	290	352	292	363	306	256	242	510	393	457	469	507
507	239	278	319	259	328	271	236	211	483	355	416	449	493
506	234	276	314	254	323	265	234	210	480	350	413	448	491

図 4-10(b)　最大応答加速度　筒身　（S s，水平方向：45°）

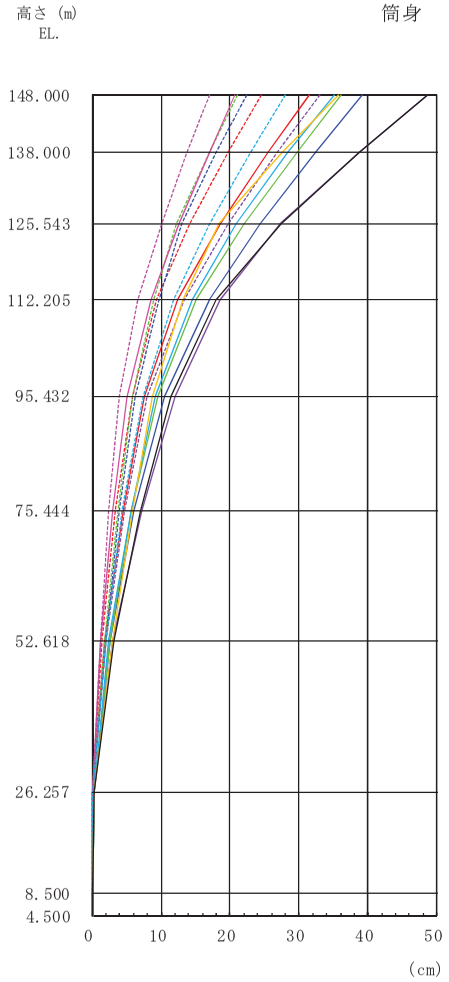
鉄塔



（単位：cm）

S_s－D1_H	S_s－11_NS	S_s－11_EW	S_s－12_NS	S_s－12_EW	S_s－13_NS	S_s－13_EW	S_s－14_NS	S_s－14_EW	S_s－21_NS	S_s－21_EW	S_s－22_NS	S_s－22_EW	S_s－31_H
26.86	17.71	13.65	22.26	12.00	20.51	11.27	11.48	8.89	27.24	18.70	20.51	16.29	17.33
18.30	12.47	9.33	16.24	8.89	14.87	8.07	8.22	6.30	19.22	13.18	14.64	11.73	12.84
11.45	7.56	5.74	10.34	6.29	9.45	5.84	5.08	3.91	11.96	7.92	9.15	7.32	8.69
7.05	4.48	3.38	6.15	4.02	5.76	3.79	3.02	2.33	7.17	4.64	5.59	4.32	5.77
3.10	1.85	1.45	2.57	1.89	2.53	1.82	1.31	1.16	2.93	1.95	2.41	1.98	2.85
0.18	0.11	0.09	0.17	0.14	0.17	0.14	0.08	0.10	0.17	0.11	0.17	0.14	0.22
0.08	0.03	0.03	0.06	0.05	0.06	0.05	0.04	0.04	0.07	0.04	0.06	0.06	0.09

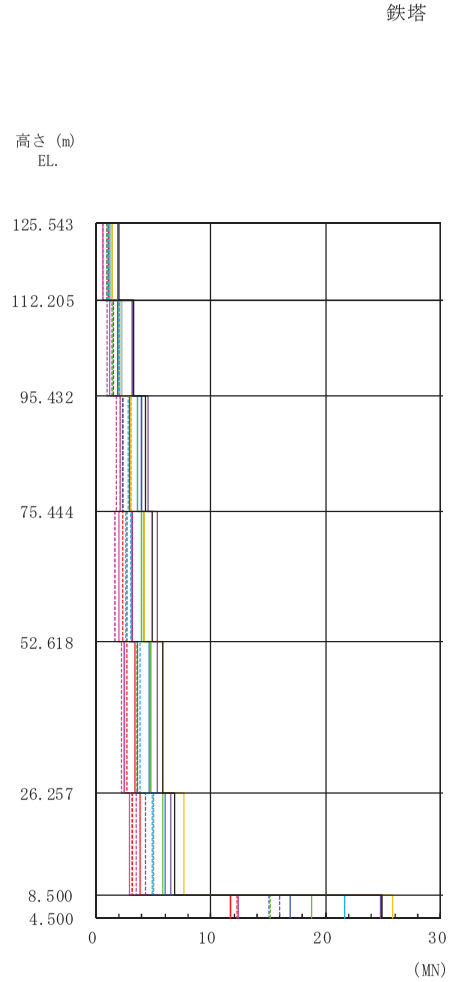
図4-11(a)　最大応答水平変位　鉄塔　（S_s，水平方向：45°）



(単位：cm)

S_s－D1_H	S_s－11_NS	S_s－11_EW	S_s－12_NS	S_s－12_EW	S_s－13_NS	S_s－13_EW	S_s－14_NS	S_s－14_EW	S_s－21_NS	S_s－21_EW	S_s－22_NS	S_s－22_EW	S_s－31_H
48.63	31.41	24.45	39.16	22.40	36.13	21.14	20.71	17.07	48.70	32.97	35.04	28.02	35.77
38.77	25.54	19.70	32.38	18.02	29.69	16.99	16.99	13.84	38.80	26.90	28.43	22.97	27.68
27.47	18.56	14.10	24.27	12.99	22.00	12.27	12.53	10.03	27.20	19.68	20.79	17.01	18.32
17.99	12.47	9.32	16.96	9.72	15.18	8.93	8.53	6.71	18.49	13.34	14.42	11.81	13.24
11.49	7.58	5.75	10.38	6.32	9.48	5.87	5.09	3.92	11.99	7.94	9.18	7.34	8.72
7.04	4.46	3.36	6.11	4.01	5.74	3.79	3.01	2.31	7.15	4.63	5.58	4.30	5.82
3.11	1.84	1.46	2.57	1.91	2.54	1.84	1.31	1.18	2.92	1.95	2.43	1.99	2.87
0.18	0.11	0.09	0.17	0.14	0.17	0.14	0.08	0.10	0.17	0.11	0.17	0.14	0.22
0.08	0.03	0.03	0.06	0.05	0.06	0.05	0.04	0.04	0.07	0.04	0.06	0.06	0.09
0.07	0.03	0.03	0.05	0.04	0.04	0.04	0.03	0.03	0.06	0.04	0.05	0.06	0.08

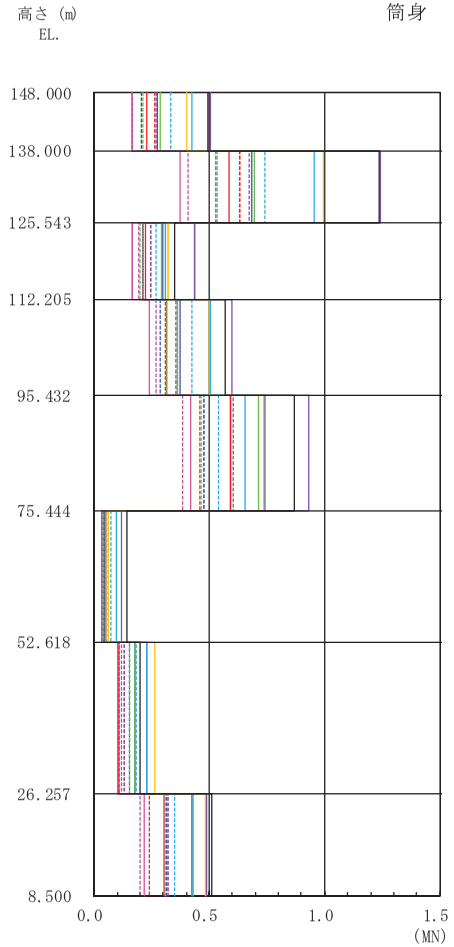
図 4-11(b)　最大応答水平変位　筒身　（S_s，水平方向：45°）



（単位：kN）

S_s－D1_H	S_s－11_NS	S_s－11_EW	S_s－12_NS	S_s－12_EW	S_s－13_NS	S_s－13_EW	S_s－14_NS	S_s－14_EW	S_s－21_NS	S_s－21_EW	S_s－22_NS	S_s－22_EW	S_s－31_H
1991	1048	949	1134	904	1166	911	623	604	1900	1101	1381	1127	1479
3254	1939	1591	2211	1464	2045	1463	1189	1012	3132	2001	2184	1943	2283
4257	2893	2316	3923	2315	3618	2144	2105	1719	4517	3068	3602	2816	3068
4894	3151	2395	4247	2698	3981	2549	2049	1599	5353	3168	4153	3041	4185
5776	3354	2661	4697	3613	4727	3525	2406	2224	5369	3568	4686	3873	5777
6885	3904	3188	6004	5048	5819	4961	2914	3463	6474	4297	6003	4910	7686
24877	11708	12317	16942	15054	18734	15159	12410	12415	24789	16036	21680	21696	25854

図4-12(a)　最大応答せん断力　鉄塔　（S_s，水平方向：45°）

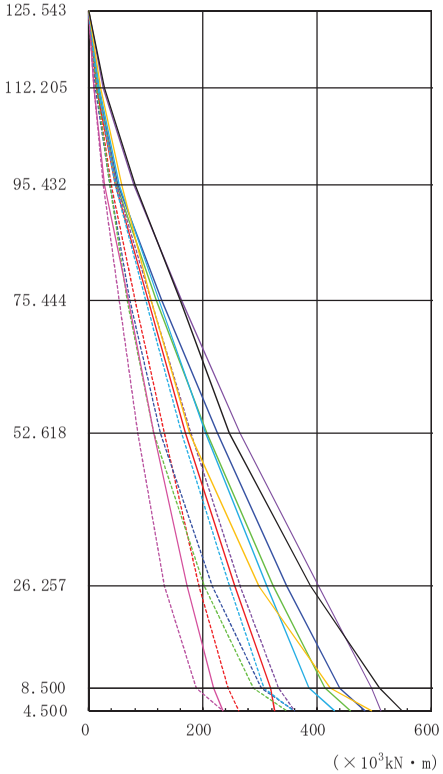


（単位：kN）

Ss－D1_H	Ss－11_NS	Ss－11_EW	Ss－12_NS	Ss－12_EW	Ss－13_NS	Ss－13_EW	Ss－14_NS	Ss－14_EW	Ss－21_NS	Ss－21_EW	Ss－22_NS	Ss－22_EW	Ss－31_H
492	231	264	276	205	289	211	166	168	504	271	426	335	400
1239	588	632	681	526	696	535	374	409	1246	673	957	742	995
353	225	210	300	214	294	203	165	197	439	245	313	268	321
571	316	307	373	289	359	315	241	269	600	358	505	422	497
870	590	457	743	477	715	468	418	385	934	604	654	543	735
140	49	47	47	38	49	37	35	35	117	60	97	73	62
198	105	107	176	152	180	156	102	117	232	133	229	181	264
514	306	242	423	316	430	307	220	199	486	320	422	348	485

図 4-12(b)　最大応答せん断力　筒身　（Ss，水平方向：45°）

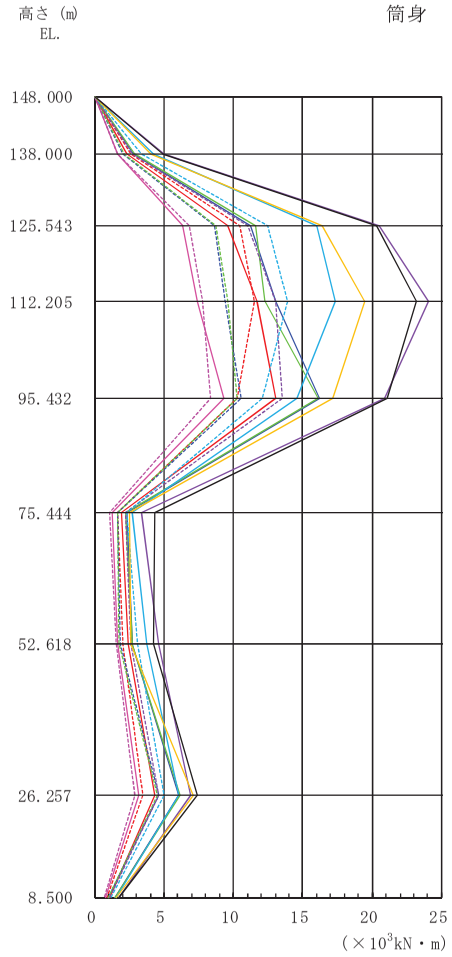
鉄塔



(単位：×10³kN・m)

S s －D1_H	S s －11_NS	S s －11_EW	S s －12_NS	S s －12_EW	S s －13_NS	S s －13_EW	S s －14_NS	S s －14_EW	S s －21_NS	S s －21_EW	S s －22_NS	S s －22_EW	S s －31_H
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
26.6	14.0	12.7	15.1	12.1	15.6	12.1	8.3	8.1	25.3	14.7	18.4	15.0	19.7
81.0	46.5	38.7	51.2	36.6	47.6	36.7	27.8	24.9	77.4	48.0	52.6	46.9	58.0
159.9	103.7	81.4	128.1	71.7	119.3	66.9	69.8	52.3	162.2	109.1	121.9	100.6	108.7
247.5	169.2	131.2	224.9	124.6	205.7	113.3	114.2	86.2	265.6	178.5	205.4	163.0	177.5
389.7	255.0	192.2	346.5	216.5	322.6	202.4	171.9	132.3	403.5	264.3	311.1	245.7	298.0
510.0	318.9	244.9	440.8	303.1	415.2	287.8	217.3	187.1	495.4	333.6	385.7	306.3	424.7
549.1	325.5	263.4	484.5	360.6	457.9	345.7	233.8	235.2	512.9	361.5	431.0	357.5	495.8
550.5	329.1	265.5	488.1	363.1	465.9	348.4	235.6	238.2	517.1	362.6	438.4	362.6	498.2

図4-13(a)　最大応答曲げモーメント　鉄塔　（S s，水平方向：45°）



（単位：×10³kN・m）

	S s －D1_H	S s －11_NS	S s －11_EW	S s －12_NS	S s －12_EW	S s －13_NS	S s －13_EW	S s －14_NS	S s －14_EW	S s －21_NS	S s －21_EW	S s －22_NS	S s －22_EW	S s －31_H
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	4.92	2.31	2.64	2.76	2.05	2.89	2.11	1.66	1.68	5.04	2.71	4.26	3.35	4.00
	20.34	9.59	10.51	11.24	8.60	11.57	8.78	6.32	6.78	20.55	11.05	16.02	12.44	16.39
	23.19	11.71	11.51	13.03	9.45	12.31	9.60	7.43	7.75	24.04	13.05	17.31	13.95	19.44
	21.07	13.06	10.30	16.16	10.58	16.10	10.27	9.34	8.33	20.93	13.49	14.62	12.09	17.16
	4.37	1.96	1.69	2.28	1.69	2.25	1.67	1.28	1.12	3.39	2.23	2.67	2.36	2.55
	4.25	2.38	2.07	2.68	1.87	2.70	1.80	1.69	1.53	4.64	2.58	3.79	3.06	2.65
	7.41	4.35	3.48	6.09	4.60	6.16	4.48	3.14	2.91	6.89	4.60	6.08	5.01	7.09
	1.72	1.08	0.85	1.43	1.02	1.47	0.99	0.76	0.66	1.76	1.08	1.51	1.17	1.52

図 4-13(b)　最大応答曲げモーメント　筒身　（S s，水平方向：45°）

表4-9　ダンパの最大応答値　（S_s，水平方向：45°）

オイルダンパの最大応答応力

（単位：kN）

設置レベル EL.（m）	S_s－D1_H	S_s－11_NS	S_s－11_EW	S_s－12_NS	S_s－12_EW	S_s－13_NS	S_s－13_EW	S_s－14_NS	S_s－14_EW	S_s－21_NS	S_s－21_EW	S_s－22_NS	S_s－22_EW	S_s－31_H
125.543	1542	783	777	891	697	912	703	459	473	1468	853	1128	827	1136
112.205	696	366	344	425	304	402	303	215	200	646	372	471	367	476

オイルダンパの最大応答速度

（単位：m/s）

設置レベル EL.（m）	S_s－D1_H	S_s－11_NS	S_s－11_EW	S_s－12_NS	S_s－12_EW	S_s－13_NS	S_s－13_EW	S_s－14_NS	S_s－14_EW	S_s－21_NS	S_s－21_EW	S_s－22_NS	S_s－22_EW	S_s－31_H
125.543	0.62	0.31	0.31	0.36	0.28	0.36	0.28	0.18	0.19	0.59	0.34	0.45	0.33	0.45
112.205	0.28	0.15	0.14	0.17	0.12	0.16	0.12	0.09	0.08	0.26	0.15	0.19	0.15	0.19

オイルダンパの最大応答変位

（単位：mm）

設置レベル EL.（m）	S_s－D1_H	S_s－11_NS	S_s－11_EW	S_s－12_NS	S_s－12_EW	S_s－13_NS	S_s－13_EW	S_s－14_NS	S_s－14_EW	S_s－21_NS	S_s－21_EW	S_s－22_NS	S_s－22_EW	S_s－31_H
125.543	69.2	45.6	35.8	59.6	38.5	55.3	37.5	33.2	29.3	70.5	46.6	50.8	43.1	60.9
112.205	31.0	20.4	15.6	27.1	16.5	24.8	16.1	14.7	13.6	32.0	20.8	22.7	18.9	26.9

弾塑性ダンパの最大応答応力

（単位：kN）

設置レベル EL.（m）	S_s－D1_H	S_s－11_NS	S_s－11_EW	S_s－12_NS	S_s－12_EW	S_s－13_NS	S_s－13_EW	S_s－14_NS	S_s－14_EW	S_s－21_NS	S_s－21_EW	S_s－22_NS	S_s－22_EW	S_s－31_H
95.432	1111	774	670	1120	820	1084	823	605	613	1387	890	1026	767	872
75.444	1082	596	565	669	576	705	568	424	362	931	648	710	566	954
52.618	265	94	105	98	85	96	90	82	81	192	129	184	140	146

弾塑性ダンパの最大応答変位

（単位：mm）

設置レベル EL.（m）	S_s－D1_H	S_s－11_NS	S_s－11_EW	S_s－12_NS	S_s－12_EW	S_s－13_NS	S_s－13_EW	S_s－14_NS	S_s－14_EW	S_s－21_NS	S_s－21_EW	S_s－22_NS	S_s－22_EW	S_s－31_H
95.432	0.5	0.3	0.3	0.5	0.4	0.5	0.4	0.3	0.3	0.6	0.4	0.5	0.3	0.4
75.444	3.2	0.6	0.6	0.7	0.6	0.7	0.6	0.5	0.4	1.6	0.7	0.8	0.6	1.8
52.618	0.6	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.4	0.3	0.4	0.3	0.3

表4-10　地盤ばねの最大応答値　（S_s，水平方向：45°）

水平地盤ばねの最大応答値

（単位：$\times 10^3$kN）

	S_s－D1_H	S_s－11_NS	S_s－11_EW	S_s－12_NS	S_s－12_EW	S_s－13_NS	S_s－13_EW	S_s－14_NS	S_s－14_EW	S_s－21_NS	S_s－21_EW	S_s－22_NS	S_s－22_EW	S_s－31_H
ばね反力	46.0	21.5	23.9	28.4	24.9	31.4	25.2	21.8	21.2	43.8	30.6	37.3	40.4	46.4

回転地盤ばねの最大応答値

（単位：$\times 10^3$kN・m）

	S_s－D1_H	S_s－11_NS	S_s－11_EW	S_s－12_NS	S_s－12_EW	S_s－13_NS	S_s－13_EW	S_s－14_NS	S_s－14_EW	S_s－21_NS	S_s－21_EW	S_s－22_NS	S_s－22_EW	S_s－31_H
ばね反力	551	329	266	488	363	466	348	236	238	517	363	438	363	498

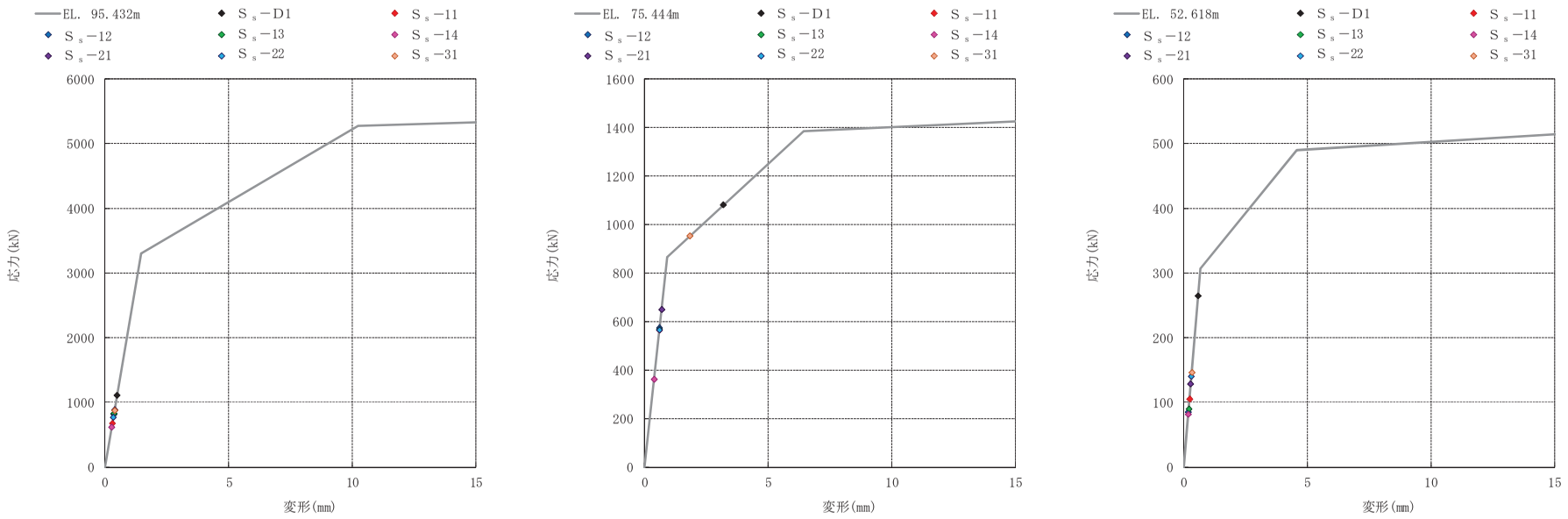
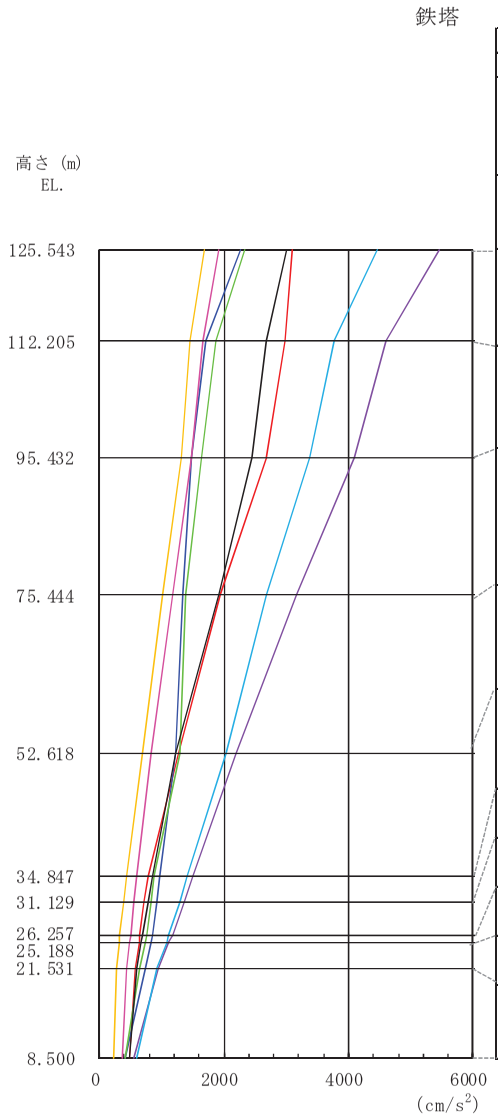


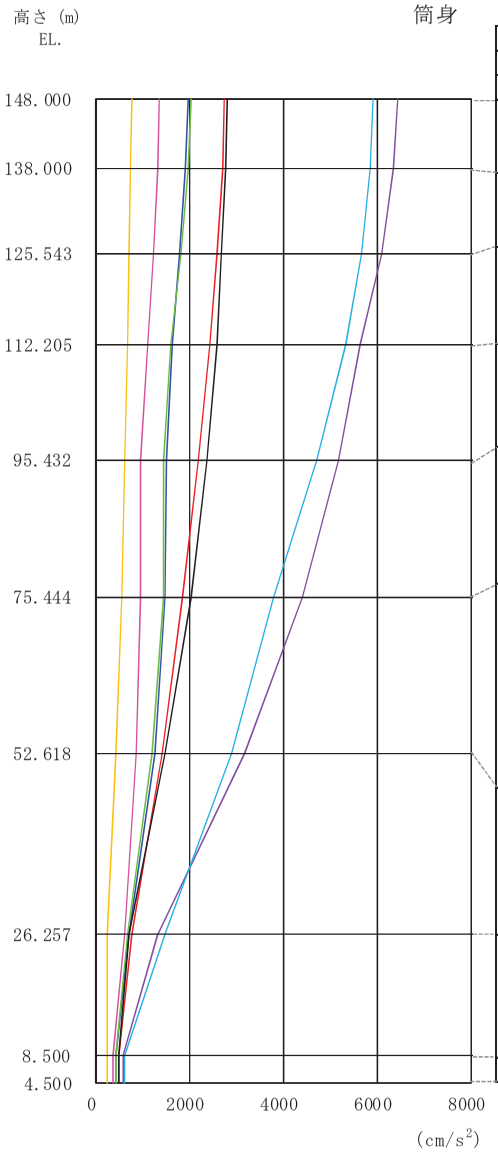
図4-14　弾塑性ダンパの復元力特性上での最大応答値　（S_s，水平方向：45°）



(単位 : cm/s²)

高さ (m) EL.	S s −D1_V	S s −11_UD	S s −12_UD	S s −13_UD	S s −14_UD	S s −21_UD	S s −22_UD	S s −31_V
125.543	3005	3098	2268	2331	1914	5453	4456	1685
112.205	2682	2988	1703	1868	1664	4602	3773	1453
95.432	2449	2691	1468	1642	1479	4102	3372	1310
75.444	1924	1939	1338	1396	1186	3157	2682	1011
52.618	1214	1277	1233	1295	824	2201	2029	690
34.847	845	787	975	882	607	1495	1413	441
31.129	782	703	921	819	562	1354	1284	389
26.257	700	653	851	755	502	1170	1119	325
25.188	676	635	824	732	488	1119	1077	312
21.531	594	571	734	654	439	942	934	270
8.500	483	490	412	406	362	558	602	227

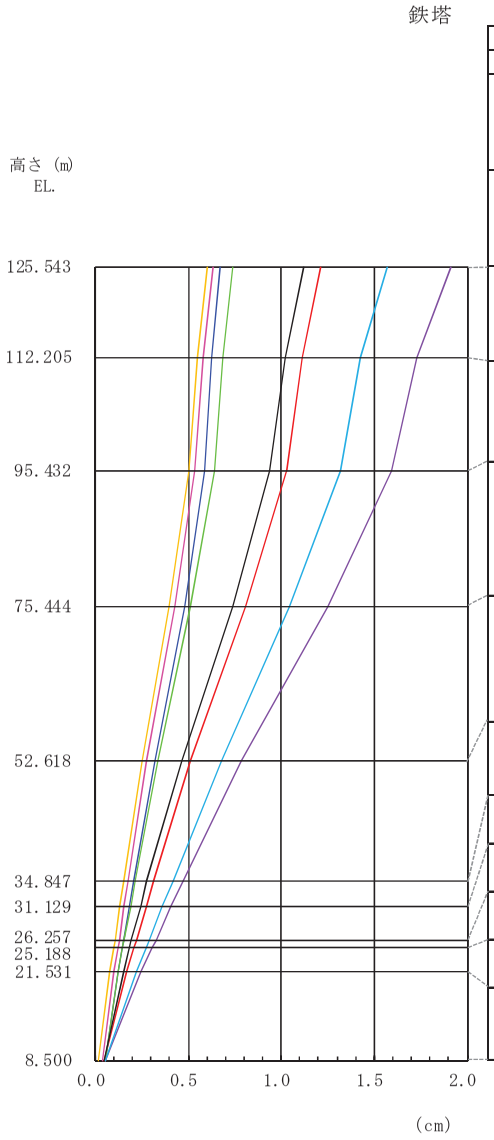
図4-15(a)　最大応答加速度　鉄塔　（S s，鉛直方向）



(単位：cm/s²)

高さ (m) EL.	Ss−D1_V	Ss−11_UD	Ss−12_UD	Ss−13_UD	Ss−14_UD	Ss−21_UD	Ss−22_UD	Ss−31_V
148.000	2778	2737	1945	2008	1343	6410	5895	746
138.000	2756	2693	1907	1955	1319	6338	5845	738
125.543	2674	2564	1780	1798	1232	6073	5655	706
112.205	2562	2433	1627	1595	1094	5633	5307	650
95.432	2359	2185	1508	1443	955	5158	4686	602
75.444	2014	1828	1451	1435	938	4387	3767	542
52.618	1469	1398	1251	1190	849	3163	2886	429
26.257	693	751	680	668	608	1303	1472	230
8.500	483	490	412	406	362	558	602	227
4.500	480	489	409	406	360	555	599	226

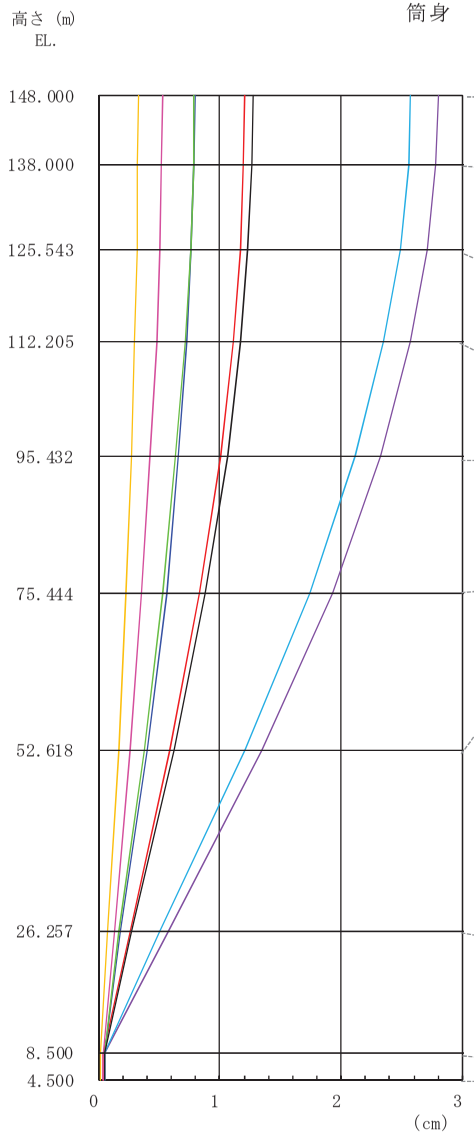
図 4-15(b)　最大応答加速度　筒身　（Ss，鉛直方向）



(単位：cm)

S_s－D1_V	S_s－11_UD	S_s－12_UD	S_s－13_UD	S_s－14_UD	S_s－21_UD	S_s－22_UD	S_s－31_V
1.12	1.22	0.67	0.74	0.64	1.91	1.57	0.60
1.02	1.11	0.62	0.69	0.58	1.73	1.43	0.55
0.94	1.03	0.58	0.64	0.53	1.59	1.31	0.50
0.74	0.81	0.48	0.51	0.43	1.25	1.05	0.40
0.47	0.51	0.32	0.33	0.28	0.79	0.68	0.25
0.28	0.32	0.21	0.21	0.18	0.47	0.42	0.15
0.24	0.28	0.18	0.19	0.16	0.41	0.36	0.13
0.19	0.22	0.15	0.16	0.13	0.32	0.29	0.10
0.18	0.21	0.15	0.15	0.12	0.31	0.27	0.10
0.15	0.17	0.12	0.12	0.10	0.25	0.22	0.08
0.05	0.04	0.05	0.05	0.04	0.05	0.06	0.02

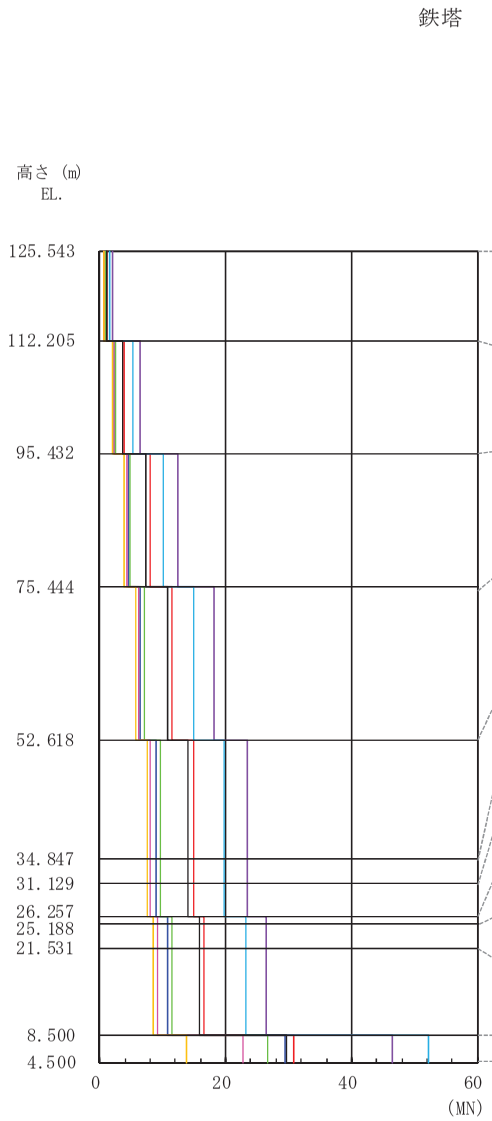
図4-16(a)　最大応答鉛直変位　鉄塔　（S_s，鉛直方向）



(単位：cm)

S_s−D1_V	S_s−11_UD	S_s−12_UD	S_s−13_UD	S_s−14_UD	S_s−21_UD	S_s−22_UD	S_s−31_V
1.28	1.21	0.80	0.79	0.53	2.80	2.57	0.33
1.27	1.20	0.79	0.78	0.52	2.78	2.55	0.32
1.23	1.17	0.77	0.76	0.51	2.71	2.48	0.32
1.17	1.11	0.73	0.72	0.48	2.57	2.35	0.30
1.06	1.00	0.66	0.64	0.43	2.32	2.12	0.27
0.88	0.83	0.56	0.53	0.35	1.92	1.74	0.23
0.62	0.59	0.40	0.38	0.26	1.35	1.21	0.16
0.27	0.26	0.18	0.17	0.13	0.58	0.51	0.08
0.05	0.04	0.05	0.05	0.04	0.05	0.06	0.02
0.05	0.04	0.05	0.05	0.04	0.05	0.06	0.02

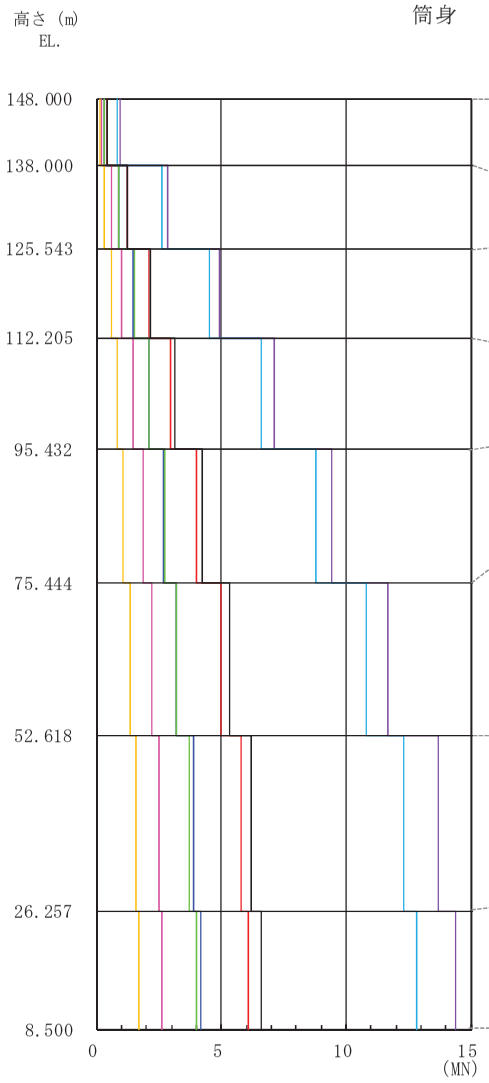
図 4-16(b)　最大応答鉛直変位　筒身　（S_s，鉛直方向）



（単位：kN）

S_s－D1_V	S_s－11_UD	S_s－12_UD	S_s－13_UD	S_s－14_UD	S_s－21_UD	S_s－22_UD	S_s－31_V
1044	1086	787	807	658	1887	1532	582
3616	3920	2343	2510	2198	6290	5121	1973
7229	7891	4449	4869	4364	12341	10065	3905
10822	11549	6377	7119	6258	18194	15004	5795
14046	14819	8817	9589	7909	23496	19742	7464
14046	14819	8817	9589	7909	23496	19742	7464
14046	14819	8817	9589	7909	23496	19742	7464
15753	16541	10789	11334	9236	26458	23258	8418
15753	16541	10789	11334	9236	26458	23258	8418
15753	16541	10789	11334	9236	26458	23258	8418
29582	30770	29520	26641	22787	46473	52218	13778

図4-17(a)　最大応答軸力　鉄塔　（S_s，鉛直方向）



（単位：kN）

Ss－D1_V	Ss－11_UD	Ss－12_UD	Ss－13_UD	Ss－14_UD	Ss－21_UD	Ss－22_UD	Ss－31_V
397	394	280	287	193	920	844	106
1232	1217	862	880	597	2850	2618	327
2132	2079	1467	1489	1016	4910	4530	564
3101	2974	2075	2100	1439	7084	6573	811
4216	4008	2683	2699	1860	9433	8792	1073
5294	4967	3214	3201	2199	11682	10789	1322
6214	5763	3904	3728	2476	13664	12328	1589
6562	6099	4184	4017	2603	14365	12829	1713

図 4-17(b)　最大応答軸力　筒身　（Ｓｓ，鉛直方向）

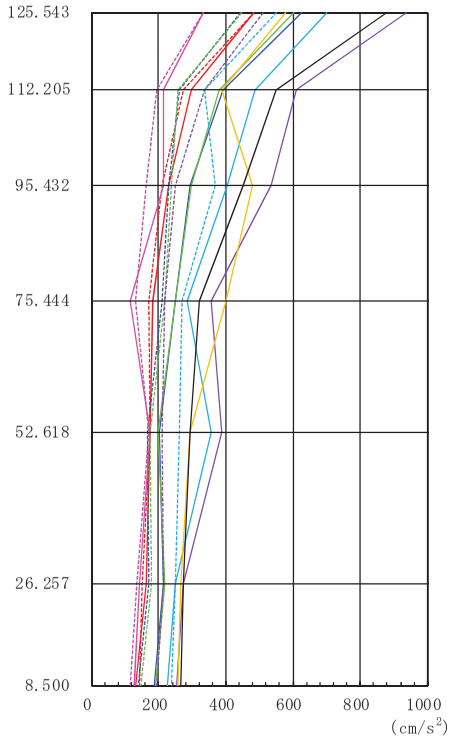
表4-11　地盤ばねの最大応答値　（S_s，鉛直方向）

鉛直地盤ばねの最大応答値

（単位：$\times 10^3$kN）

	S_s－D1_V	S_s－11_UD	S_s－12_UD	S_s－13_UD	S_s－14_UD	S_s－21_UD	S_s－22_UD	S_s－31_V
ばね反力	46.0	45.9	46.6	42.3	36.4	65.4	75.0	19.6

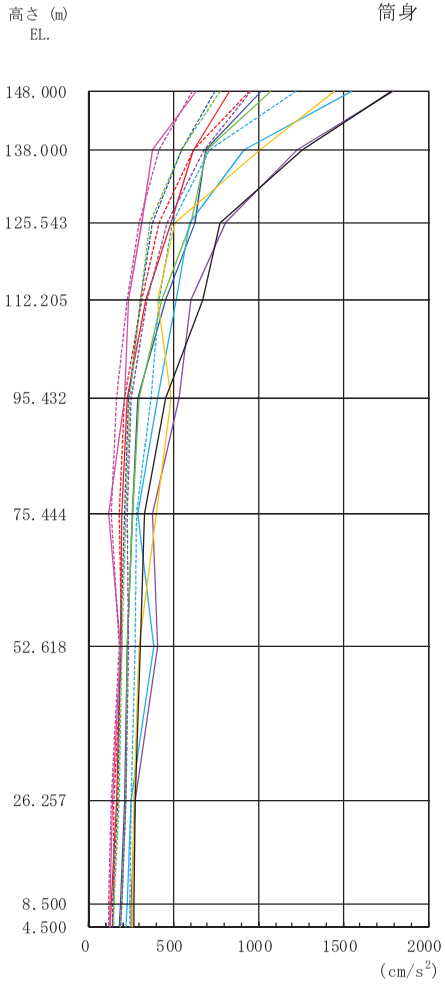
鉄塔



（単位：cm/s²）

S_d－D1_H	S_d－11_NS	S_d－11_EW	S_d－12_NS	S_d－12_EW	S_d－13_NS	S_d－13_EW	S_d－14_NS	S_d－14_EW	S_d－21_NS	S_d－21_EW	S_d－22_NS	S_d－22_EW	S_d－31_H
878	482	485	626	442	601	448	334	332	937	510	699	552	576
552	299	272	392	264	379	260	213	193	608	335	489	335	386
453	230	210	294	232	299	238	214	163	534	250	403	370	480
321	184	171	251	210	251	218	115	132	358	218	287	271	398
295	173	173	201	168	200	175	176	169	390	209	355	261	293
273	164	152	213	170	219	179	142	136	275	216	251	250	267
265	130	145	187	141	192	149	126	115	254	194	225	240	259

図4-18(a)　最大応答加速度　鉄塔　（S_d，水平方向：0°）

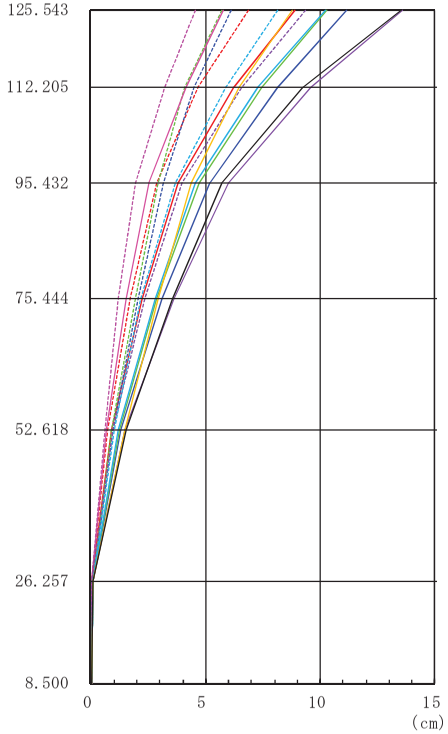


(単位：cm/s²)

S_d－D1_H	S_d－11_NS	S_d－11_EW	S_d－12_NS	S_d－12_EW	S_d－13_NS	S_d－13_EW	S_d－14_NS	S_d－14_EW	S_d－21_NS	S_d－21_EW	S_d－22_NS	S_d－22_EW	S_d－31_H
1784	832	949	1017	747	1070	772	633	614	1792	953	1549	1218	1449
1260	618	621	688	545	696	550	376	411	1230	679	919	711	1009
773	484	418	625	378	602	360	314	300	810	463	593	489	507
671	340	317	456	306	430	302	235	226	606	343	517	417	407
456	229	208	291	234	296	241	213	164	533	250	405	368	484
327	192	179	256	215	258	221	120	135	374	223	292	284	403
302	188	194	224	185	226	195	187	180	403	234	386	272	297
273	164	152	213	170	219	179	142	136	275	216	251	250	267
265	130	145	187	141	192	149	126	115	254	194	225	240	259
264	129	144	181	139	187	147	125	114	252	192	222	239	258

図 4-18(b)　最大応答加速度　筒身　（S_d，水平方向：0°）

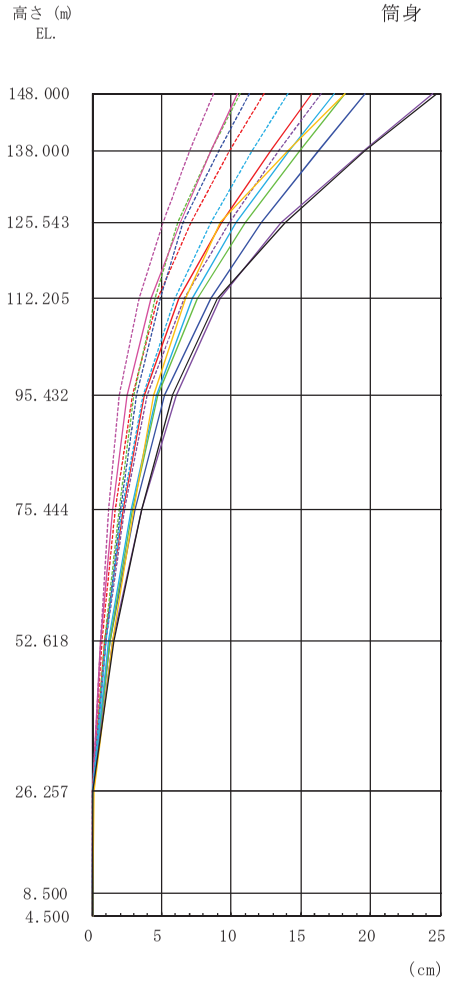
鉄塔



（単位：cm）

S_d－D1_H	S_d－11_NS	S_d－11_EW	S_d－12_NS	S_d－12_EW	S_d－13_NS	S_d－13_EW	S_d－14_NS	S_d－14_EW	S_d－21_NS	S_d－21_EW	S_d－22_NS	S_d－22_EW	S_d－31_H
13.54	8.89	6.86	11.17	6.09	10.27	5.72	5.78	4.55	13.58	9.33	10.21	8.16	8.76
9.21	6.26	4.69	8.15	4.48	7.44	4.09	4.13	3.20	9.60	6.58	7.30	5.89	6.45
5.73	3.79	2.89	5.19	3.17	4.74	2.95	2.55	1.97	6.01	3.95	4.57	3.68	4.37
3.54	2.25	1.70	3.08	2.03	2.89	1.92	1.52	1.18	3.60	2.32	2.80	2.17	2.93
1.55	0.92	0.73	1.28	0.96	1.27	0.92	0.66	0.59	1.47	0.98	1.21	1.00	1.45
0.09	0.06	0.04	0.09	0.07	0.09	0.07	0.04	0.05	0.09	0.06	0.08	0.07	0.11
0.04	0.02	0.02	0.03	0.02	0.03	0.02	0.02	0.02	0.04	0.02	0.03	0.03	0.04

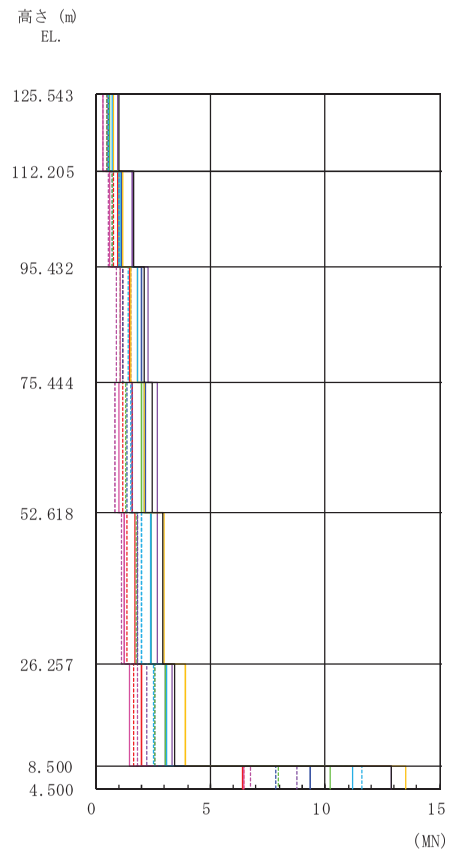
図4-19(a)　最大応答水平変位　鉄塔　（S_d，水平方向：0°）



（単位：cm）

S_d－D1_H	S_d－11_NS	S_d－11_EW	S_d－12_NS	S_d－12_EW	S_d－13_NS	S_d－13_EW	S_d－14_NS	S_d－14_EW	S_d－21_NS	S_d－21_EW	S_d－22_NS	S_d－22_EW	S_d－31_H
24.69	15.77	12.30	19.62	11.29	18.12	10.65	10.41	8.71	24.46	16.47	17.43	14.03	18.20
19.55	12.82	9.91	16.23	9.08	14.87	8.55	8.54	7.04	19.46	13.43	14.14	11.50	14.04
13.83	9.31	7.08	12.17	6.54	11.00	6.19	6.29	5.07	13.62	9.83	10.35	8.53	9.24
9.03	6.26	4.69	8.51	4.90	7.59	4.50	4.28	3.38	9.24	6.66	7.19	5.92	6.68
5.75	3.80	2.90	5.21	3.19	4.75	2.96	2.55	1.97	6.03	3.96	4.59	3.69	4.39
3.53	2.24	1.70	3.06	2.03	2.88	1.91	1.51	1.17	3.61	2.31	2.80	2.16	2.96
1.56	0.92	0.73	1.28	0.97	1.28	0.93	0.66	0.60	1.46	0.98	1.22	1.01	1.46
0.09	0.06	0.04	0.09	0.07	0.09	0.07	0.04	0.05	0.09	0.06	0.08	0.07	0.11
0.04	0.02	0.02	0.03	0.02	0.03	0.02	0.02	0.02	0.04	0.02	0.03	0.03	0.04
0.04	0.01	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.03	0.02	0.03	0.03	0.04

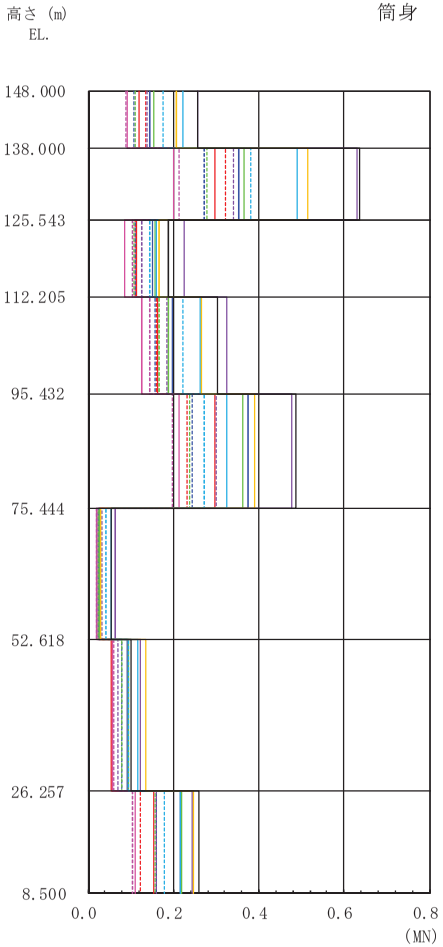
図 4-19(b)　最大応答水平変位　筒身　（S_d，水平方向：0°）



（単位：kN）

S_d－D1_H	S_d－11_NS	S_d－11_EW	S_d－12_NS	S_d－12_EW	S_d－13_NS	S_d－13_EW	S_d－14_NS	S_d－14_EW	S_d－21_NS	S_d－21_EW	S_d－22_NS	S_d－22_EW	S_d－31_H
1021	527	479	577	465	601	468	317	313	959	554	704	572	764
1655	975	804	1111	749	1026	747	600	522	1579	1001	1088	983	1173
2140	1450	1170	1975	1175	1823	1091	1067	889	2275	1531	1811	1418	1539
2469	1591	1213	2145	1357	2014	1284	1030	823	2715	1585	2095	1539	2140
2914	1681	1340	2388	1831	2401	1791	1215	1136	2712	1794	2375	1975	2957
3458	1999	1629	3034	2587	3015	2547	1473	1823	3306	2212	3085	2513	3926
12908	6416	6470	9338	7869	10224	7941	6483	6725	12857	8795	11178	11590	13499

図4-20(a)　最大応答せん断力　鉄塔　（S_d，水平方向：0°）

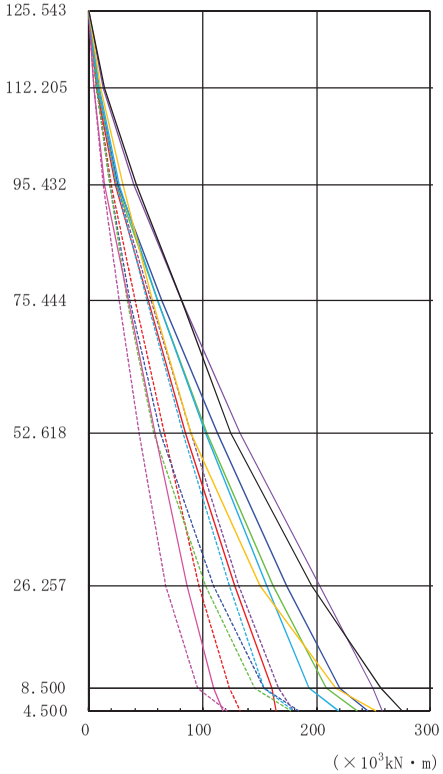


（単位：kN）

S_d－D1_H	S_d－11_NS	S_d－11_EW	S_d－12_NS	S_d－12_EW	S_d－13_NS	S_d－13_EW	S_d－14_NS	S_d－14_EW	S_d－21_NS	S_d－21_EW	S_d－22_NS	S_d－22_EW	S_d－31_H
255	119	136	146	107	153	111	91	88	257	137	223	175	208
637	297	323	353	273	365	278	200	213	629	341	490	382	515
188	113	109	152	111	156	107	85	105	227	125	161	143	165
305	164	160	199	156	188	168	126	144	324	186	264	221	267
487	297	231	374	244	364	239	212	199	478	302	326	272	391
55	28	26	27	23	28	22	21	21	62	34	53	41	31
102	56	57	92	78	94	80	57	62	123	70	118	96	135
260	154	122	216	160	220	156	111	103	244	161	215	178	248

図 4-20(b)　最大応答せん断力　筒身　（S_d，水平方向：0°）

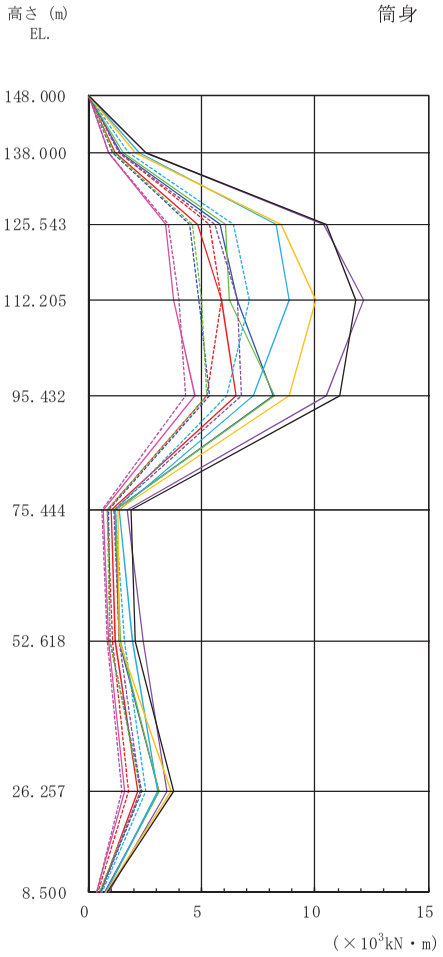
鉄塔



（単位：×10³kN・m）

S_d－D1_H	S_d－11_NS	S_d－11_EW	S_d－12_NS	S_d－12_EW	S_d－13_NS	S_d－13_EW	S_d－14_NS	S_d－14_EW	S_d－21_NS	S_d－21_EW	S_d－22_NS	S_d－22_EW	S_d－31_H
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13.6	7.0	6.4	7.7	6.2	8.0	6.2	4.2	4.2	12.8	7.4	9.4	7.6	10.2
41.3	23.4	19.5	25.6	18.8	24.4	18.8	14.0	12.8	39.0	24.0	26.6	23.7	29.9
80.8	52.0	41.0	64.3	36.2	59.8	34.0	35.3	26.9	80.9	54.5	60.8	50.8	55.3
124.7	84.9	66.2	113.3	62.8	103.2	57.2	57.5	44.2	133.0	89.1	102.7	82.0	89.5
195.6	128.0	97.0	173.9	109.4	162.2	102.2	86.4	66.9	202.6	132.1	156.0	123.7	150.4
255.9	160.2	123.1	220.5	153.8	208.8	146.1	109.2	95.7	249.4	167.1	193.0	154.2	216.2
275.4	164.4	133.0	244.3	184.2	234.9	176.7	117.7	121.4	257.7	179.9	218.9	179.6	252.2
276.5	166.8	134.2	246.7	185.4	241.0	178.0	118.9	124.1	260.2	180.5	223.9	183.0	253.9

図4-21(a)　最大応答曲げモーメント　鉄塔　（S_d，水平方向：0°）



（単位：×10³kN・m）

S_d－D1_H	S_d－11_NS	S_d－11_EW	S_d－12_NS	S_d－12_EW	S_d－13_NS	S_d－13_EW	S_d－14_NS	S_d－14_EW	S_d－21_NS	S_d－21_EW	S_d－22_NS	S_d－22_EW	S_d－31_H
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2.55	1.19	1.36	1.46	1.07	1.53	1.11	0.91	0.88	2.57	1.37	2.23	1.75	2.08
10.49	4.85	5.37	5.84	4.47	6.07	4.57	3.40	3.54	10.40	5.60	8.25	6.41	8.49
11.81	5.87	5.86	6.57	4.91	6.25	4.97	3.75	4.01	12.12	6.57	8.87	7.12	10.03
11.11	6.54	5.23	8.16	5.38	8.20	5.22	4.73	4.31	10.51	6.74	7.30	6.13	8.86
1.89	0.99	0.87	1.17	0.88	1.20	0.86	0.66	0.59	1.75	1.16	1.37	1.21	1.32
2.08	1.21	1.06	1.39	0.99	1.41	0.95	0.88	0.85	2.40	1.36	1.98	1.58	1.38
3.74	2.18	1.75	3.10	2.34	3.14	2.28	1.59	1.49	3.48	2.31	3.09	2.57	3.62
0.87	0.54	0.44	0.74	0.52	0.76	0.51	0.39	0.35	0.89	0.55	0.78	0.60	0.78

図 4-21(b)　最大応答曲げモーメント　筒身　（S_d，水平方向：0°）

表4-12　ダンパの最大応答値　（S_d，水平方向：0°）

オイルダンパの最大応答応力

（単位：kN）

設置レベル EL.（m）	S_d－D1_H	S_d－11_NS	S_d－11_EW	S_d－12_NS	S_d－12_EW	S_d－13_NS	S_d－13_EW	S_d－14_NS	S_d－14_EW	S_d－21_NS	S_d－21_EW	S_d－22_NS	S_d－22_EW	S_d－31_H
125.543	796	395	395	456	359	471	362	235	246	741	431	575	422	588
112.205	352	185	175	218	155	208	154	112	104	330	188	241	193	246

オイルダンパの最大応答速度

（単位：m/s）

設置レベル EL.（m）	S_d－D1_H	S_d－11_NS	S_d－11_EW	S_d－12_NS	S_d－12_EW	S_d－13_NS	S_d－13_EW	S_d－14_NS	S_d－14_EW	S_d－21_NS	S_d－21_EW	S_d－22_NS	S_d－22_EW	S_d－31_H
125.543	0.32	0.16	0.16	0.18	0.14	0.19	0.14	0.09	0.10	0.30	0.17	0.23	0.17	0.24
112.205	0.14	0.07	0.07	0.09	0.06	0.08	0.06	0.04	0.04	0.13	0.08	0.10	0.08	0.10

オイルダンパの最大応答変位

（単位：mm）

設置レベル EL.（m）	S_d－D1_H	S_d－11_NS	S_d－11_EW	S_d－12_NS	S_d－12_EW	S_d－13_NS	S_d－13_EW	S_d－14_NS	S_d－14_EW	S_d－21_NS	S_d－21_EW	S_d－22_NS	S_d－22_EW	S_d－31_H
125.543	35.1	22.9	18.0	29.9	19.3	27.9	18.9	16.7	14.9	35.2	23.3	25.4	21.7	31.0
112.205	15.5	10.2	7.9	13.6	8.3	12.5	8.1	7.3	6.9	15.9	10.4	11.3	9.5	13.6

弾塑性ダンパの最大応答応力

（単位：kN）

設置レベル EL.（m）	S_d－D1_H	S_d－11_NS	S_d－11_EW	S_d－12_NS	S_d－12_EW	S_d－13_NS	S_d－13_EW	S_d－14_NS	S_d－14_EW	S_d－21_NS	S_d－21_EW	S_d－22_NS	S_d－22_EW	S_d－31_H
95.432	582	393	343	563	422	555	423	307	315	703	451	524	391	417
75.444	569	302	286	347	293	364	288	217	189	485	329	360	290	500
52.618	86	52	57	58	48	57	50	46	45	103	71	99	75	75

弾塑性ダンパの最大応答変位

（単位：mm）

設置レベル EL.（m）	S_d－D1_H	S_d－11_NS	S_d－11_EW	S_d－12_NS	S_d－12_EW	S_d－13_NS	S_d－13_EW	S_d－14_NS	S_d－14_EW	S_d－21_NS	S_d－21_EW	S_d－22_NS	S_d－22_EW	S_d－31_H
95.432	0.3	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.1	0.1	0.3	0.2	0.2	0.2	0.2
75.444	0.6	0.3	0.3	0.4	0.3	0.4	0.3	0.2	0.2	0.5	0.3	0.4	0.3	0.5
52.618	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2

表4-13　地盤ばねの最大応答値　（S_d，水平方向：0°）

水平地盤ばねの最大応答値

（単位：$\times 10^3$kN）

	S_d－D1_H	S_d－11_NS	S_d－11_EW	S_d－12_NS	S_d－12_EW	S_d－13_NS	S_d－13_EW	S_d－14_NS	S_d－14_EW	S_d－21_NS	S_d－21_EW	S_d－22_NS	S_d－22_EW	S_d－31_H
ばね反力	23.9	11.8	12.5	16.1	13.1	17.3	13.9	11.5	11.5	22.8	16.8	19.9	21.6	24.2

回転地盤ばねの最大応答値

（単位：$\times 10^3$kN・m）

	S_d－D1_H	S_d－11_NS	S_d－11_EW	S_d－12_NS	S_d－12_EW	S_d－13_NS	S_d－13_EW	S_d－14_NS	S_d－14_EW	S_d－21_NS	S_d－21_EW	S_d－22_NS	S_d－22_EW	S_d－31_H
ばね反力	277	167	134	247	185	241	178	119	124	260	181	224	183	254

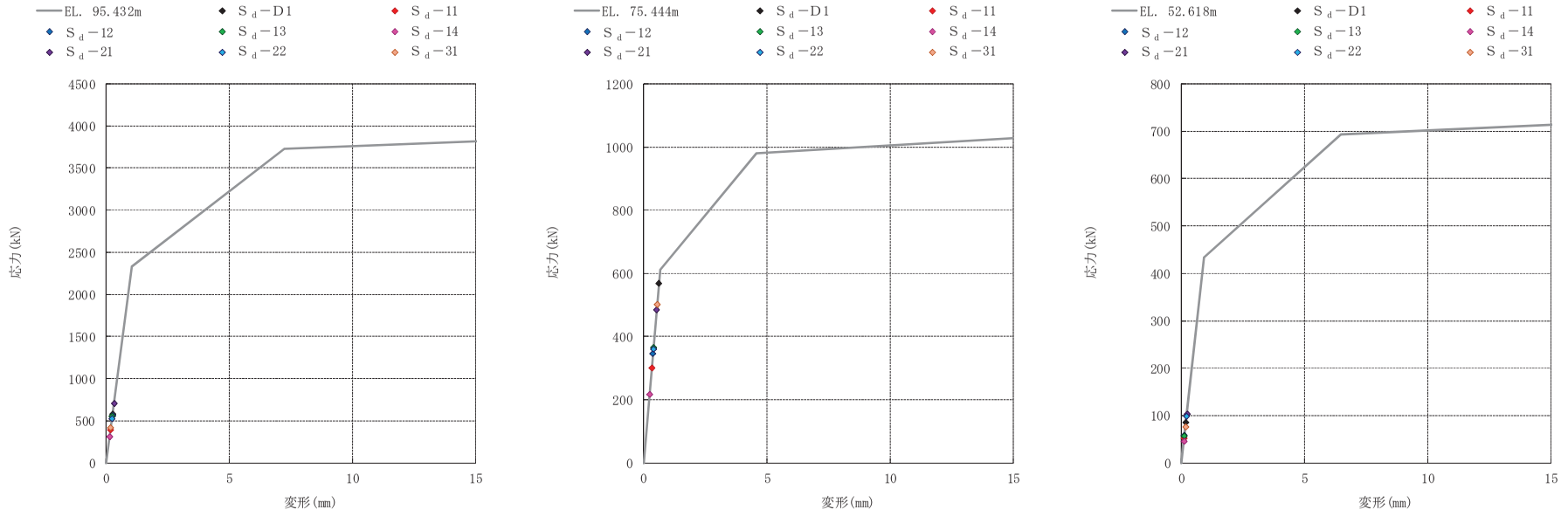
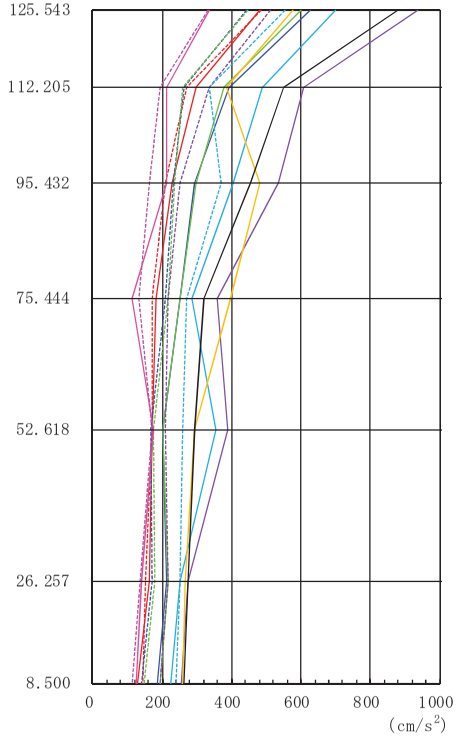


図4-22　弾塑性ダンパの復元力特性上での最大応答値　（S_d，水平方向：0°）

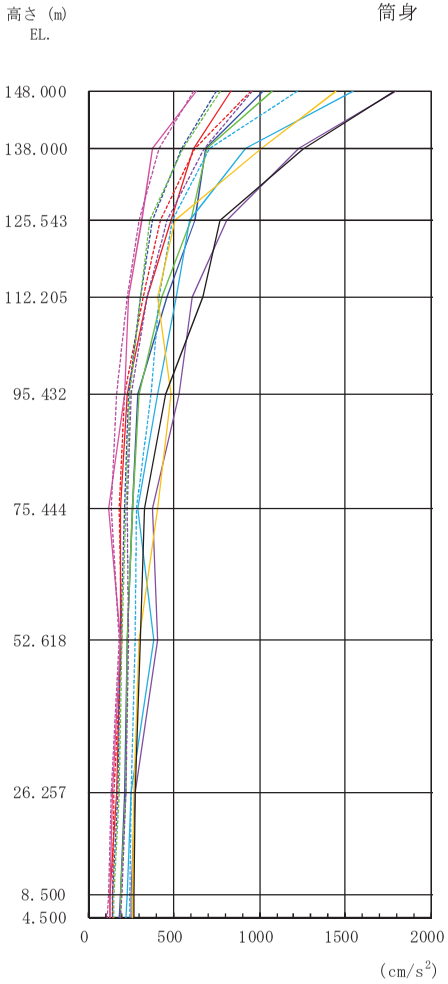
鉄塔



（単位：cm/s²）

S_d－D1_H	S_d－11_NS	S_d－11_EW	S_d－12_NS	S_d－12_EW	S_d－13_NS	S_d－13_EW	S_d－14_NS	S_d－14_EW	S_d－21_NS	S_d－21_EW	S_d－22_NS	S_d－22_EW	S_d－31_H
878	482	485	626	442	601	448	334	332	937	510	699	552	576
552	299	272	392	264	379	260	213	193	608	335	489	335	386
453	230	210	294	232	299	238	214	163	534	250	403	370	480
321	184	171	251	210	251	218	115	132	358	218	287	271	398
295	173	173	201	168	200	175	176	169	390	209	355	261	293
273	164	152	213	170	219	179	142	136	275	216	251	250	267
265	130	145	187	141	192	149	126	115	254	194	225	240	259

図4-23(a)　最大応答加速度　鉄塔　（S_d，水平方向：45°）

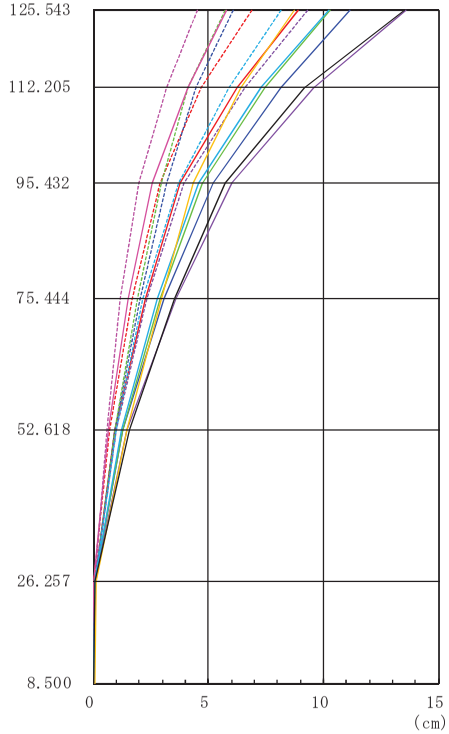


(単位：cm/s²)

S_d－D1_H	S_d－11_NS	S_d－11_EW	S_d－12_NS	S_d－12_EW	S_d－13_NS	S_d－13_EW	S_d－14_NS	S_d－14_EW	S_d－21_NS	S_d－21_EW	S_d－22_NS	S_d－22_EW	S_d－31_H
1784	832	949	1017	747	1070	772	633	614	1792	953	1549	1218	1449
1260	618	621	688	545	696	550	376	411	1230	679	919	711	1009
773	484	418	625	378	602	360	314	300	810	463	593	489	507
671	340	317	456	306	430	302	235	226	606	343	517	417	407
456	229	208	291	234	296	241	213	164	533	250	405	368	484
327	192	179	256	215	258	221	120	135	374	223	292	284	403
302	188	194	224	185	226	195	187	180	403	234	386	272	297
273	164	152	213	170	219	179	142	136	275	216	251	250	267
265	130	145	187	141	192	149	126	115	254	194	225	240	259
264	129	144	181	139	187	147	125	114	252	192	222	239	258

図 4-23(b)　最大応答加速度　筒身　（S_d，水平方向：45°）

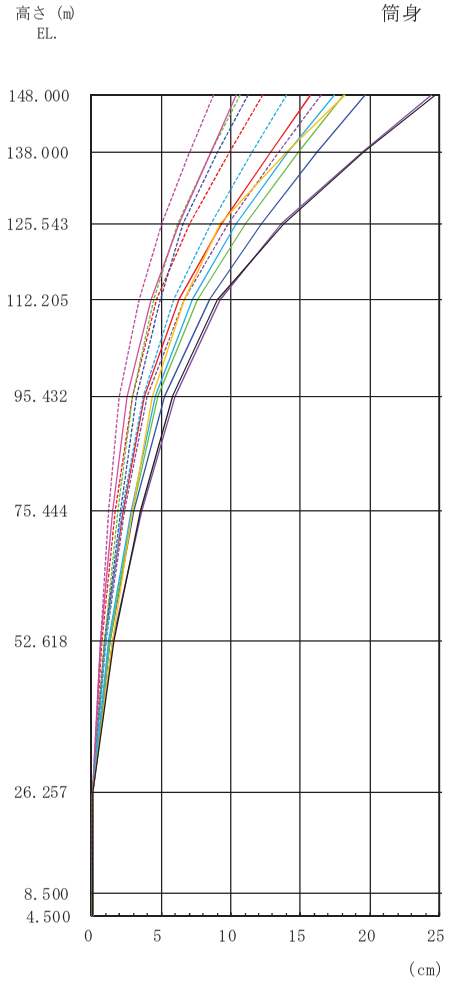
鉄塔



（単位：cm）

S_d－D1_H	S_d－11_NS	S_d－11_EW	S_d－12_NS	S_d－12_EW	S_d－13_NS	S_d－13_EW	S_d－14_NS	S_d－14_EW	S_d－21_NS	S_d－21_EW	S_d－22_NS	S_d－22_EW	S_d－31_H
13.54	8.89	6.86	11.17	6.09	10.28	5.72	5.78	4.55	13.58	9.33	10.21	8.16	8.76
9.21	6.26	4.69	8.15	4.48	7.44	4.09	4.13	3.20	9.60	6.58	7.30	5.89	6.45
5.73	3.79	2.89	5.19	3.17	4.74	2.95	2.55	1.97	6.01	3.95	4.57	3.68	4.37
3.54	2.25	1.70	3.08	2.03	2.89	1.92	1.52	1.18	3.60	2.32	2.80	2.17	2.93
1.55	0.92	0.73	1.28	0.96	1.27	0.92	0.66	0.59	1.47	0.98	1.21	1.00	1.45
0.09	0.06	0.04	0.09	0.07	0.09	0.07	0.04	0.05	0.09	0.06	0.08	0.07	0.11
0.04	0.02	0.02	0.03	0.02	0.03	0.02	0.02	0.02	0.04	0.02	0.03	0.03	0.04

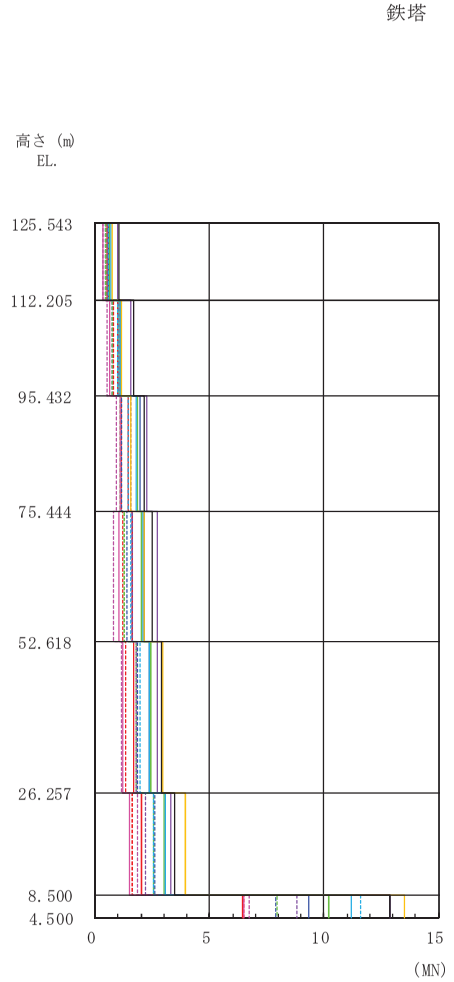
図4-24(a)　最大応答水平変位　鉄塔　（S_d，水平方向：45°）



(単位：cm)

S_d－D1_H	S_d－11_NS	S_d－11_EW	S_d－12_NS	S_d－12_EW	S_d－13_NS	S_d－13_EW	S_d－14_NS	S_d－14_EW	S_d－21_NS	S_d－21_EW	S_d－22_NS	S_d－22_EW	S_d－31_H
24.69	15.77	12.30	19.62	11.29	18.12	10.65	10.41	8.71	24.46	16.47	17.43	14.03	18.20
19.55	12.82	9.91	16.23	9.08	14.87	8.55	8.54	7.04	19.46	13.43	14.14	11.50	14.04
13.83	9.31	7.08	12.17	6.54	11.00	6.19	6.29	5.07	13.62	9.83	10.35	8.53	9.24
9.03	6.26	4.69	8.51	4.90	7.59	4.50	4.28	3.38	9.24	6.66	7.19	5.92	6.68
5.75	3.80	2.90	5.21	3.19	4.75	2.96	2.55	1.97	6.03	3.96	4.59	3.69	4.39
3.53	2.24	1.70	3.06	2.03	2.88	1.91	1.51	1.17	3.61	2.31	2.80	2.16	2.96
1.56	0.92	0.73	1.28	0.97	1.28	0.93	0.66	0.60	1.46	0.98	1.22	1.01	1.46
0.09	0.06	0.04	0.09	0.07	0.09	0.07	0.04	0.05	0.09	0.06	0.08	0.07	0.11
0.04	0.02	0.02	0.03	0.02	0.03	0.02	0.02	0.02	0.04	0.02	0.03	0.03	0.04
0.04	0.01	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.03	0.02	0.03	0.03	0.04

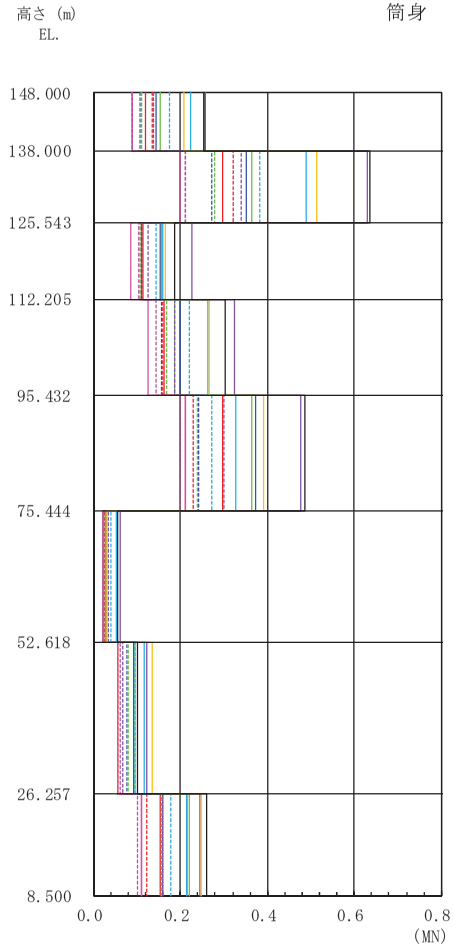
図 4-24(b)　最大応答水平変位　筒身　（S_d，水平方向：45°）



（単位：kN）

S_d－D1_H	S_d－11_NS	S_d－11_EW	S_d－12_NS	S_d－12_EW	S_d－13_NS	S_d－13_EW	S_d－14_NS	S_d－14_EW	S_d－21_NS	S_d－21_EW	S_d－22_NS	S_d－22_EW	S_d－31_H
1021	527	479	577	465	601	468	317	313	959	554	704	572	764
1655	975	804	1111	749	1026	747	600	522	1579	1001	1088	983	1173
2140	1450	1170	1975	1175	1823	1091	1067	889	2275	1531	1811	1418	1539
2469	1591	1213	2145	1357	2014	1284	1030	823	2715	1585	2095	1539	2141
2914	1681	1340	2388	1831	2401	1791	1215	1136	2712	1795	2375	1975	2957
3458	1999	1629	3034	2587	3016	2547	1473	1823	3306	2212	3085	2513	3926
12908	6416	6470	9338	7869	10224	7941	6483	6725	12857	8795	11178	11590	13500

図4-25(a)　最大応答せん断力　鉄塔　（S_d，水平方向：45°）

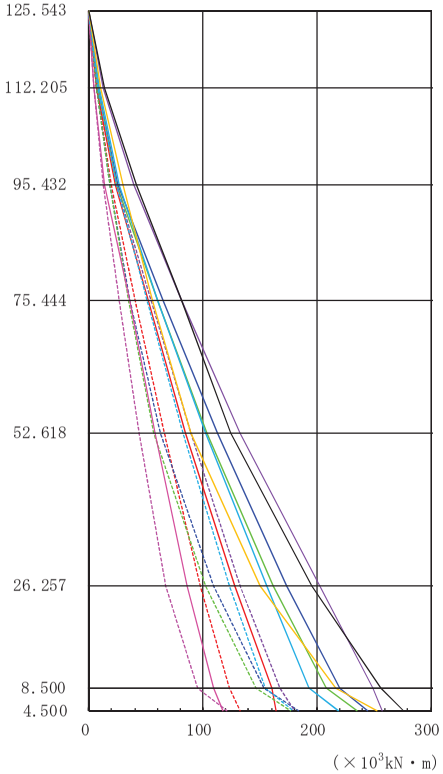


（単位：kN）

S_d－D1_H	S_d－11_NS	S_d－11_EW	S_d－12_NS	S_d－12_EW	S_d－13_NS	S_d－13_EW	S_d－14_NS	S_d－14_EW	S_d－21_NS	S_d－21_EW	S_d－22_NS	S_d－22_EW	S_d－31_H
255	119	136	146	107	153	111	91	88	257	137	223	175	208
637	297	323	353	273	365	278	200	213	629	341	490	382	515
188	113	109	152	111	156	107	85	105	227	125	161	143	165
305	164	160	199	156	188	168	126	144	324	186	264	221	267
487	297	231	374	244	364	239	212	199	478	302	326	272	391
55	28	26	27	23	28	22	21	21	62	34	53	41	31
102	56	57	92	78	94	80	57	62	123	70	118	96	135
260	154	122	216	160	220	156	111	103	244	161	215	178	248

図 4-25(b)　最大応答せん断力　筒身　（S_d，水平方向：45°）

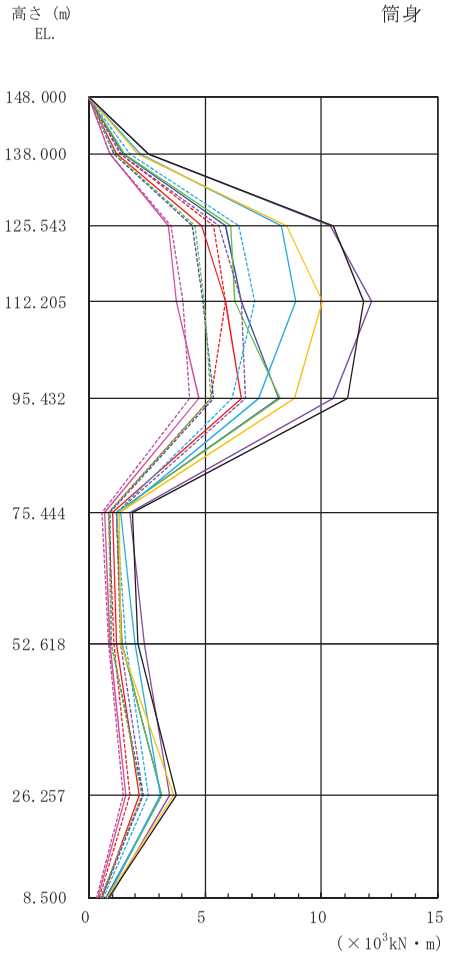
鉄塔



(単位：×10³kN・m)

S_d－D1_H	S_d－11_NS	S_d－11_EW	S_d－12_NS	S_d－12_EW	S_d－13_NS	S_d－13_EW	S_d－14_NS	S_d－14_EW	S_d－21_NS	S_d－21_EW	S_d－22_NS	S_d－22_EW	S_d－31_H
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13.6	7.0	6.4	7.7	6.2	8.0	6.2	4.2	4.2	12.8	7.4	9.4	7.6	10.2
41.3	23.4	19.5	25.6	18.8	24.4	18.8	14.0	12.8	39.0	24.0	26.6	23.7	29.9
80.8	52.0	41.0	64.3	36.2	59.8	34.0	35.3	26.9	80.9	54.5	60.8	50.8	55.3
124.7	84.9	66.2	113.3	62.8	103.2	57.2	57.5	44.2	133.0	89.1	102.7	82.0	89.5
195.6	128.0	97.0	173.9	109.4	162.2	102.2	86.4	66.9	202.6	132.1	156.0	123.7	150.4
255.9	160.2	123.1	220.5	153.8	208.8	146.1	109.2	95.7	249.4	167.1	193.0	154.2	216.2
275.4	164.4	133.0	244.3	184.2	234.9	176.7	117.7	121.4	257.7	179.9	218.9	179.6	252.2
276.5	166.8	134.2	246.7	185.4	241.0	178.0	118.9	124.1	260.2	180.5	223.9	183.0	253.9

図4-26(a)　最大応答曲げモーメント　鉄塔　（S_d，水平方向：45°）



（単位：×10³kN・m）

	S_d－D1_H	S_d－11_NS	S_d－11_EW	S_d－12_NS	S_d－12_EW	S_d－13_NS	S_d－13_EW	S_d－14_NS	S_d－14_EW	S_d－21_NS	S_d－21_EW	S_d－22_NS	S_d－22_EW	S_d－31_H
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2.55	1.19	1.36	1.46	1.07	1.53	1.11	0.91	0.88	2.57	1.37	2.23	1.75	2.08
10.49	4.85	5.37	5.84	4.47	6.07	4.57	3.40	3.54	10.40	5.60	8.25	6.41	8.49
11.81	5.87	5.86	6.57	4.91	6.25	4.97	3.75	4.01	12.12	6.57	8.87	7.12	10.03
11.11	6.54	5.23	8.16	5.38	8.20	5.22	4.73	4.31	10.51	6.74	7.30	6.13	8.86
1.89	0.99	0.87	1.17	0.88	1.20	0.86	0.66	0.59	1.75	1.16	1.37	1.21	1.32
2.08	1.21	1.06	1.39	0.99	1.41	0.95	0.88	0.85	2.40	1.36	1.98	1.58	1.38
3.74	2.18	1.75	3.10	2.34	3.14	2.28	1.59	1.49	3.48	2.31	3.09	2.57	3.62
0.87	0.54	0.44	0.74	0.52	0.76	0.51	0.39	0.35	0.89	0.55	0.78	0.60	0.78

図 4-26(b)　最大応答曲げモーメント　筒身　（S_d，水平方向：45°）

表4-14　ダンパの最大応答値　（S_d，水平方向：45°）

オイルダンパの最大応答応力

（単位：kN）

設置レベル EL.（m）	S_d－D1_H	S_d－11_NS	S_d－11_EW	S_d－12_NS	S_d－12_EW	S_d－13_NS	S_d－13_EW	S_d－14_NS	S_d－14_EW	S_d－21_NS	S_d－21_EW	S_d－22_NS	S_d－22_EW	S_d－31_H
125.543	796	395	395	456	359	471	362	235	246	741	431	575	422	588
112.205	352	185	175	218	155	208	154	112	104	330	188	241	193	246

オイルダンパの最大応答速度

（単位：m/s）

設置レベル EL.（m）	S_d－D1_H	S_d－11_NS	S_d－11_EW	S_d－12_NS	S_d－12_EW	S_d－13_NS	S_d－13_EW	S_d－14_NS	S_d－14_EW	S_d－21_NS	S_d－21_EW	S_d－22_NS	S_d－22_EW	S_d－31_H
125.543	0.32	0.16	0.16	0.18	0.14	0.19	0.14	0.09	0.10	0.30	0.17	0.23	0.17	0.24
112.205	0.14	0.07	0.07	0.09	0.06	0.08	0.06	0.04	0.04	0.13	0.08	0.10	0.08	0.10

オイルダンパの最大応答変位

（単位：mm）

設置レベル EL.（m）	S_d－D1_H	S_d－11_NS	S_d－11_EW	S_d－12_NS	S_d－12_EW	S_d－13_NS	S_d－13_EW	S_d－14_NS	S_d－14_EW	S_d－21_NS	S_d－21_EW	S_d－22_NS	S_d－22_EW	S_d－31_H
125.543	35.1	22.9	18.0	29.9	19.3	27.9	18.9	16.7	14.9	35.2	23.3	25.4	21.7	31.0
112.205	15.5	10.2	7.9	13.6	8.3	12.5	8.1	7.3	6.9	15.9	10.4	11.3	9.5	13.6

弾塑性ダンパの最大応答応力

（単位：kN）

設置レベル EL.（m）	S_d－D1_H	S_d－11_NS	S_d－11_EW	S_d－12_NS	S_d－12_EW	S_d－13_NS	S_d－13_EW	S_d－14_NS	S_d－14_EW	S_d－21_NS	S_d－21_EW	S_d－22_NS	S_d－22_EW	S_d－31_H
95.432	582	393	343	563	422	555	423	307	315	703	451	524	391	417
75.444	569	302	286	347	293	364	288	217	189	485	329	360	290	500
52.618	86	52	57	58	48	57	50	46	45	103	71	99	75	75

弾塑性ダンパの最大応答変位

（単位：mm）

設置レベル EL.（m）	S_d－D1_H	S_d－11_NS	S_d－11_EW	S_d－12_NS	S_d－12_EW	S_d－13_NS	S_d－13_EW	S_d－14_NS	S_d－14_EW	S_d－21_NS	S_d－21_EW	S_d－22_NS	S_d－22_EW	S_d－31_H
95.432	0.3	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.1	0.1	0.3	0.2	0.2	0.2	0.2
75.444	0.6	0.3	0.3	0.4	0.3	0.4	0.3	0.2	0.2	0.5	0.3	0.4	0.3	0.5
52.618	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2

表4-15　地盤ばねの最大応答値　（S_d，水平方向：45°）

水平地盤ばねの最大応答値

（単位：$\times 10^3$kN）

	S_d－D1_H	S_d－11_NS	S_d－11_EW	S_d－12_NS	S_d－12_EW	S_d－13_NS	S_d－13_EW	S_d－14_NS	S_d－14_EW	S_d－21_NS	S_d－21_EW	S_d－22_NS	S_d－22_EW	S_d－31_H
ばね反力	23.9	11.8	12.5	16.1	13.1	17.3	13.9	11.5	11.5	22.8	16.8	19.9	21.6	24.3

回転地盤ばねの最大応答値

（単位：$\times 10^3$kN・m）

	S_d－D1_H	S_d－11_NS	S_d－11_EW	S_d－12_NS	S_d－12_EW	S_d－13_NS	S_d－13_EW	S_d－14_NS	S_d－14_EW	S_d－21_NS	S_d－21_EW	S_d－22_NS	S_d－22_EW	S_d－31_H
ばね反力	277	167	134	247	185	241	178	119	124	260	181	224	183	254

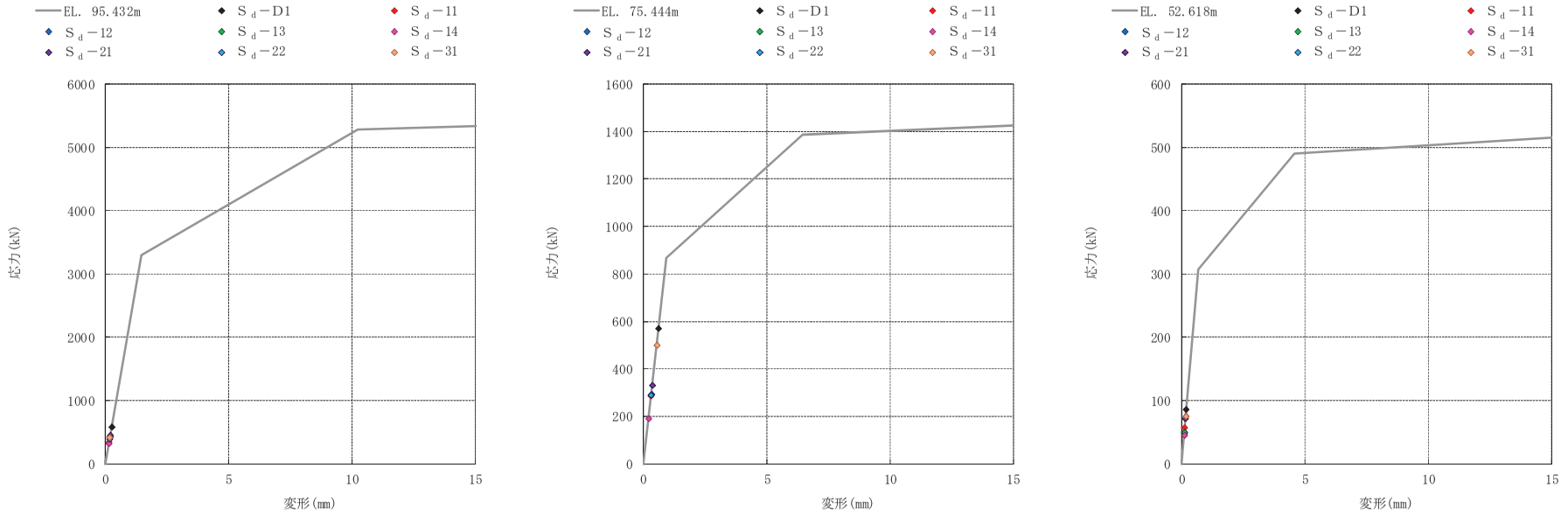
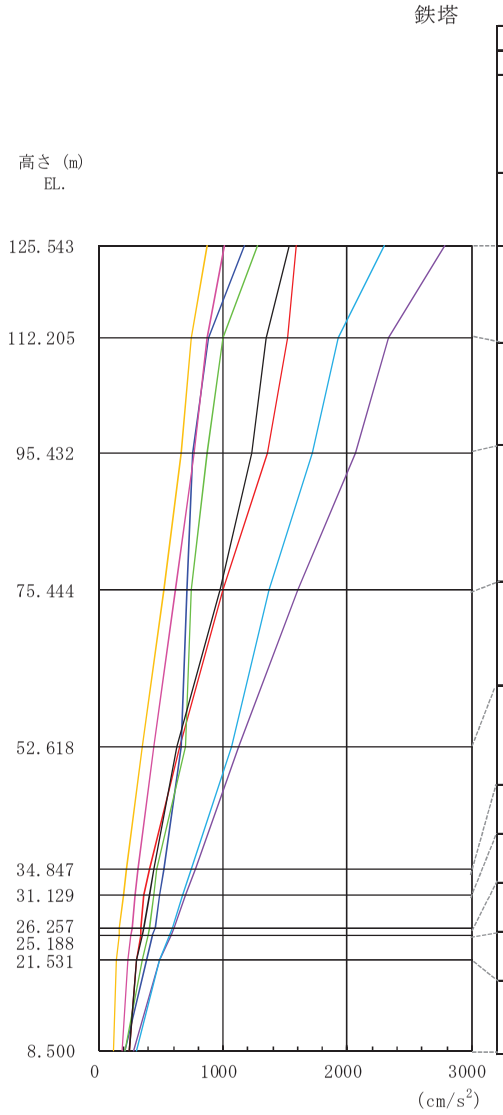


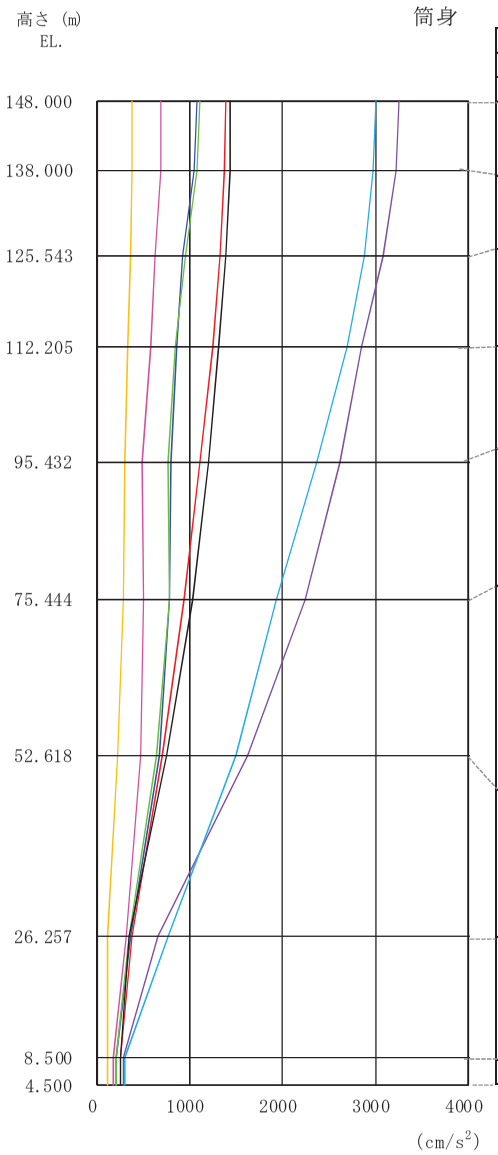
図4-27　弾塑性ダンパの復元力特性上での最大応答値　（S_d，水平方向：45°）



（単位：cm/s²）

S_d－D1_V	S_d－11_UD	S_d－12_UD	S_d－13_UD	S_d－14_UD	S_d－21_UD	S_d－22_UD	S_d－31_V
1529	1584	1172	1280	1014	2780	2299	873
1344	1519	885	999	871	2331	1926	744
1234	1360	760	872	770	2066	1711	664
974	997	709	740	613	1595	1363	520
626	648	663	698	436	1128	1063	347
443	406	519	469	316	774	739	220
409	362	489	441	293	699	672	194
363	342	449	404	264	602	588	164
350	332	435	392	256	575	566	158
305	298	386	349	231	483	491	137
250	250	215	212	186	283	306	118

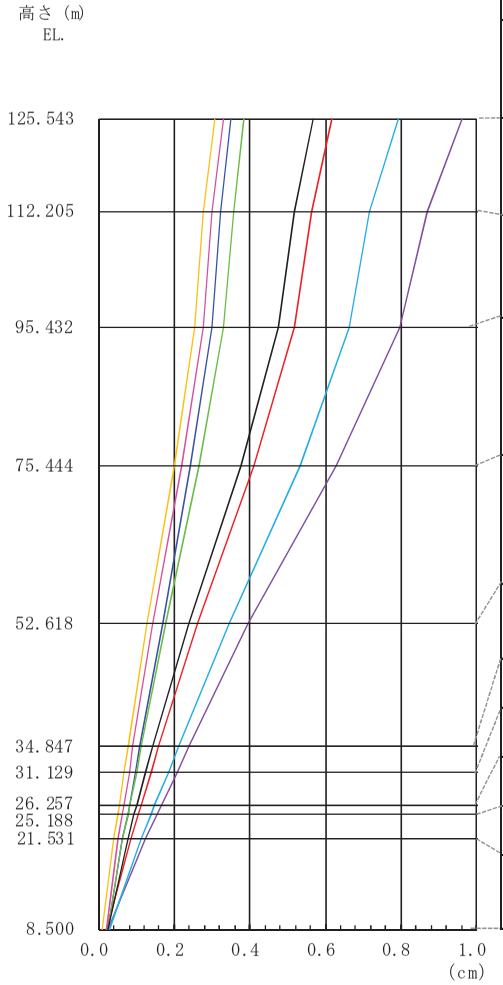
図4-28(a)　最大応答加速度　鉄塔　（S_d，鉛直方向）



(単位：cm/s²)

S_d−D1_V	S_d−11_UD	S_d−12_UD	S_d−13_UD	S_d−14_UD	S_d−21_UD	S_d−22_UD	S_d−31_V
1443	1392	1074	1108	697	3261	3010	388
1431	1368	1042	1075	684	3222	2983	383
1387	1322	925	955	636	3081	2880	365
1309	1244	865	845	576	2850	2694	334
1202	1106	800	765	495	2618	2368	310
1026	933	792	790	501	2244	1942	283
747	710	673	648	481	1628	1498	226
354	388	358	350	314	662	765	120
250	250	215	212	186	283	306	118
250	249	216	211	185	281	305	118

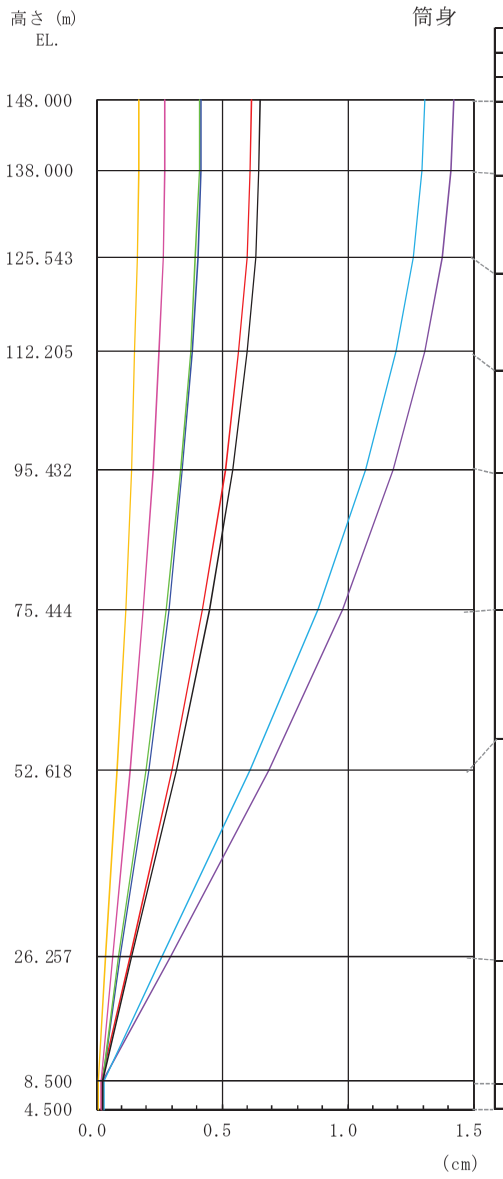
図 4-28(b)　最大応答加速度　筒身　（S_d，鉛直方向）



（単位：cm）

S_d－D1_V	S_d－11_UD	S_d－12_UD	S_d－13_UD	S_d－14_UD	S_d－21_UD	S_d－22_UD	S_d－31_V
0.57	0.62	0.35	0.38	0.33	0.96	0.79	0.31
0.52	0.56	0.32	0.36	0.30	0.87	0.72	0.28
0.48	0.52	0.30	0.33	0.28	0.80	0.66	0.25
0.38	0.41	0.24	0.27	0.22	0.63	0.53	0.20
0.24	0.26	0.17	0.18	0.14	0.40	0.34	0.13
0.14	0.16	0.11	0.11	0.09	0.24	0.21	0.08
0.12	0.14	0.10	0.10	0.08	0.21	0.18	0.07
0.10	0.11	0.08	0.08	0.07	0.17	0.15	0.05
0.10	0.11	0.08	0.08	0.06	0.16	0.14	0.05
0.08	0.09	0.06	0.06	0.05	0.12	0.11	0.04
0.02	0.02	0.03	0.03	0.02	0.03	0.03	0.01

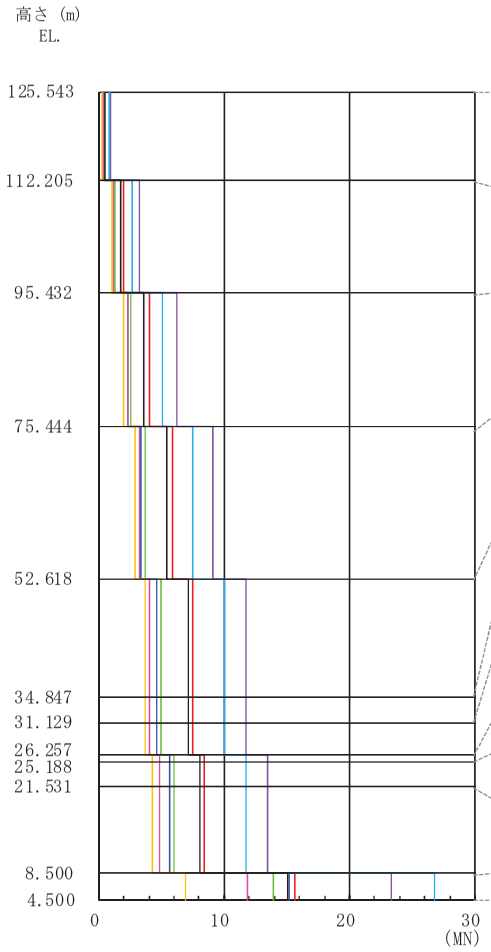
図4-29(a)　最大応答鉛直変位　鉄塔　（S_d，鉛直方向）



（単位：cm）

S_d－D1_V	S_d－11_UD	S_d－12_UD	S_d－13_UD	S_d－14_UD	S_d－21_UD	S_d－22_UD	S_d－31_V
0.65	0.62	0.42	0.41	0.27	1.42	1.31	0.17
0.65	0.61	0.41	0.41	0.27	1.41	1.30	0.17
0.63	0.60	0.40	0.40	0.26	1.37	1.26	0.16
0.60	0.57	0.38	0.37	0.25	1.31	1.19	0.15
0.54	0.51	0.34	0.34	0.22	1.18	1.07	0.14
0.45	0.42	0.29	0.28	0.18	0.98	0.88	0.12
0.32	0.30	0.21	0.20	0.13	0.69	0.61	0.08
0.14	0.13	0.09	0.09	0.07	0.29	0.26	0.04
0.02	0.02	0.03	0.03	0.02	0.03	0.03	0.01
0.02	0.02	0.03	0.03	0.02	0.03	0.03	0.01

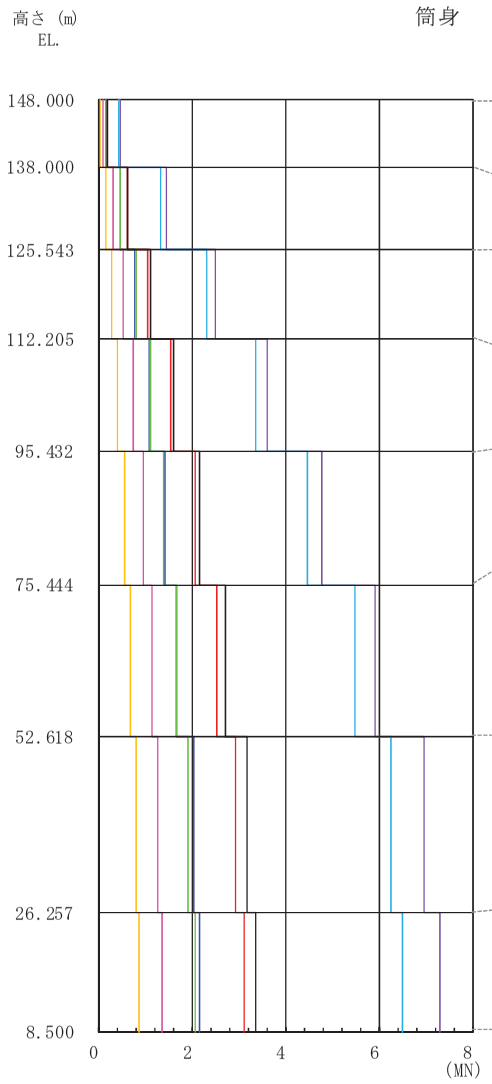
図 4-29(b)　最大応答鉛直変位　筒身　（S_d，鉛直方向）



（単位：kN）

S_d-D1_V	S_d-11_UD	S_d-12_UD	S_d-13_UD	S_d-14_UD	S_d-21_UD	S_d-22_UD	S_d-31_V
524	549	408	439	349	964	792	303
1811	2002	1234	1317	1155	3198	2627	1016
3636	4012	2305	2597	2285	6250	5139	1998
5473	5845	3311	3668	3259	9152	7527	2936
7148	7496	4598	4940	4101	11718	10023	3750
7148	7496	4598	4940	4101	11718	10023	3750
7148	7496	4598	4940	4101	11718	10023	3750
8038	8364	5667	5968	4809	13462	11734	4299
8038	8364	5667	5968	4809	13462	11734	4299
8038	8364	5667	5968	4809	13462	11734	4299
15083	15612	15184	13911	11871	23359	26723	6912

図4-30(a)　最大応答軸力　鉄塔　（S_d，鉛直方向）



(単位：kN)

S_d－D1_V	S_d－11_UD	S_d－12_UD	S_d－13_UD	S_d－14_UD	S_d－21_UD	S_d－22_UD	S_d－31_V
206	201	154	159	101	469	431	55
640	619	470	485	310	1451	1338	171
1108	1056	782	809	526	2497	2313	293
1610	1534	1071	1105	743	3598	3351	421
2161	2057	1412	1392	957	4784	4473	554
2710	2539	1680	1664	1149	5928	5480	675
3179	2940	2028	1932	1286	6949	6251	816
3351	3112	2173	2086	1352	7307	6497	881

図 4-30(b)　最大応答軸力　筒身　（S_d，鉛直方向）

表4-16　地盤ばねの最大応答値　（S_d，鉛直方向）

鉛直地盤ばねの最大応答値

（単位：$\times 10^3$kN）

	S_d－D1_V	S_d－11_UD	S_d－12_UD	S_d－13_UD	S_d－14_UD	S_d－21_UD	S_d－22_UD	S_d－31_V
ばね反力	23.8	23.5	23.9	22.0	18.7	33.4	38.5	10.4

4.2　静的解析

「3.3　解析方法」による解析方法で算出した地震層せん断力係数 1.0C_i 及び静的地震力（水平地震力）を表 4-17 に示す。なお，鉛直震度は計算式に基づき，一律 0.3 とする。

表4-17　地震層せん断力係数（1.0C_i）及び水平地震力

(a)　筒身

高さ EL. (m)	当該層の重量 W_i (kN)	当該層が支える重量 ΣW_i (kN)	1.0C_i	水平地震力 Q_i (kN)
148.000	141	141	1.11	157
138.000	299	440	0.88	231
125.543	333	773	0.70	154
112.205	379	1152	0.55	93
95.432	466	1618	0.41	30
75.444	527	2145	0.33	45
52.618	616	2761	0.27	38
26.257	531	3292	0.23	12
8.500	406	3698	0.20	18

(b)　鉄塔

高さ EL. (m)	当該層の重量 W_i (kN)	当該層が支える重量 ΣW_i (kN)	1.0C_i	水平地震力 Q_i (kN)
125.543	339	339	0.87	295
112.205	937	1276	0.60	471
95.432	1443	2719	0.42	376
75.444	1854	4573	0.34	413
52.618	2705	7278	0.26	338
26.257	3383	10661	0.23	560
8.500	1290	11951	0.20	62

Ⅴ-2-2-15　主排気筒の耐震性についての計算書

主排気筒の耐震性についての計算書は，以下の添付書類より構成されている。

Ⅴ-2-2-15-1　主排気筒の耐震性についての計算書

Ⅴ-2-2-15-2　主排気筒の基礎の耐震性についての計算書

Ⅴ-2-2-15-1　主排気筒の耐震性についての計算書

目次

1. 概要 ····· 1
2. 基本方針 ····· 2
2.1 位置 ····· 2
2.2 構造概要 ····· 3
2.3 評価方針 ····· 5
2.4 適用規格・基準等 ····· 6
3. 応力解析による評価方法 ····· 7
3.1 評価対象部位及び評価方針 ····· 7
3.2 荷重及び荷重の組合せ ····· 8
3.2.1 荷重 ····· 8
3.2.2 荷重の組合せ ····· 21
3.3 許容限界 ····· 22
3.4 評価方法 ····· 23
3.4.1 応力評価方法 ····· 23
3.4.2 断面の評価方法 ····· 24
4. 評価結果 ····· 27
4.1 筒身，主柱材，斜材，水平材，補助主柱材，補助斜材，補助水平材の応力評価結果 ····· 27
4.2 筒身脚部の評価及び鉄塔脚部の評価 ····· 36
4.2.1 筒身脚部の評価 ····· 36
4.2.2 鉄塔脚部の評価 ····· 51
4.2.3 補助鉄塔脚部の評価 ····· 69

1. 概要

本添付書類は，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針」に基づき，主排気筒の筒身及び鉄塔の地震時の構造強度及び機能維持の確認について説明するものであり，その評価は，地震応答解析による評価及び応力解析による評価により行う。

主排気筒の筒身及び鉄塔は，設計基準対象施設においては「Ｓクラスの施設の間接支持構造物」に，重大事故等対処施設においては「常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備の間接支持構造物」に分類される。以下，それぞれの分類に応じた耐震評価を示す。

2.　基本方針

2.1　位置

主排気筒の設置位置を図 2-1 に示す。



図 2-1　主排気筒の設置位置

2.2　構造概要

主排気筒は，鉄塔支持型の鋼製排気筒である。中央の内径 4.5m，高さ 140m の筒身にかかる水平力を周囲の根開き 28m，高さ 104.205m（EL.112.205m）の鋼管トラスの 4 脚鉄塔を補強して支える構造である。補強部分は高さ 117.543m（EL.125.543m）まで主柱を伸ばすとともに，高さ 104.205m（EL.112.205m）以下において 8 脚増やす。筒身と鉄塔は図 2-2 に示す 6 ヶ所で接続され，制振サポートと弾塑性ダンパで接合した制震構造である。筒身の下端は固定である。なお，以下本添付書類では制振サポートを「オイルダンパ」と称す。

以下に，構造概要を示す。

構造概要

- 構造形式　　鉄塔支持型鋼製
- 筒身高さ　　EL.148.000m
- 鉄塔高さ　　EL.125.543m
- 筒身径　　φ4.500 m（内径）
- 鉄塔開き　　頂部開き　　10.387m
  基部開き　　28.000m
- 支持点位置　EL.125.543m，EL.112.205m，EL.95.432m，EL.75.444m，
  EL.52.618m，EL.26.257m
- 接続方法　　オイルダンパ（EL.125.543m，EL.112.205m），弾塑性ダンパ（EL.95.432m，EL.75.444m，EL.52.618m，），高力ボルト接合（EL.26.257m）
- 基礎　　鉄筋コンクリート造

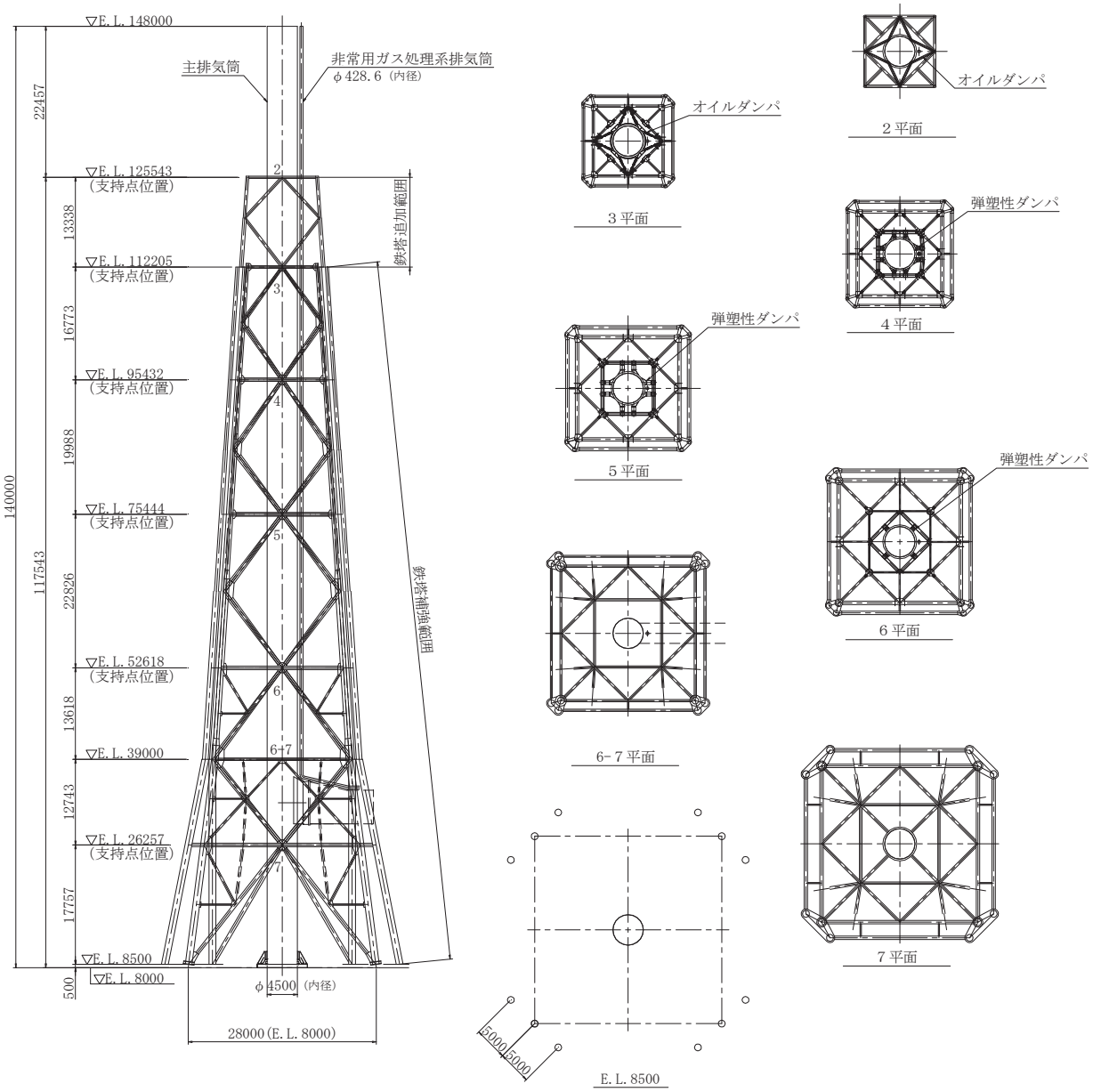


図 2-2　主排気筒概要図（単位：mm）

2.3　評価方針

主排気筒の筒身及び鉄塔は設計基準対象施設においては「Ｓクラスの施設の間接支持構造物」に，重大事故等対処施設においては「常設耐震重要重大事故等防止設備及び常設重大事故緩和設備の間接支持構造物」に分類される。

主排気筒の筒身及び鉄塔の設計基準対象施設としての評価においては，基準地震動Ｓ$_s$による地震力に対する評価（以下「Ｓ$_s$地震時に対する評価」という。）を行うこととし，この評価は添付書類「Ⅴ-2-2-14　主排気筒の地震応答計算書」の結果を踏まえたものとする。主排気筒の筒身及び鉄塔の評価は，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針」に基づき，応力解析による評価においては，最大部材応力に対して各部材断面を材料強度より算出した弾性限耐力による評価を行うことで，主排気筒の筒身及び鉄塔の地震時の構造強度及び機能維持の確認を行う。評価に当たっては，地盤物性のばらつきを考慮する。

また，重大事故等対処施設としての評価においては，Ｓ$_s$地震時に対する評価を行う。ここで，主排気筒の筒身及び鉄塔では，運転時，設計基準事故時及び重大事故時の状態における圧力，温度等の条件について有意な差異がないことから，重大事故等対処施設としての評価は，設計基準対象施設としての評価と同一となる。

図 2-3 に主排気筒の筒身及び鉄塔の評価フローを示す。

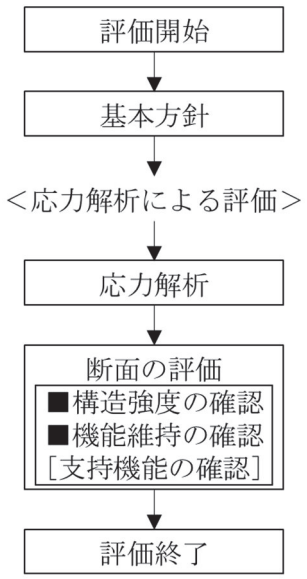


図 2-3　主排気筒の筒身及び鉄塔の評価フロー

2.4　適用規格・基準等

主排気筒の筒身及び鉄塔の評価において，適用する規格・基準等を以下に示す。

(1)　建築基準法・同施行令
(2)　鋼構造設計規準 -許容応力度設計法-（(社) 日本建築学会，2005)
(3)　容器構造設計指針・同解説（(社) 日本建築学会，2010)
(4)　鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（(社) 日本建築学会，1988)
(5)　鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（(社) 日本建築学会，1999)
(6)　煙突構造設計施工指針（(一財) 日本建築センター，1982)
(7)　塔状鋼構造設計指針・同解説（(社) 日本建築学会，1980)
(8)　煙突構造設計指針（(社) 日本建築学会，2007)
(9)　日本工業規格（ＪＩＳ）

3.　応力解析による評価方法

3.1　評価対象部位及び評価方針

主排気筒の応力解析による評価対象部位は，筒身板，鉄塔主部材とし，Ｓ$_s$地震時に対して以下の方針に基づき評価を行う。

Ｓ$_s$地震時に対する評価は，立体骨組モデルを用いた弾性応力解析によることとし，地震力と地震力以外の荷重の組合せの結果，発生する応力が，弾性限界範囲内であることを確認する。

立体骨組モデルを用いた弾性応力解析にあたっては，添付書類「Ⅴ-2-2-14　主排気筒の地震応答計算書」の結果を踏まえた荷重を用い，得られた解析結果に対して組合せを行う。また入力荷重は，地盤剛性のばらつきも考慮されている。

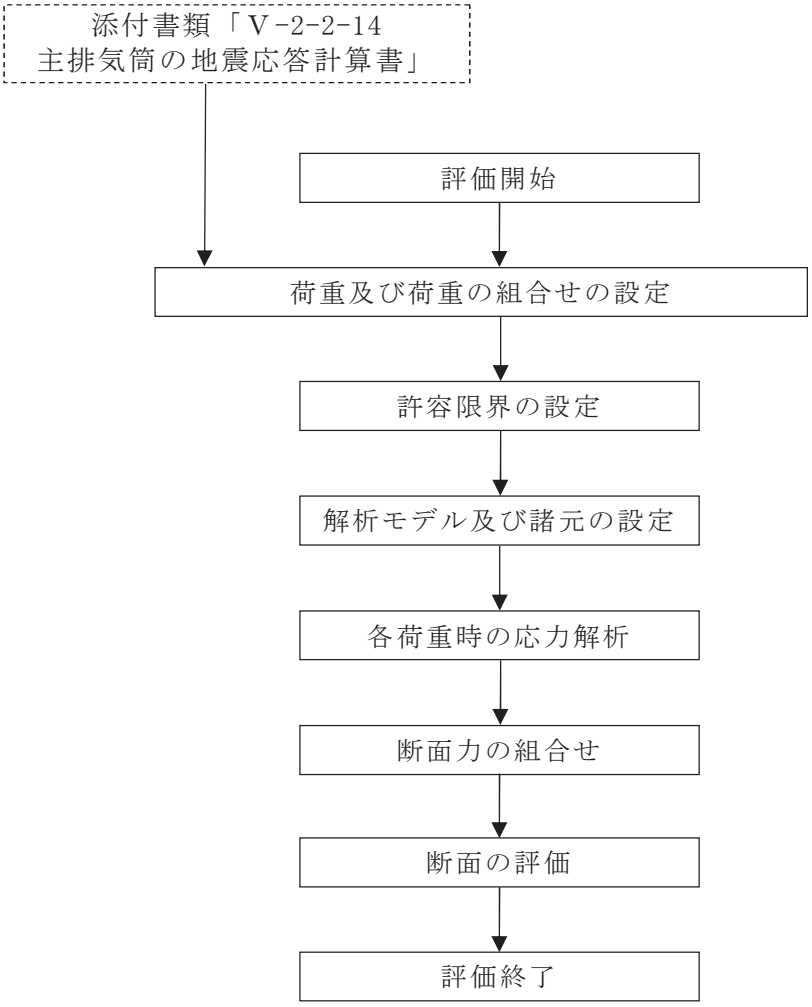


図 3-1　応力解析による評価フロー

3.2　荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せを用いる。

3.2.1　荷重

(1)　固定荷重

鉄塔及び筒身自重の他に，ダンパ，歩廊等の付属設備の重量を考慮する。

(2)　積載荷重

主排気筒には積載物はない。また，主排気筒上部に作業員が常駐することもない。

よって積載荷重は考慮しない。

(3)　積雪

主排気筒に付帯の歩廊の床材は，グレーチングやエキスパンドメタルのため，雪が積もらない構造となっている。よって積雪荷重は考慮しない。

(4)　風荷重

以下に示す荷重を風荷重として正面方向,斜め方向それぞれに対して考慮する。

平 12 建告第 1461 号第三号イに規定される算出法に基づいた風方向荷重

建築基準法施行令第 87 条に規定される算出法に基づいた暴風によって,構造耐力上主要な部位に損傷を生じないことを確認する。

これより，主排気筒に作用する風方向荷重は，次式によって算定する。

$$W_{D1} = q_1 \cdot C_f \cdot A \quad (N)$$

ここで

W_{D1}　：地表面からの高さＺにおける風方向荷重（N）

q_1　：速度圧（$q_1 = 0.6 \cdot E \cdot V_0^2$）（$N/mm^2$）

Ｅ　：速度圧の高さ方向の分布を示す係数（$E = E_r^2 \cdot G_f$）

E_r　：平均風速の高さ方向の分布を表す係数

（ $H > Z_b$ より $E_r = 1.7 (H / Z_G)^{\alpha}$）

Ｈ　：構造物の基準高さ（ Ｈ＝140.000m ）

Z_b，Z_G，α　：風速の鉛直分布を定めるパラメータ

表 3-1　地表面粗度区分に応じて設定される数値

地表面粗度区分	Ⅱ
Z_b (m)	5
Z_G (m)	350
α	0.15

G_f　：ガスト影響係数（$G_f = 1.0$）

V_0　：基準風速（V_0＝30m/s：茨城県東海村）

C_f　：風力係数

（筒身部：$C_f = 0.9 k_z$ {煙突その他の円筒構造物}）

（鉄塔部｛ラチス構造物の風力係数C_f｝）

k_z ：$Z \leqq Z_b$　　$k_z = (Z_b / H)^{2\alpha}$

$Z_b < Z$　　$k_z = (Z / H)^{2\alpha}$

Ｚ　：当該部分の地盤面からの高さ（m）

Ａ　：地表面からの高さＺにおける風向に垂直な面に投影した建築物の面積（見付面積）（m^2）

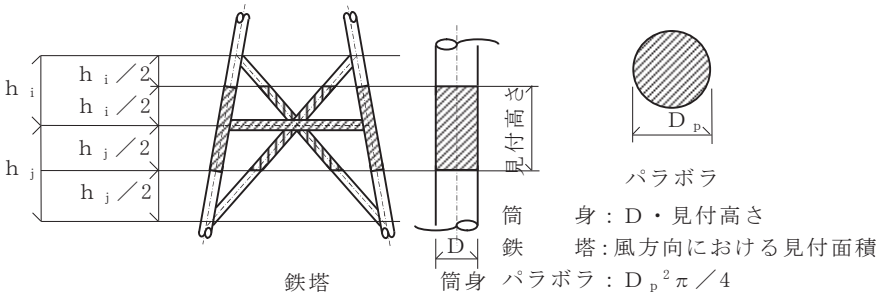


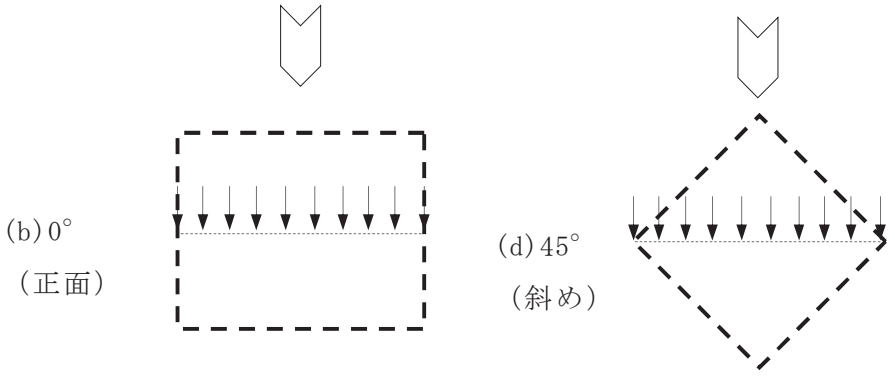
図 3-2　鉄塔及び筒身の見付面積Ａ

表 3-2　ラチス構造物の風力係数C_f

種類 ＼ ϕ		(1)	(2)	(3)
		0.1 以下	0.1 を超え 0.6 未満	0.6
鋼管	(b) 0°　(正面)	2.2ｋｚ	(1)と(3)とに掲げる数値を直線的に補間した数値	1.5ｋｚ
	(d) 45°　(斜め)	1.7ｋｚ		1.3ｋｚ

ここで，ϕ ：充実率

（風を受ける部分の最外縁に囲まれる面積に対する見付面積の割合）



注１：上図はラチスばり及びラチス柱の断面を表す。

注２：風圧作用面積としては，⋁ の作用する方向から見たラチス構面の見付面積とする。

図 3-3　ラチス構造物

(5)　地震荷重

以下に示す荷重を地震荷重として 0° 方向，45° 方向それぞれに対して考慮する。

なお，地震荷重は，添付書類「Ⅴ-2-2-14　主排気筒の地震応答計算書」にて示した鉄塔及び筒身の質点系 2 連成の地震応答解析モデルを用いたＳｓ地震動による時刻歴地震応答解析結果（最大応答せん断力及び最大応答曲げモーメント）を安全側に包絡するように設定した値による。

各荷重を表 3-3～表 3-7 及び図 3-4～図 3-7 に示す。

表 3-3　鉄塔及び筒身の固定荷重，地震時鉛直荷重

EL. (m)	固定荷重（kN）			S_s設計用鉛直荷重（kN）		
	筒身	鉄塔	計	筒身	鉄塔	計
148.000	0	－	0	0	－	0
138.000	141	－	141	1000	－	1000
125.543	299	0	299	3500	0	3500
112.205	333	339	672	6000	3000	9000
95.432	379	937	1316	8000	8000	16000
75.444	466	1443	1909	11000	15000	26000
52.618	527	1854	2381	14000	23000	37000
26.257	616	2705	3321	16000	28000	44000
8.500	531	3383	3914	17000	32000	49000

表 3-4　筒身のせん断力

EL. Z (m)	層間高さ h (m)	せん断力（kN）				
		S_s設計用荷重		風荷重		地震＋風
		0° 方向	45° 方向	0° 方向	45° 方向	
148.000	10.000	0	0	0	0	0
138.000	12.457	1000	1000	24	24	1024
125.543	13.338	2500	2500	64	64	2564
112.205	16.773	1000	1000	120	120	1120
95.432	19.988	1500	1500	183	183	1683
75.444	22.826	1500	1500	284	283	1784
52.618	26.361	1000	1000	64	63	1064
26.257	17.757	1000	1000	7	5	1007
8.500	0.000	1000	1000	34	35	1035

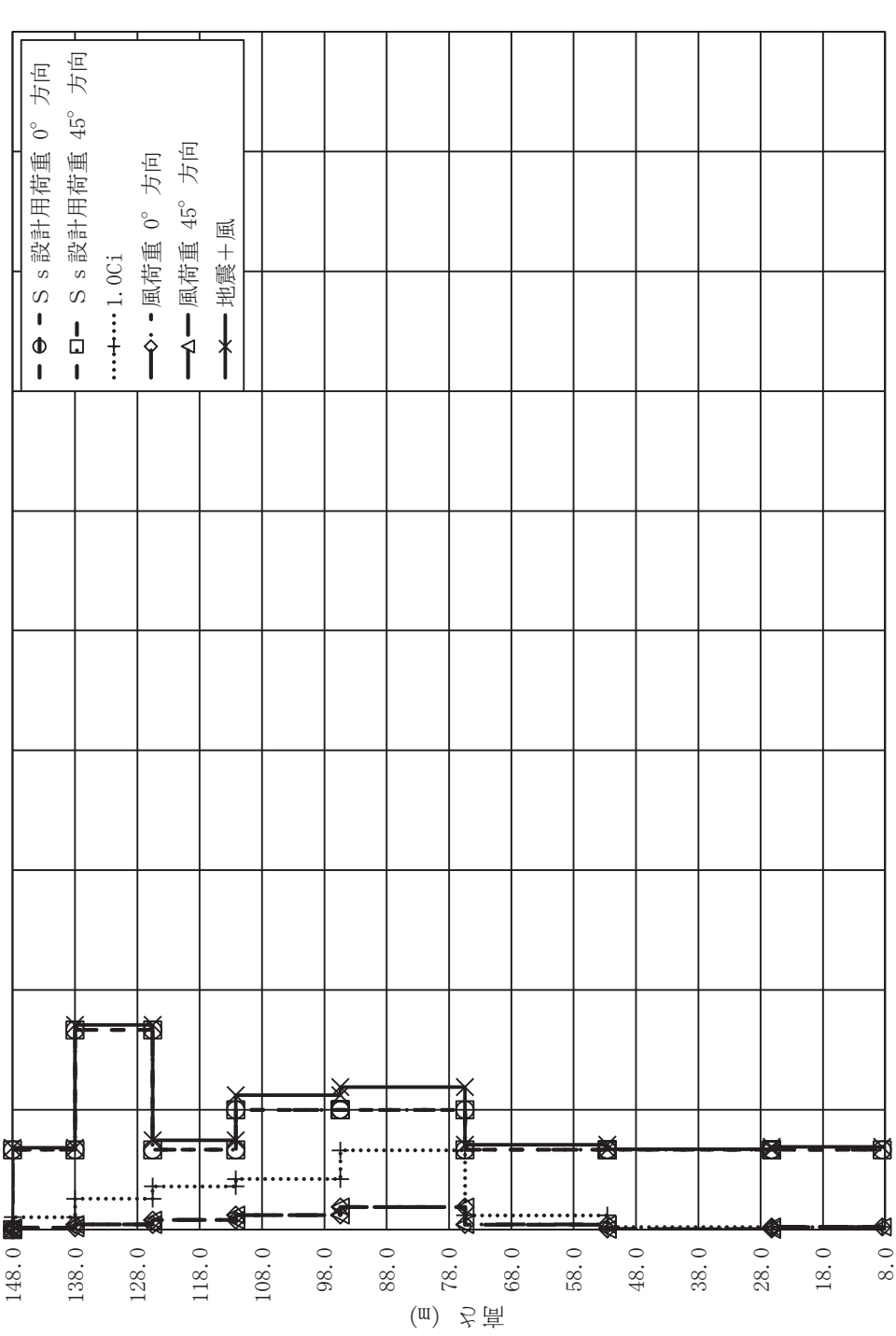

Ｓｓ設計用荷重 0° 方向
Ｓｓ設計用荷重 45° 方向
1.0Ci
風荷重 0° 方向
風荷重 45° 方向
地震＋風
148.0
138.0
128.0
118.0
108.0
98.0
88.0
78.0
68.0
58.0
48.0
38.0
28.0
18.0
8.0
高さ (m)
0
1500
3000
4500
6000
7500
9000
10500
12000
13500
15000
せん断力 (kN)

図 3-4　筒身のせん断力

表 3-5　筒身の曲げモーメント

EL. Z (m)	層間高さ h (m)	曲げモーメント（kN･m）				
		S_s設計用荷重		風荷重		地震＋風
		0° 方向	45° 方向	0° 方向	45° 方向	
148.000	10.000	0	0	0	0	0
138.000	12.457	8000	8000	240	240	8240
125.543	13.338	40000	40000	1196	1196	41196
112.205	16.773	35000	35000	3000	3000	38000
95.432	19.988	30000	30000	6378	6378	36378
75.444	22.826	10000	10000	1088	1099	11099
52.618	26.361	10000	10000	109	135	10135
26.257	17.757	20000	20000	446	507	20507
8.500	0.000	10000	10000	1510	1812	11812

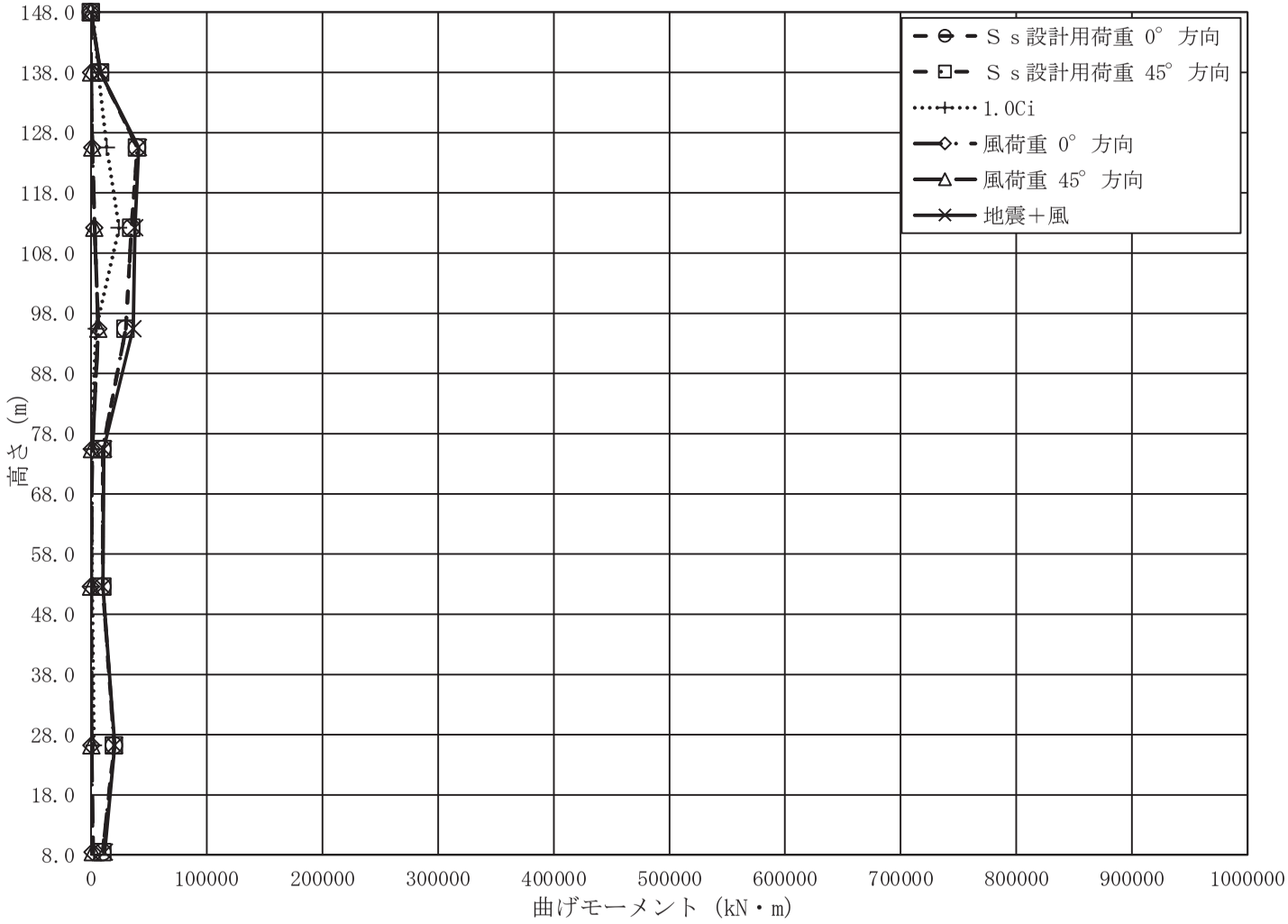


図 3-5　筒身の曲げモーメント

表 3-6　鉄塔のせん断力

EL. Z (m)	層間高さ h (m)	せん断力 (kN)				
		S_s設計用荷重		風荷重		地震＋風
		0° 方向	45° 方向	0° 方向	45° 方向	
148.000	10.000	－	－	－	－	－
138.000	12.457	－	－	－	－	－
125.543	13.338	0	0	0	0	0
112.205	16.773	3500	3500	21	26	3526
95.432	19.988	5000	5000	94	121	5121
75.444	22.826	6000	6000	219	291	6291
52.618	26.361	7000	7000	673	799	7799
26.257	17.757	8000	8000	1010	1205	9205
8.500	0.000	10000	10000	1289	1562	11562

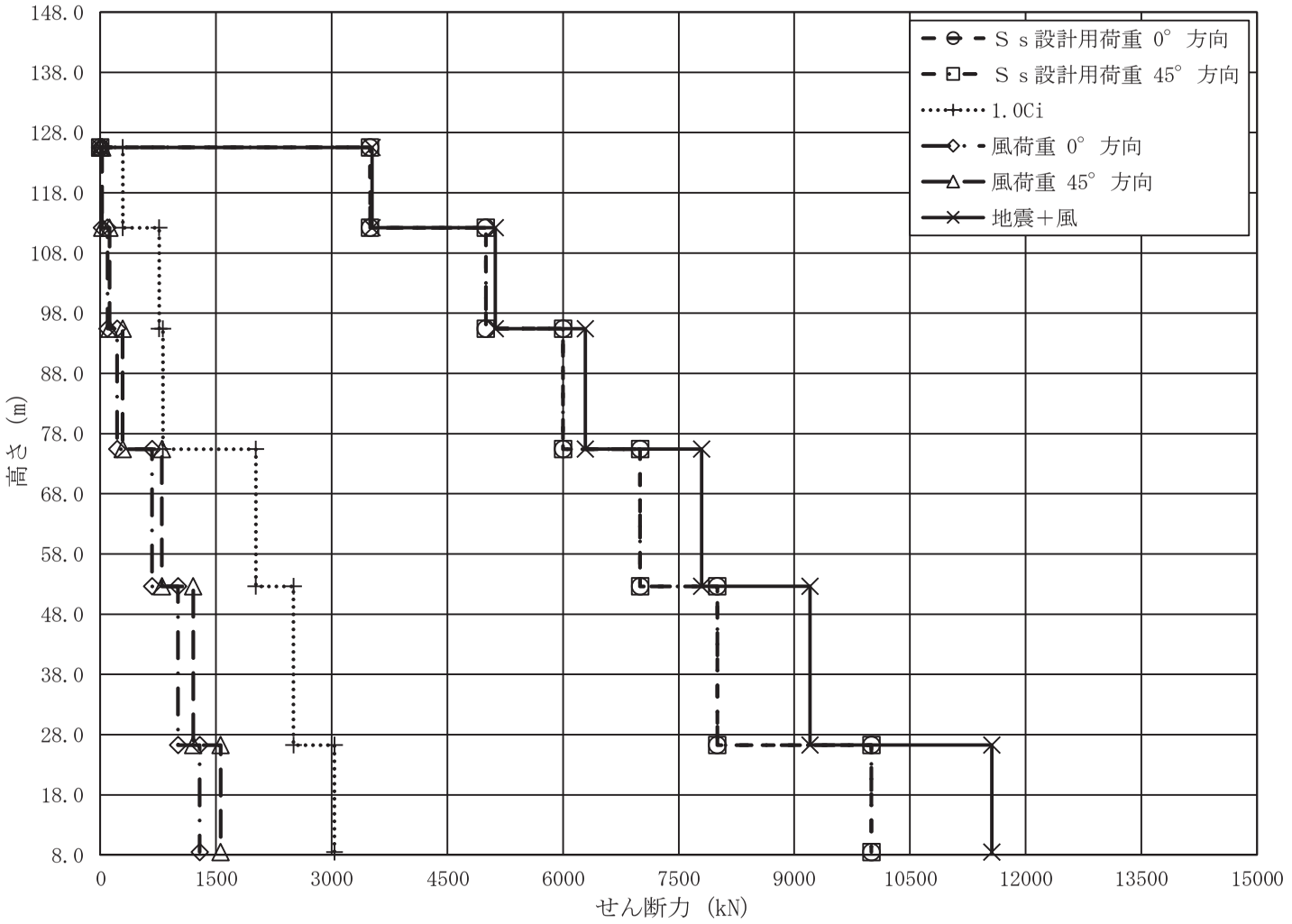

148.0
138.0
128.0
118.0
108.0
98.0
88.0
78.0
68.0
58.0
48.0
38.0
28.0
18.0
8.0
高さ（m）
0
1500
3000
4500
6000
7500
9000
10500
12000
13500
15000
せん断力（kN）
Ｓｓ設計用荷重 0° 方向
Ｓｓ設計用荷重 45° 方向
1.0Ci
風荷重 0° 方向
風荷重 45° 方向
地震＋風

図 3-6　鉄塔のせん断力

表 3-7　鉄塔の曲げモーメント

EL. Z (m)	層間高さ h (m)	曲げモーメント（kN･m）				
		S_s設計用荷重		風荷重		地震＋風
		0° 方向	45° 方向	0° 方向	45° 方向	
148.000	10.000	－	－	－	－	－
138.000	12.457	－	－	－	－	－
125.543	13.338	0	0	0	0	0
112.205	16.773	45000	45000	464	585	45585
95.432	19.988	130000	130000	2477	3222	133222
75.444	22.826	230000	230000	18834	21227	251227
52.618	26.361	380000	380000	38082	43665	423665
26.257	17.757	520000	520000	66452	77559	597559
8.500	0.000	670000	670000	88880	104612	774612

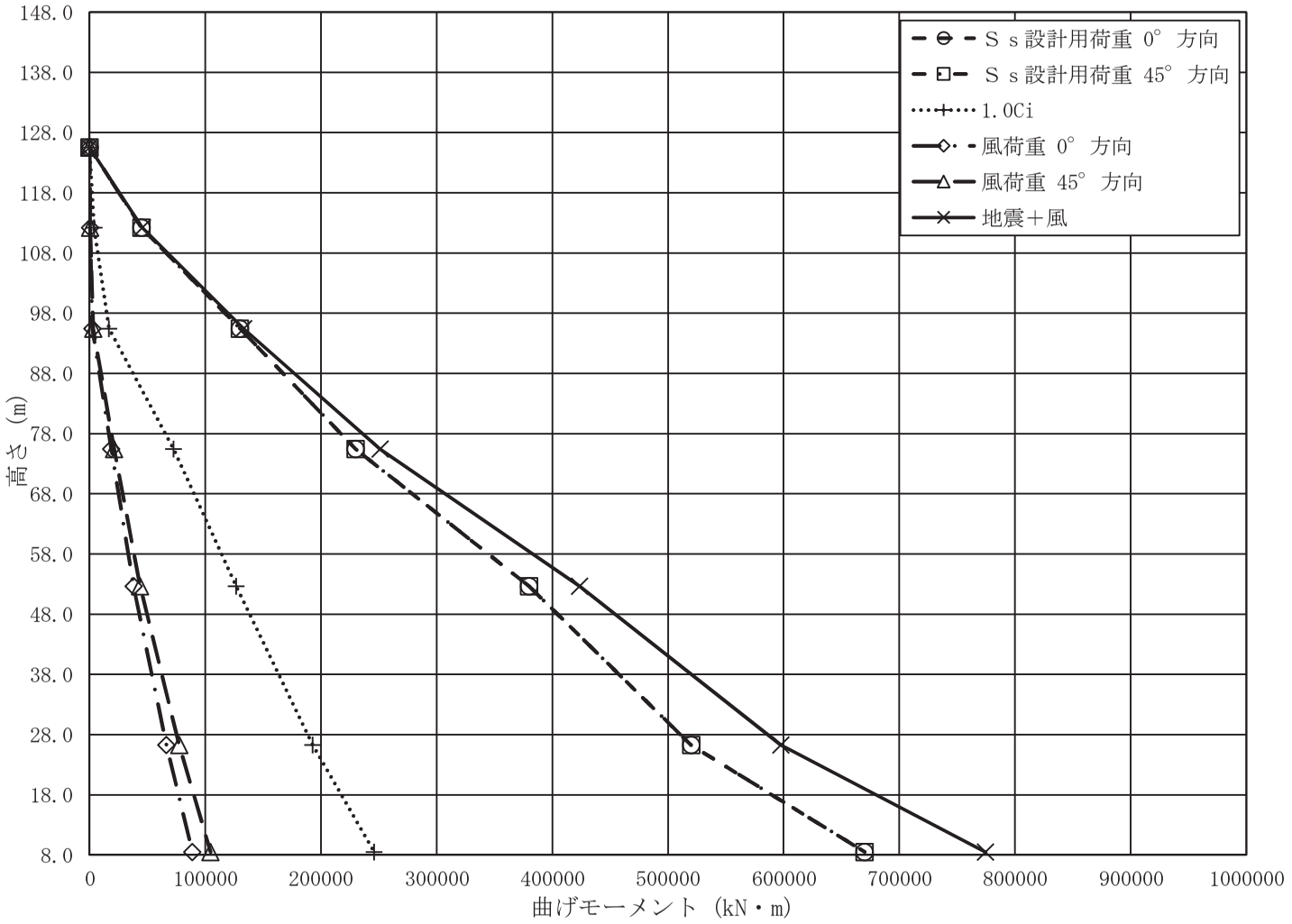


図 3-7　鉄塔の曲げモーメント

3.2.2　荷重の組合せ

荷重の組合せは，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針」に基づき表 3-8 に示す荷重の組合せを用いる。

表 3-8　荷重の組合せ

外力の状態	水平荷重の入力方向	荷重の組合せ
S_s 地震時	0°	$G+K_H+0.4K_V+W_{0°}$ $G+0.4K_H+K_V+W_{0°}$
S_s 地震時	45°	$G+K_H+0.4K_V+W_{45°}$ $G+0.4K_H+K_V+W_{45°}$

ここで，

G　：固定荷重

K_H　：水平方向地震荷重（地震応答解析結果を安全側に包絡するよう設定した値）

K_V　：鉛直方向地震荷重（地震応答解析結果を安全側に包絡するよう設定した値）

$W_{0°}$　：0° 方向の風荷重

$W_{45°}$　：45° 方向の風荷重

3.3　許容限界

主排気筒の筒身及び鉄塔の許容限界は，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針」に基づき，表 3-9 及び表 3-10 のとおり設定する。

表 3-9　応力評価における許容限界（設計基準対象施設としての評価）

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界（評価基準値）
－	構造強度を有すること	基準地震動 S_s	筒身，鉄塔	部材に生じる応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	終局耐力*
支持機能	機器・配管系の設備を支持する機能を損なわないこと	基準地震動 S_s	筒身，鉄塔	部材に生じる応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	終局耐力*

注記　＊：終局強度は，基準強度Ｆを 1.1Ｆと読み替える。（建告第 2464 号に規定されたＪＩＳ規定品のみ）

表 3-10　応力評価における許容限界（重大事故等対処施設としての評価）

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界（評価基準値）
－	構造強度を有すること	基準地震動 S_s	筒身，鉄塔	部材に生じる応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	終局耐力*
支持機能	機器・配管系の設備を支持する機能を損なわないこと	基準地震動 S_s	筒身，鉄塔	部材に生じる応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	終局耐力*

注記　＊：終局強度は，基準強度Ｆを 1.1Ｆと読み替える。（建告第 2464 号に規定されたＪＩＳ規定品のみ）

3.4　評価方法

3.4.1　応力評価方法

主排気筒の断面の評価に用いる応力は，立体骨組モデルを用いた弾性応力解析を実施する。解析には，解析コード「ＭＳＣ　ＮＡＳＴＲＡＮ」を用いる。また，解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，添付書類「Ⅴ-5-1　計算機プログラム（解析コード）の概要・ＭＳＣ　ＮＡＳＴＲＡＮ」に示す。

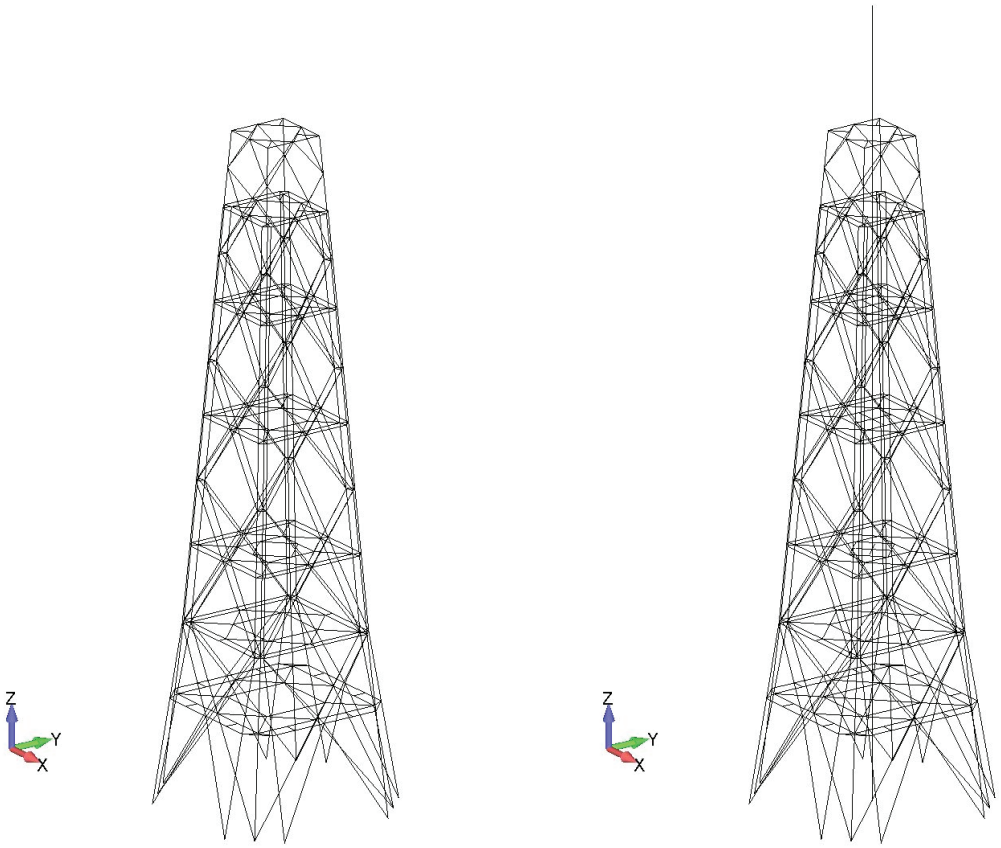
応力解析にあたって，筒身及び鉄塔を 3 次元の梁要素にてモデル化する。梁要素には，表 3-11 に示す物性値を与える。解析モデルは，主柱材及び補助主柱材の脚部でピン支持されるとの境界条件を与える。筒身及び鉄塔の応力解析モデルを図 3-8 に示す。

地震荷重の評価においては，地震応答解析により，筒身及び鉄塔の連成効果を考慮した筒身及び鉄塔のせん断力及び曲げモーメントが個別に求められることから，筒身と鉄塔の評価を個別に実施する。ここで，筒身については連続梁とみなせるため，地震応答解析の結果をそのまま断面力として使用する。また，鉄塔については，個々の部材力を求める必要があることから，図 3-8 に示す鉄塔単体の立体骨組モデルを用いて応力解析を実施する。

風荷重の評価においては，風荷重によって受ける曲げモーメントが鉄塔によって支えられるため，この影響を考慮した部材断面力を求めるために，図 3-8 に示す筒身鉄塔一体の立体骨組モデルを用いる。

表 3-11　筒身及び鉄塔の解析モデルに与える物性値

諸元	物性値
ヤング係数	205000 N/mm^2
ポアソン比	0.3



(a)　地震荷重による応力評価用モデル　　(b)　風荷重による応力評価用モデル

図 3-8　筒身及び鉄塔の応力解析モデル

3.4.2　断面の評価方法

主排気筒の断面の評価に用いる応力は，立体骨組モデルを用いた応力解析により得られた各荷重による断面力（軸力，曲げモーメント，せん断力）を組合せることにより算定する。

(1)　筒身板に対する断面の評価方法

(a)　応力検定

機能維持検討の応力に対する断面算定は，容器構造設計指針・同解説に準拠して行う。

なお，断面性能の算定に腐食代 2 ㎜（外側：1mm，内側：1mm）を控除した値を用いる。

$$\frac{\sigma_c}{{}_c f_{cr}} + \frac{{}_c\sigma_b}{{}_b f_{cr}} \leqq 1$$

かつ

$$\frac{\tau}{{}_{s}f_{cr}} \leqq 1$$

ここで

σ_c　：平均圧縮応力度（$\sigma_c = N \cdot 10^3 / A$）（N/mm^2）

N　：圧縮力（kN）

A　：円筒の断面積（mm^2）

${}_c\sigma_b$　：圧縮側曲げ応力度（${}_c\sigma_b = M \cdot 10^6 / Z_c$）（N/mm^2）

M　：曲げモーメント（kN･m）

Z_c　：断面係数（mm^3）

τ　：せん断応力度（$\tau = Q \cdot 10^3 / A_s$）（N/mm^2）

Q　：せん断力（kN）

A_s　：円筒のせん断断面積（＝A／2）（mm^2）

${}_cf_{cr}$：圧縮材料強度（N/mm^2）

${}_bf_{cr}$：曲げ材料強度（N/mm^2）

${}_sf_{cr}$：せん断材料強度（N/mm^2）

（${}_cf_{cr}$，${}_bf_{cr}$，${}_sf_{cr}$ は次項による。）

(b)　機能維持検討時に対する材料強度

機能維持検討時は，平 12 建告第 2464 号に準拠し，材料強度Ｆ値を 1.1 倍した値を用いて算出した許容応力度を，部材の発生応力度が超えないことを確認する。

(2)　鉄塔主要部材に対する断面の評価方法

(a)　応力検定

機能維持検討時の応力に対する断面算定は，政令第 96 条及び平 13 国交告第 1024 号に準拠して行う。

なお,断面性能の算定に腐食代 1mm(外側のみ 1mm)を控除した値を用いる。

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} \leqq 1$$

ここで

σ_c：平均圧縮応力度（$\sigma_c = N \cdot 10^3 / A$）（N/mm^2）

σ_b：曲げ応力度（$\sigma_b = M \cdot 10^6 / Z_t$）（N/mm^2）

f_c：圧縮材料強度（N/mm^2）

f_b：曲げ材料強度（N/mm^2）

N　：圧縮力（kN）

Ａ　：断面積（mm^2）

Ｍ　：曲げモーメント（kN･m）

Z_t：断面係数（mm^3）

（f_c，f_bは次項による。）

(b)　機能維持検討時に対する材料強度

機能維持検討時は，平 12 建告第 2464 号に準拠し，材料強度Ｆ値を 1.1 倍した値を用いて算出した許容応力度を，部材の発生応力度が超えないことを確認する。

4.　評価結果

4.1　筒身，主柱材，斜材，水平材，補助主柱材，補助斜材，補助水平材の応力評価結果

「3.4.2　断面の評価方法」に基づいた断面の評価結果を以下に示す。

(1)　筒身板に対する断面の評価方法

以下に，断面評価結果を示す。

(a)　筒身（軸力＋曲げ）

表 4-1　筒身の断面評価（機能維持検討時　軸力＋曲げ）

EL. Z (m)	使用部材	材質	設計用断面力		断面性能		材料強度		応力度		判定
			軸力 N (kN)	曲げ M (kN･m)	断面積 A (mm^2)	断面係数 Z_c (mm^3)	圧縮 ${}_cf_{cr}$ (N/mm^2)	曲げ ${}_bf_{cr}$ (N/mm^2)	圧縮 $\sigma_c=N/A$ (N/mm^2)	曲げ ${}_c\sigma_b=M/Z_c$ (N/mm^2)	$\frac{\sigma_c}{{}_cf_{cr}}+\frac{{}_c\sigma_b}{{}_bf_{cr}}$
148.000	Φ4532.0×16.0	SS400	541	8240	198600	223000000	214.2	224.2	2.8	37.0	0.18 ≦ 1.00
138.000	Φ4532.0×16.0	SS400	1840	41196	198600	223000000	214.2	224.2	9.3	184.8	0.87 ≦ 1.00
125.543	Φ4532.0×16.0	SS400	3173	38000	198600	223000000	214.2	224.2	16.0	170.5	0.84 ≦ 1.00
112.205	Φ4532.0×16.0	SS400	4352	36378	198600	223000000	214.2	224.2	22.0	163.2	0.84 ≦ 1.00
95.432	Φ4532.0×16.0	SS400	12618	10378	198600	223000000	214.2	224.2	63.6	46.6	0.51 ≦ 1.00
75.444	Φ4532.0×16.0	SS400	16145	5108	198600	223000000	214.2	224.2	81.3	23.0	0.49 ≦ 1.00
52.618	Φ4532.0×16.0	SS400	9161	20510	198600	223000000	214.2	224.2	46.2	92.0	0.63 ≦ 1.00
26.257	Φ4532.0×16.0	SS400	20292	5819	198600	223000000	214.2	224.2	102.2	26.1	0.60 ≦ 1.00

注　：腐食代 2mm（内側：1mm，外側：1mm）を控除した断面により算定した断面性能により断面評価。

（b） 筒身（せん断）

表 4-2 筒身の断面評価（機能維持検討時 せん断）

EL. Z (m)	使用部材	材質	設計用断面力		断面性能		材料強度		応力度		判定
			せん断 Q (kN)	曲げ M (kN･m)	せん断断面積 A_s (mm^2)	断面係数 Z_c (mm^3)	せん断 $_sf_{cr}$ (N/mm^2)	曲げ $_bf_{cr}$ (N/mm^2)	せん断 $\tau=Q/A_s$ (N/mm^2)	曲げ $_c\sigma_b=M/Z_c$ (N/mm^2)	$\frac{\tau}{_sf_{cr}}$
148.000	Φ4,532.0×16.0	SS400	1024	－	99300	－	96.1	－	10.4	－	0.11 ≦ 1.00
138.000	Φ4,532.0×16.0	SS400	2593	－	99300	－	90.3	－	26.2	－	0.30 ≦ 1.00
125.543	Φ4,532.0×16.0	SS400	1150	－	99300	－	87.8	－	11.6	－	0.14 ≦ 1.00
112.205	Φ4,532.0×16.0	SS400	1719	－	99300	－	78.3	－	17.4	－	0.23 ≦ 1.00
95.432	Φ4,532.0×16.0	SS400	1784	－	99300	－	71.7	－	18.0	－	0.26 ≦ 1.00
75.444	Φ4,532.0×16.0	SS400	1064	－	99300	－	67.1	－	10.8	－	0.17 ≦ 1.00
52.618	Φ4,532.0×16.0	SS400	1034	－	99300	－	62.5	－	10.5	－	0.17 ≦ 1.00
26.257	Φ4,532.0×16.0	SS400	1075	－	99300	－	76.1	－	10.9	－	0.15 ≦ 1.00

注 ：腐食代 2mm（内側：1mm，外側：1mm）を控除した断面により算定した断面性能により断面評価。

(2)　鉄塔主要部材に対する断面の評価方法

以下に，断面評価結果を示す。

(a)　主柱材

表 4-3　主柱の断面評価（機能維持検討時）

EL. Z (m)	使用部材	材質	設計用断面力		断面性能			座屈長 L_k (mm)	細長比 λ	材料強度		応力度		判定
			軸力 N (kN)	曲げ M (kN･m)	断面積 A (mm^2)	断面係数 Z_t (mm^3)	回転半径 i (mm)			圧縮 f_c (N/mm^2)	曲げ f_b (N/mm^2)	圧縮 $\sigma_c=N/A$ (N/mm^2)	曲げ $\sigma_b=M/Z_t$ (N/mm^2)	$\frac{\sigma_c}{f_c}+\frac{\sigma_b}{f_b}$
112.205	Φ406.4×6.4	STK400	231	82	6769	668000	141.2	8240.1	58.4	231.4	258.5	34.2	122.8	0.63 ≦ 1.00
95.432	Φ406.4×12.7	STK400	1398	80	14430	1370000	138.8	10477.2	75.5	213.3	258.5	96.9	58.4	0.69 ≦ 1.00
75.444	Φ558.8×12.7	STK400	3483	110	20040	2680000	192.8	11493.1	59.6	230.3	258.5	173.9	41.1	0.92 ≦ 1.00
52.618	Φ812.8×12.7	STK400	4923	279	29370	5770000	282.3	11431.4	40.5	245.4	258.5	167.7	48.4	0.88 ≦ 1.00
26.257	Φ1016.0×12.7	STK400	5711	47	36840	9130000	354.5	9025.3	25.5	253.3	258.5	155.1	5.2	0.64 ≦ 1.00

注　：腐食代（外側：1mm）を控除した断面により算定した断面性能により断面評価。

（b） 斜材

表 4-4 斜材の断面評価（機能維持検討時）

EL. Z (m)	使用部材	材質	設計用断面力		断面性能			座屈長	細長比	材料強度		応力度		判定
			軸力 N (kN)	曲げ M (kN・m)	断面積 A (mm^2)	断面係数 Z_t (mm^3)	回転半径 i (mm)	L_k (mm)	λ	圧縮 f_c (N/mm^2)	曲げ f_b (N/mm^2)	圧縮 $\sigma_c=N/A$ (N/mm^2)	曲げ $\sigma_b=M/Z_t$ (N/mm^2)	$\frac{\sigma_c}{f_c}+\frac{\sigma_b}{f_b}$
112.205	Φ355.6×6.4	STK400	629	－	5907	－	123.1	10023.4	81.4	205.9	－	106.5	－	0.52 ≦ 1.00
95.432	Φ457.2×6.4	STK400	934	－	7631	－	159.0	12570.6	79.1	208.8	－	122.4	－	0.59 ≦ 1.00
75.444	Φ508.0×6.4	STK400	941	－	8492	－	177.0	14191.3	80.2	207.5	－	110.9	－	0.54 ≦ 1.00
52.618	Φ508.0×6.4	STK400	988	－	8492	－	177.0	8459.3	47.8	240.3	－	116.4	－	0.49 ≦ 1.00
26.257	Φ508.0×6.4	STK400	1125	－	8492	－	177.0	11344.3	64.1	225.9	－	132.5	－	0.59 ≦ 1.00

注 ：腐食代（外側：1mm）を控除した断面により算定した断面性能により断面評価。

（c） 水平材

表 4-5 水平材の断面評価（機能維持検討時）

EL. Z (m)	使用部材	材質	設計用断面力		断面性能			座屈長	細長比	材料強度		応力度		判定
			軸力 N (kN)	曲げ M (kN・m)	断面積 A (mm^2)	断面係数 Z_t (mm^3)	回転半径 i (mm)	L_k (mm)	λ	圧縮 f_c (N/mm^2)	曲げ f_b (N/mm^2)	圧縮 $\sigma_c=N/A$ (N/mm^2)	曲げ $\sigma_b=M/Z_t$ (N/mm^2)	$\frac{\sigma_c}{f_c}+\frac{\sigma_b}{f_b}$
112.205	Φ355.6×6.4	STK400	380	1	5907	506000	123.1	5193.6	42.2	244.3	258.5	64.4	2.0	0.28 ≦ 1.00
95.432	Φ457.2×6.4	STK400	201	4	7631	848000	159.0	6295.0	39.6	246.0	258.5	26.4	4.8	0.13 ≦ 1.00
75.444	Φ508.0×6.4	STK400	209	4	8492	1050000	177.0	7607.2	43.0	243.8	258.5	24.7	3.9	0.12 ≦ 1.00
52.618	Φ508.0×6.4	STK400	209	10	8492	1050000	177.0	9105.9	51.4	237.5	258.5	24.7	9.6	0.15 ≦ 1.00
26.257	Φ508.0×6.4	STK400	451	4	8492	1050000	177.0	11644.2	65.8	224.1	258.5	53.2	3.9	0.26 ≦ 1.00

注 ：腐食代（外側：1mm）を控除した断面により算定した断面性能により断面評価。

(d) 補助主柱材

表 4-6 補助主柱材の断面評価（機能維持検討時）

EL. Z (m)	使用部材	材質	設計用断面力		断面性能			座屈長	細長比	材料強度		応力度		判定
			軸力 N (kN)	曲げ M (kN・m)	断面積 A (mm^2)	断面係数 Z_t (mm^3)	回転半径 i (mm)	L_k (mm)	λ	圧縮 f_c (N/mm^2)	曲げ f_b (N/mm^2)	圧縮 $\sigma_c=N/A$ (N/mm^2)	曲げ $\sigma_b=M/Z_t$ (N/mm^2)	$\frac{\sigma_c}{f_c}+\frac{\sigma_b}{f_b}$
125.543	Φ406.4×19.0	STK400	838	27	21850	2020000	136.8	6573.9	48.1	240.1	258.5	38.4	13.4	0.22 ≦ 1.00
112.205	Φ508.0×19.0	590 材	1723	249	27600	3250000	172.7	8240.1	47.7	367.0	413.0	62.5	76.7	0.36 ≦ 1.00
95.432	Φ508.0×19.0	590 材	2942	183	27600	3250000	172.7	10477.2	60.7	338.5	413.0	106.6	56.4	0.46 ≦ 1.00
75.444	Φ609.6×19.0	590 材	5386	180	33340	4770000	208.5	11493.1	55.1	351.6	413.0	161.6	37.8	0.56 ≦ 1.00
52.618	Φ812.8×19.0	590 材	7334	200	44830	8680000	280.2	13676.2	48.8	364.8	413.0	163.6	23.1	0.51 ≦ 1.00
26.257	Φ1016.0×19.0	590 材	7369	99	56320	13800000	352.3	18100.2	51.4	359.5	413.0	130.9	7.2	0.39 ≦ 1.00

注 ：腐食代（外側：1mm）を控除した断面により算定した断面性能により断面評価。

（e） 補助斜材

表 4-7 補助斜材の断面評価（機能維持検討時）

EL. Z (m)	使用部材	材質	設計用断面力		断面性能			座屈長	細長比	材料強度		応力度		判定
			軸力 N (kN)	曲げ M (kN・m)	断面積 A (mm^2)	断面係数 Z_t (mm^3)	回転半径 i (mm)	L_k (mm)	λ	圧縮 f_c (N/mm^2)	曲げ f_b (N/mm^2)	圧縮 $\sigma_c=N/A$ (N/mm^2)	曲げ $\sigma_b=M/Z_t$ (N/mm^2)	$\frac{\sigma_c}{f_c}+\frac{\sigma_b}{f_b}$
125.543	Φ355.6×12.7	STK400	1349	－	12570	－	121.0	8652.7	71.5	217.9	－	107.4	－	0.50 ≦ 1.00
112.205	Φ355.6×12.7	STK400	1209	－	12570	－	121.0	10250.4	84.7	201.6	－	96.2	－	0.48 ≦ 1.00
95.432	Φ457.2×12.7	STK400	1466	－	16300	－	156.8	12790.3	81.6	205.7	－	90.0	－	0.44 ≦ 1.00
75.444	Φ508.0×12.0	STK490	1441	－	17110	－	175.0	14423.4	82.4	254.5	－	84.3	－	0.34 ≦ 1.00
52.618	Φ508.0×12.0	STK490	1560	－	17110	－	175.0	17150.9	98.0	210.5	－	91.2	－	0.44 ≦ 1.00
26.257	Φ558.8×19.0	590 材	2451	－	30470	－	190.9	20875.2	109.4	169.2	－	80.5	－	0.48 ≦ 1.00

注 ：腐食代（外側：1mm）を控除した断面により算定した断面性能により断面評価。

（f） 補助水平材

表 4-8 補助水平材の断面評価（機能維持検討時）

EL. Z (m)	使用部材	材質	設計用断面力		断面性能			座屈長	細長比	材料強度		応力度		判定
			軸力 N (kN)	曲げ M (kN・m)	断面積 A (mm^2)	断面係数 Z_t (mm^3)	回転半径 i (mm)	L_k (mm)	λ	圧縮 f_c (N/mm^2)	曲げ f_b (N/mm^2)	圧縮 $\sigma_c=N/A$ (N/mm^2)	曲げ $\sigma_b=M/Z_t$ (N/mm^2)	$\frac{\sigma_c}{f_c}+\frac{\sigma_b}{f_b}$
125.543	Φ355.6×6.4	STK400	899	1	5907	506000	123.1	5193.6	42.2	244.3	258.5	152.2	2.0	0.64 ≦ 1.00
112.205	Φ355.6×6.4	STK400	59	3	5907	506000	123.1	5581.8	45.3	242.2	258.5	10.0	6.0	0.07 ≦ 1.00
95.432	Φ457.2×6.4	STK400	344	3	7631	848000	159.0	6683.2	42.0	244.5	258.5	45.1	3.6	0.20 ≦ 1.00
75.444	Φ508.0×6.4	STK400	294	2	8492	1050000	177.0	7995.4	45.2	242.3	258.5	34.7	2.0	0.16 ≦ 1.00
52.618	Φ508.0×6.4	STK400	339	8	8492	1050000	177.0	9494.1	53.6	235.7	258.5	40.0	7.7	0.20 ≦ 1.00
26.257	Φ508.0×6.4	STK400	553	6	8492	1050000	177.0	10393.1	58.7	231.1	258.5	65.2	5.8	0.31 ≦ 1.00

注 ：腐食代（外側：1mm）を控除した断面により算定した断面性能により断面評価。

4.2　筒身脚部の評価及び鉄塔脚部の評価

4.2.1　筒身脚部の評価

(1)　設計荷重

機能維持検討時に発生する部材力の各成分の最大値を用いて検討を行う。

設計荷重は，以下に示す荷重により，筒身脚部の検討を行う。なお，筒身脚部は補強を実施するため，自重は既設部で負担するものとし，補強部のみで設計荷重に対して検討を行う。

筒身脚部の形状図は，図 4-1 及び図 4-2 に示す。

圧縮力	N_c＝17000 kN
	荷重ケース：設計用地震荷重　斜め方向載荷時
引抜き力	N_t＝17000 kN
	荷重ケース：設計用地震荷重　斜め方向載荷時
曲げモーメント	M＝5812 kN･m
	荷重ケース：設計用地震荷重　斜め方向載荷時
水平力	H＝1089 kN
	荷重ケース：設計用地震荷重　斜め方向載荷時

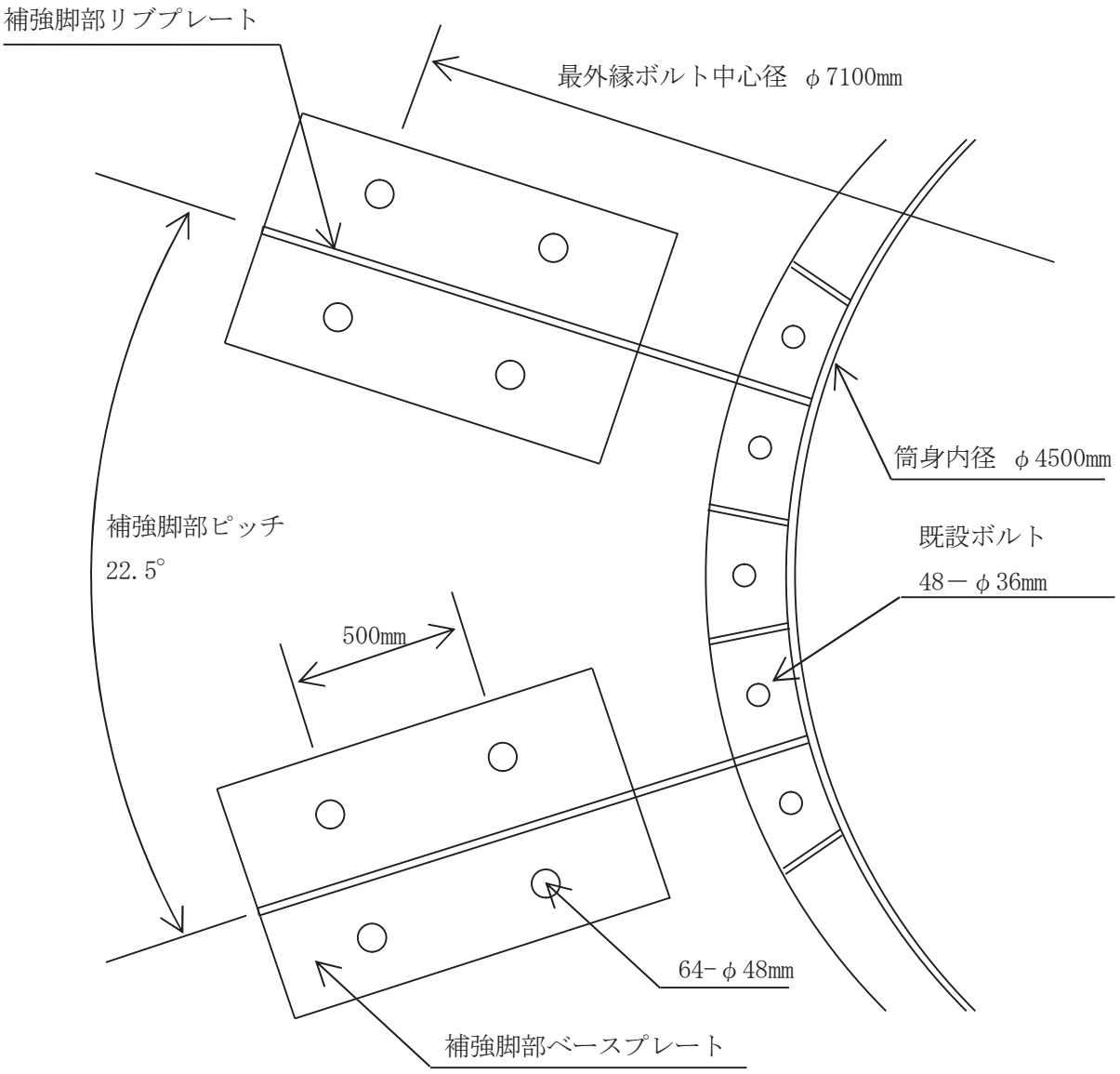


図 4-1　筒身補強脚部概略図

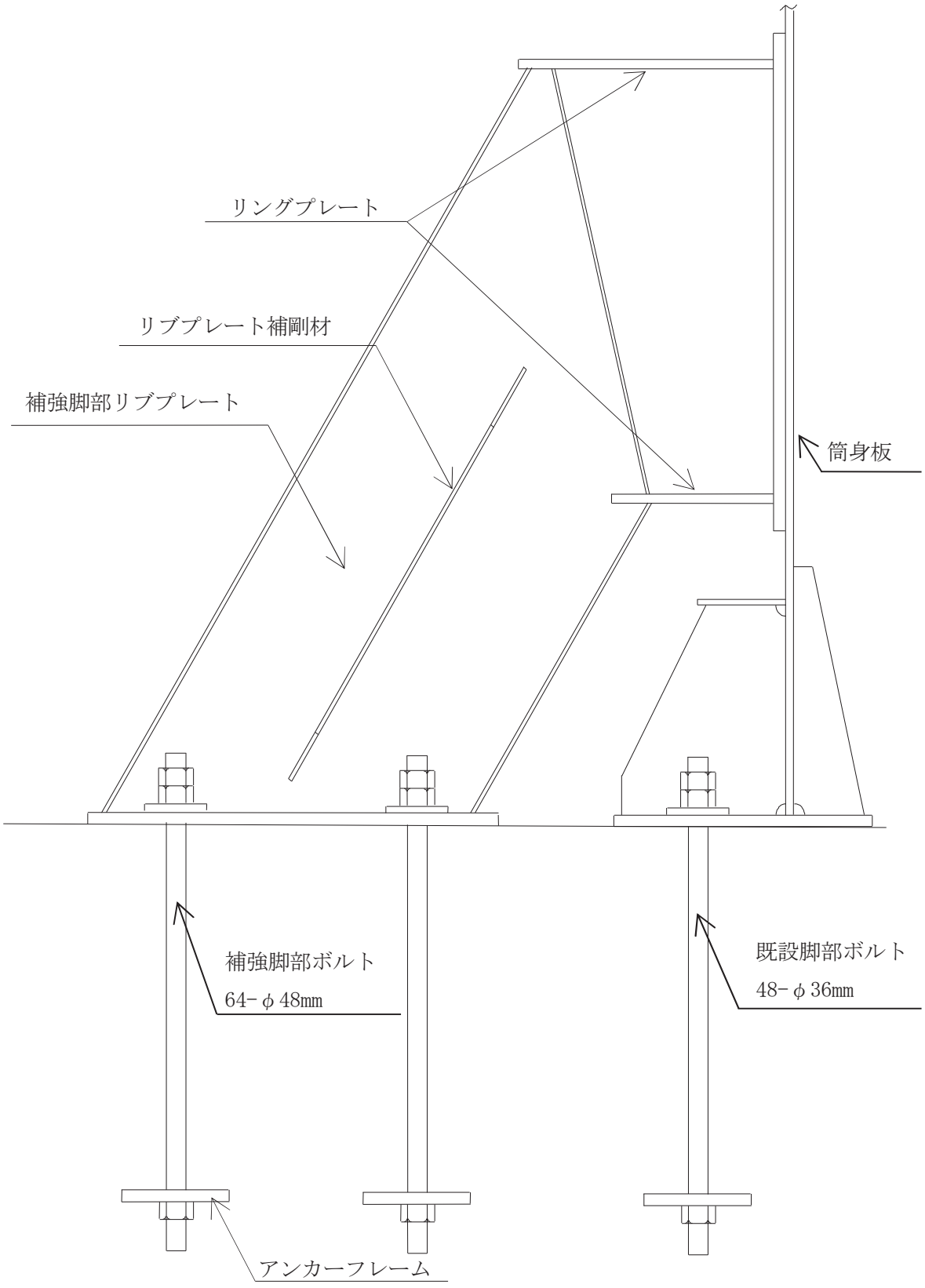


図 4-2　筒身補強脚部概略図

(2)　アンカーボルト

アンカーボルトの引抜きに対する検討を行う。

・ボルト１本に作用する引抜力

補強脚部は十分剛とし，ボルトは鉛直力を負担させるものとする。

ボルト本数　　$n=64$ 本

鉛直荷重による引抜　　$T_v=N_t/n=\dfrac{17000}{64}=265.6$ kN

曲げモーメントによる引抜は，外側ボルト群からなる有効断面より算出する。

有効断面係数　　$Z=8.366\times10^7$ mm^3

曲げモーメントによる引抜　　$T_b=(M\cdot A_1)/Z=\dfrac{5812\times1473}{8.366\times10^7}\times10^3=102.3$ kN

ボルト引抜力　　$T=T_v+T_b=265.6+102.3=367.9$ kN

・アンカーボルト諸元

サイズ　　M48

ボルト本数　　$n=64$ 本

材質　　490 材相当

有効断面積　　$A_1=1473$ mm^2

設計基準強度　　$f_t=F=324.5$ N/mm^2

許容引張応力度（機能維持）　　$f_{ts}=\min\{f_t,\ 1.4f_t-1.6\tau\}=324.5$ N/mm^2

・応力度照査

アンカーボルトに作用する引張応力度　　$\sigma_t=T/A_1=\dfrac{367.9\times10^3}{1473}=249.8$ N/mm^2

応力度比　　$\sigma_t/f_t=249.8/324.5=0.77 \leqq 1.00$

(3)　ベースプレートの検討

ベースプレートの曲げ及びコンクリートへの圧縮応力度について検討を行う。

(a)　ベースプレート下面のコンクリートに対する検討

・圧着面の断面性能（ボルト孔欠損考慮）

ベースプレート幅　　B＝570 mm

ベースプレート長さ　　L＝850 mm

ベースプレート枚数　　n_1＝16 枚

ボルト本数　　n_2＝4 本／枚

ボルト孔径　　d_2＝60 mm

断面積　　$A_2 = B \cdot L \cdot n_1 - n_1 \cdot n_2 \cdot \pi / 4 \cdot d_2^2$

$= 570 \times 850 \times 16 - 16 \times 4 \times \pi / 4 \times 60^2 = 7.571 \times 10^6$ mm^2

断面係数　ベースプレート群からなる断面より算出

$Z_1 = 1.249 \times 10^{10}$ mm^3

・作用応力度

圧縮応力度　　$\sigma_c = N_c / A_2 = \dfrac{17000 \times 10^3}{7.571 \times 10^6} = 2.3$ N/mm^2

曲げ応力度　　$\sigma_b = M / Z_1 = \dfrac{5812 \times 10^6}{1.249 \times 10^{10}} = 0.5$ N/mm^2

最大圧縮応力度　　$\sigma = \sigma_c + \sigma_b = 2.3 + 0.5 = 2.8$ N/mm^2

・コンクリート諸元

設計基準強度　　F_c＝22 N/mm^2

許容圧縮応力度（機能維持）

$_cf_c = 2/3 \cdot F_c = 14.6$ N/mm^2

・応力度照査

応力度比　　$\sigma / {}_cf_c = 2.8 / 14.6 = 0.20 \leqq 1.00$

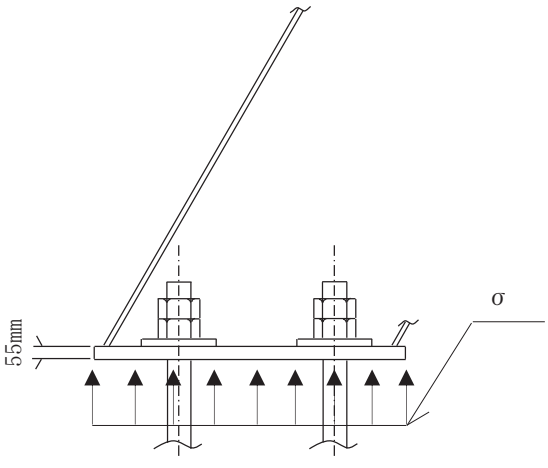


図 4-3　ベースプレート側面図

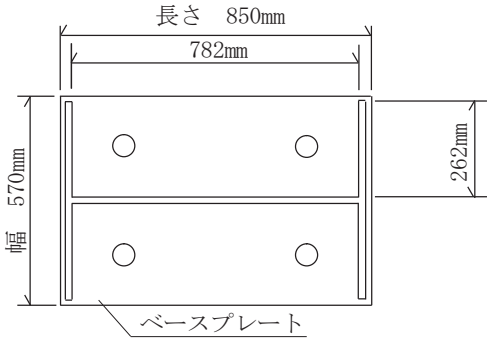


図 4-4　ベースプレートの寸法

(b)　ベースプレートの曲げに対する検討

イ．　圧縮側に対する検討

リブプレート位置で支持される3辺固定の板曲げとみなして，検討を行う。

・作用力

短辺　　ℓ_x＝262 mm

長辺　　ℓ_y＝782 mm

長短辺比　　ℓ_y / ℓ_x＝782／262＝2.98

曲げモーメント算出用係数　『鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説より』

C＝0.40

最大圧縮応力度　　σ＝2.8 N/mm²『4.2.1 (3) (a) より』

最大モーメント　　$Mmax = C \cdot \sigma \cdot \ell_x^2$

$= 0.40 \times 2.8 \times 262^2 = 76881$ N･mm/mm

・ベースプレート諸元

材質　　SM400

板厚　　t＝54 mm（腐食代片面1.0mm控除）

断面係数　　$Z_2 = 1/6 \cdot t^2 = \frac{54^2}{6} = 486.0$ mm³/mm

設計基準強度　　F＝236.5 N/mm²

許容曲げ応力度（機能維持）

$f_b = F = 236.5$ N/mm²

・応力度照査

最大曲げ応力度　　$\sigma_b = Mmax / Z_2 = \frac{76881}{486.0} = 158.2$ N/mm²

応力度比　　$\sigma_b / f_b = 158.2 / 236.5 = 0.67 \leqq 1.00$

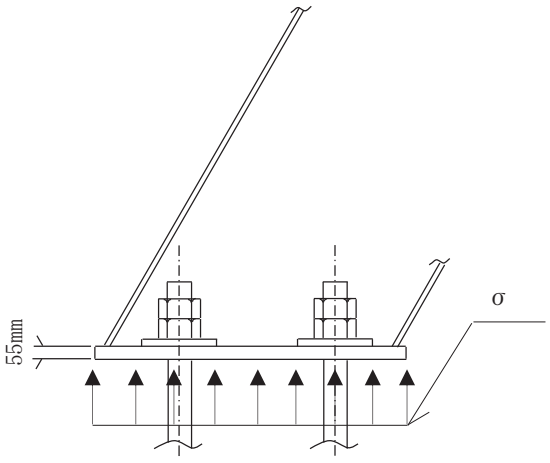


図 4-5　ベースプレート側面図

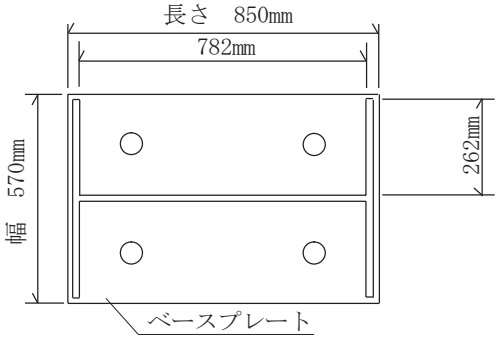


図 4-6　ベースプレートの寸法

ロ.　引張側に対する検討

ベースプレートを集中荷重が作用する梁（リブを支点とする）とみなして，検討を行う。

・作用力

ボルト引抜力　　T ＝367.9 kN　『4.2.1 (2) より』

ボルト～リブ間距離　ℓ_1 ＝142 mm

ℓ_2 ＝141 mm

$\ell_2 < \ell_1$ より，より ℓ_1 をレバーとして曲げモーメントを算出する。

曲げモーメント　　$M_1 = T \cdot \ell_1 = 367.9 \times 142 = 52242$ kN･mm

・ ベースプレート諸元

材質　　SM400

板厚　　t ＝54 mm（腐食代片面 1.0mm 控除）

有効幅（ℓ_1, ℓ_2 が同程度のため，リブプレート 2 辺の有効幅で曲げを負担する）

$b_{e1} = 283$ mm

$b_{e2} = 262$ mm

$b_e = b_{e1} + b_{e2} = 283 + 262 = 545$ mm

断面係数　　$Z_3 = b_e \cdot t^2 / 6 = 545 \times 54^2 / 6 = 264900$ mm^3

設計基準強度　　F ＝236.5 N/mm^2

許容曲げ応力度（機能維持）　　$f_b = F = 236.5$ N/mm^2

・応力度照査

最大曲げ応力度　　$\sigma_b = M_1 / Z_3 = \dfrac{52242}{264900} \times 10^3 = 197.3$ N/mm^2

応力度比　　$\sigma_b / f_b = 197.3 / 236.5 = 0.84 \leqq 1.00$

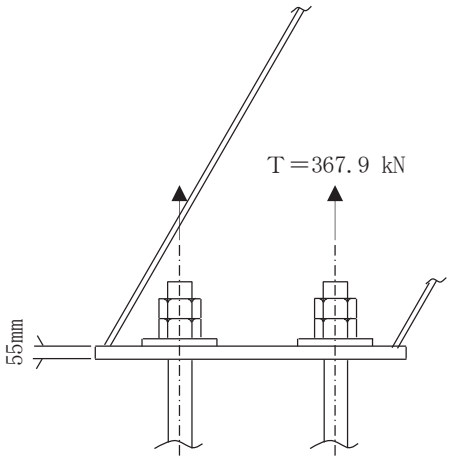


図 4-7　ベースプレート側面図

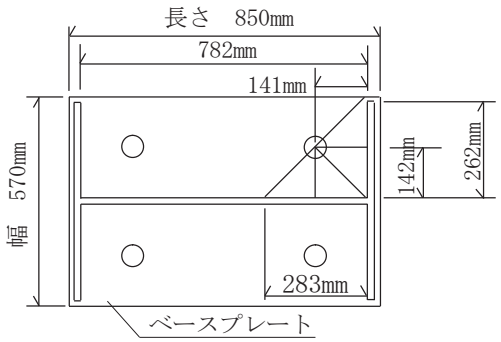


図 4-8　ベースプレートの寸法

(4)　基礎への水平力伝達に対する検討

以下に筒身から基礎への水平力伝達に対する検討を行う。

水平力　　$H=1089$ kN

・ボルト1本に作用するせん断力

ボルト本数　　$n=64$ 本

ボルトせん断力　　$Q=H/n=1089/64=17.0$ kN

・アンカーボルト諸元

サイズ　　$\phi 48$

材質　　490 材相当

有効断面積　　$A_s=1473$ mm^2

設計基準強度　　$F=324.5$ N/mm^2

許容せん断応力度（機能維持）　　$f_s=F/\sqrt{3}=187.3$ N/mm^2

・応力度照査

アンカーボルトに作用するせん断応力度

$$\tau=Q/A_s=\frac{17.0\times10^3}{1473}=11.6 \text{ N/mm}^2$$

応力度比　　$\tau/f_s=11.6/187.3=0.07 \leqq 1.00$

(5)　アンカーフレーム

アンカーフレームの強度計算をする。

・アンカーフレーム諸元

サイズ	幅	B_1＝250 mm
	長さ	L＝500 mm
	板厚	t ＝32 mm
ナット幅		B_n ＝75 mm
ボルト孔		d_2 ＝60 mm
材質		SM400
設計基準強度		F＝258.5 N/mm^2
許容曲げ応力度（機能維持）		f_b＝F＝258.5 N/mm^2

(a)　アンカーフレーム上面のコンクリートに対する検討

・アンカーフレーム負担面積

$$A_3 = L \cdot B_1 - 2 \cdot \pi / 4 \cdot d_2^2$$
$$= 500 \times 250 - 2 \times \pi / 4 \times 60^2$$
$$= 119300 \text{ mm}^2$$

・作用力

ボルト引抜力　　T＝367.9 kN　『4.2.1　(2)　より』

アンカーフレーム上面に作用する圧縮応力度

$$\sigma_c = 2 \cdot T / A_3 = \frac{2 \times 367.9}{119300} \times 10^3 = 6.2 \text{ N/mm}^2$$

・コンクリート諸元

設計基準強度	F_c＝22 N/mm^2
許容圧縮応力度（機能維持）	$_cf_c = F_c \cdot 2/3$＝14.6 N/mm^2
応力度比	$\sigma_c / {}_cf_c = \frac{6.2}{14.6}$＝0.43 ≦ 1.00

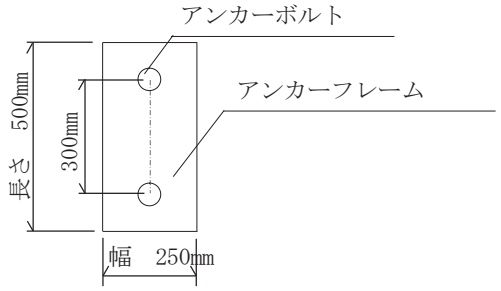


図 4-9　アンカーフレーム

(b)　アンカーフレームの曲げに対する検討

アンカーフレームを，ボルトを支点としたはね出し梁とみなす。

断面係数　　$Z_4 = t^2/6 = \frac{32^2}{6} = 170.7$ mm³/mm

張出距離　　a ＝ b ＝100.0 mm

支間距離　　ℓ_1＝300.0 mm （ボルトピッチ）

曲げモーメント

ボルト位置　　$M_1 = \sigma_c \cdot a^2/2 = \frac{6.2 \times 100.0^2}{2} = 31000$ N･mm/mm

梁中央部　　$M_2 = T \cdot (\ell/2) / B_1 - \sigma_c/2 \cdot (a + \ell/2)^2$

$$= \frac{367.9 \times 300 \times 10^3}{2 \times 250} - \frac{6.2 \times (100 + 300/2)^2}{2}$$

$$= 26990 \text{ N･mm/mm}$$

σ_c：アンカーフレーム上面に作用する応力度『4.2.1 (5) による』

アンカーフレームを，ボルトを支点とした片持梁とみなす。

張出距離　　$\ell_2 = (B_1 - B_n)/2 = 87.5$ mm

モーメント　　$M_3 = \sigma_c \cdot \ell_2^2/2 = \frac{6.2 \times 87.5^2}{2} = 23734$ N･mm/mm

・$M_3 < M_2 < M_1$より，以下M_1に対してのみ照査を行う。

曲げ応力度　　$\sigma_b = M_1/Z_4 = \frac{31000}{170.7} = 181.7$ N/mm²

応力度比　　$\sigma_b / f_b = \frac{181.7}{258.5} = 0.71 \leqq 1.00$

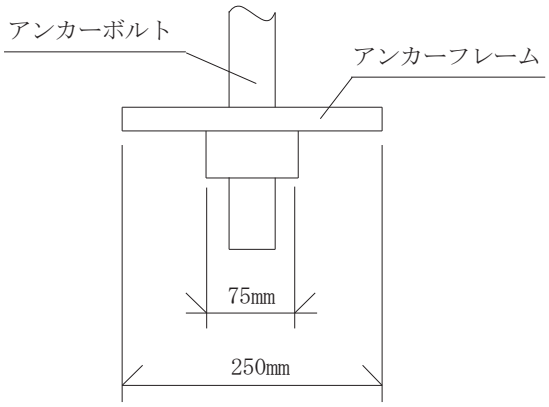


図 4-10　アンカーフレームの断面図

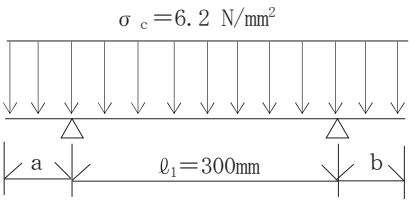


図 4-11　アンカーフレーム検討図

(6)　リブプレート

リブプレートの強度計算をする。リブプレートは3枚の板からなるH形鋼としてみなし，検討する。

・リブプレート諸元

サイズ　　BH－715.2×540×16×19

材質　　SM400

設計基準強度　　$F = 258.5\ N/mm^2$

限界細長比　　$\Lambda = 114.2$

断面積　　$A_5 = 27840\ mm^2$

断面係数　　$Z_5 = 7237000\ mm^3$

（※　両面の腐食代考慮，片面腐食代 $t_c = 1mm$）

断面2次半径　　$i = 126.6\ mm$

座屈長　　$\ell_k = 1800\ mm$

細長比　　$\lambda = \ell_k / i = \dfrac{1800}{126.6} = 14.2 < \Lambda = 114.2$

許容圧縮応力度（機能維持）

$$f_c = F \cdot \left\{ 1 - \frac{2}{5} \left(\frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2 \right\} = 256.9\ N/mm^2$$

曲げ材の細長比　　$\lambda_b = 0.139$

塑性限界細長比　　${}_p\lambda_b = 0.300$

弾性限界細長比　　${}_e\lambda_b = 1/\sqrt{0.6}$

安全率　　$\nu = \dfrac{3}{2} + \dfrac{2}{3} \left(\dfrac{\lambda_b}{{}_e\lambda_b} \right)^2 = 1.51$

許容曲げ応力度（機能維持）

$$f_b = F / \nu \times 1.5 = 256.7\ N/mm^2$$

・作用力

作用力

最大圧縮力作用時　$P_c = \sigma \cdot A_2 / n_1 = 2.8 \times 7.571 \times 10^6 / 16 / 10^3$

$= 1324.9$ kN

σ，A_2，n_1『4.2.1 (3) (a) より』

最大引張力作用時　$P_t = 4T_v + 2T_b$

$= 4 \times 265.6 + 2 \times 102.3 = 1267.0$ kN

$P_c > P_t$より以下P_cに対してのみ照査を行う。

水平力　$H = 4 \cdot Q = 4 \times 17.0 = 68.0$ kN

軸方向力　$N_r = P_c \sin\theta + H\cos\theta$

$= 1324.9 \times \sin\theta + 68.0 \times \cos\theta = 1181.4$ kN

せん断方向力　$Q_r = -P_c \cos\theta + H\sin\theta$

$= -1324.9 \times \cos\theta + 68.0 \times \sin\theta = -603.6$ kN

曲げモーメント　$M_r = Q_r \cdot \ell = 603.6 \times 1500 = 905400$ kN・mm

発生応力度

発生軸応力度　$\sigma_c = N_r / A_5$

$= 1181.4 / 27840 \times 10^3 = 42.5$ MPa

発生曲げ応力度　$\sigma_b = M_r / Z_5$

$= 905400 / 7237000 \times 10^3 = 125.2$ MPa

応力度比　$\sigma_c / f_c + \sigma_b / f_b = \dfrac{42.5}{256.9} + \dfrac{125.2}{256.7} = 0.66 \leqq 1.00$

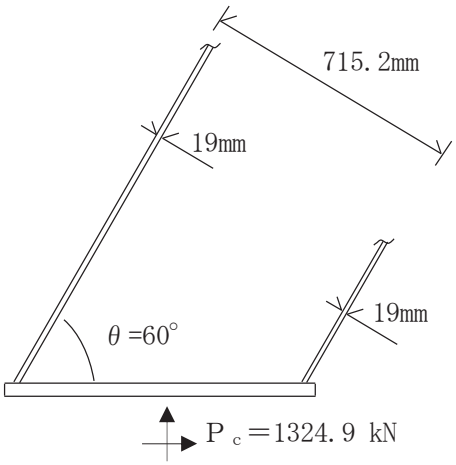


図　4-12　リブプレート図

(7)　リングプレート

リングプレートに対する検討を行う。

・リングプレート諸元

サイズ　外径　D_2 ＝5070 mm

内径　d_2 ＝4570 mm

幅　B_2 ＝250 mm

板厚　t ＝40 mm

材質　SM570 相当

設計基準強度　F＝400.0 N/mm^2

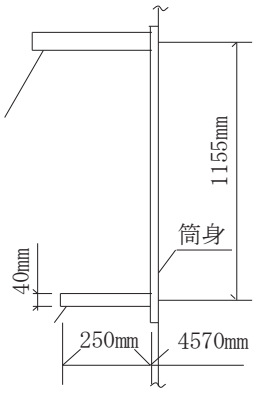


図 4-13　リングプレートの寸法

許容引張応力度（機能維持）　f_t＝F＝400.0 N/mm^2

許容曲げ応力度（機能維持）　f_b＝F＝400.0 N/mm^2

断面積　$A_6=B_2\cdot(t-t_c\cdot2)$ ＝250×（40−1×2）＝9500 mm^2

（※　リングプレート両面の腐食を考慮，片面腐食代 t_c＝1mm）

・作用力

等分布荷重　$q=(M_r/h-H/2)/(\pi\cdot D_3/n)\cdot10^3$

$$=\frac{(905400/1155+68.0/2)}{4820\times\pi/16}\times10^3$$

$$=864.2\ \text{N/mm}$$

M_r ：リブから伝わる曲げモーメント　M_r＝905400 kN・mm

h　：リングプレート間距離

D_3 ：リングプレート中心径

フープ応力　$P=q\cdot D_3/2=\frac{864.2\times4820}{2}\times10^{-3}$ ＝2082.7 kN

引張応力度　$\sigma_t=P/A_6=\frac{2082.7}{9500}\times10^3=219.3$ N/mm^2

応力度比　$\sigma_t/f_t=\frac{219.3}{400.0}=0.55\leqq1.00$

(8)　基礎コンクリート

基礎コンクリートの引抜に対する検討を行う。

・コンクリート諸元

有効水平投影面積	$A_c = 548700\ mm^2$
低減係数	$\phi_2 = 0.6$
設計基準強度	$F_c = 22\ N/mm^2$

・基礎コンクリート引抜きに対する検討

コーン状破壊に対する許容引張力

$$T_p = \phi_2 \cdot 0.31 \cdot \sqrt{F_c} \cdot A_c$$
$$= 0.6 \times 0.31 \times \sqrt{22} \times 548700 / 10^3$$
$$= 478.6\ kN$$

応力比　$T / T_p = \dfrac{367.9}{478.6} = 0.77 \leqq 1.00$

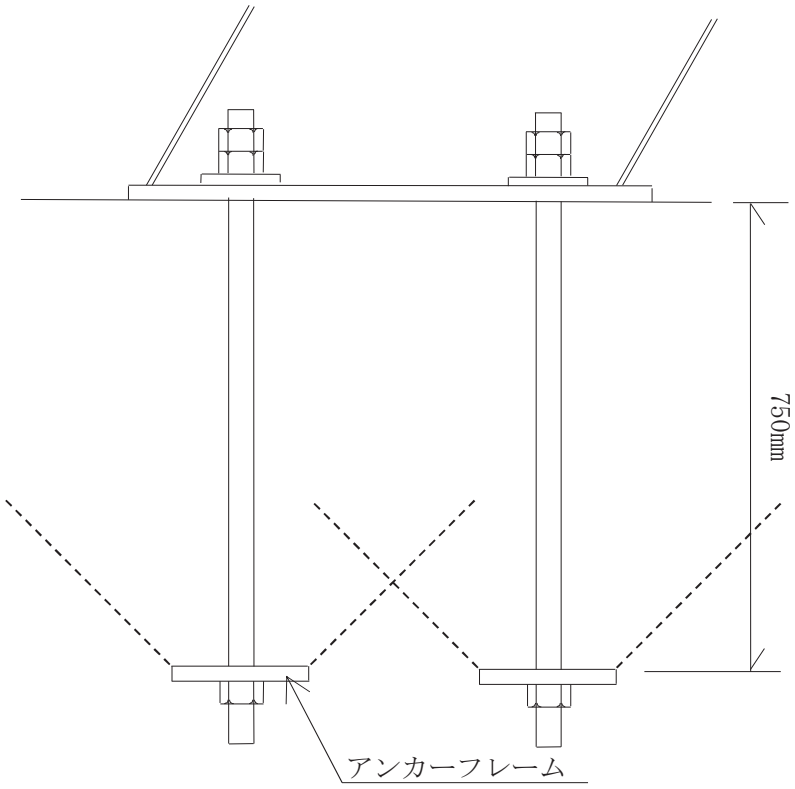


図 4-14　基礎コンクリートの形状

表 4-9　機能維持荷重時算定結果一覧

		発生応力度 (N/mm^2)	許容応力度 (N/mm^2)	発生応力度 / 許容応力度
アンカーボルトの検討	引張応力度	249.8	324.5	0.77　≦1.00
ベースプレートの検討	曲げ応力度	197.3	236.5	0.84　≦1.00
アンカーフレームの検討	曲げ応力度	181.7	258.5	0.71　≦1.00
リブプレートの検討	軸応力度	42.5	256.9	0.66　≦1.00
	曲げ応力度	125.2	256.7	
リングプレートの検討	フープ応力度	219.3	400.0	0.55　≦1.00
コンクリートの検討	コーンせん断	367.9*	478.6*	0.77　≦1.00

注記　＊：コーンせん断による数値は応力（kN）とする。

4.2.2　鉄塔脚部の評価

(1)　設計荷重

解析より求めた支点反力を座標変換して，鉄塔脚部垂直反力の向きと主柱脚部の軸方向とを一致させ，座標変換後の垂直反力と水平反力の最大値により脚部の検討を行う。

下記の手順に従い算出した反力の，最大圧縮力，最大引張力，最大水平力を以下に示す。

最大圧縮力　　$_{C}N_{T}$ ＝ 7530 kN　　設計用地震荷重　斜め方向

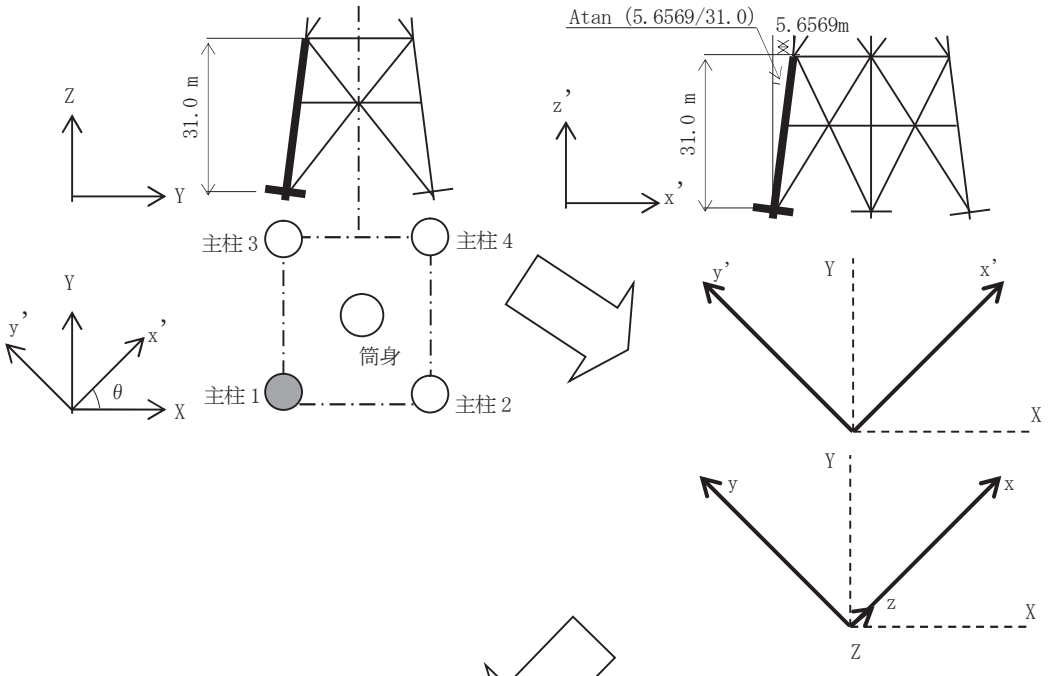
最大引張力　　$_{T}N_{T}$ ＝ 4807 kN　　設計用地震荷重　斜め方向

最大水平力　　H_{T} ＝ 837 kN　　設計用地震荷重　斜め方向

※ただし，最大水平力は$H_{T}=\sqrt{R_{x}^{2}+R_{y}^{2}}$とする。

例）主柱１の座標変換

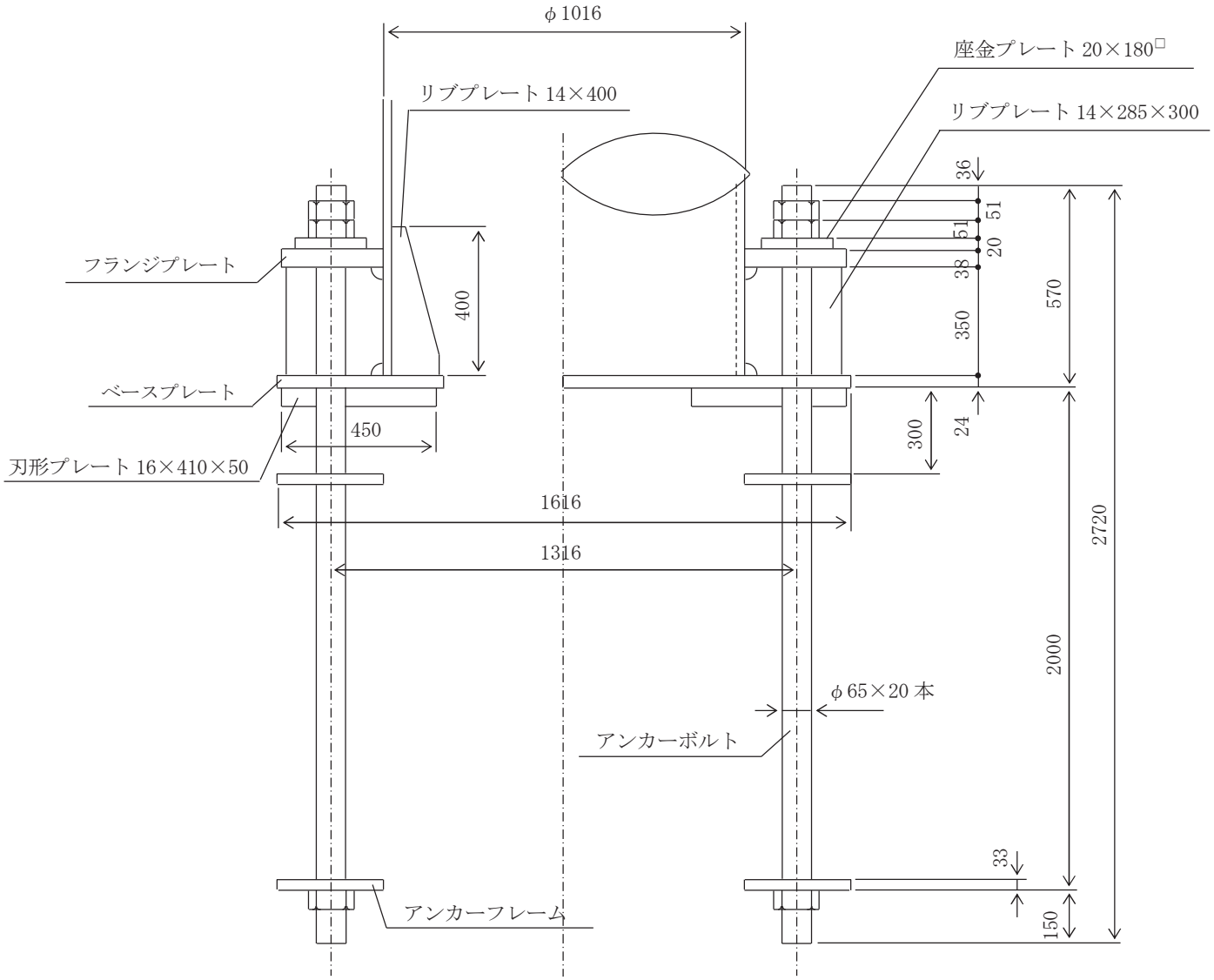
下図のように主柱脚部の軸方向と全体座標系のＺ方向は一致していないため，主柱１の解析より求めた反力をＺ軸周りにθ=45°，新しいＹ軸（y’）周りにϕ=10.3416°回転する。



回転行列

$$\begin{bmatrix} \cos\phi\cos\theta & \cos\phi\sin\theta & -\sin\phi \\ -\sin\theta & \cos\theta & 0 \\ \sin\phi\cos\theta & \sin\phi\sin\theta & \cos\phi \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} RX \\ RY \\ RZ \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} Rx \\ Ry \\ Rz \end{Bmatrix}$$

図 4-15 に鉄塔脚部の形状図を示す。



注　特記なき寸法は mm を示す。

図 4-15　鉄塔脚部

(2)　アンカーボルト

アンカーボルトの引抜きに対する検討を行う。

・アンカーボルト諸元

サイズ	M64（RB-65）
ボルト本数	$n=20$ 本
材質	SS400
有効断面積	$A_1=2676$ mm^2
設計基準強度	$F=236.5$ N/mm^2
許容引張応力度（機能維持）	$f_t=F=236.5$ N/mm^2

円周方向ピッチ$=\dfrac{\pi\times1316}{20}=206.7$ mm

・ボルトの引張に対する検討

ボルト1本に作用する引抜力

主柱引抜力	${}_TN_T=4807$ kN
ボルト引抜力	$T={}_TN_T/n=\dfrac{4807}{20}=240.4$ kN
ボルトに作用する引張応力度	$\sigma_t=T/A_1=\dfrac{240.4}{2676}\times10^3=89.9$ N/mm^2
応力度比	$\sigma_t/f_t=\dfrac{89.9}{236.5}=0.38\leqq1.00$

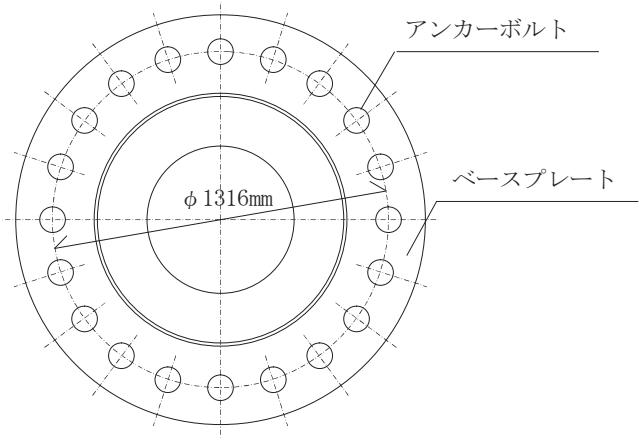


図 4-16　ボルト配置

(3)　ベースプレート

ベースプレートの曲げ及びコンクリートへの圧縮応力度について検討する。

・ベースプレート諸元

サイズ	外径	D_1＝1616 mm
	内径	d_1＝716 mm
	板厚	t ＝24 mm
ボルト孔		20－φ75
ボルト孔径		b＝75mm
ボルト孔欠損断面積		A_B＝b^2／4・π・20＝88360 mm^2
材質		SS400
設計基準強度		F＝258.5 N/mm^2
許容引張応力度（機能維持）		f_t＝F＝258.5 N/mm^2
許容曲げ応力度（機能維持）		f_b＝F＝258.5 N/mm^2

(a)　下面のコンクリートに対する検討

・圧着面の断面性能（ボルト孔控除）

断面積

$$A_2=\pi/4\cdot(D_1^2-d_1^2)-A_B$$
$$=\pi/4\times(1616^2-716^2)-88360$$
$$=1.560\times10^6\ mm^2$$

主柱圧縮力　　${}_CN_T$＝ 7530 kN

圧着面に作用する圧縮応力度

$$\sigma_c={}_CN_T/A_2$$
$$=\frac{7530}{1.560\times10^6}\times10^3=4.9\ N/mm^2$$

・コンクリート諸元

設計基準強度　　F_c＝22 N/mm^2

許容圧縮応力度（機能維持）　　${}_cf_c$＝2／3・F_c＝14.6 N/mm^2

応力度比　　$\sigma_c/{}_cf_c=\frac{4.9}{14.6}=0.34\leqq1.00$

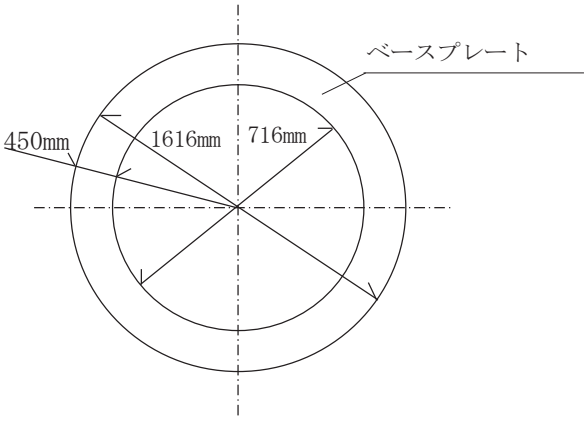


図 4-17　ベースプレートの寸法

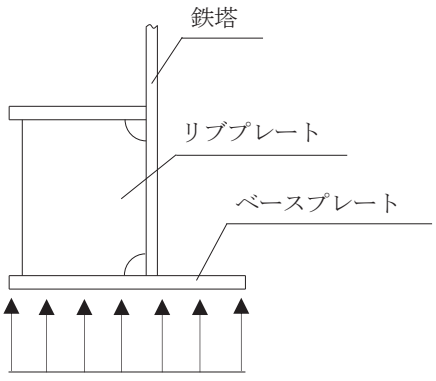


図 4-18　ベースプレートの断面

(b)　ベースプレートの曲げに対する検討

ベースプレートを連続梁（リブを支点とする）とみなす。

断面係数　$Z_1=\dfrac{(t-t_c\cdot 1)^2}{6}=\dfrac{(24-1\times 1)^2}{6}=88.17\ mm^3/mm$

（※　ベースプレート上面のみの腐食代考慮，片面腐食代　$t_c=1mm$）

・作用力

ボルト芯径　$D_2=1316\ mm$

ボルト本数　$n=20$ 本

支間距離　$L=D_2\cdot\pi/n=1316\times\pi/20=206.7\ mm$

（ボルト周方向ピッチ）

コンクリートの圧縮応力度

$\sigma_c=4.9\ N/mm^2$

モーメント　$M_1=0.6\cdot\sigma_c\cdot L^2/8=\dfrac{0.6\times 4.9\times 206.7^2}{8}=15701\ N\cdot mm/mm$

曲げ応力度　$\sigma_b=M_1/Z_1=\dfrac{15701}{88.17}=178.1\ N/mm^2$

応力度比　$\sigma_b/f_b=\dfrac{178.1}{258.5}=0.69\leqq 1.00$

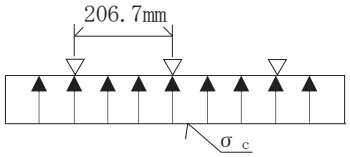


図 4-19　ベースプレート検討図

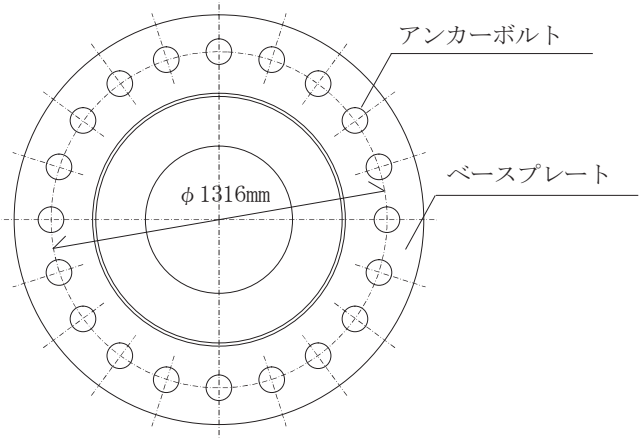


図 4-20　ボルト配置図

(4)　リブプレート

・リブプレート諸元

サイズ　高さ　　H＝350 mm

　　幅　　B＝300－15－30＝255 mm

　　板厚　　t＝14 mm

リブ枚数　　n＝ 20 枚

材質　　SS400

設計基準強度　　F＝258.5 N/mm^2

限界細長比　　Λ＝114.2

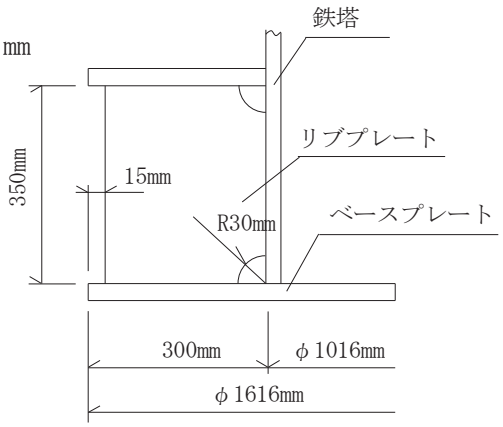


図 4-21　リブプレートの形状

(a)　リブの圧縮に対する検討

断面積　　A_2＝（t－t_c・2)・B＝（14−1×2）×255＝3060 mm^2

（※　リブ両面の腐食代考慮，片面腐食代 t_c＝1mm）

断面 2 次半径　　$i = (t - t_c \cdot 2) / \sqrt{12} = \dfrac{(14-1\times2)}{\sqrt{12}} = 3.5$ mm

（腐食代考慮）

座屈長　　$\ell_k = H/2 = \dfrac{350}{2} = 175$ mm　（両端固定）

細長比　　$\lambda = \ell_k / i = \dfrac{175}{3.5} = 50.0 < \Lambda = 114.2$

許容圧縮応力度（機能維持）

$$f_c = F \cdot \left\{ 1 - \frac{2}{5} \left(\frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2 \right\} = 238.6 \text{ N/mm}^2$$

・作用力

1 枚のリブに作用する圧縮力

最大圧縮力作用時　　$P_c = {}_C N_T / n = \dfrac{7530}{20} = 376.5$ kN

最大引張力作用時　　$P_t = {}_T N_T / n = \dfrac{4807}{20} = 240.4$ kN

$P_c > P_t$より以下P_cに対してのみ照査を行う。

リブに作用する圧縮応力度　　$\sigma_c = P_c / A_2 = \dfrac{376.5}{3060} \times 10^3 = 123.1$ N/mm^2

応力度比　　$\sigma_c / f_c = \dfrac{123.1}{238.6} = 0.52 \leqq 1.00$

(b)　リブの溶接部に対する検討

・溶接部諸元

鉛直方向

溶接長　　ℓ_1 ＝（H－30・2）・2＝（350－30×2）×2＝580 mm

溶接脚長　　S_1＝10 mm

有効のど厚　　a_1 ＝0.7・S_1－t_c・1 ＝0.7×10－1×1＝6.0 mm

（腐食代t_c＝1mm）

有効面積　　A_{s1}＝ℓ_1・a_1＝580×6.0＝3480 mm^2（腐食代考慮）

水平方向

溶接長　　ℓ_2＝B・2＝255×2＝510 mm

溶接脚長　　S_2＝10 mm

有効のど厚　　a_2＝0.7S_2－t_c・1＝0.7×10－1×1＝6.0 mm

（腐食代t_c＝1mm）

有効面積　　A_{s2}＝ℓ_2・a_2＝510×6.0＝3060 mm^2

設計基準強度　　F＝258.5 N/mm^2

許容せん断応力度（機能維持）

f_s＝F／$\sqrt{3}$ ＝ 149.2 N/mm^2

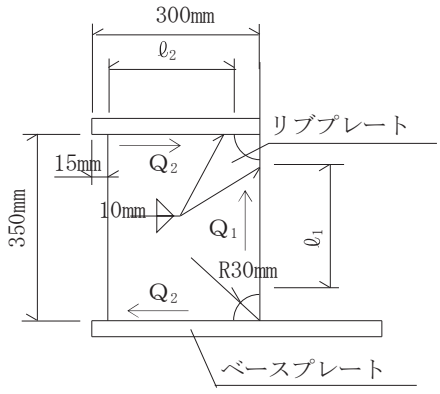


図 4-22　溶接位置図

・作用力

鉛直方向

$Q_1 = P_c = 376.5$ kN

『4.2.2　(4) (a)による』

水平方向（鋼管壁面に作用する偏心モーメント）

$$Q_2 = P_c \cdot 150 / H = \frac{376.5 \times 150}{350} = 161.4 \text{ kN}$$

リブに作用するせん断応力度

$$\tau_1 = Q_1 / A_{s1} = \frac{376.5}{3480} \times 10^3 = 108.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_2 = Q_2 / A_{s2} = \frac{161.4}{3060} \times 10^3 = 52.8 \text{ N/mm}^2$$

応力度比

$$\tau_1 / f_s = \frac{108.2}{149.2} = 0.73 \leqq 1.00$$

$$\tau_2 / f_s = \frac{52.8}{149.2} = 0.36 \leqq 1.00$$

(5)　フランジプレート

・フランジプレート諸元

サイズ　外径　D_2 ＝1616 mm

内径　d_2 ＝1016 mm

板厚　t ＝38 mm

ボルト孔　20－φ70

ボルト孔径　b＝70mm

ボルト孔欠損断面積　$A_B = b^2/4 \times \pi \times 20 = 7.697 \times 10^4$ mm^2

材質　SS400

設計基準強度　F＝258.5 N/mm^2

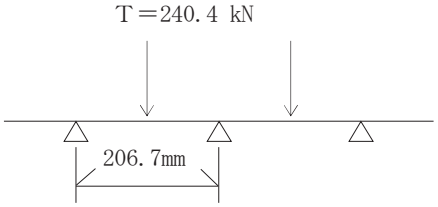


図 4-23　フランジプレート検討図

許容引張応力度（機能維持）　$f_t = F$ ＝258.5 N/mm^2

許容曲げ応力度（機能維持）　$f_b = F$ ＝258.5 N/mm^2

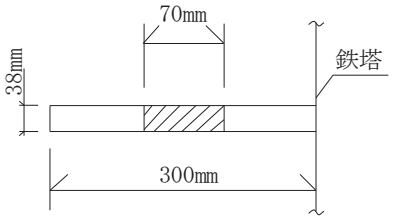


図 4-24　フランジプレートの寸法

(a)　フランジプレートの曲げに対する検討

アンカーボルトの力がリブを支点としてフランジプレートに集中荷重として作用するものとする。

有効幅　$B_e = (D_2 - d_2)/2 - b = \dfrac{1616-1016}{2} - 70 = 230$ mm

断面係数　$Z_2 = B_e \cdot (t - t_c \cdot 2)^2/6 = \dfrac{230 \times (38-1\times2)^2}{6} = 49680$ mm^3

（※　フランジプレート両面の腐食を考慮，片面腐食代 t_c＝1mm）

・作用力

ボルト１本に作用する引抜力

ボルト引抜力　$T = {}_TN_T/n = \dfrac{4807}{20} = 240.4$ kN

支間距離　L＝206.7 mm　（ボルト周方向ピッチ）

モーメント　$M_2 = T \cdot L/8 = \dfrac{240.4 \times 206.7}{8} = 6211$ kN･mm

曲げ応力度　$\sigma_b = M_2/Z_2 = \dfrac{6211}{49680} \times 10^3 = 125.1$ N/mm^2

応力度比　$\sigma_b/f_b = \dfrac{125.1}{258.5} = 0.49 \leqq 1.00$

(b)　フランジプレートの水平スラストに対する検討

リブプレートとの溶接面を通してフランジプレートに下図のような外圧力が作用する。外圧力を等分布と考え，それによって生じるフープ応力を求める。

有効幅　　$B_e=(D_2-d_2)/2-b=\dfrac{1616-1016}{2}-70=230$ mm

断面積　　$A_3=B_e\cdot(t-t_c\cdot2)=230\times(38-1\times2)=8280$ mm^2

（※　フランジプレート両面の腐食を考慮，片面腐食代t_c＝1mm）

断面係数　$Z_3=B_e\cdot(t-t_c\cdot2)^2/6=\dfrac{230\times(38-1\times2)^2}{6}=49680$ mm^3

（※　フランジプレート両面の腐食を考慮，片面腐食代t_c＝1mm）

・作用力

等分布荷重　　$q=(n\cdot T\cdot e/h)/(\pi\cdot D_3)\cdot10^3$

$$=\frac{20\times240.4\times150/350}{1316\times\pi}\times10^3$$

$$=498.4\ \text{N/mm}$$

T　：アンカーボルト　1本当たりの引張力　T＝240.4 kN

h　：リブの高さ

D_3　：ボルト中心間距離　『図 4-25 より』

フープ応力　　$P=q\cdot D_3/2=\dfrac{498.4\times1316}{2}\times10^{-3}=327.9$ kN

引張応力度　　$\sigma_t=P/A_3=\dfrac{327.9}{8280}\times10^3=39.7$ N/mm^2

曲げ応力度　　$\sigma_b=M_2/Z_3=\dfrac{6211}{49680}\times10^3=125.1$ N/mm^2

応力度比　　$(\sigma_t+\sigma_b)/f_t=\dfrac{39.7+125.1}{258.5}=0.64\leqq1.00$

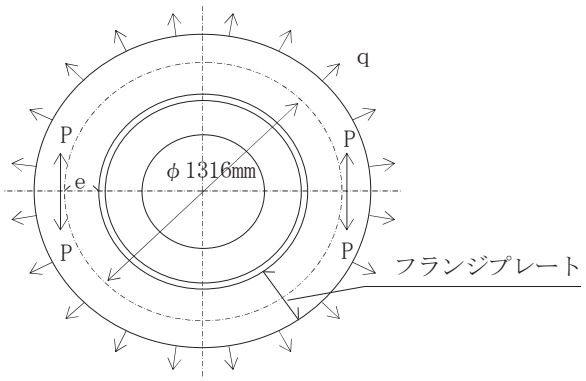


図 4-25　リブがフランジプレートに与える作用力図

(6)　刃形プレート

刃形プレートの強度検討を行う。

・圧縮側せん断に対する検討

$\mu \cdot {}_{c}N_{t} = 0.4 \times 7530 = 3012$ kN ＞ 837 kN

μ ： 摩擦係数（0.4）

圧縮側せん断力に対してはベースプレート下面の摩擦抵抗によって十分抵抗しうるため，検討を省略する。

・引張側せん断に対する検討

水平力はアンカーボルトに負担させず全て刃形プレートで負担させる。

刃形プレート諸元

サイズ	高さ	H＝50 mm
	幅	B＝410 mm
	板厚	t＝16 mm
枚数		10 枚（36° ピッチ）
材質		SS400
設計基準強度		F＝258.5 N/mm^2
許容曲げ応力度（機能維持）		${f}_{b} = F = 258.5$ N/mm^2
許容せん断応力度（機能維持）		${f}_{s} = F/\sqrt{3} = 149.2$ N/mm^2

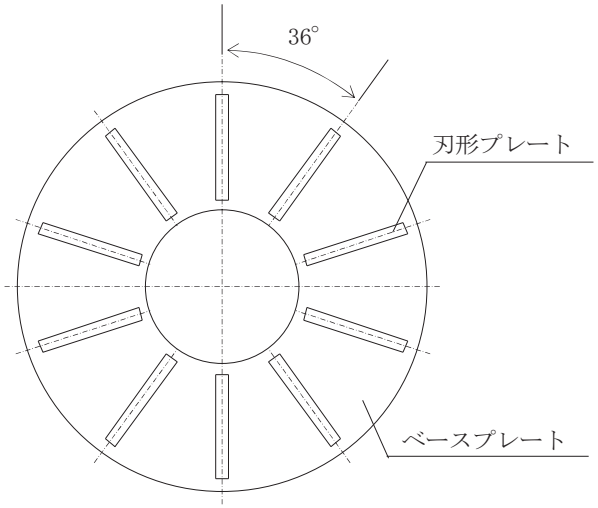


図 4-26　刃形プレート形状図

(a)　刃形プレート母材に対する検討

刃形プレートの強度検討を行う。

断面積　　$A_4 = t = 16\ mm^2/mm$

断面係数　　$Z_4 = t^2/6 = \dfrac{16^2}{6} = 42.67\ mm^3/mm$

単位面積当りの水平力

$$\sigma_c = \frac{H_T}{H \cdot B \cdot \Sigma \sin\theta_i}$$

$$= \frac{837}{50 \times 410 \times (4\sin 18^\circ + 4\sin 54^\circ + 2\sin 90^\circ)} \times 10^3$$

$$= 6.3\ N/mm^2$$

モーメント　　$M_3 = \sigma_c \cdot H^2/2 = \dfrac{6.3 \times 50^2}{2} = 7875\ N \cdot mm/mm$

せん断力　　$Q = \sigma_c \cdot H = 6.3 \times 50 = 315.0\ N/mm$

曲げ応力度　　$\sigma_b = M_3 / Z_4 = \dfrac{7875}{42.67} = 184.6\ N/mm^2$

せん断応力度　　$\tau = Q / A_4 = \dfrac{315.0}{16} = 19.7\ N/mm^2$

応力度比　　$\sigma_b / f_b = \dfrac{184.6}{258.5} = 0.72 \leqq 1.00$

$$\tau / f_s = \frac{19.7}{149.2} = 0.14 \leqq 1.00$$

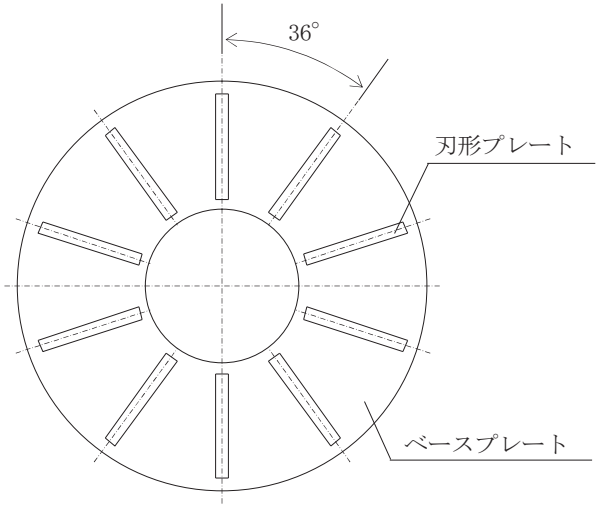


図 4-27　刃形プレート形状図

(b)　刃形プレート溶接部に対する検討

刃形プレートの強度検討を行う。

・溶接部諸元

溶接脚長　　$S=10$ mm

有効のど厚　　$a=0.7\cdot S=0.7\times10=7.0$ mm

$\ell_1=15.0$ mm

$\ell_2=11.5$ mm

有効面積（単位幅当たり）　　$A_S=2\cdot a=2\times7.0=14.00$ mm^2/mm

有効断面係数（単位幅当たり）　　$Z_5=A_S\cdot\ell_2^2/\ell_1=\dfrac{14.0\times11.5^2}{15.0}$

$=123.4$ mm^3/mm

設計基準強度　　$F=258.5$ N/mm^2

許容せん断応力度（機能維持）　　$f_s=F/\sqrt{3}=149.2$ N/mm^2

曲げ応力度　　$\tau_b=M_3/Z_5=\dfrac{7875}{123.4}=63.9$ N/mm^2

せん断応力度　　$\tau_q=Q/A_s=\dfrac{315.0}{14.00}=22.5$ N/mm^2

合成応力度　　$\tau=\sqrt{\tau_b^2+\tau_q^2}=\sqrt{63.9^2+22.5^2}=67.8$ N/mm^2

応力度比　　$\tau/f_s=\dfrac{67.8}{149.2}=0.46\leqq1.00$

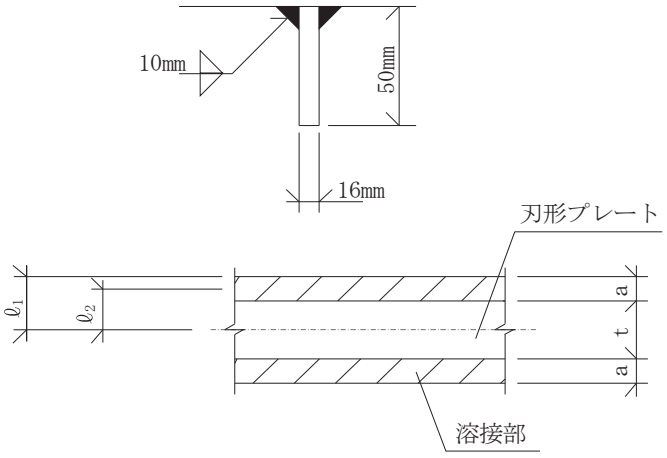


図 4-28　刃形プレート諸元

(7)　アンカーフレーム

アンカーフレームの強度計算をする。

・アンカーフレーム諸元

サイズ	外径	D_3＝1616 mm
	内径	d_3＝1016 mm
	幅	B＝300 mm
	板厚	t ＝33 mm
ナット幅		B_n＝95.0 mm
材質		SS400
設計基準強度		F ＝258.5 N/mm^2
許容曲げ応力度（機能維持）		f_b＝F ＝258.5 N/mm^2

(a)　アンカーフレーム上面のコンクリートに対する検討

アンカーフレーム負担面積

$$A_5=\pi/4\cdot(D_3^2-d_3^2)=\pi/4\times(1616^2-1016^2)=1.240\times10^6\ \text{mm}^2$$

アンカーフレーム上面に作用する圧縮応力度

$$\sigma_c={}_TN_T/A_5=\frac{4807}{1.240\times10^6}\times10^3=3.9\ \text{N/mm}^2$$

・コンクリート諸元

設計基準強度	F_c＝22 N/mm^2
許容圧縮応力度（機能維持）	${}_cf_c=F_c\cdot2/3$＝14.6 N/mm^2
応力度比	$\sigma_c/{}_cf_c=\frac{3.9}{14.6}=0.27\leqq1.00$

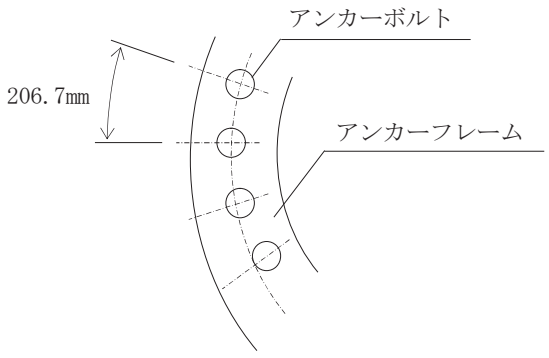


図 4-29　アンカーフレーム

(b)　アンカーフレームの曲げに対する検討

アンカーフレームを梁（ボルトを支点とした）とみなす。

断面係数　　$Z_6 = t^2 / 6 = \dfrac{33^2}{6} = 181.5\ mm^3/mm$

・軸方向（アンカーフレームを連続梁とみなす）

支間距離　　$\ell_1 = 206.7\ mm$　（ボルト周方向ピッチ）

モーメント　　$M_4 = 0.6 \cdot \sigma_c \cdot \ell_1^2 / 8 = \dfrac{0.6 \times 3.9 \times 206.7^2}{8}$

$= 12497\ N \cdot mm/mm$

σ_c：アンカーフレーム上面に作用する応力度『4.2.2　(7)　(a) による』

・軸直角方向（アンカーフレームを片持梁とみなす）

張出距離　　$\ell_2 = (B - B_n) / 2 = 102.5\ mm$

モーメント　　$M_5 = \sigma_c \cdot \ell_2^2 / 2 = \dfrac{3.9 \times 102.5^2}{2} = 20487\ N \cdot mm/mm$

・$M_4 < M_5$ より，より以下M_5に対してのみ照査を行う。

曲げ応力度　　$\sigma_b = M_5 / Z_6 = \dfrac{20487}{181.5} = 112.9\ N/mm^2$

応力度比　　$\sigma_b / f_b = \dfrac{112.9}{258.5} = 0.44 \leqq 1.00$

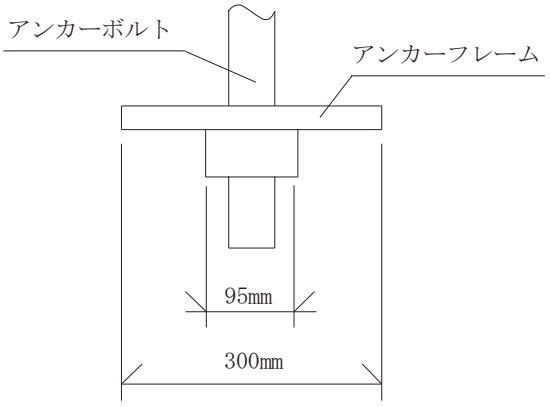


図 4-30　アンカーフレームの断面図

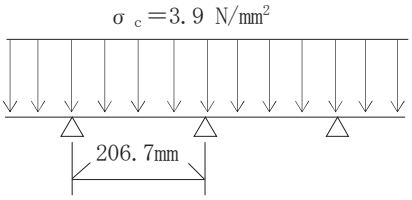


図 4-31　アンカーフレーム検討図

(8)　基礎コンクリート

基礎コンクリートの引抜に対する検討を行う。

・コンクリート諸元

有効水平投影面積	A_c＝803100 ㎜^{2}
低減係数	ϕ_2＝0.6
設計基準強度	F_c＝22 N/㎜^{2}

・基礎コンクリート引抜きに対する検討

コーン状破壊に対する許容引張力

$$T_p = \phi_2 \cdot 0.31 \cdot \sqrt{F_c} \cdot A_c$$
$$= 0.6 \times 0.31 \times \sqrt{22} \times 803100 / 10^3$$
$$= 700.6 \text{ kN}$$

応力比　$_TN_T / T_p = \dfrac{240.4}{700.6} = 0.35 \leqq 1.00$

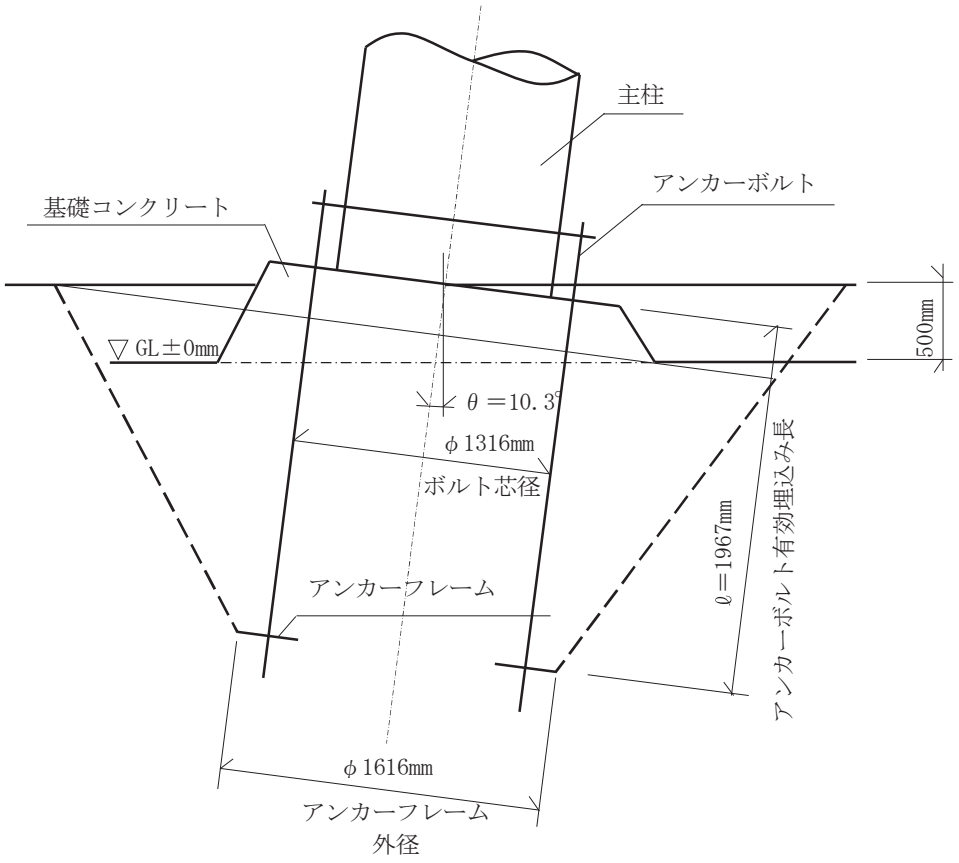


図 4-32　基礎コンクリートの形状

表 4-10　機能維持荷重時算定結果一覧

		発生応力度 (N/mm²)	許容応力度 (N/mm²)	発生応力度 / 許容応力度
アンカーボルトの検討	引張応力度	89.9	236.5	0.38　≦1.00
ベースプレートの検討	曲げ応力度	178.1	258.5	0.69　≦1.00
リブプレート	溶接部せん断応力度	108.2	149.2	0.73　≦1.00
フランジプレート	曲げ＋フープ応力度	164.8	258.5	0.64　≦1.00
刃形プレート	曲げ応力度	184.6	258.5	0.72　≦1.00
アンカーフレームの検討	曲げ応力度	112.9	258.5	0.44　≦1.00
コンクリートの検討	コーンせん断	240.4*	700.6*	0.35　≦1.00

注記　＊：コーンせん断による数値は応力（kN）とする。

4.2.3　補助鉄塔脚部の評価

(1)　設計荷重

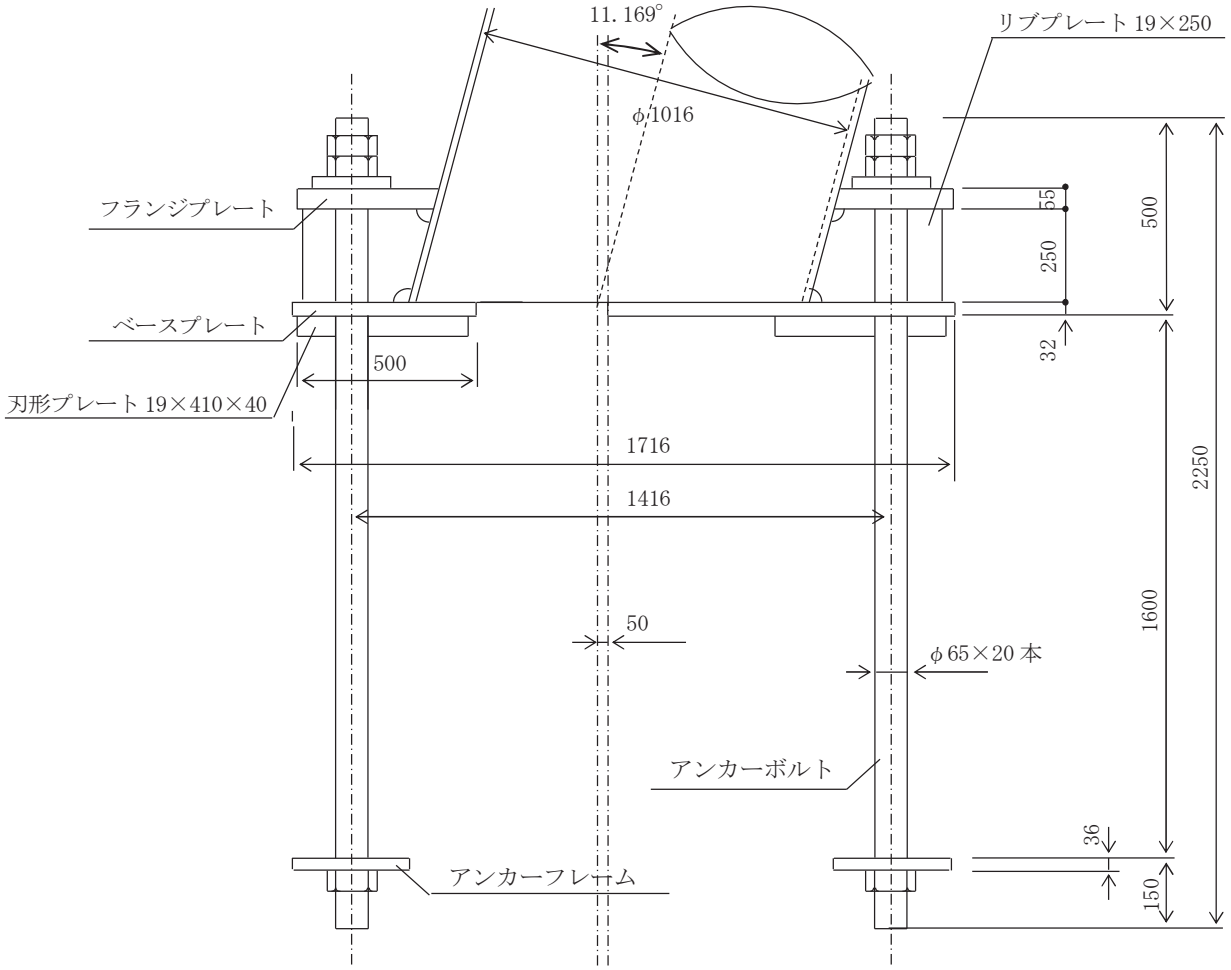
機能維持検討時に発生する部材力の各成分の最大値を用いて検討を行う。

設計荷重は，以下に示す荷重により補助鉄塔脚部の検討を行う。

最大圧縮力	${}_{C}N_{T}$ ＝ 9176 kN	設計用地震荷重	斜め方向
最大引張力	${}_{T}N_{T}$ ＝ 7525 kN	設計用地震荷重	斜め方向
最大水平力	H_{T} ＝ 2202 kN	設計用地震荷重	斜め方向

※ただし，最大水平力は$H_{T}=\sqrt{R_{x}^{2}+R_{y}^{2}}$とする。

図 4-33 に鉄塔脚部の形状図を示す。



注　特記なき寸法は mm を示す。

図 4-33　補助鉄塔脚部

(2)　アンカーボルト

アンカーボルトの引抜きに対する検討を行う。

・アンカーボルト諸元

サイズ	M64
ボルト本数	$n=20$ 本
材質	700 材相当
有効断面積	$A_1=2676$ mm^2
設計基準強度	$F=490.0$ N/mm^2
許容引張応力度（機能維持）	$f_t=F=490.0$ N/mm^2
ボルト偏心距離	$\ell=50$ mm

・ボルトの引張に対する検討

ボルト 1 本に作用する引抜力　$_TN_T=7525$ kN

鉛直力　$T_V={}_TN_T/n=\dfrac{7525}{20}=376.3$ kN

ボルト孔ピッチ円中心と部材軸の偏心から生じる曲げによる引抜は，ボルト群からなる有効断面より算出する。

有効断面係数　$Z=1.895\times10^7$ mm^3

$$T_b=({}_TN_T\cdot\ell\cdot A_1)/Z$$

$$=\frac{7525\times0.05\times2676}{1.895\times10^7}\times10^3=53.1\ \text{kN}$$

ボルト引抜力　$T=T_V+T_b=376.3+53.1=429.4$ kN

ボルトに作用する引張応力度　$\sigma_t=T/A_1=\dfrac{429.4}{2676}\times10^3=160.5$ N/mm^2

応力度比　$\sigma_t/f_t=\dfrac{160.5}{490.0}=0.33\leqq1.00$

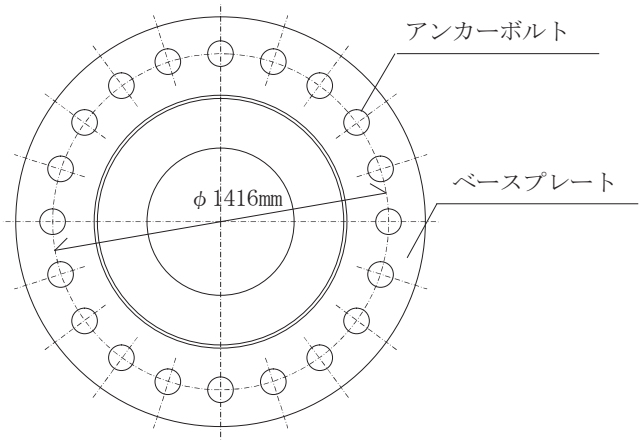


図 4-34　ボルト配置

(3)　ベースプレート

ベースプレートの曲げ及びコンクリートへの圧縮応力度について検討する。

・ベースプレート諸元

サイズ	外径	D_1＝1716 mm
	内径	d_1＝716 mm
	板厚	t＝32 mm
ボルト孔		20－φ75
ボルト孔径		b＝75 mm
ボルト孔欠損断面積		$A_B = b^2/4\times\pi\times20$＝88360 mm^2
材質		SM490
設計基準強度		F＝357.5 N/mm^2
許容引張応力度（機能維持）		f_t＝F＝357.5 N/mm^2
許容曲げ応力度（機能維持）		f_b＝F＝357.5 N/mm^2

(a)　下面のコンクリートに対する検討

・圧着面の断面性能（ボルト孔控除）

断面積

$$A_2 = \pi/4\cdot(D_1^2 - d_1^2) - A_B$$
$$= \pi/4\times(1716^2-716^2) - 88360$$
$$= 1.822\times10^6 \text{ mm}^2$$

断面係数

$$Z_2 = \pi/32\cdot(D_1^4 - d_1^4)/D_1$$
$$= \pi/32\times(1716^4-716^4)/1716$$
$$= 4.810\times10^8 \text{ mm}^4$$

主柱圧縮力

$${}_CN_T = 9176 \text{ kN}$$

圧着面に作用する圧縮応力度

$$\sigma_c = {}_CN_T/A_2 + ({}_TN_T\cdot\ell)/Z_2$$
$$= \frac{9176}{1.822\times10^6}\times10^3 + \frac{9176\times0.05}{4.810\times10^8}\times10^6$$
$$= 6.0 \text{ N/mm}^2$$

・コンクリート諸元

設計基準強度　　$F_c = 22$ N/mm^2

許容圧縮応力度（機能維持）　　${}_c f_c = 2/3 \cdot F_c = 14.6$ N/mm^2

応力度比　　$\sigma_c / {}_c f_c = \dfrac{6.0}{14.6} = 0.42 \leqq 1.00$

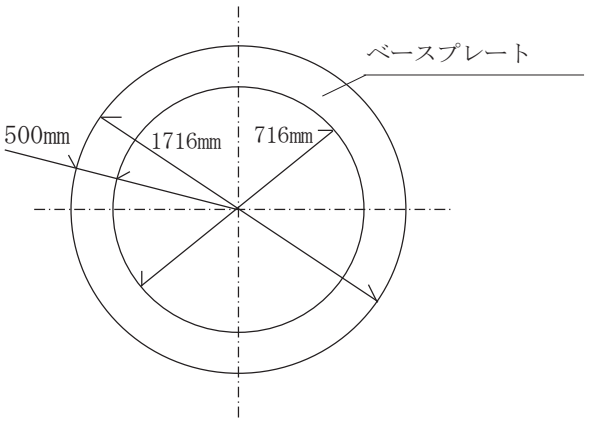


図 4-35　ベースプレートの寸法

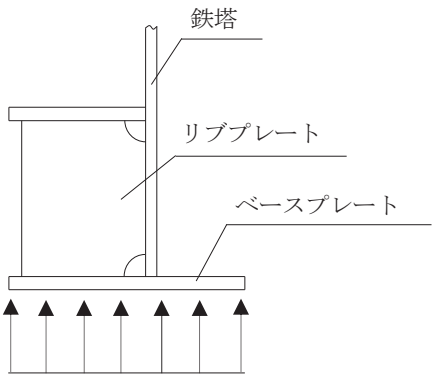


図 4-36　ベースプレートの断面

(b)　ベースプレートの曲げに対する検討

ベースプレートを連続梁（リブを支点とする）とみなす。

断面係数　　$Z_1=\dfrac{(t-t_c\cdot 1)^2}{6}=\dfrac{(32-1\times 1)^2}{6}=160.2\ mm^3/mm$

（※　ベースプレート上面のみの腐食代考慮，片面腐食代 $t_c=1$ mm）

・作用力

ボルト芯径　　$D_2=1416$ mm

ボルト本数　　$n=20$ 本

支間距離　　$L=D_2\cdot\pi/n=1416\times\pi/20=222.4$ mm

（ボルト周方向ピッチ）

コンクリートの圧縮応力度

$\sigma_c=6.0\ N/mm^2$

モーメント　　$M_1=0.6\cdot\sigma_c\cdot L^2/8=\dfrac{0.6\times 6.0\times 222.4^2}{8}=22258\ N\cdot mm/mm$

曲げ応力度　　$\sigma_b=M_1/Z_1=\dfrac{22258}{160.2}=139.0/mm^2$

応力度比　　$\sigma_b/f_b=\dfrac{139.0}{357.5}=0.39\leqq 1.00$

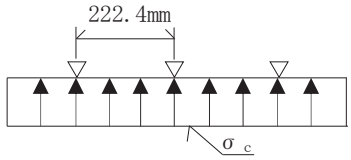


図 4-37　ベースプレート検討図

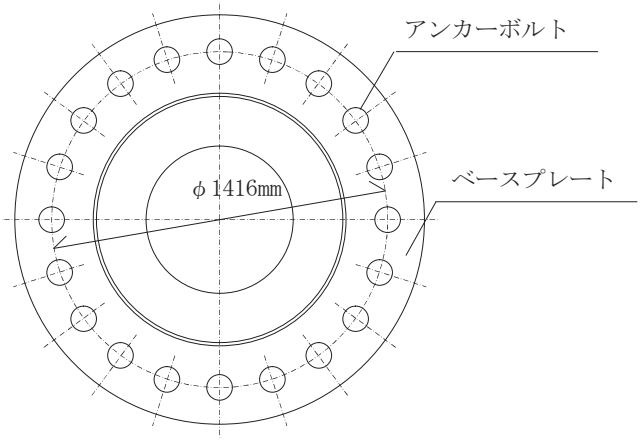


図 4-38　ボルト配置図

(4)　リブプレート

・リブプレート諸元

サイズ　高さ　　H＝250 mm

幅　　B_2＝339.6－15－30＝294.6 mm

B_3＝290.2－15－30＝245.2 mm

板厚　　t＝19 mm

リブ枚数　　n＝20 枚

材質　　SM490

設計基準強度　　F＝357.5 N/mm^2

限界細長比　　Λ＝97.1

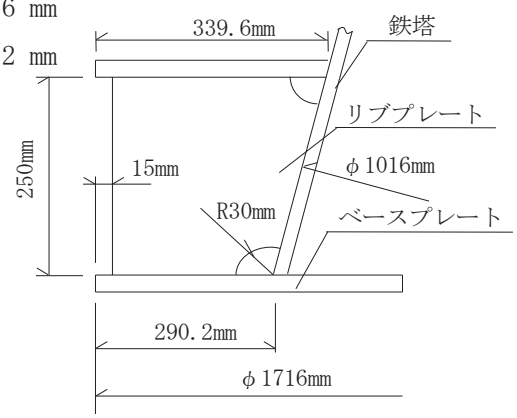


図 4-39　リブプレートの形状

(a)　リブの圧縮に対する検討

断面積　　A_2 ＝（t－t_c・2）・B_3 ＝（19－1×2）×245.2＝4168 mm^2

（※　リブ両面の腐食代考慮，片面腐食代 t_c＝1 mm）

断面 2 次半径　　$i=(t-t_c\cdot 2)/\sqrt{12}=\dfrac{(19-1\times 2)}{\sqrt{12}}=4.9$ mm

（腐食代考慮）

座屈長　　$\ell_k=H/2=\dfrac{250}{2}=125$ mm　（両端固定）

細長比　　$\lambda=\ell_k/i=\dfrac{125}{4.9}=25.5 < \Lambda=97.1$

許容圧縮応力度（機能維持）

$$f_c=F\times\left\{1-\frac{2}{5}\left(\frac{\lambda}{\Lambda}\right)^2\right\}=347.6\ \mathrm{N/mm^2}$$

・作用力

1 枚のリブに作用する圧縮力

最大圧縮力作用時　　$P_c=\sigma_{cb}\cdot A_{2b}/n=\dfrac{6.0\times 1.822\times 10^6}{20\times 10^3}=546.6$ kN

σ_{cb}：ベースプレート下面に作用する応力度『4.2.3　(3)　(a) による』

A_{2b}：ベースプレート圧着面積『4.2.3　(3)　(a) による』

最大引張力作用時　　$P_t=T=429.4$ kN

$P_c>P_t$より以下P_cに対してのみ照査を行う。

リブに作用する圧縮応力度　　$\sigma_c=P_c/A_2=\dfrac{546.6}{4168}\times 10^3=131.2$ N/mm^2

応力度比　　$\sigma_c/f_c=\dfrac{131.2}{347.6}=0.38 \leqq 1.00$

(b)　リブの溶接部に対する検討

・溶接部諸元

鉛直方向

溶接長　　ℓ_1＝（H－30・2）・2＝（250－30×2）×2＝380.0 mm

溶接脚長　　S_1＝19 mm

有効のど厚　a_1 ＝0.7・S_1－t_c・1 ＝0.7×19－1×1＝12.3 mm

（腐食代t_c＝1 mm）

有効面積　　A_{s1}＝ℓ_1・a_1＝380.0×12.3＝4674 mm^2（腐食代考慮）

水平方向（リブ上端側）

溶接長　　ℓ_2＝B_2・2＝294.6×2＝589.2 mm

溶接脚長　　S_2＝10 mm

有効のど厚　a_2＝0.7S_2－t_c・1＝0.7×10－1×1＝6.0mm（腐食代t_c＝1 mm）

有効面積　　A_{s2}＝ℓ_2・a_2＝589.2×6.0＝3535 mm^2

水平方向（リブ下端側）

溶接長　　ℓ_3＝B_3・2＝245.2×2＝490.4 mm

溶接脚長　　S_3＝10 mm

有効のど厚　a_3＝0.7S_3－t_c・1 ＝0.7×10－1×1＝6.0mm（腐食代t_c＝1 mm）

有効面積　　A_{s3}＝ℓ_3・a_3＝490.4×6.0＝2942 mm^2

設計基準強度　　F＝357.5 N/mm^2

許容せん断応力度（機能維持）　　f_s＝F／$\sqrt{3}$ ＝206.4 N/mm^2

水平方向に対しては，A_{s2}＞A_{s3}より以下A_{s3}に対してのみ照査を行う。

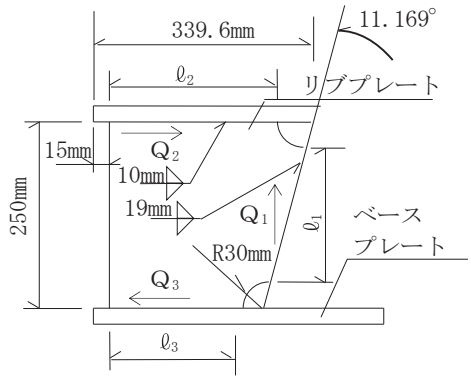


図 4-40　溶接位置図

・作用力

鉛直方向　　$Q_1 = P_c = 546.6$ kN

水平方向（鋼管壁面に作用する偏心モーメント）

$$Q_3 = P_c \cdot 157.5 / H = \frac{546.6 \times 157.5}{250} = 344.4 \text{ kN}$$

リブに作用するせん断応力度

$$\tau_1 = Q_1 / A_{s1} = \frac{546.6}{4674} \times 10^3 = 117.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_3 = Q_3 / A_{s3} = \frac{344.4}{2942} \times 10^3 = 117.1 \text{ N/mm}^2$$

応力度比

$$\tau_1 / f_s = \frac{117.0}{206.4} = 0.57 \leqq 1.00$$

$$\tau_3 / f_s = \frac{117.1}{206.4} = 0.57 \leqq 1.00$$

(5)　フランジプレート

・フランジプレート諸元

サイズ　外径　　D_2＝1716 mm

内径　　d_2＝1016 mm

板厚　　t ＝55 mm

ボルト孔　　20－φ75

ボルト孔径　　b ＝75 mm

ボルト孔欠損断面積　　$A_B = b^2/4\times\pi\times20$＝88360 mm^2

材質　　SM570

設計基準強度　　F ＝400.0 N/mm^2

許容引張応力度（機能維持）　f_t＝F ＝400.0 N/mm^2

許容曲げ応力度（機能維持）　f_b＝F ＝400.0 N/mm^2

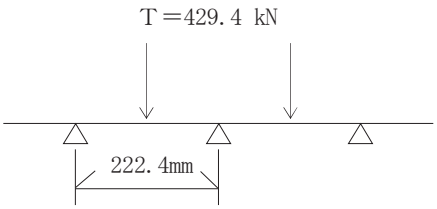


図 4-41　フランジプレート検討図

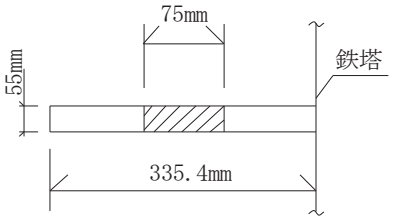


図 4-42　フランジプレートの寸法

(a)　フランジプレートの曲げに対する検討

アンカーボルトの力がリブを支点としてフランジプレートに集中荷重として作用するものとする。

有効幅　　$B_e = 335.4 - b = 335.4 - 75 = 260.4$ mm

断面係数　　$Z_2 = B_e \cdot (t - t_c \cdot 2)^2/6 = \dfrac{260.4\times(55-1\times2)^2}{6} = 121900$ mm^3

（※　フランジプレート両面の腐食を考慮，片面腐食代 t_c＝1 mm）

・作用力

ボルト１本に作用する引抜力

ボルト引抜力　　T ＝429.4 kN

支間距離　　L ＝222.4 mm （ボルト周方向ピッチ）

モーメント　　$M_2 = T \cdot L/8 = \dfrac{429.4\times222.4}{8} = 11937$ kN･mm

曲げ応力度　　$\sigma_b = M_2/Z_2 = \dfrac{11937}{121900}\times10^3 = 98.0$ N/mm^2

応力度比　　$\sigma_b/f_b = \dfrac{98.0}{400.0} = 0.25 \leqq 1.00$

(b)　フランジプレートの水平スラストに対する検討

リブプレートとの溶接面を通してフランジプレートに下図のような外圧力が作用する。外圧力を等分布と考え，それによって生じるフープ応力を求める。

有効幅　　$B_e = 335.4 - b = 335.4 - 75 = 260.4$ mm

断面積　　$A_3 = B_e \cdot (t - t_c \cdot 2) = 260.4 \times (55 - 1 \times 2) = 13800$ mm^2

(※　フランジプレート両面の腐食を考慮，片面腐食代 $t_c = 1$ mm)

断面係数　　$Z_3 = B_e \cdot (t - t_c \cdot 2)^2 / 6 = \dfrac{260.4 \times (55 - 1 \times 2)^2}{6} = 121900$ mm^3

(※　フランジプレート両面の腐食を考慮，片面腐食代 $t_c = 1$ mm)

・作用力

等分布荷重　　$q = (n \cdot T \cdot e / h) / (\pi \cdot D_3) \cdot 10^3$

$$= \frac{20 \times 429.4 \times 215.5 / 250}{1416 \times \pi} \times 10^3$$

$$= 1664.1 \text{ N/mm}$$

T　：アンカーボルト　1本当たりの引張力　$T = 429.4$ kN

h　：リブの高さ

D_3　：ボルト中心間距離　『図 4-43 より』

フープ応力　　$P = q \cdot D_3 / 2 = \dfrac{1664.1 \times 1416}{2} \times 10^{-3} = 1178.2$ kN

引張応力度　　$\sigma_t = P / A_3 = \dfrac{1178.2}{13800} \times 10^3 = 85.4$ N/mm^2

曲げ応力度　　$\sigma_b = M_2 / Z_3 = \dfrac{11937}{121900} \times 10^3 = 98.0$ N/mm^2

応力度比　　$(\sigma_t + \sigma_b) / f_t = \dfrac{85.4 + 98.0}{400} = 0.46 \leqq 1.00$

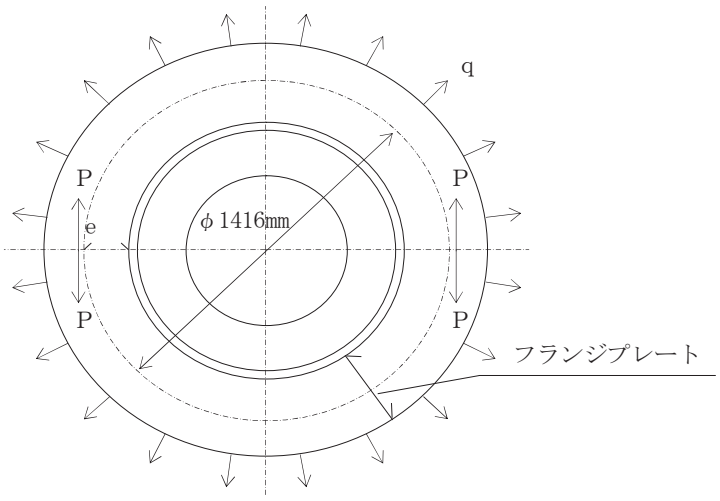


図 4-43　リブがフランジプレートに与える作用力図

(6)　刃形プレート

刃形プレートの強度検討を行う。

・圧縮側せん断に対する検討

$\mu \cdot {}_{c}N_{t} = 0.4 \times 9176 = 3670.4$ kN ＞ 2202 kN

μ ： 摩擦係数（0.4）

圧縮側せん断力に対してはベースプレート下面の摩擦抵抗によって十分抵抗しうるため，検討を省略する。

・引張側せん断に対する検討

水平力はアンカーボルトに負担させず全て刃形プレートで負担させる。

刃形プレート諸元

サイズ	高さ	H＝40 mm
	幅	B＝410 mm
	板厚	t＝19 mm
枚数		20 枚（18° ピッチ）
材質		SM490
設計基準強度		$F = 357.5$ N/mm^2
許容曲げ応力度（機能維持）		${f}_{b} = F = 357.5$ N/mm^2
許容せん断応力度（機能維持）		${f}_{s} = F/\sqrt{3} = 206.4$ N/mm^2

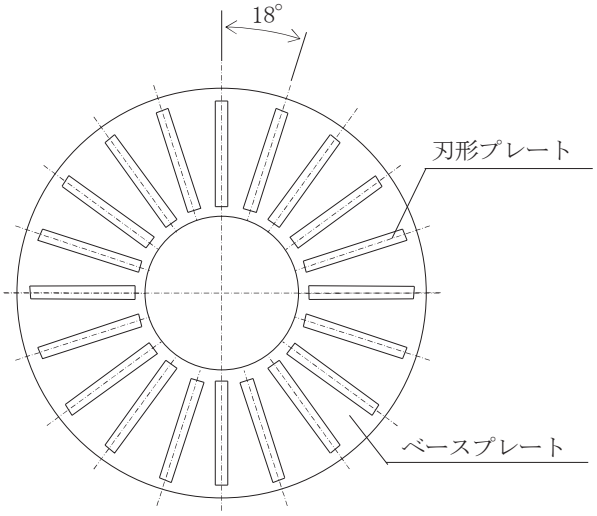


図 4-44　刃形プレート形状

(a)　刃形プレート母材に対する検討

刃形プレートの強度検討を行う。

断面積　　$A_4 = t = 19\ mm^2/mm$

断面係数　　$Z_4 = t^2/6 = \frac{19^2}{6} = 60.17\ mm^3/mm$

単位面積当りの水平力

$$\sigma_c = \frac{H_T}{H \cdot B \cdot \Sigma \sin\theta_i}$$

$$= \frac{2202}{40 \times 410 \times (4\sin 18^\circ + 4\sin 36^\circ + 4\sin 54^\circ + 4\sin 72^\circ + 2\sin 90^\circ)} \times 10^3$$

$$= 10.6\ N/mm^2$$

モーメント　　$M_3 = \sigma_c \cdot H^2/2 = \frac{10.6 \times 40^2}{2} = 8480\ N \cdot mm/mm$

せん断力　　$Q = \sigma_c \cdot H = 10.6 \times 40 = 424\ N/mm$

曲げ応力度　　$\sigma_b = M_3 / Z_4 = \frac{8480}{60.17} = 141.0\ N/mm^2$

せん断応力度　　$\tau = Q / A_4 = \frac{424}{19} = 22.4\ N/mm^2$

応力度比　　$\sigma_b / f_b = \frac{141.0}{357.5} = 0.40 \leqq 1.00$

$$\tau / f_s = \frac{22.4}{206.4} = 0.11 \leqq 1.00$$

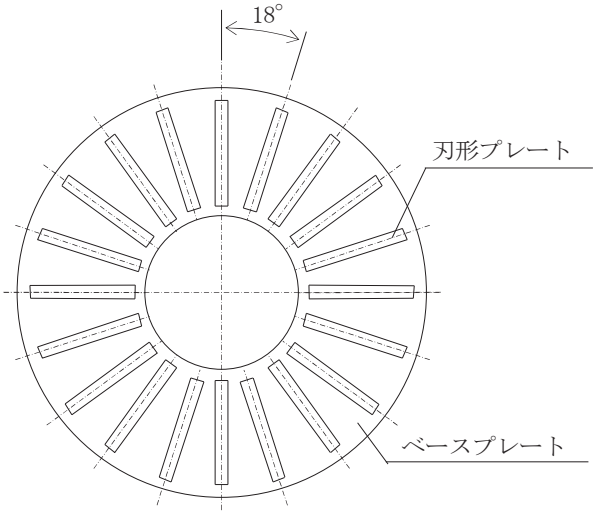


図 4-45　刃形プレート形状図

(b)　刃形プレート溶接部に対する検討

刃形プレートの強度検討を行う。

・溶接部諸元

溶接脚長	$S=10$ mm
有効のど厚	$a=0.7\cdot S=0.7\times10=7.0$ mm
	$\ell_1=16.5$ mm
	$\ell_2=13.0$ mm
有効面積（単位幅当たり）	$A_s=2\cdot a=2\times7.0=14.00$ mm^2/mm
有効断面係数（単位幅当たり）	$Z_5=A_S\cdot\ell_2^2/\ell_1=\dfrac{14.0\times13.0^2}{16.5}=143.4$ mm^3/mm
設計基準強度	$F=357.5$ N/mm^2
許容せん断応力度（機能維持）	$f_s=F/\sqrt{3}=206.4$ N/mm^2
曲げ応力度	$\tau_b=M_3/Z_5=\dfrac{8480}{143.4}=59.2$ N/mm^2
せん断応力度	$\tau_q=Q/A_s=\dfrac{424}{14.00}=30.3$ N/mm^2
合成応力度	$\tau=\sqrt{\tau_b^2+\tau_q^2}=\sqrt{59.2^2+30.3^2}=66.6$ N/mm^2
応力度比	$\tau/f_s=\dfrac{66.6}{206.4}=0.33\leqq1.00$

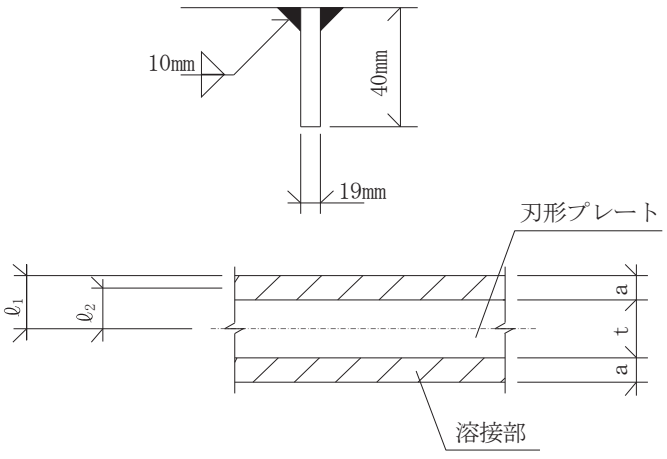


図 4-46　刃形プレート諸元

(7)　アンカーフレーム

アンカーフレームの強度計算をする。

・アンカーフレーム諸元

サイズ	外径	D_3＝1716 mm
	内径	d_3＝1116 mm
	幅	B＝300 mm
	板厚	t＝36 mm
ナット幅		B_n＝95.0 mm
材質		SM490
設計基準強度		F＝357.5 N/mm^2
許容曲げ応力度（機能維持）		f_b＝F＝357.5 N/mm^2

(a)　アンカーフレーム上面のコンクリートに対する検討

アンカーフレーム負担面積

$$A_5=\pi/4\cdot(D_3^2-d_3^2)=\pi/4\times(1716^2-1116^2)=1.335\times10^6\ \text{mm}^2$$

アンカーフレーム上面に作用する圧縮応力度

$$\sigma_c=n\cdot T/A_5=\frac{20\times429.4}{1.335\times10^6}\times10^3=6.5\ \text{N/mm}^2$$

・コンクリート諸元

設計基準強度	F_c＝22 N/mm^2
許容圧縮応力度（機能維持）	${}_cf_c=F_c\cdot2/3$＝14.6 N/mm^2
応力度比	$\sigma_c/{}_cf_c=\frac{6.5}{14.6}=0.45\leqq1.00$

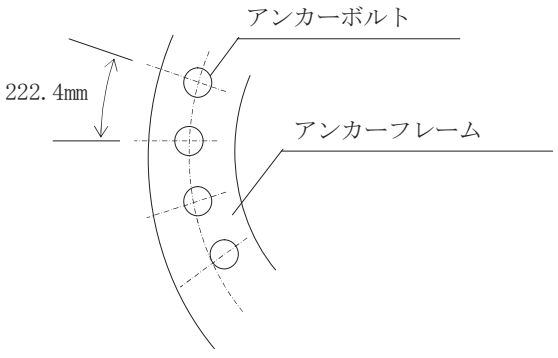


図 4-47　アンカーフレーム

(b)　アンカーフレームの曲げに対する検討

アンカーフレームを梁（ボルトを支点とした）とみなす。

断面係数　　$Z_6 = t^2 / 6 = \dfrac{36^2}{6} = 216$ mm^3/mm

・軸方向（アンカーフレームを連続梁とみなす）

支間距離　　ℓ_1 ＝222.4 mm （ボルト周方向ピッチ）

モーメント　　$M_4 = 0.6 \cdot \sigma_c \cdot \ell_1^2 / 8 = \dfrac{0.6 \times 6.5 \times 222.4^2}{8}$

＝24113 N･mm/mm

σ_c：アンカーフレーム上面に作用する応力度『4.2.3 (7) (a) による』

・軸直角方向（アンカーフレームを片持梁とみなす）

張出距離　　$\ell_2 = (B - B_n) / 2 = 102.5$ mm

モーメント　　$M_5 = \sigma_c \cdot \ell_2^2 / 2 = \dfrac{6.5 \times 102.5^2}{2} = 34145$ N･mm/mm

・$M_4 < M_5$ より，より以下M_5に対してのみ照査を行う。

曲げ応力度　　$\sigma_b = M_5 / Z_6 = \dfrac{34145}{216} = 158.1$ N/mm^2

応力度比　　$\sigma_b / f_b = \dfrac{158.1}{357.5} = 0.45 \leqq 1.00$

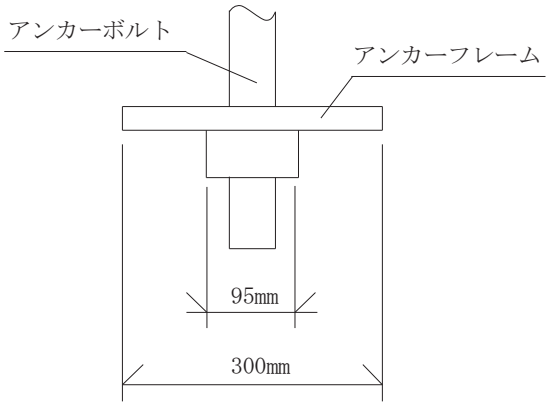


図 4-48　アンカーフレームの断面図

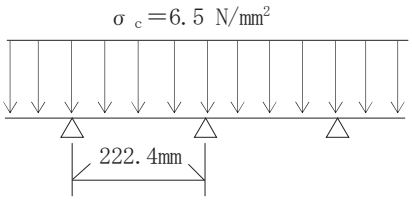


図 4-49　アンカーフレーム検討図

(8)　基礎コンクリート

基礎コンクリートの引抜に対する検討を行う。

・コンクリート諸元

有効水平投影面積	A_c＝882300 mm^2
低減係数	ϕ_2＝0.6
設計基準強度	F_c＝22 N/mm^2

・基礎コンクリート引抜きに対する検討

コーン状破壊に対する許容引張力

$$T_p = \phi_2 \cdot 0.31 \cdot \sqrt{F_c} \cdot A_c$$
$$= 0.6 \times 0.31 \times \sqrt{22} \times 882300 / 10^3$$
$$= 769.7 \text{ kN}$$

応力比　　${}_TN_T / T_p = \dfrac{429.4}{769.7} = 0.56 \leqq 1.00$

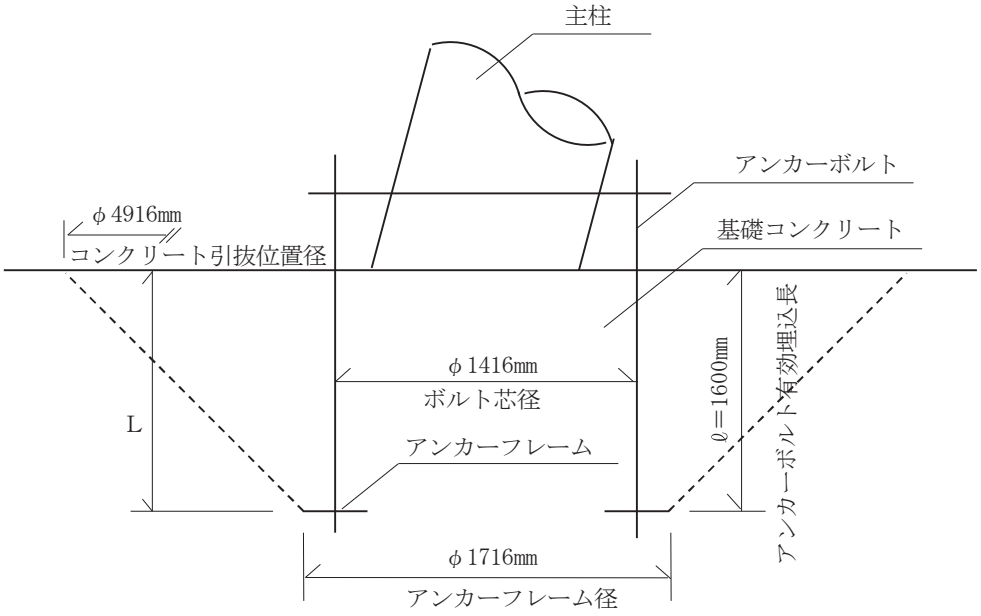


図 4-50　基礎コンクリートの形状

表 4-11　機能維持荷重時算定結果一覧

		発生応力度 (N/mm²)	許容応力度 (N/mm²)	発生応力度 / 許容応力度
アンカーボルトの検討	引張応力度	160.5	490.0	0.33　≦1.00
ベースプレートの検討	曲げ応力度	139.0	357.5	0.39　≦1.00
リブプレート	溶接部せん断応力度	117.1	206.4	0.57　≦1.00
フランジプレート	曲げ＋フープ応力度	183.4	400.0	0.46　≦1.00
刃形プレート	曲げ応力度	141.0	357.5	0.40　≦1.00
アンカーフレームの検討	曲げ応力度	158.1	357.5	0.45　≦1.00
コンクリートの検討	コーンせん断	429.4*	769.7*	0.56　≦1.00

注記　＊：コーンせん断による数値は応力（kN）とする。

Ⅴ-2-2-15-2　主排気筒の基礎の耐震性についての計算書

目次

1. 概要……1
2. 基本方針……2
2.1 位置……2
2.2 構造概要……3
2.3 評価方針……8
2.4 適用規格・基準等……10
3. 評価方法……11
3.1 評価対象部位及び評価方針……11
3.2 荷重及び荷重の組み合わせ……13
3.3 許容限界……17
3.4 評価方法……19
4. 評価結果……26
4.1 基礎の評価結果……26
4.2 杭の評価結果……26

1. 概要

本添付書類は，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針」に基づき，主排気筒の基礎の地震時の構造強度及び機能維持の確認について説明するものであり，その評価は，応力解析による評価により行う。

主排気筒の基礎は，設計基準対象施設においては「Ｓクラスの施設の間接支持構造物」に，重大事故等対処施設においては「常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備の間接支持構造物」に分類される。以下，それぞれの分類に応じた耐震評価を示す。

2.　基本方針

2.1　位置

主排気筒の設置位置を図 2-1 に示す。

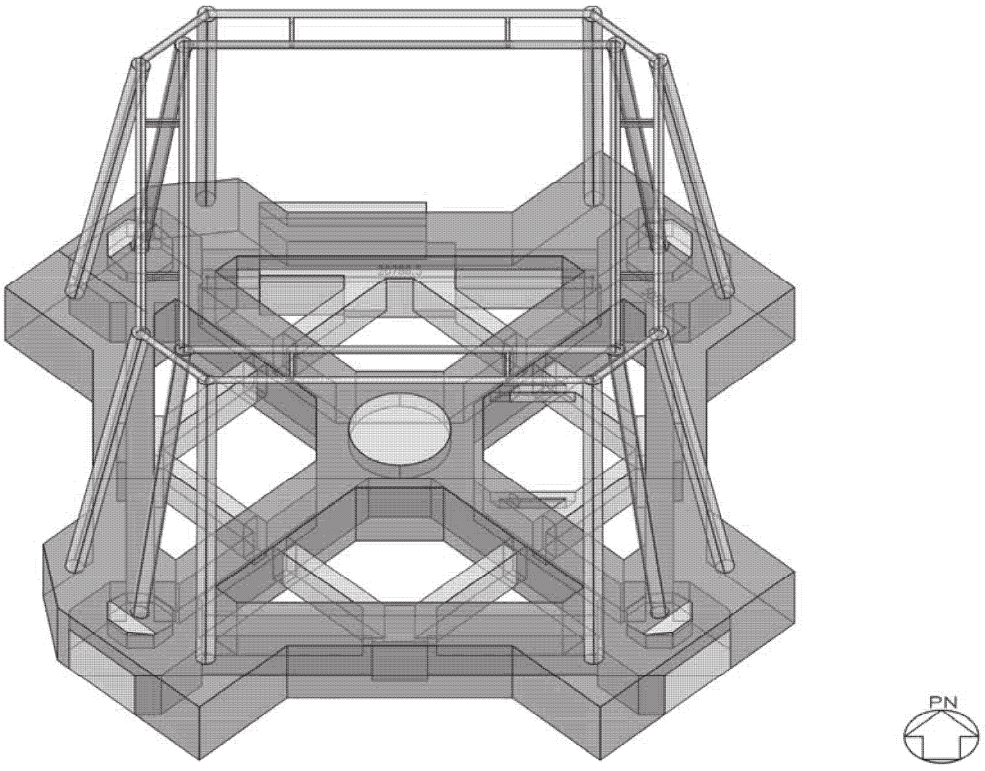


図2-1　主排気筒の設置位置

2.2　構造概要

主排気筒基礎は中央の筒身基礎，周辺 4 箇所の鉄塔基礎と各基礎を連結する基礎梁で構成される。この基礎は，図 2-2 に示すように，既存躯体の厚さ，幅，長さを増やす補強（以下，補強される部分を「増設躯体」という。）が施される。この主排気筒基礎は，直径 1.2m，厚さ 18mm の既存鋼管杭 20 本と直径 1.2m，厚さ 25mm の増設鋼管杭 8 本の，計 28 本にて支持される。杭の長さは 19.7m であり支持岩盤に打ち込まれる。また，基礎梁外縁下の杭周辺の表層地盤は，岩盤最上層から基礎下位置まで地盤改良される。

図 2-3 に補強後の基礎及び杭の形状を示す。図 2-4～7 に主要断面を示す。排気筒基礎を支持する杭は，打込み杭とし，表 2-1 に示す諸元を有する。



注　：薄い灰色部分が既存躯体を，濃い灰色部分が増設躯体を表す。
　　その上部に既設・増設の鉄塔の柱と梁を記す。

図2-2　主排気筒基礎の概要イメージ

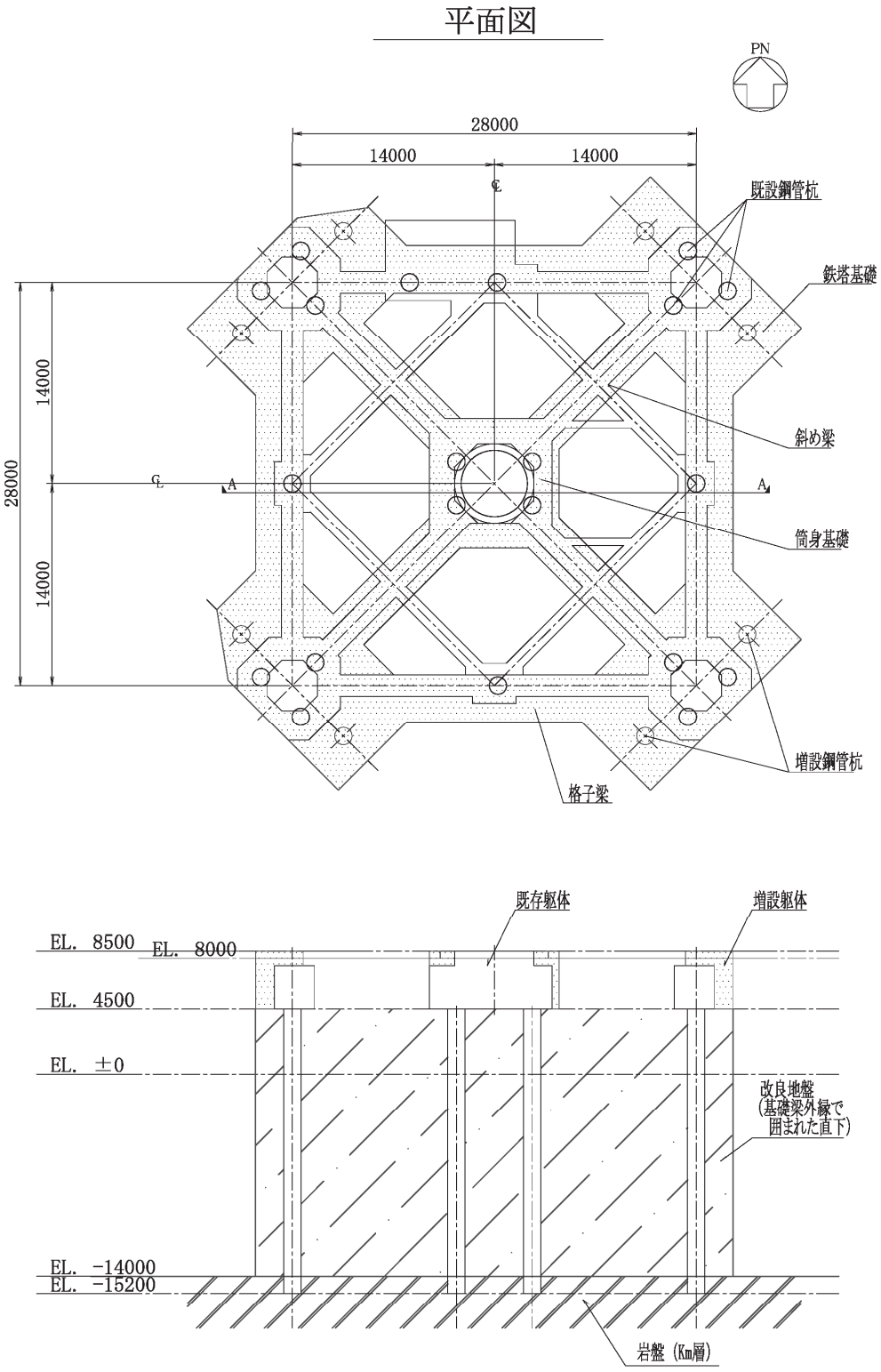


図2-3　主排気筒基礎躯体形状図（単位：mm）

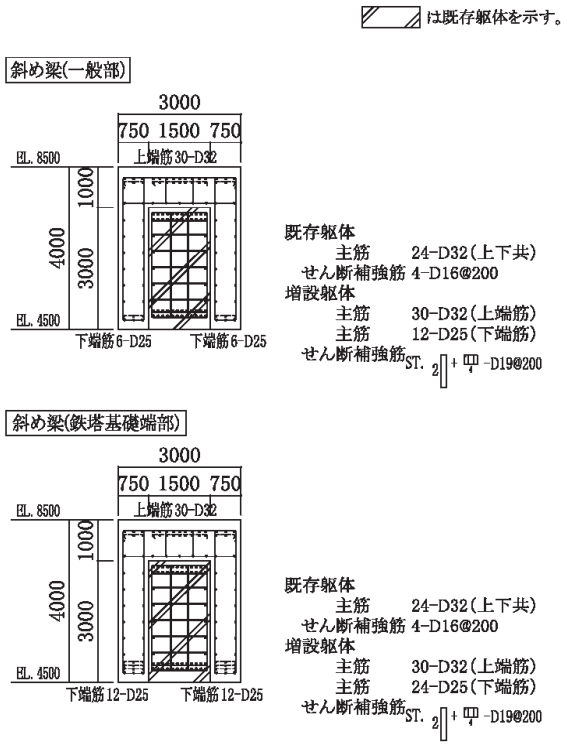


図2-4　主排気筒基礎の断面（補強後：斜め梁）

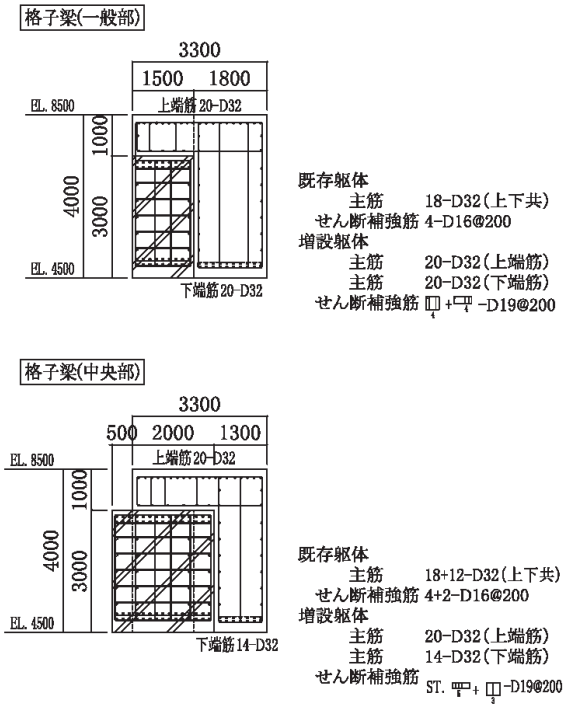


図2-5　主排気筒基礎の断面（補強後：格子梁）

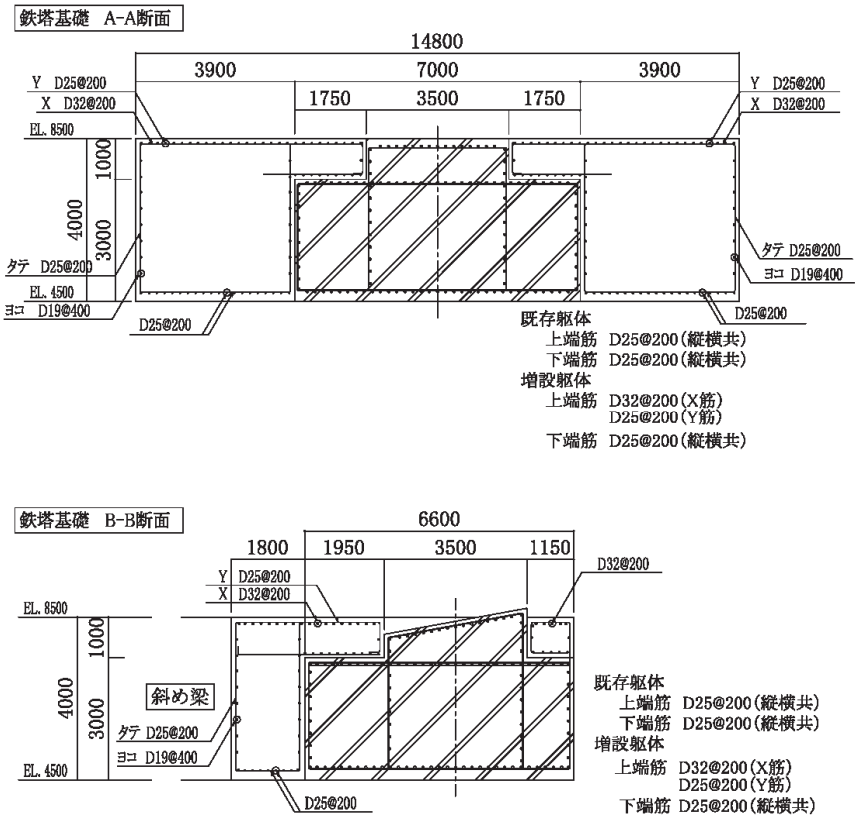


図2-6　主排気筒基礎の断面（補強後：Ａ－Ａ断面，Ｂ－Ｂ断面）

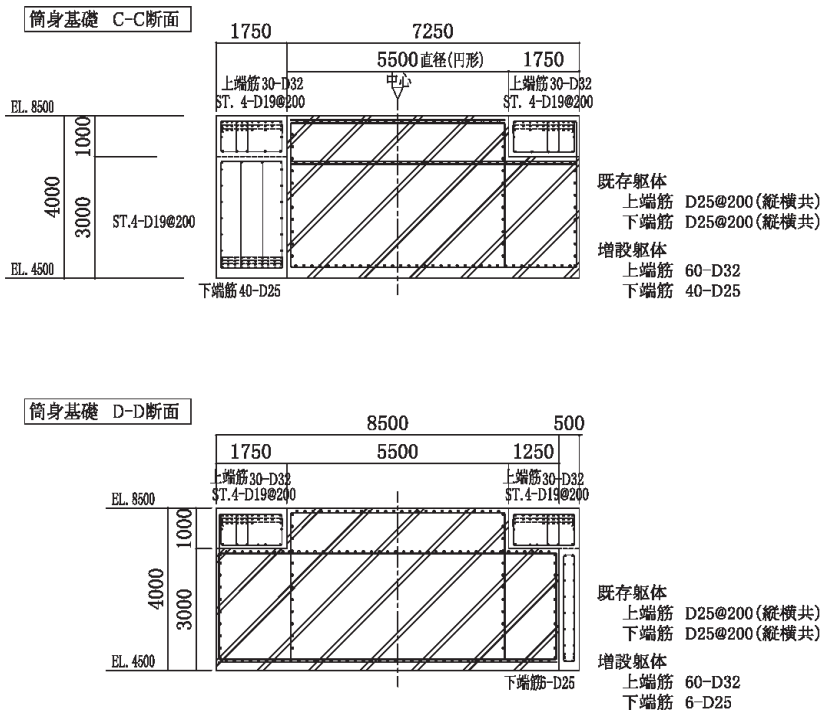


図2-7　主排気筒基礎の断面（補強後：Ｃ－Ｃ断面，Ｄ－Ｄ断面）

表2-1　杭の諸元

諸元	既存鋼管杭	増設鋼管杭
外径D_0	1200mm	1200mm
鋼厚t_0	18mm	25mm
杭長さ	19.7m	19.7m

2.3　評価方針

主排気筒の基礎は設計基準対象施設においては「Ｓクラスの施設の間接支持構造物」に，重大事故等対処施設においては「常設耐震重要重大事故等防止設備及び常設重大事故緩和設備の間接支持構造物」に分類される。

主排気筒の基礎の設計基準対象施設としての評価においては，基準地震動Ｓ$_s$による地震力に対する評価（以下「Ｓ$_s$地震時に対する評価」という。）を行うこととし，この評価は添付書類「Ⅴ-2-2-14　主排気筒の地震応答計算書」の結果を踏まえたものとする。主排気筒の基礎については，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針」に基づき，応力解析を行った上で，断面の評価を行うことで，主排気筒の基礎の地震時の構造強度及び機能維持の確認を行う。評価に当たっては，地盤物性のばらつきを考慮する。

また，重大事故等対処施設としての評価においては，Ｓ$_s$地震時に対する評価を行う。ここで，主排気筒の基礎では，運転時，設計基準事故時及び重大事故時の状態における圧力，温度等の条件について有意な差異がないことから，重大事故等対処施設としての評価は，設計基準対象施設としての評価と同一となる。

図 2-8 に主排気筒の基礎の評価フローを示す。

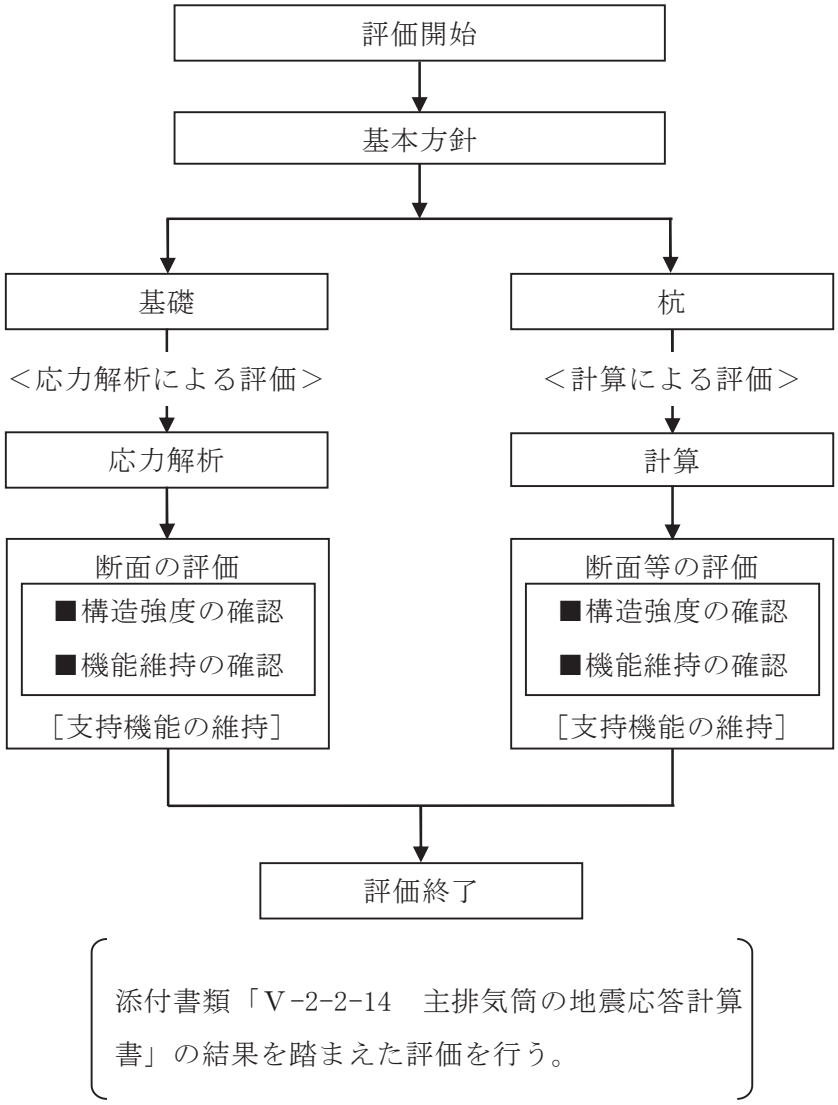


図2-8　主排気筒の基礎の評価フロー

2.4 適用規格・基準等

主排気筒の基礎の評価において，適用する規格・基準等を以下に示す。

(1) 建築基準法・同施行令

(2) 建築基礎構造設計指針（（社）日本建築学会，2001）

(3) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 －許容応力度設計法－ （（社）日本建築学会，1999）

(4) 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説（（社）日本建築学会，2005）

(5) 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1987 （（社）日本電気協会）

(6) 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力度編 JEAG4601・補-1984（（社）日本電気協会）

3. 評価方法

3.1 評価対象部位及び評価方針

主排気筒の基礎の評価部位は，基礎を構成する筒身基礎，鉄塔基礎，格子梁及び斜め梁（これらを総称して基礎という），並びに杭とし，Ｓｓ地震時に対して以下の方針に基づき評価を行う。評価フローを図 3-1 に示す。

基礎については，3 次元ＦＥＭモデルを用いた弾性応力解析により断面に生じる応力を算定し発生する応力が設定した許容限界を超えないことを確認する。杭については，基礎が剛な仮定の下で，上部構造からの荷重を各杭に分配し，発生する支持力，引抜き力及び断面に作用する応力に対し，許容限界を超えないことを確認する。

評価は，地震荷重と地震荷重以外の荷重を組み合わせた荷重に対して行う。地震荷重については添付書類「Ⅴ-2-2-14　主排気筒の地震応答計算書」をもとにその他の荷重として風荷重及び固定荷重については添付書類「Ⅴ-2-2-15-1　主排気筒の耐震性についての計算書」に基づいて定める。

資料Ⅴ-2-2-14
「主排気筒の地震応答計算書」

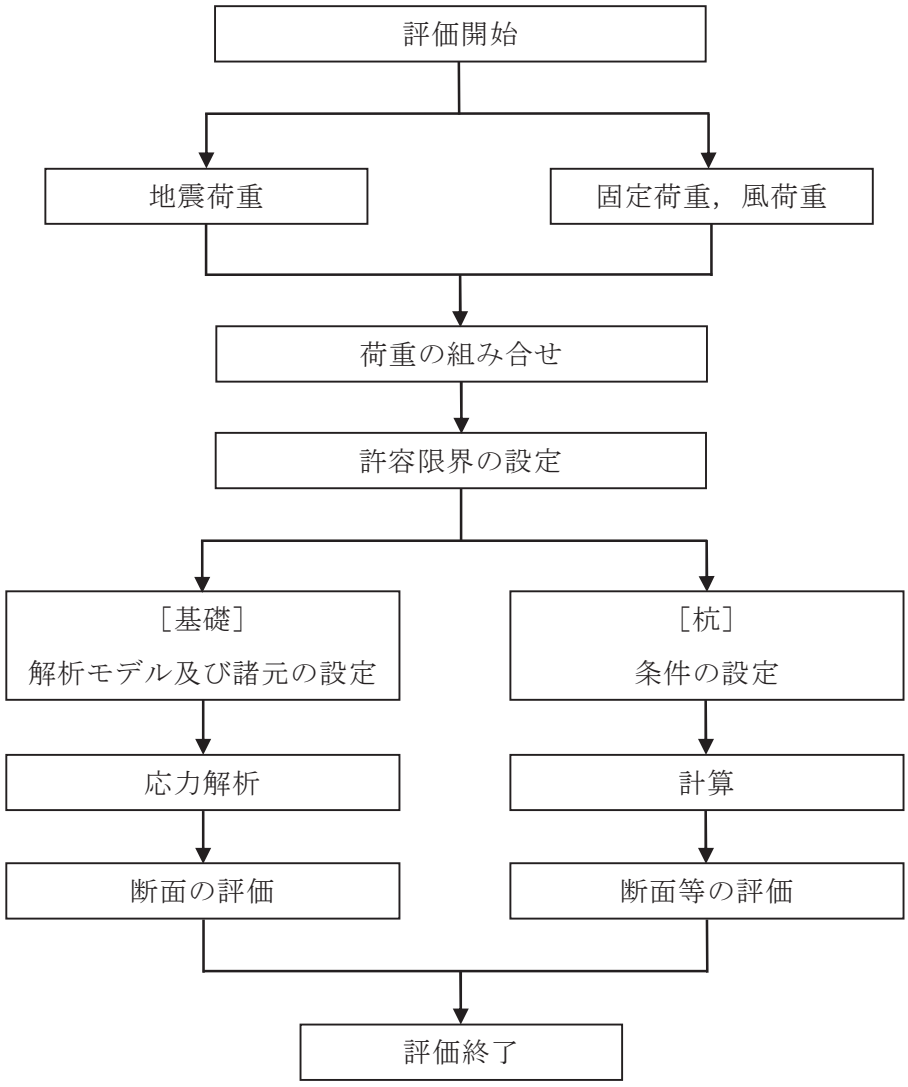


図3-1　基礎及び杭の評価フロー

3.2　荷重及び荷重の組み合わせ

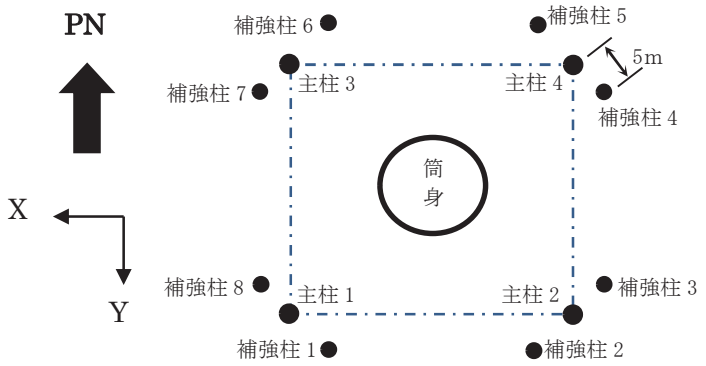
3.2.1　荷重

(1)　基礎に考慮する固定荷重

主排気筒の基礎の評価に考慮する固定荷重Gを表 3-1 に示す。なお，鉛直力，水平力は主柱及び補強柱，筒身位置に作用させる。

表3-1　基礎に考慮する固定荷重

荷重名称	作用位置	鉛直力	水平力	
		N (kN)	Q_x (kN)	Q_y (kN)
固定荷重 G	主柱 1	1700	340	340
	主柱 2	1700	-340	340
	主柱 3	1700	340	-340
	主柱 4	1700	-340	-340
	補強柱 1	1105	102	170
	補強柱 2	1105	-102	170
	補強柱 3	1105	-170	102
	補強柱 4	1105	-170	-102
	補強柱 5	1105	-102	-170
	補強柱 6	1105	102	-170
	補強柱 7	1105	170	-102
	補強柱 8	1105	170	102
	筒身	4600	0	0
	上部構造からの総計	20240		0
	基礎	24N/m^3 の自重		0



筒身，主柱及び補強柱の配置図

(2)　基礎に考慮するＳ$_s$地震荷重

基礎に考慮するＳ$_s$地震荷重として添付書類「Ⅴ-2-2-14　主排気筒の地震応答計算書」による地震荷重にばらつきを考慮し保守側に包絡した水平荷重K_Hと鉛直荷重K_Vを表 3-2 に示す。

表3-2　Ｓ$_s$地震荷重

荷重名称	作用位置	鉛直力	水平力		
		N (kN)	M_y (kN・m)	Q_x (kN)	Q_y (kN)
Ｓ$_s$地震時 水平荷重 K_H	主柱 1	-2500	―	-800	-800
	主柱 2	2500	―	-800	800
	主柱 3	-2500	―	-800	800
	主柱 4	2500	―	-800	-800
	補強柱 1	-4500	―	-720	-1200
	補強柱 2	4500	―	-720	1200
	補強柱 3	5000	―	-1040	720
	補強柱 4	5000	―	-1040	-720
	補強柱 5	4500	―	-720	-1200
	補強柱 6	-4500	―	-720	1200
	補強柱 7	-5000	―	-1040	720
	補強柱 8	-5000	―	-1040	-720
	筒身	―	-10000	-1000	0
	基礎付加力*1	―	-44000	-39000	0
	総計*2	0	-54000	-50240	0
Ｓ$_s$地震時 鉛直荷重 K_V	主柱 1	-2400	―	-480	-480
	主柱 2	-2400	―	480	-480
	主柱 3	-2400	―	-480	480
	主柱 4	-2400	―	480	480
	補強柱 1	-2640	―	-360	-480
	補強柱 2	-2640	―	360	-480
	補強柱 3	-2640	―	480	-360
	補強柱 4	-2640	―	480	360
	補強柱 5	-2640	―	360	480
	補強柱 6	-2640	―	-360	480
	補強柱 7	-2640	―	-480	360
	補強柱 8	-2640	―	-480	-360
	筒身	-16000	―	0	0
	基礎付加力*1	-35000	―	0	0
	総計	-81720	―	0	0

注記　＊1：各杭頭に分散して荷重を考慮する。

＊2：総計に加えて，各杭頭位置に付加モーメント 3500kN・m を考慮する。

(3)　基礎に考慮する風荷重

Ｓ$_s$地震荷重と組み合わせる建築基準法既定の風荷重Ｗを表 3-3 に示す。

表3-3　基礎に考慮する建築基準法既定による風荷重

荷重名称	作用位置	鉛直力	水平力		
		N (kN)	M_y (kN・m)	Q_x (kN)	Q_y (kN)
建築基準法既定の風による水平荷重 W	主柱 1	-400	—	-200	-200
	主柱 2	400	—	-200	200
	主柱 3	-400	—	-200	200
	主柱 4	400	—	-200	-200
	補強柱 1	-720	—	-180	-300
	補強柱 2	720	—	-180	300
	補強柱 3	800	—	-260	180
	補強柱 4	800	—	-260	-180
	補強柱 5	720	—	-180	-300
	補強柱 6	-720	—	-180	300
	補強柱 7	-800	—	-260	180
	補強柱 8	-800	—	-260	-180
	筒身	-	-1800	-100	0
	基礎付加力	-	-10640	-	0
	総計*2	0	-12440	-2660	0

注記　＊1：各杭頭に分散して荷重を考慮する。

＊2：総計に加えて，各杭頭位置に付加モーメント 200kN・m を考慮する。

(4)　杭に考慮する荷重

杭にはＳ$_s$地震動に対する応答解析結果での最大地盤ばね反力をもとに，保守側に設定した表 3-4 に示す地震荷重と，上部構造に作用する風荷重を考慮する。定めた荷重を全杭で負担するものとする。

表3-4　全杭で負担する荷重

風荷重による水平荷重 (kN)	風荷重による転倒モーメント (kN・m)	地震荷重による水平荷重 (kN)	地震荷重による転倒モーメント (kN・m)	地震荷重による鉛直荷重 (kN)	基礎を含む自重* (kN)
2660	121080	50000	724000	81720	98053

注記　＊：地震応答解析モデルの総重量

3.2.2　荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針」に基づき表3-5に示す荷重の組合せを用いる。

表3-5　荷重の組合せ

外力の状態	水平荷重の入力方向	荷重の組合せ
S_s地震時	0°	$G+K_H+0.4K_V+W$ $G+0.4K_H+K_V+W$
S_s地震時	45°	$G+K_H+0.4K_V+W$ $G+0.4K_H+K_V+W$

ここで，

G　：固定荷重

K_H：水平方向地震荷重（地震応答解析結果を安全側に包絡するよう設定した値）

K_V：鉛直方向地震荷重（地震応答解析結果を安全側に包絡するよう設定した値）

W　：上部構造に作用する風荷重

3.3　許容限界

主排気筒基礎及び杭の許容限界は，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針」に基づき，表 3-6 及び表 3-7 のとおり設定する。部材断面の検討に用いる各材料の終局強度を表 3-8，表 3-9 及び表 3-10 に示す。杭の鉛直支持力及び引抜き抵抗力の許容限界については，「3.4.3　杭の評価法」にて示す。

表3-6　応力解析における許容限界（設計基準対象施設としての評価）

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界 (評価基準値)
－	構造強度を有すること	基準地震動 S_s	基礎，杭	部材に生じる応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	終局耐力
支持機能	機器・配管系等の設備を支持する機能を損なわないこと	基準地震動 S_s	基礎，杭	部材に生じる応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	終局耐力

表3-7　応力解析における許容限界（重大事故等対処施設としての評価）

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界 (評価基準値)
－	構造強度を有すること	基準地震動 S_s	基礎，杭	部材に生じる応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	終局耐力
支持機能	機器・配管系等の設備を支持する機能を損なわないこと	基準地震動 S_s	基礎，杭	部材に生じる応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	終局耐力

表3-8　コンクリートの材料強度

（単位：N/mm^2）

設計基準強度Ｆ$_c$	終局強度	
	圧縮	せん断
22.1	18.7	1.06

表3-9　鉄筋の材料強度

（単位：N/mm^2）

鉄筋の種類	終局強度	
	引張及び圧縮	せん断補強
SD30 (SD295 相当)	324	324
SD345	379	379
SD390	429	429

表3-10　鋼管杭の材料強度

（単位：N/mm^2）

使用材料	基準強度Ｆ	終局強度
SKK400，SS400	235	258

注　：終局強度は基準強度Ｆを 1.1 倍し，小数点以下を切り捨てとする。

3.4　評価方法

3.4.1　基礎の応力評価方法

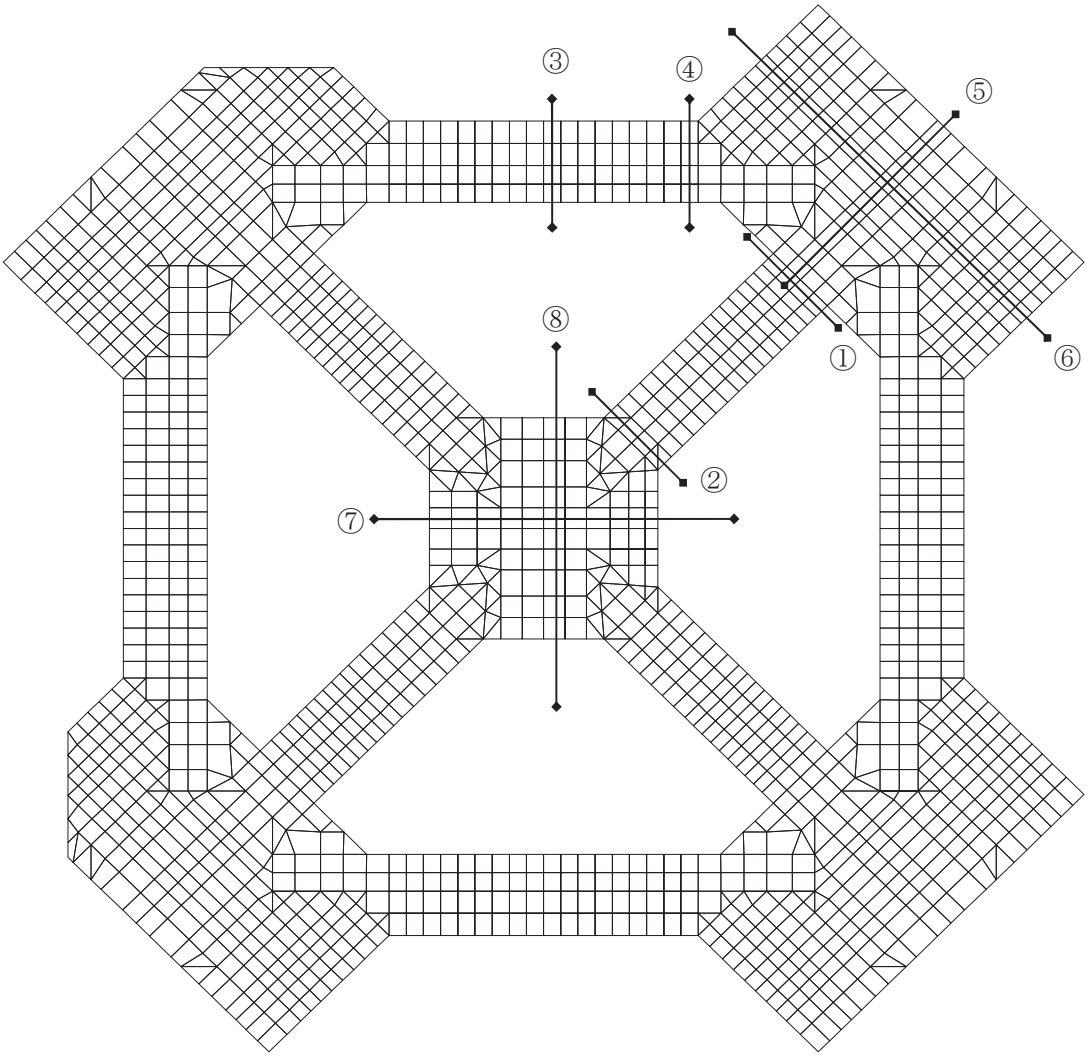
基礎に作用する応力は，3 次元ＦＥＭモデルを用いた弾性応力解析にて算定する。解析には解析コード「ＭＳＣ　ＮＡＳＴＲＡＮ」を用いる。また，解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，添付書類「Ⅴ-5-1　計算機プログラム（解析コード）の概要・ｓＮＡＳＴＲＡＮ」に示す。

応力解析にあたって，基礎の各部，すなわち筒身基礎，鉄塔基礎及びそれらを連結する格子梁，斜め梁をシェル要素にてモデル化する。その要素には，鉄筋コンクリート版として，表 3-11 に示す物性値を与える。解析モデルは，鋼管杭位置でピン支持されるとの境界条件を与える。解析モデルを図 3-2 に示す。

この解析モデルに対し，先に定めた荷重に対する応力解析を行う。

表3-11　基礎の有限要素モデルに与える物性値（鉄筋コンクリート造）

諸元	物性値
ヤング係数	2.21×10^{4} N/mm^2
せん断弾性係数	9.21×10^{3} N/mm^2



※ ◆———◆にて，検定を行う断面を示す。

図3-2　主排気筒基礎の応力解析モデル

3.4.2　基礎の断面の評価方法

基礎の断面評価においては，応力解析の結果をもとに，図 3-2 に示した断面に生じる応力と許容限界を照査する。

許容限界値は下式にて評価する。なお，鉄塔基礎，筒身基礎においては，補強施工時での欠損の可能性を考慮し，図 2-6，図 2-7 の配筋に対し，それぞれ既存下端筋 2 本，4 本を許容限界値評価時には見込まない。

・曲げモーメントの許容限界値の算定式：$M_u = a_t \cdot f_t \cdot 0.9d$

ここで，

a_t：鉄筋断面積，

f_t：鉄筋の終局強度，

d　：基礎の有効せい。

・せん断力許容限界値の算定式：$Q_u = b \cdot j \cdot \alpha \cdot f_s$

ここで，

b　：梁幅，

j　：応力中心間距離，$j = 7/8\,d$，

d　：基礎の有効せい，

α　：シアスパン比による割増係数，

f_s：コンクリートの許容せん断応力度。

3.4.3　杭の評価法

(a)　杭の物性値

杭の評価に当たっては，表 3-12 に示す物性値を考慮する。

表3-12　杭の物性値

諸元	既存鋼管杭	増設鋼管杭
ヤング係数	2.05×10^5N/mm^2	2.05×10^5N/mm^2
比重	7.85	7.85

(b)　杭一本に作用する軸力

水平地震動及び風荷重による転倒モーメントは，剛版仮定の下で，各杭の軸力として振り分ける。自重及び鉛直地震動による鉛直荷重は，杭の合計本数で除して，各杭に負担させる。得られた杭の軸力を，終局鉛直支持力及び終局引抜き抵抗力と照査する。

杭の鉛直支持力については，「建築基礎構造設計指針」に基づき，極限鉛直支持力R_uをもとに，終局鉛直支持力を定める。以下に評価式を示す。

$R_{ua}=R_u$，

$R_u=R_p+R_f$，

$R_p=q_p\cdot A_p$，

$q_p=6C_u$，

$R_f=R_{fs}+R_f$，

$R_{fs}=\tau_s\cdot L_s\cdot\psi$，

$R_{fc}=\tau_c\cdot L_c\cdot\psi$，

ここで，

R_{ua}：終局鉛直支持力（kN），

R_u：極限鉛直支持力（kN），

R_p：極限先端支持力（kN），

R_f：極限周面摩擦力（kN），

q_p：極限先端支持力度（kN/m^2），

C_U：土の非排水せん断強さ（kN/m^2），

A_p：杭先端の閉塞断面積（m^2），

R_{fs}：砂質土部分の極限周面摩擦力（kN），

R_{fc}：粘性土部分の極限周面摩擦力（kN），

τ_s：砂質土の極限周面摩擦力度（kN/m^2），

L_s：砂質土部分の長さ（m），

NT2 補③ V-2-2-15-2 R0

τ_c　：粘性土の極限周面摩擦力度（kN/m^2），

L_c　：粘性土部分の長さ（m），

ψ　：杭の周長（m）。

なお，改良地盤および岩盤は粘性土とする。

引抜き抵抗力については，「建築基礎構造設計指針」に基づき，最大引抜き抵抗力に対して，周辺摩擦部の抵抗力を表す部分に係数 1/1.2 を乗じた残留引抜き抵抗力を終局引抜き抵抗力として定める。以下に終局引抜き抵抗力の評価式を示す。

$${}_tR_{ua}=1/1.2\cdot R_f+W,$$

$$R_f=\left(\Sigma\tau_{sti}L_{si}+\Sigma\tau_{cti}L_{ci}\right)\psi。$$

ここで，

W　：杭の自重（kN）（杭は全長が水中にあると仮定し，鋼材の比重 7.85 から 1.0 を引いた値で算出），

${}_tR_{ua}$：終局引抜き抵抗力（kN），

R_f　：極限周面摩擦力（kN），

τ_{sti}：砂質土のｉ層における杭引抜き時の最大周面摩擦力度で，押込み時の極限周面摩擦力度の 2/3 とする（kN/m^2），

L_{si}　：砂質土のｉ層における杭の長さ（m），

τ_{cti}：粘性土のｉ層における杭引抜き時の最大周面摩擦力度で，押込み時の極限周面摩擦力度と同一とする（kN/m^2），

L_{ci}　：粘性土のｉ層における杭の長さ（m），

ψ　：杭の周長（m）。

(c)　杭頭に作用する曲げモーメントと負担せん断力

杭応力の最大値は杭頭に生じているとし，杭断面の検定は杭頭に対して行う。

各杭の負担せん断力は，杭頭固定及び杭頭同一変位であるとの仮定で算出された下記の比率を考慮し，既存杭と増設杭に分けて負担させる。

$H_z / H_k = I_z\beta_z^3 / I_k\beta_k^3$

ここで，

H_k ：既存鋼管杭一本の負担せん断力，

H_z ：増設鋼管杭一本の負担せん断力，

I_k ：既存鋼管杭の断面 2 次モーメント，

I_z ：増設鋼管杭の断面 2 次モーメント，

β_k ：既存鋼管杭と地盤の相対剛性，

β_z ：増設鋼管杭と地盤の相対剛性，

$\beta_k = \left((k_H D) / (4E\ I_k)\right)^{1/4}$，

$\beta_z = \left((k_H D) / (4E\ I_z)\right)^{1/4}$。

水平地盤反力係数k_Hは，「建築基礎構造設計指針」のk_{h0}（基準水平地盤反力係数）を参照し，以下のように算定する。

$k_H = k_{h0} = \alpha \cdot \xi \cdot E_0 \cdot B^{-3/4}$

k_{h0}：基準水平地盤反力係数（kN/m^3）

α　：評価法によって決まる定数（m^{-1}）。α＝80 とする。

ξ　：群杭の影響を考慮した係数。最小の杭間距離から算定する。

E_0 ：変形係数。（kN/m^2）改良地盤の三軸試験の結果から算定する。

B　：無次元化杭径（杭径を cm で表した無次元数値）

なお，上記比率は，杭頭変位が，

$y_t = H / 4E\ I\beta^3$

で表されるものとし，

$y_t = H_k / 4E\ I_k\beta_k^3 = H_z / 4E\ I_z\beta_z^3$

より定めた。

上記にて定めた杭頭に作用するせん断力Hをもとに，杭頭に作用する曲げモーメントM_0を下式にて算定する。

$M_0 = H / 2\beta$

(d)　杭断面の評価

杭断面については，「建築基礎構造設計指針」に基づいて，下式にて終局限界を評価する。断面検定時には腐食代を考慮する。

終局限界曲げモーメント：$M_u = M_p \cos((\pi N)/(2N_y))$

終局限界せん断耐力：$Q_u = F_s A_e / 2$

ここで，

M_p：全塑性曲げモーメント，

N_y：降伏圧縮限界耐力，

F_s：鋼材のせん断強度，

A_e：有効せん断断面積。

4. 評価結果

4.1 基礎の評価結果

評価にあたって考慮した断面条件と合わせて，応力解析の結果と許容限界値を比較した結果を表 4-1，2 に示す。同表には水平荷重が 0° 方向の場合と 45° 方向の場合を包絡した最大値を示し，許容限界値と比較した結果を示す。

評価結果に示すとおり，S_s 地震時には許容限界値を超えず，支持機能が維持されることを確認した。

4.2 杭の評価結果

上部荷重によって生じる杭応力と，許容限界値とを比較した結果を表 4-3 に示す。

評価結果に示すとおり，S_s 地震時には許容限界値を超えず，支持機能が維持されることを確認した。

表4-1　基礎の断面の評価結果（曲げモーメント）

部材	場所	梁幅 B（m）	有効せい d（mm）	鉄筋				許容限界 曲げモーメント/m M_u（kN・m/m）	最大 曲げモーメント/m M_d（kN・m/m）	検定比 M_d／M_u
				径	本数 (本)	径	本数 (本)			
①斜め梁 (鉄塔基礎端)	上端	3.0	3400	D25	－	D32	30	7872	126	0.02
	下端	3.0	3600	D25	24	D32	24	10925	1371	0.13
②斜め梁 (一般部)	上端	3.0	3400	D25	－	D32	30	7872	1085	0.14
	下端	3.0	3600	D25	12	D32	24	8796	437	0.05
③格子梁 (中央部)	上端	3.3	3600	D25	－	D32	20	5051	1645	0.33
	下端	3.3	3600	D25	－	D32	44	11113	0	0.00
④格子梁 (一般部)	上端	3.3	3600	D25	－	D32	20	5051	0	0.00
	下端	3.3	3600	D25	－	D32	38	9597	1183	0.12
⑤鉄塔基礎 （Ｂ－Ｂ断面）	上端	8.4	3600	D25	－	D32	23	2282	514	0.23
	下端	8.4	3400	D25	31	D32	－	1855	85	0.05
⑥鉄塔基礎 （Ａ－Ａ断面）	上端	14.8	3600	D25	38	D32	－	1366	776	0.57
	下端	14.8	3400	D25	38	D32	－	1290	406	0.31
⑦筒身基礎 （Ｄ－Ｄ断面）	上端	9.0	3600	D25	－	D32	60	5556	1631	0.29
	下端	9.0	3600	D25	44	D32	－	2602	0	0.00
⑧筒身基礎 （Ｃ－Ｃ断面）	上端	9.0	3600	D25	－	D32	60	5556	885	0.16
	下端	9.0	3600	D25	72	D32	－	4257	452	0.11

表4-2　基礎梁・基礎の断面の評価結果（せん断力）

部材	梁幅 B （mm）	有効せい d （mm）	α	許容限界 せん断力/m Q_u （kN/m）	最大 せん断力/m Q_{d0} （kN/m）	検定比 Q_{d0}／Q_u
①斜め梁 （鉄塔基礎端）	3000	3400	1.0	3153	484	0.15
②斜め梁 （一般部）	3000	3400	1.0	3153	704	0.22
③格子梁 （中央部）	3300	3600	1.0	3339	782	0.23
④格子梁 （一般部）	3300	3600	1.0	3339	263	0.08
⑤鉄塔基礎 （Ｂ－Ｂ断面）	8400	3400	1.0	3153	519	0.16
⑥鉄塔基礎 （Ａ－Ａ断面）	14800	3400	1.0	3153	326	0.10
⑦筒身基礎 （Ｄ－Ｄ断面）	9000	3600	1.0	3339	339	0.10
⑧筒身基礎 （Ｃ－Ｃ断面）	9000	3600	1.0	3339	268	0.08

表4-3　杭の評価結果

イ.既存杭*1

	許容限界値	Ｓ$_s$地震時	検定比
鉛直支持力	13193kN	8641kN	0.65
引抜き抵抗力	6091kN	1637kN	0.27
杭頭曲げモーメント	3630kN・m	1928kN・m	0.54
杭頭せん断力	4388kN	1843kN	0.43

注記　＊1：打込み杭

ロ.増設杭*2

	許容限界値	Ｓ$_s$地震時	検定比
鉛直支持力	13416kN	8432kN	0.63
引抜き抵抗力	6311kN	1428kN	0.23
杭頭曲げモーメント	6725kN・m	2264kN・m	0.34
杭頭せん断力	6272kN	2001kN	0.32

注記　＊2：埋込み杭

Ⅴ-2-2-16　非常用ガス処理系配管支持架構の地震応答計算書

目　　次

1. 概要 …… 1

2. 基本方針 …… 2
2.1　位置 …… 2
2.2　構造概要 …… 3
2.3　解析方針 …… 7
2.4　適用規格・基準等 …… 8

3. 解析方法 …… 9
3.1　入力地震動 …… 9
3.2　地震応答解析モデル …… 15
3.3　解析方法 …… 18
3.4　解析条件 …… 20
3.4.1　諸元のばらつき …… 20

4. 解析結果 …… 21
4.1　動的解析 …… 21
4.2　静的解析 …… 29

1. 概要

本添付書類は，添付書類「Ⅴ-2-1-6　地震応答解析の基本方針」に基づく非常用ガス処理系配管支持架構の地震応答解析について説明するものである。

地震応答解析により算出した各種応答値及び静的地震力は，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針」に示す建物・構築物及び機器・配管系の設計用地震力として用いる。また，各種応答値については非常用ガス処理系配管支持架構の構造強度の確認にも用いる。

2.　基本方針

2.1　位置

非常用ガス処理系配管支持架構の設置位置を図 2-1 に示す。

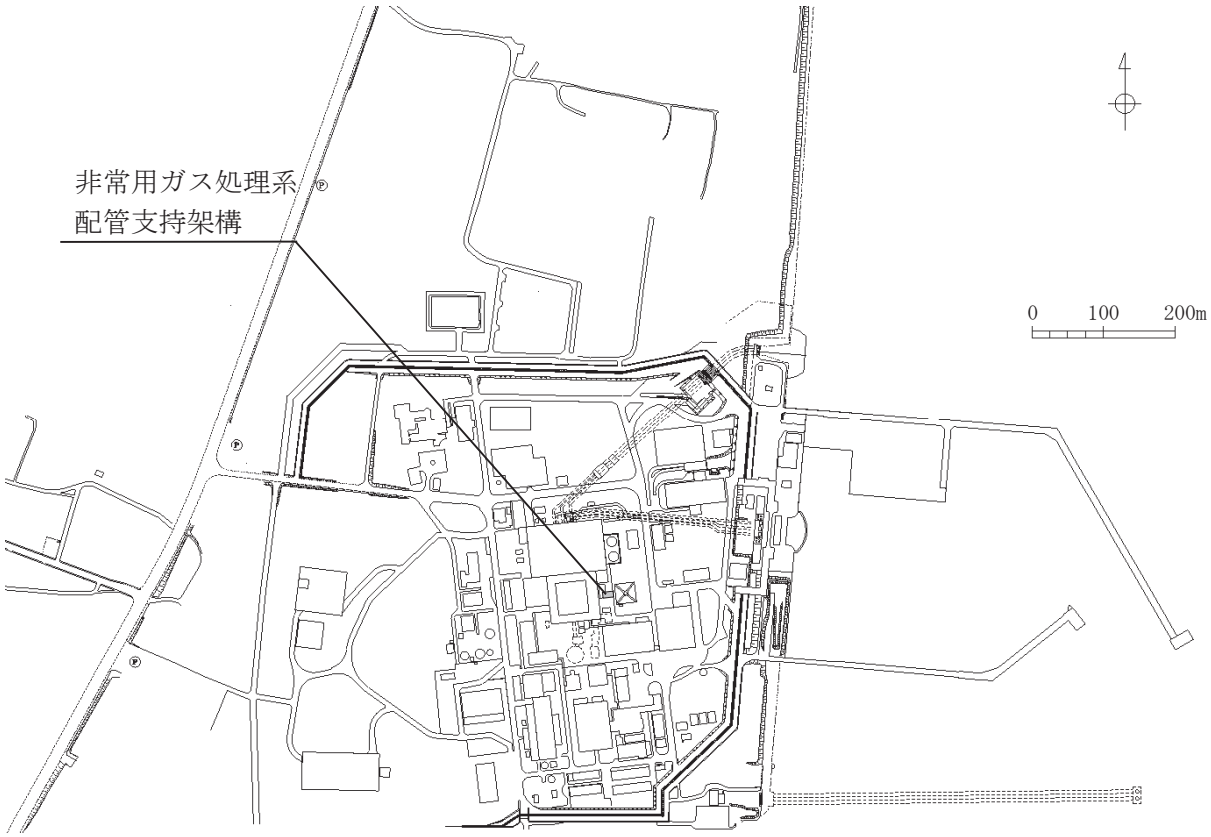


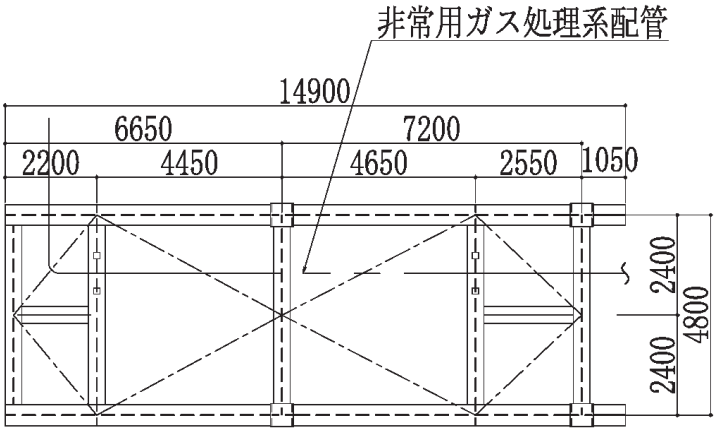
図 2-1　非常用ガス処理系配管支持架構の設置位置

2.2　構造概要

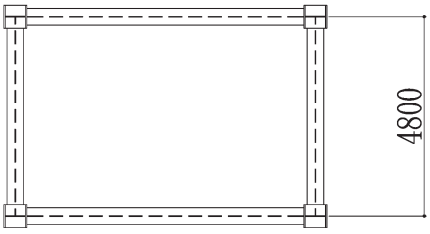
非常用ガス処理系配管支持架構は，非常用ガス処理系配管を原子炉建屋から主排気筒へ導くための架構であり，平面が南北方向 4.8m，東西方向 14.9m，地上高さ 12.8m の鉄骨造の架構である。

非常用ガス処理系配管支持架構の基礎は，平面が南北方向 9.6m，東西方向 9.6m，厚さ 2.5m で，鋼管杭を介して，砂質泥岩である久米層に岩着している。また，基礎スラブ外縁で囲まれた直下については，久米層まで地盤改良を実施する。

非常用ガス処理系配管支持架構概要図，基礎概要図及び軸組図を図 2-2～図 2-4 に示す。

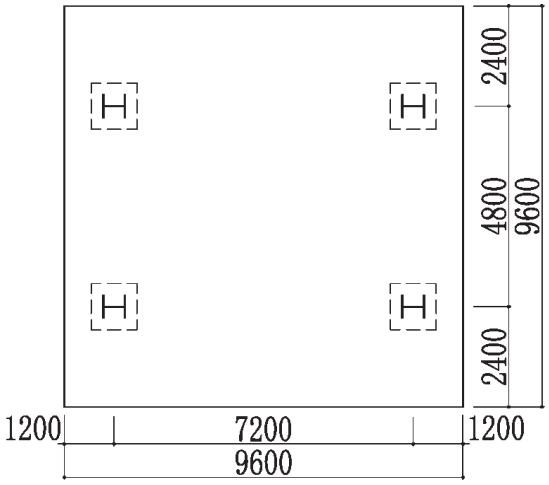


(1) EL.20.8m

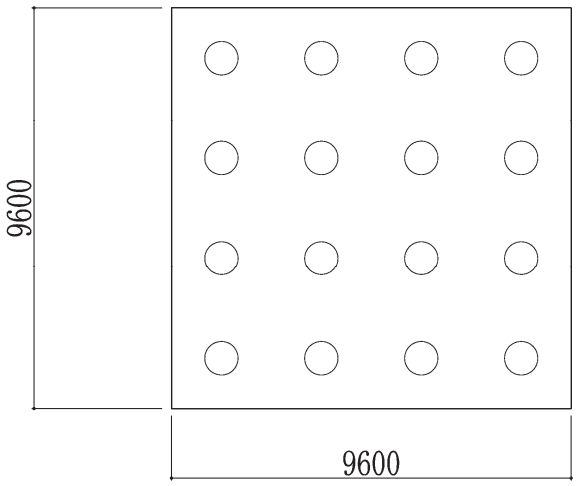


(2) EL.14.2m

図 2-2　非常用ガス処理系配管支持架構概要図（単位：mm）

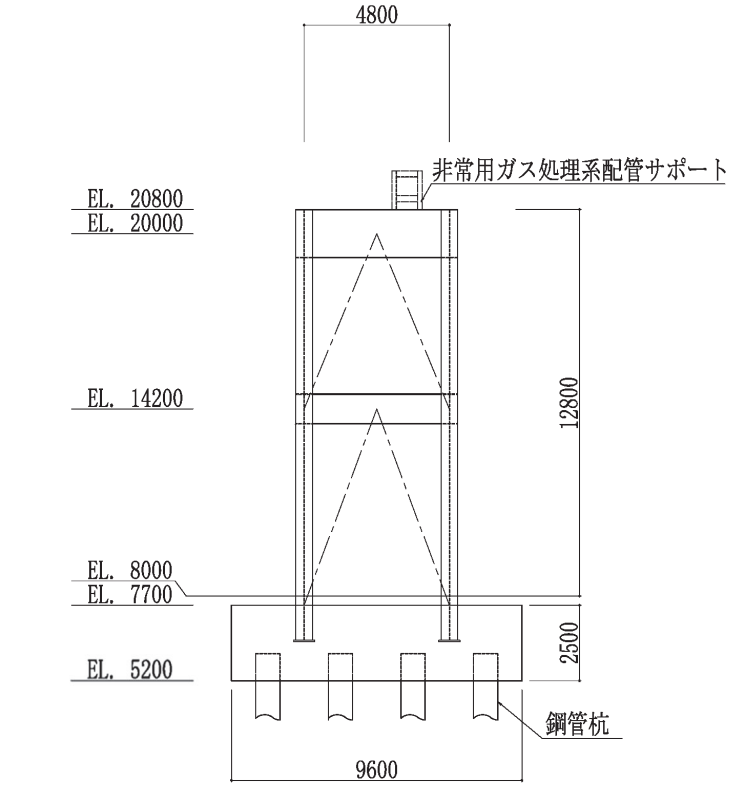


(1) EL. 7.7m

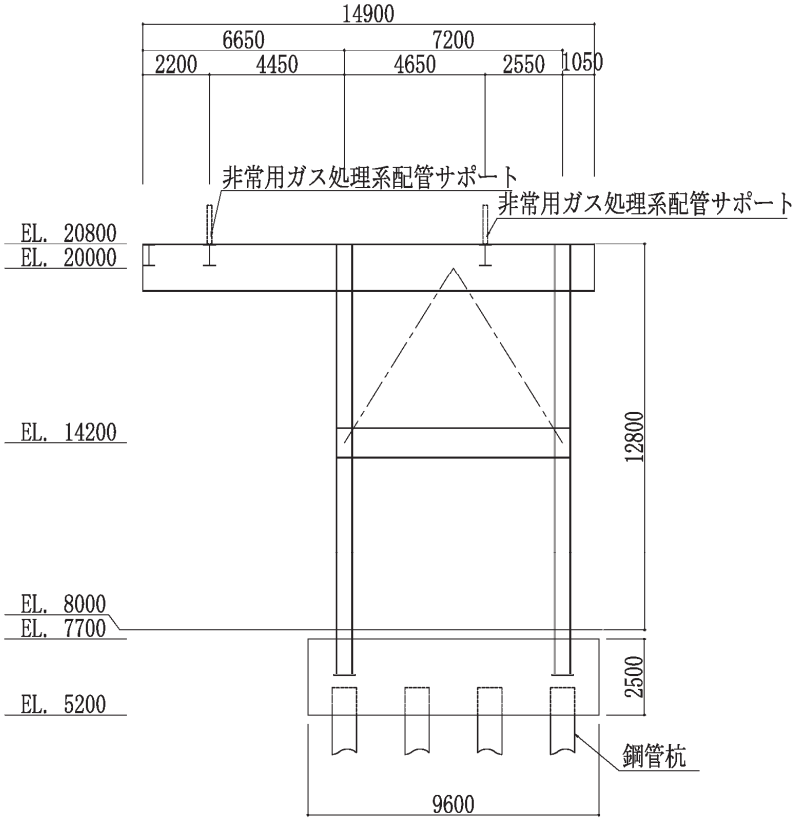


(2) EL. 5.2m

図 2-3　非常用ガス処理系配管支持架構基礎概要図（単位：mm）



（1） ＮＳ方向



（2） ＥＷ方向

図 2-4　非常用ガス処理系配管支持架構軸組図（単位：mm）

2.3　解析方針

非常用ガス処理系配管支持架構の地震応答解析は，添付書類「V-2-1-6　地震応答解析の基本方針」に基づいて行う。図 2-5 に非常用ガス処理系配管支持架構の地震応答解析の実施フローを示す。

地震応答解析は，「3.1　入力地震動」において設定した入力地震動及び「3.2　地震応答解析モデル」において設定した地震応答解析モデルを用いて実施することとし，「3.3　解析方法」及び「3.4　解析条件」に基づき，「4.1　動的解析」においては各種応答値を「4.2　静的解析」においては静的地震力を算出する。

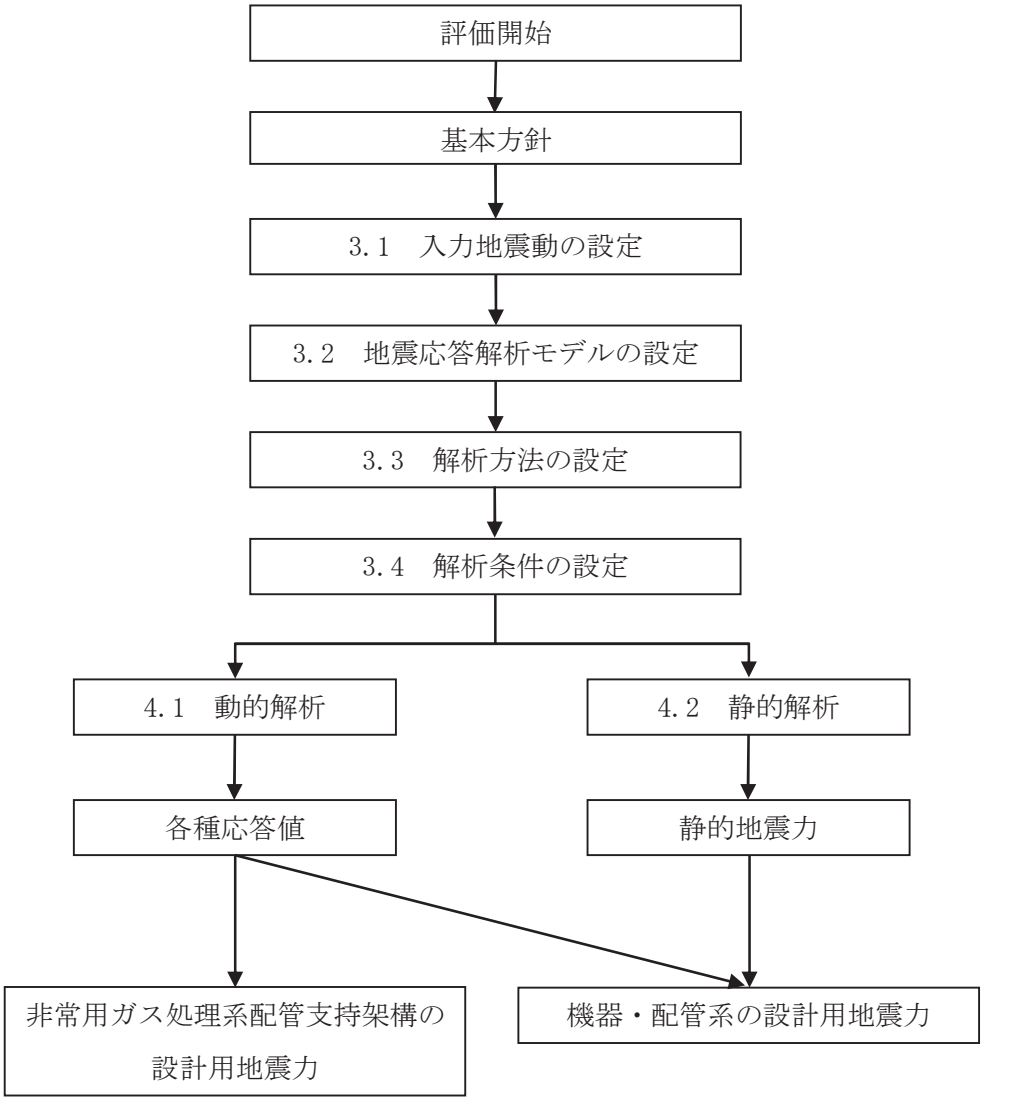


図 2-5　地震応答解析の実施フロー

2.4　適用規格・基準等

地震応答解析において適用する規格・基準等を以下に示す。

(1)　建築基準法・同施行令

(2)　鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会，1999）

(3)　鋼構造設計基準－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会，2005）

(4)　原子力発電所耐震設計技術指針　重要度分類・許容応力度編　ＪＥＡＧ4601・補-1984（（社）日本電気協会）

(5)　原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ4601-1987　（（社）日本電気協会）

(6)　原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ4601-1991　追補版　（（社）日本電気協会）（以下「ＪＥＡＧ4601-1991　追補版」という。）

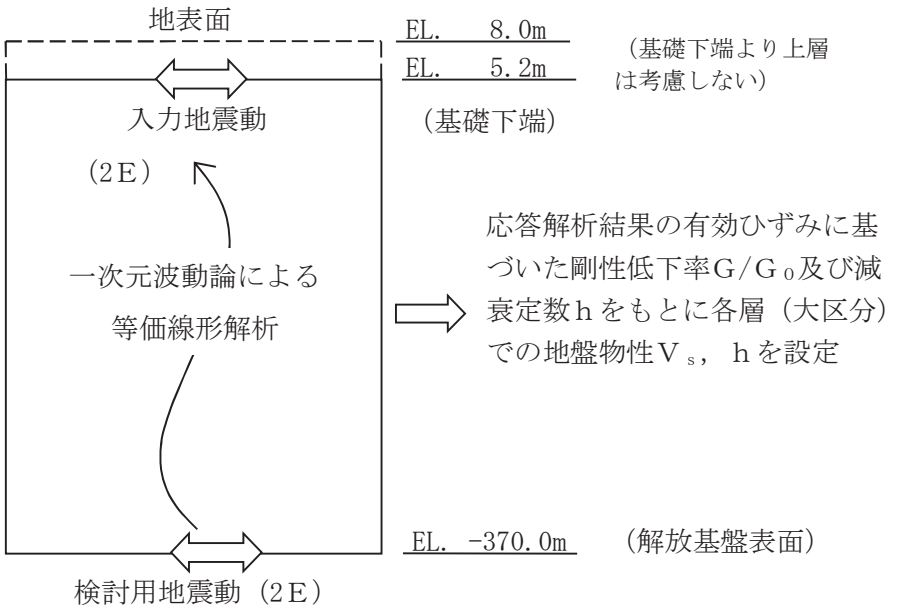
3. 解析方法

3.1 入力地震動

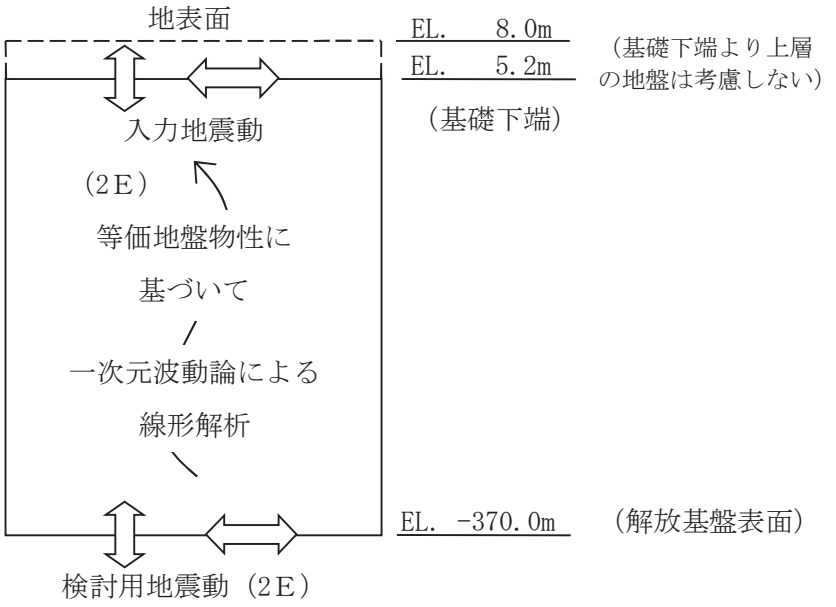
非常用ガス処理系配管支持架構の地震応答解析に用いる入力地震動は，添付書類「Ⅴ-2-1-6 地震応答解析の基本方針」に記載の入力地震動の設定方針に基づき，水平方向及び鉛直方向に対して，添付書類「Ⅴ-2-1-2 基準地震動Ｓ$_s$及び弾性設計用地震動Ｓ$_d$の策定概要」に示す基準地震動Ｓ$_s$及び弾性設計用地震動Ｓ$_d$とする。これらは，東海第二発電所敷地の EL.-370.0m 位置の解放基盤表面において定義されている。基準地震動Ｓ$_s$及び弾性設計用地震動Ｓ$_d$の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルについては添付書類「Ⅴ-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」に示す。

基準地震動Ｓ$_s$及び弾性設計用地震動Ｓ$_d$をもとに，非常用ガス処理系配管支持架構の地震応答解析モデルへの入力地震動は非常用ガス処理系配管支持架構基礎下端位置（EL.5.2m）の露頭波として，一次元波動論による等価線形解析によって求める（図 3-1 参照）。この時，まず，等価線形解析により各層での剛性低下率Ｇ/Ｇ$_0$及び減衰定数ｈを定め，定めた地盤物性値をもとに，線形解析を行う。計算に用いた初期地盤定数を表 3-1 に示す。Ｇ/Ｇ$_0$～γ曲線，ｈ～γ曲線を図 3-2 に示す。

入力地震動の算定には，解析コード「ＳＨＡＫＥ」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，添付書類「Ⅴ-5-22 計算機プログラム（解析コード）の概要・ＳＨＡＫＥ」に示す。入力地震動の応答スペクトルを図 3-3，図 3-4 に示す。



(a)　地震時等価地盤物性の評価の概要

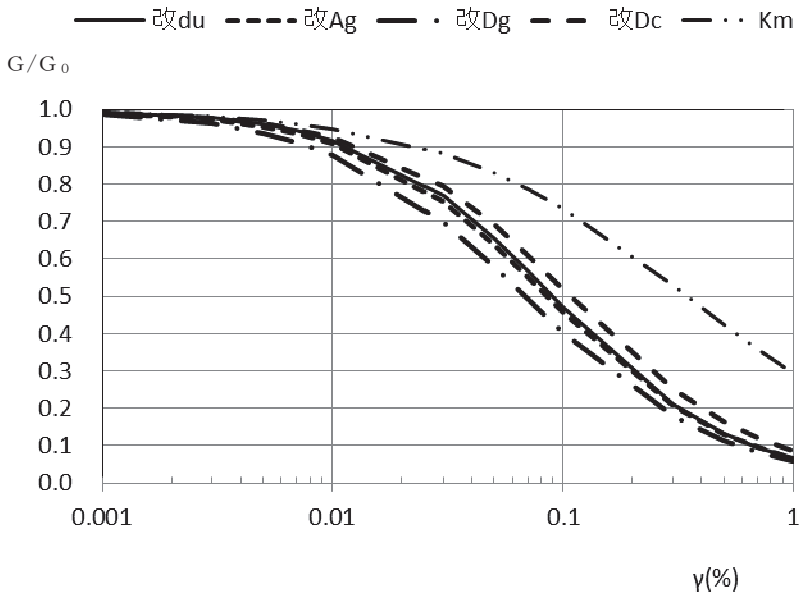


(b)　上部構造物への入力地震動の評価の概要

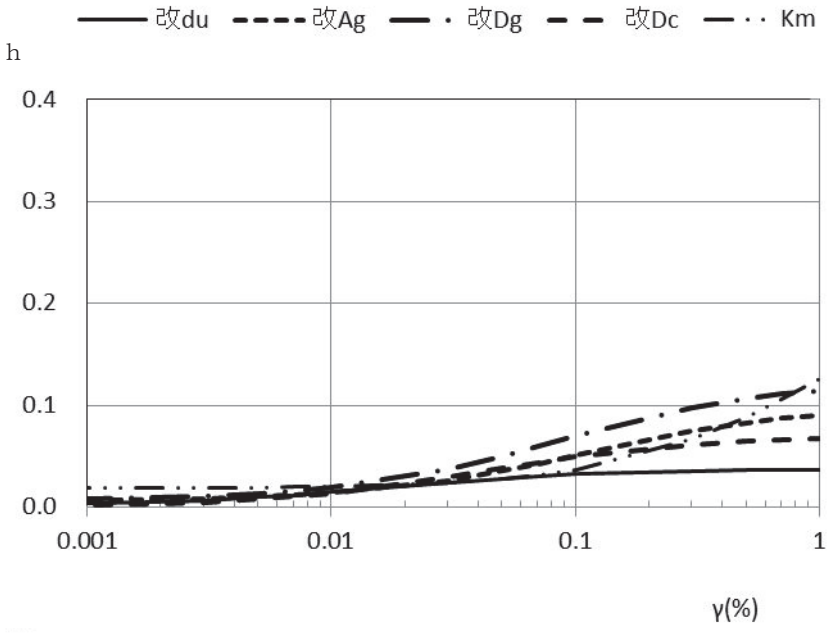
図 3-1　入力地震動作成の概要

表 3-1　地盤定数

標高 EL. (m)	土質区分	単位体積重量 ($\times 10^4 N/m^3$)	初期 S波速度 (m/s)	初期 P波速度 (m/s)	ポアソン 比
8.0	側面地盤（砂） du	－	－	－	－
5.2	改良－砂 改 du	2.089	800	1425	0.270
2.0	改良－砂れき 改 Ag2	2.167	800	1447	0.280
-4.0	改良－砂れき 改 D2g-3	2.246	800	1761	0.370
-7.0	改良－砂質シルト 改 D2c-3	2.050	500	1069	0.360
-9.0	改良－砂れき 改 D2g-3	2.246	500	1101	0.370
-14.0	砂質泥岩 Km	1.687	446	1658	0.461
-20.0		1.687	456	1675	0.460
-40.0		1.697	472	1696	0.458
-60.0		1.697	491	1709	0.455
-90.0		1.697	514	1737	0.452
-120.0		1.697	537	1765	0.449
-150.0		1.706	564	1792	0.445
-190.0		1.706	595	1831	0.441
-230.0		1.716	626	1871	0.437
-270.0		1.716	660	1920	0.433
-320.0		1.726	699	1958	0.427
-370.0	砂質泥岩 Km	1.726	718	1988	0.425

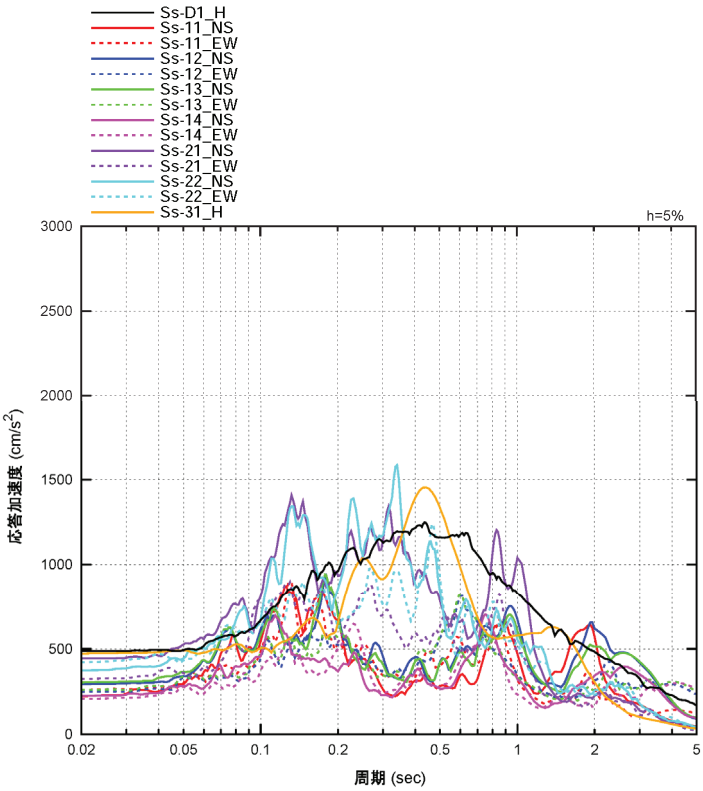


(a)　G/G$_0$～γ曲線

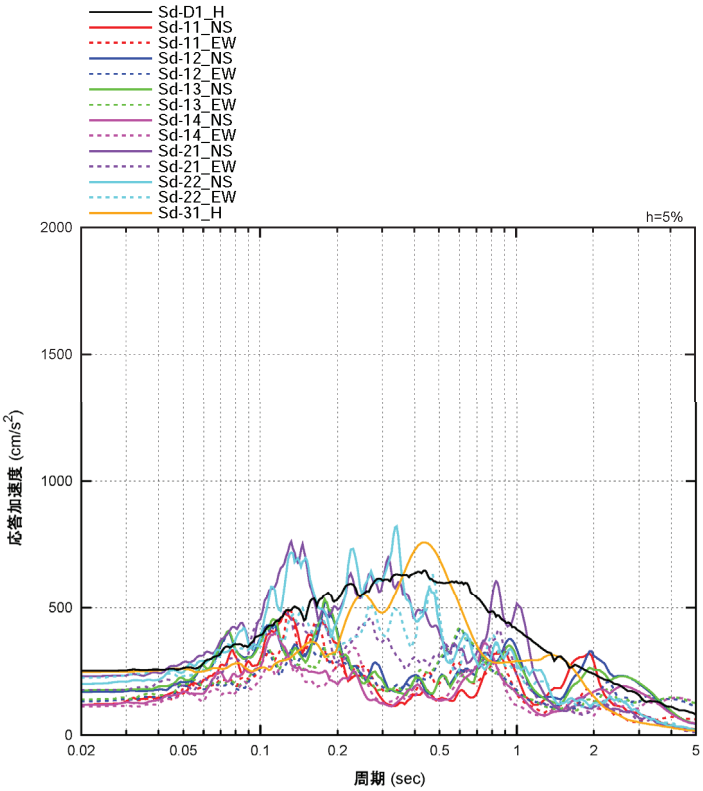


(b)　h～γ曲線

図 3-2　G/G$_0$～γ曲線，h～γ曲線

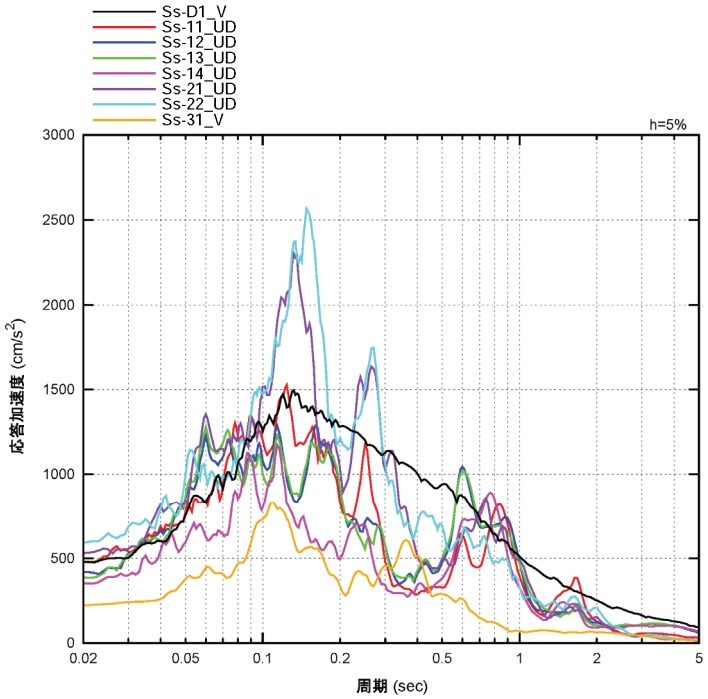


（基準地震動Ｓｓ：水平方向）

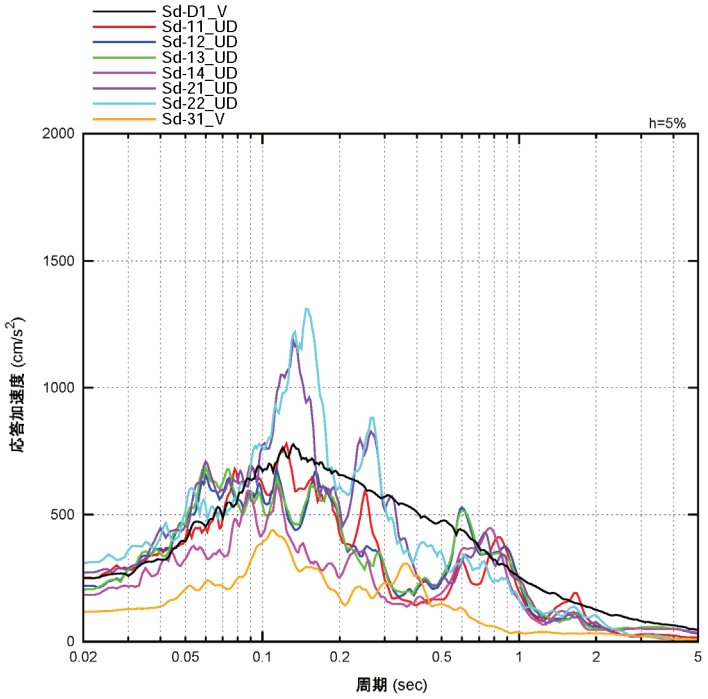


（弾性設計用地震動Ｓｄ：水平方向）

図 3-3　解析モデルへの入力地震動の加速度応答スペクトル（水平方向）



（基準地震動Ｓ$_s$：鉛直方向）



（弾性設計用地震動Ｓ$_d$：鉛直方向）

図 3-4　解析モデルへの入力地震動の加速度応答スペクトル（鉛直方向）

3.2　地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは，添付書類「Ⅴ-2-1-6　地震応答解析の基本方針」に記載の解析モデルの設定方針に基づき，3 次元フレームモデルを設定する。地震応答解析モデルの設定に用いた使用材料の物性値を表 3-2 に示す。

表 3-2　使用材料の物性値

使用材料	ヤング係数 E (N/mm^2)	ポアソン比 ν	減衰定数 h (%)
鉄筋コンクリート コンクリート： Fc=30 (N/mm^2) 鉄筋：SD345	2.44×10^4	0.2	－
鋼材：SN490B，SM490B	2.05×10^5	0.3	2
鋼管杭：SKK400	2.05×10^5	0.3	2

(1)　解析モデル

地震応答解析モデルは，図 3-5 に示す，鉄骨部材の軸・曲げ及びせん断剛性を考慮した要素と軸剛性のみを考慮した要素による剛基礎を有する 3 次元フレームモデルとし，杭－地盤系との相互作用を表す地盤ばねを基礎下端位置に配置する。水平 2 方向の地盤ばねは、捩り剛性として寄与できるように、4 箇所に分散して配置する。

(2)　地盤ばね

基礎底面の地盤ばねは，三次元薄層要素法に基づいて振動数依存の実数部と虚数部を評価した上で，「ＪＥＡＧ4601-1991　追補版」による近似法によって，水平地盤ばね，回転地盤ばね及び鉛直地盤ばねを定数化する。地盤ばねの定数化の概要を図 3-6 に示す。また，基礎底面ばねの評価には解析コード「ＴＬＰＩＬＥＳＰ」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，添付書類「Ⅴ-5-23　計算機プログラム（解析コード）の概要・ＴＬＰＩＬＥＳＰ」に示す。

また，地盤ばねの算定に用いる地盤定数は初期地盤の物性値とひずみ依存特性から一次元波動論より求めた等価物性値とする。地盤ばね定数及び減衰係数を表 3-3，表 3-4 に示す。

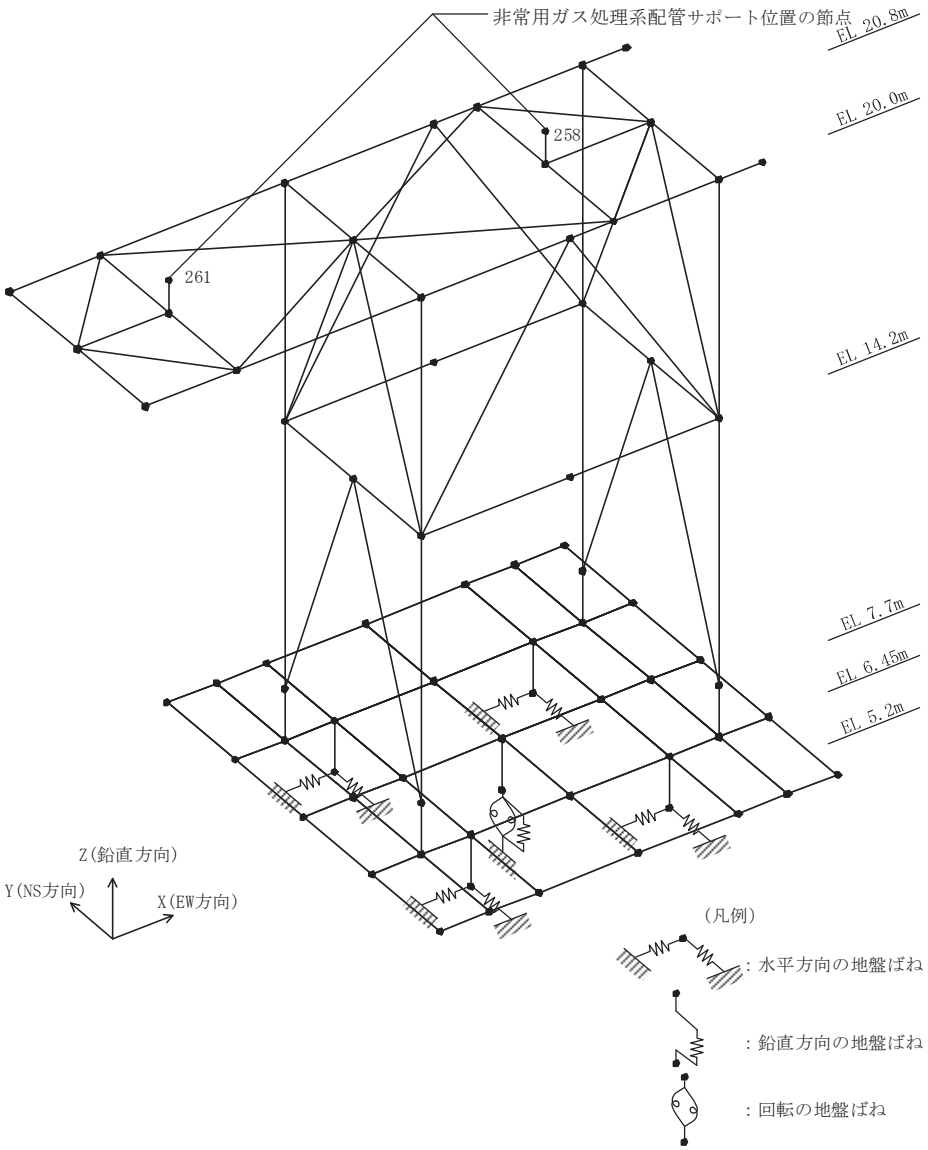
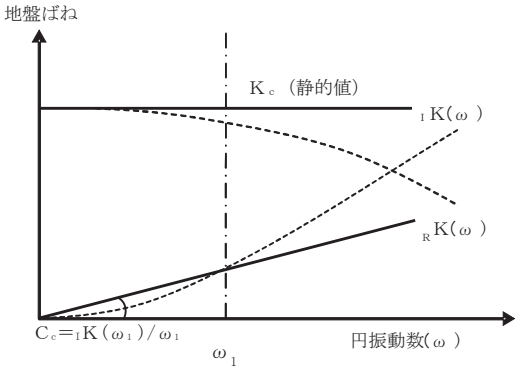


図 3-5　非常用ガス処理系配管支持架構の地震応答解析モデル



ばね定数：0.2Hz で定式化

減衰係数：連成系の１次固有円振動数ω_1に対応する虚部の値と原点とを結ぶ直線の傾きC_cで定式化

図 3-6　地盤ばねの定数化の概要

表 3-3　地盤ばね　基準地震動S_s

地震動	水平		回転		鉛直	
	ばね定数 ($\times10^9$N/m)	減衰係数 ($\times10^7$N・s/m)	ばね定数 ($\times10^{11}$Nm/rad)	減衰係数 ($\times10^8$Nm・s/rad)	ばね定数 ($\times10^{10}$N/m)	減衰係数 ($\times10^8$N・s/m)
S_s－D1	5.80	4.71	5.29	6.55	2.26	1.88
S_s－11	5.92	4.50	5.34	5.86	2.39	1.86
S_s－12	5.89	4.53	5.33	5.95	2.35	1.86
S_s－13	5.89	4.53	5.33	5.97	2.35	1.87
S_s－14	5.91	4.49	5.34	5.83	2.37	1.86
S_s－21	5.87	4.61	5.32	6.22	2.33	1.88
S_s－22	5.86	4.63	5.31	6.27	2.32	1.88
S_s－31	5.79	4.70	5.29	6.52	2.25	1.88

表 3-4　地盤ばね　弾性設計用地震動S_d

地震動	水平		回転		鉛直	
	ばね定数 ($\times10^9$N/m)	減衰係数 ($\times10^7$N・s/m)	ばね定数 ($\times10^{11}$Nm/rad)	減衰係数 ($\times10^8$Nm・s/rad)	ばね定数 ($\times10^{10}$N/m)	減衰係数 ($\times10^8$N・s/m)
S_d－D1	5.91	4.53	5.34	5.94	2.37	1.86
S_d－11	5.98	4.40	5.36	5.57	2.44	1.85
S_d－12	5.96	4.43	5.36	5.63	2.42	1.85
S_d－13	5.96	4.43	5.36	5.64	2.42	1.85
S_d－14	5.97	4.40	5.36	5.55	2.44	1.85
S_d－21	5.94	4.46	5.34	5.77	2.41	1.86
S_d－22	5.94	4.47	5.34	5.79	2.41	1.86
S_d－31	5.91	4.52	5.34	5.93	2.37	1.86

3.3　解析方法

非常用ガス処理系配管支持架構の地震応答解析には，解析コード「ｆａｐｐａｓｅ」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，添付書類「Ⅴ-5-26 計算機プログラム（解析コード）の概要・ｆａｐｐａｓｅ」に示す。

3.3.1　動的解析

非常用ガス処理系配管支持架構の動的解析は，添付書類「Ⅴ-2-1-6　地震応答解析の基本方針」に記載の解析方法に基づき，時刻歴応答解析により実施する。

3.3.2　静的解析

(1)　水平地震力

水平地震力算定用の基準面は基礎下端(EL.5.2m)とし，基準面より上の部分の地震力は，地震層せん断力係数を用いて，次式により算出する。

$$Q_i = n \cdot C_i \cdot W_i$$

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

ここで，

Q_i　：第ｉ層に生じる水平地震力

n　：施設の重要度分類に応じた係数（1.0）

C_i　：第ｉ層の地震層せん断力係数

W_i　：第ｉ層が支える重量

Z　：地震地域係数（1.0）

R_t　：振動特性係数（1.0）

A_i　：第ｉ層の地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数

C_0　：標準層せん断力係数（0.2）

また，A_iは次式により算出する。

$$A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{a_i}} - a_i \right) \frac{2T}{1+3T}$$

ここで，

a_i　：A_iを算出しようとする高さ部分の支える層重量を総重量で除した値

T　：設計用１次固有周期

NT2 補③ Ⅴ-2-2-16 R0

(2)　鉛直地震力

鉛直地震力は，鉛直震度 0.3 を基準とし，建物・構築物の振動特性及び地盤の種類等を考慮して，次式によって算定する鉛直震度を用いて定める。

$$C_V = 0.3 \cdot R_V$$

ここで，

C_V　：鉛直震度

R_V　：鉛直方向振動特性係数（1.0）

3.4　解析条件

3.4.1　諸元のばらつき

解析においては,「3.2　地震応答解析モデル」に示す物性値及び定数を基本ケースとし，諸元のばらつきを考慮する。諸元のばらつきを考慮した地震応答解析は，基準地震動Ｓ$_s$に対して実施する。

地盤物性のばらつきのうち，支持地盤については，地盤調査結果の平均値をもとに設定した数値を基本ケースとし，せん断波速度のばらつきは，±σ相当として，変動係数10%を考慮する。また，表層地盤については，地盤改良の実施に当たり改良目標値として設定した値を基本ケースとし，せん断波速度のばらつきは，地盤改良を実施する計画であることから，非常用ガス処理系配管支持架構近傍にて実施した地盤改良試験施工の試験結果から得られた値の平均値及び試験結果を統計処理して得られた±σを考慮する。

地盤物性のばらつきを考慮する地震応答解析ケースを表3-5に示す。

表3-5　地盤物性のばらつきを考慮する地震応答解析ケース

ケースNo.	地盤のせん断波速度Vs		備考
	支持地盤	表層地盤	
1	平均値	改良目標値	基本ケース
2	平均値	平均値	試験施工の平均値を考慮
3	＋σ相当	＋σ相当	試験施工のばらつきを考慮（＋σ）
4	－σ相当	－σ相当	試験施工のばらつきを考慮（－σ）

4. 解析結果

4.1 動的解析

本添付書類においては，代表として基本ケースの地震応答解析結果を示す。

4.1.1 固有値解析結果

基本ケースの地震応答解析モデルの固有値解析結果（固有周期及び固有振動数）を表 4-1 及び表 4-2 に示す。刺激関数図の代表として，S_s－D1，S_d－D1 の結果を図 4-1 及び図 4-2 に示す。

S_s－D1 のＥＷ方向の１次モードは全体 1 次に現われており，固有振動数は 4.31Hz である。ＮＳ方向の 1 次モードは全体 2 次に現われており，固有振動数は 4.71Hz である。

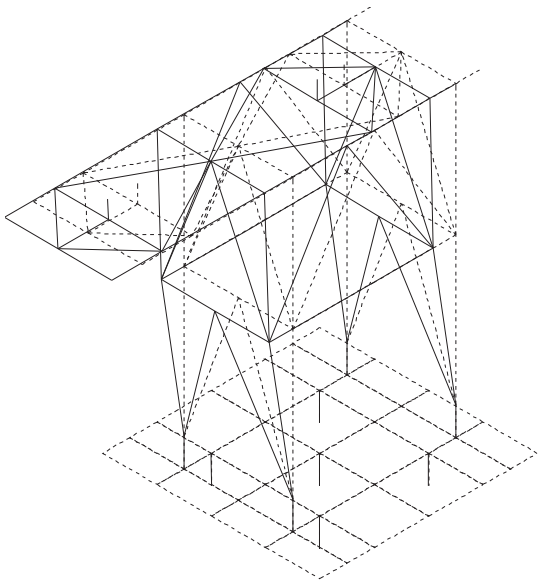
表 4-1　非常用ガス処理系配管支持架構の固有周期・振動数一覧　基準地震動Ｓ$_s$

次数		1次	2次	3次	4次	5次
Ｓ$_s$－Ｄ1	固有周期（s）	0.23	0.21	0.14	0.09	0.07
	固有振動数（Hz）	4.31	4.71	7.33	11.28	14.44
Ｓ$_s$－11	固有周期（s）	0.23	0.21	0.14	0.09	0.07
	固有振動数（Hz）	4.31	4.71	7.33	11.28	14.44
Ｓ$_s$－12	固有周期（s）	0.23	0.21	0.14	0.09	0.07
	固有振動数（Hz）	4.31	4.71	7.33	11.28	14.44
Ｓ$_s$－13	固有周期（s）	0.23	0.21	0.14	0.09	0.07
	固有振動数（Hz）	4.31	4.71	7.33	11.28	14.44
Ｓ$_s$－14	固有周期（s）	0.23	0.21	0.14	0.09	0.07
	固有振動数（Hz）	4.31	4.71	7.33	11.28	14.44
Ｓ$_s$－21	固有周期（s）	0.23	0.21	0.14	0.09	0.07
	固有振動数（Hz）	4.31	4.71	7.33	11.28	14.44
Ｓ$_s$－22	固有周期（s）	0.23	0.21	0.14	0.09	0.07
	固有振動数（Hz）	4.31	4.71	7.33	11.28	14.44
Ｓ$_s$－31	固有周期（s）	0.23	0.21	0.14	0.09	0.07
	固有振動数（Hz）	4.31	4.71	7.33	11.28	14.44

表 4-2　非常用ガス処理系配管支持架構の固有周期・振動数一覧　弾性設計用地震動Ｓ$_d$

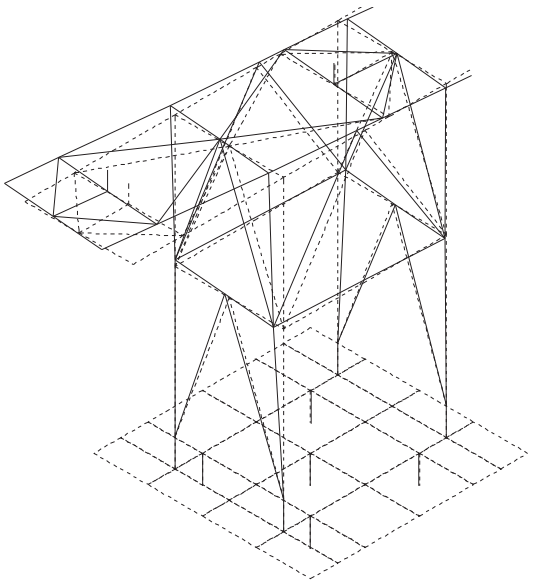
次数		1次	2次	3次	4次	5次
Ｓ$_d$－Ｄ1	固有周期（s）	0.23	0.21	0.14	0.09	0.07
	固有振動数（Hz）	4.31	4.71	7.33	11.28	14.44
Ｓ$_d$－11	固有周期（s）	0.23	0.21	0.14	0.09	0.07
	固有振動数（Hz）	4.31	4.71	7.33	11.28	14.44
Ｓ$_d$－12	固有周期（s）	0.23	0.21	0.14	0.09	0.07
	固有振動数（Hz）	4.31	4.71	7.33	11.28	14.44
Ｓ$_d$－13	固有周期（s）	0.23	0.21	0.14	0.09	0.07
	固有振動数（Hz）	4.31	4.71	7.33	11.28	14.44
Ｓ$_d$－14	固有周期（s）	0.23	0.21	0.14	0.09	0.07
	固有振動数（Hz）	4.31	4.71	7.33	11.28	14.44
Ｓ$_d$－21	固有周期（s）	0.23	0.21	0.14	0.09	0.07
	固有振動数（Hz）	4.31	4.71	7.33	11.28	14.44
Ｓ$_d$－22	固有周期（s）	0.23	0.21	0.14	0.09	0.07
	固有振動数（Hz）	4.31	4.71	7.33	11.28	14.44
Ｓ$_d$－31	固有周期（s）	0.23	0.21	0.14	0.09	0.07
	固有振動数（Hz）	4.31	4.71	7.33	11.28	14.44

固有周期　　0.23 s
固有振動数　　4.31 Hz



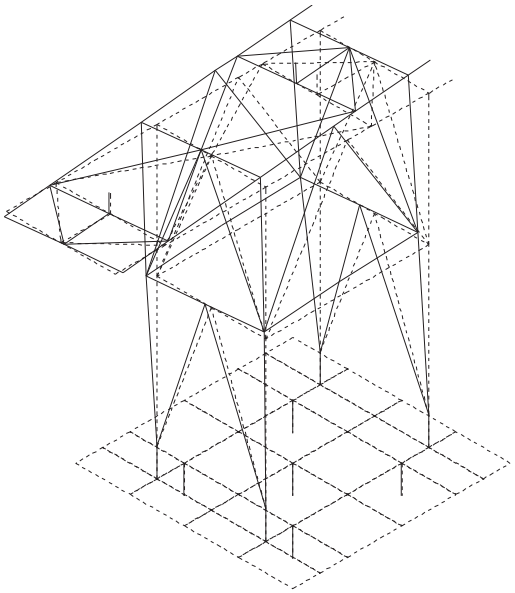
（1 次）

固有周期　　0.21 s
固有振動数　　4.71 Hz



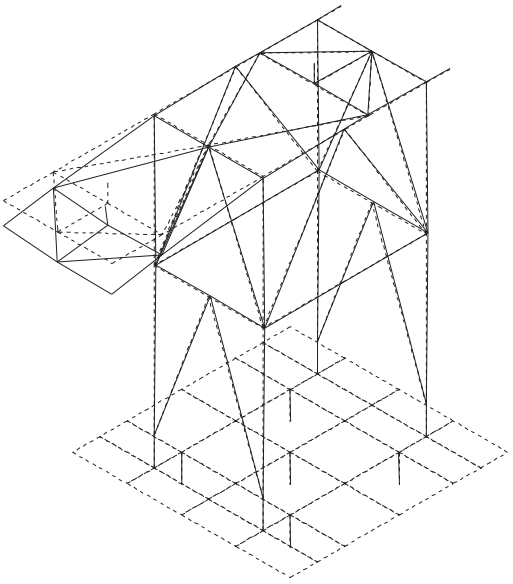
（2 次）

固有周期　　0.14 s
固有振動数　　7.33 Hz



（3 次）

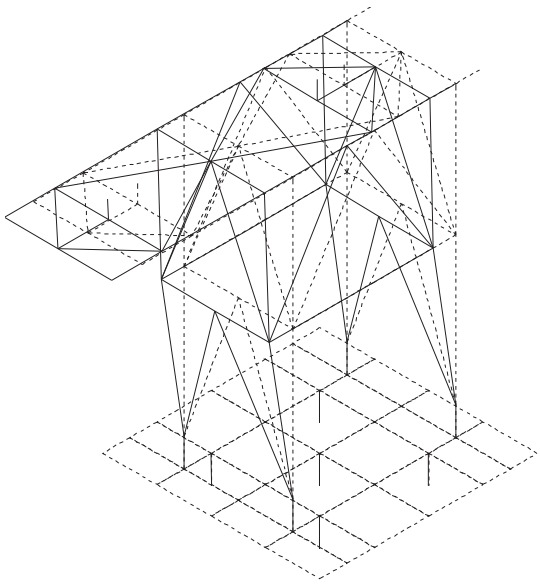
固有周期　　0.09 s
固有振動数　　11.28 Hz



（4 次）

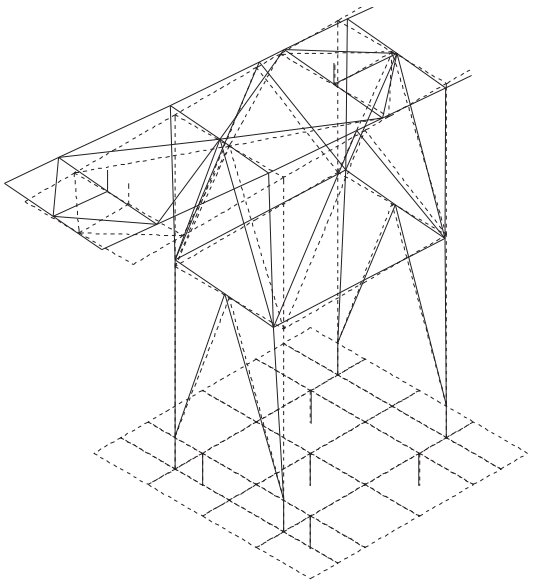
図 4-1　刺激関数図　（S_s－D1）

固有周期　　0.23 s
固有振動数　　4.31 Hz



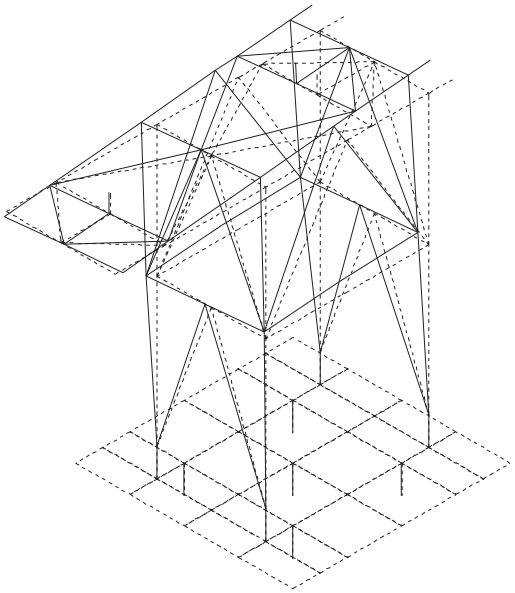
（1 次）

固有周期　　0.21 s
固有振動数　　4.71 Hz



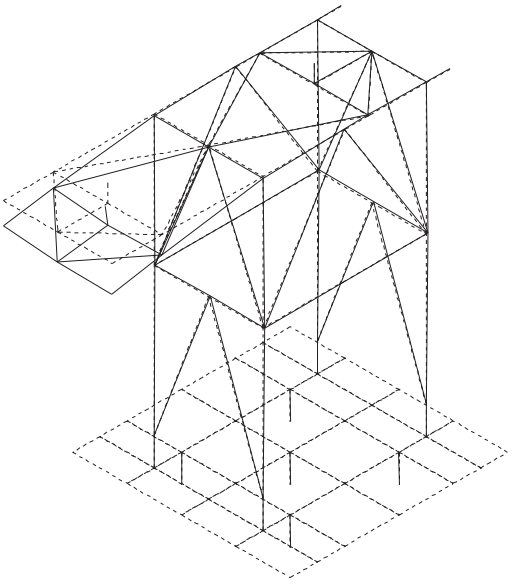
（2 次）

固有周期　　0.14 s
固有振動数　　7.33 Hz



（3 次）

固有周期　　0.09 s
固有振動数　　11.28 Hz



（4 次）

図 4-2　刺激関数図　（S_d－D1）

4.1.2　地震応答解析結果

(1)　基準地震動Ｓ$_s$

基準地震動Ｓ$_s$による非常用ガス処理系配管サポート位置の節点の最大応答加速度及び最大応答変位を表 4-3 及び表 4-4 に示す。

地盤ばねの最大応答値を表 4-5 に示す。

表 4-3　非常用ガス処理系配管サポート位置の最大応答加速度（Ｓ$_s$）

（単位：cm/s^2）

節点番号	方向	Ｓ$_s$－Ｄ1	Ｓ$_s$－11	Ｓ$_s$－12	Ｓ$_s$－13	Ｓ$_s$－14	Ｓ$_s$－21	Ｓ$_s$－22	Ｓ$_s$－31
258	NS	1046	1146	736	701	615	1718	1613	656
	EW	1602	772	708	685	1033	1125	1213	1132
	鉛直	712	767	772	797	630	845	860	320
261	NS	1333	661	786	765	528	1272	1267	905
	EW	1611	777	712	689	1041	1133	1221	1137
	鉛直	1260	1389	1152	1137	1150	1284	1377	604

表 4-4　非常用ガス処理系配管サポート位置の最大応答変位（Ｓ$_s$）

（単位：cm）

節点番号	方向	Ｓ$_s$－Ｄ1	Ｓ$_s$－11	Ｓ$_s$－12	Ｓ$_s$－13	Ｓ$_s$－14	Ｓ$_s$－21	Ｓ$_s$－22	Ｓ$_s$－31
258	NS	0.53	0.56	0.34	0.32	0.30	0.84	0.81	0.40
	EW	2.21	1.06	0.98	0.95	1.41	1.55	1.67	1.60
	鉛直	0.05	0.05	0.05	0.05	0.04	0.05	0.05	0.02
261	NS	1.58	0.73	0.92	0.90	0.59	1.48	1.46	1.06
	EW	2.23	1.07	0.99	0.96	1.42	1.56	1.69	1.61
	鉛直	0.26	0.28	0.23	0.23	0.24	0.27	0.28	0.13

表 4-5　地盤ばねの最大応答値（S_s）

			単位	S_s－D1	S_s－11	S_s－12	S_s－13	S_s－14	S_s－21	S_s－22	S_s－31
水平地盤ばね	ＮＳ方向	①	×10^3kN	0.874	0.477	0.533	0.579	0.392	0.870	0.748	0.848
		②		0.987	0.427	0.557	0.541	0.433	0.964	0.859	0.983
		③		0.874	0.477	0.533	0.579	0.392	0.870	0.748	0.848
		④		0.987	0.427	0.557	0.541	0.433	0.964	0.859	0.983
	ＥＷ方向	①		1.00	0.452	0.527	0.543	0.524	0.601	0.760	0.993
		②		1.00	0.452	0.527	0.543	0.524	0.601	0.760	0.993
		③		1.01	0.463	0.549	0.565	0.540	0.607	0.752	1.01
		④		1.01	0.463	0.549	0.565	0.540	0.607	0.752	1.01
回転地盤ばね	ＮＳ方向		×10^4kNm	0.810	0.788	0.490	0.486	0.456	1.14	1.20	0.705
	ＥＷ方向			1.56	0.750	0.691	0.671	1.00	1.10	1.18	1.12
鉛直地盤ばね			×10^3kN	3.71	3.77	3.23	3.13	2.68	4.26	4.72	1.76

(2)　弾性設計用地震動Ｓ$_d$

弾性設計用地震動Ｓ$_d$による非常用ガス処理系配管サポート位置の節点の最大応答加速度及び最大応答変位を表 4-6 及び表 4-7 に示す。

地盤ばねの最大応答値を表 4-8 に示す。

表 4-6　非常用ガス処理系配管サポート位置の最大応答加速度（Ｓ$_d$）

（単位：cm/s^2）

節点番号	方向	Ｓ$_d$－Ｄ1	Ｓ$_d$－11	Ｓ$_d$－12	Ｓ$_d$－13	Ｓ$_d$－14	Ｓ$_d$－21	Ｓ$_d$－22	Ｓ$_d$－31
258	NS	613	631	456	435	362	914	878	357
	EW	874	409	389	370	563	597	643	610
	鉛直	383	415	431	447	349	457	454	174
261	NS	732	352	436	422	290	677	673	488
	EW	879	412	391	373	568	601	647	613
	鉛直	669	721	613	607	605	665	713	319

表 4-7　非常用ガス処理系配管サポート位置の最大応答変位（Ｓ$_d$）

（単位：cm）

節点番号	方向	Ｓ$_d$－Ｄ1	Ｓ$_d$－11	Ｓ$_d$－12	Ｓ$_d$－13	Ｓ$_d$－14	Ｓ$_d$－21	Ｓ$_d$－22	Ｓ$_d$－31
258	NS	0.31	0.31	0.21	0.20	0.17	0.45	0.43	0.22
	EW	1.21	0.56	0.54	0.51	0.77	0.82	0.89	0.86
	鉛直	0.02	0.02	0.03	0.03	0.02	0.03	0.03	0.01
261	NS	0.87	0.39	0.51	0.50	0.32	0.79	0.78	0.57
	EW	1.21	0.56	0.54	0.52	0.77	0.83	0.89	0.87
	鉛直	0.14	0.15	0.12	0.12	0.12	0.14	0.15	0.07

表 4-8　地盤ばねの最大応答値（S_d）

			単位	S_d－D1	S_d－11	S_d－12	S_d－13	S_d－14	S_d－21	S_d－22	S_d－31
水平地盤ばね	ＮＳ方向	①	×10^2kN	4.55	2.59	3.03	3.23	2.14	4.58	3.99	4.46
		②		5.11	2.30	2.89	2.99	2.36	5.11	4.58	5.19
		③		4.55	2.59	3.03	3.23	2.14	4.58	3.99	4.46
		④		5.11	2.30	2.89	2.99	2.36	5.11	4.58	5.19
	ＥＷ方向	①		5.20	2.43	2.86	2.97	2.82	3.25	4.05	5.24
		②		5.20	2.43	2.86	2.97	2.82	3.25	4.05	5.24
		③		5.28	2.49	2.98	3.09	2.90	3.29	4.00	5.30
		④		5.28	2.49	2.98	3.09	2.90	3.29	4.00	5.30
回転地盤ばね	ＮＳ方向		×10^3kNm	4.53	4.33	2.92	2.73	2.60	6.05	6.36	3.81
	ＥＷ方向			8.51	3.97	3.79	3.62	5.46	5.82	6.27	6.01
鉛直地盤ばね			×10^3kN	1.94	1.95	1.70	1.71	1.41	2.20	2.45	0.928

4.2　静的解析

「3.3　解析方法」による解析方法で算出した地震層せん断力係数 1.0C_i 及び静的地震力（水平地震力）を表 4-9 に示す。なお，鉛直震度は計算式に基づき，一律 0.3 とする。

表 4-9　地震層せん断力係数（1.0C_i）及び水平地震力

高さ EL. (m)	当該層の重量 W_i (kN)	当該層が支える重量 ΣW_i (kN)	1.0C_i	水平地震力 Q_i (kN)
20.0	501	501	0.40	202
14.2	266	767	0.36	277
5.2	6478	7244	0.20	1449

Ⅴ-2-2-17　非常用ガス処理系配管支持架構の耐震性についての計算書

目次

1. 概要 ····· 1
2. 基本方針 ····· 2
2.1 位置 ····· 2
2.2 構造概要 ····· 3
2.3 評価方針 ····· 7
2.4 適用規格・基準等 ····· 8
3. 応力解析による評価方法 ····· 9
3.1 評価対象部位及び評価方針 ····· 9
3.2 荷重及び荷重の組合せ ····· 12
3.2.1 荷重 ····· 12
3.2.2 荷重の組合せ ····· 16
3.3 許容限界 ····· 17
3.4 評価方法 ····· 19
3.4.1 応力評価方法 ····· 19
3.4.2 上部構造の断面評価方法 ····· 20
3.4.3 基礎の断面評価方法 ····· 23
4. 評価結果 ····· 29
4.1 上部構造の断面評価結果 ····· 29
4.2 基礎の断面評価結果 ····· 36

1. 概要

本添付書類は，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針」に基づき，非常用ガス処理系配管支持架構の地震時の構造強度及び機能維持の確認について説明するものであり，その評価は，地震応答解析による評価及び応力解析による評価により行う。

非常用ガス処理系配管支持架構は，設計基準対象施設においては「Ｓクラスの施設の間接支持構造物」に，重大事故等対処施設においては「常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備の間接支持構造物」に分類される。以下，それぞれの分類に応じた耐震評価を示す。

2.　基本方針

2.1　位置

非常用ガス処理系配管支持架構の設置位置を図 2-1 に示す。

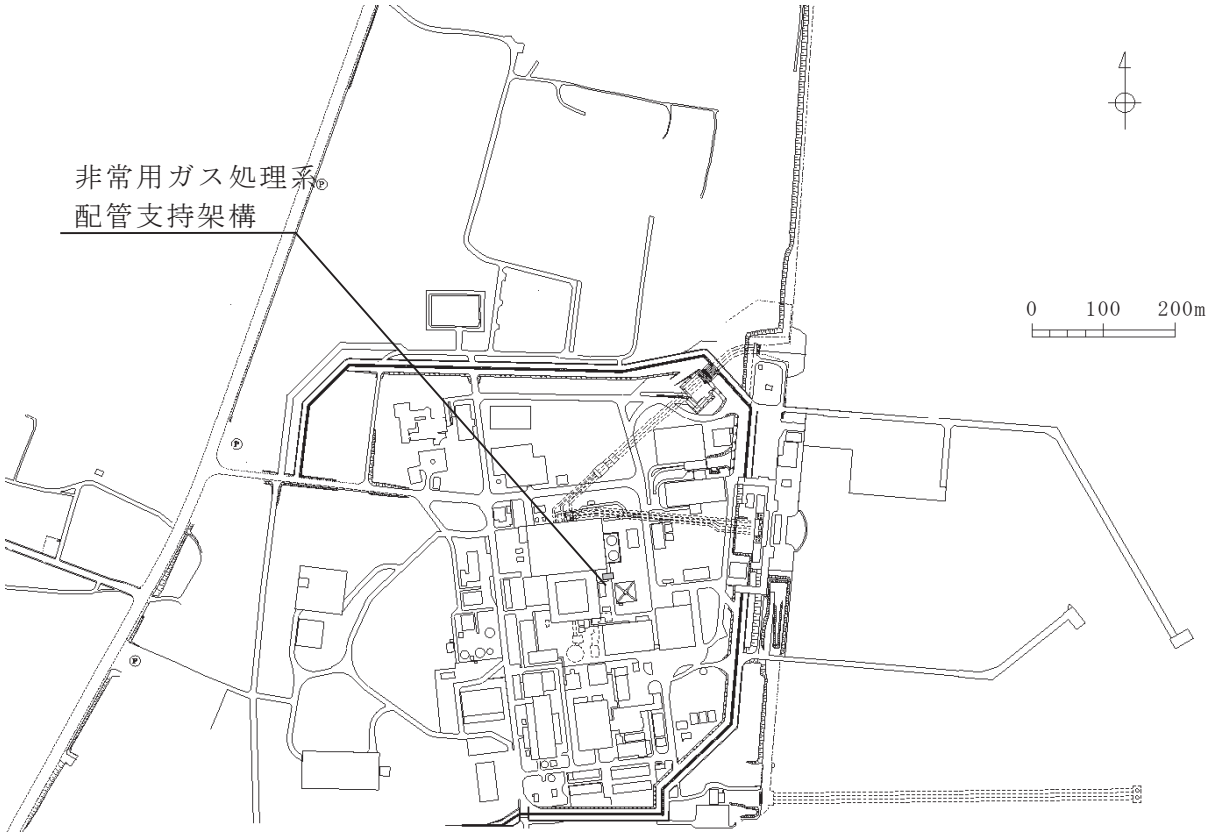


図 2-1　非常用ガス処理系配管支持架構の設置位置

2.2　構造概要

非常用ガス処理系配管支持架構は，非常用ガス処理系配管を原子炉建屋から主排気筒へ導くための架構であり，平面が南北方向 4.8m，東西方向 14.9m，地上高さ 12.8m の鉄骨造の架構である。

非常用ガス処理系配管支持架構の基礎は，平面が南北方向 9.6m，東西方向 9.6m，厚さ 2.5m で，鋼管杭を介して，砂質泥岩である久米層に岩着している。また，基礎スラブ外縁で囲まれた直下については，久米層まで地盤改良を実施する。

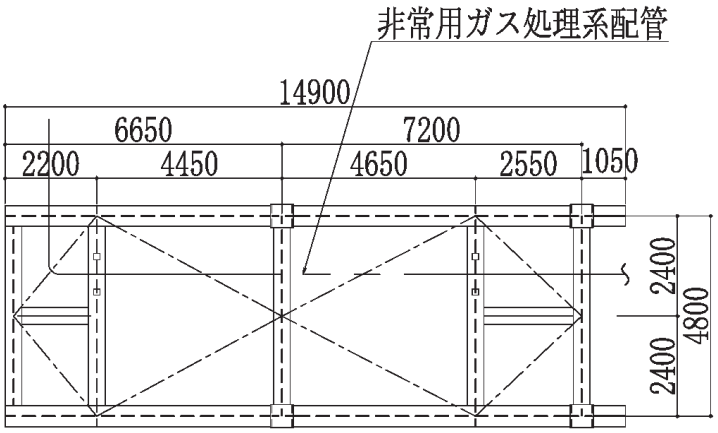
非常用ガス処理系配管支持架構概要図，基礎概要図及び軸組図を図 2-2～図 2-4 に示す。

以下に，構造概要を示す。

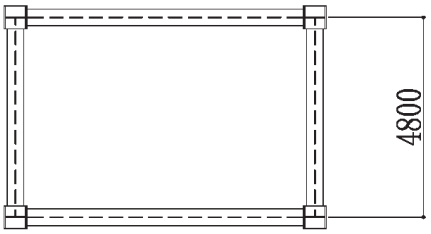
構造概要

・構造形式　　ブレース付のラーメン構造

・基礎　　鉄筋コンクリート造

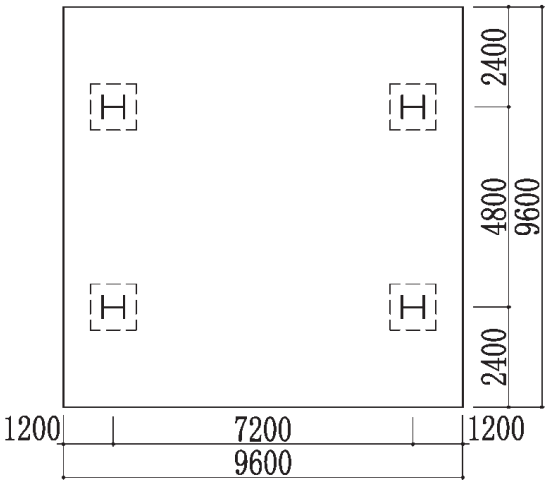


（1） EL.20.8m

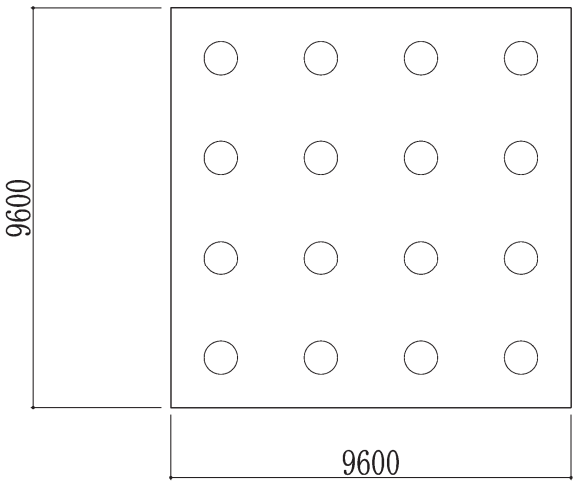


（2） EL.14.2m

図 2-2　非常用ガス処理系配管支持架構概要図（単位：mm）

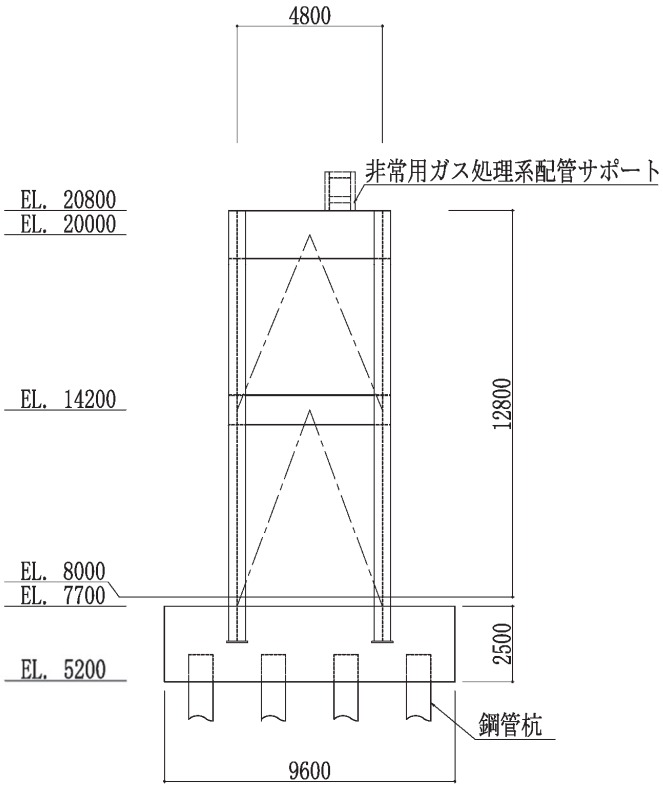


（1） EL.7.7m

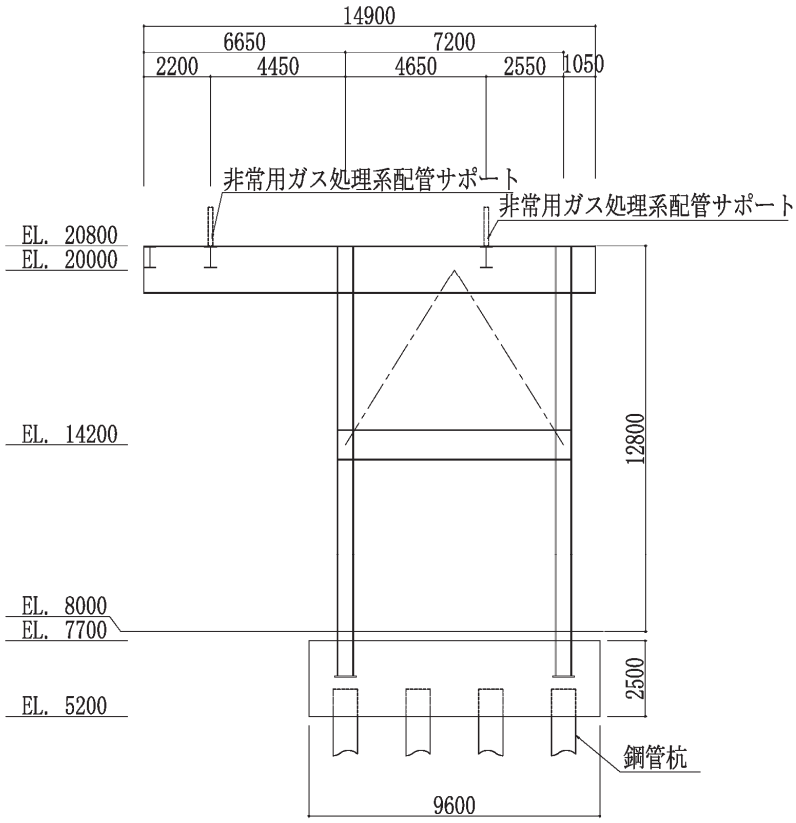


（2） EL.5.2m

図 2-3　非常用ガス処理系配管支持架構基礎概要図（単位：mm）



（1） ＮＳ方向



（2） ＥＷ方向

図 2-4　非常用ガス処理系配管支持架構軸組図（単位：mm）

2.3　評価方針

非常用ガス処理系配管支持架構は，設計基準対象施設においては「Ｓクラスの施設の間接支持構造物」に，重大事故等対処施設においては「常設耐震重要重大事故等防止設備及び常設重大事故緩和設備の間接支持構造物」に分類される。

非常用ガス処理系配管支持架構の設計基準対象施設としての評価においては，基準地震動Ｓ$_s$による地震力に対する評価（以下「Ｓ$_s$地震時に対する評価」という。）を行うこととし，この評価は添付書類「Ⅴ-2-2-16　非常用ガス処理系配管支持架構の地震応答計算書」の結果を踏まえたものとする。非常用ガス処理系配管支持架構の評価は，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針」に基づき，応力解析による評価においては，最大部材応力に対して各部材断面を材料強度より算出した弾性限耐力による評価を行うことで，非常用ガス処理系配管支持架構の地震時の構造強度及び機能維持の確認を行う。評価に当たっては，地盤物性のばらつきを考慮する。

また，重大事故等対処施設としての評価においては，Ｓ$_s$地震時に対する評価を行う。ここで，非常用ガス処理系配管支持架構では，運転時，設計基準事故時及び重大事故時の状態における圧力，温度等の条件について有意な差異がないことから，重大事故等対処施設としての評価は，設計基準対象施設としての評価と同一となる。

図 2-5 に非常用ガス処理系配管支持架構の評価フローを示す。

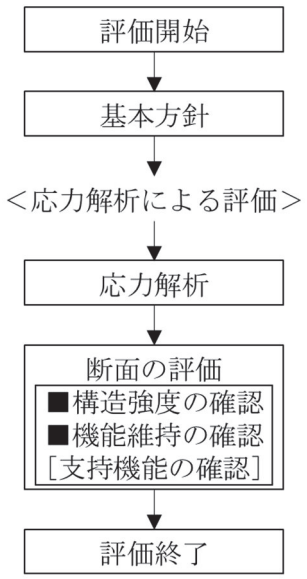


図 2-5　非常用ガス処理系配管支持架構の評価フロー

2.4　適用規格・基準等

非常用ガス処理系配管支持架構の評価において，適用する規格・基準等を以下に示す。

(1)　建築基準法・同施行令
(2)　鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会，2005）
(3)　鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会，1999）
(4)　原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（（社）日本建築学会，2005）
(5)　建築基礎構造設計指針（（社）日本建築学会，2001）
(6)　日本工業規格（ＪＩＳ）

3.　応力解析による評価方法

3.1　評価対象部位及び評価方針

非常用ガス処理系配管支持架構の評価対象部位は，上部構造の柱，梁，水平及び鉛直ブレース及び柱脚と，基礎の基礎スラブ及び杭とし，Ｓ$_s$地震時に対して以下の方針に基づき評価を行う。

Ｓ$_s$地震時に対して以下の方針に基づき評価を行う。評価フローを図 3-1 に示す。

Ｓ$_s$地震時に対する評価は，添付書類「Ⅴ-2-2-16　非常用ガス処理系配管支持架構の地震応答計算書」で示した地震応答解析結果及び図 3-2 に示す 3 次元フレームモデルを用いた弾性応力解析によることとし，地震力と地震力以外の荷重の組合せの結果，発生する応力が，弾性限界範囲内であることを確認する。非常用ガス処理系配管支持架構の部材リストを，表 3-1 に示す。

弾性応力解析については，解析コード「ＫＡＮＳＡＳ２」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，添付書類「Ⅴ-5-27　計算機プログラム（解析コード）の概要・ＫＡＮＳＡＳ２」に示す。

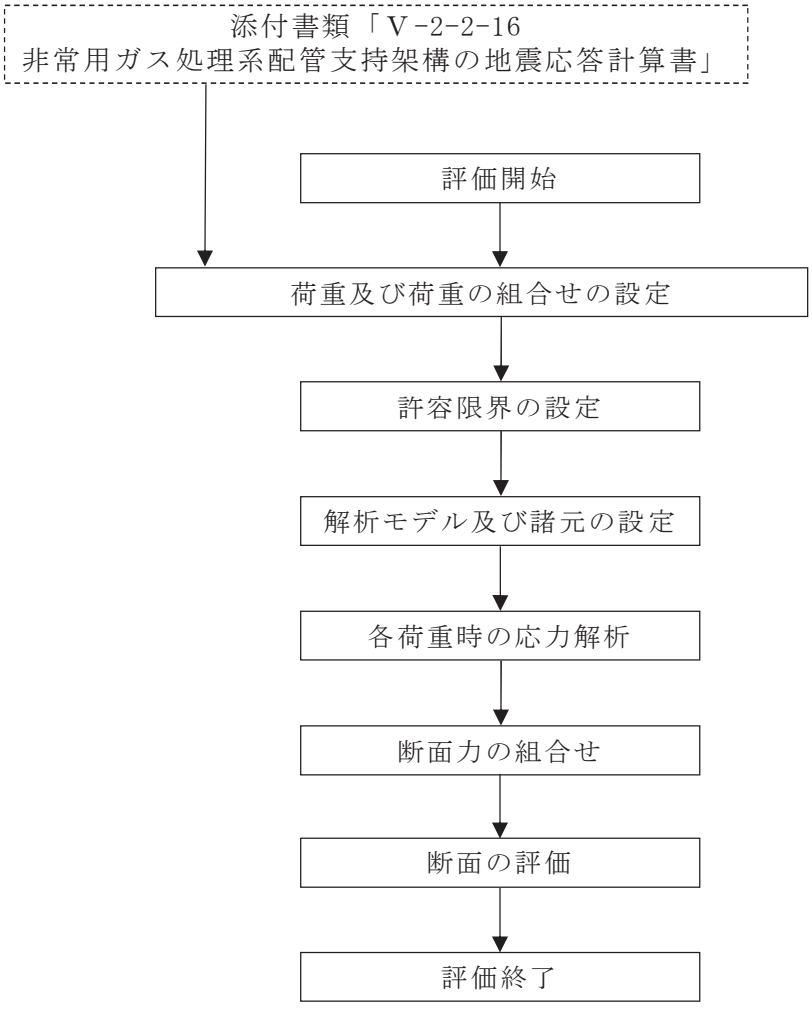


図 3-1　応力解析による評価フロー

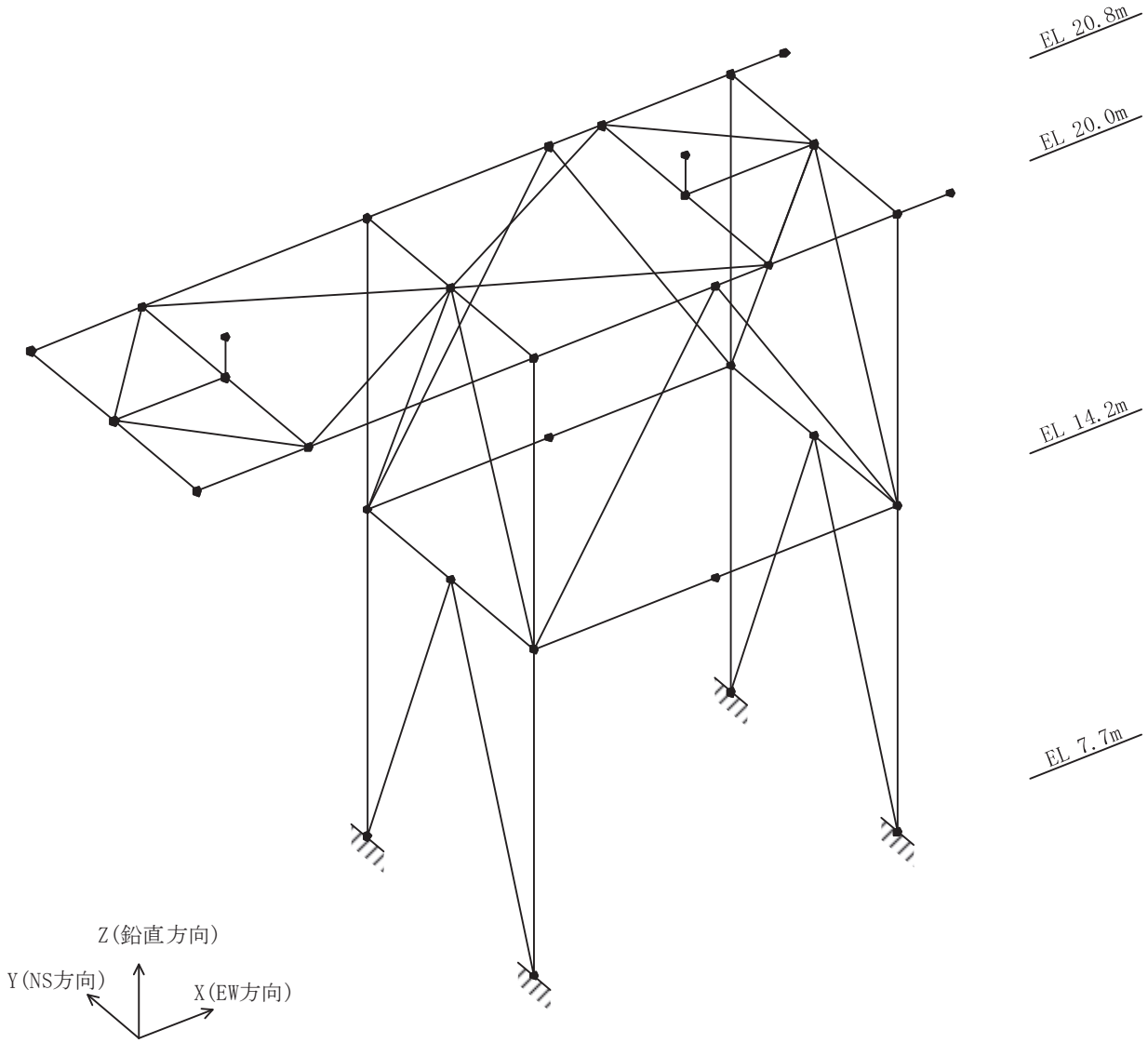


図 3-2　非常用ガス処理系配管支持架構の応力解析モデル

表 3-1　非常用ガス処理系配管支持架構の部材リスト

部位	符号	鉄骨部材
柱	${}_{2}C_{1}$，${}_{1}C_{1}$	BH-550×550×22×32
梁	${}_{R}G_{1}$	BH-1600×500×19×28
	${}_{R}B_{1}$	BH-1600×400×19×28
	${}_{2}G_{1}$，${}_{2}B_{1}$	BH-1000×400×16×28
	b_{1}	BH-700×400×12×19
鉛直ブレース	${}_{2}V_{x}$，${}_{2}V_{y1}$，${}_{1}V_{y1}$	H-300×300×10×15
	${}_{2}V_{y2}$，${}_{1}V_{y2}$	BH-300×300×12×19
水平ブレース	V_{H}	H-300×300×10×15

3.2　荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せを用いる。

3.2.1　荷重

(1)　固定荷重

自重の他に，歩廊等の付属設備の重量を考慮する。

(2)　積載荷重

非常用ガス処理系配管支持架構には積載物はない。また，非常用ガス処理系配管支持架構上部に作業員が常駐することもない。

よって地震荷重との組み合わせには積載荷重は考慮しない。

(3)　積雪荷重

非常用ガス処理系配管支持架構付帯の歩廊及び最上部の鉄骨上に，雪が積るとし，積雪荷重を考慮する。

(4)　風荷重

以下に示す荷重を風荷重としてＮＳ方向及びＥＷ方向それぞれに対して考慮する。

平 12 建告第 1454 号第三号イに規定される算出法に基づいた風方向荷重

建築基準法施行令第 87 条に規定される算出法に基づいた暴風によって,構造耐力上主要な部位に損傷を生じないことを確認する。

これより，非常用ガス処理系配管支持架構に作用する風方向荷重は，次式によって算定する。

$$W_{D1} = q_1 \cdot C_f \cdot A \quad (N)$$

ここで，

W_{D1}　：地表面からの高さＺにおける風方向荷重（N）

q_1　：速度圧（$q_1 = 0.6 \cdot E \cdot V_0^2$）（$N/m^2$）

Ｅ　：速度圧の高さ方向の分布を示す係数（$E = E_r^2 \cdot G_f$）

E_r　：平均風速の高さ方向の分布を表す係数

（ Ｈ＞Z_bより $E_r = 1.7 (H / Z_G)^{\alpha}$）

Ｈ　：構造物の基準高さ（ Ｈ＝12.8m ）

Z_b，Z_G，α　：風速の鉛直分布を定めるパラメータ（表 3-2）

表 3-2　地表面粗度区分に応じて設定される数値

地表面粗度区分	Ⅱ
Z_b(m)	5
Z_G(m)	350
α	0.15

G_f　：ガスト影響係数（$G_f = 1.0$）

V_0　：基準風速（V_0＝30m/s：茨城県東海村）

C_f　：風力係数（表 3-3）（図 3-3）

上部構造（ラチス構造物の風力係数C_f）

Ｚ　：当該部分の地盤面からの高さ（m）

Ａ　：地表面からの高さＺにおける風向に垂直な面に投影した建築物の面積（見付面積）（m^2）

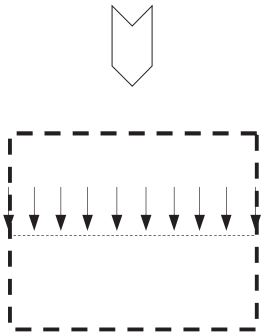
表 3-3　ラチス構造物の風力係数C_f

種類 ＼ ϕ		(1)	(2)	(3)
		0.1 以下	0.1 を超え 0.6 未満	0.6
形鋼	(b)	3.6ｋ ｚ	(1)と(3)とに掲げる数値を直線的に補間した数値	2.0ｋ ｚ

ここで，ϕ ：充実率

（風を受ける部分の最外縁に囲まれる面積に対する見付面積の割合）

(b)



注１：上図はラチスばり及びラチス柱の断面を表す。

注２：風圧作用面積としては，⇒ の作用する方向から見たラチス構面の見付面積とする。

図 3-3　ラチス構造物

(5)　地震荷重

以下に示す荷重を地震荷重としてＮＳ方向，ＥＷ方向及び鉛直方向それぞれに対して考慮する。

なお，水平地震荷重は，添付書類「Ⅴ-2-2-16　非常用ガス処理系配管支持架構の地震応答計算書」にて示した地震応答解析モデルを用いたＳ$_s$地震動による時刻歴地震応答解析結果（最大応答せん断力，最大応答曲げモーメント及び最大応答軸力）より設定した値による。鉛直地震荷重は，Ｓ$_s$地震動による時刻歴地震応答解析結果の最大応答加速度より設定した値による。

3.2.2　荷重の組合せ

荷重の組合せは以下の表 3-4 による。

風荷重の作用する方向は設置状況を考慮し，ＮＳ方向及びＥＷ方向とし，応力解析モデルに静的荷重として与える。また，鉛直方向地震荷重は，応力解析モデルに静的荷重として与える。

表 3-4　荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ	評価
Ｓ$_s$地震時	$G+S+K_{NS}\pm0.4K_V+W_{NS}$	機能維持検討
	$G+S+0.4K_{NS}\pm K_V+W_{NS}$	
	$G+S+K_{EW}\pm0.4K_V+W_{EW}$	
	$G+S+0.4K_{EW}\pm K_V+W_{EW}$	

G　　：固定荷重

S　　：積雪荷重

K_{NS}　：ＮＳ方向地震荷重

K_{EW}　：ＥＷ方向地震荷重

K_V　　：鉛直方向地震荷重

W_{NS}　：ＮＳ方向の風荷重

W_{EW}　：ＥＷ方向の風荷重

3.3　許容限界

許容限界は，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針」に基づき，表 3-5 及び表 3-6 のとおり設定する。部材断面の検討に用いる各材料の終局強度を表 3-7，表 3-8，表 3-9 及び表 3-10 に示す。杭の鉛直支持力及び引抜き抵抗力の許容限界については，「3.4.3 基礎の断面評価方法」にて示す。

表 3-5　応力解析による評価における許容限界（設計基準対象施設としての評価）

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界（評価基準値）
－	構造強度を有すること	基準地震動S_s	上部構造，基礎，杭	部材に生じる応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	終局耐力
支持機能	機器・配管系等の設備を支持する機能を損なわないこと	基準地震動S_s	上部構造，基礎，杭	部材に生じる応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	終局耐力

表 3-6　応力解析による評価における許容限界（重大事故等対処施設としての評価）

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界（評価基準値）
－	構造強度を有すること	基準地震動S_s	上部構造，基礎，杭	部材に生じる応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	終局耐力
支持機能	機器・配管系等の設備を支持する機能を損なわないこと	基準地震動S_s	上部構造，基礎，杭	部材に生じる応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	終局耐力

表 3-7　鋼材の材料強度

（単位：N/mm²）

使用材料	基準強度Ｆ	終局強度
SN490B，SM490B	325	357.5

注記：　終局強度は基準強度Ｆを 1.1 倍する。

表 3-8　コンクリートの材料強度

（単位：N/mm²）

設計基準強度Ｆ$_c$	終局強度	
	圧縮	せん断
30	25.5	1.18

注記：　終局時の圧縮強度は 0.85Ｆ$_c$を示す。

表 3-9　鉄筋の材料強度

（単位：N/mm²）

鉄筋の種類	終局強度	
	引張及び圧縮	せん断補強
SD345	379.5	379.5

注記：　終局強度は基準強度Ｆを 1.1 倍する。

表 3-10　鋼管杭の材料強度

（単位：N/mm²）

使用材料	基準強度Ｆ	終局強度
SKK490	325	357.5

注記：　終局強度は基準強度Ｆを 1.1 倍する。

3.4　評価方法

3.4.1　応力評価方法

非常用ガス処理系配管支持架構について，水平方向についてはS_s地震力に対して3次元ＦＥＭモデルを用いた弾性応答解析の結果により算出された応力を用いて，固定荷重，積雪荷重及び鉛直方向の地震荷重に対しては弾性応力解析の結果より算出された応力を用いて断面算定を実施する。

3.4.2　上部構造の断面評価方法

非常用ガス処理系配管支持架構の上部構造の断面評価に用いる応力は，3 次元ＦＥＭモデルを用いた地震応答解析及び応力解析により得られた各荷重による断面力（曲げモーメント，せん断力及び軸力）を組み合わせることにより算定する。

(1)　柱及び梁の断面評価方法

機能維持検討時の応力に対する断面算定は，政令第 96 条及び平 13 国交告第 1024 号に準拠して行う。

(a)　フランジの評価

$$\sqrt{\left(\frac{N}{N_u}+\frac{M_X}{M_{Xu}}+\frac{M_Y}{M_{Yu}}\right)^2+\left(\frac{Q_Y}{Q_{Yu}}\right)^2} \leqq 1$$

ここで，

N　：軸力（kN）
M_X　：強軸まわりの曲げモーメント（kNm）
M_Y　：弱軸まわりの曲げモーメント（kNm）
Q_X　：ウェブのせん断力（kN）
Q_Y　：フランジのせん断力（kN）
N_u　：終局軸力（kN）
M_{Xu}　：強軸まわりの終局曲げモーメント（kNm）
M_{Yu}　：弱軸まわりの終局曲げモーメント（kNm）
Q_{Xu}　：ウェブの終局せん断力（kN）
Q_{Yu}　：フランジの終局せん断力（kN）

(b)　ウェブの評価

$$\sqrt{\left(\frac{N}{N_u}\right)^2+\left(\frac{Q_X}{Q_{Xu}}\right)^2} \leqq 1$$

ここで，

N　：軸力（kN）
Q_X　：ウェブのせん断力（kN）
N_u　：終局軸力（kN）
Q_{Xu}　：ウェブの終局せん断力（kN）

(2)　水平及び鉛直ブレースの断面評価方法

引張力に対しては，部材の最大引張軸力が終局引張軸力以下であることを確認する。

$$\frac{N_t}{T_u} \leqq 1$$

ここで，

N_t　：引張軸力（kN）

T_u　：終局引張軸力（kN）

圧縮力に対しては，部材の最大圧縮軸力が終局圧縮軸力以下であることを確認する。

$$\frac{N_c}{N_u} \leqq 1$$

ここで，

N_c　：圧縮軸力（kN）

N_u　：終局圧縮軸力（kN）

(3)　柱脚の断面評価方法

柱脚のベースプレートに対して，最大軸方向力による応力が終局強度以下であること及びコンクリートの支圧耐力・引抜耐力以下であることを確認する。柱脚の形状を図 3-4 に示す。

支圧耐力及び引抜耐力は，「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」の基礎スラブのパンチングシアに準じて以下の通り評価する。

$$Q_{Pu} = b_0 \cdot j \cdot f_s$$

ここで，

b_0　：パンチングシアに対する設計用せん断力算定断面の延べ幅

j　：基礎スラブの応力中心間距離

f_s　：コンクリートの許容せん断応力度

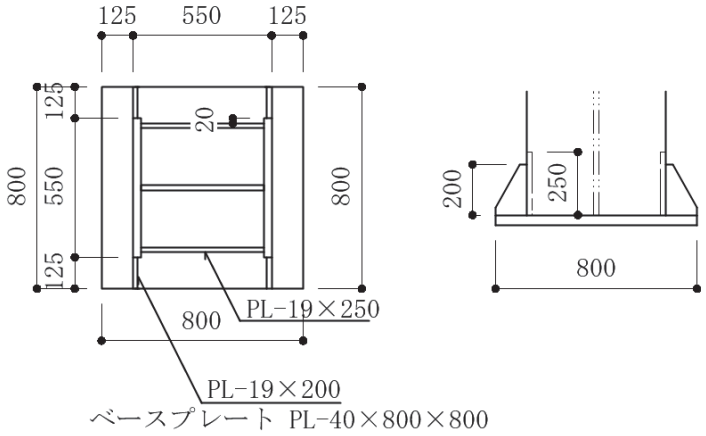

125
550
125
125
550
125
800
800
20
PL-19×250
800
PL-19×200
ベースプレート PL-40×800×800
200
250
800

図 3-4　柱脚概略図

3.4.3　基礎の断面評価方法

非常用ガス処理系配管支持架構の基礎（杭及び基礎スラブ）の断面評価に用いる応力は，3 次元ＦＥＭモデルを用いた地震応答解析及び応力解析により得られた各荷重による地盤ばね反力（鉛直震度を含む。），部材応力（曲げモーメント，せん断力及び軸力）及び杭頭に作用する曲げモーメントによる応力を組み合わせることにより算定する。

(1)　杭の評価方法

(a)　杭の物性値

杭の評価に当たっては，表 3-11 に示す物性値を考慮する。

表 3-11　杭の物性値

諸元	鋼管杭
ヤング係数	2.05×10^5 N/mm^2
比重	7.85

(b)　杭一本に作用する軸力

水平地震動及び風荷重による転倒モーメントは，剛版仮定の下で，各杭の軸力として振り分ける。自重及び鉛直地震動による鉛直荷重は，杭の合計本数で除して，各杭に負担させる。得られた杭の軸力を，終局鉛直支持力及び終局引抜き抵抗力と照査する。

杭の鉛直支持力については，「建築基礎構造設計指針」に基づき，極限鉛直支持力R_uをもとに，終局鉛直支持力を定める。

以下に評価式を示す。

$R_{ua}=R_u$

$R_u=R_p+R_f$

$R_p=q_p\cdot A_p$

$q_p=6C_u$

$R_f=R_{fs}+R_{fc}$

$R_{fs}=\tau_s\cdot L_s\cdot\phi$

$R_{fc}=\tau_c\cdot L_c\cdot\phi$

ここで，

R_{ua}：終局鉛直支持力（kN）

R_u：極限鉛直支持力（kN）

R_p：極限先端支持力（kN）

R_f　：極限周面摩擦力（kN）
q_p　：極限先端支持力度（kN/m^2）
C_u　：土の非排水せん断強さ（kN/m^2），
A_p　：杭先端の閉塞断面積（m^2）
R_{fs}：砂質土部分の極限周面摩擦力（kN）
R_{fc}：粘性土部分の極限周面摩擦力（kN）
τ_s　：砂質土の極限周面摩擦力度（kN/m^2）
L_s　：砂質土部分の長さ（m）
τ_c　：粘性土の極限周面摩擦力度（kN/m^2）
L_c　：粘性土部分の長さ（m）
ϕ　：杭の周長（m）

なお，改良地盤および岩盤は粘性土とする。

引抜き抵抗力については，「建築基礎構造設計指針」に基づき，最大引抜き抵抗力に対して，周辺摩擦部の抵抗力を表す部分に係数 1/1.2 を乗じた残留引抜き抵抗力を終局引抜き抵抗力として定める。以下に終局引抜き抵抗力の評価式を示す。

$$ {}_tR_{ua} = 1/1.2 \cdot R_f + W $$

$$ R_f = \left(\Sigma \tau_{sti} L_{si} + \Sigma \tau_{cti} L_{ci}\right)\phi $$

ここで，

W　：杭の自重（kN）（杭は全長が水中にあると仮定し，比重から 1.0 を引いた値で算出）
${}_tR_{ua}$　：終局引抜き抵抗力（kN）
R_f　：極限周面摩擦力（kN）
τ_{sti}　：砂質土の i 層における杭引抜き時の最大周面摩擦力度で，押込み時の極限周面摩擦力度の 2/3 とする（kN/m^2）
L_{si}　：砂質土の i 層における杭の長さ（m）
τ_{cti}　：粘性土の i 層における杭引抜き時の最大周面摩擦力度で，押込み時の極限周面摩擦力度と同一とする（kN/m^2）
L_{ci}　：粘性土の i 層における杭の長さ（m）
ϕ　：杭の周長（m）

(c)　杭頭に作用する曲げモーメントと負担せん断力

杭応力の最大値は杭頭に生じているとし，杭断面の検定は杭頭に対して行う。

水平地盤反力係数 k_H は，「建築基礎構造設計指針」の k_{h0}（基準水平地盤反力係数）を参照し，以下のように算定する。

$k_H = k_{h0} = \alpha \cdot \xi \cdot E_0 \cdot B^{-3/4}$

k_{h0} ：基準水平地盤反力係数（kN/m^3）

α ：評価法によって決まる定数（m^{-1}）。α＝80 とする。

ξ ：群杭の影響を考慮した係数。最小の杭間距離から算定する。

E_0 ：変形係数(kN/m^2)。改良地盤の三軸試験の結果から算定する。

B ：無次元化杭径（杭径を cm で表した無次元数値）

杭頭に作用するせん断力Hをもとに，杭頭に作用する曲げモーメントM_0を下式にて算定する。

$$M_0 = H / 2\beta$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H \cdot D}{4EI}}$$ （杭頭固定を仮定）

(d) 杭断面の評価

杭断面については，「建築基礎構造設計指針」に基づいて，下式にて終局限界を評価する。断面検定時には腐食代を考慮する。

終局限界曲げモーメント ：$M_u = M_p \cos\left(\frac{\pi N}{2N_y}\right)$

終局限界せん断耐力 ：$Q_u = F_s A_e / 2$

ここで，

M_p ：全塑性曲げモーメント

N_y ：降伏圧縮限界耐力

F_s ：鋼材のせん断強度

A_e ：有効せん断断面積

(2)　基礎スラブの断面評価方法

基礎スラブは，鋼管杭位置でピン支持される単位幅の梁（Ｂ＝2.4m）にモデル化し応力評価を行う。評価部位を図 3-5 に示す。

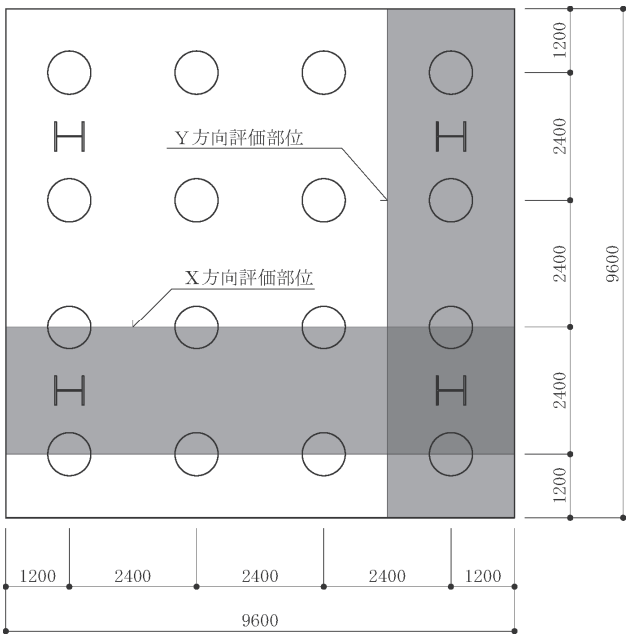


図 3-5　基礎スラブの評価部位

(a)　基礎スラブに作用する応力の評価

基礎スラブに作用する応力は，基礎自重等，上部構造の鉛直軸力及び柱脚曲げモーメント及び杭頭拘束モーメントによる応力を，安全側に絶対値の和で組合せて算定する。

イ．基礎自重等による応力（図 3-6）

・端部（片持ち梁）

$$M_{X1}=M_{Y1}=\frac{W\ell_1^{\,2}}{2}(1+\alpha)\ (\mathrm{kNm}),\quad Q_{X1}=Q_{Y1}=W\ell_1(1+\alpha)\ (\mathrm{kN})$$

・中央部（外端ピン，内端固定）

$$M_{X2}=M_{Y2}=\frac{W\ell_2^{\,2}}{8}(1+\alpha)\ (\mathrm{kNm}),\quad Q_{X1}=Q_{Y1}=\frac{W\ell_2}{2}(1+\alpha)\ (\mathrm{kN})$$

ここで，

Ｗ：基礎自重等

鉄筋コンクリート：24 kN/m^3，厚さ 2.5 m

アスファルト　　：20 kN/m^3，厚さ 0.4 m

ℓ_1 :1.2 m

ℓ_2 :2.4 m

α ：鉛直地盤ばねから算定した基礎評価用の鉛直震度　0.66

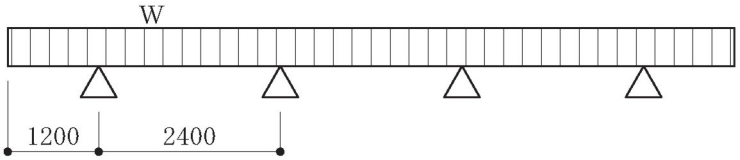


図 3-6　基礎自重等の荷重図

ロ．上部構造の鉛直軸力による応力

上部構造の柱及び鉛直ブレースの鉛直方向の最大軸力はＹ方向の梁で負担するものとし，2.4 m の単純梁の中央に作用するものとする。

$$M_Y = \frac{\Sigma N \cdot \ell}{4} \quad (kNm)$$

$$Q_Y = \frac{\Sigma N}{2} \quad (kN)$$

ここで，

ΣN ： $N_c + N_b \times \frac{6.5}{\sqrt{6.5^2 + 2.4^2}}$ (kN)

N_c ：柱の最大軸力（kN）

N_b ：鉛直ブレースの最大軸力（kN）

ハ．上部構造の柱脚の曲げモーメントによる応力

上部構造の柱脚曲げモーメントは，Ｘ方向，Ｙ方向それぞれの方向の梁で負担するものとし，安全側にＸ方向加振時の応力状態とする（図 3-7）。

$$Q_X = \frac{M_X}{\ell} \quad (kN)$$

$$Q_Y = \frac{M_Y}{\ell} \quad (kN)$$

ここで，

M_X，M_Y：柱脚曲げモーメント（kNm）

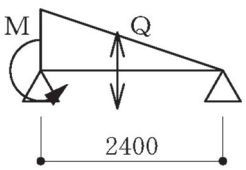


図 3-7　柱脚の曲げモーメントの評価方法

二．杭頭拘束モーメントによる応力

杭頭拘束モーメントは，Ｘ方向，Ｙ方向それぞれの方向の梁で負担するものとする（図 3-8）。

$$Q_X = \frac{1.5 \times M_X}{\ell} \quad (kN)$$

$$Q_Y = \frac{1.5 \times M_Y}{\ell} \quad (kN)$$

ここで，

M_X，M_Y：杭頭拘束モーメント（kNm）

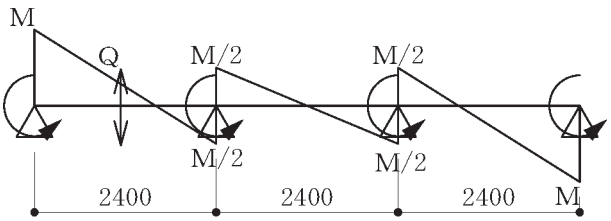


図 3-8　杭頭拘束モーメントの評価方法

(b)　曲げモーメント及びせん断力に対する評価

$$\frac{M}{M_u} \leqq 1$$

ここで，

Ｍ　　：曲げモーメント（kNm）

M_u　：曲げモーメントの許容限界値　$a_t \cdot f_t \cdot 0.9d$（kNm）

a_t　：鉄筋断面積

f_t　：鉄筋の終局強度

ｄ　　：基礎の有効せい

$$\frac{Q}{Q_u} \leqq 1$$

ここで，

Ｑ　　：せん断力（kN）

Q_u　：せん断力許容限界値　ｂ・ｊ・f_s（kN）

ｂ　　：梁幅

ｊ　　：応力中心間距離，ｊ＝7/8ｄ

ｄ　　：基礎の有効せい

f_s　：コンクリートの許容せん断応力度

4. 評価結果

4.1 上部構造の断面評価結果

(1) 柱・梁の評価結果

検討代表部位は，柱及び梁の全部材において許容値に対する発生応力の比が最大になる部材とし，当該部材を図 4-1 に示す。

評価結果を表 4-1 に示す。発生応力が許容値以下であることを確認した。

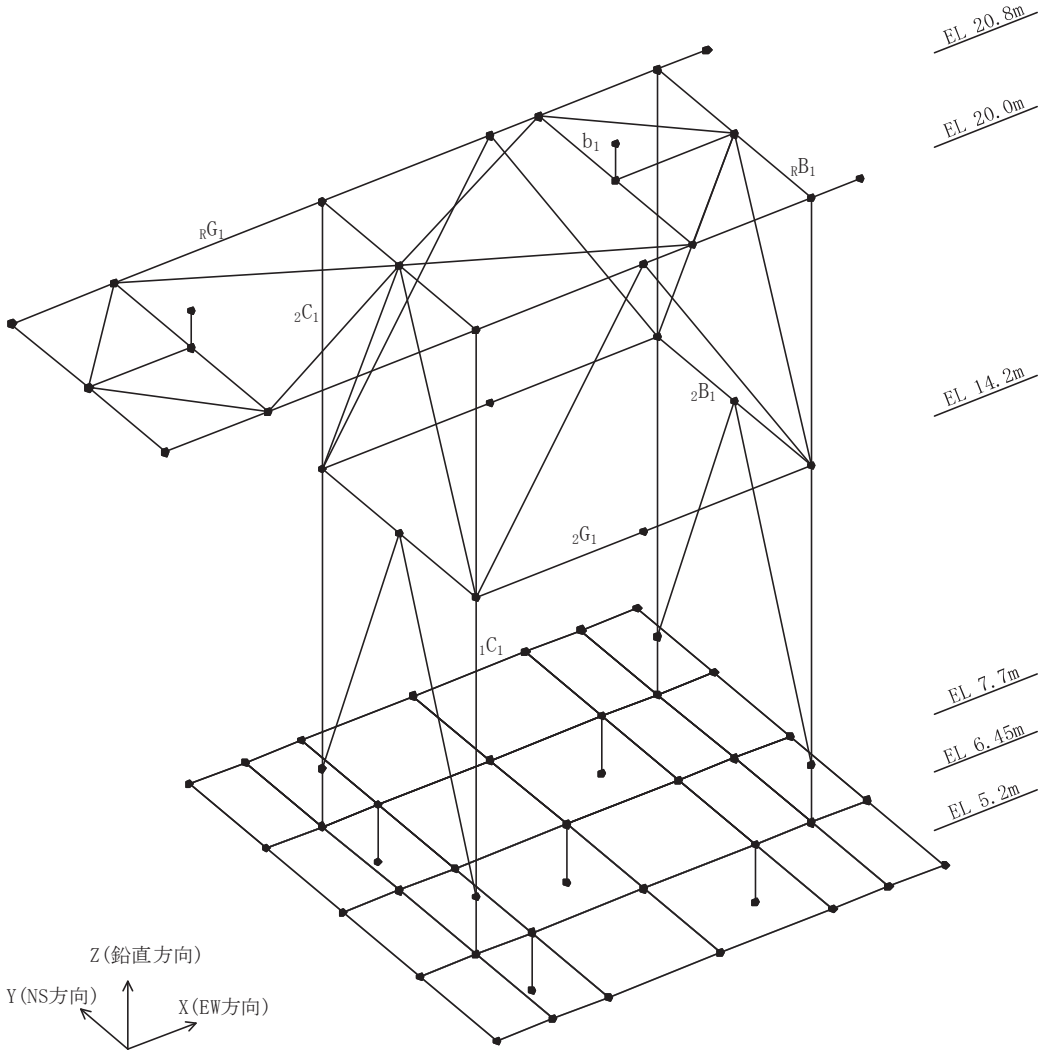


図 4-1 柱及び梁の断面の検討代表部位

表 4-1（1）　柱及び梁の断面評価結果

部材	符号	${}_{2}C_{1}$				
	断面	BH-550×550×22×32				
許容値		N_u (kN)	M_{Xu} (kNm)	M_{Yu} (kNm)	Q_{Xu} (kN)	Q_{Yu} (kN)
		15222	3073	1153	2206	7265
発生応力		N (kN)	M_X (kNm)	M_Y (kNm)	Q_X (kN)	Q_Y (kN)
		541.7	136.7	80.5	28.0	27.0
断面評価	フランジ	0.150				
	ウェブ	0.038				
判定		可				

部材	符号	${}_{1}C_{1}$				
	断面	BH-550×550×22×32				
許容値		N_u (kN)	M_{Xu} (kNm)	M_{Yu} (kNm)	Q_{Xu} (kN)	Q_{Yu} (kN)
		14896	3073	1153	2206	7265
発生応力		N (kN)	M_X (kNm)	M_Y (kNm)	Q_X (kN)	Q_Y (kN)
		1125.7	1147.1	55.1	327.4	16.8
断面評価	フランジ	0.497				
	ウェブ	0.167				
判定		可				

部材	符号	${}_{R}G_{1}$				
	断面	BH-1600×500×19×28				
許容値		N_u (kN)	M_{Xu} (kNm)	M_{Yu} (kNm)	Q_{Xu} (kN)	Q_{Yu} (kN)
		18691	7268	834	6054	5779
発生応力		N (kN)	M_X (kNm)	M_Y (kNm)	Q_X (kN)	Q_Y (kN)
		251.4	1077.6	23.7	253.9	9.2
断面評価	フランジ	0.191				
	ウェブ	0.045				
判定		可				

部材	符号	${}_{R}B_{1}$				
	断面	BH-1600×400×19×28				
許容値		N_u (kN)	M_{Xu} (kNm)	M_{Yu} (kNm)	Q_{Xu} (kN)	Q_{Yu} (kN)
		15386	5529	533	6054	4623
発生応力		N (kN)	M_X (kNm)	M_Y (kNm)	Q_X (kN)	Q_Y (kN)
		69.1	98.6	5.9	52.3	4.5
断面評価	フランジ	0.034				
	ウェブ	0.010				
判定		可				

表 4-1（2）　柱及び梁の断面評価結果

部材	符号	$_2G_1$				
	断面	BH-1000×400×16×28				
許容値		N_u（kN）	M_{Xu}（kNm）	M_{Yu}（kNm）	Q_{Xu}（kN）	Q_{Yu}（kN）
		9706	3014	533	3117	4623
発生応力		N（kN）	M_X（kNm）	M_Y（kNm）	Q_X（kN）	Q_Y（kN）
		20.4	882.3	18.1	257.8	5.5
断面評価	フランジ	0.329				
	ウェブ	0.083				
判定		可				

部材	符号	$_2B_1$				
	断面	BH-1000×400×16×28				
許容値		N_u（kN）	M_{Xu}（kNm）	M_{Yu}（kNm）	Q_{Xu}（kN）	Q_{Yu}（kN）
		11742	3442	533	3117	4623
発生応力		N（kN）	M_X（kNm）	M_Y（kNm）	Q_X（kN）	Q_Y（kN）
		243.3	186.9	26.3	101.4	13.8
断面評価	フランジ	0.125				
	ウェブ	0.039				
判定		可				

部材	符号	b_1				
	断面	BH-700×400×12×19				
許容値		N_u（kN）	M_{Xu}（kNm）	M_{Yu}（kNm）	Q_{Xu}（kN）	Q_{Yu}（kN）
		8007	1800	362	1639	3137
発生応力		N（kN）	M_X（kNm）	M_Y（kNm）	Q_X（kN）	Q_Y（kN）
		47.7	131.1	10.8	95.0	7.1
断面評価	フランジ	0.109				
	ウェブ	0.059				
判定		可				

(2)　鉛直及び水平ブレースの評価結果

検討代表部位は，鉛直及び水平ブレースの全部材において許容値に対する発生応力の比が最大になる部材とし，当該部材を図 4-2 に示す。

評価結果を表 4-2 に示す。発生応力が許容値以下であることを確認した。

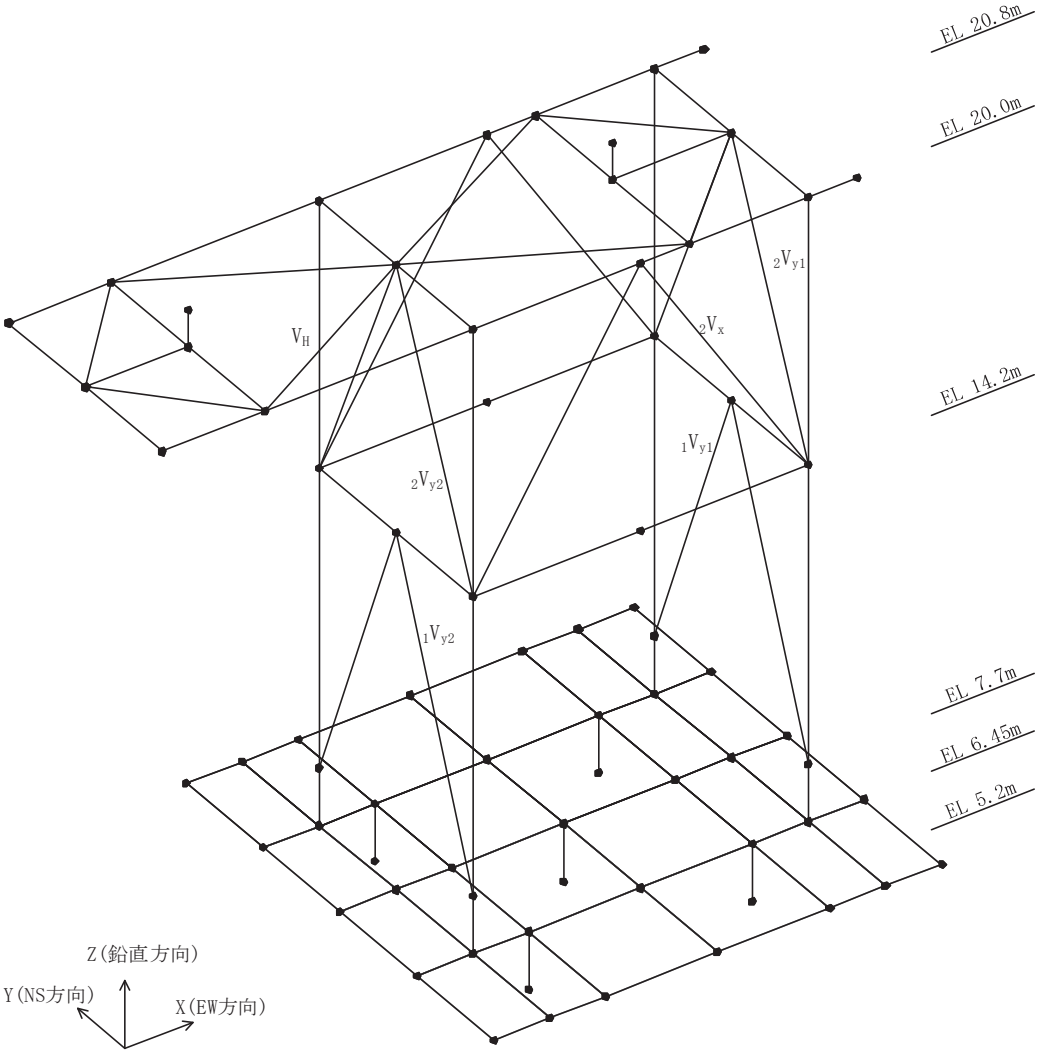


図 4-2　鉛直及び水平ブレースの断面の検討代表部位

表 4-2　鉛直及び水平ブレースの断面の検討代表部位

部材	符号	$_2V_x$
	断面	H-300×300×10×15
許容値N_u（kN）		2123
発生応力N（kN）		471.0
断面評価	N/N_u	0.222
判定		可

部材	符号	$_2V_{y1}$
	断面	H-300×300×10×15
許容値N_u（kN）		2290
発生応力N（kN）		466.5
断面評価	N/N_u	0.204
判定		可

部材	符号	$_1V_{y1}$
	断面	H-300×300×10×15
許容値N_u（kN）		2084
発生応力N（kN）		745.9
断面評価	N/N_u	0.358
判定		可

部材	符号	$_2V_{y2}$
	断面	BH-300×300×12×19
許容値N_u（kN）		2934
発生応力N（kN）		584.6
断面評価	N/N_u	0.200
判定		可

部材	符号	$_1V_{y2}$
	断面	BH-300×300×12×19
許容値N_u（kN）		2673
発生応力N（kN）		796.2
断面評価	N/N_u	0.298
判定		可

部材	符号	V_H
	断面	H-300×300×10×15
許容値N_u（kN）		2574
発生応力N（kN）		195.0
断面評価	N/N_u	0.076
判定		可

(1)　柱脚の評価結果

(a)　設計荷重

機能維持検討時に発生する部材力の各成分の最大値を用いて検討を行う。

設計荷重は，以下に示す荷重により，柱脚の検討を行う。

柱脚の軸力　　：$N_c = N_t = 1193.8$ kN

柱と取り合うブレースの軸力　　：$N_b = 796.2$ kN

(b)　ベースプレート

ベースプレート検討用の軸力は，柱脚の軸力と柱と取り合うブレース軸力の鉛直成分より求める。

$$\Sigma N = N_c + N_b \times \frac{6.5}{\sqrt{6.5^2 + 2.4^2}} = 1193.8 + 796.2 \times \frac{6.5}{\sqrt{6.5^2 + 2.4^2}} = 1940.7 \text{ kN}$$

圧縮応力度：$\sigma_c = \Sigma N / A = \frac{1940.7 \times 10^3}{800 \times 800} = 3.0$ N/mm^2

外周の曲げモーメント：$M = \frac{3.0 \times 145^2}{2} = 31538$ Nmm/mm

内部の曲げモーメント：$M = \frac{3.0 \times 255^2}{12} = 16256$ Nmm/mm

ここで，

$$Z = \frac{1 \times 40^2}{6} = 266.7 \text{ mm}^3/\text{mm}$$

$$_{max}\sigma_t = \frac{31538}{266.7} = 118.3 < 357.5 \text{ N/mm}^2$$　　可

外周のせん断力：$Q = 3.0 \times 145 = 435$ N/mm

内部のせん断力：$Q = 3.0 \times 255/2 = 383$ N/mm

$\tau_{max} = Q / A = 435/40 = 10.9 < 206.4$ N/mm^2　　可

(c)　支圧耐力・引抜耐力

表 4-3 に支圧耐力及び引抜耐力の評価結果を示す。

表 4-3　支圧耐力及び引抜耐力の評価結果

		支圧耐力	引抜耐力
ベースプレート寸法(mm)		800×800	
d (mm)		2500-1200-250＝1050	1200-250＝950
j (mm)		919	831
b_0(mm)		4×800+1050π＝6499	4×800+950π＝6185
f_s(N/mm^2)		1.18	1.18
許容値	Q_{Pu} (kN)	7047	6064
発生応力	N (kN)	1940.7	1940.7
応力/許容値		0.276	0.321
判定		可	可

4.2　基礎の断面評価結果

(1)　杭の評価結果

上部荷重によって生じる杭応力と，許容限界値とを比較した結果を表 4-4 に示す。

評価結果に示すとおり，Ｓ$_s$地震時には許容限界値を超えず，支持機能が維持されることを確認した。

表 4-4　杭の評価結果

		許容限界値	Ｓ$_s$地震時	応力/許容限界値	判定
鉛直支持力（kN）	打込み杭	7908	1229.6	0.156	可
	埋込み杭	8162		0.151	可
引抜き抵抗力（kN）	打込み杭	4359	258.8	0.060	可
	埋込み杭	4570		0.057	可
杭頭曲げモーメント（kNm）		3123	258.1	0.083	可
杭頭せん断力（kN）		3607	344.8	0.096	可

(2)　基礎スラブの評価結果

検討応力と許容限界値を比較した結果を表 4-5 に示す。

評価結果に示すとおり，Ｓ$_s$地震時には許容限界値を超えず，支持機能が維持されることを確認した。

表 4-5　基礎スラブの評価結果

	Ｓ$_s$地震時			
	Ｘ方向		Ｙ方向	
	M_X（kNm）	Q_X（kN）	M_Y（kNm）	Q_Y（kN）
基礎自重による応力	195.1	325.0	195.1	325.0
鉛直軸力による応力	—	—	1164.4	970.4
柱脚曲げによる応力	1147.1	478.0	133.7	55.7
杭頭曲げによる応力	407.6	254.8	407.6	254.8
組合せ応力	1749.8	1057.8	1900.8	1605.9
許容限界値	7898	5550	7898	5550
応力/許容限界値	0.222	0.191	0.241	0.290
判定	可	可	可	可

Ⅴ-2-2-18　格納容器圧力逃がし装置格納槽の地震応答計算書

目次

1. 概要 ····· 1
2. 基本方針 ····· 2
2.1 位置 ····· 2
2.2 構造概要 ····· 3
2.3 解析方針 ····· 6
2.4 適用規格・基準等 ····· 8
3. 解析方法 ····· 9
3.1 設計用模擬地震波 ····· 9
3.2 地震応答解析モデル ····· 10
3.3 入力地震動 ····· 24
3.4 解析方法 ····· 27
3.5 解析条件 ····· 27
4. 解析結果 ····· 34
4.1 動的解析 ····· 34

1. 概要

本資料は，添付書類「Ⅴ-2-1-6　地震応答解析の基本方針」に基づき，格納容器圧力逃がし装置格納槽（以下「格納槽」という。）の地震応答解析について説明するものである。

地震応答解析により算出した各種応答値は，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針」に示す建物・構築物及び機器・配管系の設計用地震力として用いる。

2. 基本方針

2.1 位置

格納槽の設置位置を図2-1に示す。

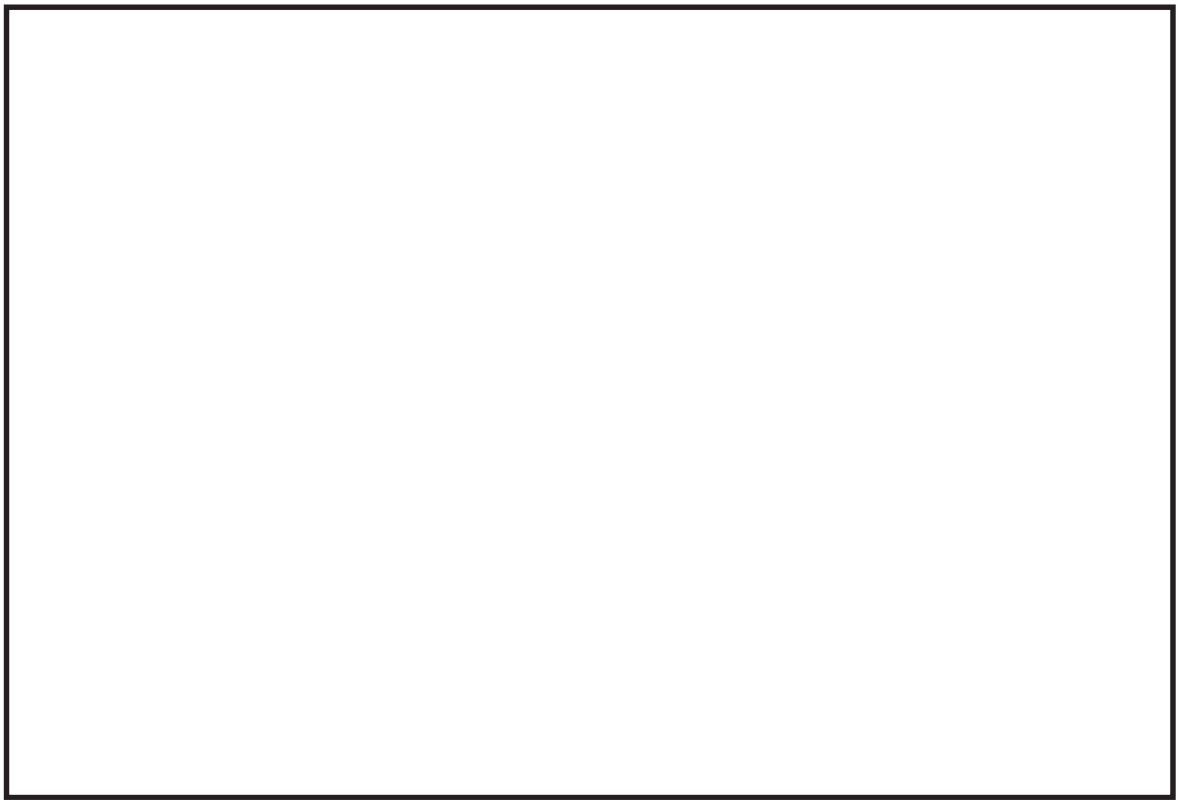


図2-1 格納槽の設置位置

2.2　構造概要

格納槽は，主要構造が鉄筋コンクリート造で地下1階の地中構造物であり，平面が南北方向16.00 m，東西方向11.35 m，高さが23.80 mである。

格納槽の基礎は，厚さ3.0 mであり，砂質泥岩である久米層に岩着している。また，格納槽の外壁は基礎スラブから屋根面まで連続しており，壁厚は1.8 mである。格納槽は全体として非常に剛性が高く，構造物に加わる地震時の水平力はすべてこれらの耐震壁で負担する。

格納槽の屋根面は厚さ1.8 mである。

格納槽の概略平面図及び概略断面図を図2-2及び図2-3に示す。

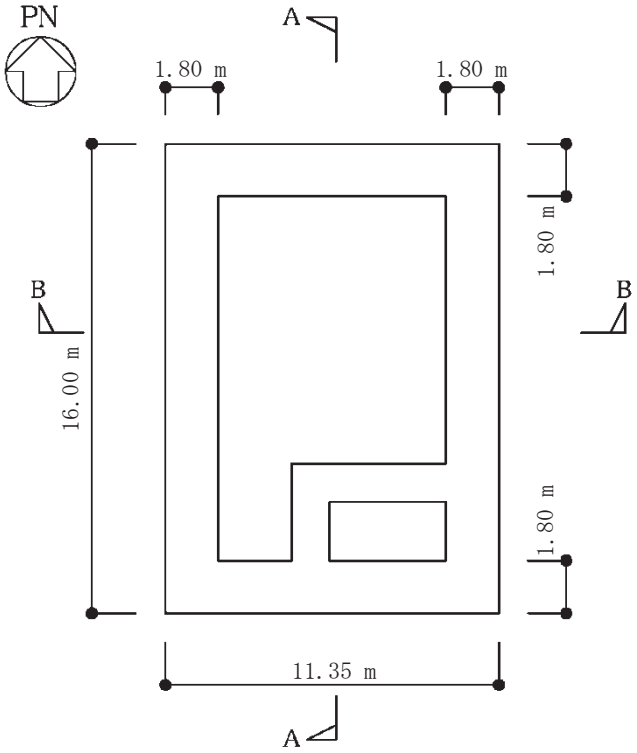


図2-2　格納槽の概略平面図（EL. －12.8 m）

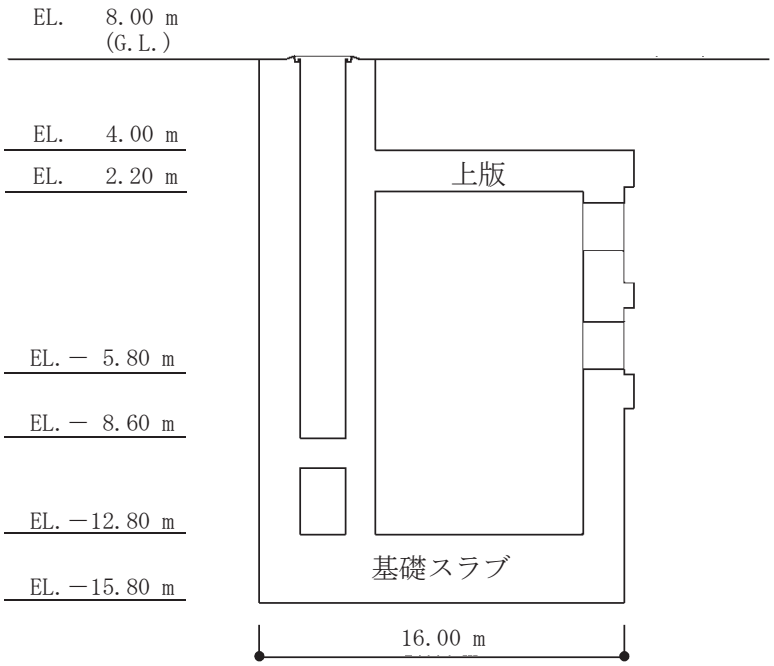


図2-3（1／2）　格納槽の概略断面図（A－A断面　NS方向）

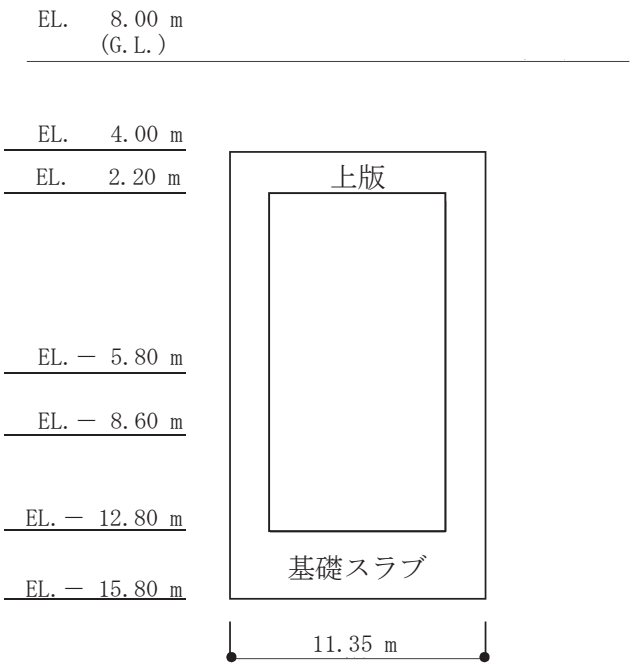


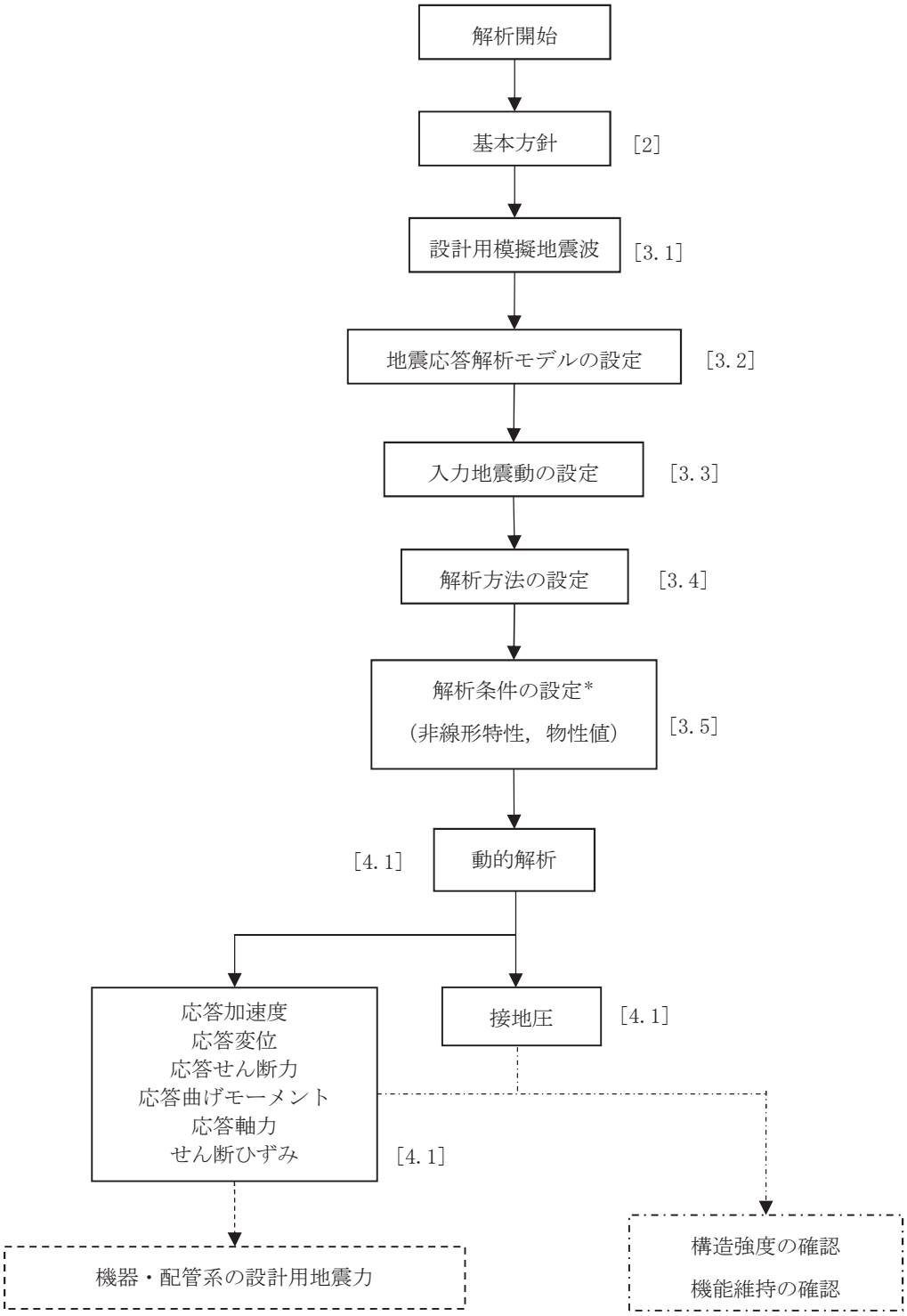
図2-3（2／2）　格納槽の概略断面図（B－B断面　EW方向）

2.3　解析方針

格納槽の地震応答解析は，添付書類「Ⅴ-2-1-6　地震応答解析の基本方針」に基づいて行う。

図 2-4 に格納槽の地震応答解析フローを示す。

地震応答解析は，「3.2　地震応答解析モデル」において設定した地震応答解析モデル及び「3.1　設計用模擬地震波」に基づき「3.3　入力地震動」において設定した入力地震動を用いて実施することとし，「3.4　解析方法」及び「3.5　解析条件」に基づき，「4.1　動的解析」においては材料物性のばらつきを考慮し，せん断ひずみ及び接地圧を含む各種応答値を算出する。



注　　：［ ］内は，本資料における章番号を示す。

注記　＊：材料物性のばらつきを考慮する。

図2-4　格納槽の地震応答解析フロー

2.4　適用規格・基準等

格納槽の地震応答解析において適用する規格・基準等を以下に示す。

・原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１－1987（(社) 日本電気協会）
・原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力度編　ＪＥＡＧ４６０１・補－1984（(社) 日本電気協会）
・原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１－1991 追補版（(社) 日本電気協会）（以下「ＪＥＡＧ４６０１－1991 追補版」という。）
・建築基準法・同施行令
・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説－許容応力度設計法－（(社) 日本建築学会，1999）
・原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（(社) 日本建築学会，2005）

3.　解析方法

3.1　設計用模擬地震波

格納槽の地震応答解析モデルは，格納槽と地盤の相互作用を評価した格納槽－地盤連成モデルとする。この連成モデルへの入力地震動は，添付書類「Ⅴ-2-1-2　基準地震動Ｓ$_s$及び弾性設計用地震動Ｓ$_d$の策定概要」に示す解放基盤表面レベルで定義された設計用模擬地震波を用いることとする。

基準地震動Ｓ$_s$として作成した設計用模擬地震波の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルは，添付書類「Ⅴ-2-2-1　原子炉建屋の地震応答計算書」と同一である。

3.2　地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは，添付書類「Ⅴ-2-1-6　地震応答解析の基本方針」に記載の解析モデルの設定方針に基づき，水平方向及び鉛直方向についてそれぞれ設定する。地震応答解析モデルの設定に用いた使用材料の物性値を表3-1に示す。

表3-1　使用材料の物性値

使用材料	ヤング係数 E (N/mm^2)	せん断 弾性係数 G (N/mm^2)	減衰定数 h (%)
鉄筋コンクリート コンクリート： Fc＝30 (N/mm^2) 鉄筋：SD345，SD390	2.44×10^4	1.02×10^4	5

3.2.1　水平方向

水平方向の地震応答解析モデルは，地盤との相互作用を考慮した，剛基礎を有する多質点系の曲げせん断棒モデルとする。回転慣性重量は各質点において考慮し，NS方向及びEW方向についてそれぞれ設定する。地盤は2次元ＦＥＭモデルとする。地震応答解析モデルを図3-1～図3-3に示す。また，解析モデルの諸元を表3-2に示す。

格納槽の鉄筋コンクリート部については，せん断剛性として地震方向耐震壁のウェブ部分のせん断剛性を考慮し，曲げ剛性として地震方向耐震壁のウェブ部分に加えて，フランジ部分の曲げ剛性を考慮する。

地盤は成層地盤とし，地盤定数は地盤の初期地盤物性値とひずみ依存特性から一次元波動論より求めた等価物性値に基づき，平面ひずみ要素でNS方向及びEW方向についてそれぞれモデル化する。初期地盤の物性値を表3-3に，ひずみ依存特性を図3-4～図3-7に，基準地震動Ｓ$_s$に対する地盤定数を表3-4～表3-11に示す。解析領域の境界部において，側面はエネルギ逸散効果を，底面は半無限性を考慮するために粘性境界を設ける。

3.2.2　鉛直方向

鉛直（UD）方向の地震応答解析モデルは，耐震壁の軸剛性を評価した質点系モデルとし，地盤は2次元ＦＥＭモデルとする。地震応答解析モデルを図3-8及び図3-9に，解析モデルの諸元を表3-12に示す。

格納槽の各部材の剛性は，軸断面積に基づいて評価する。

地盤は成層地盤とし，地盤定数は地盤の初期地盤物性値とひずみ依存特性から一次元波動論より求めた等価物性値に基づき，平面ひずみ要素でモデル化する。初期地盤の物性値を表3-3に，ひずみ依存特性を図3-4～図3-7に，基準地震動Ｓ$_s$に対する地盤定数を表3-4～表3-11に示す。解析領域の境界部において，側面はエネルギ逸散効果を，底面は半無限性を考慮するために粘性境界を設ける。

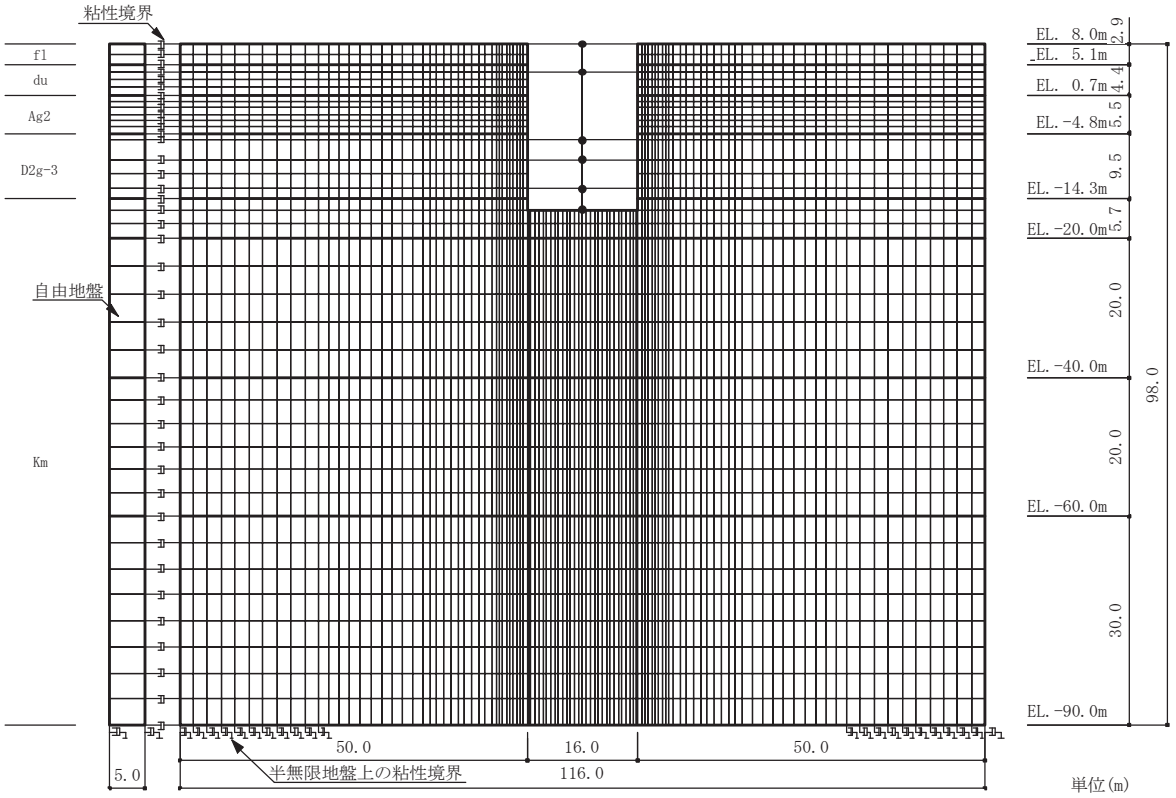


図3-1　地震応答解析モデル（NS方向全体）

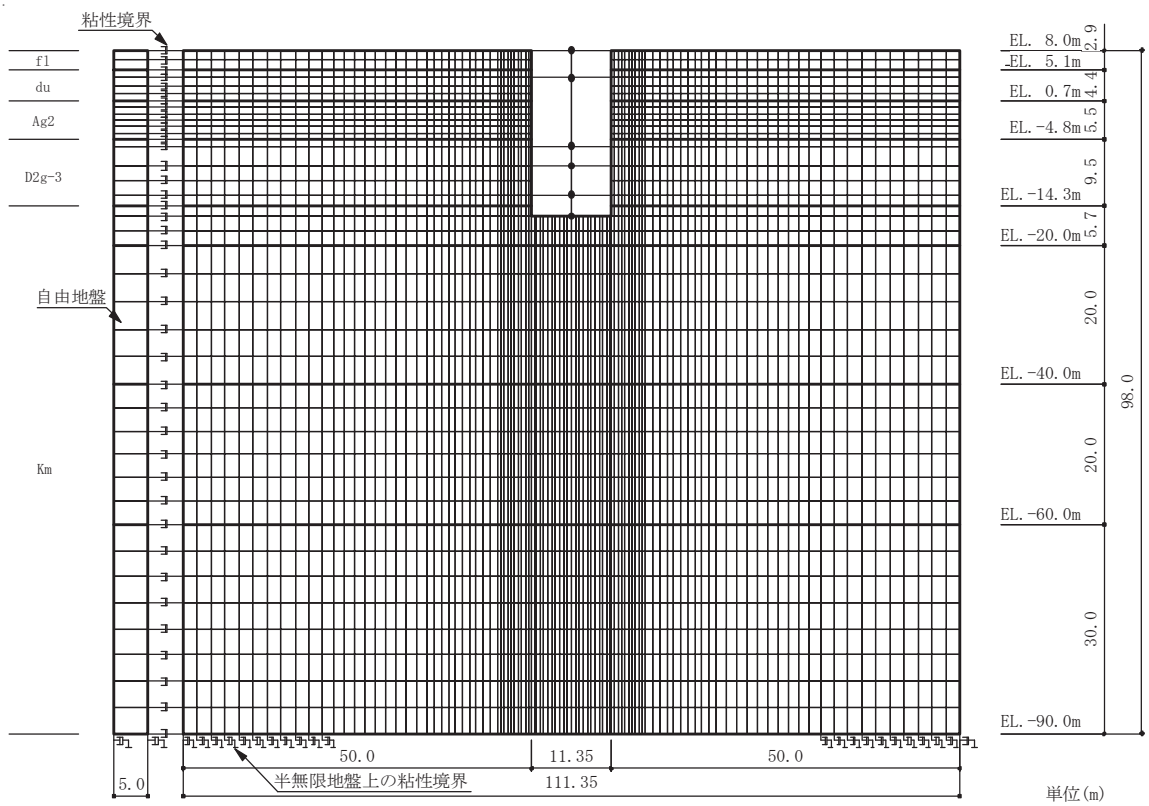


図3-2　地震応答解析モデル（EW方向全体）

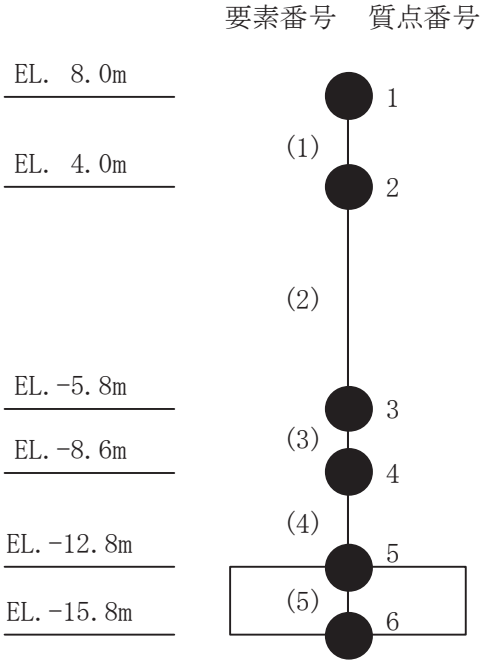


図3-3　地震応答解析モデル（水平方向）

表3-2　地震応答解析モデル諸元（水平方向）

標高 EL. (m)	質点番号	質点重量 (kN)	回転慣性重量 ($\times 10^3$kN・m^2)		要素番号	せん断断面積 (m^2)		断面2次モーメント (m^4)	
			NS方向	EW方向		NS方向	EW方向	NS方向	EW方向
8.0	1	1490	4.0	3.8					
4.0	2	17160	388.3	206.5	(1)	13.26	15.19	48.00	45.16
−5.8	3	16180	363.8	192.3	(2)	57.60	54.74	2402	1369
−8.6	4	8490	183.9	93.9	(3)	57.60	54.82	2422	1369
−12.8	5	13730	304.3	158.8	(4)	57.60	52.37	2422	1348
−15.8	6	6560	141.2	71.7	(5)	181.6	181.6	3874	1950
総重量		63610							

表3-3　初期地盤の物性値

標 高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	S波速度 Vs (m/s)	ポアソン比 ν
8.0	fl	2.9	1.98	210	0.493
5.1	du	4.4	1.98	210	0.493
0.7	Ag2	5.5	2.01	240	0.491
−4.8	D2g-3	9.5	2.15	500	0.462
−14.3	Km	5.7	1.72	446	0.461
−20.0		20.0	1.72	456	0.460
−40.0		20.0	1.73	472	0.458
−60.0		30.0	1.73	491	0.455
−90.0		30.0	1.73	514	0.452
−120.0		30.0	1.73	537	0.449
−150.0		40.0	1.74	564	0.445
−190.0		40.0	1.74	595	0.441
−230.0		40.0	1.75	626	0.437
−270.0		50.0	1.75	660	0.433
−320.0		50.0	1.76	699	0.427
−370.0	解放基盤	—	1.76	718	0.425

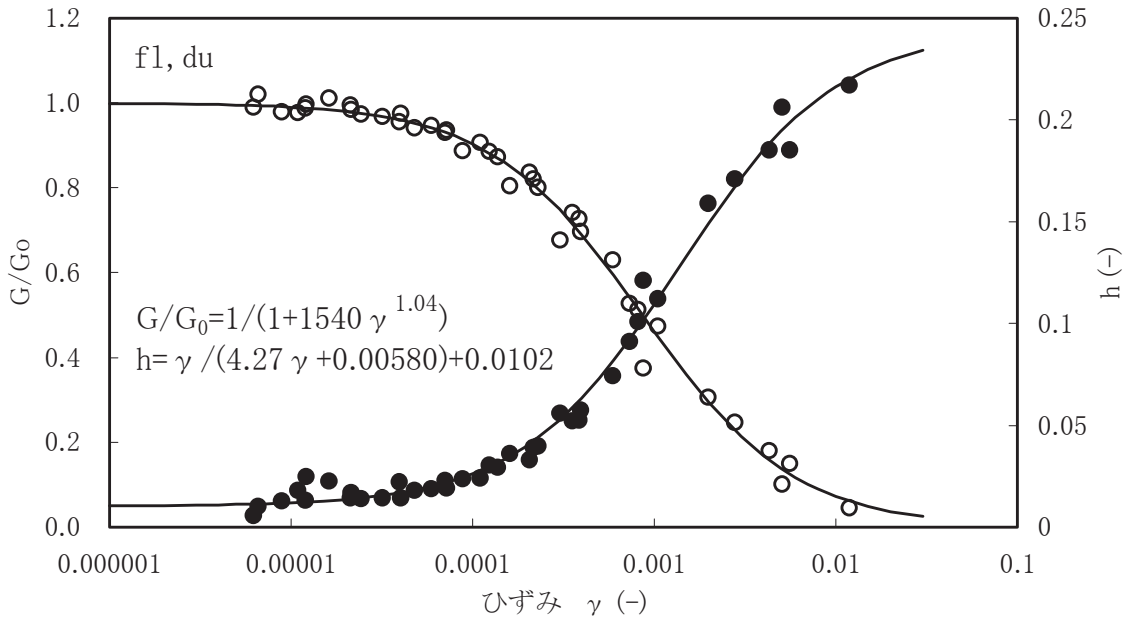


図 3-4　動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性（f1 層，du 層）

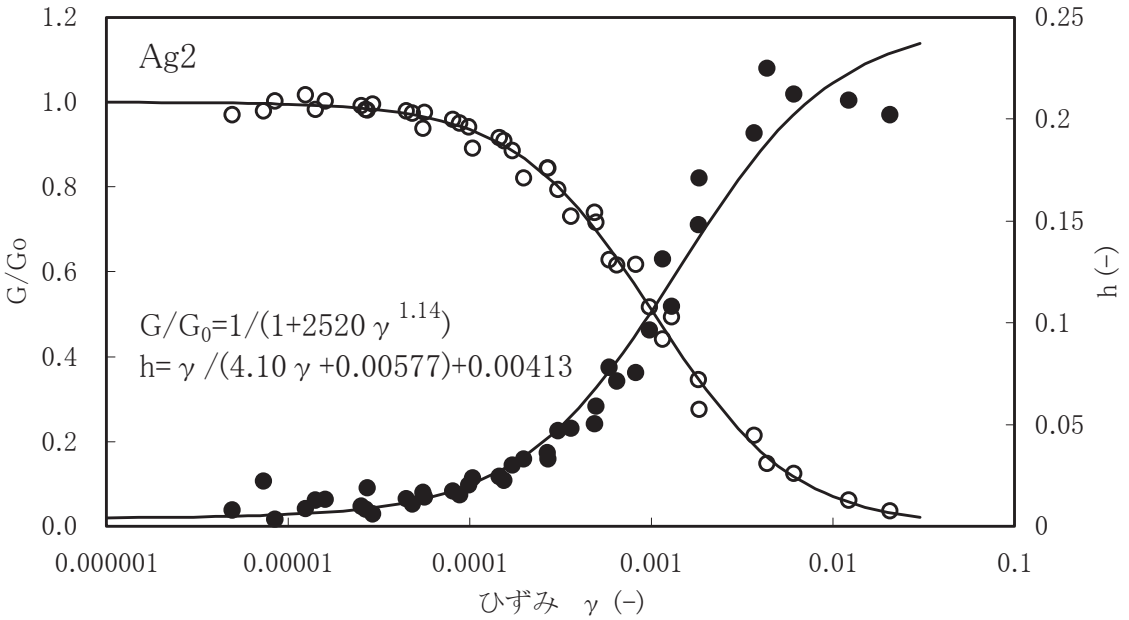


図 3-5　動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性（Ag2 層）

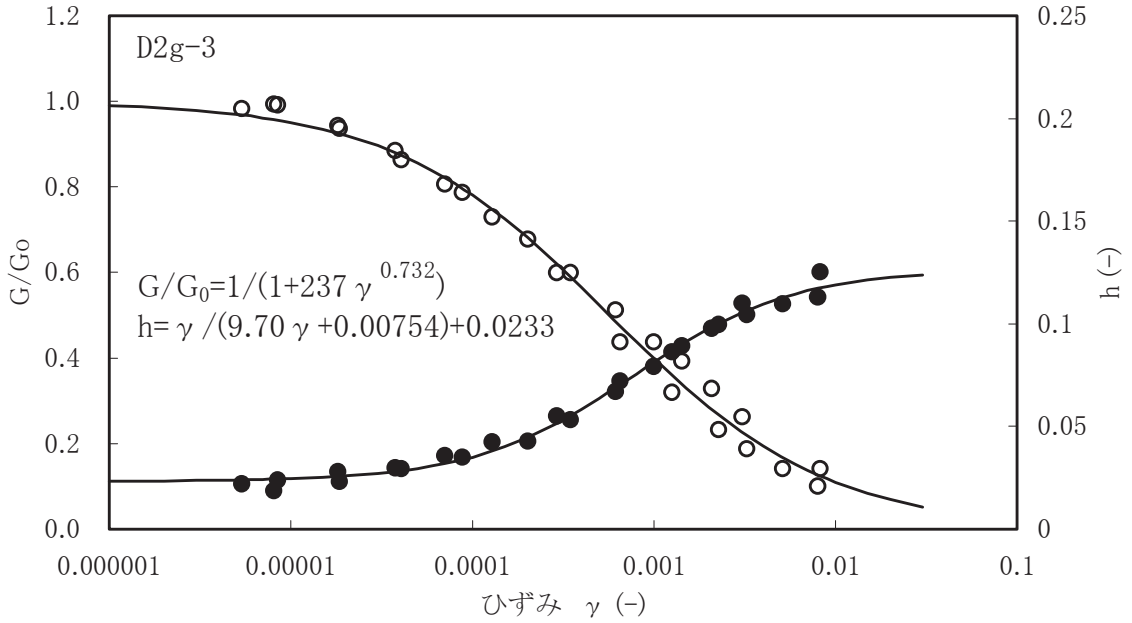


図 3-6　動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性（D2g－3 層）

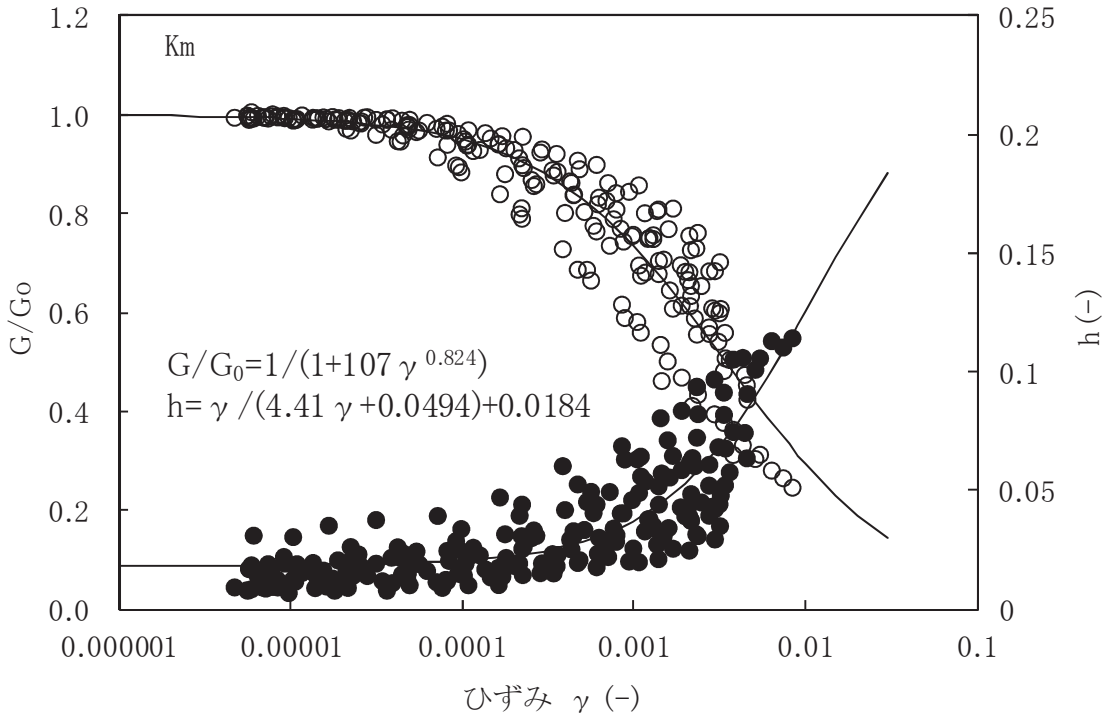


図 3-7　動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性（Km 層）

表3-4　地盤定数（S_s－D１）

標 高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
8.0	fl	2.9	1.98	0.04	192	1784	0.494
5.1	du	4.4	1.98	0.12	139	1778	0.497
0.7	Ag2	5.5	2.01	0.13	150	1794	0.496
−4.8	D2g-3	9.5	2.15	0.05	387	1846	0.477
−14.3	Km	5.7	1.72	0.03	409	1645	0.467
−20.0		20.0	1.72	0.03	410	1661	0.468
−40.0		20.0	1.73	0.03	425	1678	0.466
−60.0		30.0	1.73	0.03	445	1692	0.463
−90.0		30.0	1.73	0.03	468	1719	0.460
−120.0		30.0	1.73	0.03	486	1746	0.458
−150.0		40.0	1.74	0.03	511	1769	0.454
−190.0		40.0	1.74	0.03	542	1809	0.451
−230.0		40.0	1.75	0.03	577	1851	0.446
−270.0		50.0	1.75	0.03	612	1898	0.442
−320.0		50.0	1.76	0.03	652	1937	0.436
−370.0	解放基盤	−	1.76	−	718	1988	0.425

表3-5　地盤定数（S_s－１１）

標 高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
8.0	fl	2.9	1.98	0.03	199	1785	0.494
5.1	du	4.4	1.98	0.06	178	1782	0.495
0.7	Ag2	5.5	2.01	0.05	212	1802	0.493
−4.8	D2g-3	9.5	2.15	0.04	439	1862	0.471
−14.3	Km	5.7	1.72	0.02	425	1651	0.465
−20.0		20.0	1.72	0.02	433	1668	0.464
−40.0		20.0	1.73	0.02	445	1685	0.463
−60.0		30.0	1.73	0.02	461	1697	0.460
−90.0		30.0	1.73	0.03	479	1723	0.458
−120.0		30.0	1.73	0.03	501	1751	0.455
−150.0		40.0	1.74	0.03	526	1775	0.452
−190.0		40.0	1.74	0.02	558	1816	0.448
−230.0		40.0	1.75	0.02	587	1855	0.444
−270.0		50.0	1.75	0.02	619	1901	0.441
−320.0		50.0	1.76	0.02	656	1938	0.435
−370.0	解放基盤	−	1.76	−	718	1988	0.425

表3-6　地盤定数（S_s－１２）

標 高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
8.0	fl	2.9	1.98	0.03	199	1785	0.494
5.1	du	4.4	1.98	0.06	176	1782	0.495
0.7	Ag2	5.5	2.01	0.06	204	1801	0.494
−4.8	D2g-3	9.5	2.15	0.04	424	1857	0.473
−14.3	Km	5.7	1.72	0.02	421	1649	0.465
−20.0		20.0	1.72	0.02	428	1666	0.465
−40.0		20.0	1.73	0.03	435	1681	0.464
−60.0		30.0	1.73	0.03	450	1693	0.462
−90.0		30.0	1.73	0.03	468	1719	0.460
−120.0		30.0	1.73	0.03	486	1746	0.458
−150.0		40.0	1.74	0.03	511	1769	0.454
−190.0		40.0	1.74	0.03	539	1808	0.451
−230.0		40.0	1.75	0.03	567	1846	0.448
−270.0		50.0	1.75	0.03	594	1891	0.445
−320.0		50.0	1.76	0.03	633	1928	0.440
−370.0	解放基盤	−	1.76	−	718	1988	0.425

表3-7　地盤定数（S_s－１３）

標 高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
8.0	fl	2.9	1.98	0.03	199	1785	0.494
5.1	du	4.4	1.98	0.06	176	1782	0.495
0.7	Ag2	5.5	2.01	0.06	205	1801	0.493
−4.8	D2g-3	9.5	2.15	0.04	427	1858	0.472
−14.3	Km	5.7	1.72	0.02	421	1649	0.465
−20.0		20.0	1.72	0.02	428	1666	0.465
−40.0		20.0	1.73	0.03	435	1681	0.464
−60.0		30.0	1.73	0.03	450	1693	0.462
−90.0		30.0	1.73	0.03	468	1719	0.460
−120.0		30.0	1.73	0.03	486	1746	0.458
−150.0		40.0	1.74	0.03	511	1769	0.454
−190.0		40.0	1.74	0.03	539	1808	0.451
−230.0		40.0	1.75	0.03	563	1845	0.449
−270.0		50.0	1.75	0.03	594	1891	0.445
−320.0		50.0	1.76	0.03	629	1927	0.440
−370.0	解放基盤	−	1.76	−	718	1988	0.425

表3-8　地盤定数（S_s－１４）

標 高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
8.0	fl	2.9	1.98	0.02	203	1786	0.493
5.1	du	4.4	1.98	0.05	182	1783	0.495
0.7	Ag2	5.5	2.01	0.05	211	1802	0.493
−4.8	D2g-3	9.5	2.15	0.04	433	1860	0.471
−14.3	Km	5.7	1.72	0.02	423	1650	0.465
−20.0		20.0	1.72	0.02	430	1667	0.464
−40.0		20.0	1.73	0.03	440	1683	0.463
−60.0		30.0	1.73	0.03	453	1694	0.461
−90.0		30.0	1.73	0.03	471	1720	0.459
−120.0		30.0	1.73	0.03	489	1747	0.457
−150.0		40.0	1.74	0.03	514	1771	0.454
−190.0		40.0	1.74	0.03	542	1809	0.451
−230.0		40.0	1.75	0.03	574	1849	0.447
−270.0		50.0	1.75	0.03	601	1894	0.444
−320.0		50.0	1.76	0.03	641	1932	0.438
−370.0	解放基盤	−	1.76	−	718	1988	0.425

表3-9　地盤定数（S_s－２１）

標 高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
8.0	fl	2.9	1.98	0.04	194	1785	0.494
5.1	du	4.4	1.98	0.10	151	1779	0.496
0.7	Ag2	5.5	2.01	0.09	183	1798	0.495
−4.8	D2g-3	9.5	2.15	0.04	418	1855	0.473
−14.3	Km	5.7	1.72	0.02	421	1649	0.465
−20.0		20.0	1.72	0.03	425	1666	0.465
−40.0		20.0	1.73	0.03	438	1682	0.464
−60.0		30.0	1.73	0.03	453	1694	0.461
−90.0		30.0	1.73	0.03	477	1722	0.458
−120.0		30.0	1.73	0.03	501	1751	0.455
−150.0		40.0	1.74	0.02	532	1778	0.451
−190.0		40.0	1.74	0.02	561	1817	0.447
−230.0		40.0	1.75	0.02	591	1856	0.444
−270.0		50.0	1.75	0.02	619	1901	0.441
−320.0		50.0	1.76	0.02	656	1938	0.435
−370.0	解放基盤	−	1.76	−	718	1988	0.425

表3-10　地盤定数（Ｓ$_s$－２２）

標 高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
8.0	fl	2.9	1.98	0.04	192	1784	0.494
5.1	du	4.4	1.98	0.11	144	1778	0.497
0.7	Ag2	5.5	2.01	0.11	168	1796	0.496
－4.8	D2g-3	9.5	2.15	0.05	409	1853	0.474
－14.3	Km	5.7	1.72	0.02	418	1648	0.466
－20.0		20.0	1.72	0.02	425	1666	0.465
－40.0		20.0	1.73	0.03	438	1682	0.464
－60.0		30.0	1.73	0.03	455	1695	0.461
－90.0		30.0	1.73	0.03	477	1722	0.458
－120.0		30.0	1.73	0.03	501	1751	0.455
－150.0		40.0	1.74	0.03	526	1775	0.452
－190.0		40.0	1.74	0.02	558	1816	0.448
－230.0		40.0	1.75	0.02	587	1855	0.444
－270.0		50.0	1.75	0.02	619	1901	0.441
－320.0		50.0	1.76	0.02	659	1940	0.435
－370.0	解放基盤	－	1.76	－	718	1988	0.425

表3-11　地盤定数（Ｓ$_s$－３１）

標 高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
8.0	fl	2.9	1.98	0.04	194	1785	0.494
5.1	du	4.4	1.98	0.11	141	1778	0.497
0.7	Ag2	5.5	2.01	0.16	127	1791	0.497
－4.8	D2g-3	9.5	2.15	0.05	391	1847	0.477
－14.3	Km	5.7	1.72	0.03	411	1646	0.467
－20.0		20.0	1.72	0.03	418	1663	0.466
－40.0		20.0	1.73	0.03	425	1678	0.466
－60.0		30.0	1.73	0.03	436	1689	0.464
－90.0		30.0	1.73	0.03	463	1717	0.461
－120.0		30.0	1.73	0.03	492	1748	0.457
－150.0		40.0	1.74	0.03	517	1772	0.453
－190.0		40.0	1.74	0.03	545	1811	0.450
－230.0		40.0	1.75	0.03	577	1851	0.446
－270.0		50.0	1.75	0.03	612	1898	0.442
－320.0		50.0	1.76	0.03	652	1937	0.436
－370.0	解放基盤	－	1.76	－	718	1988	0.425

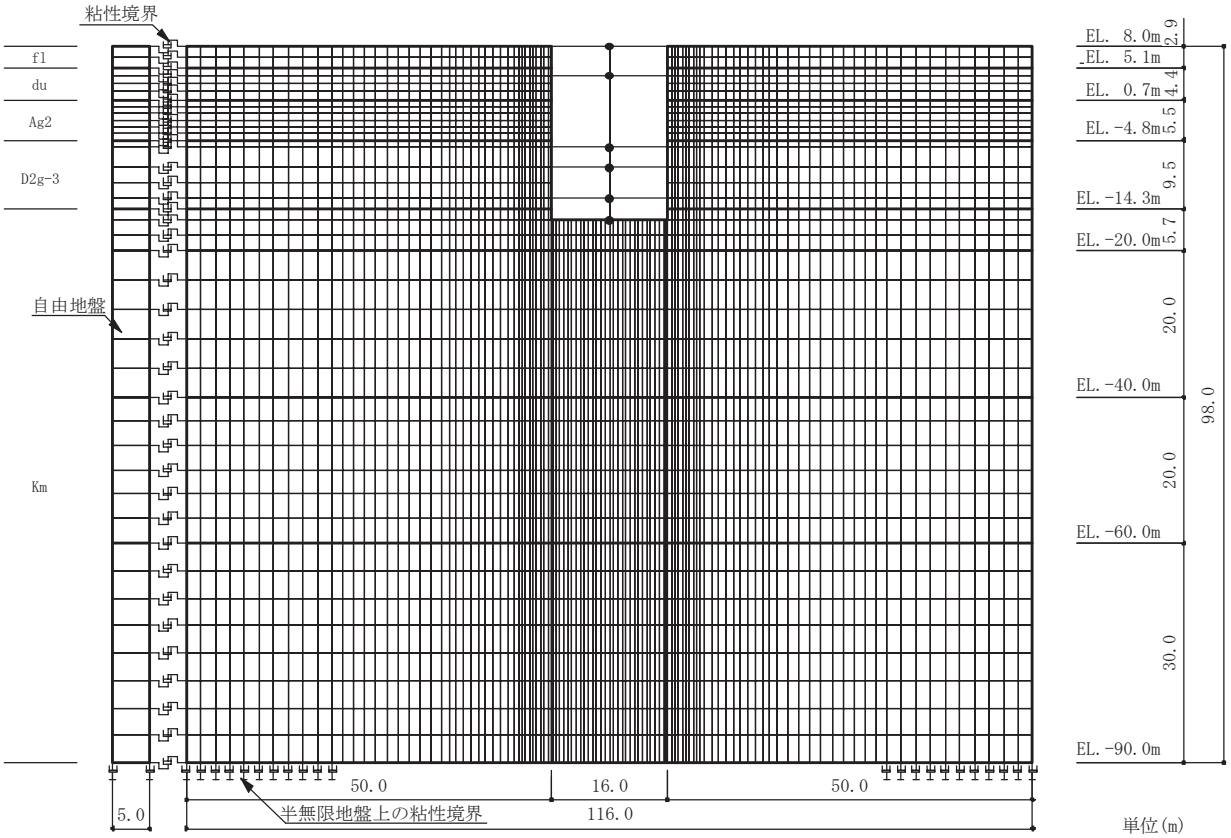


図3-8　地震応答解析モデル（UD方向全体）

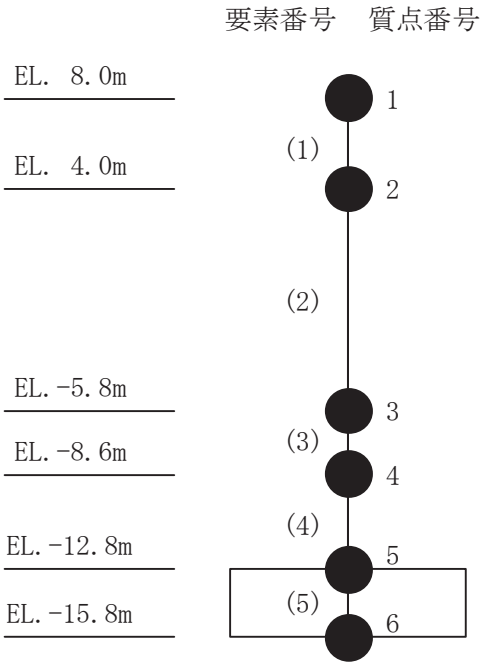


図3-9　地震応答解析モデル（UD方向構造物）

表3-12　地震応答解析モデル諸元（UD方向）

標高 EL. (m)	質点 番号	質点重量 (kN)	要素 番号	軸断面積 (m^2)
8.0	1	1490		
			(1)	20.39
4.0	2	29080		
			(2)	92.20
−5.8	3	16180		
			(3)	94.54
−8.6	4	8490		
			(4)	92.33
−12.8	5	13730		
			(5)	181.6
−15.8	6	6560		
総重量		75530		

3.3 入力地震動

地震応答解析に用いる入力地震動は，解放基盤表面で定義される基準地震動Ｓ$_s$及び表3-4～表3-11に示す等価線形地盤を用いた一次元波動論によって地震応答解析モデルの底面位置(EL.－90 m)で評価したものを用いる。入力地震動算定の概念図を図3-10に示す。入力地震動の算定には，解析コード「ＫＳＨＡＫＥ ver.2」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，添付書類「Ⅴ-5-17 計算機プログラム（解析コード）の概要・ＫＳＨＡＫＥ」に示す。設定した地盤定数に基づき算定した解析モデル下端レベル（EL.－90 m）における入力地震動の加速度応答スペクトルを図3-11に示す。

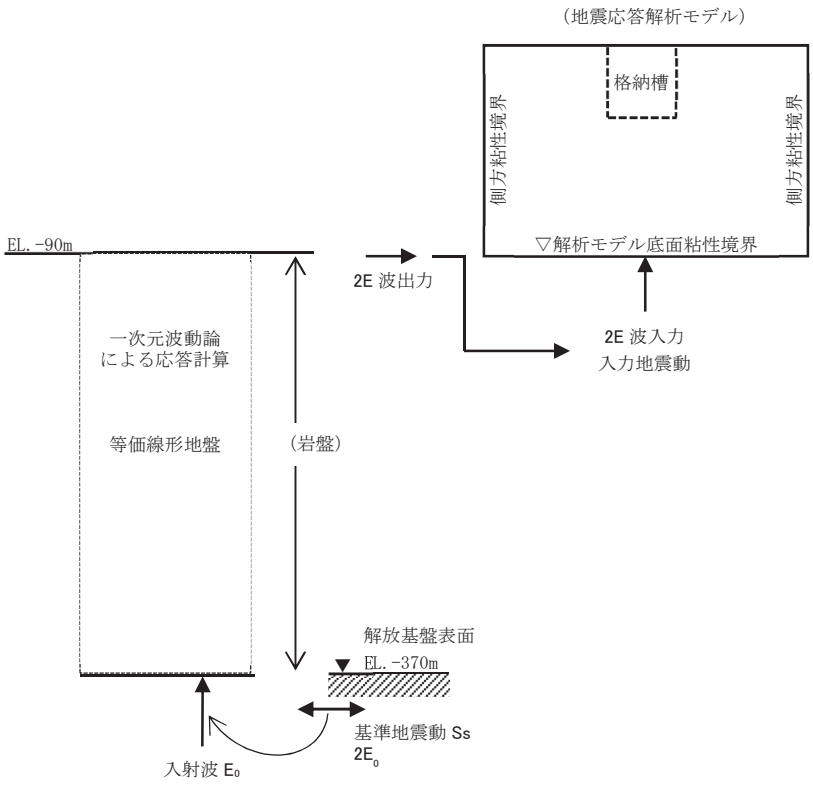
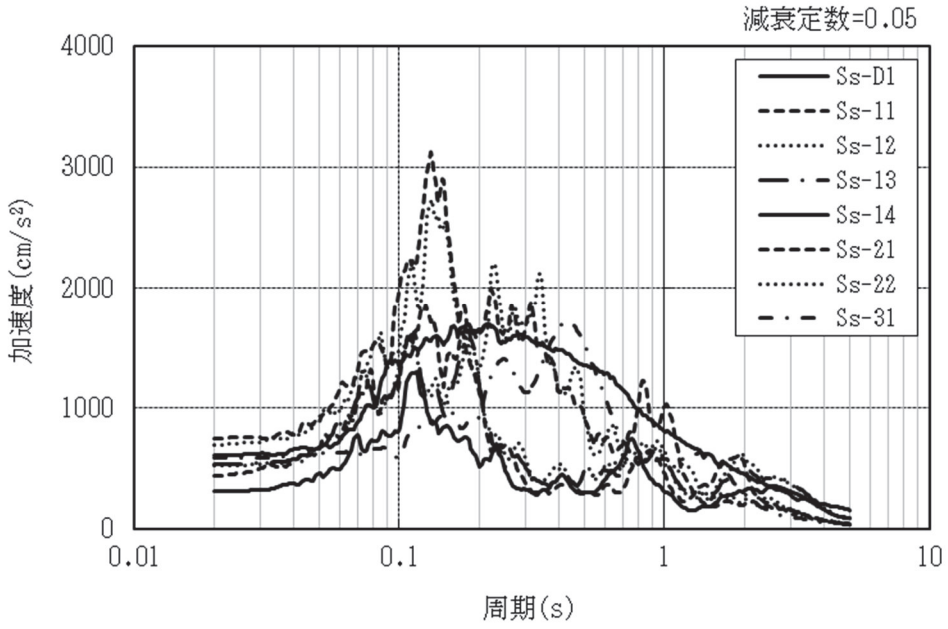
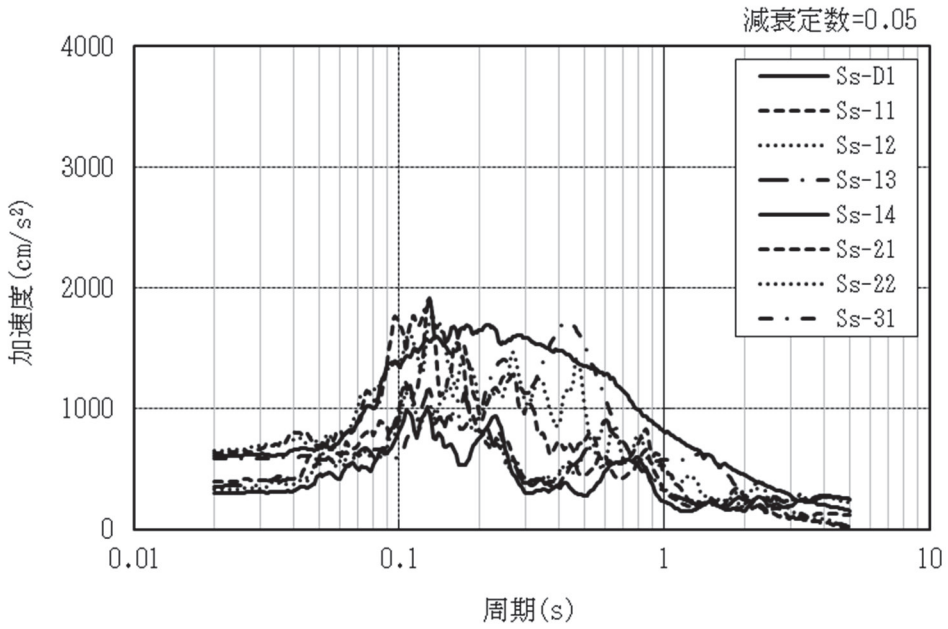


図3-10 地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図

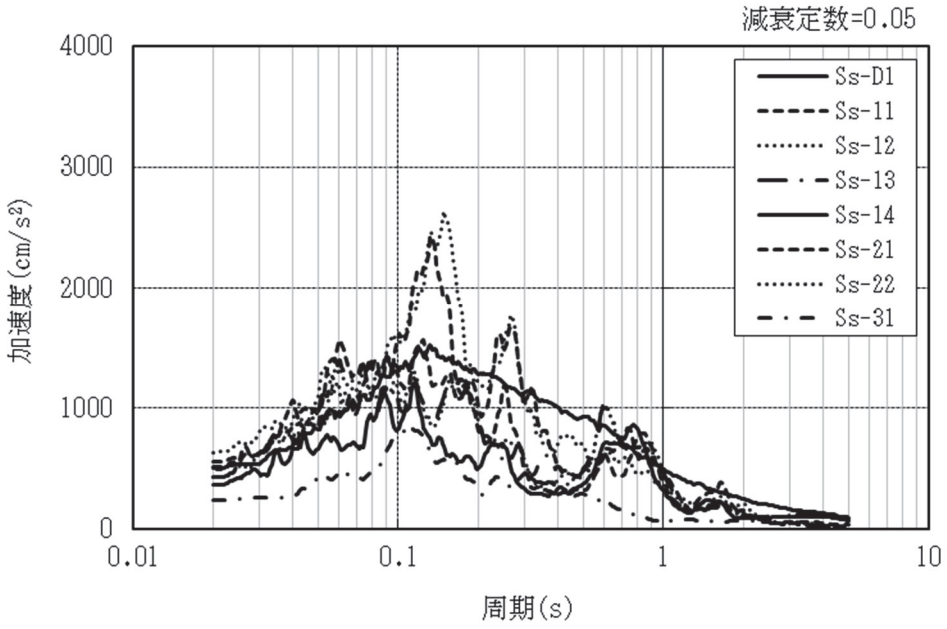


(a) NS方向



(b) EW方向

図3-11 (1／2)　入力地震動の加速度応答スペクトル（S_s，EL.－90.0 m）



(c) UD方向

図3-11 (2／2)　入力地震動の加速度応答スペクトル（S_s, EL.－90.0 m)

3.4　解析方法

格納槽について，動的解析により応答加速度，応答変位，応答せん断力，応答曲げモーメント，応答軸力，せん断ひずみ及び接地圧を算出する。

格納槽の地震応答解析には，解析コード「Ｓｏｉｌ Ｐｌｕｓ Ver.2015 Build3」を用いる。また，解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，添付書類「Ⅴ-5-59　計算機プログラム（解析コード）の概要・Ｓｏｉｌ Ｐｌｕｓ」に示す。

3.4.1　動的解析

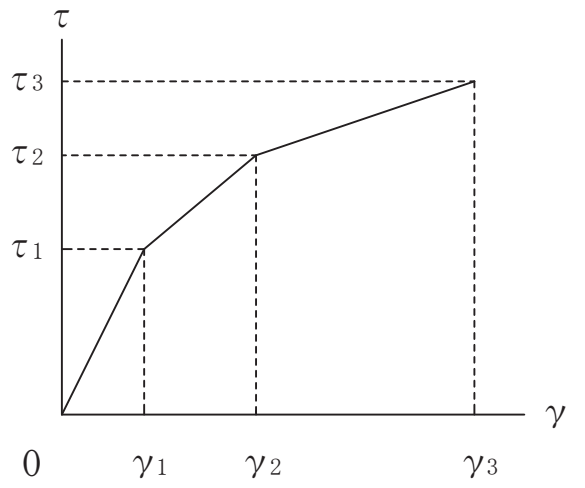
建物・構築物の動的解析は，添付書類「Ⅴ-2-1-6　地震応答解析の基本方針」に記載の解析方法に基づき，時刻歴応答解析により実施する。

3.5　解析条件

3.5.1　建物・構築物の復元力特性

(1) 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（$\tau-\gamma$ 関係）

耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（$\tau-\gamma$関係）は「ＪＥＡＧ４６０１－1991 追補版」に基づき，トリリニア型スケルトン曲線とする。耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係を図3-12に示す。

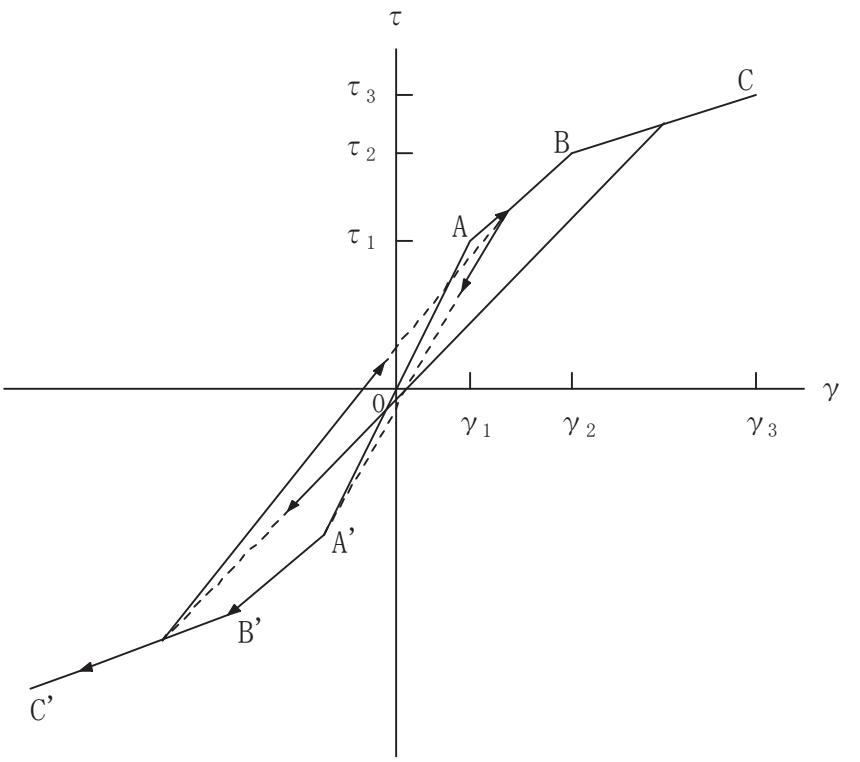


τ_1：第1折点のせん断応力度
τ_2：第2折点のせん断応力度
τ_3：終局点のせん断応力度
γ_1：第1折点のせん断ひずみ
γ_2：第2折点のせん断ひずみ
γ_3：終局点のせん断ひずみ（4.0×10^{-3}）

図3-12　耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係

(2) 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性

耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性は，「ＪＥＡＧ４６０１－1991追補版」に基づき，最大点指向型モデルとする。耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性を図3-13に示す。



a．0－A間　　：弾性範囲。

b．A－B間　　：負側スケルトンが経験した最大点に向う。ただし，負側最大点が第1折点を超えていなければ，負側第1折点に向う。

c．B－C間　　：負側最大点指向。

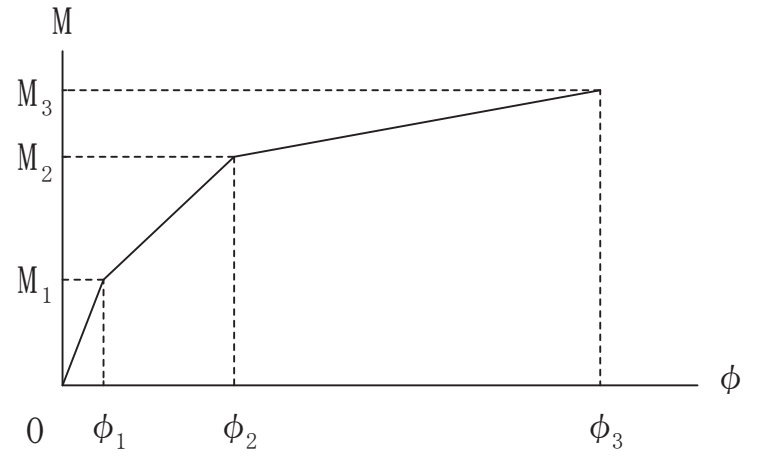
d．各最大点は，スケルトン上を移動することにより更新される。

e．安定ループは面積を持たない。

図3-13　耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性

(3) 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係（Mーϕ 関係）

耐震壁の曲げモーメントー曲率関係は，「ＪＥＡＧ４６０１－1991 追補版」に基づき，トリリニア型スケルトン曲線とする。耐震壁の曲げモーメントー曲率関係を図3-14に示す。

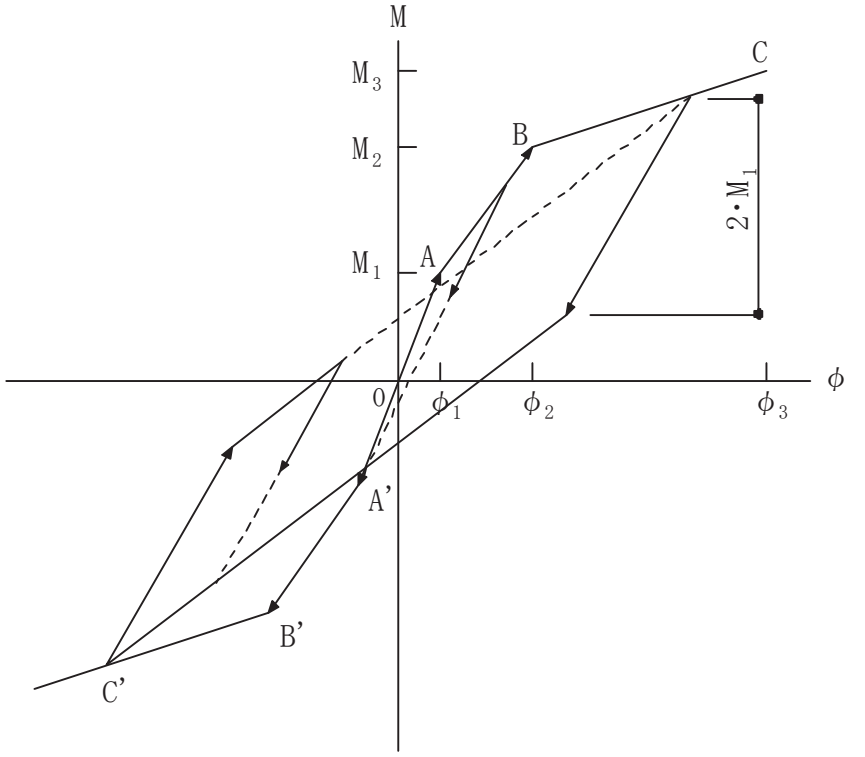


M_1 ：第1折点の曲げモーメント
M_2 ：第2折点の曲げモーメント
M_3 ：終局点の曲げモーメント
ϕ_1 ：第1折点の曲率
ϕ_2 ：第2折点の曲率
ϕ_3 ：終局点の曲率

図3-14　曲げモーメントー曲率関係

(4) 耐震壁の曲げモーメント－曲率関係の履歴特性

耐震壁の曲げモーメント－曲率関係の履歴特性は，「ＪＥＡＧ４６０１－1991 追補版」に基づき，ディグレイディングトリリニア型モデルとする。耐震壁の曲げモーメント－曲率関係の履歴特性を図3-15に示す。



a．0－A間　　：弾性範囲。

b．A－B間　　：負側スケルトンが経験した最大点に向う。ただし，負側最大点が第1折点を超えていなければ，負側第1折点に向う。

c．B－C間　　：負側最大点指向型で，安定ループは最大曲率に応じた等価粘性減衰を与える平行四辺形をしたディグレイディングトリリニア型とする。平行四辺形の折点は，最大値から$2 \cdot M_1$を減じた点とする。ただし，負側最大点が第2折点を超えていなければ，負側第2折点を最大点とする安定ループを形成する。また，安定ループ内部での繰り返しに用いる剛性は安定ループの戻り剛性に同じとする。

d．各最大点は，スケルトン上を移動することにより更新される。

図3-15　耐震壁の曲げモーメント－曲率関係の履歴特性

(5) スケルトンカーブの諸数値

格納槽の各耐震壁について算出したせん断及び曲げスケルトンカーブの諸数値を表3-13及び表3-14に示す。

表3-13　せん断スケルトンカーブ（$\tau-\gamma$関係）

(a) NS方向

EL. (m)			要素番号	τ_1 (N/mm^2)	τ_2 (N/mm^2)	τ_3 (N/mm^2)	γ_1 ($\times10^{-3}$)	γ_2 ($\times10^{-3}$)	γ_3 ($\times10^{-3}$)
4.0	～	8.0	(1)	1.75	2.36	7.10	0.172	0.517	4.0
−5.8	～	4.0	(2)	1.84	2.48	5.78	0.181	0.542	4.0
−8.6	～	−5.8	(3)	1.92	2.59	5.84	0.188	0.565	4.0
−12.8	～	−8.6	(4)	1.96	2.65	5.88	0.193	0.579	4.0

(b) EW方向

EL. (m)			要素番号	τ_1 (N/mm^2)	τ_2 (N/mm^2)	τ_3 (N/mm^2)	γ_1 ($\times10^{-3}$)	γ_2 ($\times10^{-3}$)	γ_3 ($\times10^{-3}$)
4.0	～	8.0	(1)	1.75	2.36	6.29	0.172	0.517	4.0
−5.8	～	4.0	(2)	1.84	2.48	6.14	0.180	0.541	4.0
−8.6	～	−5.8	(3)	1.91	2.58	6.19	0.188	0.564	4.0
−12.8	～	−8.6	(4)	1.96	2.64	6.18	0.192	0.577	4.0

表3-14　曲げスケルトンカーブ（M－φ関係）

(a) NS方向

EL. (m)			要素番号	M_1 (×10⁵kN·m)	M_2 (×10⁵kN·m)	M_3 (×10⁵kN·m)	ϕ_1 (×10⁻⁵/m)	ϕ_2 (×10⁻⁵/m)	ϕ_3 (×10⁻⁵/m)
4.0	～	8.0	(1)	0.450	1.89	2.98	3.85	54.6	510
−5.8	～	4.0	(2)	7.60	23.3	33.8	1.30	16.4	315
−8.6	～	−5.8	(3)	8.22	24.3	34.9	1.39	16.6	307
−12.8	～	−8.6	(4)	8.58	24.9	35.5	1.45	16.6	302

(b) EW方向

EL. (m)			要素番号	M_1 (×10⁵kN·m)	M_2 (×10⁵kN·m)	M_3 (×10⁵kN·m)	ϕ_1 (×10⁻⁵/m)	ϕ_2 (×10⁻⁵/m)	ϕ_3 (×10⁻⁵/m)
4.0	～	8.0	(1)	0.438	1.74	2.73	3.98	56.3	571
−5.8	～	4.0	(2)	6.14	18.7	26.7	1.84	23.2	408
−8.6	～	−5.8	(3)	6.59	19.6	28.0	1.97	23.4	385
−12.8	～	−8.6	(4)	6.77	19.6	27.6	2.06	23.4	392

3.5.2　材料物性のばらつき

解析においては，「3.2　地震応答解析モデル」に示す物性値及び定数を基本ケースとし，材料物性のばらつきを考慮する。材料物性のばらつきを考慮した地震応答解析は，格納槽の応答への影響の大きい地震動に対して実施することとし，基本ケースの地震応答解析において応答値（加速度，変位，せん断力，曲げモーメント及び軸力）が，各層において最大となっている地震動（Ｓｓ－Ｄ１，Ｓｓ－２１，Ｓｓ－２２及びＳｓ－３１）に対して実施することとする。

材料物性のばらつきのうち，地盤物性については，地盤調査結果の平均値をもとに設定した数値を基本ケースとし，支持地盤のせん断波速度のばらつきは，±σ相当として，変動係数10%を考慮する。表層地盤についても同様に±σ相当としてf1層及びdu層は5%，Ag2層は10%，D2g－3層は15%の変動係数を考慮する。なお，格納槽の物性のばらつきについては，コンクリートの実強度は設計基準強度よりも大きくなることから，保守的に考慮しない。

材料物性のばらつきを考慮する地震応答解析ケースを表3-15に示す。

表3-15　地盤物性のばらつきを考慮する地震応答解析ケース

高さ EL.(m)			地層区分	地盤のせん断波速度（m/s）		
				基本ケース	＋σ相当	－σ相当
8.0	～	5.1	f1	210	221	199
5.1	～	0.7	du	210	221	199
0.7	～	－4.8	Ag2	240	264	216
－4.8	～	－14.3	D2g－3	500	575	425
－14.3	～	－20.0	Km	446	491	401
－20.0	～	－40.0		456	502	410
－40.0	～	－60.0		472	520	424
－60.0	～	－90.0		491	541	441
－90.0	～	－120.0		514	566	462
－120.0	～	－150.0		537	591	483
－150.0	～	－190.0		564	621	507
－190.0	～	－230.0		595	655	535
－230.0	～	－270.0		626	689	563
－270.0	～	－320.0		660	726	594
－320.0	～	－370.0		699	769	629

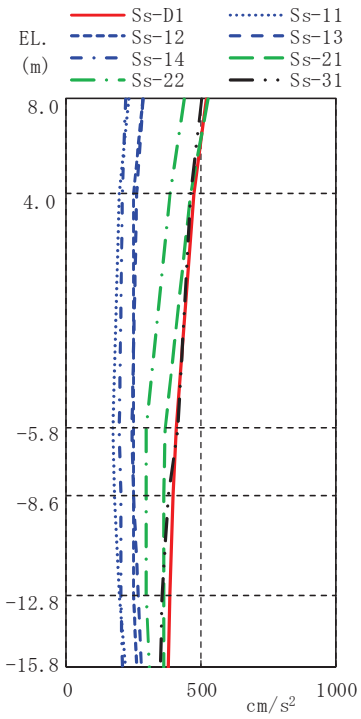
4. 解析結果

4.1 動的解析

本資料においては，代表として基本ケースの地震応答解析結果を示す。

基準地震動Ｓ$_s$による最大応答値を図4-1～図4-11，表4-1及び表4-2に示す。また，基準地震動Ｓ$_s$に対する最大応答値を図4-12～図4-15の耐震壁のスケルトンカーブ上にプロットして示す。

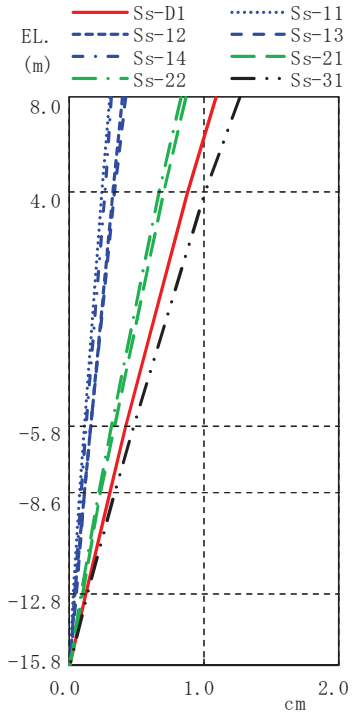
最大接地圧及び最小接地率を表4-3に示す。



(単位：cm/s^2)

Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
520	229	287	286	219	527	437	500
472	196	250	262	205	461	385	463
409	171	249	241	196	365	298	415
397	177	249	251	199	362	296	376
381	198	248	264	202	361	294	356
376	216	263	277	205	363	306	350

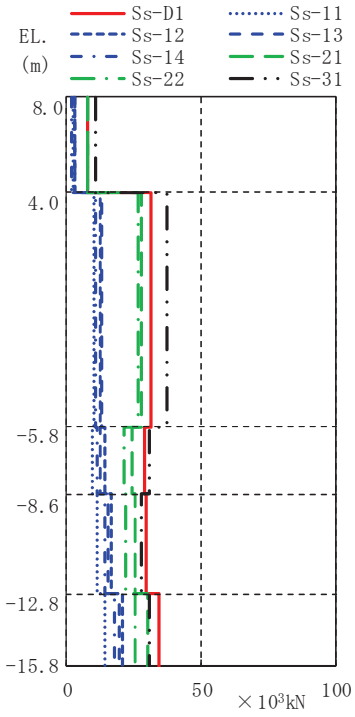
図4-1　最大応答加速度（S$_s$，NS方向）



(単位：cm)

Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
1.09	0.30	0.40	0.41	0.32	0.87	0.83	1.26
0.88	0.24	0.32	0.33	0.26	0.70	0.67	1.01
0.42	0.12	0.16	0.16	0.13	0.33	0.31	0.48
0.30	0.08	0.11	0.12	0.09	0.23	0.22	0.34
0.12	0.04	0.05	0.05	0.04	0.09	0.09	0.14
—	—	—	—	—	—	—	—

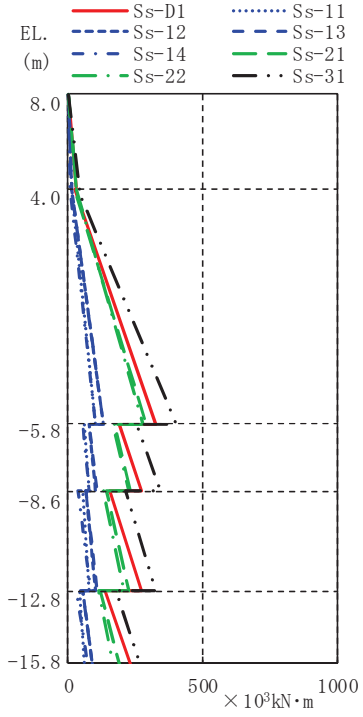
図4-2　最大応答変位（S$_s$，NS方向）



（単位：×10³kN）

Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
7.73	2.51	3.22	3.14	2.09	7.46	7.54	10.7
31.1	10.1	12.4	12.9	10.5	27.5	26.5	37.2
29.1	9.24	14.2	12.8	11.2	24.3	21.4	30.7
29.5	11.1	16.8	15.2	14.0	25.4	21.7	27.6
34.3	14.2	20.6	19.4	17.6	30.2	25.4	30.6

図4-3　最大応答せん断力（S_s，NS方向）



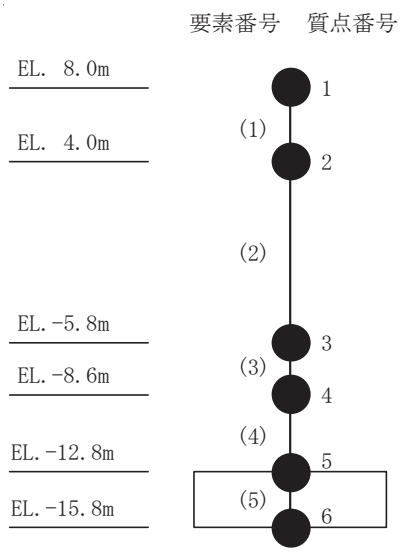
（単位：×10³kN·m）

Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
0.0746 31.0	0.0578 10.1	0.0583 13.0	0.0551 12.6	0.0309 8.36	0.0848 30.0	0.0840 30.2	0.0491 42.8
26.1 324	14.6 102	12.8 130	13.7 131	8.27 102	21.9 289	28.9 280	38.3 402
192 273	58.4 79.8	76.9 103	74.7 107	52.5 79.5	170 232	167 225	256 342
157 275	50.9 75.1	65.0 103	62.7 108	38.2 84.8	142 224	133 207	211 326
135 230	39.2 60.5	53.1 88.7	51.3 89.5	32.0 73.9	122 189	110 166	175 267

図4-4　最大応答曲げモーメント（S_s，NS方向）

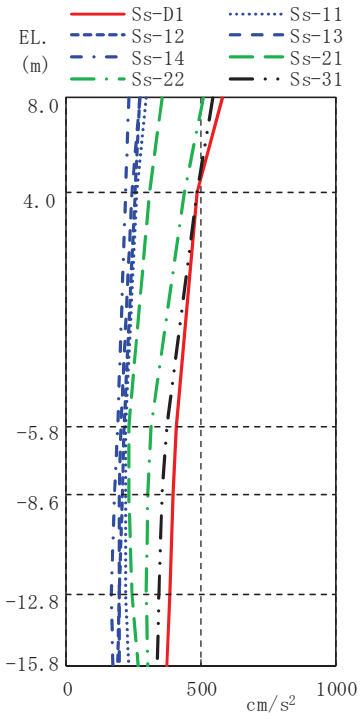
表 4-1　最大応答せん断ひずみ一覧（S_s，NS 方向）

要素番号	最大応答せん断ひずみ（$\times 10^{-3}$）								第 1 折点	第 2 折点
	Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)
(1)	0.0573	0.0187	0.0239	0.0233	0.0155	0.0554	0.0559	0.0792	0.172	0.517
(2)	0.0531	0.0172	0.0212	0.0220	0.0179	0.0470	0.0452	0.0634	0.181	0.542
(3)	0.0496	0.0158	0.0242	0.0218	0.0191	0.0414	0.0366	0.0523	0.188	0.565
(4)	0.0503	0.0190	0.0287	0.0260	0.0239	0.0433	0.0369	0.0471	0.193	0.579



注 1　：数字は質点番号を示す。

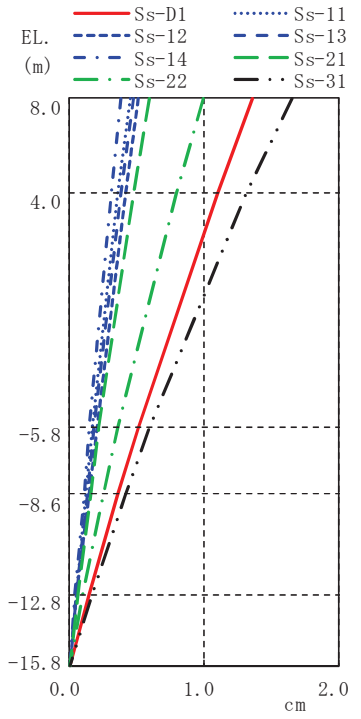
注 2　：（ ）内は要素番号を示す。



（単位：cm/s²）

Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
577	297	275	269	232	355	509	541
485	258	255	241	219	307	436	484
409	219	215	203	187	231	315	371
397	217	207	195	180	233	302	352
381	221	194	193	167	242	294	341
374	230	191	198	170	265	299	339

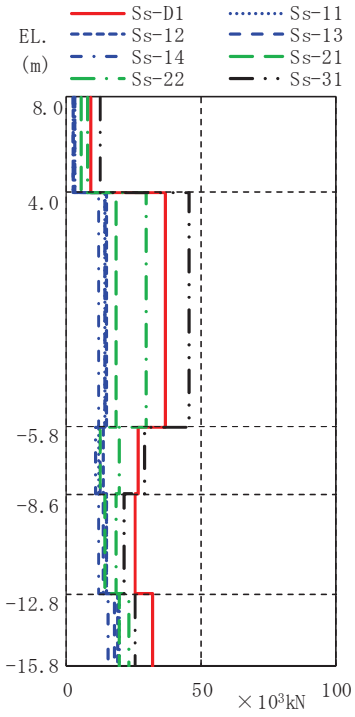
図4-5　最大応答加速度（S_s，EW方向）



（単位：cm）

Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
1.37	0.45	0.52	0.48	0.39	0.60	0.99	1.65
1.10	0.36	0.42	0.39	0.32	0.48	0.80	1.32
0.51	0.17	0.20	0.19	0.15	0.22	0.36	0.60
0.36	0.12	0.14	0.13	0.11	0.16	0.25	0.42
0.14	0.05	0.06	0.05	0.04	0.06	0.10	0.17
—	—	—	—	—	—	—	—

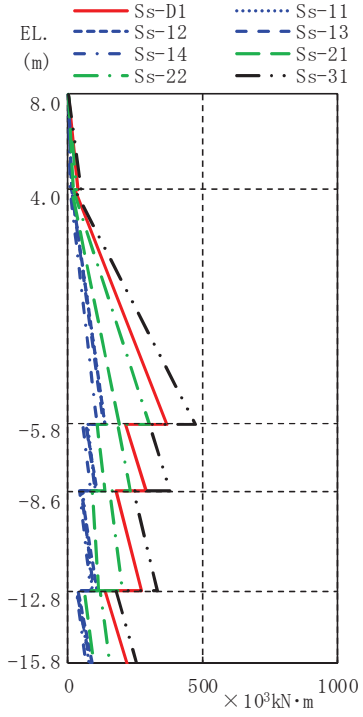
図4-6　最大応答変位（S_s，EW方向）



（単位：×10³kN）

Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
8.78	3.02	2.60	2.81	2.18	5.25	7.99	12.4
36.7	14.5	15.1	14.3	11.9	18.5	29.9	45.5
26.9	12.1	13.8	12.6	11.0	12.3	19.3	28.7
25.3	14.8	15.1	13.7	12.1	14.5	18.5	21.3
31.8	19.7	19.2	17.5	15.4	19.3	23.3	25.2

図4-7　最大応答せん断力（S_s，EW方向）



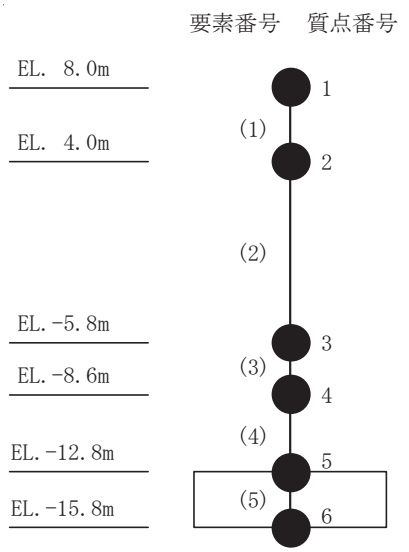
（単位：×10³kN·m）

Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
0.0874 35.2	0.0556 12.2	0.0415 10.5	0.0388 11.3	0.0356 8.74	0.0733 21.1	0.0912 32.1	0.240 49.4
24.9 365	12.0 136	10.8 137	11.5 134	9.39 107	15.2 187	19.0 300	25.0 470
215 290	72.4 99.6	67.3 106	64.9 98.1	53.8 80.9	110 138	184 231	300 380
176 272	55.8 90.9	46.2 106	47.0 96.8	40.2 80.8	87.2 115	153 199	241 330
138 218	38.8 74.6	34.3 88.4	32.8 80.6	27.7 67.0	60.6 92.5	117 154	177 252

図4-8　最大応答曲げモーメント（S_s，EW方向）

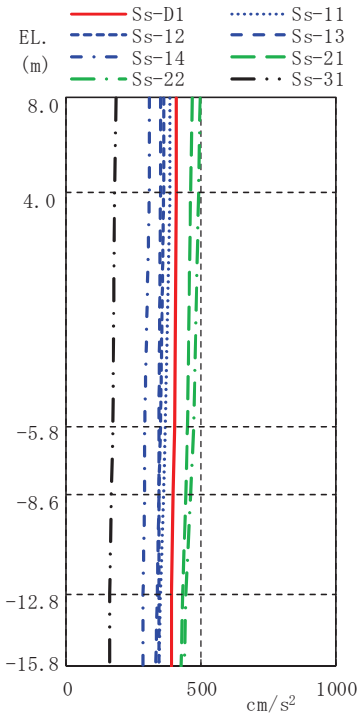
表 4-2　最大応答せん断ひずみ一覧（S_s，EW 方向）

要素番号	最大応答せん断ひずみ（$\times 10^{-3}$）								第 1 折点	第 2 折点
	Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)
(1)	0.0568	0.0195	0.0169	0.0182	0.0141	0.0340	0.0518	0.0798	0.172	0.517
(2)	0.0658	0.0261	0.0271	0.0257	0.0213	0.0331	0.0536	0.0817	0.180	0.541
(3)	0.0482	0.0216	0.0248	0.0225	0.0197	0.0221	0.0346	0.0515	0.188	0.564
(4)	0.0475	0.0277	0.0282	0.0257	0.0227	0.0271	0.0346	0.0400	0.192	0.577



注 1　：数字は質点番号を示す。

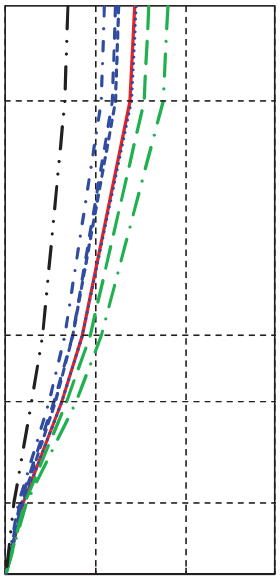
注 2　：（ ）内は要素番号を示す。



(単位：cm/s^2)

Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
410	386	363	350	306	464	495	181
409	385	362	349	305	463	493	181
401	369	350	344	291	450	470	172
398	361	345	342	288	444	460	168
392	347	342	337	284	432	443	161
390	341	341	334	282	425	437	159

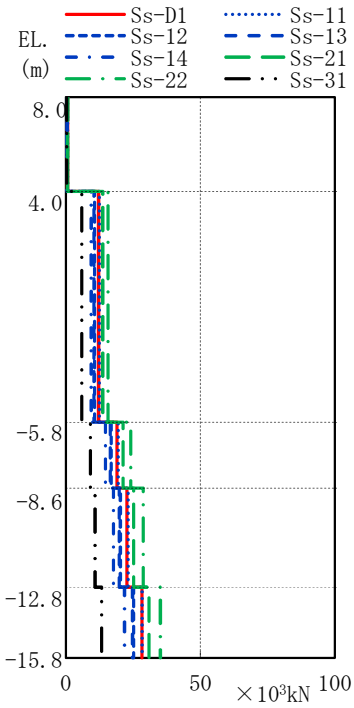
図4-9　最大応答加速度（S_s，UD方向）



(単位：cm)

Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
0.015	0.015	0.013	0.013	0.012	0.016	0.019	0.007
0.014	0.015	0.013	0.012	0.011	0.016	0.018	0.007
0.009	0.009	0.008	0.008	0.007	0.010	0.011	0.005
0.007	0.007	0.006	0.006	0.005	0.007	0.008	0.003
0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.003	0.003	0.001
—	—	—	—	—	—	—	—

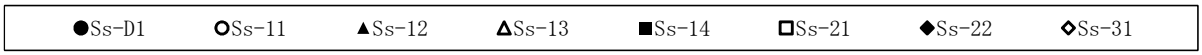
図4-10　最大応答変位（S_s，UD方向）

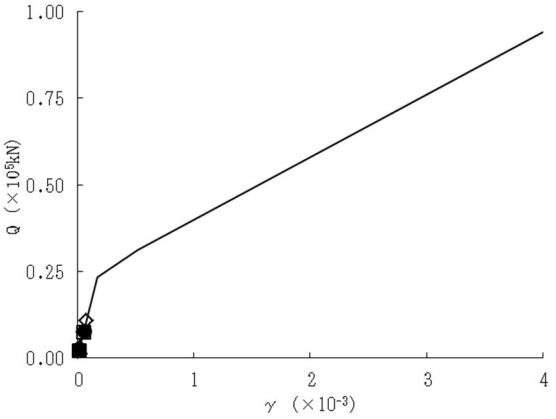


（単位：×10³kN）

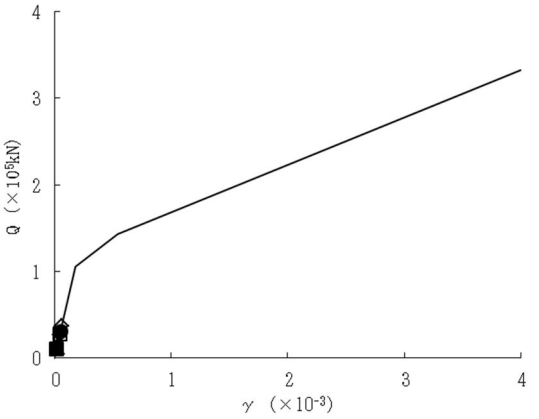
Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
0.580	0.574	0.496	0.482	0.435	0.642	0.739	0.279
12.3	12.5	10.7	10.4	9.41	13.8	15.7	5.93
19.1	19.5	16.9	16.5	14.8	21.3	24.2	9.12
22.8	23.2	20.3	19.9	17.7	25.2	28.8	10.9
28.3	28.4	25.2	24.8	21.9	30.9	35.2	13.4

図4-11　最大応答軸力（S_s，UD方向）

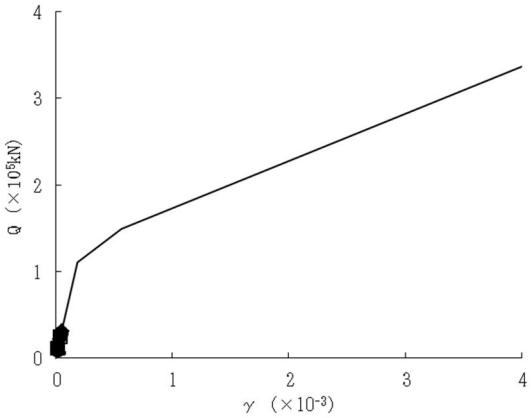




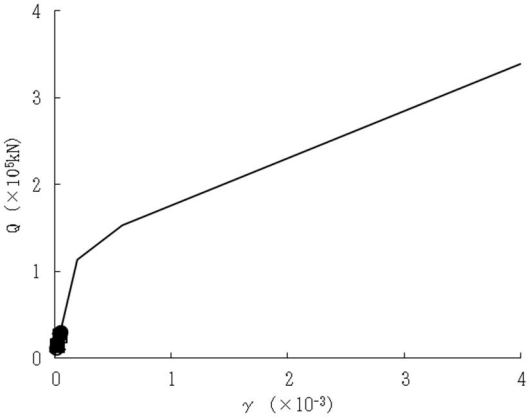
要素番号（1）



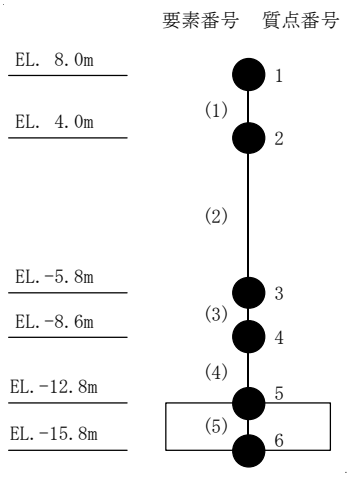
要素番号（2）



要素番号（3）



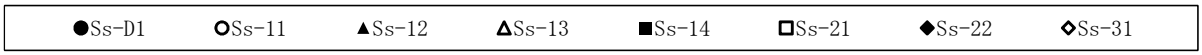
要素番号（4）

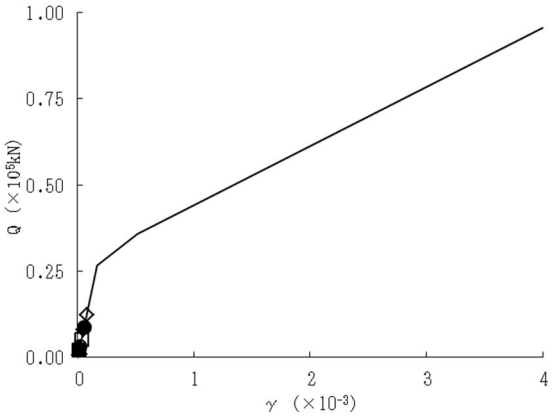


・数字は質点番号を示す。

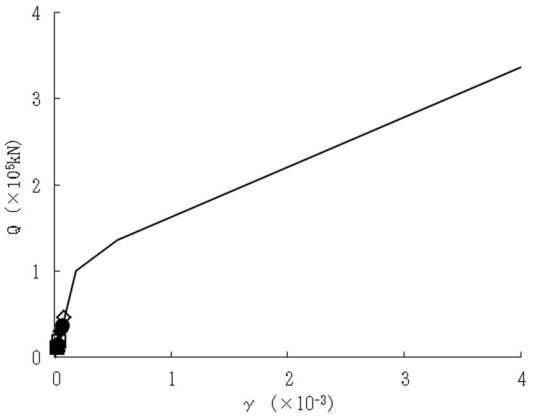
・（ ）内は要素番号を示す。

図4-12　せん断スケルトンカーブ上の最大応答値（S_s，NS方向）

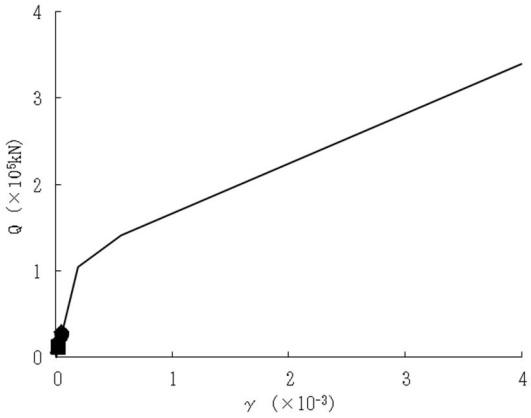




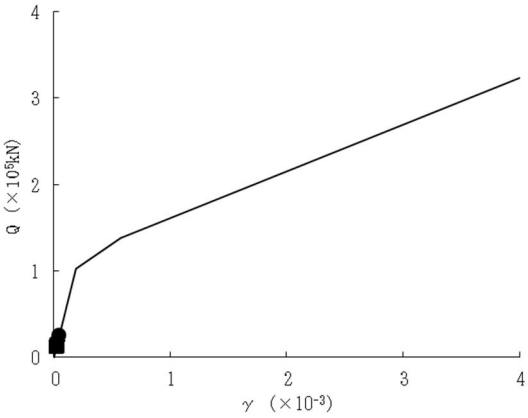
要素番号（1）



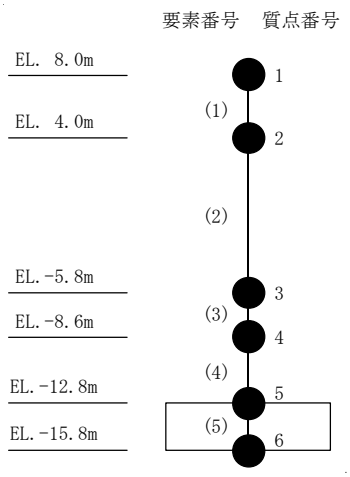
要素番号（2）



要素番号（3）



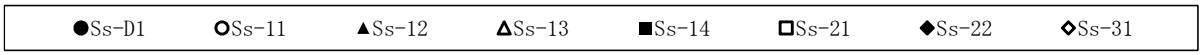
要素番号（4）

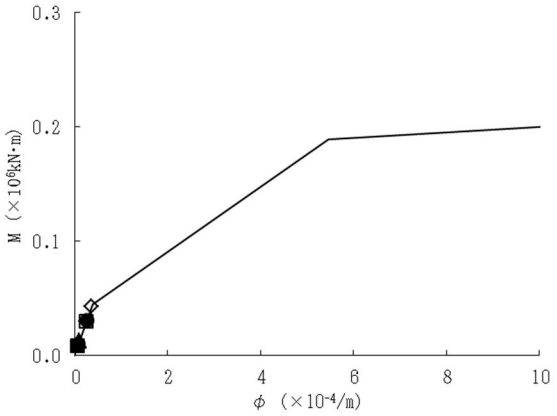


・数字は質点番号を示す。

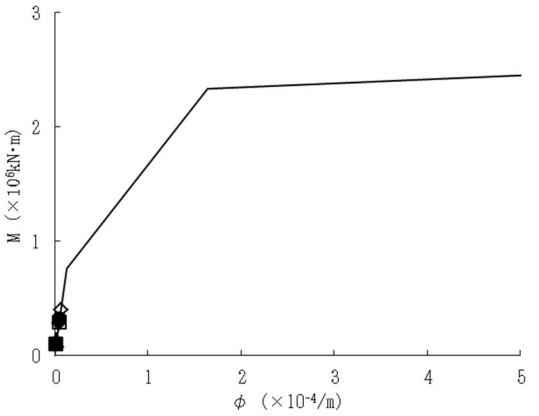
・（ ）内は要素番号を示す。

図4-13　せん断スケルトンカーブ上の最大応答値（S_s，EW方向）

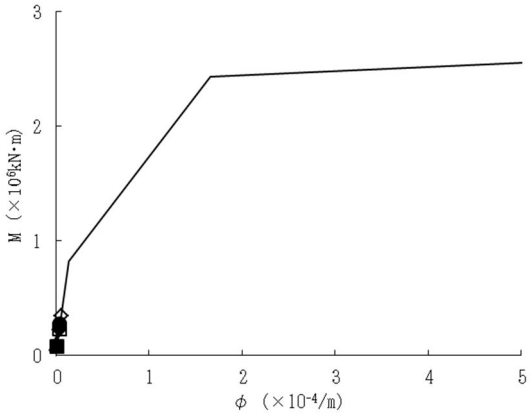




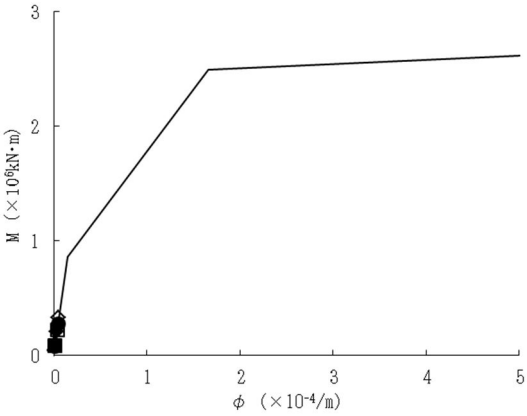
要素番号（1）



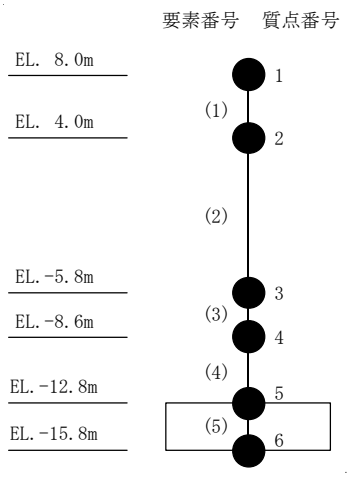
要素番号（2）



要素番号（3）



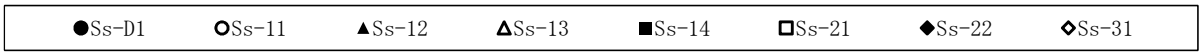
要素番号（4）

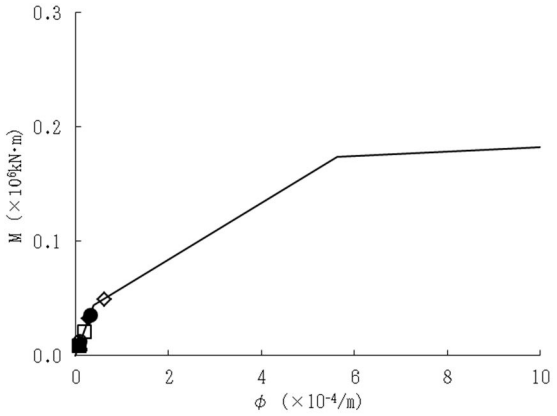


・数字は質点番号を示す。

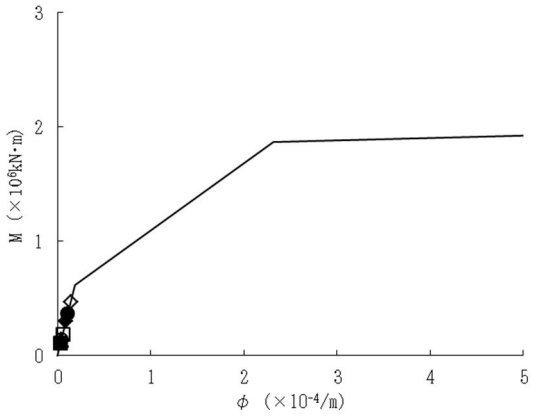
・（ ）内は要素番号を示す。

図4-14　曲げスケルトンカーブ上の最大応答値（S_s，NS方向）

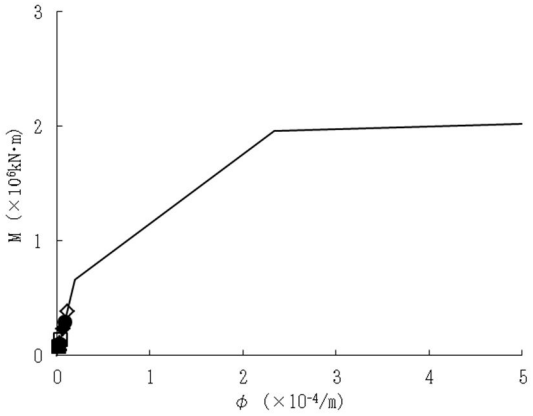




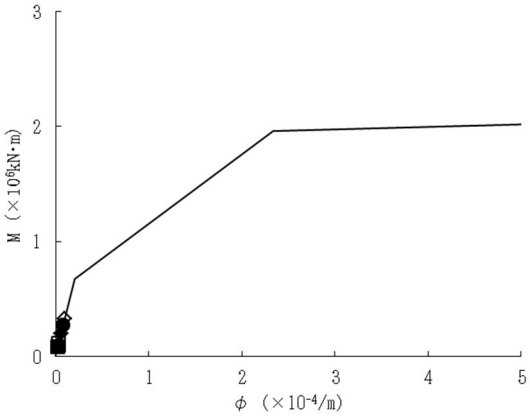
要素番号 (1)



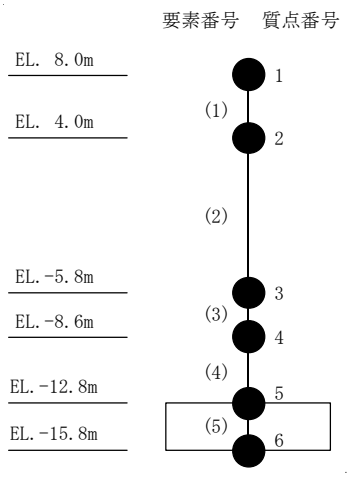
要素番号 (2)



要素番号 (3)



要素番号 (4)



・数字は質点番号を示す。

・( ) 内は要素番号を示す。

図4-15 曲げスケルトンカーブ上の最大応答値（S_s，EW方向）

表4-3（1／2）　最大接地圧及び最小接地率

(a) S_s，NS方向

	NS方向	
	最大接地圧 (kN/m^2)	最小接地率（%）
S_s－D１	824	77.5
S_s－１１	530	100.0
S_s－１２	535	100.0
S_s－１３	538	100.0
S_s－１４	490	100.0
S_s－２１	741	93.7
S_s－２２	709	93.7
S_s－３１	872	77.5
最大値	872	77.5

表4-3（2／2）　最大接地圧及び最小接地率

(b) S_s，EW方向

	EW方向	
	最大接地圧 (kN/m^2)	最小接地率（%）
S_s－Ｄ１	862	73.7
S_s－１１	545	100.0
S_s－１２	550	100.0
S_s－１３	533	100.0
S_s－１４	494	100.0
S_s－２１	594	100.0
S_s－２２	727	88.7
S_s－３１	914	67.5
最大値	914	67.5