Ⅴ-2-10-2-7-1　貫通部止水処置（外郭防護）の耐震性についての計算書

目　次

1.　概要……1
2.　一般事項……2
2.1　配置概要……2
2.2　構造計画……3
2.3　評価方針……4
2.4　適用基準……5
2.5　記号の説明……6
3.　評価部位……7
4.　構造強度評価……8
4.1　構造強度評価方法……8
4.2　荷重及び荷重の組合せ……8
4.3　許容限界……10
4.4　設計用地震力……11
4.5　計算方法……11
4.6　計算条件……12
5.　評価結果……13

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」にて設定している構造強度に基づき，浸水防護施設のうち，貫通部止水処置（外郭浸水防護設備）が設計用地震力に対して，主要な構造部材が十分な構造健全性を有することを説明するものである。その耐震評価は貫通部止水処置の荷重評価により行う。

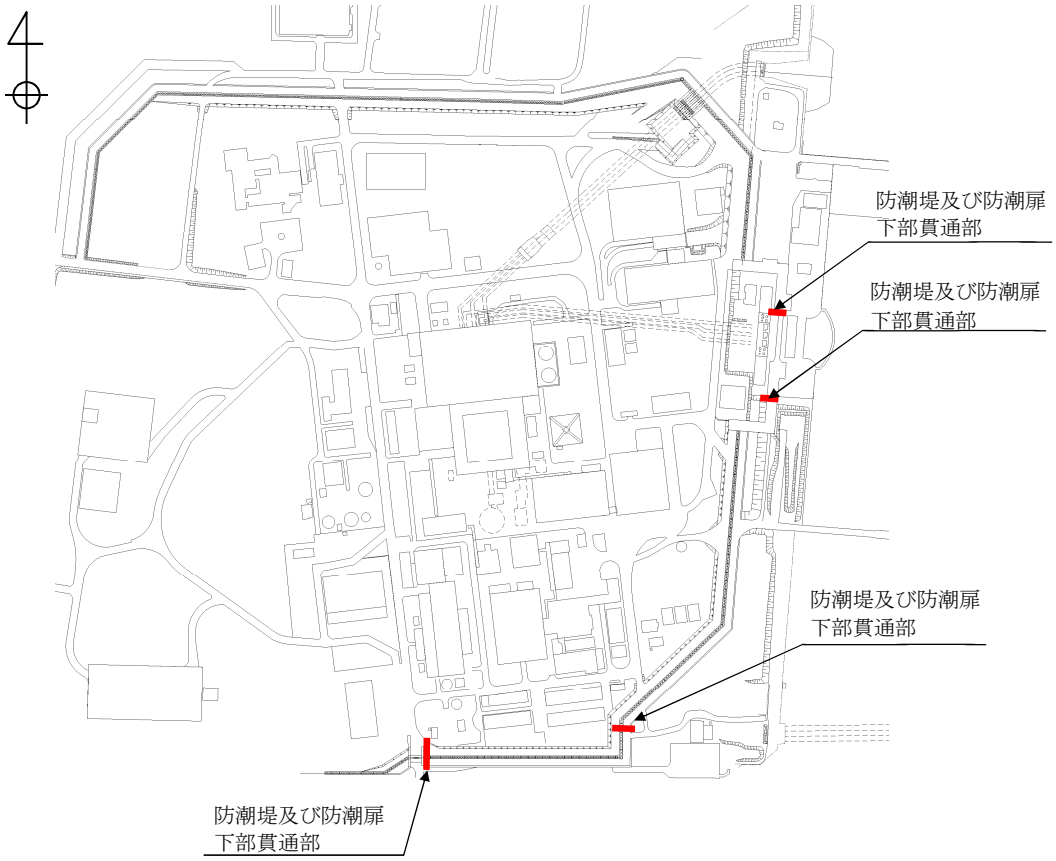
2. 一般事項

2.1 配置概要

貫通部止水処置のうち，防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置は外郭浸水防護設備に該当する。

防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置は，防潮堤及び防潮扉下部の基礎部に設置する貫通部に施工する。

防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置の配置位置を図 2－1 に示す。



（平面図）

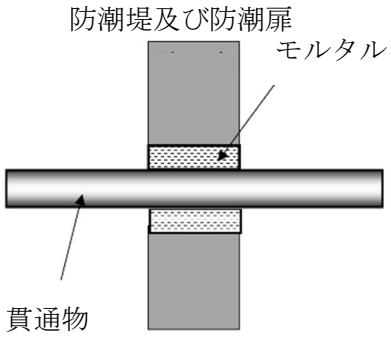
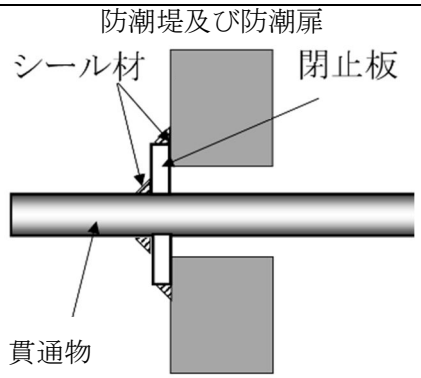
図 2－1　防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置の配置位置図

2.2　構造計画

防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置は，貫通部の位置や条件に応じて，モルタル，シール材を使用し，モルタル，各シール材の適用条件を考慮し施工する。モルタル，シール材は防潮堤及び防潮扉の壁の開口部と貫通物のすき間に施工し，壁と貫通部を接合する構造とする。

貫通部止水処置の構造概要を表 2－1 に示す。

表 2－1　構造計画（防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置）

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
貫通部の開口部にモルタルを充填し，硬化後は貫通部内面及び貫通物外面と一定の付着力によって接合する。 なお，モルタルと貫通物の接合部及びモルタルと防潮堤及び防潮扉の壁面の接合部はシール材をコーキングを行う。	モルタルにより構成する。	
貫通部の開口部と貫通部のすき間にコーキングする。貫通部の開口部に閉止板を設置する場合は，閉止板と貫通部のすき間にシール材ををコーキングする。施工時は液状であり，反応硬化によって所定の強度を有する構造物が形成され，閉止板及び貫通物外面と一定の付着力によって接合する。	コーキングタイプのシール材にて構成する。	 ※：配管等がない貫通部への閉止キャップ及び閉止板による止水含む

2.3　評価方針

防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置の耐震評価は，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき，「2.2　構造計画」に示す貫通部止水処置の構造を踏まえ，「3.　評価部位」にて設定する評価部位において，発生する荷重が許容限界内に収まることを，「4.　構造強度評価」にて示す方法にて確認することで実施し，確認結果を「5.　評価結果」に示す。

防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置（モルタル）の耐震評価フローを図2－2に示す。

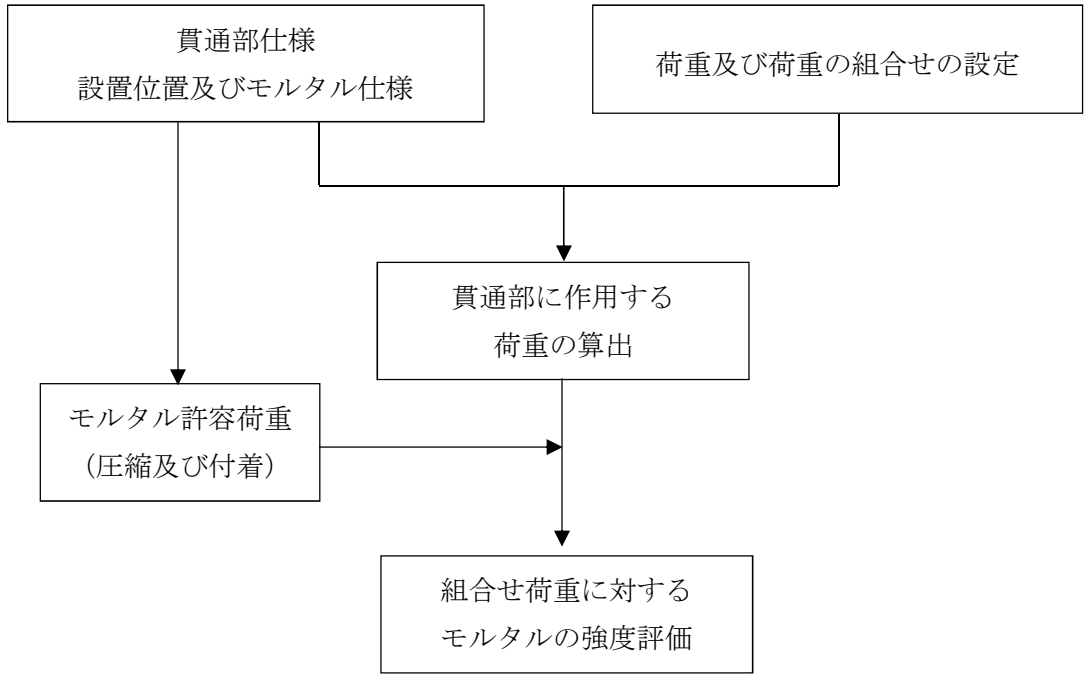


図2－2　モルタルの耐震評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

(1) コンクリート標準示方書［構造性能照査編］2002 年制定（(社) 土木学会　平成 14 年 3 月）

(2) 発電用原子力設備規格　設計・建設規格　ＪＳＭＥ　Ｓ　ＮＣ１－2005／2007（(社) 日本機械学会）

(3) 原子力発電所耐震設計技術指針　重要度分類・許容応力編　ＪＥＡＧ４６０１・補－1984（(社) 日本電気協会　昭和 59 年）

(4) 原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１－1987　（(社) 日本電気協会　昭和 62 年）

(5) 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　平成 3 年）

2.5　記号の説明

防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置の耐震計算に用いる記号を表2－2に示す。

表2－2　防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置の耐震評価に用いる記号

記　号	記号の説明	単　位
A_P	貫通物の投影面積	mm^2
f_c	モルタルの許容圧縮荷重	N
f_s	モルタルの許容付着荷重	N
f'_{bok}	モルタル付着強度	MPa
f'_{ck}	モルタル圧縮強度	MPa
F_C	貫通物反力によりモルタルに生じる圧縮荷重	N
F_{Ctotal}	モルタル部に生じる合計圧縮荷重	N
F_{H1}	基準地震動S_Sにより生じる貫通物の軸方向に作用する荷重	N
F_{H2}	基準地震動S_Sにより生じる貫通物の軸直方向に作用する荷重	N
F_S	貫通物の反力によりモルタルに生じるせん断荷重	N
F_{Stotal}	モルタル部に生じる合計せん断荷重	N
F_V	基準地震動S_Sにより生じる貫通物の鉛直方向に作用する荷重	N
g	重力加速度	m/s^2
ℓ	貫通物の支持間隔	mm
L	モルタルの充てん深さ	mm
S	貫通物の周長	mm
W	貫通物の支持間隔間の質量	kg
w	貫通物の支持間隔間の等分布荷重	kg/mm
γ_c	材料定数	－

3.　評価部位

防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置の評価部位は，「2.2 構造計画」にて設定している構造に従って，地震荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し選定する。

モルタルについては，地震時に貫通物の反力が直接作用することが考えられる。

シール材については，貫通部に適用するシール材の耐震性を満足させるための当該壁の貫通部直近に支持構造物を設置する設計としており，地震時は防潮堤及び防潮扉と貫通物が一体で動くことから，防潮堤及び防潮扉と貫通物との相対変位の影響も軽微である。また，電線管，ケーブルトレイ内に適用するシール材は，柔軟性及び余長を有するケーブルのすき間に充填することとしており，地震時にケーブルに発生する荷重は，シール材接着部の許容荷重に対して十分に小さく地震による影響は軽微である。このため，地震によるシール材への影響は軽微であり，健全性が損なわれることはない。

以上より，防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置のうち，モルタルを用いた貫通部を評価部位として，最大荷重がモルタルに作用する貫通部止水処理を代表として評価する。モルタルを用いた貫通部のうち，貫通物がないため埋め戻しを行っている貫通部は貫通物の追従により生じる荷重がないため，貫通物が通っている場合の評価に包絡される。

防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置の評価部位について，図 3－1 に示す。

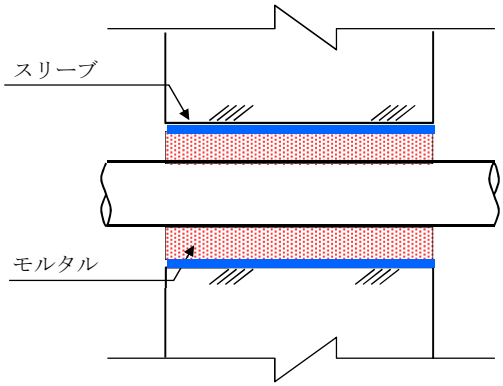


図 3－1　評価部位

4. 構造強度評価

4.1 構造強度評価方法

(1) 貫通部止水処置の評価部位の荷重評価を実施し，発生荷重を算出する。

(2) 評価部位の発生荷重と許容荷重を比較し，発生荷重が許容荷重以下であることを確認する。

4.2 荷重及び荷重の組合せ

耐震評価に用いる荷重及び荷重の組合せに関して以下に示す。

4.2.1 荷重の設定

強度評価に用いる荷重は，以下の荷重を用いる。

(1) 固定荷重（G）

固定荷重として，貫通軸上の貫通物（配管等を示す。以下同じ。）及びその内容物の質量を考慮する。

(2) 地震荷重（K_s）

地震荷重は，基準地震動S_sに伴う地震力とする。

a. モルタルに作用する地震荷重

モルタルに作用する荷重は，せん断荷重及び圧縮荷重を考慮する。地震動により貫通物に地震荷重が発生し，その荷重がモルタルに作用するものとして算出する。

(a) 貫通物からモルタルに作用する地震荷重

貫通部の直近に支持構造物を設置する設計とし，モルタルと貫通部直近の支持構造物の間は剛構造となるように固定する設計とする。このため，貫通物はモルタル及び支持構造物によって固定されることから，モルタルに作用する荷重はモルタル端部とモルタルから最も近い支持構造物までの間の貫通物の固定荷重と地震荷重が作用する。評価においては，安全側の評価となるように貫通部の両側の支持構造物間の貫通物の固定荷重及び地震力がモルタルに作用し，モルタルに反力が発生するものとして荷重を算出する。貫通物からモルタルに作用する地震荷重作用図を図4－1に示す。

また，貫通部内の支持構造物及び貫通部の直近の支持構造物は，貫通物が剛構造となる間隔で支持構造物を設置する設計とし，防潮堤及び防潮扉と一体に動く構造となっているため，最大応答加速度の1.0倍の設計震度を用いて算出する。

(b) 評価において考慮する貫通物

評価においては，それぞれの貫通部で貫通する貫通物のうち，最も荷重が大きくなる貫通物を考慮して，最も口径の大きい配管*にて算出する。なお，貫通部に充てんするモルタルについては，充てん長さが1m以上となるように施工する。

＊ 呼び径：250A，厚さ：9.3mm，材料SUS316LTP，内容物：海水の配管を想定する。

(c) モルタルに作用するせん断荷重及び圧縮荷重

モルタルに作用するせん断荷重及び圧縮荷重については，(a)に示す支持構造物間の貫通物より作用する地震荷重から算出する。

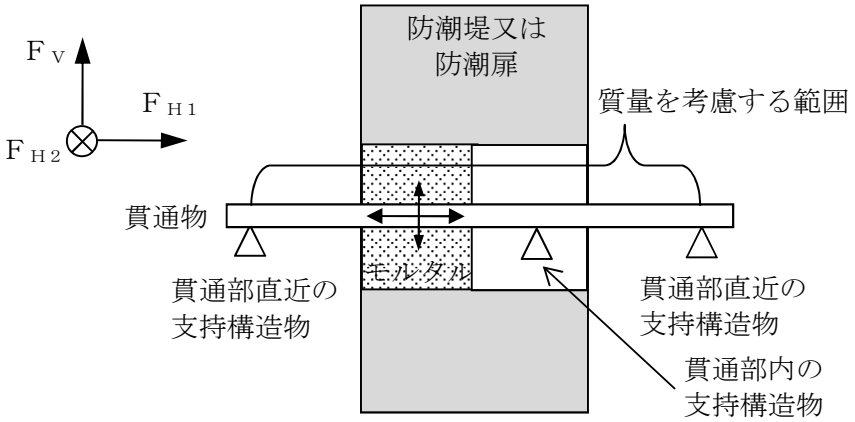


図 4－1　モルタルへの荷重作用図

4.2.2　荷重の組合せ

貫通部止水処置の荷重の組合せを表 4－1 に示す。

表 4－1　荷重の組合せ

施設区分	機器名称	荷重の組合せ*
浸水防護施設 （浸水防止設備）	防潮堤及び防潮堤下部 貫通部止水処置	$G+K_s$

注記　＊：Gは固定荷重，K_sは基準地震動S_sによる地震荷重を示す。

4.3　許容限界

各評価部位の許容値は，コンクリート標準示方書［構造性能照査編］2002 年制定（(社) 土木学会平成 14 年 3 月）に規定される許容限界を用いる。

防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置の許容限界を表 4－2，防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置の許容限界評価条件を表 4－3，防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置の許容限界算出結果を表 4－4 に示す。

なお，せん断荷重の評価に対しては，貫通物とモルタルの付着荷重によって評価する。

表 4－2　防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置の設計にて考慮する許容限界（許容荷重）

状態	許容限界*	
	付着荷重	圧縮荷重
短期	f_s	f_c

＊　モルタルの許容限界は，コンクリート標準示方書［構造性能照査編］2002 年制定（(社) 土木学会平成 14 年 3 月）によりモルタルの許容付着荷重 f_s，モルタル付着強度 f'_{bok}及びモルタルの許容圧縮荷重 f_cを算出する。モルタルの圧縮強度 f'_{ck}は設計値を用いる。また，貫通物の周長 S=840.062mm，モルタル充てん深さ L=1000mm とする。

$$f_s = f'_{bok} \cdot S \cdot L / \gamma_C$$

$$f_C = f'_{ck} \cdot A_p / \gamma_C$$

$$f'_{bok} = 0.28 \cdot f'^{2/3}_{ck} \cdot 0.4$$

表 4－3　防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置の許容限界評価条件

評価部位	f'_{ck}* (MPa)	γ_c*
モルタル	30	1.3

＊　f'_{ck}：モルタル圧縮強度，γ_c：材料定数を示す。

表 4－4　防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置の許容限界算出結果

状態	評価部位	許容限界	
		付着荷重 (kN)	圧縮荷重 (kN)
短期	モルタル	698	6170

4.4　設計用地震力

防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置については，貫通部を剛構造となるように設計することから，耐震計算に用いる設計震度を添付書類「Ⅴ-2-1-7　設計用床応答曲線の作成方針」に示す設置床の最大応答加速度の 1.0 倍を考慮して設定する。防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置の耐震計算に用いる設計震度を表 4－5 に示す。

表 4－5　設計用震度

地震動	設置場所 及び 床面高さ (m)	地震による設計震度*1	
基準地震動 S_s	防潮堤及び 防潮扉下部 EL.3.00 (EL.9.500*2)	水平方向C_H	0.82
		鉛直方向C_V	0.56

注記　＊1：設置床の最大応答加速度の 1.0 倍を設計震度とした。

＊2：基準床レベルを示す。

4.5　計算方法

4.5.1　荷重計算

(1)　貫通物の反力により生じる荷重

固定荷重及び基準地震動S_sによる貫通物の反力によりモルタルに生じる荷重は次のとおり算出する。せん断荷重は，水平反力と貫通軸上の貫通物の質量から次のとおり算出する。

$$F_{H1} = W \cdot g \cdot C_H$$

$$F_s = F_{H1}$$

圧縮荷重は，貫通物の水平反力と鉛直反力から次のとおり算出する。

$$F_{H2} = W \cdot g \cdot C_H$$

$$w = \frac{W \cdot g \cdot (1 + C_V)}{\ell}$$

$$F_V = \frac{5}{4} \cdot w \cdot \frac{\ell}{2}$$

$$F_C = \sqrt{F_{H2}^{\ 2} + F_V^{\ 2}}$$

(2)　合計荷重

モルタル部に生じる合計せん断荷重F_{Stotal}及びモルタル部に生じる合計圧縮荷重F_{Ctotal}は次のとおり算出する。

$$F_{Stotal} = F_S$$
$$F_{Ctotal} = F_C$$

4.6　計算条件

防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置（モルタル）の耐震評価に関する荷重評価条件を表 4－6 に示す。

表 4－6　貫通部止水処置の耐震評価に関する荷重評価条件

貫通部箇所 （貫通部仕様）	貫通物の周長 S (mm)	モルタルの充てん深さ L (mm)	貫通物の投影面積 A_p (mm^2)
防潮堤及び防潮扉 下部貫通部 (モルタル)	840.062	1000	267400

貫通物の支持間隔 ℓ (mm)	貫通物の支持間隔間の 質量 W (kg)
11000	1500

5. 評価結果

防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置（モルタル）の耐震性評価結果を表 5－1 に示す。貫通部止水処置の評価部位における発生荷重は，許容荷重以下であり，設計用地震力に対して構造部材が十分な構造健全性を有することを確認した。

表 5－1　耐震性評価結果

荷重	発生荷重 (kN)	許容荷重 (kN)
せん断荷重 (付着荷重)	13	698*
圧縮荷重	19	6170*

＊　モルタル寸法　開口部径 1577.6 mm×配管径 267.4 mm×充てん深さ 1000 mm

Ⅴ-2-10-2-7-2　貫通部止水処置（内郭防護）の耐震性についての計算書

目次

1. 概要 1
2. 一般事項 1
2.1 配置概要 1
2.2 構造計画 1
2.3 評価方針 7
2.4 適用基準 8
2.5 記号の説明 9
3. 評価部位 10
4. 構造強度評価 10
4.1 構造強度評価方法 10
4.2 荷重及び荷重の組合せ 10
4.3 許容限界 12
4.4 計算方法 13
4.5 計算条件 14
5. 評価結果 17

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，貫通部止水処置について，基準地震動Ｓ$_s$による地震力に対して，溢水伝播を防止する機能を維持するために，十分な構造強度を有することを説明するものである。その耐震評価は，応力評価により行う。

貫通部止水処置は,設計基準対象施設においてはＣクラス施設及びＳクラス施設に分類される。以下，設計基準対象施設としての構造強度評価を示す。

2. 一般事項

2.1 配置概要

貫通部止水処置は「2.2　構造概要」に示す構造計画のとおりであり，海水ポンプ室，原子炉建屋原子炉棟，タービン建屋及び廃棄物処理建屋の貫通口と貫通物とのすき間に施工する。

2.2 構造計画

貫通部止水処置の構造計画を表 2－1 に，貫通部止水処置の概要図を図 2－1 に示す。

貫通部の止水処置は，貫通部の位置や条件に応じて，シール材，モルタル，ブーツ及び堰を使用し，各シール材，モルタル及び堰の適用条件を考慮し施工する。シール材，モルタル及びブーツは壁の貫通口と貫通物のすき間に施工し，壁と貫通部を接合する構造とする。堰は貫通部の周りに設置し，貫通部への溢水の伝播を防止する構造とする。

表 2－1　構造計画（1／5）

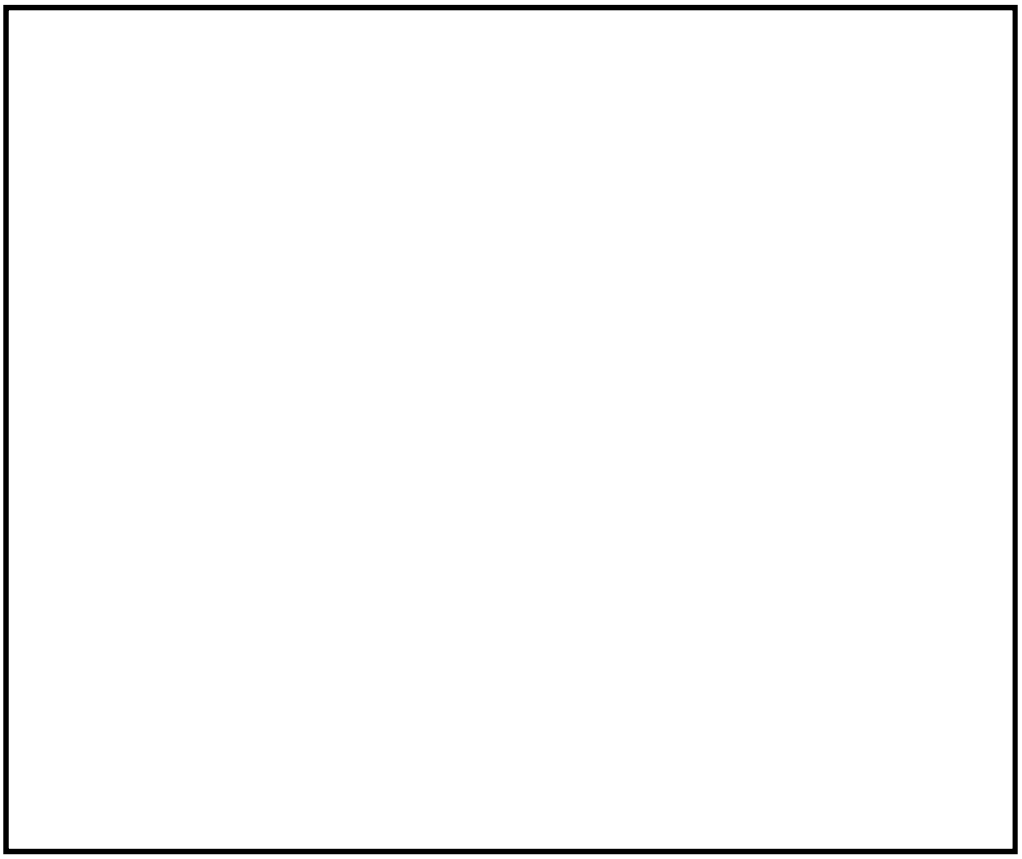
配置図


表 2－1　構造計画（2／5）

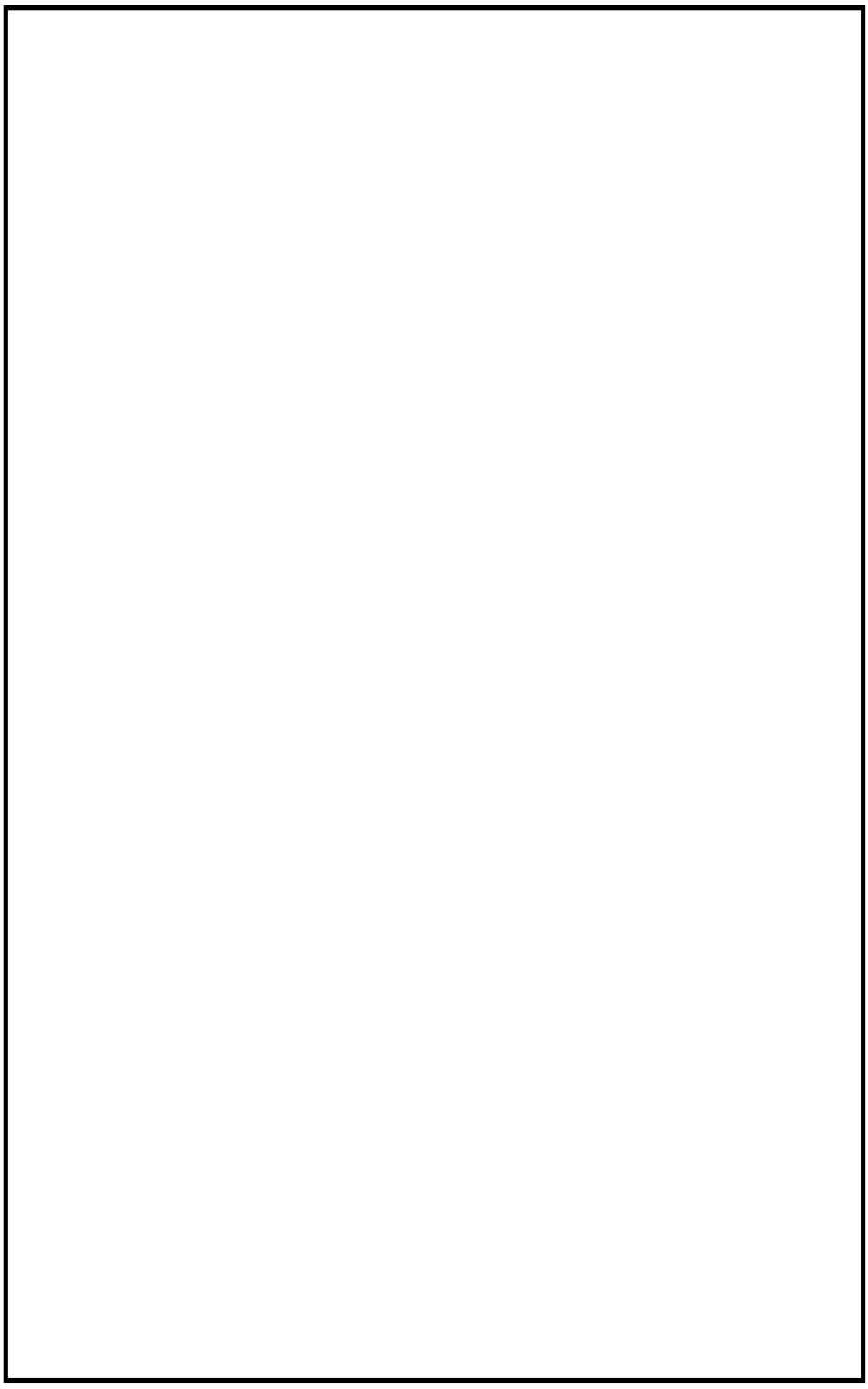
配置図


表 2－1　構造計画（3／5）

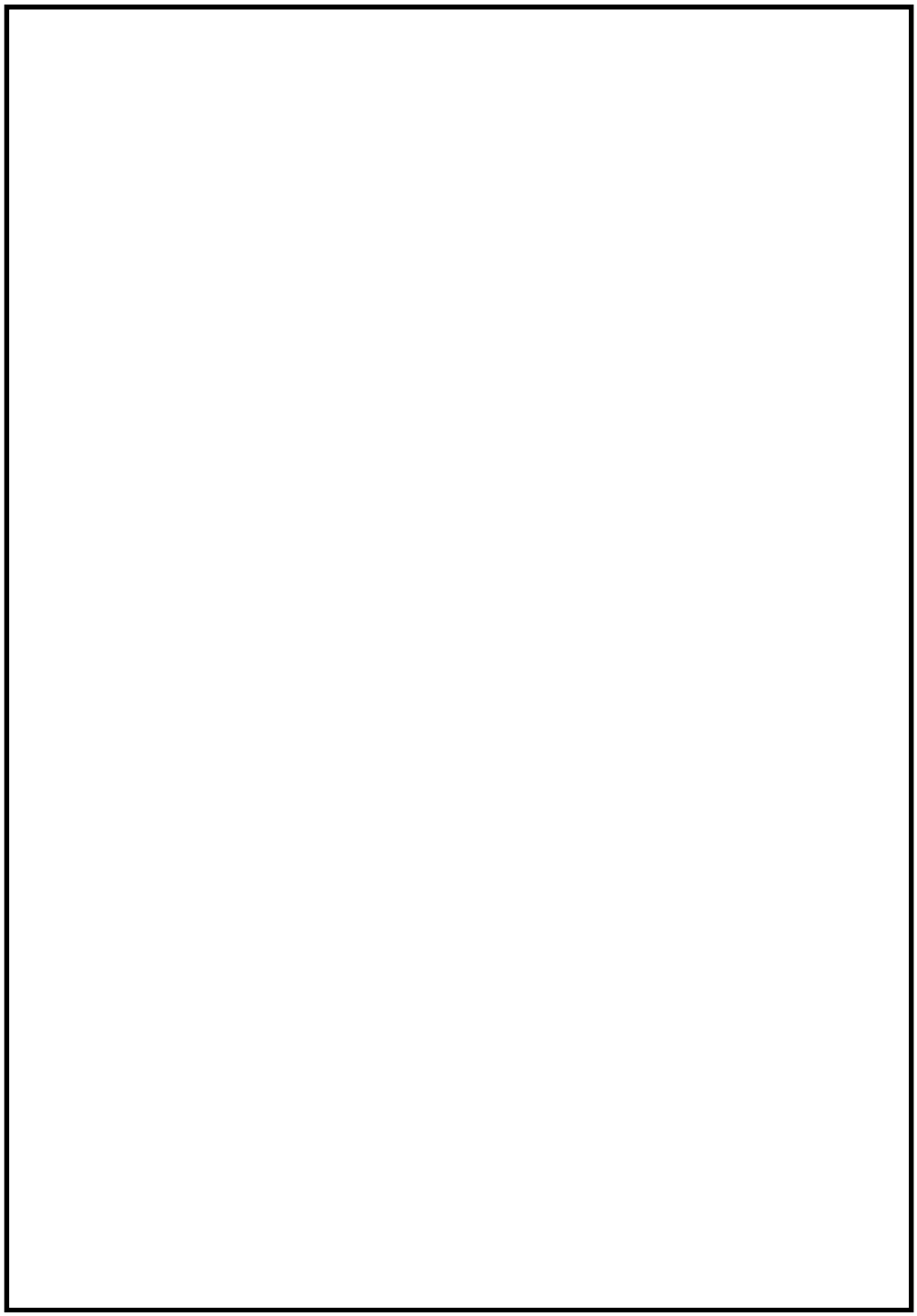
配置図


表 2－1　構造計画（4／5）

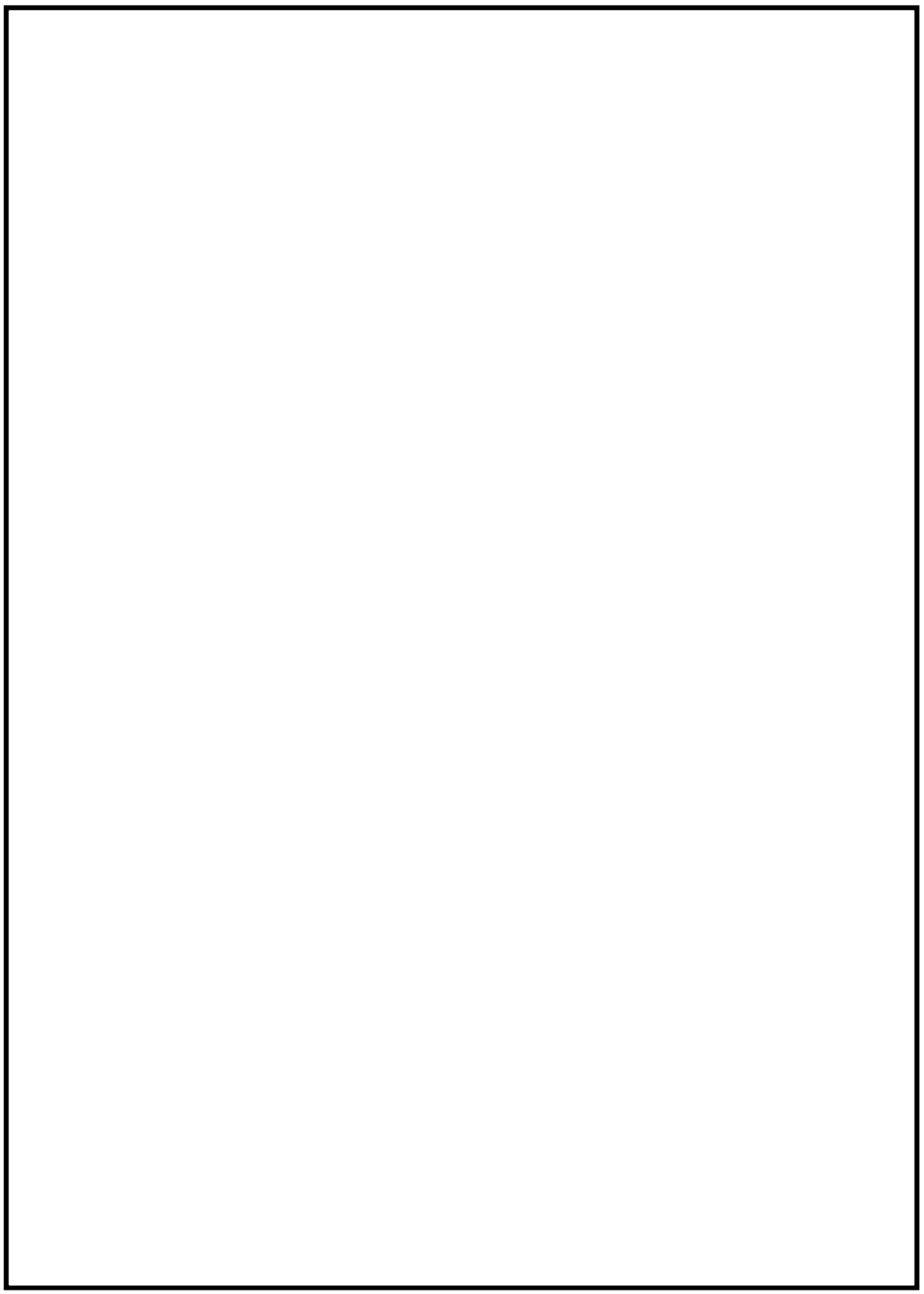
配置図


表 2－1　構造計画（5／5）

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	

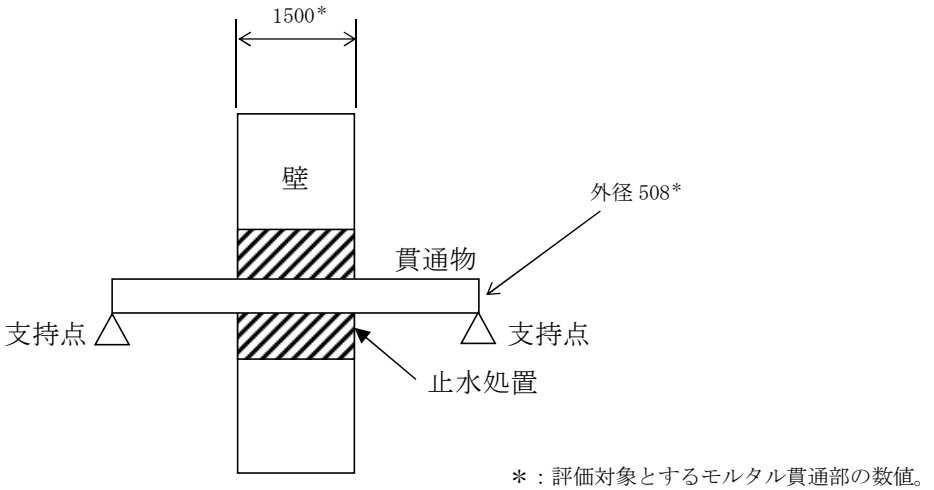
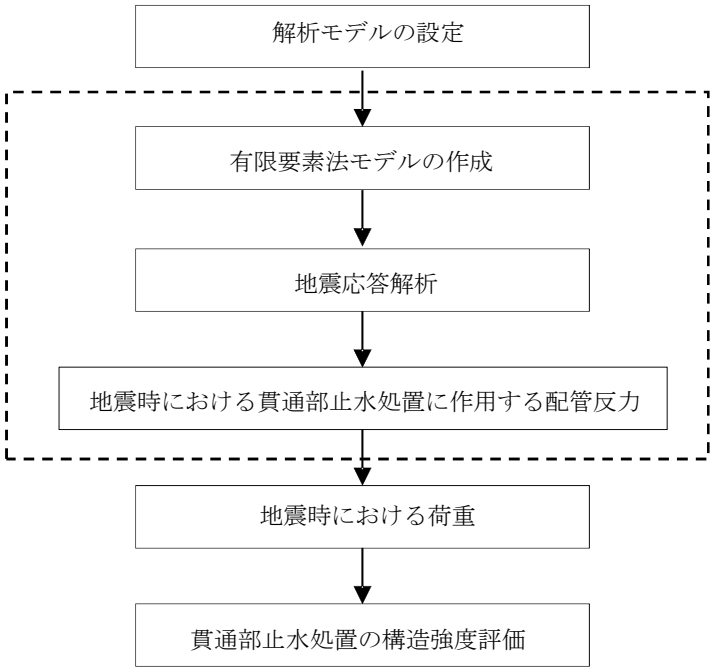


図 2－1 貫通部止水処置の概要図

2.3 評価方針

貫通部止水処置の耐震評価は，添付書類「Ⅴ-2-1-9 機能維持の設計方針」の「3.1 構造強度上の制限」及び「4.4 止水性の維持」にて設定している荷重及び荷重の組み合わせ並びに許容限界を踏まえて，貫通部止水処置の評価部位に作用する荷重が許容限界内に収まることを，「4.構造強度評価」に示す方法にて確認することで実施する。

貫通部止水処置の耐震評価フローを図 2－2 に示す。貫通部止水処置の耐震評価においては，その構造を踏まえ，主荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し，評価部位を選定する。貫通部止水処置に作用する荷重は基準地震動Ｓ$_s$による地震力を用いる。貫通部止水処置の許容限界は，評価部位の損傷モードごとに貫通部止水処置の寸法より計算にて算出される許容付着荷重及び設計値としての許容圧縮荷重について，妥当な安全余裕を確保した許容荷重とする。



：評価対象となる貫通部止水処置における貫通配管は，溢水源としない耐震Ｂ，Ｃクラス機器であることから，当該配管反力を算出するための配管の評価方針及び評価方法は，添付書類「Ⅴ-2-別添 2-2　溢水源としない耐震Ｂ，Ｃクラス機器の耐震性についての計算書」による。

図 2－2 貫通部止水処置の耐震評価フロー

2.4　適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

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

(2)　原子力発電所耐震設計技術指針　重要度分類・許容応力編　ＪＥＡＧ４６０１・補－1984（日本電気協会）

(3)　原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１－1991 追補版（日本電気協会）

(4)　発電用原子力設備規格　設計・建設規格(2005 年版(2007 年追補版を含む))
ＪＳＭＥ　Ｓ　ＮＣ１－2005/2007（日本機械学会）

(5)　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)

2.5　記号の説明

貫通部止水処置の耐震評価に用いる記号を表 2－2 に示す。

表 2－2　耐震評価に用いる記号

記号	定義	単位
F_S	配管反力によりモルタルに生じるせん断荷重	kN
F_{S_total}	モルタル部に生じる合計せん断荷重	kN
F_C	配管反力によりモルタルに生じる圧縮荷重	kN
F_{C_total}	モルタル部に生じる合計圧縮荷重	kN
F_V	基準地震動S_sにより生じる鉛直反力	N
F_H	基準地震動S_sにより生じる水平反力	N
F_{H1}	壁貫通配管の軸方向荷重として作用するF_H	N
F_{H2}	壁貫通配管の軸直方向荷重として作用するF_H	N
f_S	モルタルの許容付着荷重	kN
f_C	モルタルの許容圧縮荷重	kN
f'_{ck}	モルタル圧縮強度	N/mm^2
f'_{bok}	モルタル付着強度	N/mm^2
S	貫通物の周長	mm
L	モルタルの充填深さ	mm
A	貫通物の投影面積	mm^2
γ_C	材料定数	－

3.　評価部位

貫通部止水処置の評価部位は,「2.2 構造概要」にて設定している構造に従って，地震荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し選定する。

シール材については，貫通部に適用するシール材の耐震性を満足させるための当該壁の貫通部直近に支持構造物を設置することとしており,地震時は建屋と貫通物が一体で動くことから,建屋と貫通物の建屋間相対変位の影響も軽微である。また，電線管，ケーブルトレイ内に適用するシール材は，柔軟性及び余長を有するケーブルのすき間に充填することとしており，地震時にケーブルに発生する荷重は，シール材接着部の許容荷重に対して十分に小さく地震による影響は軽微である。このため，地震によるシール材への影響は軽微であり，健全性が損なわれることはない。

ブーツについては，伸縮性ゴムを使用しており，配管の地震変異に対しても十分な伸縮性を有しているため地震による影響は軽微であり，健全性が損なわれることはない。

堰については，添付書類「Ⅴ-2-10-2-10　溢水拡大防止堰及び止水板の耐震性についての計算書」にて耐震性を確認した堰と同様の構造とすることとし,健全性が損なわれることはない。

モルタルについては，地震時に貫通物の反力が直接作用することが考えられる。

以上より，貫通部止水処理のうちモルタルを用いた貫通部を評価部位として，最大荷重がモルタルに作用する貫通部止水処置を代表として評価する。モルタルを用いた貫通部のうち，貫通物がないため埋め戻しを行っている貫通部は貫通物の追従により生じる荷重がないため，貫通物が通っている場合の評価に包絡される。

4.　構造強度評価

4.1　構造強度評価方法

貫通部止水処置の耐震評価は,「3. 評価部位」に示す評価部位に対し,「4.2 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.3 許容限界」に示す荷重及び荷重の組み合わせ並びに許容限界を踏まえ,「4.4 評価方法」に示す方法を用いて評価を行う。

4.2　荷重及び荷重の組合せ

耐震評価に用いる荷重及び荷重の組み合わせは,添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針」に示す荷重及び荷重の組合せを用いる。

(1)　荷重の種類

耐震評価に用いる荷重は，以下の荷重を用いる。

ａ．死荷重(D)

配管質量による死荷重とする。

ｂ．地震荷重(S_s)

地震荷重として，基準地震動S_sによる地震力を考慮する。

(a) モルタルに作用する地震荷重

モルタルに作用する荷重については，せん断荷重及び圧縮荷重を考慮する。発生するせん断荷重及び圧縮荷重については，貫通物による地震荷重から算出する。モルタルに付加される荷重の考え方を示した模式図を図 4－1 に示す。

イ．貫通物による地震荷重

モルタルに作用する地震荷重の計算に用いる配管反力は，３次元はりモデルにより算出する。

ケーブルトレイ及び電線管については，壁と一体に動く構造となっており，地震時のケーブルトレイ及び電線管の揺れによる貫通部への影響は小さいが，保守的に配管と同様の評価を行う。

ロ．モルタルに作用するせん断荷重及び圧縮荷重

モルタルに作用するせん断荷重F_S及び圧縮荷重F_Cについては，３次元はりモデルにより算出した配管反力から算出する。式の記号の定義は，「4.5 評価方法」にまとめて示す。

せん断荷重は水平反力から次のとおり算出する。

$$F_S = F_{H1}$$

圧縮荷重は配管の水平反力と鉛直反力から次のとおり算出する。

$$F_C = \sqrt{F_{H2}{}^2 + F_V{}^2}$$

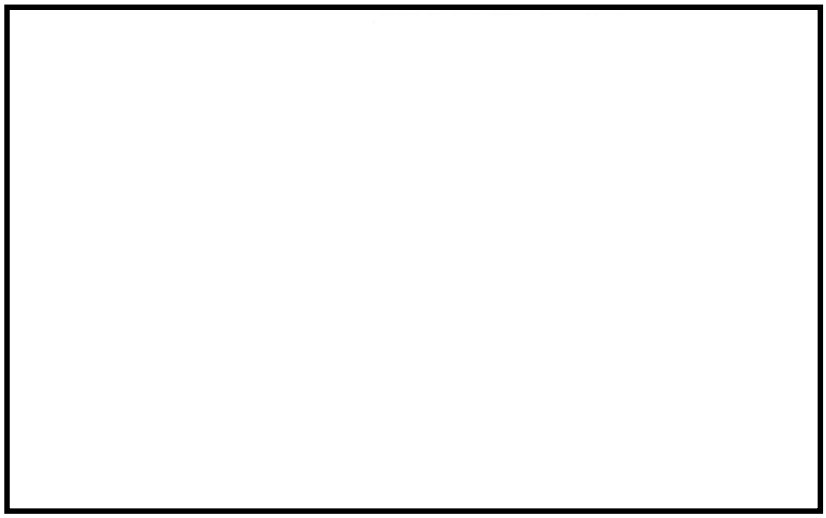


図 4－1 地震荷重模式図

(2) 荷重の組合せ

耐震評価に用いる荷重の組合せは，貫通部止水処置の評価部位ごとに設定する。荷重の組合せを表 4－1 に示す。

表 4－1 荷重の組合せ

荷重の組合せ	評価部位
$D+S_s$	モルタル

4.3 許容限界

モルタルの許容限界は，添付書類「V-2-1-9 機能維持の基本方針」の「3.1 構造強度上の制限」に示す許容限界を踏まえ，「3. 評価部位」に設定している評価部位ごとに，機能損傷モードを考慮し，計算により算出する許容付着荷重及び許容圧縮荷重を用いる。

評価部位の許容限界を表 4－2 に示す。

第 4-2 表に示す許容付着荷重 f_S，付着強度 f'_{bok} 及び許容圧縮荷重 f_C は，添付書類「V-2-1-9 機能維持の基本方針」の「3.1 構造強度上の制限」のとおり，モルタルの許容限界は，「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）に定める計算式を用いて算出する。圧縮強度 f'_{ck} は設計値を用いる。

$$f_S = f'_{bok} \times S \times L / \gamma_C$$

$$f_C = f'_{ck} \times A / \gamma_C$$

$$f'_{bok} = 0.28 \times f'^{2/3}_{ck} \times 0.4$$

f'_{ck} = [redacted]

γ_C = [redacted]

表 4－2 モルタルの許容限界

	耐震クラス	荷重の組合せ	限界状態	許容荷重*	
				付着荷重	圧縮荷重
モルタル	S C（S_s）	D＋S_s	終局限界状態	f_S	f_C

＊：当該の荷重が生じない場合，規格基準で省略可能とされている場合及び他の荷重で代表可能である場合は評価を省略する。

4.4 計算方法

モルタルの耐震評価は,「4.2 荷重及び荷重の組合せ」にて示す荷重の組合せに対して,「4.1 地震応答解析及び構造強度評価方法」で示した地震応答解析により発生荷重を算出し,「4.3 許容限界」にて設定している許容限界に収まることを確認する。モルタルの合計せん断荷重及び合計圧縮荷重の算出方法については「4.4 (1) モルタルの耐震評価」に示す。

(1) モルタルの耐震評価

モルタルの耐震評価では,「4.2 荷重及び荷重の組合せ」に示す配管による地震荷重により,モルタルに作用する合計せん断荷重及び合計圧縮荷重を算出する。モルタルに作用する合計せん断荷重F_{S_total}及び合計圧縮荷重F_{C_total}の算出式を以下に示す。

$$F_{S_total}=F_S \ , \quad F_{C_total}=F_C$$

4.5　計算条件

「4.4　計算方法」に用いる評価条件を表 4－3 に示す。また，モルタルに作用する地震荷重の計算に用いる配管反力及び固有振動数は，３次元はりモデルにより算出することとし，その解析モデルを図 4－2，配管諸元を表 4－4，質点質量を表 4－5 に示す。

表 4－3　耐震評価に用いる評価条件

（モルタル）

貫通部 No.	貫通部箇所（貫通物仕様）	貫通配管の周長 S (mm)	モルタルの充填深さ L (mm)	貫通物の投影面積 A (mm^2)	貫通物の外径 (mm)
6-K-22	モルタル	1596	1500	762000	508

基準地震動S_sにより生じる３次元はりモデルによる配管反力		
水平軸方向 F_{H1} (N)	水平軸直方向 F_{H2} (N)	鉛直方向 F_V (N)

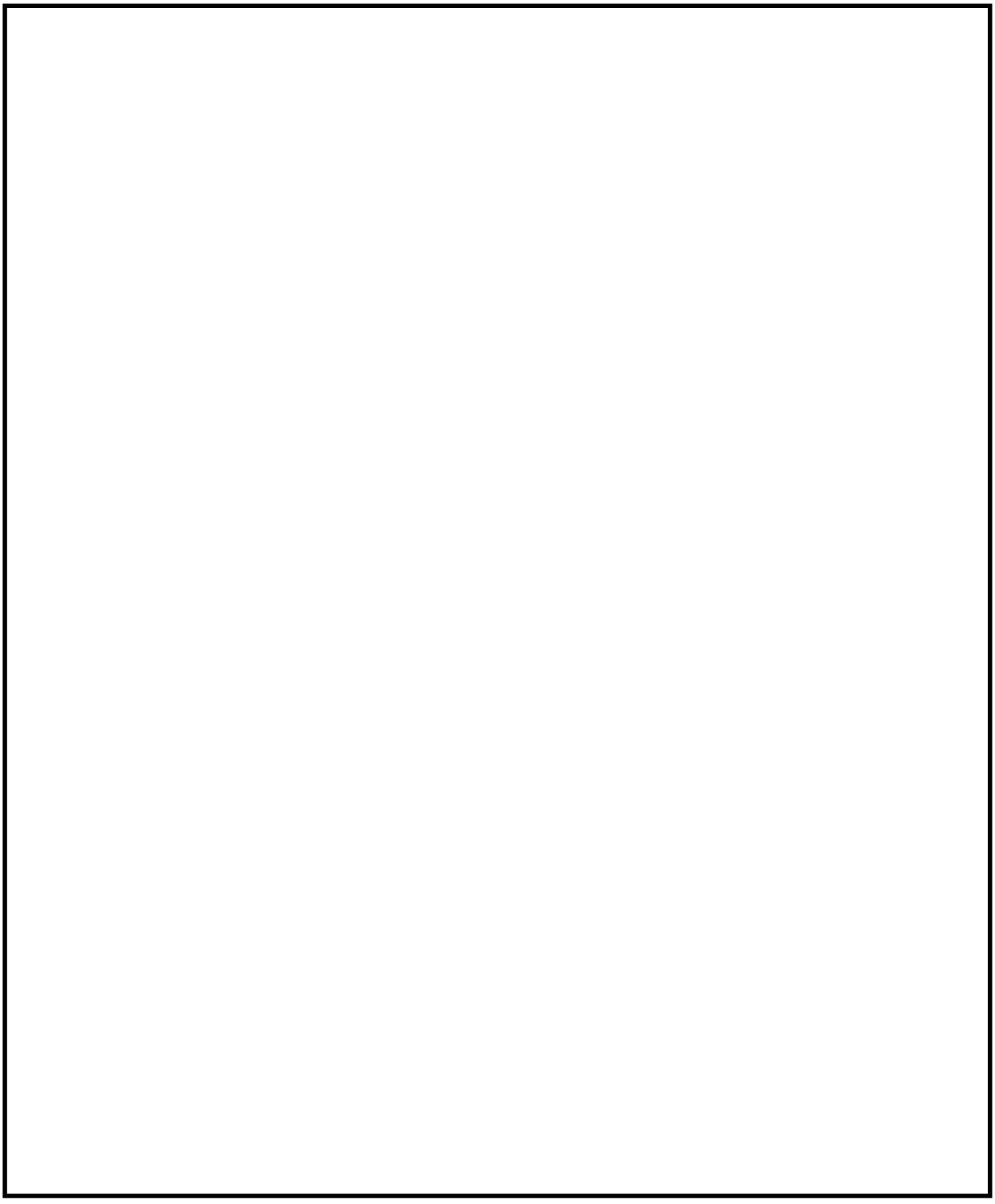


図 4－2　解析モデル

表 4－4　配管緒元

名　　称	単位	節点 41 から 8239
外　　径	mm	508
厚　　さ	mm	9.5
材　　料	－	SUS304TP
縦弾性係数	$\times 10^5$ MPa	1.95
最高使用圧力	MPa	1.04
最高使用温度	℃	66

表 4－5　質点質量

5. 評価結果

モルタルに作用するせん断荷重及び圧縮荷重の耐震評価結果を，表 5－1 に示す。発生値は許容値を満足しており，基準地震動Ｓ$_s$による地震力に対して，溢水伝播を防止する機能を維持するために，十分な構造強度を有することを確認した。

表 5－1　耐震評価結果

評価対象設備	評価部位	荷重	発生荷重	許容荷重	判定
貫通部 止水処置	モルタル	せん断荷重 (kN)	66	1991	○
		圧縮荷重 (kN)	240	17584	○

V-2-10-2-8-1

水密扉（浸水防止設備）の耐震性についての計算書

目　次

1. 概要 ---------- 1
2. 一般事項 ---------- 1
2.1 配置概要 ---------- 1
2.2 構造計画 ---------- 3
2.3 評価方針 ---------- 4
2.4 適用基準 ---------- 6
3. 固有周期 ---------- 8
3.1 固有周期の計算方法 ---------- 8
3.2 固有周期の計算条件 ---------- 10
3.3 固有周期の計算結果 ---------- 11
＜構造強度評価＞
4. 原子炉建屋原子炉棟水密扉 ---------- 12
4.1 評価部位 ---------- 12
4.2 荷重及び荷重の組合せ ---------- 16
4.3 許容限界 ---------- 18
4.4 設計用地震力 ---------- 20
4.5 計算方法 ---------- 20
4.6 計算条件 ---------- 31
4.7 評価結果 ---------- 35
5. 原子炉建屋付属棟北側水密扉１ ---------- 36
5.1 評価部位 ---------- 36
5.2 荷重及び荷重の組合せ ---------- 39
5.3 許容限界 ---------- 40
5.4 設計用地震力 ---------- 41
5.5 計算方法 ---------- 41
5.6 計算条件 ---------- 49
5.7 評価結果 ---------- 50
6. 原子炉建屋付属棟北側水密扉２ ---------- 51
6.1 評価部位 ---------- 51
6.2 荷重及び荷重の組合せ ---------- 54
6.3 許容限界 ---------- 55
6.4 設計用地震力 ---------- 56
6.5 計算方法 ---------- 56
6.6 計算条件 ---------- 64

6.7　評価結果 ---------- 65
7.　原子炉建屋付属棟東側水密扉 ---------- 66
7.1　評価部位 ---------- 66
7.2　荷重及び荷重の組合せ ---------- 69
7.3　許容限界 ---------- 69
7.4　設計用地震力 ---------- 71
7.5　計算方法 ---------- 71
7.6　計算条件 ---------- 80
7.7　評価結果 ---------- 84
8.　原子炉建屋付属棟南側水密扉 ---------- 85
8.1　評価部位 ---------- 85
8.2　荷重及び荷重の組合せ ---------- 88
8.3　許容限界 ---------- 89
8.4　設計用地震力 ---------- 90
8.5　計算方法 ---------- 90
8.6　計算条件 ---------- 98
8.7　評価結果 ---------- 99
9.　原子炉建屋付属棟西側水密扉 ---------- 100
9.1　評価部位 ---------- 100
9.2　荷重及び荷重の組合せ ---------- 103
9.3　許容限界 ---------- 103
9.4　設計用地震力 ---------- 106
9.5　計算方法 ---------- 106
9.6　計算条件 ---------- 115
9.7　評価結果 ---------- 117
10.　立坑部水密扉 ---------- 120
10.1　評価部位 ---------- 120
10.2　荷重及び荷重の組合せ ---------- 123
10.3　許容限界 ---------- 124
10.4　設計用地震力 ---------- 126
10.5　計算方法 ---------- 126
10.6　計算条件 ---------- 138
10.7　評価結果 ---------- 141

1.　概要

本資料は，添付書類「Ⅴ-2-1-9 機能維持の基本方針」の構造強度及び機能維持の設計方針に準じて，原子炉建屋１階に設置する水密扉（以下「原子炉建屋１階水密扉」という。）及び常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）地下１階に設置する常設代替高圧電源装置用カルバート原子炉建屋側水密扉（以下「立坑部水密扉」という。）が，基準地震動Ｓｓによる地震力に対して，浸水防護重点化範囲である原子炉建屋内に津波が流入することを防止するために，十分な構造強度及び止水性を有していることを説明するものである。その耐震評価は，応力評価により行う。

水密扉は，設計基準対象施設においてはＳクラス施設に分類される。以下，設計基準対象施設としての構造強度評価を示す。

2.　一般事項

2.1　配置概要

原子炉建屋水密扉の設置位置図を図2.1-1図に，立坑部水密扉の設置位置図を図2.1-2に示す。

図2.1-1図　水密扉設置位置図（原子炉建屋1階：床面レベルEL.＋8.2 m）

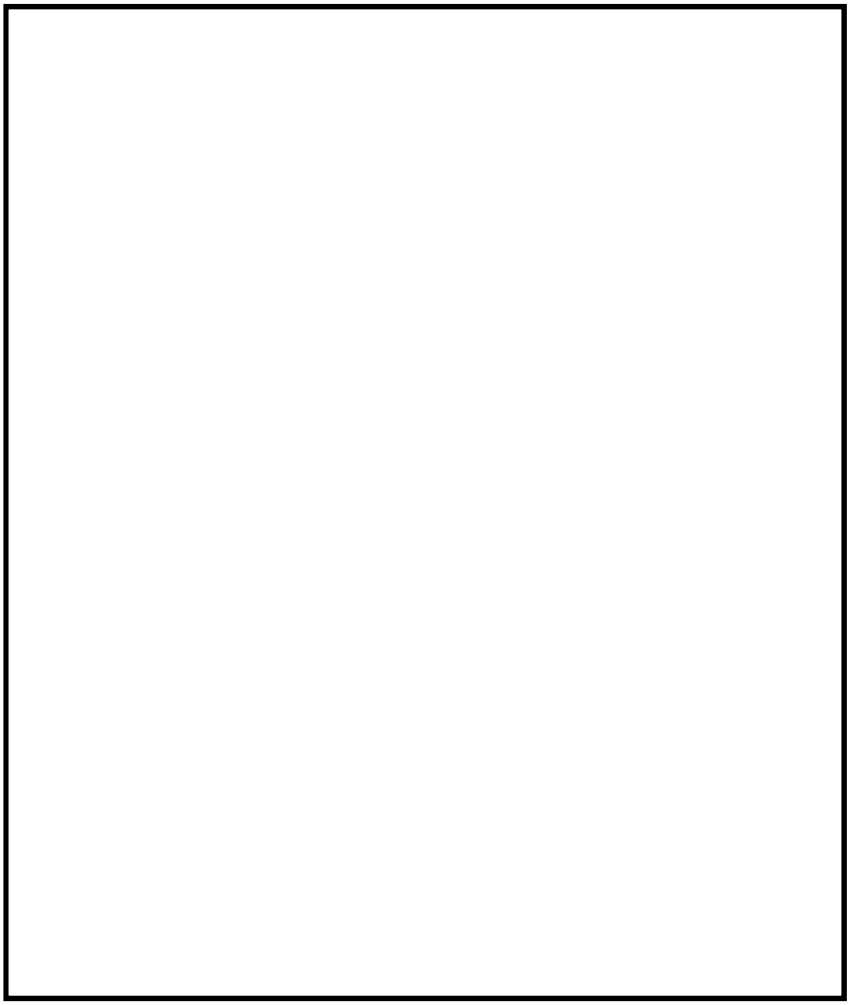


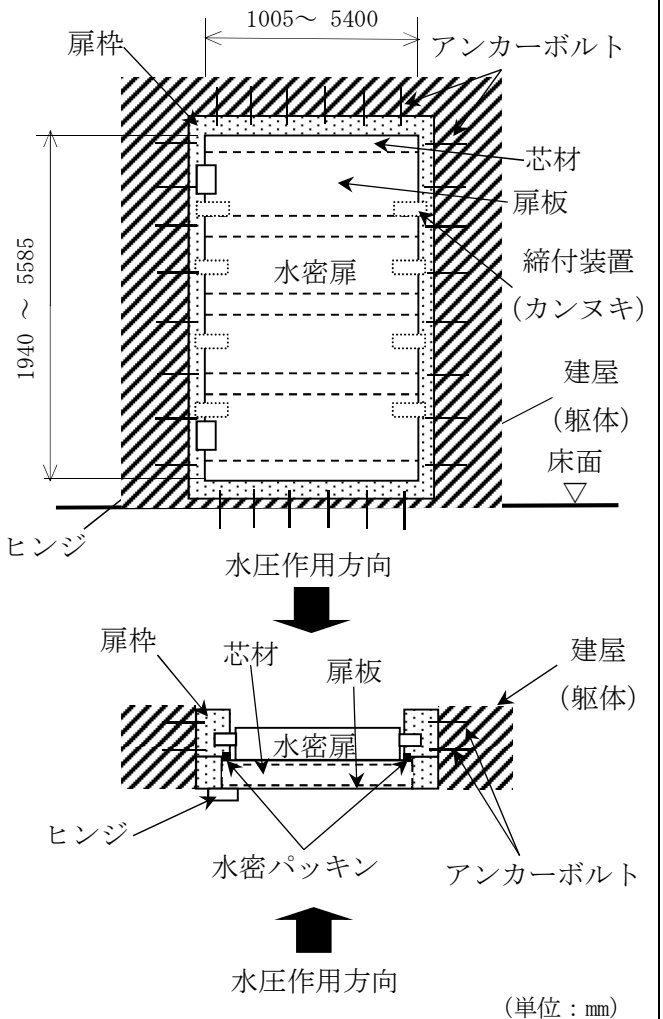
図2.1-2　水密扉設置位置図
（常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）：床面レベルEL.+2.7 m）

2.2　構造計画

水密扉は，片開型の鋼製扉とし扉板の背面に芯材（主桁及び横桁）を配した構造である（原子炉建屋付属棟東側水密扉を除く。）。水密扉は，閉鎖状態においてカンヌキ（又はロックバー）により固定され水密性を確保している。

原子炉建屋1階水密扉及び立坑部水密扉は，扉枠を介して建屋の壁の開口部にアンカーボルト等で固定し支持する構造とする。構造計画を表2.2-1に示す。

表 2.2-1　水密扉の構造計画

計画構造		説明図
基礎・支持構造	主体構造	
扉開放時においては，ヒンジにより扉が扉枠に固定され，扉閉止時においては，締付装置（カンヌキ）により扉が扉枠に固定される構造とする。 また，扉枠を建屋の開口部周辺に，アンカーボルトにより固定する構造とする。	片開型の鋼製扉とし，鋼製の扉板に芯材を取付，扉に設置された締付装置（カンヌキ）を鋼製の扉枠に，差し込み，扉と扉枠を一体化させる構造とする。 また，扉と扉枠の接続はヒンジを介する構造とする。	

2.3　評価方針

水密扉の耐震評価は，重大事故等対処施設及び設計基準対象施設として，表2.3-1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，「3.　固有振動数及び設計用地震力」にて算出した固有振動数に基づく設計用地震力による応力等が許容限界内に収まることを「4.　構造強度評価」に示す方法にて確認することで実施する。

水密扉の耐震評価フローを図2.3-1に示す。

表2.3-1　水密扉の評価項目

評価方針	評価項目	地震力	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること 止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	基準地震動S_s	各水密扉の「評価部位」にて設定する部位	発生応力などが許容限界を超えないことを確認	概ね弾性

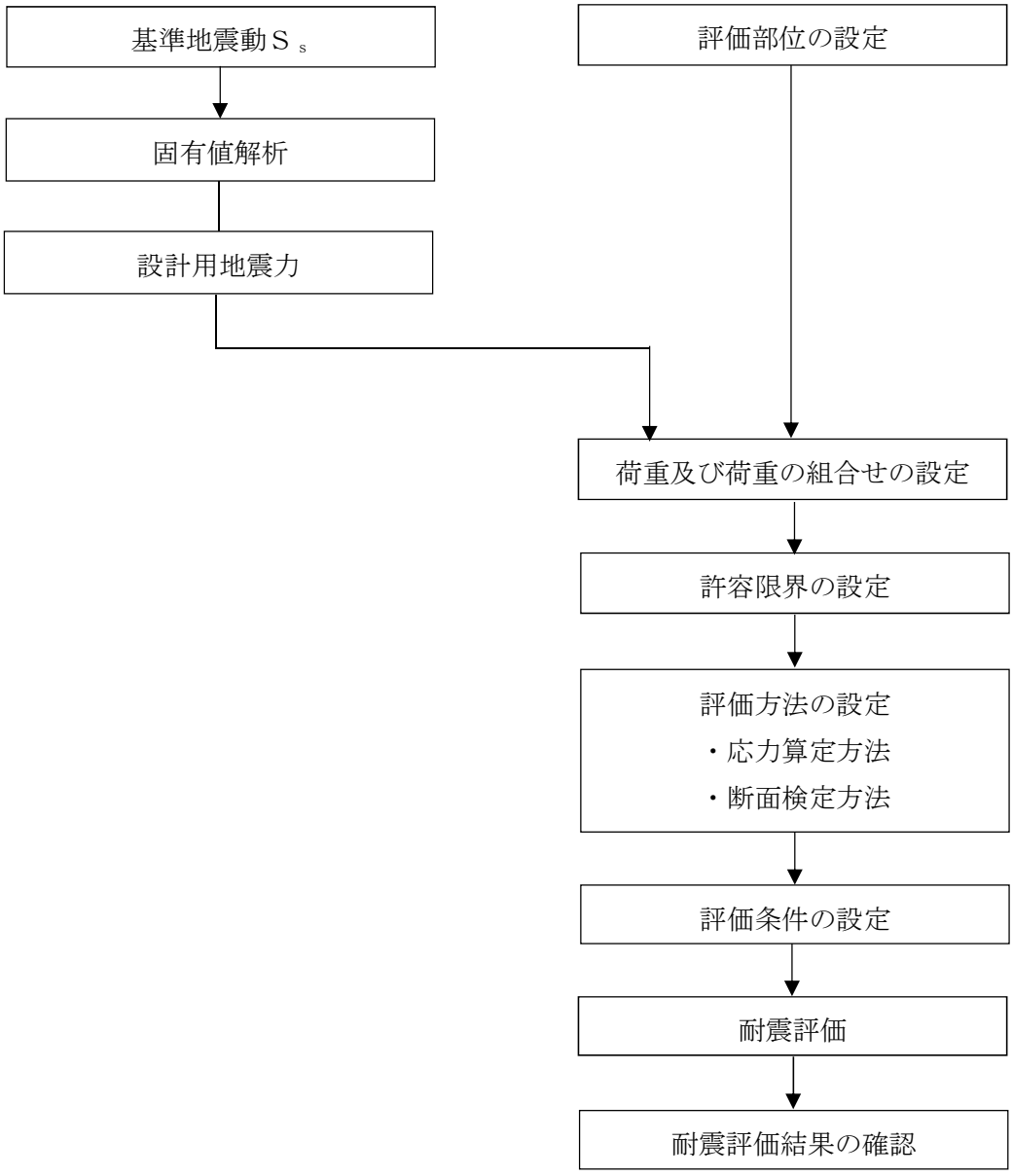


図2.3-1　水密扉の耐震評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

(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改定）

(3) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（（社）日本建築学会，2010改定）

(4) 各種合成構造指針・同解説（（社）日本建築学会，2010改定）

(5) 原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１・補－1984（日本電気協会　電気技術基準調査委員会　昭和59年9月）

(6) 原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１－1987（日本電気協会　電気技術基準調査委員会　昭和62年8月）

(7) 原子力発電所耐震設計技術指針（ＪＥＡＧ４６０１－1991　追補版）（日本電気協会　電気技術基準調査委員会　平成3年6月）

2.5　記号の説明

水密扉の耐震評価に用いる記号を表 2.5-1 に示す。

表 2.5-1　耐震評価に用いる記号（1/2）

項目		記号	定義	単位
共通		W_X	扉体自重	kN
		K_H	水平方向設計震度	－
		K_V	鉛直方向設計震度	－
ヒンジ部	共通	L_r	扉体重心～ヒンジ芯間距離（幅方向）	m
		L_t	扉体重心～ヒンジ芯間距離（厚方向）	m
		L_j	ヒンジ中心間距離	m
	ヒンジアーム	L，L_1	作用点間距離	mm
		Z，Z_1	断面係数	mm^3
		A，A_1	断面積	mm^2
	ヒンジピン	L，L_2	軸支持間距離	mm
		B_2	ブッシュ長さ	mm
		Z，Z_2	断面係数	mm^3
		A，A_2	断面積	mm^2
ヒンジ	ヒンジボルト	n，n_1	本数	本
		A，A_{b1}	断面積	mm^2
	アンカー	n	本数	本
		A_b	断面積	mm^2
		A_a	表面積	mm^2
カンヌキ部	カンヌキ	L_b	作用点間距離	mm
		Z	断面係数	mm^3
		A	断面積	mm^2
	カンヌキ受けピン	L_P	作用点間距離	mm
		Z	断面係数	mm^3
		A	断面積	mm^2
	カンヌキ受けボルト	n	本数	本
		A_b	断面積	mm^2
アンカーボルト		n	本数	本
		L	埋込長	mm
		A_b	断面積	mm^2

表2.5-1　耐震評価に用いる記号（2/2）

項目	記号	定義	単位
ロックバー	L_3	作用点間距離	mm
	Z_3	断面係数	mm^3
	A_3	断面積	mm^2
ロックボルト	n_2	本数	本
	A_{b2}	1本当たりの断面積	mm^2

3.　固有周期

3.1　固有周期の計算方法

水密扉の構造に応じて解析モデルを設定し，固有周期を計算する。

3.1.1　解析モデルの設定

水密扉は，扉板及び芯材の組合せにより剛な断面を有しているとともに，ヒンジ及び締付装置（カンヌキ）により扉を扉枠に支持させる構造であることから，両端支持はりに単純化したモデルとし，最大スパン部のはり（芯材）に，当該はりが受ける扉本体（扉板，芯材）の自重及び付属品（ヒンジ，カンヌキ等）の自重を加えるものとする。はり長さは扉幅とする。解析モデル図を図3.1-1に示す。

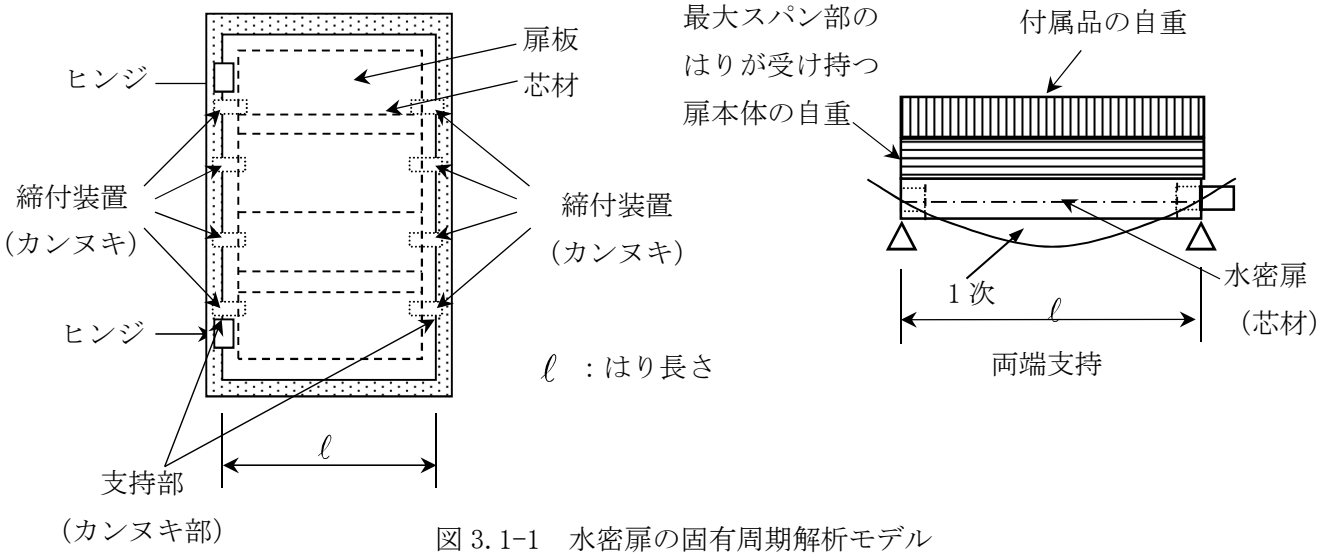


図3.1-1　水密扉の固有周期解析モデル

NT2 補② V-2-10-2-8 R1

3.2　固有周期の計算条件

3.2.1　記号の説明

水密扉の固有周期計算に用いる記号を表3.2.1-1に示す。

表3.2.1-1　水密扉の固有周期計算に用いる記号

記号	単位	定義
f	Hz	水密扉の1次固有振動数
ℓ	m	はり長さ
E	N/m^2	ヤング率
I	m^4	断面2次モーメント
m	kg/m	質量分布
λ	－	定数（板モデルの固有振動数算出）
h	m	板の厚さ
b	m	モデル化に用いる板の長さ
ν	－	ポアソン比
ρ	kg/m^3	材料の密度

3.2.2　固有周期の計算方法

1次固有振動数 f を「土木学会　鋼構造力学公式集」に基づき以下の式より計算する。

(1) 両端支持はりモデル

$$f=\frac{\pi^2}{2\pi\ell^2}\sqrt{\frac{EI}{m}}$$

(2)周辺固定の長方形板モデル

$$f=\frac{\lambda\ \pi h}{2b^2}\sqrt{\frac{E}{3(1-\nu^2)\ \rho}}$$

(3) 固有周期

$$T=\frac{1}{F}$$

3.2.3　固有周期の計算条件

水密扉の固有周期の計算条件を表3.2.3-1及び表3.2.3-2に示す。

表3.2.3-1　水密扉の固有振動数及び固有周期の計算条件及び結果（両端支持はりモデル）

水密扉名称	はり長さ ℓ (m)	ヤング率E (N/m^2)	断面2次モーメントI (m^4)	質量分布m (kg/m)
原子炉建屋原子炉棟水密扉				
原子炉建屋付属棟北側水密扉 1				
原子炉建屋付属棟北側水密扉 2				
原子炉建屋付属棟南側水密扉				
原子炉建屋付属棟西側水密扉				
立坑部水密扉				

表3.2.3-2　水密扉の固有振動数及び固有周期の計算条件及び結果

（周辺固定の長方形板モデル）

水密扉名称	定数 λ	板厚h (m)	板の長さb (m)	ヤング率E (N/m^2)	ポアソン比 ν	密度 ρ (kg/m^3)
原子炉建屋付属棟東側水密扉						

3.3　固有周期の計算結果

水密扉の固有周期の計算結果を表3.3-1及び表3.3-2に示す。各水密扉の固有周期が0.05秒以下であり，剛構造であることを確認した。

表3.3-1　水密扉の固有振動数及び固有周期の計算条件及び結果
（両端支持はりモデル）

水密扉名称	固有周期(s)	固有振動数 f (Hz)
原子炉建屋原子炉棟水密扉	0.030	33.671
原子炉建屋付属棟北側水密扉 1	0.008	123.138
原子炉建屋付属棟北側水密扉 2	0.008	123.138
原子炉建屋付属棟南側水密扉	0.009	120.652
原子炉建屋付属棟西側水密扉	0.011	94.251
立坑部水密扉	0.025	41.492

表3.3-2　水密扉の固有振動数及び固有周期の計算条件及び結果
（周辺固定の長方形板モデル）

水密扉名称	固有周期(s)	固有振動数 f (Hz)
原子炉建屋付属棟東側水密扉	0.002	513.37

4.　原子炉建屋原子炉棟水密扉

4.1　評価部位

評価対象部位は，水密扉の構造上の特徴を踏まえ選定する。なお，評価対象部位ごとに，扉の開閉状況を考慮のうえ地震荷重を設定する。

水密扉に生じる地震力（水平，鉛直）に伴う扉本体に作用する慣性力は，ヒンジ及びカンヌキから，ボルトを介して扉枠に伝達し，アンカーを介して躯体に伝達しているため，評価部位をヒンジ，カンヌキ，カンヌキ受けピン及びカンヌキ受けボルトとする。

原子炉建屋原子炉棟水密扉構造図を図4.1-1，水密扉閉鎖時の地震荷重の作用イメージ及び評価対象部位及び水密扉開放時の地震荷重の作用イメージ及び評価対象部位を図4.1-2から図4.1-3に示す。

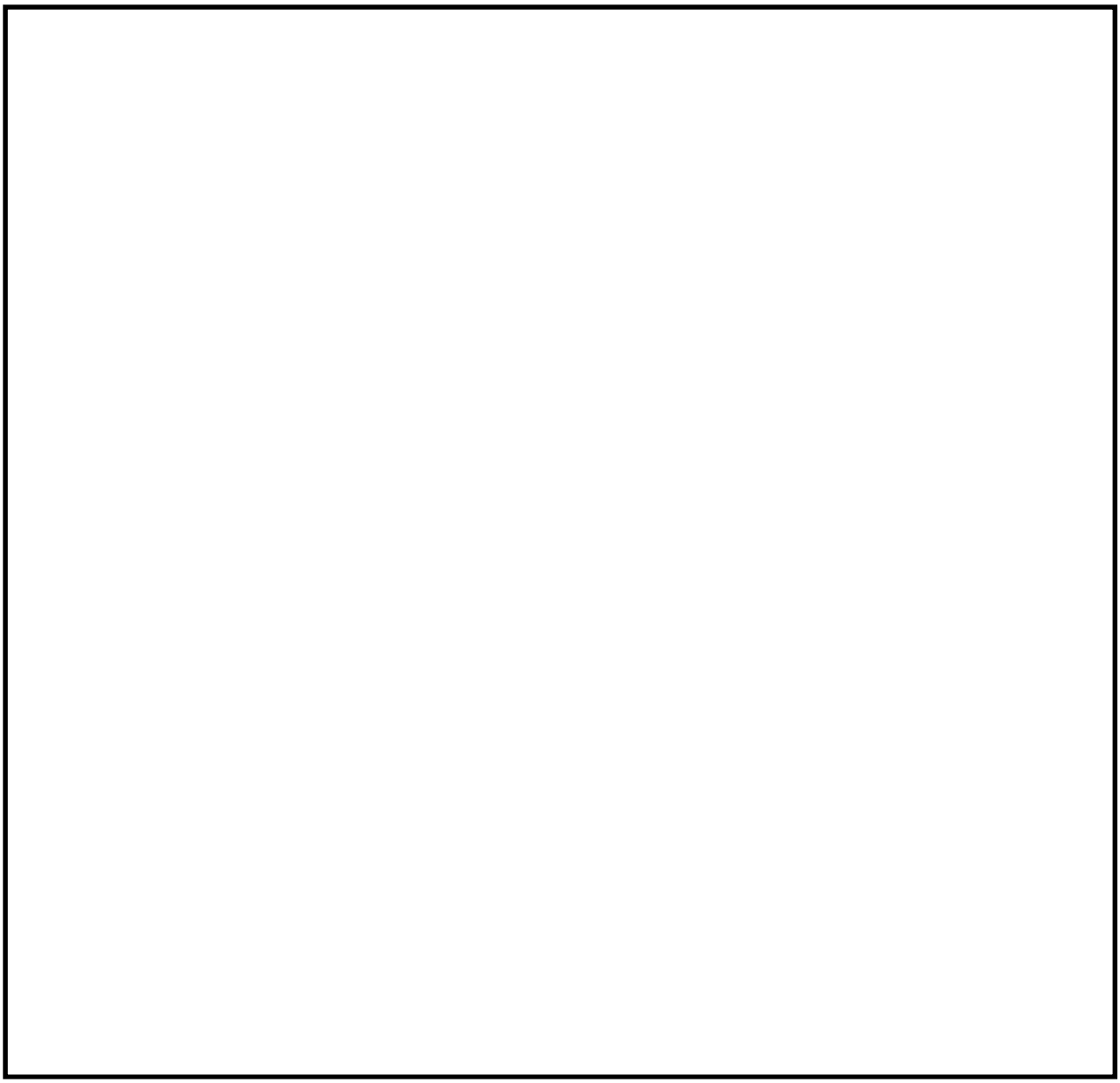


図4.1-1　原子炉建屋原子炉棟水密扉構造図

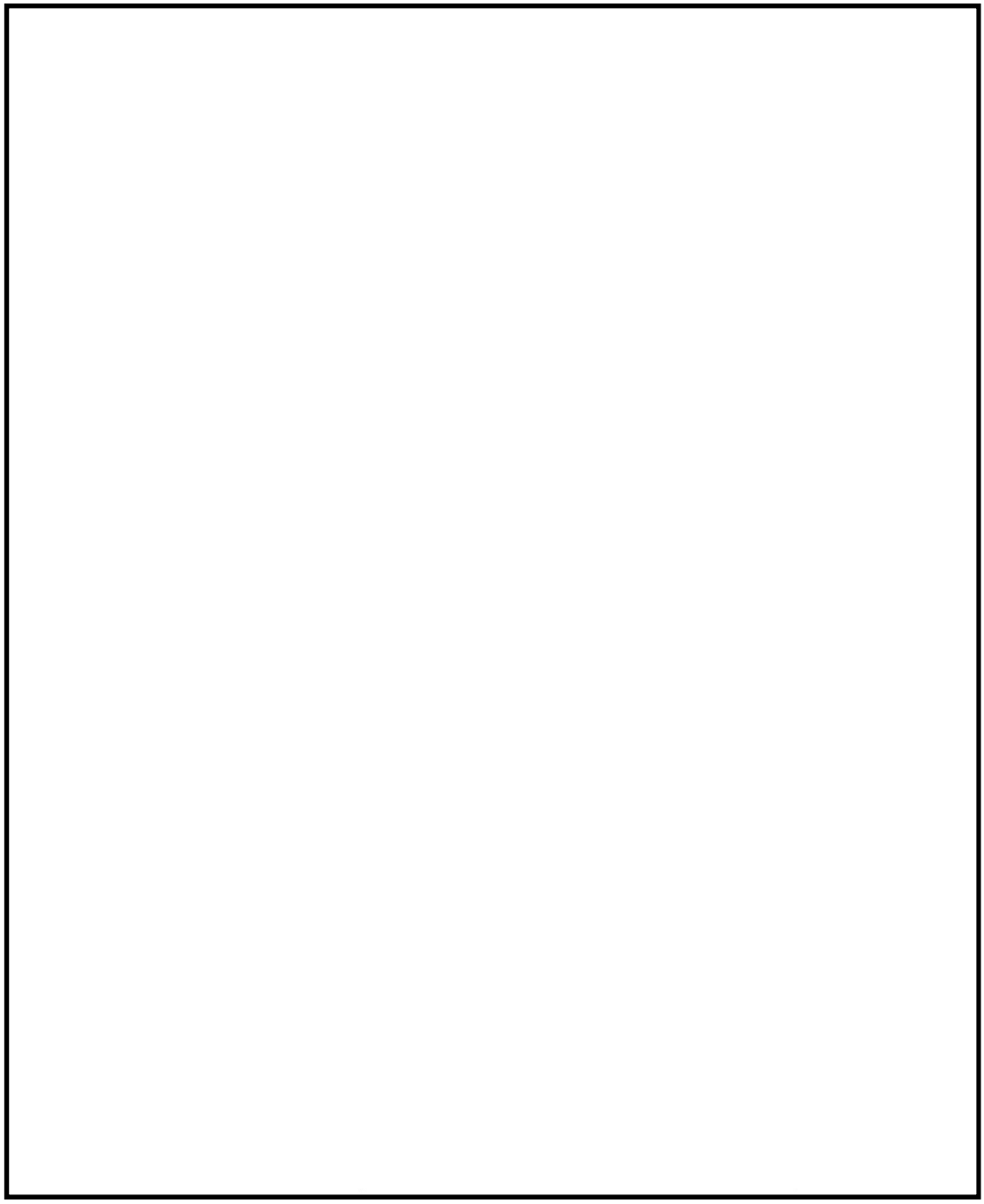


図4.1-2　水密扉閉止時の地震荷重の作用イメージと評価対象部位
原子炉建屋原子炉棟水密扉

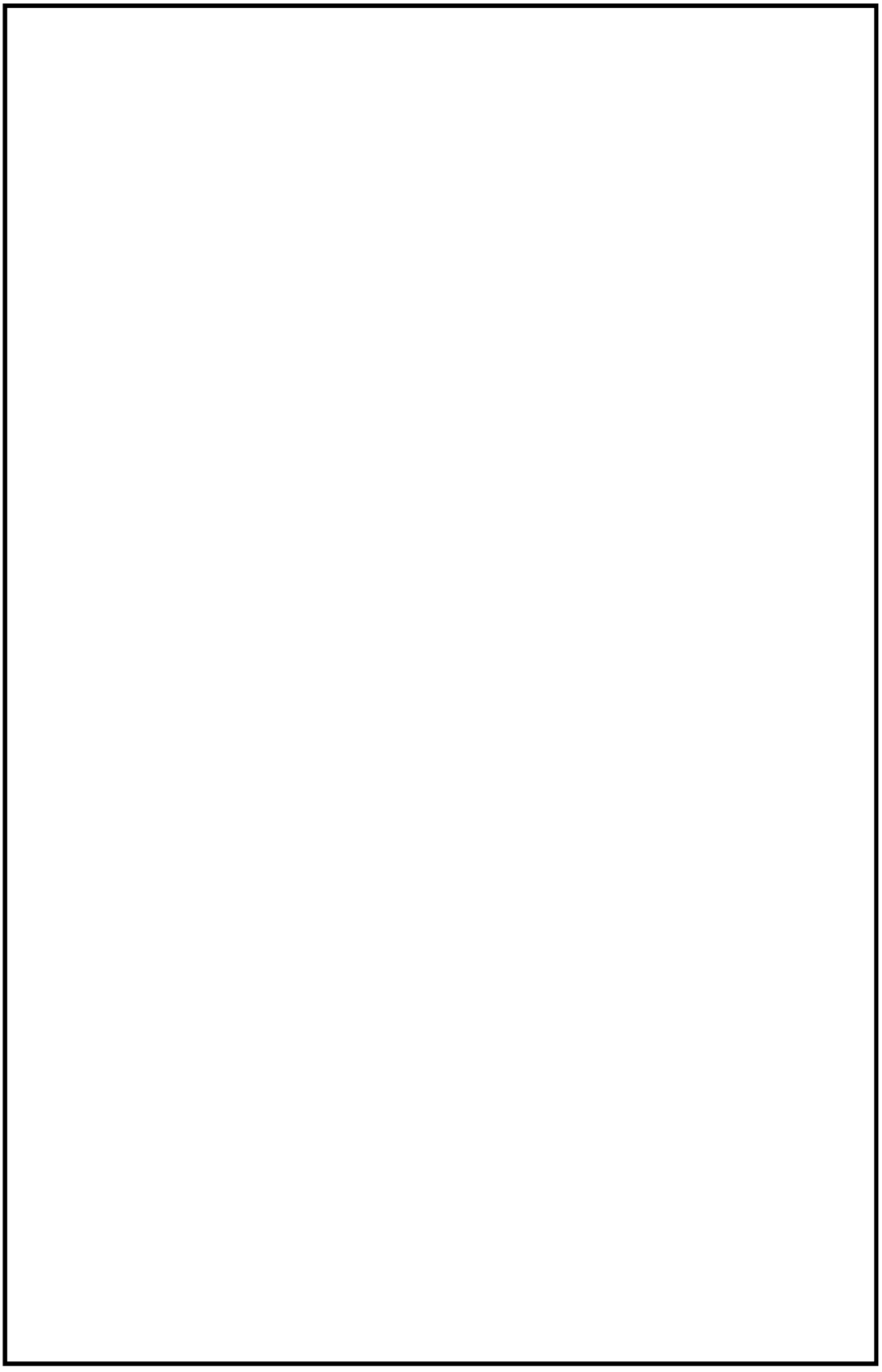


図 4.1-3　水密扉閉止時の地震荷重の作用イメージと評価対象部位
原子炉建屋原子炉棟水密扉

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」の「3.1　構造強度上の制限」にて設定している荷重の組合せに準じて設定する。

添付書類「Ⅴ-2-1-9 機能維持の基本方針」の「3.1　構造強度上の制限」にて設定している荷重の組合せを以下に示す。

$G + P + K_S$

(1)　耐震評価上考慮する荷重

水密扉の耐震評価に用いる荷重を以下に示す。

G：固定荷重

P：積載荷重

水密扉は，上載物の荷重を負担する又は影響を受ける構造となっていないことから，積載荷重については考慮しない。

K_S：基準地震動S_sによる地震力

(2)　荷重の設定

a.　固定荷重（G）

水密扉の自重を表4.2-1に示す。

表4.2-1　水密扉の自重

扉名称	固定荷重（kN）
原子炉建屋原子炉棟水密扉	262.82

b.　地震荷重（K_S）

地震荷重として，基準地震動S_sに伴う慣性力を考慮する。地震荷重は，水密扉の固定荷重に設計震度Kを乗じた次式により算出する。

$$K_S = G \cdot K$$

ここで，

K_S：地震荷重（kN）

G　：水密扉の固定荷重（kN）

K　：設計震度

なお，水平及び鉛直地震力による組合せ応力が作用する部位の評価は，水平方向と鉛直方向の地震力が同時に作用するものとして，絶対和法により評価する。

(3)　荷重の組合せ

原子炉建屋水密扉の荷重の組合せを表4.2-2に示す。

表4.2-2　水密扉の荷重の組合せ

扉名称	荷重の組合せ
原子炉建屋原子炉棟水密扉	$G + K_S$

G　：固定荷重

K_S：地震荷重

4.3　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」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

(1)　使用材料及び許容限界

水密扉を構成する扉板，芯材，ヒンジ部，カンヌキ部の使用材料及び許容限界を表4.3-1及び表4.3-2に示す。

表4.3-1　使用材料

部　位		材　質	仕　様[mm]
扉　板			
芯　材（主　桁）			
芯　材（横　桁）			
ヒンジ部	ヒンジアーム		
	ヒンジピン		
	ヒンジボルト		
	アンカー		
カンヌキ部	カンヌキ		
	カンヌキ受けピン		
	カンヌキ受けボルト		

注　：tは板厚(mm)，φは径（mm)を示す（以下同じ）(1)　荷重算定

(2)　許容限界

a.　扉板，芯材，ヒンジ部，カンヌキ部

扉板，芯材，ヒンジ部，カンヌキ部の許容限界は，「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会,2005改定）」を踏まえて表4.3-2の値とする。

表4.3-2　許容限界

材料	短期許容応力度（N/mm^2）	
	曲げ	せん断
	235	135
	215	124
	205	118
	205*3	118
	686*5	396
	345*7	199
	651*5	375

注記　＊1：tは板厚（mm）を示す

＊2：許容応力度を決定する場合の基準値Fの値は，「ＪＩＳ　Ｇ　４３０３：2012　ステンレス鋼棒」，「ＪＩＳ　Ｇ　４３０４：2012　熱間圧延ステンレス鋼板及び鋼帯」及び「ＪＩＳ　Ｇ　４３１７：2013　熱間成形ステンレス鋼板鋼」に基づく

＊3：引張りの短期許容応力度についても許容応力度を決定する場合の基準値Fの値は，「ＪＩＳ　Ｇ　４３０３：2012　ステンレス鋼棒」，「ＪＩＳ　Ｇ　４３０４：2012　熱間圧延ステンレス鋼板及び鋼帯」及び「ＪＩＳ　Ｇ　４３１７：2013　熱間成形ステンレス鋼板鋼」に基づく

＊4：許容応力度を決定する場合の基準値Fの値は，「ＪＩＳ　Ｇ　４０５３：2012　機：械構造用合金鋼鋼材」に基づく

＊5：引張りの短期許容応力度についても許容応力度を決定する場合の基準値Fの値は，「ＪＩＳ　Ｇ　４０５３：2012　機：械構造用合金鋼鋼材」に基づく

＊6：許容応力度を決定する場合の基準値Fの値は，「ＪＩＳ　Ｇ　４０５１：2012　機械構造用炭素鋼鋼材」に基づく

＊7：引張りの短期許容応力度についても許容応力度を決定する場合の基準値Fの値は，「ＪＩＳ　Ｇ　４０５１：2012　機械構造用炭素鋼鋼材」に基づく

4.4　設計用地震力

「3.　固有周期」に示したとおり原子炉建屋原子炉棟水密扉の固有周期が0.05秒以下であることを確認したため，原子炉建屋原子炉棟水密扉の強度計算で用いる設計震度は，添付書類「Ⅴ-2-1-7　設計用床応答曲線の作成方針」の地震応答解析結果を用いる。原子炉建屋原子炉棟水密扉の強度計算で用いる設計震度を表4.4-1に示す。

表4.4-1　原子炉建屋原子炉棟水密扉の強度計算で用いる設計震度

地震動	設置場所及び床面高さ (EL.　　m)	地震による設計震度	
弾性設計用地震動 S_d－Ｄ１	原子炉建屋１階 ＋8.2	水平方向C_H*	0.64
		鉛直方向C_V*	0.53

注記　＊：設置階の上階（原子炉建屋2階：EL.＋14.0m）の値を示す。

4.5　計算方法

(1)　荷重算定

a.　ヒンジ部

ヒンジ部は，ヒンジアーム，ヒンジピン，ヒンジボルト及びアンカーで構成されており，次式により算定する水平地震力及び扉体自重反力（鉛直地震力を含む）から，各部材に発生する荷重を算定する。ヒンジ部に生じる荷重の例を図4.5-1に示す。

$$F_H = W_X \cdot k_H$$

$$F_V = W_X \cdot k_V$$

$$R_r = (W_X + F_V) \cdot \frac{Lr}{Lj}$$

$$R_t = (W_X + F_V) \cdot \frac{Lt}{Lj}$$

ここで，

W_X：扉体自重(kN)

k_H：水平方向設計震度

k_V：鉛直方向設計震度

F_H：水平地震力(kN)

F_V：鉛直地震力(kN)

R_r：扉体幅方向自重反力(kN)

R_t：扉体厚方向自重反力(kN)

L_r：扉体重心（幅方向）～ヒンジ芯間距離(m)

L_t：扉体重心（厚方向）～ヒンジ芯間距離（m)

L_j：ヒンジ間距離(m)

図4.5-1　ヒンジ部に生じる荷重の例

(a)　ヒンジアーム

ヒンジアームに生じる荷重は，次式により算定する。ヒンジアームに生じる荷重の例を図4.5-2に示す。

$M = (W_X + F_V) \cdot L$

ここで，

M　：曲げモーメント(kN･m)

W_X：扉体自重(kN)

F_V：鉛直地震力(kN)

L　：作用点間距離(mm)

$Q = W_X + F_V$

ここで，

Q　：せん断力(kN)

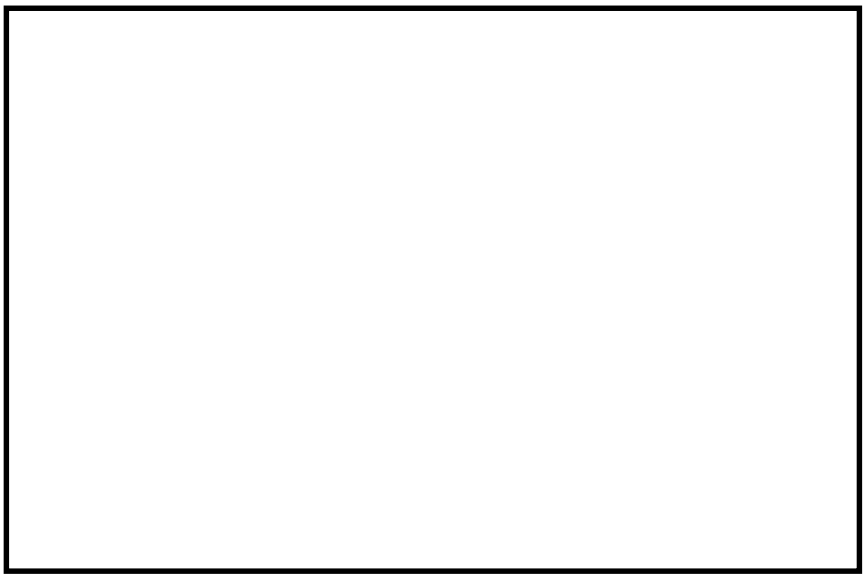


図4.5-2　ヒンジアームに生じる荷重の例

(b)　ヒンジピン

ヒンジピンに生じる荷重は，次式により算定する。ヒンジピンに生じる荷重の例を図4.5-3に示す。

$$M=\sqrt{\left(R_r+\frac{F_H}{2}\right)^2+{R_t}^2}\cdot L$$

ここで，

M　：曲げモーメント(kN･m)

F_H：水平地震力(kN)

R_r：扉体幅方向自重反力(kN)

R_t：扉体厚方向自重反力(kN)

L　：軸支持間距離(mm)

$$Q=\sqrt{\left(R_r+\frac{F_H}{2}\right)^2+{R_t}^2}$$

ここで，

Q　：せん断力(kN)

図4.5-3　ヒンジピンに生じる荷重の例

(c)　ヒンジボルト

ヒンジボルトに生じる荷重は，次式により算定する。ヒンジボルトに生じる荷重の例を図4.5-4に示す。

$$Q=\sqrt{\left(R_r+\frac{F_H}{2}\right)^2+\left(W_X+F_V\right)^2}$$

ここで，

Q　：せん断力(kN)

F_H：水平地震力(kN)

F_V：鉛直地震力(kN)

R_r：扉体幅方向自重反力(kN)

図4.5-4　ヒンジボルトに生じる荷重の例

(d)　（ヒンジ部）アンカー

（ヒンジ部）アンカーに生じる荷重は，次式により算出する。（ヒンジ部）アンカーに生じる荷重の例を図4.5-5に示す。

$$T = \left(R_r + \frac{F_H}{2}\right) / n$$

ここで，

T　：引張力(kN)

F_H：水平地震力(kN)

R_r：扉体幅方向自重反力(kN)

n：アンカー本数（本）

$$Q = \sqrt{\left(R_r + \frac{F_H}{2}\right)^2 + \left(W_X + F_V\right)^2} / 2n$$

ここで，

Q　：せん断力(kN)

W_X：扉体自重(kN)

F_V：鉛直地震力(kN)

F_H：水平地震力(kN)

R_r：扉体幅方向自重反力(kN)

n：アンカー本数（本）

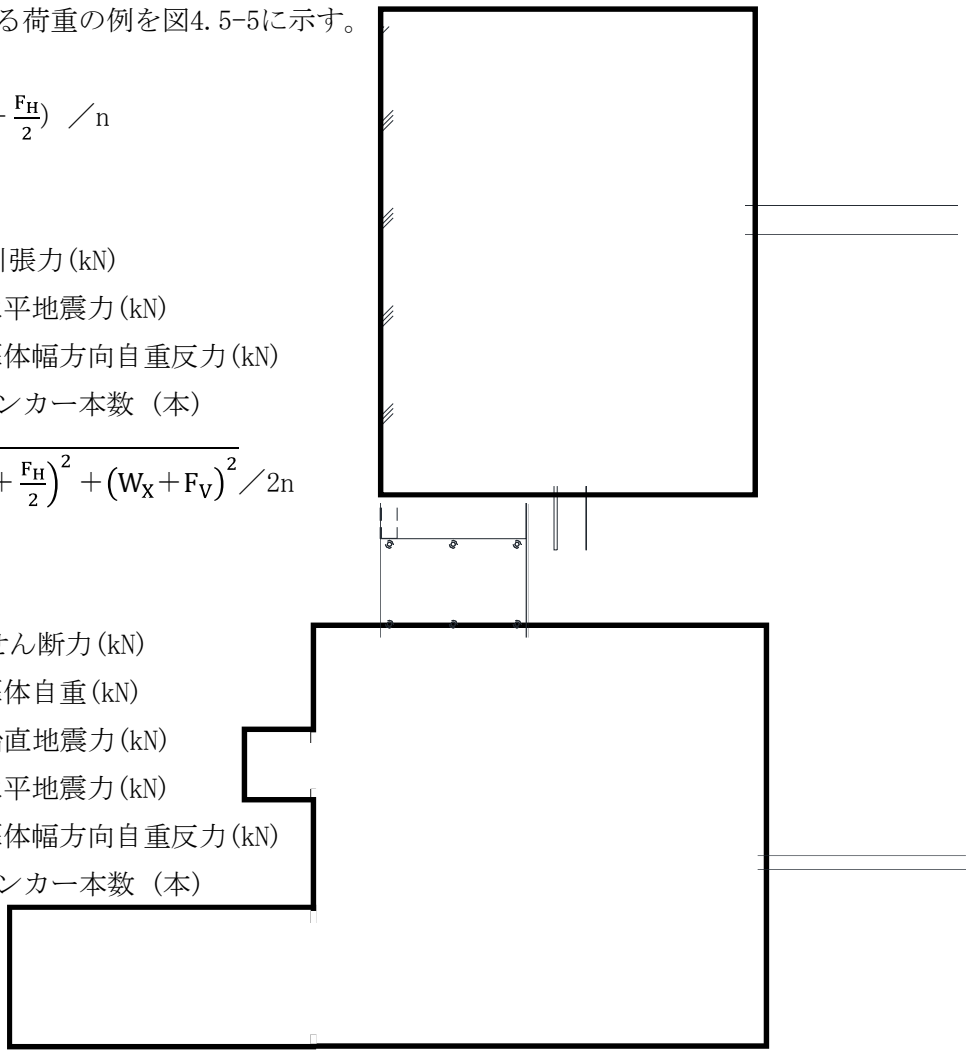


図4.5-5　（ヒンジ部）アンカーに生じる荷重の例

b.　カンヌキ部

カンヌキ部は，カンヌキ，カンヌキ受け及びカンヌキ受けボルトで構成されており，次式により算定する水平地震力から，各部材に発生する荷重を算定する。カンヌキ部に生じる荷重の例を図4.5-6に示す。

$$F_H = W_X \cdot K_H$$

ここで，

W_X：扉体自重(kN)

K_H：水平震度

F_H：水平地震力(kN)

図4.5-6　カンヌキ部に生じる荷重の例

(a)　カンヌキ

カンヌキに生じる応力は，次式により算定する。カンヌキに生じる荷重の例を図4.5-7に示す。

$$M = \frac{F_H}{n} \cdot L_b$$

ここで，

M　：曲げモーメント(kN･m)

F_H：水平地震力(kN)

n　：カンヌキの本数

L_b：作用点間距離(mm)

$$Q = \frac{F_H}{n}$$

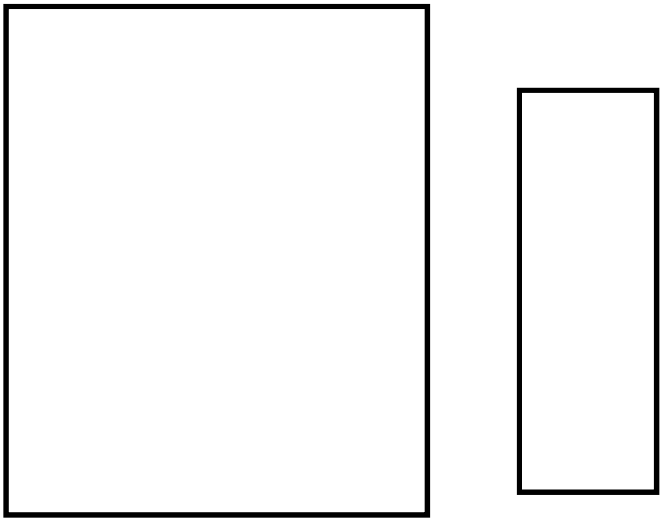


図4.5-7　カンヌキに生じる荷重の例

ここで，

Q　：せん断力(kN)

(b)　カンヌキ受けピン

カンヌキ受けピンに生じる荷重は，次式により算定する。カンヌキ受けピンに生じる荷重の例を図4.5-8に示す。

$$M = \frac{F_H}{4 \cdot n} \cdot L_p$$

ここで，

M　：曲げモーメント(kN･m)

F_H：水平地震力(kN)

n　：カンヌキの本数

L_p　：作用点間距離(mm)

$$Q = \frac{F_H}{n}$$

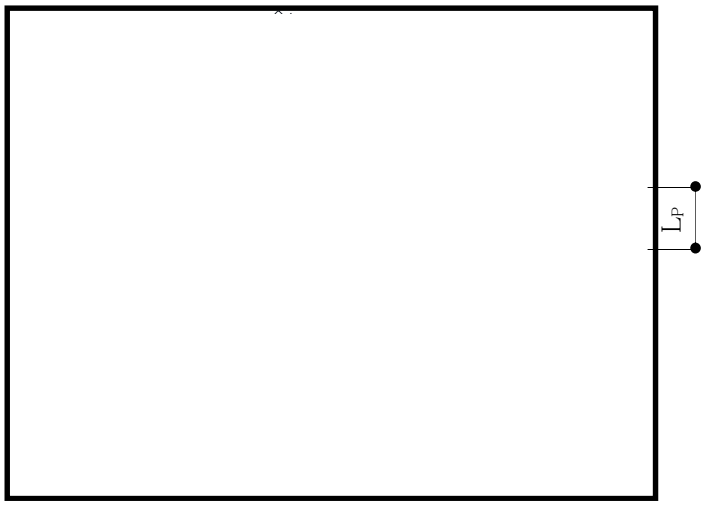


図4.5-8　カンヌキ受けピンに生じる荷重の例

ここで，

Q　：せん断力(kN)

(c)　カンヌキ受けボルト

カンヌキ受けボルトに生じる荷重は，次式により算定する。カンヌキ受けボルトに生じる荷重の例を図4.5-9に示す。

$$T = \frac{F_H}{n}$$

ここで，

T　：引張力(kN)

F_H：水平地震力(kN)

n　：カンヌキの本数

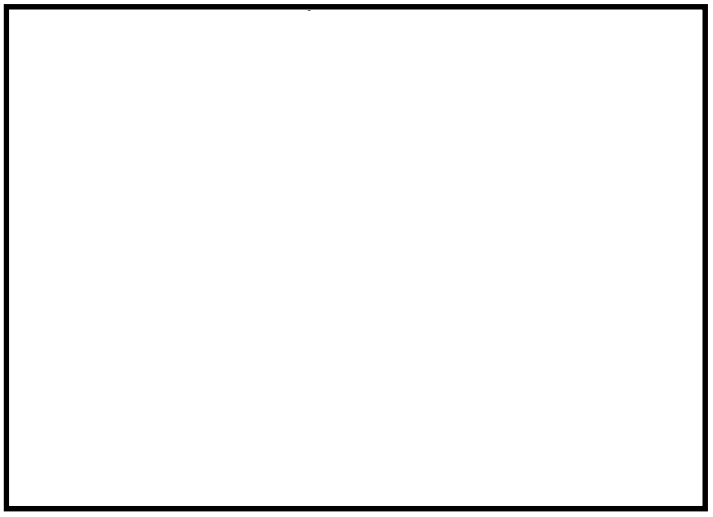


図4.5-9　カンヌキ受けボルトに生じる荷重の例

(2) 断面検定

各部材に生じる応力より算定する応力度等が，許容限界値以下であることを確認する。なお，異なる荷重が同時に作用する部材については，組合せを考慮する。

a. ヒンジ

(a) ヒンジアーム

ヒンジアームに生じる曲げ応力度及びせん断応力度から，組合せ応力度を次式により算定し，ヒンジアームの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma_X=\sqrt{\left(\frac{M}{Z}\right)^2+3\cdot\left(\frac{Q}{A}\right)^2}$$

ここで，

σ_x：組合せ応力度(N/mm^2)

M ：曲げモーメント(kN･m)

Q ：せん断力(kN)

Z ：断面係数(mm^3)

A ：断面積(mm^2)

(b) ヒンジピン

ヒンジピンに生じる曲げ応力度及びせん断応力度から，組合せ応力度を次式により算定し，ヒンジピンの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma_X=\sqrt{\left(\frac{M}{Z}\right)^2+3\cdot\left(\frac{Q}{A}\right)^2}$$

ここで，

σ_x：組合せ応力度(N/mm^2)

M ：曲げモーメント(kN･m)

Q ：せん断力(kN)

Z ：断面係数(mm^3)

A ：断面積(mm^2)

b. カンヌキ

(a) カンヌキ

カンヌキに生じる曲げ応力度及びせん断応力度から，組合せ応力度を次式により算定し，カンヌキの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma_X=\sqrt{\left(\frac{M}{Z}\right)^2+3\cdot\left(\frac{Q}{A}\right)^2}$$

ここで，

σ_x：組合せ応力度(N/mm^2)

M ：曲げモーメント(kN･m)

Q ：せん断力(kN)

Z ：断面係数(mm^3)

A ：断面積(mm^2)

(b) カンヌキ受けピン

カンヌキ受けピンに生じる曲げ応力度及びせん断応力度を次式により算定し，ヒンジピンの短期許容応力度以下であることを確認する。

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

$$\tau=\frac{Q}{2\cdot A}$$

ここで，

σ ：曲げ応力度(N/mm^2)

τ ：せん断応力度(N/mm^2)

M ：曲げモーメント(kN･m)

Q ：せん断力(kN)

Z ：断面係数(mm^3)

A ：断面積(mm^2)

c.　ボルト

ヒンジボルトに生じるせん断応力度及びカンヌキ受けボルトに生じる引張応力度を次式により算定し，ボルトの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\tau = \frac{Q}{n \cdot A_b}$$

ここで，

τ ：せん断応力度(N/mm^2)

Q ：せん断力(kN)

n ：本数（本）

A_b：1本当たりの断面積(mm^2)

$$\sigma_T = \frac{T}{n \cdot A_b}$$

ここで，

σ_T：引張応力度(N/mm^2)

T ：引張力(kN)

n ：本数（本）

d.　（ヒンジ部）アンカー

（ヒンジ部）アンカーに生じる引張力が，次式により算定したアンカーの短期許容引張力以下であることを確認する。

$$P_{a1} = 1 \cdot {}_s\sigma_{pa} \cdot {}_{SC}a$$

$$Pa = P_{a1}$$

ここで，

P_a：短期許容引張力(kN)

P_{a1}：鋼材の耐力で決まる許容引張力（kN)

${}_s\sigma_{pa}$：頭付きアンカーボルトの引張強度（(N/mm^2)

SC^a：頭付きアンカーボルトの１本当りの断面積（mm^2)

（ヒンジ部）アンカーに生じるせん断力が，次式により算定したアンカーの短期許容せん断力以下であることを確認する。

$$Q_{a1} = 0.7 \cdot {}_s\sigma_y \cdot A_b$$

$$Q_a = Q_{a1}$$

ここで，

Q_a ：アンカーの短期許容せん断力(kN)

Q_{a1} ：鋼材の耐力で決まるせん断耐力(kN)

${}_s\sigma_y$ ：鋼材の降伏強度(N/mm^2)

A_b ：1本当たりの断面積(mm^2)

4.6　計算条件

「4.5　計算方法」に用いる評価条件を表4.6-1に示す。

表4.6-1　耐震評価に用いる条件（1/3）

対象部位		記　号	単　位	定　義	数値
共通		W_X	kN	扉体自重	
		K_H	－	水平方向設計震度	
		K_v	－	鉛直方向設計震度	
ヒンジ	共通	L_r	m	扉体重心～ヒンジ芯間距離（幅方向）	
		L_t	m	扉体重心～ヒンジ芯間距離（厚方向）	
		L_j	m	ヒンジ間距離	
	ヒンジアーム	L	mm	作用点間距離	
		Z	mm^3	断面係数	
		A	mm^2	断面積	
	ヒンジピン	L	mm	軸支持間距離	
		Z	mm^3	断面係数	
		A	mm^2	断面積	

表4.6-1　耐震評価に用いる条件（2/3）

対象部位		記　号	単　位	定　義	数値
ヒンジ	ヒンジボルト	n	本	本数	
		A	mm^2	断面積	
	アンカー	n	本	本数	
		A_b	mm^2	断面積	
		A_a	mm^2	表面積	
カンヌキ部	カンヌキ	L_b	mm	軸支持間距離	
		Z	mm^3	断面係数	
		A	mm^2	断面積	

表4.6-1　耐震評価に用いる条件（3/3）

対象部位		記　号	単　位	定　義	数値
カンヌキ部	カンヌキ受けピン	L_p	Mm	軸支持間距離	
		Z	mm^3	断面係数	
		A	mm^2	断面積	
	カンヌキ受けボルト	n	本	本数	
		A_b	mm^2	断面積	

4.7　評価結果

原子炉建屋原子炉棟水密扉の評価結果を表4.7-1に示す。水密扉の各部材の断面検定を行った結果，発生応力度又は荷重は許容限界値以下である。

表4.7-1　評価結果

名　称	評価対象部位		発生応力度 (N/mm^2)	許容限界値 (N/mm^2)	発生応力度／許容限界値
原子炉建屋原子炉棟水密扉	ヒンジ部	ヒンジアーム	105	205	0.52
		ヒンジピン	375	686	0.55
		ヒンジボルト*2	114	375	0.31
		アンカー*2	29	40	0.75
	カンヌキ部	カンヌキ	171	205	0.84
		カンヌキ受けピン*1	465	686	0.68
		カンヌキ受けボルト	100	375	0.16

注記　＊1：せん断及び曲げのうち評価結果が厳しくなる曲げによる値を記載

＊2：アンカーの単位(kN)

5.　原子炉建屋付属棟北側水密扉 1

5.1　評価部位

評価対象部位は，水密扉の構造上の特徴を踏まえ選定する。なお，評価対象部位ごとに，扉の開閉状況を考慮のうえ地震荷重を設定する。

水密扉に生じる地震力（水平，鉛直）に伴う扉本体に作用する慣性力は，ヒンジ及びロックバーから，ボルトを介して扉枠に伝達し，アンカーを介して躯体に伝達しているため，評価部位をヒンジ（板及びピン），ロックバー，ヒンジボルト及びロックボルトとする。

原子炉建屋付属棟北側水密扉1の構造図を図5.1-1，水密扉閉鎖時の地震荷重の作用イメージ及び評価対象部位及び水密扉開放時の地震荷重の作用イメージ及び評価対象部位を図5.1-2及び図5.1-3に示す。

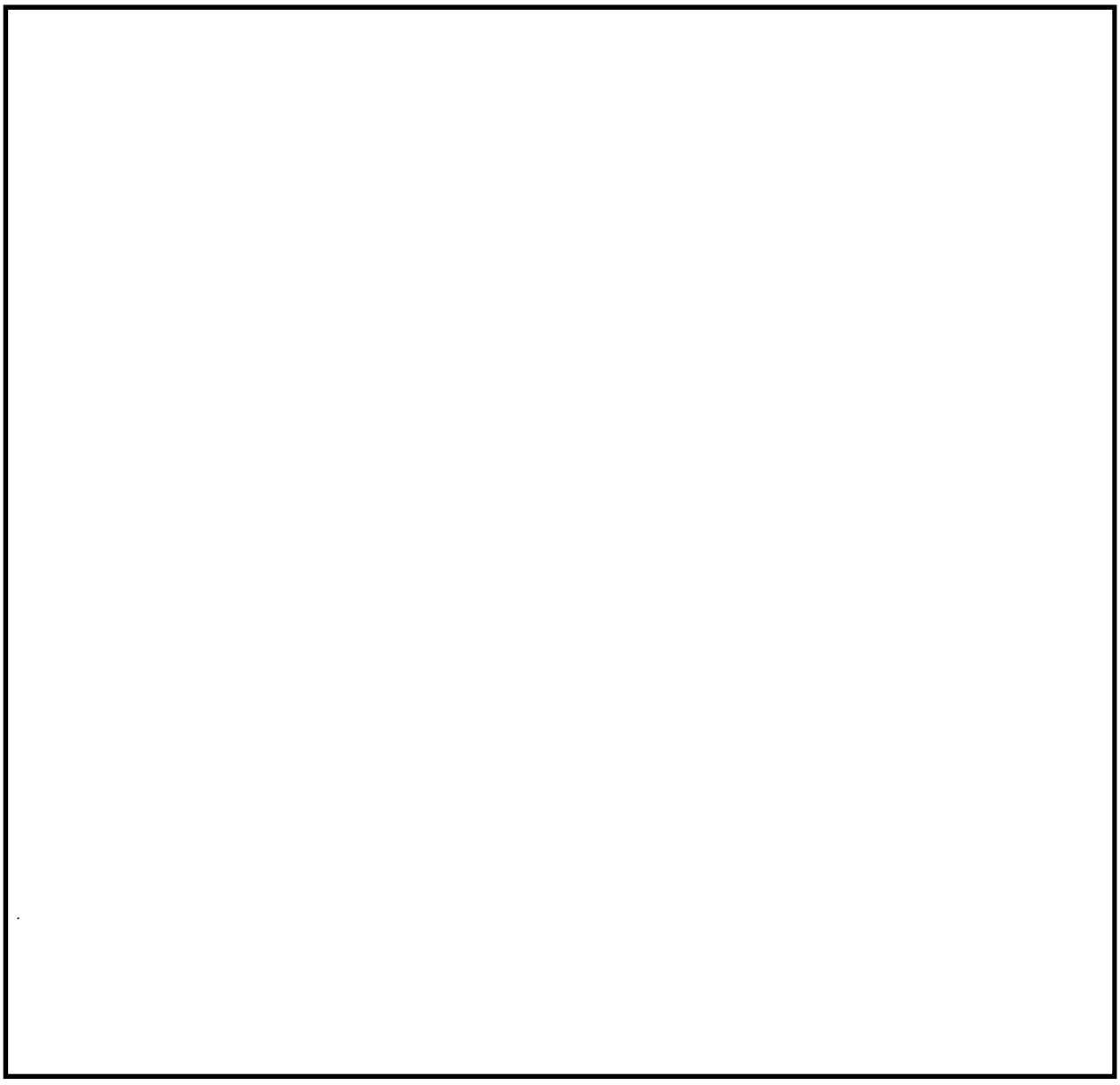


図5.1-1　原子炉建屋付属棟北側水密扉1構造図

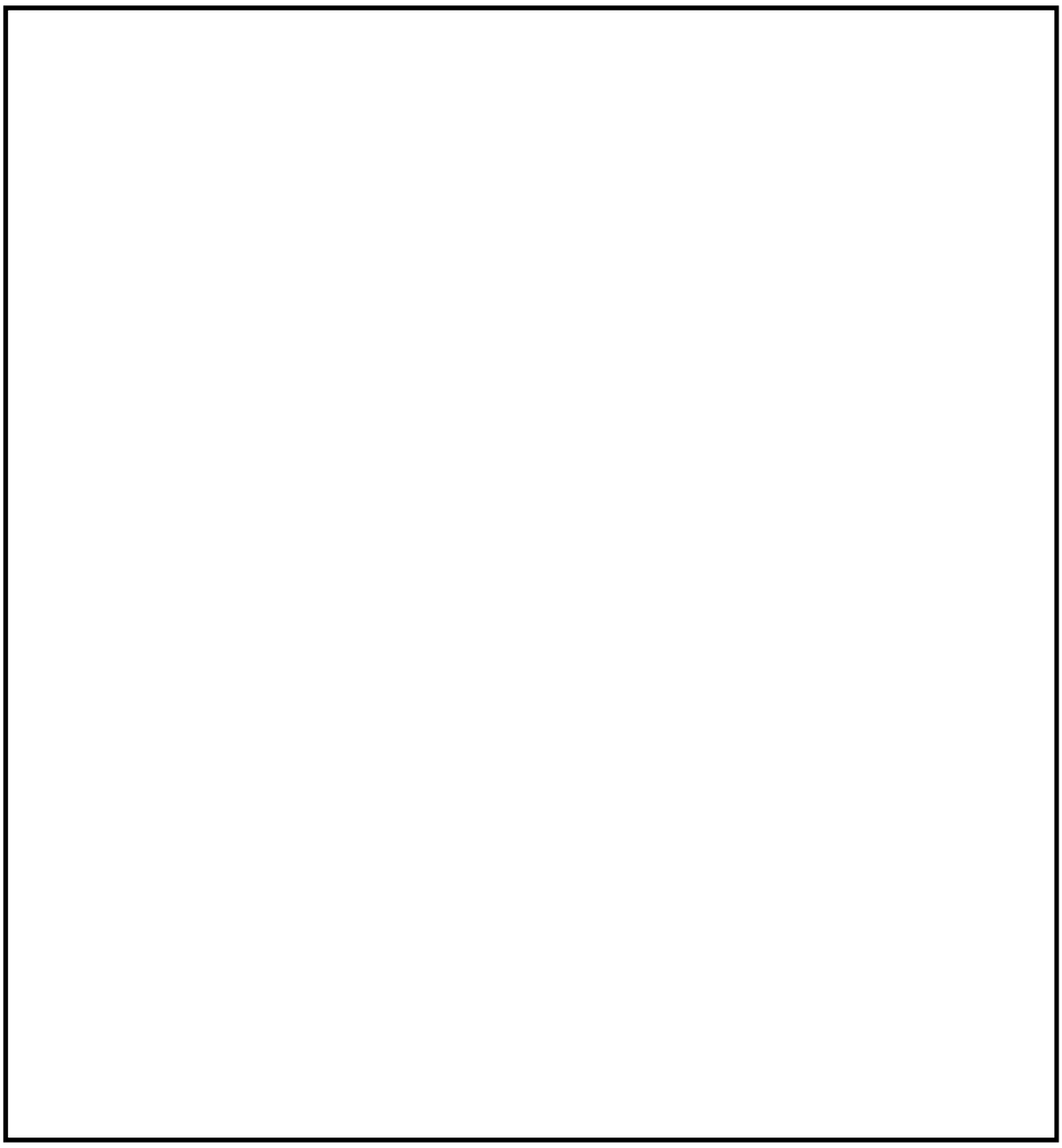


図5.1-2　水密扉閉止時の地震荷重の作用イメージと評価対象部位
原子炉建屋付属棟北側水密扉1

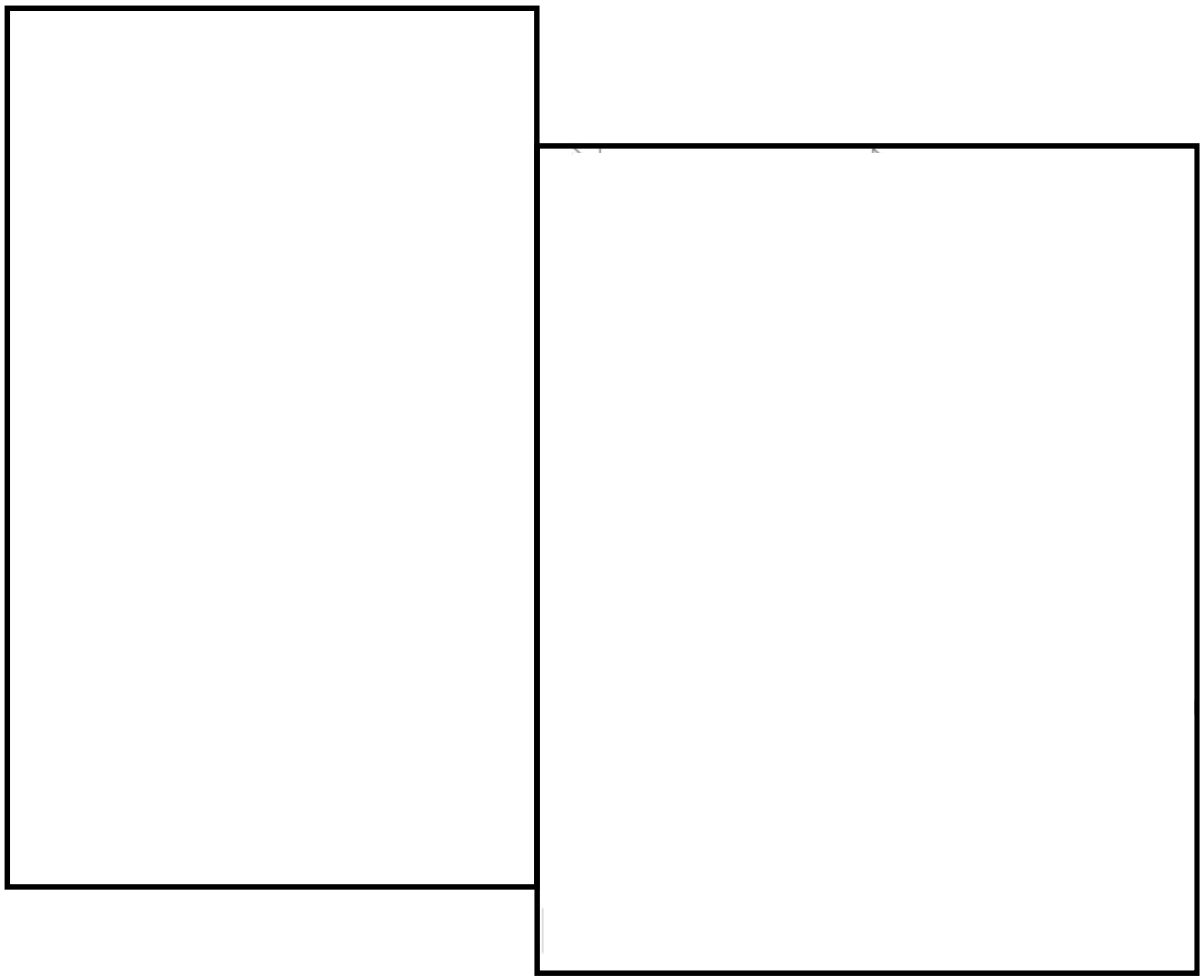


図 5.1-3　水密扉閉止時の地震荷重の作用イメージと評価対象部位
原子炉建屋付属棟北側水密扉 1

5.2　荷重及び荷重の組合せ

(1)　荷重の設定

a.　固定荷重（G）

水密扉の自重を表5.2-1に示す。

表5.2-1　水密扉の自重

扉名称	固定荷重（kN）
原子炉建屋付属棟北側水密扉1	4.95

b.　地震荷重（K_S）

地震荷重として，基準地震動S_sに伴う慣性力を考慮する。地震荷重は，水密扉の固定荷重に設計震度Kを乗じた次式により算出する。

$$K_S = G \cdot K$$

ここで，

K_S：地震荷重（kN）

G　：水密扉の固定荷重（kN）

K　：設計震度

なお，水平及び鉛直地震力による組合せ応力が作用する部位の評価は，水平方向と鉛直方向の地震力が同時に作用するものとして，絶対和法により評価する。

(2)　荷重の組合せ

原子炉建屋水密扉の荷重の組合せを表5.2-2に示す。

表5.2-2　水密扉の荷重の組合せ

扉名称	荷重の組合せ
原子炉建屋付属棟北側水密扉1	$G + K_S$

G　：固定荷重

K_S：地震荷重

5.3　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」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

(1)　使用材料及び許容限界

水密扉を構成する扉板，芯材，ヒンジ部，ロックバー部の使用材料及び許容限界を表5.3-1及び表5.3-2に示す。

表5.3-1　使用材料

部　位		材　質	仕　様[mm]
扉　板			
芯　材	主　桁		
	中間縦桁		
	端縦桁		
ヒンジ部	ヒンジ板		
	ヒンジピン		
	ヒンジボルト		
ロックバー			
ロックボルト			

表5.3-2　許容限界

材料	短期許容応力度（N/mm^2）	
	曲げ・引張り	せん断
	235	135
	215	124
	205	118
	345	199

注記　＊1：tは板厚（mm）を示す

＊2：許容応力度を決定する場合の基準値Fの値は，「ＪＩＳ　Ｇ　４０５３：2012　機械構造用　合金鋼鋼材」に基づく

5.4　設計用地震力

「3.　固有周期」に示したとおり原子炉建屋付属棟北側水密扉1の固有周期が0.05秒以下であることを確認したため，原子炉建屋付属棟北側水密扉1の強度計算で用いる設計震度は，添付書類「Ⅴ-2-1-7　設計用床応答曲線の作成方針」の地震応答解析結果を用いる。原子炉建屋付属棟北側水密扉1の強度計算で用いる設計震度を表5.4-1に示す。

表5.4-1　原子炉建屋付属棟北側水密扉1の強度計算で用いる設計震度

地震動	設置場所及び床面高さ (EL.　　m)	地震による設計震度	
弾性設計用地震動	原子炉建屋１階	水平方向C_H*	0.64
S_d－Ｄ１	＋8.2	鉛直方向C_V*	0.53

注記　＊：設置階の上階（原子炉建屋２階：EL.＋14.0m）の値を示す。

5.5　評価方法

(1)　荷重算定

a.　ヒンジ部

ヒンジ部は，ヒンジ板，ヒンジピン及びヒンジボルトで構成されており，次式により算定する水平地震力及び扉体自重反力（鉛直地震力を含む）から，各部材に発生する荷重を算定する。ヒンジ部に生じる荷重の例を図5.5-1に示す。

$$F_H = W_X \cdot k_H$$

$$F_V = W_X \cdot k_V$$

$$R_r = (W_X + F_V) \cdot \frac{L_r}{L_j}$$

ここで，

W_x：扉体自重(kN)

k_H：水平方向設計震度

k_V：鉛直方向設計震度

F_H：水平地震力(kN)

F_V：鉛直地震力(kN)

R_r：扉体自重反力(kN)

L_r：扉体重心～ヒンジ中心間距離(m)

L_j：ヒンジ中心間距離(m)

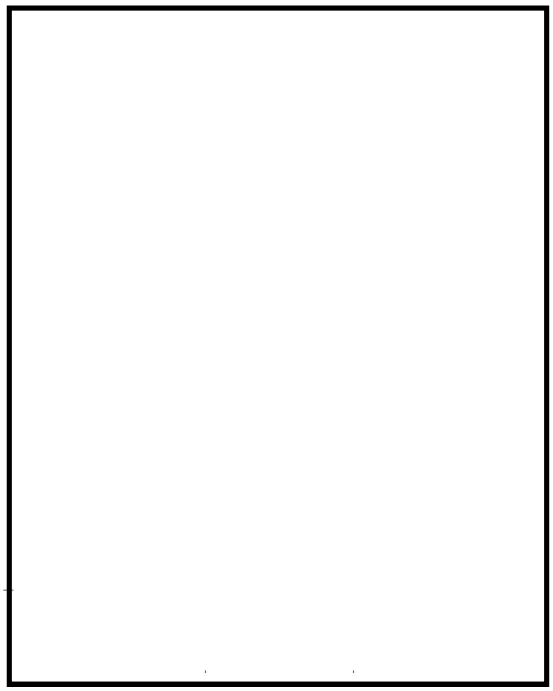


図 5.5-1　ヒンジ部に生じる荷重の例

(a)　ヒンジ板

ヒンジ板に生じる荷重は次式により算定する。

ヒンジ板に生じる荷重の例を図 5.5-2 に示す。

$$M=\sqrt{\left(\frac{\frac{F_H}{2}+R_r}{2}\right)^2+(W_X+F_V)^2}\cdot L_1$$

$$Q=\sqrt{\left(\frac{\frac{F_H}{2}+R_r}{2}\right)^2+(W_X+F_V)^2}$$

ここで,

M：曲げモーメント(kN・m)

Q：せん断力(kN)

W_x：扉体自重(kN)

F_H：水平地震力(kN)

F_V：鉛直地震力(kN)

R_r：扉体自重反力(kN)

L_1：作用点間距離(mm)

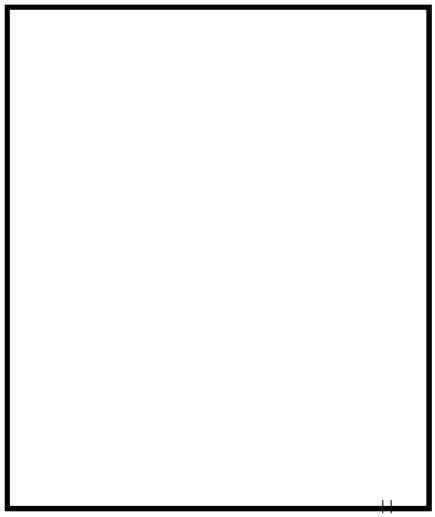


図 5.5-2　ヒンジ板に生じる荷重の例

(b)　ヒンジピン

ヒンジピンに生じる荷重は，次式により算定する。ヒンジピンに生じる荷重の例を図 5.5-3 に示す。

$$M=\frac{\left(\frac{F_H}{2}+R_r\right)\cdot(2\cdot L_2-B_2)}{8}$$

$$Q=\frac{\left(\frac{F_H}{2}+R_r\right)}{2}$$

ここで,

M：曲げモーメント(kN・m)

Q：せん断力(kN)

F_H：水平地震力(kN)

R_r：扉体自重反力(kN)

L2：軸支持間距離(mm)

B2：ブッシュ長さ(mm)

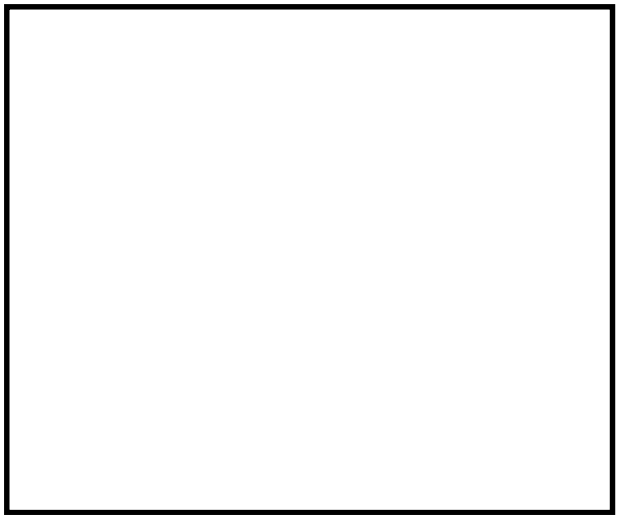


図 5.5-3　ヒンジピンに生じる荷重の例

(c)　ヒンジボルト

ヒンジボルトには荷重によりせん断力がかかる，次式により算定する。
ヒンジボルトに生じる荷重の例を図 5.5-4 に示す。

$$Q=\sqrt{\left(\frac{F_H}{2}+R_r\right)^2+(W_X+F_V)^2}$$

ここで，

Q：せん断力(kN)

W_x：扉体自重(kN)

F_H：水平地震力(kN)

F_V：鉛直地震力(kN)

R_r：扉体自重反力(kN)

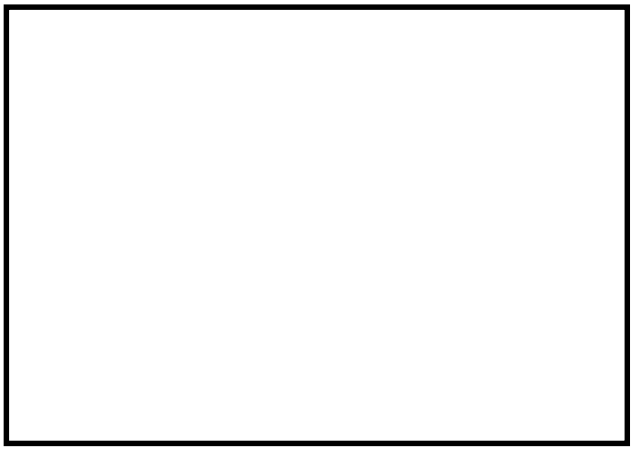


図 5.5-4　ヒンジボルトに生じる荷重の例

b.　ロックバー部

ロックバー部は，ロックバー及びロックボルトで構成されており，次式により算定する水平地震力から，各部材に発生する荷重を算定する。ロックバー部に生じる荷重の例を図 5.5-5 に示す。

$$F_H=W_X \cdot k_H$$

ここで，

F_H：水平地震力(kN)

W_x：扉体自重(kN)

k_H：水平震度

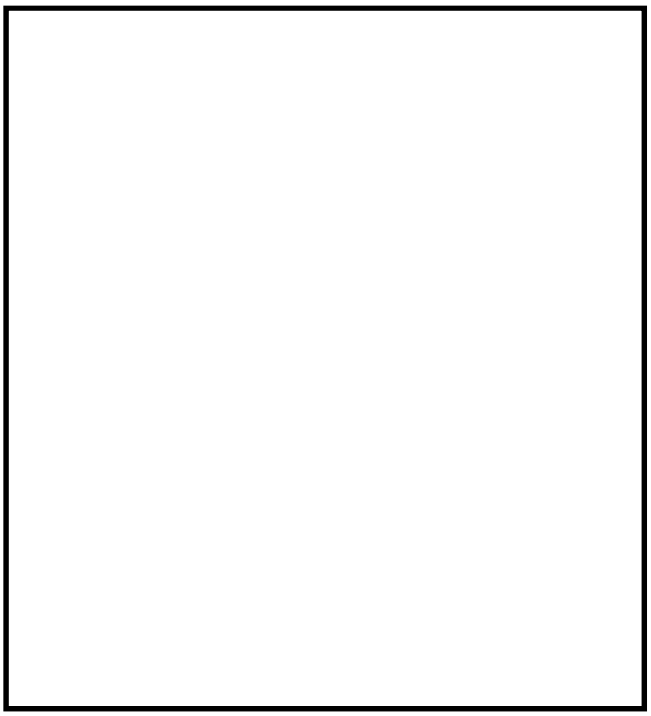


図 5.5-5　ロックバー部に生じる荷重の例

(a)　ロックバー

ロックバーに生じる応力は，次式により算定する。ロックバーに生じる荷重の例を図 5.5-6 に示す。

$M=$　　$\cdot L_3$

$Q=\frac{F_H}{4}$

ここで，

M：曲げモーメント(kN・m)

Q　：せん断力(kN)

F_H：水平地震力(kN)

L_3：作用点間距離(mm)

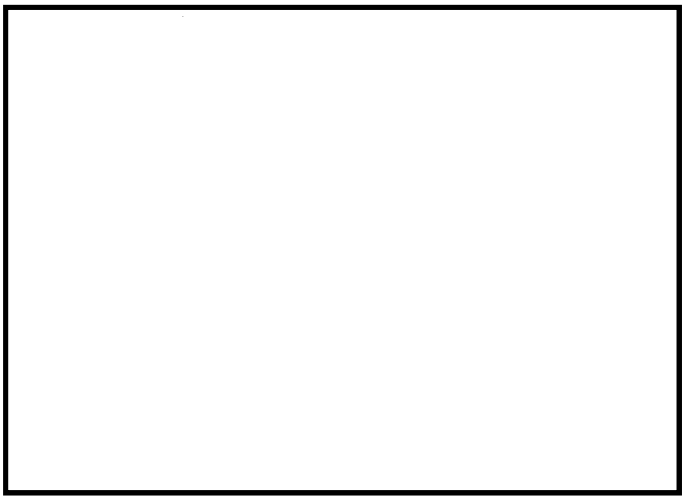


図 5.5-6　ロックバー部に生じる荷重の例

(b)　ロックボルト

ロックボルトに生じる荷重は，次式により算出する。ロックボルトに生じる荷重の例を図 5.5-7 に示す。

$Q=\frac{F_H}{4}$

ここで，

Q：せん断力(kN)

F_H：水平地震力(kN)

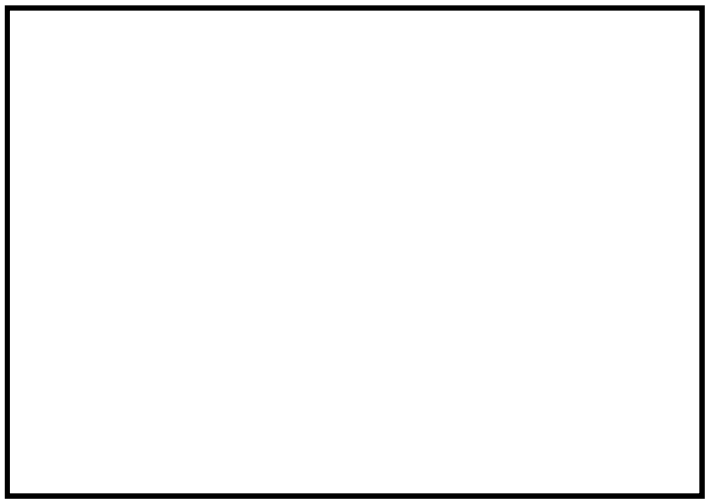


図 5.5-7　ロックボルトに生じる荷重の例

(2) 断面検定

各部材に生じる応力より算定する応力度等が，許容限界値以下であることを確認する。

なお，異なる荷重が同時に作用する部材については，組合せを考慮する。

a. ヒンジ部

(a) ヒンジ板

ヒンジ板に生じる曲げ応力度及びせん断応力度から，組合せ応力度を次式により算定し，ヒンジ板の短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma = \sqrt{\left(\frac{M}{Z_1}\right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{Q}{A_1}\right)^2}$$

ここで，

σ：組合せ応力度(N/mm^2)

M：曲げモーメント(kN・m)

Q ：せん断力(kN)

Z_1：断面係数(mm^3)

A_1：断面積(mm^2)

b. ヒンジピン

ヒンジピンに生じる曲げ応力度及びせん断応力度を次式により算定し，ヒンジピンの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{M}{Z_2}$$

$$\tau = \frac{Q}{A_2}$$

ここで，

σ：曲げ応力度(N・mm^2)

τ：せん断応力度(N・mm^2)

M：曲げモーメント(kN・m)

Q：せん断力(kN)

Z_2：断面係数(mm^3)

A_2：断面積(mm^2)

(c) ヒンジボルト

ヒンジボルトに生じるせん断応力度を次式により算定し，ヒンジボルトの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\tau = \frac{Q}{n_1 \cdot A_{b1}}$$

ここで，

τ：せん断応力度(N・mm^2)

Q：せん断力(kN)

n_1：本数（本）

A_{b1}：1本当たりの断面積(mm^2)

b. ロックバー部

(a) ロックバー

ロックバーに生じる曲げ応力度及びせん断応力度から，組合せ応力度を次式により算定し，ロックバーの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma = \sqrt{\left(\frac{M}{Z_3}\right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{Q}{A_3}\right)^2}$$

ここで，

σ：組合せ応力度(N/mm^2)

M：曲げモーメント(kN・m)

Q ：せん断力(kN)

Z_3：断面係数(mm^3)

A_3：断面積(mm^2)

(b) ロックボルト

ロックボルトに生じるせん断応力度を次式により算定し，ボルトの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\tau = \frac{Q}{n_2 \cdot A_{b2}}$$

ここで,

τ：せん断応力度(N・mm^2)

Q：せん断力(kN)

n_2：本数（本）

A_{b2}：1 本当たりの断面積(mm^2)

5.6　計算条件

「5.5　計算方法」用いる評価条件を表 5.6-1 に示す。

表 5.6-1　耐震評価に用いる条件 (1/2)

対象部位		記　号	単　位	定　義	数　値
共通		W_X	kN	扉体自重	
		k_H	—	水平方向設計震度	
		k_V	—	鉛直方向設計震度	
ヒンジ	共通	L_r	m	扉体重心～ヒンジ中心間距離	
		L_j	m	ヒンジ中心間距離	
	板	L_1	mm	作用点間距離	
		Z_1	mm^3	断面係数	
		A_1	mm^2	断面積	
	ピン	L_2	mm	軸支持間距離	
		B_2	mm	ブッシュ長さ	
		Z_2	mm^3	断面係数	
		A_2	mm^2	断面積	
	ヒンジボルト	n_1	本	本数	
		A_{b1}	mm^2	1本当たりの断面積 (M16)	

表 5.6-1　耐震評価に用いる条件 (2/2)

対象部位	記　号	単　位	定	数　値
ロックバー	L_3	mm	作用点間距離	
	Z_3	mm^3	断面係数	
	A_3	mm^2	断面積	
ロックボルト	n_2	本	本数	
	A_{b2}	mm^2	1本当たりの断面積 (M16)	

5.7　評価結果

原子炉建屋付属棟北側水密扉 1 の評価結果を表 5.7-1 に示す。水密扉の各部材の断面検定を行った結果，発生応力度又は荷重は許容限界値以下である。

表 5.7-1　耐震評価結果

名　称	評価部位		発生応力度 (N/mm^2)	許容限界値 (N/mm^2)	発生応力度/許容限界値
原子炉建屋付属棟北側水密扉 1	ヒンジ部	板	84	205	0.41
		ピン*	33	345	0.10
		ヒンジボルト	25	118	0.22
	ロックバー部	ロックバー	4	345	0.02
		ロックボルト	4	118	0.04

注記　＊：せん断及び曲げのうち，評価結果が厳しくなる曲げによる値を記載

6.　原子炉建屋付属棟北側水密扉 2

6.1　評価部位

評価対象部位は，水密扉の構造上の特徴を踏まえ選定する。なお，評価対象部位ごとに，扉の開閉状況を考慮のうえ地震荷重を設定する。

水密扉に生じる地震力（水平，鉛直）に伴う扉本体に作用する慣性力は，ヒンジ及びロックバーから，ボルトを介して扉枠に伝達し，アンカーを介して躯体に伝達しているため，評価部位をヒンジ（板及びピン），ロックバー，ヒンジボルト及びロックボルトとする。

原子炉建屋付属棟北側水密扉2の構造図を図6.1-1，水密扉閉鎖時の地震荷重の作用イメージ及び評価対象部位及び水密扉開放時の地震荷重の作用イメージ及び評価対象部位を図6.1-2及び図6.1-3に示す。

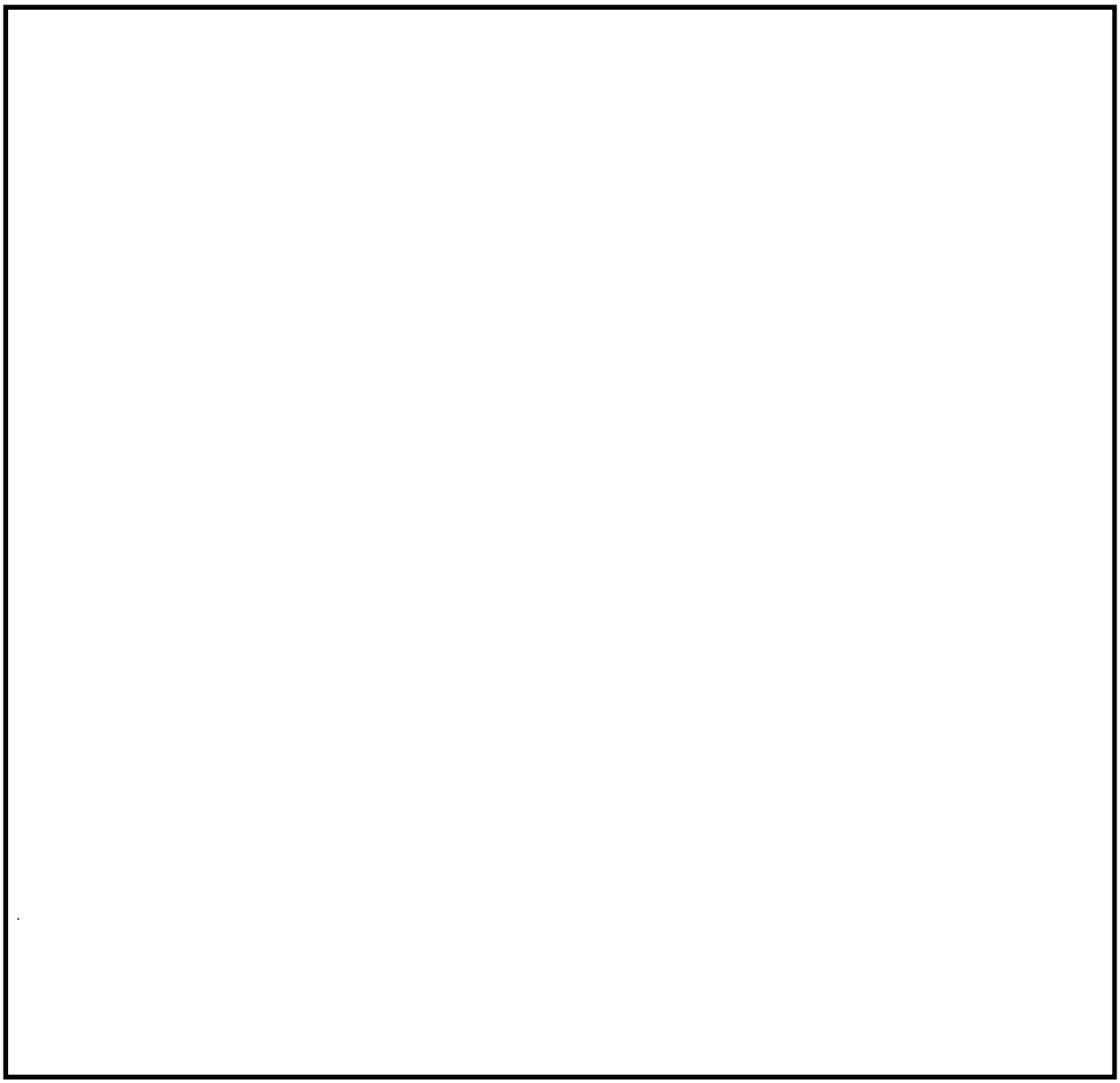


図 6.1-1　原子炉建屋付属棟北側水密扉 2

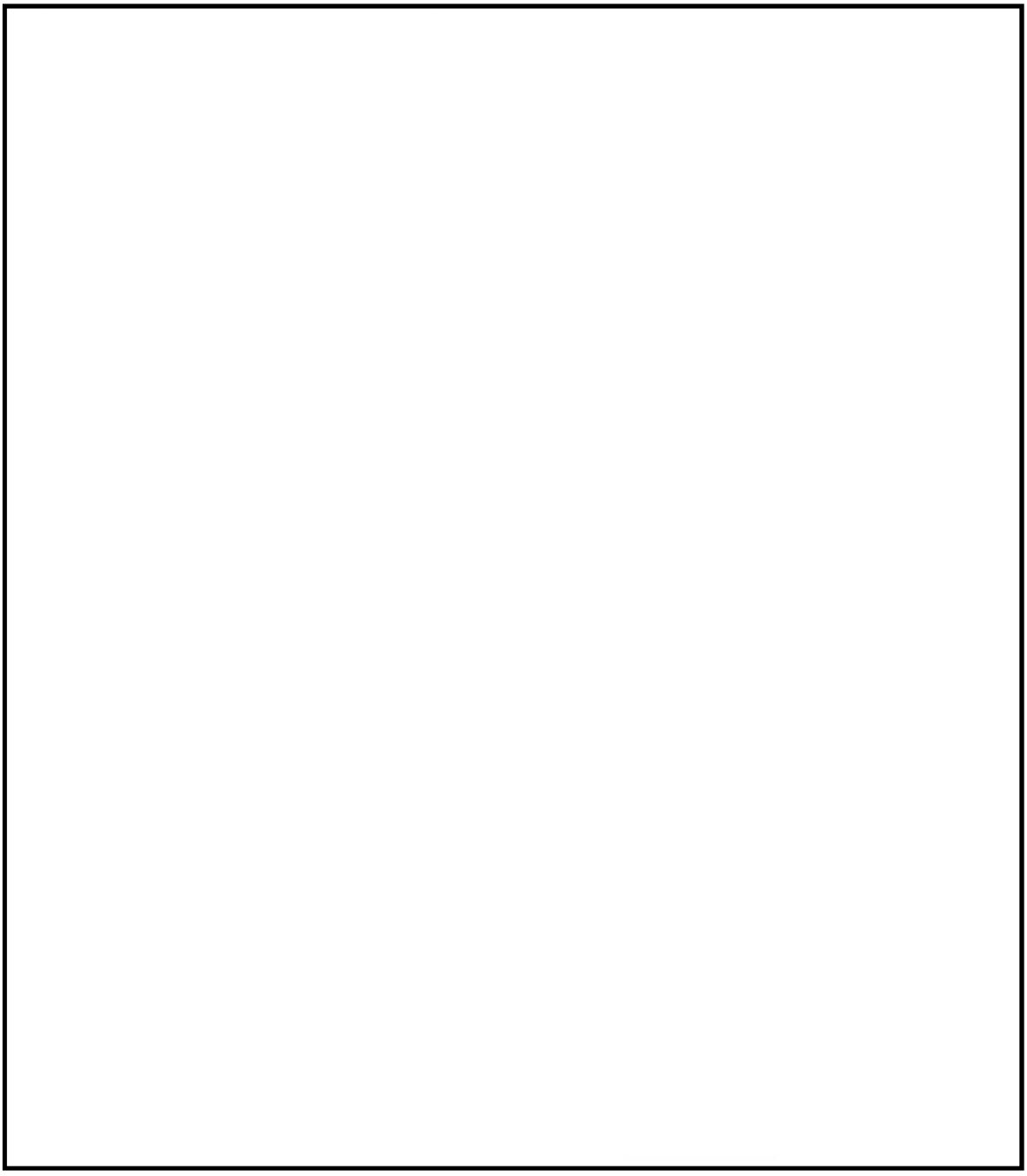


図 6.1-2　水密扉閉止時の地震荷重の作用イメージと評価対象部位
原子炉建屋付属棟北側水密扉 2

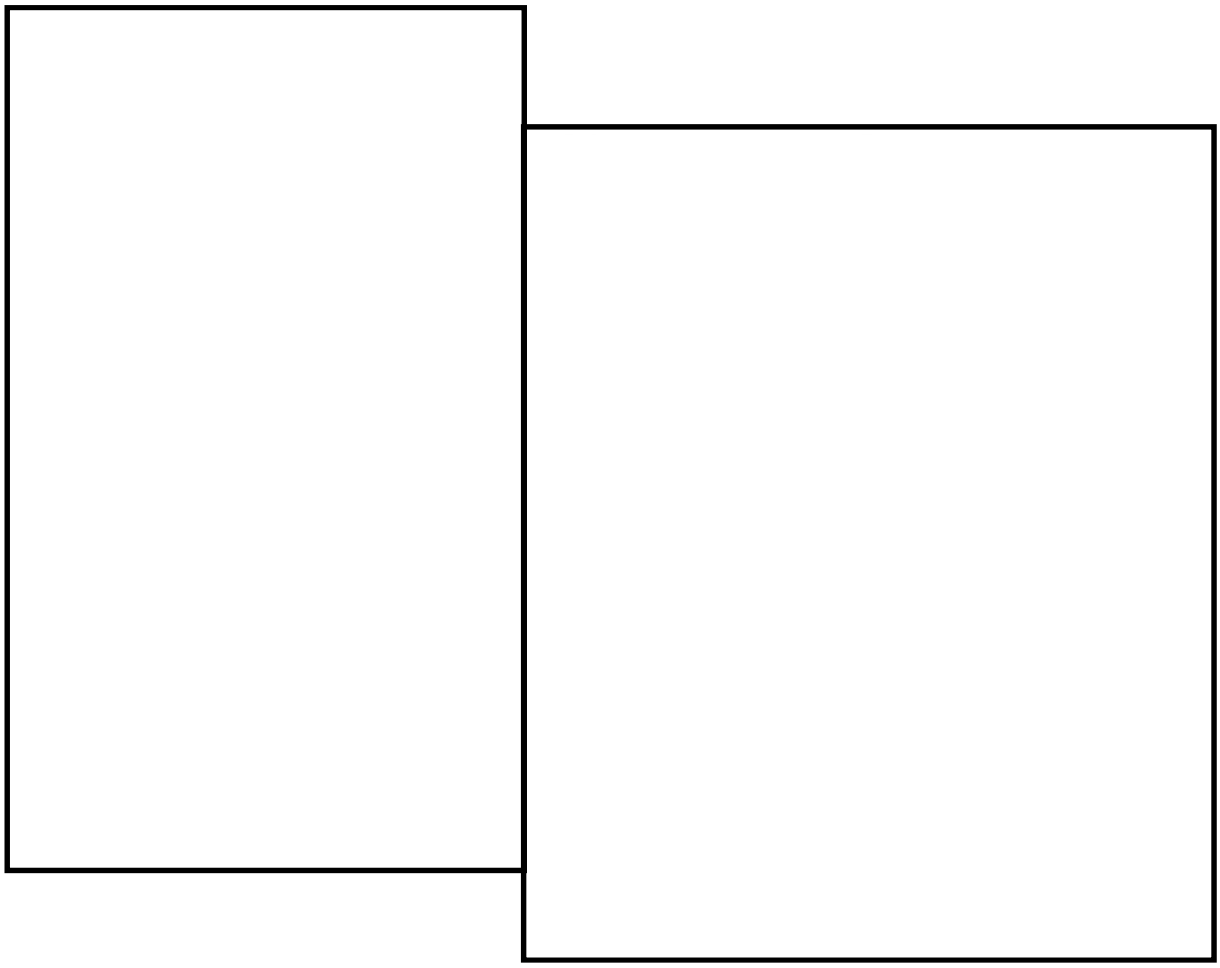


図 6.1-3　水密扉開放時の地震荷重の作用イメージと評価対象部位
原子炉建屋付属棟北側水密扉 2

6.2　荷重及び荷重の組合せ

(1)荷重の設定

a.　固定荷重（G）

水密扉の自重を表6.2-1に示す。

表6.2-1　原子炉建屋1階水密扉の自重

扉名称	固定荷重（kN）
原子炉建屋付属棟北側水密扉2	4.95

b.　地震荷重（K_S）

地震荷重として，基準地震動S_sに伴う慣性力を考慮する。地震荷重は，水密扉の固定荷重に設計震度Kを乗じた次式により算出する。

$$K_S = G \cdot K$$

ここで，

K_S：地震荷重（kN）

G　：水密扉の固定荷重（kN）

K　：設計震度

なお，水平及び鉛直地震力による組合せ応力が作用する部位の評価は，水平方向と鉛直方向の地震力が同時に作用するものとして，絶対和法により評価する。

(2)　荷重の組合せ

水密扉の荷重の組合せを表6.2-2に示す。

表6.2-2　水密扉の荷重の組合せ

扉名称	荷重の組合せ
原子炉建屋付属棟北側水密扉2	$G+K_S$

G　：固定荷重

K_S：地震荷重

6.3　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」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

(1)　使用材料及び許容限界

水密扉を構成する扉板，芯材，ヒンジ部，ロックバー部の使用材料及び許容限界を表6.3-1及び表6.3-2に示す。

表6.3-1　使用材料

部　位		材　質	仕　様[mm]
扉　板			
芯　材	主　桁		
	中間縦桁		
	端縦桁		
ヒンジ部	ヒンジ板		
	ヒンジピン		
	ヒンジボルト		
ロックバー			
ロックボルト			

表6.3-2　許容限界

材料	短期許容応力度（N/mm^2）	
	曲げ・引張り	せん断
	235	135
	215	124
	205	118
	345	199

注記　＊1：tは板厚（mm）を示す

＊2：許容応力度を決定する場合の基準値Fの値は，「ＪＩＳ　Ｇ　４３０３：2012 ステンレス鋼棒」，「ＪＩＳ　Ｇ　４３０４：2102 熱間圧延ステンレス鋼版及び鋼帯」及び「ＪＩＳ　Ｇ　４３１７：2013 熱間成形ステンレス鋼版鋼」に基づく

6.4　設計用地震力

「3.　固有周期」に示したとおり原子炉建屋付属棟北側水密扉２の固有周期が0.05秒以下であることを確認したため，原子炉建屋付属棟北側水密扉２の強度計算で用いる設計震度は，添付書類「Ⅴ-2-1-7　設計用床応答曲線の作成方針」の地震応答解析結果を用いる。原子炉建屋付属棟北側水密扉２の強度計算で用いる設計震度を表6.4-1に示す。

表6.4-1　原子炉建屋付属棟北側水密扉1の強度計算で用いる設計震度

地震動	設置場所及び床面高さ (EL.　m)	地震による設計震度	
弾性設計用地震動	原子炉建屋１階	水平方向C_H*	0.64
S_d－Ｄ１	＋8.2	鉛直方向C_V*	0.53

注記　＊：設置階の上階（原子炉建屋2階：EL.＋14.0 m）の値を示す。

6.5 計算方法

(1)　荷重算定

a.　ヒンジ部

ヒンジ部は，ヒンジ板，ヒンジピン及びヒンジボルトで構成されており，次式により算定する水平地震力及び扉体自重反力（鉛直地震力を含む）から，各部材に発生する荷重を算定する。ヒンジ部に生じる荷重の例を図 6.5-1 に示す。

$$F_H = W_X \cdot k_H$$

$$F_V = W_X \cdot k_V$$

$$R_r = (W_X + F_V) \cdot \frac{L_r}{L_j}$$

ここで，

W_x：扉体自重(kN)

k_H：水平方向設計震度

k_V：鉛直方向設計震度

F_H：水平地震力(kN)

F_V：鉛直地震力(kN)

R_r：扉体自重反力(kN)

Lr：扉体重心～ヒンジ中心間距離(m)

Lj：ヒンジ中心間距離(m)

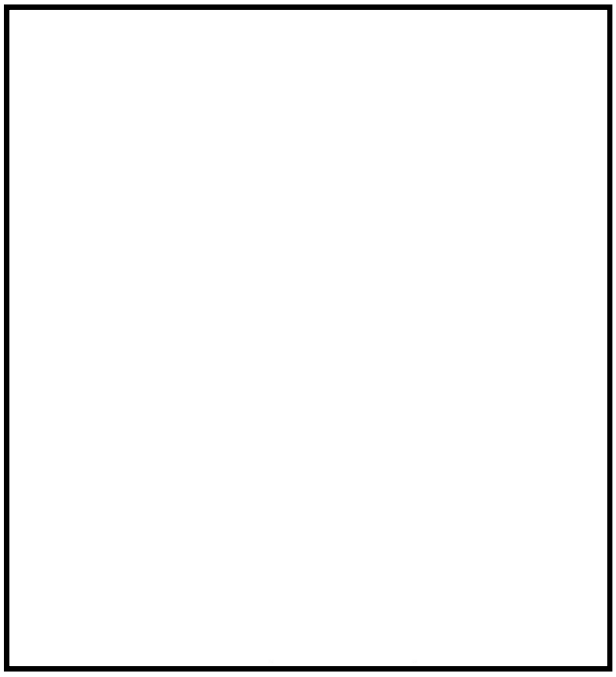


図 6.5-1　ヒンジ部に生じる荷重の例

(a)　ヒンジ板

ヒンジ板に生じる荷重は，次式により算定する。

ヒンジ板に生じる荷重の例を図 6.5-2 に示す。

$$M=\sqrt{\left(\frac{\frac{F_H}{2}+R_r}{2}\right)^2+(W_X+F_V)^2}\cdot L_1$$

$$Q=\sqrt{\left(\frac{\frac{F_H}{2}+R_r}{2}\right)^2+(W_X+F_V)^2}$$

ここで，

M：曲げモーメント(kN・m)

Q：せん断力(kN)

W_x：扉体自重(kN)

F_H：水平地震力(kN)

F_V：鉛直地震力(kN)

R_r：扉体自重反力(kN)

L_1：作用点間距離(mm)

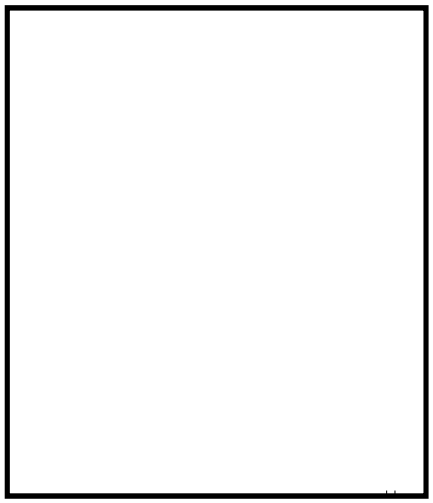


図 6.5-2　ヒンジ板に生じる荷重の例

(b)　ヒンジピン

ヒンジピンに生じる荷重は，次式により算定する。ヒンジピンに生じる荷重の例を図 6.5-3 に示す。

$$M=\frac{\left(\frac{F_H}{2}+R_r\right)\cdot(2\cdot L_2-B_2)}{8}$$

$$Q=\frac{\left(\frac{F_H}{2}+R_r\right)}{2}$$

ここで，

M：曲げモーメント(kN・m)

Q：せん断力(kN)

F_H：水平地震力(kN)

R_r：扉体自重反力(kN)

L_2：軸支持間距離(mm)

B_2：ブッシュ長さ(mm)

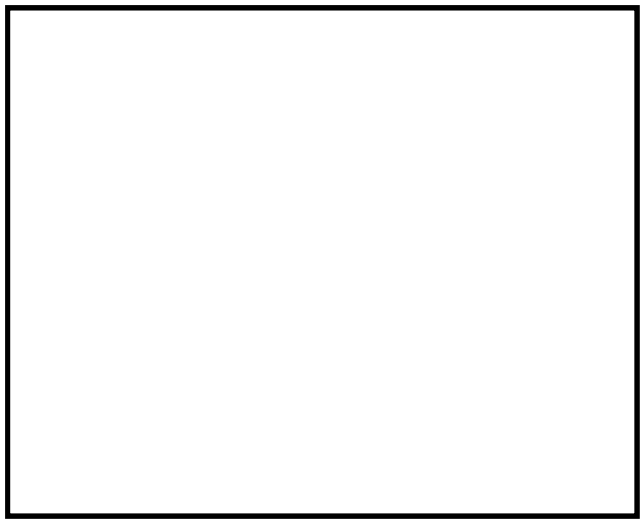


図 6.5-3　ヒンジピンに生じる荷重の例

(c)　ヒンジボルト

ヒンジボルトには荷重によりせん断力がかかる，次式により算定する。

ヒンジボルトに生じる荷重の例を図 6.5-4 に示す。

$$Q = \sqrt{\left(\frac{F_H}{2} + R_r\right)^2 + (W_X + F_V)^2}$$

ここで，

Q：せん断力(kN)

W_x：扉体自重(kN)

F_H：水平地震力(kN)

F_V：鉛直地震力(kN)

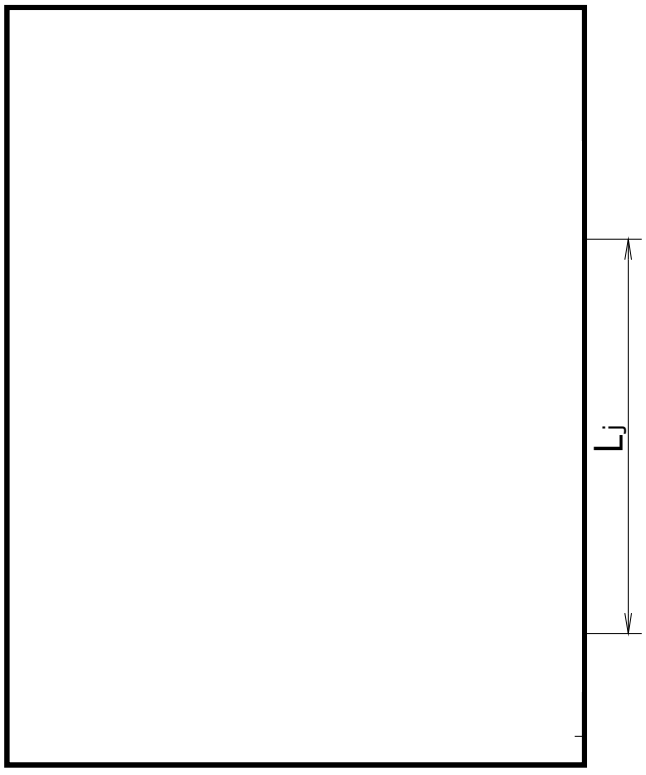
R_r：扉体自重反力(kN)

図 6.5-4　ヒンジボルトに生じる荷重の例

b.　ロックバー部

ロックバー部は，ロックバー及びロックボルトで構成されており，次式により算定する水平地震力から，各部材に発生する荷重を算定する。ロックバー部に生じる荷重の例を図 6.5-5 に示す。

$$F_H = W_X \cdot k_H$$



ここで，

F_H：水平地震力(kN)

W_x：扉体自重(kN)

k_H：水平震度

図 6.5-5　ロックバー部に生じる荷重の例

(a)　ロックバー

ロックバーに生じる応力は，次式により算定する。ロックバーに生じる荷重の例を図 6.5-6 に示す。

$$M = \frac{F_H}{4} \cdot L_3$$

$$Q = \frac{F_H}{4}$$

ここで，

M：曲げモーメント(kN・m)

Q　：せん断力(kN)

F_H：水平地震力(kN)

L_3：作用点間距離(mm)

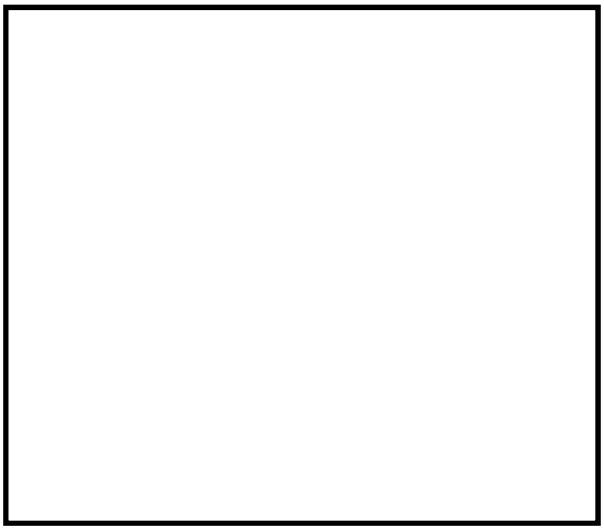


図 6.5-6　ロックバー部に生じる荷重の例

(b)　ロックボルト

ロックボルトに生じる荷重は，次式により算出する。ロックボルトに生じる荷重の例を図 6.4－7 に示す。

$$Q = \frac{F_H}{4}$$

ここで，

Q：せん断力(kN)

F_H：水平地震力(kN)

図 6.5-7　ロックボルトに生じる荷重の例

(2) 断面検定

各部材に生じる応力より算定する応力度等が，許容限界値以下であることを確認する。

なお，異なる荷重が同時に作用する部材については，組合せを考慮する。

c. ヒンジ部

(a) ヒンジ板

ヒンジ板に生じる曲げ応力度及びせん断応力度から，組合せ応力度を次式により算定し，ヒンジ板の短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma = \sqrt{\left(\frac{M}{Z_1}\right)^2+3\cdot\left(\frac{Q}{A_1}\right)^2}$$

ここで，

σ：組合せ応力度(N/mm^2)

M：曲げモーメント(kN・m)

Q ：せん断力(kN)

Z_1：断面係数(mm^3)

A_1：断面積(mm^2)

d. ヒンジピン

ヒンジピンに生じる曲げ応力度及びせん断応力度を次式により算定し，ヒンジピンの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{M}{Z_2}$$

$$\tau = \frac{Q}{A_2}$$

ここで，

σ：曲げ応力度(N・mm^2)

τ：せん断応力度(N・mm^2)

M：曲げモーメント(kN・m)

Q：せん断力(kN)

Z_2：断面係数(mm^3)

A_2：断面積(mm^2)

(c) ヒンジボルト

ヒンジボルトに生じるせん断応力度を次式により算定し，ヒンジボルトの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\tau = \frac{Q}{n_1 \cdot A_{b1}}$$

ここで，

τ：せん断応力度(N・mm^2)

Q：せん断力(kN)

n_1：本数（本）

A_{b1}：1本当たりの断面積(mm^2)

b. ロックバー部

(a) ロックバー

ロックバーに生じる曲げ応力度及びせん断応力度から，組合せ応力度を次式により算定し，ロックバーの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma = \sqrt{\left(\frac{M}{Z_3}\right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{Q}{A_3}\right)^2}$$

ここで，

σ：組合せ応力度(N/mm^2)

M：曲げモーメント(kN・m)

Q ：せん断力(kN)

Z_3：断面係数(mm^3)

A_3：断面積(mm^2)

(b) ロックボルト

ロックボルトに生じるせん断応力度を次式により算定し，ボルトの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\tau = \frac{Q}{n_2 \cdot A_{b2}}$$

ここで,

τ：せん断応力度(N・mm^2)

Q：せん断力(kN)

n_2：本数（本）

A_{b2}：1 本当たりの断面積(mm^2)

6.6　計算条件

「6.5　計算方法」用いる評価条件を表 6.6-1 に示す。

表 6.6-1　耐震評価に用いる条件（1/2）

対象部位		記　号	単　位	定　義	数　値
共通		W_X	kN	扉体自重	
		k_H	－	水平方向設計震度	
		k_V	－	鉛直方向設計震度	
ヒンジ	共通	L_r	m	扉体重心～ヒンジ中心間距離	
		L_j	m	ヒンジ中心間距離	
	板	L_1	mm	作用点間距離	
		Z_1	mm^3	断面係数	
		A_1	mm^2	断面積	
	ピン	L_2	mm	軸支持間距離	
		B_2	mm	ブッシュ長さ	
		Z_2	mm^3	断面係数	
		A_2	mm^2	断面積	
	ヒンジボルト	n_1	本	本数	
		A_{b1}	mm^2	１本当たりの断面積（M16）	

表 6.6-1　耐震評価に用いる条件（2/2）

対象部位	記　号	単　位	定　義	数　値
ロックバー	L_3	mm	作用点間距離	
	Z_3	mm^3	断面係数	
	A_3	mm^2	断面積	
ロックボルト	n_2	本	本数	
	A_{b2}	mm^2	１本当たりの断面積（M16）	

6.7　評価結果

原子炉建屋付属棟北側水密扉 2 の評価結果を表 6.6-1 表に示す。水密扉の各部材の断面検定を行った結果，発生応力度又は荷重は許容限界値以下である。

表 6.6-1 表　評価結果

名　称	評価対象部位		発生応力度 (N/mm^2)	許容限界値 (N/mm^2)	発生応力度/許容限界値
原子炉建屋付属棟北側水密扉 2	ヒンジ部	板	84	205	0.41
		ピン*	33	345	0.10
		ヒンジボルト	25	118	0.22
	ロックバー部	ロックバー	4	345	0.02
		ロックボルト	4	118	0.04

注記　＊：せん断及び曲げのうち，評価結果が厳しくなる曲げによる値を記載

7.　原子炉建屋付属棟東側水密扉

7.1　評価部位

評価対象部位は，水密扉の構造上の特徴を踏まえ選定する。なお，評価対象部位ごとに，扉の開閉状況を考慮のうえ地震荷重を設定する。

水密扉に生じる地震力（水平，鉛直）に伴う扉本体に作用する慣性力は，ヒンジ及びカンヌキから，ボルトを介して扉枠に伝達し，アンカーを介して躯体に伝達しているため，評価部位をヒンジ，カンヌキ，カンヌキ受けピン及びカンヌキ受けボルトとする。

原子炉建屋付属棟東側水密扉構造図を図7.1-1，水密扉閉鎖時の地震荷重の作用イメージ及び評価対象部位及び水密扉開放時の地震荷重の作用イメージ及び評価対象部位を図7.1-2及び図7.1-3に示す。

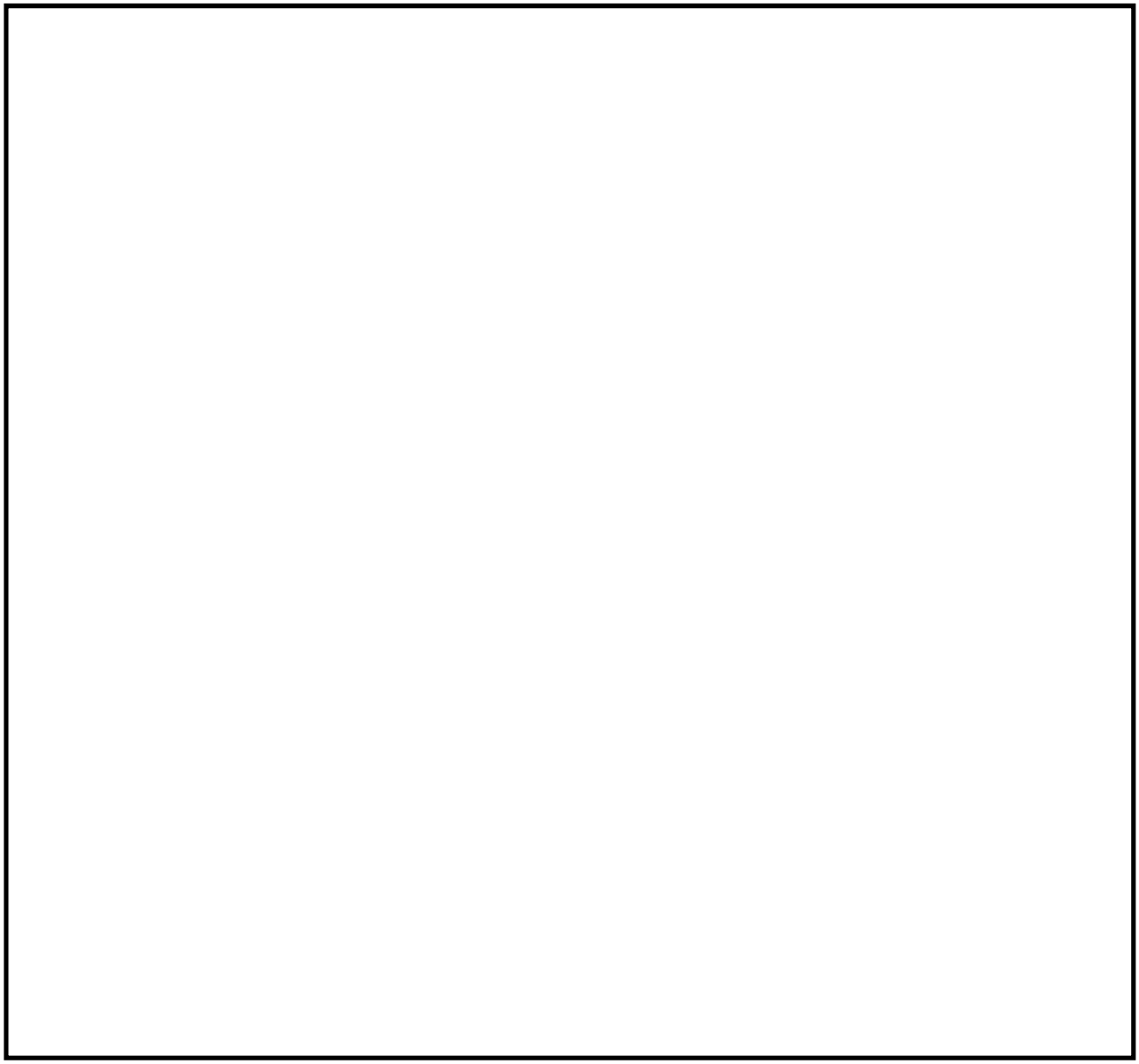


図 7.1-1　原子炉建屋付属棟東側水密扉

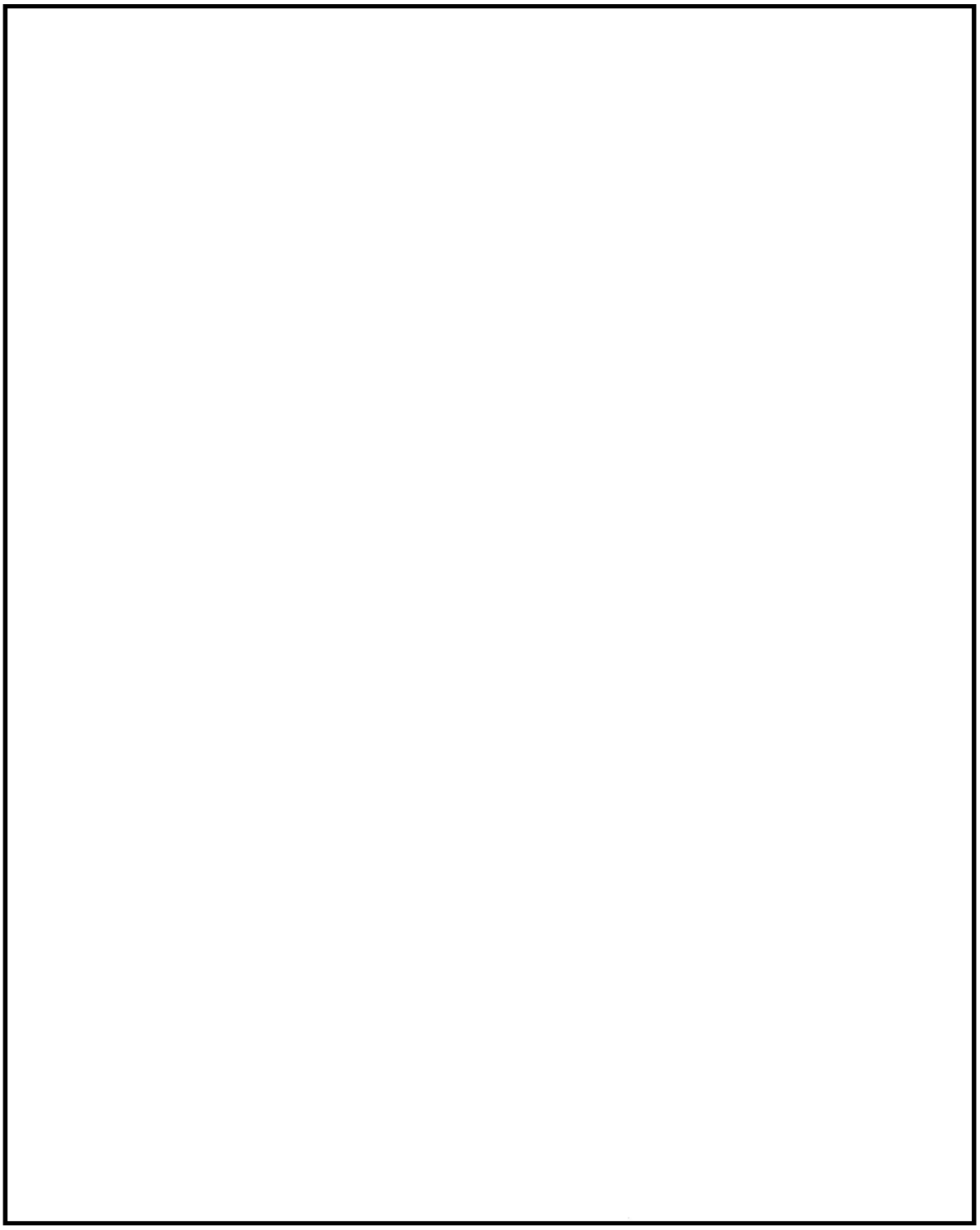


図 7.1-2　水密扉開放時の地震荷重の作用イメージと評価対象部位
原子炉建屋付属棟東側水密扉

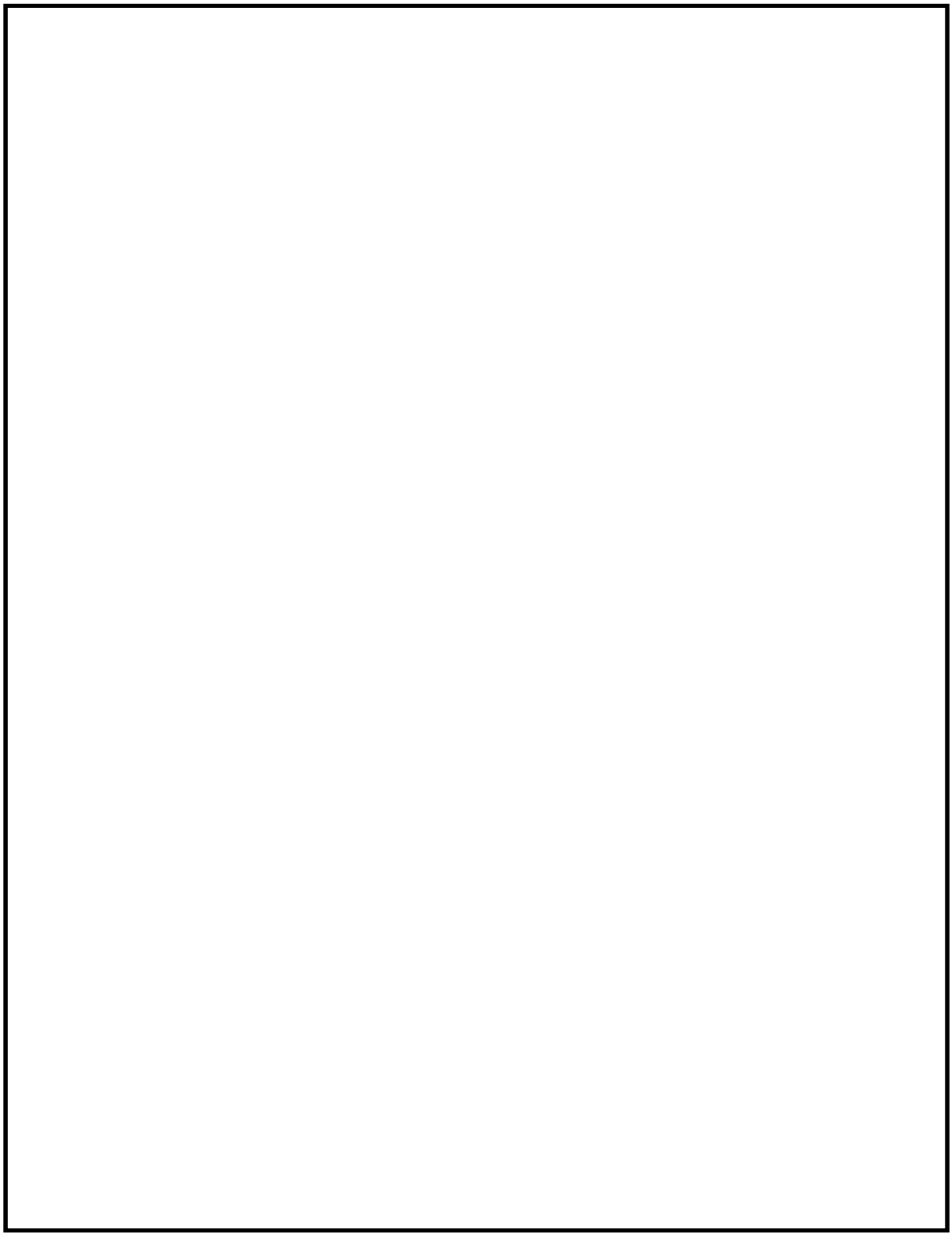


図 7.1-3　水密扉開放時の地震荷重の作用イメージと評価対象部位
原子炉建屋付属棟東側水密扉

7.2　荷重及び荷重の組合せ

(1) 荷重の設定

a.　固定荷重（G）

水密扉の自重を表7.2-1に示す。

表7.2-1　水密扉の自重

扉名称	固定荷重（kN）
原子炉建屋付属棟東側水密扉	58.84

b.　地震荷重（K_S）

地震荷重として，基準地震動S_Sに伴う慣性力を考慮する。地震荷重は，水密扉の固定荷重に設計震度Kを乗じた次式により算出する。

$$K_S = G \cdot K$$

ここで，

K_S：地震荷重（kN）

G　：水密扉の固定荷重（kN）

K　：設計震度

なお，水平及び鉛直地震力による組合せ応力が作用する部位の評価は，水平方向と鉛直方向の地震力が同時に作用するものとして，絶対和法により評価する。

(2)　荷重の組合せ

原子炉建屋水密扉の荷重の組合せを表7.2-2に示す。

表7.2-2　水密扉の荷重の組合せ

扉名称	荷重の組合せ
原子炉建屋付属棟東側水密扉	$G + K_S$

G　：固定荷重

K_S：地震荷重

7.3　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」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

(1)　使用材料及び許容限界

水密扉を構成する扉板，芯材，ヒンジ部，カンヌキ部の使用材料及び許容限界を表7.3-1及び表7.3-2に示す。

表7.3-1　使用材料（原子炉建屋付属棟東側水密扉）

部　位		材　質	仕　様[mm]
扉　板			
ヒンジ部	ヒンジアーム		
	ヒンジピン		
	ヒンジボルト		
カンヌキ部	カンヌキ		
	カンヌキ受けピン		
	カンヌキ受けボルト		

表7.3-2　使用材料（原子炉建屋付属棟東側水密扉）

材料	短期許容応力度（N/mm^2）	
	曲げ	せん断
	235	135
	215	124
	205	118
	205*3	118
	686*5	396
	345*7	199
	651*5	375

注記　＊1：tは板厚（mm）を示す

＊2：許容応力度を決定する場合の基準値Fの値は，「ＪＩＳ　Ｇ　４３０３：2012　ステンレス鋼棒」，「ＪＩＳ　Ｇ　４３０４：2012　熱間圧延ステンレス鋼板及び鋼帯」及び「ＪＩＳ　Ｇ　４３１７：2013　熱間成形ステンレス鋼板鋼」に基づく

＊3：引張りの短期許容応力度についても許容応力度を決定する場合の基準値Fの値は，「ＪＩＳ　Ｇ　４３０３：2012　ステンレス鋼棒」，「ＪＩＳ　Ｇ　４３０４：2012　熱間圧延ステンレス鋼板及び鋼帯」及び「ＪＩＳ　Ｇ　４３１７：2013　熱間成形ステンレス鋼板鋼」に基づく

＊4：許容応力度を決定する場合の基準値Fの値は，「ＪＩＳ　Ｇ　４０５３：2012　機：械構造用合金鋼鋼材」に基づく

＊5：引張りの短期許容応力度についても許容応力度を決定する場合の基準値Fの値は，「ＪＩＳ　Ｇ　４０５３：2012　機：械構造用合金鋼鋼材」に基づく

＊6：許容応力度を決定する場合の基準値Fの値は，「ＪＩＳ　Ｇ　４０５１：2012　機械構造用炭素鋼鋼材」に基づく

＊7：引張りの短期許容応力度についても許容応力度を決定する場合の基準値Fの値は，「ＪＩＳ　Ｇ　４０５１：2012　機械構造用炭素鋼鋼材」に基づく

7.4　設計用地震力

「3.　固有周期」に示したとおり原子炉建屋付属棟東側水密扉の固有周期が0.05秒以下であることを確認したため，原子炉建屋付属棟東側水密扉の強度計算で用いる設計震度は，添付書類「Ⅴ-2-1-7　設計用床応答曲線の作成方針」の地震応答解析結果を用いる。原子炉建屋付属棟東側水密扉の強度計算で用いる設計震度を表7.4-1に示す。

表7.4-1　原子炉建屋付属棟東側水密扉の強度計算で用いる設計震度

地震動	設置場所及び床面高さ (EL.　　m)	地震による設計震度	
弾性設計用地震動	原子炉建屋１階	水平方向C_H*	0.64
S_d－Ｄ１	＋8.2	鉛直方向C_V*	0.53

注記　＊：設置階の上階（原子炉建屋2階：EL.＋14.0m）の値を示す。

7.5　計算方法

(1)　荷重算定

a.　ヒンジ部

ヒンジ部は，ヒンジアーム，ヒンジピン及びヒンジボルトで構成されており，次式により算定する水平地震力及び扉体自重反力（鉛直地震力を含む）から，各部材に発生する荷重を算定する。風荷重はヒンジ部に影響を及ぼさないことから除外する。ヒンジ部に生じる荷重の例を図7.5-1に示す。

$$F_H = W_X \cdot K_H$$

$$F_V = W_X \cdot K_V$$

$$R_r = (W_X + F_V) \cdot \frac{L_r}{L_j}$$

$$R_t = (W_X + F_V) \cdot \frac{L_t}{L_j}$$

ここで，

W_X：扉体自重(kN)

K_H：水平方向設計震度

K_V：鉛直方向設計震度

F_H：水平地震力(kN)

F_V：鉛直地震力(kN)

R_r：扉体幅方向自重反力(kN)

R_t：扉体厚方向自重反力（kN)

L_r：扉体重心(幅方向) ～ヒンジ芯間距離(m)

L_t：扉体重心(厚方向) ～ヒンジ芯間距離(m)

L_j：ヒンジ間距離(m)

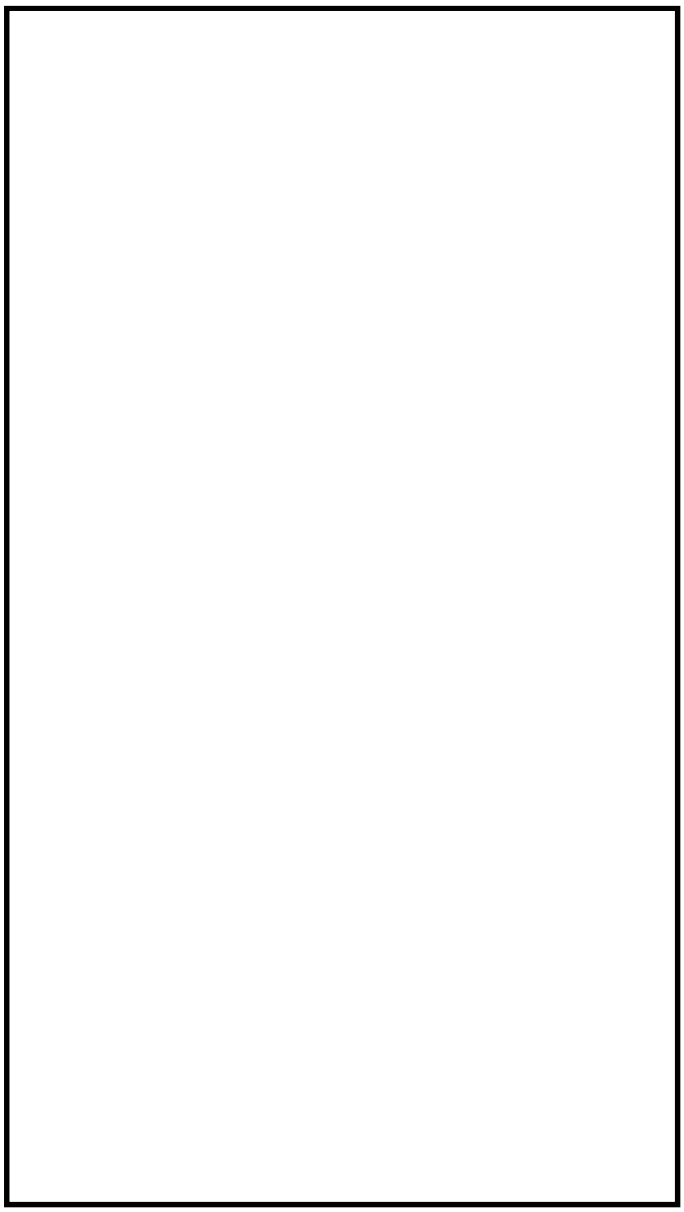


図7.5-1　ヒンジ部に生じる荷重の例

(a)　ヒンジアーム

ヒンジアームに生じる荷重は，次式により算定する。ヒンジアームに生じる荷重の例を図7.5-2に示す。

$M = (W_X + F_V) \cdot L$

ここで，

M　：曲げモーメント(kN･m)

W_X：扉体自重(kN)

F_V：鉛直地震力(kN)

L　：作用点間距離(mm)

$Q = W_X + F_V$

ここで，

Q　：せん断力(kN)

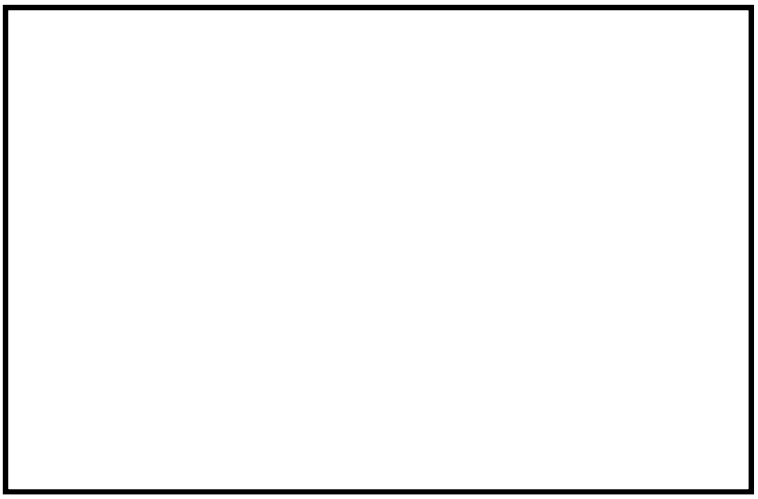


図7.5-2　ヒンジアームに生じる荷重の例

(b)　ヒンジピン

ヒンジピンに生じる荷重は，次式により算定する。ヒンジピンに生じる荷重の例を図7.5-3に示す。

$$M=\sqrt{\left(R_r+\frac{F_H}{2}\right)^2+{R_t}^2}/2\cdot L$$

ここで，

M　：曲げモーメント(kN･m)

F_H：水平地震力(kN)

R_r：扉体幅方向自重反力(kN)

R_t：扉体厚方向自重反力(kN)

L　：軸支持間距離(mm)

$$Q=\sqrt{\left(R_r+\frac{F_H}{2}\right)^2+{R_t}^2}/2$$

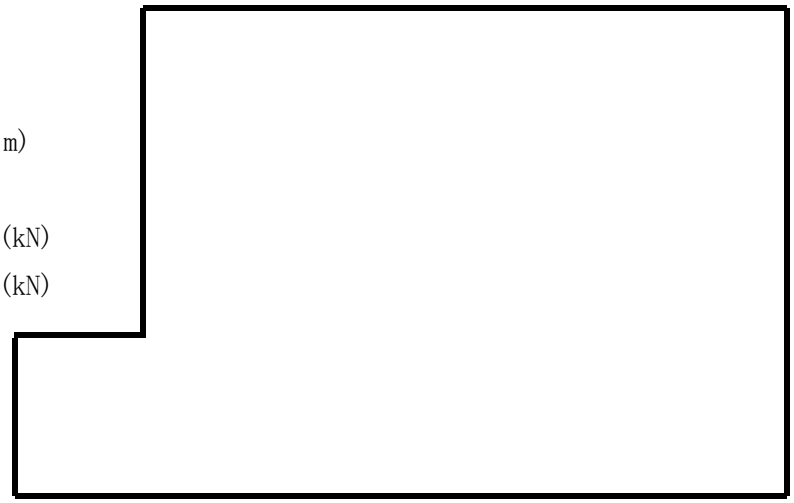


図7.5-3　ヒンジピンに生じる荷重の例

ここで，

Q　：せん断力(kN)

(c)　ヒンジボルト

ヒンジボルトに生じる荷重は，次式により算定する。ヒンジボルトに生じる荷重の例を図7.4-4に示す。

$$Q=\sqrt{\left(\left(R_r+\frac{F_H}{2}\right)/2\right)^2+\left(W_X+F_V\right)^2}$$

ここで，

Q　：せん断力(kN)

W_X：扉体自重(kN)

F_H：水平地震力(kN)

F_V：鉛直地震力(kN)

R_r：扉体幅方向自重反力(kN)

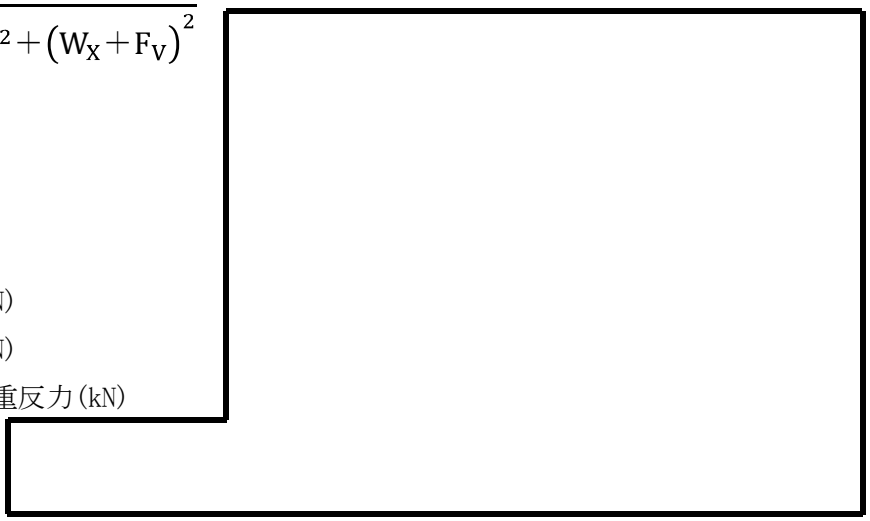


図7.5-4　ヒンジボルトに生じる荷重の例

b.　カンヌキ部

カンヌキ部は，カンヌキ，カンヌキ受けピン及びカンヌキ受けボルトで構成されており，次式により算定する水平地震力及び風荷重から，各部材に発生する荷重を算定する。カンヌキ部に生じる荷重の例を図7.5-5に示す。尚，風荷重はカンヌキ部へは発生しない。

$$F_H = W_X \cdot K_H$$

ここで，

W_X：扉体自重(kN)

K_H：水平方向設計震度

F_H：水平地震力(kN)

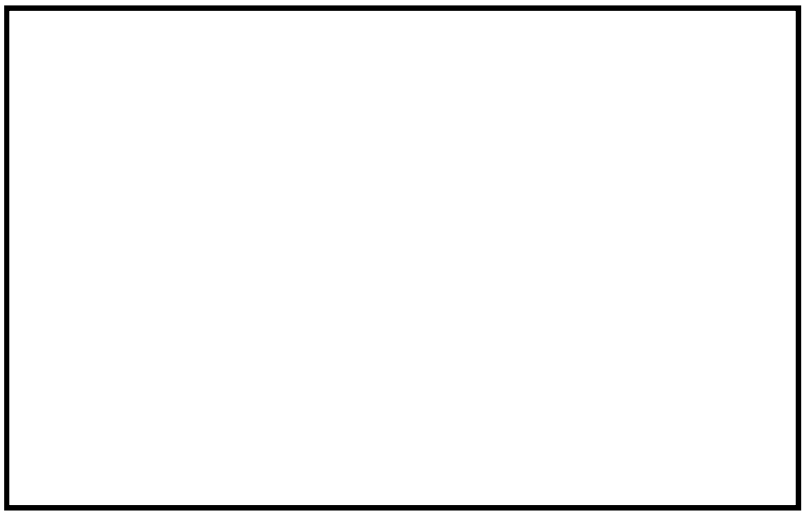


図7.5-5　カンヌキ部に生じる荷重の例

(a)　カンヌキ

カンヌキに生じる応力は，次式により算定する。カンヌキに生じる荷重の例を図7.4-6に示す。

$$M = \frac{F_H}{n} \cdot L_b$$

ここで，

M　：曲げモーメント(kN･m)

F_H：水平地震力(kN)

n　：カンヌキの本数

L_b　：作用点間距離(mm)

$$Q = \frac{F_H}{n}$$

ここで，

Q　：せん断力(kN)

図7.5-6　カンヌキに生じる荷重の例

(b)　カンヌキ受けピン

カンヌキ受けピンに生じる荷重は，次式により算定する。カンヌキ受けピンに生じる荷重の例を図7.5-7に示す。

$$M = \frac{1}{4} \cdot \frac{F_H}{n} \cdot L_p$$

ここで，

M　：曲げモーメント(kN･m)

F_H：水平地震力(kN)

n　：カンヌキの本数

L_p　：作用点間距離(mm)

図7.5-7　カンヌキ受けピンに生じる荷重の例

$$Q = \frac{F_H}{n}$$

ここで，

Q　：せん断力(kN)

(c)　カンヌキ受けボルト

カンヌキ受けボルトに生じる荷重は，次式により算定する。カンヌキ受けボルトに生じる荷重の例を図7.5-8に示す。

$$T = \frac{F_H}{n}$$

ここで，

T　：引張力(kN)

F_H：水平地震力(kN)

n　：カンヌキの本数

図7.5-8　カンヌキ受けボルトに生じる荷重の例

(2) 断面検定

各部材に生じる応力より算定する応力度等が，許容限界値以下であることを確認する。なお，異なる荷重が同時に作用する部材については，組合せを考慮する。

a. ヒンジ

(a) ヒンジアーム

ヒンジアームに生じる曲げ応力度及びせん断応力度から，組合せ応力度を次式により算定し，ヒンジアームの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma_X = \sqrt{\left(\frac{M}{Z}\right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{Q}{A}\right)^2}$$

ここで，

σ_x：組合せ応力度(N/mm^2)

M ：曲げモーメント(kN･m)

Q ：せん断力(kN)

Z ：断面係数(mm^3)

A ：断面積(mm^2)

(b) ヒンジピン

ヒンジピンに生じる曲げ応力度及びせん断応力度から，組合せ応力度を次式により算定し，ヒンジピンの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma_X = \sqrt{\left(\frac{M}{Z}\right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{Q}{A}\right)^2}$$

ここで，

σ_x：組合せ応力度(N/mm^2)

M ：曲げモーメント(kN･m)

Q ：せん断力(kN)

Z ：断面係数(mm^3)

A ：断面積(mm^2)

b.　カンヌキ

(a)　カンヌキ

カンヌキに生じる曲げ応力度及びせん断応力度から，組合せ応力度を次式により算定し，カンヌキの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma_X=\sqrt{\left(\frac{M}{Z}\right)^2+3\cdot\left(\frac{Q}{A}\right)^2}$$

ここで，

σ_x：組合せ応力度(N/mm^2)

M　：曲げモーメント(kN･m)

Q　：せん断力(kN)

Z　：断面係数(mm^3)

A　：断面積(mm^2)

(b)　カンヌキ受けピン

カンヌキ受けピンに生じる曲げ応力度及びせん断応力度を次式により算定し，カンヌキ受けピンの短期許容応力度以下であることを確認する。

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

$$\tau=\frac{Q}{2\cdot A}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots\text{(2面せん断)}$$

ここで，

σ：曲げ応力度(N/mm^2)

τ：せん断応力度(N/mm^2)

M　：曲げモーメント(kN･m)

Q　：せん断力(kN)

Z　：断面係数(mm^3)

A　：断面積(mm^2)

c. ボルト

ヒンジボルトに生じるせん断応力度及びカンヌキ受けボルトに生じる引張応力度を次式により算定し，ボルトの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\tau = \frac{Q}{n \cdot A_b}$$

ここで，

τ ：せん断応力度(N/mm^2)

Q ：せん断力(kN)

n ：本数（本）

A_b：1本当たりの断面積(mm^2)

$$\sigma_T = \frac{T}{n \cdot A_b}$$

ここで，

σ_T：引張応力度(N/mm^2)

T ：引張力(kN)

n ：本数（本）

A_b：1本当たりの断面積(mm^2)

7.6　計算条件

「7.5　計算方法」に用いる評価条件を表7.6-1に示す。

表7.6-1　耐震評価に用いる条件（1/3）

対象部位		記　号	単　位	定　義	数値
共通		W_X	kN	扉体自重	
共通		K_H・K_V	－	水平方向設計震度	
共通		K_H・K_V	－	鉛直方向設計震度	
ヒンジ部	共通	L_r	m	扉体重心～ヒンジ芯間距離（幅方向）	
ヒンジ部	共通	L_t	m	扉体重心～ヒンジ芯間距離（厚方向）	
ヒンジ部	共通	L_j	m	ヒンジ間距離	
ヒンジ部	ヒンジアーム	L	mm	作用点間距離	
ヒンジ部	ヒンジアーム	Z	mm^3	断面係数	
ヒンジ部	ヒンジアーム	A	mm^2	断面積	

表7.6-1　耐震評価に用いる条件（2/3）

対象部位		記　号	単　位	定　義	数値
ヒンジ部	ヒンジピン	L	mm	軸支持間距離	
		Z	mm^3	断面係数	
		A	mm^2	断面積	
	ヒンジボルト	n	本	本数	
		A_b	mm^2	断面積	
カンヌキ部	カンヌキ	L_b	mm	軸支持間距離	
		Z	mm^3	断面係数	
		A	mm^2	断面積	
	カンヌキ受けピン	L_P	mm	軸支持間距離	
		Z	mm^3	断面係数	
		A	mm^2	断面積	

表7.6-1　耐震評価に用いる条件（3/3）

対象部位		記　号	単　位	定　義	数値
カンヌキ部	カンヌキ受けボルト	n	本	本数	
		A_b	mm^2	断面積	

7.7　評価結果

原子炉建屋付属棟東側水密扉の評価結果を表7.7-1に示す。水密扉の各部材の断面検定を行った結果，発生応力度又は荷重は許容限界値以下である。

表7.7-1　評価結果

名　称	評価対象部位		発生応力度 (N/mm^2)	許容限界値 (N/mm^2)	発生応力度／許容限界値
原子炉建屋付属棟東側水密扉	ヒンジ部	ヒンジアーム	152	205	0.75
		ヒンジピン	62	686	0.10
		ヒンジボルト	69	375	0.19
	カンヌキ部	カンヌキ	143	205	0.70
		カンヌキ受けピン*	412	686	0.61
		カンヌキ受けボルト	53	375	0.09

注記　＊：せん断及び曲げのうち評価結果が厳しくなる曲げによる値を記載

8.　原子炉建屋付属棟南側水密扉

8.1　評価部位

評価対象部位は，水密扉の構造上の特徴を踏まえ選定する。なお，評価対象部位ごとに，扉の開閉状況を考慮のうえ地震荷重を設定する。

水密扉に生じる地震力（水平，鉛直）に伴う扉本体に作用する慣性力は，ヒンジ及びロックバーから，ボルトを介して扉枠に伝達し，アンカーを介して躯体に伝達しているため，評価部位をヒンジ（板及びピン），ロックバー，ヒンジボルト及びロックボルトとする。

原子炉建屋付属棟南側水密扉の構造図を図8.1-1，水密扉閉鎖時の地震荷重の作用イメージ及び評価対象部位及び水密扉開放時の地震荷重の作用イメージ及び評価対象部位を図8.1-2及び図8.1-3に示す。

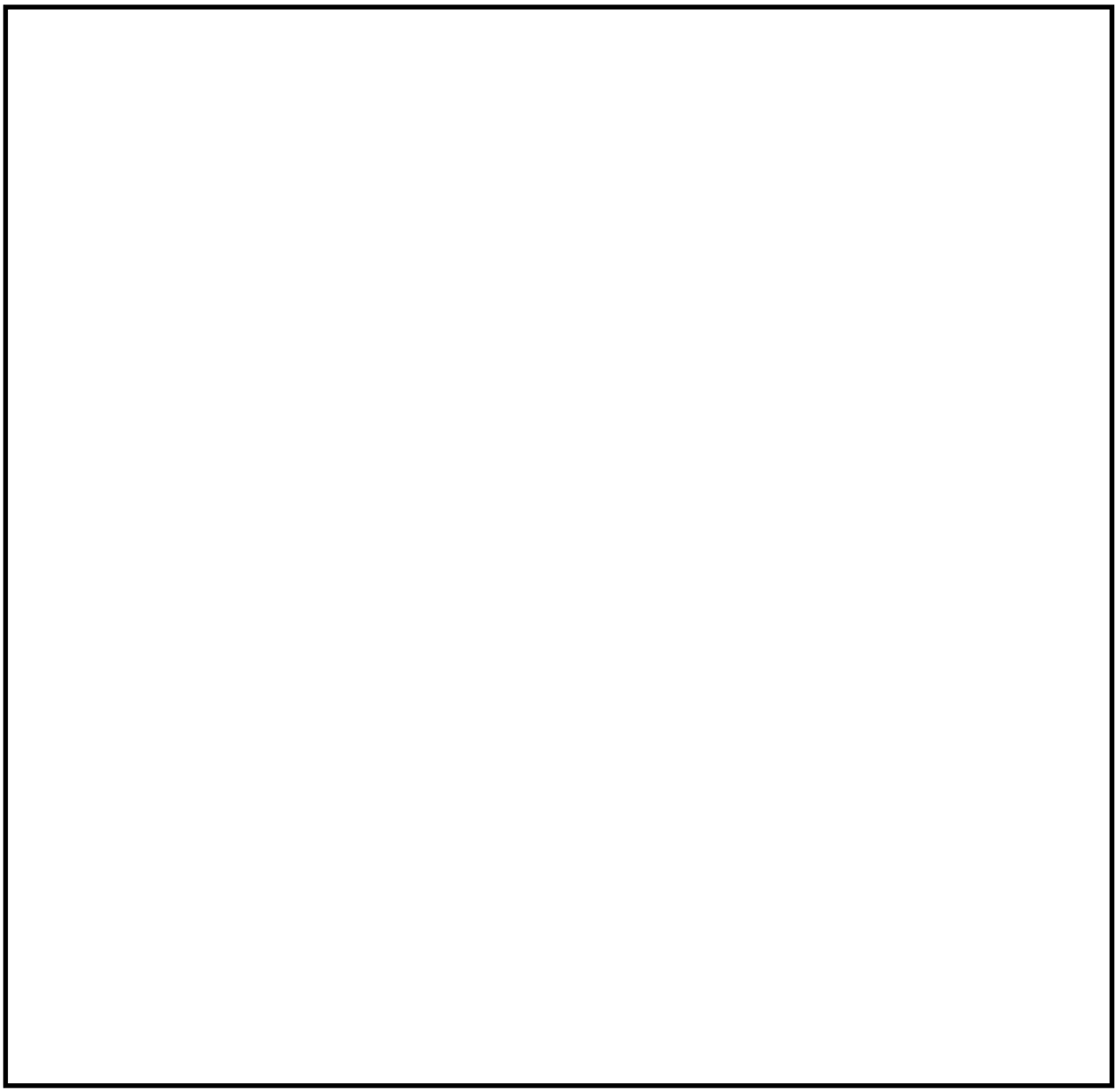


図8.1-1　原子炉建屋付属棟南側水密扉

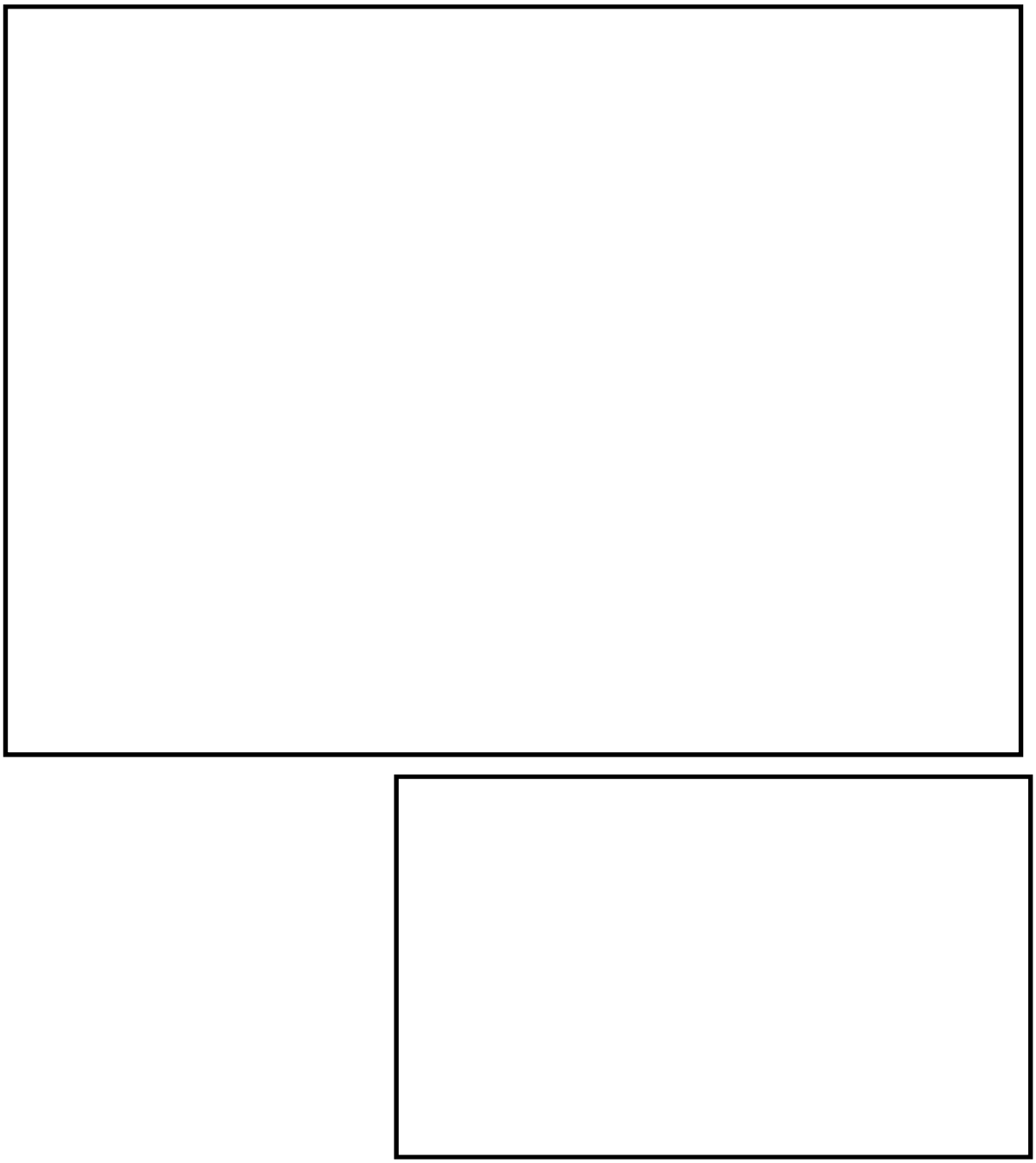


図 8.1-2　水密扉開放時の地震荷重の作用イメージと評価対象部位
原子炉建屋付属棟南側水密扉

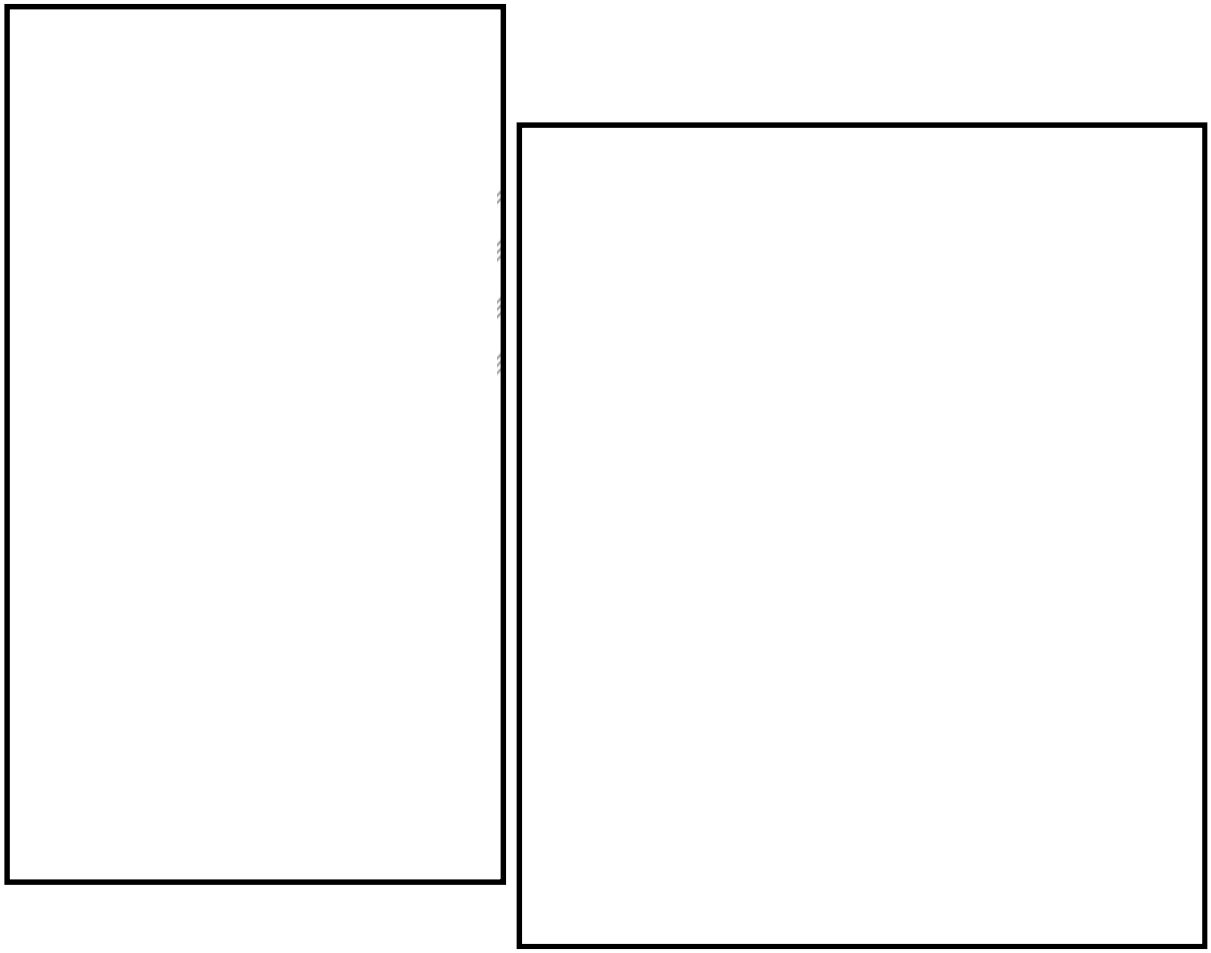


図 8.1-3　水密扉開放時の地震荷重の作用イメージと評価対象部位
原子炉建屋付属棟南側水密扉

8.2　荷重及び荷重の組合せ

(1)荷重の設定

a.　固定荷重（G）

水密扉の自重を表8.2-1に示す。

表8.2-1　水密扉の自重

扉名称	固定荷重（kN）
原子炉建屋付属棟南側水密扉	8.85

b.　地震荷重（K_S）

地震荷重として，基準地震動S_Sに伴う慣性力を考慮する。地震荷重は，水密扉の固定荷重に設計震度Kを乗じた次式により算出する。

$$K_S = G \cdot K$$

ここで，

K_S：地震荷重（kN）

G　：水密扉の固定荷重（kN）

K　：設計用地震力

なお，水平及び鉛直地震力による組合せ応力が作用する部位の評価は，水平方向と鉛直方向の地震力が同時に作用するものとして，絶対和法により評価する。

(2)　荷重の組合せ

原子炉建屋水密扉の荷重の組合せを表8.2-2に示す。

表8.2-2　水密扉の荷重の組合せ

扉名称	荷重の組合せ
原子炉建屋付属棟南側水密扉	$G + K_S$

G　：固定荷重

K_S：地震荷重

8.3　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」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

(1)　使用材料及び許容限界

水密扉を構成する扉板，芯材，ヒンジ部，ロックバー部の使用材料及び許容限界を表8.3-1及び表8.3-2に示す。

表8.3-1　使用材料

部　位		材　質	仕　様[mm]
扉　板			
芯　材	主　桁		
	中間縦桁		
	端縦桁		
ヒンジ	ヒンジ板		
	ヒンジピン		
	ヒンジボルト		
ロックバー			
ロックボルト			

表8.3-2　使用材料（原子炉建屋付属棟南側水密扉）

材料	短期許容応力度（N/mm^2）	
	曲げ・引張り	せん断
	235	135
	215	124
	205	118
	345	199

注記　＊1：tは板厚（mm）を示す

＊2：許容応力度を決定する場合の基準値Fの値は，「ＪＩＳ　Ｇ　４３０３：2012 ステンレス鋼棒」，「ＪＩＳ　Ｇ　４３０４：2102 熱間圧延ステンレス鋼版及び鋼帯」及び「ＪＩＳ　Ｇ　４３１７：2013 熱間成形ステンレス鋼版鋼」に基づく

8.4　設計用地震力

「3.　固有周期」に示したとおり原子炉建屋付属棟南側水密扉の固有周期が0.05秒以下であることを確認したため，原子炉建屋付属棟南側水密扉の強度計算で用いる設計震度は，添付書類「Ⅴ-2-1-7　設計用床応答曲線の作成方針」の地震応答解析結果を用いる。原子炉建屋付属棟南側水密扉の強度計算で用いる設計震度を表8.4-1に示す。

表8.4-1　原子炉建屋付属棟南側水密扉の強度計算で用いる設計震度

地震動	設置場所及び床面高さ (EL.　　m)	地震による設計震度	
弾性設計用地震動	原子炉建屋１階	水平方向C_H*	0.64
S_d－Ｄ１	＋8.2	鉛直方向C_V*	0.53

注記　＊：設置階の上階（原子炉建屋2階：EL.＋14.0 m）の値を示す。

8.5　計算方法

(1)　荷重算定

a.　ヒンジ部

ヒンジ部は，ヒンジ板，ヒンジピン及びヒンジボルトで構成されており，次式により算定する水平地震力及び扉体自重反力（鉛直地震力を含む）から，各部材に発生する荷重を算定する。ヒンジ部に生じる荷重の例を図 8.5-1 に示す。

$$F_H=W_X \cdot k_H$$

$$F_V=W_X \cdot k_V$$

$$R_r=(W_X+F_V) \cdot \frac{L_r}{L_j}$$

ここで，

W_x：扉体自重(kN)

k_H：水平方向設計震度

k_V：鉛直方向設計震度

F_H：水平地震力(kN)

F_V：鉛直地震力(kN)

R_r：扉体自重反力(kN)

L_r：扉体重心～ヒンジ中心間距離(m)

L_j：ヒンジ中心間距離(m)

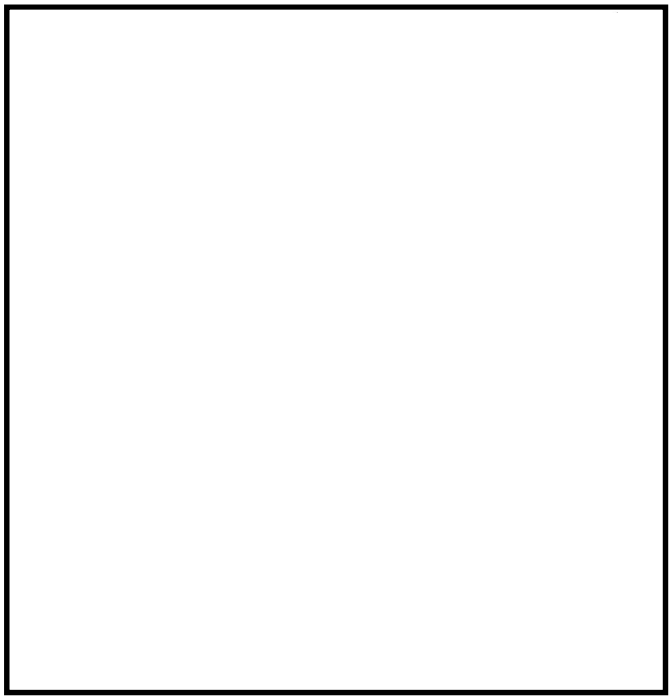


図 8.5-1　ヒンジ部に生じる荷重の例

(a)　ヒンジ板

ヒンジ板に生じる荷重は次式により算定する。

ヒンジ板に生じる荷重の例を図 8.5-2 に示す。

$$M=\sqrt{\left(\frac{\frac{F_H}{2}+R_r}{2}\right)^2+(W_X+F_V)^2}\cdot L_1$$

$$Q=\sqrt{\left(\frac{\frac{F_H}{2}+R_r}{2}\right)^2+(W_X+F_V)^2}$$

ここで,

M：曲げモーメント(kN・m)

Q：せん断力(kN)

W_x：扉体自重(kN)

F_H：水平地震力(kN)

F_V：鉛直地震力(kN)

R_r：扉体自重反力(kN)

L_1：作用点間距離(mm)

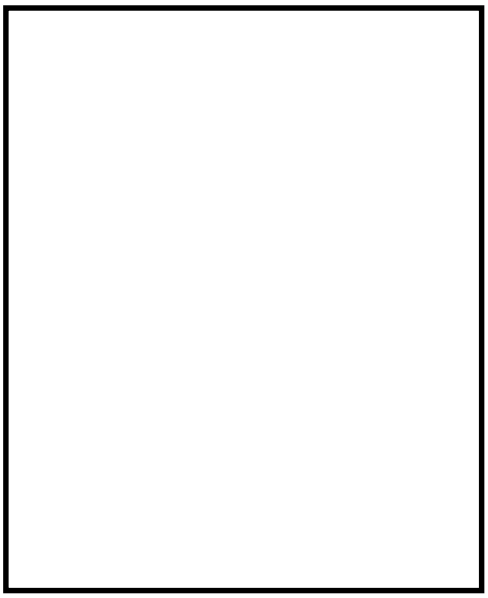


図 8.5-2　ヒンジ板に生じる荷重の例

(b)　ヒンジピン

ヒンジピンに生じる荷重は，次式により算定する。ヒンジピンに生じる荷重の例を図 8.5-3 に示す。

$$M=\frac{\left(\frac{F_H}{2}+R_r\right)\cdot(2\cdot L_2-B_2)}{8}$$

$$Q=\frac{\left(\frac{F_H}{2}+R_r\right)}{2}$$

ここで，

M：曲げモーメント(kN・m)

Q：せん断力(kN)

F_H：水平地震力(kN)

R_r：扉体自重反力(kN)

L2：軸支持間距離(mm)

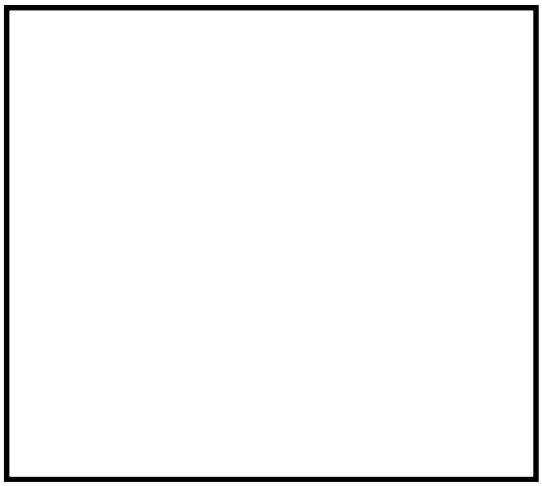
B2：ブッシュ長さ(mm)

図 8.5-3　ヒンジピンに生じる荷重の例

(c)　ヒンジボルト

ヒンジボルトには荷重によりせん断力がかかる，次式により算定する。ヒンジボルトに生じる荷重の例を図 8.5-4 に示す。

$$Q=\sqrt{\left(\frac{F_H}{2}+R_r\right)^2+(W_X+F_V)^2}$$



ここで，

Q：せん断力(kN)

W_x：扉体自重(kN)

F_H：水平地震力(kN)

F_V：鉛直地震力(kN)

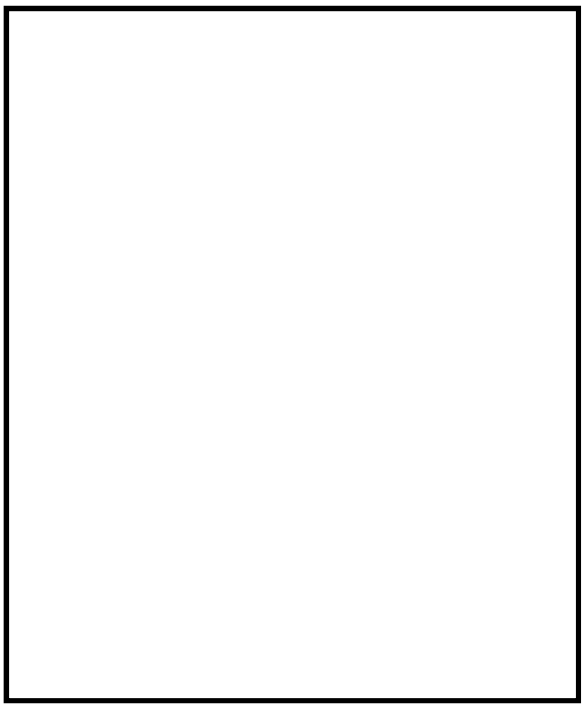
R_r：扉体自重反力(kN)

図 8.5-4　ヒンジボルトに生じる荷重の例

b.　ロックバー部

ロックバー部は，ロックバー及びロックボルトで構成されており，次式により算定する水平地震力から，各部材に発生する荷重を算定する。ロックバー部に生じる荷重の例を図 8.5-5 に示す。

$$F_H=W_X \cdot k_H$$



ここで，

F_H：水平地震力(kN)

W_x：扉体自重(kN)

k_H：水平方向設計震度

図 8.5-5　ロックバー部に生じる荷重の例

(a) ロックバー

ロックバーに生じる応力は，次式により算定する。ロックバーに生じる荷重の例を図 8.5-6 に示す。

$$M = \frac{F_H}{6} \cdot L_3$$

$$Q = \frac{F_H}{6}$$

ここで，

M：曲げモーメント(kN・m)

Q ：せん断力(kN)

F_H：水平地震力(kN)

L_3：作用点間距離(mm)

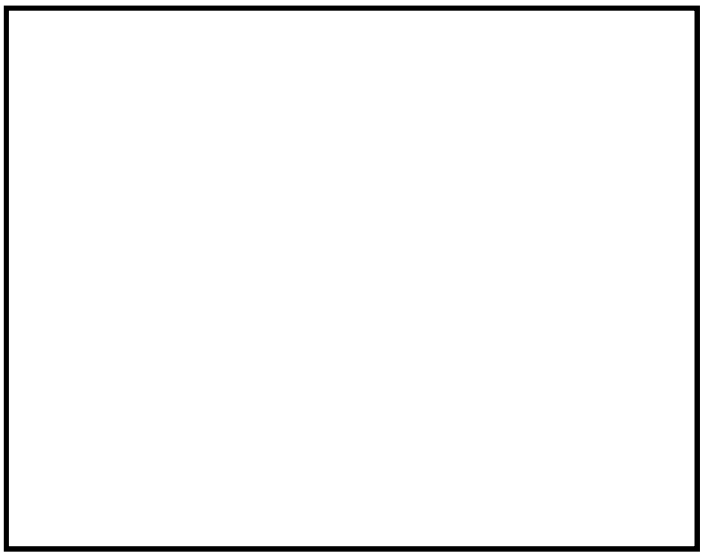


図 8.5-6　ロックバー部に生じる荷重の例

(b) ロックボルト

ロックボルトに生じる荷重は，次式により算出する。ロックボルトに生じる荷重の例を図 8.5-7 に示す。

$$Q = \frac{F_H}{6}$$

ここで，

Q：せん断力(kN)

F_H：水平地震力(kN)

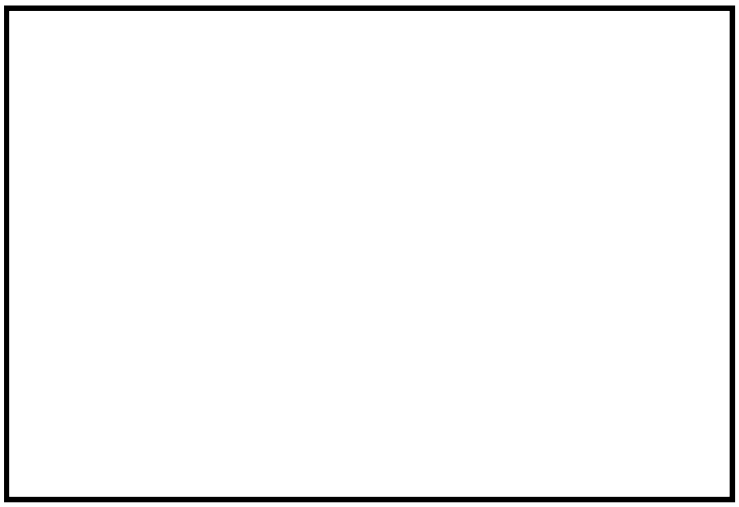


図 8.5-7　ロックボルトに生じる荷重の例

(2) 断面検定

各部材に生じる応力より算定する応力度等が，許容限界値以下であることを確認する。

なお，異なる荷重が同時に作用する部材については，組合せを考慮する。

e. ヒンジ部

(a) ヒンジ板

ヒンジ板に生じる曲げ応力度及びせん断応力度から，組合せ応力度を次式により算定し，ヒンジ板の短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma = \sqrt{\left(\frac{M}{Z_1}\right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{Q}{A_1}\right)^2}$$

ここで，

σ：組合せ応力度(N/mm^2)

M：曲げモーメント(kN・m)

Q ：せん断力(kN)

Z_1：断面係数(mm^3)

A_1：断面積(mm^2)

f. ヒンジピン

ヒンジピンに生じる曲げ応力度及びせん断応力度を次式により算定し，ヒンジピンの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{M}{Z_2}$$

$$\tau = \frac{Q}{A_2}$$

ここで，

σ：曲げ応力度(N・mm^2)

τ：せん断応力度(N・mm^2)

M：曲げモーメント(kN・m)

Q：せん断力(kN)

Z_2：断面係数(mm^3)

A_2：断面積(mm^2)

(c) ヒンジボルト

ヒンジボルトに生じるせん断応力度を次式により算定し，ヒンジボルトの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\tau = \frac{Q}{n_1 \cdot A_{b1}}$$

ここで，

τ：せん断応力度(N・mm^2)

Q：せん断力(kN)

n_1：本数（本）

A_{b1}：1本当たりの断面積(mm^2)

b. ロックバー部

(a) ロックバー

ロックバーに生じる曲げ応力度及びせん断応力度から，組合せ応力度を次式により算定し，ロックバーの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma = \sqrt{\left(\frac{M}{Z_3}\right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{Q}{A_3}\right)^2}$$

ここで，

σ：組合せ応力度(N/mm^2)

M：曲げモーメント(kN・m)

Q ：せん断力(kN)

Z_3：断面係数(mm^3)

A_3：断面積(mm^2)

(b) ロックボルト

ロックボルトに生じるせん断応力度を次式により算定し，ボルトの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\tau = \frac{Q}{n_2 \cdot A_{b2}}$$

ここで，

τ：せん断応力度(N・mm^2)

Q：せん断力(kN)

n_2：本数（本）

A_{b2}：1本当たりの断面積(mm^2)

8.6　計算条件

「8.5　計算方法」用いる評価条件を表 8.6-1 に示す。

表 8.6-1　耐震評価に用いる条件 (1/2)

対象部位		記　号	単　位	定　義	数　値
共通		W_X	kN	扉体自重	
		k_H	—	水平方向設計震度	
		k_V	—	鉛直方向設計震度	
ヒンジ	共通	L_r	m	扉体重心～ヒンジ中心間距離	
		L_j	m	ヒンジ中心間距離	
	板	L_1	mm	作用点間距離	
		Z_1	mm^3	断面係数	
		A_1	mm^2	断面積	
	ピン	L_2	mm	軸支持間距離	
		B_2	mm	ブッシュ長さ	
		Z_2	mm^3	断面係数	
		A_2	mm^2	断面積	
	ヒンジボルト	n_1	本	本数	
		A_{b1}	mm^2	1本当たりの断面積 (M16)	

表 8.6-1　耐震評価に用いる条件 (2/2)

対象部位	記　号	単　位	定　義	数　値
ロックバー	L_3	mm	作用点間距離	
	Z_3	mm^3	断面係数	
	A_3	mm^2	断面積	
ロックボルト	n_2	本	本数	
	A_{b2}	mm^2	1本当たりの断面積 (M16)	

8.7　評価結果

原子炉建屋付属棟南側水密扉の評価結果を表 8.7-1 に示す。水密扉の各部材の断面検定を行った結果，発生応力度又は荷重は許容限界値以下である。

表 8.7-1　評価結果

名　称	評価対象部位		発生応力度 (N/mm^2)	許容限界値 (N/mm^2)	発生応力度/許容限界値
原子炉建屋付属棟南側水密扉	ヒンジ部	板	159	205	0.78
		ピン*	69	345	0.20
		ヒンジボルト	46	118	0.39
	ロックバー部	ロックバー	4	345	0.02
		ロックボルト	4	118	0.04

注記　＊：せん断及び曲げのうち，評価結果が厳しくなる曲げによる値を記載

9. 原子炉建屋付属棟西側水密扉

9.1 評価部位

評価対象部位は，水密扉の構造上の特徴を踏まえ選定する。なお，評価対象部位ごとに，扉の開閉状況を考慮のうえ地震荷重を設定する。

水密扉に生じる地震力（水平，鉛直）に伴う扉本体に作用する慣性力は，ヒンジ及びカンヌキから，ボルトを介して扉枠に伝達し，アンカーを介して躯体に伝達しているため，評価部位をヒンジ，カンヌキ，カンヌキ受けピン及びカンヌキ受けボルトとする。

原子炉建屋原子炉建屋付属棟西側水水密扉構造図を図9.1-1，水密扉閉鎖時の地震荷重の作用イメージ及び評価対象部位及び水密扉開放時の地震荷重の作用イメージ及び評価対象部位を図9.1-2及び図9.1-3に示す。

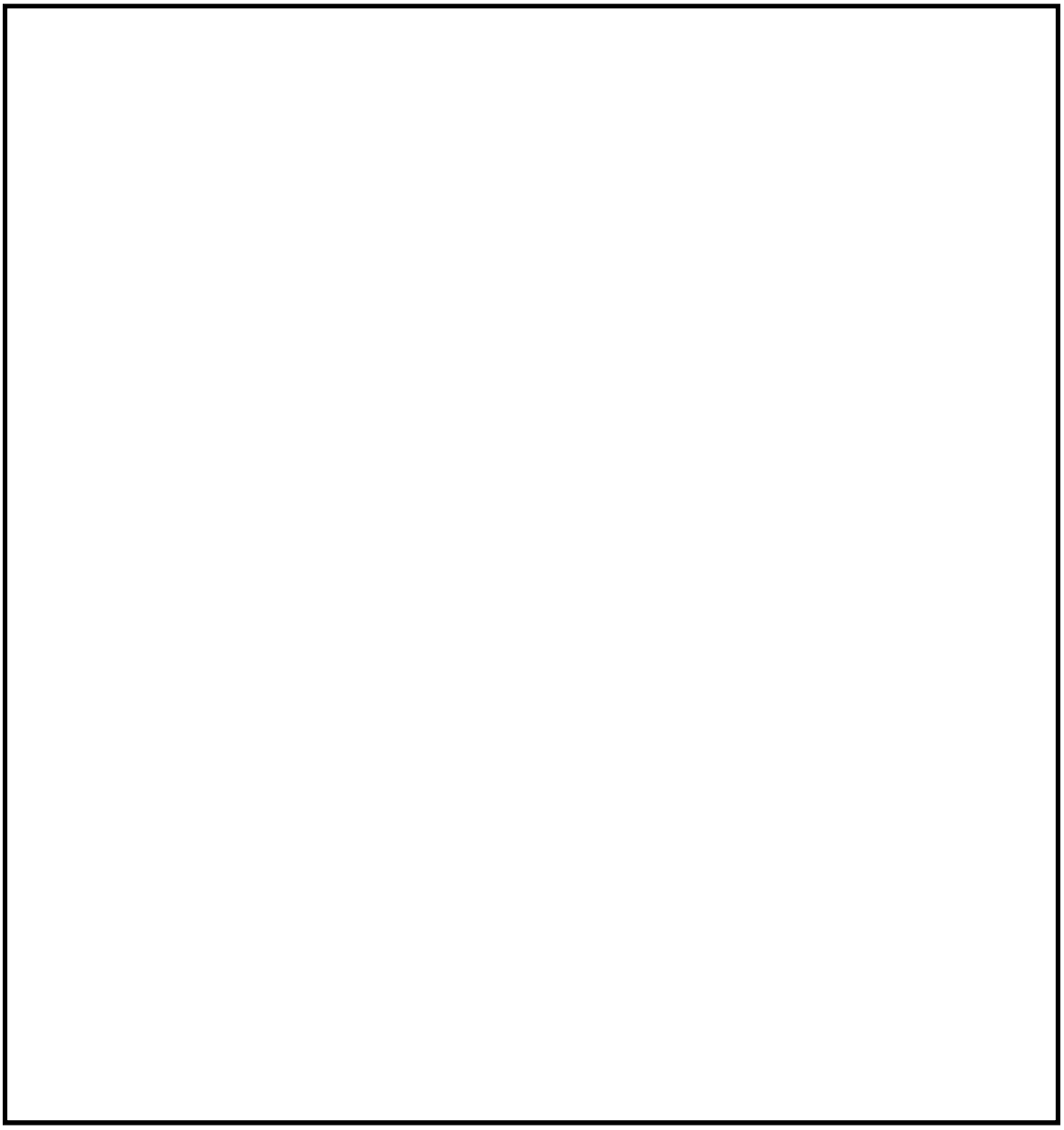


図9.1-1　原子炉建屋付属棟西側水密扉

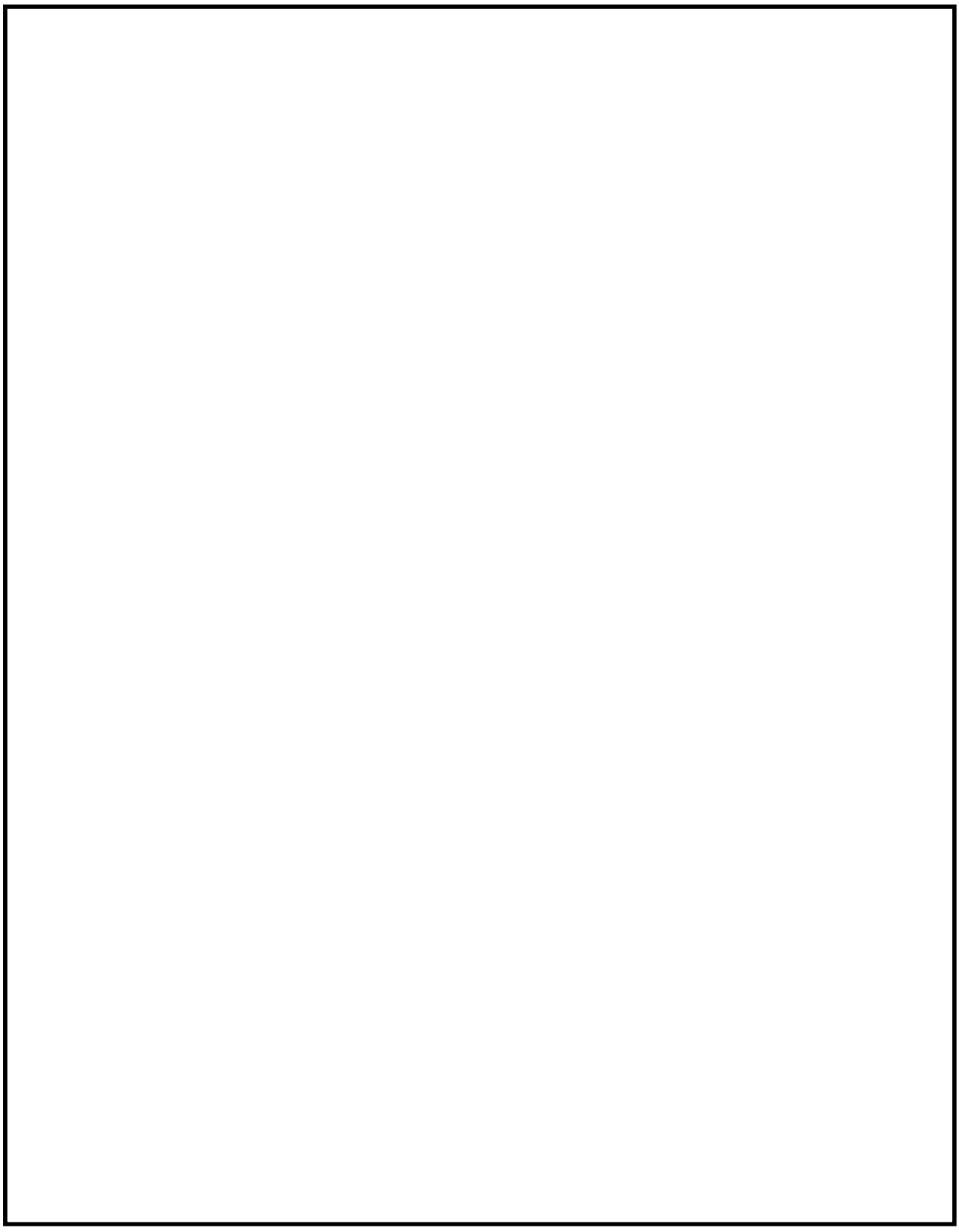


図 9.1-2　水密扉開放時の地震荷重の作用イメージと評価対象部位
原子炉建屋付属棟西側水密扉

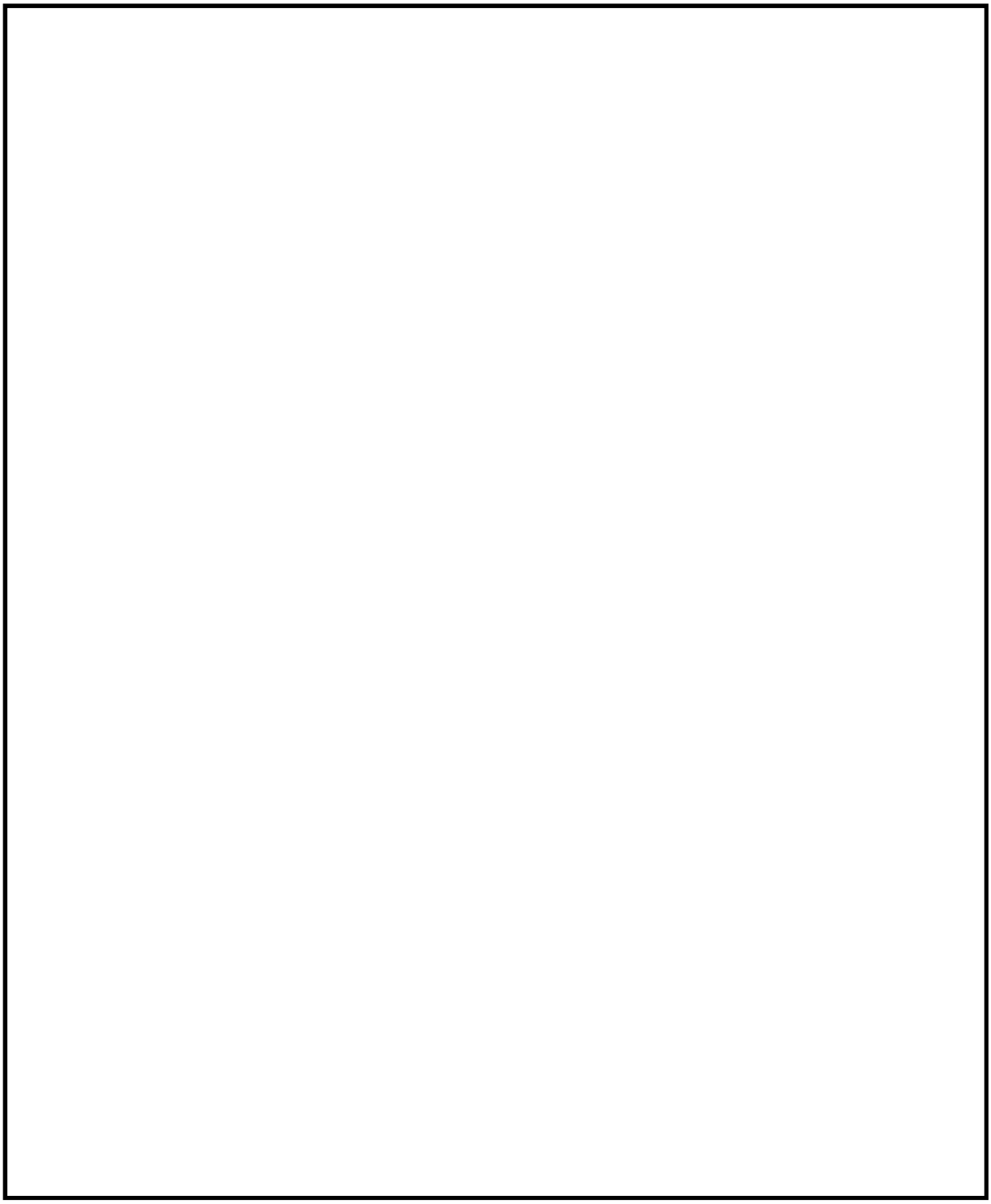


図 9.1-3　水密扉開放時の地震荷重の作用イメージと評価対象部位
原子炉建屋付属棟西側水密扉

9.2　荷重及び荷重の組合せ

(1) 荷重の設定

a.　固定荷重（G）

水密扉の自重を表9.2-1に示す。

表9.2-1　水密扉の自重

扉名称	固定荷重（kN）
原子炉建屋付属棟西側水密扉	10.30

b.　地震荷重（K_S）

地震荷重として，基準地震動S_Sに伴う慣性力を考慮する。地震荷重は，水密扉の固定荷重に設計震度Kを乗じた次式により算出する。

$$K_S = G \cdot K$$

ここで，

K_S：地震荷重（kN）

G　：水密扉の固定荷重（kN）

K　：設計震度

なお，水平及び鉛直地震力による組合せ応力が作用する部位の評価は，水平方向と鉛直方向の地震力が同時に作用するものとして，絶対和法により評価する。

(2)　荷重の組合せ

水密扉の荷重の組合せを表9.2-2に示す。

表9.2-2　水密扉の荷重の組合せ

扉名称	荷重の組合せ
原子炉建屋付属棟西側水密扉	$G+K_S$

G　：固定荷重

K_S：地震荷重

9.3　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」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

(1)　使用材料及び許容限界

水密扉を構成する扉板，芯材，ヒンジ部，カンヌキ部の使用材料及び許容限界を表9.3－1及び表9.3-2に示す。

表9.3-1　使用材料

部　位		材　質	仕　様[mm]
扉　板			
芯　材			
ヒンジ部	ヒンジアーム		
	ヒンジピン		
	ヒンジボルト		
カンヌキ部	カンヌキ		
	カンヌキ受けピン		
	カンヌキ受けボルト		

(2)　許容限界

表9.3-2　許容限界

材料	短期許容応力度（N/mm^2）	
	曲げ	せん断
	235	135
	215	124
	205*3	118
	686*5	396
	651*5	375
	345*7	199

注記　＊1：tは板厚（mm）を示す

＊2：許容応力度を決定する場合の基準値Fの値は，「ＪＩＳ　Ｇ　４３０３：2012　ステンレス鋼棒」，「JIS　G　4304：2012　熱間圧延ステンレス鋼板及び鋼帯」及び「ＪＩＳ　Ｇ　４３１７：2013　熱間成形ステンレス鋼板鋼」に基づく

＊3：引張りの短期許容応力度についても許容応力度を決定する場合の基準値Fの値は，「ＪＩＳ　Ｇ　４３０３：2012　ステンレス鋼棒」，「JIS　G　4304：2012　熱間圧延ステンレス鋼板及び鋼帯」及び「ＪＩＳ　Ｇ　４３１７：2013　熱間成形ステンレス鋼板鋼」に基づく

＊4：許容応力度を決定する場合の基準値Fの値は，「ＪＩＳ　Ｇ　４０５３：2012　機：械構造用合金鋼鋼材」に基づく許容応力度を決定する場合の基準値Fの値は，「ＪＩＳ　Ｇ　４０５３：2012　機：械構造用合金鋼鋼材」に基づく

＊5：引張りの短期許容応力度についても許容応力度を決定する場合の基準値Fの

値は，「ＪＩＳ　Ｇ　４０５３：2012　機：械構造用合金鋼鋼材」に基づく

許容応力度を決定する場合の基準値Fの値は，「ＪＩＳ　Ｇ　４０５３：2012　機：械構造用合金鋼鋼材」に基づく

＊6：許容応力度を決定する場合の基準値Fの値は，「ＪＩＳ　Ｇ　４０５１：2012　機械構造用炭素鋼鋼材」に基づく

＊7：引張りの短期許容応力度についても許容応力度を決定する場合の基準値Fの値は，「ＪＩＳ　Ｇ　４０５１：2012　機械構造用炭素鋼鋼材」に基づく

9.4　設計用地震力

「3.　固有周期」に示したとおり原子炉建屋付属棟西側水密扉の固有周期が0.05秒以下であることを確認したため，原子炉建屋付属棟西側水密扉の強度計算で用いる設計震度は，添付書類「Ⅴ-2-1-7　設計用床応答曲線の作成方針」の地震応答解析結果を用いる。原子炉建屋付属棟西側水密扉の強度計算で用いる設計震度を表9.4-1に示す。

表9.4-1　原子炉建屋付属棟西側水密扉の強度計算で用いる設計震度

地震動	設置場所及び床面高さ (EL.　　m)	地震による設計震度	
弾性設計用地震動	原子炉建屋１階	水平方向C_H*	0.64
S_d－Ｄ１	＋8.2	鉛直方向C_V*	0.53

注記　＊：設置階の上階（原子炉建屋2階：EL.＋14.0m）の値を示す。

9.5　計算方法

(1)　荷重算定

a.　ヒンジ部

ヒンジ部は，ヒンジアーム，ヒンジピン及びヒンジボルトで構成されており，次式により算定する水平地震力及び扉体自重反力（鉛直地震力を含む）から，各部材に発生する荷重を算定する。ヒンジ部に生じる荷重の例を図9.5-1に示す。

$$F_H = W_X \cdot K_H$$

$$F_V = W_X \cdot K_V$$

$$R_r = (W_X + F_V) \cdot \frac{L_r}{L_j}$$

$$R_t = (W_X + F_V) \cdot \frac{L_t}{L_j}$$

ここで，

W_X：扉体自重(kN)

K_H：水平方向設計震度

K_V：鉛直方向設計震度

F_H：水平地震力(kN)

F_V：鉛直地震力(kN)

R_r：扉体幅方向自重反力(kN)

R_t：扉体厚方向自重反力（kN)

L_r：扉体重心（幅方向）～ヒンジ芯間距離(m)

L_t：扉体重心（厚方向）～ヒンジ芯間距離（m)

L_j：ヒンジ間距離(m)

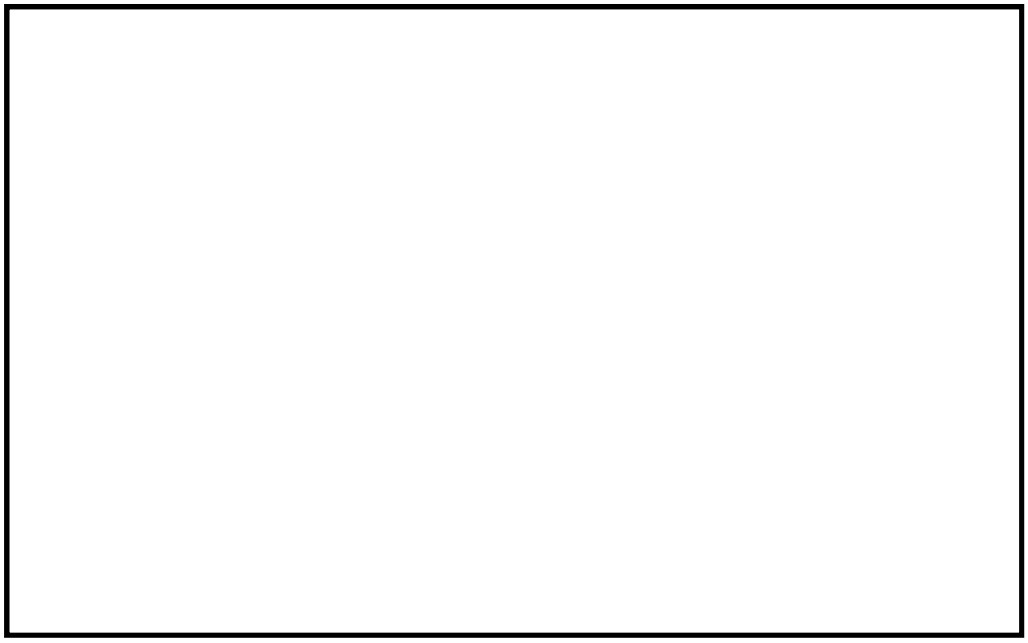


図9.5-1　ヒンジ部に生じる荷重の例

(a)　ヒンジアーム

ヒンジアームに生じる荷重は，次式により算定する。ヒンジアームに生じる荷重の例を図9.5-2に示す。

$M = (W_X + F_V) \cdot L$

ここで，

M　：曲げモーメント(kN･m)

W_X：扉体自重(kN)

F_V：鉛直地震力(kN)

L　：作用点間距離(mm)

$Q = W_X + F_V$

ここで，

Q　：せん断力(kN)

図9.5-2　ヒンジアームに生じる荷重の例

(b)　ヒンジピン

ヒンジピンに生じる荷重は，次式により算定する。ヒンジピンに生じる荷重の例を図9.5-3に示す。

$$M=\sqrt{\left(R_r+\frac{F_H}{2}\right)^2+{R_t}^2}\cdot L$$

ここで，

M　：曲げモーメント(kN･m)

F_H：水平地震力(kN)

R：扉体自重反力(kN)

L　：軸支持間距離(mm)

$$Q=\sqrt{\left(R_r+\frac{F_H}{2}\right)^2+{R_t}^2}$$

ここで，

Q　：せん断力(kN)

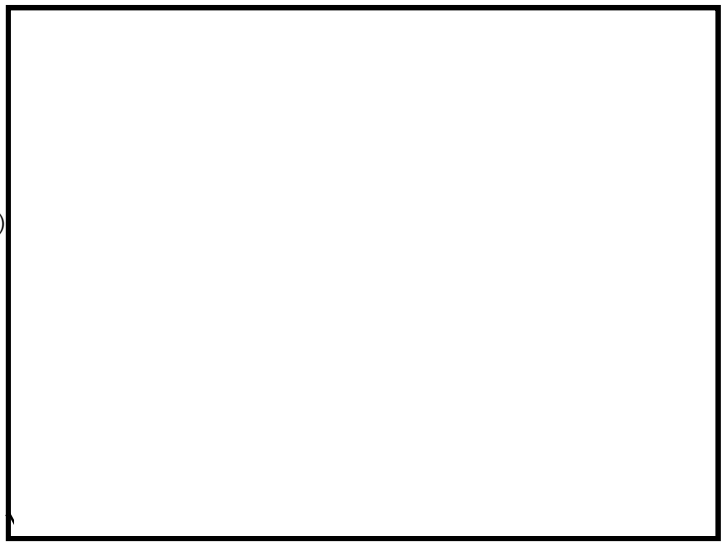


図9.5-3　ヒンジピンに生じる荷重の例

(c)　ヒンジボルト

ヒンジボルトに生じる荷重は，次式により算定する。ヒンジボルトに生じる荷重の例を図9.5-4に示す。

$$Q=\sqrt{\left(R_r+\frac{F_H}{2}\right)^2+\left(W_X+F_V\right)^2}$$

ここで，

Q　：せん断力(kN)

W_X：扉体自重(kN)

F_H：水平地震力(kN)

F_V：鉛直地震力(kN)

R：扉体自重反力(kN)

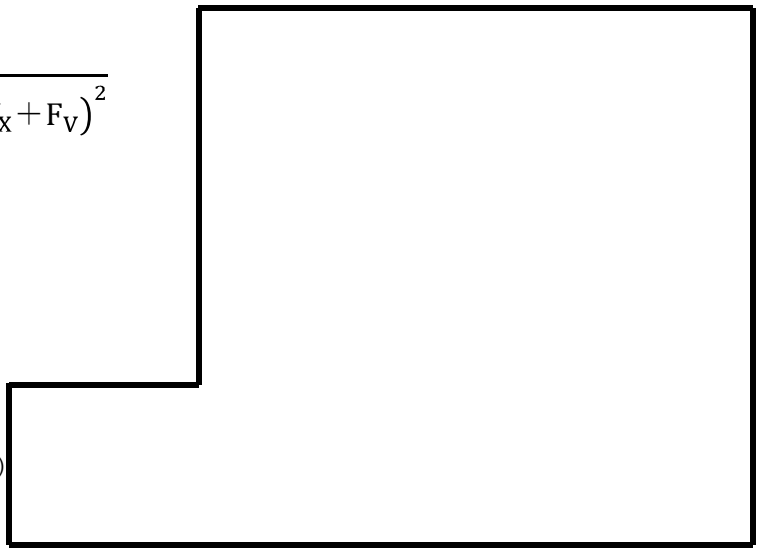


図9.5-4　ヒンジボルトに生じる荷重の例

b.　カンヌキ部

カンヌキ部は，カンヌキ，カンヌキ受けピン及びカンヌキ受けボルトで構成されており，次式により算定する水平地震力から，各部材に発生する荷重を算定する。カンヌキ部に生じる荷重の例を図9.5-5に示す。

$$F_H = W_X \cdot K_H$$

ここで，

W_X：扉体自重(kN)

K_H：水平方向設計震度

F_H：水平地震力(kN)

図9.5-5　カンヌキ部に生じる荷重の例

(a)　カンヌキ

カンヌキに生じる応力は，次式により算定する。カンヌキに生じる荷重の例を図9.5-6に示す。

$$M = \frac{F_H}{n} \cdot L_b$$

ここで，

M　：曲げモーメント(kN･m)

F_H：水平地震力(kN)

n　：カンヌキの本数

L_b　：作用点間距離(mm)

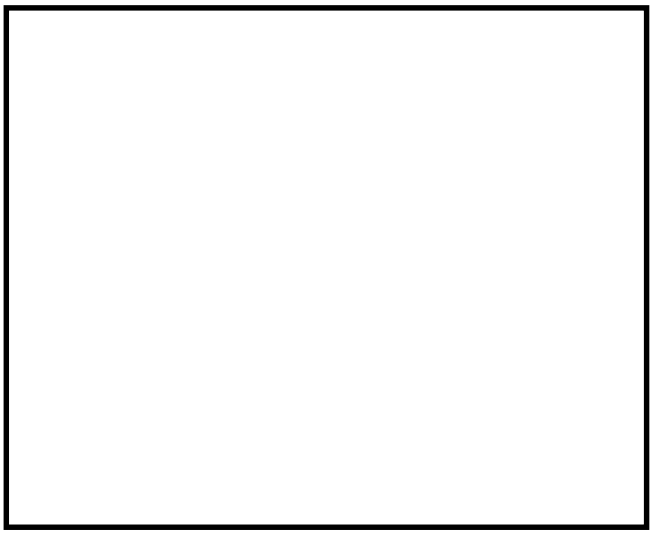


図9.5-6　カンヌキに生じる荷重の例

$$Q = \frac{F_H}{n}$$

ここで，

Q　：せん断力(kN)

(b)　カンヌキ受けピン

カンヌキ受けピンに生じる荷重は，次式により算定する。カンヌキ受けピンに生じる荷重の例を図9.5-7に示す。

$$M = \frac{1}{4} \cdot \frac{F_H}{n} \cdot L_p$$

ここで，

M　：曲げモーメント(kN･m)

F_H：水平地震力(kN)

n　：カンヌキの本数

L_p　：作用点間距離(mm)

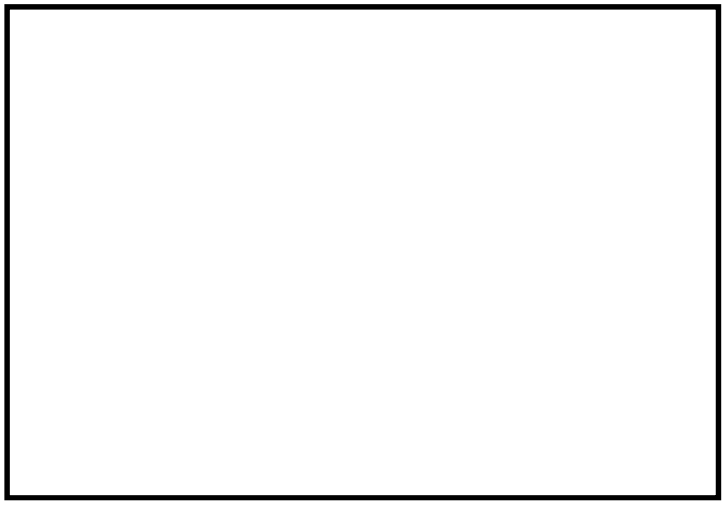


図9.5-7　カンヌキ受けピンに生じる荷重の例

$$Q = \frac{F_H}{n}$$

ここで，

Q　：せん断力(kN)

(c)　カンヌキ受けボルト

カンヌキ受けボルトに生じる荷重は，次式により算定する。カンヌキ受けボルトに生じる荷重の例を図9.5-8に示す。

$$T = \frac{F_H}{n}$$

ここで，

T　：引張力(kN)

F_H：水平地震力(kN)

n　：カンヌキの本数

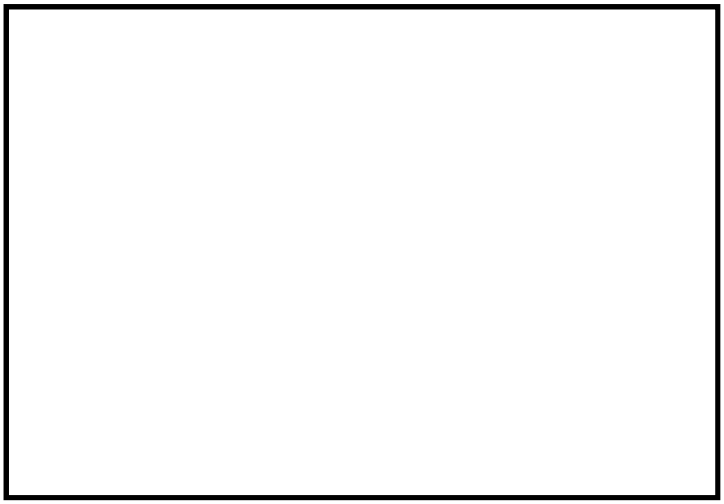


図9.5-8　カンヌキ受けボルトに生じる荷重の例

(2) 断面検定

各部材に生じる応力より算定する応力度等が，許容限界値以下であることを確認する。なお，異なる荷重が同時に作用する部材については，組合せを考慮する。

a. ヒンジ

(a) ヒンジアーム

ヒンジアームに生じる曲げ応力度及びせん断応力度から，組合せ応力度を次式により算定し，ヒンジアームの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma_X=\sqrt{\left(\frac{M}{Z}\right)^2+3\cdot\left(\frac{Q}{A}\right)^2}$$

ここで，

σ_x：組合せ応力度(N/mm^2)

M ：曲げモーメント(kN･m)

Q ：せん断力(kN)

Z ：断面係数(mm^3)

A ：断面積(mm^2)

(b) ヒンジピン

ヒンジピンに生じる曲げ応力度及びせん断応力度から，組合せ応力度を次式により算定し，ヒンジピンの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma_X=\sqrt{\left(\frac{M}{Z}\right)^2+3\cdot\left(\frac{Q}{A}\right)^2}$$

ここで，

σ_x：組合せ応力度(N/mm^2)

M ：曲げモーメント(kN･m)

Q ：せん断力(kN)

Z ：断面係数(mm^3)

A ：断面積(mm^2)

b.　カンヌキ

(a)　カンヌキ

カンヌキに生じる曲げ応力度及びせん断応力度から，組合せ応力度を次式により算定し，カンヌキの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma_X=\sqrt{\left(\frac{M}{Z}\right)^2+3\cdot\left(\frac{Q}{A}\right)^2}$$

ここで，

σ_x：組合せ応力度(N/mm^2)

M　：曲げモーメント(kN･m)

Q　：せん断力(kN)

Z　：断面係数(mm^3)

A　：断面積(mm^2)

(b)　カンヌキ受けピン

カンヌキ受けピンに生じる曲げ応力度及びせん断応力度を次式により算定し，カンヌキ受けピンの短期許容応力度以下であることを確認する。

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

$$\tau=\frac{Q}{2\cdot A}$$

ここで，

σ　：曲げ応力度(N/mm^2)

τ　：せん断応力度(N/mm^2)

M　：曲げモーメント(kN･m)

Q　：せん断力(kN)

Z　：断面係数(mm^3)

A　：断面積(mm^2)

c. ボルト

ヒンジボルトに生じるせん断応力度及びカンヌキ受けボルトに生じるせん断応力度及び引張応力度を次式により算定し，ボルトの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\tau = \frac{Q}{n \cdot A_b}$$

ここで，

τ ：せん断応力度(N/mm^2)

Q ：せん断力(kN)

n ：本数（本）

A_b：1本当たりの断面積(mm^2)

$$\sigma_T = \frac{T}{n \cdot A_b}$$

ここで，

σ_T：引張応力度(N/mm^2)

T ：引張力(kN)

n ：本数（本）

A_b：1本当たりの断面積(mm^2)

9.6　計算条件

「9.5　計算方法」に用いる評価条件を表9.6-1に示す。

表9.6-1　耐震評価に用いる条件（1/3）

対象部位		記　号	単　位	定　義	数値
共通		W_X	kN	扉体自重	
共通		K_H・K_V	－	水平方向設計震度	
共通		K_H・K_V	－	鉛直方向設計震度	
ヒンジ部	共通	L_r	m	扉体重心～ヒンジ芯間距離（幅方向）	
ヒンジ部	共通	L_t	m	扉体重心～ヒンジ芯間距離（厚方向）	
ヒンジ部	共通	L_j	m	ヒンジ間距離	
ヒンジ部	ヒンジアーム	L	mm	作用点間距離	
ヒンジ部	ヒンジアーム	Z	mm^3	断面係数	
ヒンジ部	ヒンジアーム	A	mm^2	断面積	

表9.6-1　耐震評価に用いる条件（2/3）

対象部位		記　号	単　位	定　義	数値
ヒンジ部	ヒンジピン	L	mm	軸支持間距離	
		Z	mm^3	断面係数	
		A	mm^2	断面積	
	ヒンジボルト	n	本	本数	
		A	mm^2	断面積	
カンヌキ部	カンヌキ	L_b	mm	軸支持間距離	
		Z	mm^3	断面係数	
		A	mm^2	断面積	
	カンヌキ受けピン	L_P	mm	軸支持間距離	
		Z	mm^3	断面係数	
		A	mm^2	断面積	

表9.6-1　耐震評価に用いる条件（3/3）

対象部位		記　号	単　位	定　義	数値
カンヌキ部	カンヌキ受けボルト	n	本	本数	
		A_b	mm^2	断面積	

9.7　評価結果

原子炉建屋付属棟西側水密扉の評価結果を表9.7-1に示す。水密扉の各部材の断面検定を行った結果，発生応力度又は荷重は許容限界値以下である。

表9.7-1　評価結果

名　称	評価対象部位		発生応力度 (N/mm^2)	許容限界値 (N/mm^2)	発生応力度／許容限界値
原子炉建屋付属棟西側水密扉	ヒンジ部	ヒンジアーム	85	215	0.40
		ヒンジピン	176	651	0.28
		ヒンジボルト	50	375	0.14
	カンヌキ部	カンヌキ	34	205	0.17
		カンヌキ受けピン*	124	345	0.36
		カンヌキ受けボルト	14	651	0.03

注記　＊：せん断及び曲げのうち評価結果が厳しくなる曲げによる値を記載

10　立坑部水密扉

10.1　評価部位

評価対象部位は，水密扉の構造上の特徴を踏まえ選定する。なお，評価対象部位ごとに，扉の開閉状況を考慮のうえ地震荷重を設定する。

水密扉に生じる地震力（水平，鉛直）に伴う扉本体に作用する慣性力は，ヒンジ及びロックバーから，ボルトを介して扉枠に伝達し，アンカーを介して躯体に伝達しているため，評価部位をヒンジ（板及びピン），ロックバー，ヒンジボルト及びロックボルトとする。

立坑部水密扉1の構造図を図10.1-1，水密扉閉鎖時の地震荷重の作用イメージ及び評価対象部位及び水密扉開放時の地震荷重の作用イメージ及び評価対象部位を図10.1-2及び図10.1-3に示す。

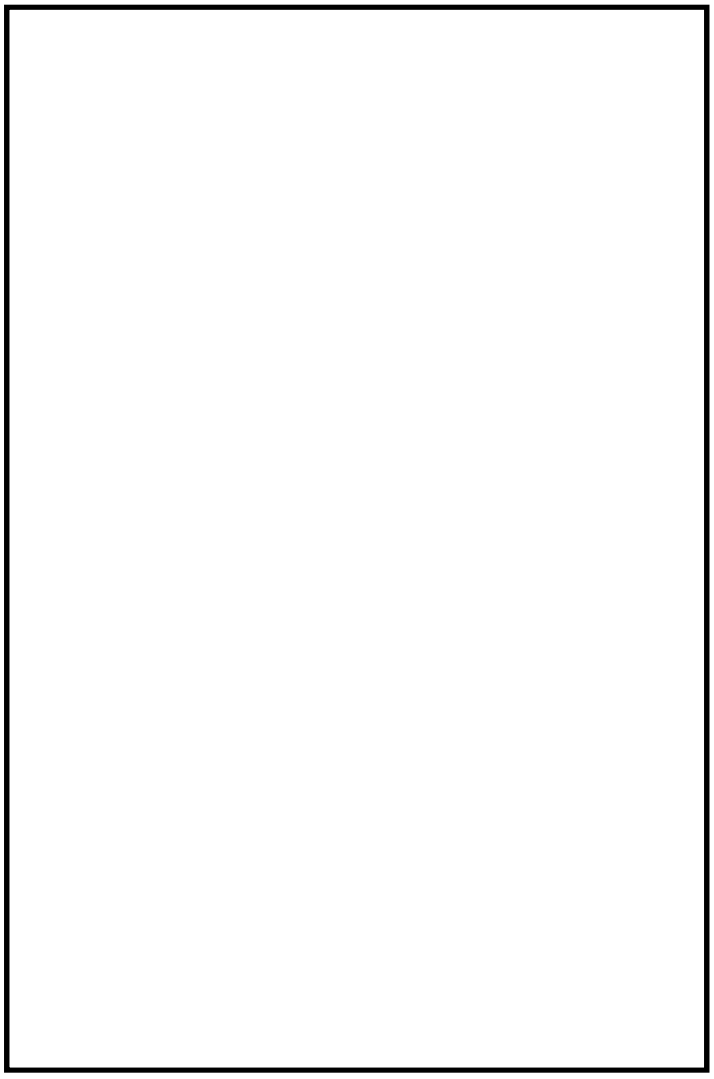


図10.1-1　立坑部水密扉

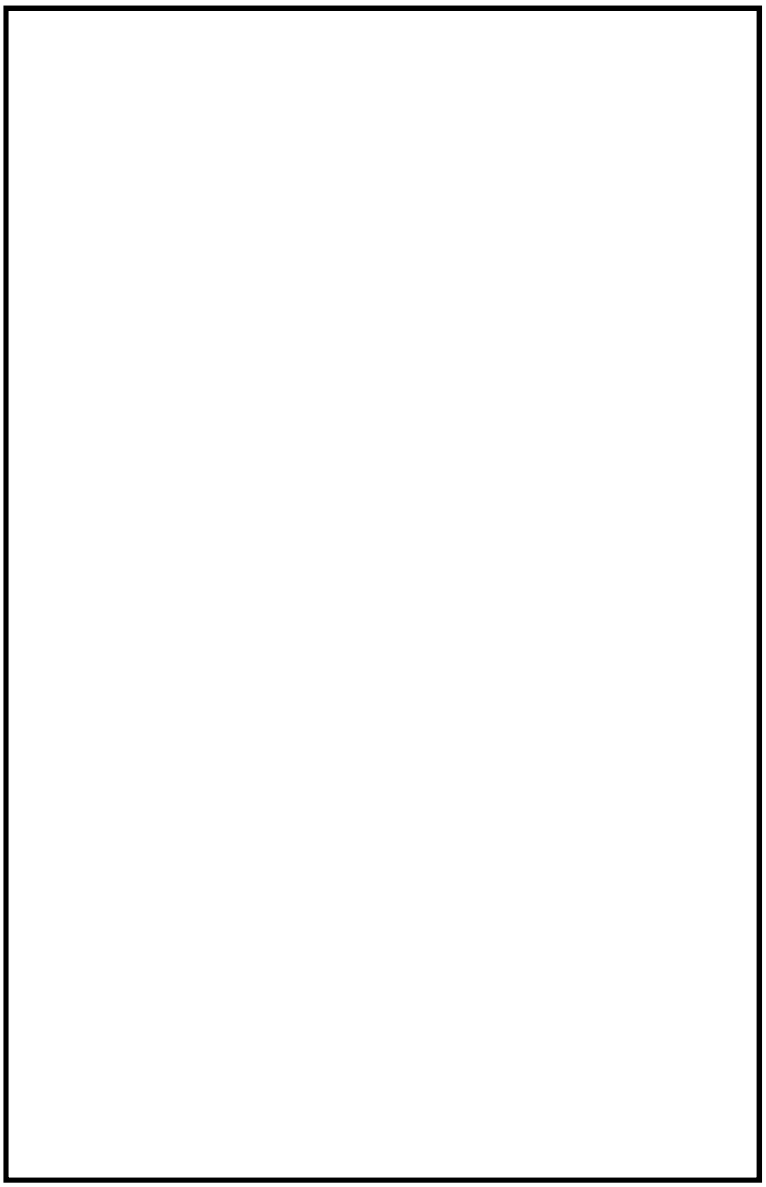


図10.1-2　水密扉閉止時の地震荷重の作用イメージと評価対象部位
立坑部水密扉

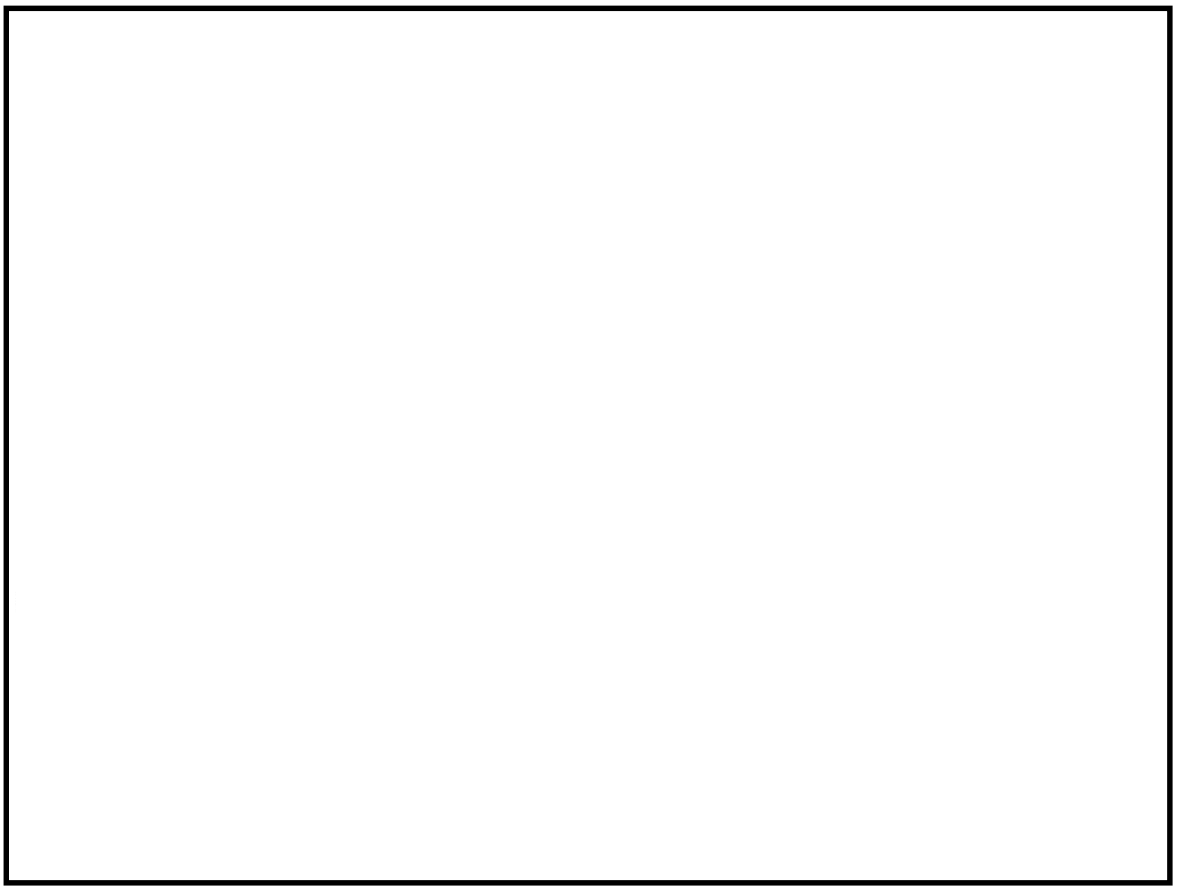


図 10.1-3　水密扉開放時の地震荷重の作用イメージと評価対象部位

10.2　荷重及び荷重の組合せ

(1)荷重の設定

a.　固定荷重（G）

水密扉の自重を表10.2-1に示す。

表10.2-1　水密扉の自重

扉名称	固定荷重（kN）
立坑部水密扉	28

b.　地震荷重（K_S）

地震荷重として，基準地震動S_sに伴う慣性力を考慮する。地震荷重は，水密扉の固定荷重に設計震度Kを乗じた次式により算出する。

$$K_S = G \cdot K$$

ここで，

K_S：地震荷重（kN）
G　：水密扉の固定荷重（kN）
K　：設計震度

なお，水平及び鉛直地震力による組合せ応力が作用する部位の評価は，水平方向と鉛直方向の地震力が同時に作用するものとして，絶対和法により評価する。

(2)　荷重の組合せ

水密扉の荷重の組合せを表10.2-2に示す。

表10.2-2　水密扉の荷重の組合せ

扉名称	荷重の組合せ
立坑部水密扉	$G + K_S$

G　：固定荷重
K_S：地震荷重

10.3　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」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

(1)　使用材料及び許容限界

水密扉を構成する扉板，芯材，ヒンジ部，ロックバー，ロックボルト及び支圧材の使用材料を表10.3-1に，許容限界を表10.3-2に示す。

表10.3-1　使用材料

部　位		材　質	仕　様
扉　板			
芯材	主　桁		
	中間縦桁		
	端縦桁		
ヒンジ部	ヒンジ板		
	ヒンジピン		
	ヒンジボルト		
ロックバー部	ロックバー		
	ロックボルト		
支圧材			

注　：tは板厚（㎜），Φは径（㎜）を示す。（以下，同じ）示す

(2) 許容限界

a. 扉板，芯材，ヒンジ部，ロックバー，ロックボルト及び支圧材

扉板，芯材，ヒンジ部，ロックバー，ロックボルト及び支圧材の許容限界は，「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会，2005改定）」を踏まえて表10.3-2の値とする。

表10.3-2　許容限界

材料	短期許容応力度（N/mm^2）		
	曲げ・引張(＊3)	せん断	支圧
[redacted]	235	－	－
	205	118	279
	345	－	－

注記　＊1：tは板厚（mm）を示す

＊2：許容応力度を決定する場合の基準値Fの値は，「ＪＩＳ　Ｇ　４３０３：2012 ステンレス鋼棒」に基づく

＊3：組合せの短期許容応力度は，引張と同じ

10.4　設計用地震力

「3.　固有周期」に示したとおり立坑部水密扉の固有周期が0.05秒以下であることを確認したため，立坑部水密扉の強度計算で用いる設計震度は，添付書類「Ⅴ-2-1-7　設計用床応答曲線の作成方針」の地震応答解析結果を用いる。立坑部水密扉の強度計算で用いる設計震度を表10.4-1に示す。

表10.4-1　立坑部水密扉の強度計算で用いる設計震度

地震動	設置場所及び床面高さ (EL.　　m)	地震による設計震度	
弾性設計用地震動 S_d－Ｄ１	常設代替高圧電源装置用 カルバート（立坑部） ＋2.7	水平方向C_H*	0.64

注記　＊：設置階の上階の地盤高さ（常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）：EL.＋8.0m）の値を示す。

10.5　計算方法

(1)　荷重算定

a.　ヒンジ部

ヒンジ部は，ヒンジ板，ヒンジピン及びヒンジボルトで構成されており，次式により算定する水平地震力及び扉体自重反力（鉛直地震力を含む）から，各部材に発生する荷重を算定する。ヒンジ部に生じる荷重の例を図10.5-1に示す。

$$F_H = W_X \cdot K_H$$

$$F_V = W_X \cdot K_V$$

$$R_r = \langle W_X + F_V \rangle \cdot \frac{L_r}{L_j}$$

ここで，

W_X：扉体自重（kN）

K_H：水平方向設計震度

K_V：鉛直方向設計震度

F_H：水平地震力（kN）

F_V：鉛直地震力（kN）

R_r：扉体幅方向自重反力（kN）

L_r：扉体重心～ヒンジ芯間距離（m）

L_j：ヒンジ中心間距離（m）

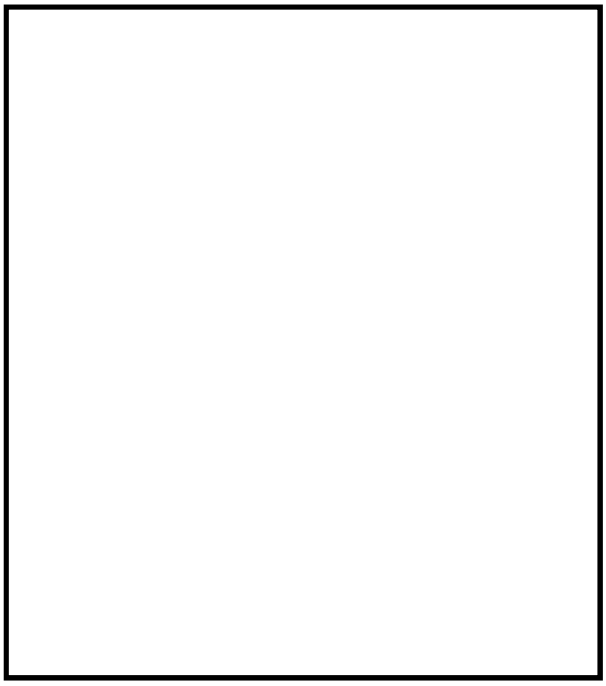


図10.5-1　ヒンジ部に生じる荷重の例

(a)　ヒンジ板

ヒンジ板に生じる荷重は，次式により算定する。ヒンジ板に生じる荷重の例を図10.5-2に示す。

$$M=\sqrt{\left(\frac{\frac{F_H}{2}+R_r}{2}\right)^2+\left(W_x+F_V\right)^2}\times L_1$$

ここで，

M　：曲げモーメント（kN･m）

W_X：扉体自重（kN）

F_V：鉛直地震力（kN）

Ｒｒ：扉自重反力（kN）

L_1　：作用点間距離（mm）

$$Q=\sqrt{\left(\frac{\frac{F_H}{2}+R_r}{2}\right)^2+\left(W_x+F_V\right)^2}$$

ここで，

Q　：せん断力（kN）

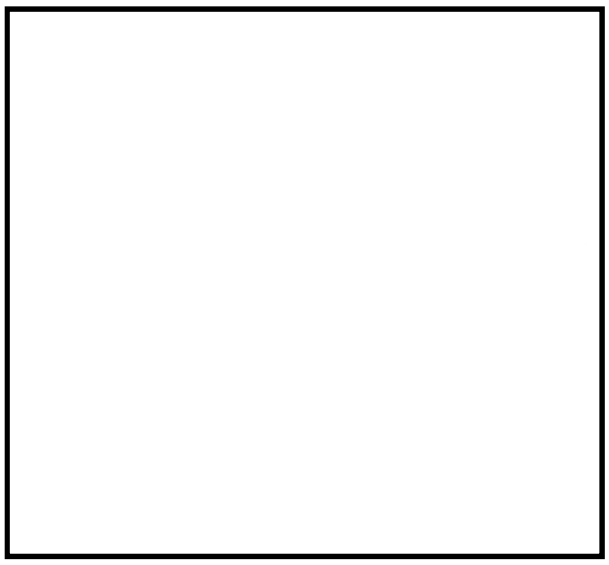


図10.5-2　ヒンジ板に生じる荷重の例

(b)　ヒンジピン

ヒンジピンに生じる荷重は，次式により算定する。ヒンジピンに生じる荷重の例を図10.5-3に示す。

$$M=\frac{\left(\frac{F_H}{2}+R_r\right)\times(2\times L_2-B_2)}{8}$$

ここで，

M　：曲げモーメント（kN･mm）

F_H：水平地震力（kN）

R_r：扉体幅方向自重反力（kN）

R_t：扉体厚方向自重反力（kN）

L_2：軸支持間距離　（mm）

B_2：ブッシュ長さ（mm）

$$Q=\frac{\left(\frac{F_H}{2}+R_r\right)}{2}$$

ここで，

Q　：せん断力（kN）

図10.5-3　ヒンジピンに生じる荷重の例

(c)　ヒンジボルト

ヒンジボルトに生じる荷重は，次式により算定する。ヒンジボルトに生じる荷重の例を図10.5-4に示す。

$$Q=\sqrt{\left(\frac{\frac{F_H}{2}+R_r}{2}\right)^2+(W_X+F_V)^2}$$

ここで，

Q　：せん断力（kN）

W_X：扉体自重（kN）

F_H：水平地震力（kN）

F_V：鉛直地震力（kN）

R_r：扉体幅方向自重反力（kN）

図10.5-4　ヒンジボルトに生じる荷重の例

b.　ロックバー

ロックバーは，ロックバー及びロックボルトで構成されており，次式により算定する水平地震力から，各部材に発生する荷重を算定する。ロックバー部に生じる荷重の例を図10.5-5に示す。

$$F_H = W_X \cdot K_H$$

ここで，

W_X：扉体自重（kN）

K_H：水平方向設計震度

F_H：水平地震力（kN）

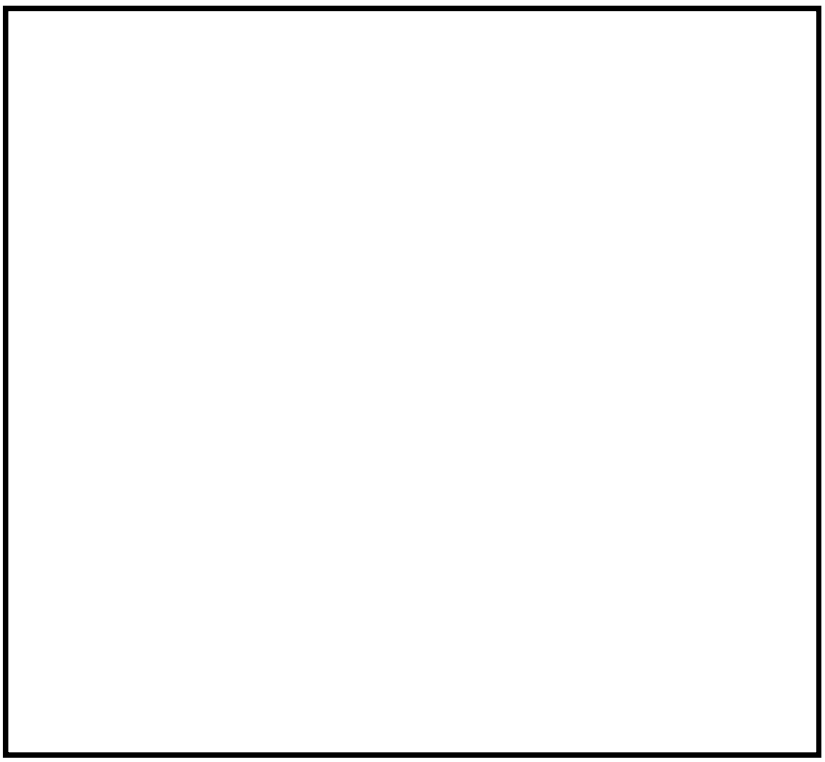


図10.5-5　ロックバー部に生じる荷重の例

(a) ロックバー

ロックバーに生じる応力は，次式により算定する。ロックバーに生じる荷重の例を図10.5-6に示す。

$$M=\frac{F_H}{n}\cdot L_b$$

ここで,

M ：曲げモーメント（kN･mm）

F_H：水平地震力（kN）

n ：水平荷重負担点数（４点＝ヒンジ２点＋ロックバー２点）

L_b：作用点間距離（mm）

$$Q=\frac{F_H}{n}$$

ここで,

Q ：せん断力（kN）

図10.5-6　ロックバーに生じる荷重の例

(b)　ロックボルト

ロックボルトに生じる荷重は，次式により算定する。ロックボルトに生じる荷重の例を図10.5-7に示す。

$$T = \frac{F_H}{n_2}, \quad Q = \frac{F_H}{n_2}$$

ここで，

T　：引張力（kN）

Q　：せん断力（kN）

n_2：ロックバー部１か所におけるボルト本数

図10.5-7　ロックボルトに生じる荷重の例

C.　支圧材

次式により算定する水平地震力から，支圧材に発生する荷重を算定する。支圧材に生じる荷重の例を図10.5-8に示す。

$$F_H = W_X \cdot K_H$$

ここで,

W_X：扉体自重（kN）

K_H：水平震度

F_H：水平地震力（kN）

図10.5-8　支圧材に生じる荷重の例

$$P = F_H$$

ここで,

P　：圧縮力（kN）

(2) 断面検定

各部材に生じる応力より算定する応力度等が，許容限界値以下であることを確認する。なお，異なる荷重が同時に作用する部材については，組合せを考慮する。

a. ヒンジ部

(a) ヒンジ板

ヒンジ板に生じる曲げ応力度及びせん断応力度から，組合せ応力度を次式により算定し，ヒンジ板の短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma_X=\sqrt{\left(\frac{M}{Z_1}\right)^2+3\cdot\left(\frac{Q}{A_1}\right)^2}$$

ここで，

σ_x：組合せ応力度（N/mm^2）

M ：曲げモーメント（kN･m）

Q ：せん断力（kN）

Z_1 ：断面係数（mm^3）

A_1 ：断面積（mm^2）

(b) ヒンジピン

ヒンジピンに生じる曲げ応力度及びせん断応力度から，応力度を次式により算定し，ヒンジピンの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma_X=\frac{M}{Z_2}$$

$$\tau=\frac{Q}{A_2}$$

ここで，

σ_x：組合せ応力度（N/mm^2）

M ：曲げモーメント（kN･m）

Q ：せん断力（kN）

Z_2 ：断面係数（mm^3）

A_2 ：断面積（mm^2）

(c) ヒンジボルト

ヒンジボルトに生じる引張応力度及びせん断応力度を次式により算定し，ヒンジボルトの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{F}{n_1 \cdot A_{bi}}$$

$$\tau = \frac{Q}{n_1 \cdot A_{b1}}$$

ここで,

σ ：引張応力度（N/mm^2）

F ：引張力（kN）

τ ：せん断応力度（N/mm^2）

Q ：せん断力（kN）

n_1 ：本数（本）

A_{b1}：1本当たりの断面積（mm^2）

b. ロックバー部

(a) ロックバー

ロックバーに生じる曲げ応力度及びせん断応力度から，組合せ応力度を次式により算定し，ロックバーの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma_X = \sqrt{\left(\frac{M}{Z_3}\right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{Q}{A_3}\right)^2}$$

ここで,

σ_x：組合せ応力度（N/mm^2）

M ：曲げモーメント（kN･m）

Q ：せん断力（kN）

Z_3 ：断面係数（mm^3）

A_3 ：断面積（mm^2）

(b) ロックボルト

ロックボルトに生じる引張応力度及びせん断応力度を次式により算定し，ロックボルトの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{F}{(n_2 \cdot A_{b2})}, \quad \tau = \frac{Q}{(n_2 \cdot A_{b2})}$$

ここで,

σ ：引張応力度（N/mm^2）

τ ：せん断応力度（N/mm^2）

F ：引張力（kN）

Q：せん断力（kN）

n_2：ロックバー部１か所におけるボルト本数

A_{b2}：ボルト１本当たりの断面積（mm^2）

c. 支圧材

(a) 支圧材

支圧材に生じる支圧応力を次式により算定し，支圧材の短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma_p = \frac{P}{A_p}$$

ただし，$A_p = n_p \cdot l_p \cdot W_p$

ここで,

σ_p ：支圧応力度（N/mm^2）

P ：圧縮力（kN）

A_p：支圧材の合計受圧面積（mm^2）

n_p：支圧材の本数

l_p：支圧材の長さ(mm)

W_p：支圧材の幅(mm)

10.6　計算条件

「10.5　計算方法」に用いる評価条件を表10.6-1に示す。

表10.6-1　耐震評価に用いる条件（1/2）

対象部位		記　号	単　位	定　義	数　値
共通		W_X	kN	扉体自重	
		k_H	—	水平方向設計震度	
		k_V	—	鉛直方向設計震度	
ヒンジ部	共通	L_r	m	扉体重心～ヒンジ中心間距離	
		L_j	m	ヒンジ中心間距離	
	ヒンジ板	L_1	mm	作用点間距離	
		Z_1	mm^3	断面係数	
		A_1	mm^2	断面積	
	ヒンジピン	L_2	mm	軸支持間距離	
		B_2	mm	ブッシュ長さ	
		Z_2	mm^3	断面係数	
		A_2	mm^2	断面積	
	ヒンジボルト	n_1	本	本数	
		A_{b1}	mm^2	１本当たりの断面積（M20）	

表 10.6-1　耐震評価に用いる条件 (2/2)

対象部位		記　号	単　位	定　義	数　値
ロックバー部	ロックバー	L_3	mm	作用点間距離	
		Z_3	mm^3	断面係数	
		A_3	mm^2	断面積	
	ロックボルト	n_2	本	本数	
		A_{b2}	mm^2	1本当たりの断面積 (M18)	
支圧材		n_p	本	本数	
		l_p	mm	長さ	
		w_p	mm	幅	
		A_p	mm^2	合計支圧面積	

10.7　評価結果

水密扉の耐震評価結果を表10.7-1に示す。水密扉の各部材の断面検定を行った結果，発生応力度又は荷重は許容限界値以下である。

表10.7-1　耐震評価結果

名　称	評価対象部位		発生応力度 (N/mm^2)	許容限界値 (N/mm^2)	発生応力度／許容限界値
立坑部水密扉	ヒンジ部	板	141	235	0.60
		ピン*	43	205	0.21
		ヒンジボルト（引張）	47	205	0.23
		ヒンジボルト（せん断）	47	118	0.40
	ロックバー部	ロックバー	15	345	0.05
		ロックボルト（引張）	7	205	0.04
		ロックボルト（せん断）	7	118	0.06
	支圧材	支圧材	1	279	0.01

注記　＊：せん断及び曲げのうち評価結果が厳しくなる曲げによる値を記載

Ⅴ-2-10-2-8-2　水密扉（溢水防護設備）の耐震性についての計算書

目次

1. 概要 1
2. 一般事項 1
2.1 配置概要 1
2.2 構造計画 2
2.3 評価方針 8
2.4 適用基準 9
2.5 記号の説明 10
3. 固有周期及び設計用地震力 11
3.1 固有周期の計算方法 11
3.2 固有周期の計算条件 12
3.3 固有周期の計算結果 12
3.4 設計用地震力 13
4. 構造強度評価 14
4.1 評価部位 14
4.2 荷重及び荷重の組合せ 16
4.3 許容限界 18
4.4 計算方法 20
4.5 計算条件 29
5. 評価結果 33

1.　概要

本資料は，添付書類「Ⅴ-1-1-8-5　溢水防護施設の詳細設計」に示すとおり，原子炉建屋原子炉棟地下2階に設置する水密扉（以下「水密扉」という。）が基準地震動Ｓ$_s$による地震力に対して，溢水伝播を防止する機能を維持するために，十分な構造強度を有していることを説明するものである。その耐震評価は，応力評価により行う。

水密扉は，設計基準対象施設においてはＣクラス施設に分類される。以下，設計基準対象施設としての構造強度評価を示す。

2.　一般事項

2.1　配置概要

原子炉建屋水密扉の設置位置を図2－1に示す。

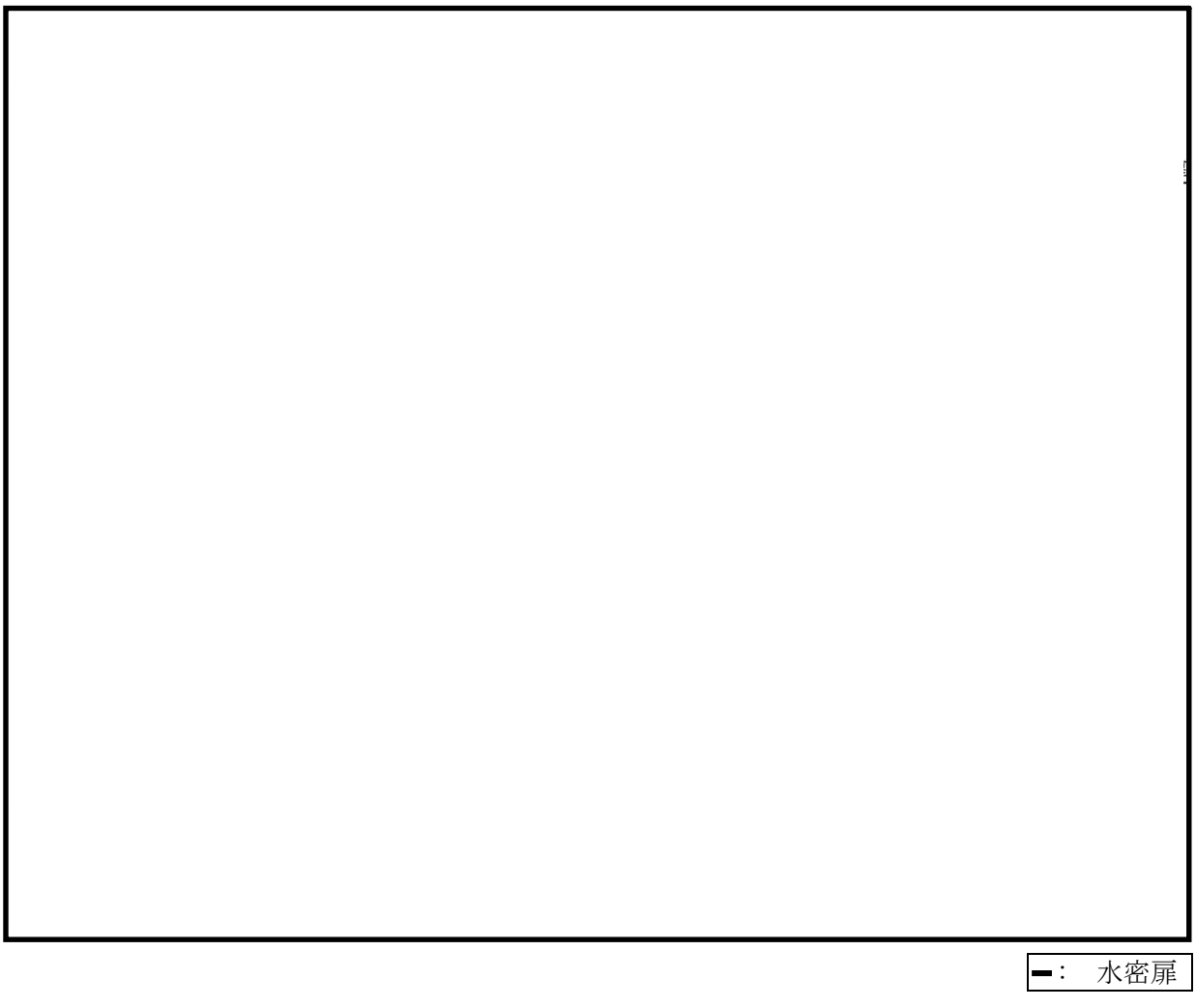
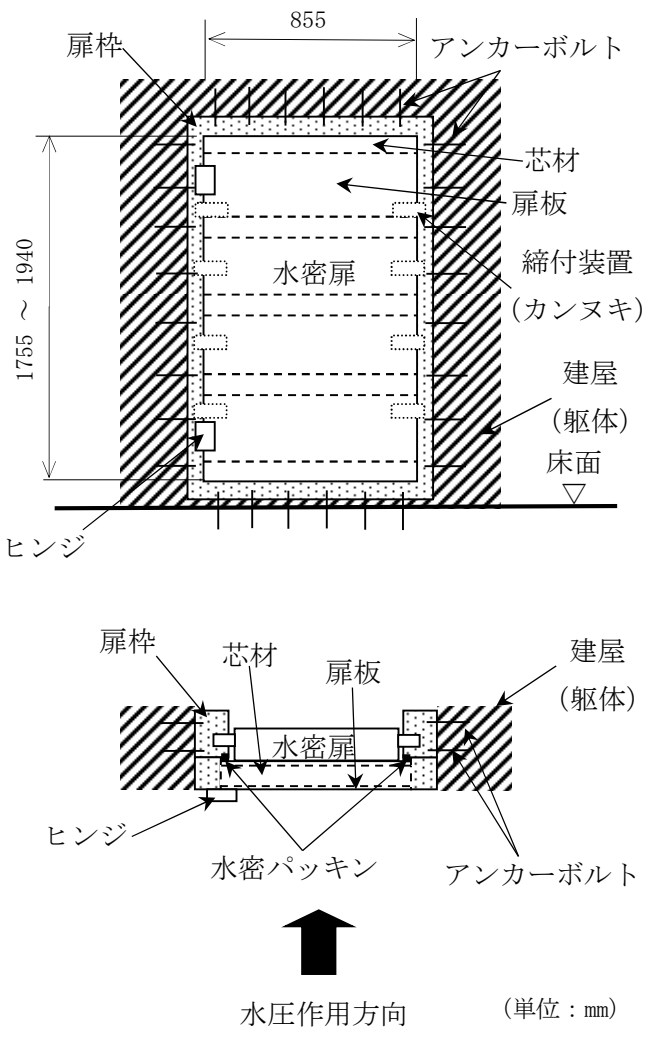


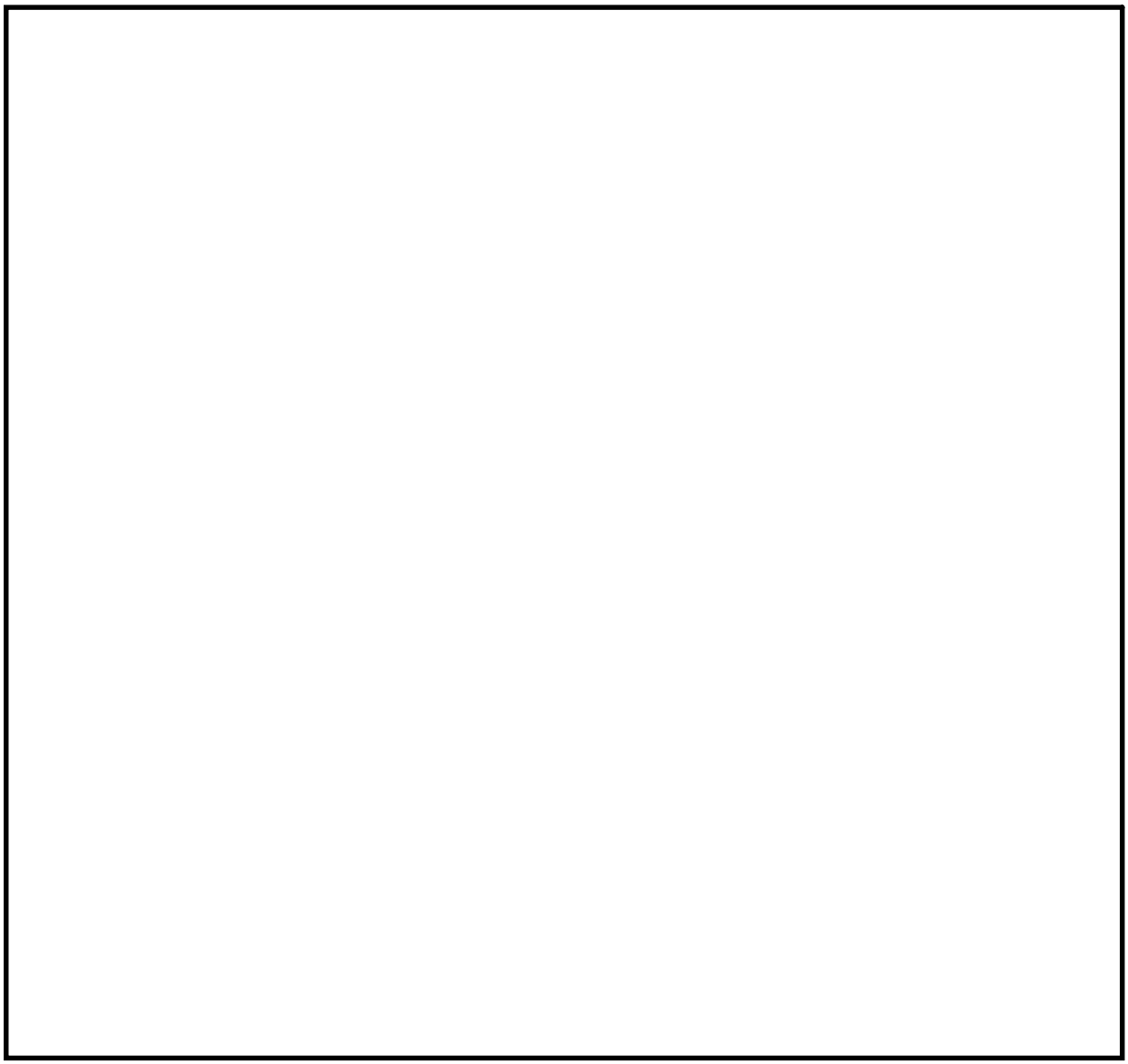
図2－1　水密扉の設置位置図

2.2　構造計画

水密扉の構造は，添付書類「Ⅴ-1-1-8-5　溢水防護施設の詳細設計」の「3.　要求機能及び性能目標」に示す構造計画を踏まえて，詳細な構造を設定する。水密扉の構造計画を表2－1に，残留熱除去系A系ポンプ室水密扉，原子炉隔離時冷却系室北側水密扉，原子炉隔離時冷却系室南側水密扉及び高圧炉心スプレイ系ポンプ室水密扉の構造図を図2－2，図2－3，図2－4及び図2－5に示す。また，使用材料について表2－2に示す。

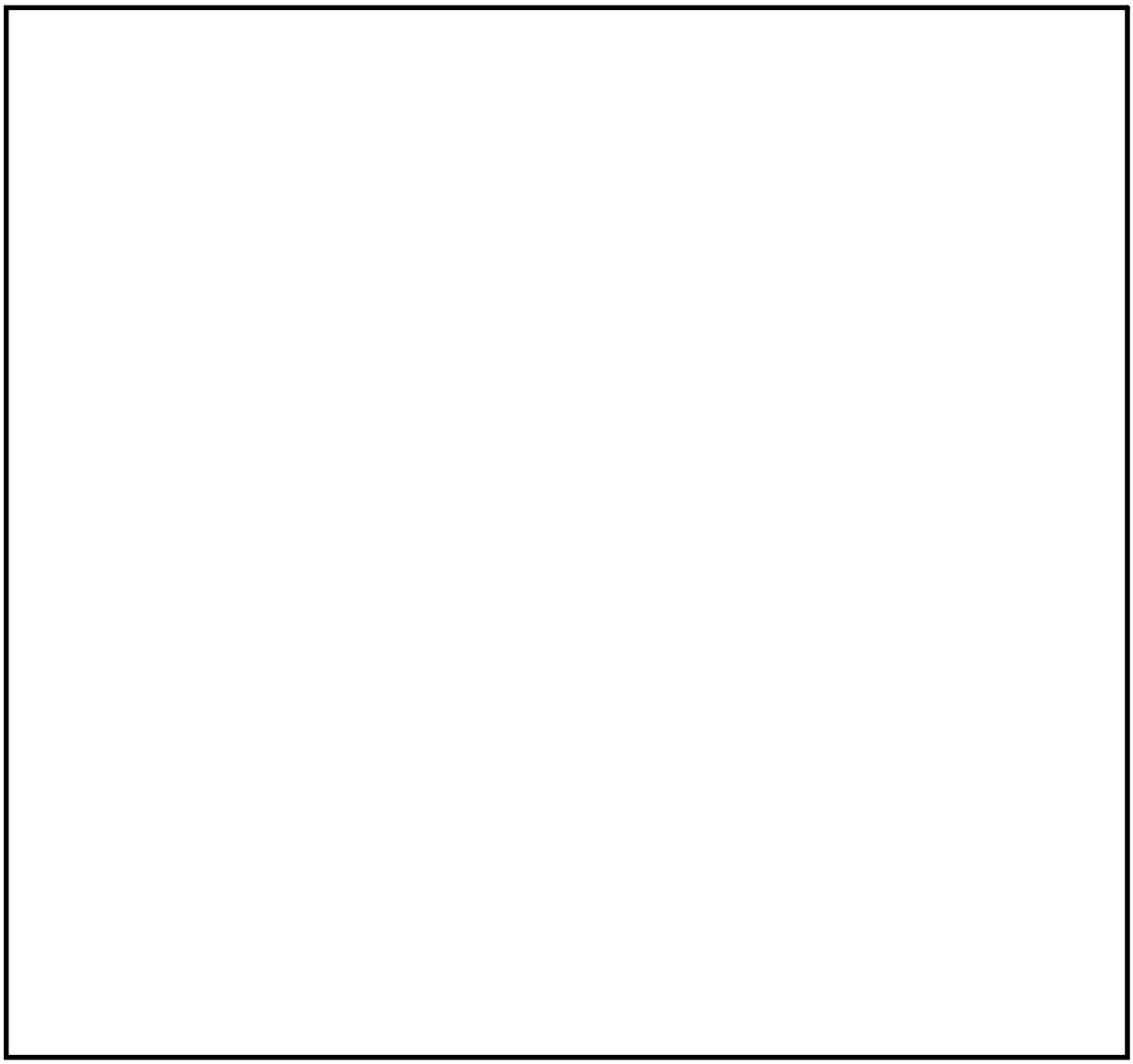
表2－1　構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
扉開放時においては，ヒンジにより扉が扉枠に固定され，扉閉止時においては，締付装置（カンヌキ）により扉が扉枠に固定される構造とする。 また，扉枠を建屋の開口部周辺に，アンカーボルトにより固定する構造とする。	片開型の鋼製扉とし，鋼製の扉板に芯材を取付，扉に設置された締付装置（カンヌキ）を鋼製の扉枠に，差し込み，扉と扉枠を一体化させる構造とする。 また，扉と扉枠の接続はヒンジを介する構造とする。	



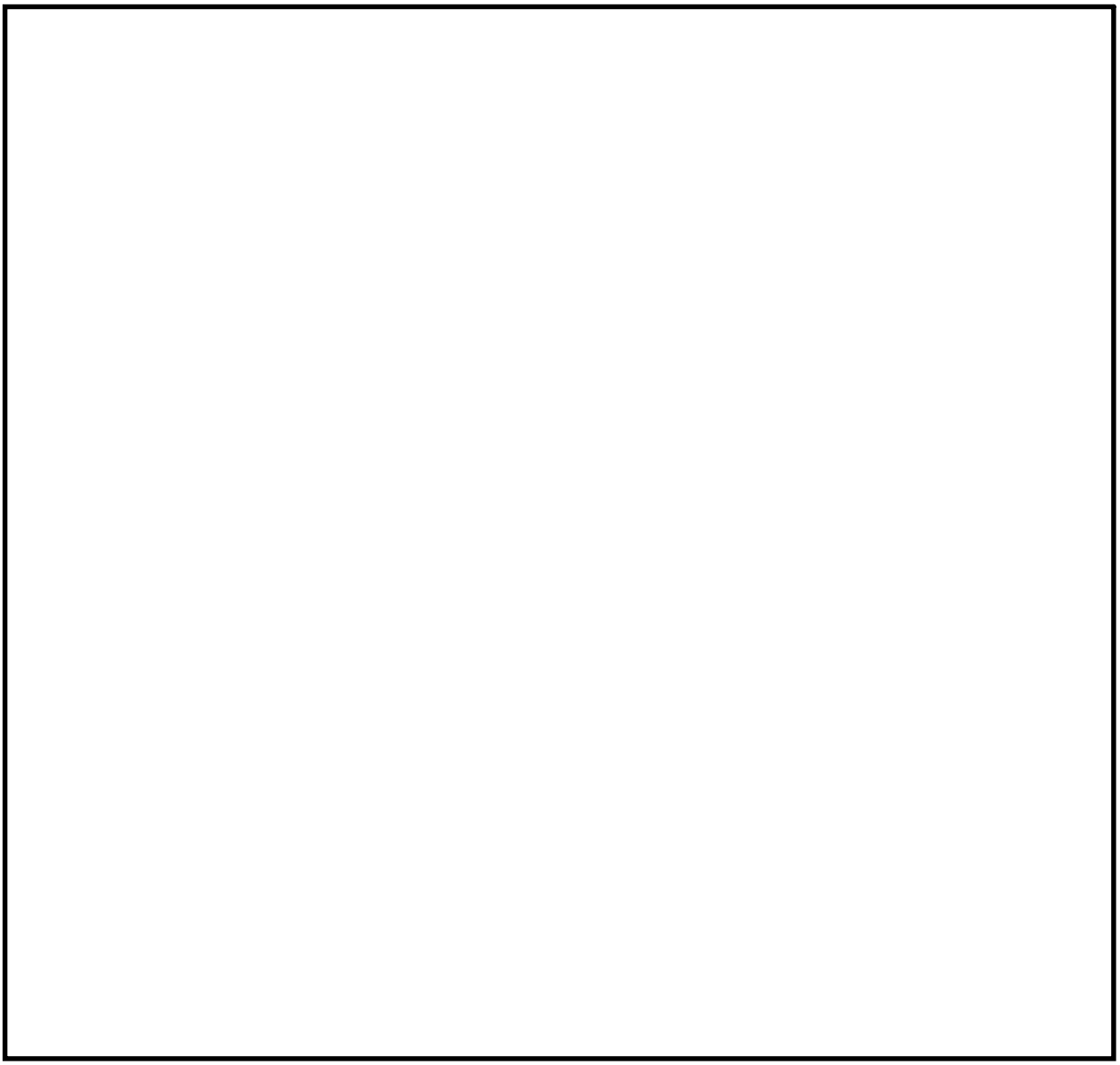
残留熱除去系A系ポンプ室水密扉

図2－2　残留熱除去系A系ポンプ室水密扉の構造図



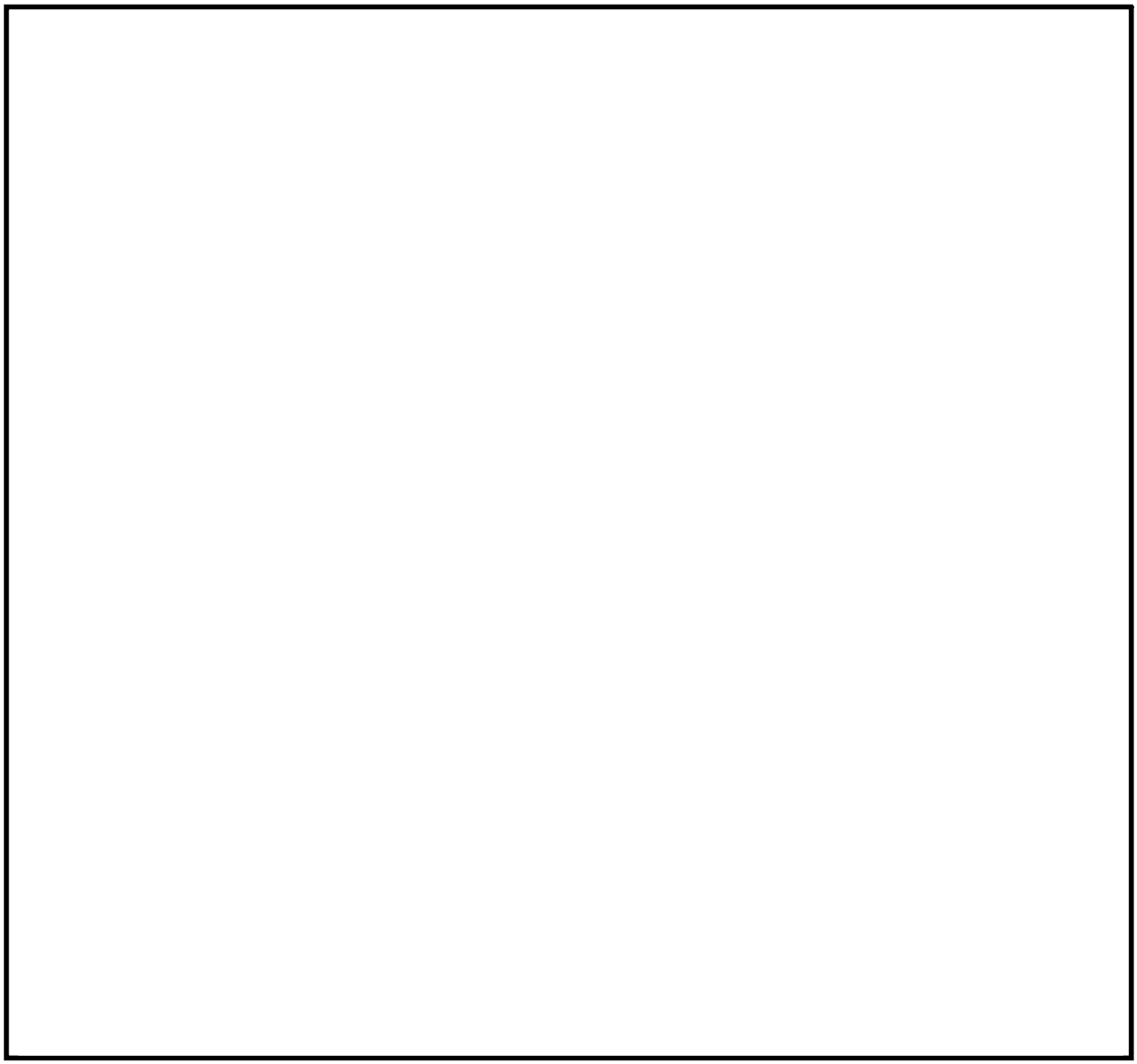
原子炉隔離時冷却系室北側水密扉

図2－3　原子炉隔離時冷却系室北側水密扉の構造図



原子炉隔離時冷却系室南側水密扉

図2－4　原子炉隔離時冷却系室南側水密扉の構造図



高圧炉心スプレイ系ポンプ室水密扉

図 2－5　高圧炉心スプレイ系ポンプ室水密扉の構造図

表2－2　使用材料

部位		材質	仕様
扉板			
芯材			
ヒンジ部	ヒンジアーム		
	ヒンジピン		
	ヒンジボルト		
カンヌキ部	カンヌキ		
	カンヌキ受けピン		
	カンヌキ受けボルト		
アンカーボルト			

2.3　評価方針

水密扉の耐震評価は，「3.　固有周期及び設計用地震力」にて算出した固有周期に基づく設計用地震力による応力等が許容限界内に収まることを「4.　構造強度評価」に示す方法にて確認することで実施する。

水密扉の耐震評価フローを図2－6に示す。

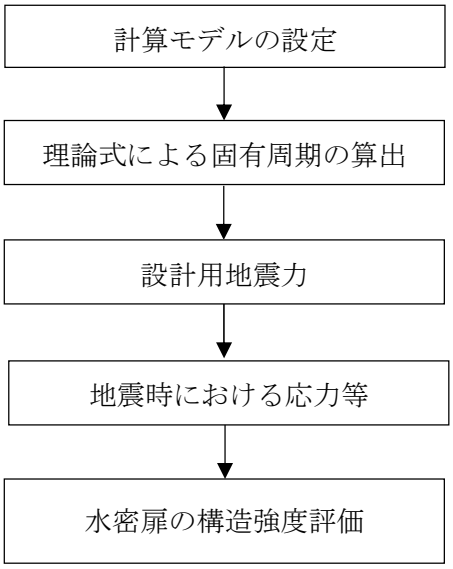


図2－6　水密扉の耐震評価フロー

2.4　適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

(1)　建築基準法・同施行令

(2)　各種合成構造設計指針・同解説（(社) 日本建築学会，2010改定）

(3)　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改定）

(4)　鋼構造設計規準（(社)日本建築学会，2005改定）

(5)　ＪＩＳ　Ｇ　3101－2015　一般構造用圧延鋼材

(6)　ＪＩＳ　Ｇ　4053－2012　機械構造用　合金鋼鋼材

NT2 補② V-2-10-2-8-2 R8

2.5　記号の説明

水密扉の耐震評価に用いる記号を表 2－3 に示す。

表 2－3　耐震評価に用いる記号

項目		記号	定義	単位
共通		W_X	扉体自重	kN
		W_X'	扉枠重量	kN
		K_H	水平方向設計震度	－
		K_V	鉛直方向設計震度	－
ヒンジ部	共通	L_r	扉体重心～ヒンジ芯間距離（幅方向）	m
		L_t	扉体重心～ヒンジ芯間距離（厚方向）	m
		L_j	ヒンジ中心間距離	m
	ヒンジアーム	L	作用点間距離	mm
		Z	断面係数	mm^3
		A	断面積	mm^2
	ヒンジピン	L	軸支持間距離	mm
		Z	断面係数	mm^3
		A	断面積	mm^2
カンヌキ部	カンヌキ	L_b	作用点間距離	mm
		Z	断面係数	mm^3
		A	断面積	mm^2
	カンヌキ受けピン	L_P	作用点間距離	mm
		Z	断面係数	mm^3
		A	断面積	mm^2
	カンヌキ受けボルト	n	本数	本
		A_b	断面積	mm^2
アンカーボルト		n	本数	本
		L	埋込長	mm
		A_b	断面積	mm^2

3.　固有周期及び設計用地震力

3.1　固有周期の計算方法

水密扉の構造に応じて解析モデルを設定し，固有周期を算出する。

3.1.1　解析モデルの設定

水密扉は，扉板及び芯材の組合せにより剛な断面を有しているとともに，ヒンジ及び締付装置（カンヌキ）により扉を扉枠に支持させる構造であることから，両端支持はりに単純化したモデルとし，最大スパン部のはり（芯材）に，当該はりが受ける扉本体（扉板，芯材）の自重及び付属品（ヒンジ，カンヌキ等）の自重を加えるものとする。はり長さは扉幅とする。解析モデル図を図3－1に示す。

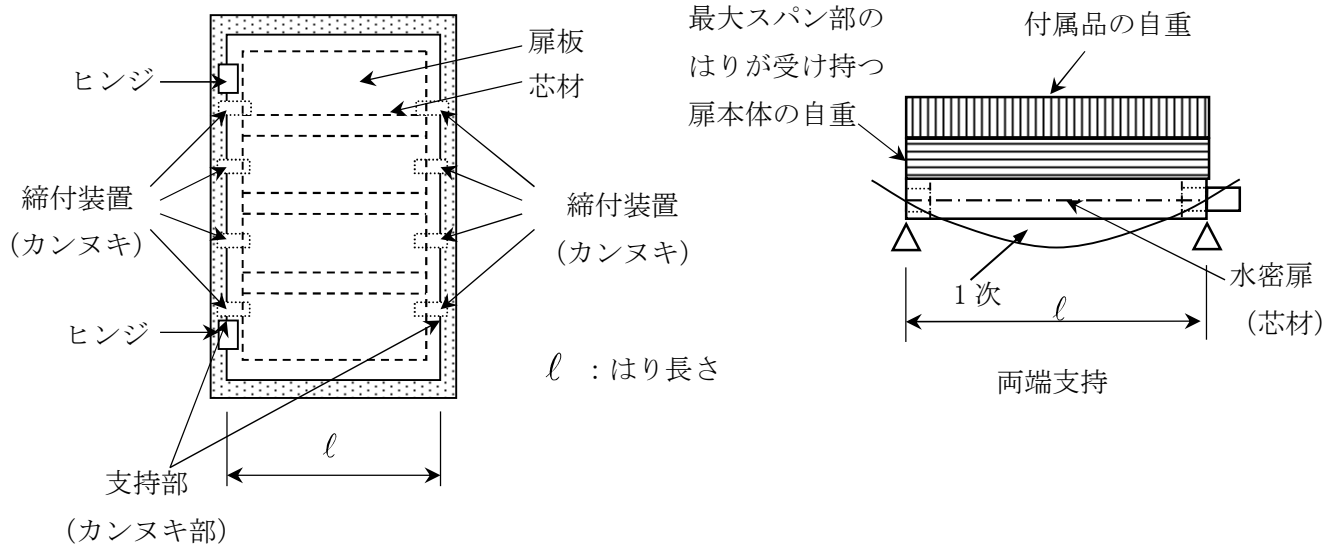


図 3－1　水密扉の固有値解析モデル

3.1.2　記号の説明

水密扉の固有周期算出に用いる記号を表3－1に示す。

表3－1　水密扉の固有周期算出に用いる記号

記号	単位	定義
T	s	水密扉の固有周期
f	Hz	水密扉の固有振動数
ℓ	m	はり長さ
E	N/m^2	ヤング率
I	m^4	断面2次モーメント
m	kg/m	質量分布

3.1.3　固有周期の算出方法

固有周期Ｔを「土木学会　鋼構造力学公式集」に基づき以下の式より算出する。

$$T = \frac{1}{f}$$

$$f = \frac{\pi^2}{2\pi \ell^2}\sqrt{\frac{E\ I}{m}}$$

3.2　固有周期の計算条件

水密扉の固有周期の計算条件を表3－2に示す。

表3－2　水密扉の固有周期の計算条件

水密扉名称	はり長さ ℓ (m)	ヤング率Ｅ (N/m^2)	断面2次モーメントＩ (m^4)	質量分布ｍ (kg/m)
残留熱除去系Ａ系ポンプ室水密扉				
原子炉隔離時冷却系室北側水密扉				
原子炉隔離時冷却系室南側水密扉				
高圧炉心スプレイ系ポンプ室水密扉				

3.3　固有周期の計算結果

水密扉の固有周期の計算結果を表3－3に示す。計算結果より，剛であることを確認した。

表3－3　水密扉の固有振動数の計算結果

水密扉名称	固有振動数（Hz）	固有周期（s）
残留熱除去系Ａ系ポンプ室水密扉	32	0.031
原子炉隔離時冷却系室北側水密扉	32	0.031
原子炉隔離時冷却系室南側水密扉	31	0.032
高圧炉心スプレイ系ポンプ室水密扉	31	0.032

3.4　設計用地震力

基準地震動Ｓ$_s$による設計用地震力は，添付書類「Ⅴ-2-1-7　設計用床応答曲線の作成方針」に基づき設定する。

地震応答解析に基づいて算定された，設置床の最大応答加速度から各扉の設計震度を設定する。最大応答加速度は，加速度を保守的に評価するために，その抽出位置は，水密扉設置階の上階（上層）の値とする。また，水密扉は建物・構築物として評価する。

各扉の設置床の最大応答加速度から算出した設計震度を表3－4に示す。

表3－4　水密扉の設計震度

扉名称	設置場所 （抽出位置）	設計震度	
		水平方向	鉛直方向
残留熱除去系 A 系ポンプ室水密扉	原子炉建屋原子炉棟 EL.-4.00 m （原子炉建屋原子炉棟 EL.2.00 m）	0.80	0.77
原子炉隔離時冷却系室北側水密扉		0.80	0.77
原子炉隔離時冷却系室南側水密扉		0.80	0.77
高圧炉心スプレイ系ポンプ室水密扉		0.80	0.77

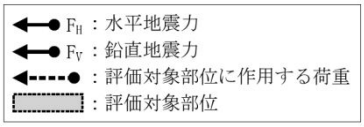
4.　構造強度評価

4.1　評価部位

評価部位は，水密扉の構造上の特徴を踏まえ選定する。なお，評価部位ごとに，扉の開閉状況を考慮の上，地震荷重を設定する。

水密扉に生じる地震力（水平，鉛直）に伴う扉本体に作用する慣性力は，ヒンジ及び締付装置（以下「カンヌキ」という。）から，扉枠を開口部周囲に固定するアンカーボルトを介して，開口部周囲の躯体に伝達しているため，評価部位をヒンジ，カンヌキ及びアンカーボルトとする。また，アンカーボルトは，扉の開閉状況（扉が90°開いた状態と0°又は180°開いた状態）を踏まえた評価を行う。

水密扉閉止時の地震荷重の作用イメージと評価部位を図4－1に，水密扉開放時の地震荷重の作用イメージと評価部位を図4－2に示す。



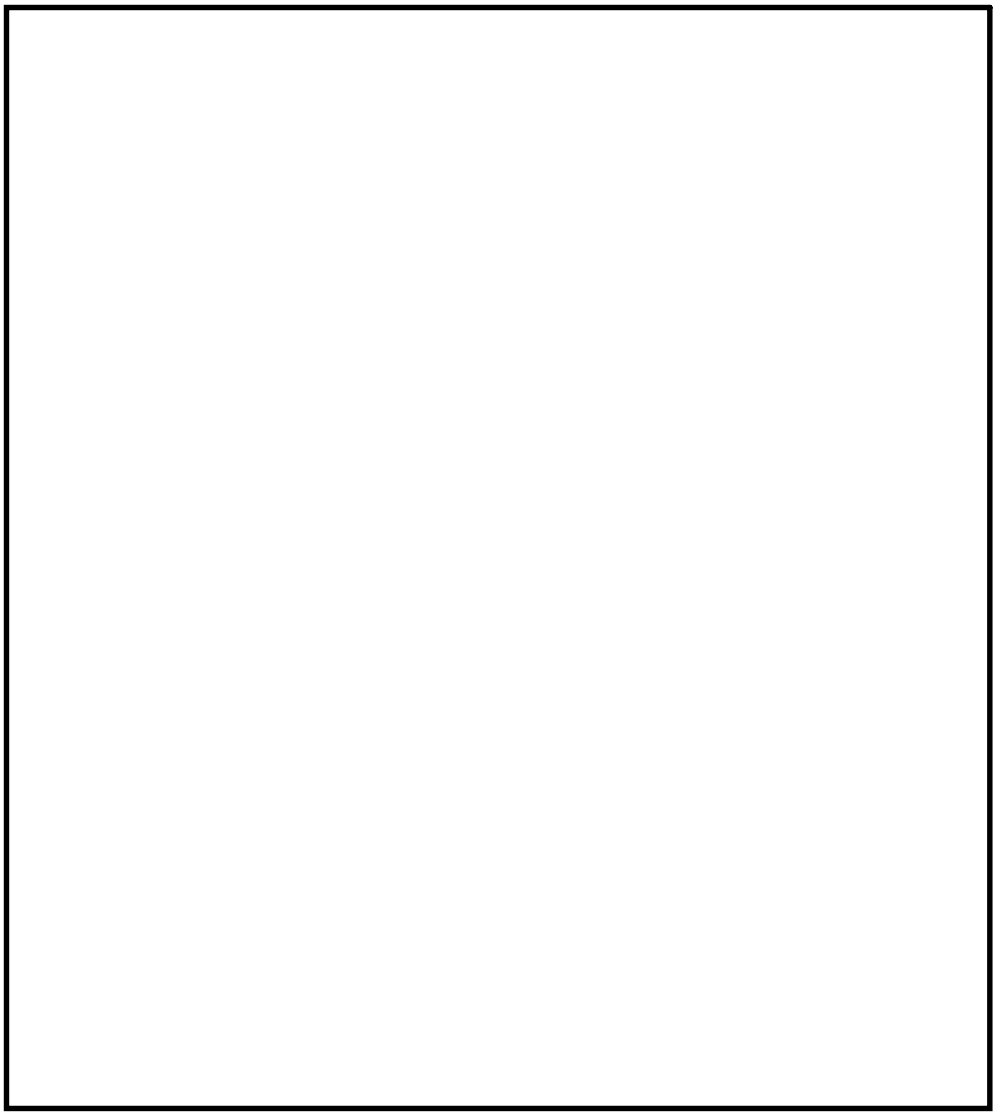


図4－1　水密扉閉止時の地震荷重の作用イメージと評価部位

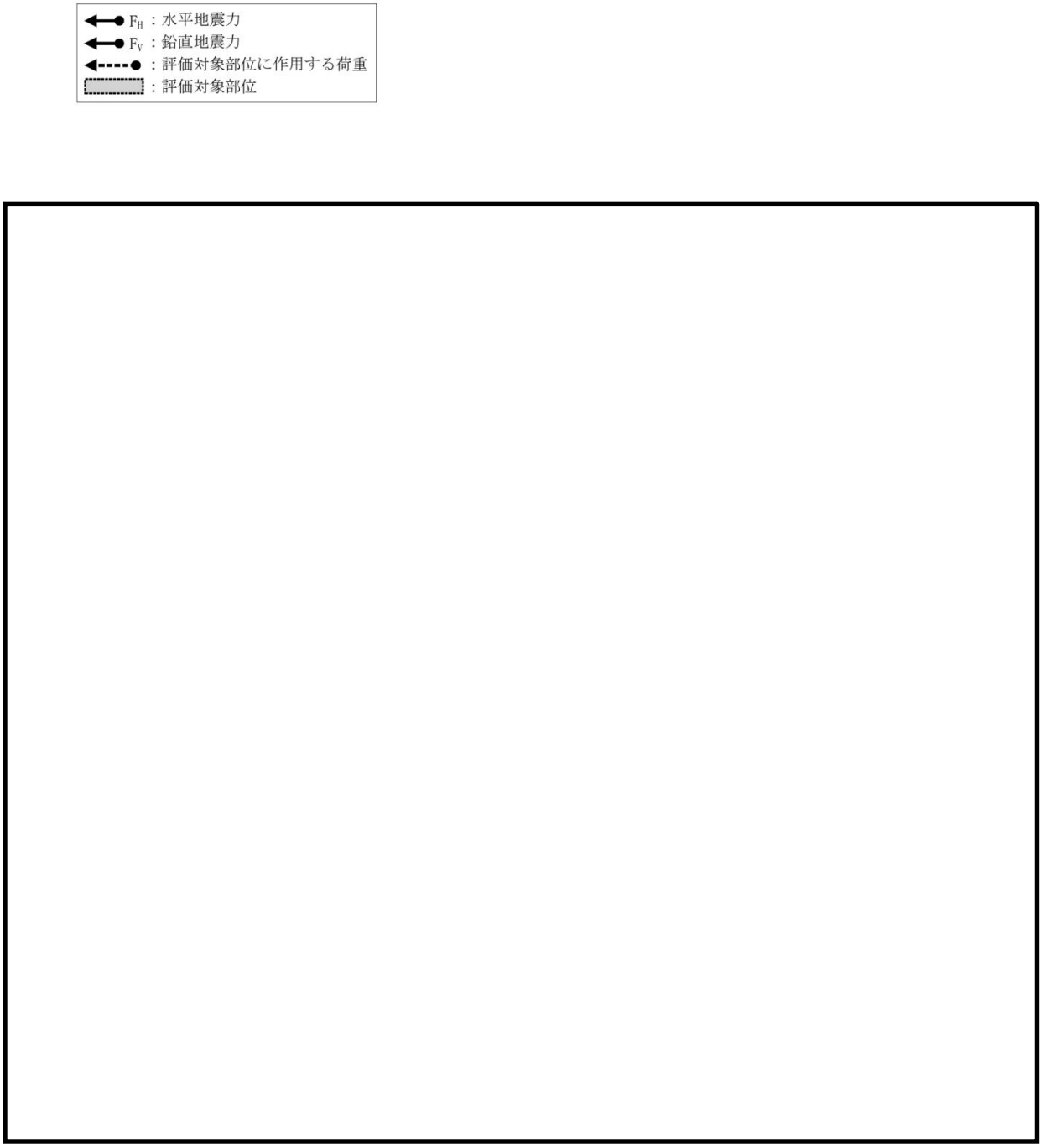


図4－2　水密扉開放時の地震荷重の作用イメージと評価部位

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」の「3.1　構造強度上の制限」にて設定している荷重の組合せに準じて設定する。

添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針」の「3.1　構造強度上の制限」にて設定している荷重の組合せを以下に示す。

$G + P + K_S$

(1)耐震評価上考慮する荷重

水密扉の耐震評価に用いる荷重を以下に示す。

G：固定荷重

P：積載荷重

水密扉は，上載物の荷重を負担する又は影響を受ける構造となっていないことから，積載荷重については考慮しない。

K_S：基準地震動S_sによる地震力

(2)荷重の設定

a. 固定荷重（G）

水密扉の自重を表4－1に示す。

＊：最大寸法重量で安全側に代表させる。

表4－1　水密扉の自重

扉名称	固定荷重（kN）
残留熱除去系A系ポンプ室水密扉	9.32＊
原子炉隔離時冷却系室北側水密扉	
原子炉隔離時冷却系室南側水密扉	
高圧炉心スプレイ系ポンプ室水密扉	

b. 地震荷重（K_S）

地震荷重は，基準地震動S_sによる荷重を考慮する。

「3.4 設計用地震力」で設定した設計震度を用いて，次式により算定する。

$K_S = G \cdot K$

ここで，K_S　：地震荷重（kN）

G　：水密扉の固定荷重（kN）

K　：設計震度

なお，水平及び鉛直地震力による組合せ応力が作用する部位の評価は，水平方向と鉛直方向の地震力が同時に作用するものとして，絶対和法により評価する。

(3) 荷重の組合せ

水密扉の荷重の組合せを表4－2に示す。

表4－2　水密扉の荷重の組合せ

扉名称	荷重の組合せ
残留熱除去系A系ポンプ室水密扉	$G+K_S$
原子炉隔離時冷却系室北側水密扉	$G+K_S$
原子炉隔離時冷却系室南側水密扉	$G+K_S$
高圧炉心スプレイ系ポンプ室水密扉	$G+K_S$

G　：固定荷重

K_S：地震荷重

4.3　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」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

(1)　扉板，芯材，ヒンジ部，カンヌキ部

扉板，芯材，ヒンジ部，カンヌキ部の許容限界は，「鋼構造設計規準（（社）日本建築学会,2005改定）」を踏まえて表4－3の値とする。

表4－3　扉板，芯材，ヒンジ部，カンヌキ部の許容限界

材料	短期許容応力度（N/mm^2）		
	曲げ	引張*3	せん断
[redacted]	235	235	135
	215	215	124
	686	686	396
	651	651	375

＊1：ｔは板厚（mm）を示す。

＊2：許容応力度を決定する場合の基準値Fの値は，「JIS　G　3101：2015　一般構造用圧延鋼材」，「JIS　G　4053：2012　機械構造用　合金鋼鋼材」に基づく

＊3：組合せの短期許容応力度は，引張と同じ。

(2)　アンカーボルト

アンカーボルトの許容限界は，「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会,2010改定）」に基づき算定し，水密扉に作用する荷重を踏まえて，「4.1　評価部位」に基づきアンカーボルトの評価部位を選定する。

地震荷重を考慮する場合のアンカーボルトの許容限界を表4－4に示す。

評価部位のアンカーボルトがせん断力を受けるため,アンカーボルトのせん断強度により決まる耐力,定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる耐力及びコーン状破壊により決まる耐力を比較して，いずれか小さい値を採用する。

表4－4　地震荷重を考慮する場合のアンカーボルトの許容限界

扉名称	評価対象となるアンカーボルトの部位	仕様	許容耐力（kN/本）
			せん断
残留熱除去系 A 系ポンプ室水密扉	躯体全周	[redacted]	34
原子炉隔離時冷却系室北側水密扉			34
原子炉隔離時冷却系室南側水密扉			34
高圧炉心スプレイ系ポンプ室水密扉			34

4.4　計算方法

水密扉の耐震評価は，地震により生じる応力度又は荷重が，「4.3　許容限界」で設定した許容限界値を超えないことを確認する。

(1)　荷重算定

a.　ヒンジ部

ヒンジ部は，ヒンジアーム，ヒンジピン及びヒンジボルトで構成されており，次式により算定する水平地震力及び扉体自重反力（鉛直地震力を含む）から，各部材に発生する荷重を算定する。ヒンジ部に生じる荷重の例を図4－3に示す。

$$F_H = W_X \cdot K_H$$

$$F_V = W_X \cdot K_V$$

$$R_r = (W_X + F_V) \cdot \frac{L_r}{L_j}$$

$$R_t = (W_X + F_V) \cdot \frac{L_t}{L_j}$$

ここで，

W_X：扉体自重（kN）

K_H：水平方向設計震度

K_V：鉛直方向設計震度

F_H：水平地震力（kN）

F_V：鉛直地震力（kN）

R_r：扉体幅方向自重反力（kN）

R_t：扉体厚方向自重反力（kN）

L_r：扉体重心（幅方向）～ヒンジ芯間距離（m）

L_t：扉体重心（厚方向）～ヒンジ芯間距離（m）

L_j：ヒンジ中心間距離（m）

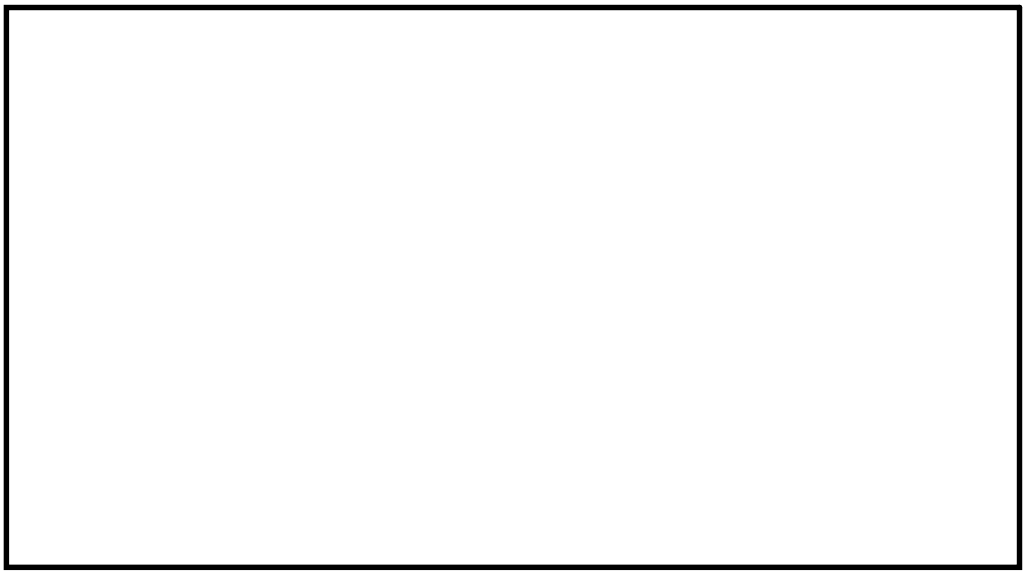


図4－3　ヒンジ部に生じる荷重の例

(a)　ヒンジアーム

ヒンジアームに生じる荷重は，次式により算定する。ヒンジアームに生じる荷重の例を図4－4に示す。

$M = (W_X + F_V) \cdot L$

ここで，

M　：曲げモーメント（kN･mm）

W_X：扉体自重（kN）

F_V：鉛直地震力（kN）

L　：作用点間距離（mm）

$Q = W_X + F_V$

ここで，

Q　：せん断力（kN）

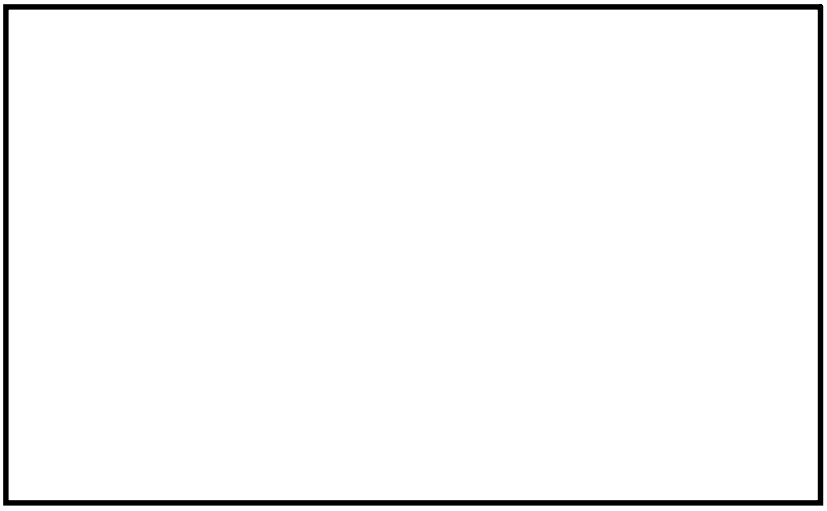


図4－4　ヒンジアームに生じる荷重の例

(b)　ヒンジピン

ヒンジピンに生じる荷重は，次式により算定する。ヒンジピンに生じる荷重の例を図4－5に示す。

$$M=\sqrt{\left(R_r+\frac{F_H}{2}\right)^2+R_t{}^2}\cdot\frac{1}{2}\cdot L$$

ここで，

M　：曲げモーメント（kN･mm）

F_H：水平地震力（kN）

R_r：扉体幅方向自重反力（kN）

R_t：扉体厚方向自重反力（kN）

L　：軸支持間距離（mm）

$$Q=\sqrt{\left(R_r+\frac{F_H}{2}\right)^2+R_t{}^2}\cdot\frac{1}{2}$$

図4－5　ヒンジピンに生じる荷重の例

ここで，

Q　：せん断力（kN）

(c)　ヒンジボルト

ヒンジボルトに生じる荷重は，扉90°開放時には引張力として作用し，扉180°開放時にはせん断力がとして作用することから次式により算定する。ヒンジボルトに生じる荷重の例を図4－6に示す。

$$T=Q=\sqrt{\left(\frac{R_r+\frac{F_H}{2}}{2}\right)^2+\left(W_X+F_V\right)^2}$$

ここで，

T　：引張力（kN）

Q　：せん断力（kN）

W_X：扉体自重（kN）

F_H：水平地震力（kN）

F_V：鉛直地震力（kN）

R_r：扉体幅方向自重反力（kN）

図4－6　ヒンジボルトに生じる荷重の例

b.　カンヌキ部

カンヌキ部は,カンヌキ,カンヌキ受けピン及びカンヌキ受けボルトで構成されており,次式により算定する水平地震力から，各部材に発生する荷重を算定する。カンヌキ部に生じる荷重の例を図4－7に示す。

$$F_H = W_X \cdot K_H$$

ここで,

W_X：扉体自重（kN）

K_H：水平方向設計震度

F_H：水平地震力（kN）

図4－7　カンヌキ部に生じる荷重の例

(a)　カンヌキ

カンヌキに生じる応力は，次式により算定する。カンヌキに生じる荷重の例を図4－8に示す。

$$M = \frac{F_H}{n} \cdot L_b$$

ここで,

M　：曲げモーメント（kN･mm）

F_H：水平地震力（kN）

n　：カンヌキの本数

L_b：作用点間距離（mm）

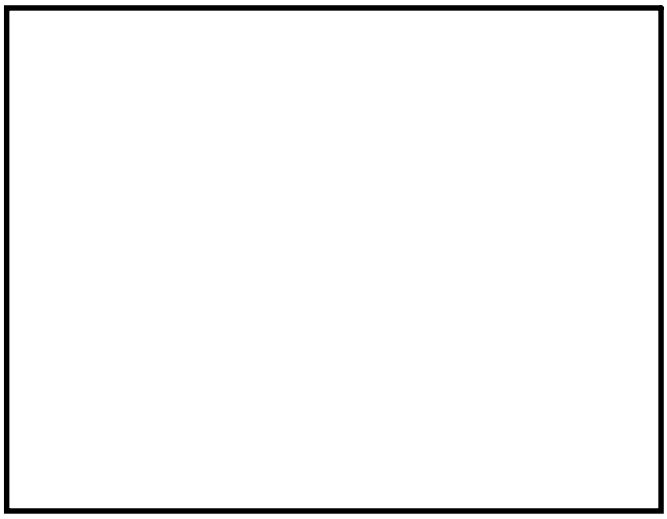


図4－8　カンヌキに生じる荷重の例

$$Q = \frac{F_H}{n}$$

ここで,

Q　：せん断力（kN）

(b)　カンヌキ受けピン

カンヌキ受けピンに生じる荷重は，次式により算定する。カンヌキ受けピンに生じる荷重の例を図4－9に示す。

$$M=\frac{1}{4}\cdot\frac{F_H}{n}\cdot L_P$$

ここで，

Ｍ　：曲げモーメント（kN･mm）

F_H：水平地震力（kN）

ｎ　：カンヌキの本数

L_p：作用点間距離（mm）

図4－9　カンヌキ受けピンに生じる荷重の例

$$Q=\frac{F_H}{n}$$

ここで，

Ｑ　：せん断力（kN）

(c)　カンヌキ受けボルト

カンヌキ受けボルトに生じる荷重は，次式により算定する。カンヌキ受けボルトに生じる荷重の例を図4－10に示す。

$$T=\frac{F_H}{n}$$

ここで，

Ｔ　：引張力（kN）

F_H：水平地震力（kN）

ｎ　：カンヌキの本数

図4－10　カンヌキ受けボルトに生じる荷重の例

c. アンカーボルト

アンカーボルトに生じる応力は，「4.1　評価部位」に基づき，全周のアンカーボルトで荷重を負担するものとして算出する。

アンカーボルトに生じる荷重は，次式により算定する。アンカーボルトに生じる荷重の例を図 4－11 に示す

$$Q = F_H'$$

ここで，

Q　：せん断力（kN）

F_H'：水平地震力（kN）*

＊ 扉枠重量 W_X'（5.4kN）を考慮した地震力

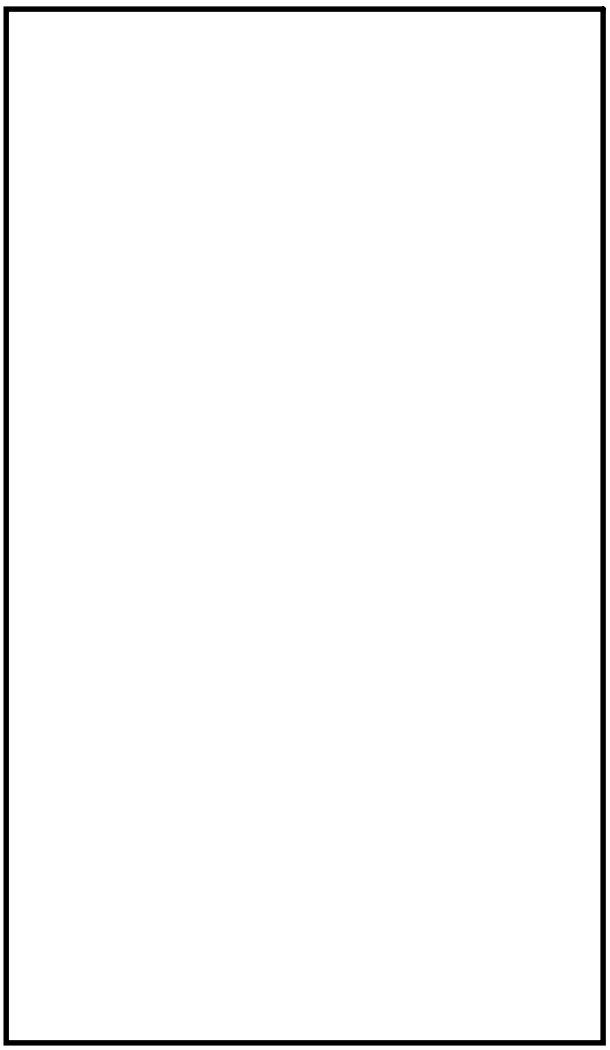


図4－11　アンカーに生じる荷重の例

(2)　断面検定

各部材に生じる応力より算定する応力度等が，許容限界値以下であることを確認する。なお，異なる荷重が同時に作用する部材については，組合せを考慮する。

a.　ヒンジ

(a)　ヒンジアーム

ヒンジアームに生じる曲げ応力度及びせん断応力度から，組合せ応力度を「鋼構造設計基準－許容応力度法－（（社）日本建築学会，２００５改訂）」に基づく次式により算定し，ヒンジアームが曲げの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma_X=\sqrt{\left(\frac{M}{Z}\right)^2+3\cdot\left(\frac{Q}{A}\right)^2}$$

ここで，

σ_x：組合せ応力度（N/mm^2）

M　：曲げモーメント（kN･mm）

Q　：せん断力（kN）

Z　：断面係数（mm^3）

A　：断面積（mm^2）

(b)　ヒンジピン

ヒンジピンに生じる曲げ応力度及びせん断応力度から，組合せ応力度を「鋼構造設計基準－許容応力度法－（（社）日本建築学会，２００５改訂）」に基づく次式により算定し，ヒンジピンの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma_X=\sqrt{\left(\frac{M}{Z}\right)^2+3\cdot\left(\frac{Q}{A}\right)^2}$$

ここで，

σ_x：組合せ応力度（N/mm^2）

M　：曲げモーメント（kN･mm）

Q　：せん断力（kN）

Z　：断面係数（mm^3）

A　：断面積（mm^2）

b.　カンヌキ

(a)　カンヌキ

カンヌキに生じる曲げ応力度及びせん断応力度から，組合せ応力度を「鋼構造設計基準－許容応力度法－（（社）日本建築学会，２００５改訂）」に基づく次式により算定し，カンヌキの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma_X=\sqrt{\left(\frac{M}{Z}\right)^2+3\cdot\left(\frac{Q}{A}\right)^2}$$

ここで,

σ_x：組合せ応力度（N/mm^2）

M　：曲げモーメント（kN･mm）

Q　：せん断力（kN）

Z　：断面係数（mm^3）

A　：断面積（mm^2）

(b)　カンヌキ受けピン

カンヌキ受けピンに生じる曲げ応力度及びせん断応力度を次式により算定し，カンヌキ受けピンの短期許容応力度以下であることを確認する。

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

$$\tau=\frac{Q}{2\cdot A}$$

ここで,

σ：曲げ応力度（N/mm^2）

τ：せん断応力度（N/mm^2）

M：曲げモーメント（kN･mm）

Q：せん断力（kN）

Z：断面係数（mm^3）

A：断面積（mm^2）

c. ボルト

ヒンジボルトに生じる引張応力度，せん断応力度及びカンヌキ受けボルトに生じる引張応力度を次式により算定し，ボルトの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\tau = \frac{Q}{n \cdot A_b}$$

ここで，

τ ：せん断応力度（N/mm^2）

Q ：せん断力（kN）

n ：本数（本）

A_b：1本当たりの断面積（mm^2）

$$\sigma_T = \frac{T}{n \cdot A_b}$$

ここで，

σ_T：引張応力度（N/mm^2）

T ：引張力（kN）

n ：本数（本）

A_b：1本当たりの断面積（mm^2）

d. アンカーボルト

アンカーボルト１本当たりに生じるせん断力が，アンカーボルトの許容短期せん断力以下であることを確認する。

$$Q_d = \frac{Q}{n}$$

ここで，

Q_d ：アンカーボルト1本当たりせん断力（kN）

n ：荷重を負担するアンカーボルトの本数（本）

Q ：アンカーボルトに生じるせん断力（kN）

4.5　計算条件

「4.4　計算方法」に用いる計算条件を表4－5に示す。

表4－5　耐震評価に用いる計算条件（1／3）

対象部位		記号	単位	定義	数値			
					水密扉			
					残留熱除去系A系ポンプ室水密扉	原子炉隔離時冷却系室北側水密扉	原子炉隔離時冷却系室南側水密扉	高圧炉心スプレイ系ポンプ室水密扉
共通		W_X	kN	扉体自重				
		W_X'	kN	扉枠重量				
		K_H	－	水平方向設計震度				
		K_V	－	鉛直方向設計震度				
ヒンジ部	共通	L_r	m	扉体重心～ヒンジ芯間距離（幅方向）				
		L_t	m	扉体重心～ヒンジ芯間距離（厚方向）				
		L_j	m	ヒンジ中心間距離				
	ヒンジアーム	L	mm	作用点間距離				
		Z	mm^3	断面係数				
		A	mm^2	断面積				

表4－5　耐震評価に用いる計算条件（2／3）

対象部位		記号	単位	定義	数値			
					水密扉			
					残留熱除去系A系ポンプ室水密扉	原子炉隔離時冷却系室北側水密扉	原子炉隔離時冷却系室南側水密扉	高圧炉心スプレイ系ポンプ室水密扉
ヒンジ部	ヒンジピン	L	mm	軸支持間距離				
		Z	mm^3	断面係数				
		A	mm^2	断面積				
	ヒンジボルト	n	本	本数				
		A_b	mm^2	断面積				
カンヌキ部	カンヌキ	L_b	mm	作用点間距離				
		Z	mm^3	断面係数				
		A	mm^2	断面積				
	カンヌキ受けピン	L_P	mm	作用点間距離				
		Z	mm^3	断面係数				
		A	mm^2	断面積				

表4－5　耐震評価に用いる計算条件（3／3）

対象部位		記号	単位	定義	数値			
					水密扉			
					残留熱除去系A系ポンプ室水密扉	原子炉隔離時冷却系室北側水密扉	原子炉隔離時冷却系室南側水密扉	高圧炉心スプレイ系ポンプ室水密扉
カンヌキ部	カンヌキ受けボルト	n	本	本数				
		A_b	mm^2	断面積				
アンカーボルト		n	本	本数				
		L	mm	埋込長				
		A_b	mm^2	断面積				

5. 評価結果

水密扉の評価結果を表5－1に示す。発生値は許容限界を満足しており，地震荷重に対して溢水伝播を防止する機能を維持するために，十分な構造強度を有することを確認した。

表5－1　水密扉の耐震評価結果（1／4）

名称	評価部位		分類	発生値	許容限界	判定
残留熱除去系A系ポンプ室水密扉	ヒンジ部	ヒンジアーム	曲げ（単位 N/mm^2）	55	215	○
			せん断（単位 N/mm^2）	4	124	○
			組合せ（単位 N/mm^2）	56	215	○
		ヒンジピン	曲げ（単位 N/mm^2）	43	686	○
			せん断（単位 N/mm^2）	6	396	○
			組合せ（単位 N/mm^2）	44	686	○
		ヒンジボルト	引張（単位 N/mm^2）	28	651	○
			せん断（単位 N/mm^2）	28	375	○
	カンヌキ部	カンヌキ	曲げ（単位 N/mm^2）	8	686	○
			せん断（単位 N/mm^2）	1	396	○
			組合せ（単位 N/mm^2）	8	686	○
		カンヌキ受けピン	曲げ（単位 N/mm^2）	6	686	○
			せん断（単位 N/mm^2）	1	396	○
		カンヌキ受けボルト	引張（単位 N/mm^2）	2	651	○
	アンカーボルト		せん断（単位 kN/本）	1	34	○

表5－1　水密扉の耐震評価結果（2／4）

名称	評価部位		分類	発生値	許容限界	判定
原子炉隔離時冷却系室北側水密扉	ヒンジ部	ヒンジアーム	曲げ（単位 N/mm²）	55	215	○
			せん断（単位 N/mm²）	4	124	○
			組合せ（単位 N/mm²）	56	215	○
		ヒンジピン	曲げ（単位 N/mm²）	44	686	○
			せん断（単位 N/mm²）	6	396	○
			組合せ（単位 N/mm²）	45	686	○
		ヒンジボルト	引張（単位 N/mm²）	28	651	○
			せん断（単位 N/mm²）	28	375	○
	カンヌキ部	カンヌキ	曲げ（単位 N/mm²）	8	686	○
			せん断（単位 N/mm²）	1	396	○
			組合せ（単位 N/mm²）	8	686	○
		カンヌキ受けピン	曲げ（単位 N/mm²）	6	686	○
			せん断（単位 N/mm²）	1	396	○
		カンヌキ受けボルト	引張（単位 N/mm²）	2	651	○
	アンカーボルト		せん断（単位 kN/本）	1	34	○

表5－1　水密扉の耐震評価結果（3／4）

名称	評価部位		分類	発生値	許容限界	判定
原子炉隔離時冷却系室南側水密扉	ヒンジ部	ヒンジアーム	曲げ（単位 N/mm²）	55	215	○
			せん断（単位 N/mm²）	4	124	○
			組合せ（単位 N/mm²）	56	215	○
		ヒンジピン	曲げ（単位 N/mm²）	41	686	○
			せん断（単位 N/mm²）	5	396	○
			組合せ（単位 N/mm²）	42	686	○
		ヒンジボルト	引張（単位 N/mm²）	28	651	○
			せん断（単位 N/mm²）	28	375	○
	カンヌキ部	カンヌキ	曲げ（単位 N/mm²）	8	686	○
			せん断（単位 N/mm²）	1	396	○
			組合せ（単位 N/mm²）	8	686	○
		カンヌキ受けピン	曲げ（単位 N/mm²）	6	686	○
			せん断（単位 N/mm²）	1	396	○
		カンヌキ受けボルト	引張（単位 N/mm²）	2	651	○
	アンカーボルト		せん断（単位 kN/本）	1	34	○

表 5－1　水密扉の耐震評価結果（4／4）

名称	評価部位		分類	発生値	許容限界	判定
高圧炉心スプレイ系ポンプ室水密扉	ヒンジ部	ヒンジアーム	曲げ (単位 N/mm²)	55	215	○
			せん断 (単位 N/mm²)	4	124	○
			組合せ (単位 N/mm²)	56	215	○
		ヒンジピン	曲げ (単位 N/mm²)	41	686	○
			せん断 (単位 N/mm²)	5	396	○
			組合せ (単位 N/mm²)	42	686	○
		ヒンジボルト	引張 (単位 N/mm²)	28	651	○
			せん断 (単位 N/mm²)	28	375	○
	カンヌキ部	カンヌキ	曲げ (単位 N/mm²)	8	686	○
			せん断 (単位 N/mm²)	1	396	○
			組合せ (単位 N/mm²)	8	686	○
		カンヌキ受けピン	曲げ (単位 N/mm²)	6	686	○
			せん断 (単位 N/mm²)	1	396	○
		カンヌキ受けボルト	引張 (単位 N/mm²)	2	651	○
	アンカーボルト		せん断 (単位 kN/本)	1	34	○

Ⅴ-2-10-2-9-1　津波・構内監視カメラの耐震性についての計算書

目次

1. 概要 ····· 1
2. 津波・構内監視カメラ（カメラ本体） ····· 2
2.1 一般事項 ····· 2
2.1.1 配置概要 ····· 2
2.1.2 構造計画 ····· 3
2.1.3 評価方針 ····· 4
2.1.4 適用基準 ····· 5
2.1.5 記号の説明 ····· 6
2.2 評価部位 ····· 7
2.3 固有周期 ····· 7
2.3.1 固有周期の算出方法 ····· 7
2.3.2 固有周期の計算条件 ····· 7
2.3.3 固有周期の計算結果 ····· 8
2.4 構造強度評価 ····· 8
2.4.1 構造強度評価方法 ····· 8
2.4.2 荷重の組合せ及び許容限界 ····· 8
2.4.3 設計用地震力 ····· 10
2.4.4 計算方法 ····· 11
2.4.5 計算条件 ····· 13
2.4.6 応力の評価 ····· 14
2.5 機能維持評価 ····· 15
2.5.1 電気的機能維持評価方法 ····· 15
2.6 評価結果 ····· 16
3. 津波・構内監視カメラ（中央制御室制御盤及び緊急時対策所制御盤） ····· 17
3.1 一般事項 ····· 17
3.1.1 構造計画 ····· 17
3.1.2 評価方針 ····· 20
3.1.3 適用基準 ····· 21
3.1.4 記号の説明 ····· 21
3.2 評価部位 ····· 23
3.3 固有周期 ····· 23
3.3.1 固有周期の算出方法 ····· 23
3.4 構造強度評価 ····· 24
3.4.1 構造強度評価方法 ····· 24

3.4.2　荷重の組合せ及び許容限界 ····· 24
3.4.3　設計用地震力 ····· 26
3.4.4　計算方法 ····· 27
3.4.5　計算条件 ····· 31
3.4.6　応力の評価 ····· 33
3.5　機能維持評価 ····· 34
3.5.1　電気的機能維持評価方法 ····· 34
3.6　評価結果 ····· 35
4. 津波・構内監視カメラ（中央制御室監視モニタ及び緊急時対策所監視モニタ） ····· 37
4.1　一般事項 ····· 37
4.1.1　構造計画 ····· 37
4.1.2　評価方針 ····· 39
4.1.3　適用基準 ····· 39
4.2　評価部位 ····· 39
4.3　機能維持評価 ····· 40
4.3.1　評価用加速度 ····· 40
4.3.2　機能確認済加速度 ····· 41
4.4　評価結果 ····· 41

1. 概要

本計算書は，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，津波・構内監視カメラが設計用地震力に対して十分な構造強度及び電気的機能を有していることを説明するものである。津波・構内監視カメラは，カメラ本体，中央制御室制御盤，緊急時対策所制御盤，中央制御室監視モニタ，緊急時対策所監視モニタで構成される。本計算書は各構成機器それぞれの評価結果を示す。

津波・構内監視カメラは，設計基準対象施設においてはＳクラス施設に分類される。以下，設計基準対象施設としての構造強度評価及び電気的機能維持評価を示す。

2.　津波・構内監視カメラ（カメラ本体）

2.1　一般事項

2.1.1　配置概要

津波・構内監視カメラ（カメラ本体）の配置図を図 2.1-1 に示す。

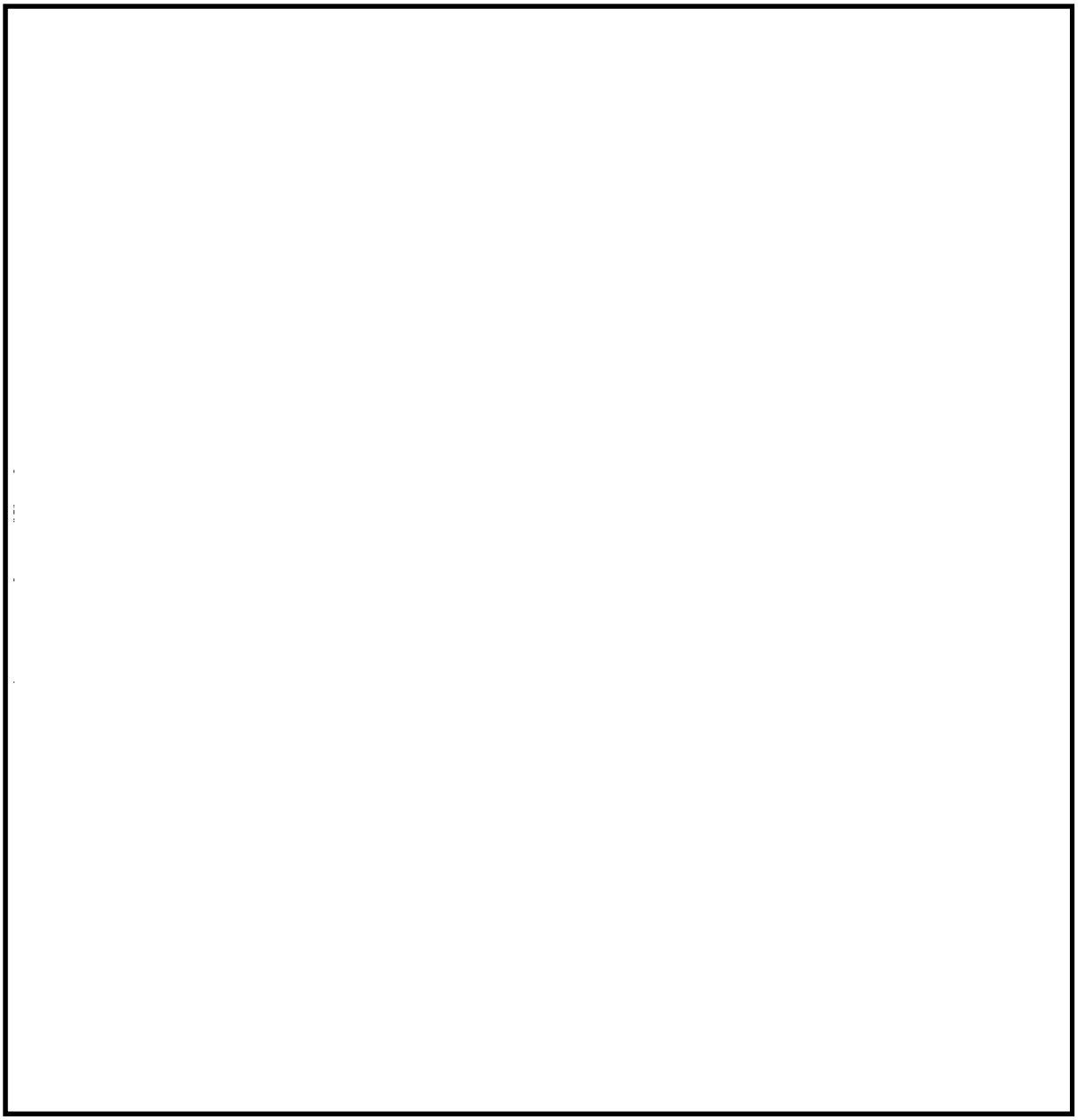
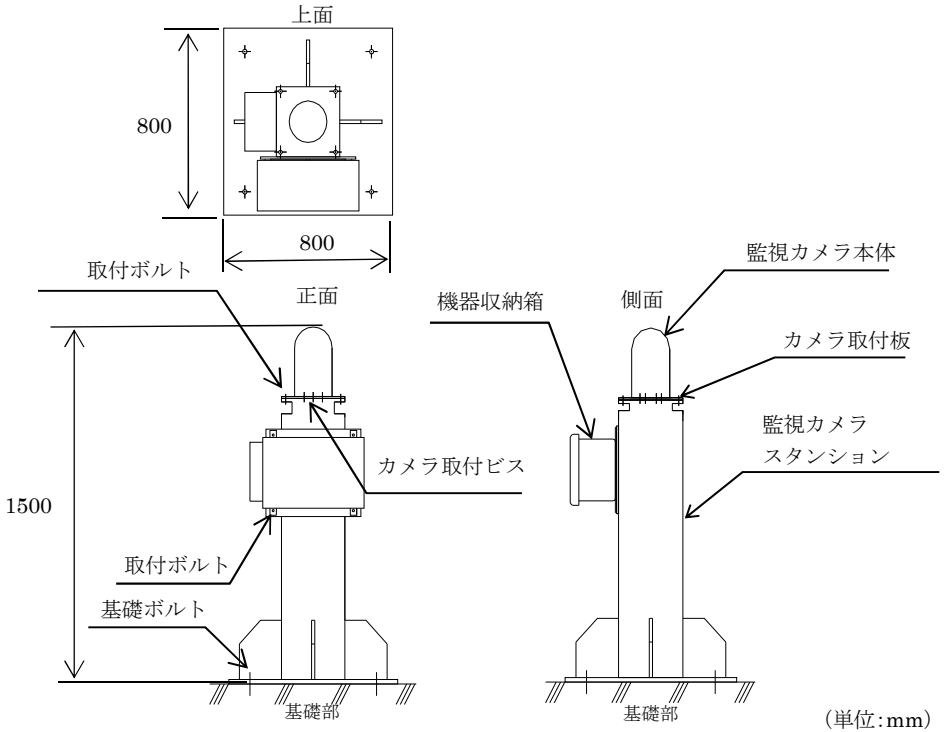


図 2.1-1　津波・構内監視カメラ（カメラ本体）配置図

2.1.2　構造計画

津波・構内監視カメラ（カメラ本体）の構造計画を表 2.1-1 に示す。

表 2.1-1　構造計画（津波・構内監視カメラ（カメラ本体））

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
監視カメラ本体は，カメラ取付ビスによりカメラ取付板に固定され，カメラ取付板及び機器収納箱は，取付ボルトにより監視カメラスタンションに固定される。 監視カメラスタンションは，基礎に基礎ボルトで設置する。	監視カメラ本体	

2.1.3　評価方針

津波・構内監視カメラ（カメラ本体）の応力評価は，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針　3.1　構造強度上の制限」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき，「2.1.2　構造計画」にて示す津波・構内監視カメラ（カメラ本体）の部位を踏まえ「2.2　評価部位」にて設定する箇所において，「2.3　固有周期」にて算出した固有周期に基づく設計用地震力により算出した応力等が許容限界内に収まることを，「2.4　構造強度評価」にて示す方法にて確認することで実施する。また機能維持評価は，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針」にて設定した動的機器の機能維持の方針に基づき，地震時の応答加速度が動的機能確認済加速度以下であることを，「2.5　機能維持評価」にて示す方法にて確認することで実施する。確認結果を「2.6　評価結果」に示す。

津波・構内監視カメラ（カメラ本体）の耐震評価フローを図 2.1-2 に示す。

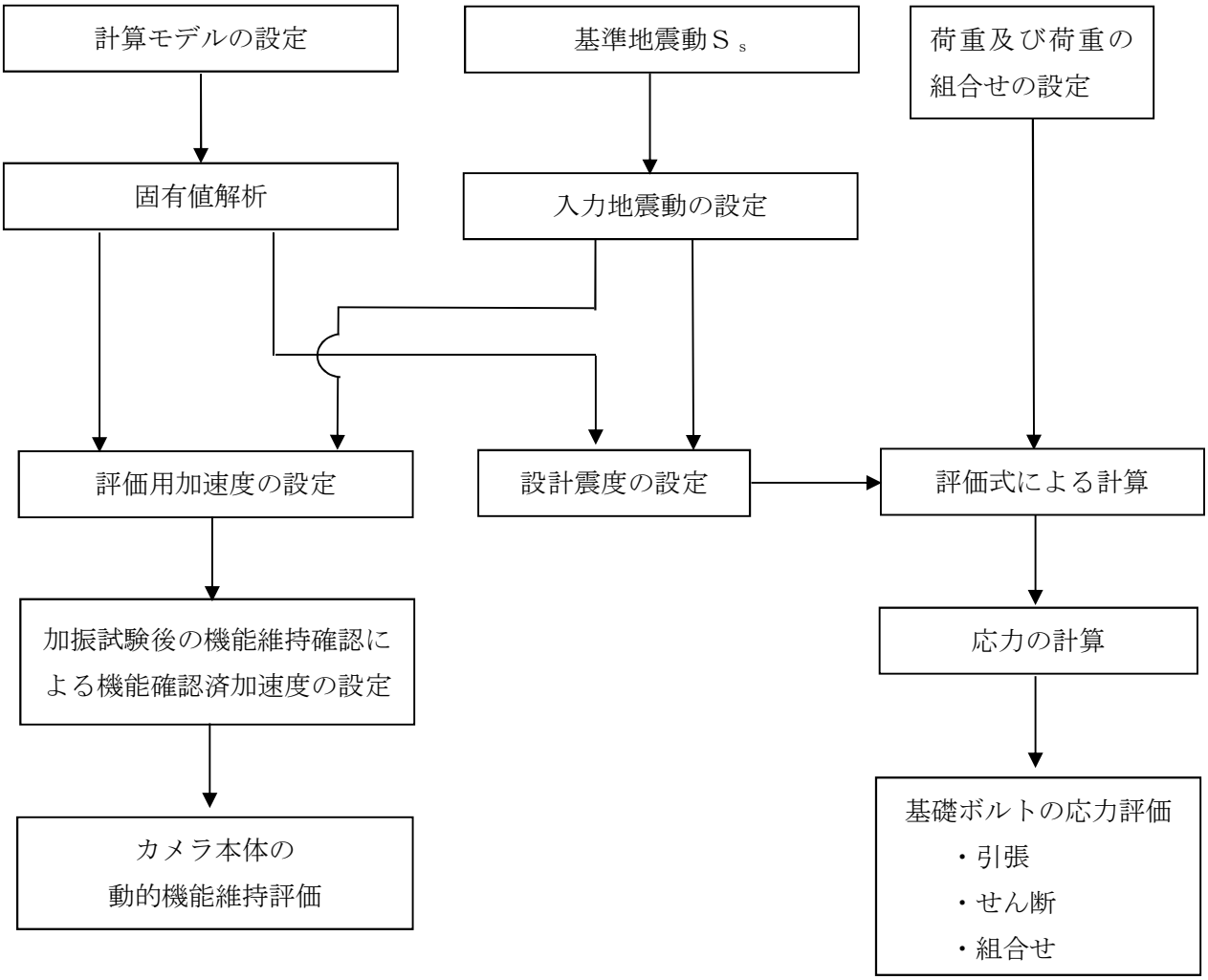


図 2.1-2　津波・構内監視カメラ（カメラ本体）の耐震評価フロー

2.1.4　適用基準

適用基準を以下に示す。

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

(2)　原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編　ＪＥＡＧ４６０１・補－1984（日本電気協会）

(3)　原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１－1991 追補版（日本電気協会）

(4)　発電用原子力設備規格　設計・建設規格（2005 年版（2007 年追補版含む。））ＪＳＭＥ　ＳＮＣ1－2005/2007（日本機械学会）

(5)　建築物荷重指針・同解説（2004）（日本建築学会）

2.1.5　記号の説明

記　号	記　　号　　の　　説　　明	単　位
A_b	基礎ボルトの軸断面積	mm^2
C_H	水平方向設計震度	－
C_V	鉛直方向設計震度	－
d	基礎ボルトの呼び径	mm
F	設計・建設規格　SSB-3131 に定める値	MPa
F_b	基礎ボルトに作用する引張力（１本当たり）	N
f_{sb}	せん断力のみを受ける基礎ボルトの許容せん断応力（f_sを1.5倍した値）	MPa
f_{to}	引張力のみを受ける基礎ボルトの許容引張応力（f_tを 1.5 倍した値）	MPa
f_{ts}	引張力とせん断力を同時に受ける基礎ボルトの許容引張応力	MPa
g	重力加速度（＝9.80665）	m/s^2
h	取付面から重心までの距離	mm
ha	取付面から端までの距離	mm
ℓ_1	重心と基礎ボルト間の水平方向距離*1	mm
ℓ_2	重心と基礎ボルト間の水平方向距離*1	mm
m	運転時質量	kg
n	基礎ボルトの本数	－
n_f	評価上引張力を受けるとして期待する基礎ボルトの本数	－
Q_b	基礎ボルトに作用するせん断力	N
S_u	設計・建設規格　付録材料図表　Part5　表 9 に定める値	MPa
S_y	設計・建設規格　付録材料図表　Part5　表 8 に定める値	MPa
π	円周率	－
σ_b	基礎ボルトに生じる引張応力	MPa
τ_b	基礎ボルトに生じるせん断応力	MPa
P_k	風荷重	N
P_s	積雪荷重	N
E	縦弾性係数	MPa
I	断面二次モーメント	mm^4
As	最小有効せん断断面積	mm^2
G	せん断弾性係数	MPa

*1：$\ell_1 \leqq \ell_2$

2.2　評価部位

津波・構内監視カメラ（カメラ本体）は原子炉建屋屋上に設置する鉄筋コンクリート製の基礎部及び防潮堤の躯体上部に設置するため，耐震評価は，「2.4.1　構造強度評価方法」に示す条件に基づき，耐震評価上厳しくなる基礎ボルトについて実施する。津波・構内監視カメラ（カメラ本体）の評価部位については，表 2.1-1 の構造計画に示す。

2.3　固有周期

2.3.1　固有周期の算出方法

津波・構内監視カメラ（カメラ本体）の固有周期の計算方法を以下に示す。

a. 水平方向

(1) 津波・構内監視カメラ（カメラ本体）の質量は，重心に集中するものとする。

(2) 津波・構内監視カメラ（カメラ本体）は，図 2.3-1 に示す下端固定の 1 質点系振動モデルとして考える。

(3) 固有周期は次式で求める。

$$T=2\cdot\pi\cdot\sqrt{\frac{m}{1000}\cdot\left(\frac{h^3}{3\cdot E\cdot I}+\frac{h}{A_S\cdot G}\right)} \quad \cdots\cdots (2.3.1)$$

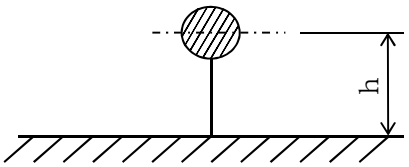


図 2.3－1　固有周期の計算モデル

b. 鉛直方向

鉛直方向は十分な剛性を有していることから，固有周期の計算を省略する。

2.3.2　固有周期の計算条件

固有周期の計算に用いる数値を表 2.3-1 に示す。

表 2.3-1　固有周期の計算条件

項目	記号	単位	数値等
質量	m	kg	
据付面から重心までの距離	h	mm	
縦弾性係数	E	MPa	194000
断面二次モーメント	I	mm^4	1.83×10^8
最小有効せん断断面積	As	mm^2	6048
せん断弾性係数	G	MPa	74600

2.3.3　固有周期の計算結果

固有周期の計算結果から，水平方向は，0.05 秒以下であり，剛であることを確認した。また，鉛直方向は十分な剛性を有していることから，固有周期の計算を省略した。固有周期の計算結果を表 2.3-2 に示す。

表 2.3-2　固有周期

水平方向(s)	鉛直方向(s)

2.4　構造強度評価

2.4.1　構造強度評価方法

(1)　津波・構内監視カメラ（カメラ本体）の質量は先端に集中するものとする。

(2)　津波・構内監視カメラ（カメラ本体）は基礎ボルトで基礎に固定された固定端とする。

(3)　転倒方向は，正面方向及び側面方向について検討し，計算書には計算結果の厳しい方（許容値／発生値の小さい方をいう。）を記載する。

(4)　設計用地震力は添付書類「Ⅴ-2-1-7　設計用床応答曲線の作成方針」に基づき設定する。

(5)　耐震計算に用いる寸法は，公称値を使用する。

2.4.2　荷重の組合せ及び許容限界

2.4.2.1　荷重の組合せ

耐震評価に用いる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」に示す荷重及び荷重の組合せを用いる。津波・構内監視カメラ（カメラ本体）の荷重の組合せを表 2.4-1 に示す。

2.4.2.2　許容限界

津波・構内監視カメラ（カメラ本体）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 2.4-2 のとおりとする。

2.4.2.3　使用材料の許容応力評価条件

津波・構内監視カメラ（カメラ本体）の使用材料の許容応力評価条件のうち，設計基準対象施設の評価に用いるものを表 2.4-3 に示す。

表 2.4-1　荷重の組合せ

施設区分		機器名称	荷重の組合せ
計測制御系統施設	中央制御室機能	津波・構内監視カメラ（カメラ本体）	D＋S_s＋P_k＋P_s
その他発電用原子炉の付属施設	浸水防護施設		

注記　＊：Dは固定荷重，S_sは地震荷重，P_kは風荷重，P_sは積雪荷重を示す。

表 2.4-2　許容限界（その他の支持構造物）

許容応力状態	許容限界*1, *2（ボルト等）	
	一次応力	
	引張	せん断
$III_A S$*3	1.5・f_t	1.5・f_s

注記　＊1：応力の組合せが考えられる場合には，組合せ応力に対しても評価を行う。

＊2：当該の応力が生じない場合，規格基準で省略可能とされている場合及び他の応力で代表可能である場合は評価を省略する。

＊3：地震後，津波後の再使用性や津波の繰返し作用を想定し，当該構造物全体の変形能力に対して浸水防護機能として十分な余裕を有するよう，設備を構成する材料が弾性域内に収まることを基本とする。

表 2.4-3　使用材料の許容応力評価条件

評価部材	材料	温度条件（℃）		S_y（MPa）	S_u（MPa）	S_y（RT）（MPa）
基礎ボルト	[redacted]	周囲環境温度	40	205	520	－

2.4.3　設計用地震力

「2.3　固有周期」に示したとおり津波・構内監視カメラ（カメラ本体）の固有周期が 0.05 秒以下であることを確認したため，津波・構内監視カメラ（カメラ本体）の耐震計算に用いる設計震度は，添付書類「Ⅴ-2-1-7　設計用床応答曲線の作成方針」に示す設置場所における最大応答加速度の 1.2 倍を考慮して設定する。津波・構内監視カメラ（カメラ本体）の評価に用いる設計震度を表 2.4-4 に示す。

表 2.4-4　設計用地震力

地震動	据付場所 及び 床面高さ (m)	地震による設計震度*2	
基準地震動 Ｓｓ	原子炉建屋*1 EL. 63.65 防潮堤上部 EL. 20.00	水平方向C_H	2.45
		鉛直方向C_V	1.88

注記＊1：据付場所が異なるため，包絡する原子炉建屋の設計用地震力で評価する。
＊2：「2.3　固有周期」より，津波・構内監視カメラ（カメラ本体）の固有周期が 0.05 秒以下であることを確認したため，設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定した。

2.4.4　計算方法

津波・構内監視カメラ（カメラ本体）は屋外に設置されるため，基礎ボルトの応力は，基準地震動（S_s）に風荷重（P_k）及び積雪荷重（P_s）を考慮し評価する。

2.4.4.1 風荷重の計算方法

津波・構内監視カメラ（カメラ本体）に作用する風荷重P_kは次式にて求める。

$$P_k = q \cdot B \cdot H \cdot Cf \quad \cdots\cdots (2.4.1)$$

ここで

q ：減速圧

B ：被対象物幅

H ：被対象物高さ

Cｆ ：風力係数

また，風荷重の被対象物は以下の機器とする。

① 監 視 カ メ ラ
② 機 器 収 納 箱
③ プ ル ボ ッ ク ス
④ 架 台
⑤ 架 台 下 部

図 2.4－1 にカメラ本体の被対象物位置を示す。

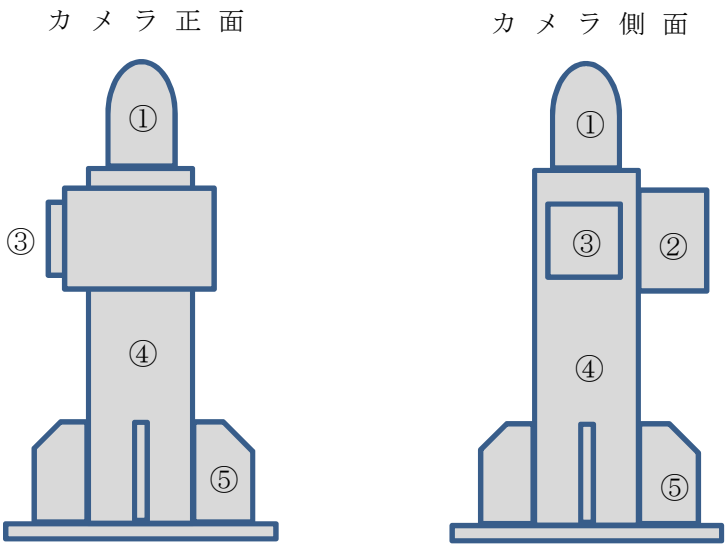


図 2.4－1　カメラ本体の被対象物位置

風荷重の計算は被対象物それぞれについて3方向の風角度（0°，45°，90°）毎に算出し，各被対象物に作用する風荷重を風角度ごとに足し合わせることで全体の風荷重を算出する。

風荷重の計算結果を表2.4-5に示す。

表2.4-5　風荷重

風角度	風荷重（N）
0°	2537
45°	2990
90°	2299
最大値(45°)	2990

風荷重P_kは各風角度の風荷重のうち最大となる角度(45°)の値を採用する。

2.4.4.2　積雪荷重の計算方法

津波・構内監視カメラ（カメラ本体）に作用する積雪荷重Ｐｓは次式にて求める。

$$P_S = ds \cdot \rho s \cdot As \quad \cdots\cdots (2.4.2)$$

ここで

ｄｓ：垂直堆積量

ρ ｓ：単位荷重

Ａｓ：水平投影面積

積雪荷重の計算結果を表2.4-6に示す。

表2.4-6　積雪荷重

評価部位	積雪荷重（N）
カメラ本体	384

2.4.4.3　応力の計算方法

(1)　引張応力

基礎ボルトに作用する引張力F_bは次式にて求める。

$$F_b = \frac{(m \cdot g + 0.35 P_S) \cdot C_H \cdot h \cdot P_k \cdot h - (m \cdot g + 0.35 P_S) \cdot (1 - C_V) \cdot \ell_2}{n_f \cdot (\ell_1 + \ell_2)} \quad \cdots\cdots (2.4.3)$$

基礎ボルトに作用する引張応力σ_bは次式にて求める。

$$\sigma_b = \frac{F_b}{A_b} \quad \cdots\cdots (2.4.4)$$

ここで，基礎ボルトの軸断面積A_bは

$$A_b = \frac{\pi}{4} \cdot d^2 \quad \cdots\cdots (2.4.5)$$

ただし，F_bが負のとき基礎ボルトには引張力が生じないので，引張応力の計算は行なわない。

(2)　せん断応力

基礎ボルトに対するせん断力は，基礎ボルト全本数で受けるものとして計算する。

基礎ボルトに作用するせん断力Q_bは次式にて求める。

$$Q_b = C_H \cdot (m \cdot g + 0.35Ps) \quad \cdots\cdots (2.4.6)$$

基礎ボルトに作用するせん断応力τ_bは次式にて求める。

$$\tau_b = \frac{Q_b}{n \cdot A_b} \quad \cdots\cdots (2.4.7)$$

2.4.5　計算条件

評価に用いる数値を表 2.4-7 に示す。

表 2.4-7　計算条件(カメラ本体)

項目	記号	単位	数値等
運転時質量	m	kg	
基礎ボルトの軸断面積	A_b	mm^2	
水平方向設計震度	C_H	－	2.45
鉛直方向設計震度	C_V	－	1.88
重力加速度	g	m/s^2	9.80665
基礎ボルトの呼び径	d	mm	
取付面から重心までの距離	h	mm	
重心と基礎ボルト間の水平方向距離	ℓ_1	mm	
重心と基礎ボルト間の水平方向距離	ℓ_2	mm	
基礎ボルトの本数	n	－	
評価上引張力を受けるとして期待する基礎ボルトの本数	n_f	－	
積雪の垂直堆積量	d_s	cm	
積雪の単位荷重	ρ_s	$N/cm/m^2$	
水平投影面積	A_s	m^2	

2.4.6　応力の評価

ボルトの引張応力σ_bは次式より求めた許容引張応力f_{ts}以下であること。ただし，f_{toi}は下表による。

$$f_{ts}=\mathrm{Min}[1.4\cdot f_{to}-1.6\cdot \tau_b,\ f_{to}] \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (2.4.8)$$

せん断応力τ_bは，せん断力のみを受けるボルトの許容せん断応力f_{sb}以下であること。ただし，f_{sb}は下表による。

	基準地震動Ｓｓによる 荷重との組合せの場合
許容引張応力 f_{to}	$\dfrac{F}{2}\cdot 1.5$
許容せん断応力 f_{sb}	$\dfrac{F}{1.5\cdot\sqrt{3}}\cdot 1.5$

2.5　機能維持評価

2.5.1　電気的機能維持評価方法

津波・構内監視カメラ（カメラ本体）の電気的機能維持評価について，以下に示す。

評価用加速度は，添付書類「Ⅴ-2-1-7　設計用床応答曲線の作成方針」に示す地震応答解析で評価した加速度とし，評価用加速度が機能確認済加速度以下であることを確認する。機能確認済加速度には，カメラ本体単体の加振試験において，電気的機能の健全性を確認した評価部位の加速度を適用する。機能確認済加速度を表 2.5-1 に示す。

表 2.5-1　機能確認済加速度

評価部位	方向	機能確認済加速度 （×9.8 m/s^2）
監視カメラ	水平	
	鉛直	
機器収納箱	水平	
	鉛直	

2.6　評価結果

津波・構内監視カメラ（カメラ本体）の耐震評価結果を以下に示す。(1)，(2)に示す評価結果から津波・構内監視カメラ（カメラ本体）が耐震性を有することを確認した。

(1)基準地震動Ｓｓに対する評価

基準地震動Ｓｓに対する構造強度評価結果を表 2.6-1 に示す。発生応力が許容応力以下であることから構造部材が構造健全性を有することを確認した。

表 2.6-1　構造強度評価結果

評価部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
基礎ボルト	引張	σ_b＝78	f_{ts}＝123*
	せん断	τ_b＝15	f_{sb}＝94

注記　＊：$f_{ts}=\mathrm{Min}[1.4\cdot f_{to}-1.6\cdot \tau_b,\ f_{to}]$より算出

(2) 基準地震動Ｓｓに対する機能維持評価結果

津波・構内監視カメラ（カメラ本体）の電気的機能維持評価の結果を表 2.6-2 に示す。評価用加速度が機能維持確認済加速度以下であることから津波・構内監視カメラ（カメラ本体）の電気的機能維持を確認した。

表 2.6-2　電気的機能維持評価

		評価用加速度* (×9.8 m/s^2)	機能確認済加速度 (×9.8 m/s^2)
監視カメラ	水平方向	2.04	
	鉛直方向	1.56	
機器収納箱	水平方向	2.04	
	鉛直方向	1.56	

注記　＊：「2.3　固有周期」より，津波・構内監視カメラ（カメラ本体）の固有周期が 0.05 秒以下であることを確認したため，設置床の最大応答加速度を設定した。

3. 津波・構内監視カメラ（中央制御室制御盤及び緊急時対策所制御盤）

3.1. 一般事項

3.1.1 構造計画

津波・構内監視カメラ（中央制御室制御盤及び緊急時対策所制御盤）の構造計画を表 3.1-1 及び表 3.1-2 に示す。津波・構内監視カメラ（中央制御室制御盤）は中央制御室の壁面に設置し，津波・構内監視カメラ（緊急時対策所制御盤）は緊急事対策所建屋の床面に設置する。

表 3.1-1　構造計画（津波・構内監視カメラ（中央制御室制御盤））

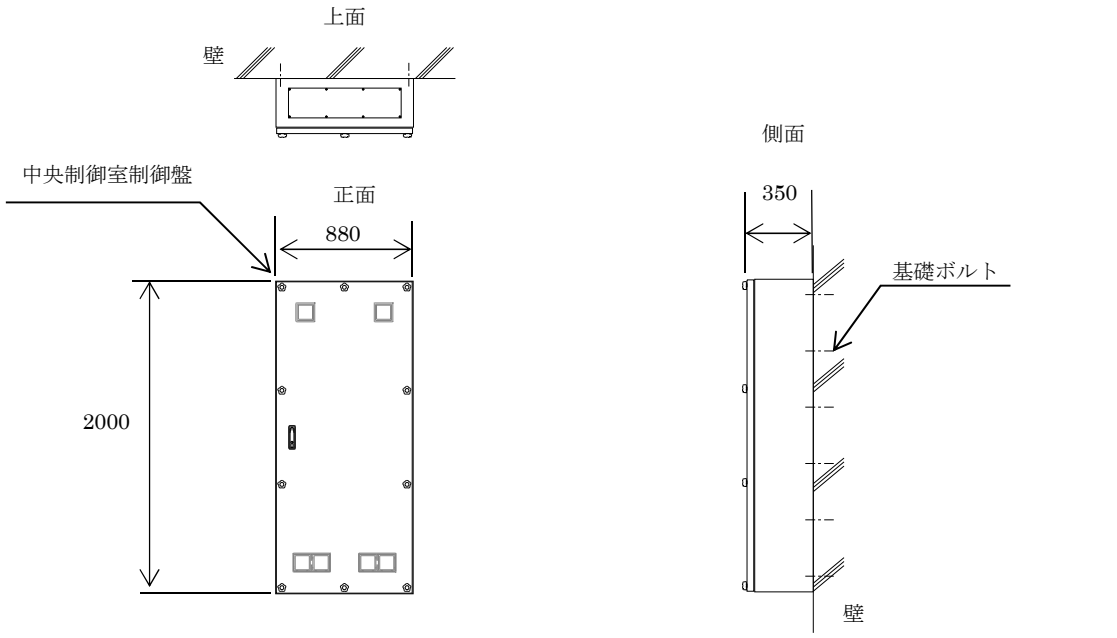
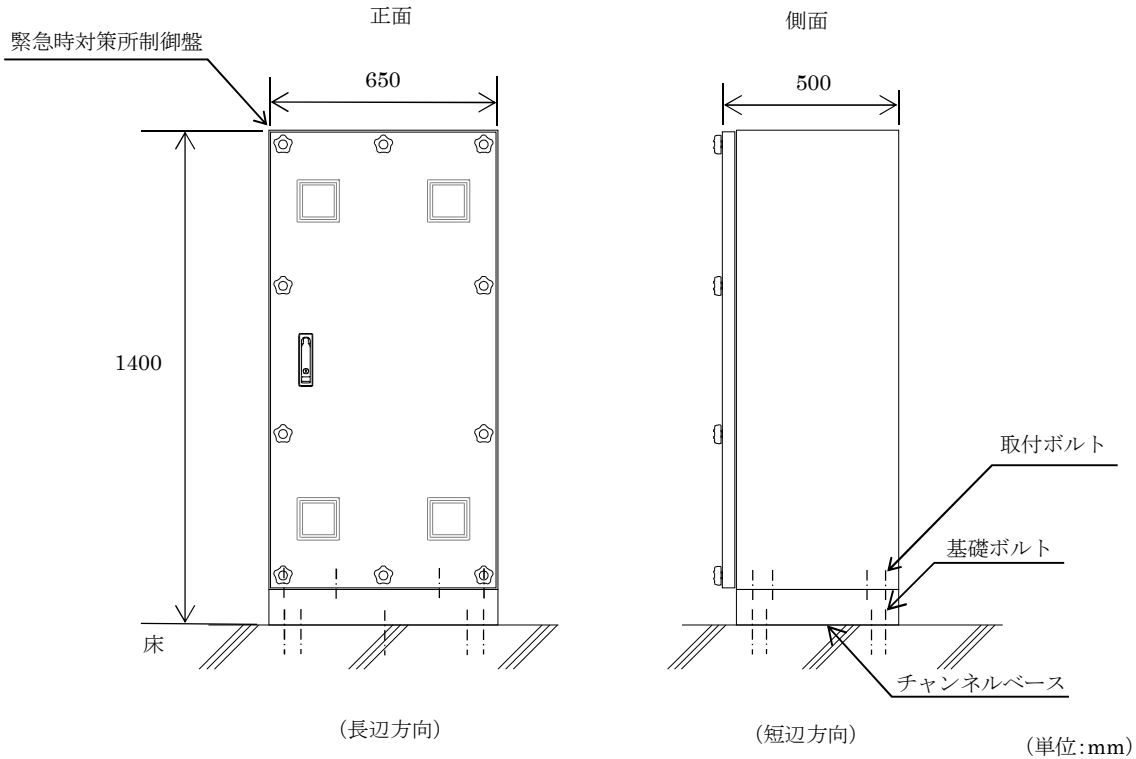
計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
中央制御室制御盤は，壁に基礎ボルトで設置する。	壁掛形 （鋼材及び鋼板を組み合わせた壁掛形の盤）	

表 3.1-2　構造計画（津波・構内監視カメラ（緊急時対策所制御盤））

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
緊急時対策所制御盤は，チャンネルベースに取付ボルトで固定され，チャンネルベースは床に基礎ボルトで設置する。	直立形 （鋼材及び鋼板を組み合わせた自立閉鎖型の盤）	

3.1.2　評価方針

津波・構内監視カメラ（中央制御室制御盤及び緊急時対策所制御盤）の構造強度評価は，添付書類「V-2-1-9　機能維持の基本方針　3.1　構造強度上の制限」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき，「3.1.1　構造計画」にて示す津波・構内監視カメラ（中央制御室制御盤及び緊急時対策所制御盤）の部位を踏まえ「3.2　評価部位」にて設定する箇所において「3.3　固有周期」に基づく設計用地震力により算出した応力等が許容限界に収まることを，「3.4　構造強度評価」にて示す方法にて確認することで実施する。また機能維持評価は，添付書類「V-2-1-9　機能維持の基本方針」にて設定した動的機器の機能維持の方針に基づき，地震時の応答加速度が動的機能確認済加速度以下であることを，「3.5　機能維持評価」にて示す方法にて確認することで実施する。確認結果を「3.6 評価結果」に示す。

津波・構内監視カメラ（中央制御室制御盤及び緊急時対策所制御盤）の耐震評価フローを図 3.1-1 に示す。

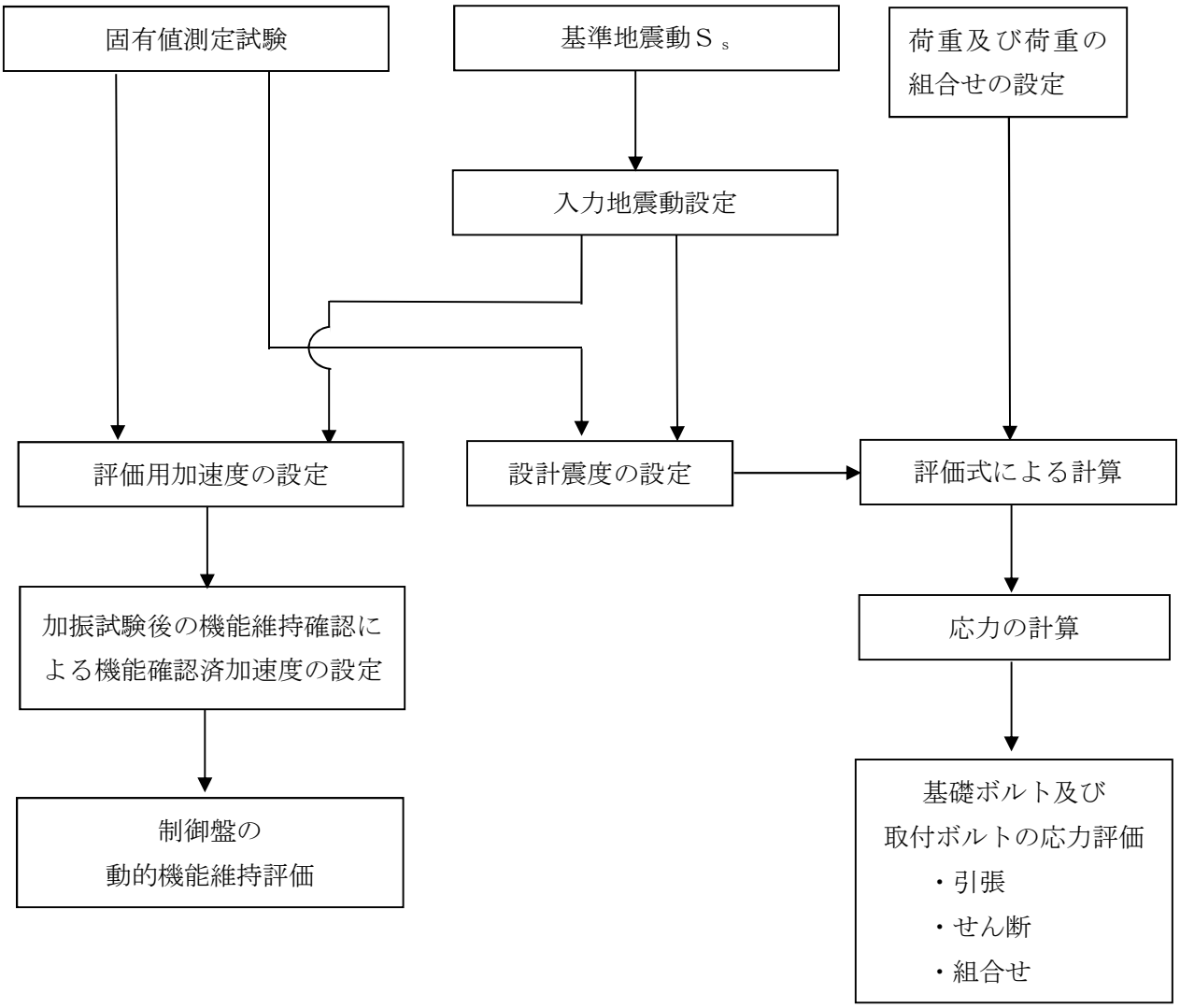


図 3.1-1　津波・構内監視カメラ（中央制御室制御盤及び緊急時対策所制御盤）の耐震評価フロー

3.1.3　適用基準

適用基準を以下に示す。

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

(2)　原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編　ＪＥＡＧ４６０１・補－1984（日本電気協会）

(3)　原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１－1991 追補版（日本電気協会）

(4)　発電用原子力設備規格　設計・建設規格（2005 年版（2007 年追補版含む。））ＪＳＭＥ　ＳＮＣ1－2005/2007（日本機械学会）

3.1.4　記号の説明

記　号	記　　号　　の　　説　　明	単　位
A_{bi}	ボルトの軸断面積*1	mm^2
C_H	水平方向設計震度	－
C_V	鉛直方向設計震度	－
d_i	ボルトの呼び径*1	mm
F_i	設計・建設規格 SSB-3131に定める値*1	MPa
F_{bi}	ボルトに作用する引張力（1本当たり）*1	N
F_{b1i}	鉛直方向地震及び壁掛盤取付面に対し左右方向の水平方向地震によりボルトに作用する引張力（1本当たり）（壁掛形）*1	N
F_{b2i}	鉛直方向地震及び壁掛盤取付面に対し前後方向の水平方向地震によりボルトに作用する引張力（1本当たり）（壁掛形）*1	N
f_{sbi}	せん断力のみを受けるボルトの許容せん断応力*1（f_sを1.5倍した値）	MPa
f_{toi}	引張力のみを受けるボルトの許容引張応力*1（f_tを1.5倍した値）	MPa
f_{tsi}	引張力とせん断力を同時に受けるボルトの許容引張応力*1	MPa
g	重力加速度（＝9.80665）	m/s^2
h_i	据付面又は取付面から重心までの距離*2	mm
ℓ_{1i}	重心とボルト間の水平方向距離（直立形）*1.*3	mm
ℓ_{1i}	重心と下側ボルト間の鉛直方向距離（壁掛形）*1	mm
ℓ_{2i}	重心とボルト間の水平方向距離（直立形）*1.*3	mm
ℓ_{2i}	上側ボルトと下側ボルト間の鉛直方向距離（壁掛形）*1	mm
ℓ_{3i}	左側ボルトと右側ボルト間の水平方向距離（壁掛形）*1	mm
m_i	運転時質量*2	kg
n_i	ボルトの本数*1	－
n_{fi}	評価上引張力を受けるとして期待するボルトの本数（直立形）*1	－

記　号	記　　号　　の　　説　　明	単　位
n_{fVi}	評価上引張力を受けるとして期待するボルトの本数*1 （鉛直方向）（壁掛形）	－
n_{fHi}	評価上引張力を受けるとして期待するボルトの本数*1 （水平方向）（壁掛形）	－
Q_{bi}	ボルトに作用するせん断力*1	N
Q_{b1i}	水平方向地震によりボルトに作用するせん断力（壁掛形）*1	N
Q_{b2i}	鉛直方向地震によりボルトに作用するせん断力（壁掛形）*1	N
S_{ui}	設計・建設規格 付録材料図表　Part5　表9に定める値*1	MPa
S_{yi}	設計・建設規格 付録材料図表　Part5　表8に定める値*1	MPa
S_{yi}（ＲＴ）	設計・建設規格 付録材料図表　Part5　表8に定める材料の 40℃における値*1	MPa
π	円周率	－
σ_{bi}	ボルトに生じる引張応力*1	MPa
τ_{bi}	ボルトに生じるせん断応力*1	MPa

注記　＊1：A_{bi}, d_i, F_i, F_i ，F_{bi}, F_{b1i}, F_{b2i}, f_{sbi}, f_{toi}, f_{tsi}, ℓ_{1i}, ℓ_{2i}, ℓ_{3i}, n_i, n_{fVi}, n_{fHi},
Q_{bi}, Q_{b1i}, Q_{b2i}, S_{ui}, S_{yi}, σ_{bi} 及び τ_{bi}の添字ｉの意味は，以下のとおりとする。

ｉ＝1：基礎ボルト

ｉ＝2：取付ボルト

＊2：h_i及びm_iの添字iの意味は，以下のとおりとする。

ｉ＝1：据付面

ｉ＝2：取付面

＊3：$\ell_1 \leqq \ell_2$

3.2　評価部位

津波・構内監視カメラ（中央制御室制御盤及び緊急時対策所制御盤）の耐震評価は，「3.4.1 構造強度評価方法」に示す条件に基づき，耐震評価上厳しくなる基礎ボルト及び取付ボルトについて実施する。津波・構内監視カメラ（中央制御室制御盤及び緊急時対策所制御盤）の評価部位については，表 3.1-1 及び表 3.1-2 の構造計画に示す。

3.3　固有周期

3.3.1　固有周期の算出方法

津波・構内監視カメラ（中央制御室制御盤及び緊急時対策所制御盤）の固有周期は，振動試験装置により固有振動数（共振周波数）を測定する。測定の結果，固有周期は 0.05 秒以下であり，剛であることを確認した。固有周期の算出結果を表 3.3-1 及び表 3.3-2 に示す。

表 3.3-1　固有周期（中央制御室制御盤）

水平方向(s)	鉛直方向(s)
0.05 以下	0.05 以下

表 3.3-2　固有周期（緊急時対策所制御盤）

水平方向(s)	鉛直方向(s)
0.05 以下	0.05 以下

3.4　構造強度評価

3.4.1　構造強度評価方法

(1)　盤の質量は重心に集中しているものとする。

(2)　直立形の盤は取付ボルト及び基礎ボルトでチャンネルベースに固定されており，固定端とする。また,壁掛形の盤は基礎ボルトで壁に固定されており，固定端とする。

(3)　直立形の盤の転倒方向は，長辺方向及び短辺方向について検討し，計算書には計算結果の厳しい方（許容値／発生値の小さい方をいう。）を記載する。壁掛形の盤については，正面方向及び側面方向について検討し，計算書には計算結果の厳しい方（許容値／発生値の小さい方をいう。）を記載する。

(4)　設計用地震力は添付書類「Ⅴ-2-1-7　設計用床応答曲線の作成方針」に基づき設定する。

(5)　耐震計算に用いる寸法は，公称値を使用する。

3.4.2　荷重の組合せ及び許容限界

3.4.2.1　荷重の組合せ

耐震評価に用いる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」に示す荷重及び荷重の組合せを用いる。津波・構内監視カメラ（中央制御室制御盤及び緊急時対策所制御盤）の荷重の組合せを表 3.4-1 に示す。

3.4.2.2　許容限界

津波・構内監視カメラ（中央制御室制御盤及び緊急時対策所制御盤）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 3.4-2 のとおりとする。

3.4.2.3　使用材料の許容応力評価条件

津波・構内監視カメラ（中央制御室制御盤及び緊急時対策所制御盤）の使用材料の許容応力評価条件のうち，設計基準対象施設の評価に用いるものを表 3.4-3 及び表 3.4-4 に示す。

表 3.4-1　荷重の組合せ

施設区分		機器名称	荷重の組合せ
計測制御系統施設	中央制御室機能	中央制御室制御盤 緊急時対策所制御盤	D＋S_s
その他発電用原子炉の付属施設	浸水防護施設		

注記　＊：Dは固定荷重，S_sは地震荷重を示す

表 3.4-2　許容限界（その他の支持構造物）

許容応力状態	許容限界*1, *2 （ボルト等）	
	一次応力	
	引張	せん断
ⅢAS*3	1.5・f_t	1.5・f_s

注記　＊1：応力の組合せが考えられる場合には，組合せ応力に対しても評価を行う。

＊2：当該の応力が生じない場合，規格基準で省略可能とされている場合及び他の応力で代表可能である場合は評価を省略する。

＊3：地震後，津波後の再使用性や津波の繰返し作用を想定し，当該構造物全体の変形能力に対して浸水防護機能として十分な余裕を有するよう，設備を構成する材料が弾性域内に収まることを基本とする。

表 3.4-3　使用材料の許容応力評価条件（中央制御室制御盤）

評価部材	材料	温度条件 （℃）		S_y （MPa）	S_u （MPa）	S_y（RT） （MPa）
基礎ボルト	[redacted]	周囲環境温度	40	205	520	－

表 3.4-4　使用材料の許容応力評価条件（緊急時対策所制御盤）

評価部材	材料	温度条件 （℃）		S_y （MPa）	S_u （MPa）	S_y（RT） （MPa）
基礎ボルト	[redacted]	周囲環境温度	40	205	520	－
取付ボルト		周囲環境温度	40	205	520	－

3.4.3　設計用地震力

「3.3　固有周期」に示したとおり津波・構内監視カメラ（中央制御室制御盤及び緊急時対策所制御盤）の固有周期が 0.05 秒以下であることを確認したため，津波・構内監視カメラ（中央制御室制御盤及び緊急時対策所制御盤）の耐震計算に用いる設計震度は，添付書類「Ⅴ-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す設置場所における最大床応答加速度の 1.2 倍を考慮して設定する。津波・構内監視カメラ（中央制御室制御盤及び緊急時対策所制御盤）の評価に用いる設計震度を表 3.4-5 及び表 3.4-6 に示す。

表 3.4-5　設計用地震力（中央制御室制御盤）

地震動	据付場所 及び 床面高さ (m)	地震による設計震度*2	
基準地震動 Ｓｓ	中央制御室 EL. 18.00 (EL. 29.00*1)	水平方向C_H	1.55
		鉛直方向C_V	1.17

注記＊1：基準床レベルを示す。

＊2：「3.3　固有周期」より，中央制御室制御盤の固有周期が 0.05 秒以下であることを確認したため，設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定した。

表 3.4-6　設計用地震力（緊急時対策所制御盤）

地震動	据付場所 及び 床面高さ (m)	地震による設計震度*2	
基準地震動 Ｓｓ	緊急時対策所建屋 EL. 30.30*1	水平方向C_H	1.54
		鉛直方向C_V	1.36

注記＊1：基準床レベルを示す。

＊2：「3.3　固有周期」より，緊急時対策所制御盤の固有周期が 0.05 秒以下であることを確認したため，設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定した。

3.4.4　計算方法

3.4.4.1 中央制御室制御盤の応力の計算方法

基礎ボルトの応力は，地震による引張応力とせん断応力について計算する。図 3.4-1 及び図 3.4-2 に計算モデルを示す。

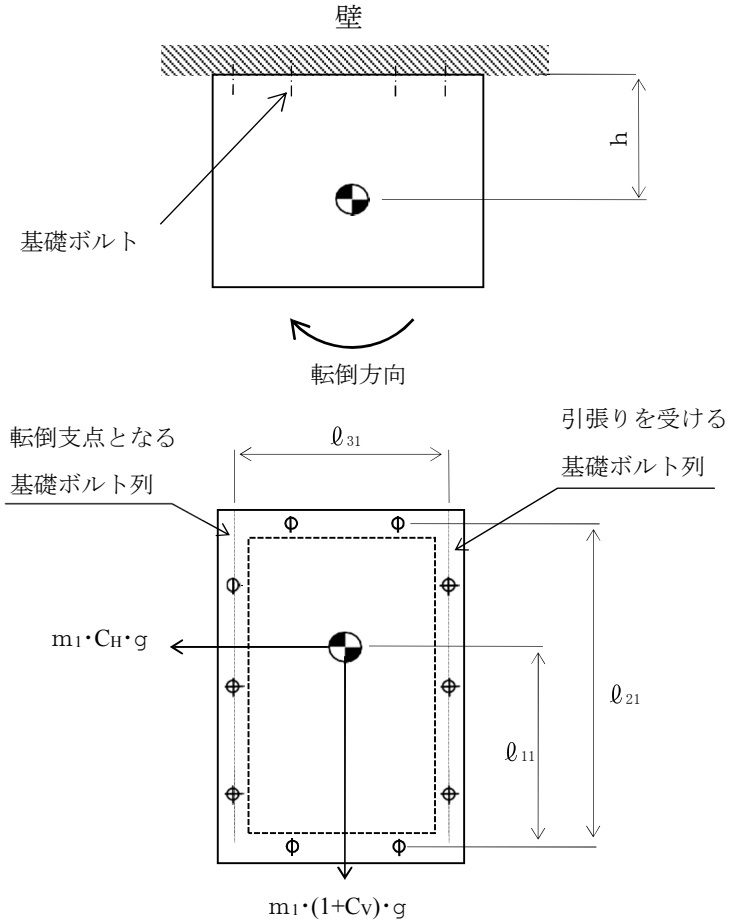


図 3.4-1　計算モデル（中央制御室制御盤　水平方向転倒）

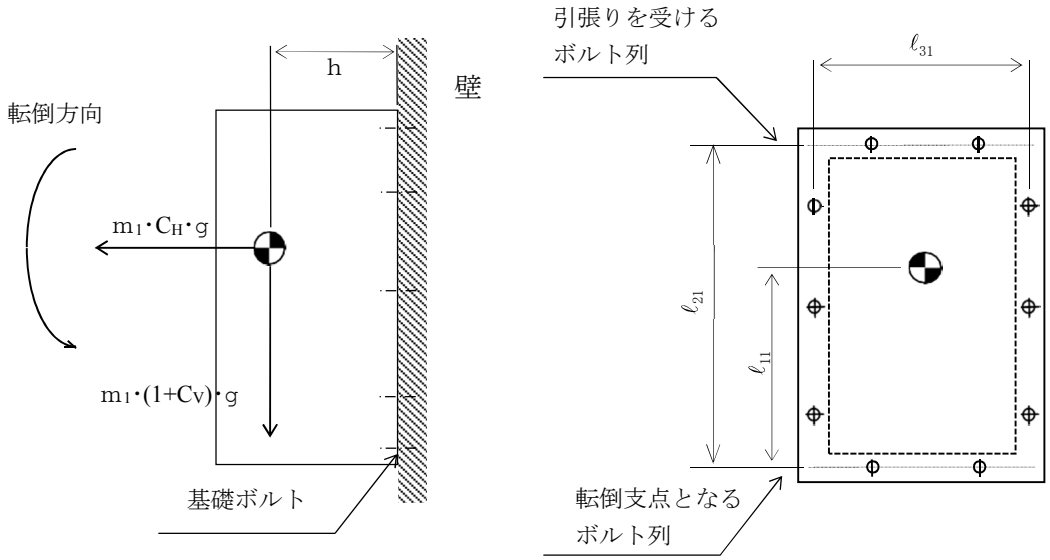


図 3.4-2　計算モデル（中央制御室制御盤　鉛直方向転倒）

(1)引張応力

基礎ボルトに対する引張力は最も厳しい条件として，図 3.4－1 及び図 3.4－2 で基礎ボルトを支点とする転倒を考え，これを片側の基礎ボルトで受けるものとして計算する。

水平方向の引張力F_{b1}

$$F_{b1}=\frac{m\cdot(1+Cv)\cdot h\cdot g}{n_{fV1}\cdot \ell_{21}}+\frac{m\cdot C_H\cdot h\cdot g}{n_{fH1}\cdot \ell_{31}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (3.4.1)$$

鉛直方向の引張力F_{b2}

$$F_{b2}=\frac{m\cdot(1+Cv)\cdot h\cdot g+m\cdot C_H\cdot \ell_{l1}\cdot g}{n_{fV1}\cdot \ell_{21}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (3.4.2)$$

引張力F_b

$$F_{bi}=Max\ (F_{b1,}\ F_{b2}) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (3.4.3)$$

引張応力（σ_{bi}）

$$\sigma_b=\frac{F_b}{A_b} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (3.4.4)$$

ここで，基礎ボルト及び取付ボルトの軸断面積A_{bi}は次式により求める。

$$A_b=\frac{\pi}{4}\cdot d^2 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (3.4.5)$$

ただし，F_bが負のときボルトには引張力が生じないので，引張応力の計算は行わない。

(2)せん断応力

基礎ボルトに対するせん断力は，基礎ボルト全本数で受けるものとして計算する。

せん断力

$$Q_{b1}=m\cdot C_H\cdot g \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (3.4.6)$$

$$Q_{b2}=m\cdot(1+C_V)\cdot g \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (3.4.7)$$

$$Q_b=\sqrt{(Q_{b1})^2+(Q_{b2})^2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (3.4.8)$$

せん断応力

$$\tau_b=\frac{Q_b}{n\cdot A_b} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (3.4.9)$$

3.4.4.2　緊急時対策所制御盤の応力の計算方法

基礎ボルト及び取付ボルトの応力は，地震による引張応力とせん断応力について計算する。

図 3.4－3 及び図 3.4－4 に計算モデル（基礎ボルトの例）を示す。

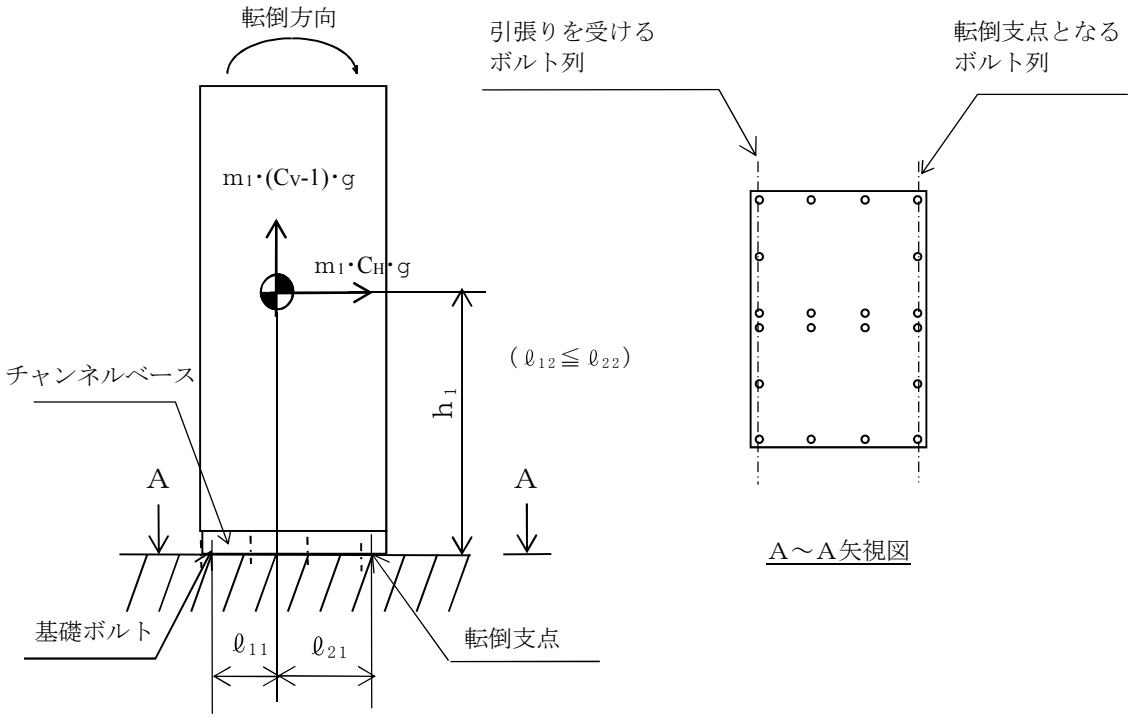


図 3.4-3　計算モデル（緊急時対策所制御盤　短辺方向転倒）

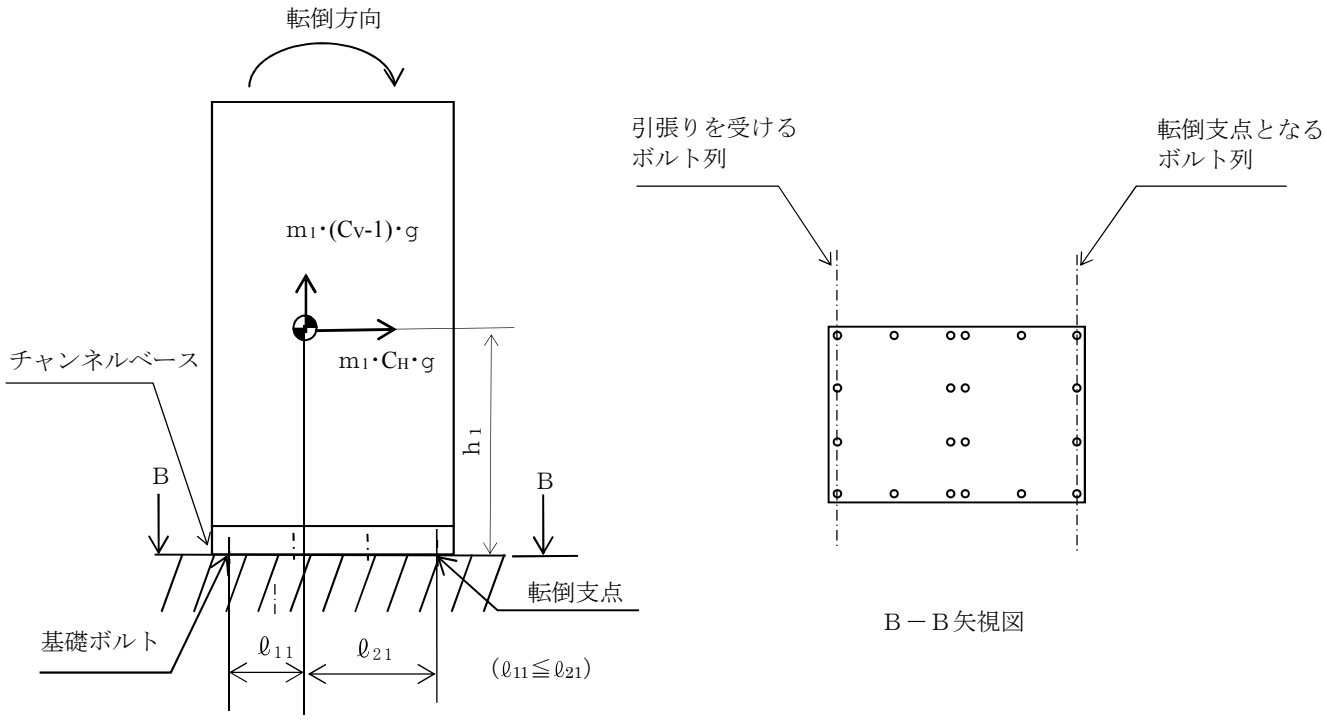


図 3.4-4　計算モデル（緊急時対策所制御盤　長辺方向転倒）

(1)引張応力

基礎ボルト(i=1)及び取付ボルト(i=2)に対する引張力は最も厳しい条件として，図 3.4－3 及び図 3.4－4 で最外列のボルトを支点とする転倒を考え，これを片側のボルトで受けるものとして計算する。

引張力

$$F_{bi}=\frac{m_i\cdot C_H\cdot h_i\cdot g-m_i\cdot(1-C_V)\cdot \ell_2\cdot g}{n_{fi}\cdot(\ell_1+\ell_2)} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (3.4.10)$$

引張応力（σ_{bi}）

$$\sigma_{bi}=\frac{F_{bi}}{A_{bi}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (3.4.11)$$

ここで，基礎ボルト及び取付ボルトの軸断面積A_{bi}は次式により求める。

$$A_{bi}=\frac{\pi}{4}\cdot d_i^{\,2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (3.4.12)$$

ただし，F_{bi}が負のときボルトには引張力が生じないので，引張応力の計算は行わない。

(2)せん断応力

基礎ボルトに対するせん断力は，基礎ボルト全本数で受けるものとして計算する。

せん断力

$$Q_{bi}=m_i\cdot C_H\cdot g \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (3.4.13)$$

せん断応力

$$\tau_{bi}=\frac{Q_{bi}}{n_i\cdot A_{bi}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (3.4.14)$$

3.4.5　計算条件

評価に用いる数値を表 3.4-7 及び表 3.4-8 に示す。

表 3.4-7　計算条件（中央制御室制御盤）

項目	記号	単位	数値等
運転時質量	m_1	kg	
基礎ボルトの軸断面積	A_{b1}	mm^2	
水平方向設計震度	C_H	－	1.55
鉛直方向設計震度	C_V	－	1.17
重力加速度	g	m/s^2	9.80665
基礎ボルトの呼び径	d_1	mm	
据付面又は取付面から重心までの距離	h_1	mm	
重心と下側ボルト間の鉛直方向距離（壁掛形）	ℓ_{11}	mm	
上側ボルトと下側ボルト間の鉛直方向距離（壁掛形）	ℓ_{21}	mm	
左側ボルトと右側ボルト間の水平方向距離（壁掛形）	ℓ_{31}	mm	
評価上引張力を受けるとして期待する基礎ボルトの本数	n	－	
評価上引張力を受けるとして期待するボルトの本数（鉛直方向）（壁掛形）	n_{fV1}	－	
評価上引張力を受けるとして期待するボルトの本数（水平方向）（壁掛形）	n_{fH1}	－	

表 3.4-8　計算条件（緊急時対策所制御盤）

項目	記号	単位	数値等
運転時質量	m_1	kg	
運転時質量	m_2	kg	
ボルトの軸断面積	A_{b1}	mm^2	
ボルトの軸断面積	A_{b2}	mm^2	
水平方向設計震度	C_H	－	1.55
鉛直方向設計震度	C_V	－	1.17
重力加速度	g	m/s^2	9.80665
ボルトの呼び径	d_1	mm	
ボルトの呼び径	d_2	mm	
据付面又は取付面から重心までの距離	h_1	mm	
据付面又は取付面から重心までの距離	h_2	mm	
重心とボルト間の水平方向距離（直立形）（長辺方向）	ℓ_{11}	mm	
重心とボルト間の水平方向距離（直立形）（短辺方向）	ℓ_{11}	mm	
重心とボルト間の水平方向距離（直立形）（長辺方向）	ℓ_{21}	mm	
重心とボルト間の水平方向距離（直立形）（短辺方向）	ℓ_{21}	mm	
重心とボルト間の水平方向距離（直立形）（長辺方向）	ℓ_{12}	mm	
重心とボルト間の水平方向距離（直立形）（短辺方向）	ℓ_{12}	mm	
重心とボルト間の水平方向距離（直立形）（長辺方向）	ℓ_{22}	mm	
重心とボルト間の水平方向距離（直立形）（短辺方向）	ℓ_{22}	mm	
ボルトの本数	n_1	－	
ボルトの本数	n_2	－	
評価上引張力を受けるとして期待するボルトの本数（直立形）（長辺方向）	n_{f1}	－	
評価上引張力を受けるとして期待するボルトの本数（直立形）（短辺方向）	n_{f1}	－	
評価上引張力を受けるとして期待するボルトの本数（直立形）（長辺方向）	n_{f2}	－	
評価上引張力を受けるとして期待するボルトの本数（直立形）（短辺方向）	n_{f2}	－	

3.4.6　応力の評価

ボルトの引張応力σ_{bi}は次式より求めた許容引張応力f_{tsi}以下であること。ただし，f_{toi}は下表による。

$$f_{tsi}=\mathrm{Min}[1.4\cdot f_{toi}-1.6\cdot \tau_{bi},\ f_{toi}] \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3.4.15)$$

せん断応力τ_{bi}は，せん断力のみを受けるボルトの許容せん断応力f_{sbi}以下であること。ただし，f_{sbi}は下表による。

	基準地震動Ｓｓによる荷重との組合せの場合
許容引張応力 f_{toi}	$\dfrac{F}{2}\cdot 1.5$
許容せん断応力 f_{sbi}	$\dfrac{F}{1.5\cdot\sqrt{3}}\cdot 1.5$

3.5　機能維持評価

3.5.1　電気的機能維持評価方法

津波・構内監視カメラ（中央制御室制御盤及び緊急時対策所制御盤）の電気的機能維持評価について，以下に示す。

評価用加速度は，添付書類「Ⅴ-2-1-7　設計用床応答曲線の作成方針」に示す地震応答解析で評価した加速度とし，評価用加速度が機能確認済加速度以下であることを確認する。機能確認済加速度には，制御盤の加振試験において，電気的機能の健全性を確認した評価部位の加速度を適用する。機能確認済加速度を表 3.5-1 に示す。

表 3.5-1　機能確認済加速度

評価部位	方向	機能確認済加速度 （×9.8 m/s^2）
中央制御室制御盤	水平	
	鉛直	
緊急時対策所制御盤	水平	
	鉛直	

3.6　評価結果

津波・構内監視カメラ（中央制御室制御盤及び緊急時対策所制御盤）の耐震評価結果を以下に示す。(1)，(2)に示す評価結果から津波・構内監視カメラ（中央制御室制御盤及び緊急時対策所制御盤）が耐震性を有することを確認した。

(1)基準地震動Ｓ$_{S}$に対する評価

基準地震動Ｓ$_{S}$に対する構造強度評価結果を表 3.6-1 及び表 3.6-2 に示す。発生応力が許容応力以下であることから構造部材が構造健全性を有することを確認した。

表 3.6-1　津波・構内監視カメラ（中央制御室制御盤）の構造強度評価結果

評価部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
基礎ボルト	引張	σ_b＝7	f_{ts}＝123*
	せん断	τ_b＝4	f_{sb}＝94

注記　＊：f_{ts}＝Min[1.4・f_{to}－1.6・τ_b，　f_{to}]より算出

表 3.6-2　津波・構内監視カメラ（緊急時対策所制御盤）の構造強度評価結果

評価部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
基礎ボルト	引張	σ_b＝11	f_{ts}＝123*
	せん断	τ_b＝2	f_{sb}＝94
取付ボルト	引張	σ_b＝23	f_{ts}＝153*
	せん断	τ_b＝4	f_{sb}＝118

注記　＊：f_{ts}＝Min[1.4・f_{to}－1.6・τ_b，　f_{to}]より算出

(2) 基準地震動Ｓｓに対する機能維持評価結果

津波・構内監視カメラ（中央制御室制御盤及び緊急時対策所制御盤）の電気的機能維持評価の結果を表 3.6-3 及び表 3.6-4 に示す。評価用加速度が機能維持確認済加速度以下であることから津波・構内監視カメラ（中央制御室制御盤及び緊急時対策所制御盤）の電気的機能維持を確認した。

表 3.6-3　津波・構内監視カメラ（中央制御室制御盤）の電気的機能維持評価

		評価用加速度* （×9.8m/s^2）	機能確認済加速度 （×9.8m/s^2）
津波・構内監視カメラ （中央制御室制御盤）	水平方向	1.29	
	鉛直方向	0.98	

注記　＊：「3.3　固有周期」より，津波・構内監視カメラ（中央制御室制御盤）の固有周期が 0.05 秒以下であることを確認したため，設置床の最大応答加速度を設定した。

表 3.6-4　津波・構内監視カメラ（緊急時対策所制御盤）の電気的機能維持評価

		評価用加速度* （×9.8m/s^2）	機能確認済加速度 （×9.8m/s^2）
津波・構内監視カメラ （緊急時対策所制御盤）	水平方向	1.28	
	鉛直方向	1.14	

注記　＊：「3.3　固有周期」より，津波・構内監視カメラ（緊急時対策所制御盤）の固有周期が 0.05 秒以下であることを確認したため，設置床の最大応答加速度を設定した。

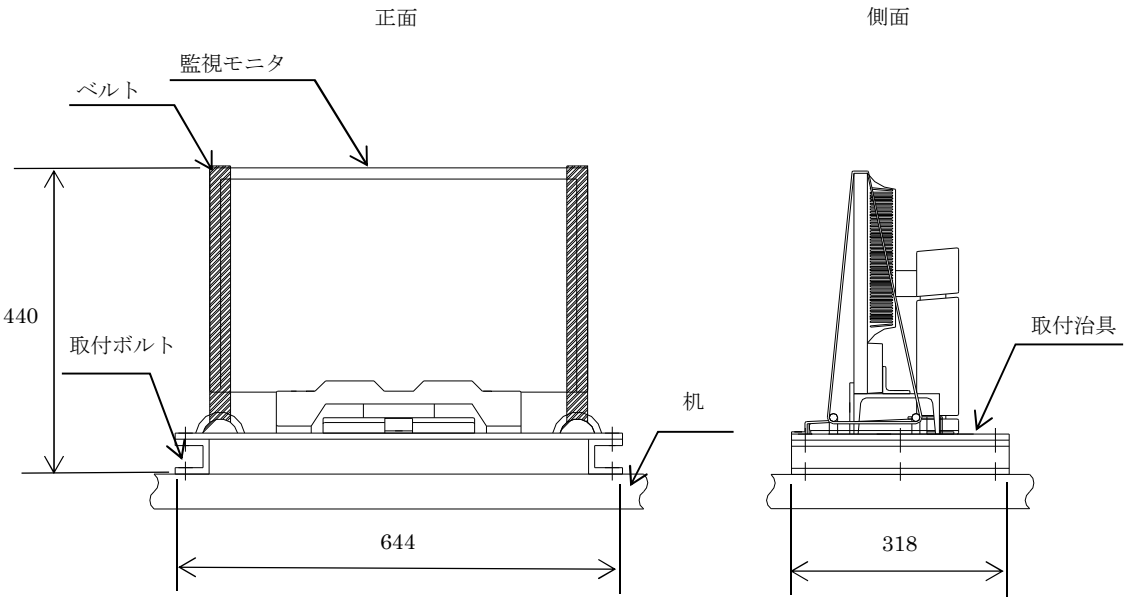
4. 津波・構内監視カメラ（中央制御室監視モニタ及び緊急時対策所監視モニタ）

4.1 一般事項

4.1.1 構造計画

津波・構内監視カメラ（中央制御室監視モニタ及び緊急時対策所監視モニタ）の構造計画を表 4.1-1 に示す。津波・構内監視カメラ（中央制御室監視モニタ）は中央制御室の机に設置し，津波・構内監視カメラ（緊急時対策所監視モニタ）は緊急事対策所建屋の机に設置する。

表 4.1-1　構造計画（津波・構内監視カメラ（中央制御室監視モニタ及び緊急時対策所監視モニタ））

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
監視モニタは，ベルトにより取付治具に固定され，取付治具は，剛構造の机に取付ボルトで設置する。	監視モニタ	

（単位:mm）

4.1.2　評価方針

津波・構内監視カメラ監視モニタの機能維持評価は，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針　4.2　電気的機能維持」にて設定した電気的機能維持の方針に基づき，地震時の応答加速度が電気的機能確認済加速度以下であることを，「4.3　機能維持評価」にて示す方法にて確認することで実施する。確認結果を「4.4　評価結果」に示す。

津波・構内監視カメラ監視モニタの耐震評価フローを図 4.1-1 に示す。

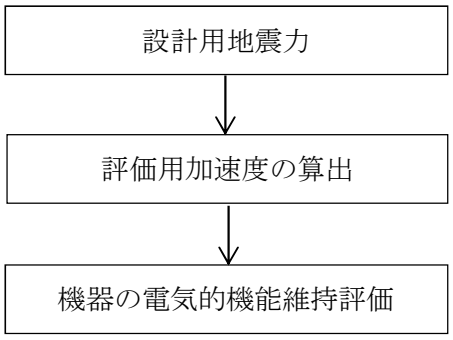


図 4.1-1 津波・構内監視カメラ監視モニタの耐震評価フロー

4.1.3　適用基準

適用基準を以下に示す。

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

(2)　原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類･許容応力編　ＪＥＡＧ４６０１･補－1984（日本電気協会）

(3)　原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１－1991 追補版（日本電気協会）

4.2　評価部位

津波・構内監視カメラ監視モニタは，建屋床に取り付けられた剛構造の机に固定されることから，原子炉建屋及び緊急事対策所建屋が支持している。原子炉建屋及び緊急事対策所建屋の構造強度評価は添付書類「Ⅴ-2-2-2　原子炉建屋の耐震性についての計算書」及び添付書類「Ⅴ-2-2-11　緊急時対策所建屋の耐震性についての計算書」にて実施しているため，本計算書では，設置する各建屋の地震応答解析結果を用いた津波・構内監視カメラ監視モニタの電気的機能維持評価について示す。

津波・構内監視カメラ監視モニタの耐震評価部位については，表 4.1-1 の構造計画に示す。

4.3　機能維持評価

4.3.1　評価用加速度

津波・構内監視カメラ監視モニタは中央制御室及び緊急時対策所建屋に直接取り付けられた机に設置されることから，評価用加速度は，「基準地震動Ｓ$_s$」による地震力として添付書類「Ⅴ-2-1-7　設計用床応答曲線の作成方針」に基づき設定する。評価用加速度を表 4.3-1 に示す。

表 4.3-1　評価用加速度　　（×9.8m/s^2）

機器名称	対象機器設置箇所 (m)	方向	基準地震動Ｓ$_s$ 評価用加速度
津波・構内監視カメラ 中央制御室監視モニタ	中央制御室 EL. 18.00 (EL. 20.30*)	水平	1.11
		鉛直	0.84
津波・構内監視カメラ 緊急時対策所監視モニタ	緊急時対策所建屋 EL. 30.30*	水平	1.28
		鉛直	1.14

注記　＊：基準床レベルを示す。

4.3.2　機能確認済加速度

機能確認済加速度は，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針」に基づき，監視モニタ単体の加振試験において，電気的機能の健全性を確認した評価部位の加速度を適用する。機能確認済加速度を表 4.3-2 に示す。

表 4.3-2　機能確認済加速度

評価部位	方向	機能確認済加速度 (×9.8m/s^2)
監視モニタ	水平	
	鉛直	

4.4　評価結果

津波・構内監視カメラ監視モニタの耐震評価結果を以下に示す。評価用加速度は機能確認済加速度以下であり，設計用地震力に対して電気的機能が維持されていることを確認した。

(1)機能維持評価結果

電気的機能維持評価の結果を表 4.4-1 に示す。

表 4.4-1　電気的機能維持評価

		評価用加速度 (×9.8m/s^2)	機能確認済加速度 (×9.8m/s^2)
津波・構内監視カメラ 中央制御室監視モニタ	水平方向	1.11	
	鉛直方向	0.84	
津波・構内監視カメラ 緊急時対策所監視モニタ	水平方向	1.28	
	鉛直方向	1.14	

評価用加速度（1.0ZPA）はすべて機能確認済加速度以下である。

Ⅴ-2-10-2-9-2　潮位計の耐震性についての計算書

目次

1. 概要 ····· 1
2. 潮位計（検出器） ····· 2
2.1 一般事項 ····· 2
2.1.1 配置概要 ····· 2
2.1.2 構造計画 ····· 3
2.1.3 評価方針 ····· 4
2.1.4 適用基準 ····· 5
2.1.5 記号の説明 ····· 6
2.2 評価部位 ····· 7
2.3 固有周期 ····· 8
2.3.1 固有周期の算出方法 ····· 8
2.3.2 固有周期の計算条件 ····· 9
2.3.3 固有周期の計算結果 ····· 9
2.4 構造強度評価 ····· 10
2.4.1 構造強度評価方法 ····· 10
2.4.2 荷重の組合せ及び許容限界 ····· 10
2.4.3 設計用地震力 ····· 12
2.4.4 計算方法 ····· 13
2.4.5 計算条件 ····· 15
2.4.6 応力の評価 ····· 16
2.5 機能維持評価 ····· 16
2.5.1 電気的機能維持評価方法 ····· 16
2.6 評価結果 ····· 17
3. 潮位計（潮位監視盤） ····· 18
3.1 一般事項 ····· 18
3.1.1 構造計画 ····· 18
3.1.2 評価方針 ····· 20
3.1.3 適用基準 ····· 21
3.1.4 記号の説明 ····· 22
3.2 評価部位 ····· 23
3.3 固有周期 ····· 23
3.3.1 固有周期の算出方法 ····· 23
3.4 構造強度評価 ····· 24
3.4.1 構造強度評価方法 ····· 24

3.4.2　荷重の組合せ及び許容限界 ····· 24
3.4.3　設計用地震力 ····· 26
3.4.4　計算方法 ····· 27
3.4.5　計算条件 ····· 29
3.4.6　応力の評価 ····· 30
3.5　機能維持評価 ····· 30
3.5.1　電気的機能維持評価方法 ····· 30
3.6　評価結果 ····· 31

1. 概要

本計算書は，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，潮位計が設計用地震力に対して十分な構造強度及び電気的機能を有していることを説明するものである。潮位計は，潮位計検出器と潮位監視盤で構成される。本計算書は各構成機器それぞれの評価結果を示す。

潮位計は，設計基準対象施設においてはＳクラス施設に分類される。以下，設計基準対象施設としての構造強度評価及び電気的機能維持評価を示す。

2.　潮位計（検出器）

2.1　一般事項

2.1.1　配置概要

津波監視設備の配置図を図 2.1－1 に示す。

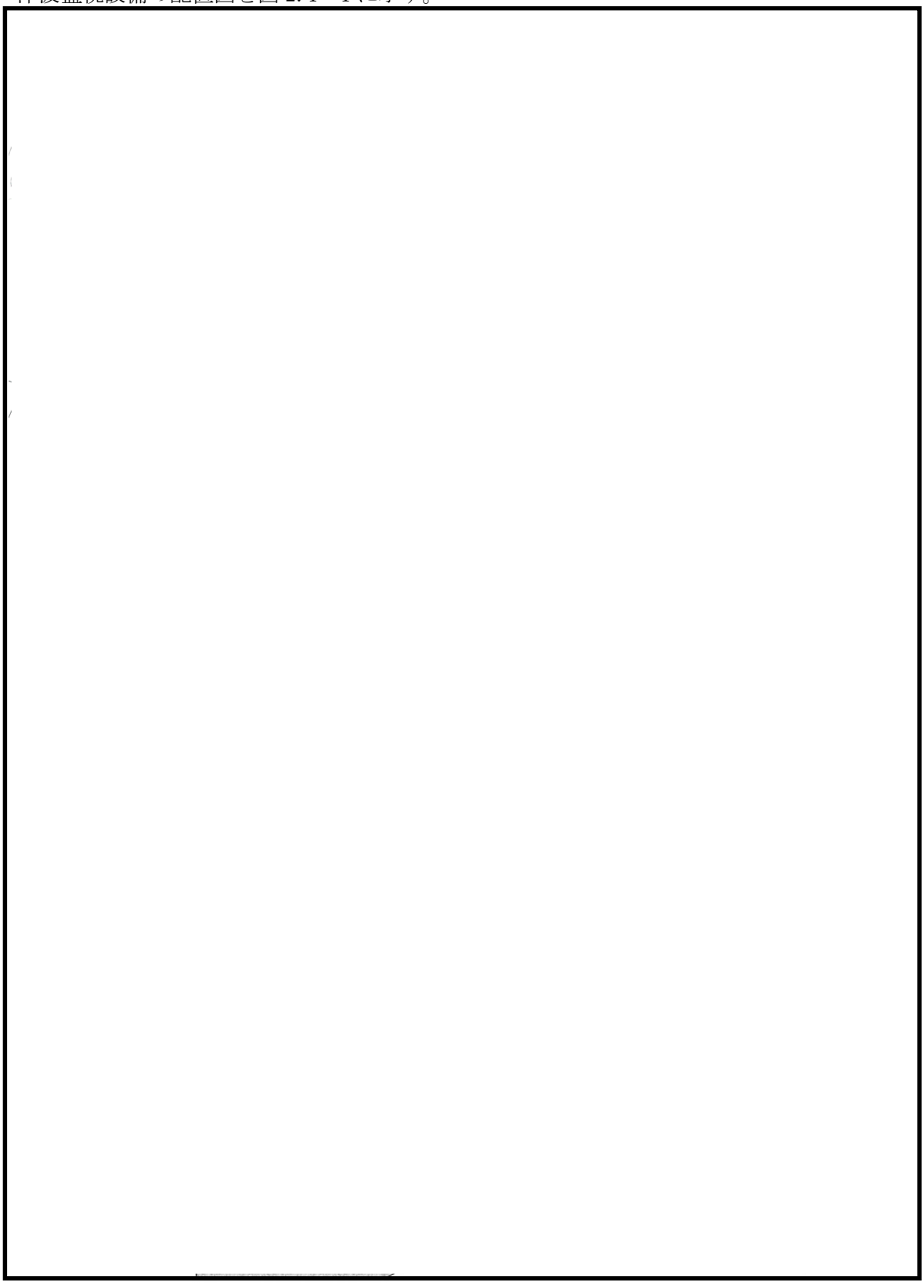
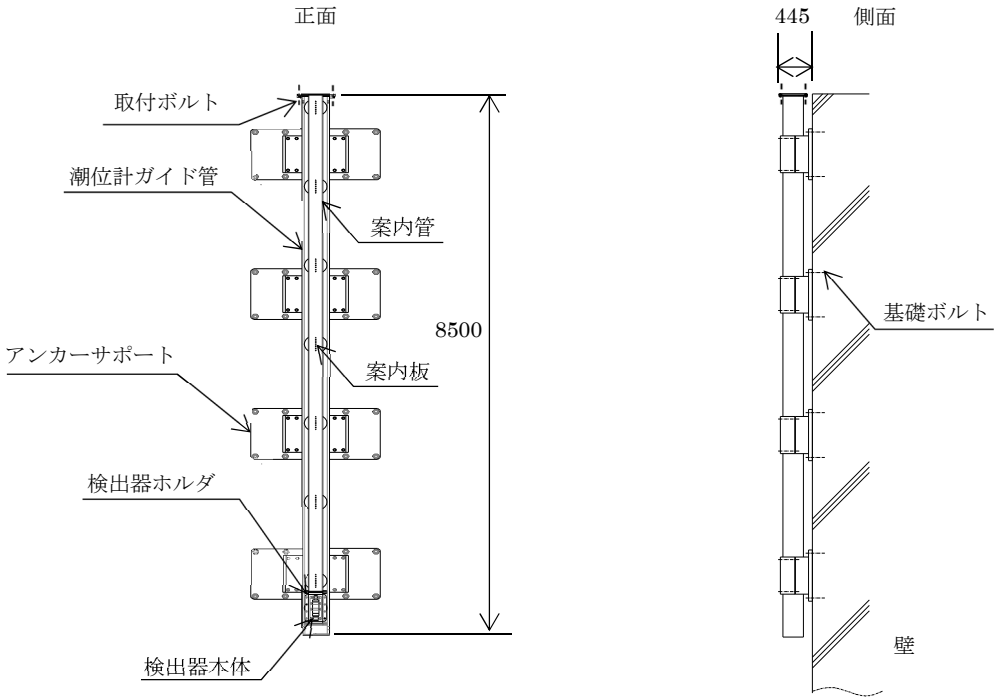


図　2.1－1　津波監視設備配置図

2.1.2　構造計画

潮位計（検出器）の構造計画を表 2.1-1 に示す。

表 2.1-1　構造計画（潮位計（検出器））

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
潮位計検出器本体は，検出器ホルダにより潮位計案内管に固定され，潮位計案内管は，潮位計ガイド管に取付ボルトにて固定され，案内板により支持される。 潮位計ガイド管は，壁に基礎ボルトで設置する。	圧力式水位検出器	

2.1.3　評価方針

潮位計（検出器）の応力評価は，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針　3.1　構造強度上の制限」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき，「2.1.2　構造概要」にて示す潮位計（検出器）の部位を踏まえ「2.2　評価部位」にて設定する箇所において，「2.3　固有周期」にて算出した固有周期に基づく設計用地震力により算出した応力等が許容限界内に収まることを，「2.4　構造強度評価」にて示す方法にて確認することで実施する。また機能維持評価は，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針」にて設定した動的機器の機能維持の方針に基づき，地震時の応答加速度が動的機能確認済加速度以下であることを，「2.5　機能維持評価」にて示す方法にて確認することで実施する。確認結果を「2.6　評価結果」に示す。

潮位計（検出器）の耐震評価フローを図 2.1-2 に示す。

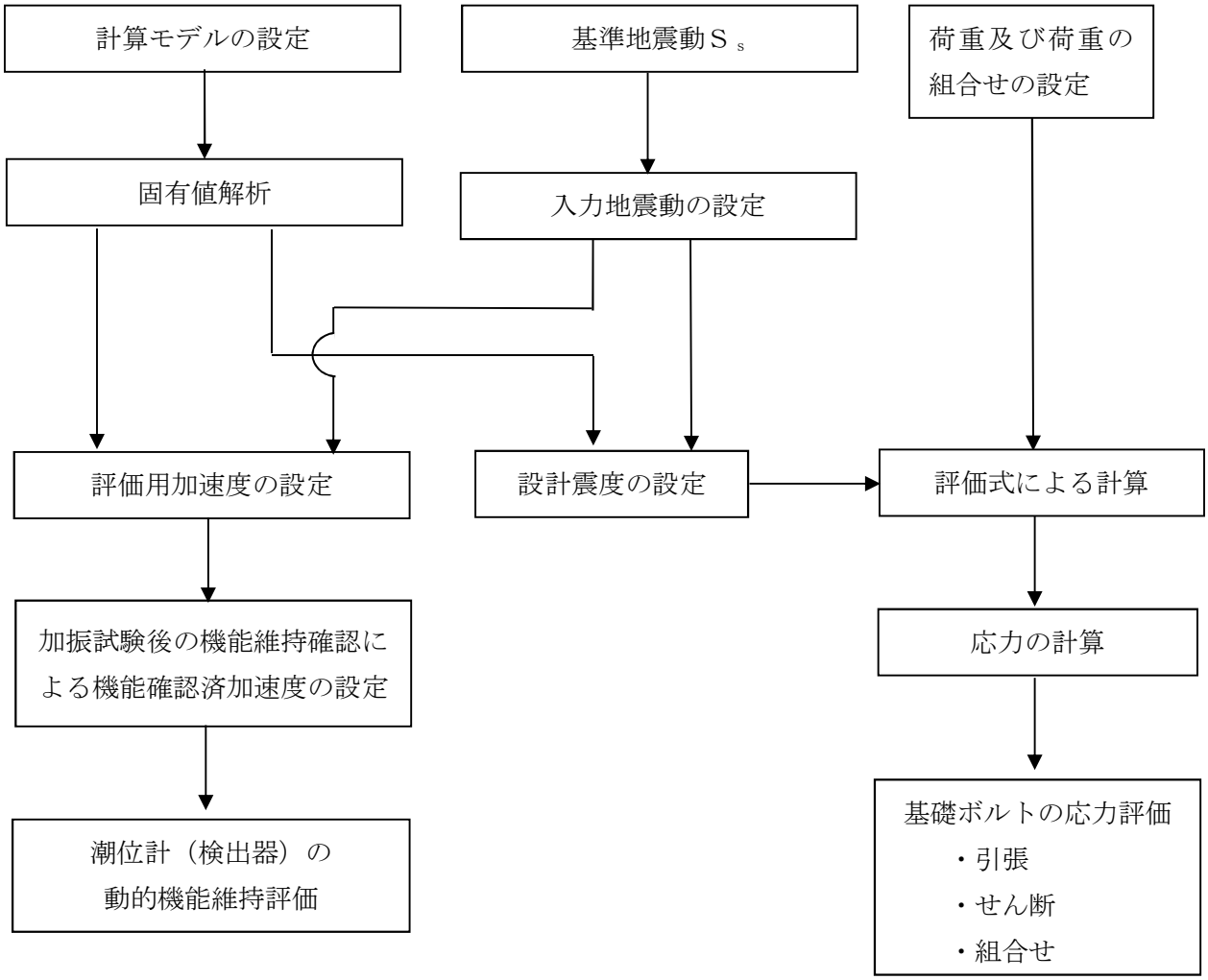


図 2.1-2　潮位計（検出器）の耐震評価フロー

2.1.4　適用基準

適用基準を以下に示す。

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

(2)　原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編　ＪＥＡＧ４６０１・補－1984（日本電気協会）

(3)　原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１－1991 追補版（日本電気協会）

(4)　発電用原子力設備規格　設計・建設規格（2005 年版（2007 年追補版含む。））ＪＳＭＥ　ＳＮＣ1－2005/2007（日本機械学会）

2.1.5　記号の説明

記 号	記　　号　　の　　説　　明	単 位
A_b	ボルトの軸断面積	mm^2
C_H	水平方向設計震度	－
C_V	鉛直方向設計震度	－
d	ボルトの呼び径	mm
F	設計・建設規格 SSB-3131 に定める値	MPa
F_b	ボルトに作用する引張力（1本当たり）	N
F_{b1}	鉛直方向地震及び壁掛盤取付面に対し左右方向の水平方向地震によりボルトに作用する引張力（１本当たり）（壁掛形）	N
F_{b2}	鉛直方向地震及び壁掛盤取付面に対し前後方向の水平方向地震によりボルトに作用する引張力（１本当たり）（壁掛形）	N
f_{sb}	せん断力のみを受けるボルトの許容せん断応力（f_sを1.5倍した値）	MPa
f_{to}	引張力のみを受けるボルトの許容引張応力（f_tを1.5倍した値）	MPa
f_{ts}	引張力とせん断力を同時に受けるボルトの許容引張応力	MPa
g	重力加速度（＝9.80665）	m/s^2
h	取付面から重心までの距離（壁掛形）	mm
h_1	取付面からガイド管までの距離（壁掛形）	mm
ℓ_3	重心と下側ボルト間の距離（壁掛形）	mm
ℓ_a	側面(左右)ボルト間の距離（壁掛形）	mm
ℓ_b	上下ボルト間の距離（壁掛形）	mm
m	質量	kg
n	ボルトの本数	－
n_f	評価上引張力を受けるとして期待するボルトの本数	－
n_{fV}	評価上引張力を受けるとして期待するボルトの本数（鉛直方向転倒）（壁掛形）	－
n_{fH}	評価上引張力を受けるとして期待するボルトの本数（水平方向転倒）（壁掛形）	－
Q_b	ボルトに作用するせん断力	N
Q_{b1}	水平方向地震によりボルトに作用するせん断力(壁掛形)	N
Q_{b2}	鉛直方向地震によりボルトに作用するせん断力(壁掛形)	N
S_u	設計・建設規格　付録材料図表　Part５　表9に定める値	MPa
S_y	設計・建設規格　付録材料図表　Part５　表8に定める値	MPa
π	円周率	－
σ_b	ボルトに生じる引張応力	MPa
τ_b	ボルトに生じるせん断応力	MPa

記 号	記　　号　　の　　説　　明	単 位
E	縦弾性係数	MPa
Ix	ガイド管アンカーサポートの縦方向軸に対する断面二次モーメント	mm^4
Iy	ガイド管アンカーサポートの横方向軸に対する断面二次モーメント	mm^4
As	ガイド管アンカーサポートの最小有効せん断断面積	mm^2
G	せん断弾性係数	MPa
R	ガイド管アンカーサポート1本あたりで受ける質量	kg
W	ガイド管アンカーサポート1本あたりの質量	kg

2.2　評価部位

潮位計（検出器）は潮位計ガイド管内部に支持されており，潮位計ガイド管は取水口の壁面に支持されているため，潮位計（検出器）の耐震評価は，「2.4.1　構造強度評価方法」に示す条件に基づき，耐震評価上厳しくなる潮位計ガイド管の基礎ボルトについて実施する。潮位計の耐震評価部位については，表 2.1-1 の構造計画に示す。

2.3 固有周期

2.3.1 固有周期の算出方法

潮位計（検出器）は潮位計ガイド管の内部に支持されるため，潮位計ガイド管全体の固有周期を求める。固有周期の計算方法を以下に示す。

(1) 潮位計ガイド管の質量は，重心に集中するものとする。

(2) 潮位計ガイド管を固定するアンカーサポート４ヶ所のうち，両端２ヶ所のアンカーサポートにて固定されるものとしてモデル化し，図 2.3-1 に示す壁固定の１質点系振動モデルとして考える。

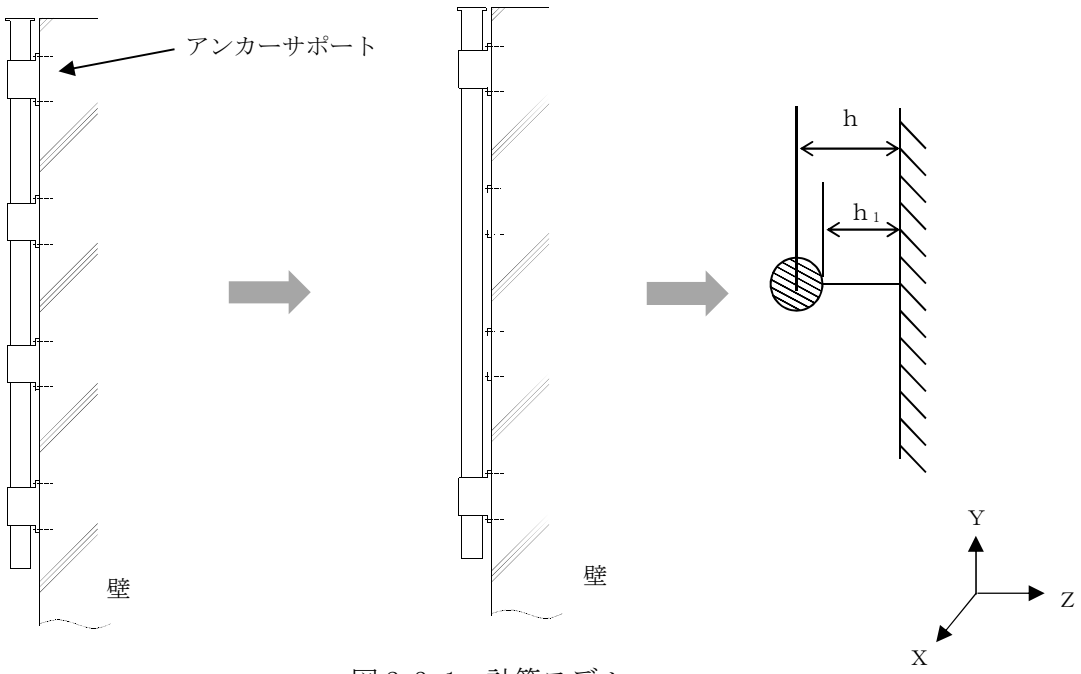


図 2.3-1 計算モデル

a. 水平方向（Ｘ方向，Ｚ方向）

(1) Ｘ方向に対する固有周期Ｔ1 を次式で求める。

$$T1=2\cdot\pi\cdot\sqrt{\frac{R+W}{10^3\cdot K1}} \quad \cdots\cdots (2.3.1)$$

Ｘ方向のばね定数Ｋ1 は次式で求める。

$$K1=\frac{1}{\frac{h_1^2\cdot(3\cdot h-h_1)}{6\cdot E\cdot Ix}+\frac{(h-h_1)\cdot h_1\cdot(h-h_1/2)}{E\cdot Ix}+\frac{h_1}{G\cdot As}} \quad \cdots\cdots (2.3.2)$$

(2) Ｚ方向は十分な剛性を有していることから，固有周期の計算を省略する。

b. 鉛直方向（Y方向）

(1) Y方向に対する固有周期T2を次式で求める。

$$T2=2\cdot\pi\cdot\sqrt{\frac{m}{10^3\cdot K2}} \quad \cdots\cdots (2.3.3)$$

Y方向のばね定数K2は次式で求める。

$$K2=\frac{1}{\frac{h_1{}^3}{12\cdot E\cdot Iy}+\frac{h_1}{G\cdot As}} \quad \cdots\cdots (2.3.4)$$

2.3.2 固有周期の計算条件

表 2.3-1 固有周期の計算条件

項目	記号	単位	数値等	
質量	m	kg		
据付面から重心までの距離	h	mm		
取付面からガイド管までの距離	h_1	mm		
ガイド管アンカーサポート1本あたりで受ける質量	R	kg		
ガイド管アンカーサポート1本あたりの質量	W	kg		
縦弾性係数	E	MPa	194000	
断面二次モーメント	I	mm^4	水平（X方向）	鉛直（Y方向）
			1.966×10^{10}	7.179×10^9
最小有効せん断断面積	As	mm^2	256070	
せん断弾性係数	G	MPa	74600	

2.3.3 固有周期の計算結果

固有周期の計算結果から，固有周期は0.05秒以下であり，剛であることを確認した。固有周期の計算結果を表2.3-2に示す。

表 2.3-2 固有周期

水平方向(s)	鉛直方向(s)

2.4　構造強度評

2.4.1　構造強度評価方法

(1)　潮位計（検出器）の質量は重心に集中するものとする。

(2)　転倒方向は，正面方向及び側面方向について検討し，計算書には計算結果の厳しい方を記載する。

(3)　設計用地震力は添付書類「Ⅴ-2-1-7　設計用床応答曲線の作成方針」に基づき設定する。

(4)　耐震計算に用いる寸法は，公称値を使用する。

2.4.2　荷重の組合せ及び許容限界

2.4.2.1　荷重の組合せ

耐震評価に用いる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」に示す荷重及び荷重の組合せを用いる。潮位計（検出器）の荷重の組合せを表2.4-1に示す。

2.4.2.2　許容限界

潮位計（検出器）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2.4-2のとおりとする。

2.4.2.3　使用材料の許容応力評価条件

潮位計（検出器）の使用材料の許容応力評価条件のうち，設計基準対象施設の評価に用いるものを表2.4-3に示す。

表 2.4-1　荷重の組合せ

施設区分		機器名称	荷重の組合せ
その他発電用原子炉の付属施設	浸水防護施設	潮位計（検出器）	D＋S_s

注記　＊：Dは固定荷重，S_sは地震荷重を示す。

表 2.4-2　許容限界（その他の支持構造物）

許容応力状態	許容限界*1, *2（ボルト等）	
	一次応力	
	引張	せん断
$\mathrm{III}_A S$ *3	1.5・f_t	1.5・f_s

注記　＊1：応力の組合せが考えられる場合には，組合せ応力に対しても評価を行う。

＊2：当該の応力が生じない場合，規格基準で省略可能とされている場合及び他の応力で代表可能である場合は評価を省略する。

＊3：地震後，津波後の再使用性や津波の繰返し作用を想定し，当該構造物全体の変形能力に対して浸水防護機能として十分な余裕を有するよう，設備を構成する材料が弾性域内に収まることを基本とする。

表 2.4-3　使用材料の許容応力評価条件

評価部材	材料	温度条件（℃）		S_y（MPa）	S_u（MPa）	S_y（RT）（MPa）
基礎ボルト		周囲環境温度	40	175	480	－

2.4.3　設計用地震力

「2.3　固有周期」に示したとおり潮位計ガイド管の固有周期は 0.05 秒以下であることを確認したため，潮位計（検出器）の耐震計算に用いる設計震度は，添付書類「Ⅴ-2-1-7　設計用床応答曲線の作成方針」に示す取水構造物における設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮して設定する。潮位計（検出器）の評価に用いる設計震度を表 2.4-4 に示す。

表 2.4-4　設計用地震力

地震動	据付場所 及び 床面高さ (m)	地震による設計震度*2	
基準地震動 Ｓｓ	取水構造物 T.P. -5.00 (EL. 2.810*1)	水平方向C_H	1.04
		鉛直方向C_V	0.95

注記＊1：基準床レベルを示す。

＊2：「2.3　固有周期」より，潮位計ガイド管の固有周期が 0.05 秒以下であることを確認したため，設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定した。

2.4.4　計算方法

2.4.4.1　応力の計算方法

基礎ボルトの応力は，地震による引張応力とせん断応力について計算する。図 2.4-1 及び図 2.4-2 に計算モデルを示す。

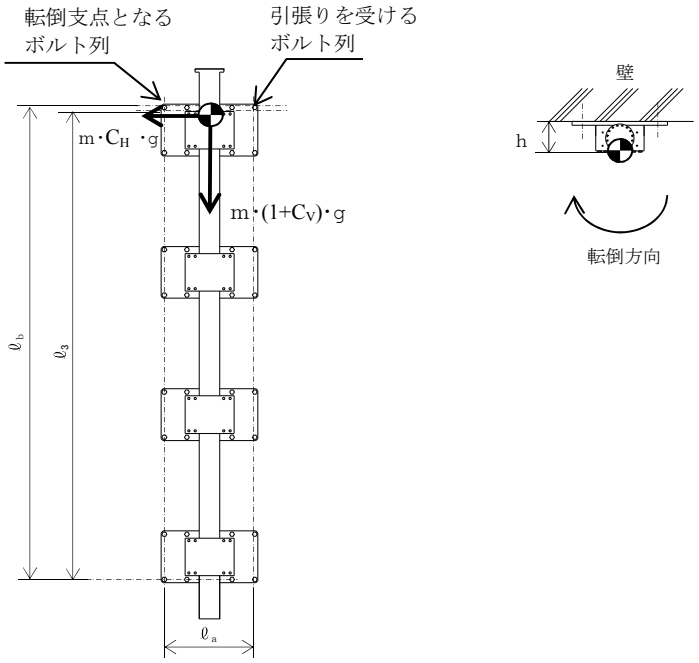


図 2.4-1　計算モデル（水平方向転倒）

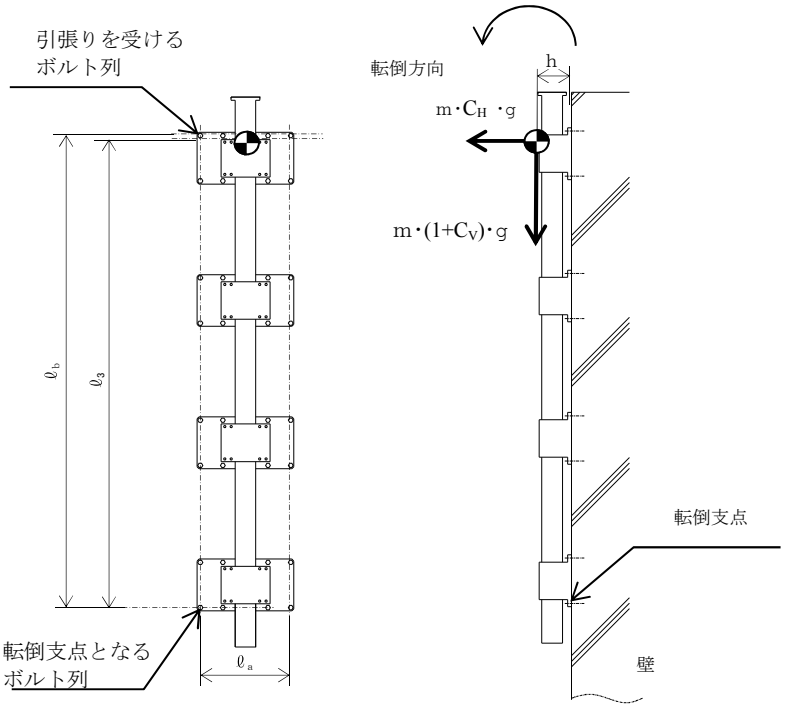


図 2.4-2　計算モデル（鉛直方向転倒）

(1)引張応力

基礎ボルトに作用する引張力F_bは次式にて求める。

水平方向の引張力F_{b1}

$$F_{b1}=m\cdot g\cdot\left(\frac{C_H\cdot h}{n_{fH}\cdot \ell_a}+\frac{(1+C_V)\cdot h}{n_{fV}\cdot \ell_b}\right) \quad \cdots\cdots (2.4.1)$$

鉛直方向の引張力F_{b2}

$$F_{b2}=m\cdot g\cdot\left(\frac{C_H\cdot \ell_3+(1+C_V)\cdot h}{n_{fV}\cdot \ell_b}\right) \quad \cdots\cdots (2.4.2)$$

引張力F_b

$$F_b=Max\ (F_{b1},\ F_{b2}) \quad \cdots\cdots (2.4.3)$$

基礎ボルトに作用する引張応力σ_b

$$\sigma_b=\frac{F_b}{A_b} \quad \cdots\cdots (2.4.4)$$

ここで，基礎ボルトの軸断面積A_bは

$$A_b=\frac{\pi}{4}\cdot d^2 \quad \cdots\cdots (2.4.5)$$

(2)せん断応力

基礎ボルトに対するせん断力は，基礎ボルト全本数で受けるものとして計算する。

水平方向地震力によるせん断力Q_{b1}

$$Q_{b1}=m\cdot g\cdot C_H \quad \cdots\cdots (2.4.6)$$

鉛直方向地震力によるせん断力Q_{b2}

$$Q_{b2}=m\cdot g\cdot(1+C_V) \quad \cdots\cdots (2.4.7)$$

基礎ボルトに対するせん断力Q_b

$$Q_b=\sqrt{(Q_{b1})^2+(Q_{b2})^2} \quad \cdots\cdots (2.4.8)$$

せん断応力

$$\tau_b=\frac{Q_b}{n\cdot A_b} \quad \cdots\cdots (2.4.9)$$

2.4.5　計算条件

評価に用いる数値を表 2.4-5 に示す。

表 2.4-5 計算条件

項目	記号	単位	数値等
運転時質量	m	kg	
基礎ボルトの軸断面積	A_b	mm^2	
水平方向設計震度	C_H	－	1.04
鉛直方向設計震度	C_V	－	0.95
重力加速度	g	m/s^2	9.80665
基礎ボルトの呼び径	d	mm	
取付面から重心までの距離	h	mm	
重心と下側ボルト間の距離	ℓ_3	mm	
側面(左右)ボルト間の距離	ℓ_a	mm	
上下ボルト間の距離	ℓ_b	mm	
ボルトの本数	n	－	
評価上引張力を受けるとして期待するボルトの本数（鉛直方向）	n_{fV}	－	
評価上引張力を受けるとして期待するボルトの本数（水平方向）	n_{fH}	－	

2.4.6　応力の評価

ボルトの引張応力σ_bは次式より求めた許容引張応力f_{ts}以下であること。ただし，f_{to}は下表による。

$$f_{ts}=\mathrm{Min}[1.4\cdot f_{to}-1.6\cdot \tau_b,\ f_{to}] \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (2.4.10)$$

せん断応力τ_bは，せん断力のみを受けるボルトの許容せん断応力f_{sb}以下であること。ただし，f_{sb}は下表による。

	基準地震動Ｓｓによる 荷重との組合せの場合
許容引張応力 f_{to}	$\dfrac{F}{2}\cdot 1.5$
許容せん断応力 f_{sb}	$\dfrac{F}{1.5\cdot\sqrt{3}}\cdot 1.5$

2.5　機能維持評価

2.5.1　電気的機能維持評価方法

潮位計（検出器）の電気的機能維持評価について，以下に示す。

評価用加速度と機能確認済加速度との比較により，地震時及び地震後の電気的機能維持を確認する。

評価用加速度は，添付書類「Ⅴ-2-1-7　設計用床応答曲線の作成方針」に基づき設定する。

機能確認済加速度は，同形式の検出器単体の正弦波加振試験において，電気的機能の健全性を確認した評価部位の加速度を適用する。機能確認済加速度を表 2.5-1 に示す。

表 2.5-1　機能確認済加速度

評価部位	方向	機能確認済加速度 （×9.8 m/s^2）
潮位計（検出器）	水平	
	鉛直	

2.6　評価結果

潮位計（検出器）の耐震評価結果を以下に示す。(1)，(2)に示す評価結果から潮位計（検出器）が耐震性を有することを確認した。

(1)基準地震動Ｓ$_s$に対する評価

基準地震動Ｓ$_s$に対する構造強度評価結果を表 2.6-1 に示す。発生応力が許容応力以下であることから構造部材が構造健全性を有することを確認した。

表 2.6-1　構造強度評価結果

評価部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
基礎ボルト	引張	$\sigma_b=16$	$f_{ts}=105$*
	せん断	$\tau_b=4$	$f_{sb}=80$

注記　＊：$f_{ts}=\mathrm{Min}[1.4\cdot f_{to}-1.6\cdot \tau_b,\ f_{to}]$より算出

(2) 基準地震動Ｓ$_s$に対する機能維持評価

潮位計（検出器）の電気的機能維持評価の結果を表 2.6-2 に示す。評価用加速度が機能維持確認済加速度以下であることから潮位計（検出器）の電気的機能維持を確認した。

表 2.6-2　電気的機能維持評価結果

		評価用加速度* (×9.8 m/s^2)	機能確認済加速度 (×9.8 m/s^2)
潮位計（検出器）	水平方向	0.87	
	鉛直方向	0.79	

注記　＊：「2.3　固有周期」より，潮位計ガイド管の固有周期が 0.05 秒以下であることを確認したため，設置床の最大応答加速度を設定した。

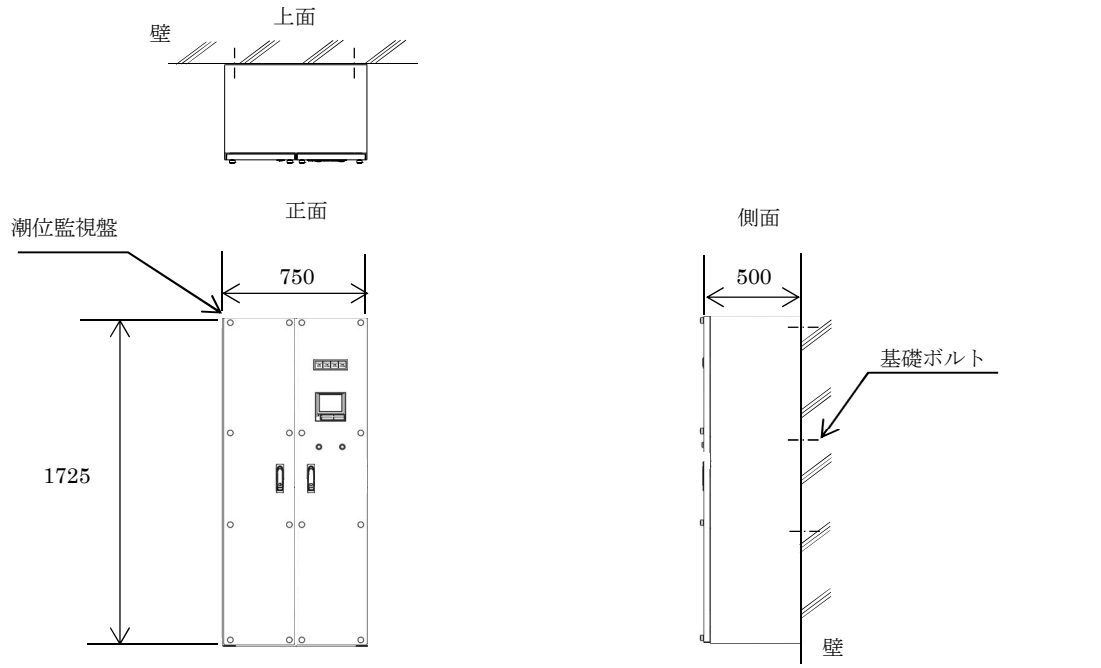
3. 潮位計（潮位監視盤）

3.1. 一般事項

3.1.1 構造計画

潮位計（潮位監視盤）の構造計画を表 3.1-1 に示す。潮位計（潮位監視盤）は中央制御室の壁面に設置する。

表 3.1-1　構造計画（潮位計（潮位監視盤））

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
潮位監視盤は，壁に基礎ボルトで設置する。	壁掛形 （鋼材及び鋼板を組み合わせた壁掛形の盤）	 （単位：mm）

3.1.2　評価方針

潮位計（潮位監視盤）の構造強度評価は，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針　3.1 構造強度上の制限」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき，「3.1.1 構造概要」にて示す潮位計（潮位監視盤）の部位を踏まえ「3.2　評価部位」にて設定する箇所において「3.3　固有周期」に基づく設計用地震力により算出した応力等が許容限界に収まることを，「3.4　構造強度評価」にて示す方法にて確認することで実施する。また機能維持評価は，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針」にて設定した動的機器の機能維持の方針に基づき，地震時の応答加速度が動的機能確認済加速度以下であることを，「3.5 機能維持評価」にて示す方法にて確認することで実施する。確認結果を「3.6　評価結果」に示す。

潮位計（潮位監視盤）の耐震評価フローを図 3.1-1 に示す。

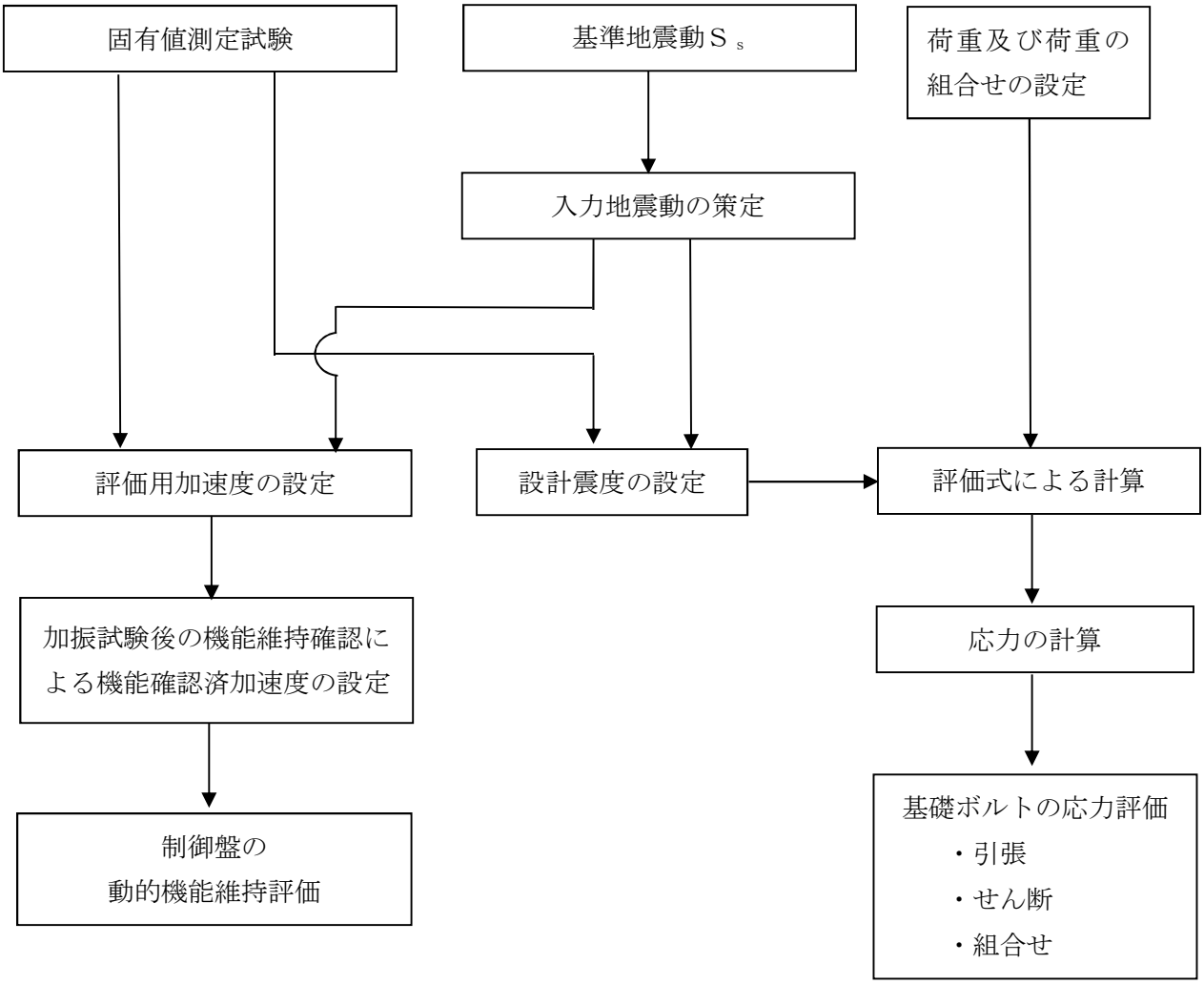


図 3.1-1　潮位計（潮位監視盤）の耐震評価フロー

3.1.3　適用基準

適用基準を以下に示す。

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

(2)　原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編　ＪＥＡＧ４６０１・補－1984（日本電気協会）

(3)　原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１－1991 追補版（日本電気協会）

(4)　発電用原子力設備規格　設計・建設規格（2005 年版（2007 年追補版含む。））ＪＳＭＥ　ＳＮＣ1－2005/2007（日本機械学会）

3.1.4　記号の説明

記　号	記　　号　　の　　説　　明	単　位
A_b	ボルトの軸断面積	mm^2
C_H	水平方向設計震度	－
C_V	鉛直方向設計震度	－
d	ボルトの呼び径	mm
F	設計・建設規格 SSB-3131に定める値	MPa
F_b	ボルトに作用する引張力（1本当たり）	N
F_{b1}	鉛直方向地震及び壁掛盤取付面に対し左右方向の水平方向地震によりボルトに作用する引張力（1本当たり）（壁掛形）	N
F_{b2}	鉛直方向地震及び壁掛盤取付面に対し前後方向の水平方向地震によりボルトに作用する引張力（1本当たり）（壁掛形）	N
f_{sb}	せん断力のみを受けるボルトの許容せん断応力（f_sを1.5倍した値）	MPa
f_{to}	引張力のみを受けるボルトの許容引張応力（f_tを1.5倍した値）	MPa
f_{ts}	引張力とせん断力を同時に受けるボルトの許容引張応力	MPa
g	重力加速度（＝9.80665）	m/s^2
h	据付面又は取付面から重心までの距離	mm
ℓ_1	重心と下側ボルト間の鉛直方向距離（壁掛形）	mm
ℓ_2	上側ボルトと下側ボルト間の鉛直方向距離（壁掛形）	mm
ℓ_3	左側ボルトと右側ボルト間の水平方向距離（壁掛形）	mm
m	運転時質量	kg
n	ボルトの本数	－
n_{fV}	評価上引張力を受けるとして期待するボルトの本数（鉛直方向）（壁掛形）	－
n_{fH}	評価上引張力を受けるとして期待するボルトの本数（水平方向）（壁掛形）	－
Q_b	ボルトに作用するせん断力	N
Q_{b1}	水平方向地震によりボルトに作用するせん断力（壁掛形）	N
Q_{b2}	鉛直方向地震によりボルトに作用するせん断力（壁掛形）	N
S_u	設計・建設規格 付録材料図表　Part5　表9に定める値	MPa
S_y	設計・建設規格 付録材料図表　Part5　表8に定める値	MPa
π	円周率	
σ_b	ボルトに生じる引張応力	MPa
τ_b	ボルトに生じるせん断応力	MPa

3.2　評価部位

潮位計（潮位監視盤）の耐震評価は，「3.4.1　構造強度評価方法」に示す条件に基づき，耐震評価上厳しくなる基礎ボルトについて実施する。津潮位監視盤の評価部位については，表3.1-1の構造計画に示す。

3.3　固有周期

3.3.1　固有周期の算出方法

潮位計（潮位監視盤）の固有周期は，振動試験装置により固有振動数（共振周波数）を測定する。測定の結果，固有周期は0.05秒以下であり，剛であることを確認した。固有周期の算出結果を表3.3-1に示す。

表3.3-1　固有周期

水平方向(s)	鉛直方向(s)
0.05以下	0.05以下

3.4　構造強度評価

3.4.1　構造強度評価方法

(1)　盤の質量は重心に集中しているものとする。

(2)　壁掛形の盤は基礎ボルトで壁に固定されており，固定端とする。

(3)　盤の転倒方向は，長辺方向及び短辺方向について検討し，計算書には計算結果の厳しい方を記載する。

(4)　設計用地震力は添付書類「Ⅴ-2-1-7　設計用床応答曲線の作成方針」に基づき設定する。

(5)　耐震計算に用いる寸法は，公称値を使用する。

3.4.2　荷重の組合せ及び許容限界

3.4.2.1　荷重の組合せ

耐震評価に用いる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」に示す荷重及び荷重の組合せを用いる。潮位計（潮位監視盤）の荷重の組合せを表3.4-1に示す。

3.4.2.2　許容限界

潮位計（潮位監視盤）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3.4-2のとおりとする。

3.4.2.3　使用材料の許容応力評価条件

潮位計（潮位監視盤）の使用材料の許容応力評価条件のうち，設計基準対象施設の評価に用いるものを表3.4-3に示す。

表 3.4-1　荷重の組合せ

施設区分		機器名称	荷重の組合せ
その他発電用原子炉の付属施設	浸水防護施設	潮位計（潮位監視盤）	D＋S_s

注記　＊：Dは固定荷重，S_sは地震荷重を示す。

表 3.4-2　許容限界（その他の支持構造物）

許容応力状態	許容限界*1, *2（ボルト等）	
	一次応力	
	引張	せん断
$\mathrm{III}_A S$ *3	1.5・f_t	1.5・f_s

注記　＊1：応力の組合せが考えられる場合には，組合せ応力に対しても評価を行う。

＊2：当該の応力が生じない場合，規格基準で省略可能とされている場合及び他の応力で代表可能である場合は評価を省略する。

＊3：地震後，津波後の再使用性や津波の繰返し作用を想定し，当該構造物全体の変形能力に対して浸水防護機能として十分な余裕を有するよう，設備を構成する材料が弾性域内に収まることを基本とする。

表 3.4-3　使用材料の許容応力評価条件

評価部材	材料	温度条件（℃）		S_y（MPa）	S_u（MPa）	S_y（RT）（MPa）
基礎ボルト		周囲環境温度	40	235	400	－

3.4.3　設計用地震力

「3.3　固有周期」に示したとおり潮位計（潮位監視盤）の固有周期が 0.05 秒以下であることを確認したため，潮位計（検出器）の耐震計算に用いる設計震度は，添付書類「Ⅴ-2-1-7　設計用床応答曲線の作成方針」に示す設置場所における最大応答加速度の 1.2 倍を考慮して設定する。潮位計（検出器）の評価に用いる設計震度を表 3.4-4 に示す。

表 3.4-4　設計用地震力

地震動	据付場所 及び 床面高さ (m)	地震による設計震度*2	
基準地震動 Ｓｓ	中央制御室 EL. 18.00 (EL. 29.00*1)	水平方向C_H	1.55
		鉛直方向C_V	1.17

注記＊1：基準床レベルを示す。

＊2：「3.3　固有周期」より，潮位計（潮位監視盤）の固有周期が 0.05 秒以下であることを確認したため，設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定した。

3.4.4　計算方法

3.4.4.1　応力の計算方法

基礎ボルトの応力は，地震による引張応力とせん断応力について計算する。図 3.4-1 及び図 3.4-2 に計算モデルを示す。

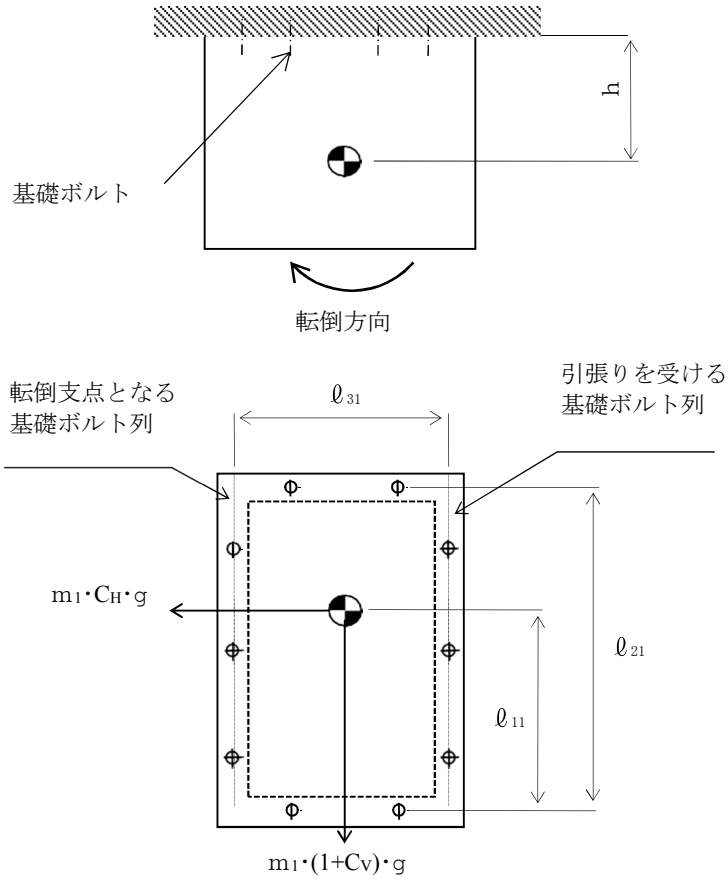


図 3.4-1　計算モデル（水平方向転倒）

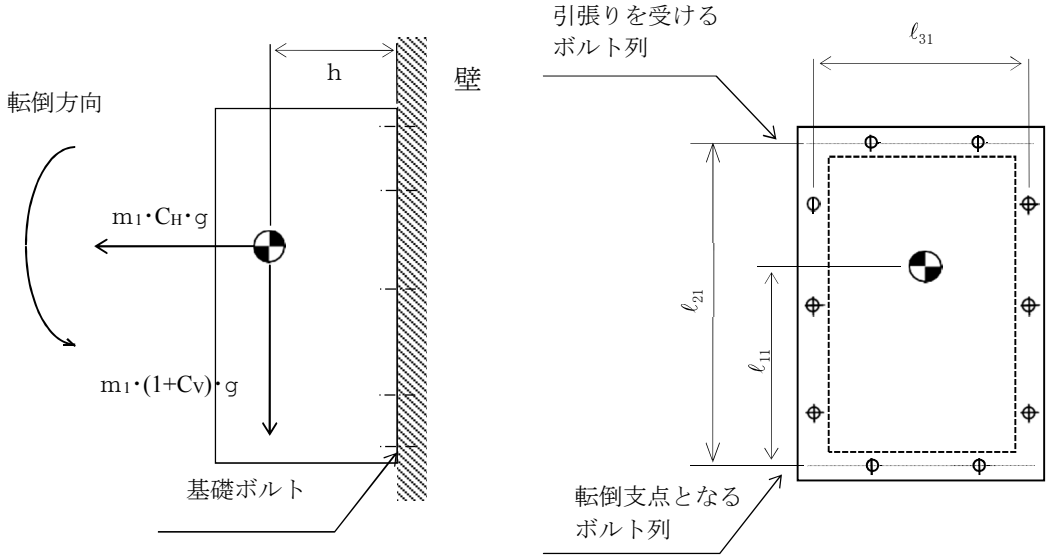


図 3.4-2　計算モデル（鉛直方向転倒）

(1)引張応力

基礎ボルトに対する引張力は最も厳しい条件として，図 3.4-1 で基礎ボルトを支点とする転倒を考え，これを片側の基礎ボルトで受けるものとして計算する。

水平方向の引張力F_{b1}

$$F_{b1}=\frac{m\cdot(1+Cv)\cdot h\cdot g}{n_{fV}\cdot \ell_2}+\frac{m\cdot C_H\cdot h\cdot g}{n_{fH}\cdot \ell_3} \quad \cdots\cdots\cdots (3.4.1)$$

鉛直方向の引張力F_{b2}

$$F_{b2}=\frac{m\cdot(1+Cv)\cdot h\cdot g+m\cdot C_H\cdot \ell_1\cdot g}{n_{fV}\cdot \ell_2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (3.4.2)$$

引張力F_b

$$F_b=Max\ (F_{b1},\ F_{b2}) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3.4.3)$$

基礎ボルトに作用する引張応力σ_b

$$\sigma_b=\frac{F_b}{A_b} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3.4.4)$$

ここで，基礎ボルトの軸断面積A_bは

$$A_b=\frac{\pi}{4}\cdot d^2 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3.4.5)$$

(2)せん断応力

基礎ボルトに対するせん断力は，基礎ボルト全本数で受けるものとして計算する。

水平方向地震によるせん断力Q_{b1}

$$Q_{b1}=m\cdot C_H\cdot g \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3.4.6)$$

鉛直方向地震によるせん断力Q_{b2}

$$Q_{b2}=m\cdot(1+C_V)\cdot g \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3.4.7)$$

せん断力Q_b

$$Q_b=\sqrt{(Q_{b1})^2+(Q_{b2})^2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3.4.8)$$

基礎ボルトに作用するせん断応力τ_b

$$\tau_b=\frac{Q_b}{n\cdot A_b} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3.4.9)$$

3.4.5　計算条件

評価に用いる数値を表 3.4-5 に示す。

表 3.4-5　計算条件

項目	記号	単位	数値等
運転時質量	m	kg	
基礎ボルトの軸断面積	A_b	mm^2	
水平方向設計震度	C_H	－	1.55
鉛直方向設計震度	C_V	－	1.17
重力加速度	g	m/s^2	9.80665
基礎ボルトの呼び径	d	mm	
据付面又は取付面から重心までの距離	h	mm	
重心と下側ボルト間の鉛直方向距離（壁掛形）	ℓ_1	mm	
上側ボルトと下側ボルト間の鉛直方向距離（壁掛形）	ℓ_2	mm	
左側ボルトと右側ボルト間の水平方向距離（壁掛形）	ℓ_3	mm	
評価上引張力を受けるとして期待する基礎ボルトの本数	n	－	
評価上引張力を受けるとして期待するボルトの本数（鉛直方向）（壁掛形）	n_{fV}	－	
評価上引張力を受けるとして期待するボルトの本数（水平方向）（壁掛形）	n_{fH}	－	

3.4.6　応力の評価

3.5.2.4項で求めたボルトの引張応力σ_{bi}は次式より求めた許容引張応力f_{tsi}以下であること。ただし，f_{toi}は下表による。

$$f_{tsi}=\mathrm{Min}[1.4\cdot f_{toi}-1.6\cdot \tau_{bi},\ f_{toi}] \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3.4.10)$$

せん断応力τ_{bi}は，せん断力のみを受けるボルトの許容せん断応力f_{sbi}以下であること。ただし，f_{sbi}は下表による。

	基準地震動Ｓｓによる荷重との組合せの場合
許容引張応力 f_{toi}	$\frac{F}{2}\cdot 1.5$
許容せん断応力 f_{sbi}	$\frac{F}{1.5\cdot\sqrt{3}}\cdot 1.5$

3.5　機能維持評価

3.5.1　電気的機能維持評価方法

潮位計（潮位監視盤）の電気的機能維持評価について，以下に示す。

評価用加速度は，添付書類「Ⅴ-2-1-7　設計用床応答曲線の作成方針」に示す地震応答解析で評価した加速度とし，評価用加速度が機能確認済加速度以下であることを確認する。機能確認済加速度には，制御盤の加振試験において，電気的機能の健全性を確認した評価部位の加速度を適用する。機能確認済加速度を表3.5-1に示す。

表3.5-1　機能確認済加速度

評価部位	方向	機能確認済加速度 (×9.8 m/s^2)
潮位計（潮位監視盤）	水平	
	鉛直	

3.6　評価結果

潮位計（潮位監視盤）の耐震評価結果を以下に示す。(1)，(2)に示す評価結果から潮位計（潮位監視盤）が耐震性を有することを確認した。

(1)基準地震動Ｓ$_{S}$に対する評価

基準地震動Ｓ$_{S}$に対する構造強度評価結果を表 3.6-1 に示す。発生応力が許容応力以下であることから構造部材が構造健全性を有することを確認した。

表 3.6-1　構造強度評価結果

評価部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
基礎ボルト	引張	σ_b＝7	f_{ts}＝141*
	せん断	τ_b＝7	f_{sb}＝108

注記　＊：f_{ts}＝Min[1.4・f_{to}－1.6・τ_b，　f_{to}]より算出

(2) 基準地震動Ｓ$_{S}$に対する機能維持評価結果

潮位計（潮位監視盤）の電気的機能維持評価の結果を表 3.6-2 に示す。評価用加速度が機能維持確認済加速度以下であることから潮位計（潮位監視盤）の電気的機能維持を確認した。

表 3.6-2　電気的機能維持評価

		評価用加速度* (×9.8 m/s^2)	機能確認済加速度 (×9.8 m/s^2)
潮位計 (潮位監視盤)	水平方向	1.29	[redacted]
	鉛直方向	0.98	

注記　＊：「3.3　固有周期」より，潮位計（潮位監視盤）の固有周期が 0.05 秒以下であることを確認したため，設置床の最大応答加速度を設定した。

Ⅴ-2-10-2-9-3　取水ピット水位計の耐震性についての計算書

目次

1. 概要 ····· 1
2. 一般事項 ····· 2
2.1 配置概要 ····· 2
2.2 構造計画 ····· 3
2.3 評価方針 ····· 4
2.4 適用基準 ····· 5
2.5 記号の説明 ····· 5
3. 評価部位 ····· 6
4. 固有周期 ····· 6
4.1 固有周期の算出方法 ····· 6
5. 構造強度評価 ····· 7
5.1 構造強度評価方法 ····· 7
5.2 荷重の組合せ及び許容限界 ····· 7
5.3 設計用地震力 ····· 9
5.4 計算方法 ····· 10
5.5 計算条件 ····· 11
5.6 応力の評価 ····· 11
6. 機能維持評価 ····· 12
6.1 電気的機能維持評価方法 ····· 12
7. 評価結果 ····· 13

1. 概要

本計算書は，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，取水ピット水位計が設計用地震力に対して十分な構造強度及び電気的機能を有していることを説明するものである。

取水ピット水位計は，設計基準対象施設においてはＳクラス施設に分類される。以下，設計基準対象施設としての構造強度評価及び電気的機能維持評価を示す。

2.　一般事項

2.1　配置概要

津波監視設備の配置図を図 2.1-1 に示す。

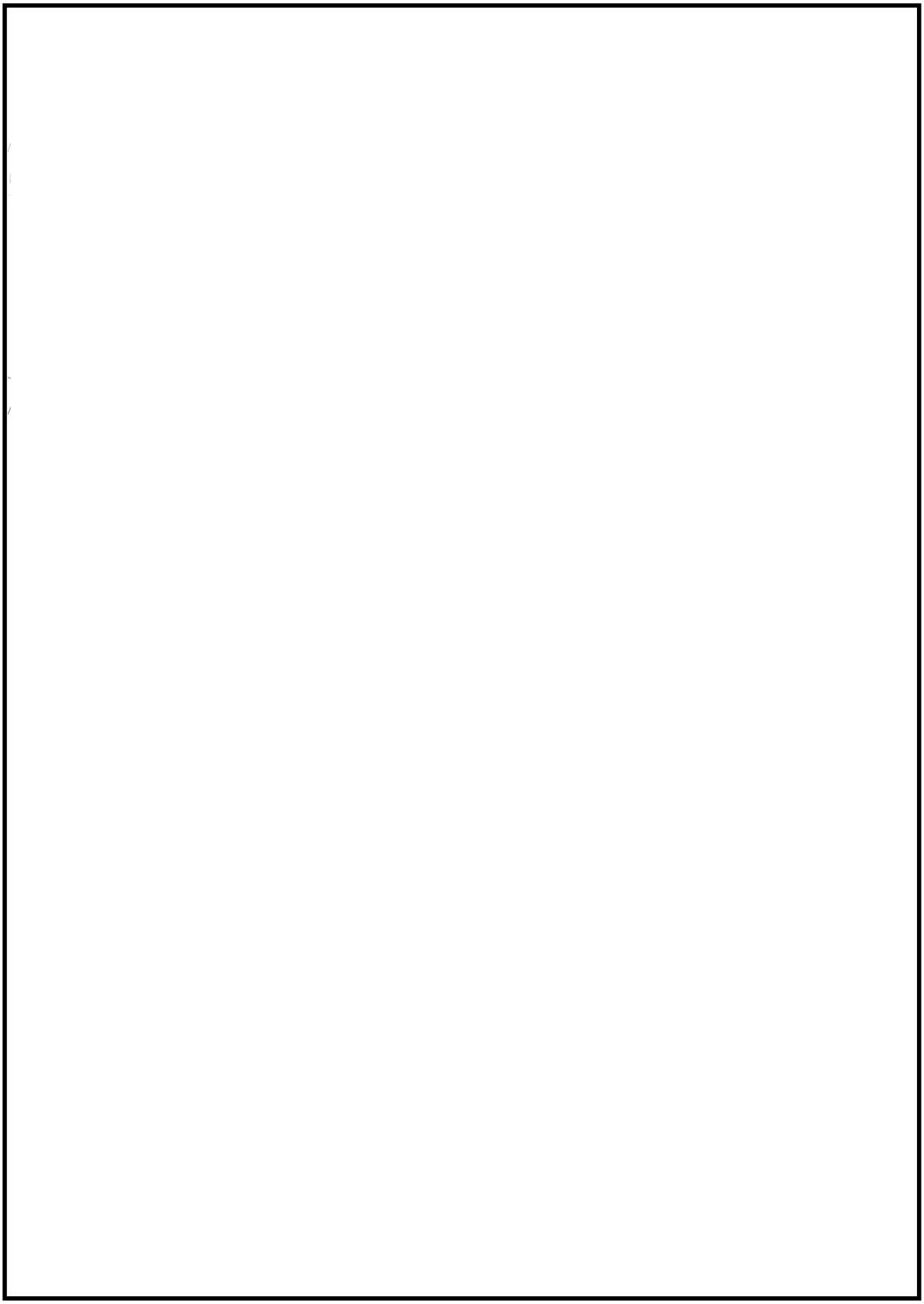
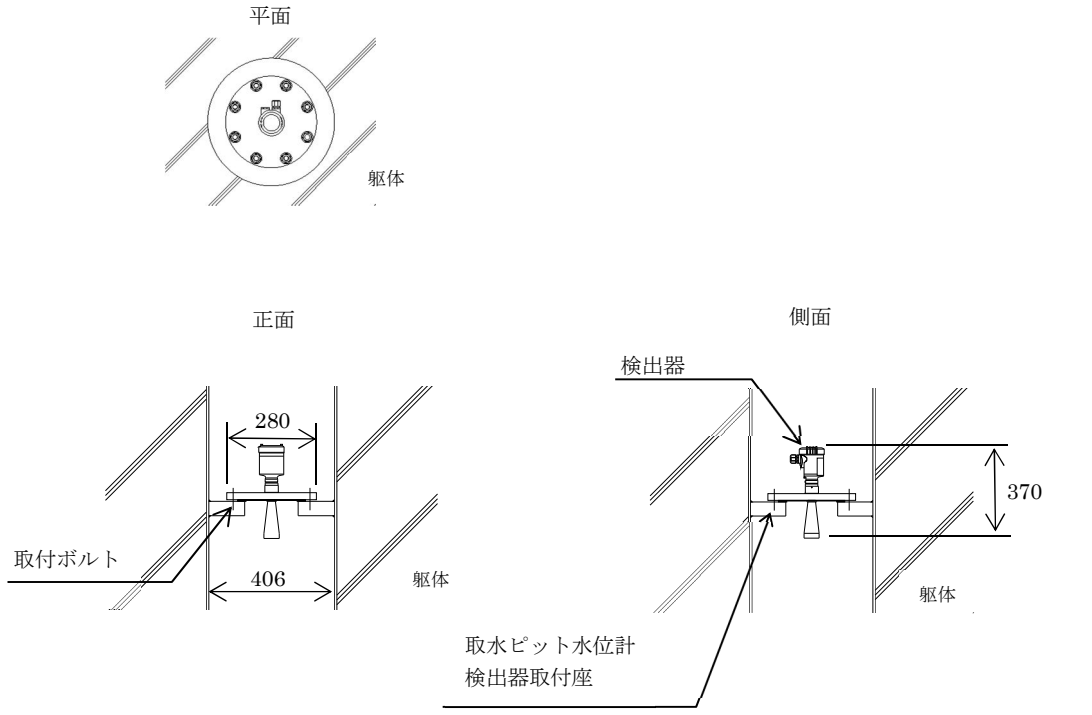


図 2.1-1　津波監視設備配置図

2.2　構造計画

取水ピット水位計の構造計画を表 2.2-1 に示す。

表 2.2-1　構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
検出器は,取付ボルトにより取水ピット水位計検出器取付座に設置する。	電波式水位検出器	

2.3　評価方針

取水ピット水位計の構造強度評価は，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針　3.1 構造強度上の制限」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき，「2.2　構造概要」にて示す取水ピット水位計の部位を踏まえ「3.　評価部位」にて設定する箇所において「4.　固有周期」に基づく設計用地震力により算出した応力等が許容限界に収まることを，「5.　構造強度評価」にて示す方法にて確認することで実施する。また機能維持評価は，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針」にて設定した動的機器の機能維持の方針に基づき，地震時の応答加速度が動的機能確認済加速度以下であることを，「6.　機能維持評価」にて示す方法にて確認することで実施する。確認結果を「7.　評価結果」に示す。

取水ピット水位計の耐震評価フローを図 2.3-1 に示す。

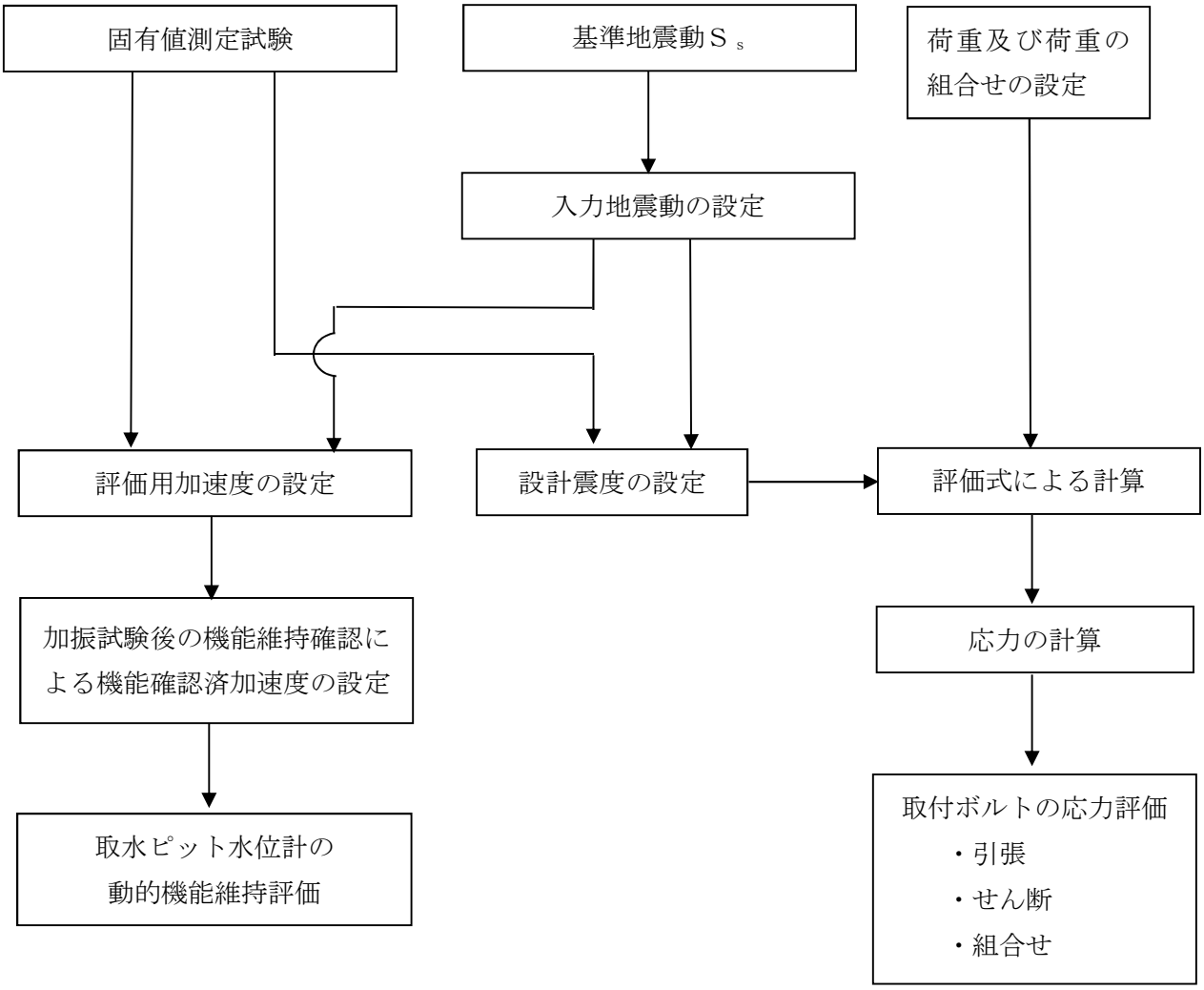


図 2.3-1　取水ピット水位計の耐震評価フロー

2.4　適用基準

適用基準を以下に示す。

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

(2)　原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編　ＪＥＡＧ４６０１・補－1984（日本電気協会）

(3)　原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１－1991 追補版（日本電気協会）

(4)　発電用原子力設備規格　設計・建設規格（2005 年版（2007 年追補版含む。））ＪＳＭＥ　ＳＮＣ1－2005/2007（日本機械学会）

2.5　記号の説明

記　号	記　　号　　の　　説　　明	単　位
A_b	取付ボルトの軸断面積	mm^2
C_H	水平方向設計震度	－
C_V	鉛直方向設計震度	－
d	取付ボルトの呼び径	mm
F	設計・建設規格　SSB-3131 に定める値	MPa
F_b	取付ボルトに作用する引張力（１本当たり）	N
f_{sb}	せん断力のみを受ける取付ボルトの許容せん断応力（f_sを 1.5 倍した値）	MPa
f_{to}	引張力のみを受ける取付ボルトの許容引張応力（f_tを 1.5 倍した値）	MPa
f_{ts}	引張力とせん断力を同時に受ける取付ボルトの許容引張応力	MPa
g	重力加速度（＝9.80665）	m/s^2
h	取付面から重心までの距離	mm
ℓ_1	重心と取付ボルト間の水平方向距離*1	mm
ℓ_2	重心と取付ボルト間の水平方向距離*1	mm
m	運転時質量	kg
n	取付ボルトの本数	－
n_f	評価上引張力を受けるとして期待する取付ボルトの本数	－
Q_b	取付ボルトに作用するせん断力	N
S_u	設計・建設規格　付録材料図表　Part5　表 9 に定める値	MPa
S_y	設計・建設規格　付録材料図表　Part5　表 8 に定める値	MPa
π	円周率	－
σ_b	取付ボルトに生じる引張応力	MPa
τ_b	取付ボルトに生じるせん断応力	MPa

*1：$\ell_1 \leqq \ell_2$

3. 評価部位

取水ピット水位計の耐震評価は，「5.1　構造強度評価方法」に示す条件に基づき，耐震評価上厳しくなる取付ボルトについて実施する。取水ピット水位計の耐震評価部位については，表 2.1-1 の構造計画に示す。

4. 固有周期

4.1 固有周期の算出方法

取水ピット水位計の固有周期は，検出器と検出器取付座を組合せた状態で振動試験装置により固有振動数（共振周波数）を測定する。測定の結果，固有周期は 0.05 秒以下であり，剛であることを確認した。固有周期の算出結果を表 4.1-1 に示す。

表 4.1-1　固有周期

水平方向(s)	鉛直方向(s)
0.05 以下	0.05 以下

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

(1) 取水ピット水位計の質量は先端に集中するものとする。

(2) 転倒方向は，正面方向及び側面方向について検討し，計算書には計算結果の厳しい方を記載する。

(3) 設計用地震力は添付書類「Ⅴ-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に基づき設定する。

(4) 耐震計算に用いる寸法は，公称値を使用する。

5.2 荷重の組合せ及び許容限界

5.2.1 荷重の組合せ

耐震評価に用いる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」に示す荷重及び荷重の組合せを用いる。取水ピット水位計の荷重の組合せを表5.2-1に示す。

5.2.2 許容限界

取水ピット水位計の許容限界は，添付書類「Ⅴ-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき表5.2-2のとおりとする。

5.2.3 使用材料の許容応力評価条件

取水ピット水位計の使用材料の許容応力評価条件のうち，設計基準対象施設の評価に用いるものを表5.2-3に示す。

表 5.2-1　荷重の組合せ

施設区分		機器名称	荷重の組合せ
その他発電用原子炉の付属施設	浸水防護施設	取水ピット水位計	D＋S_s

注記　＊：Dは固定荷重，S_sは地震荷重を示す。

表 5.2-2　許容限界（その他の支持構造物）

許容応力状態	許容限界*1, *2（ボルト等）	
	一次応力	
	引張	せん断
$\mathrm{III}_A S$ *3	1.5・f_t	1.5・f_s

注記　＊1：応力の組合せが考えられる場合には，組合せ応力に対しても評価を行う。

＊2：当該の応力が生じない場合，規格基準で省略可能とされている場合及び他の応力で代表可能である場合は評価を省略する。

＊3：地震後，津波後の再使用性や津波の繰返し作用を想定し，当該構造物全体の変形能力に対して浸水防護機能として十分な余裕を有するよう，設備を構成する材料が弾性域内に収まることを基本とする。

表 5.2-3　使用材料の許容応力評価条件

評価部材	材料	温度条件（℃）		S_y（MPa）	S_u（MPa）	S_y（RT）（MPa）
取付ボルト		周囲環境温度	40	235	400	－

5.3　設計用地震力

「4.　固有周期」に示したとおり取水ピット水位計の固有周期が 0.05 秒以下であることを確認したため，取水ピット水位計の耐震計算に用いる設計震度は，添付書類「Ⅴ-2-1-7　設計用床応答曲線の作成方針」に示す取水構造物における設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮して設定する。取水ピット水位計の評価に用いる設計震度を表 5.3-1 に示す。

表 5.3-1　設計用地震力

地震動	据付場所 及び 床面高さ (m)	地震による設計震度*2	
基準地震動 Ｓｓ	取水構造物 EL. 2.810 (EL. 0.300*1)	水平方向C_H	1.10
		鉛直方向C_V	1.03

注記＊1：基準床レベルを示す。

＊2：「4.　固有周期」より，取水ピット水位計の固有周期が 0.05 秒以下であることを確認したため，設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定した。

5.4　計算方法

5.4.1　応力の計算方法

取付ボルトの応力は，地震による引張応力とせん断応力について計算する。図 5.4-1 に計算モデルを示す。

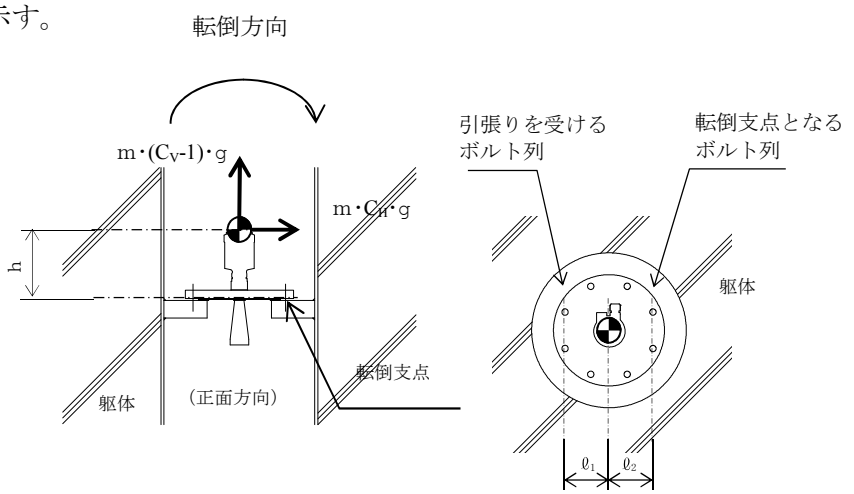


図 5.4-1　計算モデル

(1)引張応力

取付ボルトに作用する引張力F_bは次式にて求める。

$$F_b = \frac{m \cdot C_H \cdot h \cdot g - m \cdot (1 - C_V) \cdot \ell_2 \cdot g}{n_f \cdot (\ell_1 + \ell_2)} \quad \cdots\cdots (5.4.1)$$

取付ボルトに作用する引張応力σ_bは次式にて求める。

$$\sigma_b = \frac{F_b}{A_b} \quad \cdots\cdots (5.4.2)$$

ここで，取付ボルトの軸断面積A_bは

$$A_b = \frac{\pi}{4} \cdot d^2 \quad \cdots\cdots (5.4.3)$$

(2)せん断応力

取付ボルトに対するせん断力は，取付ボルト全本数で受けるものとして計算する。

せん断力

$$Q_b = m \cdot C_H \cdot g \quad \cdots\cdots (5.4.4)$$

せん断応力

$$\tau_b = \frac{Q_b}{n \cdot A_b} \quad \cdots\cdots (5.4.5)$$

NT2 補② V-2-10-2-9-3 R4

5.5　計算条件

評価に用いる数値を表 5.5-1 に示す。

表 5.5-1 計算条件

項目	記号	単位	数値等
運転時質量	m	kg	
基礎ボルトの軸断面積	A_b	mm^2	
水平方向設計震度	C_H	－	1.10
鉛直方向設計震度	C_V	－	1.03
重力加速度	g	m/s^2	9.80665
基礎ボルトの呼び径	d	mm	
取付面から重心までの距離	h	mm	
重心と取付ボルト間の水平方向距離	ℓ_1	mm	
重心と取付ボルト間の水平方向距離	ℓ_2	mm	
取付ボルトの本数	n	－	
評価上引張力を受けるとして期待する取付ボルトの本数	n_f	－	

5.6　応力の評価

ボルトの引張応力σ_bは次式より求めた許容引張応力f_{ts}以下であること。ただし，f_{to}は下表による。

$$f_{ts}=\mathrm{Min}[1.4\cdot f_{to}-1.6\cdot \tau_b,\ f_{to}] \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (5.6.1)$$

せん断応力τ_bは，せん断力のみを受けるボルトの許容せん断応力 f_{sb}以下であること。ただし，f_{sb}は下表による。

	基準地震動Ｓｓによる荷重との組合せの場合
許容引張応力 f_{to}	$\frac{F}{2}\cdot 1.5$
許容せん断応力 f_{sb}	$\frac{F}{1.5\cdot\sqrt{3}}\cdot 1.5$

6. 機能維持評価

6.1 電気的機能維持評価方法

取水ピット水位計の電気的機能維持評価について，以下に示す。

評価用加速度と機能確認済加速度との比較により，地震時及び地震後の電気的機能維持を確認する。

評価用加速度は，添付書類「Ⅴ-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に基づき設定する。機能確認済加速度は，同形式の検出器単体の正弦波加振試験において，電気的機能の健全性を確認した評価部位の加速度を適用する。機能確認済加速度を表 6.1-1 に示す。

表 6.1-1 機能確認済加速度

評価部位	方向	機能確認済加速度 ($\times 9.8$ m/s^2)
取水ピット水位計 検出器	水平	
	鉛直	

7. 評価結果

取水ピット水位計の耐震評価結果を以下に示す。(1)，(2)に示す評価結果から取水ピット水位計が耐震性を有することを確認した。

(1)基準地震動Ｓ$_s$に対する評価

基準地震動Ｓ$_s$に対する構造強度評価結果を表 7.1-1 に示す。発生応力が許容応力以下であることから構造部材が構造健全性を有することを確認した。

表 7.1-1　構造強度評価結果

評価部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
取付ボルト	引張	$\sigma_b=1$	$f_{ts}=176$*
	せん断	$\tau_b=1$	$f_{sb}=135$

注記　＊：$f_{ts}=\mathrm{Min}[1.4\cdot f_{to}-1.6\cdot \tau_b,\ f_{to}]$より算出

(2) 基準地震動Ｓ$_s$に対する機能維持評価

取水ピット水位計の電気的機能維持評価の結果を表 7.1-2 に示す。評価用加速度が機能維持確認済加速度以下であることから潮位計（検出器）の電気的機能維持を確認した。

表 7.1-2　電気的機能維持評価結果

		評価用加速度* (×9.8 m/s^2)	機能確認済加速度 (×9.8 m/s^2)
取水ピット水位計 検出器	水平方向	0.92	
	鉛直方向	0.86	

注記　＊:「2.3　固有周期」より，取水ピット水位計の固有周期が 0.05 秒以下であることを確認したため，設置床の最大応答加速度を設定した。

Ⅴ-2-10-2-10　溢水拡大防止堰及び止水板の耐震性についての計算書

目次

1. 概要 1
2. 一般事項 1
2.1 配置概要 1
2.2 構造計画 16
2.3 評価方針 19
2.4 適用基準 19
2.5 記号の説明 20
3. 固有周期及び設計用地震力 23
3.1 固有周期の計算方法 23
3.2 固有周期の計算条件 24
3.3 固有周期の計算結果 25
3.4 設計用地震力 25
4. 構造強度評価 26
4.1 評価部位 26
4.2 荷重及び荷重の組合せ 32
4.3 許容限界 34
4.4 計算方法 36
4.5 計算条件 46
5. 評価結果 49

1. 概要

本資料は，添付書類「Ⅴ-1-1-8-5　溢水防護施設の詳細設計」に示すとおり，溢水拡大防止堰及び止水板（以下「堰」という。）が，基準地震動S_sによる地震力に対して，溢水伝播を防止する機能を維持するために，十分な構造強度を有することを説明するものである。その耐震評価は，応力評価により行う。

堰は，設計基準対象施設においてはCクラス施設に分類される。以下，設計基準対象施設としての構造強度評価を示す。

2. 一般事項

2.1 配置概要

溢水拡大防止堰は，添付書類「Ⅴ-1-1-8-5　溢水防護施設の詳細設計」の「4.1 溢水伝播を防止する設備」に示す配置のとおり，原子炉建屋原子炉棟EL.46.50 m，EL.38.80 m，EL.29.00 m，EL.20.30 m，EL.14.00 m，EL.8.20 m，EL.2.00 m，原子炉建屋付属棟EL.23.00 mに設置し，止水板は，原子炉建屋原子炉棟EL.46.50 m，EL.38.80 m，EL.29.00 m，EL.20.30 m，EL.14.00 m，EL.2.00 m，EL.-4.00 mに設置する。

溢水拡大防止堰の設置位置を図2－1～図2－7，止水板の設置位置を図2－8～図2－14に示す。

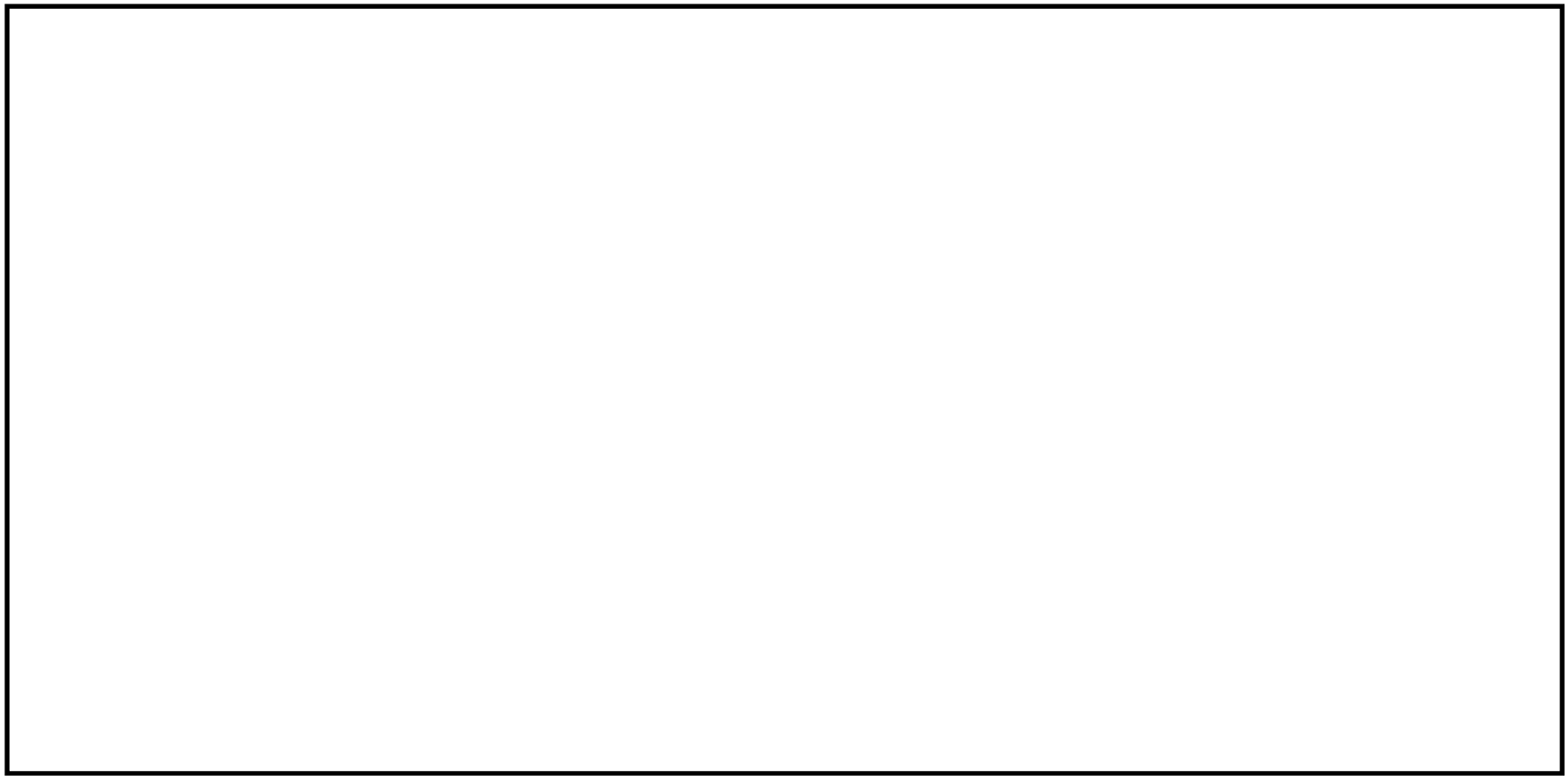


図２－１　溢水拡大防止堰の設置位置図（EL.2.00 m）

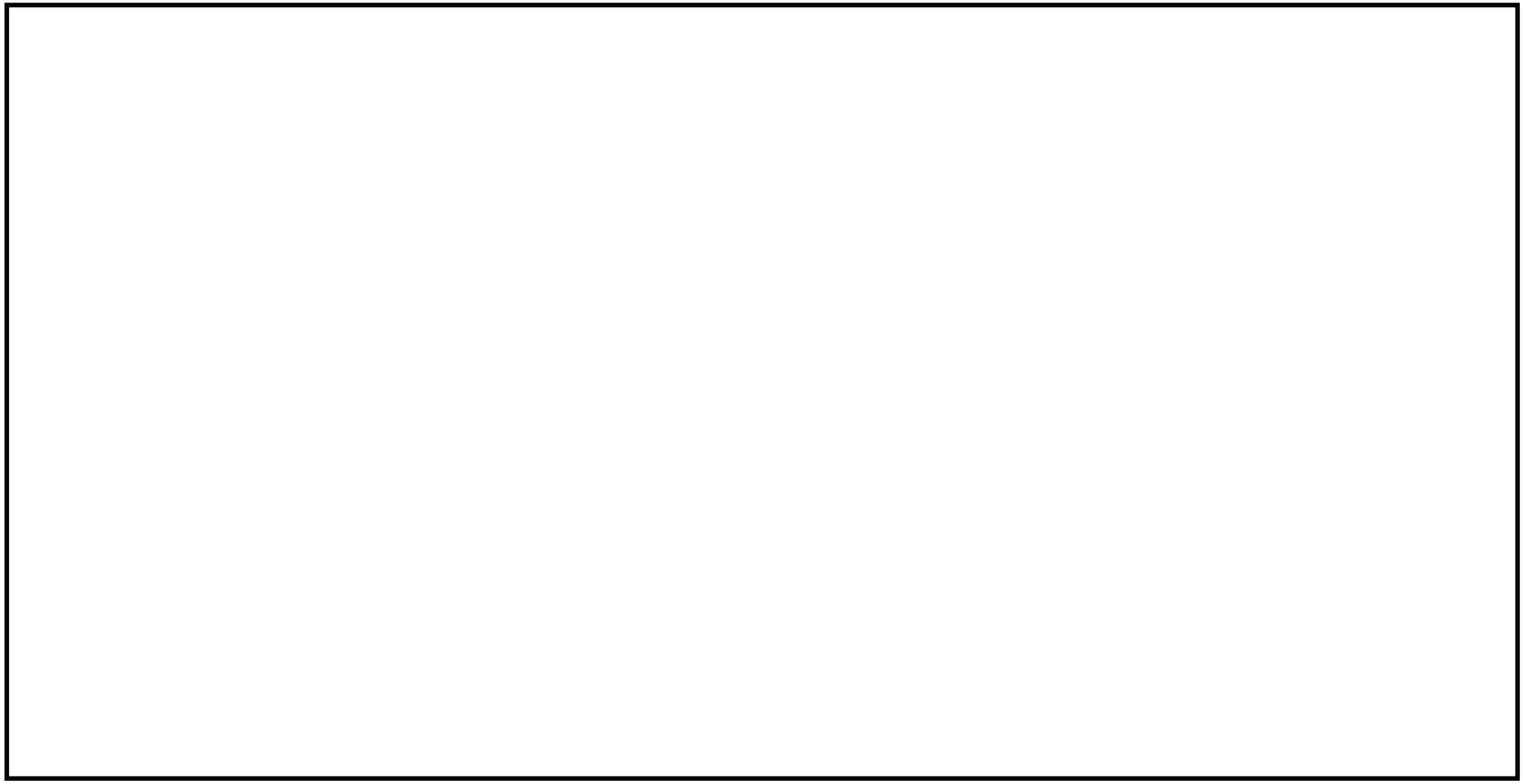


図２－２　溢水拡大防止堰の設置位置図（EL.8.20 m）

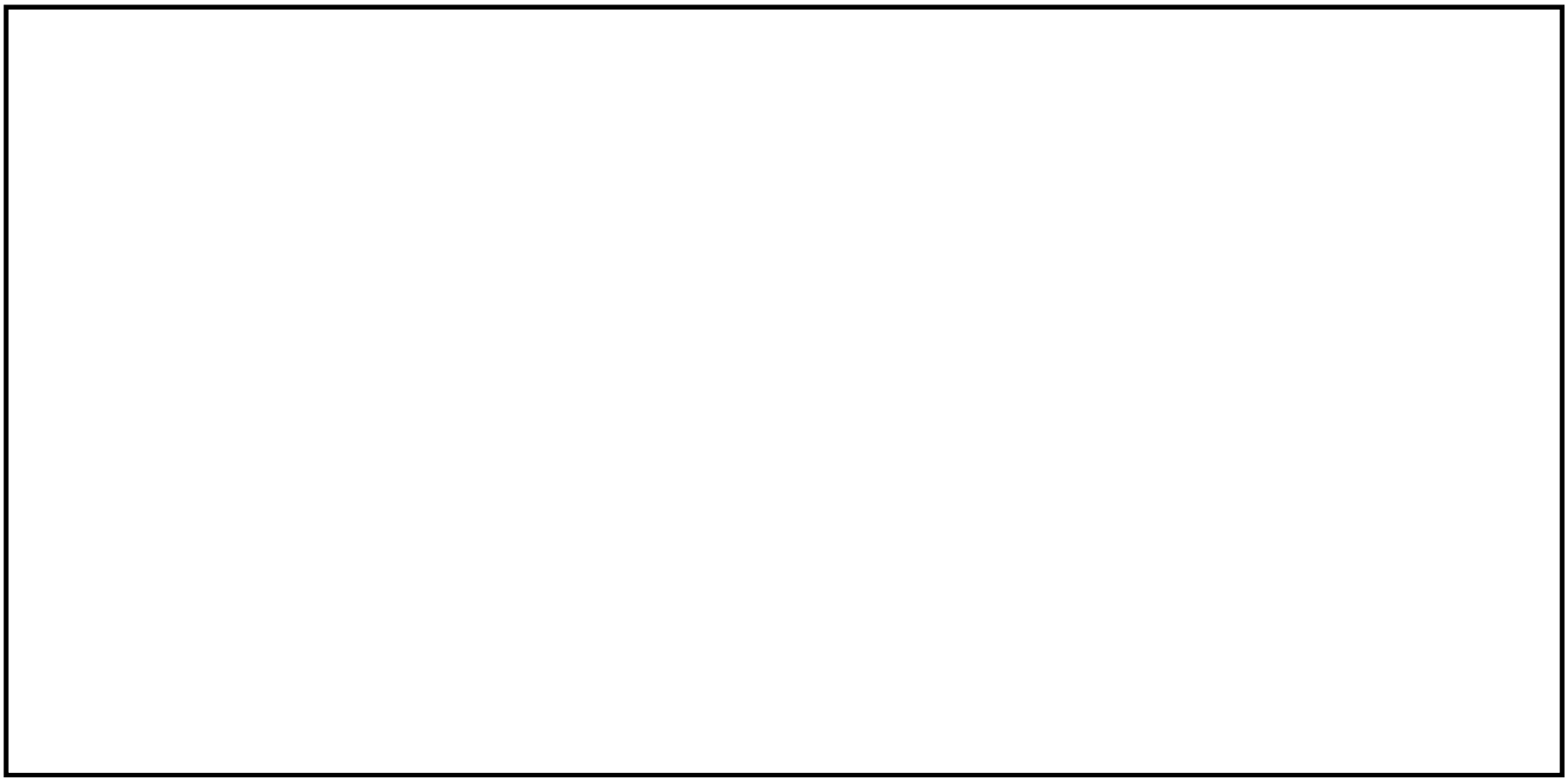


図２－３　溢水拡大防止堰の設置位置図（EL.14.00 m）

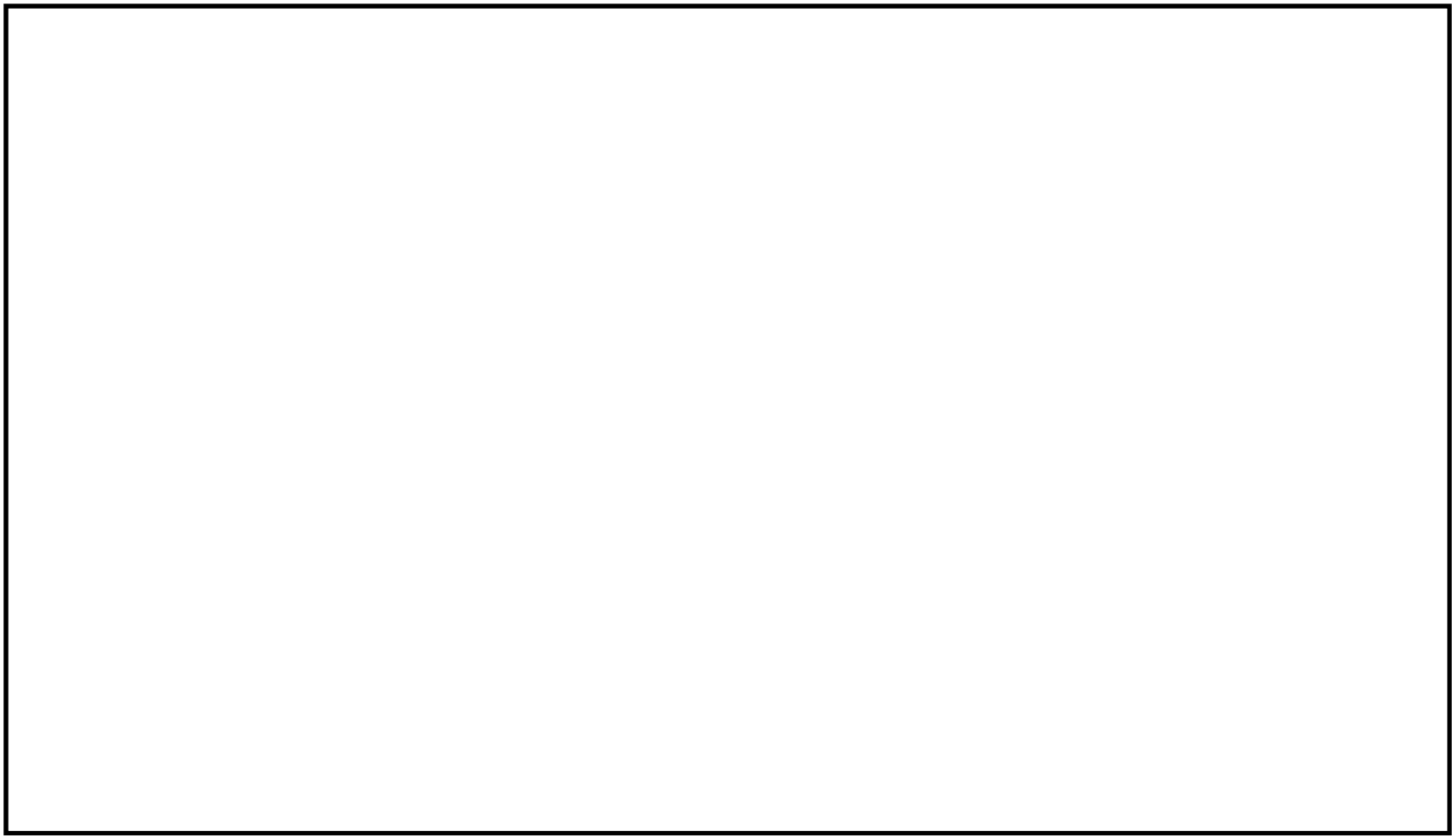


図 2－4　溢水拡大防止堰の設置位置図（EL.20.30 m）

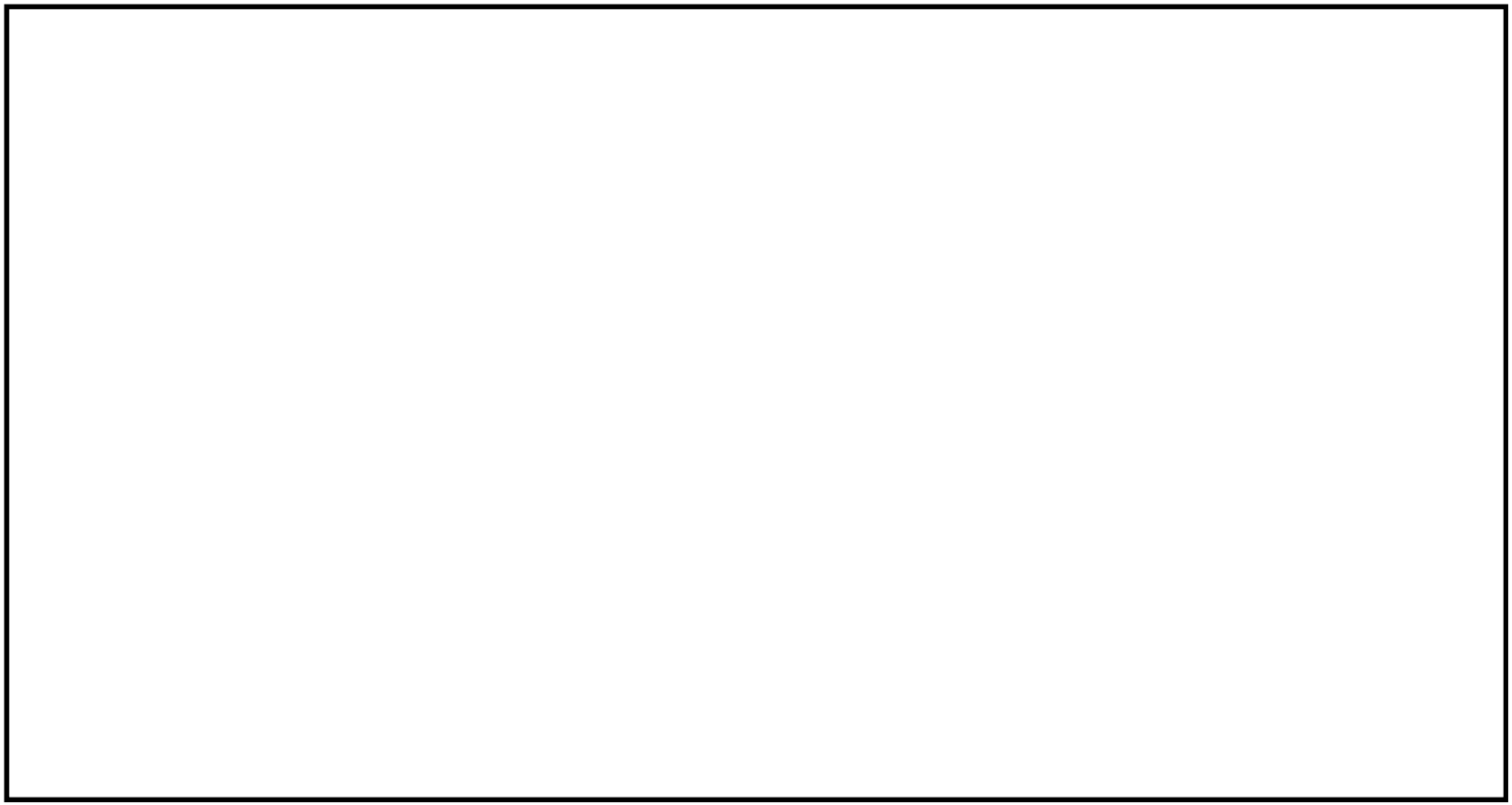


図 2－5　溢水拡大防止堰の設置位置図（EL.29.00 m）

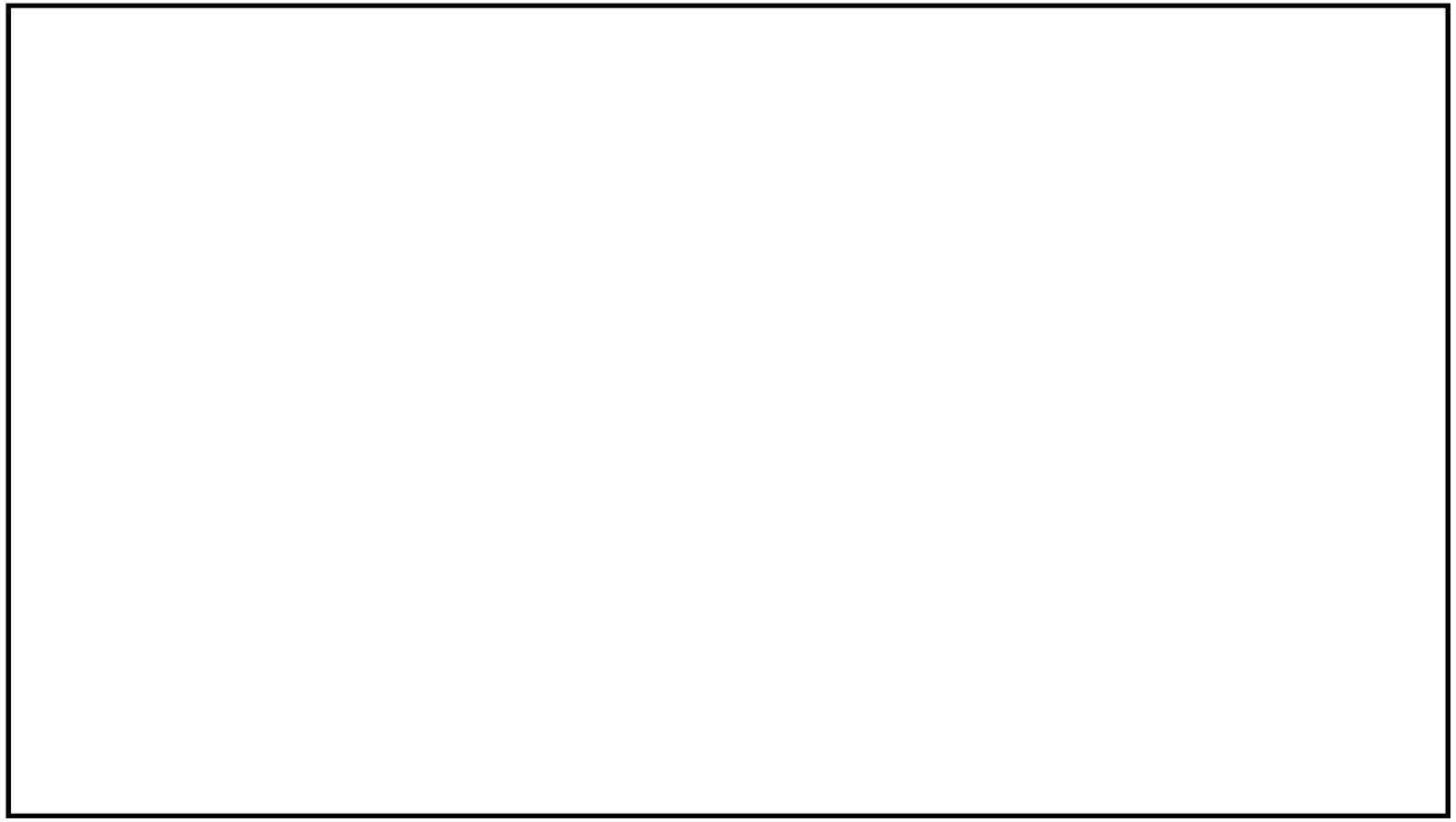


図 2－6　溢水拡大防止堰の設置位置図（EL.38.80 m）

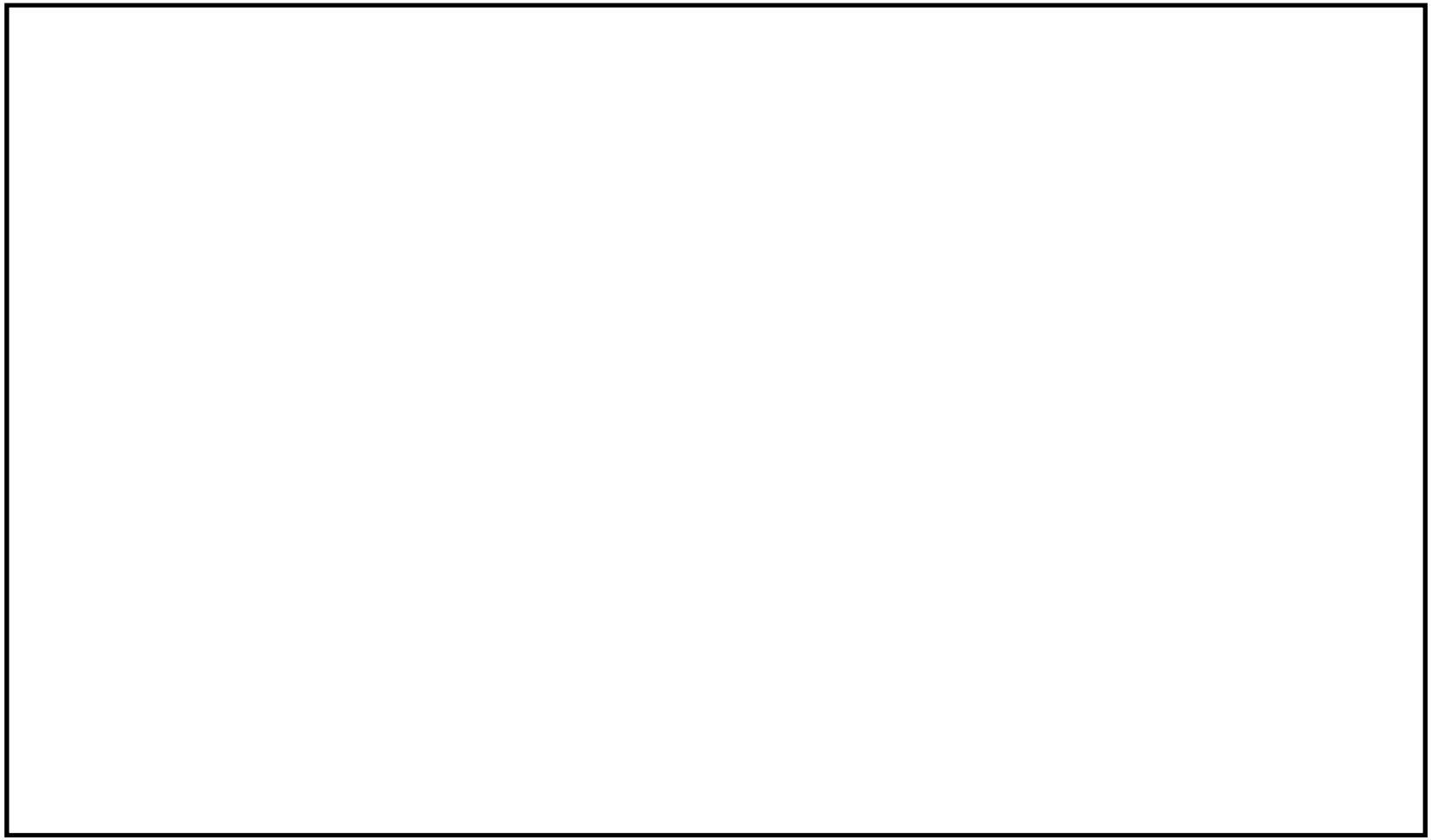


図 2－7　溢水拡大防止堰の設置位置図（EL.46.50 m）

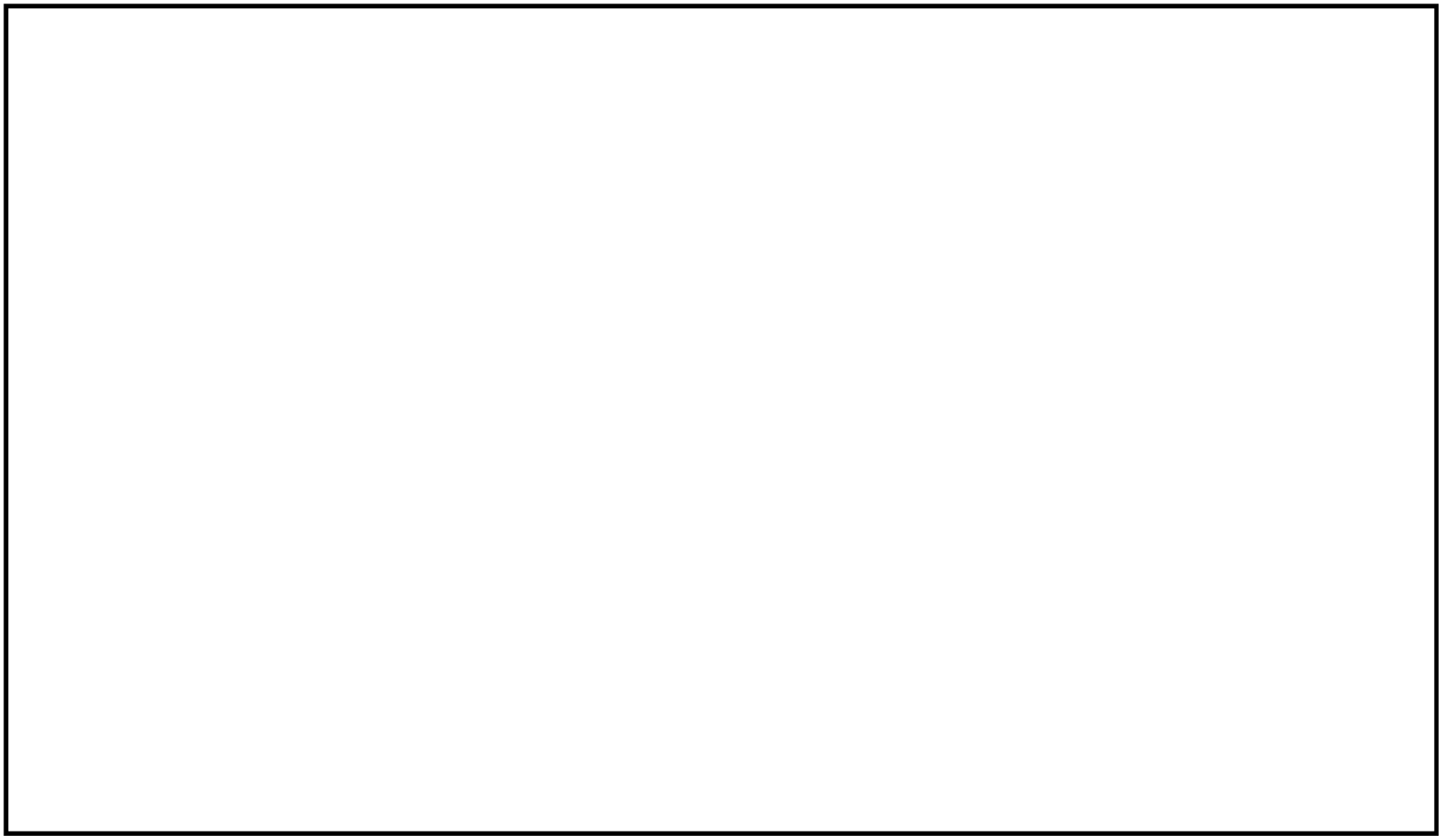


図 2－8　止水板の設置位置図（EL.-4.00 m）

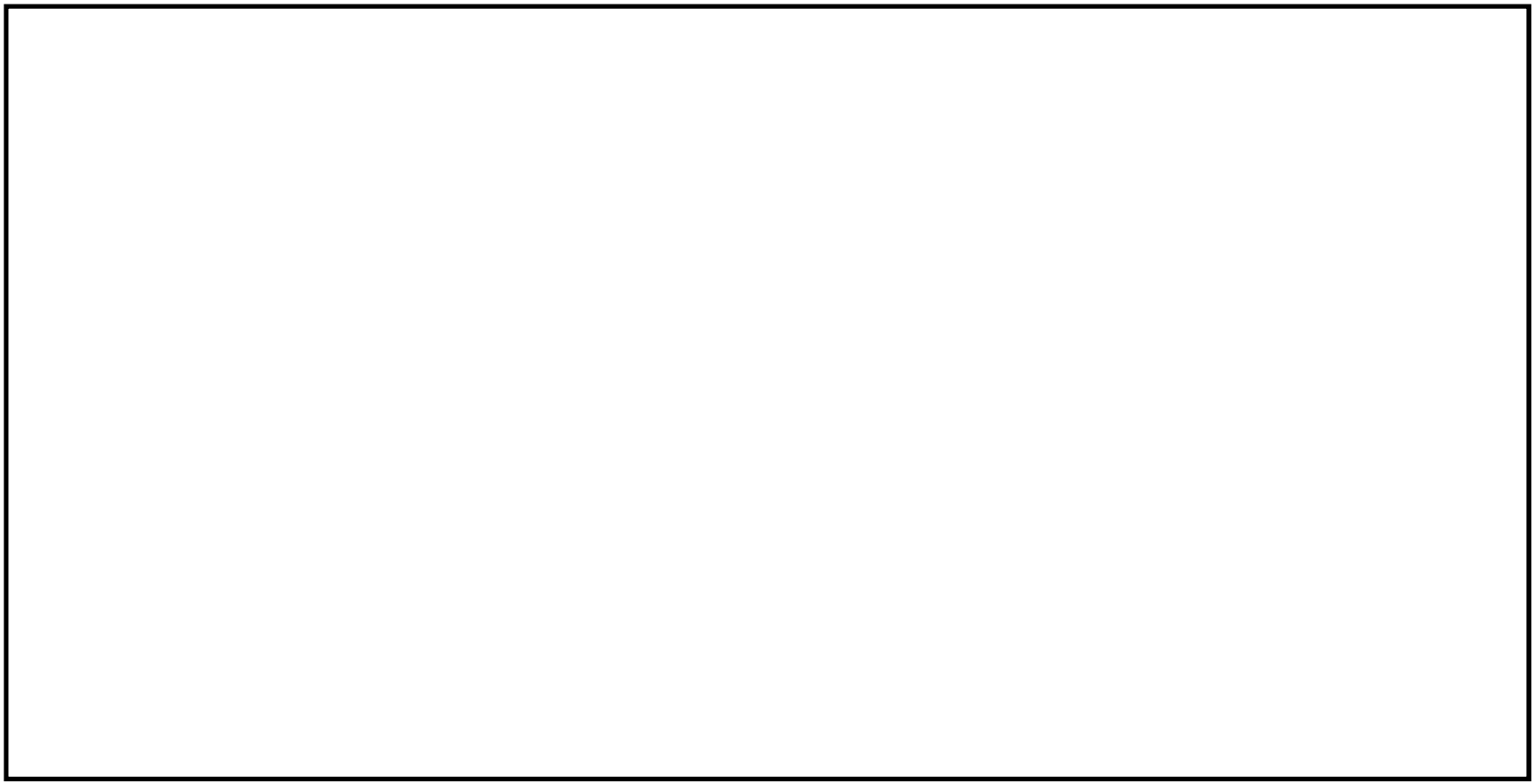


図2－9　止水板の設置位置図（EL.2.00 m）

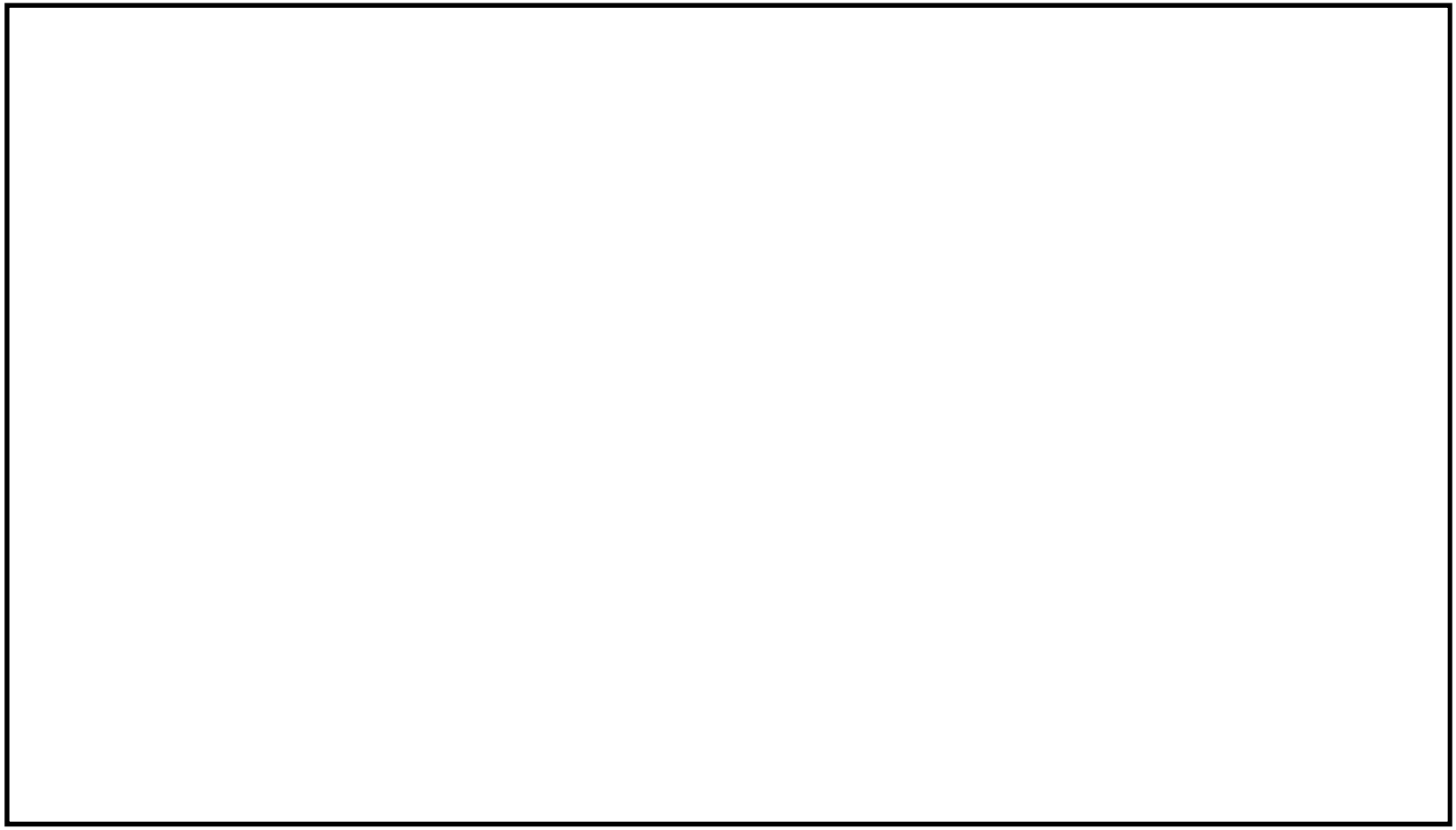


図2－10　止水板の設置位置図（EL.14.00 m）

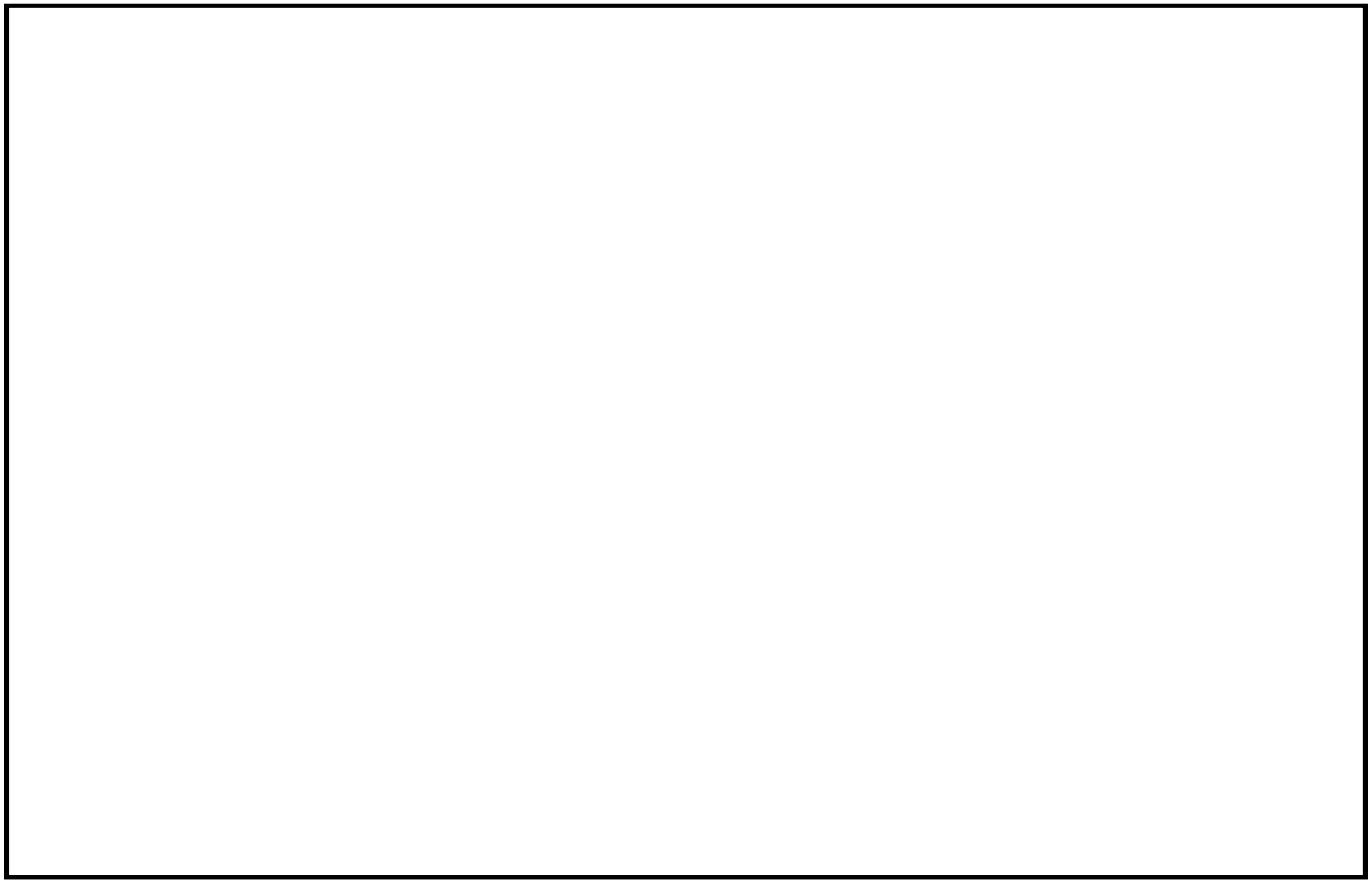


図2－11　止水板の設置位置図（EL.20.30 m）

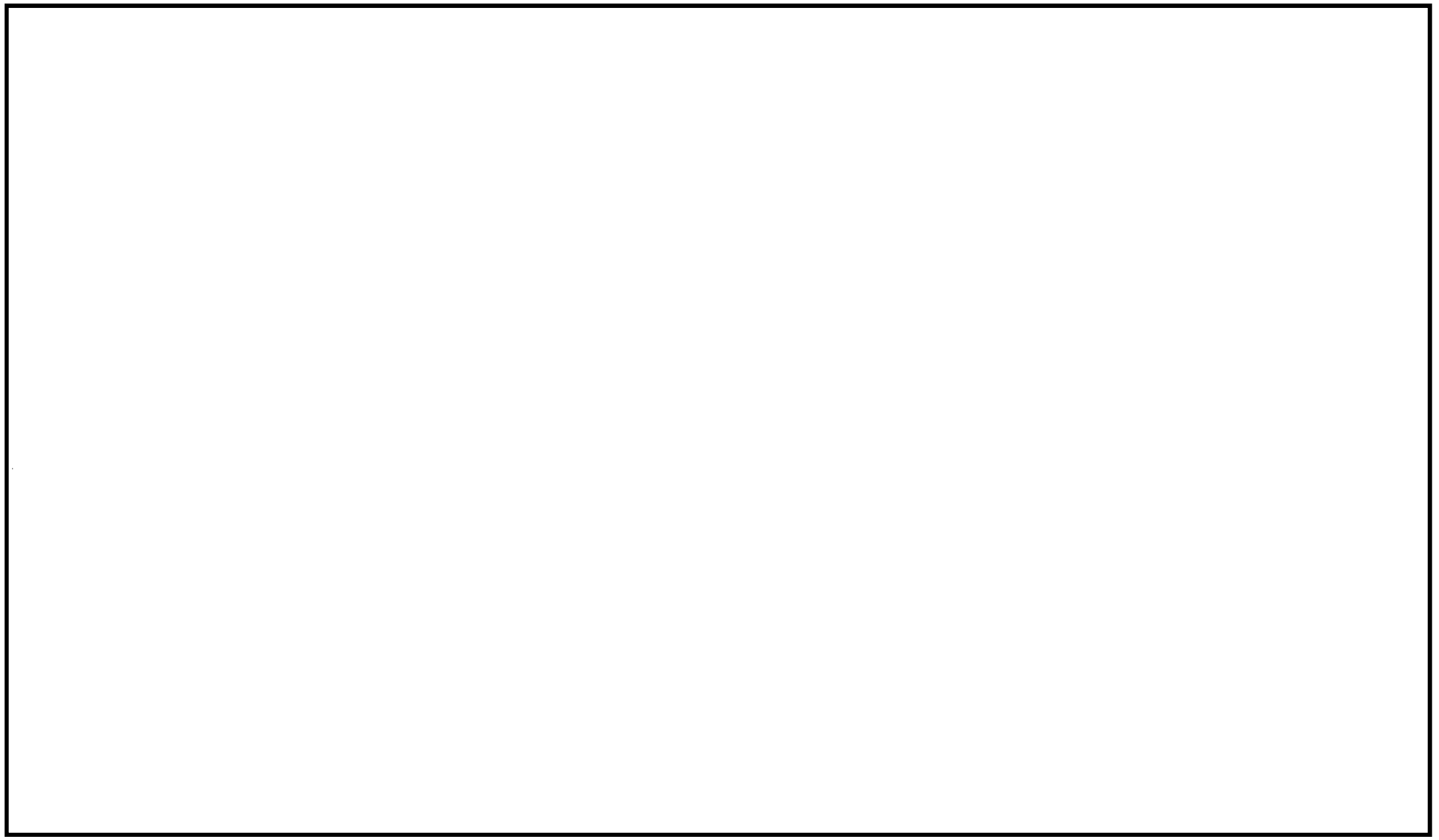


図2－12　止水板の設置位置図（EL.29.00 m）

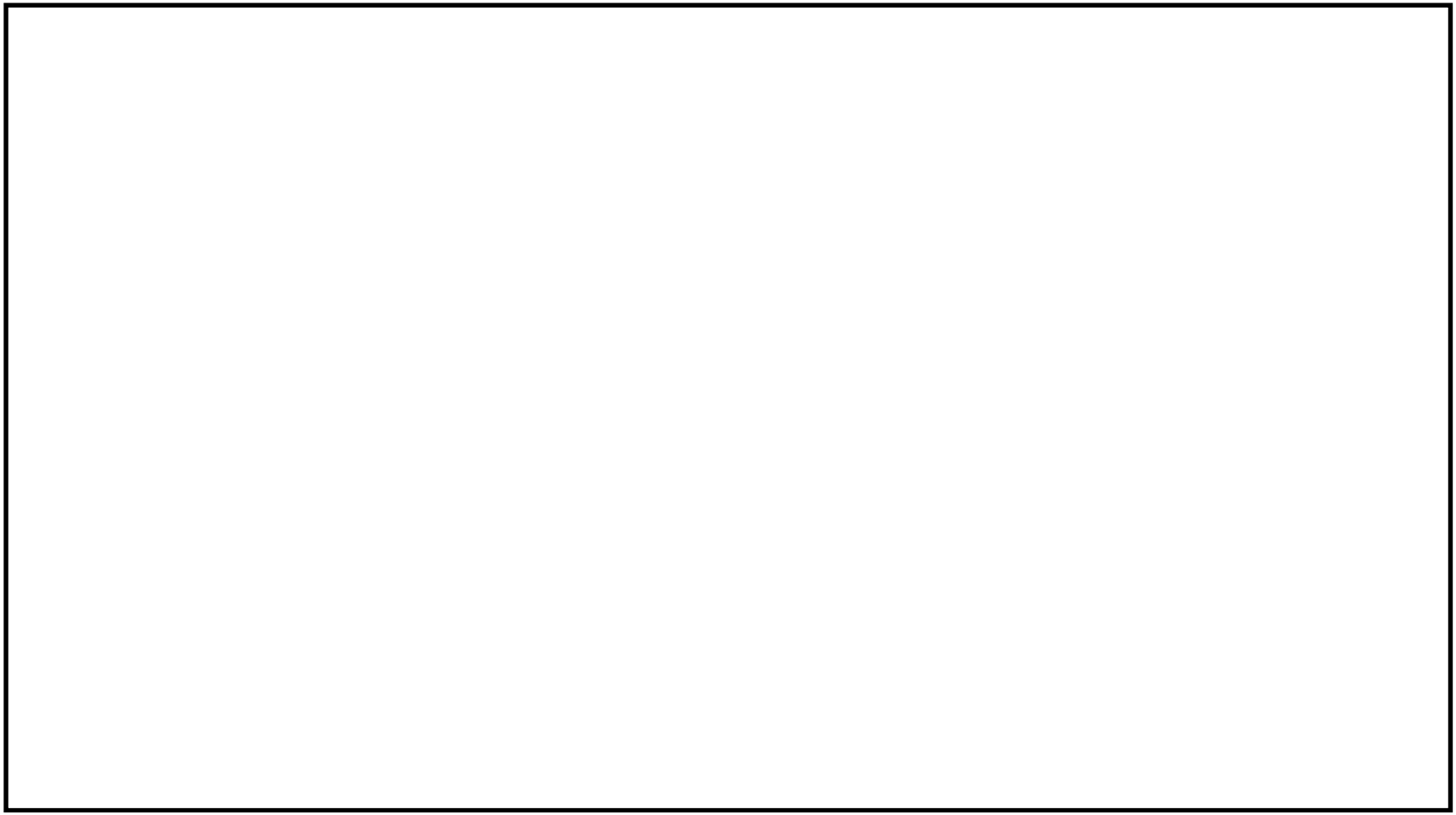


図2－13　止水板の設置位置図（EL.38.80 m）

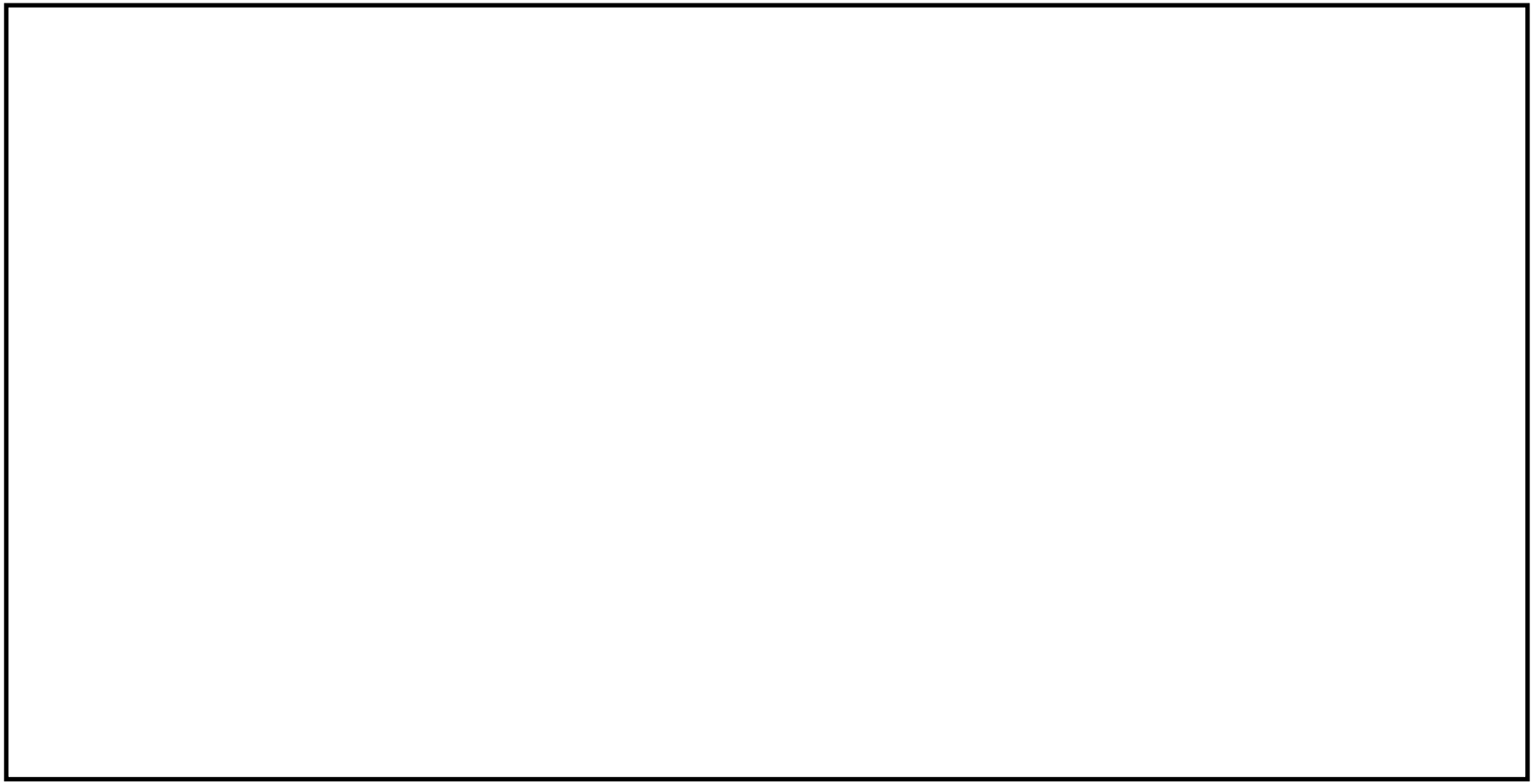


図 2－14　止水板の設置位置図（EL.46.50 m）

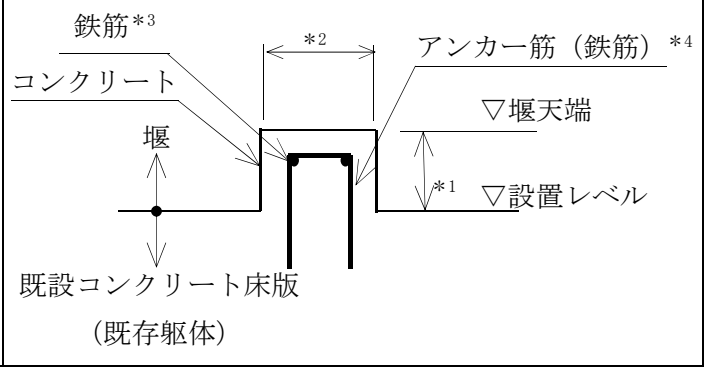
2.2 構造計画

堰の構造は，添付書類「Ⅴ-1-1-8-5　溢水防護施設の詳細設計」の「3.　要求機能及び性能目標」に示す構造計画を踏まえて，詳細な構造を設定する。堰は鉄筋コンクリート製堰と鋼製堰に分類できるため，それぞれの構造について表 2－1 及び表 2－3 に，使用材料について表 2－2 及び表 2－4 に示す。なお，溢水拡大防止堰 6-1～6-5 は，鉄筋コンクリート製堰及び鋼製堰にて構成されることから，鉄筋コンクリート製堰及び鋼製堰にて構成される堰の説明図を図 2－16 に示す。

2.2.1 堰の構造

鉄筋コンクリート製堰は，アンカー筋（鉄筋）により，既存の鉄筋コンクリート躯体と一体化させた鉄筋コンクリート構造物である。

表 2－1　鉄筋コンクリート製堰の構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
堰を既設コンクリート床版にアンカー筋で固定する。	コンクリート，鉄筋及びアンカー筋により構成する。	

＊1：高さ 0.3 m 又は 0.4 m。

＊2：幅 0.2 m 又は 0.3 m。

＊3：既存のコンクリート躯体と一体化。

＊4：新設堰は接着系アンカーとし，既存躯体への定着長さは径の 10 倍以上とする。

表 2－2　鉄筋コンクリート製堰の使用材料

種類	仕様
コンクリート	普通コンクリート 設計規準強度 22.1 N/mm^2
鉄筋	SD295A

2.2.2　鋼製堰の構造

鋼製堰は，梁材，柱材，ベースプレート及びアンカーボルトから構成され，アンカーボルトにより床面と接合する構造とする。なお，パッキン及びコーキングにより止水性を維持する。鋼製堰の概略構造図を図 2－15 に示す。

表 2－3　鋼製堰の構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
梁材を柱材に取付け，柱を溶接したベースプレートをコンクリート床版にアンカーボルトにて固定する。	梁材，柱材，ベースプレート及びアンカーボルトにて構成する。また，鉄筋コンクリート部と鋼板部はコーキング，鋼板と鋼板部はパッキンにて止水する。	図 2－15

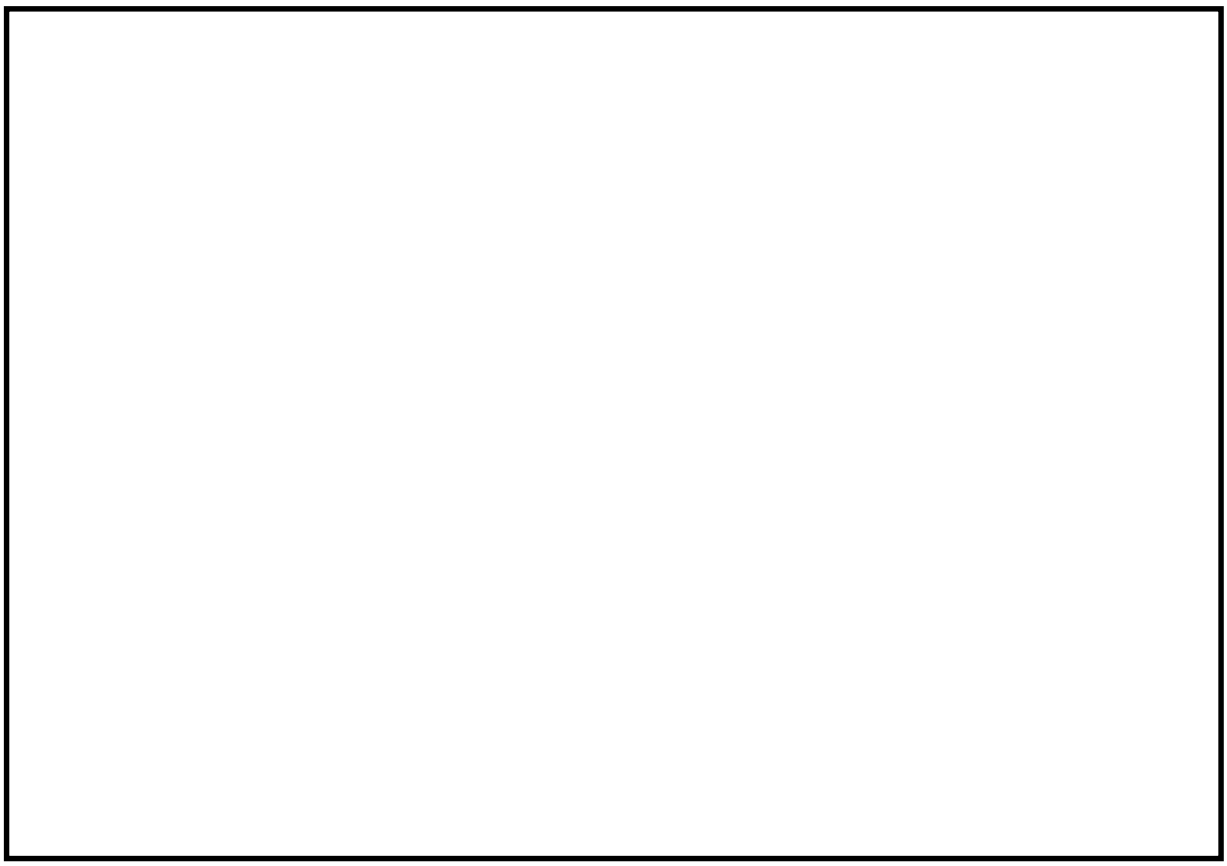


図 2－15　鋼製堰の概略構造図

表 2－4　鋼製堰の使用材料

種類	材料
梁材	SS400
柱材	SS400
ベースプレート	SS400
アンカーボルト	SS400

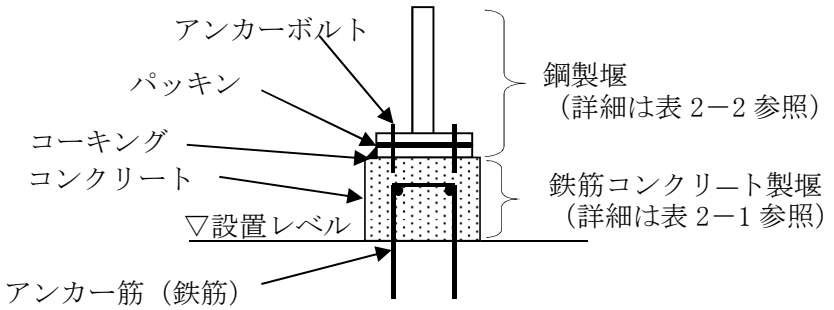


図 2－16　鉄筋コンクリート製堰及び鋼製堰にて構成される堰の説明図

2.3　評価方針

堰の耐震評価は，「3.　固有周期及び設計用地震力」にて算出した固有周期に基づく設計用地震力による応力等が許容限界内に収まることを「4.　構造強度評価」に示す方法にて確認することで実施する。

堰の耐震評価フローを図 2－17 に示す。

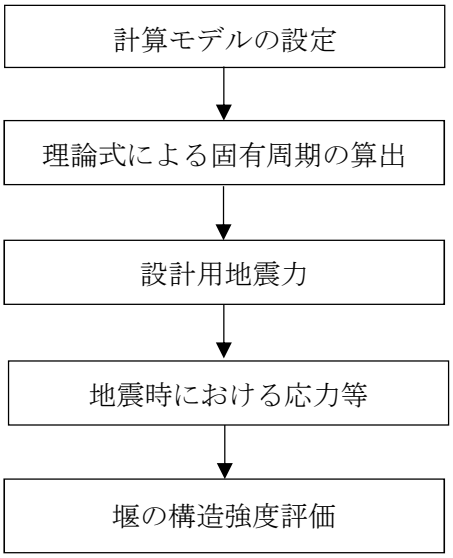


図 2－17　堰の耐震評価フロー

2.4　適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

(1)　建築基準法・同施行令

(2)　各種合成構造設計指針・同解説((社)日本建築学会，2010 改定)

(3)　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 改定)

(4)　鋼構造設計規準（(社) 日本建築学会，2005 改定)

2.5　記号の説明

堰の耐震評価に用いる記号を表 2－5 及び表 2－6 に示す。

表 2－5　耐震評価に用いる記号（溢水拡大防止堰）

記号	定義	単位
K_S	地震荷重K_{SH}（水平方向，鉄筋コンクリート製堰部）	kN
	地震荷重K_{SUD}（鉛直方向，鉄筋コンクリート製堰部）	
K'_S	地震荷重K'_{SH}（水平方向，鋼製堰部）	kN
	地震荷重K'_{SUD}（鉛直方向，鋼製堰部）	
G	堰の固定荷重（鉄筋コンクリート製堰部）	kN
G’	堰の固定荷重（鋼製堰部）	kN
k	設計震度(水平方向)	―
	設計震度(鉛直万向)	
k’	設計震度(水平方向，鋼製堰部)	―
	設計震度(鉛直万向，鋼製堰部)	
M	曲げモーメント*	kN･m
L	堰の接合部から荷重作用位置までの高さ（鉄筋コンクリート製堰部）	m
L’	堰の接合部から荷重作用位置までの高さ（鋼製堰部）	m
Q	せん断力*	kN
T	鉄筋１本当たりに生じる引張力	kN/本
n	単位福（1m）当たりの鉄筋本数	本
j	応力中心距離	mm
d	部材の有効せい	mm
Q_a	鉄筋１本当たりに生じるせん断力	kN/本
τ	せん断応力度	N/mm^2
A	堰の断面積	mm^2
σ_C	コンクリートの圧縮縁応力度	N/mm^2
T’	引張側鉄筋に生じる引張力	N
x_a	中立軸から圧縮縁までの距離	mm
b	単位幅	mm
C	鉄筋のへりあき寸法	mm

表 2-6　耐震評価に用いる記号（止水板）(1/2)

記号	定義	単位
W_F	梁材に作用する単位長さ当たりの水平方向地震荷重	N/mm
W_1	梁材に作用する単位長さ当たりの重量	N/mm
K_H	水平方向設計震度	—
λ	梁材単位長さあたりの質量	kg/m
g	重力加速度	m/s^2
σ_F	梁材の曲げ応力度	N/mm^2
M_F	梁材の曲げモーメント	N・mm
Z_F	梁材の断面係数	mm^3
L	止水板全長	mm
τ_F	梁材のせん断応力度	N/mm^2
R_F	梁材の発生せん断力	N
A_F	梁材のせん断断面積	mm^2
σ_{epF}	梁材の組合せ応力度	N/mm^2
W_L	柱材に作用する単位高さ当たりの水平方向地震荷重	N/mm
W_2	柱材に作用する単位高さ当たりの重量	N/mm
λ_L	柱材単位高さあたりの質量	kg/m
σ_L	柱材の曲げ応力度	N/mm^2
M_L	柱材の曲げモーメント	N・mm
Z_L	柱材の断面係数	mm^3
W_L	単位高さ当たりの水平方向地震荷重	N/mm
h	止水板高さ	mm

表 2-6　耐震評価に用いる記号（止水板）(2/2)

記号	定義	単位
τ_L	柱材のせん断応力度	N/mm^2
R_L	柱材の発生せん断力	N
A_L	柱材のせん断断面積	mm^2
σ_{epL}	柱材の組合せ応力度	N/mm^2
T	アンカーボルトの発生引張力	N
b_l	アンカーボルトピッチ	mm
Q	アンカーボルトの発生せん断力	N
Q_W	アンカーボルトに作用するせん断力	N
n	アンカーボルト本数	本
P_a	アンカーボルトの引張に対する短期許容荷重	N
q_a	アンカーボルトのせん断に対する短期許容荷重	N
Q_1	ベースプレートに生じる曲げ応力度	N/mm^2
L_P	ベースプレートのレバー長さ	mm
Z_P	ベースプレートの断面係数	mm^3

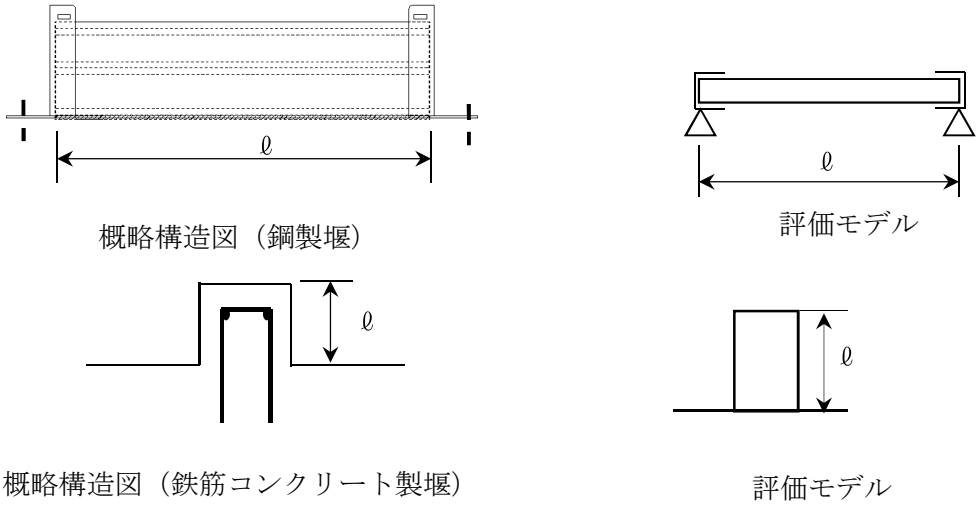
3.　固有周期及び設計用地震力

3.1　固有周期の計算方法

堰の構造に応じて解析モデルを設定し，固有周期を求める。

3.1.1　解析モデルの設定

各部部位の寸法や形状を踏まえ鉄筋コンクリート製堰は片持ちはりに，鋼製堰は両端支持はりに，単純化したモデルとし，堰の評価モデル図を図 3－1 に示す。



概略構造図（鋼製堰）　評価モデル

概略構造図（鉄筋コンクリート製堰）　評価モデル

図 3－1　鉄筋コンクリート製堰及び鋼製堰の評価モデル図

3.1.2　記号の説明

堰の固有周期算出に用いる記号を表3－1に示す。

表3－1　堰の固有周期算出に用いる記号

記号	単位	定義
T	s	堰の固有周期
f	Hz	堰の固有振動数
ℓ	m	はり長さ
E	N/m^2	ヤング率
I	m^4	断面2次モーメント
m	kg/m	質量分布

3.1.3　固有周期の算出方法

固有周期Ｔを「土木学会　鋼構造力学公式集」に基づき以下の式より算出する。

(1) 鋼製堰

$$T = \frac{1}{f}$$

$$f = \frac{\pi^2}{2\pi \ell^2}\sqrt{\frac{E\ I}{m}}$$

(2) 鉄筋コンクリート製堰

$$T = \frac{1}{f}$$

$$f = \frac{1.8751^2}{2\pi \ell^2}\sqrt{\frac{E\ I}{m}}$$

3.2　固有周期の計算条件

堰の固有周期の計算条件を表3－2に示す。

表3－2　堰の固有周期の計算条件

堰名称	はり長さℓ (m)	ヤング率Ｅ (N/m^2)	断面2次モーメントＩ (m^4)	質量分布ｍ (kg/m)
鋼製堰（H=300）	2.0	2.05×10^{11}	5.66×10^{-7}	35.49
鋼製堰（H=700）	2.0	2.05×10^{11}	1.38×10^{-6}	78.38
鋼製堰（H=900）	1.7	2.05×10^{11}	1.70×10^{-6}	98.35
鉄筋コンクリート製堰（幅 200）	0.3	2.2054×10^{10}	6.67×10^{-4}	489.46
鉄筋コンクリート製堰（幅 300）	0.4	2.2054×10^{10}	2.25×10^{-3}	734.20

3.3　固有周期の計算結果

堰の固有周期の計算結果を表3－3に示す。計算結果より，剛であることを確認した。

表3－3　堰の固有振動数の計算結果

堰名称	固有振動数（Hz）	固有周期（s）
鋼製堰（H=300）	22	0.045
鋼製堰（H=700）	23	0.043
鋼製堰（H=900）	32	0.031
鉄筋コンクリート製堰（幅 200）	1077	0.001
鉄筋コンクリート製堰（幅 300）	909	0.001

3.4　設計用地震力

基準地震動Ｓ$_s$による設計用地震力は，添付書類「Ⅴ-2-1-7　設計用床応答曲線の作成方針」に基づき設定する。

地震応答解析に基づいて算定された，堰設置床の最大応答加速度から各堰の設計震度を設定する。また，堰は建物・建築物として評価する。

各堰の設置床の最大応答加速度から算出した設計震度を表 3－4 に示す。

表 3－4　堰の設計震度

設置場所		設計震度	
		水平方向	鉛直方向
	EL. 46.50 m	1.46	1.26
	EL. 38.80 m	1.40	1.20
	EL. 29.00 m	1.29	0.98
	EL. 23.00 m*	1.17	0.89
	EL. 20.30 m	1.11	0.84
	EL. 14.00 m	0.95	0.83
	EL. 8.20 m	0.92	0.80
	EL. 2.00 m	0.80	0.77
	EL. -4.00 m	0.72	0.75

＊：線形補間にて算出

4.　構造強度評価

4.1　評価部位

堰の評価部位は，自重及び地震荷重の作用方向及び伝達過程を考慮して設定する。

4.1.1　鉄筋コンクリート製堰の評価部位

鉄筋コンクリート製堰の評価部位は，地震荷重により応力が発生する堰と既存躯体の取合い部分とし，地震荷重の算定に用いる堰の自重，設計震度及び設計断面を踏まえ評価を包含できる鉄筋コンクリート製堰により代表して評価する。

なお，鉄筋コンクリート製堰及び鋼製堰にて構成される堰については，鋼製堰重量を鉛直方向の付加重量として取扱い，評価を実施する。

評価の対象となる鉄筋コンクリート製堰の選定結果を表 4－1 に示す。

表4－1　評価の対象となる鉄筋コンクリート製堰の選定（1／2）

	設置床高さ		設計断面			設計震度		評価対象（代表）
			幅	高さ	鉄筋量	水平方向*	鉛直方向	
	EL. 2.00 m		0.2 m	0.3 m	D13@200	0.80	0.77	
			0.2 m	0.3 m	D13@200			
			0.2 m	0.3 m	D13@200			
			0.2 m	0.3 m	D13@200			
	EL. 8.20 m		0.2 m	0.3 m	D13@200	0.92	0.80	
			0.2 m	0.3 m	D13@200			
			0.2 m	0.3 m	D13@200			
	EL. 14.00 m		0.2 m	0.3 m	D13@200	0.95	0.83	
			0.2 m	0.3 m	D13@200			
	EL. 20.30 m		0.2 m	0.3 m	D13@200	1.11	0.84	
			0.2 m	0.3 m	D13@200			
	EL. 29.00 m		0.2 m	0.3 m	D13@200	1.29	0.98	
	EL. 38.80 m		0.2 m	0.3 m	D13@200	1.40	1.20	
			0.2 m	0.3 m	D13@200			

＊：ＮＳ方向及びＥＷ方向の最大値を用いる。

表 4－1　評価の対象となる鉄筋コンクリート製堰の選定（2／2）

	設置床高さ		設計断面			設計用震度		評価対象（代表）
			幅	高さ	鉄筋量	水平方向*1	鉛直方向	
	EL.46.50 m		0.3 m	0.4 m	D13@200	1.46	1.26	
			0.3 m	0.4 m	D13@200			
			0.3 m	0.4 m	D13@200			
			0.3 m	0.4 m	D13@200			○*2
			0.3 m	0.4 m	D13@200			
	EL.23.00 m		0.3 m	0.4 m	D13@200	1.17	0.89	

＊1：ＮＳ方向及びＥＷ方向の最大値を用いる。

＊2：堰の自重，設計震度及び設計断面の諸条件を踏まえ，最も評価が厳しい堰を選定。

4.1.2　鋼製堰の評価部位

鋼製堰の評価部位は，鋼製堰に作用する地震荷重により応力が発生する梁材，柱材，ベースプレート及びアンカーボルトを評価部位として設定する。なお，梁材及びパネルは一体構造であるが，梁材の評価でパネルを付加重量として扱い，パネルの断面剛性には期待せず梁材のみにて評価を行う。

地震荷重の算定に用いる鋼製堰の自重，設計震度及び設計断面を踏まえ評価を包含できる堰により代表して評価する。

評価対象とする鋼製堰の選定結果を表 4－2 に示す。

表 4－2　評価対象とする鋼製堰の選定結果（1／3）

	設置床高さ	水平方向設計震度	高さ（m）	評価対象（代表）
	EL.-4.00 m	0.72	0.9	
			0.9	
			0.9	
	EL.2.00 m	0.80	0.3	
			0.3	
			0.3	
	EL.14.00 m	0.95	0.3	
	EL.20.30 m	1.11	0.3	
			0.3	

表 4－2　評価対象とする鋼製堰の選定結果（2／3）

	設置高さ	水平方向 設計震度	高さ (m)	評価対象 (代表)
	EL.20.30 m	1.11	0.3	
			0.3	
			0.3	
			0.3	
			0.3	
	EL.29.00 m	1.29	0.3	
			0.3	
			0.3	
			0.3	
			0.3	
	EL.38.80 m	1.40	0.3	

表 4－2　評価対象とする鋼製堰の選定結果（3／3）

	設置高さ	水平方向 設計震度	高さ (m)	評価対象 （代表）
	EL.46.90 m	1.48*1	0.3	
			0.3	
			0.3	
			0.3	
			0.3	
	EL.46.50 m	1.46	0.7	○*2
			0.7	

＊1：EL.57.0 m 及び EL.46.5 m の最大床加速度を直線補完。

＊2：堰の自重，設計震度及び設計断面の諸条件を踏まえ，最も評価が厳しい堰を選定。

4.2　荷重及び荷重の組合せ

4.2.1　荷重

(1)　固定荷重（G）

鉄筋コンクリート製堰の自重を表 4－3 に，鋼製堰の自重を表 4－4 に示す。

表 4－3　鉄筋コンクリート製堰の自重

名称	種類	単位容積重量 (kN/m^3)	単位幅あたりの重量* (kN)
原子炉建屋原子炉棟溢水拡大防止堰 6-4	鉄筋コンクリート Fc =22.1 N/mm^2	24	2.88

＊：1 m あたりの重量。

表 4－4　鋼製堰の自重

名称	種類	質量（kg/m）
原子炉建屋原子炉棟止水板 6-1	梁材*1*2	
	柱材*3	
	合計*3	

＊1：パネル質量を考慮。

＊2：単位長さ当りの質量。

＊3：単位高さ当りの質量。

(2)　地震荷重（K_S）

地震荷重は，基準地震動S_sによる荷重を考慮する。

「3. 地震応答解析」で設定した設計震度を用いて，次式により算定する。

$K_S = G \cdot K$

ここで，K_S　：地震荷重（kN）

G　：堰の固定荷重（kN）

K　：設計震度

4.2.2　荷重の組合せ

堰の評価に用いる荷重の組合せを表 4－5 に示す。

EL.46.50 m の堰は，積載荷重として鋼製堰重量を考慮する。

表 4－5　荷重の組合せ

地震荷重	荷重の組合せ
S_s	$G+K_{SH}+K_{SUD}$

G　　：堰の固定荷重

K_{SH}　：基準地震動S_sによる水平方向の地震荷重

K_{SUD} ：基準地震動S_sによる鉛直方向の地震荷重

4.3　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」にて設定している許容限界を踏まえて設定する

4.3.1　鉄筋コンクリート製堰の許容限界

(1)　鉄筋

「各種合成構造設計指針・同解説（(社) 日本建築学会，2010 改定)」に基づき算定したアンカー筋として使用する鉄筋の短期許容荷重を表 4－6 に示す。

表 4－6　鉄筋の短期許容荷重

堰名称	種類	短期許容荷重 (kN/本)	
		引張	せん断
原子炉建屋原子炉棟溢水拡大防止堰 6-4	SD295A D13@200	34.3	15.1

(2)　コンクリート

「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 改定)」に基づき算定したコンクリートの短期許容応力度を表 4－7 に示す。

表 4－7　コンクリートの許容応力度

設計基準強度Ｆｃ (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	
	せん断	圧縮
22.1	1.08	14.73

4.3.2　鋼製堰の許容限界

(1)　梁材，柱材

「鋼構造設計基準」((社) 日本建築学会，2005 改訂) に基づき算定した，短期許容応力度を表 4－8 に示す。

表 4－8　梁材等の許容応力度

材料	短期許容応力度		
	曲げ (N/mm^2)	せん断 (N/mm^2)	組合せ (N/mm^2)
SS400	235	135	235

(2)　ベースプレート

「鋼構造設計基準－許容応力度設計法－」((社) 日本建築学会，2005 改訂) に基づき算定した，短期許容応力度を表 4－9 に示す。

表 4－9　ベースプレートの許容応力度

材料	短期許容応力度
	曲げ (N/mm^2)
SS400	271

(3) アンカーボルト

「各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会，2010 改定)」に基づき算定した，短期許容荷重を表 4－10 に示す。

なお，引張力を受ける場合においては，アンカーボルトの降伏により決まる耐力及び定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる耐力を比較して，いずれか小さい値を採用する。また，せん断力を受ける場合においては，アンカーボルトのせん断強度に決まる耐力，定着したコンクリート躯体の支圧強度及びコーン状破壊により決まる耐力を比較して，いずれか小さい値を採用する。

表 4－10　アンカーボルトの短期許容荷重

材料	短期許容荷重 (N)	
	引張	せん断
SS400，M12	7664	2846

NT2 補② V-2-10-2-10 R6

4.4　計算方法

鉄筋コンクリート製堰の耐震評価は，地震により生じる応力度又は荷重が，「4.3　許容限界」で設定した許容限界値を超えないことを確認する。

4.4.1　鉄筋コンクリート製堰の評価方法

鉄筋コンクリート製堰に生じる応力は，地震荷重(水平方向及び鉛直方向)を受ける片持ちはりとして，既存躯体との接合部に生じる曲げモーメント及びせん断力を算定し，鉄筋に生じる引張力及びせん断力並びコンクリートに生じるせん断力及び圧縮力に対する確認を行う。

また，鉄筋に生じる引張力に対する確認においては，鉄筋コンクリート製堰の自重による鉛直方向上向きの地震荷重を組み合せるものとし，荷重の組み合わせは組合せ係数法による。鉛直方向下向きに生じる荷重は，既存躯体により支持されるため堰の設計に考慮しない。

(1)　応力算定

基準地震動Ｓ$_s$により堰に生じる応力は，図 4－1 及び図 4－2 に示すとおり，地震荷重が鉄筋コンクリート製堰の重心位置に作用するものとし，単位幅当たりの算定とする。

a.　曲げモーメント

曲げモーメントは次式により算定する。

$M = K_{SH} \cdot L$

ここで，M　：曲げモーメント（kN・m）

K_{SH}：地震荷重（kN）

L　：堰の接合部から荷重作業位置までの高さ（m）

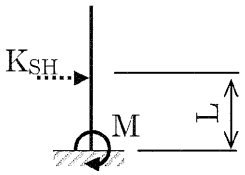


図 4－1　堰に生じる荷重模式図
（曲げモーメント）

b.　せん断力

せん断力は次式により算定する。

$Q = K_{SH}$

ここで，Q　：せん断力（kN）

K_{SH}　：地震荷重（kN）

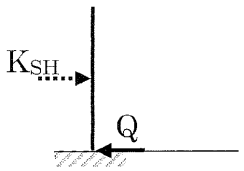


図 4－2　堰に生じる荷重模式図
（せん断力）

(2)　断面検定

a．鉄筋

(a)　引張力に対する検定

鉄筋コンクリート製堰に生じる曲げモーメント及び鉄筋コンクリート製堰の自重による鉛直方向上向きの地震荷重の組合せにより，鉄筋 1 本当たりに生じる引張力を次式により算定し，鉄筋 1 本当たりの許容限界値を超えないことを確認する。地震荷重は，組合せ係数法に基づいて水平 1.0＋鉛直 0.4 又は水平 0.4＋鉛直 1.0 のうち大なる値とする。鉄筋コンクリート製堰に生じる荷重の概念図を図 4－3 に示す。

$$T = \frac{M}{n \cdot j} + \frac{K_{SUD}}{n}$$

ここで，T　：鉄筋 1 本当たりに生じる引張力（kN/本）

M　：曲げモーメント（kN・m）

n　：単位幅（1m）当たりの鉄筋本数（本）

j　：応力中心距離（$j = \frac{7}{8} \cdot d$）（mm）

K_{SUD}：地震荷重（鉛直上向き）（kN）

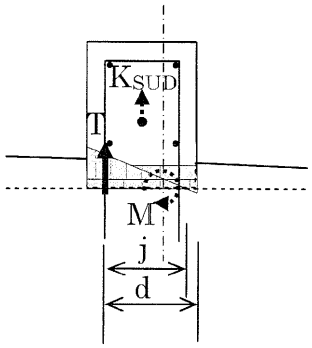


図 4－3　堰に生じる荷重

(b)　せん断力に対する検定

鉄筋コンクリート製堰に生じるせん断力より，鉄筋 1 本当たりに生じるせん断力を次式により算定し，鉄筋 1 本当たりの許容限界値を超えないことを確認する。

$$Q_a=\frac{Q}{n}$$

ここで，Q_a　：鉄筋 1 本当たりに生じるせん断力（kN/本）

Q　：せん断力（kN）

n　：単位幅（1m）当たりの鉄筋本数（本）

b.　コンクリート

(a)　せん断力に対する検定

鉄筋コンクリート製堰に生じるせん断応力度を次式により算定し，コンクリートの許容限界値を超えないことを確認する。

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

ここで，τ　：せん断応力度（N/mm^2）

Q　：せん断力（kN）

A　：堰の断面積（mm^2）

(b)　圧縮力に対する検定

鉄筋コンクリート製堰に生じる曲げモーメントにより発生するコンクリートの圧縮縁応力度を次式により算定し，コンクリートの許容限界値を超えないことを確認する。圧縮縁応力の算定にあたり，圧縮側鉄筋は考慮しない。

鉄筋コンクリート製堰に生じる荷重の概念図を図 4－4 に示す。

$$\sigma_C=\frac{T'\cdot 2}{x_n\cdot b}$$

ここで，σ_C　：コンクリートの圧縮縁応力度（N/mm^2）

T’ ：引張側鉄筋に生じる引張力（M/ｊ）(N)

M　：曲げモーメント（kN・m）

ｊ　：応力中心距離（$j = \frac{7}{8} \cdot d$）(mm)

ｄ　：部材の有効せい（mm）

x_n ：中心軸から圧縮縁までの距離（mm）

$x_n = (d - j) \cdot 3$

ｂ　：単位幅（1000）（mm）

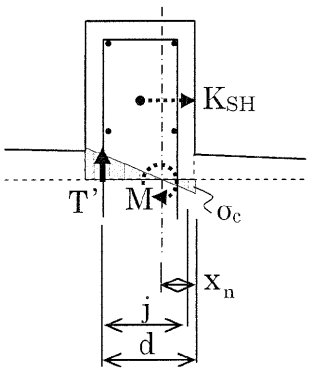


図 4－4　堰に生じる荷重

4.4.2　鋼製堰の評価方法

鋼製堰に生じる応力は，自重及び地震荷重(水平方向及び鉛直方向)を受けるモデルに置き換え，梁材，柱材，ベースプレート及びアンカーボルトに発生する応力を算定し，各評価限界との比較により耐震性を確認する。

(1)　応力算定

自重及び地震荷重(水平方向及び鉛直方向)を受ける梁材に生じる曲げ応力及びせん断応，柱材に生じる曲げ応力及びせん断力，アンカーボルトに生じる引張力及びせん断力並びにベースプレートに生じる曲げ応力に対する確認を行うに当たり，各荷重により生じる曲げモーメント，せん断力及び水平反力を次式により算出する鋼製堰に生じる力の概念図を図4－5，図4－6，図4－7及び図4－8に示す。

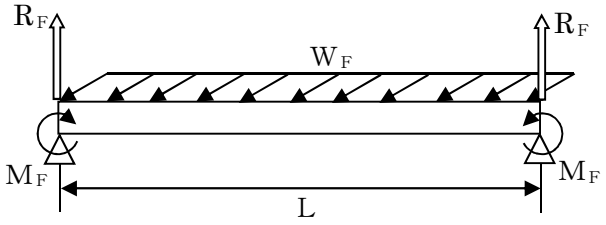


図4－5　梁材に生じる力の模式図

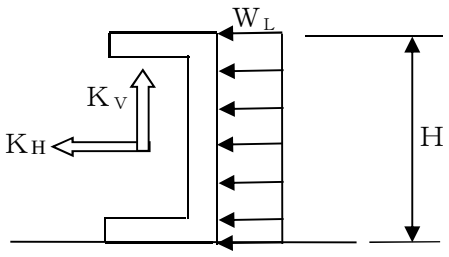


図4－6　梁材に生じる力の模式図

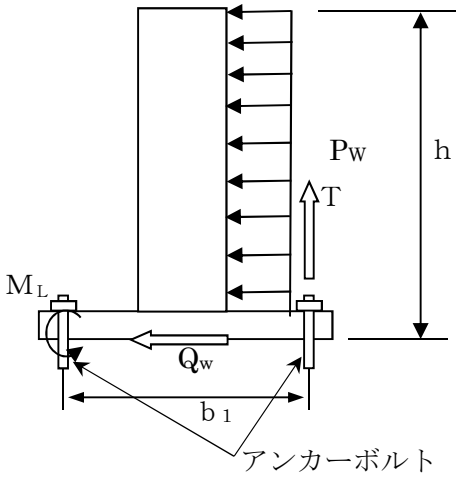


図 4－7　アンカーボルト，柱材に生じる力の模式図

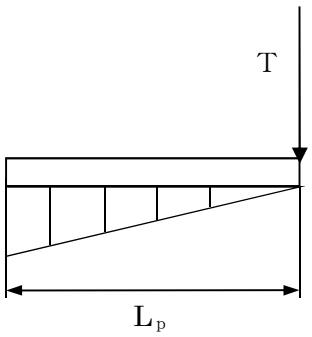


図 4－8　ベースプレートに生じる力の模式図

(2)　梁材の検定

a.　単位長さ当たりの水平方向地震荷重

単位長さ当たりの水平方向地震荷重は次式より算出する。

$W_F = K_H \cdot w_l$

$W_l = \lambda \cdot g \cdot 10^{-3}$

W_F ：梁材に作用する単位長さ当たりの水平方向地震荷重（N/mm）

W_l ：梁材に作用する単位長さ当たりの重量（N/mm）

K_H ：水平方向設計震度

λ　：梁材単位長さあたりの質量（kg/m）

g　：重力加速度（m/s^2）

b. 梁材に生じる曲げ応力度

梁材に生じる曲げ応力度は機械工学便覧に基づき次式より算出し，梁材の短期許容曲げ応力度を下回ることを確認する。

$$\sigma_F = \frac{M_F}{Z_F}$$

$$M_F = \frac{W_F \cdot L^2}{8}$$

σ_F：梁材の曲げ応力度（N/mm^2）

M_F：梁材の曲げモーメント（N・mm）

Z_F：梁材の断面係数（mm^3）

W_F：梁材に作用する単位長さ当たりの水平方向地震荷重（N/mm）

L　：止水板全長（mm）

c． 梁材に生じるせん断応力度

梁材に生じるせん断応力度は機械工学便覧に基づき次式より算出し，梁材の短期許容せん断応力度を下回ることを確認する。

$$\tau_F = \frac{R_F}{A_F}$$

$$R_F = \frac{W_F \cdot L}{2}$$

τ_F：梁材のせん断応力度（N/mm^2）

R_F：梁材の発生せん断力（N）

A_F：梁材のせん断断面積（mm^2）

W_F：梁に作用する単位長さ当たりの水平方向地震荷重（N/mm）

L　：止水板全長（mm）

d． 曲げとせん断の組合せに対する検定

梁材に生じる曲げとせん断の組合せ応力度を「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－」（(社) 日本建築学会，2005改定）に基づく次式により算出し，梁材の短期許容組合せ応力度を下回ることを確認する。

$$\sigma_{epF} = \sqrt{\sigma_F^2 + 3 \cdot \tau_F^2}$$

σ_{epF}：梁材の組合せ応力度（N/mm^2）

σ_F　　：梁材の曲げ応力度（N/mm^2）

τ_F　　：梁材のせん断応力度（N/nm^2）

(3) 柱材の検定

a. 単位高さ当たりの水平方向地震荷重

単位高さ当たりの水平方向地震荷重は次式より算出する。

$$W_L = K_H \cdot w_2$$

$$W_2 = \lambda_L \cdot g \cdot 10^{-3}$$

W_L：柱材に作用する単位長さ当たりの水平方向地震荷重（N/mm）

W_2：柱材に作用する単位長さ当たりの重量（N/mm）

K_H ：水平方向設計震度

λ_L ：柱材単位高さあたりの質量（kg/m）

g ：重力加速度（m/s^2）

b. 柱材に生じる曲げ応力度

柱材に生じる曲げ応力度は構造力学公式集に基づき次式より算出し，柱材の短期許容曲げ応力度を下回ることを確認する。

$$\sigma_L = \frac{M_L}{Z_L}$$

$$M_L = \frac{W_L \cdot h^2}{2}$$

σ_L：柱材の曲げ応力度（N/mm^2）

M_L：柱材の曲げモーメント（N・mm）

Z_L：柱材の断面係数（mm^3）

W_L：単位高さ当たりの水平方向地震荷重（N/mm）

h ：止水板高さ（mm）

c. 柱材に生じるせん断応力度

柱材に生じるせん断応力度は機械工学便覧に基づき次式より算出し，柱材の短期許容せん断応力度を下回ることを確認する。

$$\tau_L = \frac{R_L}{A_L}$$

$$R_L = W_L \cdot h$$

τ_L：柱材のせん断応力度（N/mm^2）

R_L：柱材の発生せん断力（N）

A_L：柱材のせん断断面積（mm^2）

W_L：単位高さ当たりの水平方向地震荷重（N/mm）

h ：止水板高さ（mm）

e. 曲げとせん断の組合せに対する検定

柱材に生じる曲げとせん断の組合せ応力度を「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－」((社)日本建築学会，2005改定)に基づく次式により算出し，柱材の短期許容組合せ応力度を下回ることを確認する。

$$\sigma_{epL}=\sqrt{\sigma_L{}^2+3\cdot\ \tau_L{}^2}$$

σ_{epL}：柱材の組合せ応力度（N/mm^2）

σ_L　　：柱材の曲げ応力度（N/mm^2）

τ_L　　：柱材のせん断応力度（N/mm^2）

(4) アンカーボルトの検定

a. 柱材に作用する単位高さ当たりの水平方向地震荷重

柱材に作用する単位高さ当たりの水平方向地震荷重は次式より算出する。

$$W_L=K_H\cdot W_2$$

W_L：柱材に作用する単位高さ当たりの水平方向地震荷重（N/mm）

K_H：水平方向設計震度

W_2：柱材に作用する単位長さ当たりの重量（N/mm）

b． アンカーボルトの発生引張力に対する検定

アンカーボルトの発生引張力を算出し，アンカーボルトの短期許容引張荷重を下回ることを確認する。

$$T=\frac{M_L}{2b_1}$$

$$M_L=\frac{W_L\cdot\ h^2}{2}$$

T　：アンカーボルトの発生引張力（N）

M_L：枠材の曲げモーメント（N・mm）

b_1：アンカーボルトピッチ（mm）

W_L：柱材に作用する単位高さ当たりの水平方向地震荷重（N/mm）

h　：止水板高さ（mm）

b. アンカーボルトの発生せん断力に対する検定

アンカーボルトの発生せん断力は次式より算出し，アンカーボルトの短期許容せん断力を下回ることを確認する。

$$Q=\frac{Q_W}{n}$$

$$Q_W=W_L\cdot\ h$$

Q　：アンカーボルトの発生せん断力（N）

Q_W：アンカーボルトに作用するせん断力（N）

n　：アンカーボルト本数（本）

W_L：柱材に作用する単位長さ当たりの水平方向地震荷重（N/mm）

h　：止水板高さ（mm）

c.　引張力とせん断力の組合せに対する検定

組合せによる評価を「各種合成構造設計指針・同解説」（(社)日本建築学会,2010改定）に基づく次式により算出し，1以下であることを確認する。

$$\left(\frac{T}{P_a}\right)^2+\left(\frac{Q}{q_a}\right)^2 \leqq 1$$

T　：アンカーボルトの発生引張力（N）

P_a：アンカーボルトの引張に対する短期許容荷重（N）

Q　：アンカーボルトの発生せん断力（N）

q_a：アンカーボルトのせん断に対する短期許容荷重（N）

(5)　ベースプレート

a.　ベースプレートに生じる曲げ応力度

ベースプレートに生じる曲げ応力度は機械工学便覧に基づき次式より算出し，ベースプレートの短期許容曲げ応力度を下回ることを確認する。

$$Q_1 = T \cdot \frac{L_P}{Z_P}$$

Q_1：ベースプレートに生じる曲げ応力度（N/mm^2）

T　：アンカーボルトの発生引張力（N）

L_P：ベースプレートのレバー長さ（mm）

Z_P：ベースプレートの断面係数（mm^3）

4.5　計算条件

4.5.1　溢水拡大防止堰の耐震評価に用いる入力値を表 4－11 に示す

表 4－11　溢水拡大防止堰の耐震評価に用いる入力値

記号	単位	定義	数値
K_S	kN	地震荷重K_{SH}（水平方向，鉄筋コンクリート製堰部）	
		地震荷重K_{SUD}（鉛直方向，鉄筋コンクリート製堰部）	
K'_S	kN	地震荷重K'_{SH}（水平方向，鋼製堰部）	
		地震荷重K'_{SUD}（鉛直方向，鋼製堰部）	
G	kN	堰の固定荷重（鉄筋コンクリート製堰部）	
G’	kN	堰の固定荷重（鋼製堰部）	
k	—	設計震度(水平方向)	
		設計震度(鉛直万向)	
k’	—	設計震度(水平方向，鋼製堰部)	
		設計震度(鉛直万向，鋼製堰部)	
M	kN･m	曲げモーメント*	
L	m	堰の接合部から荷重作用位置までの高さ（鉄筋コンクリート製堰部）	
L’	m	堰の接合部から荷重作用位置までの高さ（鋼製堰部）	
Q	kN	せん断力*	
T	kN/本	鉄筋 1 本当たりに生じる引張力	
n	本	単位福（1m）当たりの鉄筋本数	
j	mm	応力中心距離	
d	mm	部材の有効せい	
Q_a	kN/本	鉄筋 1 本当たりに生じるせん断力	
τ	N/mm^2	せん断応力度	
A	mm^2	堰の断面積	
σ_C	N/mm^2	コンクリートの圧縮縁応力度	
T’	N	引張側鉄筋に生じる引張力	
x_a	mm	中立軸から圧縮縁までの距離	
b	mm	単位幅	
C	mm	鉄筋のへりあき寸法	

＊：鉄筋コンクリート製堰及び鋼製堰にて構成される堰のため，地震荷重により発生する曲げモーメント又はせん断力を，鉄筋コンクリート製堰及び鋼製堰それぞれについて算出し，これを足し合わせることにより算出する。

4.5.2　止水板の耐震評価に用いる入力値を表 4－12 に示す

表 4－12　止水板の耐震評価に用いる入力値（1／2）

記号	単位	定義	数値
W_F	N/mm	梁材に作用する単位長さ当たりの水平方向地震荷重	
W_1	N/mm	梁材に作用する単位長さ当たりの重量	
K_H	－	水平方向設計震度	
λ	kg/m	梁材単位長さあたりの質量	
g	m/s^2	重力加速度	
σ_F	N/mm^2	梁材の曲げ応力度	
M_F	N・mm	梁材の曲げモーメント	
Z_F	mm^3	梁材の断面係数	
L	mm	止水板全長	
τ_F	N/mm^2	梁材のせん断応力度	
R_F	N	梁材の発生せん断力	
A_F	mm^2	梁材のせん断断面積	
σ_{epF}	N/mm^2	梁材の組合せ応力度	
W_L	N/mm	柱材に作用する単位高さ当たりの水平方向地震荷重	
W_2	N/mm	柱材に作用する単位高さ当たりの重量	
λ_L	kg/m	柱材単位高さあたりの質量	
σ_L	N/mm^2	柱材の曲げ応力度	
M_L	N・mm	柱材の曲げモーメント	
Z_L	mm^3	柱材の断面係数	
W_L	N/mm	単位高さ当たりの水平方向地震荷重	
h	mm	止水板高さ	

表 4－12　止水板の耐震評価に用いる入力値（2／2）

記号	単位	定義	数値
τ_L	N/mm^2	柱材のせん断応力度	
R_L	N	柱材の発生せん断力	
A_L	mm^2	柱材のせん断断面積	
σ_{epL}	N/mm^2	柱材の組合せ応力度	
T	N	アンカーボルトの発生引張力	
b_1	mm	アンカーボルトピッチ	
Q	N	アンカーボルトの発生せん断力	
Q_W	N	アンカーボルトに作用するせん断力	
n	本	アンカーボルト本数	
P_a	N	アンカーボルトの引張に対する短期許容荷重	
q_a	N	アンカーボルトのせん断に対する短期許容荷重	
Q_1	N/mm^2	ベースプレートに生じる曲げ応力度	
L_P	mm	ベースプレートのレバー長さ	
Z_P	mm^3	ベースプレートの断面係数	

5. 評価結果

鉄筋コンクリート製堰の耐震評価結果を表5－1に，鋼製堰の耐震評価結果を表5－2に示す。発生値は許容値を満足しており，地震荷重に対して溢水伝播を防止する機能を維持するために，十分な構造強度を有することを確認した。

表 5－1　鉄筋コンクリート製堰の耐震評価結果

評価部位		発生値（荷重又は発生応力度）		許容限界		検定
鉄筋	引張	1.99	kN/本	34.3	kN/本	0.06 ＜ 1.0
	せん断	1.15	kN/本	15.1	kN/本	0.08 ＜ 1.0
コンクリート	せん断	0.02	N/mm^2	1.08	N/mm^2	0.02 ＜ 1.0
	圧縮	0.17	N/mm^2	14.73	N/mm^2	0.02 ＜ 1.0

表 5－2　鋼製堰の耐震評価結果

評価部位		発生値（荷重又は発生応力度）		許容限界		検定
梁材	曲げ	14	N/mm^2	235	N/mm^2	0.06 ＜ 1.0
	せん断	1	N/mm^2	135	N/mm^2	0.01 ＜ 1.0
	組合せ	15	N/mm^2	235	N/mm^2	0.07 ＜ 1.0
柱材	曲げ	85	N/mm^2	235	N/mm^2	0.37 ＜ 1.0
	せん断	6	N/mm^2	135	N/mm^2	0.05 ＜ 1.0
	組合せ	86	N/mm^2	235	N/mm^2	0.37 ＜ 1.0
アンカーボルト	引張	2900	N	7664	N	0.38 ＜ 1.0
	せん断	666	N	2846	N	0.24 ＜ 1.0
	組合せ	0.198	－	1	－	0.20 ＜ 1.0
ベースプレート	曲げ	87	N/mm^2	271	N/mm^2	0.33 ＜ 1.0

Ⅴ-2-10-2-11　管理区域外伝播防止堰の耐震性についての計算書

目次

1. 概要 1
2. 一般事項 1
2.1 配置概要 1
2.2 構造計画 3
2.3 評価方針 4
2.4 適用基準 5
2.5 記号の説明 5
3. 固有周期及び設計用地震力 6
3.1 固有周期の計算方法 6
3.2 固有周期の計算条件 7
3.3 固有周期の計算結果 7
3.4 設計用地震力 8
4. 構造強度評価 9
4.1 評価部位 9
4.2 荷重及び荷重の組合せ 10
4.3 許容限界 11
4.4 計算方法 12
4.5 計算条件 16
5. 評価結果 17

1. 概要

本資料は，添付書類「Ⅴ-1-1-8-5　溢水防護施設の詳細設計」に示すとおり，管理区域外伝播防止堰（以下「堰」という。）について，基準地震動Ｓ$_s$による地震力に対して，溢水伝播を防止する機能を維持するために，十分な構造強度を有することを説明するものである。その耐震評価は，応力評価により行う。

堰は，設計基準対象施設においてはＣクラス施設に分類される。以下，設計基準対象施設としての構造強度評価を示す。

2. 一般事項

2.1 配置概要

堰は，添付書類「Ⅴ-1-1-8-5　溢水防護施設の詳細設計」の「4.1 溢水伝播を防止する設備」に示す配置のとおり，原子炉建屋付属棟（廃棄物処理棟）に設置する。

堰の設置位置図を図 2－1 に示す。

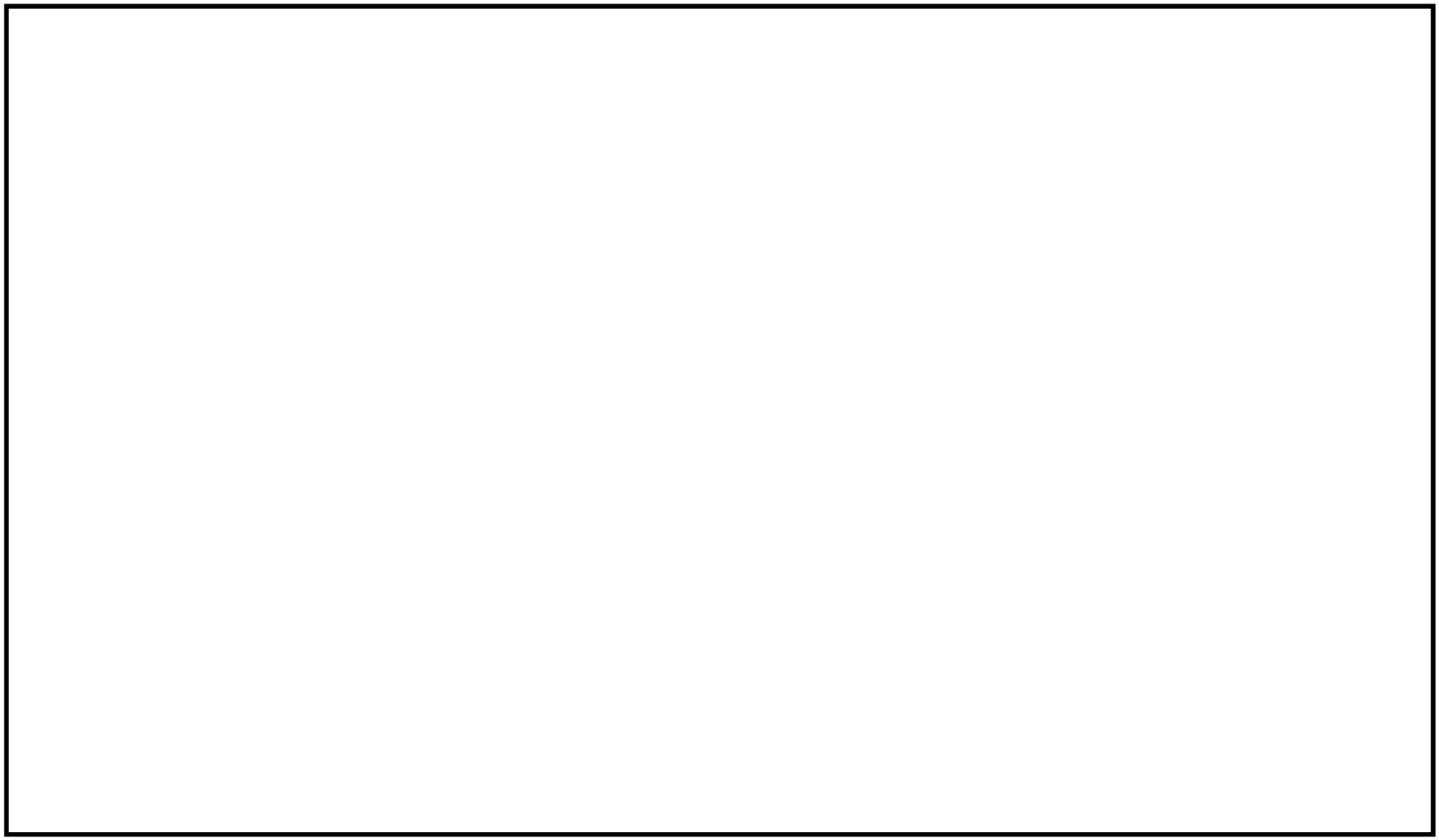
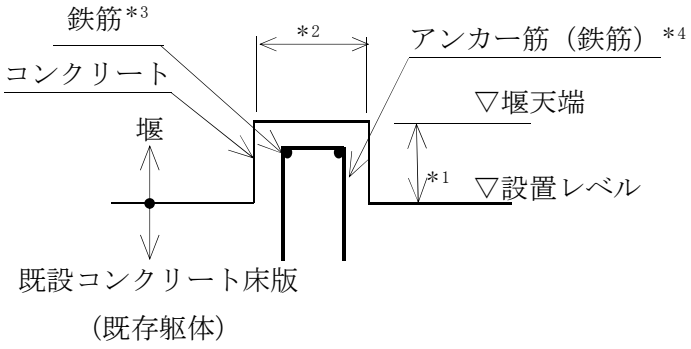


図 2－1　管理区域外伝播防止堰の設置位置図（原子炉建屋付属棟（廃棄物処理棟）　EL.8.20 m）

2.2　構造計画

堰の構造は，添付書類「Ⅴ-1-1-8-5　溢水防護施設の詳細設計」の「3.　要求機能及び性能目標」に示す構造計画を踏まえて，詳細な構造を設定する。堰の構造計画を表 2－1 に，使用材料について表 2－2 に示す。堰は，アンカー筋（鉄筋）により，既存の鉄筋コンクリート躯体と一体化させた鉄筋コンクリート構造物である。

表 2－1　構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
堰を既設コンクリート床版にアンカー筋で固定する。	コンクリート，鉄筋及びアンカー筋により構成する。	

＊1：高さ 0.3 m。

＊2：幅 0.2 m。

＊3：既存のコンクリート躯体と一体化。

＊4：新設堰は接着系アンカーとし，既存躯体への定着長さは径の 10 倍以上とする。

表 2－2　堰の使用材料

種類	仕様
コンクリート	普通コンクリート 設計規準強度 22.1 N/mm^2
鉄筋	SD295A

2.3　評価方針

堰の耐震評価は，「3.　固有周期及び設計用地震力」にて算出した固有周期に基づく設計用地震力による応力等が許容限界内に収まることを，「4.　構造強度評価」に示す方法にて確認することで実施する。

堰の耐震評価フローを図 2－2 に示す。

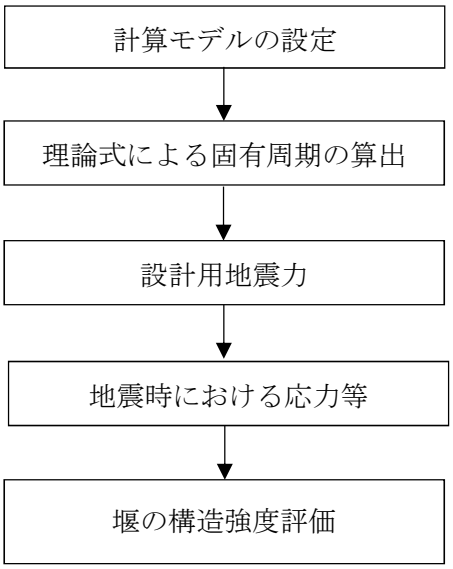


図 2－2　堰の耐震評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

(1) 建築基準法・同施行令

(2) 各種合成構造設計指針・同解説（(社) 日本建築学会，2010 改定）

(3) 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 改定）

(4) 鋼構造設計規準（(社) 日本建築学会，2005 改定）

2.5 記号の説明

堰の耐震評価に用いる記号を表 2－3 に示す。

表 2－3 耐震評価に用いる記号

記号	定義	単位
K_S	地震荷重K_{SH}（水平方向）	kN
	地震荷重K_{SUD}（鉛直方向）	
G	堰の固定荷重	kN
k	設計震度(水平方向)	—
	設計震度(鉛直方向)	
M	曲げモーメント	kN･m
L	堰の接合部から荷重作用位置までの高さ	m
Q	せん断力	kN
T	鉄筋 1 本当たりに生じる引張力	kN/本
n	単位福（1m）当たりの鉄筋本数	本
j	応力中心距離	mm
d	部材の有効せい	mm
Q_a	鉄筋 1 本当たりに生じるせん断力	kN/本
τ	せん断応力度	N/mm^2
A	堰の断面積	mm^2
σ_C	コンクリートの圧縮縁応力度	N/mm^2
T ‘	引張側鉄筋に生じる引張力	N
x_a	中立軸から圧縮縁までの距離	mm
b	単位幅	mm

3.　固有周期及び設計用地震力

3.1　固有周期の計算方法

堰の構造に応じて解析モデルを設定し，固有周期を算出する。

3.1.1　解析モデルの設定

各部部位の寸法や形状を踏まえ，片持ちはりに単純化したモデルとし，堰の評価モデル図を図 3－1 に示す。

概略構造図　　評価モデル

図 3－1　堰の評価モデル図

3.1.2　記号の説明

堰の固有周期算出に用いる記号を表3－1に示す。

表3－1　堰の固有周期算出に用いる記号

記号	単位	定義
T	s	堰の固有周期
f	Hz	堰の固有振動数
ℓ	m	はり長さ
E	N/m^2	ヤング率
I	m^4	断面2次モーメント
m	kg/m	質量分布

3.1.3　固有周期の計算方法

固有周期Ｔを「土木学会　鋼構造力学公式集」に基づき以下の式より計算する。

$$T = \frac{1}{f}$$

$$f = \frac{1.8751^2}{2\pi \ell^2}\sqrt{\frac{E\ I}{m}}$$

3.2　固有周期の計算条件

堰の固有周期の計算条件を表3－2に示す。

表3－2　堰の固有周期の計算条件

堰名称	はり長さℓ (m)	ヤング率Ｅ (N/m^2)	断面2次モーメントＩ (m^4)	質量分布ｍ (kg/m)
管理区域外伝播防止堰（幅200）	0.30	2.20×10^{10}	6.67×10^{-4}	489.46

3.3　固有周期の計算結果

堰の固有周期の計算結果を表3－3に示す。計算結果より，剛であることを確認した。

表3－3　堰の固有周期の計算結果

堰名称	固有振動数（Hz）	固有周期（s）
管理区域外伝播防止堰（幅200）	1077	0.001

3.4　設計用地震力

基準地震動Ｓ$_s$による設計用地震力は，添付書類「Ⅴ-2-1-7　設計用床応答曲線の作成方針」に基づき設定する。

地震応答解析に基づいて算定された，堰設置床の最大応答加速度から各堰の設計震度を設定する。また，堰は建物・建築物として評価する。

各堰の設置床の最大応答加速度から算出した設計震度を表3－4に示す。

表3－4　堰の設計震度

設置場所	設計震度	
	水平方向	鉛直方向
[redacted] EL.8.20 m	0.92	0.80

4. 構造強度評価

4.1 評価部位

堰の評価部位は，自重及び地震荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し，地震荷重により応力が発生する堰と既存躯体の取合い部分である鉄筋及びコンクリートとした。

各評価対象の鉄筋のサイズ，ピッチ及び材質は同じであることから，堰の自重，設計震度及び設計断面の諸条件を踏まえ評価を包含できる堰により代表して評価することとし，「原子炉建屋廃棄物処理棟管理区域外伝播防止堰 1-2」を抽出した。

評価の対象となる堰の選定結果を表 4－1 に示す。

表 4－1　評価の対象となる堰の選定結果

設置建屋	設置床高さ	設備名称	設計断面			設計震度		評価対象（代表）
			幅	高さ	鉄筋量	水平方向*1	鉛直方向	
原子炉建屋付属棟（廃棄物処理棟）	EL. 8.20 m	原子炉建屋廃棄物処理棟管理区域外伝播防止堰 1-1	0.2 m	0.3 m	D13@200	0.92	0.80	
		原子炉建屋廃棄物処理棟管理区域外伝播防止堰 1-2	0.2 m	0.3 m	D13@200			○*2

＊1：ＮＳ方向及びＥＷ方向の最大値を用いる。

＊2：堰の自重，設計震度及び設計断面の諸条件を踏まえ，最も評価が厳しい堰を選定。

4.2　荷重及び荷重の組合せ

4.2.1　荷重

(1)　固定荷重（G）

堰の自重を表 4－2 に示す。

表 4－2　堰の自重

名称	種類	単位容積重量 (kN/m^3)	単位幅あたりの重量* (kN)
原子炉建屋廃棄物処理棟管理区域外伝播防止堰 1-2	鉄筋コンクリート Fc =22.1 N/mm^2	24	2.16

＊：1 m あたりの重量。

(2)　地震荷重（K_S）

地震荷重は，基準地震動S_sによる荷重を考慮する。

「3.4 設計用地震力」で設定した設計震度を用いて，次式により算定する。

$$K_S = G \cdot K$$

ここで，K_S　：地震荷重（kN）

G　：堰の固定荷重（kN）

K　：設計震度

4.2.2　荷重の組合せ

堰の評価に用いる荷重の組合せを表 4－3 に示す。

表 4－3　荷重の組合せ

荷重の組合せ
$G+K_{SH}+K_{SUD}$

G　　：堰の固定荷重

K_{SH}　：基準地震動S_sによる水平方向の地震荷重

K_{SUD} ：基準地震動S_sによる鉛直方向の地震荷重

4.3　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」にて設定している許容限界を踏まえて設定する

(1)　鉄筋

「各種合成構造設計指針・同解説（(社) 日本建築学会，2010 改定)」に基づき算定したアンカー筋として使用する鉄筋の短期許容荷重を表 4－4 に示す。

表 4－4　鉄筋の短期許容荷重

堰名称	種類	短期許容荷重 (kN/本)	
		引張	せん断
原子炉建屋廃棄物処理棟管理区域外伝播防止堰 1-2	SD295A D13@200	26.8	4.18

(2)　コンクリート

「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 改定)」に基づき算定したコンクリートの短期許容応力度を表 4－5 に示す。

表 4－5　コンクリートの許容応力度

設計基準強度Ｆｃ (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	
	せん断	圧縮
22.1	1.08	14.73

4.4　計算方法

堰の耐震評価は，地震により生じる応力度又は荷重が，「4.3　許容限界」で設定した許容限界値を超えないことを確認する。

堰に生じる応力は，地震荷重(水平方向及び鉛直方向)を受ける片持ちはりとして，既存躯体との接合部に生じる曲げモーメント及びせん断力を算定し，鉄筋に生じる引張力及びせん断力並びコンクリートに生じるせん断力及び圧縮力に対する確認を行う。

また，鉄筋に生じる引張力に対する確認においては，堰の自重による鉛直方向上向きの地震荷重を組み合せるものとし，荷重の組み合わせは組合せ係数法による。鉛直方向下向きに生じる荷重は，既存躯体により支持されるため堰の設計に考慮しない。

(1)　応力算定

基準地震動Ｓ$_s$により堰に生じる応力は，図 4－1 及び図 4－2 に示すとおり，地震荷重が堰の重心位置に作用するものとし，単位幅当たりの算定とする。

a.　曲げモーメント

曲げモーメントは次式により算定する。

$M = K_{SH} \cdot L$

ここで，Ｍ　：曲げモーメント（kN・m）

K_{SH}：地震荷重（kN）

Ｌ　：堰の接合部から荷重作業位置までの高さ（m）

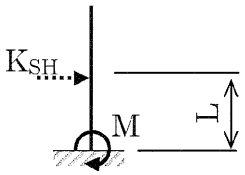


図 4－1　堰に生じる荷重模式図
（曲げモーメント）

b.　せん断力

せん断力は次式により算定する。

$Q = K_{SH}$

ここで，Ｑ　　：せん断力（kN）

K_{SH}　：地震荷重（kN）

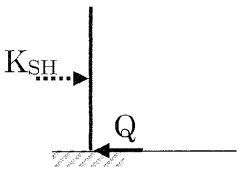


図 4－2　堰に生じる荷重模式図
（せん断力）

(2)　断面検定

a．鉄筋

(a)　引張力に対する検定

堰に生じる曲げモーメント及び堰の自重による鉛直方向上向きの地震荷重の組合せにより，鉄筋 1 本当たりに生じる引張力を次式により算定し，鉄筋 1 本当たりの許容限界値を超えないことを確認する。地震荷重は，組合せ係数法に基づいて水平 1.0＋鉛直 0.4 又は水平 0.4＋鉛直 1.0 のうち大なる値とする。堰に生じる荷重の概念図を図 4－3 に示す。

$$T = \frac{M}{n \cdot j} + \frac{K_{SUD}}{n}$$

ここで，Ｔ　　：鉄筋 1 本当たりに生じる引張力（kN/本）

Ｍ　　：曲げモーメント（kN・m）

ｎ　　：単位幅（1m）当たりの鉄筋本数（本）

ｊ　　：応力中心距離（$j = \frac{7}{8} \cdot d$）（mm）

K_{SUD}：地震荷重（鉛直上向き）（kN）

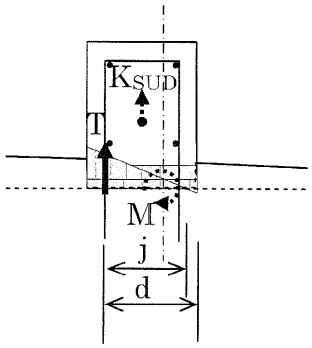


図 4－3　堰に生じる荷重

(b)　せん断力に対する検定

堰に生じるせん断力より，鉄筋 1 本当たりに生じるせん断力を次式により算定し，鉄筋 1 本当たりの許容限界値を超えないことを確認する。

$$Q_a=\frac{Q}{n}$$

ここで，Q_a　：鉄筋 1 本当たりに生じるせん断力（kN/本）

Q　：せん断力（kN）

n　：単位幅（1m）当たりの鉄筋本数（本）

b.　コンクリート

(a)　せん断力に対する検定

堰に生じるせん断応力度を次式により算定し，コンクリートの許容限界値を超えないことを確認する。

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

ここで，τ　：せん断応力度（N/mm^2）

Q　：せん断力（kN）

A　：堰の断面積（mm^2）

(b)　圧縮力に対する検定

堰に生じる曲げモーメントにより発生するコンクリートの圧縮縁応力度を次式により算定し，コンクリートの許容限界値を超えないことを確認する。圧縮縁応力の算定にあたり，圧縮側鉄筋は考慮しない。

堰に生じる荷重の概念図を図 4－4 に示す。

$$\sigma_C=\frac{T'\cdot 2}{x_n\cdot b}$$

ここで，σ_C　：コンクリートの圧縮縁応力度（N/mm^2）

T’ ：引張側鉄筋に生じる引張力（M/ｊ）(N)

M　：曲げモーメント（kN・m）

ｊ　：応力中心距離（$j = \frac{7}{8} \cdot d$）(mm)

ｄ　：部材の有効せい（mm）

x_n ：中心軸から圧縮縁までの距離（mm）

$x_n = (d - j) \cdot 3$

ｂ　：単位幅（1000）（mm）

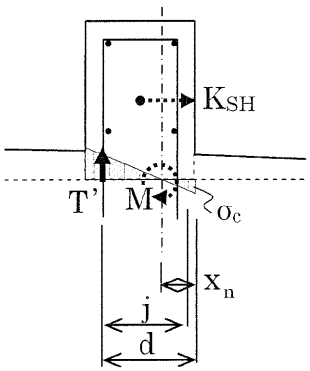


図 4－4　堰に生じる荷重

4.5　計算条件

「4.4　計算方法」に用いる計算条件を表4－6に示す。

表 4－6　耐震評価に用いる計算条件

記号	単位	定義	数値
K_S	kN	地震荷重K_{SH}（水平方向）	1.33
		地震荷重K_{SUD}（鉛直方向）	1.16
G	kN	堰の固定荷重	1.44
k	―	設計震度(水平方向)	0.92
		設計震度(鉛直万向)	0.80
M	kN･m	曲げモーメント	0.200
L	m	堰の接合部から荷重作用位置までの高さ	0.15
Q	kN	せん断力	1.33
T	kN/本	鉄筋 1 本当たりに生じる引張力	0.400
n	本	単位福（1m）当たりの鉄筋本数	5
j	mm	応力中心距離	133
d	mm	部材の有効せい	152.5
Q_a	kN/本	鉄筋 1 本当たりに生じるせん断力	0.266
τ	N/mm^2	せん断応力度	0.01
A	mm^2	堰の断面積	200000
σ_C	N/mm^2	コンクリートの圧縮縁応力度	0.06
T‘	N	引張側鉄筋に生じる引張力	1504
x_a	mm	中立軸から圧縮縁までの距離	58.5
b	mm	単位幅	1000

5. 評価結果

堰の耐震評価結果を表5－1に示す。発生値は許容限界を満足しており，地震荷重に対して溢水伝播を防止する機能を維持するために，十分な構造強度を有することを確認した。

表 5－1　堰の耐震評価結果

評価部位		発生値（荷重又は発生応力度）		許容限界		検定
鉄筋	引張	0.400	kN/本	26.8	kN/本	0.02 ＜ 1.0
	せん断	0.266	kN/本	4.18	kN/本	0.07 ＜ 1.0
コンクリート	せん断	0.01	N/mm^2	1.08	N/mm^2	0.01 ＜ 1.0
	圧縮	0.06	N/mm^2	14.73	N/mm^2	0.01 ＜ 1.0

Ⅴ-2-10-3-1　補機駆動用燃料設備の耐震計算結果

目　次

1.　概要……1
2.　耐震評価条件整理……1

1. 概要

本資料は，補機駆動用燃料設備の耐震計算の手法及び条件の整理について説明するものである。

2. 耐震評価条件整理

補機駆動用燃料設備に対して，設計基準対象施設の耐震設計上の重要度分類，重大事故等対処施設の設備分類を整理した。既設の設計基準対象施設については，耐震評価における手法及び条件について，既に認可を受けた実績との差異の有無を整理した。また，重大事故等対処施設のうち，設計基準対象施設であるものについては，重大事故等対処施設の評価条件と設計基準対象施設の評価条件との差異の有無を整理した。結果を表 2-1 に示す。

補機駆動用燃料設備のうち，新設又は新規登録の設計基準対象施設並びに重大事故等対処施設の耐震計算は表 2-1 に示す計算書に記載することとする。

なお，既設の設備における弾性設計用地震動S_d又は静的地震力による耐震計算については，基準地震動S_sによる評価結果が弾性設計用地震動S_d又は静的地震力の許容限界を満足する場合，省略することとする。

表 2-1　耐震評価条件整理一覧表

評価対象設備			設計基準対象施設			重大事故等対処施設		
			耐震設計上の重要度分類	新規制基準施工前に認可された実績との差異	耐震計算の記載箇所	設備分類*1	設計基準対象施設との評価条件の差異	耐震計算の記載箇所
補機駆動用燃料設備	燃料貯蔵設備	可搬型設備用軽油タンク	－	－	－	常設耐震／防止 常設／緩和	－	Ⅴ-2-10-1-3-2

注記　＊1：「常設耐震／防止」は常設耐震重要重大事故防止設備，「常設／緩和」は常設重大事故緩和設備を示す。

Ⅴ-2-10-3-2　可搬型設備用軽油タンクの耐震性についての計算書

目次

1. 概要 1
2. 一般事項 1
2.1 構造計画 1
3. 構造強度評価 3
3.1 構造強度評価方法 3
3.2 荷重の組合せ及び許容応力 3
4. 評価結果 6
4.1 重大事故等対処設備としての評価結果 6

1. 概要

本計算書は，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の設計方針に基づき，可搬型設備用軽油タンクが設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを説明するものである。

可搬型設備用軽油タンクは，重大事故等対処設備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に分類される。以下，重大事故等対処設備としての構造強度評価を示す。

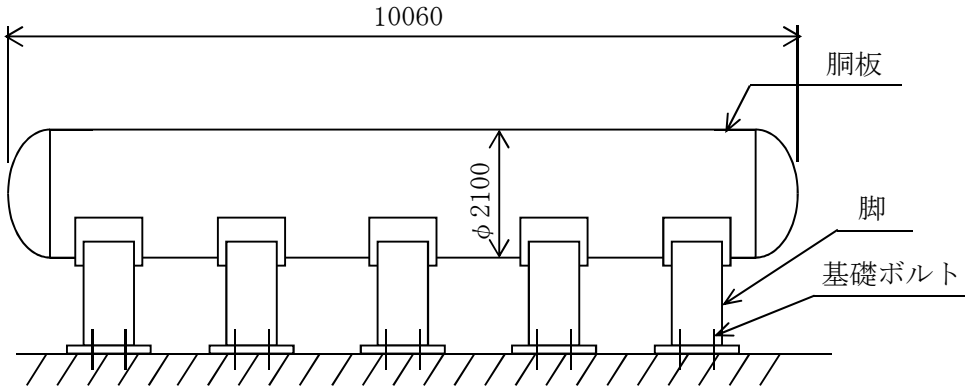
2. 一般事項

本計算書は，添付書類「Ⅴ-2-1-13-2　横置一胴円筒形容器の耐震性についての計算書作成の基本方針」に基づき評価を行う。

2.1 構造計画

可搬型設備用軽油タンクの構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1　構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
胴を 5 個の脚で支持し，脚をそれぞれ基礎ボルトで基礎に据え付ける。	横置円筒形容器	 （単位：mm）

3.　構造強度評価

3.1　構造強度評価方法

可搬型設備用軽油タンクの構造は横置円筒形容器であるため，構造強度評価は，添付書類「Ⅴ-2-1-13-2　横置一胴円筒形容器の耐震性についての計算書作成の基本方針」に記載の耐震計算方法に基づき評価する。

3.2　荷重の組合せ及び許容応力

3.2.1　荷重の組合せ及び許容応力状態

可搬型設備用軽油タンクの荷重の組合せ及び許容応力状態のうち重大事故等対処設備の評価に用いるものを表3-1に示す。

3.2.2　許容応力

可搬型設備用軽油タンクの許容応力を表 3-2～表 3-3 に示す。

3.2.3　使用材料の許容応力評価条件

可搬型設備用軽油タンクの使用材料の許容応力のうち重大事故等対処設備の評価に用いるものを表3-4に示す。

表 3-1　荷重の組合せ及び許容応力状態（重大事故等対処設備）

施設区分		機器名称	設備分類*1	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
その他発電用原子炉の附属施設	非常用発電装置	可搬型設備用軽油タンク	常設耐震／防止 常設／緩和	－*2	$D+P_D+M_D+S_s$*3	$\mathrm{IV_AS}$
					$D+P_{SAD}+M_{SAD}+S_s$	$\mathrm{V_AS}$ （$\mathrm{V_AS}$として$\mathrm{IV_AS}$の許容限界を用いる）

注記　＊1：「常設耐震／防止」は常設耐震重要重大事故防止設備，「常設／緩和」は常設重大事故緩和設備を示す。

＊2：重大事故等クラス２容器（クラス２容器）及び重大事故等クラス２支持構造物（クラス２支持構造物）の荷重の組合せ及び許容応力を適用する。

＊3：「$D+P_{SAD}+M_{SAD}+S_s$」の評価に包絡されるため，評価結果の記載を省略する。

表 3-2　許容応力（クラス２，３容器及び重大事故等クラス２容器（クラス２，３容器））

許容応力状態	許容限界*1			
	一次一般膜応力	一次膜応力＋ 一次曲げ応力	一次＋二次応力	一次＋二次＋ピーク応力
$\mathrm{IV_AS}$	$0.6\cdot S_u$	左欄の 1.5 倍の値	基準地震動S_sのみによる疲労解析を行い，疲労累積係数が1.0以下であること。 ただし，地震動のみによる一次＋二次応力の変動値が$2\cdot S_y$以下であれば，疲労解析は行わない。	
$\mathrm{V_AS}$ （$\mathrm{V_AS}$として$\mathrm{IV_AS}$の許容限界を用いる）				

注記　＊1：当該の応力が生じない場合，規格基準で省略可能とされている場合及び他の応力で代表可能である場合は評価を省略する。

表 3-3　許容応力（その他の支持構造物）

許容応力状態	許容限界*1,*2 （ボルト等以外）	許容限界*1,*2 （ボルト等）	
	一次応力	一次応力	
	引張り	引張り	せん断
$Ⅳ_AS$	1.5・f_t*	1.5・f_t*	1.5・f_s*
$Ⅴ_AS$ （$Ⅴ_AS$として$Ⅳ_AS$の許容限界を用いる）	1.5・f_t*	1.5・f_t*	1.5・f_s*

注記　＊1：応力の組合せが考えられる場合には，組合せ応力に対しても評価を行う。

＊2：当該の応力が生じない場合，規格基準で省略可能とされている場合及び他の応力で代表可能である場合は評価を省略する。

表 3-4　使用材料の許容応力評価条件（重大事故等対処設備）

評価部材	材料	温度条件 (℃)		S (MPa)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	S_y（RT） (MPa)
胴板	SPV490 (6 mm≦厚さ≦50 mm)	最高使用温度	60	152	482	591	－
脚	[redacted]	周囲環境温度	[redacted]	－	235	400	235
基礎ボルト	[redacted]	周囲環境温度	[redacted]	－	725	930	725

4. 評価結果

4.1 重大事故等対処設備としての評価結果

可搬型設備用軽油タンクの重大事故等時の状態を考慮した場合の耐震評価結果を以下に示す。発生値は評価基準値を満足しており，設計地震力に対して十分な構造強度を有することを確認した。

(1) 構造強度評価結果

構造強度評価の結果を次頁以降の表に示す。

【可搬型設備用軽油タンクの耐震性についての計算結果】

1. 重大事故等対処設備

1.1 設計条件

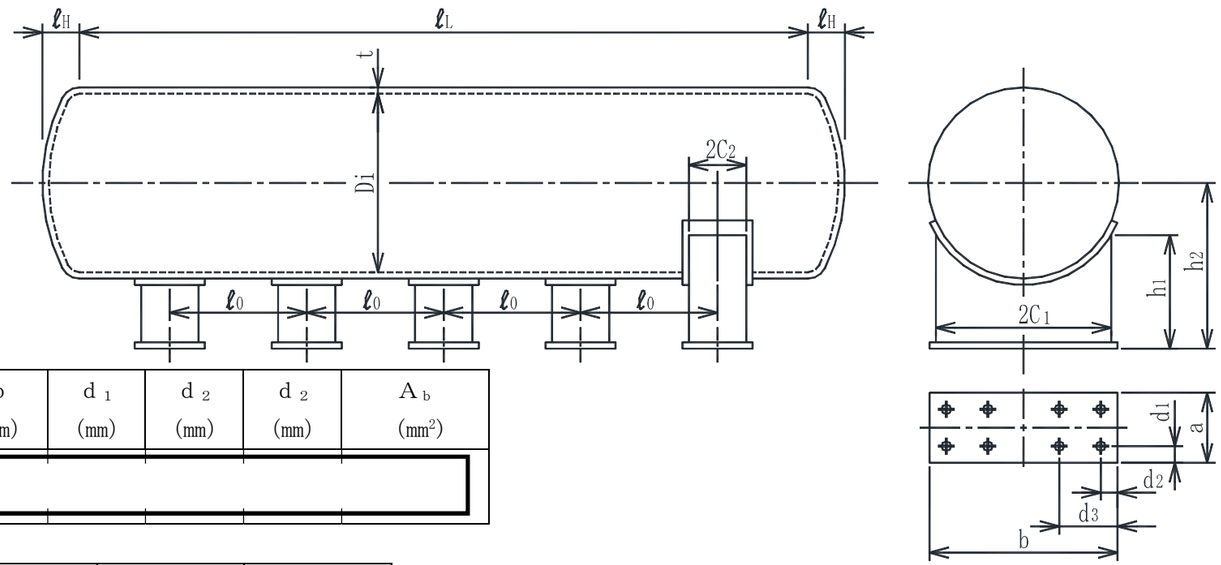
機器名称	設備分類	据付場所及び床面高さ (m)	固有周期（s）		弾性設計用地震動Ｓｄ又は静的震度		基準地震動Ｓｓ		最高使用圧力 (MPa)	最高使用温度 (℃)	周囲環境温度 (℃)	比 重
			水平方向	鉛直方向	水平方向設計震度	鉛直方向設計震度	水平方向設計震度	鉛直方向設計震度				
可搬型設備用軽油タンク	常設耐震／防止常設／緩和	南側（西側）可搬型重大事故等対処設備保管場所 EL.約 25.0（約 23.0）＊			－	－			静水頭	60		

注 ＊：基準床レベルを示す。

1.2 機器要目

m_o (kg)	m_s (kg)	D_i (mm)	t (mm)	t_e (mm)	ℓ_o (mm)	ℓ_L (mm)	ℓ_H (mm)

h_1 (mm)	h_2 (mm)	H (mm)	C_1 (mm)	C_2 (mm)	E_s (MPa)	G_s (MPa)



θ (rad)	θ_0 (rad)	θ_W (rad)	ℓ_W (mm)	s (－)	n (－)	n_1 (－)	n_2 (－)	a (mm)	b (mm)	d_1 (mm)	d_2 (mm)	d_2 (mm)	A_b (mm^2)

I_{Sx} (mm^4)	I_{Sy} (mm^4)	Z_{Sx} (mm^3)	Z_{Sy} (mm^3)	A_S (mm^2)	A_{S1} (mm^2)	A_{S2} (mm^2)	A_{S3} (mm^2)	A_{S4} (mm^2)

S_y（胴板） (MPa)	S_u（胴板） (MPa)	S（胴板） (MPa)	S_y（脚） (MPa)	S_u（脚） (MPa)	F（脚） (MPa)	F*（脚） (MPa)	S_y（基礎ボルト） (MPa)	S_u（基礎ボルト） (MPa)	F（基礎ボルト） (MPa)	F*（基礎ボルト） (MPa)
482*2	591*2	152*2	235*3	400*3	－	280	725*3	930*3	－	651

注 ＊1：本計算においては当板を有効とした。
＊2：最高使用温度で算出
＊3：周囲環境温度で算出

1.3　計算数値

1.3.1　胴に生じる応力

(1)一次一般膜応力

（単位：MPa）

地震の種類	弾性設計用地震動Ｓ$_d$又は静的震度				基準地震動Ｓ$_s$			
地震の方向	長手方向		横方向		長手方向		横方向	
応力の方向	周方向応力	軸方向応力	周方向応力	軸方向応力	周方向応力	軸方向応力	周方向応力	軸方向応力
静水頭による応力	－	－	－	－				
静水頭による応力 (鉛直方向地震時)	－	－	－	－				
運転時質量による長手方向曲げモーメントにより生じる応力	－	－	－	－				
鉛直方向地震による長手方向曲げモーメントにより生じる応力	－	－	－	－				
長手方向地震により胴軸断面全面に生じる引張応力	－	－	－	－				
組合せ応力	－		－					

(2)一次応力

（単位：MPa）

地震の種類		弾性設計用地震動Ｓ$_d$又は静的震度				基準地震動Ｓ$_s$			
地震の方向		長手方向		横方向		長手方向		横方向	
応力の方向		周方向応力	軸方向応力	周方向応力	軸方向応力	周方向応力	軸方向応力	周方向応力	軸方向応力
静水頭による応力		－	－	－	－				
静水頭による応力 (鉛直方向地震時)		－	－	－	－				
運転時質量による長手方向曲げモーメントにより生じる応力		－	－	－	－				
鉛直方向地震による長手方向曲げモーメントにより生じる応力		－	－	－	－				
運転時質量による脚反力により生じる応力		－	－	－	－				
鉛直方向地震による脚反力により生じる応力		－	－	－	－				
水平方向地震による応力	引　張　り	－ －	－ －	－	－				
		－	－						
	せ　ん　断	－		－					
組合せ応力		－		－					

(3) 地震動のみによる一次応力と二次応力の和の変動値　（単位：MPa）

地震の種類		弾性設計用地震動Ｓ$_d$又は静的震度				基準地震動Ｓ$_s$			
地震の方向		長手方向		横方向		長手方向		横方向	
応力の方向		周方向応力	軸方向応力	周方向応力	軸方向応力	周方向応力	軸方向応力	周方向応力	軸方向応力
静水頭による応力（鉛直方向地震時）		－	－	－	－				
鉛直方向地震による長手方向曲げモーメントにより生じる応力		－	－	－	－				
鉛直方向地震による脚反力により生じる応力		－ －	－ －	－ －	－ －				
水平方向地震による応力	引　張　り	－ － －	－ － －	－ －	－ －				
	せ　ん　断	－		－					
組合せ応力		－		－					

1.3.2　脚に生じる応力　　（単位：MPa）

地震の種類		弾性設計用地震動Ｓ$_d$又は静的震度		基準地震動Ｓ$_s$	
地震の方向		長手方向	横方向	長手方向	横方向
運転時質量による応力	圧　　縮	－	－		
鉛直方向地震による応力	圧　　縮	－	－		
水平方向地震による応力	曲　　げ	－	－		
	せ　ん　断	－	－		
組合せ応力		－	－		

1.3.3　基礎ボルトに生じる応力　　（単位：MPa）

地震の種類		弾性設計用地震動Ｓ$_d$又は静的震度		基準地震動Ｓ$_s$	
地震の方向		長手方向	横方向	長手方向	横方向
鉛直方向地震及び水平方向地震による応力	引　張　り	－	－		
水平方向地震による応力	せ　ん　断	－	－		

1.4　結論

1.4.1　固有周期　　（単位：s）

方　　向	固有周期
長手方向	
横 方 向	
鉛直方向	

1.4.2　応力　　（単位：MPa）

部　　材	材　　料	応　　力	弾性設計用地震動Ｓ$_d$又は静的震度		基準地震動Ｓ$_s$	
			算出応力	許容応力	算出応力	許容応力
胴　　板	SPV490	一次一般膜	－	－		
		一　　次	－	－		
		一次＋二次	－	－		
脚		組　合　せ	－	－		
基礎ボルト		引　張　り	－	－		*
		せ　ん　断	－	－		

すべて許容応力以下である。

注　＊：f_{ts}＝Min[1.4・f_{to}－1.6・τ_{b}, f_{to}]より算出

Ⅴ-2-10-4-1　非常用取水設備の耐震計算結果

目　次

1.　概要 ····· 1
2.　耐震評価条件整理 ····· 1

1. 概要

本資料は，非常用取水設備の耐震計算の手法及び条件の整理について説明するものである。

2. 耐震評価条件整理

非常用取水設備に対して，設計基準対象施設の耐震クラス，重大事故等対処施設の設備分類を整理した。既設の設計基準対象施設については，耐震評価における手法及び条件について，既に認可を受けた実績と差異の有無を整理した。また，重大事故等対処施設のうち，設計基準対象施設であるものについては，重大事故等対処施設の評価条件と設計基準対象施設の評価条件の差異の有無を整理した。結果を表 2-1 に示す。

非常用取水設備の耐震計算は表 2-1 に示す計算書に記載することとする。また，表 2-1 に示す設備のうち，耐震評価における手法及び条件について，既に認可を受けた実績と差異がない施設の耐震計算は，工事計画の認可実績を示し，入力条件及び評価結果を示すことを基本とする。

表 2-1　耐震評価条件整理一覧表

			設計基準対象施設			重大事故等対処施設		
			耐震クラス	新規制基準施行前に認可された実績との差異	耐震計算の記載箇所	設備分類*1	設計基準対象施設との評価条件の差異	耐震計算の記載箇所
非常用取水設備	取水設備	取水構造物	C-3	有*2	資料*3 Ⅴ-2-2-7	常設／防止 常設／緩和	－	資料*3 Ⅴ-2-2-7
		ＳＡ用海水ピット	－ （新規登録）	－	資料*3 Ⅴ-2-2-33	常設／防止 常設／緩和	－	資料*3 Ⅴ-2-2-33
		緊急用海水ポンプピット	－ （新規登録）	－	資料*3 Ⅴ-2-2-35	常設／防止 常設／緩和	－	資料*3 Ⅴ-2-2-35
		ＳＡ用海水ピット取水塔	－ （新規登録）	－	資料 Ⅴ-2-10-4-2	常設／防止 常設／緩和	－	資料 Ⅴ-2-10-4-2
		海水引込み管	－ （新規登録）	－	資料 Ⅴ-2-10-4-3	常設／防止 常設／緩和	－	資料 Ⅴ-2-10-4-3
		貯留堰	C-3 （新規登録）	－	資料 Ⅴ-2-10-4-4	常設耐震／防止 常設／緩和	－	資料 Ⅴ-2-10-4-4
		緊急用海水取水管	－ （新規登録）	－	資料 Ⅴ-2-10-4-5	常設／防止 常設／緩和	－	資料 Ⅴ-2-10-4-5

注記　＊1：「常設耐震／防止」は常設耐震重要重大事故防止設備，「常設／防止」は常設耐震重要重大事故防止設備以外の常設重大事故防止設備，「常設／緩和」は常設重大事故緩和設備を示す。

＊2：質点系モデルにて動的解析を実施。

＊3：耐震評価は，Ⅴ-2-2「耐震設計上重要な設備を設置する施設の耐震性についての計算書」に記載する。

Ⅴ-2-10-4-2　ＳＡ用海水ピット取水塔の耐震性についての計算書

目　次

1.　概要 2
2.　基本方針 3
2.1　位置 3
2.2　構造概要 4
2.3　評価方針 6
2.4　適用基準 8
3.　地震応答解析 9
3.1　評価対象断面 9
3.2　解析方法 12
3.3　荷重及び荷重の組合せ 14
3.4　入力地震動 15
3.5　解析モデル及び諸元 44
4.　耐震評価 49
4.1　許容限界 49
4.2　評価方法 54
5.　評価結果 58
5.1　構造部材の健全性に対する評価結果 58
5.2　基礎地盤の支持性能に対する評価結果 106

1. 概要

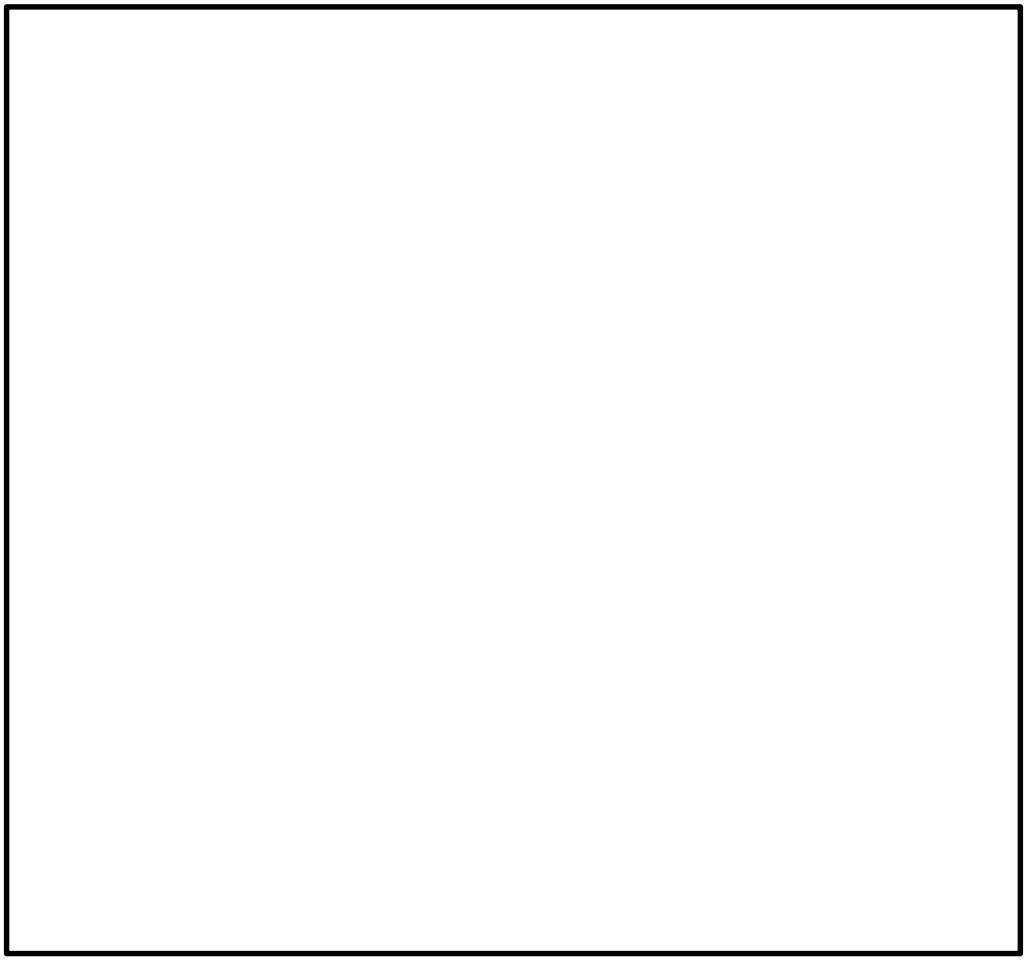
本資料は，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき，ＳＡ用海水ピット取水塔が基準地震動Ｓ$_s$に対して十分な構造強度及び支持機能を有していることを確認するものである。

ＳＡ用海水ピット取水塔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

ＳＡ用海水ピット取水塔の平面配置図を第 2-1 図に示す。

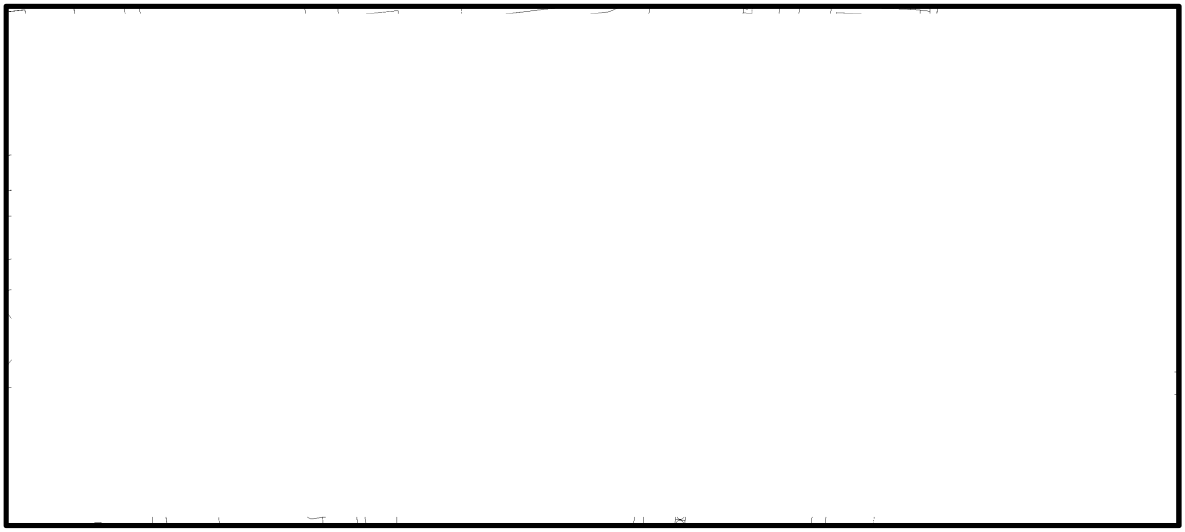


第 2-１図　ＳＡ用海水ピット取水塔　平面配置図

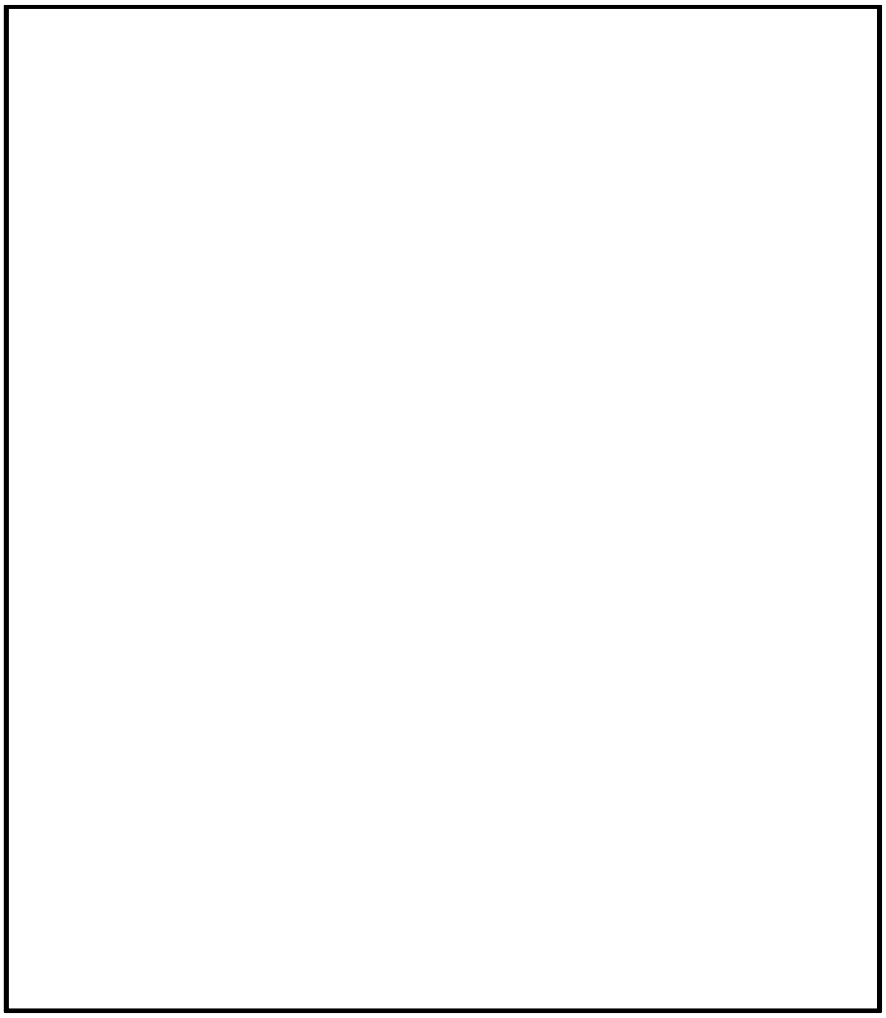
2.2　構造概要

ＳＡ用海水ピット取水塔は，外径約 7 m，内径約 4 m，高さ約 21 m の鉄筋コンクリート造の円筒状の地中構造物で，東海港内に位置し，十分な支持性能を有する岩盤に直接設置する。鉄筋コンクリート躯体の上部には，津波による漂流物の進入の軽減を目的として，格子状の防護蓋を設置する。また，鉄筋コンクリート造の円筒の中に海水引込み管を設置し，その取水部は複数設置する。

ＳＡ用海水ピット取水塔の平面位置図を第 2-2 図，構造図を第 2-3 図に示す。



第 2-2 図　ＳＡ用海水ピット取水塔　平面位置図



第 2-3 図（1）　ＳＡ用海水ピット取水塔構造図（構造平面図）

注記　：ピットについては標準構造断面図を示す。

第 2-3 図（2）　ＳＡ用海水ピット取水塔構造図（構造断面図）

2.3　評価方針

ＳＡ用海水ピット取水塔は，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に分類される。

ＳＡ用海水ピット取水塔の耐震評価は，地盤の２次元有効応力解析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。

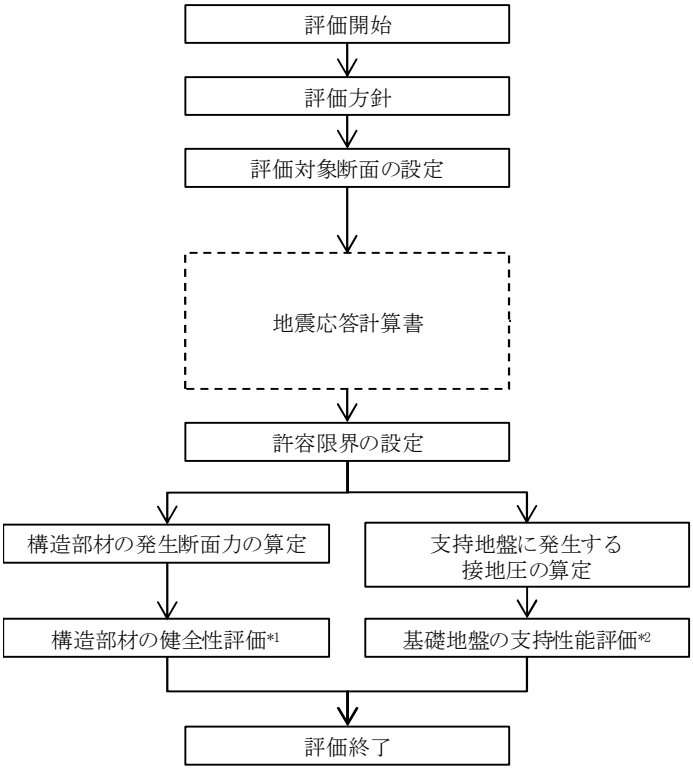
構造部材の健全性評価については，地震応答解析に基づく発生応力が許容限界以下であることを確認する。基礎地盤の支持性能評価については，基礎地盤に生じる接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

ＳＡ用海水ピット取水塔の耐震評価フローを第 2-4 図に示す。

第 2-1 表　ＳＡ用海水ピット取水塔の評価項目

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*

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」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　ＳＡ用海水ピット取水塔の耐震評価フロー

2.4　適用基準

適用する規格，基準類を以下に示す。

・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 24 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）
・ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会，平成 25 年 6 月）
・日本工業規格（ＪＩＳ）

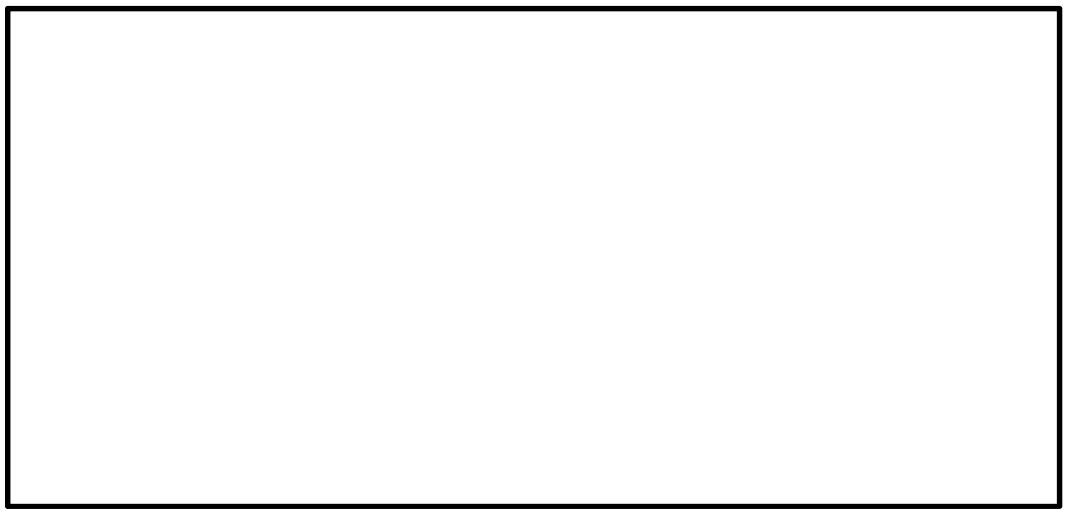
3.　地震応答解析

3.1　評価対象断面

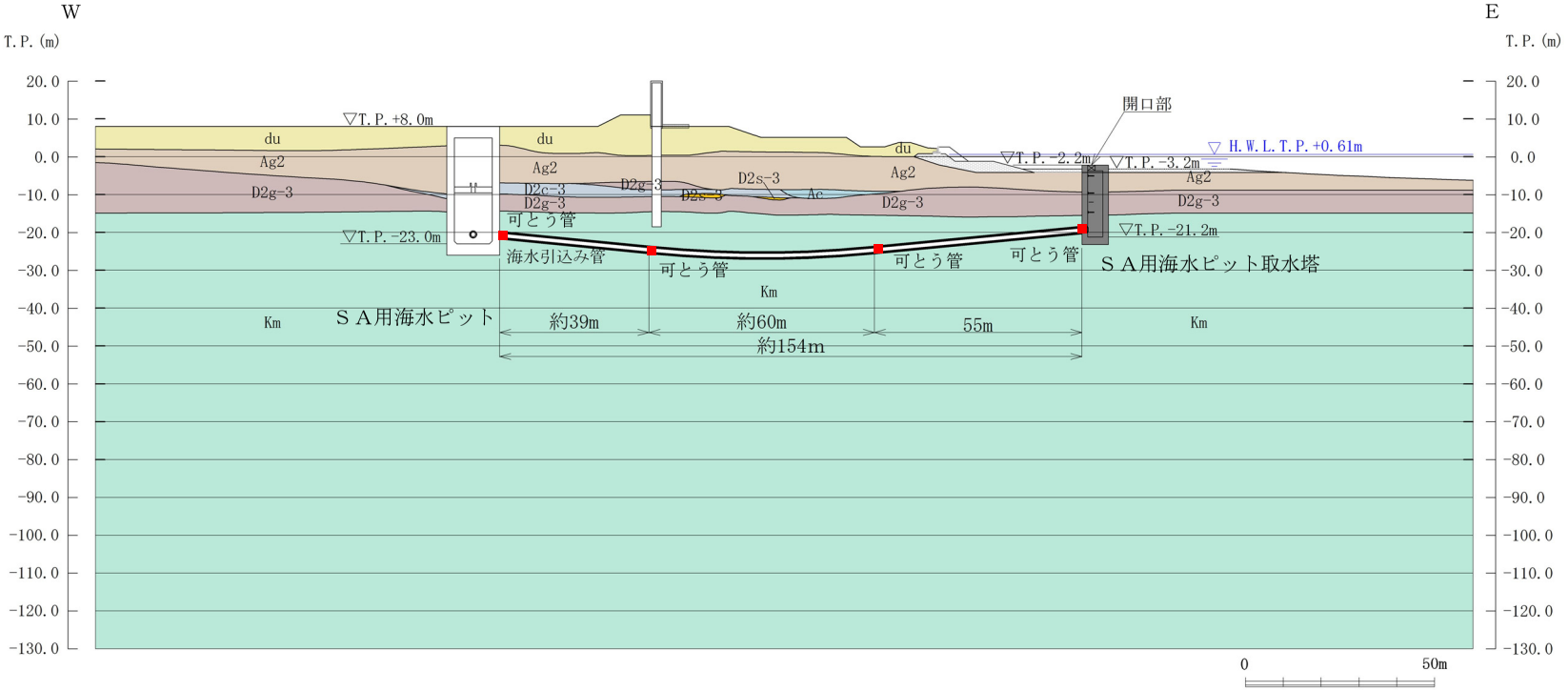
ＳＡ用海水ピット取水塔は，内径約 4 m，内空高さ約 18 m の円筒形の鉄筋コンクリート造の地中構造物であり，岩盤に直接設置する。また，ＳＡ用海水ピット取水塔は，岩盤内で海水引込み管が接続される。

ＳＡ用海水ピット取水塔は，円筒形の鉄筋コンクリート構造物であり，弱軸断面方向が明確でないことから，ＳＡ用海水ピット取水塔に接続される海水引込み管に着目し，管路の縦断方向及びこれに直交する断面を選定する。

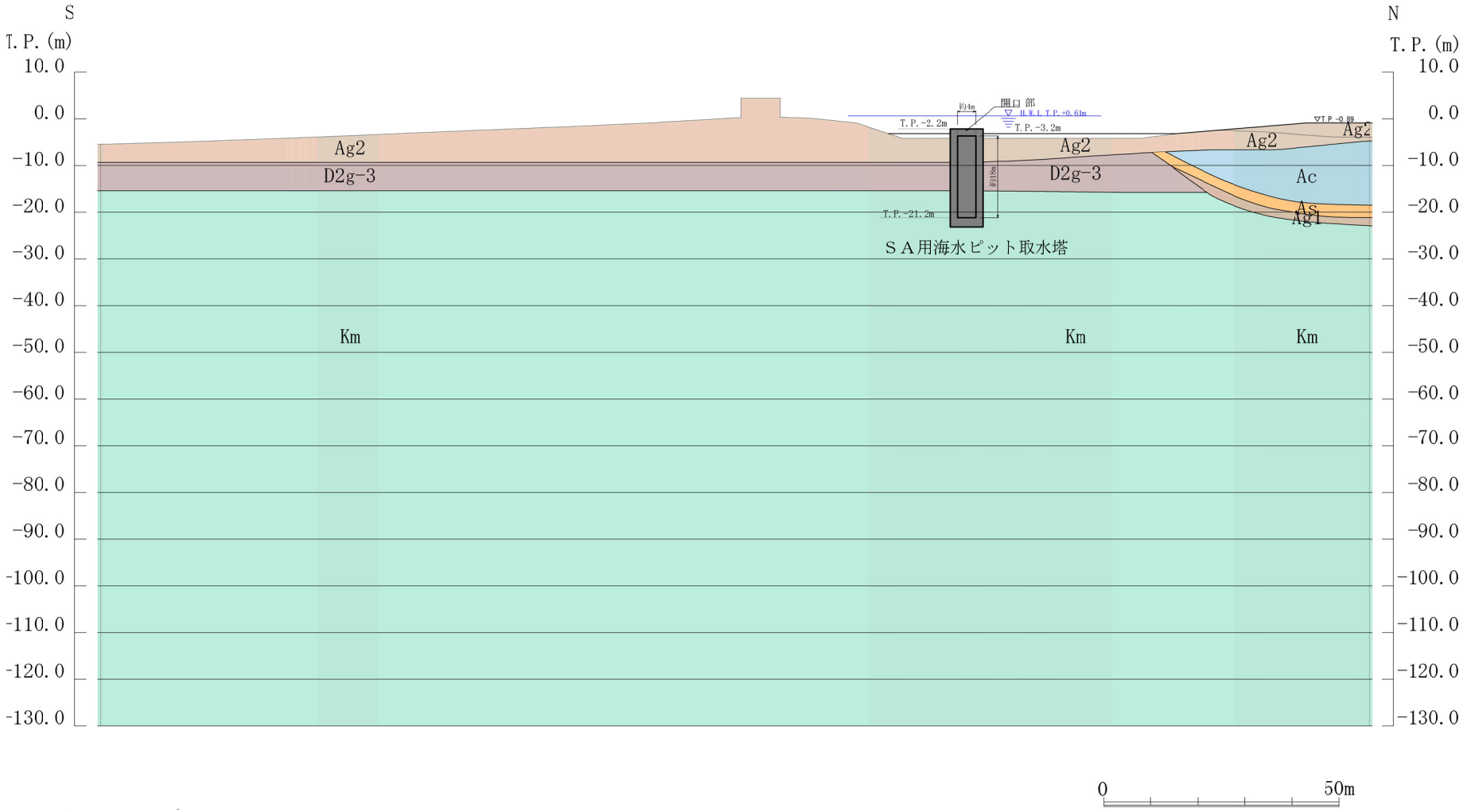
ＳＡ用海水ピット取水塔の評価対象断面位置図を第 3-1 図に，評価対象断面図を第 3-2 図に示す。



第 3-1 図　ＳＡ用海水ピット取水塔　評価対象断面位置図



第 3-2 図（1）　ＳＡ用海水ピット取水塔　評価対象断面図（①－①断面）



第 3-2 図（2）　ＳＡ用海水ピット取水塔　断面図（②－②断面）

3.2　解析方法

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」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。

3.2.1　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

耐震設計における検討ケースを第 3-1 表に示す。

耐震評価においては，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（基本ケース）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評価項目につい

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より追加検討ケースを実施する。

第 3-1 表　耐震設計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。

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

ＳＡ用海水ピット取水塔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

海水中に没している構造物であるため，海水による動水圧を考慮し，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

ＳＡ用海水ピット取水塔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，ＳＡ用海水ピット取水塔躯体ならびに上段鋼製蓋，内部配管の自重を考慮する。

(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 3-2 表に示す。

第 3-2 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

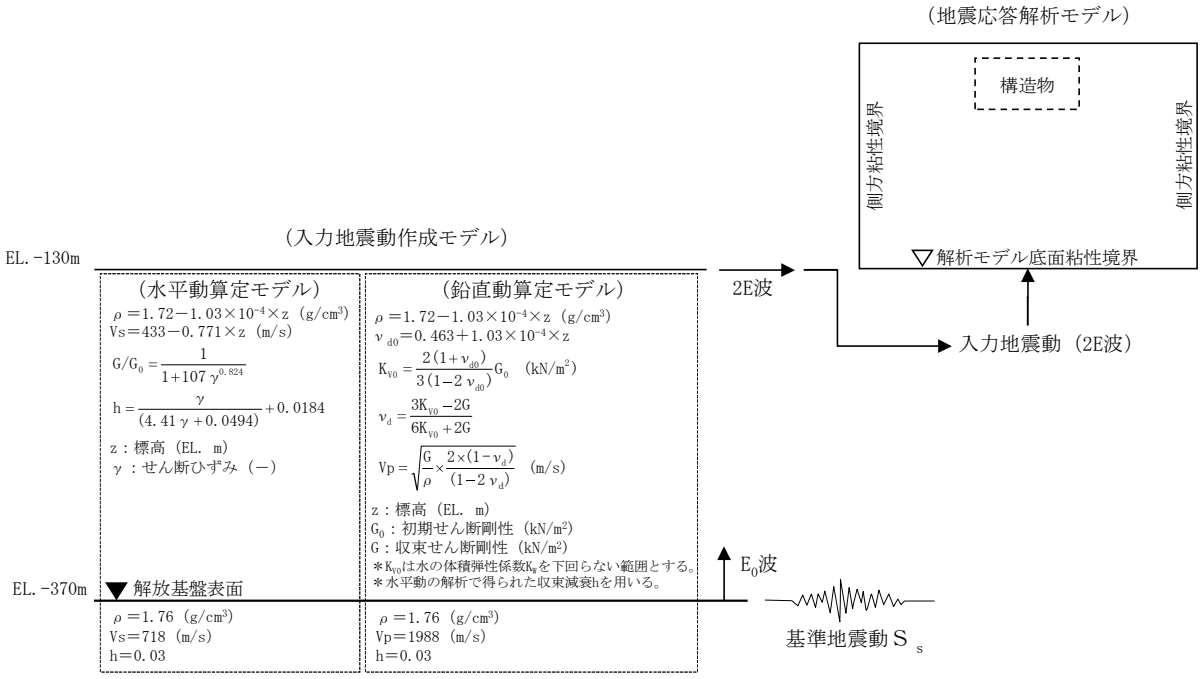
K_s：地震荷重

3.4　入力地震動

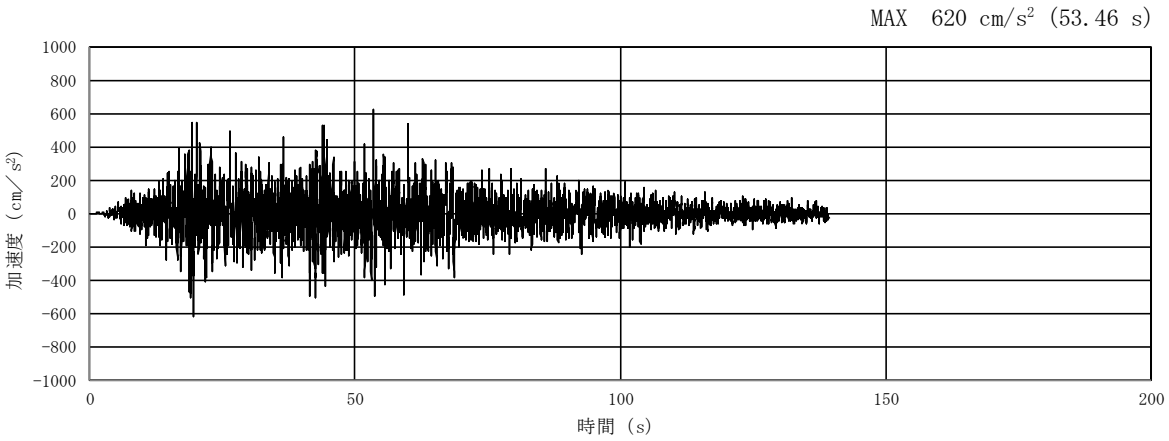
入力地震動は，添付書類「Ⅴ-2-1-6　地震応答解析の基本方針」のうち「2.3　屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

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。入力地震動算定の概念図を第 3-3 図に，入力地震動の加速度時刻歴波形並びに加速度応答スペクトルを第 3-4 図に示す。

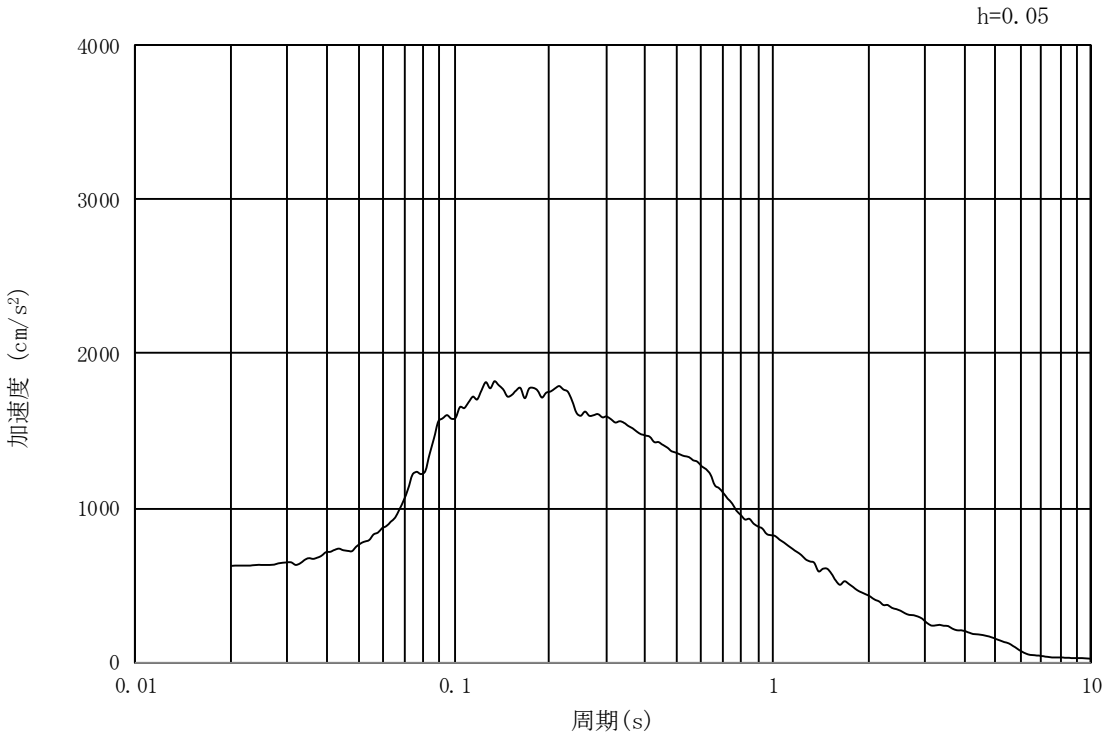
入力地震動の算定には，解析コード「k-SHAKE　Ver. 6.2.0」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については，添付書類「Ⅴ-5-10　計算機プログラム（解析コード）の概要・ｋ－ＳＨＡＫＥ」に示す。



第 3-3 図　入力地震動算定の概念図

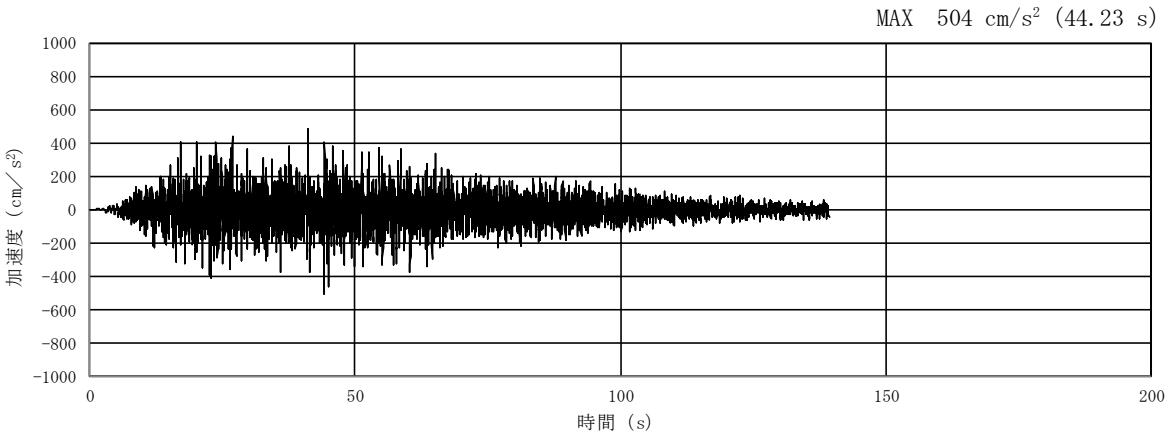


(a) 加速度時刻歴波形

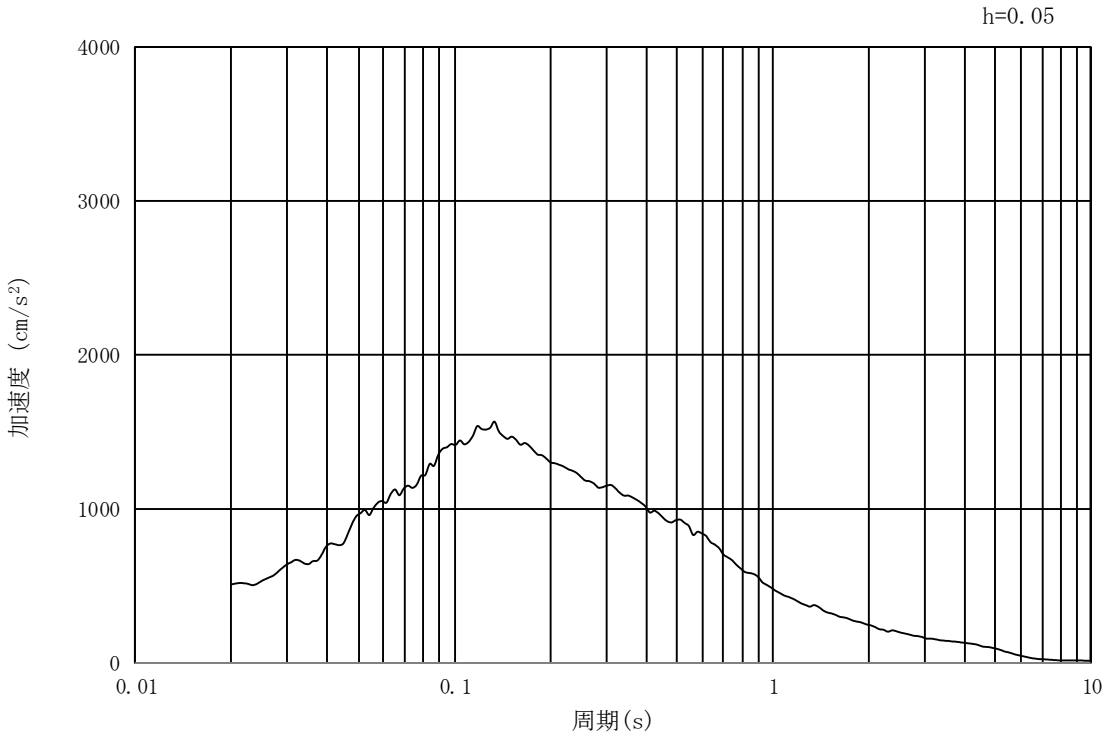


(b) 加速度応答スペクトル

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
(①－①断面，②－②断面，水平成分：S_s－D１)

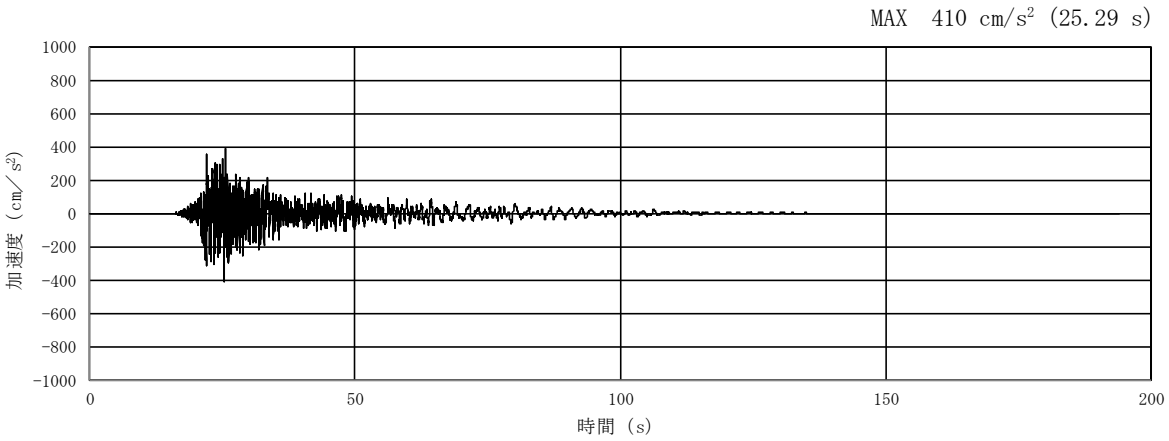


(a) 加速度時刻歴波形

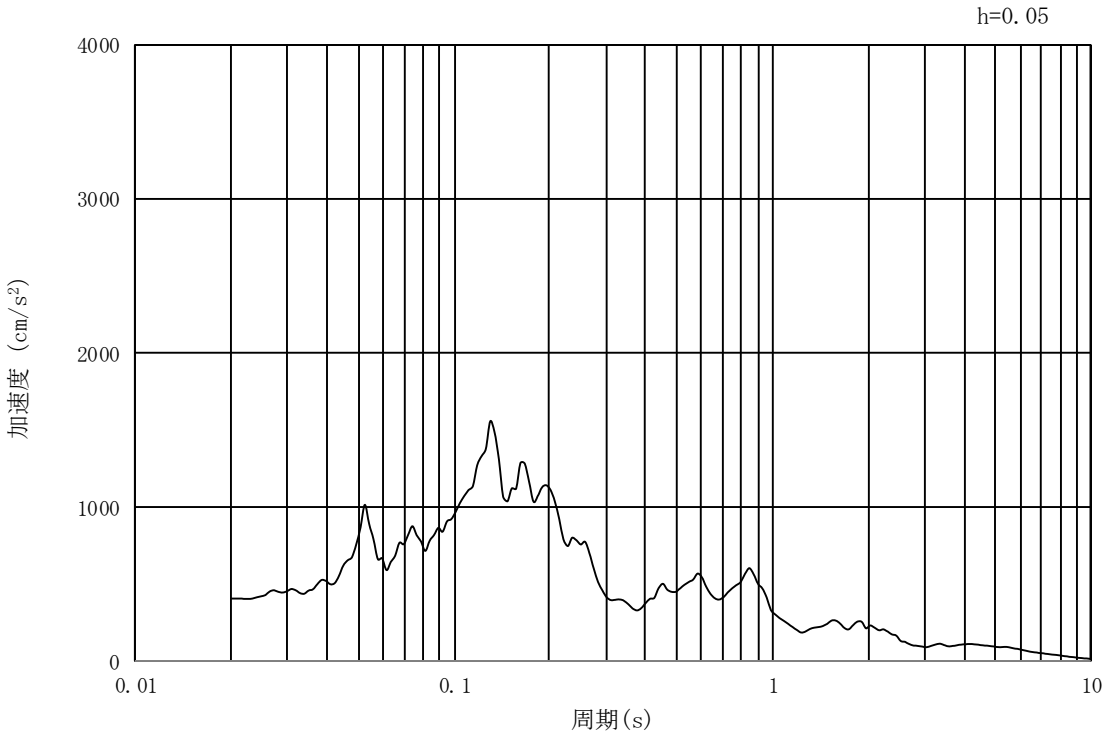


(b) 加速度応答スペクトル

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
(①－①断面，②－②断面，鉛直成分：S_s－D１)

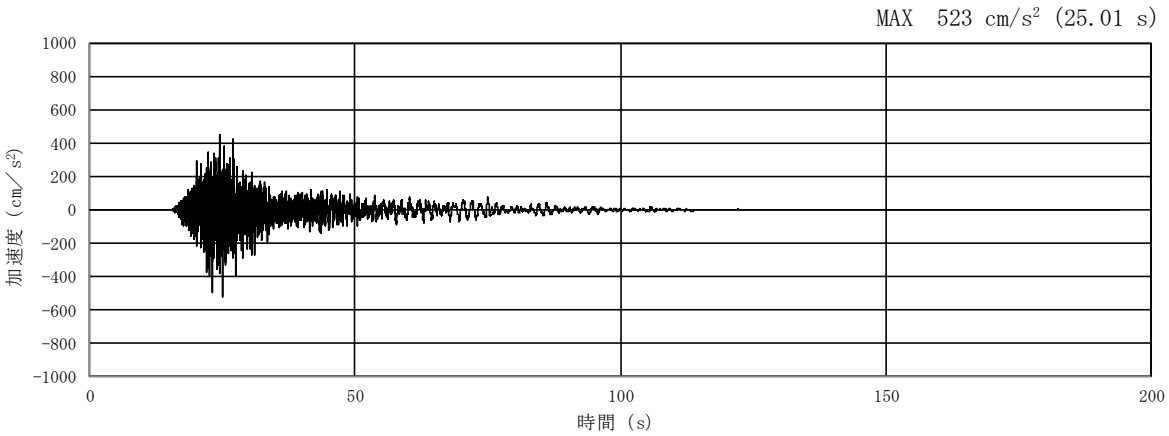


(a) 加速度時刻歴波形

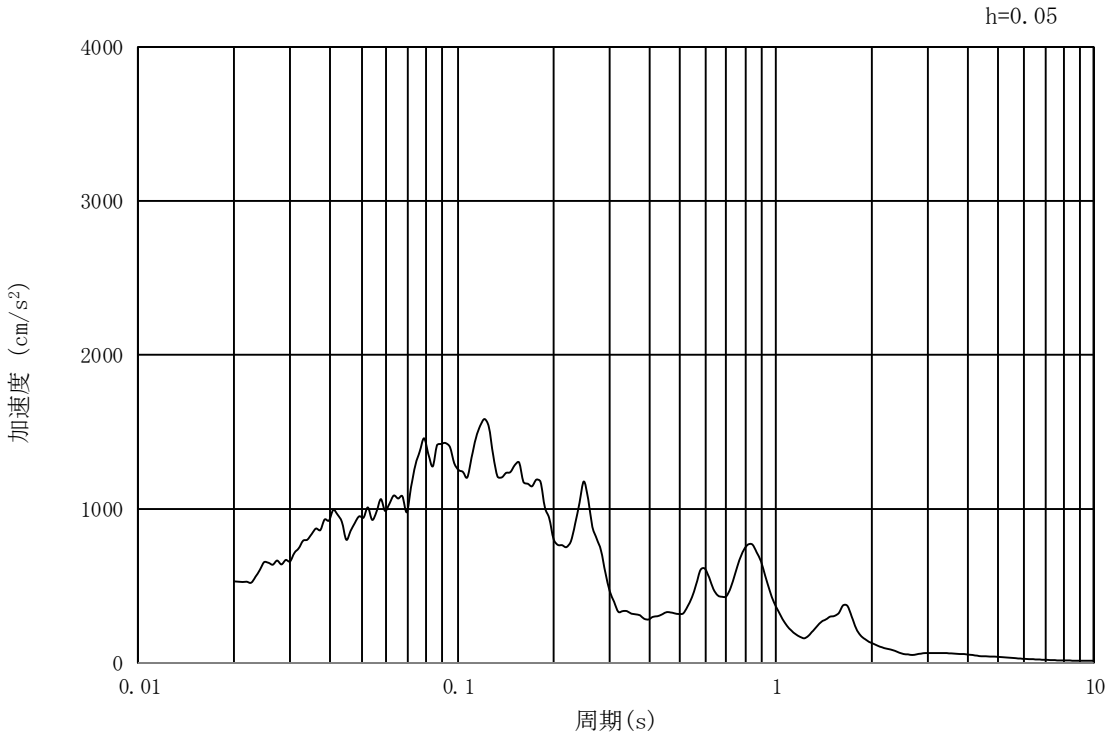


(b) 加速度応答スペクトル

第 3-4 図 (3)　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
(①－①断面，水平成分：Ｓ$_s$－１１)

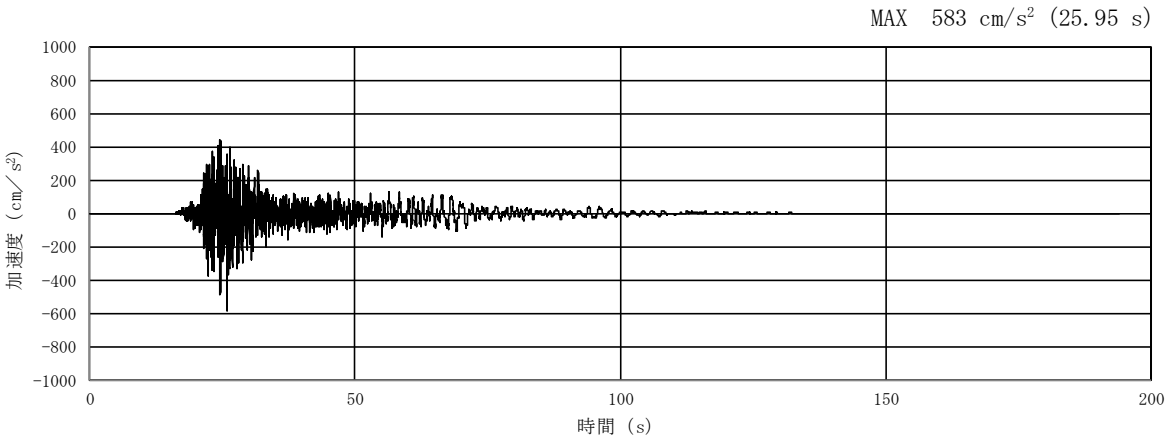


（a）加速度時刻歴波形

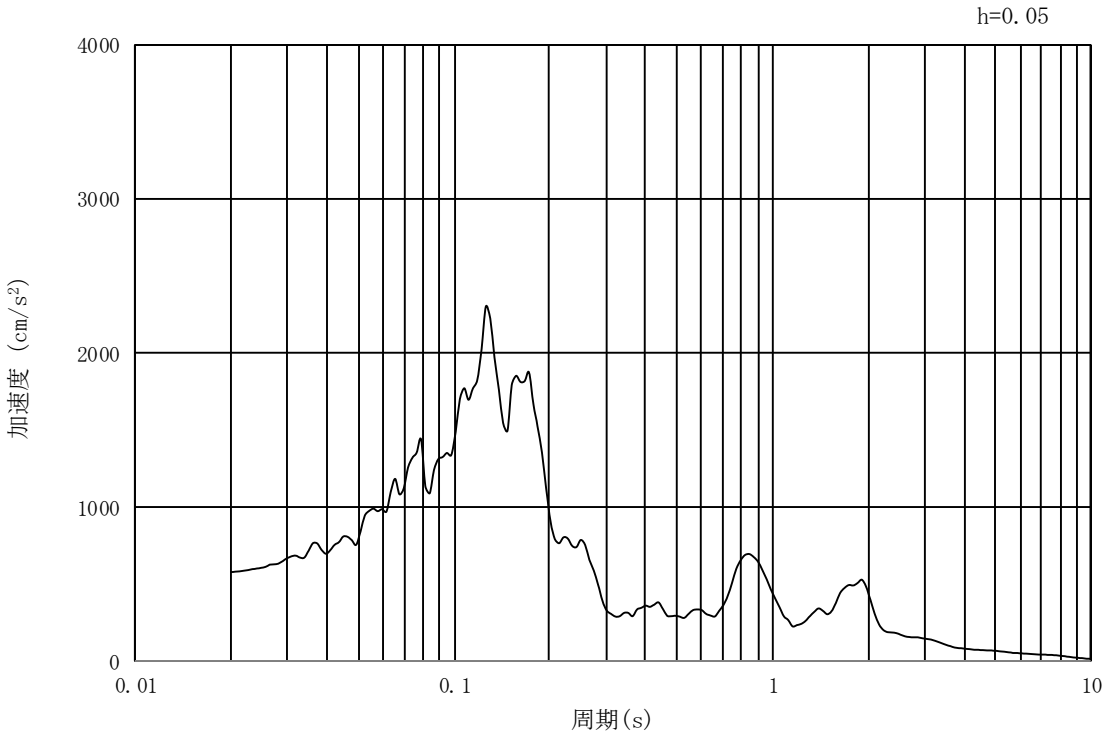


（b）加速度応答スペクトル

第 3-4 図（4）　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
（①－①断面，鉛直成分：Ｓ$_s$－１１）

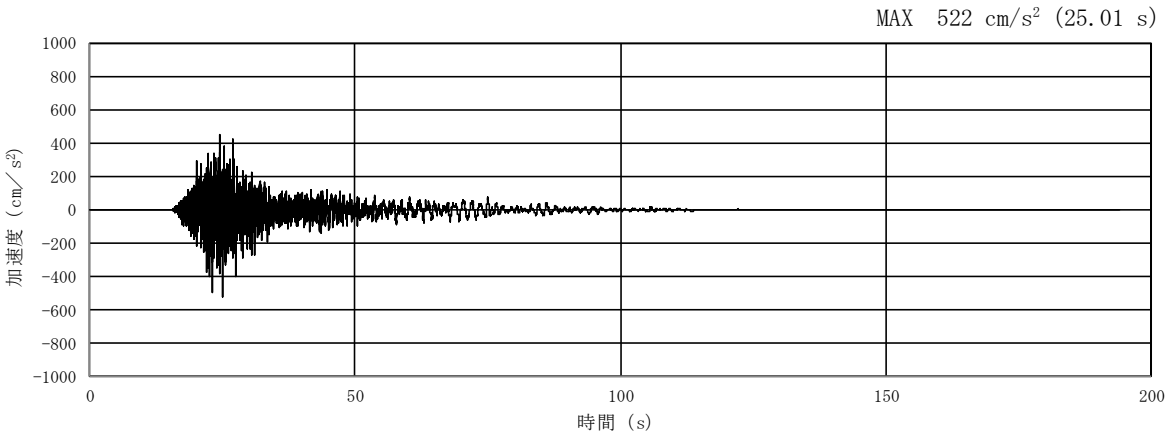


(a) 加速度時刻歴波形

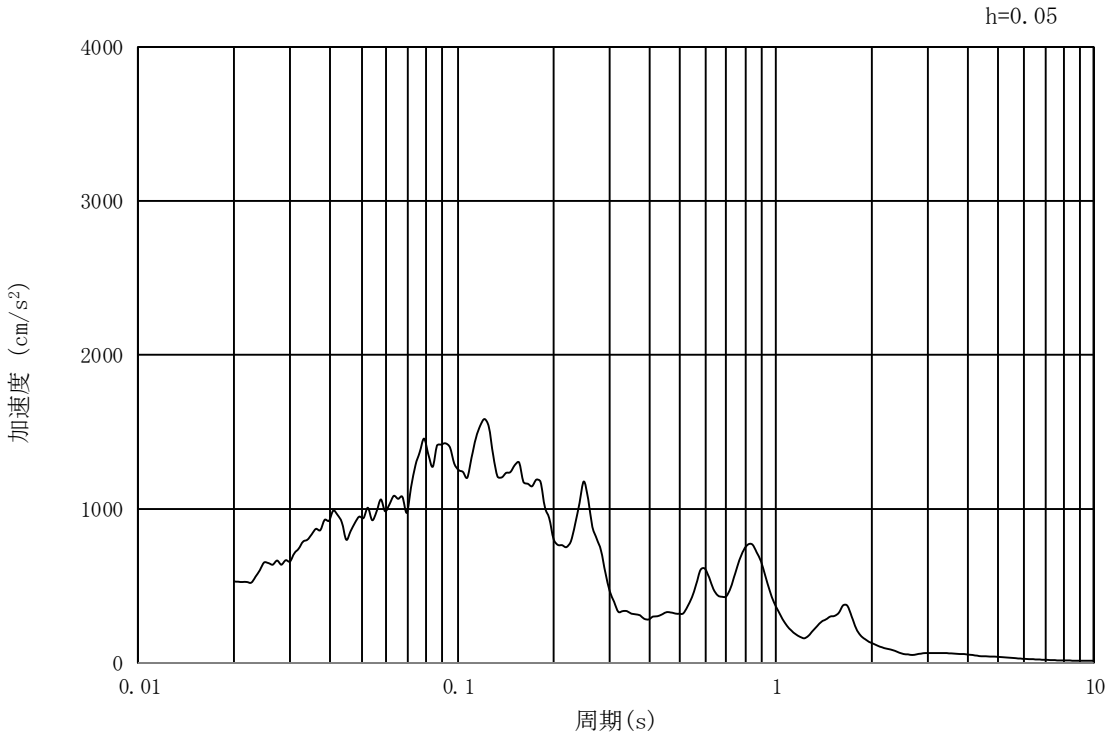


(b) 加速度応答スペクトル

第 3-4 図 (5)　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
(②－②断面，水平成分：Ｓ$_s$－１１)

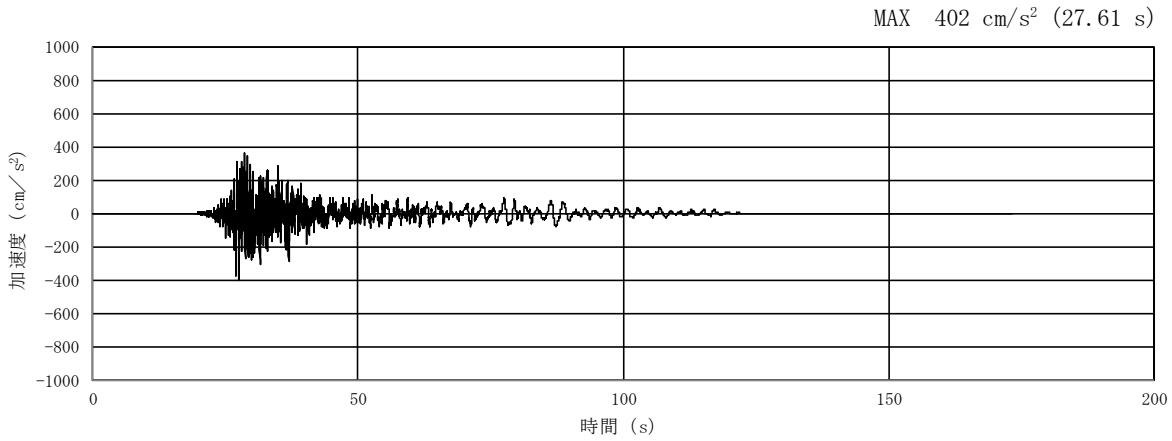


（a）加速度時刻歴波形

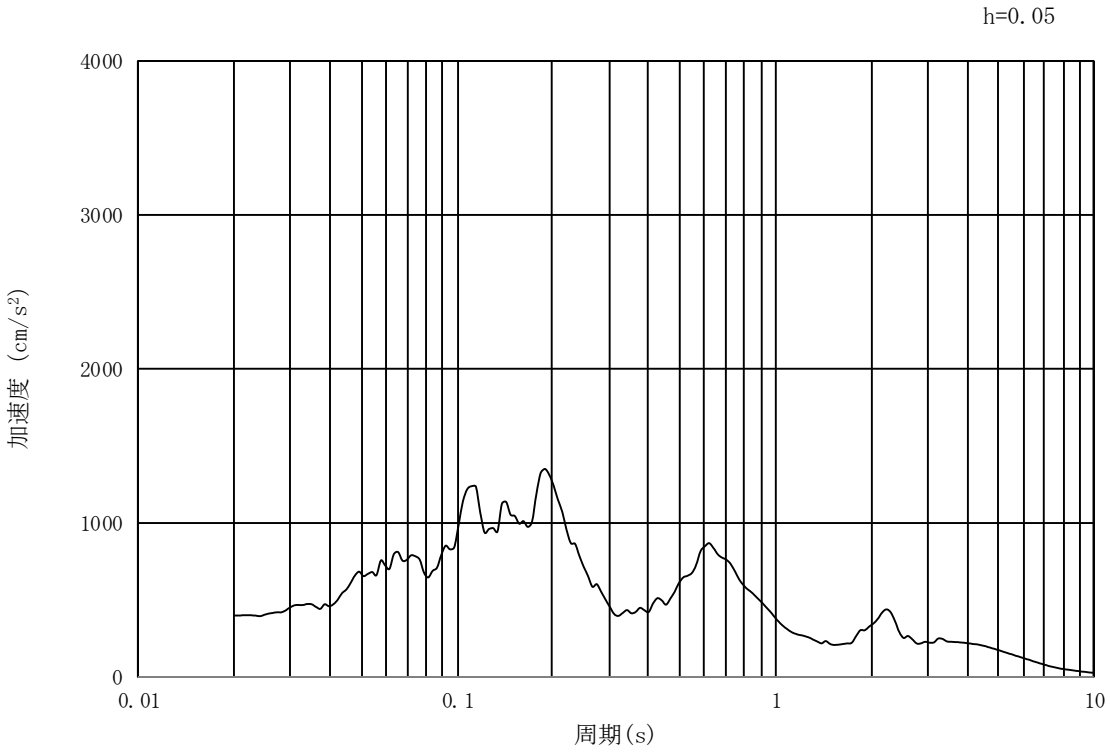


（b）加速度応答スペクトル

第 3-4 図（6）　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
（②－②断面，鉛直成分：Ｓ$_s$－１１）

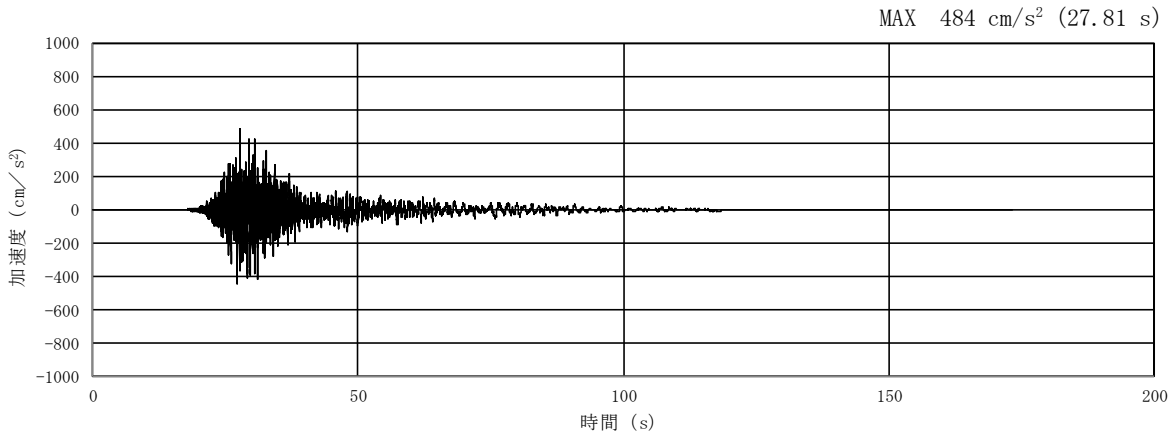


(a) 加速度時刻歴波形

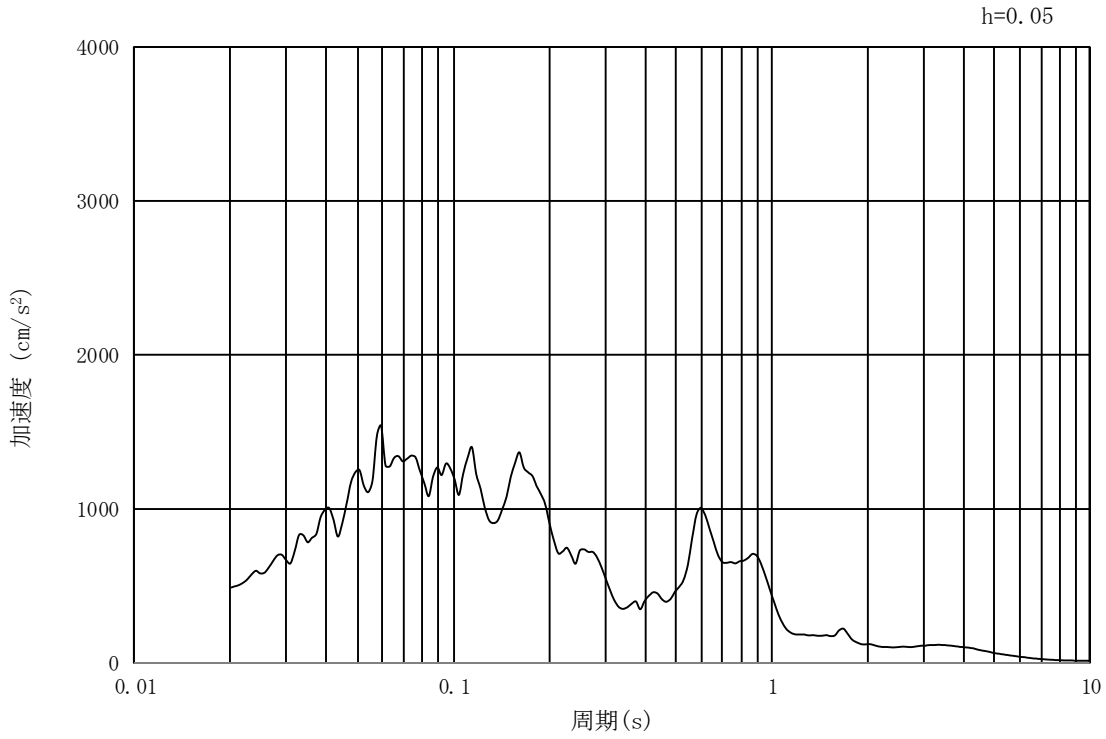


(b) 加速度応答スペクトル

第 3-4 図 (7)　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
(①－①断面，水平成分：Ｓｓ－１２)

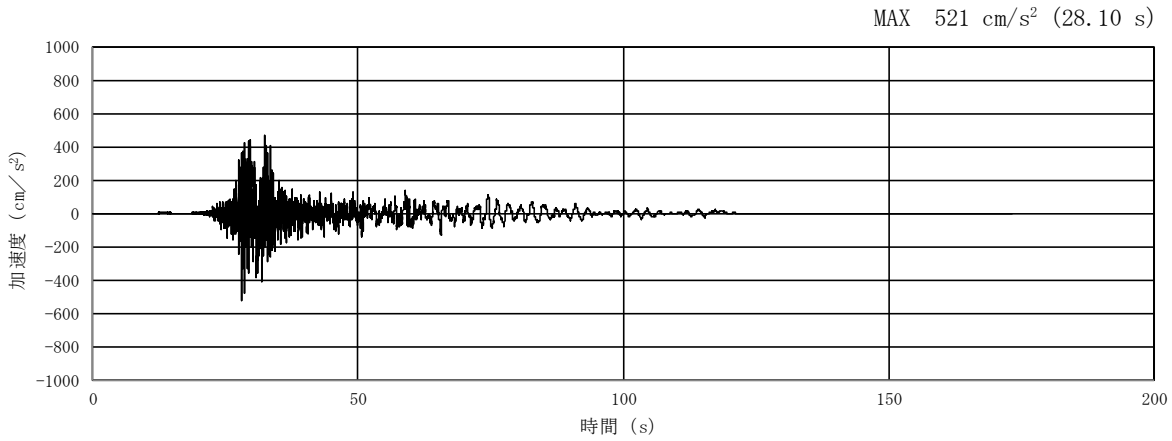


（a）加速度時刻歴波形

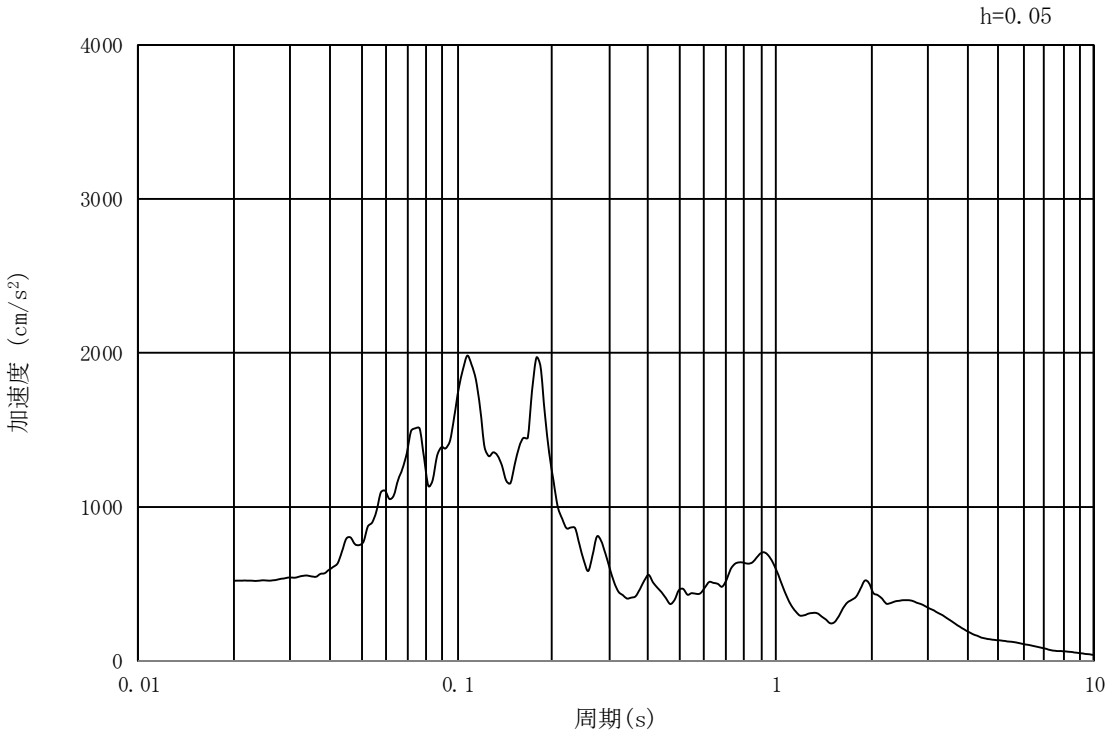


（b）加速度応答スペクトル

第 3-4 図（8）　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
（①－①断面，鉛直成分：Ｓ$_s$－１２）

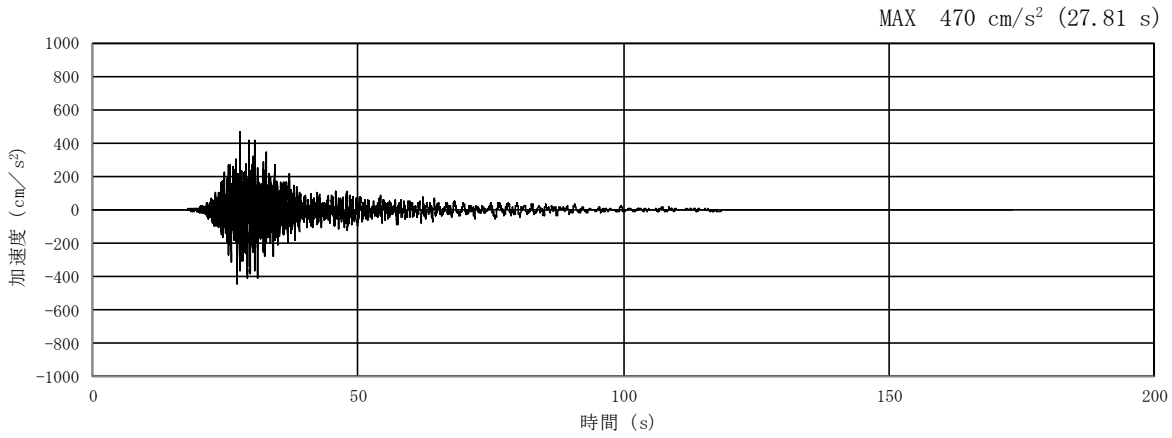


(a) 加速度時刻歴波形

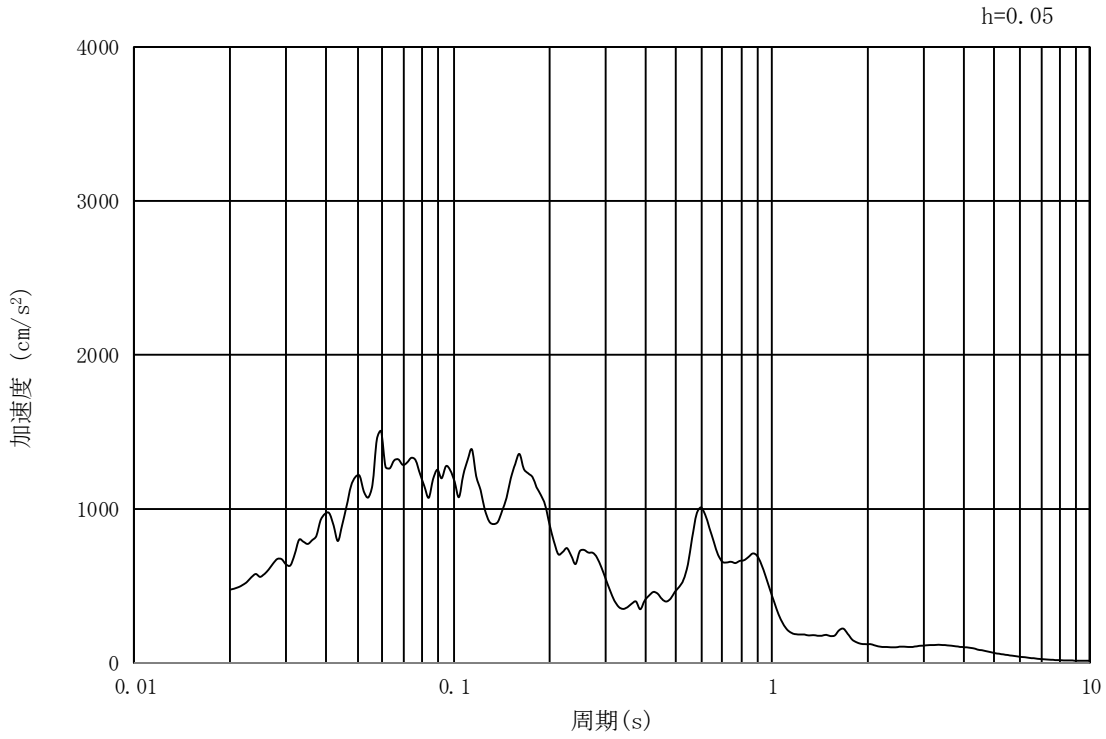


(b) 加速度応答スペクトル

第 3-4 図 (9)　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
(②－②断面，水平成分：Ｓ$_s$－１２)

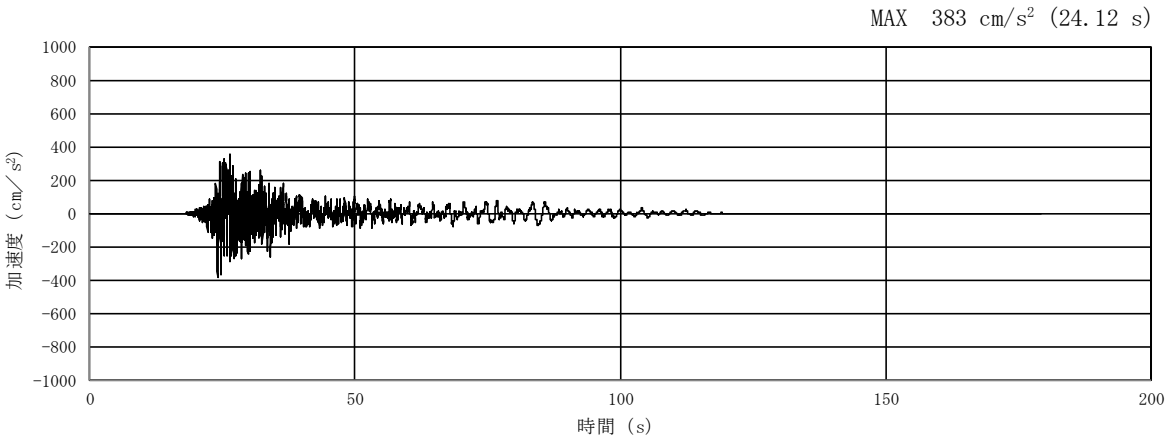


（a）加速度時刻歴波形

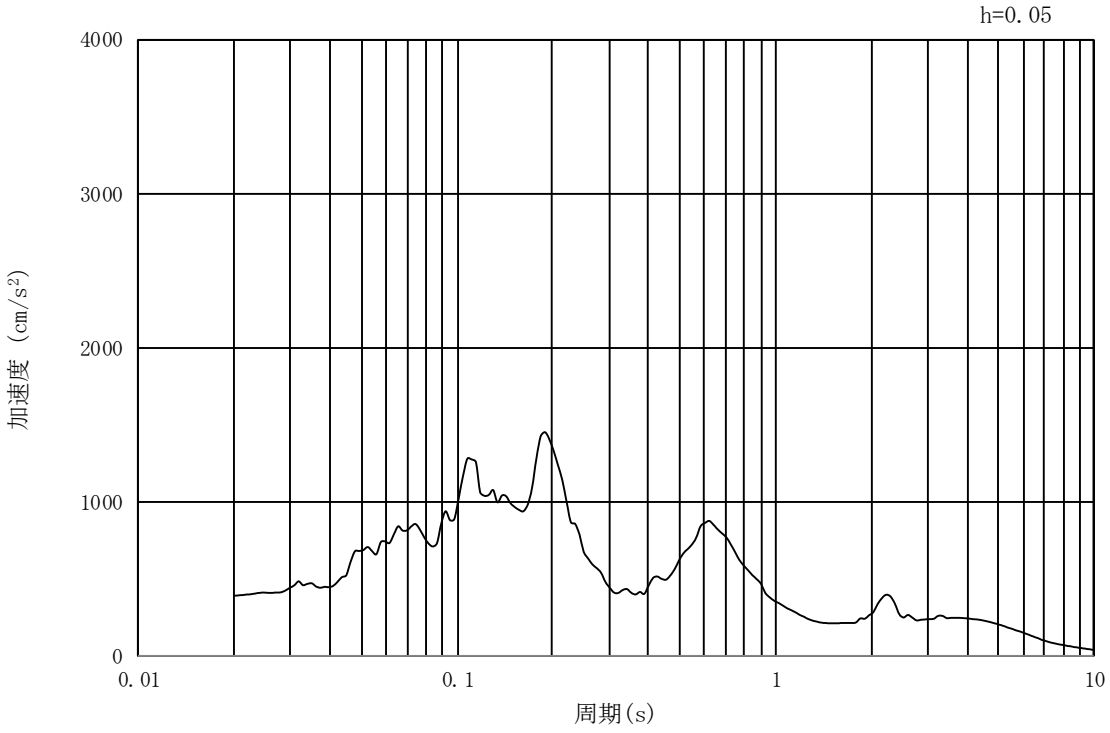


（b）加速度応答スペクトル

第 3-4 図（10）　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
（②－②断面，鉛直成分：Ｓ$_s$－１２）

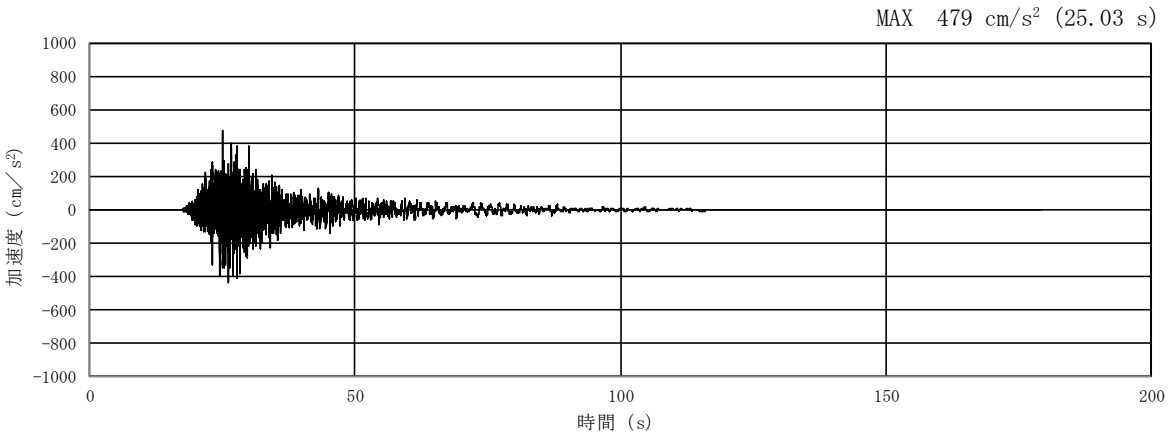


（a）加速度時刻歴波形

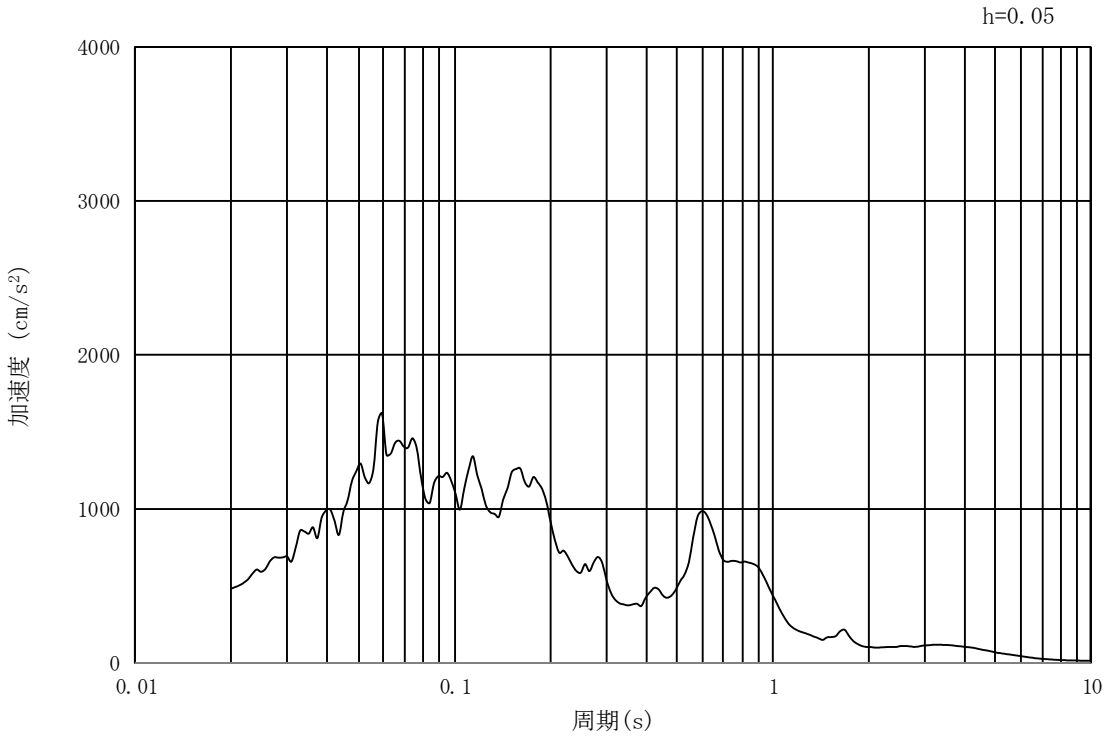


（b）加速度応答スペクトル

第 3-4 図（11）　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
（①－①断面，水平成分：Ｓ$_s$－１３）

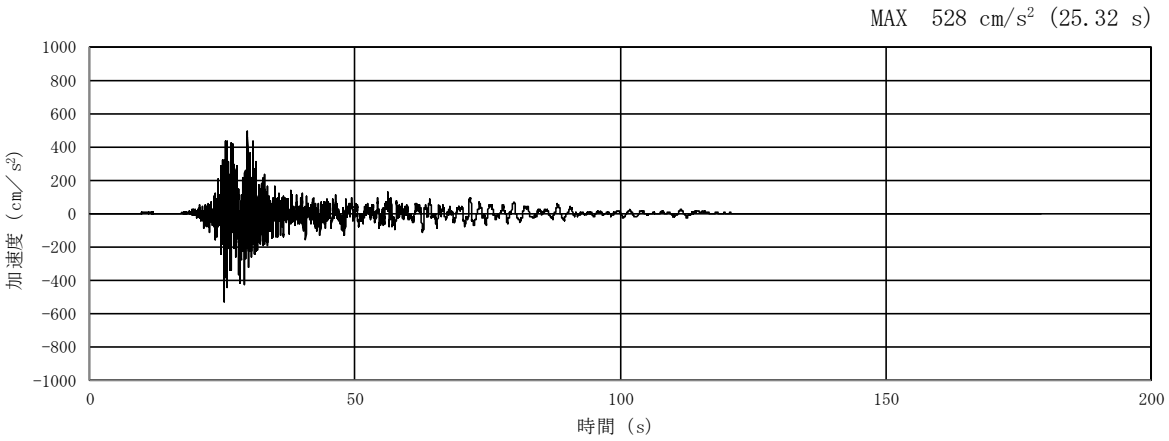


（a）加速度時刻歴波形

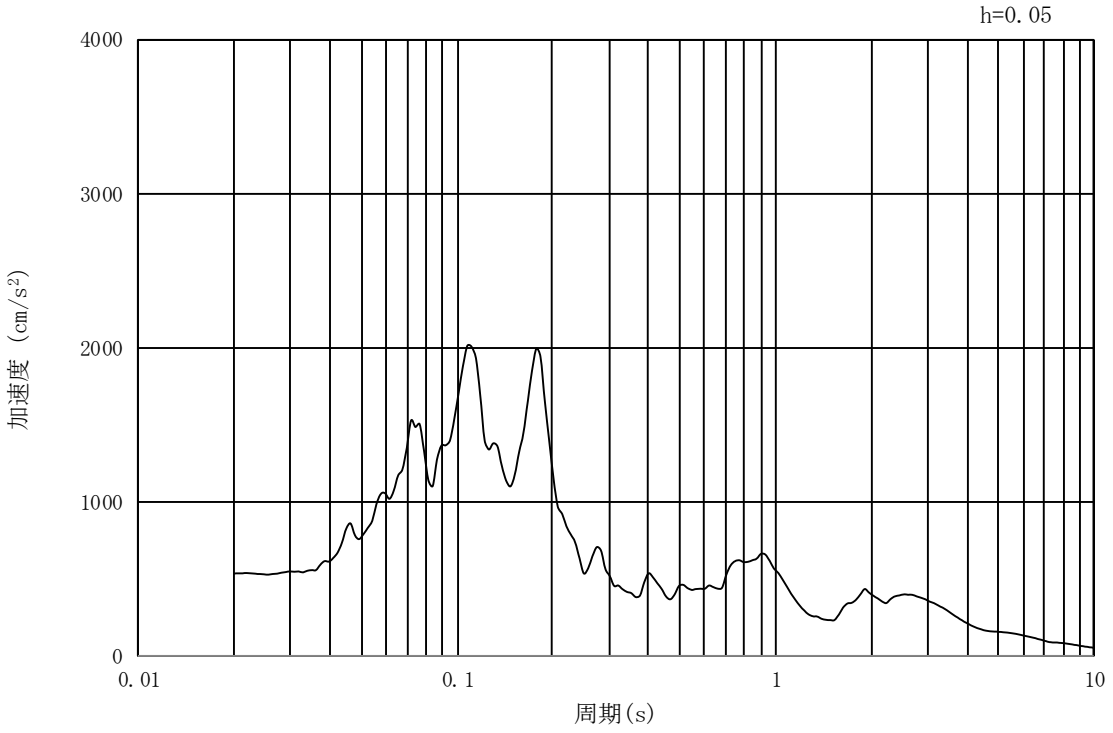


（b）加速度応答スペクトル

第 3-4 図（12）　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
（①－①断面，鉛直成分：Ｓ$_s$－１３）

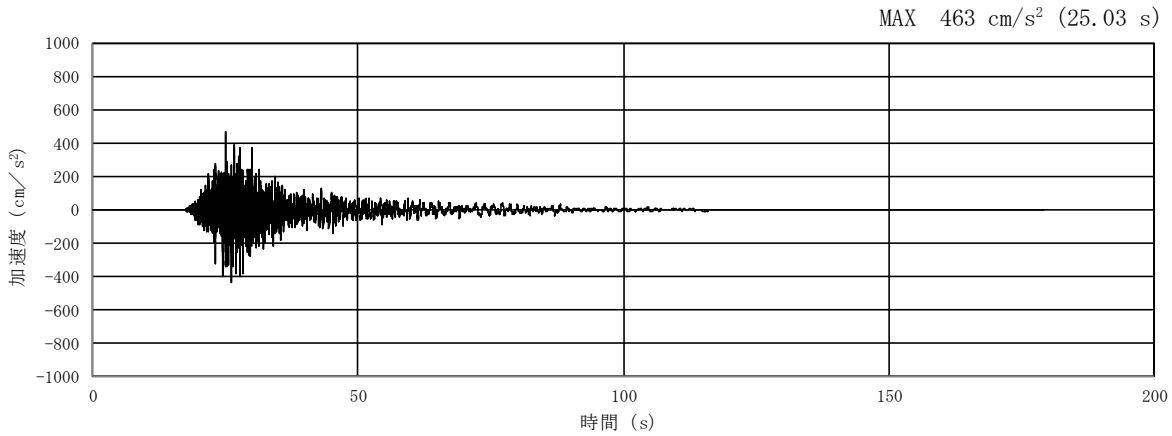


(a) 加速度時刻歴波形

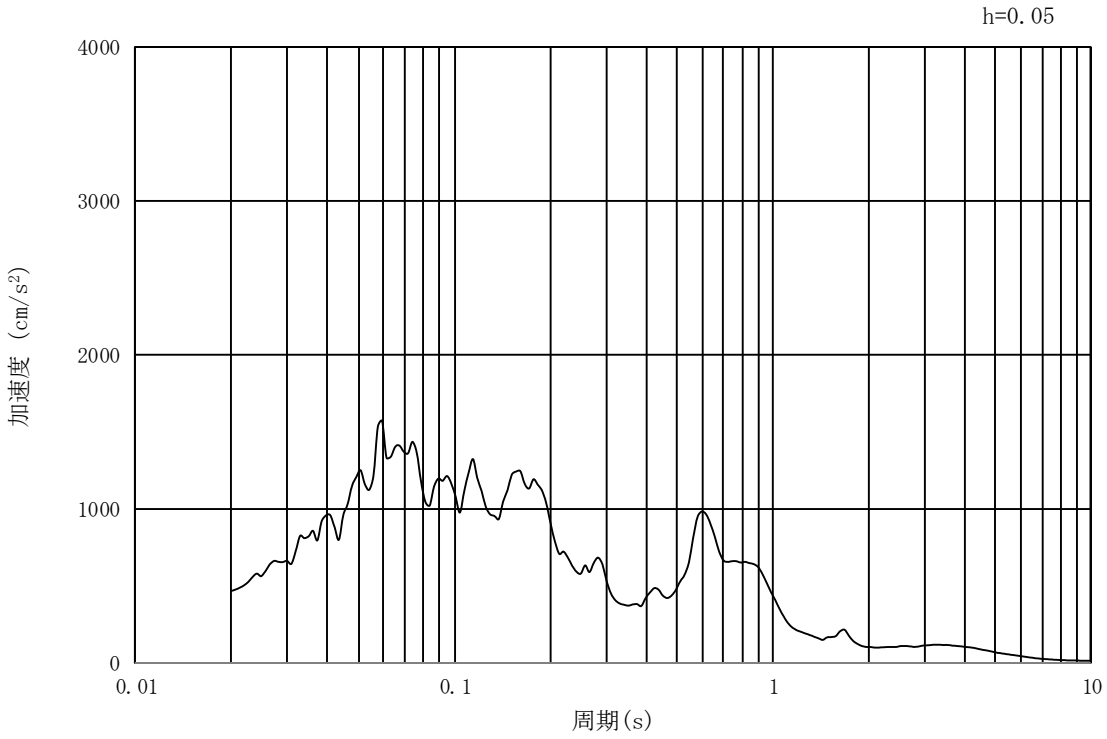


(b) 加速度応答スペクトル

第 3-4 図 (13)　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
(②－②断面，水平成分：Ｓ$_s$－１３)

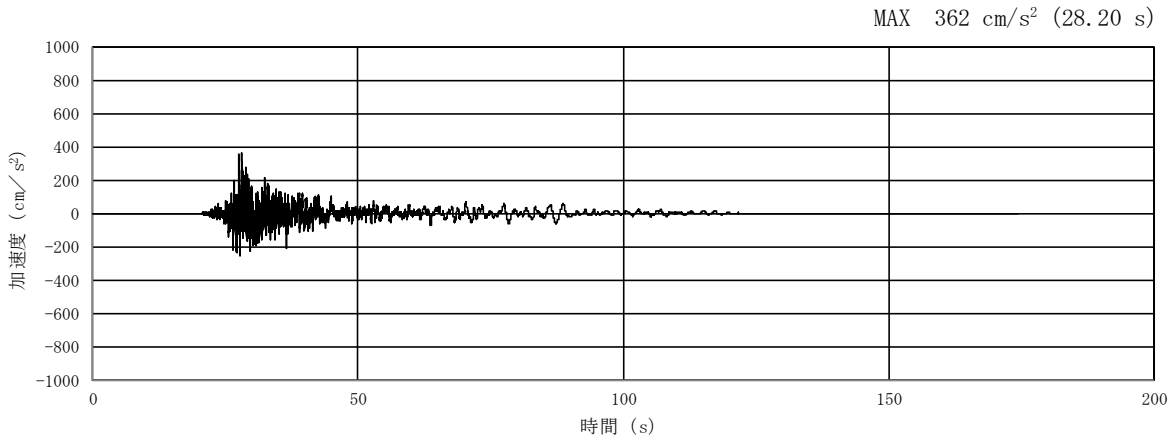


（a）加速度時刻歴波形

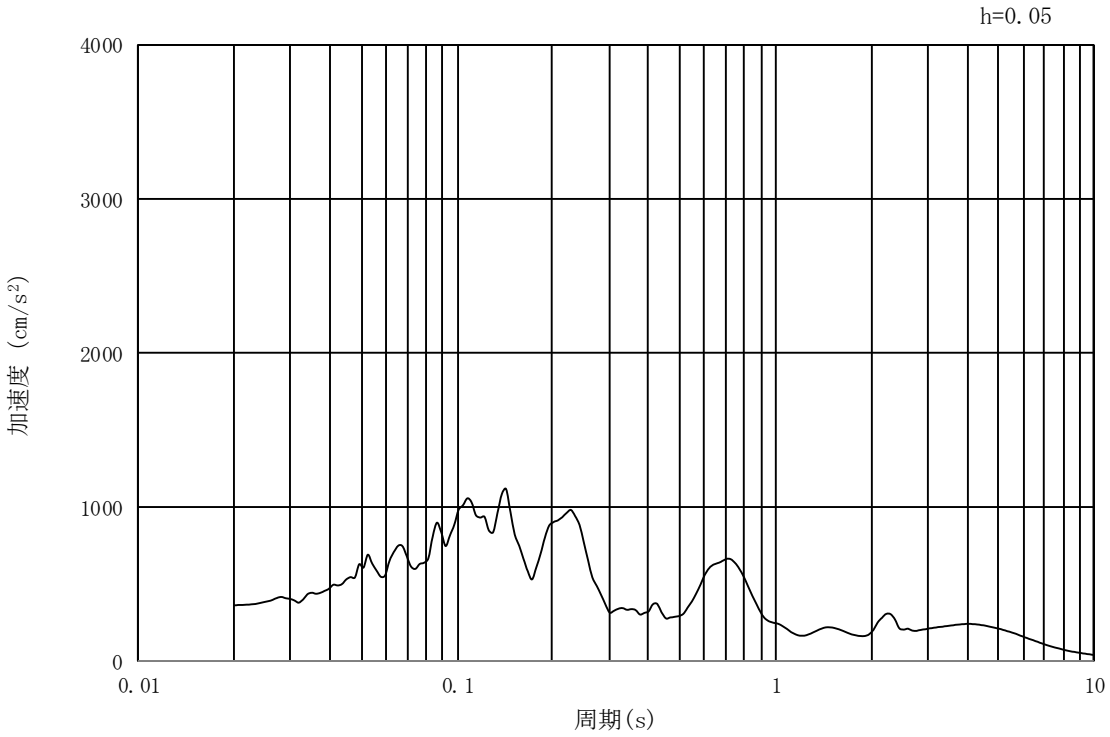


（b）加速度応答スペクトル

第 3-4 図（14）　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
（②－②断面，鉛直成分：Ｓ$_s$－１３）

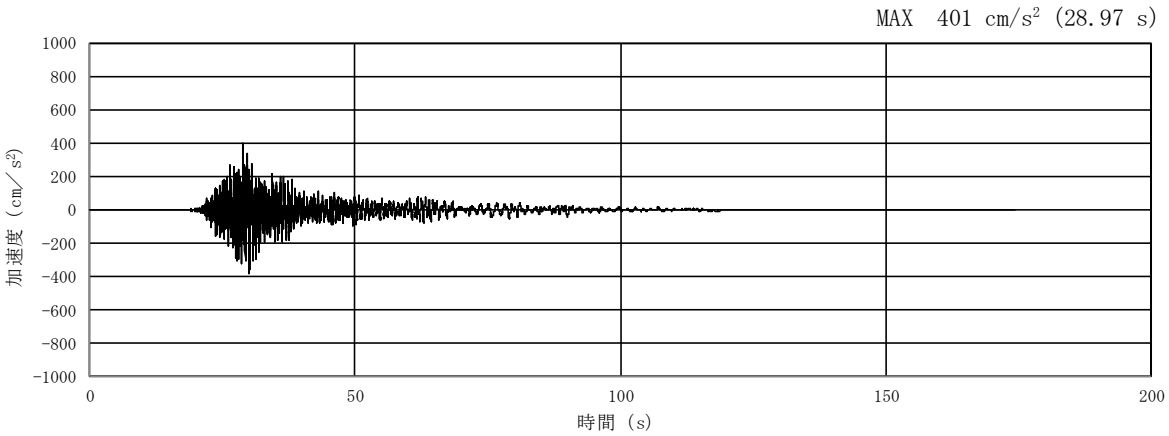


(a) 加速度時刻歴波形

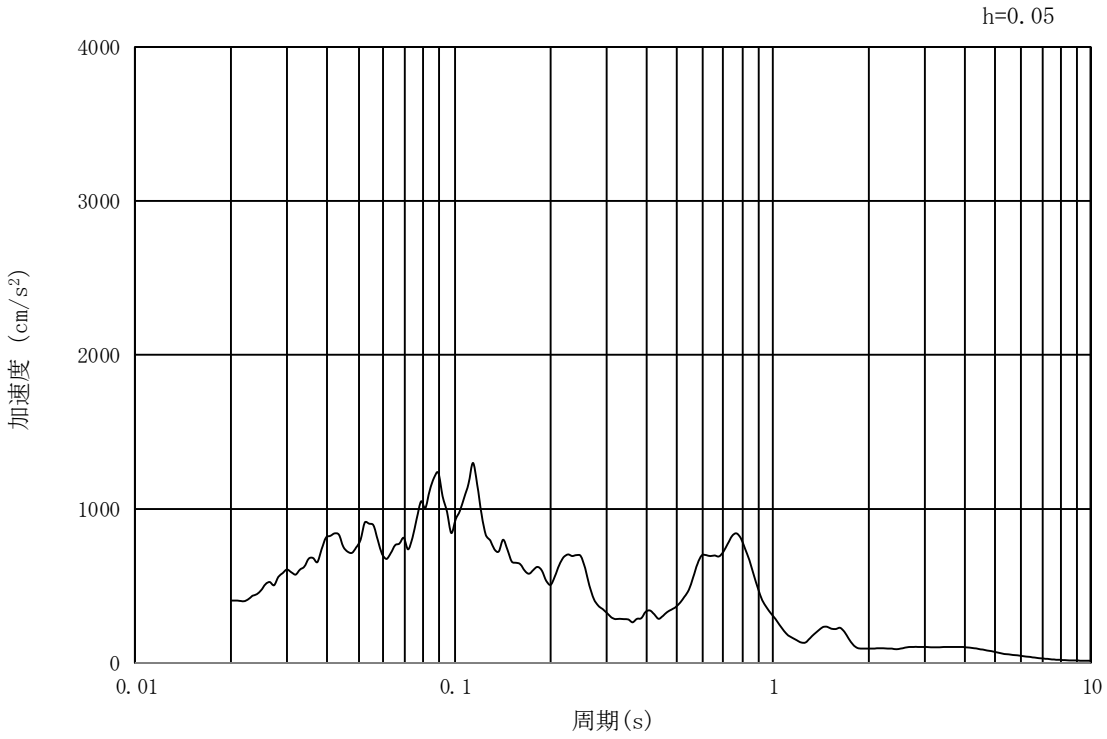


(b) 加速度応答スペクトル

第 3-4 図 (15)　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
(①－①断面，水平成分：Ｓｓ－１４)

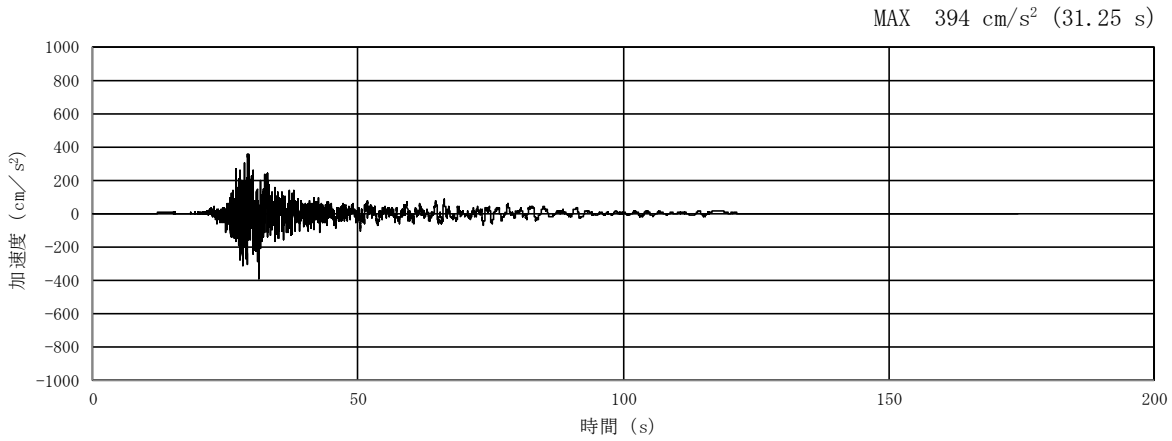


（a）加速度時刻歴波形

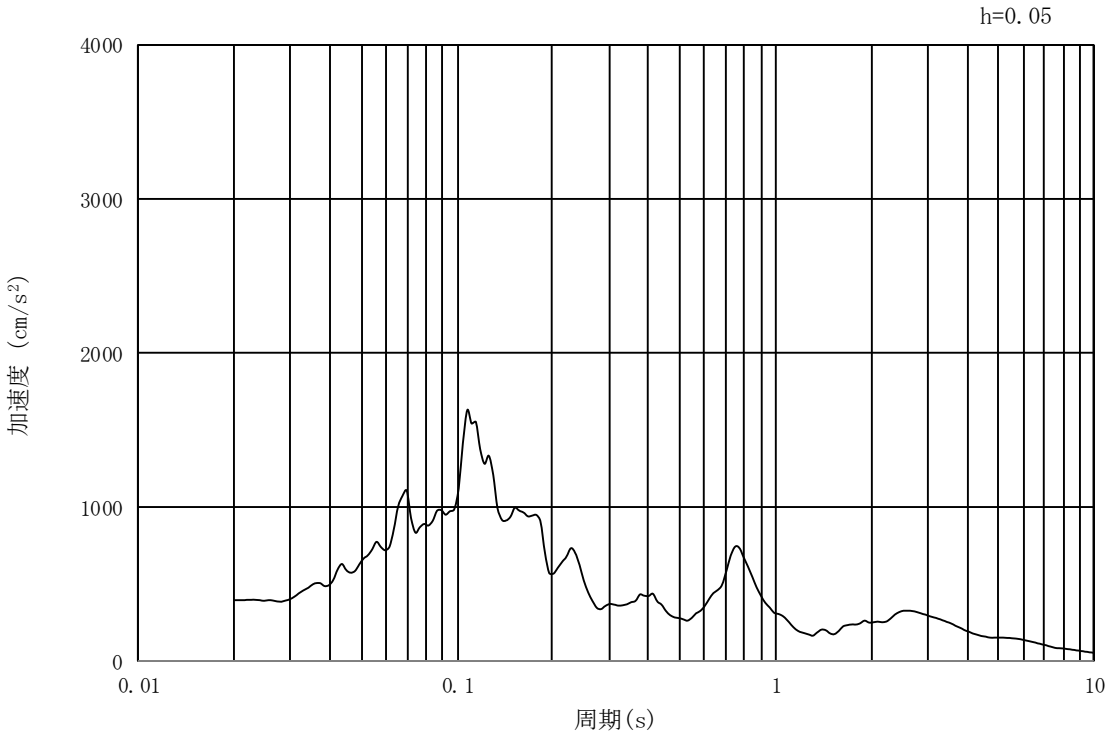


（b）加速度応答スペクトル

第 3-4 図（16）　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
（①－①断面，鉛直成分：Ｓ$_s$－１４）

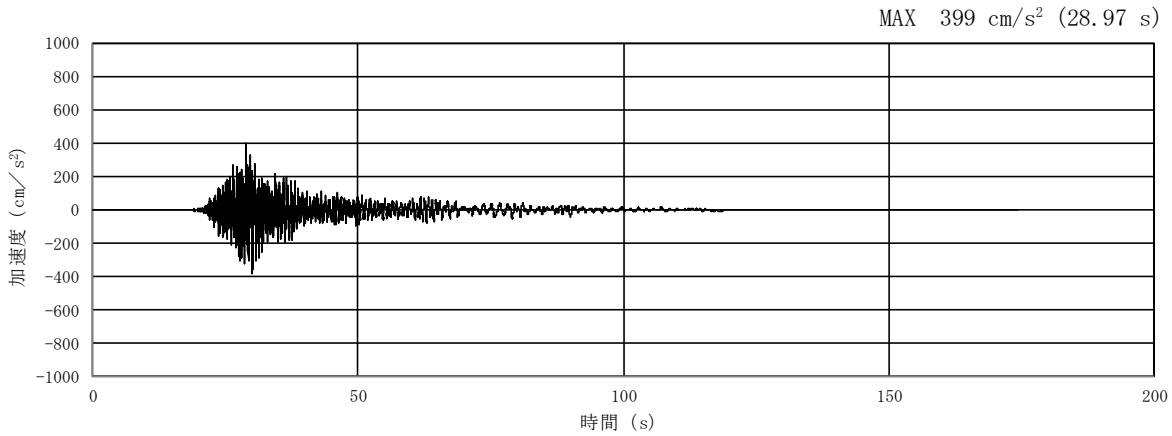


(a) 加速度時刻歴波形

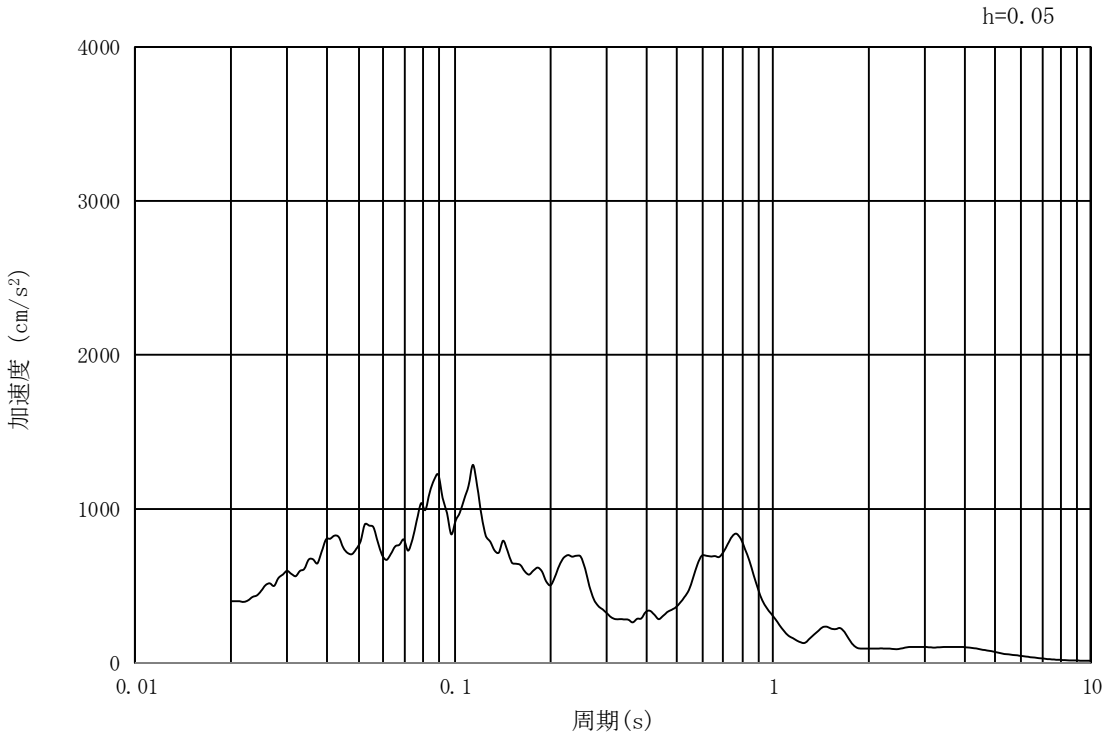


(b) 加速度応答スペクトル

第 3-4 図 (17)　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
（②－②断面，水平成分：Ｓ$_s$－１４）

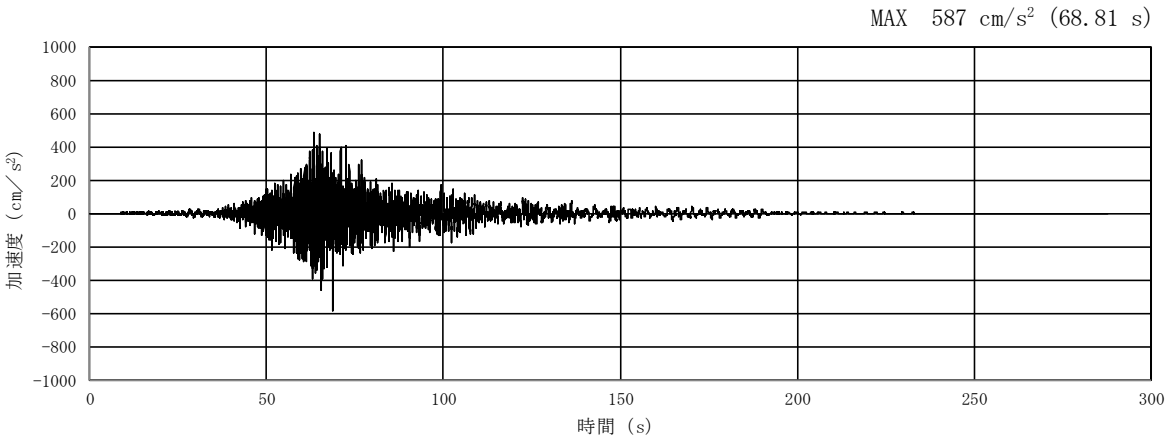


（a）加速度時刻歴波形

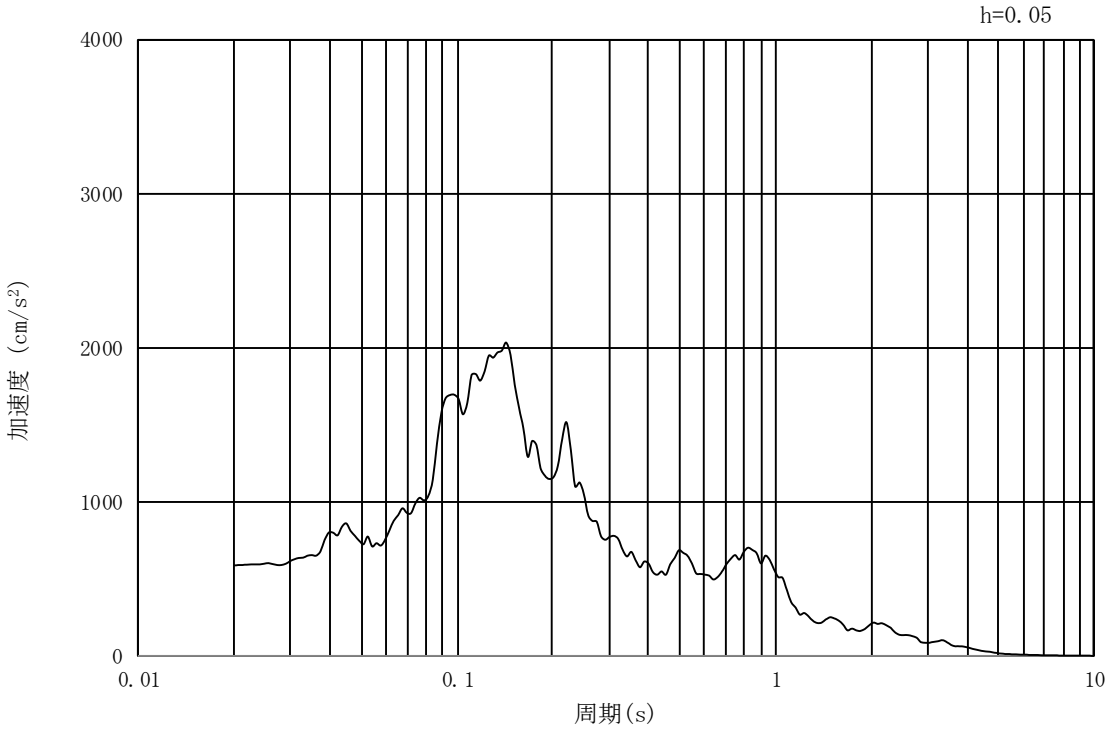


（b）加速度応答スペクトル

第 3-4 図（18）　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
（②－②断面，鉛直成分：Ｓ$_s$－１４）

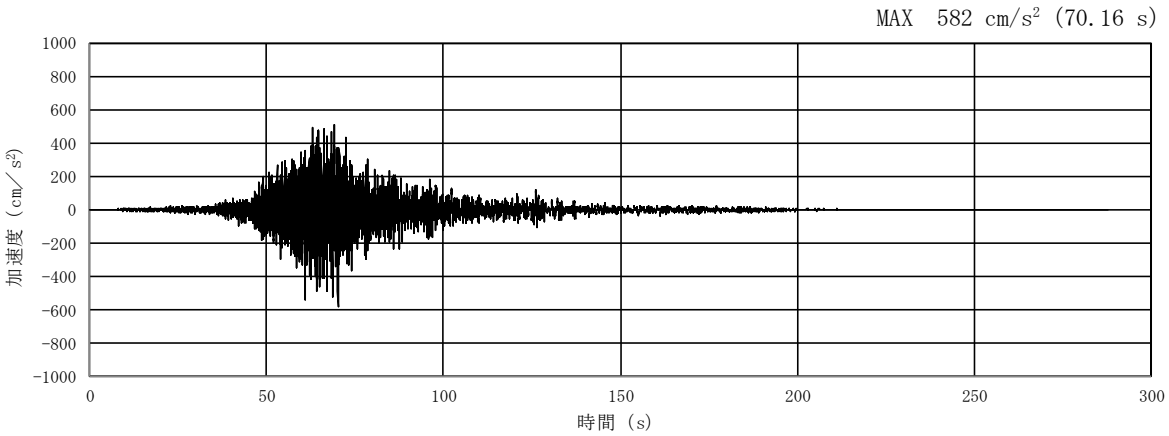


(a) 加速度時刻歴波形

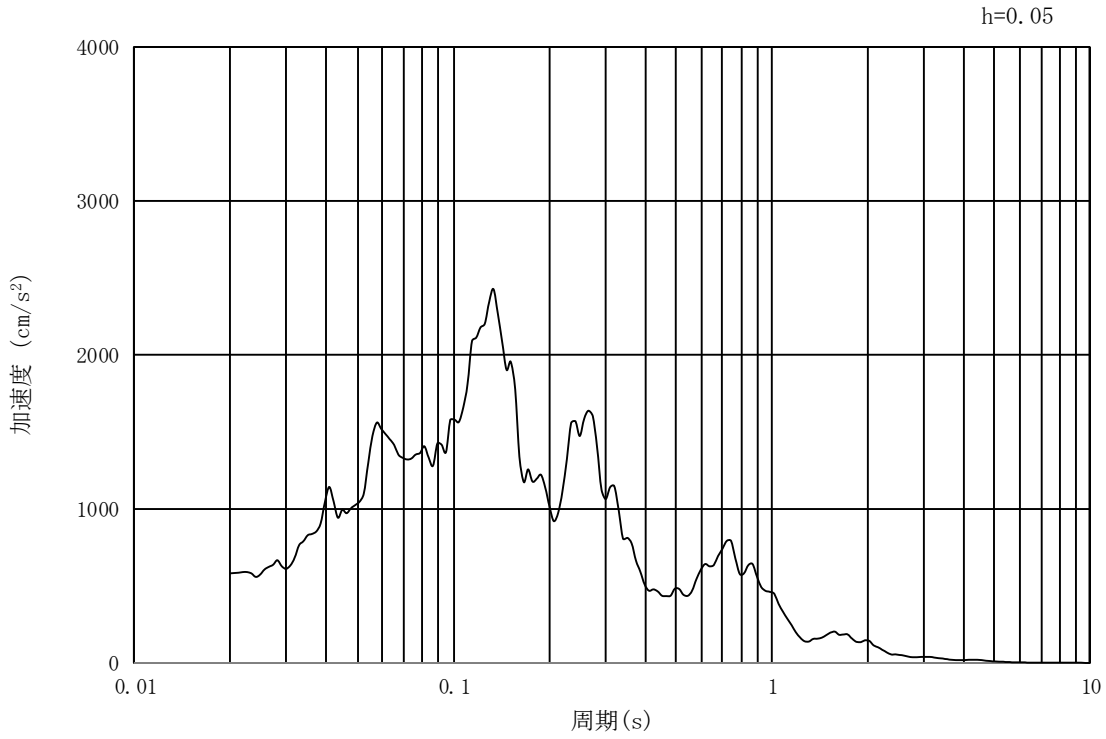


(b) 加速度応答スペクトル

第 3-4 図 (19)　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
(①－①断面，水平成分：Ｓｓ－２１)

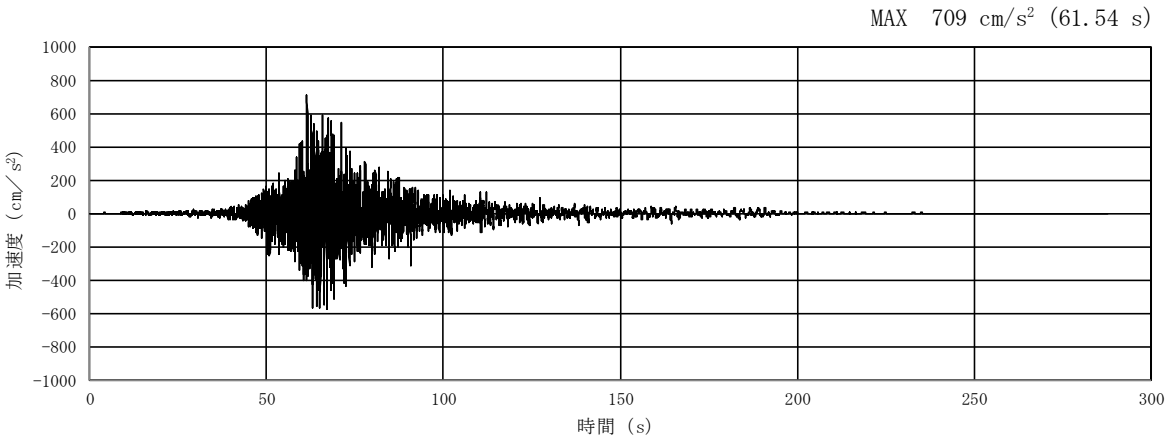


(a) 加速度時刻歴波形

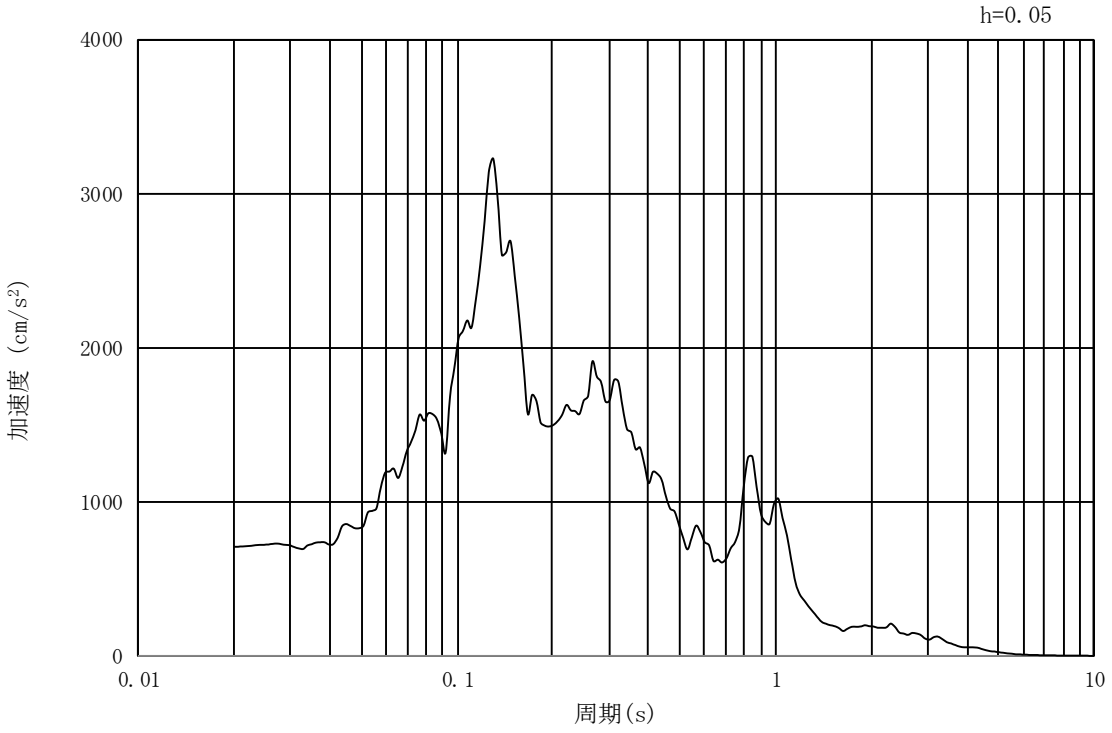


(b) 加速度応答スペクトル

第 3-4 図 (20)　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
(①－①断面，鉛直成分：S_s－２１)

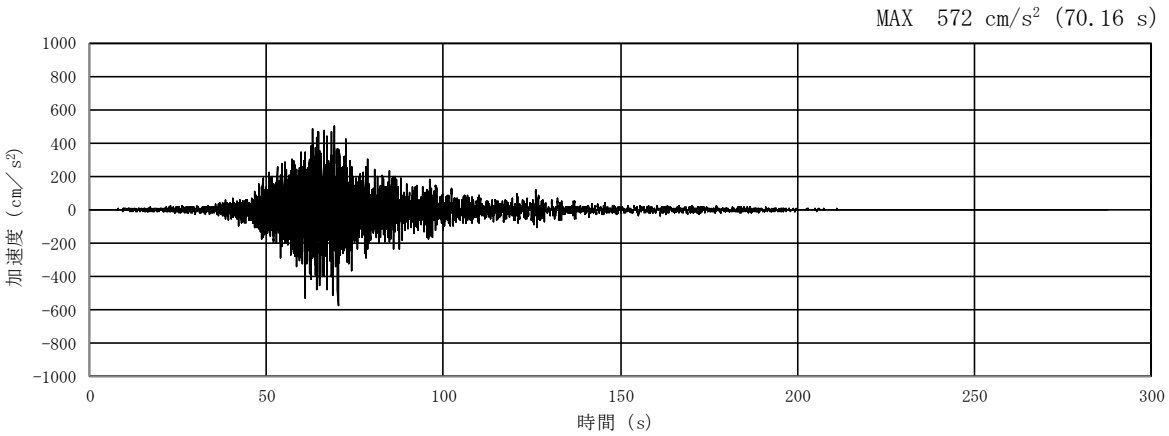


(a) 加速度時刻歴波形

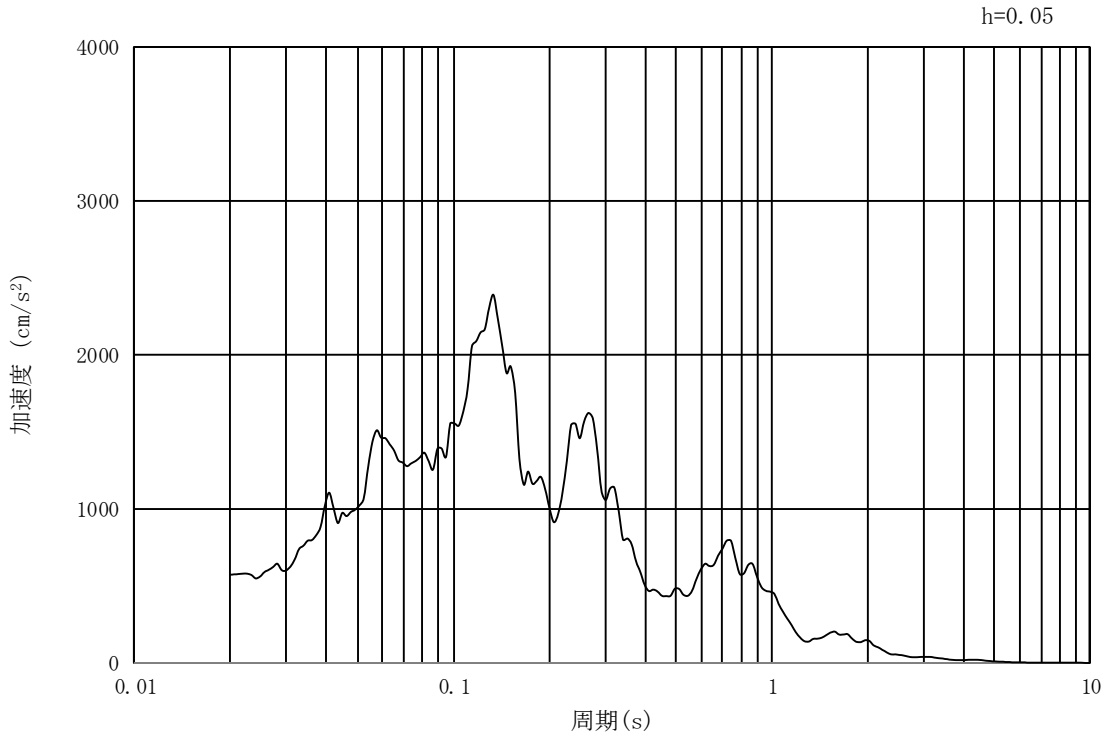


(b) 加速度応答スペクトル

第 3-4 図 (21)　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
(②－②断面，水平成分：Ｓｓ－２１)

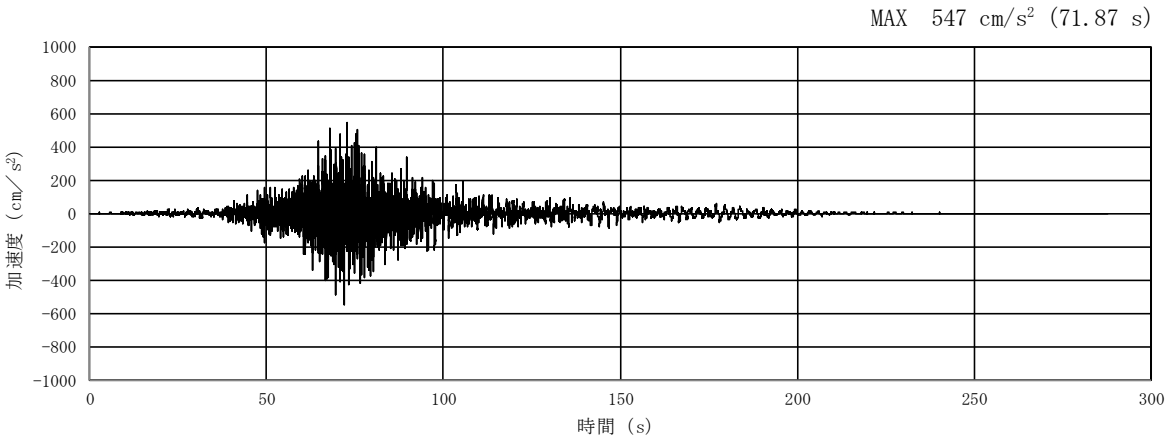


(a) 加速度時刻歴波形

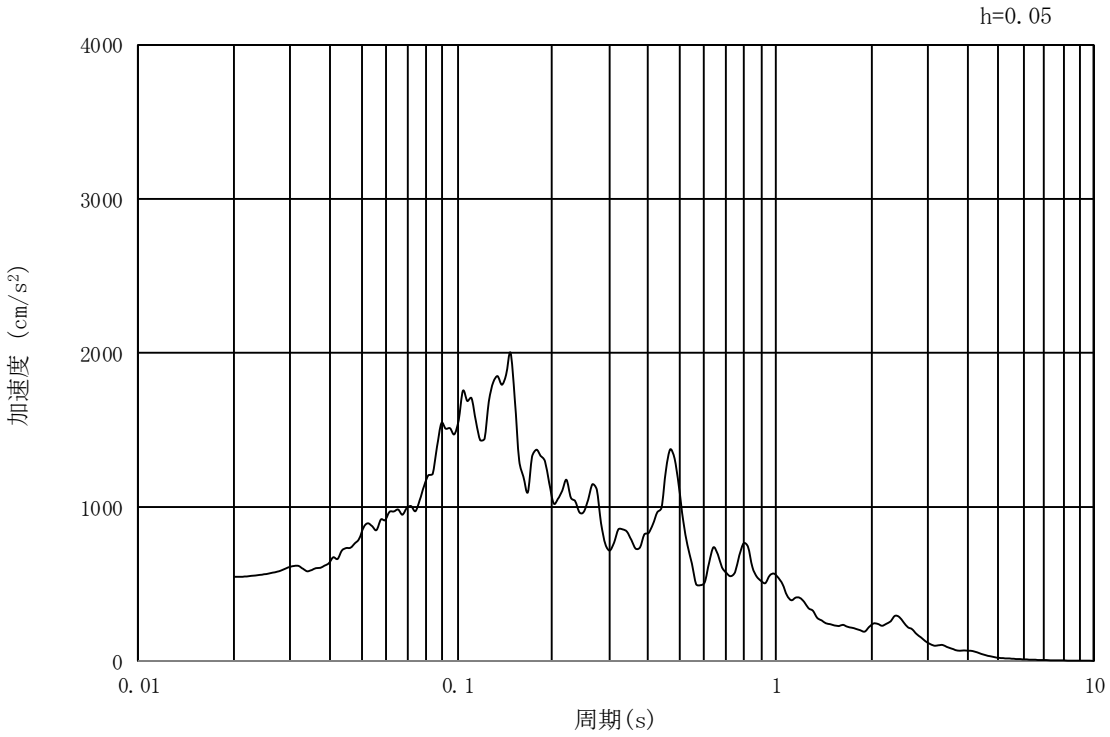


(b) 加速度応答スペクトル

第 3-4 図 (22)　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
(②－②断面，鉛直成分：S_s－２１)

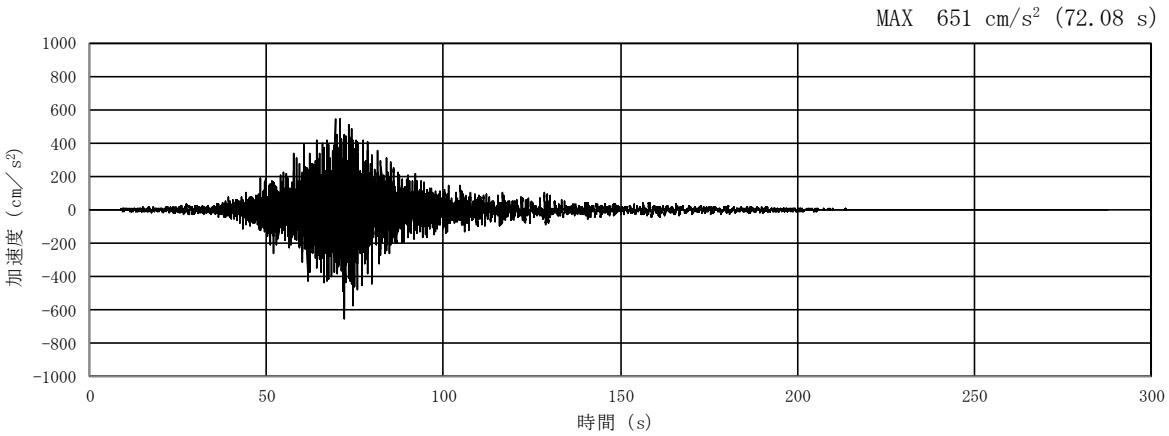


(a) 加速度時刻歴波形

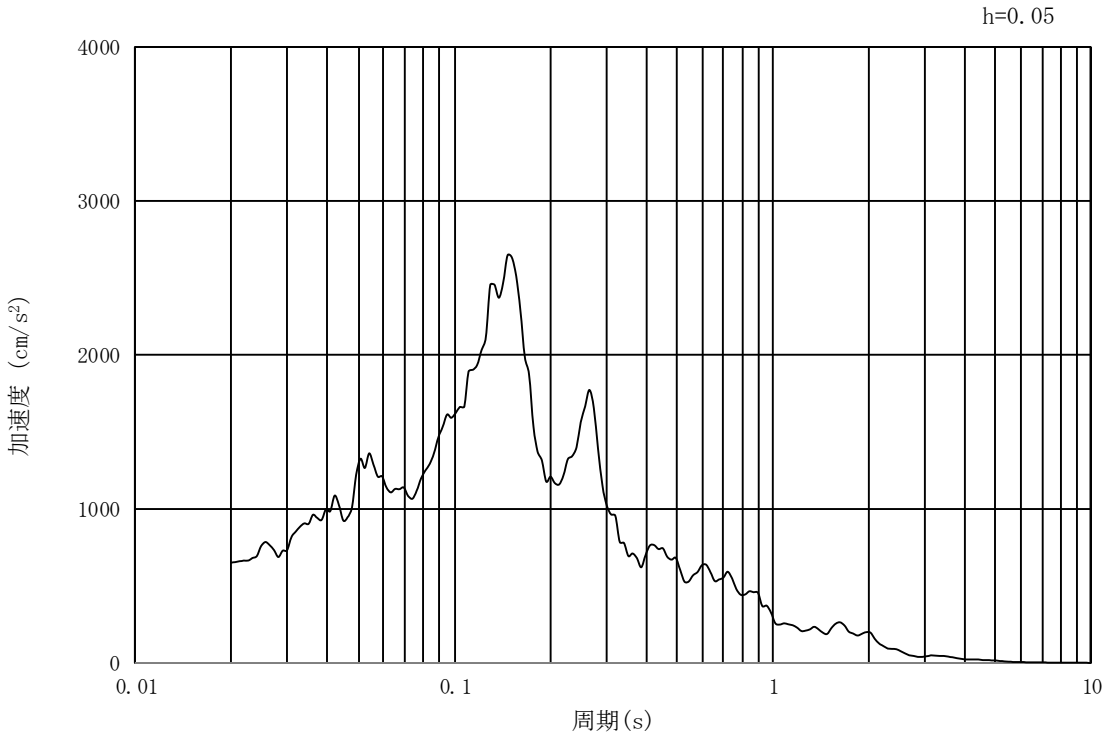


(b) 加速度応答スペクトル

第 3-4 図 (23)　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
(①－①断面，水平成分：Ｓ$_s$－２２)

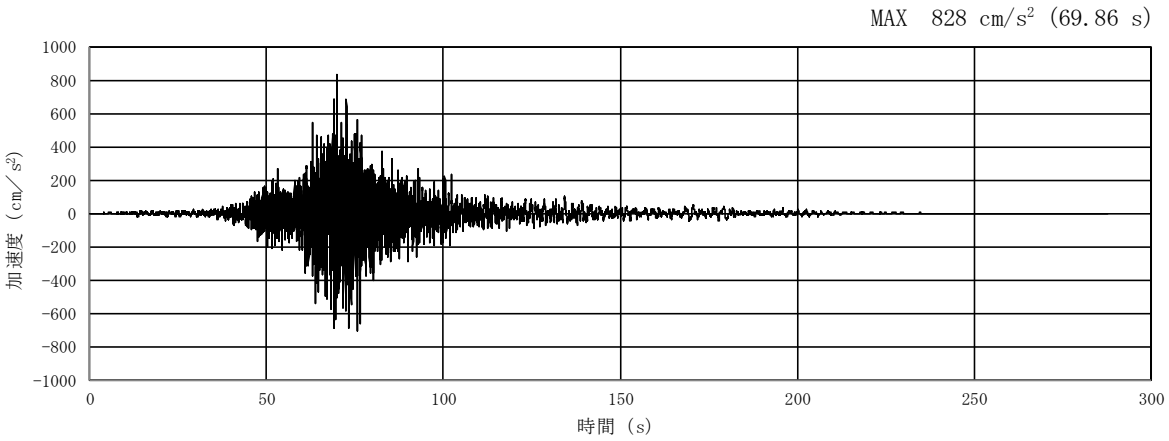


(a) 加速度時刻歴波形

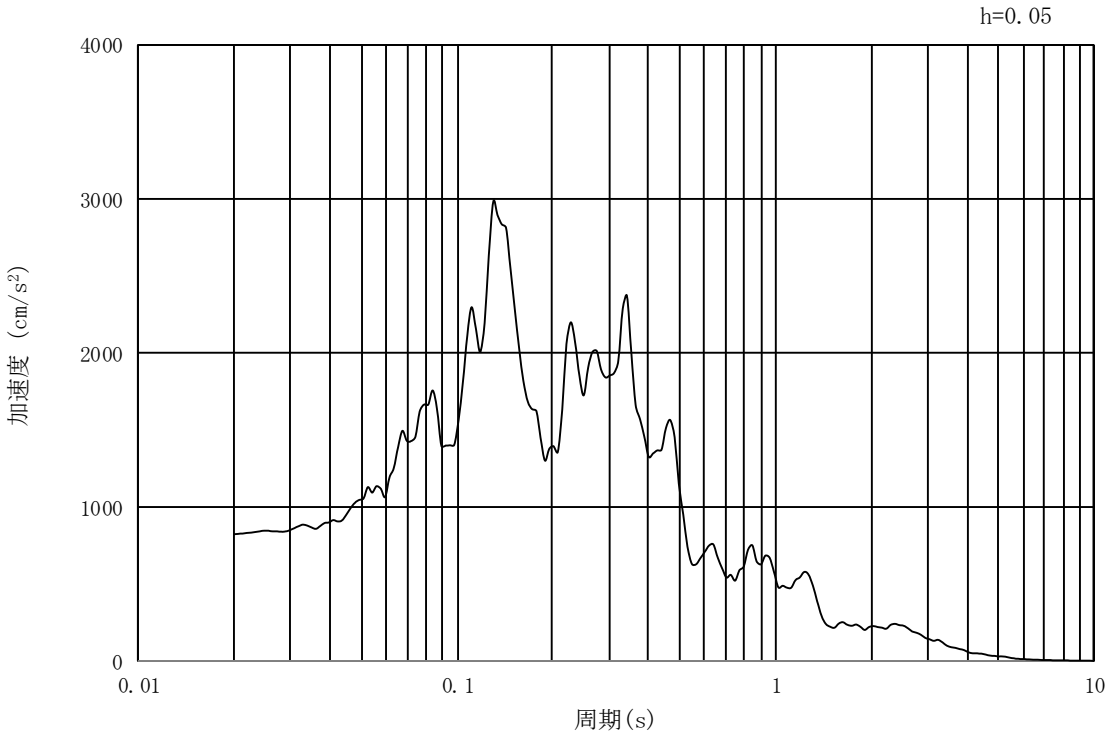


(b) 加速度応答スペクトル

第 3-4 図 (24)　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
(①－①断面，鉛直成分：Ｓｓ－２２)

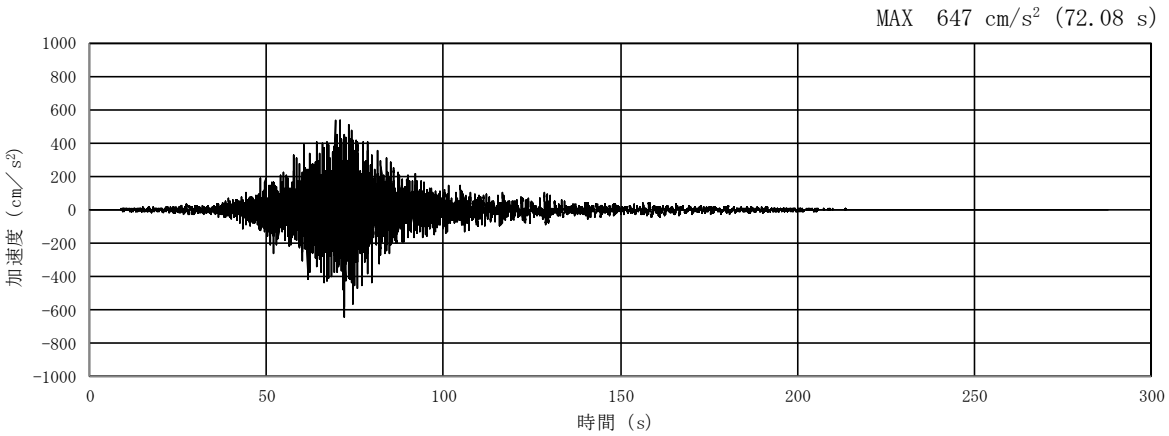


（a）加速度時刻歴波形

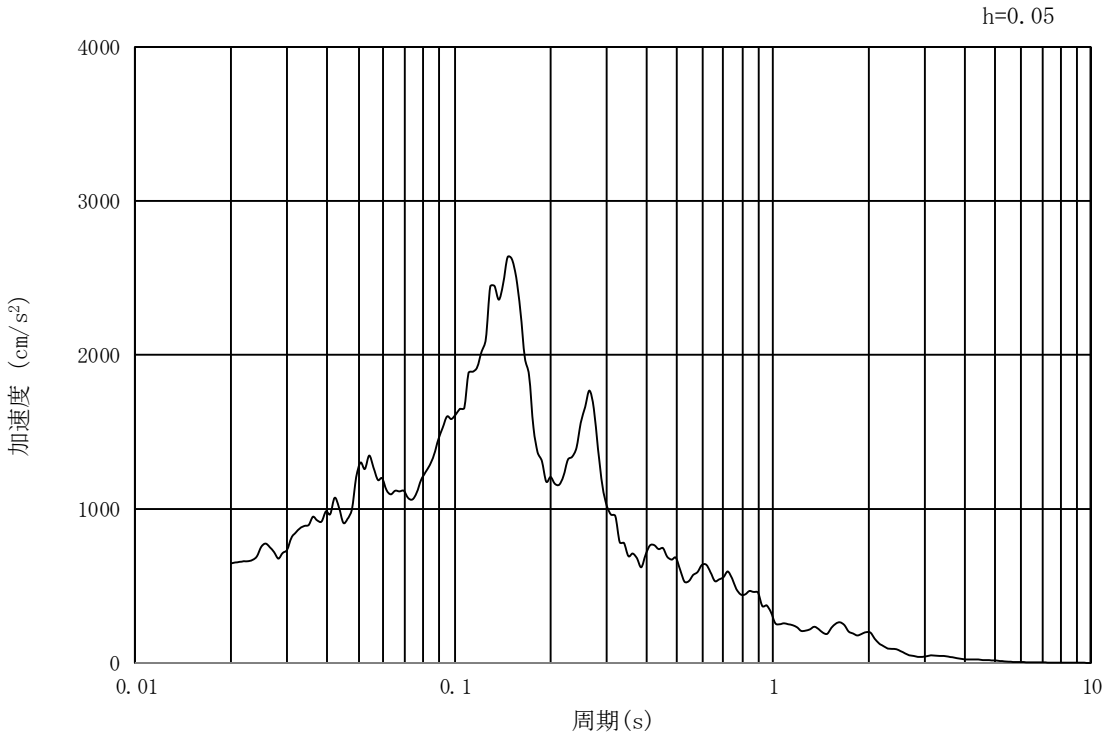


（b）加速度応答スペクトル

第 3-4 図（25）　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
（②－②断面，水平成分：Ｓｓ－２２）

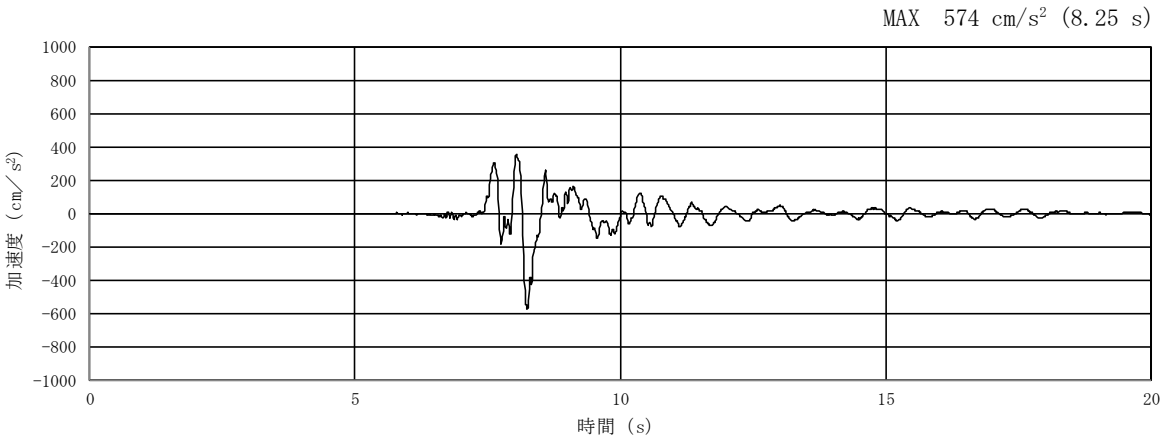


(a) 加速度時刻歴波形

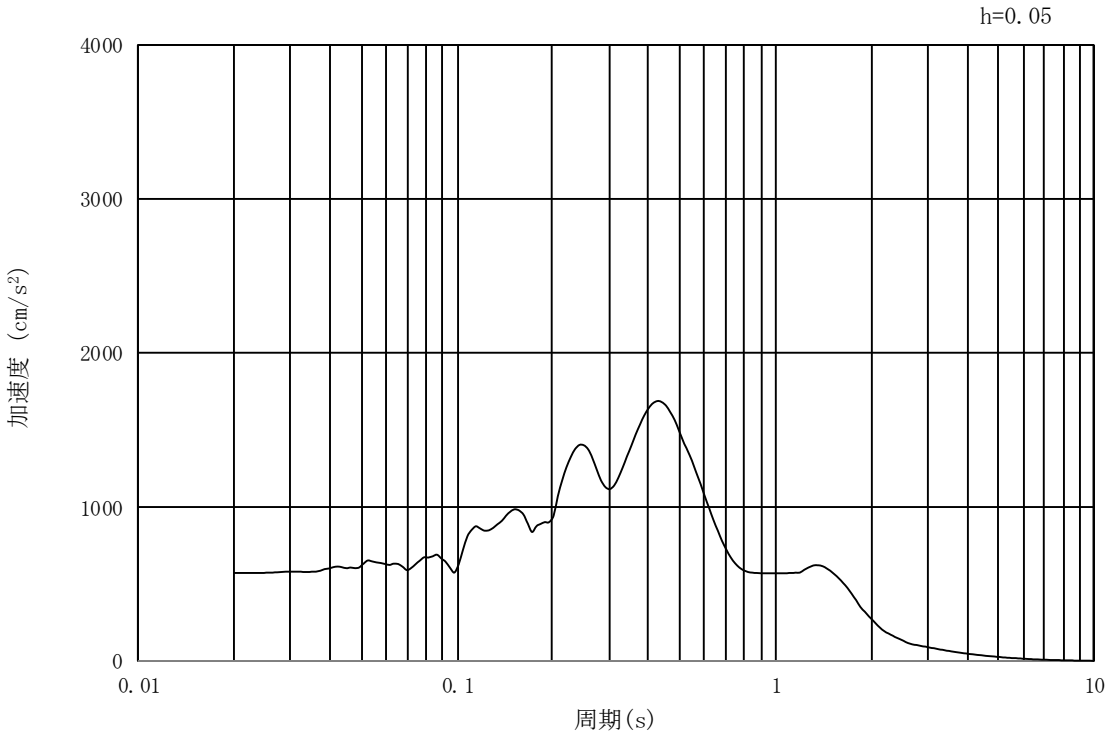


(b) 加速度応答スペクトル

第 3-4 図 (26)　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
(②－②断面，鉛直成分：S_s－２２)

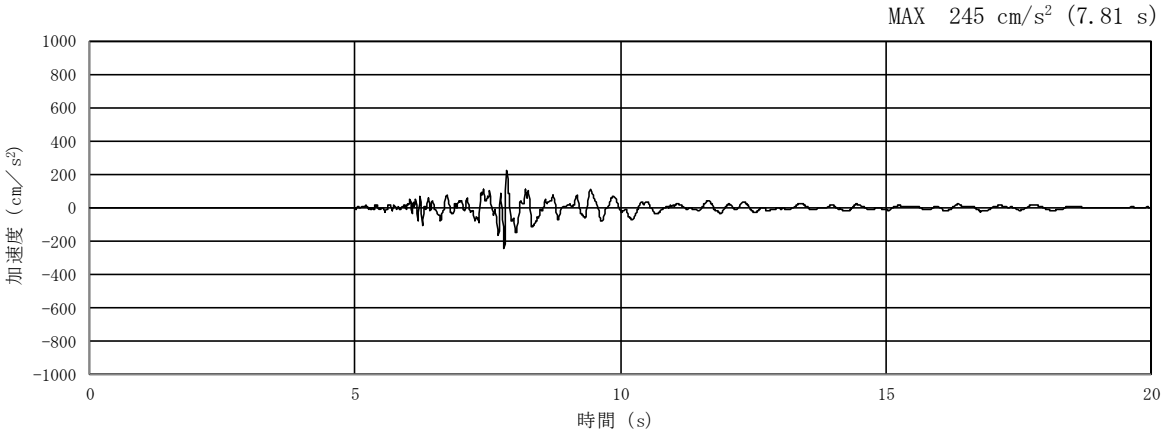


(a) 加速度時刻歴波形

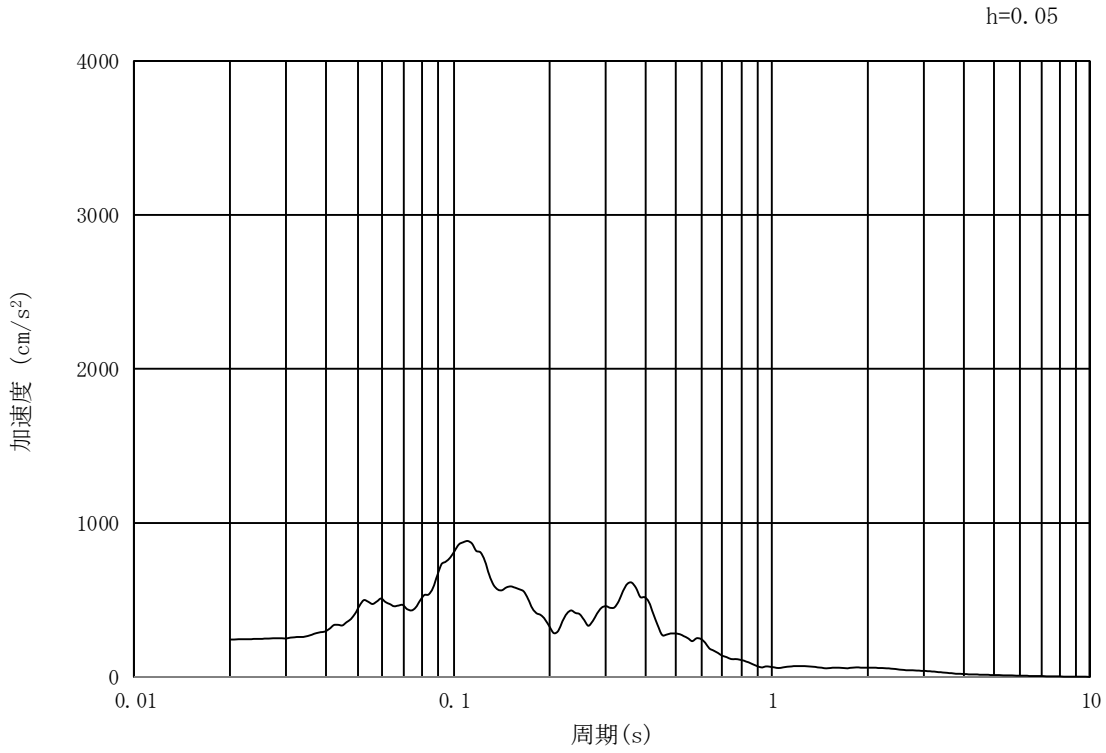


(b) 加速度応答スペクトル

第 3-4 図 (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
(①－①断面，②－②断面，水平成分：Ｓ$_s$－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
(①－①断面，②－②断面，鉛直成分：Ｓ$_s$－３１)

3.5　解析モデル及び諸元

3.5.1　解析モデル

ＳＡ用海水ピット取水塔の地震応答解析モデルを第 3-5 図に示す。

(1)　解析領域

地震応答解析モデル領域は，境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう，十分広い領域とする。

(2)　境界条件

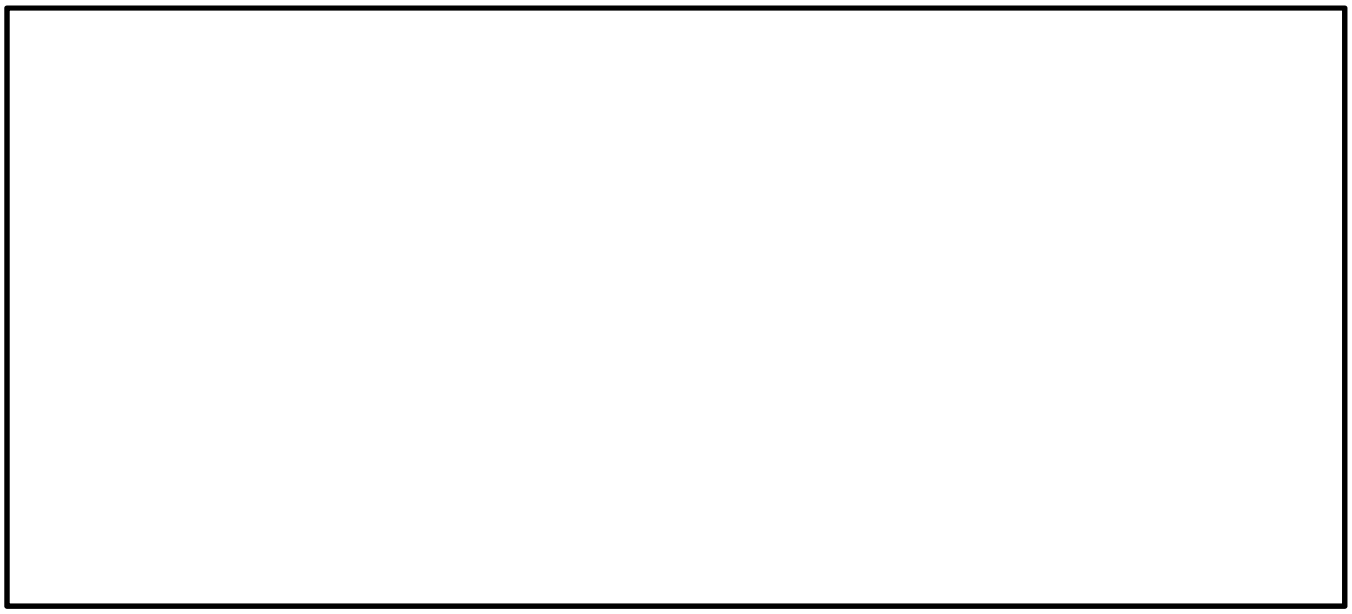
地震応答解析時の境界条件については，有限要素解析における半無限地盤を模擬するため，粘性境界を設ける。

(3)　構造物のモデル化

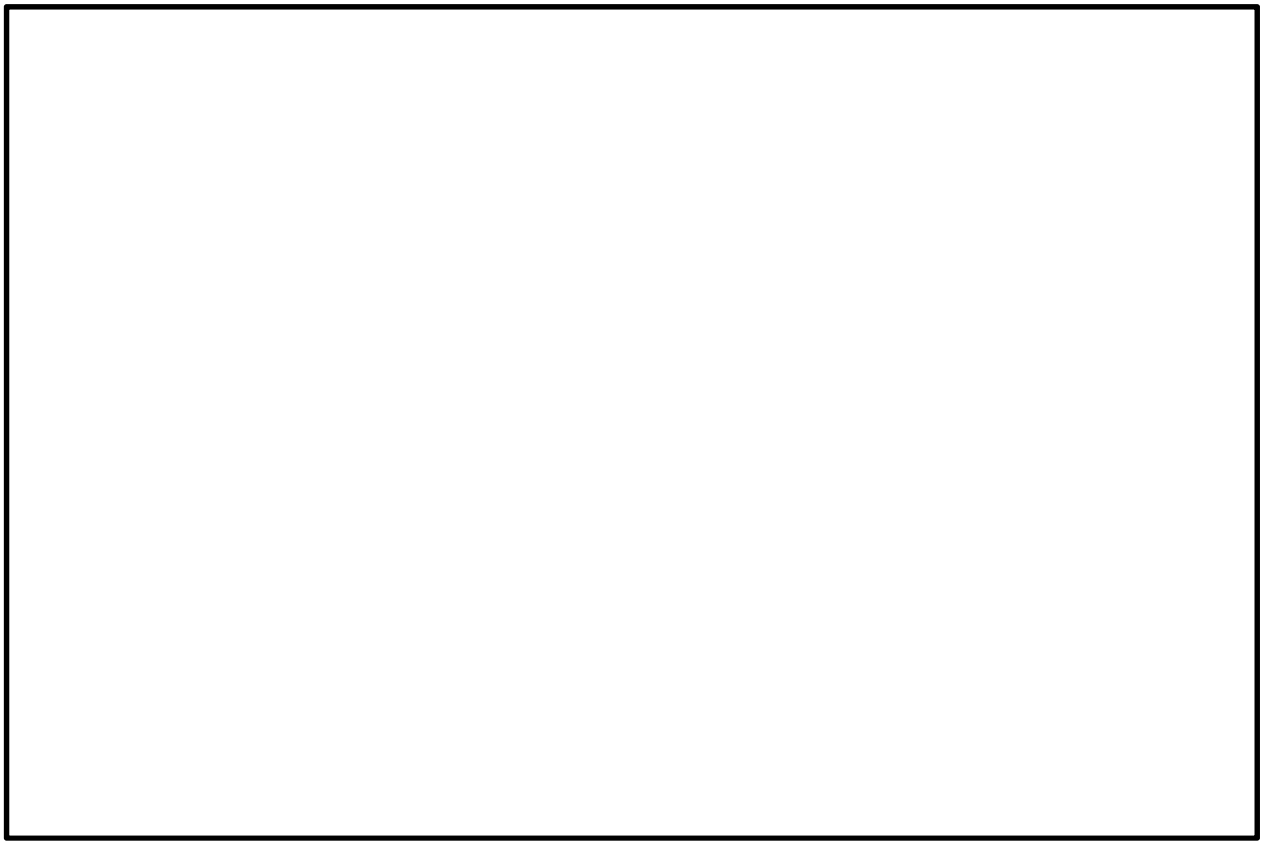
構造物は，線形はり要素によりモデル化する。

(4)　地盤のモデル化

地盤は，マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し，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）　ＳＡ用海水ピット取水塔地震応答解析モデル全体図（①－①断面）



第 3-5 図（2）　ＳＡ用海水ピット取水塔地震応答解析モデル全体図（②－②断面）

3.5.2　使用材料

使用材料を第 3-3 表に，材料の物性値を第 3-4 表に示す。

第 3-3 表　使用材料

材料		諸元
ＳＡ用海水ピット取水塔	コンクリート	設計基準強度：40 N/mm^2
	鉄筋	SD345，SD390，SD490
内部配管	鋼材	SM400
上段鋼製蓋	鋼材	SUS329J4L

第 3-4 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*3
内部配管		77.0*2	2.0×10^{5}*2	—	—
上段鋼製蓋	SUS329J4L	76.5*4	—	—	—

注記　＊1：コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（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：ＪＥＡＧ４６０１－1987（（社）日本電気協会）

＊4：日本工業規格（ＪＩＳ）（ＪＩＳ　Ｇ４３０４）

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 3-5 表に示す。

第 3-5 表 (1)　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 3-5 表 (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	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。

z：標高(m)

第 3-5 表 (3)　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/cm^3)	静ポアソン比 ν_{CD}	粘着力 C_{CD} (kN/m^2)	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/m^2)	基準体積弾性係数 Kma (kN/m^2)	基準平均有効主応力 σ'_{ma} (kN/m^2)	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

地下水位は地表面に設定する。

4. 耐震評価

4.1 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) 鉄筋コンクリート（ＳＡ用海水ピット取水塔）の健全性に対する許容限界

ＳＡ用海水ピット取水塔は，許容応力度法による照査を行う。評価位置においてコンクリートの圧縮応力，鉄筋の引張応力，鉄筋コンクリートのせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

短期許容応力度については，コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（土木学会，2002 年），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，短期許容応力度は，コンクリート及び鉄筋の許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮し，第 4-1 表のとおり設定する。

第 4-1 表 鉄筋コンクリート（ＳＡ用海水ピット取水塔）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*3
鉄筋	SD490*2	短期許容引張応力度 σ_{sa}	435
	SD390*1	短期許容引張応力度 σ_{sa}	309
	SD345*1	短期許容引張応力度 σ_{sa}	294

注記 ＊1：コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（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：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）に対して割増係数 1.5 を考慮することで求められる短期許容せん断力を許容限界とする。

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

ここで，

V_{ca} ： コンクリートの短期許容せん断力

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

V_{sa} ： 斜め引張鉄筋の短期許容せん断力

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

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

b_w ： 有効幅

j ： 1／1.15

d ： 有効高さ

A_w ： 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa} ： 鉄筋の短期許容引張応力度

s ： 斜め引張鉄筋間隔

(2) 基礎地盤の支持性能における許容限界

極限支持力は，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，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）により設定する。

道路橋示方書によるケーソン基礎の支持力算定式を以下に示す。

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）

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 4-2 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_γ ：第 4-1 図に示す支持力係数

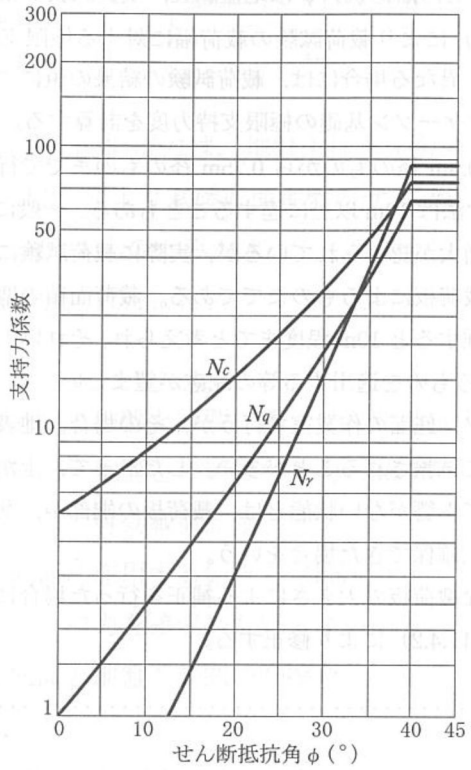
上記にて求められる基礎地盤の極限支持力算定諸元と算定結果を第 4-3 表に示す。

第 4-2 表　基礎底面の形状係数（道路橋示方書より）

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 4-1 図　支持力係数を求めるグラフ

極限支持力の算定結果を第 4-3 表に示す。

第 4-3 表　極限支持力算定諸元と算定結果

項目	算定結果	備考
極限支持力度 q_d (kN/m^2)	5962	
$\alpha c N_c$ (kN/m^2)	5962	
$\frac{1}{2}\beta \gamma'_1 B N_\gamma$ (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)	917	非排水せん断強度*
基礎底面標高 Z (m)	−23.200	
せん断抵抗角 ϕ (°)	0	
地盤の単位体積重量 γ'_1 (kN/m^3)	7.061	
周辺地盤の単位体積重量 γ'_2 (kN/m^3)	−	
形状係数 α	1.3	
形状係数 β	0.6	
基礎幅 B (m)	7.000	
有効根入れ深さ D_f (m)	−	
N_c	5	第 4-1 図より
N_γ	0	第 4-1 図より
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 ＝T.P.−23.200 (m)

(3) 鋼材（内部配管及び上段鋼製蓋）の健全性に対する許容限界

許容限界については，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 24 年 3 月）及びダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会，平成 25 年 6 月）に基づき，第 4-4 表のとおり設定する。

短期許容応力度は，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 4-4 表　鋼材（内部配管及び上段鋼製蓋）の健全性に対する許容限界

評価項目			許容限界 (N/mm^2)
鋼材	SM400*1	短期許容引張応力度 σ_{sa}	210
		短期許容せん断応力度 τ_{a1}	120
	SUS304*2	短期許容支圧応力度 σ_{c} *3	205
		短期許容引張応力度 σ_{t}	160
	SUS329J4L*4	短期許容引張応力度 σ_{sa}	338
		短期許容せん断応力度 τ_{a1}	195

注記＊1：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）

＊2：ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会，平成 25 年 6 月）

＊3：許容支圧応力度の上限値は降伏点とする。

＊4：「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会　平成 25 年 6 月）」に基づき，「ステンレス鋼については，0.2 %永久ひずみに相当する応力度を 0.2 %耐力として降伏点にかえ，安全率を 2.0 程度として許容応力を定める」に準拠する。

4.2　評価方法

ＳＡ用海水ピット取水塔の耐震評価は，「3.1　地震応答解析」に基づく地震応答解析により算定した照査用応答値が「4.1　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)　ＳＡ用海水ピット取水塔構造部材の健全性の評価

a.　鉄筋コンクリート

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。

b.　内部配管

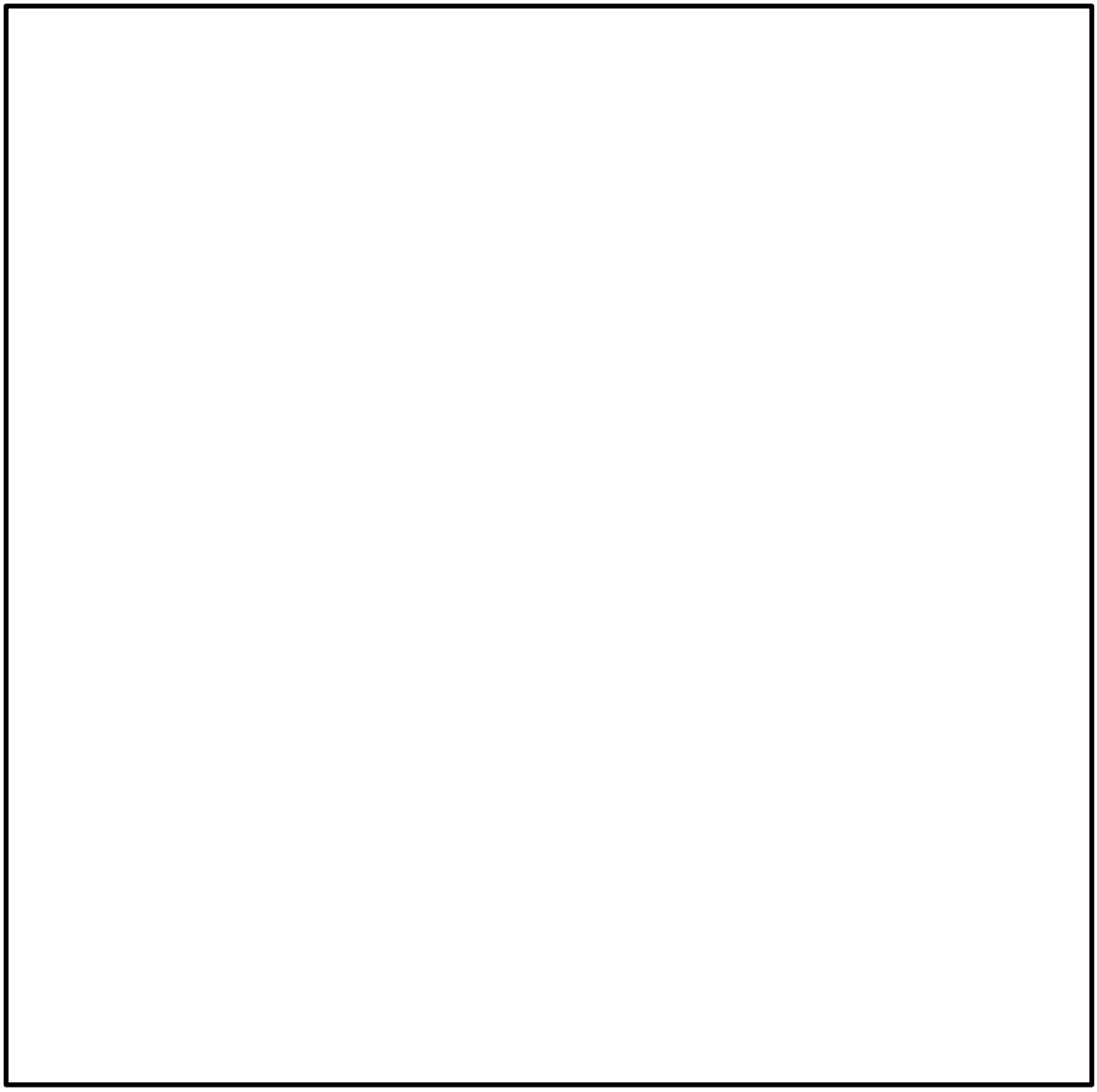
１次元動的有効応力解析から得られるリングガーダ位置並びに海水引込み管接合位置の最大水平相対変位分布を強制変位とし，ＳＡ用海水ピット取水塔の最大加速度より算定した設計震度による慣性力との組合せ荷重に対して内部配管並びにリングガーダ固定部アンカーボルトの応力が許容限界以下であることを確認する。

内部配管の応力照査モデルの概念図を第 4-2 図に示す。

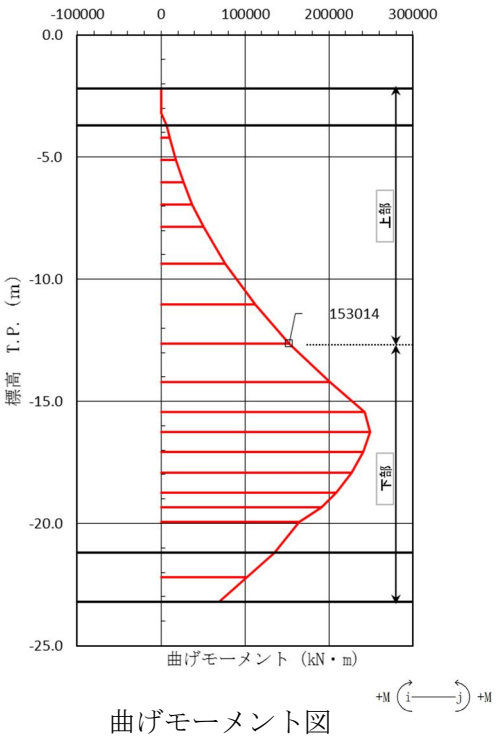
c.　上段鋼製蓋

１次元動的有効応力解析から得られる頂版の最大加速度より算定される慣性力に対して上段鋼製蓋並びに固定部アンカーボルトの応力が許容限界以下であることを確認する。

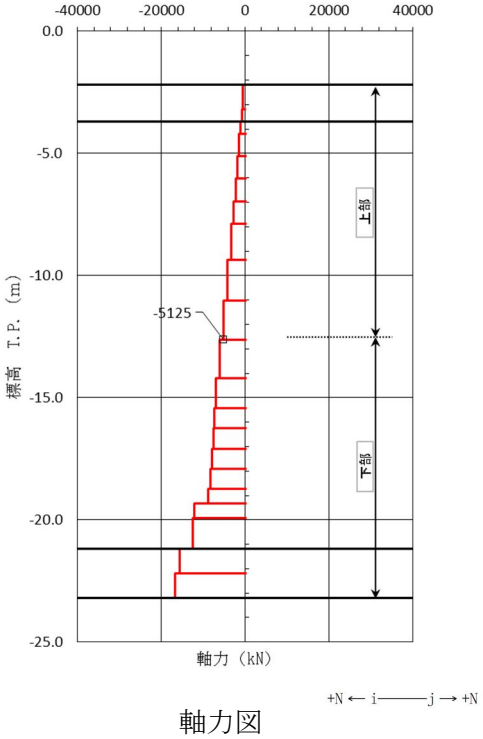
構造部材の健全性評価において最も厳しい照査結果となったのは，せん断力照査における最大照査値である。せん断力照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を第 4-3 図に示す。



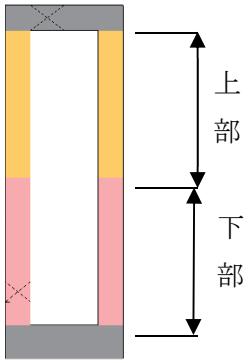
第 4-2 図　ＳＡ用海水ピット取水塔　内部配管の応力照査モデル概念図

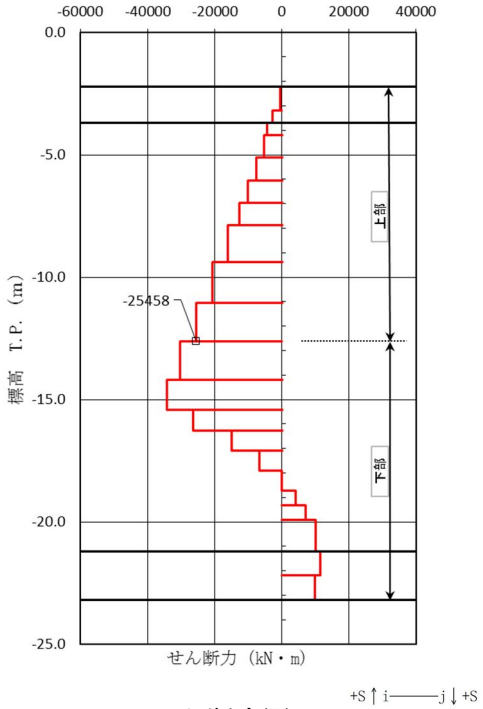


曲げモーメント図



軸力図





せん断力図

第 4-3 図　照査値が最も厳しくなる部材の断面力

（S_s－D１〔H－，V－〕，t＝53.86 s）

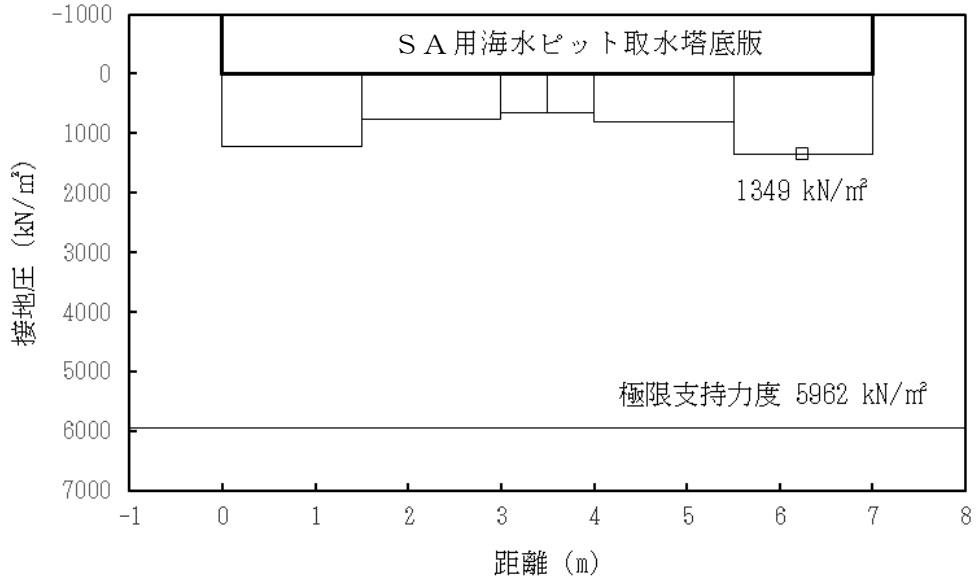
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により

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)　基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能においては，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。

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，基礎地盤に生じる最大接地圧分布を第 4-4 図に示す。



第 4-4 図　②－②断面の最大接地圧分布図（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）

5.　評価結果

5.1　構造部材の健全性に対する評価結果

(1)　側壁鉛直断面の評価結果

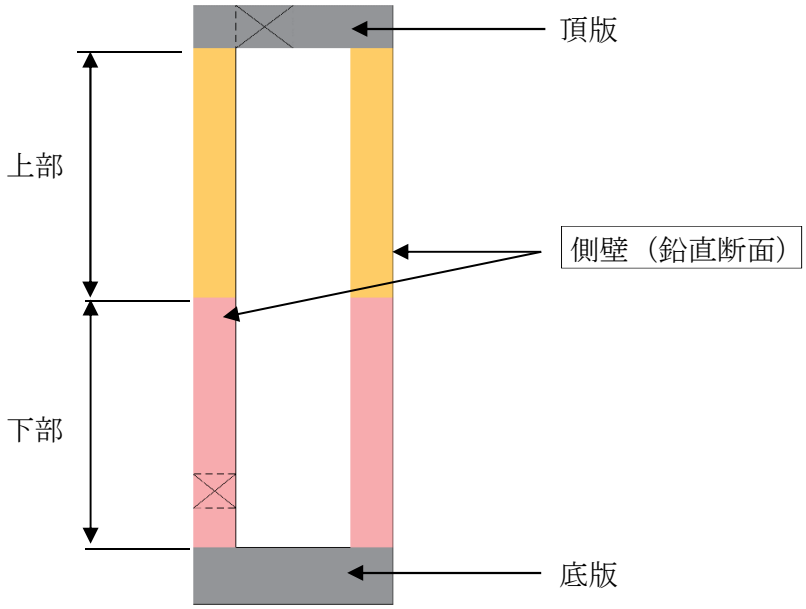
a.　構造部材の曲げ軸力に対する評価結果

側壁鉛直断面におけるコンクリートの曲げ軸力照査結果を第 5-1 表に，鉄筋の曲げ軸力照査結果を第 5-2 表に示す。

ＳＡ用海水ピット取水塔における許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてコンクリートの曲げ圧縮応力及び鉄筋の曲げ引張応力が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから，ＳＡ用海水ピット取水塔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。なお，発生応力は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

評価位置を第 5-1 図に示す。



第 5-1 図　評価位置図

第 5-1 表（1）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（①－①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）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
S_s－D１	H＋，V＋	上部	2659	6204	5539	D51@150	98560	6998	4.8	21	0.23
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	196942	11528	6.8	21	0.33
	H＋，V－	上部	2659	6204	5539	D51@150	97697	8018	4.7	21	0.23
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	195286	10193	6.7	21	0.32
	H－，V＋	上部	2659	6204	5539	D51@150	106249	6083	5.1	21	0.25
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	217771	10642	7.5	21	0.36
	H－，V－	上部	2659	6204	5539	D51@150	107972	6301	5.2	21	0.25
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	221113	10449	7.6	21	0.37
S_s－１１		上部	2659	6204	5539	D51@150	37296	5214	1.8	21	0.09
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	72889	9947	2.6	21	0.13
S_s－１２		上部	2659	6204	5539	D51@150	53014	4281	2.6	21	0.13
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	96059	7959	3.4	21	0.17
S_s－１３		上部	2659	6204	5539	D51@150	48910	4161	2.4	21	0.12
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	89083	8219	3.1	21	0.15
S_s－１４		上部	2659	6204	5539	D51@150	36999	6701	1.8	21	0.09
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	72034	12045	2.6	21	0.13
S_s－２１		上部	2659	6204	5539	D51@150	57784	6017	2.8	21	0.14
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	107476	9858	3.8	21	0.19
S_s－２２		上部	2659	6204	5539	D51@150	61469	6215	3.0	21	0.15
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	116566	10212	4.1	21	0.20
S_s－３１	H＋，V＋	上部	2659	6204	5539	D51@150	87182	6286	4.2	21	0.20
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	161409	11158	5.6	21	0.27
	H－，V＋	上部	2659	6204	5539	D51@150	85375	7624	4.1	21	0.20
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	154752	13462	5.4	21	0.26

注記　：評価位置は第 5-1 図に示す。

第 5-1 表（2）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（①－①断面）

（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
S_s－D１	H－，V－	上部	2659	6204	5539	D51@150	116869	5589	5.6	21	0.27
		下部				2-D51 @150	187154	7751	6.4	21	0.31

注記　：評価位置は第 5-1 図に示す。

第 5-1 表（3）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（①－①断面）

（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
S_s－D１	H－，V－	上部	2659	6204	5539	D51@150	118341	5457	5.7	21	0.28
		下部				2-D51 @150	188119	7608	6.5	21	0.31

注記　：評価位置は第 5-1 図に示す。

第 5-1 表（4）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（①－①断面）

（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）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
S_s－D１	H－，V－	上部	2659	6204	5539	D51@150	153014	5125	7.4	21	0.36
		下部				2-D51 @150	249178	7227	8.5	21	0.41

注記　：評価位置は第 5-1 図に示す。

第 5-1 表（5）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（①－①断面）

（検討ケース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）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
S_s－D１	H－，V－	上部	2659	6204	5539	D51@150	83204	6542	4.0	21	0.20
		下部				2-D51 @150	120873	8802	4.2	21	0.20

注記　：評価位置は第 5-1 図に示す。

第 5-1 表（6）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（①－①断面）
（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）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	上部	2659	6204	5539	D51@150	81005	6579	3.9	21	0.19
		下部				2-D51 @150	117417	8812	4.1	21	0.20

注記　：評価位置は第 5-1 図に示す。

第 5-1 表（7）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（②－②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）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
Ｓｓ－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	上部	2659	6204	5539	D51@150	74596	6733	3.6	21	0.18
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	151234	10893	5.3	21	0.26
	Ｈ＋，Ｖ－	上部	2659	6204	5539	D51@150	74893	7721	3.6	21	0.18
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	151228	12862	5.3	21	0.26
	Ｈ－，Ｖ＋	上部	2659	6204	5539	D51@150	76661	5821	3.7	21	0.18
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	157237	9710	5.5	21	0.27
	Ｈ－，Ｖ－	上部	2659	6204	5539	D51@150	76991	6829	3.7	21	0.18
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	157446	10839	5.5	21	0.27
Ｓｓ－１１		上部	2659	6204	5539	D51@150	22668	7866	1.1	21	0.06
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	45122	13449	1.7	21	0.09
Ｓｓ－１２		上部	2659	6204	5539	D51@150	29630	6937	1.4	21	0.07
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	60330	13427	2.2	21	0.11
Ｓｓ－１３		上部	2659	6204	5539	D51@150	27475	6800	1.3	21	0.07
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	58942	12542	2.1	21	0.10
Ｓｓ－１４		上部	2659	6204	5539	D51@150	25520	6530	1.2	21	0.06
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	52094	12278	1.9	21	0.10
Ｓｓ－２１		上部	2659	6204	5539	D51@150	51498	7774	2.5	21	0.12
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	94354	15380	3.4	21	0.17
Ｓｓ－２２		上部	2659	6204	5539	D51@150	64325	6251	3.1	21	0.15
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	123665	10596	4.3	21	0.21
Ｓｓ－３１	Ｈ＋，Ｖ＋	上部	2659	6204	5539	D51@150	59214	6452	2.9	21	0.14
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	113721	11870	4.0	21	0.20
	Ｈ－，Ｖ＋	上部	2659	6204	5539	D51@150	57252	7785	2.8	21	0.14
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	107102	14076	3.8	21	0.19

注記　：評価位置は第 5-1 図に示す。

第 5-1 表（8）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（②－②断面）

（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
S_s－D１	H－，V－	上部	2659	6204	5539	D51@150	84467	6399	4.1	21	0.20
		下部				2-D51 @150	129338	8045	4.5	21	0.22

注記　：評価位置は第 5-1 図に示す。

第 5-1 表（9）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（②－②断面）

（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
S_s－D１	H－，V－	上部	2659	6204	5539	D51@150	87935	6323	4.2	21	0.20
		下部				2-D51 @150	133904	8193	4.6	21	0.22

注記　：評価位置は第 5-1 図に示す。

第 5-1 表（10）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（②－②断面）

（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）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
S_s－D１	H－，V－	上部	2659	6204	5539	D51@150	100257	6457	4.8	21	0.23
		下部				2-D51 @150	159287	8636	5.5	21	0.27

注記　：評価位置は第 5-1 図に示す。

第 5-1 表（11）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（②－②断面）

（検討ケース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）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
S_s－D１	H－，V－	上部	2659	6204	5539	D51@150	65498	6577	3.2	21	0.16
		下部				2-D51 @150	95217	8410	3.3	21	0.16

注記　：評価位置は第 5-1 図に示す。

第 5-1 表（12）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（②－②断面）
（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）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	上部	2659	6204	5539	D51@150	63573	6428	3.1	21	0.15
		下部				2-D51 @150	92080	8187	3.2	21	0.16

注記　：評価位置は第 5-1 図に示す。

第 5-2 表（1）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（①－①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）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
S_s－D１	H＋，V＋	上部	2659	6204	5539	D51@150	96850	5799	140	435	0.33
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	196419	9383	160	435	0.37
	H＋，V－	上部	2659	6204	5539	D51@150	96640	6252	138	435	0.32
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	195168	9696	158	435	0.37
	H－，V＋	上部	2659	6204	5539	D51@150	105903	5890	154	435	0.36
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	217154	9458	178	435	0.41
	H－，V－	上部	2659	6204	5539	D51@150	107972	6301	156	435	0.36
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	220319	9533	181	435	0.42
S_s－１１		上部	2659	6204	5539	D51@150	37296	5214	44	435	0.11
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	72889	9947	49	435	0.12
S_s－１２		上部	2659	6204	5539	D51@150	52981	4056	73	435	0.17
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	96059	7959	73	435	0.17
S_s－１３		上部	2659	6204	5539	D51@150	48910	4161	66	435	0.16
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	89083	8219	66	435	0.16
S_s－１４		上部	2659	6204	5539	D51@150	36999	6701	39	435	0.09
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	71829	11737	45	435	0.11
S_s－２１		上部	2659	6204	5539	D51@150	57784	6017	75	435	0.18
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	107430	9373	81	435	0.19
S_s－２２		上部	2659	6204	5539	D51@150	61469	6215	80	435	0.19
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	116522	9713	88	435	0.21
S_s－３１	H＋，V＋	上部	2659	6204	5539	D51@150	87155	6212	122	435	0.29
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	160897	10336	127	435	0.30
	H－，V＋	上部	2659	6204	5539	D51@150	85375	7624	115	435	0.27
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	154509	11901	118	435	0.28

注記　：評価位置は第 5-1 図に示す。

第 5-2 表（2）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（①－①断面）

（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
S_s－D１	H－，V－	上部	2659	6204	5539	D51@150	116755	5462	173	435	0.40
		下部				2-D51 @150	187154	7751	154	435	0.36

注記　：評価位置は第 5-1 図に示す。

第 5-2 表（3）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（①－①断面）

（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
S_s－D１	H－，V－	上部	2659	6204	5539	D51@150	118341	5457	176	435	0.41
		下部				2-D51 @150	188119	7608	155	435	0.36

注記　：評価位置は第 5-1 図に示す。

第 5-2 表（4）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（①－①断面）

（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）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
S_s－D１	H－，V－	上部	2659	6204	5539	D51@150	153014	5125	234	435	0.54
		下部				2-D51 @150	249178	7227	210	435	0.49

注記　：評価位置は第 5-1 図に示す。

第 5-2 表（5）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（①－①断面）

（検討ケース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）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
S_s－D１	H－，V－	上部	2659	6204	5539	D51@150	83204	6542	115	435	0.27
		下部				2-D51 @150	120873	8802	94	435	0.22

注記　：評価位置は第 5-1 図に示す。

第 5-2 表（6）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（①－①断面）
（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）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	上部	2659	6204	5539	D51@150	81005	6579	111	435	0.26
		下部				2-D51 @150	117417	8812	90	435	0.21

注記　：評価位置は第 5-1 図に示す。

第 5-2 表（7）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（②－②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）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
Ｓｓ－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	上部	2659	6204	5539	D51@150	73636	5933	101	435	0.24
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	150358	10368	117	435	0.27
	Ｈ＋，Ｖ－	上部	2659	6204	5539	D51@150	73384	6340	99	435	0.23
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	150359	11771	115	435	0.27
	Ｈ－，Ｖ＋	上部	2659	6204	5539	D51@150	76661	5821	106	435	0.25
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	156982	9537	124	435	0.29
	Ｈ－，Ｖ－	上部	2659	6204	5539	D51@150	76859	6699	104	435	0.24
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	157446	10839	123	435	0.29
Ｓｓ－１１		上部	2659	6204	5539	D51@150	21619	7036	14	435	0.04
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	44875	12859	20	435	0.05
Ｓｓ－１２		上部	2659	6204	5539	D51@150	29373	6203	28	435	0.07
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	60160	11742	35	435	0.09
Ｓｓ－１３		上部	2659	6204	5539	D51@150	27019	6177	24	435	0.06
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	58758	11452	34	435	0.08
Ｓｓ－１４		上部	2659	6204	5539	D51@150	25315	6377	21	435	0.05
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	51851	11760	28	435	0.07
Ｓｓ－２１		上部	2659	6204	5539	D51@150	49141	5439	63	435	0.15
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	92605	8533	69	435	0.16
Ｓｓ－２２		上部	2659	6204	5539	D51@150	64325	6251	85	435	0.20
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	123375	9675	94	435	0.22
Ｓｓ－３１	Ｈ＋，Ｖ＋	上部	2659	6204	5539	D51@150	59138	6403	76	435	0.18
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	112135	10467	83	435	0.20
	Ｈ－，Ｖ＋	上部	2659	6204	5539	D51@150	57252	7785	68	435	0.16
		下部	2659	6204	5539	2-D51 @150	105299	12445	74	435	0.18

注記　：評価位置は第 5-1 図に示す。

第 5-2 表（8）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（②－②断面）

（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
S_s－D１	H－，V－	上部	2659	6204	5539	D51@150	84467	6399	117	435	0.27
		下部				2-D51 @150	129338	8045	102	435	0.24

注記　：評価位置は第 5-1 図に示す。

第 5-2 表（9）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（②－②断面）

（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
S_s－D１	H－，V－	上部	2659	6204	5539	D51@150	87935	6323	123	435	0.29
		下部				2-D51 @150	133840	8060	106	435	0.25

注記　：評価位置は第 5-1 図に示す。

第 5-2 表（10）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（②－②断面）

（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）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
S_s－D１	H－，V－	上部	2659	6204	5539	D51@150	100257	6457	143	435	0.33
		下部				2-D51 @150	159287	8636	128	435	0.30

注記　：評価位置は第 5-1 図に示す。

第 5-2 表（11）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（②－②断面）

（検討ケース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）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
S_s－D１	H－，V－	上部	2659	6204	5539	D51@150	65498	6577	86	435	0.20
		下部				2-D51 @150	95217	8410	71	435	0.17

注記　：評価位置は第 5-1 図に示す。

第 5-2 表（12）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（②－②断面）
（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）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	上部	2659	6204	5539	D51@150	63573	6428	83	435	0.20
		下部				2-D51 @150	92080	8187	69	435	0.16

注記　：評価位置は第 5-1 図に示す。

b.　構造部材のせん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を第 5-3 表に示す。

ＳＡ用海水ピット取水塔における許容応力度法による照査を行った結果，評価位置における鉄筋コンクリートの発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力（V_{ca}）と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力（V_{sa}）を合わせた短期許容せん断力（V_a）以下であることを確認した。

以上のことから，ＳＡ用海水ピット取水塔の構造部材のせん断力が許容限界以下であることを確認した。なお，発生応力及び発生断面力は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

第 5-3 表（1）　せん断力照査結果（①－①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）

地震動		評価位置	断面性状			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)	(mm)	(mm)		(kN)	(kN)	
Ｓｓ－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	18948	50525	0.38
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	25300	68321	0.38
	Ｈ＋，Ｖ－	上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	18825	50525	0.38
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	25129	68321	0.37
	Ｈ－，Ｖ＋	上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	20504	50525	0.41
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	28027	68321	0.42
	Ｈ－，Ｖ－	上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	20795	50525	0.42
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	28431	68321	0.42
Ｓｓ－１１		上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	5811	50525	0.12
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	6272	68321	0.10
Ｓｓ－１２		上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	8566	50525	0.17
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	9374	68321	0.14
Ｓｓ－１３		上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	7784	50525	0.16
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	8450	68321	0.13
Ｓｓ－１４		上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	5824	50525	0.12
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	6403	68321	0.10
Ｓｓ－２１		上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	10371	50525	0.21
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	12994	68321	0.20
Ｓｓ－２２		上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	11403	50525	0.23
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	6316	68321	0.10
Ｓｓ－３１	Ｈ＋，Ｖ＋	上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	15216	50525	0.31
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	17332	68321	0.26
	Ｈ－，Ｖ＋	上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	14551	50525	0.29
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	16504	68321	0.25

注記　：評価位置は第 5-1 図に示す。

第 5-3 表（2）　せん断力照査結果（①－①断面）

（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			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)	(mm)	(mm)		(kN)	(kN)	
S_s－D１	H－，V－	上部	2659	6204	5539	4-D38@150	19901	50525	0.40
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	27055	68321	0.40

注記　：評価位置は第 5-1 図に示す。

第 5-3 表（3）　せん断力照査結果（①－①断面）

（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

注記　：評価位置は第 5-1 図に示す。

地震動		評価位置	断面性状			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)	(mm)	(mm)		(kN)	(kN)	
S_s－D１	H－，V－	上部	2659	6204	5539	4-D38@150	20198	50525	0.40
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	27241	68321	0.40

第 5-3 表（4）　せん断力照査結果（①－①断面）

（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）

地震動		評価位置	断面性状			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)	(mm)	(mm)		(kN)	(kN)	
S_s－D１	H－，V－	上部	2659	6204	5539	4-D38@150	25757	50525	0.51
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	34842	68321	0.51

注記　：評価位置は第 5-1 図に示す。

第 5-3 表（5）　せん断力照査結果（①－①断面）

（検討ケース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）

地震動		評価位置	断面性状			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)	(mm)	(mm)		(kN)	(kN)	
S_s－D１	H－，V－	上部	2659	6204	5539	4-D38@150	15280	50525	0.31
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	18656	68321	0.28

注記　：評価位置は第 5-1 図に示す。

第 5-3 表（6）　せん断力照査結果（①－①断面）
（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）

地震動		評価位置	断面性状			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)	(mm)	(mm)		(kN)	(kN)	
S_s－D１	Ｈ－，Ｖ－	上部	2659	6204	5539	4-D38@150	14924	50525	0.30
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	18098	68321	0.27

注記　：評価位置は第 5-1 図に示す。

第 5-3 表（7）　せん断力照査結果（②－②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）

地震動		評価位置	断面性状			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)	(mm)	(mm)		(kN)	(kN)	
S_s－D１	H＋，V＋	上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	14103	50525	0.28
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	18473	68321	0.28
	H＋，V－	上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	14095	50525	0.28
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	18416	68321	0.27
	H－，V＋	上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	14634	50525	0.29
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	19193	68321	0.29
	H－，V－	上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	14641	50525	0.29
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	19197	68321	0.29
S_s－１１		上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	3617	50525	0.08
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	4154	68321	0.07
S_s－１２		上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	5018	50525	0.10
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	5943	68321	0.09
S_s－１３		上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	4714	50525	0.10
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	5730	68321	0.09
S_s－１４		上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	4151	50525	0.09
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	4787	68321	0.08
S_s－２１		上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	9133	50525	0.19
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	11235	68321	0.17
S_s－２２		上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	11610	50525	0.23
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	14692	68321	0.22
S_s－３１	H＋，V＋	上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	10461	50525	0.21
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	12185	68321	0.18
	H－，V＋	上部	2659	6204	5539	4-D38 @150	9800	50525	0.20
		下部	2659	6204	5539	8-D32 @150	11132	68321	0.17

注記　：評価位置は第 5-1 図に示す。

第 5-3 表（8）　せん断力照査結果（②－②断面）

（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			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 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)		(kN)	(kN)	
S_s－D１	H－，V－	上部	2659	6204	5539	4-D38@150	14415	50525	0.29
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	18400	68321	0.27

注記　：評価位置は第 5-1 図に示す。

第 5-3 表（9）　せん断力照査結果（②－②断面）

（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			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 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)		(kN)	(kN)	
S_s－D１	H－，V－	上部	2659	6204	5539	4-D38@150	14911	50525	0.30
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	19034	68321	0.28

注記　：評価位置は第 5-1 図に示す。

第 5-3 表（10）　せん断力照査結果（②－②断面）

（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）

地震動		評価位置	断面性状			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 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)		(kN)	(kN)	
S_s－D１	H－，V－	上部	2659	6204	5539	4-D38@150	16885	50525	0.34
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	22481	68321	0.33

注記　：評価位置は第 5-1 図に示す。

第 5-3 表（11）　せん断力照査結果（②－②断面）

（検討ケース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）

地震動		評価位置	断面性状			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 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)		(kN)	(kN)	
S_s－D１	H－，V－	上部	2659	6204	5539	4-D38@150	11750	50525	0.24
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	14164	68321	0.21

注記　：評価位置は第 5-1 図に示す。

第 5-3 表（12）　せん断力照査結果（②－②断面）
（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）

地震動		評価位置	断面性状			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)	(mm)	(mm)		(kN)	(kN)	
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	上部	2659	6204	5539	4-D38@150	11509	50525	0.23
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	13791	68321	0.21

注記　：評価位置は第 5-1 図に示す。

(2)　側壁水平断面の評価結果

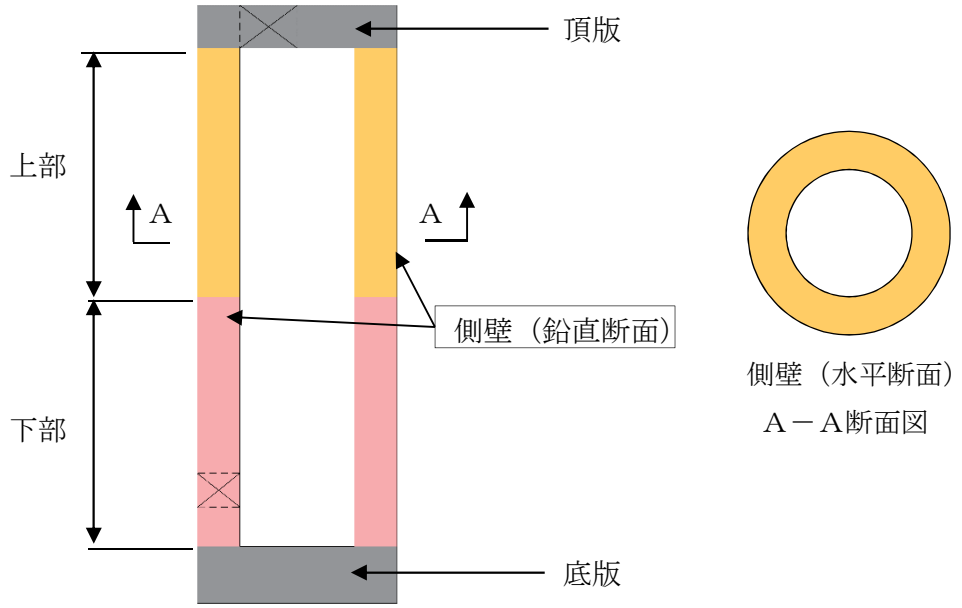
a.　構造部材の曲げ軸力に対する評価結果

立坑の両側に地盤からの最大荷重を作用させる場合（両押し時）と，片側のみに地盤からの最大荷重を作用させる場合（片押し時）の 2 つの荷重状態についての側壁水平断面におけるコンクリートの曲げ軸力照査結果を第 5-4 表に，鉄筋の曲げ軸力照査結果を第 5-5 表に示す。

ＳＡ用海水ピット取水塔における許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてコンクリートの曲げ圧縮応力及び鉄筋の曲げ引張応力が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから，ＳＡ用海水ピット取水塔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。なお，発生応力は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

評価位置を第 5-2 図に示す。



第 5-2 図　評価位置図

第 5-4 表（1）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（①－①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）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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 σca (N/mm^2)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
S_s－D１	H＋，V＋	上部	1000	1500	1300	D38@150	162	1486	1.2	21	0.06
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	262	3185	2.3	21	0.11
	H＋，V－	上部	1000	1500	1300	D38@150	164	1505	1.2	21	0.06
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	266	3220	2.3	21	0.11
	H－，V＋	上部	1000	1500	1300	D38@150	160	1463	1.2	21	0.06
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	258	3155	2.3	21	0.11
	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D38@150	157	1437	1.2	21	0.06
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	268	3241	2.4	21	0.12
S_s－１１		上部	1000	1500	1300	D38@150	124	1149	0.9	21	0.05
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	107	1808	1.2	21	0.06
S_s－１２		上部	1000	1500	1300	D38@150	128	1183	1.0	21	0.05
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	147	2169	1.5	21	0.08
S_s－１３		上部	1000	1500	1300	D38@150	129	1194	1.0	21	0.05
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	158	2267	1.6	21	0.08
S_s－１４		上部	1000	1500	1300	D38@150	120	1108	0.9	21	0.05
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	114	1874	1.3	21	0.07
S_s－２１		上部	1000	1500	1300	D38@150	148	1358	1.1	21	0.06
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	134	2053	1.4	21	0.07
S_s－２２		上部	1000	1500	1300	D38@150	145	1336	1.1	21	0.06
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	147	2166	1.5	21	0.08
S_s－３１	H＋，V＋	上部	1000	1500	1300	D38@150	108	1003	0.8	21	0.04
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	145	2145	1.5	21	0.08
	H－，V＋	上部	1000	1500	1300	D38@150	124	1144	0.9	21	0.05
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	209	2716	1.9	21	0.10

注記　：評価位置は第 5-2 図に示す。

第 5-4 表（2）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（①－①断面）

（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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 σca (N/mm^2)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
S_s－D１	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D38@150	161	1445	1.2	21	0.06
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	230	2853	2.1	21	0.10

注記　：評価位置は第 5-2 図に示す。

第 5-4 表（3）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（①－①断面）

（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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 σca (N/mm^2)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
S_s－D１	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D38@150	160	1442	1.2	21	0.06
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	232	2839	2.1	21	0.10

注記　：評価位置は第 5-2 図に示す。

第 5-4 表（4）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（①－①断面）

（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）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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 σca (N/mm^2)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
S_s－D１	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D38@150	165	1525	1.2	21	0.06
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	319	3532	2.6	21	0.13

注記　：評価位置は第 5-2 図に示す。

第 5-4 表（5）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（①－①断面）

（検討ケース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）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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 σca (N/mm^2)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
S_s－D１	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D38@150	148	1335	1.1	21	0.06
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	125	1908	1.3	21	0.07

注記　：評価位置は第 5-2 図に示す。

第 5-4 表（6）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（①－①断面）

（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）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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 σca (N/mm^2)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
S_s－D１	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D38@150	149	1342	1.1	21	0.06
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	120	1875	1.3	21	0.07

注記　：評価位置は第 5-2 図に示す。

第 5-4 表（7）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（②－②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）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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 σca (N/mm^2)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
S_s－D１	H＋，V＋	上部	1000	1500	1300	D38@150	158	1556	1.2	21	0.06
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	296	3812	2.7	21	0.13
	H＋，V－	上部	1000	1500	1300	D38@150	163	1599	1.3	21	0.07
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	316	3987	2.9	21	0.14
	H－，V＋	上部	1000	1500	1300	D38@150	153	1515	1.2	21	0.06
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	284	3705	2.6	21	0.13
	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D38@150	160	1570	1.3	21	0.07
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	303	3877	2.8	21	0.14
S_s－１１		上部	1000	1500	1300	D38@150	115	1172	0.9	21	0.05
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	179	1516	1.2	21	0.06
S_s－１２		上部	1000	1500	1300	D38@150	124	1255	1.0	21	0.05
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	221	1839	1.5	21	0.08
S_s－１３		上部	1000	1500	1300	D38@150	123	1247	1.0	21	0.05
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	221	1839	1.5	21	0.08
S_s－１４		上部	1000	1500	1300	D38@150	109	1120	0.9	21	0.05
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	162	1390	1.1	21	0.06
S_s－２１		上部	1000	1500	1300	D38@150	154	1517	1.2	21	0.06
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	239	3307	2.3	21	0.11
S_s－２２		上部	1000	1500	1300	D38@150	149	1476	1.2	21	0.06
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	243	3343	2.4	21	0.12
S_s－３１	H＋，V＋	上部	1000	1500	1300	D38@150	138	1379	1.1	21	0.06
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	227	3204	2.2	21	0.11
	H－，V＋	上部	1000	1500	1300	D38@150	120	1217	1.0	21	0.05
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	191	2877	2.0	21	0.10

注記　：評価位置は第 5-2 図に示す。

第 5-4 表（8）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（②－②断面）

（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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 σca (N/mm^2)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
S_s－D１	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D38@150	160	1575	1.3	21	0.07
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	320	4021	2.9	21	0.14

注記　：評価位置は第 5-2 図に示す。

第 5-4 表（9）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（②－②断面）

（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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 σca (N/mm^2)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
S_s－D１	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D38@150	160	1569	1.3	21	0.07
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	326	4077	2.9	21	0.14

注記　：評価位置は第 5-2 図に示す。

第 5-4 表（10）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（②－②断面）

（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）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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 σca (N/mm^2)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
S_s－D１	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D38@150	165	1613	1.3	21	0.07
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	363	4359	3.2	21	0.16

注記　：評価位置は第 5-2 図に示す。

第 5-4 表（11）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（②－②断面）
（検討ケース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）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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 σca (N/mm^2)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
S_s－D１	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D38@150	143	1425	1.1	21	0.06
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	251	3414	2.4	21	0.12

注記　：評価位置は第 5-2 図に示す。

第 5-4 表（12）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（②－②断面）
（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）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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 σca (N/mm^2)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
S_s－D１	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D38@150	144	1432	1.1	21	0.06
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	249	3391	2.4	21	0.12

注記　：評価位置は第 5-2 図に示す。

第 5-5 表（1）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（①－①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）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
S_s－D１	H＋，V＋	上部	1000	1500	1300	D38@150	63	32	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	31	335	全圧縮	309	0.00
	H＋，V－	上部	1000	1500	1300	D38@150	64	32	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	31	335	全圧縮	309	0.00
	H－，V＋	上部	1000	1500	1300	D38@150	62	32	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	31	334	全圧縮	309	0.00
	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D38@150	61	32	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	32	336	全圧縮	309	0.00
S_s－１１		上部	1000	1500	1300	D38@150	48	31	4	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	23	312	全圧縮	309	0.00
S_s－１２		上部	1000	1500	1300	D38@150	50	31	4	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	25	318	全圧縮	309	0.00
S_s－１３		上部	1000	1500	1300	D38@150	50	31	4	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	26	319	全圧縮	309	0.00
S_s－１４		上部	1000	1500	1300	D38@150	46	31	3	309	0.01
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	23	313	全圧縮	309	0.00
S_s－２１		上部	1000	1500	1300	D38@150	58	32	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	24	316	全圧縮	309	0.00
S_s－２２		上部	1000	1500	1300	D38@150	57	32	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	25	318	全圧縮	309	0.00
S_s－３１	H＋，V＋	上部	1000	1500	1300	D38@150	42	31	3	309	0.01
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	25	317	全圧縮	309	0.00
	H－，V＋	上部	1000	1500	1300	D38@150	48	31	4	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	28	327	全圧縮	309	0.00

注記　：評価位置は第 5-2 図に示す。

第 5-5 表（2）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（①－①断面）
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
S_s－D１	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D38@150	63	32	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	27	328	全圧縮	309	0.00

注記　：評価位置は第 5-2 図に示す。

第 5-5 表（3）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（①-①断面）
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
S_s－D１	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D38@150	63	32	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	26	327	全圧縮	309	0.00

注記　：評価位置は第 5-2 図に示す。

第 5-5 表（4）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（①-①断面）
（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）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
S_s－D１	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D38@150	65	32	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	26	336	全圧縮	309	0.00

注記　：評価位置は第 5-2 図に示す。

第 5-5 表（5）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（①－①断面）
（検討ケース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）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
S_s－D１	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D38@150	58	32	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	20	312	全圧縮	309	0.00

注記　：評価位置は第 5-2 図に示す。

第 5-5 表（6）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（①－①断面）
（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）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	上部	1000	1500	1300	D38@150	58	32	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	21	311	全圧縮	309	0.00

注記　：評価位置は第 5-2 図に示す。

第 5-5 表（7）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（②－②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）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
S_s－D１	H＋，V＋	上部	1000	1500	1300	D38@150	62	31	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	70	345	全圧縮	309	0.00
	H＋，V－	上部	1000	1500	1300	D38@150	64	31	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	72	347	全圧縮	309	0.00
	H－，V＋	上部	1000	1500	1300	D38@150	60	31	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	68	343	全圧縮	309	0.00
	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D38@150	63	31	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	71	346	全圧縮	309	0.00
S_s－１１		上部	1000	1500	1300	D38@150	45	30	3	309	0.01
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	41	318	全圧縮	309	0.00
S_s－１２		上部	1000	1500	1300	D38@150	49	30	4	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	46	323	全圧縮	309	0.00
S_s－１３		上部	1000	1500	1300	D38@150	48	30	4	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	46	323	全圧縮	309	0.00
S_s－１４		上部	1000	1500	1300	D38@150	42	30	3	309	0.01
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	39	315	全圧縮	309	0.00
S_s－２１		上部	1000	1500	1300	D38@150	60	31	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	62	338	全圧縮	309	0.00
S_s－２２		上部	1000	1500	1300	D38@150	59	31	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	63	339	全圧縮	309	0.00
S_s－３１	H＋，V＋	上部	1000	1500	1300	D38@150	54	30	4	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	61	337	全圧縮	309	0.00
	H－，V＋	上部	1000	1500	1300	D38@150	47	30	4	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	56	332	全圧縮	309	0.00

注記　：評価位置は第 5-2 図に示す。

第 5-5 表（8）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（②－②断面）
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
S_s－D１	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D38@150	63	31	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	73	348	全圧縮	309	0.00

注記　：評価位置は第 5-2 図に示す。

第 5-5 表（9）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（②－②断面）
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
S_s－D１	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D38@150	63	31	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	74	348	全圧縮	309	0.00

注記　：評価位置は第 5-2 図に示す。

第 5-5 表（10）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（②－②断面）
（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）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
S_s－D１	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D38@150	65	31	6	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	75	352	全圧縮	309	0.00

注記　：評価位置は第 5-2 図に示す。

第 5-5 表（11）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（②－②断面）
（検討ケース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）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
S_s－D１	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D38@150	56	31	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	64	340	全圧縮	309	0.00

注記　：評価位置は第 5-2 図に示す。

第 5-5 表（12）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（②－②断面）
（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）

地震動		評価位置	断面性状			引張鉄筋	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
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
S_s－D１	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D38@150	56	31	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1300	2-D32 @150	64	339	全圧縮	309	0.00

注記　：評価位置は第 5-2 図に示す。

b.　構造部材のせん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を第 5-6 表に示す。

ＳＡ用海水ピット取水塔における許容応力度法による照査を行った結果，評価位置における鉄筋コンクリートの発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力（V_{ca}）と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力（V_{sa}）を合わせた短期許容せん断力（V_a）以下であることを確認した。

以上のことから，ＳＡ用海水ピット取水塔の構造部材のせん断力が許容限界以下であることを確認した。なお，発生応力及び発生断面力は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

第 5-6 表（1）　せん断力照査結果（①－①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）

地震動		評価位置	断面性状			せん断補強筋	せん断照査		
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)		発生せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
S_s－D１	H＋，V＋	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	421	935	0.46
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	796	1788	0.45
	H＋，V－	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	426	935	0.46
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	806	1788	0.46
	H－，V＋	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	414	935	0.45
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	787	1788	0.45
	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	407	935	0.44
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	812	1788	0.46
S_s－１１		上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	324	935	0.35
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	400	1788	0.23
S_s－１２		上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	334	935	0.36
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	504	1788	0.29
S_s－１３		上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	337	935	0.37
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	532	1788	0.30
S_s－１４		上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	312	935	0.34
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	419	1788	0.24
S_s－２１		上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	384	935	0.42
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	470	1788	0.27
S_s－２２		上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	378	935	0.41
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	503	1788	0.29
S_s－３１	H＋，V＋	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	282	935	0.31
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	497	1788	0.28
	H－，V＋	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	322	935	0.35
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	661	1788	0.37

注記　：評価位置は第 5-2 図に示す。

第 5-6 表（2）　せん断力照査結果（①－①断面）

（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			せん断補強筋	せん断照査		
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)		発生せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
Ｓｓ－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	413	935	0.45
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	708	1788	0.40

注記　：評価位置は第 5-2 図に示す。

第 5-6 表（3）　せん断力照査結果（①－①断面）

（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			せん断補強筋	せん断照査		
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)		発生せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
Ｓｓ－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	412	935	0.45
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	707	1788	0.40

注記　：評価位置は第 5-2 図に示す。

第 5-6 表（4）　せん断力照査結果（①－①断面）

（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）

地震動		評価位置	断面性状			せん断補強筋	せん断照査		
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)		発生せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
Ｓｓ－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	430	935	0.46
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	918	1788	0.52

注記　：評価位置は第 5-2 図に示す。

第 5-6 表（5）　せん断力照査結果（①－①断面）
（検討ケース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）

地震動		評価位置	断面性状			せん断補強筋	せん断照査		
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)		発生せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
S_s－D１	Ｈ－，Ｖ－	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	381	935	0.41
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	438	1788	0.25

注記　：評価位置は第 5-2 図に示す。

第 5-6 表（6）　せん断力照査結果（①－①断面）
（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）

地震動		評価位置	断面性状			せん断補強筋	せん断照査		
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)		発生せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
S_s－D１	Ｈ－，Ｖ－	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	384	935	0.42
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	427	1788	0.24

注記　：評価位置は第 5-2 図に示す。

第 5-6 表（7）　せん断力照査結果（②－②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）

地震動		評価位置	断面性状			せん断補強筋	せん断照査		
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)		発生せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
S_s－D１	H＋，V＋	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	426	935	0.46
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	931	1788	0.53
	H＋，V－	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	438	935	0.47
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	981	1788	0.55
	H－，V＋	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	414	935	0.45
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	900	1788	0.51
	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	430	935	0.46
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	949	1788	0.54
S_s－１１		上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	316	935	0.34
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	360	1788	0.21
S_s－１２		上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	339	935	0.37
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	471	1788	0.27
S_s－１３		上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	337	935	0.37
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	471	1788	0.27
S_s－１４		上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	301	935	0.33
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	316	1788	0.18
S_s－２１		上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	415	935	0.45
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	786	1788	0.44
S_s－２２		上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	403	935	0.44
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	796	1788	0.45
S_s－３１	H＋，V＋	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	375	935	0.41
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	756	1788	0.43
	H－，V＋	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	328	935	0.36
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	662	1788	0.38

注記　：評価位置は第 5-2 図に示す。

第 5-6 表（8）　せん断力照査結果（②－②断面）

（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			せん断補強筋	せん断照査		
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)		発生せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
S_s－D１	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	431	935	0.47
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	991	1788	0.56

注記　：評価位置は第 5-2 図に示す。

第 5-6 表（9）　せん断力照査結果（②－②断面）

（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			せん断補強筋	せん断照査		
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)		発生せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
S_s－D１	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	430	935	0.46
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	1007	1788	0.57

注記　：評価位置は第 5-2 図に示す。

第 5-6 表（10）　せん断力照査結果（②－②断面）

（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）

地震動		評価位置	断面性状			せん断補強筋	せん断照査		
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)		発生せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
S_s－D１	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	443	935	0.48
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	1095	1788	0.62

注記　：評価位置は第 5-2 図に示す。

第 5-6 表（11）　せん断力照査結果（②－②断面）
（検討ケース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）

地震動		評価位置	断面性状			せん断補強筋	せん断照査		
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)		発生せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
S_s－D１	Ｈ－，Ｖ－	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	388	935	0.42
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	817	1788	0.46

注記　：評価位置は第 5-2 図に示す。

第 5-6 表（12）　せん断力照査結果（②－②断面）
（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）

地震動		評価位置	断面性状			せん断補強筋	せん断照査		
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)		発生せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
S_s－D１	Ｈ－，Ｖ－	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	390	935	0.42
		下部	1000	1500	1300	D22 @300×300	810	1788	0.46

注記　：評価位置は第 5-2 図に示す。

(3)　主筋（水平断面）とせん断補強（鉛直断面）の足し合わせ

鉛直断面のせん断力照査で必要となったせん断補強筋は，水平断面照査における主鉄筋となるため両方の設計で必要となる配筋量を足し合わせた鉄筋量を配筋する。断面諸元一覧を第 5-7 表に示す。

第 5-7 表　断面諸元一覧（足し合わせ）

側壁			断面性状		主鉄筋						
			部材幅	部材高	鉄筋種別	必要鉄筋量	外側＋内側				
							径	段数		鉄筋間隔	鉄筋量
								外側	内側		
			(mm)	(mm)	-	(mm^2/m)	(mm)	-	-	(mm)	(mm^2/m)
上部	水平	主筋	1000	1500	SD390	304.0	－	－	－	－	－
	鉛直	せん断補強	2659	6204	SD390	7752.4	－	－	－	－	－
	計		－	－	－	8056.4	－	－	－	－	－
	配筋(足し合わせ)		1000	1500	SD390	－	38	1	1	150	15200.8
下部	水平	主筋	1000	1500	SD390	0.0	－	－	－	－	－
	鉛直	せん断補強	2659	6204	SD390	10801.6	－	－	－	－	－
	計		－	－	－	10801.6	－	－	－	－	－
	配筋(足し合わせ)		1000	1500	SD390	-	32	2	2	150	21179.7

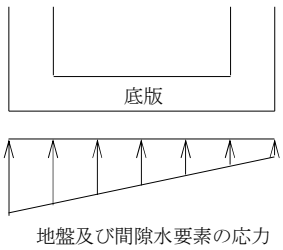
注記　：必要鉄筋量は照査時鉄筋量×照査値として算出した。

(4) 版部材の評価結果

a. 版部材（頂版，底版）の曲げ軸力に対する評価結果

頂版の設計荷重は，躯体の自重，雪荷重，慣性力を考慮する。慣性力については，２次元有効応力解析により各床版位置における最大鉛直加速度を算出し，重力加速度で除することで鉛直設計震度を算定する。各ケースの鉛直設計震度を比較した震度が最大となる１ケースのみ照査を行う。

底版は地盤及び間隙水要素の応力を荷重に考慮するため，各ケース鉛直応力と間隙水圧による応力の合力が最大の１ケースのみ照査を行う。版部材の評価概念図を第 5-3 図に示す。



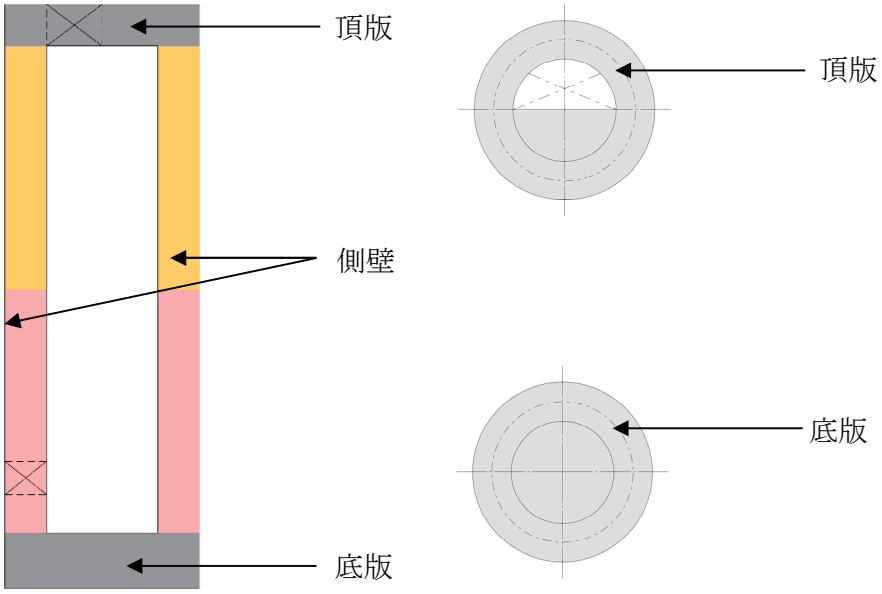
第 5-3 図　版部材評価概念図

コンクリートの曲げ軸力照査結果を第 5-8 表に，鉄筋の曲げ軸力照査結果を第 5-9 表に示す。

版部材におけるＳＡ用海水ピット取水塔における許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてコンクリートの曲げ圧縮応力及び鉄筋の曲げ引張応力が許容境界以下であることを確認した。

以上のことから，ＳＡ用海水ピット取水塔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。

評価位置を第 5-4 図に示す。



第 5-4 図　評価位置図

第 5-8 表（1）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（①－①断面）

検討ケース	地震動		評価位置	部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)	引張鉄筋	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＋	頂版	1000	1500	1300	D25@150	321	0	1.7	21	0.09
③	S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	底版	1000	2000	1800	D51@150	-2333	0	3.4	21	0.17

注記　：評価位置は第 5-4 図に示す。

第 5-8 表（2）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（②－②断面）

検討ケース	地震動		評価位置	部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)	引張鉄筋	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－２１	Ｈ＋，Ｖ＋	頂版	1000	1500	1300	D25@150	321	0	1.7	21	0.09
⑥	S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	底版	1000	2000	1800	D51@150	-2756	0	4.1	21	0.20

注記　：評価位置は第 5-4 図に示す。

第 5-9 表（1）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（①－①断面）

検討ケース	地震動		評価位置	部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)	引張鉄筋	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＋	頂版	1000	1500	1300	D25@150	321	0	79.7	435	0.19
③	S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	底版	1000	2000	1800	D51@150	-2333	0	107.6	435	0.25

注記　：評価位置は第 5-4 図に示す。

第 5-9 表（2）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（②－②断面）

検討ケース	地震動		評価位置	部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)	引張鉄筋	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－２１	Ｈ＋，Ｖ＋	頂版	1000	1500	1300	D25@150	321	0	79.7	435	0.19
⑥	S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	底版	1000	2000	1800	D51@150	-2756	0	127.1	435	0.30

注記　：評価位置は第 5-4 図に示す。

b.　構造部材のせん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を第 5-10 表に示す。

ＳＡ用海水ピット取水塔における許容応力度法による照査を行った結果，評価位置における鉄筋コンクリートの発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力（V_{ca}）と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力（V_{sa}）を合わせた短期許容せん断力（V_a）以下であることを確認した。

以上のことから，ＳＡ用海水ピット取水塔の構造部材のせん断力が許容限界以下であることを確認した。なお，発生応力及び発生断面力は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

第 5-10 表(1)　せん断力照査結果（①－①断面）

検討ケース	地震動		評価位置	断面性状			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 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)		(kN)	(kN)	
①	S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	頂版	1000	1500	1300	－	215	715	0.31
③	S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	底版	1000	2000	1800	D29 @300×300	1723	3925	0.44

注記　：評価位置は第 5-4 図に示す。

第 5-10 表(2)　せん断力照査結果（②－②断面）

検討ケース	地震動		評価位置	断面性状			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 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)		(kN)	(kN)	
①	S_s－２１		頂版	1000	1500	1300	－	215	715	0.31
⑥	S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	底版	1000	2000	1800	D29 @300×300	2042	3925	0.53

注記　：評価位置は第 5-4 図に示す。

(5)　隅角部の拘束効果に対する評価結果

a.　側壁隅角部の評価結果

版部材の拘束効果に対する側壁の検討は，２次元有効応力解析による側方地盤反力の合力が最大となるケースを選定し，側壁及び版部材の設計に用いている最大荷重ケースに対して固定支持条件として算出した部材端モーメントとの合算によって評価した。評価結果を第 5-11 表に示す。

側壁の鉛直鉄筋の照査について，２次元有効応力解析により求められる曲げ軸力に対する側壁の鉛直鉄筋の曲げ引張応力 σ_{v1} と，端部固定条件の側壁及び版部材の各モデルの解析により求められる側壁及び版部材の接合部の曲げモーメントに対する側壁の鉛直鉄筋の曲げ引張応力 $\sigma_{v2\text{-}1}$ 及び版部材主鉄筋の曲げ引張応力度 $\sigma_{v2\text{-}2}$ を算定し，$\sigma_{v1}+\sigma_{v2}$ が許容限界以下であることを確認した。

ただし，σ_{v2} は $\sigma_{v2\text{-}1}$ と $\sigma_{v2\text{-}2}$ を足し合わせた曲げ引張応力度である。

第 5-11 表　版部材の拘束効果に対する側壁隅角部の評価結果

断面	側壁の位置		2次元有効応力解析による鉛直主鉄筋の引張応力度 σv_1 (N/mm²)	固定端モデルによる側壁鉛直主鉄筋の引張応力度 $\sigma v_{2\text{-}1}$ (N/mm²)	固定端モデルによる版部材主鉄筋の引張応力度 $\sigma v_{2\text{-}2}$ (N/mm²)	側壁鉛直主鉄筋の引張応力度の合計 $\sigma v_1+\sigma v_2$* (N/mm²)	短期許容応力度 (N/mm²)	照査値	補強した主鉄筋	２次元有効応力解析から求めた主鉄筋
①－①	上部	頂版下	13.65	0.371	12.491	26.5	435	0.06	－	外面　D51@150 内面　D51@150
	下部	底版上	111.79	4.638	63.744	180.2	435	0.42	－	外面　D51@150（1段目） 外面　D51@150（2段目） 内面　D51@150（1段目） 内面　D51@150（2段目）
②－②	上部	頂版下	6.69	0.114	12.492	19.3	435	0.05	－	外面　D51@150 内面　D51@150
	下部	底版上	77.15	6.244	75.262	158.7	435	0.37	－	外面　D51@150（1段目） 外面　D51@150（2段目） 内面　D51@150（1段目） 内面　D51@150（2段目）

注記　：$\sigma v_2=\sigma v_{2\text{-}1}+\sigma v_{2\text{-}2}$

b. 版部材隅角部の評価結果

側壁の拘束効果に対する版部材の検討は，側壁の検討と同様に，２次元有効応力解析による側方地盤反力の合力が最大となるケースを選定し，側壁及び版部材の設計に用いている最大荷重ケースに対して固定支持条件として算出した部材端モーメントとの合算によって評価した。版部材隅角部の評価結果を第 5-12 表に示す。

両端固定梁モデルにおいて固定境界に発生する曲げモーメント（M_0）に，側壁の解析で固定境界に発生する曲げモーメント（M_1）を加算したもの（M_0+M_1）を固定端曲げモーメントの合計として求める。この曲げモーメントが各版部材の単純支持のはりモデルで求められた最大曲げモーメント（M_2）と比較し，（M_0+M_1）はM_2 以下であった。よって，M_2 で求められた主鉄筋は，側壁の拘束効果に対する版部材隅角部においても許容限界以下であることを確認した。

第 5-12 表　側壁の拘束効果に対する版部材隅角部の評価結果

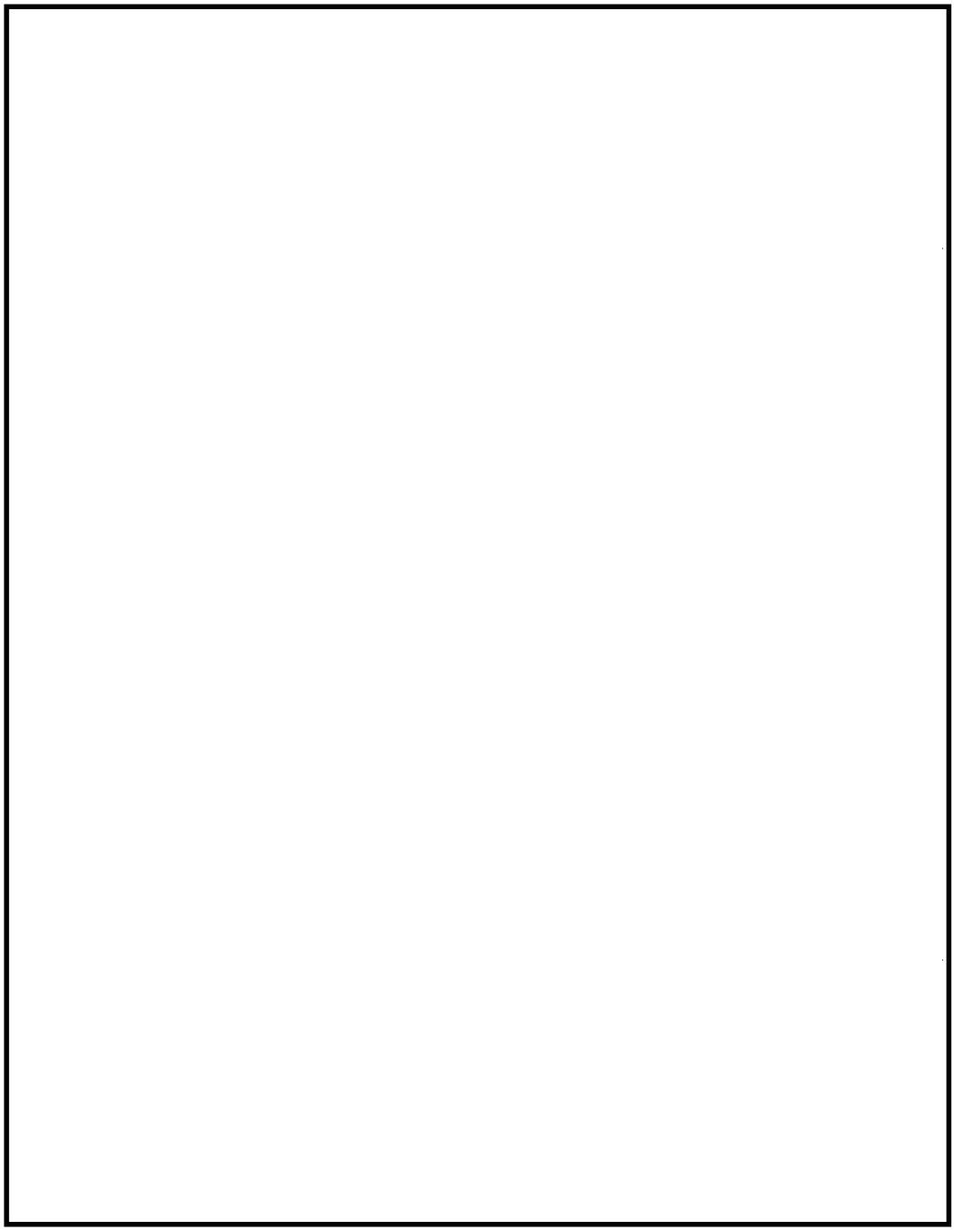
断面	側壁の位置		版部材の固定端曲げモーメント M_0 (kN・m)	側壁の固定端曲げモーメント M_1 (kN・m)	固定端曲げモーメントの合計 M_0+M_1 *1 (kN・m)	比較	版部材評価時の曲げモーメント M_2 *2 (kN・m)	補強した主鉄筋	版部材評価より設定した主鉄筋
①－①	上部	頂版	190.455	5.657	196.112	＜	288.551	－	上面D25@150 下面D25@150
	下部	底版	1577.007	114.74	1691.747	＜	2315.987	－	上面D51@150 下面D51@150
②－②	上部	頂版	190.455	1.744	192.199	＜	288.551	－	上面D25@150 下面D25@150
	下部	底版	1861.943	154.463	2016.406	＜	2720.006	－	上面D51@150 下面D51@150

注記　＊1：固定端曲げモーメントの合計は，絶対値の合計

＊2：版部材の単純支持のはりモデルによる最大曲げモーメント

(6)　選定した標準配筋

側壁鉛直断面，側壁水平断面，側壁の主筋（水平断面）とせん断補強筋（鉛直断面）を足し合わせ，版部材（頂版，底版）の照査結果より選定した標準配筋図を第 5-5 図に示す。



第 5-5 図　選定した標準配筋図（ＳＡ用海水ピット取水塔）

5.2　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評価結果を第 5-13 表に示す。

ＳＡ用海水ピット取水塔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 5-13 表（1）　基礎地盤の支持性能評価結果（①－①断面）

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＋〕	888	5962
		〔Ｈ＋，Ｖ－〕	883	5962
		〔Ｈ－，Ｖ＋〕	900	5962
		〔Ｈ－，Ｖ－〕	913	5962
	S_s－１１	－	554	5962
	S_s－１２	－	580	5962
	S_s－１３	－	366	5962
	S_s－１４	－	509	5962
	S_s－２１	－	402	5962
	S_s－２２	－	646	5962
	S_s－３１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕	789	5962
		〔Ｈ－，Ｖ＋〕	823	5962
②	S_s－Ｄ１	〔Ｈ－，Ｖ－〕	690	5962
③	S_s－Ｄ１	〔Ｈ－，Ｖ－〕	693	5962
④	S_s－Ｄ１	〔Ｈ－，Ｖ－〕	775	5962
⑤	S_s－Ｄ１	〔Ｈ－，Ｖ－〕	616	5962
⑥	S_s－Ｄ１	〔Ｈ－，Ｖ－〕	611	5962

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 5-13 表（2）　基礎地盤の支持性能評価結果（②－②断面）

検討ケース	地震動		最大接地圧 (kN/m²)	極限支持力度 (kN/m²)
①	S_s－D１	〔H＋，V＋〕	1261	5962
		〔H＋，V－〕	1307	5962
		〔H－，V＋〕	1297	5962
		〔H－，V－〕	1349	5962
	S_s－１１	－	684	5962
	S_s－１２	－	748	5962
	S_s－１３	－	736	5962
	S_s－１４	－	681	5962
	S_s－２１	－	1028	5962
	S_s－２２	－	1001	5962
	S_s－３１	〔H＋，V＋〕	1139	5962
		〔H－，V＋〕	1084	5962
②	S_s－D１	〔H－，V－〕	946	5962
③	S_s－D１	〔H－，V－〕	973	5962
④	S_s－D１	〔H－，V－〕	1084	5962
⑤	S_s－D１	〔H－，V－〕	834	5962
⑥	S_s－D１	〔H－，V－〕	827	5962

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

Ⅴ-2-10-4-3　海水引込み管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 6
2.4　適用基準 9
3.　横断面方向の地震応答解析 10
3.1　評価対象断面 10
3.2　横断面方向応力の評価方法 13
3.3　荷重及び荷重の組合せ 15
3.4　入力地震動 16
3.5　解析モデル及び諸元 33
3.6　地震応答解析結果 37
4.　縦断面方向応力の地震応答解析 41
4.1　評価対象箇所 41
4.2　縦断面方向応力の評価方法 41
4.3　入力地震動 41
4.4　解析モデル及び諸元 41
4.5　地震応答解析結果 42
5.　縦断面方向の応力解析 45
5.1　評価対象箇所 45
5.2　解析方法 45
5.3　解析モデル及び諸元 47
5.4　応力解析結果 50
6.　耐震評価 53
6.1　許容限界 53
6.2　評価方法 57
7.　耐震評価結果 59
7.1　構造部材の健全性に対する評価結果 59
7.2　基礎地盤の支持性能に対する評価結果 64

1. 概要

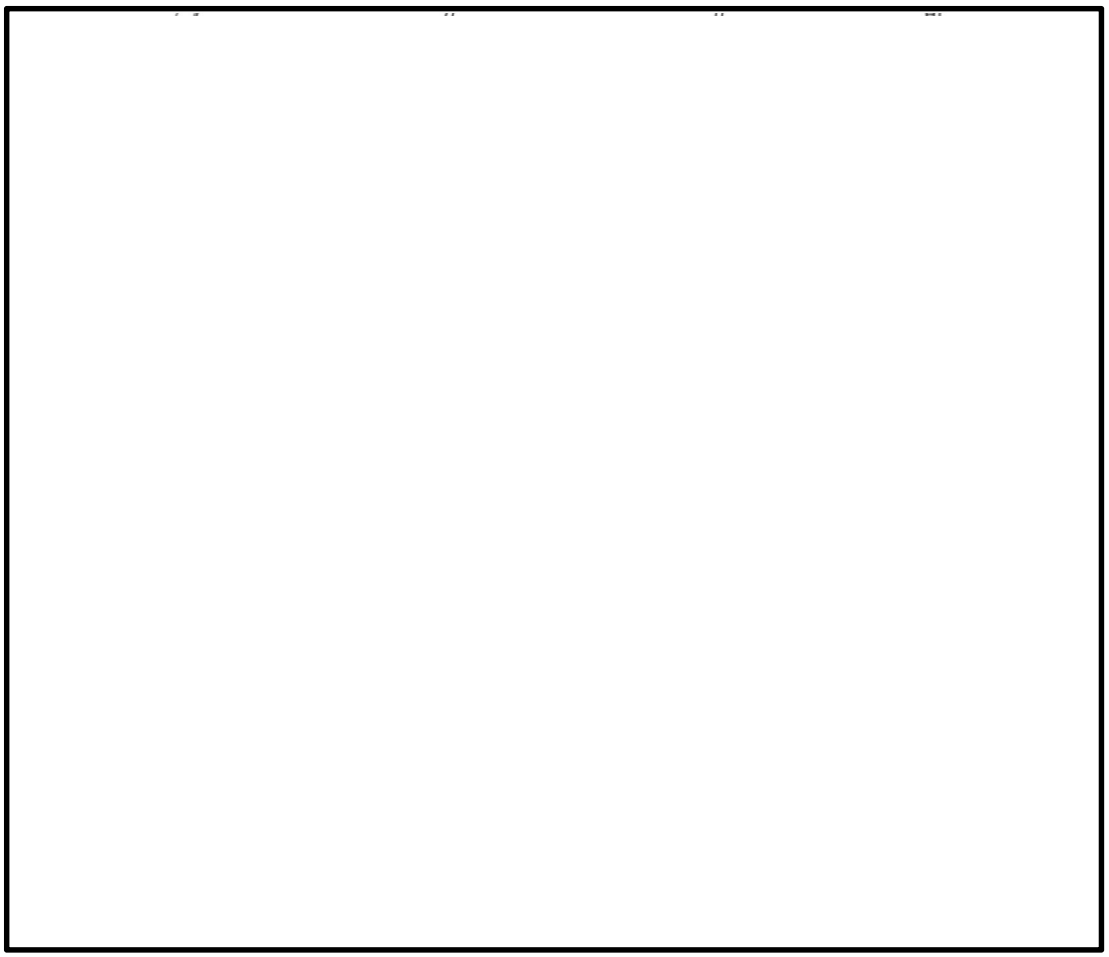
本資料は，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき，海水引込み管が基準地震動Ｓｓに対して十分な構造強度を有していることを確認するものである。

海水引込み管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

海水引込み管の平面配置図を第 2-1 図に示す。



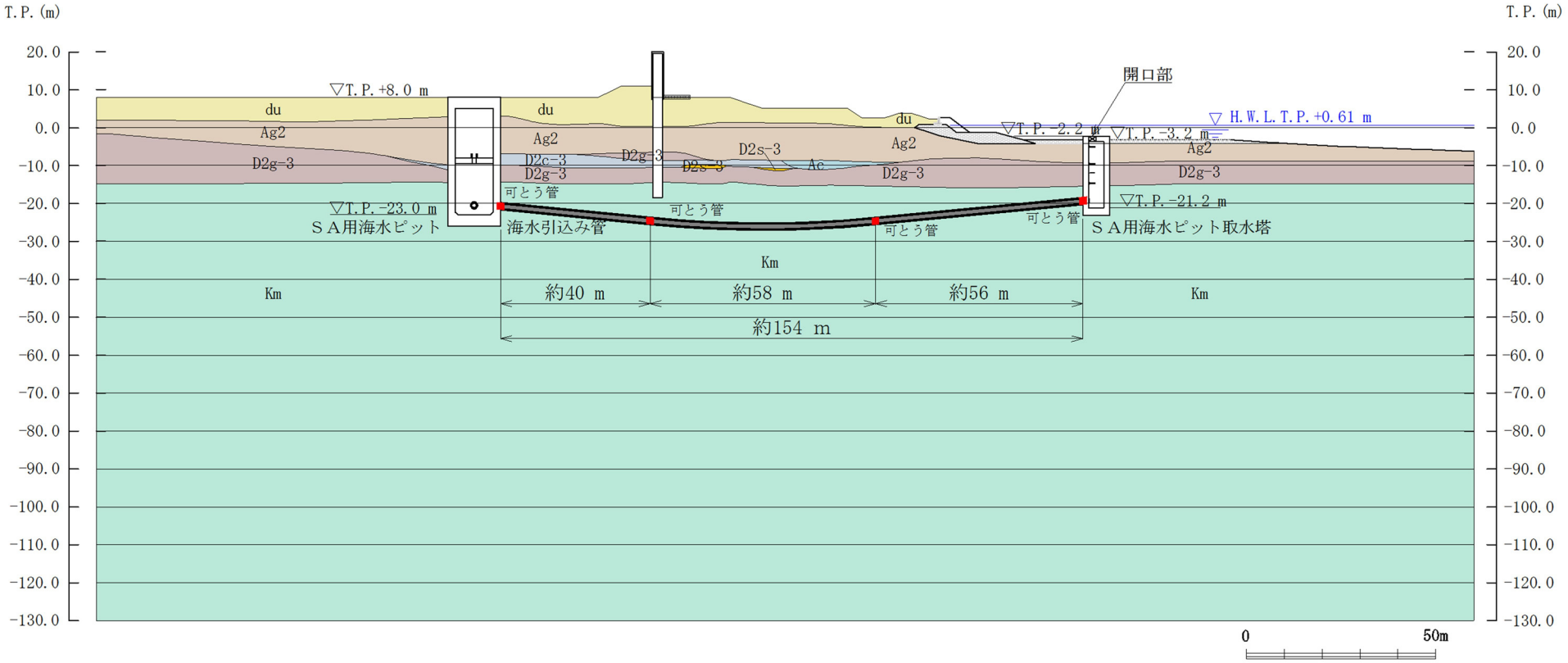
第 2-１図 (1)　 海水引込み管　平面配置図(全体平面図)

第 2-１図 (2)　 海水引込み管　平面配置図(拡大図)

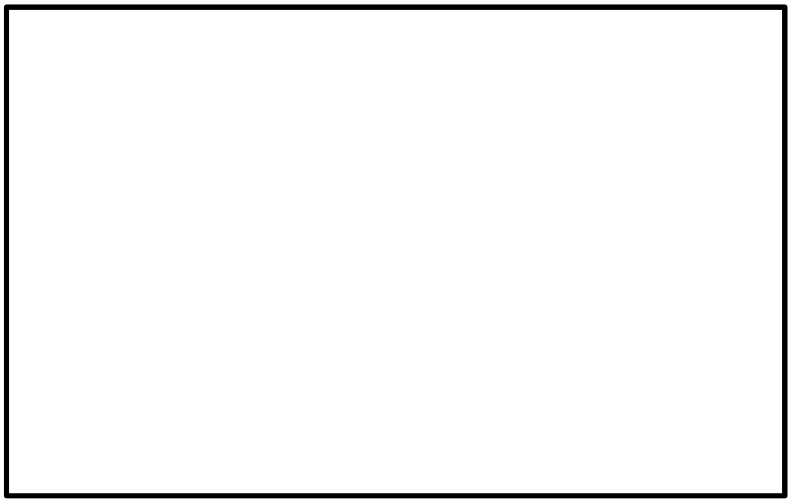
2.2　構造概要

海水引込み管は，延長約 154 m，内径約 1.2 m の鋼製の管路で，ＳＡ用海水ピット取水塔及びＳＡ用海水ピットと岩盤内で接続する。なお，地震時の地盤応答により発生する応力の低減の観点から，ＳＡ用海水ピット取水塔及びＳＡ用海水ピットとの接続部付近並びに管路の中間 2 箇所程度に可とう管を設置する。

海水引込み管の縦断面図を第 2-2 図に，構造図を第 2-3 図に示す。



第 2-2 図　海水引込み管　縦断面図（Ａ－Ａ断面）



第 2-3 図　海水引込み管　構造図

2.3　評価方針

海水引込み管は，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に分類される。

海水引込み管の耐震評価は，地盤の２次元有効応力解析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，地震応答解析に基づく発生応力が許容限界以下であることを確認する。

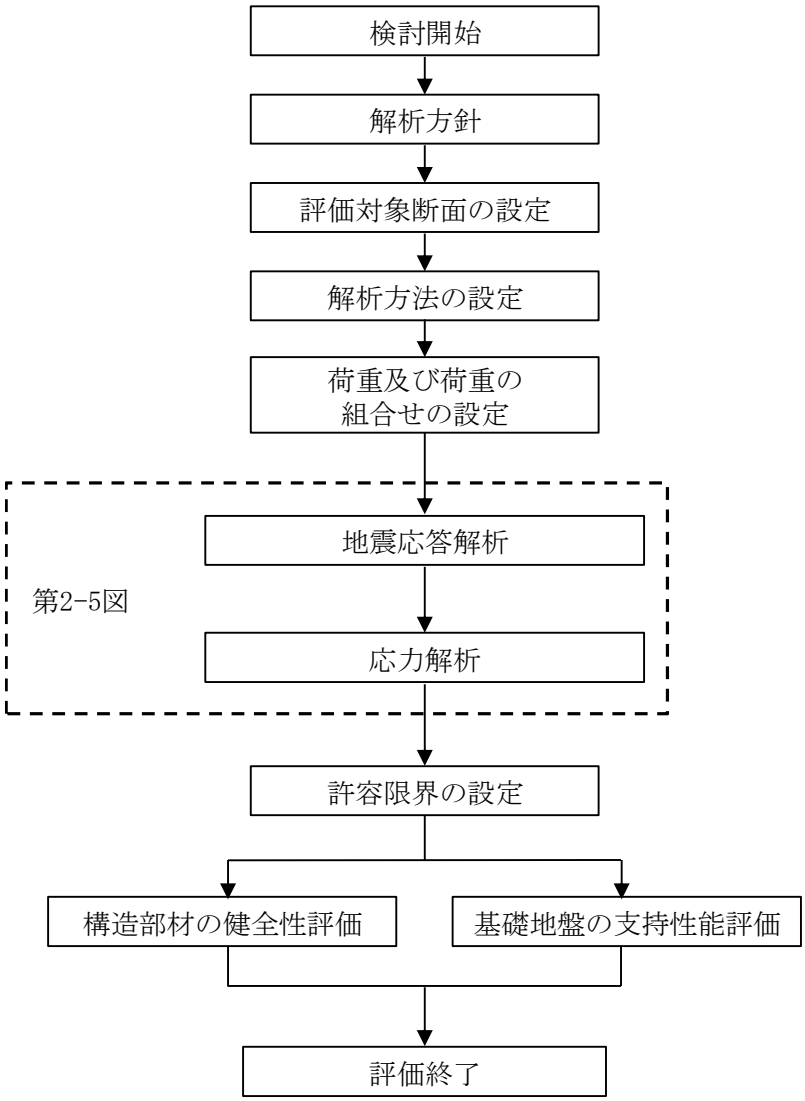
基礎地盤の支持性能評価については，基礎地盤に生じる接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

海水引込み管の耐震評価フローを第 2-4 図に，海水引込み管の地震応答解析及び応力解析のフローを第 2-5 図に示す。

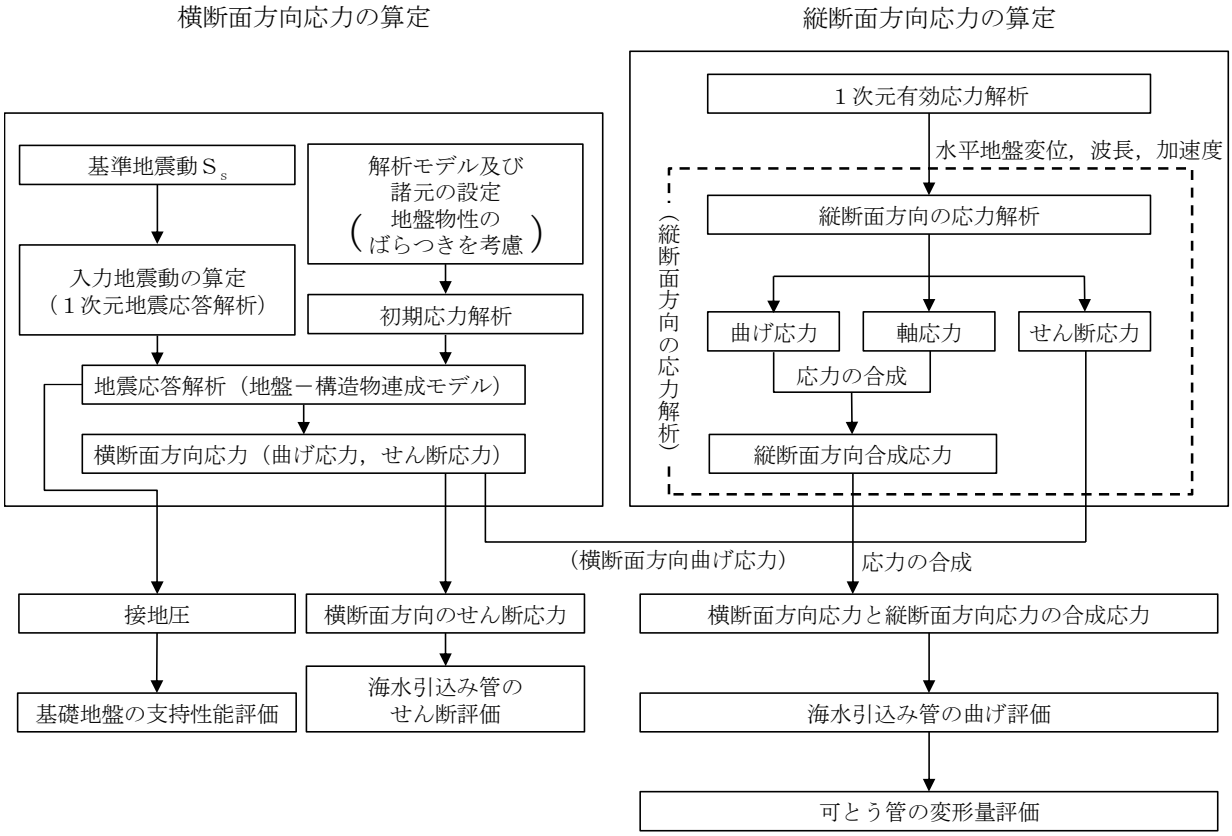
第 2-1 表　海水引込み管の評価項目

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*

注記　＊：妥当な安全余裕を考慮する。



第 2-4 図　海水引込み管の耐震評価フロー



第 2-5 図　海水引込み管の地震応答解析及び応力解析のフロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準類を以下に示す。

・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（Ⅰ共通編・Ⅴ耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 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）

・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.　横断面方向の地震応答解析

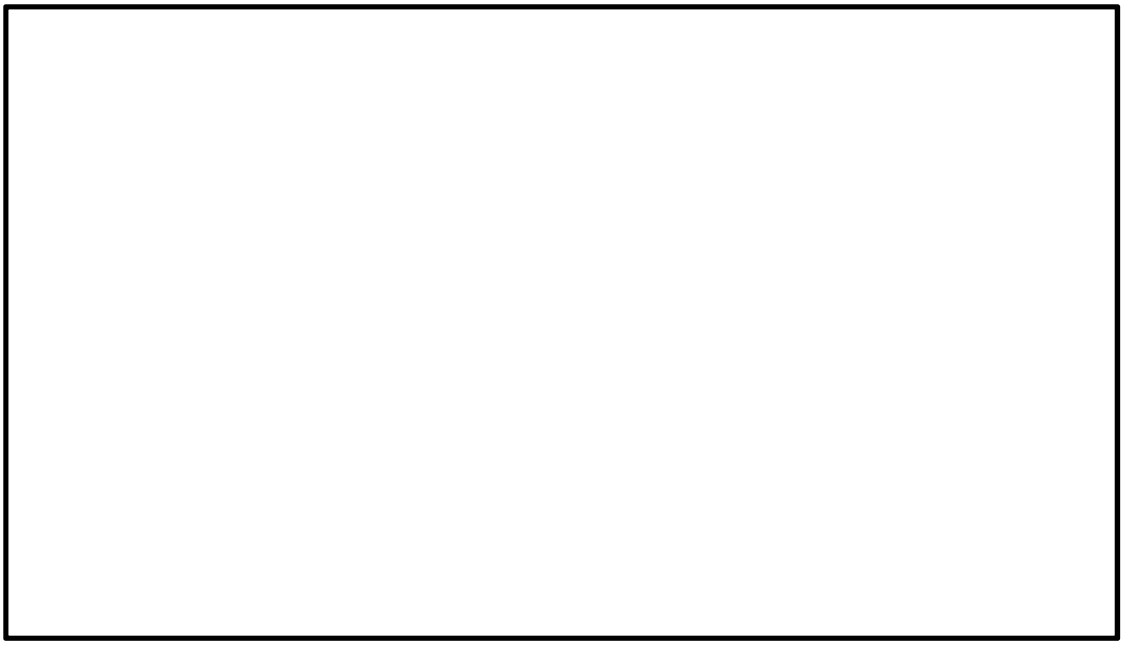
3.1　評価対象断面

海水引込み管は，ＳＡ用海水ピット取水塔とＳＡ用海水ピットを接続する延長約 154 m，内径 1.2 m の鋼製の地中構造物であり，十分な支持性能を有する岩盤内に設置する。

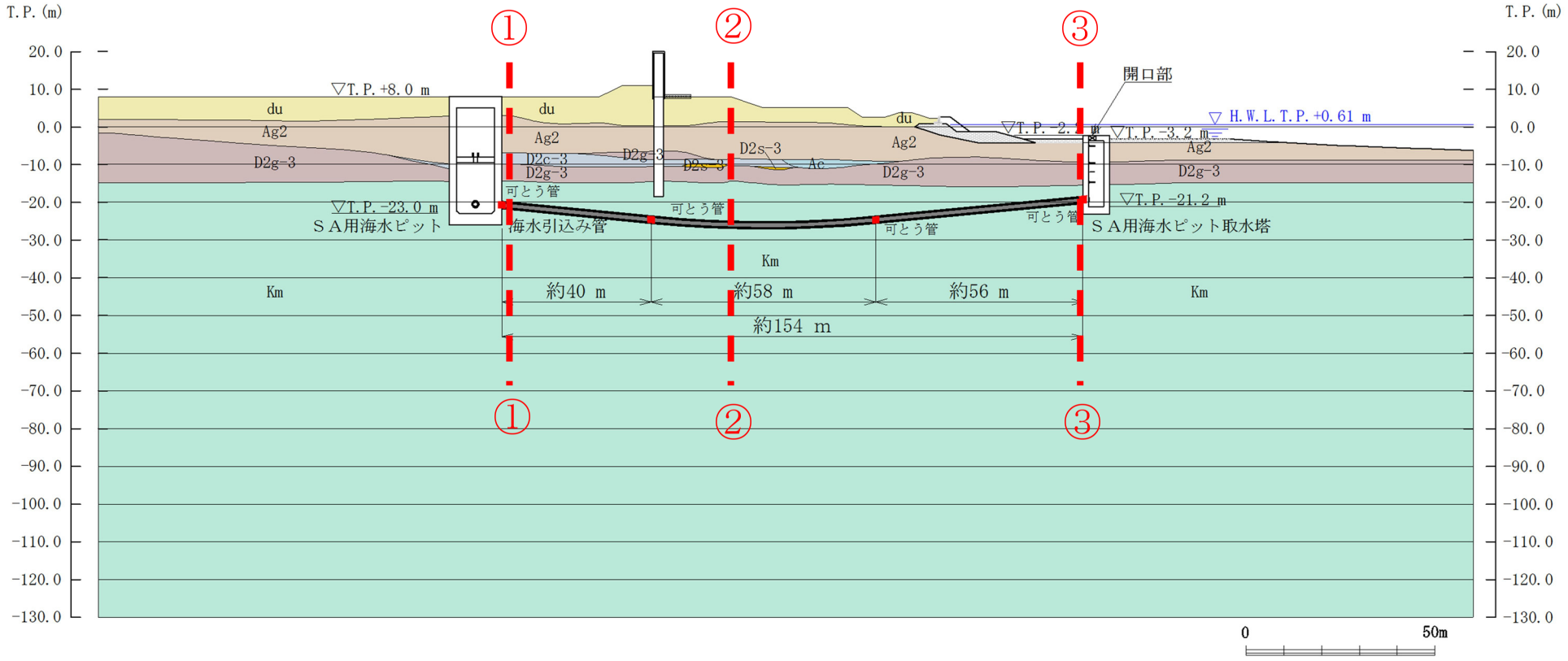
海水引込み管は可とう管の設置スパンが長い線状構造物であり，横断面方向及び縦断面方向を評価対象断面とする。

横断面方向は，土被りが最も大きくなる②－②断面を評価対象断面の基本とする。

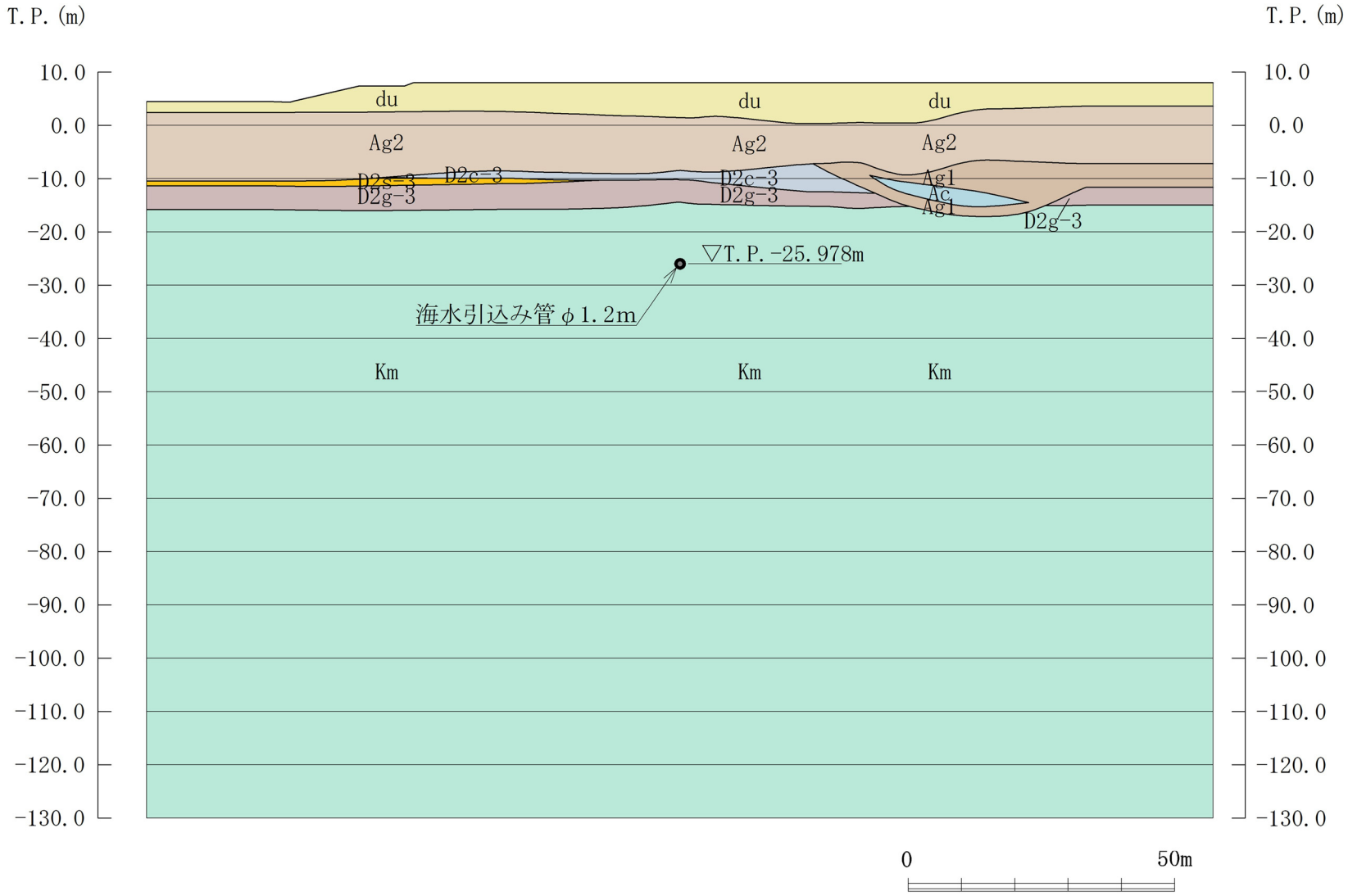
第 3-1 図に評価対象断面位置図を，第 3-2 図に評価対象断面図を示す。



第 3-1 図　海水引込み管　評価対象断面位置図



第 3-2 図(1)　海水引込み管　縦断面図（Ａ－Ａ断面）



第 3-2 図(2)　海水引込み管　横断面図（②－②断面）

3.2　横断面方向応力の評価方法

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」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。

3.2.1　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

海水引込み管の耐震評価における検討ケースを第 3-1 表に示す。

耐震計算においては，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。

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

海水引込み管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

海水により満管状態となる埋設構造物であるため，内外水による静水圧及び動水圧を考慮し，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

海水引込み管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 3-2 表に示す。

第 3-2 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

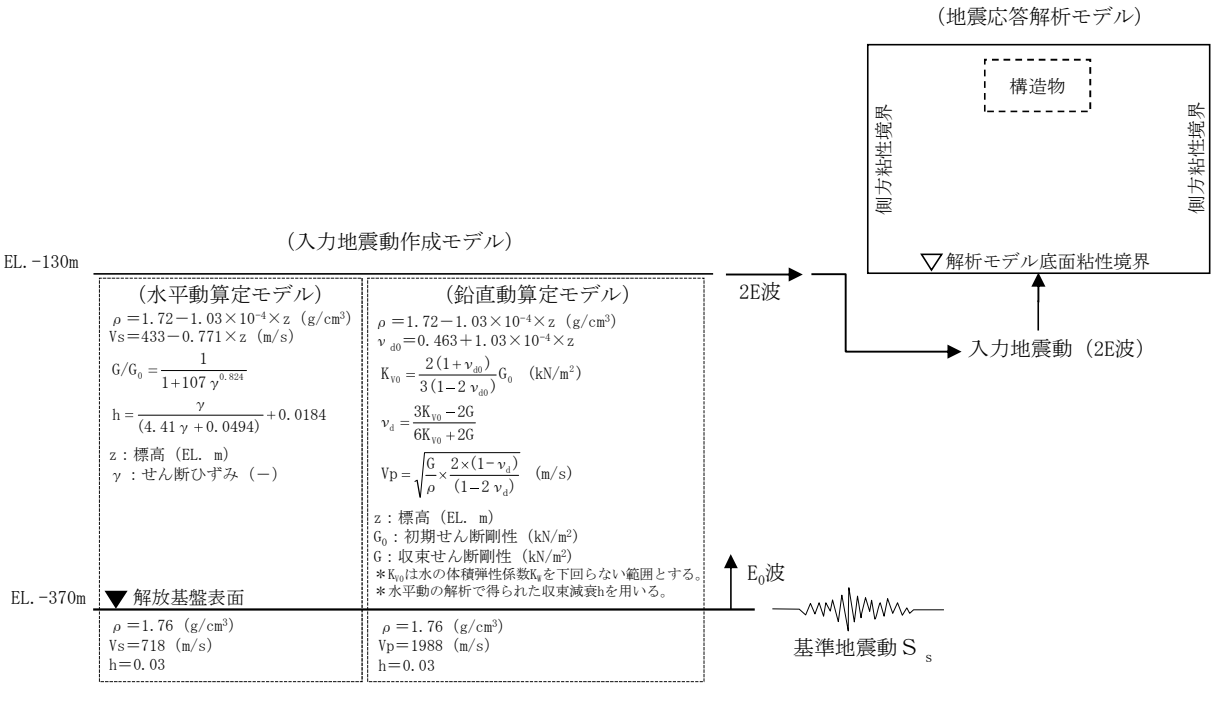
K_s：地震荷重

3.4　入力地震動

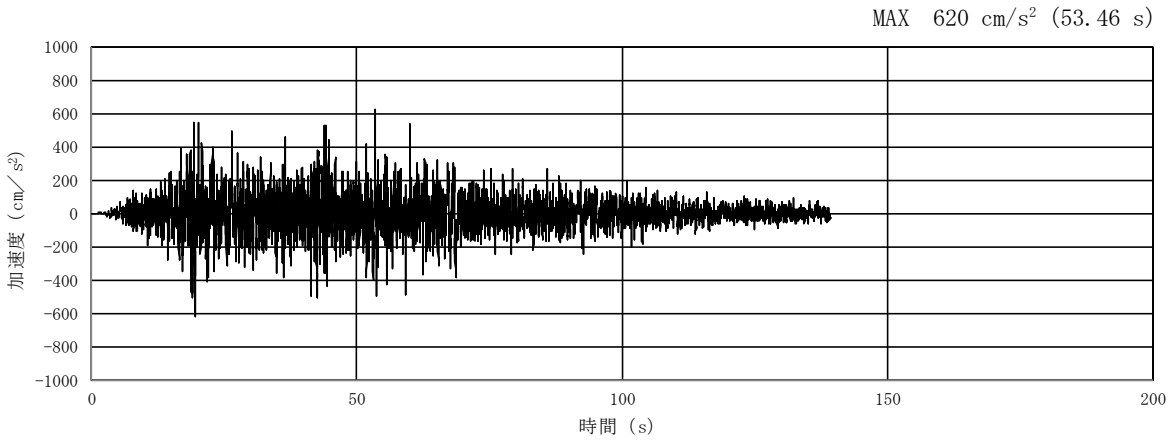
入力地震動は，添付書類「Ⅴ-2-1-6　地震応答解析の基本方針」のうち「2.3　屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

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。入力地震動算定の概念図を第 3-3 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第 3-4 図に示す。

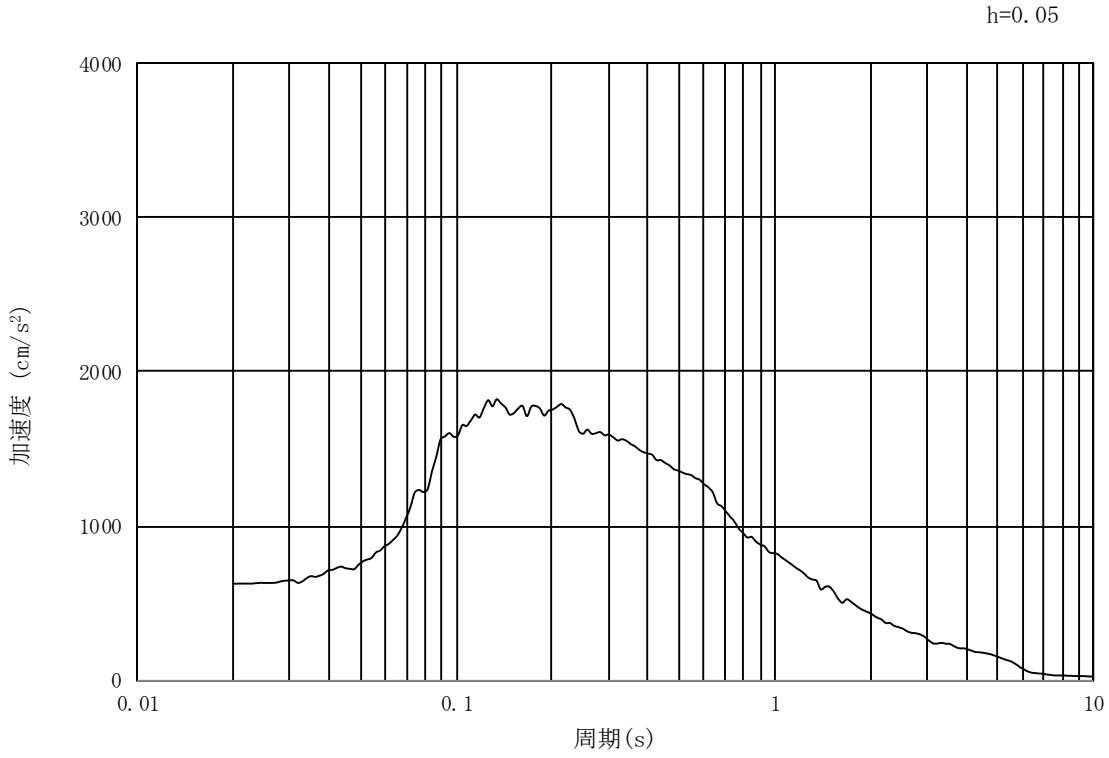
入力地震動の算定には，解析コード「k-SHAKE　Ver.　6.2.0」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については，添付書類「Ⅴ-5-25 計算機プログラム（解析コード）の概要・ｋ－ＳＨＡＫＥ」に示す。



第 3-4 図　入力地震動算定の概念図

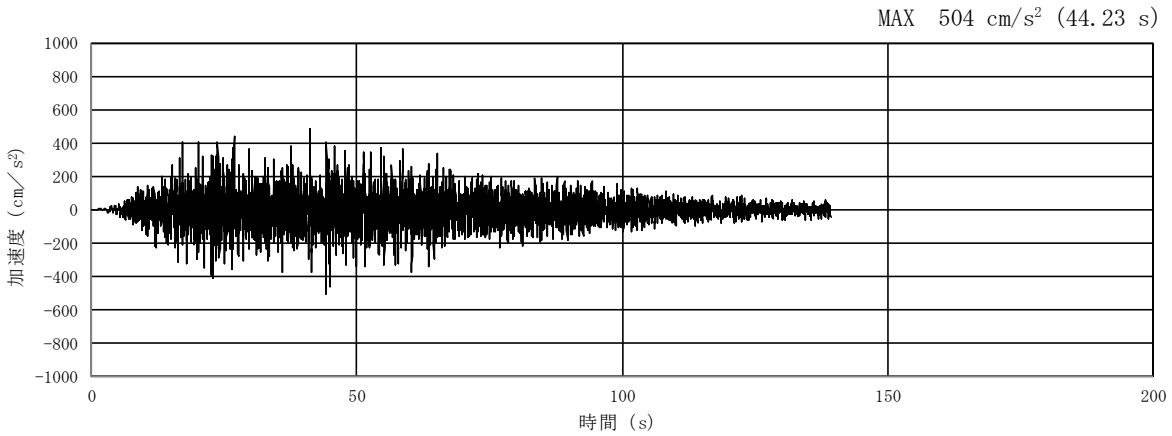


(a) 加速度時刻歴波形

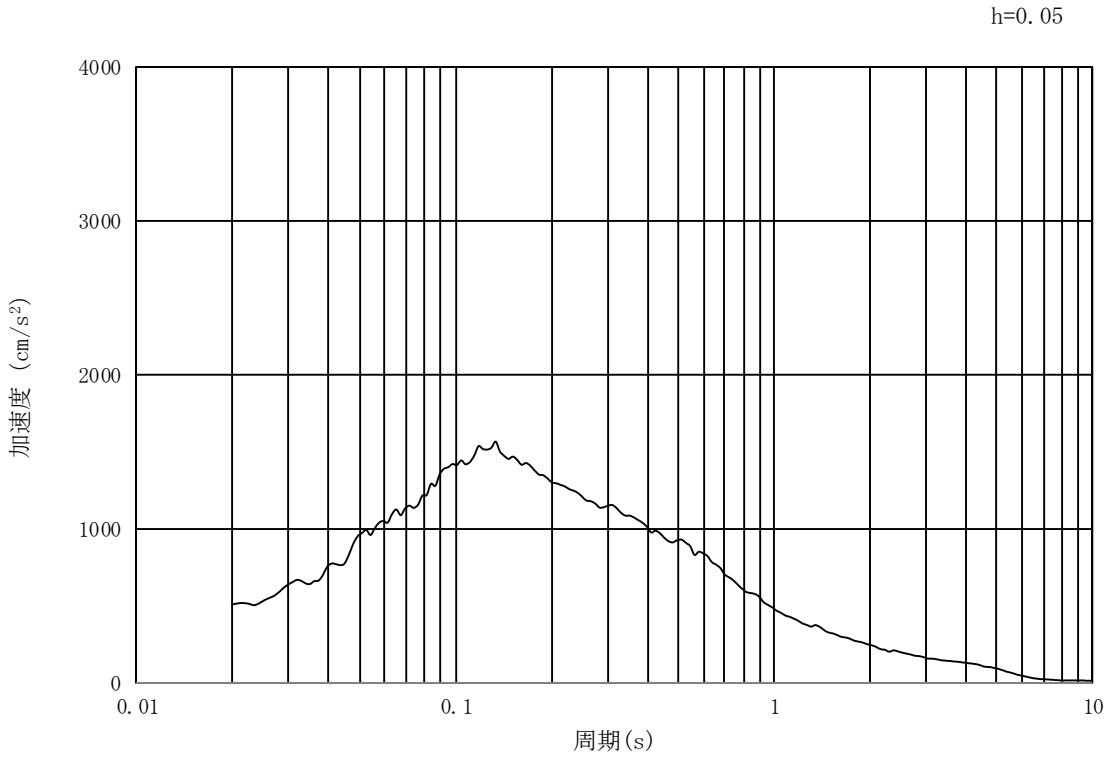


(b) 加速度応答スペクトル

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
（水平成分：Ｓ$_s$－Ｄ１）

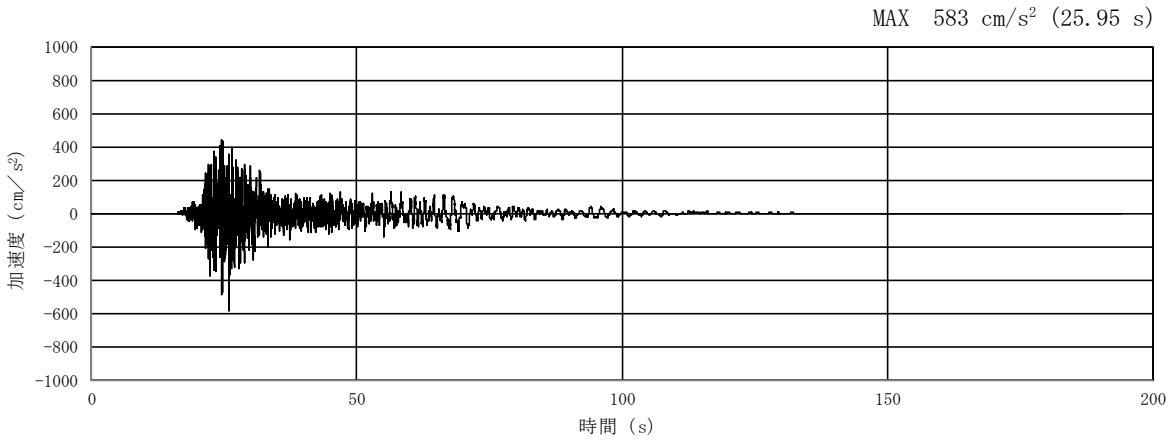


(a) 加速度時刻歴波形

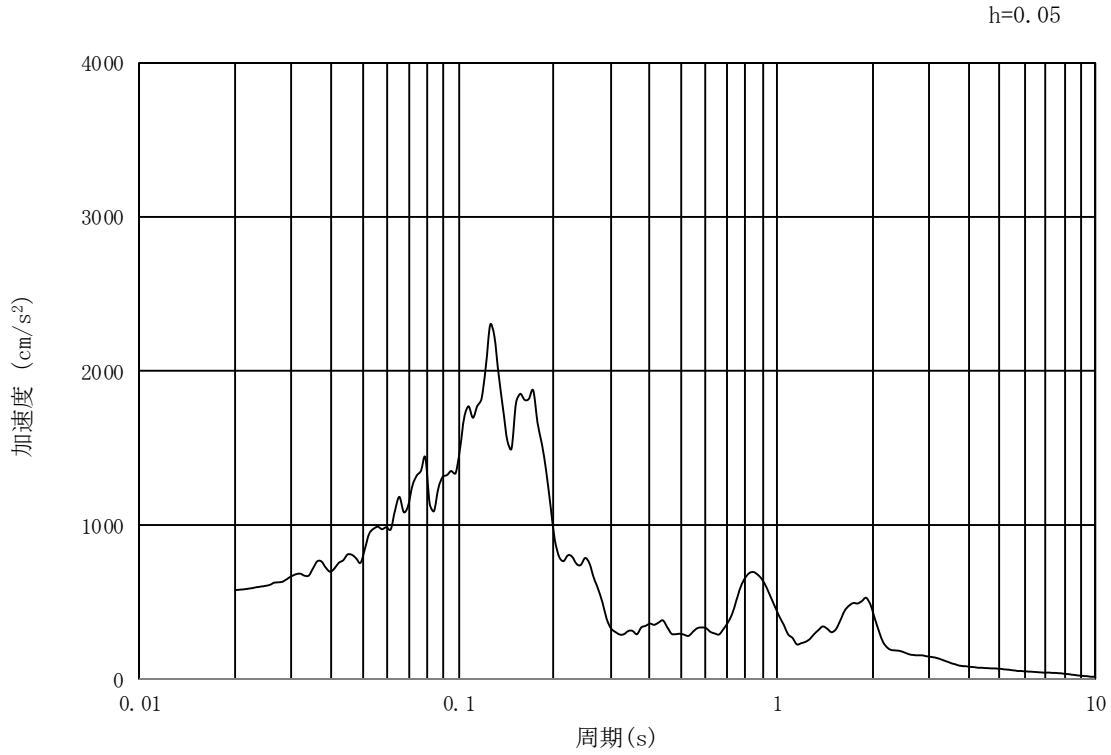


(b) 加速度応答スペクトル

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
（鉛直成分：Ｓ$_s$－Ｄ１）

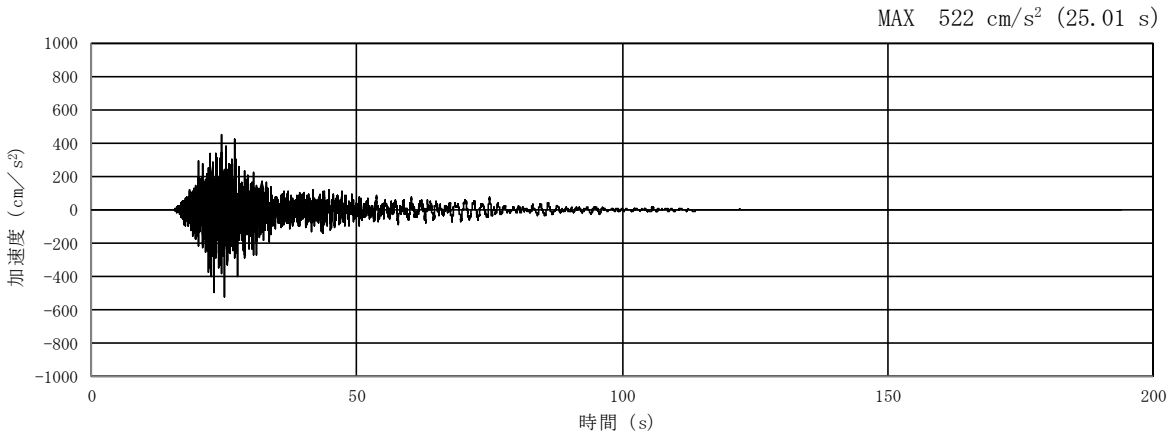


(a) 加速度時刻歴波形

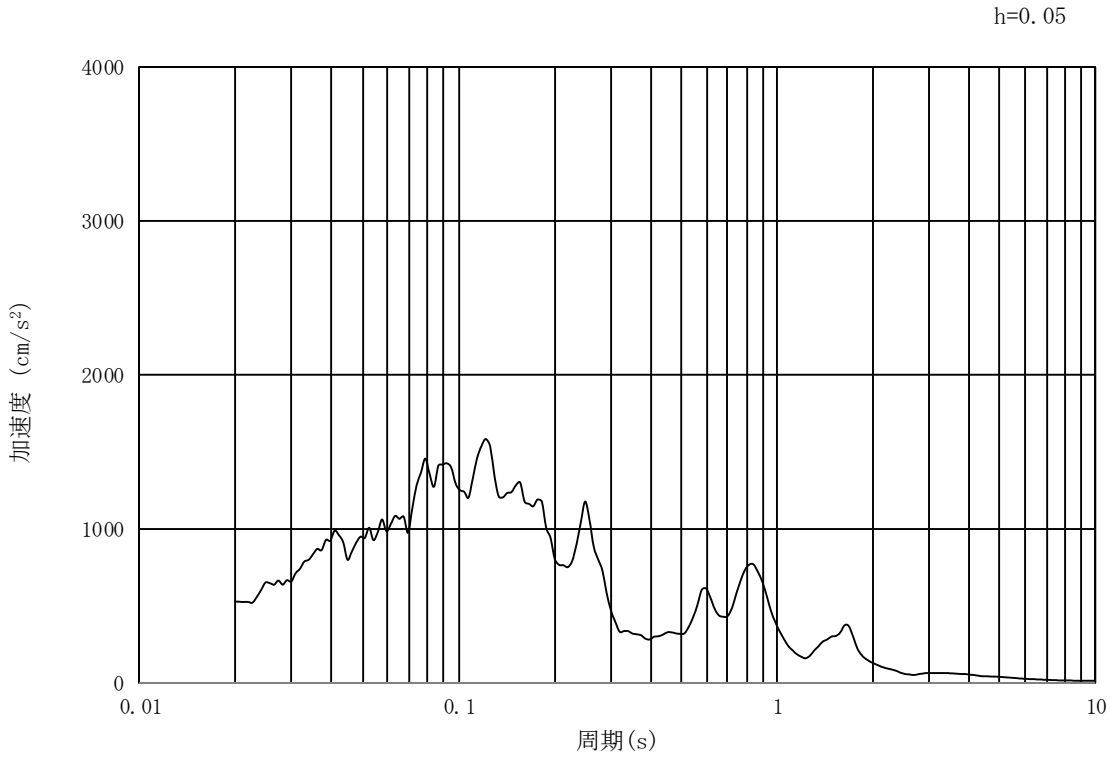


(b) 加速度応答スペクトル

第 3-4 図 (3)　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
(②－②断面方向，水平成分：Ｓ$_s$－１１)

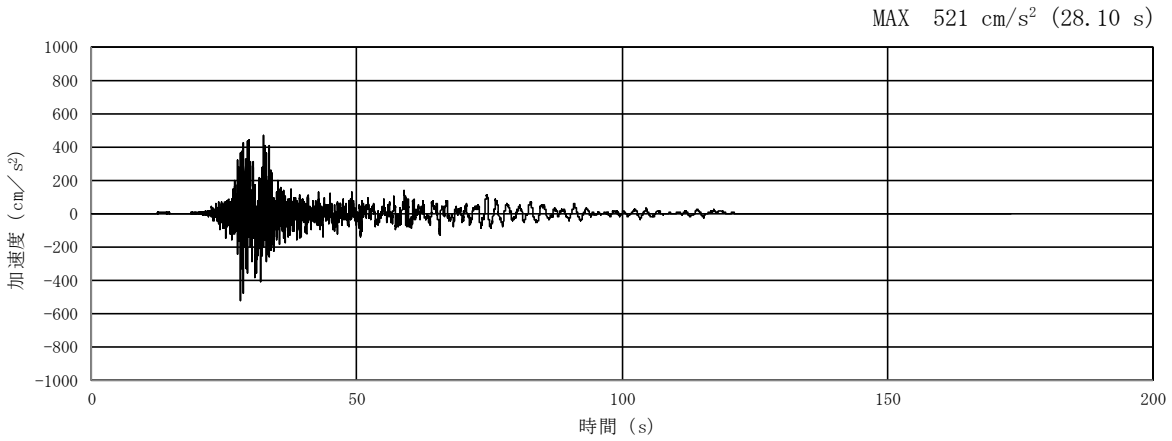


(a) 加速度時刻歴波形

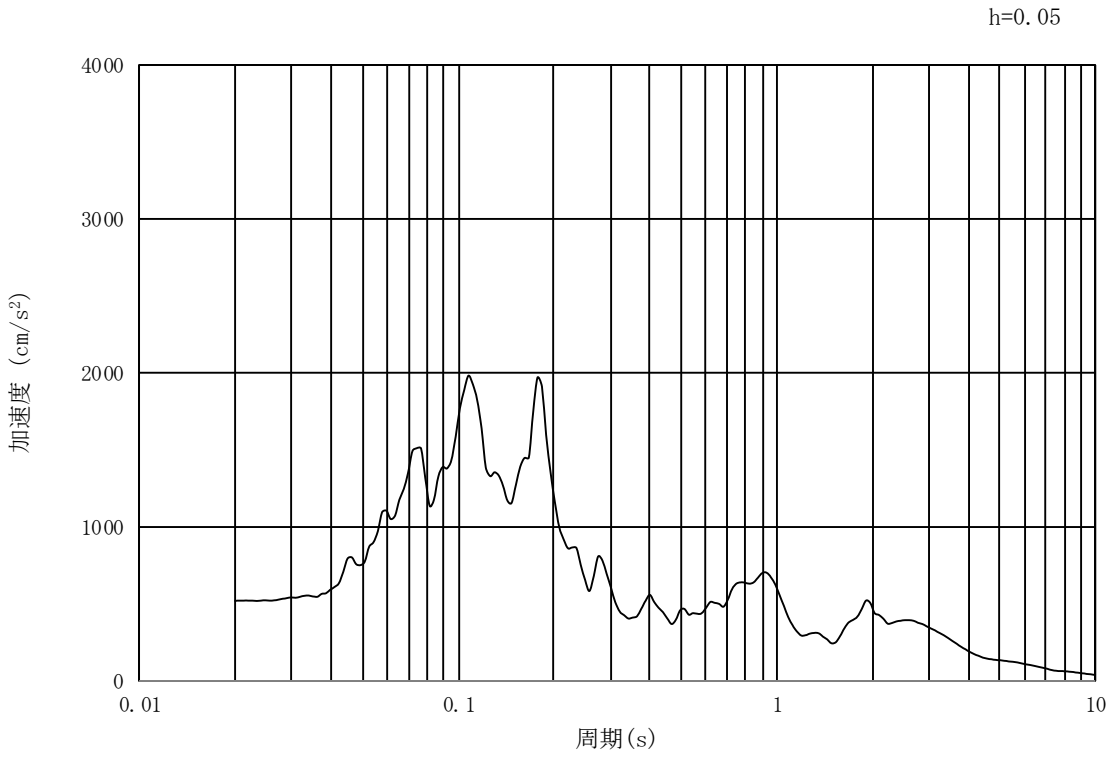


(b) 加速度応答スペクトル

第 3-4 図 (4)　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
(②－②断面方向，鉛直成分：S_s－１１)

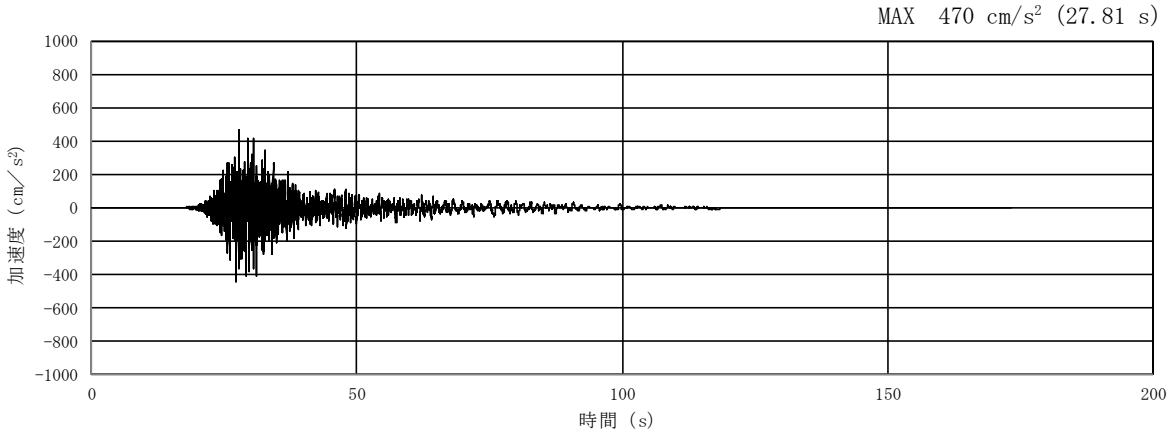


(a) 加速度時刻歴波形

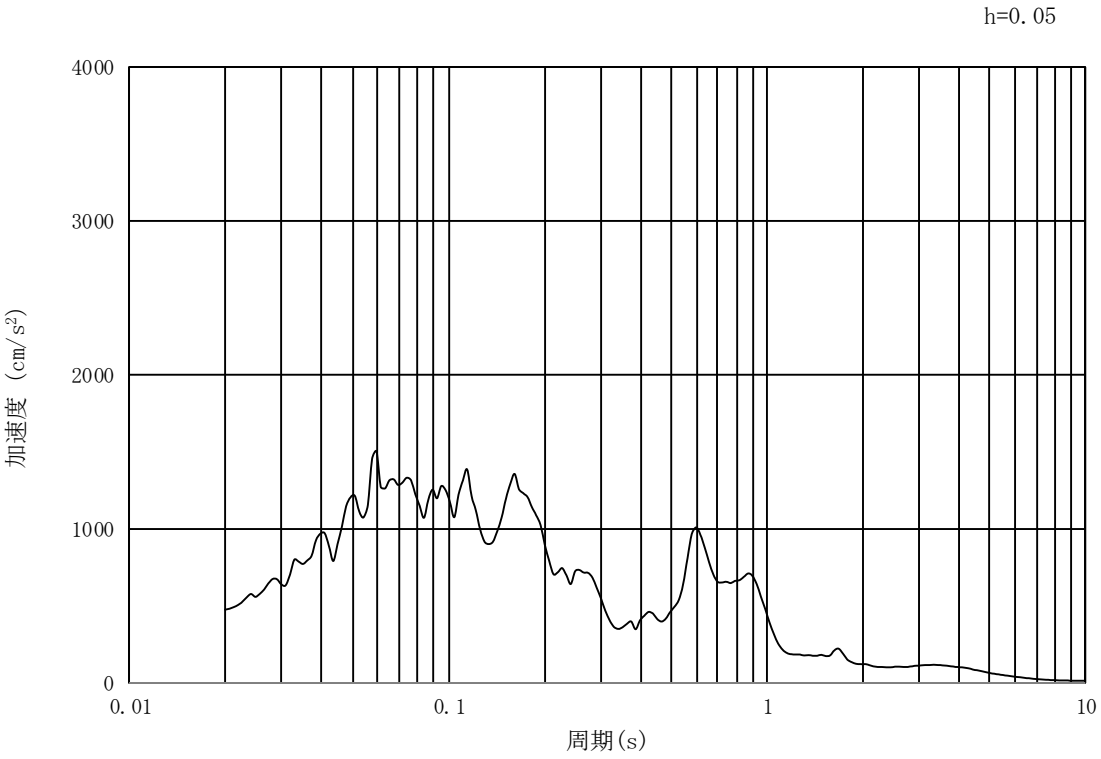


(b) 加速度応答スペクトル

第 3-4 図 (5)　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
(②－②断面方向，水平成分：Ｓ$_s$－１２)

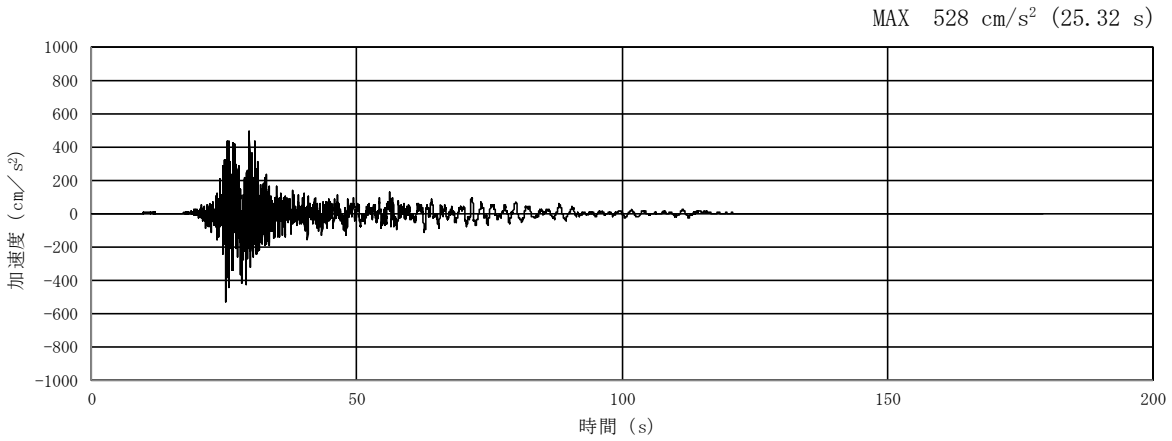


(a) 加速度時刻歴波形

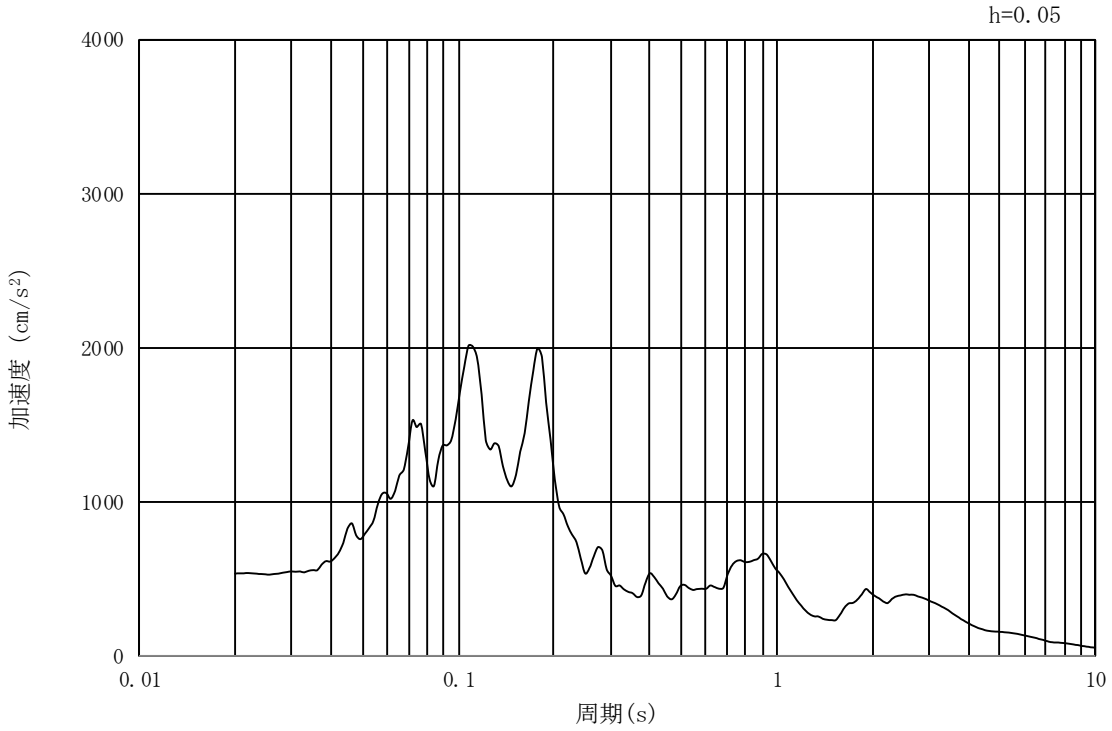


(b) 加速度応答スペクトル

第 3-4 図 (6)　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
(②－②断面方向，鉛直成分：Ｓ$_s$－１２)

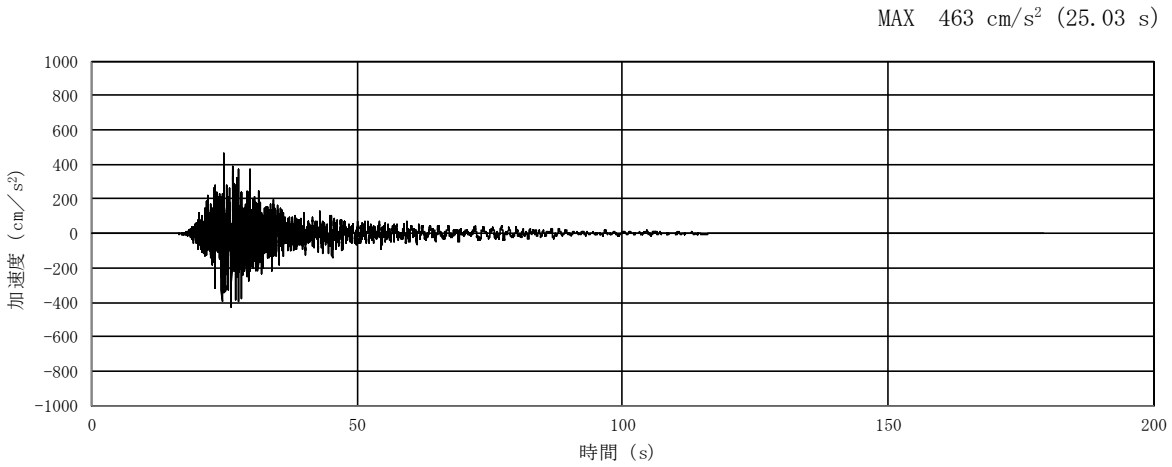


(a) 加速度時刻歴波形

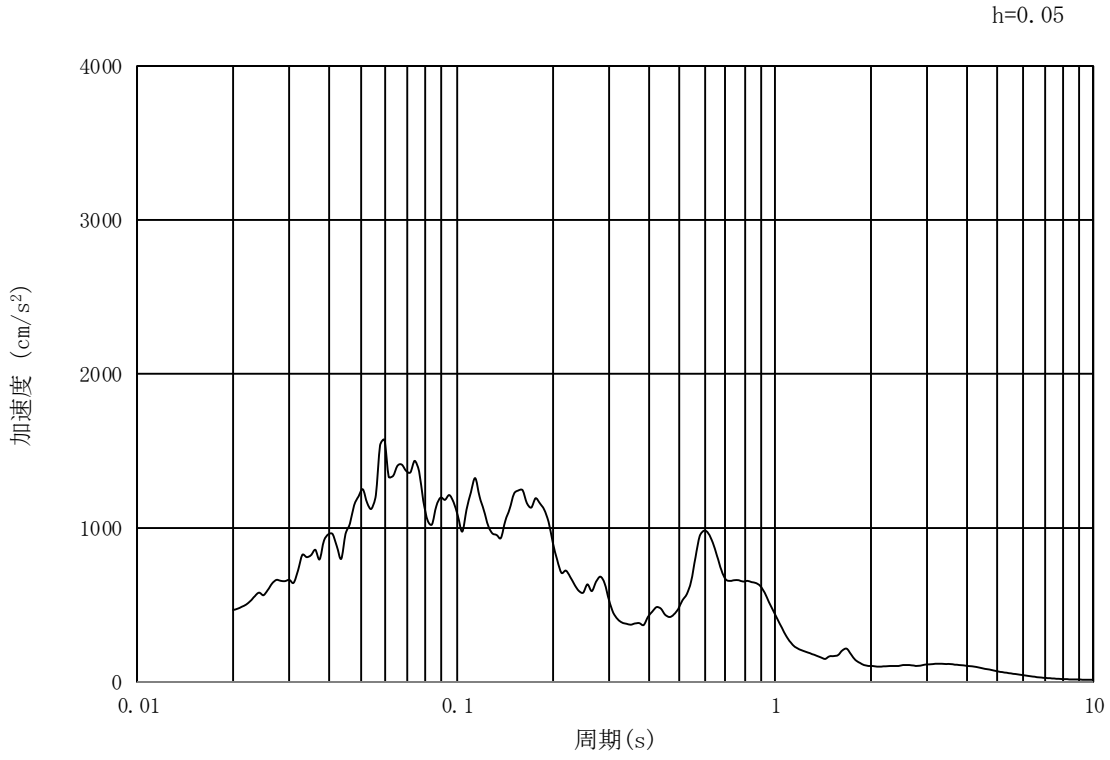


(b) 加速度応答スペクトル

第 3-4 図 (7)　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
(②－②断面方向，水平成分：Ｓ$_s$－１３)

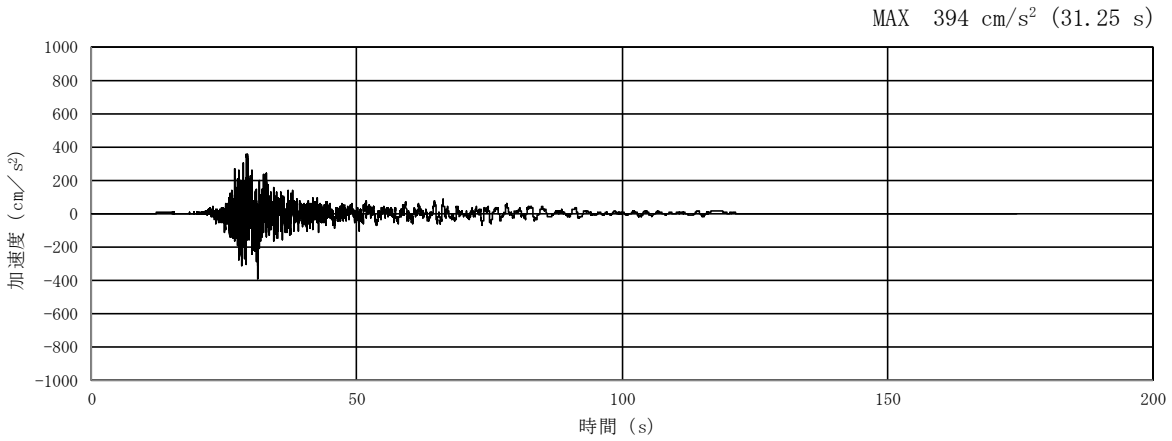


(a) 加速度時刻歴波形

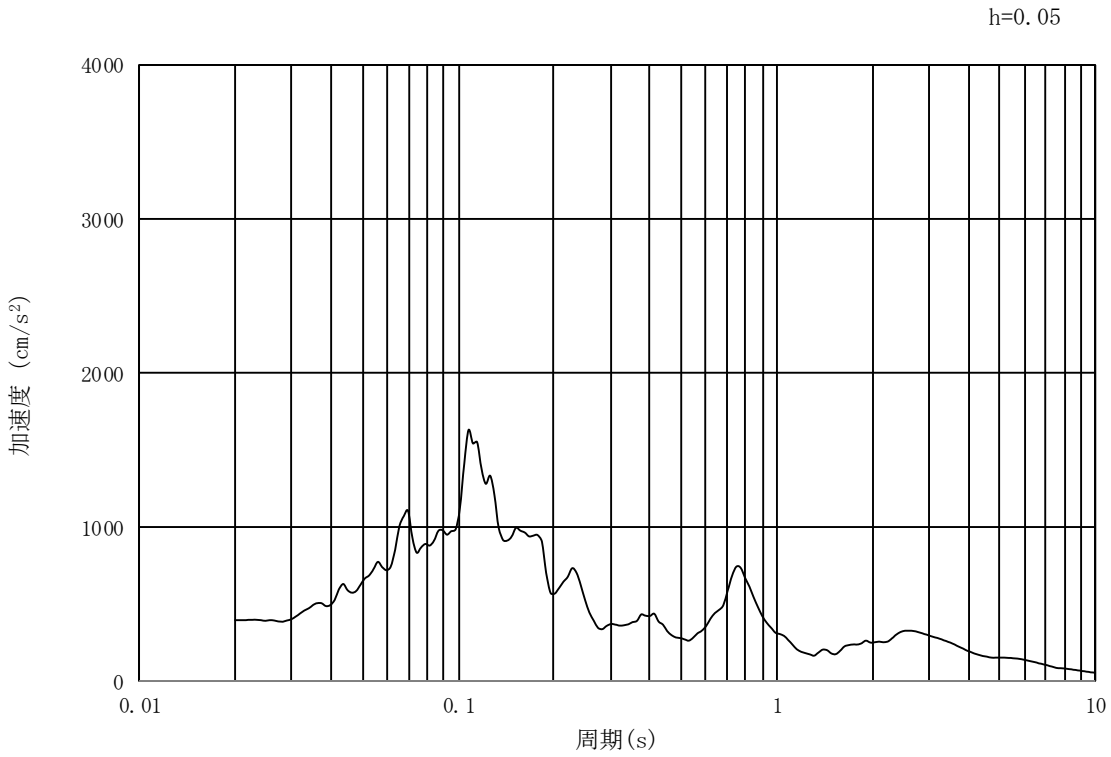


(b) 加速度応答スペクトル

第 3-4 図 (8)　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
(②－②断面方向，鉛直成分：Ｓ$_s$－１３)

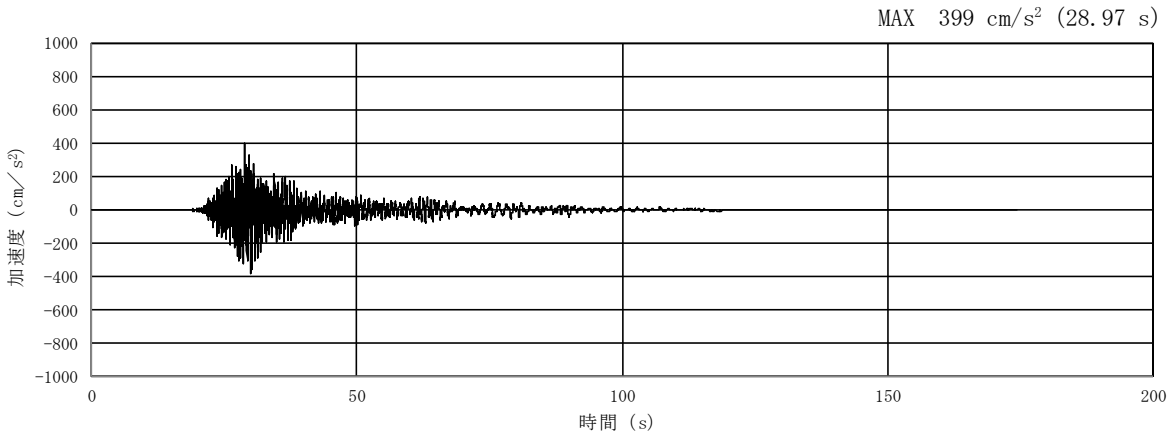


(a) 加速度時刻歴波形

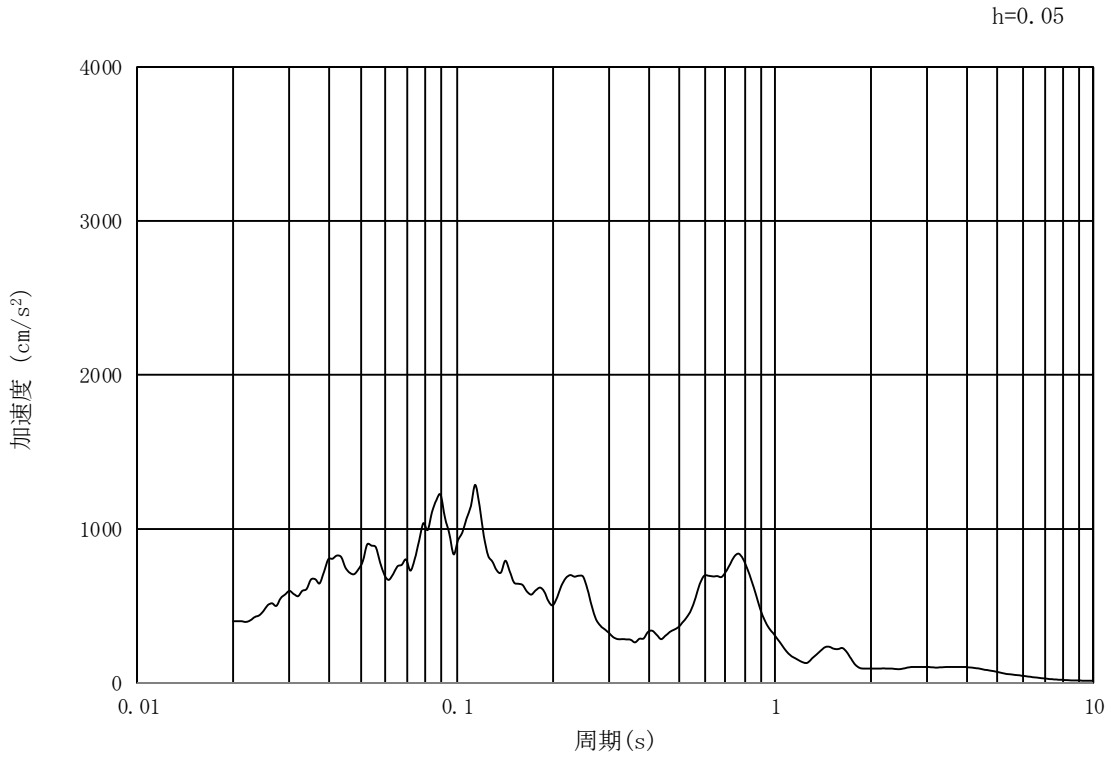


(b) 加速度応答スペクトル

第 3-4 図 (9)　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
(②－②断面方向，水平成分：Ｓ$_s$－１４)

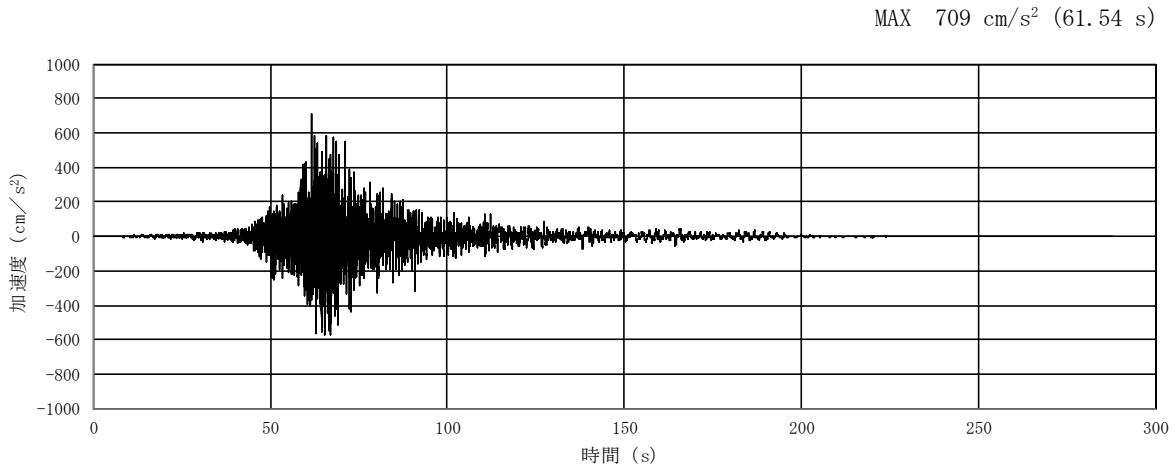


(a) 加速度時刻歴波形

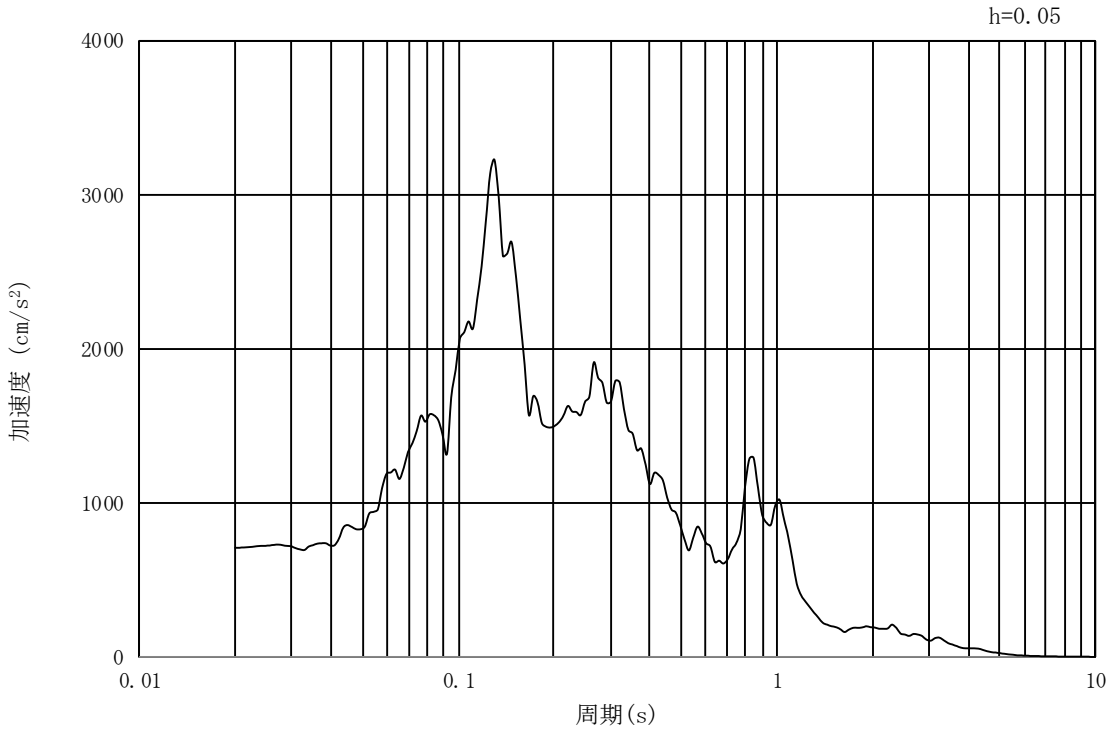


(b) 加速度応答スペクトル

第 3-4 図 (10)　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
(②－②断面方向，鉛直成分：Ｓ$_s$－１４)

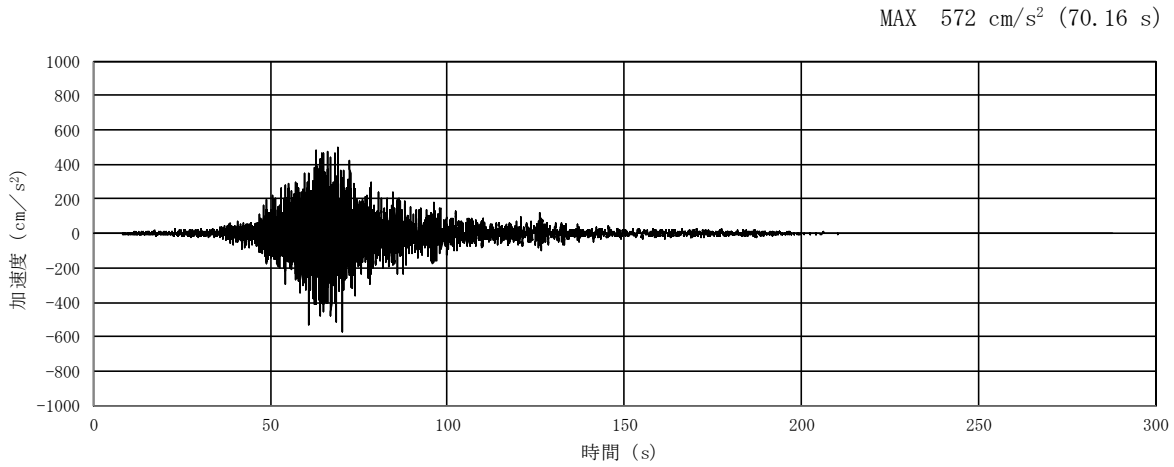


(a) 加速度時刻歴波形

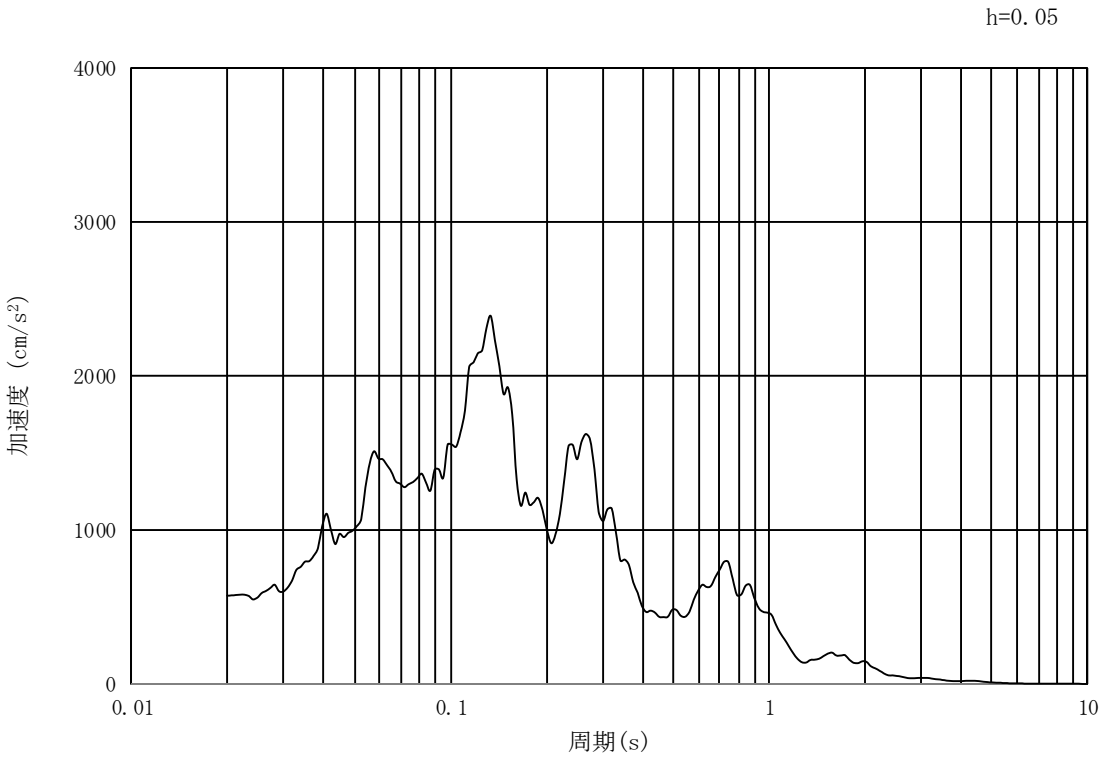


(b) 加速度応答スペクトル

第 3-4 図 (11)　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
(②－②断面方向，水平成分：Ｓ$_s$－２１)

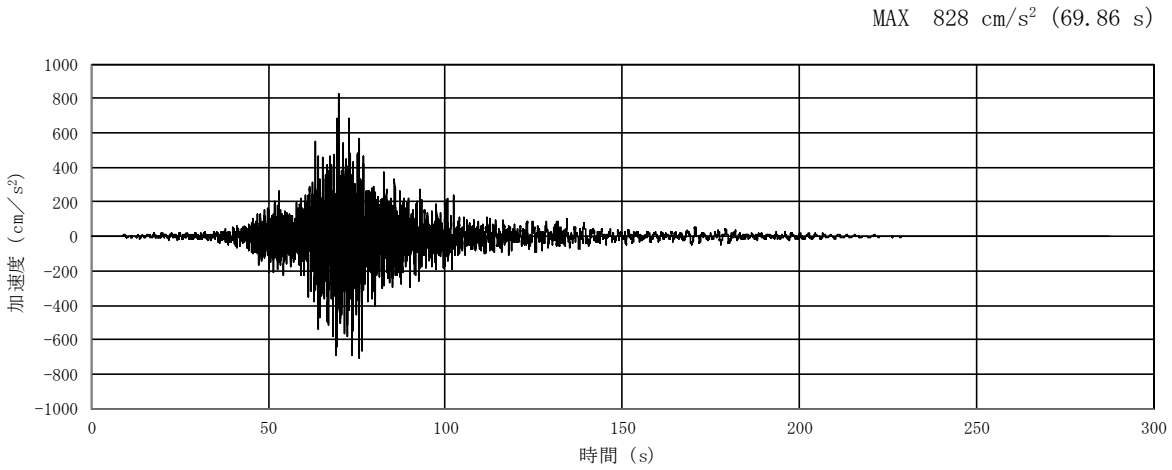


(a) 加速度時刻歴波形

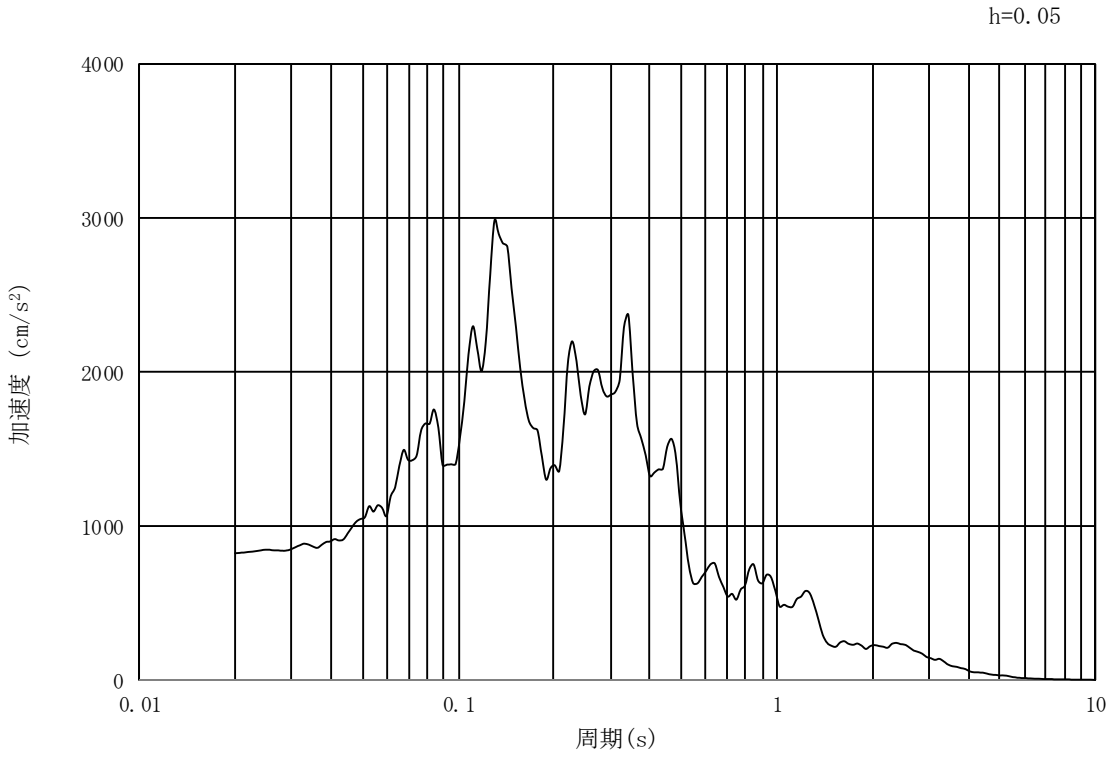


(b) 加速度応答スペクトル

第 3-4 図 (12)　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
(②－②断面方向，鉛直成分：Ｓ$_s$－２１)

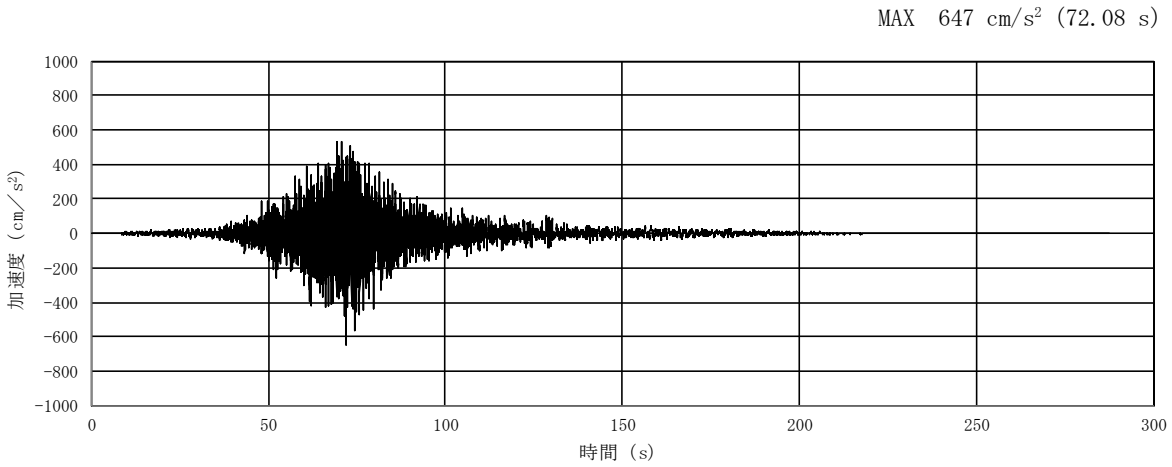


（a）加速度時刻歴波形

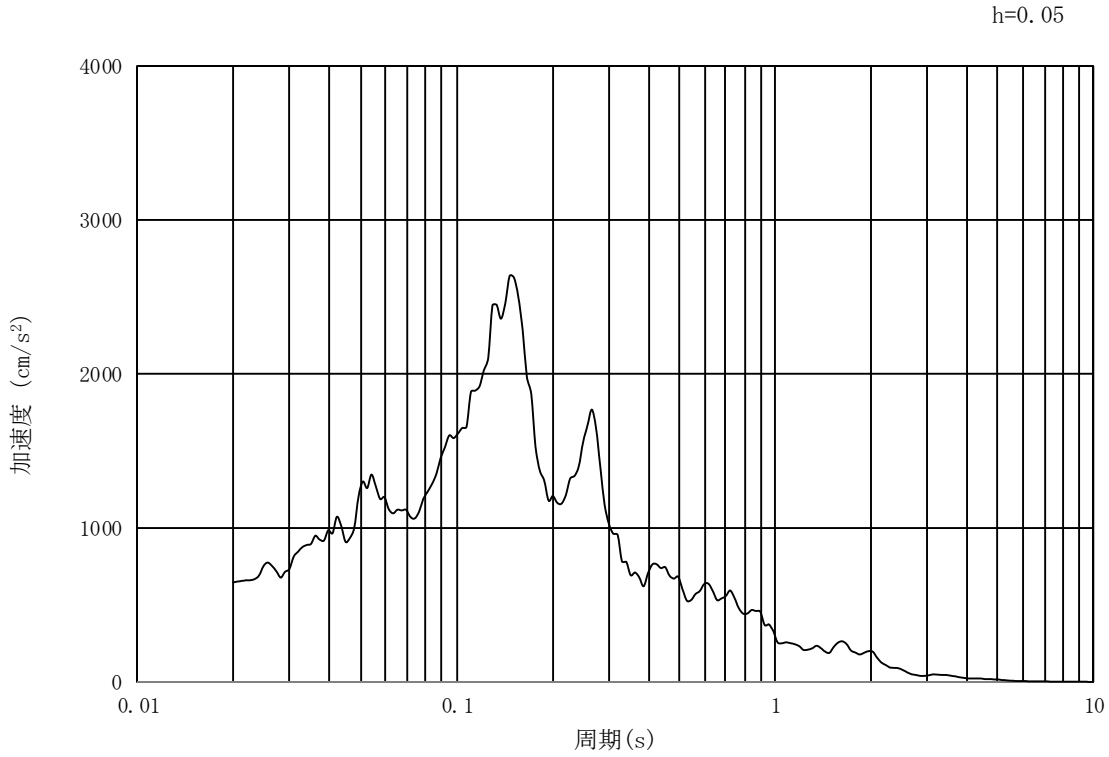


（b）加速度応答スペクトル

第 3-4 図（13）　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
（②－②断面方向，水平成分：Ｓ$_s$－２２）

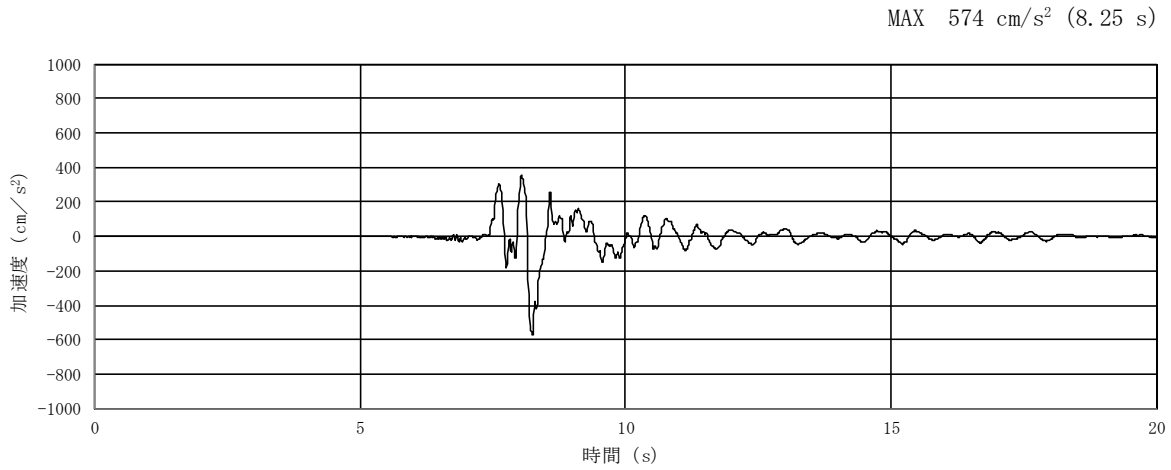


(a) 加速度時刻歴波形

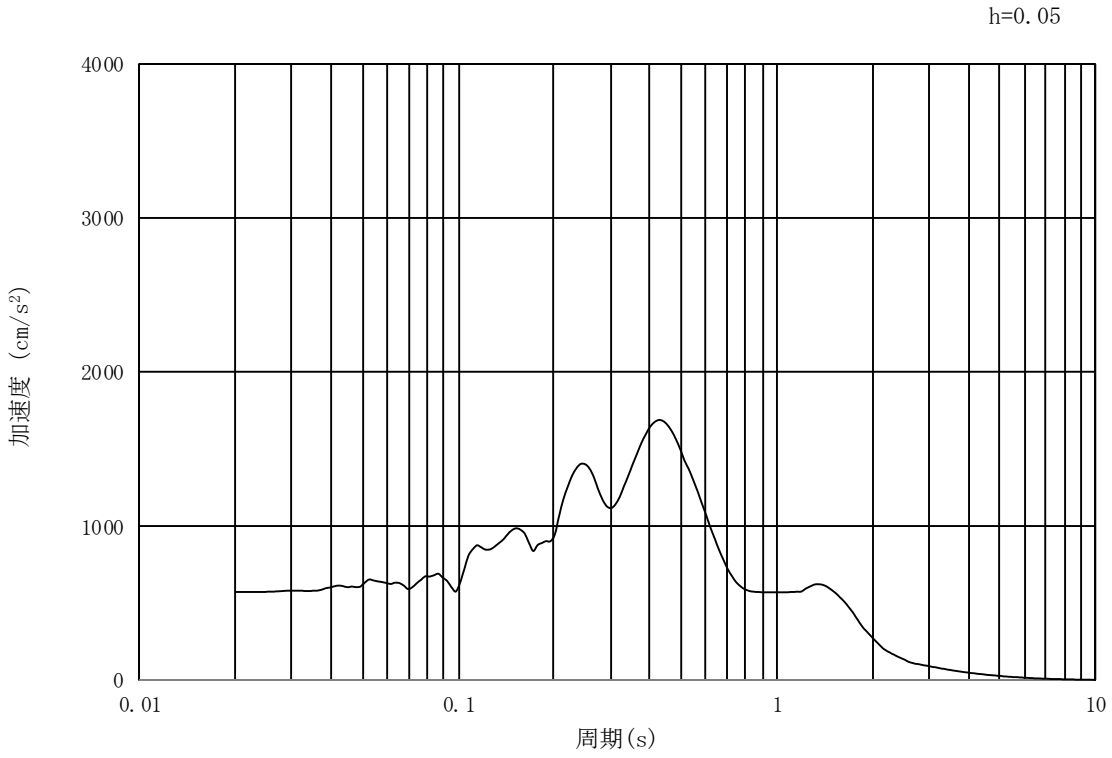


(b) 加速度応答スペクトル

第 3-4 図 (14)　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
(②－②断面方向，鉛直成分：Ｓ$_s$－２２)

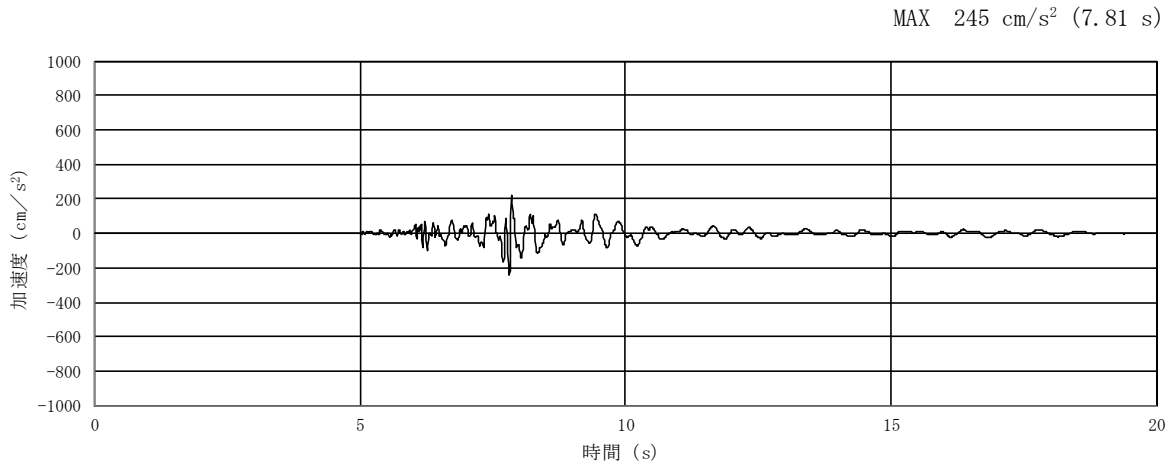


(a) 加速度時刻歴波形

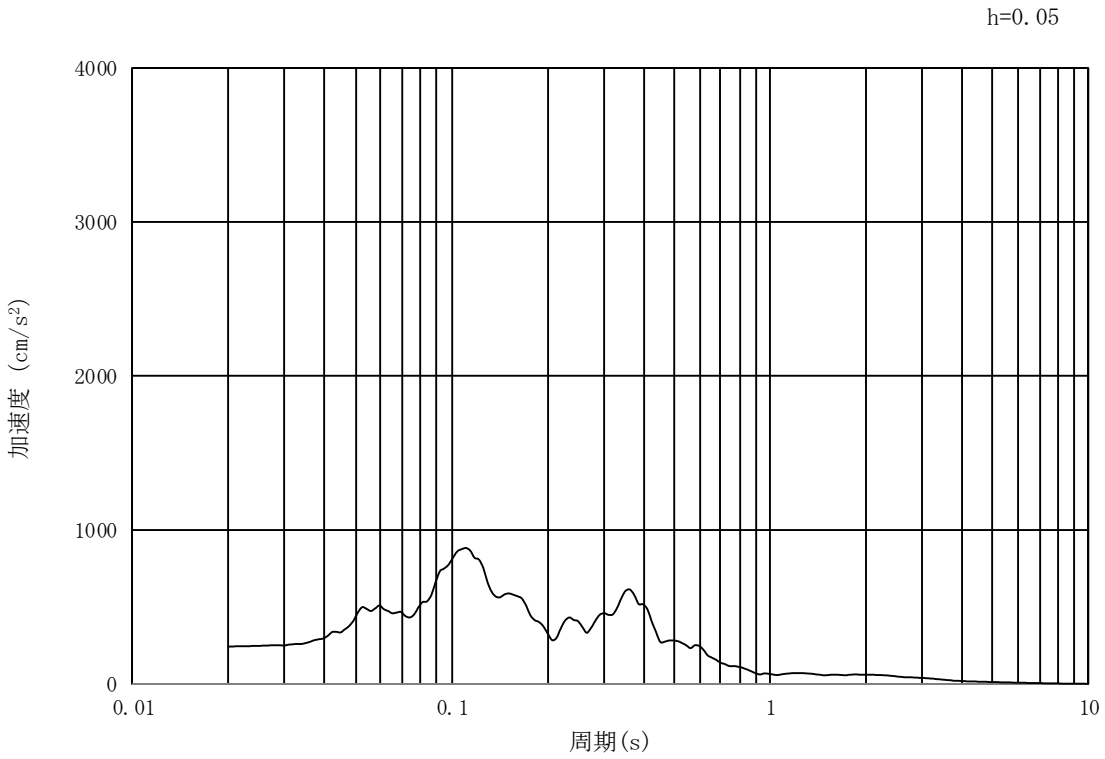


(b) 加速度応答スペクトル

第 3-4 図 (15)　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
（水平成分：Ｓ$_s$－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 (16)　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
(鉛直成分：Ｓ$_s$－３１)

3.5　解析モデル及び諸元

3.5.1　解析モデル

海水引込み管の地震応答解析モデルを第 3-5 図に示す。

(1)　解析領域

地震応答解析モデル領域は，境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう，十分広い領域とする。

(2)　境界条件

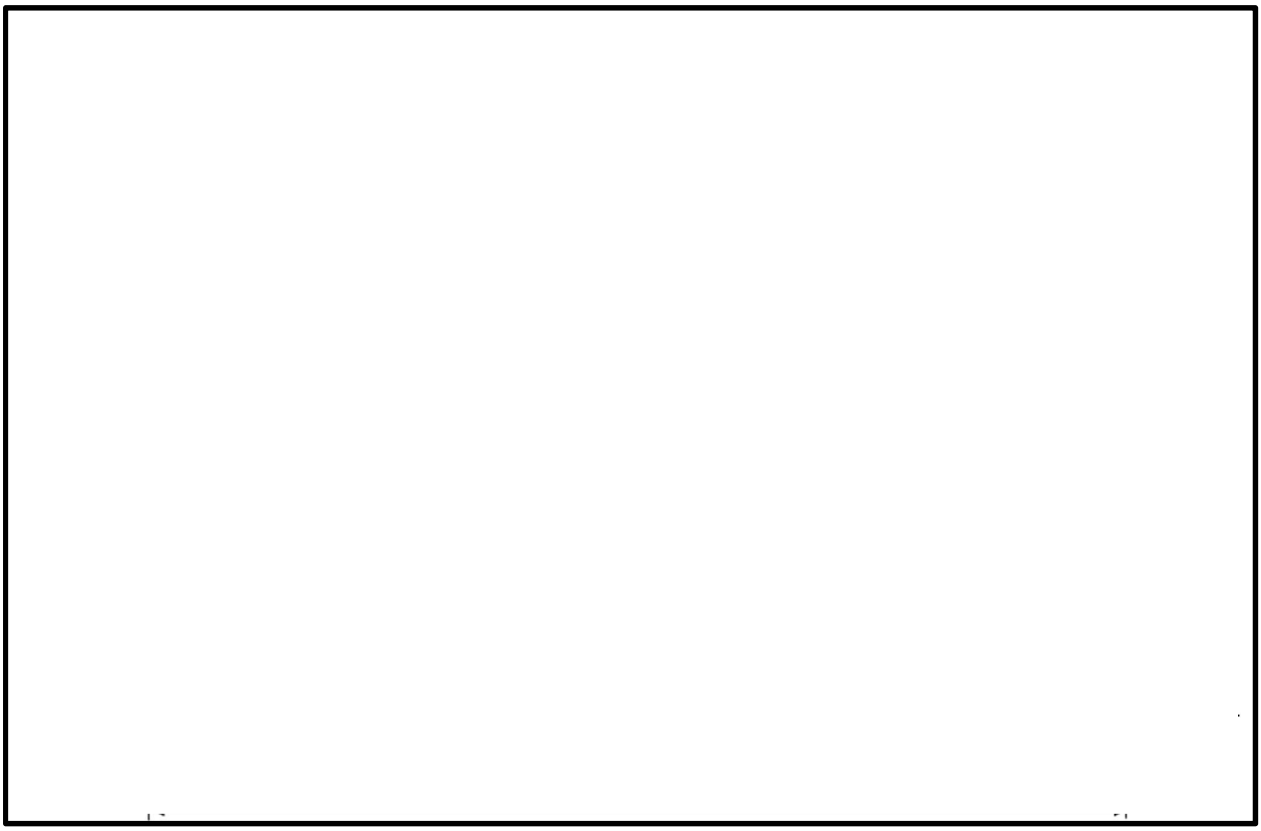
地震応答解析時の境界条件については，有限要素解析における半無限地盤を模擬するため，粘性境界を設ける。

(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，マルチスプリング要素及び間隙水圧要素にてモデル化し，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　海水引込み管②－②断面方向の地震応答解析モデル

3.5.2　使用材料

使用材料を第 3-3 表に，材料の物性値を第 3-4 表に示す。

第 3-3 表　使用材料

材料	断面形状（mm）	諸元
鋼製管	内径 1200×t14	SM570

第 3-4 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 (%)
鋼製管	77.0*1	2.0×10^5*1	0.3*1	3*2

注記　*1：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）

*2：ＪＥＡＧ４６０１－1987（（社）日本電気協会）

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 3-5 表に示す。

第 3-5 表（1）　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 3-5 表（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	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。

z：標高(m)

第 3-5 表 (3)　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。

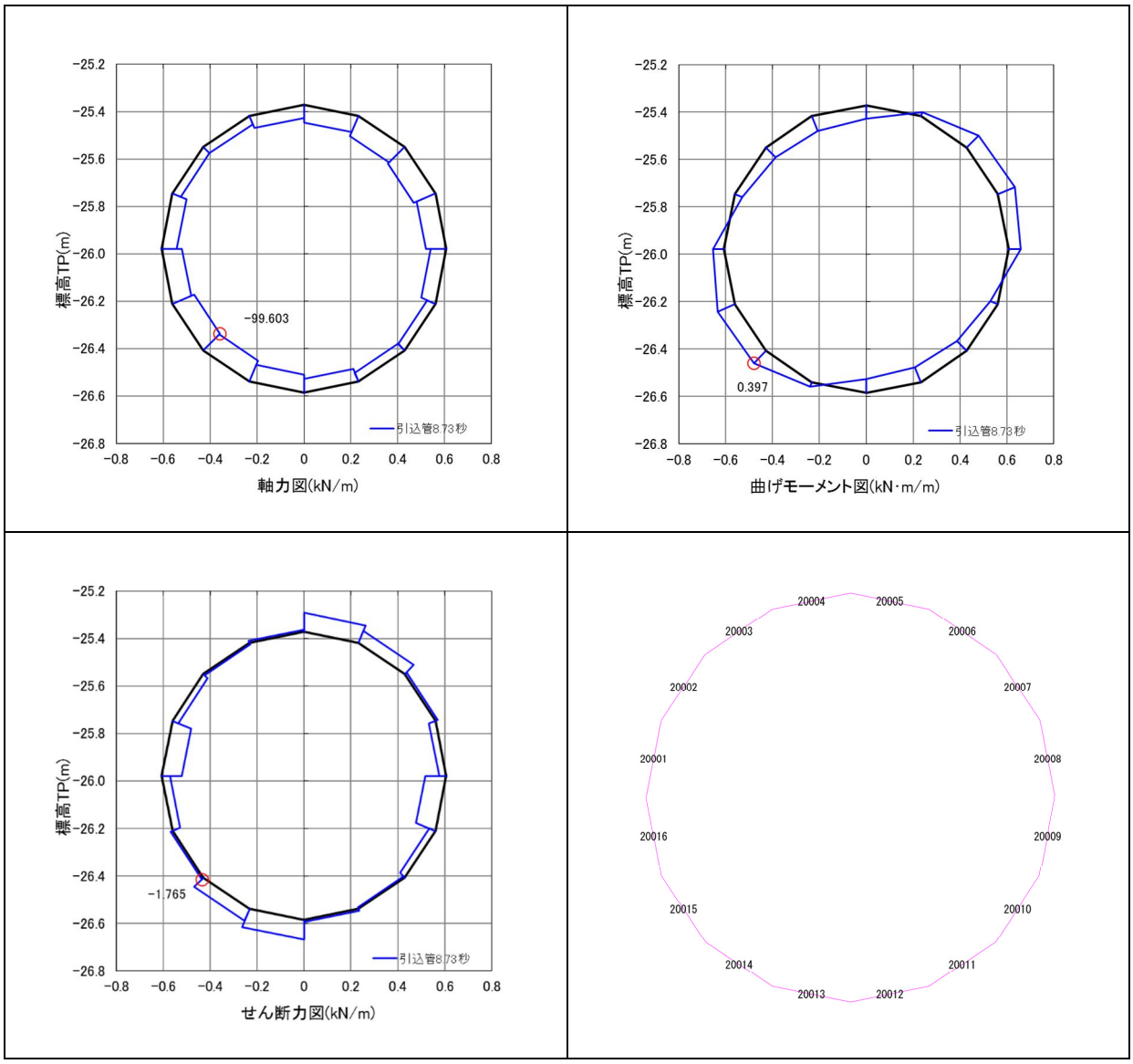
3.6　地震応答解析結果

海水引込み管の横断面方向の評価は，２次元有効応力解析により算定した照査用応答値が「6.1　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。

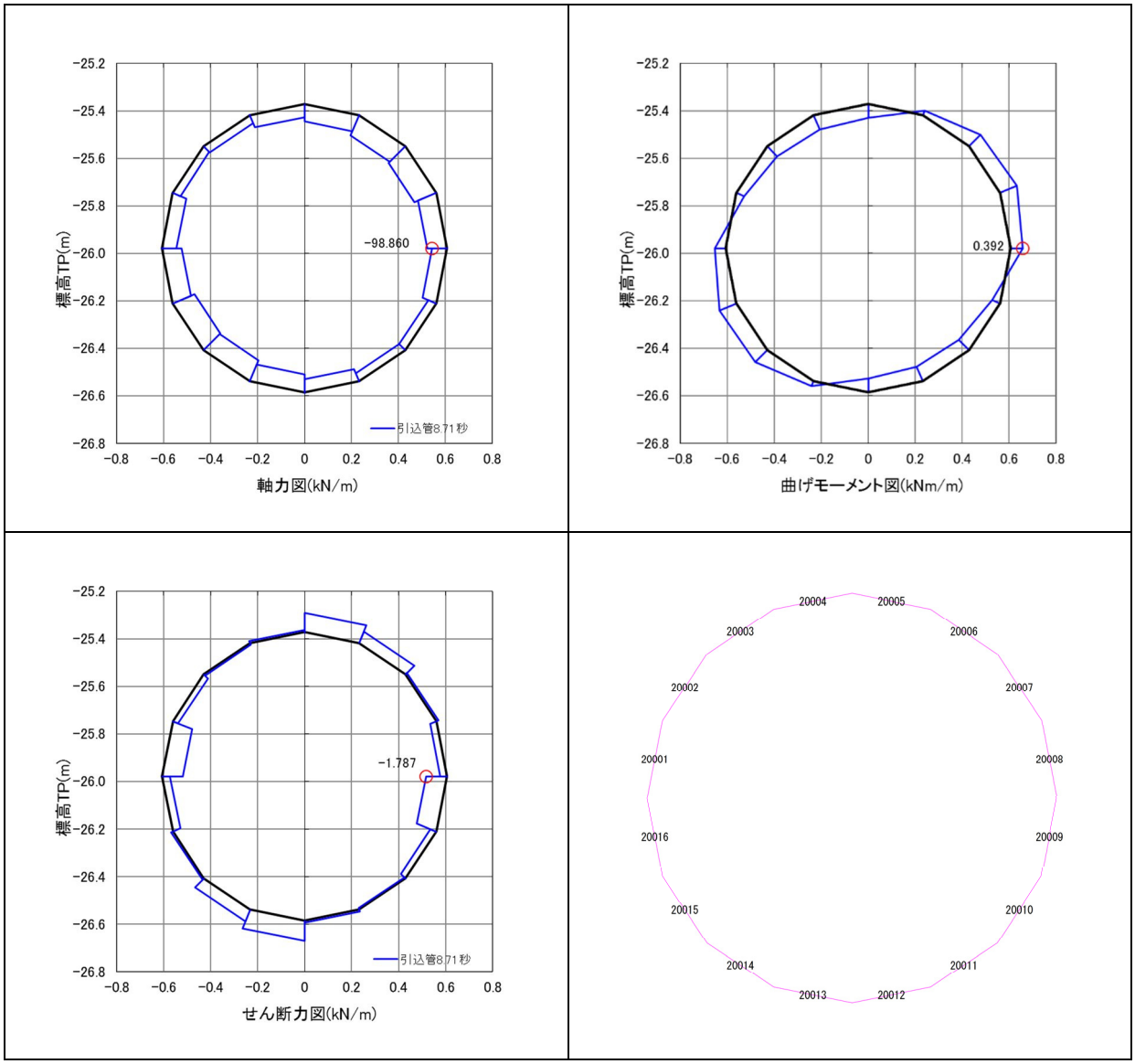
(1)　構造部材の健全性評価

海水引込み管の構造部材は，鋼材の引張応力及びせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

海水引込み管の基準地震動Ｓｓによる②－②断面方向の応力分布図を第 3-6 図に示す。これらの図は，構造部材の曲げ軸力及びせん断力照査結果の照査値が最大となる時刻における要素ごとの断面力を示したものである。



第 3-6 図（1）　曲げ軸応力が最も厳しい時刻の断面力（②－②断面）
（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕，t=8.73）
（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）　せん断応力が最も厳しい時刻の断面力（②－②断面）

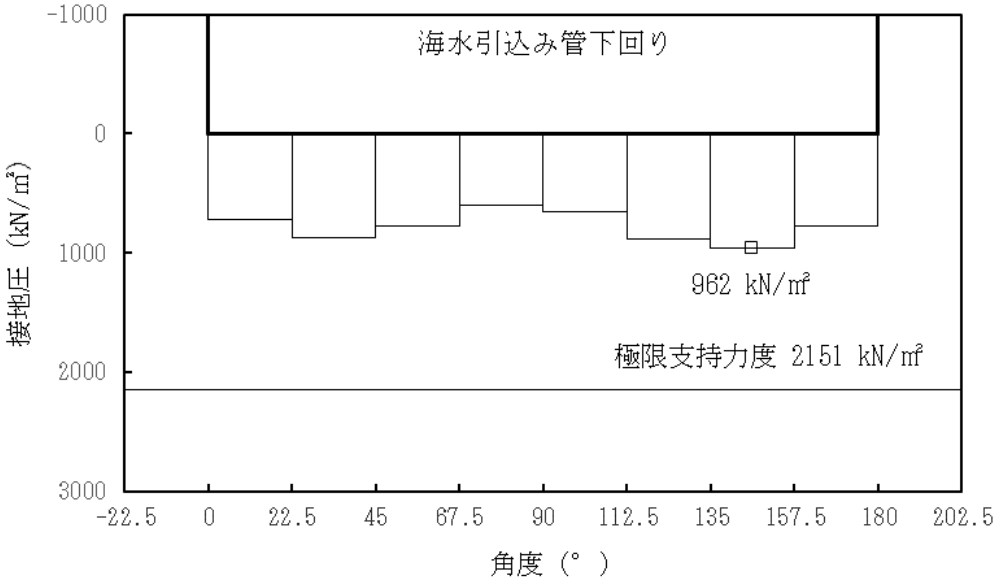
（S_s－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕，t=8.71）

（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）

(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。

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ける，基礎地盤に生じる最大接地圧分布を第 3-7 図に示す。



第 3-7 図　②－②断面の最大接地圧分布図（Ｓ ｓ－２１）

（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）

4.　縦断面方向応力の地震応答解析

4.1　評価対象箇所

評価対象箇所は，ＳＡ用海水ピット位置の①-①断面及びＳＡ用海水ピット取水塔位置の③-③断面を代表位置として選定し，基準地震動Ｓ$_s$による耐震評価を実施する。

4.2　縦断面方向応力の評価方法

海水引込み管はKm層に敷設されているため，Km層上部の地層の影響を受けにくく，またKm層上部は水平成層であることから縦断面方向応力は，１次元有効応力解析から得られる水平地盤変位を考慮した応答変位法による応力解析にて求める。１次元有効応力解析には解析コード「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。

4.2.1　地盤

地盤は，マルチスプリング要素及び間隙水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。

4.2.2　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。

4.3　入力地震動

１次元有効応力解析の入力地震動は，「3.4　入力地震動」に従う。

4.4　解析モデル及び諸元

4.4.1　地盤の解析モデル

評価対象である①－①断面及び③－③断面の１次元有効応力解析モデル概念図を第 4-1 図に示す。

１次元有効応力解析モデル底面はT.P.－130 mとし，構造物中心位置の地層構成に基づき作成した地盤モデルを用いる。解析モデル底面には，T.P.－130 m位置の密度，せん断波速度及び疎密波速度を有する粘性境界を設定する。

4.4.2　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」にて設定している値を用いる。

4.5　地震応答解析結果

１次元有効応力解析により海水引込み管の最深中心位置とＳＡ用海水ピット側（①－①断面）及びＳＡ用海水ピット取水塔側（③－③断面）の最浅中心位置間の相対変位が最大となる基準地震動Ｓ$_s$－３１を用いて，最大地盤ひずみ及び地盤の割線剛性を算定する。

最大地盤ひずみは，海水引込み管の最深中心位置とＳＡ用海水ピット側（①－①断面）及びＳＡ用海水ピット取水塔側（③－③断面）の最浅中心位置間の水平方向最大相対変位と波長に基づき算定する。最大地盤ひずみの算定式を下記に示す。

$$\varepsilon_G(x)=\frac{dU(x)}{dx}=2\pi\frac{U_0}{L}\cdot\cos\left(\frac{2\pi}{L}x+\phi\right)$$

ここで,

$$U_h(x)=U_0\cdot\sin\left(\frac{2\pi}{L}x+\phi\right)$$

U_h　：水平変位（m）

U_0　：管軸位置の地盤の水平方向最大相対変位（m）
（１次元有効応力解析の結果より）

L　：地震動の波長（m）

x　：地震動に沿った距離（m）

ϕ　：地震動の位相（°）

以上より，最大地盤ひずみは次式で表される。

$$\varepsilon_G(x)=2\pi\frac{U_0}{L}$$

地盤の割線剛性は，海水引込み管の最深中心位置とＳＡ用海水ピット側（①－①断面）及びＳＡ用海水ピット取水塔側（③－③断面）の最浅中心位置との間の最大相対変位発生時刻における１次元有効応力解析モデルの海水引込み管中心位置における地盤の平均有効主応力σ_m’及びせん断ひずみγにより算定される。地盤の変形係数の算定式を下記に示す。

$$E_s=2(1+\nu_d)G_s$$

$$G_s=\frac{\tau_s}{\gamma}$$

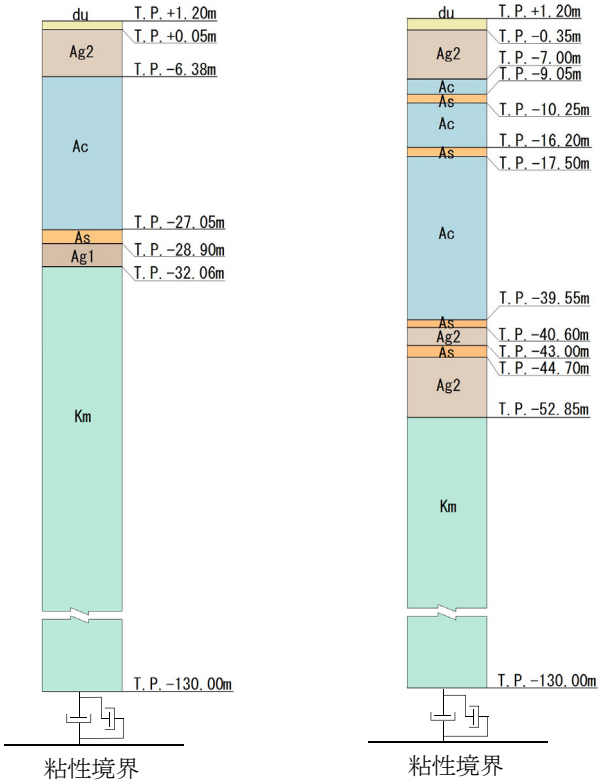
$$\tau_s=\frac{\gamma}{\frac{1}{G_{ma}\times\left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{ma}}\right)^{0.5}}+\left|\frac{\gamma}{c\times\cos\phi_{CD}+\sigma'_m\times\sin\phi_{CD}}\right|}$$

G_s　：割線剛性（kN/m^2）

γ　：せん断ひずみ

τ_s ：骨格曲線上のせん断応力（kN/m^2）
σ'_m ：平均有効主応力（kN/m^2）
E_s ：変形係数（kN/m^2）
ν_d ：動ポアソン比
G_{ma} ：基準せん断剛性，σ'_{ma}における微小せん断ひずみでの
初期せん断剛性（kN/m^2）
σ'_{ma}：基準平均有効主応力(kN/m^2)
c ：地盤の粘着力（kN/m^2）
＊ｃはKm層の非排水せん断強度
ϕ_{CD} ：内部摩擦角（°）

最大地盤ひずみと地盤の変形係数を乗じることにより算定される荷重強度を第4-1表に示す。荷重強度が最大となるＳｓ－３１（③－③断面，地盤ケース①）で縦断面方向の応力解析を実施する。



第4-1図　１次元有効応力解析モデル概念図（左：地点①，右：地点③）

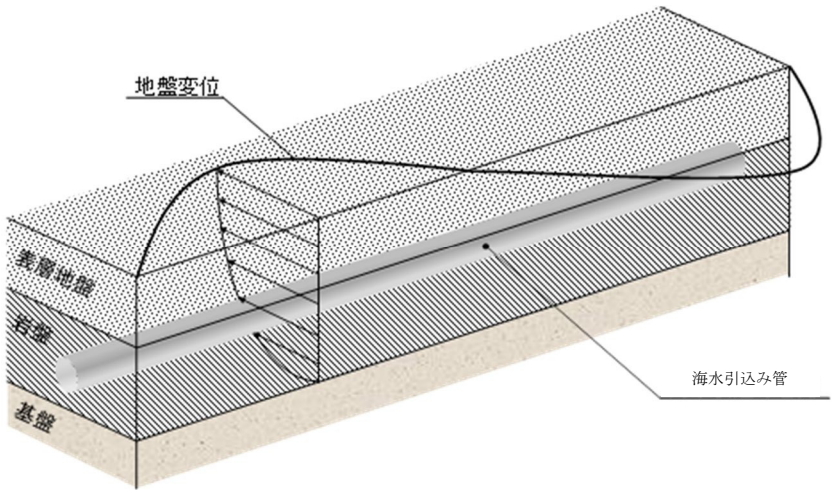
第 4-1 表　最大地盤ひずみと荷重強度（S_s－３１）

解析位置	断面	検討ケース	水平方向最大相対変位 (m)	地震動の波長 (m)	最大地盤ひずみ	変形係数 (kN/m²)	荷重強度 (kN/m²)
ＳＡ用海水ピット	①－①	①	0.004	160	1.571×10^{-4}	433413	68.1
		②	0.004	160	1.571×10^{-4}	442731	69.6
		③	0.004	170	1.478×10^{-4}	422129	62.4
		④	0.002	160	7.854×10^{-5}	466007	36.6
		⑤	0.004	160	1.571×10^{-4}	475288	74.7
		⑥	0.004	160	1.571×10^{-4}	466264	73.3
ＳＡ用海水ピット取水塔	③－③	①	0.004	100	2.513×10^{-4}	439758	110.5
		②	0.004	100	2.513×10^{-4}	431124	108.3
		③	0.004	100	2.513×10^{-4}	435242	109.4
		④	0.002	100	1.257×10^{-4}	348702	43.8
		⑤	0.003	100	1.885×10^{-4}	410305	77.3
		⑥	0.003	100	1.885×10^{-4}	386492	72.9

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

5.　縦断面方向の応力解析

海水引込み管の縦断面方向の評価においては，第 5-1 図に示すような水平方向に伝播する地震波（進行方向に対して直角方向に振動する進行波）による周辺地盤の変位を考慮する評価手法として応答変位法を適用する。



第 5-1 図　縦断面方向の耐震評価イメージ

5.1　評価対象箇所

縦断面方向については，管路全長をモデル化した静的フレーム解析により応答変位法を実施して縦断面方向の曲げ応力と軸応力を求め，横断面方向と縦断面方向を合成した応力の最大値を算定し，耐震評価を実施する。

5.2　解析方法

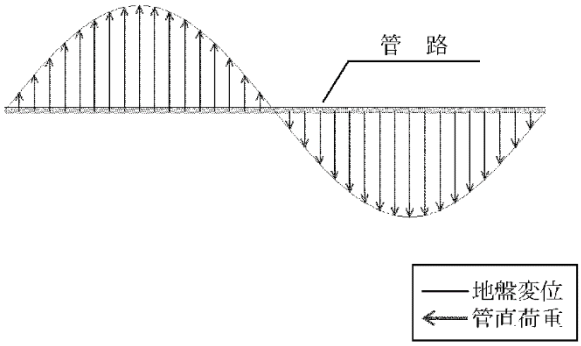
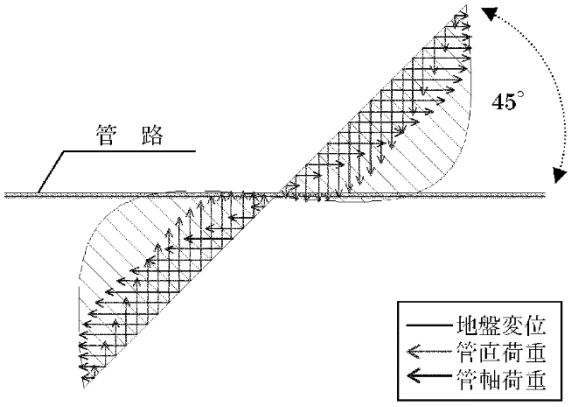
応答変位法による解析には，解析コード「Engineer's Studio Ver. 6.00.04」を使用する。なお，解析コードの検証及び妥当性確認の概要については，添付書類「Ⅴ-5-39　計算機プログラム」（解析コード）の概要・Ｅｎｇｉｎｅｅｒ’ｓ　Ｓｔｕｄｉｏ」に示す。

5.2.1　地震動の入射角

縦断面方向の応力解析で海水引込み管に発生する応力は，地震動（地盤変位）の入射角により発生値が変化す第 5-1 表に示す通り，入射角 0° で曲げ応力，入射角 45° で軸応力が最大となることから，これら 2 ケースの結果から算定される合成応力で評価する。

なお，保守側の評価となるよう地盤の変位振幅が最大となる地震動の値を用いて設定する。

第 5-1 表　縦断面方向応力解析における地震動の入射角と発生応力の関係

地震動の入射角 θ	発生応力のイメージ	備　考
0 °		地震動の入射角が 0 ° の場合，管路と直交方向の地盤変位が最大となるため，管路に発生する曲げ応力が最大となる。なお，軸方向の応力は発生しない。
45°		地震動の入射角が 45 ° の場合，管路と平行方向の地盤変位が最大となるため，管路に発生する軸応力が最大となる。なお，曲げ応力も発生するが，0 ° 入射の場合よりも小さい。

5.2.2　地盤変位

応力解析モデルに入力する地盤変位は，１次元有効応力解析結果から得られる地盤変位のうち，海水引込み管の最深部の管軸中心標高に対する最浅部中心標高における最大水平相対変位及び地震動の波長を考慮して以下の式で与える。

$$U_h(x) = U_0 \cdot \sin\left(\frac{2\pi}{L} x + \phi\right)$$

ここで，

U_h ： 水平変位（m）

U_0 ： １次元有効応力解析における海水引込み管最深部標高に対する接続標高での最大水平相対変位（m）

L ： 地震動の波長（m）

X ： 地震動に沿った距離（m）

ϕ ： 地震動の位相（°）

5.2.3　縦断面方向の合成応力

縦断面方向の合成応力は，管軸方向の曲げ応力及び軸応力から，以下の式で求める。

$$\sigma_x = \sqrt{3.12\sigma_L^2 + \sigma_B^2}$$

σ_x　：　σ_Lとσ_Bを二乗和の平方根で重畳した場合の合成応力

σ_L　：　埋設管路の管軸方向の地盤変位により管体に生じる軸力

σ_B　：　埋設管路の管軸直交方向の地盤変位により管体に生じる曲げ応力

5.3　解析モデル及び諸元

5.3.1　解析モデル

応答変位法による縦断面方向の応力解析の概念図を第 5-2 図，解析モデルを第 5-3 図に示す。

(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。

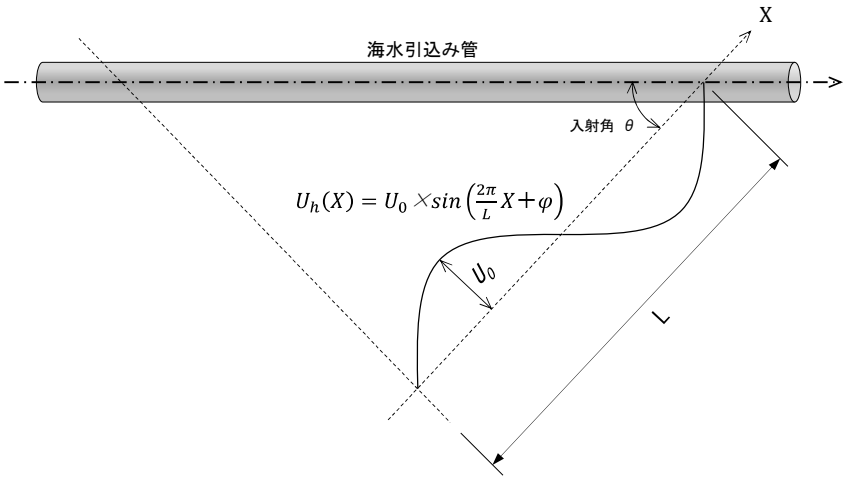
(2)　境界条件

緊急用海水取水管路の両端は，ＳＡ用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットと接続されることから固定端としてモデル化する。

海水引込み管の両端はＳＡ用海水ピットとＳＡ用海水ピット取水塔に可とう管を介して接続されることから，可とう管位置の 2 重節点で縦断面方向及び水平鉛直面の曲げ方向については自由度を与え，水平鉛直方向については固定条件で連結する。一方，管路中間部に可とう管が設置される箇所については，可とう管位置の 2 重節点で全方向に自由度を与えることにより，可とう管の応力解放効果を考慮するとともに，可とう管位置の 2 重節点の相対変位が可とう管の許容変位以下に収まることを確認する。

(3)　地盤バネの設定

地盤は，非線形バネ要素によりモデル化する。応力解析に用いる地盤反力係数を第 5-2 表に示す。



U_h ： 地盤変位（m）

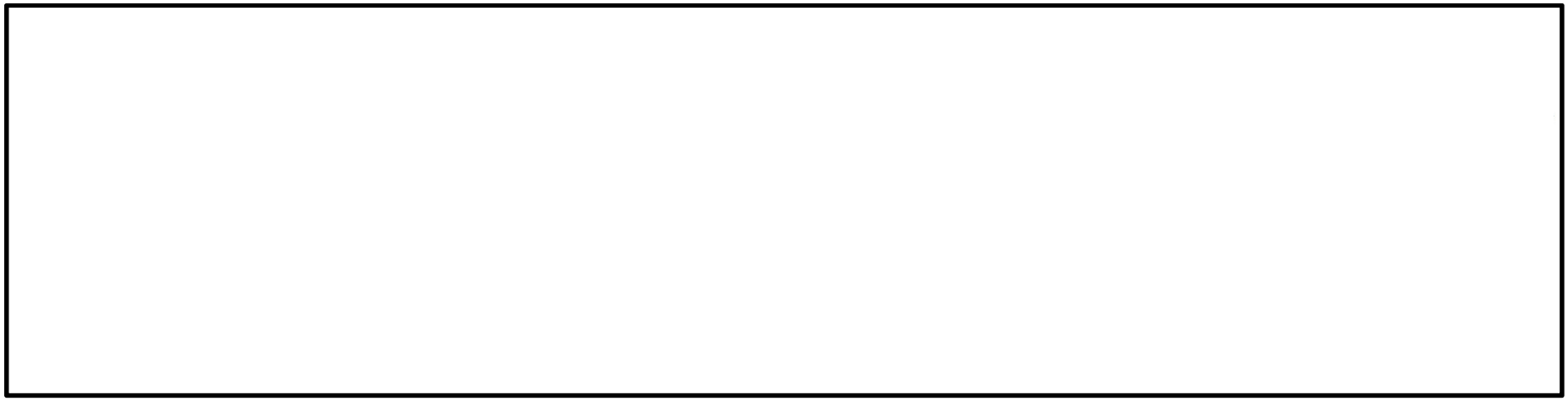
U_0 ： １次元地盤応答解析における海水引込み管最深部標高に対する接続高での最大水平相対変位（m）

L ： 地震動の波長（m）

X ： 地震動に沿った距離（m）

ϕ ： 地震動の位相（°）

第 5-2 図　縦断面方向の応力解析の概念図



第 5-3 図　縦断面方向の応力解析モデル

第 5-2 表　縦断面方向の応力解析に用いる地盤反力係数

（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）

地震動	方向	地盤反力係数 (kN/m^3)	応力上限値 (kN/m^2)
S_s－３１	管軸方向	439758	36
	管軸直交方向	1465860	136

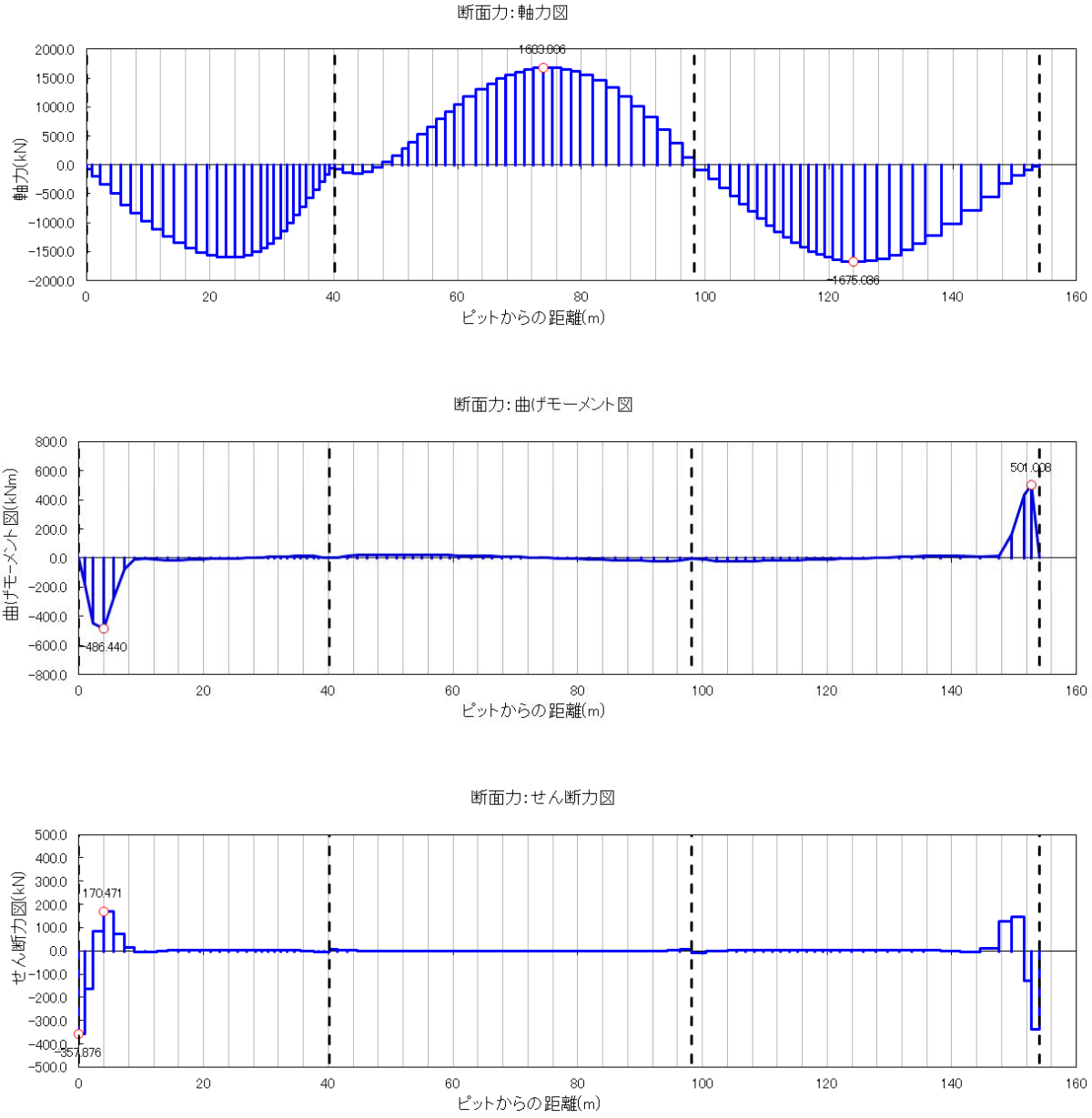
5.3.2　使用材料及び材料定数

海水引込み管の使用材料は，「3.5.2　使用材料」に示したものと同様とする。

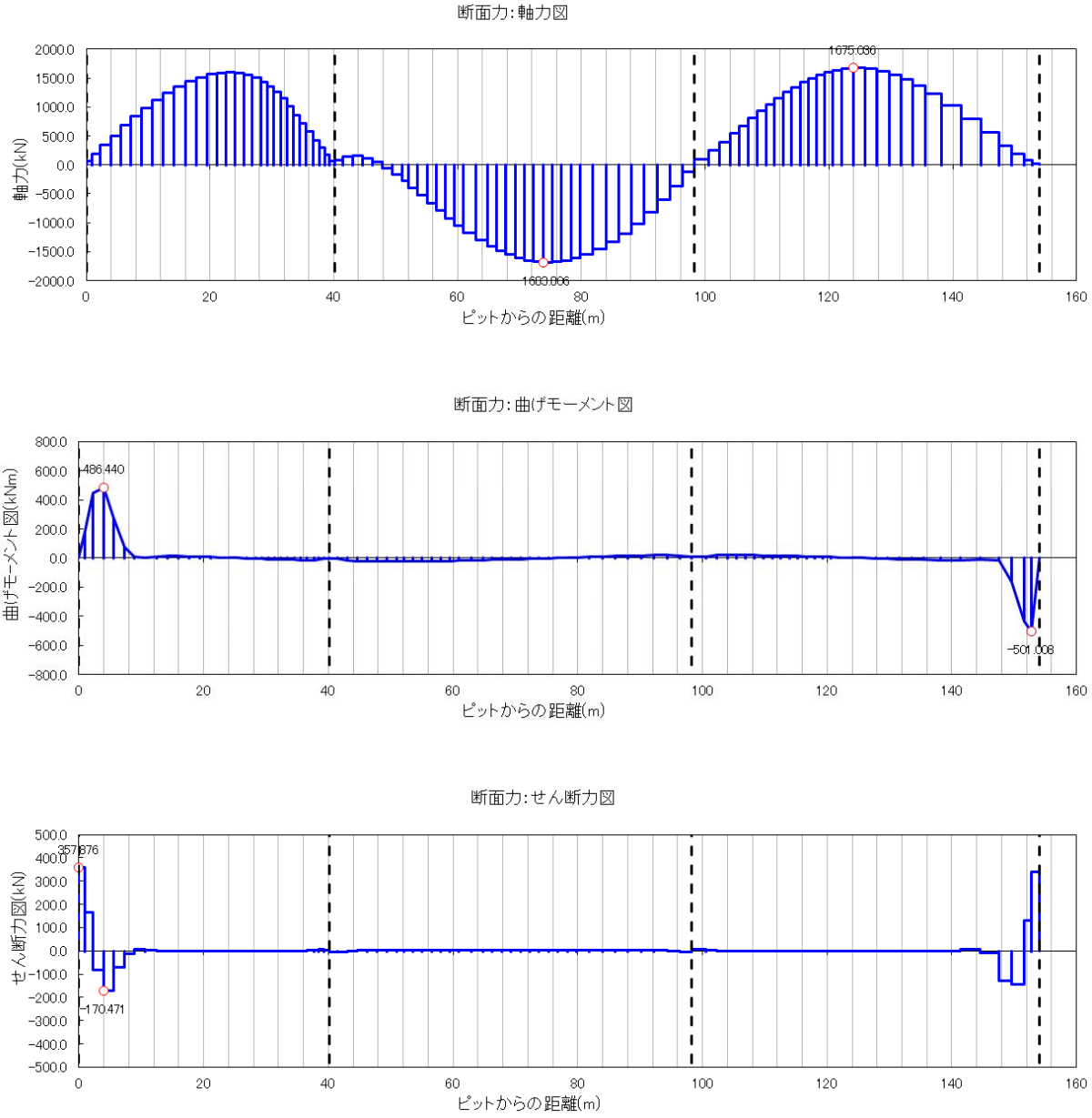
5.4　応力解析結果

縦断面方向の応力解析結果を第 5-4 図に示す。

本図は，地震動の位相を 90° ピッチで与えた結果のうち，各要素に生じた最大応力を示している。



第 5-4 図（1）　縦断面方向の断面力分布図
（軸応力最大ケース〔位相９０°，入射角４５°〕）



第 5-4 図（2）　縦断面方向の断面力分布図
（軸応力最大ケース〔位相２７０°，入射角４５°〕）

6.　耐震評価

6.1　許容限界

6.1.1　構造部材の健全性に対する許容限界

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。

海水引込み管の構造部材は許容応力度による照査を行う。評価位置において鋼材の引張応力及びせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

(1)　海水引込み管の許容限界

許容限界については，「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6-1表のとおりに設定する。短期許容応力度は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6-1表　海水引込み管の健全性に対する許容限界

評価項目		許容限界 (N/mm^2)
鋼材（SM570）＊	短期許容曲げ引張応力度 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）

6.1.2　基礎地盤の支持性能に対する許容限界

極限支持力度は，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，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）により設定する。

道路橋示方書による直接基礎の支持力算定式を以下に示す。

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。

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

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）
＊cはKm層の非排水せん断強度

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）

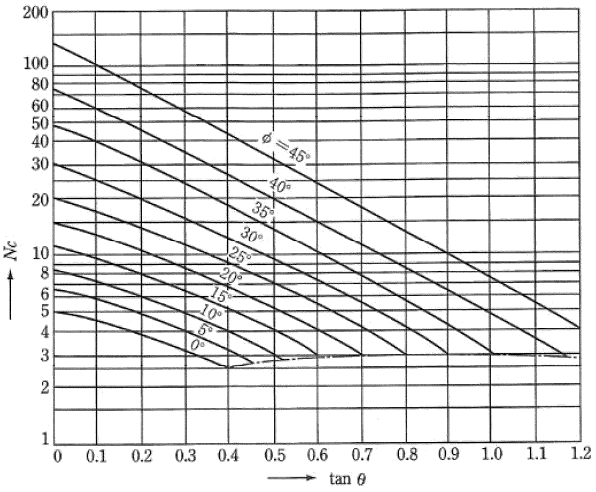
D_f ：基礎の有効根入れ深さ（m）

α，β ：第 6-2 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

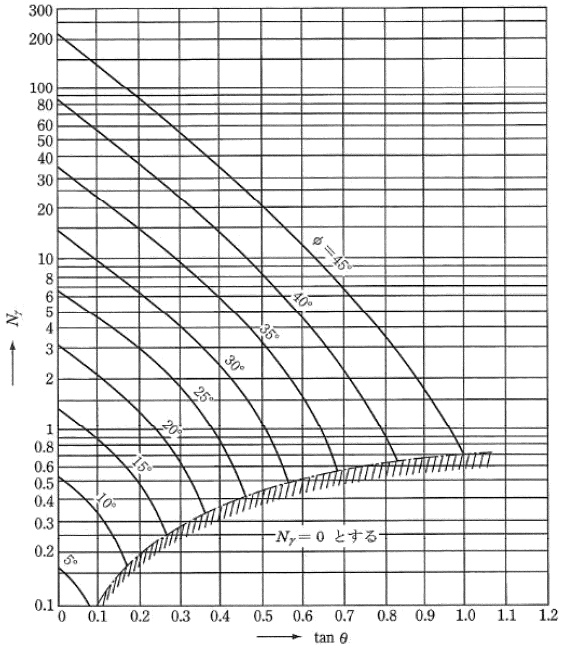
N_c，N_γ ：第 6-1 図，第 6-2 図に示す荷重の傾斜を考慮した支持力係数

S_c，S_γ ：支持力係数の寸法効果に関する補正係数



第 6-1 図　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



第 6-2 図　支持力係数N_γ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

第 6-2 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，楕円形，小判形
α	1.0	1.3	$1+0.3\frac{B_e}{D_e}$
β	1.0	0.6	$1-0.4\frac{B_e}{D_e}$
B_e, D_e は図-解 10.3.4，図-解 10.3.5 による。ただし，$\frac{B_e}{D_e}>1$ の場合，$\frac{B_e}{D_e}=1$ 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

上記にて求められる極限支持力の算定結果を第 6-3 表に示す。

第 6-3 表　極限支持力算定諸元の算定結果

項目	算定結果	備考
極限支持力度 q_d (kN/m^2)	2151	
$\alpha \kappa c N_c S_c$ (kN/m^2)	2151	
$\kappa q N_q S_q$ (kN/m^2)	0	保守的な配慮として 0 と仮定
$\frac{1}{2} \gamma_1 \beta B_e N_\gamma S_\gamma$ (kN/m^2)	0	
粘着力 c (kN/m^2)	927	非排水せん断強度*
基礎底面標高 Z (m)	−25.978	
せん断抵抗角 ϕ (°)	0	
地盤の単位体積重量 γ_1 (kN/m^3)	7.061	
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)	1.228	
荷重の偏心量 e_B (m)	0	
基礎幅 B (m)	1.228	
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	
N_c	5	第 6-1 図
N_q	−	
N_γ	0	第 6-2 図
S_c	0.4642	
S_q	−	
S_r	1	

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　T.P.−25.978 (m)

6.2　評価方法

6.2.1　構造部材の合成応力に対する評価結果

海水引込み管の発生応力は，「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）」に基づき横断面方向応力と縦断応力を以下の式にて組み合わせる。

$$\sigma = \sqrt{{\sigma_C}^2 + {\sigma_L}^2 - \sigma_C\sigma_L + 3\tau^2}$$

ここで，

σ　：合成応力度（N/mm^2）

σ_C　：横断面方向応力度（N/mm^2）

σ_L　：縦断面方向応力度（N/mm^2）

τ　：縦断面方向せん断応力度（N/mm^2）

合成応力に対する許容限界は，第 6-1 表に示す短期許容応力度とする。

海水引込み管の曲げ軸力評価結果を第 7-1 表に示す。

同表より，海水引込み管に生じる合成応力が許容限界以下であることを確認する。

6.2.2　構造部材の健全性に対する評価

横断面方向の海水引込み管の評価は，鋼材の曲げモーメント及び軸力より算定される曲げ軸応力並びにせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

(1)　曲げモーメント及び軸力に対する照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここで，

σ	：	海水引込み管の曲げモーメント及び軸力より算定される応力（N/mm^2）
M	：	曲げモーメント（N･mm）
Z	：	断面係数（mm^3）
N	：	軸力（N）
A	：	有効断面積（mm^2）

(2)　せん断力に対する照査

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力がせん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

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

ここで，

τ	：	海水引込み管のせん断力より算定されるせん断応力（N/mm^2）
S	：	せん断力（N）
A	：	有効断面積（mm^2）

6.2.3　基礎地盤の支持性能に対する評価

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。

7. 耐震評価結果

7.1 構造部材の健全性に対する評価結果

7.1.2 構造部材の横断面方向の曲げ軸力に対する評価結果

鋼材の照査結果を第 7-1 表に示す。

海水引込み管における許容応力度法による照査を行った結果，評価位置において応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。

以上のことから，海水引込み管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。なお，発生応力は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

第 7-1 表 (1) 鋼材の曲げ軸力照査結果（②－②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）

地震動		板厚 (mm)	発生応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－D１	H＋，V＋	11	25	382.5	0.07
	H＋，V－	11	24	382.5	0.07
	H－，V＋	11	23	382.5	0.07
	H－，V－	11	24	382.5	0.07
S_s－１１		11	19	382.5	0.05
S_s－１２		11	22	382.5	0.06
S_s－１３		11	21	382.5	0.06
S_s－１４		11	19	382.5	0.05
S_s－２１		11	26	382.5	0.07
S_s－２２		11	25	382.5	0.07
S_s－３１	H＋，V＋	11	29	382.5	0.08
	H－，V＋	11	28	382.5	0.08

注記 ：板厚は初期 14 mm に内側 1.0 mm，外側 2.0 mm の腐食代を考慮

第 7-1 表（2）　鋼材の曲げ軸力照査結果（②－②断面）

（検討ケース②～⑥，Ｓｓ－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

地盤ケース	板厚 (mm)	発生応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
②	11	29	382.5	0.08
③	11	28	382.5	0.08
④	11	22	382.5	0.06
⑤	11	28	382.5	0.08
⑥	11	28	382.5	0.08

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

板厚は初期 14 mm に内側 1.0 mm，外側 2.0 mm の腐食代を考慮

7.1.2　構造部材の横断面方向のせん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を第 7-2 表に示す。

海水引込み管における許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてせん断応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。

以上のことから，海水引込み管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。なお，発生応力及び発生断面力は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

第 7-2 表（1）　せん断力照査結果（②－②断面方向）

（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）

地震動		板厚 (mm)	発生応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－D１	H＋，V＋	11	0.2	217.5	0.001
	H＋，V－	11	0.2	217.5	0.001
	H－，V＋	11	0.2	217.5	0.001
	H－，V－	11	0.2	217.5	0.001
S_s－１１		11	0.1	217.5	0.001
S_s－１２		11	0.1	217.5	0.001
S_s－１３		11	0.1	217.5	0.001
S_s－１４		11	0.1	217.5	0.001
S_s－２１		11	0.1	217.5	0.001
S_s－２２		11	0.1	217.5	0.001
S_s－３１	H＋，V＋	11	0.2	217.5	0.001
	H－，V＋	11	0.2	217.5	0.001

注記　：板厚は初期 14 mm に内側 1.0 mm，外側 2.0 mm の腐食代を考慮

第 7-2 表（2）　せん断力照査結果（②－②断面）

（検討ケース②～⑥，Ｓｓ－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

地盤ケース	板厚 (mm)	発生応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
②	11	0.2	217.5	0.001
③	11	0.2	217.5	0.001
④	11	0.2	217.5	0.001
⑤	11	0.2	217.5	0.001
⑥	11	0.2	217.5	0.001

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

板厚は初期 14 mm に内側 1.0 mm，外側 2.0 mm の腐食代を考慮

7.1.3　構造部材の合成応力に対する評価結果

海水引込み管の合成応力評価結果を第 7-3 表に示す。

同表より，海水引込み管に生じる合成応力が許容限界以下であることを確認した。

第 7-3 表　合成応力の評価結果

入射角 (°)	位相 (°)	横断面方向	縦断面方向		合成応力度	短期許容応力度	照査値
		応力度 σ_C (N/mm^2)	応力度 σ_L (N/mm^2)	せん断応力度 τ (N/mm^2)	σ (N/mm^2)	(N/mm^2)	
0	0	28.41	0.02	0.04	29	382.5	0.08
45	0	28.41	53.43	0.03	46	382.5	0.12
0	90	28.41	44.49	0.72	40	382.5	0.11
45	90	28.41	62.41	0.06	55	382.5	0.15
0	180	28.41	0.02	0.04	29	382.5	0.08
45	180	28.41	53.43	0.03	47	382.5	0.13
0	270	28.41	44.49	0.72	40	382.5	0.11
45	270	28.41	62.41	0.06	55	382.5	0.15

7.2　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評価結果を第 7-4 表に示す。

海水引込み管の基礎地盤に生じる最大接地圧はS_s－２１（②－②断面方向）で 962 kN/m^{2}であり，基礎地盤の極限支持力度 2151 kN/m^{2}以下である。

以上のことから，海水引込み管の基礎地盤は，基準地震動S_sに対し，支持性能を有することを確認した。

第 7-4 表　基礎地盤の支持性能評価結果

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＋〕	933	2151
		〔Ｈ＋，Ｖ－〕	924	2151
		〔Ｈ－，Ｖ＋〕	941	2151
		〔Ｈ－，Ｖ－〕	938	2151
	S_s－１１	－	867	2151
	S_s－１２	－	860	2151
	S_s－１３	－	888	2151
	S_s－１４	－	846	2151
	S_s－２１	－	962	2151
	S_s－２２	－	961	2151
	S_s－３１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕	934	2151
		〔Ｈ－，Ｖ＋〕	920	2151
②	S_s－Ｄ１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕	940	2151
③	S_s－Ｄ１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕	927	2151
④	S_s－Ｄ１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕	836	2151
⑤	S_s－Ｄ１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕	928	2151
⑥	S_s－Ｄ１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕	933	2151

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

Ⅴ-2-10-4-4-1　貯留堰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 ····· 6
2.4 適用基準 ····· 9
3. 地震応答解析 ····· 10
3.1 評価対象断面 ····· 10
3.2 解析方法 ····· 13
3.3 荷重及び荷重の組合せ ····· 15
3.4 入力地震動 ····· 20
3.5 解析モデル及び諸元 ····· 49
4. 耐震評価 ····· 56
4.1 評価対象部位 ····· 56
4.2 荷重及び荷重の組合せ ····· 57
4.3 許容限界 ····· 62
4.4 評価方法 ····· 68
5. 耐震評価結果 ····· 99
5.1 構造部材の健全性に対する評価結果 ····· 99
5.2 基礎地盤の支持性能に対する評価結果 ····· 112
5.3 構造物の変形性に対する評価結果 ····· 115

1. 概要

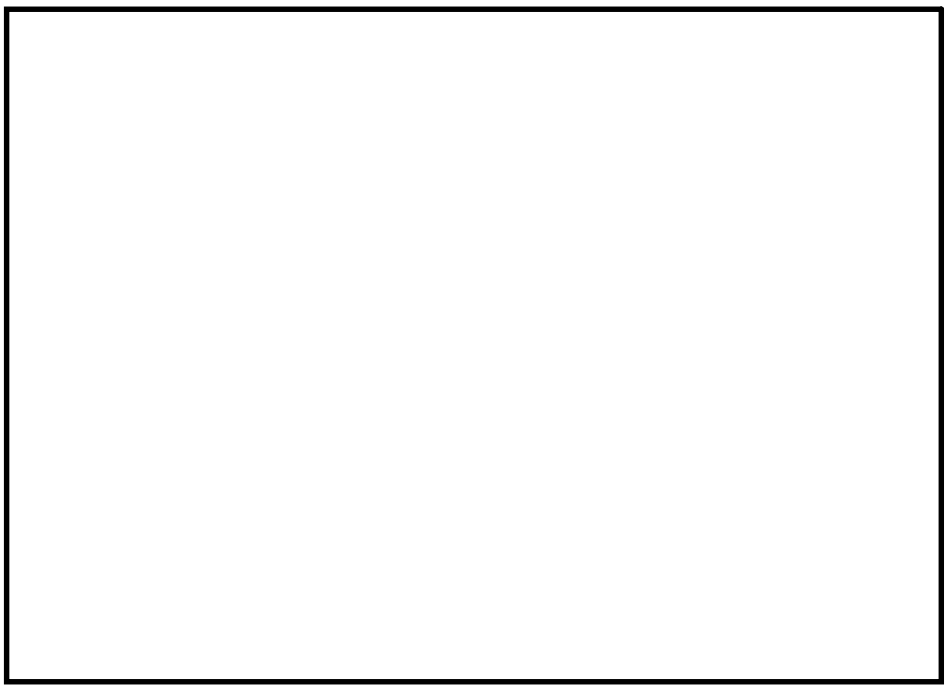
本資料は，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき，貯留堰が基準地震動Ｓ$_s$に対して十分な構造強度及び止水性を有していることを確認するものである。

貯留堰に要求される機能維持の確認は，地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価，基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形性評価により行う。

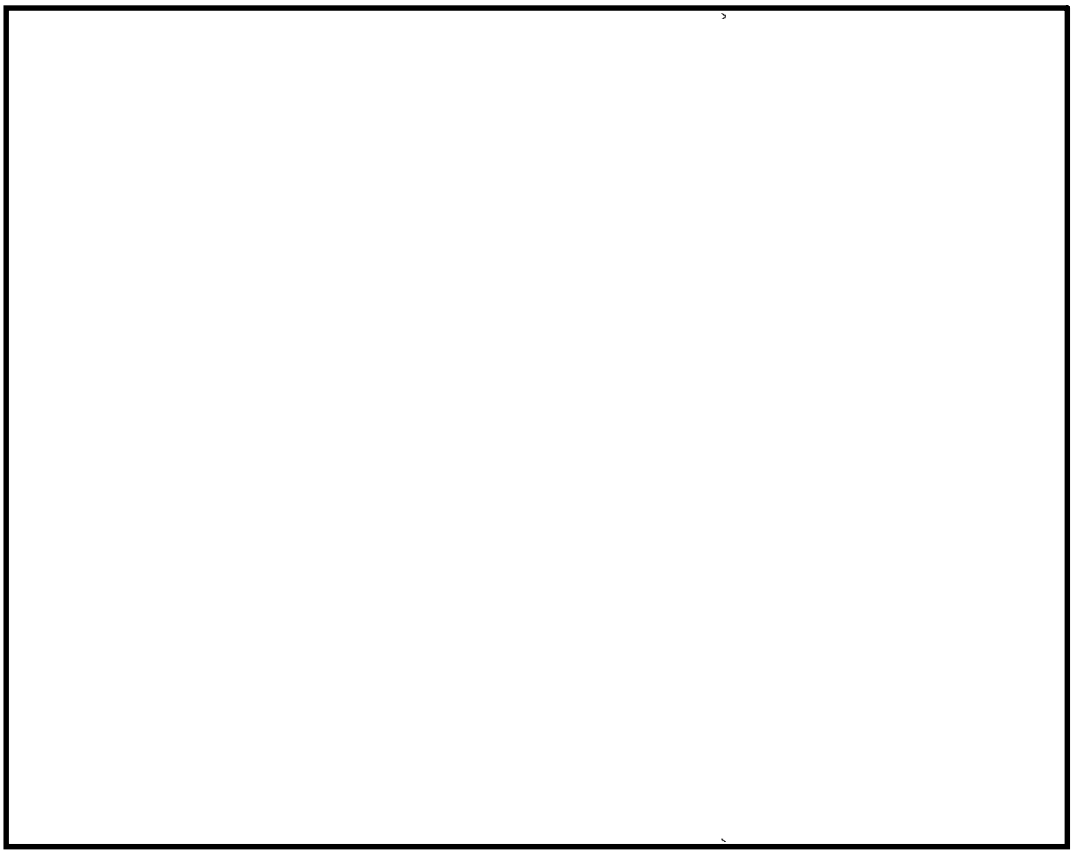
2.　基本方針

2.1　位置

貯留堰の平面配置図を第2－1図に示す。



第2－1図（1）　貯留堰　平面配置図（全体図）



第2－1図（2）　貯留堰　平面配置図（拡大図）

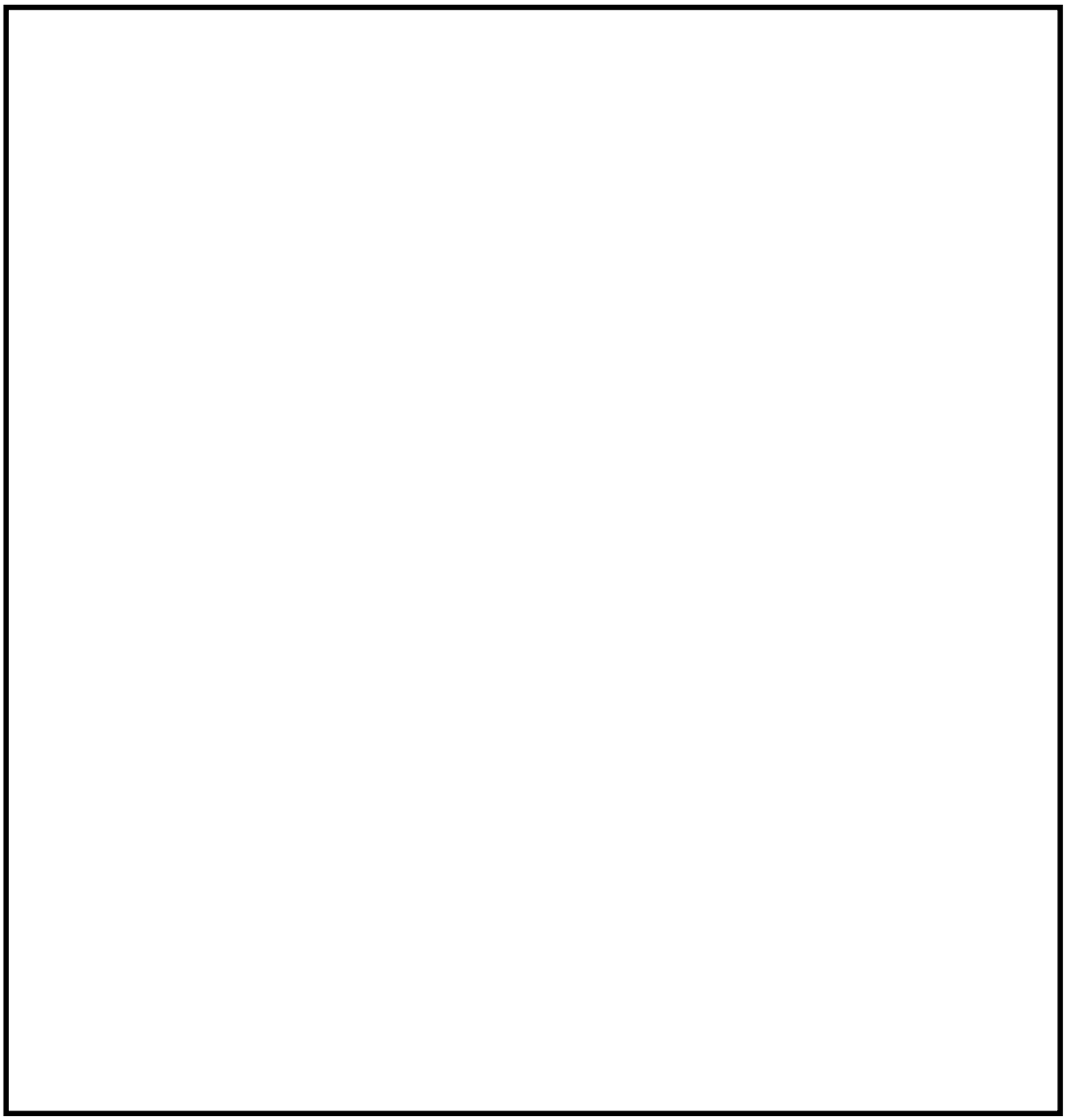
NT2 補② V-2-10-4-4-1 R1

2.2　構造概要

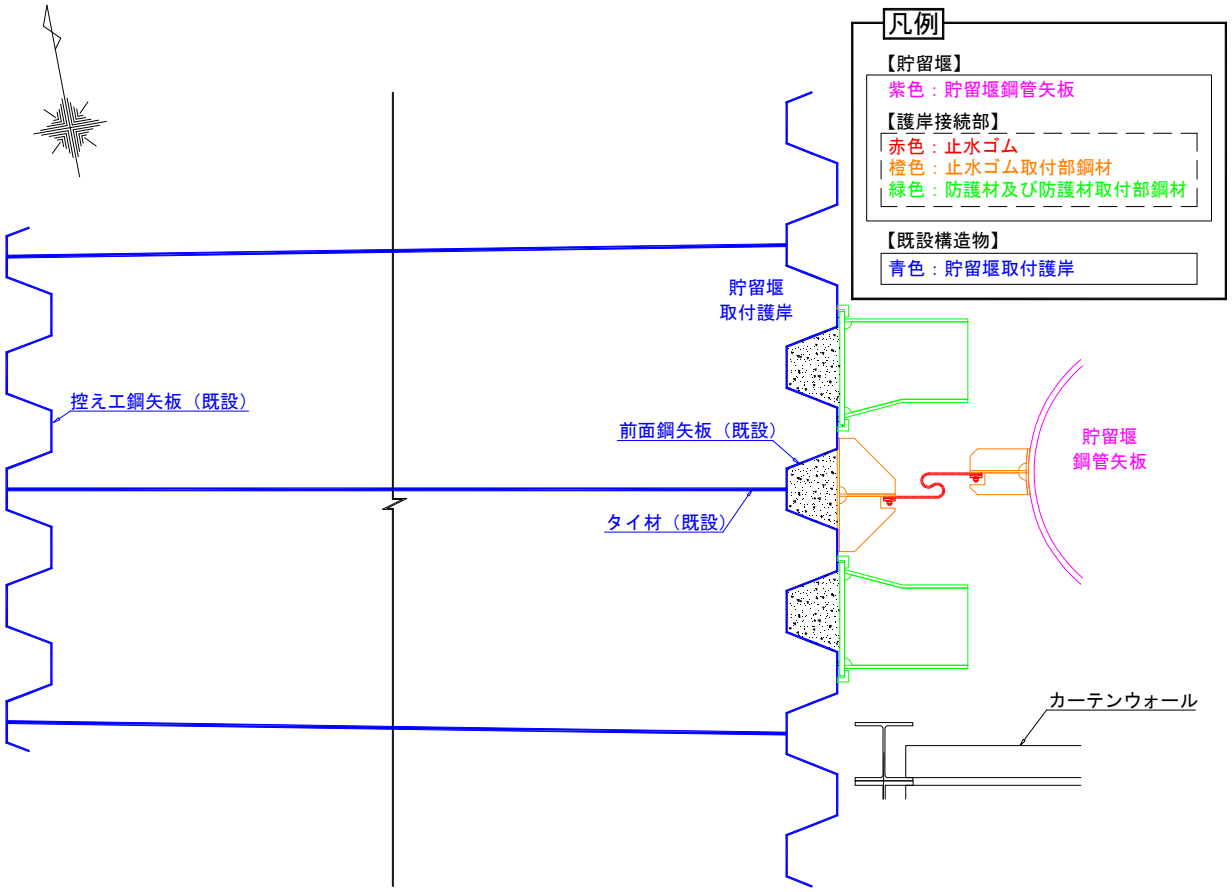
貯留堰は，その機能及び目的から貯留堰本体及び護岸接続部に区分され，このうち貯留堰本体は鋼管矢板と鋼管矢板同士を接続する鋼管矢板継手，護岸接続部は止水ゴム，防護材及びこれらを取り付けるための鋼材より構成される。また，貯留堰には，海水による腐食防止のため，電気防食を施す。既設構造物である貯留堰取付護岸は，貯留堰の間接支持構造物であり，前面鋼矢板とタイ材及び控え工鋼矢板より構成され，前面鋼矢板には，海水による腐食防止のため，電気防食が施されている。

鋼管矢板は，φ2000 mm の炭素鋼鋼管であり，全 47 本の鋼管矢板を連続的に打設することにより堰形状を構成する。鋼管矢板は，下端を岩盤に十分根入れすることにより支持性能を確保するとともに，天端は，非常用海水ポンプの取水に必要な水量を確保するため，海底地盤レベル約 T.P.-6.9 m に対して天端高さを T.P.-4.9 m としており，約 2 m の堰高さを有する。貯留堰の寸法は，約 65 m×約 24 m である。

貯留堰の平面図を第 2－2 図に，断面図を第 2－3 図に，標準図を第 2－4 図にそれぞれ示す。

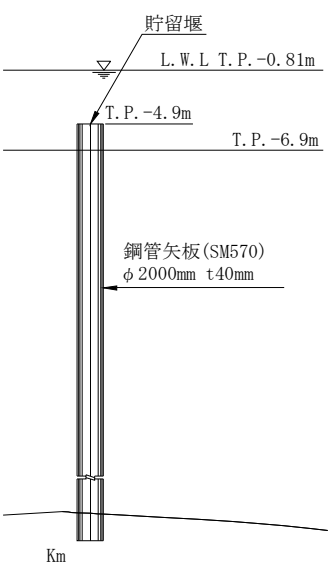


第 2－2 図（1）　貯留堰の平面図

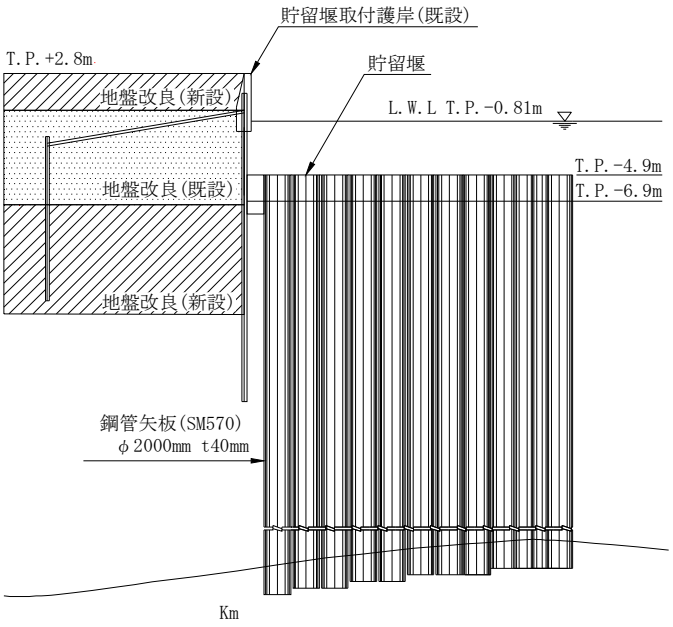


第 2－2 図（2）　貯留堰の平面図（A 部拡大）

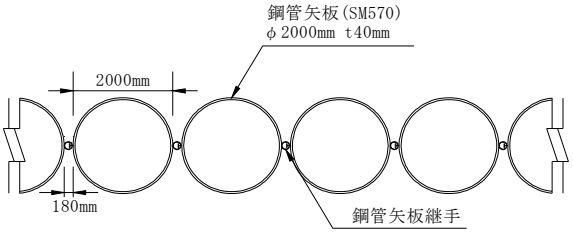
第 2－3 図　貯留堰の断面図



(a)　A-A 断面図



(b)　B-B 断面図



(c)　鋼管矢板継手部平面

第 2－4 図　貯留堰の標準図

2.3　評価方針

貯留堰は，設計基準対象施設においては，Ｓクラス施設である浸水防護施設及び非常用取水設備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に分類される。

貯留堰の地震応答解析においては，地震時の地盤の有効応力の変化に応じた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。

津波防護施設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。その際は，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）を仮定する。

津波防護施設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。その際は，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。

貯留堰の耐震評価は，「3.　地震応答解析」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として第 2－1 表の貯留堰の評価項目に示すとおり，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ついては，基礎地盤に作用す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。

構造物の変形性評価については，止水ゴムの変形量を算定し，有意な漏えいが生じないことを確認した許容限界以下であることを確認する。

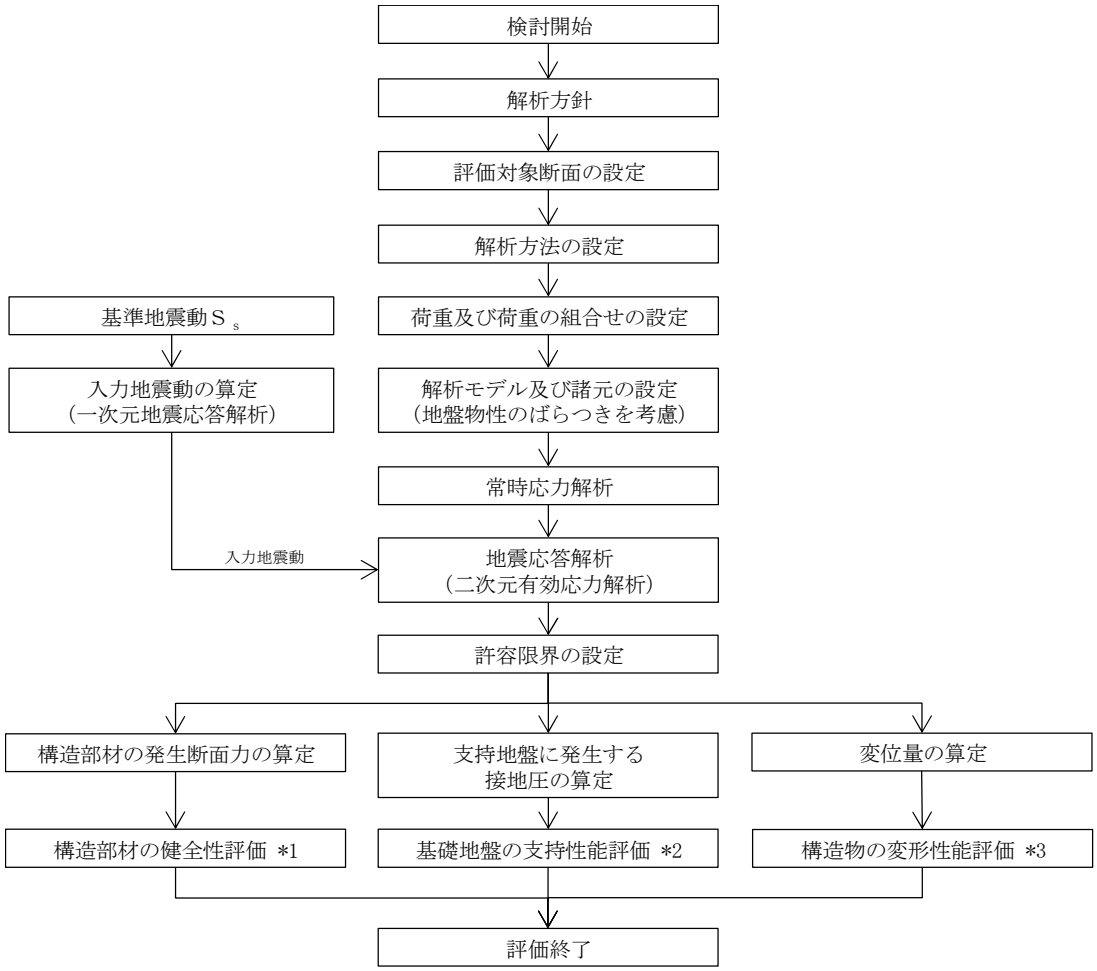
貯留堰の耐震評価フローを第 2－5 図に示す。

ここで，貯留堰は，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　貯留堰の評価項目

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	鋼管矢板	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
		止水ゴム取付部鋼材	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
		防護材	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
		防護材取付部鋼材	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*
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	鋼管矢板	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
		止水ゴム取付部鋼材	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
		防護材	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
		防護材取付部鋼材	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*
	構造物の変形性	止水ゴム	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量

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「止水性を損なわないこと」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」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

＊3：構造物の変形性評価を実施することで，第 2－1 表に示す「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

第 2－5 図　貯留堰の耐震評価フロー

2.4　適用基準

適用する規格，基準類を以下に示す。

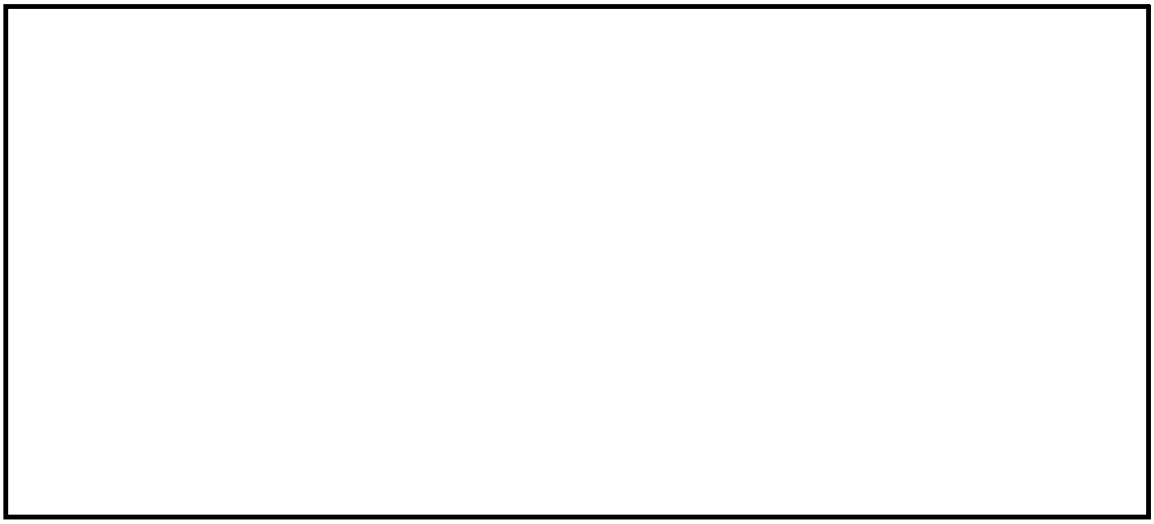
・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）
・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（（社）土木学会，2005 年）
・原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１－1987（（社）日本電気協会）
・港湾の施設の技術上の基準・同解説（（社）日本港湾協会，平成 19 年 7 月）

3.　地震応答解析

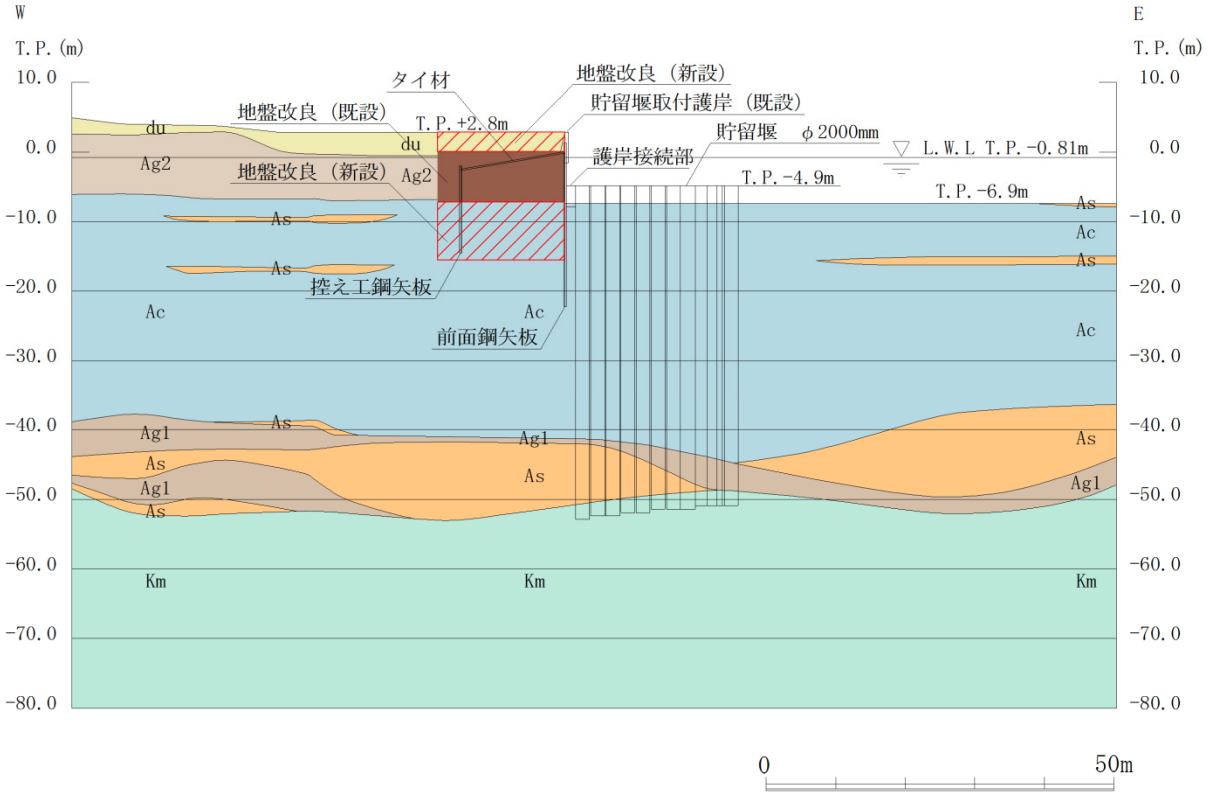
3.1　評価対象断面

評価対象断面は，貯留堰鋼管矢板が縦断方向に対し，一様な設備形状であることを踏まえ，鋼管矢板の周辺の地質状況に基づき設定する。

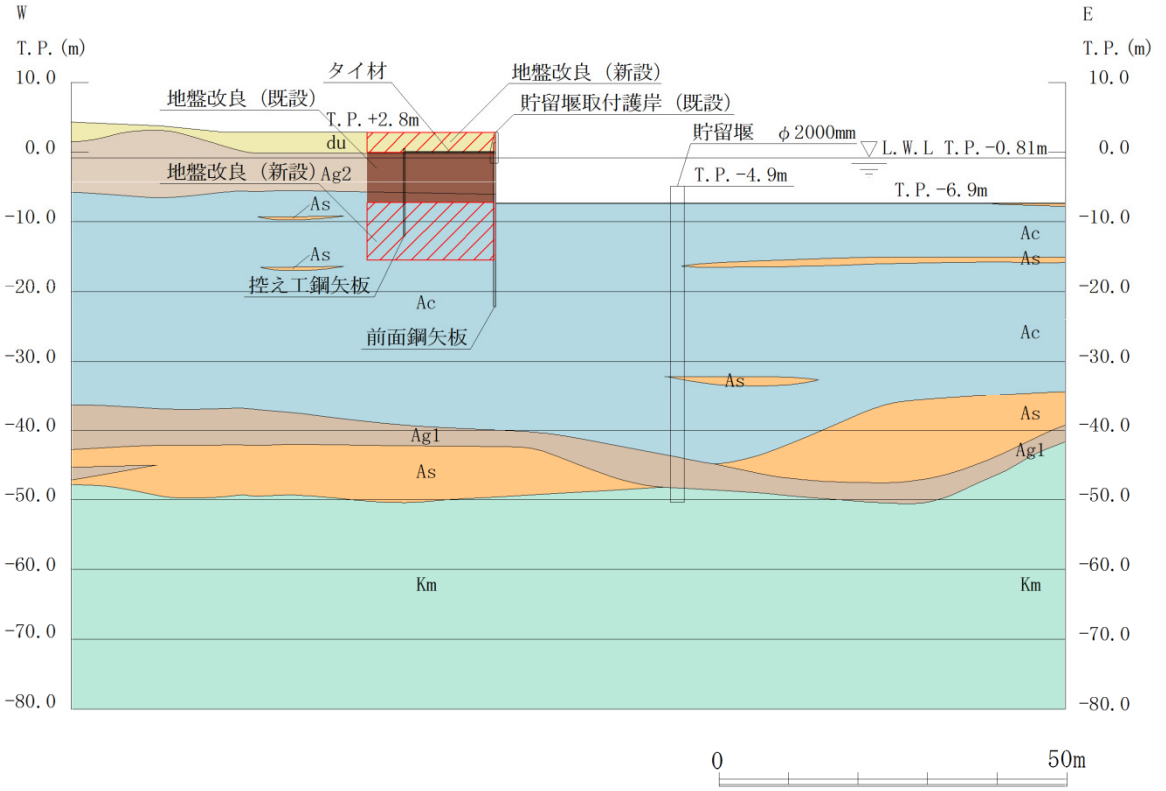
第3－1図に示す平面図及び第3－2図に示す断面図より，南北方向では北に向かって第四紀層が厚くなっていることから，貯留堰の本体に着目した検討断面として，構造の安定性に支配的な弱軸断面方向のうち，第四紀層が厚くなるEW-2断面を選定し，基準地震動S_sによる耐震評価を実施する。また，護岸との接続部については，接続部に着目した検討断面として，EW-1断面及びNS-1断面を選定し，基準地震動S_sによる耐震評価を実施する。



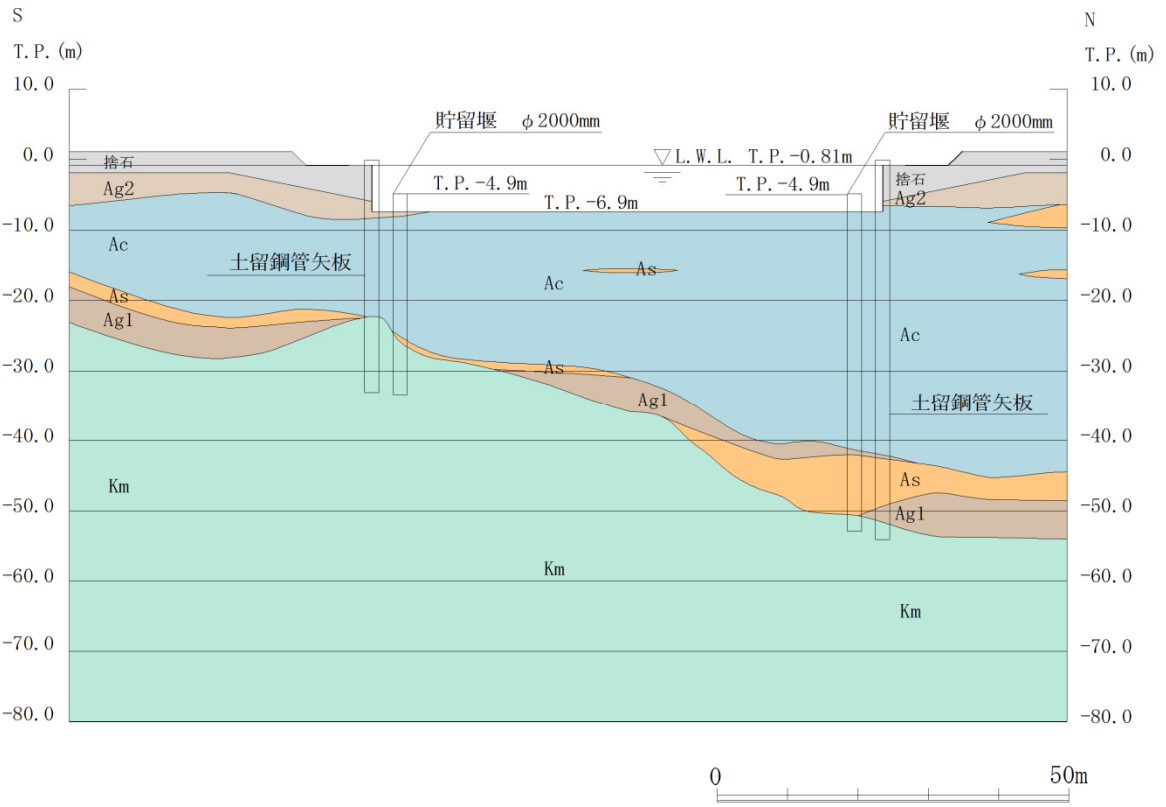
第 3－1 図　貯留堰の平面図



第 3－2 図（1）　貯留堰の断面図（EW-1）



第 3－2 図（2）　貯留堰の断面図（EW-2）



第 3－2 図（3）　貯留堰の断面図（NS-1）

3.2　解析方法

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」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。

地震応答解析では，地盤の有効応力の変化に応じた地震時挙動を考慮できる有効応力解析手法を用いる。

有効応力解析には，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，線形はり要素及び非線形ばね要素によりモデル化する。なお，非線形ばね要素は貯留堰取付護岸を構成するタイ材のモデル化に用いるものとする。

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

耐震評価における検討ケースを第3－1表に示す。

耐震評価においては，全ての基準地震動Ｓｓに対して実施する①の検討ケース（基本ケース）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。

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　耐震安全性評価上考慮する状態

貯留堰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

積雪荷重及び風荷重を考慮する。

(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

貯留堰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) 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

(1)　鋼管矢板

鋼管矢板の耐震評価に用いる荷重の組合せを第3－2表に示す。

第3－2表　荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時（S_s）	$G+K_s$

G　　：固定荷重

K_s　：地震荷重

(2)　止水ゴム取付部鋼材

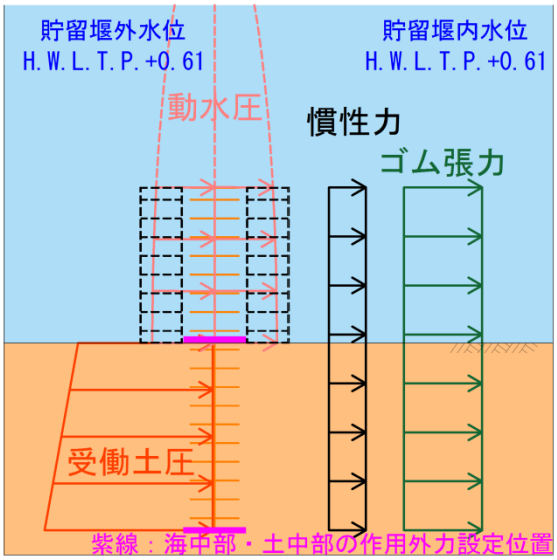
止水ゴム取付部鋼材の耐震評価に用いる荷重の組合せを第 3－3 表に，荷重作用図を第 3－3 図に示す。

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）	$G+K_s$

G　　：固定荷重

K_s　：地震荷重



第 3－3 図　荷重作用図（止水ゴム取付部鋼材　地震時）

(3)　防護材及び防護材取付部鋼材

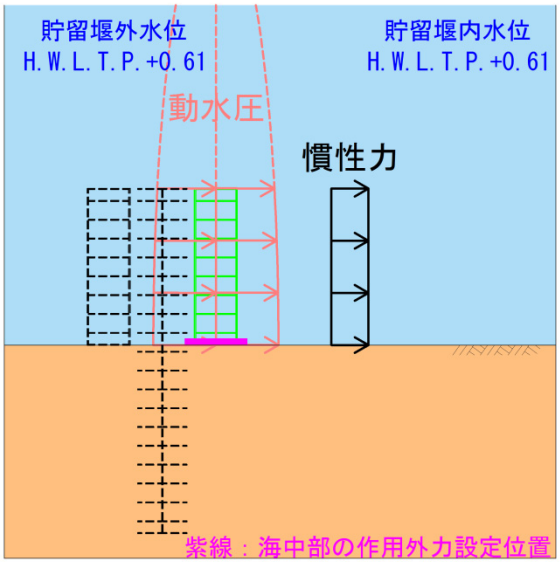
防護材及び防護材取付部鋼材の耐震評価に用いる荷重の組合せを第 3－4 表に，荷重作用図を第 3－4 図に示す。

第 3－4 表　荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時（S_s）	$G+K_s$

G　　：固定荷重

K_s　：地震荷重



第 3－4 図　荷重作用図（防護材及び防護材取付部鋼材　地震時）

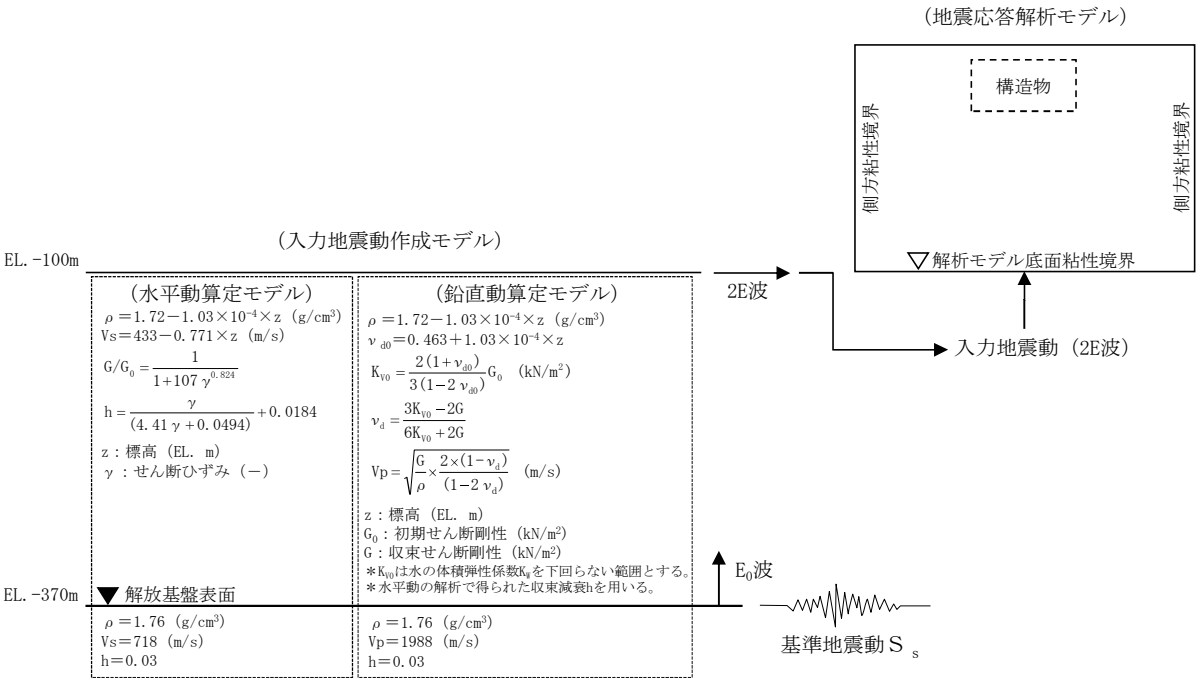
3.4　入力地震動

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底面位置で評価したものを用いる。

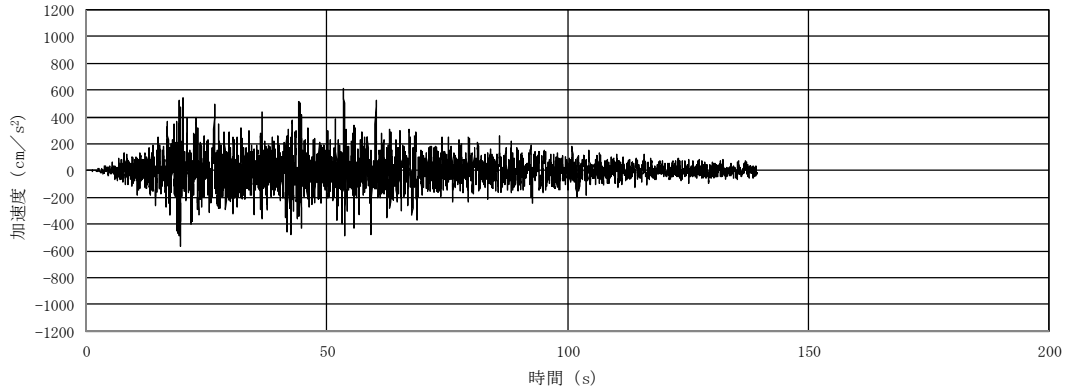
入力地震動算定の概念図を第 3－5 図に，入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを第 3－6 図に示す。

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。

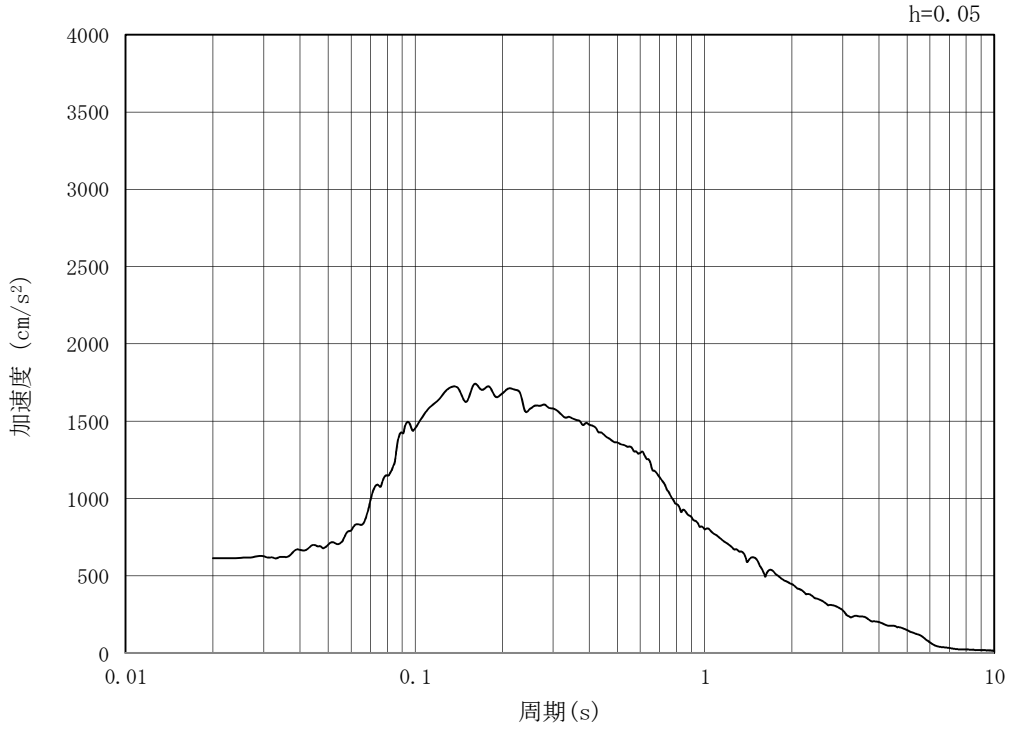


第 3－5 図　入力地震動算定の概念図

MAX　　614 cm/s^2　　(53.52s)



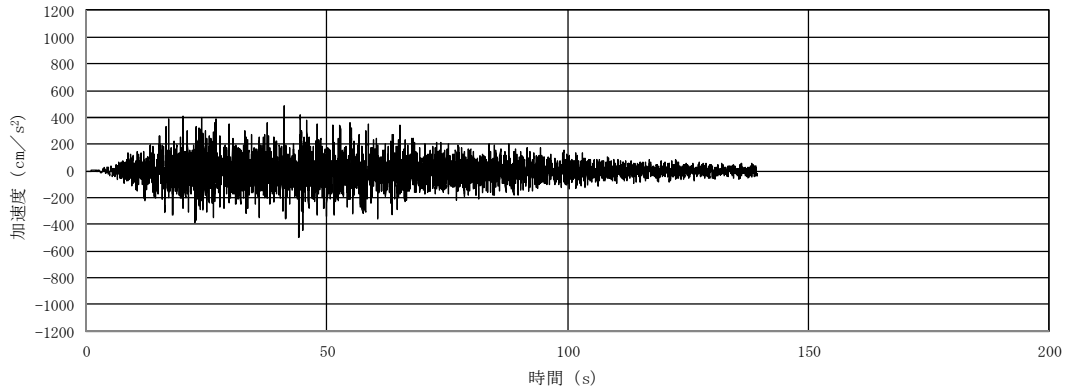
（a）加速度時刻歴波形



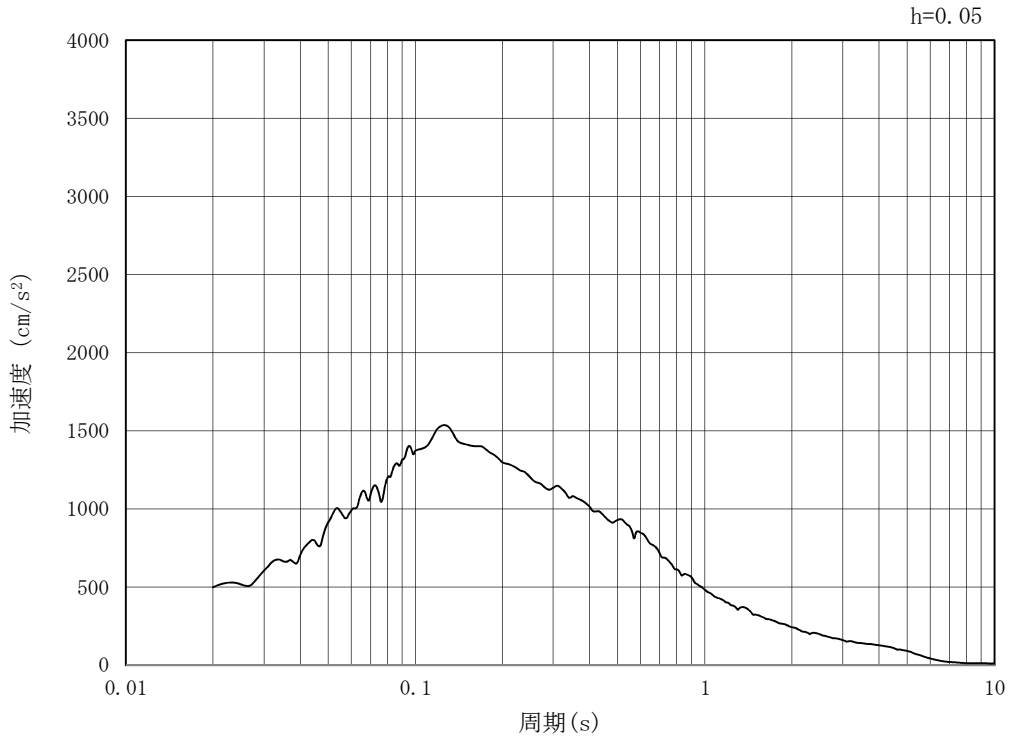
(b) 加速度応答スペクトル

第 3－6 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（共通）
（水平方向：Ｓ$_s$－Ｄ１）

MAX　　499 cm/s^2　　(44.24s)



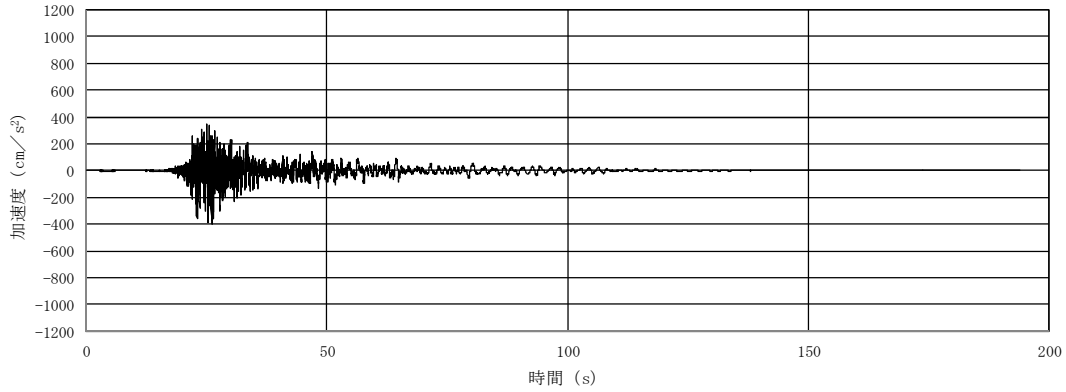
（a）加速度時刻歴波形



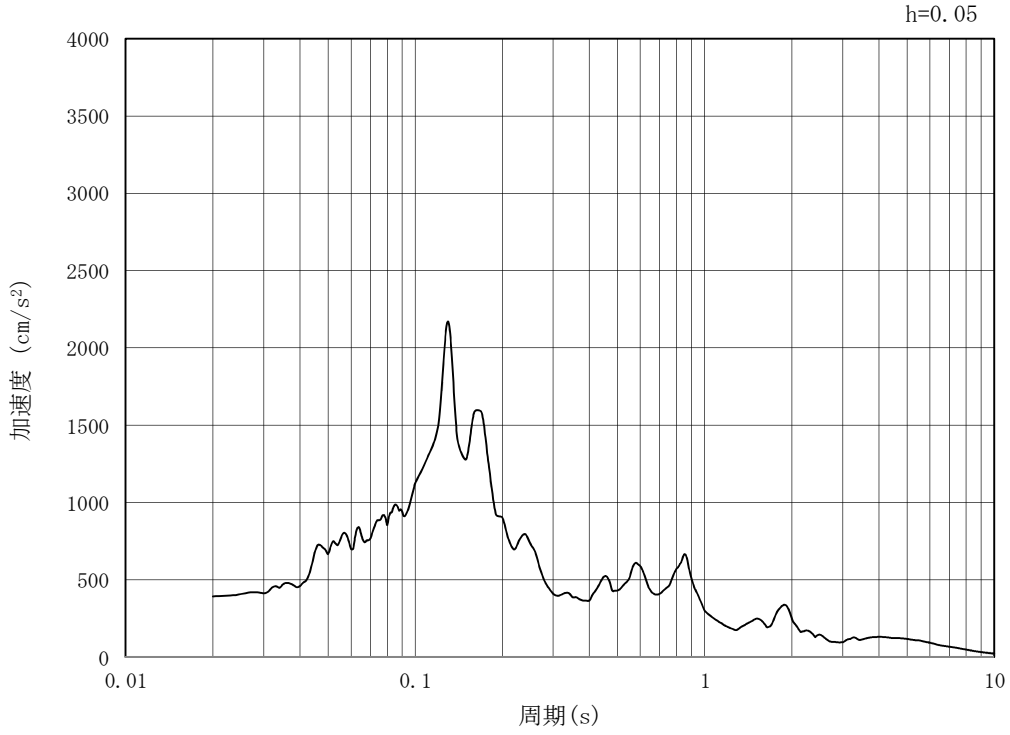
（b）加速度応答スペクトル

第 3－6 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（共通）
（鉛直方向：Ｓ$_s$－Ｄ１）

MAX　　393 cm/s^2　　(26.13s)



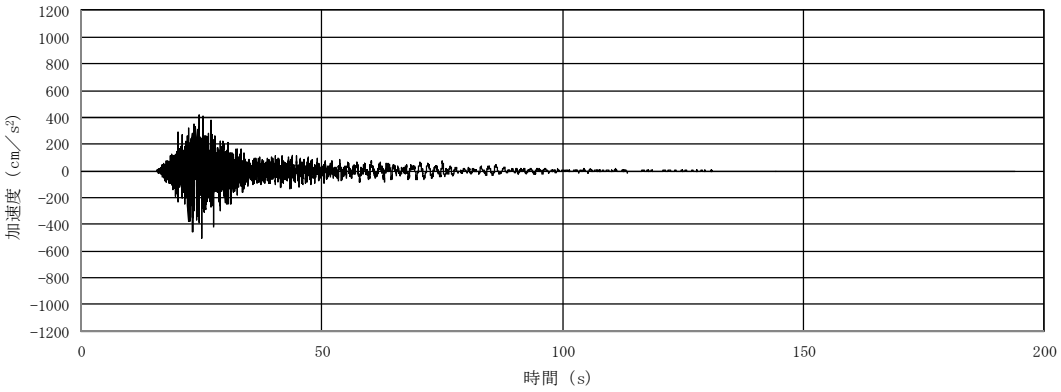
(a) 加速度時刻歴波形



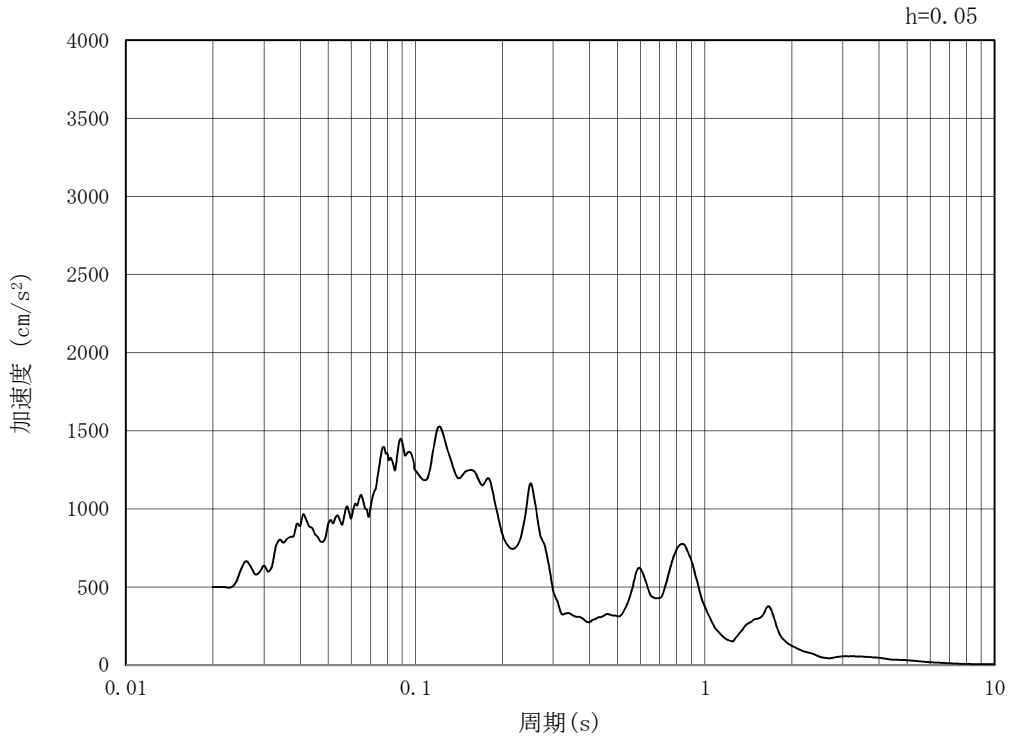
(b) 加速度応答スペクトル

第3－6図 (3)　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 (EW-1, EW-2)
（水平方向：Ｓ$_s$－１１）

MAX　　501 cm/s^2　　(25.03s)



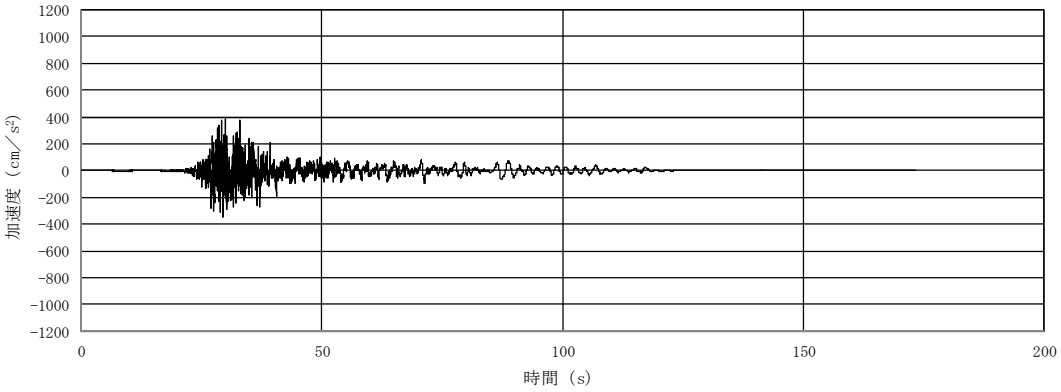
(a) 加速度時刻歴波形



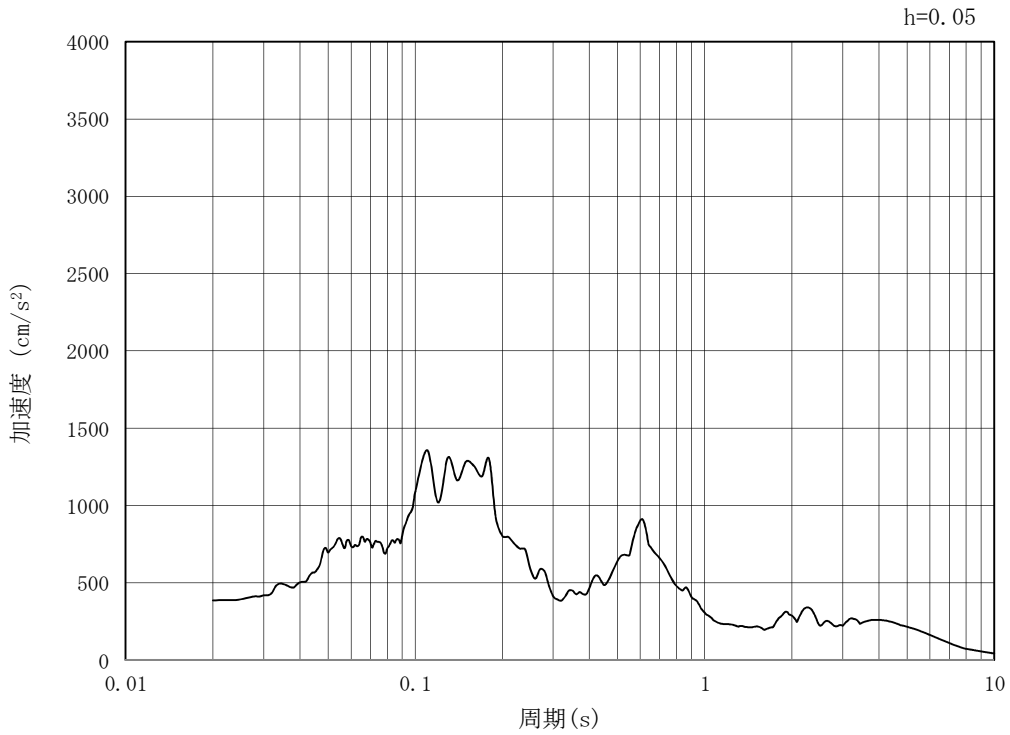
(b) 加速度応答スペクトル

第3－6図 (4)　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 (EW-1, EW-2)
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１１）

MAX　　387 cm/s^2　　(29.85s)



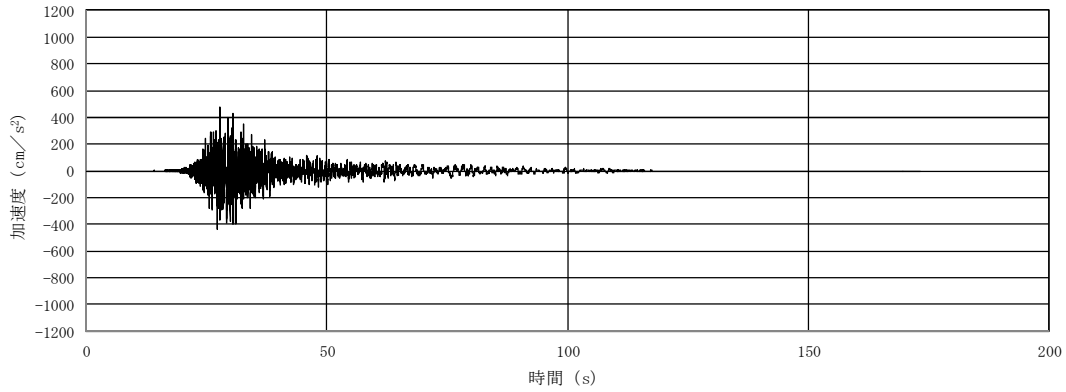
(a) 加速度時刻歴波形



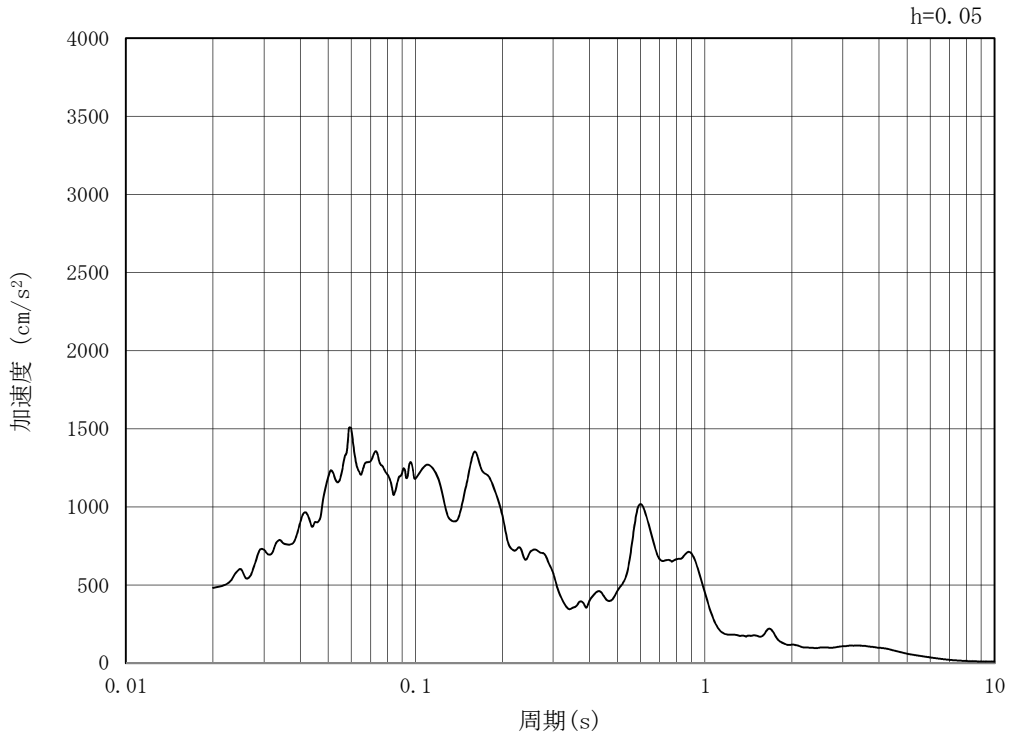
(b) 加速度応答スペクトル

第3－6図 (5)　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 (EW-1, EW-2)
（水平方向：Ｓ$_s$－１２）

MAX　　482 cm/s^2　　(27.83s)



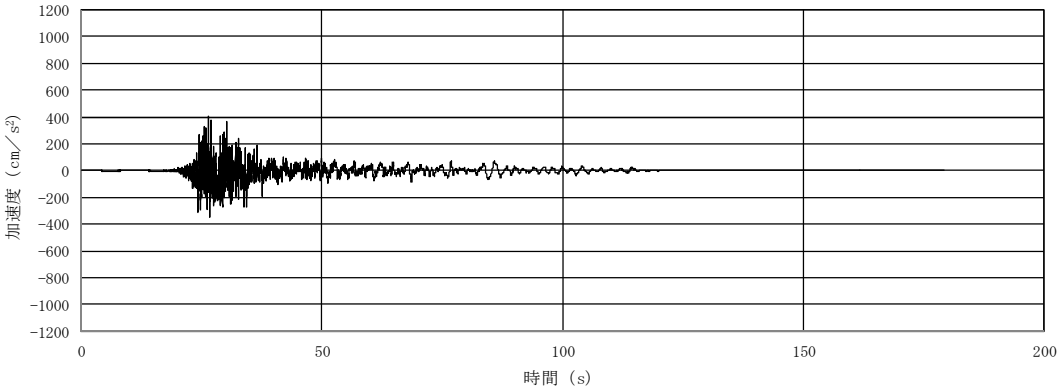
(a) 加速度時刻歴波形



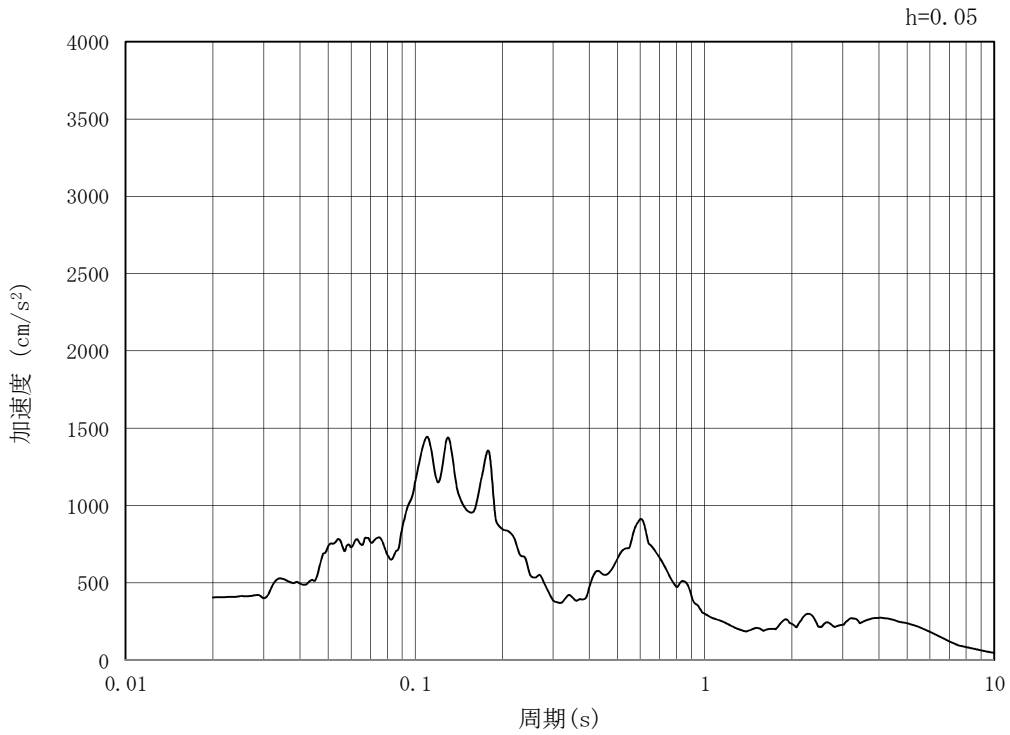
(b) 加速度応答スペクトル

第3－6図 (6)　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 (EW-1, EW-2)
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１２）

MAX　　406 cm/s^2　　(26.41s)



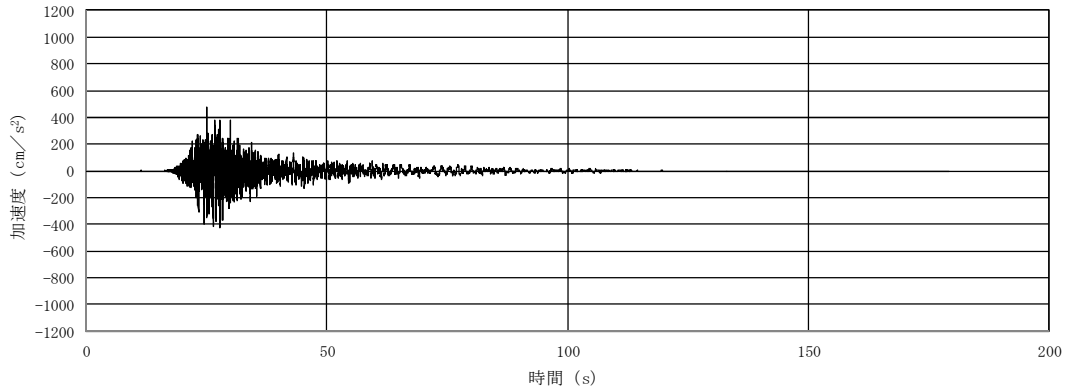
(a) 加速度時刻歴波形



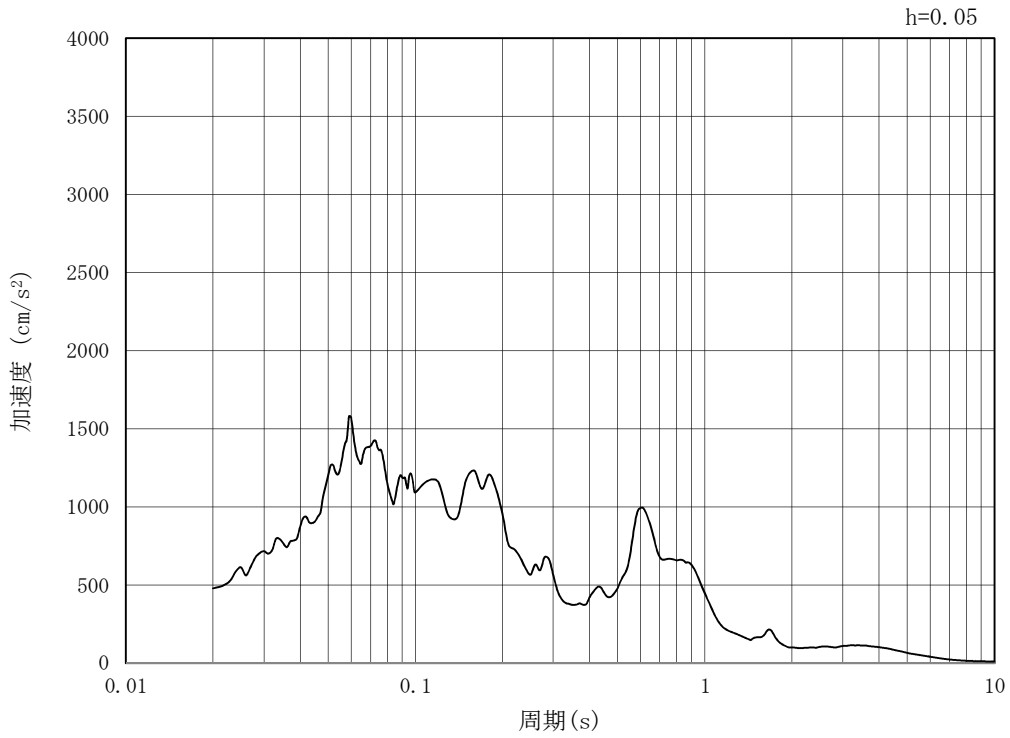
(b) 加速度応答スペクトル

第3－6図（7）　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（EW-1，EW-2）
（水平方向：Ｓ$_s$－１３）

MAX　　478 cm/s^2　　(25.05s)



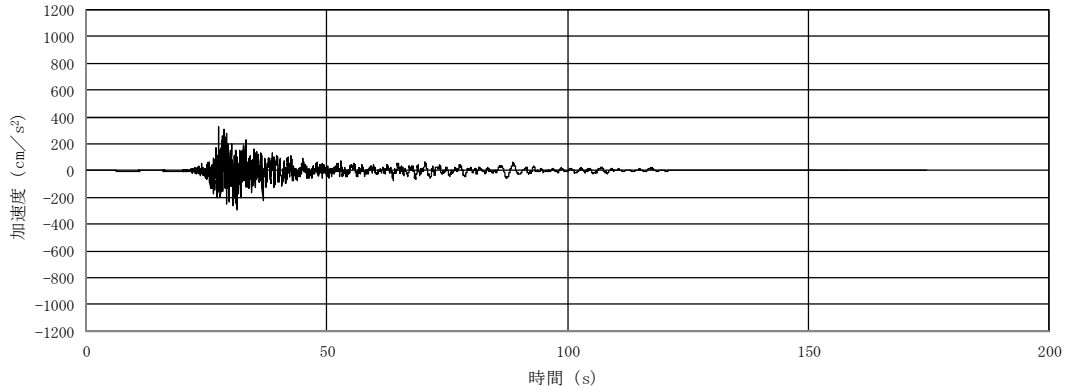
(a) 加速度時刻歴波形



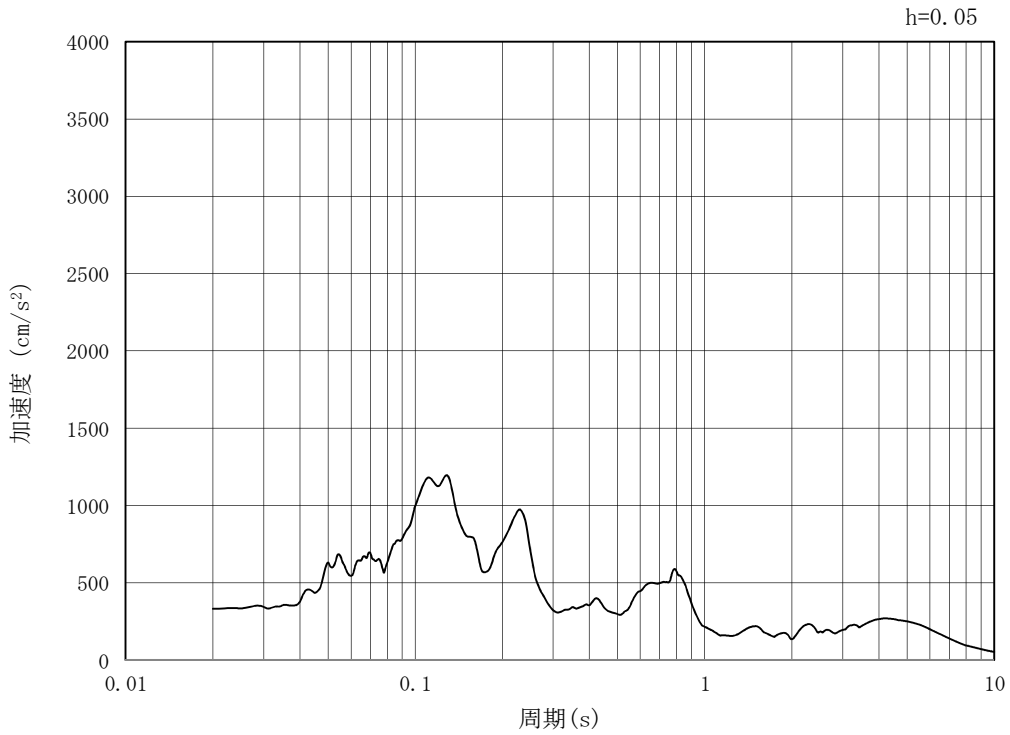
(b) 加速度応答スペクトル

第3－6図 (8)　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 (EW-1, EW-2)
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１３）

MAX　　332 cm/s^2　　(27.56s)



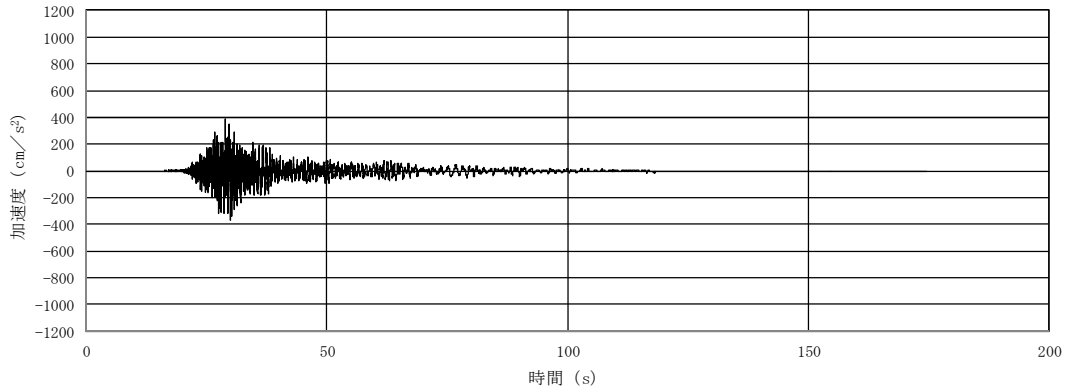
(a) 加速度時刻歴波形



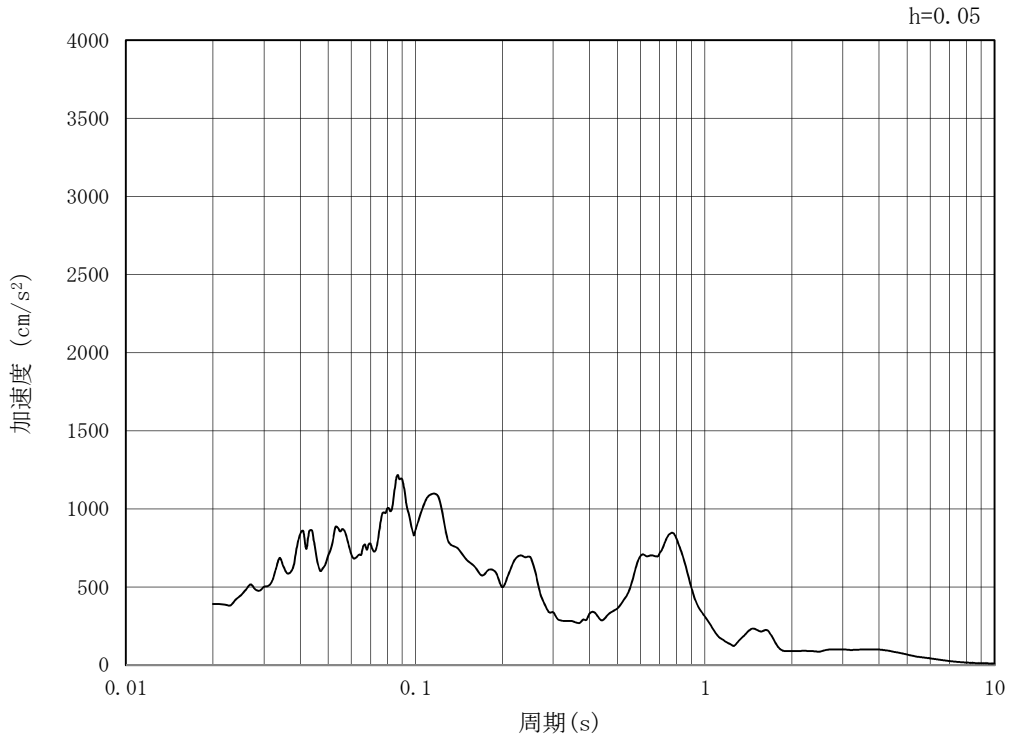
(b) 加速度応答スペクトル

第3－6図 (9)　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（EW-1，EW-2）
（水平方向：Ｓ$_s$－１４）

MAX　　391 cm/s^2　　(28.99s)

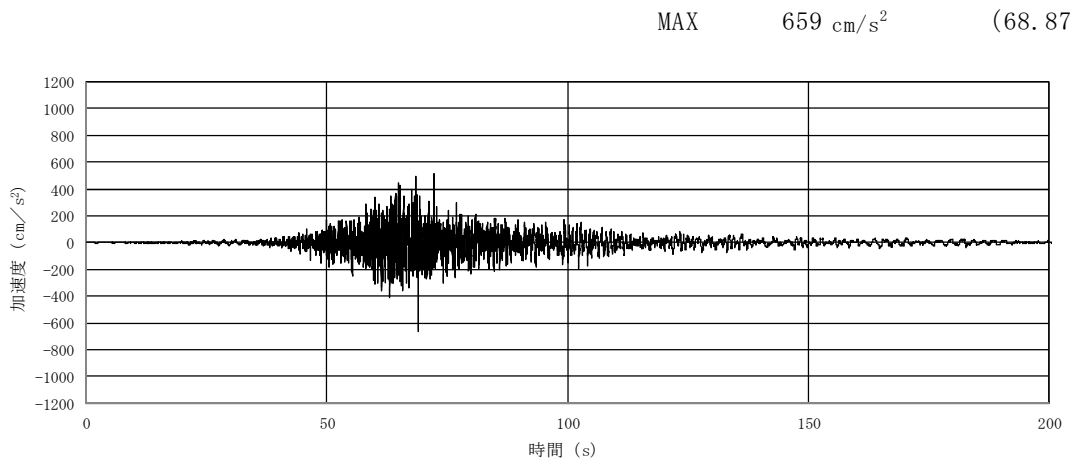


（a）加速度時刻歴波形

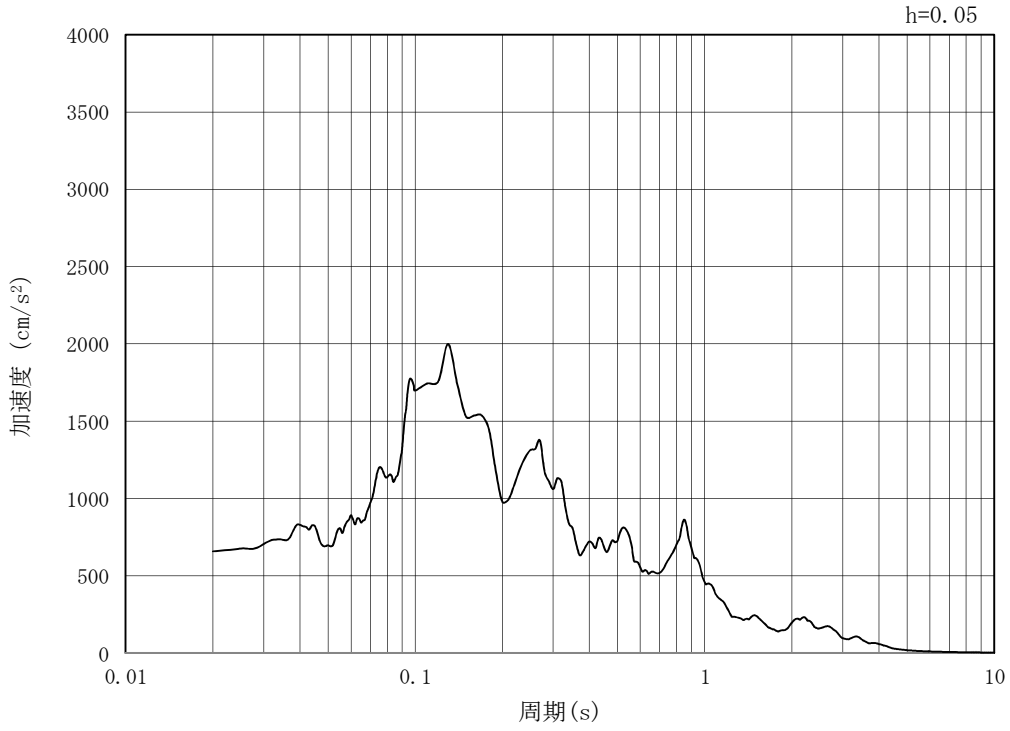


（b）加速度応答スペクトル

第3－6図（10）　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（EW-1，EW-2）
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１４）



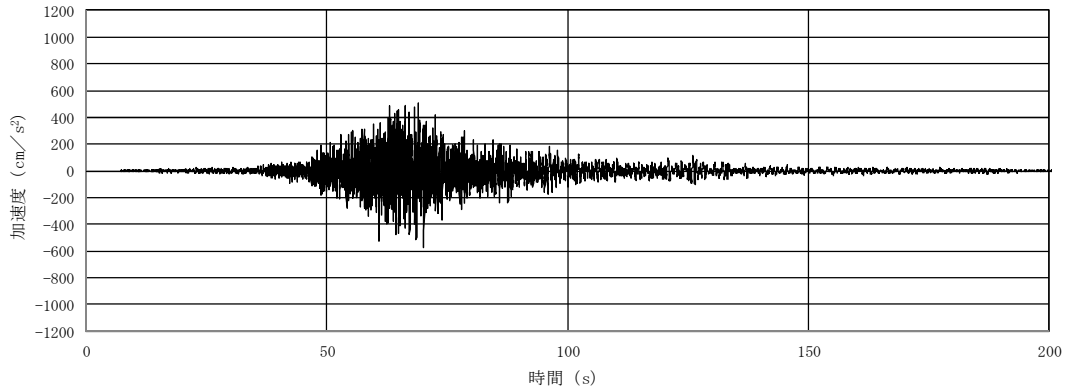
（a）加速度時刻歴波形



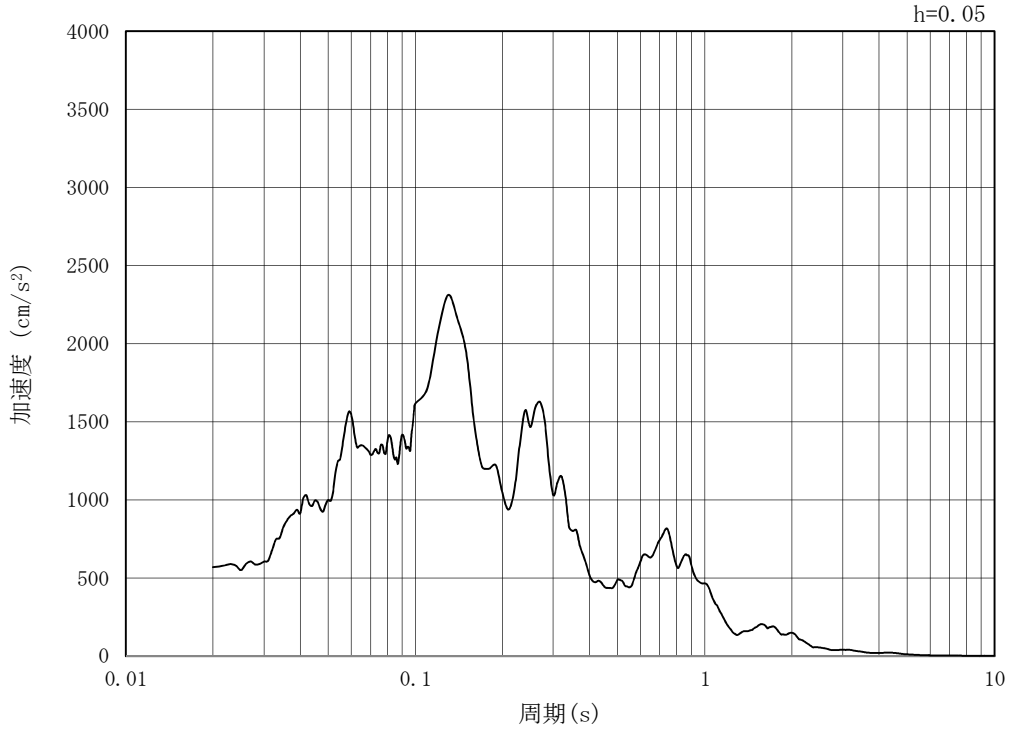
（b）加速度応答スペクトル

第3－6図（11）　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（EW-1，EW-2）
（水平方向：Ｓｓ－２１）

MAX　　570 cm/s^2　　(70.18s)



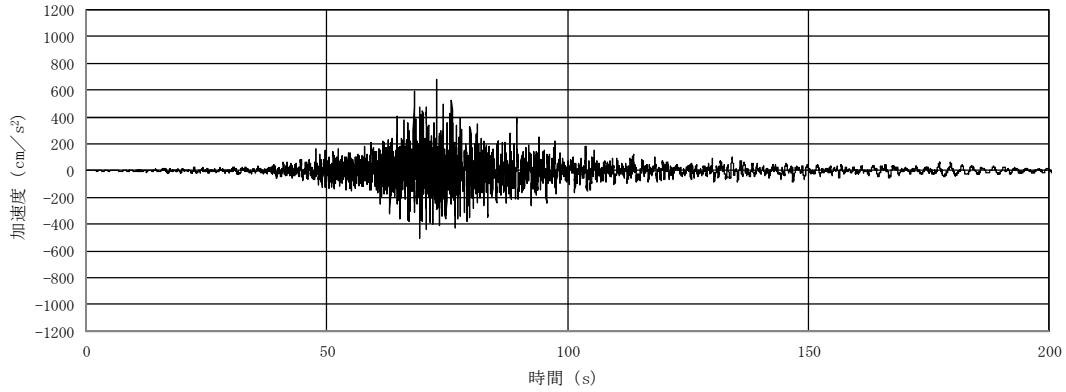
(a) 加速度時刻歴波形



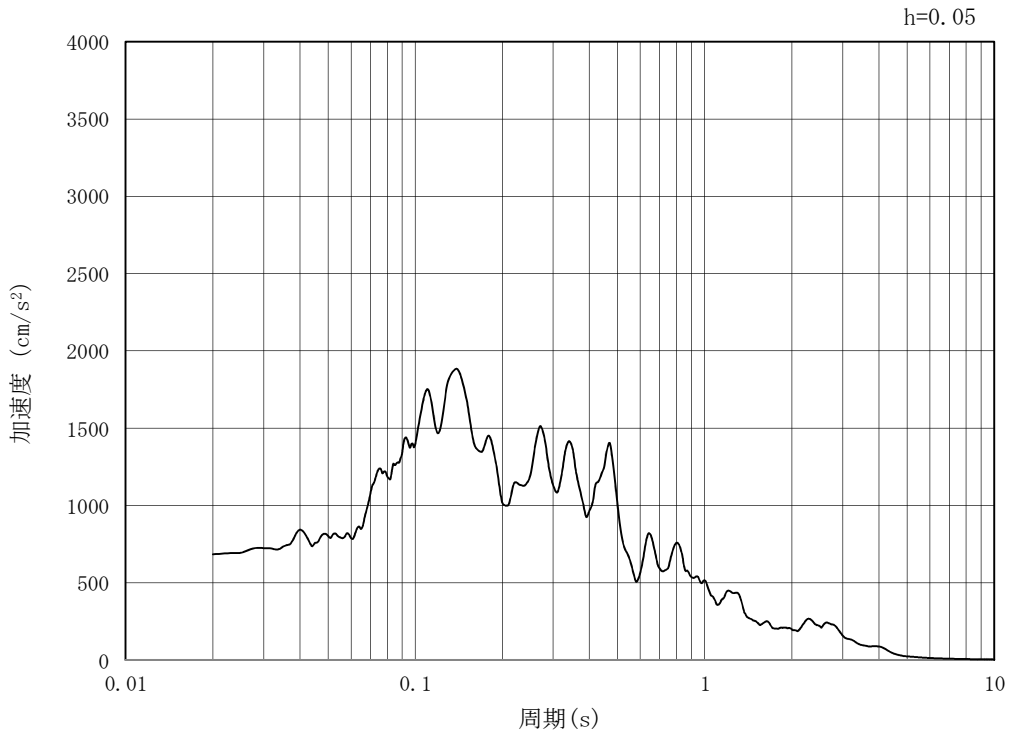
(b) 加速度応答スペクトル

第3－6図（12）　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（EW-1，EW-2）
（鉛直方向：Ｓ$_s$－２１）

MAX　　684 cm/s^2　　(72.71s)

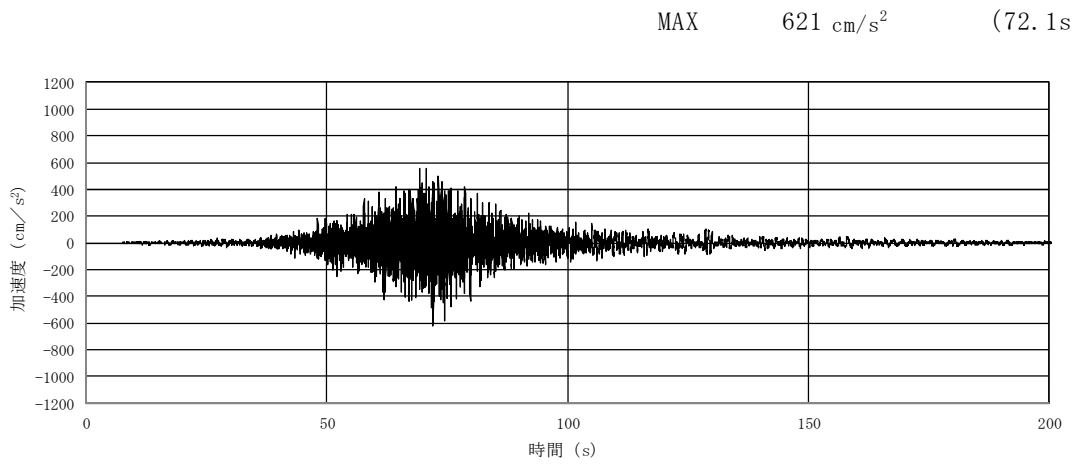


（a）加速度時刻歴波形

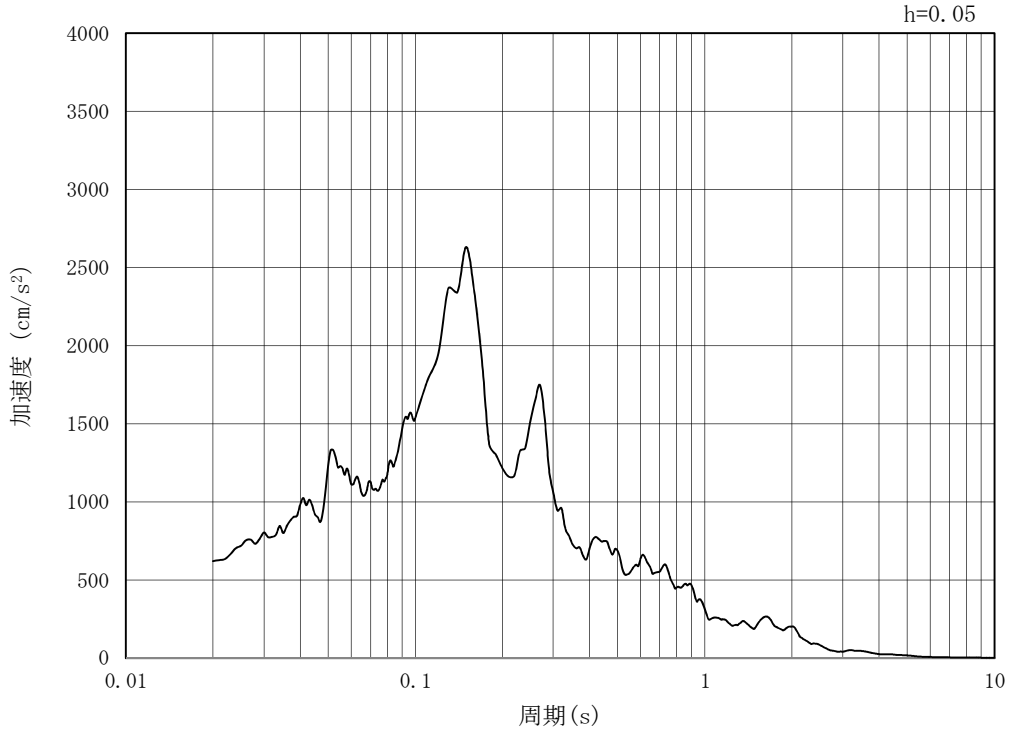


（b）加速度応答スペクトル

第3－6図（13）　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（EW-1，EW-2）
（水平方向：Ｓ$_s$－２２）



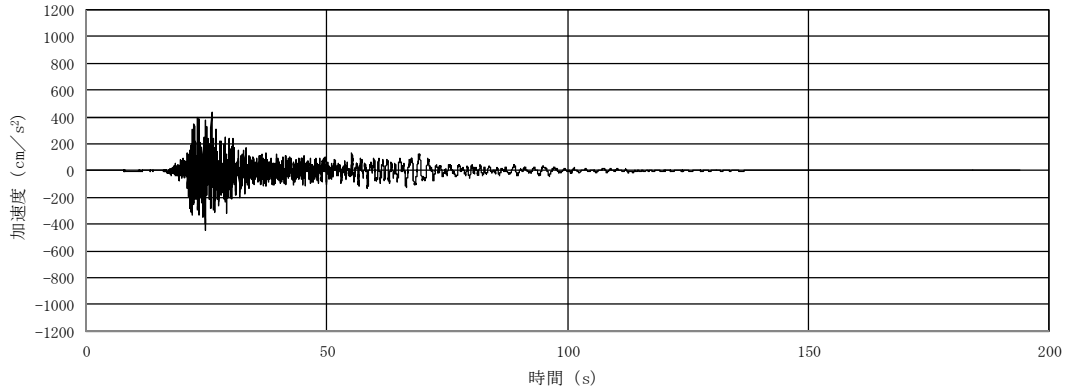
(a) 加速度時刻歴波形



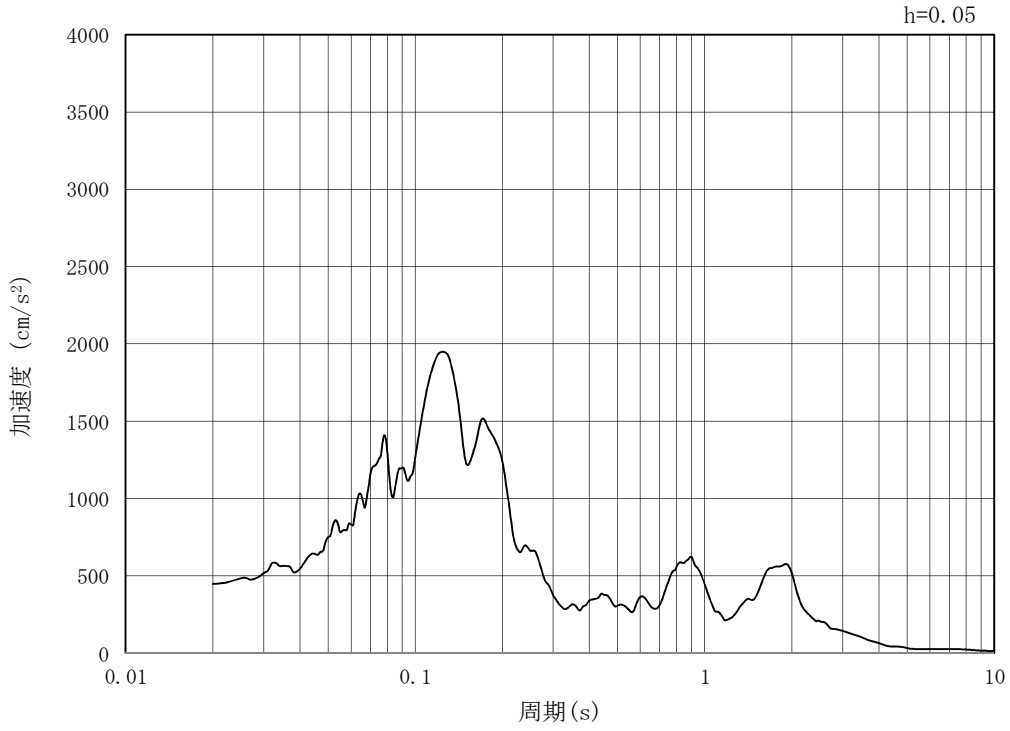
(b) 加速度応答スペクトル

第3－6図（14）　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（EW-1，EW-2）
（鉛直方向：Ｓｓ－２２）

MAX　　448 cm/s^2　　(24.66s)



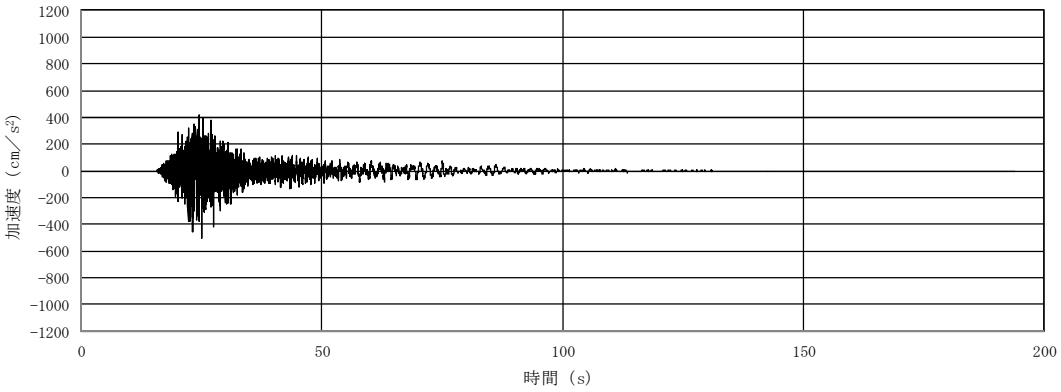
(a) 加速度時刻歴波形



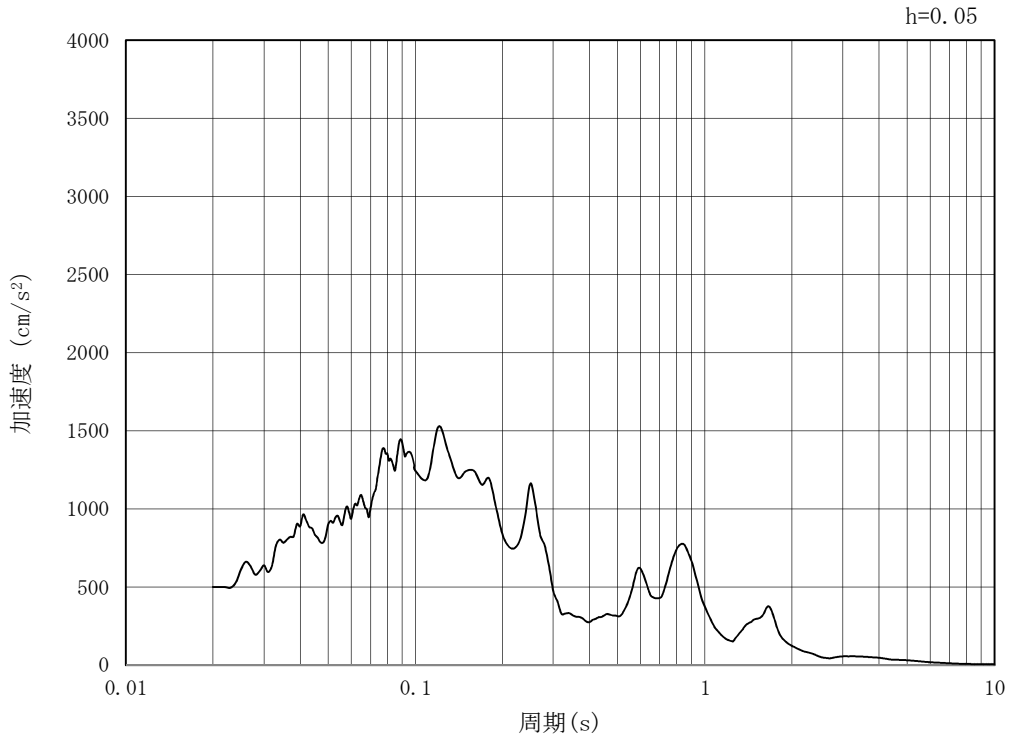
(b) 加速度応答スペクトル

第 3－6 図（15）　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（NS-1）
（水平方向：Ｓ$_s$－１１）

MAX　　501 cm/s^2　　(25.03s)



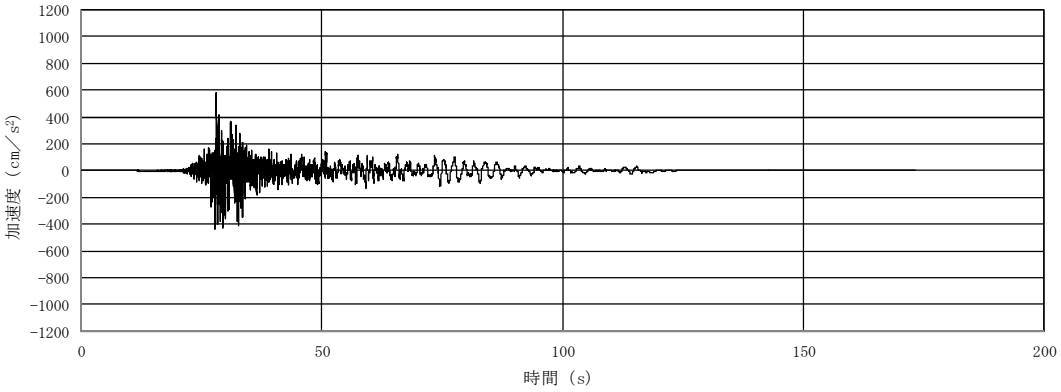
(a) 加速度時刻歴波形



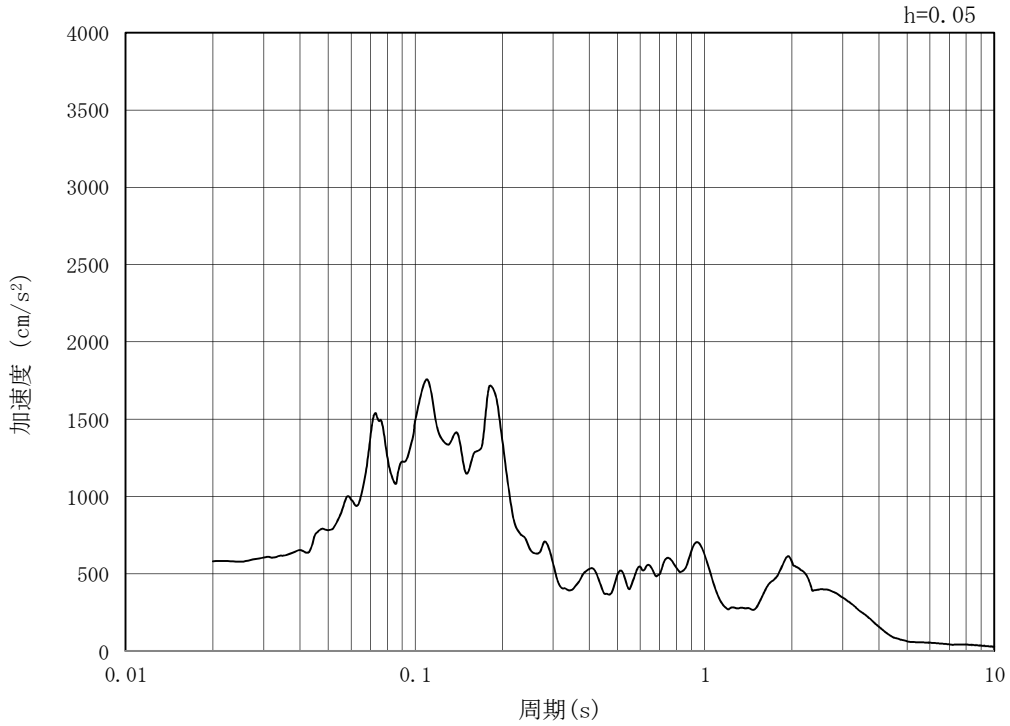
(b) 加速度応答スペクトル

第 3－6 図（16）　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（NS-1）
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１１）

MAX　　582 cm/s^2　　(28.16s)



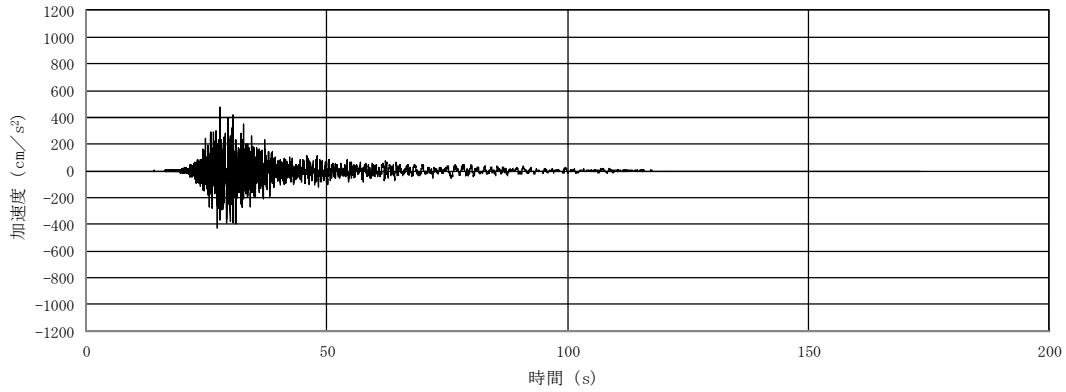
（a）加速度時刻歴波形



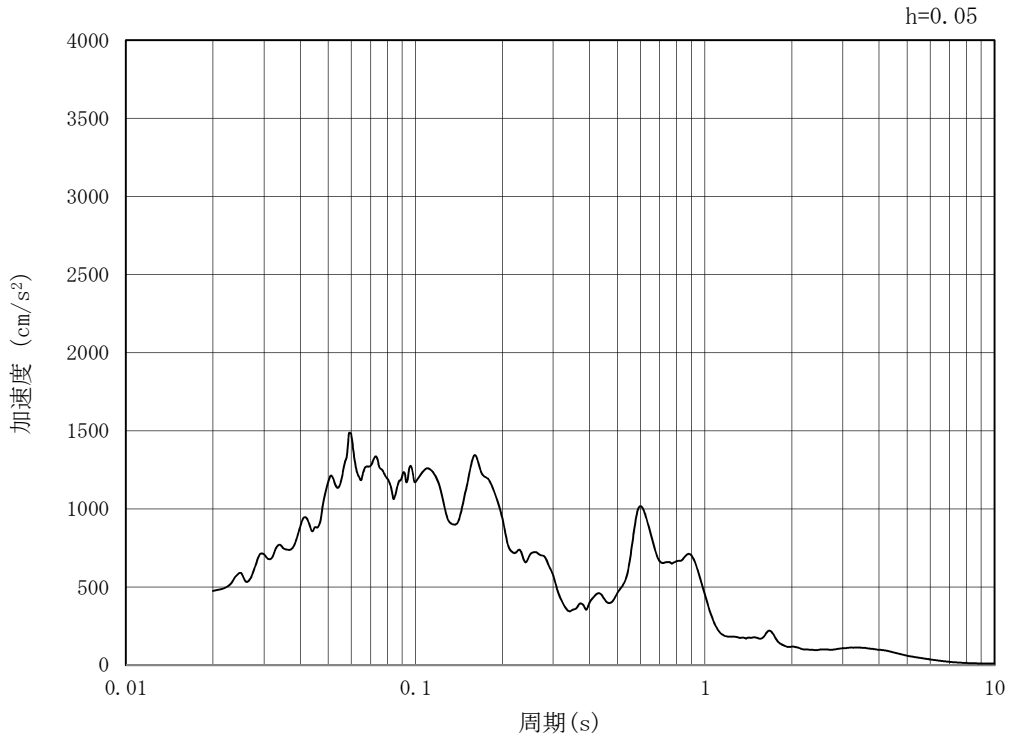
（b）加速度応答スペクトル

第 3－6 図（17）　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（NS-1）
（水平方向：Ｓ$_s$－１２）

MAX　　475 cm/s^2　　(27.83s)



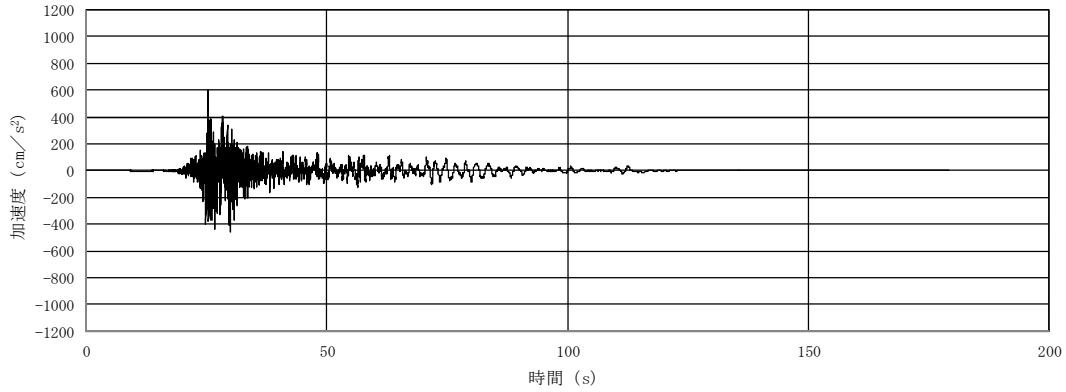
（a）加速度時刻歴波形



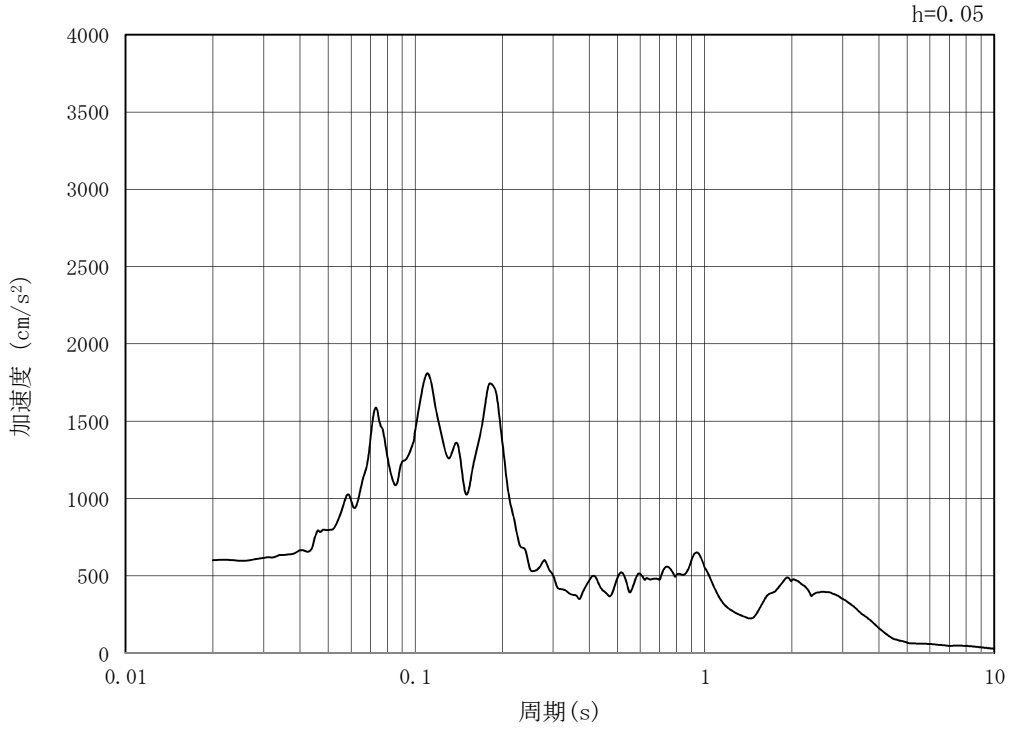
（b）加速度応答スペクトル

第 3－6 図（18）　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（NS-1）
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１２）

MAX　　601 cm/s^2　　(25.38s)



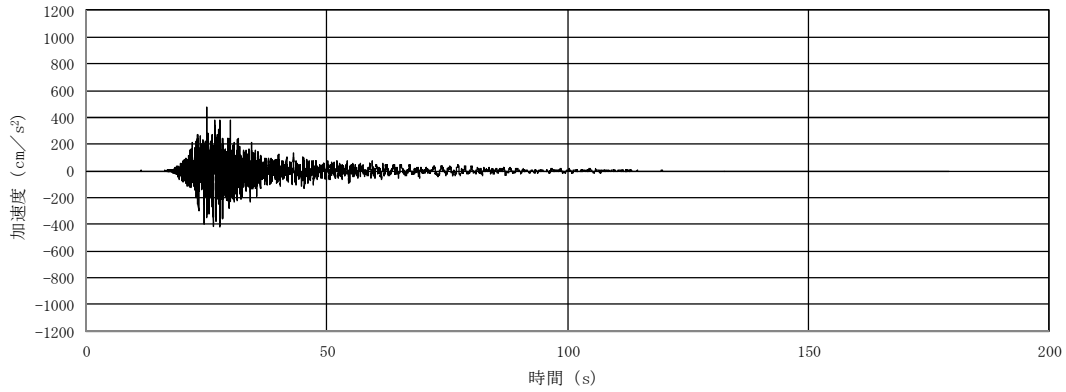
（a）加速度時刻歴波形



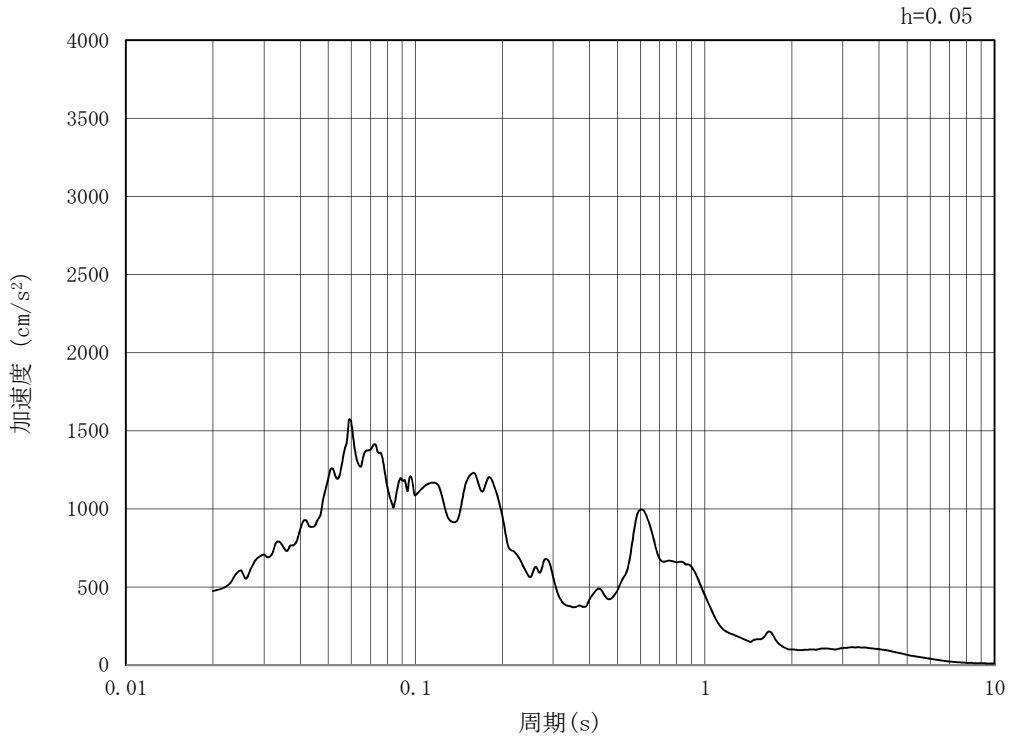
（b）加速度応答スペクトル

第 3－6 図（19）　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（NS-1）
（水平方向：Ｓ$_s$－１３）

MAX　　474 cm/s^2　　(25.05s)



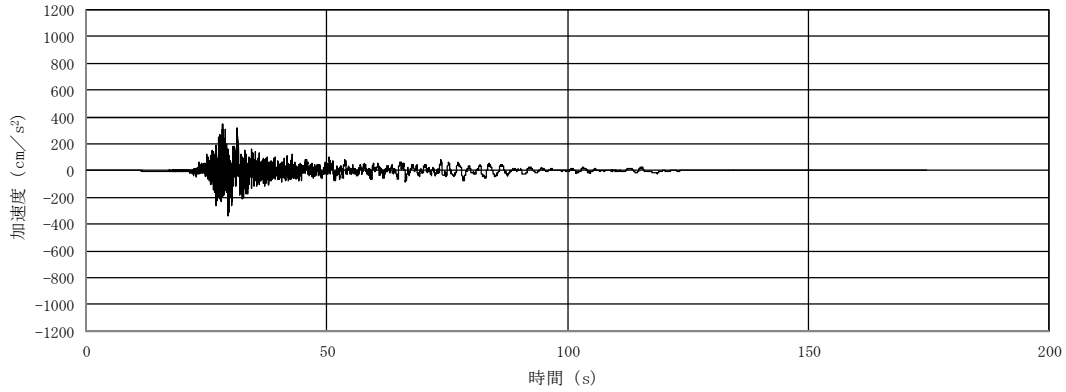
(a) 加速度時刻歴波形



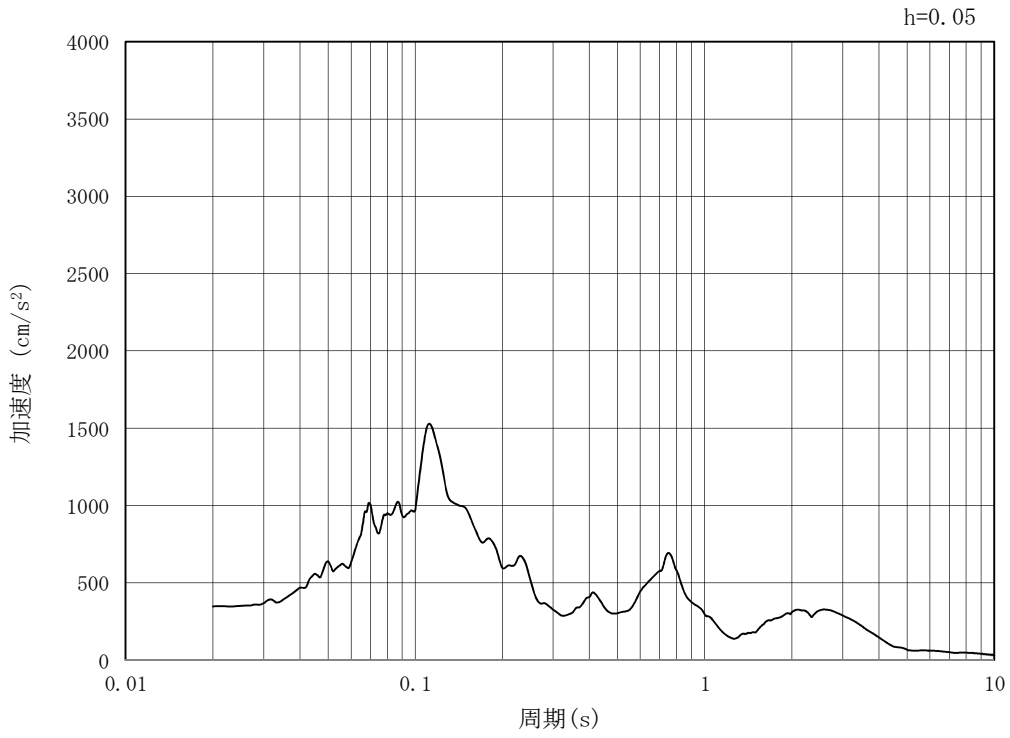
(b) 加速度応答スペクトル

第 3－6 図（20）　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（NS-1）
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１３）

MAX　　348 cm/s^2　　(28.27s)



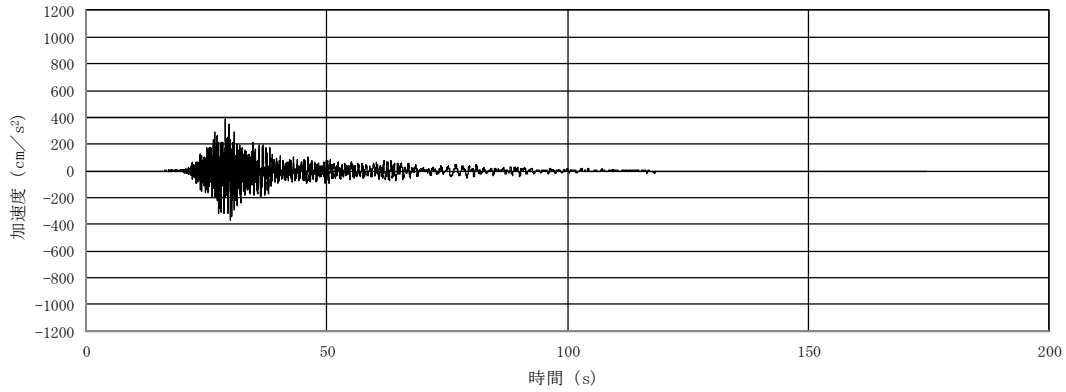
(a) 加速度時刻歴波形



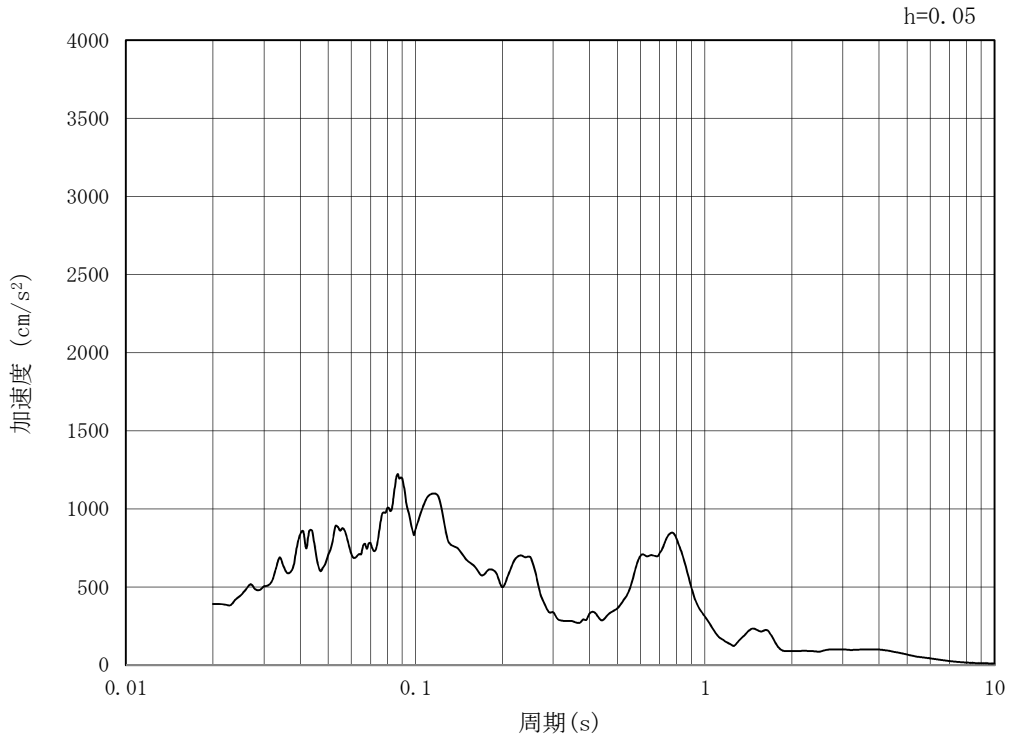
(b) 加速度応答スペクトル

第 3－6 図（21）　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（NS-1）
（水平方向：Ｓ$_s$－１４）

MAX　　392 cm/s^2　　(28.99s)



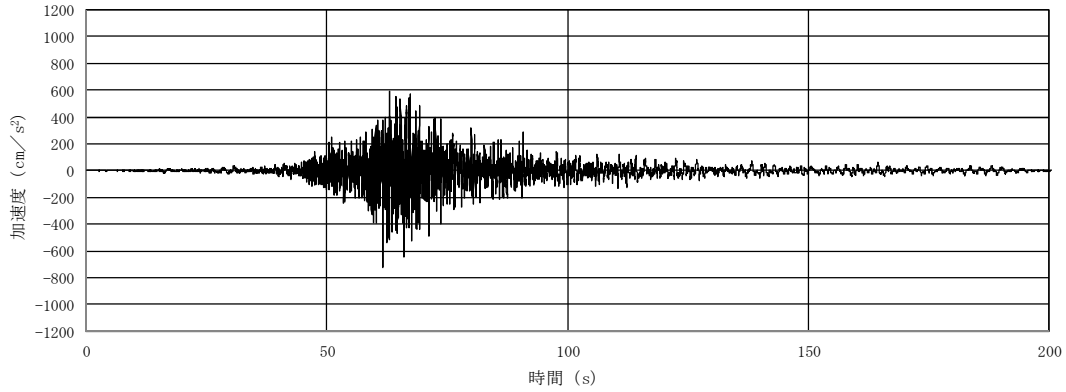
(a) 加速度時刻歴波形



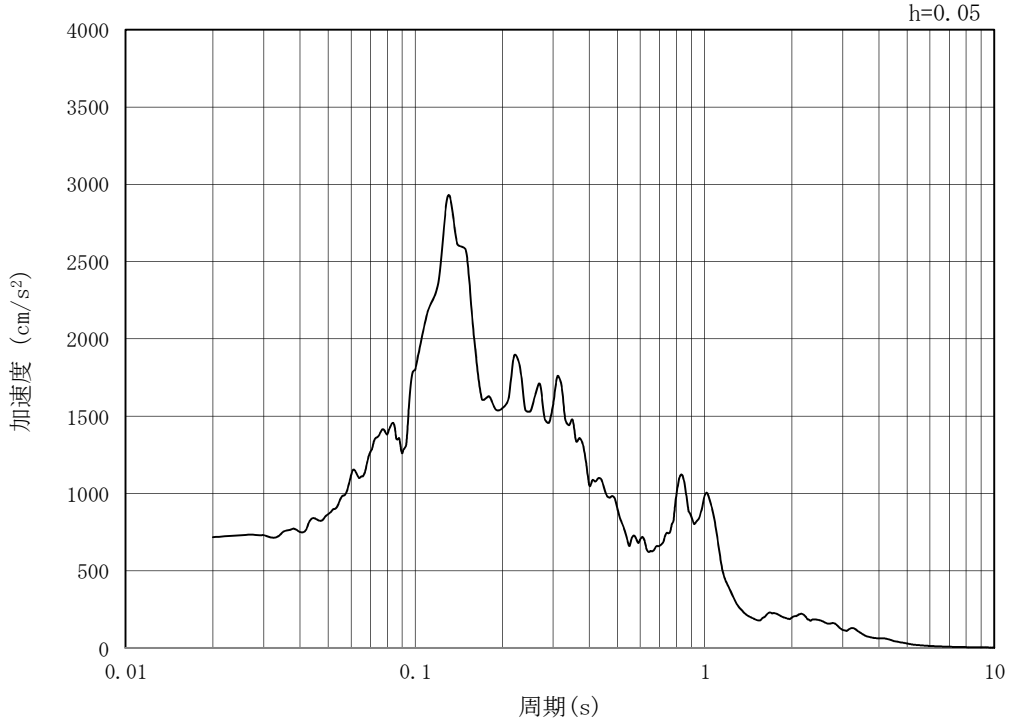
(b) 加速度応答スペクトル

第 3－6 図（22）　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（NS-1）
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１４）

MAX　　718 cm/s^2　　(61.6s)



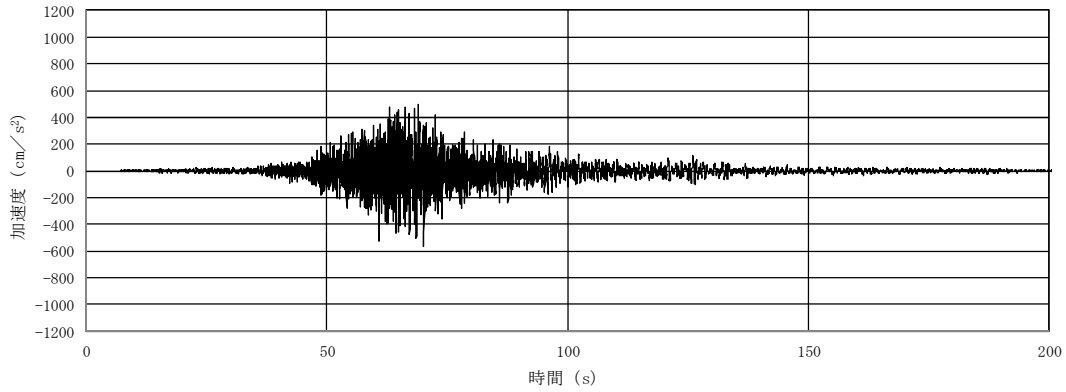
(a) 加速度時刻歴波形



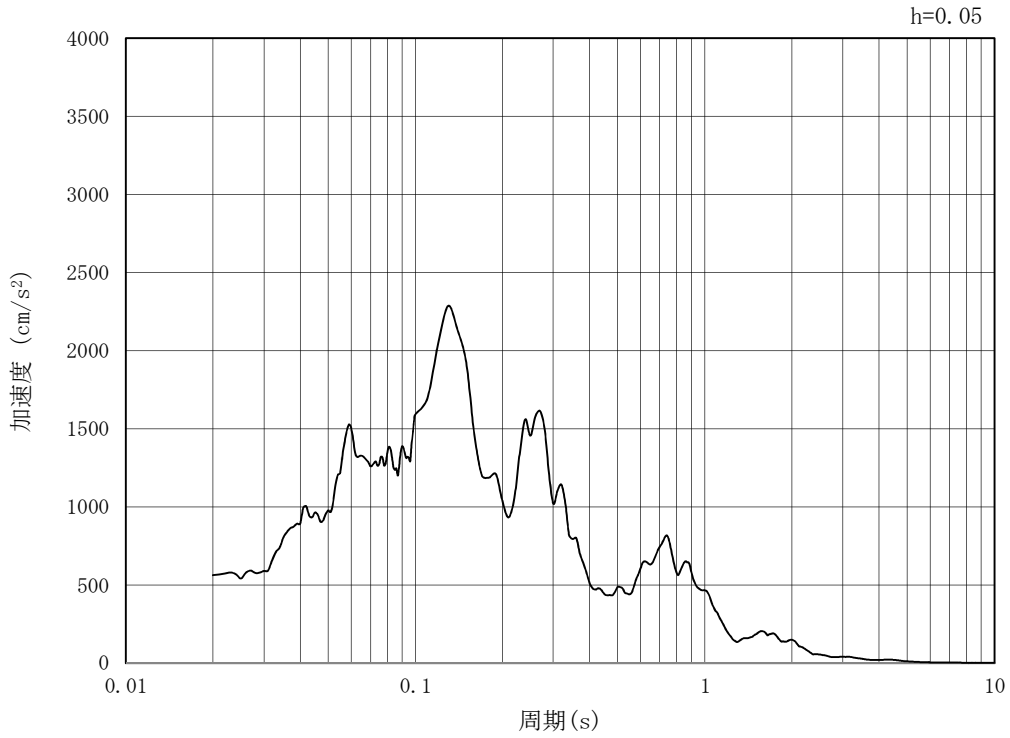
(b) 加速度応答スペクトル

第 3－6 図（23）　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（NS-1）
（水平方向：Ｓ$_s$－２１）

MAX　　563 cm/s^2　　(70.18s)



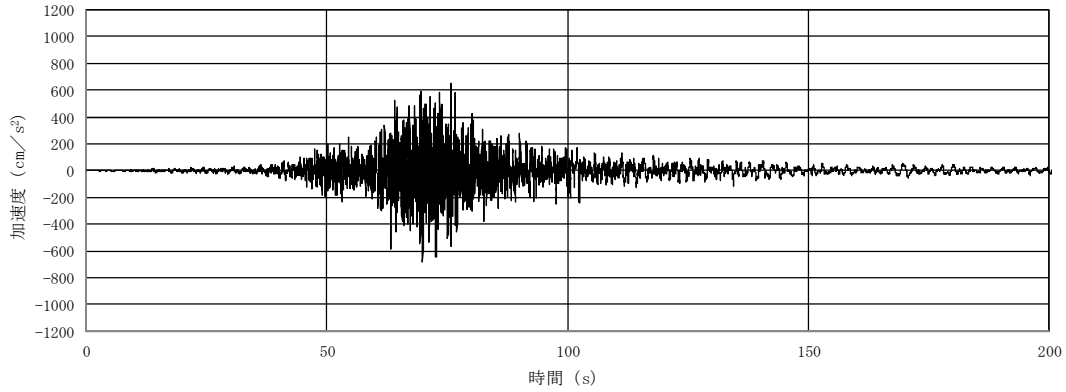
(a) 加速度時刻歴波形



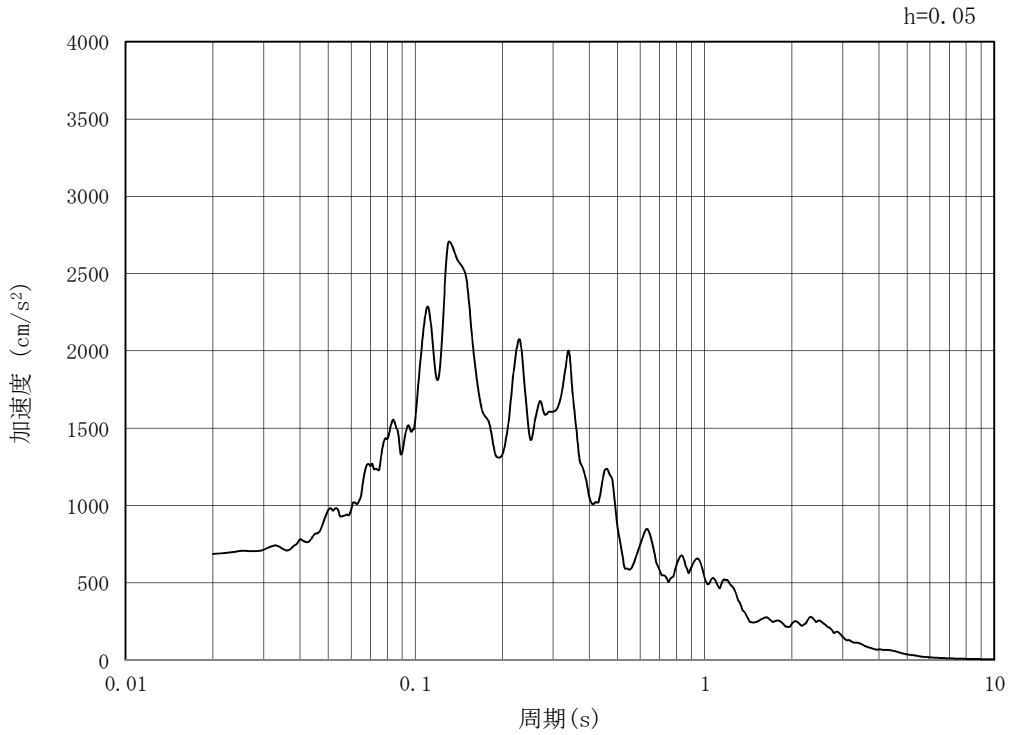
(b) 加速度応答スペクトル

第3－6図（24）　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（NS-1）
（鉛直方向：Ｓ$_s$－２１）

MAX　　687 cm/s^2　　(69.92s)



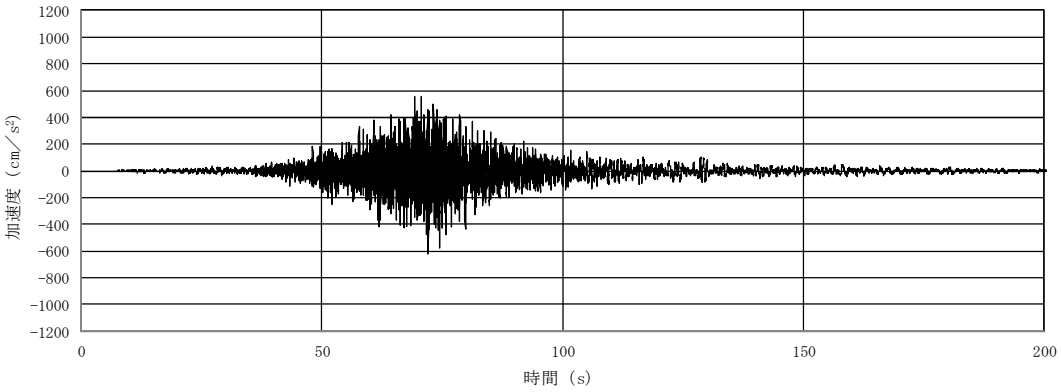
(a) 加速度時刻歴波形



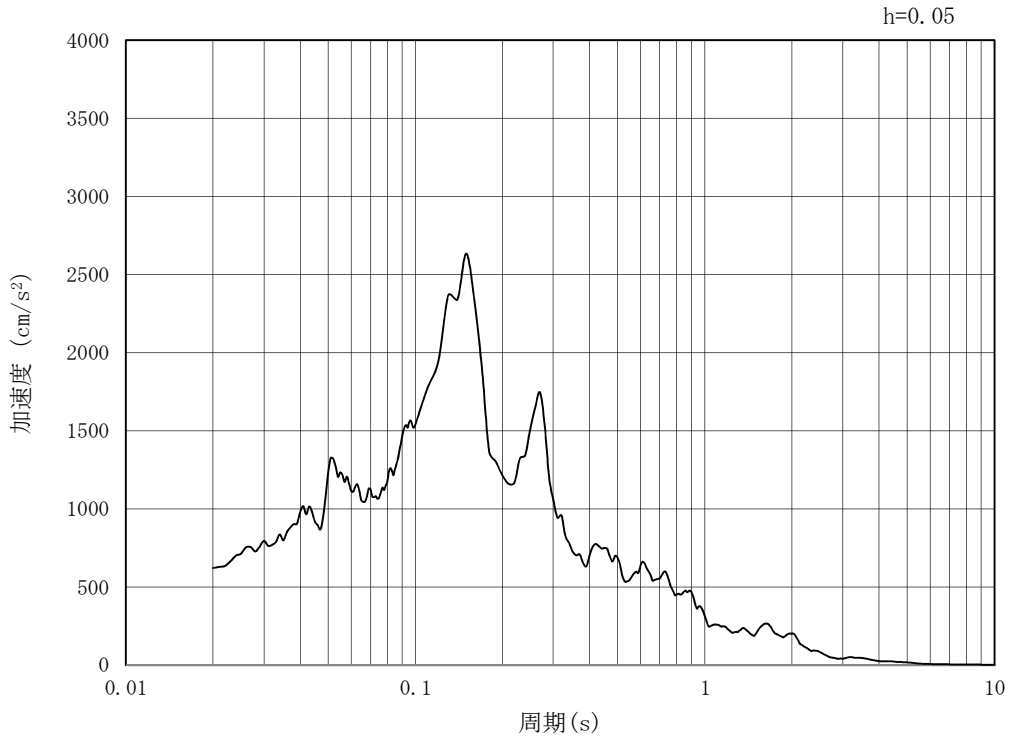
(b) 加速度応答スペクトル

第 3－6 図（25）　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（NS-1）
（水平方向：Ｓ$_s$－２２）

MAX　　622 cm/s^2　　(72.1s)



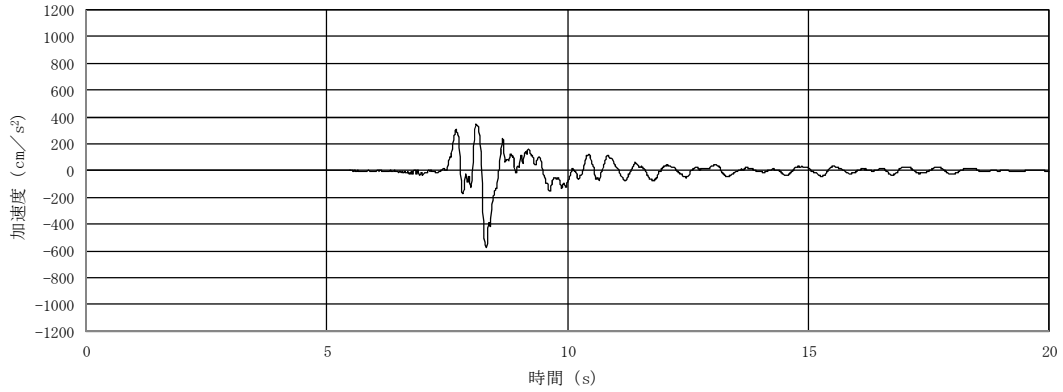
(a) 加速度時刻歴波形



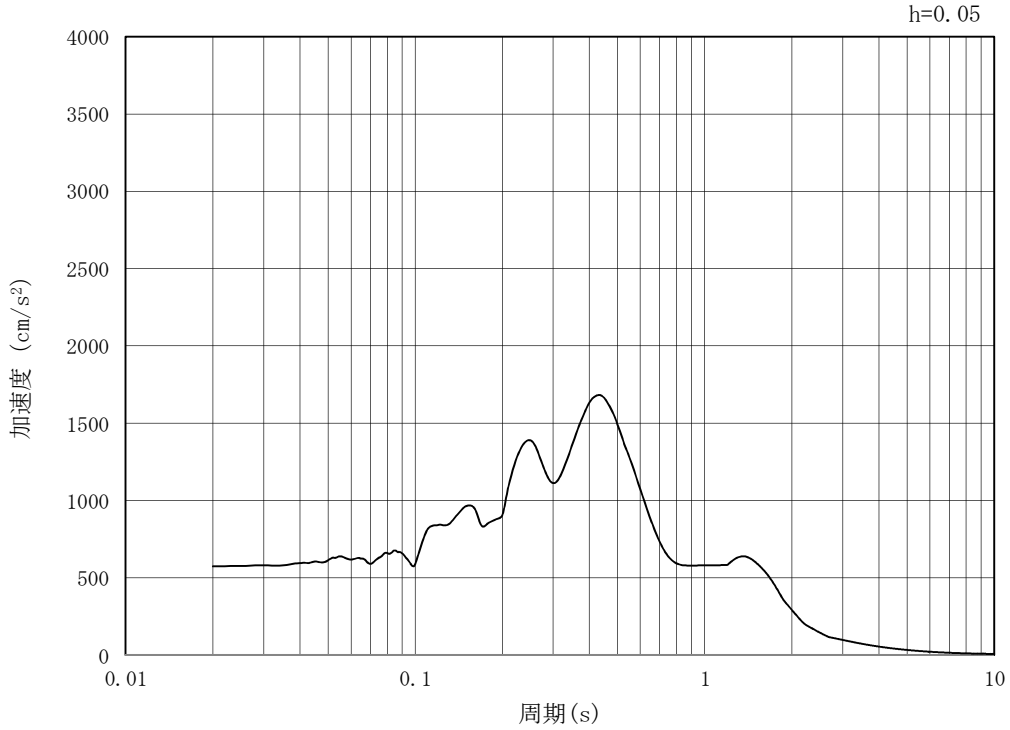
(b) 加速度応答スペクトル

第 3－6 図（26）　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（NS-1）
（鉛直方向：Ｓ$_s$－２２）

MAX　　574 cm/s^2　　(8.32s)



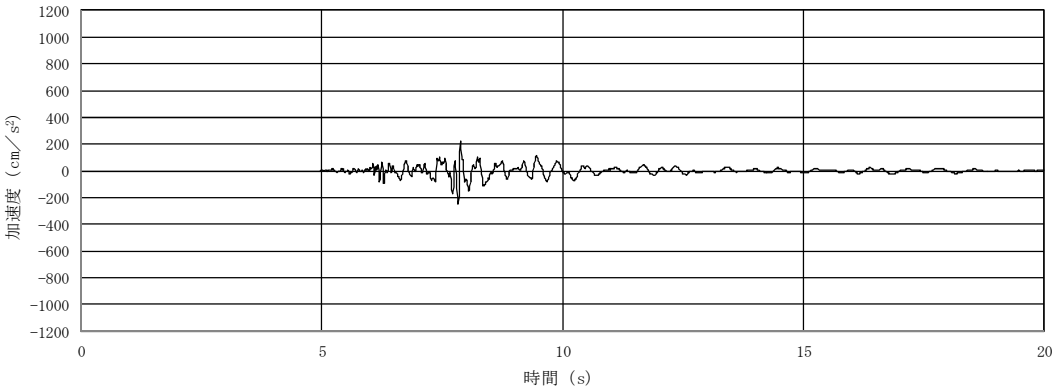
(a) 加速度時刻歴波形



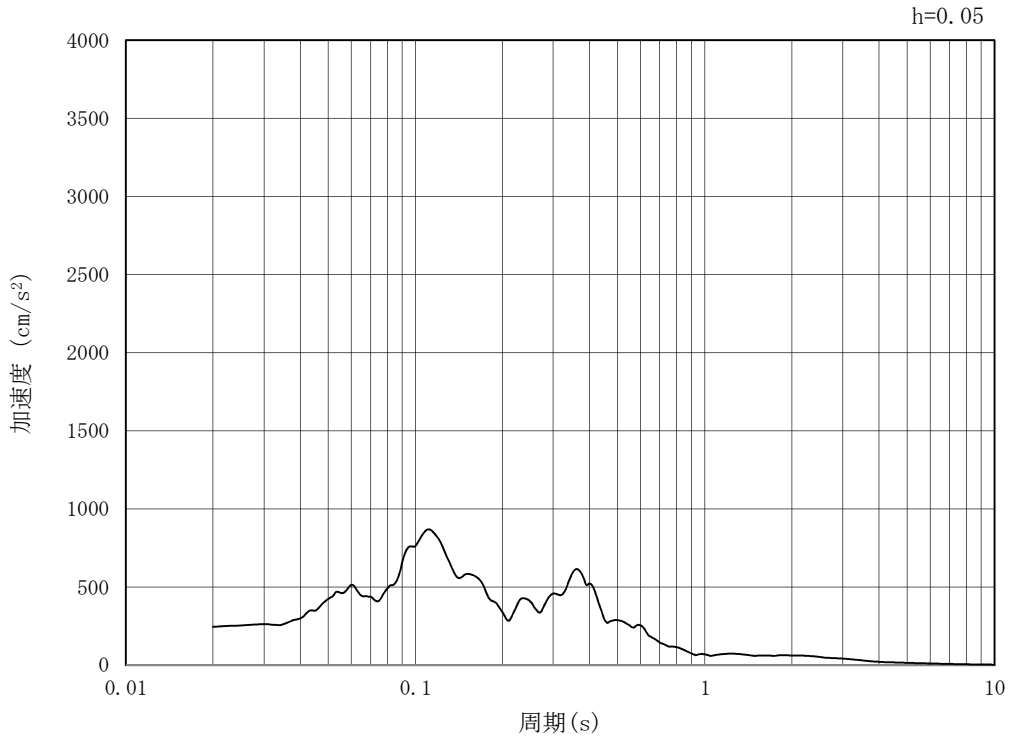
(b) 加速度応答スペクトル

第 3－6 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（共通）
（水平方向：Ｓ$_s$－３１）

MAX　　245 cm/s^2　　(7.83s)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

第 3－6 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（共通）
（鉛直方向：Ｓ$_s$－３１）

3.5　解析モデル及び諸元

3.5.1　解析モデルの設定

貯留堰の地震応答解析モデルを第3－7図に示す。

(1)　解析領域

地震応答解析モデルは，境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう，十分広い領域とする。

(2)　境界条件

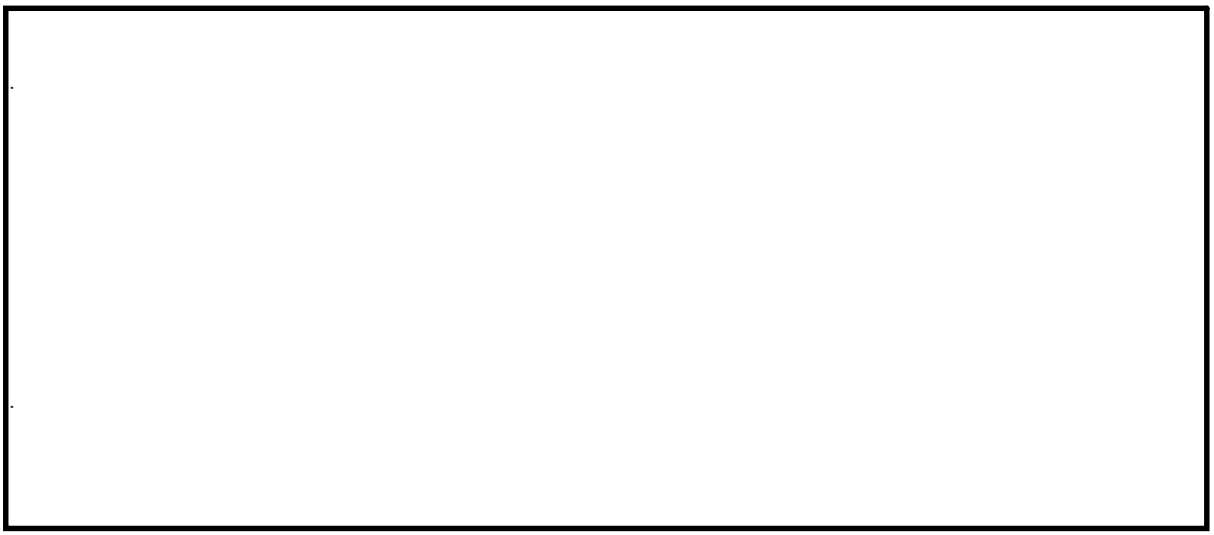
地震応答解析時の境界条件については，有限要素解析における半無限地盤を模擬するため，粘性境界を設ける。

(3)　構造物のモデル化

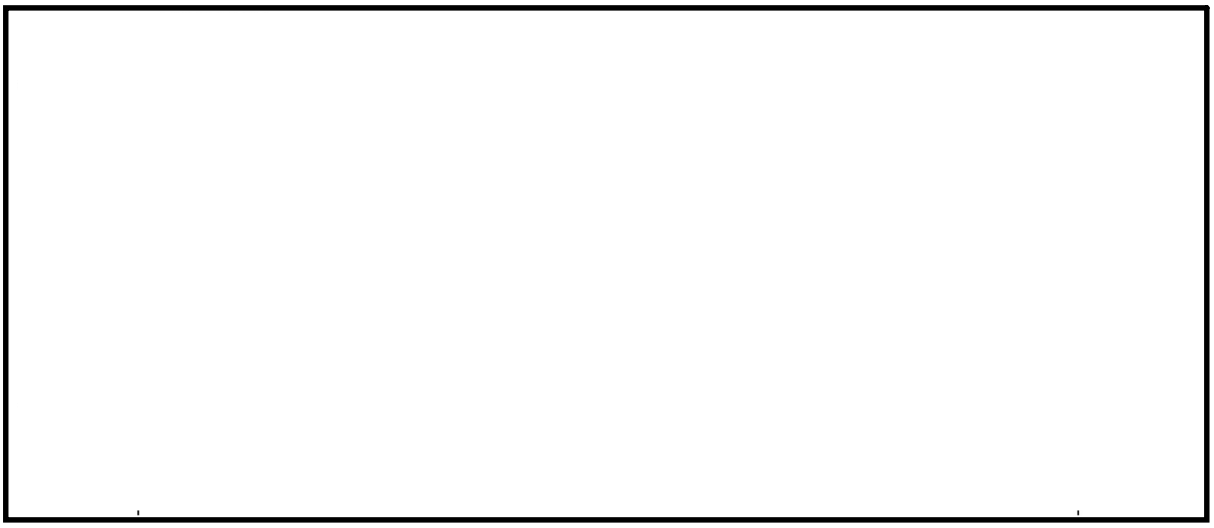
構造物は，線形はり要素及び非線形ばね要素によりモデル化する。

(4)　地盤のモデル化

地盤は，マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し，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 3－7 図 (1)　貯留堰の地震応答解析モデル (EW-1)



第 3－7 図 (2)　貯留堰の地震応答解析モデル (EW-2)

第 3－7 図 (3)　貯留堰の地震応答解析モデル (NS-1)

3.5.2　使用材料及び材料の物性値

使用材料を第3－5表に，材料の物性値を第3－6表に示す。

第3－5表　使用材料

諸元		
鋼管矢板	貯留堰	φ2000 mm×t40 mm*1（SM570）
	土留鋼管矢板	北側：φ2000 mm×t25 mm*1（SKY490） 南側：φ2000 mm×t40 mm*1（SM570）
鋼矢板	貯留堰取付護岸	前面鋼矢板　　ＳＰ－Ⅴ型*2（SY295） 控え工鋼矢板　ＳＰ－Ⅳ型*2（SY295）
タイ材	貯留堰取付護岸	F130T（タイブル）*3

注記　＊1：外側1 mmの腐食代（新設）を考慮する。内側は中詰コンクリートを充填するため腐食代を考慮しない。

＊2：前面側2 mm，背面側2 mmの腐食代（既設）をそれぞれ考慮する。

＊3：ポリエチレンコーティングのため腐食代を考慮しない。

第3－6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 (%)
鋼管矢板	77.0 *1	2.0×10^5 *1	0.3 *1	3 *2
鋼矢板	77.0 *1	2.0×10^5 *1	0.3 *1	3 *2
タイ材	－	1.86×10^5 *3	－	3 *2

注記　＊1：道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）

＊2：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）

＊3：港湾関連民間技術の確認審査・評価依頼者提出資料　第08003号，岸壁・護岸耐震補強アンカー工法（摩擦圧縮型・ナット定着グラウンドアンカーを用いた岸壁・護岸の耐震補強工法）（沿岸技術研究センター，平成21年5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3－7表に示す。

第3－7表（1）　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（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	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。

z：標高（m）

第3－7表（3）　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/cm^3)	静ポアソン比 ν_{CD}	粘着力 C_{CD} (kN/m^2)	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/m^2)	基準体積弾性係数 Kma (kN/m^2)	基準平均有効主応力 σ'ma (kN/m^2)	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

第3－7表（4）　地盤改良体の物性値一覧

項目		地盤改良体（セメント改良）	
		一軸圧縮強度（≦8.5N/mm²の場合）	一軸圧縮強度（＞8.5N/mm²の場合）
物理特性	密度 ρ_t (g/cm³)	改良対象の原地盤の平均密度×1.1	
静的変形特性	静弾性係数 (N/mm²)	581	2159
	静ポアソン比 ν_s	0.260	
動的変形特性	初期せん断剛性 G_0 (N/mm²)	$G_0 = \rho_t / 1000 \times Vs^2$ $Vs = 147.6 \times q_u^{0.417}$ (m/s) q_u：一軸圧縮強度 (kgf/cm²)	
	動ポアソン比 ν_d	0.431	
	動せん断弾性係数のひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$	$G/G_0 = \dfrac{1}{1+\gamma/0.000537}$ γ：せん断ひずみ（－）	$G/G_0 = \dfrac{1}{1+\gamma/0.001560}$ γ：せん断ひずみ（－）
	減衰定数 $h \sim \gamma$	$h = 0.152 \dfrac{\gamma/0.000537}{1+\gamma/0.000537}$ γ：せん断ひずみ（－）	$h = 0.178 \dfrac{\gamma/0.001560}{1+\gamma/0.001560}$ γ：せん断ひずみ（－）
強度特性	粘着力 C (N/mm²)	$C = q_u / 2$ q_u：一軸圧縮強度 (N/mm²)	

第3－7表（5）　地盤改良体の一軸圧縮強度

部位	一軸圧縮強度 (N/mm²)
地盤改良（新設）上側	1.0
地盤改良（既設）	3.0（砂質土） 1.0（粘性土）
地盤改良（新設）下側	1.0（粘性土）

3.5.4　地下水位

地下水位は地表面として設定する。

4. 耐震評価

4.1 評価対象部位

評価対象部位は，貯留堰の構造上の特徴を踏まえ設定する。

(1) 鋼管矢板

構造部材の健全性が要求される鋼管矢板を評価対象部位とする。

(2) 止水ゴム取付部鋼材

貯留堰の護岸接続部に設置する止水ゴム取付部鋼材を評価対象部位とする。

(3) 防護材

貯留堰の護岸接続部に設置する防護材を評価対象部位とする。

(4) 防護材取付部鋼材

貯留堰の護岸接続部に設置する防護材取付部鋼材を評価対象部位とする。

(5) 止水ゴム

貯留堰の護岸接続部に設置する止水ゴムを評価対象部位とする。

(6) 基礎地盤

鋼管矢板を支持する基礎地盤を評価対象部位とする。

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」に基づき設定する。

4.2.1　耐震安全性評価上考慮する状態

貯留堰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

積雪荷重及び風荷重を考慮する。

(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。

4.2.2 荷重

貯留堰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) 地震荷重（K_s）

基準地震動S_sによる荷重を考慮する。

4.2.3　荷重の組合せ

(1)　鋼管矢板

鋼管矢板の耐震評価に用いる荷重の組合せを第4－1表に示す。

第4－1表　荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時（S_s）	$G+K_s$

G　：固定荷重

K_s　：地震荷重

(2)　止水ゴム取付部鋼材

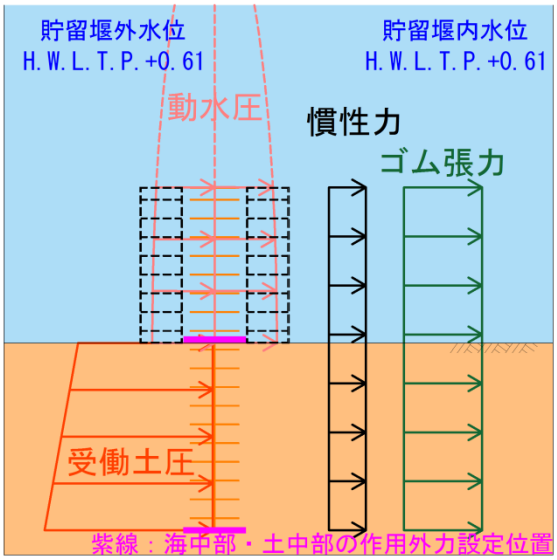
止水ゴム取付部鋼材の耐震評価に用いる荷重の組合せを第 4－2 表に，荷重作用図を第 4－1 図に示す。

第 4－2 表　荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時（S_s）	$G+K_s$

G　　：固定荷重

K_s　：地震荷重



第 4－1 図　荷重作用図（止水ゴム取付部鋼材　地震時）

(3)　防護材及び防護材取付部鋼材

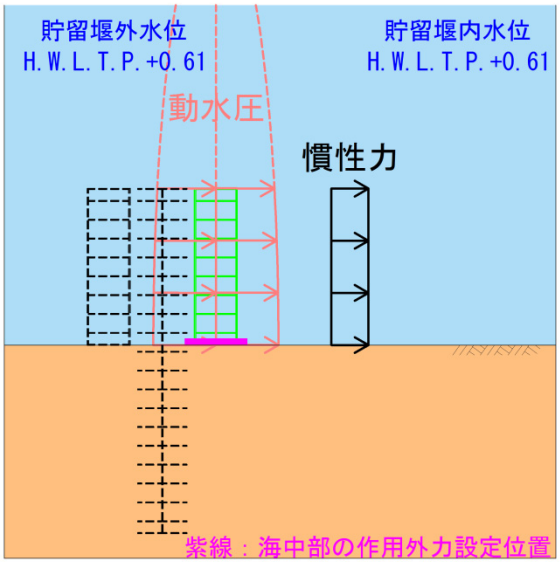
防護材及び防護材取付部鋼材の耐震評価に用いる荷重の組合せを第 4－3 表に，荷重作用図を第 4－2 図に示す。

第 4－3 表　荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時（S_s）	G＋K_s

G　　：固定荷重

K_s　：地震荷重



第 4－2 図　荷重作用図（防護材及び防護材取付部鋼材　地震時）

4.3　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」に基づき設定する。

(1)　構造部材の健全性に対する許容限界

a.　鋼管矢板

鋼管矢板に対する許容限界は，「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，鋼管矢板の許容応力度に対して割増係数 1.5 を考慮し，第 4－4 表に示す短期許容応力度とする。

第 4－4 表　鋼管矢板の許容限界

評価項目			許容限界 (N/mm^2)
鋼管矢板 ϕ2000	SM570	短期許容曲げ応力度　σ_{sa}	382.5
		短期許容せん断応力度　τ_a	217.5

NT2 補② Ⅴ-2-10-4-4-1 R1

b.　止水ゴム取付部鋼材

止水ゴム取付部鋼材の許容限界は，「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，鋼材の許容応力度に対して割増係数 1.5 を考慮し，第 4－5 表に示す短期許容応力度とする。

第 4－5 表　止水ゴム取付部鋼材の許容限界

評価項目			許容限界 (N/mm^2)
止水ゴム取付部鋼材	SM400	短期許容曲げ応力度　σ_{sa}	210
		短期許容せん断応力度　τ_a	120

また，止水ゴム取付部鋼材（SM400）は貯留堰取付護岸の前面鋼矢板（ＳＰ－Ⅴ型，SY295）に水中溶接にて設置する。水中溶接の評価に用いる SM400 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）」及び「港湾鋼構造物防食・補修マニュアル（沿岸技術研究センター，2009 年版）」に基づき，鋼材の許容応力度に対して割増係数 1.5 を考慮し，第 4－6 表に示す短期許容応力度とする。ただし，「港湾鋼構造物防食・補修マニュアル（沿岸技術研究センター，2009 年版）」に基づき，水中溶接部の短期許容応力度は，気中溶接部の短期許容応力度から 30%減じたものとする。

第 4－6 表　鋼矢板（貯留堰取付護岸）の許容限界

評価項目			許容限界 (N/mm^2)
止水ゴム取付部鋼材	SM400	短期許容せん断応力度（水中溶接部）　τ_a	84

c. 防護材

防護材の許容限界は，「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，鋼材の許容応力度に対して割増係数 1.5 を考慮し，第 4－7 表に示す短期許容応力度とする。

第 4－7 表　防護材の許容限界

評価項目			許容限界 (N/mm^2)
防護材	SM400	短期許容曲げ応力度　σ_{sa}	210
		短期許容せん断応力度　τ_a	120

d. 防護材取付部鋼材

防護材取付部鋼材の許容限界は，「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，鋼材の許容応力度に対して割増係数 1.5 を考慮し，第 4－8 表に示す短期許容応力度とする。

第 4－8 表　防護材取付部鋼材の許容限界

評価項目			許容限界 (N/mm^2)
防護材取付部鋼材	SM570	短期許容曲げ応力度　σ_{sa}	382.5
		短期許容せん断応力度　τ_a	217.5
	SM490	短期許容曲げ応力度　σ_{sa}	277.5
		短期許容せん断応力度　τ_a	157.5

また，防護材取付部鋼材は貯留堰取付護岸の前面鋼矢板（ＳＰ－Ⅴ型，SY295）に水中溶接にて設置する。水中溶接部の評価に用いる SY295 の許容限界は，「鋼矢板　設計から施工まで（鋼管杭協会，2007 年 4 月）」及び「港湾鋼構造物防食・補修マニュアル（沿岸技術研究センター，2009 年版）」に基づき，鋼矢板の許容応力度に対して割増係数 1.5 を考慮し，第 4－9 表に示す短期許容応力度とする。ただし，「港湾鋼構造物防食・補修マニュアル（沿岸技術研究センター，2009 年版）」に基づき，水中溶接部の短期許容応力度は，気中溶接部の短期許容応力度から 30%減じたものとする。

第 4－9 表　鋼矢板（貯留堰取付護岸）の許容限界

評価項目			許容限界 (N/mm^2)
前面鋼矢板	ＳＰ－Ⅴ型　SY295	短期許容せん断応力度（水中溶接部）　τ_a	105

(2)　基礎地盤の支持性能に対する許容限界

極限支持力は，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，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）により設定する。

道路橋示方書による杭基礎（打込み工法）の支持力算定式を以下に，基礎地盤の支持性能に対する許容限界を第 4－10 表に示す。

$R_u = P_u + U\Sigma L_i f_i$

R_u ： 地盤から決まる杭の極限支持力（kN）

P_u ： 杭先端の極限支持力（kN）（打込み工法）

$P_u = 440 \cdot q_u^{1/2} \cdot A_t^{2/5} \cdot A_i^{1/3}$

q_u：支持岩盤の一軸圧縮強度（kN/m^2）

A_t：鋼管杭の先端純断面積（m^2）

A_i：鋼管杭の先端閉塞面積（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）

第 4－10 表　基礎地盤の支持性能に対する許容限界

項目	算定結果			備考
	NS-1		EW-2	
	南側	北側		
極限支持力R_u（kN）	－	－	－	
杭先端の極限支持力P_u（kN）	15471	16005	15935	$440 \cdot q_u^{1/2} \cdot A_t^{2/5} \cdot A_i^{1/3}$
杭先端の極限支持力度P_u’（kN/m^2）	4934	5105	5082	P_u／A
一軸圧縮強度q_u（kN/m^2）	1906	2040	2022	非排水せん断強度×2
非排水せん断強度C_{CUU}（kN/m^2）＊	953	1020	1011	
杭先端純断面積A_t（m^2）	0.240	0.240	0.240	
杭先端閉塞面積A_i（m^2）	2.895	2.895	2.895	
杭先端面積A（m^2）	3.135	3.135	3.135	$A_t + A_i$
杭先端標高Z　EL.（m）	-33.4	-52.9	-50.4	
杭の周長U（m）	－	－	－	
周面摩擦を考慮する層厚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）

NT2 補② Ⅴ-2-10-4-4-1 R1

(3)　構造物の変形性に対する許容限界

第 4－11 表に止水ゴムの変形量の許容限界を示す。止水ゴムの変形量の許容限界は，メーカー規格，漏水試験及び変形試験により，有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。

第 4－11 表　止水ゴムの変形量の許容限界

評価項目	許容限界
止水ゴム	貯留堰と貯留堰取付護岸の相対変位：1050㎜

4.4　評価方法

「3.　地震応答解析」により算定した照査用応答値が「4.3　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)　構造部材の健全性評価

a.　鋼管矢板

鋼管矢板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軸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。

(a)　曲げモーメント及び軸力に対する照査

鋼管矢板に発生する曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定した応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここで，

σ　：鋼管矢板の曲げモーメント及び軸力より算定した応力（N/mm^2）

M　：最大曲げモーメント（N･mm）

Z　：断面係数（mm^3）

N　：軸力（N）

A　：有効断面積（mm^2）

(b)　せん断力に対する照査

鋼管矢板に発生するせん断力を用いて次式により算定したせん断応力がせん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

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

ここで，

τ　：鋼管矢板のせん断力より算定したせん断応力（N/mm^2）

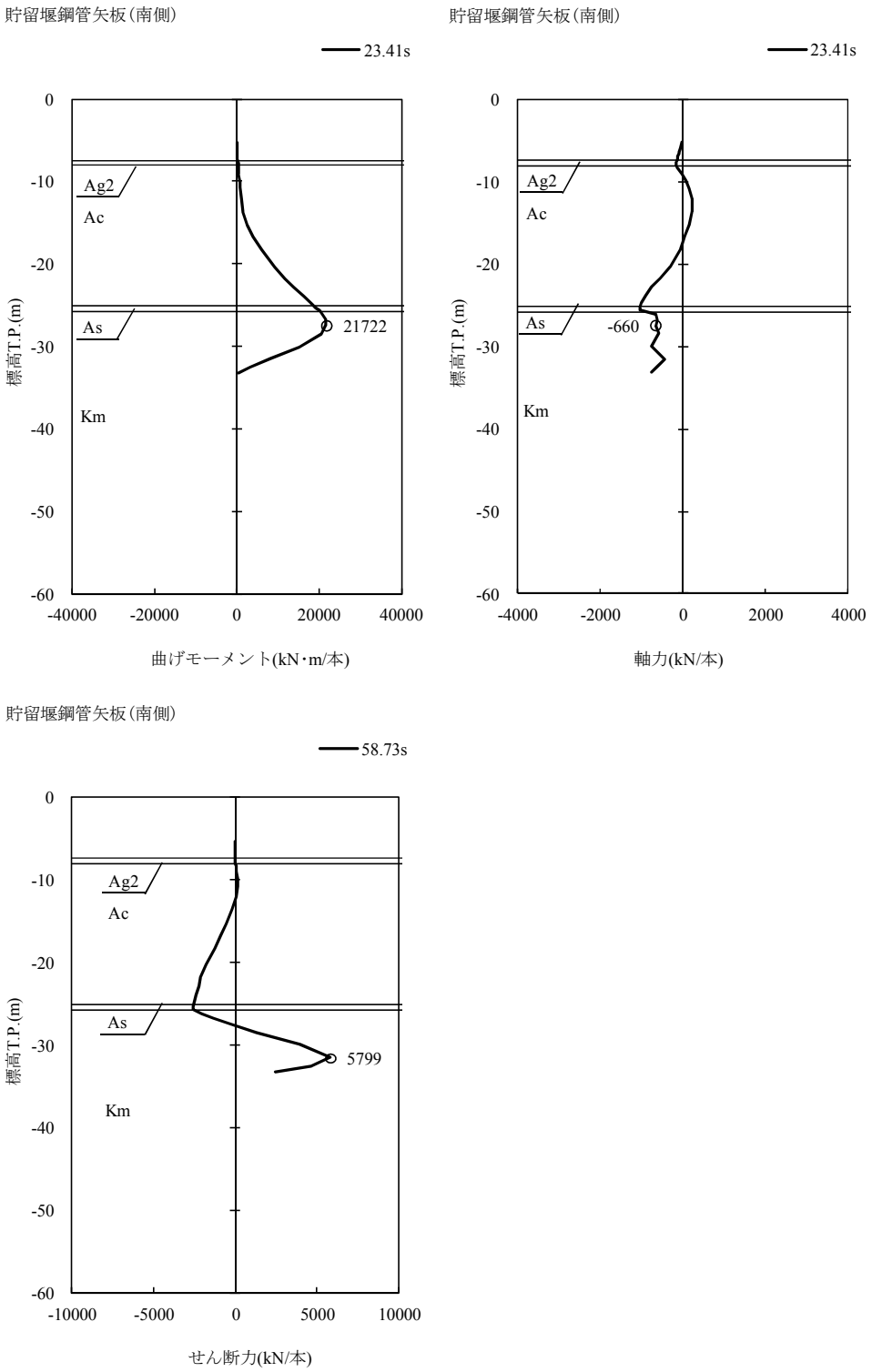
S　：せん断力（N）

A　：有効断面積（mm^2）

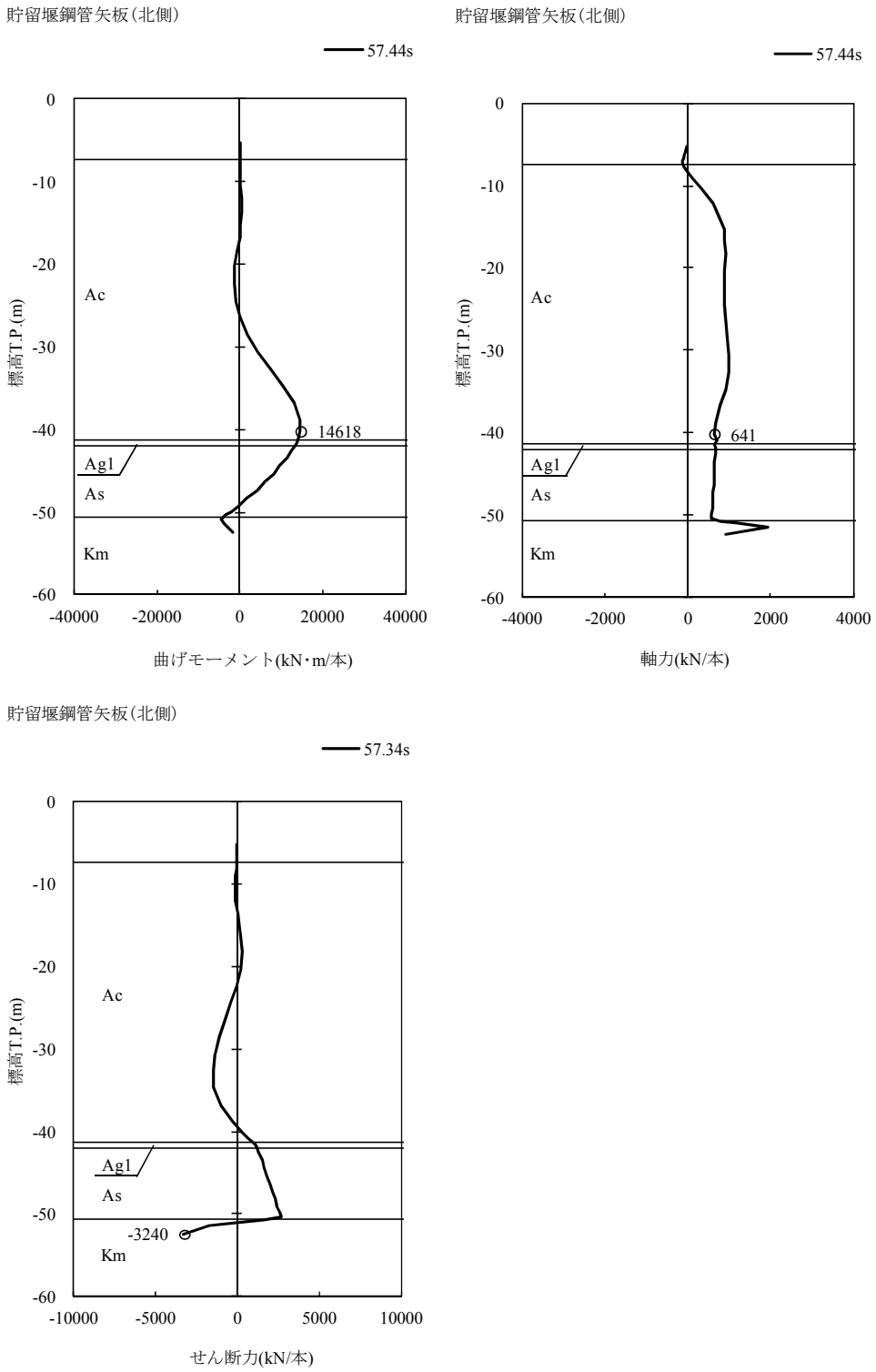
κ　：せん断応力の分布係数（2.0）

鋼管矢板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，曲げ軸力照査における最大照査値である。曲げ軸力照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を第4－3図に示す。

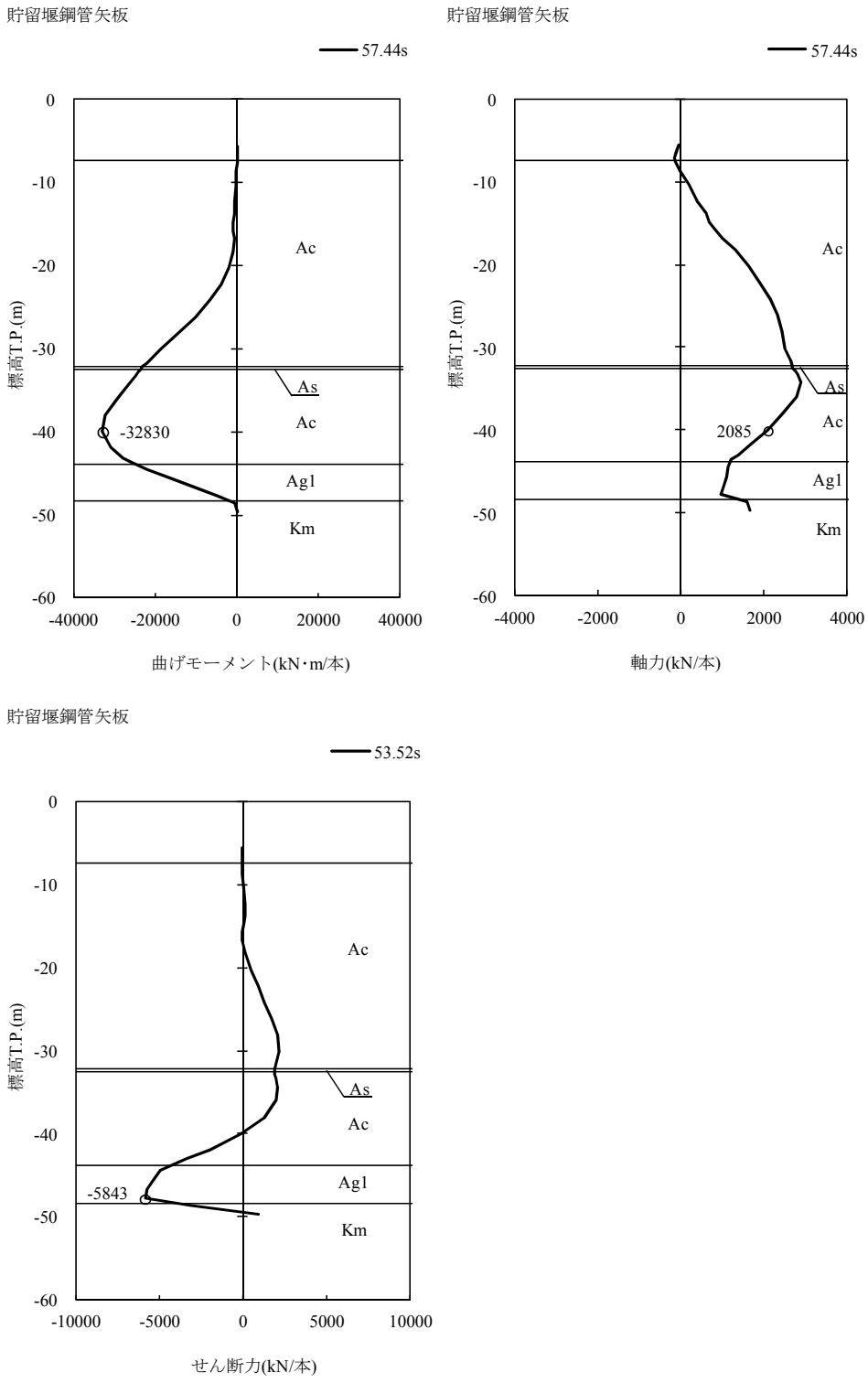
NT2 補② V-2-10-4-4-1 R1



第4－3図（1）　照査値が最も厳しくなる時刻の断面力（S_s－D１（H－，V＋））
（NS-1（南側）：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）



第4－3図（2）　最も照査値が厳しくなる時刻の断面力（S_s－D１（H－，V＋）〕）
（NS-1（北側）：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）



第4－3図（3）　最も照査値が厳しくなる時刻の断面力（S_s－D１（H＋，V＋））
（EW-2：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）

b. 止水ゴム取付部鋼材

(a) 構造概要

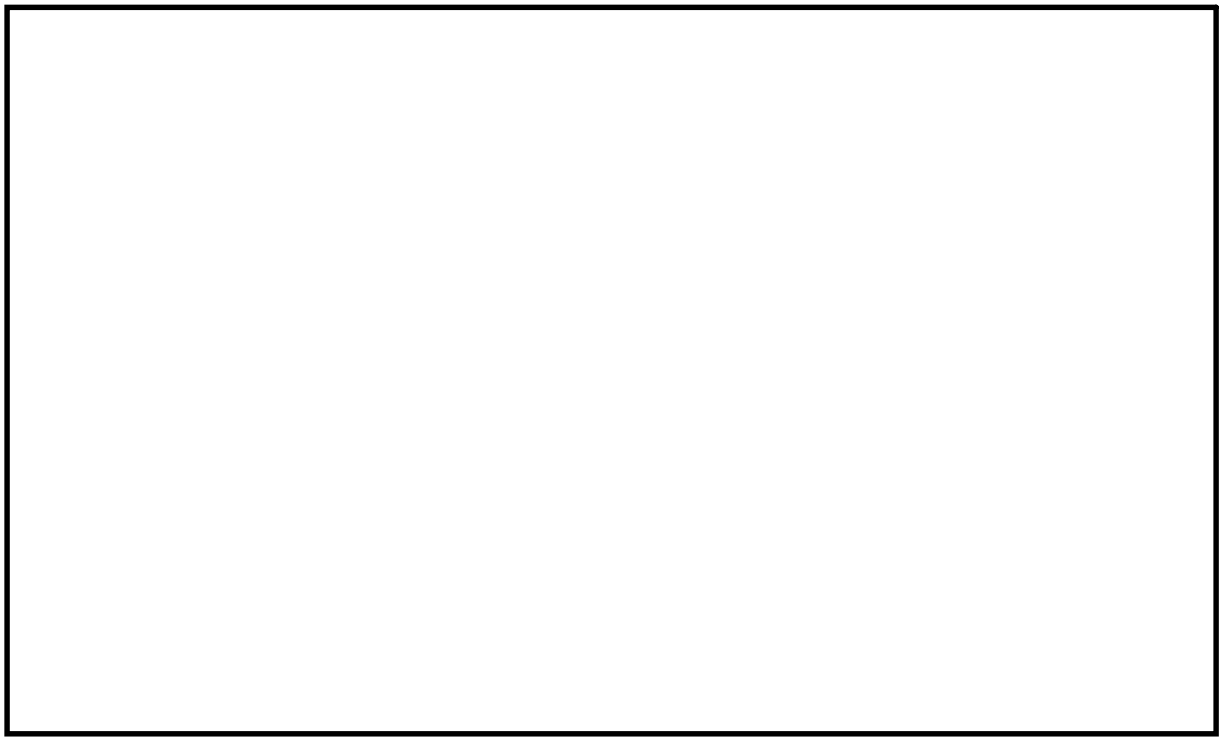
止水ゴム取付部鋼材の照査対象部材は，リブプレート及び現場隅肉溶接を行うベースプレートと貯留堰取付護岸矢板もしくは貯留堰鋼管矢板の溶接部とする。なお，スキンプレート及びリブプレート，並びにベースプレートの3種類のプレート間の溶接部は，工場溶接の完全溶込み溶接とするため，溶接部のど厚が母材と同等となり，母材と同等の耐力となる。したがって，完全溶込み溶接部の照査は省略する。

止水ゴム取付部鋼材に関する使用材料を第4－12表に，詳細構造図を第4－4図にそれぞれ示す。

第4－12表　使用材料（止水ゴム取付部鋼材）

諸元		
止水ゴム取付部鋼材	スキンプレート	t19 mm*1 (SM400)
	リブプレート	t16 mm*1 (SM400)
	ベースプレート	t16 mm*1 (SM400)

注記　＊1：断面照査においては片面1 mmの腐食代を考慮する。



第4－4図　詳細構造図

(b)　解析概要

地震時に発生する応答値は，基準地震動Ｓ$_s$による慣性力，動水圧及び止水ゴムのゴム張力を作用させた線形はり構造として解析を行う。

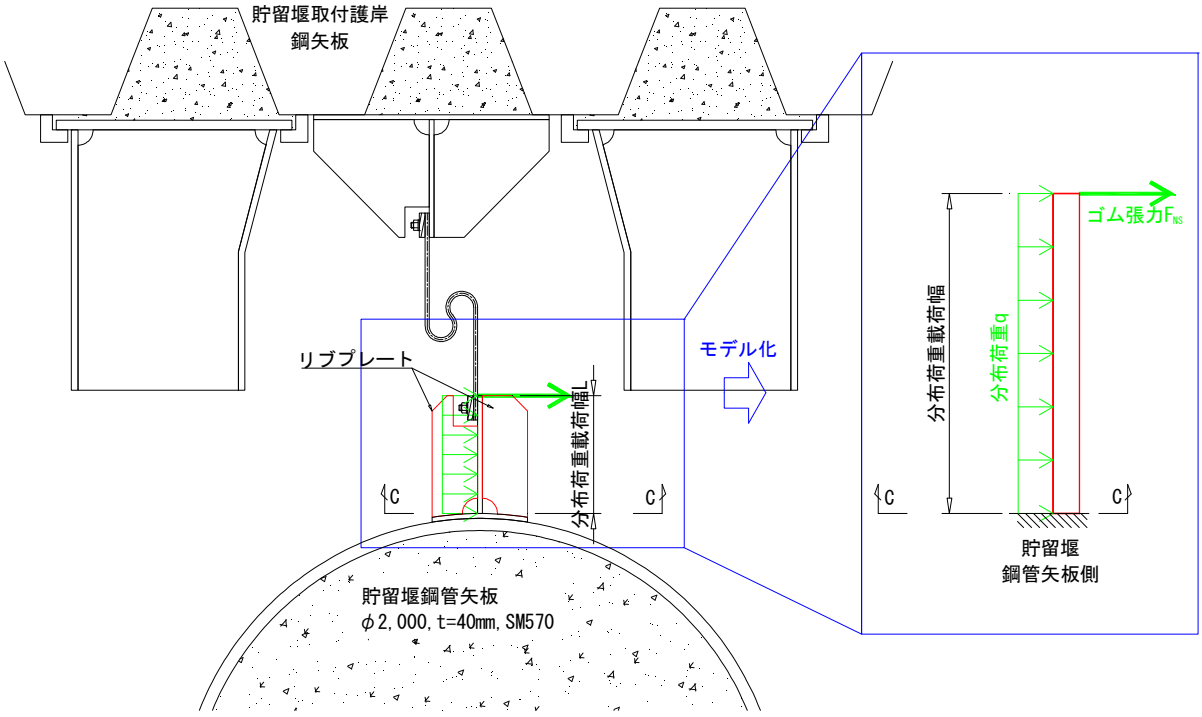
(c)　部材ごとの解析方法

イ．　リブプレート

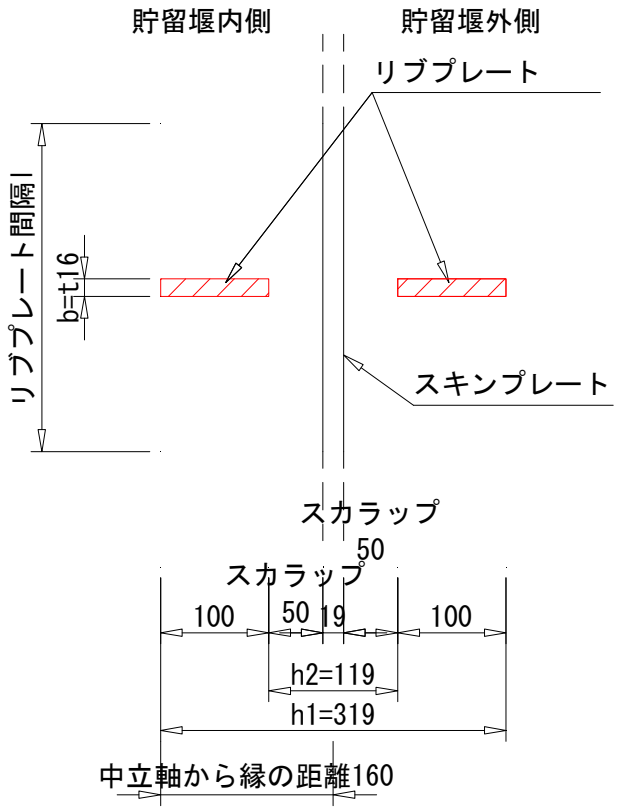
リブプレートは，貯留堰取付護岸の鋼矢板側と貯留堰の鋼管矢板側に設置する。リブプレートの照査については，照査結果が厳しくなる部材として，リブプレート幅の小さい貯留堰の鋼管矢板側に対して行う。

①　モデル化

リブプレートに作用する荷重とモデル化の考え方を示した照査モデル図を第4－5図に示す。また，照査断面を第4－6図に示す。



第4－5図　照査モデル図（止水ゴム取付部鋼材　リブプレート）



第4－6図　照査断面（止水ゴム取付部鋼材　リブプレート）

② 断面照査方法

リブプレートに発生する断面力算出式，部材の断面性能算出式を以下に記す。

$$M_{max} = \frac{q \times L^2 \times l}{2} + F_{\mathrm{NS}} \times L \times l$$

$$S_{max} = q \times L \times l + F_{NS} \times l$$

$$I = \frac{b \times h_1^3}{12} - \frac{b \times h_2^3}{12}$$

$$Z = \frac{I}{y}$$

$$A = b \times h_1 - b \times h_2$$

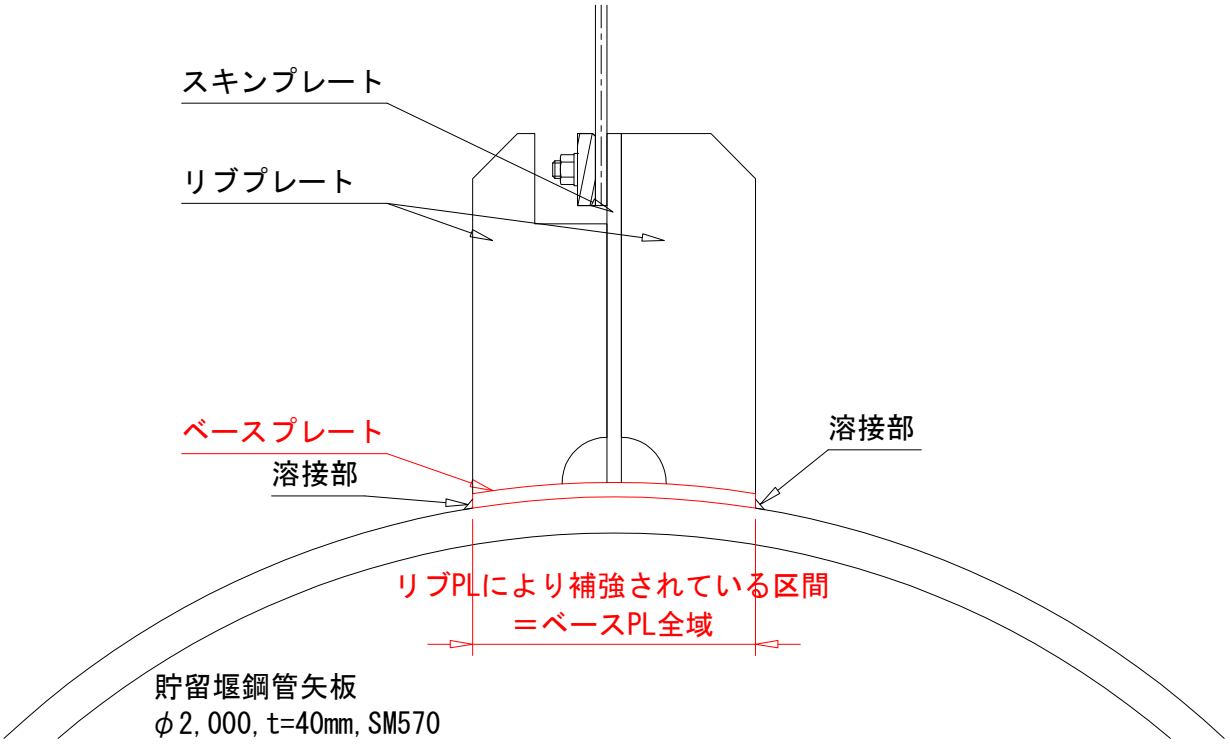
ここに，

$M_{\max}$	：最大発生曲げモーメント（kN・m）
q	：分布荷重（kN/m^2）
L	：分布荷重載荷幅＝リブプレート張り出し長（m）
l	：リブプレートスパン（m）
F_{NS}	：止水ゴム引張力（kN/m）
$S_{\max}$	：最大発生せん断力（kN）
I	：断面二次モーメント（m^4）
b	：板厚（m）
h_1	：幅（m）
h_2	：幅（m）
Z	：断面係数（m^3）
y	：中立軸から縁の距離（m）
A	：断面積（m^2）

ロ．　ベースプレート

ベースプレート全域は，完全溶込み溶接を用いて取付けられたリブプレートによって補強されている。リブプレートの照査を行い，リブプレートが荷重に対し十分な耐力を有していることを確認することで，ベースプレートの発生応力が許容限界以下であることを確認できる。したがって，リブプレートの発生応力が許容限界以下であることを確認のうえ，ベースプレートの照査は省略する。

照査モデル図を第 4－7 図に示す。



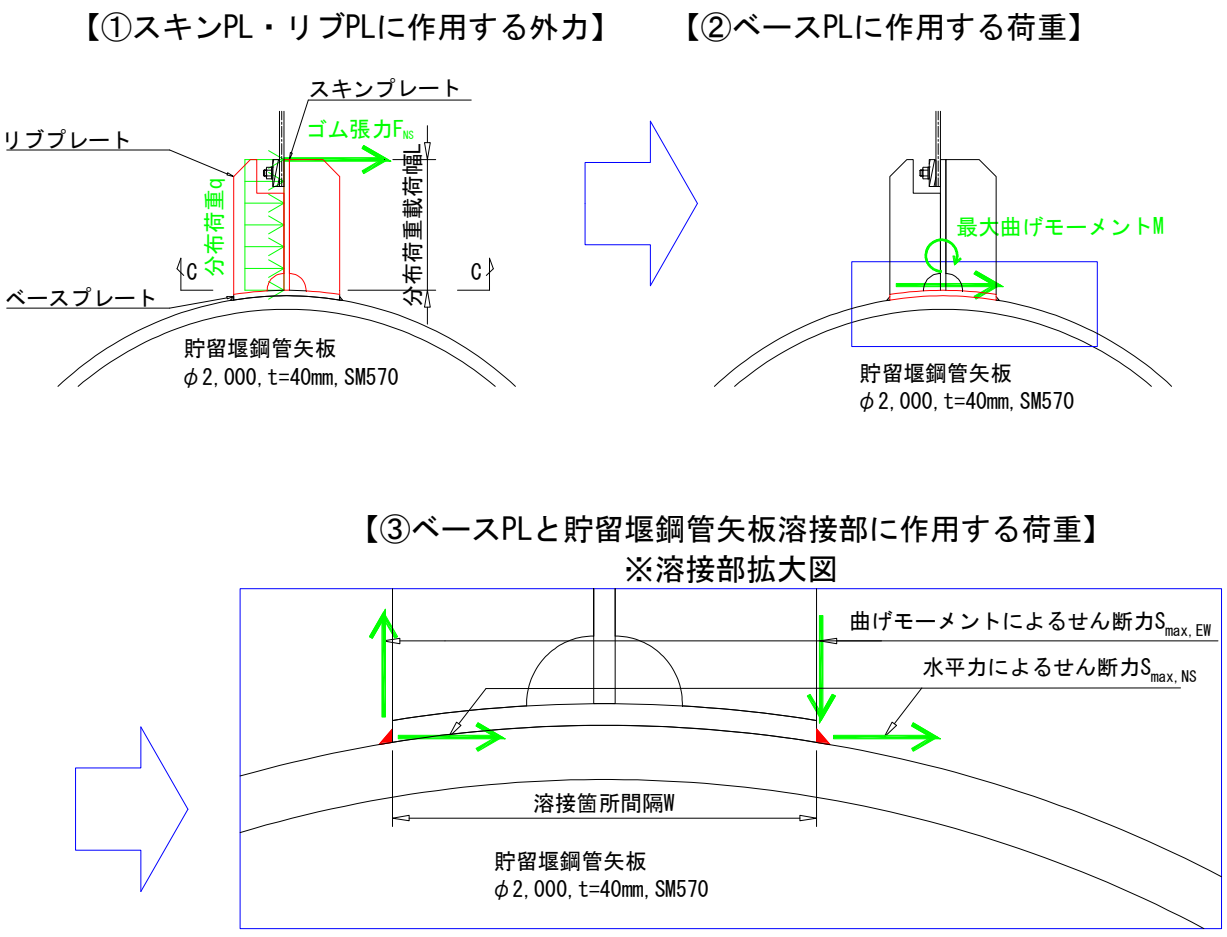
第 4－7 図　照査モデル図（止水ゴム取付部鋼材　ベースプレート）

ハ.　ベースプレートと貯留堰鋼管矢板溶接部

ベースプレートは，貯留堰取付護岸の鋼矢板もしくは貯留堰の鋼管矢板に溶接する。ベースプレートと鋼矢板及びベースプレートと鋼管矢板の溶接部のうち，照査結果が厳しくなる溶接部として，第 4－8 図に示すとおり溶接箇所間隔Wが小さく，発生断面力が大きくなる貯留堰鋼管矢板側の溶接部に対して照査を行う。ここで，溶接部の短期許容応力度は母材の短期許容応力度のうち，低い方（SM400）の短期許容応力度として照査する。

①　モデル化

ベースプレートと貯留堰鋼管矢板溶接部に作用する荷重とモデル化の考え方を示した照査モデル図を第 4－8 図に示す。



第 4－8 図　照査モデル図（止水ゴム取付部鋼材　ベースプレートと貯留堰鋼管矢板溶接部）

② 断面照査方法

ベースプレートと貯留堰鋼管矢板溶接部に発生する断面力算出式，部材の断面性能算出式を以下に記す。

$$S_{max,NS} = \frac{q \times L \times h + F_{NS} \times h}{2}$$

$$S_{max,EW} = \frac{M}{W}$$

$$M = \frac{q \times L^2 \times h}{2} + F_{\mathrm{NS}} \times L \times h$$

$$A = h \times a$$

$$a = \sqrt{b}$$

ここに，

$S_{\mathrm{max,NS}}$ ：水平力による NS 方向のせん断力（kN）

q ：分布荷重（kN/m^2）

L ：分布荷重載荷幅＝リブプレート張り出し長（m）

h ：単位高さ（m）

F_{NS} ：止水ゴム引張力（kN/m）

$S_{\mathrm{max,EW}}$ ：曲げモーメントによる EW 方向のせん断力（kN）

W ：溶接箇所間隔（m）

M ：曲げモーメント（kN・m）

A ：断面積（m^2）

a ：のど厚（m）

b ：脚長（m）

(d) 評価方法

止水ゴム取付部鋼材の耐震評価は，曲げモーメント及び軸力より算定した応力及びせん断力より算定したせん断応力が「4.3 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。

イ. 曲げモーメント及び軸力に対する照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定した応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここで，

σ ：曲げモーメント及び軸力より算定した応力（N/mm^2）
M ：最大曲げモーメント（N･mm）
Z ：断面係数（mm^3）
N ：軸力（N）
A ：有効断面積（mm^2）

ロ. せん断力に対する照査

せん断力を用いて次式によりせん断応力を算定する。

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

ここで，

τ ：せん断力より算定したせん断応力（N/mm^2）
S ：せん断力（N）
A ：有効断面積（mm^2）
κ ：せん断応力の分布係数
リブプレートの場合 κ ＝1.5（矩形断面）
溶接部の場合 κ ＝1.0

せん断力が一方向に作用する場合は，上式によりせん断応力を算定し，せん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

せん断力が二方向に作用する場合は，上式により各方向のせん断応力を算定し，次式による確認を行う。

$$\left(\frac{\tau_x}{\tau_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau_y}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.00$$

ここで，

τ_x，τ_y ：x 方向もしくは y 方向に作用するせん断応力（N/mm^2）
τ_a ：せん断応力の許容限界（N/mm^2）

c.　防護材及び防護材取付部鋼材

(a)　構造概要

防護材及び防護材取付部鋼材の照査対象部材は，以下のとおりとする。

・スキンプレートとリブプレート
・ベースプレート
・ベースプレート固定鋼材
・ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸矢板の溶接部（現場隅肉溶接）

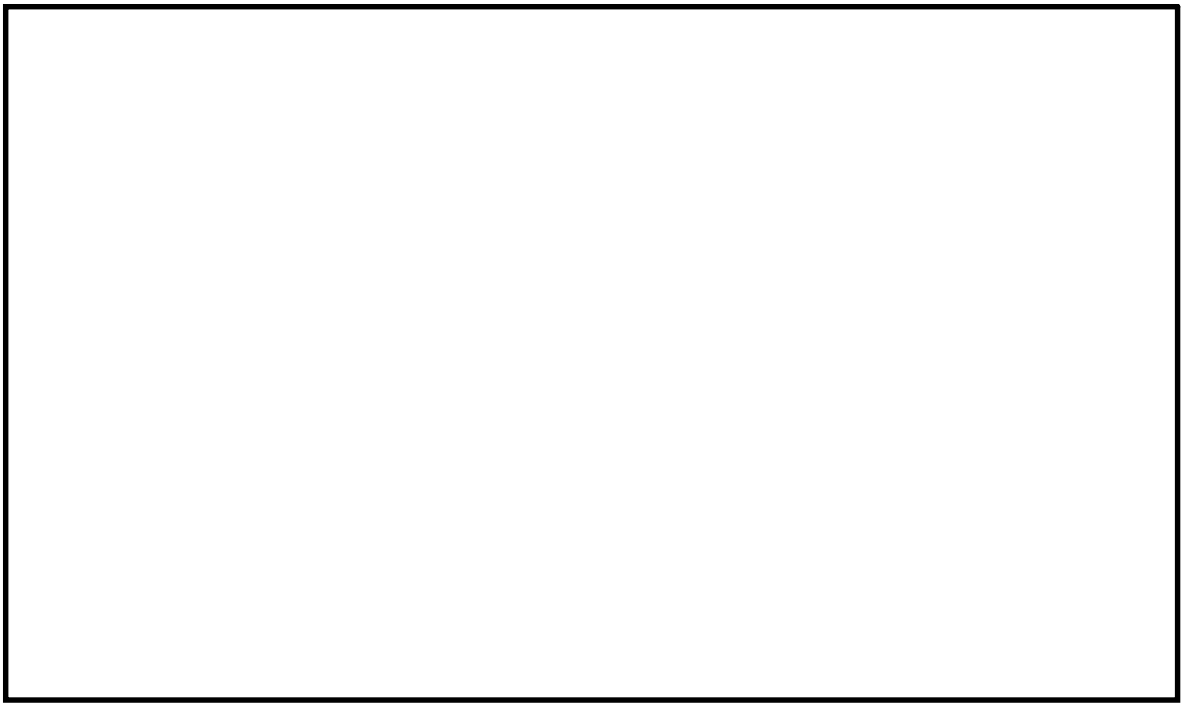
なお，スキンプレート及びリブプレート，並びにベースプレートの 3 種類のプレート間の溶接部は，工場溶接の完全溶込み溶接とするため，溶接部のど厚が母材と同等となり，母材と同等の耐力となる。そのため，完全溶込み溶接部の照査は省略する。

防護材及び防護材取付部鋼材に関する使用材料を第 4－13 表に，詳細構造図をに第 4－9 図それぞれ示す。

第 4－13 表　使用材料（防護材及び防護材取付部鋼材）

諸元		
防護材及び 防護材取付部鋼材	スキンプレート	t22 mm*1（SM400）
	リブプレート	t12 mm*1（SM400）
	ベースプレート	t32 mm*1（SM570）
	ベースプレート固定鋼材	t40 mm*1（SM490）

注記　＊1：断面照査においては片面 1 mm の腐食代を考慮する。



第 4－9 図　詳細構造図（再掲）

(b)　解析概要

地震時に発生する応答値は，基準地震動Ｓ$_s$による慣性力及び動水圧を作用させた線形はり構造として解析を行う。

部材ごとの解析方法を以下に記す。

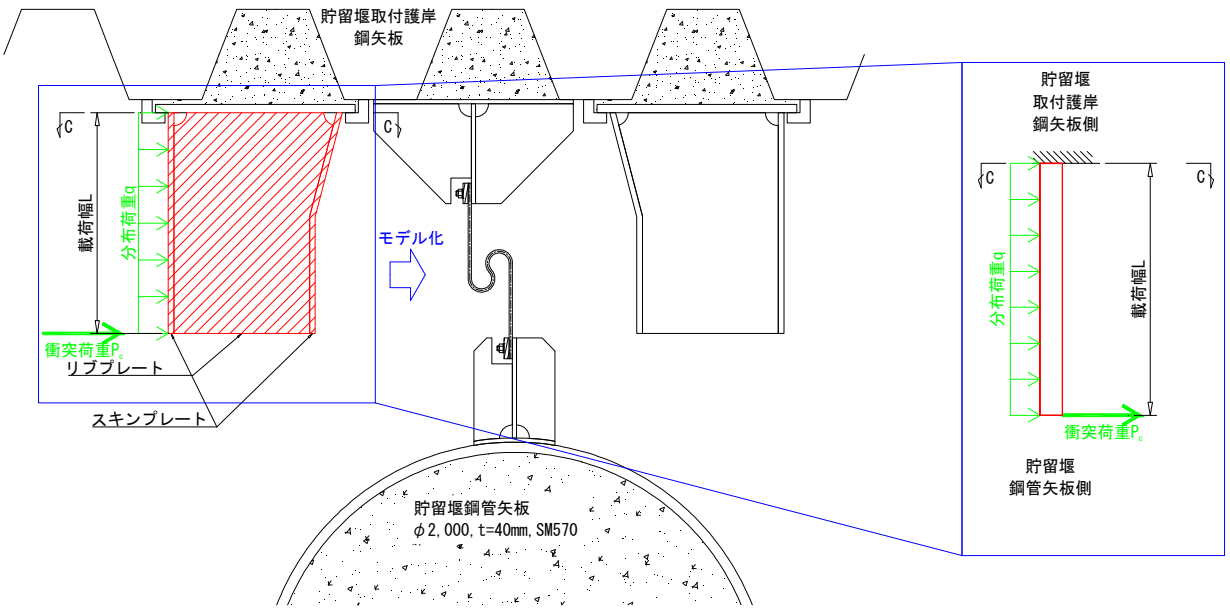
(c)　部材ごとの解析方法

イ．　スキンプレート及びリブプレート

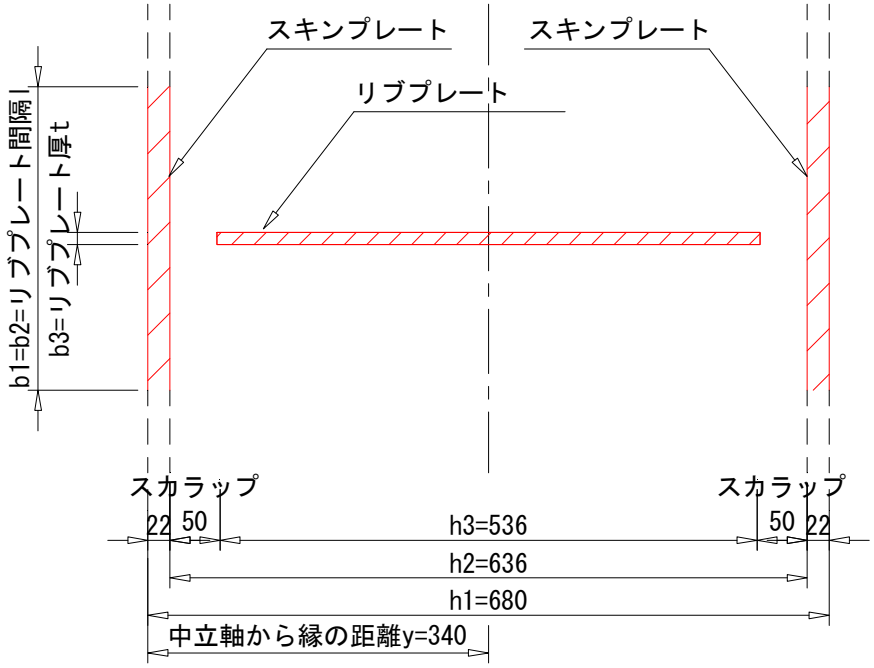
スキンプレート及びリブプレートに作用する荷重に対し照査を行う。

①　モデル化

スキンプレート及びリブプレートに作用する荷重とモデル化の考え方を示した照査モデル図を第 4－10 図に示す。また，照査断面を第 4－11 図に示す。



第 4－10 図　照査モデル図（止水ゴム取付部鋼材　スキンプレート及びリブプレート）



第 4－11 図　照査断面（止水ゴム取付部鋼材　スキンプレート及びリブプレート）

② 断面照査方法

スキンプレート及びリブプレートに発生する断面力算出式，部材の断面性能算出式を以下に記す。

$$M_{max} = \frac{q \times L^2 \times l}{2} + P_c \times L \times l$$

$$S_{max} = q \times L \times l + P_c \times l$$

$$I = \frac{b_1 \times h_1^3 - b_2 \times h_2^3 + b_3 \times h_3^3}{12}$$

$$Z = \frac{I}{y}$$

$$A = b_1 \times h_1 - b_2 \times h_2 + b_3 \times h_3$$

ここに，

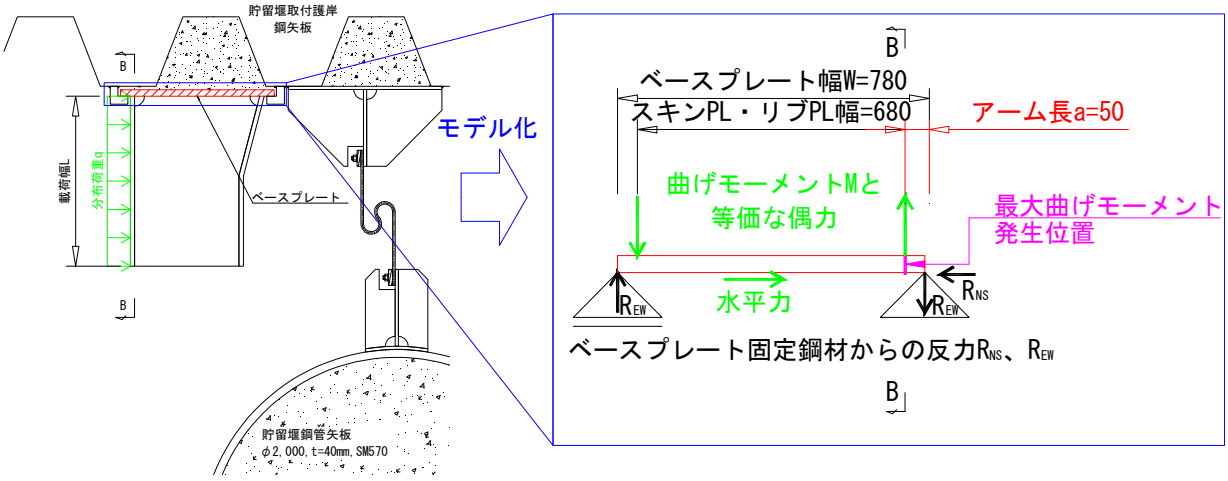
$M_{\max}$ ：最大発生曲げモーメント（kN・m）
q ：分布荷重（kN/m^2）
L ：分布荷重載荷幅＝リブプレート張り出し長（m）
l ：リブプレートスパン（m）
P_c ：衝突力（kN/m）
$S_{\max}$ ：最大発生せん断力（kN）
I ：断面二次モーメント（m^4）
b_1 ：リブプレート間隔（m）
b_2 ：リブプレート間隔（m）
b_3 ：リブプレート厚（m）
h_1 ：幅（m）
h_2 ：幅（m）
h_3 ：幅（m）
Z ：断面係数（m^3）
y ：中立軸から縁の距離（m）
A ：断面積（m^2）

ロ．　ベースプレート

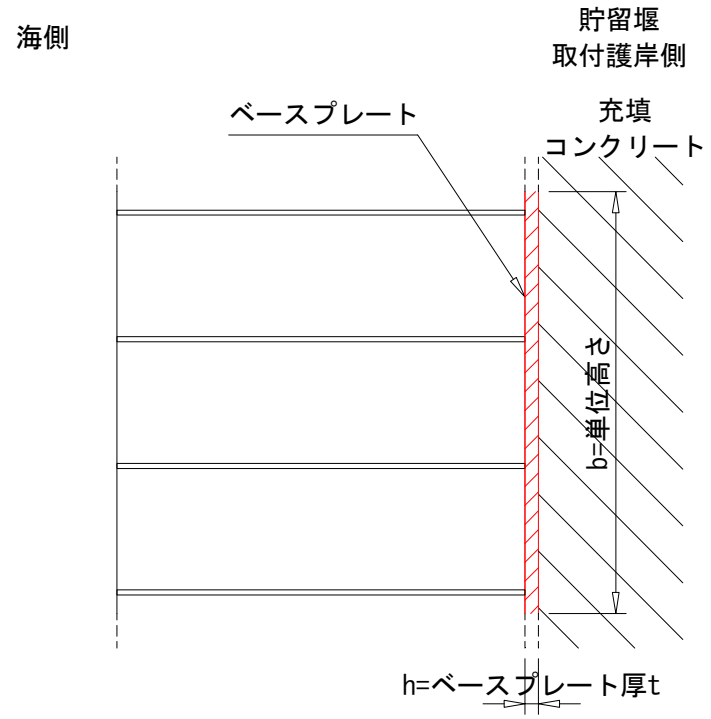
ベースプレートに作用する荷重に対し照査を行う。

①　モデル化

ベースプレートに作用する荷重とモデル化の考え方を示した照査モデル図を第 4－12 図に示す。また，照査断面を第 4－13 図に示す。



第 4－12 図　照査モデル図（止水ゴム取付部鋼材　ベースプレート）



第 4－13 図　照査断面（止水ゴム取付部鋼材　ベースプレート）

② 断面照査方法

ベースプレートに発生する断面力算出式，部材の断面性能算出式を以下に記す。

$$M_{max} = R_{EW} \times a$$

$$R_{EW} = \frac{M}{W}$$

$$M = \frac{q \times L^2 \times b}{2} + P_c \times L \times b$$

$$N_{max} = R_{NS}$$

$$R_{NS} = q \times L \times b + P_c \times b$$

$$S_{max} = R_{EW}$$

$$Z = \frac{b \times h^2}{6}$$

$$A = b \times h$$

ここに，

M_{max} ：最大発生曲げモーメント（kN・m）

R_{EW} ：ベースプレート固定鋼材からの EW 方向反力（kN）

a ：アーム長（m）

M ：スキンプレート・リブプレートより受ける曲げモーメント（kN・m）

W ：ベースプレート幅（m）

q ：分布荷重（kN/m^2）

L ：分布荷重載荷幅＝リブプレート張り出し長（m）

b ：単位高さ（m）

P_c ：衝突力（kN/m）

N_{max} ：最大発生軸力（kN）

R_{NS} ：ベースプレート固定鋼材からの NS 方向反力（kN）

S_{max} ：最大発生せん断力（kN）

Z ：断面係数（m^3）

h ：ベースプレート厚（m）

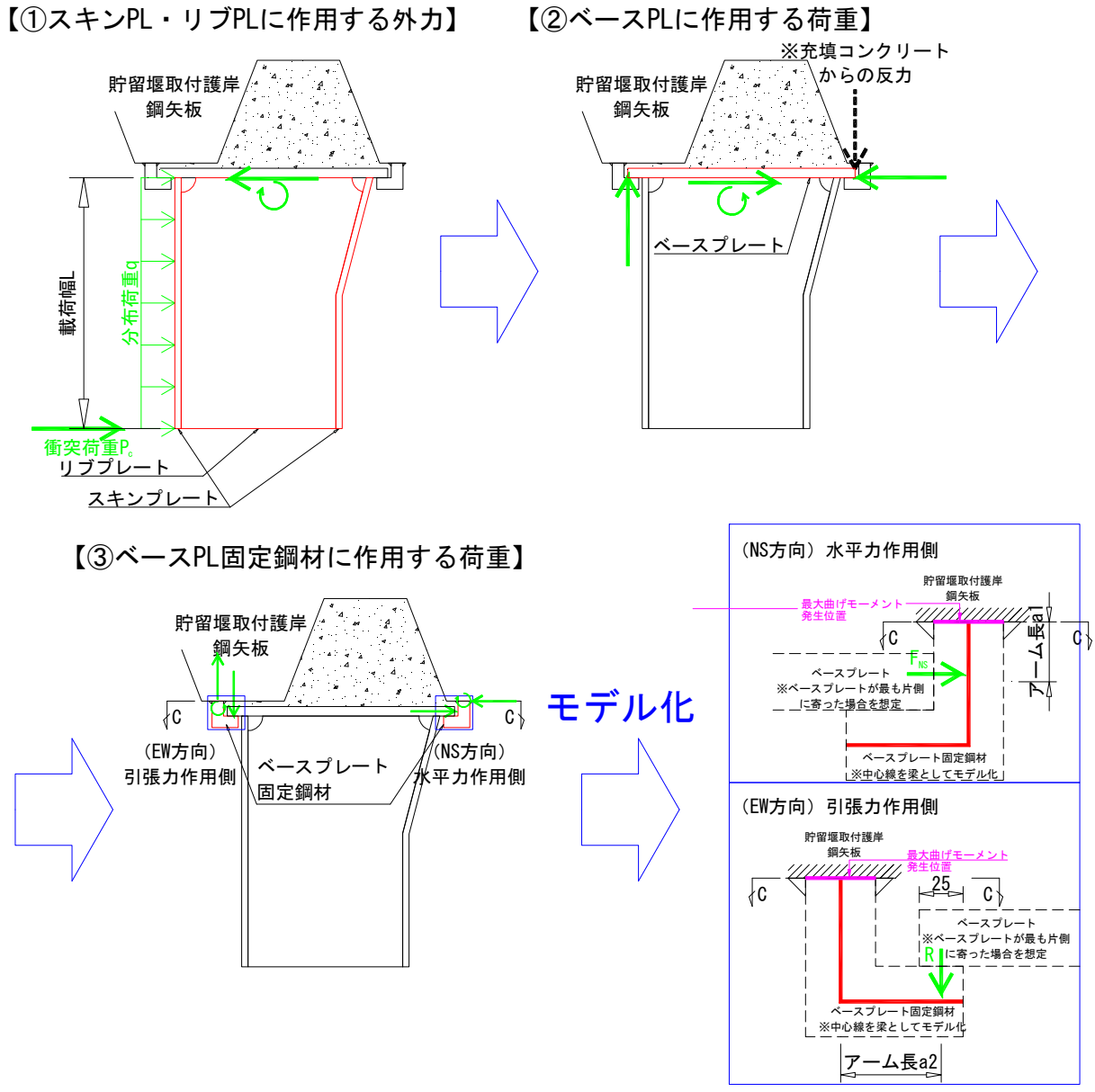
A ：断面積（m^2）

ハ. ベースプレート固定鋼材

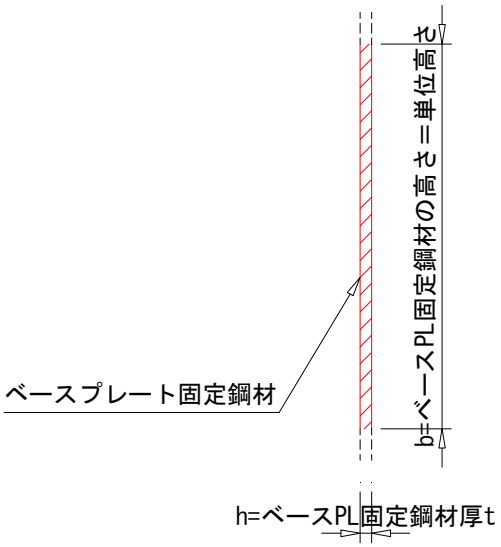
ベースプレート固定鋼材に作用する荷重に対し照査を行う。

① モデル化

ベースプレート固定鋼材に作用する荷重とモデル化の考え方を示した照査モデル図を第 4－14 図に示す。また，照査断面を第 4－15 図に示す。



第 4－14 図　照査モデル図（止水ゴム取付部鋼材　ベースプレート固定鋼材）



第 4－15 図　照査断面（止水ゴム取付部鋼材　ベースプレート固定鋼材）

② 断面照査方法

ベースプレート固定鋼材に発生する断面力算出式，部材の断面性能算出式を以下に記す。

$$M_{max,1} = F_{NS} \times a_1$$

$$F_{NS} = q \times L \times b + P_c \times b$$

$$S_{max,1} = F_{NS}$$

$$M_{max,2} = R \times a_2$$

$$R = \frac{M}{\mathrm{W}}$$

$$M = \frac{q \times L^2 \times b}{2} + P_c \times L \times b$$

$$N_{max,2} = R$$

$$S_{max,2} = R$$

$$Z = \frac{b \times h^2}{6}$$

$$A = b \times h$$

ここに，

$M_{max,1}$：ベースプレート固定鋼材（水平力作用側）の最大発生曲げモーメント（kN・m）

F_{NS}：ベースプレート固定鋼材（水平力作用側）に作用するNS 方向の荷重（kN）

a_1：ベースプレート固定鋼材（水平力作用側）のアーム長（m）

q：分布荷重（kN/m^2）

L：分布荷重載荷幅＝リブプレート張り出し長（m）

b：単位高さ（m）

P_c：衝突力（kN/m）

$S_{\mathrm{max},1}$：ベースプレート固定鋼材（水平力作用側）の最大発生せん断力（kN）

$M_{max,2}$：ベースプレート固定鋼材（引張力作用側）の最大発生曲げモーメント（kN・m）

R：ベースプレートからのベースプレート固定鋼材に作用するNS 方向反力（kN）

a_2：ベースプレート固定鋼材（引張力作用側）のアーム長（m）

M：スキンプレート・リブプレートよりベースプレートが受ける曲げモーメント（kN・m）

W：ベースプレート幅（m）

$N_{max,2}$ ：ベースプレート固定鋼材（引張力作用側）の最大軸力（kN）

$S_{\max,2}$ ：ベースプレート固定鋼材（引張力作用側）の
最大発生せん断力（kN）

Z ：断面係数（m^3）

h ：ベースプレート固定鋼材厚（m）

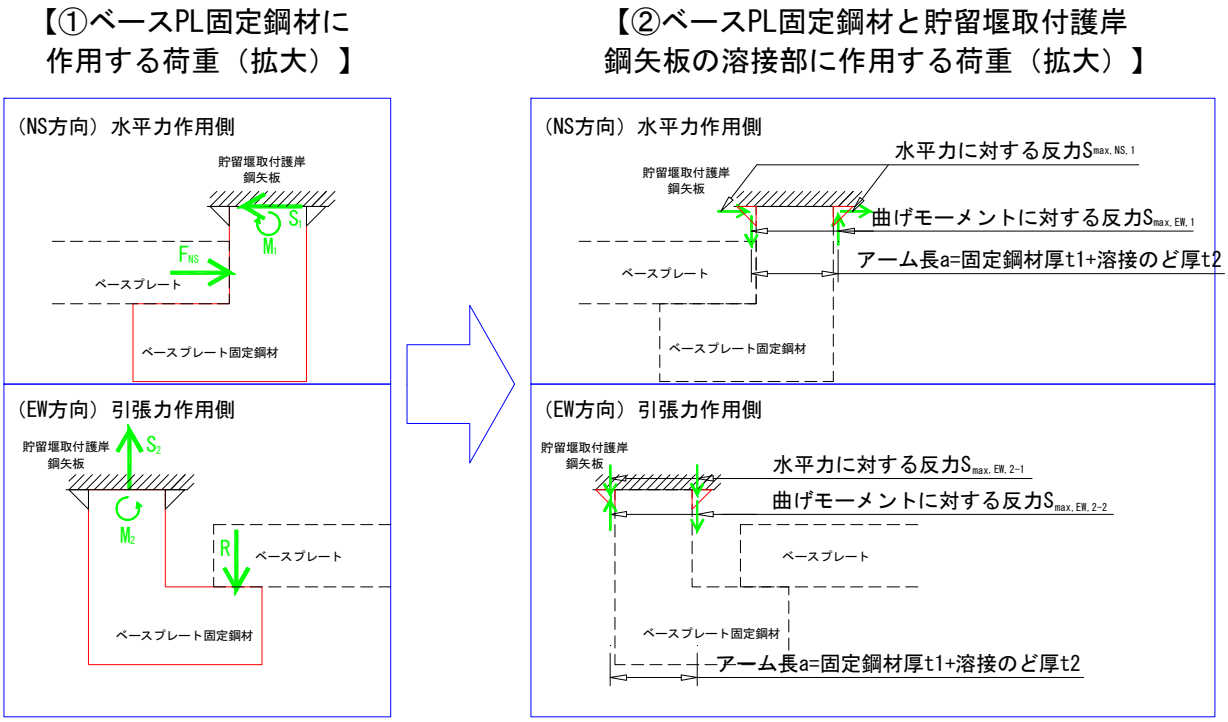
A ：断面積（m^2）

二.　ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板の溶接部

ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板の溶接部に作用する荷重に対し照査を行う。

①　モデル化

ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板の溶接部に作用する荷重とモデル化の考えを示した照査モデル図を第 4－16 図に示す。



第 4－16 図　照査モデル図

（止水ゴム取付部鋼材　ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板の溶接部）

② 断面照査方法

ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板の溶接部に発生する断面力算出式，部材の断面性能算出式を以下に記す。

$$S_{max,EW,1} = \frac{M_1}{a}$$

$$a = t_1 + t_2$$

$$t_2 = \sqrt{b}$$

$$S_{max,NS,1} = \frac{S_1}{2}$$

$$S_{max,EW,2} = S_{max,EW,2-1} + S_{max,EW,2-2}$$

$$S_{max,EW,2-1} = \frac{R}{2}$$

$$S_{max,EW,2-2} = \frac{M_2}{a}$$

$$A = h \times t_2$$

ここに，

$S_{max,EW,1}$ ：水平力作用側溶接部の EW 方向発生せん断力（kN）
M_1 ：ベースプレート固定鋼材（水平力作用側）の最大発生曲げモーメント（kN・m）
a ：アーム長（m）
t_1 ：ベースプレート固定鋼材厚（m）
t_2 ：溶接部ののど厚（m）
b ：溶接部の脚長（m）
$S_{max,NS,1}$ ：水平力作用側溶接部の NS 方向発生せん断力（kN）
S_1 ：ベースプレート固定鋼材（水平力作用側）の最大発生せん断力（kN）
$S_{max,EW,2}$ ：引張力作用側溶接部の EW 方向発生せん断力（kN）
$S_{max,EW,2-1}$ ：引張力作用側溶接部の引張力による EW 方向発生せん断力（kN）
R ：ベースプレートからベースプレート固定鋼材が受ける反力（kN）
$S_{max,EW,2-2}$ ：水平力作用側溶接部の曲げモーメントによる EW 方向発生せん断力（kN）
M_2 ：ベースプレート固定鋼材（引張力作用側）の最大発生曲げモーメント（kN・m）
A ：断面積（m^2）
h ：単位高さ（m）

(d) 評価方法

防護材及び防護材取付部鋼材の耐震評価は，曲げモーメント及び軸力より算定した応力及びせん断力より算定したせん断応力が「4.3 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。

イ. 曲げモーメント及び軸力に対する照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定した応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここで，

σ ：曲げモーメント及び軸力より算定した応力（N/mm^2）
M ：最大曲げモーメント（N･mm）
Z ：断面係数（mm^3）
N ：軸力（N）
A ：有効断面積（mm^2）

ロ. せん断力に対する照査

せん断力を用いて次式によりせん断応力を算定する。

スキンプレートとリブプレートについては「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」を参照し，せん断応力を算出する。

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

ここで，

τ ：せん断力より算定したせん断応力（N/mm^2）
S ：せん断力（N）
A ：有効断面積（mm^2）＊
＊スキンプレートとリブプレートの場合は腹板（リブプレート）の面積のみ有効とする。
κ ：せん断応力の分布係数

スキンプレートとリブプレートの場合	κ ＝1.0
ベースプレートの場合	κ ＝1.5（矩形断面）
ベースプレート取付部鋼材の場合	κ ＝1.5（矩形断面）
溶接部の場合	κ ＝1.0

せん断力が一方向に作用する場合は，上式によりせん断応力を算定し，せん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

せん断力が二方向に作用する場合は，上式により各方向のせん断応力を算定し，次式による確認を行う。

$$\left(\frac{\tau_x}{\tau_a}\right)^2+\left(\frac{\tau_y}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.00$$

ここで，

τ_x，τ_y ：x 方向もしくは y 方向に作用するせん断応力（N/mm^2）

τ_a ：せん断応力の許容限界（N/mm^2）

(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。

(3) 構造物の変形性評価

a. 相対変位の考え方

止水ゴムの変形性評価に用いる地震時の構造物間の相対変位は，地震時の検討ケースで求められる最大変位の最大値とする。

なお，津波時及び重畳時の構造物間の相対変位に対する止水ゴムの変形性評価は，添付書類「Ⅴ-3-別添 3-2-9　貯留堰の強度計算書」において実施するものとする。

b.　評価方法

止水ゴムの変位量は3方向の合成変位量として以下のとおり算定し，その合成変位量が許容限界以下であることを確認する。なお，貯留堰のX方向（護岸法線平行方向）の変位量は，負方向（貯留堰外側方向）よりも正方向（貯留堰内側方向）が大きいため，あらかじめ負方向側（貯留堰外側方向）へのオフセット距離を考慮した設置位置とする。

変位方向の定義を第4－17図に，各変位及び距離の定義を第4－18図にそれぞれ示す。

$$\delta = \sqrt{\delta x^2 + \delta y^2 + \delta z^2}$$

$$\delta x = \delta x(-) + Lx$$

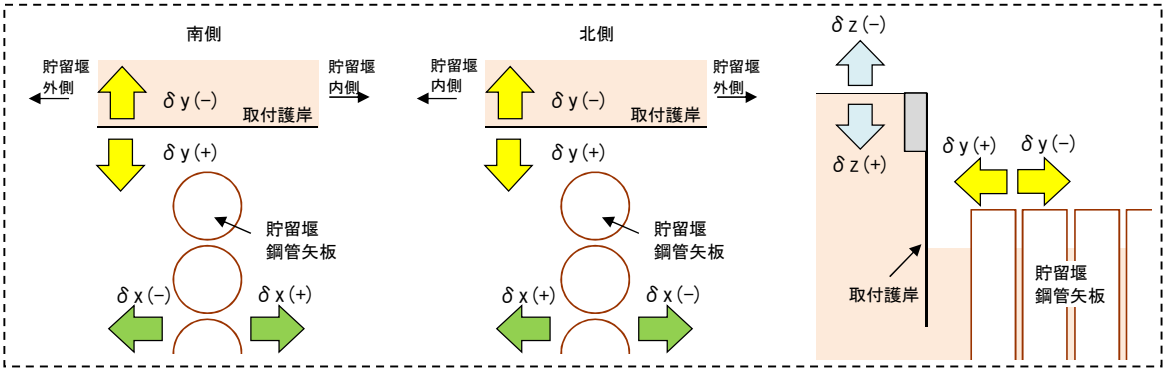
$$\delta y = \delta y(-) + Ly$$

$$Ly = \delta y(+) + W$$

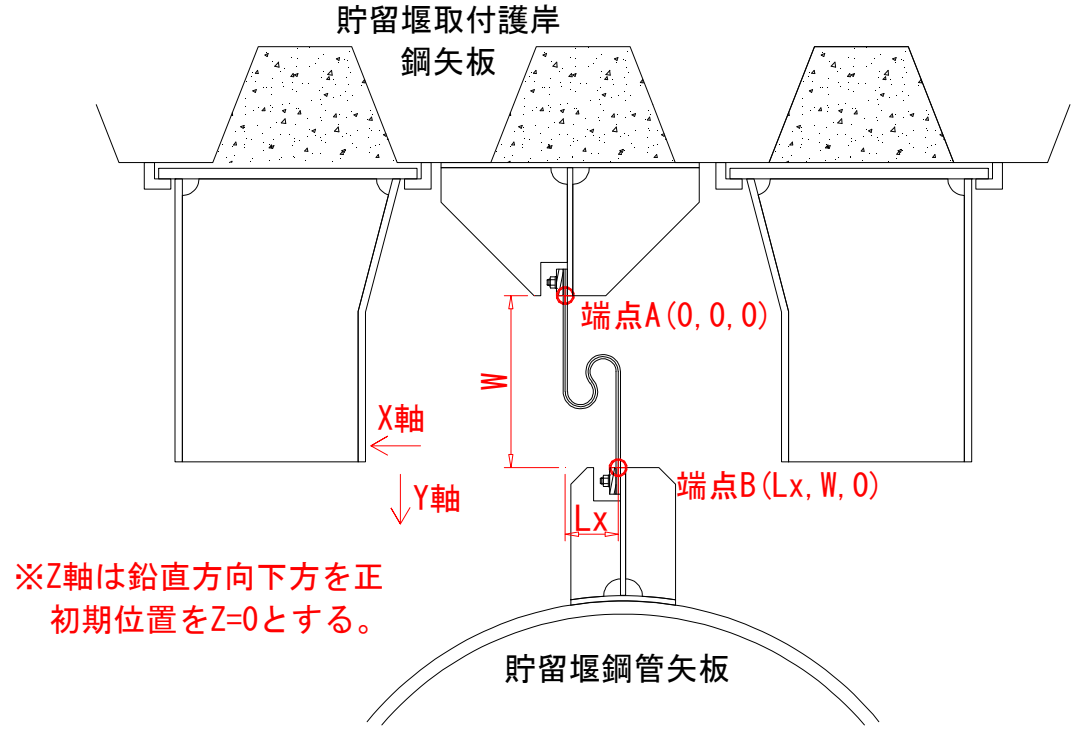
$$\delta z = \delta z(+)$$

ここに，

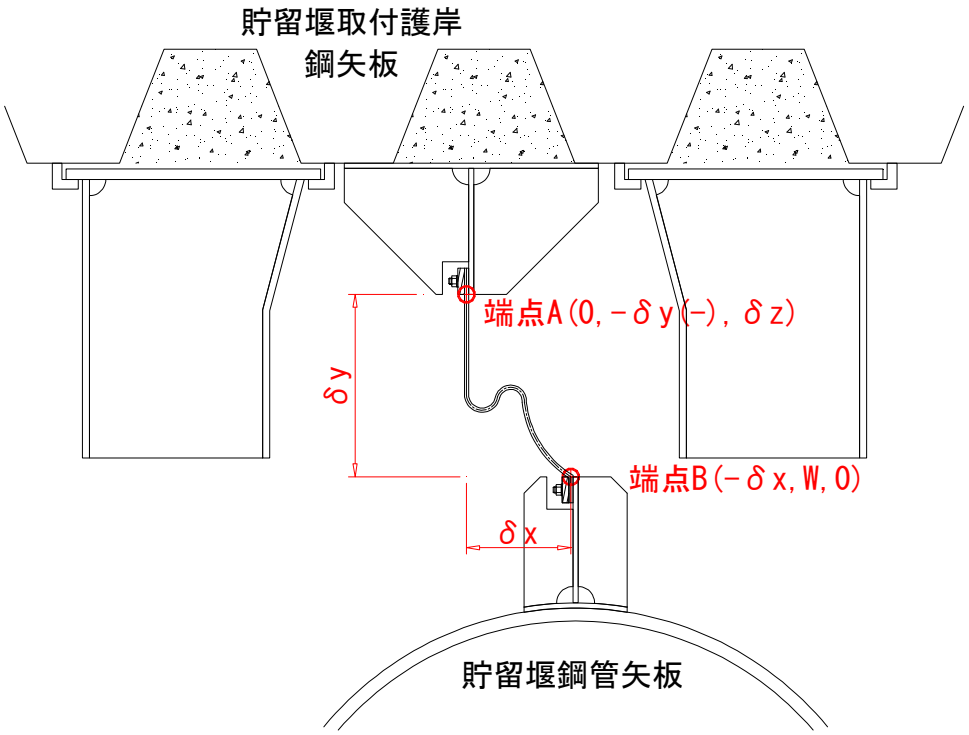
δ	：止水ゴムの設計変位（cm）
δx	：X方向（護岸法線平行方向）の変位（cm）
δy	：Y方向（護岸法線直角方向）の変位（cm）
δz	：Z方向（鉛直方向）の変位（cm）
$\delta x(+,-)$	：貯留堰鋼管矢板の絶対変位（取付護岸の変位＝0）（cm），＋方向＝貯留堰内側方向，－方向＝貯留堰外側方向
$\delta y(+,-)$	：貯留堰鋼管矢板と取付護岸との相対変位（cm），＋方向＝取付護岸が近づく方向，－方向＝取付護岸が離れる方向
$\delta z(+,-)$	：貯留堰鋼管矢板と取付護岸との相対変位（cm），＋方向＝取付護岸の沈下方向，－方向＝取付護岸の上昇方向
Lx	：X方向（護岸法線平行方向）のオフセット距離（cm）
Ly	：Y方向（護岸法線直角方向）の初期離隔距離（cm）
W	：変形時に止水ゴムと鋼材が干渉しないために必要な裕度（cm）



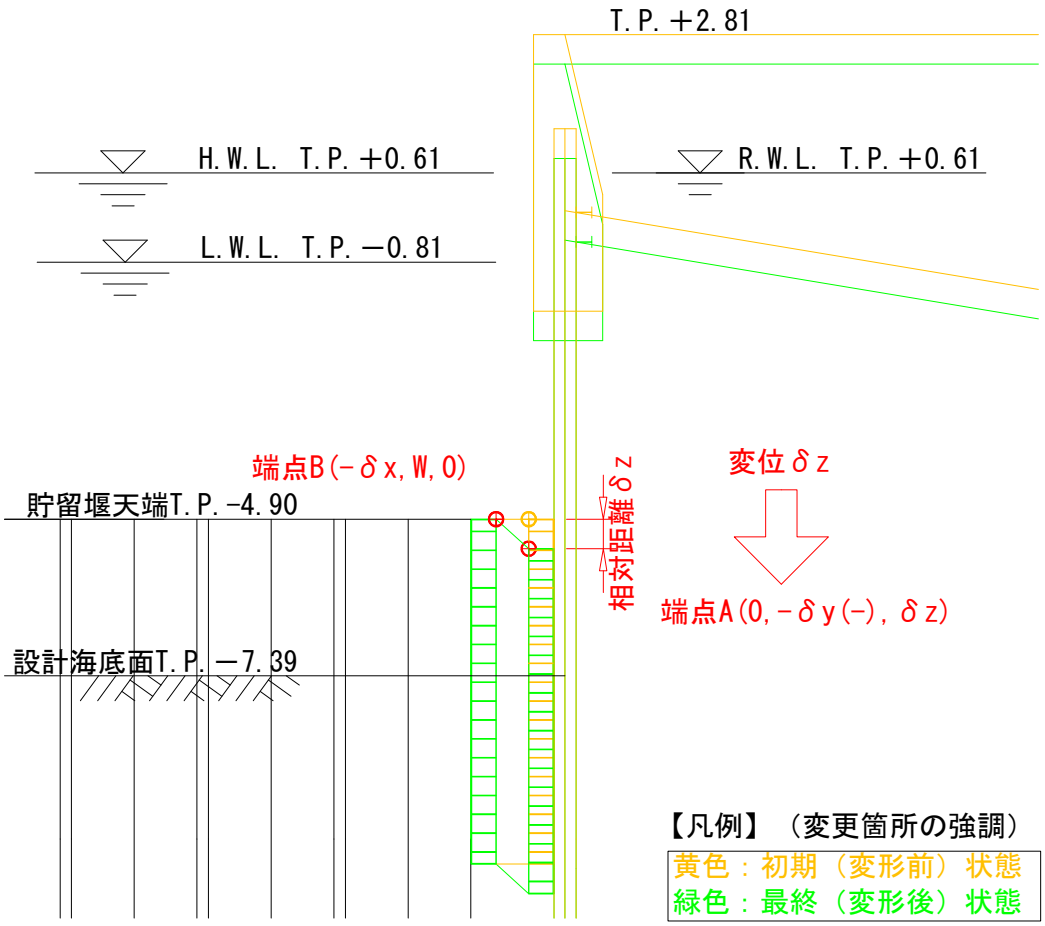
第4－17図　変位方向の定義



第 4－18 図（1）　各変位及び距離の定義（１／３）



第 4－18 図（2）　各変位及び距離の定義（２／３）



第 4－18 図（3）　各変位及び距離の定義（３／３）

5. 耐震評価結果

5.1 構造部材の健全性に対する評価結果

(1) 鋼管矢板の評価結果

a. 曲げ軸力に対する照査

鋼管矢板に対して許容応力度法による照査を行った結果，曲げ軸応力が短期許容応力度以下であることを確認した。

曲げ軸力に対する照査結果を第5－1表及び第5－2表に示す。なお，曲げ軸応力は各地震動において最大となる値を示している。

第5－1表（1） 曲げ軸力に対する照査結果（NS-1 貯留堰鋼管矢板（南側））

検討ケース	地震動		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ軸応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
①	S_s－D１	H＋，V＋	17618	−997	157	382.5	0.42
		H＋，V－	17565	−629	155	382.5	0.41
		H－，V＋	18898	−423	166	382.5	0.44
		H－，V－	18681	−288	164	382.5	0.43
	S_s－１１		15934	−782	142	382.5	0.38
	S_s－１２		16114	−713	143	382.5	0.38
	S_s－１３		15035	−579	133	382.5	0.35
	S_s－１４		12936	−871	116	382.5	0.31
	S_s－２１		16549	−644	147	382.5	0.39
	S_s－２２		15477	−437	136	382.5	0.36
	S_s－３１	H＋，V＋	16741	−588	148	382.5	0.39
		H－，V＋	16192	−624	143	382.5	0.38
②	S_s－D１	H－，V＋	18571	−684	164	382.5	0.43
③			18858	−500	166	382.5	0.44
④			21722	−660	192	382.5	0.51
⑤			19891	−4	173	382.5	0.46
⑥			19038	177	166	382.5	0.44

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5－1表（2）　曲げ軸力に対する照査結果（NS-1 貯留堰鋼管矢板（北側））

検討ケース	地震動		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ軸応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
①	S_s－D１	H＋，V＋	-7098	-210	63	382.5	0.17
		H＋，V－	-6866	-1456	66	382.5	0.18
		H－，V＋	-8879	68	78	382.5	0.21
		H－，V－	-8407	554	75	382.5	0.20
	S_s－１１		-6537	80	57	382.5	0.15
	S_s－１２		-5016	384	45	382.5	0.12
	S_s－１３		-4849	75	43	382.5	0.12
	S_s－１４		-4211	-150	37	382.5	0.10
	S_s－２１		-8327	-81	73	382.5	0.20
	S_s－２２		-7556	-679	69	382.5	0.18
	S_s－３１	H＋，V＋	-6522	248	58	382.5	0.16
		H－，V＋	-6985	461	63	382.5	0.17
②	S_s－D１	H－，V＋	-7934	288	70	382.5	0.19
③			-9582	-723	86	382.5	0.23
④			14618	641	130	382.5	0.34
⑤			-10877	-360	96	382.5	0.26
⑥			-10554	-91	92	382.5	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
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5－2表　曲げ軸力に対する照査結果（EW-2 貯留堰鋼管矢板）

検討ケース	地震動		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ軸応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
①	S_s－D１	H＋，V＋	-19140	1231	172	382.5	0.45
		H＋，V－	-18847	1770	171	382.5	0.45
		H－，V＋	-18718	1499	169	382.5	0.45
		H－，V－	-18635	1651	169	382.5	0.45
	S_s－１１		3361	-387	31	382.5	0.09
	S_s－１２		-16843	1442	153	382.5	0.40
	S_s－１３		-15476	1535	141	382.5	0.37
	S_s－１４		-11977	1132	109	382.5	0.29
	S_s－２１		-10472	1467	97	382.5	0.26
	S_s－２２		-14496	1291	131	382.5	0.35
	S_s－３１	H＋，V＋	7995	-494	72	382.5	0.19
		H－，V＋	-5455	-200	48	382.5	0.13
②	S_s－D１	H＋，V＋	-19524	1128	175	382.5	0.46
③			-16912	919	151	382.5	0.40
④			-32830	2085	294	382.5	0.77
⑤			7893	303	70	382.5	0.19
⑥			-7484	1022	69	382.5	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
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

b.　せん断力に対する照査

鋼管矢板に対して許容応力度法による照査を行った結果，せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。

せん断力に対する照査結果を第5－3表及び第5－4表に示す。なお，せん断応力は各地震動において最大となる値を示している。

第5－3表（1）　せん断力に対する照査結果（NS-1 貯留堰鋼管矢板（南側））

検討ケース	地震動		せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
①	S_s－D1	H＋，V＋	4626	39	217.5	0.18
		H＋，V－	4539	38	217.5	0.18
		H－，V＋	4835	40	217.5	0.19
		H－，V－	4822	40	217.5	0.19
	S_s－11		3960	33	217.5	0.16
	S_s－12		4163	35	217.5	0.16
	S_s－13		3838	32	217.5	0.15
	S_s－14		3100	26	217.5	0.12
	S_s－21		3807	32	217.5	0.15
	S_s－22		3736	31	217.5	0.15
	S_s－31	H＋，V＋	3971	33	217.5	0.16
		H－，V＋	3821	32	217.5	0.15
②	S_s－D1	H－，V＋	4653	39	217.5	0.18
③			4872	41	217.5	0.19
④			5799	48	217.5	0.23
⑤			4105	34	217.5	0.16
⑥			3899	33	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
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5－3表（2）　せん断力に対する照査結果（NS-1 貯留堰鋼管矢板（北側））

検討ケース	地震動		せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
①	S_s－D１	Ｈ＋，Ｖ＋	-2916	24	217.5	0.12
		Ｈ＋，Ｖ－	-2841	24	217.5	0.11
		Ｈ－，Ｖ＋	-3048	25	217.5	0.12
		Ｈ－，Ｖ－	-3012	25	217.5	0.12
	S_s－１１		-1333	11	217.5	0.06
	S_s－１２		-2730	23	217.5	0.11
	S_s－１３		-2288	19	217.5	0.09
	S_s－１４		-1250	10	217.5	0.05
	S_s－２１		-1436	12	217.5	0.06
	S_s－２２		-1752	15	217.5	0.07
	S_s－３１	Ｈ＋，Ｖ＋	-1736	15	217.5	0.07
		Ｈ－，Ｖ＋	-2094	17	217.5	0.08
②	S_s－D１	Ｈ－，Ｖ＋	-3045	25	217.5	0.12
③			-2831	24	217.5	0.11
④			-3240	27	217.5	0.13
⑤			-2560	21	217.5	0.10
⑥			-2393	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
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5－4表　せん断力に対する照査結果（EW-2 貯留堰鋼管矢板）

検討ケース	地震動		せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
①	S_s－D１	Ｈ＋，Ｖ＋	-3944	33	217.5	0.16
		Ｈ＋，Ｖ－	-3914	33	217.5	0.15
		Ｈ－，Ｖ＋	-3782	32	217.5	0.15
		Ｈ－，Ｖ－	3865	32	217.5	0.15
	S_s－１１		1832	15	217.5	0.08
	S_s－１２		-3837	32	217.5	0.15
	S_s－１３		-3708	31	217.5	0.15
	S_s－１４		-3365	28	217.5	0.13
	S_s－２１		-2959	25	217.5	0.12
	S_s－２２		-3359	28	217.5	0.13
	S_s－３１	Ｈ＋，Ｖ＋	3344	28	217.5	0.13
		Ｈ－，Ｖ＋	2751	23	217.5	0.11
②	S_s－D１	Ｈ＋，Ｖ＋	-3956	33	217.5	0.16
③			3917	33	217.5	0.15
④			-5843	49	217.5	0.23
⑤			3293	27	217.5	0.13
⑥			3047	25	217.5	0.12

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

(2)　止水ゴム取付部鋼材

止水ゴム取付部鋼材の照査は，作用外力が大きくなる土中部の部材に対して行う。止水ゴム取付部鋼材の照査結果を第 5－5 表から第 5－10 表に示す。

a.　リブプレート

第 5－5 表　作用する断面力（リブプレート）

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
32	－	96

第 5－6 表　断面性能（リブプレート）

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.002744	0.000221434	腐食 1.00mm 考慮（海中部）

第 5－7 表　断面照査結果（リブプレート）

評価項目	発生応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
曲げモーメント	145	210	0.70
せん断力	52	120	0.44

b.　ベースプレートと貯留堰鋼管矢板溶接部

第5－8表　作用する断面力（ベースプレート貯留堰鋼管矢板溶接部）

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	(EW方向) せん断力 (kN)	(NS方向) せん断力 (kN)
－	－	339	160

第5－9表　断面性能（ベースプレート貯留堰鋼管矢板溶接部）

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.004660	－	腐食1.00mm考慮（海中部）

第5－10表　断面照査結果（ベースプレート貯留堰鋼管矢板溶接部）

評価項目	(EW方向) 発生応力 (N/mm^2)	(NS方向) 発生応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
せん断力	73	34	84	0.92

(3) 防護材及び防護材取付部鋼材

防護材及び防護材取付部鋼材の照査結果を第5－11表から第5－28表に示す。

a. スキンプレート及びリブプレート

第5－11表 作用する断面力（スキンプレートとリブプレート）

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
4	－	10

第5－12表 断面性能（スキンプレートとリブプレート）

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.005340	0.004207040	腐食1.00mm考慮（海中部）

第5－13表 断面照査結果（スキンプレートとリブプレート）

評価項目	発生応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
曲げモーメント	1	210	0.01
せん断力	2	120	0.02

b.　ベースプレート

第5－14表　作用する断面力（ベースプレート）

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
1	35	19

第5－15表　断面性能（ベースプレート）

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.030000	0.000150000	腐食1.00mm考慮（海中部）

第5－16表　断面照査結果（ベースプレート）

評価項目	発生応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
曲げモーメント	8	382.5	0.03
せん断力	1	217.5	0.01

c.　ベースプレート固定鋼材

第5－17表　作用する断面力（ベースプレート固定鋼材　水平力作用側）

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
1	－	35

第5－18表　断面性能（ベースプレート固定鋼材　水平力作用側）

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.038000	0.000240667	腐食1.00mm考慮（海中部）

第5－19表　断面照査結果（ベースプレート固定鋼材　水平力作用側）

評価項目	発生応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
曲げモーメント	4	277.5	0.02
せん断力	1	157.5	0.01

第5－20表　作用する断面力（ベースプレート固定鋼材　引張力作用側）

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
1	19	19

第5－21表　断面性能（ベースプレート固定鋼材　引張力作用側）

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.038000	0.000240667	腐食1.00mm考慮（海中部）

第5－22表　断面照査結果（ベースプレート固定鋼材　引張力作用側）

評価項目	発生応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
曲げモーメント	5	277.5	0.02
せん断力	1	157.5	0.01

d.　ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部

第 5－23 表　作用する断面力

(ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部　水平力作用側)

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	(EW 方向) せん断力 (kN)	(NS 方向) せん断力 (kN)
－	－	18	18

第 5－24 表　断面性能

(ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部　水平力作用側)

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.013850	－	腐食 1.00mm 考慮（海中部）

第 5－25 表　断面照査結果

(ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部　水平力作用側)

評価項目	(EW 方向) 発生応力 (N/mm^2)	(NS 方向) 発生応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
せん断力	1	1	105	0.01

第 5－26 表　作用する断面力

(ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部　引張力作用側)

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
－	－	18

第 5－27 表　断面性能

(ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部　引張力作用側)

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.013850	－	腐食 1.00mm 考慮（海中部）

第5－28表　断面照査結果

（ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部　引張力作用側）

評価項目	発生応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
せん断力	2	105	0.02

5.2　基礎地盤の支持性能に対する評価結果

貯留堰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。基礎地盤の支持性能評価結果を第5－29表及び第5－30表に示す。

第5－29表（1）　基礎地盤の支持性能評価結果（NS-1 貯留堰鋼管矢板（南側））

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＋	814	4934
		Ｈ＋，Ｖ－	829	4934
		Ｈ－，Ｖ＋	778	4934
		Ｈ－，Ｖ－	857	4934
	S_s－１１		691	4934
	S_s－１２		715	4934
	S_s－１３		677	4934
	S_s－１４		610	4934
	S_s－２１		837	4934
	S_s－２２		780	4934
	S_s－３１	Ｈ＋，Ｖ＋	700	4934
		Ｈ－，Ｖ＋	641	4934
②	S_s－D１	Ｈ－，Ｖ＋	769	4934
③			779	4934
④			917	4934
⑤			781	4934
⑥			735	4934

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5－29表（2）　基礎地盤の支持性能評価結果（NS-1 貯留堰鋼管矢板（北側））

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＋	1142	5105
		Ｈ＋，Ｖ－	1109	5105
		Ｈ－，Ｖ＋	1062	5105
		Ｈ－，Ｖ－	1189	5105
	S_s－１１		969	5105
	S_s－１２		1018	5105
	S_s－１３		994	5105
	S_s－１４		870	5105
	S_s－２１		987	5105
	S_s－２２		1061	5105
	S_s－３１	Ｈ＋，Ｖ＋	905	5105
		Ｈ－，Ｖ＋	879	5105
②	S_s－D１	Ｈ－，Ｖ＋	1049	5105
③			1065	5105
④			1102	5105
⑤			1069	5105
⑥			1067	5105

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5－30表　基礎地盤の支持性能評価結果（EW-2 貯留堰鋼管矢板）

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＋	799	5082
		Ｈ＋，Ｖ－	965	5082
		Ｈ－，Ｖ＋	800	5082
		Ｈ－，Ｖ－	885	5082
	Ｓ$_s$－１１		657	5082
	Ｓ$_s$－１２		657	5082
	Ｓ$_s$－１３		660	5082
	Ｓ$_s$－１４		632	5082
	Ｓ$_s$－２１		792	5082
	Ｓ$_s$－２２		823	5082
	Ｓ$_s$－３１	Ｈ＋，Ｖ＋	756	5082
		Ｈ－，Ｖ＋	693	5082
②	Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	793	5082
③			756	5082
④			654	5082
⑤			780	5082
⑥			776	5082

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

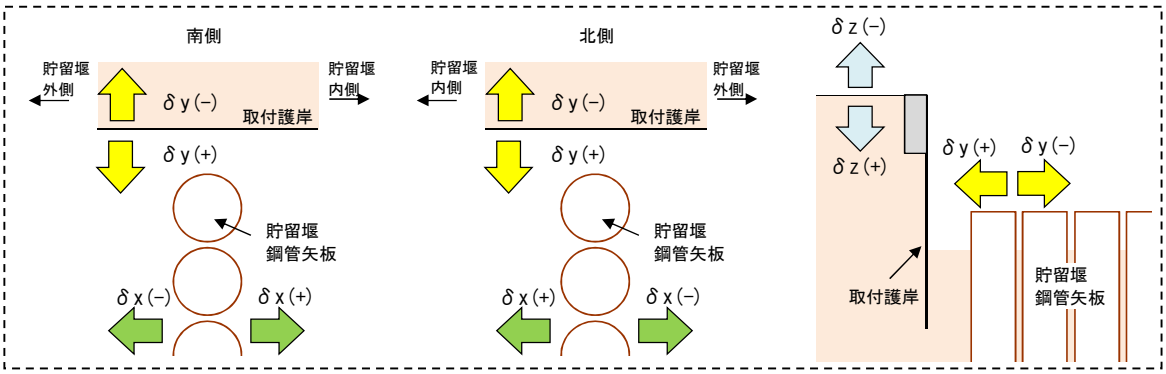
5.3　構造物の変形性に対する評価結果

変位量算出結果を第 5－31 表に示す。

第 5－31 表（1）　相対水平変位量（δ x）（NS-1）

検討ケース	地震動		貯留堰（南側） δ x 最終変位量 ＋方向 (m)	貯留堰（南側） δ x 最大変位量 ＋方向 (m)	貯留堰（南側） δ x 最大変位量 －方向 (m)	貯留堰（北側） δ x 最終変位量 ＋方向 (m)	貯留堰（北側） δ x 最大変位量 ＋方向 (m)	貯留堰（北側） δ x 最大変位量 －方向 (m)
①	S_s－D１	H＋，V＋	0.189	0.269	0.089	0.308	0.399	0.048
		H＋，V－	0.184	0.262	0.096	0.308	0.396	0.061
		H－，V＋	0.188	0.284	0.063	0.280	0.433	0.061
		H－，V－	0.191	0.283	0.069	0.267	0.433	0.069
	S_s－１１		0.137	0.224	0.029	0.155	0.247	0.020
	S_s－１２		0.135	0.226	0.119	0.249	0.393	0.093
	S_s－１３		0.122	0.202	0.116	0.216	0.330	0.081
	S_s－１４		0.110	0.160	0.052	0.104	0.162	0.028
	S_s－２１		0.163	0.214	0.023	0.166	0.206	0.037
	S_s－２２		0.157	0.209	0.022	0.195	0.262	0.019
	S_s－３１	H＋，V＋	0.119	0.231	0.087	0.150	0.264	0.212
		H－，V＋	0.101	0.215	0.167	0.202	0.356	0.095
②	S_s－D１	H－，V＋	0.180	0.269	0.058	0.257	0.417	0.061
③			0.178	0.294	0.080	0.311	0.467	0.058
④			0.310	0.383	0.006	0.243	0.423	0.038
⑤			0.072	0.244	0.081	0.253	0.424	0.164
⑥			0.077	0.225	0.067	0.248	0.416	0.158
最大値			0.310	0.383	0.167	0.311	0.467	0.212

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

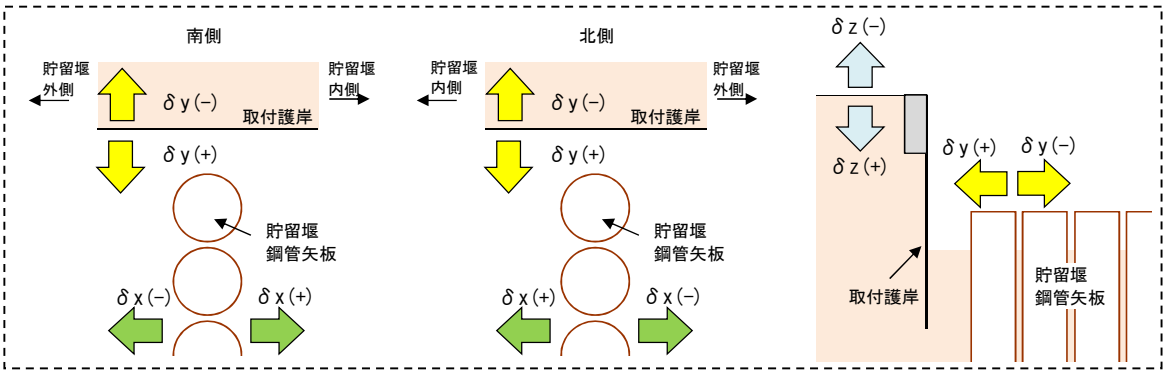


第 5－1 図　変位方向の定義（再掲）

第5－31表（2）　相対水平変位量（δ y）及び相対鉛直変位量（δ z）（EW-1）

検討ケース	地震動		δ y			δ z		
			最終変位量	最大変位量		最終変位量	最大変位量	
			＋方向 (m)	＋方向 (m)	－方向 (m)	＋方向 (m)	＋方向 (m)	－方向 (m)
①	S_s－D１	H＋，V＋	0.084	0.148	0.003	0.190	0.227	0.003
		H＋，V－	0.079	0.159	0.004	0.187	0.222	0.007
		H－，V＋	0.081	0.156	0.003	0.180	0.228	0.003
		H－，V－	0.076	0.138	0.002	0.176	0.223	0.000
	S_s－１１		0.049	0.062	0.003	0.083	0.109	0.005
	S_s－１２		0.030	0.049	0.006	0.112	0.133	0.004
	S_s－１３		0.025	0.047	0.004	0.095	0.111	0.007
	S_s－１４		0.029	0.047	0.004	0.095	0.114	0.005
	S_s－２１		0.055	0.088	0.002	0.094	0.117	0.000
	S_s－２２		0.063	0.105	0.002	0.118	0.140	0.000
	S_s－３１	H＋，V＋	0.062	0.094	0.032	0.104	0.140	0.013
		H－，V＋	0.059	0.092	0.014	0.097	0.138	0.042
②	S_s－D１	H－，V－	0.071	0.129	0.003	0.166	0.213	0.000
③			0.099	0.179	0.003	0.207	0.259	0.000
④			0.002	0.072	0.030	0.082	0.124	0.001
⑤			0.156	0.259	0.036	0.157	0.249	0.010
⑥			0.148	0.257	0.036	0.150	0.242	0.007
最大値			0.156	0.259	0.036	0.207	0.259	0.042

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5－2図　変位方向の定義（再掲）

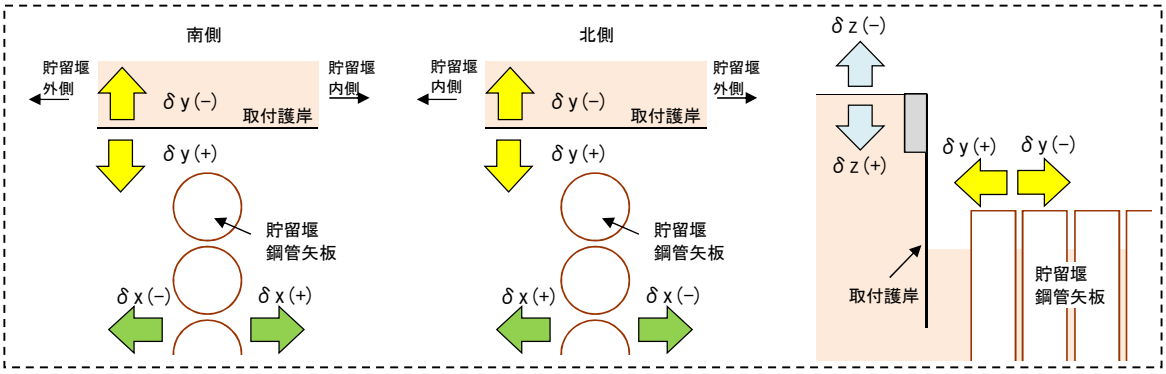
(1)　止水ゴムの変形量照査

本照査では，貯留堰鋼管矢板と貯留堰取付護岸が離れる側に相対変位した場合に，発生変形量が許容限界以下であることを確認する。

相対変位量算出結果を照査に第5－32表に示す。最大相対変位は，地震時の2次元有効応力解析結果のうち相対変位量が最大となるケースの値である。

第5－32表　相対変位量算出結果（最大となるケース）

変位方向	ケース	＋方向（cm）	－方向（cm）	備考
		最大相対変位	最大相対変位	
δx(+,－)	地震時	46.7	21.2	地震時（NS-1）
δy(+,－)		25.9	3.6	地震時（EW-1）
δz(+,－)		25.9	4.2	地震時（EW-1）



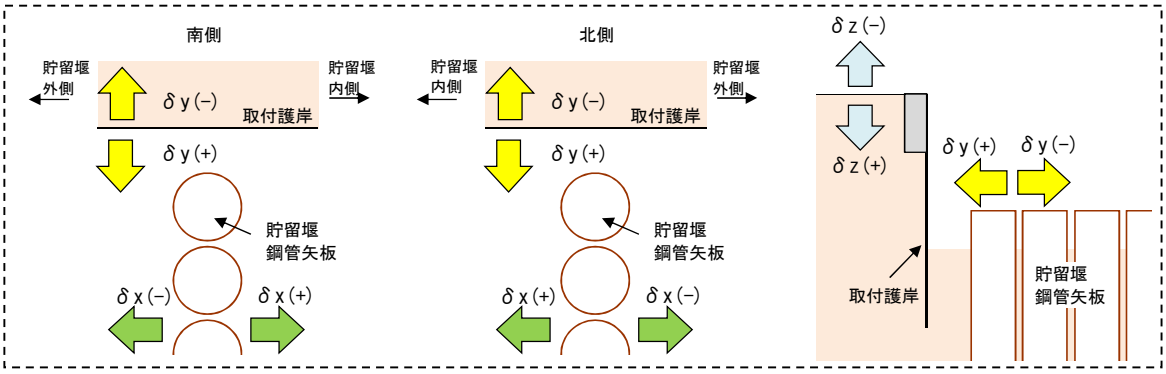
第5－3図　変位方向の定義（再掲）

地震時における止水ゴムの変位量に対する照査を行った結果，発生する変位量が許容限界以下であることを確認した。変形性照査結果を第5－33表に示す。

第5－33表　変形性照査結果

	変位（cm）					
	δx(+,－)		δy(+,－)		δz(+,－)	
	＋	－	＋	－	＋	－
解析値	46.7	21.2	25.9	3.6	25.9	4.2
裕度	－	－	26.1	－	－	－
(※2)　設計用値	47.0	22.0	(※1)　52.0	4.0	26.0	0.0
オフセット距離（cm）	(※3)　13.0		－		－	－
各成分の変位量（cm）	(※4)　35.0		56.0		26.0	
合成変位量（cm） （設計変位）	71.0					
許容限界（cm）	105.0					

※1：変形時に止水ゴムと鋼材が干渉しないために必要な裕度（26.1cm）を考慮したY方向の初期離隔とする。
※2：設計用値は必要な裕度を考慮したうえで，解析値をcm単位で切り上げた値とする。
※3：δx(+,－)について，合計変位量が大きい本震時の＋方向と－方向の値から中間地点を求め，法線方向の止水ゴム設置位置（オフセット距離）を決定する。
・中間地点　　：（47cm+22cm）／2＝34.5cm
・オフセット距離：47cm-34.5cm＝12.5cm→13cm（＋方向）
※4：＋方向へのオフセット距離13cmと－方向の設計用値22cmの和，及び＋方向の設計用値47cmと＋方向へのオフセット距離13cmの差を比較して，より大きい値が保守側となる。



第5－4図　変位方向の定義（再掲）

(2)　鋼材どうしの離隔距離に関する変形量照査

本照査では，貯留堰鋼管矢板及び貯留堰取付護岸鋼矢板が近づく側に相対変位した場合の，止水ゴム取付部鋼材が対面をなす止水ゴム取付部鋼材，あるいは防護材取付部鋼材どうしの離隔距離を確認する。

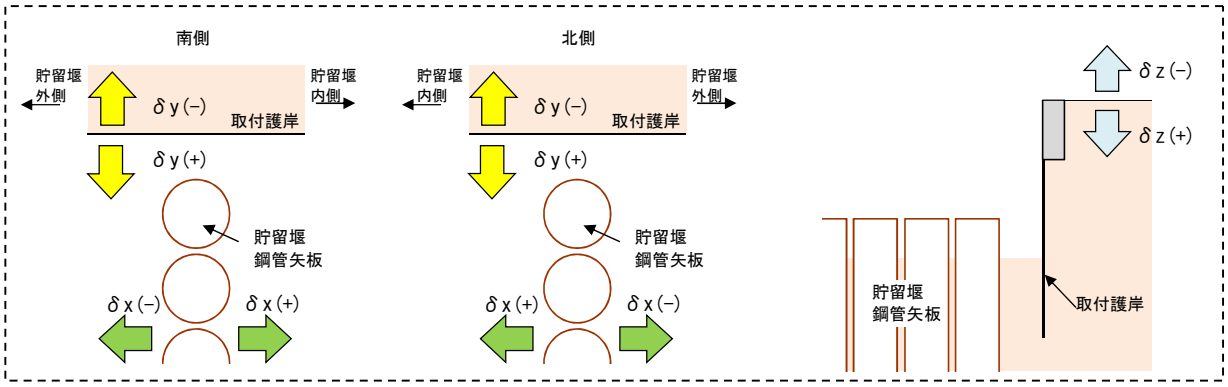
照査で用いる変位量は，「(1)　止水ゴムの変形量照査」と同様，第 5－32 表に示す算出結果を用いることとし，照査に用いる解析値は，第 5－33 表に示す δx(+,−)及び δy(+)とする。

近づく側に相対変位した場合における変形量照査結果を第 5－34 表に示す。貯留堰鋼管矢板及び貯留堰取付護岸鋼矢板が，地震時の最大相対変位を考慮した場合において，鋼材どうしが接触することのない離隔距離が確保されていることを確認した。

第 5－34 表　変形量照査結果（近づく側に相対変位した場合）

方向	① 変位量（解析値）	② 初期離隔距離	③ 最終離隔距離 ※
δ y (+)	25.9 cm	52.0 cm	26.1 cm
δ x (+)	46.7 cm	62.0 cm	15.3 cm
δ x (−)	21.2 cm	36.0 cm	14.8 cm

※ ③最終離隔距離 ＝ ②初期離隔距離 － ①変形量



第 5－5 図　変位方向の定義（再掲）

Ⅴ-2-10-4-4-2　貯留堰取付護岸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 ····· 8
3. 地震応答解析 ····· 9
3.1 評価対象断面 ····· 9
3.2 解析方法 ····· 11
3.3 荷重及び荷重の組合せ ····· 13
3.4 入力地震動 ····· 16
3.5 解析モデル及び諸元 ····· 33
4. 耐震評価 ····· 39
4.1 評価対象部位 ····· 39
4.2 荷重及び荷重の組合せ ····· 40
4.3 許容限界 ····· 43
4.4 評価方法 ····· 45
5. 耐震評価結果 ····· 48
5.1 構造部材の健全性に対する評価結果 ····· 48
5.2 構造物の変形性に対する評価結果 ····· 51

1. 概要

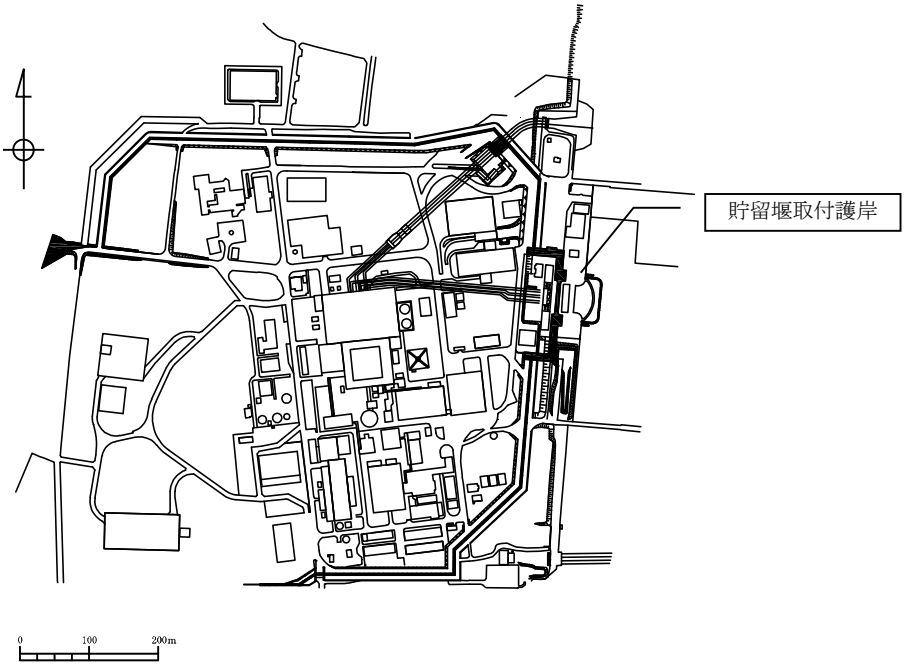
本資料は，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき，貯留堰取付護岸が基準地震動Ｓ$_s$に対して十分な構造強度及び止水性を有していることを確認するものである。

貯留堰取付護岸に要求される機能維持の確認は，地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価及び構造物の変形性評価により行う。

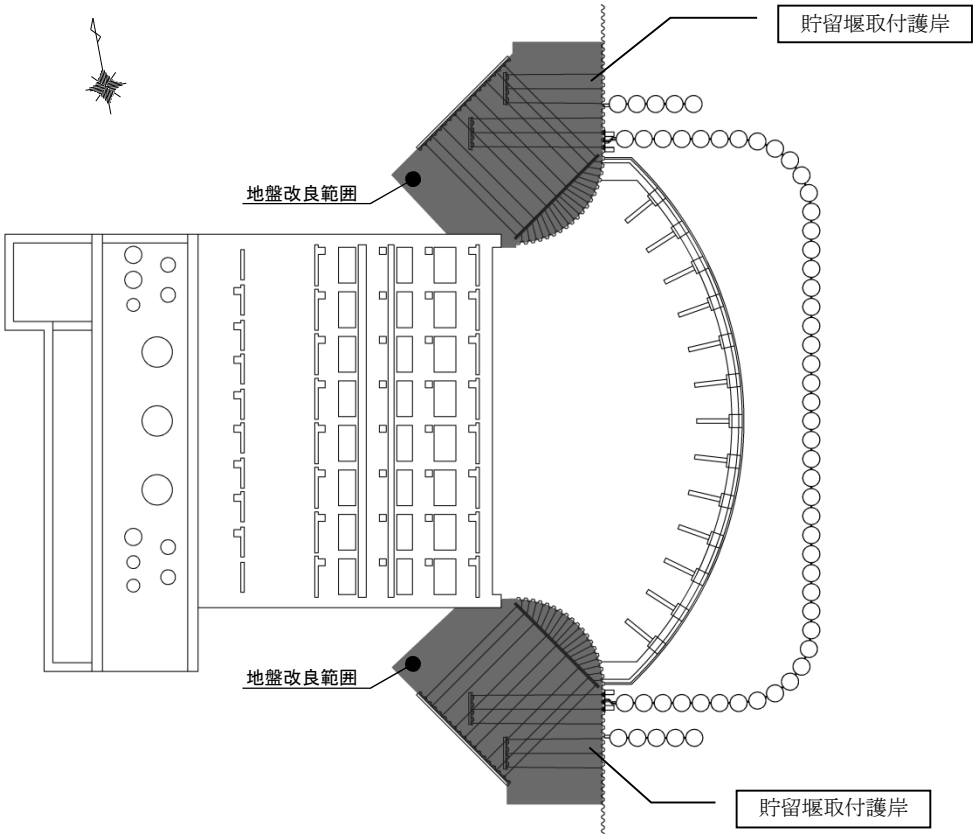
2.　基本方針

2.1　位置

貯留堰取付護岸の平面配置図を第2－1図に示す。



第2－1図（1）　貯留堰取付護岸の平面配置図（全体図）

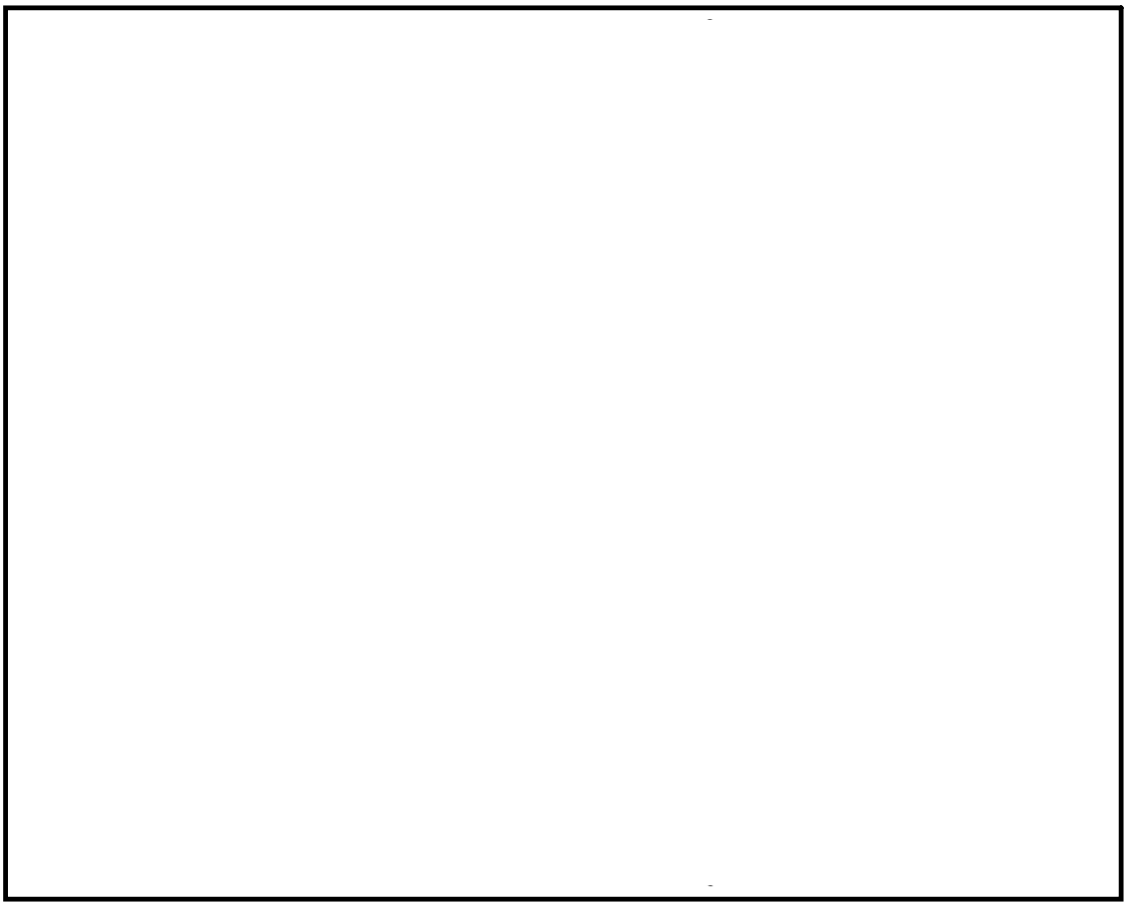


第2－1図（2）　貯留堰取付護岸の平面配置図（拡大図）

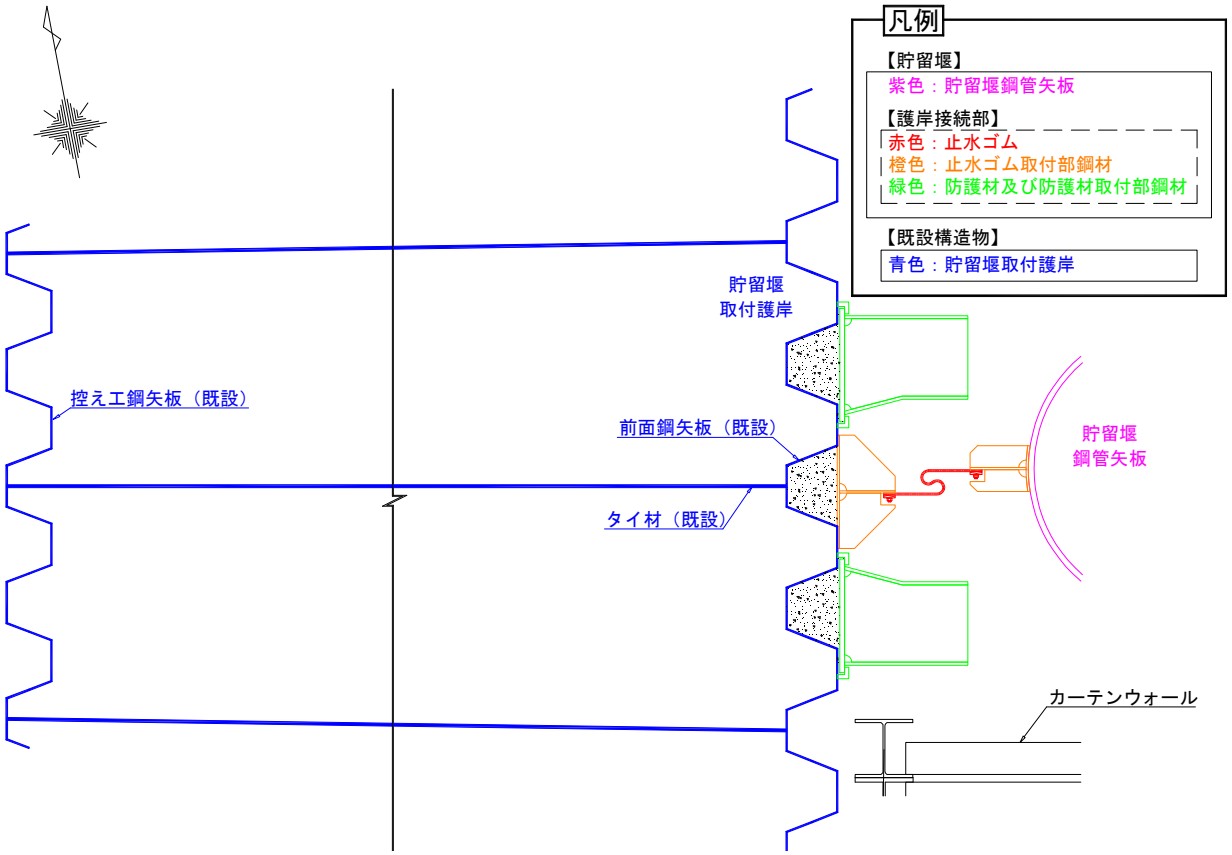
2.2　構造概要

貯留堰取付護岸は，貯留堰の構成部材である防護材取付部鋼材と接続する既設構造物であり，前面鋼矢板とタイ材及び控え工鋼矢板より構成される。また，前面鋼矢板には，海水による腐食防止のため，電気防食が施されている。

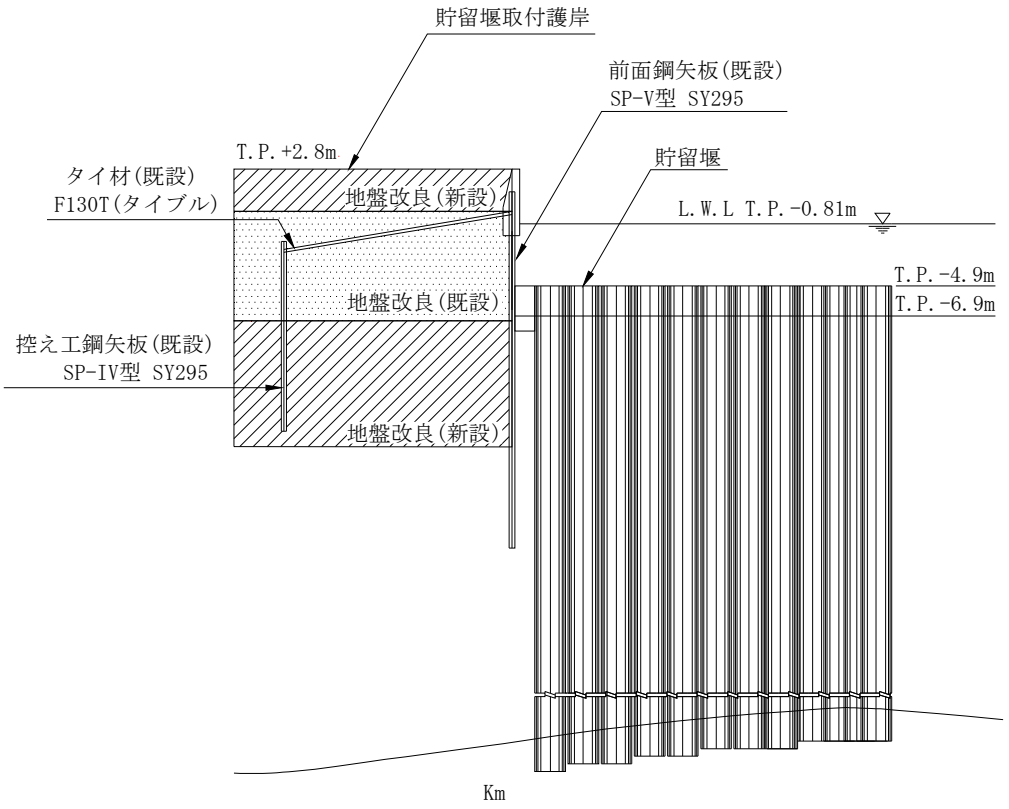
貯留堰取付護岸の平面図を第 2－2 図に，標準断面図を第 2－3 図にそれぞれ示す。第 2－2 図（2）及び第 2－3 図に示すとおり，貯留堰取付護岸を構成する前面鋼矢板，タイ材及び控え工鋼矢板は既設構造物であるが，それ以外の貯留堰及び護岸接続部を構成する部材については，新設構造物である。なお，新設構造物についても，海水による腐食防止のため，電気防食を施す。



第 2－2 図（1）　貯留堰取付護岸の平面図



第 2－2 図（2）　貯留堰取付護岸の平面図（A 部拡大）



第 2－3 図　貯留堰取付護岸の標準断面図（A-A 断面）

2.3　評価方針

貯留堰取付護岸は，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に分類される。

貯留堰取付護岸の地震応答解析においては，地震時の地盤の有効応力の変化に応じた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。

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。その際は，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）を仮定する。

構造物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。その際は，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。

貯留堰取付護岸の耐震評価は，「3.　地震応答解析」により得られた解析結果に基づき，設計基準対象施設として，第 2－1 表の貯留堰取付護岸の評価項目に示すとおり，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，鋼矢板に発生する曲げモーメント及びタイ材に発生する引張力が許容限界以下であることを確認する。

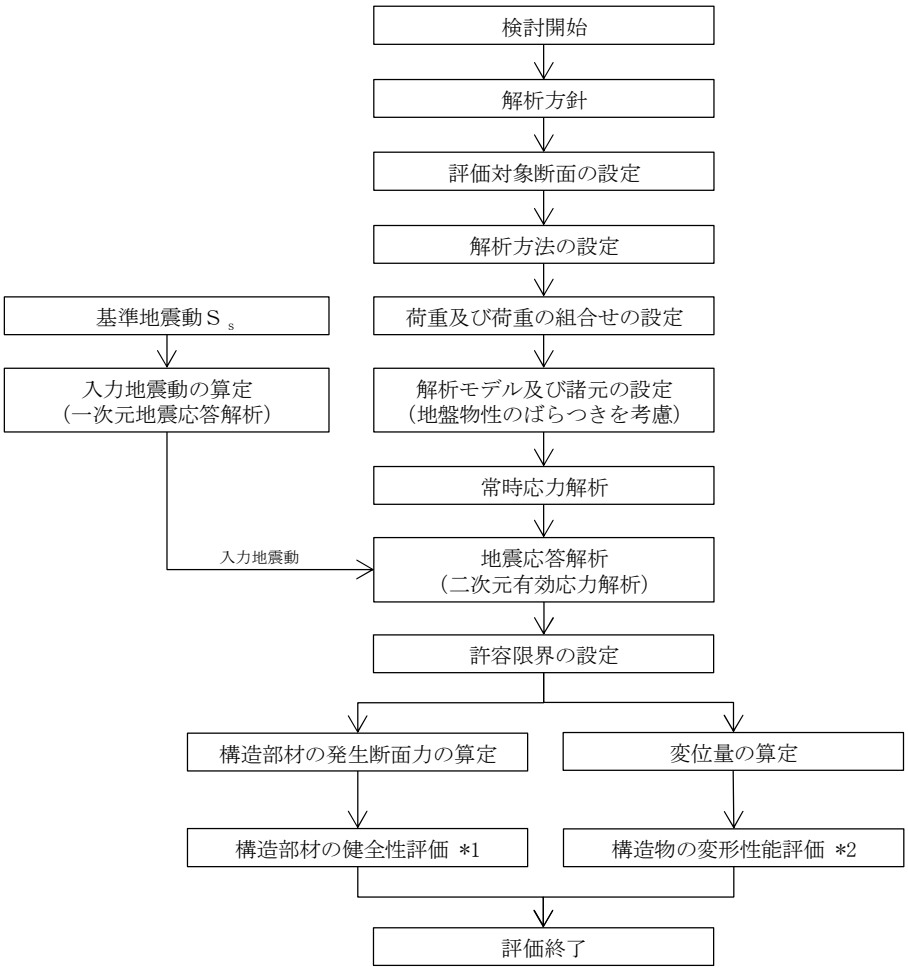
構造物の変形性評価については，前面鋼矢板及び貯留堰の変形量を算定し，貯留堰との離隔が確保されることを確認した許容限界以下であることを確認する。なお，貯留堰の変形量を考慮した止水ゴムの変形量についての照査は，添付書類「Ⅴ-2-10-4-4-1　貯留堰の耐震性についての計算書」及び「Ⅴ-3-別添 3-2-9　貯留堰の強度計算書」において実施する。

貯留堰取付護岸の耐震評価フローを第 2－4 図に示す。

第2－1表　貯留堰取付護岸の評価項目

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	前面鋼矢板（既設）	発生曲げモーメントが許容限界以下であることを確認	全塑性モーメント*
		控え工鋼矢板（既設）	発生曲げモーメントが許容限界以下であることを確認	全塑性モーメント*
		タイ材（既設）	発生引張力が許容限界以下であることを確認	引張強さ*
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	前面鋼矢板（既設）	発生曲げモーメントが許容限界以下であることを確認	全塑性モーメント*
		控え工鋼矢板（既設）	発生曲げモーメントが許容限界以下であることを確認	全塑性モーメント*
		タイ材（既設）	発生引張力が許容限界以下であることを確認	引張強さ*
	構造物の変形性	前面鋼矢板（既設）	発生変形量が許容限界以下であることを確認	貯留堰との離隔が確保されることを確認した変形量

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「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

＊2：構造物の変形性評価を実施することで，第 2－1 表に示す「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

第 2－4 図　貯留堰取付護岸の耐震評価フロー

2.4　適用基準

適用する規格，基準類を以下に示す。

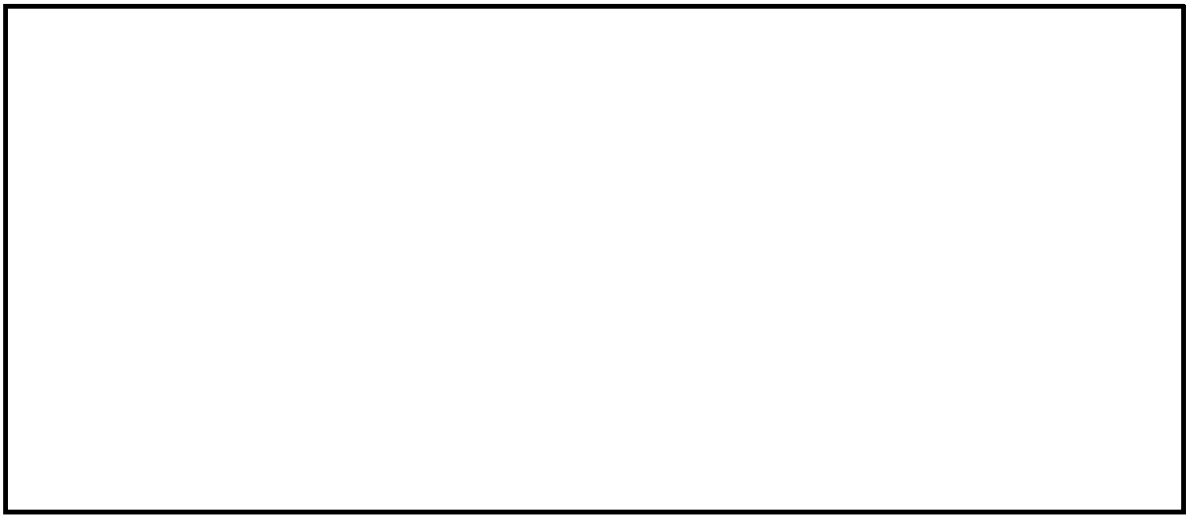
・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（（社）土木学会，2005年）
・原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１－1987（（社）日本電気協会）
・港湾の施設の技術上の基準・同解説（（社）日本港湾協会，平成19年7月）

3.　地震応答解析

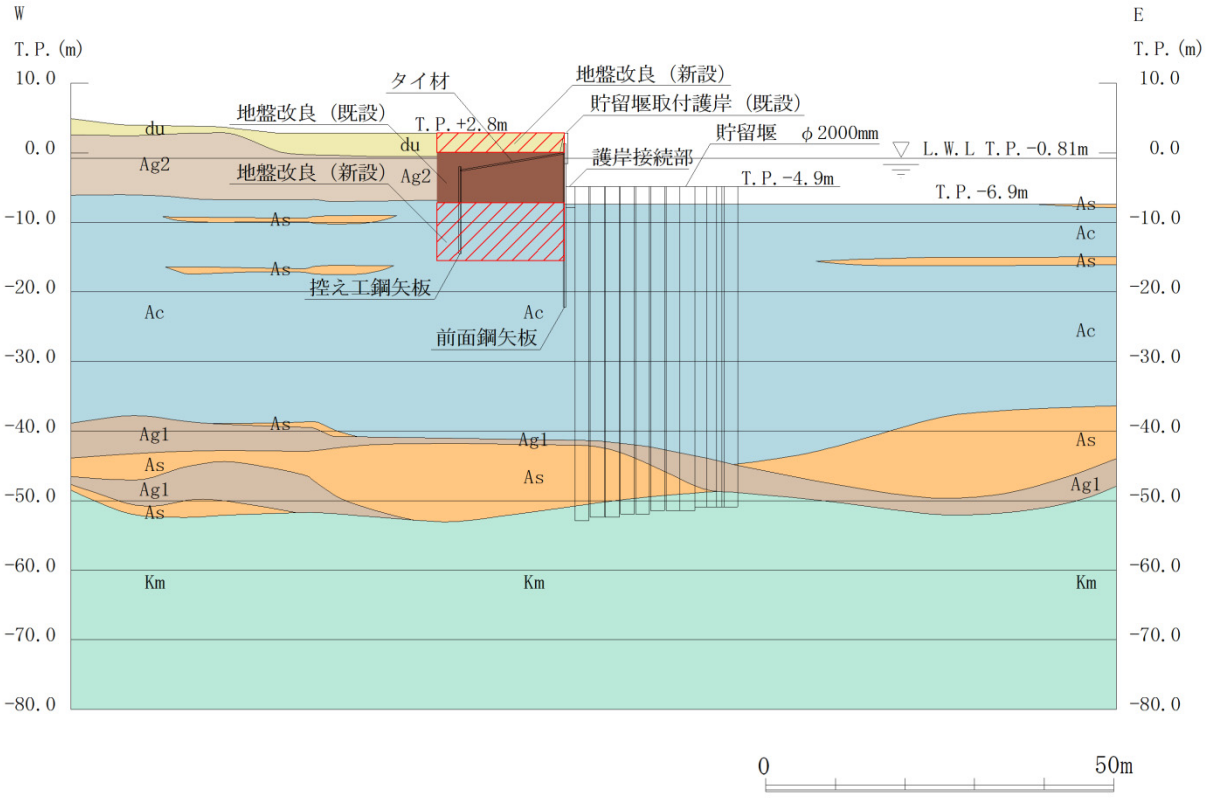
3.1　評価対象断面

評価対象断面は，貯留堰取付護岸が貯留堰の間接支持構造物であることから，添付書類「Ⅴ-2-10-4-4-1　貯留堰の耐震性についての計算書」と同様とし，貯留堰との接続部を通る断面であるEW-1断面を選定し，基準地震動Ｓ$_s$による耐震評価を実施する。

貯留堰取付護岸の平面図を第3－1図に，断面図を第3－2図にそれぞれ示す。



第 3－1 図　貯留堰取付護岸の平面図



第 3－2 図　貯留堰取付護岸の断面図（EW-1）

3.2　解析方法

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」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。

地震応答解析では，地盤の有効応力の変化に応じた地震時挙動を考慮できる有効応力解析手法を用いる。

有効応力解析には，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，線形はり要素及び非線形ばね要素によりモデル化する。なお，非線形ばね要素は貯留堰取付護岸を構成するタイ材のモデル化に用いるものとする。

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

耐震評価における検討ケースを第3－1表に示す。

耐震評価においては，全ての基準地震動Ｓｓに対して実施する①の検討ケース（基本ケース）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。

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　耐震安全性評価上考慮する状態

貯留堰取付護岸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

積雪荷重及び風荷重を考慮する。

(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

貯留堰取付護岸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) 地震荷重（K_s）

基準地震動S_sによる荷重を考慮する。

(3) 積雪荷重（P_s）

積雪荷重として 30 cm の積雪を考慮する。

3.3.3　荷重の組合せ

荷重の組合せを第3－2表に示す。

第3－2表　荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時（S_s）	$G+K_s+P_s$

G　：固定荷重

K_s　：地震荷重

P_s　：積雪荷重

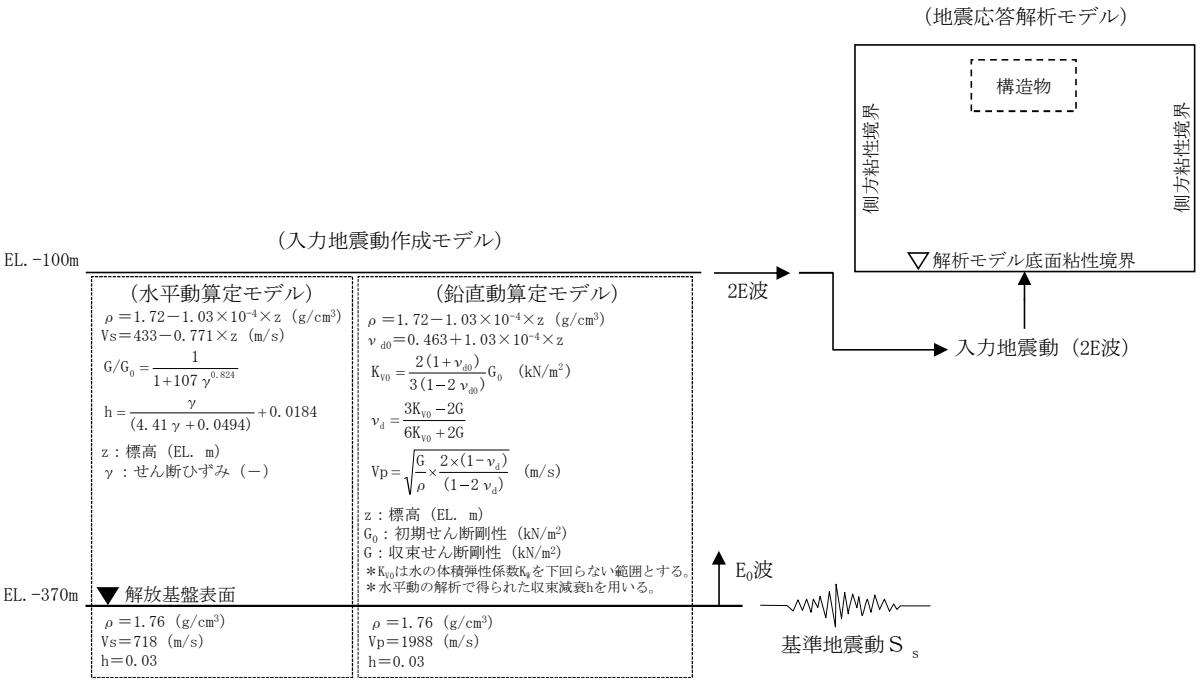
3.4　入力地震動

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計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底面位置で評価したものを用いる。

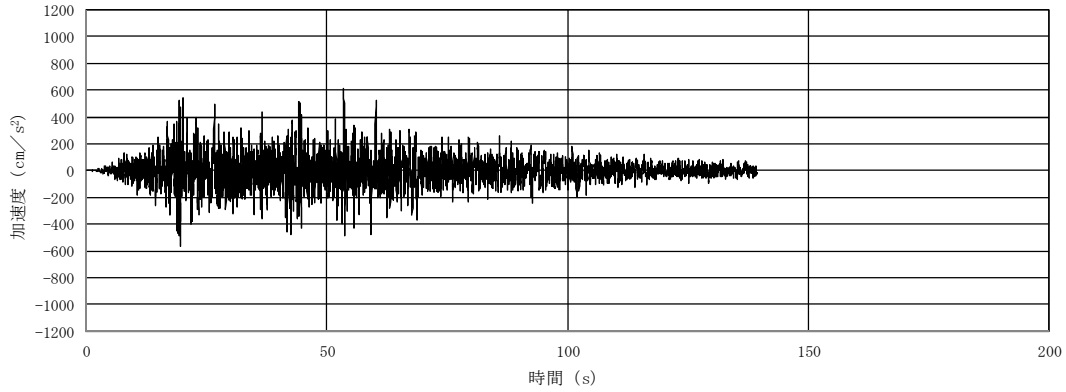
入力地震動算定の概念図を第 3－3 図に，入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを第 3－4 図に示す。

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。

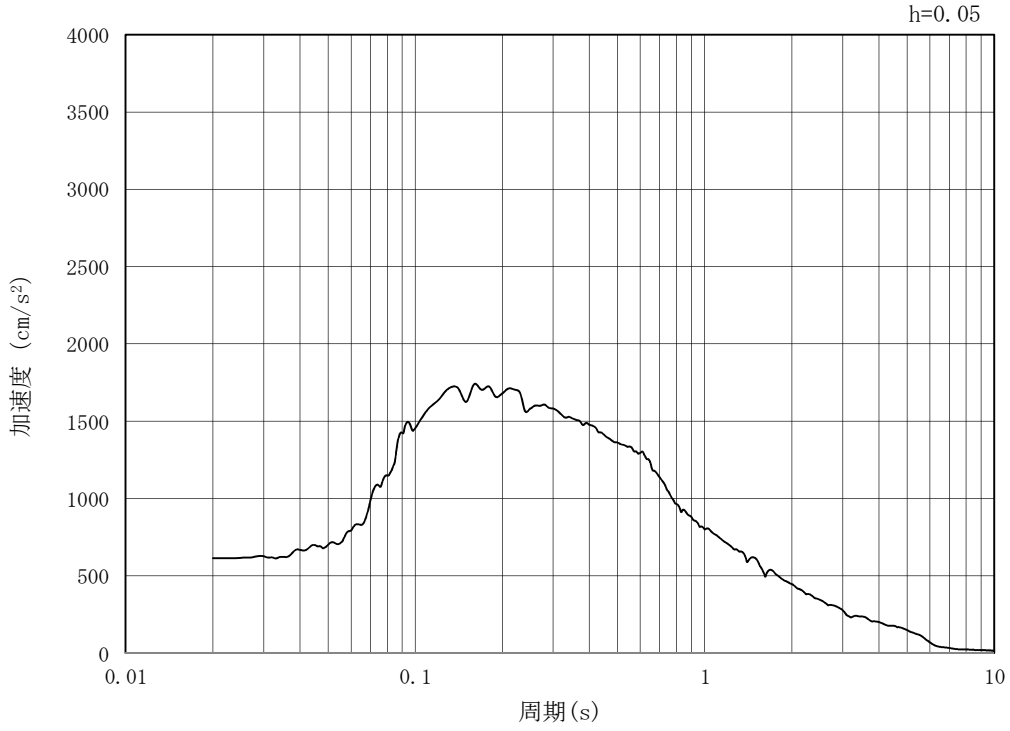


第 3－3 図　入力地震動算定の概念図

MAX　　614 cm/s^2　　(53.52s)



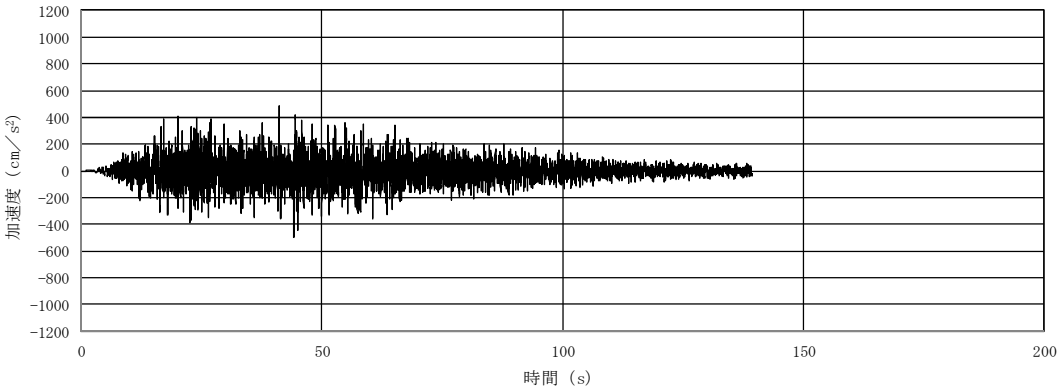
(a) 加速度時刻歴波形



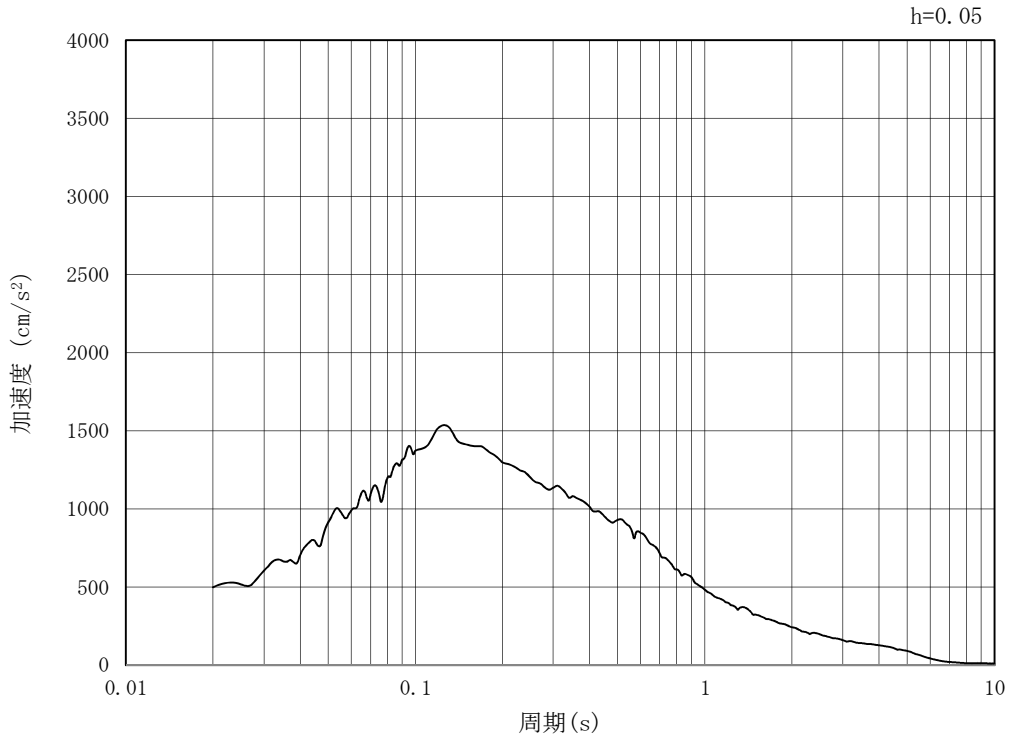
(b) 加速度応答スペクトル

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（EW-1）
（水平方向：Ｓ$_s$－Ｄ１）

MAX　　499 cm/s^2　　(44.24s)



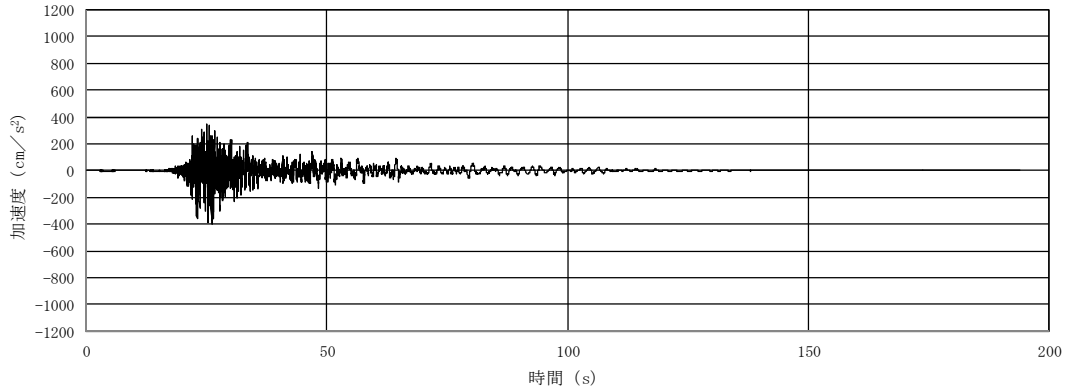
（a）加速度時刻歴波形



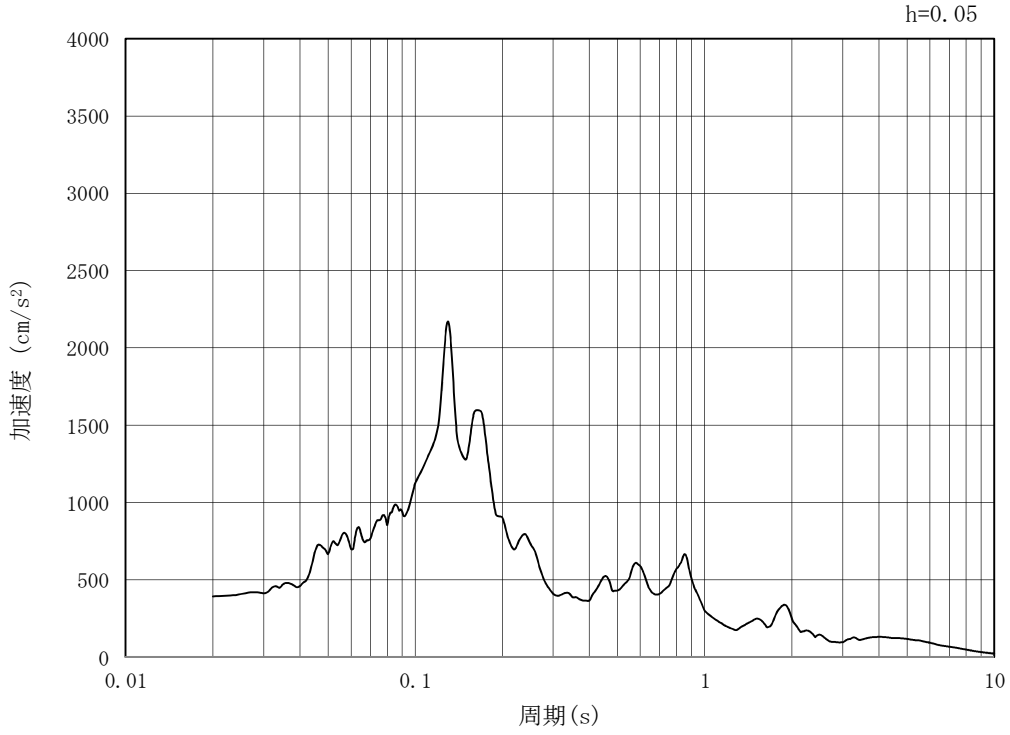
（b）加速度応答スペクトル

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（EW-1）
（鉛直方向：Ｓ$_s$－Ｄ１）

MAX　　393 cm/s^2　　(26.13s)



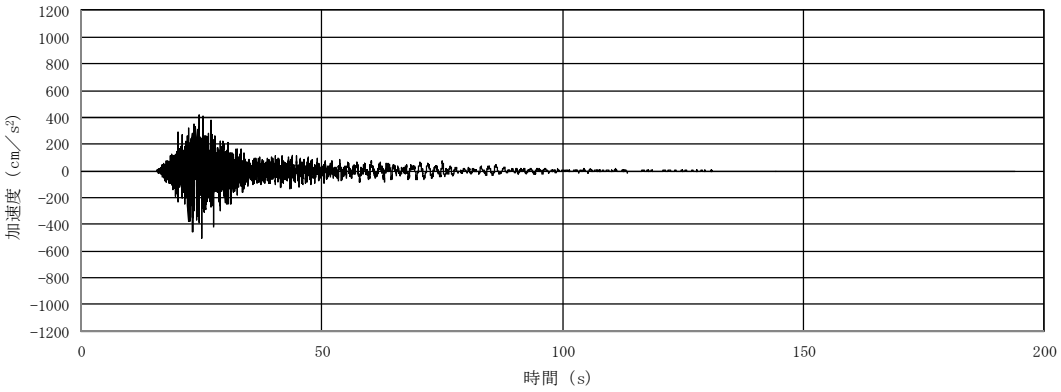
（a）加速度時刻歴波形



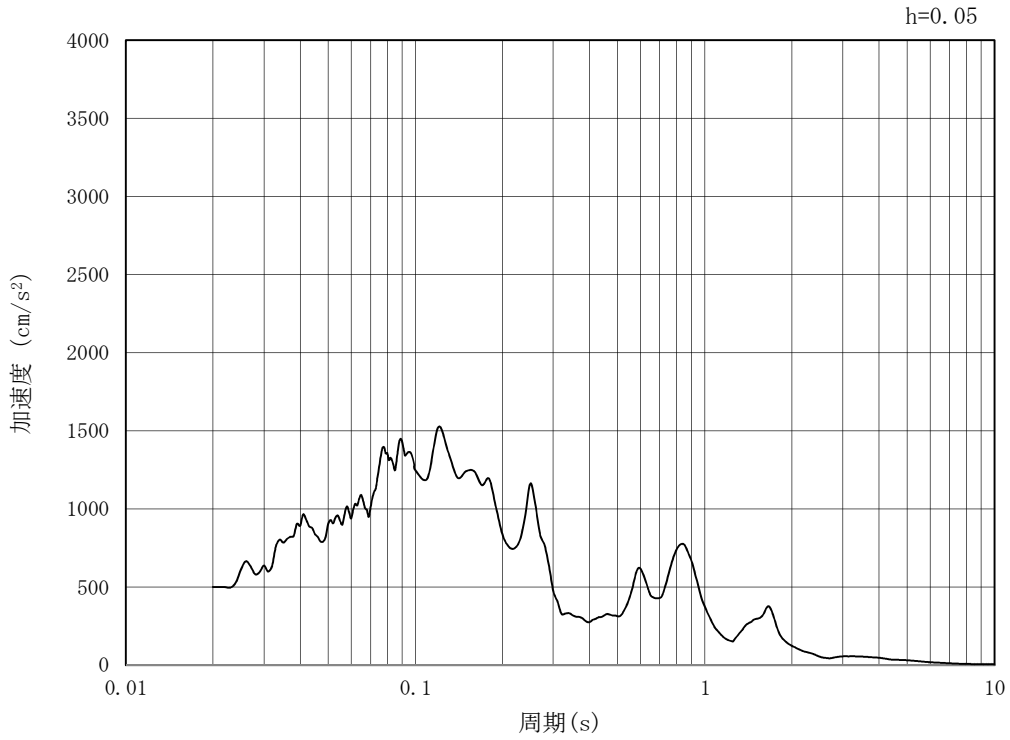
（b）加速度応答スペクトル

第 3－4 図（3）　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（EW-1）
（水平方向：Ｓ$_s$－１１）

MAX　　501 cm/s^2　　(25.03s)



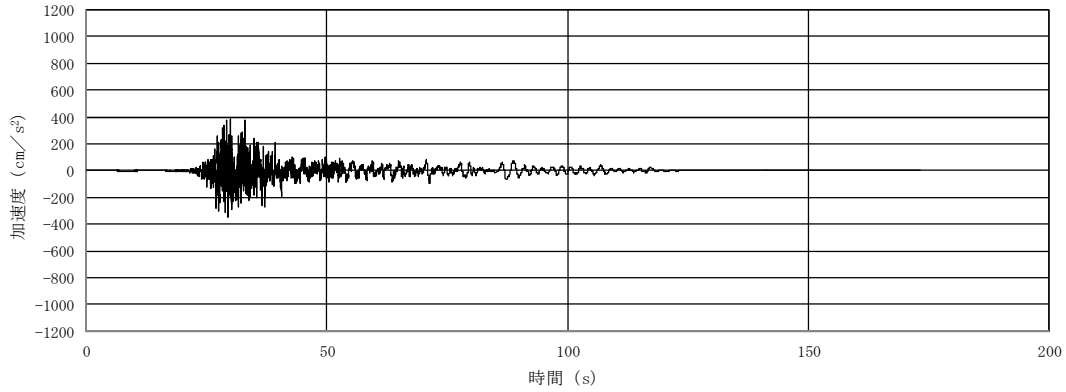
(a) 加速度時刻歴波形



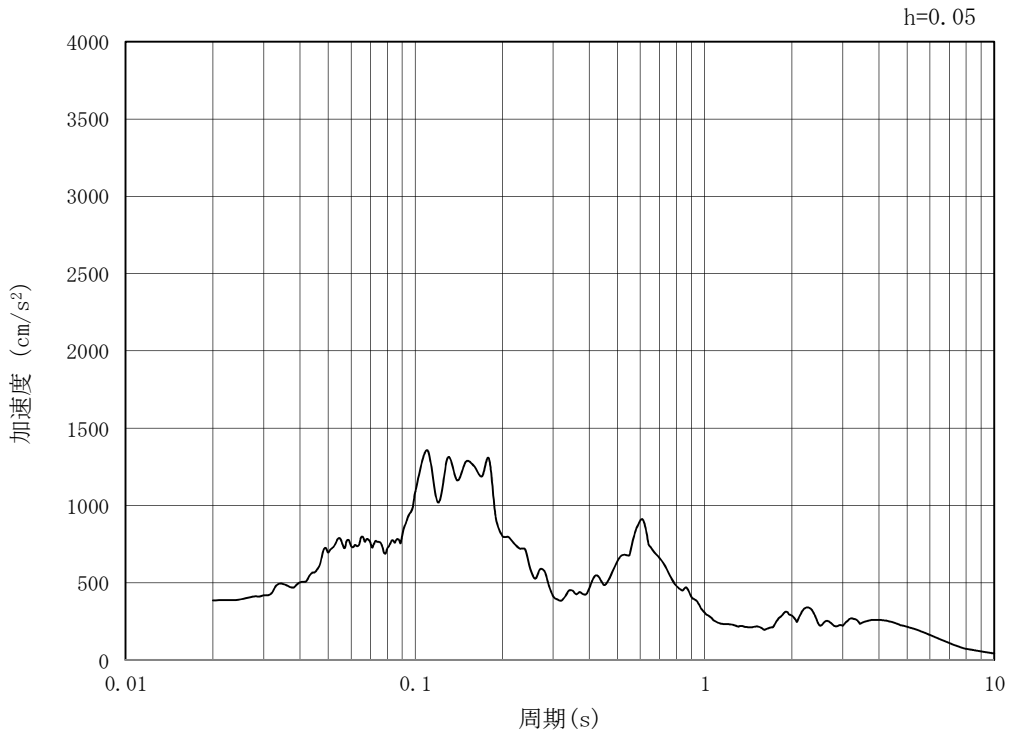
(b) 加速度応答スペクトル

第3－4図 (4)　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 (EW-1)
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１１）

MAX　　387 cm/s^2　　(29.85s)



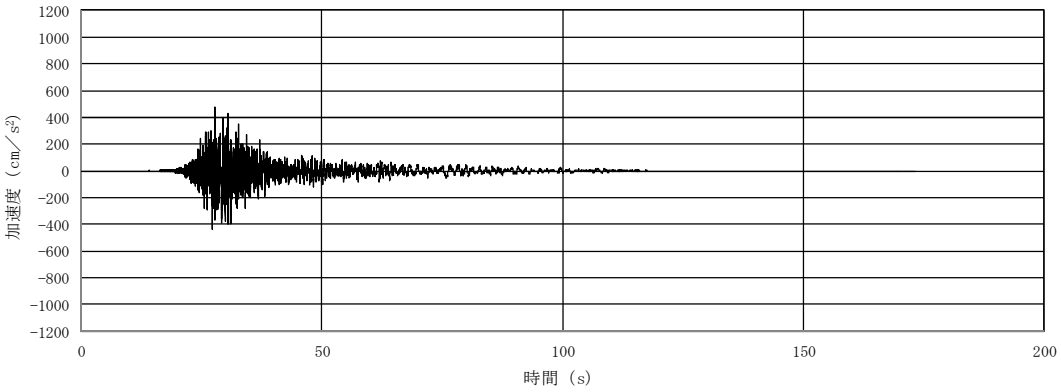
(a) 加速度時刻歴波形



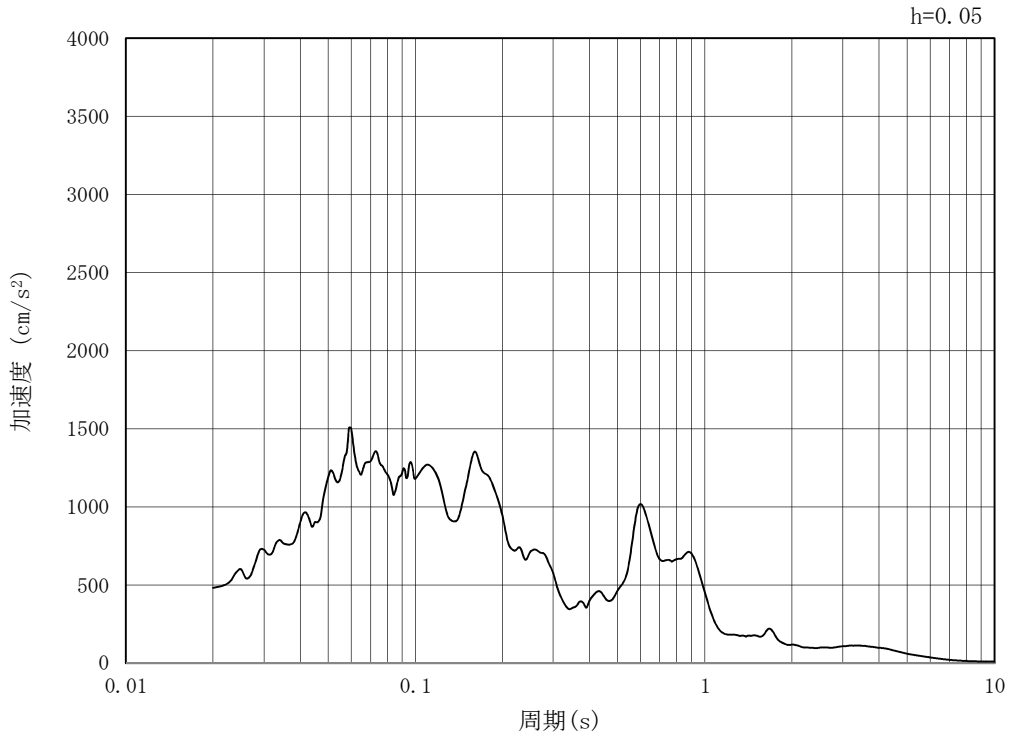
(b) 加速度応答スペクトル

第3－4図 (5)　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 (EW-1)
（水平方向：Ｓ$_s$－１２）

MAX　　482 cm/s^2　　(27.83s)



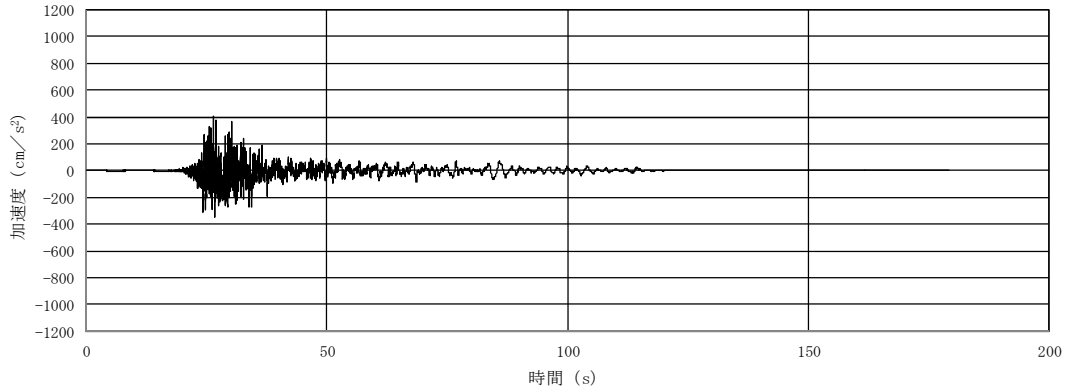
（a）加速度時刻歴波形



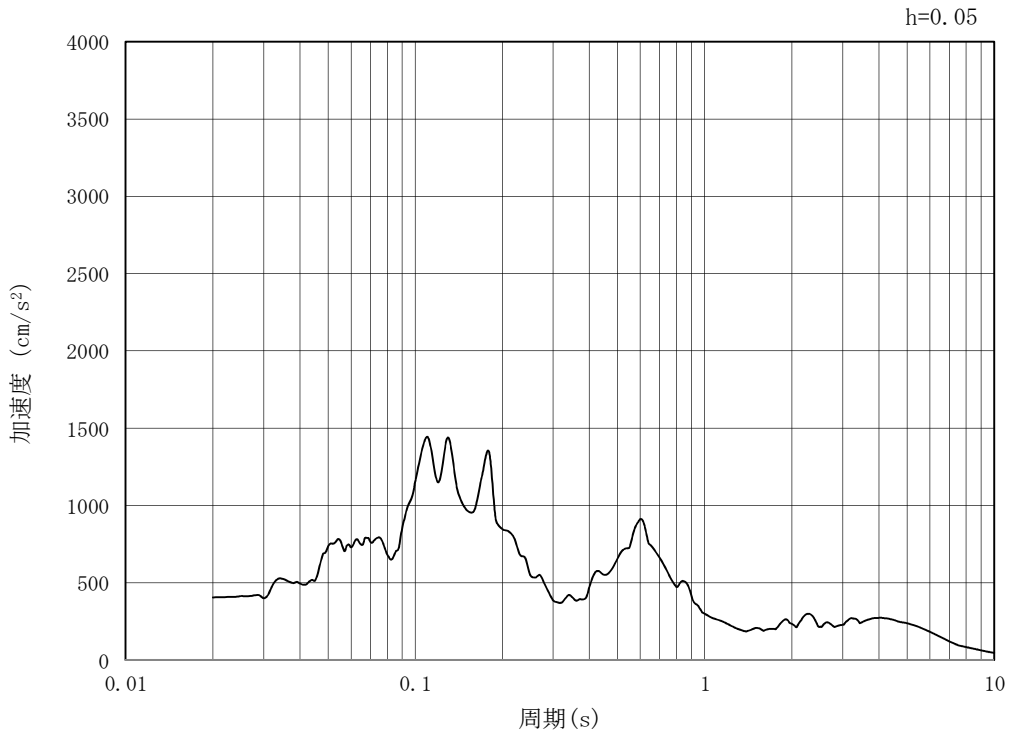
(b) 加速度応答スペクトル

第3－4図（6）　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（EW-1）
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１２）

MAX　　406 cm/s^2　　(26.41s)



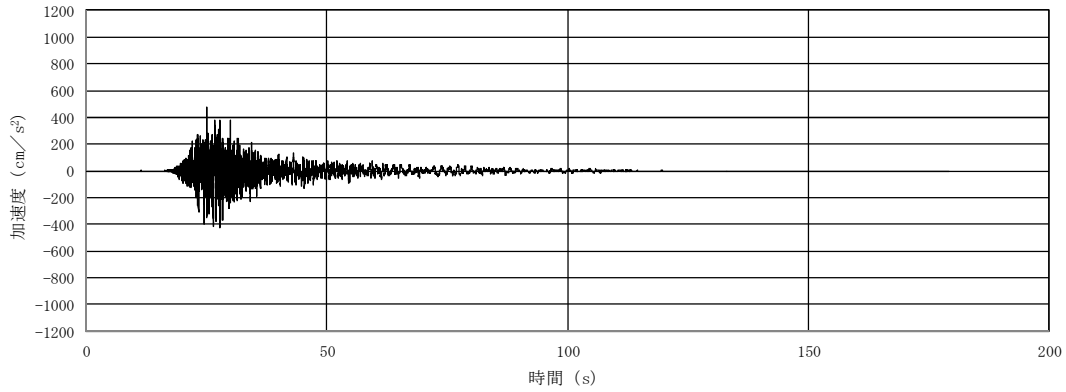
(a) 加速度時刻歴波形



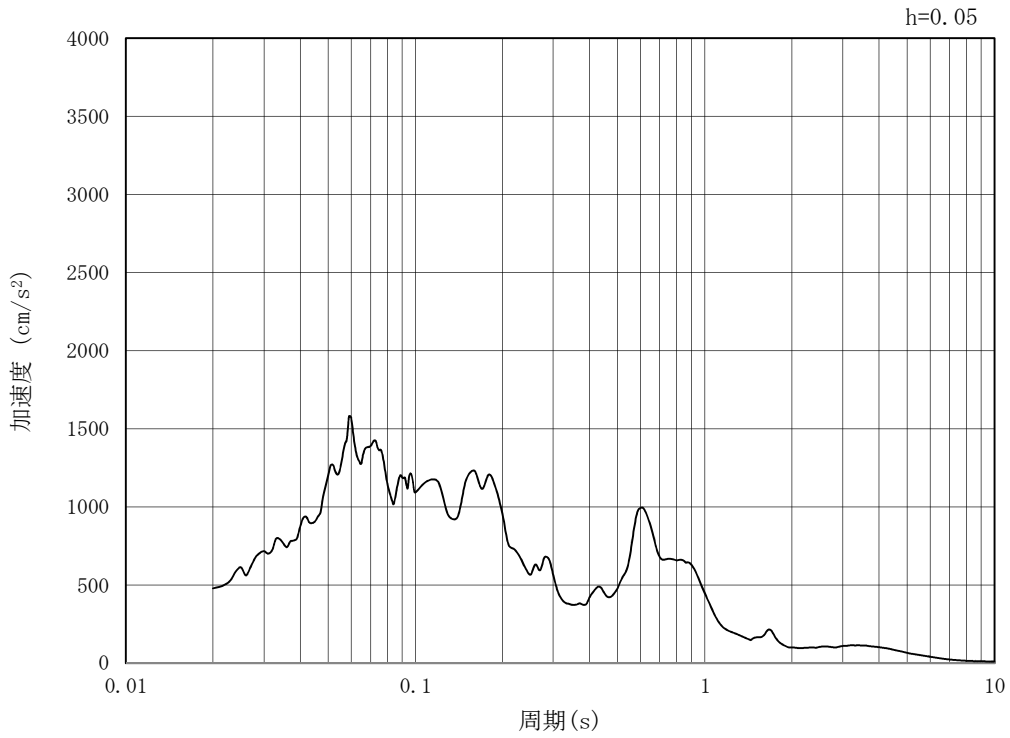
(b) 加速度応答スペクトル

第3－4図（7）　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（EW-1）
（水平方向：Ｓ$_s$－１３）

MAX　　478 cm/s^2　　(25.05s)



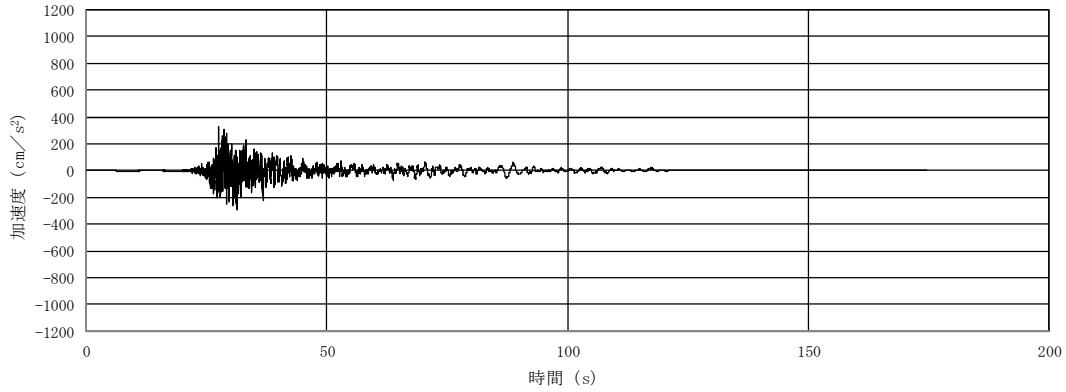
(a) 加速度時刻歴波形



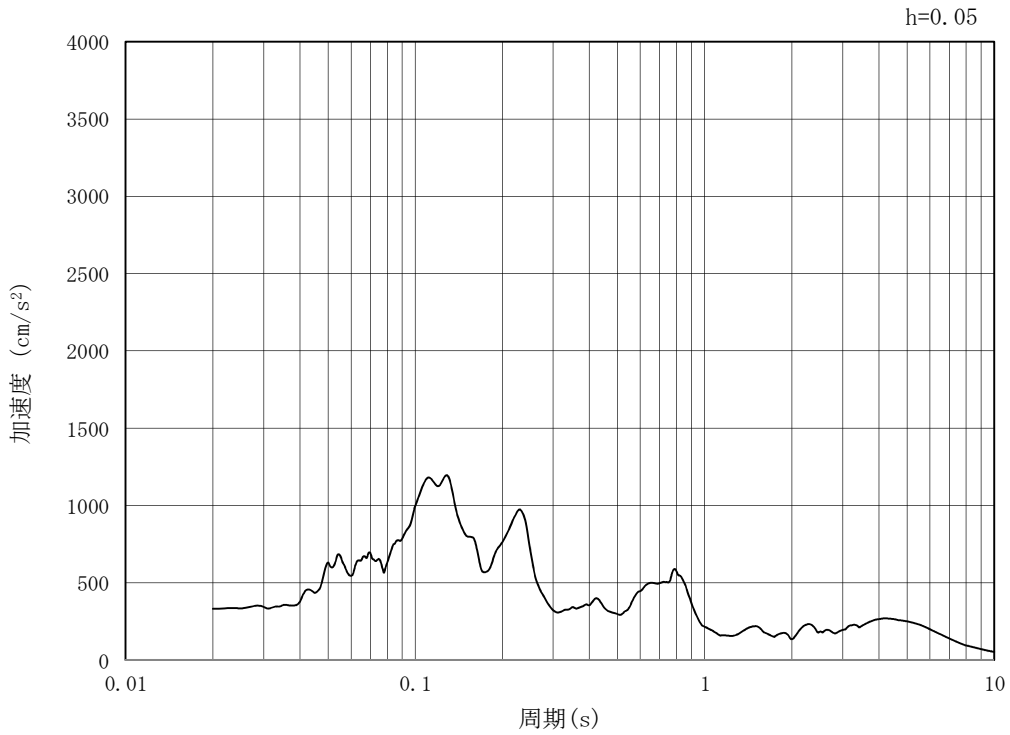
(b) 加速度応答スペクトル

第3－4図 (8)　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 (EW-1)
(鉛直方向：Ｓ$_s$－１３)

MAX　　332 cm/s^2　　(27.56s)



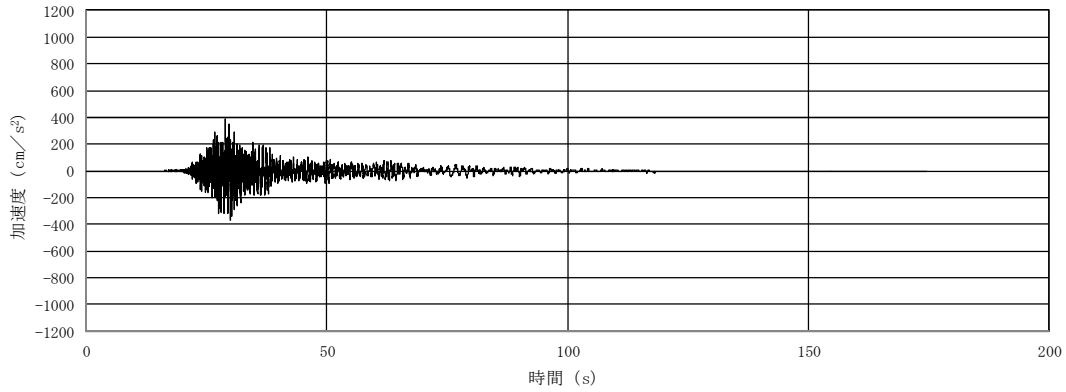
(a) 加速度時刻歴波形



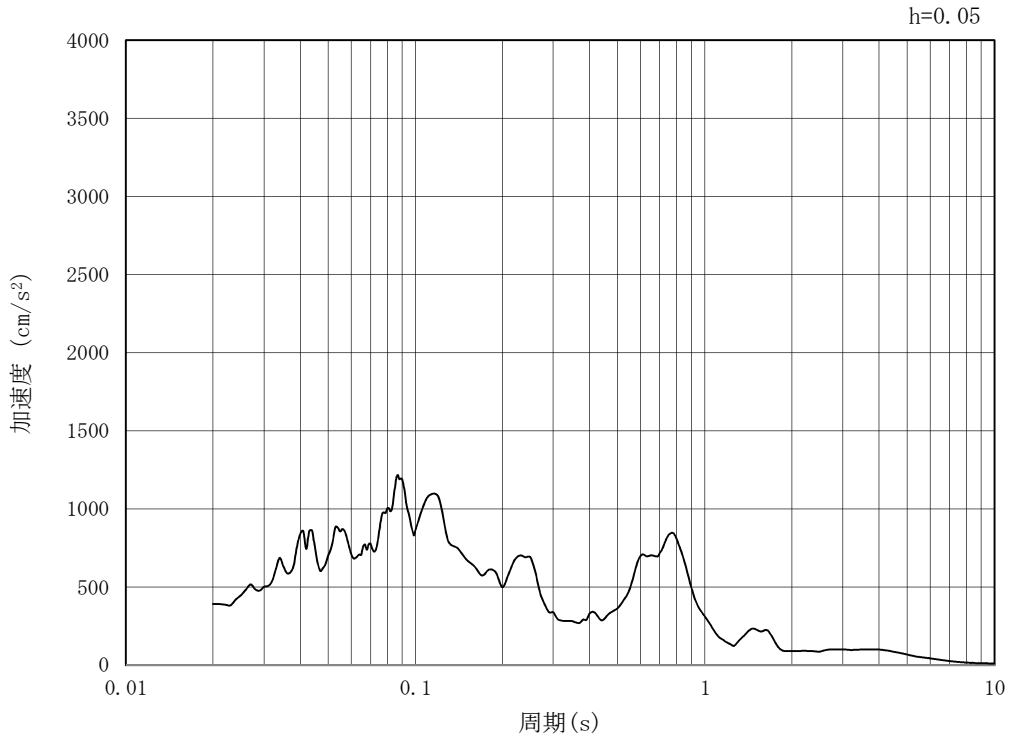
(b) 加速度応答スペクトル

第3－4図 (9)　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 (EW-1)
（水平方向：Ｓ$_s$－１４）

MAX　　391 cm/s^2　　(28.99s)



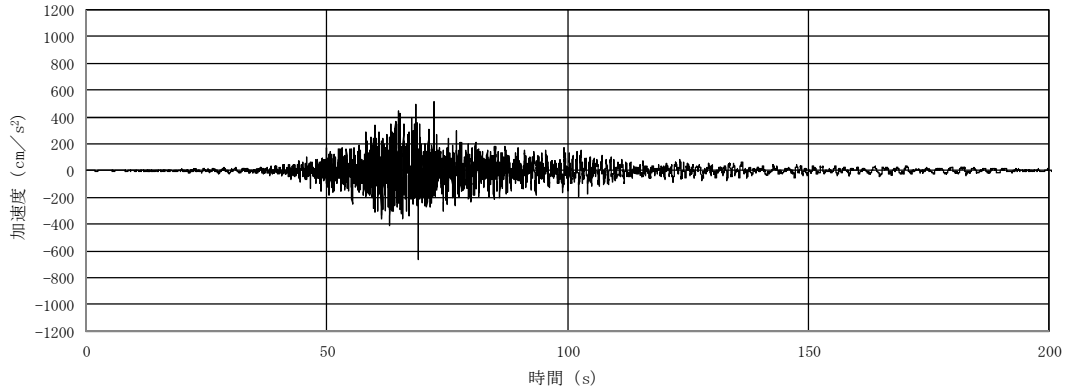
（a）加速度時刻歴波形



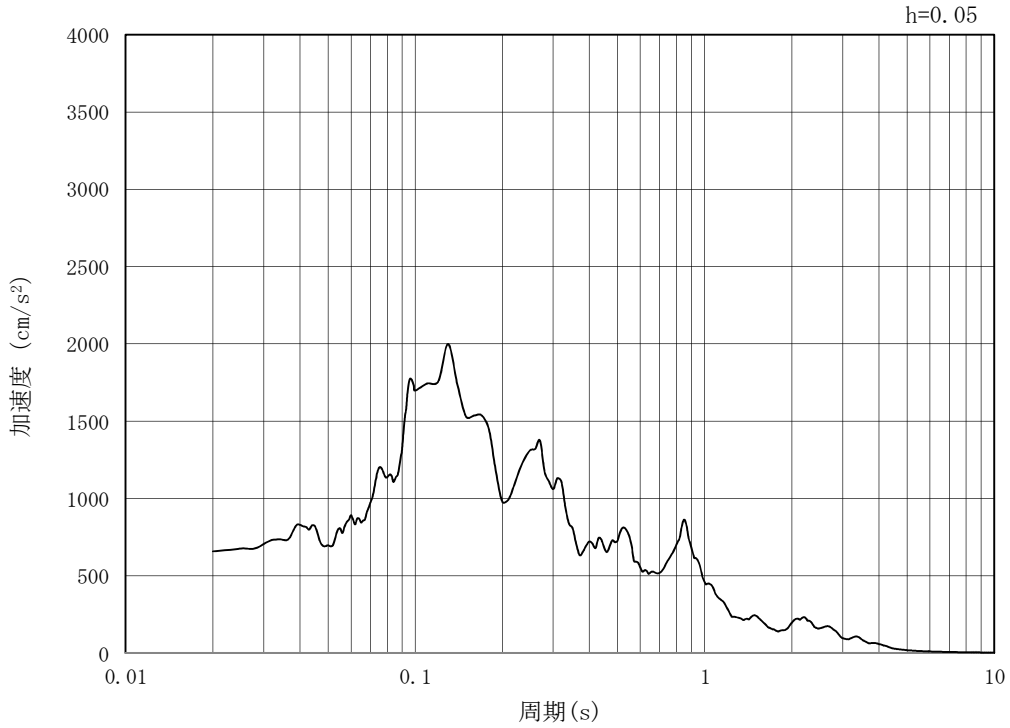
（b）加速度応答スペクトル

第 3－4 図（10）　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（EW-1）
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１４）

MAX　　659 cm/s^2　　(68.87s)



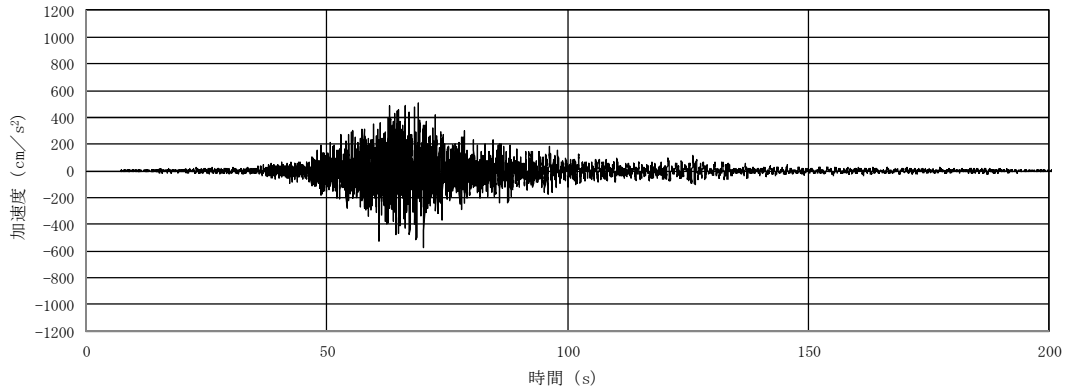
（a）加速度時刻歴波形



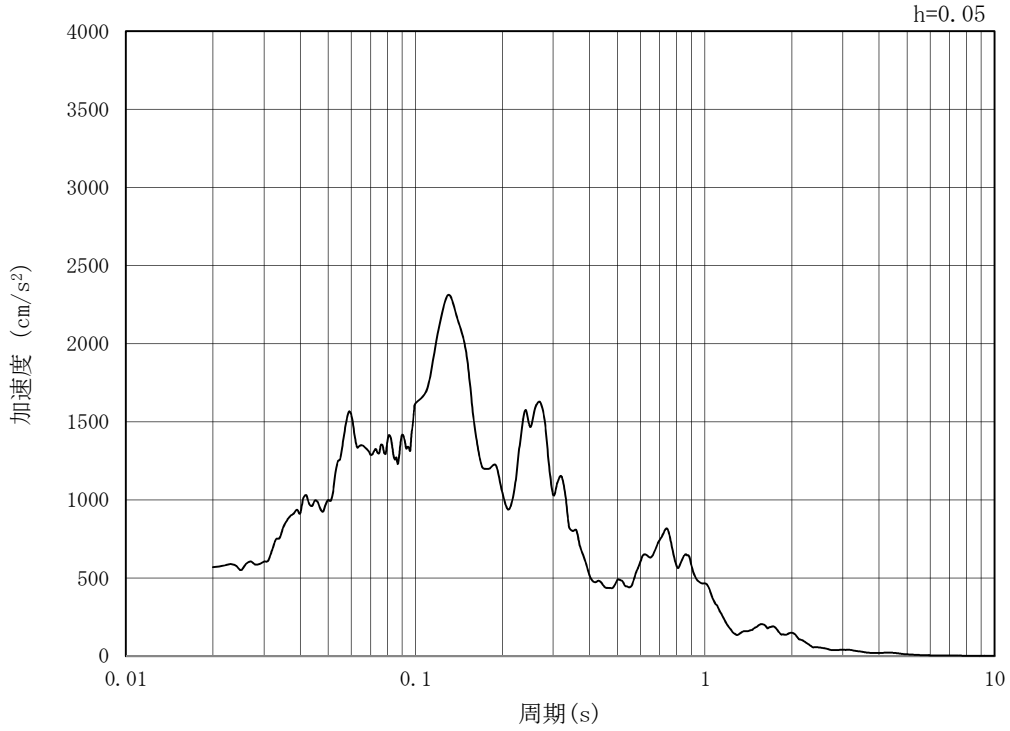
（b）加速度応答スペクトル

第 3－4 図（11）　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（EW-1）
（水平方向：Ｓ$_s$－２１）

MAX　　570 cm/s^2　　(70.18s)



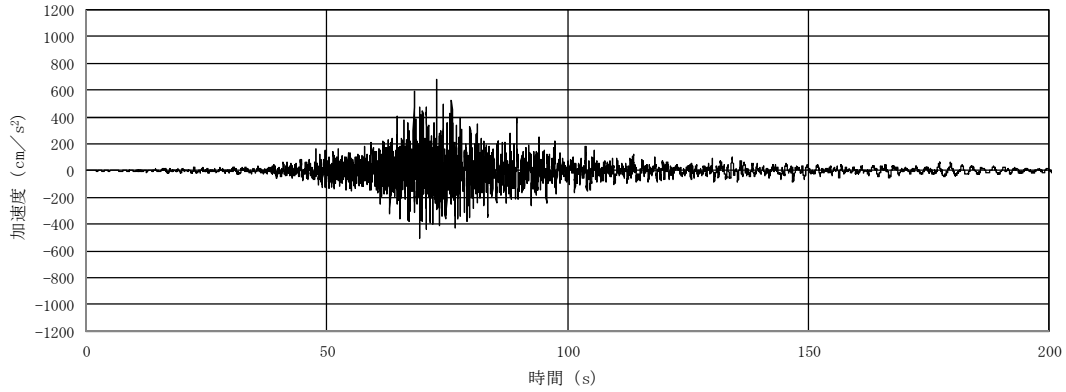
（a）加速度時刻歴波形



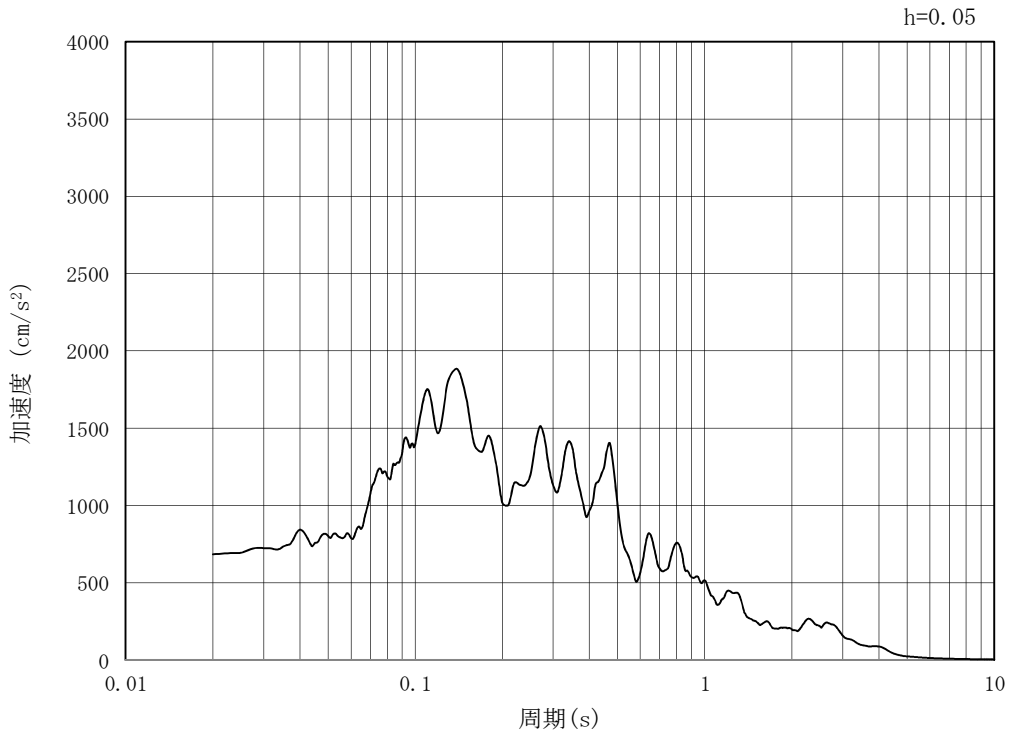
（b）加速度応答スペクトル

第 3－4 図（12）　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（EW-1）
（鉛直方向：Ｓ$_s$－２１）

MAX　　684 cm/s^2　　(72.71s)



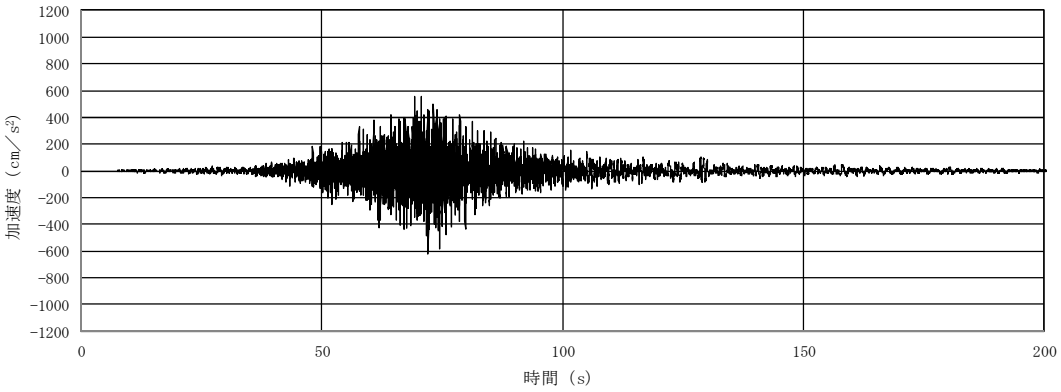
（a）加速度時刻歴波形



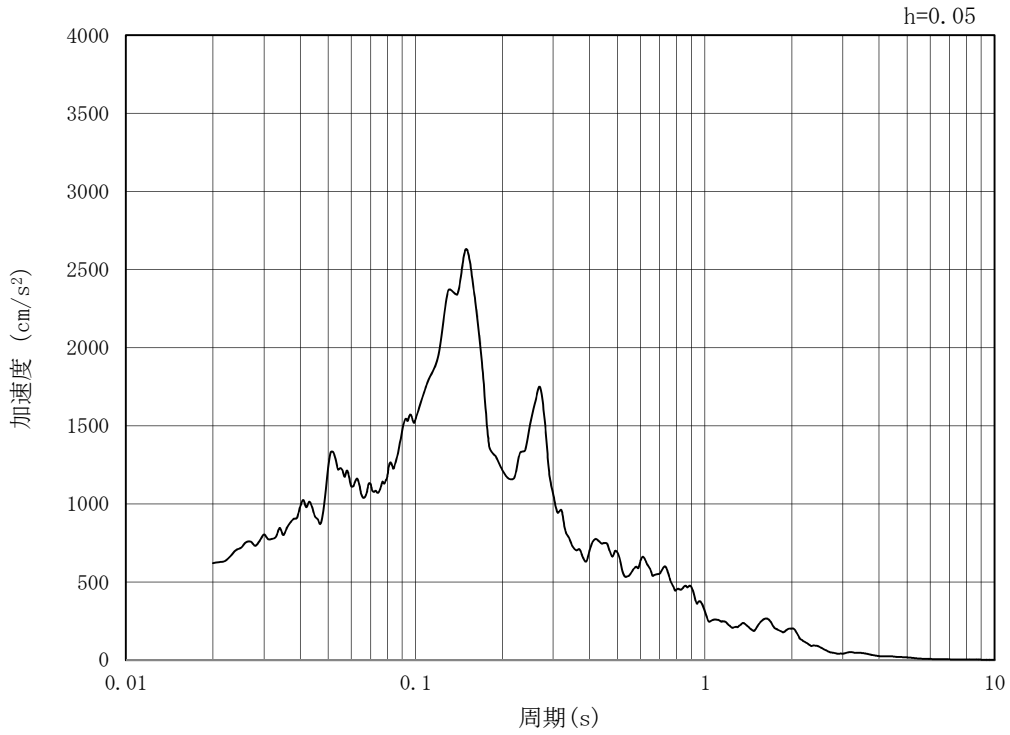
（b）加速度応答スペクトル

第 3－4 図（13）　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（EW-1）
（水平方向：Ｓ$_s$－２２）

MAX　　621 cm/s^2　　(72.1s)



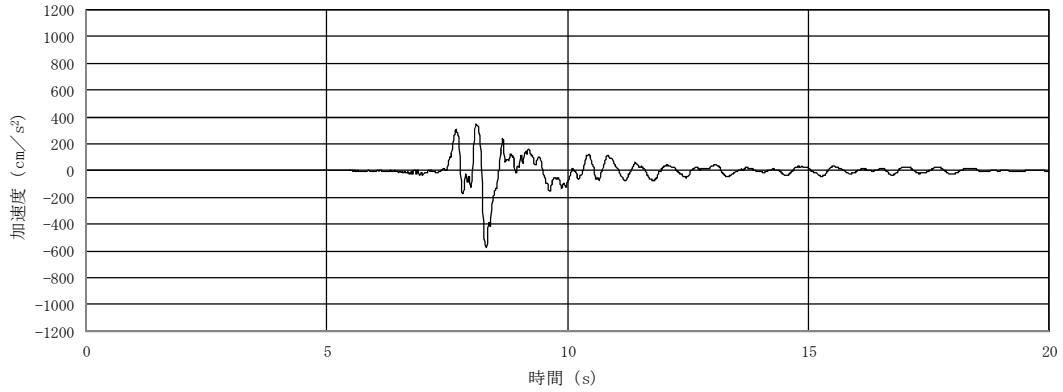
(a) 加速度時刻歴波形



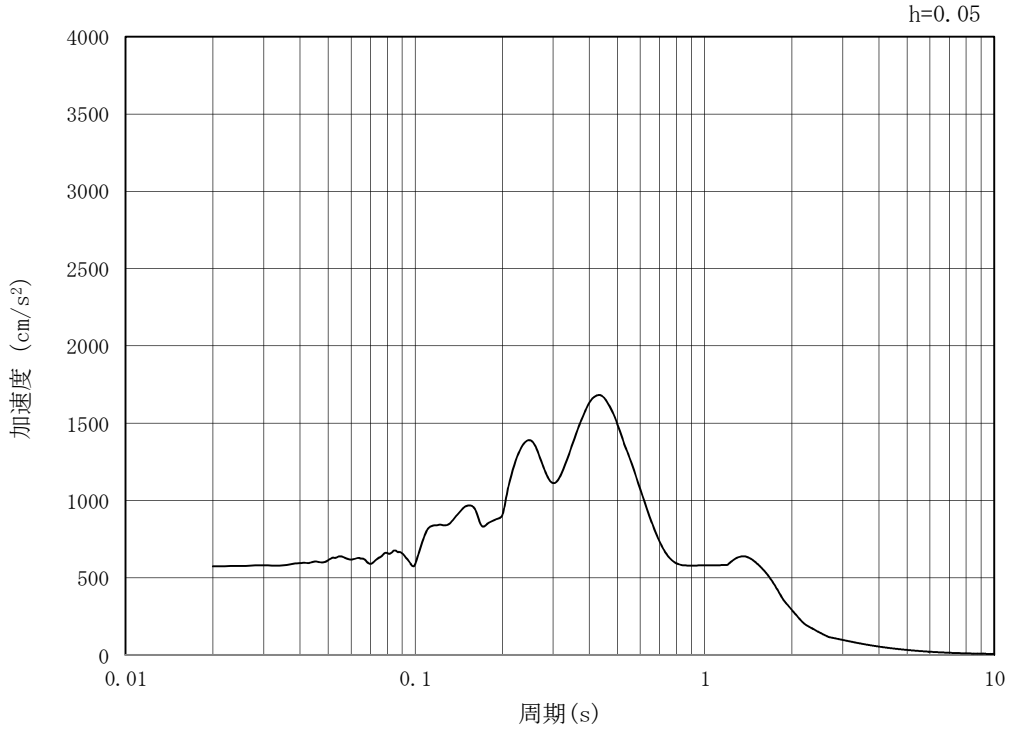
(b) 加速度応答スペクトル

第 3－4 図（14）　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（EW-1）
（鉛直方向：Ｓ$_s$－２２）

MAX　　574 cm/s^2　　(8.32s)



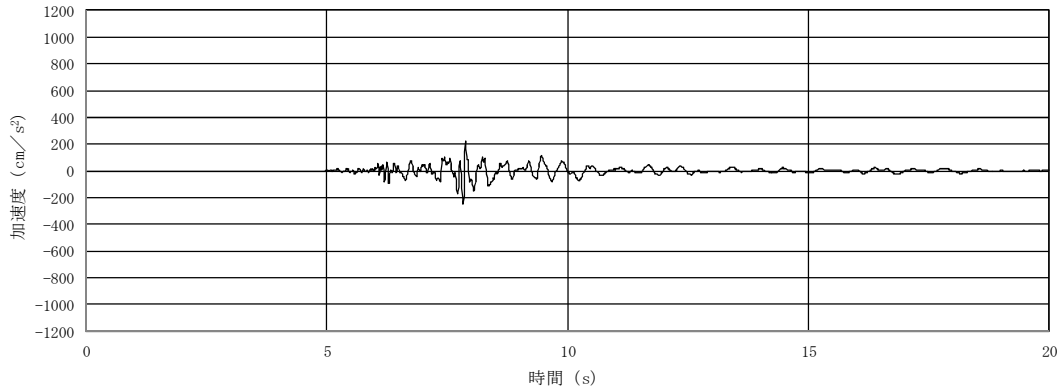
(a) 加速度時刻歴波形



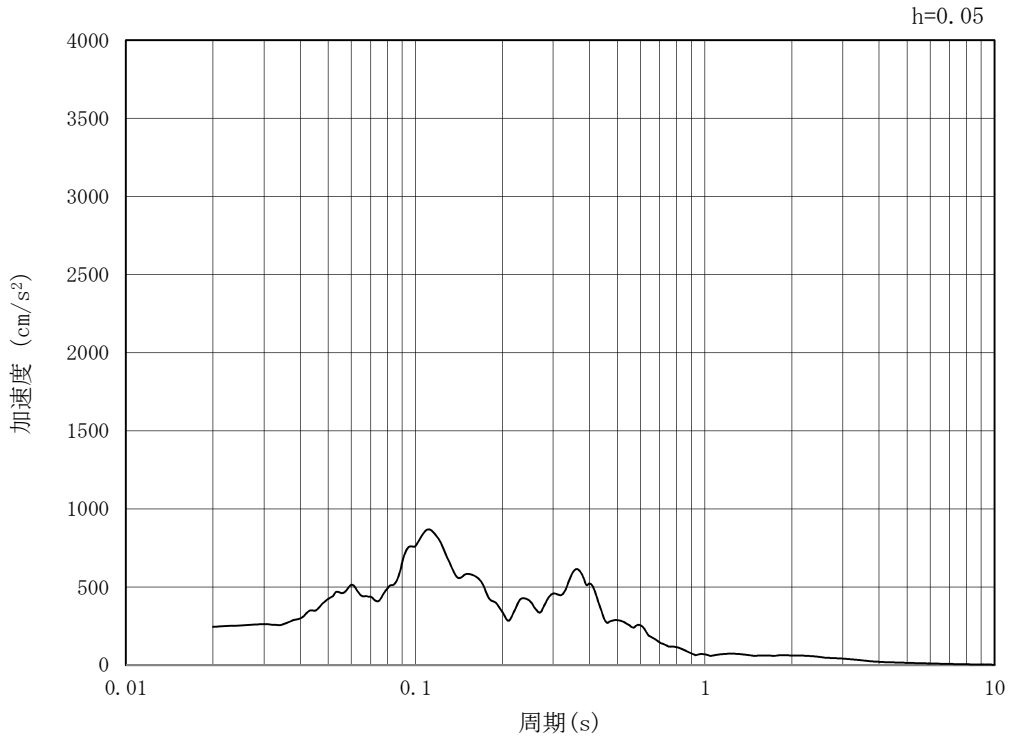
(b) 加速度応答スペクトル

第 3－4 図（15）　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（EW-1）
（水平方向：Ｓ$_s$－３１）

MAX　　245 cm/s^2　　(7.83s)



(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）　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（EW-1）
（鉛直方向：Ｓ$_s$－３１）

3.5　解析モデル及び諸元

3.5.1　解析モデルの設定

貯留堰取付護岸の地震応答解析モデルを第3－5図に示す。

(1)　解析領域

地震応答解析モデルは，境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう，十分広い領域とする。

(2)　境界条件

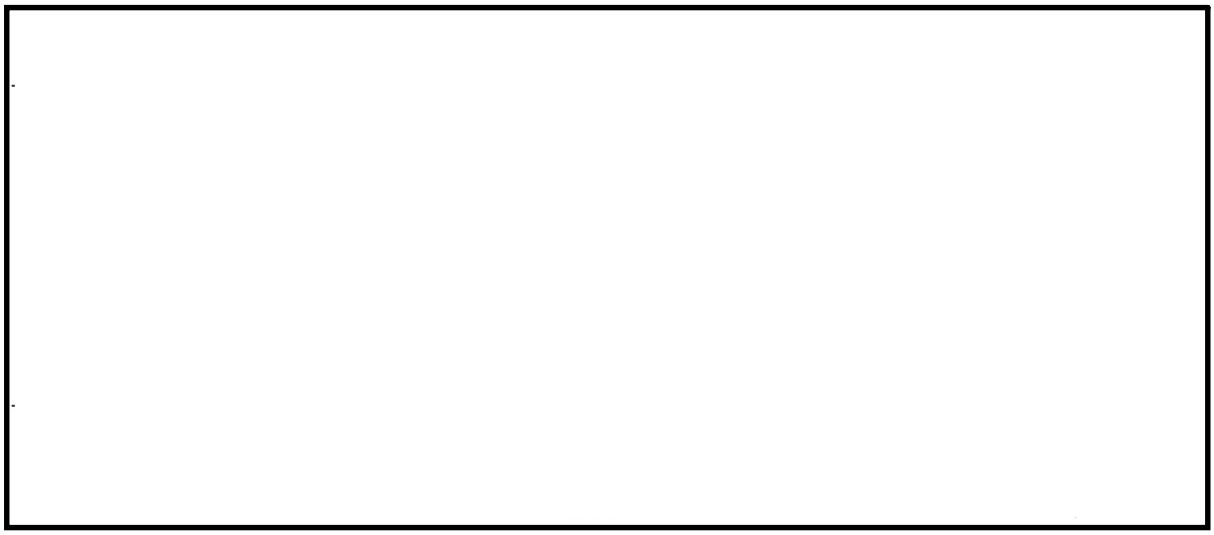
地震応答解析時の境界条件については，有限要素解析における半無限地盤を模擬するため，粘性境界を設ける。

(3)　構造物のモデル化

構造物は，線形はり要素及び非線形ばね要素によりモデル化する。

(4)　地盤のモデル化

地盤は，マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し，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　貯留堰取付護岸の地震応答解析モデル（EW-1）

3.5.2　使用材料及び材料の物性値

使用材料を第 3－3 表に，材料の物性値を第 3－4 表に示す。

第 3－3 表　使用材料

諸元		
鋼矢板	貯留堰取付護岸	前面鋼矢板　　ＳＰ－Ⅴ型*1（SY295） 控え工鋼矢板　ＳＰ－Ⅳ型*1（SY295）
タイ材	貯留堰取付護岸	F130T（タイブル）*2
鋼管矢板	貯留堰	φ2000 mm×t40 mm*3（SM570）

注記　＊1：前面側 2 mm，背面側 2 mm の腐食代（既設）をそれぞれ考慮する。

＊2：ポリエチレンコーティングのため腐食代を考慮しない。

＊3：外側 1 mm の腐食代（新設）を考慮する。内側は中詰コンクリートを充填するため腐食代を考慮しない。

第 3－4 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 (%)
鋼矢板	77.0 *1	2.0×10^5 *1	0.3 *1	3 *2
タイ材	－	1.86×10^5 *3	－	3 *2
鋼管矢板	77.0 *1	2.0×10^5 *1	0.3 *1	3 *2

注記　＊1：道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）

＊2：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）

＊3：港湾関連民間技術の確認審査・評価依頼者提出資料　第 08003 号，岸壁・護岸耐震補強アンカー工法（摩擦圧縮型・ナット定着グラウンドアンカーを用いた岸壁・護岸の耐震補強工法）（沿岸技術研究センター，平成 21 年 5 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。なお，地盤については，有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるモデル化とする。地盤の物性値を第3－5表に示す。

第3－5表（1）　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3－5表（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	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。

z：標高（m）

第3－5表（3）　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/cm^3)	静ポアソン比 ν_{CD}	粘着力 C_{CD} (kN/m^2)	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/m^2)	基準体積弾性係数 Kma (kN/m^2)	基準平均有効主応力 σ'ma (kN/m^2)	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

第 3－5 表（4）　地盤改良体の物性値一覧

項目		地盤改良体（セメント改良）	
		一軸圧縮強度（≦8.5N/mm²の場合）	一軸圧縮強度（＞8.5N/mm²の場合）
物理特性	密度 ρ_t (g/cm³)	改良対象の原地盤の平均密度×1.1	
静的変形特性	静弾性係数 (N/mm²)	581	2159
	静ポアソン比 ν_s	0.260	
動的変形特性	初期せん断剛性 G_0 (N/mm²)	$G_0 = \rho_t / 1000 \times Vs^2$ $Vs = 147.6 \times q_u^{0.417}$ (m/s) q_u：一軸圧縮強度 (kgf/cm²)	
	動ポアソン比 ν_d	0.431	
	動せん断弾性係数のひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$	$G/G_0 = \dfrac{1}{1+\gamma/0.000537}$ γ：せん断ひずみ（－）	$G/G_0 = \dfrac{1}{1+\gamma/0.001560}$ γ：せん断ひずみ（－）
	減衰定数 $h \sim \gamma$	$h = 0.152 \dfrac{\gamma/0.000537}{1+\gamma/0.000537}$ γ：せん断ひずみ（－）	$h = 0.178 \dfrac{\gamma/0.001560}{1+\gamma/0.001560}$ γ：せん断ひずみ（－）
強度特性	粘着力 C (N/mm²)	$C = q_u / 2$ q_u：一軸圧縮強度 (N/mm²)	

第 3－5 表（5）　地盤改良体の一軸圧縮強度

部位	一軸圧縮強度 (N/mm²)
地盤改良（新設）上側	1.0
地盤改良（既設）	3.0（砂質土） 1.0（粘性土）
地盤改良（新設）下側	1.0（粘性土）

3.5.4　地下水位

地下水位は地表面として設定する。

4. 耐震評価

4.1 評価対象部位

評価対象部位は，貯留堰取付護岸の構造上の特徴を踏まえ設定する。

(1) 前面鋼矢板

構造部材の健全性が要求される前面鋼矢板を評価対象部位とする。なお，前面鋼矢板においては変形性についても評価の対象とする。

(2) 控え工鋼矢板

構造部材の健全性が要求される控え工鋼矢板を評価対象部位とする。

(3) タイ材

構造部材の健全性が要求されるタイ材を評価対象部位とする。

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」に基づき設定する。

4.2.1　耐震安全性評価上考慮する状態

貯留堰取付護岸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

積雪荷重及び風荷重を考慮する。

(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。

4.2.2　荷重

貯留堰取付護岸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)　地震荷重（K_s）

基準地震動S_sによる荷重を考慮する。

(3)　積雪荷重（P_s）

積雪荷重として30 cmの積雪を考慮する。

4.2.3　荷重の組合せ

荷重の組合せを第4－1表に示す。

第4－1表　荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時（S_s）	$G+K_s+P_s$

G　　：固定荷重

K_s　：地震荷重

P_s　：積雪荷重

4.3　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」に基づき設定する。

(1)　構造部材の健全性に対する許容限界

a.　鋼矢板

貯留堰取付護岸の前面鋼矢板（既設）及び控え工鋼矢板（既設）の許容限界は，「鋼矢板 Q&A（鋼管杭・鋼矢板技術協会，平成 29 年 3 月）」に基づく全塑性モーメントを考慮し，第 4－2 表のとおり設定する。

第 4－2 表　鋼矢板（既設）の許容限界

評価項目			許容限界
前面鋼矢板	ＳＰ－Ⅴ型　SY295	全塑性モーメント　M_p	884 kN・m *1
控え工鋼矢板	ＳＰ－Ⅳ型　SY295	全塑性モーメント　M_p	565 kN・m *1

注記　＊1：鋼矢板 Q&A（鋼管杭・鋼矢板技術協会，平成 29 年 3 月）

b.　タイ材

貯留堰取付護岸のタイ材（既設）の許容限界は，「タイブル設計施工の手引き「控索編」（株式会社エスイー，2013 年 1 月）」に基づく引張強さを考慮し，第 4－3 表のとおり設定する。

第 4－3 表　タイ材（既設）の許容限界

評価項目			許容限界
タイ材	F130T（タイブル）	引張強さ　T_{us}	1281 kN *2

注記　＊2：タイブル設計施工の手引き「控索編」（株式会社エスイー，2013 年 1 月）

(2)　構造物の変形性に対する許容限界

前面鋼矢板（既設）の変形量の許容限界は，貯留堰との離隔が確保されることを確認した変形量とする。第 4－4 表に前面鋼矢板（既設）の変形量の許容限界を示す。

第 4－4 表　前面鋼矢板（既設）の変形量の許容限界

評価項目	許容限界
前面鋼矢板	貯留堰との離隔を確保できる相対変位量：520mm

4.4　評価方法

「3.　地震応答解析」により算定した照査用応答値が「4.3　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)　構造部材の健全性評価

鋼矢板の曲げモーメント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モーメントが許容限界以下であることを確認する。

タイ材の引張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引張力が許容限界以下であることを確認する。

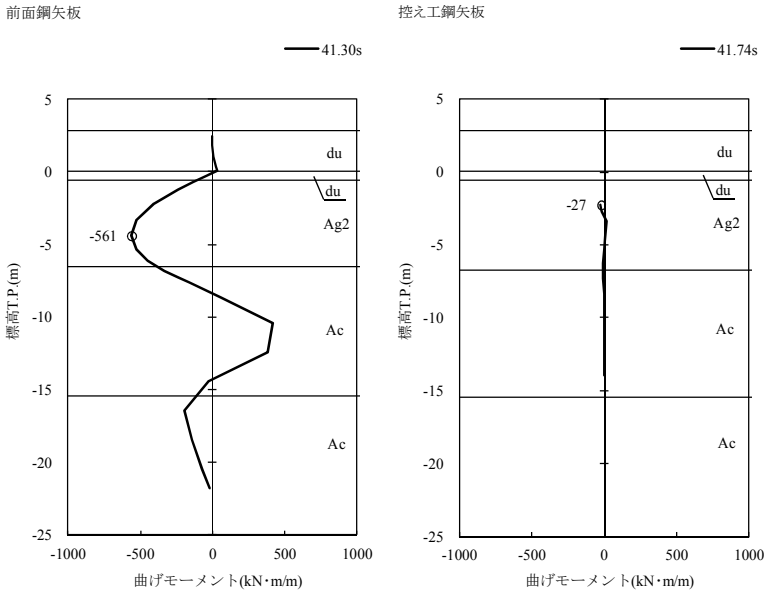
a.　鋼矢板

前面鋼矢板及び控え工鋼矢板に発生する曲げモーメントが許容限界以下であることを確認する。

b.　タイ材

タイ材に発生する引張力が許容限界以下であることを確認する。

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，前面鋼矢板の曲げモーメントに対する照査における最大照査値である。曲げモーメント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4－1図に示す。



（a）前面鋼矢板　　（b）控え工鋼矢板

第４－１図　照査値が最も厳しくなる時刻の断面力（S_s－Ｄ１（Ｈ－，Ｖ－））
（EW-1：検討ケース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）

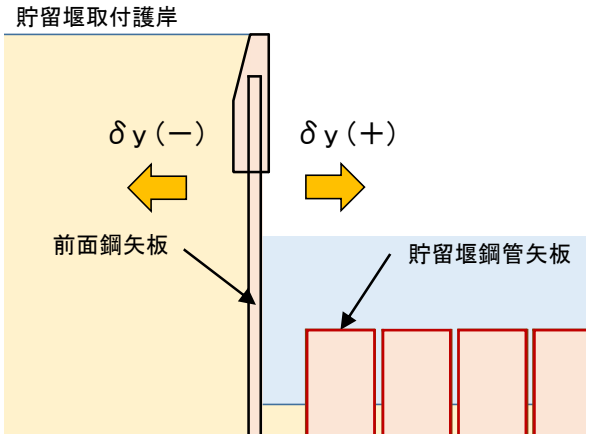
(2)　構造物の変形性評価

a.　相対変位の考え方

前面鋼矢板の変形性評価に用いる地震時の構造物間の相対変位は，地震時における相対変位の最大値とする。

b.　評価方法

第 4－2 図のうち，前面鋼矢板の貯留堰鋼管矢板との相対水平変位量 δ ｙ （+）が許容限界以下であることを確認する。



第 4－2 図　変位方向の定義

5. 耐震評価結果

5.1 構造部材の健全性に対する評価結果

(1) 鋼矢板の評価結果

前面鋼矢板及び控え工鋼矢板に発生する曲げモーメントが全塑性モーメント以下であることを確認した。前面鋼矢板及び控え工鋼矢板の発生曲げモーメントに対する照査結果を第5－1表及び第5－2表にそれぞれ示す。なお，発生曲げモーメントは各地震動において最大となる値を示している。

第5－1表　曲げモーメントに対する照査結果（EW-1 貯留堰取付護岸 前面鋼矢板）

検討ケース	地震動		曲げモーメント (kN・m)	全塑性モーメント (kN・m)	照査値
①	S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	-411	884	0.47
		Ｈ＋，Ｖ－	-483	884	0.55
		Ｈ－，Ｖ＋	-454	884	0.52
		Ｈ－，Ｖ－	-516	884	0.59
	S_s－１１		-331	884	0.38
	S_s－１２		-430	884	0.49
	S_s－１３		-421	884	0.48
	S_s－１４		-349	884	0.40
	S_s－２１		-377	884	0.43
	S_s－２２		-426	884	0.49
	S_s－３１	Ｈ＋，Ｖ＋	-386	884	0.44
		Ｈ－，Ｖ＋	-328	884	0.38
②	S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	-506	884	0.58
③			-534	884	0.61
④			-534	884	0.61
⑤			-561	884	0.64
⑥			-559	884	0.64

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5－2表　曲げモーメントに対する照査結果（EW-1 貯留堰取付護岸 控え工鋼矢板）

検討ケース	地震動		曲げモーメント (kN・m)	全塑性モーメント (kN・m)	照査値
①	S_s－D１	H＋，V＋	-21	565	0.04
		H＋，V－	-23	565	0.05
		H－，V＋	-27	565	0.05
		H－，V－	-24	565	0.05
	S_s－１１		-17	565	0.03
	S_s－１２		-17	565	0.04
	S_s－１３		-17	565	0.04
	S_s－１４		-16	565	0.03
	S_s－２１		-18	565	0.04
	S_s－２２		-23	565	0.05
	S_s－３１	H＋，V＋	-17	565	0.04
		H－，V＋	-18	565	0.04
②	S_s－D１	H－，V－	-24	565	0.05
③			-25	565	0.05
④			-23	565	0.05
⑤			-27	565	0.05
⑥			-27	565	0.05

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

(2)　タイ材の評価結果

タイ材に発生する引張力が引張強さ以下であることを確認した。タイ材の発生引張力に対する照査結果を第 5－3 表に示す。なお，引張力は各地震動において最大となる値を示している。

第 5－3 表　引張力に対する照査結果（EW-1 貯留堰取付護岸 タイ材）

検討ケース	地震動		引張力 (kN)	引張強さ (kN)	照査値
①	S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	473	1281	0.37
		Ｈ＋，Ｖ－	509	1281	0.40
		Ｈ－，Ｖ＋	559	1281	0.44
		Ｈ－，Ｖ－	512	1281	0.40
	S_s－１１		373	1281	0.30
	S_s－１２		383	1281	0.30
	S_s－１３		381	1281	0.30
	S_s－１４		352	1281	0.28
	S_s－２１		396	1281	0.31
	S_s－２２		493	1281	0.39
	S_s－３１	Ｈ＋，Ｖ＋	370	1281	0.29
		Ｈ－，Ｖ＋	402	1281	0.32
②	S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	513	1281	0.41
③			528	1281	0.42
④			504	1281	0.40
⑤			559	1281	0.44
⑥			561	1281	0.44

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

5.2　構造物の変形性に対する評価結果

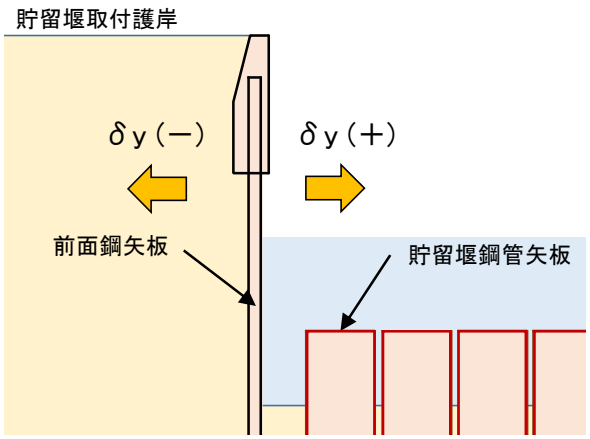
(1)　変形量算出結果

変形量算出結果として，相対水平変位量（δ y）を第 5－4 表に示す。

第 5－4 表　相対水平変位量（δ y）（EW-1）

検討ケース	地震動		δ y		
			最終変位量	最大変位量	
			＋方向 (m)	＋方向 (m)	－方向 (m)
①	S s－D 1	H＋，V＋	0.084	0.148	0.003
		H＋，V－	0.079	0.159	0.004
		H－，V＋	0.081	0.156	0.003
		H－，V－	0.076	0.138	0.002
	S s－1 1		0.049	0.062	0.003
	S s－1 2		0.030	0.049	0.006
	S s－1 3		0.025	0.047	0.004
	S s－1 4		0.029	0.047	0.004
	S s－2 1		0.055	0.088	0.002
	S s－2 2		0.063	0.105	0.002
	S s－3 1	H＋，V＋	0.062	0.094	0.032
		H－，V＋	0.059	0.092	0.014
②	S s－D 1	H－，V－	0.071	0.129	0.003
③			0.099	0.179	0.003
④			0.002	0.072	0.030
⑤			0.156	0.259	0.036
⑥			0.148	0.257	0.036
最大値			0.156	0.259	0.036

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 5－1 図　変位方向の定義（再掲）

(2)　変形量に対する評価結果

前面鋼矢板の変形量が許容限界以下であることを確認した。変形量照査結果を第 5－5 表に示す。

なお，止水ゴムの変形量を３次元的に考慮した詳細な変形量照査については，添付書類「Ⅴ-2-10-4-4-1　貯留堰の耐震性についての計算書」及び「Ⅴ-3-別添 3-2-9　貯留堰の強度計算書」に記載する。

第 5－5 表　変形量照査結果

項目	変形量	許容限界値
前面鋼矢板	25.9 cm	52.0 cm

Ⅴ-2-10-4-5　緊急用海水取水管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 6
2.4　適用基準 9
3.　横断面方向の地震応答解析 10
3.1　評価対象断面 10
3.2　横断面方向の評価方法 13
3.3　荷重及び荷重の組合せ 15
3.4　入力地震動 16
3.5　解析モデル及び諸元 33
3.6　地震応答解析結果 37
4.　縦断面方向の地震応答解析 41
4.1　評価対象箇所 41
4.2　縦断面方向応力の評価方法 41
4.3　入力地震動 41
4.4　解析モデル及び諸元 41
4.5　地震応答解析結果 42
5.　縦断面方向の応力解析 45
5.1　評価対象箇所 45
5.2　解析方法 45
5.3　解析モデル及び諸元 47
5.4　応力解析結果 50
6.　耐震評価 53
6.1　許容限界 53
6.2　評価方法 57
7.　耐震評価結果 59
7.1　構造部材の健全性に対する評価結果 59
7.2　基礎地盤の支持性能評価結果 64

1. 概要

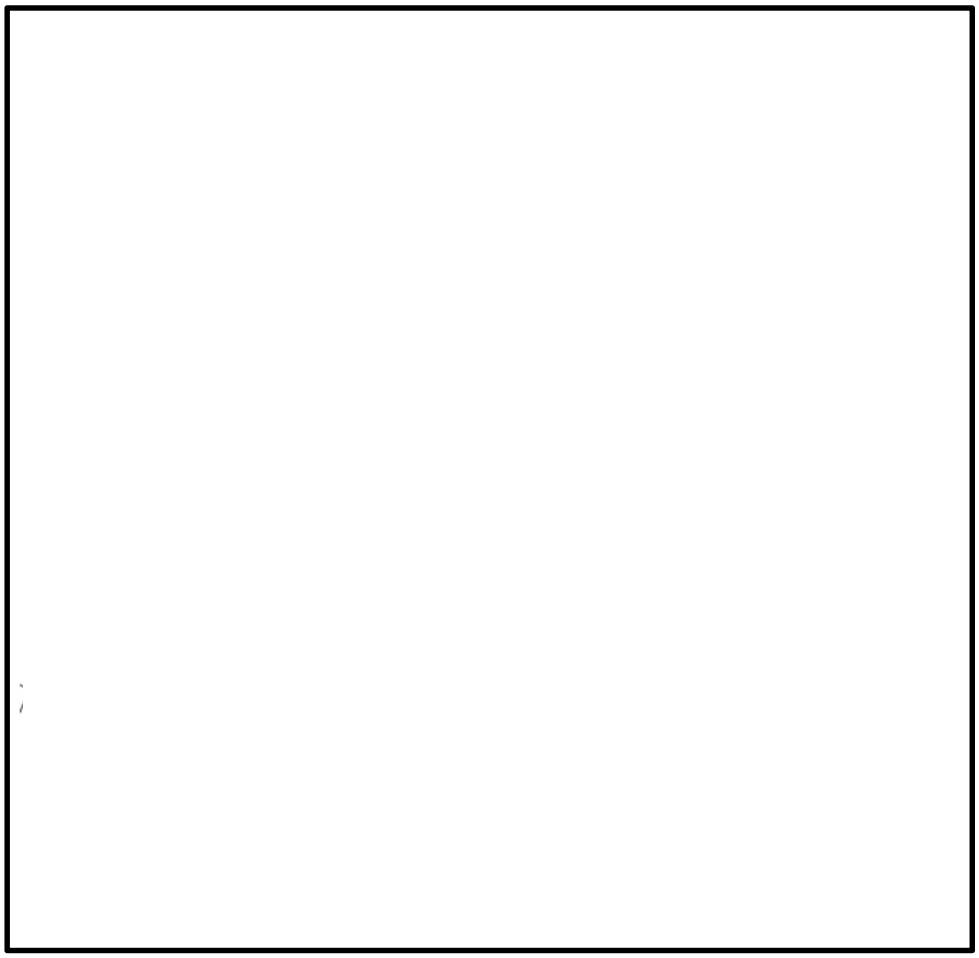
本資料は，添付書類「Ⅴ-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき，緊急用海水取水管が基準地震動Ｓ$_s$に対して十分な構造強度を有していることを確認するものである。

緊急用海水取水管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。

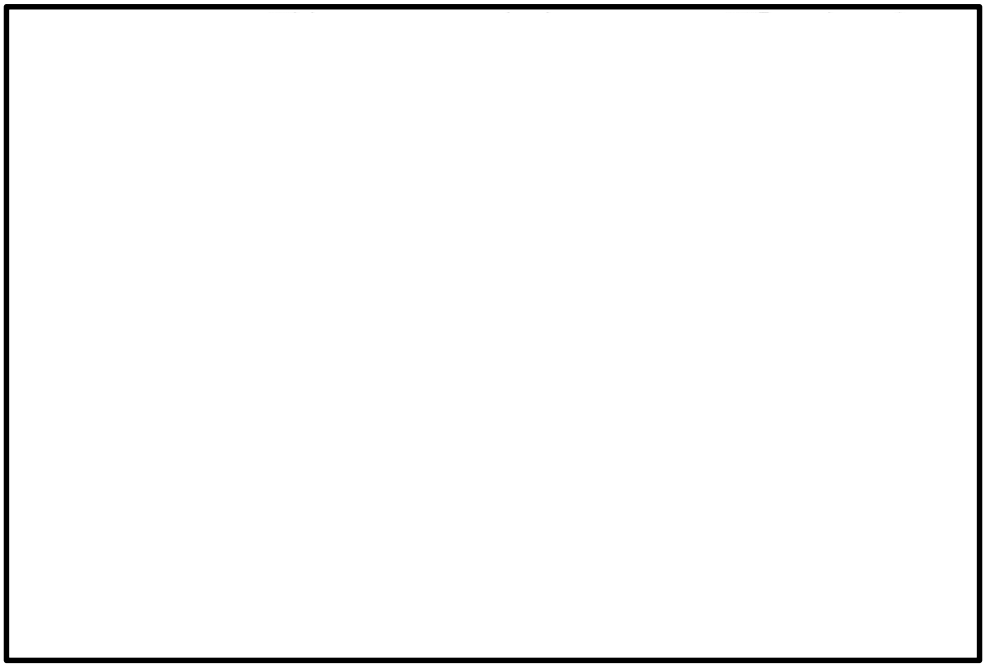
2.　基本方針

2.1　位置

緊急用海水取水管の平面配置図を第 2-1 図に示す。



第 2-１図（1）　緊急用海水取水管　平面配置図（全体平面図）



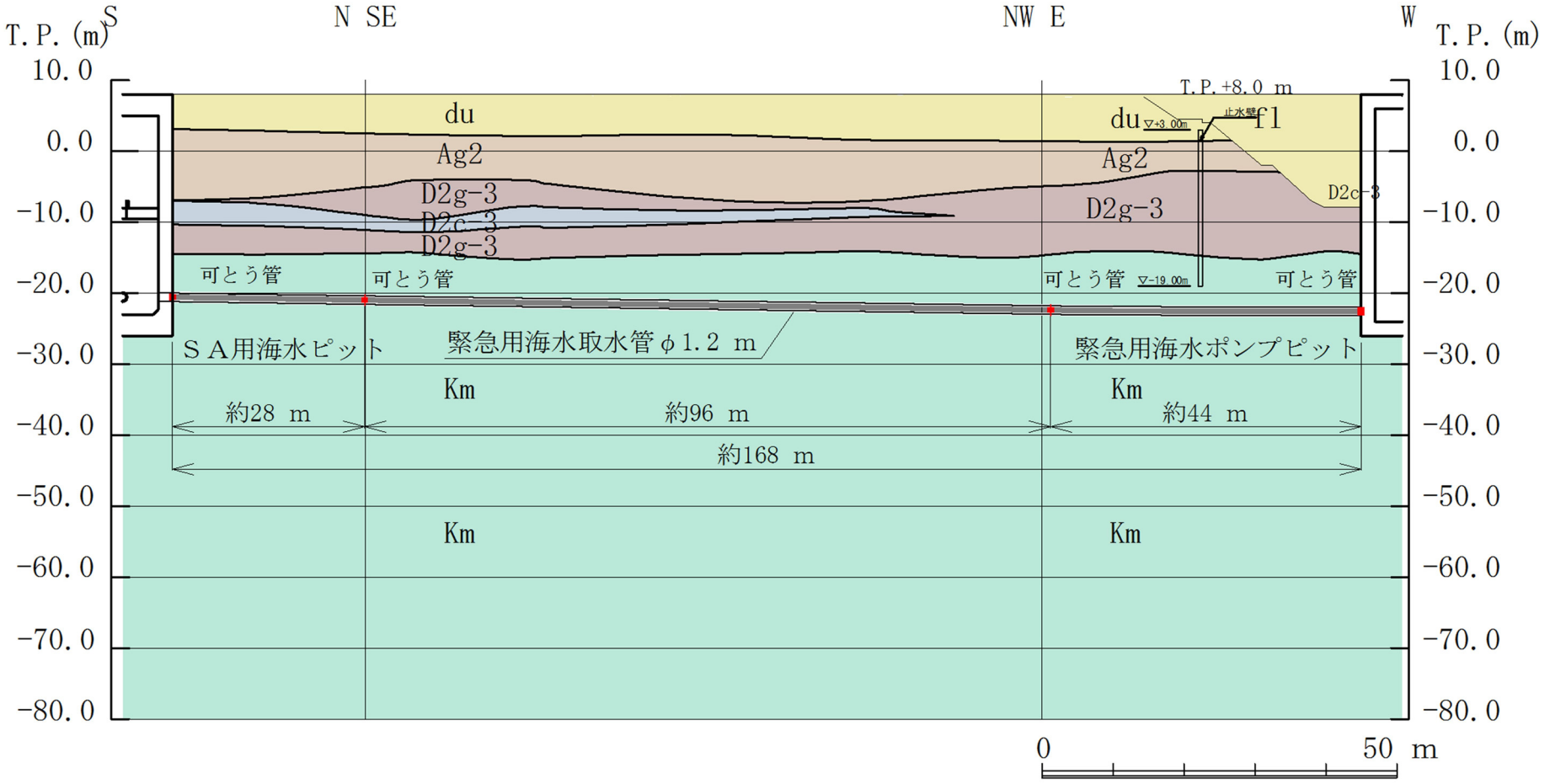
第 2-１図（2）　緊急用海水取水管　平面配置図（拡大図）

NT2 補② V-2-10-4-5 R1

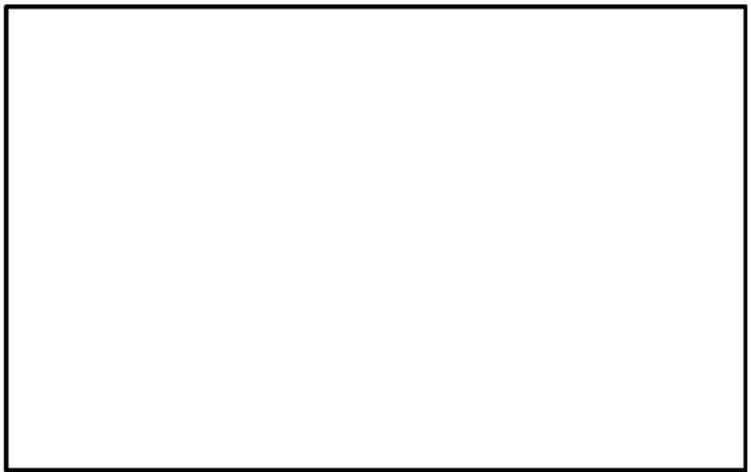
2.2　構造概要

緊急用海水取水管は，延長約 168 m，内径約 1.2 m の鋼製の管路で，ＳＡ用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットと岩盤内で接続する。なお，地震時の地盤応答により発生する応力の低減の観点から，ＳＡ用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットとの接続部付近並びに管路の中間 2 個所程度に可とう継手を設置する。

緊急用海水取水管の縦断面図を第 2-2 図に，構造図を第 2-3 図に示す。



第 2-2 図　緊急用海水取水管　縦断面図（Ａ－Ａ断面）



第 2-3 図　緊急用海水取水管　構造図

2.3　評価方針

緊急用海水取水管は，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に分類される。

緊急用海水取水管の耐震評価は，地盤の２次元有効応力解析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，地震応答解析に基づく発生応力が許容限界以下であることを確認する。

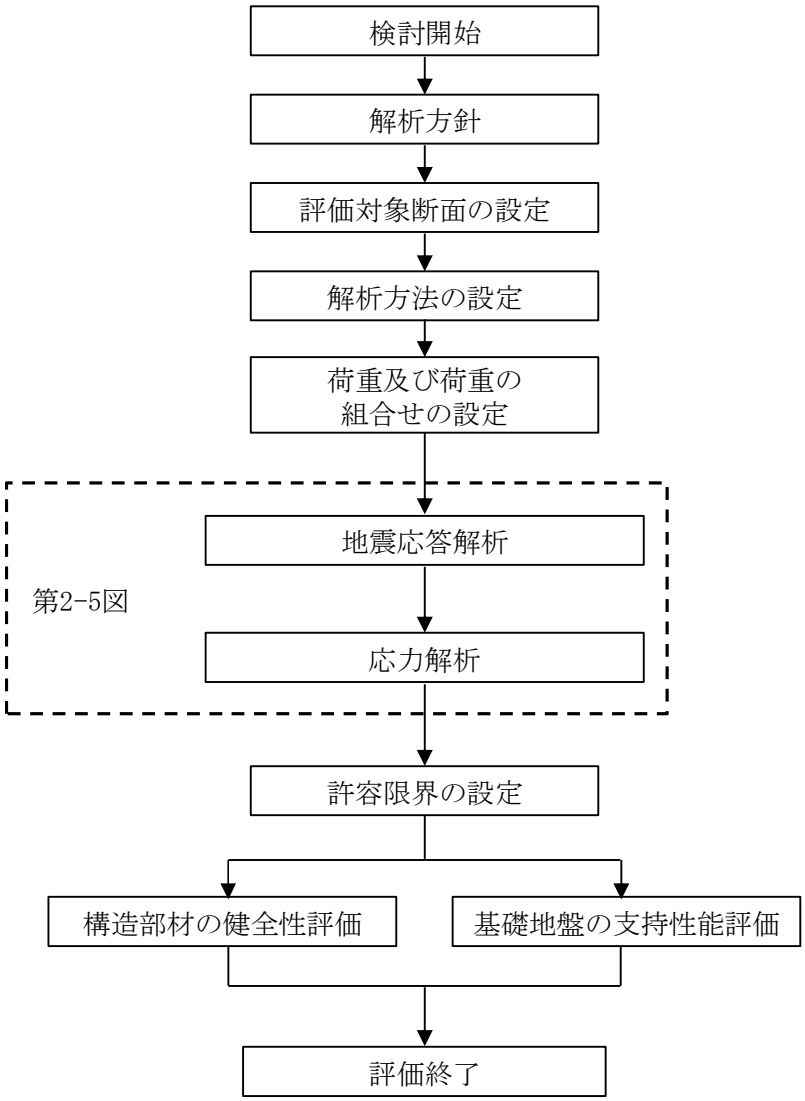
基礎地盤の支持性能評価については，基礎地盤に生じる接地圧が極限支持力に基づいた許容限界以下であることを確認する。

緊急用海水取水管の耐震評価フローを第 2-4 図に，緊急用海水取水管の地震応答解析及び応力解析のフローを第 2-5 図に示す。

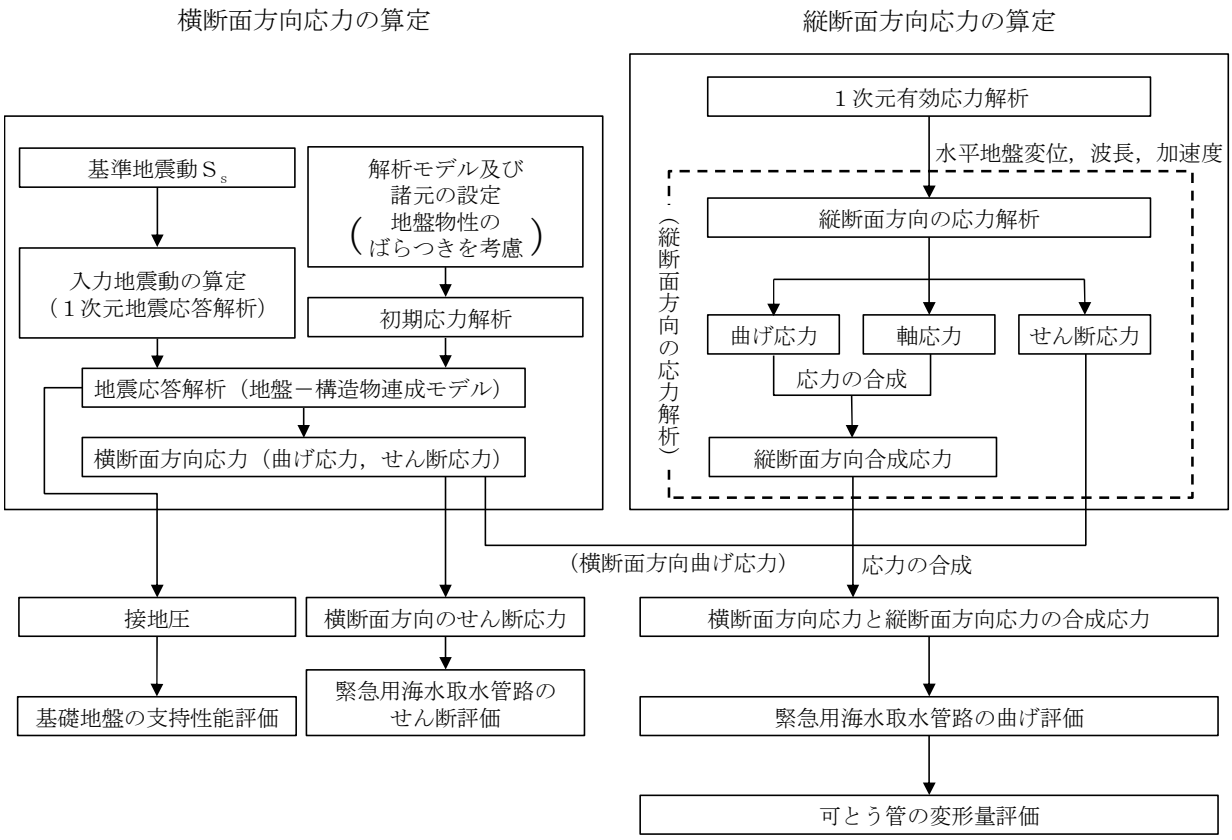
第 2-1 表　緊急用海水取水管の評価項目

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*

注記　＊：妥当な安全余裕を考慮する。



第 2-4 図　緊急用海水取水管の耐震評価フロー



第 2-5 図　緊急用海水取水管の地震応答解析及び応力解析のフロー

2.4　適用基準

適用する規格，基準類を以下に示す。

・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（Ⅰ共通編・Ⅴ耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 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）

・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.　横断面方向の地震応答解析

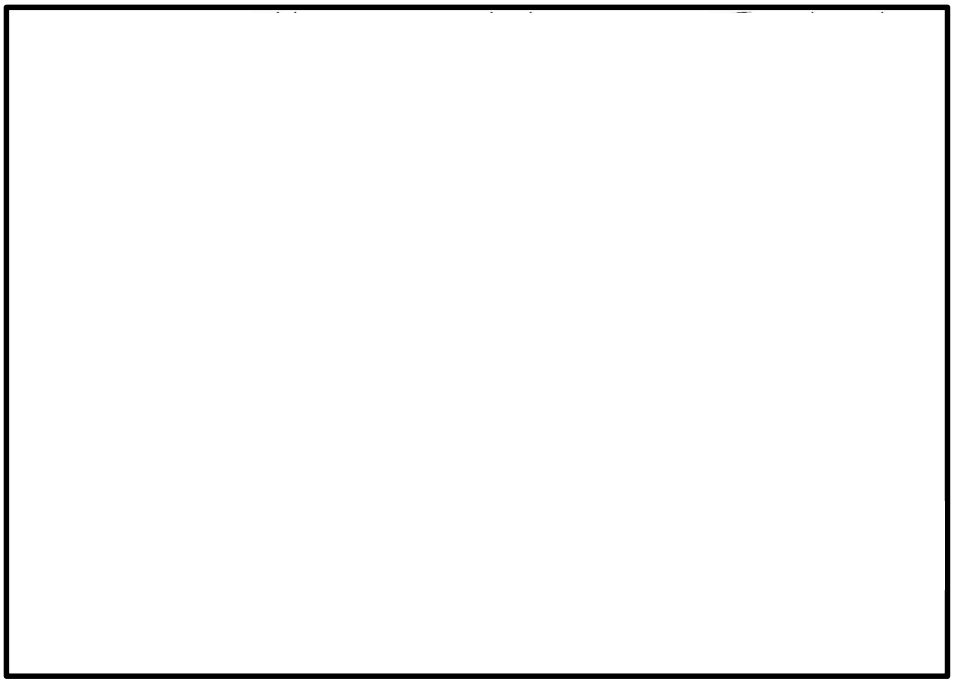
3.1　評価対象断面

緊急用海水取水管は，ＳＡ用海水ピットと緊急用海水ポンプピットを接続する延長約 168 m，内径 1.2 m の鋼製の地中構造物であり，十分な支持性能を有する岩盤内に設置する。

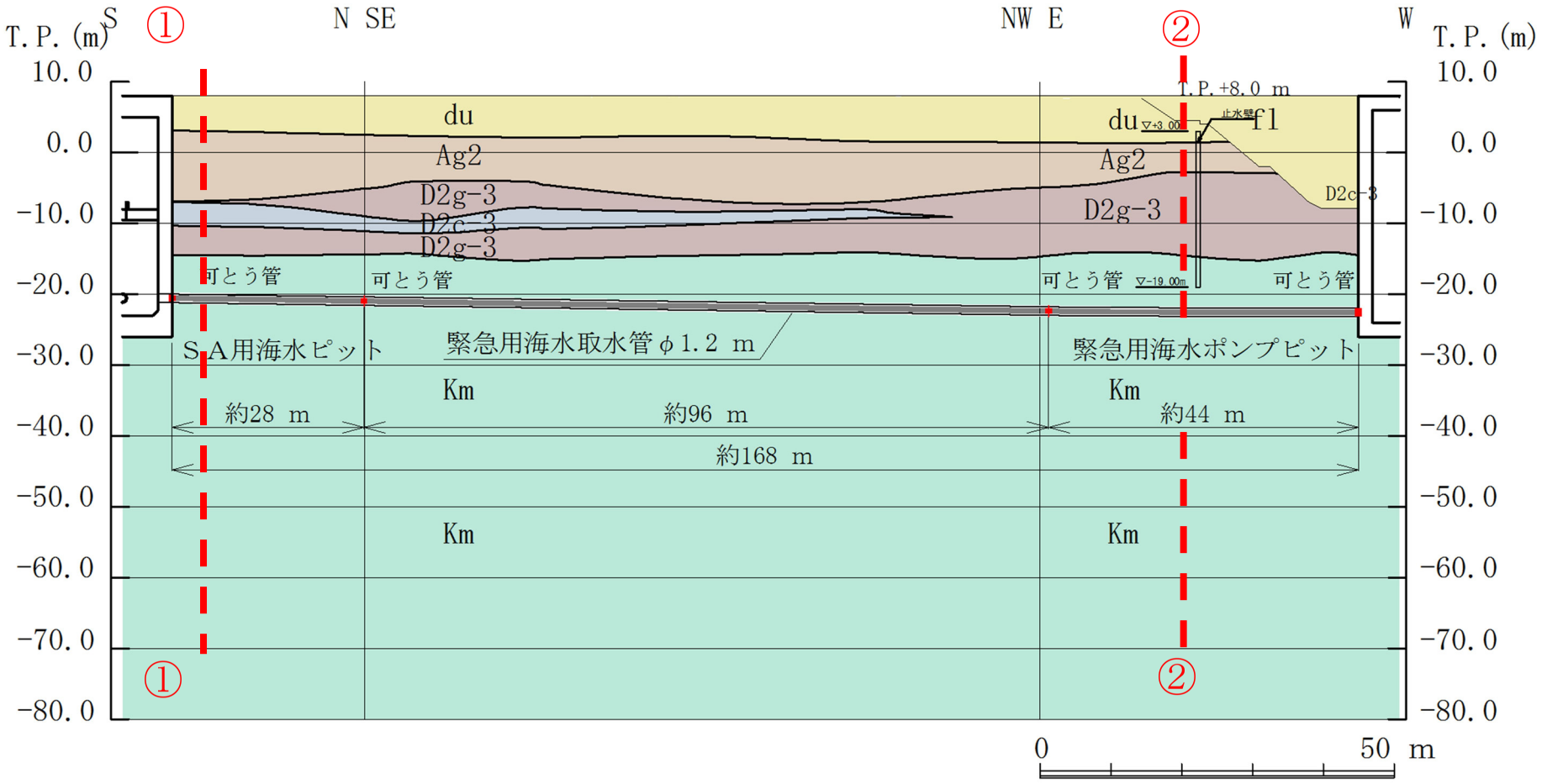
緊急用海水取水管は可とう管の設置スパンが長い線状構造物であり，横断面方向及び縦断面方向を評価対象断面とする。

横断面方向は，土被りが最も大きくなる②－②断面を評価対象断面の基本とする。

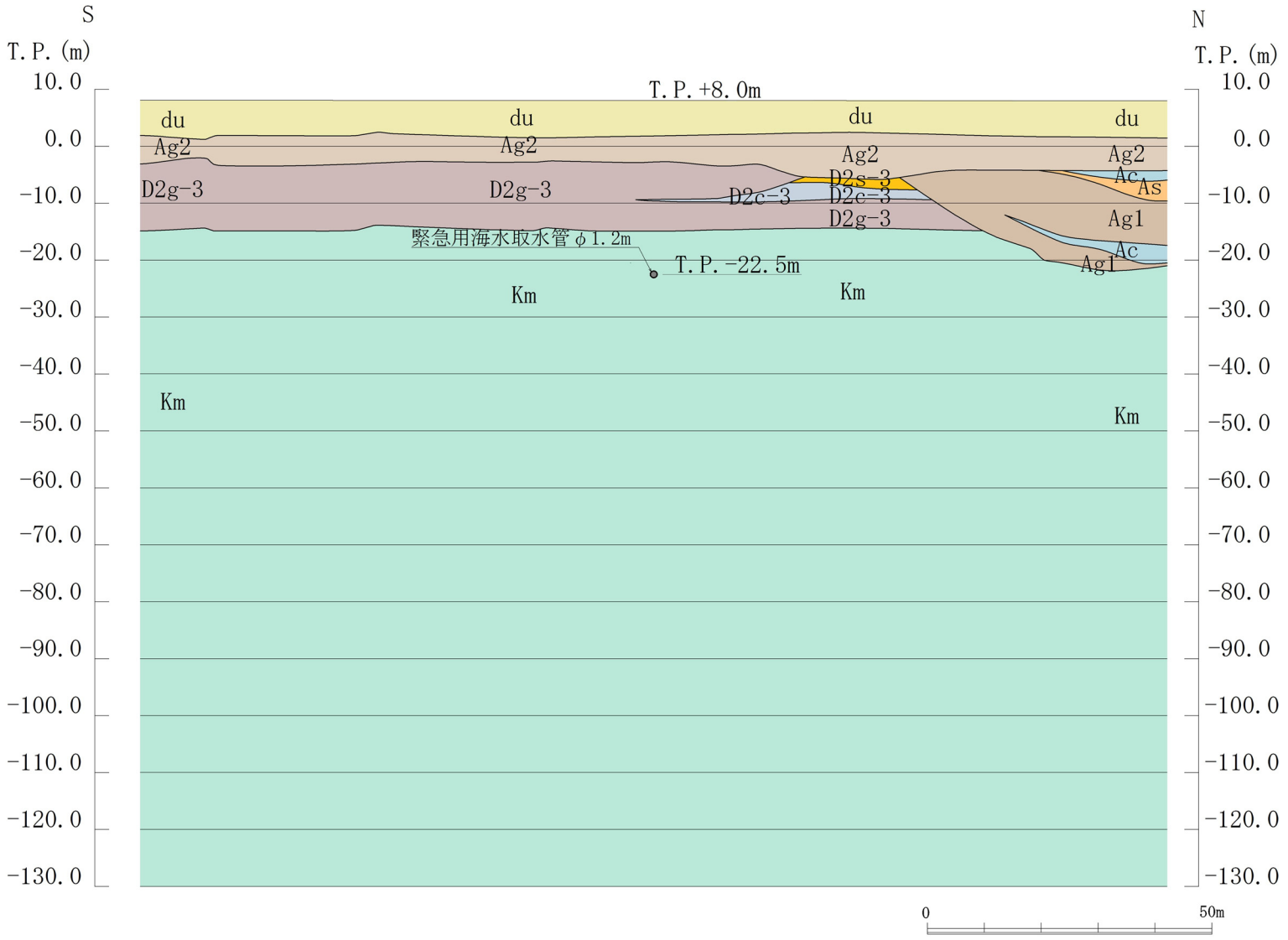
第 3-1 図に評価対象断面位置図を，第 3-2 図に評価対象断面を示す。



第 3-1 図　緊急用海水取水管　平面位置図（拡大図）



第 3-2 図(1) 緊急用海水取水管 縦断面図（A－A断面）



第 3-2 図(2)　緊急用海水取水管　横断面図（②－②断面）

3.2　横断面方向の評価方法

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」のうち，「2.3　屋外重要土木構造物造物」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

緊急用海水取水管の耐震評価における検討ケースを第 3-1 表に示す。

耐震計算においては，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。

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

緊急用海水取水管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

海水により満管状態となる埋設構造物であるため，内外水による静水圧及び動水圧を考慮し，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

緊急用海水取水管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（Ks）

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3-2表に示す。

第3-2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

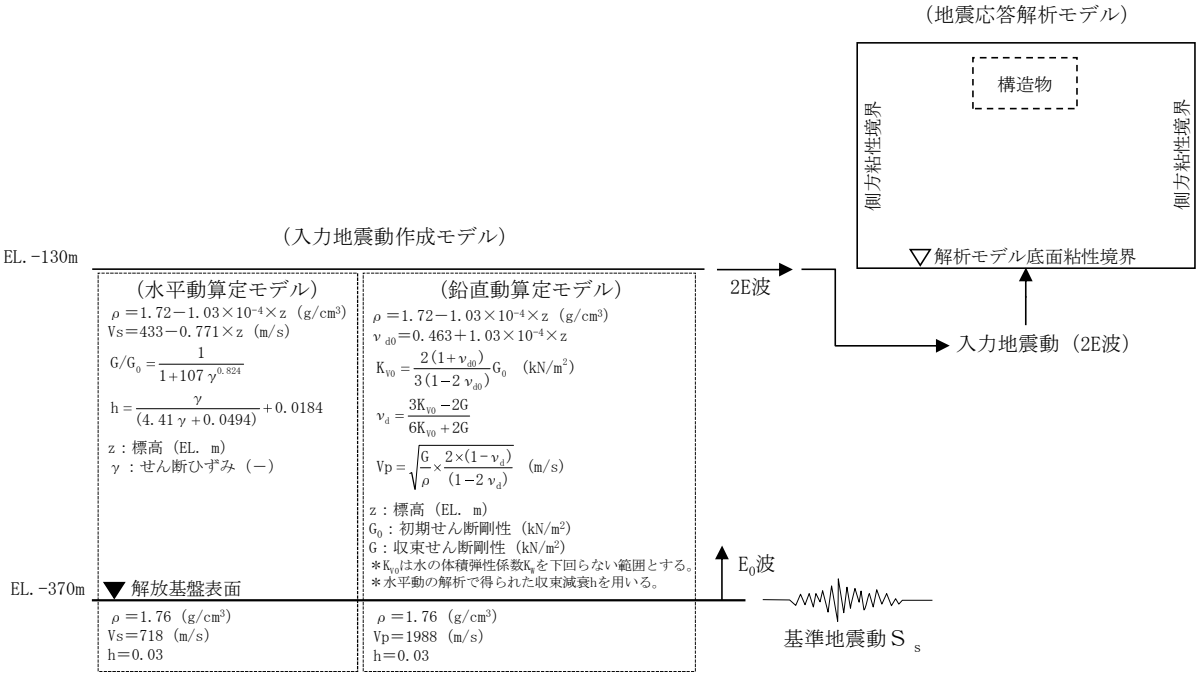
K_s：地震荷重

3.4　入力地震動

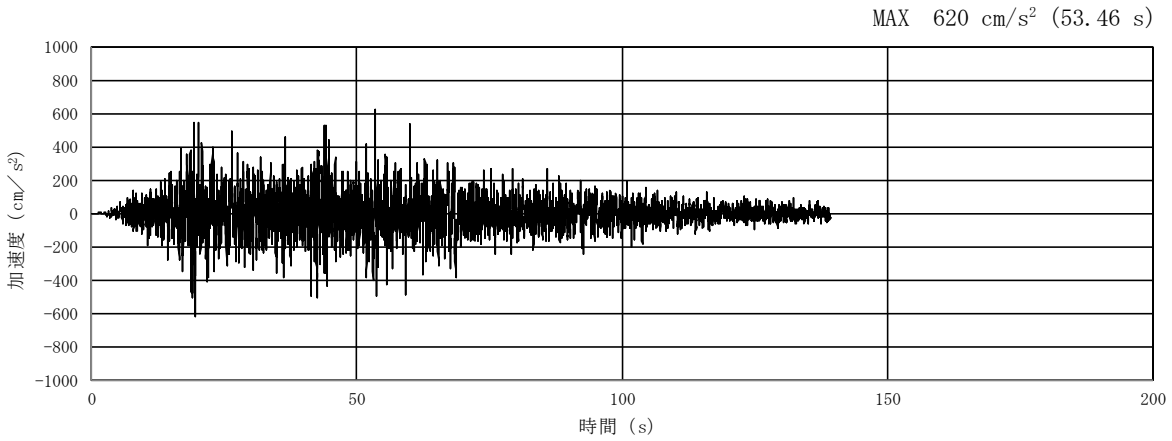
入力地震動は，添付書類「Ⅴ-2-1-6　地震応答解析の基本方針」のうち「2.3　屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

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。入力地震動算定の概念図を第 3-3 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第 3-4 図に示す。

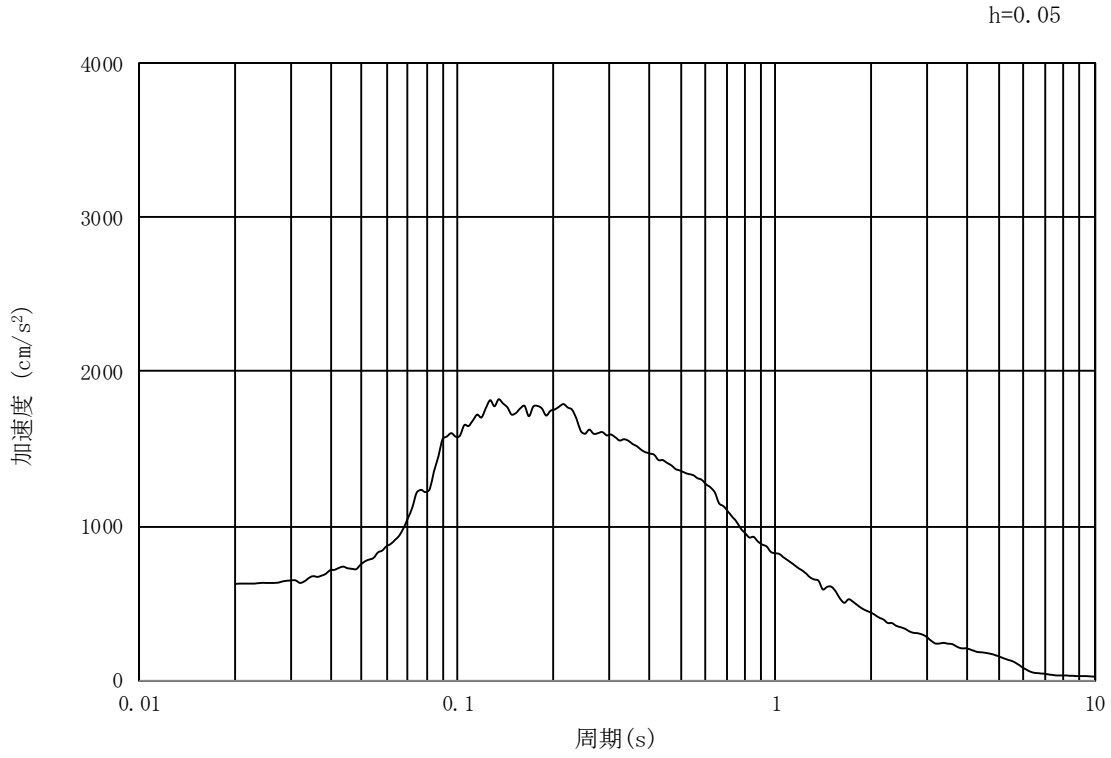
入力地震動の算定には，解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については，添付書類「Ⅴ-5-25 計算機プログラム（解析コード）の概要・ｋ－ＳＨＡＫＥ」に示す。



第 3-3 図　入力地震動算定の概念図

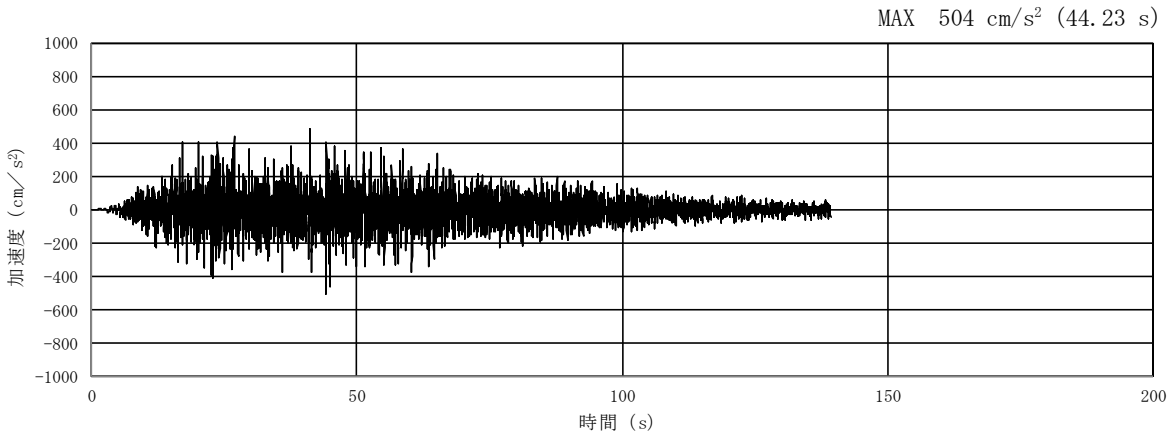


(a) 加速度時刻歴波形

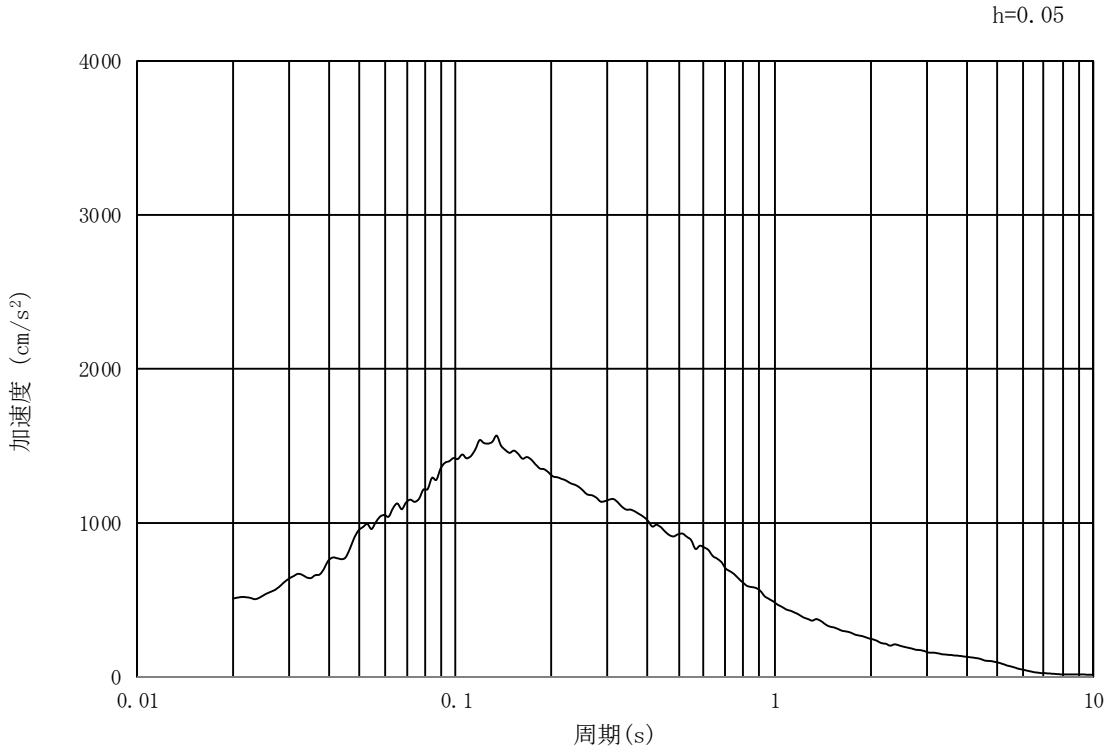


(b) 加速度応答スペクトル

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
（水平成分：Ｓ$_s$－Ｄ１）

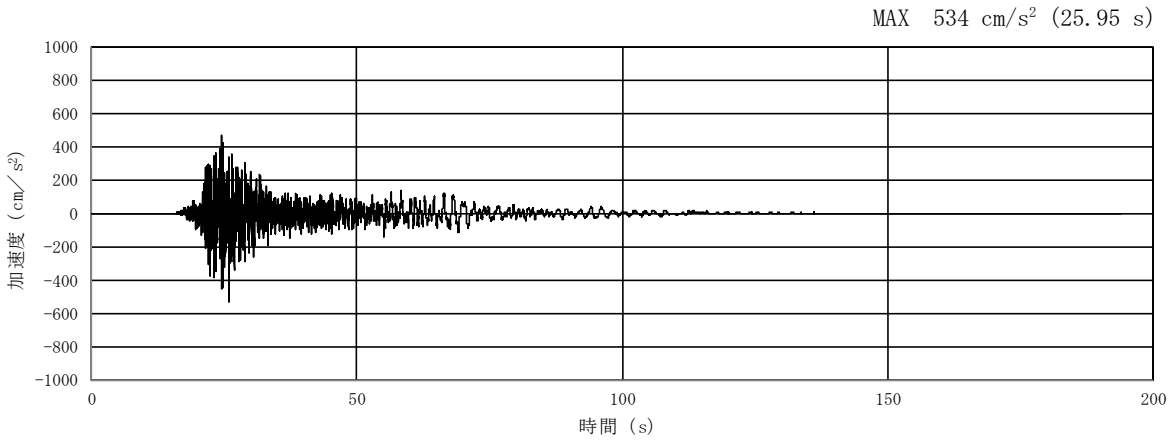


(a) 加速度時刻歴波形

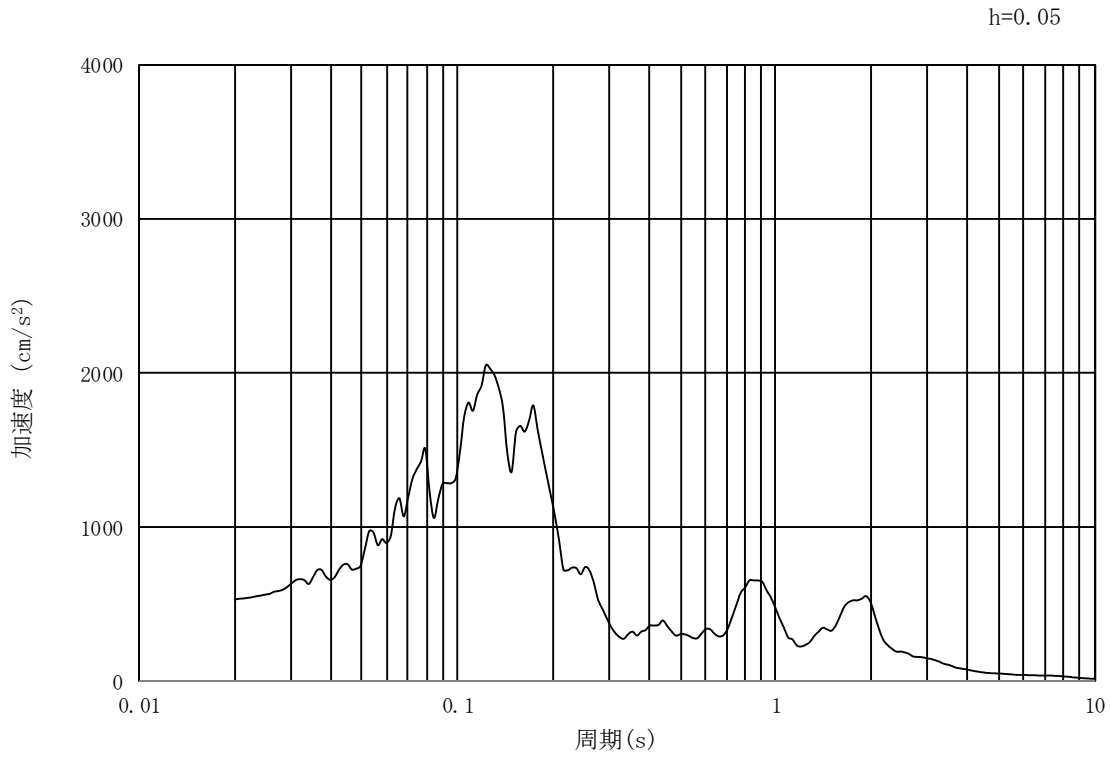


(b) 加速度応答スペクトル

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
（鉛直成分：Ｓ$_s$－Ｄ１）

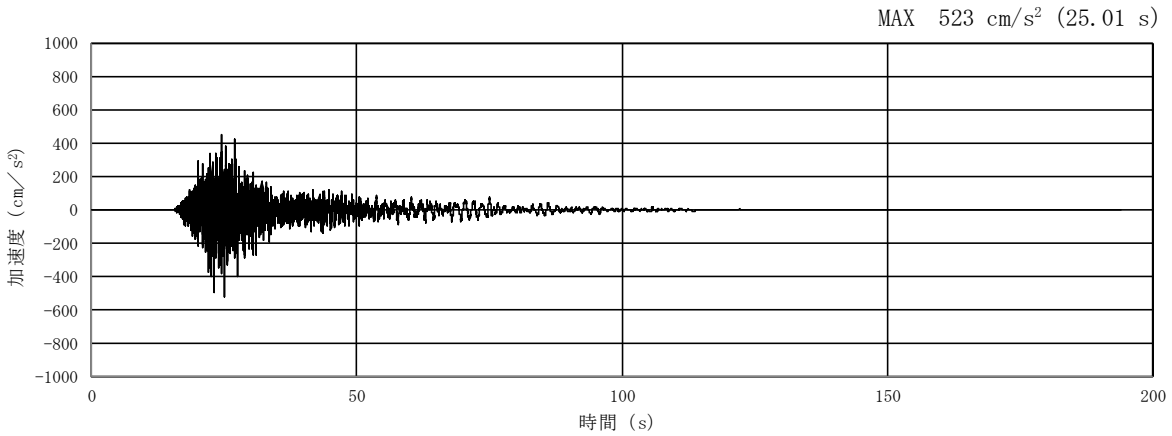


（a）加速度時刻歴波形

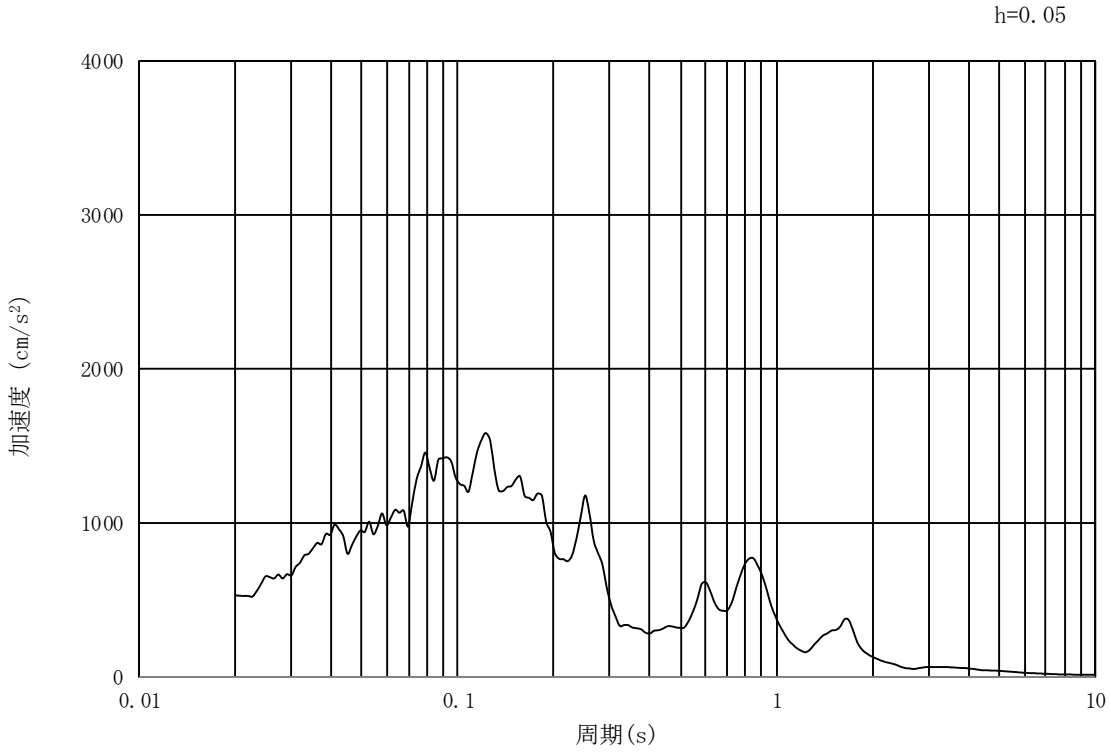


（b）加速度応答スペクトル

第 3-4 図（3）　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
（横断面方向，水平成分：Ｓ$_s$－１１）

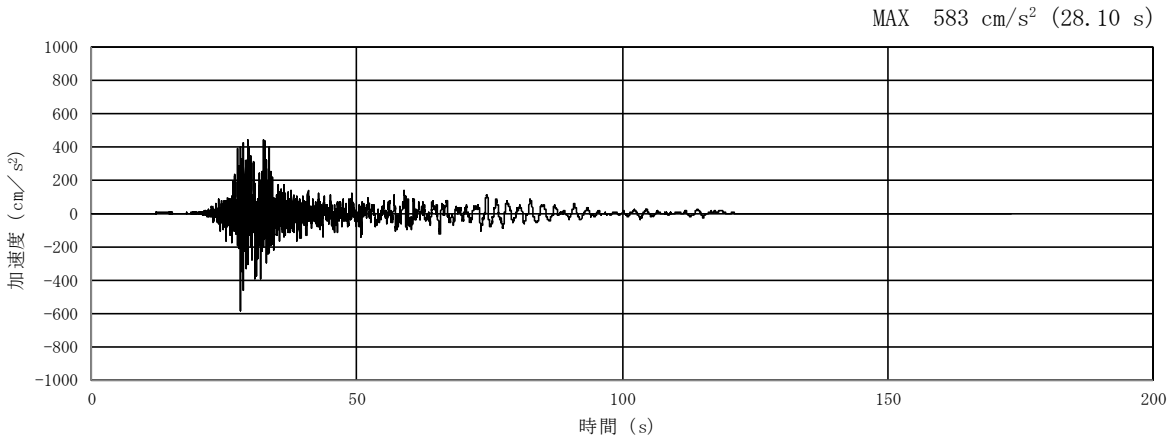


(a) 加速度時刻歴波形

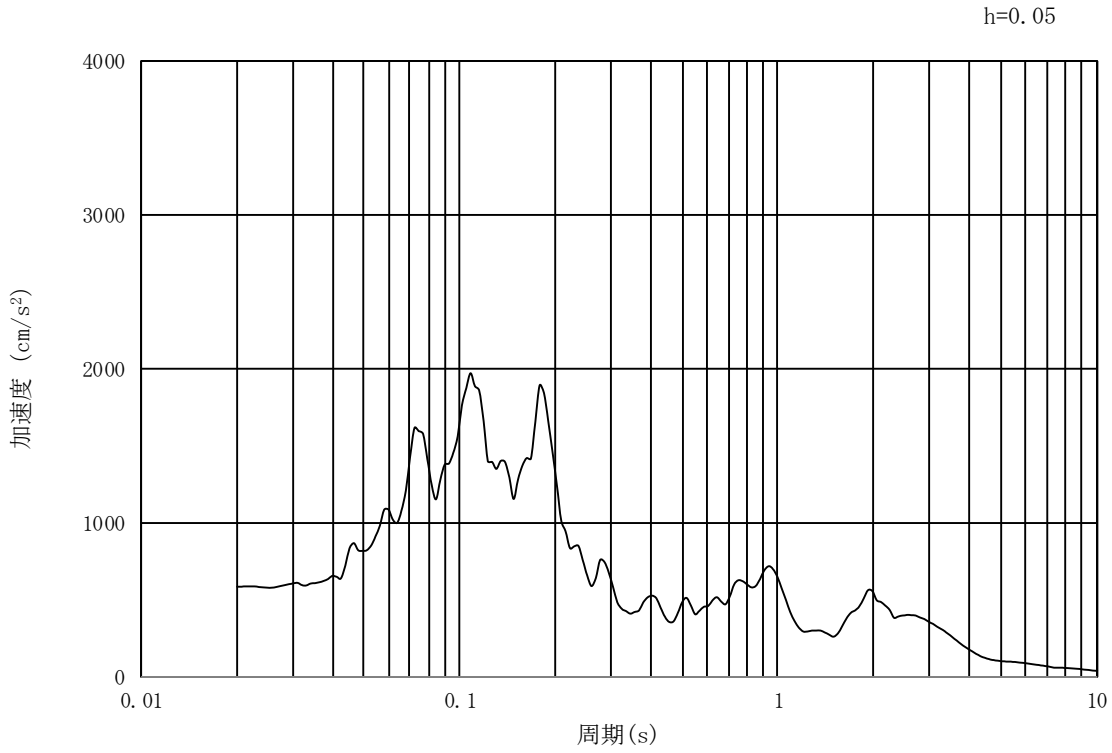


(b) 加速度応答スペクトル

第 3-4 図 (4)　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
（横断面方向，鉛直成分：Ｓ$_s$－１１）

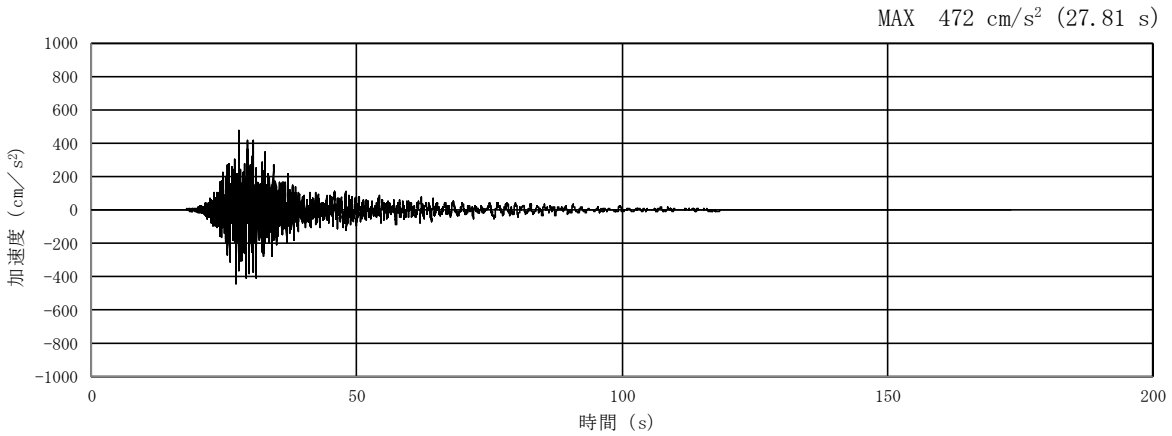


(a) 加速度時刻歴波形

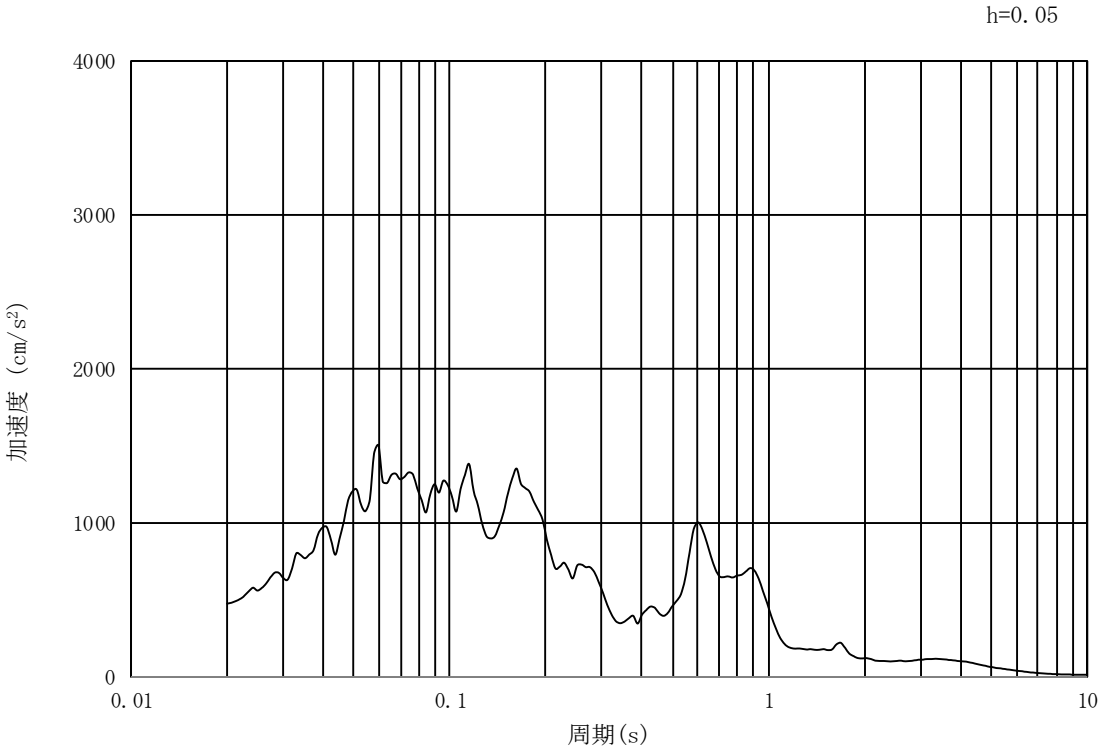


(b) 加速度応答スペクトル

第 3-4 図 (5)　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
（横断面方向，水平成分：Ｓ$_s$－１２）

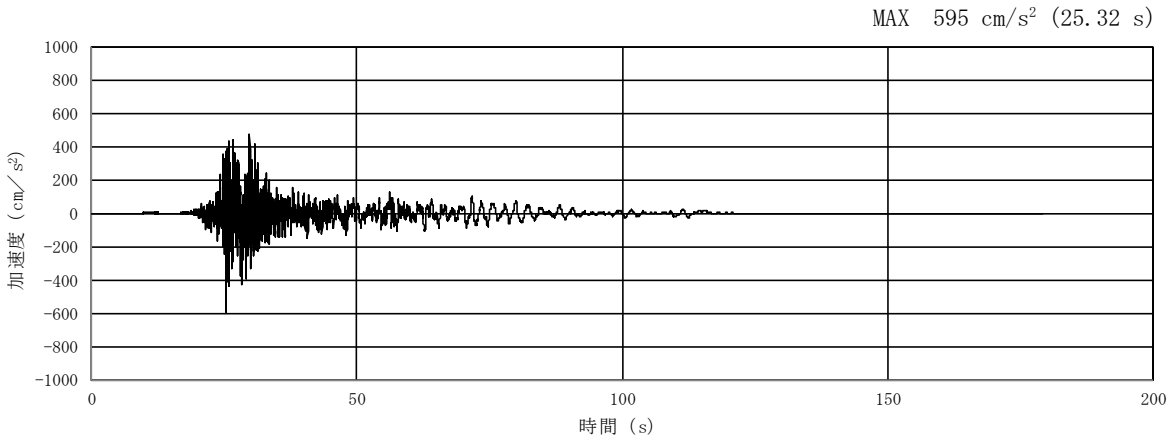


(a) 加速度時刻歴波形

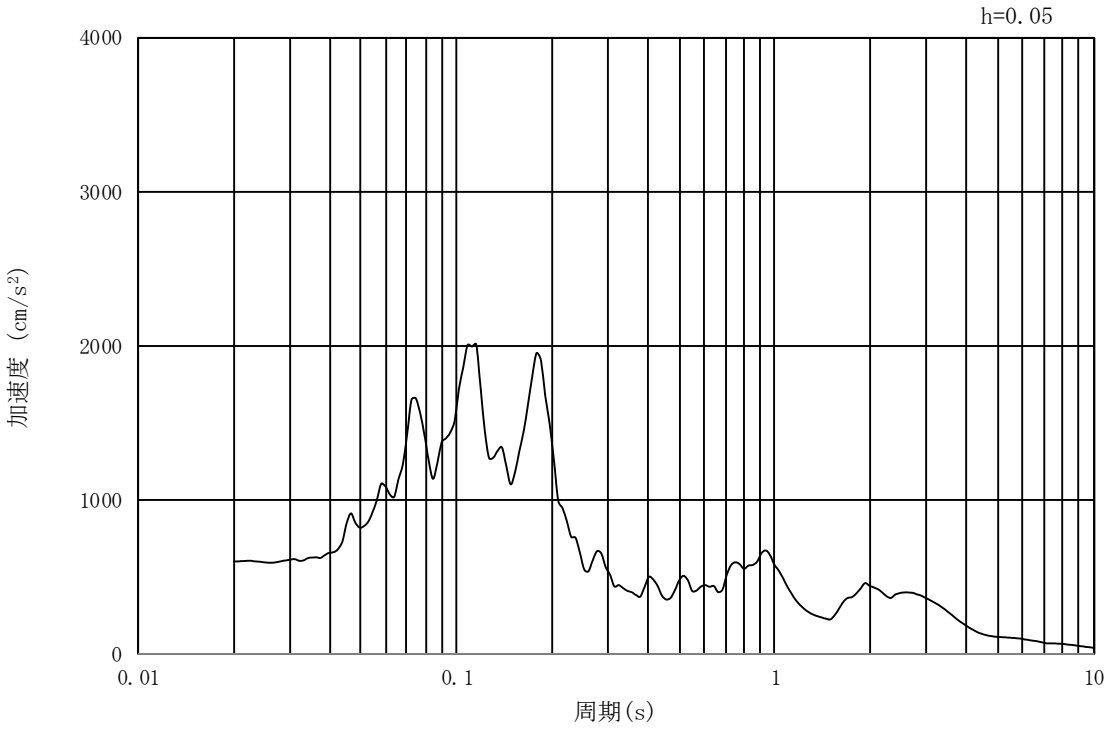


(b) 加速度応答スペクトル

第 3-4 図 (6)　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
（横断面方向，鉛直成分：Ｓ$_s$－１２）

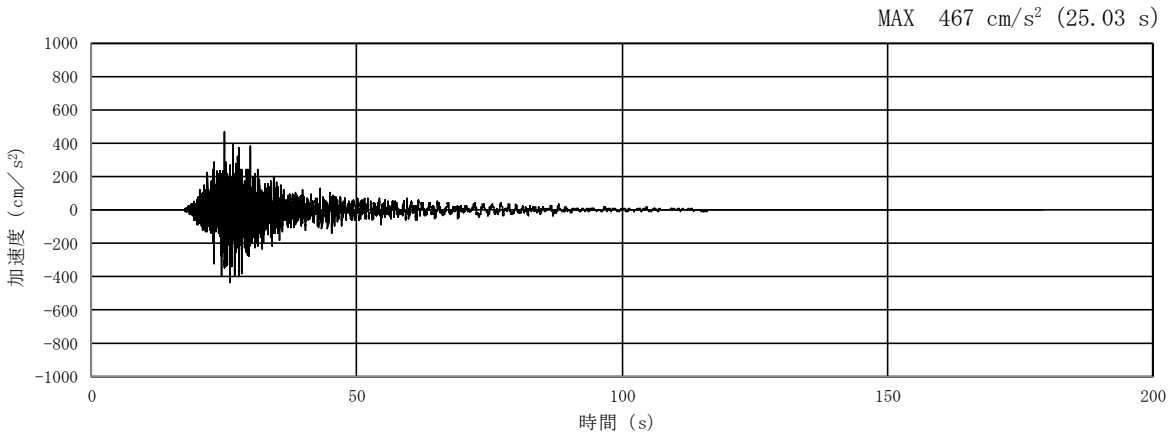


（a）加速度時刻歴波形

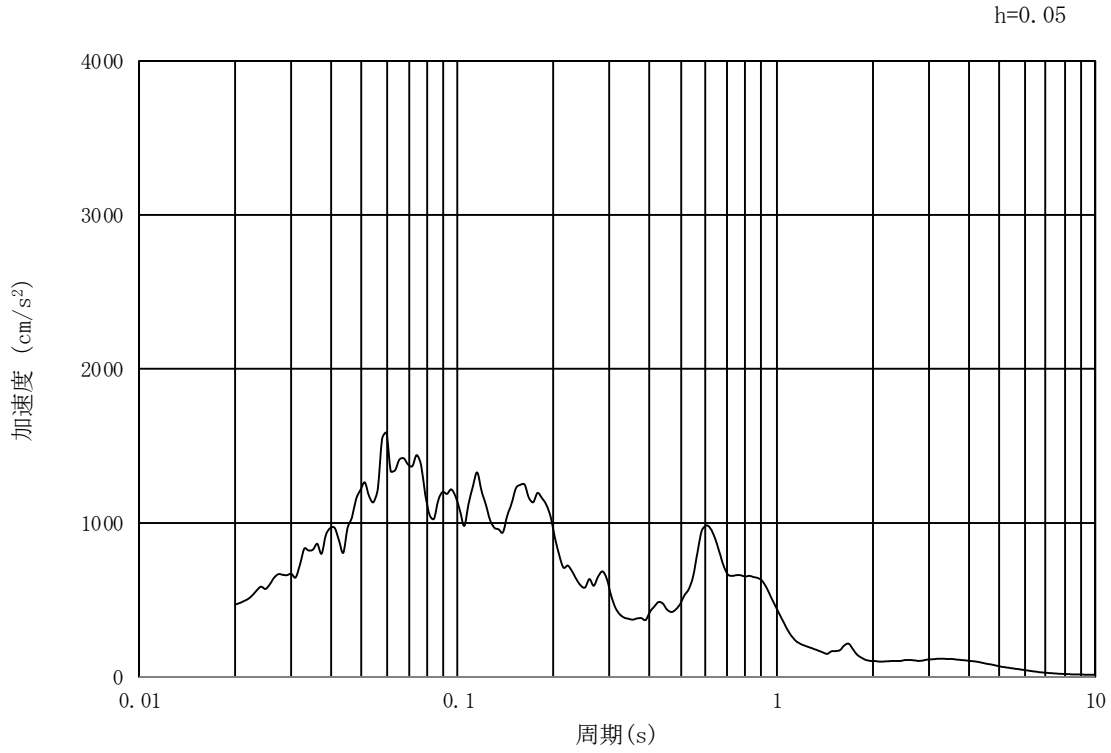


（b）加速度応答スペクトル

第 3-4 図（7）　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
（横断面方向，水平成分：Ｓｓ－１３）

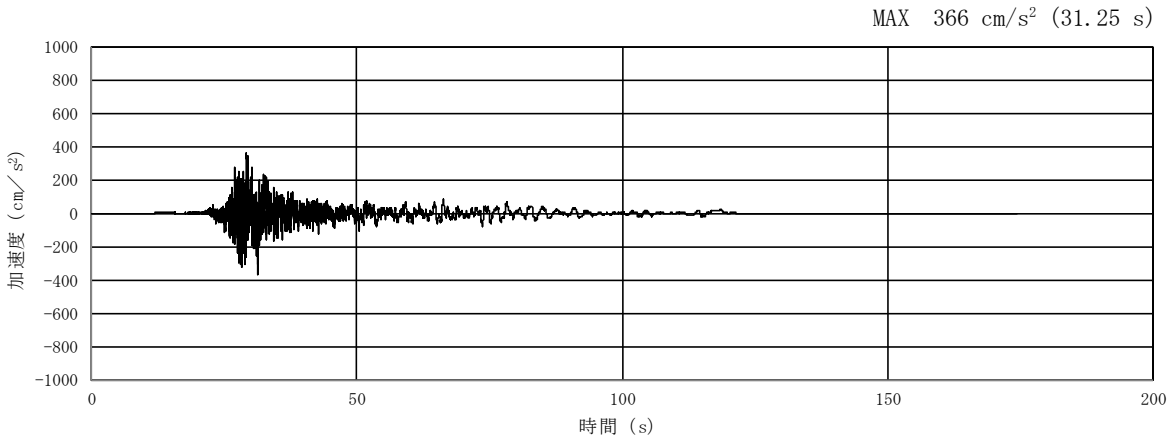


(a) 加速度時刻歴波形

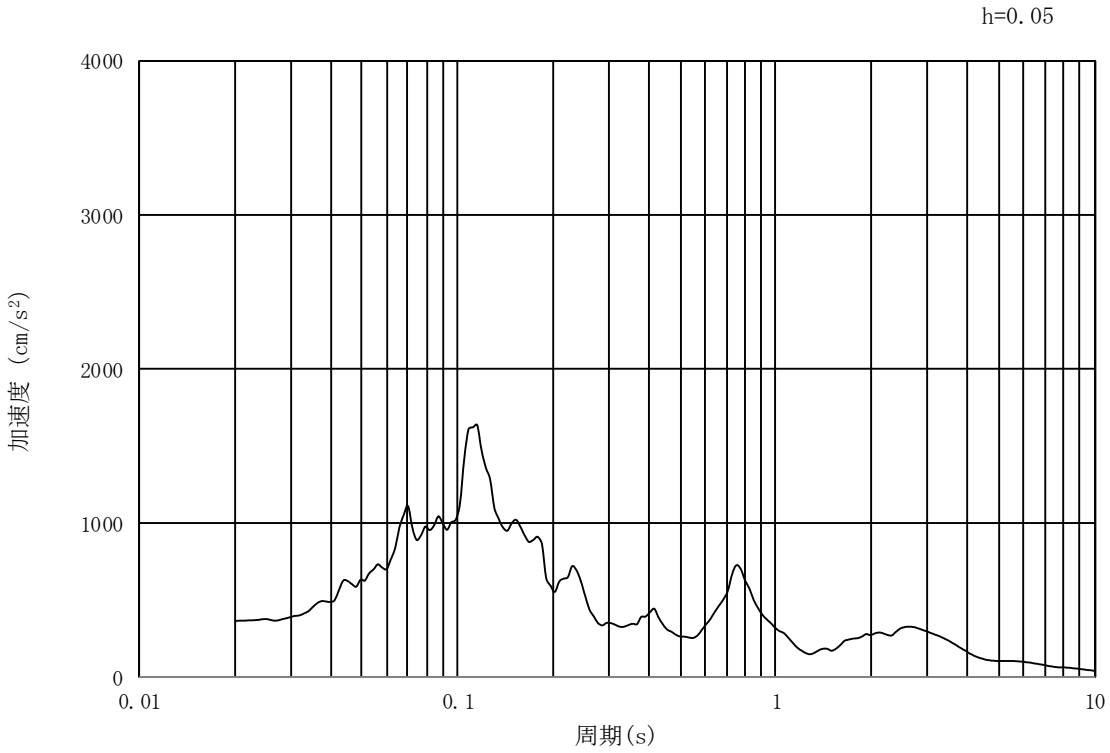


(b) 加速度応答スペクトル

第 3-4 図 (8)　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
（横断面方向，鉛直成分：Ｓ$_s$－１３）

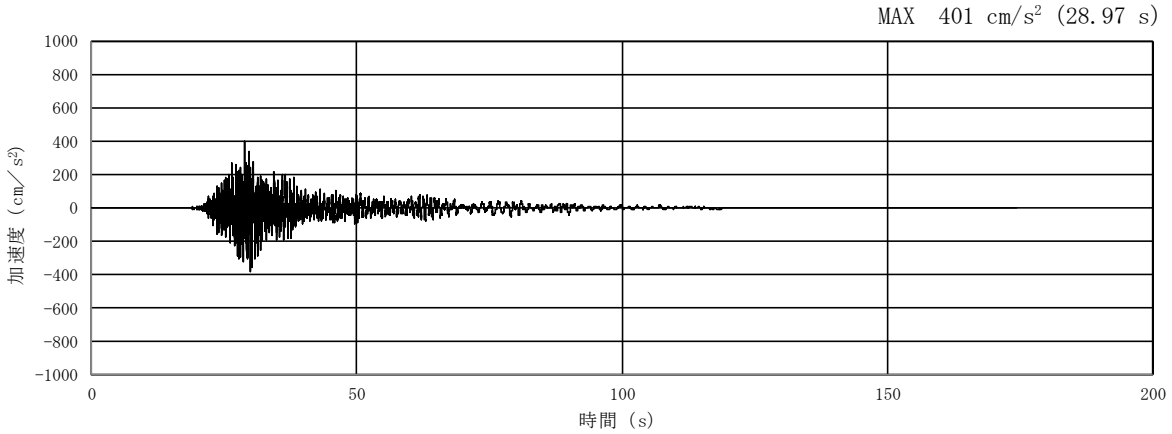


(a) 加速度時刻歴波形

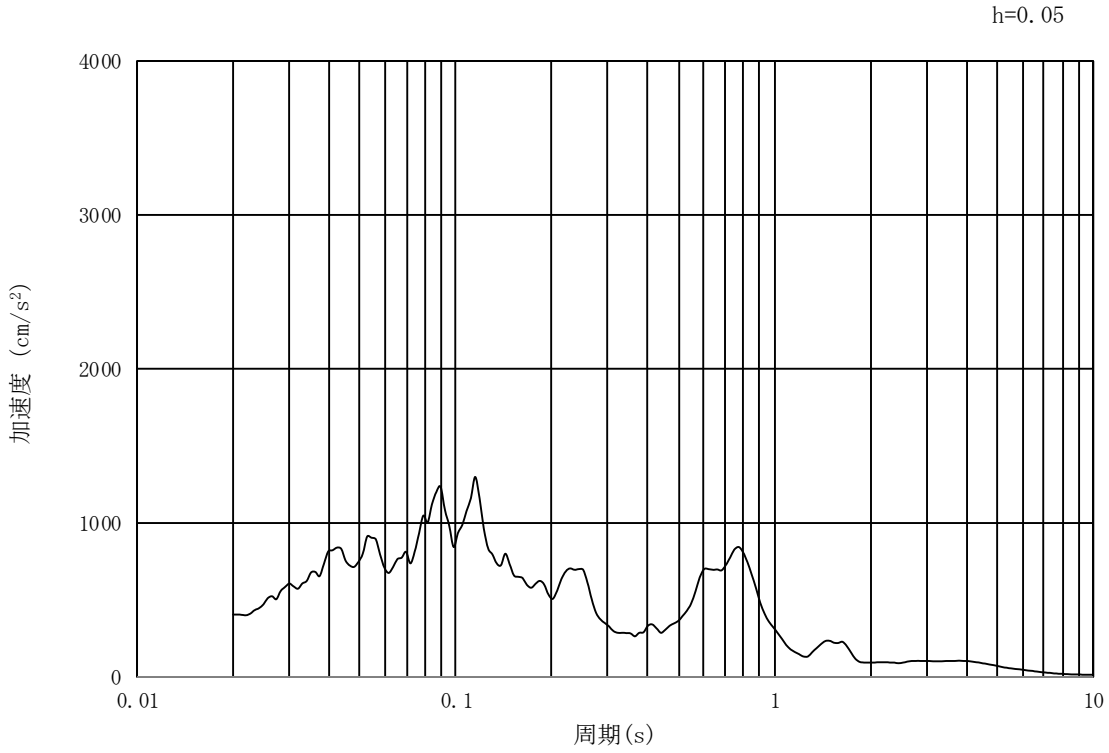


(b) 加速度応答スペクトル

第 3-4 図 (9)　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
（横断面方向，水平成分：Ｓ$_s$－１４）

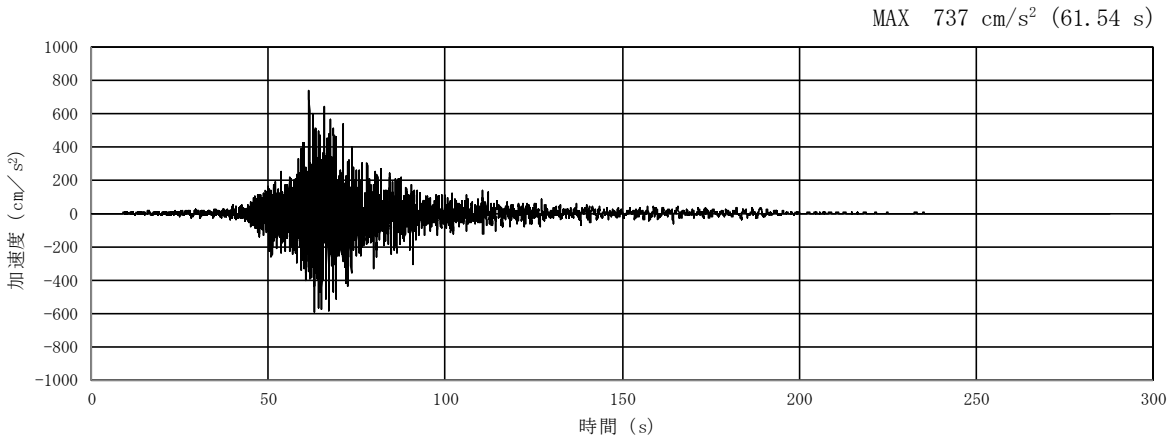


(a) 加速度時刻歴波形

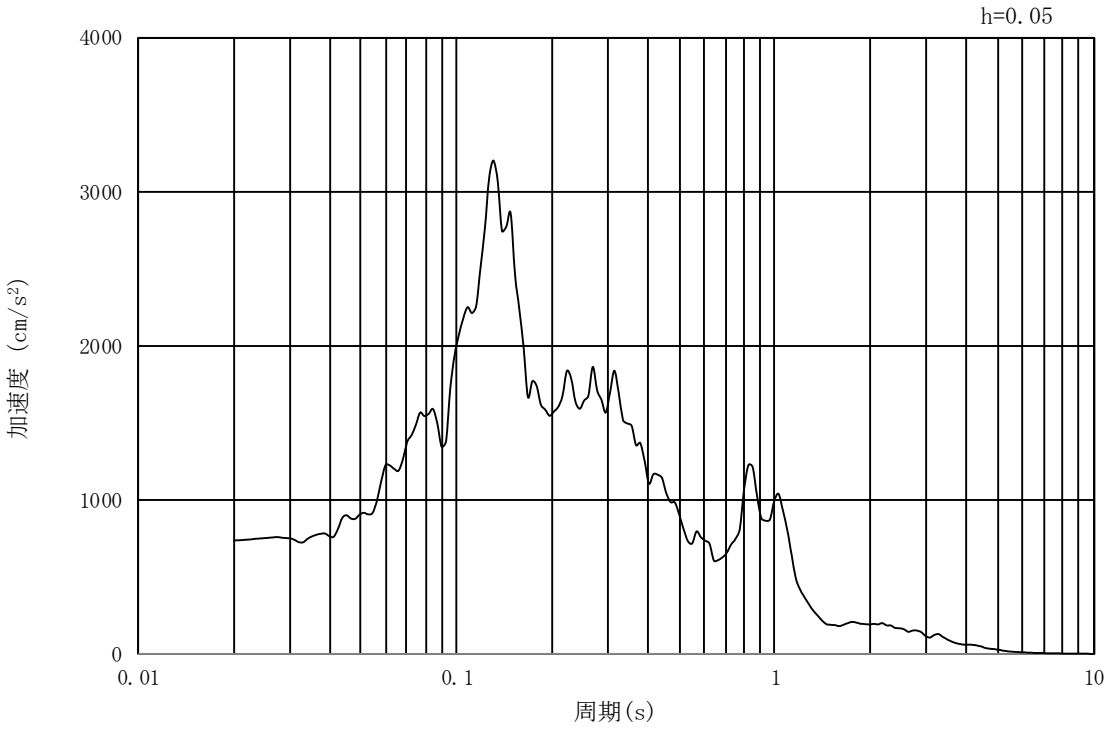


(b) 加速度応答スペクトル

第 3-4 図 (10)　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
（横断面方向，鉛直成分：Ｓ$_s$－１４）

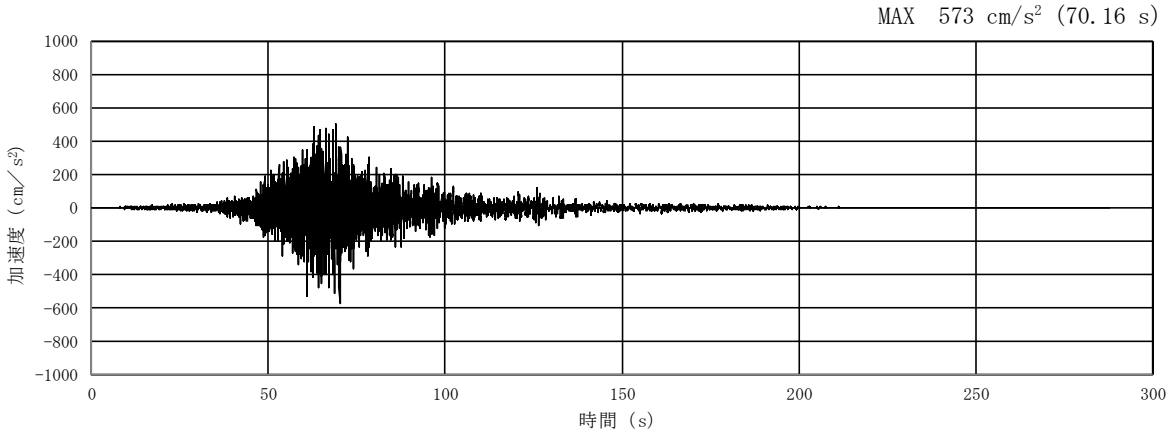


(a) 加速度時刻歴波形

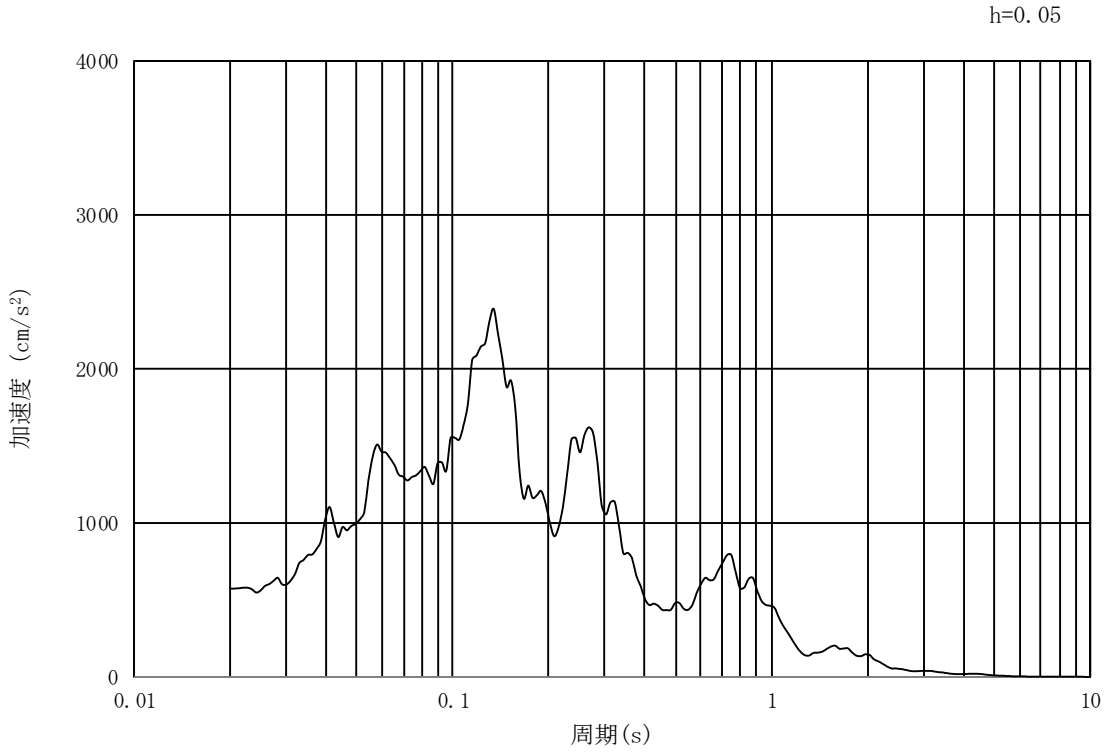


(b) 加速度応答スペクトル

第 3-4 図 (11)　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
（横断面方向，水平成分：Ｓｓ－２１）

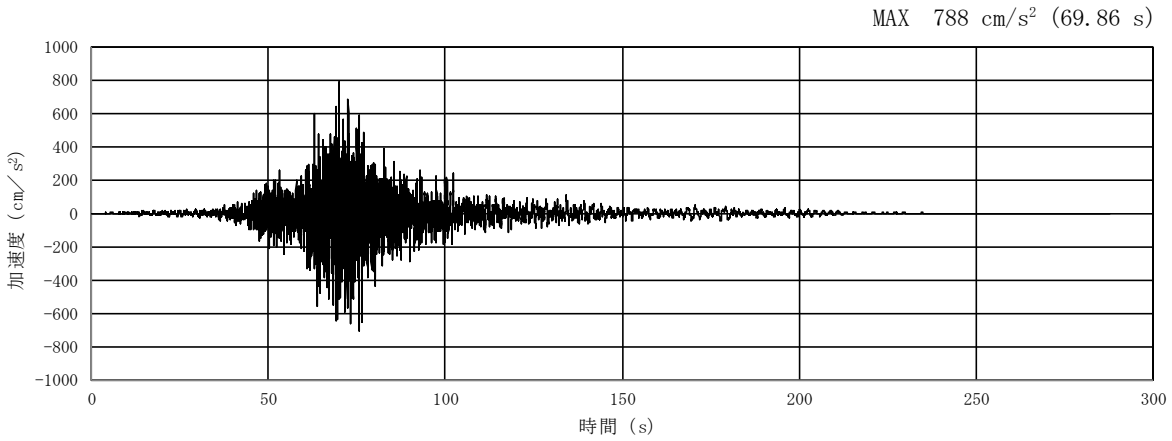


(a) 加速度時刻歴波形

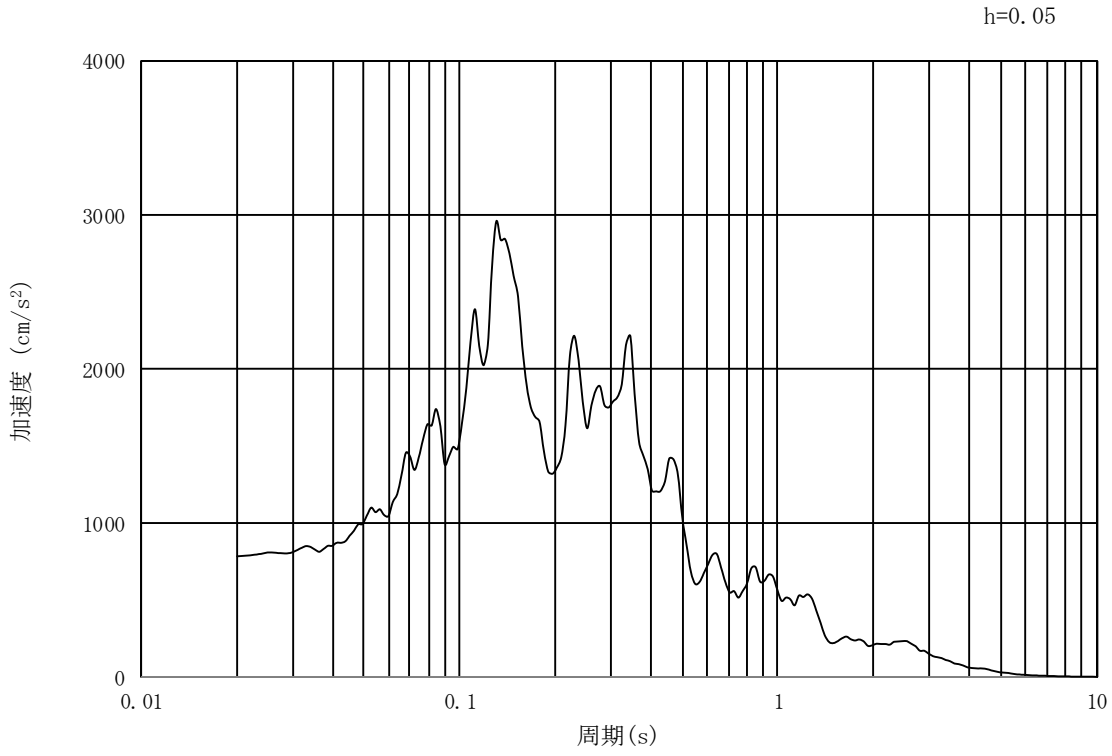


(b) 加速度応答スペクトル

第 3-4 図 (12)　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
（横断面方向，鉛直成分：Ｓ$_s$－２１）

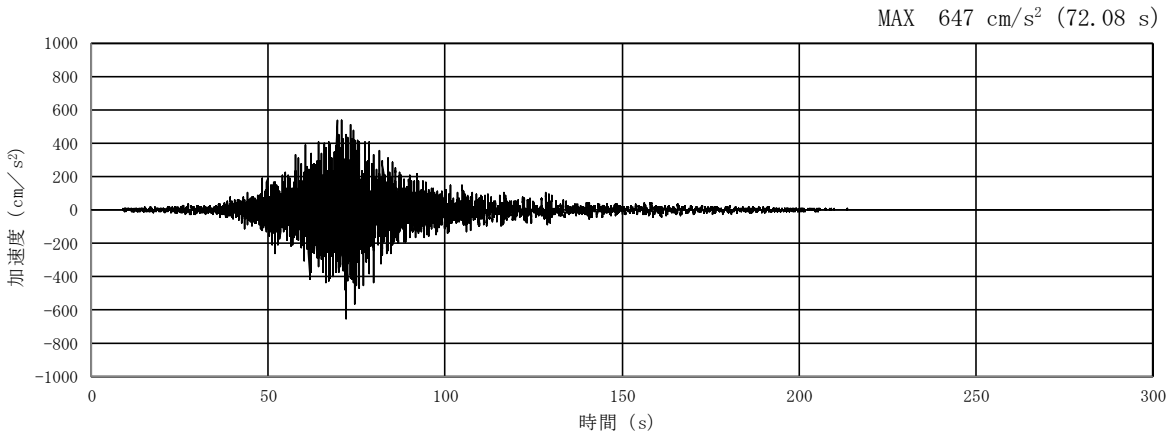


(a) 加速度時刻歴波形

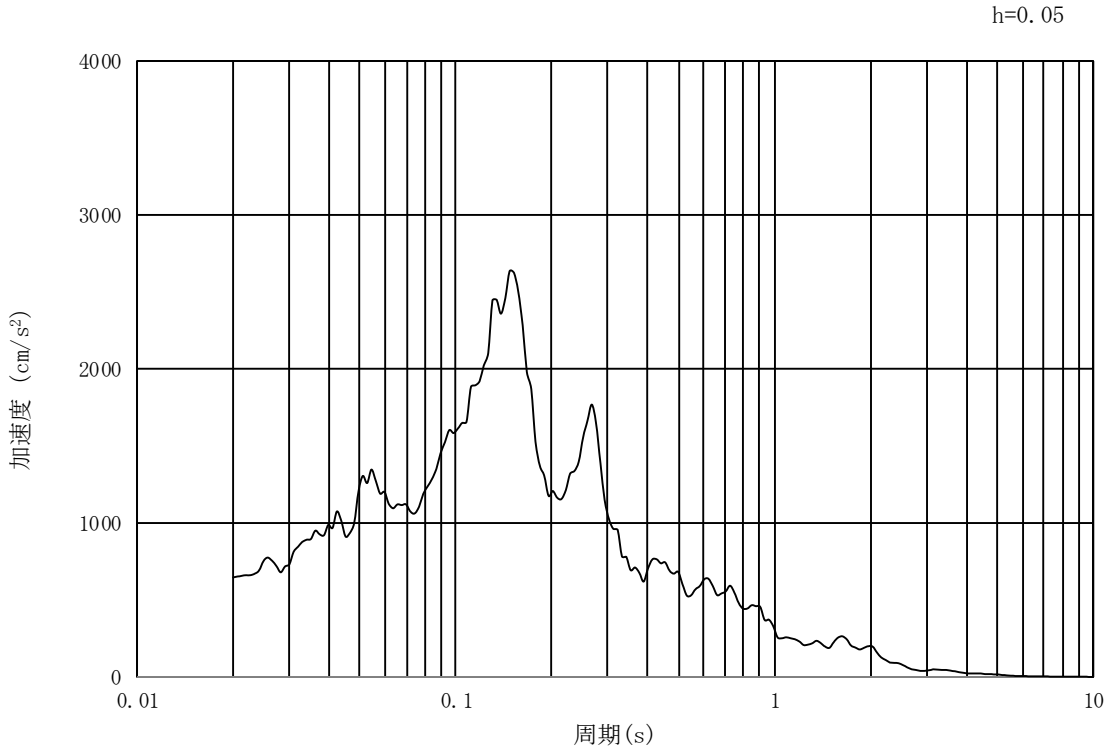


(b) 加速度応答スペクトル

第 3-4 図 (13)　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
（横断面方向，水平成分：Ｓ$_s$－２２）

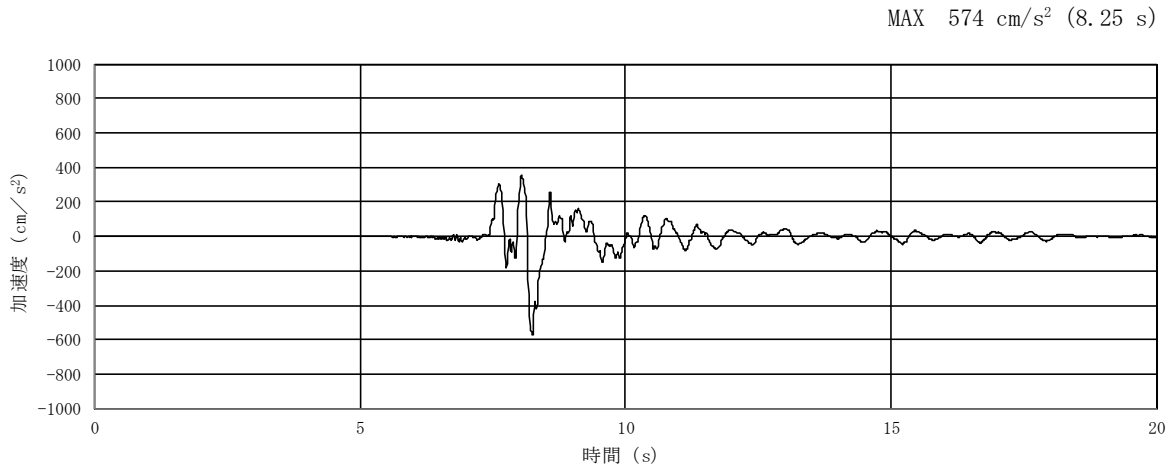


（a）加速度時刻歴波形

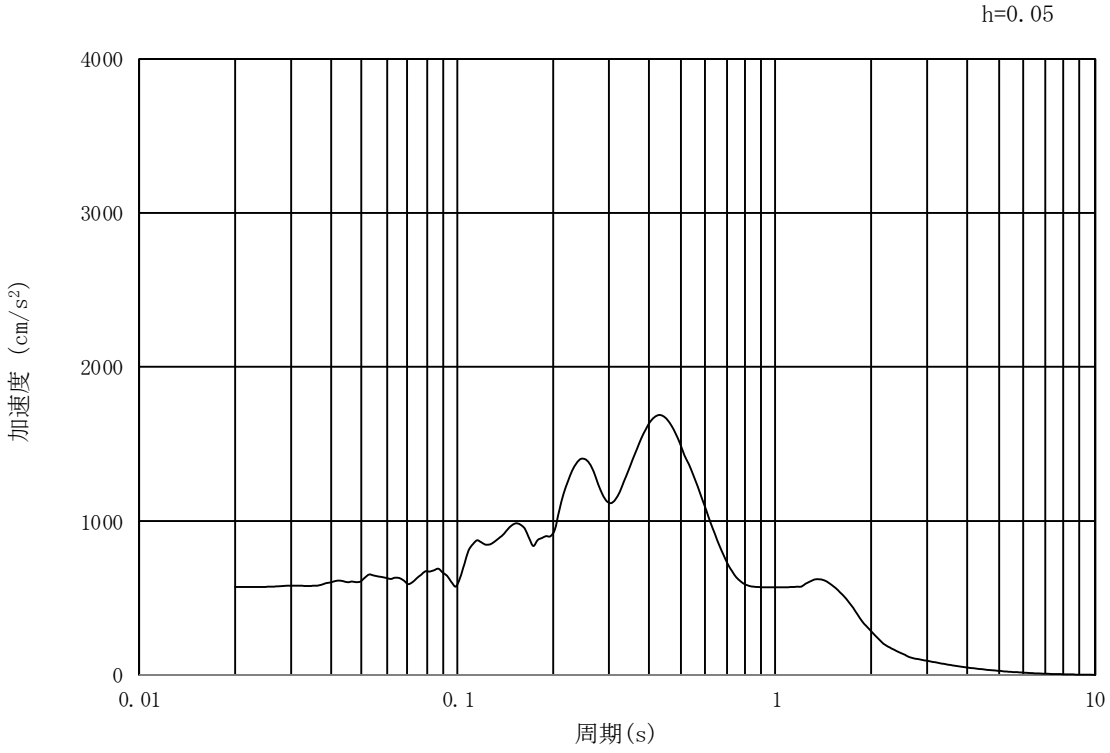


（b）加速度応答スペクトル

第 3-4 図（14）　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
（横断面方向，鉛直成分：Ｓｓ－２２）

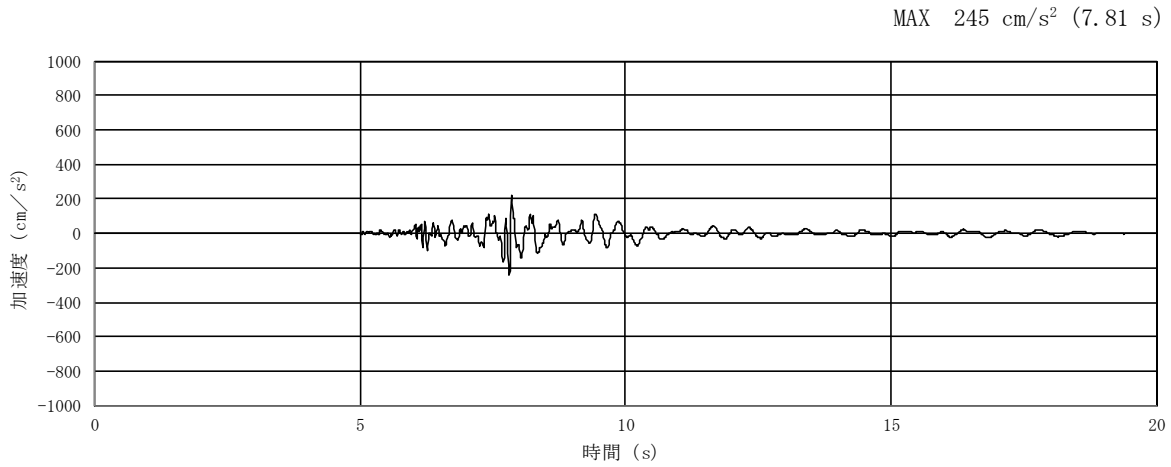


(a) 加速度時刻歴波形

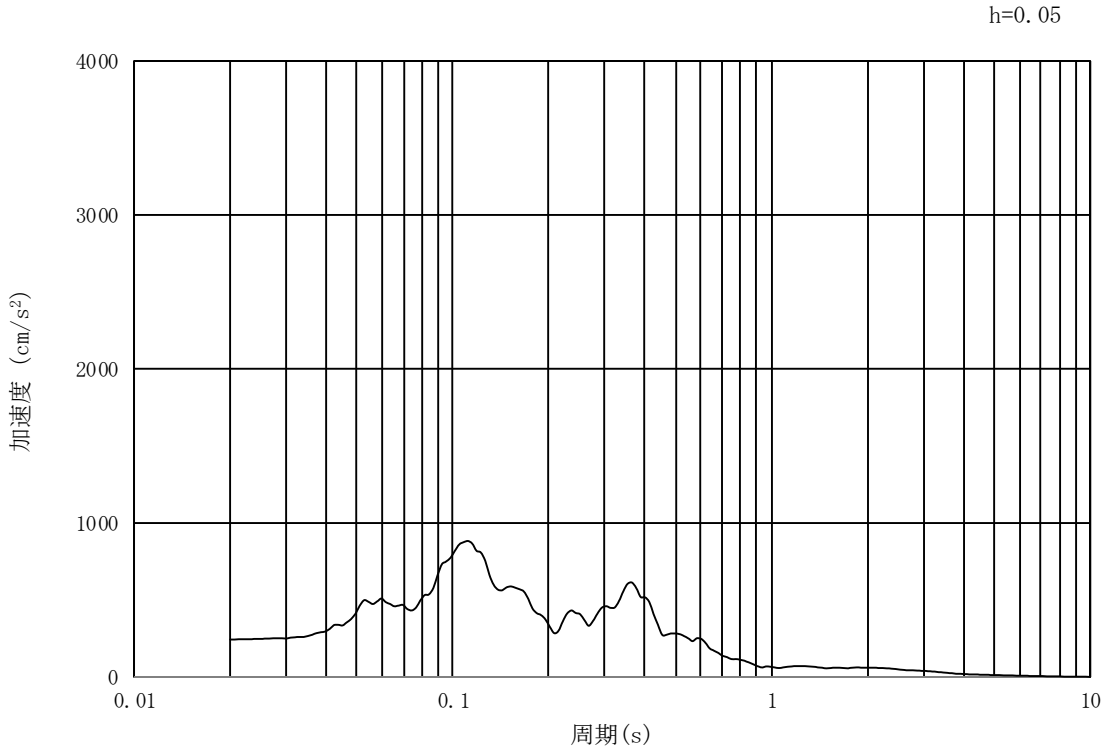


(b) 加速度応答スペクトル

第 3-4 図 (15)　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
（水平成分：Ｓ$_s$－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 (16)　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
(鉛直成分：Ｓ$_s$－３１)

3.5　解析モデル及び諸元

3.5.1　解析モデル

緊急用海水取水管の地震応答解析モデルを第 3-5 図に示す。

(1)　解析領域

地震応答解析モデル領域は，境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう，十分広い領域とする。

(2)　境界条件

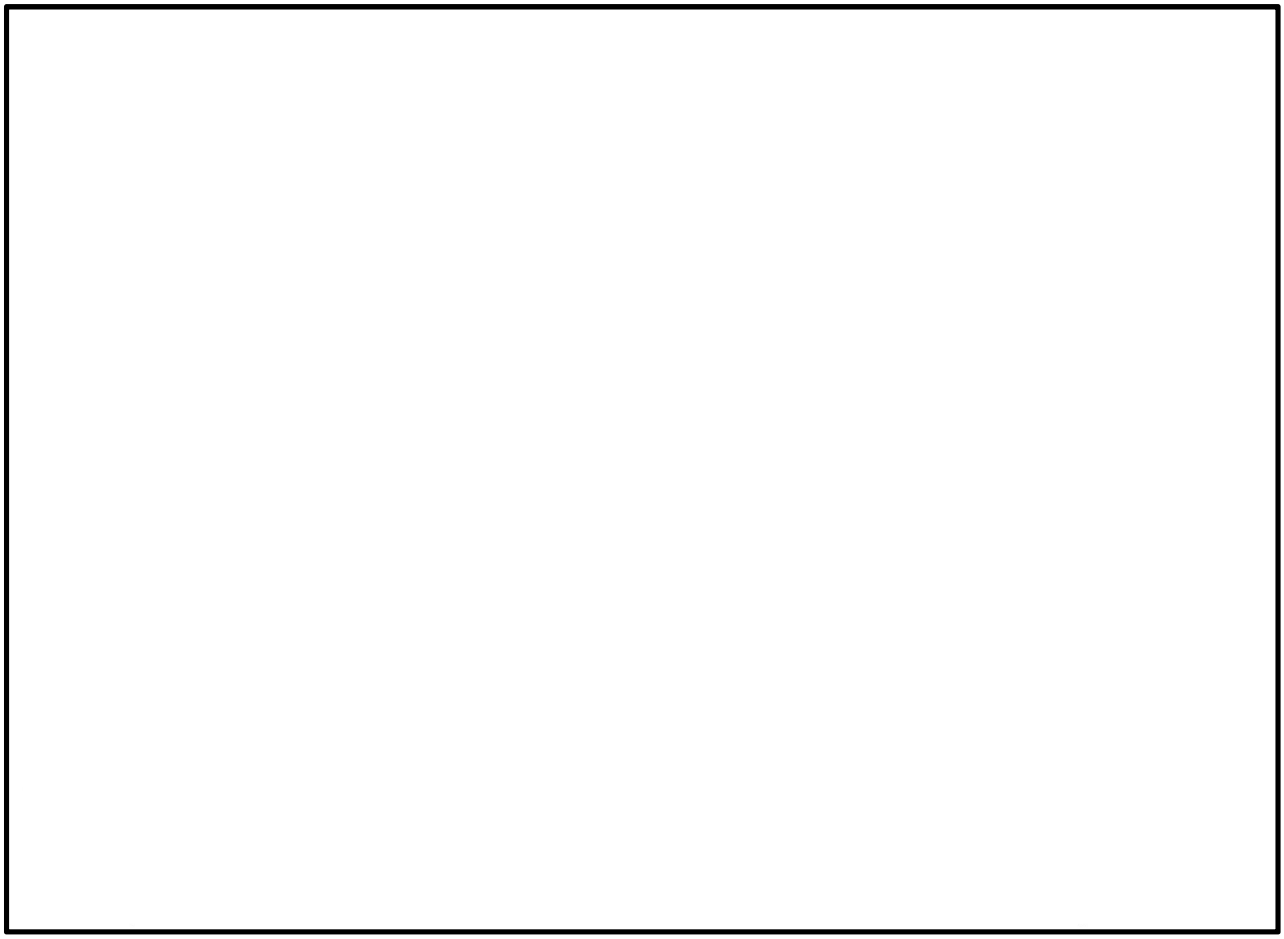
地震応答解析時の境界条件については，有限要素解析における半無限地盤を模擬するため，粘性境界を設ける。

(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，マルチスプリング要素及び間隙水圧要素にてモデル化し，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　緊急用海水取水管②－②断面方向の地震応答解析モデル

3.5.2　使用材料

使用材料を第 3-3 表に，材料の物性値を第 3-4 表に示す。

第 3-3 表　使用材料

材料	断面形状（mm）	諸元
鋼製管	内径 1200×t14	SM570

第 3-4 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 (%)
鋼製管	77.0*1	2.0×10^{5}*1	0.3*1	3*2

注記　*1：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）

*2：ＪＥＡＧ４６０１－1987（（社）日本電気協会）

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 3-5 表に示す。

第 3-5 表（1）　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 3-5 表（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	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。

z：標高(m)

第 3-5 表 (3)　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/cm^3)	静ポアソン比 ν_{CD}	粘着力 C_{CD} (kN/m^2)	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/m^2)	基準体積弾性係数 Kma (kN/m^2)	基準平均有効主応力 σ'ma (kN/m^2)	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。

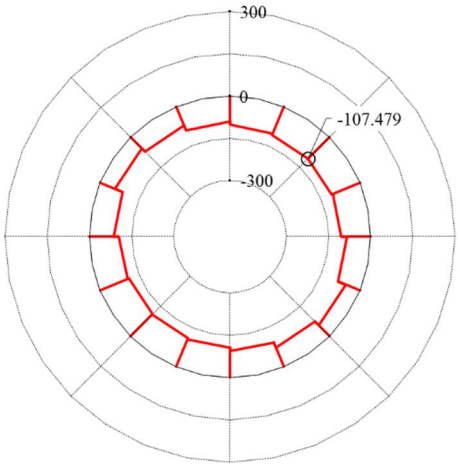
3.6　地震応答解析結果

緊急用海水取水管の横断面方向の評価は，２次元有効応力解析により得られる照査用応答値が，「6.1　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。

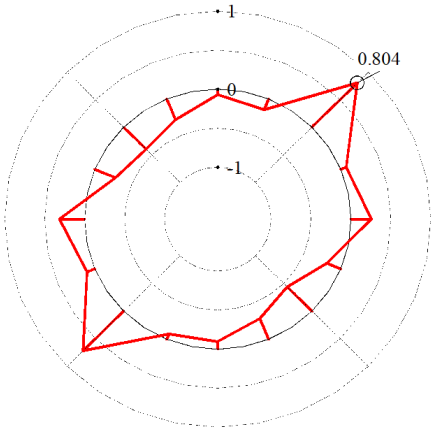
(1)　構造部材の健全性評価

緊急用海水取水管の構造部材は，鋼材の引張応力及びせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

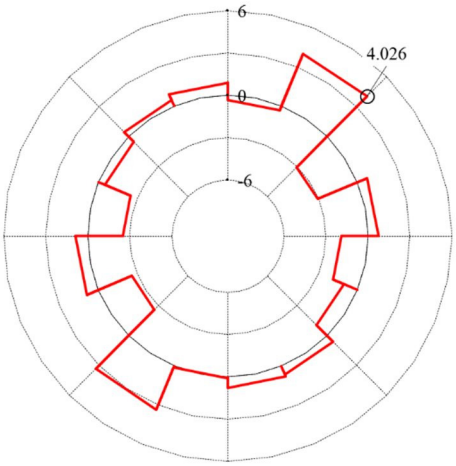
緊急用海水取水管の基準地震動Ｓ$_s$による②－②面方向の断面力分布を第 3-6 図に示す。これらの図は，構造部材の曲げ軸力及びせん断力照査結果の照査値が最大となる時刻における要素ごとの断面力を示したものである。



軸力図（kN/m）

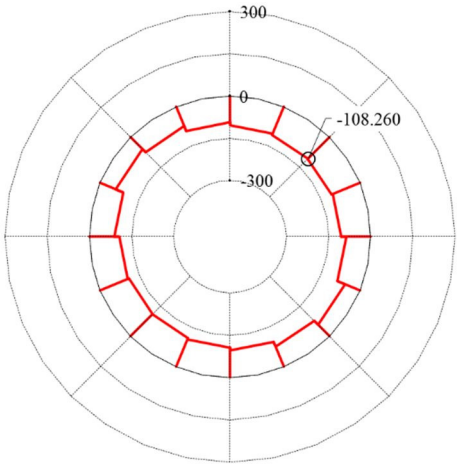


曲げモーメント図（kN･m/m）

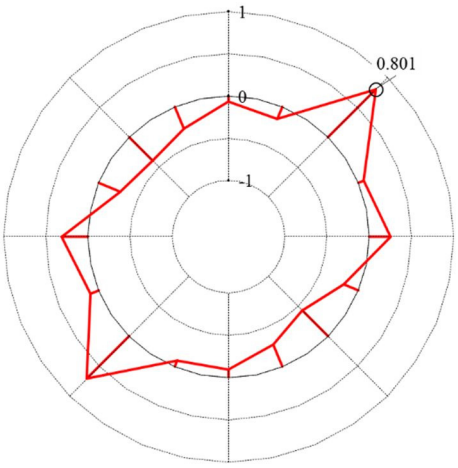


せん断力図（kN/m）

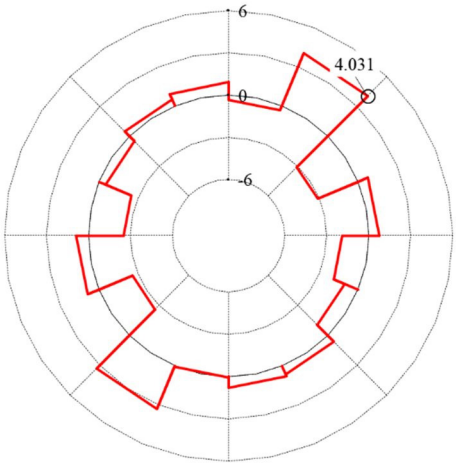
第 3-6 図（1）　曲げ軸応力が最も厳しい時刻の断面力（②－②断面方向）
（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕，t=8.73）
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）



軸力図（kN/m）



曲げモーメント図（kN･m/m）



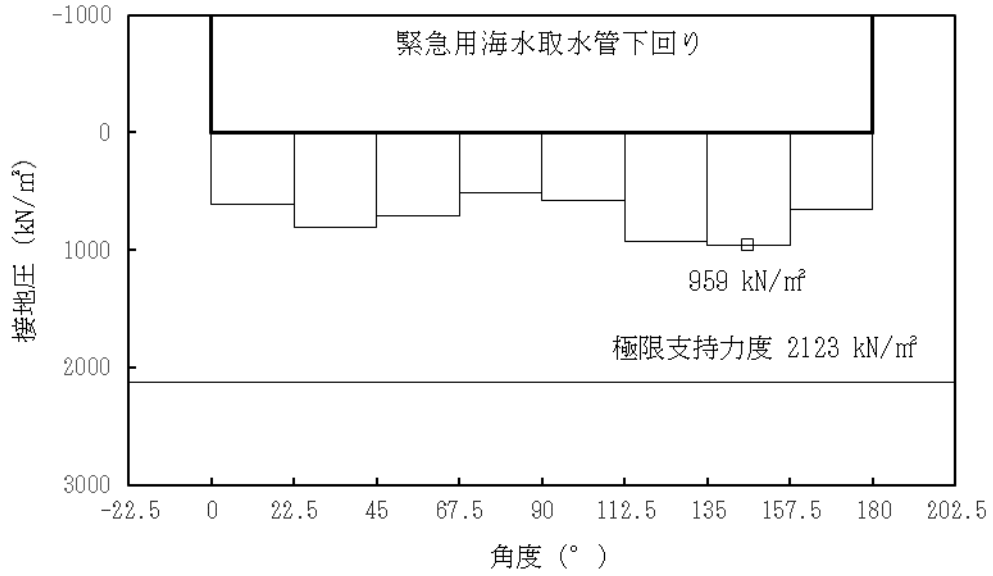
せん断力図（kN/m）

第 3-6 図（2）　せん断応力が最も厳しい時刻の断面力（②－②断面方向）
（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕，t=8.74）
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）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。

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ける，基礎地盤に生じる最大接地圧分布を第 3-7 図に示す。



第 3-7 図　②－②断面の最大接地圧分布図（Ｓｓ－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

4. 縦断面方向の地震応答解析

4.1 評価対象箇所

評価対象箇所は，緊急用海水ポンプピット付近の②－②断面を代表位置として選定し，基準地震動Ｓ$_s$による耐震評価を実施する。

4.2 縦断面方向応力の評価方法

緊急用海水取水管は Km 層に敷設されているため，Km 層上部の地層の影響を受けにくく，また Km 層上部は水平成層であることから縦断面方向応力は，１次元有効応力解析から得られる水平地盤変位を考慮した応答変位法による応力解析にて求める。１次元有効応力解析には解析コード「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。

4.2.1 地盤

地盤は，マルチスプリング要素及び間隙水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。

4.2.2 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。

4.3 入力地震動

１次元有効応力解析の入力地震動は，「3.4 入力地震動」に従う。

4.4 解析モデル及び諸元

4.4.1 地盤の解析モデル

評価対象である②－②断面の１次元有効応力解析モデル概念図を第 4-1 図に示す。

１次元有効応力解析モデル底面は T.P.－130 m とし，構造物中心位置の地層構成に基づき作成した地盤モデルを用いる。解析モデル底面には，T.P.－130 m 位置の密度，せん断波速度及び疎密波速度を有する粘性境界を設定する。

4.4.2 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」にて設定している値を用いる。

4.5　地震応答解析結果

１次元有効応力解析により緊急用海水取水管の最深中心位置（②－②断面）と最浅中心位置間の相対変位が最大となる基準地震動Ｓ$_s$－３１を用いて，最大地盤ひずみ及び地盤の割線剛性を算定する。

最大地盤ひずみは，緊急用海水取水管の最深中心位置（②－②断面）と最浅中心位置間の水平方向最大相対変位と波長に基づき算定する。最大地盤ひずみの算定式を以下に示す。

$$\varepsilon_G(x)=\frac{dU(x)}{dx}=2\pi\frac{U_0}{L}\cdot\cos\left(\frac{2\pi}{L}x+\phi\right)$$

ここで，

$$U_h(x)=U_0\cdot\sin\left(\frac{2\pi}{L}x+\phi\right)$$

U_h　：水平変位（m）

U_0　：管軸位置の地盤の水平方向最大相対変位（m）
（１次元有効応力解析の結果より）

L　：地震動の波長（m）

x　：地震動に沿った距離（m）

ϕ　：地震動の位相（°）

以上より，最大地盤ひずみは次式で表される。

$$\varepsilon_G(x)=2\pi\frac{U_0}{L}$$

地盤の割線剛性は，緊急用海水取水管の最深中心位置（②－②断面）と最浅中心位置との間の最大相対変位発生時刻における１次元有効応力解析モデルの緊急用海水取水管中心位置における地盤の平均有効主応力σ_m’及びせん断ひずみγにより求められる。地盤の変形係数の算定式を以下に示す。

$$E_s=2(1+\nu_d)G_s$$

$$G_s=\frac{\tau_s}{\gamma}$$

$$\tau_s=\frac{\gamma}{\frac{1}{G_{ma}\times\left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{ma}}\right)^{0.5}}+\left|\frac{\gamma}{c\times\cos\phi_{CD}+\sigma'_m\times\sin\phi_{CD}}\right|}$$

G_s　：割線剛性（kN/m^2）

γ　：せん断ひずみ

τ_s　：骨格曲線上のせん断応力（kN/m^2）

σ'_m：平均有効主応力（kN/m^2）

E_s　：変形係数（kN/m²）

ν_d　：動ポアソン比

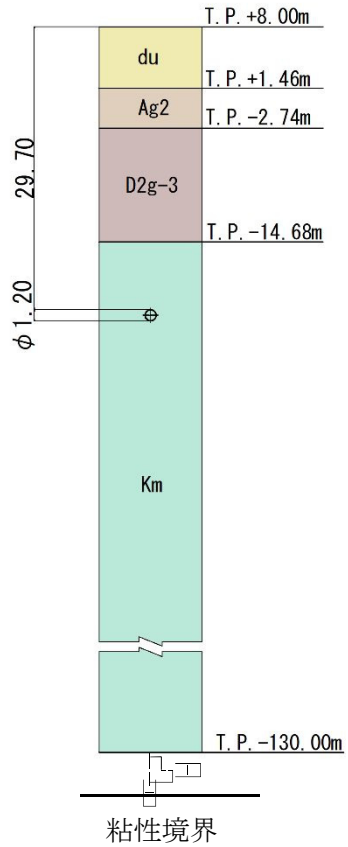
G_{ma}　：基準せん断剛性，σ'_{ma}における微小せん断ひずみでの
初期せん断剛性（kN/m²）

σ'_{ma}：基準平均有効主応力(kN/m²)

c　：地盤の粘着力（kN/m²）
＊ｃはKm層の非排水せん断強度

ϕ_{CD}：内部摩擦角（°）

最大地盤ひずみと地盤の変形係数を乗じることにより算定される荷重強度を第 4-1 表に示す。荷重強度が最大となるＳ$_s$－３１（地盤ケース①）で縦断面方向の応力解析を実施する。



第 4-1 図　１次元有効応力解析モデル概念図（②－②断面）

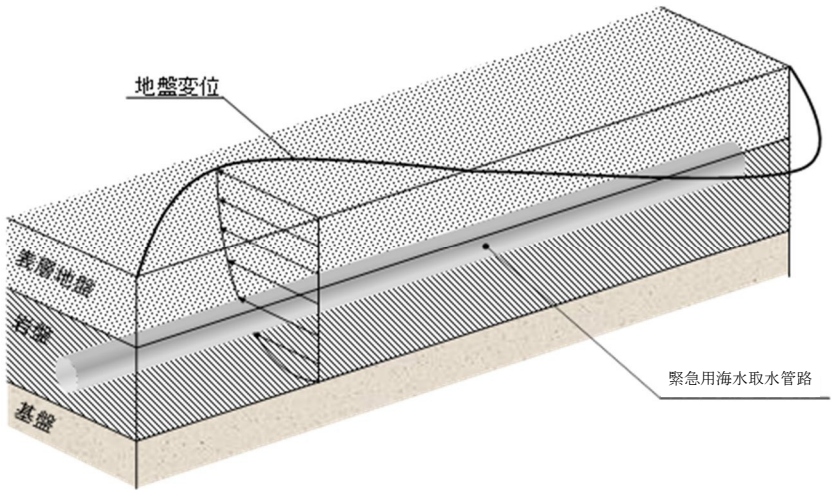
第 4-1 表　最大地盤ひずみと荷重強度（Ｓ$_s$－３１）

地盤 ケース	水平方向 最大相対変位 (m)	地震動の 波長 (m)	最大 地盤ひずみ	変形 係数 (kN/m^2)	荷重 強度 (kN/m^2)
①	0.001	140	6.177×10^{-5}	181289	11.20
②	0.001	140	6.177×10^{-5}	180244	11.13
③	0.001	150	5.765×10^{-5}	184246	10.62
④	0.000	140	2.224×10^{-5}	354285	7.88
⑤	0.001	140	5.250×10^{-5}	209099	10.98
⑥	0.001	140	5.250×10^{-5}	208695	10.96

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

5.　縦断面方向の応力解析

緊急用海水取水管の縦断面方向の評価においては，第 5-1 図に示すような水平方向に伝播する地震波（進行方向に対して直角方向に振動する進行波）による周辺地盤の変位を考慮する評価手法として応答変位法を適用する。



第 5-1 図　縦断面方向の耐震評価イメージ

5.1　評価対象箇所

縦断面方向については，管路全長をモデル化した静的フレーム解析により応答変位法を実施して縦断面方向の曲げ応力と軸応力を求め，横断面方向と縦断面方向を合成した応力の最大値を算定し，耐震評価を実施する。

5.2　解析方法

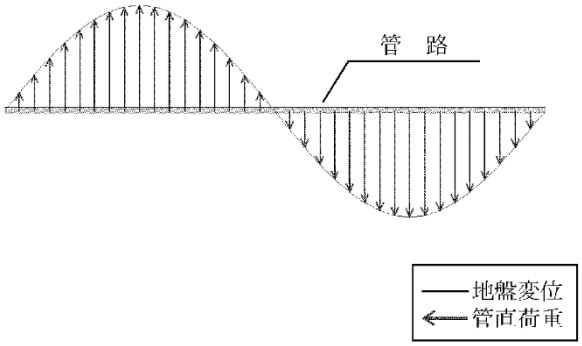
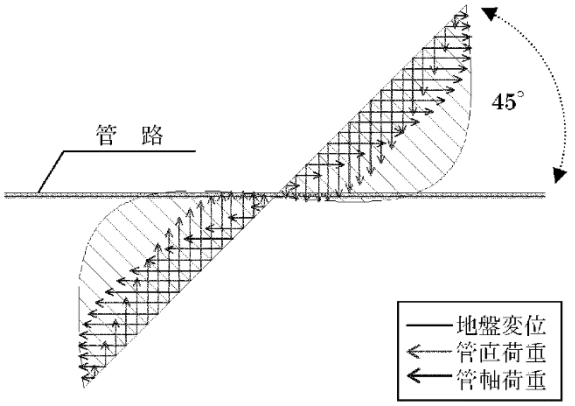
応答変位法による解析には，解析コード「Engineer’s Studio Ver. 6.00.04」を使用する。なお，解析コードの検証及び妥当性確認の概要については，添付書類「Ⅴ-5-39　計算機プログラム（解析コード）の概要・Ｅｎｇｉｎｅｅｒ’ｓ　Ｓｔｕｄｉｏ」に示す。

5.2.1　地震動の入射角

縦断面方向の応力解析で管路に発生する応力は，地震動（地盤変位）の入射角により発生値が変化する。第 5-1 表に示すとおり，入射角 0° で曲げ応力，入射角 45° で軸応力が最大となることから，これら 2 ケースの結果から算定される合成応力で評価する。

なお，保守側の評価となるよう地盤の変位振幅が最大となる地震動の値を用いて設定する。

第 5-1 表　縦断面方向応力解析における地震動の入射角と発生応力の関係

地震動の入射角 θ	発生応力のイメージ	備　考
0 °		地震動の入射角が 0 °の場合，管路と直交方向の地盤変位が最大となるため，管路に発生する曲げ応力が最大となる。なお，軸方向の応力は発生しない。
45°		地震動の入射角が 45 °の場合，管路と平行方向の地盤変位が最大となるため，管路に発生する軸応力が最大となる。なお，曲げ応力も発生するが，0°入射の場合よりも小さい。

5.2.2　地盤変位

応力解析モデルに入力する地盤変位は，１次元有効応力解析結果から得られる地盤変位のうち，緊急用海水取水管の最深部の管軸中心標高に対する最浅部中心標高における最大水平相対変位及び地震動の波長を考慮して以下の式で求める。

$$U_h(x) = U_0 \cdot sin\left(\frac{2\pi}{L}x + \phi\right)$$

ここで,

U_h ： 水平変位（m）

U_0 ： １次元地盤応答解析における緊急用海水取水管最深部標高に対する接続高での最大水平相対変位（m）

L ： 地震動の波長（m）

X ： 地震動に沿った距離（m）

ϕ ： 地震動の位相（°）

5.2.3　縦断面方向の合成応力

縦断面方向合成応力は，管軸方向の曲げ応力及び軸応力から，以下の式で求める。

$$\sigma_x = \sqrt{3.12\sigma_L^2 + \sigma_B^2}$$

σ_x　：　σ_Lとσ_Bを二乗和の平方根で重畳した場合の合成応力

σ_L　：　埋設管路の管軸方向の地盤変位により管体に生じる軸力

σ_B　：　埋設管路の管軸直交方向の地盤変位により管体に生じる曲げ応力

5.3　解析モデル及び諸元

5.3.1　解析モデル

応答変位法による縦断面方向の応力解析の概念図を第 5-2 図，解析モデルを第 5-3 図に示す。

(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。

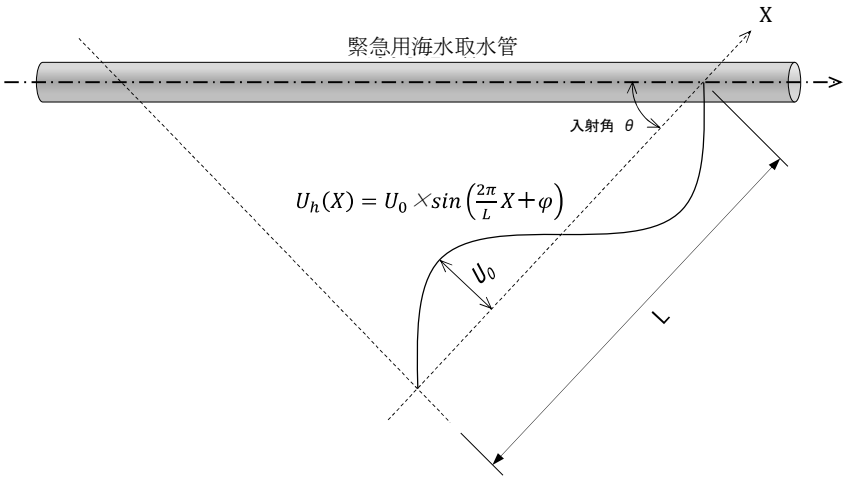
(2)　境界条件

緊急用海水取水管路の両端は，ＳＡ用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットと接続されることから固定端としてモデル化する。

緊急用海水取水管の両端はＳＡ用海水ピットと緊急用海水ポンプピットに可とう管を介して接続されることから，可とう管位置の 2 重節点で縦断面方向及び回転方向については自由度を与え，横断面方向については固定条件で連結する。一方，管路中間部に可とう管が設置される箇所については，可とう管位置の 2 重節点で全方向に自由度を与えることにより，可とう管の応力解放効果を考慮するとともに，可とう管位置の 2 重節点の相対変位が可とう管の許容変位以下に収まることを確認する。

(3)　地盤バネの設定

地盤は，非線形バネ要素によりモデル化する。応力解析に用いる地盤反力係数を第 5-2 表に示す。



U_h ： 地盤変位（m）

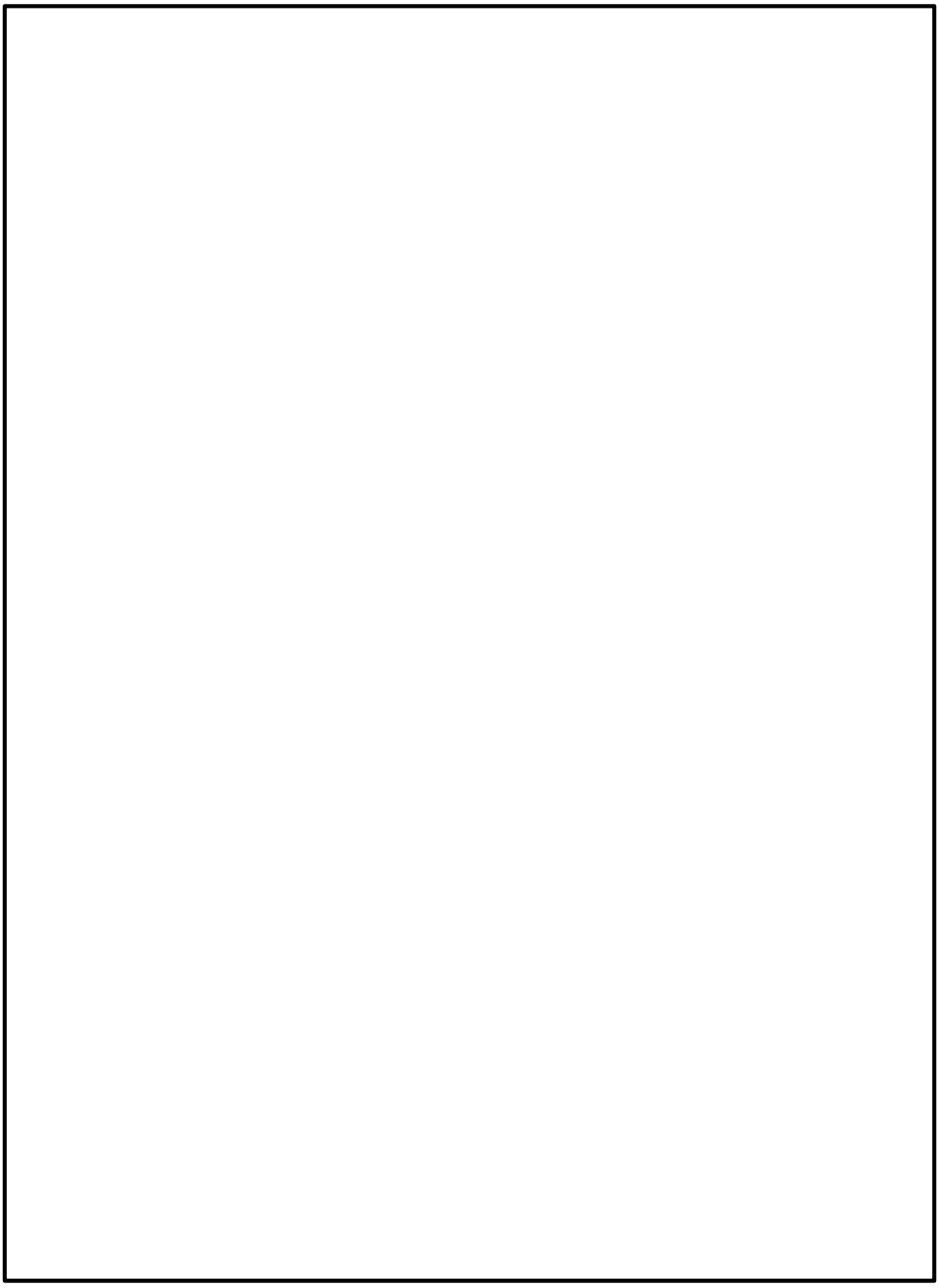
U_0 ： １次元地盤応答解析における海水引込み管最深部標高に対する接続高での最大水平相対変位（m）

L ： 地震動の波長（m）

X ： 地震動に沿った距離（m）

ϕ ： 地震動の位相（°）

第 5-2 図　縦断面方向の応力解析の概念図



第 5-3 図　縦断面方向の応力解析モデル

第 5-2 表　縦断面方向の応力解析に用いる地盤反力係数

（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）

地震動	方向	地盤反力係数 (kN/m^3)	応力上限値 (kN/m^2)
Ｓｓ－３１	管軸方向	181290	63
	管軸直交方向	604300	240

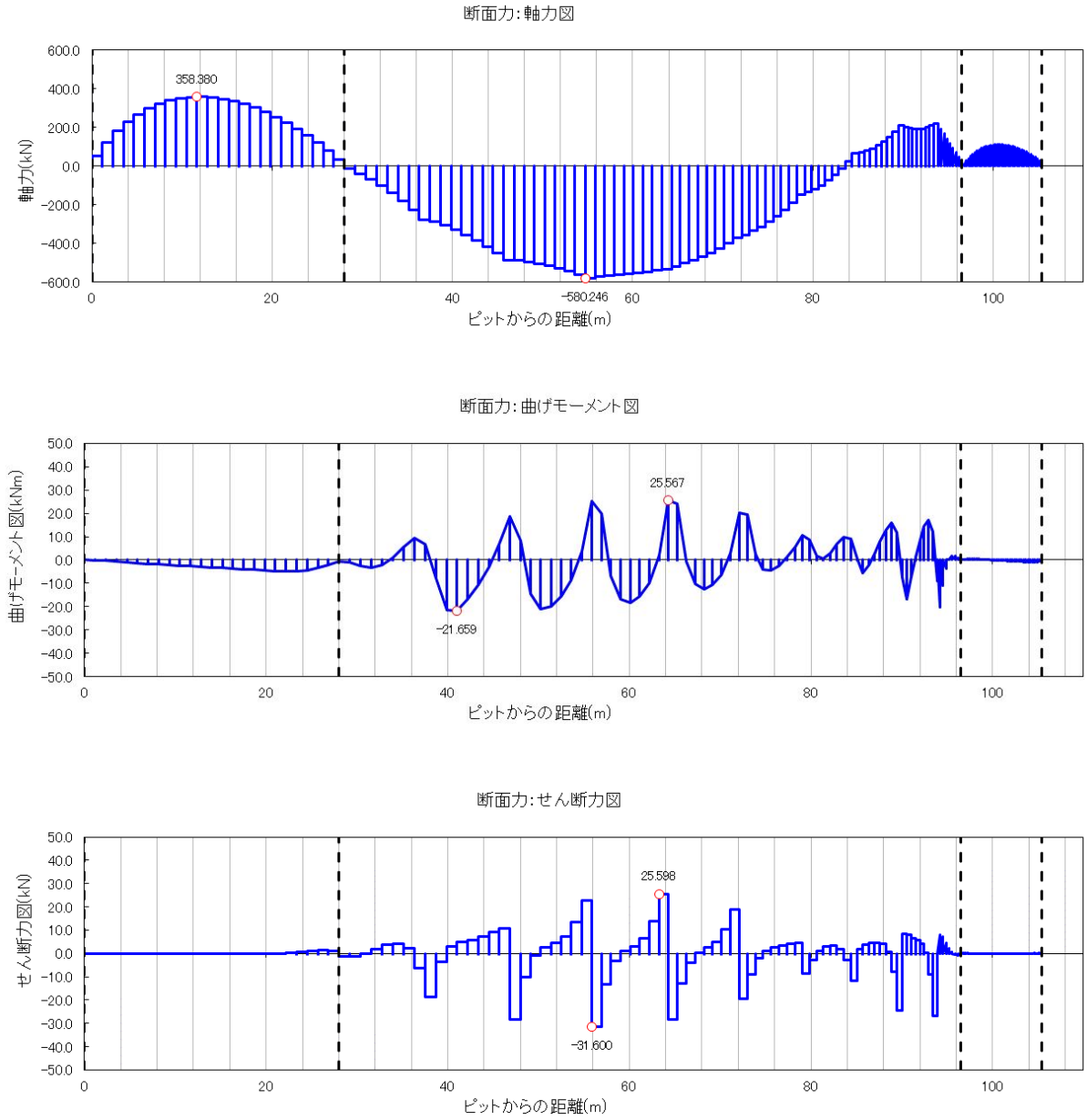
5.3.2　使用材料及び材料定数

緊急用海水取水管の使用材料は，「3.5.2　使用材料」に示したものと同様とする。

5.4　応力解析結果

縦断面方向の応力解析結果を第 5-4 図に示す。

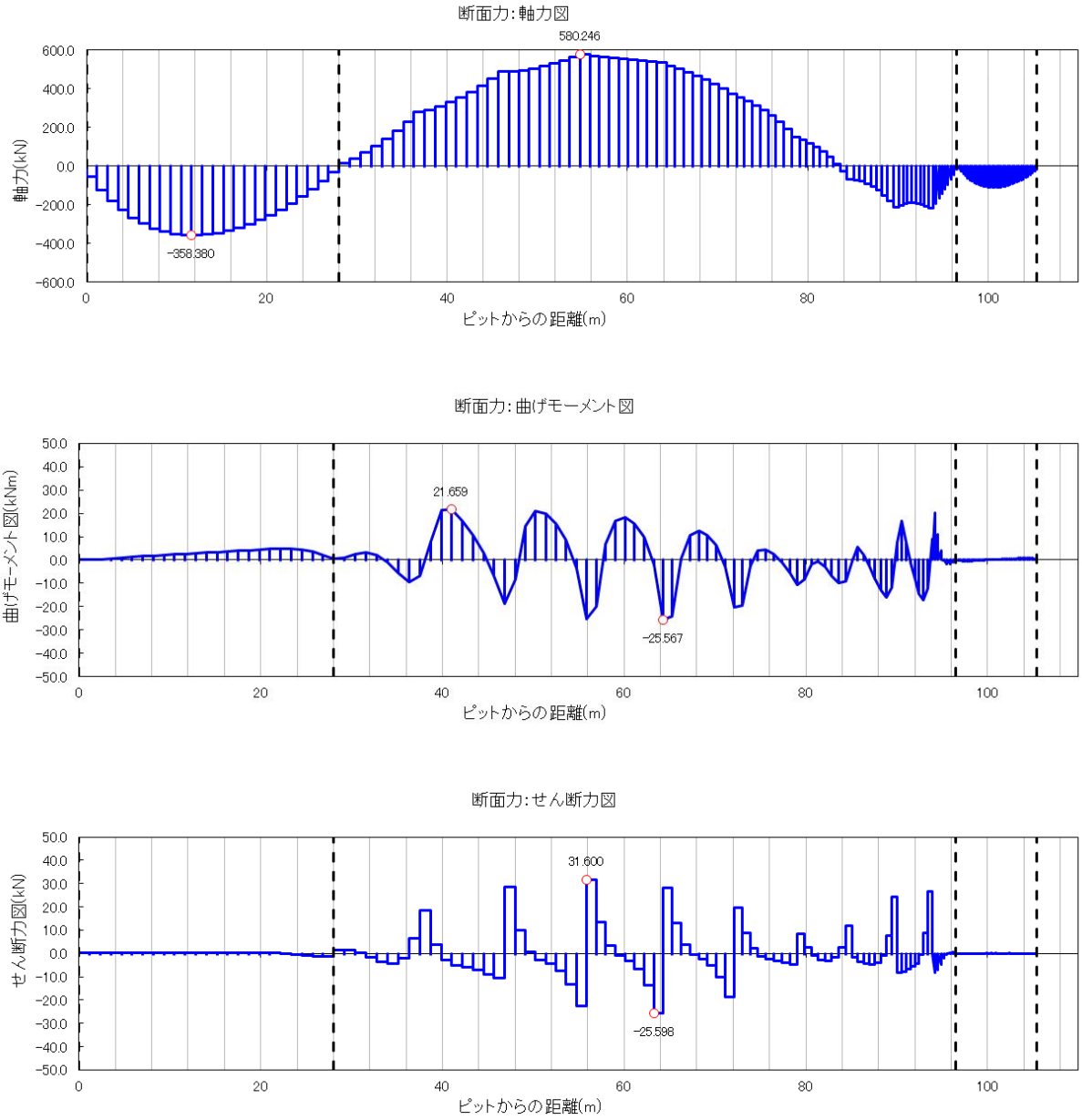
本図は，地震動の位相を 90° ピッチで与えた結果のうち，各要素に生じた最大応力を示している。



注記　：ピットからの距離は第 5-3 図に示すモデル平面図の x 軸に緊急用海水取水管を投影

第 5-4 図（1）　縦断面方向の断面力分布図

（軸応力最大ケース〔位相０°，入射角４５°〕）



注記　：ピットからの距離は第 5-3 図に示すモデル平面図の x 軸に緊急用海水取水管を投影

第 5-4 図（2）　縦断面方向の断面力分布図

（軸応力最大ケース〔位相１８０°，入射角４５°〕）

6.　耐震評価

6.1　許容限界

6.1.1　構造部材の健全性に対する許容限界

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。

緊急用海水取水管の構造部材は許容応力による照査を行う。評価位置において鋼材の引張応力及びせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

許容限界については，「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 6-1 表のとおりに設定する。短期許容応力度は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 6-1 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)
鋼材（SM570）＊	短期許容曲げ引張応力度 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）

6.1.2　基礎地盤の支持性能に対する許容限界

極限支持力は，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，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）により設定する。

道路橋示方書による直接基礎の支持力算定式を以下に示す。

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。

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

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）
＊c は Km 層の非排水せん断強度

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）

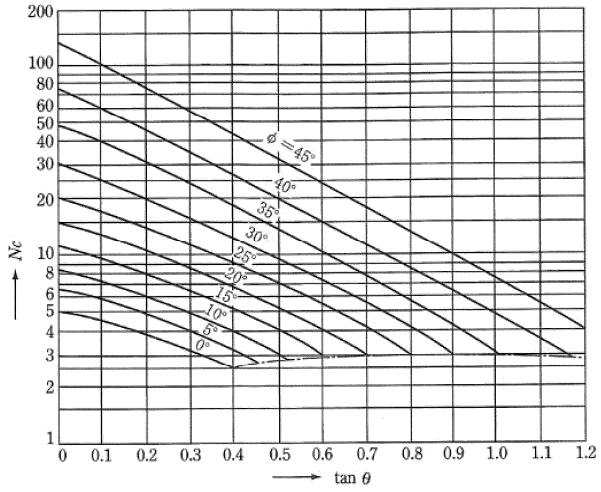
D_f ：基礎の有効根入れ深さ（m）

α，β ：第 6-2 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

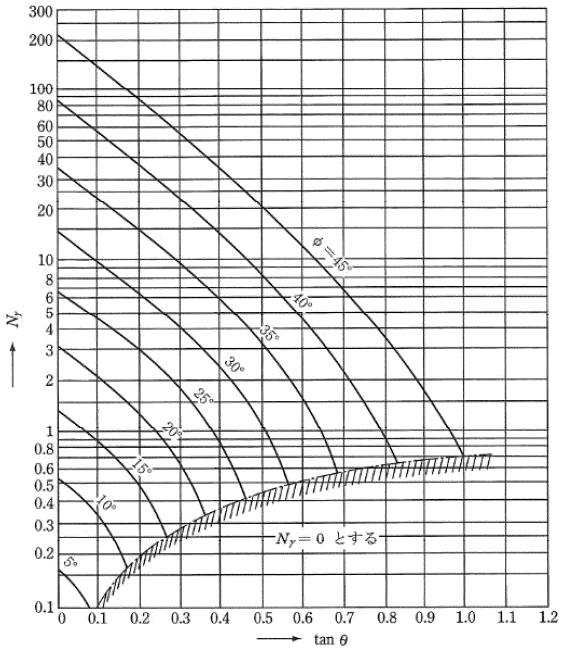
N_c，N_γ ：第 6-1 図，第 6-2 図に示す荷重の傾斜を考慮した支持力係数

S_c，S_γ ：支持力係数の寸法効果に関する補正係数



第 6-1 図　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



第 6-2 図　支持力係数N_γ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

第 6-2 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，楕円形，小判形
α	1.0	1.3	$1+0.3\frac{B_e}{D_e}$
β	1.0	0.6	$1-0.4\frac{B_e}{D_e}$
B_e, D_e は図-解 10.3.4，図-解 10.3.5 による。ただし，$\frac{B_e}{D_e}>1$ の場合，$\frac{B_e}{D_e}=1$ 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

上記にて求められる極限支持力の算定結果を第 6-3 表に示す。

第 6-3 表　極限支持力算定の諸元と算定結果

項目	算定結果	備考
極限支持力度 q_d (kN/m^2)	2123	
$\alpha \kappa c N_c S_c$ (kN/m^2)	2123	
$\kappa q N_q S_q$ (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)	915	非排水せん断強度*
基礎底面標高 Z (m)	−22.5	
せん断抵抗角 ϕ (°)	0	
地盤の単位体積重量 γ'_1 (kN/m^3)	7.061	
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)	1.228	
荷重の偏心量 e_b(m)	0	
基礎幅 B (m)	1.228	
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	
N_c	5	第 6-1 図
N_q	−	
N_γ	0	第 6-2 図
S_c	0.4642	
S_q	−	
S_r	1	

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.−22.5 (m)

6.2　評価方法

6.2.1　構造部材の合成応力に対する評価結果

緊急用海水取水管の発生応力は，「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）」に基づき横断面方向応力と縦断応力を以下の式にて組み合わせる。

$$\sigma = \sqrt{{\sigma_C}^2 + {\sigma_L}^2 - \sigma_C\sigma_L + 3\tau^2}$$

ここで，

σ　：合成応力度（N/mm^2）

σ_C　：横断面方向応力度（N/mm^2）

σ_L　：縦断面方向応力度（N/mm^2）

τ　：縦断面方向せん断応力度（N/mm^2）

合成応力に対する許容限界は，第 6-1 表に示す短期許容応力度とする。

緊急用海水取水管の合成応力評価結果を第 7-3 表に示す。同表より，緊急用海水取水管に生じる合成応力が許容限界以下であることを確認した。

6.2.2　構造部材の健全性に対する評価

横断面方向の緊急用海水取水管の評価は，鋼材の曲げモーメント及び軸力より算定される曲げ軸応力並びにせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

a.　曲げモーメント及び軸力に対する照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここで，

σ	：	緊急用海水取水管の曲げモーメント及び軸力より算定される応力（N/mm^2）
M	：	曲げモーメント（N･mm）
Z	：	断面係数（mm^3）
N	：	軸力（N）
A	：	有効断面積（mm^2）

b.　せん断力に対する照査

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力がせん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

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

ここで，

τ	：	緊急用海水取水管のせん断力より算定されるせん断応力（N/mm^2）
S	：	せん断力（N）
A	：	有効断面積（mm^2）

6.2.3　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。

7.　耐震評価結果

7.1　構造部材の健全性に対する評価結果

7.1.1　構造部材の横断面方向の曲げ軸力に対する評価結果

鋼材の照査結果を第 7-1 表に示す。

緊急用海水取水管における許容応力度法による照査を行った結果，評価位置において応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。

以上のことから，緊急用海水取水管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。なお，発生応力は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

第 7-1 表（1）　鋼材の曲げ軸力照査結果（②－②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）

地震動	位相	板厚 (mm)	発生応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－D１	〔H＋，V＋〕	11	30	382.5	0.08
	〔H＋，V－〕	11	28	382.5	0.08
	〔H－，V＋〕	11	31	382.5	0.09
	〔H－，V－〕	11	28	382.5	0.08
S_s－１１		11	21	382.5	0.06
S_s－１２		11	26	382.5	0.07
S_s－１３		11	25	382.5	0.07
S_s－１４		11	21	382.5	0.06
S_s－２１		11	33	382.5	0.09
S_s－２２		11	30	382.5	0.08
S_s－３１	〔H＋，V＋〕	11	49	382.5	0.13
	〔H－，V＋〕	11	46	382.5	0.13

注記　：板厚は初期 14 mm に内側 1.0 mm，外側 2.0 mm の腐食代を考慮

第 7-1 表（2）　鋼材の曲げ軸力照査結果（②－②断面）

（検討ケース②～⑥，Ｓｓ－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

検討ケース	板厚 (mm)	発生応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
②	11	50	382.5	0.14
③	11	48	382.5	0.13
④	11	24	382.5	0.07
⑤	11	45	382.5	0.12
⑥	11	46	382.5	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

板厚は初期 14 mm に内側 1.0 mm，外側 2.0 mm の腐食代を考慮

7.1.2　構造部材の横断面方向のせん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を第 7-2 表に示す。

緊急用海水取水管における許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてせん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。

以上のことから，緊急用海水取水管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。なお，発生応力及び発生断面力は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

第 7-2 表（1）　せん断力照査結果（②－②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）

地震動		板厚 (mm)	発生応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
Ｓ$_s$－Ｄ１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕	11	0.3	217.5	0.002
	〔Ｈ＋，Ｖ－〕	11	0.3	217.5	0.002
	〔Ｈ－，Ｖ＋〕	11	0.3	217.5	0.002
	〔Ｈ－，Ｖ－〕	11	0.3	217.5	0.002
Ｓ$_s$－１１		11	0.2	217.5	0.001
Ｓ$_s$－１２		11	0.2	217.5	0.001
Ｓ$_s$－１３		11	0.3	217.5	0.002
Ｓ$_s$－１４		11	0.2	217.5	0.001
Ｓ$_s$－２１		11	0.3	217.5	0.002
Ｓ$_s$－２２		11	0.3	217.5	0.002
Ｓ$_s$－３１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕	11	0.4	217.5	0.002
	〔Ｈ－，Ｖ＋〕	11	0.4	217.5	0.002

注記　：板厚は初期 14 mm に内側 1.0 mm，外側 2.0 mm の腐食代を考慮

第 7-2 表（2）　せん断力照査結果（②－②断面）

（検討ケース②～⑥，Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

検討ケース	板厚 (mm)	発生応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
②	11	0.4	217.5	0.002
③	11	0.4	217.5	0.002
④	11	0.3	217.5	0.002
⑤	11	0.4	217.5	0.002
⑥	11	0.4	217.5	0.002

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

板厚は初期 14 mm に内側 1.0 mm，外側 2.0 mm の腐食代を考慮

7.1.3　構造部材の合成応力に対する評価結果

緊急用海水取水管の合成応力評価結果を第 7-3 表に示す。

同表より，緊急用海水取水管に生じる合成応力が許容限界以下であることを確認した。

第 7-3 表　合成応力の評価結果

入射角 (°)	位相 (°)	横断面方向	縦断面方向		合成応力度	短期許容応力度	照査値
		応力度 σ_C (N/mm^2)	応力度 σ_L (N/mm^2)	せん断応力度 τ (N/mm^2)	σ (N/mm^2)	(N/mm^2)	
0	0	48.55	0.01	0.004	49	382.5	0.13
45	0	48.55	0.27	0.005	49	382.5	0.13
0	90	48.55	0.03	0.000	49	382.5	0.13
45	90	48.55	0.08	0.000	49	382.5	0.13
0	180	48.55	0.01	0.004	49	382.5	0.13
45	180	48.55	0.27	0.005	49	382.5	0.13
0	270	48.55	0.03	0.000	49	382.5	0.13
45	270	48.55	0.08	0.000	49	382.5	0.13

7.2　基礎地盤の支持性能評価結果

基礎地盤の支持性能評価結果を第 7-4 表に示す。

緊急用海水取水管の基礎地盤に生じる最大接地圧はＳｓ－３１（②－②断面方向）で 959 kN/m^2 であり，基礎地盤の極限支持力度 2123 kN/m^2 以下である。

以上のことから，緊急用海水取水管の基礎地盤は，基準地震動Ｓｓに対し，支持性能を有することを確認した。

第 7-4 表　基礎地盤の支持性能評価結果

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	Ｓｓ－Ｄ１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕	888	2123
		〔Ｈ＋，Ｖ－〕	870	2123
		〔Ｈ－，Ｖ＋〕	907	2123
		〔Ｈ－，Ｖ－〕	874	2123
	Ｓｓ－１１		839	2123
	Ｓｓ－１２		824	2123
	Ｓｓ－１３		821	2123
	Ｓｓ－１４		802	2123
	Ｓｓ－２１		909	2123
	Ｓｓ－２２		908	2123
	Ｓｓ－３１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕	954	2123
		〔Ｈ－，Ｖ＋〕	871	2123
②	Ｓｓ－３１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕	959	2123
③	Ｓｓ－３１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕	946	2123
④	Ｓｓ－３１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕	780	2123
⑤	Ｓｓ－３１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕	928	2123
⑥	Ｓｓ－３１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕	935	2123

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

評価位置は下図に示す。

Ⅴ-2-10-5-1　緊急時対策所の耐震計算結果

目　次

1. 概要 ····· 1
2. 耐震評価条件整理 ····· 1

1. 概要

本資料は，緊急時対策所の設備の耐震計算の手法及び条件の整理について説明するものである。

2. 耐震評価条件整理

緊急時対策所の設備に対して，設計基準対象施設の耐震クラス，重大事故等対処施設の設備分類を整理した。既設の設計基準対象施設については，耐震評価における手法及び条件について，既に認可を受けた実績との差異の有無を整理した。また，重大事故等対処施設のうち，設計基準対象施設であるものについては，重大事故等対処施設の評価条件と設計基準対処施設の評価条件との差異の有無を整理した。結果を表 2-1 に示す。

緊急時対策所の設備の耐震計算は，表 2-1 に示す計算書に記載することとする。また，表 2-1 に示す設備のうち，耐震評価における手法及び条件について，既に認可を受けた実績との差異がない施設の耐震計算は，工事計画の認可実績を示し，入力条件及び評価結果を示すことを基本とする。

なお，既設の設備における弾性設計用地震動S_dによる耐震評価については，基準地震動S_sによる評価結果が弾性設計用地震動S_dの許容限界を満足する場合，省略することとし，省略せず耐震評価を実施する場合は，静的地震力についても考慮することとする。

表 2-1　耐震評価条件整理一覧表

評価対象設備			設計基準対象施設			重大事故等対処施設		
			耐震設計上の重要度分類	新規制基準施行前に認可された実績との差異	耐震計算の記載箇所	設備分類*1	設計基準対象施設との評価条件の差異	耐震計算の記載箇所
緊急時対策所	緊急時対策所機能	緊急時対策所	C （新規登録）	－	Ⅴ-2-2*2	その他	－	Ⅴ-2-2*2
		衛星電話設備（固定型）	C	－	－	常設／緩和 常設／防止 その他	－	Ⅴ-2-6-7*3
		安全パラメータ表示システム（ＳＰＤＳ）	C	－	－	常設／緩和 常設／防止	－	Ⅴ-2-6-7*3
		統合原子力防災ネットワークに接続する通信連絡設備	C	－	－	その他	－	Ⅴ-2-6-7*3

注記　＊1：「常設耐震／防止」は，常設耐震重要重大事故防止設備，「常設／防止」は，常設耐震重要重大事故防止設備以外の常設重大事故防止設備，「常設／緩和」は，常設重大事故緩和設備，「その他」は，重大事故等対処設備（防止でも緩和でもない設備）を示す。

＊2：建物・構築物の耐震評価は，添付書類　Ⅴ-2-2「耐震設計上重要な設備を設置する施設の耐震性についての計算書」に記載する。

＊3：計測制御設備と兼用の設備であり，評価内容が共通であるため，耐震評価は，添付書類　Ⅴ-2-6-7「その他の計測制御設備の耐震性についての計算書」に記載する。

Ⅴ-2-11-1　波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針

目　　次

1. 概要 …… 1
2. 基本方針 …… 1
3. 耐震評価方針 …… 1
3.1 耐震評価部位 …… 1
3.2 地震応答解析 …… 5
3.3 設計用地震動又は地震力 …… 5
3.4 荷重の種類及び荷重の組合せ …… 5
3.5 許容限界 …… 6
3.6 まとめ …… 7

1. 概要

本資料は，設計基準対象施設及び重大事故等対処施設を設計する際に，添付書類「V-2-1-5 波及的影響に係る基本方針」の「4.波及的影響の設計対象とする下位クラス施設」にて選定した波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震評価方針を説明するものである。

2. 基本方針

波及的影響の設計対象とする下位クラス施設は，添付書類「V-2-1-5 波及的影響に係る基本方針」の「5. 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震設計方針」に基づき，以下「3.耐震評価方針」に示すとおり，耐震評価部位，地震応答解析，設計用地震動又は地震力，荷重の種類及び荷重の組合せ並びに許容限界を定めて耐震評価を実施する。この耐震評価を実施するものとして，添付書類「V-2-1-5 波及的影響に係る基本方針」の「4.波及的影響の設計対象とする下位クラス施設」にて選定した波及的影響の設計対象とする下位クラス施設を，建物・構築物及び機器・配管系に分けて表 2-1 に示す。

表 2-1　波及的影響の設計対象とする下位クラス施設

	下位クラス施設
建物・構築物	タービン建屋 サービス建屋 使用済燃料乾式貯蔵建屋上屋
機器・配管系	燃料取替機 原子炉建屋クレーン 使用済燃料乾式貯蔵建屋天井クレーン チャンネル着脱機 原子炉遮蔽 原子炉ウェル遮蔽ブロック 制御棒貯蔵ラック 制御棒貯蔵ハンガ ウォータレグシールライン（残留熱除去系，高圧炉心スプレイ系及び低圧炉心スプレイ系） 格納容器機器ドレンサンプ 海水ポンプエリア竜巻防護対策施設 中央制御室用天井照明 耐火障壁 原子炉建屋外側ブローアウトパネル防護対策施設
土木構造物	土留鋼管矢板

3. 耐震評価方針

3.1 耐震評価部位

耐震評価部位については,対象設備の構造及び波及的影響の観点を考慮し，ＪＥＡＧ4601を含む工事計画での実績を参照した上で，耐震評価上厳しい箇所を選定する。

3.1.1 不等沈下又は相対変位の観点

(1) 地盤の不等沈下による影響

a. 土留鋼管矢板

土留鋼管矢板は，地盤の不等沈下により貯留堰の機能に影響を及ぼす可能性が否定できないことから，上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して，土留鋼管矢板の構造部材の健全性及び基礎地盤の支持性能の確認を行う。

(2) 建屋間の相対変位による影響

a. タービン建屋及びサービス建屋

タービン建屋及びサービス建屋は，相対変位により原子炉建屋に衝突する可能性が否定できないことから，上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して，タービン建屋及びサービス建屋の相対変位による衝突の有無の確認を行い，衝突する場合には衝突時に原子炉建屋に影響がないことを確認する。

3.1.2 接続部の観点

a. ウォータレグシールライン（残留熱除去系，高圧炉心スプレイ系及び低圧炉心スプレイ系）

残留熱除去系配管,高圧炉心スプレイ系配管及び低圧炉心スプレイ系配管に系統上接続されている下位クラス施設のウォータレグシールライン（残留熱除去系,高圧炉心スプレイ系及び低圧炉心スプレイ系）は，下位クラス施設のウォータレグシールラインの損傷により，上位クラス施設の残留熱除去系配管のバウンダリ機能の喪失の可能性が否定できない。このため，上位クラス施設の残留熱除去系配管と系統上接続されている下位クラス施設のウォータレグシールラインについて，上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して，主要構造部材及び支持部の評価を実施する。

3.1.3 屋内施設の損傷・転倒及び落下等の観点

a. 燃料取替機

燃料取替機は，上位クラス施設である使用済燃料プール，使用済燃料貯蔵ラック等の上部に設置していることから，上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に伴う転倒又は落下により，使用済燃料プール，使用済燃料貯蔵ラック等に衝突し波及的影響を及ぼすおそれが否定できない。このため上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して，主要構造部材，支持部及び吊具の評価を実施する。

b. 原子炉建屋クレーン

原子炉建屋クレーンは，上位クラス施設である使用済燃料プール，使用済燃料貯蔵ラック等の上部に設置していることから，上位クラス施設の設計に適用する地震動又

は地震力に伴う転倒又は落下により，使用済燃料プール，使用済燃料貯蔵ラック等に衝突し波及的影響を及ぼすおそれが否定できない。このため上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して，主要構造部材，支持部及び吊具の評価を実施する。

c. 使用済燃料乾式貯蔵建屋天井クレーン

使用済燃料乾式貯蔵建屋天井クレーンは，上位クラス施設である使用済燃料乾式貯蔵容器の上部に設置していることから，上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に伴う転倒又は落下により，使用済燃料乾式貯蔵容器に衝突し波及的影響を及ぼすおそれが否定できない。このため上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して，主要構造部材及び支持部の評価を実施する。

d. チャンネル着脱機

チャンネル着脱機は，上位クラス施設である使用済燃料プール及び使用済燃料貯蔵ラックの上部又は隣接して設置していることから，上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に伴う転倒又は落下により，使用済燃料プール及び使用済燃料貯蔵ラックに衝突し波及的影響を及ぼすおそれが否定できない。このため上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して，主要構造部材，支持部及び吊具の評価を実施する。

e. 原子炉遮蔽

原子炉遮蔽は，上位クラス施設である原子炉圧力容器に隣接していることから，上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に伴う転倒により，原子炉圧力容器に衝突し波及的影響を及ぼすおそれが否定できない。このため上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して，主要構造部材，固定部の評価を実施する。

f. 原子炉ウェル遮蔽ブロック

原子炉ウェル遮蔽ブロックは，上位クラス施設である原子炉格納容器の上部に設置していることから，上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に伴う落下により，原子炉格納容器に衝突し波及的影響を及ぼすおそれが否定できない。このため上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して，主要構造部材の評価を実施する。

g. 制御棒貯蔵ラック

制御棒貯蔵ラックは，上位クラス施設である使用済燃料プール及び使用済燃料貯蔵ラックの上部又は隣接して設置していることから，上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に伴う転倒又は落下により，使用済燃料プール及び使用済燃料貯蔵ラックに衝突し波及的影響を及ぼすおそれが否定できない。このため上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して，主要構造部材及び固定部の評価を実施する。

h. 制御棒貯蔵ハンガ

制御棒貯蔵ハンガは，上位クラス施設である使用済燃料プール及び使用済燃料貯蔵ラックの上部又は隣接して設置していることから，上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に伴う転倒又は落下により，使用済燃料プール及び使用済燃料貯蔵ラックに衝突し波及的影響を及ぼすおそれが否定できない。このため上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して，主要構造部材及び固定部の評価を実施する。

i. 格納容器機器ドレンサンプ

格納容器機器ドレンサンプは，上位クラス施設である格納容器床ドレンサンプ及び導入管の近傍に設置していることから，上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に伴う転倒により，格納容器床ドレンサンプ及び導入管に波及的影響を及ぼすおそれが否定できない。このため上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して，主要構造部材の評価を実施する。

g. 中央制御室用天井照明

中央制御室用天井照明は，上位クラス施設である緊急時炉心冷却系操作盤，原子炉補機操作盤等の上部に設置していることから，上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に伴う落下により，緊急時炉心冷却系操作盤，原子炉補機操作盤等に衝突し波及的影響を及ぼすおそれが否定できない。このため上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して，主要構造部材及び固定部の評価を実施する。

h. 使用済燃料乾式貯蔵建屋上屋

使用済燃料乾式貯蔵建屋上屋は，上位クラス施設である使用済燃料乾式貯蔵容器の上部に設置していることから，上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に伴う落下により，使用済燃料乾式貯蔵容器に衝突し波及的影響を及ぼすおそれが否定できない。このため上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して，主要構造部材の評価を実施する。

i. 耐火障壁

耐火障壁は，上位クラス施設であるパワーセンタ，125V 系蓄電池，可燃性ガス濃度制御系再結合器等の近傍に設置していることから，上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に伴う転倒により，パワーセンタ，125V 系蓄電池，可燃性ガス濃度制御系等に衝突し波及的影響を及ぼすおそれが否定できない。このため上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して，主要構造部材及び固定部の評価を実施する。

3.1.4 屋外施設の損傷・転倒及び落下等の観点

a. 海水ポンプエリア竜巻防護対策施設

下位クラス施設である海水ポンプエリア竜巻防護対策施設は，上位クラス施設である残留熱除去系海水系ポンプ，残留熱除去系海水系ストレーナ等の上部に設置していることから，上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に伴う落下により，

残留熱除去系海水系ポンプ，残留熱除去系海水系ストレーナ等に衝突し，波及的影響を及ぼすおそれが否定できない。このため主要構造部材及び支持部の評価を実施する。

b. 原子炉建屋外側ブローアウトパネル防護対策施設

原子炉建屋外側ブローアウトパネル防護対策施設は，上位クラス施設である原子炉建屋外側ブローアウトパネル及びブローアウトパネル閉止装置に近接して設置していることから，上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に伴う損傷により，原子炉建屋外側ブローアウトパネル及びブローアウトパネル閉止装置に衝突し，波及的影響を及ぼすおそれが否定できない。このため主要構造部材及び支持部の評価を実施する。

各施設の評価に必要な詳細構造計画は各計算書に示す。

3.2 地震応答解析

地震応答解析については，添付書類「Ⅴ-2-1-5 波及的影響に係る基本方針」の「5.2 地震応答解析」に基づき，下位クラス施設に適用する方法として，添付書類「Ⅴ-2-1-6 地震応答解析の基本方針」に記載の建物・構築物，機器・配管系又は屋外重要土木構造物それぞれの地震応答解析の方針に従い実施する。

3.3 設計用地震動又は地震力

設計用地震動又は地震力については，添付書類「Ⅴ-2-1-5 波及的影響に係る基本方針」の「5.3 設計用地震動又は地震力」に基づき，上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力として，基準地震動S_sを適用する。

3.4 荷重の種類及び荷重の組合せ

荷重の種類及び組合せについては，添付書類「Ⅴ-2-1-5 波及的影響に係る基本方針」の「5.4 荷重の種類及び荷重の組合せ」に基づき，波及的影響を受けるおそれのある上位クラス施設の運転状態において下位クラス施設に発生する荷重は，上位クラス施設がＳクラス施設の場合は運転状態Ⅰ～Ⅳとして，ＳＡ施設の場合は運転状態Ⅴとして発生する荷重を設定し，添付書類「Ⅴ-2-1-9 機能維持の基本方針」の設計基準対象施設又は常設重大事故等対処施設の荷重の組合せをそれぞれ適用する。

また，屋外に設置されている施設については，添付書類「Ⅴ-2-1-9 機能維持の基本方針」の風荷重及び積雪荷重の組合せの考え方に基づき設定する。

3.5 許容限界

波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の評価に用いる許容限界については，添付書類「Ⅴ-2-1-5 波及的影響に係る基本方針」の「5.5 許容限界」に基づき，波及的影響を受けるおそれのある上位クラス施設と同じ運転状態において，下位クラス施設が波及的影響を及

ぼすおそれがないよう，また，上位クラス施設の機能に影響がないよう，以下，建物・構築物，機器・配管系及び土木構造物に分けて設定する。

3.5.1 建物・構築物

建物・構築物については，添付書類「Ⅴ-2-1-5 波及的影響に係る基本方針」の「5.5 許容限界」に基づき，距離及び終局耐力を許容限界とする。

終局耐力においては，鉄筋コンクリート造耐震壁を主要構造とする建物・構築物については JEAG4601 に基づく終局点に対応するせん断ひずみ，それ以外の建物・構築物については崩壊機構が形成されないこと又は「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－」（（社）日本建築学会，2005）等に基づく終局耐力を設定することを基本とする。

3.5.2 機器・配管系

機器・配管系については，添付書類「Ⅴ-2-1-5 波及的影響に係る基本方針」の「5.5 許容限界」に基づき，破断延性限界に十分な余裕を有していることに相当する許容限界として，添付書類「Ⅴ-2-1-9 機能維持の基本方針」に示す許容応力状態$\mathrm{IV_AS}$を設定する。

3.5.3 土木構造物

土木構造物については，添付書類「Ⅴ-2-1-5 波及的影響に係る基本方針」の「5.5 許容限界」に基づき，構造部材は短期許容応力度，基礎地盤は極限支持力度に対して妥当な安全余裕を考慮して設定する。

3.6 まとめ

以上を踏まえ，波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震評価方針を表3-1に示す。評価条件の欄については，波及的影響を受けるおそれのある上位クラス施設と同じ運転状態を想定することから，上位クラス施設がSクラス施設の場合は「DB」，重要SA施設の場合は「SA」と評価条件に明記する。

各施設の詳細な評価は，添付書類「Ⅴ-2-11-2」以降の各計算書に示す。

表 3-1　波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震評価方針

設計対象 下位クラス施設	評価の観点*	耐震評価 部位	設計用 地震動	荷重の種類 荷重の組合せ	評価 条件	許容限界設定の考え方
建物・構築物						
タービン建屋	① （相対変位）	主要構造部材	S_s	G＋P＋$S_{地震時}$＋Ks	ＤＢ	「ＪＥＡＣ 4601-1987」に基づく終局点に対応するせん断ひずみを適用する。タービン建屋と原子炉建屋との離隔距離を適用する。
サービス建屋	① （相対変位）	主要構造部材	S_s	G＋P＋$S_{地震時}$＋Ks	ＤＢ	「技術基準解説書」に基づく層間変形角を適用する。 サービス建屋原子炉建屋との離隔距離を適用する。
使用済燃料乾式貯蔵建屋上屋	③	主要構造部材	S_s	G＋E＋P＋S＋CL＋Ks	ＤＢ	「ＪＥＡＣ 4601-1987」に基づく終局点に対応するせん断ひずみを適用する。「Ｓ規準」及び「技術基準解説書」に基づく弾性限強度を適用する。
機器・配管系						
燃料取替機	③	主要構造部材 支持部 吊具	S_s	D＋P_d＋M_d＋S_s	ＤＢ	添付書類「Ⅴ-2-1-9 機能維持の基本方針」に示すその他の支持構造物の許容応力（許容応力状態Ⅳ）を適用する。 吊具については，クレーン構造規格及び日本クレーン協会規格に定められた安全率を上回るように設定された許容荷重を適用する。
				D＋P_{SAd}＋M_{SAd}＋S_s	ＳＡ	
原子炉建屋クレーン	③	主要構造部材 支持部 吊具	S_s	D＋P_d＋M_d＋S_s	ＤＢ	添付書類「Ⅴ-2-1-9 機能維持の基本方針」に示すその他の支持構造物の許容応力（許容応力状態Ⅳ）を適用する。 吊具については，クレーン構造規格及び日本クレーン協会規格に定められた安全率を上回るように設定された許容荷重を適用する。
				D＋P_{SAd}＋M_{SAd}＋S_s	ＳＡ	

注記＊：添付書類「Ⅴ-2-1-5 波及的影響に係る基本方針」にて設定した４つの設計の観点を記載

設計対象 下位クラス施設	評価の観点*	耐震評価 部位	設計用 地震動	荷重の種類 荷重の組合せ	評価 条件	許容限界設定の考え方
使用済燃料乾式貯蔵建屋 天井クレーン	③	主要構造部材 支持部	S_s	$D+P_d+M_d+S_s$	ＤＢ	添付書類「Ⅴ-2-1-9 機能維持の基本方針」に示すその他の支持構造物の許容応力（許容応力状態Ⅳ）を適用する。
チャンネル着脱機	③	主要構造部材 支持部 吊具	S_s	$D+P_d+M_d+S_s$	ＤＢ	添付書類「Ⅴ-2-1-9 機能維持の基本方針」に示すその他の支持構造物の許容応力（許容応力状態Ⅳ）を適用する。 吊具については，クレーン構造規格及び日本クレーン協会規格に定められた安全率を上回るように設定された許容荷重を適用する。
				$D+P_{SAd}+M_{SAd}+S_s$	ＳＡ	
原子炉遮蔽	③	主要構造部材 支持部	S_s	$D+S_s$	ＤＢ ＳＡ	「鋼構造設計規準」に基づく短期許容応力度を適用する。
原子炉ウェル遮蔽ブロック	③	主要構造部材	S_s	$G+P+S$	ＤＢ ＳＡ	「鋼構造設計規準」に基づく短期許容応力度を適用する。
制御棒貯蔵ラック	③	主要構造部材 支持部	S_s	$D+P_d+M_d+S_s$	ＤＢ	添付書類「Ⅴ-2-1-9 機能維持の基本方針」に示すその他の支持構造物の許容応力（許容応力状態Ⅳ）を適用する。
				$D+P_{SAd}+M_{SAd}+S_s$	ＳＡ	
制御棒貯蔵ハンガ	③	主要構造部材 支持部	S_s	$D+P_d+M_d+S_s$	ＤＢ	添付書類「Ⅴ-2-1-9 機能維持の基本方針」に示すその他の支持構造物の許容応力（許容応力状態Ⅳ）を適用する。
				$D+P_{SAd}+M_{SAd}+S_s$	ＳＡ	
ウォータレグシールライン（残留熱除去系，高圧炉心スプレイ系及び低圧炉心スプレイ系）	③	主要構造部材 支持部	S_s	$D+P_d+M_d+S_s$	ＤＢ	添付書類「Ⅴ-2-1-9 機能維持の基本方針」に示すクラス２管又はクラス２，３支持構造物及び重大事故等クラス２支持構造物（許容応力状態Ⅳ）を適用する。
				$D+P_{SAd}+M_{SAd}+S_s$	ＳＡ	
格納容器機器ドレンサンプ	③	主要構造部材	S_s	$D+P_d+M_d+S_s$	ＤＢ	添付書類「Ⅴ-2-1-9 機能維持の基本方針」に示すクラス容器を適用する。
				$D+P_{SAd}+M_{SAd}+S_s$	ＳＡ	

注記＊：添付書類「Ⅴ-2-1-5 波及的影響に係る基本方針」にて設定した４つの設計の観点を記載

設計対象 下位クラス施設	評価の観点*	耐震評価 部位	設計用 地震動	荷重の種類 荷重の組合せ	評価 条件	許容限界設定の考え方
海水ポンプエリア竜巻防護対策施設	④	主要構造部材 支持部	S_s	$D+S_s+P_k+P_s$	DB SA	添付書類「V-2-1-9 機能維持の基本方針」に示すその他の支持構造物の許容応力（許容応力状態Ⅳ）を適用する。「コンクリート標準示方書」及び「道路橋示方書」に基づく短期許容応力度を適用する。
中央制御室用天井照明	③	主要構造部材 支持部	S_s	$D+P_d+M_d+S_s$ $D+P_{SAd}+M_{SAd}+S_s$	DB SA	添付書類「V-2-1-9 機能維持の基本方針」に示すその他の支持構造物の許容応力（許容応力状態Ⅳ）を適用する。
耐火障壁	③	主要構造部材 支持部 吊具	S_s	$D+S_s$	DB SA	「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」に基づく許容応力度を適用する。 「各種合成構造設計指針・同解説」に基づくアンカー耐力を適用する。
原子炉建屋外側ブローアウトパネル防護対策施設	④	主要構造部材 支持部 吊具	S_s	$D+S_s+P_k+P_s$	DB SA	添付書類「V-2-1-9 機能維持の基本方針」に示すその他の支持構造物の許容応力（許容応力状態Ⅳ）を適用する。「コンクリート標準示方書」及び「道路橋示方書」に基づく短期許容応力度を適用する。
土木構造物						
土留鋼管矢板	① （不等沈下）	主要構造部材 基礎地盤	S_s	$D+S_s+P_k+P_s$	DB	「道路橋示方書」に基づく短期許容応力度及び極限支持力度を適用する。

注記＊：添付書類「V-2-1-5 波及的影響に係る基本方針」にて設定した４つの設計の観点を記載

Ⅴ-2-11-2-1　燃料取替機の耐震性についての計算書

目次

1. 概要 ····· 1
2. 一般事項 ····· 1
2.1 配置概要 ····· 1
2.2 構造計画 ····· 2
2.3 評価方針 ····· 3
2.4 適用基準 ····· 4
2.5 記号の説明 ····· 5
2.6 計算精度と数値の丸め方 ····· 9
3. 評価部位 ····· 10
4. 地震応答解析及び構造強度評価 ····· 10
4.1 地震応答解析及び構造強度評価方法 ····· 10
4.2 荷重の組合せ及び許容応力 ····· 11
4.3 解析モデル及び諸元 ····· 16
4.4 固有周期 ····· 18
4.5 設計用地震力 ····· 21
4.6 計算方法 ····· 23
4.7 計算条件 ····· 40
4.8 応力の評価 ····· 42
5. 評価結果 ····· 44
5.1 設計基準対象施設としての評価結果 ····· 44
5.2 重大事故等対処設備としての評価結果 ····· 44

1. 概要

本計算書は，添付書類「Ⅴ-2-11-1　波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」の耐震評価方針に基づき，下位クラス設備である燃料取替機が設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを確認することで，下部に設置された上位クラス施設である使用済燃料プール，使用済燃料貯蔵ラック等に対して，波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

2. 一般事項

2.1 配置概要

燃料取替機は原子炉建屋原子炉棟 6 階に設置される。燃料取替機は，図 2-1 の位置関係図に示すように，燃料交換時において，上位クラス施設である使用済燃料貯蔵ラックが設置された使用済燃料プール上にて作業を実施することから，転倒又は落下により使用済燃料貯蔵ラック及び使用済燃料プールに対して波及的影響を及ぼすおそれがある。

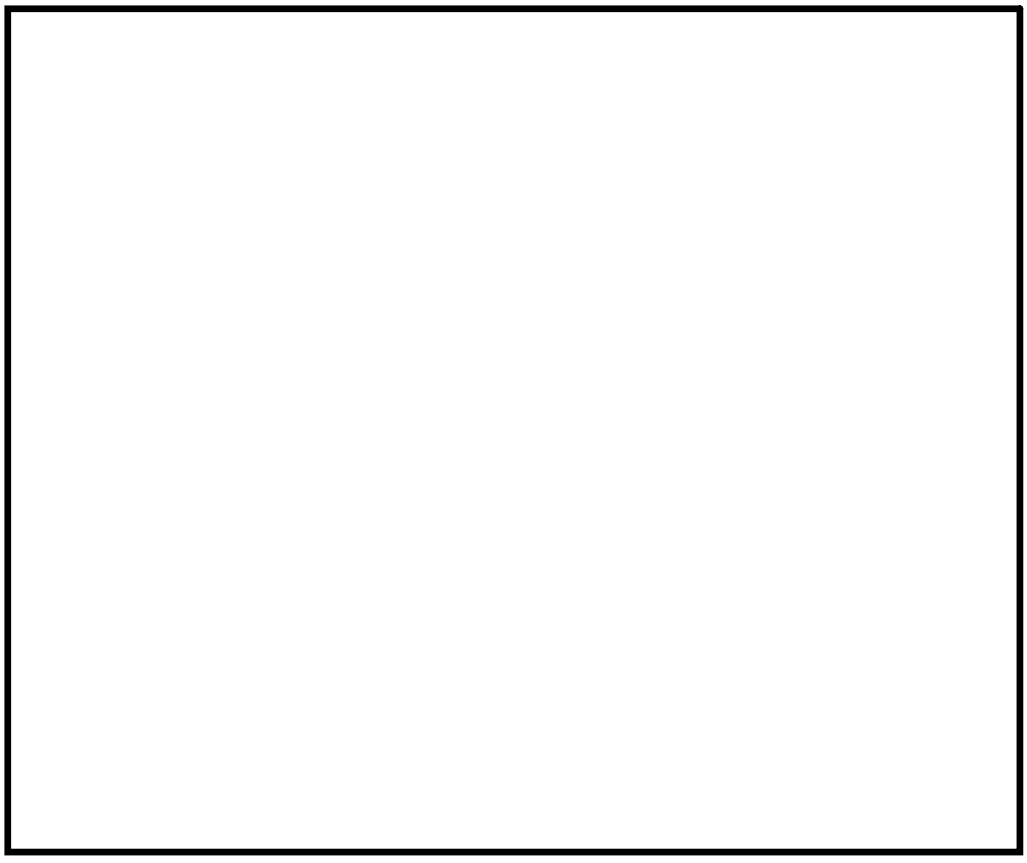
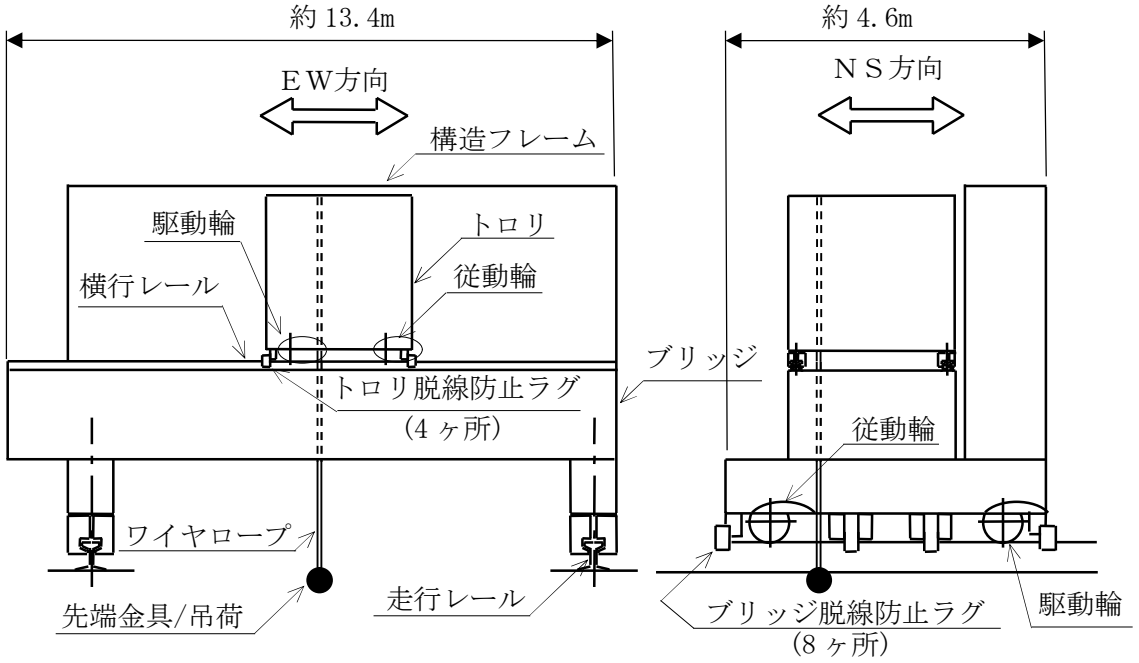


図 2-1　燃料取替機の位置関係図

2.2　構造計画

燃料取替機の構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1　構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
走行レール上をブリッジが走行し，ブリッジ上部の横行レール上をトロリが横行する。 ブリッジ及びトロリは各々脱線防止ラグを備えている。 また吊荷はトロリに設置されたホイストからのワイヤロープ及び先端金具を介して吊上げ・吊下げ・移動を行う。	ブリッジ トロリ	

2.3　評価方針

燃料取替機の応力評価は，添付書類「Ⅴ-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」の「3. 耐震評価方針」に従い実施する。

評価については，「2.2 構造計画」にて示す燃料取替機の部位を踏まえ「3.　評価部位」にて設定する箇所において，「4.3　解析モデル及び諸元」及び「4.4　固有周期」で計算した固有周期に基づく設計用地震力による応力等が許容限界内に収まることを，「4.1　地震応答解析及び構造強度評価方法」にて示す方法にて確認することで実施する。確認結果を「5.　評価結果」に示す。

燃料取替機の耐震評価フローを図 2-2 に示す。

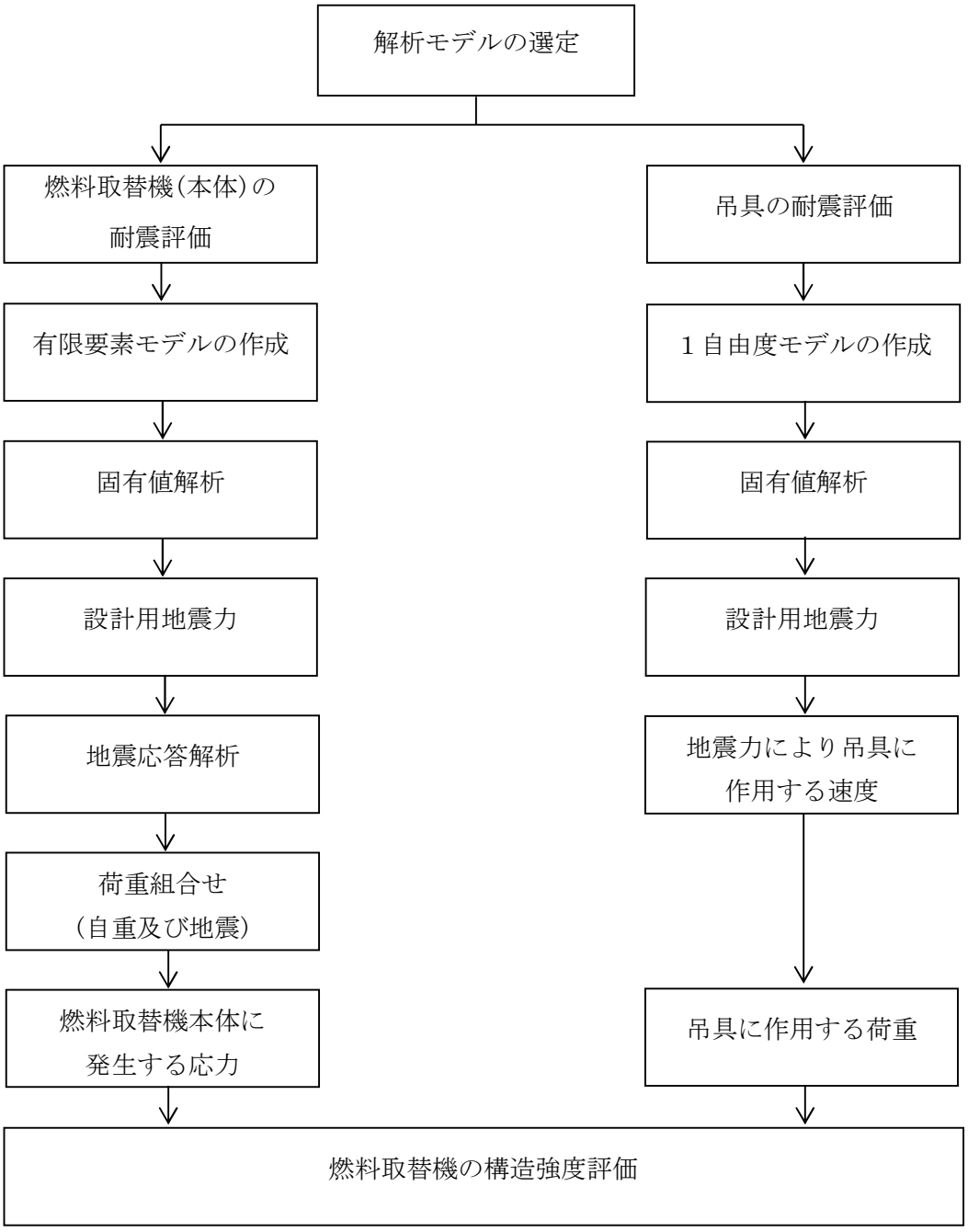


図 2-2 燃料取替機の耐震評価フロー

2.4　適用基準

適用基準を以下に示す。

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

(2) 原子力発電所耐震設計技術指針　重要度分類・許容応力編ＪＥＡＧ４６０１・補－1984（社）日本電気協会

(3) 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

(4) 発電用原子力設備規格（設計・建設規格（2005年版（2007年追補版含む。））ＪＳＭＥ　Ｓ　ＮＣ１－2005/2007）（社）日本機械学会（以下「設計・建設規格」という。）

2.5　記号の説明

記号	記号の説明	単位
A_{1F}	ギャラリ二階の断面積	mm^2
A_{1B}	ブリッジ脱線防止ラグA部の断面積	mm^2
A_{2B}	ブリッジ脱線防止ラグB部の断面積	mm^2
A_{3B}	走行レールC部の断面積	mm^2
A_{4B}	走行レールD部の断面積	mm^2
A_{bB}	ブリッジ脱線防止ラグ取付ボルト1本の断面積	mm^2
A_w	ワイヤロープ1本の断面積	mm^2
a_{1B}	ブリッジ脱線防止ラグA部の幅	mm
a_{2B}	ブリッジ脱線防止ラグB部の幅	mm
a_{3B}	走行レールC部の厚み	mm
a_{4B}	走行レールD部の厚み	mm
b_{1B}	負担力F_{HB}に対するブリッジ脱線防止ラグの負担長さ	mm
b_{2B}	ブリッジ脱線防止ラグの走行レール面接触長さ	mm
b_{3B}	負担力F_{Vb}に対する走行レール頭部の負担長さ	mm
b_{4B}	負担力F_{HB}に対する走行レールウェブの負担長さ	mm
C_{H1}	水平方向設計震度	－
C_{H2}	最大静止摩擦係数より求めた水平方向設計震度	－
C_V	鉛直方向設計震度	－
D	死荷重	N
d_{1B}	ブリッジ脱線防止ラグ取付ボルトの呼び径	mm
E	燃料取替機構造物フレームの縦弾性係数	MPa
E_w	ワイヤロープの縦弾性係数	MPa
F^*	設計・建設規格　SSB-3121.3 又は SSB-3133 に定める値	MPa
F_{HB}	ブリッジ脱線防止ラグ1ヶ所に作用する水平力	N
F_{HT}	トロリ脱線防止ラグ1ヶ所に作用する水平力	N
F_{VB}	ブリッジ脱線防止ラグ一組に作用する鉛直力	N
F_{VT}	トロリ脱線防止ラグ一組に作用する鉛直力	N
F_{Vb}	ブリッジ脱線防止ラグ1個に作用する鉛直力	N
F_{Vt}	トロリ脱線防止ラグ1個に作用する鉛直力	N
F_x	ギャラリ二階に作用する軸力	N
F_y	ギャラリ二階に作用するせん断力（y方向）	N
F_z	ギャラリ二階に作用するせん断力（z方向）	N
F	吊荷の浮上がり後の落下によりワイヤロープ，先端金具に発生する荷重	N
F_w	ワイヤロープ1本あたりに発生する支持荷重	N

記号	記号の説明	単位
f_b	許容曲げ応力（f_b*を1.5倍した値）	MPa
f_s	許容せん断応力（f_s*を1.5倍した値）	MPa
f_t	許容組合せ応力・許容引張応力（f_t*を1.5倍した値）	MPa
g	重力加速度（＝9.80665）	m/s^2
h_{1B}	ブリッジ脱線防止ラグ根元部からF_{HB}作用点までの距離	mm
h_{2B}	ブリッジ脱線防止ラグフック根元部からF_{Vb}作用点までの距離	mm
h_{3B}	ブリッジ脱線防止ラグ作用点（F_{Vb}）からC部までの距離（長さ）	mm
h_{4B}	ブリッジ脱線防止ラグ作用点（F_{HB}）からD部までの距離（高さ）	mm
k_w	ワイヤロープのばね定数	N/mm
L_{3B}	ブリッジ脱線防止ラグ作用点（F_{Vb}）からブリッジ脱線防止ラグ作用点（F_{HB}）までの距離（高さ）	mm
L_{4B}	走行レール端面から走行レール中心までの距離	mm
L_w	ワイヤロープ長さ	mm
M_d	機械的荷重（DB）	N
M_{SAD}	機械的荷重（SA）	N
M_x	ギャラリ二階のねじりモーメント	N･mm
M_y	ギャラリ二階のｙ軸周り曲げモーメント	N･mm
M_z	ギャラリ二階のｚ軸周り曲げモーメント	N･mm
M_{1B}	ブリッジ脱線防止ラグA部の曲げモーメント	N･mm
M_{2B}	ブリッジ脱線防止ラグB部の曲げモーメント	N･mm
M_{3B}	負担力F_{Vb}による走行レールC部の曲げモーメント	N･mm
M_{4B}	負担力F_{HB}による走行レールD部の曲げモーメント	N･mm
m_B	ブリッジ質量	kg
m_T	トロリ質量	kg
m_m	吊荷の質量	kg
n_{1B}	ブリッジ脱線防止ラグ取付ボルトの本数	－
n_w	ワイヤロープ本数	－
P_d	最高使用圧力による荷重（DB）	N
P_{SAD}	設計圧力による荷重（SA）	N
P_1 ～ P_8	地震力によりブリッジ脱線防止ラグに加わる荷重	N

記号	記号の説明	単位
P_9	地震力によりトロリに加わる荷重	N
～		
P_{12}		
S_s	基準地震動S_sにより定まる地震力	N
S_u	設計・建設規格　付録材料図表　Part5　表9に定める値	MPa
S_y	設計・建設規格　付録材料図表　Part5　表8に定める値	MPa
T_w	ワイヤロープ・吊荷の単振動モデルから計算される吊荷の固有周期	s
v_1	吊荷の最大速度	mm/s
v_2	トロリの最大速度	mm/s
Z_{1B}	ブリッジ脱線防止ラグA部の断面係数（設計基準対象施設）	mm^3
Z_{2B}	ブリッジ脱線防止ラグB部の断面係数（設計基準対象施設）	mm^3
Z_{3B}	走行レールC部の断面係数（設計基準対象施設）	mm^3
Z_{4B}	走行レールD部の断面係数（設計基準対象施設）	mm^3
Z_{p1B}	ブリッジ脱線防止ラグA部の断面係数（重大事故等対処設備）	mm^3
Z_{p2B}	ブリッジ脱線防止ラグB部の断面係数（重大事故等対処設備）	mm^3
Z_{p3B}	走行レールC部の断面係数（重大事故等対処設備）	mm^3
Z_{p4B}	走行レールD部の断面係数（重大事故等対処設備）	mm^3
Z_p	ギャラリ二階のねじり断面係数	mm^3
Z_y	ギャラリ二階のｙ軸周り断面係数（設計基準対象施設）	mm^3
Z_z	ギャラリ二階のｚ軸周り断面係数（設計基準対象施設）	mm^3
Z_{py}	ギャラリ二階のｙ軸周り断面係数（重大事故等対処設備）	mm^3
Z_{pz}	ギャラリ二階のｚ軸周り断面係数（重大事故等対処設備）	mm^3
σ_{1F}	ギャラリ二階の曲げ応力（設計基準対象施設）	MPa
σ_{1B}	ブリッジ脱線防止ラグA部の曲げ応力（設計基準対象施設）	MPa
σ_{2B}	ブリッジ脱線防止ラグB部の曲げ応力（設計基準対象施設）	MPa
σ_{3B}	走行レールC部の曲げ応力（設計基準対象施設）	MPa
σ_{4B}	走行レールD部の曲げ応力（設計基準対象施設）	MPa
σ_{p1F}	ギャラリ二階の曲げ応力（重大事故等対処設備）	MPa
σ_{p1B}	ブリッジ脱線防止ラグA部の曲げ応力（重大事故等対処設備）	MPa
σ_{p2B}	ブリッジ脱線防止ラグB部の曲げ応力（重大事故等対処設備）	MPa
σ_{p3B}	走行レールC部の曲げ応力（重大事故等対処設備）	MPa
σ_{p4B}	走行レールD部の曲げ応力（重大事故等対処設備）	MPa
σ_{c1F}	ギャラリ二階の組合せ応力（設計基準対象施設）	MPa
σ_{c1B}	ブリッジ脱線防止ラグA部の組合せ応力（設計基準対象施設）	MPa
σ_{c2B}	ブリッジ脱線防止ラグB部の組合せ応力（設計基準対象施設）	MPa
σ_{c3B}	走行レールC部の組合せ応力（設計基準対象施設）	MPa
σ_{c4B}	走行レールD部の組合せ応力（設計基準対象施設）	MPa

記号	記号の説明	単位
σ_{pc1F}	ギャラリ二階の組合せ応力（重大事故等対処設備）	MPa
σ_{pc1B}	ブリッジ脱線防止ラグＡ部の組合せ応力（重大事故等対処設備）	MPa
σ_{pc2B}	ブリッジ脱線防止ラグＢ部の組合せ応力（重大事故等対処設備）	MPa
σ_{pc3B}	走行レールＣ部の組合せ応力（重大事故等対処設備）	MPa
σ_{pc4B}	走行レールＤ部の組合せ応力（重大事故等対処設備）	MPa
σ_{x}	ギャラリ二階の曲げ応力成分（ｘ方向）	MPa
σ_{y}	ギャラリ二階の曲げ応力成分（ｙ方向）（設計基準対象施設）	MPa
σ_{z}	ギャラリ二階の曲げ応力成分（ｚ方向）（設計基準対象施設）	MPa
σ_{py}	ギャラリ二階の曲げ応力成分（ｙ方向）（重大事故等対処設備）	MPa
σ_{pz}	ギャラリ二階の曲げ応力成分（ｚ方向）（重大事故等対処設備）	MPa
σ_{m}	先端金具の引張り応力	MPa
τ_{1F}	ギャラリ二階のせん断応力	MPa
τ_{1B}	ブリッジ脱線防止ラグＡ部のせん断応力	MPa
τ_{2B}	ブリッジ脱線防止ラグＢ部のせん断応力	MPa
τ_{3B}	走行レールＣ部のせん断応力	MPa
τ_{4B}	走行レールＤ部のせん断応力	MPa
τ_{bB}	ブリッジ脱線防止ラグ取付ボルトのせん断応力	MPa
τ_{x}	ギャラリ二階のせん断応力成分（ｘ方向）	MPa
τ_{y}	ギャラリ二階のせん断応力成分（ｙ方向）	MPa
τ_{z}	ギャラリ二階のせん断応力成分（ｚ方向）	MPa
μ	最大静止摩擦係数	－

注　＊１：「設計・建設規格」とは，発電用原子力設備規格（設計・建設規格　ＪＳＭＥ　Ｓ　ＮＣ１－2005(2007年追補版含む。)）（日本機械学会　2007年9月）をいう。

注　：記号右端添え字に$_{B}$又は$_{b}$が付くものは，ブリッジ脱線防止ラグ及び走行レール評価用を代表で示したものであり，評価中のトロリ脱線防止ラグ及び横行レールについては$_{B}\rightarrow_{T}$又は$_{b}\rightarrow_{t}$に置き換えるものとする。

2.6　計算精度と数値の丸め方

精度は6桁以上を確保する。

表示する数値の丸め方は表2-2に示すとおりとする。

表2-2　表示する数値の丸め方

数値の種類		単位	処理桁	処理方法	表示桁
固有周期		s	小数点以下第4位	四捨五入	小数点以下第3位
震度		－	小数点以下第3位	切上げ	小数点以下第2位
温度		℃	－	－	整数位
質量		kg	－	－	整数位
長さ	下記以外の長さ	mm	－	－	整数位　*1
	厚さ	mm	－	－	小数点以下第1位
断面積		mm^2	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁　*2
モーメント		N･mm	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁　*2
力		N	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁　*2
算出応力		MPa	小数点以下第1位	切上げ	整数位
許容応力　*3		MPa	小数点以下第1位	切捨て	整数位

注　＊1：設計上定める値が小数点以下第1位の場合は，小数点以下第1位表示とする。

＊2：絶対値が1000以上のときは，べき数表示とする。

＊3：設計・建設規格　付録材料図表に記載された温度の中間における引張強さ及び降伏点は，比例法により補間した値の小数点以下第1位を切り捨て，整数位までの値とする。

3.　評価部位

評価部位は，燃料取替機及び吊荷の落下により，上位クラス設備が損傷することを防止するために，燃料取替機構造物フレーム，脱線防止ラグ，走行レール，横行レール，及び吊具（ワイヤロープ及び先端金具）を選定する。

4.　地震応答解析及び構造強度評価

4.1　地震応答解析及び構造強度評価方法

(1)　構造概要図を図 4-1 に示す。燃料取替機のブリッジ及びトロリは，各々走行レール及び横行レール上に載っているので地震時，走行方向に対しては，最大静止摩擦力以上の水平力が加わった場合すべりを生じる。

ブリッジ及びトロリの車輪は各々4 個であり,そのうち各々2 個は摩擦を受ける駆動輪であり，他の 2 個は従動輪である。

ゆえに，最大静止摩擦係数を $\mu =$ [redacted] とすれば，水平力は以下のとおりとなる。

水平力＝鉛直方向荷重×μ ×[redacted] ＝鉛直方向荷重 × [redacted]

(2)　ブリッジ及びトロリは，走行方向に直角な方向に対しては，各々ブリッジ脱線防止ラグ及びトロリ脱線防止ラグによって荷重を支持する。

(3)　固有値解析及び地震応答解析には，計算機コード「ＳＡＰ－Ⅳ」を用いる。検証及び妥当性確認等の概要については，添付書類「Ⅴ-5-3　計算機プログラム（解析コード）の概要・ＳＡＰ－Ⅳ」に示す。

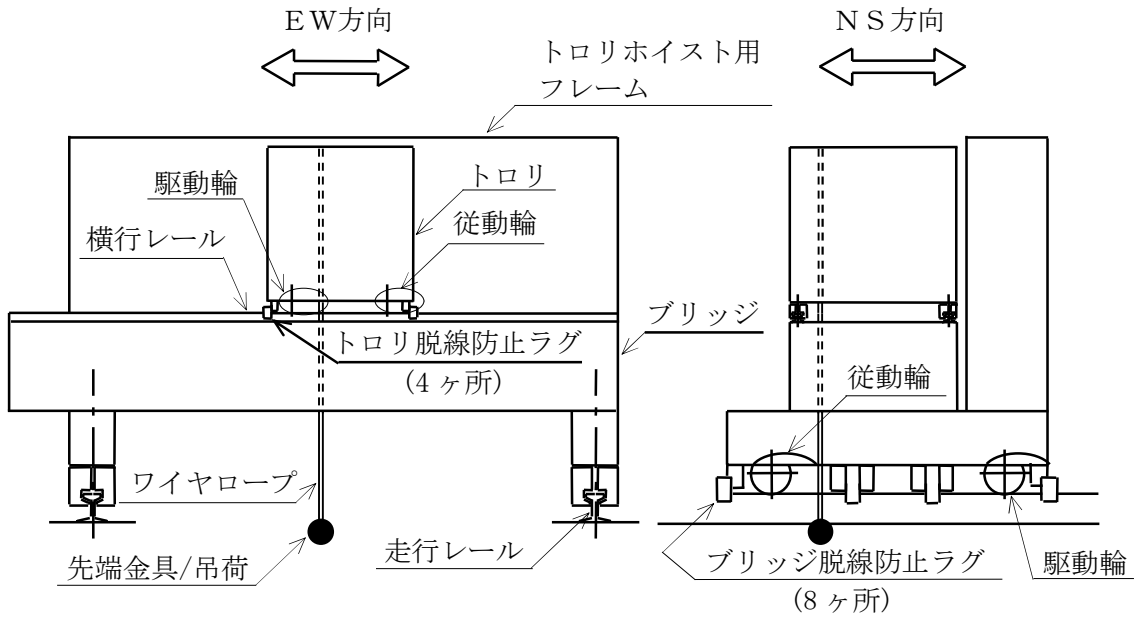


図 4-1　構造概要図

(4) 評価ケース

以下に示すケースにて評価を実施する。設計基準対象施設としての条件に対する評価条件では，燃料取替機の運転状態を想定しケース 1，2 について評価する。重大事故等対処設備としての条件に対する評価条件では,燃料取替機の待機状態を想定しケース 2 について評価する。

表 4-1　評価ケース

評価対象		燃料取替機本体，吊具	
評価ケース No.		1	2
トロリ位置	中央	●	－
	端部	－	●*

注　＊：重大事故等対処設備としての条件に対する評価条件では
吊荷の落下評価は対象外とする。

4.2　荷重の組合せ及び許容応力

4.2.1　荷重の組合せ及び許容応力状態

燃料取替機の荷重の組合せ及び許容応力状態のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表 4-2 に，重大事故等対処設備の評価に用いるものを表 4-3 に示す。

4.2.2　許容応力

燃料取替機の許容応力は，添付書類「Ⅴ-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき表 4-4 のとおりとする。

4.2.3　使用材料の許容応力評価条件

燃料取替機の使用材料の許容応力評価条件のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表 4-5 に，重大事故等対処設備に用いるものを第 4-6 に示す。

表 4-2　荷重の組合せ及び許容応力状態（設計基準対象施設）

施設区分		機器名称	耐震設計上の重要度分類	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
核燃料物質の取扱施設及び貯蔵施設	燃料取扱設備	燃料取替機	B	－＊1	$D+P_d+M_d+S_s$	$Ⅳ_AS$

注　＊1：その他の支持構造物の荷重の組合せ及び許容応力を適用する。

表 4-3　荷重の組合せ及び許容応力状態（重大事故等対処設備）

施設区分		機器名称	設備分類	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
核燃料物質の取扱施設及び貯蔵施設	燃料取扱設備	燃料取替機	－	－＊1	$D+P_{SAD}+M_{SAD}+S_s$	V_AS（V_ASとして，$Ⅳ_AS$の許容限界を用いる。）

注　＊1：その他の支持構造物の荷重の組合せ及び許容応力を適用する。

表 4-4　許容応力（その他の支持構造物及び重大事故等その他支持構造物）

許容応力状態	許容限界*1 （ボルト等以外）			
	一次応力			
	引張り	せん断	曲げ	組合せ
$Ⅳ_AS$	1.5・f_t^*	1.5・f_S^*	1.5・f_b^*	1.5・f_t^*
$Ⅴ_AS$ （$Ⅴ_AS$として，$Ⅳ_AS$の許容限界を用いる）	1.5・f_t^*	1.5・f_S^*	1.5・f_b^*	1.5・f_t^*

注　＊１：応力の組合せが考えられる場合には，組合せ応力に対しても評価を行う。

表 4-5(1)　使用材料の許容応力評価条件（設計基準対象施設）

評価部位	材料	温度条件 (℃)		S (MPa)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	S_y（RT） (MPa)
燃料取替機 構造物フレーム		周囲環境温度		—	234	394	—
ブリッジ脱線防止ラグ 本体		周囲環境温度		—	211	394	—
ブリッジ脱線防止ラグ 取付ボルト		周囲環境温度		—	211	394	—
トロリ脱線防止ラグ 本体		周囲環境温度		—	211	394	—
トロリ脱線防止ラグ 取付ボルト		周囲環境温度		—	715	838	—
走行レール		周囲環境温度		—	—	1080	—
横行レール		周囲環境温度		—	—	690	—
先端金具		周囲環境温度		—	—	378	—

注　＊１：SS400 の値及び SKTR400 の値において小さいほうの値を記載

表 4-5(2)　使用材料の許容応力評価条件（設計基準対象施設）

評価部位	材料	温度条件 (℃)		定格荷重 (N)	安全率	許容荷重 (N)
ワイヤーロープ		周囲環境温度		4.42×10^{3}	8.13	35.9×10^{6}

表 4-6　使用材料の許容応力評価条件（重大事故等対処設備）

評価部位	材料	温度条件 (℃)		S (MPa)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	S_y（RT） (MPa)
燃料取替機 構造物フレーム		周囲環境温度		－	196	373	－
ブリッジ脱線防止ラグ 本体		周囲環境温度		－	194	373	－
ブリッジ脱線防止ラグ 取付ボルト		周囲環境温度		－	194	373	－
トロリ脱線防止ラグ 本体		周囲環境温度		－	194	373	－
トロリ脱線防止ラグ 取付ボルト		周囲環境温度		－	673	759	－
走行レール		周囲環境温度		－	－	1080	－
横行レール		周囲環境温度		－	－	690	－

注　＊1：SS400 の値及び SKTR400 の値において小さいほうの値を記載

表 4-6(2)　使用材料の許容応力評価条件（設計基準対象施設）

評価部位	材料	温度条件 (℃)		定格荷重 (N)	安全率	許容荷重 (N)
ワイヤーロープ		周囲環境温度		4.42×10^{3}	8.13	35.9×10^{6}

4.3　解析モデル及び諸元

燃料取替機の耐震計算に用いる解析モデルは，はり要素を用いた有限要素モデルとする。

また，燃料取替機の質量としてブリッジ，トロリの構造物及び搭載機器を考える。

上記に基づいた計算モデルを図 4-2 に示す。

材料諸元を表 4-7 及び表 4-8 に示す。

表 4-7　材料諸元（仕様材料等，縦弾性係数）

部　材			使用材料	縦弾性係数 (MPa)	ポアソン比
燃料取替機構造物フレーム					
ブリッジ	脱線防止ラグ	本体			
		取付ボルト			
トロリ	脱線防止ラグ	本体			
		取付ボルト			
走行レール					
横行レール					
ワイヤロープ					
先端金具					

表 4-8　材料諸元（質量）

ブリッジ質量		kg
トロリ質量		kg
ホイスト定格荷重（質量）		kg

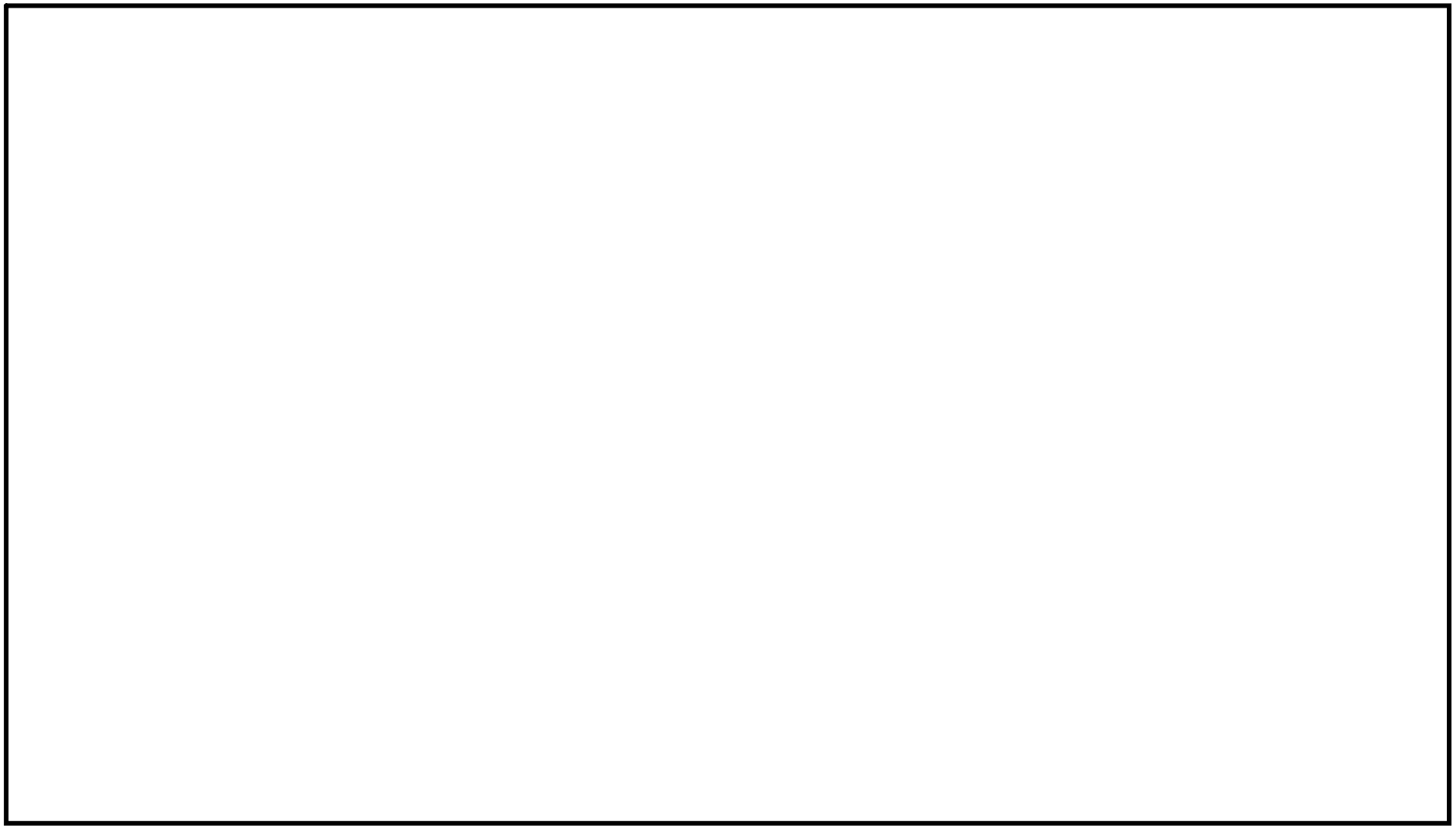


図 4-2　燃料取替機計算モデル

4.4　固有周期

固有値解析結果を表 4-9 に示す。また，振動モード図を図 4-3 及び，図 4-4 に示す。なお，鉛直方向の固有値解析は，ブリッジ計算モデルにトロリ計算モデルを含めた燃料取替機計算モデルにて実施する。水平方向の固有値解析は，トロリは最大静止摩擦係数を超えるとブリッジ上のレールを滑り挙動を考慮した解析を実施することから，トロリにおける固有周期への影響がないようにブリッジ計算モデルのみで固有値解析を実施する。

表 4-9（1）固有値解析結果（トロリ位置：中央，燃料取替機計算モデル）

次数	固有周期 (s)	刺激係数　β			卓越モード
		X方向	Y方向	Z方向	
1					
2					
3					
4					
5					
6					
7					鉛直1次
8					
9					
10					
11					
12					
13					
14					
15					
16					
17					

表 4-9（2）固有値解析結果（トロリ位置：端部，燃料取替機計算モデル）

次数	固有周期 (s)	刺激係数　β			卓越モード
		X方向	Y方向	Z方向	
1					
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					
9					
10					
11					
12					鉛直1次
13					
14					
15					
16					

表 4-9（3）固有値解析結果（トロリ位置：中央，ブリッジ計算モデル）

次数	固有周期 (s)	刺激係数 β			卓越モード
		X方向	Y方向	Z方向	
1					
2					
3					
4					水平（EW）1次
5					
6					
7					
8					
9					
10					
11					

表 4-9（4）固有値解析結果（トロリ位置：端部，ブリッジ計算モデル）

次数	固有周期 (s)	刺激係数 β			卓越モード
		X方向	Y方向	Z方向	
1					
2					
3					
4					水平(EW)1次
5					
6					
7					
8					
9					
10					
11					

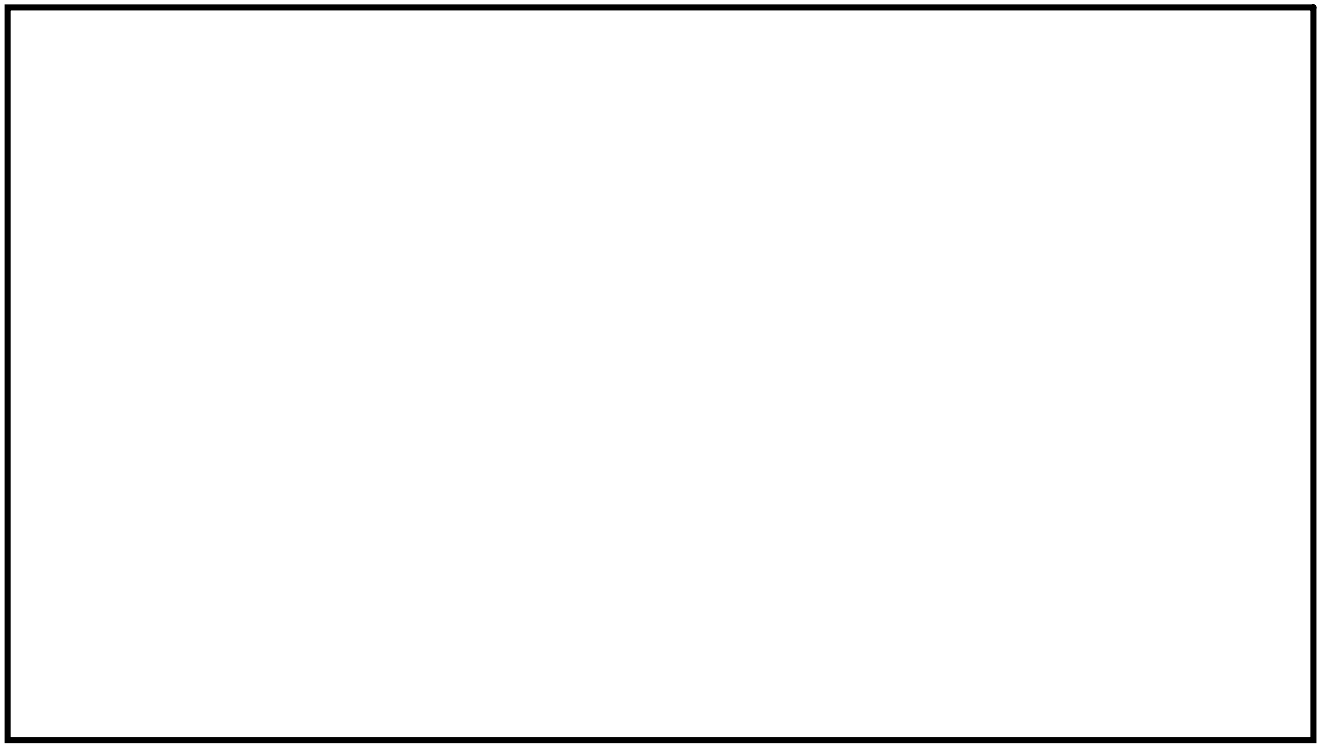


図 4-3　トロリ位置が中央の場合における振動モード図

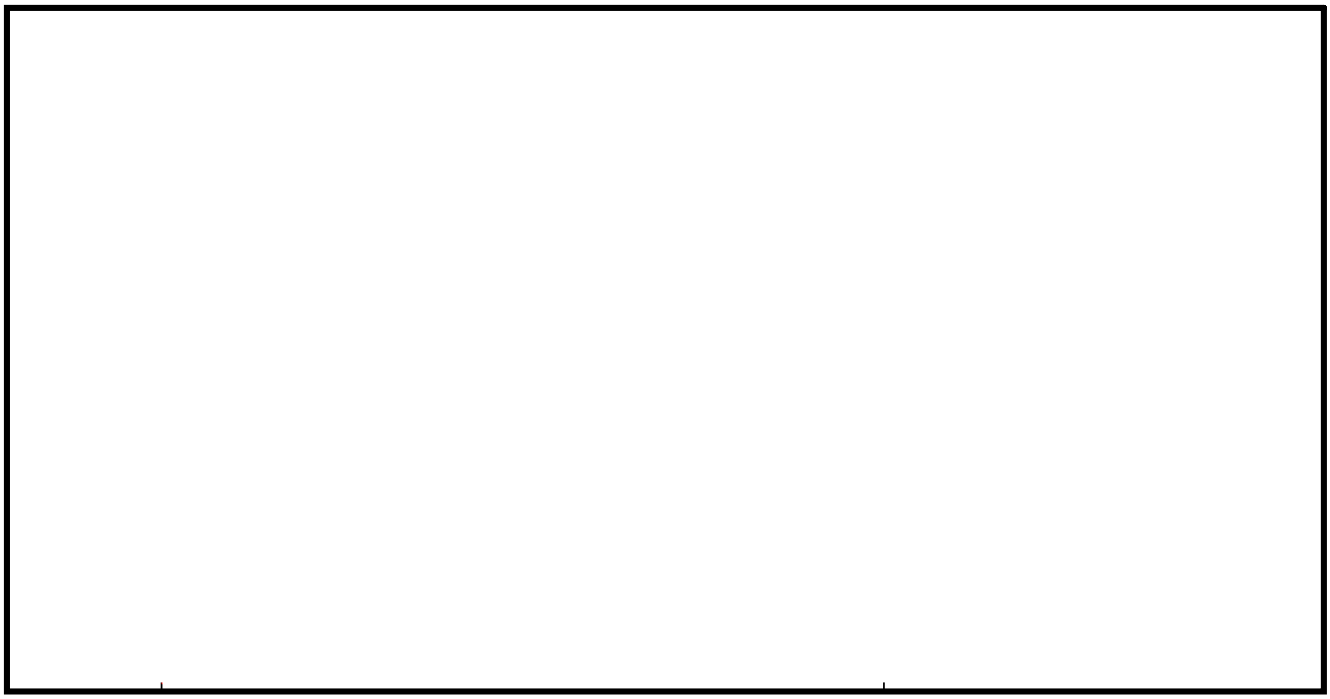


図 4-4　トロリ位置が端部の場合における振動モード図

4.5　設計用地震力

設計基準対象施設及び，重大事故等対処設備の設計用地震力を表 4-10 及び，表 4-11 に示す。基準地震動Ｓ$_s$による地震力は，添付書類「Ⅴ-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に基づき設定する。また，減衰定数は添付書類「地震応答解析の基本方針」に記載の減衰定数を用いる。

表 4-10　設計用地震力（設計基準対象施設）

据付場所及び床面高さ（m）	固有周期（s）		基準地震動Ｓ$_s$					減衰定数（%）	
	水平方向	鉛直方向	水平方向設計震度				鉛直方向設計震度	水平方向	鉛直方向
			ブリッジ		トロリ				
			NS 方向	EW 方向	NS 方向	EW 方向			
EL. 46.5*1			C_{H2}＝0.15*3	C_{H1}＝1.41 又は＊４*2	C_{H2}＝0.15*3	C_{H2}＝0.15*3	Ｃｖ＝3.67 又は＊４*2	2.0	1.5*5 (2.0)

注　＊１：基準床レベルを示す。

＊２：評価上厳しくなるトロリ位置が中央にある場合の値

＊３：この方向はすべりを生じ最大静止摩擦力以上の水平力は加わらないため，最大静止摩擦係数により水平方向設計震度を求めた。

＊４：基準地震動Ｓ$_s$に基づく設備評価用床応答曲線より得られる値。

＊５：() 外は燃料取替機のトロリ位置が端部にある場合，() 内は燃料取替機のトロリ位置が中央にある場合。

表 4-11　設計用地震力（重大事故等対処設備）

据付場所及び床面高さ（m）	固有周期（s）		基準地震動Ｓｓ					減衰定数（%）	
	水平方向	鉛直方向	水平方向設計震度				鉛直方向設計震度	水平方向	鉛直方向
			ブリッジ		トロリ				
			NS 方向	EW 方向	NS 方向	EW 方向			
EL. 46.5*1			C_{H2}＝0.15*2	C_{H1}＝1.39 又は＊３	C_{H2}＝0.15*2	C_{H2}＝0.15*2	Ｃｖ＝3.90 又は＊３	2.0	1.5

注　＊１：基準床レベルを示す。

＊２：この方向はすべりを生じ最大静止摩擦力以上の水平力は加わらないため，最大静止摩擦係数により水平方向設計震度を求めた。

＊３：基準地震動Ｓｓに基づく設備評価用床応答曲線より得られる値。

4.6　計算方法

4.6.1　燃料取替機構造物フレームの応力

(1)　計算方法

燃料取替機構造物フレームに加わる荷重は，スペクトルモーダル解析及び静解析により求める。

a.　燃料取替機構造物フレーム（ギャラリ二階）の応力

ギャラリ二階の応力を図 4-5 を用いて計算する。負担力は，並進力F_x，F_y，F_z，モーメント力M_x，M_y，M_zとする。

(a)　応力成分

上記荷重による応力成分は次式となる。

$$\sigma_x = \frac{F_x}{A_{1F}}\ ,\ \sigma_y = \frac{M_y}{Z_y}\ ,\ \sigma_z = \frac{M_z}{Z_z} \quad \cdot\cdot \quad (4.6.1.1)$$

$$\tau_x = \frac{M_x}{Z_p}\ ,\ \tau_y = \frac{F_y}{A_{1F}}\ ,\ \tau_z = \frac{F_z}{A_{1F}} \quad \cdot\cdot \quad (4.6.1.2)$$

$$\sigma_x = \frac{F_x}{A_{1F}}\ ,\ \sigma_{py} = \frac{M_y}{Z_{py}}\ ,\ \sigma_{pz} = \frac{M_z}{Z_{pz}} \quad \cdot\cdot \quad (4.6.1.3)$$

(b)　曲げ応力

曲げ応力は次式となる。

$$\sigma_{1F} = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z \quad \cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot \quad (4.6.1.4)$$

$$\sigma_{p1F} = \sigma_x + \sigma_{py} + \sigma_{pz} \quad \cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot \quad (4.6.1.5)$$

(c)　せん断応力

せん断応力は次式となる。

$$\tau_{1F} = \left.\begin{array}{l} \sqrt{(\tau_x + \tau_y)^2 + \tau_z{}^2} \\ \sqrt{\tau_y{}^2 + (\tau_x + \tau_z)^2} \end{array}\right\} \text{大きい方} \quad \cdot\cdot\cdot\cdot\cdot \quad (4.6.1.6)$$

(d)　組合せ応力

組合せ応力は次式となる。

$$\sigma_{c1F} = \sqrt{\sigma_{1F}{}^2 + 3 \cdot \tau_{1F}{}^2} \quad \cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot \quad (4.6.1.7)$$

$$\sigma_{pc1F} = \sqrt{\sigma_{p1F}{}^2 + 3 \cdot \tau_{1F}{}^2} \quad \cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot \quad (4.6.1.8)$$

燃料取替機構造物フレームの最大応力発生部材を図 4-2 のⓐ に示す。

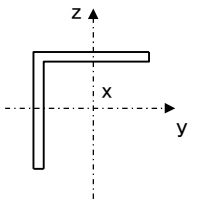


図 4-5　ギャラリ二階

4.6.2　脱線防止ラグ，走行レール及び横行レールの応力

(1)　計算方法（ブリッジ）

ブリッジ脱線防止ラグに加わる荷重（ P_1 ～ P_8 ）は，スペクトルモーダル解析及び静解析により求める。

a.　ブリッジ脱線防止ラグの応力

ブリッジ脱線防止ラグの応力を図 4-6 を用いて計算する。負担力は，P_1～P_8 の平均の値をF_{HB}，及びF_{VB}とする。

鉛直力F_{VB}はラグ一組（2 個）に分散し，1 個当たりの負担力は次式となる。

$$F_{Vb}=\frac{F_{VB}}{2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.1)$$

(a)　曲げ応力

・A部

曲げモーメントは次式となる。

$$M_{1B}=F_{HB}\cdot h_{1B}+F_{Vb}\cdot\left[h_{2B}+\frac{a_{1B}}{2}\right] \quad \cdots\cdots \quad (4.6.2.2)$$

断面係数は次式となる。

$$Z_{1B}=\frac{a_{1B}^{2}\cdot b_{1B}}{6} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.3)$$

$$Z_{p1B}=\frac{a_{1B}^{2}\cdot b_{1B}}{6} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.4)$$

断面積は次式となる。

$$A_{1B}=a_{1B}\cdot b_{1B} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.5)$$

したがって，曲げ応力は次式となる。

$$\sigma_{1B}=\frac{F_{Vb}}{A_{1B}}+\frac{M_{1B}}{Z_{1B}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.6)$$

$$\sigma_{p1B}=\frac{F_{Vb}}{A_{1B}}+\frac{M_{1B}}{Z_{p1B}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.7)$$

・B部

曲げモーメントは次式となる。

$$M_{2B}=F_{Vb}\cdot h_{2B} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.8)$$

断面係数は次式となる。

$$Z_{2B}=\frac{a_{2B}^{2}\cdot b_{2B}}{6} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.9)$$

$$Z_{p2B}=\frac{a_{2B}^{2}\cdot b_{2B}}{6} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.10)$$

したがって，曲げ応力は次式となる。

$$\sigma_{2B}=\frac{M_{2B}}{Z_{2B}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.11)$$

$$\sigma_{p2B}=\frac{M_{2B}}{Z_{p2B}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.12)$$

(b) せん断応力

・A部

せん断力を受ける断面積は次式となる。

$$A_{1B}=a_{1B}\cdot b_{1B} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.13)$$

負担力F_{HB}によるせん断応力は次式となる。

$$\tau_{1B}=\frac{F_{HB}}{A_{1B}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.14)$$

・B部

せん断力を受ける断面積は次式となる。

$$A_{2B}=a_{2B}\cdot b_{2B} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.15)$$

負担力F_{Vb}によるせん断応力は次式となる。

$$\tau_{2B}=\frac{F_{Vb}}{A_{2B}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.16)$$

(c) 組合せ応力

・A部

組合せ応力は次式となる。

$$\sigma_{c1B}=\sqrt{\sigma_{1B}{}^2+3\cdot\tau_{1B}{}^2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.17)$$

$$\sigma_{pc1B}=\sqrt{\sigma_{p1B}{}^2+3\cdot\tau_{1B}{}^2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.18)$$

・B部

組合せ応力は次式となる。

$$\sigma_{c2B}=\sqrt{\sigma_{2B}{}^2+3\cdot\tau_{2B}{}^2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.19)$$

$$\sigma_{pc2B}=\sqrt{\sigma_{p2B}{}^2+3\cdot\tau_{2B}{}^2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.20)$$

(d) 取付ボルトのせん断応力

せん断力を受けるボルト1本の断面積は次式となる。

$$A_{bB}=\frac{\pi}{4}\cdot d_{1B}{}^2 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.21)$$

せん断力は，取付ボルトn_{1B}本で受けるものとし，ボルト1本にかかるせん断応力は次式となる。

$$\tau_{bB}=\frac{\sqrt{F_{HB}{}^2+F_{Vb}{}^2}}{2\cdot n_{1B}\cdot A_{bB}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.22)$$

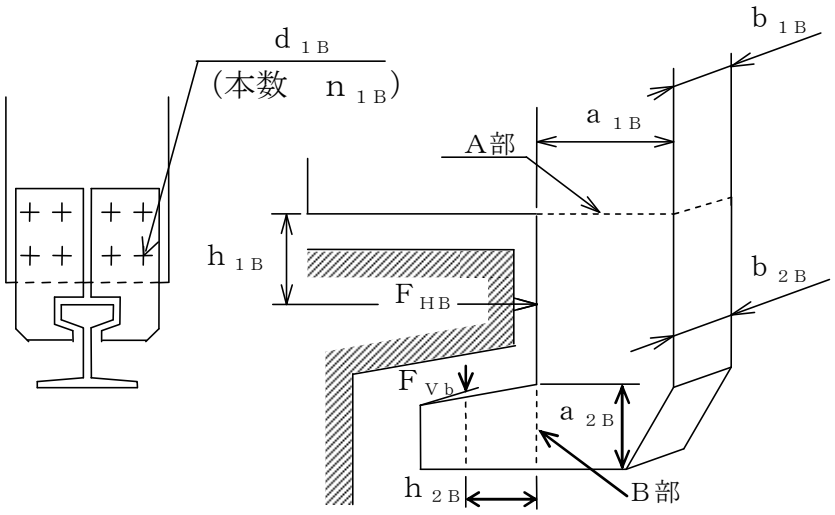


図 4-6　ブリッジ脱線防止ラグ

b.　走行レールの応力

走行レールの応力評価は 4.6.2(1)a 項で求めた荷重（P_1～P_8）の平均の値をF_{HB}，及びF_{Vb}とする。

ブリッジ脱線防止ラグに作用する鉛直力F_{Vb}は図 4-7（ＢＶ）に示す斜線部のように走行レールに分散する。

ブリッジ脱線防止ラグに作用する水平力F_{HB}は図 4-7（ＢＨ）に示す斜線部のように走行レールに分散する。

(a)　曲げ応力

・Ｃ部

幅は次式となる。

$$b_{3B}=b_{2B}+2\cdot(h_{3B}+L_{3B}) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.23)$$

曲げモーメントは次式となる。

$$M_{3B}=F_{Vb}\cdot h_{3B} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.24)$$

断面係数は次式となる。

$$Z_{3B}=\frac{a_{3B}{}^2\cdot b_{3B}}{6} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.25)$$

$$Z_{p3B}=\frac{a_{3B}{}^2\cdot b_{3B}}{6} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.26)$$

断面積は次式となる。

$$A_{3B}=a_{3B}\cdot b_{3B} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.27)$$

したがって，曲げ応力は次式となる。

$$\sigma_{3B}=\frac{F_{HB}}{A_{3B}}+\frac{M_{3B}}{Z_{3B}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.28)$$

$$\sigma_{p3B}=\frac{F_{HB}}{A_{3B}}+\frac{M_{3B}}{Z_{p3B}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.29)$$

・D部

幅は次式となる。

$$b_{4B}=b_{2B}+2\cdot(h_{4B}+L_{4B}) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.30)$$

曲げモーメントは次式となる。

$$M_{4B}=F_{HB}\cdot h_{4B} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.31)$$

断面係数は次式となる。

$$Z_{4B}=\frac{a_{4B}^{2}\cdot b_{4B}}{6} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.32)$$

$$Z_{p4B}=\frac{a_{4B}^{2}\cdot b_{4B}}{6} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.33)$$

断面積は次式となる。

$$A_{4B}=a_{4B}\cdot b_{4B} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.34)$$

したがって，曲げ応力は次式となる。

$$\sigma_{4B}=\frac{2\cdot F_{Vb}}{A_{4B}}+\frac{M_{4B}}{Z_{4B}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.35)$$

$$\sigma_{p4B}=\frac{2\cdot F_{Vb}}{A_{4B}}+\frac{M_{4B}}{Z_{p4B}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.36)$$

(b) せん断応力

せん断応力は次式となる。

・C部

$$\tau_{3B}=\frac{F_{Vb}}{A_{3B}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.37)$$

・D部

$$\tau_{4B}=\frac{F_{HB}}{A_{4B}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.38)$$

(c) 組合せ応力

・C部

組合せ応力は次式となる。

$$\sigma_{C3B}=\sqrt{\sigma_{3B}^{2}+3\cdot\tau_{3B}^{2}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.39)$$

$$\sigma_{pC3B}=\sqrt{\sigma_{p3B}^{2}+3\cdot\tau_{3B}^{2}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.40)$$

・D部

組合せ応力は次式となる。

$$\sigma_{C4B}=\sqrt{\sigma_{4B}{}^2+3\cdot\tau_{4B}{}^2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.41)$$

$$\sigma_{pC4B}=\sqrt{\sigma_{p4B}{}^2+3\cdot\tau_{4B}{}^2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.42)$$

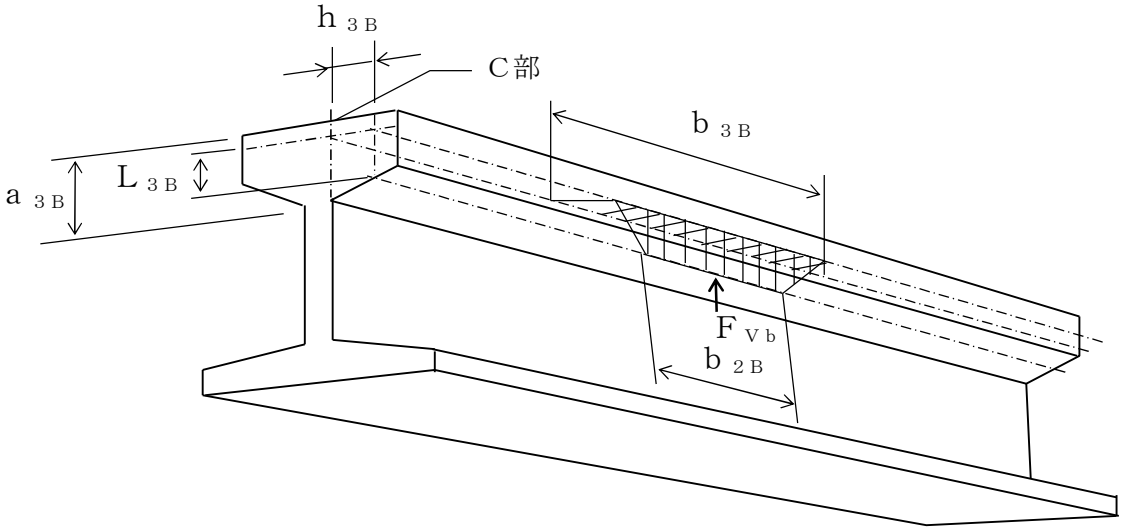


図 4-7（ＢＶ）　走行レール

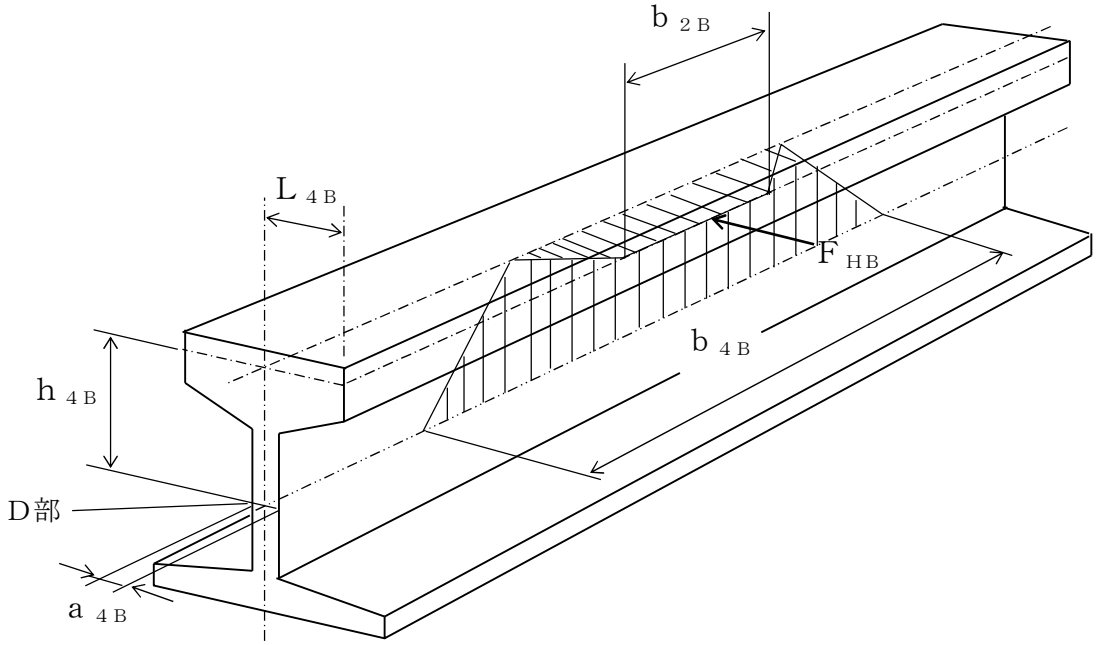


図 4-7（ＢＨ）　走行レール

(2)　計算方法（トロリ）

トロリ脱線防止ラグに加わる荷重（ P_9 ～ P_{12} ）は，スペクトルモーダル解析及び静解析により求める。

a.　トロリ脱線防止ラグの応力

トロリ脱線防止ラグの応力を図 4-8 を用いて計算する。負担力は， P_9～P_{12} の平均の値を F_{HT}，及び F_{VT} とする。

水平力 F_{HT} は図 4-9 に示すようにトロリ脱線防止ラグに分散する。

鉛直力 F_{VT} はラグ一組（2 個）に分散し，1 個当たりの負担力は次式となる。

$$F_{Vt} = \frac{F_{VT}}{2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.43)$$

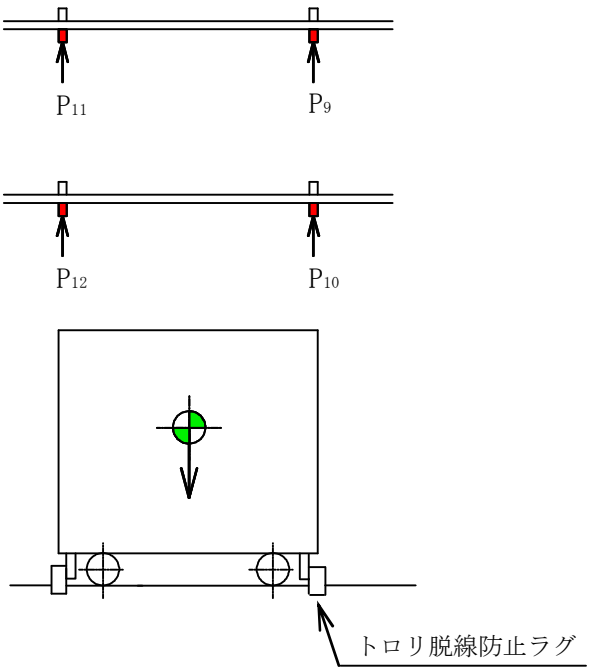


図 4-8　計算モデル

(a) 曲げ応力

・A部

曲げモーメントは次式となる。

$$M_{1T}=F_{HT}\cdot h_{1T}+F_{Vt}\cdot\left[h_{2T}+\frac{a_{1T}}{2}\right] \quad \cdots\cdots \quad (4.6.2.44)$$

断面係数は次式となる。

$$Z_{1T}=\frac{a_{1T}^{2}\cdot b_{1T}}{6} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.45)$$

$$Z_{p1T}=\frac{a_{1T}^{2}\cdot b_{1T}}{6} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.46)$$

断面積は次式となる。

$$A_{1T}=a_{1T}\cdot b_{1T} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.47)$$

したがって，曲げ応力は次式となる。

$$\sigma_{1T}=\frac{F_{Vt}}{A_{1T}}+\frac{M_{1T}}{Z_{1T}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.48)$$

$$\sigma_{p1T}=\frac{F_{Vt}}{A_{1T}}+\frac{M_{1T}}{Z_{p1T}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.49)$$

・B部

曲げモーメントは次式となる。

$$M_{2T}=F_{Vt}\cdot h_{2T} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.50)$$

断面係数は次式となる。

$$Z_{2T}=\frac{a_{2T}^{2}\cdot b_{2T}}{6} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.51)$$

$$Z_{p2T}=\frac{a_{2T}^{2}\cdot b_{2T}}{6} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.52)$$

したがって，曲げ応力は次式となる。

$$\sigma_{2T}=\frac{M_{2T}}{Z_{2T}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.53)$$

$$\sigma_{p2T}=\frac{M_{2T}}{Z_{p2T}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.54)$$

(b) せん断応力

・A部

せん断力を受ける断面積は次式となる。

$$A_{1T}=a_{1T}\cdot b_{1T} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.55)$$

負担力F_{HT}によるせん断応力は次式となる。

$$\tau_{1T}=\frac{F_{HT}}{A_{1T}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.56)$$

・B部

せん断力を受ける断面積は次式となる。

$$A_{2T}=a_{2T}\cdot b_{2T} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.57)$$

負担力F_{Vt}によるせん断応力は次式となる。

$$\tau_{2T}=\frac{F_{Vt}}{A_{2T}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.58)$$

(c) 組合せ応力

・A部

組合せ応力は次式となる。

$$\sigma_{c1T}=\sqrt{\sigma_{1T}^{2}+3\cdot\tau_{1T}^{2}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.59)$$

$$\sigma_{pc1T}=\sqrt{\sigma_{p1T}^{2}+3\cdot\tau_{1T}^{2}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.60)$$

・B部

組合せ応力は次式となる。

$$\sigma_{c2T}=\sqrt{\sigma_{2T}^{2}+3\cdot\tau_{2T}^{2}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.61)$$

$$\sigma_{pc2T}=\sqrt{\sigma_{p2T}^{2}+3\cdot\tau_{2T}^{2}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.62)$$

(d) 取付ボルトのせん断応力

せん断力を受けるボルト1本の断面積は次式となる。

$$A_{bT}=\frac{\pi}{4}\cdot d_{1T}^{2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.63)$$

せん断力は，取付ボルトn_{1T}本で受けるものとし，ボルト1本にかかるせん断応力は次式となる。

$$\tau_{bT}=\frac{\sqrt{F_{HT}^{2}+F_{Vt}^{2}}}{n_{1T}\cdot A_{bT}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.64)$$

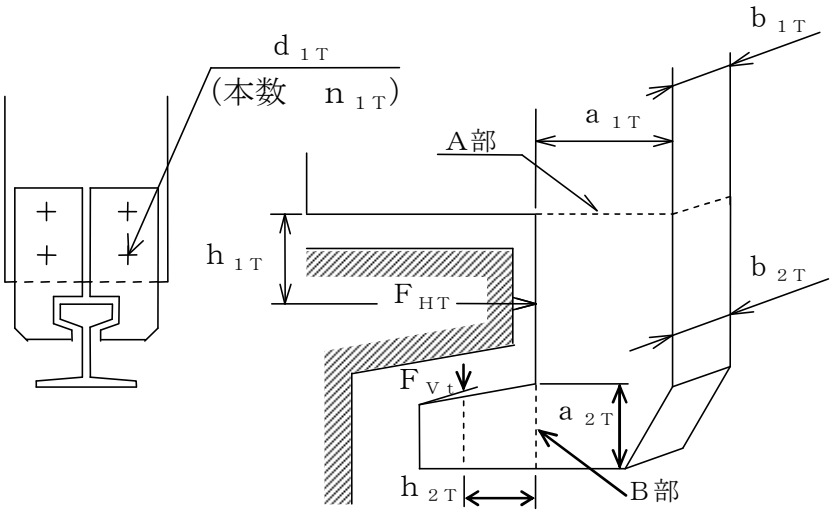


図 4-9　トロリ脱線防止ラグ

b.　横行レールの応力

横行レールの応力評価は 4.6.2(2)a 項で求めた荷重（P_9～P_{12}）の平均の値をF_{HT}，及びF_{Vt}とする。

トロリ脱線防止ラグに作用する鉛直力F_{Vt}は図 4－10（ＴＶ）に示す斜線部のように横行レールに分散する。

トロリ脱線防止ラグに作用する水平力F_{HT}は図 4－10（ＴＨ）に示す斜線部のように横行レールに分散する。

(a)　曲げ応力

・Ｃ部

幅は次式となる。

$$b_{3T}=b_{2T}+2\cdot(h_{3T}+L_{3T}) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.65)$$

曲げモーメントは次式となる。

$$M_{3T}=F_{Vt}\cdot h_{3T} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.66)$$

断面係数は次式となる。

$$Z_{3T}=\frac{a_{3T}^{2}\cdot b_{3T}}{6} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.67)$$

$$Z_{p3T}=\frac{a_{3T}^{2}\cdot b_{3T}}{6} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.68)$$

断面積は次式となる。

$$A_{3T}=a_{3T}\cdot b_{3T} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.69)$$

したがって，曲げ応力は次式となる。

$$\sigma_{3T}=\frac{F_{HT}}{A_{3T}}+\frac{M_{3T}}{Z_{3T}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.70)$$

$$\sigma_{p3T}=\frac{F_{HT}}{A_{3T}}+\frac{M_{3T}}{Z_{p3T}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.71)$$

・D部

幅は次式となる。

$$b_{4T}=b_{2T}+2\cdot(h_{4T}+L_{4T}) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.72)$$

曲げモーメントは次式となる。

$$M_{4T}=F_{HT}\cdot h_{4T} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.73)$$

断面係数は次式となる。

$$Z_{4T}=\frac{a_{4T}^{2}\cdot b_{4T}}{6} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.74)$$

$$Z_{p4T}=\frac{a_{4T}^{2}\cdot b_{4T}}{6} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.75)$$

断面積は次式となる。

$$A_{4T}=a_{4T}\cdot b_{4T} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.76)$$

したがって，曲げ応力は次式となる。

$$\sigma_{4T}=\frac{2\cdot F_{Vt}}{A_{4T}}+\frac{M_{4T}}{Z_{4T}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.77)$$

$$\sigma_{p4T}=\frac{2\cdot F_{Vt}}{A_{4T}}+\frac{M_{4T}}{Z_{p4T}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.78)$$

(b) せん断応力

せん断応力は次式となる。

・C部

$$\tau_{3T}=\frac{F_{Vt}}{A_{3T}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.79)$$

・D部

$$\tau_{4T}=\frac{F_{HT}}{A_{4T}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.80)$$

(c) 組合せ応力

・C部

組合せ応力は次式となる。

$$\sigma_{C3T}=\sqrt{\sigma_{3T}^{2}+3\cdot\tau_{3T}^{2}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.81)$$

$$\sigma_{pC3T}=\sqrt{\sigma_{p3T}^{2}+3\cdot\tau_{3T}^{2}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.82)$$

・D部

組合せ応力は次式となる。

$$\sigma_{C4T}=\sqrt{\sigma_{4T}^{2}+3\cdot\tau_{4T}^{2}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.83)$$

$$\sigma_{pC4T}=\sqrt{\sigma_{p4T}^{2}+3\cdot\tau_{4T}^{2}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.84)$$

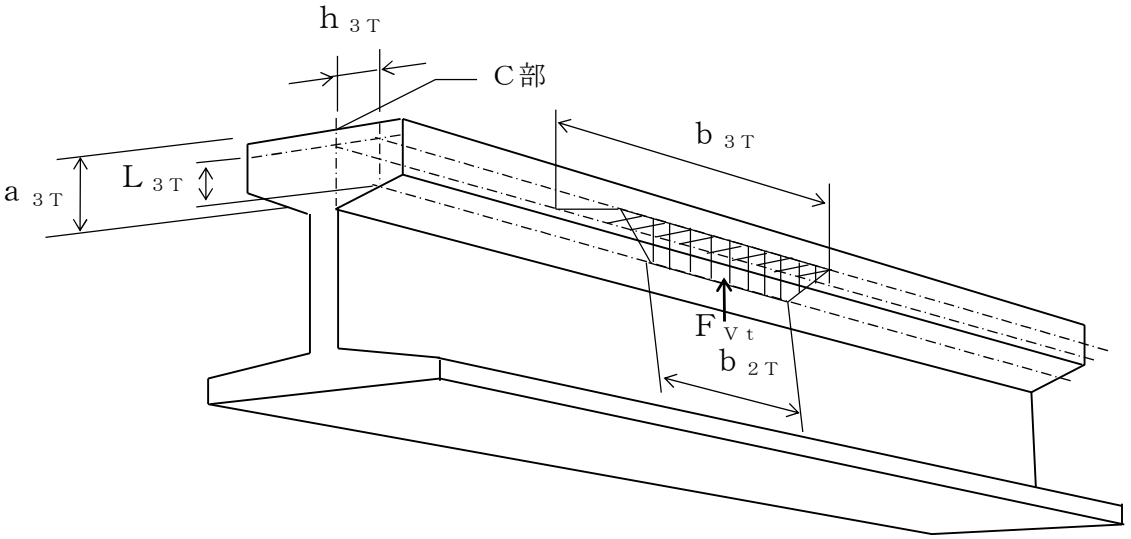


図 4-10（ＴＶ）　横行レール

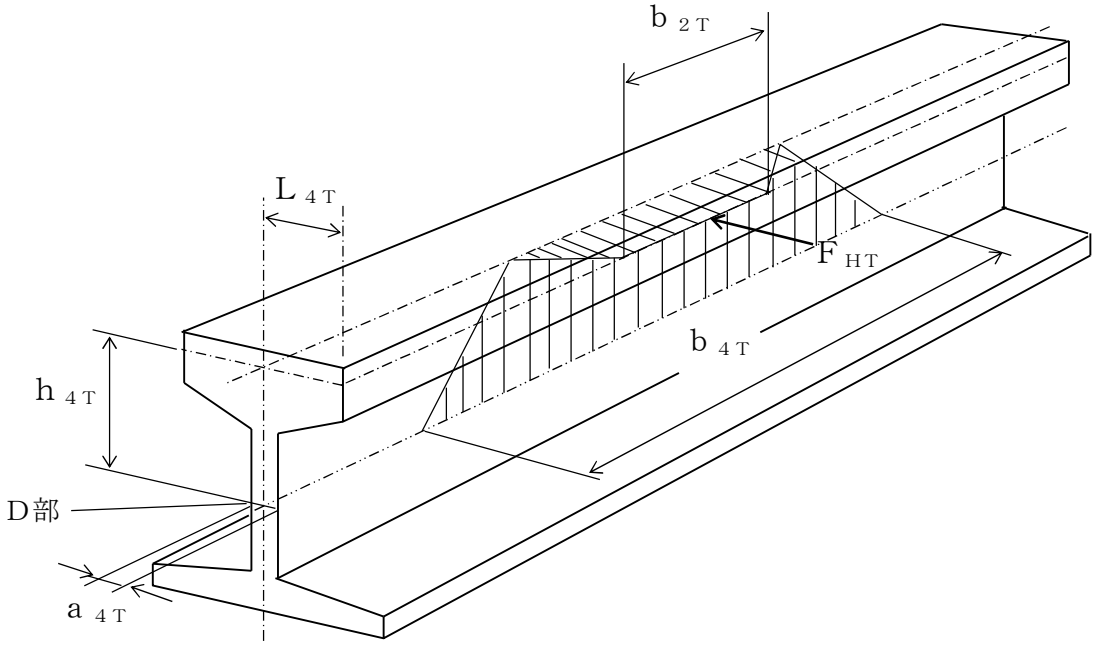


図 4-10（ＴＨ）　横行レール

4.6.3　吊具の荷重計算方法

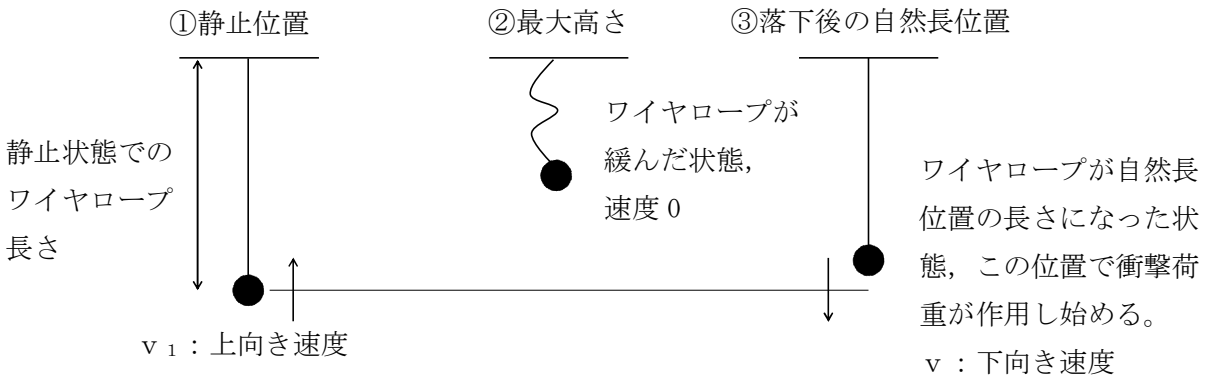
燃料取替機の吊荷荷重を受ける各部は，ブリッジ，トロリ，ワイヤロープ及び先端金具で，このうち吊荷を直接吊るもので，損傷・破断により即落下に至る可能性があるワイヤロープと先端金具を評価対象とする。

ワイヤロープ及び先端金具の計算にあたっては，以下の基本事項で行うものとする。

・吊荷は水中にあり，実際の吊下げでは水の抵抗を受けるが，評価にあたっては，気中での吊下げを想定して保守的に水の抵抗はないものとして行う。
・燃料取替機及び吊荷の速度算出にあたっては，燃料取替機，吊荷質量及びワイヤロープ長さの評価条件を，固有周期と床応答曲線の関係から評価が厳しくなるように設定する。
　① ワイヤロープ長さは，固有周期に対する床応答特性（加速度）がより厳しくなる長さとする。評価にあたって，ここでのワイヤロープ長さは吊上げ上端位置とする。
　② 吊荷の質量は，定格質量で評価を実施する。
・ワイヤロープ，先端金具の荷重は，吊荷を１自由度モデルにより求めた固有周期に対応する加速度，燃料取替機を 4.5 項より求めた固有周期に対応する加速度をもとに，吊荷が一度浮上がって落下した後の落下による衝撃荷重を算出する。
・燃料取替機と吊荷の位相差が吊荷に及ぼす影響については，吊荷とは逆位相に生じる燃料取替機の速度を，吊荷に作用する相対速度として考慮する。
・衝撃荷重は，吊荷が持っている運動量の保存則を考慮して算出する。
・水平方向地震に伴い，吊荷が振り子運動を起こして吊具に遠心力が作用するが，その響については，軽微であることから，評価においては鉛直方向地震だけを考慮するものとする。

(1)　吊荷の浮上がり後の落下速度の算出

吊荷は，図 4-11 に示すように，鉛直方向に浮き上がり再び自然長位置に戻った瞬間から，吊具の衝撃荷重を与える。



○下向き速度ｖ

②，③まではエネルギー保存則より

下向き速度ｖは

$v < v_1$

となるが，保守的に

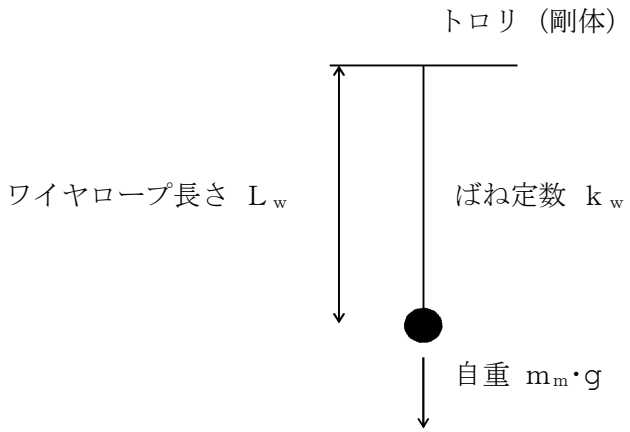
$v = v_1$

として評価を行う。

図 4-11　吊荷の浮上がりの様子

(2)　吊荷の固有周期

以下のとおり，トロリを剛体としたときの吊荷の固有周期T_wを算出する。



固有周期：　$T_w = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\dfrac{m_m}{k_w}}$

ばね定数：　$k_w = \dfrac{A_w \cdot n_w \cdot E_w}{L_w}$

(3)　吊具に作用する衝撃荷重

以下のとおり，ワイヤロープ，先端金具に作用する荷重Ｆを算出する。

図 4-12 及び図 4-13 に示すように，ワイヤロープの下端にある吊荷の運動量の変化は，保守的にワイヤロープの減衰がなく完全弾性衝突を仮定して反発係数を 1 とすれば以下となる。

$$(\text{力積}) : \int_{0}^{\frac{T}{4}} F \cdot \sin\left(2 \cdot \pi \cdot \frac{t}{T_w}\right) \cdot dt$$

（吊荷の運動量の変化）： $m_m \cdot (v_1 + v_2)$

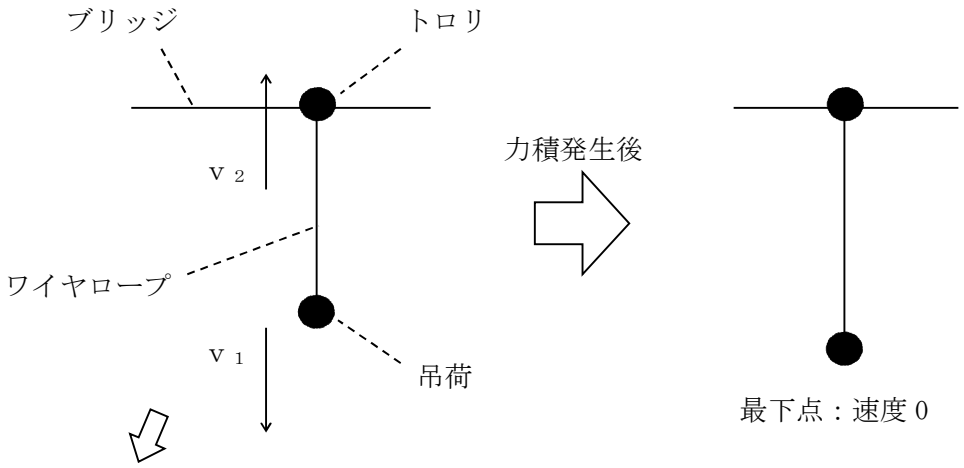


図 4-12　吊荷落下後の速度変化

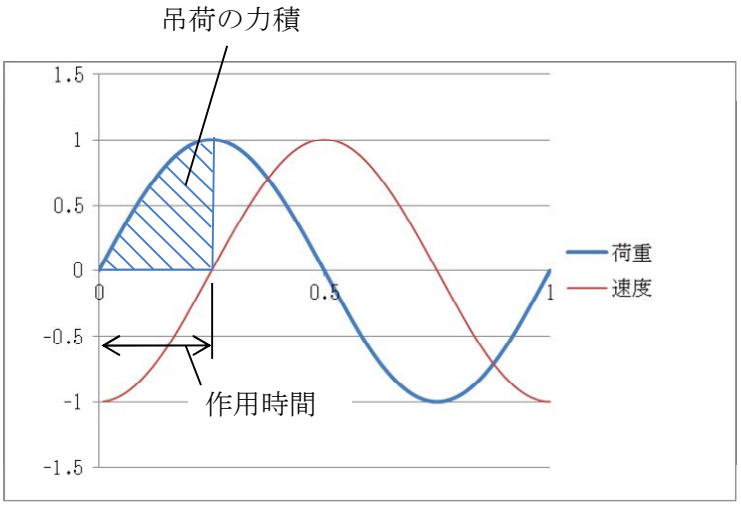


図 4-13　吊荷の力積の概念図

NT2 補② V-2-11-2-1 R1

吊荷の運動方向が変化する時間については，ワイヤロープが完全弾性体で，吊荷とトロリの運動が自由振動系であることを仮定すれば，吊荷の固有周期T_wの4分の1となる。

以上から，運動量変化及び作用時間をもとに荷重は，自重分を追加して，以下のとおり計算する。

$$F = \frac{2 \cdot \pi \cdot m_m \cdot (v_1 + v_2)}{T_w} + m_m \cdot g$$

4.6.4　吊具の応力計算方法

ワイヤロープの支持荷重及び先端金具の応力を，図4-14を用いて計算する。

ワイヤロープの支持荷重は次式となる。

$$F_w = \frac{F}{n_w}$$

先端金具の応力は次式となる。

$$\sigma_m = \frac{F_w}{A_w}$$

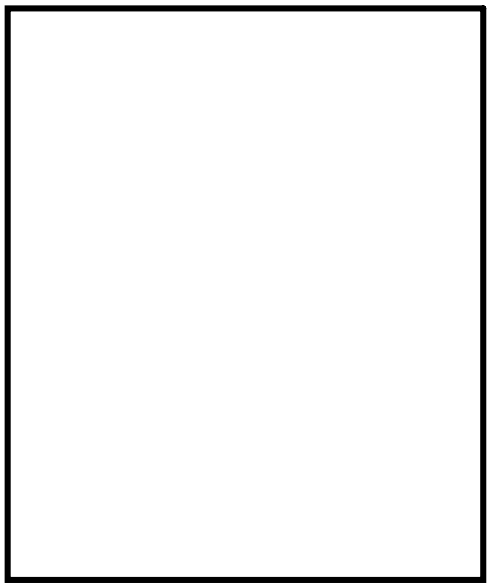


図4-14　ワイヤロープ及び先端金具

4.7　計算条件

応力解析に用いる自重及び荷重は，本計算書の【燃料取替機の耐震性についての計算結果】の設計条件及び機器要目に示す。

4.8　応力の評価

4.8.1　燃料取替機構造物フレーム，脱線防止ラグ，走行レール及び横行レールの応力評価

4.6.1項及び4.6.2項で求めた燃料取替機構造物フレーム，脱線防止ラグ，走行レール及び横行レールの各応力が次式より求めた許容応力以下であること。

	基準地震動Ｓｓによる荷重との組合せの場合
許容曲げ応力 f_b	$\frac{F^*}{1.5}\cdot 1.5$
許容せん断応力 f_s	$\frac{F^*}{1.5\cdot\sqrt{3}}\cdot 1.5$
許容組合せ応力 f_t	$\frac{F^*}{1.5}\cdot 1.5$

4.8.2　脱線防止ラグ取付ボルトの応力評価

4.6.2項で求めた脱線防止ラグ取付ボルトの応力が次式より求めた許容せん断応力f_s以下であること。

	基準地震動Ｓｓによる荷重との組合せの場合
許容せん断応力 f_s	$\frac{F^*}{1.5\cdot\sqrt{3}}\cdot 1.5$

4.8.3　先端金具の応力評価

4.6.4項で求めた先端金具の応力が次式より求めた許容引張応力f_t以下であること。

	基準地震動Ｓｓによる荷重との組合せの場合
許容引張応力 f_t	$\frac{F^*}{1.5}\cdot 1.5$

4.8.4　ワイヤロープの評価

4.6.4 項で求めたワイヤロープの支持荷重が許容荷重以下であること。

5.　評価結果

5.1　設計基準対象施設としての評価結果

燃料取替機の設計基準対象施設としての耐震評価結果を以下に示す。発生値は許容限界を満足しており，設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを確認した。

(1)　構造強度評価結果

構造強度評価の結果を次項以降【燃料取替機の耐震性についての計算結果】に示す。

5.2　重大事故等対処設備としての評価結果

重大事故等時の状態を考慮した場合の耐震評価結果を以下に示す。発生値は許容限界を満足しており，設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを確認した。

(1)　構造強度評価結果

構造強度評価の結果を次項以降の【燃料取替機の耐震性についての計算結果】に示す。

【燃料取替機の耐震性についての計算結果】

設計条件（設計基準対象施設）

機器名称	耐震設計上の重要度分類	据付場所及び床面高さ（m）	固有周期（s）		基準地震動Ｓｓ					周囲環境温度（℃）
			水平方向	鉛直方向	水平方向設計震度				鉛直方向設計震度	
					ブリッジ		トロリ			
					NS 方向	EW 方向	NS 方向	EW 方向		
	B	EL.46.5*1			C_{H2}＝0.15*3	C_{H1}＝1.41 又は＊4 *2	C_{H2}＝0.15*3	C_{H2}＝0.15*4	Ｃｖ＝3.67 又は＊4 *2	

注　＊１：基準床レベルを示す。

＊２：評価上厳しくなるトロリ位置が中央にある場合の値

＊３：この方向はすべりを生じ最大静止摩擦力以上の水平力は加わらないため，最大静止摩擦係数により水平方向設計震度を求めた。

＊４：基準地震動Ｓｓに基づく設備評価用床応答曲線より得られる値。

機器要目（設計基準対象施設）

燃料取替機構造物フレーム，ブリッジ脱線防止ラグ，トロリ脱線防止ラグ，走行レール，横行レール

m_B (kg)	m_T (kg)	n_{1B}	n_{1T}	E (MPa)

F_x (N)	F_y (N)	F_z (N)	M_x (N・mm)	M_y (N・mm)	M_z (N・mm)

F_{HB} (N)	F_{VB} (N)	F_{HT} (N)	F_{VT} (N)

a_{1B} (mm)	a_{2B} (mm)	a_{3B} (mm)	a_{4B} (mm)	b_{1B} (mm)	b_{2B} (mm)	b_{3B} (mm)	b_{4B} (mm)	d_{1B} (mm)	h_{1B} (mm)	h_{2B} (mm)	h_{3B} (mm)	h_{4B} (mm)	L_{3B} (mm)	L_{4B} (mm)

a_{1T} (mm)	a_{2T} (mm)	a_{3T} (mm)	a_{4T} (mm)	b_{1T} (mm)	b_{2T} (mm)	b_{3T} (mm)	b_{4T} (mm)	d_{1T} (mm)	h_{1T} (mm)	h_{2T} (mm)	h_{3T} (mm)	h_{4T} (mm)	L_{3T} (mm)	L_{4T} (mm)

A_{1F} (mm^2)	A_{1B} (mm^2)	A_{2B} (mm^2)	A_{3B} (mm^2)	A_{4B} (mm^2)	A_{bB} (mm^2)	A_{1T} (mm^2)	A_{2T} (mm^2)	A_{3T} (mm^2)	A_{4T} (mm^2)	A_{bT} (mm^2)

Z_p (mm^3)	Z_y (mm^3)	Z_z (mm^3)	Z_{1B} (mm^3)	Z_{2B} (mm^3)	Z_{3B} (mm^3)	Z_{4B} (mm^3)	Z_{1T} (mm^3)	Z_{2T} (mm^3)	Z_{3T} (mm^3)	Z_{4T} (mm^3)

ワイヤロープ，先端金具

m_m (kg)	T_w (s)	L_w (mm)	A_w (mm^2)	E_w (MPa)	n_w

F_w (N)	k_w (N/mm)	v_1 (mm/s)	v_2 (mm/s)

許容応力（設計基準対象施設）

燃料取替機構造物フレーム		
S_y (MPa)	S_u (MPa)	F* (MPa)
234	394	275

注　＊：厚さ≦16 mm

ブリッジ脱線防止ラグ						トロリ脱線防止ラグ					
本体			取付ボルト			本体			取付ボルト		
S_y (MPa)	S_u (MPa)	F* (MPa)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	F* (MPa)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	F* (MPa)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	F* (MPa)
211 (40 mm ＜厚さ)	394	253	211 (40 mm ＜径)	394	253	211 (40 mm ＜厚さ)	394	253	715 (径≦ 63 mm)	838	586

走行レール		横行レール	
S_u (MPa)	F* (MPa)	S_u (MPa)	F* (MPa)
1080	756	690	483

先端金具 SUS304
S_u (MPa)
378

許容荷重（設計基準対象施設）

ワイヤロープ
F_w (N)
[redacted]

結論（設計基準対象施設）

（単位：MPa）

部材			材料	応力		算出応力	許容応力
燃料取替機構造物フレーム			[redacted]	曲げ	σ_{1F}	216	275
				せん断	τ_{1F}	3	158
				組合せ	σ_{c1F}	217	275
ブリッジ	脱線防止ラグ	B部	[redacted]	曲げ	σ_{2B}	101	253
				せん断	τ_{2B}	31	146
				組合せ	σ_{c2B}	114	253
		取付ボルト	[redacted]	せん断	τ_{bB}	64	146
トロリ	脱線防止ラグ	B部	[redacted]	曲げ	σ_{2T}	154	253
				せん断	τ_{2T}	59	146
				組合せ	σ_{c2T}	184	253
		取付ボルト	[redacted]	せん断	τ_{bT}	135	338
走行レール		D部	[redacted]	曲げ	σ_{4B}	240	756
				せん断	τ_{4B}	26	436
				組合せ	σ_{c4B}	244	756
横行レール		D部	[redacted]	曲げ	σ_{4T}	428	483
				せん断	τ_{4T}	17	278
				組合せ	σ_{c4T}	428	483

すべて許容応力以下である。

（単位：N）

部材		材料	荷重	算出荷重	許容荷重
吊具	ワイヤロープ	[redacted]	支持荷重　F_w	29270	35900

（単位：MPa）

部材		材料	応力	算出応力	許容応力
吊具	先端金具	[redacted]	引張り　σ_m	259	378

すべて許容応力以下である。

設計条件（重大事故等対処設備）

機器名称	設備分類	据付場所及び床面高さ（m）	固有周期（s）		基準地震動Ｓ$_s$					周囲環境温度（℃）
			水平方向	鉛直方向	水平方向設計震度				鉛直方向設計震度	
					ブリッジ		トロリ			
					NS 方向	EW 方向	NS 方向	EW 方向		
	－	EL. 46. 5*1			C_{H2}＝0. 15*2	C_{H1}＝1. 39*3	C_{H2}＝0. 15*2	C_{H2}＝0. 15*2	Ｃｖ＝3. 90 又は＊３	

注　＊１：基準床レベルを示す。

＊２：この方向はすべりを生じ最大静止摩擦力以上の水平力は加わらないため，最大静止摩擦係数により水平方向設計震度を求めた。

＊３：基準地震動Ｓ$_s$に基づく設備評価用床応答曲線より得られる値。

機器要目（重大事故等対処設備）

燃料取替機構造物フレーム，ブリッジ脱線防止ラグ，トロリ脱線防止ラグ，走行レール，横行レール

m_B (kg)	m_T (kg)	n_{1B}	n_{1T}	E (MPa)

F_x (N)	F_y (N)	F_z (N)	M_x (N・mm)	M_y (N・mm)	M_z (N・mm)

F_{HB} (N)	F_{VB} (N)	F_{HT} (N)	F_{VT} (N)

a_{1B} (mm)	a_{2B} (mm)	a_{3B} (mm)	a_{4B} (mm)	b_{1B} (mm)	b_{2B} (mm)	b_{3B} (mm)	b_{4B} (mm)	d_{1B} (mm)	h_{1B} (mm)	h_{2B} (mm)	h_{3B} (mm)	h_{4B} (mm)	L_{3B} (mm)	L_{4B} (mm)

a_{1T} (mm)	a_{2T} (mm)	a_{3T} (mm)	a_{4T} (mm)	b_{1T} (mm)	b_{2T} (mm)	b_{3T} (mm)	b_{4T} (mm)	d_{1T} (mm)	h_{1T} (mm)	h_{2T} (mm)	h_{3T} (mm)	h_{4T} (mm)	L_{3T} (mm)	L_{4T} (mm)

A_{1F} (mm^2)	A_{1B} (mm^2)	A_{2B} (mm^2)	A_{3B} (mm^2)	A_{4B} (mm^2)	A_{bB} (mm^2)	A_{1T} (mm^2)	A_{2T} (mm^2)	A_{3T} (mm^2)	A_{4T} (mm^2)	A_{bT} (mm^2)

Z_p (mm^3)	Z_{py} (mm^3)	Z_{pz} (mm^3)	Z_{p1B} (mm^3)	Z_{p2B} (mm^3)	Z_{p3B} (mm^3)	Z_{p4B} (mm^3)	Z_{p1T} (mm^3)	Z_{p2T} (mm^3)	Z_{p3T} (mm^3)	Z_{p4T} (mm^3)

許容応力（重大事故等対処設備）

燃料取替機構造物フレーム		
[redacted]		
S_y (MPa)	S_u (MPa)	F* (MPa)
196	373	235

注　＊：厚さ≦16 mm

ブリッジ脱線防止ラグ						トロリ脱線防止ラグ					
本体			取付ボルト			本体			取付ボルト		
S_y (MPa)	S_u (MPa)	F* (MPa)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	F* (MPa)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	F* (MPa)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	F* (MPa)
194 (40 mm ＜厚さ)	373	232	194 (40 mm ＜径)	373	232	194 (40 mm ＜厚さ)	373	232	673 (径≦ 63 mm)	759	531

走行レール		横行レール	
S_u (MPa)	F* (MPa)	S_u (MPa)	F* (MPa)
1080	756	690	483

結論（重大事故等対処設備）

（単位：MPa）

部材			材料	応力		算出応力	許容応力
燃料取替機構造物フレーム				曲　げ	σ_{p1F}	216	235
				せん断	τ_{1F}	3	135
				組合せ	σ_{pc1F}	217	235
ブリッジ	脱線防止ラグ	B部		曲　げ	σ_{p2B}	59	232
				せん断	τ_{2B}	18	134
				組合せ	σ_{pc2B}	66	232
		取付ボルト		せん断	τ_{bB}	32	134
トロリ	脱線防止ラグ	B部		曲　げ	σ_{p2T}	45	232
				せん断	τ_{2T}	18	134
				組合せ	σ_{pc2T}	54	232
		取付ボルト		せん断	τ_{bT}	50	306
走行レール		D部		曲　げ	σ_{p4B}	118	756
				せん断	τ_{4B}	13	436
				組合せ	σ_{pc4B}	120	756
横行レール		D部		曲　げ	σ_{p4T}	215	483
				せん断	τ_{4T}	9	278
				組合せ	σ_{pc4T}	215	483

すべて許容応力以下である。

Ⅴ-2-11-2-2　原子炉建屋クレーンの耐震性についての計算書

目次

1. 概要 ····· 1
2. 一般事項 ····· 1
2.1 配置概要 ····· 1
2.2 構造計画 ····· 2
2.3 評価方針 ····· 3
2.4 適用基準 ····· 4
2.5 記号の説明 ····· 5
2.6 計算精度と数値の丸め方 ····· 7
3. 評価部位 ····· 7
4. 地震応答解析及び構造強度評価 ····· 8
4.1 地震応答解析及び構造強度評価方法 ····· 8
4.2 荷重の組合せ及び許容応力 ····· 10
4.3 解析モデル及び諸元 ····· 16
4.4 固有周期 ····· 19
4.5 設計用地震力 ····· 20
4.6 計算方法 ····· 29
4.7 計算条件 ····· 35
4.8 応力の評価 ····· 36
5. 評価結果 ····· 38
5.1 設計基準対象施設としての評価結果 ····· 38
5.2 重大事故等対象設備としての評価結果 ····· 38

1. 概要

本計算書は，添付書類「Ⅴ-2-11-1　波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」の耐震評価方針に基づき，下位クラス設備である原子炉建屋クレーンが設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを確認することで，下部に設置された上位クラス施設である使用済燃料プール，使用済燃料貯蔵ラック等に対して，波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

2. 一般事項

2.1 配置概要

原子炉建屋クレーンは，原子炉建屋原子炉棟6階に設置される。原子炉建屋クレーンは，図2-1 の位置関係図に示すように，上位クラス施設である使用済燃料貯蔵ラックが設置された使用済燃料プール上に移動可能であることから，転倒又は落下により使用済燃料貯蔵ラック及び使用済燃料プールに対して波及的影響を及ぼすおそれがある。

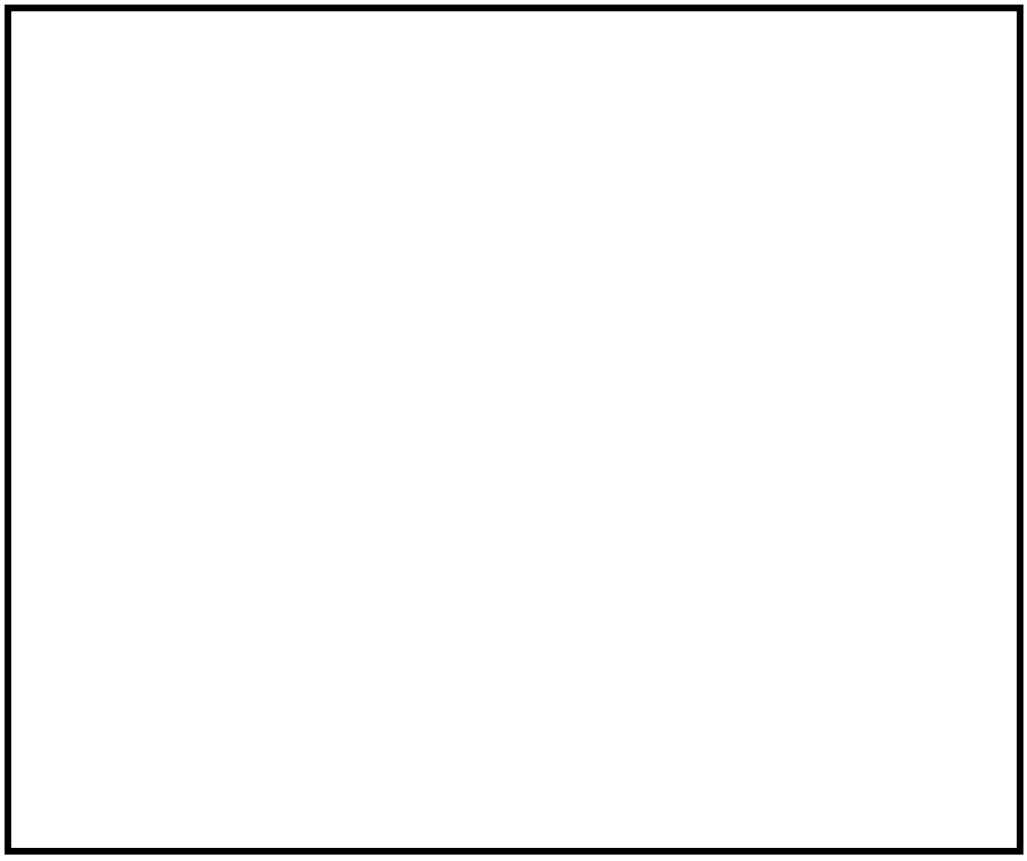
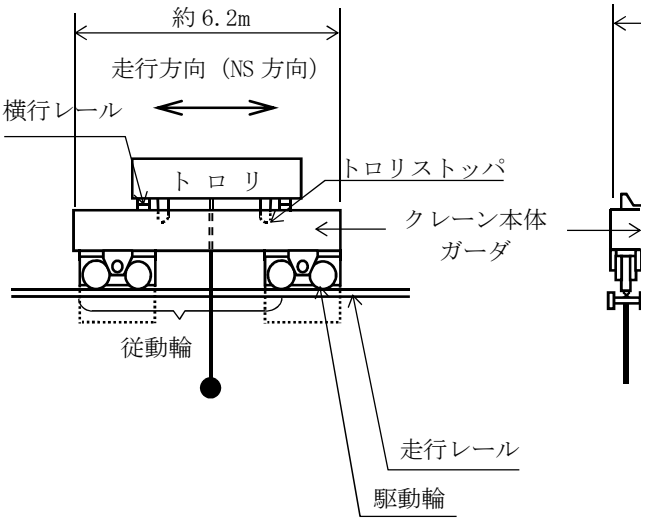


図 2-1　原子炉建屋クレーンの位置関係図

2.2　構造計画

原子炉建屋クレーンの構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1　構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
走行レール上をクレーン本体ガーダが走行し，クレーン本体ガーダ上部の横行レール上をトロリが横行する。クレーン本体ガーダは落下防止金具を，トロリはトロリストッパを備えている。 また吊荷はトロリに設置されたワイヤロープ及びフックを介して吊上げ・吊下げ・移動の作業を行う。	クレーン本体 ガーダ トロリ	

2.3　評価方針

原子炉建屋クレーンの応力評価は，添付書類「Ⅴ-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」の「3.　耐震評価方針」に従い実施する。

評価については，「2.2　構造計画」にて示す原子炉建屋クレーンの部位を踏まえ，「3. 評価部位」にて設定する箇所において，「4　地震応答解析及び構造強度評価」により算出した設計用地震動及び設計用地震力による荷重に基づく応力等が許容限界内に収まることを，「4.6　計算方法」にて示す方法にて確認することで実施する。確認結果を「5. 評価結果」に示す。

原子炉建屋クレーンの耐震評価フローを図 2-2 に示す。

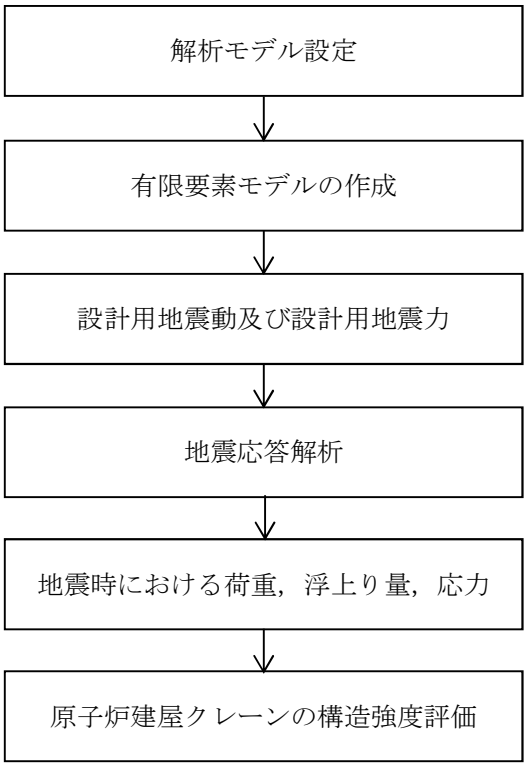


図 2-2　原子炉建屋クレーンの耐震評価フロー

2.4　適用基準

適用基準を以下に示す。

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

(2) 原子力発電所耐震設計技術指針　重要度分類・許容応力編ＪＥＡＧ４６０１・補－1984（社）日本電気協会

(3) 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

(4) 発電用原子力設備規格（設計・建設規格（2005年版（2007年追補版含む。））ＪＳＭＥ　Ｓ　ＮＣ１－2005/2007）（社）日本機械学会（以下「設計・建設規格」という。）

2.5　記号の説明

記号	記号の説明	単位
A_1	落下防止金具の断面積	mm^2
A_2	トロリストッパの断面積	mm^2
A_V	ガーダ端部の主桁及び補桁の断面積	mm^2
C_H	最大静止摩擦係数より求めた水平方向設計震度（NS 方向）	－
C_{H1}	水平方向設計震度（EW 方向）	－
D	死荷重	N
F	設計・建設規格 SSB-3121.3 に定める値	MPa
F_1	落下防止金具 1 個当たりに作用する力	N
F_2	トロリストッパ 1 個当たりに作用する力	N
f_c	落下防止金具の許容圧縮応力（f_c*を 1.5 倍した値）	MPa
f_S	ガーダ端部の許容せん断応力（f_s*を 1.5 倍した値）	MPa
f_{S1}	トロリストッパの許容せん断応力（f_s*を 1.5 倍した値）	MPa
f_t	ガーダ中央部の許容引張応力（f_t*を 1.5 倍した値）	MPa
f_{t1}	トロリストッパの許容引張応力（f_t*を 1.5 倍した値）	MPa
f_{t2}	トロリストッパの許容組合せ応力（f_t*を 1.5 倍した値）	MPa
f_{w1}	吊具（ワイヤロープ）の許容荷重	N
f_{w2}	吊具（フック）の許容荷重	N
g	重力加速度（＝9.80665）	m/s^2
H_g	ガーダの許容浮上り量	mm
H_t	トロリの許容浮上り量	mm
h_g	ガーダの浮上り量	mm
h_t	トロリの浮上り量	mm
L	トロリストッパ高さ	mm
ℓ_1	落下防止金具鉛直材の長さ	mm
ℓ_2	トロリストッパ水平材の長さ	mm
M	トロリストッパの曲げモーメント	N･mm
M_d	機械的荷重（ＤＢ）	N
M_H	ガーダ中央部の水平曲げモーメント	N･mm
M_{SAD}	機械的荷重（ＳＡ）	N
M_V	ガーダ中央部の鉛直曲げモーメント	N･mm
m_G	ガーダ部全質量（サドル，ロッカービームを含む。）	kg
m_m	主巻定格荷重（質量）	kg
m_t	トロリ質量（ワイヤロープ及びフック含む。）	Kg
P_d	最高使用圧力による荷重（ＤＢ）	N
P_{SAD}	設計圧力による荷重（ＳＡ）	N
P_W	吊具（ワイヤロープ及びフック）に加わる荷重	N
Q	ガーダ端部のせん断力	N
S_s	基準地震動S_sにより定まる地震力	N

記号	記号の説明	単位
S_u	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表 9 に定める値	MPa
S_y	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表 8 に定める値	MPa
t_1	落下防止金具の板厚	mm
t_2	トロリストッパの板厚	mm
Z	トロリストッパの断面係数	mm^3
Z_X	ガーダ中央部のＸ軸に関する断面係数	mm^3
Z_Y	ガーダ中央部のＹ軸に関する断面係数	mm^3
Σm	クレーン総質量（m_t+m_G）	kg
σ_C	落下防止金具の圧縮応力	MPa
σ_{Ht}	ＭＨによるガーダ中央部の曲げ（引張）応力	MPa
σ_t	ガーダ中央部の曲げ（引張）応力	MPa
σ_{t1}	トロリストッパの曲げ（引張）応力	MPa
σ_{t2}	トロリストッパの組合せ応力	MPa
σ_{Vt}	ＭＶによるガーダ中央部の曲げ（引張）応力	MPa
τ	ガーダ端部のせん断応力	MPa
τ_1	トロリストッパのせん断応力	MPa
$\mathrm{IV_AS}$	運転状態Ⅳ相当の許容応力を基準として，それに地震により生じる応力に対する特別な応力の制限を加えた許容応力状態	－
$\mathrm{V_AS}$	運転状態Ｖ相当の応力評価を行う許容応力状態を基本として，それに地震により生じる応力に対する特別な応力の制限を加えた許容応力状態	－

注記　:「設計・建設規格」とは，発電用原子力設備規格（設計・建設規格（2005 年版（2007 年追補版含む。））ＪＳＭＥ　Ｓ　ＮＣ１－2005/2007)（日本機械学会 2007 年 9 月）をいう。

2.6　計算精度と数値の丸め方

精度は6桁以上を確保する。

表示する数値の丸め方は表2-2に示すとおりである。

表2-2　表示する数値の丸め方

数値の種類		単位	処理桁	処理方法	表示桁
固有周期		s	小数点以下第4位	四捨五入	小数点以下第3位
震度		－	小数点以下第3位	切上げ	小数点以下第2位　*1
温度		℃	－	－	整数位
質量		kg	－	－	整数位
長さ	下記以外の長さ	mm	－	－	整数位　*2
	厚さ	mm	－	－	小数点以下第1位
面積		mm^2	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁　*3
モーメント		N･mm	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁　*3
力		N	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁　*3
算出応力		MPa	小数点以下第1位	切上げ	整数位
許容応力　*4		MPa	小数点以下第1位	切捨て	整数位

注記　＊1：最大静止摩擦係数より求めた震度は，小数点以下第3位表示となる場合がある。

＊2：設計上定める値が小数点以下第1位の場合は，小数点以下第1位表示とする。

＊3：絶対値が1000以上のときは，べき数表示とする。

＊4：設計・建設規格　付録材料図表に記載された温度の中間における引張強さ及び降伏点は，比例法により補間した値の小数点以下第1位を切り捨て，整数位までの値とする。

3.　評価部位

評価部位は，クレーン及び吊荷の落下により，上位クラス施設が損傷することを防止するために，クレーン本体ガーダ，落下防止金具，トロリストッパ及び吊具（ワイヤロープ及びフック）を選定する。

4　地震応答解析及び構造強度評価

4.1　地震応答解析及び構造強度評価方法

(1)　構造概要

図 4-1 に構造概要図を示す。

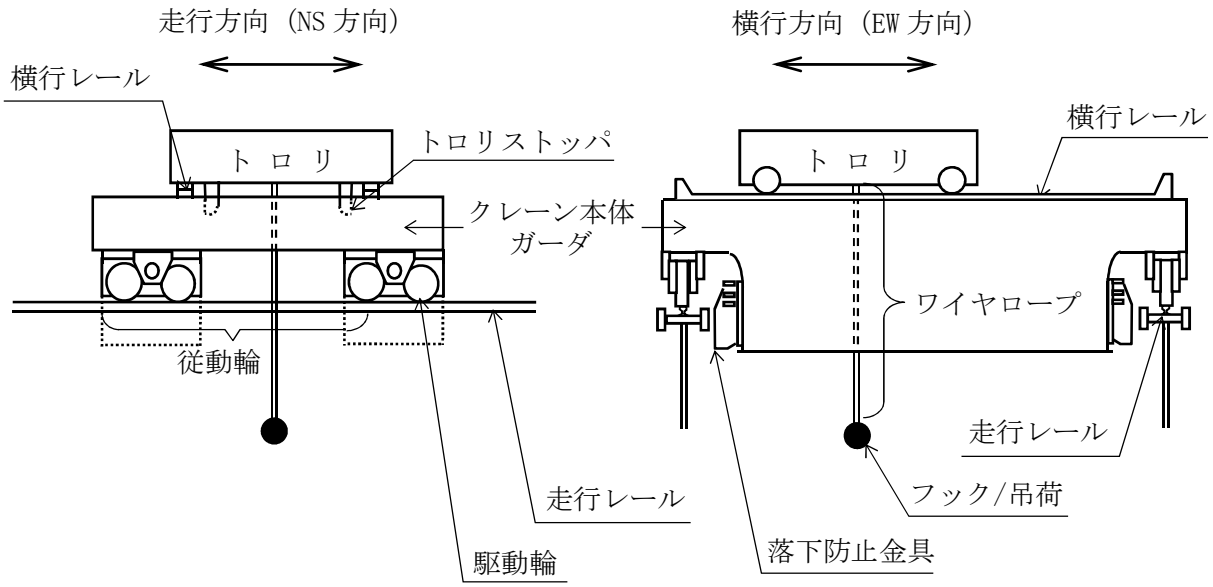


図 4-1　構造概要図

(2)　走行方向（NS方向）水平力

a.　クレーンは，走行レール上に乗っているだけで，建屋とは固定されていないので，走行方向（NS 方向）の水平力がクレーンに加わっても，クレーンはレール上をすべるだけで，クレーン自身にはレールと走行車輪間の最大静止摩擦力以上の水平力は加わらない。

b.　クレーンの走行車輪は 8 個であり,そのうちの 2 個は駆動輪,他の 6 個が従動輪である。

c.　駆動輪は，電動機及び減速機等の回転部分と連結されているため，地震の加速度を車輪部に入れると回転部分が追随できず，最大静止摩擦力以上の力が加われば，レール上をすべる。

d.　従動輪は，回転部分が連結されていないので，駆動輪のみで水平力を受ける。

(3)　横行方向（EW 方向）水平力

a.　ガーダ関係

横行方向（EW 方向）は，走行レールに対して直角方向であるため，ガーダは建屋と固定されているものとし，水平力がそのままガーダに作用する。

b.　トロリ関係

(a)　トロリはガーダ上の横行レール上に乗っているだけで，ガーダとは固定されていないので，水平力がトロリに加わっても，トロリはレール上をすべるだけで，トロリ自身にはレールと横行車輪間の最大静止摩擦力以上の水平力は加わらない。

(b)　トロリの横行車輪は 4 個であり,そのうちの 2 個は駆動輪,他の 2 個は従動輪である。

(c)　トロリの駆動輪は，電動機及び減速機等の回転部分と連結されているため，地震の加速度を車輪部に入れると回転部分が追随できず，最大静止摩擦力以上の力が加われば，レール上をすべる。

(d)　トロリの従動輪は,回転部分が連結されていないので,駆動輪のみで水平力を受ける。

(4)　鉛直方向（UD 方向）

クレーン及びトロリは，レール上に乗っており，鉛直下向き方向には建屋に支持される構造であるが，鉛直上向き方向には浮上り代を設けた構造としている。そのため，鉛直方向（UD 方向）には浮上りを考慮した評価を実施する。

注記　＊：「平成 19 年度　原子力施設等の耐震性評価技術に関する試験及び調査　動的上下動耐震試験（クレーン類）に関わる報告書（08 耐部報-0021,（独）原子力安全基盤機構)」

(5)　評価ケース

表4-1に示す解析ケースにて評価を実施する。設計基準対象施設としての条件に対する評価条件では，クレーンの運転状態を想定しケース1，2について評価する。重大事故等対処設備としての条件に対する評価条件では，クレーンの待機状態を想定しケース3について評価する。

表 4-1　解析ケース

評価対象		クレーン本体ガーダ，浮上り量，吊具		
評価ケース No.		1	2	3
トロリ位置	中央	●*	－	－
	端部	－	●	○

●：吊荷有　○：吊荷無

注記　＊：吊荷については，落下評価も実施する。

4.2　荷重の組合せ及び許容応力

4.2.1　荷重の組合せ及び許容応力状態

クレーンの荷重の組合せ及び許容応力状態のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表 4-2 に，重大事故等対処設備の評価に用いるものを表 4-3 に示す。

4.2.2　許容応力

原子炉建屋クレーンの許容応力は，添付書類「Ⅴ-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき表 4-4 のとおりとする。

4.2.3　使用材料の許容応力評価条件

原子炉建屋クレーンの使用材料の許容応力評価条件のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表 4-5 に，重大事故等対処設備に用いるものを表 4-6 に示す。

表 4-2　荷重の組合せ及び許容応力状態（設計基準対象施設）

施設区分		機器名称	耐震設計上の重要度分類	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
核燃料物質の取扱施設及び貯蔵施設	燃料取扱設備	原子炉建屋クレーン	B	－*	$D+P_d+M_d+S_s$	$\mathrm{IV_AS}$

注記　＊：その他の支持構造物の荷重の組合せ及び許容応力を適用する。

表 4-3　荷重の組合せ及び許容応力状態（重大事故等対処設備）

施設区分		機器名称	設備分類	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
核燃料物質の取扱施設及び貯蔵施設	燃料取扱設備	原子炉建屋クレーン	－	－*	$D+P_{SAD}+M_{SAD}+S_s$	$\mathrm{V_AS}$（$\mathrm{V_AS}$として，$\mathrm{IV_AS}$の許容限界を用いる。）

注記　＊：その他の支持構造物の荷重の組合せ及び許容応力を適用する。

表 4-4　許容応力（その他の支持構造物及び重大事故等その他支持構造物）

許容応力状態	許容限界*1 （ボルト等以外） 一次応力			
	引張り	せん断	圧縮	組合せ
$Ⅳ_AS$	1.5・f_t*	1.5・f_S*	1.5・f_c*	1.5・f_t*
V_AS （V_ASとして，$Ⅳ_AS$の許容限界を用いる。）	1.5・f_t*	1.5・f_S*	1.5・f_c*	1.5・f_t*

注記　＊1：応力の組合せが考えられる場合には，組合せ応力に対しても評価を行う。

表 4-5(1)　使用材料の許容応力評価条件（設計基準対象施設）

評価部位	材料	温度条件 (℃)		S (MPa)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	S_y（RT） (MPa)
ガーダ中央部		周囲環境温度	50	－	309	480	－
ガーダ端部		周囲環境温度	50	－	319	480	－
落下防止金具		周囲環境温度	50	－	211	394	－
トロリストッパ		周囲環境温度	50	－	231	394	－

表 4-5(2)　使用材料の許容応力評価条件（設計基準対象施設）

評価部位	材料	温度条件 (℃)		定格荷重 (N)	安全率	許容荷重 (N)
ワイヤーロープ		周囲環境温度		1.294×10^{6}	6.98	9.035×10^{6}
フック		周囲環境温度		1.294×10^{6}	9.66	1.184×10^{7}

表 4-6　使用材料の許容応力評価条件（重大事故等対処設備）

評価部位	材料	温度条件 (℃)		S (MPa)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	S_y（RT） (MPa)
ガーダ中央部		周囲環境温度		－	283	441	－
ガーダ端部		周囲環境温度		－	292	441	－
落下防止金具		周囲環境温度		－	194	373	－
トロリストッパ		周囲環境温度		－	212	373	－

4.3　解析モデル及び諸元

4.3.1　解析モデル

(1) クレーンは，はり要素を用いた有限要素モデルとし，クレーンの質量としてガーダ部，トロリ及び吊荷を考慮する。クレーンの解析モデルを図 4-2 に示す。

(2) 地震応答解析に用いる減衰定数は，添付書類「Ⅴ-2-1-6 地震応答解析の基本方針」に基づき，水平方向及び鉛直方向ともに 2.0%を用いる。

(3) クレーンと車輪部については，4.1項 (1)構造概要にて示したクレーンの構造の特徴を踏まえて，解析の入力条件を以下のとおり設定する。

a．クレーンの滑りを考慮した水平力の設定

最大静止摩擦力以上の力が加われば，車輪がレール上を滑ることを考慮した水平力を設定する。ここで，最大静止摩擦係数を μ =0.3 とし，クレーン各構造部材に発生する水平力は，走行車輪の数と駆動輪の数との関係から以下に示す式から求める。

クレーン本体ガーダの走行方向（ＮＳ方向）に作用する水平力

$$\text{鉛直方向荷重} \times \mu \times \frac{2}{8} = \text{鉛直方向荷重} \times 0.075$$

トロリの走行方向（ＥＷ方向）に作用する水平力

$$\text{鉛直方向荷重} \times \mu \times \frac{2}{4} = \text{鉛直方向荷重} \times 0.15$$

b．浮上りよる衝突の減衰

クレーン及びトロリの浮上りによる衝突の減衰は，ＪＮＥＳ試験*にて得られた反発係数 e から換算した減衰比 h として，[redacted] を用いる。反発係数 e と減衰比 h との関係式は次式に，関係図を図 4-3 に示す。

$$e = \exp\left(-\frac{h\pi}{\sqrt{1-h^2}}\right)$$

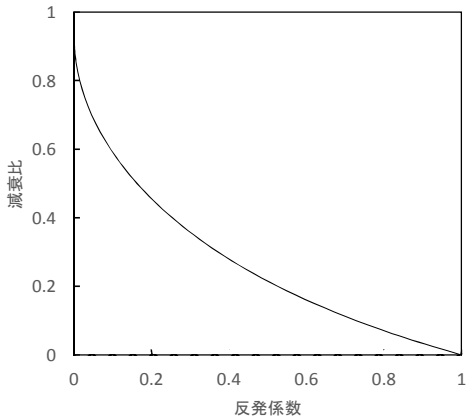


図 4-3　反発係数と減衰比の関係

NT2 補② Ⅴ-2-11-2-2 R1

(4) 固有値解析及び地震応答解析には，計算機コード「ＡＢＡＱＵＳ」を用いる。検証及び妥当性確認等の概要については，添付書類「Ⅴ-5-5　計算機プログラム（解析コード）の概要・ＡＢＡＱＵＳ」に示す。

4.3.2　機器諸元

機器の諸元を表 4-7 及び表 4-8 に示す。

表 4-7　機器諸元（材質，縦弾性係数）

部材	使用材料	縦弾性係数 (MPa)	ポアソン比
クレーン本体ガーダ			
落下防止金具			
トロリストッパ			
ワイヤロープ			
フック			

表 4-8　機器諸元（質量）

ガーダ部全質量		kg
トロリ質量		kg
主巻定格荷重（質量）		kg

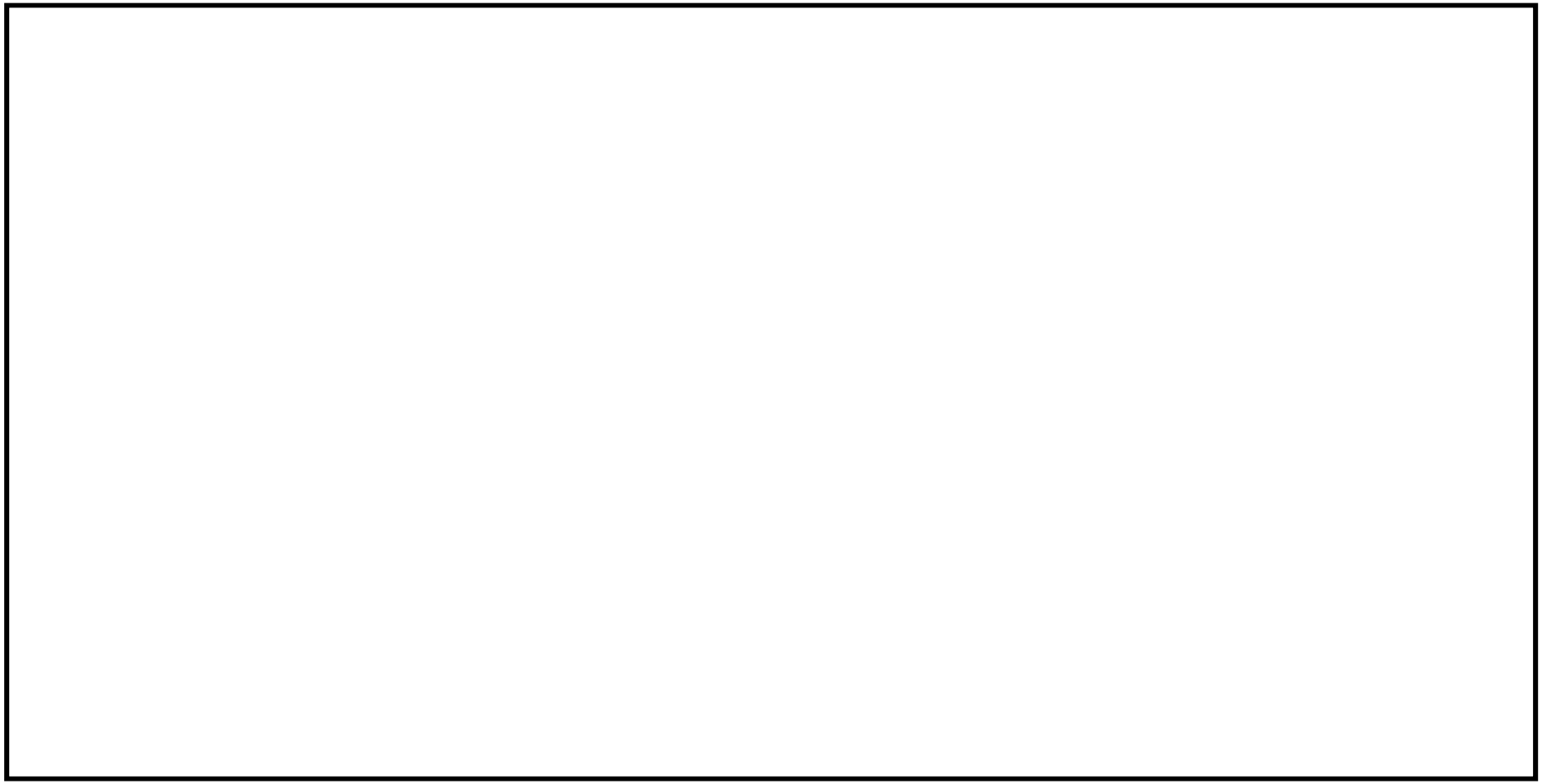


図 4-2　原子炉建屋クレーン解析モデル

4.4　固有周期

落下防止金具への荷重算出に用いる設計震度を算定するために，クレーン横行方向（EW 方向）が卓越する 1 次固有周期を求める。設計基準対象施設としての検討ケース時における固有周期を表 4-9 に，重大事故等対象設備としての検討ケース時における固有周期を表 4-10 に示す。また，振動モード図について図 4-4 及び図 4-5 に示す。

表 4-9　設計基準対象施設の検討ケース時の固有周期

方向	固有周期（s）
横行方向（EW 方向）	T ＝ [redacted]

表 4-10　重大事故等対処設備の検討ケース時の固有周期

方向	固有周期（s）
横行方向（EW 方向）	T ＝ [redacted]

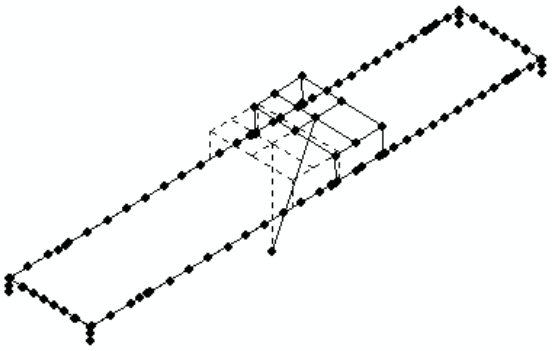


図 4-4　設計基準対象施設の検討ケース時の振動モード図

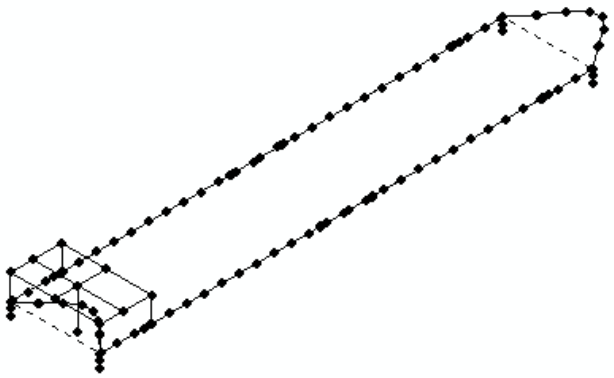


図 4-5　重大事故等対処設備の検討ケース時の振動モード図

4.5　設計用地震力

地震応答解析は，添付書類「Ⅴ-2-2-1　原子炉建屋の地震応答計算書」で得られる原子炉建屋 EL.57.0 m の時刻歴加速度波を入力とし，水平方向と鉛直方向地震力の同時入力により解析を実施する。また，落下防止金具の評価に用いる設計用地震力を表 4-11 及び表 4-12 に示す。

表 4-11　設計用地震力（設計基準対象施設）

機器名称	耐震設計上の重要度分類	据付場所及び床面高さ (m)	固有周期（s）			基準地震動Ｓs			周囲環境温度 (℃)
			走行方向 (NS 方向)	横行方向 (EW 方向)	鉛直方向 (UD 方向)	水平方向設計震度		鉛直方向設計震度	
						走行方向 (NS 方向)	横行方向 (EW 方向)		
	B	*1 EL.57.0	－	*2	－	C_H= 0.075 *3, *4	C_{H1}= 1.39 *2	－	

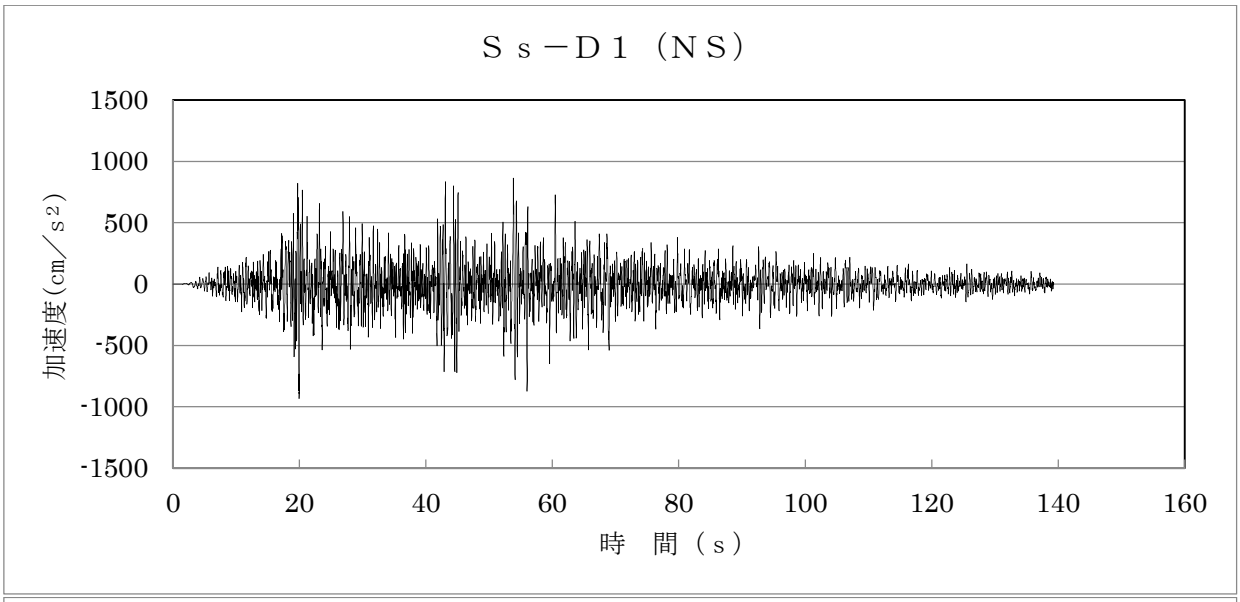
注記　＊1：基準床レベルを示す。
＊2：固有値解析より 0.05 秒以下であり剛であることを確認した。また，落下防止金具の評価に適用する。
＊3：最大静止摩擦係数より求めた水平方向設計震度
＊4：トロリストッパの評価に適用する。

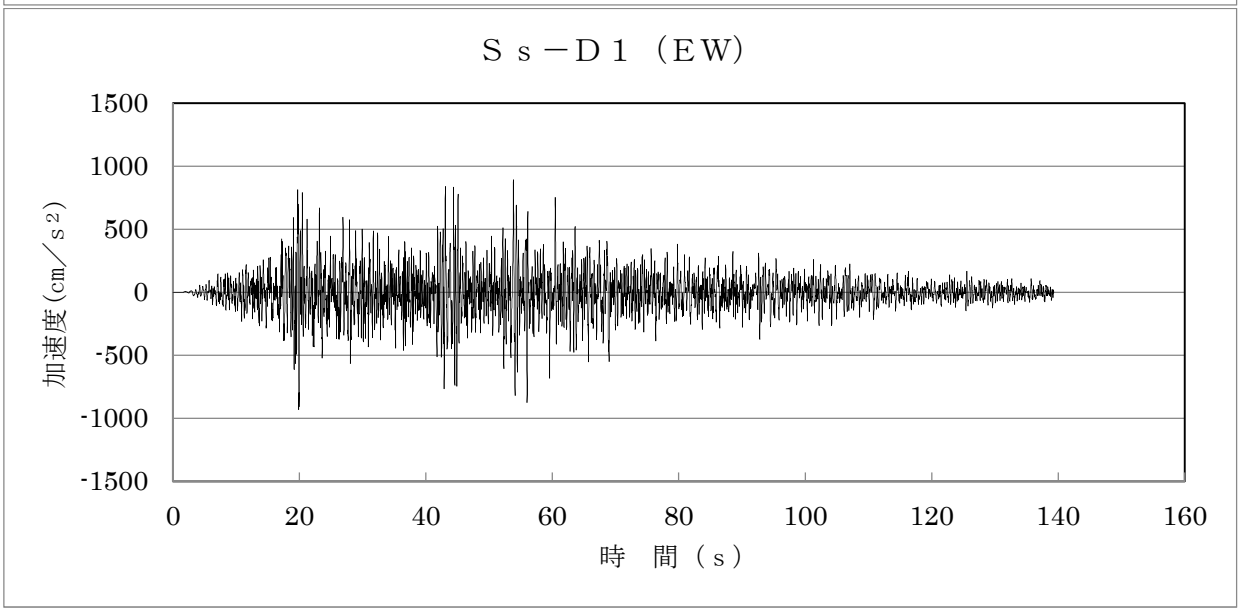
表 4-12　設計用地震力（重大事故等対処設備）

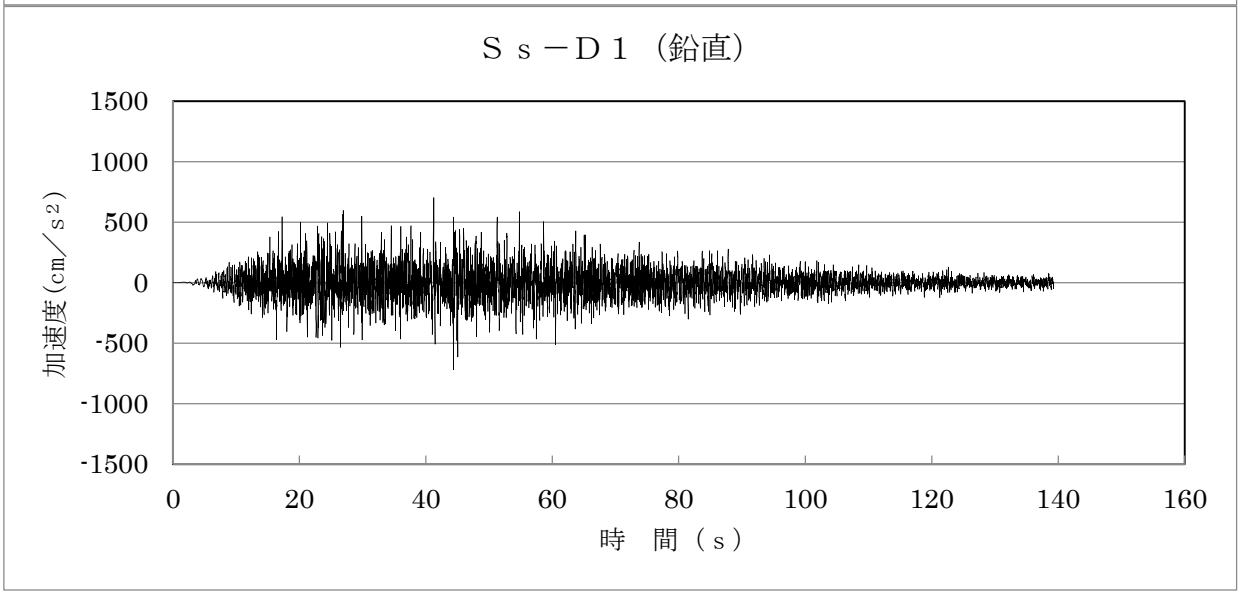
機器名称	設備分類	据付場所及び床面高さ (m)	固有周期（s）			基準地震動Ｓs			周囲環境温度 (℃)
			走行方向 (NS 方向)	横行方向 (EW 方向)	鉛直方向 (UD 方向)	水平方向設計震度		鉛直方向設計震度	
						走行方向 (NS 方向)	横行方向 (EW 方向)		
	－	*1 EL.57.0	－	*2	－	C_H= 0.075 *3, *4	C_{H1}= 1.39 *2	－	

注記　＊1：基準床レベルを示す。
＊2：固有値解析より 0.05 秒以下であり剛であることを確認した。また，落下防止金具の評価に適用する。
＊3：最大静止摩擦係数より求めた水平方向設計震度
＊4：トロリストッパの評価に適用する。

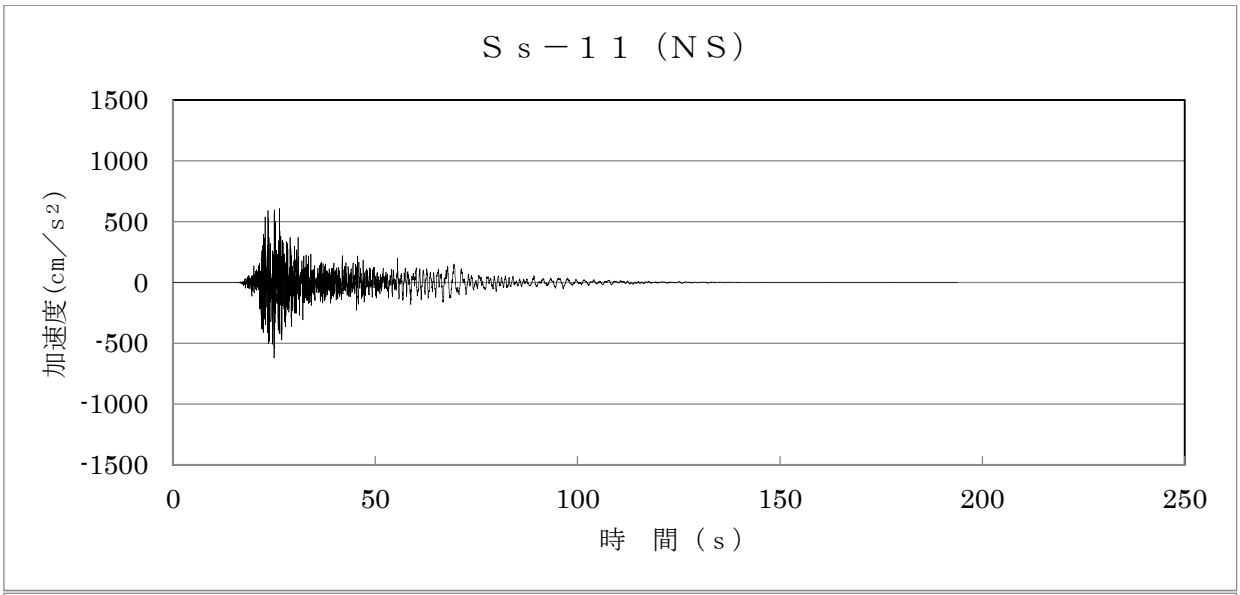
(1) Ｓｓ－Ｄ１

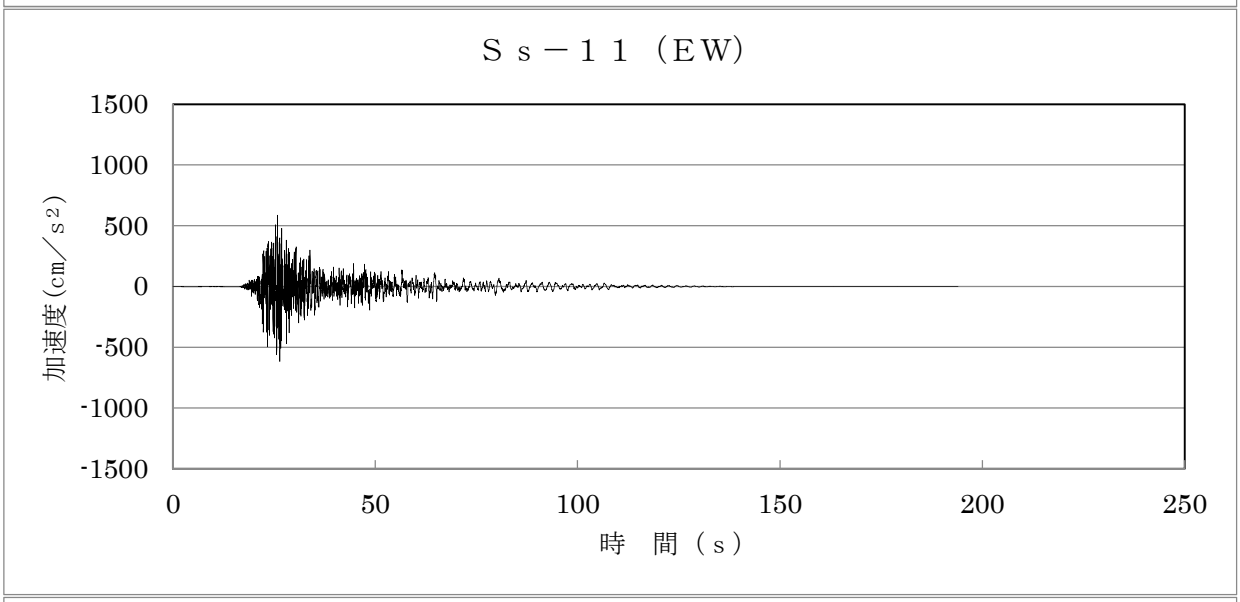

Ｓｓ－Ｄ１（ＮＳ）
1500
1000
500
0
-500
-1000
-1500
加速度(cm／s²)
0
20
40
60
80
100
120
140
160
時　間（ｓ）

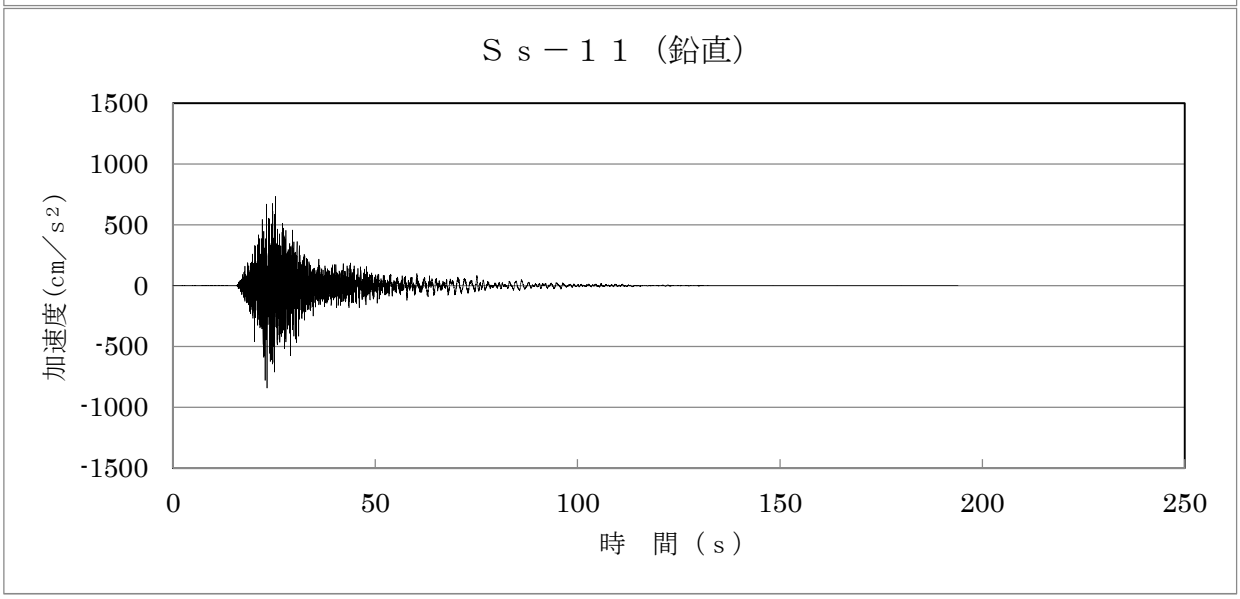

Ｓｓ－Ｄ１（ＥＷ）
1500
1000
500
0
-500
-1000
-1500
加速度(cm／s²)
0
20
40
60
80
100
120
140
160
時　間（ｓ）


Ｓｓ－Ｄ１（鉛直）
1500
1000
500
0
-500
-1000
-1500
加速度(cm／s²)
0
20
40
60
80
100
120
140
160
時　間（ｓ）

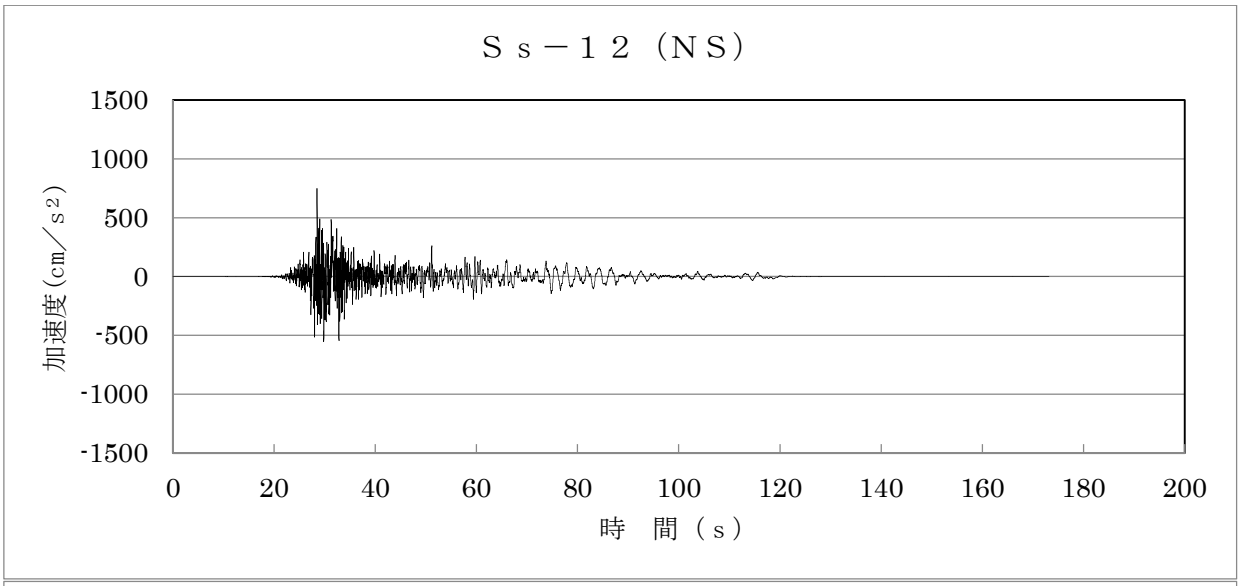
(2) Ｓｓ－１１

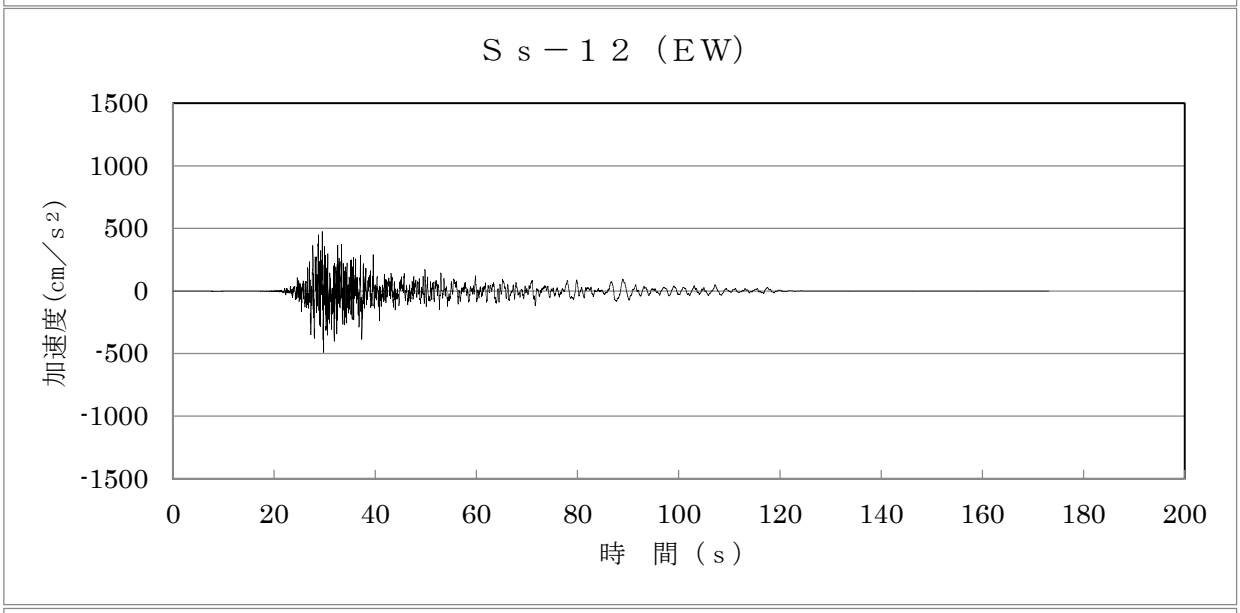

Ｓｓ－１１（ＮＳ）
1500
1000
500
0
-500
-1000
-1500
加速度(cm／s²)
0
50
100
150
200
250
時　間（ｓ）

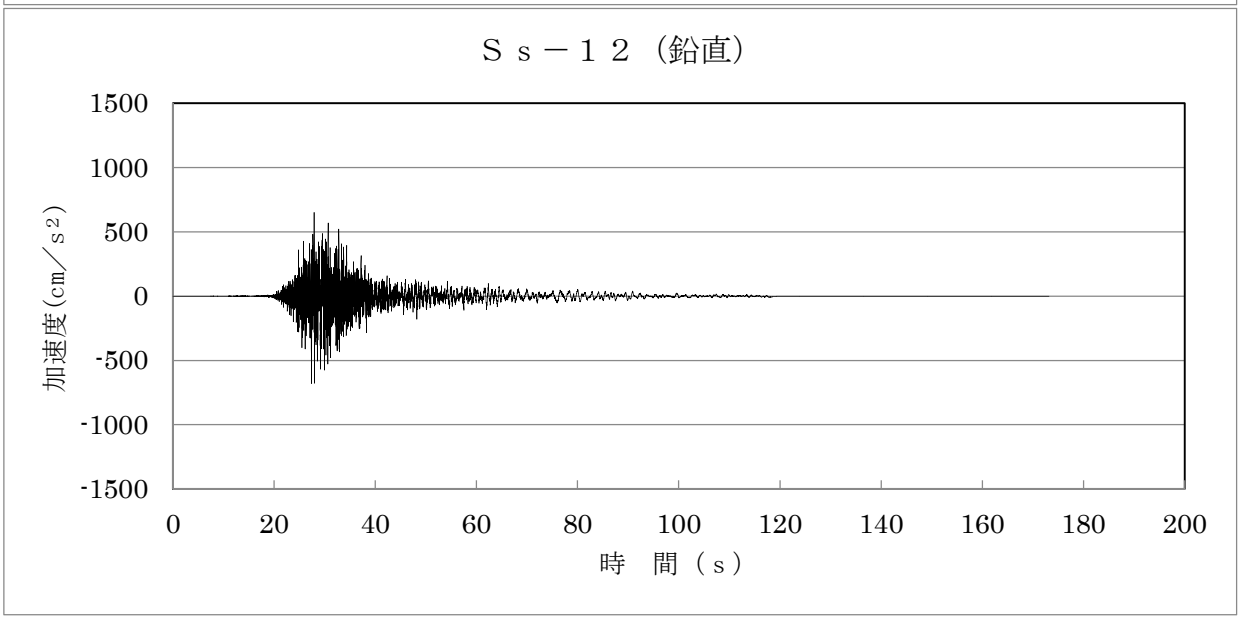

Ｓｓ－１１（ＥＷ）
1500
1000
500
0
-500
-1000
-1500
加速度(cm／s²)
0
50
100
150
200
250
時　間（ｓ）


Ｓｓ－１１（鉛直）
1500
1000
500
0
-500
-1000
-1500
加速度(cm／s²)
0
50
100
150
200
250
時　間（ｓ）

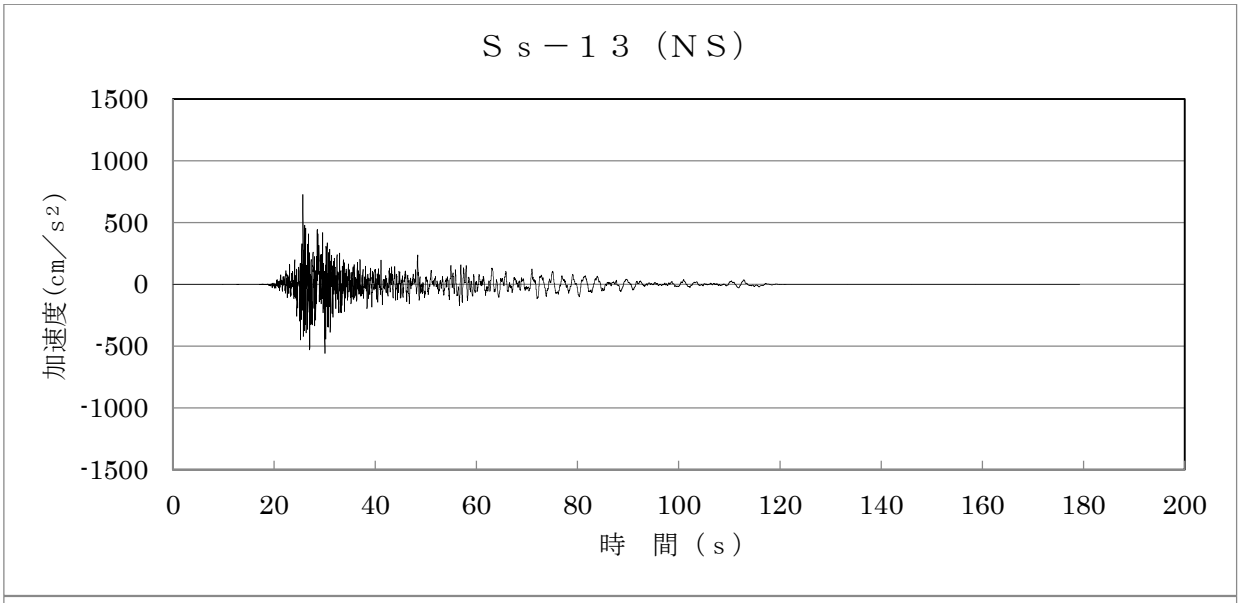
(3) Ｓｓ－１２

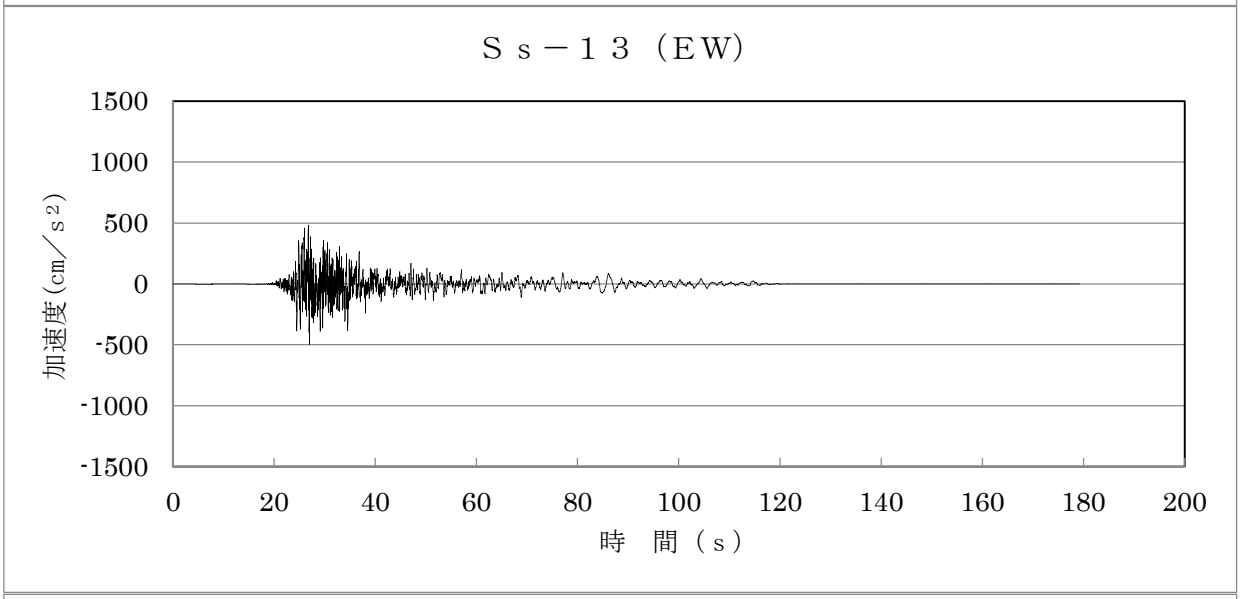

Ｓｓ－１２（ＮＳ）
1500
1000
500
0
-500
-1000
-1500
加速度(cm／s²)
0
20
40
60
80
100
120
140
160
180
200
時　間（ｓ）

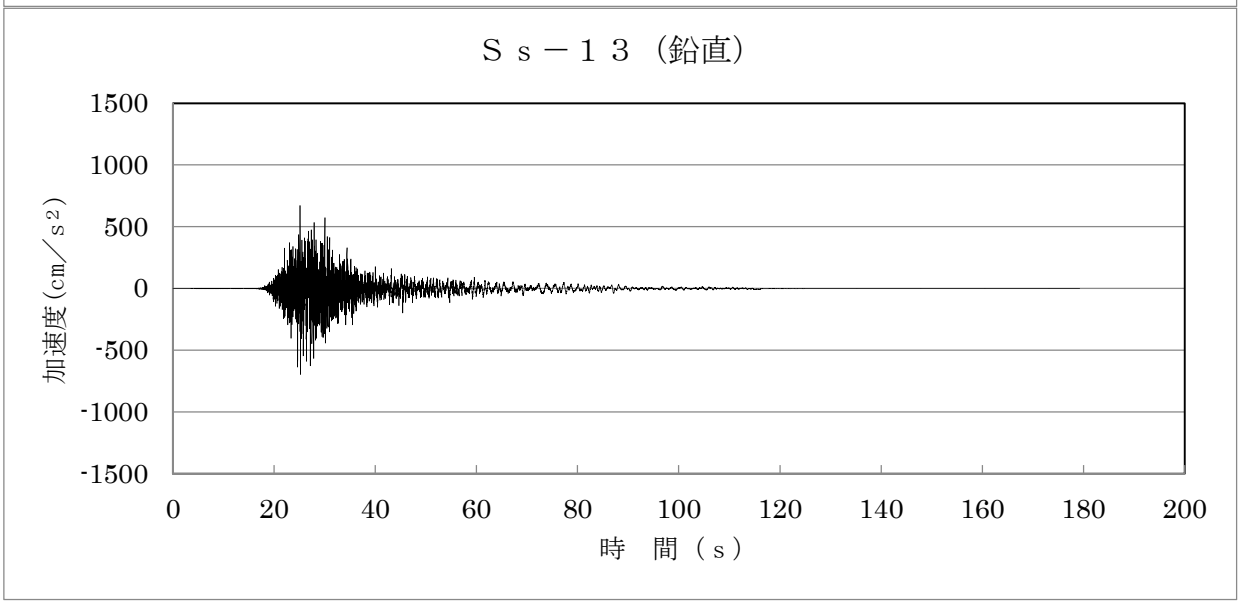

Ｓｓ－１２（ＥＷ）
1500
1000
500
0
-500
-1000
-1500
加速度(cm／s²)
0
20
40
60
80
100
120
140
160
180
200
時　間（ｓ）


Ｓｓ－１２（鉛直）
1500
1000
500
0
-500
-1000
-1500
加速度(cm／s²)
0
20
40
60
80
100
120
140
160
180
200
時　間（ｓ）

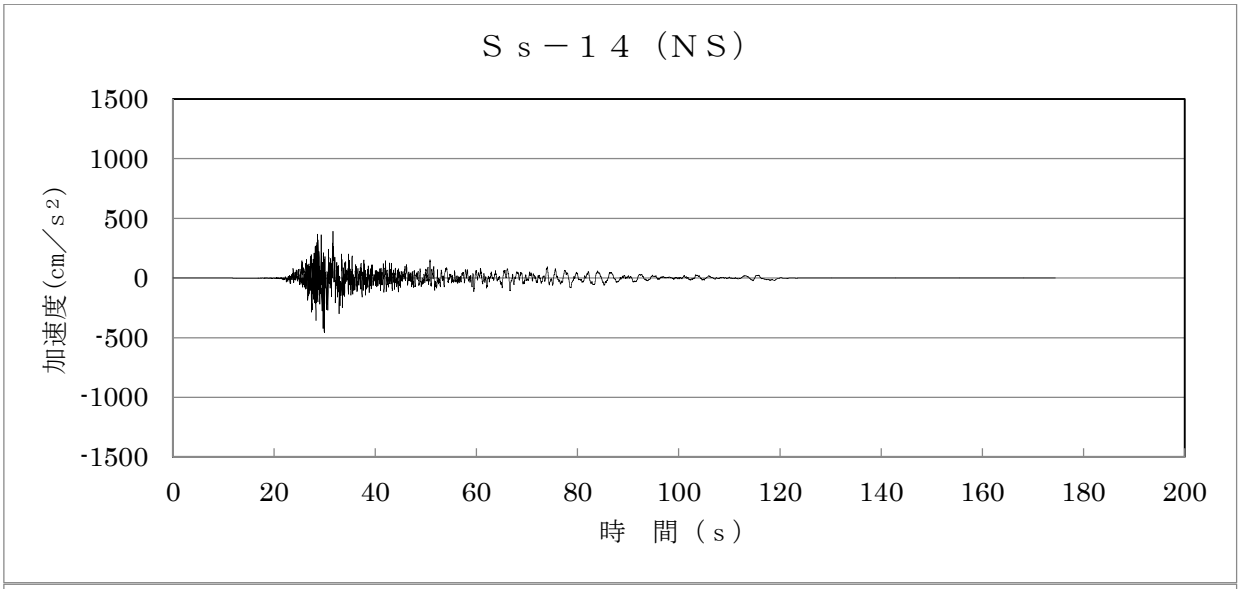
(4) Ｓｓ－１３

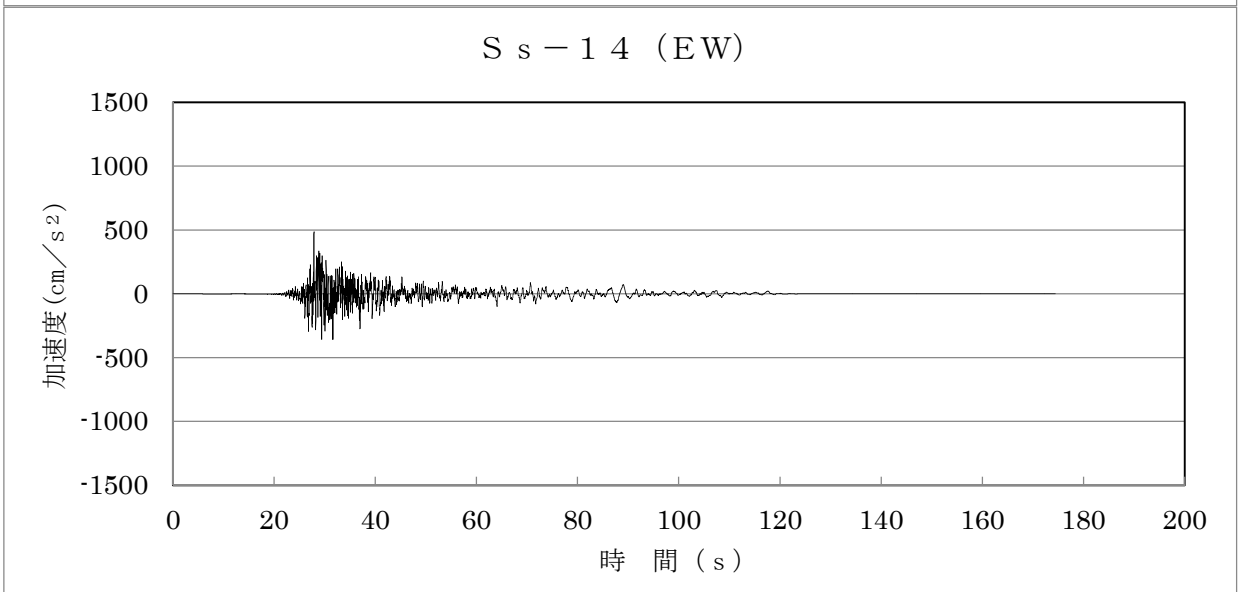

Ｓｓ－１３（ＮＳ）
1500
1000
500
0
-500
-1000
-1500
加速度(cm／s²)
0
20
40
60
80
100
120
140
160
180
200
時　間（ｓ）

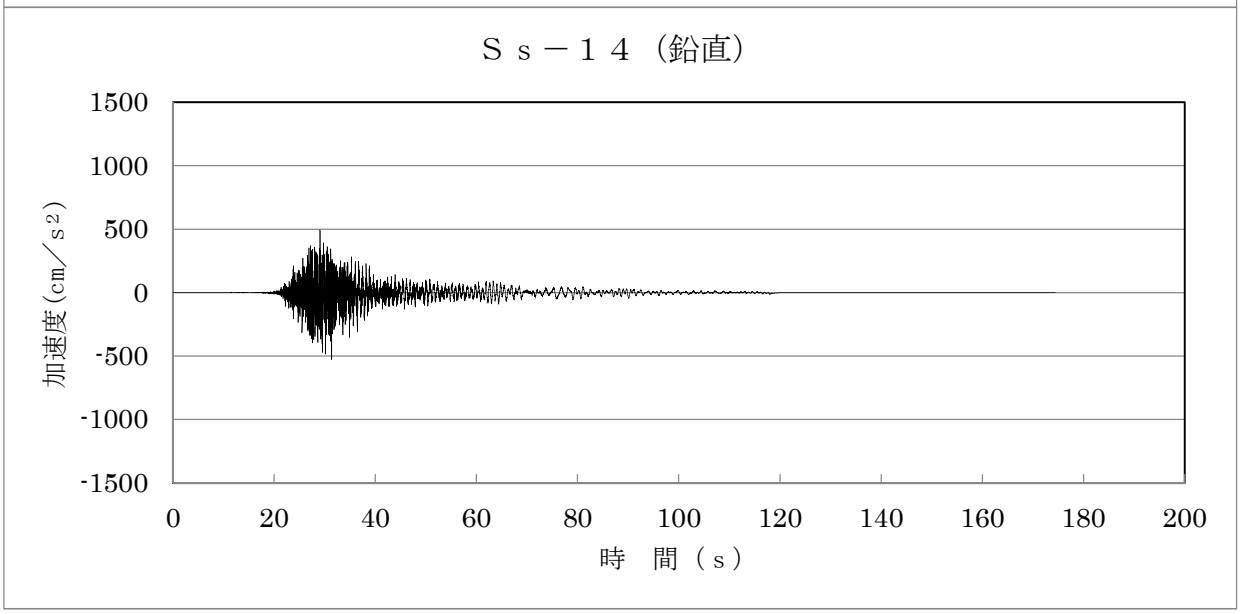

Ｓｓ－１３（ＥＷ）
1500
1000
500
0
-500
-1000
-1500
加速度(cm／s²)
0
20
40
60
80
100
120
140
160
180
200
時　間（ｓ）


Ｓｓ－１３（鉛直）
1500
1000
500
0
-500
-1000
-1500
加速度(cm／s²)
0
20
40
60
80
100
120
140
160
180
200
時　間（ｓ）

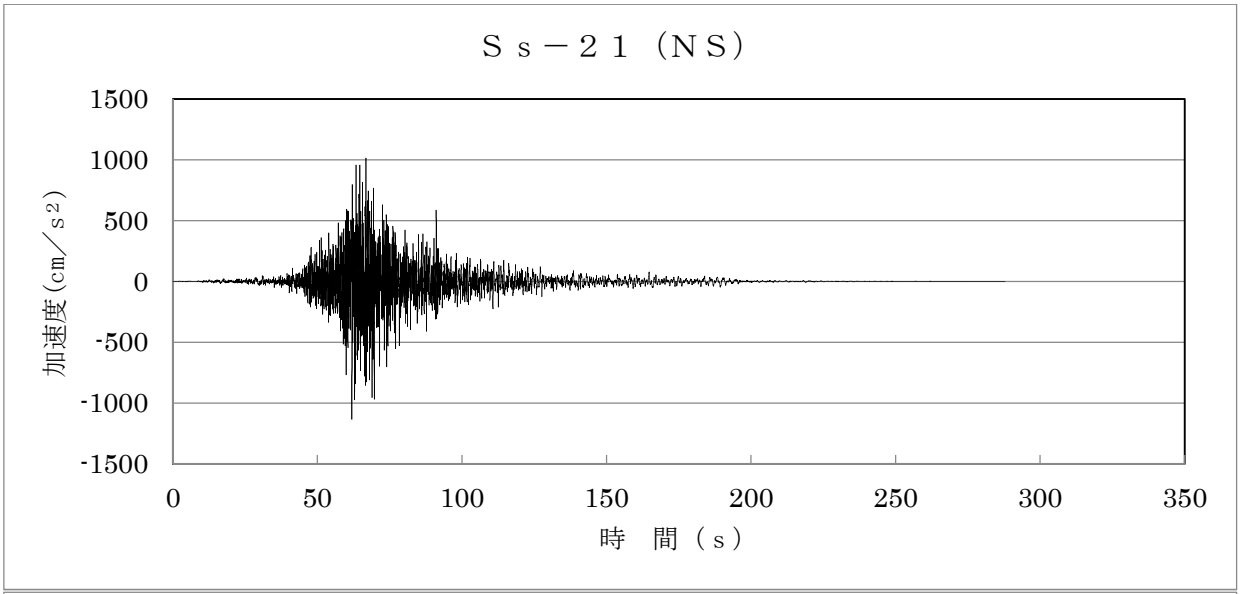
(5) Ｓｓ－１４

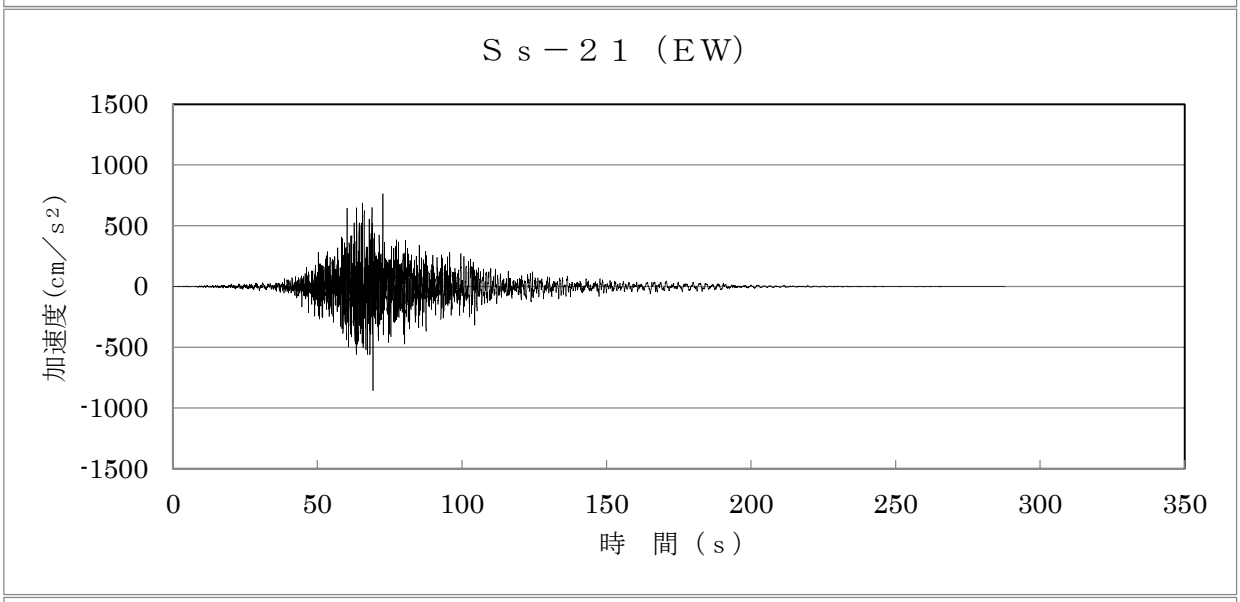

Ｓｓ－１４（ＮＳ）
1500
1000
500
0
-500
-1000
-1500
加速度(cm／s²)
0
20
40
60
80
100
120
140
160
180
200
時　間（ｓ）

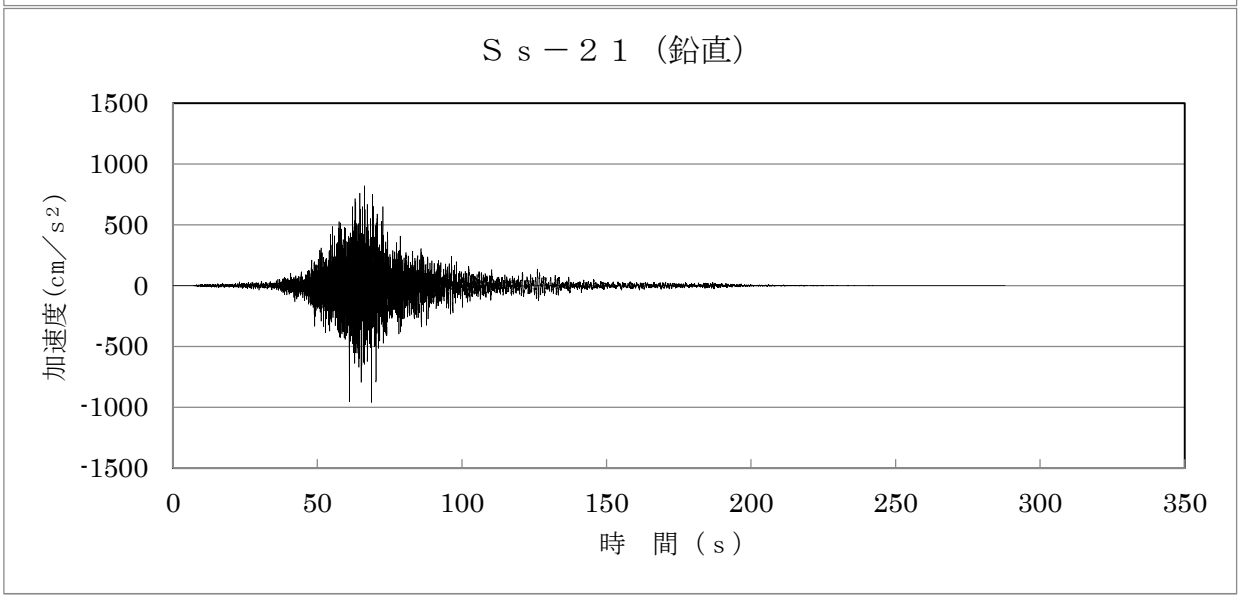

Ｓｓ－１４（ＥＷ）
1500
1000
500
0
-500
-1000
-1500
加速度(cm／s²)
0
20
40
60
80
100
120
140
160
180
200
時　間（ｓ）


Ｓｓ－１４（鉛直）
1500
1000
500
0
-500
-1000
-1500
加速度(cm／s²)
0
20
40
60
80
100
120
140
160
180
200
時　間（ｓ）

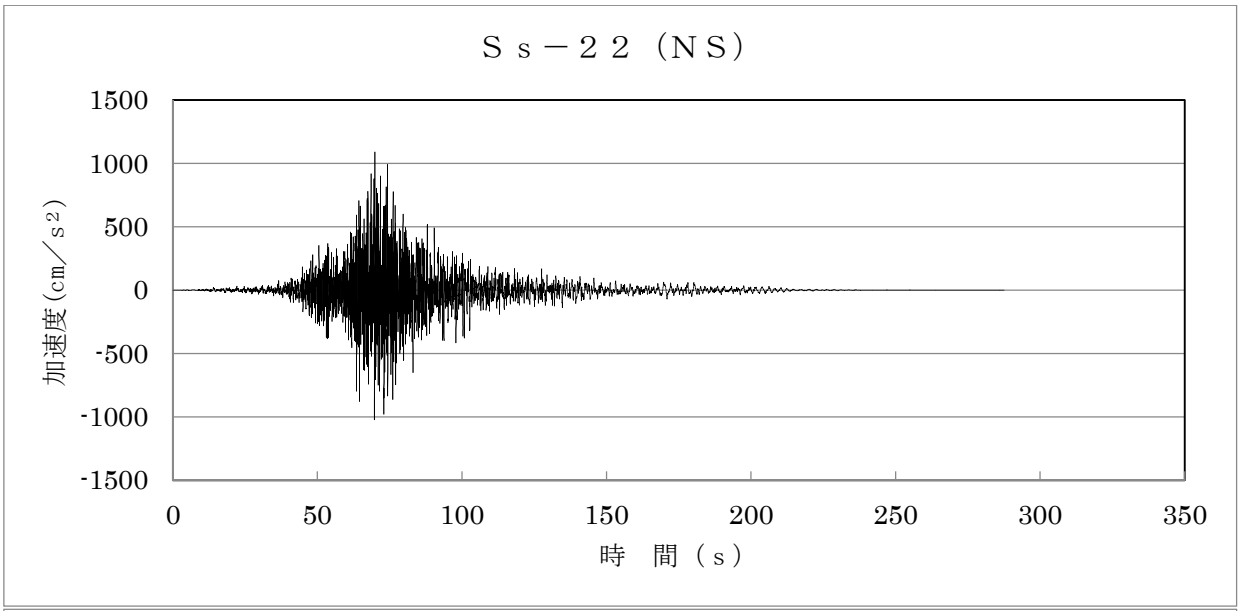
(6) Ｓｓ－２１

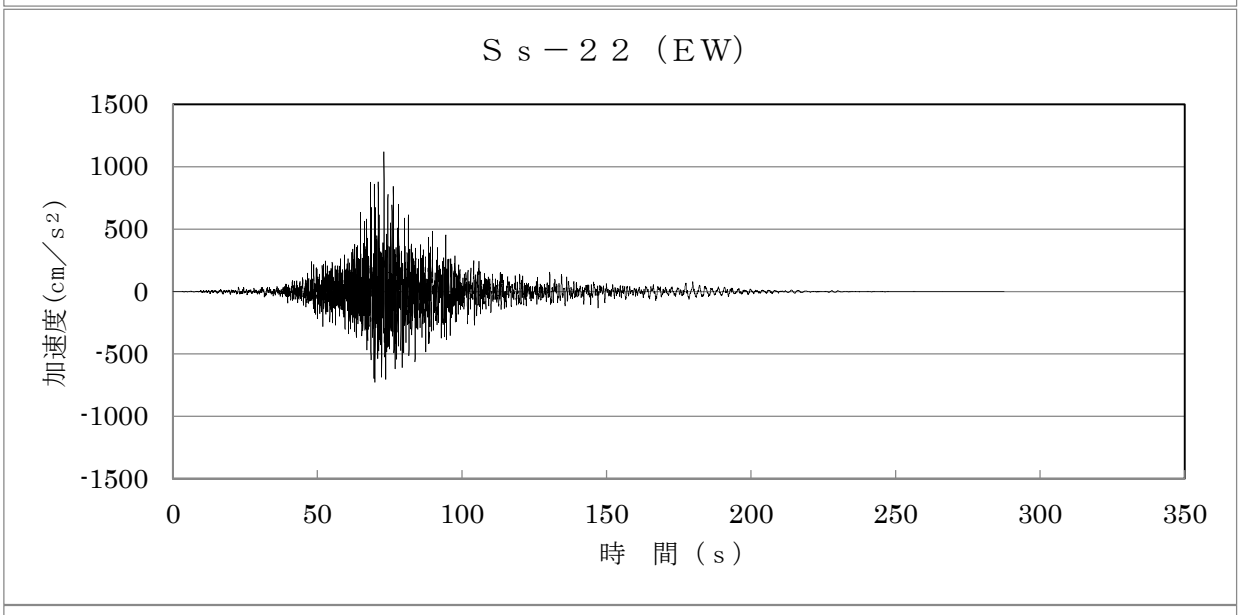

Ｓｓ－２１（ＮＳ）
1500
1000
500
0
-500
-1000
-1500
加速度(cm／s²)
0
50
100
150
200
250
300
350
時　間（ｓ）

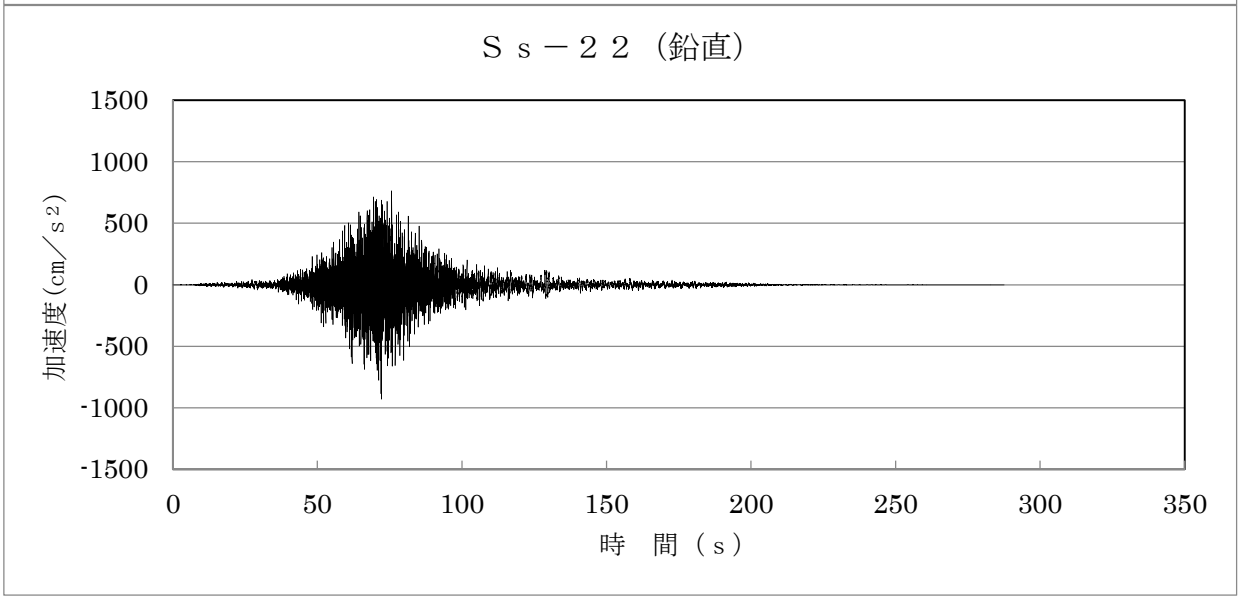

Ｓｓ－２１（ＥＷ）
1500
1000
500
0
-500
-1000
-1500
加速度(cm／s²)
0
50
100
150
200
250
300
350
時　間（ｓ）


Ｓｓ－２１（鉛直）
1500
1000
500
0
-500
-1000
-1500
加速度(cm／s²)
0
50
100
150
200
250
300
350
時　間（ｓ）

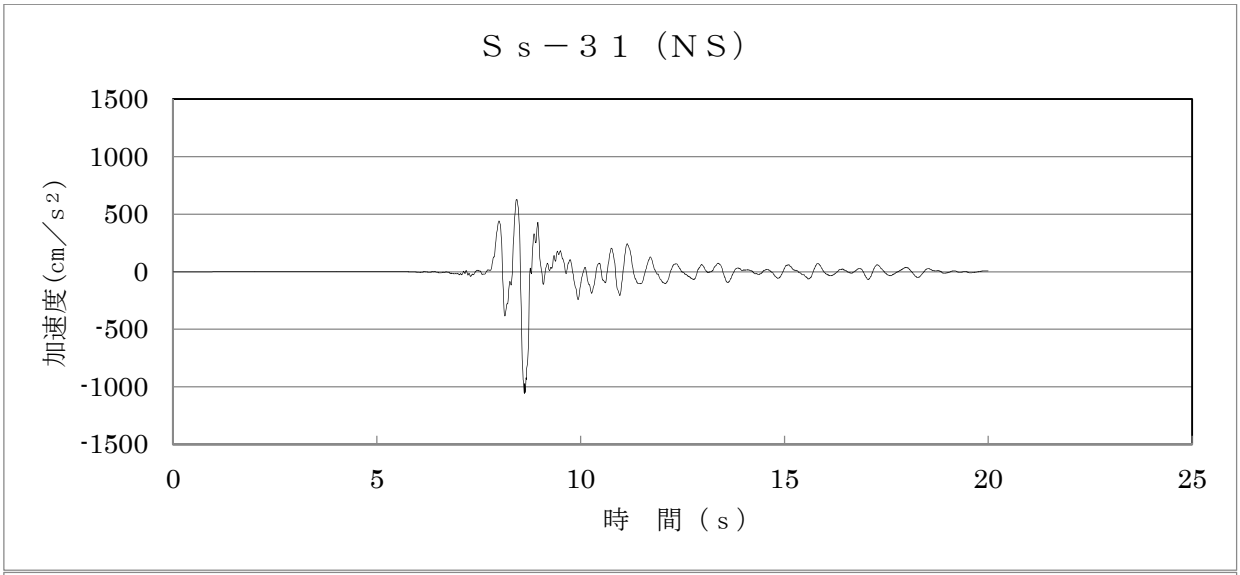
(7) Ｓｓ－２２

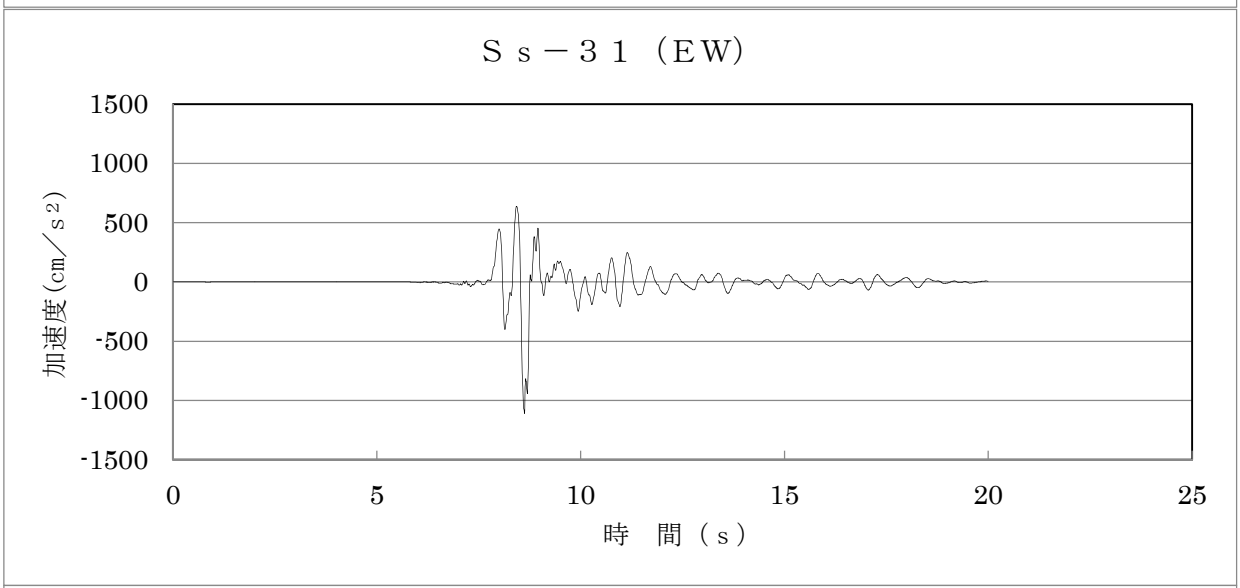

Ｓｓ－２２（ＮＳ）
1500
1000
500
0
-500
-1000
-1500
加速度(cm／s²)
0
50
100
150
200
250
300
350
時　間（ｓ）

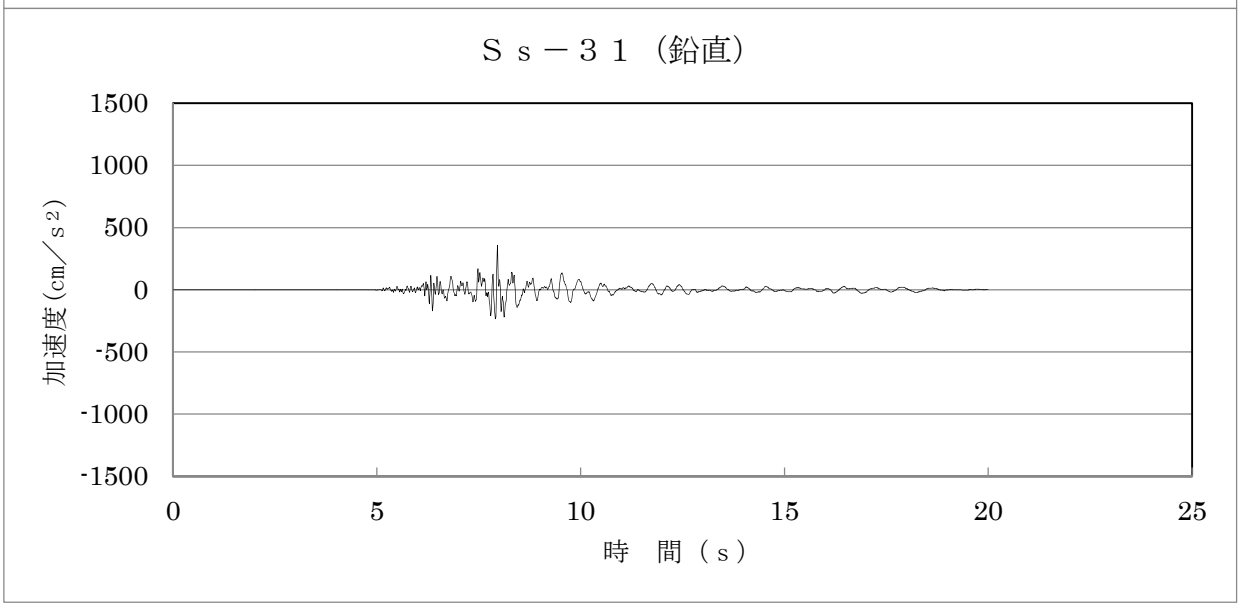

Ｓｓ－２２（ＥＷ）
1500
1000
500
0
-500
-1000
-1500
加速度(cm／s²)
0
50
100
150
200
250
300
350
時　間（ｓ）


Ｓｓ－２２（鉛直）
1500
1000
500
0
-500
-1000
-1500
加速度(cm／s²)
0
50
100
150
200
250
300
350
時　間（ｓ）

(8) Ｓｓ－３１


Ｓｓ－３１（ＮＳ）
1500
1000
500
0
-500
-1000
-1500
加速度(cm／s²)
0
5
10
15
20
25
時　間（ｓ）


Ｓｓ－３１（ＥＷ）
1500
1000
500
0
-500
-1000
-1500
加速度(cm／s²)
0
5
10
15
20
25
時　間（ｓ）


Ｓｓ－３１（鉛直）
1500
1000
500
0
-500
-1000
-1500
加速度(cm／s²)
0
5
10
15
20
25
時　間（ｓ）

4.6　計算方法

4.6.1　クレーン本体ガーダの応力

(1)　設計荷重

ガーダに加わる荷重を図 4-3 の計算モデルにより，直接積分法による時刻歴解析により求める。表 4-13 に計算モデルの概要を示す。

表 4-13　計算モデルの概要

<table>
<tr><td colspan="4">計算モデル</td></tr>
<tr><td rowspan="5">構造物</td><td colspan="2">クレーン本体ガーダ</td><td rowspan="7"></td></tr>
<tr><td colspan="2">トロリ</td></tr>
<tr><td rowspan="2">吊具</td><td>吊荷</td></tr>
<tr><td>ワイヤロープ</td></tr>
<tr><td rowspan="2">車輪部</td><td colspan="2">クレーン本体ガーダ車輪</td></tr>
<tr><td colspan="2">トロリ車輪</td></tr>
<tr><td colspan="3">計算モデル図</td><td>図 4-3</td></tr>
</table>

(2)　時刻歴解析の保守性について

添付書類「Ⅴ-2-1-7　設計用床応答曲線の作成方針」に示すように，床応答加速度は建屋の固有周期のシフトを考慮して周期方向に±10 %拡幅したものを用いている。本評価では，設計用床応答曲線を用いない時刻歴解析手法を採用していることから，建屋の固有周期シフトに対する保守性を考慮する必要がある。

本評価では，上記の保守性の考慮として，固有周期シフトを考慮していない時刻歴加速度波による解析以外にＡＳＭＥ Boiler Pressure Vessel Code SECTION Ⅲ, DIVISION1-NONMANDATORY APPENDIX N-1222.3 Time History Broadening に規定された時刻歴加速度波を時間軸方向に±10 %シフトさせた時刻歴加速度波による解析で評価する。また，±10%シフトさせた応答スペクトルのピークにクレーンの固有周期が存在する場合は，ＡＳＭＥの規程に基づきピーク位置を考慮した評価も行う。その際，クレーンの主要構造であるガーダでの応答が支配的となる「トロリ位置中央，吊荷有」の解析ケースについて評価する。

(3) 曲げ応力

ガーダに対する最大曲げ応力を図 4-6 を用いて計算する。

ガーダ中央部の鉛直曲げモーメントによるガーダ中央部の曲げ（引張）応力：σ_{Vt}

$$\sigma_{Vt}=\frac{M_V}{Z_X} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (4.6.1.1)$$

ガーダ中央部の水平曲げモーメントによるガーダ中央部の曲げ（引張）応力：σ_{Ht}

$$\sigma_{Ht}=\frac{M_H}{Z_Y} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (4.6.1.2)$$

ガーダ中央部の曲げ（引張）応力：σ_t

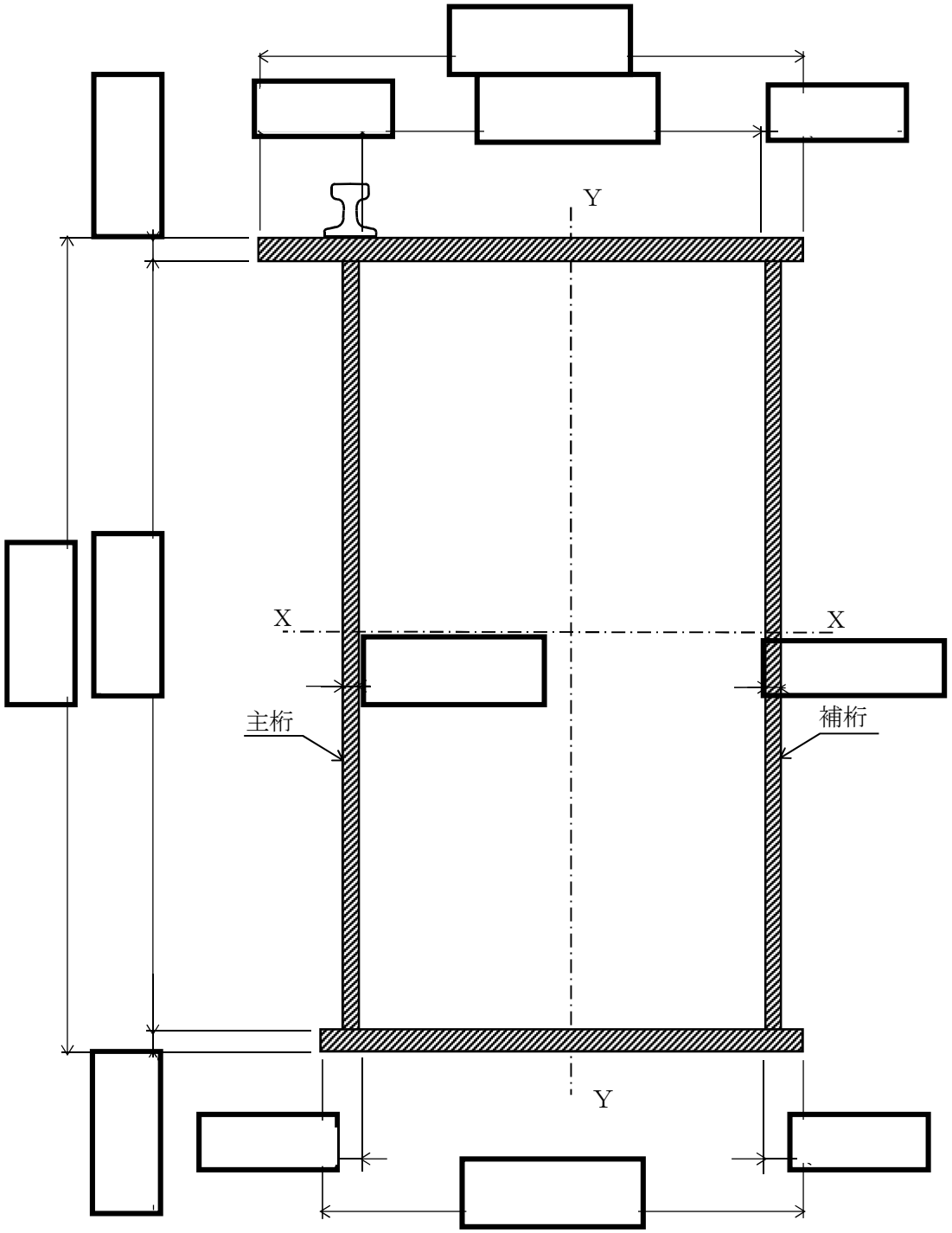
$$\sigma_t=\sigma_{Vt}+\sigma_{Ht} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (4.6.1.3)$$

(4) せん断応力

ガーダに対する最大のせん断応力を図 4-7 を用いて計算する。

ガーダ端部のせん断応力：τ

$$\tau=\frac{Q}{A_V} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (4.6.1.4)$$

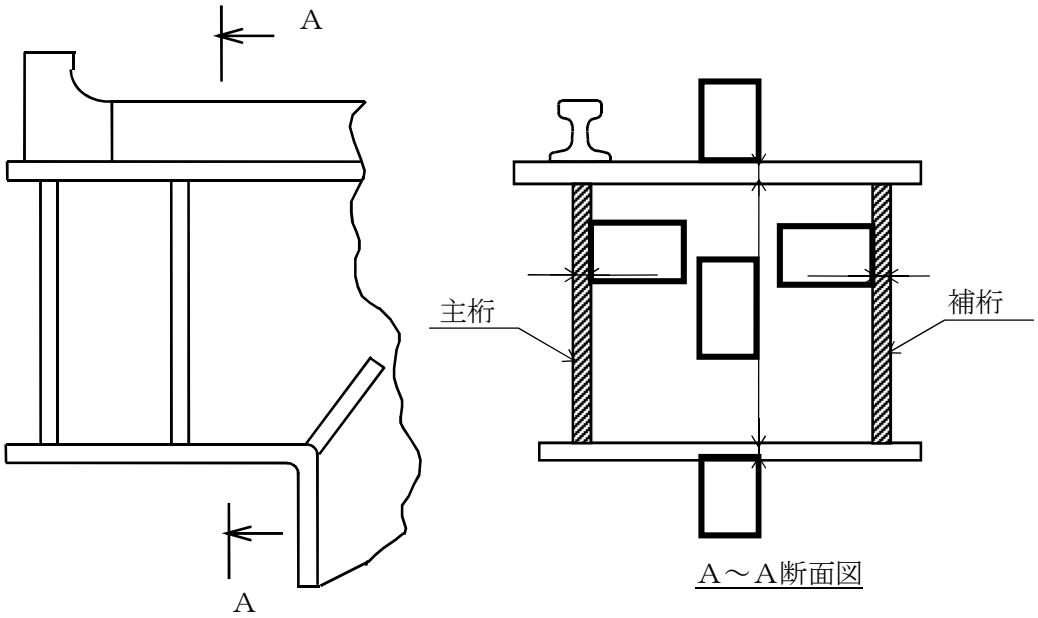


注記　1：斜線部は評価部材を示す。

注記　2：（　）外は設計基準対象施設としての評価用（南側）

（　）内は重大事故等対処設備としての評価用（北側）

図 4-6　ガーダ中央部詳細（単位：mm）

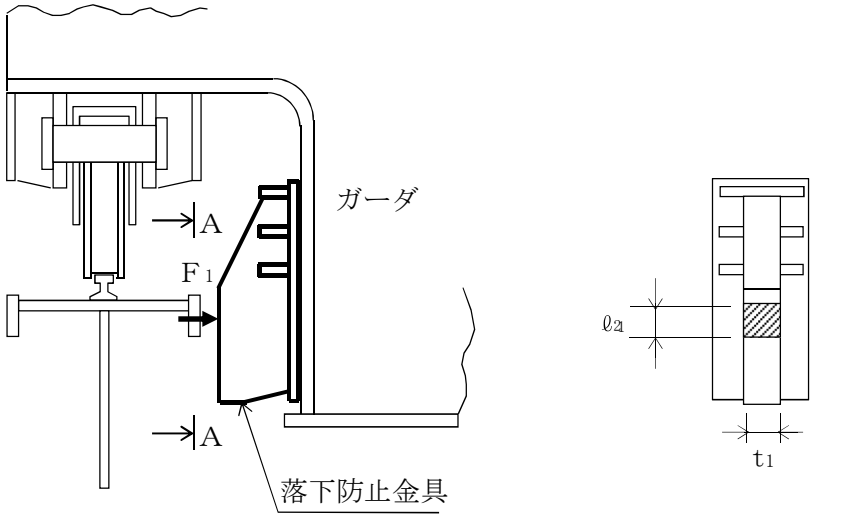


注記　：斜線部は評価部材を示す。

図 4-7　ガーダ端部詳細（単位：mm）

4.6.2　落下防止金具の応力

図 4-8 に落下防止金具の構造概要図を示す。



A～A断面図

注記　：斜線部は評価部材を示す。

図 4-8　落下防止金具

落下防止金具 1 個当たりに作用する力：F_1

$$F_1=\frac{1}{2}\cdot\Sigma m\cdot g\cdot C_{H1} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots (4.6.2.1)$$

落下防止金具の断面積：A_1

$$A_1=t_1\cdot\ell_1 \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots (4.6.2.2)$$

落下防止金具の圧縮応力：σ_C

$$\sigma_C=\frac{F_1}{A_1} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots (4.6.2.3)$$

4.6.3　トロリストッパの応力

図 4-9 にトロリストッパの構造概要図を示す。

注記　：斜線部は評価部材を示す。

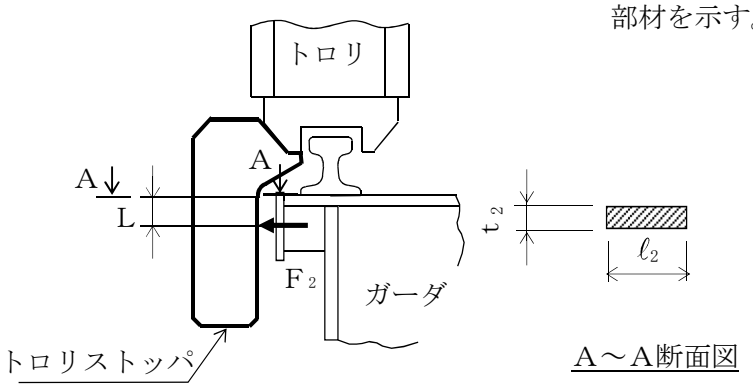


図 4-9　トロリストッパ

トロリストッパ 1 個当たりに作用する力：F_2

$$F_2=\frac{1}{2}\cdot m_t\cdot g\cdot C_H \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (4.6.3.1)$$

トロリストッパの曲げモーメント：M

$$M=F_2\cdot L \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (4.6.3.2)$$

トロリストッパの断面係数：Z

$$Z=\frac{t_2\cdot \ell_2{}^2}{6} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (4.6.3.3)$$

トロリストッパの曲げ（引張）応力：σ_{t1}

$$\sigma_{t1}=\frac{M}{Z} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (4.6.3.4)$$

トロリストッパの断面積：A_2

$$A_2=t_2\cdot \ell_2 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (4.6.3.5)$$

トロリストッパのせん断応力：τ_1

$$\tau_1=\frac{F_2}{A_2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (4.6.3.6)$$

トロリストッパの組合せ応力：σ_{t2}

$$\sigma_{t2}=\sqrt{\sigma_{t1}{}^2+3\cdot \tau_1{}^2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (4.6.3.7)$$

4.6.4　浮上り量の計算方法

4.6.4.1　クレーン本体ガーダの浮上り量

ガーダの浮上り量h_gを図 4-3 の計算モデルにより，直接積分法による時刻歴解析により求める。

4.6.4.2　トロリの浮上り量

トロリの浮上り量h_tを図 4-3 の計算モデルにより，直接積分法による時刻歴解析により求める。

4.6.5　吊具の荷重計算方法

吊具に加わる荷重P_Wを図4-3の計算モデルにより，直接積分法による時刻歴解析により求める。

ワイヤロープ及びフックの計算に当たっては，以下の基本事項で行うものとする。

・吊荷荷重を受ける部位は，巻上ドラム，ワイヤロープ，フック，シーブ及びエコライザで，このうち吊荷を直接吊るもので，損傷・破断により即落下に至る可能性があるワイヤロープ及びフックを評価対象とする。

・ワイヤロープに作用する荷重は，ロープに取り付けられたエコライザ（平衡装置）及びフックブロック（動滑車）の回転により，自動的に荷重を吊合い状態に保つことから，評価では［　　］掛けのワイヤロープに均等に荷重が作用するものとして実施する。

・吊荷荷重算出の解析に当たっては，クレーン評価で実施の時刻歴解析の結果よりワイヤロープの鉛直方向の荷重を抽出し，その最大値を用いるものとする。

・ワイヤロープは，引張方向に荷重が作用する場合のみ引張ばねとして作用するよう設定し，圧縮方向の荷重を受けない設定とする。このようなモデルにて時刻歴解析を実施することで，吊荷の浮上りを含めた挙動を模擬することができる。

・吊荷の質量は，クレーンの定格質量［　　］とする。

・鉛直方向の荷重を考える場合において、ワイヤロープの長さを短くすれば固有周期が短くなり，吊荷の速度変化が大きくなることから，衝撃荷重が大きくなる。したがって，ワイヤロープの長さは保守的に運用上限位置での長さを用いることとする。

4.7　計算条件

応力解析に用いる自重及び荷重は，本計算書の【原子炉建屋クレーンの耐震性についての計算結果】の設計条件及び機器要目に示す。

4.8　応力の評価

4.8.1　クレーン本体ガーダの応力評価

4.6.1(3)項で求めたガーダ中央部の曲げ（引張）応力σ_tは下記許容引張応力f_t以下であること。

4.6.1(4)項で求めたガーダ端部のせん断応力τは下記許容せん断応力f_S以下であること。

	基準地震動S_sによる荷重との組合せの場合
許容引張応力f_t	$\frac{F^*}{1.5}\cdot 1.5$
許容せん断応力f_S	$\frac{F^*}{1.5\cdot\sqrt{3}}\cdot 1.5$

4.8.2　落下防止金具の応力評価

4.6.2項で求めた落下防止金具の圧縮応力σ_Cは下記許容圧縮応力f_C以下であること。

	基準地震動S_sによる荷重との組合せの場合
許容圧縮応力f_C	$\frac{F^*}{1.5}\cdot 1.5$

4.8.3　トロリストッパの応力評価

4.6.3項で求めたトロリストッパの曲げ（引張）応力σ_{t1}，せん断応力τ_1及び組合せ応力σ_{t2}は下記に示す許容引張応力f_{t1}，許容せん断応力f_{S1}及び以下許容組合せ応力f_{t2}であること。

	基準地震動S_sによる荷重との組合せの場合
許容引張応力f_{t1}	$\frac{F^*}{1.5}\cdot 1.5$
許容せん断応力f_{S1}	$\frac{F^*}{1.5\cdot\sqrt{3}}\cdot 1.5$
許容組合せ応力f_{t2}	$\frac{F^*}{1.5\cdot\sqrt{3}}\cdot 1.5$

4.8.3　浮上り量の評価

4.8.3.1　クレーン本体ガーダの浮上り量の評価

4.6.4.1 項で求めたガーダの浮上り量h_gは，図 4-10 に示す許容浮上り量H_g以下であること。なお，H_gは落下防止金具がランウェイガーダに対して全ての面で衝突可能な範囲として定めた値とする。

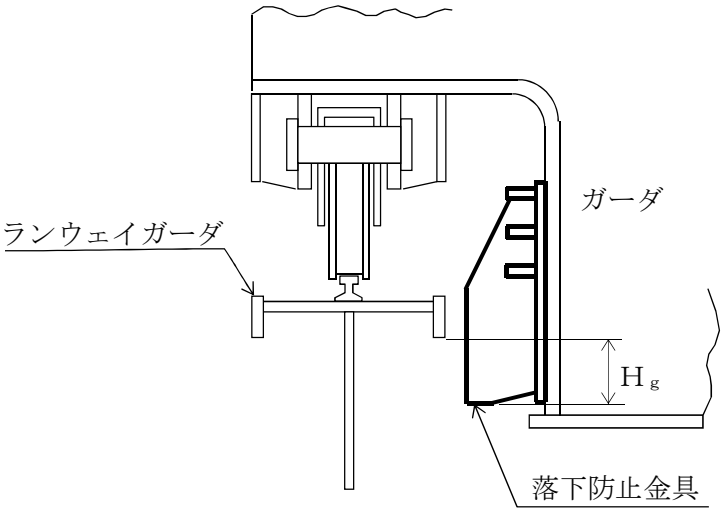


図 4-10　許容浮上り量H_gの概要図

4.8.3.2　トロリの浮上り量の評価

4.6.4.2 項で求めたトロリの浮上り量h_tは，図 4-11 に示す許容浮上り量H_t以下であること。なお，H_tはトロリストッパがクレーン本体ガーダに対して全ての面で衝突可能な範囲として定めた値とする。

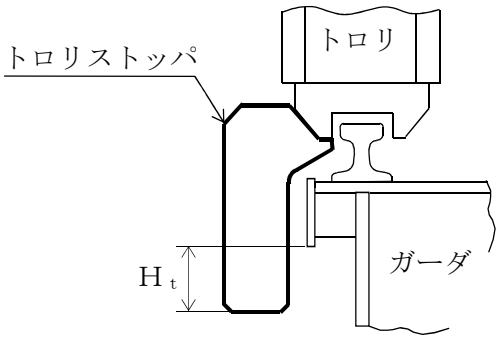


図 4-11　許容浮上り量H_tの概要図

4.8.4　吊具の評価

4.6.5 項で求めた吊具の荷重P_wが許容荷重f_{w1}及びf_{w2}以下であること。

5.　評価結果

5.1　設計基準対象施設としての評価結果

原子炉建屋クレーンの設計基準対象施設としての耐震評価結果を以下に示す。発生値は許容限界を満足しており，設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを確認した。

(1)　構造強度評価結果

構造強度評価の結果を次項以降の【原子炉建屋クレーンの耐震性についての計算結果】に示す。

5.2　重大事故等対処設備としての評価結果

重大事故等時の状態を考慮した場合の耐震評価結果を以下に示す。発生値は許容限界を満足しており，設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを確認した。

(1)　構造強度評価結果

構造強度評価の結果を次項以降の【原子炉建屋クレーンの耐震性についての計算結果】に示す。

【原子炉建屋クレーンの耐震性についての計算結果】

1. 設計基準対象施設

1.1 設計条件

機器名称	耐震設計上の重要度分類	据付場所及び床面高さ (m)	固有周期 (s)			基準地震動S_s			周囲環境温度 (℃)
			走行方向 (NS 方向)	横行方向 (EW 方向)	鉛直方向 (UD 方向)	水平方向設計震度		鉛直方向設計震度	
						走行方向 (NS 方向)	横行方向 (EW 方向)		
	B	*1 EL. 57.0	－	*2	－	*3, *4 C_H= 0.075	*2 C_{H1}= 1.39	－	

注記 ＊1：基準床レベルを示す。
＊2：固有値解析より 0.05 秒以下であり剛であることを確認した。また，落下防止金具の評価に適用する。
＊3：最大静止摩擦係数より求めた水平方向設計震度
＊4：トロリストッパの評価に適用する。

1.2 機器要目

m_G (kg)	m_t (kg)	m_m (kg)	Σm (kg)

M_V (N･mm)	M_H (N･mm)	Q (N)

ℓ_1 (mm)	ℓ_2 (mm)	t_1 (mm)	t_2 (mm)

L (mm)	A_V (mm^2)	A_1 (mm^2)	A_2 (mm^2)	Z_X (mm^3)	Z_Y (mm^3)	Z (mm^3)

注記 ＊：トロリの浮上りを考慮した長さ。

クレーン本体ガーダ						落下防止金具			トロリストッパ			吊具	
ガーダ中央部			ガーダ端部										
S_y (MPa)	S_u (MPa)	F (MPa)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	F (MPa)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	F (MPa)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	F (MPa)	f_{W1} (N)	f_{W2} (N)
309 (16 mm<厚さ≦40 mm)	480	336	319 (厚さ≦16 mm)	480	336	211 (40 mm<厚さ)	394	253	231 (16 mm<厚さ≦40 mm)	394	275	9.035×10^6	1.184×10^7

1.3　計算数値

1.3.1　クレーン本体ガーダに生じる応力

（単位：MPa）

	曲げ応力	せん断応力
クレーン本体ガーダ	σ_t ＝ 218	τ ＝ 97

1.3.2　落下防止金具に生じる応力

（単位：MPa）

	圧縮応力
落下防止金具	σ_C ＝ 46

1.3.3　トロリストッパに生じる応力

（単位：MPa）

	曲げ応力	せん断応力	組合せ応力
トロリストッパ	σ_{t1} ＝ 22	τ_1 ＝ 4	σ_{t2} ＝ 23

1.3.4　浮上り量

（単位：mm）

	浮上り量
クレーン本体ガーダ	h_g ＝ 10
トロリ	h_t ＝ 43

1.3.5　吊具荷重

（単位：N）

部材		算出荷重
吊具	ワイヤロープ	$P_W = 6.126\times10^6$
	フック	$P_W = 6.126\times10^6$

1.4　評価結果

1.4.1　応力

（単位：MPa）

部材		材料	応力	算出応力	許容応力
クレーン本体ガーダ	中央		曲げ	σ_t ＝ 218	f_t ＝ 336
	端部		せん断	τ ＝ 97	f_s ＝ 193
落下防止金具			圧縮	σ_c ＝ 46	f_c ＝ 253
トロリストッパ			曲げ	σ_{t1} ＝ 22	f_{t1} ＝ 275
			せん断	τ_1 ＝ 4	f_{s1} ＝ 158
			組合せ	σ_{t2} ＝ 23	f_{t2} ＝ 275

すべて許容応力以下である。

1.4.2　浮上り量

（単位：mm）

	浮上り量	許容浮上り量
クレーン本体ガーダ	h_g ＝ 10	H_g ＝ 100
トロリ	h_t ＝ 43	H_t ＝ 200

すべて許容浮上り量以下である。

1.4.3　吊具荷重

（単位：N）

部材		材料	荷重	算出荷重	許容荷重
吊具	ワイヤロープ		吊荷荷重	P_W ＝ 6.126×10^6	f_{W1} ＝ 9.035×10^6
	フック		吊荷荷重	P_W ＝ 6.126×10^6	f_{W2} ＝ 1.184×10^7

すべて許容荷重以下である。

2. 重大事故等対処設備

2.1. 設計条件

機器名称	設備分類	据付場所及び床面高さ (m)	固有周期（s）			基準地震動S_s			周囲環境温度 (℃)
			走行方向 (NS 方向)	横行方向 (EW 方向)	鉛直方向 (UD 方向)	水平方向設計震度		鉛直方向設計震度	
						走行方向 (NS 方向)	横行方向 (EW 方向)		
	—	*1 EL. 57.0	—	*2	—	*3, *4 C_H= 0.075	*2 C_{H1}= 1.39	—	

注記 ＊1：基準床レベルを示す。

＊2：固有値解析より 0.05 秒以下であり剛であることを確認した。また，落下防止金具の評価に適用する。

＊3：最大静止摩擦係数より求めた水平方向設計震度

＊4：トロリストッパの評価に適用する。

2.2 機器要目

m_G (kg)	m_t (kg)	Σm (kg)

M_V (N･mm)	M_H (N･mm)	Q (N)

ℓ_1 (mm)	ℓ_2 (mm)	t_1 (mm)	t_2 (mm)

L (mm)	A_V (mm^2)	A_1 (mm^2)	A_2 (mm^2)	Z_X (mm^3)	Z_Y (mm^3)	Z (mm^3)

注記 ＊：トロリの浮上りを考慮した長さ。

クレーン本体ガーダ						落下防止金具			トロリストッパ		
ガーダ中央部			ガーダ端部								
S_y (MPa)	S_u (MPa)	F (MPa)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	F (MPa)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	F (MPa)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	F (MPa)
283 (16 mm厚さ ≦40 mm)	441	308	292 (厚さ ≦16 mm)	441	308	194 (40 mm <厚さ)	373	232	212 (16 mm<厚さ ≦40 mm)	373	254

2.3　計算数値

2.3.1　クレーン本体ガーダに生じる応力

（単位：MPa）

	曲げ応力	せん断応力
クレーン本体ガーダ	σ_t ＝ 72	τ ＝ 40

2.3.2　落下防止金具に生じる応力

（単位：MPa）

	圧縮応力
落下防止金具	σ_C ＝ 46

2.3.3　トロリストッパに生じる応力

（単位：MPa）

	曲げ応力	せん断応力	組合せ応力
トロリストッパ	σ_{t1} ＝ 17	τ_1 ＝ 4	σ_{t2} ＝ 18

2.3.4　浮上り量

（単位：mm）

	浮上り量
クレーン本体ガーダ	h_g ＝ 6
トロリ	h_t ＝ 17

2.4　評価結果

2.4.1　応力

（単位：MPa）

部材		材料	応力	算出応力	許容応力
クレーン本体ガーダ	中央		曲げ	σ_t ＝ 72	f_t ＝ 308
	端部		せん断	τ ＝ 40	f_s ＝ 177
落下防止金具			圧縮	σ_c ＝ 46	f_c ＝ 232
トロリストッパ			曲げ	σ_{t1} ＝ 17	f_{t1} ＝ 254
			せん断	τ_1 ＝ 4	f_{s1} ＝ 146
			組合せ	σ_{t2} ＝ 18	f_{t2} ＝ 254

すべて許容応力以下である。

2.4.2　浮上り量

（単位：mm）

	浮上り量	許容浮上り量
クレーン本体ガーダ	h_g ＝ 6	H_g ＝ 100
トロリ	h_t ＝ 17	H_t ＝ 200

すべて許容浮上り量以下である。

Ⅴ-2-11-2-3　使用済燃料乾式貯蔵建屋天井クレーンの耐震性についての計算書

目次

1. 概要 ····· 1
2. 一般事項 ····· 1
2.1 配置概要 ····· 1
2.2 構造計画 ····· 2
2.3 評価方針 ····· 3
2.4 適用基準 ····· 3
2.5 記号の説明 ····· 4
2.6 計算精度と数値の丸め方 ····· 6
3. 評価部位 ····· 6
4. 地震応答解析及び構造強度評価 ····· 7
4.1 地震応答解析及び構造強度評価方法 ····· 7
4.2 荷重の組合せ及び許容応力 ····· 7
4.3 解析モデル及び諸元 ····· 9
4.4 設計用地震力 ····· 10
4.5 計算方法 ····· 20
4.6 計算条件 ····· 25
4.7 応力の評価 ····· 25
5. 評価結果 ····· 26
5.1 設計基準対策施設としての評価結果 ····· 26

1. 概要

本資料は，添付書類「Ⅴ-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」にて設定している耐震評価方針に基づき，下位クラス施設である使用済燃料乾式貯蔵建屋天井クレーン（以下「ＤＣ建屋クレーン」という。）が設計用地震動に対して十分な構造強度を有していることを確認することで，下部に設置された上位クラス施設である使用済燃料乾式貯蔵容器に対して，波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

2. 一般事項

2.1 配置概要

ＤＣ建屋クレーンは，図 2-1 の位置関係図に示すように，上位クラス施設である使用済燃料乾式貯蔵容器の上部に設置されており，落下時に使用済燃料乾式貯蔵容器に対して波及的影響を及ぼすおそれがある。

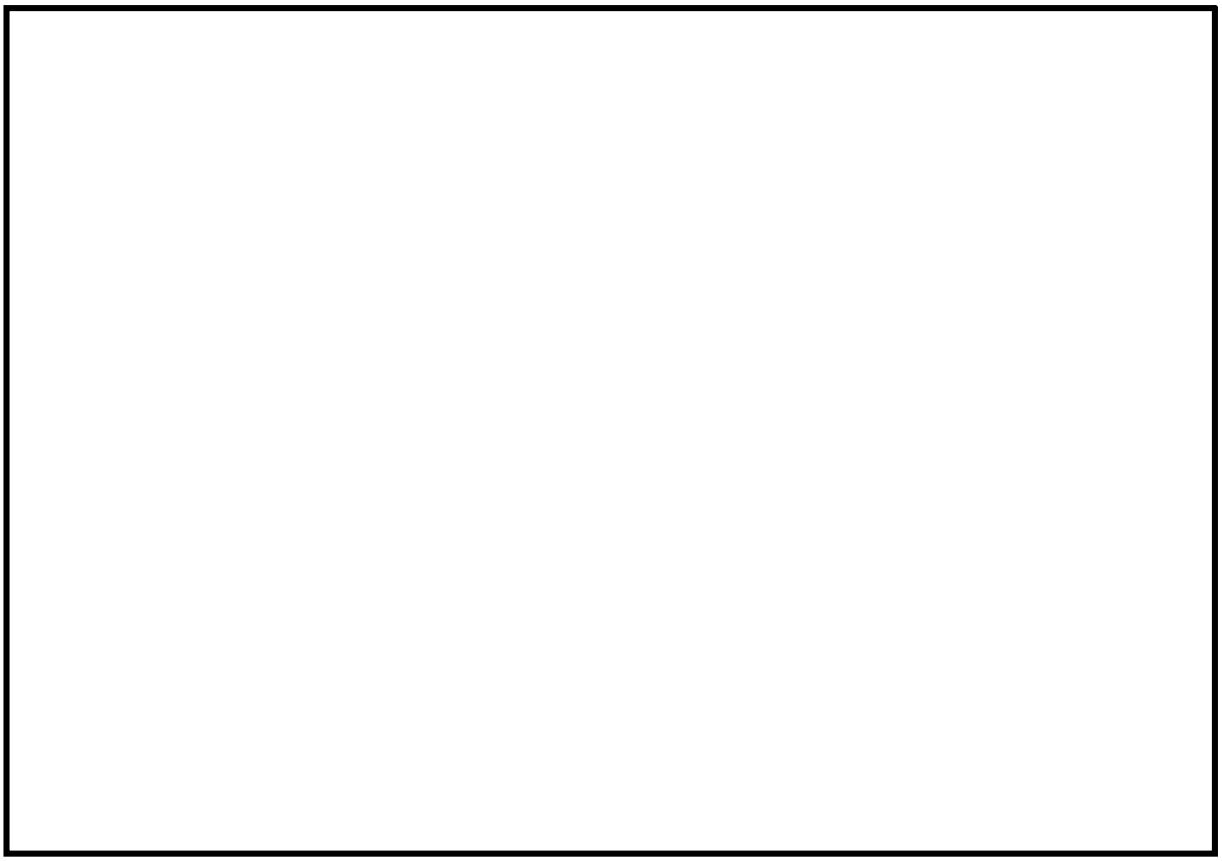
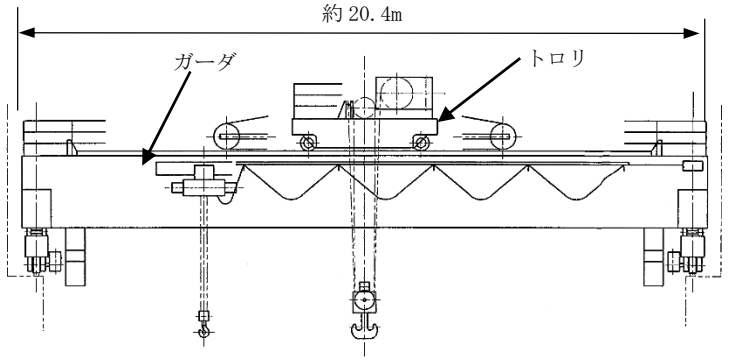
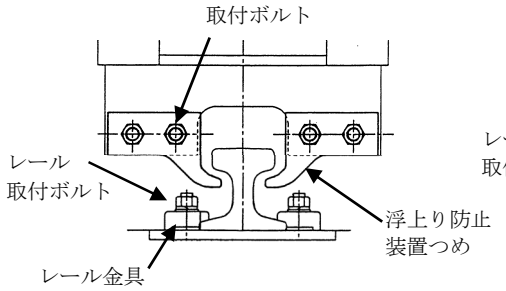
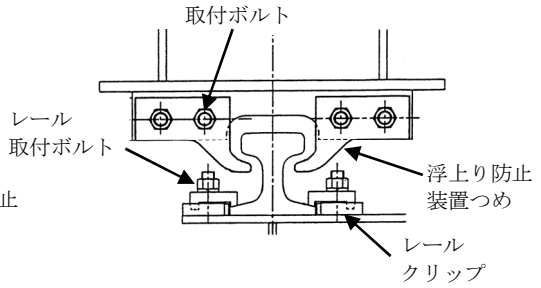


図 2-1 ＤＣ建屋クレーンと使用済燃料乾式貯蔵容器の位置関係図

2.2　構造計画

ＤＣ建屋クレーンの構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1　ＤＣ建屋クレーンの構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
ＤＣ建屋クレーンは使用済燃料貯蔵建屋クレーンウォールに設置された走行レールにより支持される。トロリは，ガーダに設置された横行レールにより支持される。	クレーン本体 ガーダ トロリ	 クレーン本体  走行浮上り防止装置  横行浮上り防止装置

2.3　評価方針

ＤＣ建屋クレーンの応力評価は，添付書類「Ⅴ-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」の「3. 耐震評価方針」に従い実施する。

評価については,「2.2 構造計画」にて示すＤＣ建屋クレーンの部位を踏まえ,「3. 評価部位」にて設定する箇所において,「4. 地震応答解析及び構造強度評価」に示す方法にて設計用地震力に基づく応力等が許容限界内に収まることを「5. 評価結果」に示す。

ＤＣ建屋クレーンの耐震評価フローを図 2-2 に示す。

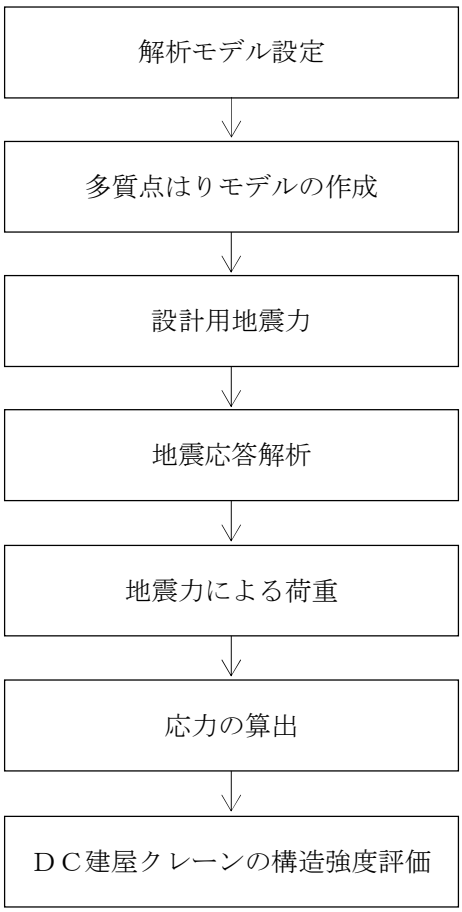


図 2-2 ＤＣ建屋クレーンの耐震評価フロー

2.4　適用基準

適用基準を以下に示す。

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

(2)　原子力発電所耐震設計技術指針　重要度分類・許容応力編ＪＥＡＧ４６０１・補－1984（社）日本電気協会

(3)　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

(4)　発電用原子力設備規格（設計・建設規格（2005年版（2007年追補版含む。））ＪＳＭＥ　Ｓ　ＮＣ１－2005/2007)（日本機械学会　2007年9月）(以下「設計・建設規格」という。)

2.5　記号の説明

記号	記号の説明	単位
A_1	浮上り防止装置つめのせん断面積	mm^2
A_{b1}	浮上り防止装置取付ボルトの断面積	mm^2
A_{b2}	走行レール取付ボルトの断面積	mm^2
A_{b3}	横行レール取付ボルトの断面積	mm^2
A_S	横行レールレールストッパ溶接部のせん断面積	mm^2
B_1	ガーダ断面寸法	mm
B_2	ガーダ断面寸法	mm
B_3	ガーダ断面寸法	mm
D	死荷重	N
F_1	ガーダに作用する鉛直方向せん断力	N
F_2	ガーダに作用する水平方向せん断力	N
f_b	許容曲げ応力（f_b*を1.5倍した値）	MPa
f_s	許容せん断応力（f_s*を1.5倍した値）	MPa
f_t	許容組合せ応力・許容引張応力（f_t*を1.5倍した値）	MPa
H_1	ガーダ断面寸法	mm
H_2	ガーダ断面寸法	mm
ℓ_1	危険断面からP_2作用点までの距離	mm
M_1	ガーダの水平軸まわり曲げモーメント	N・mm
M_2	ガーダの鉛直軸まわり曲げモーメント	N・mm
M_3	浮上り防止装置つめに作用するP_2による曲げモーメント	N・mm
M_d	機械的荷重	N
n_1	走行レール取付ボルトのうち引張荷重を受けるボルトの本数	－
n_2	走行レール取付ボルトのうちせん断荷重を受けるボルトの本数	－
n_3	横行レール取付ボルトの本数	－
n_S	横行レールストッパ個数	－
P_1	クレーンの浮上り力（補正係数Aを含む）	N
P_2	浮上り防止装置つめ1個当たりの荷重	N
P_{H1}	走行車輪1車輪当たりの水平方向荷重	N
P_{H2}	横行車輪1車輪当たりの水平方向荷重	N
P_{V1}	走行車輪1車輪当たりの鉛直方向荷重（補正係数Aを含む）	N
P_{V2}	横行車輪1車輪当たりの鉛直方向荷重（補正係数Aを含む）	N
P_d	最高使用圧力による荷重	N
S_s	基準地震動S_sにより定まる地震力	N
S_u	設計・建設規格 付録材料図表Part5 表9に定める値	MPa
S_y	設計・建設規格 付録材料図表Part5 表8に定める値	MPa
T	ガーダのねじりモーメント	N・mm
t_{f1}	ガーダ断面寸法	mm

記号	記号の説明	単位
t_{f2}	ガーダ断面寸法	mm
t_{W1}	ガーダ断面寸法	mm
t_{W2}	ガーダ断面寸法	mm
Z_X	ガーダのX軸まわり断面係数	mm^3
Z_Y	ガーダのY軸まわり断面係数	mm^3
Z_1	浮上り防止装置つめの断面係数	mm^3
σ_H	ガーダの水平軸まわり曲げ応力	MPa
σ_V	ガーダの鉛直軸まわり曲げ応力	MPa
σ_1	ガーダの曲げ応力の組合せ	MPa
σ_2	浮上り防止装置つめに作用する曲げ応力	MPa
σ_{c1}	ガーダの組合せ応力（補正係数Aを含む）	MPa
σ_{c2}	浮上り防止装置つめに作用する組合せ応力	MPa
σ_{t1}	走行レール取付ボルトに作用する引張応力	MPa
σ_{t2}	横行レール取付ボルトに作用する引張応力	MPa
τ_H	ガーダの水平方向せん断応力	MPa
τ_V	ガーダの鉛直方向せん断応力	MPa
τ_J	ガーダのねじり応力	MPa
τ_1	ガーダのせん断応力の組合せ	MPa
τ_2	浮上り防止装置つめに作用するせん断応力	MPa
τ_{b1}	浮上り防止装置取付ボルトに作用するせん断応力	MPa
τ_{b2}	走行レール取付ボルトに作用するせん断応力	MPa
τ_S	横行レールストッパ溶接部に作用するせん断応力	MPa

注　:「設計・建設規格」とは，発電用原子力設備規格（設計・建設規格（2005年版（2007年追補版含む。））ＪＳＭＥ　Ｓ　ＮＣ１－2005/2007）（日本機械学会2007年9月）をいう。

2.6　計算精度と数値の丸め方

精度は6桁以上を確保する。

表示する数値の丸め方は表2-9に示すとおりである。

表2-9　表示する数値の丸め方

数値の種類	単位	処理桁	処理方法	表示桁
温度	℃	－	－	整数位
質量	kg	－	－	整数位
長さ	mm	－	－	整数位　*1
面積	mm^2	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁　*2
モーメント	N･mm	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁　*2
力	N	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁　*2
算出応力	MPa	小数点以下第1位	切上げ	整数位
許容応力　*3	MPa	小数点以下第1位	切捨て	整数位

注　＊1：設計上定める値が小数点以下第1位の場合は，小数点以下第1位表示とする。

＊2：絶対値が1000以上のときは，べき数表示とする。

＊3：設計・建設規格　付録材料図表に記載された温度の中間における引張強さ及び降伏点は，比例法により補間した値の小数点以下第1位を切り捨て，整数位までの値とする。

3.　評価部位

ＤＣ建屋クレーンの耐震評価は，クレーン本体の落下により，使用済燃料乾式貯蔵容器が損傷することを防止するため，クレーン本体，浮上り防止装置及びレールを選定して実施する。

4.　地震応答解析及び構造強度評価

ＤＣ建屋クレーンの応力評価に用いる地震荷重及び荷重評価に用いる加速度を算定するための地震応答解析について以下に示す。

4.1　地震応答解析及び構造強度評価方法

(1)　ＤＣ建屋クレーンの波及的影響を考慮する上位クラス設備の使用済燃料乾式貯蔵容器は，重大事故等対処設備に該当しないため，ＤＣ建屋クレーンは設計基準対象設備としての評価を実施する。

(2)　クレーンと建屋との接合部分である車輪部は，レール上に載っており固定されておらず，すべりが発生する構造であることから，クレーンを構成する部材をはり要素にてモデル化した多質点はりモデルに，車輪・レール間のすべり条件を考慮した非線形時刻歴応答解析を適用する。

(3)　解析コードは，「ＣＯＮＤＳＬＩＰ」を使用し，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-5-28 計算機プログラム（解析コード）の概要ＣＯＮＤＳＬＩＰ」に示す。

(4)　表 4-1 に示すケースにて評価を実施する。

表 4-1　評価ケース

評価対象		クレーン本体ガーダ，浮上り量，吊具			
評価ケース No.		1	2	3	4
トロリ位置	中央	●*	－	○	－
	端部	－	●*	－	○

●：吊荷有　○：吊荷無

4.2 荷重の組合せ及び許容応力

4.2.1 荷重の組合せ及び許容応力状態

クレーン本体，浮上り防止装置及びレールの評価における荷重の組合せ及び許容応力状態について，表 4-2 に示す。

4.2.2 許容応力

ＤＣ建屋クレーンの許容応力は，添付書類「Ⅴ-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき表 4-3 のとおりとする。

4.2.3 使用材料の許容応力評価条件

クレーン本体，浮上り防止装置及びレールの使用材料の許容応力評価条件を表 4-4 に示す。

表 4-2　荷重の組合せ（設計基準対象設備）

施設区分		機器名称	耐震設計上の重要度分類	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
核燃料物質の取扱施設	燃料取扱設備	ＤＣ建屋クレーン	B	その他の支持構造物	$D+P_D+M_d+S_s$	$Ⅳ_AS$

表 4-3　許容応力（その他の支持構造物）

許容応力状態	許容限界（ボルト以外）			許容限界（ボルト等）
	1 次応力			1 次応力
	せん断	曲げ	組合せ	引張
$Ⅳ_AS$	1.5fs*	1.5fb*	1.5ft*	1.5ft*

表 4-4　許容応力評価条件

部材名		材 料	周囲環境温度 (℃)	S_y	S_u
クレーン本体	ガーダ中央部			245	400
	ガーダ端部			245	400
ブリッジ浮き上がり防止装置	つめ			315	490
	取付ボルト			785	930
トロリ浮き上がり防止装置	つめ			315	490
	取付ボルト			785	930
走行レール	取付ボルト			785	930
横行レール	溶接部			245	400
	取付ボルト			785	930

4.3 解析モデル及び諸元

(1)　ＤＣ建屋クレーンの解析モデルは,クレーン本体をはり要素でモデル化した多質点はりモデルである。解析モデルを図 4-1 に，機器諸元を表 4-5 及び表 4-6 に示す。

表 4-5　機器諸元（質量）

		質量(t)
クレーン	トロリ	33.0
	ブリッジ	67.0

表 4-6　機器諸元（断面性状等）

部 材	縦弾性係数 (MPa)	断面二次モーメント(cm^4)		断面積 (cm^2)	ポアソン比
		水平軸廻り	鉛直軸廻り		
ガーダ中央					
ガーダ端部					
サドル					
走行トラック					

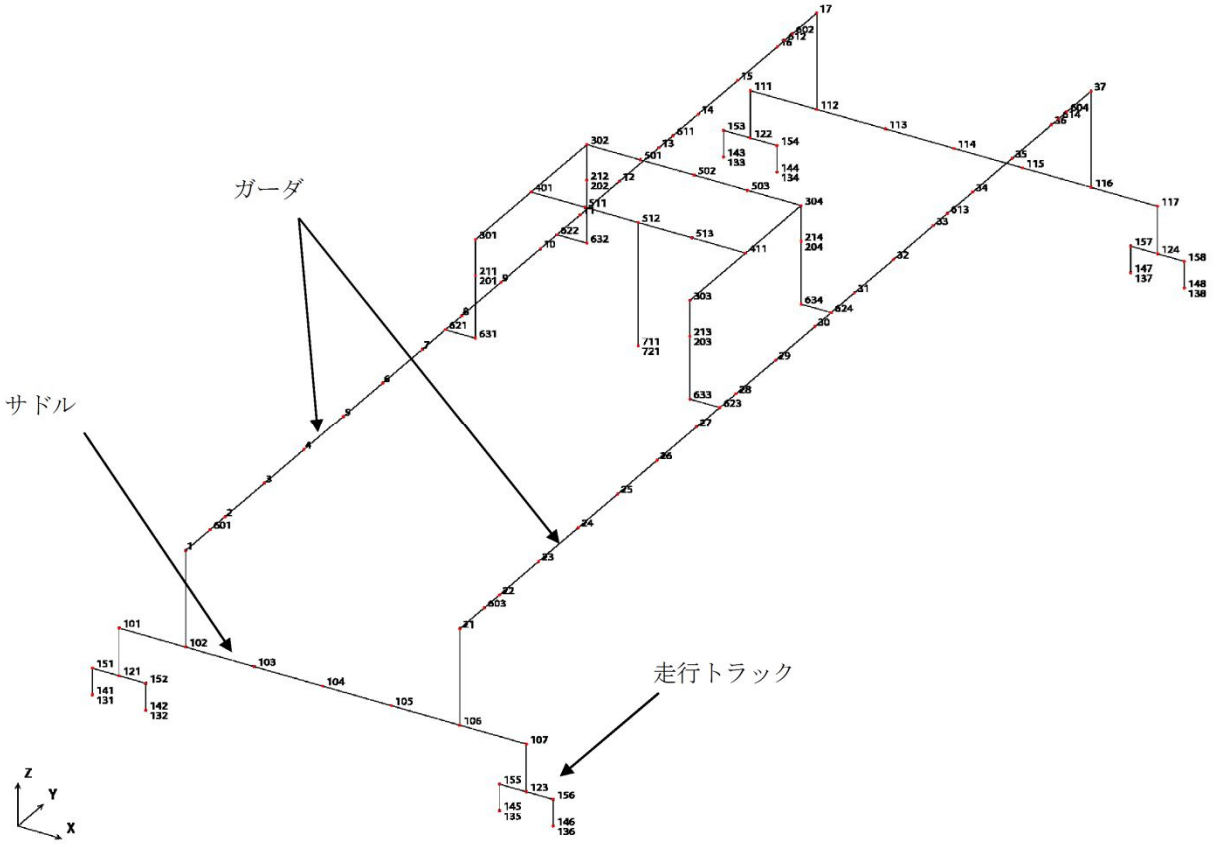
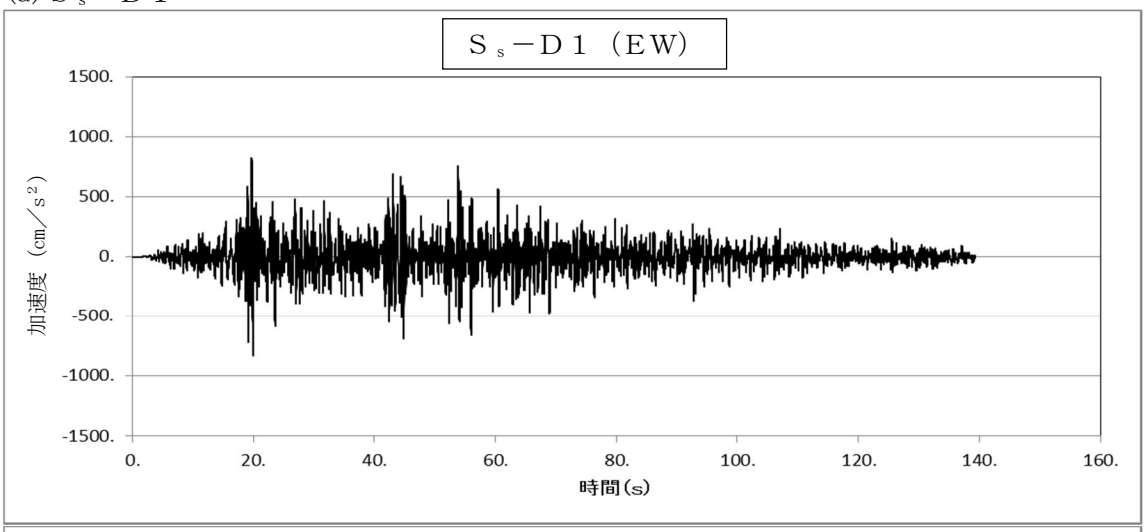


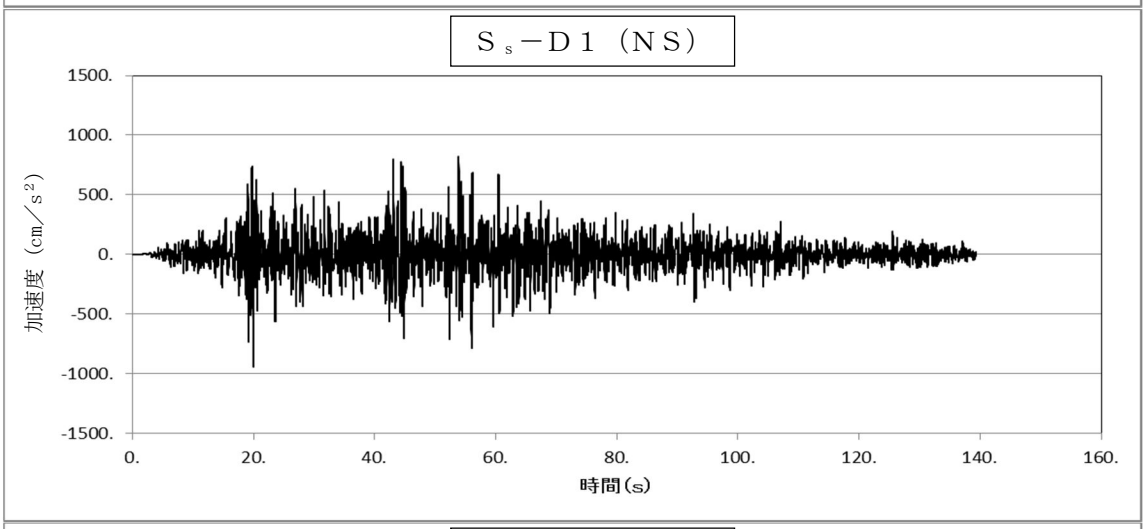
図 4-1　ＤＣ建屋クレーン解析モデル図

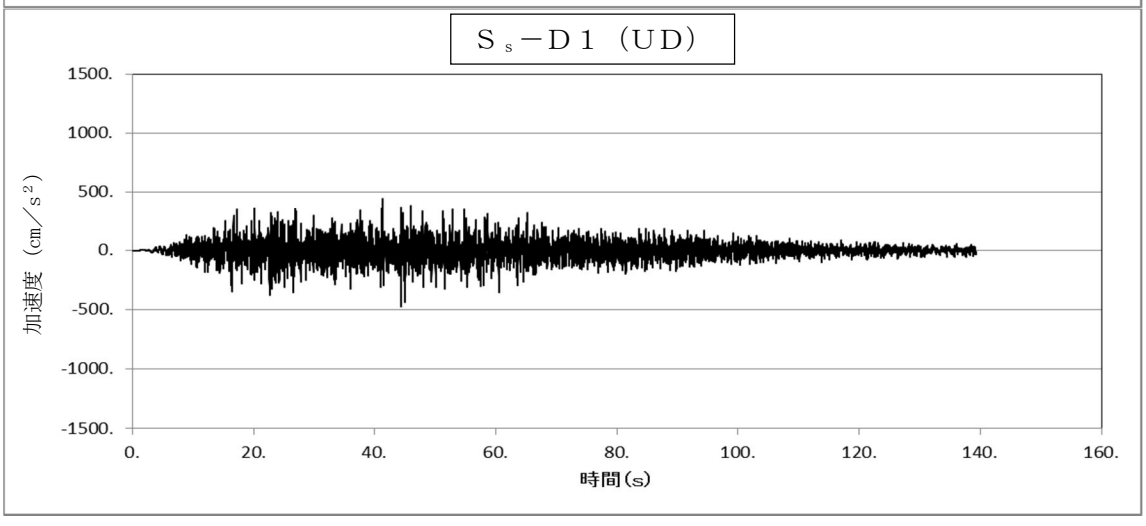
4.4 設計用地震力

(1)　地震応答解析は，添付書類「Ⅴ-2-2-4 使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答計算書」で得られる時刻歴加速度波を入力とし，水平方向及び鉛直方向地震力の同時入力により解析を実施する。また，減衰定数は，添付書類「Ⅴ-2-1-6 地震応答解析の基本方針」に基づき，水平方向及び鉛直方向とも 2.0％を用いる。時刻歴加速度波を次頁以降の（a）～(h)に示す。

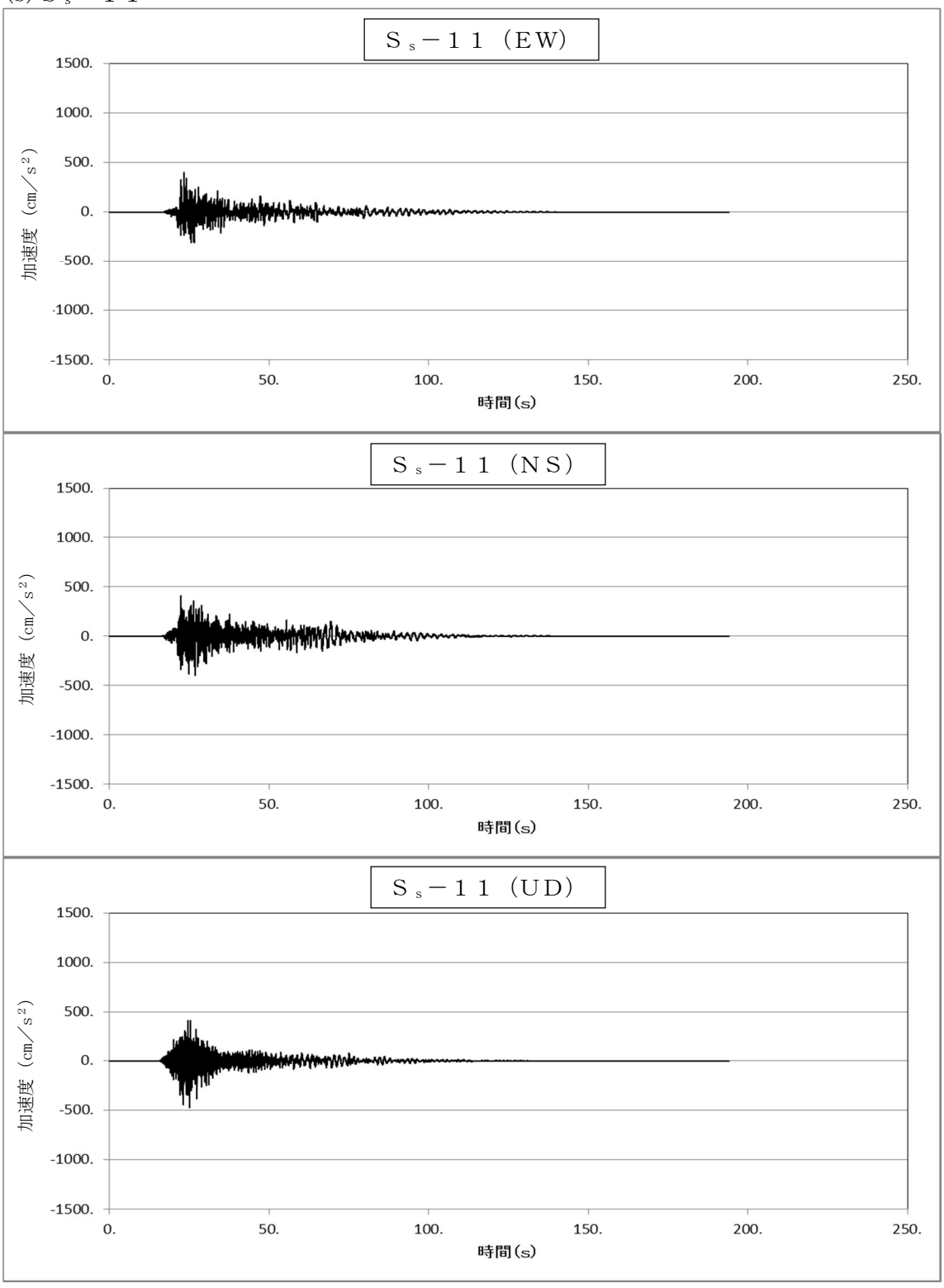
(a) Ｓｓ－Ｄ１


Ｓｓ－Ｄ１（ＥＷ）
加速度（cm／s²）
1500.
1000.
500.
0.
-500.
-1000.
-1500.
0.
20.
40.
60.
80.
100.
120.
140.
160.
時間(s)

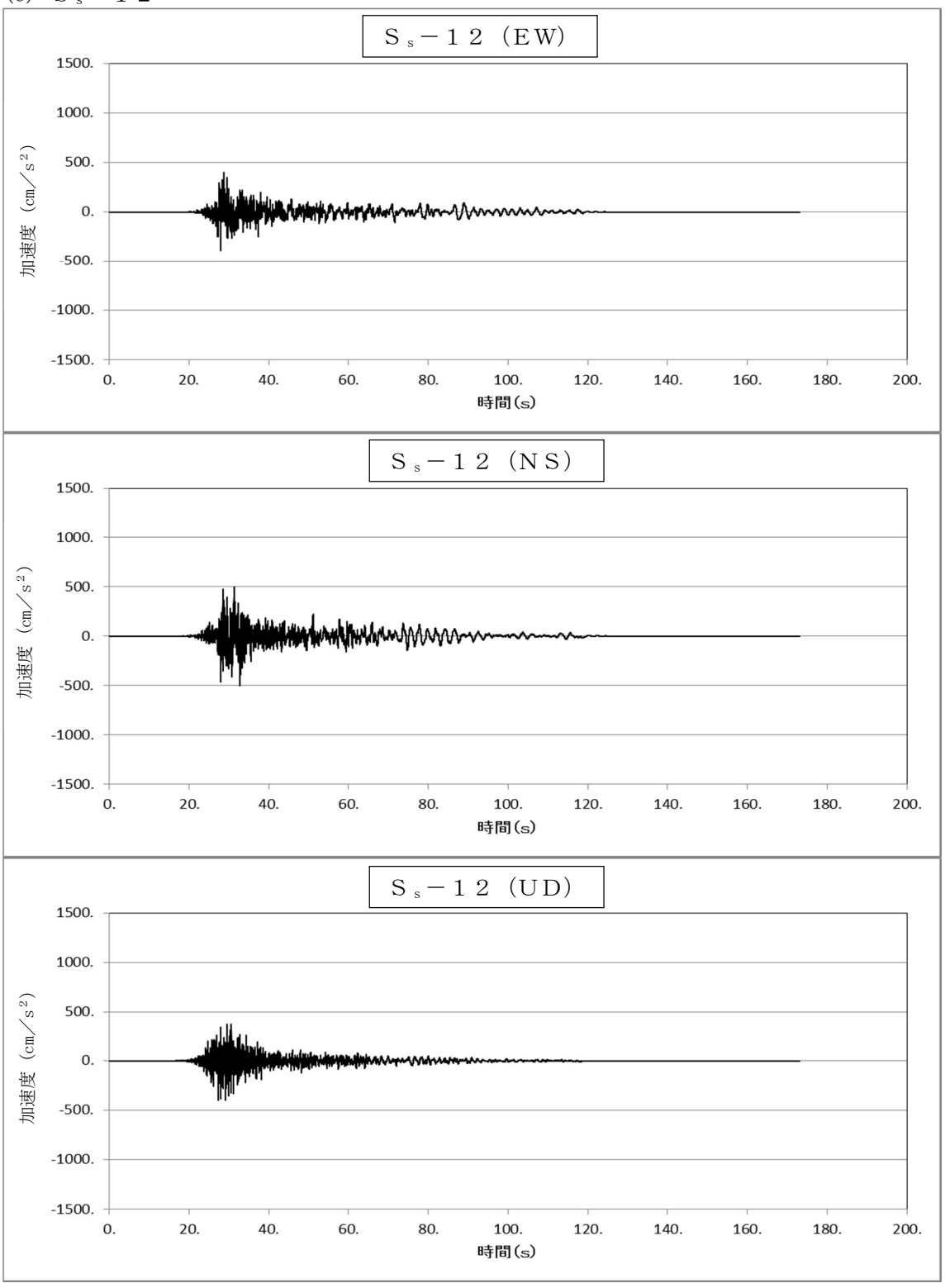

Ｓｓ－Ｄ１（ＮＳ）
加速度（cm／s²）
1500.
1000.
500.
0.
-500.
-1000.
-1500.
0.
20.
40.
60.
80.
100.
120.
140.
160.
時間(s)


Ｓｓ－Ｄ１（ＵＤ）
加速度（cm／s²）
1500.
1000.
500.
0.
-500.
-1000.
-1500.
0.
20.
40.
60.
80.
100.
120.
140.
160.
時間(s)

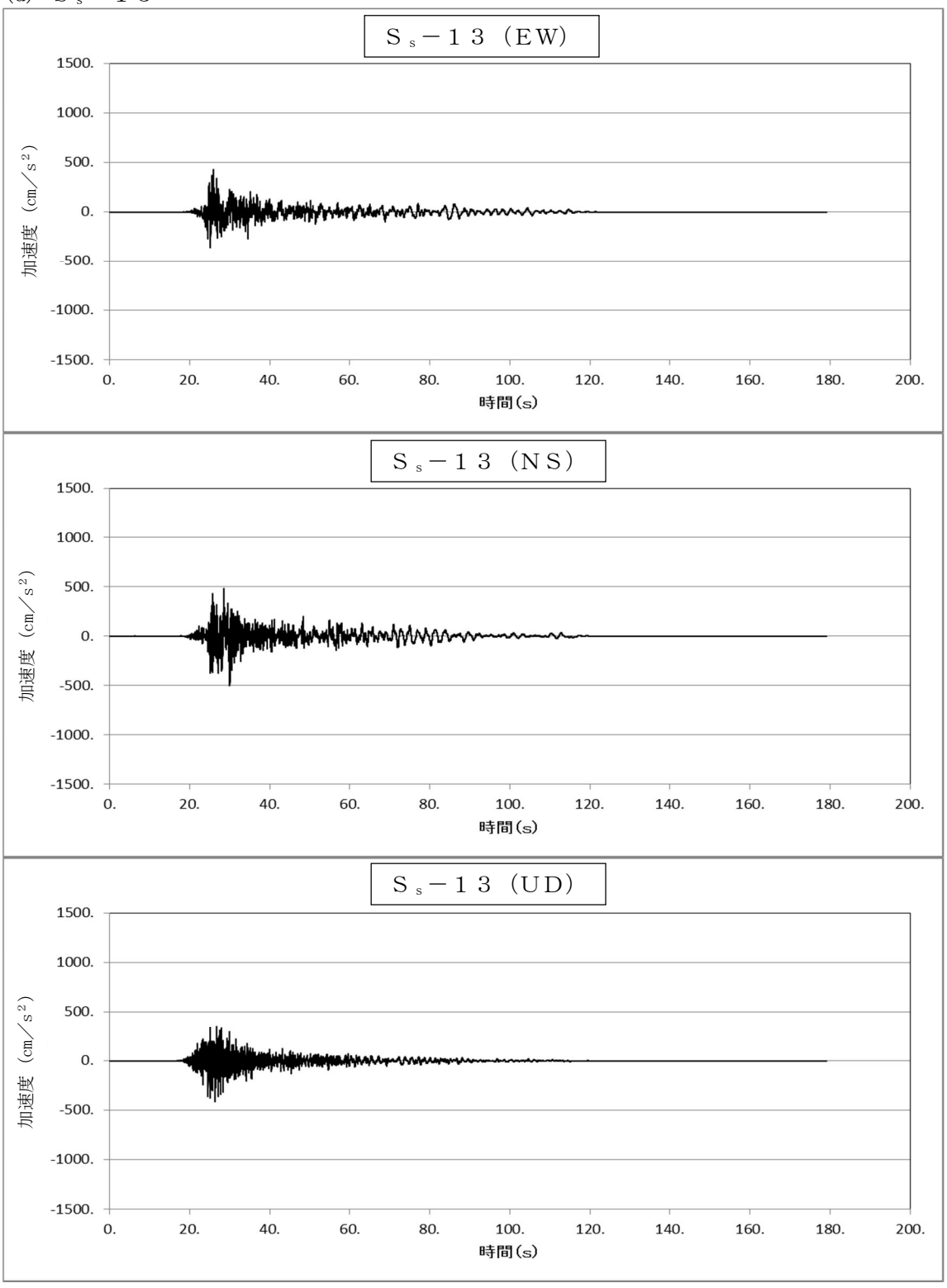
(b) Ｓｓ－１１


Ｓｓ－１１（ＥＷ）
1500.
1000.
500.
0.
-500.
-1000.
-1500.
加速度（cm／s2）
0.
50.
100.
150.
200.
250.
時間(s)
Ｓｓ－１１（ＮＳ）
1500.
1000.
500.
0.
-500.
-1000.
-1500.
加速度（cm／s2）
0.
50.
100.
150.
200.
250.
時間(s)
Ｓｓ－１１（ＵＤ）
1500.
1000.
500.
0.
-500.
-1000.
-1500.
加速度（cm／s2）
0.
50.
100.
150.
200.
250.
時間(s)

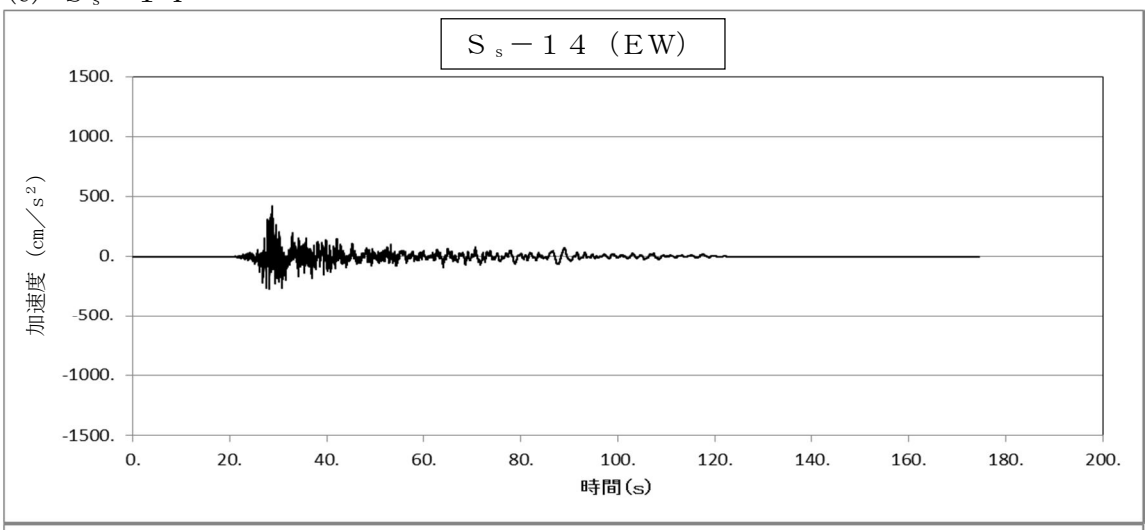
(c) Ｓｓ－１２

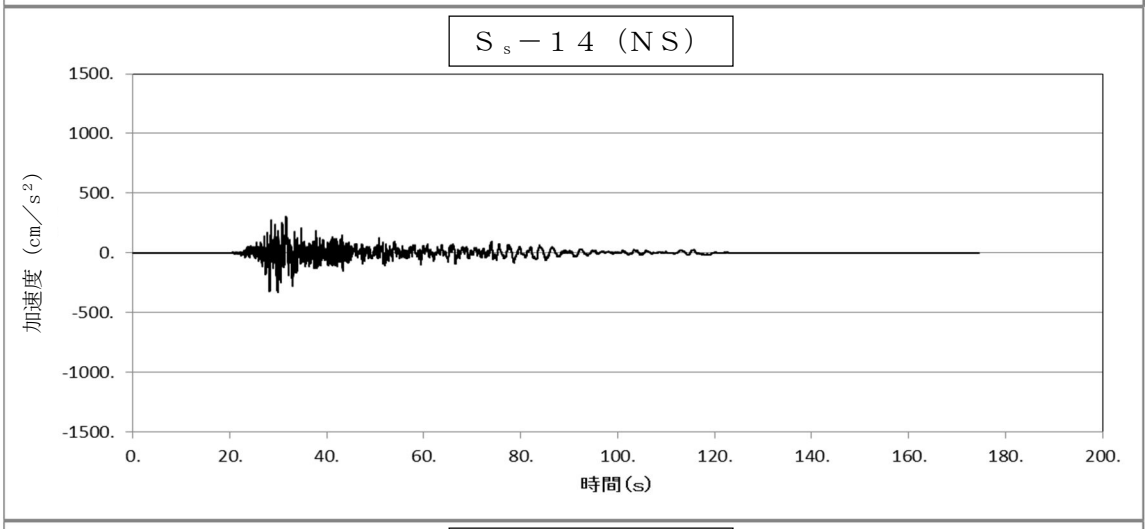

Ｓｓ－１２（ＥＷ）
加速度（cm／s²）
1500.
1000.
500.
0.
-500.
-1000.
-1500.
0.
20.
40.
60.
80.
100.
120.
140.
160.
180.
200.
時間(s)
Ｓｓ－１２（ＮＳ）
加速度（cm／s²）
時間(s)
Ｓｓ－１２（ＵＤ）
加速度（cm／s²）
時間(s)

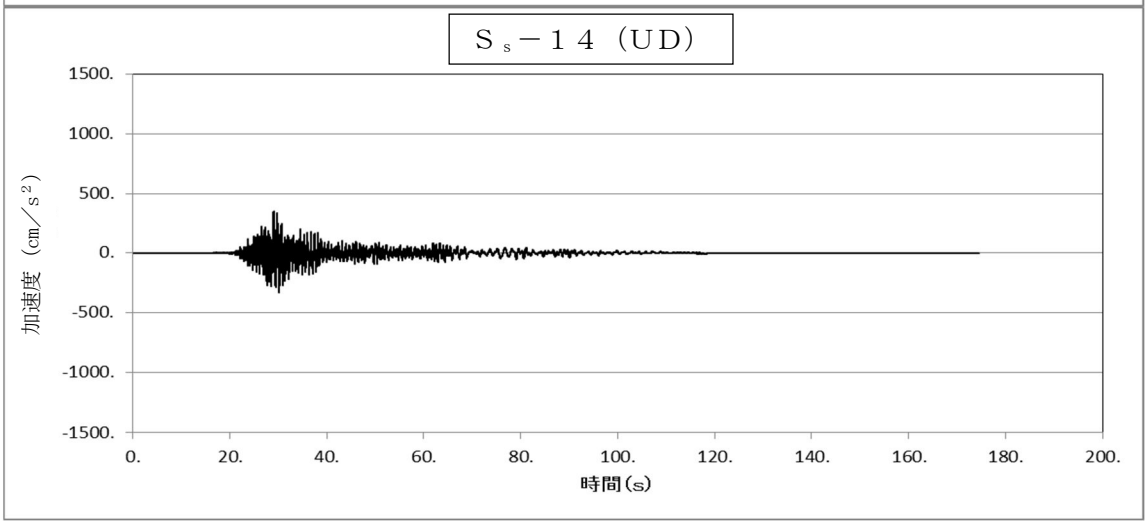
(d) Ｓｓ－１３


Ｓｓ－１３（ＥＷ）
加速度（cm／s²）
1500.
1000.
500.
0.
-500.
-1000.
-1500.
0.
20.
40.
60.
80.
100.
120.
140.
160.
180.
200.
時間(s)
Ｓｓ－１３（ＮＳ）
加速度（cm／s²）
時間(s)
Ｓｓ－１３（ＵＤ）
加速度（cm／s²）
時間(s)

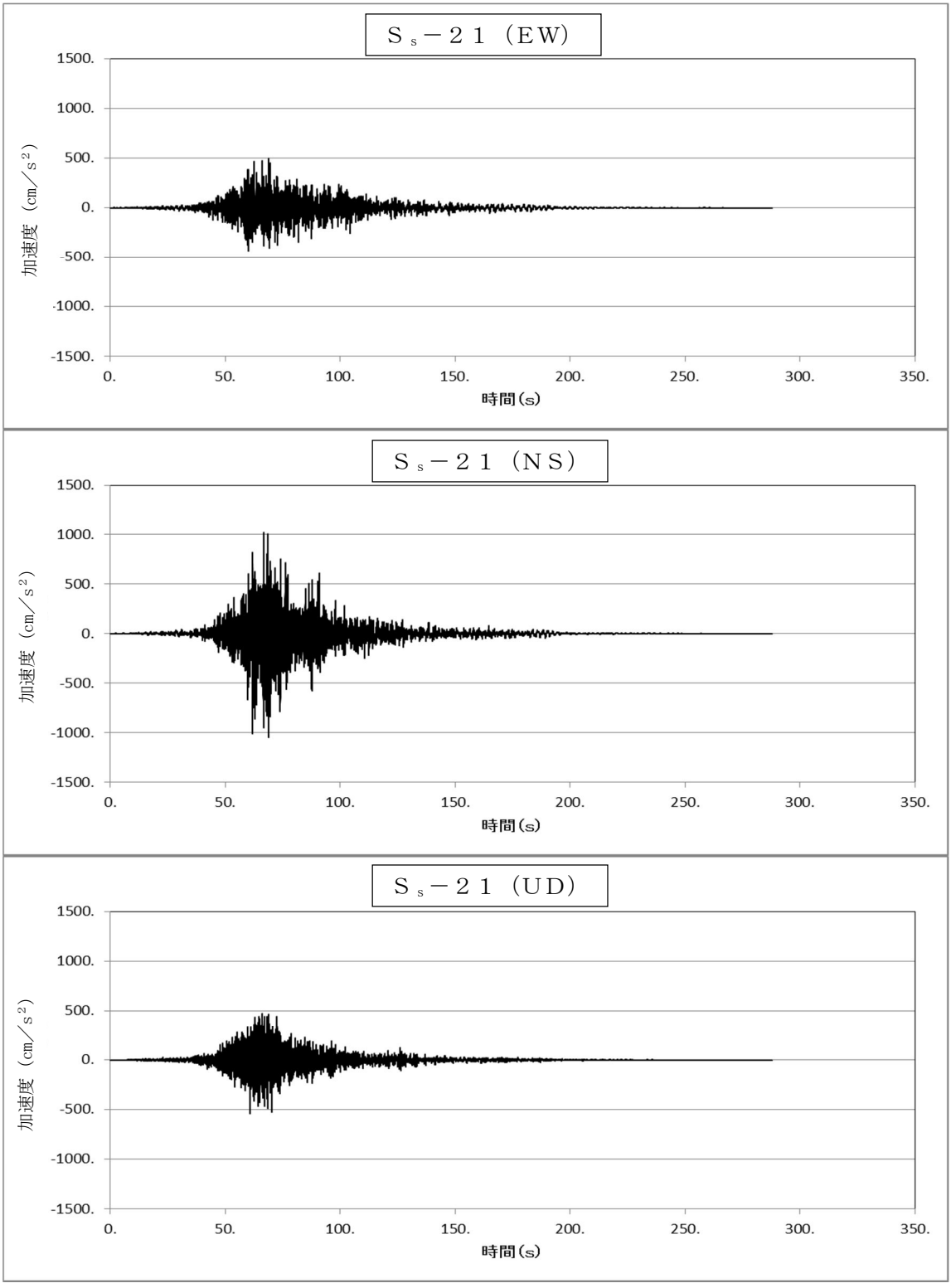
(e) Ｓｓ－１４


Ｓｓ－１４（ＥＷ）
加速度（cm／s²）
1500.
1000.
500.
0.
-500.
-1000.
-1500.
0.
20.
40.
60.
80.
100.
120.
140.
160.
180.
200.
時間(s)

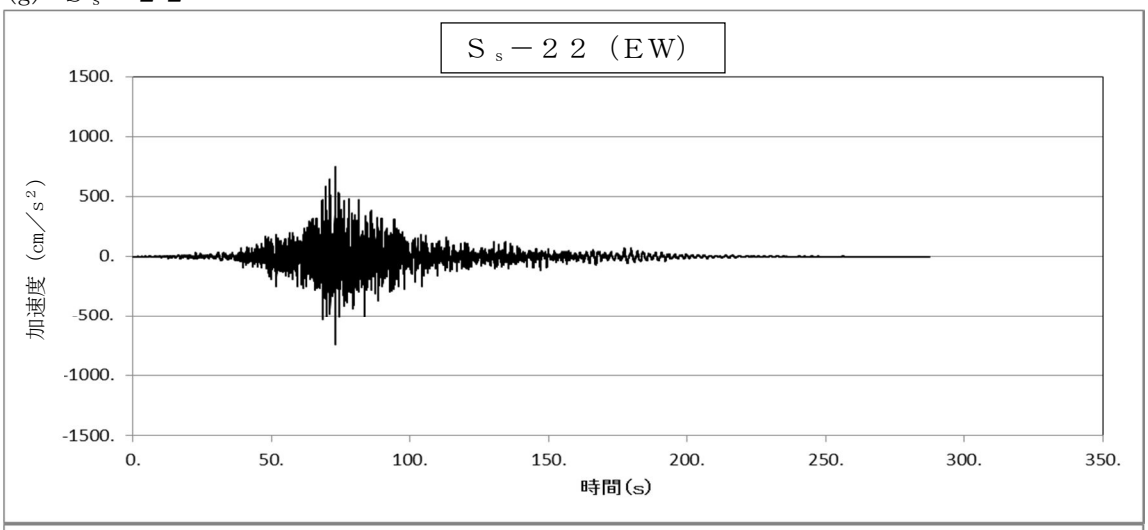

Ｓｓ－１４（ＮＳ）
加速度（cm／s²）
1500.
1000.
500.
0.
-500.
-1000.
-1500.
0.
20.
40.
60.
80.
100.
120.
140.
160.
180.
200.
時間(s)

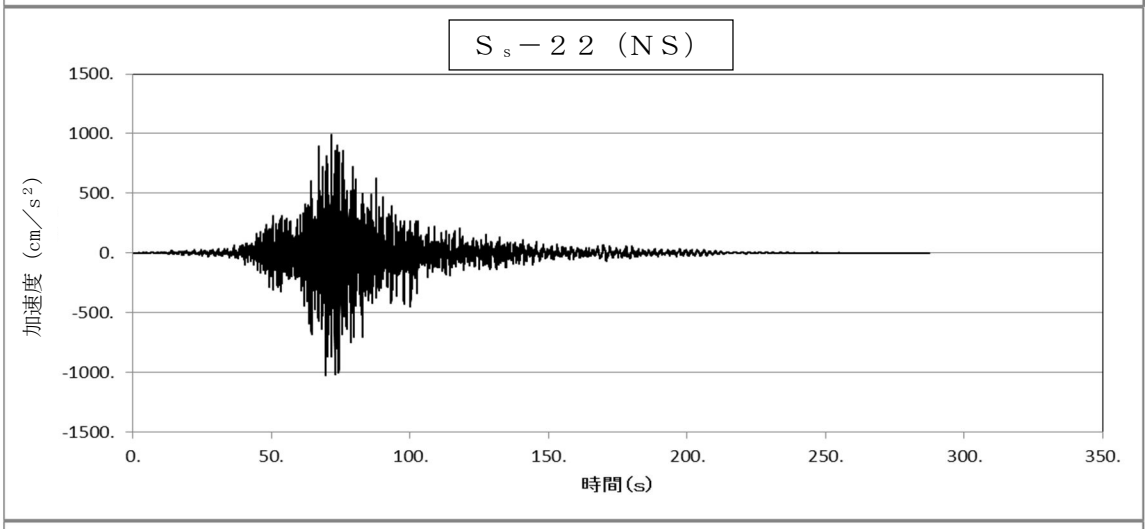

Ｓｓ－１４（ＵＤ）
加速度（cm／s²）
1500.
1000.
500.
0.
-500.
-1000.
-1500.
0.
20.
40.
60.
80.
100.
120.
140.
160.
180.
200.
時間(s)

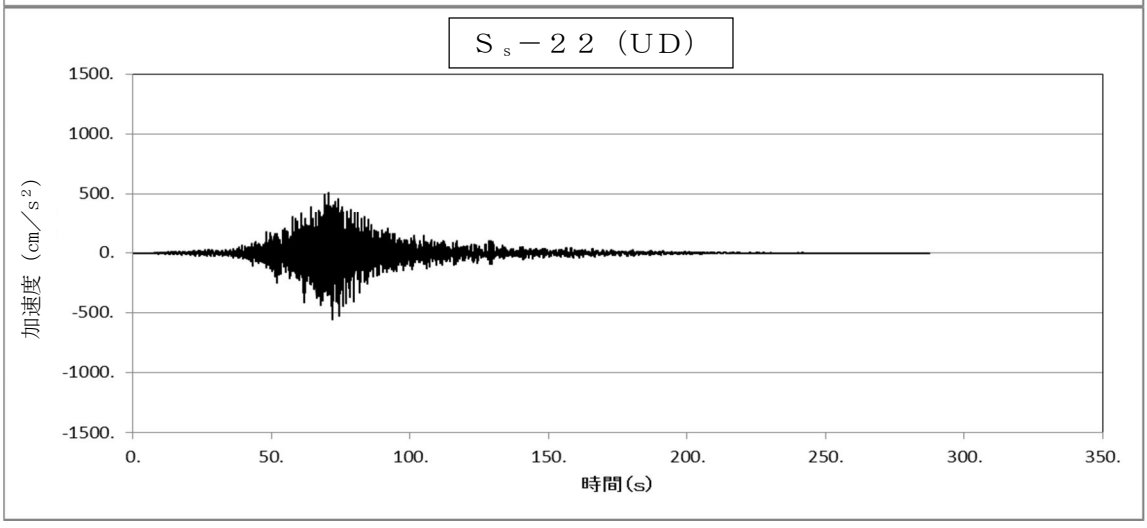
(f) Ｓｓ－２１


Ｓｓ－２１（ＥＷ）
加速度（cm／s²）
1500.
1000.
500.
0.
-500.
-1000.
-1500.
0.
50.
100.
150.
200.
250.
300.
350.
時間(s)
Ｓｓ－２１（ＮＳ）
加速度（cm／s²）
時間(s)
Ｓｓ－２１（ＵＤ）
加速度（cm／s²）
時間(s)

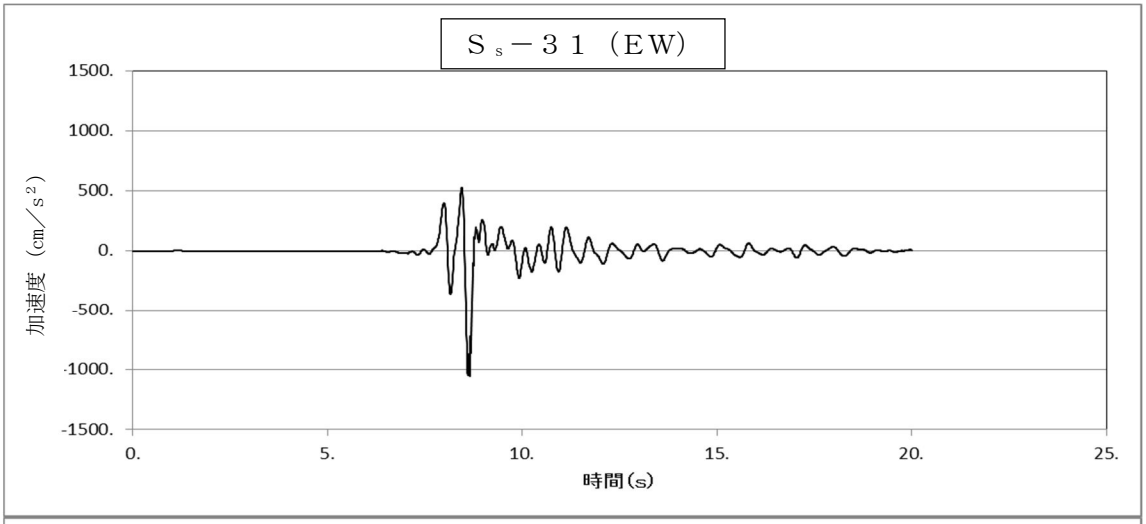
(g) Ｓｓ－２２

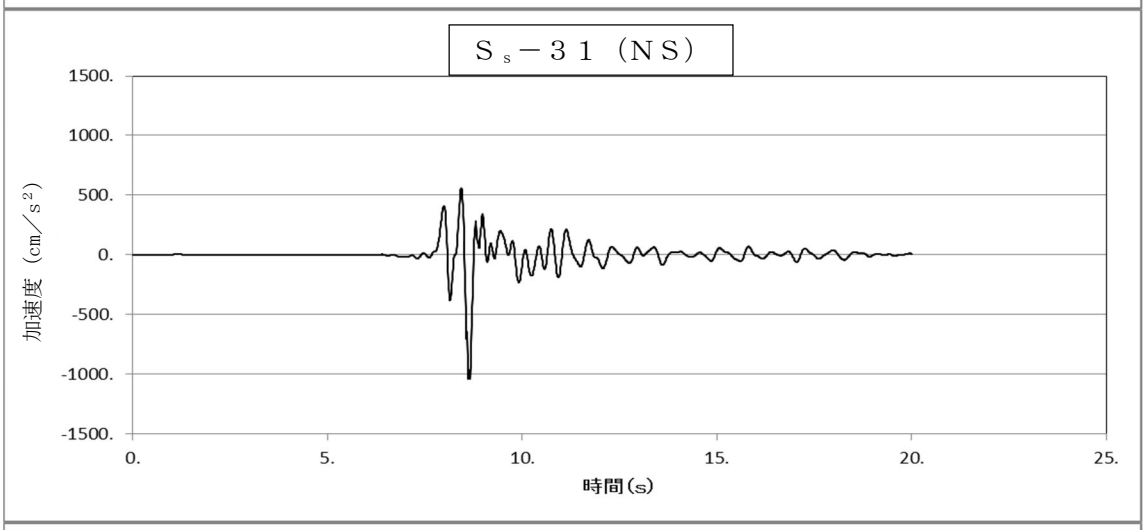

Ｓｓ－２２（ＥＷ）
加速度（cm／s2）
1500.
1000.
500.
0.
-500.
-1000.
-1500.
0.
50.
100.
150.
200.
250.
300.
350.
時間(s)

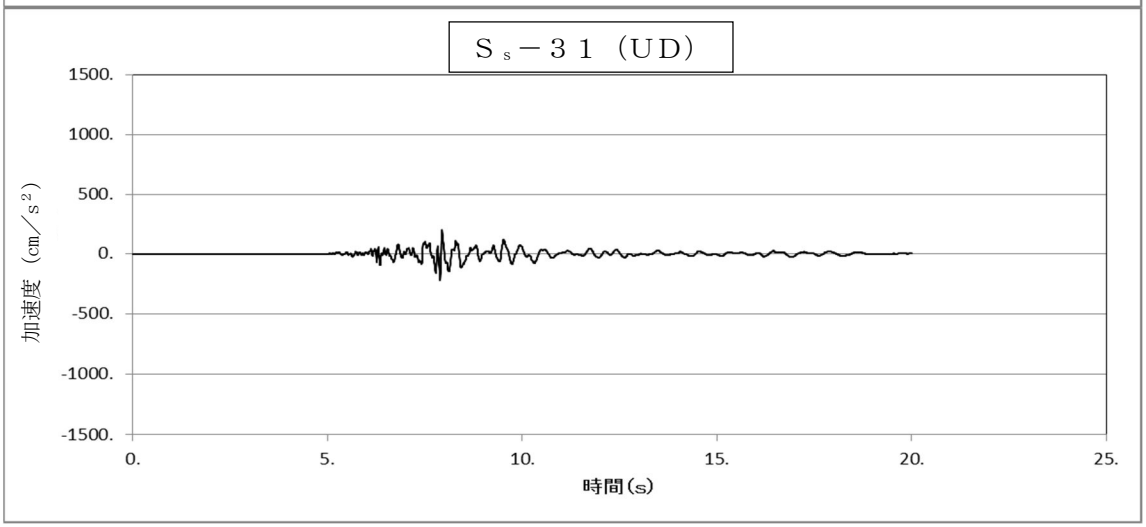

Ｓｓ－２２（ＮＳ）
加速度（cm／s2）
1500.
1000.
500.
0.
-500.
-1000.
-1500.
0.
50.
100.
150.
200.
250.
300.
350.
時間(s)


Ｓｓ－２２（ＵＤ）
加速度（cm／s2）
1500.
1000.
500.
0.
-500.
-1000.
-1500.
0.
50.
100.
150.
200.
250.
300.
350.
時間(s)

(h) Ｓｓ－３１


Ｓｓ－３１（ＥＷ）
1500.
1000.
500.
0.
-500.
-1000.
-1500.
加速度（cm／s2）
0.
5.
10.
15.
20.
25.
時間(s)


Ｓｓ－３１（ＮＳ）
1500.
1000.
500.
0.
-500.
-1000.
-1500.
加速度（cm／s2）
0.
5.
10.
15.
20.
25.
時間(s)


Ｓｓ－３１（ＵＤ）
1500.
1000.
500.
0.
-500.
-1000.
-1500.
加速度（cm／s2）
0.
5.
10.
15.
20.
25.
時間(s)

(2)　時刻歴波の入力位置は，ＤＣ建屋クレーン設置高さ EL.17.75m とする。

(3)　水平方向の地震波の入力は，使用済燃料貯蔵建屋に設置された建屋方向を踏まえて，ＤＣ建屋クレーンの走行方向にはＮＳ方向，横行方向にＥＷ方向を入力することにより評価を実施する。

(4)　水平方向地震動と鉛直方向地震動の同時入力により解析を実施する。

(5)　時刻歴解析手法の保守性については，添付書類「Ⅴ-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示すように，床応答加速度は建屋の固有周期のシフトを考慮して周期方向に±10%拡幅したものを用いている。

本評価では，設計用床応答曲線を用いない時刻歴解析手法を採用していることから，建屋の固有周期のシフトに対する保守性を考慮することとする。

クレーンの評価においては，クレーンはレール上をすべることから，水平方向の応答加速度の影響は小さいが，鉛直方向の挙動は線形特性であるため鉛直方向の加速度のばらつきの影響を受ける可能性がある。

そのため，鉛直方向地震動については，床応答加速度の拡幅の考え方を準用して設定することとし，使用済燃料乾式貯蔵建屋 EL.17.75m の鉛直方向の設計用床応答曲線S_s（±10%拡幅）と，拡幅していない鉛直方向の設計用床応答曲線S_sに対して，クレーン本体のスペクトルモーダル解析を行い，ガーダに発生する応力を算出し，その比率の最大値を補正係数Ａとして，クレーンの解析結果に係る以下に示す数値に乗じるものとする。補正係数Ａを表 4-7 に示す。

・クレーン本体評価に用いる発生応力

・浮上り防止装置評価に用いるブリッジ又はトロリの浮上り力

・レール評価に用いる車輪荷重

表 4-7 補正係数Ａ

状　態		S_s-D1	S_s-11	S_s-12	S_s-13	S_s-14	S_s-21	S_s-22	S_s-31
トロリ	吊荷								
端部	なし	1.03	1.32	1.24	1.32	1.34	1.41	1.13	1.06
中央		1.04	1.27	1.17	1.17	1.23	1.10	1.25	1.25
端部	定格	1.03	1.11	1.06	1.05	1.07	1.04	1.26	1.03
中央		1.00	1.35	1.33	1.29	1.09	1.20	1.22	1.13

4.5　計算方法

地震応答解析の結果として，クレーン本体の評価に必要な曲げモーメント，ねじりモーメント及びせん断力の最大値，浮上り防止装置の評価に必要なつめ1個あたりに作用する浮上り力の最大値，レールの評価に必要な1車輪あたりの鉛直上向き荷重及び走行直角方向荷重の最大値を表4-8に示す。

浮上り防止装置の評価については，クレーンの浮上りを拘束するため，ブリッジトラック及びトロリ下面に，図4-2に示すような浮上り防止装置が取付けられ，クレーンが浮き上がった場合にはつめが引っ掛かり，浮上りを防止する構造となっている。

このつめとレールの隙間が12mmであり，これを浮上り量の境界条件として非線形要素の浮上り方向の拘束条件としている。12mm以上の浮上りが発生すれば，つめ及び取付ボルトに荷重が作用するため，応力評価を実施する。本評価においては，地震応答解析の結果，ブリッジ側の浮上りは最大で8mmであり，浮上り量が12mm未満であることから，つめ及び取付ボルトに作用する荷重はない。

表4-8　応答解析結果

評価対象		種　類	解析結果
クレーン本体の評価	ガーダ中央	水平軸まわり曲げモーメント	8.892×10^{9} N・mm
		鉛直軸まわり曲げモーメント	7.656×10^{8} N・mm
		ねじりモーメント	4.116×10^{8} N・mm
		水平方向せん断力	1.270×10^{5} N
		鉛直方向せん断力	1.084×10^{6} N
	ガーダ端部	水平軸まわり曲げモーメント	2.081×10^{9} N・mm
		鉛直軸まわり曲げモーメント	3.412×10^{8} N・mm
		ねじりモーメント	4.210×10^{8} N・mm
		水平方向せん断力	4.840×10^{5} N
		鉛直方向せん断力	2.437×10^{6} N
浮上り防止装置の評価		ブリッジ浮上り防止装置つめ1個当たりに作用する浮上り力	0.0 N
		トロリ浮上り防止装置つめ1個当たりに作用する浮上り力	69.0×10^{3} N
レールの評価		走行車輪1車輪当たりの水平方向荷重	399.5×10^{3} N
		走行車輪1車輪当たりの鉛直方向荷重	0.0 N
		横行車輪1車輪当たりの水平方向荷重	675.2×10^{3} N
		横行車輪1車輪当たりの鉛直方向荷重	275.9×10^{3} N

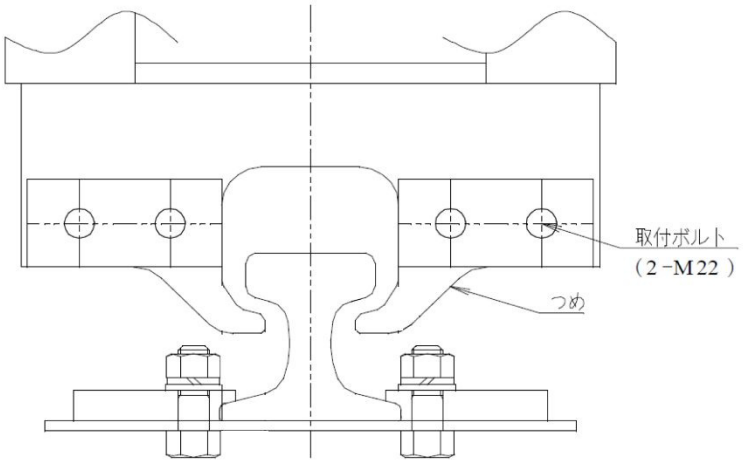


図 4-2　浮上り防止装置

4.5.1　応力の計算方法

4.5.1.1　クレーン本体（ガーダ）の応力

(1)　曲げ応力

$$\sigma_V = \frac{M_1}{Z_x}$$

$$\sigma_H = \frac{M_2}{Z_y}$$

(2) せん断応力

$$\tau_V = \frac{F_1}{H_1 \times \left(t_{w1} + t_{w2} \right)}$$

$$\tau_H = \frac{F_2}{B_1 \times t_{f1} + B_2 \times t_{f2}}$$

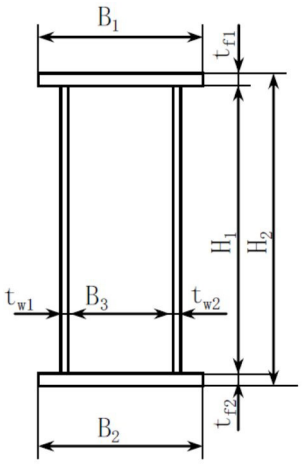
$$\tau_J = \frac{T}{2\left(B_3 + \frac{t_{w1} + t_{w2}}{2} \right)\left(H_1 + \frac{t_{f1} + t_{f2}}{2} \right) t_{w1}}$$

(3) 組合せ応力

$$\sigma_1 = \sqrt{\sigma_V{}^2 + \sigma_H{}^2}$$

$$\tau_1 = \sqrt{\tau_V{}^2 + \tau_H{}^2 + \tau_J{}^2}$$

$$\sigma_{c1} = （補正係数A）\times \sqrt{\sigma_1{}^2 + 3 \times \tau_1{}^2}$$



4.5.1.2　浮上り防止装置の応力

(1) 浮上り防止装置つめ1個当たりの荷重

$$P_2 = \frac{P_1}{4}$$

(2) 浮上り防止装置つめに生じる応力

①つめにかかるP_2による曲げモーメント

$$M_3 = P_2 \times \ell_1$$

②曲げ応力

$$\sigma_2 = \frac{M_3}{Z_1}$$

③せん断応力

$$\tau_2 = \frac{P_2}{A_1}$$

④組合せ応力

$$\sigma_{c2} = \sqrt{\sigma_2^2 + 3 \times \tau_2^2}$$

(3) 浮上り防止装置取付ボルトに生じる応力

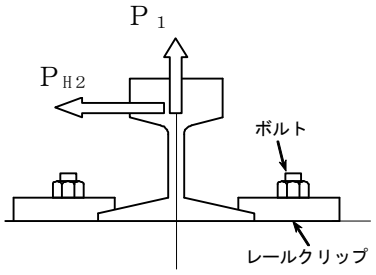
$$\tau_{b1} = \frac{P_2}{A_{b1}}$$

4.5.1.3 走行レールの応力

(1) 取付ボルトに生じる応力

①引張応力

$$\sigma_{t1}=\frac{P_1}{A_{b2}\times n_1}$$



②せん断応力

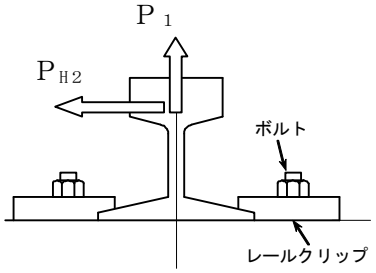
$$\tau_{b2}=\frac{P_{H1}}{A_{b2}\times n_2}$$

4.5.1.4 横行レールの応力

(1) 取付ボルトに生じる応力

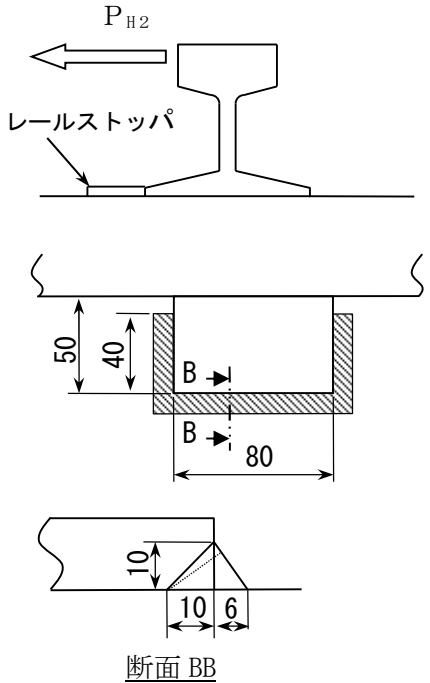
①引張応力

$$\sigma_{t2}=\frac{P_1}{A_{b3}\times n_3}$$



(2) レールストッパ溶接部に生じる応力

$$\tau_s=\frac{P_{H2}}{A_s\times n_s}$$



断面 BB

4.6　計算条件

応力解析に用いる自重及び荷重は,本計算書の【ＤＣクレーンの耐震性についての計算結果】の設計条件及び機器要目に示す。

4.7　応力の評価

4.7.1　クレーン本体（ガーダ）の応力評価

4.5.1.1(3)項で求めたガーダの組合せ応力σ_{comb}は下記許容組合せ応力 f_t 以下であること。

	基準地震動Ｓｓによる荷重との組合せの場合
許容組合せ応力 f_t	$\frac{F^*}{1.5}\cdot 1.5$

4.7.2　浮上り防止装置の応力評価

4.5.1.2(2)項で求めた浮上り防止装置つめに生じる組合せ応力σは下記許容組合せ応力 f_t 以下であること。

4.5.1.2(3)項で求めた浮上り防止装置取付ボルトに生じるせん断応力τ_2は下記許容せん断応力 f_s 以下であること。

	基準地震動Ｓｓによる荷重との組合せの場合
許容組合せ応力 f_t	$\frac{F^*}{1.5}\cdot 1.5$
許容せん断応力 f_s	$\frac{F^*}{1.5\cdot\sqrt{3}}\cdot 1.5$

4.7.3　走行レールの応力評価

4.5.1.3(1)項で求めた走行レール取付ボルトに生じるせん断応力τ_bは下記許容せん断応力 f_s 以下であること。

	基準地震動Ｓｓによる荷重との組合せの場合
許容せん断応力 f_s	$\frac{F^*}{1.5\cdot\sqrt{3}}\cdot 1.5$

4.7.4　横行レールの応力評価

4.5.1.4(1)項で求めた横行レール取付ボルトに生じる引張応力σ_tは下記許容引張応力f_t以下であること。

4.5.1.4(2)項で求めた横行レールレールストッパ溶接部に生じるせん断応力τ_Sは下記許容せん断応力f_s以下であること。

	計算式
許容引張応力 f_t	$\frac{F^*}{1.5} \cdot 1.5$
許容せん断応力 f_s	$\frac{F^*}{1.5 \cdot \sqrt{3}} \cdot 1.5$

5. 評価結果

5.1 設計基準対象施設としての評価結果

ＤＣ建屋クレーンの設計基準対象施設としての耐震評価結果を次項以降【ＤＣ建屋クレーンの耐震性についての計算結果】に示す。発生値は、許容応力を満足しており、耐震性を有することを確認した。

【ＤＣ建屋クレーンの耐震性についての計算結果】

機器要目

クレーン本体

	B_1 (mm)	B_2 (mm)	B_3 (mm)	H_1 (mm)	H_2 (mm)	t_{f1} (mm)	t_{f2} (mm)	t_{w1} (mm)	t_{w2} (mm)
ガーダ中央部									
ガーダ端部									

	Z_X (mm^3)	Z_Y (mm^3)	M_1 (N・mm)	M_2 (N・mm)	T (N・mm)	F_1 (N)	F_2 (N)
ガーダ中央部							
ガーダ端部							

トロリ浮上り防止装置

A_1 (mm^2)	A_{b1} (mm^2)	ℓ_1 (mm)	P_1 (N)	P_2 (N)	Z_1 (mm^3)

レール

A_{b2} (mm^2)	A_{b3} (mm^2)	A_S (mm^2)	n_1	n_2	n_3	n_S	P_{H1} (N)	P_{V1} (N)	P_{H2} (N)	P_{V2} (N)

許容応力

クレーン本体			
ガーダ中央部		ガーダ端部	
Sy (MPa)	Su (MPa)	Sy (MPa)	Su (MPa)
245	400	245	400

ブリッジ浮き上がり防止装置				トロリ浮き上がり防止装置			
つめ		取付ボルト		つめ		取付ボルト	
Sy (MPa)	Su (MPa)	Sy (MPa)	Su (MPa)	Sy (MPa)	Su (MPa)	Sy (MPa)	Su (MPa)
315	490	785	930	315	490	785	930

走行レール		横行レール			
取付ボルト		溶接部		取付ボルト	
Sy	Su	Sy	Su	Sy	Su
(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
785	930	245	400	785	930

結論

評価部位		材料	応力		算出応力	許容応力
ガーダ	中央		組合せ	σ_{c1}	242	279
	端部		組合せ	σ_{c1}	278	279
ブリッジ浮上防止装置	つめ		組合せ	σ_{c2}	—*1	342
	取付ボルト		せん断	τ_{b1}	—*1	375
トロリ浮上防止装置	つめ		組合せ	σ_{c2}	185	342
	取付ボルト		せん断	τ_{b1}	182	375
走行レール	取付ボルト		せん断	τ_{b2}	295	375
横行レール	溶接部		せん断	τ_{S}	154	160
	取付ボルト		引張	σ_{t2}	440	487

すべて許容応力以下です。

注　*1：ブリッジ側のつめとレールの隙間が 12mm であり，地震応答解析の結果，ブリッジ側の浮上りは最大で 8mm であり，浮上り量が 12mm 未満であることから，つめ及び取付ボルトに作用する荷重はない。

Ⅴ-2-11-2-4　チャンネル着脱機の耐震性についての計算書

目　　次

1.　概要 ····· 1
2.　一般事項 ····· 1
2.1　配置概要 ····· 1
2.2　構造計画 ····· 2
2.3　評価方針 ····· 3
2.4　適用基準 ····· 4
2.5　記号の説明 ····· 5
2.6　計算精度と数値の丸め方 ····· 7
3.　評価部位 ····· 8
4.　地震応答解析及び構造強度評価 ····· 8
4.1　地震応答解析及び構造強度評価方法 ····· 8
4.2　荷重の組合せ及び許容応力 ····· 9
4.3　解析モデル及び諸元 ····· 14
4.4　固有周期 ····· 16
4.5　設計用地震力 ····· 20
4.6　計算方法 ····· 21
4.7　計算条件 ····· 26
4.8　応力及び荷重の評価 ····· 26
5.　評価結果 ····· 27
5.1　設計基準対象施設としての評価結果 ····· 27
5.2　重大事故等対処設備としての評価結果 ····· 27

1. 概要

本計算書は，添付書類「Ⅴ-2-11-1　波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」の耐震評価方針に基づき，下位クラス設備であるチャンネル着脱機（以下「着脱機」という。）が設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを確認することで，下部に設置された上位クラス施設である使用済燃料プールに対して，波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。その耐震評価は着脱機の地震応答解析，応力評価，及び荷重評価により行う。

2. 一般事項

2.1 配置概要

着脱機は，原子炉建屋原子炉棟 6 階に設置される。着脱機は，図 2-1 の位置関係図に示すように，上位クラス施設である使用済燃料プールの壁面に設置されており，落下により使用済燃料プールに対して波及的影響を及ぼすおそれがある。

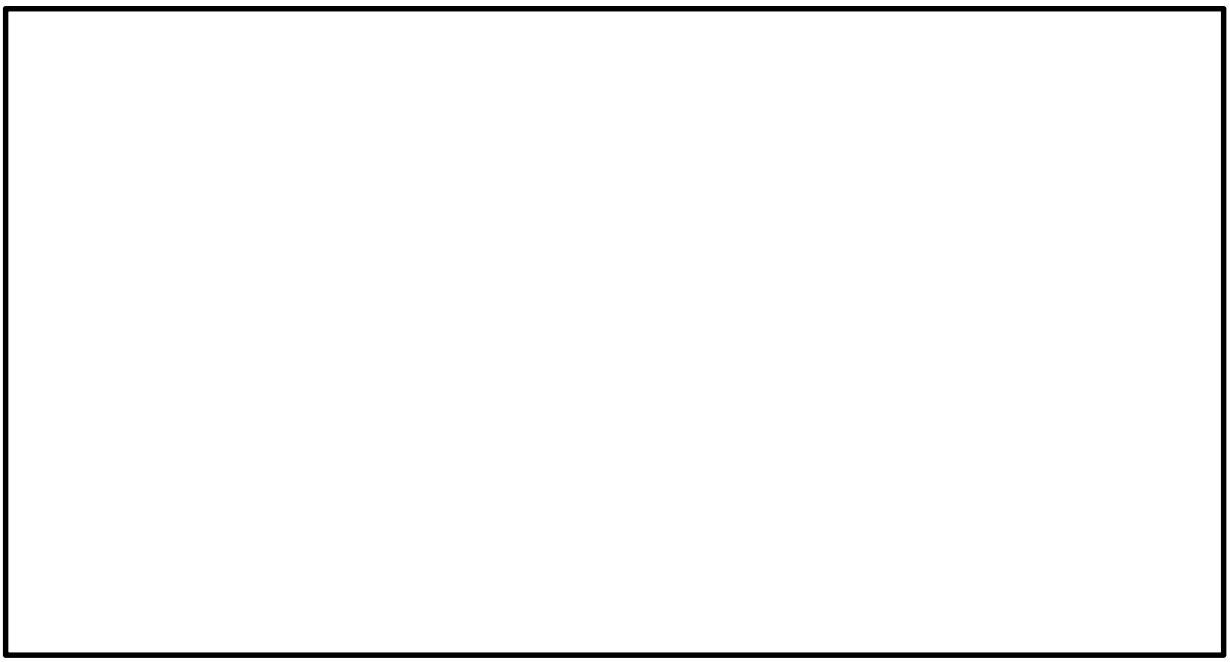


図 2-1　チャンネル着脱機と使用済燃料プール等の位置関係図

2.2　構造計画

着脱機の構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1　構造計画

計　画　の　概　要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	

2.3　評価方針

着脱機の応力評価は，添付書類「Ⅴ-2-11-1　波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」の「3.　耐震評価方針」に従い実施する。

評価については，「2.2　構造計画」にて示す着脱機の部位を踏まえ「3.　評価部位」にて設定する箇所において，「4.3　解析モデル及び諸元」及び「4.4　固有周期」で算出した固有周期に基づく設計用地震力による応力等が許容限界内に収まることを，「4.　地震応答解析及び構造強度評価」にて示す方法にて確認することで実施する。確認結果を「5.　評価結果」に示す。

着脱機の耐震評価フローを図 2-2 に示す。

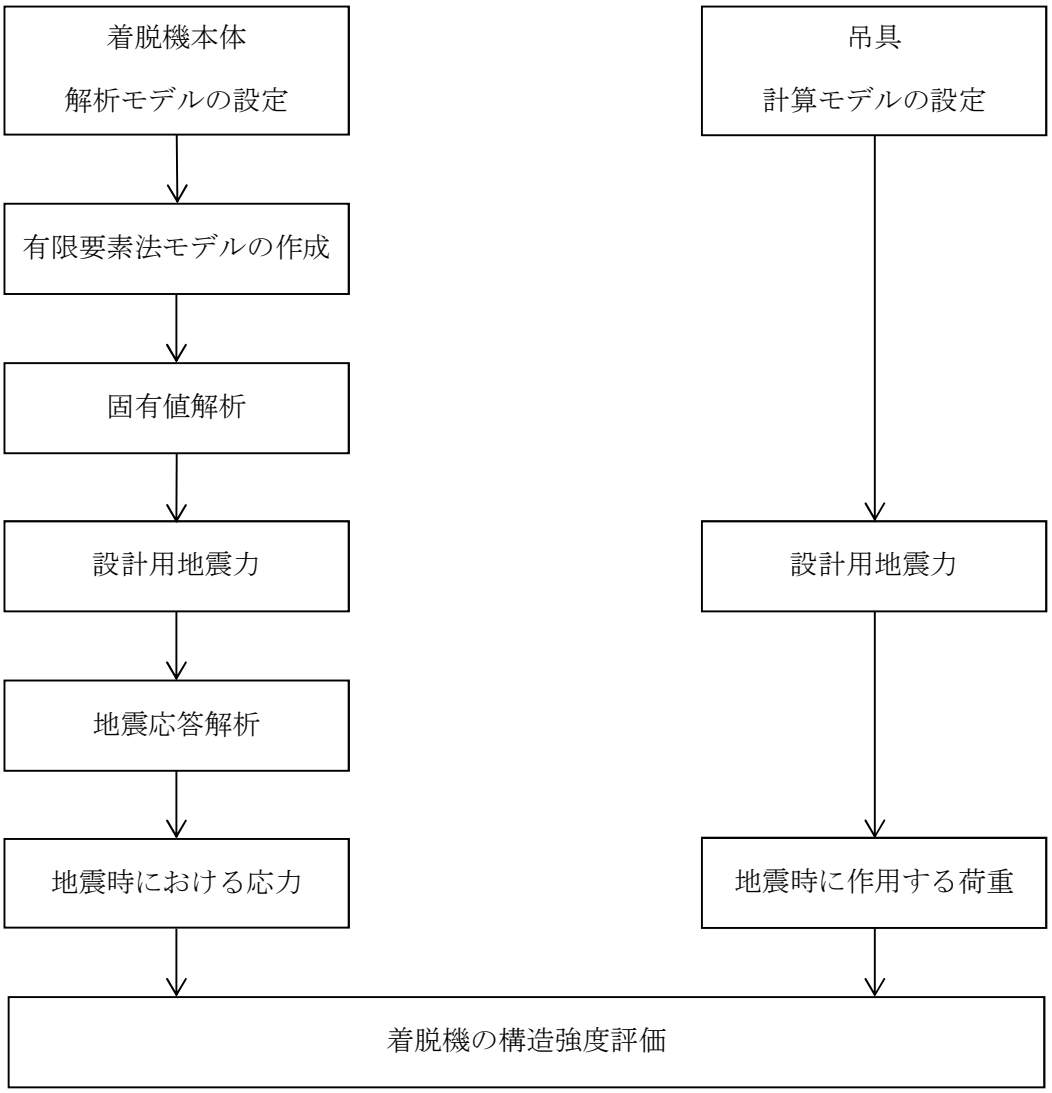


図 2-2　着脱機の耐震評価フロー

2.4　適用基準

適用基準を以下に示す。

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

(2)　原子力発電所耐震設計技術指針　重要度分類・許容応力編　ＪＥＡＧ４６０１・補－1984（日本電気協会）

(3)　原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１－1991　追補版（日本電気協会）

(4)　発電用原子力設備規格（設計・建設規格(2005 年版（2007 年追補版含む。））ＪＳＭＥ　Ｓ　ＮＣ1－2005/2007）（日本機械学会）（以下「設計・建設規格」という。）

2.5　記号の説明

記　　号	記　　号　　の　　説　　明	単　　位
A_{1G}	ガイドレールの断面積	mm^2
A_L	ローラチェーンの許容荷重	N
C_H	水平方向設計震度	－
C_V	鉛直方向設計震度	－
E	ガイドレール及びカートの縦弾性係数	MPa
F*	設計・建設規格　SSB-3121.3 又は SSB-3133 に定める値	MPa
F_{xG}	ガイドレールに作用する軸力	N
F_{yG}	ガイドレールに作用するせん断力（ｙ方向）	N
F_{zG}	ガイドレールに作用するせん断力（ｚ方向）	N
F_C	ローラチェーンに作用する荷重	N
f_s	許容せん断応力（f_sを1.5倍した値）	MPa
f_{sb}	せん断力のみを受ける固定ボルトの許容せん断応力（f_sを1.5倍した値）	MPa
f_t	許容引張応力（f_tを1.5倍した値）	MPa
f_{to}	引張力のみを受ける固定ボルトの許容引張応力（f_tを1.5倍した値）	MPa
f_{ts}	引張力とせん断力を同時に受ける固定ボルトの許容引張応力	MPa
g	重力加速度（＝9.80665）	m/s^2
M_{xG}	ガイドレールのねじりモーメント	N･mm
M_{yG}	ガイドレールのｙ軸周り曲げモーメント	N･mm
M_{zG}	ガイドレールのｚ軸周り曲げモーメント	N･mm
m_G	ガイドレールの質量	kg
m_F	カートの質量	kg
m_m	吊荷の質量	kg
m_{wH}	水平方向の排除水質量	kg
m_{wN}	鉛直方向の排除水質量	kg
S_u	ガイドレール及びカート：日本工業規格　JIS B 8265（2017）に定める値 固定ボルト：設計・建設規格　付録材料図表　Part5　表9に定める値	MPa
S_y	ガイドレール及びカート：日本工業規格　JIS B 8265（2017）に定める値 固定ボルト：設計・建設規格　付録材料図表　Part5　表8に定める値	MPa
S_y（ＲＴ）	設計・建設規格　付録材料図表　Part5　表8に定める材料の40℃における値	MPa

記　号	記　号　の　説　明	単　位
Z_{pG}	ガイドレールのねじり断面係数	mm^3
Z_{yG}	ガイドレールのｙ軸周り断面係数	mm^3
Z_{zG}	ガイドレールのｚ軸周り断面係数	mm^3
ν	ポアソン比	－
θ	最外郭固定ボルト角度	rad
σ_{1G}	ガイドレールの曲げ応力	MPa
σ_{c1G}	ガイドレールの組合せ応力	MPa
σ_{xG}	ｘ方向の荷重によるガイドレールの曲げ応力	MPa
σ_{yG}	ｙ方向のモーメントによるガイドレールの曲げ応力	MPa
σ_{zG}	ｚ方向のモーメントによるガイドレールの曲げ応力	MPa
σ_{1B}	固定ボルトの引張応力	MPa
σ_{xB}	ｘ方向の荷重による固定ボルトの引張応力	MPa
σ_{yB}	ｙ方向のモーメントによる固定ボルトの引張応力	MPa
σ_{zB}	ｚ方向のモーメントによる固定ボルトの引張応力	MPa
τ_{1G}	ガイドレールのせん断応力	MPa
τ_{xG}	ｘ方向のモーメントによるガイドレールのせん断応力	MPa
τ_{yG}	ｙ方向の荷重によるガイドレールのせん断応力	MPa
τ_{zG}	ｚ方向の荷重によるガイドレールのせん断応力	MPa

注：　記号右端添え字に$_G$が付くものは，ガイドレール評価用を代表で示したものであり，カート評価用については$_G \rightarrow _F$，固定ボルト評価用については$_G \rightarrow _B$に置き換えるものとする。

2.6　計算精度と数値の丸め方

精度は6桁以上を確保する。

表示する数値の丸め方は表2-2に示すとおりとする。

表2-2　表示する数値の丸め方

数値の種類		単位	処理桁	処理方法	表示桁
固有周期		s	小数点以下第4位	四捨五入	小数点以下第3位
震度		－	小数点以下第3位	切上げ	小数点以下第2位
温度		℃	－	－	整数位
質量		kg	－	－	整数位
長さ	下記以外の長さ	mm	－	－	整数位*1
	厚さ	mm	－	－	小数点以下第1位
断面積*2		mm^2	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁*2
モーメント		N･mm	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁*2
力		N	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁*2
算出応力		MPa	小数点以下第1位	切上げ	整数位
許容応力*3		MPa	小数点以下第1位	切捨て	整数位
角度		rad	小数点以下第4位	四捨五入	小数点以下第3位

注記＊1：　設計上定める値が小数点以下の場合は，小数点以下表示とする。

＊2：　絶対値が1000以上のときはべき数表示とする。

＊3：　設計・建設規格　付録材料図表及び日本工業規格　JIS B 8265（2017）に記載された温度の中間における引張強さ及び降伏点は，比例法により補間した値の小数点以下第1位を切り捨て，整数位までの値とする。

3. 評価部位

着脱機の耐震評価は，本体及び吊荷の落下により，使用済燃料プールが損傷することを防止するために，主要構造物であるガイドレール，カート，固定ボルト及び吊具（ローラチェーン）について実施する。着脱機の耐震評価部位については，表2－1の概略構造図に示す。

4. 地震応答解析及び構造強度評価

4.1 地震応答解析及び構造強度評価方法

(1) 応答解析には，はり要素を用いた有限要素法モデルによるスペクトルモーダル解析を行う。

(2) 地震力は，ガイドレール及びカートに対して水平方向及び鉛直方向から個別に作用するものとし，強度評価において組合せるものとする。

(3) ガイドレールは，使用済燃料プール壁面の固定ボルト及び金物により荷重を支持する構造であるため，該当部位の変位を拘束する。

(4) カートに設置される使用済燃料は，集中質量として設定する。

(5) カートはガイドレールに対して鉛直方向にスライド可能とし，鉛直方向はローラチェーンにより支持される。

(6) カートの位置については，設計基準対象施設及び重大事故等対処設備の条件に対する評価条件としてカート位置が上端，中間及び下端のうち最も厳しい場合について評価する。

(7) 吊具については，ローラチェーンの鉛直方向を剛とみなし，鉛直方向の設計震度に対応した荷重を算出する。

(8) 耐震計算に用いる寸法は，公称値を使用する。

4.2　荷重の組合せ及び許容応力

4.2.1　荷重の組合せ及び許容応力状態

着脱機の荷重の組合せ及び許容応力状態のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表 4-1 に，重大事故等対処設備の評価に用いるものを表 4-2 に示す。

4.2.2　許容応力

着脱機の許容応力は，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針」に基づき表 4-3 のとおりとする。

4.2.3　使用材料の許容応力評価条件及び許容荷重評価条件

着脱機の許容応力評価条件のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表 4-4 に，重大事故等対処設備の評価に用いるものを表 4-6 に示す。

着脱機の許容荷重評価条件のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表 4-5 に，重大事故等対処設備の評価に用いるものを表 4-7 に示す。

表 4-1　荷重の組合せ及び許容応力状態（設計基準対象施設）

施設区分		機器名称	耐震設計上の重要度分類	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
核燃料物質の取扱施設及び貯蔵施設	燃料取扱設備	チャンネル着脱機	B	－*	$D+P_d+M_d+S_s$	$\mathrm{IV_AS}$

注記＊：　その他の支持構造物の荷重の組合せ及び許容応力を適用する。

表 4-2　荷重の組合せ及び許容応力状態（重大事故等対処設備）

施設区分		機器名称	設備分類	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
核燃料物質の取扱施設及び貯蔵施設	燃料取扱設備	チャンネル着脱機	－	－*	$D+P_{SAD}+M_{SAD}+S_s$	$\mathrm{V_AS}$（$\mathrm{V_AS}$として$\mathrm{IV_AS}$の許容限界を用いる。）

注記＊：　その他の支持構造物の荷重の組合せ及び許容応力を適用する。

表 4-3　許容応力（その他の支持構造物（設計基準対象施設としての評価及び重大事故等対処設備としての評価））

許容応力状態	許容限界* （ボルト等以外）		許容限界* （ボルト等）	
	一次応力		一次応力	
	引張り	せん断	引張り	せん断
$\mathrm{IV_AS}$	$1.5 \cdot f_t^*$	$1.5 \cdot f_S^*$	$1.5 \cdot f_t^*$	$1.5 \cdot f_S^*$
$\mathrm{V_AS}$ （$\mathrm{V_AS}$として，$\mathrm{IV_AS}$の許容限界を用いる。）				

注記＊：　当該の応力が生じない場合，規格基準で省略可能とされている場合及び他の応力で代表可能である場合は評価を省略する。

表 4-4　使用材料の許容応力評価条件（設計基準対象施設）

評価部材	材料	温度条件 (℃)		S (MPa)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	S_y（RT） (MPa)
ガイドレール		周囲環境温度		―			
カート		周囲環境温度		―			
固定ボルト		周囲環境温度		―			

表 4-5　使用材料の許容荷重評価条件（設計基準対象施設）

評価部材	材料	温度条件 (℃)		定格荷重 (N)	安全率	許容荷重 (N)
ローラチェーン		周囲環境温度				

注記　＊：メーカ規格値による。

表 4-6　使用材料の許容応力評価条件（重大事故等対処設備）

評価部材	材料	温度条件 (℃)		S (MPa)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	S_y（RT） (MPa)
ガイドレール		周囲環境温度		－			
カート		周囲環境温度		－			
固定ボルト		周囲環境温度		－			

表 4-7　使用材料の許容荷重評価条件（重大事故等対象施設）

評価部材	材料	温度条件 (℃)		定格荷重 (N)	安全率	許容荷重 (N)
ローラチェーン		周囲環境温度				

注記　＊：メーカ規格値による。

4.3　解析モデル及び諸元

解析モデル概要を以下に示す。着脱機の解析モデルを図 4-1 に，機器の諸元を表 4-8 に示す。

(1)　ガイドレール及びカートをはり要素でモデル化した有限要素法モデルとする。

(2)　拘束条件は，固定ボルト部を完全拘束とする。また，金物の水平方向及び鉛直軸まわりの回転方向を拘束する。カートについては，ローラチェーン接続部の鉛直方向を拘束する。結合条件として，カート及びガイドレール間の水平方向及び鉛直軸まわりの回転方向のみを結合する。

(3)　解析コードは「ＳＡＰ－Ⅳ」を使用し，固有値及び荷重を求める。
なお，評価に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-5-3　計算機プログラム（解析コード）の概要 ・ＳＡＰ－Ⅳ」に示す。

(4)　質量には着脱機自身の質量，使用済燃料の質量及び排除水質量を考慮する。

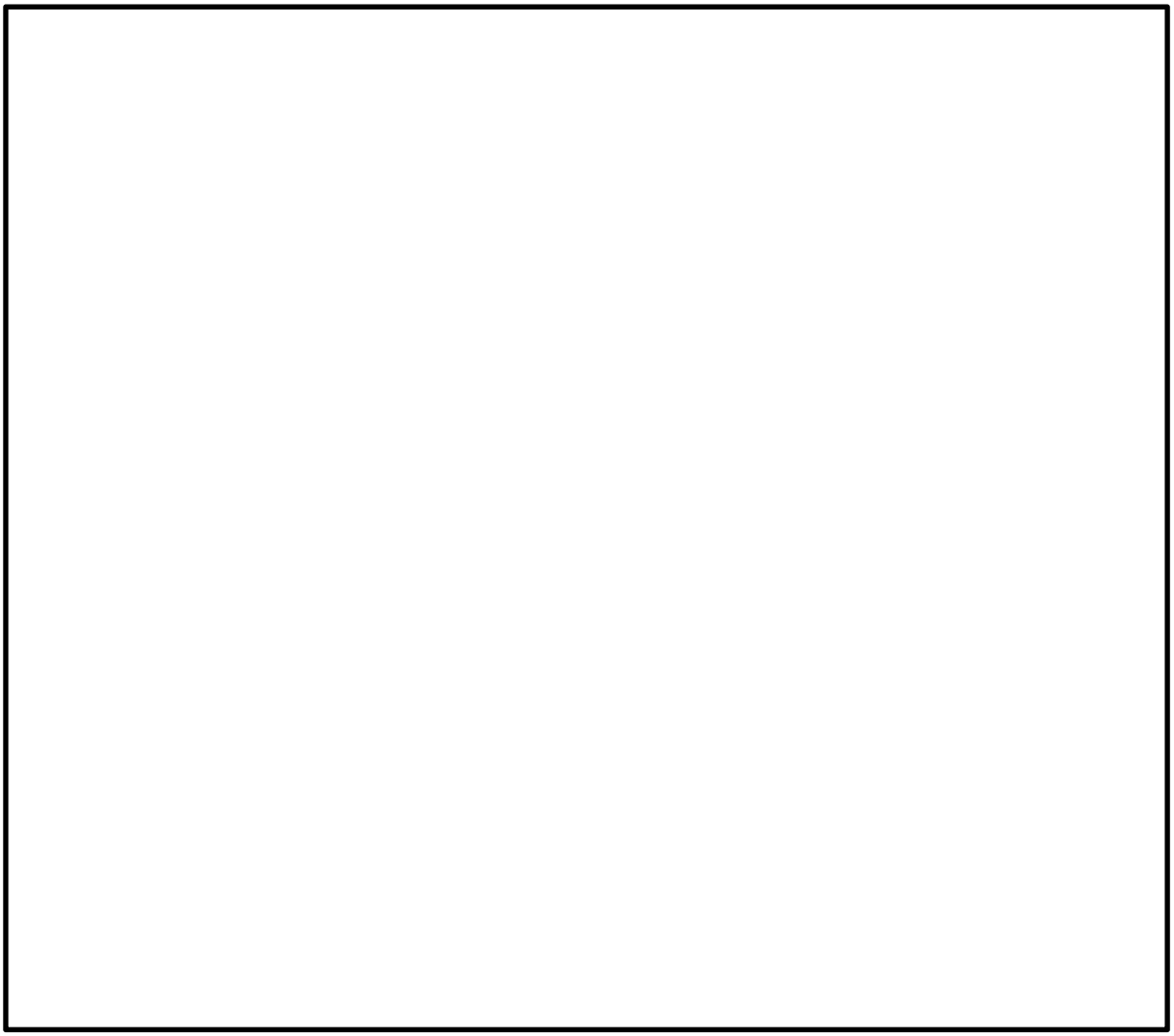


図 4-1　解析モデル

表 4-8　機器諸元

項目		記号	単位	入力値
材質	ガイドレール	－		
	カート	－		
	固定ボルト	－		
	ローラチェーン	－		
質量	ガイドレール	m_G		
	カート	m_F		
	吊荷	m_m		
	水平方向排除水質量	m_{wH}		
	鉛直方向排除水質量	m_{wN}		
温度条件 （周囲環境温度，設計基準対象施設）		－		
温度条件 （周囲環境温度，重大事故等対処設備）		－		
縦弾性係数	ガイドレール	E		
	カート	E		
ポアソン比		ν		
要素数		－		
節点数		－		

4.4　固有周期

固有値解析の結果を表 4-9 に示す。また，振動モード図を図 4-2～図 4-8 に示す。

表 4-9　固有値解析結果

モード	固有周期 (s)	卓越方向	刺激係数		
			ＮＳ方向	ＥＷ方向	鉛直方向

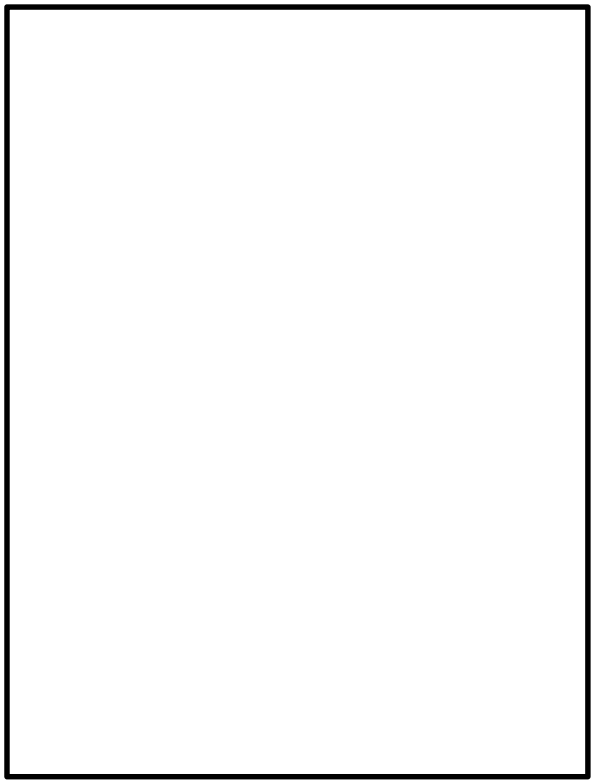


図 4-2　振動モード図（1 次）

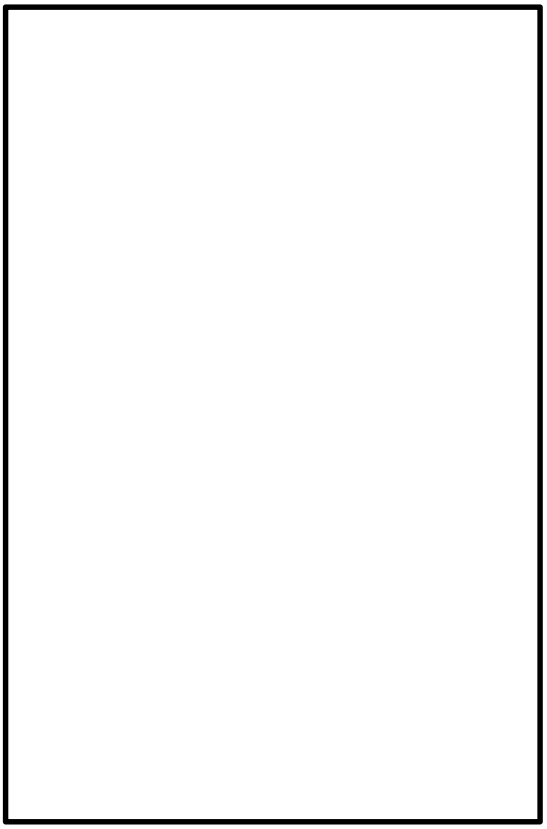


図 4-3　振動モード図（2 次）

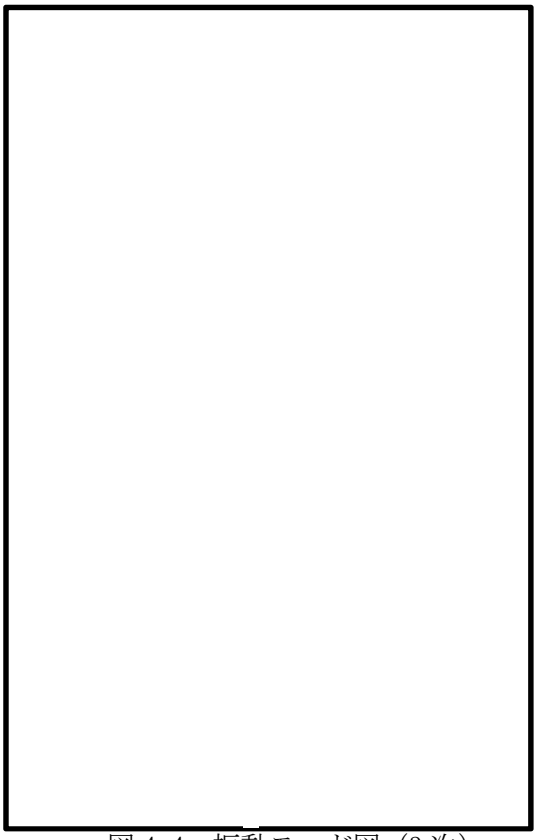


図 4-4　振動モード図（3 次）

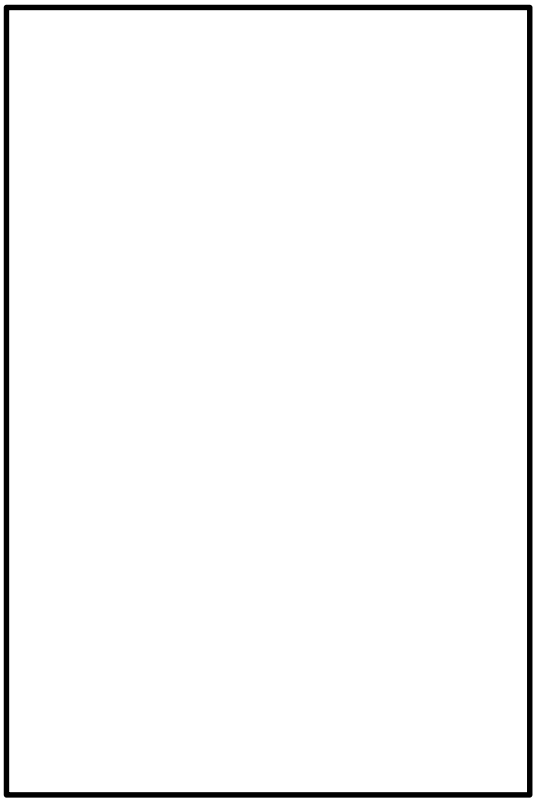


図 4-5　振動モード図（4 次）

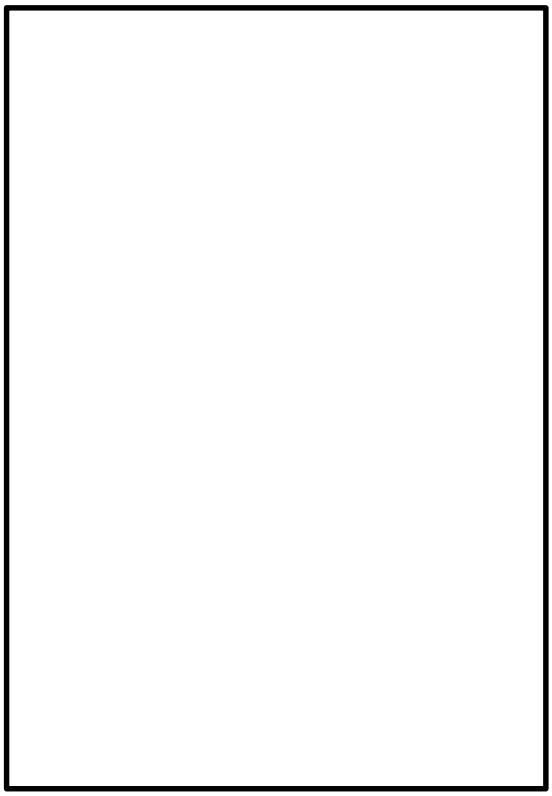


図 4-6　振動モード図（5 次）

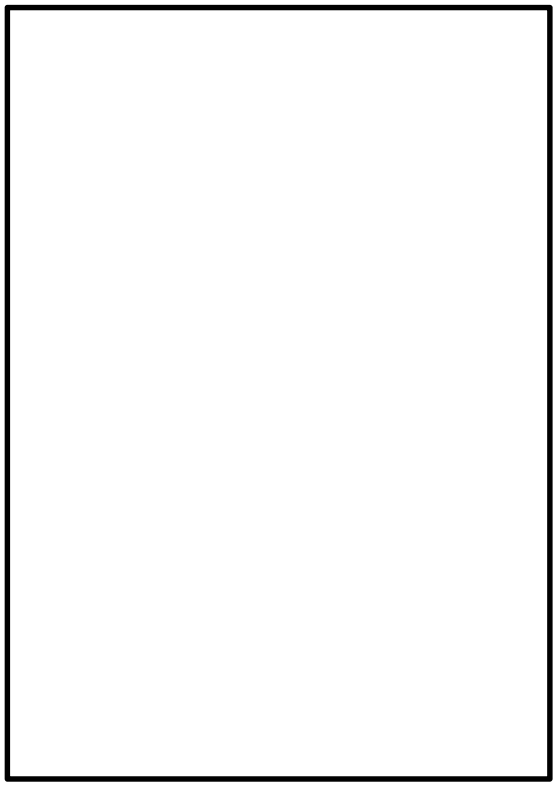


図 4-7　振動モード図（6 次）

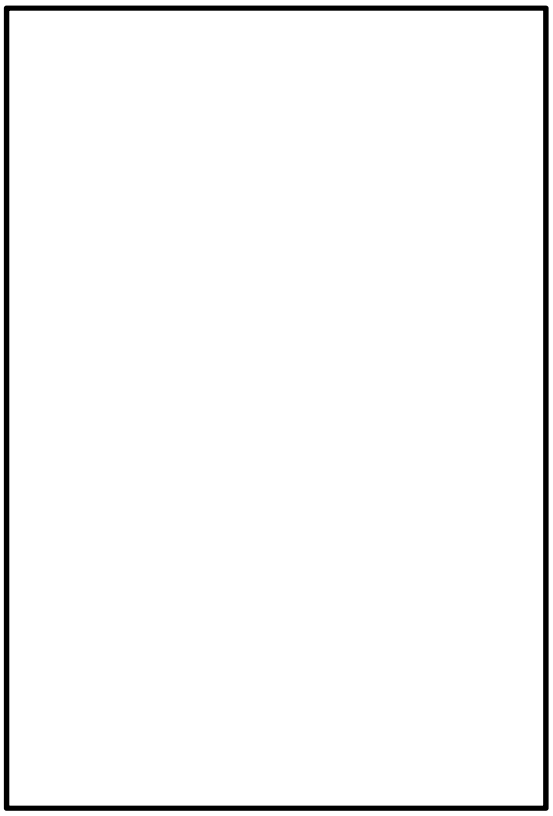


図 4-8　振動モード図（7 次）

4.5　設計用地震力

「弾性設計用地震動Ｓ$_d$又は静的震度」及び「基準地震動Ｓ$_s$」による地震力は，添付書類「Ⅴ-2-1-7　設計用床応答曲線の作成方針」に基づき設定する。また，減衰定数は添付書類「Ⅴ-2-1-6　地震応答解析の基本方針」に記載の減衰定数を用いる。

耐震評価に用いる設計用地震力を表 4-10 及び表 4-11 に示す。

表 4-10　設計用地震力（設計基準対象施設）

据付場所及び床面高さ (m)	固有周期 (s)		弾性設計用地震動Ｓ$_d$又は静的震度		基準地震動Ｓ$_s$		減衰定数 (%)	
	水平方向	鉛直方向	水平方向設計震度	鉛直方向設計震度	水平方向設計震度	鉛直方向設計震度	水平	鉛直

注記＊1：　基準床レベルを示す。

＊2：　基準地震動Ｓ$_s$に基づく設備評価用床応答曲線より得られる値

＊3：　全体的にボルト締結による構造であるため，ボルト及びリベット構造物の減衰定数を使用する

表 4-11　設計用地震力（重大事故等対処設備）

据付場所及び床面高さ (m)	固有周期 (s)		弾性設計用地震動Ｓ$_d$又は静的震度		基準地震動Ｓ$_s$		減衰定数 (%)	
	水平方向	鉛直方向	水平方向設計震度	鉛直方向設計震度	水平方向設計震度	鉛直方向設計震度	水平	鉛直

注記＊1：　基準床レベルを示す。

＊2：　基準地震動Ｓ$_s$に基づく設備評価用床応答曲線より得られる値

＊3：　全体的にボルト締結による構造であるため，ボルト及びリベット構造物の減衰定数を使用する

4.6　計算方法

4.6.1　応力の計算方法

(1)　ガイドレールの応力

ガイドレールに加わる荷重を図 4-1 の解析モデルにより計算機コード「ＳＡＰ－Ⅳ」を用いて，スペクトルモーダル解析及び静解析により求め，応力を図 4－9 を用いて計算する。負担力は，並進力F_{xG}，F_{yG}，F_{zG}，モーメント力M_{xG}，M_{yG}，M_{zG}とする。

a.　応力成分

上記荷重による応力成分は次式となる。

$$\sigma_{xG}=\frac{F_{xG}}{A_{1G}}\ ,\ \sigma_{yG}=\frac{M_{yG}}{Z_{yG}}\ ,\ \sigma_{zG}=\frac{M_{zG}}{Z_{zG}}\quad\cdot\cdot\quad(4.6.1.1)$$

$$\tau_{xG}=\frac{M_{xG}}{Z_{pG}}\ ,\ \tau_{yG}=\frac{F_{yG}}{A_{1G}}\ ,\ \tau_{zG}=\frac{F_{zG}}{A_{1G}}\quad\cdot\cdot\quad(4.6.1.2)$$

b.　曲げ応力

曲げ応力は次式となる。

$$\sigma_{1G}=\sigma_{xG}+\sigma_{yG}+\sigma_{zG}\quad\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\quad(4.6.1.3)$$

c.　せん断応力

せん断応力は次式となる。

$$\tau_{1G}=\left.\begin{array}{l}\sqrt{(\tau_{xG}+\tau_{yG})^2+\tau_{zG}^2}\\ \sqrt{\tau_{yG}^2+(\tau_{xG}+\tau_{zG})^2}\end{array}\right\}\text{大きい方}\quad\cdot\cdot\cdot\cdot\quad(4.6.1.4)$$

d.　組合せ応力

組合せ応力は次式となる。

$$\sigma_{c1G}=\sqrt{\sigma_{1G}^2+3\cdot\tau_{1G}^2}\quad\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\quad(4.6.1.5)$$

(2) カートの応力

カートに加わる荷重を図 4-1 の解析モデルにより計算機コード「ＳＡＰ－Ⅳ」を用いて，スペクトルモーダル解析及び静解析により求め，応力を図 4-9 を用いて計算する。負担力は，並進力F_{xF}，F_{yF}，F_{zF}，モーメント力M_{xF}，M_{yF}，M_{zF}とする。

a. 応力成分

上記荷重による応力成分は次式となる。

$$\sigma_{xF}=\frac{F_{xF}}{A_{1F}}\ ,\ \sigma_{yF}=\frac{M_{yF}}{Z_{yF}}\ ,\ \sigma_{zF}=\frac{M_{zF}}{Z_{zF}} \quad \cdot\cdot \quad (4.6.1.6)$$

$$\tau_{xF}=\frac{M_{xF}}{Z_{pF}}\ ,\ \tau_{yF}=\frac{F_{yF}}{A_{1F}}\ ,\ \tau_{zF}=\frac{F_{zF}}{A_{1F}} \quad \cdot\cdot \quad (4.6.1.7)$$

b. 曲げ応力

曲げ応力は次式となる。

$$\sigma_{1F}=\sigma_{xF}+\sigma_{yF}+\sigma_{zF} \quad \cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot \quad (4.6.1.8)$$

c. せん断応力

せん断応力は次式となる。

$$\tau_{1F}=\left.\begin{array}{l}\sqrt{(\tau_{xF}+\tau_{yF})^2+\tau_{zF}^2}\\ \sqrt{\tau_{yF}^2+(\tau_{xF}+\tau_{zF})^2}\end{array}\right\}\ \text{大きい方} \quad \cdot\cdot\cdot\cdot \quad (4.6.1.9)$$

d. 組合せ応力

組合せ応力は次式となる。

$$\sigma_{c1F}=\sqrt{\sigma_{1F}^2+3\cdot\tau_{1F}^2} \quad \cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot \quad (4.6.1.10)$$

(3) 固定ボルトの応力

固定ボルトに加わる荷重を図 4-1 の解析モデルにより計算機コード「ＳＡＰ－Ⅳ」を用いて，スペクトルモーダル解析及び静解析により求め，応力を図 4-9 を用いて計算する。負担力は，並進力F_{xB}，F_{yB}，F_{zB}，モーメント力M_{xB}，M_{yB}，M_{zB}とする。

a. 応力成分

上記荷重による応力成分は次式となる。

$$\sigma_{xB}=\frac{F_{xB}}{A_{1B}}\ ,\ \sigma_{yB}=\frac{M_{yB}}{Z_{yB}}\ ,\ \sigma_{zB}=\frac{M_{zB}}{Z_{zB}}\quad\cdot\cdot\quad(4.6.1.11)$$

$$\tau_{xB}=\frac{M_{xB}}{Z_{pB}}\ ,\ \tau_{yB}=\frac{F_{yB}}{A_{1B}}\ ,\ \tau_{zB}=\frac{F_{zB}}{A_{1B}}\quad\cdot\cdot\quad(4.6.1.12)$$

b. 引張応力

引張応力は次式となる。

$$\sigma_{1B}=\sigma_{xB}+\sigma_{yB}+\sigma_{zB}\quad\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\quad(4.6.1.13)$$

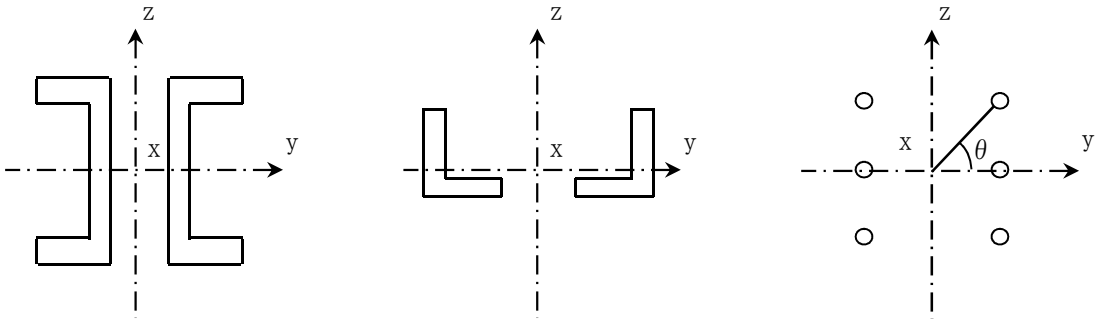
c. せん断応力

せん断応力は次式となる。

$$\tau_{1B}=\sqrt{(\tau_{yB}+\tau_{xB}\cdot\sin\theta)^2+(\tau_{zB}+\tau_{xB}\cdot\cos\theta)^2}$$

$$\cdot\cdot\cdot\cdot\quad(4.6.1.14)$$

ガイドレールの最大応力発生部材を図 4－1 のⓐ，カートの最大応力発生部位を図 4－1 のⓑに示す。



ガイドレール　　カート　　固定ボルト

図 4-9　部材断面

注：　x，y，z は要素に与えられた座標軸で，x 軸は常に要素の長手方向にとる。

4.6.2　荷重の計算方法

(1)　吊り具の荷重

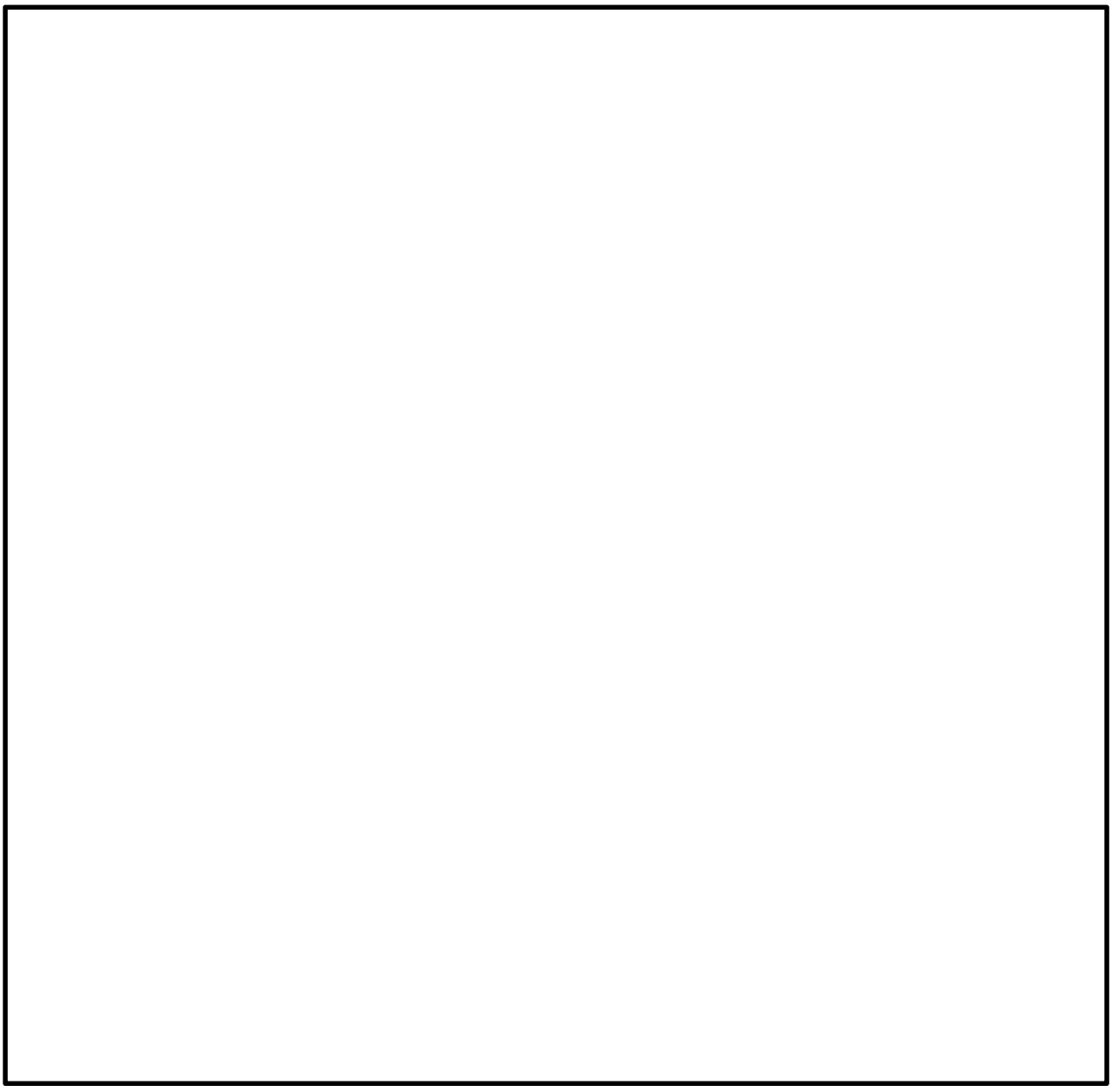


図 4-10　ローラチェーン

4.7　計算条件

耐震解析に用いる自重（着脱機）及び荷重（地震荷重）は，本計算書の【着脱機の耐震性についての計算結果】の設計条件及び機器要目に示す。

4.8　応力及び荷重の評価

4.8.1　ガイドレール及びカートの応力評価

4.6.1 項で求めたガイドレール及びカートの発生応力σ_{1G}，σ_{c1G}及びσ_{1F}，σ_{c1F}が，許容引張応力f_t以下であること。また，τ_{1G}及びτ_{1F}が，許容せん断応力f_s以下であること。

ただし，各許容応力は下表による。

	基準地震動S_sによる荷重との組合せの場合
許容引張応力 f_t	$\frac{F^*}{1.5}$ ・ 1.5
許容せん断応力 f_s	$\frac{F^*}{1.5 \cdot \sqrt{3}}$ ・ 1.5

4.8.2　固定ボルトの応力評価

4.6.1 項で求めた固定ボルトの引張応力σ_{1B}は次式より求めた許容引張応力f_{ts}以下であること。ただし，f_{to}は下表による。

$$f_{ts}=\mathrm{Min}[1.4 \cdot f_{to}-1.6 \cdot \tau_{1B},\ f_{to}] \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.8.2.1)$$

せん断応力τ_{1B}は，せん断力のみを受ける固定ボルトの許容せん断応力f_{sb}以下であること。ただし，各許容応力は下表による。

	基準地震動S_sによる荷重との組合せの場合
許容引張応力 f_{to}	$\frac{F^*}{2}$ ・ 1.5
許容せん断応力 f_{sb}	$\frac{F^*}{1.5 \cdot \sqrt{3}}$ ・ 1.5

4.8.3　吊具の荷重評価

4.6.2 項で求めたローラチェーンの荷重が許容荷重以下であること。

5. 評価結果

5.1 設計基準対象施設としての評価結果

着脱機の設計基準対象施設としての耐震評価結果を以下に示す。発生値は許容限界を満足しており，設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを確認した。

(1) 構造強度評価結果

構造強度評価の結果を次頁以降の表に示す。

5.2 重大事故等対処設備としての評価結果

着脱機の重大事故等時の状態を考慮した場合の耐震評価結果を以下に示す。発生値は許容限界を満足しており，設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを確認した。

(1) 構造強度評価結果

構造強度評価の結果を次頁以降の表に示す。

【着脱機の耐震性についての計算結果】

1. 設計基準対象施設

1.1 設 計 条 件

機器名称	耐震設計上の重要度分類	据付場所及び床面高さ (m)	固有周期（s）		弾性設計用地震動Ｓ$_d$又は静的震度		基準地震動Ｓ$_s$		最高使用温度 (℃)	周囲環境温度 (℃)
			水平方向	鉛直方向	水平方向設計震度	鉛直方向設計震度	水平方向設計震度	鉛直方向設計震度		
チャンネル着脱機	B									

注記＊1： 基準床レベルを示す。

＊2： 基準地震動Ｓ$_s$に基づく設備評価用床応答曲線より得られる値

1.2 機 器 要 目

m_G (kg)	m_F (kg)	m_m (kg)	m_{wH} (kg)	m_{wN} (kg)	E (MPa)	A_{1G} (mm^2)	Z_{pG} (mm^3)	Z_{yG} (mm^3)	Z_{zG} (mm^3)

A_{1F} (mm^2)	Z_{pF} (mm^3)	Z_{yF} (mm^3)	Z_{zF} (mm^3)	A_{1B} (mm^2)	Z_{pB} (mm^3)	Z_{yB} (mm^3)	Z_{zB} (mm^3)	θ (rad)

S_y（ガイドレール） (MPa)	S_u（ガイドレール） (MPa)	F^*（ガイドレール） (MPa)	S_y（カート） (MPa)	S_u（カート） (MPa)	F^*（カート） (MPa)

S_y（固定ボルト） (MPa)	S_u（固定ボルト） (MPa)	S_y（RT）（固定ボルト） (MPa)	F^*（固定ボルト） (MPa)

A_L（ローラチェーン） (N)

1.3 計 算 数 値

1.3.1 ガイドレールの荷重及びモーメント

部　　材	基準地震動S_s					
	荷重			モーメント		
	F_{xG} (N)	F_{yG} (N)	F_{zG} (N)	M_{xG} (N･mm)	M_{yG} (N･mm)	M_{zG} (N･mm)
ガイドレール						

1.3.2 カートの荷重及びモーメント

部　　材	基準地震動S_s					
	荷重			モーメント		
	F_{xF} (N)	F_{yF} (N)	F_{zF} (N)	M_{xF} (N･mm)	M_{yF} (N･mm)	M_{zF} (N･mm)
カート						

1.3.3 固定ボルトの荷重及びモーメント

部　　材	基準地震動S_s					
	荷重			モーメント		
	F_{xB} (N)	F_{yB} (N)	F_{zB} (N)	M_{xB} (N･mm)	M_{yB} (N･mm)	M_{zB} (N･mm)
固定ボルト						

1.4 結 論

1.4.1 固有周期

モ ー ド	固 有 周 期 (s)	卓 越 方 向

1.4.2 応　　力

（単位：MPa）

部　　材	材　　料	応　　力	弾性設計用地震動Ｓｄ又は静的震度		基準地震動Ｓｓ	
			算　出　応　力	許　容　応　力	算　出　応　力	許　容　応　力
ガイドレール		曲　　げ	－	－	σ_{1G} ＝	f_t ＝
		せ　ん　断	－	－	τ_{1G} ＝	f_s ＝
		組　合　せ	－	－	σ_{c1G}＝	f_t ＝
カート		曲　　げ	－	－	σ_{1F} ＝	f_t ＝
		せ　ん　断	－	－	τ_{1F} ＝	f_s ＝
		組　合　せ	－	－	σ_{c1F}＝	f_t ＝
固定ボルト		引　張　り	－	－	σ_{1B} ＝	f_{ts}＝
		せ　ん　断	－	－	τ_{1B} ＝	f_{sb}＝

注記＊1：　f_{ts}＝Min[1.4・f_{to}－1.6・τ_{1B}，　f_{to}]より算出。

すべて許容応力以下である。

1.4.3 荷　　重

（単位：N）

部　　材	材　　料	荷　　重	弾性設計用地震動Ｓｄ又は静的震度		基準地震動Ｓｓ	
			算　出　荷　重	許　容　荷　重	算　出　荷　重	許　容　荷　重
ローラチェーン		吊 荷 荷 重	－	－		

すべて許容荷重以下である。

2. 重大事故等対処設備

2.1 設 計 条 件

機器名称	設備分類	据付場所及び床面高さ (m)	固有周期（s）		弾性設計用地震動S_d又は静的震度		基準地震動S_s		最高使用温度 (℃)	周囲環境温度 (℃)
			水平方向	鉛直方向	水平方向設計震度	鉛直方向設計震度	水平方向設計震度	鉛直方向設計震度		
チャンネル着脱機	－									

注記＊1： 基準床レベルを示す。

＊2： 基準地震動S_sに基づく設備評価用床応答曲線より得られる値

2.2 機 器 要 目

m_G (kg)	m_F (kg)	m_m (kg)	m_{wH} (kg)	m_{wN} (kg)	E (MPa)	A_{1G} (mm^2)	Z_{pG} (mm^3)	Z_{yG} (mm^3)	Z_{zG} (mm^3)

A_{1F} (mm^2)	Z_{pF} (mm^3)	Z_{yF} (mm^3)	Z_{zF} (mm^3)	A_{1B} (mm^2)	Z_{pB} (mm^3)	Z_{yB} (mm^3)	Z_{zB} (mm^3)	θ (rad)

S_y（ガイドレール） (MPa)	S_u（ガイドレール） (MPa)	F^*（ガイドレール） (MPa)	S_y（カート） (MPa)	S_u（カート） (MPa)	F^*（カート） (MPa)

S_y（固定ボルト） (MPa)	S_u（固定ボルト） (MPa)	S_y（RT）（固定ボルト） (MPa)	F^*（固定ボルト） (MPa)

A_L（ローラチェーン） (N)

2.3 計 算 数 値

2.3.1 ガイドレールの荷重及びモーメント

部　　材	基準地震動S_s					
	荷重			モーメント		
	F_{xG} (N)	F_{yG} (N)	F_{zG} (N)	M_{xG} (N･mm)	M_{yG} (N･mm)	M_{zG} (N･mm)
ガイドレール						

2.3.2 カートの荷重及びモーメント

部　　材	基準地震動S_s					
	荷重			モーメント		
	F_{xF} (N)	F_{yF} (N)	F_{zF} (N)	M_{xF} (N･mm)	M_{yF} (N･mm)	M_{zF} (N･mm)
カート						

2.3.3 固定ボルトの荷重及びモーメント

部　　材	基準地震動S_s					
	荷重			モーメント		
	F_{xB} (N)	F_{yB} (N)	F_{zB} (N)	M_{xB} (N･mm)	M_{yB} (N･mm)	M_{zB} (N･mm)
固定ボルト						

2.4 結　論

2.4.1 固有周期

モ　ー　ド	固　有　周　期 (s)	卓　越　方　向

2.4.2 応　　力

（単位：MPa）

部　　材	材　　料	応　　力	弾性設計用地震動S_d又は静的震度		基準地震動S_s	
			算　出　応　力	許　容　応　力	算　出　応　力	許　容　応　力
ガイドレール		曲　　げ	－	－	σ_{1G} ＝	f_t ＝
		せ　ん　断	－	－	τ_{1G} ＝	f_s ＝
		組　合　せ	－	－	σ_{c1G}＝	f_t ＝
カート		曲　　げ	－	－	σ_{1F} ＝	f_t ＝
		せ　ん　断	－	－	τ_{1F} ＝	f_s ＝
		組　合　せ	－	－	σ_{c1F}＝	f_t ＝
固定ボルト		引　張　り	－	－	σ_{1B} ＝	f_{ts}＝
		せ　ん　断	－	－	τ_{1B} ＝	f_{sb}＝

注記＊1：　f_{ts}＝Min[1.4・f_{to}－1.6・τ_{1B}，　f_{to}]より算出。

すべて許容応力以下である。

2.4.3 荷　　重

（単位：N）

部　　材	材　　料	荷　　重	弾性設計用地震動S_d又は静的震度		基準地震動S_s	
			算　出　荷　重	許　容　荷　重	算　出　荷　重	許　容　荷　重
ローラチェーン		吊 荷 荷 重	－	－		

すべて許容荷重以下である。

Ⅴ-2-11-2-5　原子炉遮蔽の耐震性についての計算書

目次

1. 概要 ····· 1
2. 一般事項 ····· 1
2.1 配置概要 ····· 1
2.2 構造計画 ····· 2
2.3 評価方針 ····· 3
2.4 適用基準 ····· 3
2.5 記号の説明 ····· 4
2.6 計算精度と数値の丸め方 ····· 5
3. 評価部位 ····· 6
4. 構造強度評価 ····· 8
4.1 構造強度評価方法 ····· 8
4.2 荷重の組合せ及び許容応力 ····· 8
4.3 設計用地震力 ····· 9
4.4 計算方法 ····· 11
4.5 計算条件 ····· 18
4.6 応力の評価 ····· 18
5. 評価結果 ····· 18

1. 概要

本計算書は，添付書類「Ⅴ-2-11-1　波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」の耐震設計方針に基づき，下位クラス設備である原子炉遮蔽が設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを確認することで，隣接している上位クラス施設である原子炉圧力容器に対して，波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

2. 一般事項

2.1 配置概要

原子炉遮蔽は，原子炉本体の基礎に配置される。原子炉遮蔽は，図 2-1 の位置関係図に示すように，上位クラス施設である原子炉圧力容器の周辺に設置されており，転倒時に原子炉圧力容器に対して波及的影響を及ぼすおそれがある。

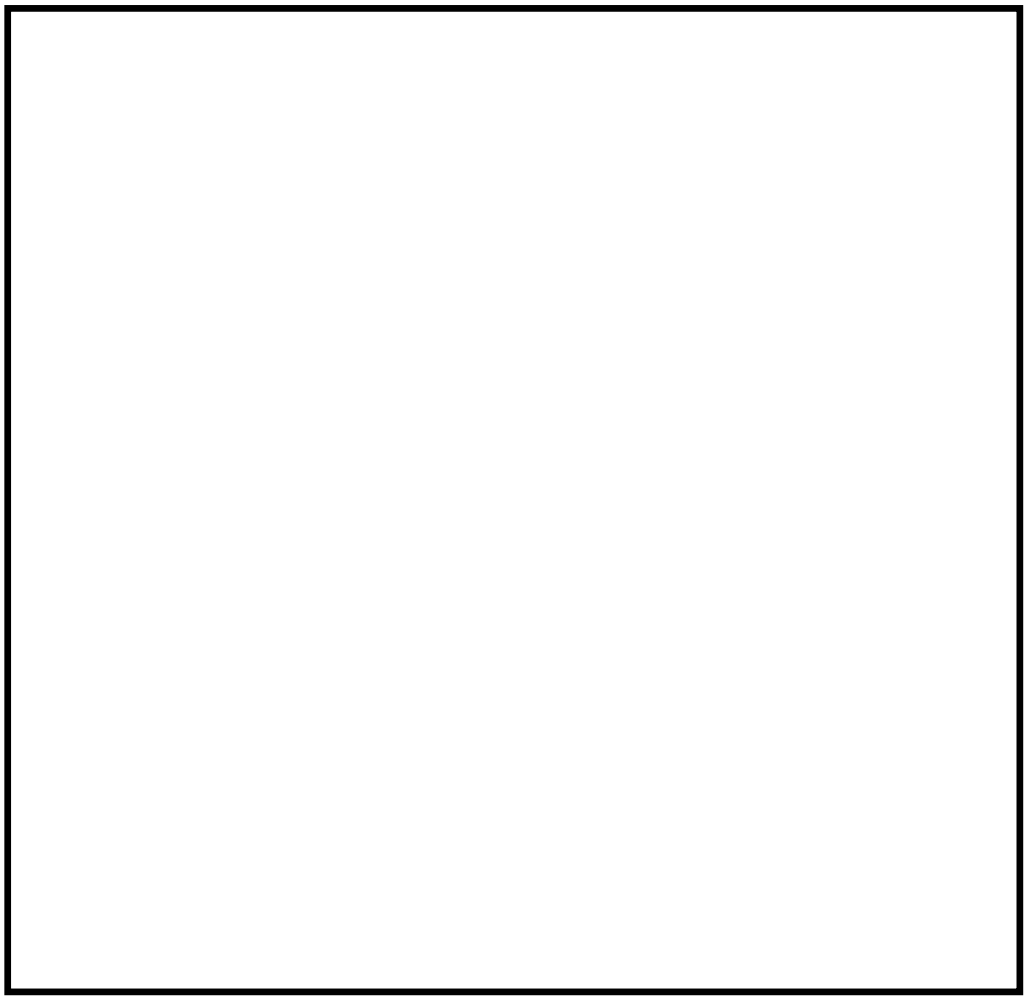
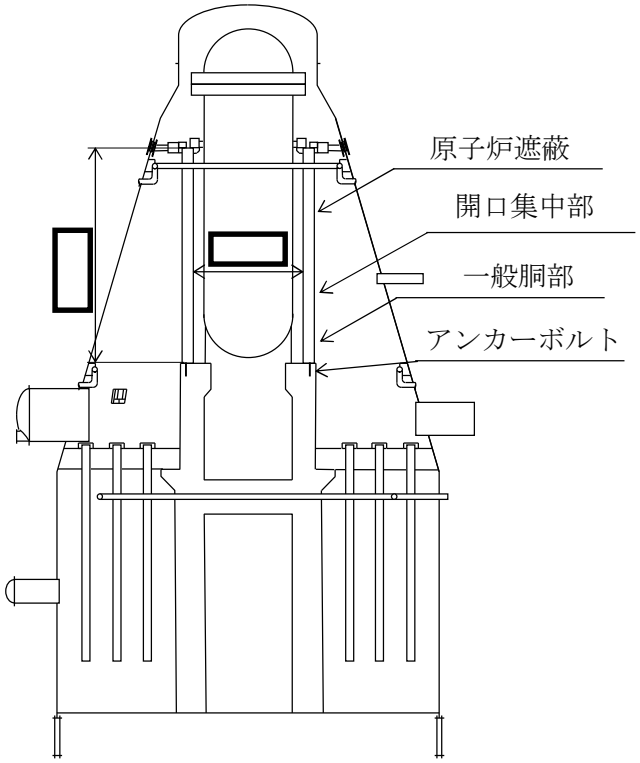


図 2-1　原子炉遮蔽の位置関係図

2.2　構造計画

原子炉遮蔽の構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1　構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
外径約 [　], 内径約 [　], 高さ約 [　] の原子炉圧力容器を取り囲む円筒形コンクリート壁であり内側と外側に [　] の鋼板がまかれ内側と外側の鋼板はたてリブでつながれている。その内部にはモルタルが充てんされている。原子炉遮蔽のモルタルは強度部材として考慮しない。 水平力は, EL.約 34.4ｍの位置に取り付けられた原子炉格納容器スタビライザ, 及び EL.約 19.9 ｍの位置の基礎で原子炉本体の基礎に伝えられる。	炉心を中心に外径約 [　] 内径約 [　] の円形構造で, EL.約 [　] で原子炉本体の基礎に固定する。	

2.3　評価方針

原子炉遮蔽の応力評価は，添付書類「Ⅴ-2-11-1　波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」の「3. 耐震評価方針」に従い実施する。

評価については，「2.2　構造計画」にて示す原子炉遮蔽の部位を踏まえ「3.　評価部位」にて設定する箇所において，設計用地震力に基づく応力が許容限界内に収まることを，「4.　構造強度評価」にて示す方法にて確認することで実施する。確認結果を「5.　評価結果」に示す。

原子炉遮蔽の耐震評価フローを図 2-2 に示す。

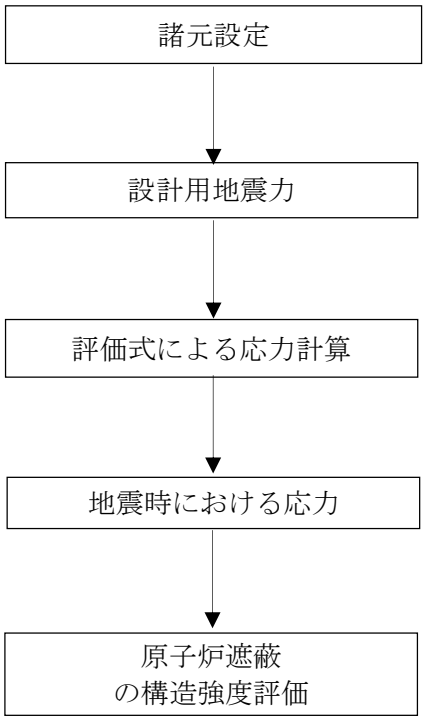


図 2-2　原子炉遮蔽の耐震評価フロー

2.4　適用基準

適用基準を以下に示す。

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

(2) 原子力発電所耐震設計技術指針　重要度分類・許容応力編ＪＥＡＧ４６０１・補－1984（社）日本電気協会

(3) 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

(4) 鋼構造設計規準（日本建築学会　2005 改定）

2.5　記号の説明

記　号	記　号　の　説　明	単　位
A	面積	mm^2
D_1	直径	mm
d_B	アンカーボルトの軸径	mm
d_{si}	ベースプレート内径	mm
d_{so}	ベースプレート外径	mm
E_C	コンクリートの縦弾性係数	N/mm^2
E_S	アンカーボルトの縦弾性係数	N/mm^2
F	許容応力度の基準値	MPa
f_b	許容曲げ応力（f_bを1.5倍した値）	MPa
f_c	許容圧縮応力（f_cを1.5倍した値）	MPa
f_s	許容せん断応力（f_sを1.5倍した値）	MPa
f_t	許容組合せ応力・許容引張応力（f_tを1.5倍した値）	MPa
L_1	シアプレート長さ	mm
M	モーメント	N･mm
N	垂直力	N
N_B	アンカーボルトの本数	－
Q	せん断力	N
r	ベースプレートの平均半径	mm
S_s	基準地震動S_sにより定まる地震力	－
$t_{1\sim6}$	原子炉遮蔽各部厚さ	mm
t_{b1}	アンカーボルト等価円筒の板厚	mm
t_{b2}	圧縮側コンクリート板厚	mm
W	荷重	N
Z	断面係数	mm^3
σ_c	圧縮応力	MPa
σ_b	曲げ応力	MPa
σ_{cc}	コンクリートの圧縮応力	N/mm^2
σ_{tb}	アンカーボルトの引張応力	N/mm^2
σ	組合せ応力	MPa
τ	せん断応力	MPa
λ	圧縮材の細長比	－
Λ	限界細長比	－
ν	係数	－

2.6　計算精度と数値の丸め方

計算の精度は，６桁以上を確保する。

表示する数値の丸め方を表 2-2 に示す。

表 2-2　表示する数値の丸め方

数値の種類		単　位	処理桁	処理法	表示桁
許容応力	鋼材	MPa	小数点以下第１位	切捨て	整数
算出応力	鋼材	MPa	小数点以下第１位	切上げ	整数

3. 評価部位

原子炉遮蔽の耐震評価は，「4.1　構造強度評価方法」に示す条件に基づき，耐震評価上厳しくなる一般胴部，開口集中部，アンカーボルト及びシアプレートについて実施する。原子炉遮蔽の耐震評価部位については，表 2-1 の概略構造図に示す。また，原子炉遮蔽の形状及び主要寸法を図 3-1 及び図 3-2 に示す。

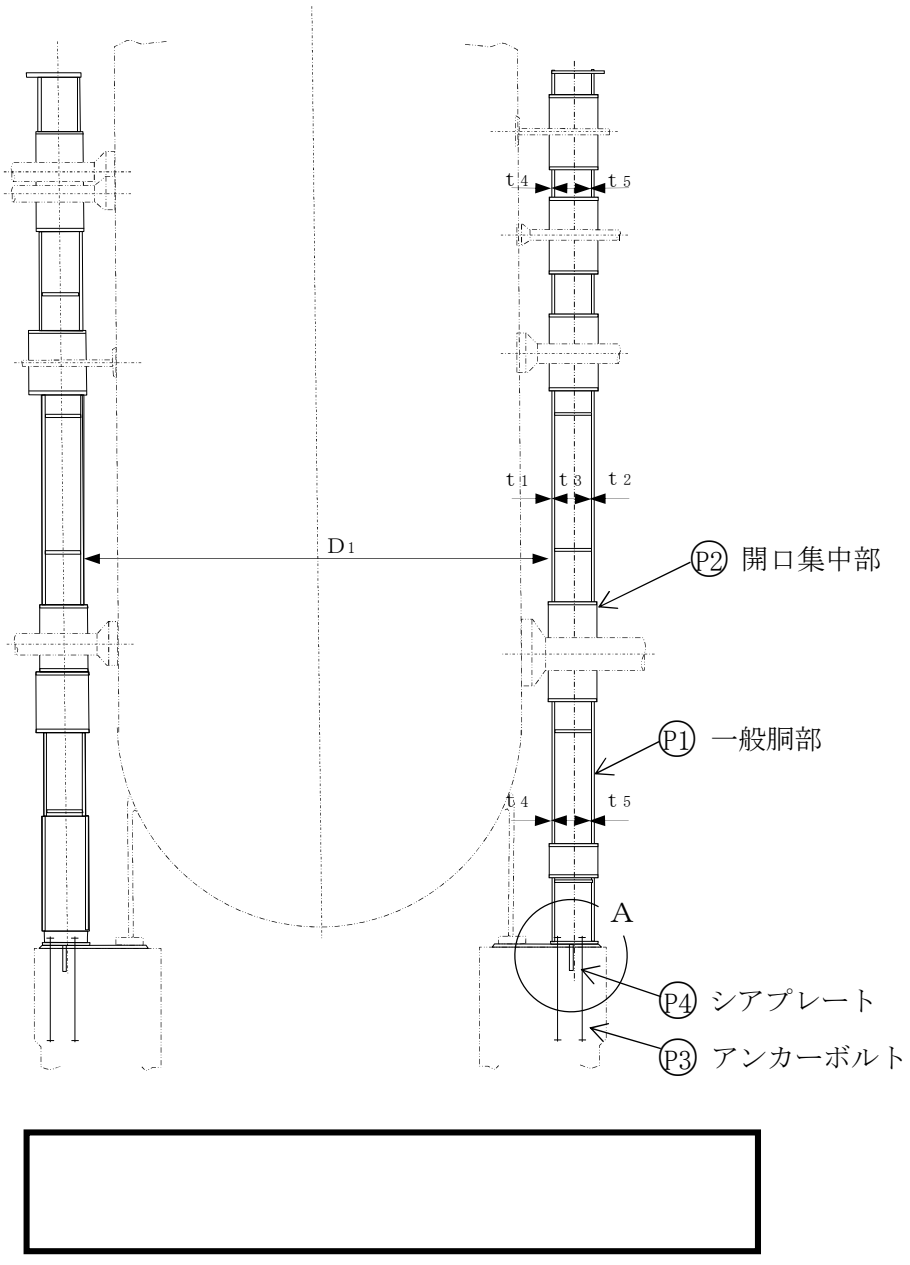


図 3-1　原子炉遮蔽の形状及び主要寸法（単位：mm）

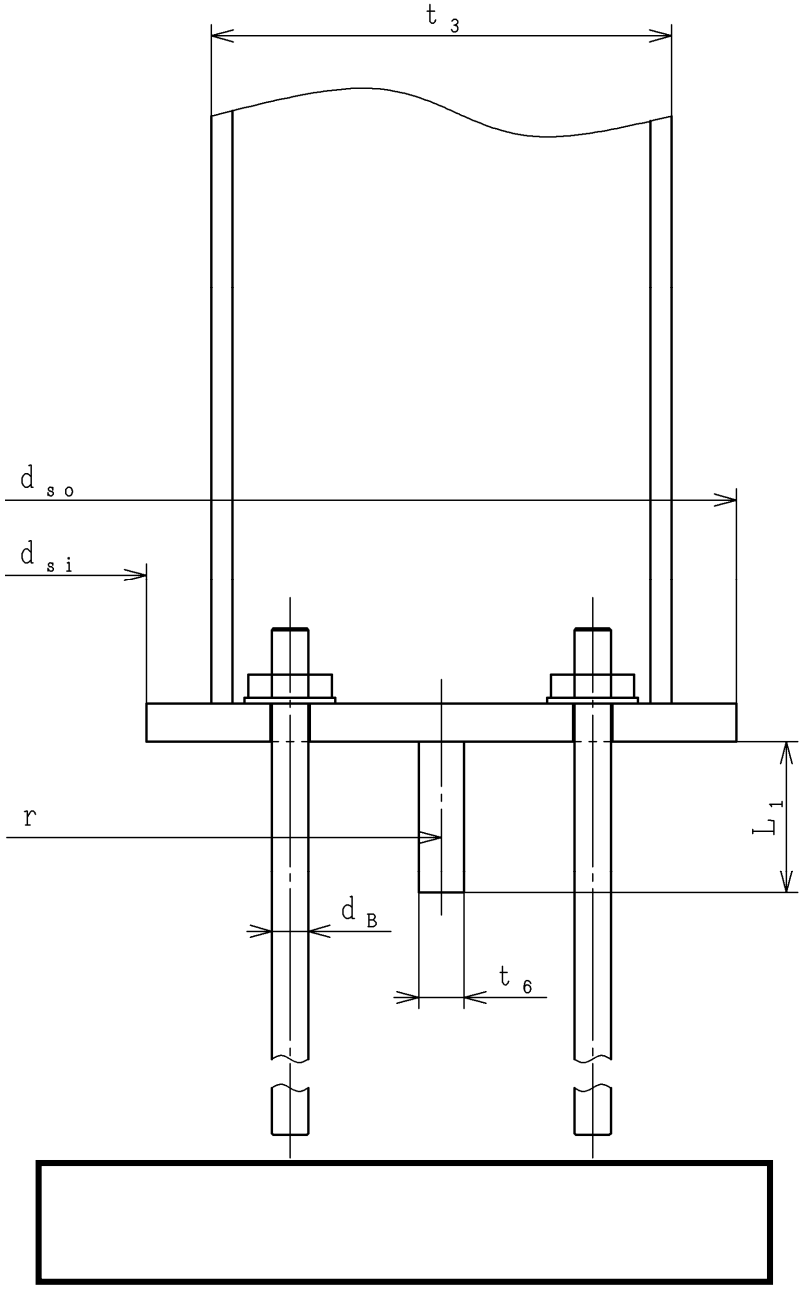


図 3-2　A部詳細(単位：mm)

4. 構造強度評価

4.1 構造強度評価方法

(1) 地震力は，原子炉遮蔽に対して，水平方向及び鉛直方向から作用するものとする。

(2) 耐震計算は，原子炉遮蔽の自重及びその他すべての付帯物の重量に加えて，地震荷重を考慮する。

(3) 設計基準対象施設及び重大事故等対象設備としての評価において，設計用地震力，許容応力の値が変わらないことから，同一の条件で構造強度評価を行う。

(4) 耐震計算に用いる寸法は，公称値を用いる。

4.2 荷重の組合せ及び許容応力

(1) 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4-1 に示す。

表 4-1 荷重の組合せ

名称	荷重の組合せ
原子炉遮蔽	D＋S_s

D：原子炉遮蔽の自重及びその他のすべての付帯物の重量

W＝[redacted]

Ｓｓ：基準地震動Ｓｓによる地震力

(2) 許容応力

許容応力は日本建築学会の「鋼構造設計規準」(2005 改定) による。許容応力状態における許容応力を表 4-2 及び表 4-3 に示す。

表4-2 許容応力状態における許容応力（鋼材）

材料	基準応力 F	短期許容応力 (MPa)				許容応力状態
		圧縮	曲げ	せん断	組合せ	
[redacted]	235 (厚さ≦ 40mm)	1.5 f_c	1.5 f_b	1.5 f_s	1.5 f_t	$Ⅳ_AS$ (V_AS^{*1})
	215 (厚さ＞ 40mm)	－	1.5 f_b	1.5 f_s	1.5 f_t	

注 ＊１：V_ASとしては，$Ⅳ_AS$の許容限界を用いる

表 4-3　許容応力状態における許容応力（アンカーボルト）

材料	短期許容応力（MPa） 引張　f_t	許容応力 状態
□	651	$Ⅳ_AS$ （V_AS＊1）

注　＊1：V_ASとしては，$Ⅳ_AS$の許容限界を用いる

4.3　設計用地震力

耐震評価に用いる設計用地震力を表 4-4 に示す。

原子炉遮蔽に加わる鉛直方向地震力及び水平方向地震力は，添付書類「Ⅴ-2-3-2　炉心，原子炉圧力容器及び圧力容器内部構造物並びに原子炉格納容器及び原子炉本体の基礎の地震応答計算書」より求めた基準地震動S_sの応答値を用いる。

表 4-4　設計用地震力（設計基準対象施設及び重大事故等対象設備）

耐震設計上の重要度分類	設備区分	床面高さ (m)	評価位置	基準地震動Ｓｓ		
				鉛直荷重 W(N)	モーメント M(N･mm)	せん断力 Q(N)
B	－	EL. 34.420～ EL. 19.851	一般胴部			
			開口集中部			
			アンカーボルト			
			シアプレート			

4.4　計算方法

4.4.1　一般胴部

4.3 項で示した荷重により一般胴部に生じる応力は，次式により計算する。

(1)　圧縮応力

$$\sigma_c = \frac{W}{A}$$

ここで，

A＝[redacted]

(2)　曲げ応力

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

ここで，

Z＝[redacted]

(3)　せん断応力

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

ここで，

A＝[redacted]

(4)　組合せ応力

$$\sigma = \sqrt{(\sigma_b + \sigma_c)^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

4.4.2　開口集中部

4.3 項で示した荷重により開口集中部に生じる応力は，次式により計算する。

(1)　圧縮応力

$$\sigma_c = \frac{W}{A_1}$$

ここで,

$A_1 =$ [redacted]

(2)　曲げ応力

$$\sigma_b = \frac{M}{Z_1}$$

ここで,

$Z_1 =$ [redacted]

(3)　せん断応力

$$\tau = \frac{Q}{A_1}$$

ここで,

$A_1 =$ [redacted]

(4)　組合せ応力

$$\sigma = \sqrt{(\sigma_b + \sigma_c)^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

4.4.3　アンカーボルト

4.3 項で示した荷重によりアンカーボルトの応力は,次に示す手法に基づいて計算する。

アンカーボルトサークルは，図 4-1 に示す円周 2 列アンカーボルトサークルの平均径とする。また，アンカーボルトは，アンカーボルトの軸径の全断面積に等しい面積をもつ等価円筒におきかえる。

応力は，最大引張応力(σ_{tb})から最大圧縮応力($n\sigma_{cc}$)まで直線的に変化する。

以上の仮定のもとに，図 4-1 に示すアンカーボルト部分にモーメントMs と軸荷重Nが加わった場合の応力計算を行う。

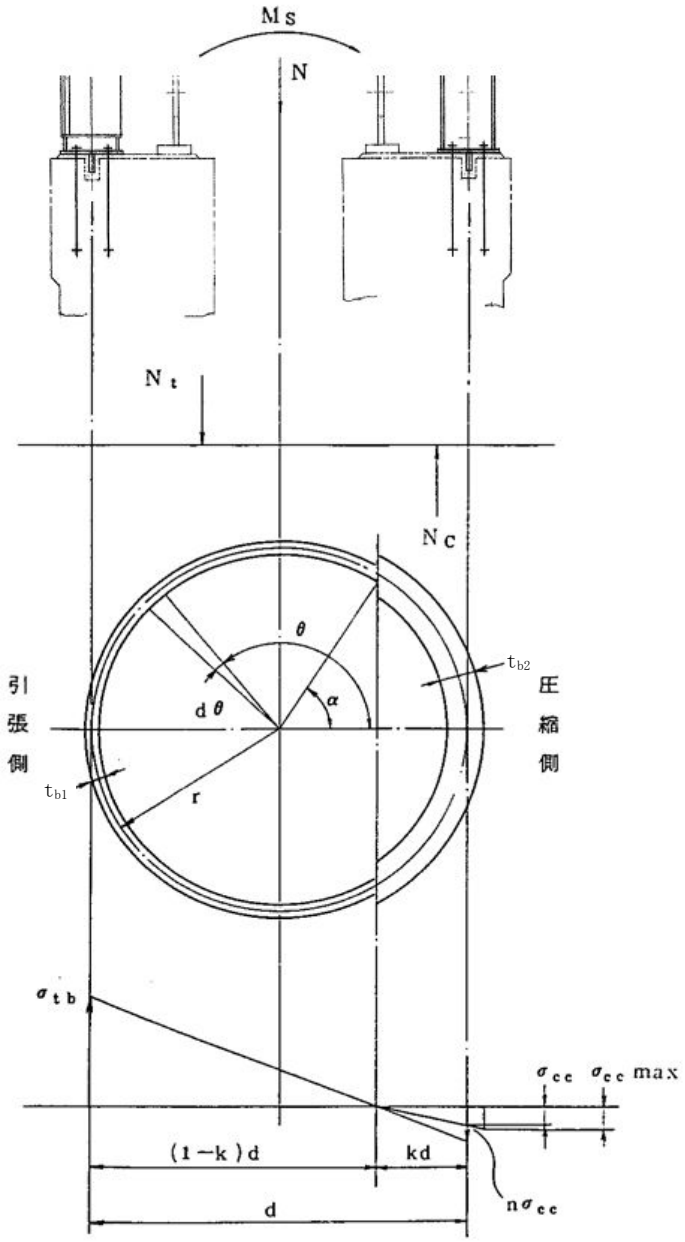


図 4-1　アンカーボルトの等価円筒及び荷重分布

(1)　アンカーボルトの等価円筒の板厚，t_{b1}

アンカーボルトの等価円筒の板厚 t_{b1} は，次のように求まる。

$$t_{b1}=\frac{240\times\frac{\pi}{4}\times d_B{}^2}{\pi\times 2\cdot r}$$

(2)　圧縮側のコンクリートの板幅，t_{b2}

圧縮側のコンクリートの板幅 t_{b2} は，ベースプレートの幅に等しいとする。

$$t_{b2}=\frac{d_{S0}-d_{Si}}{2}$$

(3) 引張り側及び圧縮側の関係式

コンクリートの圧縮力の総和をNc,アンカーボルトの引張り力の総和をNt とすると,

$$N=N_C-N_t \quad \cdots\cdots (1)$$

Nc によるモーメントをMc，Nt によるモーメントをMt とすると,

$$Ms-N\cdot r\cdot\cos\alpha=N\cdot(e-r\cdot\cos\alpha)=Mc+Mt \quad \cdots\cdots (2)$$

ただし，$e=\frac{Ms}{N}$

今，$\theta=0$ の位置での圧縮応力をσcc とおくと，図 4−1 から，圧縮応力は，($\theta<\alpha$ ゆえ)次のように表せる。

$$\sigma_{cc}\times\frac{r\cdot\cos\theta-r\cdot\cos\alpha}{r-r\cdot\cos\alpha}$$

よって，コンクリートの圧縮力の総和は,

$$N_C=2\cdot\int_0^{\alpha}\frac{\sigma_{cc}\cdot(\cos\theta-\cos\alpha)\cdot r\cdot(t_{b2}-t_{b1})}{1-\cos\alpha}\cdot d\theta$$

$$=2\cdot\sigma_{cc}\cdot r\cdot(t_{b2}-t_{b1})\cdot\left[\frac{\sin\alpha-\alpha\cdot\cos\alpha}{1-\cos\alpha}\right] \quad \cdots\cdots (3)$$

となる。

また，

$$M_C=2\cdot\int_0^{\alpha}\frac{\sigma_{cc}\cdot(\cos\theta-\cos\alpha)^2\cdot r^2\cdot(t_{b2}-t_{b1})}{1-\cos\alpha}\cdot d\theta$$

$$=\sigma_{cc}\cdot r^2\cdot(t_{b2}-t_{b1})\cdot\left[\frac{\alpha-3\cdot\sin\alpha\cdot\cos\alpha+2\cdot\alpha\cdot\cos^2\alpha}{1-\cos\alpha}\right] \quad \cdots\cdots (4)$$

(3)，(4)式において，t_1の代わりにP・t_2を代入すると，

$$N_C=2\cdot\sigma_{cc}\cdot r\cdot t_{b2}\cdot(1-P)\cdot\left[\frac{\sin\alpha-\alpha\cdot\cos\alpha}{1-\cos\alpha}\right] \quad \cdots\cdots (5)$$

$$M_C=\sigma_{cc}\cdot r^2\cdot t_{b2}\cdot(1-P)\cdot\left[\frac{\alpha-3\cdot\sin\alpha\cdot\cos\alpha+2\cdot\alpha\cdot\cos^2\alpha}{1-\cos\alpha}\right] \quad \cdots\cdots (6)$$

となる。

ただし，$P=t_{b1}/t_{b2}$

次に，アンカーボルトの引張り力についても同様に，まず任意の位置での引張応力は，

$$\sigma_{tb}\cdot\left[\frac{r\cdot\cos\alpha-r\cdot\cos\theta}{r+r\cdot\cos\alpha}\right]=\sigma_{tb}\cdot\left[\frac{\cos\alpha-\cos\theta}{1+\cos\alpha}\right] \quad \cdots\cdots (7)$$

また，相似三角形より(図4−1)，

$$\frac{n\cdot\sigma_{cc}}{\sigma_{tb}}=\frac{r-r\cdot\cos\alpha}{r+r\cdot\cos\alpha} \quad \therefore\sigma_{tb}=\frac{n\cdot\sigma_{cc}\cdot(1+\cos\alpha)}{1-\cos\alpha} \quad \cdots\cdots (8)$$

となる。

ただし，　$n=Es/Ec$

(7)式と(8)式から，任意の位置でのアンカーボルトの引張応力は，

$$\frac{n\cdot\sigma_{cc}\cdot(\cos\alpha-\cos\theta)}{1-\cos\alpha} \quad \cdots\cdots (9)$$

よって，アンカーボルトの引張力の合計は，

$$N_t=2\cdot\int_{\alpha}^{\pi}\frac{n\cdot\sigma_{cc}\cdot(\cos\alpha-\cos\theta)}{1-\cos\alpha}\cdot r\cdot t_{b1}\cdot d\theta$$

$$=\frac{2\cdot n\cdot\sigma_{cc}\cdot r\cdot P\cdot t_{b2}\cdot(\pi\cdot\cos\alpha-\alpha\cdot\cos\alpha+\sin\alpha)}{1-\cos\alpha} \quad \cdots\cdots (10)$$

同様に，アンカーボルト力 Nt によるモーメント

$$M_t = n \cdot \sigma_{cc} \cdot r^2 \cdot P \cdot t_{b2} \cdot \left[\frac{2 \cdot \pi \cdot \cos^2 \alpha - 2 \cdot \alpha \cdot \cos^2 \alpha + 3 \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha + \pi - \alpha}{1 - \cos \alpha} \right] \cdots\cdots (11)$$

(1)式に(5)，(10)式を代入すると，

$$N = \frac{2 \cdot \sigma_{cc} \cdot r \cdot t_{b2}}{1 - \cos \alpha} \cdot \left[(1 - P - n \cdot P) \cdot (\sin \alpha - \alpha \cdot \cos \alpha) - n \cdot P \cdot \pi \cdot \cos \alpha \right] \quad \cdots\cdots\cdots \quad (12)$$

同様に(2)式に(6)，(11)式を代入して，

$$N \cdot (e - r \cdot \cos \alpha) = \frac{\sigma_{cc} \cdot r^2 \cdot t_{b2}}{1 - \cos \alpha} \cdot \left[(1 - P - n \cdot P) \cdot (\alpha + 2 \cdot \alpha \cdot \cos^2 \alpha - 3 \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha) + \pi \cdot n \cdot P \cdot (2 \cdot \cos^2 \alpha + 1) \right] \quad \cdots\cdots \quad (13)$$

(12)式と(13)式より，

$$e / r = \frac{(1 - P - n \cdot P) \cdot (\alpha - \sin \alpha \cdot \cos \alpha) + \pi \cdot n \cdot P}{2 \cdot \left[(1 - P - n \cdot P) \cdot (\sin \alpha - \alpha \cdot \cos \alpha) - \pi \cdot n \cdot P \cdot \cos \alpha \right]} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (14)$$

この式からαを求めて，このαを(12)式に代入すると，

$$\sigma_{cc} = \frac{N \cdot (1 - \cos \alpha)}{2 \cdot r \cdot t_{b2} \cdot \left[(1 - P - n \cdot P) \cdot (\sin \alpha - \alpha \cdot \cos \alpha) - \pi \cdot n \cdot P \cdot \cos \alpha \right]} \quad \cdots\cdots\cdots \quad (15)$$

σ_{tb} は(15)式を(8)式に代入することによって得られる。

$$\sigma_{tb} = \frac{n \cdot \left\{ \dfrac{N \cdot (1 - \cos \alpha)}{2 \cdot r \cdot t_{b2} \cdot \left[(1 - P - n \cdot P) \cdot (\sin \alpha - \alpha \cdot \cos \alpha) - \pi \cdot n \cdot P \cdot \cos \alpha \right]} \right\} \cdot (1 + \cos \alpha)}{1 - \cos \alpha}$$

$$\cdots\cdots\cdots\cdots (15)'$$

また，図 4−1 より，

$$\frac{\sigma_{cc}max}{\sigma_{cc}} = \frac{r \cdot (1 - \cos \alpha) + t_{b2} / 2}{r \cdot (1 - \cos \alpha)}$$

$$\sigma_{cc}max = \sigma_{cc} \cdot \left[1 + \frac{t_{b2}}{2 \cdot r \cdot (1 - \cos \alpha)} \right] \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\

4.4.4　シアプレート

(1)　形状と寸法

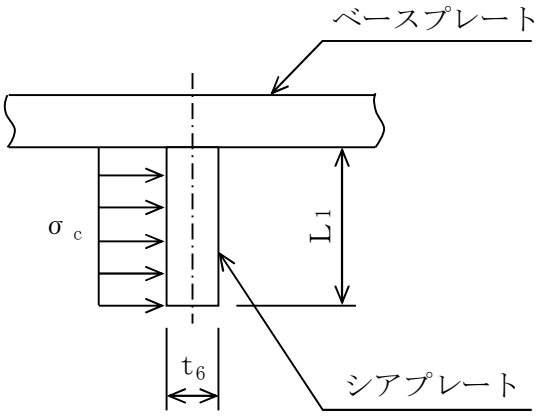


図 4-2　シアプレート

(2)　せん断応力

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

$$= \frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot r \cdot t_6}$$

(3)　コンクリート部反力

$$\sigma_c = \frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot r \cdot L_1}$$

(4)　曲げ応力

$$\sigma_b = \frac{6 \cdot M}{t6^2}$$

$$= \frac{6 \times \frac{1}{2} \cdot \sigma_c \cdot L1^2}{t6^2}$$

(5)　組合せ応力

$$\sigma = \sqrt{\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

4.5　計算条件

4.5.1　原子炉遮蔽の応力計算条件

応力計算に用いる計算条件は，本計算書の 5.　評価結果の設計条件および機器要目に示す。

4.6　応力の評価

4.6.1　一般胴部，開口集中部及びシアプレートの応力評価

4.4.1 項，4.4.2 項及び 4.4.4 項で求めた一般胴部，開口集中部及びシアプレートの圧縮応力，曲げ応力，せん断応力及び組合せ応力については，それぞれ許容圧縮応力 f_c，許容曲げ応力 f_b，許容せん断応力 f_s 及び許容組合せ応力 f_t 以下であること。ただし，f_c，f_b，f_s，f_t は下表による。

	基準地震動Ｓ$_s$による 荷重との組合せ
許容圧縮応力 f_c	$1.5 \cdot \dfrac{\left\{1-0.4 \cdot \left[\dfrac{\lambda}{\Lambda}\right]^2\right\} \cdot F}{\nu}$
許容曲げ応力 f_b	$1.5 \cdot \dfrac{F}{1.5}$
許容せん断応力 f_s	$1.5 \cdot \dfrac{F}{1.5\sqrt{3}}$
許容組合せ応力 f_t	$1.5 \cdot \dfrac{F}{1.5}$

4.6.2　アンカーボルトの応力評価

4.4.3 項で求めたアンカーボルトの引張応力については，許容引張応力 f_t 以下であること。ただし，f_t は下表による。

	基準地震動Ｓ$_s$による 荷重との組合せ
許容引張応力 f_t	$1.5 \cdot \dfrac{F}{1.5}$

5.　評価結果

原子炉遮蔽各部の評価結果を【原子炉遮蔽の耐震性についての計算結果】に示す。発生値は許容応力を満足しており，耐震性を有することを確認した。

【原子炉遮蔽の耐震性についての計算結果】

1. 設計基準対象施設及び重大事故等対象設備

1.1 設計条件

機器名称	床面高さ (m)	評価位置	基準地震動Ｓｓ		
			鉛直荷重 W(N)	モーメント M(N・mm)	せん断力 Q(N)
原子炉遮蔽	EL. 34.420～ EL. 19.851	一般胴部			
		開口集中部			
		アンカーボルト			
		シアプレート			

1.2 機器要目

1.2.1 原子炉遮蔽

部材	W(N)	D_1(mm)	t_1(mm)	t_2(mm)	t_3(mm)	t_4(mm)	t_5 (mm)	A (mm^2)		Z (mm^3)	
								一般胴部	開口集中部	一般胴部	開口集中部
原子炉遮蔽											

1.2.2　アンカーボルト

部材	d_B(mm)	d_{so}(mm)	d_{si}(mm)	r(mm)	N_B(本)	Es/Ec	t_{b1}(mm)	t_{b2}(mm)
アンカーボルト								

1.2.3　シアプレート

部材	r(mm)	t_6(mm)	L_1(mm)
シアプレート			

1.3 結論

評価対象設備	評価部位		応力分類		発生値	許容応力
					MPa	MPa
原子炉遮蔽	Ｐ１	一般胴部	圧縮応力	σ_c	27	233
			曲げ応力	σ_b	30	235
			せん断応力	τ	7	135
			組合せ応力	σ	59	235
	Ｐ２	開口集中部	圧縮応力	σ_c	87	233
			曲げ応力	σ_b	111	235
			せん断応力	τ	28	135
			組合せ応力	σ	204	235
	Ｐ３	アンカーボルト	引張応力	σ_{tb}	59	651
	Ｐ４	シアプレート	曲げ応力	σ_b	67	215
			せん断応力	τ	7	124
			組合せ応力	σ	68	215

すべて許容応力以下である。

Ⅴ-2-11-2-6　原子炉ウェル遮蔽ブロックの耐震性についての計算書

目　　次

1. 概要 ····· 1
2. 一般事項 ····· 1
2.1 配置概要 ····· 1
2.2 構造計画 ····· 2
2.3 評価方針 ····· 3
2.4 適用基準 ····· 3
2.5 記号の説明 ····· 4
3. 評価部位 ····· 5
4. 構造強度評価 ····· 6
4.1 構造強度評価方法 ····· 6
4.2 荷重の組合せ，評価基準値及び材料の許容応力度 ····· 6
4.3 計算方法 ····· 9
4.4 計算条件 ····· 10
4.5 評価方法 ····· 10
5. 評価結果 ····· 11

1. 概要

本資料は，添付書類「V-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」にて設定している耐震評価方針に基づき，下位クラス施設である原子炉ウェル遮蔽ブロックが設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを確認することで，下部に設置された上位クラス施設である原子炉格納容器に対して，波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

2. 一般事項

2.1 配置概要

原子炉ウェル遮蔽ブロックは，図 2-1 の位置関係図に示すように，上位クラス施設である原子炉格納容器の上部に設置されており，落下時に原子炉格納容器に対して波及的影響を及ぼすおそれがある。

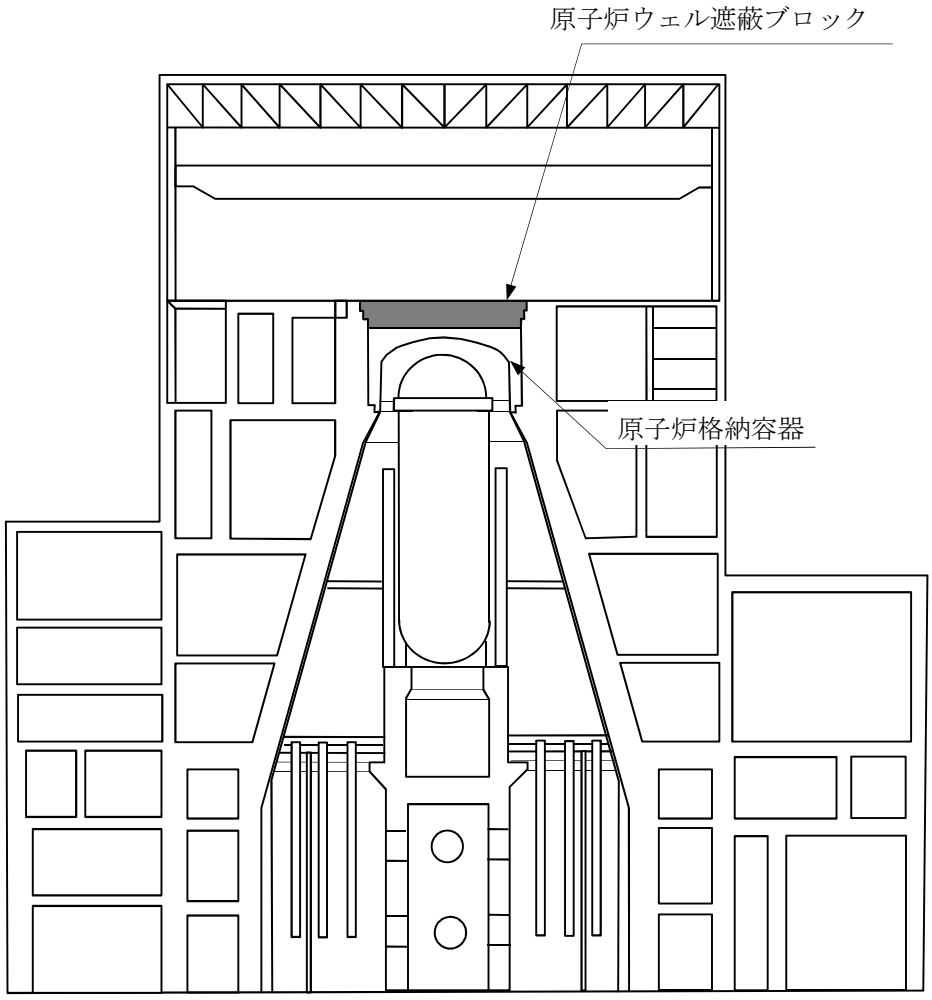
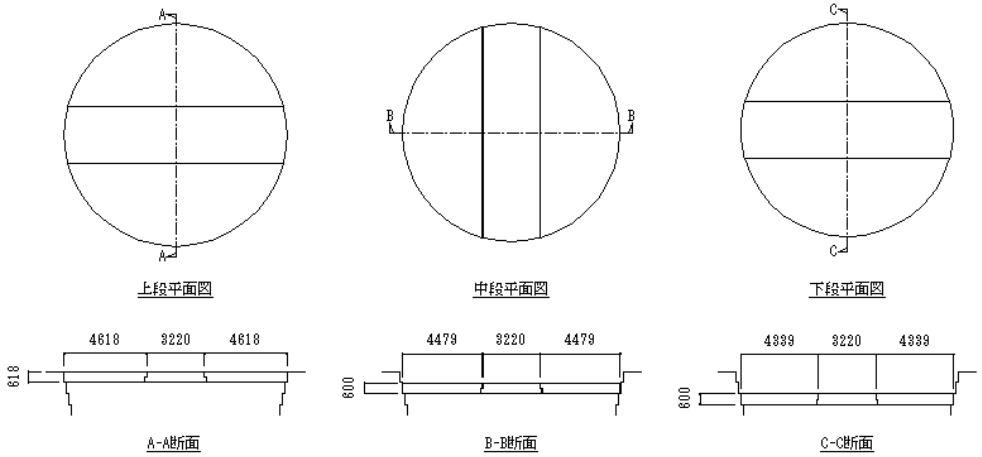


図 2-1 原子炉ウェル遮蔽ブロックと原子炉格納容器の位置関係図

2.2 構造計画

原子炉ウェル遮蔽ブロックの構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1　構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
原子炉ウェル遮蔽ブロックは，原子炉建屋躯体上に 3 段重ねた構造で配置され，各段は 3 分割されている。	鉄筋コンクリート構造の遮蔽ブロック	

2.3 評価方針

原子炉ウェル遮蔽ブロックの荷重等の評価は，添付書類「Ⅴ-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」の「3. 耐震評価方針」に従い実施する。

評価については，「2.2 構造の説明」にて示す原子炉ウェル遮蔽ブロックの部位を踏まえ，「3. 評価部位」にて設定する箇所において，設計用地震力による荷重等が許容限界内に収まることを，「4. 構造強度評価」にて示す方法にて確認することで実施する。確認結果を「5. 評価結果」に示す。

原子炉ウェル遮蔽ブロックの耐震評価フローを図 2-2 に示す。

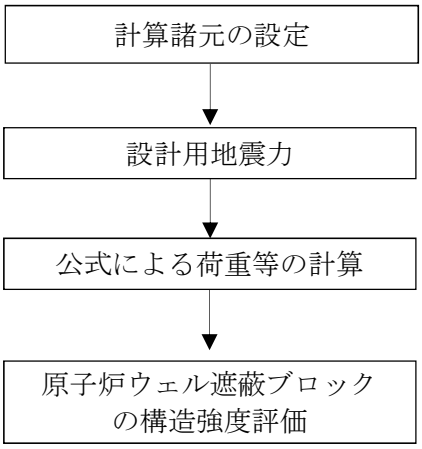


図 2-2　原子炉ウェル遮蔽ブロックの耐震評価フロー

2.4 適用基準

適用基準を以下に示す。

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

(2) 原子力発電所耐震設計技術指針　重要度分類・許容応力編ＪＥＡＧ４６０１・補－1984（社）日本電気協会

(3) 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

(4) 建築基準法・同施行令

(5) 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

(6) 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。）

2.5 記号の説明

記　　号	記　号　の　説　明	単　　位
G	固定荷重	kN/m
P	積載荷重	kN/m^2
S	地震荷重	kN/m
Cv	鉛直方向設計震度	－
M	遮蔽ブロック本体に作用する曲げモーメント	kNm
Q	遮蔽ブロック本体に作用するせん断力	kN
δ	遮蔽ブロック本体における変位量	mm
w	検討用荷重	kN/m
L	支持スパン	m
x	変形評価位置	m
E	縦弾性係数	kN/m^2
I	断面二次モーメント	m^4
M_a	遮蔽ブロック本体の許容曲げモーメント	kNm
Q_a	遮蔽ブロック本体の許容せん断力	kN
a_t	設計配筋量	m^2
f_t	鉄筋の許容引張応力度（短期）	N/mm^2
f_s	コンクリートの許容せん断応力度（短期）	N/mm^2
j	部材の応力中心間距離（＝7／8ｄ）	m
d	部材の有効せい	m
d_t	曲げ材の引張縁から引張鉄筋重心までの距離	m
t	遮蔽ブロック部材厚	m
b	遮蔽ブロック部材幅	m
ℓ	かかり代	m
C_a	遮蔽ブロック支持部の許容圧縮力	N/mm^2
f_c	コンクリートの許容圧縮応力度（短期）	N/mm^2
A_c	支持部水平投影面積	mm^2
F_c	コンクリートの設計基準強度	N/mm^2
C	遮蔽ブロック支持部に作用する圧縮力	kN

3. 評価部位

原子炉ウェル遮蔽ブロックは，原子炉建屋躯体上に 3 段重ねて配置されている。また各段（上段，中段，下段）の遮蔽ブロックは 3 分割されている。原子炉ウェル遮蔽ブロックが落下することにより，波及的影響を及ぼさないことを確認する観点から，遮蔽ブロック本体及び遮蔽ブロックが配置されている原子炉建屋躯体の支持部を評価箇所として選定し，その評価箇所を図 3-1 に示す。以下，本書において各段（上段，中段，下段）の遮蔽ブロックの説明を各々「上段」，「中段」，「下段」と称する場合がある。

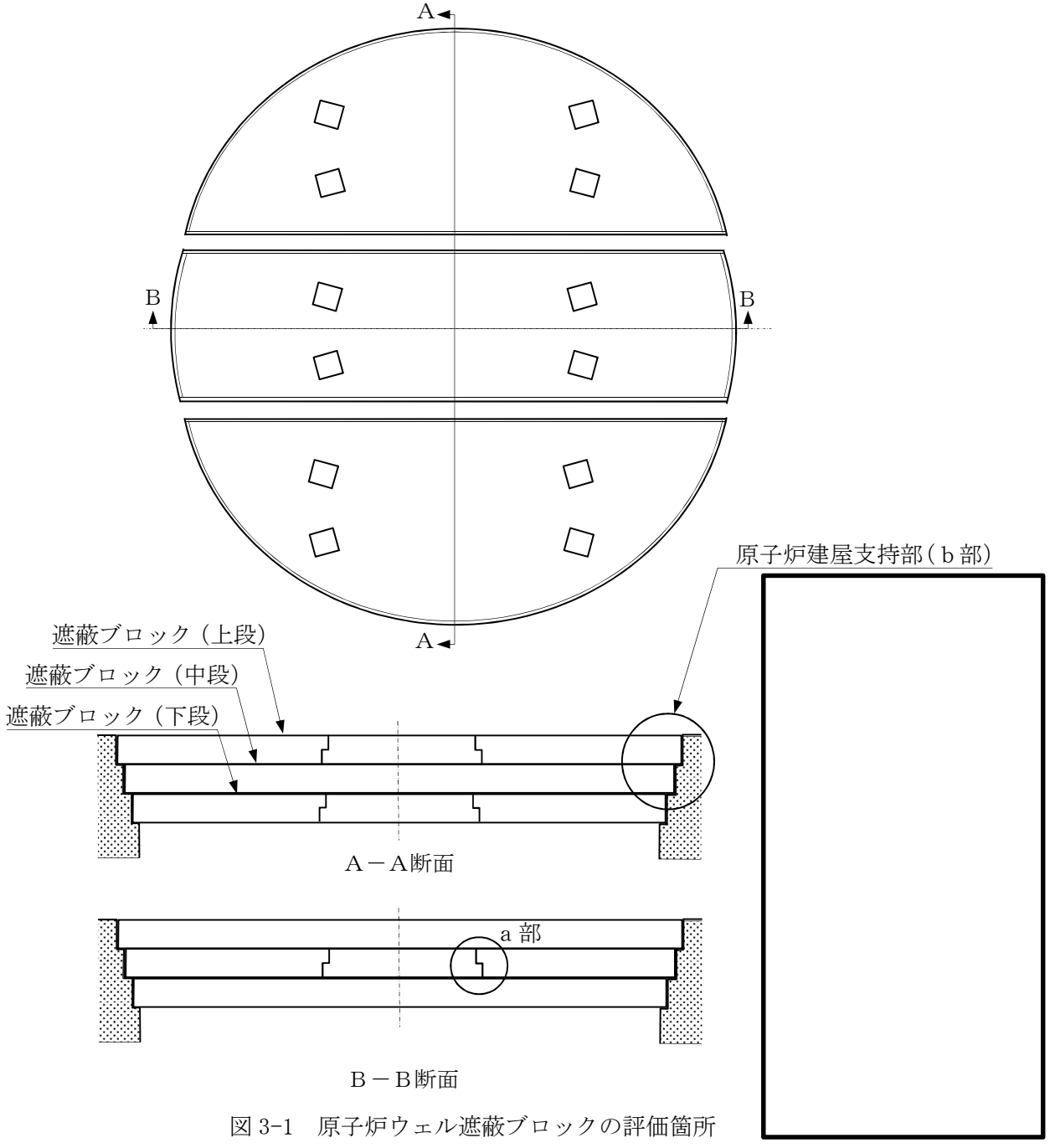


図 3-1　原子炉ウェル遮蔽ブロックの評価箇所

4. 構造強度評価

4.1 構造強度評価方法

(1) 遮蔽ブロック本体は，原子炉建屋の躯体に支持されている。そのため構造強度評価は，支持スパンが最も長い中央部について行う。

(2) 鉛直方向の地震力により遮蔽ブロック本体に作用する鉛直荷重が面外方向に作用するのに対し，水平方向の地震力により遮蔽ブロック本体に作用する水平荷重は，剛性の高い面内方向に作用する。また，水平方向の地震力が作用した際に遮蔽ブロック本体が接する領域は，鉛直方向の地震力が作用した際に遮蔽ブロック本体を支持する支持部に比べ領域が広いことから，鉛直方向の地震力に対して検討を行う。

(3) 変形評価位置は，上段と中段及び中段と下段の変形差が最も大きくなるよう決定する。

(4) 遮蔽ブロック本体及び遮蔽ブロック支持部に対する評価方法を表 4-1 に示す。

表 4-1 評価方法

部位	評価項目	評価基準値
遮蔽ブロック本体	曲げモーメント	許容曲げモーメント
	せん断力	許容せん断力
	変形	クリアランス
遮蔽ブロック支持部	圧縮力	許容圧縮力

4.2 荷重の組合せ，評価基準値及び材料の許容応力度

4.2.1 荷重の組合せ

4.2.1.1 荷重

検討に用いる荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重(G)

固定荷重Gとして，遮蔽ブロック本体の自重を考慮する。表 4-2 に各遮蔽ブロックにおける形状寸法及び単位体積重量 24kN/m^3 から算定する。

表 4-2　遮蔽ブロック本体の形状寸法及び固定荷重

	一般部		アゴ部		固定荷重 (kN/m)
	部材幅 b (m)	部材厚 t (m)	部材幅 (m)	部材厚 (m)	
上段	3.22	0.618	0.1	0.318	49.29
中段，下段	3.22	0.600	0.1	0.300	47.81

(2)　積載荷重(P)

積載荷重 P として，上段の遮蔽ブロックに 2.90kN/m^2 を考慮する。

(3)　地震荷重(S)

地震荷重として，基準地震動 S_s に伴う慣性力を考慮する。地震荷重は遮蔽ブロック本体の固定荷重と積載荷重の和に設計用地震力を乗じた下式により算出する。

$$S=(G+P)C_v$$

設計用地震力は，添付書類「Ⅴ-2-2-1　原子炉建屋の地震応答計算書」による基準地震動 S_s の応答解析結果から算出された遮蔽ブロック設置位置における最大応答加速度から設定する。設計用地震力を表 4-3 に示す。

表 4-3　設計用地震力

標　高	鉛直方向 設計震度
[redacted] EL. 46.5m	C_v =0.94

4.2.1.2 荷重の組合せ

評価に用いる荷重の組合せを表 4-4 に示す。

表 4-4　荷重の組合せ

名称	荷重の組合せ
遮蔽ブロック（上段）	Ｇ＋Ｐ＋Ｓ
遮蔽ブロック（中段，下段）	Ｇ＋Ｓ

4.2.2 許容荷重

評価に用いる許容荷重を以下に示す。

遮蔽ブロック本体の許容曲げモーメントＭａ及び許容せん断力Ｑａ並びに遮蔽ブロック支持部の許容圧縮力Ｃａは，下式により算出する。

【許容曲げモーメント】

$M_a = a_t \cdot f_t \cdot j$

$j = 7 / 8 \times d$

$d = t - d_t$

【許容せん断力】

$Q_a = f_s \cdot b \cdot j$

【許容圧縮力】

$C_a = f_c \cdot A_c$

$A_c = b \cdot \ell$

4.2.3 材料の許容応力度

使用しているコンクリートは普通コンクリートとし，設計基準強度は 22.1N/mm^2 (225 kgf/cm^2) とする。鉄筋は SD345 相当とする。各材料の許容値を表 4-5 および表 4-6 に示す。

表 4-5　コンクリートの許容応力度(N/mm^2)

	設計基準強度	短　期	
普通コンクリート	Fc	圧縮 f_c	せん断 f_s
	22.1	14.7	1.06

表 4-6　鉄筋の許容応力度(N/mm^2)

	材料種別	短　期
		引張 f_t
鉄　筋	SD345 相当	345

4.3 計算方法

遮蔽ブロック本体に作用する曲げモーメントM，せん断力Qおよび変位量δは，単純梁として下式による算出する。

【曲げモーメント】

$$M=\frac{1}{8}\cdot wL^{2}$$

【せん断力】

$$Q=\frac{1}{2}\cdot wL$$

【変位量】

各段（上段，中段，下段）で算出された変位量δから各段の変位量の差として，$\delta_{上段}$と$\delta_{中段}$との差及び$\delta_{中段}$と$\delta_{下段}$との差を求めて評価に用いる。

$$\delta=\frac{wx}{24\cdot EI}\cdot\left(L^{3}-2\cdot Lx^{2}+x^{3}\right)$$

$$I=\frac{bt^{3}}{12}$$

遮蔽ブロック支持部には，遮蔽ブロック本体からの反力が圧縮力として作用する。支持部に作用する圧縮力Ｃは，下式により算出する。

【圧縮力】

$$C = \frac{1}{2} \cdot wL$$

4.4 計算条件

本計算に用いる設計条件及び施設要目について示す。

E (kN/m^2)	I (m^4)			a_t (m^2)	d_t (m)
	上段	中段	下段		
2.21×10^7	6.33×10^{-2}	5.80×10^{-2}	5.80×10^{-2}	0.0171	0.05

j (m)			b (m)	t (m)		ℓ (m)		
上段	中段	下段		上段	中下段	上段	中段	下段
0.497	0.48125	0.48125	3.22	0.618	0.600	0.124	0.125	0.125

w (kN/m)			L (m)			x (m)		
上段	中段	下段	上段	中段	下段	上段	中段*1	下段
113.73	92.75	92.75	12.218	11.938	11.658	6.109	5.969 (4.359)	4.219

＊１（ ）外は，下段との変位量差算出のために用いる値。（ ）内は，上段との変位量差算出のために用いる値

4.5 評価方法

4.3 項で求めた曲げモーメントＭ，せん断力Ｑおよび支持部に作用する圧縮力Ｃが，4.2 項で求めた許容曲げモーメントＭａ，許容せん断力Ｑａおよび許容圧縮力Ｃａ以下であることを確認する。

また，遮蔽ブロック本体の変形については，上段と中段，中段と下段それぞれの変位差δが，基準値を超えないことを確認する。

5. 評価結果

曲げモーメント，せん断力および圧縮力の評価結果を表 5-1 に示す。また，変位量差の評価結果を表 5-2 に示す。

各部の設計用地震力から算定された荷重，変位量は許容荷重，許容変位を満足しており，原子炉ウェル遮蔽ブロックが十分な構造強度を有しており，下部に設置された上位クラス施設である原子炉格納容器に対して，波及的影響を及ぼさないことを確認した。

表 5-1　評価結果（曲げモーメント・せん断力・圧縮力）

部位		評価項目	計算結果	許容荷重
遮蔽ブロック本体	上段	曲げモーメント	2122 kNm	2932 kNm
		せん断力	695 kN	1696 kN
	中段	曲げモーメント	1652 kNm	2839 kNm
		せん断力	554 kN	1643 kN
	下段	曲げモーメント	1576 kNm	2839 kNm
		せん断力	541 kN	1643 kN
遮蔽ブロック支持部	上段	圧縮力	695 kN	5869 kN
	中段	圧縮力	554 kN	5917 kN
	下段	圧縮力	541 kN	5917 kN

表 5-2　評価結果（変位量差）

部位		変位量差	許容変位量
遮蔽ブロック本体	上段―中段	6.08 mm	18.00 mm
	中段―下段	3.31 mm	18.00 mm

Ⅴ-2-11-2-7　制御棒貯蔵ラックの耐震性についての計算書

目次

1. 概要 …… 1
2. 一般事項 …… 1
2.1 配置概要 …… 1
2.2 構造計画 …… 2
2.3 評価方針 …… 3
2.4 適用基準 …… 4
2.5 記号の説明 …… 5
2.6 計算精度と数値の丸め方 …… 9
3. 評価部位 …… 9
4. 固有周期 …… 10
4.1 固有周期の計算方法 …… 10
4.2 固有周期の計算条件 …… 11
4.3 固有周期の計算結果 …… 11
5. 構造強度評価 …… 12
5.1 構造強度評価方法 …… 12
5.2 荷重の組合せ及び許容応力 …… 15
5.3 設計用地震力 …… 19
5.4 計算方法 …… 20
5.5 計算条件 …… 26
5.6 応力の評価 …… 32
6. 評価結果 …… 33
6.1 設計基準対象施設としての評価結果 …… 33
6.2 重大事故等対処設備としての評価結果 …… 33

1. 概要

本計算書は，添付書類「Ⅴ-2-11-1　波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」の耐震評価方針に基づき，下位クラス設備である制御棒貯蔵ラック（以下「ラック」という。）が設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを確認することで，上位クラス施設である使用済燃料貯蔵ラック及び使用済燃料プールに対して，波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

2. 一般事項

2.1 配置概要

ラックは使用済燃料プール内に設置される。ラックは，図 2-1 の位置関係図に示すように，上位クラス施設である使用済燃料貯蔵ラックが設置された使用済燃料プール内に設置されていることから，ラックの転倒により使用済燃料貯蔵ラック及び使用済燃料プールに対して波及的影響を及ぼすおそれがある。

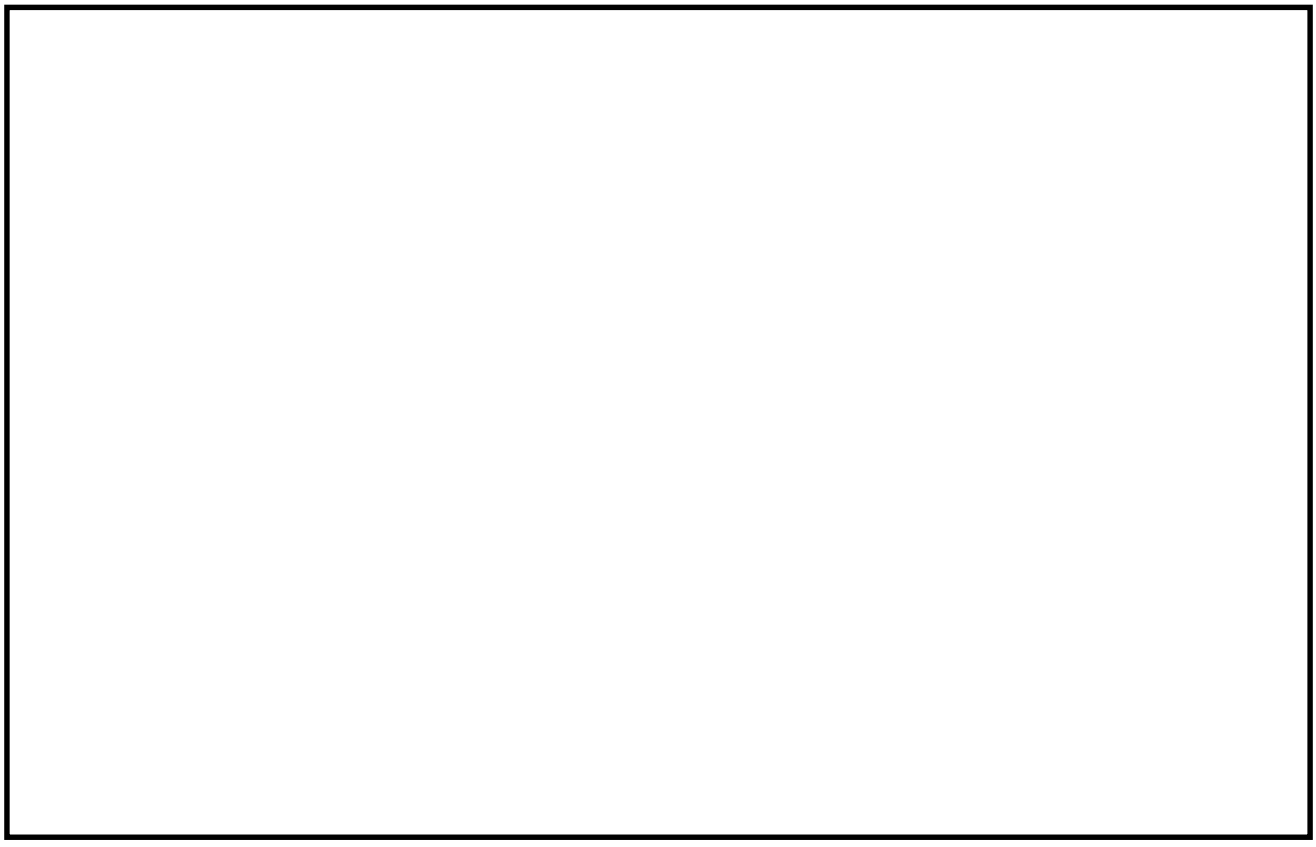
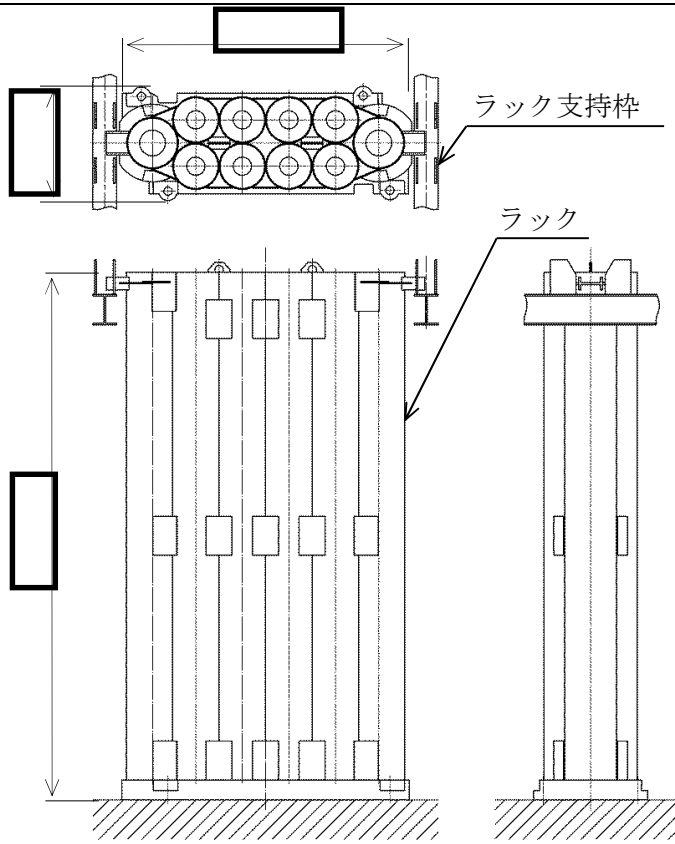


図 2-1　ラックの位置関係図

2.2　構造計画

ラックの構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1　構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
ラックは，たて置きラック式で基礎ボルトで使用済燃料プールの底部に固定及びラック支持枠から支持する。 ラック支持枠は，基礎ボルトで使用済燃料プールの底部に固定及び使用済燃料プールの壁に埋め込まれた頭付きスタッド(以下「スタッド」という。)を有する埋込金物に固定される。	アルミニウム合金製筒型枠組構造	

2.3　評価方針

ラックの応力評価は，添付書類「Ⅴ-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」の「3.　耐震評価方針」に従い実施する。

評価については，「2.2　構造計画」にて示すラックの部位を踏まえ「3.　評価部位」にて設定する箇所において，「4.1　固有周期の計算方法」及び「4.3　固有周期の計算結果」で算出した固有周期による設計用地震力に基づく応力等が許容限界内に収まることを，「5.　構造強度評価」にて示す方法にて確認することで実施する。確認結果を「6.　評価結果」に示す。

ラックの耐震評価フローを図 2-2 に示す。

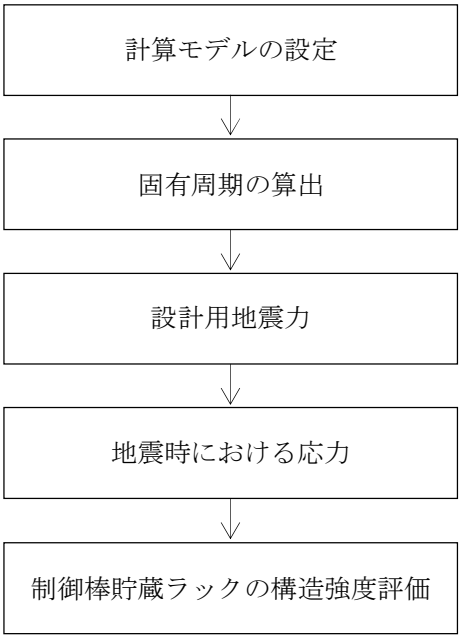


図 2-2　ラックの耐震評価フロー

2.4　適用基準

適用基準を以下に示す。

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

(2) 原子力発電所耐震設計技術指針　重要度分類・許容応力編ＪＥＡＧ４６０１・補－1984（社）日本電気協会

(3) 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

(4) 発電用原子力設備規格（設計・建設規格（2005 年版（2007 年追補版含む。））ＪＳＭＥＳ　ＮＣ１－2005/2007）（社）日本機械学会（以下「設計・建設規格」という。）

2.5　記号の説明

記号	記号の説明	単位
A	ラックの断面積	mm^2
A_b	ラック基礎ボルトの軸断面積	mm^2
A_{b1}	ラック支持枠基礎ボルト①の軸断面積	mm^2
A_{b2}	ラック支持枠基礎ボルト②の軸断面積	mm^2
A_{bn}	スタッドの断面積	mm^2
A_{si}	ラックのせん断断面積	mm^2
A_p	サポート部の断面積	mm^2
A_{p2}	ラック支持枠筋交いの断面積	mm^2
C_H	水平方向設計震度	－
C_v	鉛直方向設計震度	－
D	死荷重	N
E	縦弾性係数	MPa
F^*	設計・建設規格　SSB－3121.3 又は SSB－3133 に定める値	MPa
F_1	ラック支持枠上部に生じる水平荷重	N
F_2	ラック支持枠底部端に生じる鉛直荷重	N
F_3	ラック支持枠筋交いに生じる荷重	N
F_4	ラック支持枠斜壁側に生じる水平荷重	N
F_c	サポート部に働くせん断力	N
F_f	ラック支持枠に働くせん断力	N
F_i	ラックに働くせん断力	N
F_s	ラック支持枠底部中央に働くせん断力	N
F_{xn}	埋込金物に働く引張力	N
F_{yn}, F_{zn}	埋込金物に働くせん断力	N
F_{yB}	ベース底部に働くせん断力	N
f_{1i}, f_{2i}	ラック基礎ボルトに働く引張力（1 本当たり）	N
f_b	部材の許容曲げ応力（f_b^*を 1.5 倍した値）	MPa
f_c	部材の許容圧縮応力（f_c^*を 1.5 倍した値）	MPa
f_s	部材の許容せん断応力（f_s^*を 1.5 倍した値）	MPa
f_{sb}	せん断力のみを受けるスタッド及び基礎ボルトの許容せん断応力(f_s^*を 1.5 倍した値)	MPa
f_t	部材の許容引張応力（f_t^*を 1.5 倍した値）	MPa
f_{to}	引張力のみを受けるスタッド及び基礎ボルトの許容引張応力（f_t^*を 1.5 倍した値）	MPa

記号	記号の説明	単位
f_{ts}	引張力とせん断力を同時に受けるスタッド及び基礎ボルトの許容引張応力	MPa
G	せん断弾性係数	MPa
g	重力加速度（＝9.80665）	m/s^2
h_1	制御棒及び制御棒案内管貯蔵時のラック重心高さ（応力評価時に使用）	mm
h_2	制御棒及び制御棒案内管貯蔵時のラック重心からサポートまでの高さ（応力評価時に使用）	mm
h_3	サポート高さ	mm
h_4	サポートからラック上端までの高さ	mm
h_{x1}	制御棒及び制御棒案内管貯蔵時のラック重心高さ（X方向の固有周期計算時に使用）	mm
h_{y1}	制御棒及び制御棒案内管貯蔵時のラック重心高さ（Y方向の固有周期計算時に使用）	mm
h_{y2}	制御棒及び制御棒案内管貯蔵時のラック重心からサポートまでの高さ（Y方向の固有周期計算時に使用）	mm
h_{z1}	制御棒及び制御棒案内管貯蔵時のラック重心高さ（Z方向の固有周期計算時に使用）	mm
I_x	ラックの断面二次モーメント（X軸回り）	mm^4
I_y	ラックの断面二次モーメント（Y軸回り）	mm^4
K_i	ラックのばね定数	N/mm
K_z	ラックのばね定数（Z方向の固有周期計算時に使用）	N/mm
ℓ_{gi}	ベース端からラック重心までの距離	mm
ℓ_{1i}，ℓ_{2i} ℓ_{3i}，ℓ_{4i}	ベース端からラック基礎ボルトまでの距離	mm
ℓ_{1n}，ℓ_{2n} ℓ_{3n}，ℓ_{4n}	埋込金物端から各スタッドまでの距離	mm
ℓ_5	ラック支持枠の高さ	mm
ℓ_6	ラック支持枠底部の長さ	mm
ℓ_s	ラック支持枠からサポートまでの距離	mm
M_D	機械的荷重	N
M_{SAD}	重大事故等時の状態（運転状態Ⅴ）における運転状態等を考慮して当該設備に設計上定められた機械的荷重	N
M_i	ラックの転倒モーメント	N・mm

記号	記号の説明	単位
M_p	サポートの転倒モーメント	N・mm
M_{XB}	ラック重心位置の転倒モーメント	N・mm
M_{yn}, M_{zn}	埋込金物に働く曲げモーメント	N・mm
m	制御棒及び制御棒案内管貯蔵時のラックの全質量	kg
m_c	制御棒の質量	kg
m_g	制御棒案内管の質量	kg
m_R	ラックの質量	kg
m_s	ラック支持枠の質量	kg
m_{vi}	ラックの排除水質量	kg
m_{vz}	ラックの排除水質量（Z方向）	kg
m_w	ラックに含まれる水の質量	kg
n	ラック基礎ボルトの全本数	－
n_{1i}, n_{2i} n_{3i}, n_{4i}	各部のラック基礎ボルトの本数	－
n_{1n}, n_{2n} n_{3n}, n_{4n}	スタッドの各部の本数	－
N_m	M_{yn}, M_{zn}により生じるスタッド1 本当たりの最大引張力	N
n_n	スタッドの全本数	－
n_{s1}	ラック支持枠基礎ボルト①の本数	－
n_{s2}	ラック支持枠基礎ボルト②の本数	－
P_D	最高使用圧力による荷重	N
P_{SAD}	重大事故等時の状態（運転状態Ⅴ）における運転状態等を考慮して当該設備に設計上定められた設計圧力による荷重	N
R_s	ラック支持枠底部端に生じる反力	N
S_s	基準地震動S_sにより定まる地震力	N
S_u	設計・建設規格　付録材料図表　Part5　表9に定める値	MPa
S_y	設計・建設規格　付録材料図表　Part5　表8に定める値	MPa
T_i	固有周期	s
T_z	固有周期（Z方向）	s
Z_p	サポート部の断面係数	mm^3
θ_n	スタッドとラック支持枠斜壁側の角度	rad
θ_s	ラック支持枠筋交いの角度	rad
σ_b	ラック基礎ボルトに生じる引張応力	MPa

記号	記号の説明	単位
σ_{bn}	スタッドに生じる引張応力	MPa
σ_c	サポート部に生じる組合せ応力	MPa
σ_{cs}	ラック支持枠筋交いに生じる圧縮応力	MPa
σ_p	サポート部に生じる曲げ応力	MPa
σ_t	ラック支持枠基礎ボルト①に生じる引張応力	MPa
τ_b	ラック基礎ボルトに生じるせん断応力	MPa
τ_{bn}	スタッドに生じるせん断応力	MPa
τ_s	ラック支持枠基礎ボルト②に生じるせん断応力	MPa
τ_p	サポート部に生じるせん断応力	MPa
IV_AS	発電用原子力設備規格（設計・建設規格（2005年版（2007年追補版含む。））ＪＳＭＥ　ＳＮＣ１－2005/2007）（日本機械学会　2007年9月）（以下「設計・建設規格」という。）の運転状態Ⅳ相当の許容応力を基準として，それに地震により生じる応力に対する特別な応力の制限を加えた許容応力状態	－
V_AS	運転状態Ⅴ相当の応力評価を行う許容応力状態を基本として，それに地震により生じる応力に対する特別な応力の制限を加えた許容応力状態	－

注　：A_{si}，F_i，f_{1i}，f_{2i}，K_i，ℓ_{gi}，ℓ_{1i}，ℓ_{2i}，M_i，m_{vi}，n_{1i}，n_{2i}，n_{3i}，n_{4i}及びT_iの添え字ｉの意味は，以下のとおりとする。

ｉ＝ｘ：Ｘ方向（ＥＷ：長辺方向）

ｉ＝ｙ：Ｙ方向（ＮＳ：短辺方向）

2.6　計算精度と数値の丸め方

精度は6桁以上を確保する。

表示する数値の丸め方は表2-2に示すとおりとする。

表2-2　表示する数値の丸め方

数値の種類	単位	処理桁	処理方法	表示桁
固有周期	s	小数点以下第4位	四捨五入	小数点以下第3位
設計震度	－	小数点以下第3位	切上げ	小数点以下第2位
最高使用温度	℃	－	－	整数位
質量	kg	－	－	整数位
長さ	mm	－	－	整数位*1
面積	mm^2	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁*2
力	N	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁*2
モーメント	N･mm	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁*2
算出応力	MPa	小数点以下第1位	切上げ	整数位
許容応力*3	MPa	小数点以下第1位	切捨て	整数位
角度	rad	小数点以下第4位	四捨五入	小数点以下第3位

注　＊1：設計上定める値が小数点以下第1位の場合は，小数点以下第1位表示とする。

＊2：絶対値が1000以上のときは，べき数表示とする。

＊3：設計・建設規格　付録材料図表に記載された温度の中間における許容引張強さ及び設計降伏点は，比例法により補間した値の小数点以下第1位を切り捨て，整数位までの値とする。

3.　評価部位

ラックの耐震評価は，「5.1　構造強度評価方法」に示す条件に基づき，耐震評価上厳しくなるサポート部材，ラック基礎ボルト及びラック支持枠，スタッド，ラック支持枠基礎ボルトについて実施する。

4.　固有周期

4.1　固有周期の計算方法

ラックの計算モデルを図 4-1 に示す。また計算モデルの概要を以下に示す。

(1)　ラックの質量は，制御棒 8 体の質量，制御棒案内管 2 体の質量，ラック自身の質量，ラックに含まれる水の質量及び排除水の質量を考慮した値とする。

(2)　ラックは，ベース底部で基礎ボルトを介し床に完全固定とする。変形モードは，曲げたわみとせん断たわみの合成とする。

(3)　ラックは，Ｙ方向の振動に対してサポートにより支持されるものとする。

(4)　本ラックは，各部材をすべて溶接にて接合されており，一体の構造物とみなして，上述より図 4-1 に示すようなラックの重心位置での１質点系の計算モデルと考える。

(5)　計算モデルの固有周期は，(4.1.1)及び(4.1.2) 式より求める。

$$T_i = 2\cdot\pi\cdot\sqrt{\frac{m+m_{vi}}{1000\cdot K_i}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.1.1)$$

（ｉ＝ｘ：Ｘ方向（ＥＷ：長辺方向），ｙ：Ｙ方向（ＮＳ：短辺方向））

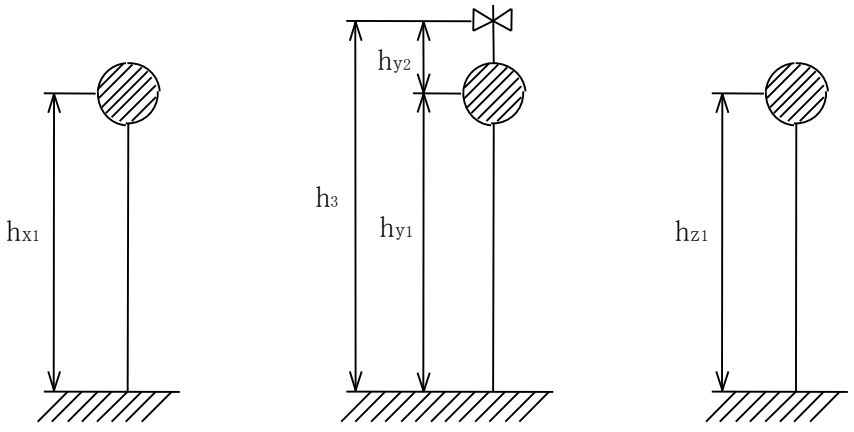
$$T_z = 2\cdot\pi\cdot\sqrt{\frac{m+m_{vz}}{1000\cdot K_z}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.1.2)$$

ただし，ラックのばね定数は，(4.1.3)，(4.1.4) 及び(4.1.5) 式より求める。

$$K_x = \frac{1}{\dfrac{{h_{x1}}^3}{3\cdot E\cdot I_y}+\dfrac{h_{x1}}{A_{sx}\cdot G}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.1.3)$$

$$K_y = \frac{1}{\dfrac{{h_{y2}}^2\cdot{h_{y1}}^3\cdot(4\cdot h_{y2}+3\cdot h_{y1})}{12\cdot E\cdot I_x\cdot {h_3}^3}+\dfrac{h_{y2}\cdot h_{y1}}{A_{sy}\cdot G\cdot h_3}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.1.4)$$

$$K_z = \frac{A\cdot E}{h_{z1}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.1.5)$$



Ｘ方向（ＥＷ：長辺方向）　Ｙ方向（ＮＳ：短辺方向）　Ｚ方向（鉛直方向）

図 4-1　計算モデル

4.2　固有周期の計算条件

固有周期の計算に用いる数値を表 4-1 に示す。

表 4-1　機器要目（固有周期の算出に用いる要目）

m (kg)	m_c (kg)	m_g (kg)	m_R (kg)	m_W (kg)	m_{vx} (kg)	m_{vy} (kg)
					2594	9881

m_{vz} (kg)	A (mm^2)	A_{sx} (mm^2)	A_{sy} (mm^2)	I_x (mm^4)	I_y (mm^4)	E* (MPa)
0	4.495×10^4	2.248×10^4	2.248×10^4	1.056×10^9	8.539×10^9	67300

G* (MPa)	h_{x1} (mm)	h_{y1} (mm)	h_{z1} (mm)	h_{y2} (mm)	h_3 (mm)
25900	1987	1779	1868	1256.2	

注　＊：最高使用温度 [ ]℃）で算出

4.3　固有周期の計算結果

固有周期の計算結果を表 4-2 に示す。

表 4-2　固有周期

	固有周期(s)
水平方向	
鉛直方向	

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

(1) ラックは，原子炉建屋の使用済燃料プールの底部（EL. 34.689 m）に基礎ボルトで固定し，更にラック支持枠で支持されるものとする。

(2) ラック支持枠は，原子炉建屋の使用済燃料プールの底部（EL. 34.689 m）に基礎ボルトで固定し，更に使用済燃料プールの壁に埋め込まれた埋込金物に固定されるものとする。

(3) ラックの質量には，制御棒 8 体の質量，制御棒案内管 2 体の質量，ラック自身の質量，ラックに含まれる水の質量及び排除水質量を考慮する。

(4) 地震力は，ラック及びラック支持枠に対して水平方向から作用するものとする。ここで水平方向地震力は，ラックの長辺方向に作用する場合と短辺方向に作用する場合を考慮する。また，鉛直方向地震力は，水平方向地震力と同時に不利な方向に作用するものとする。

(5) ラックの構造概要図を図 5-1 に，ラック支持枠の構造概要図を図 5-2 に示す。

注 ＊：排除水質量とは，水中の機器の形状により排除される機器周囲の流体の質量である。

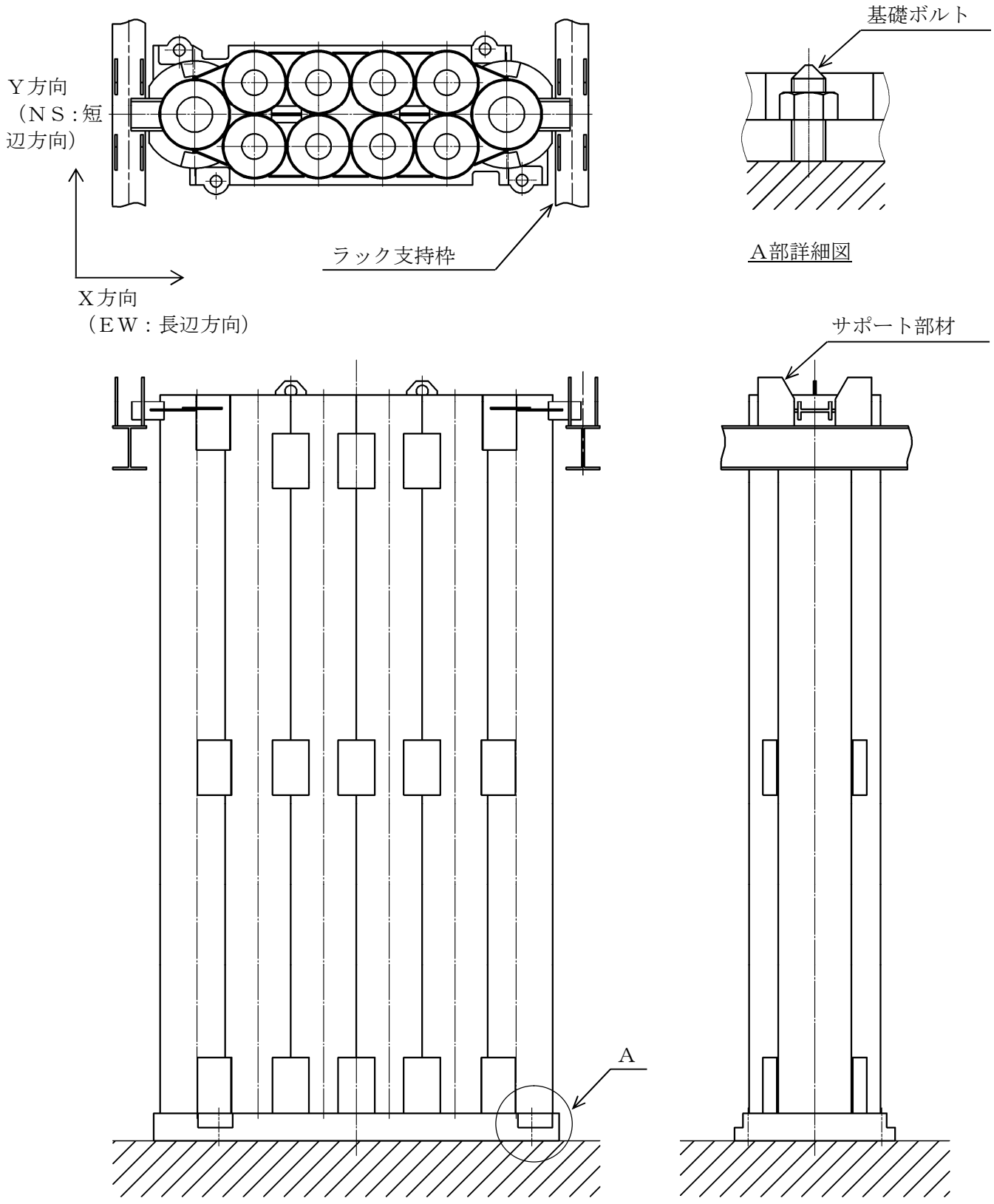
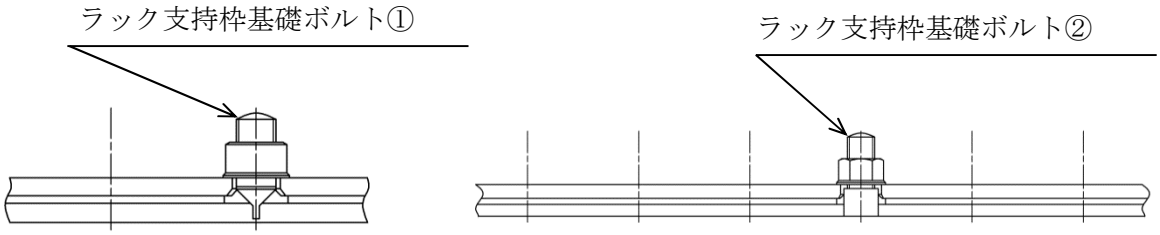
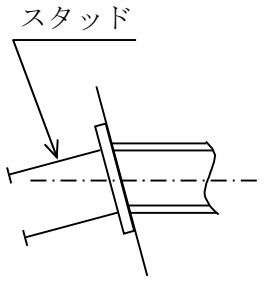


図 5-1　ラック構造概要図



A部詳細図　　B部詳細図



C部詳細図

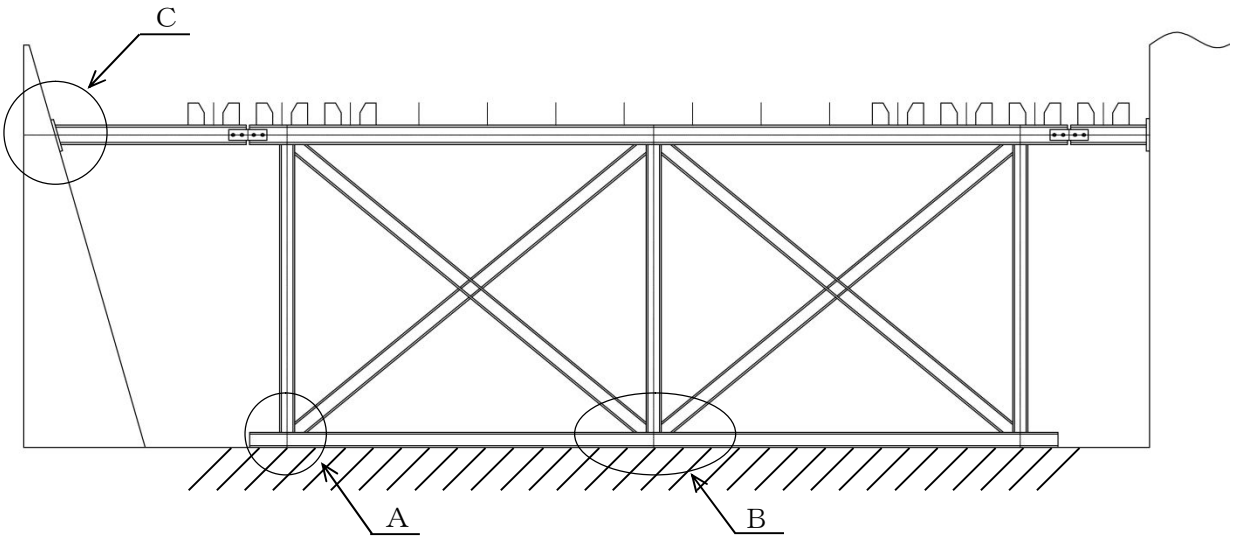


図 5-2　ラック支持枠構造概要図

5.2　荷重の組合せ及び許容応力

5.2.1　荷重の組合せ及び許容応力状態

ラックの荷重の組合せ及び許容応力状態のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表5-1に，重大事故等対処設備の評価に用いるものを表5-2に示す。

ラックは設計基準対象施設においてはＢクラス，重大事故等対処設備には該当しないが，上位クラスへの波及的影響を踏まえて，基準地震動S_sに対する荷重の組合せに対して，IV_AS及びV_ASによる評価を行う。

5.2.2　許容応力

ラックの許容応力は，添付書類「Ⅴ-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき表5-3のとおりとする。

5.2.3　使用材料の許容応力評価条件

ラックの許容応力評価条件のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表5-4に，重大事故等対処設備の評価に用いるものを表5-5に示す。

表 5-1　荷重の組合せ及び許容応力状態（設計基準対象施設）

施設区分		機器名称	耐震設計上の重要度分類	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
核燃料物質の取扱施設及び貯蔵施設	使用済燃料貯蔵設備	制御棒貯蔵ラック	B	－*	$D+P_D+M_D+S_s$	$\mathrm{IV_AS}$

注　＊：その他の支持構造物の荷重の組合せ及び許容応力を適用する。

表 5-2　荷重の組合せ及び許容応力状態（重大事故等対処設備）

施設区分		機器名称	設備分類	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
核燃料物質の取扱施設及び貯蔵施設	使用済燃料貯蔵設備	制御棒貯蔵ラック	－	－*	$D+P_{SAD}+M_{SAD}+S_s$	$\mathrm{V_AS}$（$\mathrm{V_AS}$として$\mathrm{IV_AS}$の許容限界を用いる。）

注　＊：その他の支持構造物の荷重の組合せ及び許容応力を適用する。

表 5-3　許容応力（その他の支持構造物及び重大事故等その他の支持構造物）

許容応力状態	許容限界（ボルト等以外）*1			許容限界（ボルト等）*1	
	一次応力			一次応力	
	引張り	せん断	圧縮	引張り	せん断
$\mathrm{IV_AS}$	1.5・ft*	1.5・fs*	1.5・fc*	1.5・ft*	1.5・fs*
$\mathrm{V_AS}$（$\mathrm{V_AS}$として$\mathrm{IV_AS}$の許容限界を用いる。）	1.5・ft*	1.5・fs*	1.5・fc*	1.5・ft*	1.5・fs*

注　＊１：応力の組合せが考えられる場合には，組合せ応力に対しても評価を行う。

表 5-4　使用材料の許容応力評価条件（設計基準対象施設）

評価部材	材料	温度条件 (℃)		S (MPa)	Ｓｙ (MPa)	Ｓｕ (MPa)	Ｓｙ（ＲＴ） (MPa)
サポート		最高使用温度		－	188	479	205
ラック支持枠		最高使用温度		－	188	479	205
スタッド		最高使用温度		－	234	385	－
ラック基礎ボルト及び ラック支持枠基礎ボルト		最高使用温度		－	188	479	205

注　＊：新ＪＩＳにおける SS400 相当

表 5-5　使用材料の許容応力評価条件（重大事故等対処設備）

評価部材	材料	温度条件 (℃)		S (MPa)	Ｓｙ (MPa)	Ｓｕ (MPa)	Ｓｙ（ＲＴ） (MPa)
サポート		最高使用温度		－	171	441	205
ラック支持枠		最高使用温度		－	171	441	205
スタッド		最高使用温度		－	221	373	－
ラック基礎ボルト及び ラック支持枠基礎ボルト		最高使用温度		－	171	441	205

注　＊：新ＪＩＳにおける SS400 相当

5.3 設計用地震力

評価に用いる設計用地震力を表 5-6 及び表 5-7 に示す。

「基準地震動Ｓｓによる地震力」は，添付書類「Ⅴ-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に基づき設定する。また，減衰定数は添付書類「Ⅴ-2-1-6 地震応答解析の基本方針」に記載の減衰定数を用いる。

表 5-6 設計用地震力（設計基準対象施設）

据付場所及び床面高さ (m)	固有周期 (s)		方向	基準地震動Ｓｓ		最高使用温度 (℃)	減衰定数 (%)
	水平方向	鉛直方向		水平方向設計震度	鉛直方向設計震度		
EL. 34.7*1			ＮＳ	C_H ＝ 1.67 又は＊2	C_V ＝ 1.44		
			ＥＷ	C_H ＝ 1.67			

注 ＊１：基準床レベルを示す。

＊２：基準地震動Ｓｓに基づく設備評価用床応答曲線より得られる値。

表 5-7 設計用地震力（重大事故等対処設備）

据付場所及び床面高さ (m)	固有周期 (s)		方向	基準地震動Ｓｓ		最高使用温度 (℃)	減衰定数 (%)
	水平方向	鉛直方向		水平方向設計震度	鉛直方向設計震度		
EL. 34.7*1			ＮＳ	C_H ＝ 1.67 又は＊2	C_V ＝ 1.44		
			ＥＷ	C_H ＝ 1.67			

注 ＊１：基準床レベルを示す。

＊２：基準地震動Ｓｓに基づく設備評価用床応答曲線より得られる値。

5.4　計算方法

5.4.1　応力の計算方法

5.4.1.1　サポート部材の計算方法

サポート部材の荷重状態を図 5-3 に示す。

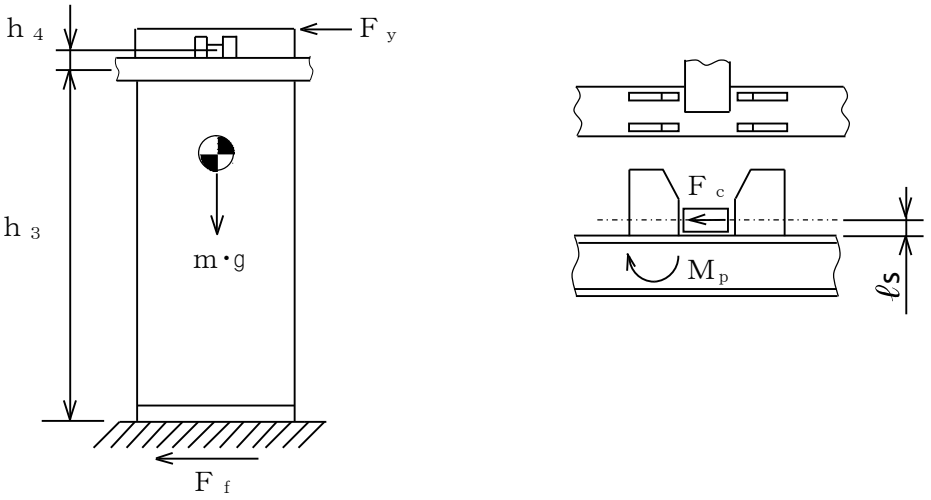


図 5-3　荷重状態（Y方向（ＮＳ：短辺方向））

ラックの全質量は，(5.4.1)式により求める。

$$m = m_c + m_g + m_R + m_w \quad \cdots\cdots (5.4.1)$$

(1)　せん断応力

せん断力Ｆｃにより部材に生じるせん断応力τｐは，(5.4.2)式により求める。

$$\tau_p = \frac{F_c}{2 \cdot A_p} \quad \cdots\cdots (5.4.2)$$

ここで，サポート部に働くせん断力Ｆｃは，(5.4.3)，(5.4.4)及び(5.4.5)式により求める。

$$F_y = C_H \cdot m \cdot g \quad \cdots\cdots (5.4.3)$$

$$F_f = \frac{3 \cdot F_y \cdot h_4}{2 \cdot h_3} \quad \cdots\cdots (5.4.4)$$

$$F_C = F_y + F_f \quad \cdots\cdots (5.4.5)$$

(2)　曲げ応力

モーメントM_pにより部材に生じる曲げ応力σｐは，(5.4.6)及び(5.4.7)式により求める。

$$\sigma_p = \frac{M_p}{Z_p} \quad \cdots\cdots (5.4.6)$$

ここで，サポート部に働くモーメントM_pは，(5.4.7)式により求める。

$$M_p = \frac{F_c}{2} \cdot \ell_s \quad \cdots\cdots (5.4.7)$$

NT2 補② V-2-11-2-7 R1

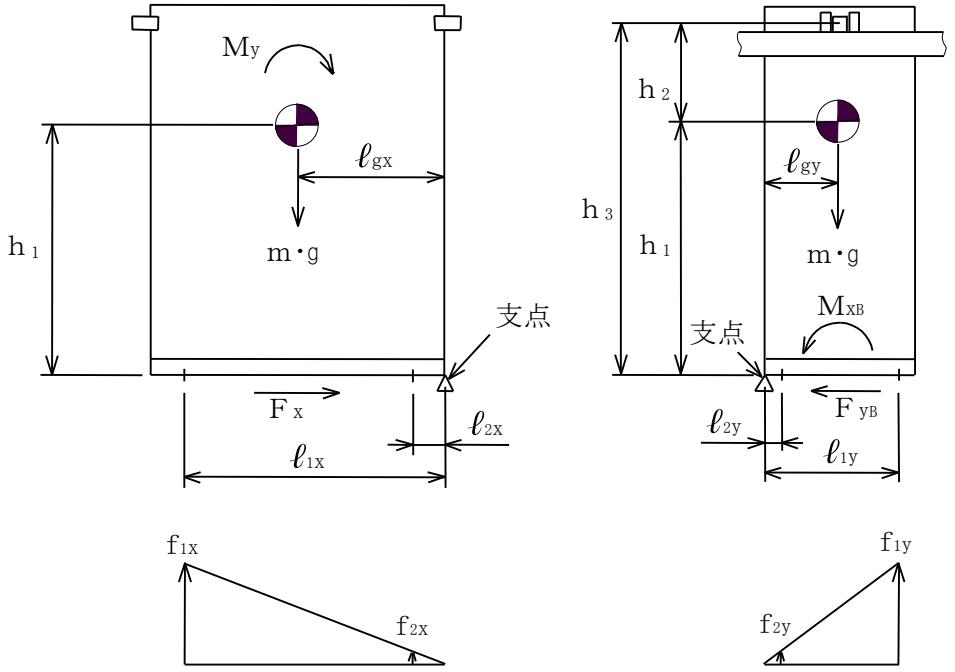
(3) 組合せ応力

組合せ応力σ_cは，(5.4.8)式により求める。

$$\sigma_c=\sqrt{\sigma_p^{\ 2}+3\cdot\tau_p^{\ 2}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (5.4.8)$$

5.4.1.2　ラック基礎ボルトの応力

ラック基礎ボルトの荷重状態を図 5-4 に示す。



X方向（ＥＷ：長辺方向）　　Y方向（ＮＳ：短辺方向）

図 5-4　荷重状態

(1)　せん断応力

ベース底部に働くせん断力F_x又はF_{yB}により，ラック基礎ボルトに生じるせん断応力τ_bは(5.4.9)及び(5.4.10)式より求める。

$$\tau_b=\frac{F_x}{n\cdot A_b} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (5.4.9)$$

$$\tau_b=\frac{F_{yB}}{n\cdot A_b} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (5.4.10)$$

ここで,

$$F_x=C_H\cdot m\cdot g$$

$$F_{yB}=\frac{C_H\cdot m\cdot g\cdot h_2}{2\cdot h_3^3}\cdot(2\cdot h_2^2+6\cdot h_1\cdot h_2+3\cdot h_1^2)$$

(2) 引張応力

図5-4の荷重状態において支点まわりのモーメントの平衡によりラック基礎ボルト1 本当たりの引張力 f_{1i}, f_{2i}を求める。

$f_{1i} > f_{2i}$の関係にあるのでf_{1i}のみを(5.4.11)及び(5.4.12)式より求める。

$$f_{1x}=\frac{\ell_{1x}\cdot\left\{M_y-\left(1-C_v\right)\cdot m\cdot g\cdot\ell_{gx}\right\}}{n_{1x}\cdot\ell_{1x}^2+n_{2x}\cdot\ell_{2x}^2+n_{3x}\cdot\ell_{3x}^2+n_{4x}\cdot\ell_{4x}^2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (5.4.11)$$

$$f_{1y}=\frac{\ell_{1y}\cdot\left\{M_{xB}-\left(1-C_v\right)\cdot m\cdot g\cdot\ell_{gy}\right\}}{n_{1y}\cdot\ell_{1y}^2+n_{2y}\cdot\ell_{2y}^2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (5.4.12)$$

ここで，$M_y = F_x \cdot h_1$

$$M_{xB}=\frac{C_H\cdot m\cdot g\cdot h_1\cdot h_2}{2\cdot h_3^2}\cdot(2\cdot h_2+h_1)$$

したがって，引張力f_{1i}によりラック基礎ボルトに生じる引張応力σ_bは，(5.4.13)式より求める。

$$\sigma_b=\frac{f_{1i}}{A_b} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (5.4.13)$$

（ｉ＝ｘ：Ｘ方向（ＥＷ：長辺方向），ｙ：Ｙ方向（ＮＳ：短辺方向））

ただし，f_{1i}の値が負となった場合は，引張力が生じないので以後の引張応力の計算は省略する。

5.4.1.3　ラック支持枠の応力

ラック支持枠の荷重状態を図 5-5 に示す。

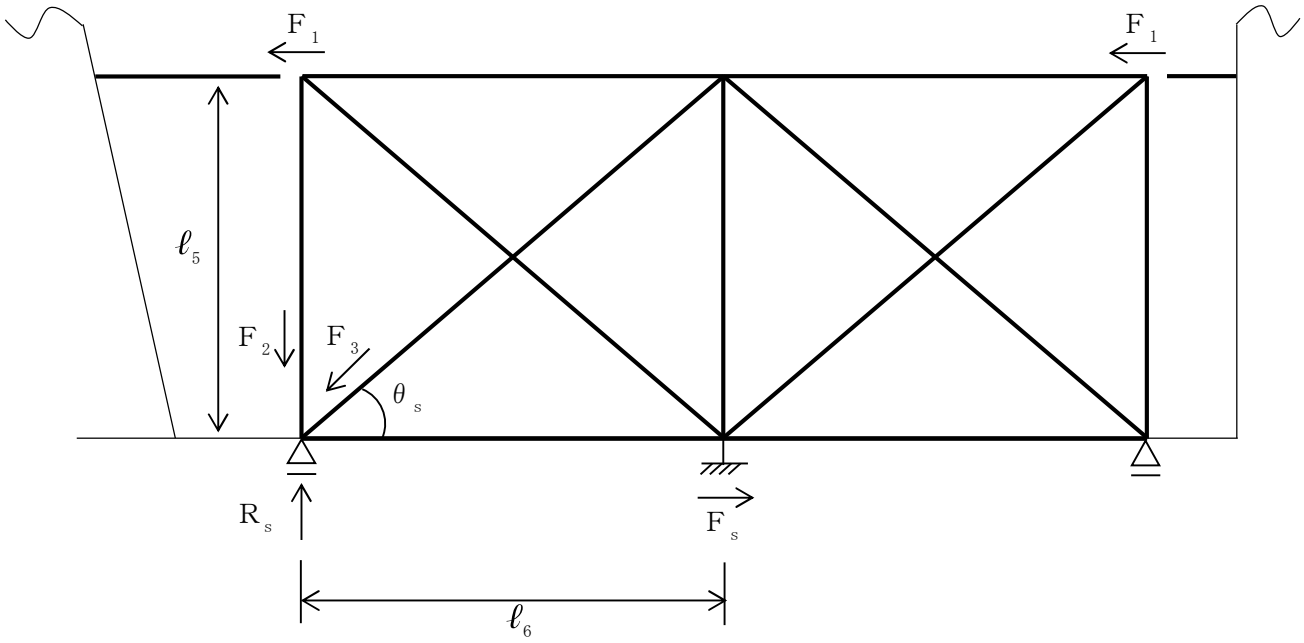


図 5-5　荷重状態（ＮＳ方向）

(1)　圧縮応力

支持枠筋交いに生じる圧縮応力σcsは，(5.4.14)式より求める。

$$\sigma_{cs}=\frac{F_3}{A_{p2}} \qquad \cdots\cdots (5.4.14)$$

なお，F3は，(5.4.15) 式より求める。

[redacted] $\cdots\cdots (5.4.15)$

ここで,

$F_w=C_H\cdot m_s\cdot g$

F_w：ラックに生じる水平荷重

$$F_1=2\cdot F_c+\frac{F_w}{2}$$

$$F_s=2\cdot F_1$$

$$R_s=\frac{F_s\cdot \ell_5}{\ell_6}$$

$$\theta_s=\arctan\left(\frac{\ell_5}{\ell_6}\right)$$

$$F_2=\frac{F_1}{\cos(\theta_s)}\cdot\sin(\theta_s)$$

5.4.1.4　スタッドの応力

スタッドの荷重状態を図 5-6 に示す。

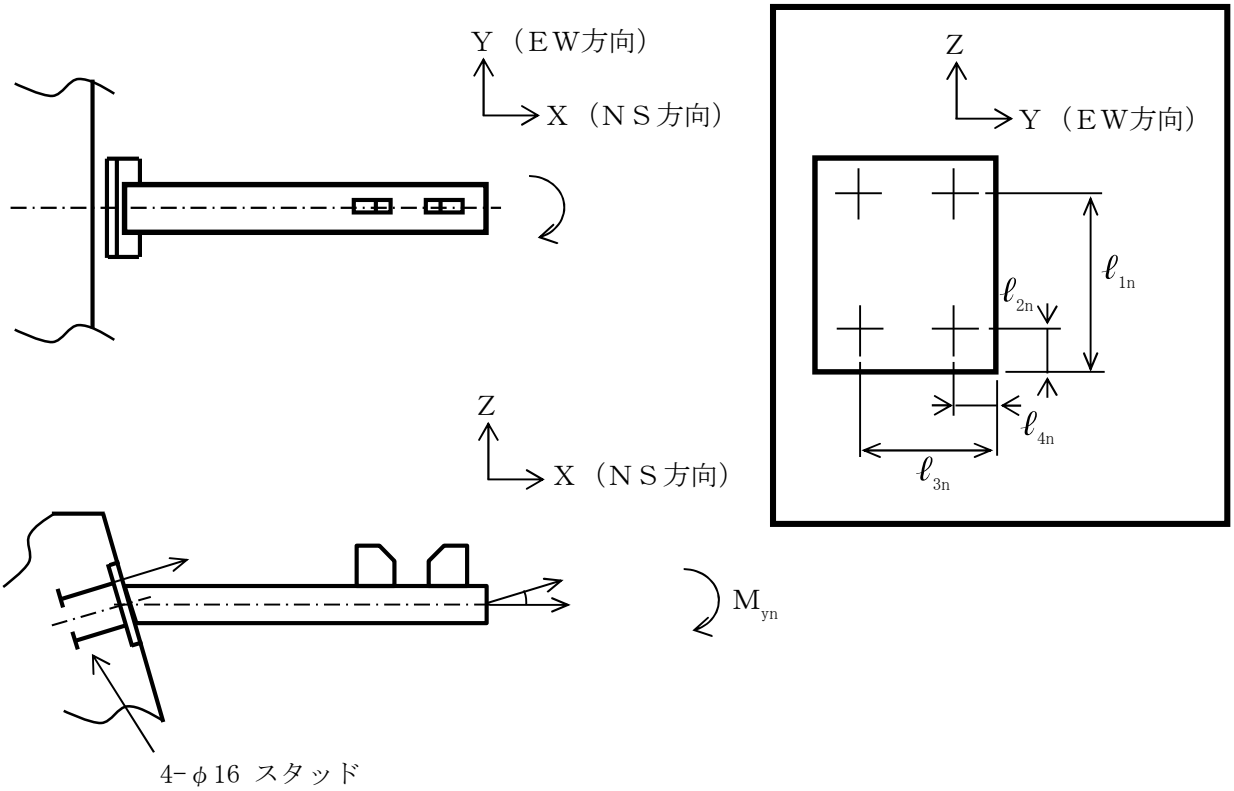


図 5-6　荷重状態

(1)　引張応力

曲げモーメントM_{yn}，M_{zn}により生じるスタッド 1 本当たりの最大引張力N_m及び引張力F_{xn}より生じるスタッドの引張応力σ_{bn}は，(5.4.16) 式より求める。

$$\sigma_{bn}=\frac{N_m}{A_{bn}}+\frac{F_{xn}}{n_n\cdot A_{bn}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (5.4.16)$$

ここで，

$$N_m=\frac{\ell_{1n}\cdot M_{yn}}{n_{1n}\cdot \ell_{1n}^2+n_{2n}\cdot \ell_{2n}^2}+\frac{\ell_{3n}\cdot M_{zn}}{n_{3n}\cdot \ell_{3n}^2+n_{4n}\cdot \ell_{4n}^2}$$

$$F_{xn}=F_4\cdot \cos\left(\theta_n\right)$$

(2)　せん断応力

スタッドに生じるせん断応力τ_{bn}は，(5.4.17) 式より求める。

$$\tau_{bn}=\frac{\sqrt{F_{yn}^2+F_{zn}^2}}{n_n\cdot A_{bn}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (5.4.17)$$

5.4.1.5　ラック支持枠基礎ボルトの応力

ラック支持枠基礎ボルトの荷重状態を図 5-5 に示す。

(1)　せん断応力

ラック支持枠底部中央に働くせん断力F_sにより，ラック支持枠基礎ボルト②に生じるせん断応力τ_sは，(5.4.18)より求める。

$$\tau_s = \frac{F_s}{n_{s2} \cdot A_{b2}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (5.4.18)$$

(2)　引張応力

ラック支持枠底部端に生じる反力R_sにより，ラック支持枠基礎ボルト①に生じる引張応力σ_tは，(5.4.19)式より求める。

$$\sigma_t = \frac{R_s}{n_{s1} \cdot A_{b1}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (5.4.19)$$

5.5　計算条件

5.5.1　サポート部材の応力算定条件

サポート部材の応力計算に用いる数値を表 5-8 に示す。

5.5.2　ラック基礎ボルトの応力算定条件

ラック基礎ボルトの応力計算に用いる数値を表 5-9 に示す。

5.5.3　ラック支持枠の応力算定条件

ラック支持枠の応力計算に用いる数値を表 5-10 に示す。

5.5.4　スタッドの応力算定条件

スタッドの応力計算に用いる数値を表 5-11 に示す。

5.5.5　ラック支持枠基礎ボルトの応力算定条件

ラック支持枠基礎ボルトの応力計算に用いる数値を表 5-12 に示す。

表 5-8　サポート部材の応力計算条件

m (kg)	m_c (kg)	m_g (kg)	m_R (kg)	m_w (kg)	A_p (mm^2)	Z_p (mm^3)	h_3 (mm)	h_4 (mm)	ℓ_s (mm)
					1500	3.750×10^4			63.2

（設計基準対象施設）

部材	材料	S_y*1 (MPa)	S_y*2 (MPa)	S_u*1 (MPa)	F* (MPa)
サポート		188	205	479	205

注　＊１：最高使用温度（　　℃）で算出

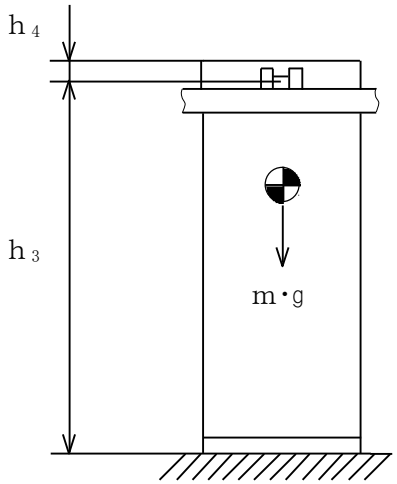
　　＊２：室温で算出

（重大事故等対処設備）

部材	材料	S_y*1 (MPa)	S_y*2 (MPa)	S_u*1 (MPa)	F* (MPa)
サポート		171	205	441	205

注　＊１：最高使用温度（　　℃）で算出

　　＊２：室温で算出



Ｙ方向（ＮＳ：短辺方向）

表 5-9　ラック基礎ボルトの応力評価条件

m (kg)	A_b (mm^2)	ℓ_{1X} (mm)	ℓ_{2X} (mm)	ℓ_{3x} (mm)	ℓ_{4x} (mm)	ℓ_{1y} (mm)	ℓ_{2y} (mm)	ℓ_{gx} (mm)	ℓ_{gy} (mm)
3350	[redacted]	1558.5	1401.5	256.5	99.5	577	20	829	296

h_1 (mm)	h_2 (mm)	h_3 (mm)	n	n_{1X}	n_{2X}	n_{3x}	n_{4x}	n_{1y}	n_{2y}
1868	1167.2	3035.2	4	1	1	1	1	2	2

（設計基準対象施設）

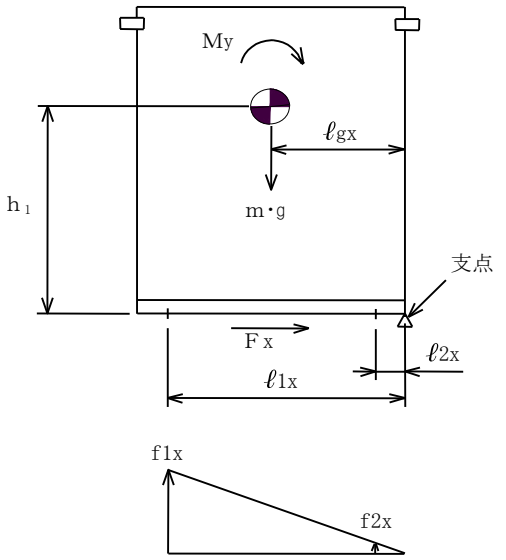
ラック 基礎ボルト材料	S_y*1 (MPa)	S_y*2 (MPa)	S_u*1 (MPa)	F * (MPa)
[redacted]	188	205	479	205

注　＊１：最高使用温度 [redacted] ℃）で算出
　　＊２：室温で算出

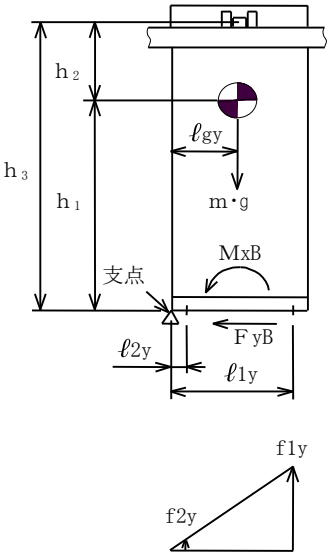
（重大事故等対処設備）

ラック 基礎ボルト材料	S_y*1 (MPa)	S_y*2 (MPa)	S_u*1 (MPa)	F * (MPa)
[redacted]	171	205	441	205

注　＊１：最高使用温度 [redacted] ℃）で算出
　　＊２：室温で算出



X方向（ＥＷ：長辺方向）



Y方向（ＮＳ：短辺方向）

表 5-10　ラック支持枠の応力評価条件

m_s (kg)	A_{p2} (mm^2)	ℓ_5 (mm)	ℓ_6 (mm)	θ_s (rad)	F_1 (N)	F_2 (N)	F_3 (N)	F_s (N)	R_s (N)
[redacted]	5.560×10^3	[redacted]		0.695	1.305×10^5	[redacted]		2.610×10^5	2.175×10^5

（設計基準対象施設）

部材	材料	S_y*1 (MPa)	S_y*2 (MPa)	S_u*1 (MPa)	F * (MPa)
ラック支持枠	[redacted]	188	205	479	205

注　＊１：最高使用温度（[redacted]℃）で算出

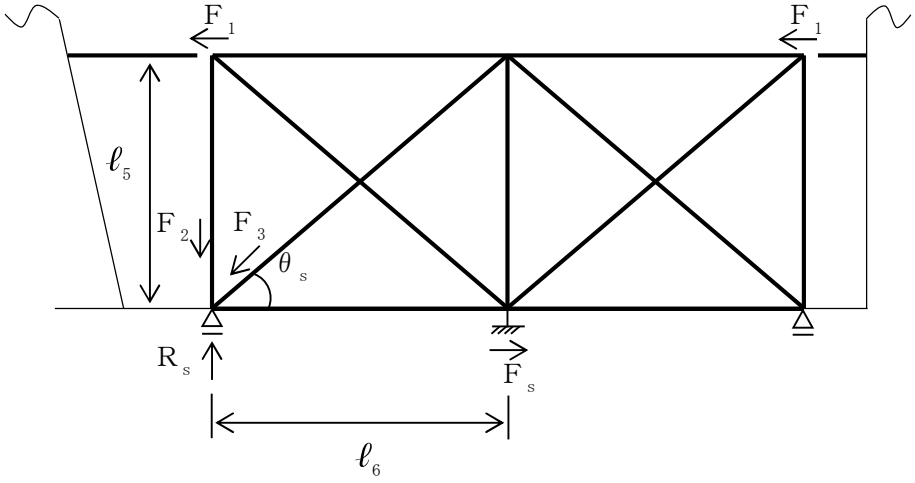
　　＊２：室温で算出

（重大事故等対処設備）

部材	材料	S_y*1 (MPa)	S_y*2 (MPa)	S_u*1 (MPa)	F * (MPa)
ラック支持枠	[redacted]	171	205	441	205

注　＊１：最高使用温度[redacted]℃）で算出

　　＊２：室温で算出



ＮＳ方向

表 5-11　スタッドの応力評価条件

A_{bn} (mm^2)	ℓ_{1n} (mm)	ℓ_{2n} (mm)	ℓ_{3n} (mm)	ℓ_{4n} (mm)	θ_n (rad)	n_n	n_{1n}	n_{2n}	n_{3n}	n_{4n}
201.1 (ϕ16)					0.280	4				

F_4 (N)	F_{xn} (N)	F_{yn} (N)	F_{zn} (N)	M_{yn} (N・mm)	M_{zn} (N・mm)
5.835×10^4	5.608×10^4	0	2.455×10^3	9.171×10^6	0

（設計基準対象施設）

スタッド材料	S_y* (MPa)	S_u* (MPa)	F^* (MPa)
	234	385	234

注 ＊：最高使用温度 ℃）で算出

（重大事故等対処設備）

スタッド材料	S_y* (MPa)	S_u* (MPa)	F^* (MPa)
	221	373	221

注 ＊：最高使用温度 ℃）で算出

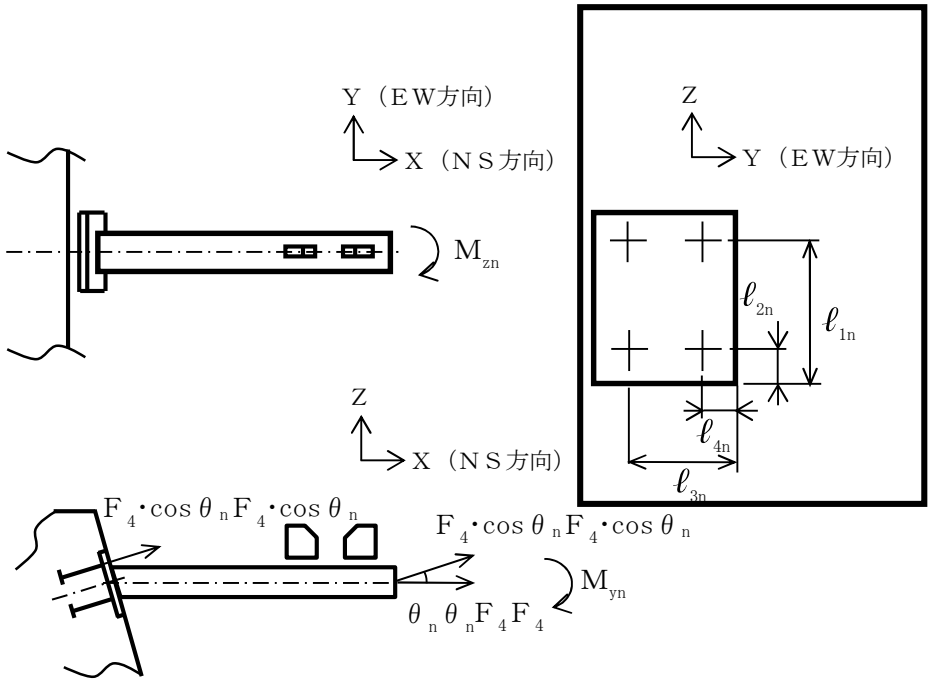


表 5-12　ラック支持枠基礎ボルトの応力評価条件

A_{b1} (mm^2)	A_{b2} (mm^2)	n_{s1}	n_{s2}	F_s (N)	R_s (N)
855.3 (M33)	1257 (ϕ40)	4	12	2.610×10^5	2.175×10^5

(設計基準対象施設)

ラック支持枠 基礎ボルト材料	S_y*1 (MPa)	S_y*2 (MPa)	S_u*1 (MPa)	F * (MPa)
[redacted]	188	205	479	205

注 ＊１：最高使用温度 [redacted] ℃）で算出

＊２：室温で算出

(重大事故等対処設備)

ラック支持枠 基礎ボルト材料	S_y*1 (MPa)	S_y*2 (MPa)	S_u*1 (MPa)	F * (MPa)
[redacted]	171	205	441	205

注 ＊１：最高使用温度 [redacted] ℃）で算出

＊２：室温で算出

5.6　応力の評価

5.6.1　サポート部材及びラック支持枠の応力評価

5.4.1.1 項で求めたサポート部材の曲げ応力 σ_p, せん断応力 τ_p 及び組合せ応力 σ_c は，下表より求めた許容曲げ応力 f_b，許容せん断応力 f_s 及び許容引張応力 f_t 以下であること。

	基準地震動Ｓ$_s$による荷重との組合せの場合
許容引張応力 f_t	$\dfrac{F}{1.5}\cdot 1.5$
許容せん断応力 f_s	$\dfrac{F^*}{1.5\cdot\sqrt{3}}\cdot 1.5$
許容曲げ応力 f_b	$\dfrac{F}{1.5}\cdot 1.5$

5.4.1.3 項で求めた部材の圧縮応力 σ_{cs} が許容圧縮応力 f_c 以下であること。ただし，f_c は(5.6.1)式による。

$$f_c = \left\{1-0.4\cdot\left(\frac{\lambda}{\Lambda}\right)^2\right\}\cdot\frac{F^*}{\nu}\cdot 1.5 \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (5.6.1)$$

ここで,

$$\Lambda = \sqrt{\frac{\pi^2\cdot E}{0.6\cdot F}}^*$$

$$\nu = 1.5+\frac{2}{3}\cdot\left(\frac{\lambda}{\Lambda}\right)^2$$

ν :安全率

Λ :限界細長比

λ :圧縮材の有効細長比

5.6.2　スタッド及び基礎ボルトの応力評価

5.4.1.2 項，5.4.1.4 項及び 5.4.1.5 項で求めた基礎ボルト及びスタッドの引張応力 σ_b，σ_{bn} 及び σ_t が，(5.6.2)及び(5.6.3)式より求めた許容引張応力 f_{ts} 以下であること。

また，5.4.1.2 項，5.4.1.4 項及び 5.4.1.5 項で求めた基礎ボルト及びスタッドのせん断応力 τ_b，τ_{bn} 及び τ_s が，せん断力のみを受けるボルトの許容せん断応力 f_{sb} 以下であること。

$$f_{ts}=1.4\cdot f_{to}-1.6\cdot \tau_b \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (5.6.2)$$

かつ，

$$f_{ts}\leqq f_{to} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (5.6.3)$$

ただし，f_{to} 及び f_{sb} は下表による。

	基準地震動Ｓ$_s$による荷重との組合せの場合
許容引張応力 f_{to}	$\frac{F^*}{2}\cdot 1.5$
許容せん断応力 f_{sb}	$\frac{F^*}{1.5\cdot\sqrt{3}}\cdot 1.5$

6.　評価結果

6.1　設計基準対象施設としての評価結果

ラックの耐震評価結果を以下に示す。発生値は許容限界を満足しており，設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを確認した。

(1)　構造強度評価結果

構造強度評価の結果を次項以降の【制御棒貯蔵ラックの耐震性についての計算結果】に示す。

6.2　重大事故等対処設備としての評価結果

ラックの耐震評価結果を以下に示す。発生値は許容限界を満足しており，設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを確認した。

(1)　構造強度評価結果

構造強度評価の結果を次項以降の【制御棒貯蔵ラックの耐震性についての計算結果】に示す。

【制御棒貯蔵ラックの耐震性についての計算結果】

1. 設計基準対象施設

1.1　設計条件

機器名称	耐震設計上の重要度分類	据付場所及び床面高さ (m)	固有周期 (s)		方向	基準地震動S_s		最高使用温度 (℃)	減衰定数 (%)
			水平方向	鉛直方向		水平方向設計震度	鉛直方向設計震度		
制御棒貯蔵ラック	B	EL. 34.7*1			NS	C_H ＝ 1.67 又は＊2	C_V ＝ 1.44		
					EW	C_H ＝ 1.67			

注　＊１：基準床レベルを示す。

＊２：基準地震動S_sに基づく設備評価床応答曲線より得られる値。

1.2　計算数値

(1)　部材に生じる応力

（単位：MPa）

部材	応力	基準地震動Ｓ$_s$	
		Ｘ方向	Ｙ方向
サポート	曲げ　σ_p	－	48
	せん断　τ_p	－	19
	組合せ　σ_c	－	58
ラック支持枠	圧縮　σ_{cs}	－	31

(2)　スタッド及び基礎ボルトに生じる応力

（単位：MPa）

部材	応力	基準地震動Ｓ$_s$	
		Ｘ方向	Ｙ方向
スタッド	引張り　σ_{bn}	－	158
	せん断　τ_{bn}	－	3
ラック基礎ボルト	引張り　σ_b	26	18
	せん断　τ_b	9	5
ラック支持枠 基礎ボルト	引張り　σ_t	－	64
	せん断　τ_s	－	18

1.3　結論

1.3.1　固有周期

（単位：s）

方向	固有周期
X方向	
Y方向	
Z方向	

1.3.2　応力（設計基準対象施設）

(1)　部材に生じる応力

（単位：MPa）

部材	材料	応力	基準地震動S_s	
			算出応力	許容応力
サポート		曲げ	σ_p＝ 48	f_t＝205
		せん断	τ_p＝ 19	f_s＝118
		組合せ	σ_c＝ 58	f_t＝205
ラック支持枠		圧縮	σ_{cs}＝ 31	f_c＝97

すべて許容応力以下である。

(2)　スタッド及び基礎ボルトに生じる応力

（単位：MPa）

部材	材料	応力	基準地震動S_s	
			算出応力	許容応力
スタッド		引張り	σ_{bn}＝ 158	f_{ts}＝175*
		せん断	τ_{bn}＝ 3	f_{sb}＝135
ラック基礎ボルト		引張り	σ_b＝ 26	f_{ts}＝153*
		せん断	τ_b＝ 9	f_{sb}＝118
ラック支持枠 基礎ボルト		引張り	σ_t＝ 64	f_{ts}＝153*
		せん断	τ_s＝ 18	f_{sb}＝118

すべて許容応力以下である。

注　＊：$f_{ts}=1.4\cdot f_{to}-1.6\cdot \tau_b$

2.　重大事故等対処設備

2.1　設計条件

機器名称	設備区分	据付場所及び床面高さ (m)	固有周期 (s)		方向	基準地震動Ｓｓ		最高使用温度 (℃)	減衰定数 (%)
			水平方向	鉛直方向		水平方向設計震度	鉛直方向設計震度		
制御棒貯蔵ラック	－	EL. 34.7*1			ＮＳ	C_H ＝ 1.67 又は＊2	C_V ＝ 1.44		
					ＥＷ	C_H ＝ 1.67			

注　＊１：基準床レベルを示す。

＊２：基準地震動Ｓｓに基づく設備評価用床応答曲線より得られる値。

2.2　応力（重大事故等対処設備）

(1)　部材に生じる応力

（単位：MPa）

部材	材料	応力	基準地震動Ｓ$_s$	
			算出応力	許容応力
サポート		曲げ	σ_p＝ 48	f_t＝205
		せん断	τ_p＝ 19	f_s＝118
		組合せ	σ_c＝ 58	f_t＝205
ラック支持枠		圧縮	σ_{cs}＝ 31	f_c＝97

すべて許容応力以下である。

(2)　スタッド及び基礎ボルトに生じる応力

（単位：MPa）

部材	材料	応力	基準地震動Ｓ$_s$	
			算出応力	許容応力
スタッド		引張り	σ_{bn}＝ 158	f_{ts}＝165*
		せん断	τ_{bn}＝ 3	f_{sb}＝127
ラック基礎ボルト		引張り	σ_b＝ 26	f_{ts}＝153*
		せん断	τ_b＝ 9	f_{sb}＝118
ラック支持枠 基礎ボルト		引張り	σ_t＝ 64	f_{ts}＝153*
		せん断	τ_s＝ 18	f_{sb}＝118

すべて許容応力以下である。

注　＊：$f_{ts}=1.4\cdot f_{to}-1.6\cdot \tau_b$

Ⅴ-2-11-2-8　制御棒貯蔵ハンガの耐震性についての計算書

目次

1. 概要 ····· 1
2. 一般事項 ····· 1
2.1 配置概要 ····· 1
2.2 構造計画 ····· 2
2.3 評価方針 ····· 3
2.4 適用基準 ····· 4
2.5 記号の説明 ····· 5
2.6 計算精度と数値の丸め方 ····· 7
3. 評価部位 ····· 8
4. 地震応答解析及び構造強度評価 ····· 8
4.1 地震応答解析及び構造強度評価方法 ····· 8
4.2 荷重の組合せ及び許容応力 ····· 10
4.3 解析モデル及び諸元 ····· 14
4.4 固有周期 ····· 15
4.5 設計用地震力 ····· 16
4.6 計算方法 ····· 17
4.7 計算条件 ····· 19
4.8 応力の評価 ····· 19
5. 評価結果 ····· 20
5.1 設計基準対象施設としての評価結果 ····· 20
5.2 重大事故等対処設備としての評価結果 ····· 20

1. 概要

本計算書は，添付書類「Ⅴ-2-11-1　波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」の耐震評価方針に基づき，下位クラス設備である制御棒貯蔵ハンガ（以下「ハンガ」という。）が設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを確認することで，下部に設置された上位クラス施設である使用済燃料プール，使用済燃料貯蔵ラック等に対して，波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

2. 一般事項

2.1 配置概要

ハンガは原子炉建屋原子炉棟に設置される。ハンガは,図2-1の位置関係図に示すように，上位クラス施設である使用済燃料貯蔵ラックが設置された使用済燃料プール上に設置されていることから，落下により使用済燃料貯蔵ラック及び使用済燃料プールに対して波及的影響を及ぼすおそれがある。

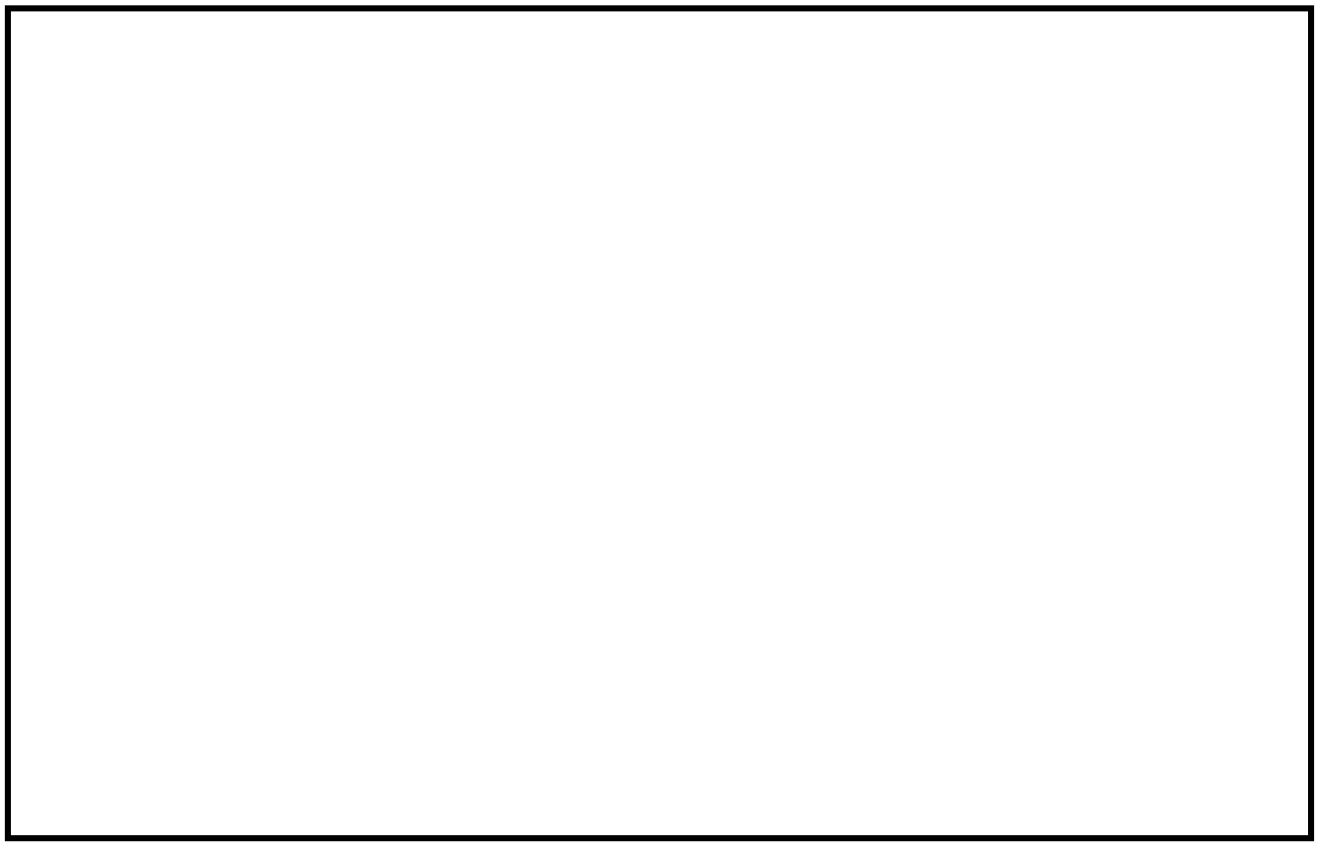
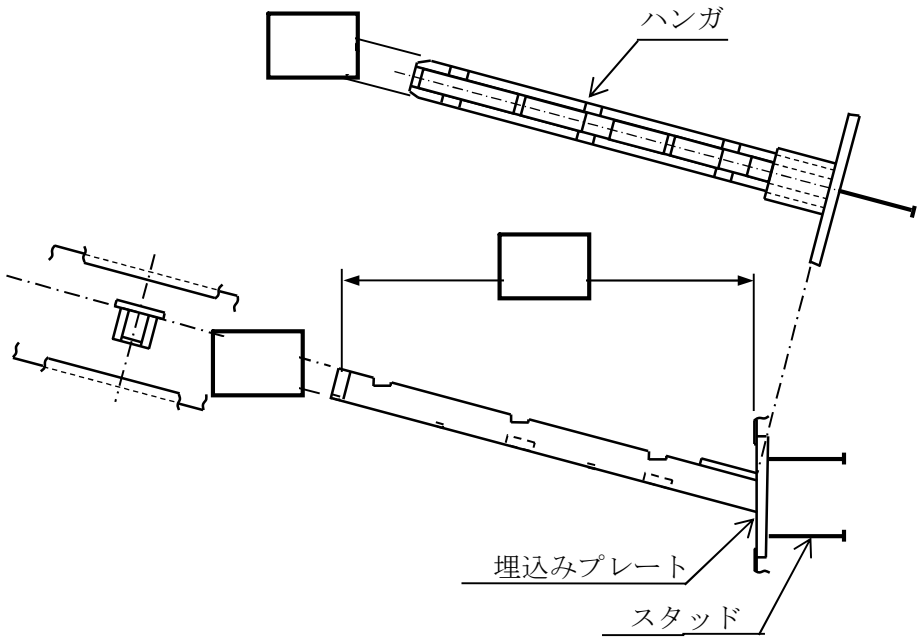


図 2-1　制御棒貯蔵ハンガの位置関係図

2.2　構造計画

ハンガの構造計画を表 2-1 に示す。

表 2－1　構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
ハンガは，原子炉建屋の使用済燃料プールの壁に頭付きスタッド（以下「スタッド」という。）を有する埋込みプレートに溶接で固定している。	ステンレス鋼製。 ハンガは 52 本あり，ハンガ先端側吊り掛け部（切り欠き部）を除き，制御棒を 2 本貯蔵する。	

2.3　評価方針

ハンガの応力評価は，添付書類「V-2-11-1波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」の「3. 耐震評価方針」に従い実施する。

評価については，「2.2　構造計画」にて示すハンガの部位を踏まえ，「3.　評価部位」にて設定する箇所において，「4.3　解析モデル及び諸元」及び「4.4　固有周期」で算出した固有周期に基づく設計用地震力による応力等が許容限界内に収まることを，「4.1 地震応答解析及び構造強度評価」にて示す方法にて確認することで実施する。確認結果を「5.　評価結果」に示す。

ハンガの耐震評価フローを図 2-2 に示す。

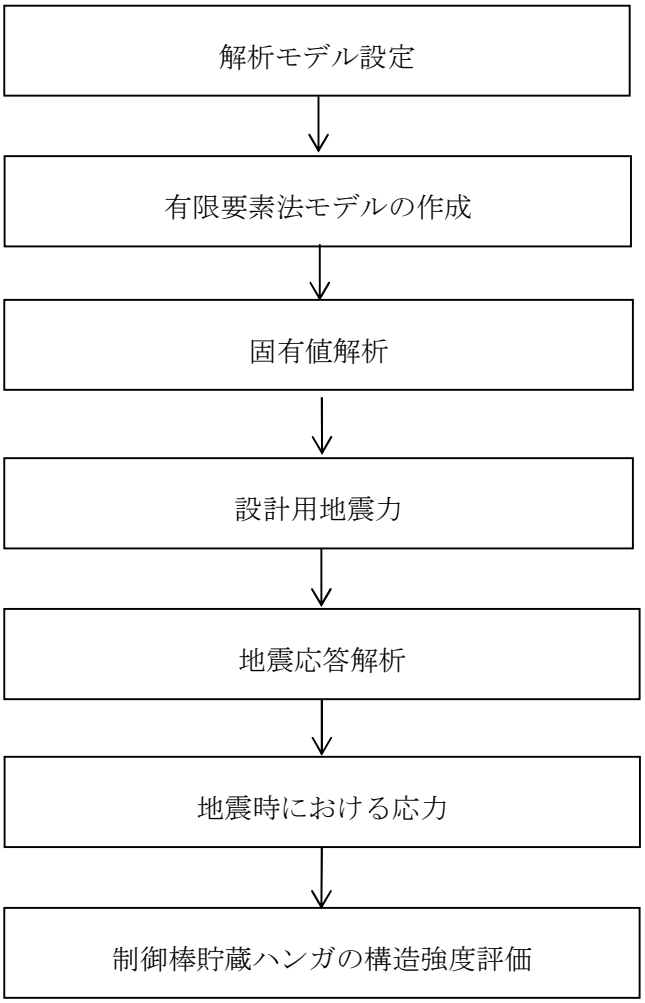


図 2-2　制御棒貯蔵ハンガの耐震評価フロー

2.4　適用基準

適用基準を以下に示す。

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

(2) 原子力発電所耐震設計技術指針　重要度分類・許容応力編ＪＥＡＧ４６０１・補－1984（社）日本電気協会

(3) 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

(4) 発電用原子力設備規格（設計・建設規格（2005年版（2007年追補版含む。））ＪＳＭＥ　Ｓ　ＮＣ１－2005/2007）（社）日本機械学会（以下「設計・建設規格」という。）

2.5　記号の説明

記号	記号の説明	単位
A	部材の断面積	mm^2
A_y, A_z	部材のせん断断面積	mm^2
A_b	スタッドの断面積	mm^2
C_H	水平方向設計震度	－
C_V	鉛直方向設計震度	－
D	死荷重	N
E	縦弾性係数	MPa
F	設計・建設規格　SSB-3121.1 に定める値	MPa
F^*	設計・建設規格　SSB-3121.3 に定める値	MPa
F_x	部材及び埋込みプレートに働く引張力	N
F_y, F_z	部材及び埋込みプレートに働くせん断力	N
f_s	部材の許容せん断応力（f_s^*を 1.5 倍した値）	MPa
f_{sb}	せん断力のみを受けるスタッドの許容せん断応力(f_s^*を 1.5 倍した値)	MPa
f_t	部材の許容引張応力（f_t^*を 1.5 倍した値）	MPa
f_{to}	引張力のみを受けるスタッドの許容引張応力（f_t^*を 1.5 倍した値）	MPa
f_{ts}	引張力とせん断力を同時に受けるスタッドの許容引張応力	MPa
I_x, I_y, I_z	部材の断面二次モーメント	mm^4
ℓ_1, ℓ_2, ℓ_3	埋込みプレート端から各スタッドまでの距離	mm
M_D	機械的荷重	N
M_y, M_z	部材及び埋込みプレートに働く曲げモーメント	N･mm
m_{CR}	制御棒 1 本当たりの質量	kg
m_h	ハンガの質量	kg
N_m	M_y, M_zにより生じるスタッド 1 本当たりの最大引張力	N
n	スタッドの全本数	－
n_1, n_2, n_3	スタッドの各部の本数	－
P_D	最高使用圧力による荷重	N

記号	記号の説明	単位
S_s	基準地震動S_sにより定まる地震力	N
S_u	設計・建設規格　付録材料図表　Part5　表9に定める値	MPa
S_y	設計・建設規格　付録材料図表　Part5　表8に定める値	MPa
Z_y, Z_z	部材の断面係数	mm^3
σ_{fa}	部材に生じる組合せ応力	MPa
σ_{ft}	部材に生じる引張応力	MPa
σ_b	スタッドに生じる引張応力	MPa
τ_f	部材に生じるせん断応力	MPa
τ_b	スタッドに生じるせん断応力	MPa
P_{SAD}	重大事故等時の状態（運転状態Ⅴ）における運転状態等を考慮して当該設備に設計上定められた設計圧力による荷重	N
M_{SAD}	重大事故等時の状態（運転状態Ⅴ）における運転状態等を考慮して当該設備に設計上定められた機械的荷重	N
$Ⅳ_AS$	運転状態Ⅳ相当の許容応力を基準として，それに地震により生じる応力に対する特別な応力の制限を加えた許容応力状態	―
$Ⅴ_AS$	運転状態Ⅴ相当の応力評価を行う許容応力状態を基本として，それに地震により生じる応力に対する特別な応力の制限を加えた許容応力状態	―

2.6　計算精度と数値の丸め方

精度は6桁以上を確保する。

表示する数値の丸め方は表2-2に示すとおりとする。

表2-2　表示する数値の丸め方

数値の種類	単位	処理桁	処理方法	表示桁
固有周期	s	小数点以下第4位	四捨五入	小数点以下第3位
設計震度	－	小数点以下第3位	切上げ	小数点以下第2位
最高使用温度	℃	－	－	整数位
質量	kg	－	－	整数位
長さ	mm	－	－	整数位*1
面積	mm^2	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁*2
力	N	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁*2
モーメント	N･mm	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁*2
算出応力	MPa	小数点以下第1位	切上げ	整数位
許容応力*3	MPa	小数点以下第1位	切捨て	整数位

注記　＊1：設計上定める値が小数点以下第1位の場合は，小数点以下第1位表示とする。

＊2：絶対値が1000以上のときは，べき数表示とする。

＊3：設計・建設規格　付録材料図表に記載された温度の中間における設計引張強さ及び設計降伏点は，比例法により補間した値の小数点以下第1位を切り捨て，整数位までの値とする。

3.　評価部位

ハンガの耐震評価は，「4.1　地震応答解析及び構造強度評価方法」に示す条件に基づき，ハンガ，スタッドについて実施する。

4.　地震応答解析及び構造強度評価

4.1　地震応答解析及び構造強度評価方法

(1)　構造概要図を図 4-1 に示す。ハンガは，原子炉建屋の使用済燃料プールの壁（EL.39.312 m 及び EL.44.138 m）に埋め込まれた埋込金物に溶接され固定されるものとする。

(2)　ハンガの質量には，制御棒の質量とハンガ自身の質量のほか，制御棒及びハンガ部材の排除水質量を考慮する。

(3)　地震力は，ハンガに対して水平方向から作用するものとする。

ここで，水平方向地震力は，ハンガの長辺方向に作用する場合と短辺方向に作用する場合を考慮する。

また，鉛直方向地震力は，水平方向地震力と同時に不利な方向に作用するものとする。

(4)　貯蔵本数は，制御棒 2 本とし，ハンガ先端側吊り掛け部（切り欠き部）を除いて貯蔵とする。

(5)　固有周期の算出及び荷重算出のための地震応答解析は，計算機コード「ＳＡＰ－Ⅳ」を用いる。検証及び妥当性確認等の概要については，添付書類「Ⅴ-5-3　計算機プログラム（解析コード）の概要・ＳＡＰ－Ⅳ」に示す。

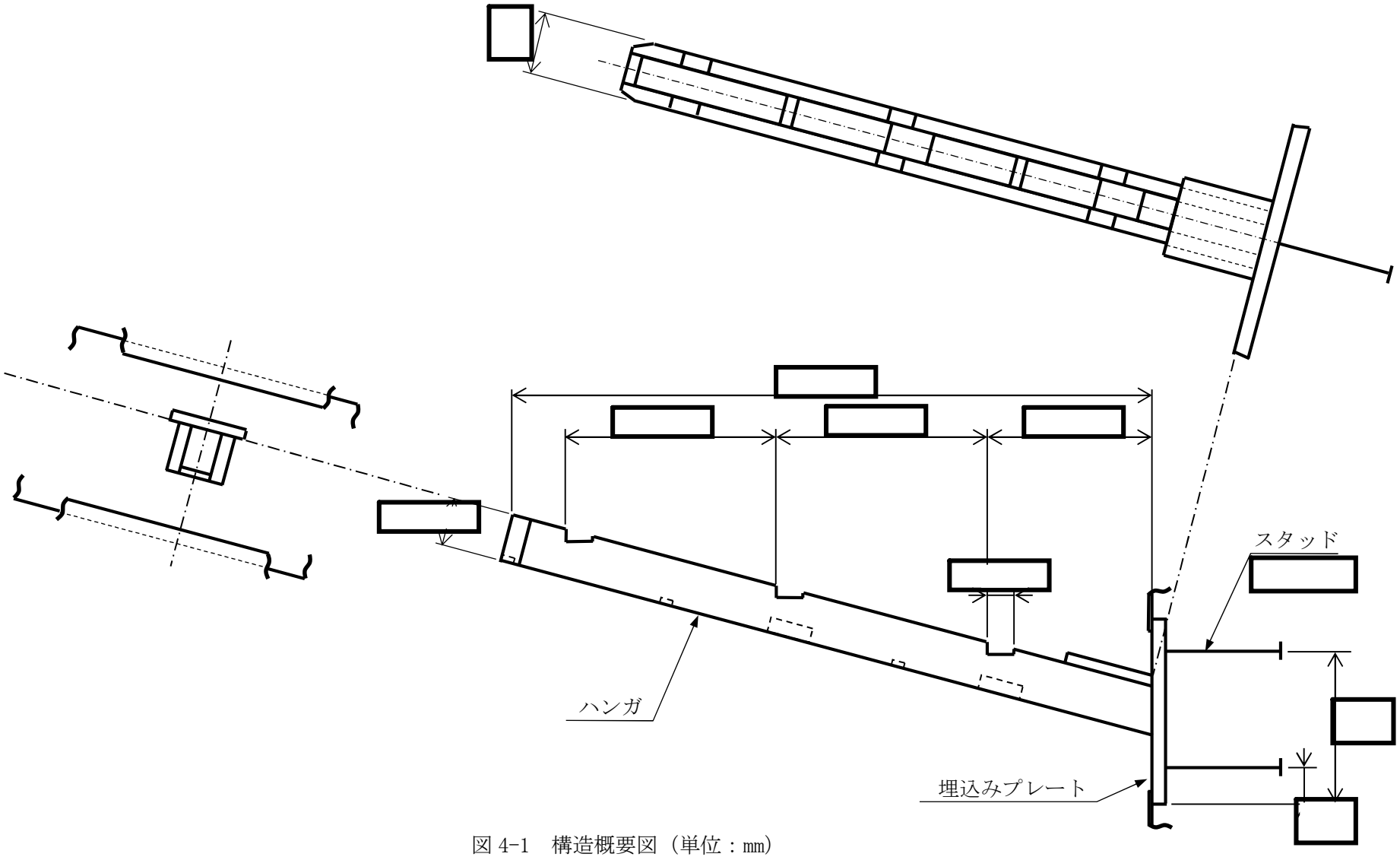


図 4-1　構造概要図（単位：mm）

4.2 荷重の組合せ及び許容応力

4.2.1　荷重の組合せ及び許容応力状態

ハンガの荷重の組合せ及び許容応力状態のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表 4-1 に，重大事故等対処設備の評価に用いるものを表 4-2 に示す。

ハンガは設計基準対処施設においてはＢクラス，重大事故等対処設備には該当しないが，上位クラスへの波及的影響を踏まえて，基準地震動S_sに対する荷重の組合せに対して，IV_AS及びV_ASによる評価を行う。

4.2.2　許容応力

ハンガの許容応力は，添付書類「V-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき表4-3のとおりとする。

4.2.3　使用材料の許容応力評価条件

ハンガ及びスタッドの許容応力評価条件のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表 4-4 に，重大事故等対処設備の評価に用いるものを表 4-5 に示す。

表 4-1　荷重の組合せ及び許容応力状態（設計基準対象施設）

施設区分		機器名称	耐震設計上の重要度分類	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
核燃料物質の取扱施設及び貯蔵施設	使用済燃料貯蔵設備	制御棒貯蔵ハンガ	B	－*	$D+P_D+M_D+S_s$	$\mathrm{IV_AS}$

注記　＊：その他の支持構造物の荷重の組合せ及び許容応力を適用する。

表 4-2　荷重の組合せ及び許容応力状態（重大事故等対処設備）

施設区分		機器名称	設備分類	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
核燃料物質の取扱施設及び貯蔵施設	使用済燃料貯蔵設備	制御棒貯蔵ハンガ	－	－*	$D+P_{SAD}+M_{SAD}+S_s$	$\mathrm{V_AS}$（$\mathrm{V_AS}$として$\mathrm{IV_AS}$の許容限界を用いる。）

注記　＊：その他の支持構造物の荷重の組合せ及び許容応力を適用する。

表 4-3　許容応力（その他の支持構造物及び重大事故等その他の支持構造物）

許容応力状態	許容限界（ボルト等以外）*1		許容限界（ボルト等）*1	
	一次応力		一次応力	
	引張り	せん断	引張り	せん断
$\mathrm{IV_AS}$	1.5・ft*	1.5・fs*	1.5・ft*	1.5・fs*
$\mathrm{V_AS}$（$\mathrm{V_AS}$として$\mathrm{IV_AS}$の許容限界を用いる。）	1.5・ft*	1.5・fs*	1.5・ft*	1.5・fs*

注記　＊1：応力の組合せが考えられる場合には，組合せ応力に対しても評価を行う。

表 4-4　使用材料の許容応力評価条件（設計基準対象施設）

評価部材	材料	温度条件 (℃)		S (MPa)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	S_y（RT） (MPa)
ハンガ	[redacted]	周囲環境温度	[redacted]	－	188	479	205
スタッド	[redacted]	周囲環境温度	[redacted]	－	234	385	－

注記　＊：新ＪＩＳにおける SS400 相当

表 4-5　使用材料の許容応力評価条件（重大事故等対処設備）

評価部材	材料	温度条件 (℃)		S (MPa)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	S_y（RT） (MPa)
ハンガ	[redacted]	周囲環境温度	[redacted]	－	171	441	205
スタッド	[redacted]	周囲環境温度	[redacted]	－	221	373	－

注記　＊：新ＪＩＳにおける SS400 相当

4.3　解析モデル及び諸元

4.3.1　解析モデル

(1)　ハンガの解析モデルを図 4－2 に示す。ハンガの解析モデルは，はり要素を用いた有限要素モデルとする。

(2)　ハンガは，使用済燃料プールの壁の埋込みプレートに溶接で固定されており，ハンガ単体の部材として計算する。

(3)　ハンガの質量には制御棒の質量，ハンガ自身の質量，制御棒及びハンガ部材の排除水質量を考慮し，これらハンガ部材に含まれる水の質量及び排除水質量は，はり要素部に等分布に与える。また，制御棒の質量及び排除水質量は，ハンガの吊り掛け部（切り欠き部）の節点に集中質量で与える。

(4)　ハンガが壁面に取り付く境界部分には，固定部の反力を局所座標系の方向別(X,Y,Z 方向)に算出するために，境界要素として剛性の高いバネ要素を設定し，荷重及びモーメントを出力している。境界要素は，ハンガと埋込みプレートの接続部を基点として，X，Y，Z 軸の 3 方向に要素を作成し，基礎部側の節点を 6 自由度(3 方向それぞれの並進と回転)拘束としている。

(5)　計算に用いる設計条件を「4.5　設計用地震力」に，固有周期の算出及び部材の応力評価に用いる要目を「【制御棒貯蔵ハンガの耐震性についての計算結果】1.2　機器要目」にそれぞれ示す。

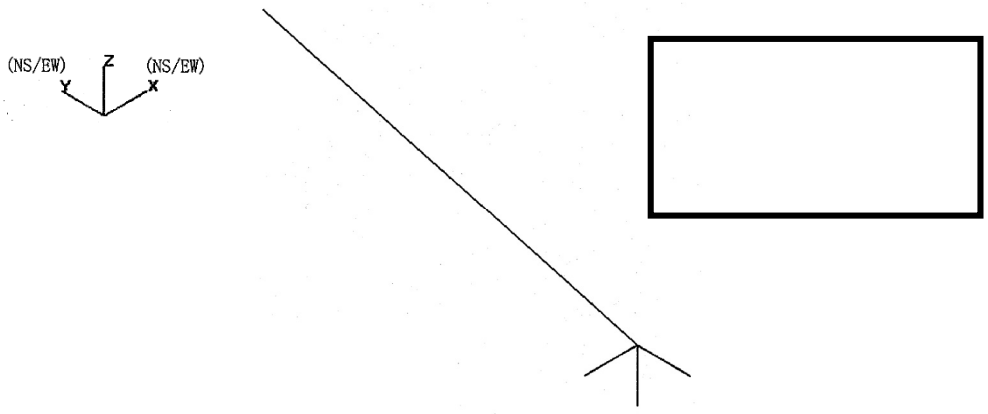


図 4-2　ハンガ解析モデル

4.3.2　機器諸元

機器の諸元を下記に示す。

(1)　材料，縦弾性係数

材料及び縦弾性係数を表 4-6 に示す。

表 4-6　部材物性

部材	使用材料	縦弾性係数（MPa）	ポアソン比
ハンガ	[redacted]	192000	0.3
スタッド	[redacted]	－	－

(2)　死荷重

運転時質量・・・・・・・・・・・・・[redacted] kg

4.4　固有周期

計算機コードにより求めた固有値解析の結果を表 4-7 に示す。固有周期は 0.05s 以下であり剛であることを確認した。

表 4-7　固有周期

次数	卓越方向	固有周期(s)
1	水平方向	[redacted]
2	水平／鉛直方向	

4.5　設計用地震力

評価に用いる設計用地震力を表 4-8 及び表 4-9 に示す。

基準地震動Ｓ$_S$による地震力は，添付書類「Ⅴ-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に基づき設定する。

表 4-8　設計用地震力（設計基準対象施設）

耐震設計上の重要度分類	据付場所及び床面高さ (m)	固有周期 (s)		基準地震動Ｓ$_s$	
		水平方向	鉛直方向	水平方向設計震度	鉛直方向設計震度
B	[redacted] EL. 38.8*1, EL. 46.5*1	[redacted]		C_H=1.74	C_V = 1.52

注記　＊1：基準床レベルを示す。

表 4-9　設計用地震力（重大事故等対処施設）

設備分類	据付場所及び床面高さ (m)	固有周期 (s)		基準地震動Ｓ$_s$	
		水平方向	鉛直方向	水平方向設計震度	鉛直方向設計震度
－	[redacted] EL. 38.8*1, EL. 46.5*1	[redacted]		C_H=1.74	C_V = 1.52

注記　＊1：基準床レベルを示す。

4.6　計算方法

4.6.1　部材の応力

応力計算は，図 4-2 の解析モデルにて，計算機コードを使用して行い，引張力F_x，せん断力F_y，F_z及び曲げモーメントM_y，M_zを求め，本項に示す計算方法に従って計算する。

計算機コード内では，各部材の局所座標系及び引張力F_x，せん断力F_y，F_z及び曲げモーメントM_y，M_zの働く向きを図 4-3 に示すように設定している。

(1)　せん断応力

せん断力F_y，F_zにより部材に生じるせん断応力τ_fは，(4.6.1.1) 式より求める。

$$\tau_f=\sqrt{\left(\frac{F_y}{A_y}\right)^2+\left(\frac{F_z}{A_z}\right)^2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.1.1)$$

(2)　引張応力

引張力F_x及び曲げモーメントM_y, M_zにより部材に生じる引張応力σ_{ft}は, (4.6.1.2) 式より求める。

$$\sigma_{ft}=\frac{F_x}{A}+\frac{M_y}{Z_y}+\frac{M_z}{Z_z} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.1.2)$$

(3)　組合せ応力

組合せ応力σ_{fa}は，(4.6.1.3) 式より求める。

$$\sigma_{fa}=\sqrt{{\sigma_{ft}}^2+3\cdot{\tau_f}^2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.1.3)$$

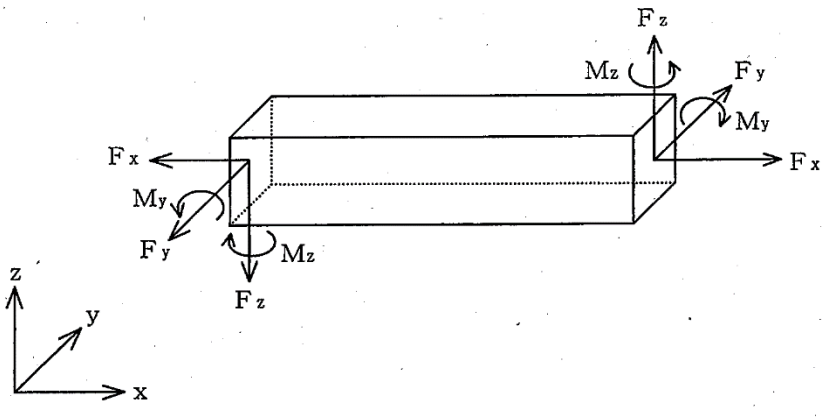


図 4-3　部材の応力計算モデル

4.6.2　スタッドの応力

応力計算は，図 4-2 の解析モデルにて，計算機コードを使用して行い，埋込みプレートに生じる反力及びモーメントを求め，本項に示す計算方法に従って計算する。

埋込みプレートの荷重状態を図 4－4 に示す。

(1)　引張応力

曲げモーメントM_y，M_zにより生じるスタッド 1 本当たりの最大引張力N_m及び引張力F_xより生じるスタッドの引張応力σ_bは，(4.6.2.1) 式より求める。

$$\sigma_b = \frac{N_m}{A_b} + \frac{F_x}{n \cdot A_b} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.1)$$

ここで，

$$N_m = \frac{\ell_1 \cdot M_y}{n_1 \cdot \ell_1^2 + n_2 \cdot \ell_2^2} + \frac{\ell_3 \cdot M_z}{n_3 \cdot \ell_3^2}$$

(2)　せん断応力

スタッドに生じるせん断応力τ_bは，(4.6.2.2) 式より求める。

$$\tau_b = \frac{\sqrt{F_y^2 + F_z^2}}{n \cdot A_b} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.2)$$

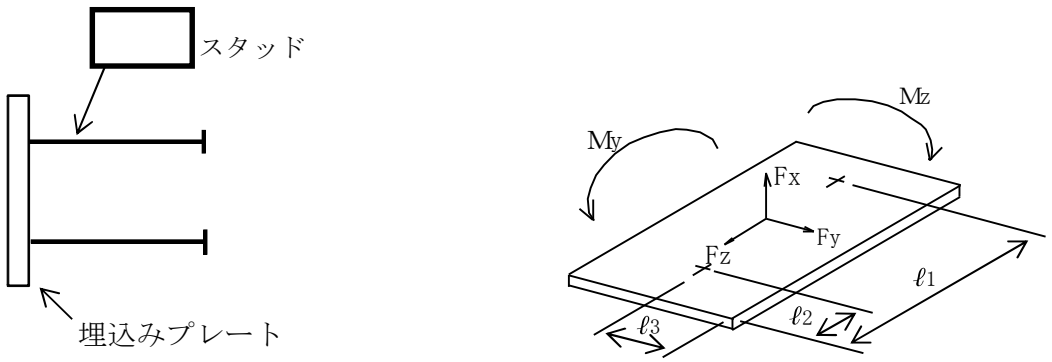


図 4-4　埋込みプレートの荷重状態

NT2 補② V-2-11-2-8 R1

4.7　計算条件

応力解析に用いる荷重は，本計画書の「【制御棒貯蔵ハンガの耐震性についての計算結果】の1.1　設計条件及び1.2　機器要目」に示す。

4.8　応力の評価

4.8.1　部材の応力評価

「4.6.1　部材の応力」で求めた部材の引張応力σ_{ft}及び組合せ応力σ_{fa}が，許容引張応力f_t以下であること。

また，「4.6.1　部材の応力」で求めた部材のせん断応力τ_fが，許容せん断応力f_s以下であること。

ただし，f_t及びf_sは下表による。

	基準地震動S_sによる荷重との組み合わせの場合
許容引張応力f_t	$\frac{F^*}{1.5}\cdot 1.5$
許容せん断応力f_s	$\frac{F^*}{1.5\cdot\sqrt{3}}\cdot 1.5$

4.8.2　スタッドの応力評価

スタッドの許容応力はボルトの許容応力算出と同様とする。

「4.6.2　スタッドの応力」で求めたスタッドの引張応力σ_bが，次式よりもとめた許容引張応力f_{ts}以下であること。

また，「4.6.2　スタッドの応力」で求めたスタッドのせん断応力τ_bが，せん断力のみを受けるスタッドの許容せん断応力f_{sb}以下であること。

$$f_{ts}=1.4\cdot f_{to}-1.6\cdot\tau_b \quad \cdots\cdots (4.8.2.1)$$

かつ，

$$f_{ts}\leqq f_{to} \quad \cdots\cdots (4.8.2.2)$$

ただし，f_{to}及びf_{sb}は下表による。

	基準地震動S_sによる荷重との組み合わせの場合
許容引張応力f_{to}	$\frac{F^*}{2}\cdot 1.5$
許容せん断応力f_{sb}	$\frac{F^*}{1.5\cdot\sqrt{3}}\cdot 1.5$

5. 評価結果

5.1 設計基準対象施設としての評価結果

ハンガの設計基準対象施設としての耐震評価結果を以下に示す。発生値は許容限界を満足しており，設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを確認した。

(1) 構造強度評価結果

構造強度評価の結果を次項以降の【制御棒貯蔵ハンガの耐震性についての計算結果】に示す。

5.2 重大事故等対処設備としての評価結果

重大事故等時の状態を考慮した場合の耐震評価結果を以下に示す。発生値は許容限界を満足しており，設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを確認した。

(1) 構造強度評価結果

構造強度評価の結果を次項以降の【制御棒貯蔵ハンガの耐震性についての計算結果】に示す。

【制御棒貯蔵ハンガの耐震性についての計算結果】

1. 設計基準対象施設

1.1 設計条件

機器名称	耐震設計上の重要度分類	据付場所及び床面高さ (m)	固有周期 (s)		基準地震動S_s		周囲環境温度 (℃)
			水平方向	鉛直方向	水平方向設計震度	鉛直方向設計震度	
ハンガ	B	[redacted] EL. 38.8*1, EL. 46.5*1	[redacted]		C_H=1.74	C_V = 1.52	[redacted]

注記 ＊1：基準床レベルを示す。

1.2 機器要目

1.2.1 固有周期の算出及び部材の応力評価に用いる要目

部材	材料	A*1 (mm²)	A_y*1 (mm²)	A_z*1 (mm²)	I_x*1 (mm⁴)	I_y*1 (mm⁴)	I_z*1 (mm⁴)	Z_y*1 (mm³)	Z_z*1 (mm³)	E (MPa)
ハンガ	[redacted]	1.036×10^3	3.453×10^2	6.907×10^2	6.769×10^4	1.182×10^5	6.137×10^5	6.389×10^3	1.980×10^4	192000

注記 ＊1：A，A_y，A_z，I_x，I_y，I_z，Z_y，Z_zは部材の長手方向をx軸とした局所座標系に従う。

部材	材料	S_y (MPa)	S_y（RT） (MPa)	S_u (MPa)	F* (MPa)
ハンガ	[redacted]	188	205	479	205

1.2.2　スタッドの応力評価に用いる要目

部材	材料	m_h (kg)	m_{CR} (kg)	ℓ_1 (mm)	ℓ_2 (mm)	ℓ_3 (mm)	n_1	n_2	n_3	n	A_b (mm^2)
スタッド	[redacted]	[redacted]									

部材	材料	短辺方向*					長辺方向*				
		F_x (N)	F_y (N)	F_z (N)	M_y (N・mm)	M_z (N・mm)	F_x (N)	F_y (N)	F_z (N)	M_y (N・mm)	M_z (N・mm)
スタッド	[redacted]	3.046×10^{-9}	3.447×10^{3}	4.992×10^{3}	1.433×10^{6}	9.892×10^{5}	3.447×10^{3}	6.253×10^{-14}	4.992×10^{3}	1.698×10^{6}	7.532×10^{-11}

注記　＊：ハンガに対して作用する水平方向地震力の方向を示す。

部材	材料	S_y (MPa)	S_u (MPa)	F^* (MPa)
スタッド	[redacted]	234	385	234

1.3　計算数値

1.3.1　部材に生じる応力

（単位：MPa）

部材	材料	応力分類	基準地震動Ｓ$_s$
ハンガ	[redacted]	引張り　σ_{ft}	107
		せん断　τ_f	7
		組合せ　σ_{fa}	108

1.3.2　スタッドに生じる応力

（単位：MPa）

部材	材料	応力分類	基準地震動Ｓ$_s$
スタッド	[redacted]	引張り　σ_b	60
		せん断　τ_b	15

1.4　応力

1.4.1　応力

(1)　部材に生じる応力

（単位：MPa）

部材	材料	応力分類	算出応力	許容応力
ハンガ	[redacted]	引張り	$\sigma_{ft}=107$	$f_t=205$
		せん断	$\tau_f=7$	$f_s=118$
		組合せ	$\sigma_{fa}=108$	$f_t=205$

すべて許容応力以下である。

(2)　スタッドに生じる応力

（単位：MPa）

部材	材料	応力分類	算出応力	許容応力
スタッド	[redacted]	引張り	$\sigma_b=60$	$f_{ts}=175$ *
		せん断	$\tau_b=15$	$f_{sb}=135$

すべて許容応力以下である。　　* $f_{ts}=1.4\cdot f_{to}-1.6\cdot\tau_b$

2. 重大事故等対処施設

2.1 設計条件

機器名称	設備分類	据付場所及び床面高さ (m)	固有周期 (s)		基準地震動Ｓｓ		周囲環境温度 (℃)
			水平方向	鉛直方向	水平方向設計震度	鉛直方向設計震度	
ハンガ	－	[redacted] EL. 38.8*1, EL. 46.5*1	[redacted]		C_H=1.74	C_V = 1.52	[redacted]

注記 ＊1：基準床レベルを示す。

2.2 機器要目

2.2.1 固有周期の算出及び部材の応力評価に用いる要目

部材	材料	A*1 (mm^2)	A_y*1 (mm^2)	A_z*1 (mm^2)	I_x*1 (mm^4)	I_y*1 (mm^4)	I_z*1 (mm^4)	Z_y*1 (mm^3)	Z_z*1 (mm^3)	E (MPa)
ハンガ	[redacted]	1.036×10^3	3.453×10^2	6.907×10^2	6.769×10^4	1.182×10^5	6.137×10^5	6.389×10^3	1.980×10^4	192000

注記 ＊1：A，A_y，A_z，I_x，I_y，I_z，Z_y，Z_zは部材の長手方向をｘ軸とした局所座標系に従う。

部材	材料	S_y (MPa)	S_y（ＲＴ） (MPa)	S_u (MPa)	F* (MPa)
ハンガ	[redacted]	171	205	441	205

2.2.2　スタッドの応力評価に用いる要目

部材	材料	m_h (kg)	m_{CR} (kg)	ℓ_1 (mm)	ℓ_2 (mm)	ℓ_3 (mm)	n_1	n_2	n_3	n	A_b (mm^2)
スタッド	[redacted]	[redacted]									

部材	材料	短辺方向*					長辺方向*				
		F_x (N)	F_y (N)	F_z (N)	M_y (N・mm)	M_z (N・mm)	F_x (N)	F_y (N)	F_z (N)	M_y (N・mm)	M_z (N・mm)
スタッド	[redacted]	3.046×10^{-9}	3.447×10^{3}	4.992×10^{3}	1.433×10^{6}	9.892×10^{5}	3.447×10^{3}	6.253×10^{-14}	4.992×10^{3}	1.698×10^{6}	7.532×10^{-11}

注記　＊：ハンガに対して作用する水平方向地震力の方向を示す。

部材	材料	S_y (MPa)	S_u (MPa)	F* (MPa)
スタッド	[redacted]	221	373	221

2.3　計算数値

2.3.1　部材に生じる応力

（単位：MPa）

部材	材料	応力分類	基準地震動Ｓ$_s$
ハンガ	[redacted]	引張り　σ_{ft}	107
		せん断　τ_f	7
		組合せ　σ_{fa}	108

2.3.2　スタッドに生じる応力

（単位：MPa）

部材	材料	応力分類	基準地震動Ｓ$_s$
スタッド	[redacted]	引張り　σ_b	60
		せん断　τ_b	15

2.4　応力

2.4.1　応力

(1)　部材に生じる応力

（単位：MPa）

部材	材料	応力分類	算出応力	許容応力
ハンガ	[redacted]	引張り	$\sigma_{ft}=107$	$f_t=205$
		せん断	$\tau_f=7$	$f_s=118$
		組合せ	$\sigma_{fa}=108$	$f_t=205$

すべて許容応力以下である。

(2)　スタッドに生じる応力

（単位：MPa）

部材	材料	応力分類	算出応力	許容応力
スタッド	[redacted]	引張り	$\sigma_b=60$	$f_{ts}=165$*
		せん断	$\tau_b=15$	$f_{sb}=127$

すべて許容応力以下である。

＊ $f_{ts}=1.4\cdot f_{to}-1.6\cdot\tau_b$

Ⅴ-2-11-2-9　ウォータレグシールライン（残留熱除去系，高圧炉心スプレイ系及び低圧炉心スプレイ系）の耐震性についての計算書

本書は，ウォータレグシールライン（残留熱除去系，高圧炉心スプレイ系及び低圧炉心スプレイ系）について，耐震性に関する計算を示すものである。計算書の構成は以下のとおりとする。

第１章　　ウォータレグシールポンプの耐震性の計算書
第２章　　ウォータレグシール配管の耐震性の計算書

第１章　ウォータレグシールポンプの耐震性の計算書

目　　次

1.　概要 …… 1
2.　一般事項 …… 1
2.1　配置概要 …… 1
2.2　構造計画 …… 2
3.　構造強度評価 …… 3
3.1　構造強度評価方法 …… 3
3.2　荷重の組合せ及び許容応力 …… 3
4.　評価結果 …… 7
4.1　設計基準対象施設としての評価結果 …… 7
4.2　重大事故等対処設備としての評価結果 …… 7

1.　概要

本資料は，添付書類「Ⅴ-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」にて設定している耐震評価方針に基づき，残留熱除去系ウォータレグシールポンプ，高圧炉心スプレイ系ウォータレグシールポンプ及び低圧炉心スプレイ系ウォータレグシールポンプ（以下本書では総称して「ウォータレグシールポンプ」という。）が設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを確認することで，当該ラインに接続されている上位クラス施設である残留熱除去系，高圧炉心スプレイ系及び低圧炉心スプレイ系に対して，波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

2.　一般事項

2.1　配置概要

ウォータレグシールラインはポンプ及び配管*1にて構成されている。ウォータレグシールラインの配管系と上位クラスの配管系との接続状況について残留熱除去系を例として図 2-1 に示す。ウォータレグシールラインの配管と上位クラス施設である残留熱除去系配管との接続は，通常閉とした隔離弁等を介していないため，ウォータレグシールラインが損傷した場合，上位クラスの各系統（残留熱除去系，高圧炉心スプレイ系及び低圧炉心スプレイ系）に対して波及的影響を及ぼすおそれがある。

注記　＊1：第 2 章にて示す。

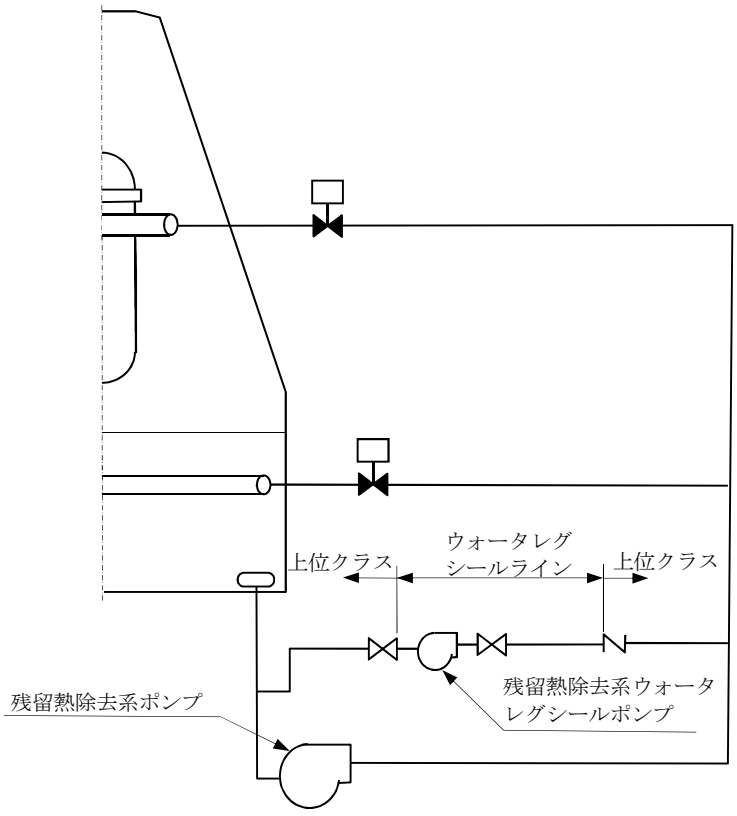


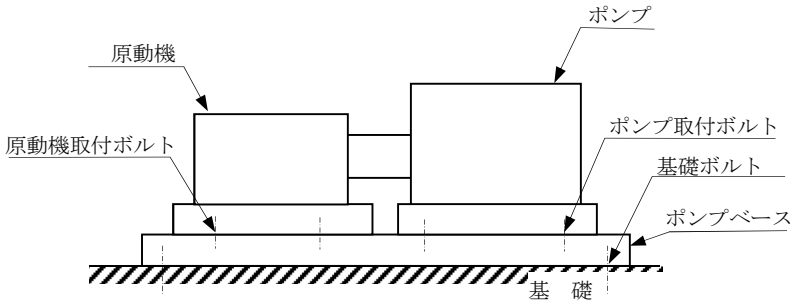
図 2-1　ウォータレグシールラインと上位クラス施設との接続関係図
（残留熱除去系の例）

NT2 補②Ⅴ-2-11-2-9 R1

2.2　構造計画

ウォータレグシールポンプの構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1　構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
ポンプはポンプベースに固定され，ポンプベースは基礎ボルトで基礎に据え付ける。	ターボ形 横軸ポンプ	残留熱除去系ウォータレグシールポンプ 高圧炉心スプレイ系ウォータレグシールポンプ 低圧炉心スプレイ系ウォータレグシールポンプ 

3.　構造強度評価

3.1　構造強度評価方法

ウォータレグシールポンプの構造は横軸ポンプであるため，固有値解析及び構造強度評価は，添付書類「Ⅴ-2-1-13-4　横軸ポンプの耐震性についての計算書作成の基本方針」に記載の耐震計算方法の基づき評価する。

3.2　荷重の組合せ及び許容応力

3.2.1　荷重の組合せ及び許容応力状態

ウォータレグシールポンプの荷重の組合せ及び許容応力状態のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表 3-1 に示す。重大事故等対処設備の評価に用いるものを表 3-2 に示す。

3.2.2　許容応力

ウォータレグシールポンプの許容応力は，添付書類「Ⅴ-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき表 3-4 のとおりとする。

3.2.3　使用材料の許容応力評価条件

ウォータレグシールポンプの使用材料の許容応力評価条件のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表 3-5 及び表 3-7 に示す。重大事故等対処設備の評価に用いるものを表 3-6 及び表 3-8 に示す。

表 3－1　荷重の組合せ及び許容応力状態（設計基準対象施設）

施設区分		機器名称	耐震設計上の重要度分類	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
原子炉冷却系統施設	残留熱除去系	残留熱除去系ウォータレグシールポンプ	B	クラス２ポンプ*1	$D+P_D+M_D+S_S$	$Ⅳ_AS$
	高圧炉心スプレイ系	高圧炉心スプレイ系ウォータレグシールポンプ	B	クラス２ポンプ*1	$D+P_D+M_D+S_S$	$Ⅳ_AS$
	低圧炉心スプレイ系	低圧炉心スプレイ系ウォータレグシールポンプ	B	クラス２ポンプ*1	$D+P_D+M_D+S_S$	$Ⅳ_AS$

注記　*1：クラス２ポンプの支持構造物を含む。

表 3－2　荷重の組合せ及び許容応力状態（重大事故等対処設備）

施設区分		機器名称	設備分類	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
原子炉冷却系統施設	残留熱除去系	残留熱除去系ウォータレグシールポンプ	—	—	$D+P_{SAD}+M_{SAD}+S_S$	V_AS *2
	高圧炉心スプレイ系	高圧炉心スプレイ系ウォータレグシールポンプ	—	—	$D+P_{SAD}+M_{SAD}+S_S$	V_AS *2
	低圧炉心スプレイ系	低圧炉心スプレイ系ウォータレグシールポンプ	—	—	$D+P_{SAD}+M_{SAD}+S_S$	V_AS *2

注記　*1：クラス２ポンプの支持構造物を含む。

*2：V_ASとして$Ⅳ_AS$の許容限界を用いる。

表3－4　許容応力（クラス２，３支持構造物及び重大事故等クラス２支持構造物）

許容応力状態	許容限界*1 （ボルト等）	
	一次応力	
	引張り	せん断
$Ⅳ_AS$	1.5・f_t^*	1.5・f_s^*
$Ⅴ_AS$ （$Ⅴ_AS$として$Ⅳ_AS$の許容限界を用いる。）		

注記　＊1：応力の組合せが考えられる場合には，組合せ応力に対しても評価を行う。

表 3－7　使用材料の許容応力評価条件（設計基準対象施設）

機器名称	評価部材	材料	温度条件 (℃)		S (MPa)	Ｓｙ (MPa)	Ｓｕ (MPa)	Ｓｙ（ＲＴ） (MPa)
ウォータレグシールポンプ	基礎ボルト (16mm＜径≦40mm)	[redacted]	周囲環境温度	[redacted]	—	231	394	—
	ポンプ取付ボルト (40mm＜径)		周囲環境温度		—	211	394	—
	原動機取付ボルト (40mm＜径)		周囲環境温度		—	211	394	—

注記　＊：新ＪＩＳにおける SS400 相当

表 3－8　使用材料の許容応力評価条件（重大事故等対処設備）

機器名称	評価部材	材料	温度条件 (℃)		S (MPa)	Ｓｙ (MPa)	Ｓｕ (MPa)	Ｓｙ（ＲＴ） (MPa)
ウォータレグシールポンプ	基礎ボルト (16mm＜径≦40mm)	[redacted]	周囲環境温度	[redacted]	—	212	373	—
	ポンプ取付ボルト (40mm＜径)		周囲環境温度		—	194	373	—
	原動機取付ボルト (40mm＜径)		周囲環境温度		—	194	373	—

注記　＊：新ＪＩＳにおける SS400 相当

4.　評価結果

4.1　設計基準対象施設としての評価結果

ウォータレグシールポンプの設計基準対象施設としての耐震評価結果を以下に示す。発生値は許容限界を満足しており，設計用地震力に対して十分な構造強度及び動的機能を有していることを確認した。

(1)　構造強度評価結果

構造強度評価の結果を次項以降の表に示す。

4.2　重大事故等対処設備としての評価結果

ウォータレグシールポンプの重大事故等対処設備としての耐震評価結果を以下に示す。発生値は許容限界を満足しており，設計用地震力に対して十分な構造強度及び動的機能を有していることを確認した。

(1)　構造強度評価結果

造強度評価の結果を次項以降の表に示す。

【残留熱除去系ウォータレグシールポンプの耐震性についての計算結果】

1. 設計基準対象施設

1.1 設計条件

機器名称	耐震設計上の重要度分類	据付場所及び床面高さ(m)	固有周期(s)		弾性設計用地震動S_d又は静的震度		基準地震動S_s		ポンプ振動による震度	最高使用温度(℃)	周囲環境温度(℃)
			水平方向	鉛直方向	水平方向設計震度	鉛直方向設計震度	水平方向設計震度	鉛直方向設計震度			
	B	EL. -4.00*1	－*2	－*2	－	－	C_H=0.87	C_V=0.90	C_P=0.21	－	

注記 *1：基準床レベルを示す。
*2：固有周期は十分に小さく，細管は省略する。

1.2 機器要目

部材	m_i (kg)	h_i (mm)	ℓ_{1i}*2 (mm)	ℓ_{2i}*2 (mm)	A_{bi} (mm^2)	n_i	n_{fi}*2
基礎ボルト (i=1)						6	2
							3
ポンプ取付ボルト (i=2)						4	2
							2
原動機取付ボルト (i=3)						4	2
							2

部材	S_{yi} (MPa)	S_{ui} (MPa)	F_i* (MPa)	転倒方向		M_P(N・mm)	
				弾性設計用地震動S_d又は静的震度	基準地震動S_s	弾性設計用地震動S_d又は静的震度	基準地震動S_s
基礎ボルト (i=1)	231 (16mm<径≦40mm)	394 (16mm<径≦40mm)	277	－	軸	－	－
ポンプ取付ボルト (i=2)	211 (40mm<径)	394 (40mm<径)	253	－	軸	－	－
原動機取付ボルト (i=3)	211 (40mm<径)	394 (40mm<径)	253	－	軸	－	－

注記 *2：各ボルトの機器要目における上段は軸方向に対する評価時の要目を示し，下段は軸直角方向に対する評価時の要目を示す。

予想最大両振幅 (μm)	原動機回転速度 (min^{-1})
H_P=40	N=3000

1.3 計算数値

ボルトに作用する力 （単位：N）

部　材	F_{bi}		Q_{bi}	
	弾性設計用地震動Ｓｄ又は静的震度	基準地震動Ｓｓ	弾性設計用地震動Ｓｄ又は静的震度	基準地震動Ｓｓ
基礎ボルト（ｉ＝1）	－	605.2	－	3.047×10^{3}
ポンプ取付ボルト（ｉ＝2）	－	666.5	－	861.5
原動機取付ボルト（ｉ＝3）	－	437.5	－	667.1

1.4 結　論

ボルトの応力 （単位：MPa）

部　材	材　料	応　力	弾性設計用地震動Ｓｄ又は静的震度		基準地震動Ｓｓ	
			算出応力	許容応力	算出応力	許容応力
						$Ⅳ_{A}S$
基礎ボルト（ｉ＝1）	SS41	引張り	－	－	$\sigma_{b1}=3$	$f_{ts1}=208^{*}$
		せん断	－	－	$\tau_{b1}=3$	$f_{sb1}=160$
ポンプ取付ボルト（ｉ＝2）	SS41	引張り	－	－	$\sigma_{b2}=3$	$f_{ts2}=190^{*}$
		せん断	－	－	$\tau_{b2}=1$	$f_{sb2}=146$
原動機取付ボルト（ｉ＝3）	SS41	引張り	－	－	$\sigma_{b3}=6$	$f_{ts3}=190^{*}$
		せん断	－	－	$\tau_{b3}=3$	$f_{sb3}=146$

すべて許容応力以下である。

注記 ＊：$f_{tsi}=\mathrm{Min}[1.4\cdot f_{toi}-1.6\cdot \tau_{bi},\ f_{toi}]$より算出

2. 重大事故等対処設備

2.1 設計条件

機器名称	設備分類	据付場所及び床面高さ(m)	固有周期(s)		弾性設計用地震動S_d又は静的震度		基準地震動S_s		ポンプ振動による震度	最高使用温度(℃)	周囲環境温度(℃)
			水平方向	鉛直方向	水平方向設計震度	鉛直方向設計震度	水平方向設計震度	鉛直方向設計震度			
	－	EL. -4.00*1	－*2	－*2	－	－	C_H=0.87	C_V=0.90	C_P=0.21	－	

注記 *1：基準床レベルを示す。
*2：固有周期は十分に小さく，計算は省略する。

2.2 機器要目

部材	m_i (kg)	h_i (mm)	ℓ_{1i}*2 (mm)	ℓ_{2i}*2 (mm)	A_{bi} (mm^2)	n_i	n_{fi}*2
基礎ボルト (i=1)	290	350	500	500	201.1 (M16)	6	2
			230	430			3
ポンプ取付ボルト (i=2)	82	150	50	50	314.2 (M20)	4	2
			180	180			2
原動機取付ボルト (i=3)	64	177	70	70	78.54 (M10)	4	2
			108	108			2

部材	S_{yi} (MPa)	S_{ui} (MPa)	F_i* (MPa)	転倒方向		M_P(N・mm)	
				弾性設計用地震動S_d又は静的震度	基準地震動S_s	弾性設計用地震動S_d又は静的震度	基準地震動S_s
基礎ボルト (i=1)	212 (16mm<径≦40mm)	373 (16mm<径≦40mm)	254	－	軸	－	－
ポンプ取付ボルト (i=2)	194 (40mm<径)	373 (40mm<径)	232	－	軸	－	－
原動機取付ボルト (i=3)	194 (40mm<径)	373 (40mm<径)	232	－	軸	－	－

注記 *2：各ボルトの機器要目における上段は軸方向に対する評価時の要目を示し，下段は軸直角方向に対する評価時の要目を示す。

予想最大両振幅 (μm)	原動機回転速度 (min^{-1})
H_P=40	N=3000

2.3 計算数値

ボルトに作用する力 （単位：N）

部　材	F_{bi}		Q_{bi}	
	弾性設計用地震動Ｓｄ又は静的震度	基準地震動Ｓｓ	弾性設計用地震動Ｓｄ又は静的震度	基準地震動Ｓｓ
基礎ボルト（ｉ＝1）	－	605.2	－	3.047×10^{3}
ポンプ取付ボルト（ｉ＝2）	－	666.5	－	861.5
原動機取付ボルト（ｉ＝3）	－	437.5	－	667.1

2.4 結　論

ボルトの応力 （単位：MPa）

部　材	材　料	応　力	弾性設計用地震動Ｓｄ又は静的震度		基準地震動Ｓｓ	
			算出応力	許容応力	算出応力	許容応力 $Ⅳ_AS$
基礎ボルト（ｉ＝1）	SS41	引張り	－	－	$\sigma_{b1}=3$	$f_{ts1}=190^{*}$
		せん断	－	－	$\tau_{b1}=3$	$f_{sb1}=146$
ポンプ取付ボルト（ｉ＝2）	SS41	引張り	－	－	$\sigma_{b2}=3$	$f_{ts2}=174^{*}$
		せん断	－	－	$\tau_{b2}=1$	$f_{sb2}=134$
原動機取付ボルト（ｉ＝3）	SS41	引張り	－	－	$\sigma_{b3}=6$	$f_{ts3}=174^{*}$
		せん断	－	－	$\tau_{b3}=3$	$f_{sb3}=134$

すべて許容応力以下である。

注記 ＊：$f_{tsi}=\mathrm{Min}[1.4\cdot f_{toi}-1.6\cdot \tau_{bi},\ f_{toi}]$より算出

【高圧炉心スプレイ系ウォータレグシールポンプ】

3　設計基準対象施設

3.1　設計条件

機器名称	耐震設計上の重要度分類	据付場所及び床面高さ(m)	固有周期(s)		弾性設計用地震動Sd又は静的震度		基準地震動Ss		ポンプ振動による震度	最高使用温度(℃)	周囲環境温度(℃)
			水平方向	鉛直方向	水平方向設計震度	鉛直方向設計震度	水平方向設計震度	鉛直方向設計震度			
	B	EL. -4.00*1	－	－	－	－	C_H=0.87	C_V=0.90	C_P=0.21	－	

注記 *1：基準床レベルを示す。

3.2　機器要目

部材	m_i (kg)	h_i (mm)	ℓ_{1i}*2 (mm)	ℓ_{2i}*2 (mm)	A_{bi} (mm²)	n_i	n_{fi}*2
基礎ボルト (i=1)	230	350	500	500	201.1 (M16)	6	2
			230	430			3
ポンプ取付ボルト (i=2)	84	150	50	50	314.2 (M20)	4	2
			180	180			2
原動機取付ボルト (i=3)	45	152	70	70	78.54 (M10)	4	2
			95	95			2

部材	S_{yi} (MPa)	S_{ui} (MPa)	F_i* (MPa)	転倒方向		M_P(N・mm)	
				弾性設計用地震動Sd又は静的震度	基準地震動Ss	弾性設計用地震動Sd又は静的震度	基準地震動Ss
基礎ボルト (i=1)	231 (16mm<径≦40mm)	394 (16mm<径≦40mm)	277	－	軸	－	－
ポンプ取付ボルト (i=2)	211 (40mm<径)	394 (40mm<径)	253	－	軸	－	－
原動機取付ボルト (i=3)	211 (40mm<径)	394 (40mm<径)	253	－	軸	－	－

注記 *2：各ボルトの機器要目における上段は軸方向に対する評価時の要目を示し，下段は軸直角方向に対する評価時の要目を示す。

予想最大両振幅 (μm)	原動機回転速度 (min^{-1})
H_P=40	N=3000

3.3 計算数値

ボルトに作用する力 （単位：N）

部　材	F_{bi}		Q_{bi}	
	弾性設計用地震動Ｓｄ又は静的震度	基準地震動Ｓｓ	弾性設計用地震動Ｓｄ又は静的震度	基準地震動Ｓｓ
基礎ボルト（ｉ＝1）	－	480.0	－	2.416×10^{3}
ポンプ取付ボルト（ｉ＝2）	－	682.7	－	882.5
原動機取付ボルト（ｉ＝3）	－	264.8	－	467.5

3.4 結　論

ボルトの応力 （単位：MPa）

部　材	材　料	応　力	弾性設計用地震動Ｓｄ又は静的震度		基準地震動Ｓｓ	
			算出応力	許容応力	算出応力	許容応力
						$Ⅳ_{A}S$
基礎ボルト（ｉ＝1）	SS41	引張り	－	－	$\sigma_{b1}=3$	$f_{ts1}=208^{*}$
		せん断	－	－	$\tau_{b1}=2$	$f_{sb1}=160$
ポンプ取付ボルト（ｉ＝2）	SS41	引張り	－	－	$\sigma_{b2}=3$	$f_{ts2}=190^{*}$
		せん断	－	－	$\tau_{b2}=1$	$f_{sb2}=146$
原動機取付ボルト（ｉ＝3）	SS41	引張り	－	－	$\sigma_{b3}=4$	$f_{ts3}=190^{*}$
		せん断	－	－	$\tau_{b3}=2$	$f_{sb3}=146$

すべて許容応力以下である。

注記 ＊：$f_{tsi}=\mathrm{Min}[1.4\cdot f_{toi}-1.6\cdot \tau_{bi},\ f_{toi}]$より算出

4 重大事故等対処設備

4.1 設計条件

機器名称	設備分類	据付場所及び床面高さ(m)	固有周期(s)		弾性設計用地震動S_d又は静的震度		基準地震動S_s		ポンプ振動による震度	最高使用温度(℃)	周囲環境温度(℃)
			水平方向	鉛直方向	水平方向設計震度	鉛直方向設計震度	水平方向設計震度	鉛直方向設計震度			
	－	EL. -4.00*1	－	－	－	－	C_H=0.87	C_V=0.90	C_P=0.21	－	

注記 *1：基準床レベルを示す。

4.2 機器要目

部材	m_i (kg)	h_i (mm)	ℓ_{1i}*2 (mm)	ℓ_{2i}*2 (mm)	A_{bi} (mm^2)	n_i	n_{fi}*2
基礎ボルト (i=1)	230	350	500	500	201.1 (M16)	6	2
			230	430			3
ポンプ取付ボルト (i=2)	84	150	50	50	314.2 (M20)	4	2
			180	180			2
原動機取付ボルト (i=3)	45	152	70	70	78.54 (M10)	4	2
			95	95			2

部材	S_{yi} (MPa)	S_{ui} (MPa)	F_i* (MPa)	転倒方向		M_P(N・mm)	
				弾性設計用地震動S_d又は静的震度	基準地震動S_s	弾性設計用地震動S_d又は静的震度	基準地震動S_s
基礎ボルト (i=1)	212 (16mm<径≦40mm)	373 (16mm<径≦40mm)	254	－	軸	－	－
ポンプ取付ボルト (i=2)	194 (40mm<径)	373 (40mm<径)	232	－	軸	－	－
原動機取付ボルト (i=3)	194 (40mm<径)	373 (40mm<径)	232	－	軸	－	－

注記 *2：各ボルトの機器要目における上段は軸方向に対する評価時の要目を示し，下段は軸直角方向に対する評価時の要目を示す。

予想最大両振幅 (μm)	原動機回転速度 (min^{-1})
H_P=40	N=3000

4.3 計算数値

ボルトに作用する力 （単位：N）

部　材	F_{bi}		Q_{bi}	
	弾性設計用地震動Ｓｄ又は静的震度	基準地震動Ｓｓ	弾性設計用地震動Ｓｄ又は静的震度	基準地震動Ｓｓ
基礎ボルト（ｉ＝1）	－	480.0	－	2.416×10^{3}
ポンプ取付ボルト（ｉ＝2）	－	682.7	－	882.5
原動機取付ボルト（ｉ＝3）	－	264.8	－	467.5

4.4 結　論

ボルトの応力 （単位：MPa）

部　材	材　料	応　力	弾性設計用地震動Ｓｄ又は静的震度		基準地震動Ｓｓ	
			算出応力	許容応力	算出応力	許容応力
						$\mathrm{IV_AS}$
基礎ボルト（ｉ＝1）	SS41	引張り	－	－	$\sigma_{b1}=3$	$f_{ts1}=190^{*}$
		せん断	－	－	$\tau_{b1}=2$	$f_{sb1}=146$
ポンプ取付ボルト（ｉ＝2）	SS41	引張り	－	－	$\sigma_{b2}=3$	$f_{ts2}=174^{*}$
		せん断	－	－	$\tau_{b2}=1$	$f_{sb2}=134$
原動機取付ボルト（ｉ＝3）	SS41	引張り	－	－	$\sigma_{b3}=4$	$f_{ts3}=174^{*}$
		せん断	－	－	$\tau_{b3}=2$	$f_{sb3}=134$

すべて許容応力以下である。

注記 ＊：$f_{tsi}=\mathrm{Min}[1.4\cdot f_{toi}-1.6\cdot \tau_{bi},\ f_{toi}]$より算出

【低圧炉心スプレイ系ウォータレグシールポンプ】

5 設計基準対象施設

5.1 設計条件

機器名称	耐震設計上の重要度分類	据付場所及び床面高さ(m)	固有周期(s)		弾性設計用地震動S_d又は静的震度		基準地震動S_s		ポンプ振動による震度	最高使用温度(℃)	周囲環境温度(℃)
			水平方向	鉛直方向	水平方向設計震度	鉛直方向設計震度	水平方向設計震度	鉛直方向設計震度			
	B	EL. -4.00*1	－	－	－	－	C_H=0.87	C_V=0.90	C_P=0.21	－	

注記 *1：基準床レベルを示す。

5.2 機器要目

部材	m_i (kg)	h_i (mm)	ℓ_{1i}*2 (mm)	ℓ_{2i}*2 (mm)	A_{bi} (mm^2)	n_i	n_{fi}*2
基礎ボルト (i=1)	270	350	500	500	201.1 (M16)	6	2
			230	430			3
ポンプ取付ボルト (i=2)	114	150	50	50	314.2 (M20)	4	2
			180	180			2
原動機取付ボルト (i=3)	45	152	70	70	78.54 (M10)	4	2
			95	95			2

部材	S_{yi} (MPa)	S_{ui} (MPa)	F_i* (MPa)	転倒方向		M_P(N・mm)	
				弾性設計用地震動S_d又は静的震度	基準地震動S_s	弾性設計用地震動S_d又は静的震度	基準地震動S_s
基礎ボルト (i=1)	231 (16mm<径≦40mm)	394 (16mm<径≦40mm)	277	－	軸	－	－
ポンプ取付ボルト (i=2)	211 (40mm<径)	394 (40mm<径)	253	－	軸	－	－
原動機取付ボルト (i=3)	211 (40mm<径)	394 (40mm<径)	253	－	軸	－	－

注記 *2：各ボルトの機器要目における上段は軸方向に対する評価時の要目を示し，下段は軸直角方向に対する評価時の要目を示す。

予想最大両振幅 (μm)	原動機回転速度 (min^{-1})
H_P=40	N=3000

5.3 計算数値

ボルトに作用する力 （単位：N）

部　材	F_{bi}		Q_{bi}	
	弾性設計用地震動Ｓｄ又は静的震度	基準地震動Ｓｓ	弾性設計用地震動Ｓｄ又は静的震度	基準地震動Ｓｓ
基礎ボルト（ｉ＝1）	－	563.4	－	2.837×10^{3}
ポンプ取付ボルト（ｉ＝2）	－	926.5	－	1.198×10^{3}
原動機取付ボルト（ｉ＝3）	－	264.8	－	467.5

5.4 結　論

ボルトの応力 （単位：MPa）

部　材	材　料	応　力	弾性設計用地震動Ｓｄ又は静的震度		基準地震動Ｓｓ	
			算出応力	許容応力	算出応力	許容応力
						IV_AS
基礎ボルト（ｉ＝1）	SS41	引張り	－	－	$\sigma_{b1}=3$	$f_{ts1}=208$*
		せん断	－	－	$\tau_{b1}=3$	$f_{sb1}=160$
ポンプ取付ボルト（ｉ＝2）	SS41	引張り	－	－	$\sigma_{b2}=3$	$f_{ts2}=190$*
		せん断	－	－	$\tau_{b2}=1$	$f_{sb2}=146$
原動機取付ボルト（ｉ＝3）	SS41	引張り	－	－	$\sigma_{b3}=4$	$f_{ts3}=190$*
		せん断	－	－	$\tau_{b3}=2$	$f_{sb3}=146$

すべて許容応力以下である。

注記 ＊：$f_{tsi}=\mathrm{Min}[1.4\cdot f_{toi}-1.6\cdot \tau_{bi},\ f_{toi}]$より算出

6 重大事故等対処設備

6.1 設計条件

機器名称	設備分類	据付場所及び床面高さ(m)	固有周期(s)		弾性設計用地震動S_d又は静的震度		基準地震動S_s		ポンプ振動による震度	最高使用温度(℃)	周囲環境温度(℃)
			水平方向	鉛直方向	水平方向設計震度	鉛直方向設計震度	水平方向設計震度	鉛直方向設計震度			
	－	EL. -4.00*1	－	－	－	－	C_H=0.87	C_V=0.90	C_P=0.21	－	

注記 *1：基準床レベルを示す。

6.2 機器要目

部材	m_i (kg)	h_i (mm)	ℓ_{1i}*2 (mm)	ℓ_{2i}*2 (mm)	A_{bi} (mm^2)	n_i	n_{fi}*2
基礎ボルト (i=1)	270	350	500	500	201.1 (M16)	6	2
			230	430			3
ポンプ取付ボルト (i=2)	114	150	50	50	314.2 (M20)	4	2
			180	180			2
原動機取付ボルト (i=3)	45	152	70	70	78.54 (M10)	4	2
			95	95			2

部材	S_{yi} (MPa)	S_{ui} (MPa)	F_i* (MPa)	転倒方向		M_P(N・mm)	
				弾性設計用地震動S_d又は静的震度	基準地震動S_s	弾性設計用地震動S_d又は静的震度	基準地震動S_s
基礎ボルト (i=1)	212 (16mm<径≦40mm)	373 (16mm<径≦40mm)	254	－	軸	－	－
ポンプ取付ボルト (i=2)	194 (40mm<径)	373 (40mm<径)	232	－	軸	－	－
原動機取付ボルト (i=3)	194 (40mm<径)	373 (40mm<径)	232	－	軸	－	－

注記 *2：各ボルトの機器要目における上段は軸方向に対する評価時の要目を示し，下段は軸直角方向に対する評価時の要目を示す。

予想最大両振幅 (μm)	原動機回転速度 (min^{-1})
H_P=40	N=3000

6.3 計算数値

ボルトに作用する力 （単位：N）

部　材	F_{bi}		Q_{bi}	
	弾性設計用地震動Ｓｄ又は静的震度	基準地震動Ｓｓ	弾性設計用地震動Ｓｄ又は静的震度	基準地震動Ｓｓ
基礎ボルト（ｉ＝1）	－	563.4	－	2.837×10^{3}
ポンプ取付ボルト（ｉ＝2）	－	926.5	－	1.198×10^{3}
原動機取付ボルト（ｉ＝3）	－	264.8	－	467.5

6.4 結　論

ボルトの応力 （単位：MPa）

部　材	材　料	応　力	弾性設計用地震動Ｓｄ又は静的震度		基準地震動Ｓｓ	
			算出応力	許容応力	算出応力	許容応力 IV_AS
基礎ボルト（ｉ＝1）	SS41	引張り	－	－	$\sigma_{b1}=3$	$f_{ts1}=190^{*}$
		せん断	－	－	$\tau_{b1}=3$	$f_{sb1}=146$
ポンプ取付ボルト（ｉ＝2）	SS41	引張り	－	－	$\sigma_{b2}=3$	$f_{ts2}=174^{*}$
		せん断	－	－	$\tau_{b2}=1$	$f_{sb2}=134$
原動機取付ボルト（ｉ＝3）	SS41	引張り	－	－	$\sigma_{b3}=4$	$f_{ts3}=174^{*}$
		せん断	－	－	$\tau_{b3}=2$	$f_{sb3}=134$

すべて許容応力以下である。

注記 ＊：$f_{tsi}=\mathrm{Min}[1.4\cdot f_{toi}-1.6\cdot \tau_{bi},\ f_{toi}]$より算出

第2章　ウォータレグシール配管の耐震性の計算書

目　　次

1.　概要 ……1
2.　概略系統図及び鳥瞰図 ……2
2.1　概略系統図 ……2
2.2　鳥瞰図 ……6
3.　計算条件 ……12
3.1　荷重の組合せ及び許容応力 ……12
3.2　設計条件 ……13
3.3　材料及び許容応力 ……16
3.4　設計用地震力 ……17
4.　解析結果及び評価 ……18
4.1　固有周期及び設計震度 ……18
4.2　評価結果 ……24
4.2.1　管の応力評価結果 ……24
4.2.2　支持構造物評価結果 ……25
4.2.3　代表モデルの選定結果及び全モデルの評価結果 ……26

1. 概要

本資料は，添付書類「Ⅴ-2-11-1　波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」，「Ⅴ-2-1-11　機器・配管の耐震支持設計方針」及び「Ⅴ-2-1-14-6　管の耐震性についての計算書作成の基本方針」に基づき，残留熱除去系ウォータレグシール配管，高圧炉心スプレイ系ウォータレグシール配管及び低圧炉心スプレイ系ウォータレグシール配管（以下本書では総称して「ウォータレグシール配管」という。）及び各配管の支持構造物が設計用地震力に対して十分な構造強度又は動的機能を有していることを説明するものである。

評価結果記載方法は以下に示す通りである。

(1)　管

ウォータレグシール配管のうち，各応力区分における最大応力評価点の評価結果を解析モデル単位に記載する。また，全 7 モデルのうち各応力区分における最大応力評価点の許容値／発生値（裕度）が最小となる解析モデルを代表として鳥瞰図，計算条件及び評価結果を 4.2.3 に記載する。

(2)　支持構造物

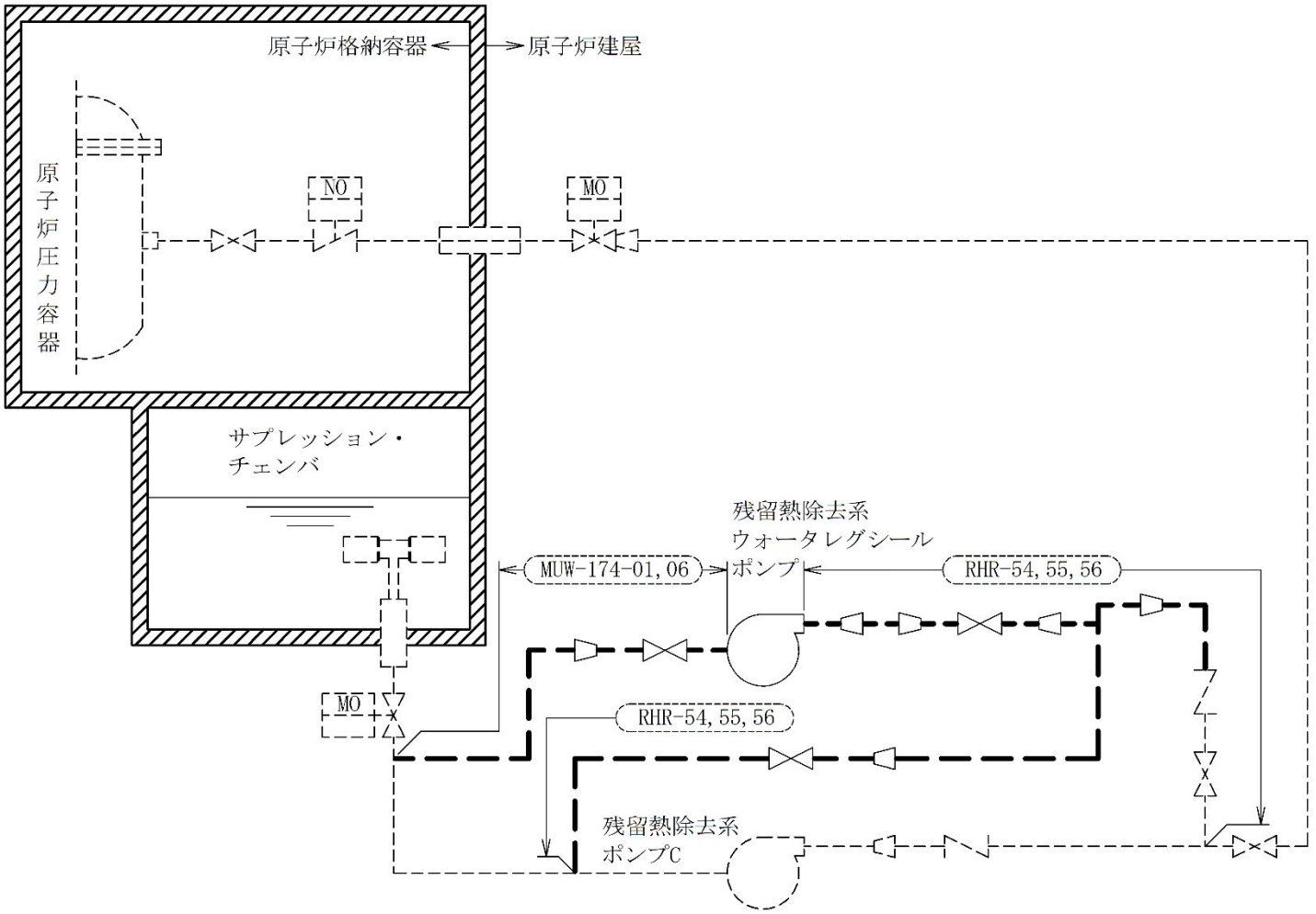
工事計画記載範囲の支持点のうち，種類及び型式ごとの反力が最大となる支持点の評価結果を代表として記載する。

2.　概略系統図及び鳥瞰図

2.1　概略系統図

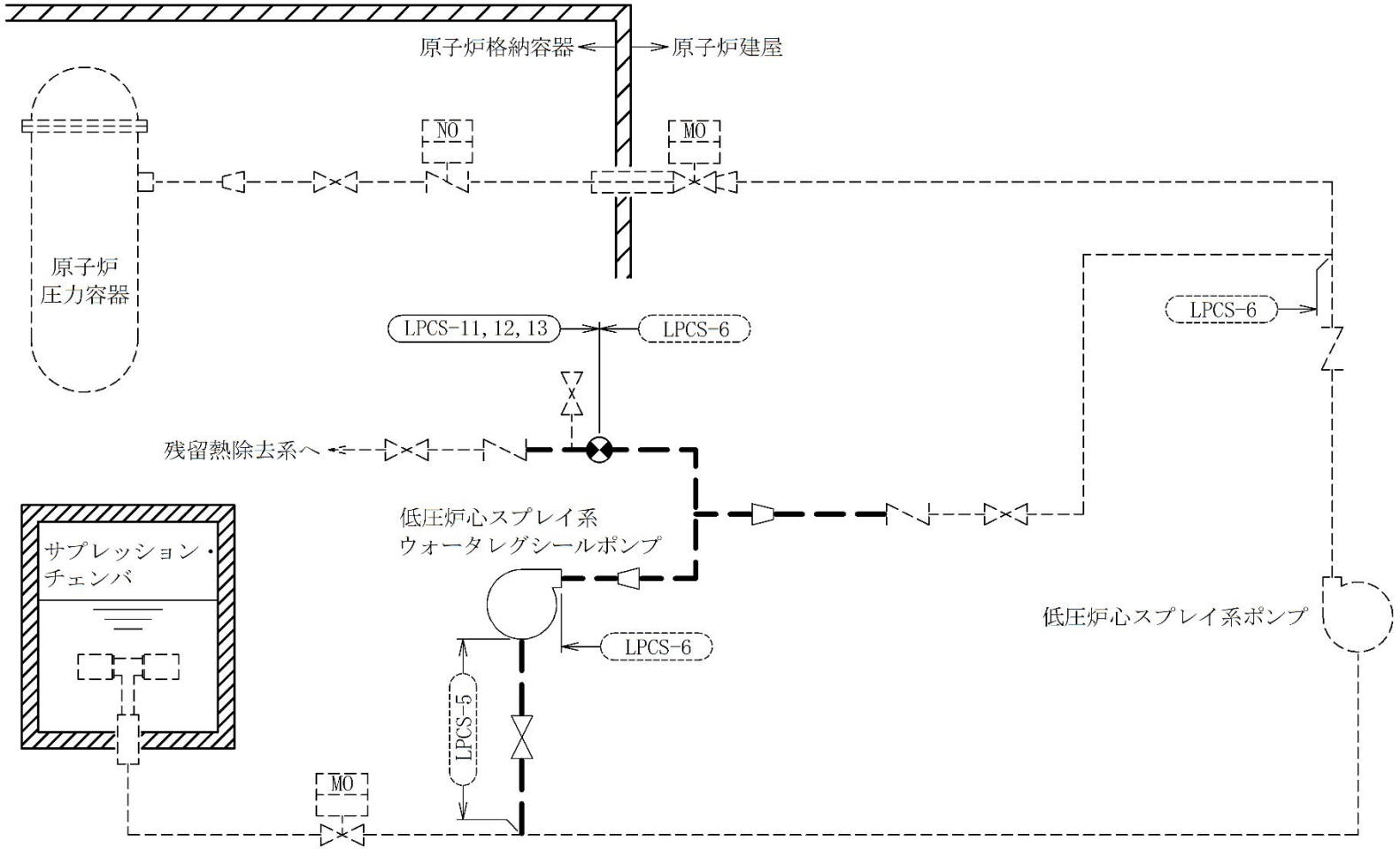
概略系統図記号凡例

記　　号	内　　容
――――――（太線）	工事計画記載範囲の管のうち，本計算書記載範囲の管（重大事故等対処設備）
― ― ― ―（太破線）	工事計画記載範囲の管のうち，本計算書記載範囲の管（設計基準対象施設）
――――――（細線）	工事計画記載範囲の管のうち，本系統の管であって他計算書記載範囲の管
- - - - - - - -（破線）	工事計画記載範囲外の管又は工事計画記載範囲の管のうち，他系統の管であって系統の概略を示すために表記する管
○○-○-○○	鳥瞰図番号（鳥瞰図，計算条件及び評価結果を記載する範囲）
○○-○-○○	鳥瞰図番号（評価結果のみ記載する範囲）
⊗	アンカ
［管クラス］	
DB1	クラス１管
DB2	クラス２管
DB3	クラス３管
DB4	クラス４管
SA2	重大事故等クラス２管
SA3	重大事故等クラス３管
DB1/SA2	重大事故等クラス２管であってクラス１管
DB2/SA2	重大事故等クラス２管であってクラス２管
DB3/SA2	重大事故等クラス２管であってクラス３管
DB4/SA2	重大事故等クラス２管であってクラス４管



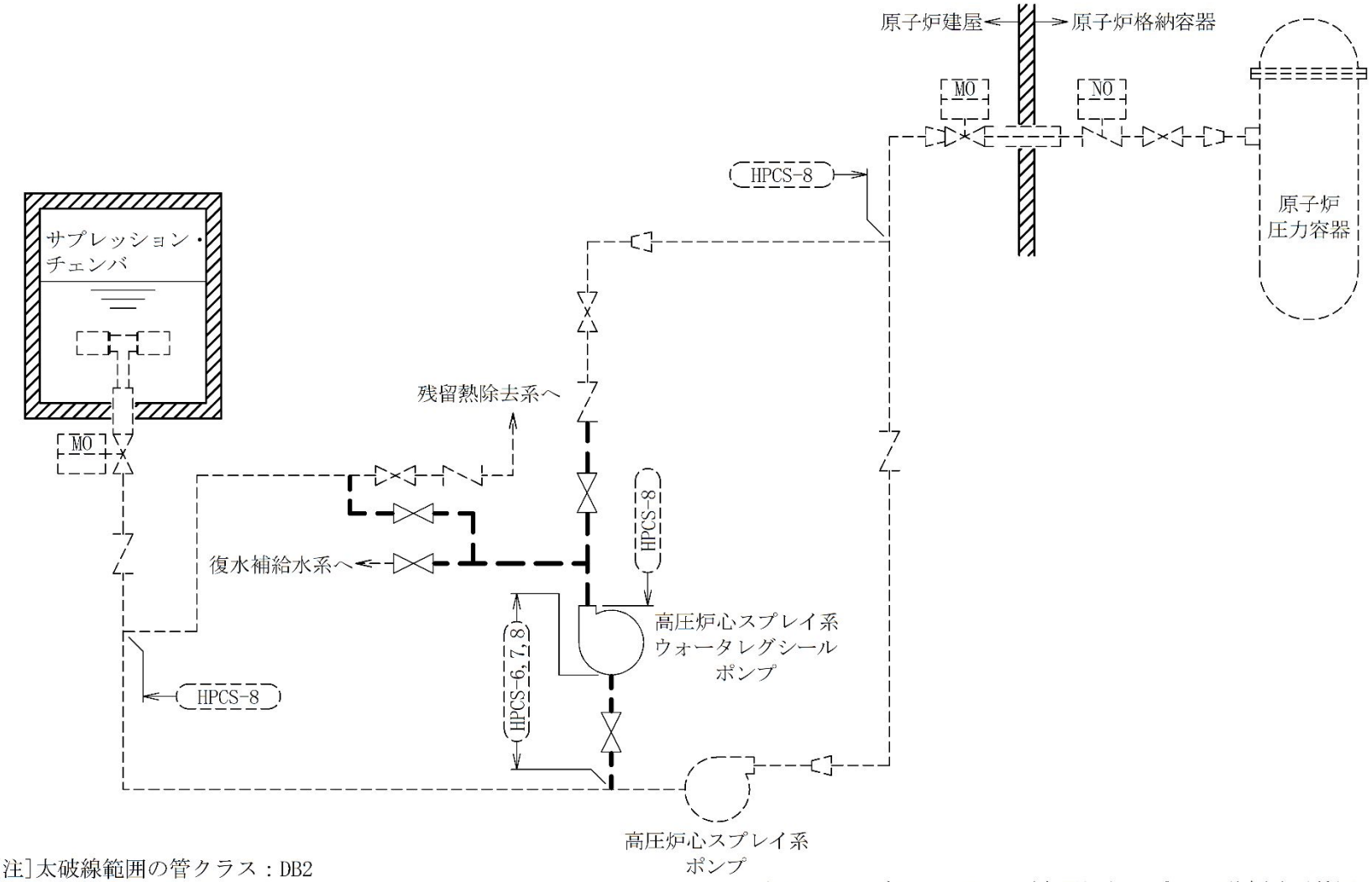
[注]太破線範囲の管クラス：DB2

ウォータレグシールライン(残留熱除去系)概略系統図



[注]太破線範囲の管クラス：DB2

ウォータレグシールライン(低圧炉心スプレイ系)概略系統図

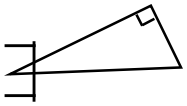
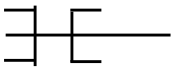
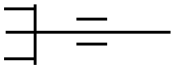
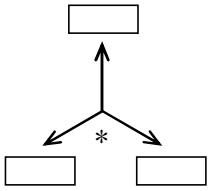


[注]太破線範囲の管クラス：DB2

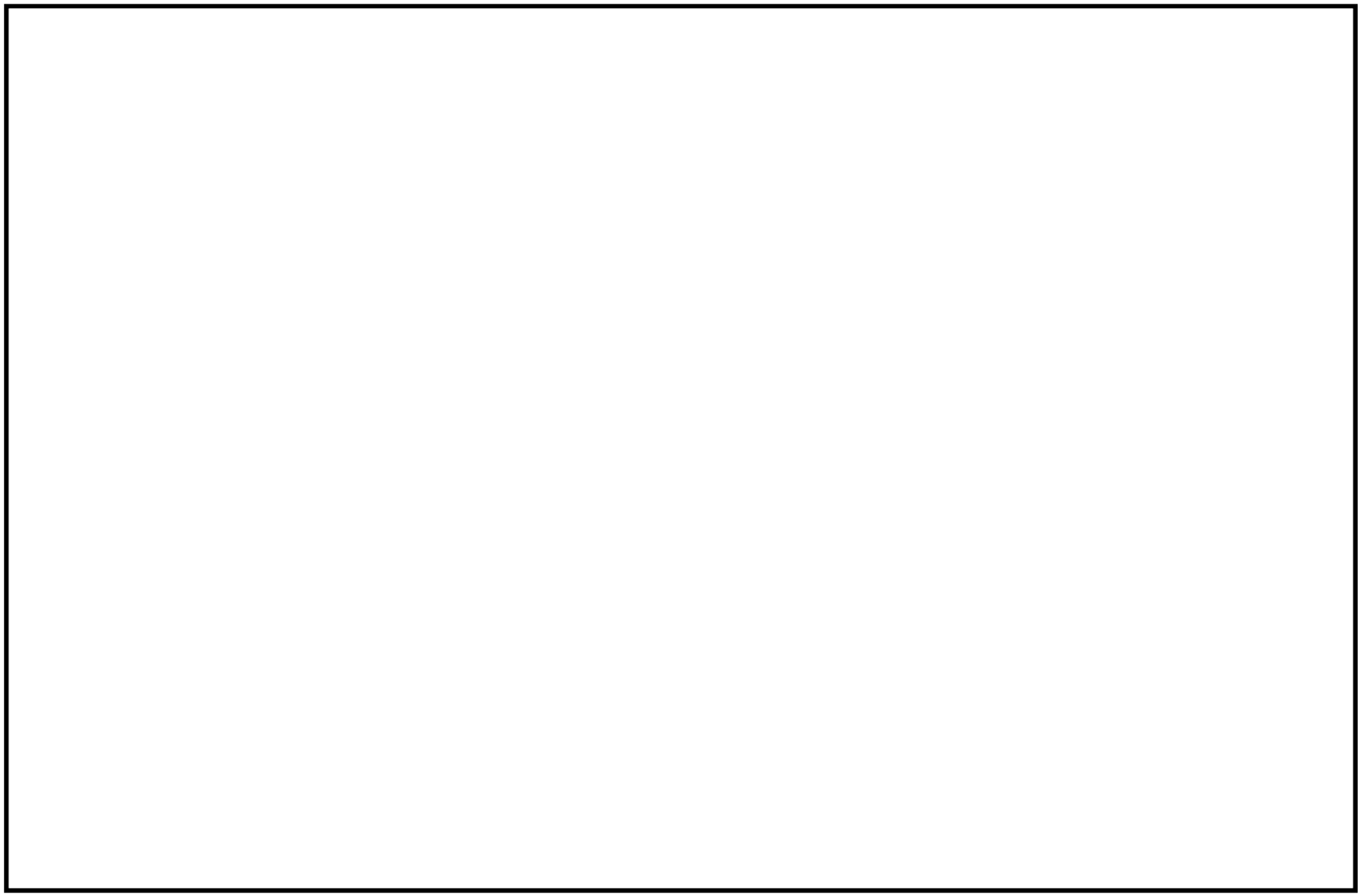
ウォータレグシールライン(高圧炉心スプレイ系)概略系統図

2.2　鳥瞰図

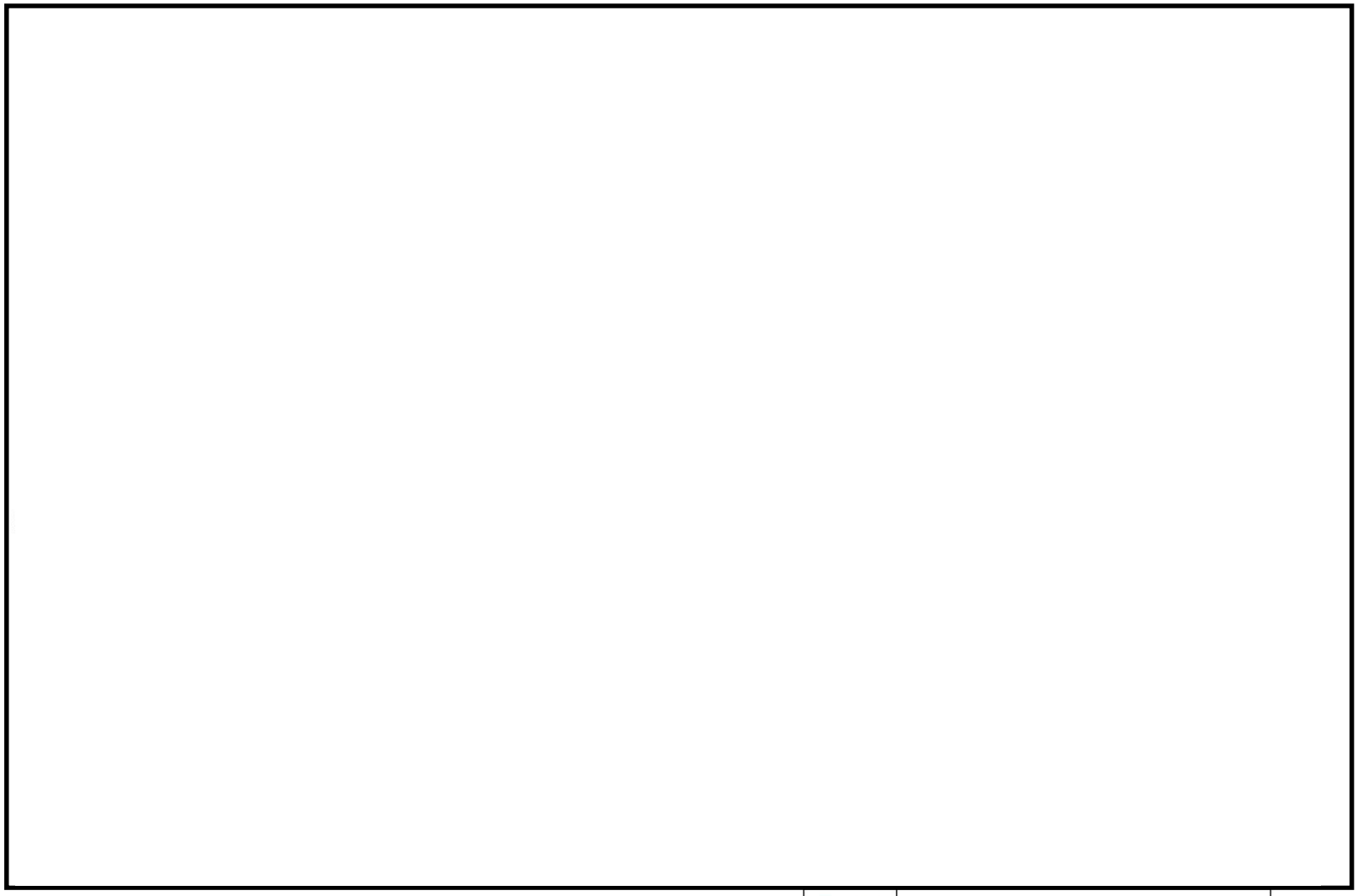
鳥瞰図記号凡例

記　　号	内　　容
━━━━（太線）	工事計画記載範囲の管のうち，本計算書記載範囲の管 （重大事故等対処設備の場合は鳥瞰図番号の末尾を「(SA)」，設計基準対象施設の場合は鳥瞰図番号の末尾を「(DB)」とする。）
――――（細線）	工事計画記載範囲の管のうち，本系統の管であって他計算書記載範囲の管
- - - - - -（破線）	工事計画記載範囲外の管又は工事計画記載範囲の管のうち，他系統の管であって解析モデルの概略を示すために表記する管
●	質　　点
	ア　ン　カ
	レストレイント （本図は斜め拘束の場合の全体座標系における拘束方向成分を示す。スナッバについても同様とする。）
	スナッバ
	ハンガ
	リジットハンガ
	拘束点の地震による相対変位量(mm) （＊は評価点番号，矢印は拘束方向を示す。また，□内に変位量を記載する。）
	注：　鳥瞰図中の寸法の単位はmmである。

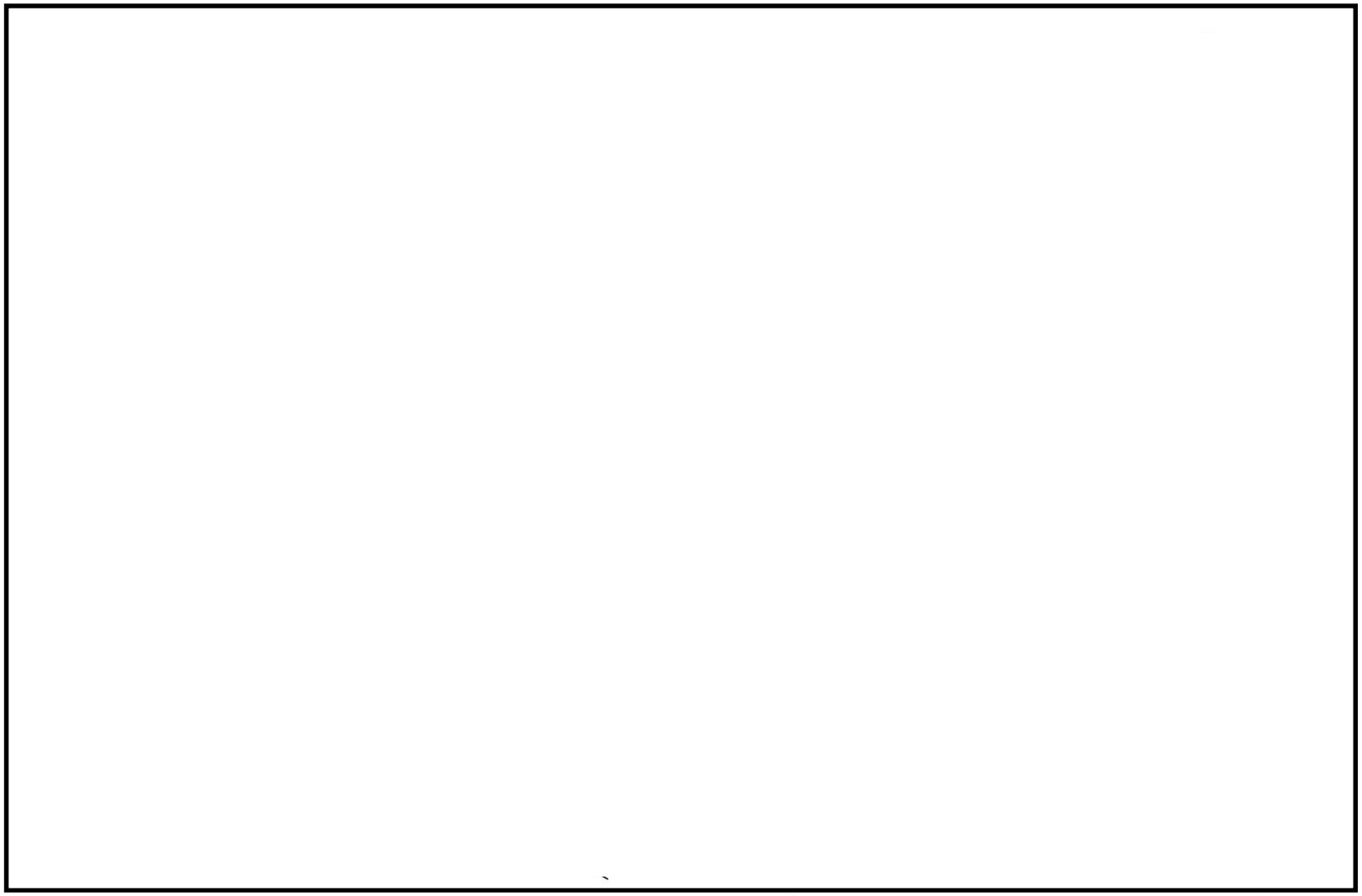
NT2 補②V-2-11-2-9 R1



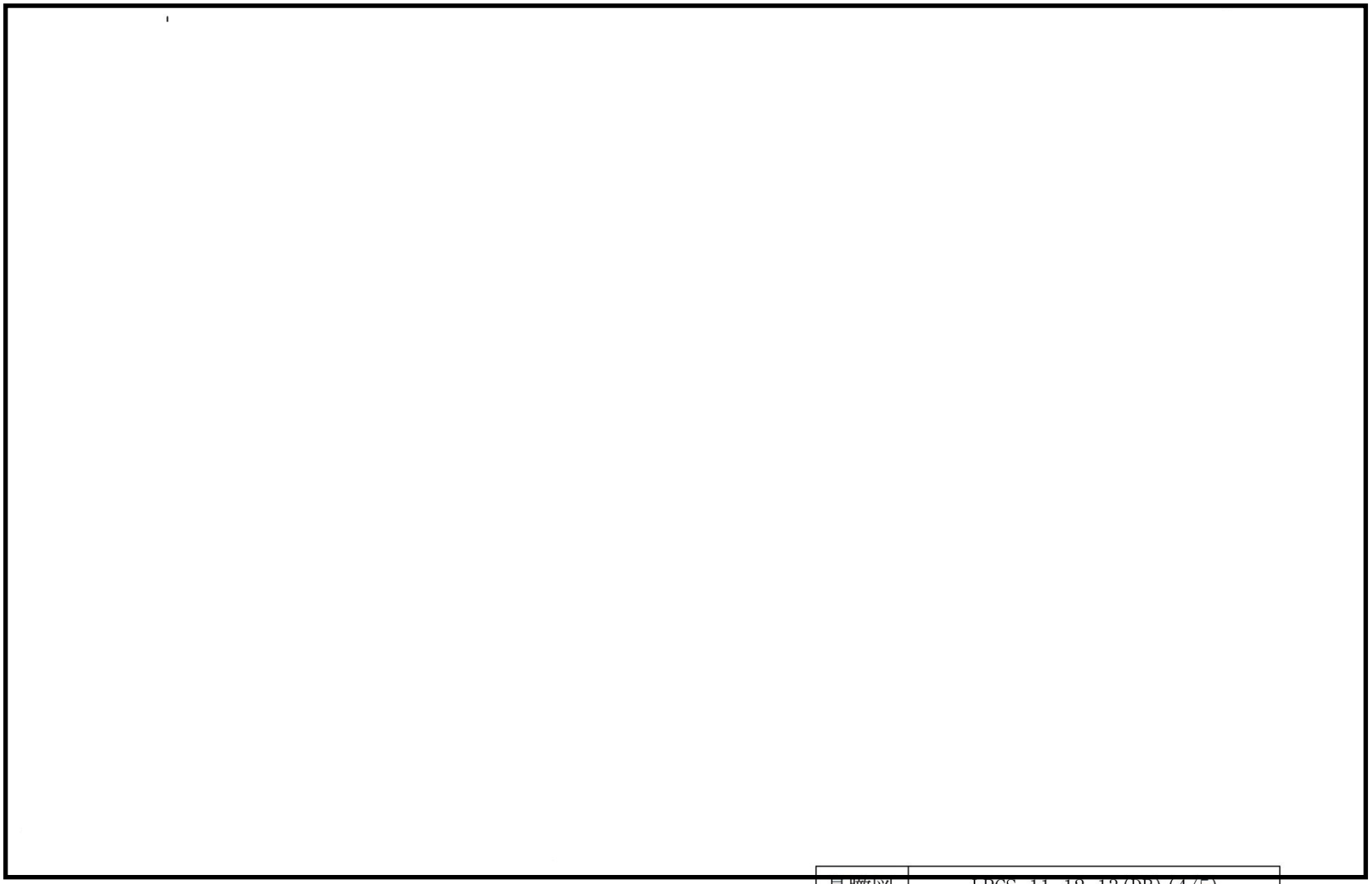
鳥瞰図	LPCS-11,12,13(DB)(1/5)



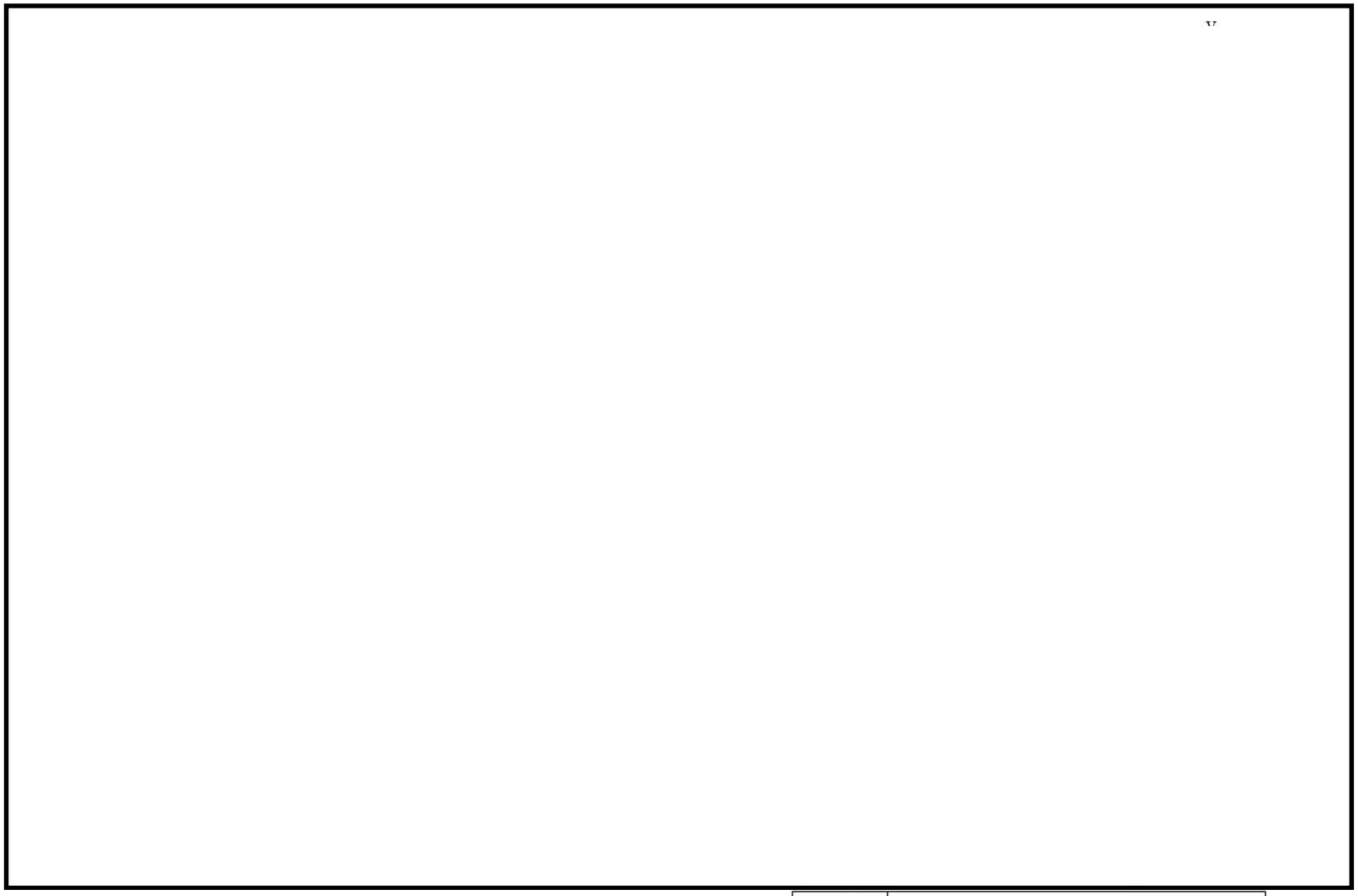
鳥瞰図	LPCS-11, 12, 13(DB)(2/5)



鳥瞰図	LPCS-11,12,13(DB)(3/5)



鳥瞰図	LPCS-11, 12, 13(DB)(4/5)



鳥瞰図	LPCS-11,12,13(DB)(5/5)

3. 計算条件

3.1 荷重の組合せ及び許容応力

本計算書において考慮する荷重の組合せ及び許容応力を下表に示す。

施設名称	設備名称	系統名称	施設分類*1	設備分類	機器等の区分	耐震設計上の重要度分類	荷重の組合せ*2,3	許容応力状態*4
原子炉冷却系統施設	残留熱除去系設備	残留熱除去系	ＤＢ	—	クラス２管	Ｂ	$\mathrm{I}_{\mathrm{L}}+\mathrm{S}_{\mathrm{s}}$ $\mathrm{II}_{\mathrm{L}}+\mathrm{S}_{\mathrm{s}}$	$\mathrm{IV}_{\mathrm{A}}\mathrm{S}$ （$\mathrm{V}_{\mathrm{A}}\mathrm{S}$）
	非常用炉心冷却設備その他原子炉注水設備	高圧炉心スプレイ系						
		低圧炉心スプレイ系						

注記＊1： ＤＢは設計基準対象施設，ＳＡは重大事故等対処設備を示す。

＊2： 運転状態の添字Ｌは荷重を示す。

＊3： 許容応力状態ごとに最も厳しい条件又は包絡条件を用いて評価を実施する。

＊4： 許容応力状態$\mathrm{V}_{\mathrm{A}}\mathrm{S}$は許容応力状態$\mathrm{IV}_{\mathrm{A}}\mathrm{S}$の許容限界を使用し，許容応力状態$\mathrm{IV}_{\mathrm{A}}\mathrm{S}$として評価を実施する。

（$\mathrm{V}_{\mathrm{A}}\mathrm{S}$）

3.2　設計条件

鳥瞰図番号ごとに設計条件に対応した管番号で区分し，管番号と対応する評価点番号を示す。

鳥　瞰　図　LPCS-11,12,13

管番号	対応する評価点	最高使用圧力 (MPa)	最高使用温度 (℃)	外径 (mm)	厚さ (mm)	材料	耐震設計上の重要度分類	縦弾性係数 (MPa)
1	1A～162W	1.04	100	48.6	5.1	STPT42	B	

配管の付加質量

鳥　瞰　図　LPCS-11,12,13

質量	対応する評価点
[redacted]	1A～162W

支持点及び貫通部ばね定数

鳥　瞰　図　LPCS-11,12,13

支持点番号	各軸方向ばね定数(N/mm)			各軸回り回転ばね定数(N・mm/rad)		
	X	Y	Z	X	Y	Z
1A						
7						
15						
25						
32						
40						
44						
51						
54						
60						
71						
76						
82S						
86						
94						
99						
** 99 **						
104						
108						
113						
118						
122						
129S						
137						
141						
146						
151						
156						
160						

** 印は　斜め拘束を示す。　また，下段は方向余弦を示す。

3.3　材料及び許容応力

使用する材料の最高使用温度での許容応力を下表に示す。

材料	最高使用温度 (℃)	許容応力			
		Ｓｍ	Ｓｙ	Ｓｕ	Ｓｈ
STPT42	100	―	220	405	―

3.4　設計用地震力

本計算書において考慮する設計用地震力の算出に用いる設計用床応答スペクトルを下表に示す。

なお，設備評価用床応答曲線は添付書類 「Ⅴ-2-1-7　設計用床応答曲線の作成方針」に基づき策定したものを用いる。また，減衰定数は添付書類「Ⅴ-2-1-6　地震応答解析の基本方針」に記載の減衰定数を用いる。

鳥瞰図	建物・構築物	標高	減衰定数 (%)
LPCS-11, 12, 13	[redacted]		

4. 解析結果及び評価

4.1 固有周期及び設計震度

鳥 瞰 図 LPCS-11,12,13

耐震クラス		S		
適用する地震動等		S_s		
モード	固有周期 (s)	応答水平震度		応答鉛直震度
		X方向	Z方向	Y方向
1次				
2次				
3次				
4次				
5次				
6次				
7次				
8次				
21次				
22次				
動的震度				
静的震度		－	－	－

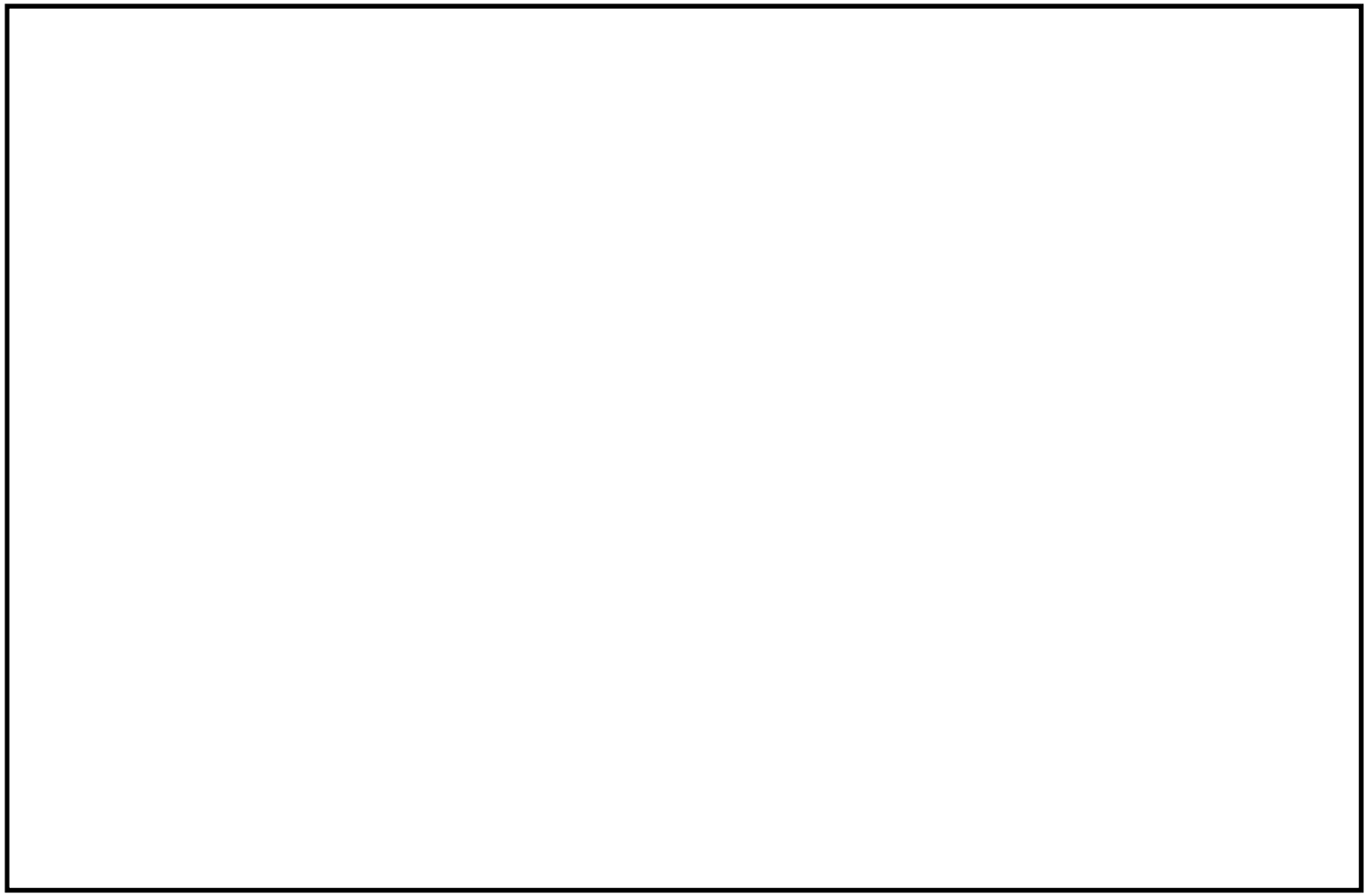
各モードに対応する刺激係数

鳥　瞰　図　LPCS-11,12,13

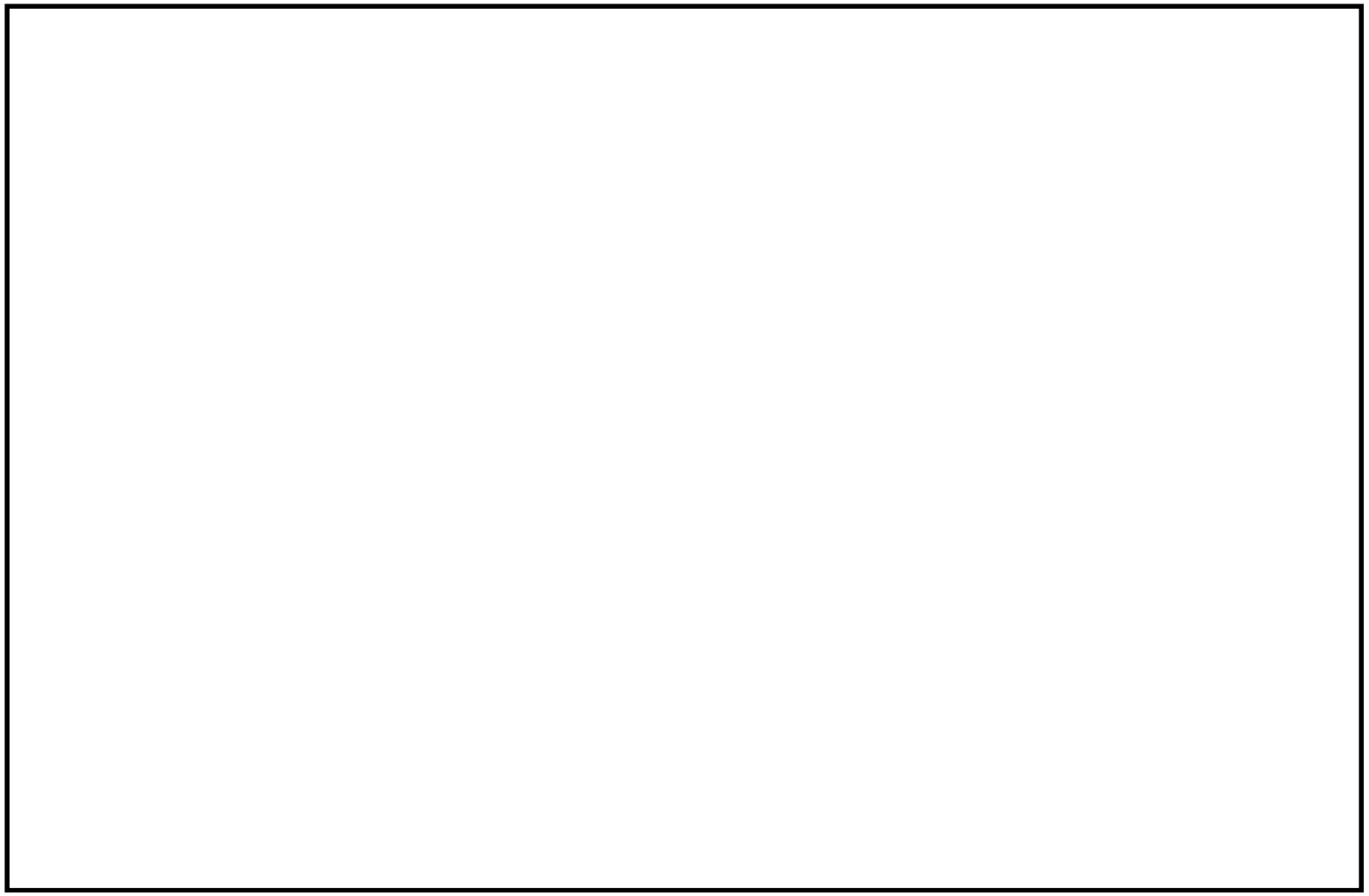
モード	固　有　周　期 (s)	刺　激　係　数		
		X方向	Y方向	Z方向
1 次				
2 次				
3 次				
4 次				
5 次				
6 次				
7 次				
8 次				
21 次				

代表的振動モード図

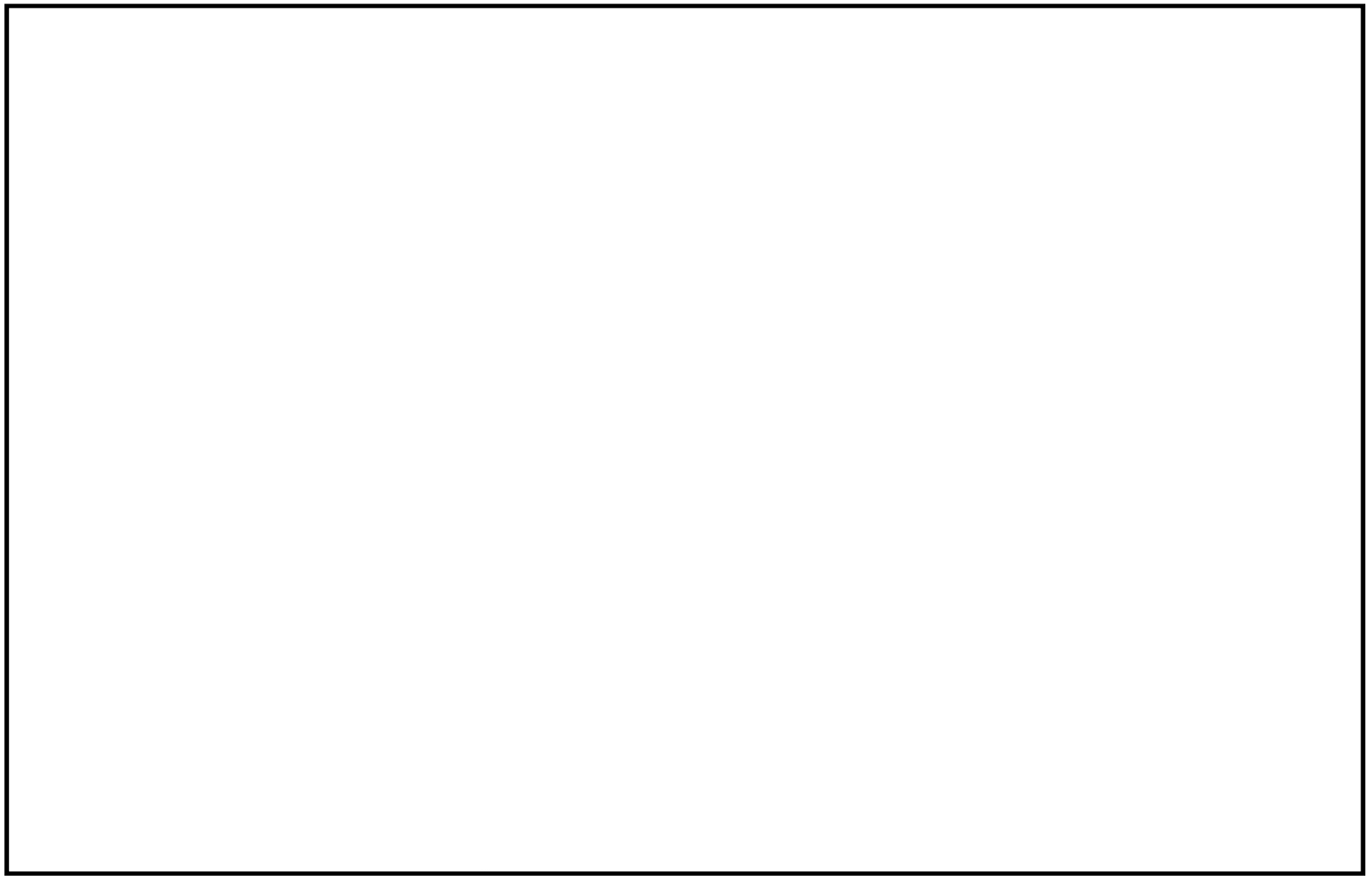
振動モード図は，３次モードまでを代表とし，各質点の変位の相対量・方向を破線で図示し，次ページ以降に示す。



鳥瞰図	ＬＰＣＳ－１１，１２，１３



鳥瞰図	ＬＰＣＳ－１１，１２，１３



鳥瞰図	ＬＰＣＳ－１１，１２，１３

4.2　評価結果

4.2.1　管の応力評価結果

下表に示すとおり最大応力及び疲労累積係数はそれぞれの許容値以下である。

クラス２以下の管

鳥瞰図	許容応力状態（供用状態）	最大応力評価点	最大応力区分	一次応力評価（MPa）		一次＋二次応力評価（MPa）		疲労評価
				計算応力 Sprm（Sd） Sprm（Ss）	許容応力 Sy* 0.9Su	計算応力 Sn（Ss）	許容応力 2Sy	疲労累積係数 USs
LPCS-11,12,13	ⅣAS	71	Sprm（Ss）	136	364	—	—	—
LPCS-11,12,13	ⅣAS	66	Sn（Ss）	—	—	227	440	—

注記＊：　オーステナイト系ステンレス鋼及び高ニッケル合金については，Syと1.2Shのうち大きい方とする。

4.2.2 支持構造物評価結果

下表に示すごとく計算応力及び計算荷重はそれぞれの許容値以下である。

支持構造物評価結果（荷重評価）

支持構造物番号	種類	型式	材質	温度(℃)	評価結果	
					計算荷重(kN)	許容荷重(kN)
SNO-LPCS-R002	オイルスナッバ	SN-03	「V-2-1-12-1 配管及び支持構造物の耐震計算について」参照		0.2	4.5
SH-LPCS-R003	スプリングハンガ	VSA-1			0.5	0.5

支持構造物評価結果（応力評価）

支持構造物番号	種類	型式	材質	温度(℃)	支持点荷重						評価結果		
					反力（kN）			モーメント（kN・m）			応力分類	計算応力(MPa)	許容応力(MPa)
					F_X	F_Y	F_Z	M_X	M_Y	M_Z			
AN-LPCS-63	アンカ	ラグ	SGV410	100	0.6	0.5	0.3	0.1	0.3	0.1	組合せ	56	138
RE-LPCS-90	レストレイント	Uプレート	SM400B STKR400	100	0.8	1.5	0	—	—	—	せん断	8	150

4.2.3　代表モデルの選定結果及び全モデルの評価結果

代表モデルは各モデルの最大応力点の応力と裕度を算出し，応力分類毎に裕度最小のモデルを選定して鳥瞰図，設計条件及び評価結果を記載している。下表に，代表モデルの選定結果及び全モデルの評価結果を示す。

代表モデルの選定結果及び全モデルの評価結果（クラス２以下の管範囲）

No	配管モデル	許容応力状態 III_AS					許容応力状態 IV_AS										
		一次応力（膜＋曲げ）					一次応力（膜＋曲げ）					一次＋二次応力及び疲労評価					
		評価点	計算応力 [MPa]	許容応力 [MPa]	裕度	代表	評価点	計算応力 [MPa]	許容応力 [MPa]	裕度	代表	評価点	計算応力 [MPa]	許容応力 [MPa]	裕度	疲労累積係数	代表
1	LPCS-5	1N	15	220	14.66	—	1N	22	364	16.54	—	1N	63	440	6.98	—	—
2	LPCS-6	38	32	220	6.87	—	38	43	364	8.46	—	35	63	440	6.98	—	—
3	LPCS-11,12,13	71	85	220	2.58	○	71	136	364	2.67	○	66	227	440	1.93	—	○
4	HPCS-6,7,8	167	27	220	8.14	—	167	39	364	9.33	—	167	63	440	6.98	—	—
5	HPCS-8	224	82	220	2.68	—	224	128	364	2.84	—	224	223	440	1.97	—	—
6	MUW-174-01,06	407N	62	220	3.54	—	407N	83	364	4.38	—	501W	174	440	2.52	—	—
7	RHR-54,55,56	71W	62	220	3.54	—	70W	96	364	3.79	—	70W	165	440	2.66	—	—

Ⅴ-2-11-2-10　格納容器機器ドレンサンプの耐震性についての計算書

目次

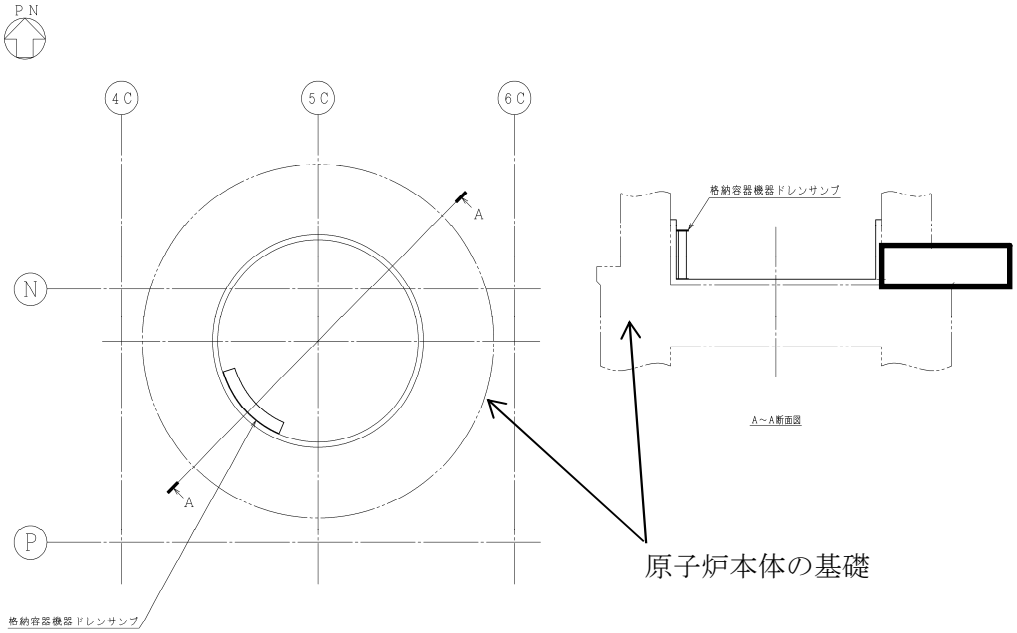
1. 概要 ····· 1
2. 一般事項 ····· 2
2.1 配置概要 ····· 2
2.2 構造計画 ····· 2
2.3 評価方針 ····· 3
2.4 適用基準 ····· 4
2.5 記号の説明 ····· 5
2.6 計算精度と数値の丸め方 ····· 7
3. 評価部位 ····· 8
4. 地震応答解析及び構造強度評価 ····· 8
4.1 地震応答解析及び構造強度評価方法 ····· 8
4.2 荷重の組合せ及び許容応力 ····· 9
4.3 解析モデル及び諸元 ····· 14
4.4 固有周期 ····· 16
4.5 設計用地震力 ····· 17
4.6 計算方法 ····· 18
4.7 計算条件 ····· 22
4.8 応力の評価 ····· 22
5. 評価結果 ····· 23
5.1 設計基準対象施設としての評価結果 ····· 23

1. 概要

本計算書は，添付書類「Ⅴ-2-11-1　波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」の耐震評価方針に基づき，下位クラス設備である格納容器機器ドレンサンプが設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを確認することで，近傍に設置された上位クラス施設である格納容器床ドレンサンプ及び導入管に対して，波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。その耐震評価は格納容器機器ドレンサンプの地震応答解析及び応力評価により行う。

2.　一般事項

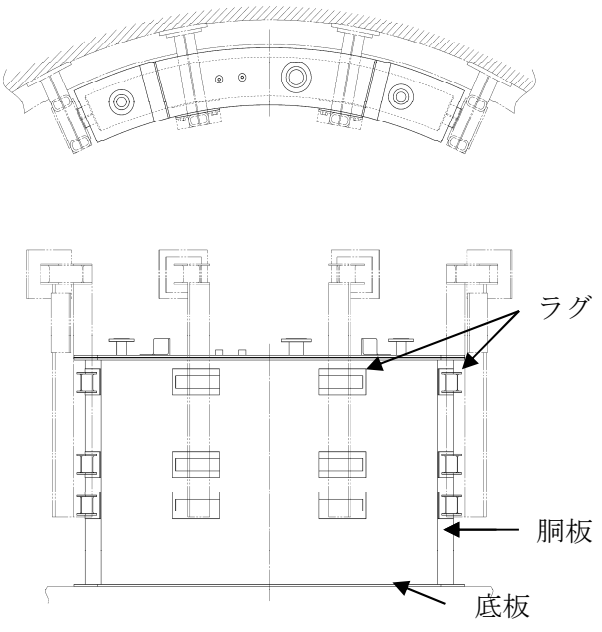
2.1　配置概要



2.2　構造計画

格納容器機器ドレンサンプの構造計画を表2-1に示す。

表2-1　構造計画

計画の概要		概略構造図
支持構造	主体構造	
胴を12個のラグで支持し，さらに胴は底面で支持される。	格納容器機器ドレンサンプは，格納容器内の機器ドレンを収集，冷却及び排出するため，格納容器床ドレンサンプに設置される構造物である。周囲設備との干渉を避けるため，たて置環状扇形容器とし，胴板，底板から構成される。	

2.3　評価方針

格納容器機器ドレンサンプの応力評価は，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針」のうち　「3.1　構造強度上の制限」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき，「2.2　構造計画」にて示す格納容器機器ドレンサンプの部位を踏まえ「3.　評価部位」にて設定する箇所において，「4.3　解析モデル及び諸元」及び「4.4　固有周期」で算出した固有周期及び荷重に基づく応力等が許容限界内に収まることを，「4.　地震応答解析及び構造強度評価」にて示す方法にて確認することで実施する。確認結果を「5.　評価結果」に示す。

格納容器機器ドレンサンプの耐震評価フローを図 2-1 に示す。

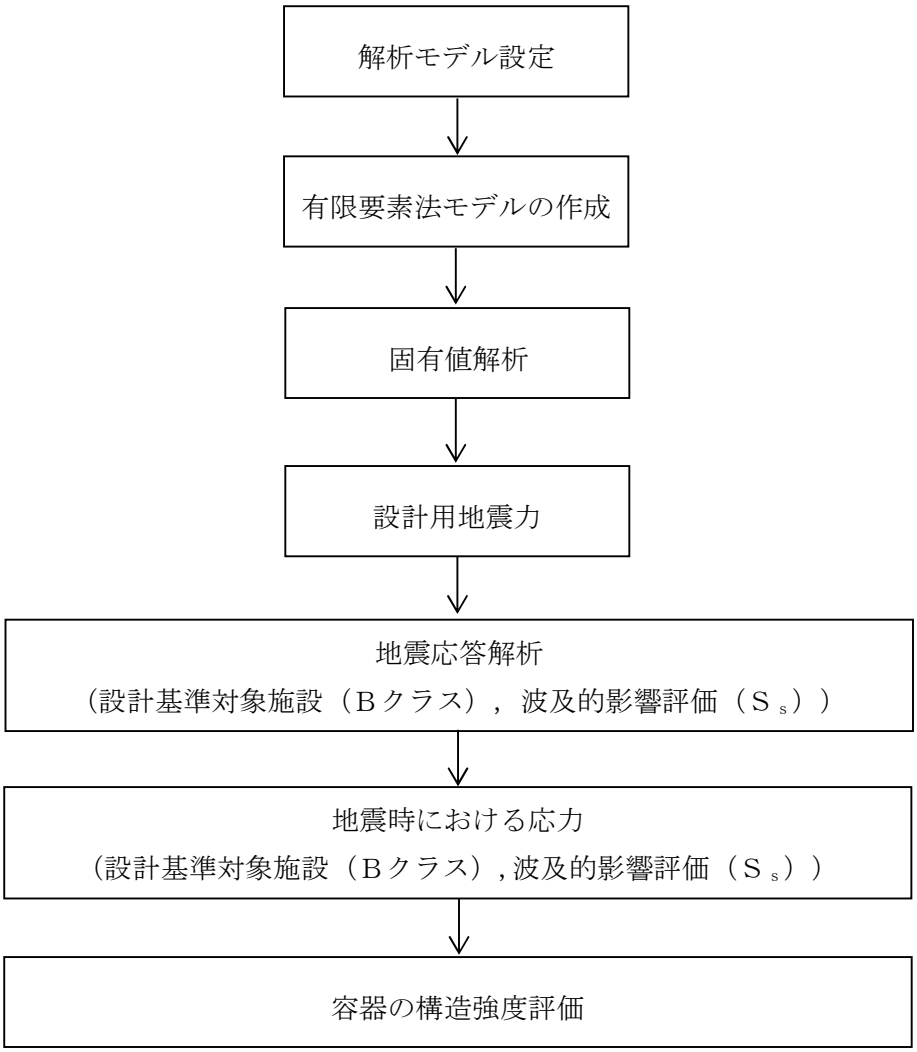


図 2-1　格納容器機器ドレンサンプの耐震評価フロー

2.4　適用基準

適用基準を以下に示す。

(1)　原子力発電所耐震設計技術指針　重要度分類・許容応力編　ＪＥＡＧ４６０１・補－1984（日本電気協会）

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

(3)　原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１－1991　追補版（日本電気協会）

(4)　発電用原子力設備規格（設計・建設規格（2005 年版（2007 年追補版含む。））ＪＳＭＥ　Ｓ　ＮＣ１－2005/2007）（日本機械学会　2007 年 9 月）（以下「設計・建設規格」という。）

2.5　記号の説明

記　　号	記　　号　　の　　説　　明	単　位
A_s	ラグの断面積	mm^2
A_{sy}	ラグの鉛直方向軸に対するせん断断面積	mm^2
A_{sz}	ラグの水平方向軸に対するせん断断面積	mm^2
C_H	水平方向設計震度	－
C_V	鉛直方向設計震度（波及的影響評価に適用）	－
E	胴の縦弾性係数	MPa
E_S	ラグの縦弾性係数	MPa
F	設計・建設規格　SSB-3121.1又はSSB-3131に定める値	MPa
F^*	設計・建設規格　SSB-3121.3又はSSB-3133に定める値	MPa
F_x	部材に働く引張力	N
F_y, F_z	部材に働くせん断力	N
f_t	許容引張応力（f_tを1.5倍した値又はf^*_tを1.5倍した値）	MPa
G	胴のせん断弾性係数	MPa
G_S	ラグのせん断弾性係数	MPa
M_x	部材に働くねじりモーメント	N･mm
M_y, M_z	部材に働く曲げモーメント	N･mm
m	容器の空質量	kg
mo	容器の運転時質量	kg
S	設計･建設規格　付録材料図表　Part5　表5に定める値	MPa
S_a	胴の許容応力	MPa
S_u	設計･建設規格　付録材料図表　Part5　表9に定める値	MPa
S_y	設計･建設規格　付録材料図表　Part5　表8に定める値	MPa
S_y(RT)	設計･建設規格　付録材料図表　Part5　表8に定める材料の40℃における値	MPa
T	温度条件	℃
T_1	固有周期（1次）	s
T_2	固有周期（2次）	s
T_8	固有周期（8次）	s
t	胴板の厚さ	mm
Z_{sy}	ラグの鉛直方向軸に対する断面係数	mm^3
Z_{sz}	ラグの水平方向軸に対する断面係数	mm^3
Z_{sp}	ラグのねじり断面係数	mm^3
ν	ポアソン比	－
σ_o	胴の組合せ一次一般膜応力の最大値	MPa
σ_ϕ	胴の周方向応力の和	MPa
σ_1	胴の組合せ一次応力の最大値	MPa
σ_{1x}	X方向地震による胴の組合せ一次応力	MPa
σ_{1y}	Y方向地震による胴の組合せ一次応力	MPa

記　号	記　号　の　説　明	単　位
$\sigma_{1\phi x}$	X方向地震による周方向一次応力の和	MPa
$\sigma_{1\phi y}$	Y方向地震による周方向一次応力の和	MPa
σ_{1xx}	X方向地震による軸方向一次応力の和	MPa
σ_{1xy}	Y方向地震による軸方向一次応力の和	MPa
σ_{2}	地震力のみによる胴の一次応力と二次応力の和の変動値の最大値	MPa
σ_{2x}	X方向地震力のみによる胴の一次応力と二次応力の和の変動値	MPa
σ_{2y}	Y方向地震力のみによる胴の一次応力と二次応力の和の変動値	MPa
$\sigma_{2\phi x}$	X方向地震力のみによる周方向一次応力と二次応力の和の変動値	MPa
$\sigma_{2\phi y}$	Y方向地震力のみによる周方向一次応力と二次応力の和の変動値	MPa
σ_{2xx}	X方向地震力のみによる軸方向一次応力と二次応力の和の変動値	MPa
σ_{2xy}	Y方向地震力のみによる軸方向一次応力と二次応力の和の変動値	MPa
$\sigma_{\phi 1}$	静水頭により胴に生じる周方向応力	MPa
$\sigma_{\phi 2}$	静水頭に鉛直方向地震力が加わり，胴に生じる周方向応力（波及的影響評価に適用）	MPa
$\sigma_{\phi 3}$	自重による胴の周方向応力	MPa
$\sigma_{\phi 4}$	鉛直方向地震による胴の周方向応力（波及的影響評価に適用）	MPa
$\sigma_{\phi 5}$	X方向地震による胴の周方向応力	MPa
$\sigma_{\phi 6}$	Y方向地震による胴の周方向応力	MPa
σ_{x}	胴の軸方向応力の和	MPa
σ_{x1}	静水頭により胴に生じる軸方向応力	MPa
σ_{x2}	静水頭に鉛直方向地震力が加わり，胴に生じる軸方向応力（波及的影響評価に適用）	MPa
σ_{x3}	自重による胴の軸方向応力	MPa
σ_{x4}	鉛直方向地震による胴の軸方向応力（波及的影響評価に適用）	MPa
σ_{x5}	X方向地震による胴の軸方向応力	MPa
σ_{x6}	Y方向地震による胴の軸方向応力	MPa
σ_{s}	ラグの組合せ応力の最大値	MPa
σ_{s1}	自重によるラグの軸方向応力	MPa
σ_{s2}	鉛直方向地震によるラグの軸方向応力（波及的影響評価に適用）	MPa
σ_{s3}	X方向地震によるラグの軸方向応力	MPa
σ_{s4}	Y方向地震によるラグの軸方向応力	MPa
σ_{sx}	X方向地震によるラグの組合せ応力	MPa
σ_{sy}	Y方向地震によるラグの組合せ応力	MPa
τ_{1}	X方向地震による胴のラグつけ根部に生じるせん断応力	MPa
τ_{2}	Y方向地震による胴のラグつけ根部に生じるせん断応力	MPa
τ_{s1}	自重によるラグのせん断応力	MPa
τ_{s2}	鉛直方向地震によるラグのせん断応力（波及的影響評価に適用）	MPa
τ_{s3}	X方向地震によるラグのせん断応力	MPa
τ_{s4}	Y方向地震によるラグのせん断応力	MPa

2.6　計算精度と数値の丸め方

精度は6桁以上を確保する。

表示する数値の丸め方は表2-2に示すとおりとする。

表2-2　表示する数値の丸め方

数値の種類		単位	処理桁	処理方法	表示桁
固有周期		s	小数点以下第4位	四捨五入	小数点以下第3位
震度		—	小数点以下第3位	切上げ	小数点以下第2位
最高使用圧力		MPa	—	—	小数点以下第2位
温度		℃	—	—	整数位
質量		kg	—	—	整数位
長さ	下記以外の長さ	mm	—	—	整数位*1
	胴板の厚さ	mm	—	—	小数点以下第1位
面積		mm^2	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁*2
モーメント		N･mm	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁*2
力		N	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁*2
算出応力		MPa	小数点以下第1位	切上げ	整数位
許容応力*3		MPa	小数点以下第1位	切捨て	整数位

注記　＊1：設計上定める値が小数点以下第1位の場合は，小数点以下第1位表示とする。

＊2：絶対値が1000以上のときは，べき数表示とする。

＊3：設計・建設規格　付録材料図表に記載された温度の中間における引張強さ及び降伏点は，比例法により補間した値の小数点以下第1位を切り捨て，整数位までの値とする。

3. 評価部位

格納容器機器ドレンサンプの耐震評価は，「4.1　地震応答解析及び構造強度評価方法」に示す条件に基づき，評価上厳しくなる胴板，ラグについて実施する。格納容器機器ドレンサンプの耐震評価部位については，表2-1の概略構造図に示す。

4. 地震応答解析及び構造強度評価

4.1 地震応答解析及び構造強度評価方法

(1) 地震力は，容器に対して水平方向から作用するものとし，原則として，応力評価において組合せるものとする。（ただし，波及的影響評価においては鉛直方向も考慮する。）

(2) 容器の胴は12個のラグで支持され，ラグはそれぞれサポートに接続され，サポートは，アンカーボルトにて壁に固定されている。

(3) 格納容器機器ドレンサンプは，構造が円筒形ではないため，胴板の応力は三次元のシェル要素を用いて算出し，ラグはビーム要素でモデル化し荷重を算出する。

ラグの強度評価については，解析結果より得られた荷重を用いて，応力を理論式により求める。

4.2　荷重の組合せ及び許容応力

4.2.1　荷重の組合せ及び許容応力状態

格納容器機器ドレンサンプの荷重の組合せ及び許容応力状態のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表4-1に，波及的影響評価に用いるものを表4-2に示す。

4.2.2　許容応力

格納容器機器ドレンサンプの許容応力は，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針」に基づき，設計基準対象施設の評価に用いるものを表4-3，表4-5に，波及的影響評価に用いるものを表4-4，表4-6に示す。

4.2.3　使用材料の許容応力評価条件

格納容器機器ドレンサンプの使用材料の許容応力評価条件のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表4-7に，波及的影響評価に用いるものを表4-8に示す。

表 4-1　荷重の組合せ及び許容応力状態（設計基準対象施設）

施設区分		機器名称	耐震設計上の重要度分類	機器等の区分	荷重の組合せ	供用状態
放射性廃棄物の廃棄施設	気体，液体又は固体廃棄物処理設備	格納容器機器ドレンサンプ	B	クラス３容器*	$D+P_D+M_D+S_B$	B_AS

注記　＊：クラス３容器の支持構造物を含む。

表 4-2　荷重の組合せ及び許容応力状態（波及的影響評価）

施設区分		機器名称	耐震設計上の重要度分類	機器等の区分	荷重の組合せ	供用状態
放射性廃棄物の廃棄施設	気体，液体又は固体廃棄物処理設備	格納容器機器ドレンサンプ	B	クラス３容器*	$D+P_D+M_D+S_s$	$Ⅳ_AS$

注記　＊：クラス３容器の支持構造物を含む。

表4-3　許容応力（設計基準対象施設）（クラス３容器）

許容応力状態	許容限界	
	一次一般膜応力	一次応力
B_AS	S_yと0.6・S_uの小さい方。 ただし，オーステナイト系ステンレス鋼及び高ニッケル合金については上記の値と1.2・Ｓとの大きい方。	S_y ただし，オーステナイト系ステンレス鋼及び高ニッケル合金については上記の値と1.2・Ｓとの大きい方。

表4-4　許容応力（波及的影響評価）（クラス３容器）

許容応力状態	許　容　限　界			
	一次一般膜応力	一次膜応力＋ 一次曲げ応力	一次応力＋ 二次応力	一次応力＋二次応力＋ ピーク応力
$Ⅳ_AS$	0.6・S_u	左欄の1.5倍の値	弾性設計用地震動S_d又は基準地震動S_sのみによる疲労解析*を行い，疲労累積係数が1.0以下であること。 ただし，地震動のみによる一次応力＋二次応力の変動値が2・S_y以下であれば，疲労解析は行わない。	

注記　＊：2・S_yを超えるときは，弾塑性解析若しくは，設計・建設規格 PVB-3300（PVB-3313 を除く。S_mは 2/3・S_yと読み替える。）の簡易弾塑性解析を用いる。

表4-5　許容応力（設計基準対象施設）（クラス３支持構造物）

許容応力状態	許　容　限　界＊（ラグ）
	一次応力
	組合せ
$B_A S$	$1.5 \cdot f_t$

注記　＊：応力の組合せが考えられる場合には，組合せ応力に対しても評価を行う。

表4-6　許容応力（波及的影響評価）（クラス３支持構造物）

許容応力状態	許　容　限　界＊1（ラグ）
	一次応力
	組合せ
$Ⅳ_A S$	$1.5 \cdot f_t$＊　＊2

注記　＊1：応力の組合せが考えられる場合には，組合せ応力に対しても評価を行う。

＊2：クラス３支持構造物においては，S_yを $1.2 \cdot S_y$と読み替える。ただし，オーステナイト系ステンレス鋼及び高ニッケル合金については，本読み替えを行わない。

表 4-7　使用材料の許容応力評価条件（設計基準対象施設）

評価部材	材料	温度条件 (℃)		S_y (MPa)	S_u (MPa)	S_y（RT） (MPa)
胴板	SUS304	最高使用温度	105	169	439	205
ラグ	SUS304	最高使用温度	105	169	439	205

表 4-8　使用材料の許容応力評価条件（波及的影響評価）

評価部材	材料	温度条件 (℃)		S_y (MPa)	S_u (MPa)	S_y（RT） (MPa)
胴板	SUS304	最高使用温度	105	169	439	205
ラグ	SUS304	最高使用温度	105	169	439	205

4.3　解析モデル及び諸元

格納容器機器ドレンサンプの解析モデルを図4-1に，解析モデルの概要を以下に示す。

また，機器の諸元を表4-9に示す。

(1)　格納容器機器ドレンサンプ本体をシェル要素，ラグをはり要素でモデル化する。

(2)　拘束条件としては，[redacted]する。

(3)　計算機コードは，「ＮＸ　ＮＡＳＴＲＡＮ」を使用し，固有値，胴板の応力（シェル）及びラグ（ビーム）より荷重を求める。

なお，評価に用いる計算機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-5-49　計算機プログラム（解析コード）の概要・ＮＸ　ＮＡＳＴＲＡＮ」に示す。

[redacted]

図4-1　解析モデル

表4-9　機器諸元

項目	記号	単位	入力値
材質	－	－	SUS304（胴） SUS304（ラグ）
運転時質量	m_0	kg	[redacted]
温度条件 （最高使用温度）	T	℃	105（胴） 105（ラグ）
縦弾性係数 （最高使用温度）	E E_S	MPa	190000（胴） 190000（ラグ）
ポアソン比	ν	－	0.3
要素数	－	個	[redacted]
節点数	－	個	[redacted]

4.4　固有周期

4.4.1　振動モード図及び刺激係数

計算機コード「ＮＸ　ＮＡＳＴＲＡＮ」により求めた固有値解析の結果を表4-10に示す。

表 4-10　固有周期（ｓ）

モード	卓越方向	固有周期
1 次	[redacted]	T_1=[redacted]
2 次	[redacted]	T_2=[redacted]
8 次	[redacted]	T_8=[redacted]

モード	振動モード図	刺激係数		
		X方向	Y方向	Z方向
1次	[redacted]	[redacted]	[redacted]	[redacted]
2次	[redacted]	[redacted]	[redacted]	[redacted]
8次	[redacted]	[redacted]	[redacted]	[redacted]

4.5　設計用地震力

評価に用いる設計用地震力を表4-11，表4-12に示す。

「基準地震動Ｓ$_s$」による地震力は，添付書類「Ⅴ-2-1-7　設計用床応答曲線の作成方針」に基づく。

表 4-11　設計用地震力（設計基準対象施設）

据付場所及び床面高さ (m)	固有周期 (s)		弾性設計用地震動Ｓ$_d$又は静的震度		基準地震動Ｓ$_s$		減衰定数 (%)	
	水平方向	鉛直方向	水平方向設計震度	鉛直方向設計震度	水平方向設計震度	鉛直方向設計震度	水平	鉛直
			C_H=	C_V＝－*2	－	－	1.0*3	1.0*3

注記　＊1:基準床レベルを示す。

＊2:Ｂクラスであり，鉛直方向の固有周期が0.05以下のため，「原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１－1987」に基づき鉛直方向震度は考慮しない。

＊3:添付書類「Ⅴ-2-1-6　地震応答解析の基本方針」に従い，溶接構造物の減衰定数1.0%を使用する。

表 4-12　設計用地震力（波及的影響評価）

据付場所及び床面高さ (m)	固有周期 (s)		弾性設計用地震動Ｓ$_d$又は静的震度		基準地震動Ｓ$_s$		減衰定数 (%)	
	水平方向	鉛直方向	水平方向設計震度	鉛直方向設計震度	水平方向設計震度	鉛直方向設計震度	水平	鉛直
			－	－	C_H=	C_V=	1.0*2	1.0*2

注記　＊1:基準床レベルを示す。

＊2:添付書類「Ⅴ-2-1-6　地震応答解析の基本方針」に従い，溶接構造物の減衰定数1.0%を使用する。

4.6　計算方法

4.6.1　胴板

(1)　静水頭による応力

静水頭による応力$\sigma_{\phi 1}$，σ_{x1} は，三次元シェル要素による解析結果を用いる。

ただし，波及的影響評価時は，静水頭に鉛直方向地震力が加わり，胴に生じる周方向応力$\sigma_{\phi 2}$，軸方向応力σ_{x2}を考慮する。三次元シェル要素による解析結果を「5.　評価結果」に示す。

(2)　自重による応力

自重による応力$\sigma_{\phi 3}$，σ_{x3} は，三次元シェル要素による解析結果を用いる。

三次元シェル要素による解析結果を「5.　評価結果」に示す。

(3)　鉛直方向地震による応力

鉛直方向地震による応力$\sigma_{\phi 4}$，σ_{x4}は，三次元シェル要素による解析結果を用いる。

三次元シェル要素による解析結果を「5.　評価結果」に示す。

ただし，波及的影響評価時のみ考慮する。

(4)　Ｘ方向地震による応力

Ｘ方向地震による応力$\sigma_{\phi 5}$，σ_{x5}，τ_1は，三次元シェル要素による解析結果を用いる。

三次元シェル要素による解析結果を「5.　評価結果」に示す。

(5)　Ｙ方向地震による応力

Ｙ方向地震による応力$\sigma_{\phi 6}$，σ_{x6}，τ_2は，三次元シェル要素による解析結果を用いる。

三次元シェル要素による解析結果を「5.　評価結果」に示す。

(6)　組合せ応力

a.　一次一般膜応力

σ_ϕ ＝

σ_x ＝

$$\sigma_o = \frac{1}{2}\left\{\sigma_\phi + \sigma_x + \sqrt{(\sigma_\phi - \sigma_x)^2}\right\}$$

b.　一次応力

(a)　X方向地震時

$\sigma_{1\phi x}$ =

σ_{1xx} =

$$\sigma_{1X}=\frac{1}{2}\{\sigma_{1\phi x}+\sigma_{1xx}+\sqrt{(\sigma_{1\phi x}-\sigma_{1xx})^2+4\cdot\tau_1{}^2}\}$$

(b)　Y方向地震時

$\sigma_{1\phi y}$ =

σ_{1xy} =

$$\sigma_{1y}=\frac{1}{2}\{\sigma_{1\phi y}+\sigma_{1xy}+\sqrt{(\sigma_{1\phi y}-\sigma_{1xy})^2+4\cdot\tau_2{}^2}\}$$

c.　一次＋二次応力

(a)　X方向地震時

$$\sigma_{2X}=\{\sigma_{2\phi x}+\sigma_{2xx}+\sqrt{(\sigma_{2\phi x}-\sigma_{2xx})^2+4\cdot\tau_1{}^2}\}$$

(b)　Y方向地震時

$$\sigma_{2y}=\{\sigma_{2\phi y}+\sigma_{2xy}+\sqrt{(\sigma_{2\phi y}-\sigma_{2xy})^2+4\cdot\tau_2{}^2}\}$$

4.6.2　ラグの応力

応力計算は，図4-1の解析モデルにて，計算機コード「ＮＸ　ＮＡＳＴＲＡＮ」を使用して行い，引張力F_x，せん断力F_y，F_z，ねじりモーメントM_x及び曲げモーメントM_y，M_zを求め，本項に示す計算方法に従って計算する。

計算機コード内では，各部材の局所座標系及び引張力F_x，せん断力F_y，F_z，ねじりモーメントM_x及び曲げモーメントM_y，M_zの働く向きを以下の図4-2に示すように設定している。

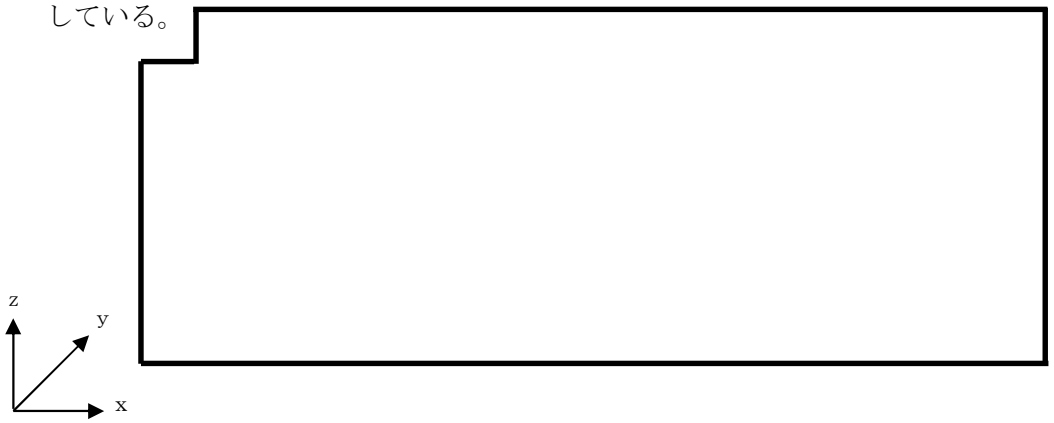


図4-2　部材の応力解析モデル

(1)　運転時質量および鉛直方向地震力による応力（波及的影響評価）

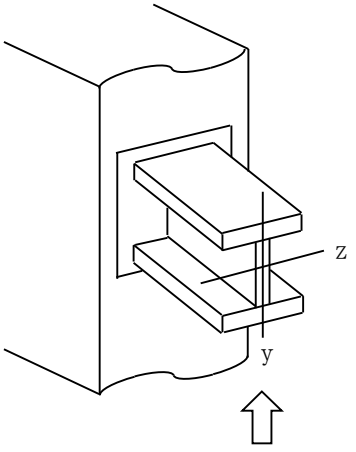
格納容器機器ドレンサンプは，床に直置きである。

鉛直震度が，1.0(G)を超えているため，鉛直上向きに作用した場合，ラグには軸方向応力及びせん断応力が生じる。

軸方向応力及びせん断応力は次式より求まる。

$$\sigma_{s1},\ \sigma_{s2}=\frac{F_x}{A_s}+\frac{M_y}{Z_{sy}}+\frac{M_z}{Z_{sz}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.1)$$

$$\tau_{s1},\ \tau_{s2}=\sqrt{\left(\frac{F_y}{A_{sy}}\right)^2+\left(\frac{F_z}{A_{sz}}\right)^2}+\frac{M_x}{Z_{sp}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.2)$$



Ｚ方向地震力

(2)　X方向地震力による応力

X方向地震力が作用した場合，ラグには軸方向応力，曲げ応力，せん断応力が生じる。

σ_{s3}及びτ_{s3}は式（4.6.2.1）及び式（4.6.2.2）により求める。

(3)　Y方向地震力による応力

Y方向地震力が作用した場合，ラグには軸方向応力，曲げ応力，せん断応力が生じる。

σ_{s4}及びτ_{s4}は式（4.6.2.1）及び式（4.6.2.2）により求める。

(4)　組合せ応力

a.　設計基準対象施設

(a)　X方向地震が作用した場合

$$\sigma_{sx}=\sqrt{(\sigma_{s1}+\sigma_{s3})^2+3\cdot(\tau_{s1}+\tau_{s3})^2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.3)$$

(b)　Y方向地震が作用した場合

$$\sigma_{sy}=\sqrt{(\sigma_{s1}+\sigma_{s4})^2+3\cdot(\tau_{s1}+\tau_{s4})^2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6.2.4)$$

b.　波及的影響評価

(a)　X方向地震が作用した場合

$$\sigma_{sx}=\sqrt{(\sigma_{s1}+\sigma_{s2}+\sigma_{s3})^2+3\cdot(\tau_{s1}+\tau_{s2}+\tau_{s3})^2} \quad \cdots\cdots \quad (4.6.2.5)$$

(b)　Y方向地震が作用した場合

$$\sigma_{sy}=\sqrt{(\sigma_{s1}+\sigma_{s2}+\sigma_{s4})^2+3\cdot(\tau_{s1}+\tau_{s2}+\tau_{s4})^2} \quad \cdots\cdots \quad (4.6.2.6)$$

4.7　計算条件

応力解析に用いる計算条件は，本計算書の「5.　評価結果」の設計条件及び機器要目に示す。

4.8　応力の評価

4.8.1　胴板の応力評価

4.6節で求めた組合せ応力が胴板の最高使用温度における許容応力S_a以下であること。ただし，S_aは下表による。

設計基準対象施設（Bクラス評価）における許容応力

応力の種類	許　容　応　力　S_a
	弾性設計用地震動S_dの1／2又は静的震度による荷重との組合せの場合
一次一般膜応力	S_yと0.6・S_uの小さい方。ただし，オーステナイト系ステンレス鋼及び高ニッケル合金については上記の値と1.2・Sとの大きい方とする。
一　次　応　力	S_y。ただし，オーステナイト系ステンレス鋼及び高ニッケル合金については上記の値と1.2・Sとの大きい方とする。

波及的影響評価（Sクラス評価）における許容応力

応力の種類	許　容　応　力　S_a
	基準地震動S_sによる荷重との組合せの場合
一次一般膜応力	設計引張強さS_uの0.6倍
一　次　応　力	上記の1.5倍の値
一次応力と二次応力の和	地震動のみによる一次応力と二次応力の和の変動値が設計降伏点S_yの2倍以下であれば，疲労解析は不要とする。

4.8.2　ラグの応力評価

4.6.2項で求めたラグの組合せ応力が許容応力f_t以下であること。

ただし，f_tは下表による。

設計基準対象施設（Bクラス評価）における許容応力

	弾性設計用地震動S_dの1／2又は静的震度による荷重との組合せの場合
許容引張応力 f_t	$f_t = \frac{F}{1.5} \times 1.5$

波及的影響評価（Sクラス評価）における許容応力

	基準地震動S_sによる荷重との組合せの場合
許容引張応力 f_t	$f_t = \frac{F^*}{1.5} \times 1.5$

5. 評価結果

5.1 設計基準対象施設としての評価結果

格納容器機器ドレンサンプの重大事故等時の状態を考慮した場合の耐震評価結果を以下に示す。発生値は許容限界を満足しており，設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを確認した。

(1) 耐震評価結果

耐震評価の結果を次頁以降の表に示す。

【格納容器機器ドレンサンプの耐震性についての計算結果】

1. 設計基準対象施設

1.1 設計条件

機器名称	耐震設計上の重要度分類	据付場所及び床面高さ (m)	固有周期（s）		弾性設計用地震動S_dの1/2又は静的震度		最高使用圧力 (MPa)	最高使用温度 (℃)	周囲環境温度 (℃)	液体の比重 (－)
			水平方向	鉛直方向	水平方向設計震度	鉛直方向設計震度				
格納容器機器ドレンサンプ	B					－	静水頭	105		1.00

1.2 機器要目

m_o (kg)	m (kg)	t (mm)	E (MPa)	E_s (MPa)	G (MPa)	G_s (MPa)	A_s (mm^2)	A_{sy} (mm^2)	A_{sz} (mm^2)
		12.0	190000	190000	73100	73100	3.000×10^3	7.191×10^2	1.505×10^3

Z_{sy} (mm^3)	Z_{sz} (mm^3)	Z_{sp} (mm^3)
4.690×10^4	1.340×10^5	7.838×10^3

S_y（胴） (MPa)	S_u（胴） (MPa)	S_y（ラグ） (MPa)	S_u（ラグ） (MPa)	F （ラグ） (MPa)
169	439	169	439	205

1.3 計算数値

1.3.1 胴板に生じる応力

(1) 各荷重による胴板の応力

(単位：MPa)

供用状態	静水頭による応力		鉛直方向地震による応力		自重による応力		鉛直方向地震による応力		水平方向地震による応力			
									X方向地震時		Y方向地震時	
	周方向	軸方向	周方向	軸方向	周方向	軸方向	周方向	軸方向	周方向	軸方向	周方向	軸方向
A	$\sigma_{\phi 1}=7$	$\sigma_{x 1}=1$	－	－	$\sigma_{\phi 3}=1$	$\sigma_{x 3}=1$	－	－	－	－	－	－
B	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－
C	$\sigma_{\phi 1}=7$	$\sigma_{x 1}=1$	$\sigma_{\phi 2}=-$	$\sigma_{x 2}=-$	$\sigma_{\phi 3}=1$	$\sigma_{x 3}=1$	$\sigma_{\phi 4}=-$	$\sigma_{x 4}=-$	$\sigma_{\phi 5}=15$	$\sigma_{x 5}=6$	$\sigma_{\phi 6}=3$	$\sigma_{x 6}=1$
	－	－	－	－	－	－	－	－	$\tau_1=2$		$\tau_2=0$	
D	－	－	－	－	－	－	－	－	－		－	

(2) 胴板の組合せ応力

(単位：MPa)

応　　力	組合せ応力	
	X方向地震時	Y方向地震時
一次一般膜応力（内圧＋自重）	8	8
一次応力	22	10

1.3.2　ラグに生じる応力

（単位：MPa）

供用状態	自重による応力	鉛直方向地震による応力	水平方向地震による応力		組合せ応力	
			X方向地震時	Y方向地震時	X方向地震時	Y方向地震時
C	σ_{s1}＝　1	－	σ_{s3}＝　9	σ_{s4}＝　6	σ_{sx}＝　10	σ_{sy}＝　8
	τ_{s1}＝　1	－	τ_{s3}＝　2	τ_{s4}＝　3	－	－

1.4　結論

1.4.1　固有周期

（単位：s）

モード	卓越方向	固有周期
1次	[redacted]	T_1＝[redacted]
2次	[redacted]	T_2＝[redacted]
8次	[redacted]	T_8＝[redacted]

1.4.2　応力

（単位：MPa）

部材	材料	応力	弾性設計用地震動S_dの1/2又は静的震度	
			算出応力	許容応力
胴板	SUS304	一次一般膜	σ_o＝　8	S_a＝　169
		一次	σ_1＝　22	S_a＝　169
ラグ	SUS304	組合せ	σ_s＝　10	f_t＝　205

【格納容器機器ドレンサンプの耐震性についての計算結果】

2. 波及的影響評価

2.1 設計条件

機器名称	耐震設計上の重要度分類	据付場所及び床面高さ (m)	固有周期（s）		弾性設計用地震動S_d又は静的震度		基準地震動S_s		最高使用圧力 (MPa)
			水平方向	鉛直方向	水平方向設計震度	鉛直方向設計震度	水平方向設計震度	鉛直方向設計震度	
格納容器機器ドレンサンプ	B	[redacted]	[redacted]	[redacted]	－	－	[redacted]	[redacted]	静水頭

最高使用温度 (℃)	周囲環境温度 (℃)	液体の比重 (－)
105	[redacted]	1.00

2.2 機器要目

m_o (kg)	m (kg)	t (mm)	E (MPa)	E_s (MPa)	G (MPa)	G_s (MPa)	A_s (mm^2)	A_{sy} (mm^2)	A_{sz} (mm^2)
[redacted]	[redacted]	12.0	190000	190000	73100	73100	3.000×10^3	7.191×10^2	1.505×10^3

Z_{sy} (mm^3)	Z_{sz} (mm^3)	Z_{sp} (mm^3)
4.690×10^4	1.340×10^5	7.838×10^3

S_y（胴） (MPa)	S_u（胴） (MPa)	S_y（ラグ） (MPa)	S_u（ラグ） (MPa)	F *(ラグ) (MPa)
169	439	169	439	205

2.3 計算数値

2.3.1 胴板に生じる応力

(1) 各荷重による胴板の応力

(単位：MPa)

供用状態	静水頭による応力		鉛直方向地震による応力		自重による応力		鉛直方向地震による応力		水平方向地震による応力			
									X方向地震時		Y方向地震時	
	周方向	軸方向	周方向	軸方向	周方向	軸方向	周方向	軸方向	周方向	軸方向	周方向	軸方向
A	$\sigma_{\phi 1}=7$	$\sigma_{x 1}=1$	－	－	$\sigma_{\phi 3}=1$	$\sigma_{x 3}=1$	－	－	－	－	－	－
B	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－
C	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－
D	$\sigma_{\phi 1}=7$	$\sigma_{x 1}=1$	$\sigma_{\phi 2}=7$	$\sigma_{x 2}=1$	$\sigma_{\phi 3}=1$	$\sigma_{x 3}=1$	$\sigma_{\phi 4}=12$	$\sigma_{x 4}=5$	$\sigma_{\phi 5}=48$	$\sigma_{x 5}=18$	$\sigma_{\phi 6}=9$	$\sigma_{x 6}=3$
	－	－	－	－	－	－	－	－	$\tau_1=6$		$\tau_2=1$	

(2) 胴板の組合せ応力

(単位：MPa)

応　　力	基準地震動S_s	
	組合せ応力	
	X方向地震時	Y方向地震時
一次一般膜応力（内圧＋自重）	15	15
一次応力	74	35
一次＋二次応力	134	55

2.3.2　ラグに生じる応力

（単位：MPa）

供用状態	自重による応力	鉛直方向地震による応力	水平方向地震による応力		組合せ応力	
			X方向地震時	Y方向地震時	X方向地震時	Y方向地震時
D	σ_{s1}＝　1	σ_{s2}＝　8	σ_{s3}＝　30	σ_{s4}＝　20	σ_{sx}＝　38	σ_{sy}＝　35
	τ_{s1}＝　1	τ_{s2}＝　5	τ_{s3}＝　6	τ_{s4}＝　8	－	－

2.4　結論

2.4.1　固有周期

（単位：s）

モード	卓越方向	固有周期
1次	[redacted]	T_1＝[redacted]
2次	[redacted]	T_2＝[redacted]
8次	[redacted]	T_8＝[redacted]

2.4.2　応力

（単位：MPa）

部材	材料	応力	弾性設計用地震動S_d又は静的震度		基準地震動S_s	
			算出応力	許容応力	算出応力	許容応力
胴板	SUS304	一次一般膜	σ_o＝　－	S_a＝　－	σ_o＝　15	S_a＝　263
		一次	σ_1＝　－	S_a＝　－	σ_1＝　74	S_a＝　395
		一次＋二次	σ_2＝　－	S_a＝　－	σ_2＝　134	S_a＝　338
ラグ	SUS304	組合せ	σ_s＝　－	f_t＝　－	σ_S＝　38	f_t＝　205

すべて許容応力以下である。

Ⅴ-2-11-2-11　海水ポンプエリア防護対策施設の

耐震性についての計算書

目次

1. 概要 1
2. 一般事項 1
2.1 配置概要 1
2.2 構造計画 1
2.3 評価方針 8
2.4 適用基準 9
2.5 記号の説明 10
2.6 計算精度と数値の丸め方 12
3. 評価部位 12
4. 地震応答解析及び構造強度評価 17
4.1 地震応答界解析及び構造強度評価方法 17
4.2 荷重の組合せ及び許容応力 17
4.2.1 荷重の組合せ及び許容応力状態 17
4.2.2 許容応力 19
4.2.3 使用材料の許容応力評価条件 20
4.3 解析モデル及び諸元 21
4.3.1 固有値解析モデル 21
4.3.2 強度評価モデル 31
4.4 固有周期 36
4.5 設計用地震力 48
4.6 計算方法 50
4.6.1 ネット用架構及び鉄骨架構の応力評価 50
4.6.2 防護ネット及び防護鋼板取付ボルト並びにアンカーボルトの応力評価 50
4.6.3 ＲＣ部の応力評価 51
4.7 計算条件 51
4.8 応力の評価 51
4.8.1 鋼構造部の応力評価 51
4.8.2 ＲＣ部の応力評価 52
5. 評価結果 53
5.1 ＤＢ条件に対する評価結果 53
5.2 ＳＡ条件に対する評価結果 60

1. 概要

本計算書は，添付書類「Ⅴ-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」にて設定している耐震評価方針に基づき，海水ポンプエリア防護対策施設が設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを確認することで，下部に設置された上位クラス施設である残留熱除去系海水系ポンプ，残留熱除去系海水系ストレーナ等に対して，波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。なお，防護対策施設の間接支持構造物である海水ポンプエリアの既設取水構造物の耐震評価は，添付書類「Ⅴ-2-2-7　取水構造物の耐震性についての計算書」に示す。

2. 一般事項

2.1 配置概要

海水ポンプエリア防護対策施設は，図 2-1 の位置関係図に示すように，上位クラス施設である残留熱除去系海水系ポンプ，残留熱除去系海水系ストレーナ等の上部に設置されており，落下時に残留熱除去系海水系ポンプ，残留熱除去系海水系ストレーナ等に対して波及的影響を及ぼすおそれがある。

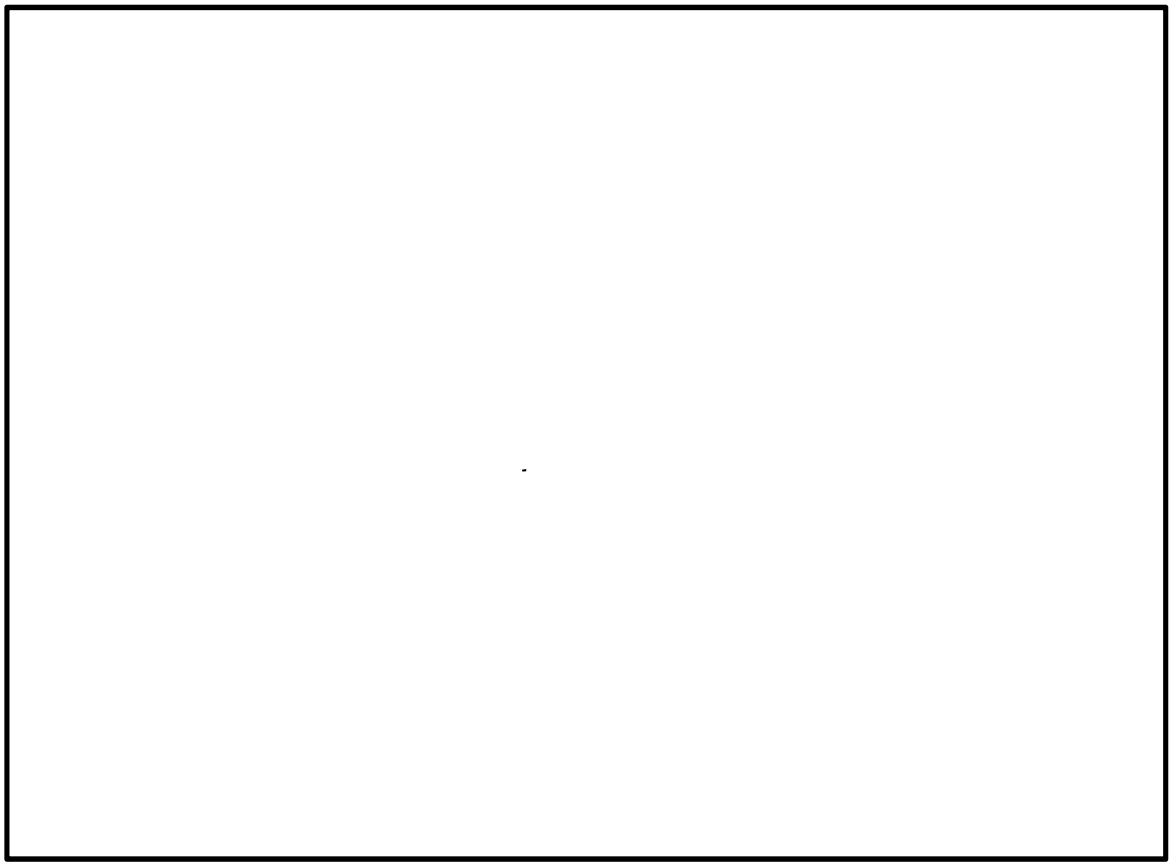
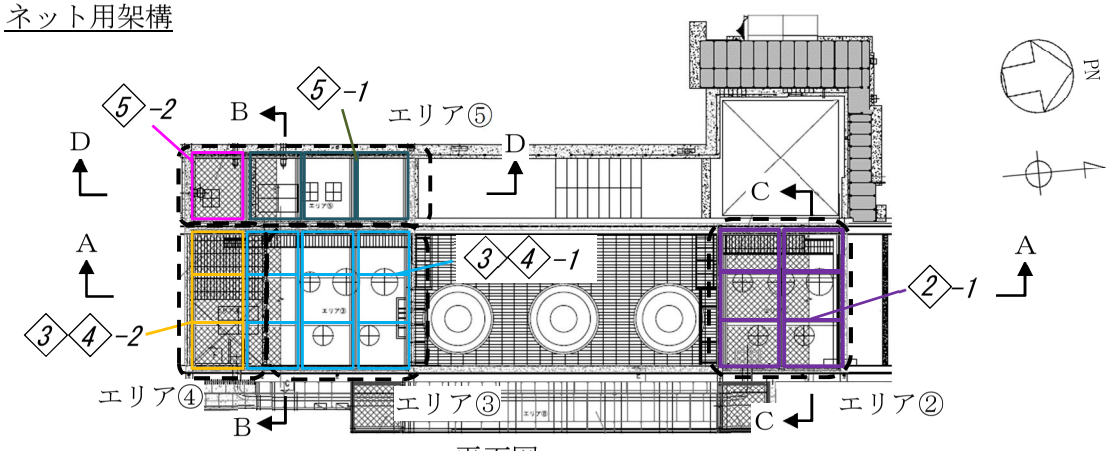


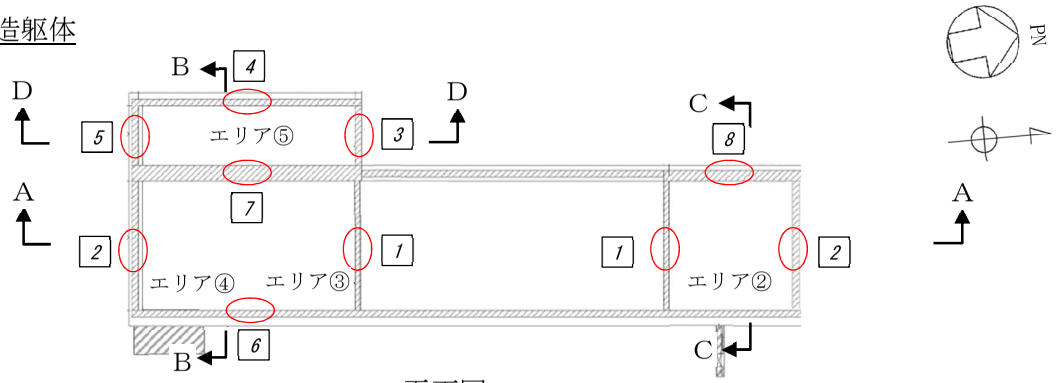
図 2-1　海水ポンプエリア防護対策施設と残留熱除去系海水系ポンプ，
残留熱除去系海水系ストレーナ等の位置関係図

2.2 構造計画

海水ポンプエリア防護対策施設の構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1　構造計画(1/6)

<table>
<tr><th colspan="2">計画の概要</th><th rowspan="2">概略構造図</th></tr>
<tr><th>基礎・支持構造</th><th>主体構造</th></tr>
<tr><td>防護ネットに作用する荷重は，ネット用架構を介して取水構造物上に設けた鉄筋コンクリート（以下「ＲＣ」という。）造躯体に伝達する構造とする。</td><td>【エリア②～⑤】
取水構造物上に設けたＲＣ造躯体に，ネット用架構を介して防護ネットを上載する。</td><td>ネット用架構
 

平面図
◇で囲んだゴシック斜体は，ネット用架構の種別を示す。
ハイフンのあとの数字は南北方向のフレーム長さ寸法の違いによるケース分けを示す。
ＲＣ造躯体
 

平面図
□で囲んだゴシック斜体は，ＲＣ造躯体の種別を示す。</td></tr>
</table>

表 2-1　構造計画(2/6)

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
防護ネットに作用する荷重は，ネット用架構を介して取水構造物上に設けたＲＣ造躯体に伝達する構造とする。 　ネット用架構は④⑥⑦⑧のＲＣ造躯体で支持する構造とする。	【エリア②～⑤】 取水構造物上に設けたＲＣ造躯体に，ネット用架構を介して防護ネットを上載する。	

表 2-1　構造計画(3/6)

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
防護ネットに作用する荷重は，ネット用架構を介して取水構造物上に設けたＲＣ造躯体に伝達する構造とする。	【エリア②～⑤】 取水構造物上に設けたＲＣ造躯体に，ネット用架構を介して防護ネットを上載する。	

表 2-1　構造計画(4/6)

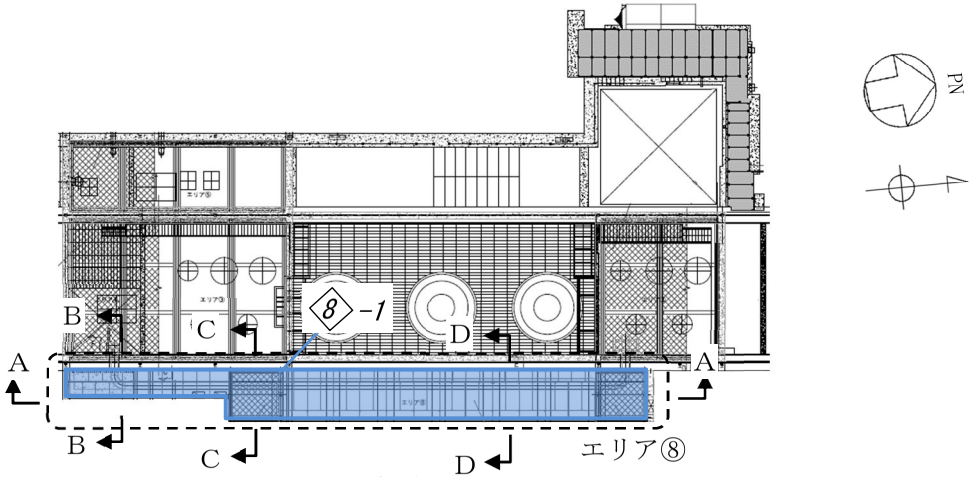
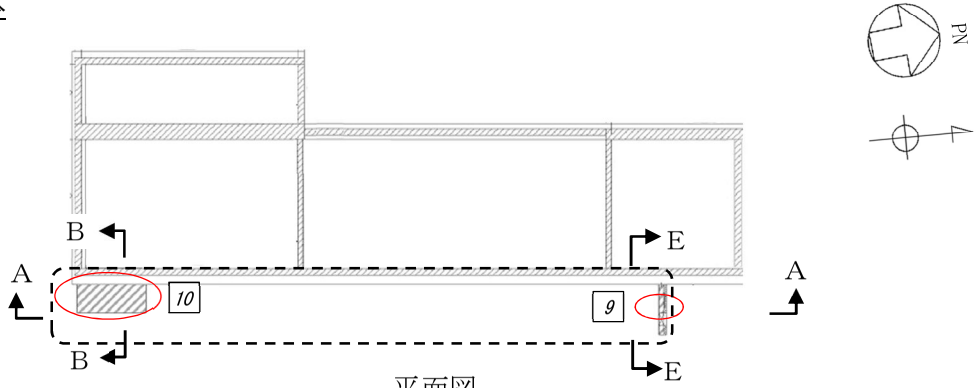
計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
防護ネット及び防護鋼板に作用する荷重は，鉄骨架構を介してＲＣ造の取水構造物躯体に伝達する構造とする。	【エリア⑧】 取水構造物上に設けた鉄骨架構に，防護ネット及び防護鋼板を設置する。	鉄骨架構  平面図 ◇で囲んだゴシック斜体は，鉄骨架構の種別を示す。 ＲＣ造躯体  平面図 □で囲んだゴシック斜体は，ＲＣ造躯体の種別を示す。

表 2-1　構造計画(5/6)

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
防護ネット及び防護鋼板に作用する荷重は，鉄骨架構を介してＲＣ造の取水構造物躯体に伝達する構造とする。 ＲＣ造躯体に作用する荷重を直接ＲＣ造の取水構造物へ伝達する構造とする。	【エリア⑧】 取水構造物上に設けた鉄骨架構に，防護ネット及び防護鋼板を設置する。	

表 2-1　構造計画(6/6)

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
防護ネット及び防護鋼板に作用する荷重は，鉄骨架構を介してＲＣ造の取水構造物躯体に伝達する構造とする。 ＲＣ造躯体に作用する荷重を直接ＲＣ造の取水構造物へ伝達する構造とする。	【エリア⑧】 取水構造物上に設けた鉄骨架構に，防護ネット及び防護鋼板を設置する。	

2.3　評価方針

海水ポンプエリア防護対策施設の応力評価は，添付書類「Ⅴ-2-11-1　波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」の「3.　耐震評価方針」に従い実施する。

評価については，「2.2　構造計画」にて示す海水ポンプエリア防護対策施設の部位を踏まえ，「3.　評価部位」にて設定する箇所において，「4.3　解析モデル及び諸元」及び「4.4　固有周期」で算出した固有周期に基づく設計用地震力による応力及び荷重が許容限界内に収まることを，「4.　地震応答解析及び構造強度評価」にて示す方法にて確認することで実施する。確認結果を「5.　評価結果」に示す。

海水ポンプエリア防護対策施設の構造を考慮し，ＲＣ造の部位については3次元スラブモデルにより固有値解析を実施後，2 次元はりまたはスラブモデルによる応力解析を行い，鉄骨造の部位については3次元フレームモデルによる固有値解析を実施後，同モデルによる応力解析を行うことで各部材に発生する荷重及び応力が許容限界以下であることを確認する。また，海水ポンプエリア防護対策施設の間接支持構造物となる取水構造物との間で，地震応答及び反力の受け渡しを考慮する。（取水構造物の評価については，取水構造物の耐震安全性評価において別途示す。）

海水ポンプエリア防護対策施設の耐震評価フローを図 2-1 に示す。

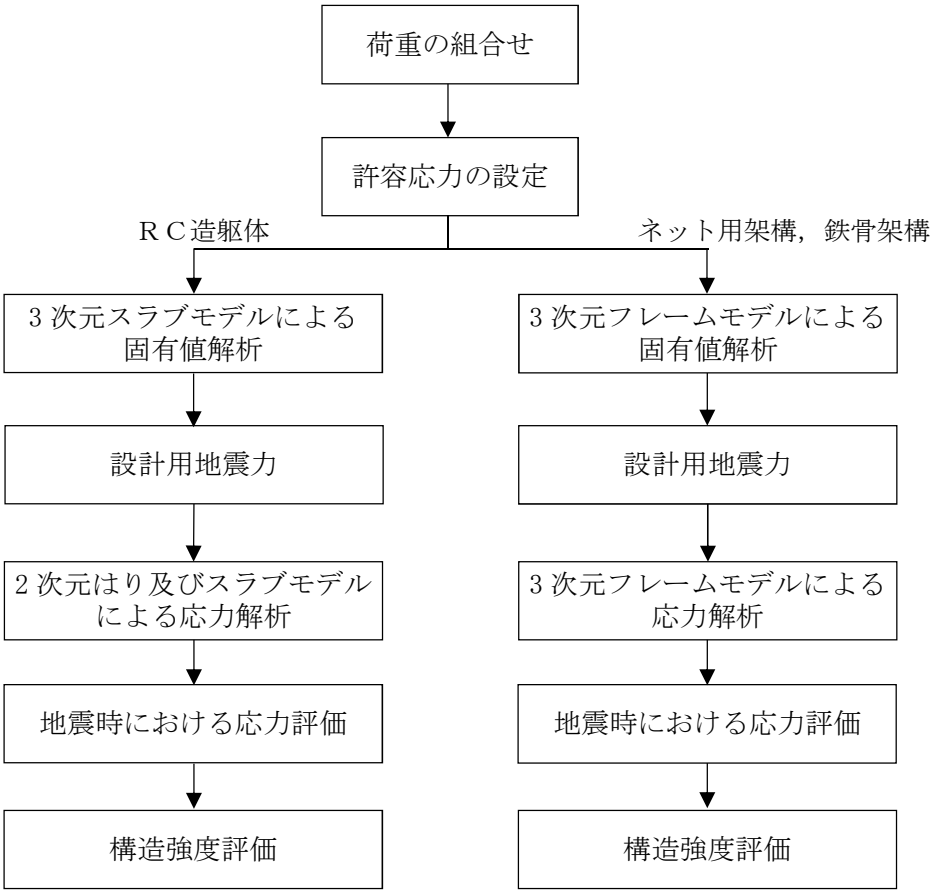


図 2-1　海水ポンプエリア防護対策施設の耐震評価フロー

2.4　適用基準

適用基準を以下に示す。

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

(2)　原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編　ＪＥＡＧ４６０１・補 - 1984（日本電気協会）

(3)　原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１-1991追補版（日本電気協会）

（以降「ＪＥＡＧ４６０１」と記載しているものは上記3指針を指す。）

(4)　発電用原子力設備規格　設計・建設規格（2005年度版（2007年追補版含む。））
ＪＳＭＥ　Ｓ　ＮＣ１－2005/2007（日本機械学会）

(5)　鋼構造設計規準 許容応力度設計法（日本建築学会 2005）

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

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

(8)　日本工業規格（ＪＩＳ）

(9)　各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会 2010）

(10)　鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会 2010）

(11)　建築物荷重指針・同解説（日本建築学会 2010）

2.5　記号の説明

記　号	記　　号　　の　　説　　明	単　位
A	架構の断面積	mm^2
A_b	ボルトの呼び径断面の断面積	mm^2
A_{sy}	せん断断面積(Y軸)	mm^2
A_{sz}	せん断断面積(Z軸)	mm^2
A_w	斜め引張鉄筋断面積	mm^2
$_{sc}a$	接着系アンカーボルトの断面積	mm^2
b_w	有効幅	mm
E	縦弾性係数	MPa
d	有効高さ	mm
d_a	接着系アンカーボルトの径	mm
F	JSME S NC1-2005/2007 SSB-3121.1に規定される値	MPa
F_c	コンクリート圧縮強度	N/mm^2
F_x	引張力(X軸)	N
F_y	せん断力(Y軸)	N
F_z	せん断力(Z軸)	N
f_b	許容曲げ応力（JSME S NC1-2005/2007 SSB-3120 に規定される値）	MPa
f_c	許容圧縮応力（JSME S NC1-2005/2007 SSB-3120 に規定される値）	MPa
f_s	許容せん断応力（JSME S NC1-2005/2007 SSB-3120 又は SSB-3130 に規定される値）	MPa
f_t	許容引張応力（JSME S NC1-2005/2007 SSB-3120 又は SSB-3130 に規定される値）	MPa
f_t	許容引張応力（f_tを1.5倍した値）	MPa
f_b	許容曲げ応力（f_bを1.5倍した値）	MPa
f_s	許容せん断応力（f_sを1.5倍した値）	MPa
f_c	許容圧縮応力（f_cを1.5倍した値）	MPa
l_e	接着系アンカーボルトの有効埋込み長さ	mm
l x	スラブ高さ	m
M	曲げモーメント	N・mm
M_y	曲げモーメント(Y軸回り)	N・mm
M_z	曲げモーメント(Z軸回り)	N・mm
N_c	軸力(圧縮)	N
N_t	軸力(引張)	N
Q	せん断力	N
Q_y	せん断力(Y軸)	N
Q_z	せん断力(Z軸)	N
s	斜め引張鉄筋間隔	mm

記　号	記　　号　　の　　説　　明	単　位
S_y	材料の使用温度における設計降伏点（JSME S NC1-2005/2007 付録材料図表 Part5 表 8 による）	MPa
S_u	材料の使用温度における設計引張強さ（JSME S NC1-2005/2007 付録材料図表 Part5 表 9 による）	MPa
T	温度条件（雰囲気温度）	℃
p_{a1}	接着系アンカーボルト1本あたりの許容応力	N
p_{a3}	接着系アンカーボルトの降伏により決まる場合のアンカーボルト1本あたりの許容引張力	N
V_a	斜め引張鉄筋を考慮する場合の許容応力	N
V_{ca}	コンクリートの許容せん断力	N
V_{SA}	斜め引張鉄筋の許容せん断力	N
w	等分布荷重	N/m^2
Z_y	断面係数(Y軸回り)	mm^3
Z_z	断面係数(Z軸回り)	mm^3
α	3辺固定スラブモデルにおける曲げモーメント係数	－
α_n	へりあき及びアンカーボルトのピッチによる付着強度の低減係数	－
β	3辺固定スラブモデルにおけるせん断力係数	－
σ_{SA2}	鉄筋の許容引張応力	MPa
${}_s\sigma_{pa}$	接着系アンカーボルトの引張強度	N/mm^2
ν	ポアソン比	－
λ	圧縮材の有効細長比	－
Λ	圧縮材の限界細長比	－
τ	ボルトに発生するせん断応力	MPa
τ_{a1}	斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力	MPa

2.6　計算精度と数値の丸め方

精度は6桁以上を確保することを基本とする。

表示する数値の丸め方は，表2-2を基本とする。

表2-2　表示する数値の丸め方

数値の種類	単位	処理桁	処理方法	表示桁
固有周期	s	小数点以下第4位	四捨五入	小数点以下第3位
震度	―	小数点以下第3位	切上げ	小数点以下第2位
質量	kg	―	―	整数位
面積	mm^2	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁*
モーメント	N･mm	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁*
力	N	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁*
算出応力	MPa	小数点以下第1位	切上げ	整数位
許容応力	MPa	小数点以下第1位	切捨て	整数位

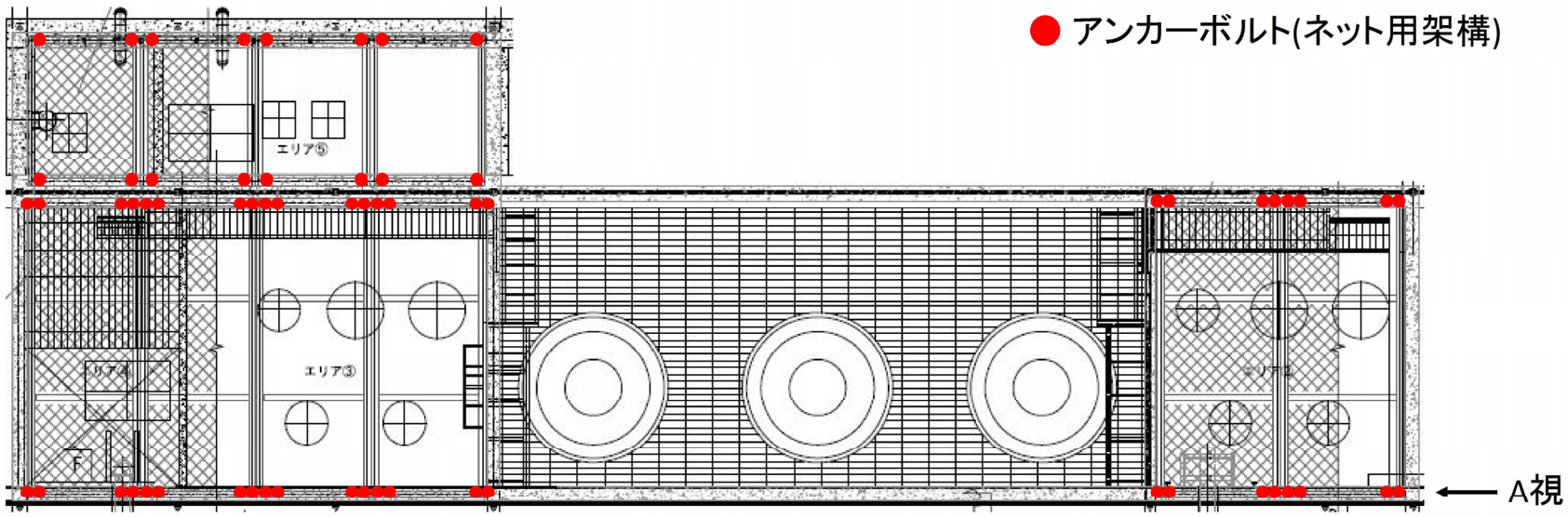
注記　＊：絶対値が1000以上のときはべき数表示とする。

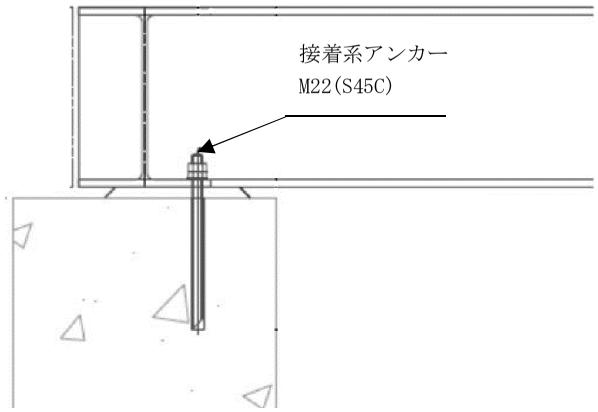
3.　評価部位

海水ポンプエリア防護対策施設は，エリア②からエリア⑤については，波及的影響を考慮すべき上位クラス施設の上方に，ＲＣ造の躯体に上載された防護ネット及びネット用架構を有する構造となっている。また，エリア⑧については，鉄骨造架構が波及的影響を考慮すべき上位クラス施設を覆うように設置されているとともに，防護ネット及び防護鋼板が上載されている。

よって，防護ネット及び防護鋼板の落下若しくはＲＣ造躯体，ネット用架構及び鉄骨架構の倒壊により波及的影響を及ぼさないことを確認する観点から，エリア②からエリア⑤についてはＲＣ造躯体（アンカー含む），ネット用架構及びＲＣ造躯体とネット用架構の取付アンカーボルトを選定して実施する。エリア⑧については，ＲＣ造躯体（アンカー含む），鉄骨架構及びアンカーボルト並びに防護ネット及び防護鋼板の取付ボルトを，評価箇所として選定する。海水ポンプエリア防護対策施設の概略構造は表2-1に示す。

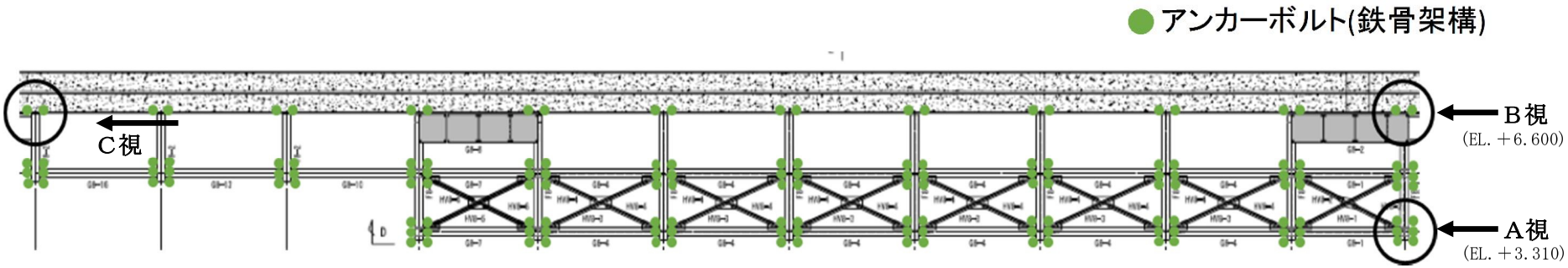
アンカーボルト配置図，ＲＣ造躯体アンカー配置図及び防護ネット取付ボルト及び防護鋼板取付ボルト配置図を図3-1～図3-3に示す。



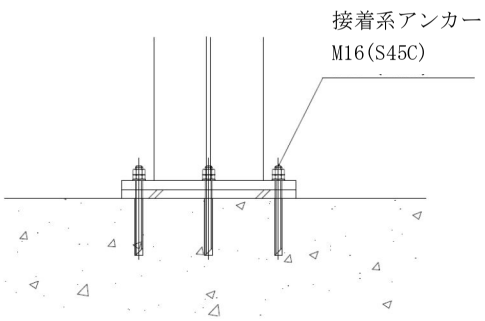


（A視詳細図）

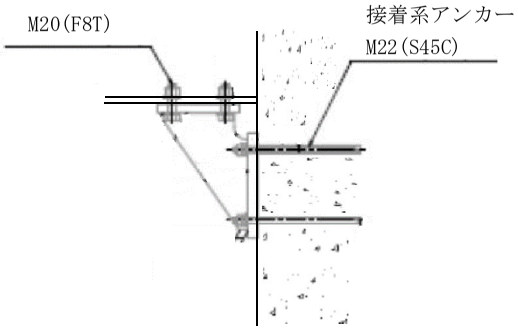
図 3-1　アンカーボルト配置図（1/2）（エリア②～⑤）



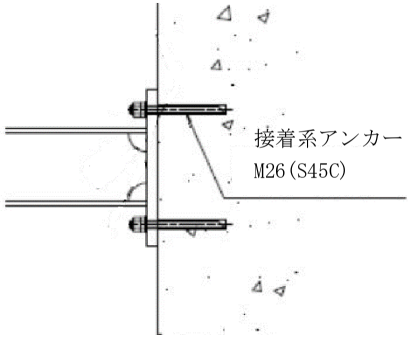
平面図



（A視詳細図）



（B視詳細図）



（C視詳細図）

図 3-1　アンカーボルト配置図（2/2）（エリア⑧）

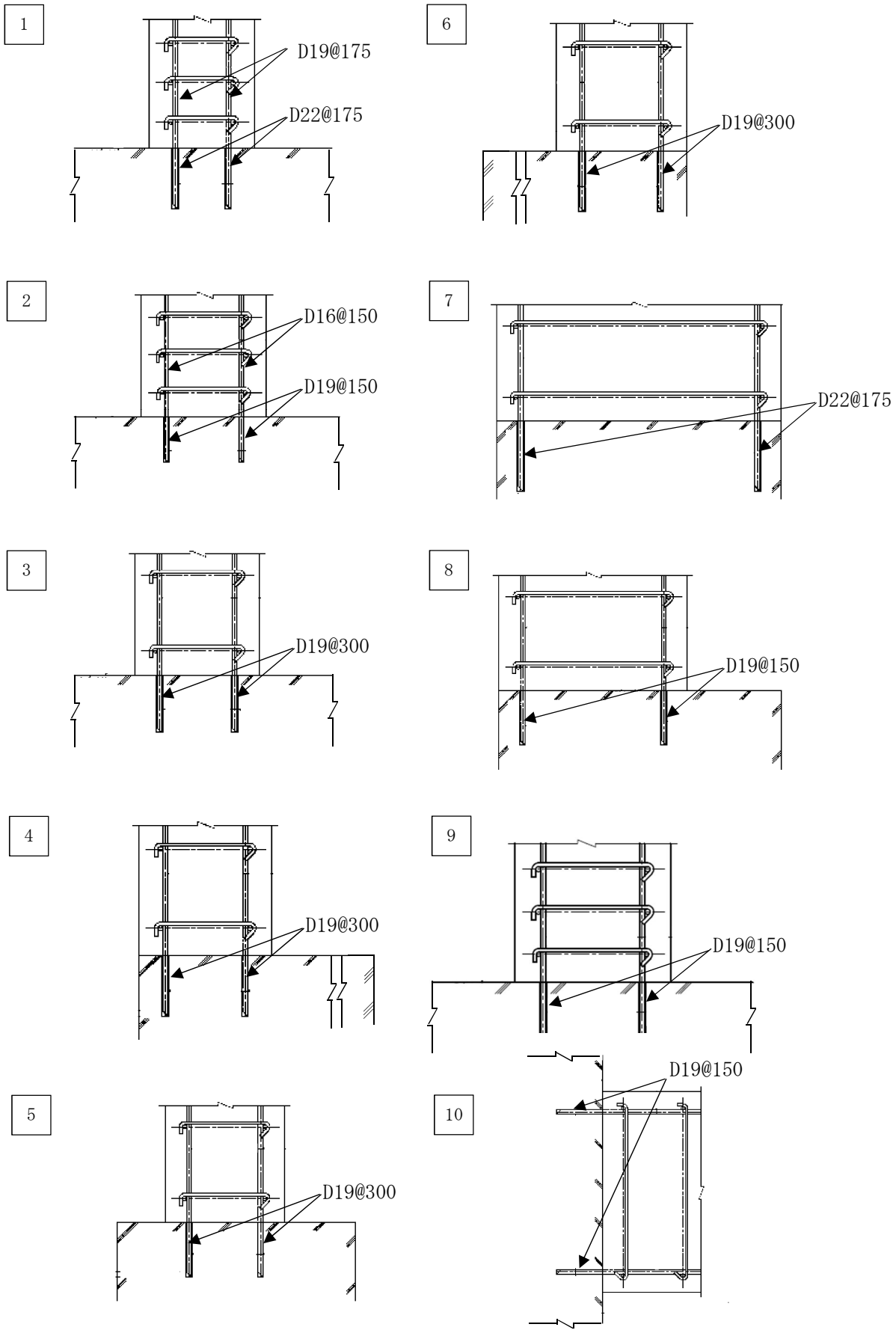
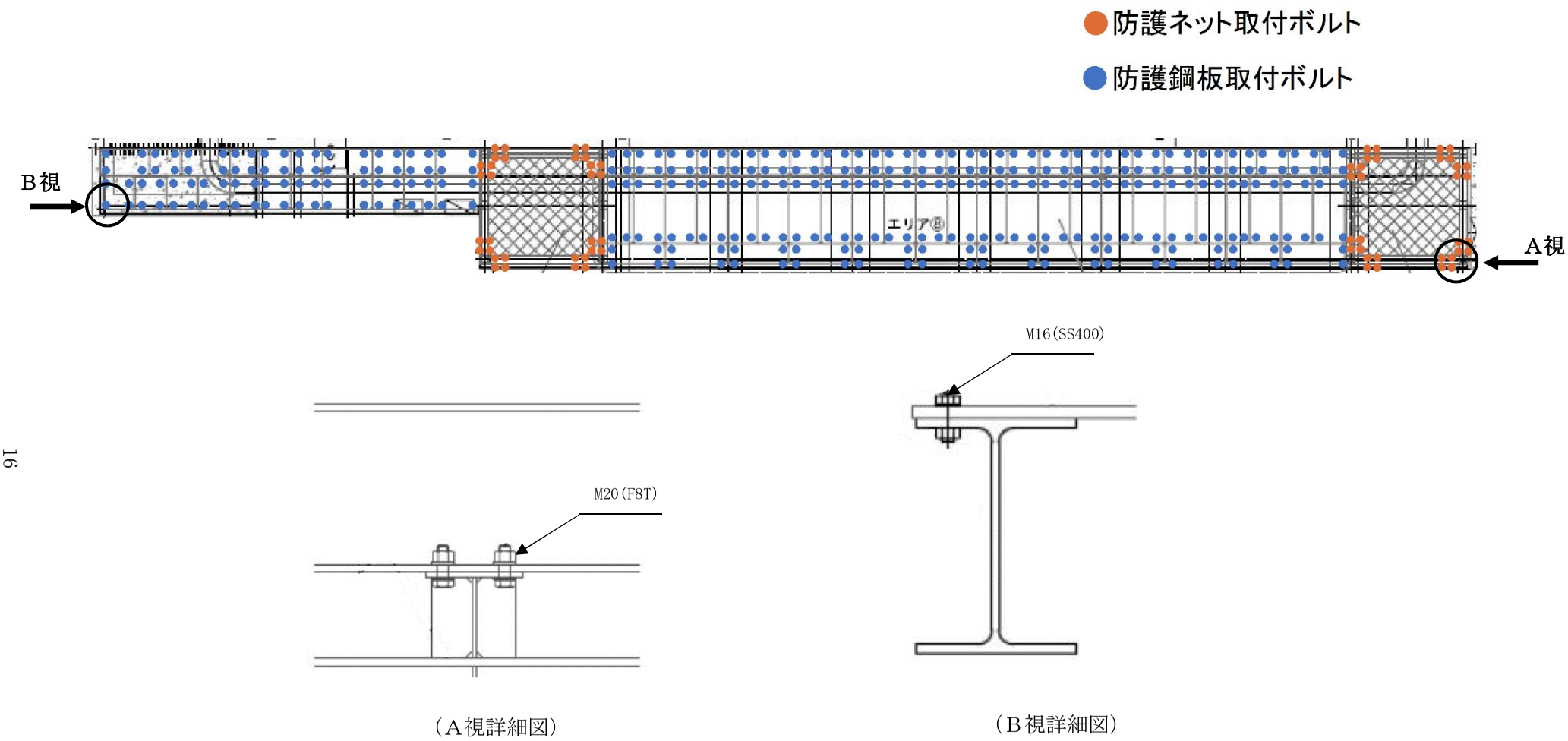


図 3-2　ＲＣ造躯体アンカー配置図



（A視詳細図）　（B視詳細図）

図 3-3　防護ネット取付ボルト及び防護鋼板取付ボルト配置図

4.　地震応答解析及び構造強度評価

4.1　地震応答界解析及び構造強度評価方法

(1)　地震応答解析は4.3.1項に示す固有値解析モデルを用いて固有値解析を実施し，4.5項に従い設計地震力を設定後，4.3.2項に示す強度評価モデルを用いて応力解析を実施する。応力の算出方法は4.6項によるものとし，算出した応力を用いて4.8項に従い応力評価を実施するものとする。

(2)　地震力は，評価部位に対して水平方向及び鉛直方向から個別に作用するものとし，強度評価において組み合わせるものとする。

(3)　積雪による荷重は，評価対象部位に対して鉛直方向に作用するものとする。

(4)　風荷重は，評価対象部位に対して水平方向に作用するものとする。

(5)　耐震計算に用いる寸法は，公称値を使用する。

(6)　本耐震評価においては水平2方向の地震力を考慮する。水平2方向の地震力を組み合わせる際は，簡便で保守的な手法である「絶対値の和」を用いた評価を実施し，発生応力が許容限界を上回った場合は「Ｓｑｕａｒｅ－Ｒｏｏｔ－ｏｆ－ｔｈｅ－Ｓｕｍ－ｏｆ－ｔｈｅ－Ｓｑｕａｒｅｓ 法（以下「ＳＲＳＳ法」という。）」を用いた詳細評価を実施する。

(7)　ＲＣ造躯体の応力解析は以下の手順で実施する。

a.　はりモデルにより評価する部位については片持ちはりの理論式で，スラブモデルにより評価する部位については3辺固定スラブの理論モデルを用いて評価部位に加わる断面力を算出する。

b.　a.　の断面力を用いて，解析コード「ＲＣ断面計算」により応力を算出する。

(8)　ネット用架構及び鉄骨架構の応力解析は以下の手順で実施する。

a.　ネット用架構は解析コード「Ｅｎｇｉｎｅｅｒ‘ｓ　Ｓｔｕｄｉｏ」，鉄骨架構は「ＭＳＣ　ＮＡＳＴＲＡＮ」を用いて評価部位に加わる荷重及びモーメントを算出する。

b.　a.　の荷重及びモーメントを用いて，4.6項の計算式で応力を算出する。

4.2　荷重の組合せ及び許容応力

4.2.1　荷重の組合せ及び許容応力状態

(1)　荷重

a.　死荷重

防護ネット及び架構の自重を考慮する。

b.　地震荷重

基準地震動S_sに基づく地震荷重を考慮する。

c.　風荷重

風速は，建築基準法施行令に基づく平成12年建設省告示第1454号に定められた東海村の基準風速である30 m/sとする。

風荷重は，道路橋示方書・同解説（(社)日本道路協会 平成14年3月）より次式にて算出する。

$$P_k = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot U_w^{\,2} \cdot C_d \cdot G$$

ここで

P_k：風荷重

ρ　：空気密度

U_w：風速

C_d：抗力係数

G　：ガスト係数

d.　積雪荷重

フレーム及び鋼板に雪が積もるとし，積雪荷重を考慮する。なお，積雪深は，茨城県建築基準法等施行細則（昭和45年3月9日茨城県規則第9号）による東海村の垂直積雪量30cmに平均的な積雪荷重を与えるための係数を考慮する。

(2)　荷重の組合せ及び許容応力状態

海水ポンプエリア防護対策施設の荷重の組合せ及び許容応力状態のうち設計基準対象施設の評価に用いるもの（以下「ＤＢ条件」という。）を表4-1に，重大事故等対処設備の評価に用いるもの（以下「ＳＡ条件」という。）を表4-2に示す。なお，波及的影響防止の観点においては，許容限界として塑性変形領域を考慮することも許容されるが，構造強度に余裕を確保するため変形を概ね弾性領域に留める設計方針とし，許容限界を設定している。なお，荷重の組合せは，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針」に基づく。

表 4-1　荷重の組合せ及び許容応力状態（ＤＢ条件）

施設区分	機器名称	耐震重要度分類	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
その他	海水ポンプエリア防護対策設備	C	－	$D+S_s+P_k+P_s$	・$\mathrm{III}_A S$（鋼構造部）*1 ・短期許容応力（ＲＣ造部）*2

D　：死荷重

S_s：地震荷重

P_k：風荷重

P_s：積雪荷重

注記　＊1：ＪＥＡＧ４６０１における，「その他の支持構造物」の許容応力

＊2：詳細は表4-16による。

表 4-2　荷重の組合せ及び許容応力状態（ＳＡ条件）

施設区分	機器名称	設備分類	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
その他	海水ポンプエリア防護対策設備	－	－	$D+S_s+P_k+P_s$	・$\mathrm{III}_A S$（鋼構造部）*1 ・短期許容応力（ＲＣ造部）*2

Ｄ　：死荷重

S_s：地震荷重

P_k：風荷重

P_s：積雪荷重

注記　＊1：ＪＥＡＧ４６０１における，「その他の支持構造物」の許容応力

＊2：詳細は表4-16による。

4.2.2　許容応力

(1)　ネット用架構，鉄骨架構及びボルトの許容応力

海水ポンプエリア防護対策施設のネット用架構，鉄骨架構及びボルト(アンカーボルト，防護ネット取付ボルト，防護鋼板取付ボルト)の許容応力の考え方を表4-3に示す。

表 4-3　ネット用架構，鉄骨架構及びボルトの許容応力（ＤＢ条件及びＳＡ条件）

許容応力状態	許容限界*1, *2（ボルト等以外）				許容限界*1, *2（ボルト等）	
	一次応力				一次応力	
	引張	せん断	圧縮	曲げ	引張	せん断
$\mathrm{III}_A S$	$1.5 f_t$	$1.5 f_s$	$1.5 f_c$	$1.5 f_b$	$1.5 f_t$	$1.5 f_s$

注記　＊1：応力の組合せが考えられる場合には，組合せ応力に対しても評価を行う。

＊2：当該応力が生じない場合，規格基準で省略可能とされている場合及び他の応力で代表可能である場合は評価を省略する。

(2)　ＲＣ造躯体及びアンカーの許容応力

ＲＣ造躯体の許容応力は，「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）」及び「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，ＲＣの許容応力に対して1.5倍の割増を考慮した短期許容応力とする。

アンカーの許容応力は，「各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会）」に基づき，算出したものを許容応力とする。

4.2.3　使用材料の許容応力評価条件

(1)　ネット用架構，鉄骨架構及びボルトの使用材料の許容応力評価条件

海水ポンプエリア防護対策施設のネット用架構，鉄骨架構及びボルト(アンカーボルト，防護ネット取付ボルト，防護鋼板取付ボルト)の使用材料の許容応力評価条件を表 4-4 に示す。

表 4-4　鋼構造部の使用材料の許容応力評価条件（ＤＢ条件及びＳＡ条件）

評価部材	材料 (寸法:mm)	温度条件 (℃)		S_y (MPa)	S_u (MPa)
ネット用架構 鉄骨架構	SS400 (t≦16)	周囲環境温度	40	245	400
	SM400 (t≦16)			245	400
	SM570 (t≦16)			460	570
	SM570 (16<t≦40)			450	570
アンカー ボルト	S45C (焼入焼戻材)			490	690
防護ネット 取付ボルト	F8T			640*	800*
防護鋼板 取付ボルト	SS400 (t≦16)			245	400

注記　＊：JIS B1186 に定める耐力及び引張強さの最低値

(2)　ＲＣ造躯体及びアンカーの使用材料の許容応力評価条件

海水ポンプエリア防護対策施設のＲＣ造躯体及びアンカーの使用材料の許容応力評価条件を表 4-5 に示す。

表 4-5　ＲＣ造躯体及びアンカーの許容応力評価条件（ＤＢ条件及びＳＡ条件）

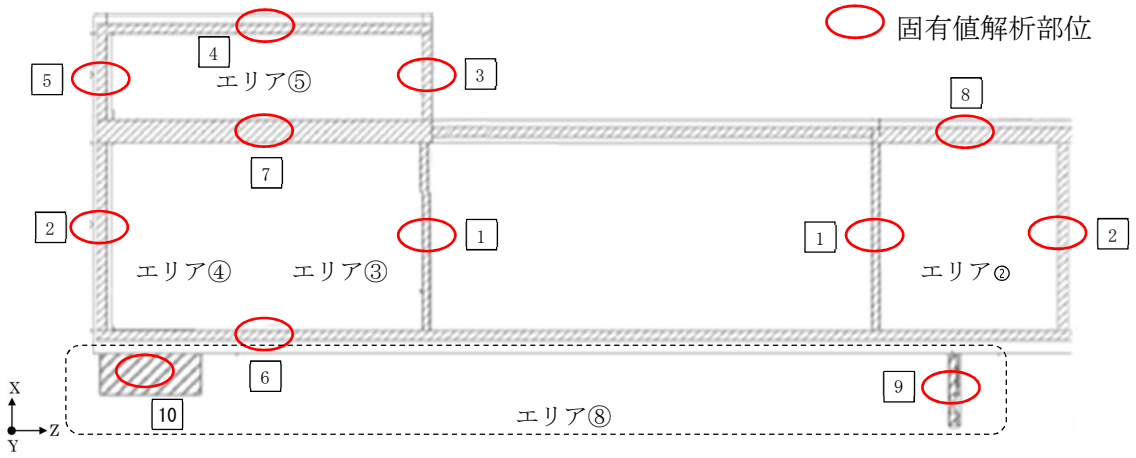
評価部材	許容応力評価条件
コンクリート	設計基準強度 24 N/mm^2
鉄筋	SD345
アンカー	SD345

4.3　解析モデル及び諸元

4.3.1　固有値解析モデル

エリア②～⑤及びエリア⑧のＲＣ造躯体について，図4-1に示す3次元スラブモデルにより固有値解析を実施する。なお，ＲＣ造躯体の固有値解析においては既設部と新設部（既設改造部含む）の両方をモデル化する。

エリア②～⑤のネット用架構及びエリア⑧の鉄骨架構については，図4-2に示すように，構成部材をはり要素にてモデル化した3次元フレームモデルにより固有値解析を実施する。



平面図

図4-1　ＲＣ造躯体の固有値解析モデル(1/4)

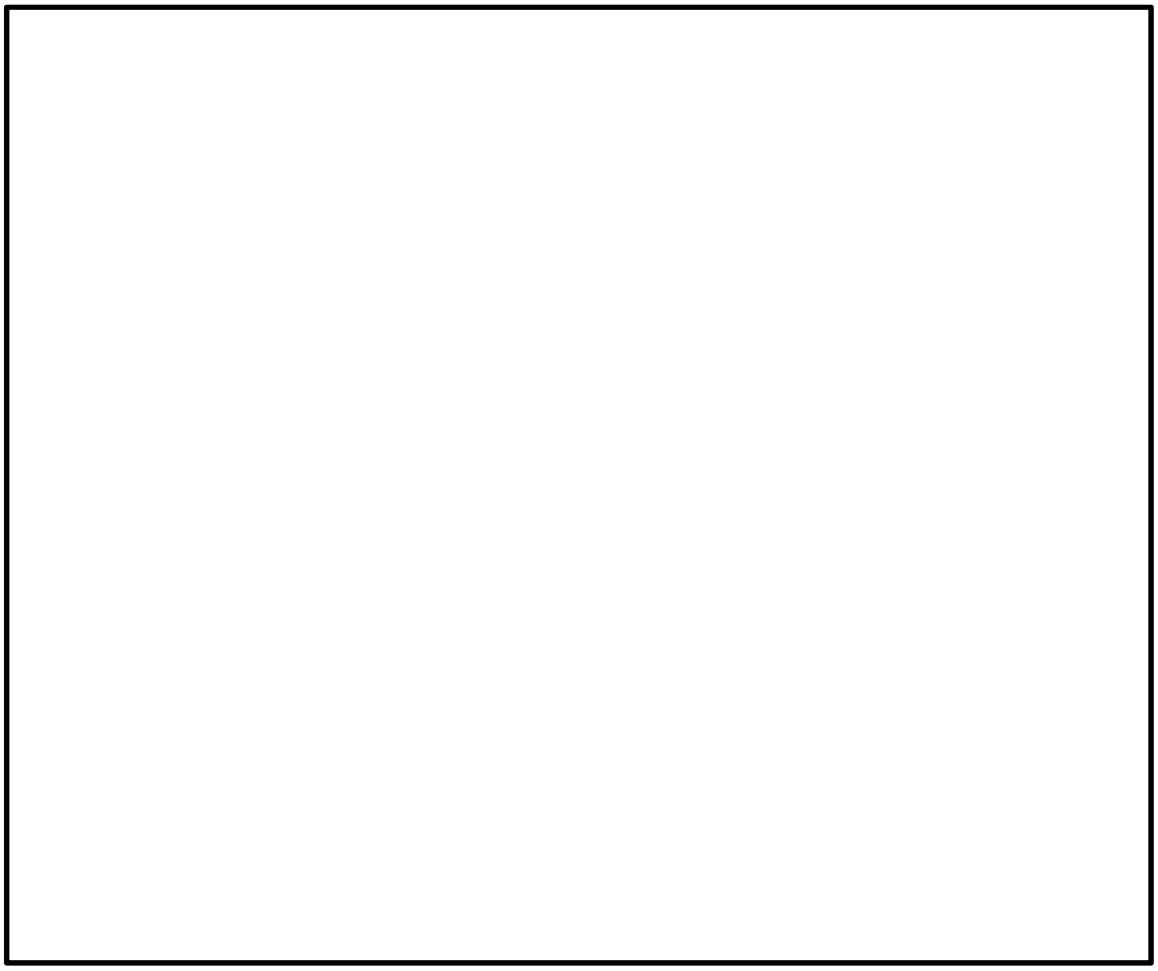


図4-1　ＲＣ造躯体の固有値解析モデル(2/4)

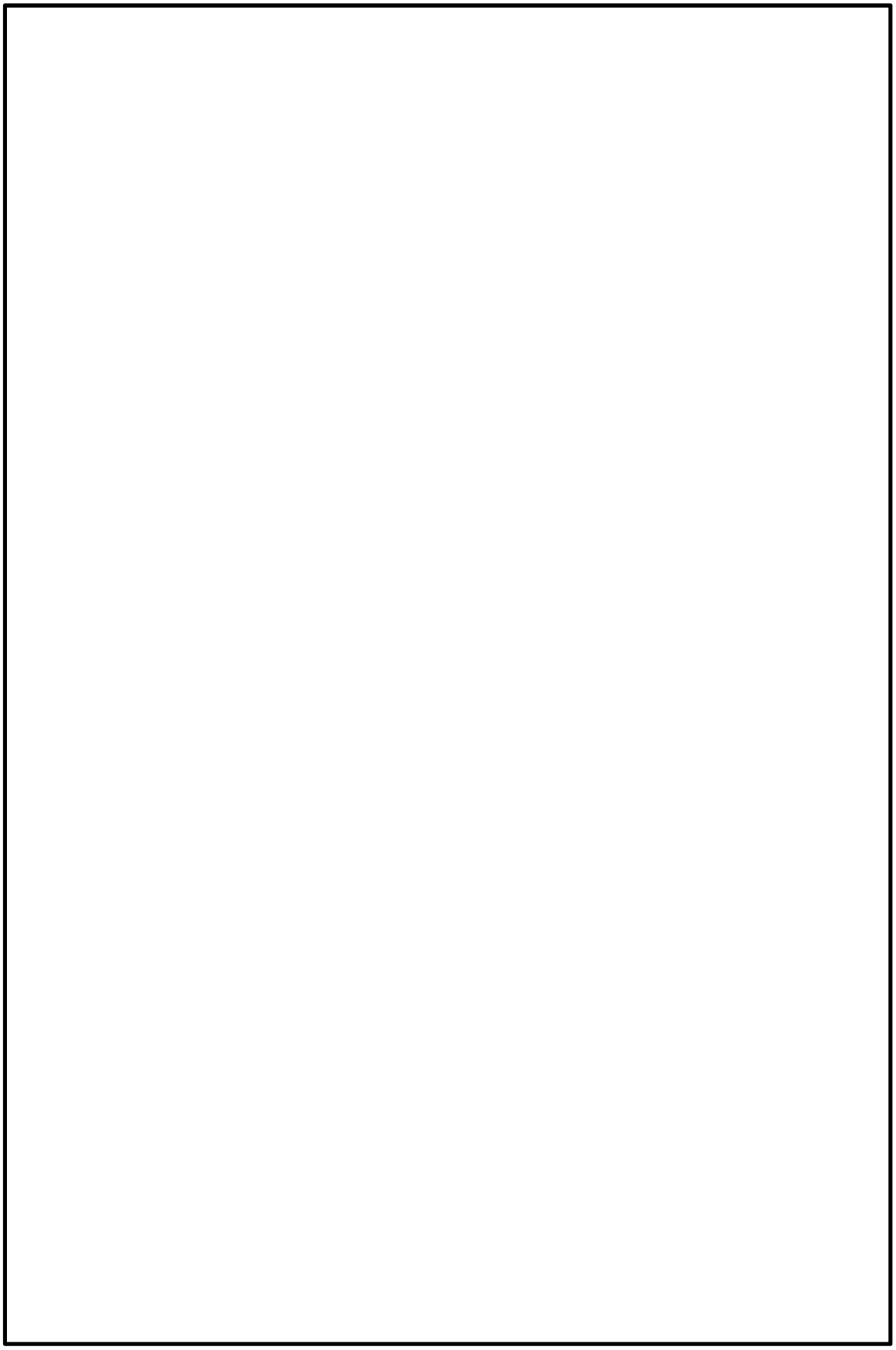


図4-1　ＲＣ造躯体の固有値解析モデル(3/4)

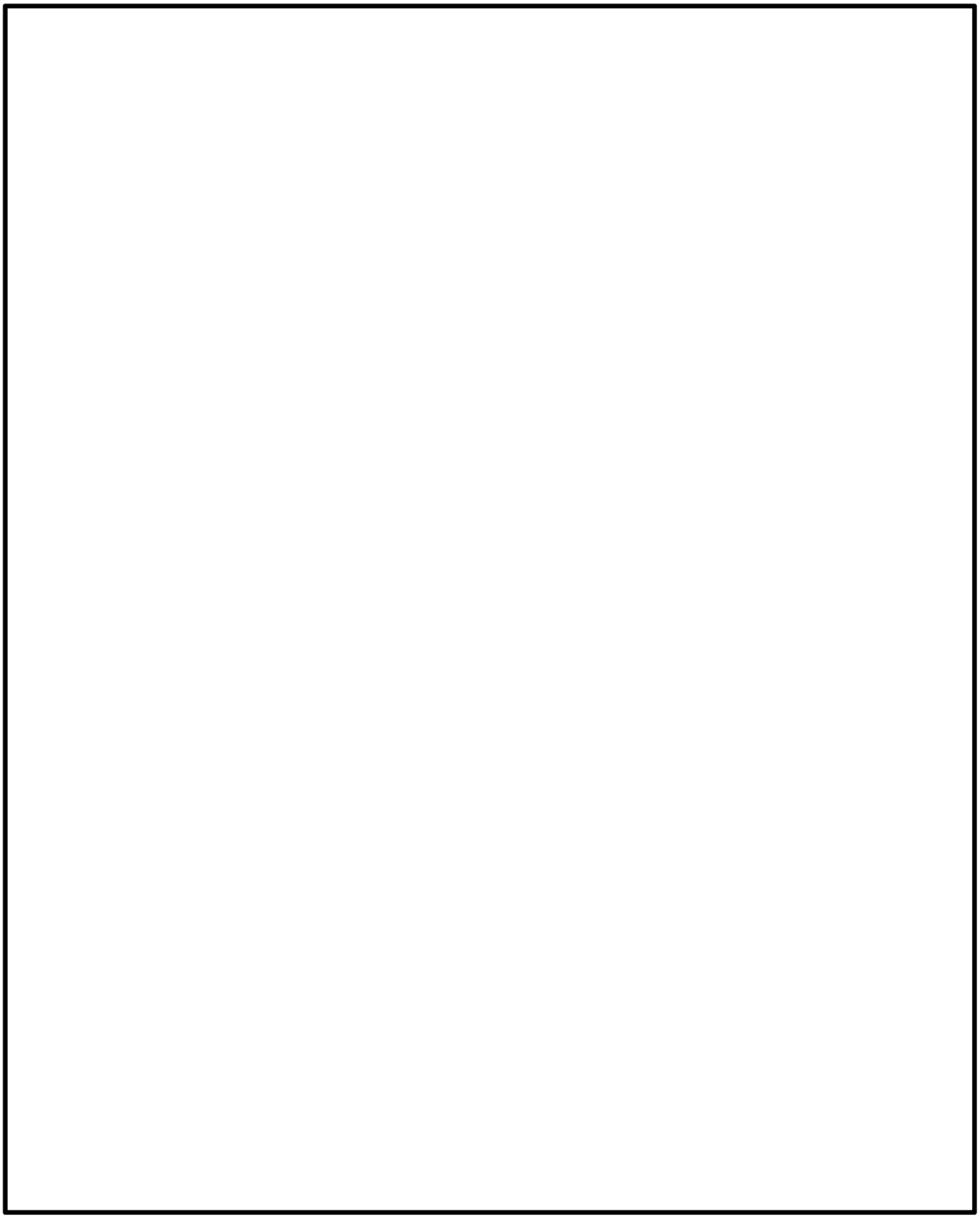
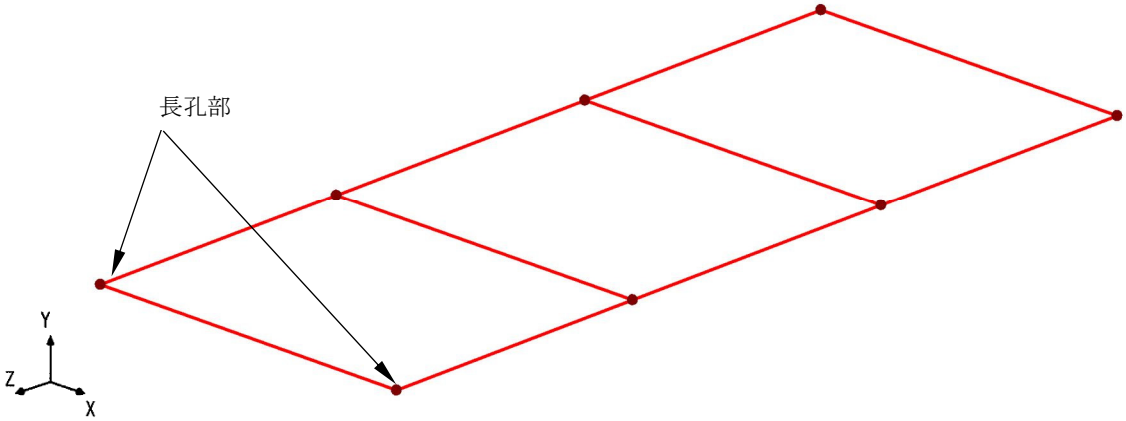
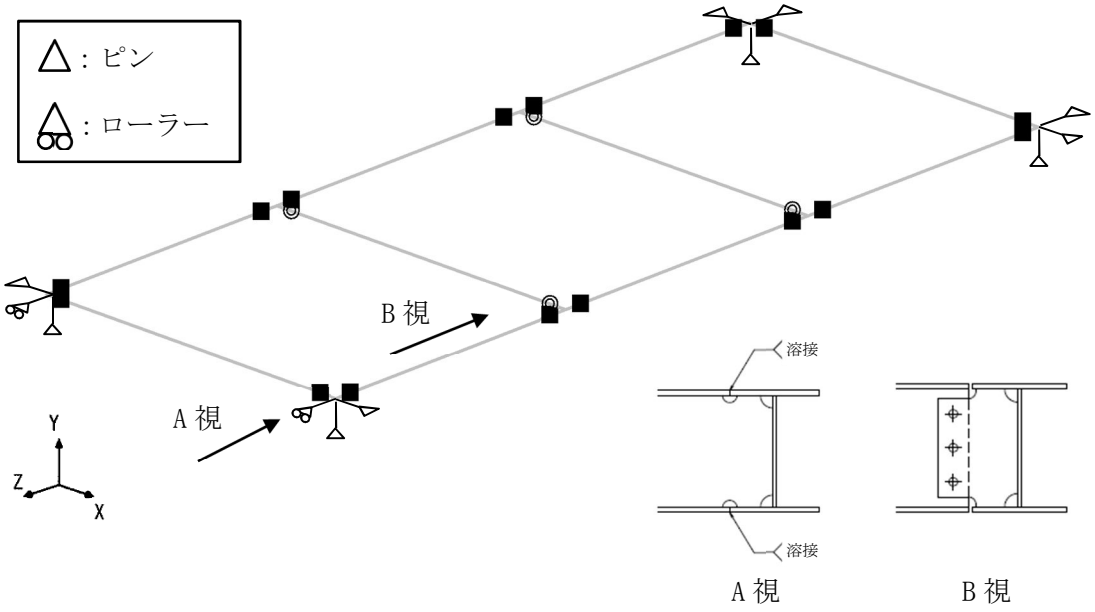


図4-1　ＲＣ造躯体の固有値解析モデル(4/4)



対象部材	材質	断面形状
━	SM570	BH-340×250×9×19

(a-1)　エリア②～④　部材材質，断面形状



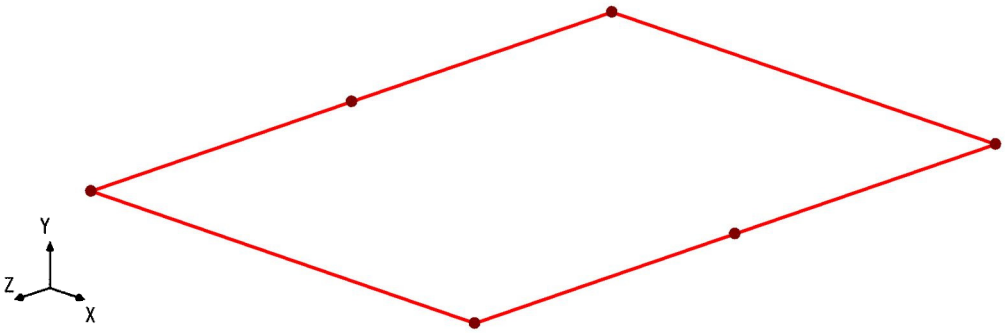
記号	x	y	z
■	剛結	剛結	剛結
◎	剛結	ピン	ピン

＊1：x, y, zは要素座標系で，xは部材軸方向となる

＊2：H鋼のフランジとウェブの両方を溶接で接合している箇所は剛結とし，H鋼のウェブをボルトにて接合している箇所はピンとする。

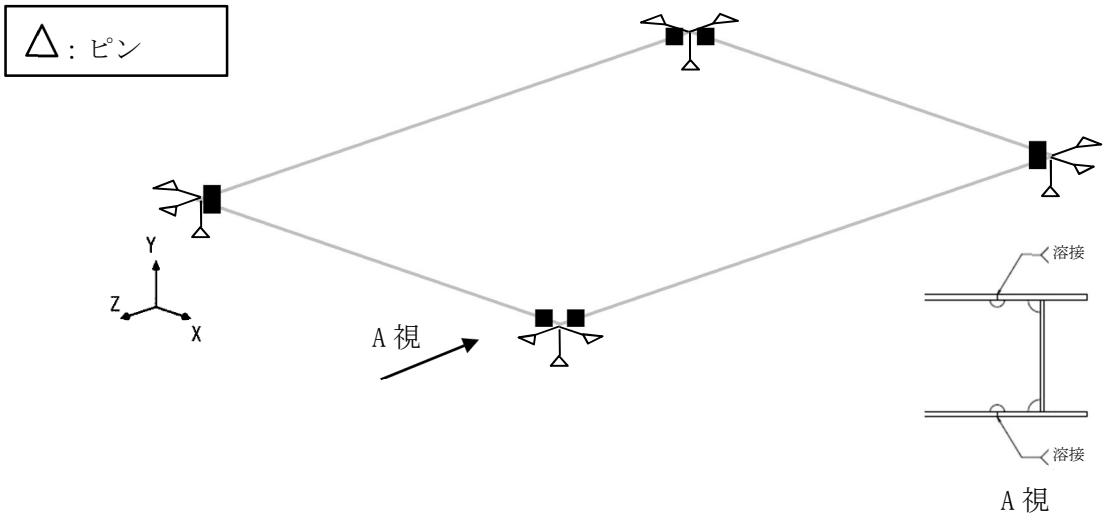
(a-2)　エリア②～④　要素境界条件及び支点境界条件

図4-2　固有値解析モデル（ネット用架構及び鉄骨架構）(1/6)



対象部材	材質	断面形状
━	SM570	BH-340×250×9×16

(b-1)　エリア⑤　部材材質，断面形状



A 視

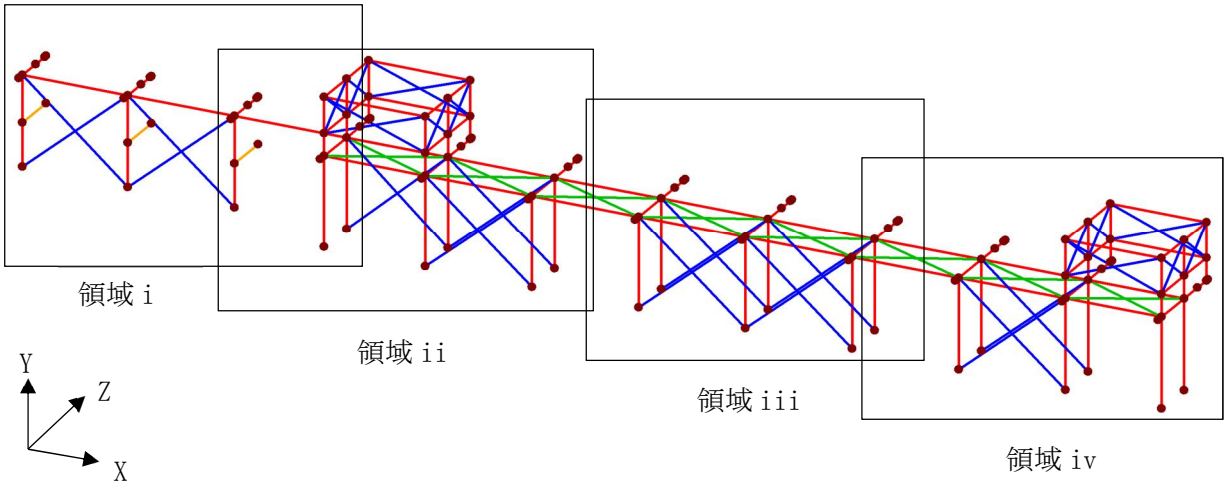
記号	x	y	z
■	剛結	剛結	剛結

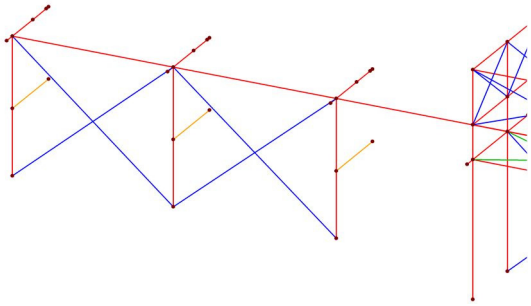
＊1：x, y, zは要素座標系で，xは部材軸方向となる

＊2：H鋼のフランジとウェブの両方を溶接で接合している箇所は剛結とする。

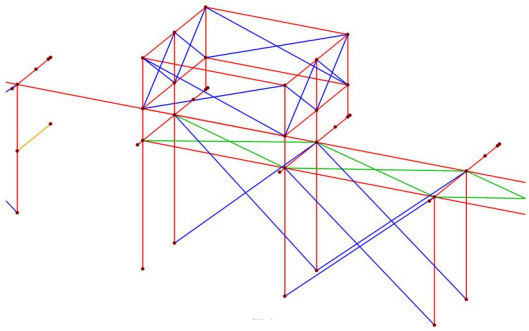
(b-2)　エリア⑤　要素境界条件及び支点境界条件

図4-2　固有値解析モデル（ネット用架構及び鉄骨架構）(2/6)

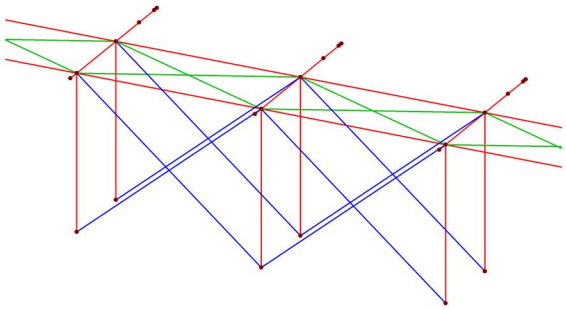




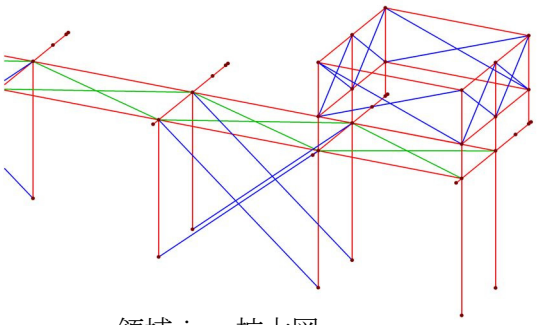
領域 i　拡大図



領域 ii　拡大図



領域 iii　拡大図

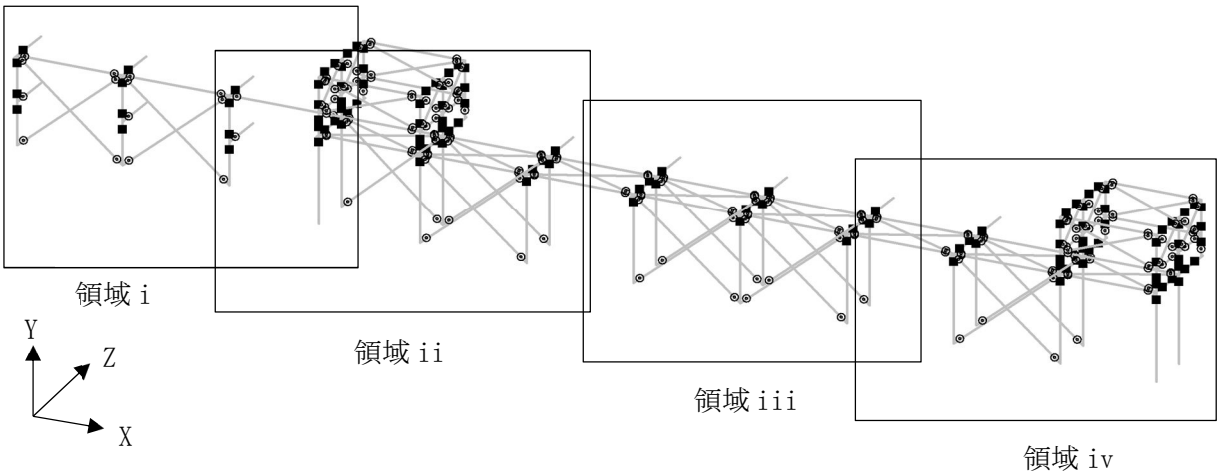


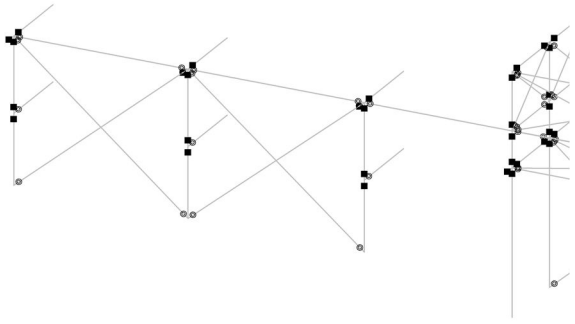
領域 iv　拡大図

対象部材	材質	断面形状
	SM400	H-250×250×9×14
	SM400	H-150×150×7×10
	SS400	L-100×100×10
	SS400	L-150×150×12

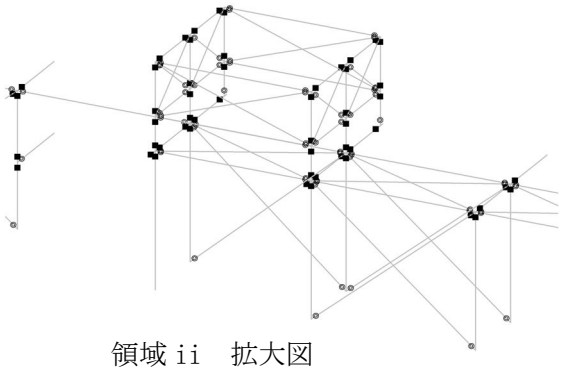
(c-1)　エリア⑧　部材材質，断面形状

図4-2　固有値解析モデル（ネット用架構及び鉄骨架構）(3/6)

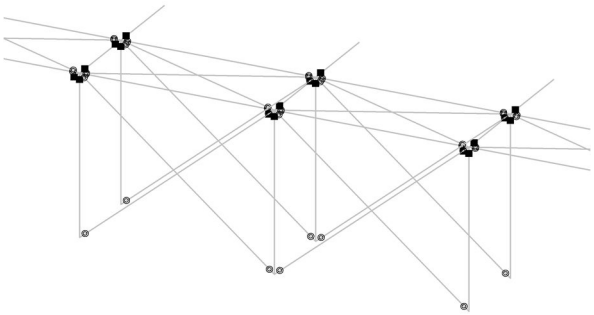




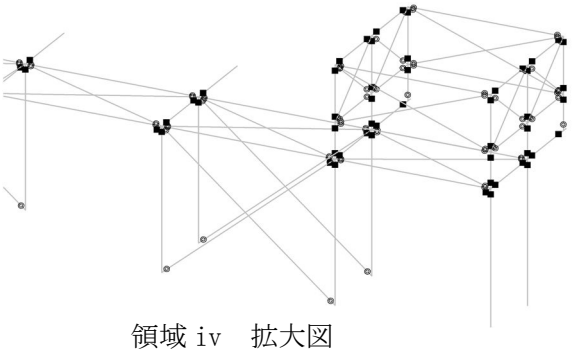
領域 i　拡大図



領域 ii　拡大図



領域 iii　拡大図



領域 iv　拡大図

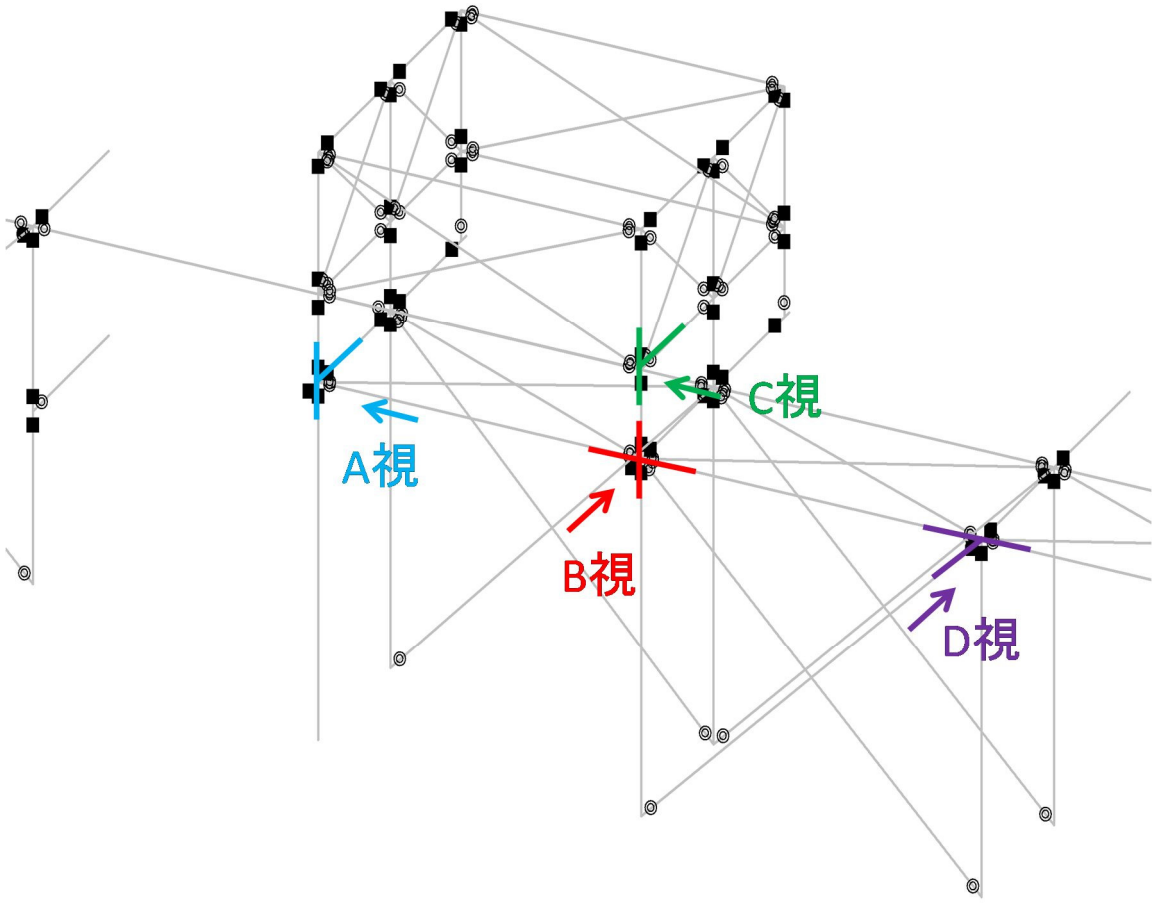
記号	x	y	z
■	剛結	剛結	剛結
◎	剛結	ピン	ピン

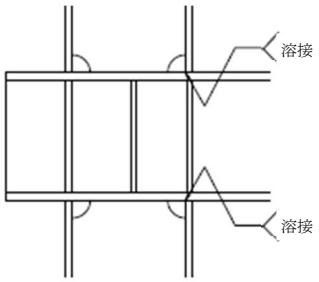
＊1：x,y,zは要素座標系で，xは部材軸方向となる

＊2：H鋼のフランジとウェブの両方を溶接で接合している箇所は剛結とし，H鋼のウェブをボルトにて接合している箇所及びブレースをボルト接合している箇所はピンとする。

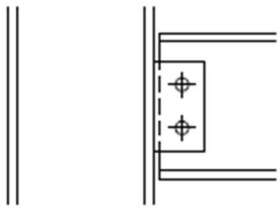
(c-2)　エリア⑧　要素境界条件(1/2)

図4-2　固有値解析モデル（ネット用架構及び鉄骨架構）(4/6)

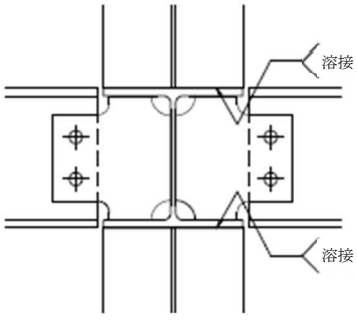




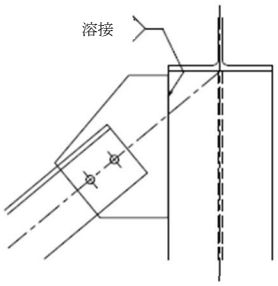
A 視



C 視



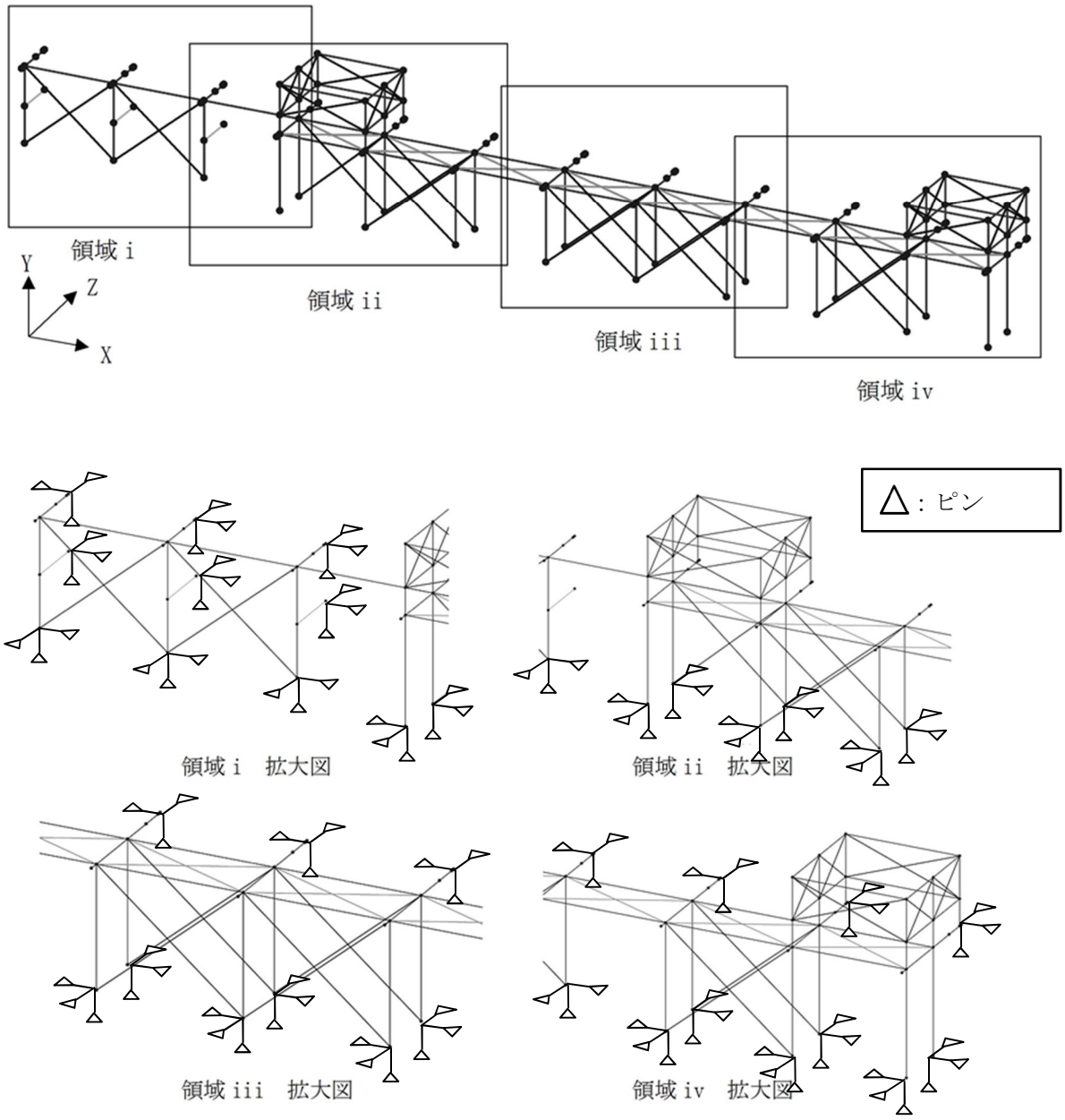
B 視



D 視

(c-2)　エリア⑧　要素境界条件(2/2)

図4-2　固有値解析モデル（ネット用架構及び鉄骨架構）(5/6)



(c-3)　エリア⑧　支点境界条件

図4-2　固有値解析モデル（ネット用架構及び鉄骨架構）(6/6)

4.3.2　強度評価モデル

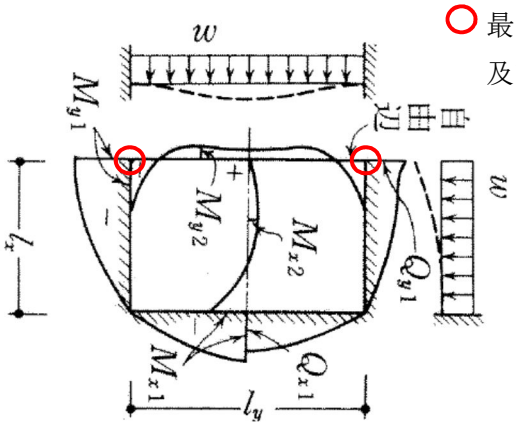
4.3.2.1　ＲＣ造躯体の強度評価モデル

海水ポンプエリア防護対策施設のエリア②～⑤及びエリア⑧のＲＣ造躯体における強度評価モデルを図4-4に示す。エリア②～⑤の版状のＲＣ構造部のモデル化においては，「コンクリート標準示方書」に基づき，高さに対し幅が2.5倍以上の箇所をはりモデル，それ以下の部分を3辺固定スラブモデルと設定した。

また，エリア⑧のＲＣ造躯体について，片持ちはりモデルとして評価する。エリア②～⑤のネット用架構及びエリア⑧の鉄骨架構は，図4-2に示すとおり，構成部材をはり要素にてモデル化した3次元フレームモデルとする。

ＲＣ構造体の構成部材の諸元を表4-6に示す。

3辺固定1辺自由スラブに発生する断面力（曲げモーメント及びせん断力）は，「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（日本建築学会 2010）に基づき，図4-3に示す理論モデルと式を用いて求める。



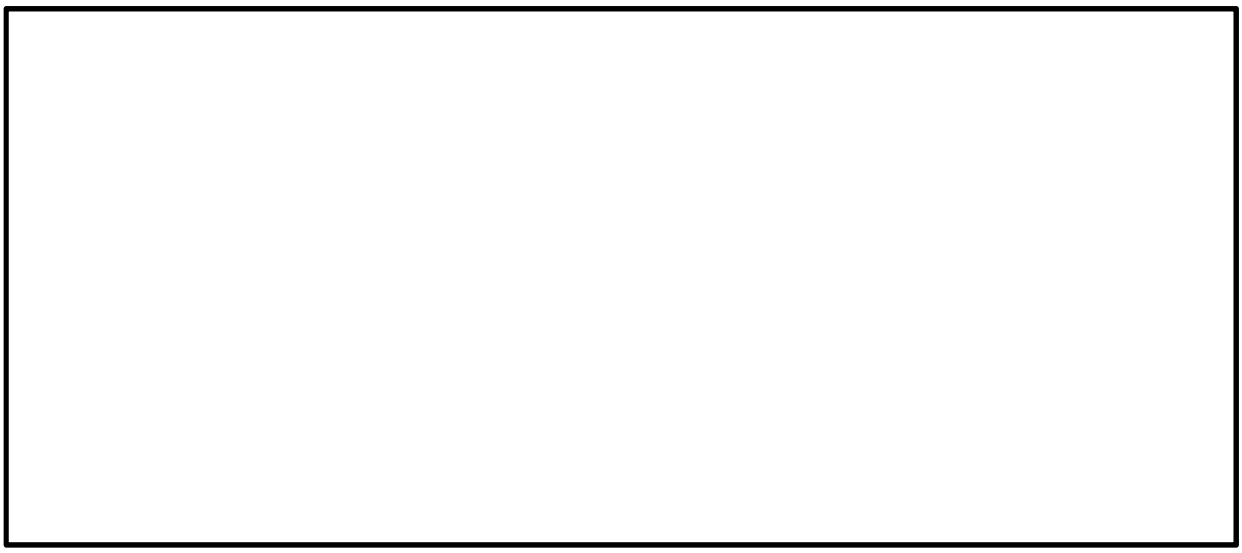
○ 最大断面力（曲げモーメント及びせん断力）発生位置

$M = \alpha \cdot w \cdot l_x^2$

$Q = \beta \cdot w \cdot l_x$

図4-3　3辺固定スラブモデルに発生する断面力の理論モデル及び算出式

(1)　エリア②南側壁，エリア③北側壁（ 1 ）



(2)　エリア②北側壁，エリア④南側壁（ 2 ）

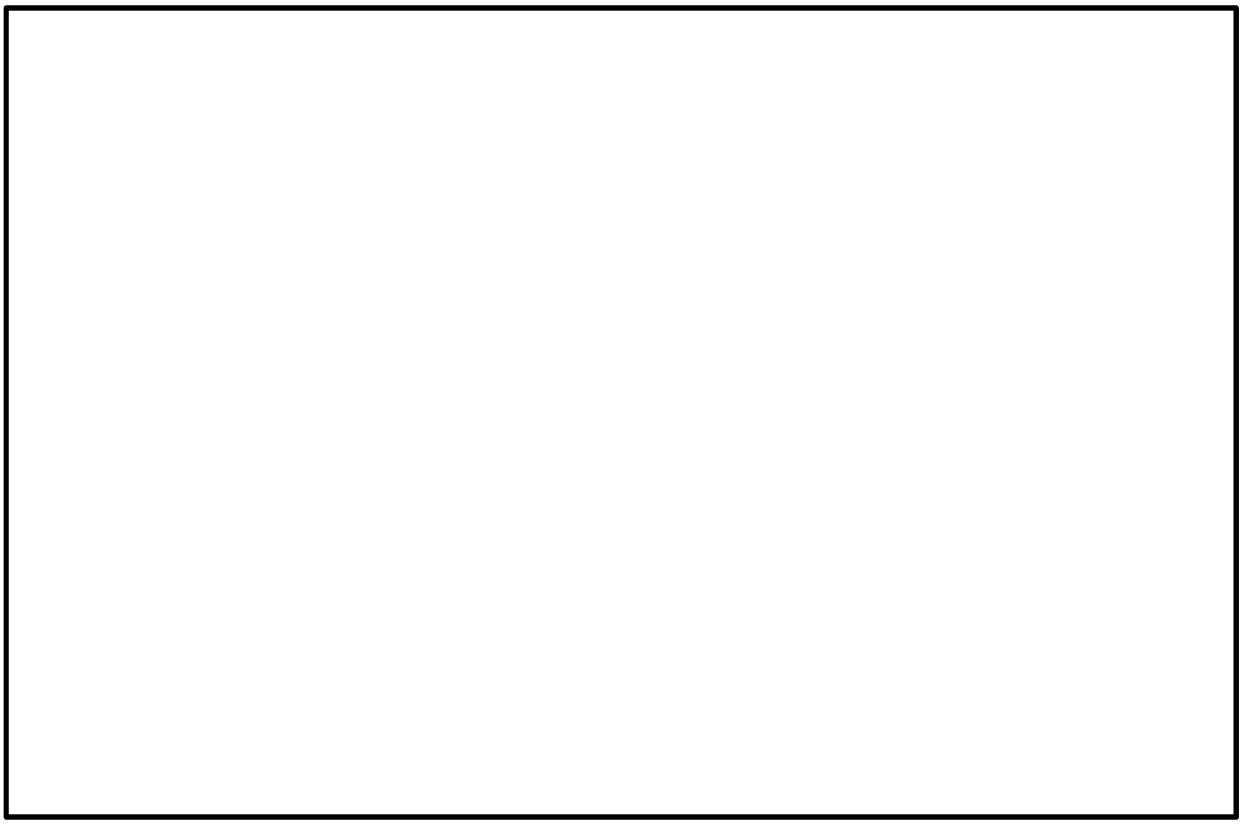
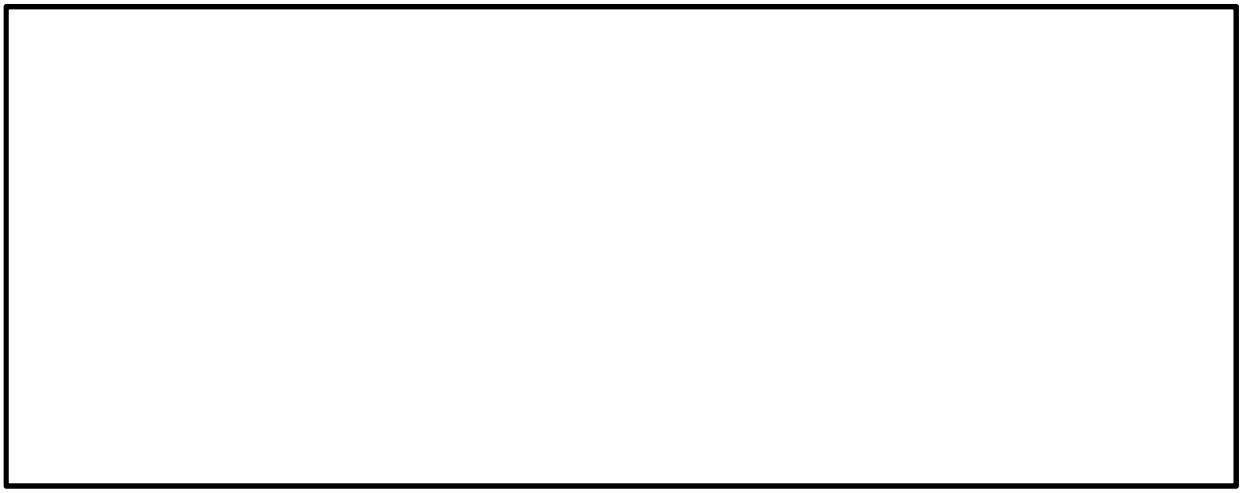


図 4-4　ＲＣ造躯体強度評価モデル（エリア②～⑤及びエリア⑧）（1/4）

(3)　エリア⑤北側壁（ 3 ）

(4)　エリア⑤西側壁（ 4 ）



(5)　エリア⑤南側壁（ 5 ）

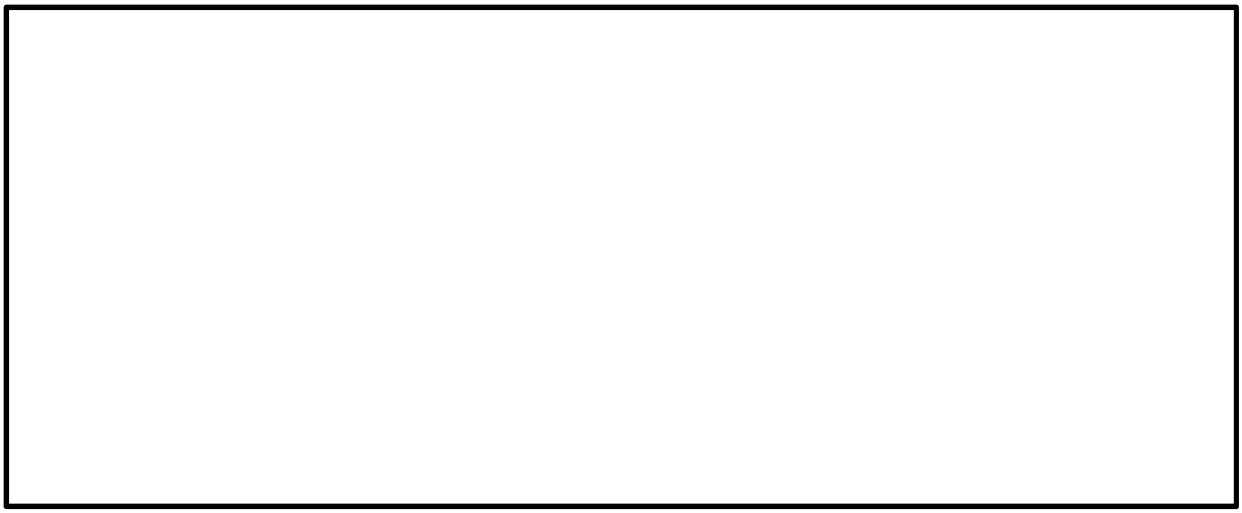
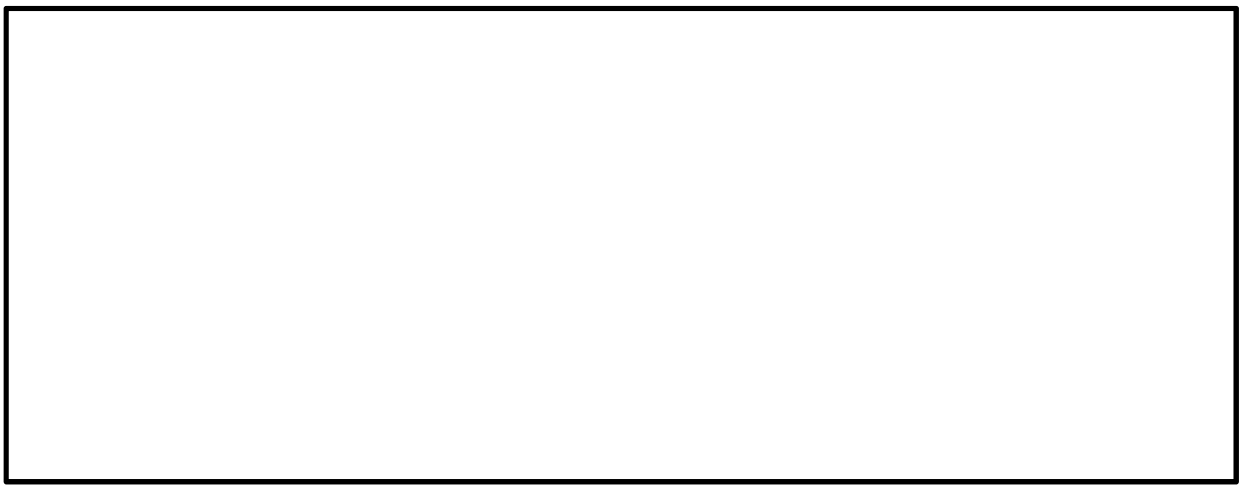
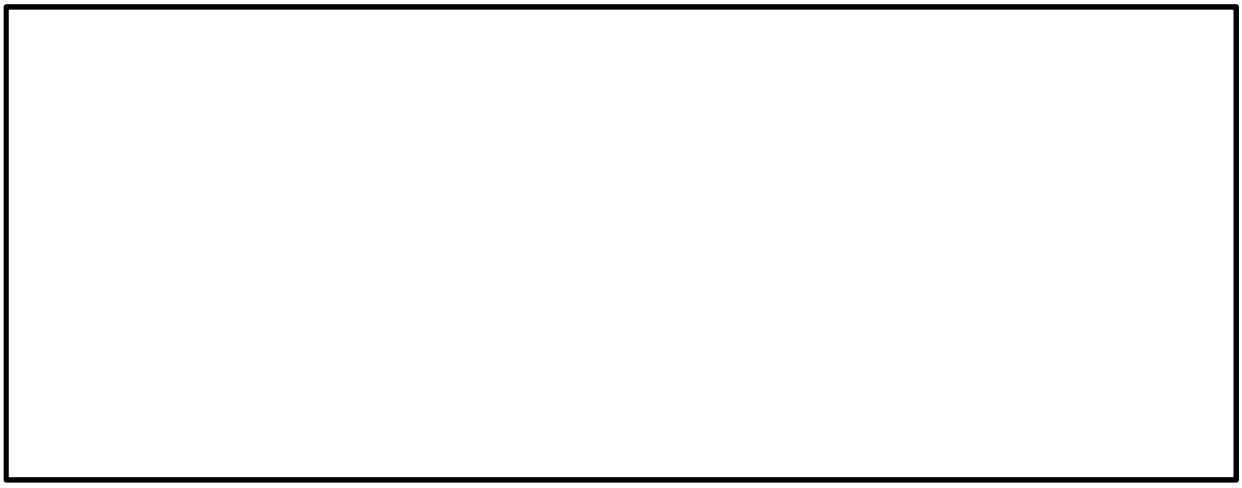


図 4-4　ＲＣ造躯体強度評価モデル（エリア②～⑤及びエリア⑧）（2/4）

(6)　東側クレーン走行路嵩上げ壁（ 6 ）



(7)　西側クレーン走行路嵩上げ壁（エリア③④）（ 7 ）



(8)　西側クレーン走行路嵩上げ壁（エリア②）（ 8 ）

図 4-4　ＲＣ造躯体強度評価モデル（エリア②～⑤及びエリア⑧）（3/4）

(9)　エリア⑧北側壁（ 9 ）

(10)　エリア⑧南側基礎 10 　）

図 4-4　ＲＣ造躯体強度評価モデル（エリア②～⑤及びエリア⑧）（4/4）

表4-6　施設諸元（ＲＣ造躯体）

項目	記号	単位	入力値
コンクリート圧縮強度	Ｆｃ	N/mm^2	24
鉄筋種別	―	―	SD345
縦弾性係数	E	MPa	25000
ポアソン比	ν	－	0.2

4.3.2.2　ネット用架構及び鉄骨架構の強度評価モデル

エリア②～⑤のネット用架構及びエリア⑧の鉄骨架構は，図4-2に示す，構成部材をはり要素にてモデル化した3次元フレームモデルとする。

エリア②～⑤のネット用架構の計算には解析コード「Ｅｎｇｉｎｅｅｒ’ｓ　Ｓｔｕｄｉｏ」を使用し，エリア⑧の鉄骨架構の計算には解析コード「ＭＳＣ　ＮＡＳＴＲＡＮ」を使用して，上記の3次元フレームモデルを用いて，断面力を求める。使用する解析コードは，固有値解析の結果を踏まえ，モード合成の必要がない構造に対しては「Ｅｎｇｉｎｅｅｒ’ｓ　Ｓｔｕｄｉｏ」を使用し，モード合成が必要な構造に対してはスペクトルモーダル解析に対応している「ＭＳＣ　ＮＡＳＴＲＡＮ」を使用する。なお，評価に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-5-39　計算機プログラム（解析コード）の概要・Ｅｎｇｉｎｅｅｒ’ｓ　Ｓｔｕｄｉｏ」及び添付書類「V-5-1　計算機プログラム（解析コード）の概要・ＭＳＣ　ＮＡＳＴＲＡＮ」に示す。

なお，ネット用架構及び鉄骨架構の構成部材の諸元を表4-7に示す。

表4-7　施設諸元（ネット用架構及び鉄骨架構）

項目	記号	単位	入力値
材質	－	－	SS400，SM400，SM570
温度条件 （雰囲気温度）	T	℃	40
縦弾性係数	E	MPa	205000
ポアソン比	ν	－	0.3

4.4　固有周期

ネット用架構及び鉄骨架構の固有値解析結果を表4-8に，ＲＣ造躯体の固有値解析の結果を表4-9に示す。振動モードをそれぞれ図4-5及び図4-6に示す。

表4-8　固有値解析結果（ネット用架構及び鉄骨架構）(1/2)

部位	モード	卓越方向	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数		
					X方向 (NS)	Y方向 (UD)	Z方向 (EW)
②-1	1	X	0.207	4.821	2.61	0	0
	2	Y	0.202	4.949	0	2.61	0
	3	－	0.202	4.949	0	0	0
	4	－	0.099	10.114	0	0	0
	5	－	0.054	18.649	0	0	0
	6	－	0.054	18.649	0	0	0
	7	Z	0.018	54.179	0	0	2.79
③④-1	1	X	0.198	5.059	-2.52	0	0
	2	Y	0.196	5.111	0	2.52	0
	3	－	0.196	5.111	0	0	0
	4	－	0.095	10.503	0	0	0
	5	－	0.052	19.261	0	0	0
	6	－	0.052	19.261	0	0	0
	7	Z	0.018	55.956	0	0	2.71
③④-2	1	X	0.195	5.139	-2.50	0	0
	2	Y	0.193	5.169	0	2.50	0
	3	－	0.193	5.169	0	0	0
	4	－	0.094	10.638	0	0	0
	5	－	0.051	19.479	0	0	0
	6	－	0.051	19.479	0	0	0
	7	Z	0.018	56.588	0	0	2.68

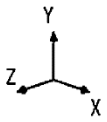
表4-8　固有値解析結果（ネット用架構及び鉄骨架構）(2/2)

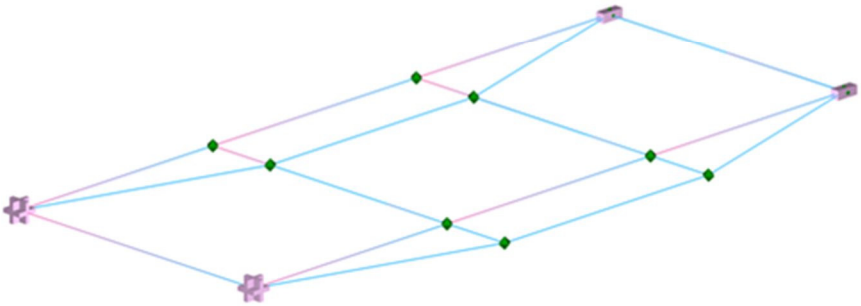
部位	モード	卓越方向	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数		
					X方向 (NS)	Y方向 (UD)	Z方向 (EW)
⑤-1	1	－	0.089	11.238	0	0	0
	2	X	0.074	13.433	-1.52	0	0
	3	Y	0.050	20.001	0	-1.52	0
	6	Z	0.005	197.091	0	0	1.48
⑤-2	1	－	0.087	11.550	0	0	0
	2	X	0.072	13.802	1.48	0	0
	3	Y	0.049	20.461	0	-1.48	0
	5	Z	0.005	201.622	0	0	1.48
⑧-1	1	－	0.106	9.454	3.17	0	0
	2	－	0.103	9.702	2.81	0	0
	3	－	0.082	12.241	0	0	0
	4	－	0.079	12.582	0	0	0
	5	－	0.059	16.846	0.50	0	-0.01
	6	－	0.058	17.304	-0.51	0.02	-0.01
	9	Z	0.038	26.235	-0.15	-0.05	3.29
	13	X	0.032	31.310	-5.97	0.08	0.09
	29	Y	0.017	60.561	0.07	-4.55	0.12

【凡例】

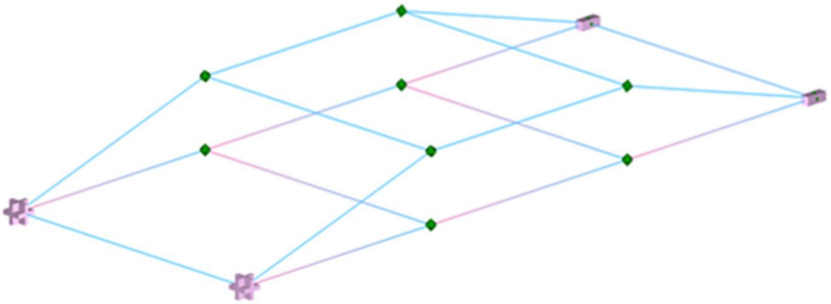
シンボル	X方向	Y方向	Z方向
	ピン	ピン	ピン
	ピン	ピン	ローラ

X（南北）方向卓越
・1 次（0.207 sec）





Y（鉛直）方向卓越
・2 次（0.202 sec）



Z（東西）方向卓越
・7 次（0.018 sec）

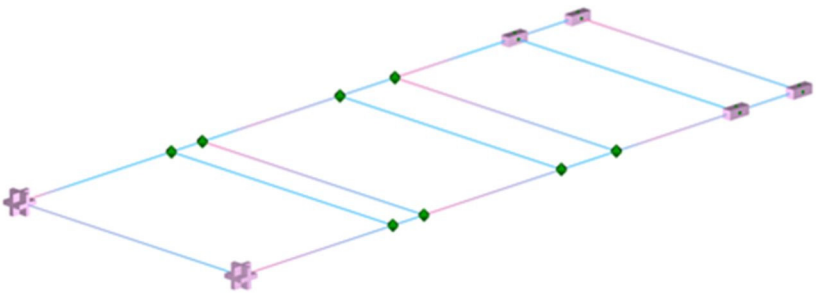
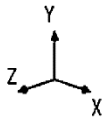


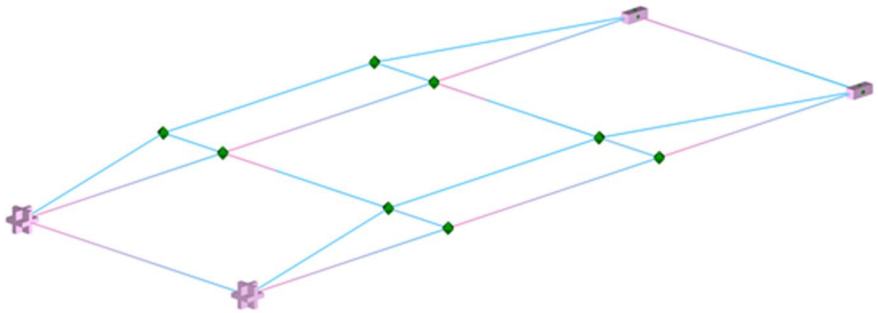
図4-5　振動モード図（ネット架構及び鉄骨架構）（1/6）（◇2-1）

【凡例】

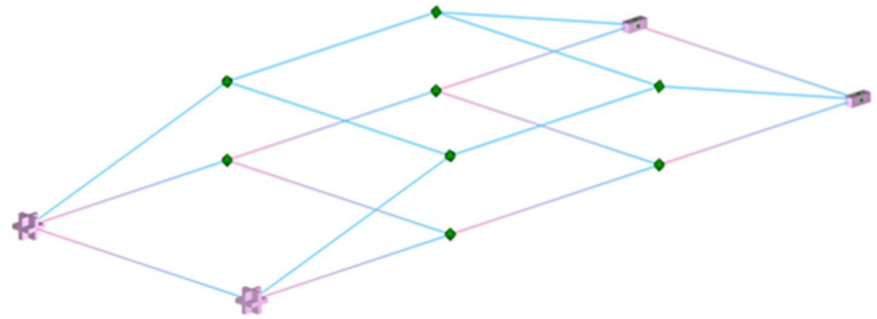
シンボル	X方向	Y方向	Z方向
	ピン	ピン	ピン
	ピン	ピン	ローラ

X（南北）方向卓越
・1 次（0.198 sec）





Y（鉛直）方向卓越
・2 次（0.196 sec）



Z（東西）方向卓越
・7 次（0.018 sec）

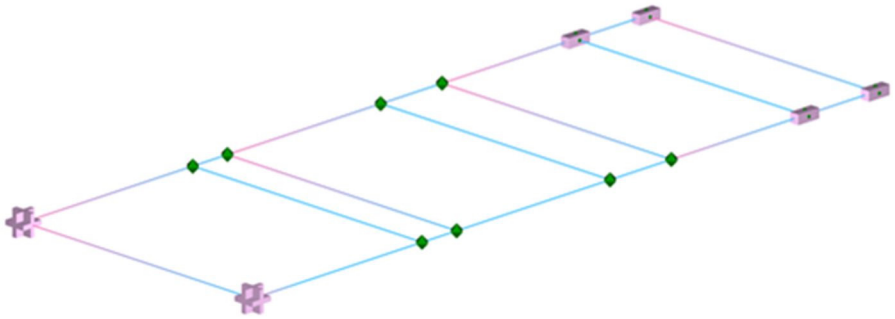
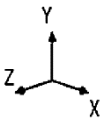


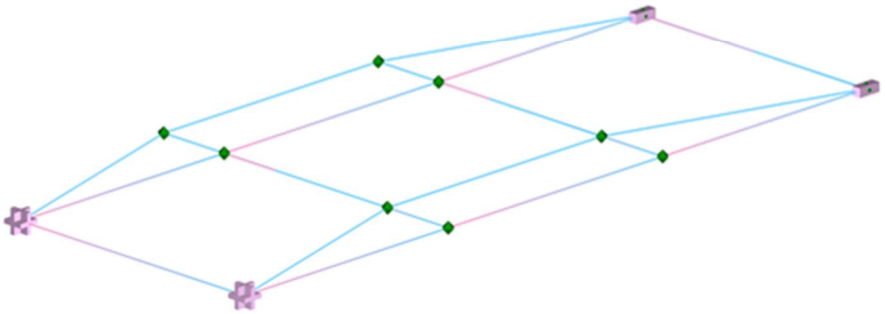
図4-5　振動モード図（ネット架構及び鉄骨架構）（2/6）（◇3◇4-1）

【凡例】

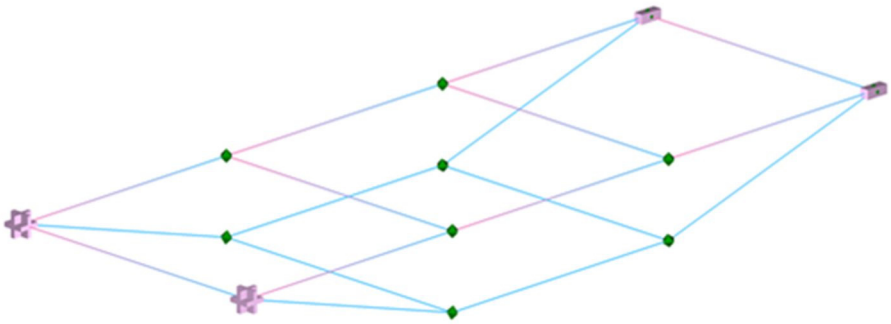
シンボル	X方向	Y方向	Z方向
	ピン	ピン	ピン
	ピン	ピン	ローラ

X（南北）方向卓越
・1 次（0.195 sec）





Y（鉛直）方向卓越
・2 次（0.193 sec）



Z（東西）方向卓越
・7 次（0.018 sec）

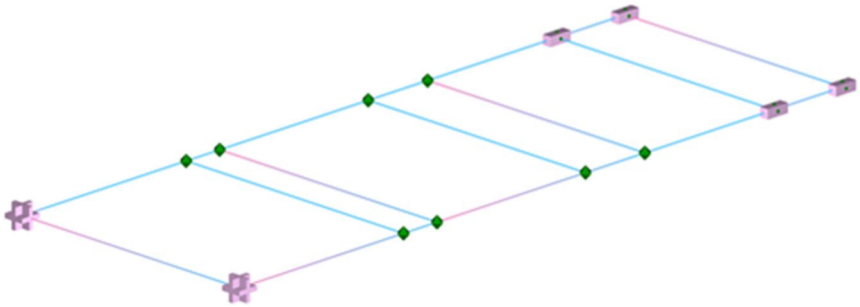
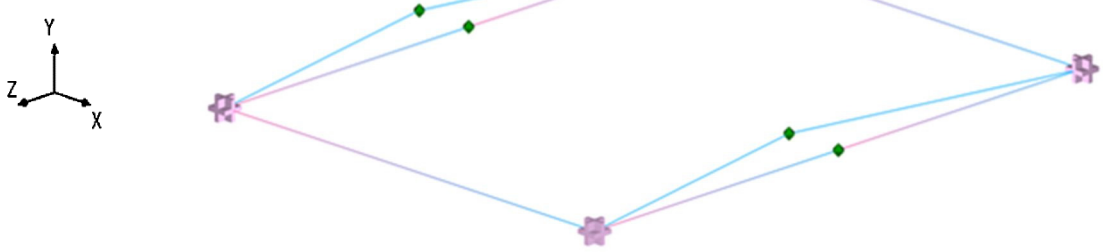


図4-5　振動モード図（ネット架構及び鉄骨架構）（3/6）（③④-2）

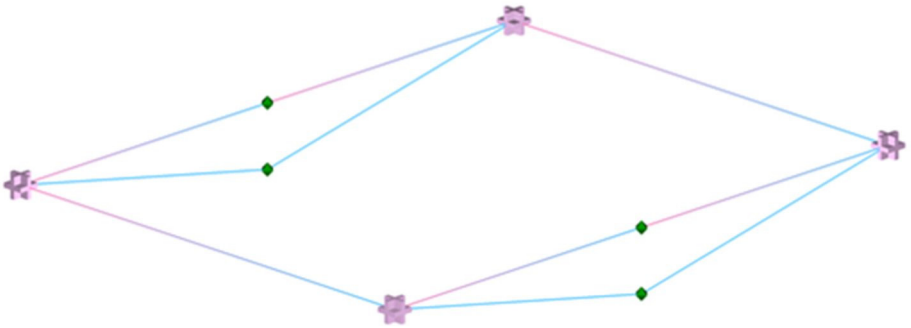
【凡例】

シンボル	X方向	Y方向	Z方向
	ピン	ピン	ピン
	ピン	ピン	ローラ

X（南北）方向卓越
・2 次（0.074 sec）



Y（鉛直）方向卓越
・3 次（0.050 sec）



Z（東西）方向卓越
・6 次（0.005 sec）

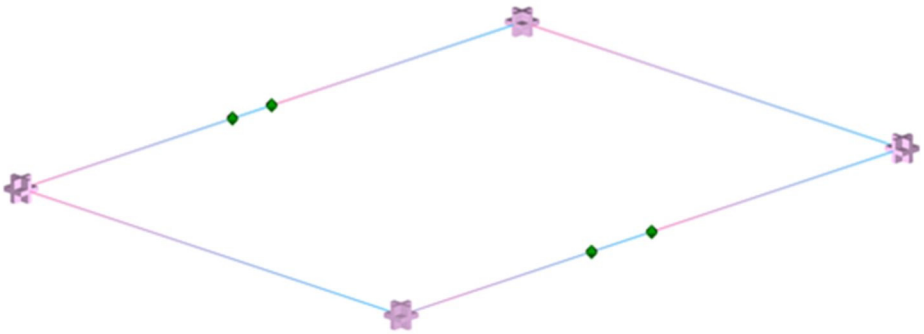
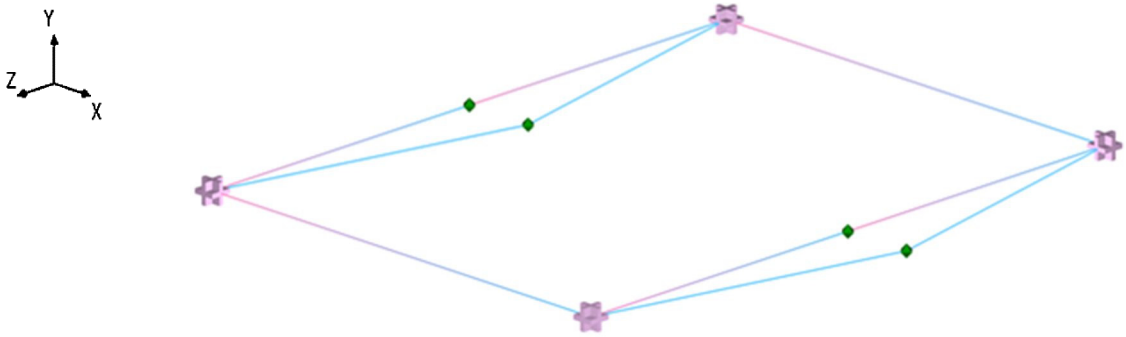


図4-5　振動モード図（ネット架構及び鉄骨架構）（4/6）（◇5-1）

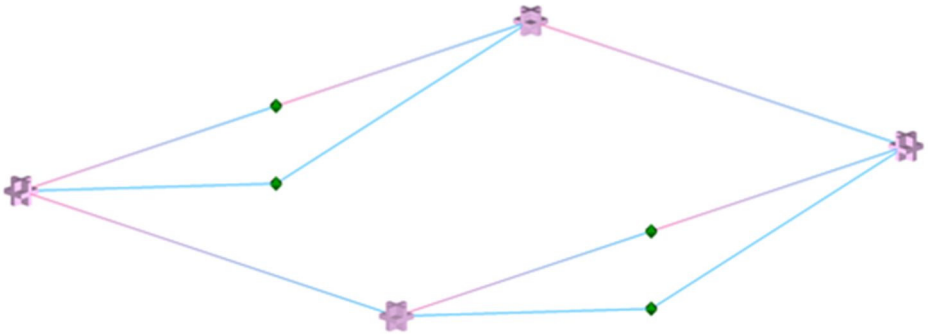
【凡例】

シンボル	X方向	Y方向	Z方向
	ピン	ピン	ピン
	ピン	ピン	ローラ

X（南北）方向卓越
・2 次（0.072 sec）



Y（鉛直）方向卓越
・3 次（0.049 sec）



Z（東西）方向卓越
・5 次（0.005 sec）

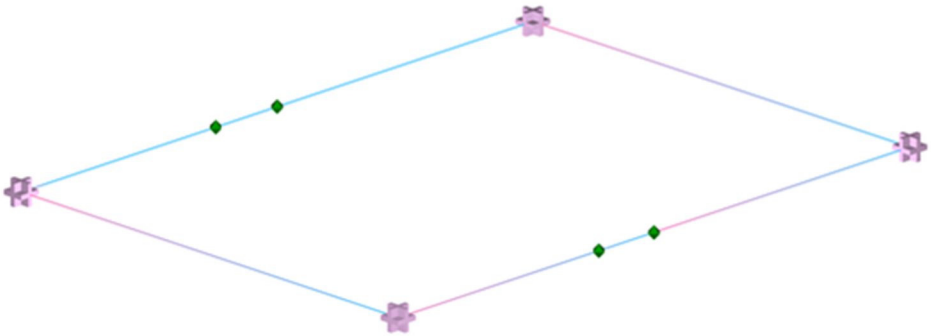
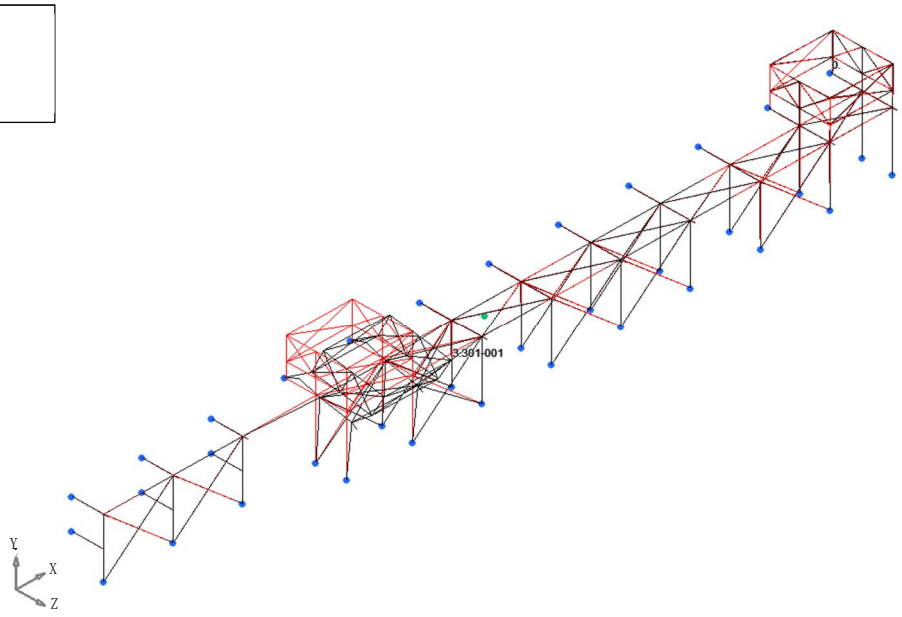
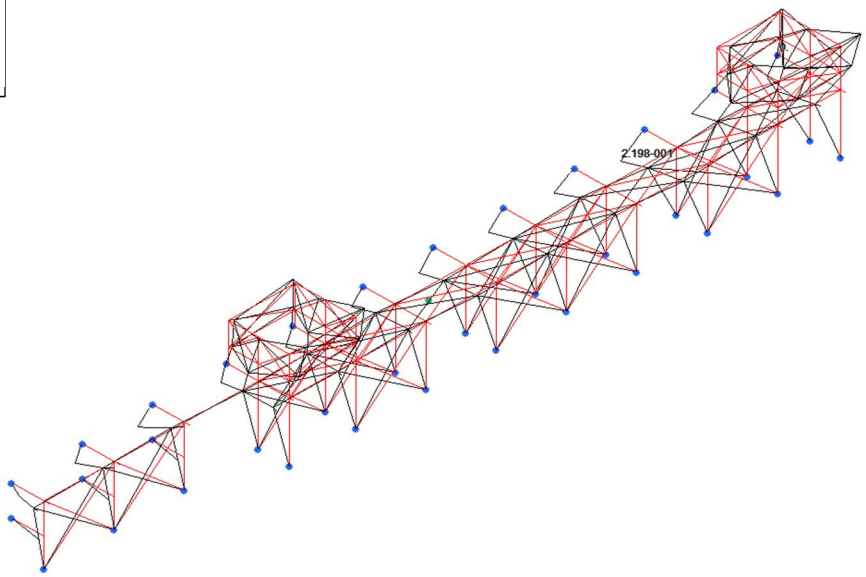


図4-5　振動モード図（ネット架構及び鉄骨架構）（5/6）（◇5-2）

Z（東西）方向卓越
・9 次（0.038 sec）



X（南北）方向卓越
・13 次（0.032 sec）



Y（鉛直）方向卓越
・29 次（0.017 sec）

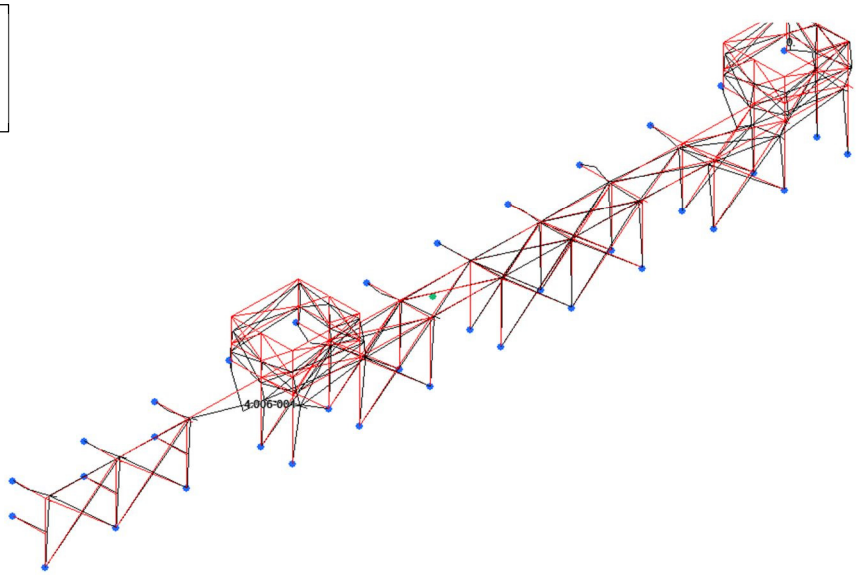


図4-5　振動モード図（ネット架構及び鉄骨架構）（6/6）（◈8-1）