

本資料のうち、枠囲みの内容は、営業秘密又は防護上の観点から公開できません。

TK-1-2176 改1
平成30年10月9日
日本原子力発電株式会社

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	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	20
3. 地震応答解析	21
3.1 評価対象断面	21
3.2 解析方法	24
3.3 荷重及び荷重の組合せ	26
3.4 入力地震動	27
3.5 解析モデル及び諸元	56
4. SA用海水ピット取水塔の耐震評価	59
4.1 許容限界	59
4.2 評価方法	60
4.3 耐震評価結果	68
5. 内部配管及び上段鋼製蓋の耐震評価	88
5.1 許容限界	88
5.2 評価方法	89
5.3 耐震評価結果	93
5.4 構造概要図	97

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、地震応答解析及び2次元静的フレーム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。

なお、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、格子状の上段鋼製蓋を設置する。また、鉄筋コンクリート躯体の円筒の中には内部配管を設置する。内部配管は、海水引込み管の延長として設置するものであり、海水の取り込みに当たって砂の吸い込みを軽減させるものである。

2. 基本方針

2.1 位置

S A用海水ピット取水塔の平面配置図を図 2-1 に示す。

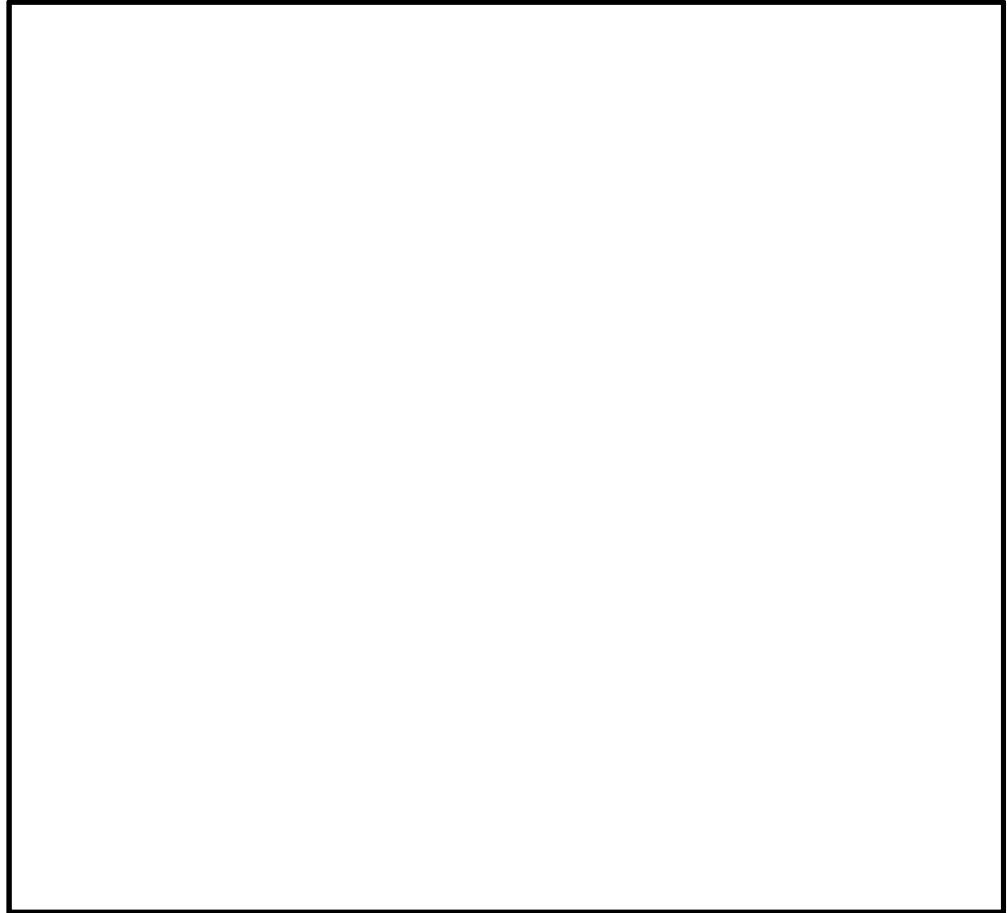


図 2-1 S A用海水ピット取水塔 平面配置図

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内部配管を設置し、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図2-2に、構造図を図2-3に示す。

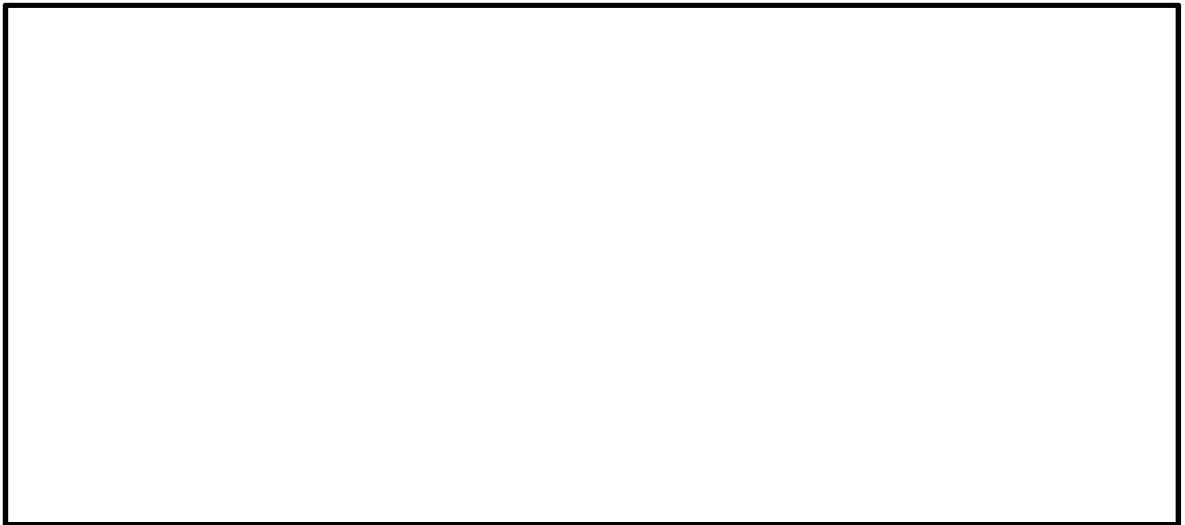


図2-2 SA用海水ピット取水塔 平面位置図

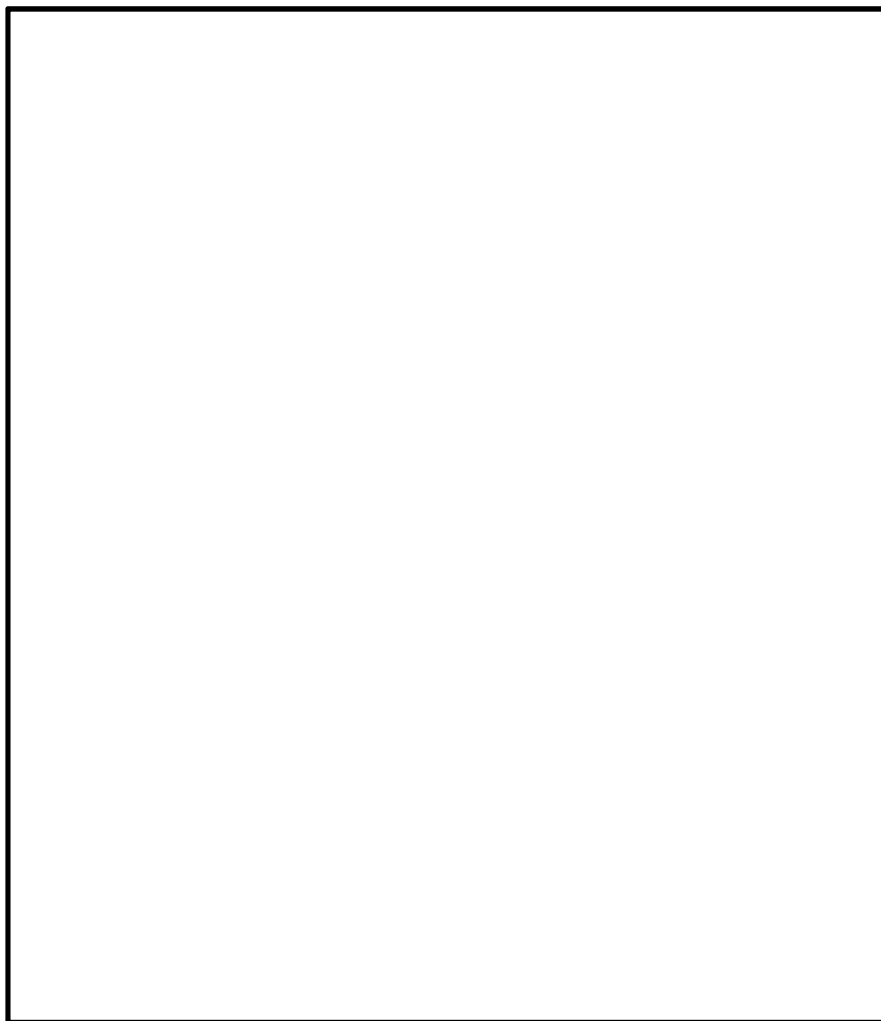
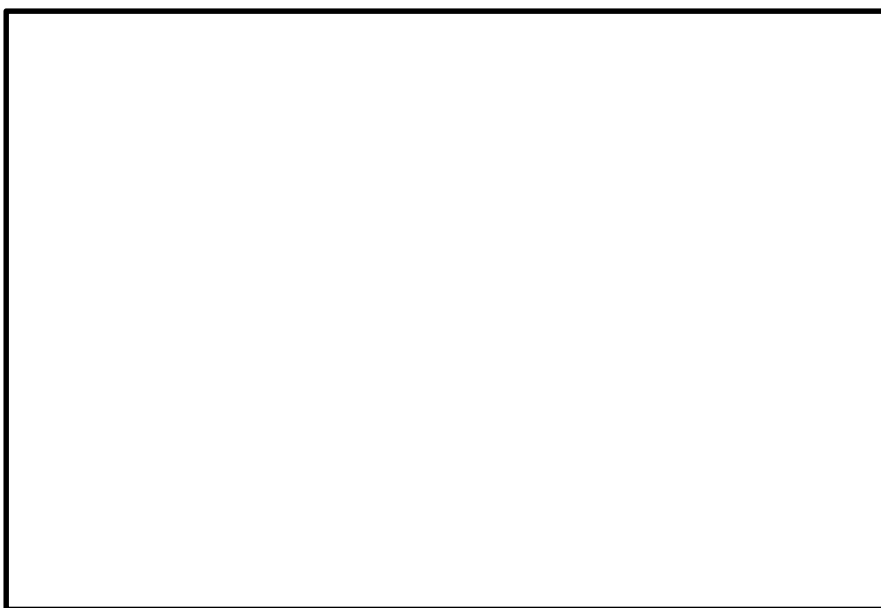


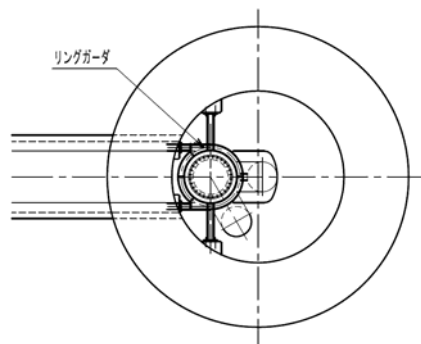
図 2-3 (1) SA用海水ピット取水塔構造図 (構造平面図)



注記 : SA用海水ピット取水塔については標準構造断面図を示す。
図 2-3 (2) SA用海水ピット取水塔構造図 (構造断面図①-①断面)



(A-A断面)



(B-B断面)

図 2-3 (3) SA用海水ピット取水塔構造図 (水平断面図)

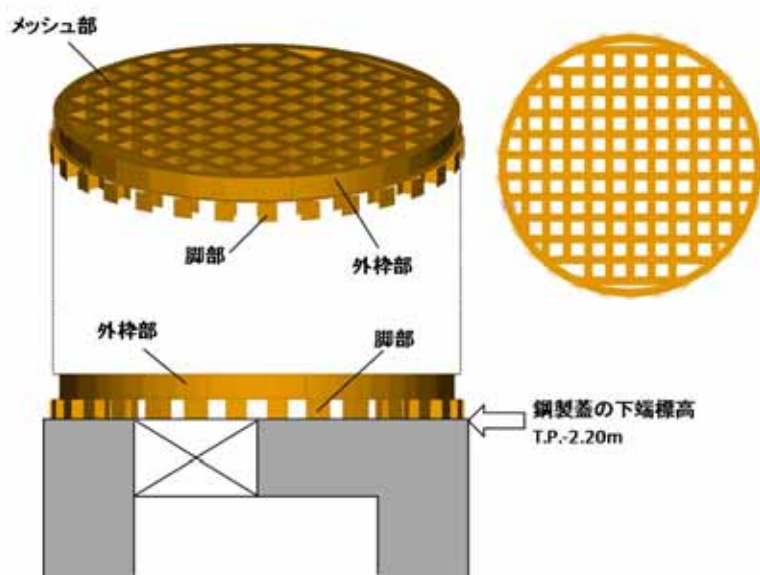


図 2-3 (4) SA用海水ピット取水塔構造図 (上段鋼製蓋概要図)

2.3 評価方針

S A用海水ピット取水塔は、常設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。

S A用海水ピット取水塔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地盤剛性及び液状化強度特性は、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、ばらつき等を考慮し実施する地震応答解析の結果に基づき、重大事故等対処施設の評価として、表 2-1 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及び基礎地盤の支持性能評価を実施することで、構造強度を有することを確認する。

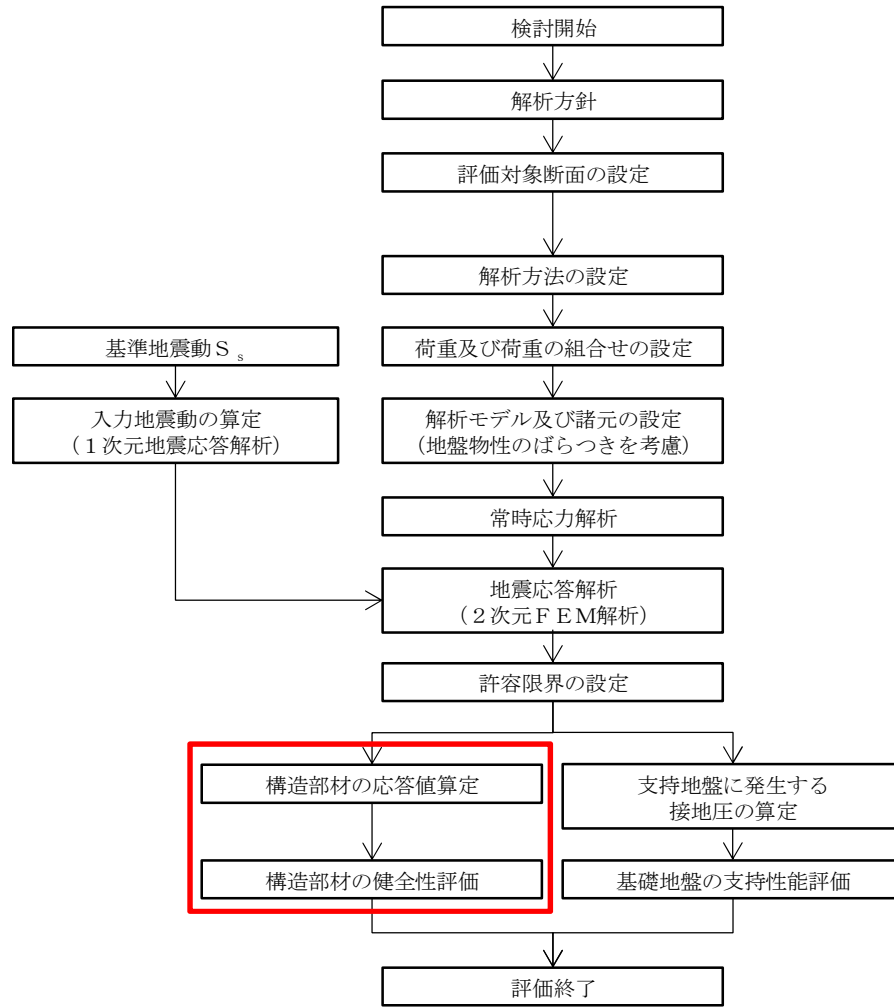
構造部材の健全性評価については、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に生じる接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

S A用海水ピット取水塔の耐震評価フローを図 2-4 に示す。

表 2-1 S A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 (海水ピット取水塔, 内部配管, 上段鋼製蓋)	曲げ軸力, せん断力に対する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。



※詳細は図 2-5 に示す

図 2-4 SA用海水ピット取水塔の耐震評価フロー

構造部材の応答値算定及び健全性評価についての耐震評価詳細フローを図 2-5 に示す。

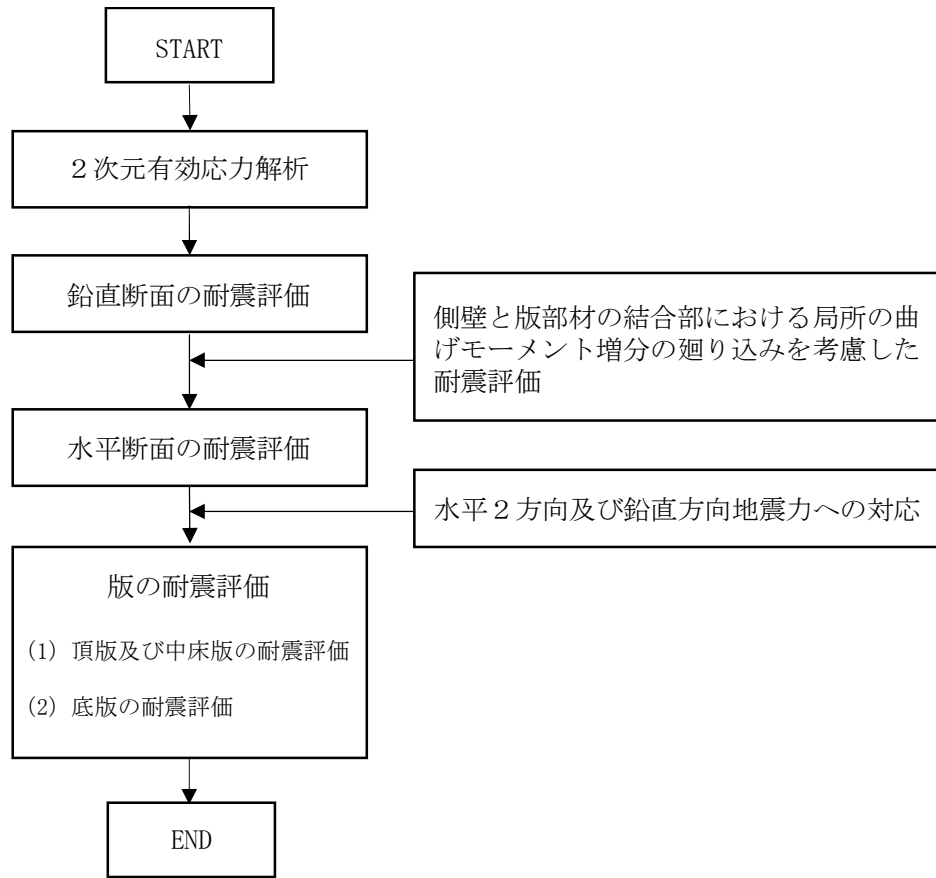


図 2-5 SA用海水ピット取水塔の応答値算定及び健全性評価についての耐震評価詳細フロー

以下にフロー図に示す項目について方針を示す。

2.3.1 2次元有効解析

SA用海水ピット取水塔の地震応答解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる2次元有限要素法を用いて、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。SA用海水ピット取水塔は、中心位置において各構造部材と等価な剛性を有する構造梁（線形はり要素）によりモデル化する。また、地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を考慮できるモデル化とする。

2次元有効応力解析を実施し、SA用海水ピット取水塔の鉛直鉄筋の健全性評価のために、2次元有効応力解析にて算出される線形はり要素の発生断面力（曲げモーメント、軸力、せん断力）を抽出する。SA用海水ピット取水塔の水平鉄筋の健全性評価のために、SA用海水ピット取水塔側方の地震時地盤反力（地盤要素の水平有効直応力（ σ_x' ）と間隙水要素の発生応力（ Δu ）の和）の時刻歴最大値、すなわち地震時最大地盤反力を抽出する。さらに、頂版部材の健全性評価のために、頂版位置における最大鉛直加速度を抽出し、底版の健全性評価のために、SA用海水ピット取水塔底面をモデル化した仮想剛梁要素に地盤から作用する鉛直方向有効直応力（ σ_y' ）及び間隙水要素の発生応力（ Δu ）の和を底面方向分布に応じて合計した値、すなわち、鉛直方向の地震時地盤反力の時刻歴最大値を抽出する。

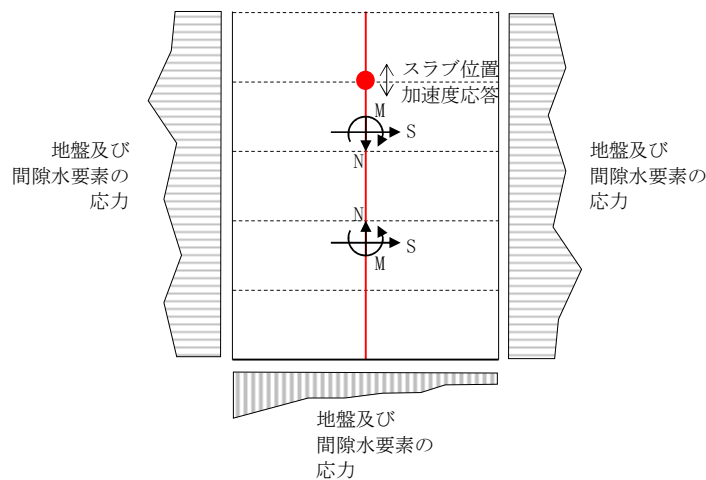


図 2-6 2次元有効応力解析からの応答値の抽出概念図

2.3.2 鉛直断面に対する耐震評価結果

(1) 鉛直断面の曲げ軸力に対する評価

SA用海水ピット取水塔は直交する2断面（①-①断面方向と②-②断面方向）を解析断面として選定し，2次元有効応力解析を実施し部材の設計を行う。SA用海水ピット取水塔の鉛直鉄筋は2次元有効応力解析において算出される線形はり要素の発生断面力（曲げモーメント及び軸力）を用いて照査を行い，構造部材の曲げ軸力による発生応力が許容限界以下であることを確認する。その際，水平2方向及び鉛直方向地震力に対して円形立坑の場合は，地震動の加振方向に対して抵抗する部位が明確ではない。そこで，円筒形立坑の曲げ軸力が時刻歴最大となる時刻の曲げモーメントを直交する方向にも同時に作用させるものと仮定（曲げモーメントを $\sqrt{2}$ 倍）して，構造部材の曲げ軸力による発生応力が許容限界以下であることを確認する。

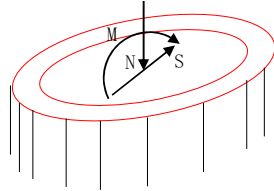


図 2-7 線形はり要素の鉛直断面設計概念図

(2) 鉛直断面のせん断力に対する評価

2次元有効応力解析において算出される線形はり要素の発生せん断力（S）に対しコンクリートの有効断面積（ A_w ）で抵抗するものとする。

せん断応力度 $\tau = S/A_w$ がコンクリート標準示方書に示される許容せん断応力度 τ_{a1} 以下である場合にはせん断補強筋は不要である。

許容せん断応力度 τ_{a1} を超える場合はせん断補強筋（ A_{s1} ）が必要となり，2次元有効応力解析において算出される線形はり要素の発生せん断力を用いて照査を行い，構造部材の発生せん断力が鉄筋コンクリートとしての許容限界すなわち短期許容せん断力 V_a 以下であることを確認する。

(3) 側壁と版部材の結合部における局所の曲げモーメント増分の廻り込みを考慮した耐震評価

側壁と版部材の隅角部には，版部材の曲げモーメント（ M_0 ）が側壁に廻り込む。また側壁が版部材に支持される拘束効果により，地震時荷重を面外方向に受けた場合に曲げモーメントが反転する（ M_1 ， M_2 ）。これらの現象は2次元有効応力解析において考慮することができない。このため，側壁と版部材の結合部における曲げモーメント増分の廻り込みを考慮した検討を行う。図 2-8 に版部材から側壁に廻り込む曲げモーメント概念図を示す。

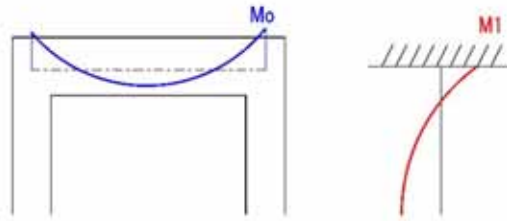


図 2-8 版部材から側壁に廻り込む曲げモーメント概念図

側壁と版部材を結合することにより版部材に発生する端部の曲げモーメント (M_0) は、境界条件を固定支持としたはり要素を用いた解析により算定する。側壁は床版中心間距離で固定支持された、単位幅を有する両端固定はりとしてモデル化し、各層における地震時荷重を作用させた場合に、支持位置に発生する曲げモーメント (M_1, M_2) を算定する。地震時荷重については、各鉛直スパンの地盤反力 (地盤要素の水平有効直応力 ($\sigma_{x'}$) + 間隙水要素の発生応力 (Δu)) の合算値が最大となる時刻の地盤反力分布を用いる。

版部材の端曲げモーメント (M_0) 及び版部材に拘束された側壁に発生する端曲げモーメント (M_1, M_2) のうちモーメントの連続性を考えて両者の最大値を用いる)の和を設計曲げモーメントとする。

上記により得られる設計曲げモーメントから鉛直鉄筋の引張応力度 (σ_{v2}) を算定する。円筒形立坑の曲げ軸力が時刻歴最大となる時刻の曲げモーメントを直交する方向にも同時に作用させるものと仮定 (曲げモーメントを $\sqrt{2}$ 倍) して求められた鉛直鉄筋の引張応力度 ($\sigma_{v1'}$) を加算した鉛直鉄筋の引張応力度 ($\sigma_{v1'} + \sigma_{v2}$) が許容限界以下であることを確認する。

2.3.3 水平断面に対する耐震評価

(1) 水平断面の設計

SA用海水ピット取水塔の水平断面については、側壁を線形はり要素によりモデル化した2次元静的フレーム解析に基づき照査を行う。

作用させる荷重は、2次元有効応力解析結果から抽出した、SA用海水ピット取水塔側方の地震時地盤反力（地盤要素の水平有効直応力（ σ_x' ）と間隙水要素の発生応力（ Δu ））の時刻歴最大値である。水平断面の評価概念図を図2-9に示す。

水平断面については、地震応答解析結果より、各部材の照査値が最も厳しい荷重条件を抽出して2次元静的フレーム解析を実施し、発生応力が許容限界以下であることを確認する。

水平断面に対する耐震評価は、2次元静的フレーム解析により実施する。2次元静的フレーム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。

構造部材の発生断面力（曲げモーメント、軸力、せん断力）による発生応力が許容限界以下であることを確認する。なお、ここで設計する主鉄筋（ A_{s2} ）は、2次元静的フレーム解析モデルの側壁面外方向の地震時最大地盤反力で生じる曲げ軸力に対する配筋である。

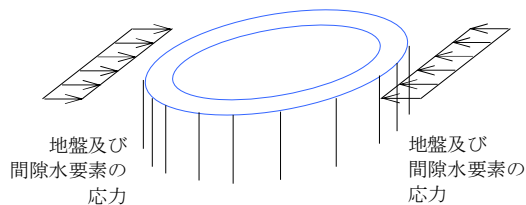


図2-9 水平断面の評価概念図（フレーム計算）

(2) 水平2方向及び鉛直方向地震力への対応

SA用海水ピット取水塔の設計における水平2方向及び鉛直方向地震力に対する耐震安全性は、側壁面内方向の水平鉄筋の配筋量にて確認する。

SA用海水ピット取水塔の側壁における面内方向の水平鉄筋として、2次元有効応力解析（鉛直断面）モデルの側壁面内方向のせん断力に対するせん断補強鉄筋（ A_{s1} ）と、水平断面の2次元静的フレーム解析モデルの側壁面外方向の地震時最大地盤反力で生じる曲げ軸力に対する主鉄筋（ A_{s2} ）は同じ向きの配筋となる。したがって、 A_{s1} の必要鉄筋量と A_{s2} の必要鉄筋量を足し合わせた合計必要鉄筋量以上の実配筋量が側壁の面内方向に配置されていることを確認する。

図2-10にSA用海水ピット取水塔側壁の水平鉄筋の設計イメージ図を示す。

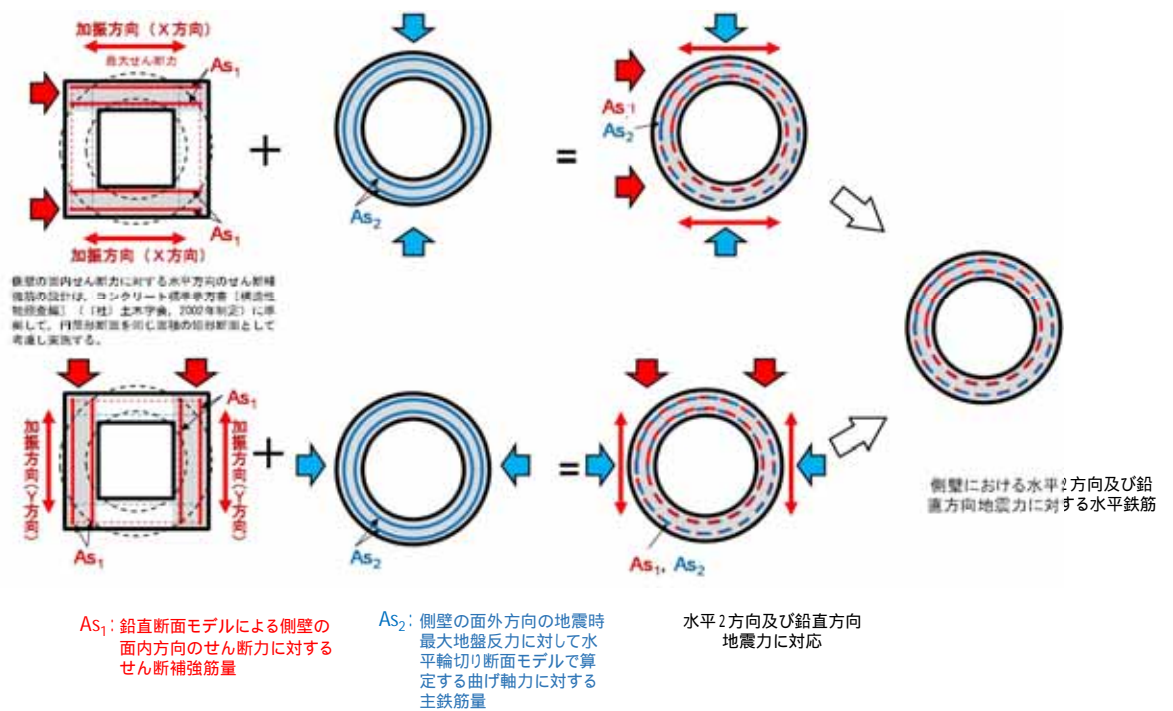


図2-10 SA用海水ピット取水塔側壁の水平鉄筋の設計イメージ図

2.3.4 版の耐震評価

(1) 頂版に対する耐震評価

頂版については、開口部を模擬したはり要素を用いた2次元静的フレーム解析により設計断面力を算定する。慣性力については、2次元有効応力解析により算出される頂版位置の最大鉛直加速度を抽出し、重力加速度で除することで鉛直設計震度を求め算定する。単純支持によるはり要素を用いた2次元有効応力解析に基づき算定した水平方向の必要主鉄筋量以上を頂版上下面側それぞれに格子状に配置すると共に、鉛直方向の必要せん断補強筋量以上を配置する。

S A用海水ピット取水塔頂版の構造部材に発生する応力が許容限界以下であることを確認する。頂版及び底版平面図を図 2-11 に、頂版の設計モデル概念図を図 2-12 に示す。

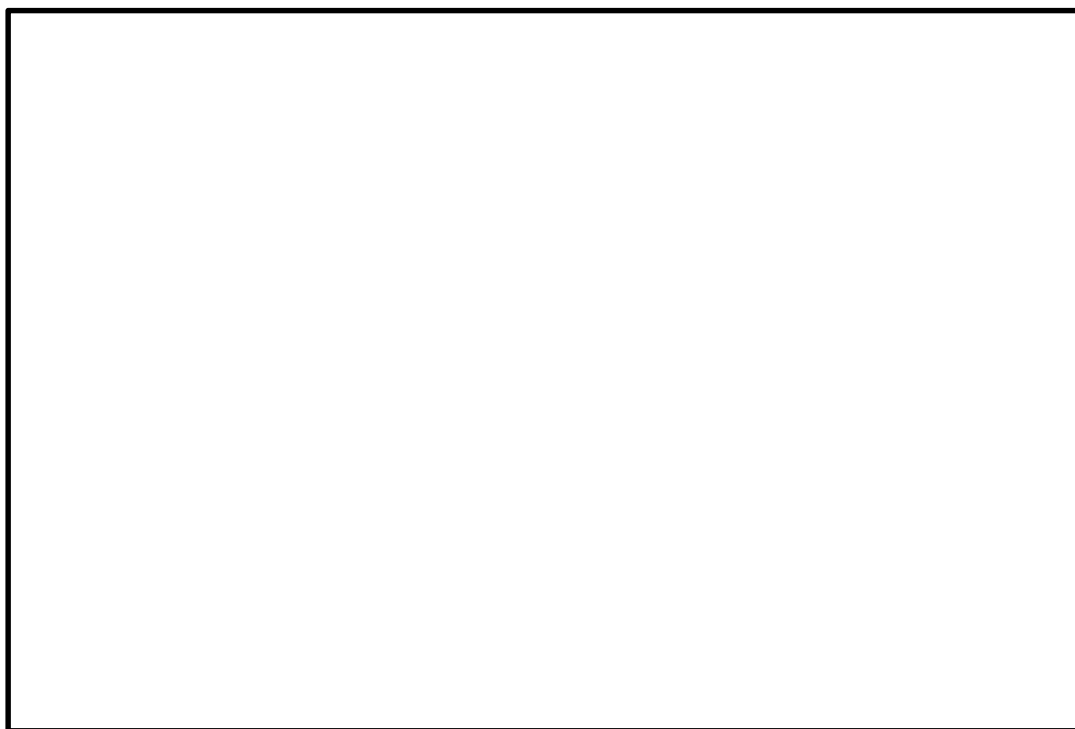


図 2-11 頂版及び底版平面図

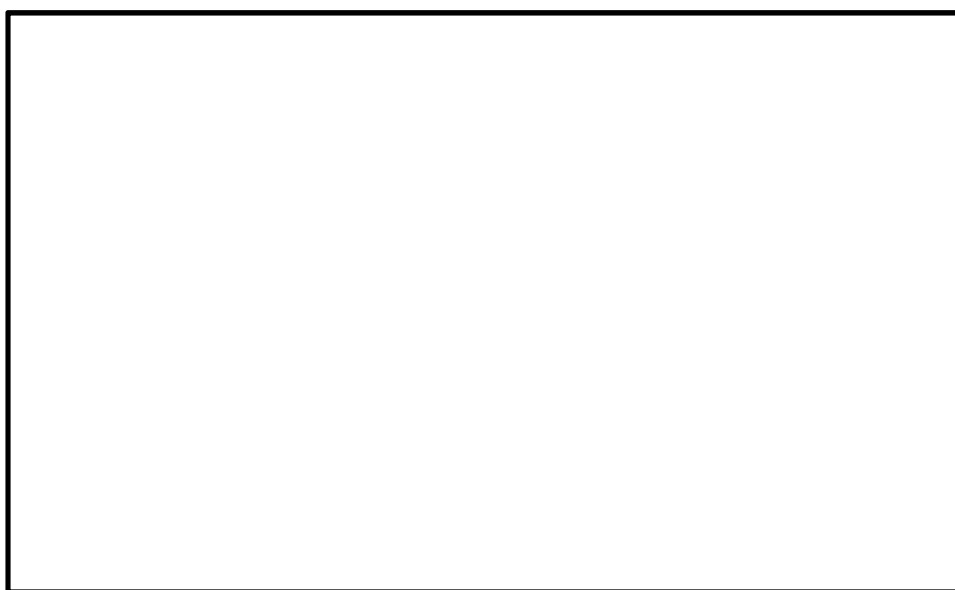


図 2-12 頂版の設計モデル概念図

(2) 底版に対する耐震評価

底版の設計においては、接続する側壁の中心間距離をスパンとするはり要素を用いた2次元フレーム解析により設計断面力を算定する。境界条件は単純支持とする。

設計荷重は2次元有効応力解析において、仮想剛梁要素（底面）下面の地盤要素に発生する鉛直方向有効直応力（ σ_y' ）及び間隙水要素の発生応力（ Δu ）の底版幅方向合力が最大となる時刻を抽出し、その時刻における地盤反力分布を作用させる。また、静水圧も分布荷重として考慮する。

単純支持によるはり要素を用いた2次元静的フレーム解析に基づき算定した水平方向の必要主鉄筋量以上を底版上下面側それぞれに格子状に配置すると共に、鉛直方向の必要せん断補強筋量以上を配置する。S A用海水ピット取水塔の底版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する。底版のはり解析概念図を図2-13に示す。

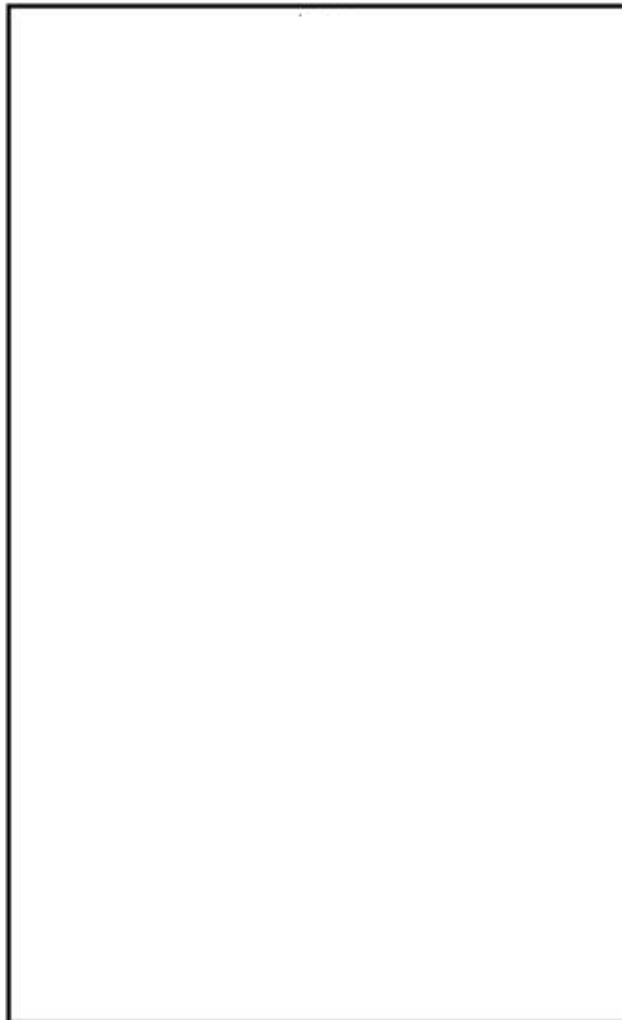


図2-13 底版のはり解析概念図

2.3.5 内部配管の耐震評価

2次元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荷重の組合せに対して内部配管及び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。

内部配管については、はり要素を用いた2次元静的フレーム解析により設計断面力を算定する。リングガーダについては、梁計算により設計断面力を算定する。

内部配管の耐震評価モデルの概念図を図2-14に、リングガーダで支持される内部配管断面作用荷重モデル概念図を図2-15に示す。

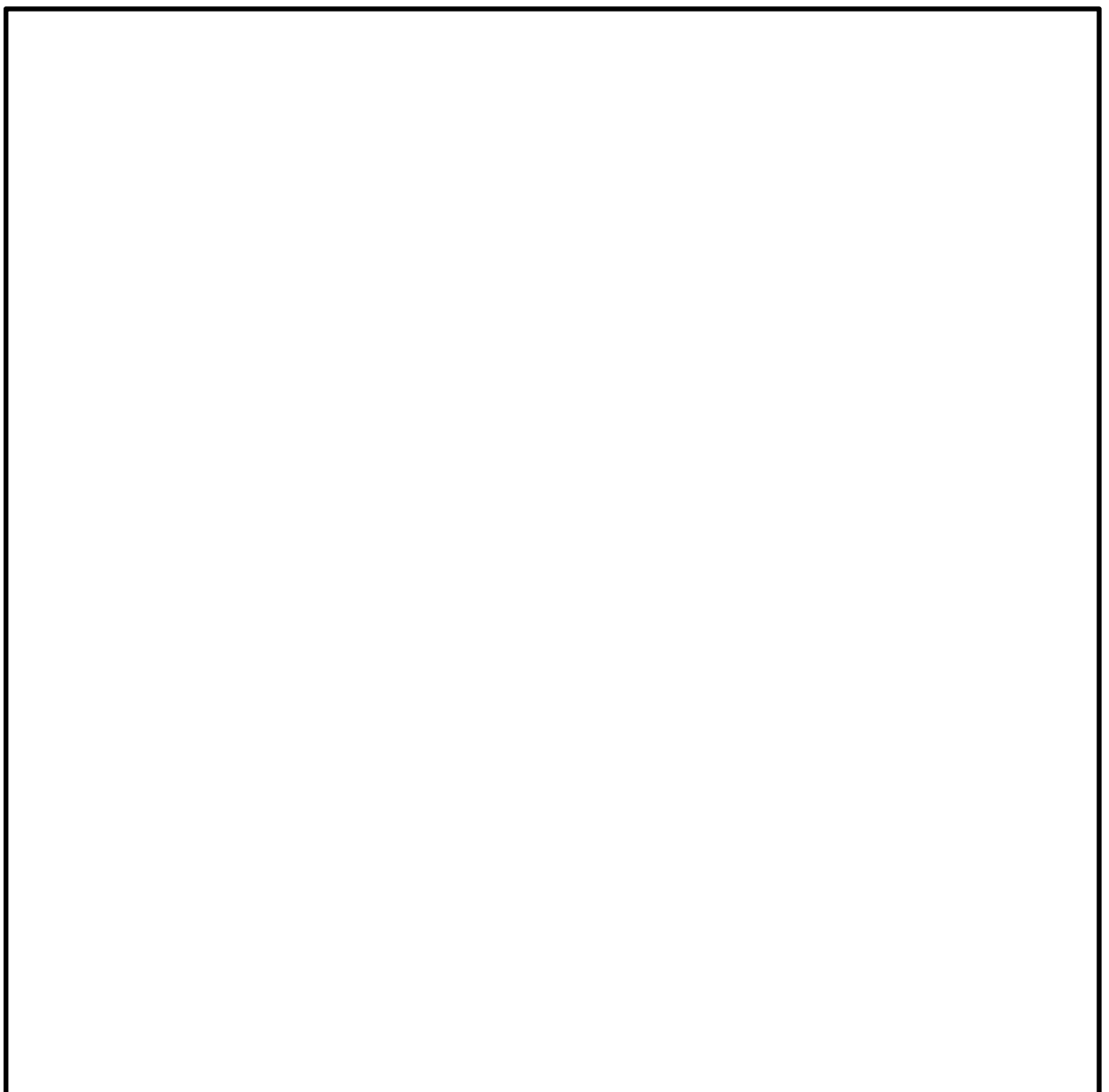


図 2-14 SA用海水ピット取水塔 内部配管の耐震評価モデル概念図

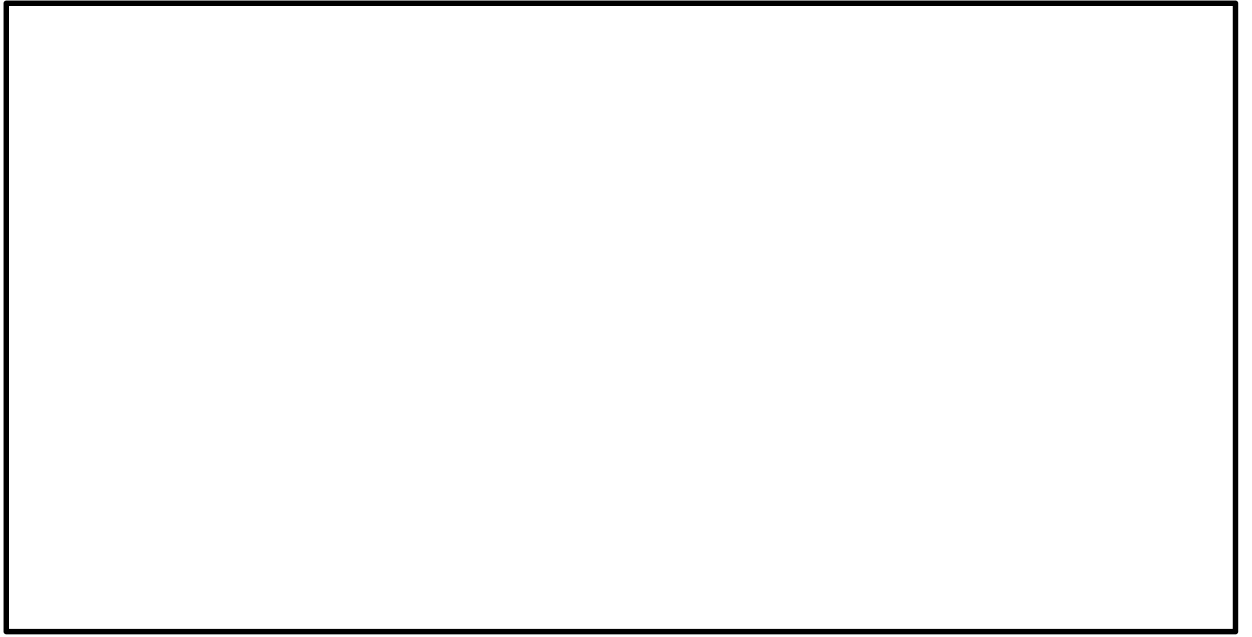


図 2-15 リングガードで支持される内部配管断面の作用荷重モデル概念図

NT2 補② V-2-10-4-2 R2

2.3.6 上段鋼製蓋の耐震評価

2次元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外枠部及び頂版との接続部を固定端とした各構成部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。評価対象部位は図 2-16 に示す外枠部，メッシュ部，脚部とする。

上段鋼製蓋の荷重作用モデルの概念図を図 2-17 に示す。

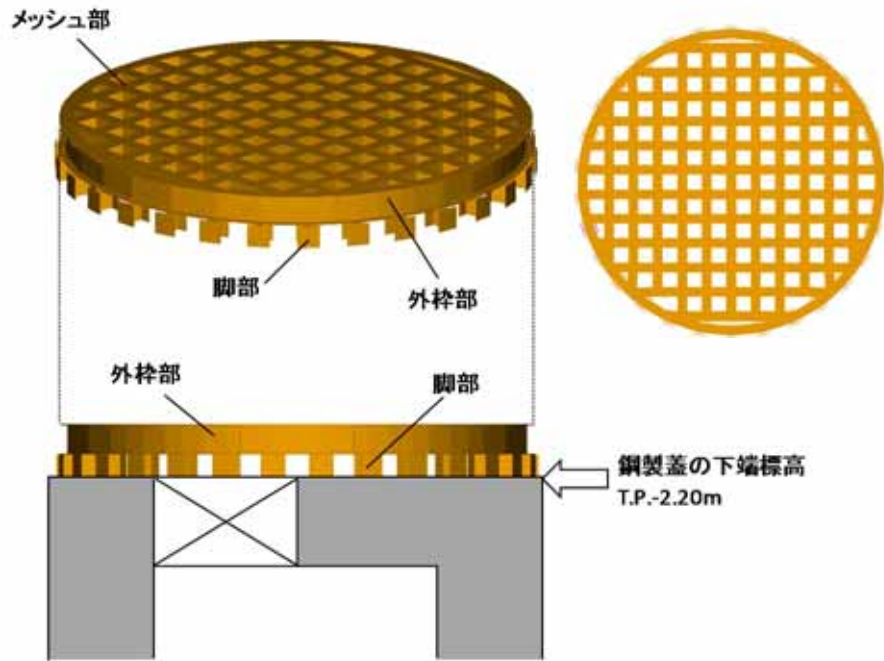


図 2-16 SA用海水ピット取水塔 上段鋼製蓋の概要図

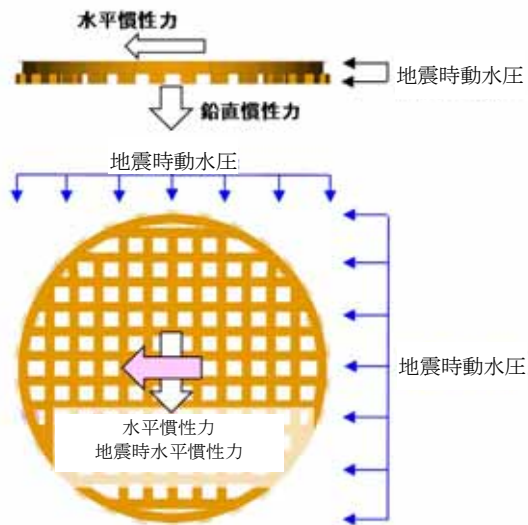


図 2-17 SA用海水ピット取水塔 上段鋼製蓋の荷重作用モデル概念図

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] (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 (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 J E A G 4 6 0 1-1987 (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) (ダム・堰施設技術協会, 平成 25 年 6 月)
- ・日本工業規格 (J I S)

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の評価対象断面位置を図3-1に示す。構造物の耐震設計における評価対象断面は図3-1の①-①断面及び②-②断面とする。

図3-2に評価対象断面を示す。

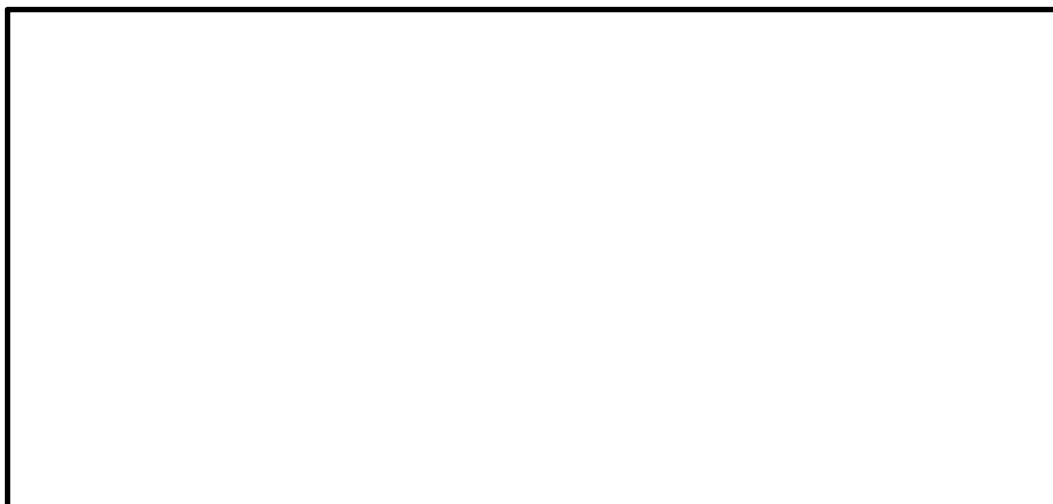


図3-1 SA用海水ピット取水塔 評価対象断面位置図

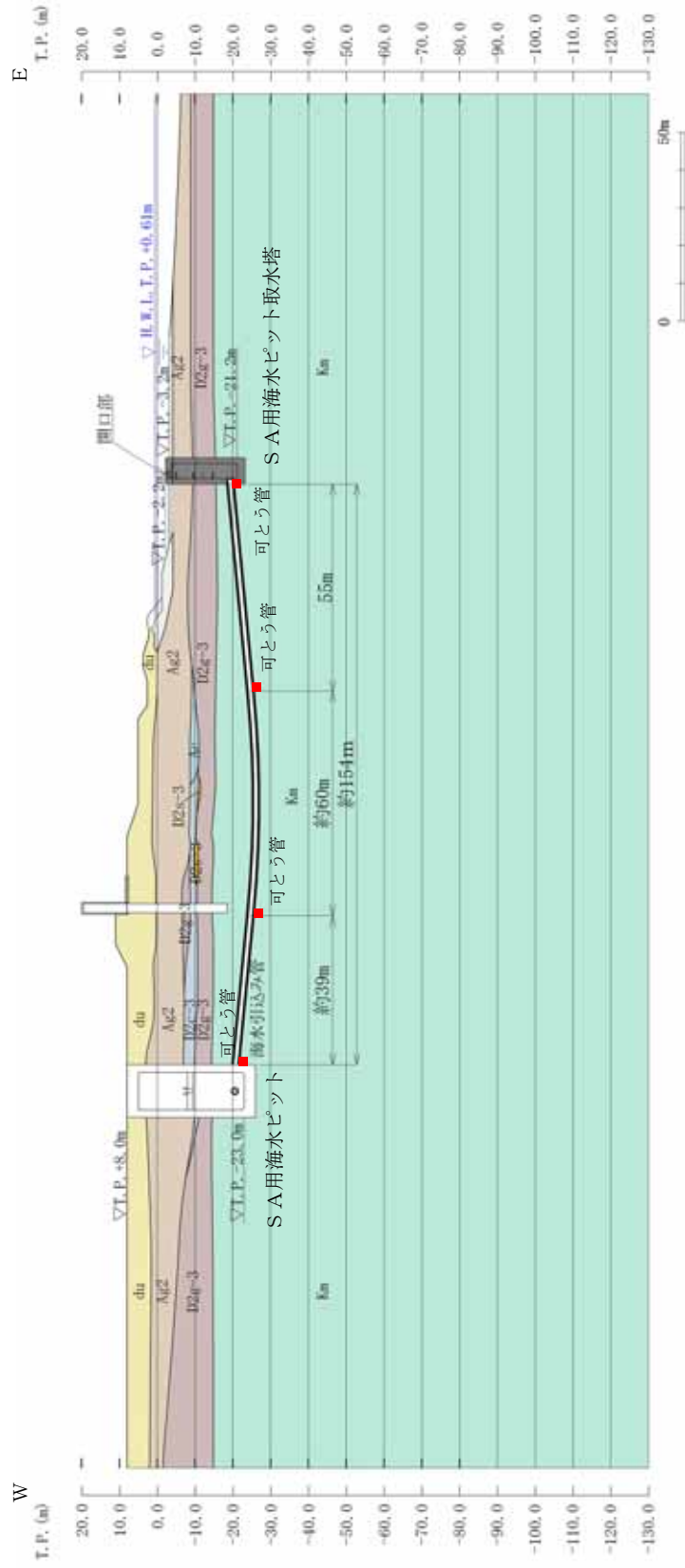


図 3-2 (1) S A用海水ビット取水塔 評価対象断面図 (①-①断面)

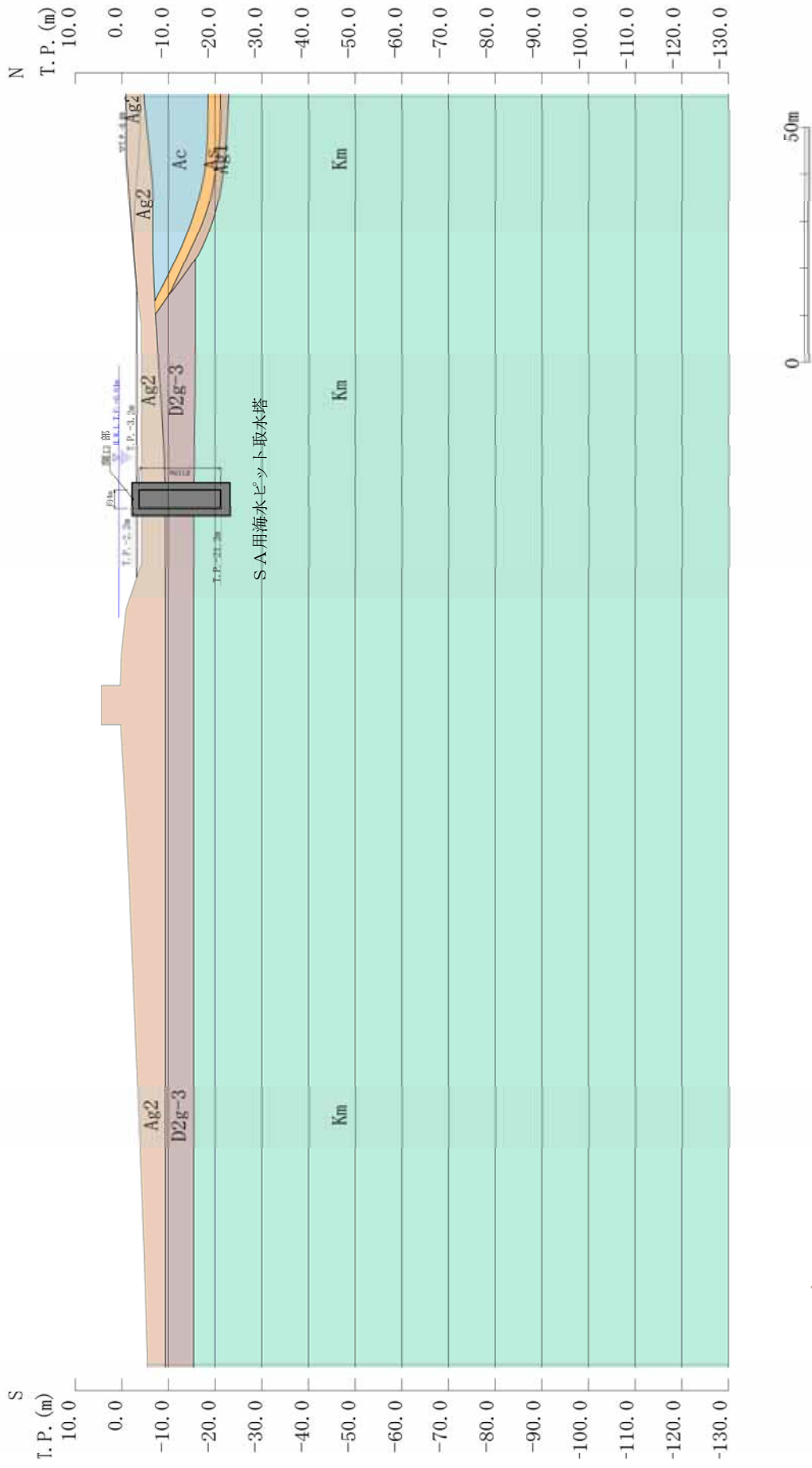


図 3-2 (2) SA用海水ピット取水塔 断面図 (②-②断面)

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。

地震応答計算は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる2次元有限要素法を用いて、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。2次元有効応力解析に用いる地盤剛性及び液状化強度特性は、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、ばらつき等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

有効応力解析では、地盤剛性のばらつき及び地盤の液状化強度特性のばらつきの影響を考慮するため、表3-1に示す解析ケース（①～⑥）を設定する。

表 3-1 有効応力解析における解析ケース

解析ケース	①	②	③	④	⑤	⑥
解析ケース	原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)した解析ケース	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	原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地盤剛性の設定	原地盤のせん断波速度	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮(+1 σ)	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮(-1 σ)	敷地に存在しない豊浦標準砂のせん断波速度	原地盤のせん断波速度	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮(+1 σ)
液状化強度特性の設定	原地盤に基づく液状化強度特性(-1 σ)	原地盤に基づく液状化強度特性(-1 σ)	原地盤に基づく液状化強度特性(-1 σ)	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

地盤剛性のばらつきの影響を考慮するため、原地盤におけるせん断波速度の原位置試験データの最小二乗法による回帰曲線と、その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づ

く標準偏差 σ を用いて、せん断波速度を「回帰曲線 $+1\sigma$ 」（以下、 $(+1\sigma)$ という。）とする解析ケース（解析ケース②、⑥）及び「回帰曲線 -1σ 」（以下、 (-1σ) という。）とする解析ケース（解析ケース③）を設定する。

地盤の液状化強度特性は、代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮し、原地盤の液状化強度試験データの最小二乗法による回帰曲線と、その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差 σ を用いて、液状化強度特性を (-1σ) にて設定することを基本とする（解析ケース①、②、③）。

また、構造物への地盤変位に対する保守的な配慮として、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を設定する（解析ケース④）。さらに、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、地盤の非液状化の条件を仮定した解析ケースを設定する（解析ケース⑤、⑥）。

上記の地盤剛性及び液状化強度特性の設定を組合せた解析ケース（①～⑥）を実施することにより、地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

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双曲線モデル（H-Dモデル）を用いる。

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。

3.2.4 地震応答解析の解析ケースの選定

耐震評価においては、全ての基準地震動 S_s に対し、①の解析ケース（基本ケース）を実施する。

また、全ての基準地震動 S_s に対し基本として実施した①の解析ケースにおいて、各照査値が最も厳しい地震動を用い、②～⑥の解析ケースを実施する。

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

S A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

S A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)

固定荷重は、S A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

荷重の組合せを表 3-2 に示す。

表 3-2 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を用いる。入力地震動算定の概念図を図 3-3 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図 3-4 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。

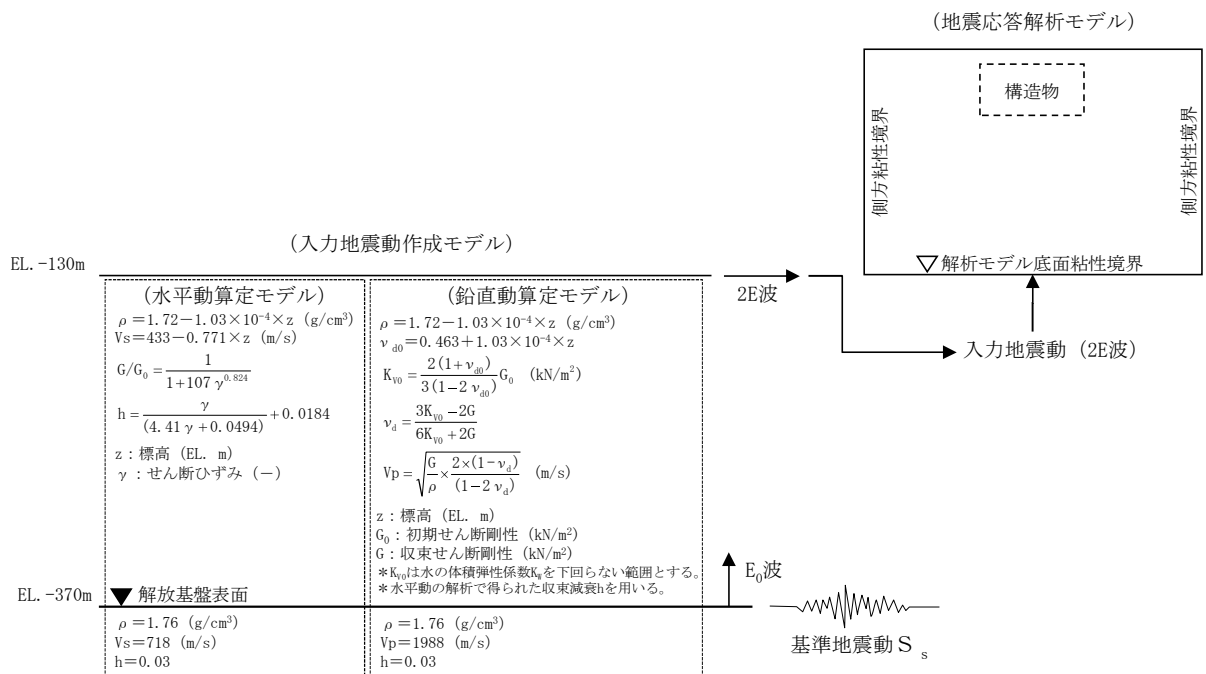
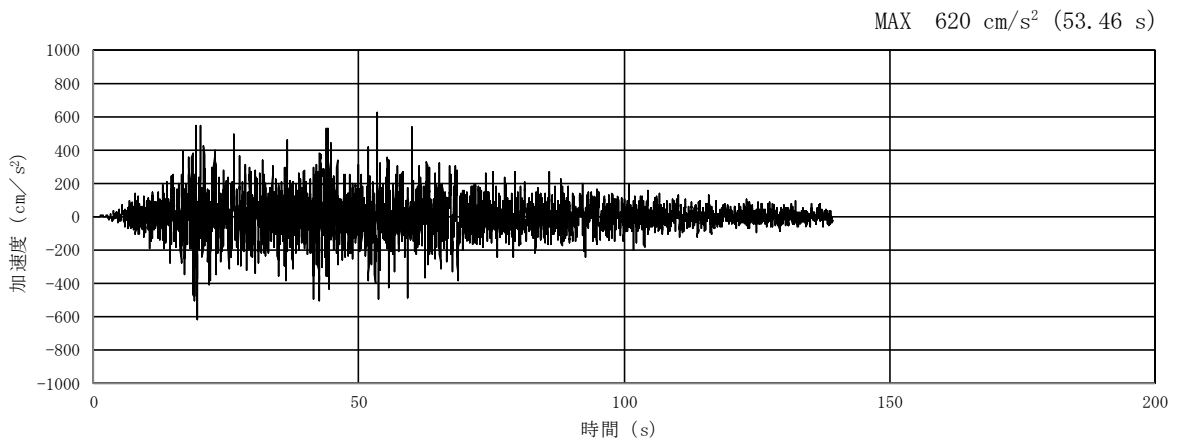
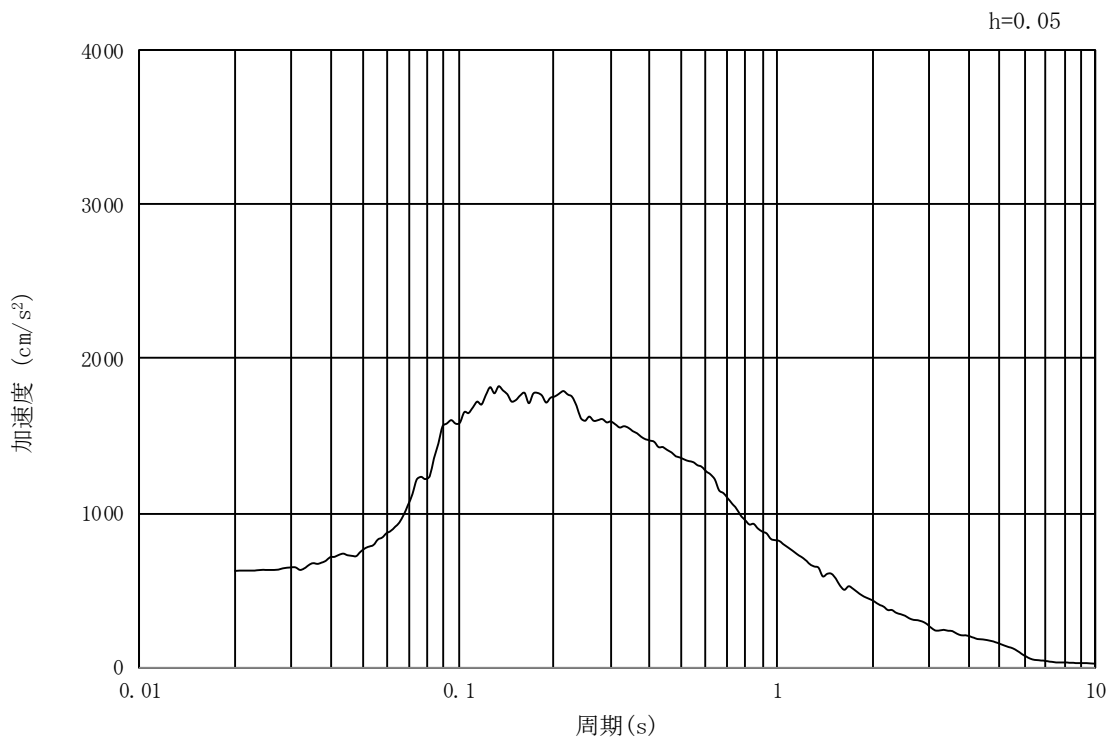


図 3-3 入力地震動算定の概念図

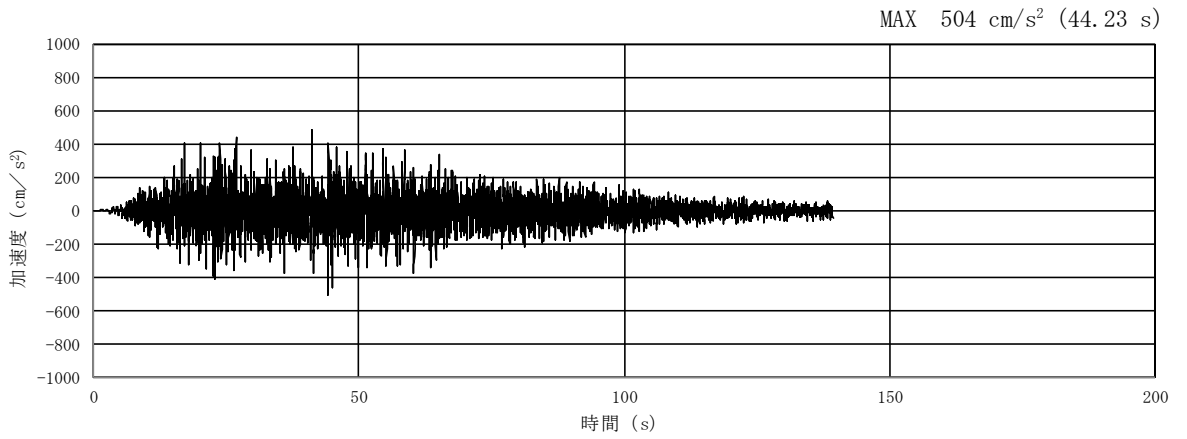


(a) 加速度時刻歴波形

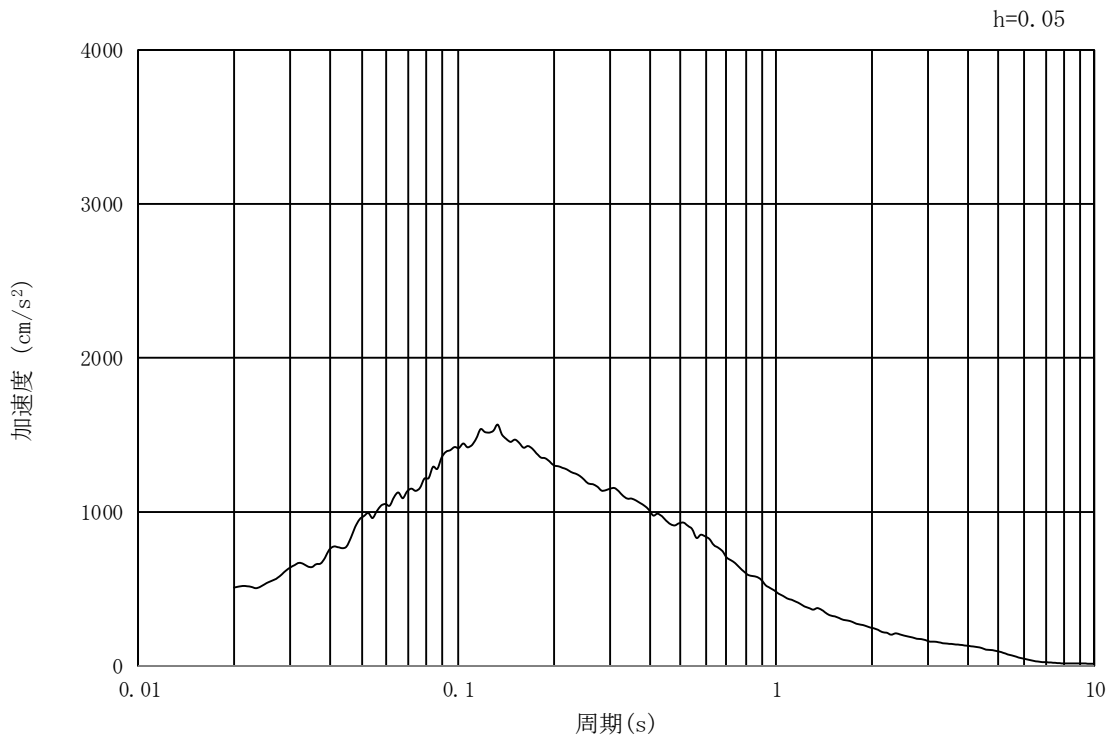


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4 (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: $S_s - D1$)

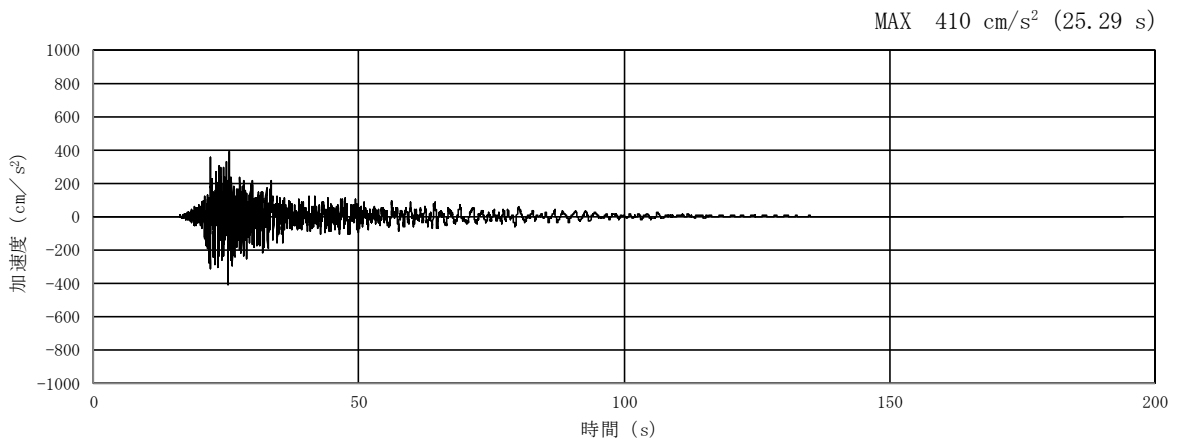


(a) 加速度時刻歴波形

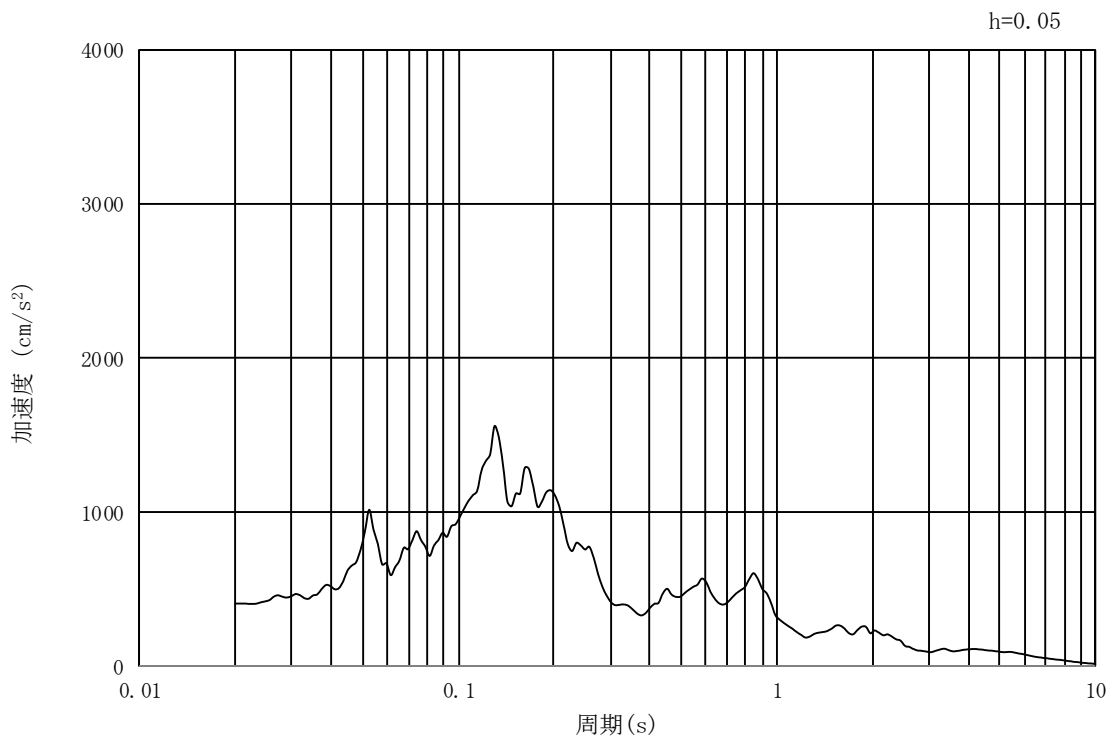


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4 (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: $S_s - D1$)

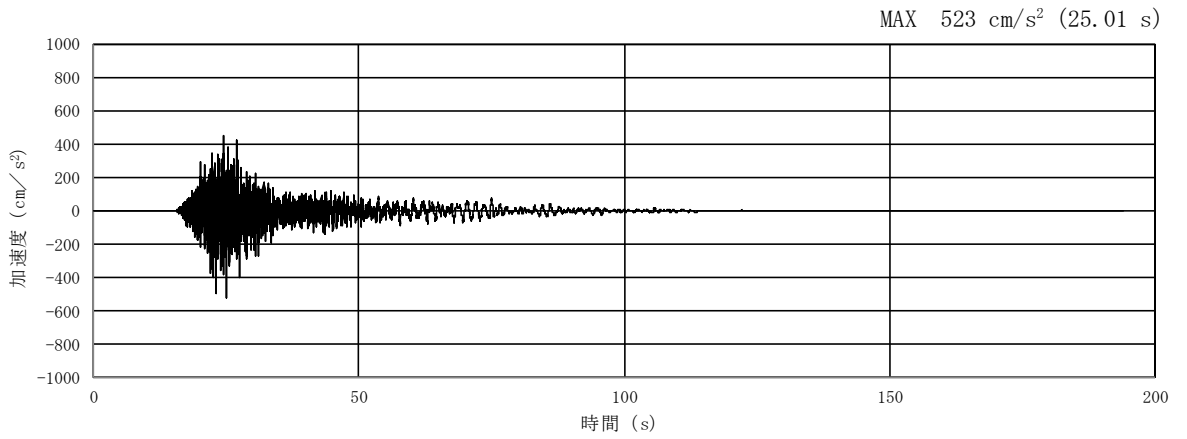


(a) 加速度時刻歴波形

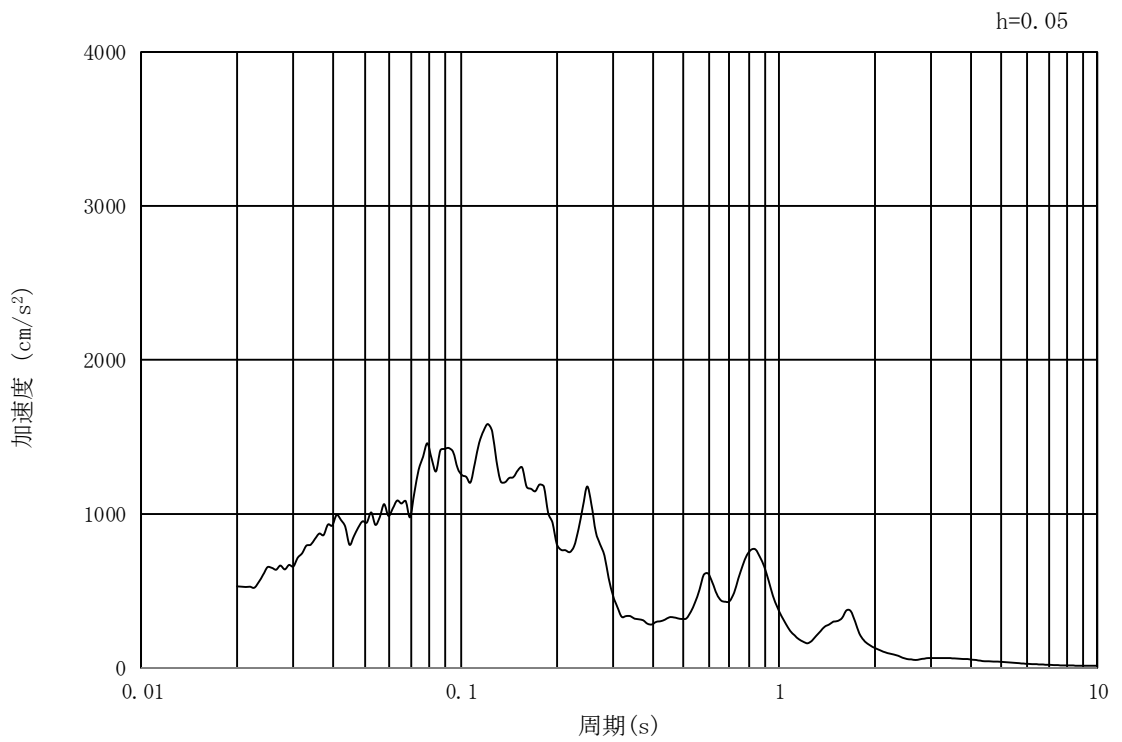


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4 (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: $S_s - 11$)

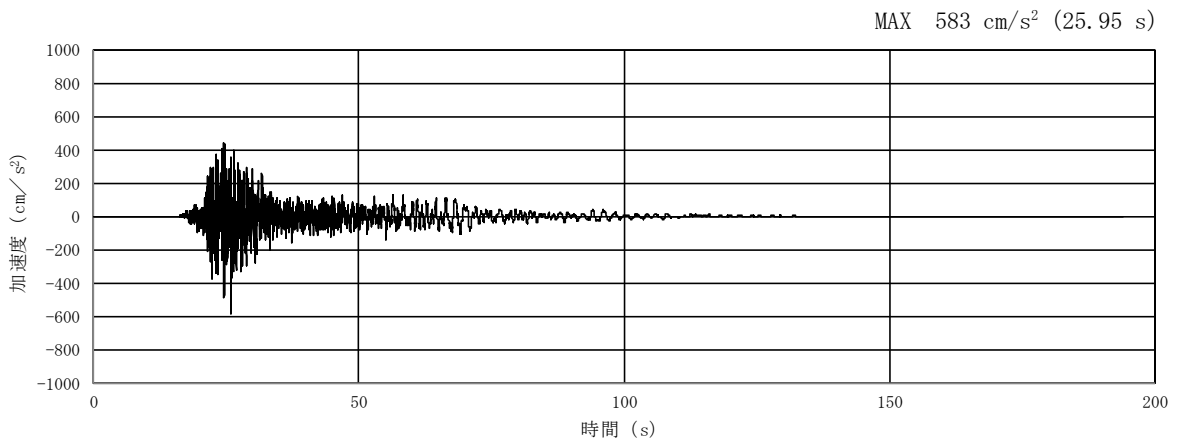


(a) 加速度時刻歴波形

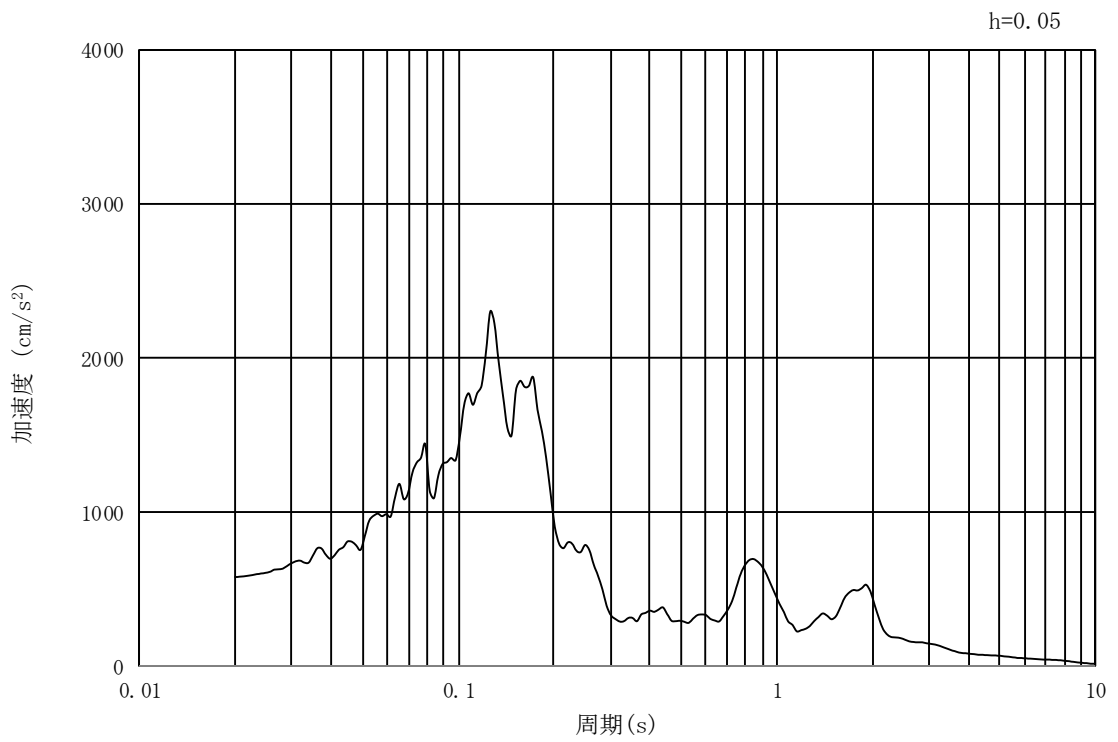


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4 (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: $S_s - 1.1$)

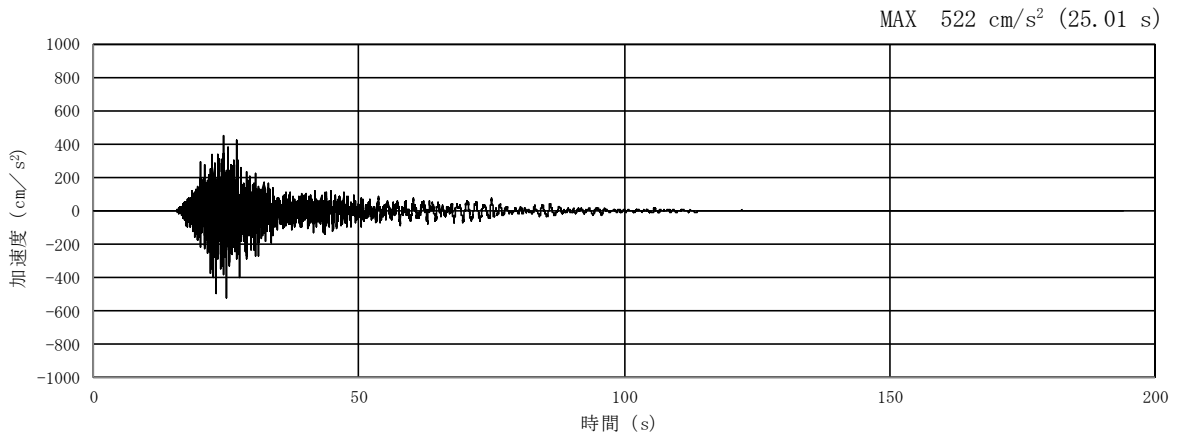


(a) 加速度時刻歴波形

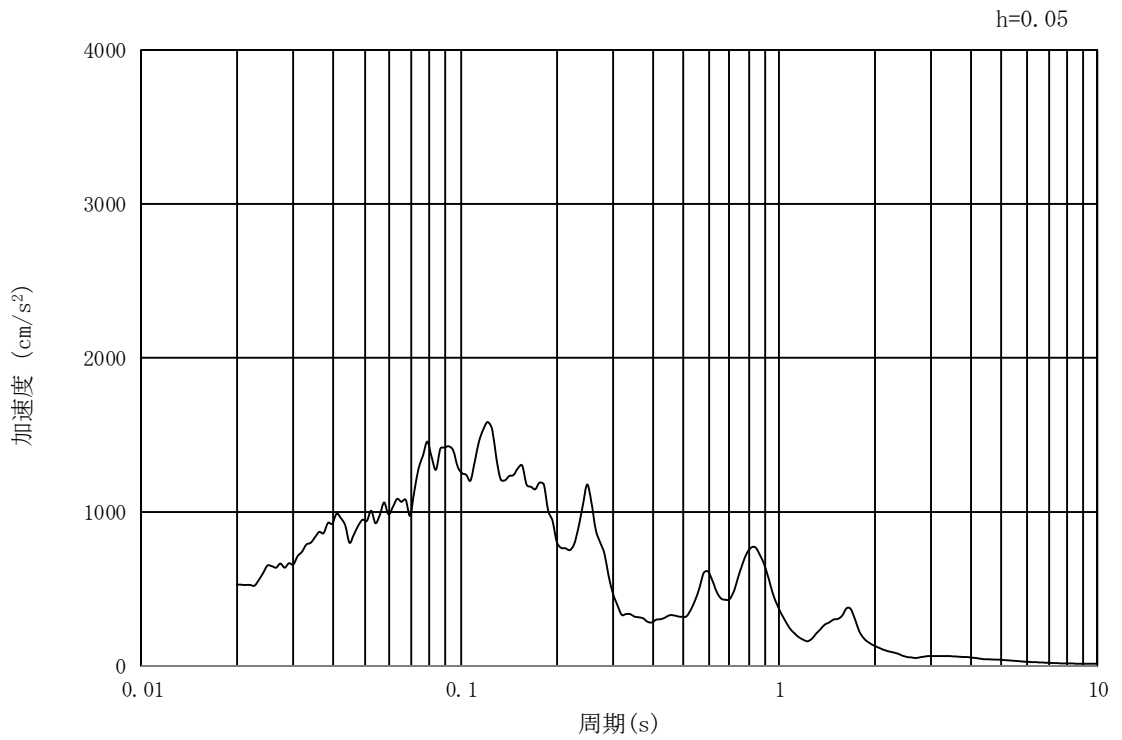


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4 (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: $S_s - 11$)

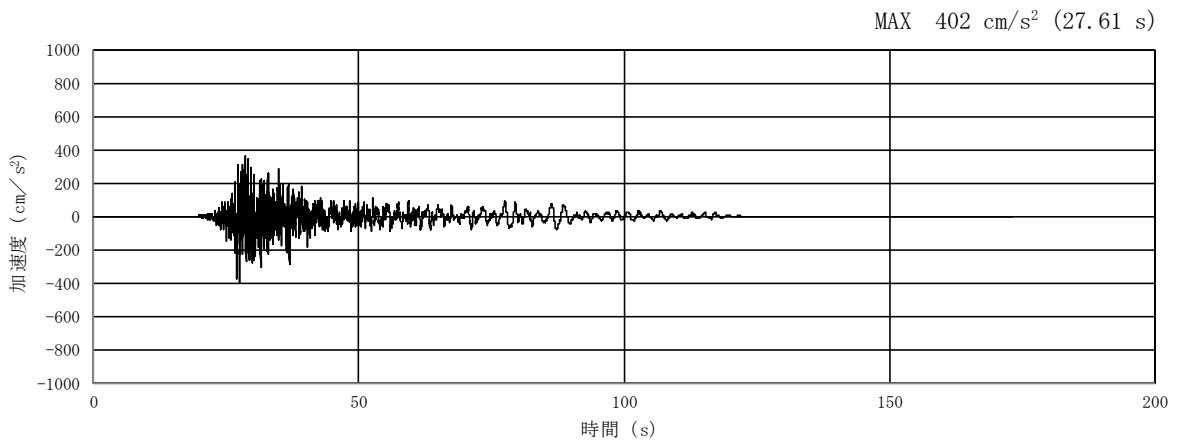


(a) 加速度時刻歴波形

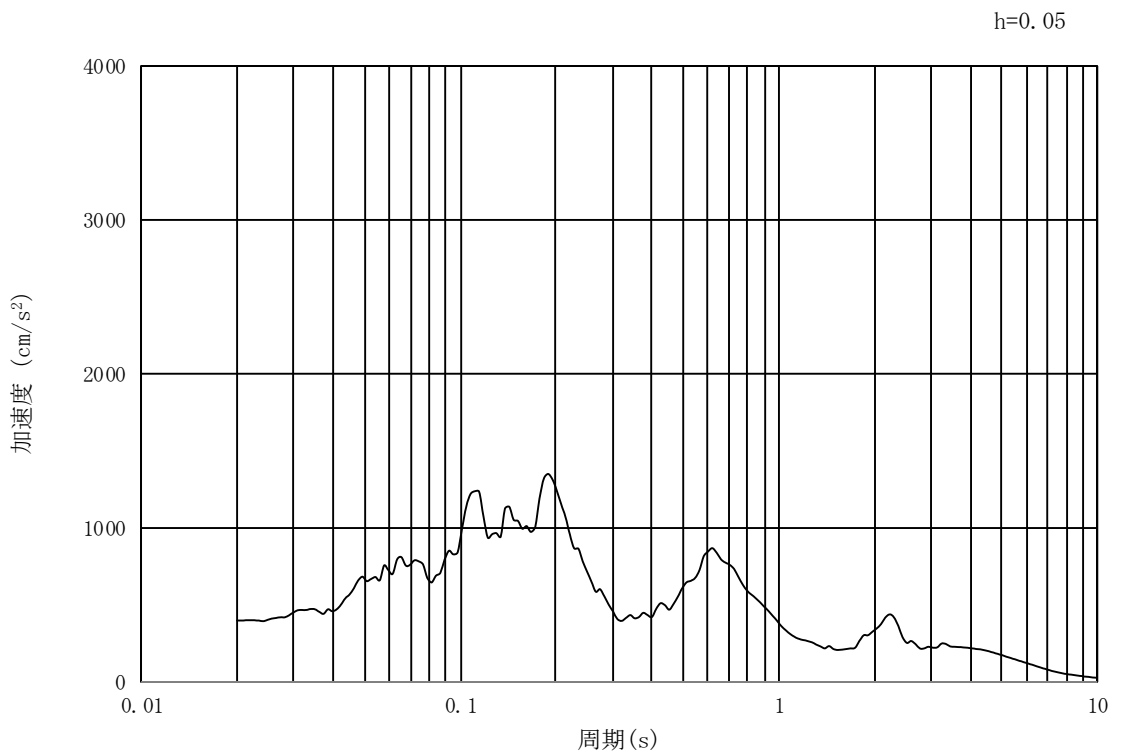


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4 (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: $S_s - 1.1$)

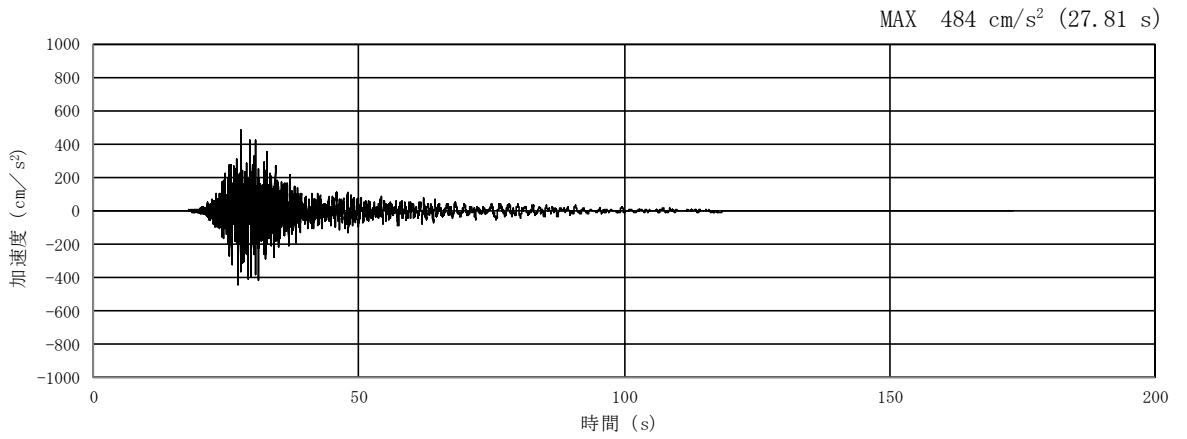


(a) 加速度時刻歴波形

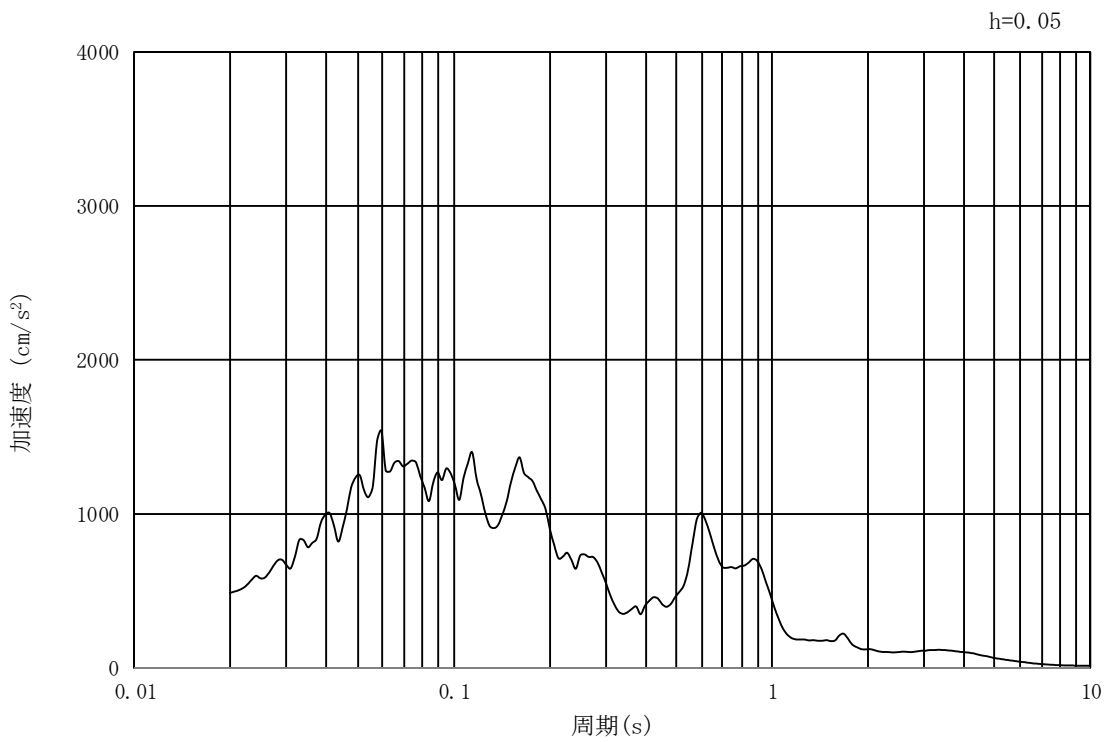


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4 (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: $S_s - 12$)

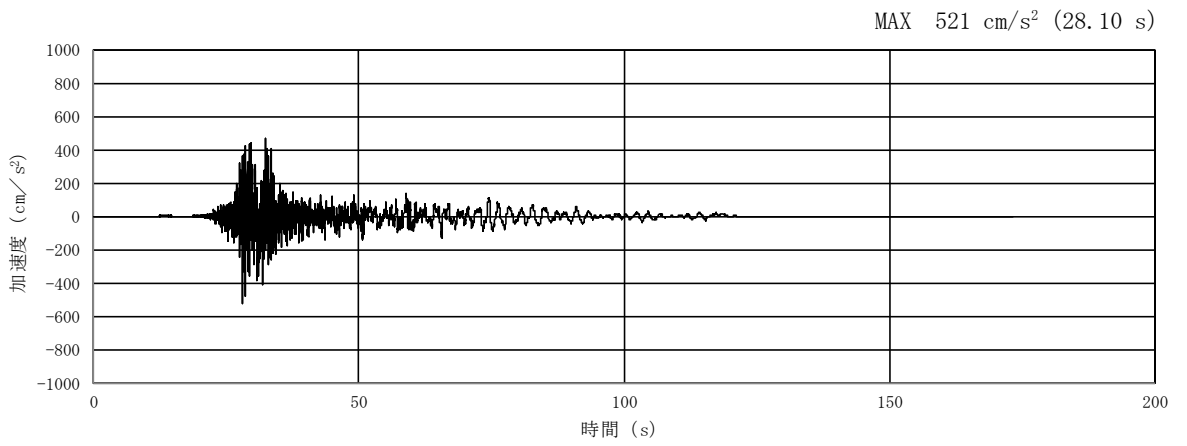


(a) 加速度時刻歴波形

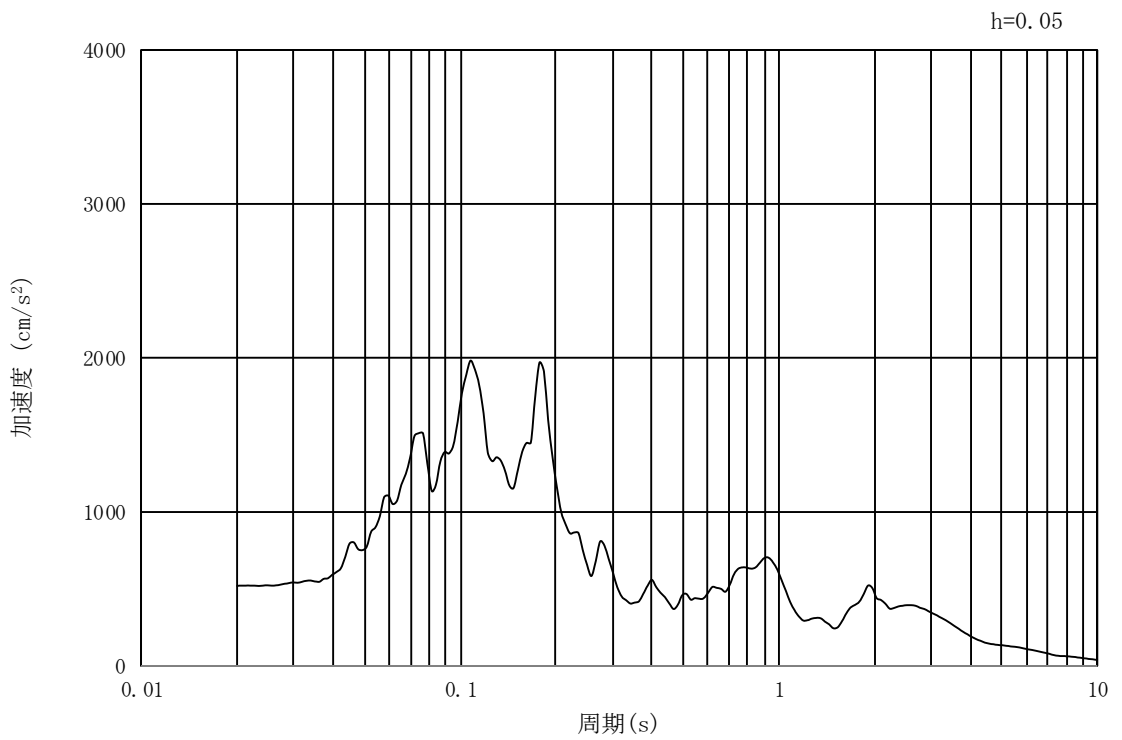


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4 (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: $S_s - 1.2$)

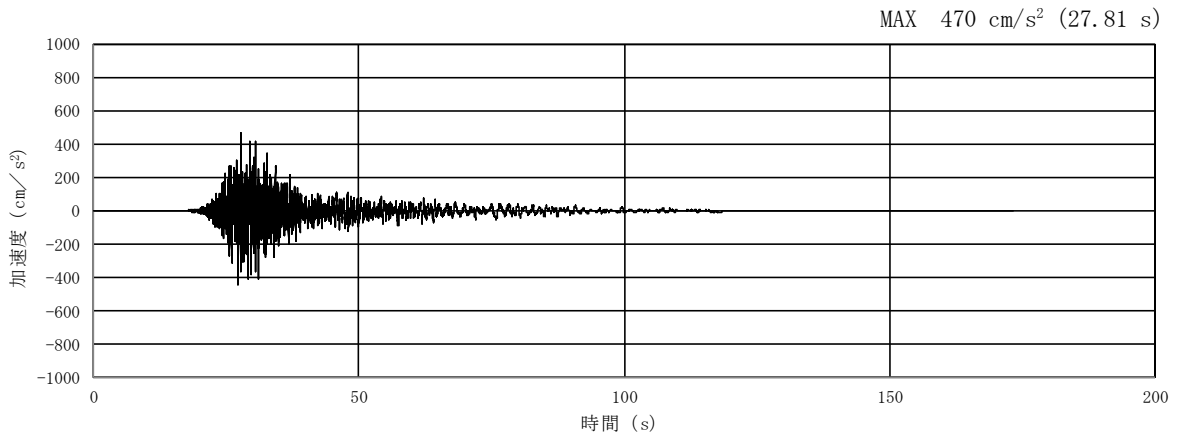


(a) 加速度時刻歴波形

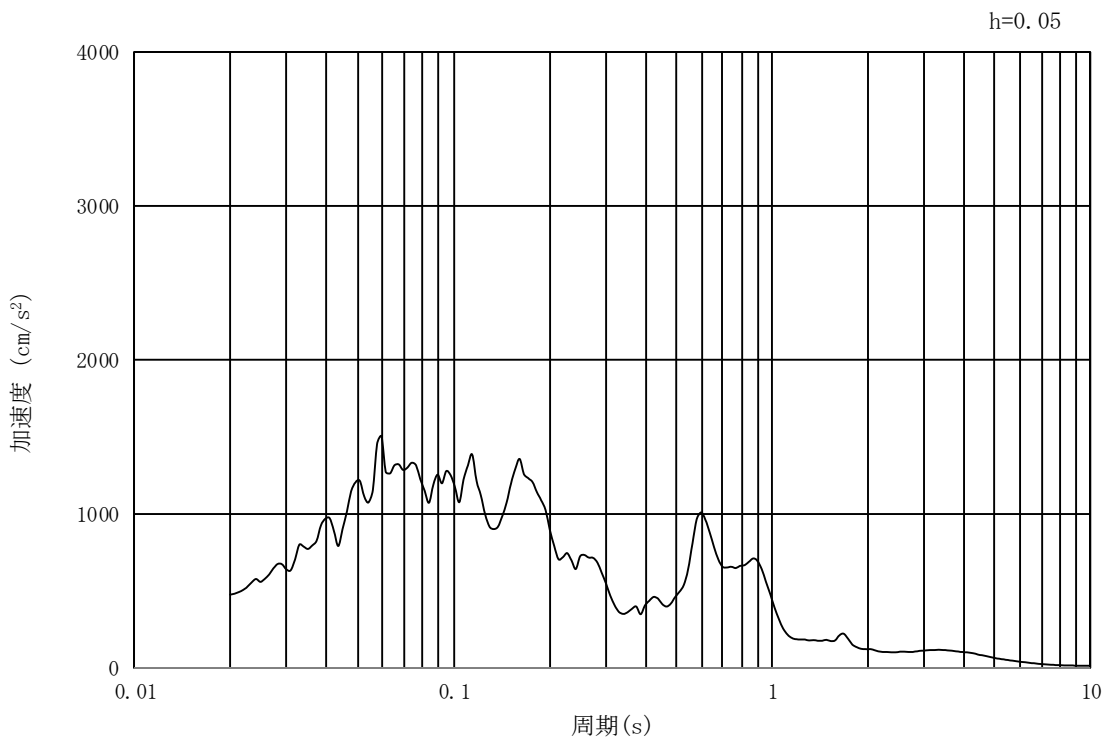


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4 (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: $S_s - 12$)

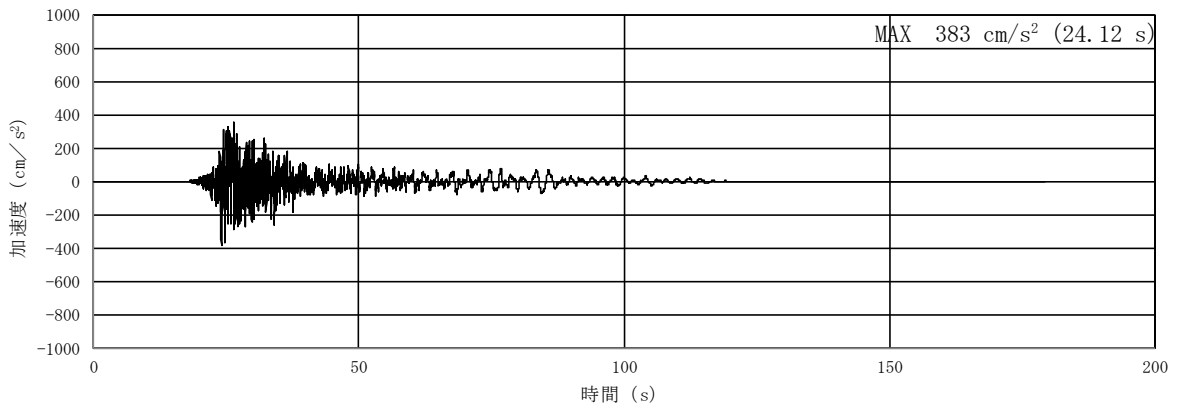


(a) 加速度時刻歴波形

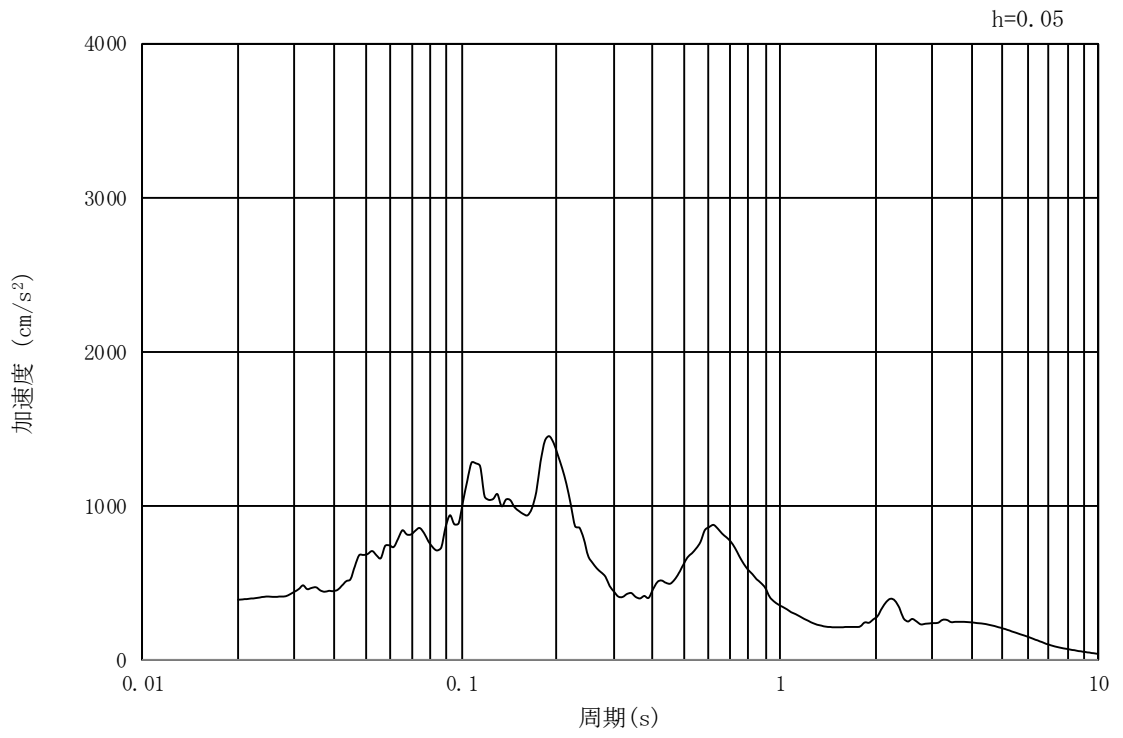


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4 (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: $S_s - 12$)

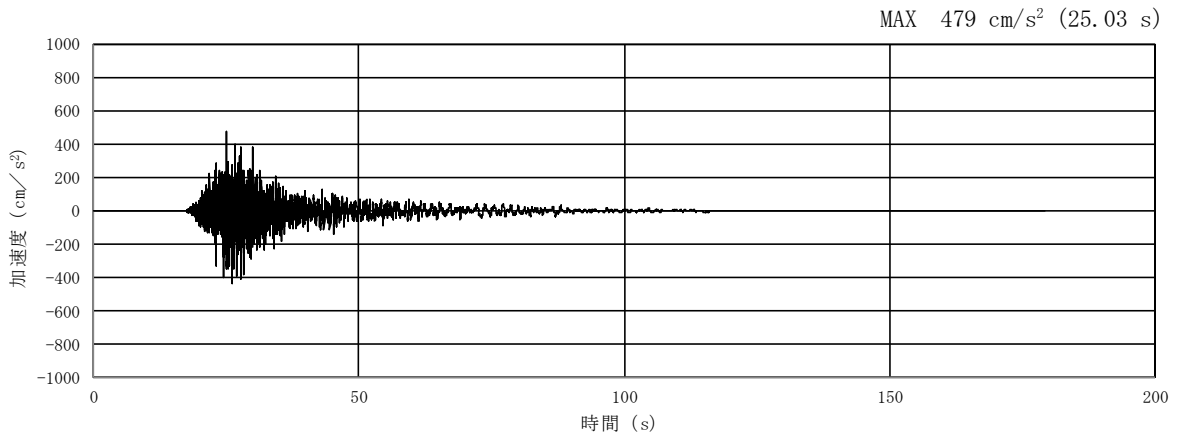


(a) 加速度時刻歴波形

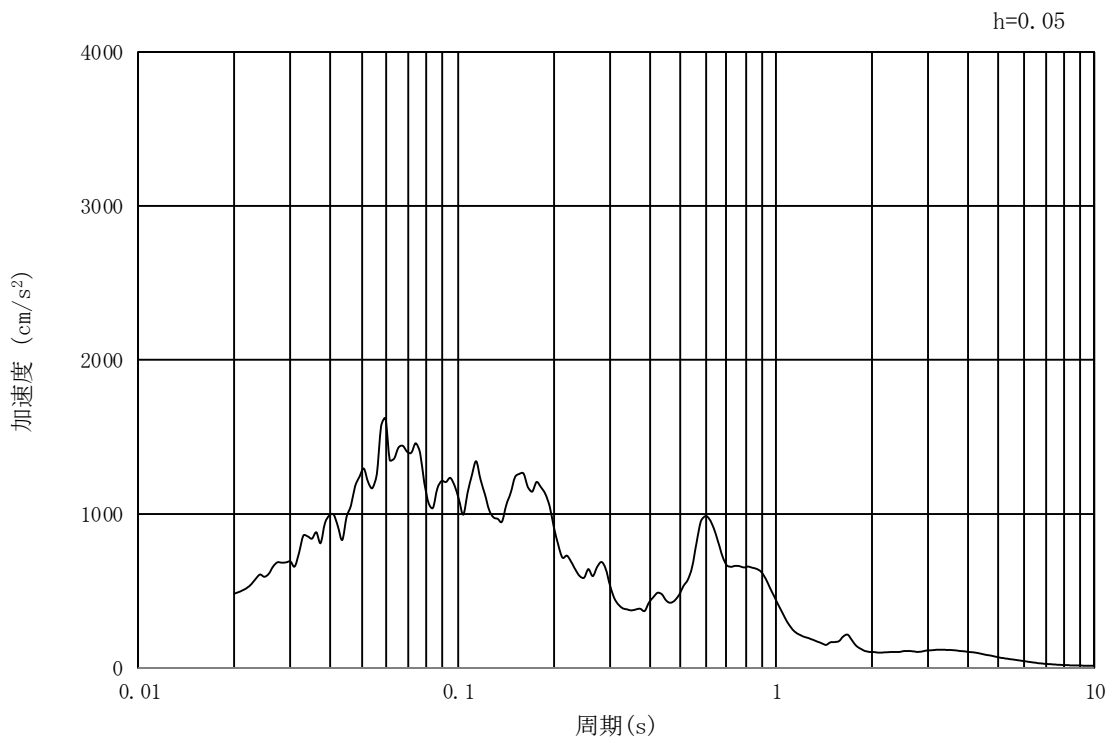


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4 (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: $S_s - 13$)

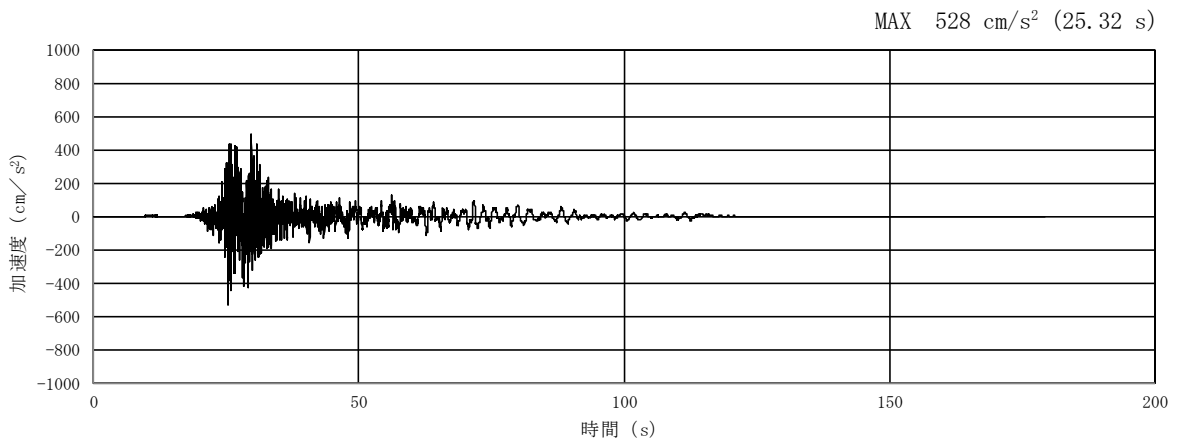


(a) 加速度時刻歴波形

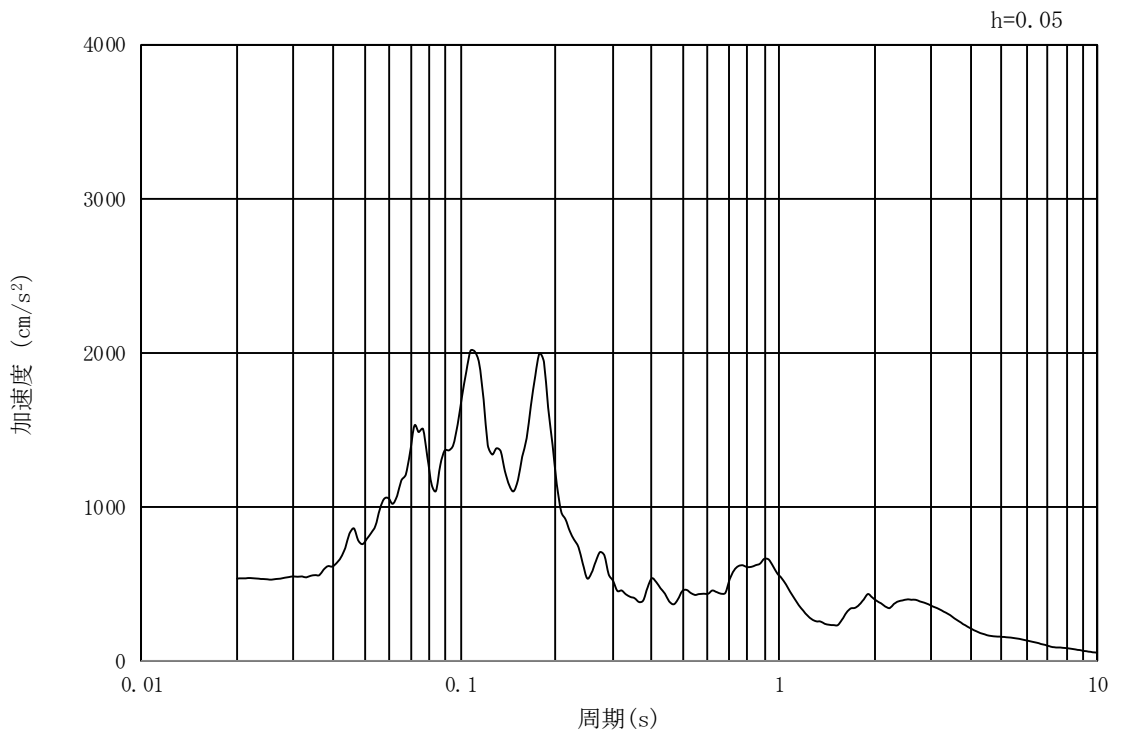


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4 (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: $S_s - 13$)

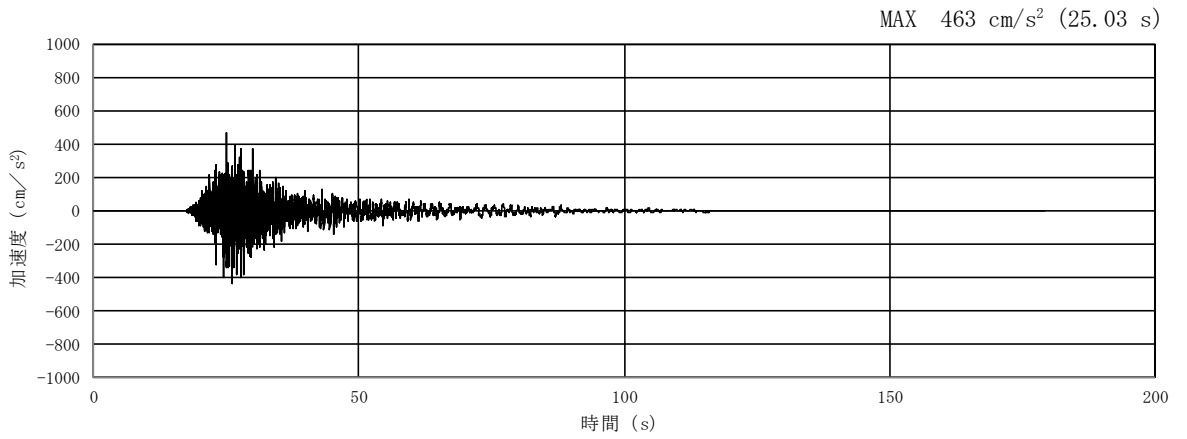


(a) 加速度時刻歴波形

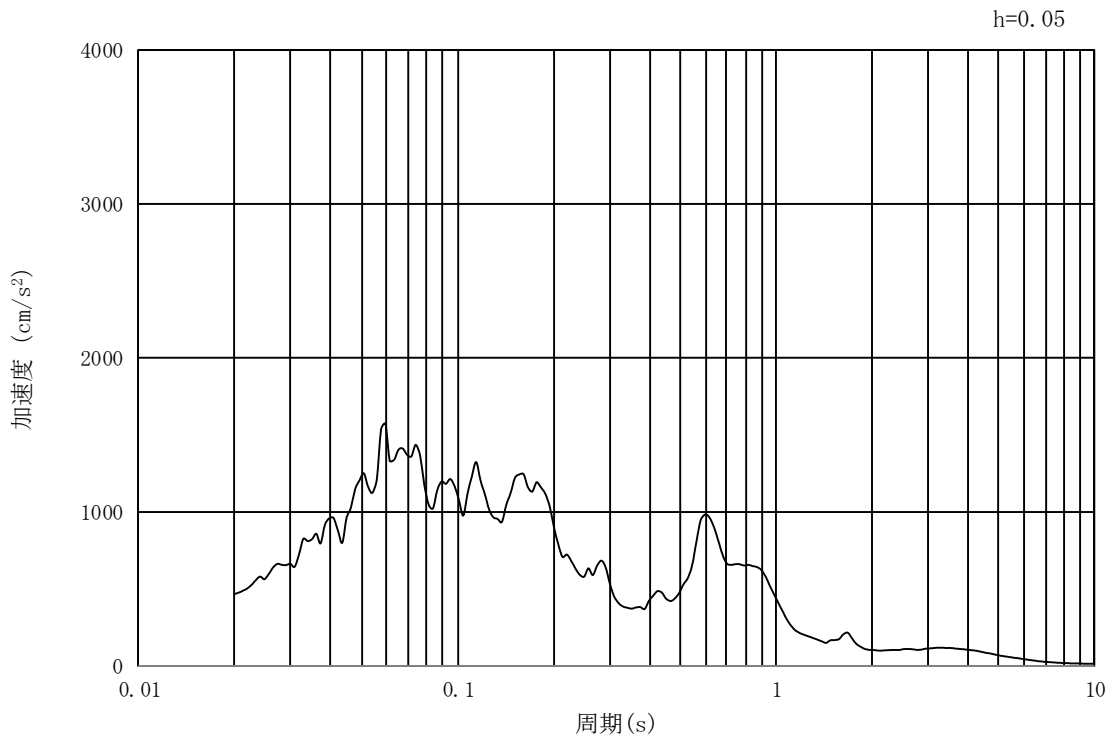


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4 (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: $S_s - 13$)

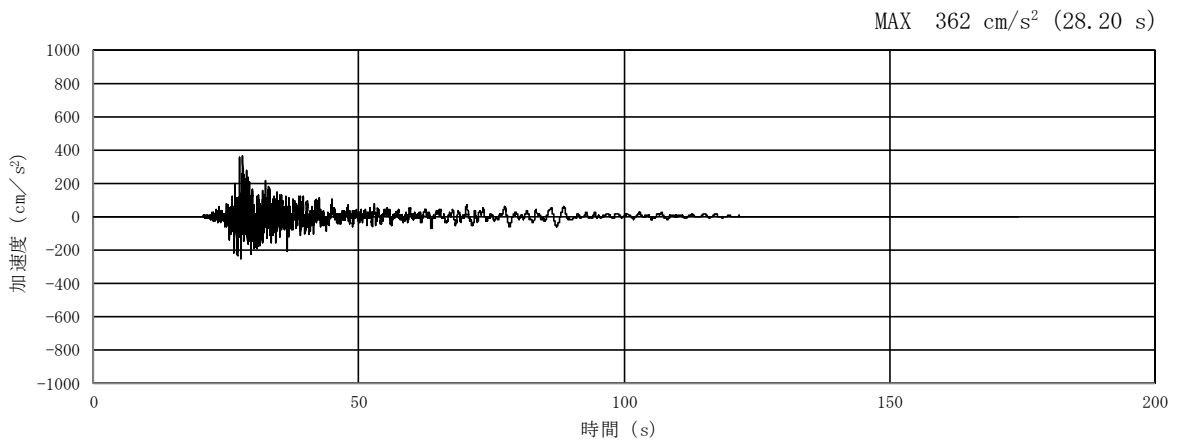


(a) 加速度時刻歴波形

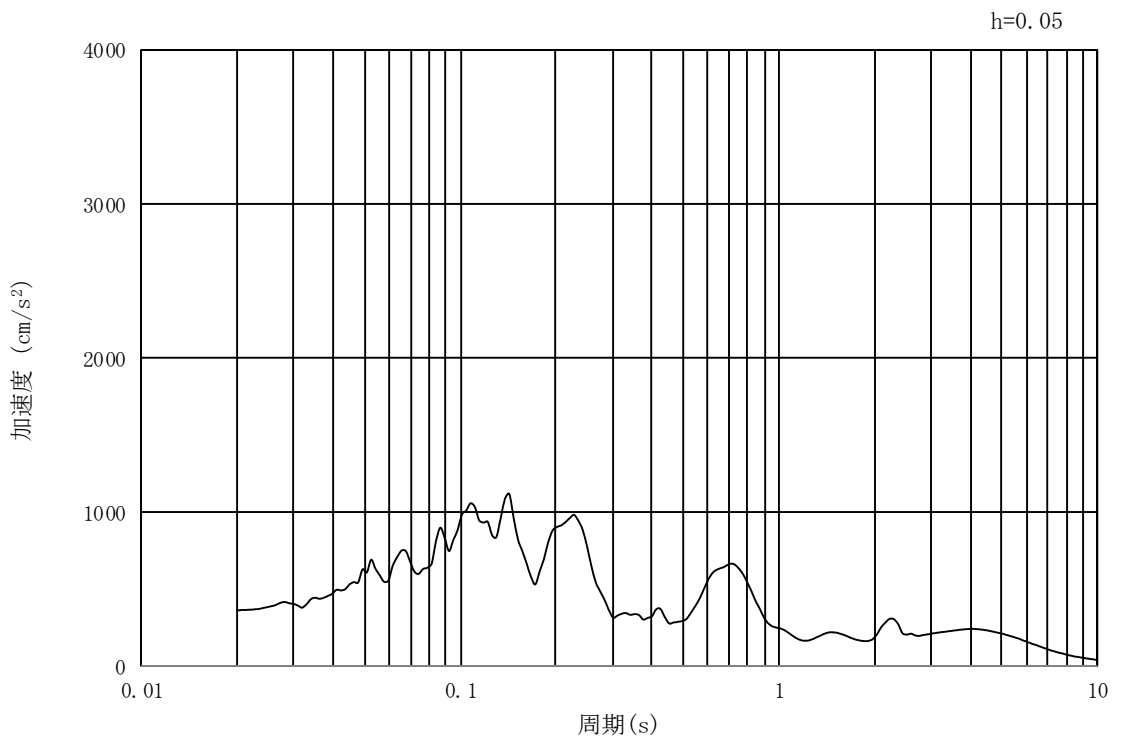


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4 (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: $S_s - 13$)

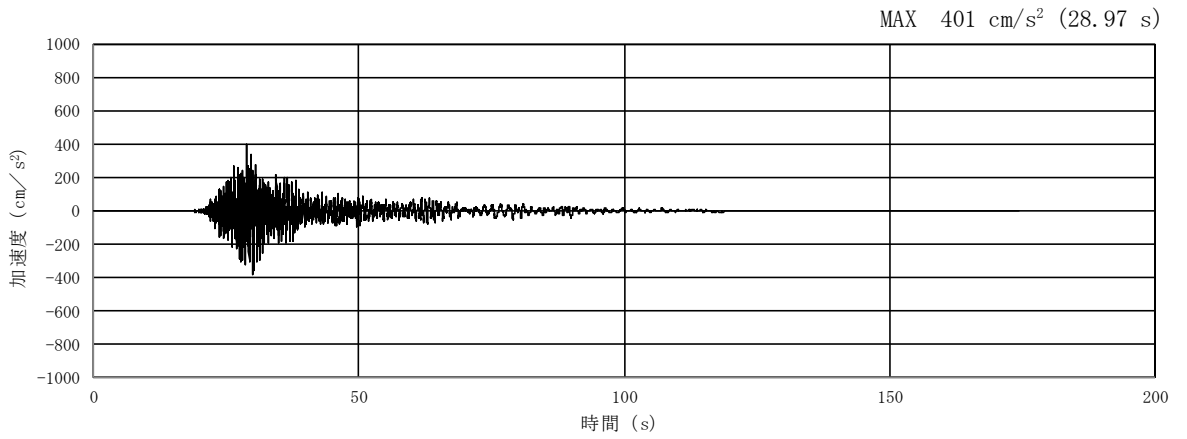


(a) 加速度時刻歴波形

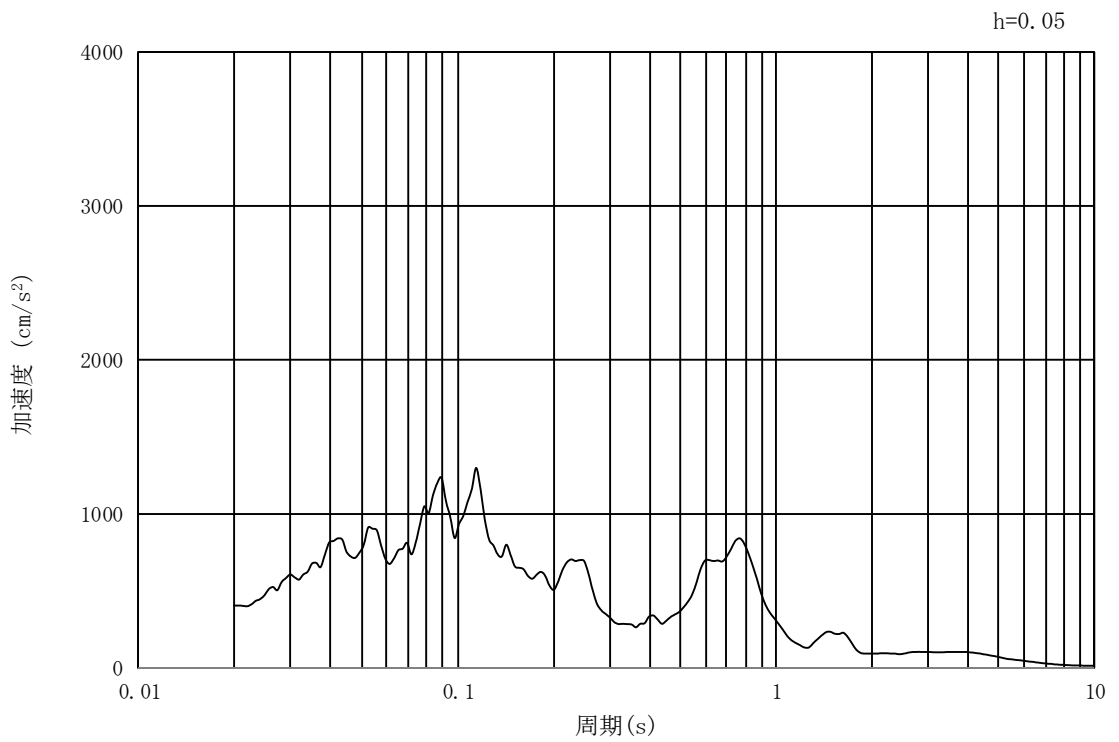


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4 (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: $S_s - 1.4$)

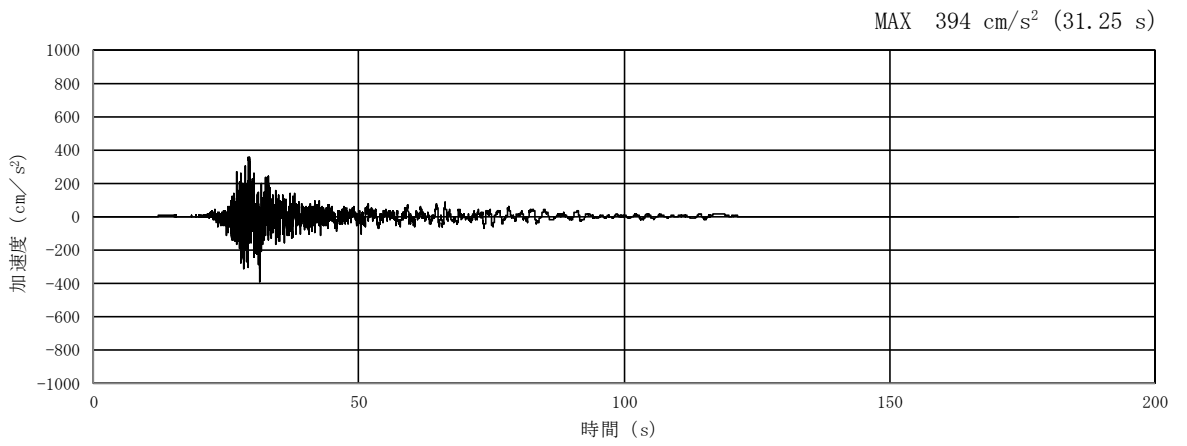


(a) 加速度時刻歴波形

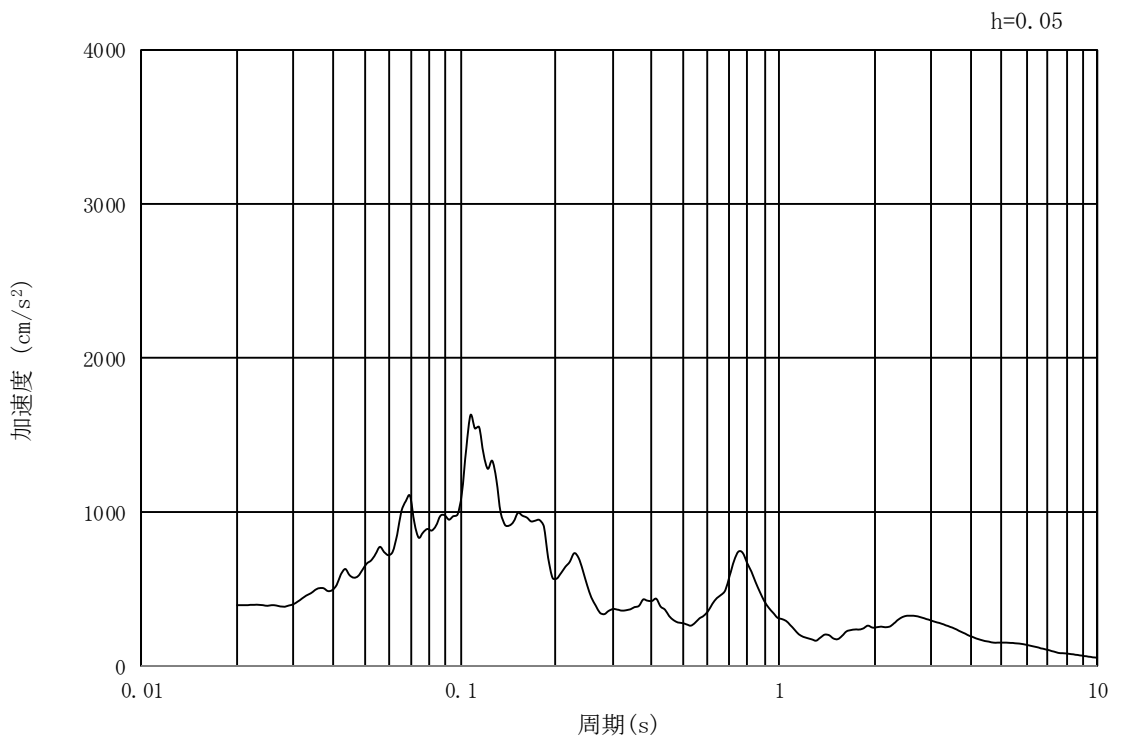


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4 (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: $S_s - 1.4$)

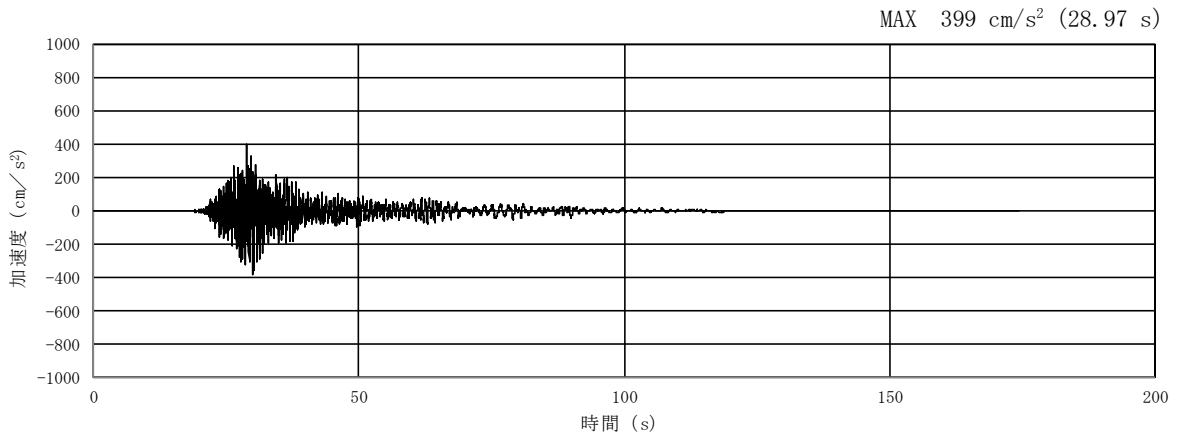


(a) 加速度時刻歴波形

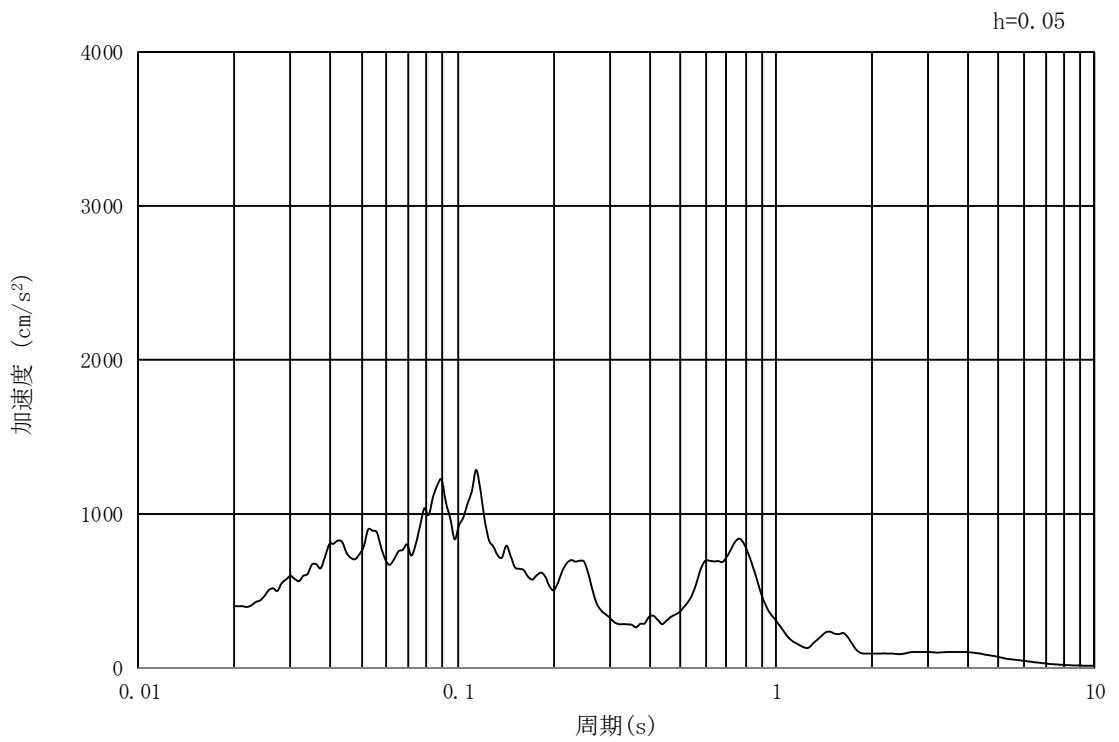


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4 (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: $S_s - 1.4$)

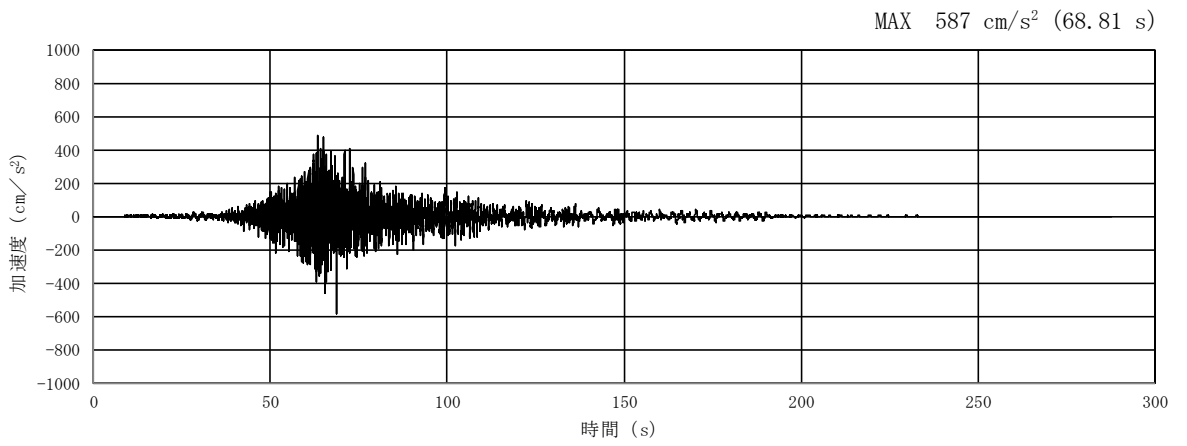


(a) 加速度時刻歴波形

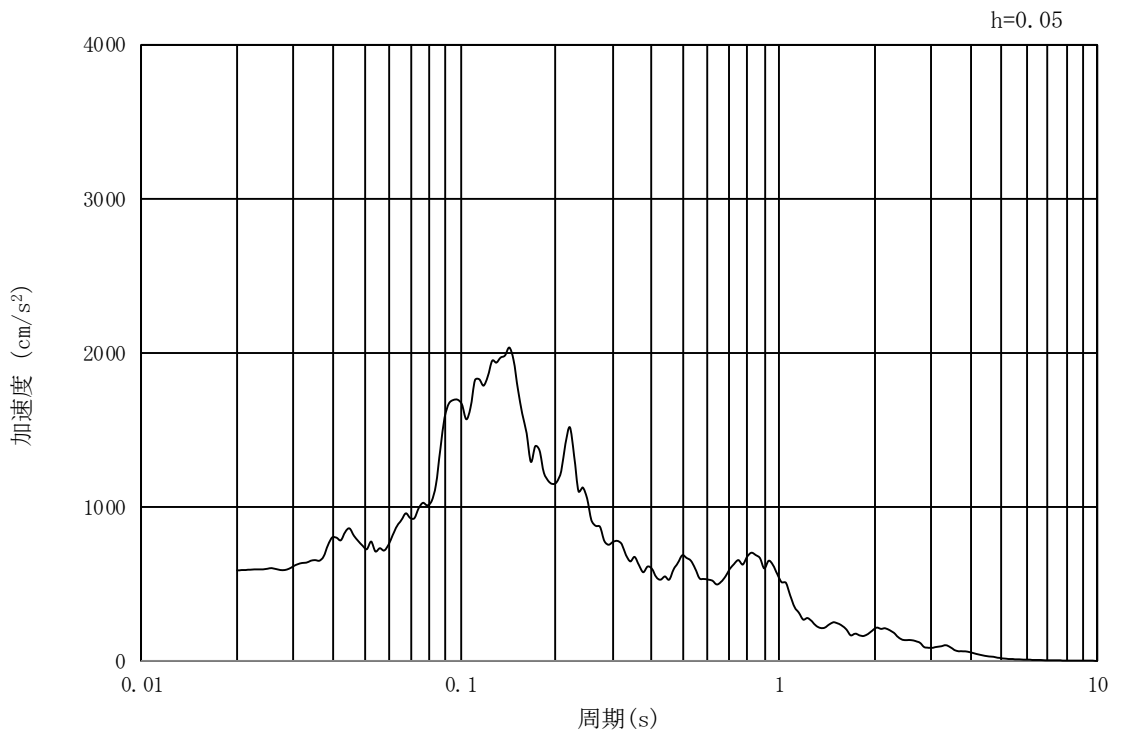


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4 (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: $S_s - 1.4$)

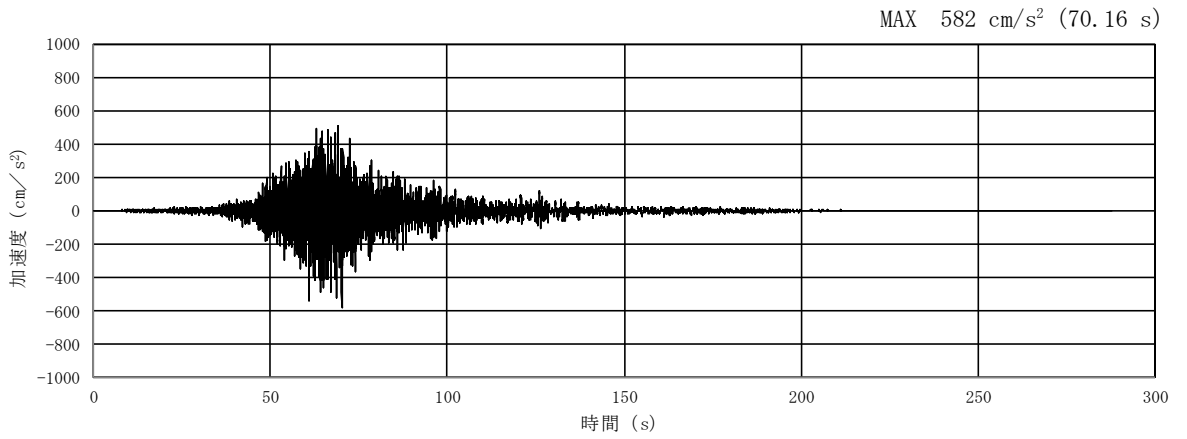


(a) 加速度時刻歴波形

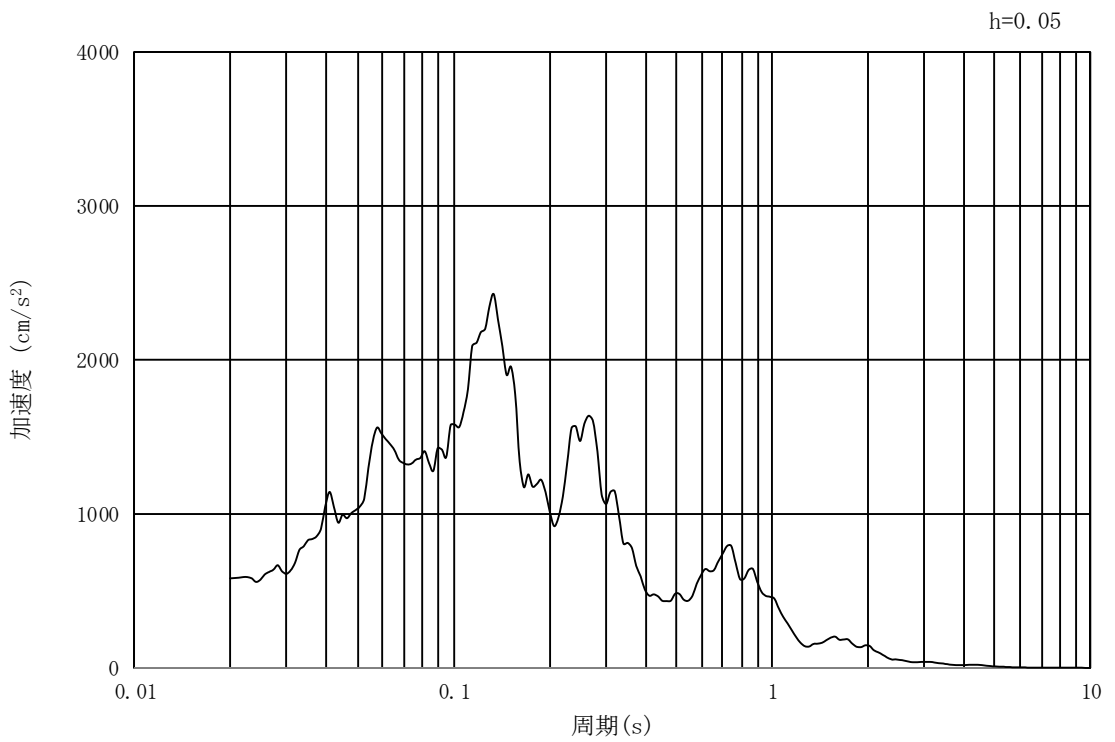


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4 (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: $S_s - 21$)

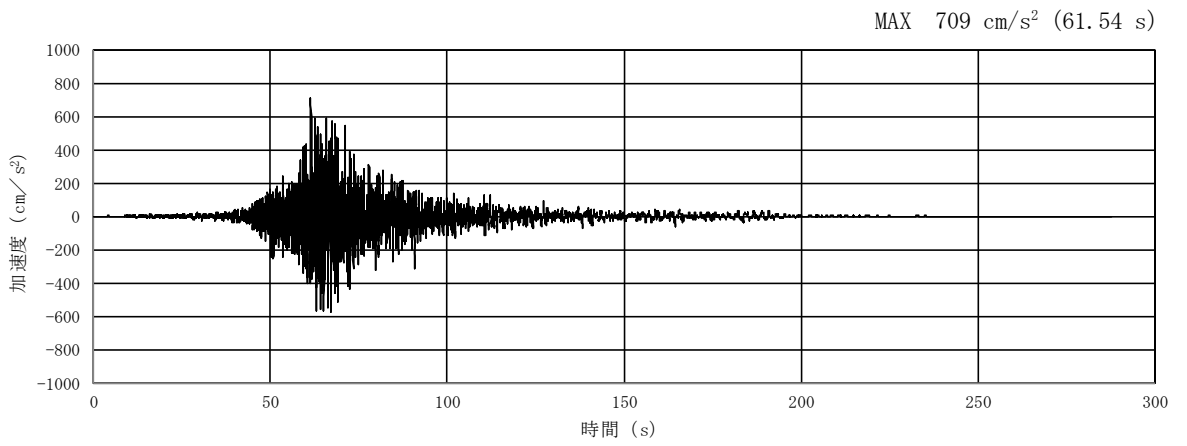


(a) 加速度時刻歴波形

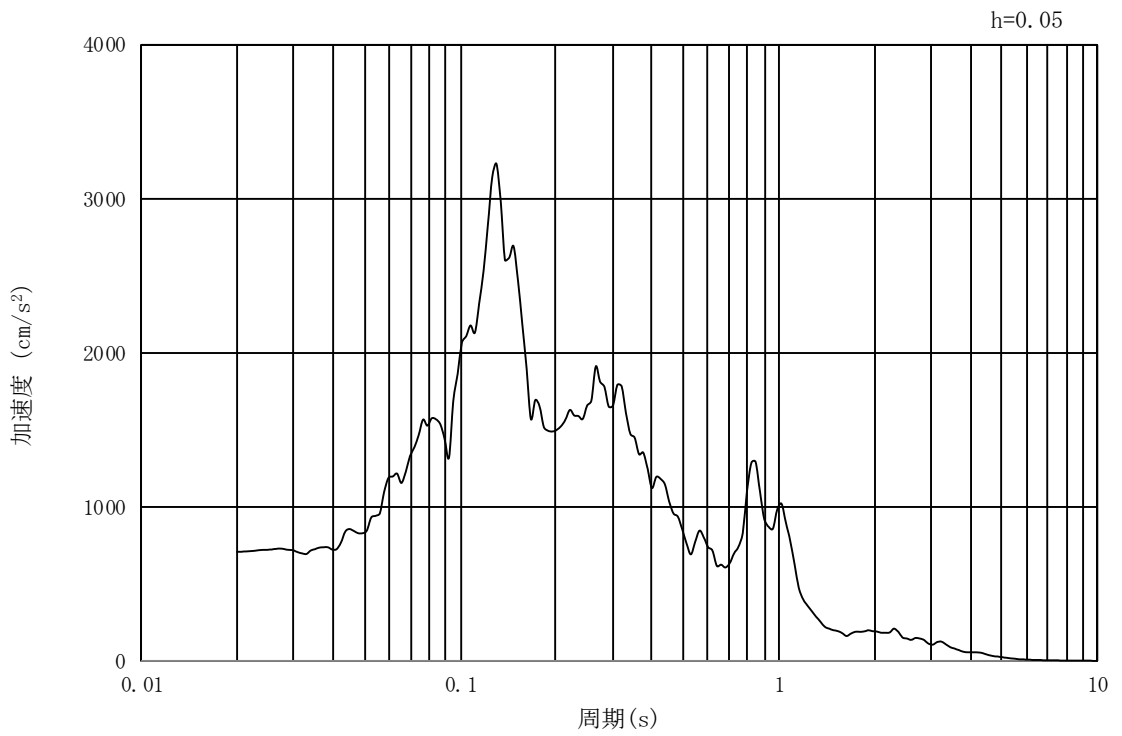


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4 (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: $S_s - 21$)

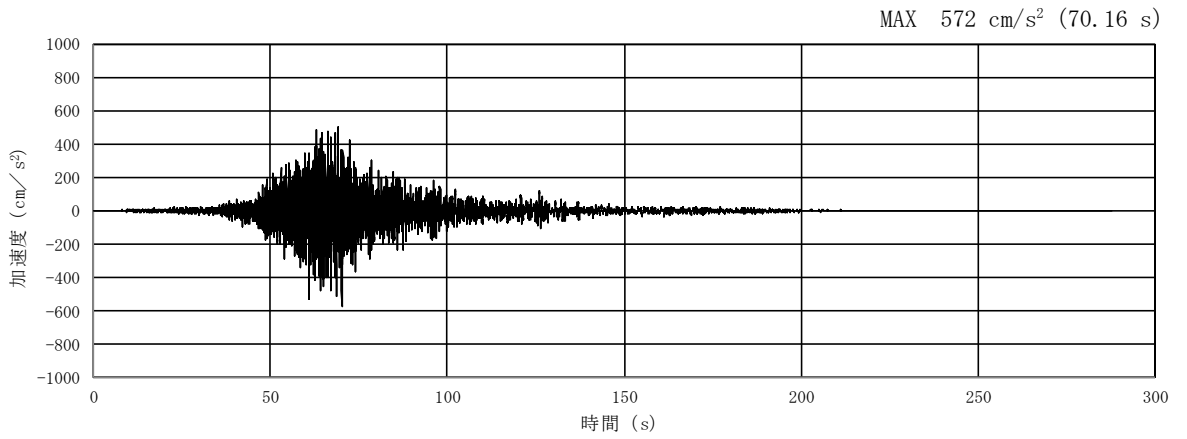


(a) 加速度時刻歴波形

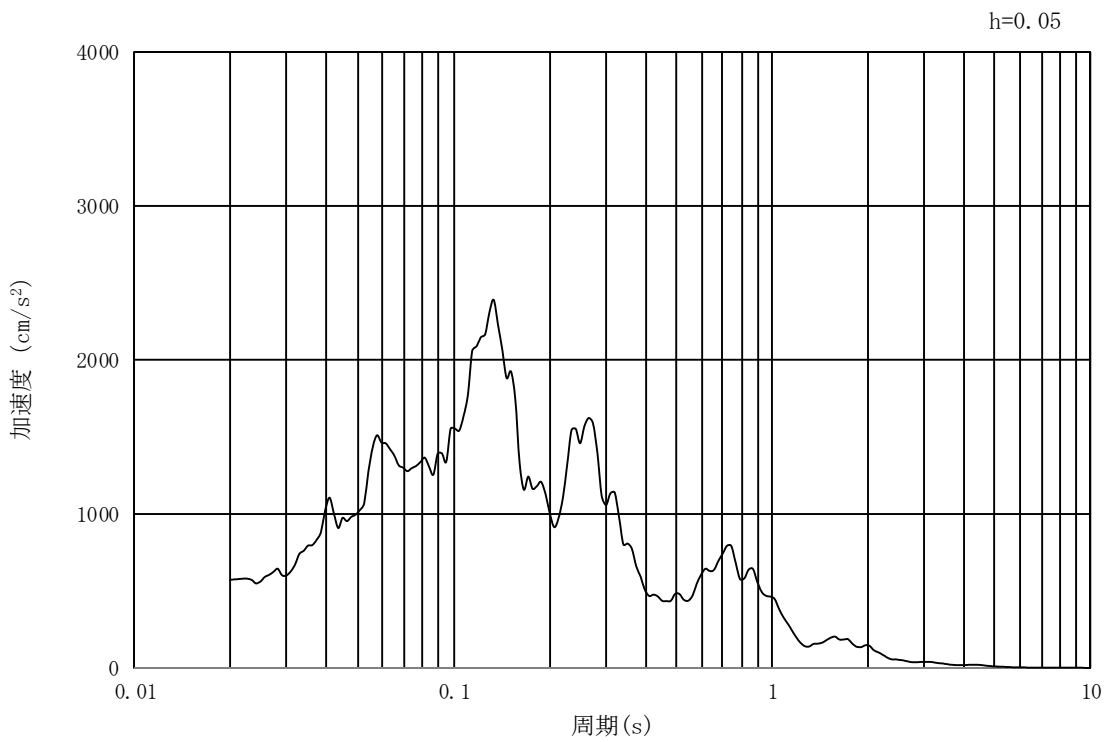


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4 (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: $S_s - 21$)

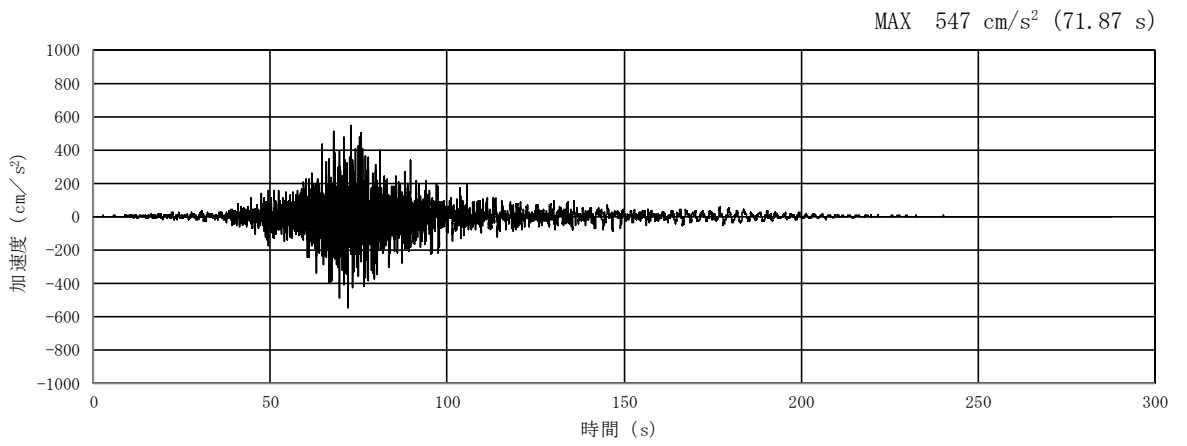


(a) 加速度時刻歴波形

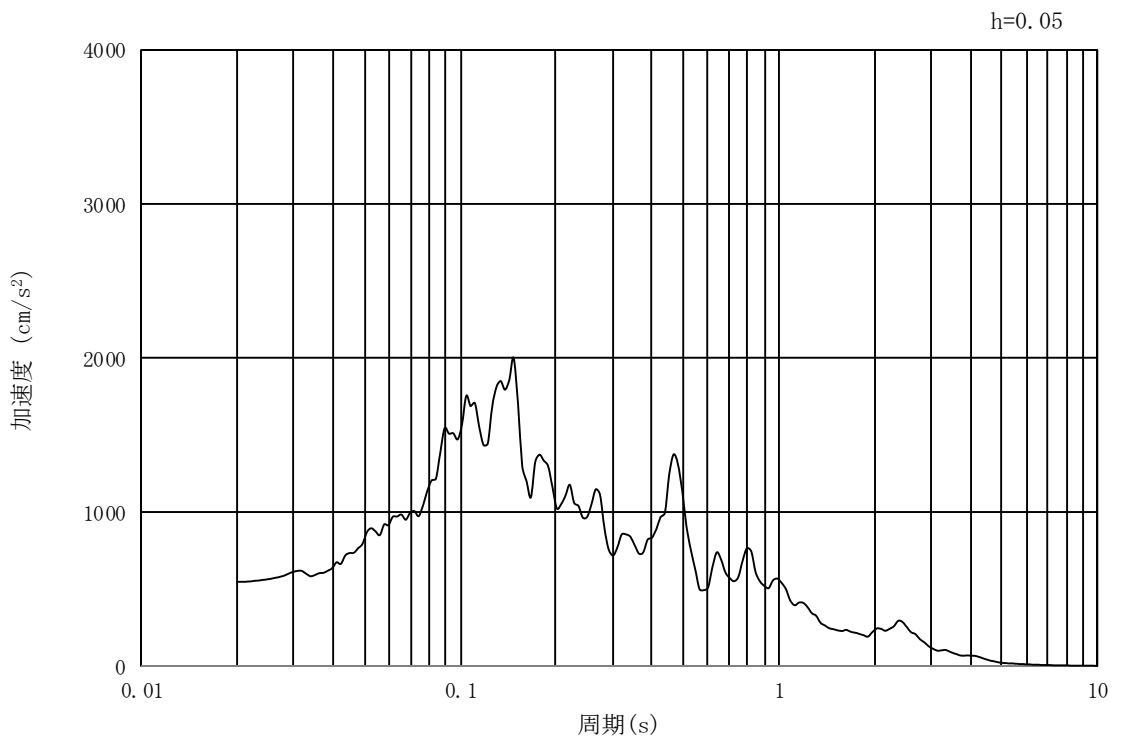


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4 (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: $S_s - 21$)

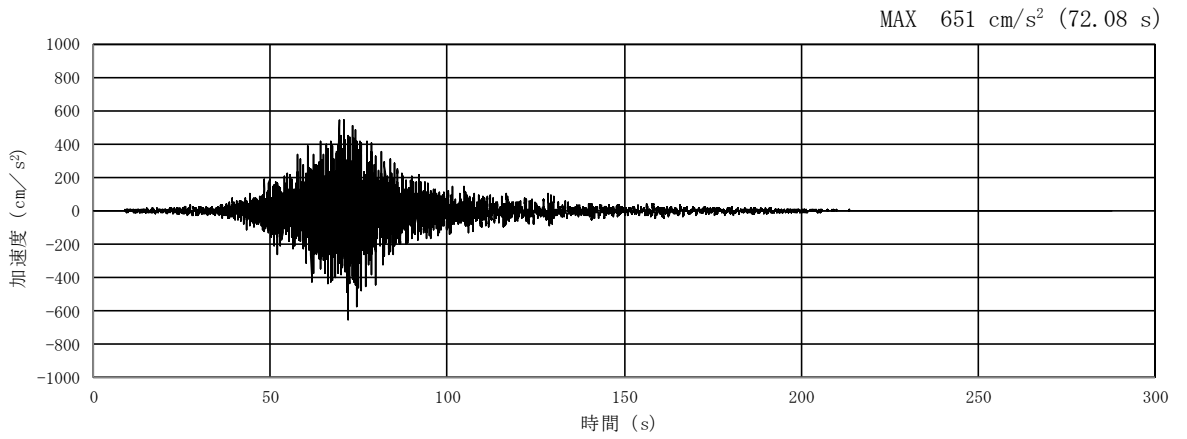


(a) 加速度時刻歴波形

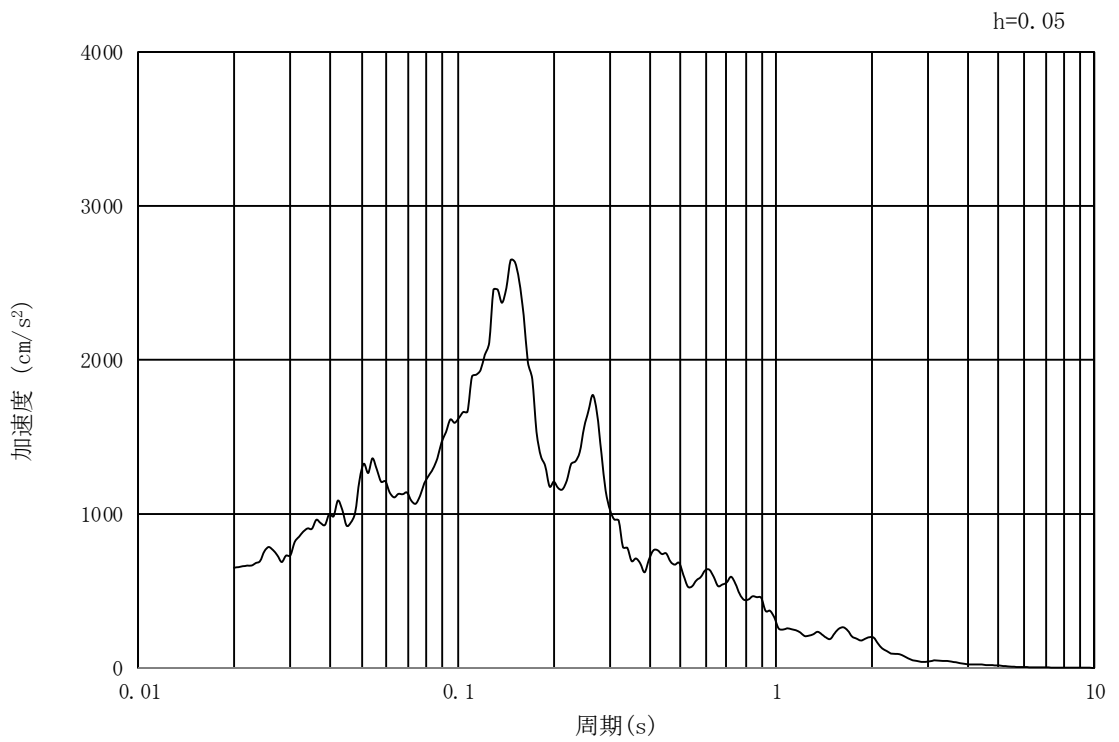


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4 (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: $S_s - 22$)

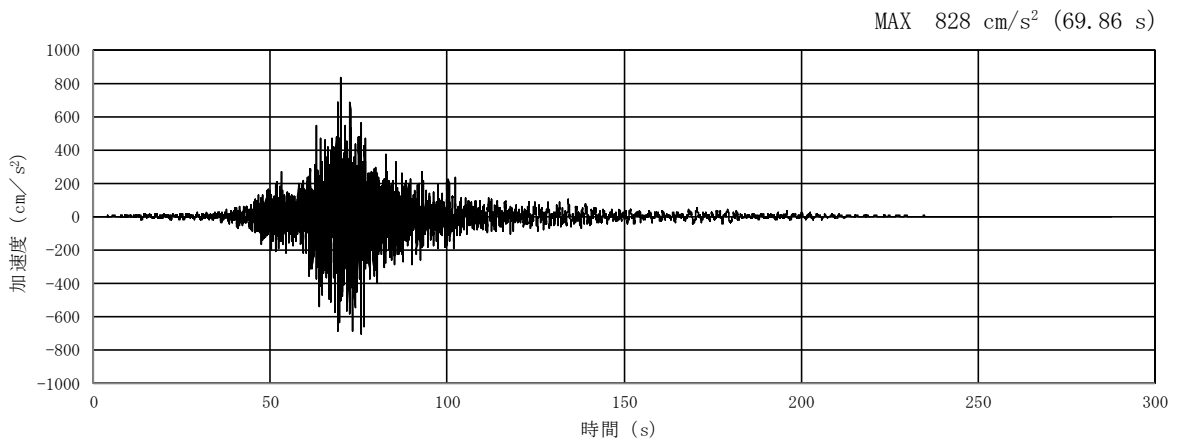


(a) 加速度時刻歴波形

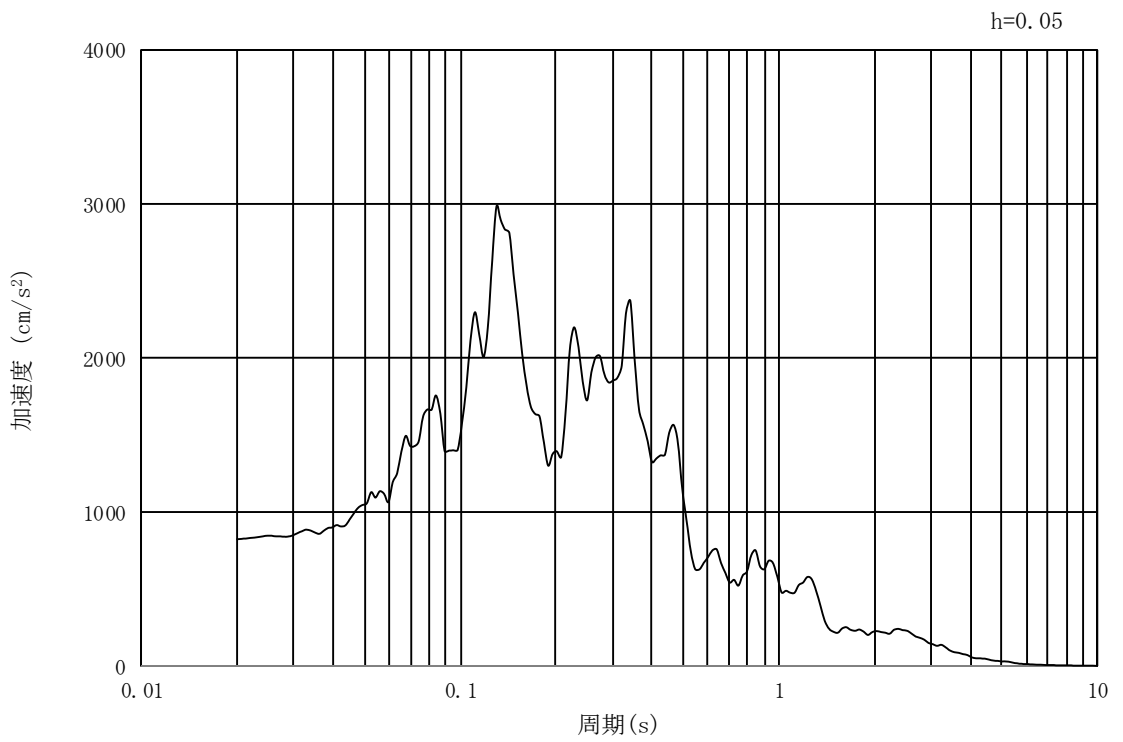


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4 (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: $S_s - 22$)

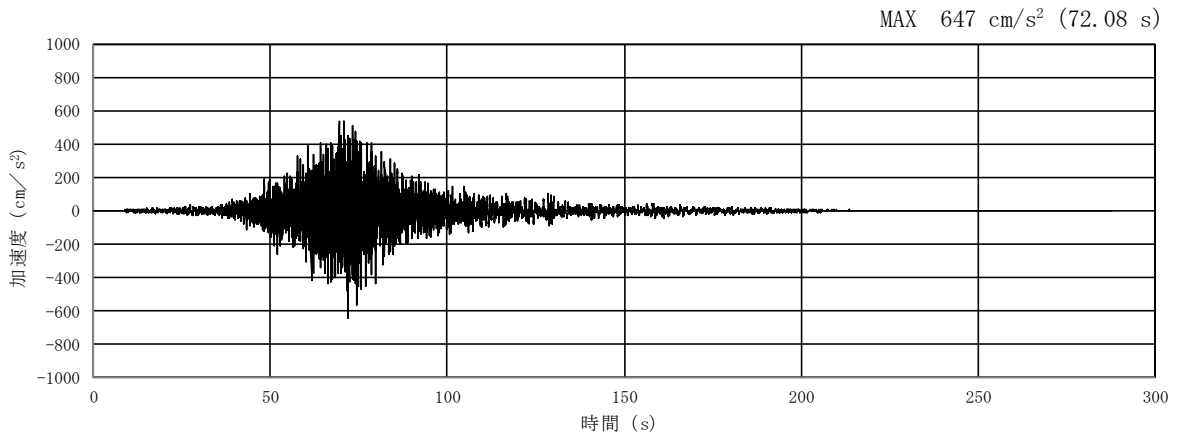


(a) 加速度時刻歴波形

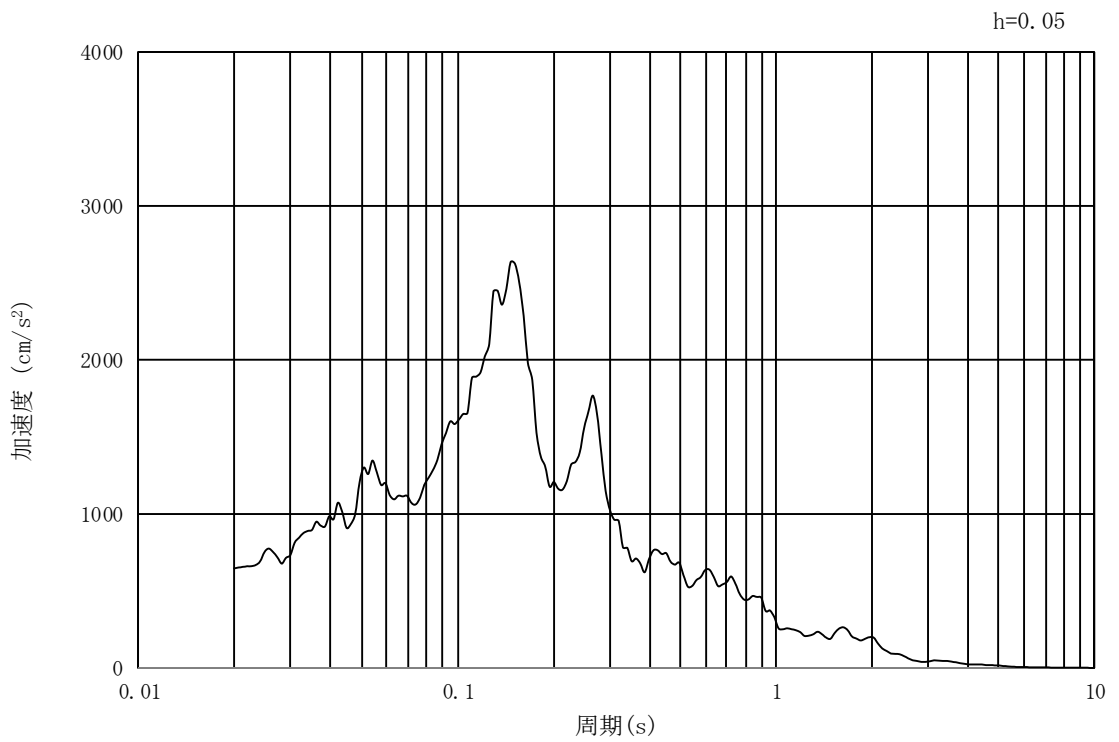


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4 (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: $S_s - 22$)

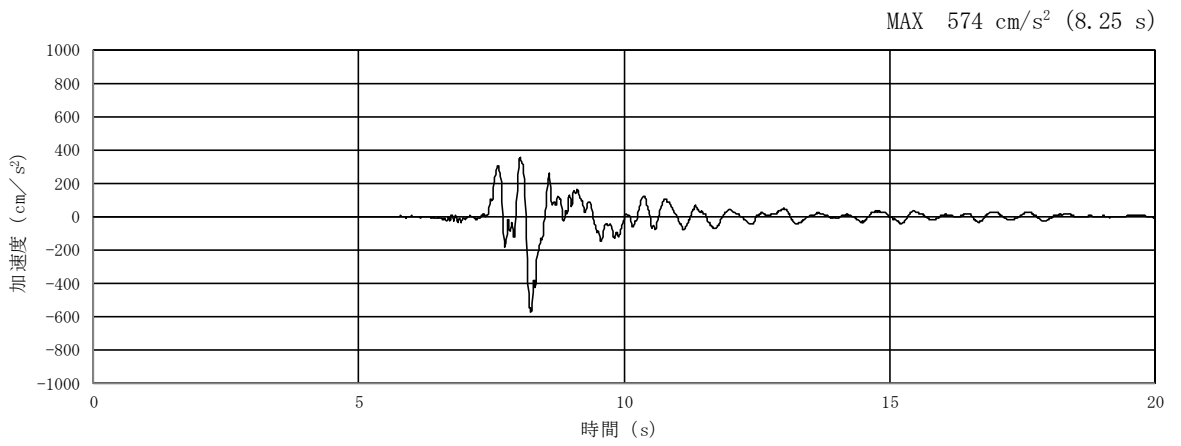


(a) 加速度時刻歴波形

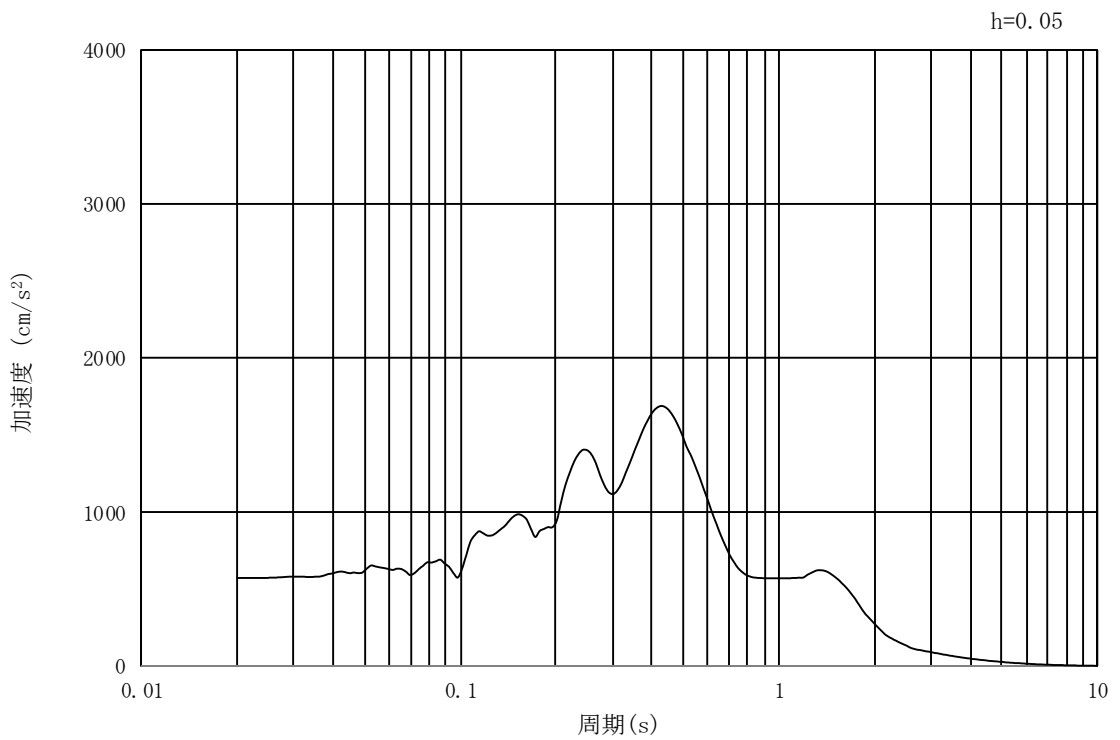


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4 (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: $S_s - 22$)

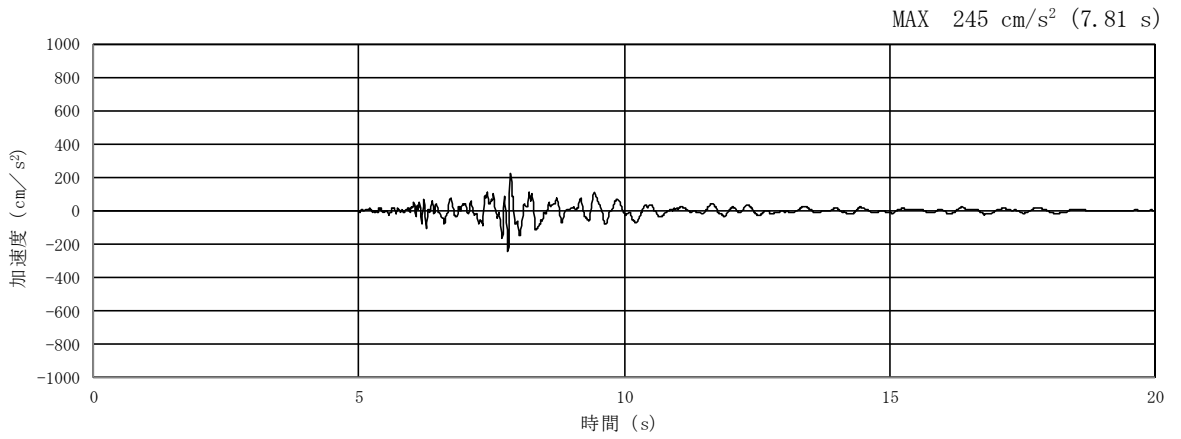


(a) 加速度時刻歴波形

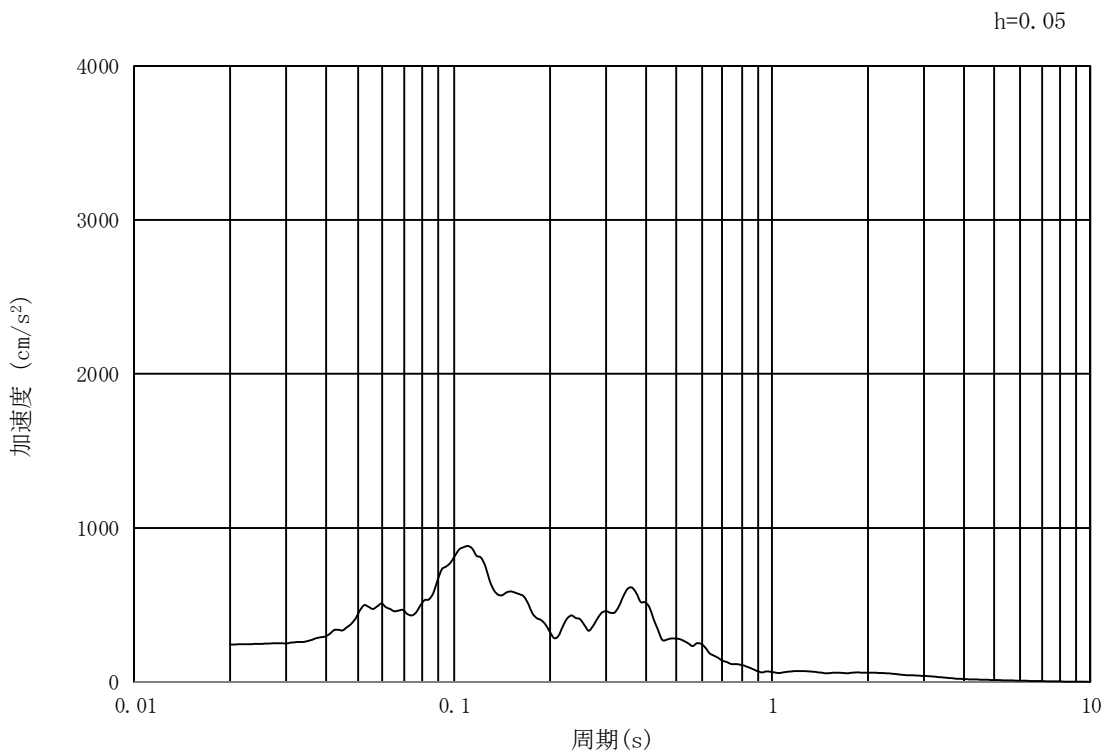


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4 (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

図 3-4 (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

S A用海水ピット取水塔の地震応答解析モデルを図 3-5 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。

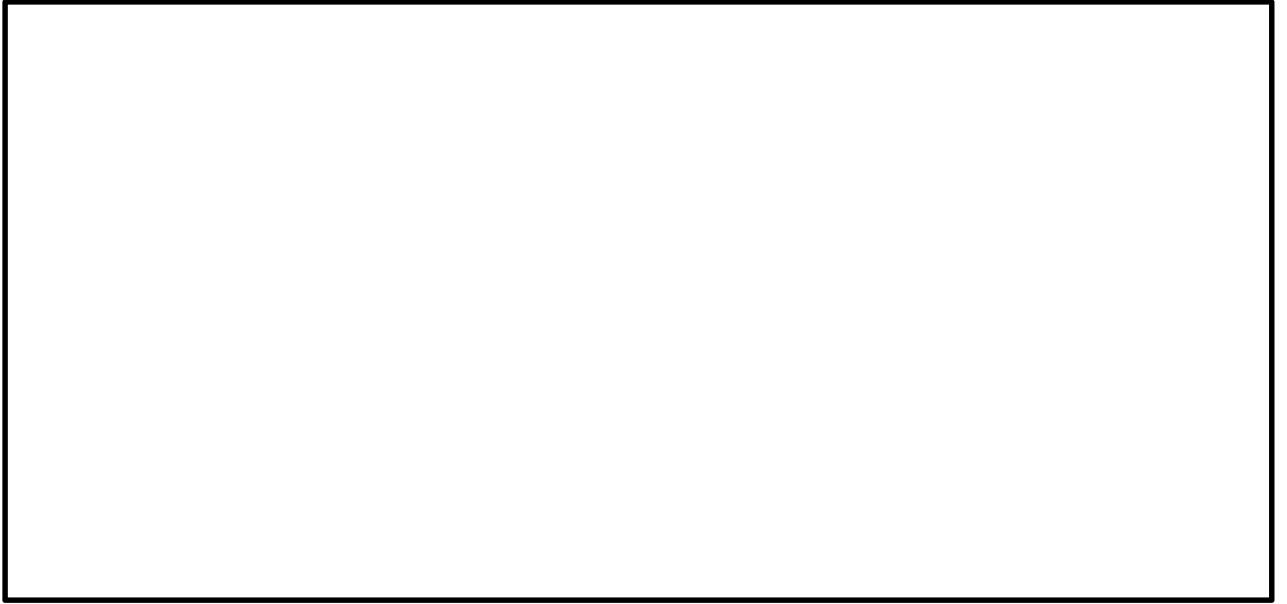


図 3-5 (1) S A用海水ピット取水塔の地震応答解析モデル (①-①断面)

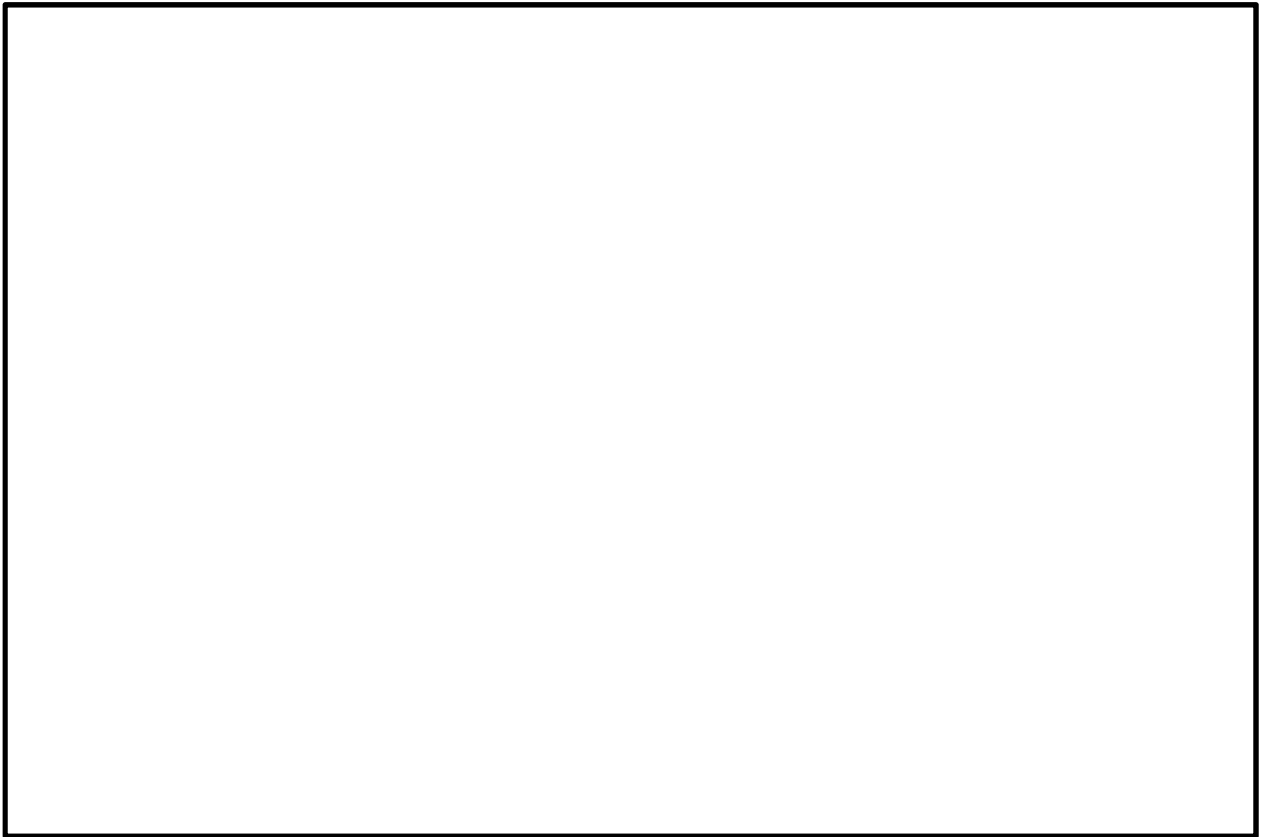


図 3-5 (2) S A用海水ピット取水塔の地震応答解析モデル (②-②断面)

3.5.2 使用材料

使用材料を表 3-3 に、材料の物性値を表 3-4 に示す。

表 3-3 使用材料

材料		諸元
S A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, SUS304
上段鋼製蓋	鋼材	SUS329J4L

表 3-4 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（日本道路協会，平成24年3月）

*3：J E A G 4 6 0 1 -1987（日本電気協会）

*4：日本工業規格（J I S）（J I S G 4 3 0 4）

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。

3.5.4 地下水位

地下水位は地表面に設定する。

4. SA用海水ピット取水塔の耐震評価

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。

表 4-1 にコンクリート及び鉄筋の許容限界を示す。

表 4-1 鉄筋コンクリート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（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〕（土木学会，2002年制定）」に基づき設定する。

(2) 基礎地盤の支持性能における許容限界

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（日本道路協会，平成 24 年 3 月）により設定する。

表 4-2 に極限支持力度を示す。

表 4-2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

項目	許容限界
極限支持力度 q_d (kN/m ²)	5962

4.2 評価方法

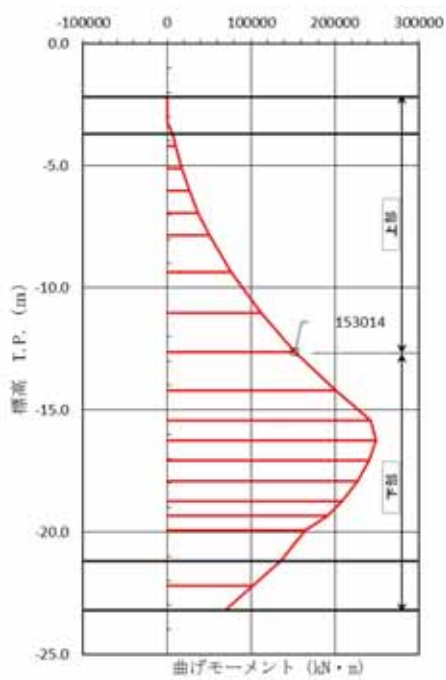
SA用海水ピット取水塔の耐震評価は、「3.1 地震応答解析」に基づく地震応答解析により算定した照査用応答値が「4.1 許容限界」において設定した許容限界以下であることを確認する。

(1) 鉛直部材の構造部材の健全性評価

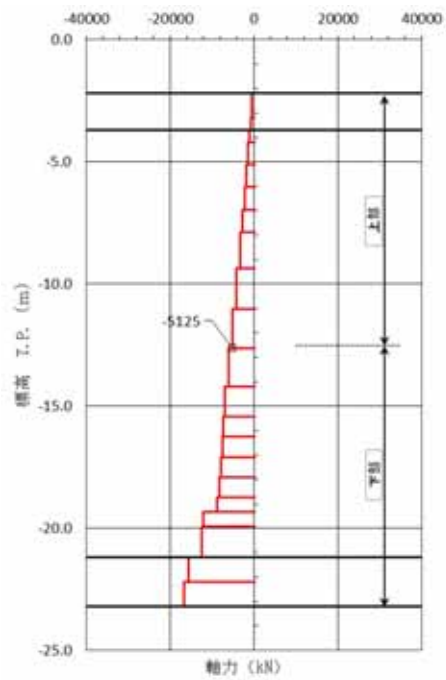
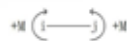
鉄筋コンクリートの鉛直断面の曲げ軸力照査及びせん断力照査に対して、地震応答解析により算定した発生応力が許容限界以下であることを確認する。

①-①断面の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図4-1に、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図4-2に示す。

②-②断面の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図4-3に、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図4-4に示す。



曲げモーメント図



軸力図

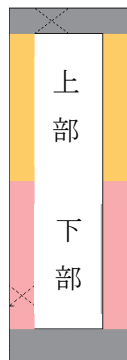
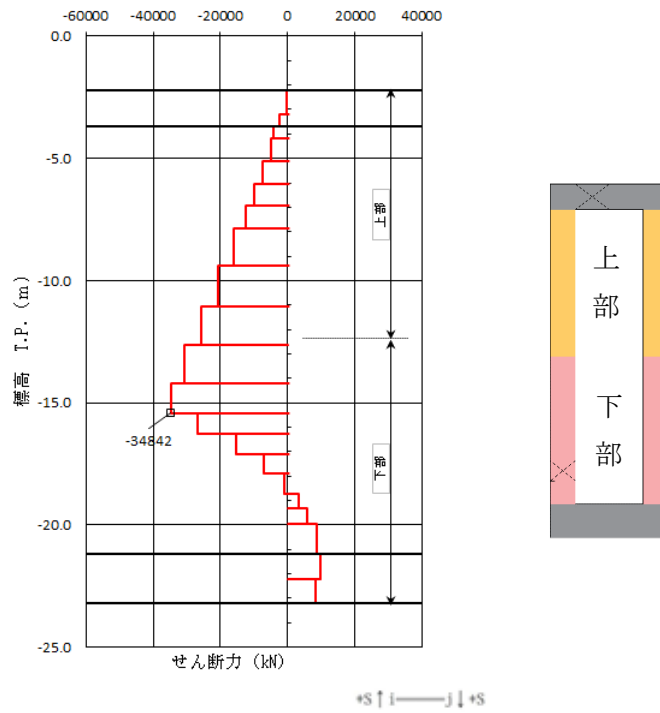


図 4-1 曲げ軸力照査における最大照査値の評価時刻での断面力図

(①-①断面, $S_s - D 1$, $t = 53.86$ s)

(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)

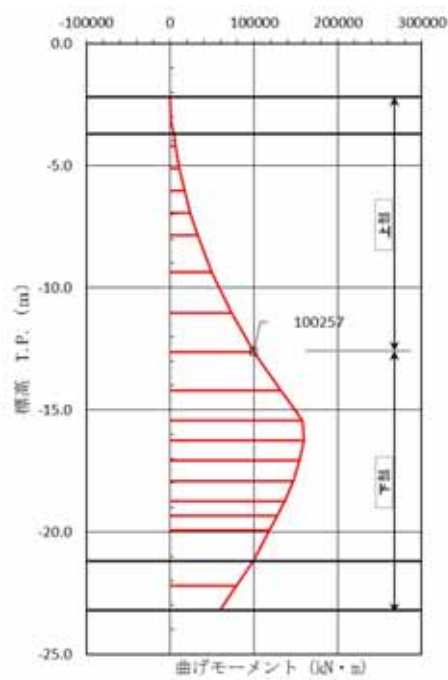


せん断力図

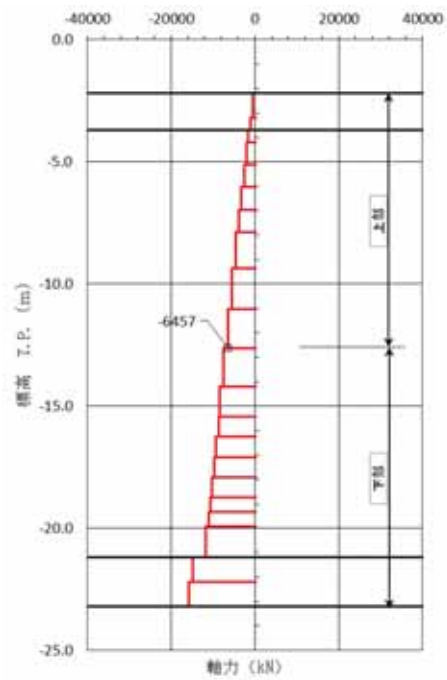
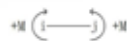
図 4-2 せん断力照査における最大照査値の評価時刻での断面力図

(①-①断面, $S_s-D 1$, $t=53.86$ s)

(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)



曲げモーメント図



軸力図

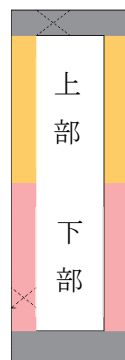
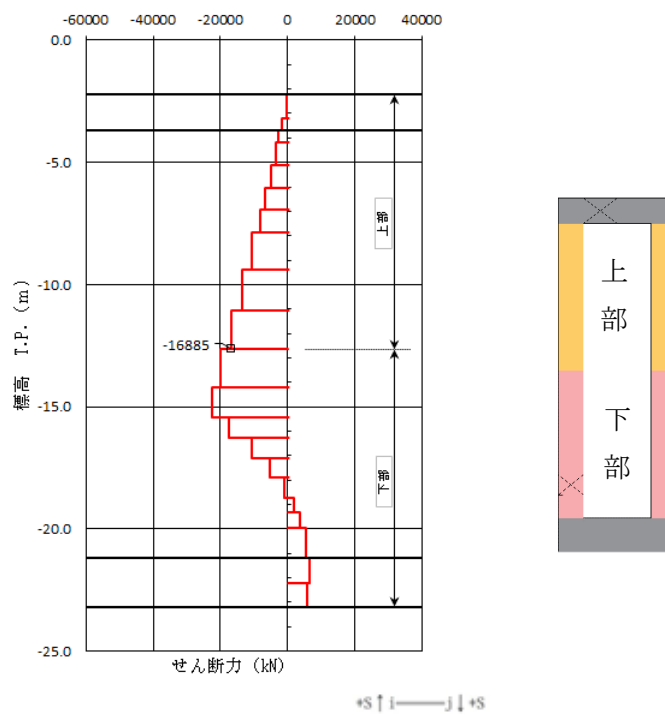


図 4-3 曲げ軸力照査における最大照査値の評価時刻での断面力図

(②-②断面, $S_s - D 1$, $t = 53.88$ s)

(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)



せん断力図

図 4-4 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

(②-②断面, $S_s-D 1$, $t=53.86$ s)

(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)

(2) 水平断面の構造部材の健全性評価

水平断面については、地震応答解析結果より、各部材の照査値が最も厳しい荷重条件を抽出して2次元静的フレーム解析を実施し、発生応力が許容限界以下であることを確認する。

水平断面に対する耐震評価は、2次元静的フレーム解析により実施する。2次元静的フレーム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。

水平断面の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図4-5に、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図4-6に示す。

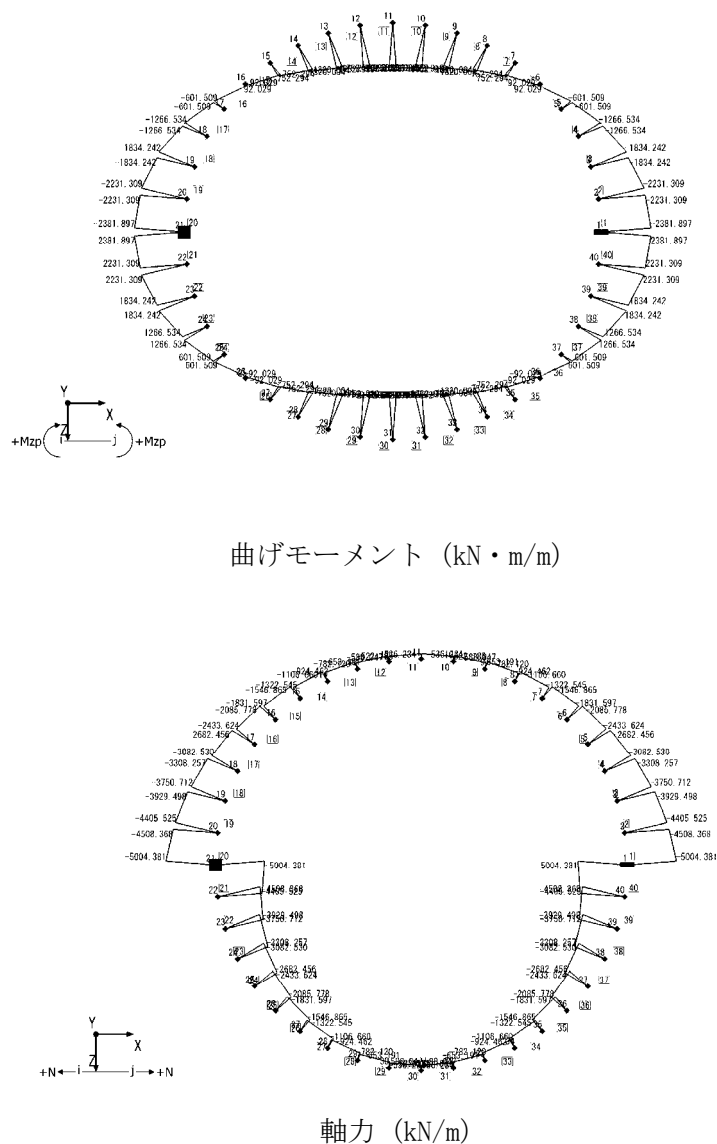
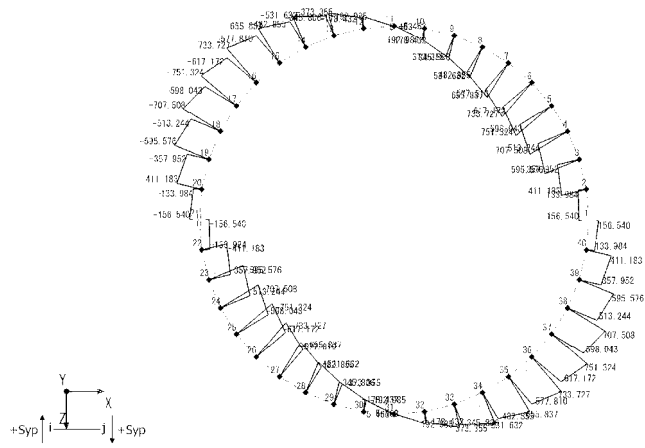


図 4-5 水平断面の曲げ軸力照査における最大照査値の評価時刻での断面力図
 (下部, S_s-D1 , $t=68.98$ s)
 (解析ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



せん断力 (kN/m)

図 4-6 水平断面の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
(上部, $S_s - D 1$, $t = 68.98$ s)

(解析ケース⑤ : 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース)

(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。

接地圧が許容限界に対して最も厳しくなる解析ケースにおいて、基礎地盤に生じる最大接地圧分布を図 4-7 に示す。

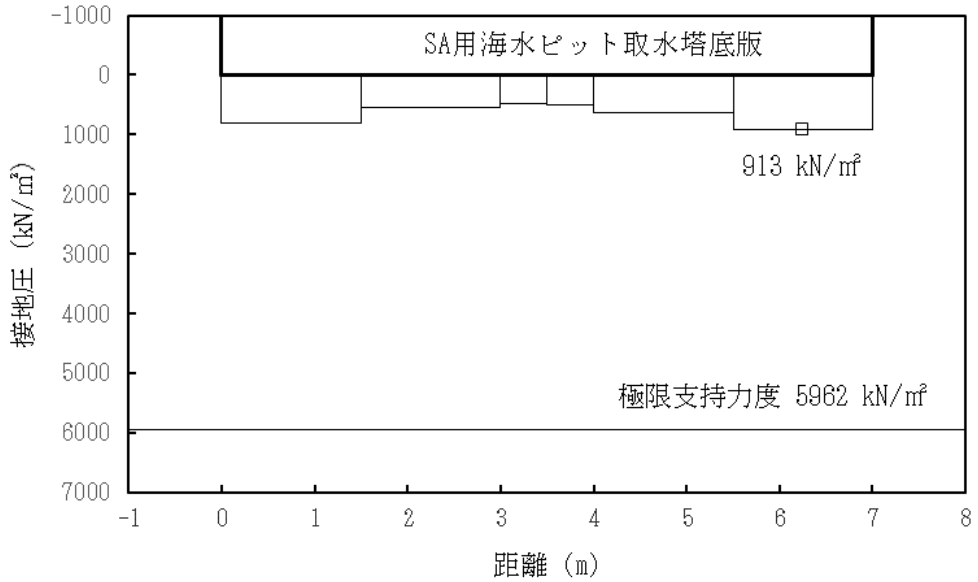


図 4-7 (1) ①-①断面の最大接地圧分布図 (S_s-D1)
(解析ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

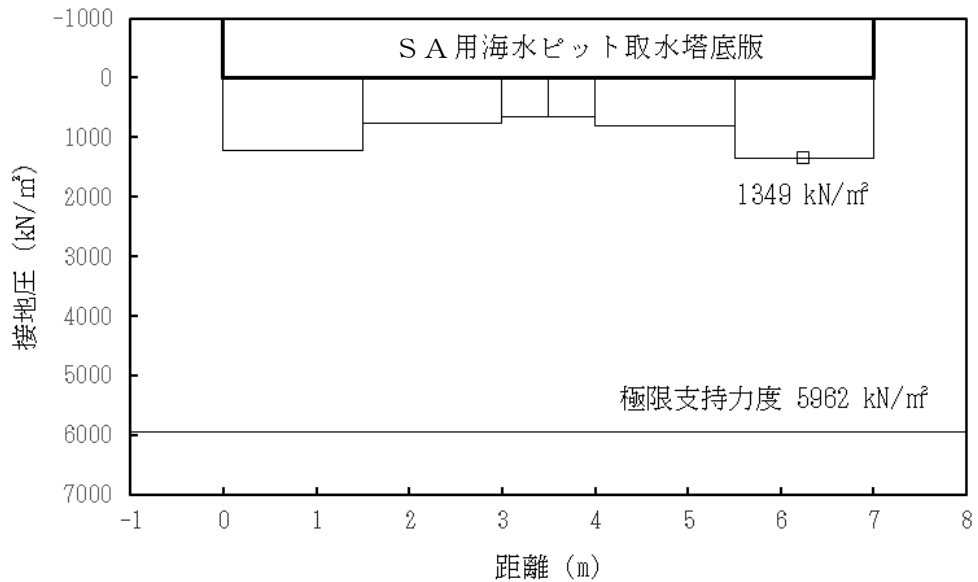


図 4-7 (2) ②-②断面の最大接地圧分布図 (S_s-D1)
(解析ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

4.3 耐震評価結果

4.3.1 構造部材の健全性に対する評価結果

(1) 鉛直断面に対する評価結果

a. 2次元有効応力解析に対する健全性評価

2次元有効応力解析により得られるコンクリートの曲げ軸力に対する照査結果を表4-3に、鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果を表4-4に、鉄筋コンクリートのせん断力に対する評価結果を表4-5に示す。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。

以上より、SA用海水ピット取水塔の鉛直断面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。

表 4-3 (1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果 (①-①断面)
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震動)

解析ケース	地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
④	S _s -D1	上部	2659	6204	5539	外面D51@150 内面D51@150	153014	5125	7.4	21	0.36
④	S _s -D1	下部				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)	249178	7227	8.5	21	0.41

注記 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
評価位置は下図に示す。

@：鉄筋の配置間隔

表 4-3 (2) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果 (②-②断面)
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震動)

解析ケース	地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
④	S _s -D1	上部	2659	6204	5539	外面D51@150 内面D51@150	100257	6457	4.8	21	0.23
④	S _s -D1	下部				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)	159287	8636	5.5	21	0.27

注記 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
評価位置は下図に示す。

@：鉄筋の配置間隔

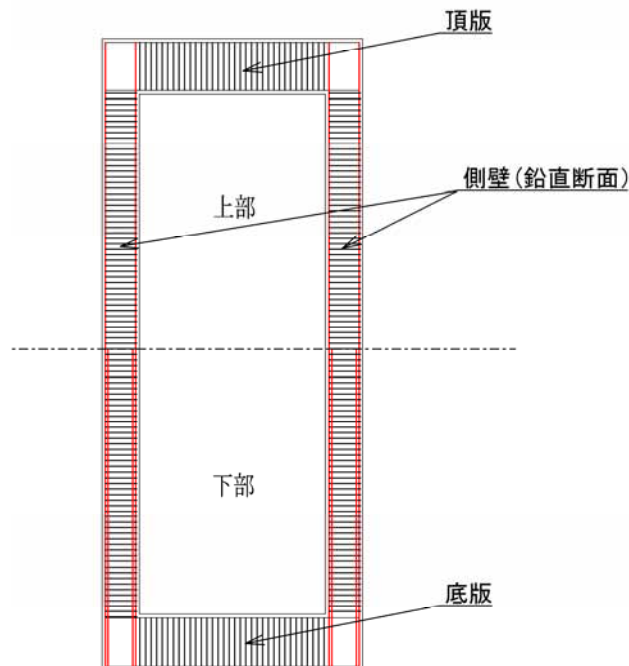


表 4-4 (1) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果 (①-①断面)
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震動)

解析ケース	地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		発生応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
④	S _s -D1	上部	2659	6204	5539	外面D51@150 内面D51@150	153014	5125	234	435	0.54
④	S _s -D1	下部				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)	249178	7227	210	435	0.49

注記 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
評価位置は下図に示す。
@：鉄筋の配置間隔

表 4-4 (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果 (②-②断面)
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震動)

解析ケース	地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		発生 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
④	S _s -D1	上部	2659	6204	5539	外面D51@150 内面D51@150	100257	6457	143	435	0.33
④	S _s -D1	下部				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)	159287	8636	128	435	0.30

注記 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
評価位置は下図に示す。
@：鉄筋の配置間隔

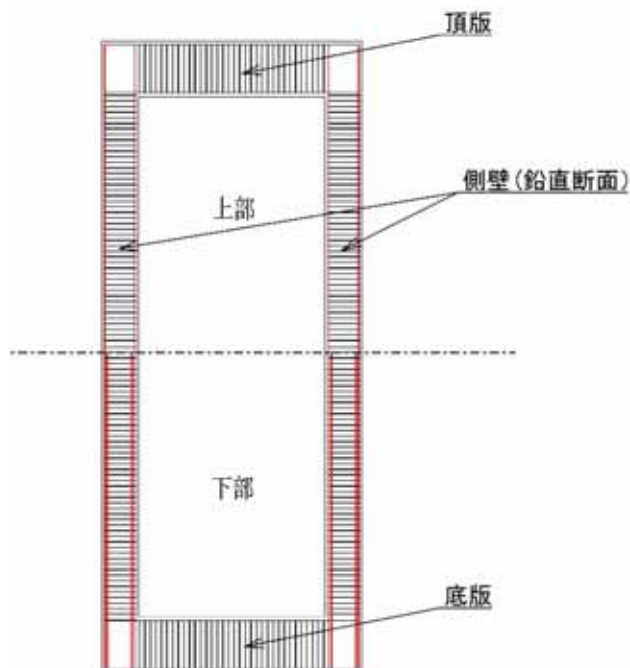


表 4-5 (1) 鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査結果 (①-①断面)
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震動)

部位	解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V _a (kN)	照査値 V/V _a
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
①-①断面	④	S _s -D1	上部	2659	6204	5539	4-D38@150	25757	50525	0.51
	④	S _s -D1	下部				8-D32@150	34842	68321	0.51

注記 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
評価位置は下図に示す。

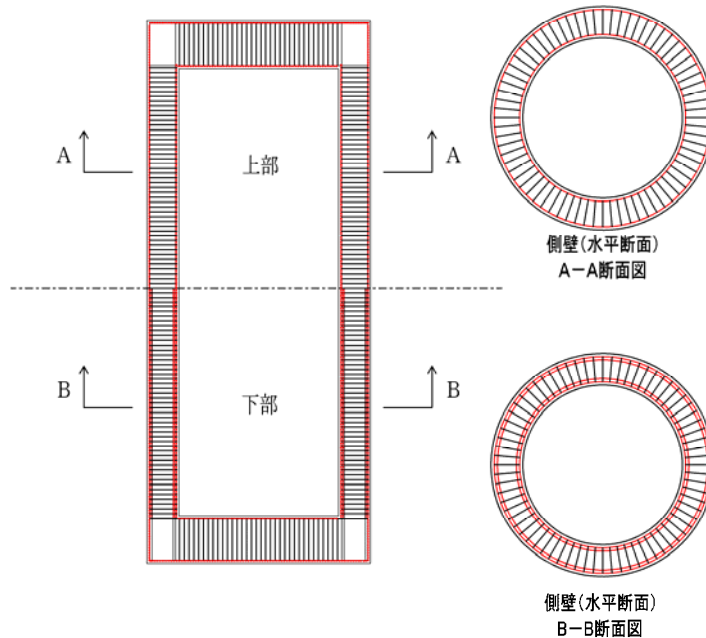
@：鉄筋の配置間隔

表 4-5 (2) 鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査結果 (②-②断面)
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震動)

部位	解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V _a (kN)	照査値 V/V _a
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
②-②断面	④	S _s -D1	上部	2659	6204	5539	4-D35@150	16885	50525	0.34
	④	S _s -D1	下部				8-D32@150	22481	68321	0.33

注記 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
評価位置は下図に示す。

@：鉄筋の配置間隔



b. 側壁と版部材の結合部における局所の曲げモーメント増分の廻り込みを考慮した耐震評価

①-①断面、②-②断面それぞれで最大の照査値を示す評価位置、検討ケースでの評価結果を示す。表 4-6 に鉛直断面の評価結果を示す。2次元有効応力解析による発生応力度は、曲げ軸力が時刻歴最大となる時刻の曲げモーメントを直交する方向にも同時に作用させるものと仮定（曲げモーメントを $\sqrt{2}$ 倍）して算定している。曲げモーメントの算定概念図を図 4-8 に示す。

表 4-6 (1) 鉛直断面のコンクリートの曲げ軸力に対する評価結果

断面	解析ケース	地震動	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}	
					部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)				
①-①断面	④	S _s -D1	下部	有効応力解析	σ_{v1}'	2659	6204	5539	2-D51@150	33736	2009	7	21	0.34
				拘束効果 による曲げ	σ_{v2}	2659	6204	5539	2-D51@150	1692	0	5	21	0.24
				合計	$\sigma_{v1}' + \sigma_{v2}$	-	-	-	-	-	-	12	21	0.58
②-②断面	④	S _s -D1	下部	有効応力解析	σ_{v1}'	2659	6204	5539	2-D51@150	24519	1876	5	21	0.24
				拘束効果 による曲げ	σ_{v2}	2659	6204	5539	2-D51@150	2016	0	4	21	0.19
				合計	$\sigma_{v1}' + \sigma_{v2}$	-	-	-	-	-	-	9	21	0.43

注記 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

：評価位置は下図に示す。

@：鉄筋の配置間隔

表 4-6 (2) 鉛直断面の鉄筋の曲げ軸力に対する評価結果

断面	解析ケース	地震動	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		引張 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}	
					部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)				
①-①断面	④	S _s -D1	下部	有効応力解析	σ_{v1}'	2659	6204	5539	2-D51@150	33736	2009	166	435	0.39
				拘束効果 による曲げ	σ_{v2}	2659	6204	5539	2-D51@150	1692	0	68	435	0.16
				合計	$\sigma_{v1}' + \sigma_{v2}$	-	-	-	-	-	-	234	435	0.54
②-②断面	④	S _s -D1	下部	有効応力解析	σ_{v1}'	2659	6204	5539	2-D51@150	24519	1876	117	435	0.27
				拘束効果 による曲げ	σ_{v2}	2659	6204	5539	2-D51@150	2016	0	82	435	0.19
				合計	$\sigma_{v1}' + \sigma_{v2}$	-	-	-	-	-	-	199	435	0.46

注記 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

：評価位置は下図に示す。

@：鉄筋の配置間隔

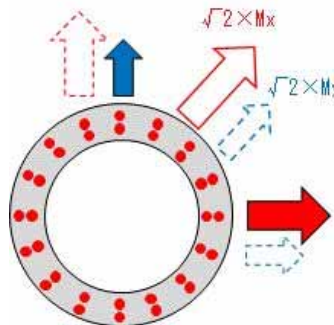


図 4-8 曲げモーメントの算定概念図

(2) 水平断面に対する耐震評価結果

a. 2次元静的フレーム解析に対する健全性評価

コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果を表 4-7 に、鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果を表 4-8 に、鉄筋コンクリートのせん断力に対する評価結果を表 4-9 に示す。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。

以上より、SA用海水ピット取水塔の水平断面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。

表 4-7 水平断面のコンクリートの曲げ軸力照査結果
(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)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース			断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
			地震時荷重		常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
			荷重 方法	方向										
⑤	S _s -D1	上部	両押	↓ ↑	最小	1000	1500	1300	D38@150	1011	1980	3.6	21	0.18
		下部	両押	↓ ↑	最小	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	2382	5004	8.5	21	0.41

注記 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

@：鉄筋の配置間隔

評価位置は下図に示す。

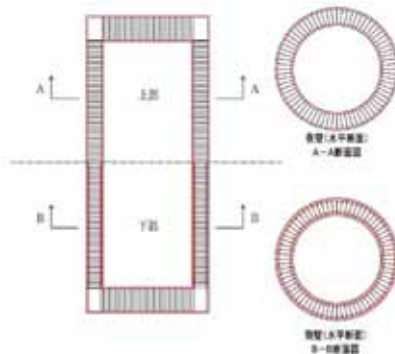


表 4-8 水平断面の鉄筋の曲げ軸力照査結果

(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)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース			断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
			地震時荷重		常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
			荷重 方法	方向										
⑤	S _s -D1	上部	両押	↓ ↑	最小	1000	1500	1300	D38@150	912	69	100	309	0.33
		下部	両押	↓ ↑	最小	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	2114	536	179	309	0.58

注記 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

@：鉄筋の配置間隔

評価位置は下図に示す。

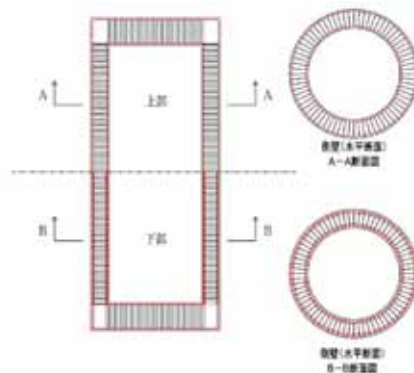


表 4-9 水平断面のせん断力照査結果

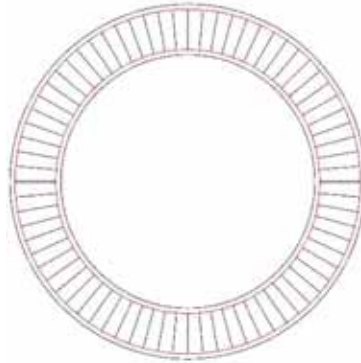
(解析ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース			断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V _a (kN/m)	照査値 V/V _a
			地震時荷重		常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
			荷重 方法	方向								
⑤	S _s -D1	上部	両押	↓ ↑	最小	1000	1500	1300	D13 @300×300	751	935	0.81
		下部	両押	↓ ↑	最小	1000	1500	1225	D29 @300×300	1789	2676	0.67

注記 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

@：鉄筋の配置間隔

評価位置は下図に示す。



b. 水平2方向及び鉛直方向地震力に対する耐震評価結果

SA用海水ピット取水塔の水平鉄筋については、直交する2断面の2次元有効応力解析（海水引込み管方向、海水引込み管直角方向）による側壁の面内方向のせん断力に対する必要せん断補強筋量（ A_{s1} ）と面外方向の地震時最大地盤反力に対する必要主鉄筋量（ A_{s2} ）をそれぞれ算定し、足し合わせた合計必要鉄筋量以上が実配筋量として配置されていることを確認した。

①-①断面、②-②断面それぞれで地震時最大地盤反力が生じる階層、解析ケース及び基準地震動での必要鉄筋量と実配筋量との比率を表4-10に示す。

表4-10 (1) 鉛直断面モデルによる側壁の面内方向のせん断力に対する鉄筋量
(側壁の面内方向の鉄筋のうち、 A_{s1} のみを考慮)

断面	解析ケース	評価位置	発生せん断力 V (kN)	腹部幅 b (mm)	有効高 d (mm)	コンクリート許容せん断応力度 τ_{ca} (N/mm ²)	コンクリート許容せん断力 V _{ca} (kN)	せん断補強筋が負担するせん断力 V _{s-req} (kN)	必要せん断補強鉄筋		実配筋量 A _{s1} ' (mm ² /m)	比率 A _{s1} /A _{s1} '
									A _{w-req} (mm ² /組)	A _{s1} (mm ² /m)		
①-①断面	④ S _s -D1	上部	25757	2659	5539	0.825	5282	20475	2064	6880	7600	0.91
①-①断面	④ S _s -D1	下部	34842	2659	5539	0.825	5282	29560	2980	9933	10590	0.94

注記 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
評価位置は次頁に示す。

表4-10 (2) 側壁の面外方向の地震時最大地盤反力に対して水平輪切り断面モデルで算定する曲げ軸力に対する鉄筋量
(側壁の面内方向の鉄筋のうち、 A_{s2} のみを考慮)

断面	解析ケース	評価位置	断面性状			鉄筋種別	発生断面力		短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	必要鉄筋量 A _{s2} (mm ² /m)	実配筋量 A _{s2} ' (mm ² /m)	比率 A _{s2} /A _{s2} '
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)				
②-②断面	⑤ S _s -D1	上部	2659	1500	1300	SD390	2114	536	309	6052	7600	0.80
①-①断面	④ S _s -D1	下部	2659	1500	1300	SD390	1482	316	309	4243	10590	0.41

注記 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
評価位置は次頁に示す。

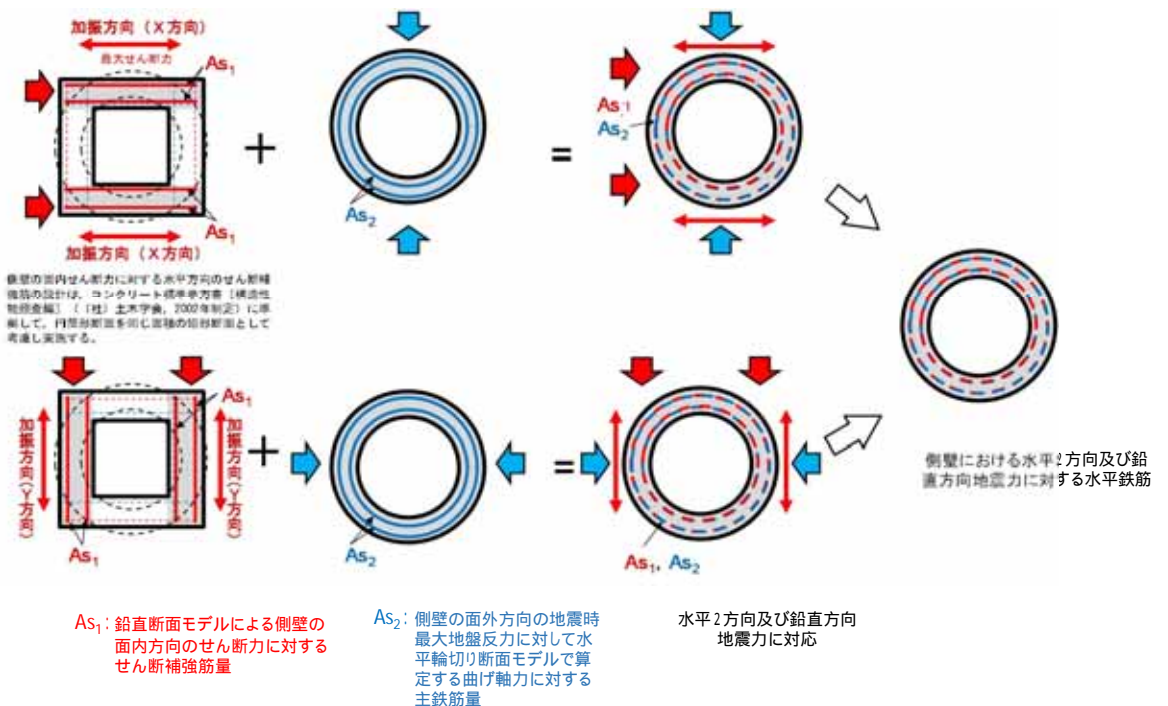
c. せん断補強筋量と主鉄筋量の足し合わせ

立坑の水平鉄筋については、直交する2断面の2次元有効応力解析による側壁の面内方向のせん断力に対する必要せん断補強筋量 (A_{s1}) と面外方向の地震時最大地盤反力に対する必要主鉄筋量 (A_{s2}) を足し合わせた合計必要鉄筋量以上が実配筋量として配置されていることを表4-11により確認した。

せん断補強筋量 (A_{s1}) と主鉄筋量 (A_{s2}) の足し合わせによる水平鉄筋の設計イメージを下図に示す。

表 4-11 A_{s1} の必要鉄筋量と A_{s2} の必要鉄筋量を足し合わせた合計必要鉄筋量と実配筋量との比率

評価位置	鉛直断面のせん断力に対する必要鉄筋量 A_{s1} (mm^2/m)	水平断面の曲げに対する必要鉄筋量 A_{s2} (mm^2/m)	① 合計必要鉄筋量 $A_{s1} + A_{s2}$ (mm^2/m)	② 実配筋量 A_s (mm^2/m)	比率 ①/②
上部	6880	6052	12932	15200	0.86
下部	9933	4243	14176	21179	0.67



(3) 頂版に対する耐震評価結果

コンクリートの曲げ軸力照査結果を表 4-12 に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 4-13 に、鉄筋コンクリートのせん断力に対する評価結果を表 4-14 に示す。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。

以上より、S A用海水ピット取水塔の頂版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。

表 4-12 (1) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c / σ_{ca}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント ($kN \cdot m$)	軸力 (kN)			
①	S _s -D 1	頂版	1000	1500	1300	D25@150	321	0	1.7	21	0.09

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
 @：鉄筋の配置間隔
 評価位置は下図に示す。

表 4-12 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c / σ_{ca}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント ($kN \cdot m$)	軸力 (kN)			
①	S _s -2 1	頂版	1000	1500	1300	D25@150	321	0	1.7	21	0.09

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
 @：鉄筋の配置間隔
 評価位置は下図に示す。

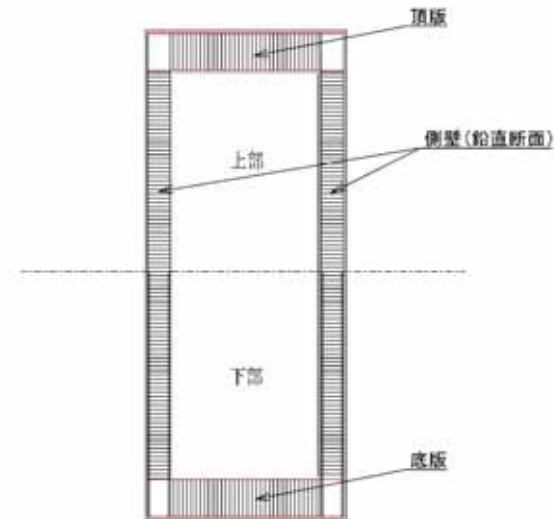


表 4-13 (1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c / σ_{ca}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント ($kN \cdot m$)	軸力 (kN)			
①	S _s -D1	頂版	1000	1500	1300	D25@150	321	0	79.7	435	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

@：鉄筋の配置間隔

評価位置は下図に示す。

表 4-13 (2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c / σ_{ca}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント ($kN \cdot m$)	軸力 (kN)			
①	S _s -21	頂版	1000	1500	1300	D25@150	321	0	79.7	435	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

@：鉄筋の配置間隔

評価位置は下図に示す。

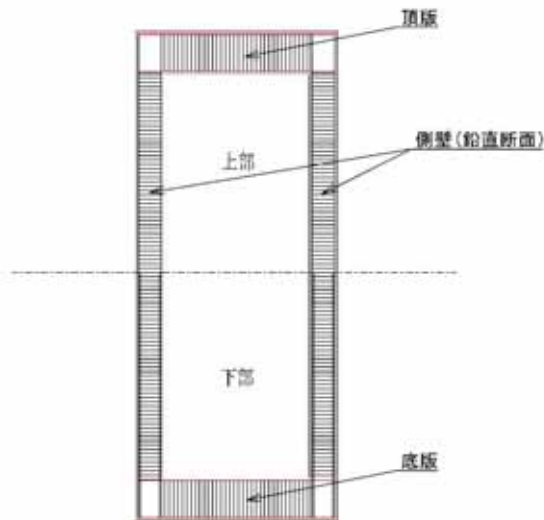


表 4-14 (1) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (①-①断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V _a (kN)	照査値 V/V _a
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
①	S _s -D 1	頂版	1000	1500	1300	-	215	715	0.31

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

@：鉄筋の配置間隔

評価位置は下図に示す。

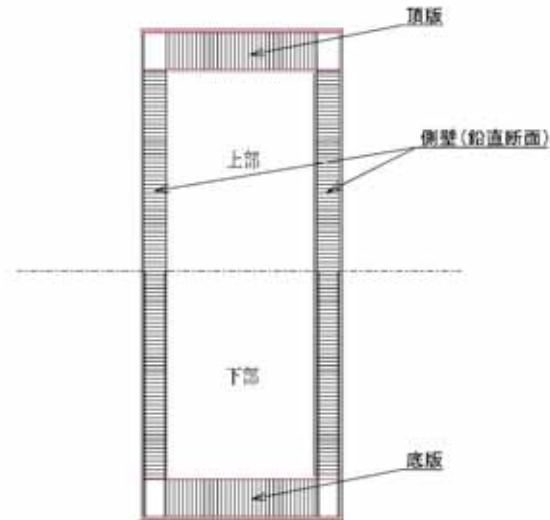
表 4-14 (2) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (②-②断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V _a (kN)	照査値 V/V _a
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
①	S _s -2 1	頂版	1000	1500	1300	-	215	715	0.31

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

@：鉄筋の配置間隔

評価位置は下図に示す。



(4) 底版に対する耐震評価結果

コンクリートの曲げ軸力照査結果を表 4-15 に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 4-16 に、鉄筋コンクリートのせん断力に対する評価結果を表 4-17 に示す。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。

以上より、S A用海水ピット取水塔の底版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。

表 4-15 (1) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c / σ_{ca}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	軸力 (kN)			
③	$S_s - D 1$	底版	1000	2000	1800	D51@150	2333	0	3.4	21	0.17

注記 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

@：鉄筋の配置間隔

評価位置は下図に示す。

表 4-15 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c / σ_{ca}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	軸力 (kN)			
⑥	$S_s - D 1$	底版	1000	2000	1800	D51@150	2756	0	4.1	21	0.20

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

@：鉄筋の配置間隔

評価位置は下図に示す。

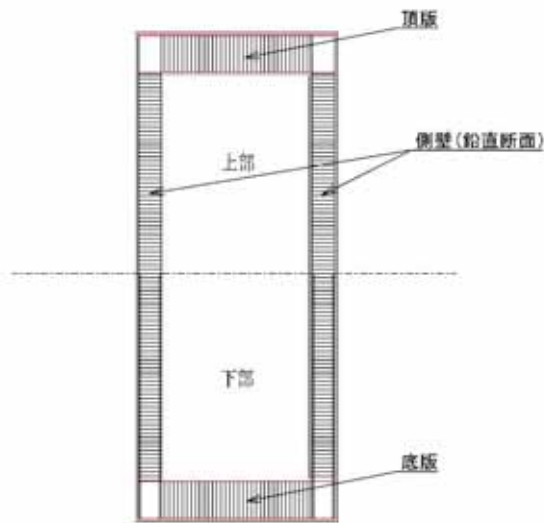


表 4-16 (1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c / σ_{ca}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	軸力 (kN)			
③	S _s -D1	底版	1000	2000	1800	D51@150	2333	0	107.6	435	0.25

注記 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

@：鉄筋の配置間隔

評価位置は下図に示す。

表 4-16 (2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c / σ_{ca}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	軸力 (kN)			
⑥	S _s -D1	底版	1000	2000	1800	D51@150	2756	0	127.1	435	0.30

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

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

@：鉄筋の配置間隔

評価位置は下図に示す。

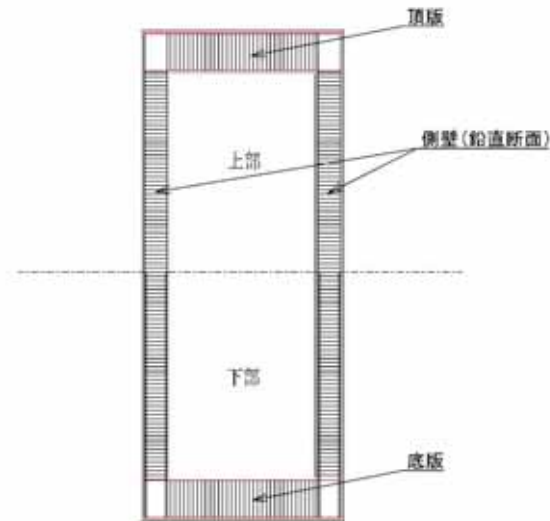


表 4-17 (1) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (①-①断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V _a (kN)	照査値 V/V _a
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
③	S _s -D 1	底版	1000	2000	1800	D29 @300×300	1723	3932	0.44

注記 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

@：鉄筋の配置間隔

評価位置は下図に示す。

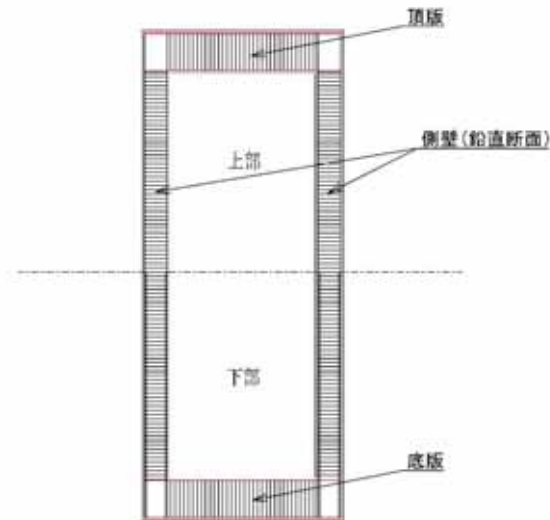
表 4-17 (2) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (②-②断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V _a (kN)	照査値 V/V _a
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
⑥	S _s -D 1	底版	1000	2000	1800	D29 @300×300	2042	3932	0.52

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

@：鉄筋の配置間隔

評価位置は下図に示す。



(5) 概略配筋図

図 4-6 に概略配筋図を示す。

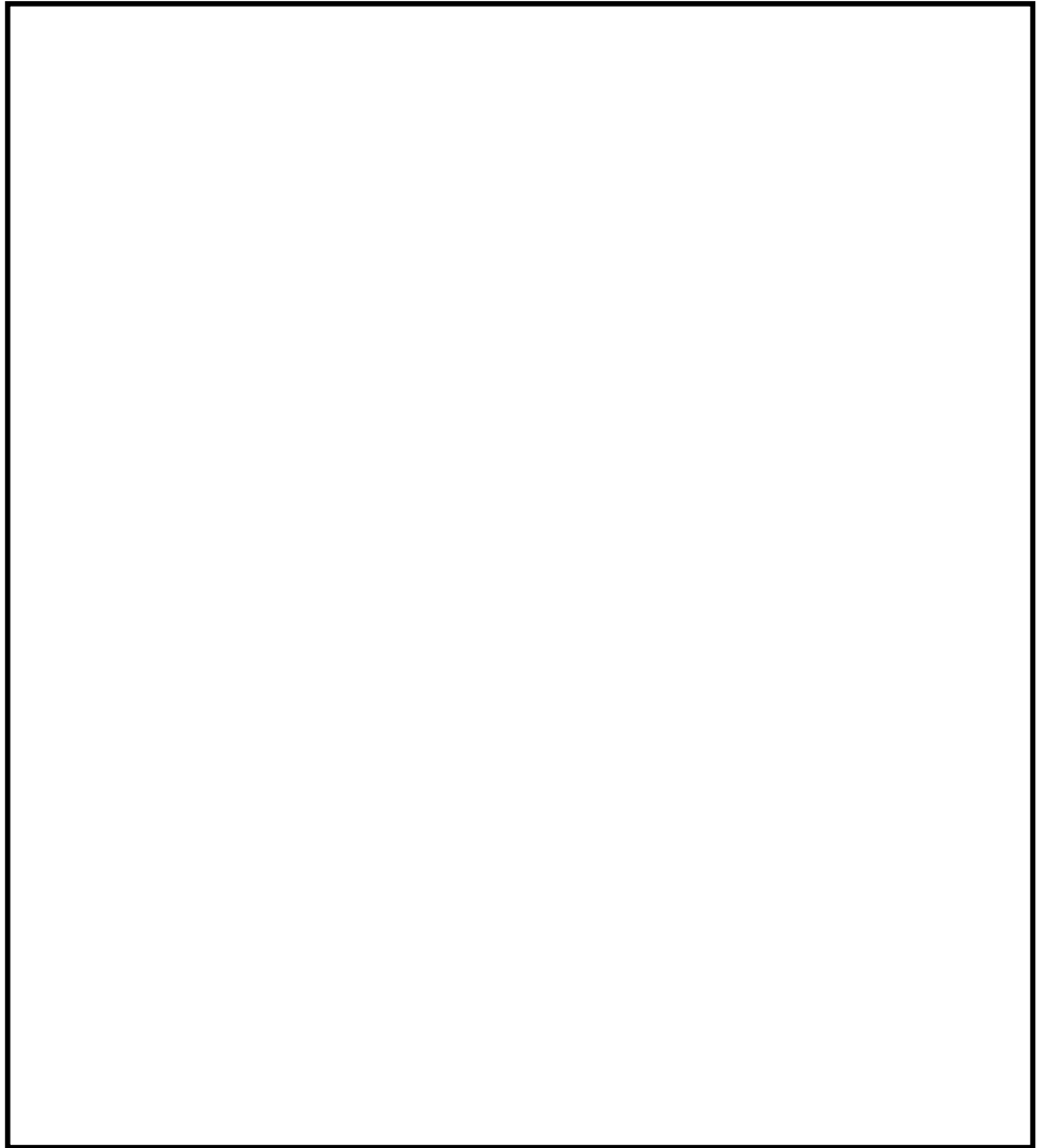


図 4-6 概略配筋図

4.3.2 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に対する評価結果を表 4-18 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。

表 4-18 (1) 基礎地盤の支持性能評価結果 (①-①断面)

解析 ケース	地震動	最大接地圧	極限支持力度
		(kN/m ²)	(kN/m ²)
①	S _s -D 1	913	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

表 4-18 (2) 基礎地盤の支持性能評価結果 (②-②断面)

解析 ケース	地震動	最大接地圧	極限支持力度
		(kN/m ²)	(kN/m ²)
①	S _s -D 1	1349	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

5. 内部配管及び上段鋼製蓋の耐震評価

5.1 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。

鋼材（内部配管及び上段鋼製蓋）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（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）（ダム・堰施設技術協会，平成 25 年 6 月）に基づき，表 5-1 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が，1.5 倍の割増しを考慮した短期許容応力度が降伏応力度を超える場合は，降伏応力度を短期許容応力度とする。

なお，使用する鋼材の中で，許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮した値が降伏応力度を超えるため，降伏応力度を許容限界とする鋼材に該当するのは SUS304 である。

表 5-1 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_{al}	120
	SUS304*2	短期許容支圧応力度 σ_c	205
		短期許容引張応力度 σ_t	160
	SUS329J4L*3	短期許容引張応力度 σ_{sa}	338
		短期許容せん断応力度 τ_{al}	195

注記 *1：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 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）（ダム・堰施設技術協会，平成 25 年 6 月）

*3：「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（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。

5.2 評価方法

5.2.1 内部配管

2次元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図5-1に示す。

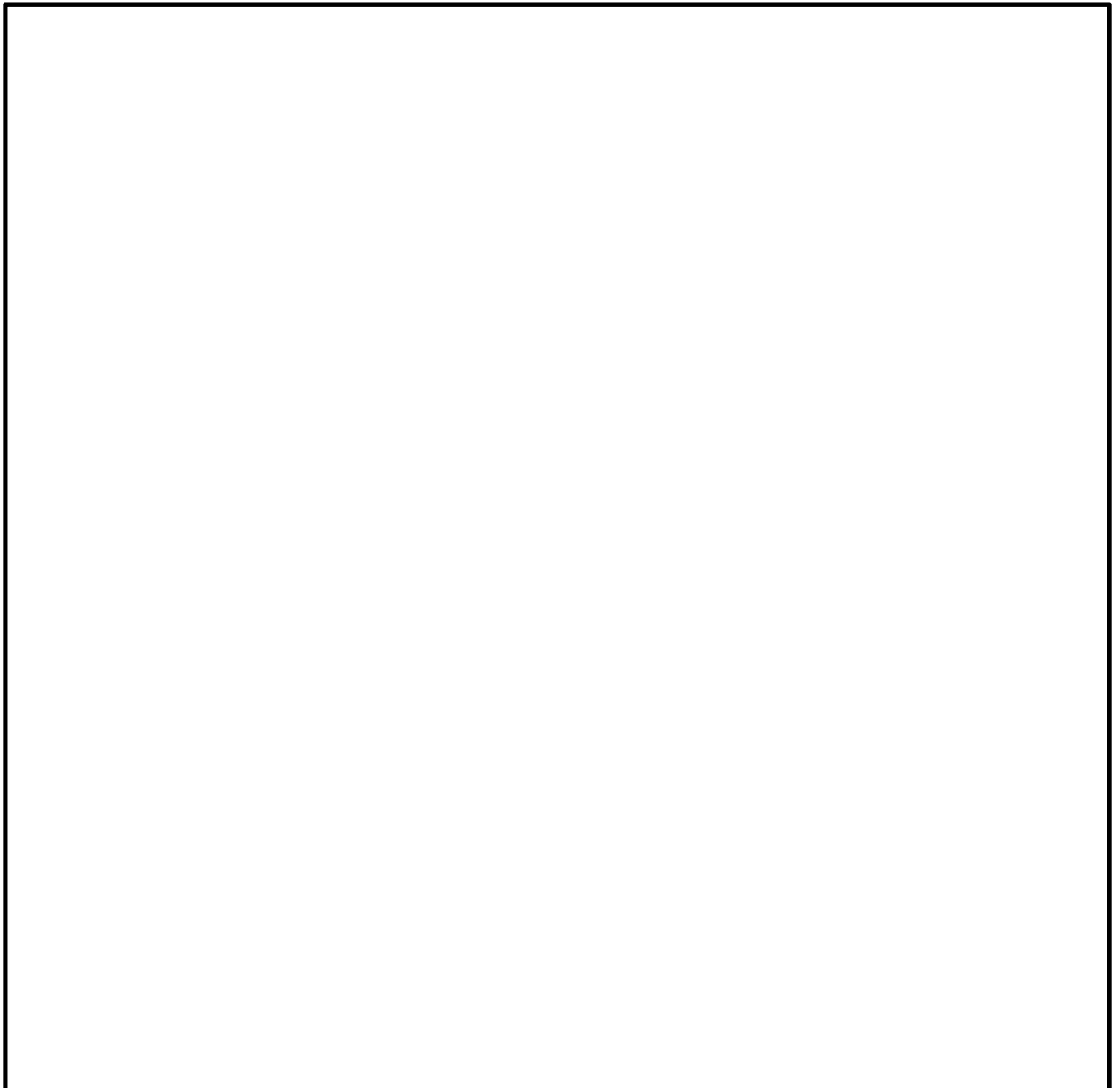


図 5-1 SA用海水ピット取水塔 内部配管の応力照査モデル概念図

(1) 内部配管

内部配管に対する耐震評価においては、2次元静的フレーム解析により算出した断面力により照査を実施する。2次元静的フレーム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。

- ・曲げ軸力に対する照査

曲げ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 : 曲げ軸力より算定される応力 (N/mm²)
- M : 最大曲げモーメント (N・mm)
- Z : 内部配管の断面係数 (mm³)
- N : 軸力 (N)
- A : 内部配管の有効断面積 (mm²)

- ・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 : せん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)
- S : せん断力 (N)
- A : 内部配管の有効断面積 (mm²)

(2) リングガーダの評価方法

リングガーダについては、円周等分布荷重が作用する1点支持のリングとして評価する。

モーメント：M

$$M = 0.23873 \cdot W \cdot R \quad (\text{N}\cdot\text{mm})$$

軸力

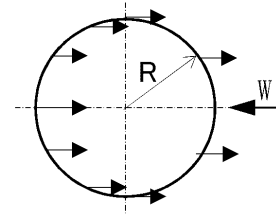
$$N = -0.23873 \cdot W \quad (\text{N})$$

せん断力

$$Q = -0.5 \cdot W \quad (\text{N})$$

R：リングガーダ中立軸における半径(mm)

W：管に作用する作用荷重



(3) 固定部アンカーボルトの評価方法

アンカーボルトについては、内部配管を支持する部材として、取付け箇所作用する曲げ軸応力及びせん断応力からアンカーボルト1本当りに作用する引張応力度とせん断応力度を算出して評価する。また、コンクリートについてはアンカーボルトに作用する引張力がコーン状破壊により決まる許容引張荷重以下となることを確認する。図5-2に固定部アンカーボルトの配置及びコーン状破壊概念図を示す。

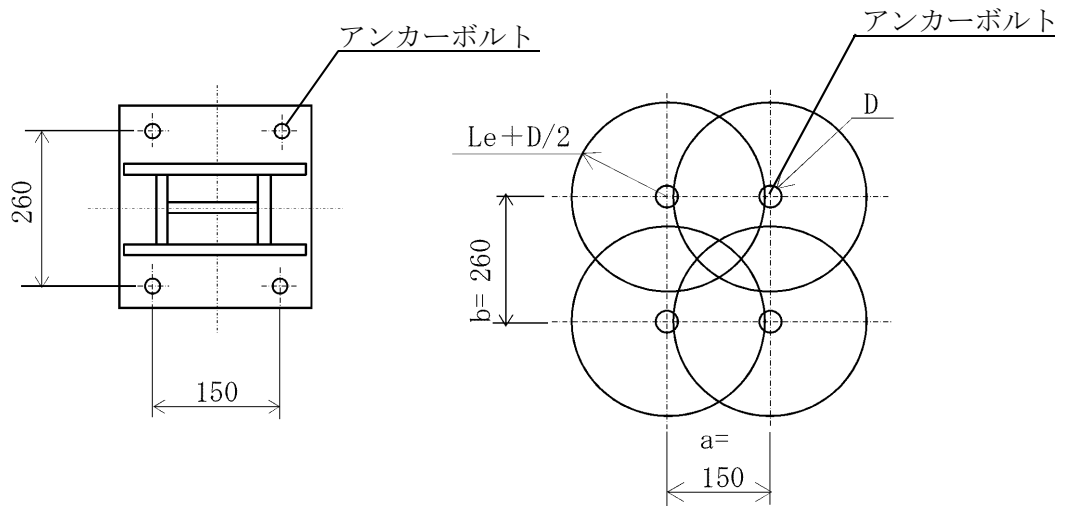


図 5-2 固定部アンカーボルトの配置及びコーン状破壊概念図

5.2.2 上段鋼製蓋

2次元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、
 図5-3に示す上段鋼製蓋各部位の発生応力が許容限界以下であることを確認する。

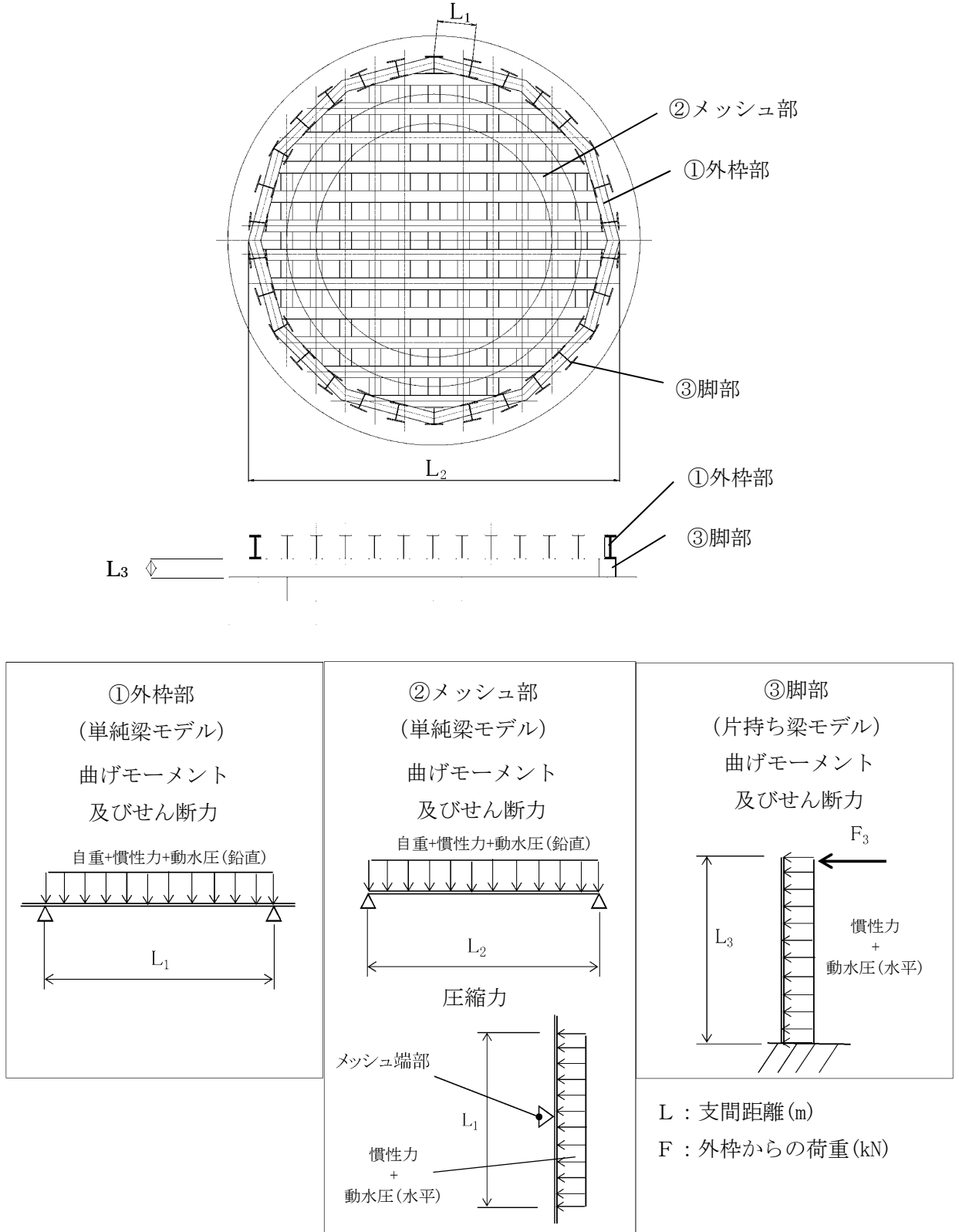


図5-3 上段鋼製蓋平面図及び計算用梁モデル図

5.3 耐震評価結果

5.3.1 内部配管の評価結果

(1) 内部配管の照査結果

内部配管の座屈照査結果を表 5-2 に、内部配管の曲げ軸力照査結果を表 5-3 に、内部配管のせん断力照査結果を表 5-4 に示す。

許容応力度法による照査を行った結果、部材が許容限界以下であることを確認した。

表 5-2 内部配管の座屈力照査結果（外圧作用時）

位置	発生座屈力 P (N/mm ²)	許容座屈力 Pk (N/mm ²)	照査値
内部配管最下端	0.15	0.99	0.16

注記：内部配管：SM400，φ1200，t=14mm（余裕厚外側 2mm，内側 1mm）

表 5-3 内部配管の曲げ軸力照査結果

断面	状態	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
①-① 断面	M _{max}	911	142	76	210	0.37
	N _{max}	908	384	81	210	0.39
	N _{min}	1.5	-100	-2	210	0.00
②-② 断面	M _{max}	1200	106	98	210	0.47
	N _{max}	1200	106	98	210	0.47
	N _{min}	1200	-125	92	210	0.44

注記：内部配管：SM400，φ1200，t=14mm（余裕厚外側 2mm，内側 1mm）

表 5-4 内部配管のせん断力照査結果

断面	状態	せん断力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
①-① 断面	S _{max}	368	8.8	120	0.08
②-② 断面	S _{max}	459	11.0	120	0.10

注記：内部配管：SM400，φ1200，t=14mm（余裕厚外側 2mm，内側 1mm）

(2) リングガーダの照査結果

リングガーダの曲げ軸力照査結果を表 5-5 に、せん断力照査結果を表 5-6 に示す。
許容応力度法による照査を行った結果、部材が許容限界以下であることを確認した。

表 5-5 リングガーダの曲げ軸力照査結果

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
24.9	36.1	132	210	0.63

注記 : リングガーダ : SM400, I-150×150×12×12

表 5-6 リングガーダのせん断力照査結果

せん断力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
75.6	9	120	0.08

注記 : リングガーダ : SM400, I-150×150×12×12

(3) 固定アンカーボルトの照査結果

リングガーダ固定アンカーボルトの引張応力照査結果を表 5-7 に、引抜き力照査結果を表 5-8 に示す。

許容応力度法による照査を行った結果、部材が許容限界以下であることを確認した。

表 5-7 固定アンカーボルトの引張力照査結果

アンカーボルト 仕様	引張応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
M20 (SUS304)	80.4	160	0.51

表 5-8 固定アンカーボルトの引抜き力照査結果

コンクリートの 設計基準強度	引抜き力 (kN)	短期許容引抜き力 (kN)	照査値
40 N/mm ²	75.6	128.8	0.59

5.3.2 上段鋼製蓋の評価結果

(1) 外枠部の照査結果

外枠部の曲げ軸力照査結果を表 5-9 に、せん断力照査結果を表 5-10 に示す。

許容応力度法による照査を行った結果、部材が許容限界以下であることを確認した。

表 5-9 外枠部の曲げ軸力照査結果

材質	断面性能	曲げモーメント (kN・m)	曲げ引張 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
SUS329J4L	H-400×200×40×32	0.5	1.0	338	0.003

表 5-10 外枠部のせん断力照査結果

材質	断面性能	せん断力 (kN)	せん断 応力度 (N/mm ²)	短期許容 せん断 応力度 (N/mm ²)	照査値
SUS329J4L	H-400×200×40×32	3.3	0.1	195	0.001

(2) メッシュ部の照査結果

メッシュ部の曲げ軸力照査結果を表 5-11 に、せん断力照査結果を表 5-12 に、圧縮照査結果を表 5-13 に示す。

許容応力度法による照査を行った結果、部材が許容限界以下であることを確認した。

表 5-11 メッシュ部の曲げ軸力照査結果

材質	断面性能	圧縮力 (kN)	圧縮 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
SUS329J4L	H-400×200×13×9	6.5	0.8	338	0.003

表 5-12 メッシュ部のせん断力照査結果

材質	断面性能	せん断力 (kN)	せん断 応力度 (N/mm ²)	短期許容 せん断 応力度 (N/mm ²)	照査値
SUS329J4L	H-400×200×13×9	2.1	0.7	195	0.004

表 5-13 メッシュ部の圧縮照査結果

材質	断面性能	圧縮力 (kN)	圧縮 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
SUS329J4L	H-400×200×13×9	6.5	0.8	338	0.003

(3) 脚部の照査結果

脚部の曲げ軸力照査結果を表 5-14 に、せん断力照査結果を表 5-15 に示す。

許容応力度法による照査を行った結果、部材が許容限界以下であることを確認した。

表 5-14 脚部の曲げ軸力照査結果

材質	断面性能	曲げモーメント (kN・m)	曲げ引張 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
SUS329J4L	H-300×300×15×10	1.3	1.0	338	0.003

表 5-15 脚部のせん断力照査結果

材質	断面性能	せん断力 (kN)	せん断 応力度 (N/mm ²)	短期許容 せん断 応力度 (N/mm ²)	照査値
SUS329J4L	H-300×300×15×10	5.7	0.5	195	0.003

5.4 構造概要図

構造概要図を図 5-4 に示す。

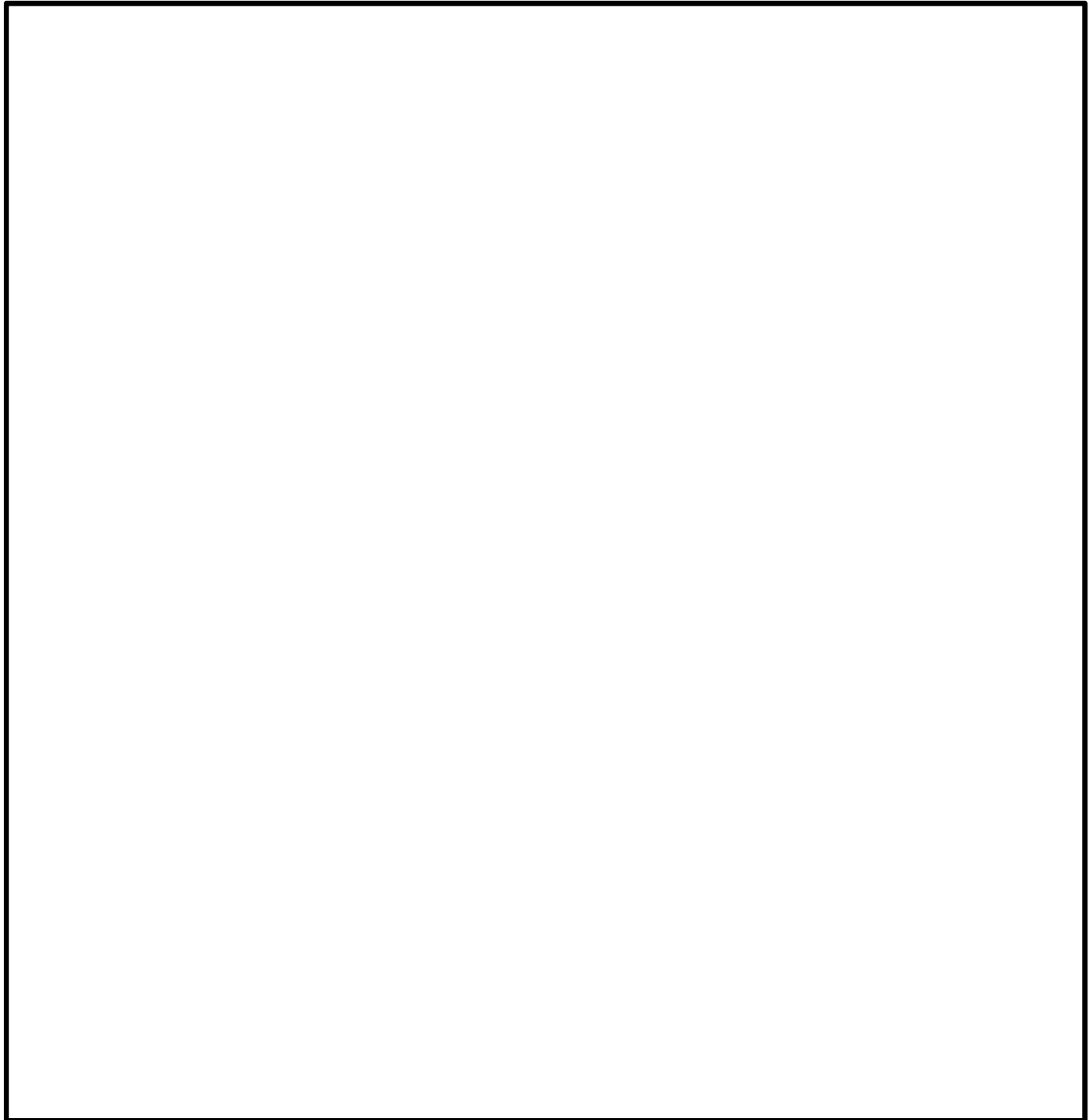


図 5-4 SA用海水ピット取水塔の構造概要図