

- 6.8 貯留堰に関する補足説明
 - 6.8.1 貯留堰の設計に関する補足説明
 - 6.8.1.1 貯留堰の耐震計算書に関する補足説明

目次

1. 概要	3
2. 基本方針	4
2.1 位置	4
2.2 構造概要	5
2.3 評価方針	8
2.4 適用基準	12
3. 地震応答解析	13
3.1 評価対象断面	13
3.2 解析方法	16
3.2.1 地震応答解析手法	17
3.2.2 構造部材	18
3.2.3 地盤	18
3.2.4 減衰定数	19
3.3 荷重及び荷重の組合せ	20
3.3.1 耐震評価上考慮する状態	20
3.3.2 荷重	21
3.3.3 荷重の組合せ	22
3.4 入力地震動	27
3.5 解析モデル及び諸元	56
3.5.1 解析モデルの設定	56
3.5.2 使用材料及び材料の物性値	75
3.5.3 地盤及び地盤改良体の物性値	76
3.5.4 地下水位	79
3.6 解析ケース	80
4. 耐震評価	82
4.1 評価対象部位	82
4.2 荷重及び荷重の組合せ	83
4.2.1 耐震評価上考慮する状態	83
4.2.2 荷重	84
4.2.3 荷重の組合せ	85
4.3 許容限界	90

4.3.1	構造部材の健全性に対する許容限界	90
4.3.2	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	94
4.3.3	構造物の変形性に対する許容限界	97
4.4	評価方法	98
4.4.1	構造部材の健全性評価	98
4.4.2	基礎地盤の支持性能評価	121
4.4.3	構造物の変形性評価	122
4.5	解析モデル及び諸元	126
5.	評価結果	127
5.1	地震応答解析結果	127
5.2	耐震評価結果	250
5.2.1	構造部材の健全性に対する評価結果	250
5.2.2	基礎地盤の支持力に対する評価結果	262
5.2.3	構造物の変形性に対する評価結果	265
5.3	まとめ	277

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図 2.1-1 に示す。

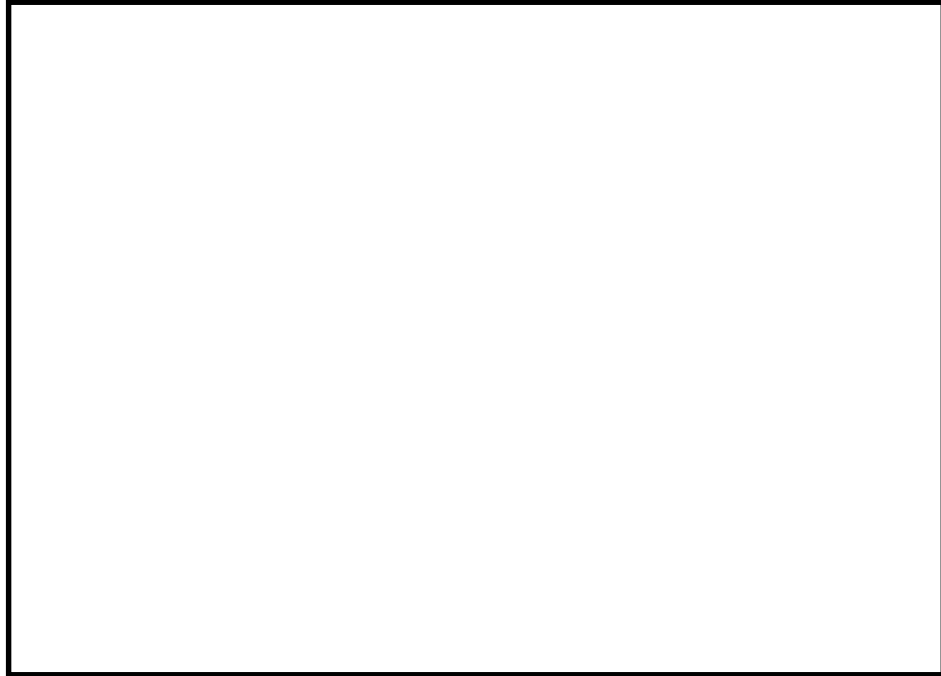


図 2.1-1 (1) 貯留堰 平面配置図 (全体図)

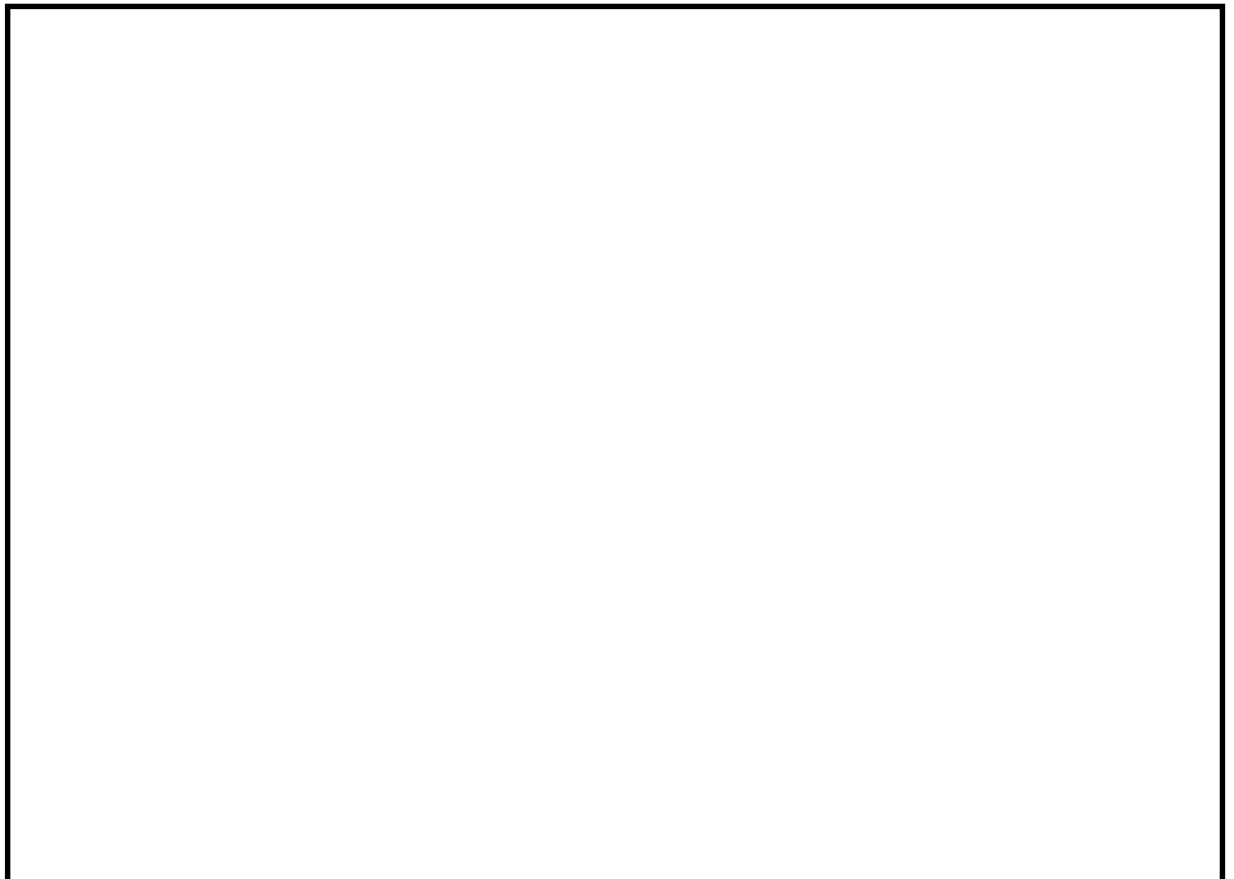


図 2.1-1 (2) 貯留堰 平面配置図 (拡大図)

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。

鋼管矢板は、 $\phi 2000$ 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 \times 約 24 m である。

貯留堰の平面図を図 2.2-1、断面図を図 2.2-2、標準図を図 2.2-3 にそれぞれ示す。

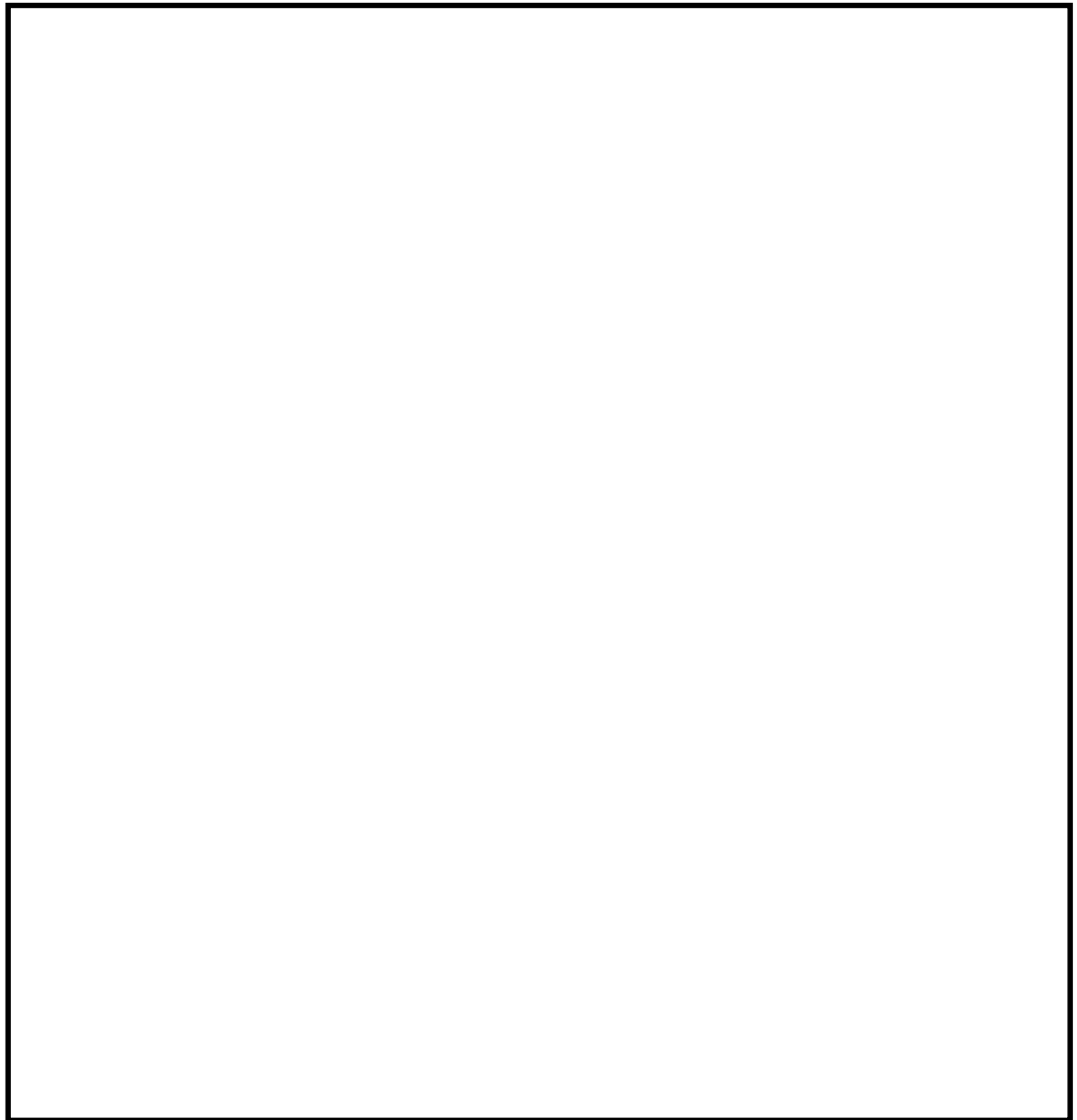


図 2.2-1 (1) 貯留堰の平面図

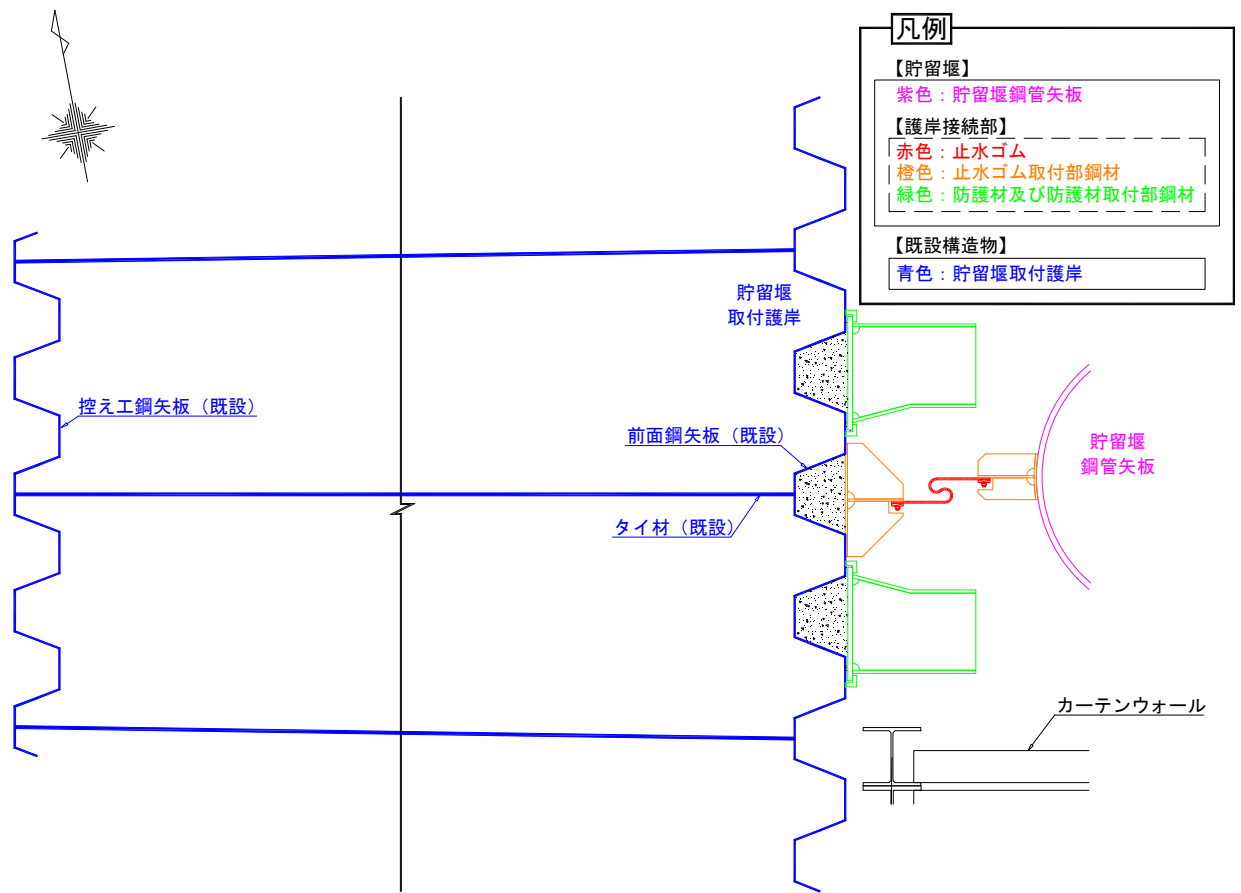


図 2.2-1 (2) 貯留堰の平面図 (A 部拡大)

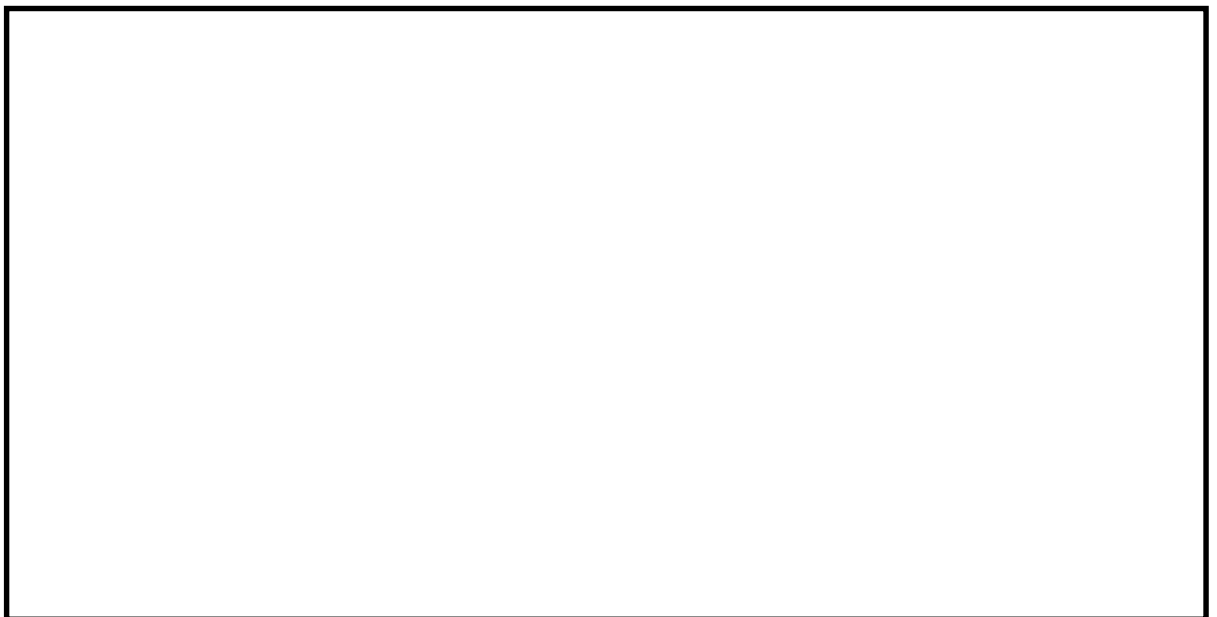
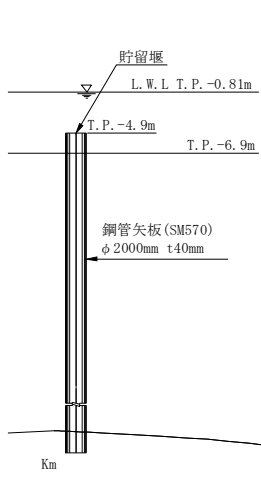
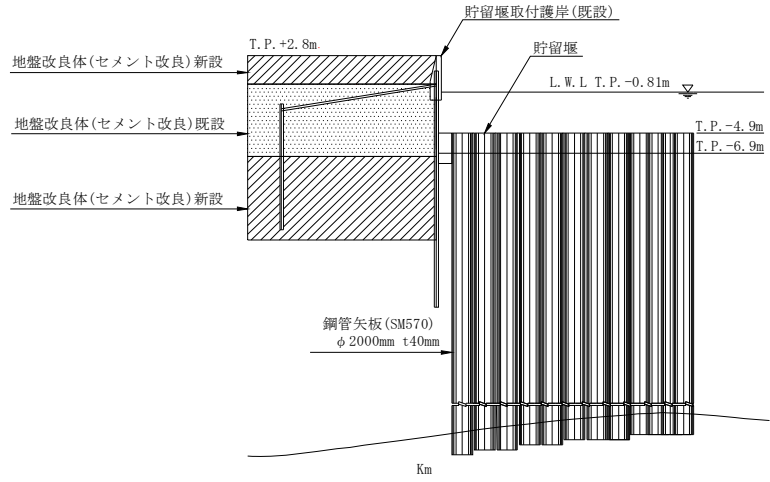


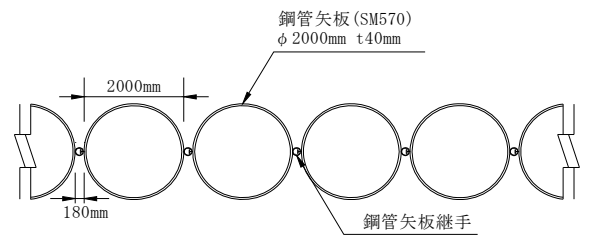
図 2.2-2 貯留堰の断面図



(a) A-A 断面図



(b) B-B 断面図



(c) 鋼管矢板継手部平面

図 2.2-3 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。表 2.3-1 に要求機能と設計方針を示す。

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。

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、表 2.3-2 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、基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形性評価を実施することで、構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

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図 2.3-1 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。

赤字：荷重条件
 緑字：要求機能
 青字：対応方針

表 2.3-1 貯留堰の要求機能と設計方針

施設名	基本設計方針	要求機能	機能設計		構造強度設計					設計に用いる許容限界
			性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計（評価方針）	評価対象部位	応力等の状態	損傷モード	
貯留堰	<ul style="list-style-type: none"> ・貯留堰は、基準地震動 S_s に対して、貯留堰の要求される機能を損なうおそれがない設計とする。 ・貯留堰は、構造全体として変形能力及び安定性について十分な余裕を有するとともに、貯留堰に要求される機能が保持できるものとする。 ・基準地震動 S_s による地震力は、水平2方向及び鉛直方向について適切に組み合わせて算定するものとする。 	<ul style="list-style-type: none"> ・貯留堰は、基準地震動 S_s に対し、津波防護施設が要求される機能を損なう恐れがないよう、構造物全体としての変形能力（終局耐力時の変形）に対し、十分な構造強度を有した構造であることが要求される。 	<ul style="list-style-type: none"> ・貯留堰は、基準地震動 S_s に対し、主要な構造部材の構造健全性を維持することで、津波時の止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。 	<ul style="list-style-type: none"> ・貯留堰は、基準地震動 S_s に対し、水位低下時にいて海水ポンプの取水に必要な高さを考慮した天端高さ T.P.-4.90m とし、海水ポンプ室前面を取り囲むように海中に設置する設計とする。 鋼管矢板は鋼管矢板継手にて連結し、岩盤に支持する構造とすることにより、止水性を保持する設計とする。 	<ul style="list-style-type: none"> ・貯留堰は、基準地震動 S_s による地震時荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。 	<ul style="list-style-type: none"> 基準地震動 S_s による地震時荷重に対し、十分な支持性能を有する地盤に支持される設計とするため、作用する押し込み力や引抜力が許容支持力以下に留まることを確認する。 	基礎地盤	支持力	支持機能を喪失する状態	「道路橋示方書・同解説(I 共通編・IV 下部構造編)」を踏まえ、妥当な安全余裕を考慮した極限支持力以下とする。
						<ul style="list-style-type: none"> 基準地震動 S_s による地震時荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である鋼管矢板が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。 	鋼管矢板	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説(I 共通編・IV 下部構造編)」を踏まえた短期許容応力度以下とする。
						<ul style="list-style-type: none"> 基準地震動 S_s による地震時荷重に対し、主要な構造体の境界部に設置する部材が有意な漏えいを生じない変形に留める設計とするため、境界部に設置する止水ゴムが、有意な漏えいを生じない変形量以下であることを確認する。 	止水ゴム	変形	有意な漏えいに至る変形	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。
						<ul style="list-style-type: none"> 基準地震動 S_s による地震時荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするため、構造部材である止水ゴム取付部鋼材が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。 	止水ゴム取付部鋼材	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説(I 共通編・IV 下部構造編)」を踏まえた短期許容応力度以下とする。
						<ul style="list-style-type: none"> 基準地震動 S_s による地震時荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするため、構造部材である防護材が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。 	防護材	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説(I 共通編・IV 下部構造編)」を踏まえた短期許容応力度以下とする。
						<ul style="list-style-type: none"> 基準地震動 S_s による地震時荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするため、構造部材である防護材取付部鋼材が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。 	防護材取付部鋼材	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説(I 共通編・IV 下部構造編)」を踏まえた短期許容応力度以下とする。

表 2.3-2 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	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
		止水ゴム 取付部鋼材	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
		防護材	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
		防護材 取付部鋼材	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*
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	鋼管矢板	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
		止水ゴム 取付部鋼材	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
		防護材	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
		防護材 取付部鋼材	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*
	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。

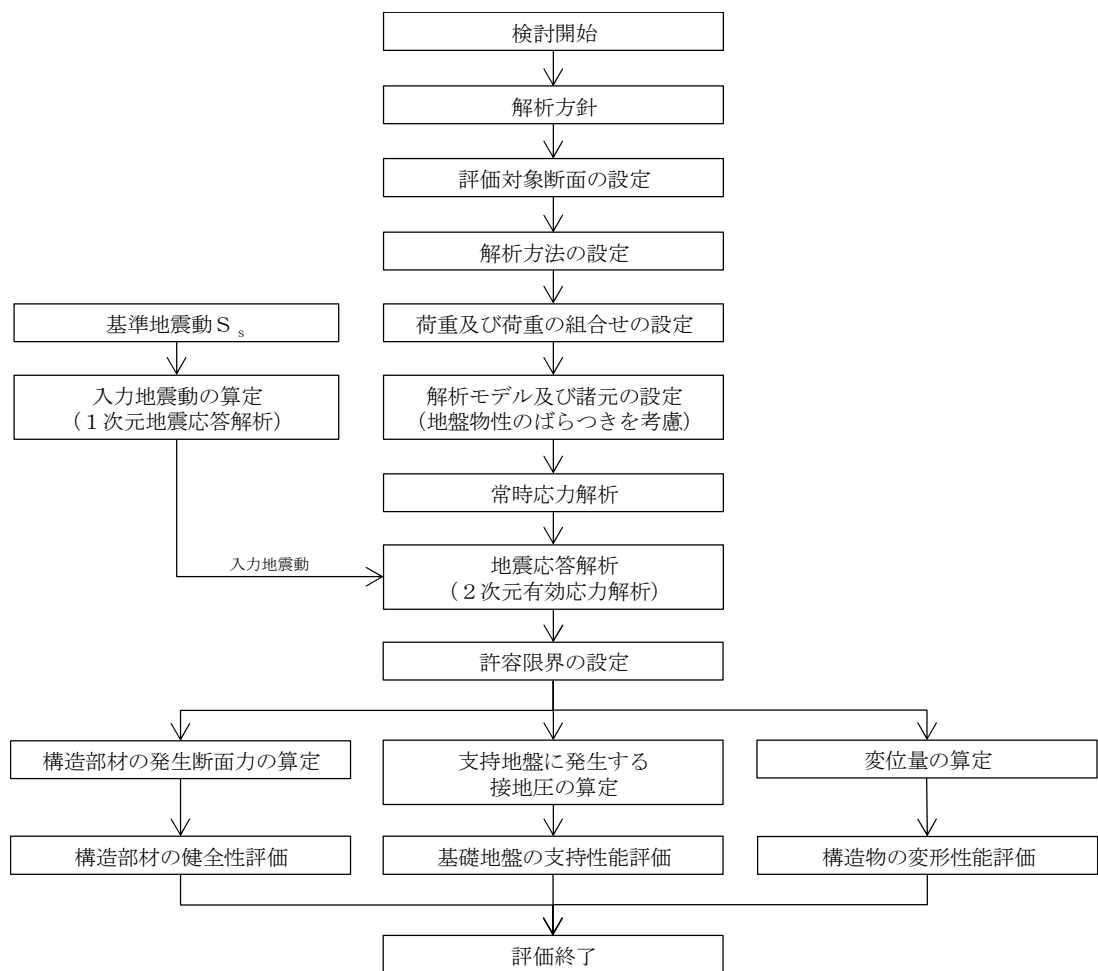


図 2.3-1 貯留堰の耐震評価フロー

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・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）
- ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（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7月）

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	<ul style="list-style-type: none"> ・道路橋示方書（Ⅳ下部構造編）・同解説（平成14年3月） ・道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説（平成14年3月） 	—
荷重及び荷重の組み合わせ	<ul style="list-style-type: none"> ・港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成19年7月） 	<ul style="list-style-type: none"> ・永久荷重＋偶発荷重の適切な組合せを検討
許容限界	<ul style="list-style-type: none"> ・道路橋示方書（Ⅳ下部構造編）・同解説（平成14年3月） ・道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説（平成14年3月） 	<ul style="list-style-type: none"> ・曲げに対する照査は，発生応力度が，短期許容応力度以下であることを確認 ・せん断に対する照査は，発生応力度が短期許容応力度以下であることを確認
評価方法	<ul style="list-style-type: none"> ・港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成19年7月） 	<ul style="list-style-type: none"> ・腐食代の設定
地震応答解析	<ul style="list-style-type: none"> ・J E A G 4 6 0 1 -1987 	<ul style="list-style-type: none"> ・有限要素法による2次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

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。

図 3.1-1 に示す貯留堰の評価対象断面位置図及び図 3.1-2 に示す評価対象断面図より、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評価対象断面として、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。

評価対象断面選定の詳細については、「5.10 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について 5.10.6 貯留堰及び貯留堰取付護岸」に示す。

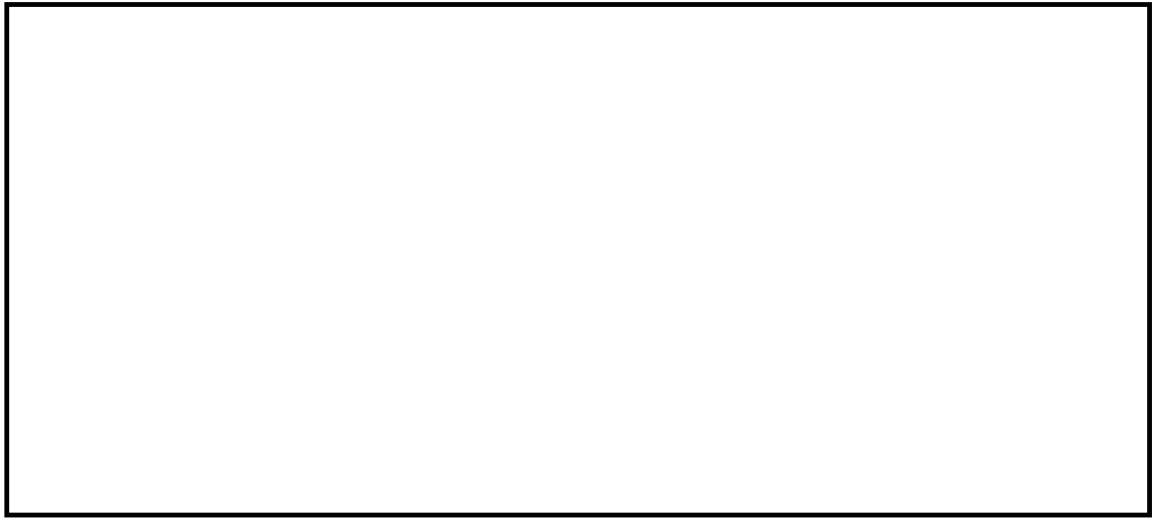


図 3.1-1 貯留堰の評価対象断面位置図

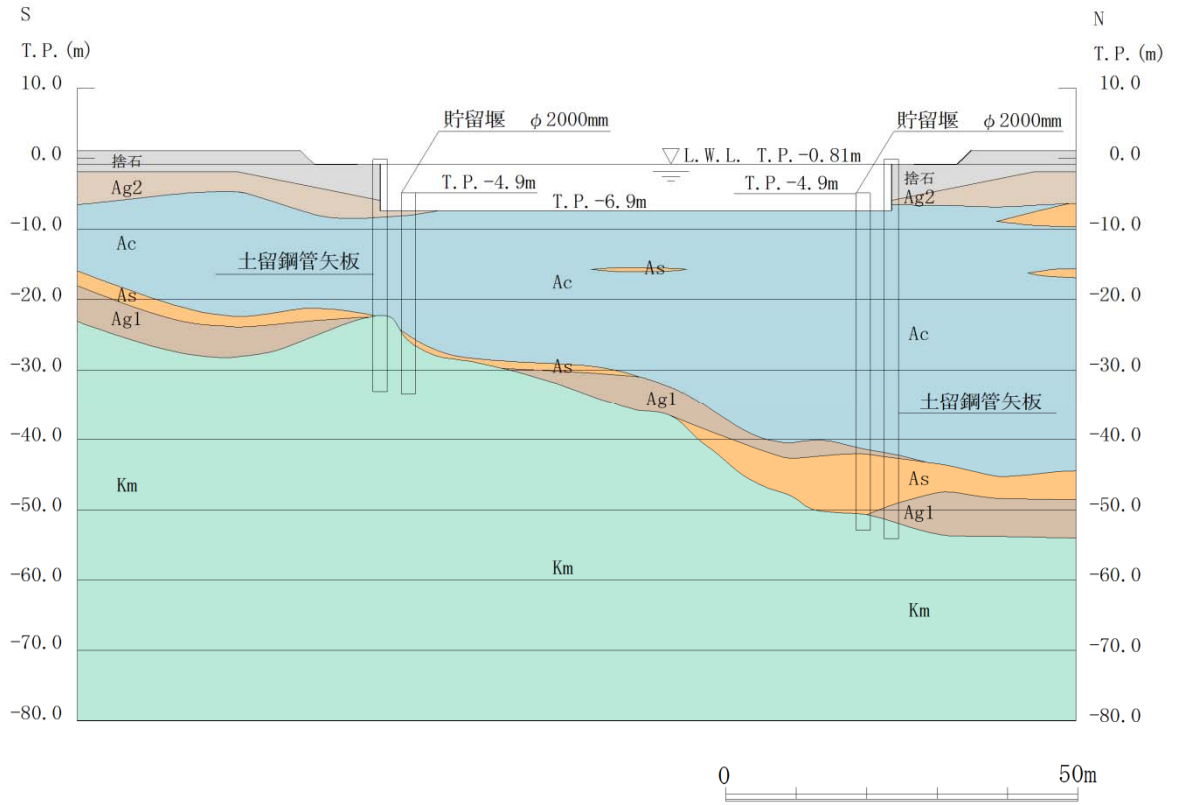


図 3.1-2 (1) 貯留堰の評価対象断面図 (NS-1)

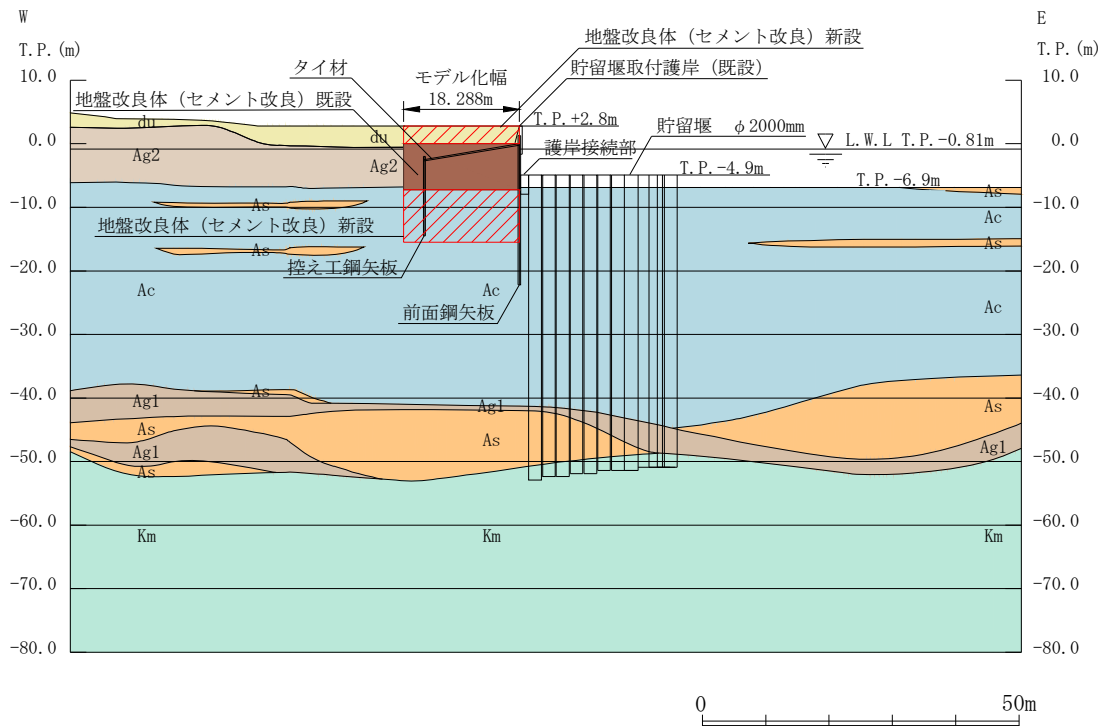


図 3.1-2 (2) 貯留堰の評価対象断面図 (EW-1)

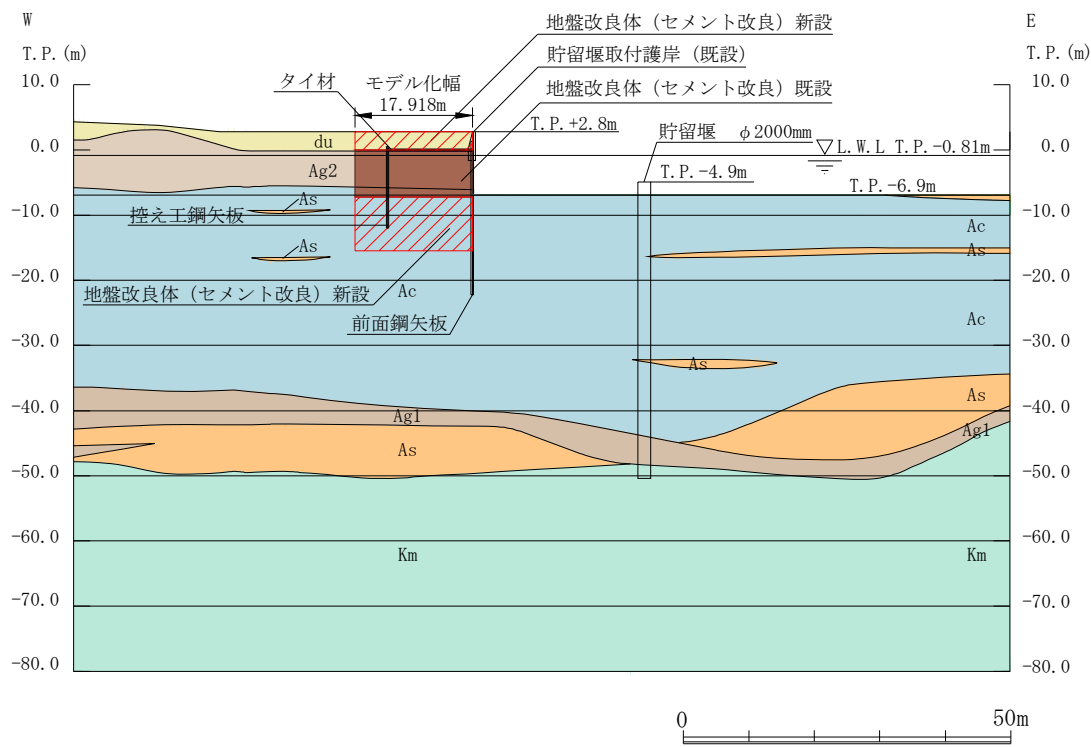


図 3.1-2 (3) 貯留堰の評価対象断面図 (EW-2)

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 地震応答解析手法

貯留堰の地震応答解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる2次元有効応力解析を用いて、基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。貯留堰と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、線形はり要素及び非線形ばね要素でモデル化する。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。

地震応答解析手法の選定フローを図3.2-1に示す。

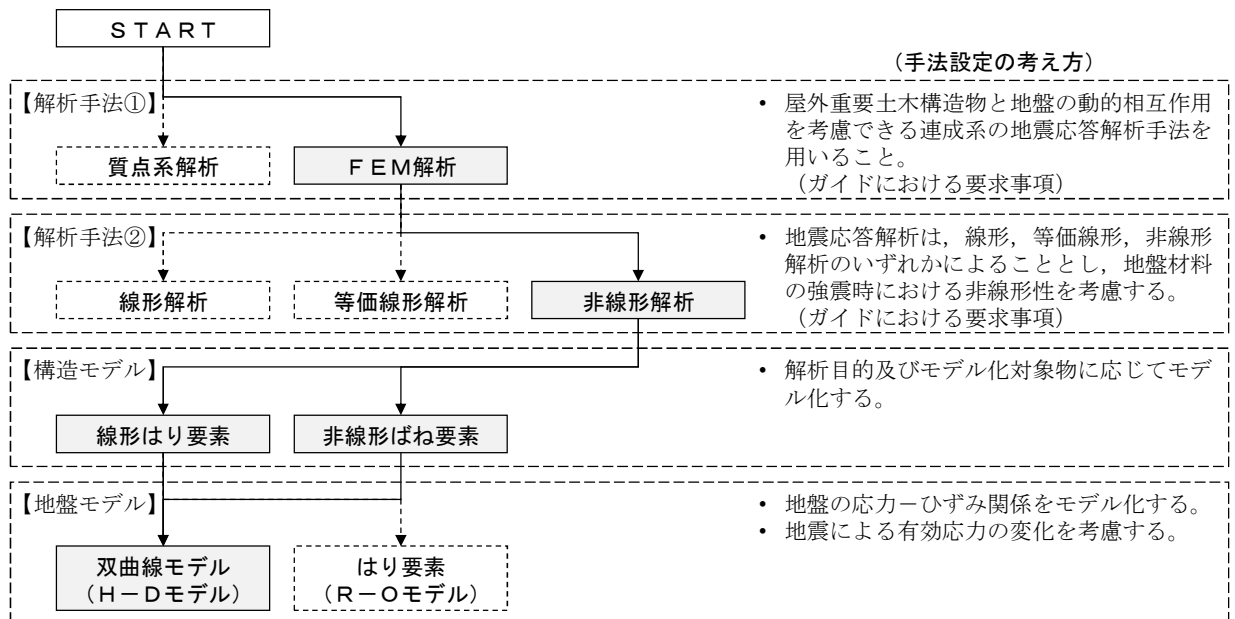


図 3.2-1 地震応答解析手法の選定フロー

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。

3.2.2 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。

3.2.3 地盤

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 3.2-1 に示す検討ケース (①～⑥) を設定する。

表 3.2-1 有効応力解析における検討ケース

検討ケース	①	②	③	④	⑤	⑥
地盤剛性の設定	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(+1σ)した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮(-1σ)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(+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(-1σ)	原地盤に基づく液状化強度特性(-1σ)	原地盤に基づく液状化強度特性(-1σ)	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+1σ」(以下「+1σ」という。)とする解析ケース(検討ケース②, ⑥)及び「回帰曲線-1σ」(以下「-1σ」という。)とする解析ケース(検討ケース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(検討ケース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(検討ケース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(検討ケース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検討ケース(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。

3.2.4 減衰定数

時刻歴非線形解析における減衰定数については、固有値解析にて求められる固有振動数に基づく Rayleigh 減衰を考慮する。

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

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表 3.3-1 及び表 3.3-2 に示す。

表 3.3-1 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

表 3.3-2 荷重の組合せ (鋼管矢板 地震時)

種別	荷重		算定方法
永久荷重	固定荷重	躯体自重	○ ・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	— ・機器・配管設備はないことから、考慮しない。
		土被り荷重	○ ・常時応力解析により設定する。
		上載荷重	— ・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○ ・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○ ・海水面に応じた静水圧として設定する。 ・海水の密度を考慮する。
	内水圧		— ・内水圧を考慮する構造形式ではないことから、考慮しない。
変動荷重	積雪荷重		— ・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。
	風荷重		— ・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。
	積雪荷重及び風荷重以外		— ・積雪荷重及び風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動	○	・基準地震動 S_s による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動	○	・躯体の慣性力、動土圧を考慮する。
	動水圧	○	・水位条件、密度は、永久荷重と同様とする。

(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表 3.3-3 及び表 3.3-4 に、荷重作用図を図 3.3-1 に示す。

なお、地盤からの作用荷重を保守的に評価するために、土中部の部材には受働土圧を作用荷重として考慮するものとし、受働土圧については非排水せん断強度（ピーク強度（平均値））を用いて止水ゴム取付部鋼材下端位置にて算出した土圧強度を用いる。

止水ゴムからの作用荷重を保守的に評価するために、ゴム張力については止水ゴムの引張強度を用いる。

慣性力及び動水圧については、「3.2.3 地盤」に示す解析ケース及び「3.4 入力地震動」に示す基準地震動 S_s を考慮した 2 次元有効応力解析から得られる最大加速度（ $S_s - 2.1$ ，検討ケース①：原地盤に基づく液化化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース））より、水平震度 $k_h=0.83$ を用いて算出する。

表 3.3-3 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

表 3.3-4 荷重の組合せ（止水ゴム取付部鋼材 地震時）

種別		荷重		算定方法
永久荷重	固定荷重	部材自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	—	・機器・配管設備はないことから、考慮しない。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧	—	・静止土圧は考慮しない。	
	外水圧	—	・堰内外で水位差がないため、考慮しない。	
	内水圧	—	・内水圧を考慮する構造形式ではないことから、考慮しない。	
変動荷重	積雪荷重	—	・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。	
	風荷重	—	・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。	
	積雪荷重及び風荷重以外	—	・積雪荷重及び風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重と組み合わせるべき変動荷重はない。	
偶発荷重	水平地震力	○	・基準地震動 S_s による水平及び鉛直同時加振を考慮する。	
	鉛直地震力	—	・躯体の慣性力，動土圧を考慮する。	
	動水圧	○	・水位条件，密度は，永久荷重と同様とする。	

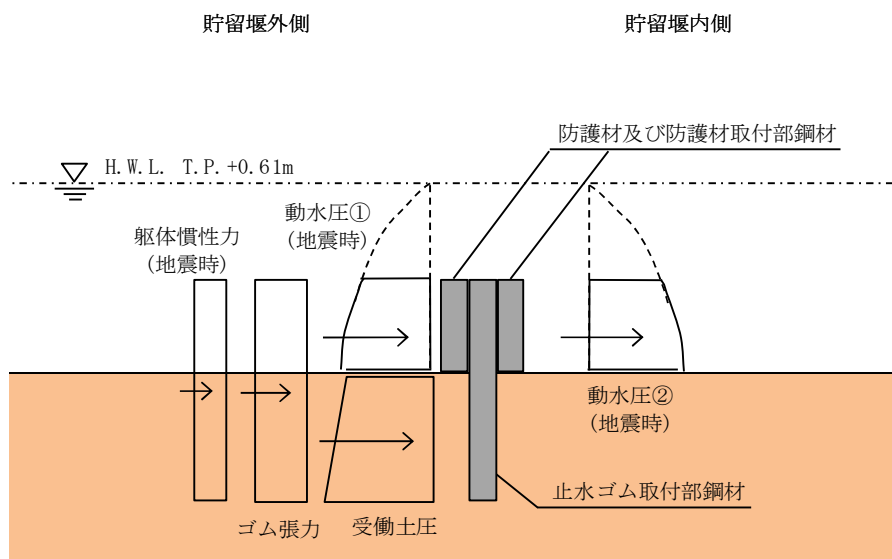


図 3.3-1 荷重作用図（止水ゴム取付部鋼材 地震時）

(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表 3.3-5 及び表 3.3-6 に、荷重作用図を図 3.3-2 に示す。

なお、慣性力及び動水圧の算定に用いる水平震度は、「(2) 止水ゴム取付部鋼材」と同様に $k_h=0.83$ とする。

表 3.3-5 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

表 3.3-6 荷重の組合せ（防護材及び防護材取付部鋼材 地震時）

種別		荷重		算定方法
永久荷重	固定荷重	部材自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	—	・機器・配管設備はないことから、考慮しない。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧		—	・静止土圧は考慮しない。
	外水圧		—	・堰内外で水位差がないため、考慮しない。
	内水圧		—	・内水圧を考慮する構造形式ではないことから、考慮しない。
変動荷重	積雪荷重		—	・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。
	風荷重		—	・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。
	積雪荷重及び風荷重以外		—	・積雪荷重及び風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重と組み合わせるべき変動荷重はない。
偶発荷重	水平地震力	○	・基準地震動 S_s による水平及び鉛直同時加振を考慮する。	
	鉛直地震力	—	・躯体の慣性力、動土圧を考慮する。	
	動水圧	○	・水位条件、密度は、永久荷重と同様とする。	

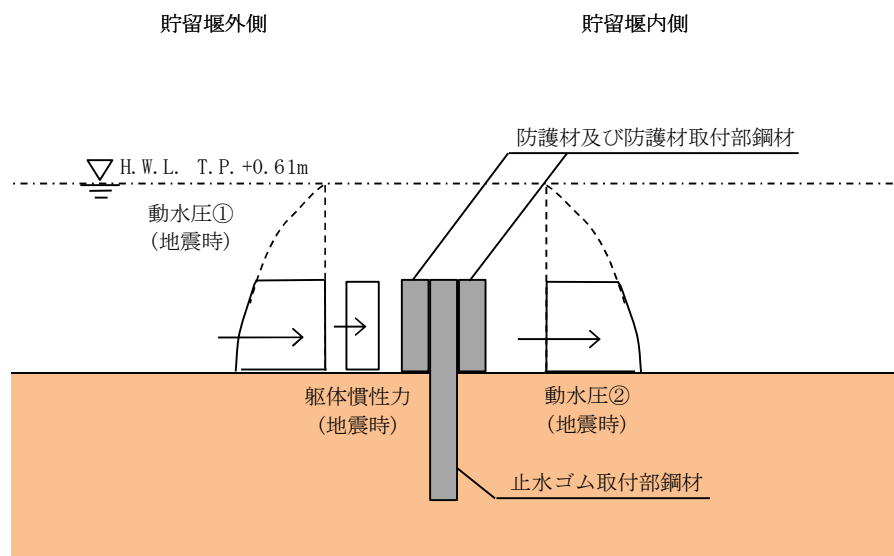


図 3.3-2 荷重作用図（防護材及び防護材取付部鋼材 地震時）

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 3.4-1 に、入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図 3.4-2 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。

なお、基準地震動 S_s のうち断層モデル波については、特定の方向性を有することから、構造物の評価対象断面方向を考慮し、方位補正を行う。具体的には南北方向及び東西方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め、各々を足し合わせることで方位補正した地震動を設定する。

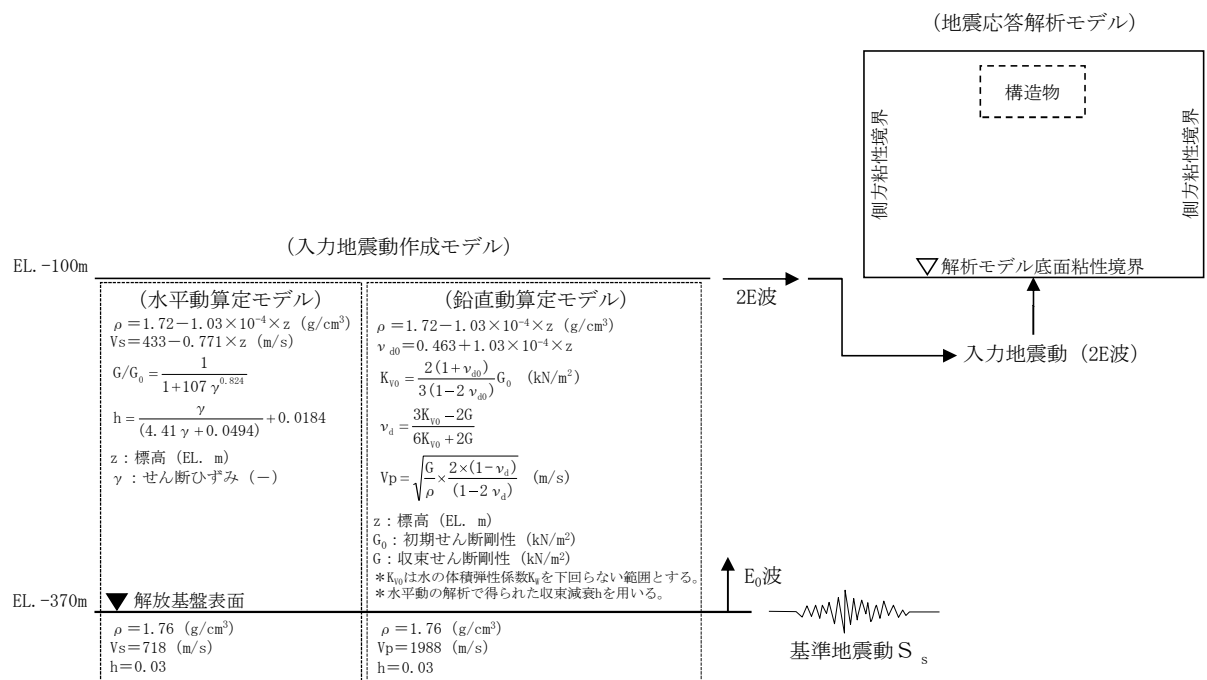
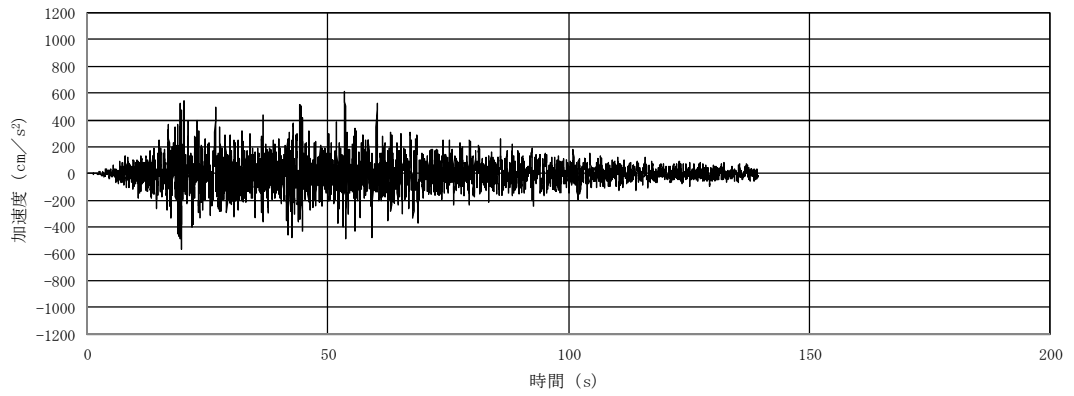
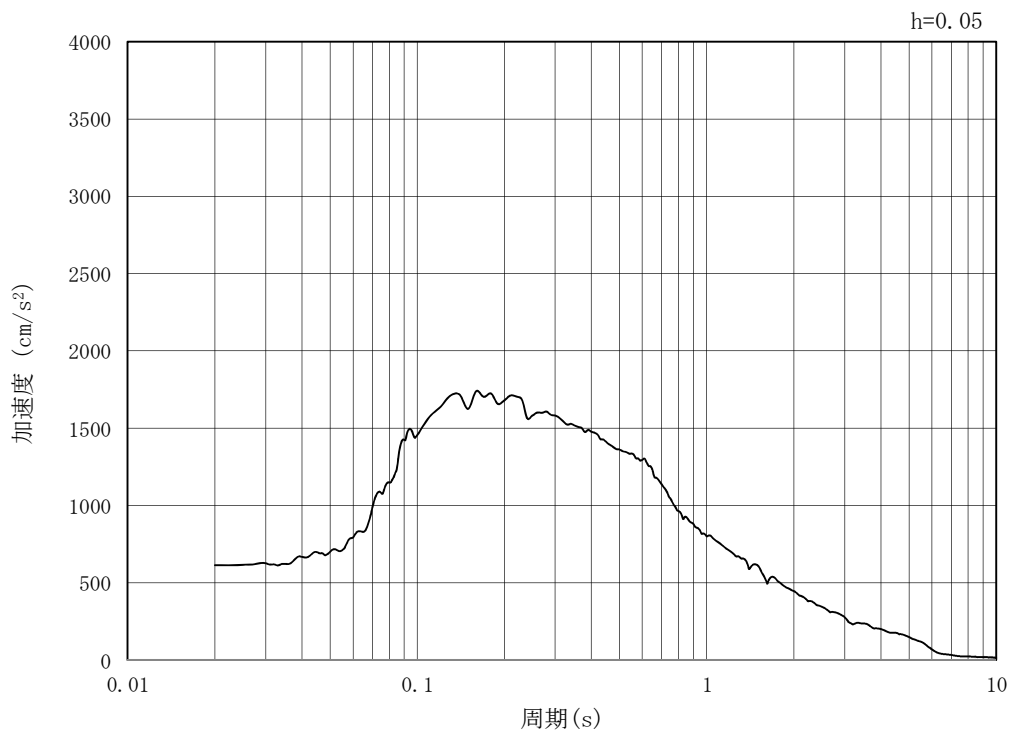


図 3.4-1 入力地震動算定の概念図

MAX 614 cm/s^2 (53.52s)



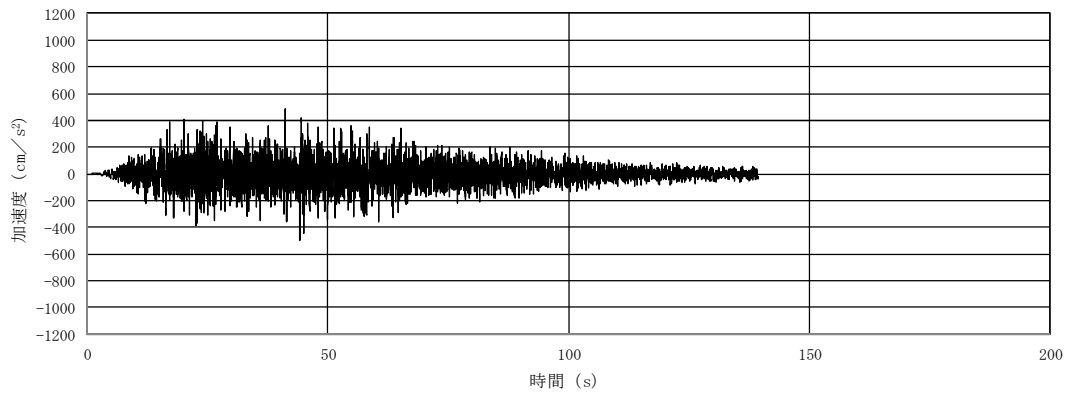
(a) 加速度時刻歴波形



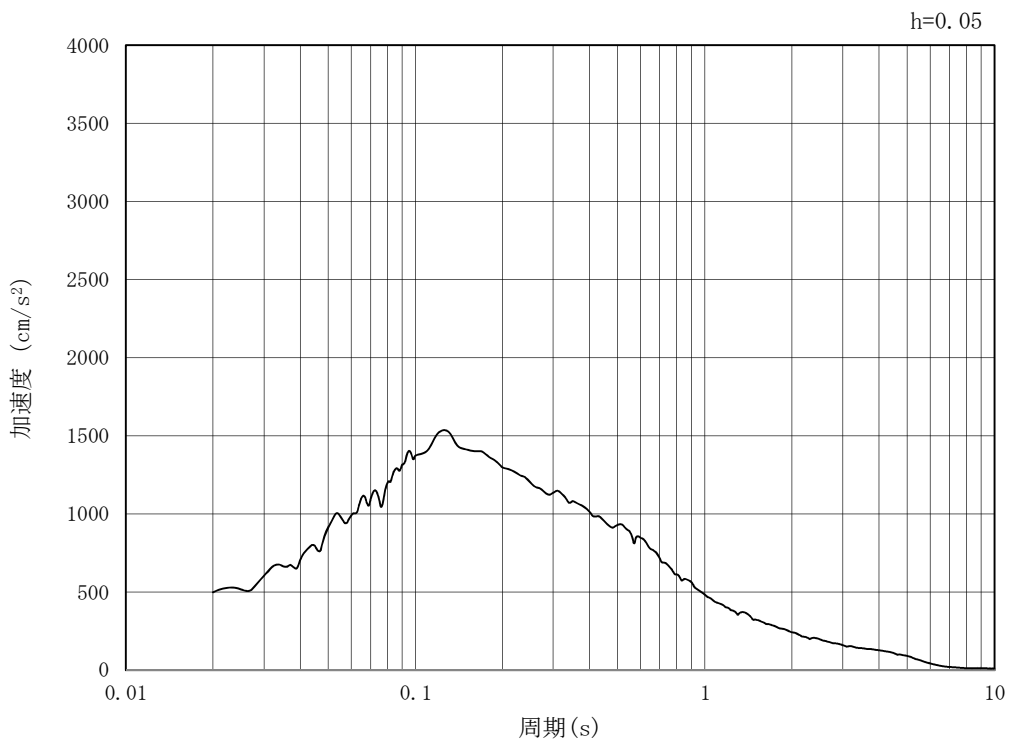
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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-D 1)

MAX 499 cm/s^2 (44.24s)



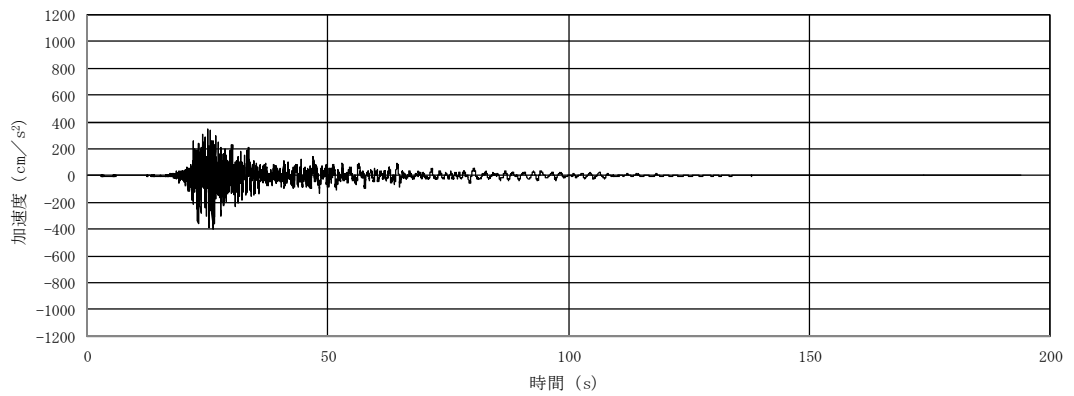
(a) 加速度時刻歴波形



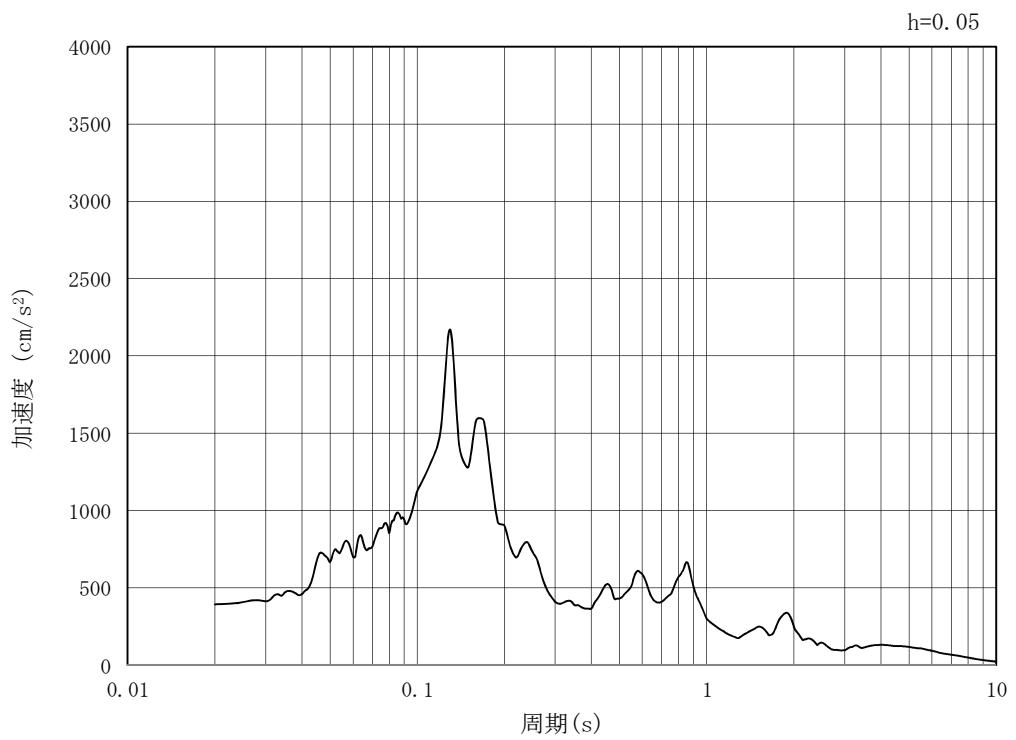
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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-D 1)

MAX 393 cm/s^2 (26.13s)



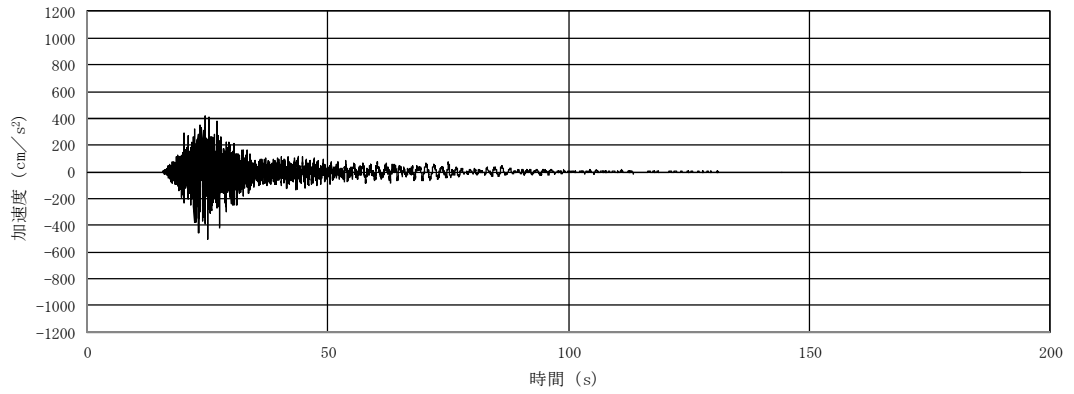
(a) 加速度時刻歴波形



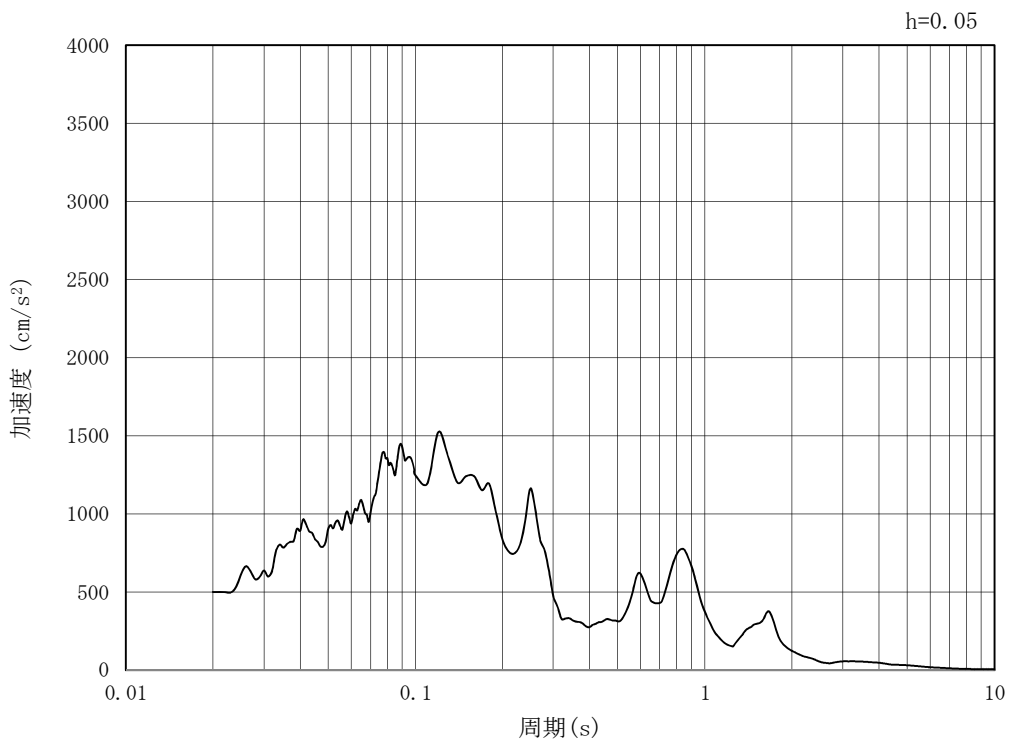
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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 : $S_s - 1.1$)

MAX 501 cm/s^2 (25.03s)



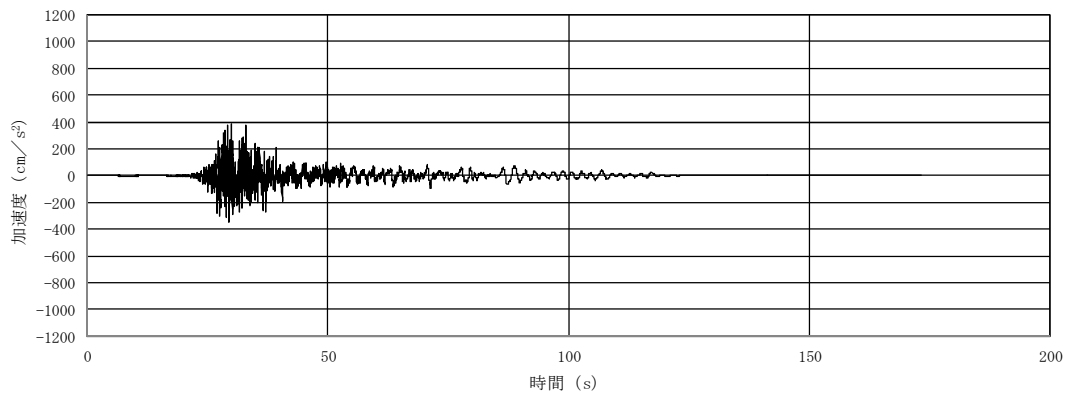
(a) 加速度時刻歴波形



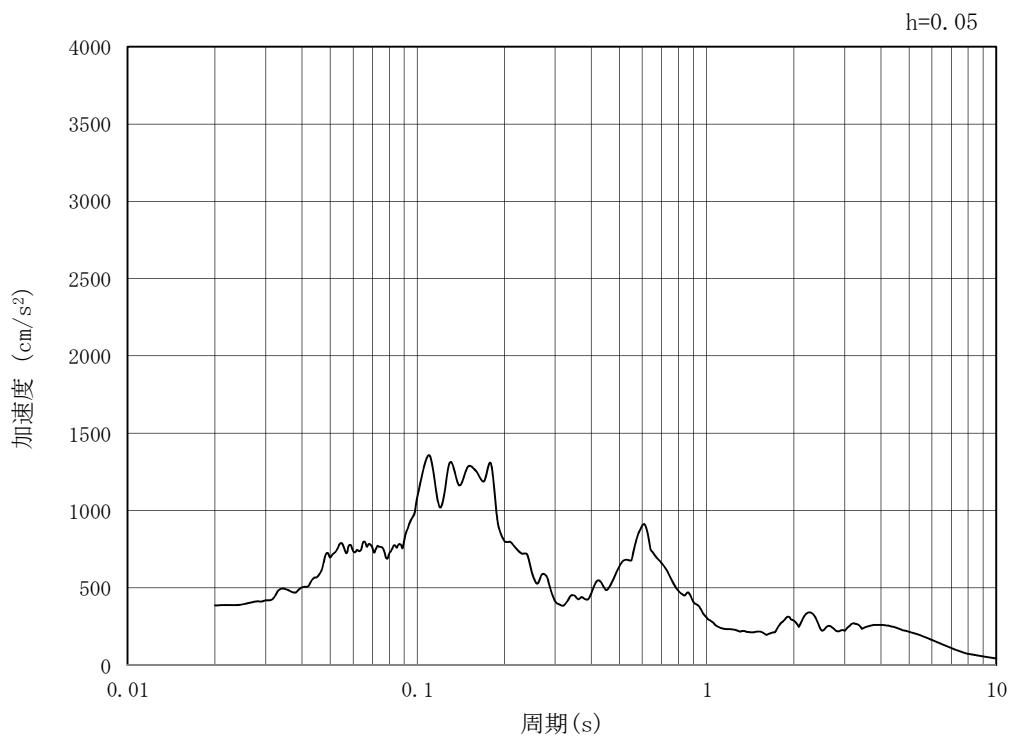
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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 : $S_s - 1.1$)

MAX 387 cm/s^2 (29.85s)



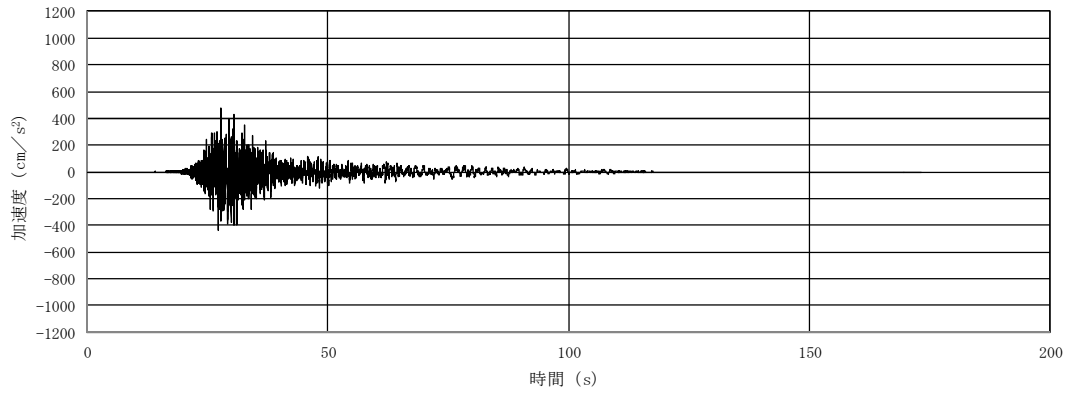
(a) 加速度時刻歴波形



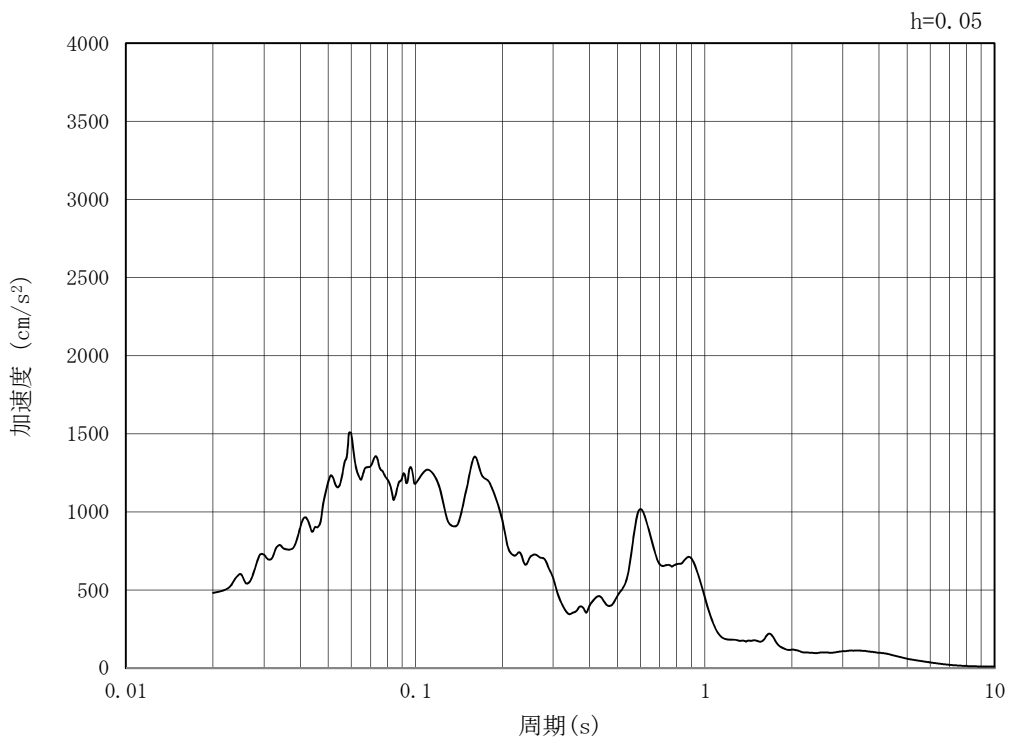
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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 : $S_s - 1.2$)

MAX 482 cm/s² (27.83s)



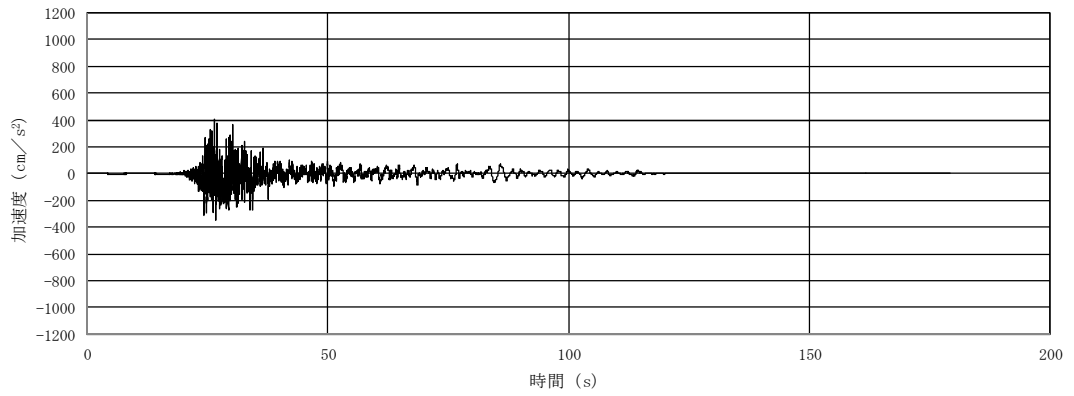
(a) 加速度時刻歴波形



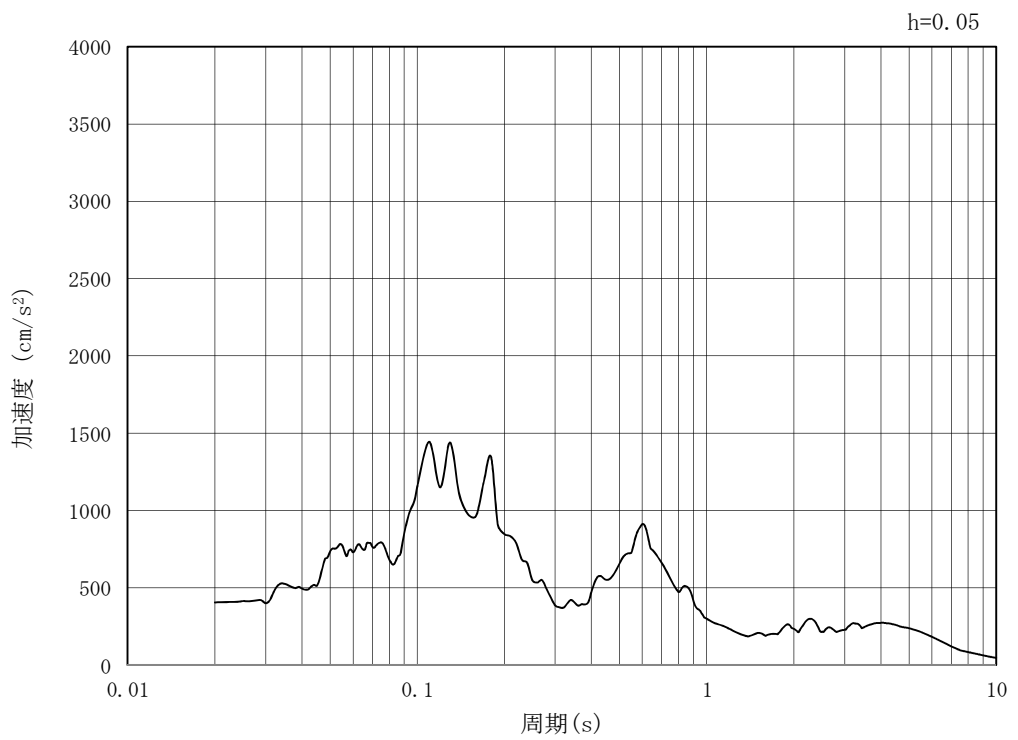
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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 : $S_s - 1.2$)

MAX 406 cm/s^2 (26.41s)



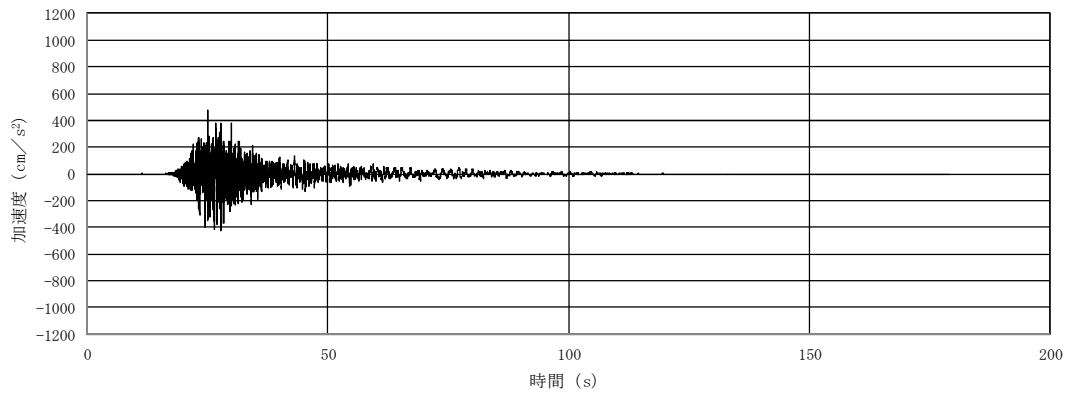
(a) 加速度時刻歴波形



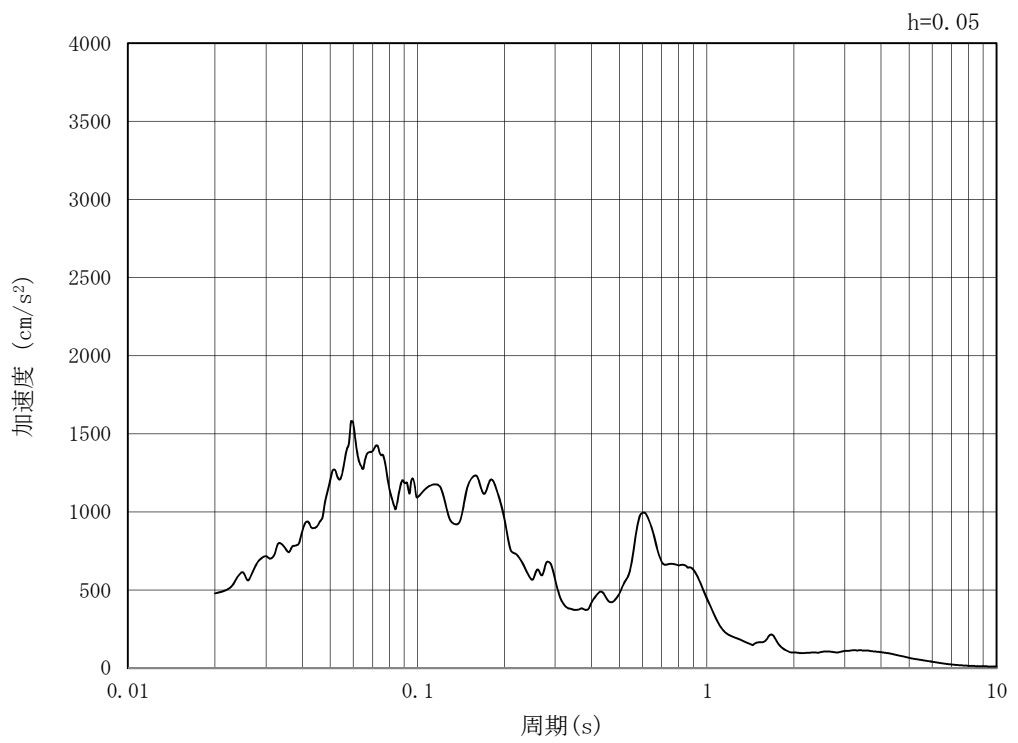
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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 : $S_s - 1.3$)

MAX 478 cm/s^2 (25.05s)



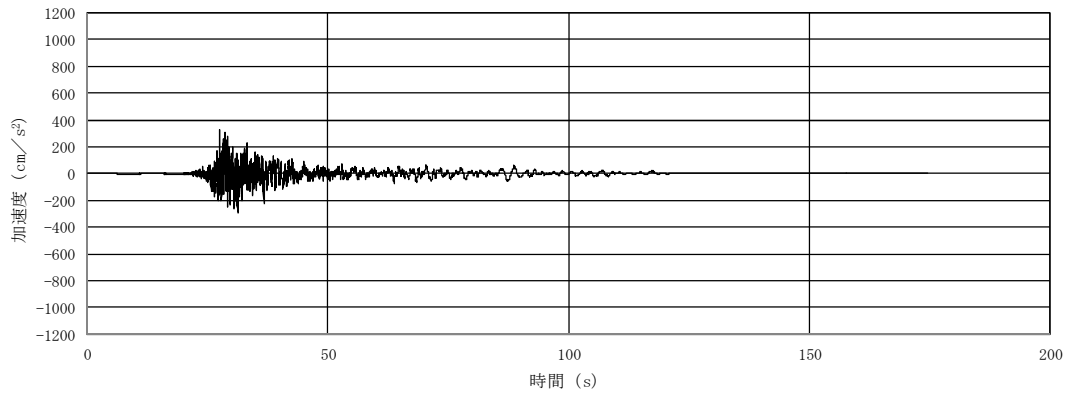
(a) 加速度時刻歴波形



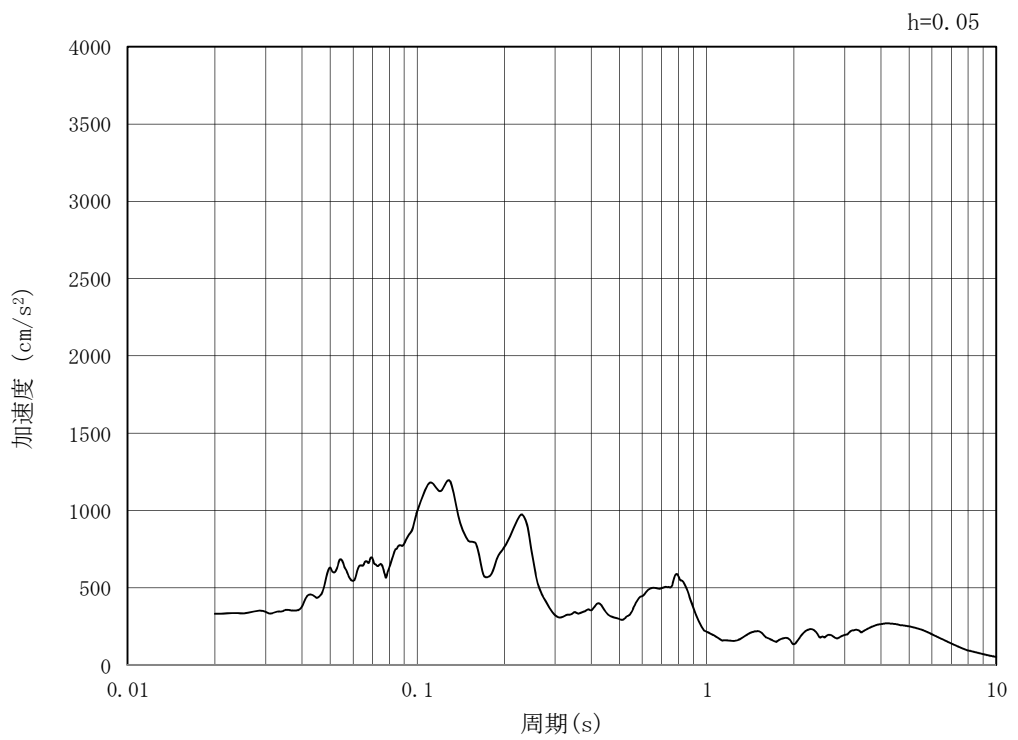
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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 : $S_s - 1.3$)

MAX 332 cm/s² (27.56s)



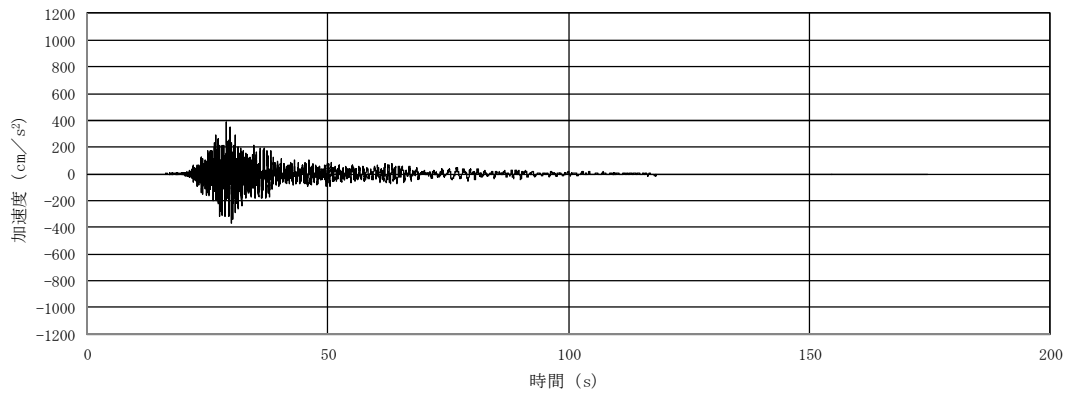
(a) 加速度時刻歴波形



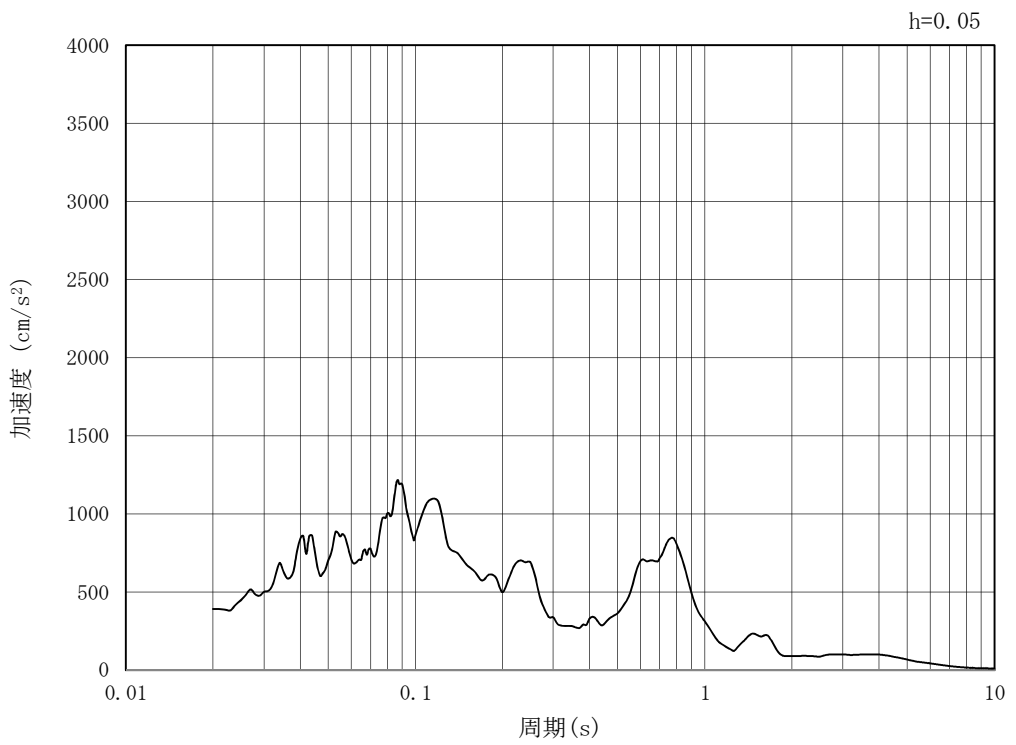
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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 - 1.4)

MAX 391 cm/s² (28.99s)



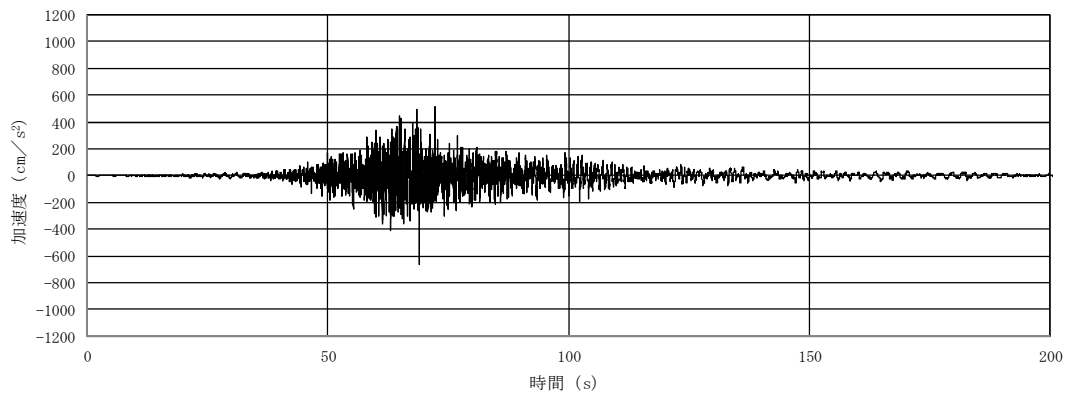
(a) 加速度時刻歴波形



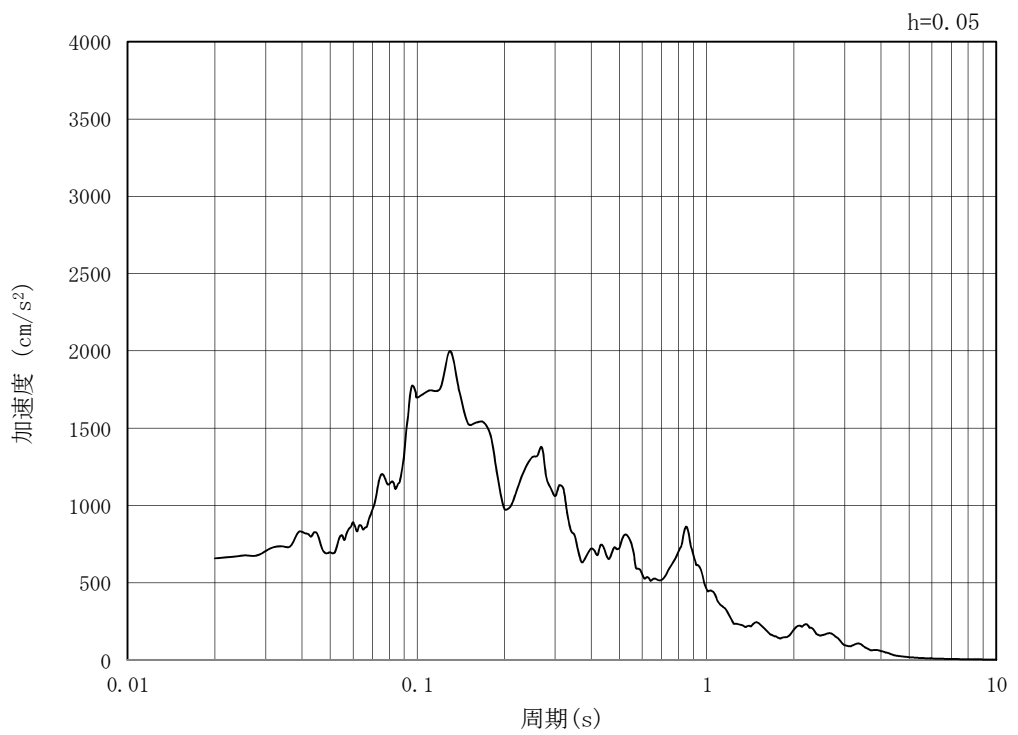
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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 : $S_s - 1.4$)

MAX 659 cm/s^2 (68.87s)



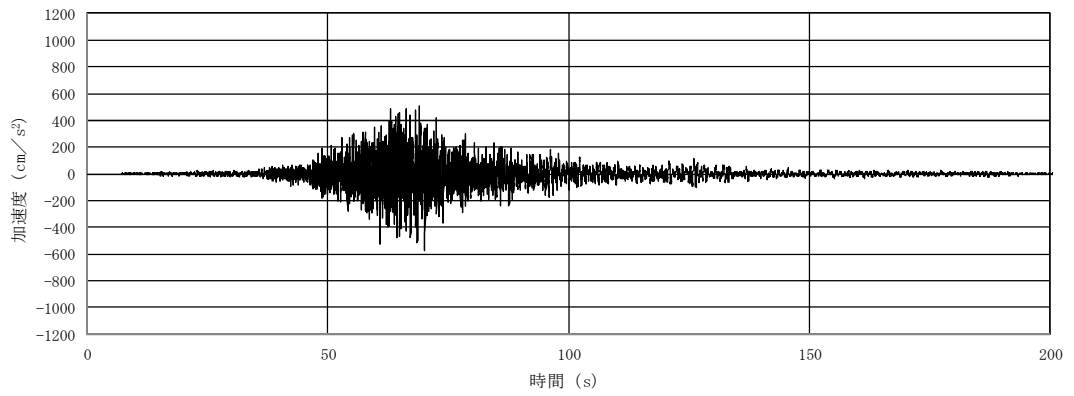
(a) 加速度時刻歴波形



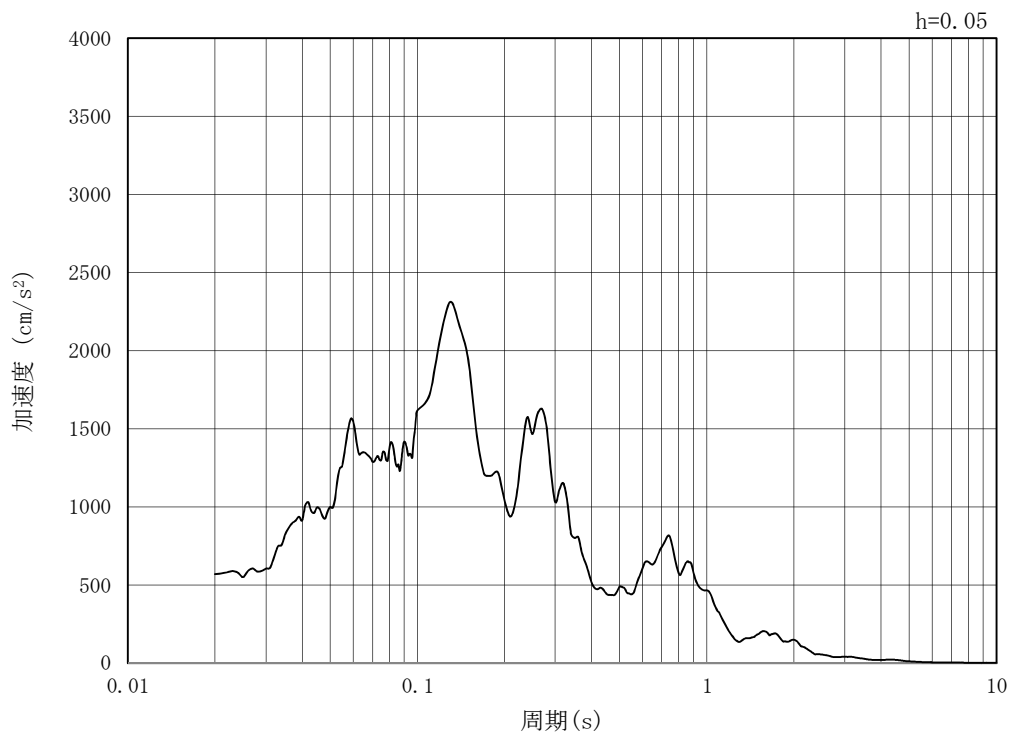
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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 : $S_s - 2.1$)

MAX 570 cm/s^2 (70.18s)



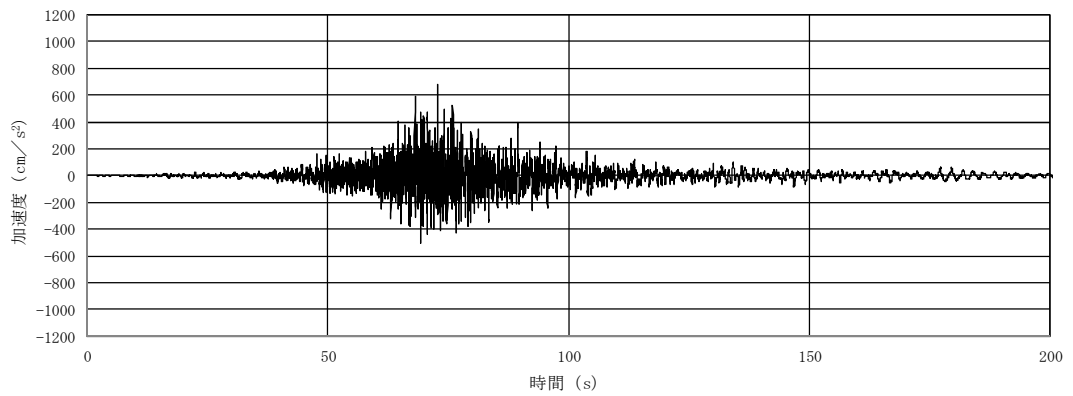
(a) 加速度時刻歴波形



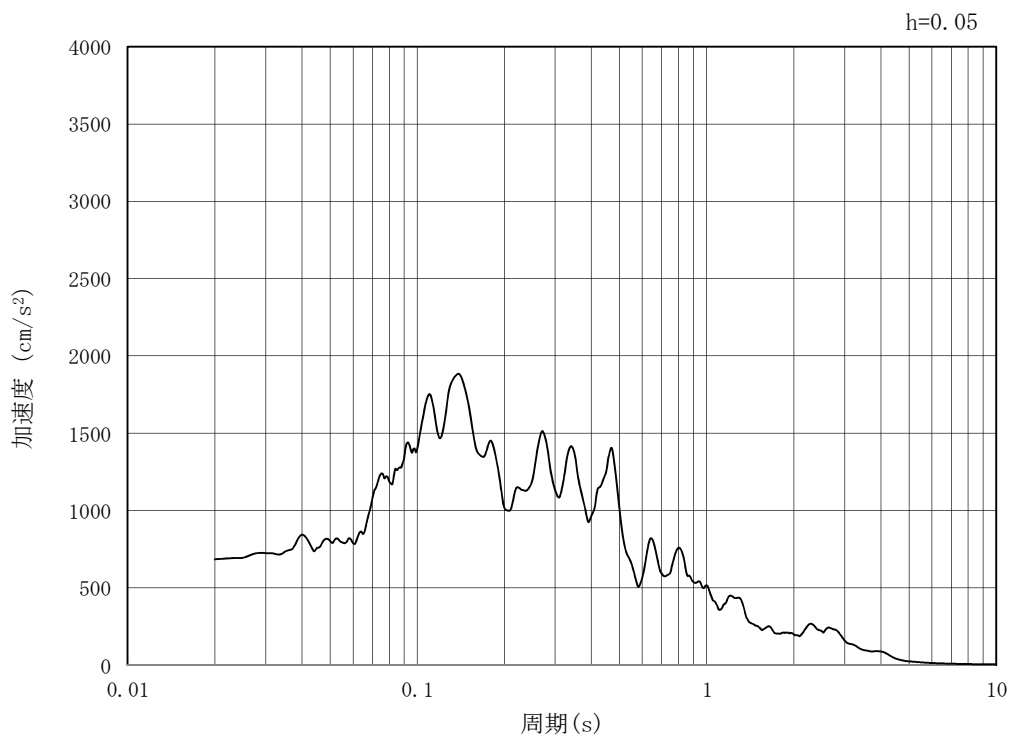
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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: $S_s - 2.1$)

MAX 684 cm/s² (72.71s)



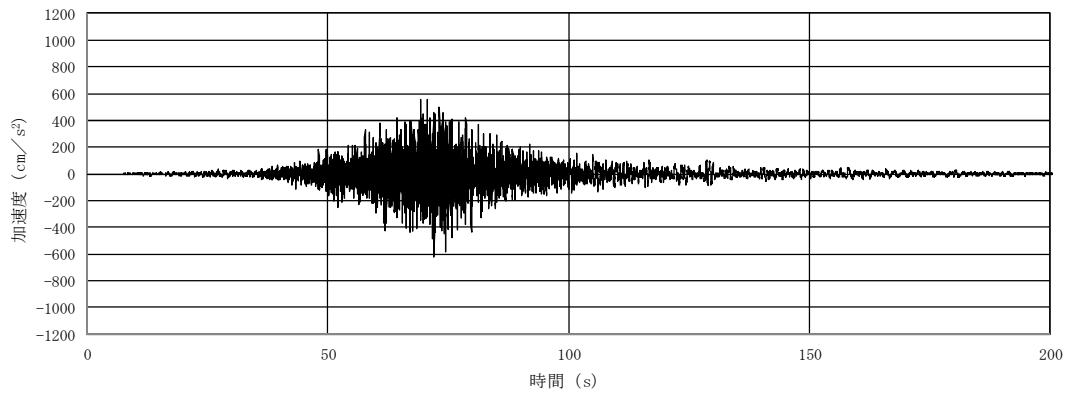
(a) 加速度時刻歴波形



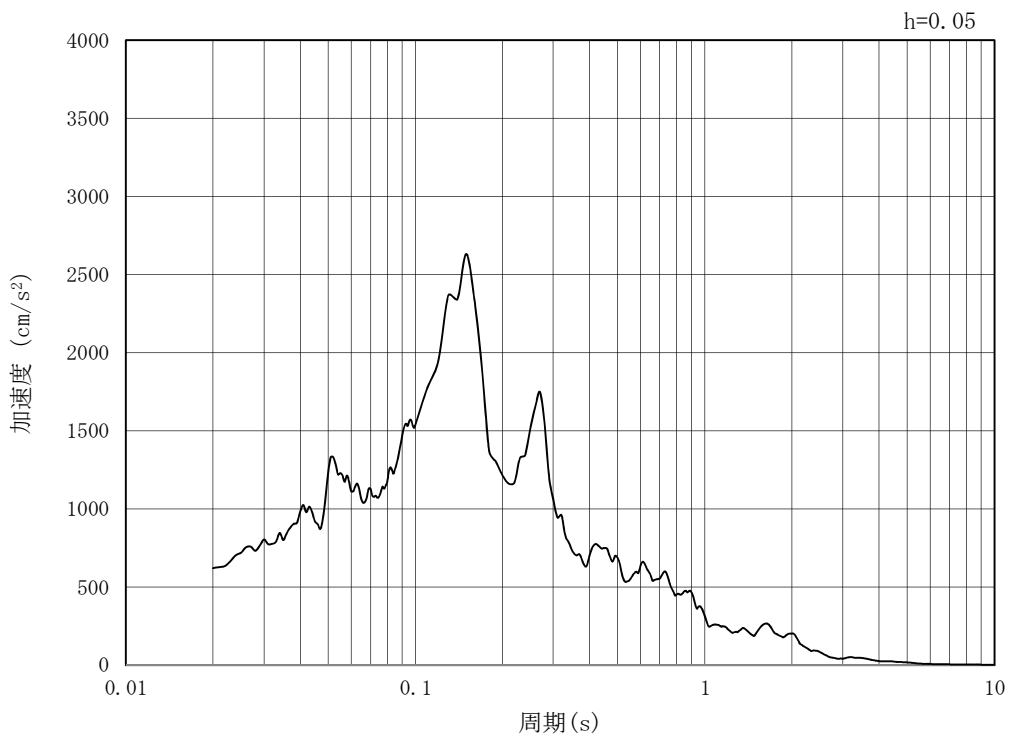
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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 - 2 2)

MAX 621 cm/s^2 (72.1s)



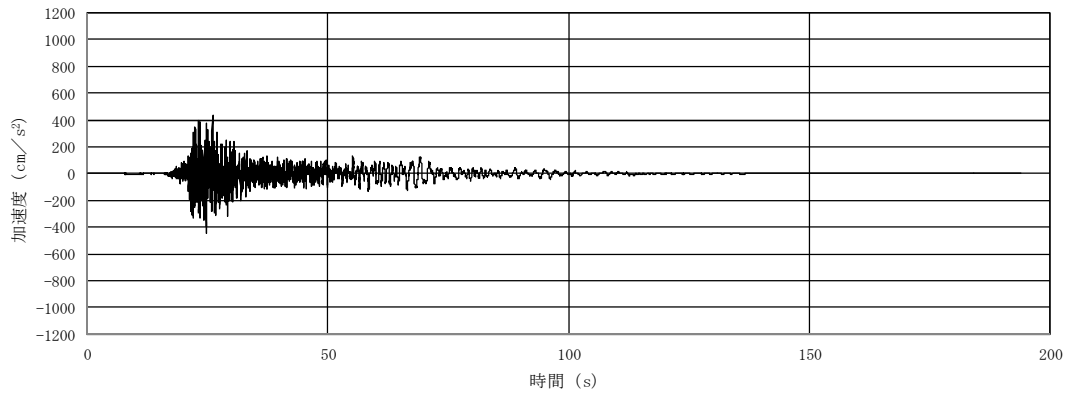
(a) 加速度時刻歴波形



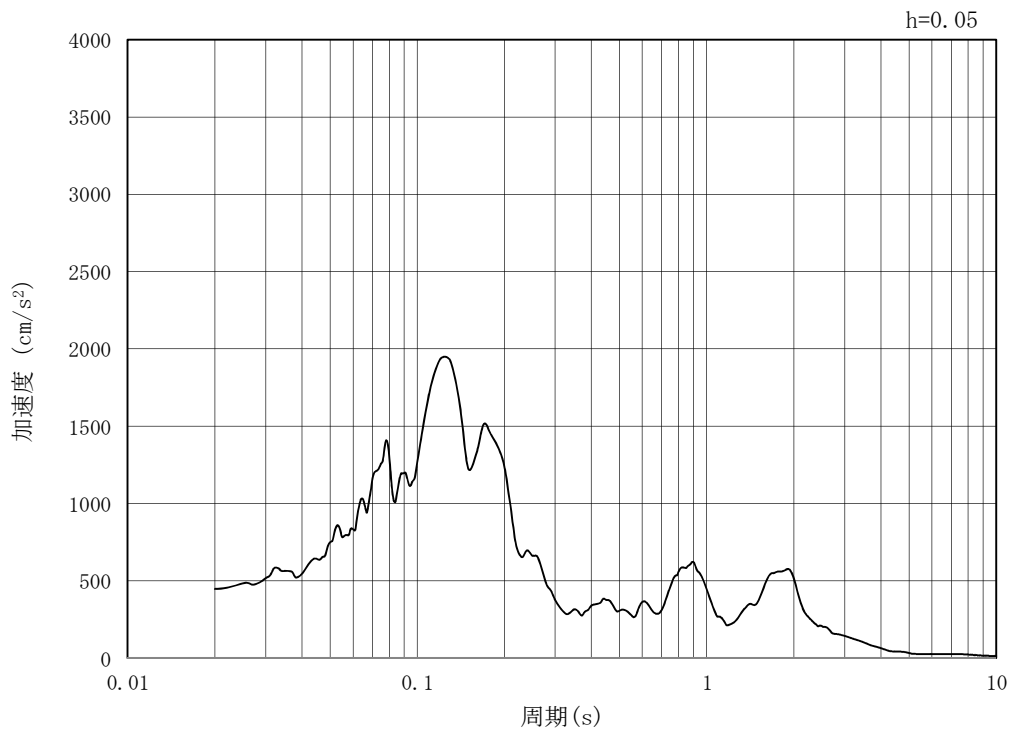
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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: $S_s - 22$)

MAX 448 cm/s^2 (24.66s)



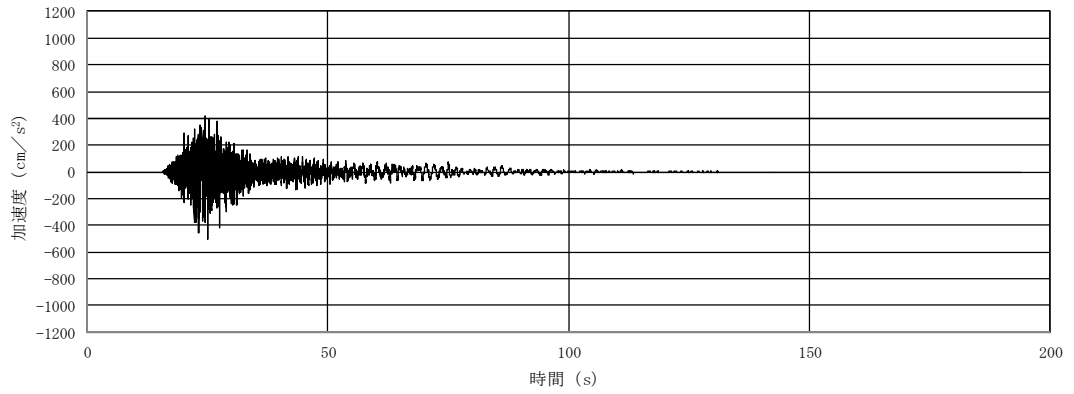
(a) 加速度時刻歴波形



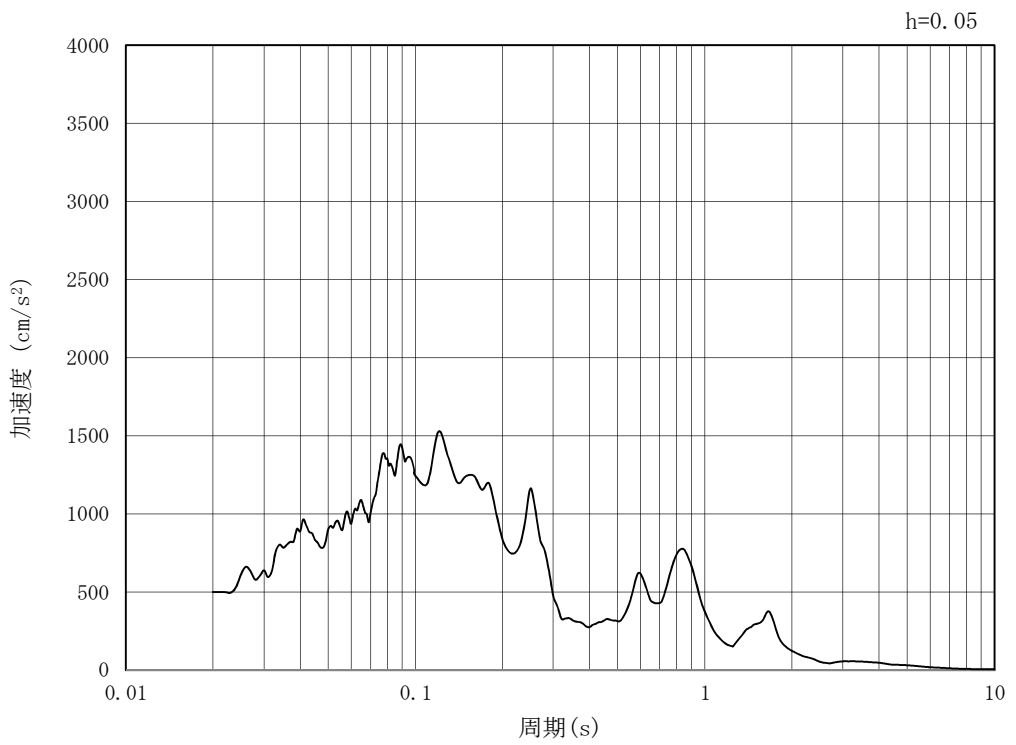
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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 : $S_s - 1.1$)

MAX 501 cm/s² (25.03s)



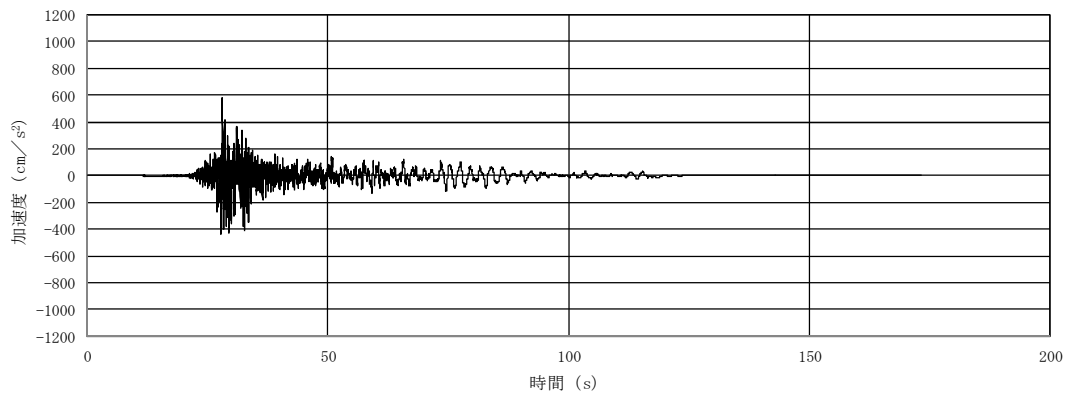
(a) 加速度時刻歴波形



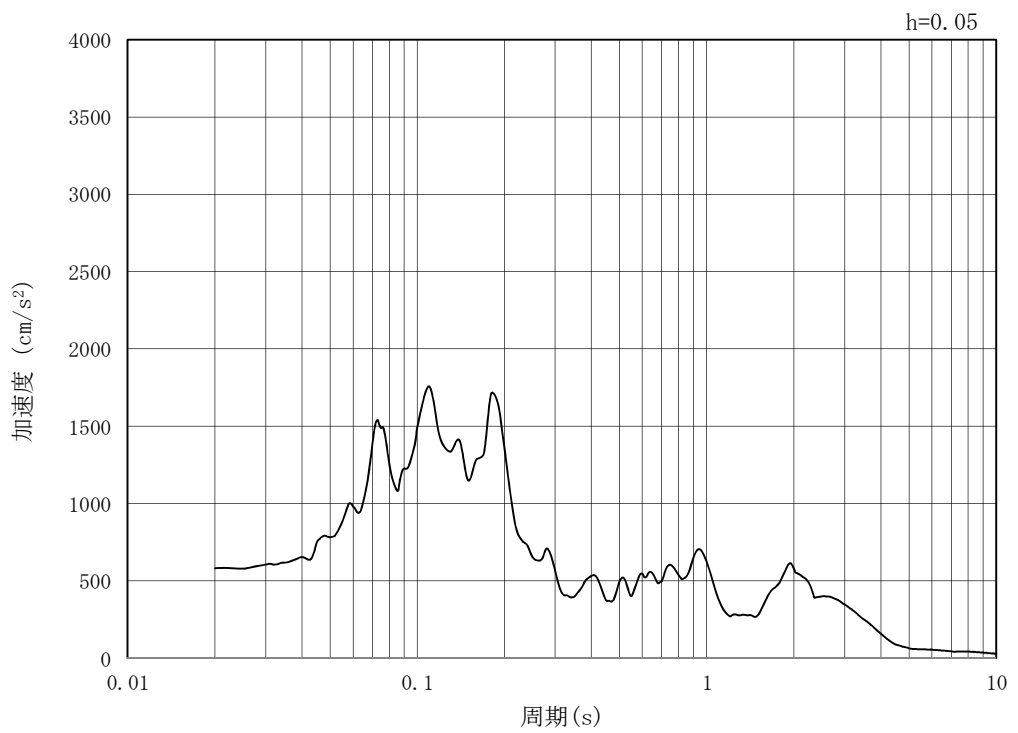
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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 : $S_s - 1.1$)

MAX 582 cm/s^2 (28.16s)



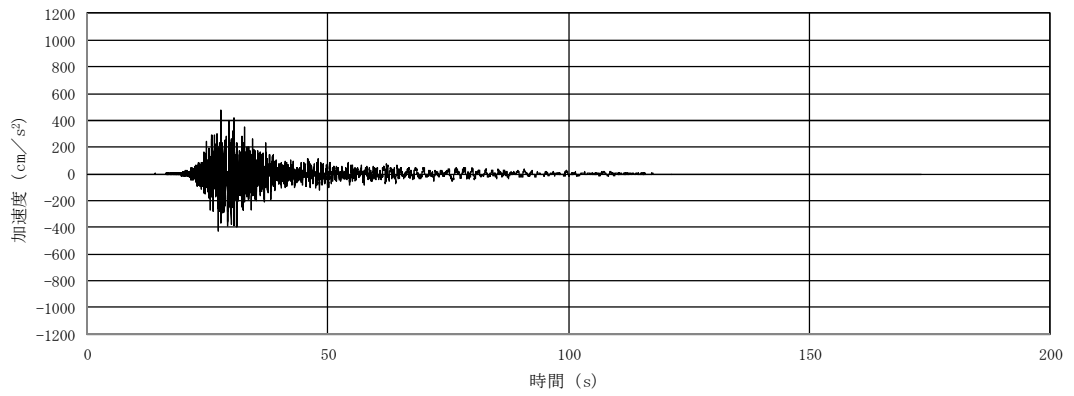
(a) 加速度時刻歴波形



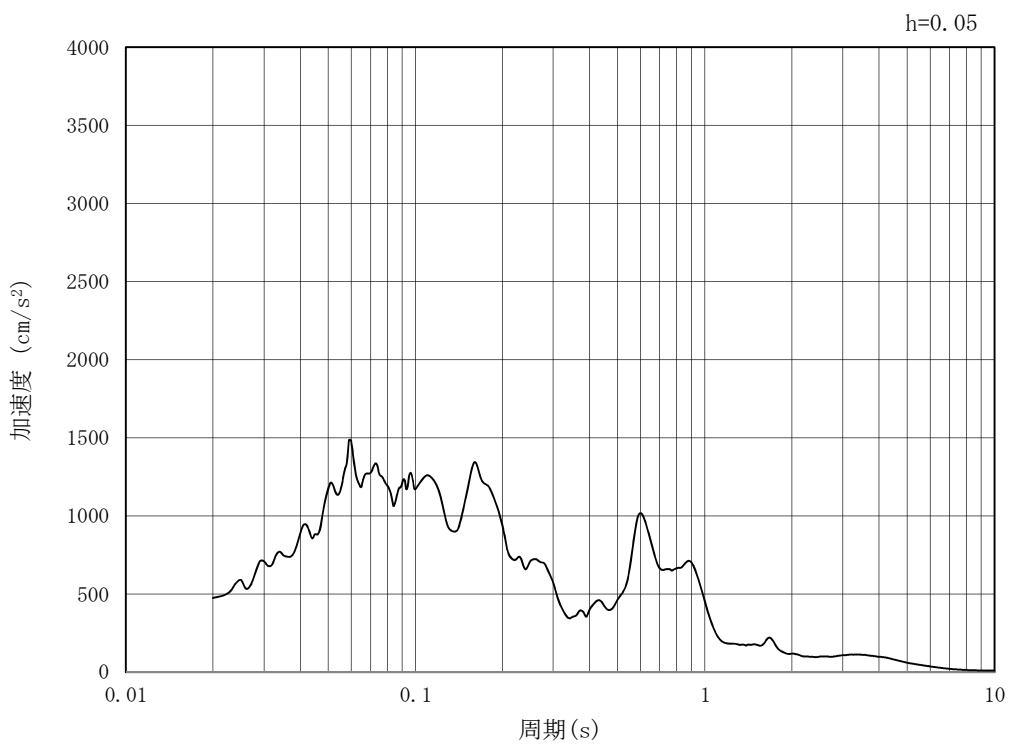
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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 : $S_s - 1.2$)

MAX 475 cm/s² (27.83s)



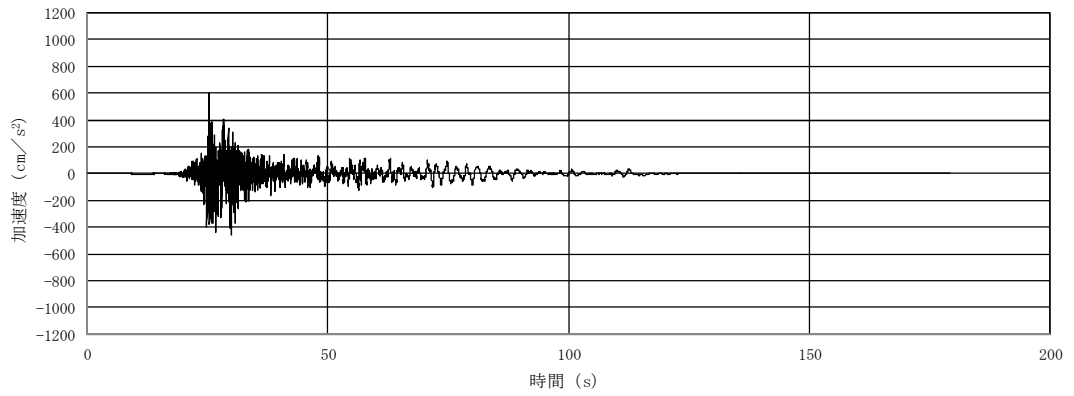
(a) 加速度時刻歴波形



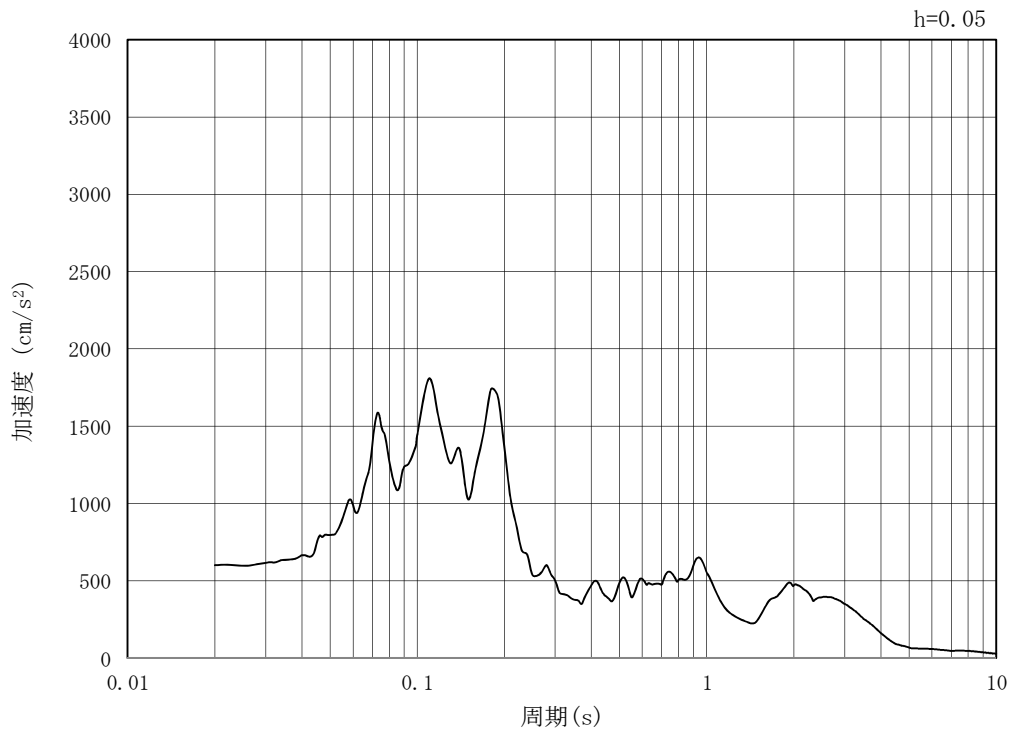
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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 : $S_s - 1.2$)

MAX 601 cm/s² (25.38s)



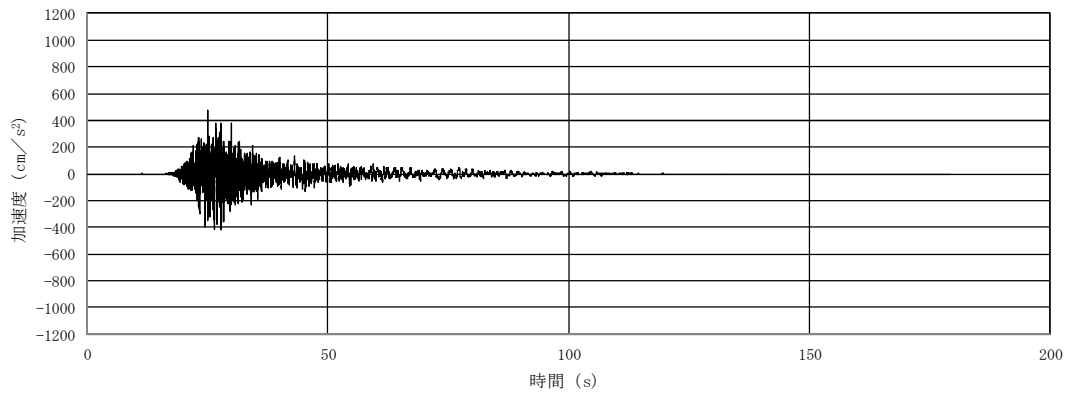
(a) 加速度時刻歴波形



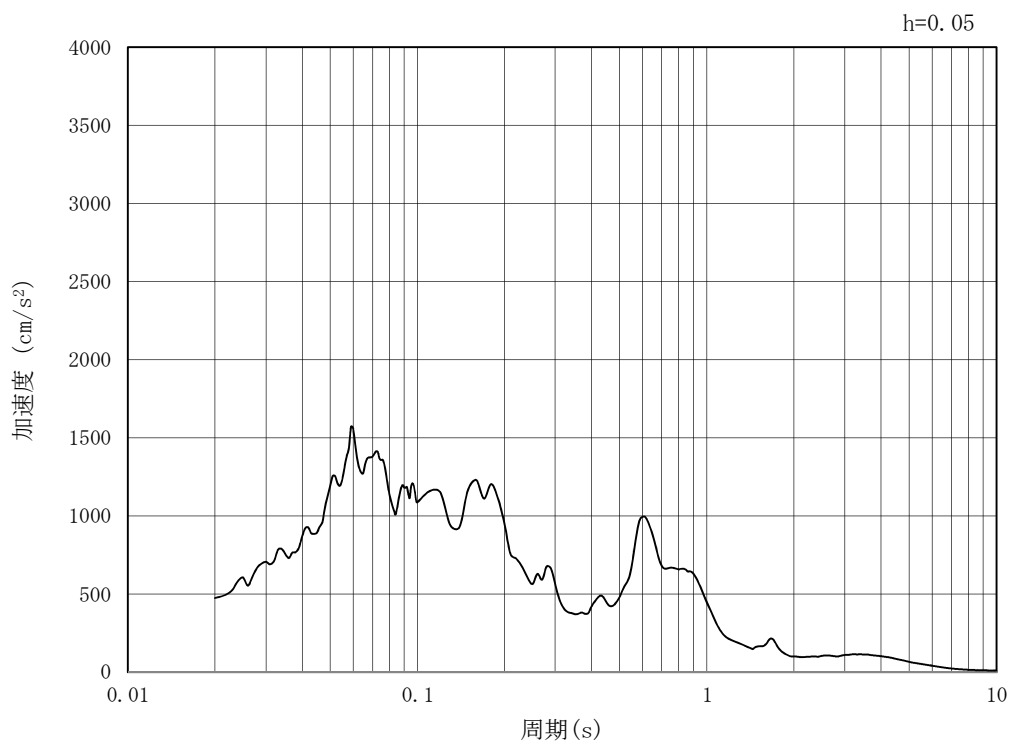
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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 - 1 3)

MAX 474 cm/s² (25.05s)



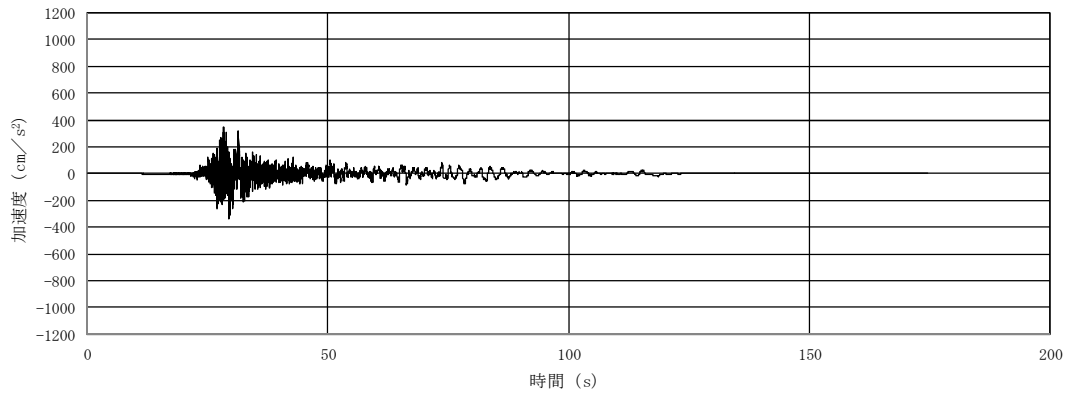
(a) 加速度時刻歴波形



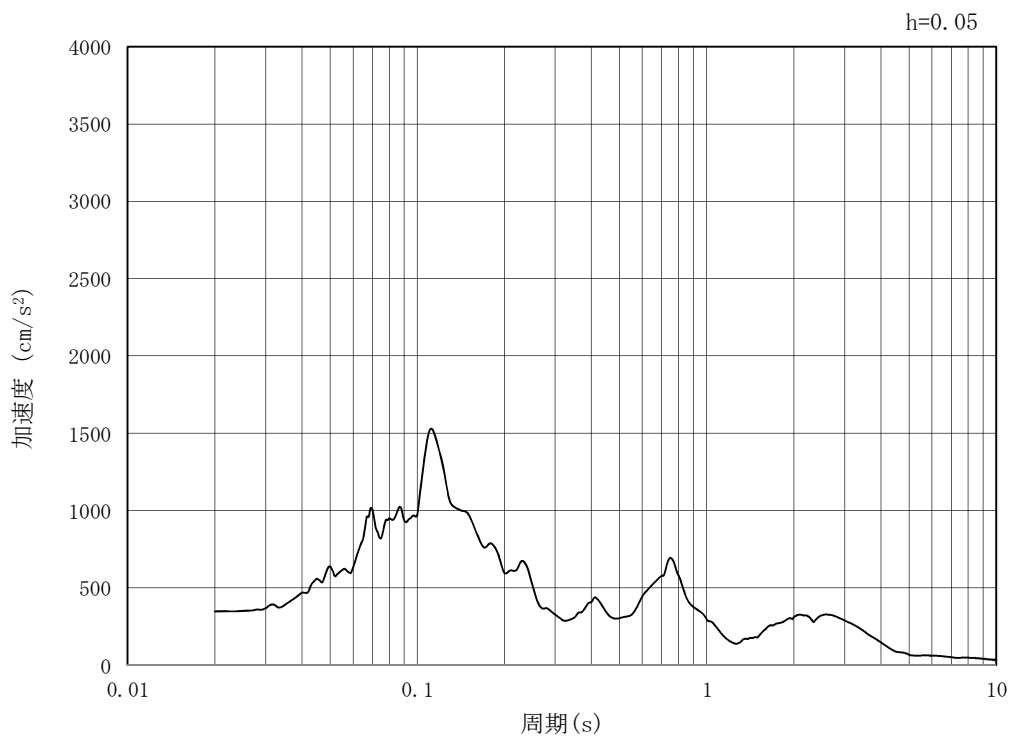
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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 - 1 3)

MAX 348 cm/s² (28.27s)



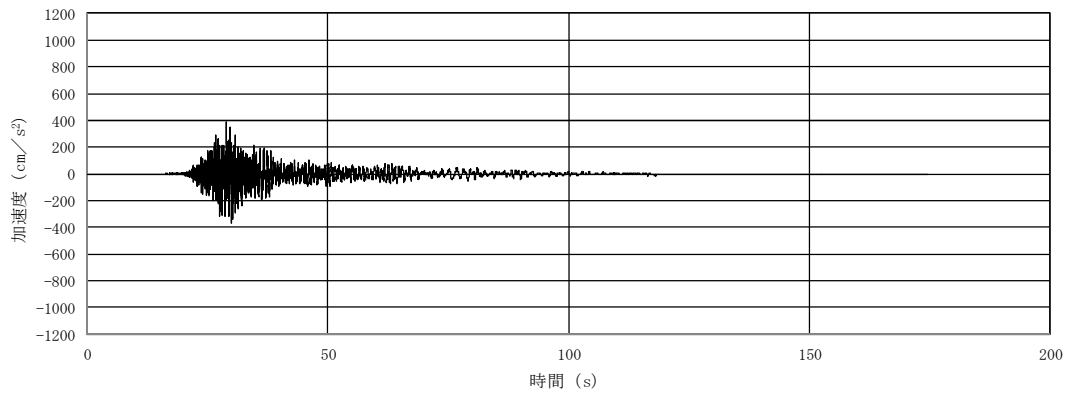
(a) 加速度時刻歴波形



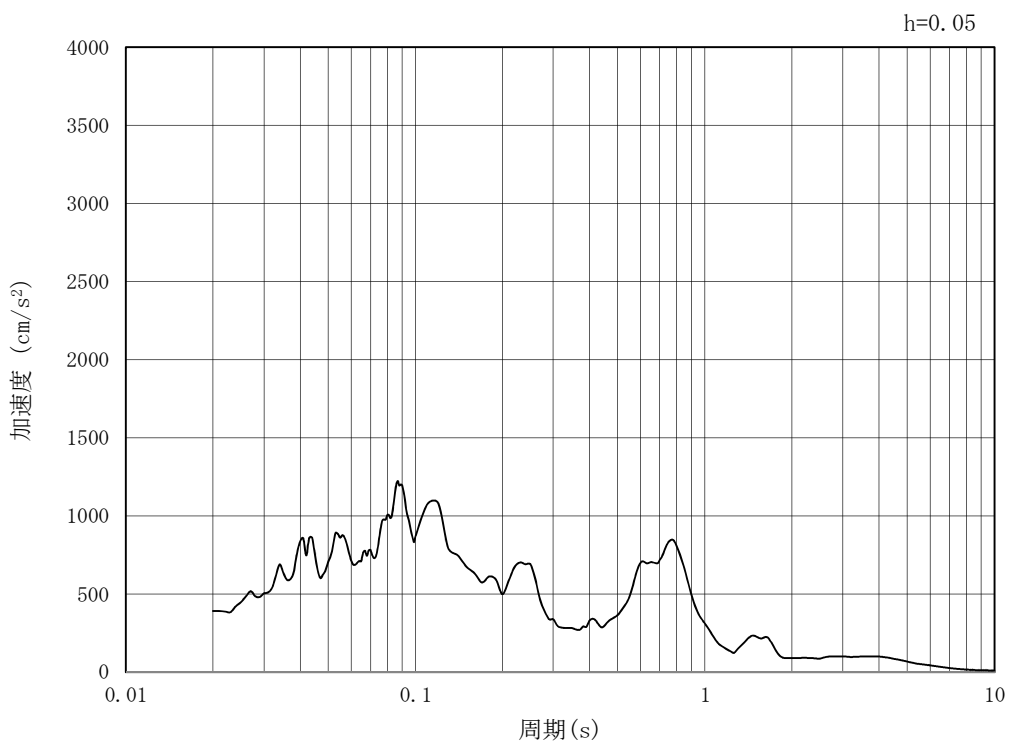
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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 - 1.4)

MAX 392 cm/s² (28.99s)



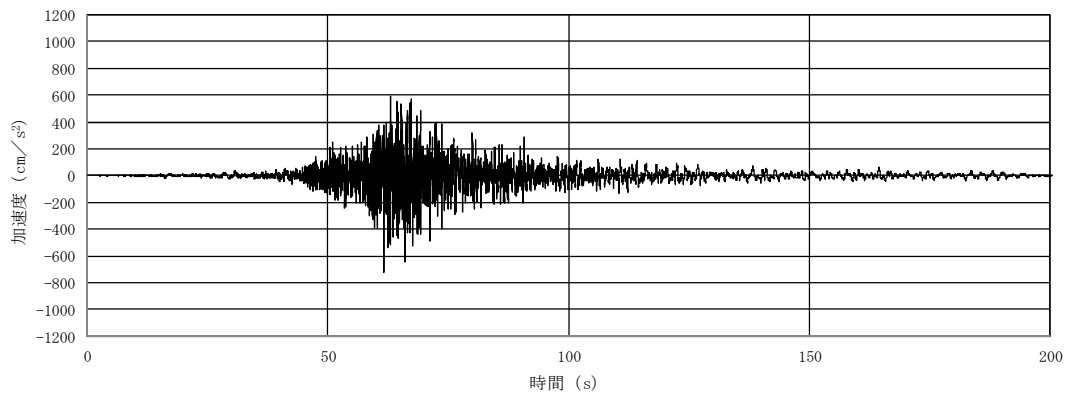
(a) 加速度時刻歴波形



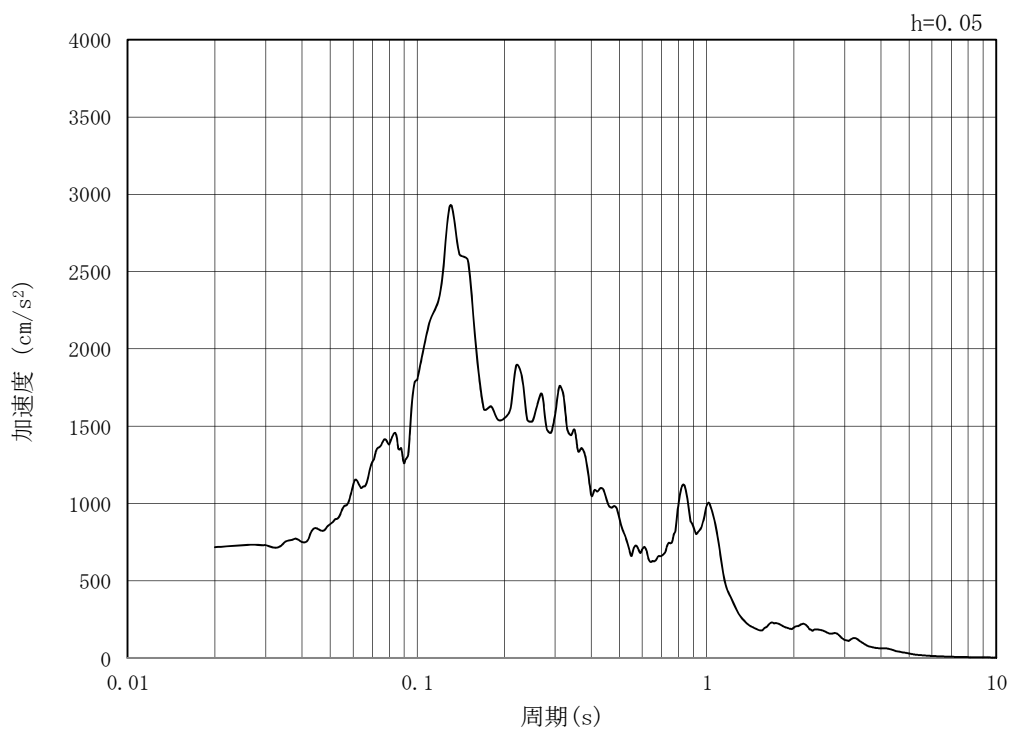
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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 : $S_s - 1.4$)

MAX 718 cm/s^2 (61.6s)



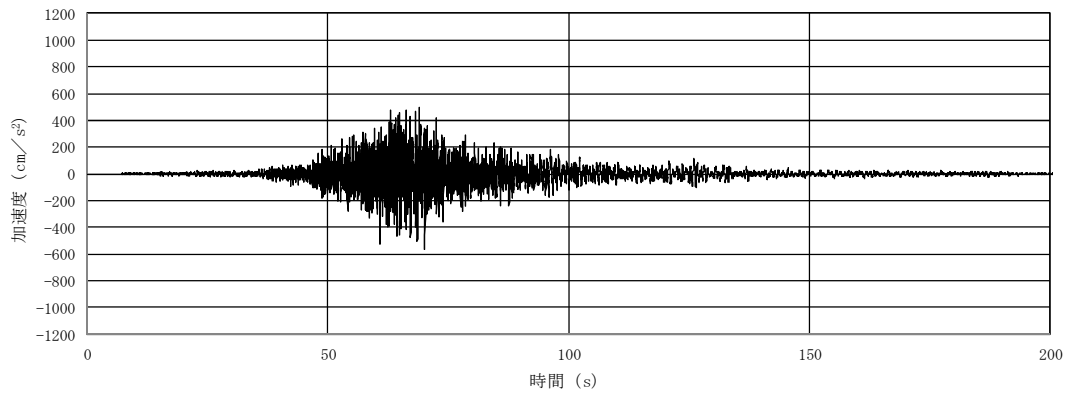
(a) 加速度時刻歴波形



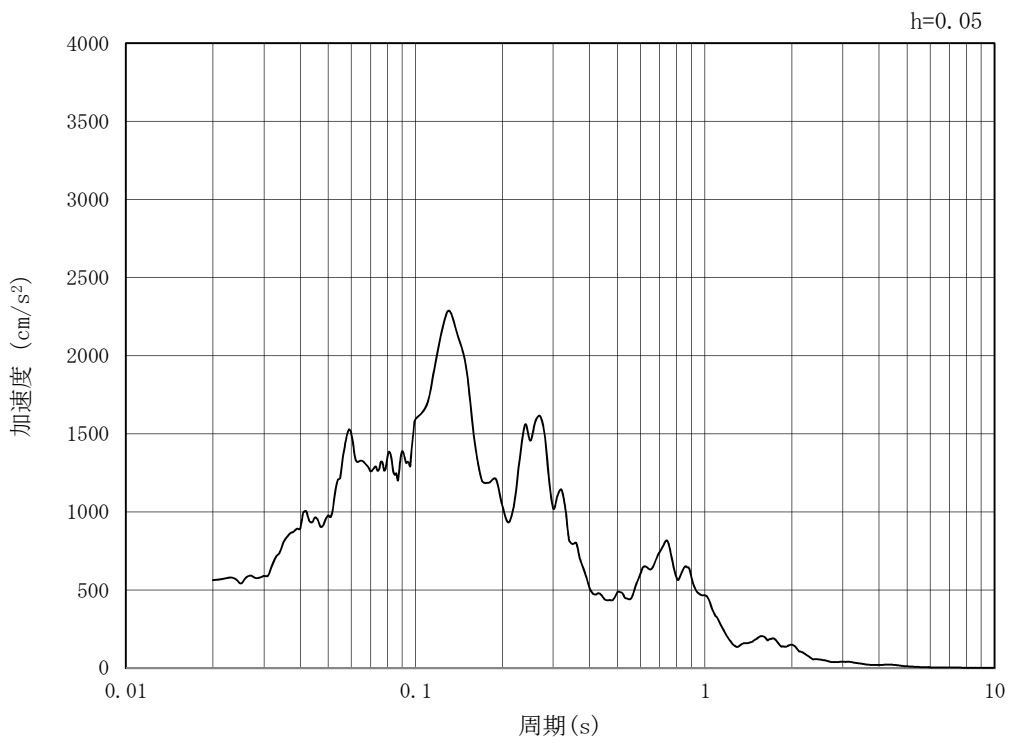
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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)



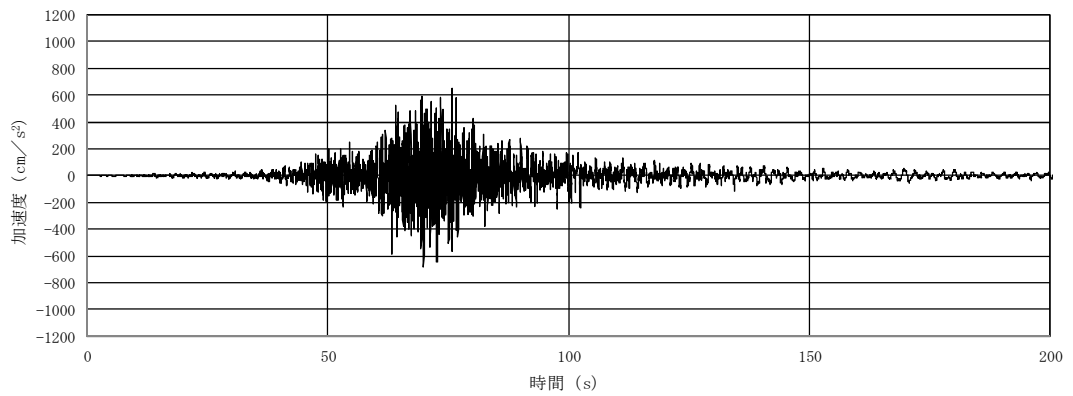
(a) 加速度時刻歴波形



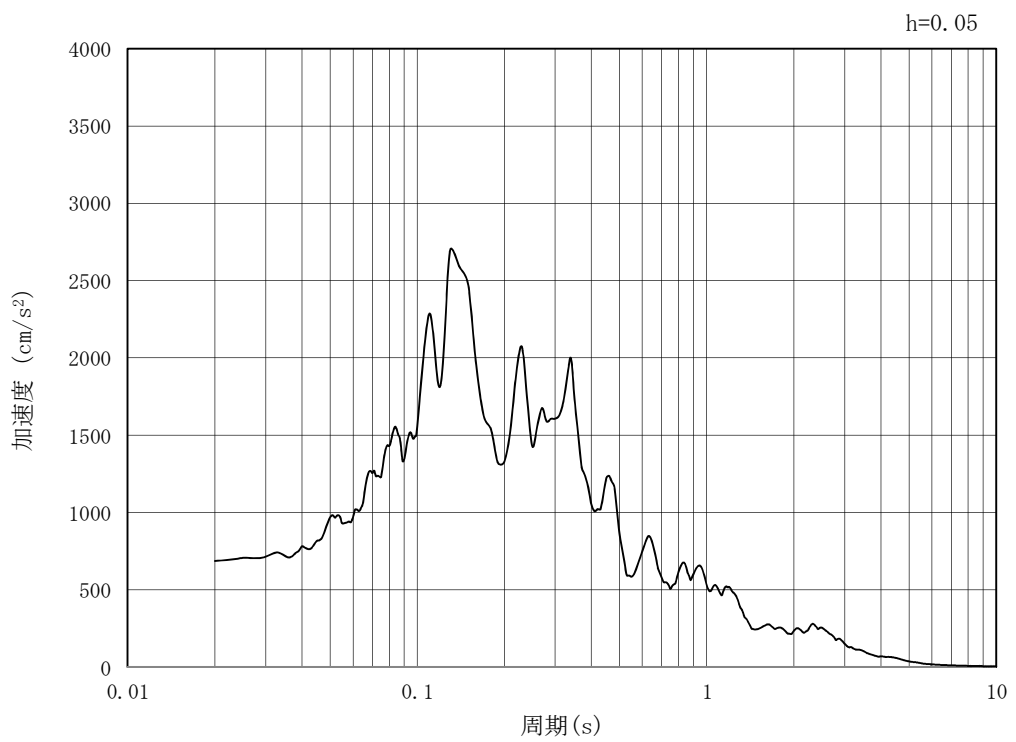
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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/s² (69.92s)



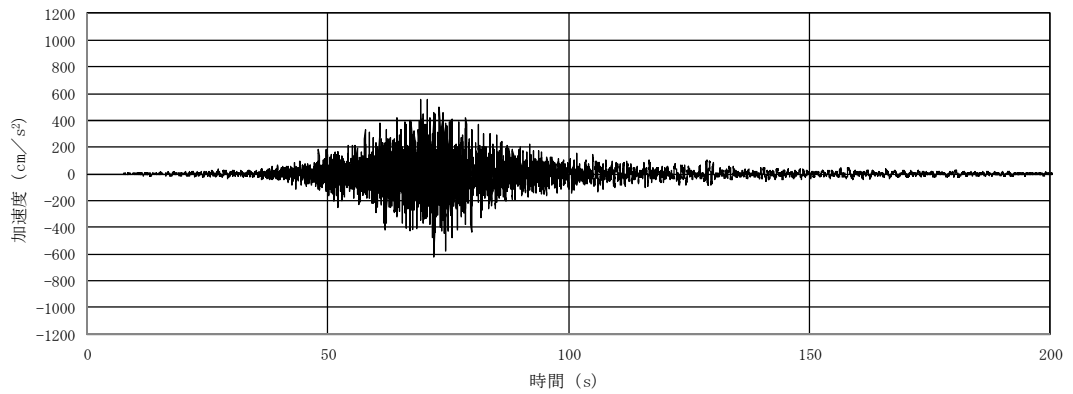
(a) 加速度時刻歴波形



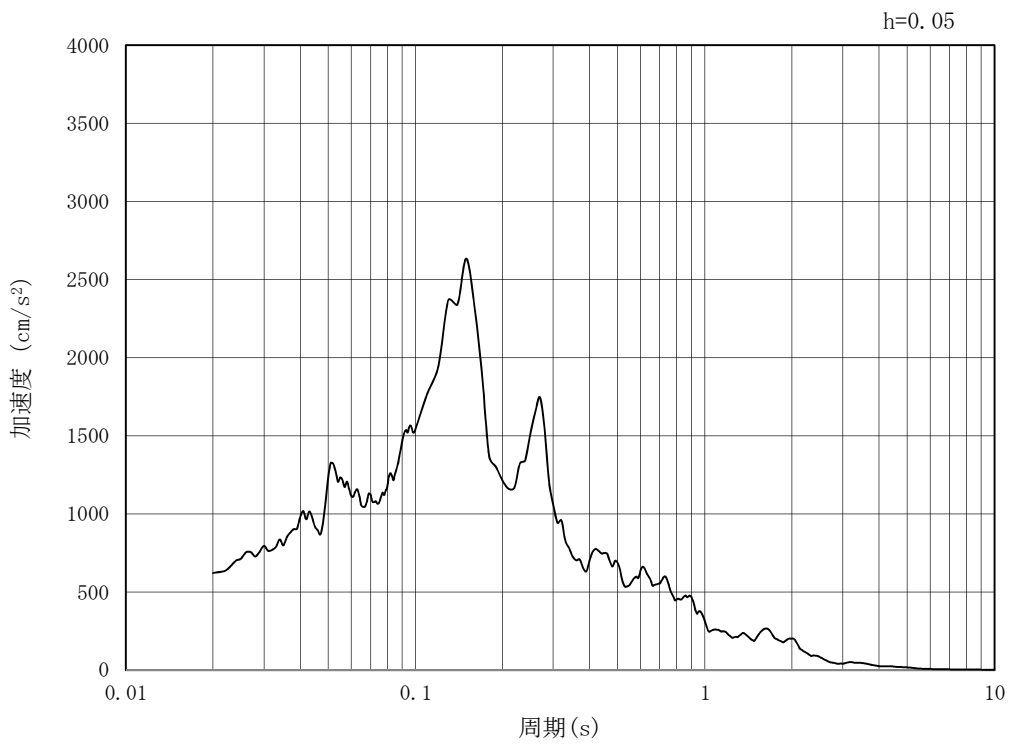
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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 - 2 2)

MAX 622 cm/s² (72.1s)



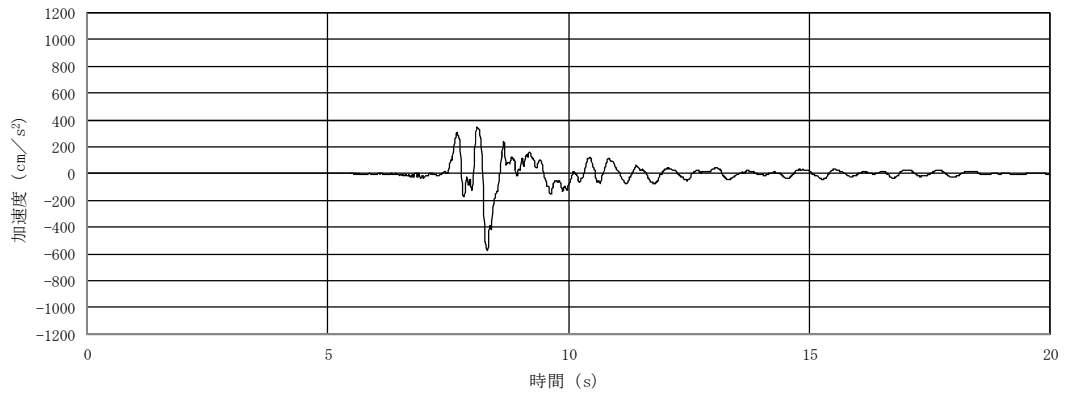
(a) 加速度時刻歴波形



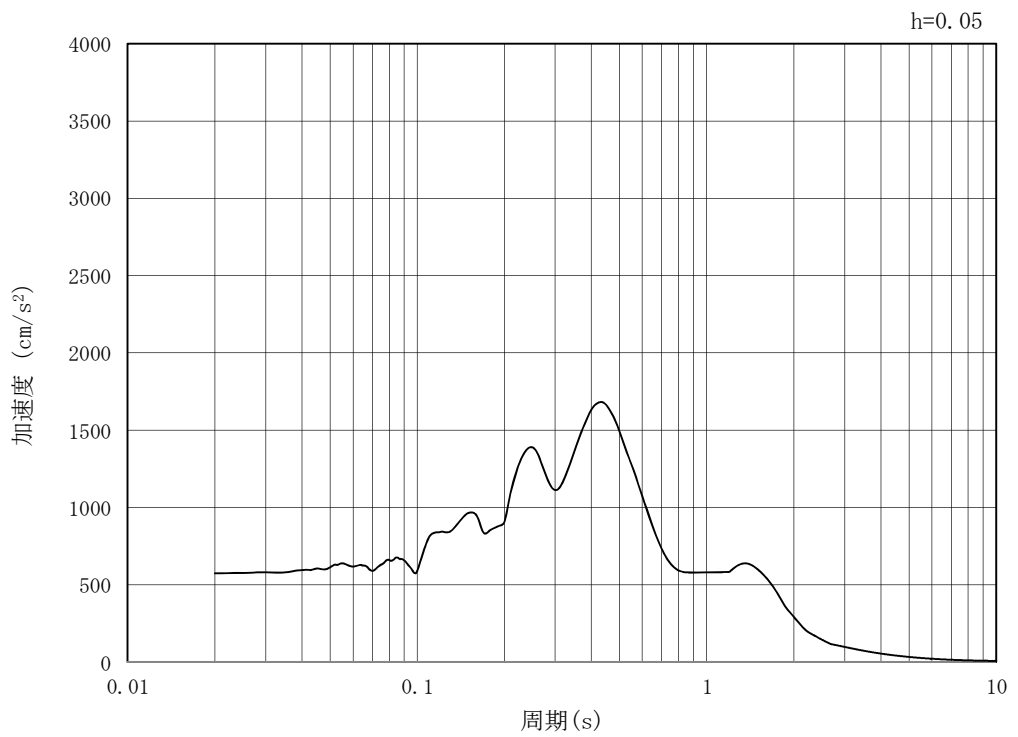
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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 - 2 2)

MAX 574 cm/s^2 (8.32s)



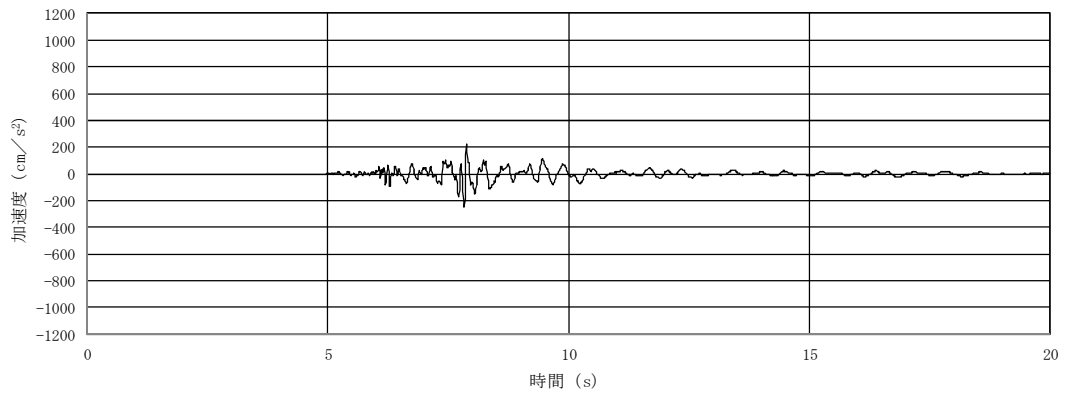
(a) 加速度時刻歴波形



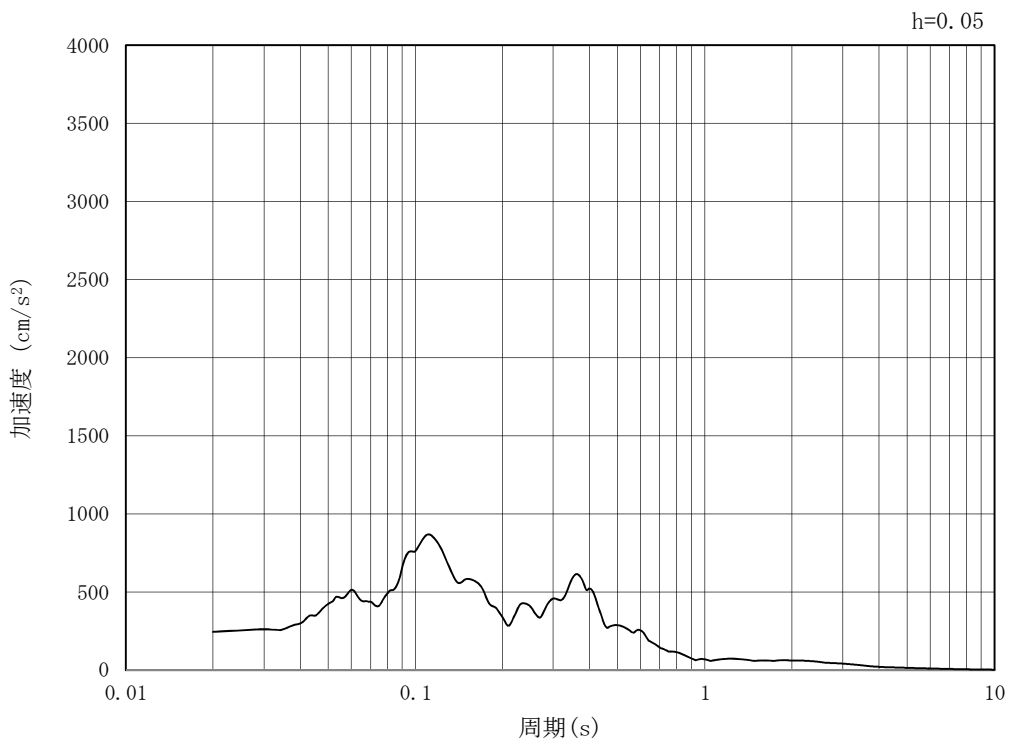
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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

図 3.4-2 (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

(1) 解析モデル領域

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。具体的には、J E A G 4 6 0 1 - 1987 を参考に、図 3.5-1 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物基礎幅の 2 倍以上確保する。

地盤の要素分割については、地盤の波動をなめらかに表現するために、最大周波数 20 Hz 及びせん断波速度 V_s で算定される波長の 5 または 4 分割、すなわち $V_s/100$ または $V_s/80$ を考慮し、要素高さを 1m 程度まで細分割して設定する。

構造物の要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（土木学会原子力土木委員会、2002 年 5 月）に、線材モデルの要素分割については、要素長さを部材の断面厚さまたは有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚さまたは有効高さの 1.0 倍程度まで細分割して設定する。なお、杭の要素分割については、杭に接する地盤の要素分割に合わせて設定する。

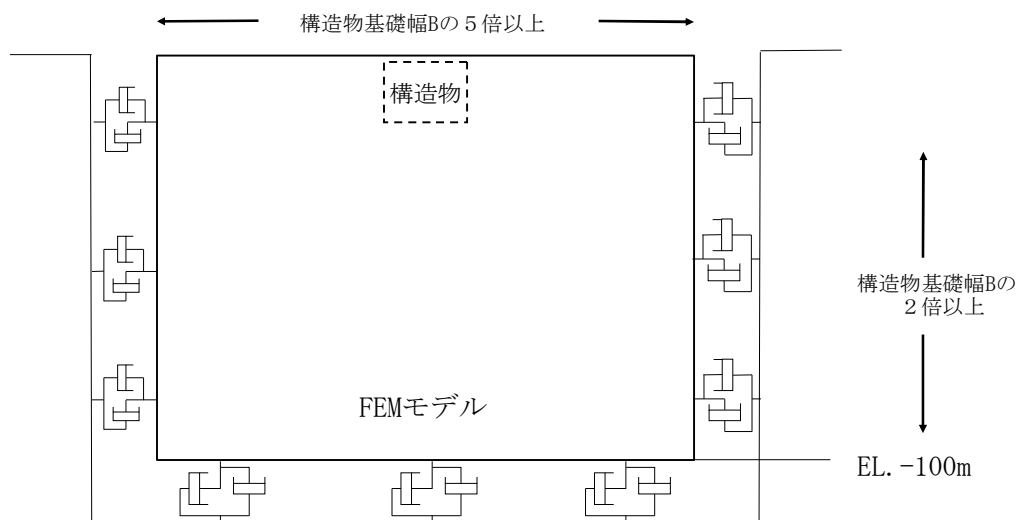


図 3.5-1 モデル範囲の考え方

2次元有効応力解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地層構成を有する1次元地盤モデル（不整形地盤左右端のそれぞれ縦1列の要素列と同じ地層構成で、水平方向に連続することを表現するために循環境界条件を設定したモデル）である。2次元有効応力解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図3.5-2に示す。

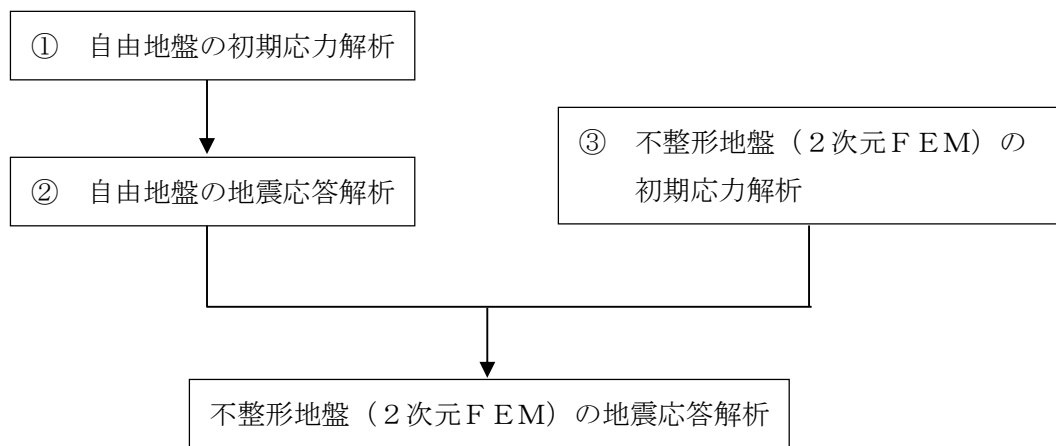


図 3.5-2 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤（2次元FEM）の地震応答解析までのフロー

(2) 境界条件

a. 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.5-3 に示す。

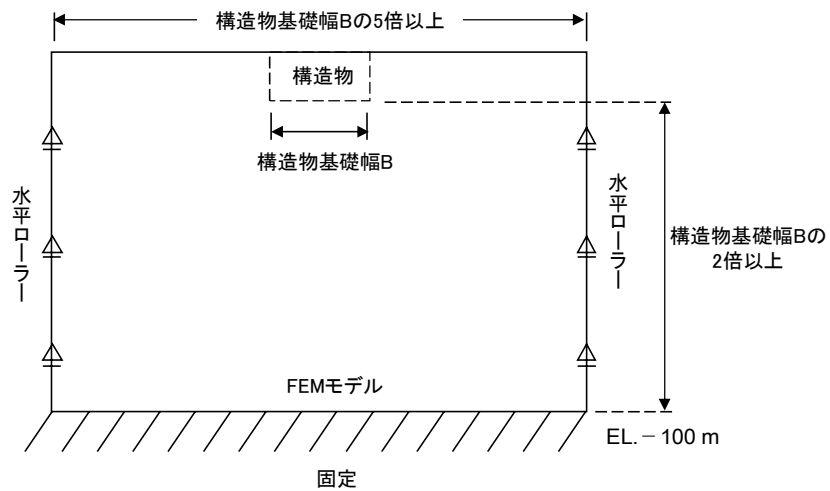


図 3.5-3 固有値解析における境界条件の概念図

b. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.5-4 に示す。

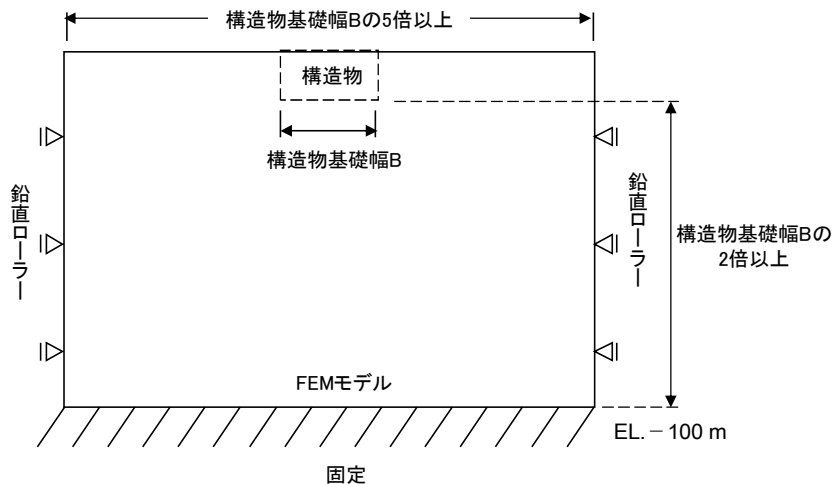


図 3.5-4 初期応力解析における境界条件の概念図

c. 地震応答解析時

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。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。

(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。構造物の要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（土木学会原子力土木委員会，2002年5月）に、線材モデルの要素分割については、要素長さを部材の断面厚さまたは有効高さの2.0倍以下とし、1.0倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚さまたは有効高さの1.0倍程度まで細分割して設定する。なお、杭の要素分割については、杭に接する地盤の要素分割に合わせて設定する。

(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。また、添付書類「V-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に示す有効応力解析用地盤物性値に基づき、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モデルとする。

貯留堰の地震応答解析モデルを図3.5-5に示す。

なお、貯留堰の地震応答解析モデル（EW-1）は、貯留堰の直線部を構成する鋼管矢板が7本並ぶ断面となる。この断面における貯留堰については、図3.5-5（1）に示すとおり、貯留堰縦断方向の変形量を適切に評価するために、貯留堰の直線部を構成する7本の鋼管矢板をその中心位置において、鋼管矢板7本分の断面積及び断面2次モーメントを有する1本の線形はり要素によりモデル化する。

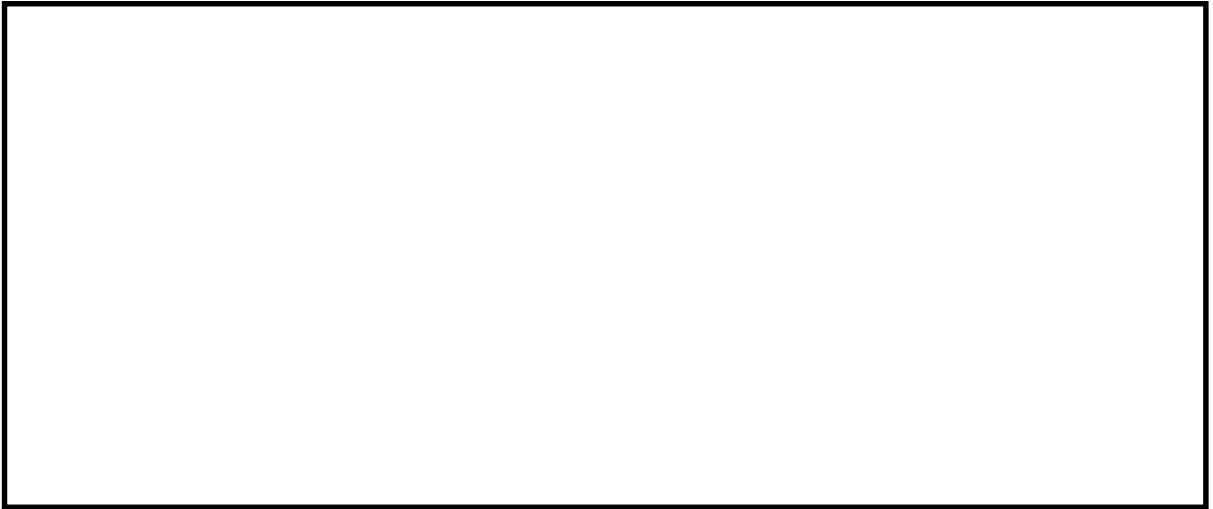


図 3.5-5 (1) 貯留堰の地震応答解析モデル (NS-1)

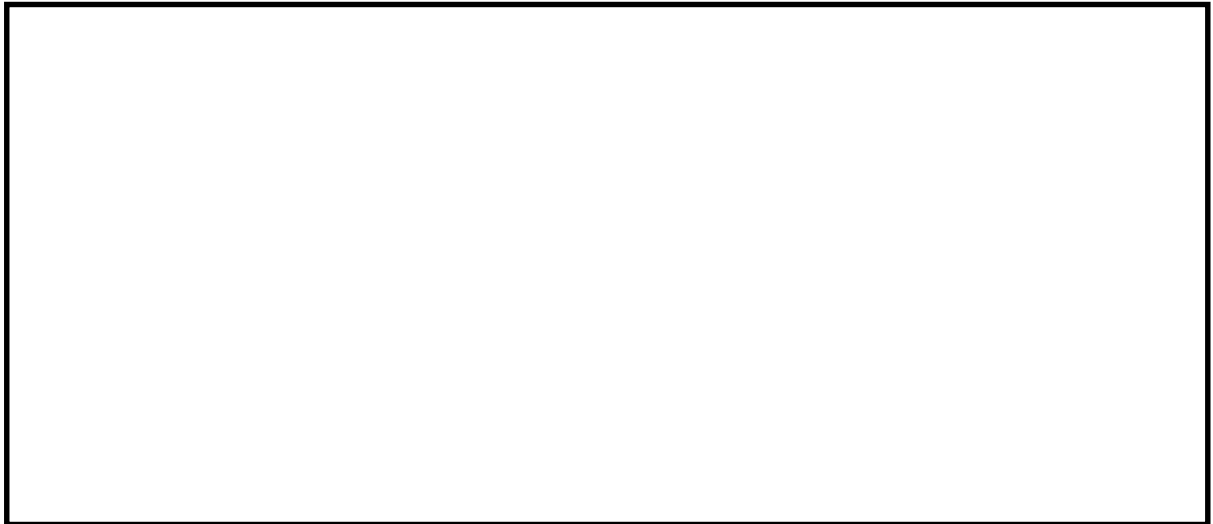


図 3.5-5 (2) 貯留堰の地震応答解析モデル (EW-1)



図 3.5-5 (3) 貯留堰の地震応答解析モデル (EW-2)

(5) ジョイント要素の設定

地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設けることにより，強震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は，地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については，常時状態以上の引張荷重が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。せん断方向については，地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が発生した場合，せん断剛性をゼロとし，すべりを考慮する。図 3.5-6 に，ジョイント要素の考え方を示す。

なお，せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。 c ， ϕ は周辺地盤の c ， ϕ とする。（表 3.5-1 参照）

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで，

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

表 3.5-1 周辺地盤と隣接構造物の境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 (度)	備考
第四紀層	du 層	0	37.3	—
	Ag2 層	0	37.4	—
	Ac 層	0.025	29.1	—
	As 層	0.012	41.0	—
	D2c-3 層	0.026	35.6	—
	D2g-3 層	0	44.4	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—
捨石		0.02	35	—
地盤改良体		$c = 1/2 \times q_u$	0.0	—

z : 標高 (m)

q_u : 一軸圧縮強さ (N/mm²)

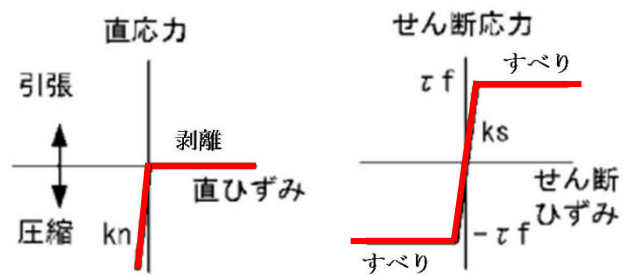
ジョイント要素のばね定数は，数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分に大きい値として，港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター）に従い，表 3.5-2 のとおり設定する。

表 3.5-2 ジョイント要素のばね定数

	せん断剛性 k_s (kN/m^3)	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)
側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6

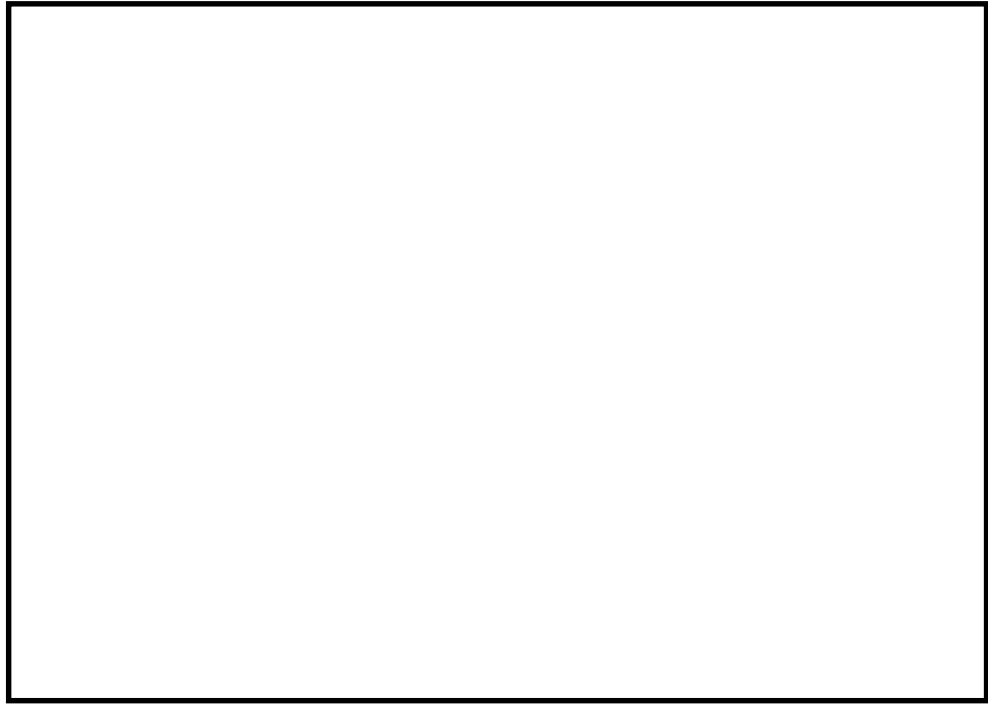


(a) ジョイント要素配置図 (NS-1)



(b) ジョイント要素の力学的特性

図 3.5-6 (1) ジョイント要素の考え方 (1 / 2)



(c) ジョイント要素配置図 (EW-1)



(d) ジョイント要素配置図 (EW-2)

図 3.5-6 (2) ジョイント要素の考え方 (2 / 2)

(6) 杭－地盤相互作用ばねの設定

地盤と杭の接合面に杭－地盤相互作用ばねを設けることにより，強震時の地盤と杭の接合面における相互作用の3次元効果を2次元モデルで適切に考慮する。

杭－地盤相互作用ばねの杭軸方向については，地盤と杭の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が発生した場合，せん断剛性をゼロとし，すべりを考慮する。図 3.5-7 に杭－地盤相互作用ばねの考え方を示す。

なお，せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。c， ϕ は周辺地盤の c， ϕ とする。（表 3.5-3 参照）

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで，

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

表 3.5-3 周辺地盤と杭の境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 (度)	備考
第四紀層	Ac 層	0.025	29.1	—
	As 層	0.012	41.0	—
	Ag1 層	0	37.4	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—
捨石		0.02	35	—

z : 標高 (m)

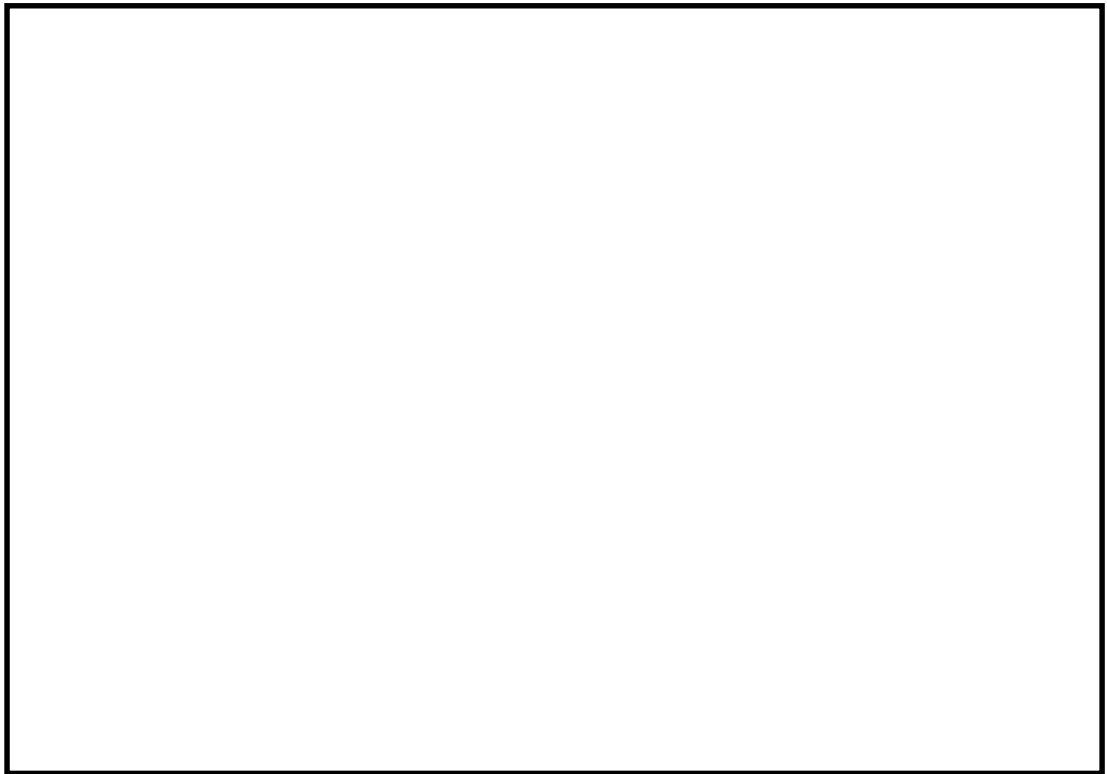
杭－地盤相互作用ばねの杭軸方向のばね定数は，数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として，表 3.5-4 のとおり設定する。

また，杭－地盤相互作用ばねの杭軸直角方向のばね定数については，杭径及び杭間隔より設定される*。

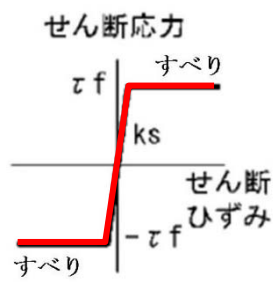
※ FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」

表 3.5-4 杭－地盤相互作用ばねのばね定数

	せん断剛性 k_s (kN/m ³)
杭軸方向	1.0×10^6



(a) 杭-地盤相互作用ばね配置図 (EW-1)



(b) 杭-地盤相互作用ばね (杭軸方向) の力学的特性

図 3.5-7 杭-地盤相互作用ばねの考え方

(7) 杭下端ジョイントばねの設定

杭下端境界部に圧縮応力の上限値を有しないジョイントばねを設けることにより、杭下端における地盤と杭の相互作用を適切に考慮する。

杭下端の杭軸方向について設定するジョイントばねは、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。

杭下端ジョイントばねのばね定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として、表 3.5-5 のとおり設定する。図 3.5-8 に杭下端ジョイントばねの考え方を示す。

表 3.5-5 杭下端ジョイントばねのばね定数

	圧縮剛性 k_v (kN/m)
杭軸方向	1.0×10^6

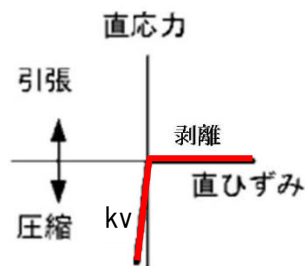


図 3.5-8 杭下端ジョイントばねの考え方

(8) タイ材のモデル化に用いる非線形ばね要素の設定

貯留堰取付護岸を構成するタイ材は、タイ材に生じる引張力が許容限界以下であることを適切に評価できるよう、引張力の上限値を有しない非線形ばね要素によりモデル化する。タイ材をモデル化した非線形ばね要素では、圧縮力が生じた場合、剛性及び軸力をゼロとし、圧縮力に対しては抵抗しないことを考慮する。

タイ材の非線形ばね要素に用いるばね定数は、タイ材のヤング係数、断面積及びタイ材長さに基づき、表 3.5-6 のとおり設定する。図 3.5-9 にタイ材のモデル化に用いる非線形ばね要素の考え方を示す。

表 3.5-6 (1) タイ材のモデル化に用いる非線形ばね要素のばね定数 (EW-1 断面)

	単位	値	備考
ヤング係数 E	N/mm ²	1.86 × 10 ⁵ *1	
断面積 A	m ²	6.91 × 10 ⁻⁴ *2	
タイ材長さ L	m	15.000	
ばね定数 K	kN/m	8568	算定式：K = E × A / L

表 3.5-6 (2) タイ材のモデル化に用いる非線形ばね要素のばね定数 (EW-2 断面)

	単位	値	備考
ヤング係数 E	N/mm ²	1.86 × 10 ⁵ *1	
断面積 A	m ²	6.91 × 10 ⁻⁴ *2	
タイ材長さ L	m	18.316	
ばね定数 K	kN/m	7017	算定式：K = E × A / L

注記 *1：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）

*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）

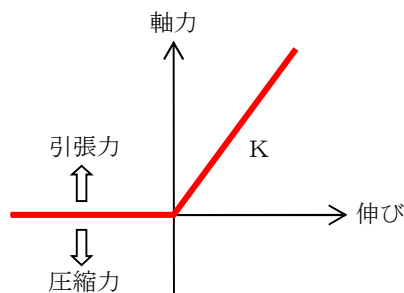


図 3.5-9 タイ材のモデル化に用いる非線形ばね要素の考え方

(9) 減衰定数

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下のRayleigh減衰にて与える。なお、Rayleigh減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。

有効応力解析では、時系列で地盤の1次固有振動数が低振動数側へシフトして行くことから、Rayleigh減衰の係数 α 、 β の両方を用いると、質量比例項の減衰 α [M]の影響により、有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方、有効応力解析における低振動数帯で減衰 α [M]の影響がない剛性比例型減衰では、地盤の1次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い、1次固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。

ゆえに、有効応力解析では、地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う1次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて、1次固有振動モードに対する減衰定数として、初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し、地盤応答の適切な評価が行えるように、低振動数帯で減衰 α [M]の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

ここで、

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α, β : 係数

係数 α 、 β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

ここで、

f : 固有値解析により求められる1次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は1%（解析における減衰は、ひずみが多い領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として1%を採用している）とする。また、線形材料としてモデル化する鋼材の減衰定数は3%（道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（平成14年3月））とする。

図3.5-10にRayleigh減衰の設定フローを、表3.5-7に固有値解析結果を示す。

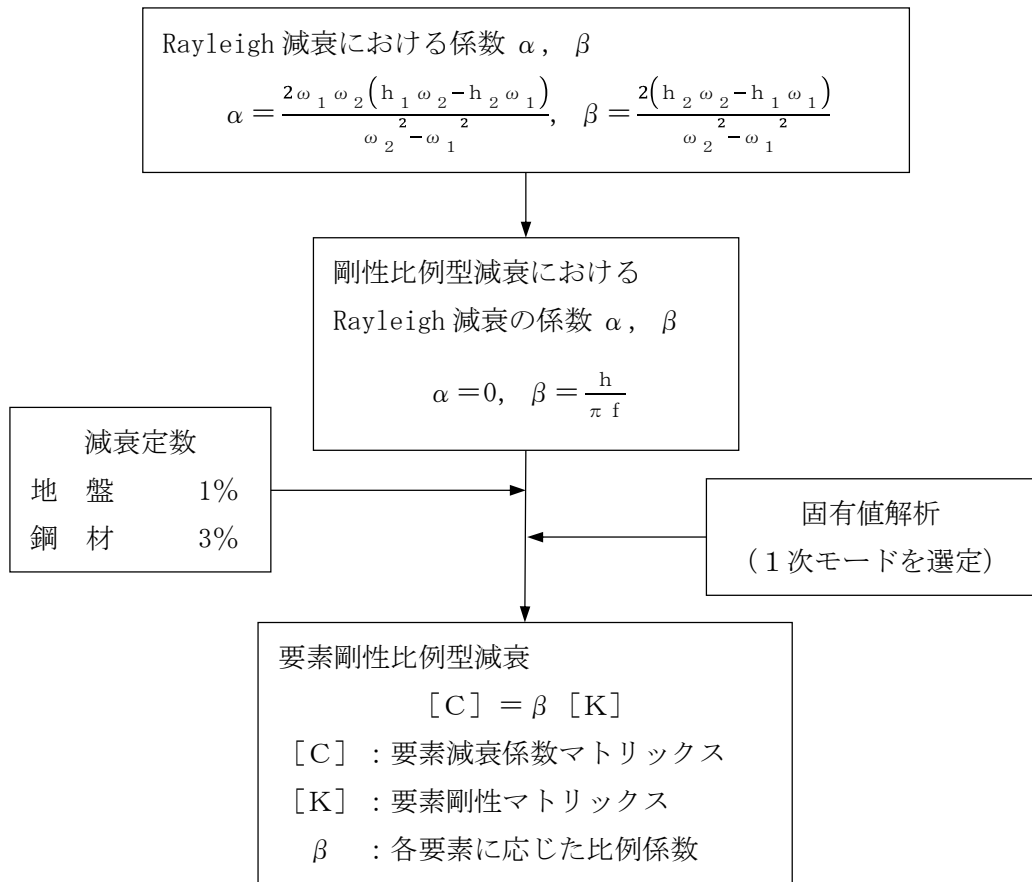


図 3.5-10 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3.5-7 (1) 固有値解析結果

(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)

(a) EW-1 断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.519	-62.43	—
2	0.633	236.02	地盤の1次として採用
3	0.820	144.42	—
4	0.928	-138.28	構造物の1次として採用
5	0.995	85.99	—
6	1.060	-103.33	—
7	1.273	39.94	—
8	1.333	-34.00	—
9	1.355	-38.14	—

(b) EW-2 断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.515	13.50	—
2	0.635	-103.52	地盤の1次として採用
3	0.832	57.36	—
4	0.928	-52.28	構造物の1次として採用
5	0.967	-57.95	—
6	1.069	48.77	—
7	1.237	-41.26	—
8	1.342	-3.99	—
9	1.362	-13.36	—

(c) NS-1 断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.638	117.17	地盤の1次として採用
2	0.853	90.21	—
3	0.933	-59.06	—
4	1.159	90.32	構造物の1次として採用
5	1.206	50.13	—
6	1.387	-47.64	—
7	1.425	-13.55	—
8	1.518	-28.32	—
9	1.597	-14.63	—

表 3.5-7 (2) 固有値解析結果

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

(a) EW-1 断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.555	-67.36	—
2	0.685	-248.16	地盤の1次として採用
3	0.885	162.78	—
4	1.006	-141.10	構造物の1次として採用
5	1.064	91.78	—
6	1.157	-87.74	—
7	1.384	-30.20	—
8	1.442	4.84	—
9	1.472	-61.18	—

(b) EW-2 断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.546	8.60	—
2	0.687	-107.95	地盤の1次として採用
3	0.897	-68.44	—
4	1.010	-64.04	構造物の1次として採用
5	1.033	42.42	—
6	1.161	43.86	—
7	1.343	-39.91	—
8	1.466	3.84	—
9	1.473	-6.06	—

(c) NS-1 断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.689	125.63	地盤の1次として採用
2	0.911	103.50	—
3	1.011	-50.35	—
4	1.215	-84.50	構造物の1次として採用
5	1.309	29.36	—
6	1.462	-32.86	—
7	1.521	-20.51	—
8	1.605	-38.65	—
9	1.741	11.94	—

表 3.5-7 (3) 固有値解析結果

(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)

(a) EW-1 断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.480	-53.98	—
2	0.579	224.73	地盤の1次として採用
3	0.751	125.42	—
4	0.846	136.47	構造物の1次として採用
5	0.919	-65.96	—
6	0.964	120.03	—
7	1.161	49.71	—
8	1.208	-36.87	—
9	1.243	16.33	—

(b) EW-2 断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.475	-0.83	—
2	0.579	-97.30	地盤の1次として採用
3	0.760	-50.87	—
4	0.848	55.02	構造物の1次として採用
5	0.889	-37.43	—
6	0.975	50.68	—
7	1.127	42.34	—
8	1.218	-3.99	—
9	1.236	-18.62	—

(c) NS-1 断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.582	109.05	地盤の1次として採用
2	0.783	-76.39	—
3	0.855	-71.80	—
4	1.076	-34.52	—
5	1.116	-99.46	構造物の1次として採用
6	1.274	-21.08	—
7	1.308	-56.21	—
8	1.421	12.07	—
9	1.445	15.76	—

表 3.5-7 (4) 固有値解析結果

(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)

(a) EW-1 断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.512	-56.24	—
2	0.605	-233.26	地盤の1次として採用
3	0.777	138.29	—
4	0.896	145.85	構造物の1次として採用
5	0.982	71.93	—
6	1.014	109.85	—
7	1.201	12.87	—
8	1.230	58.81	—
9	1.283	40.92	—

(b) EW-2 断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.504	3.26	—
2	0.607	100.52	地盤の1次として採用
3	0.782	-52.88	—
4	0.896	-60.21	構造物の1次として採用
5	0.945	-31.89	—
6	1.014	54.12	—
7	1.157	-40.37	—
8	1.224	-21.54	—
9	1.263	-2.42	—

(c) NS-1 断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.609	112.95	地盤の1次として採用
2	0.817	-93.33	—
3	0.908	-65.40	—
4	1.137	69.31	構造物の1次として採用
5	1.156	71.94	—
6	1.284	12.84	—
7	1.329	49.99	—
8	1.428	12.72	—
9	1.472	17.83	—

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5-8 に、材料物性値を表 3.5-9 に示す。

表 3.5-8 使用材料

諸元		
鋼管矢板	貯留堰	$\phi 2000 \text{ mm}$ (SM570) $t=40 \text{ mm}^{*1}$
	土留鋼管矢板	北側： $\phi 2000 \text{ mm}$ (SKY490) $t=25 \text{ mm}^{*1}$ 南側： $\phi 2000 \text{ mm}$ (SM570) $t=40 \text{ mm}^{*1}$
鋼矢板	貯留堰取付護岸	前面鋼矢板 S P - V 型 ^{*2} (SY295) 控え工鋼矢板 S P - IV 型 ^{*2} (SY295)
タイ材	貯留堰取付護岸	F130T (タイプル) ^{*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。

表 3.5-9 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（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）

*2：道路橋示方書（V 耐震設計編）・同解説（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 地盤及び地盤改良体の物性値

地盤の物性値を表 3.5-10 に示す。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、地盤改良体（セメント改良）については、一軸圧縮強度に対応した、添付書類「V-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に示す地盤改良体（セメント改良）の物性値を設定する。

表 3.5-10 (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）							
					f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	
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	

表 3.5-10 (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	1m	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
粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.042	—	0.358-0.00603・z			0.02
強度特性	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）

表 3.5-10 (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_D (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ_{CD} ($^{\circ}$)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 G _{ma} (kN/m ²)	基準体積 弾性係数 K _{ma} (kN/m ²)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m ²)	拘束圧 依存係数 m ₆ , m ₆	最大履歴 減衰率 h _{max} (-)	動ポアソン比 ν^d	確密波 速度V _p (m/s)	1000*V _p
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	1,640,000
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	1,644,000
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	1,648,000
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	1,651,000
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	1,651,000
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	1,655,000
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	1,638,000
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	1,642,000
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	1,642,000
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	1,646,000
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	1,650,000
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	1,653,000
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	1,657,000
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	1,657,000
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	1,661,000
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	1,644,000
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	1,648,000
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	1,648,000
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	1,652,000
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	1,656,000
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	1,659,000
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	1,663,000
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	1,671,000
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	1,654,000
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	1,662,000
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	1,665,000
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	1,673,000
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	1,680,000
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	1,664,000
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	1,672,000
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	1,675,000
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	1,683,000
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	1,667,000
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	1,675,000
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	1,678,000
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	1,685,000
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	1,689,000
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	1,678,000
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	1,681,000
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	1,688,000
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	1,696,000
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	1,699,000
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	1,688,000
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	1,692,000
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	1,699,000
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	1,702,000
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	1,709,000
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	1,695,000
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	1,702,000
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	1,705,000
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	1,712,000
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	1,719,000
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	1,705,000
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	1,712,000
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	1,716,000
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	1,723,000
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	1,726,000
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	1,726,000
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	1,736,000
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	1,736,000
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	1,733,000
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	1,737,000
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	1,754,000
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	1,758,000

表 3.5-10 (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/mm ² の場合)	一軸圧縮強度 (>8.5N/mm ² の場合)
物理特性	密度 ρ_t (g/cm ³)	改良対象の原地盤の平均密度×1.1	
	静弾性係数 (N/mm ²)	581	2159
静的変形特性	静ポアソン比 ν_s	0.260	
	初期せん断剛性 G_0 (N/mm ²)	$G_0 = \rho_t / 1000 \times V_s^2$ $V_s = 147.6 \times q_u^{0.417} \text{ (m/s)}$ $q_u : \text{地盤改良体の一軸圧縮強度 (kgf/cm}^2\text{)}$	
動的変形特性	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 $G/G_0 \sim \gamma$	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.000537}$ $\gamma : \text{せん断ひずみ (-)}$	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.001560}$ $\gamma : \text{せん断ひずみ (-)}$
	減衰定数 $h \sim \gamma$	$h = 0.152 \frac{\gamma / 0.000537}{1 + \gamma / 0.000537}$ $\gamma : \text{せん断ひずみ (-)}$	$h = 0.178 \frac{\gamma / 0.001560}{1 + \gamma / 0.001560}$ $\gamma : \text{せん断ひずみ (-)}$
	ピーク強度 C (N/mm ²)	$C = q_u / 2$ $q_u : \text{地盤改良体の一軸圧縮強度 (N/mm}^2\text{)}$	
強度特性	残留強度 τ_0 (N/mm ²)	粘着力 $C = 0$ (N/mm ²) 内部摩擦角 $\phi = 29.1$ (度)	
	引張強度 σ_t (N/mm ²)	下記の式を用いて、 $\sigma_t (=s_t)$ を求める。 $q_u = \frac{s_t \cdot q_u}{\sqrt{s_t \cdot (q_u - 3s_t)}}$ $s_t (= \sigma_t) : \text{地盤改良体の引張強度 (N/mm}^2\text{)}$ $q_u : \text{地盤改良体の一軸圧縮強度 (N/mm}^2\text{)}$	

表 3.5-10 (5) 解析に用いる地盤改良体 (セメント改良) の一軸圧縮強度

		一軸圧縮強度 (N/mm ²)
地盤改良体 (セメント改良) 新設		1.0
地盤改良体 (セメント改良) 既設	砂質土	3.0
	粘性土	1.0

3.5.4 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

3.6 解析ケース

貯留堰の耐震設計における検討ケースを表 3.6-1 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、①の検討ケース（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の検討ケースにおいて、各照査値が最も厳しい地震動を用い、②～⑥の検討ケースを実施する。

最も厳しい地震動の選定は、照査値 1.0 に対して 2 倍の余裕となる照査値 0.5 以上を相対的に厳しい地震動の選定の目安として実施する。

②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フローを図 3.6-1 に示す

表 3.6-1 貯留堰の耐震設計における検討ケース

検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
地盤剛性の設定		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
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
地震波 (位相)	S_s-D1	(H+V+)	実施				
		(H+V-)	実施				
		(H-V+)	実施				
		(H-V-)	実施				
	S_s-11		実施				
	S_s-12		実施				
	S_s-13		実施				
	S_s-14		実施				
	S_s-21		実施				
	S_s-22		実施				
S_s-31	(H+V+)	実施					
	(H-V+)	実施					

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より追加検討ケースを実施する。

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。

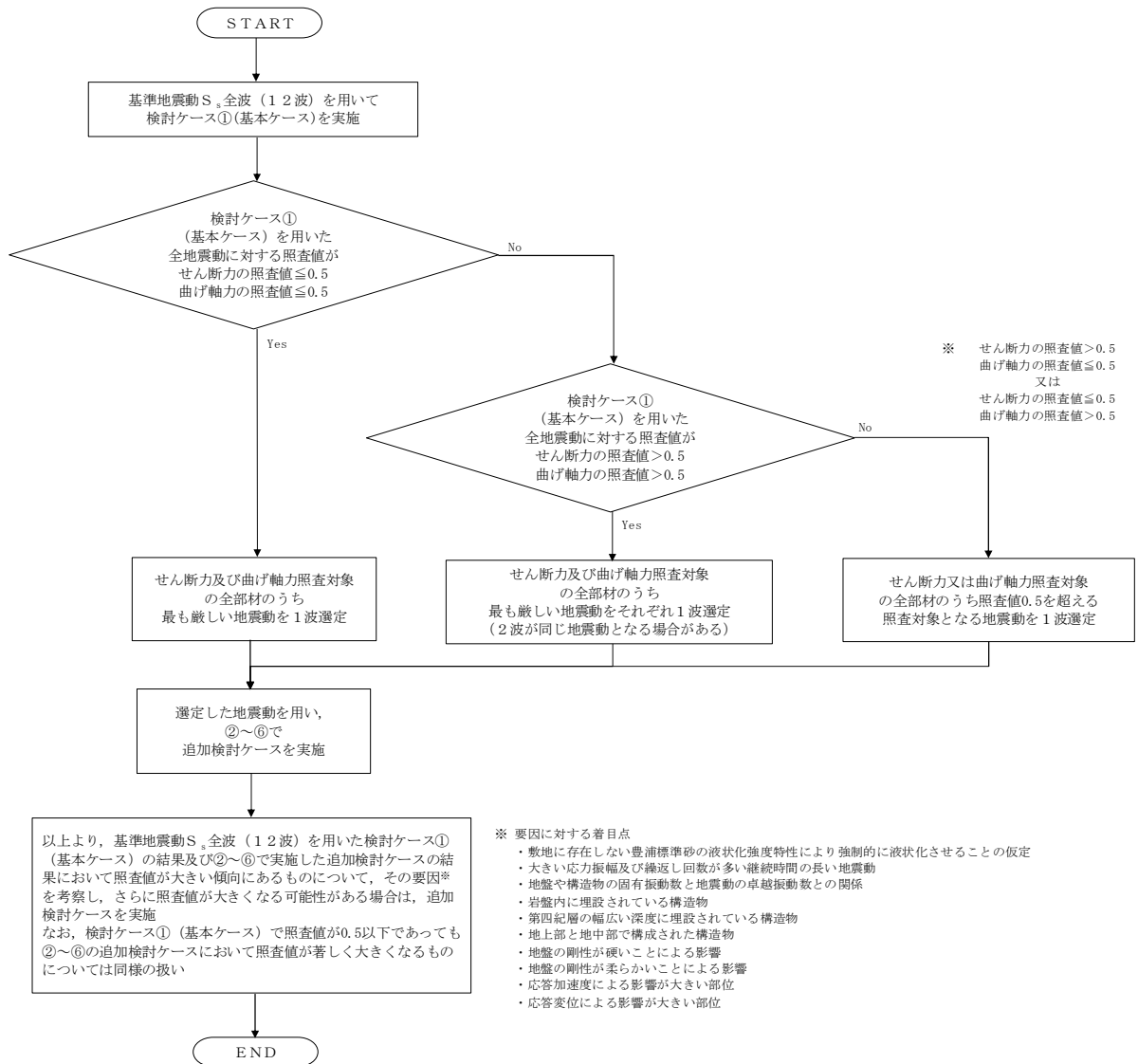


図 3.6-1 ②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フロー

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) 構造部材の健全性評価

構造部材の健全性評価に係る評価対象部位は、鋼管矢板、止水ゴム取付部鋼材、防護材及び防護材取付部鋼材とする。

(2) 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能評価に係る評価対象部位は、鋼管矢板を支持する基礎地盤とする。

(3) 構造物の変形性評価

構造物の変形性評価に係る評価対象部位は、止水ゴムとする。

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表 4.2-1 及び表 4.2-2 に示す。

表 4.2-1 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

表 4.2-2 荷重の組合せ (鋼管矢板 地震時)

種別	荷重		算定方法
永久荷重	固定荷重	躯体自重	○ ・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	— ・機器・配管設備はないことから、考慮しない。
		土被り荷重	○ ・常時応力解析により設定する。
		上載荷重	— ・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○ ・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○ ・海水面に応じた静水圧として設定する。 ・海水の密度を考慮する。
	内水圧		— ・内水圧を考慮する構造形式ではないことから、考慮しない。
変動荷重	積雪荷重		— ・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。
	風荷重		— ・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。
	積雪荷重及び風荷重以外		— ・積雪荷重及び風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重と組み合わせるべき変動荷重はない。
偶発荷重	水平地震動	○	・基準地震動 S_s による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動	○	・躯体の慣性力、動土圧を考慮する。
	動水圧	○	・水位条件、密度は、永久荷重と同様とする。

(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表 4.2-3 及び表 4.2-4 に、荷重作用図を図 4.2-1 に示す。

なお、地盤からの作用荷重を保守的に評価するために、土中部の部材には受働土圧を作用荷重として考慮するものとし、受働土圧については非排水せん断強度（ピーク強度（平均値））を用いて止水ゴム取付部鋼材下端位置にて算出した土圧強度を用いる。

止水ゴムからの作用荷重を保守的に評価するために、ゴム張力については止水ゴムの引張強度を用いる。

慣性力及び動水圧については、「3.2.3 地盤」に示す検討ケース及び「3.4 入力地震動」に示す基準地震動 S_s を考慮した 2 次元有効応力解析から得られる最大加速度（ $S_s - 2.1$ ，検討ケース①：原地盤に基づく液化化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース））より、水平震度 $k_h=0.83$ を用いて算出する。

表 4.2-3 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

表 4.2-4 荷重の組合せ（止水ゴム取付部鋼材 地震時）

種別		荷重		算定方法
永久荷重	固定荷重	部材自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	—	・機器・配管設備はないことから、考慮しない。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧	—	・静止土圧は考慮しない。	
	外水圧	—	・堰内外で水位差がないため、考慮しない。	
	内水圧	—	・内水圧を考慮する構造形式ではないことから、考慮しない。	
変動荷重	積雪荷重	—	・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。	
	風荷重	—	・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。	
	積雪荷重及び風荷重以外	—	・積雪荷重及び風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重と組み合わせるべき変動荷重はない。	
偶発荷重	水平地震力	○	・基準地震動 S_s による水平及び鉛直同時加振を考慮する。	
	鉛直地震力	—	・躯体の慣性力，動土圧を考慮する。	
	動水圧	○	・水位条件，密度は，永久荷重と同様とする。	

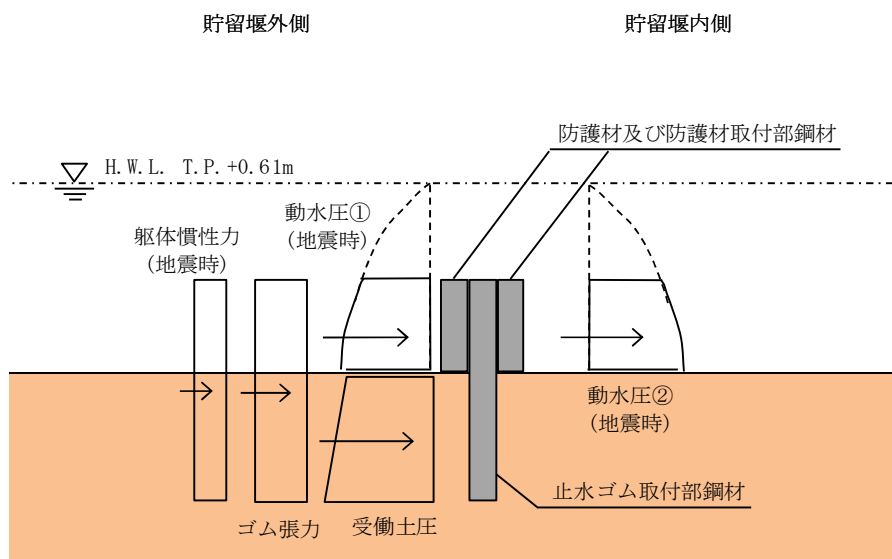


図 4.2-1 荷重作用図（止水ゴム取付部鋼材 地震時）

(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表 4.2-5 及び表 4.2-6 に、荷重作用図を図 4.2-2 に示す。

なお、慣性力及び動水圧の算定に用いる水平震度は、「(2) 止水ゴム取付部鋼材」と同様に $k_h=0.83$ とする。

表 4.2-5 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

表 4.2-6 荷重の組合せ（防護材及び防護材取付部鋼材 地震時）

種別		荷重		算定方法
永久荷重	固定荷重	部材自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	—	・機器・配管設備はないことから、考慮しない。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧	—	・静止土圧は考慮しない。	
	外水圧	—	・堰内外で水位差がないため、考慮しない。	
	内水圧	—	・内水圧を考慮する構造形式ではないことから、考慮しない。	
変動荷重	積雪荷重	—	・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。	
	風荷重	—	・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。	
	積雪荷重及び風荷重以外	—	・積雪荷重及び風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重と組み合わせるべき変動荷重はない。	
偶発荷重	水平地震力	○	・基準地震動 S_s による水平及び鉛直同時加振を考慮する。	
	鉛直地震力	—	・躯体の慣性力，動土圧を考慮する。	
	動水圧	○	・水位条件，密度は，永久荷重と同様とする。	

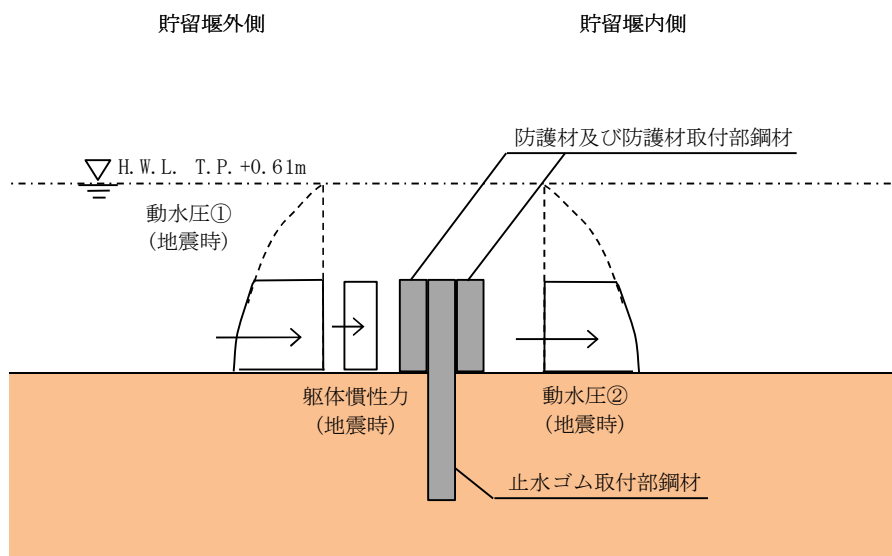


図 4.2-2 荷重作用図（防護材及び防護材取付部鋼材 地震時）

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。

4.3.1 構造部材の健全性に対する許容限界

(1) 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（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、表 4.3-1 に示す短期許容応力度とする。

表 4.3-1 鋼管矢板の許容限界

評価項目			許容限界 (N/mm ²)
鋼管矢板 φ 2000	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

(2) 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（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，表 4.3-2 に示す短期許容応力度とする。

表 4.3-2 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（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，表 4.3-3 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。

表 4.3-3 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

(3) 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（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，表4.3-4に示す短期許容応力度とする。

表 4.3-4 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

(4) 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（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，表 4.3-5 に示す短期許容応力度とする。

表 4.3-5 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，表 4.3-6 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。

表 4.3-6 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

4.3.2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

貯留堰の鋼管矢板は杭中心間隔が密なため、群杭を考慮した極限支持力の照査を行う。群杭を考慮した支持力算定式は以下に示すとおり、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14年3月）により設定する。

表 4.3-8 に極限支持力度を示す。

$$Q_p = A_G q_d' - W$$

- Q_p : 群杭としての杭先端の極限支持力 (kN)
- A_G : 図 4.3-1 の斜線を施した部分の底面積 (m²)
- q_d' : 仮想ケーソン基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m²)
- W : 仮想ケーソンで置き換えられる土の有効重量 (kN)

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2項及び第3項を0と仮定し、極限支持力を算定する。

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

- q_d' : 基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m²)
- C : 基礎底面より下にある地盤の粘着力 (kN/m²)
- γ_1 : 基礎底面より下にある地盤の単位体積重量 (kN/m³)
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/m³)
ただし、地下水位以下では水中単位体積重量とする
- α, β : 表 4.3-7 に示す基礎底面の形状係数
帯状として、1.0 とする
- B : 基礎幅 (m)
- D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)
- N_c, N_q, N_γ : 図 4.3-2 に示す支持力係数

表 4.3-7 基礎底面の形状係数

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

D : ケーソン前面幅 (m), B : ケーソン側面幅 (m)

ただし, $B/D > 1$ の場合, $B/D = 1$ とする。

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

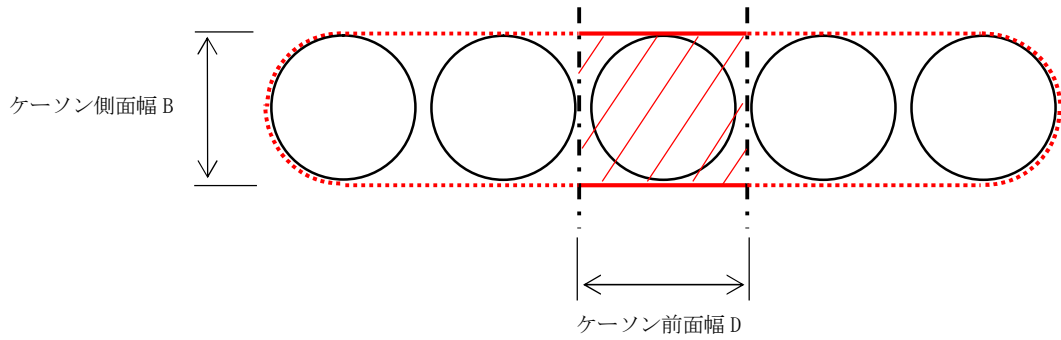
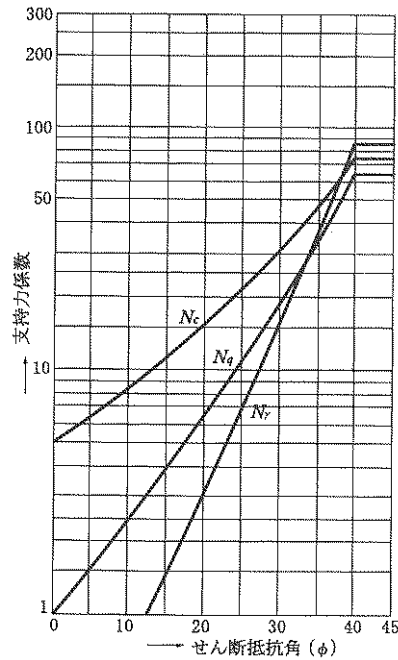


図 4.3-1 仮想ケーソン基礎の底面積 A_G



※ 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)

図 4.3-2 支持力係数を求めるグラフ

表 4.3-8 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		
基礎底面の形状係数 α, β	1	1	1	表 4.3-7 を参照
海底面の標高 Z' (T.P. m)	-7.39	-7.39	-7.39	
基礎底面より下にある地盤の標高 Z (T.P. m)	-33.4	-52.9	-50.4	
基礎底面より下にある地盤の粘着力 C (kN/m ²)	953*	1020*	1011*	$= C_{CUU}$
せん断抵抗角 ϕ (°)	0	0	0	
支持力係数 N_c	5.1	5.1	5.1	図 4.3-2 を参照
支持力係数 N_γ	—	—	—	図 4.3-2 を参照
支持力係数 N_q	—	—	—	図 4.3-2 を参照
基礎底面地盤の極限支持力度 q'_d (kN/m ²)	4860.3	5202.0	5156.1	$q'_d = \alpha \cdot C_{CUU} \cdot N_c$
$\frac{1}{2} \beta \gamma'_1 B N_\gamma$ (kN/m ²)	—	—	—	保守的な配慮として 0 と仮定
$\gamma'_2 D_f N_q$ (kN/m ²)	—	—	—	保守的な配慮として 0 と仮定
ケーソン側面幅 B (m)	2.000	2.000	2.000	鋼管矢板直径
ケーソン前面幅 D (m)	2.180	2.180	2.180	$B + \text{継手間隔 } 0.18\text{m}$
底面積 A_G (m ²)	4.36	4.36	4.36	図 4.3-1 の斜線部分
海底面から基礎底面までの深さ Z'' (m)	26.01	45.51	43.01	$= Z' - Z$
上載圧 (有効応力) σ'_v (kN/m ²)	174.788	303.322	292.671	海底面から各断面の層下端までの上載圧の総和
地盤の単位体積重量 γ'_1 (kN/m ³)	6.720	6.665	6.805	$= \sigma'_v / Z''$
仮想ケーソンで置換される土の有効重量 W (kN)	762.1	1322.5	1276.0	$= A_G \cdot \sigma'_v$
群杭としての杭先端の極限支持力 Q_p (kN)	20428.8	21358.2	21204.6	$= q'_d \cdot A_G - W$
群杭を考慮した基礎底面地盤の極限支持力度 q_d (kN/m ²)	4686	4899	4863	$= Q_p / A_G$

注記 * : 非排水せん断強度 $C_{CUU} = (0.837 - 0.00346 \cdot Z) \times 1000$ (kN/m²)

4.3.3 構造物の変形性に対する許容限界

表 4.3-9 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。

表 4.3-9 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：1050mm

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。

4.4.1 構造部材の健全性評価

(1) 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/mm²)

M : 最大曲げモーメント (N・mm)

Z : 断面係数 (mm³)

N : 軸力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

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/mm²)

S : せん断力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

κ : せん断応力の分布係数 (2.0)

(2) 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または貯留堰鋼管矢板の溶接部とする。なお、スキンプレート、リブプレート及びベースプレートの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表 4.4-1 に、詳細構造図を図 4.4-1 にそれぞれ示す。

表 4.4-1 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海水と接する面に対して 1 mm の腐食代を考慮する。

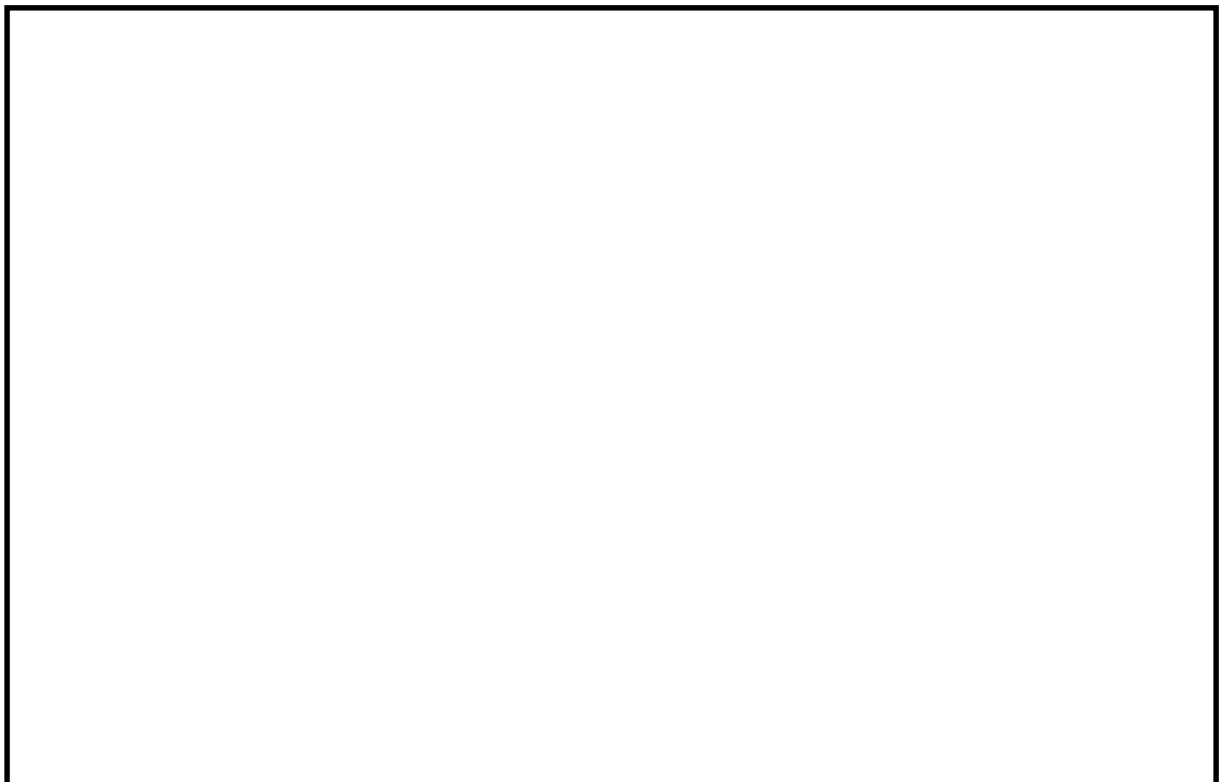


図 4.4-1 詳細構造図

b. 解析概要

地震時に発生する応答値は、受働土圧、ゴム張力、基準地震動 S_g 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。

c. 部材ごとの解析方法

(a) 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。

イ. 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図4.4-2に示す。また、照査断面を図4.4-3に示す。

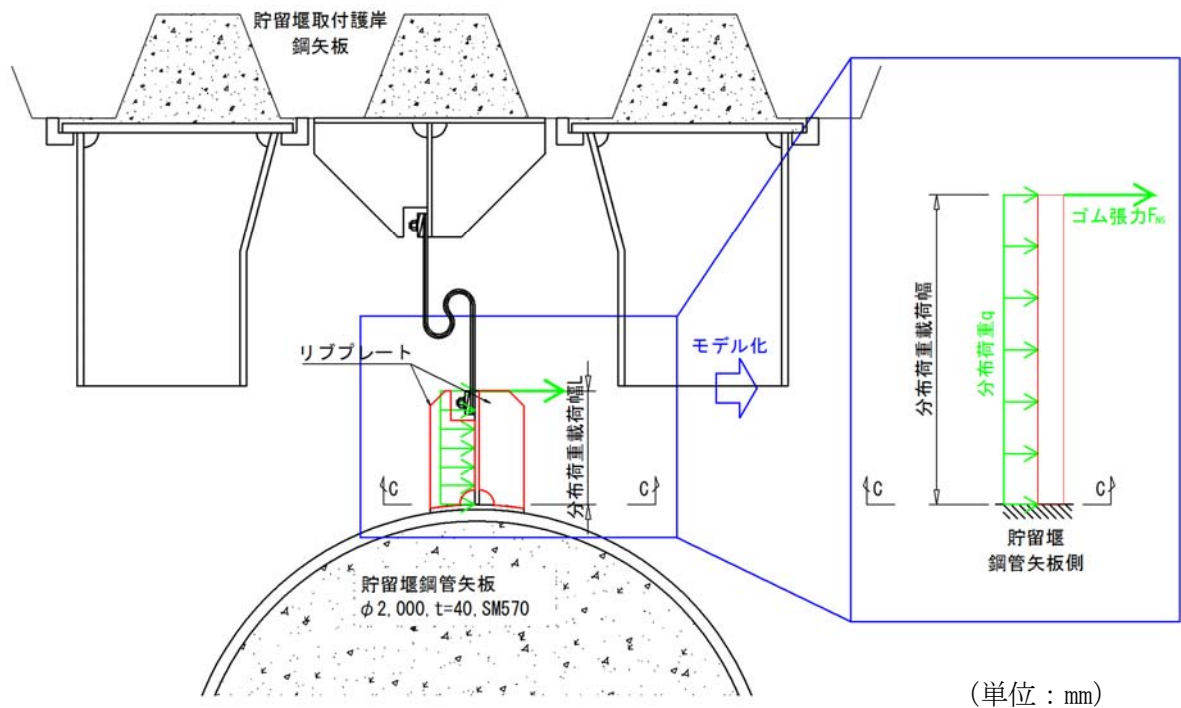


図4.4-2 照査モデル図（止水ゴム取付部鋼材 リブプレート）

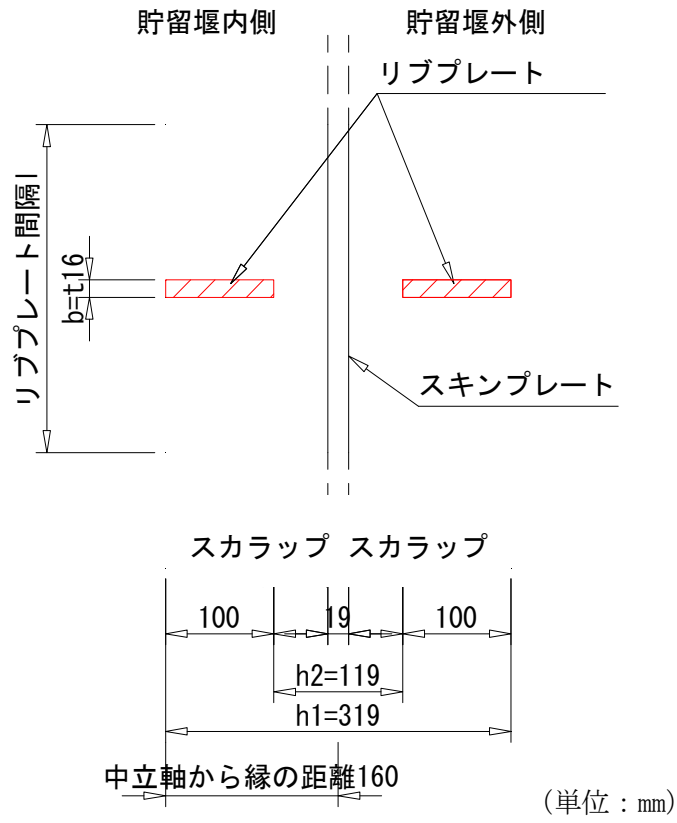


図 4.4-3 照査断面 (C-C 断面) (止水ゴム取付部鋼材 リブプレート)

ロ. 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。

$$M_{max} = \frac{q \times L^2 \times l}{2} + F_{NS} \times L \times l$$

$$S_{max} = q \times L \times l + F_{NS} \times l$$

$$I = \frac{b \times h_1^3}{12} - \frac{b \times h_2^3}{12}$$

$$Z = \frac{I}{y}$$

$$A = b \times h_1 - b \times h_2$$

ここに、

M_{max} : 最大発生曲げモーメント (kN・m)

q : 分布荷重 (kN/m²)

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2次モーメント (m⁴)

b : 板厚 (m)

h_1 : 幅 (m)

h_2 : 幅 (m)

Z : 断面係数 (m³)

y : 中立軸から縁の距離 (m)

A : 断面積 (m²)

(b) 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。

照査モデル図を図 4.4-4 に示す。

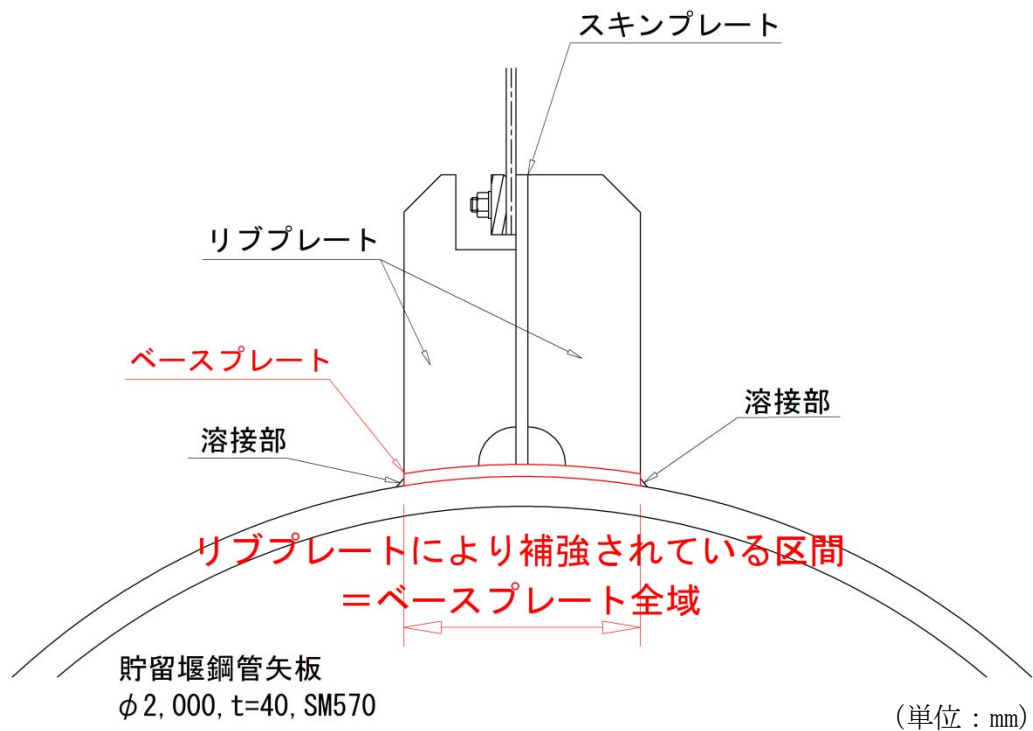


図 4.4-4 照査モデル図 (止水ゴム取付部鋼材 ベースプレート)

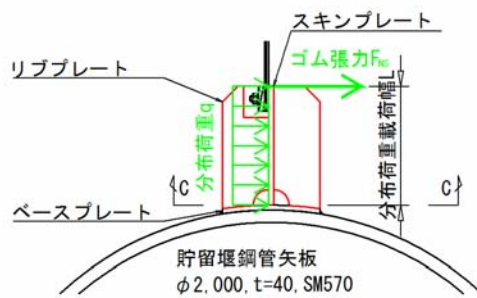
(c) ベースプレートと貯留堰鋼管矢板溶接部

ベースプレートは、貯留堰取付護岸の鋼矢板また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、図 4.4-5 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。

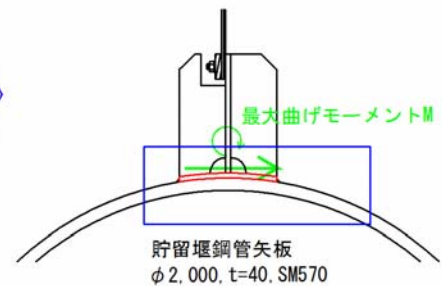
イ. モデル化

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図 4.4-5 に示す。

【①スキンプレート・リブプレートに作用する外力】

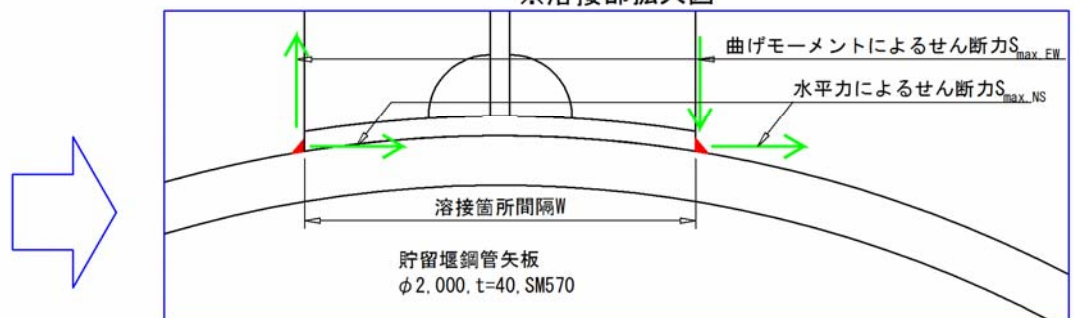


【②ベースプレートに作用する荷重】



【③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】

※溶接部拡大図



(単位：mm)

図 4.4-5 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)

ロ. 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。

$$S_{max,NS} = \frac{q \times L \times h + F_{NS} \times h}{2}$$

$$S_{max,EW} = \frac{M}{W}$$

$$M = \frac{q \times L^2 \times h}{2} + F_{NS} \times L \times h$$

$$A = h \times a$$

$$a = \sqrt{b}$$

ここに、

$S_{max,NS}$: 水平力による NS 方向のせん断力 (kN)

q : 分布荷重 (kN/m²)

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)

$S_{max,EW}$: 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 (m²)

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。

(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/mm²)
- M : 最大曲げモーメント (N・mm)
- Z : 断面係数 (mm³)
- N : 軸力 (N)
- A : 有効断面積 (mm²)

(b) 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/mm²)
- S : せん断力 (N)
- A : 有効断面積 (mm²)
- κ : せん断応力の分布係数
 - リブプレートの場合 $\kappa = 1.5$ (矩形断面)
 - 溶接部の場合 $\kappa = 1.0$

せん断力が1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2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方向またはy方向に作用するせん断応力 (N/mm²)
- τ_a : せん断応力の許容限界 (N/mm²)

(3) 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、リブプレート及びベースプレートの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表 4.4-2 に、詳細構造図を図 4.4-6 にそれぞれ示す。

表 4.4-2 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海水と接する面に対して1 mmの腐食代を考慮する。

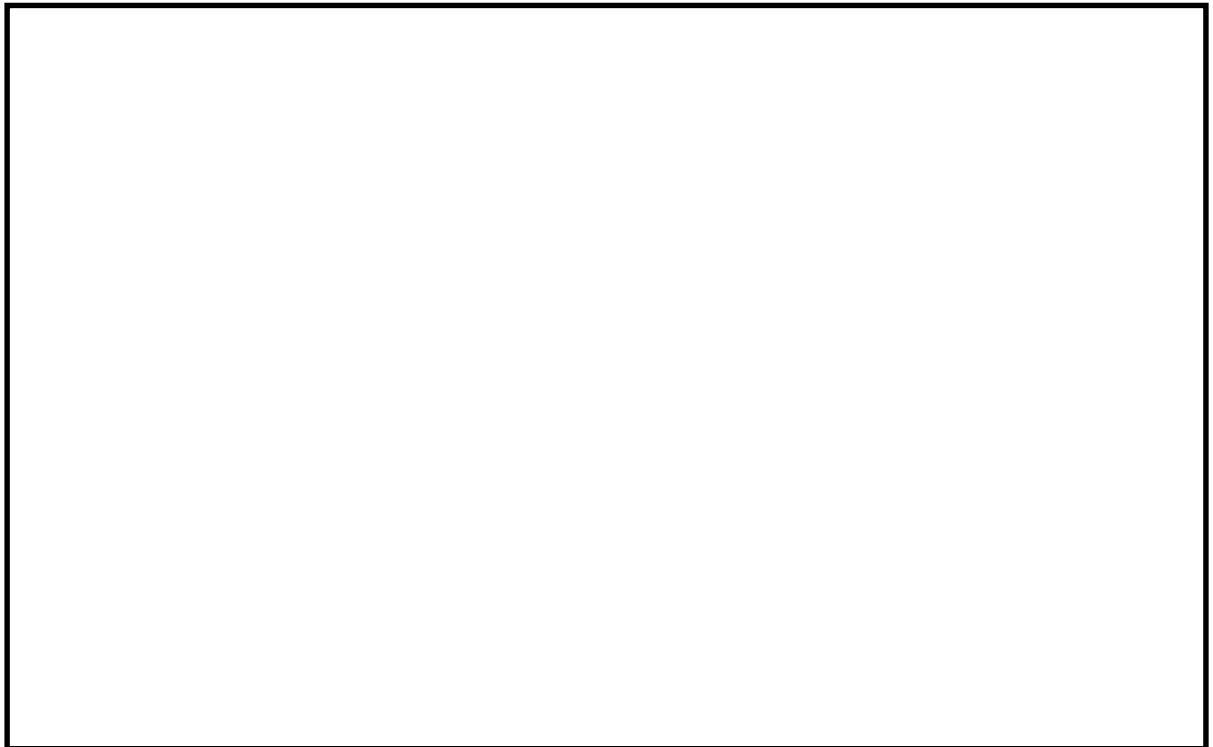


図 4.4-6 詳細構造図（再掲）

b. 解析概要

地震時に発生する応答値は、基準地震動 S_g 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

(a) 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。

イ. 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図 4.4-7 に示す。また、照査断面を図 4.4-8 に示す。

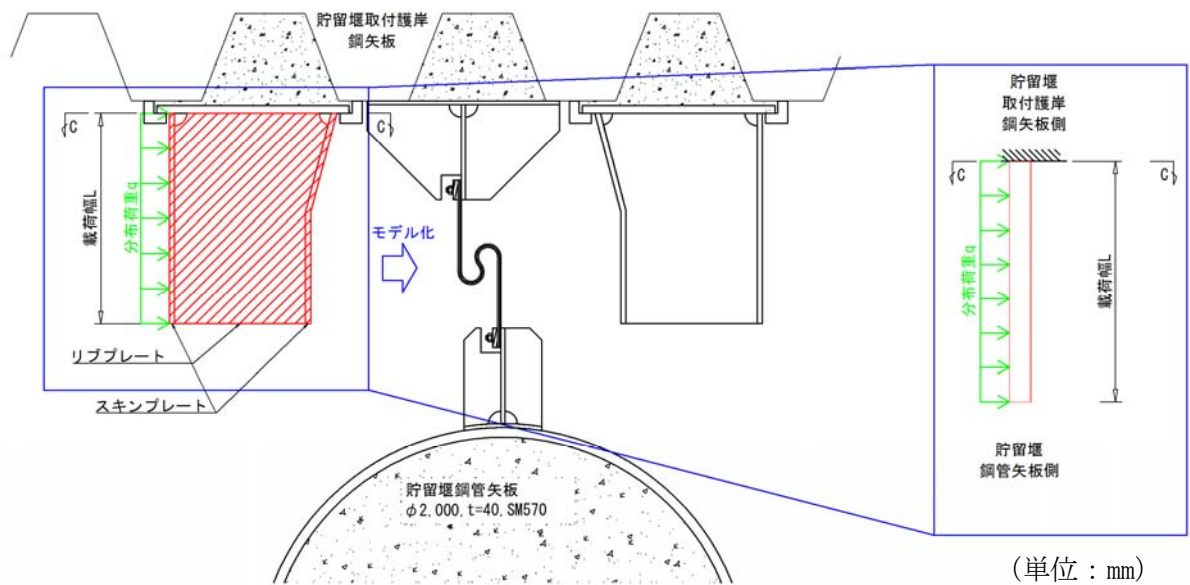


図 4.4-7 照査モデル図（防護材及び防護材取付部鋼材 スキンプレート及びリブプレート）

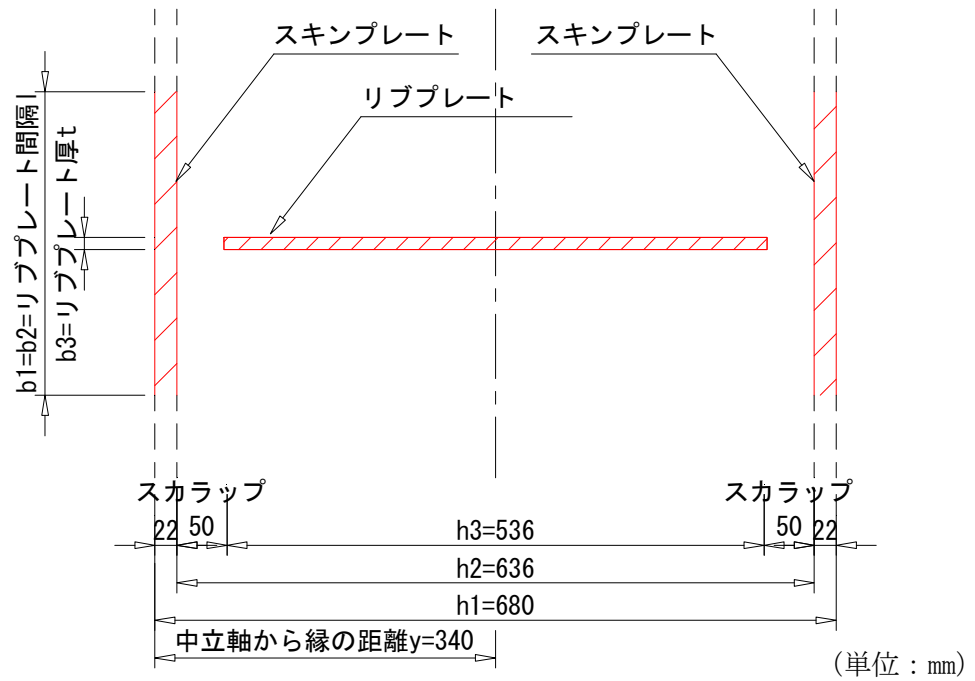


図 4.4-8 照査断面 (C-C 断面)
 (防護材及び防護材取付部鋼材 スキンプレート及びリブプレート)

ロ. 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。

$$M_{max} = \frac{q \times L^2 \times l}{2}$$

$$S_{max} = q \times L \times l$$

$$I = \frac{b_1 \times h_1^3 - b_2 \times h_2^3 + b_3 \times h_3^3}{12}$$

$$Z = \frac{I}{y}$$

$$A = b_1 \times h_1 - b_2 \times h_2 + b_3 \times h_3$$

ここに，

M_{max} : 最大発生曲げモーメント (kN・m)

q : 分布荷重 (kN/m²)

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)

S_{max} : 最大発生せん断力 (kN)

I : 断面2次モーメント (m⁴)

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 (m³)

y : 中立軸から縁の距離 (m)

A : 断面積 (m²)

(b) 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。

イ. 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図 4.4-9 に示す。また、照査断面を図 4.4-10 に示す。

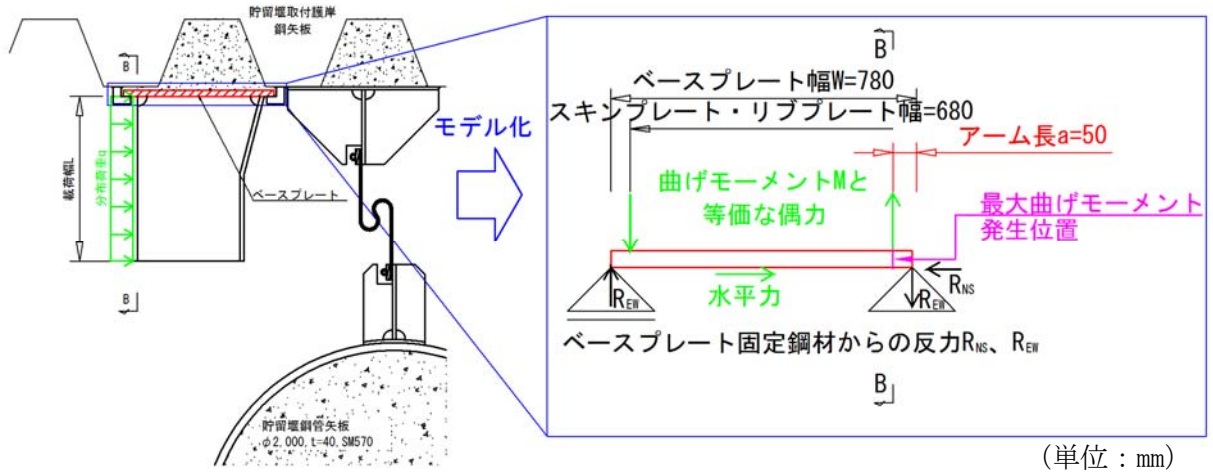


図 4.4-9 照査モデル図 (防護材及び防護材取付部鋼材 ベースプレート)

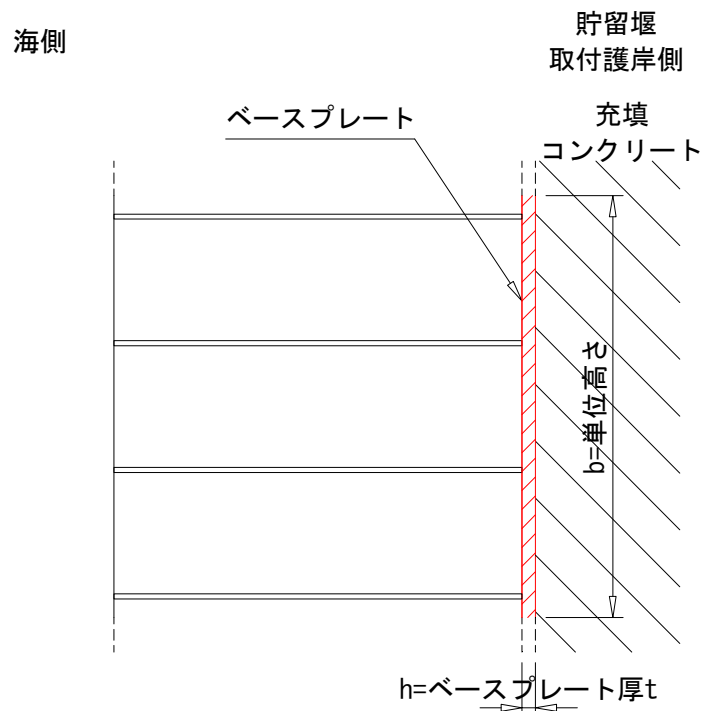


図 4.4-10 照査断面 (B-B 断面) (防護材及び防護材取付部鋼材 ベースプレート)

ロ. 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。

$$M_{max} = R_{EW} \times a$$

$$R_{EW} = \frac{M}{W}$$

$$M = \frac{q \times L^2 \times b}{2}$$

$$N_{max} = R_{NS}$$

$$R_{NS} = q \times L \times b$$

$$S_{max} = R_{EW}$$

$$Z = \frac{b \times h^2}{6}$$

$$A = b \times h$$

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/m²)

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)

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 (m³)

h : ベースプレート厚 (m)

A : 断面積 (m²)

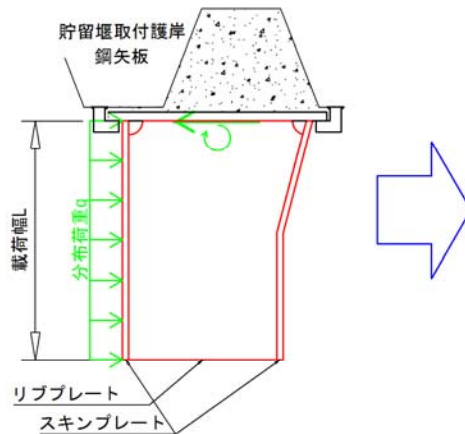
(c) ベースプレート固定鋼材

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。

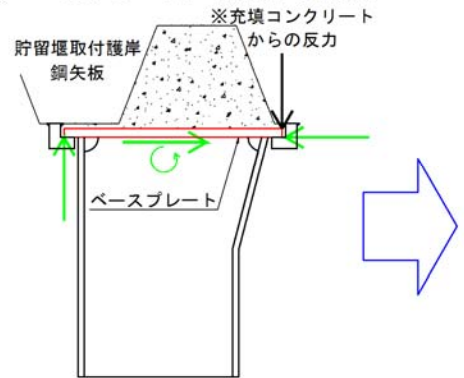
イ. モデル化

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図 4.4-11 に示す。また、照査断面を図 4.4-12 に示す。

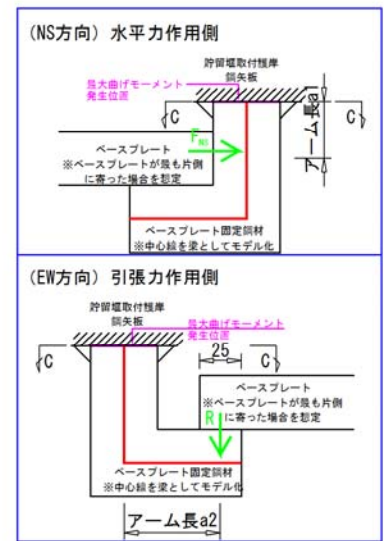
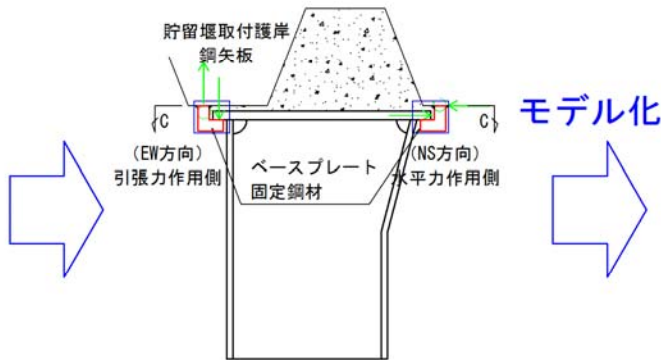
【①スキンプレート・リブプレートに作用する外力】



【②ベースプレートに作用する荷重】



【③ベースプレート固定鋼材に作用する荷重】



(単位：mm)

図 4.4-11 照査モデル図 (防護材及び防護材取付部鋼材 ベースプレート固定鋼材)

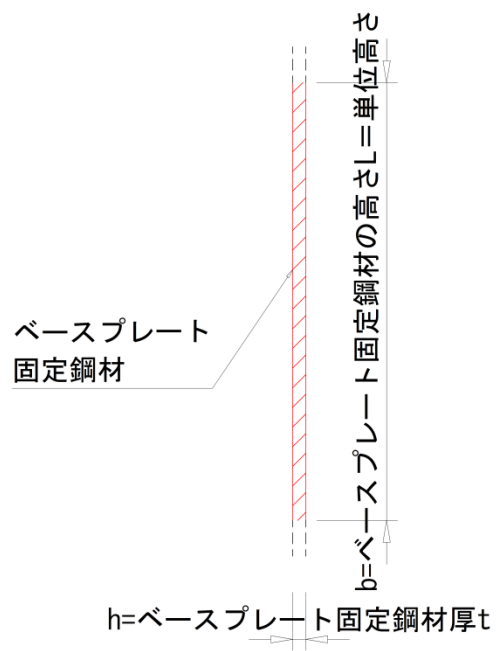


図 4.4-12 照査断面 (C-C 断面)
 (防護材及び防護材取付部鋼材 ベースプレート固定鋼材)

ロ. 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。

$$M_{max,1} = F_{NS} \times a_1$$

$$F_{NS} = q \times L \times b$$

$$S_{max,1} = F_{NS}$$

$$M_{max,2} = R \times a_2$$

$$R = \frac{M}{W}$$

$$M = \frac{q \times L^2 \times b}{2}$$

$$N_{max,2} = R$$

$$S_{max,2} = R$$

$$Z = \frac{b \times h^2}{6}$$

$$A = b \times h$$

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/m²）

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）

$S_{max,1}$: 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）

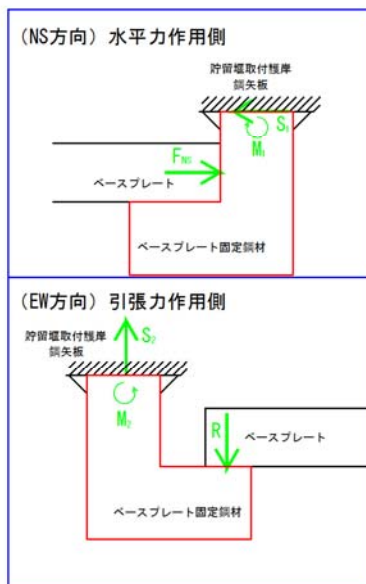
A : 断面積（ m^2 ）

- (d) 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。

イ. 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方を示した照査モデル図を図 4.4-13 に示す。

【①ベースプレート固定鋼材に作用する荷重（拡大）】



【②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（拡大）】

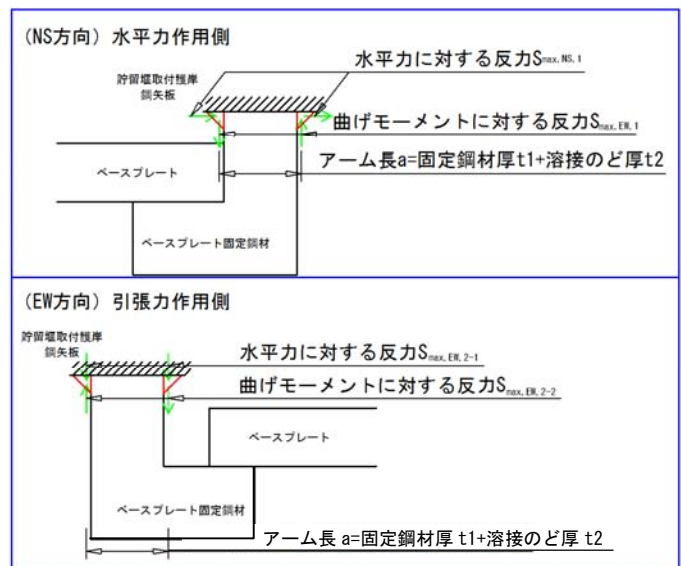


図 4.4-13 照査モデル図

(防護材及び防護材取付部鋼材 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)

ロ. 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 (m²)

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。

(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/mm²)
- M : 最大曲げモーメント (N・mm)
- Z : 断面係数 (mm³)
- N : 軸力 (N)
- A : 有効断面積 (mm²)

(b) 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（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/mm²)
- S : せん断力 (N)
- A : 有効断面積 (mm²)

※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 $\kappa = 1.0$

ベースプレートの場合 $\kappa = 1.5$ (矩形断面)

ベースプレート取付部鋼材の場合 $\kappa = 1.5$ (矩形断面)

溶接部の場合 $\kappa = 1.0$

せん断力が1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2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方向またはy方向に作用するせん断応力 (N/mm²)

τ_a : せん断応力の許容限界 (N/mm²)

4.4.2 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。

4.4.3 構造物の変形性評価

(1) 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、「6.8.1.2 貯留堰の強度計算書に関する補足説明」において実施するものとする。

(2) 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。

変位方向の定義を図 4. 4-14 に、各変位及び距離の定義を図 4. 4-15 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)

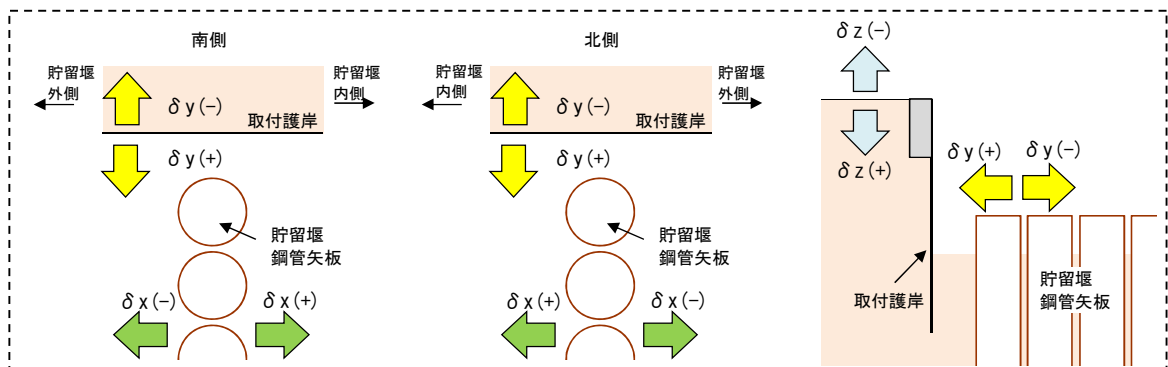


図 4. 4-14 変位方向の定義

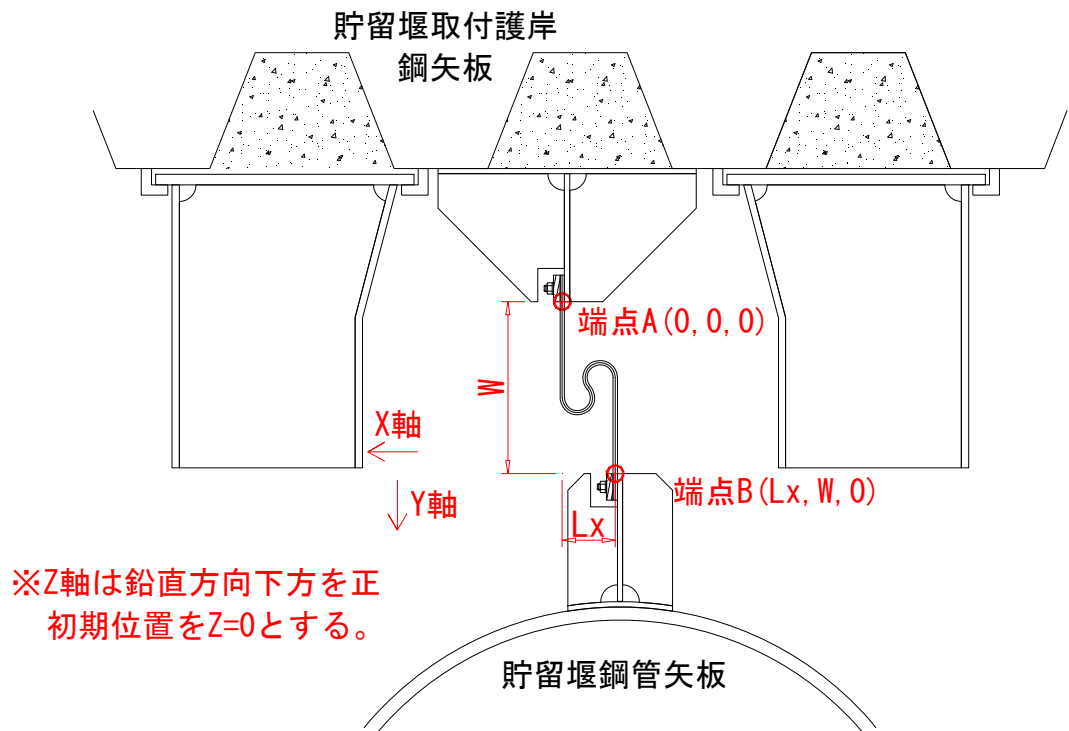


図 4.4-15 (1) 各変位及び距離の定義 (1 / 3)

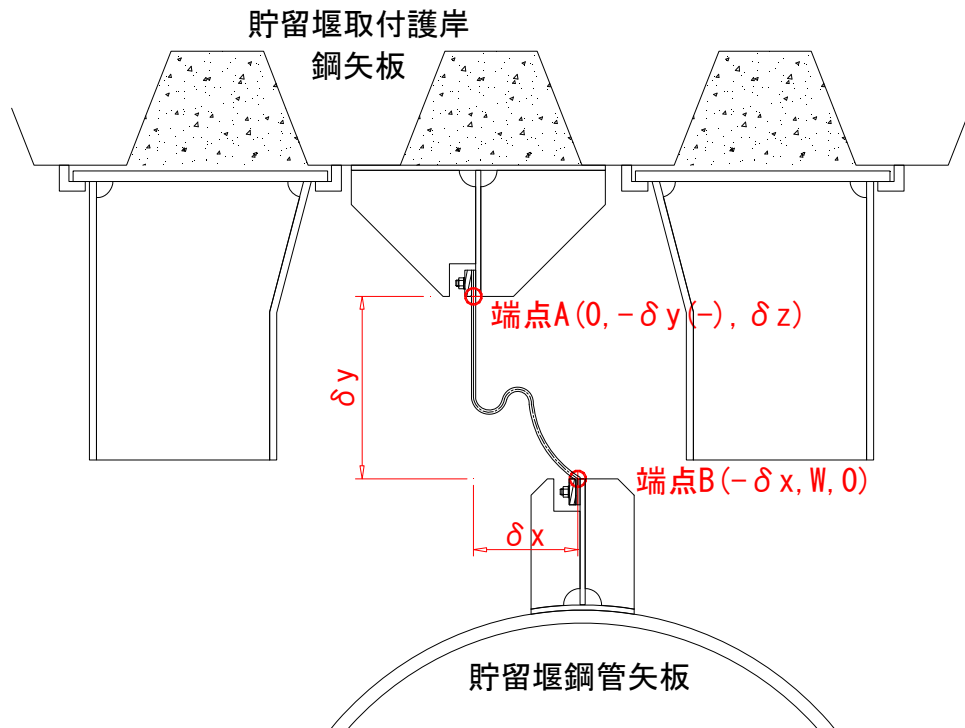


図 4.4-15 (2) 各変位及び距離の定義 (2 / 3)

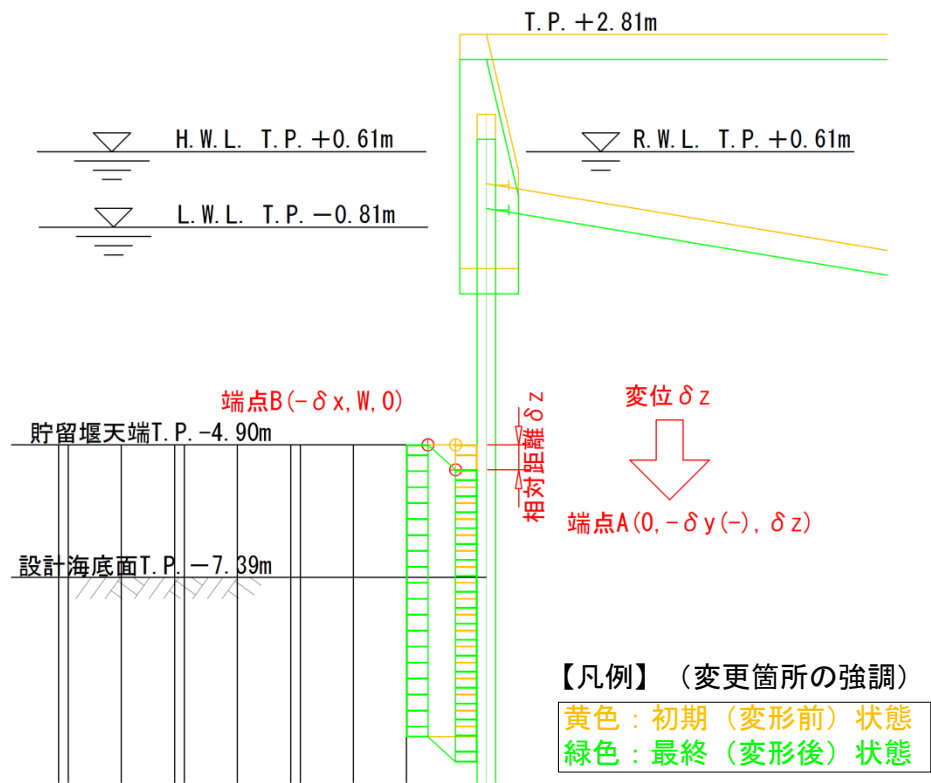


図 4.4-15 (3) 各変位及び距離の定義 (3 / 3)

4.5 解析モデル及び諸元

貯留堰と貯留堰取付護岸は、線形はり要素及び非線形ばね要素によりモデル化する。構造物の要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（土木学会原子力土木委員会，2002年5月）に、線材モデルの要素分割については、要素長さを部材の断面厚さまたは有効高さの2.0倍以下とし、1.0倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚さまたは有効高さの1.0倍程度まで細分割して設定する。なお、杭の要素分割については、杭に接する地盤の要素分割に合わせて設定する。

5. 評価結果

5.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として「断面力分布」，「最大せん断ひずみ分布」，「過剰間隙水圧比分布」及び「最大加速度分布」を示す。

(1) 断面力分布

耐震評価においては，全ての基準地震動 S_s に対し，①の検討ケース（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の検討ケースにおいて，各照査値が最も厳しい地震動を用い，②～⑥の検討ケースを実施する。

表 5.1-1，表 5.1-2 及び表 5.1-3 に，2次元有効応力解析の実施ケース及び鋼管矢板の曲げ軸力，せん断力に対する照査値を示す。

NS-1 断面及び EW-2 断面における基準地震動 S_s による貯留堰鋼管矢板に発生する断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）の分布を図 5.1-1 及び図 5.1-2 に示す。本図は鋼管矢板の曲げ軸力照査及びせん断力照査において照査値が最も厳しくなる時刻における断面力分布を示したものである。

表 5.1-1 (1) NS-1 (南側) 鋼管矢板の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

地震動 \ 検討ケース		曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.42					
	H+, V-	0.41					
	H-, V+	0.44	0.43	0.44	0.51	0.46	0.44
	H-, V-	0.43			0.51		
S _s -11		0.38					
S _s -12		0.38					
S _s -13		0.35					
S _s -14		0.31					
S _s -21		0.39					
S _s -22		0.36		0.36			
S _s -31	H+, V+	0.39					
	H-, V+	0.38					

表 5.1-1 (2) NS-1 (南側) 鋼管矢板のせん断力に対する検討ケースと照査値

地震動 \ 検討ケース		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.18					
	H+, V-	0.18					
	H-, V+	0.19	0.18	0.19	0.23	0.16	0.15
	H-, V-	0.19			0.23		
S _s -11		0.16					
S _s -12		0.16					
S _s -13		0.15					
S _s -14		0.12					
S _s -21		0.15					
S _s -22		0.15		0.15			
S _s -31	H+, V+	0.16					
	H-, V+	0.15					

表 5.1-2 (1) NS-1 (北側) 鋼管矢板の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

地震動 \ 検討ケース		曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.17					
	H+, V-	0.18					
	H-, V+	0.21	0.19	0.23	0.34	0.26	0.25
	H-, V-	0.20			0.33		
S _s -11		0.15					
S _s -12		0.12					
S _s -13		0.12					
S _s -14		0.10					
S _s -21		0.20					
S _s -22		0.18		0.20			
S _s -31	H+, V+	0.16					
	H-, V+	0.17					

表 5.1-2 (2) NS-1 (北側) 鋼管矢板のせん断力に対する検討ケースと照査値

地震動 \ 検討ケース		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.12					
	H+, V-	0.11					
	H-, V+	0.12	0.12	0.11	0.13	0.10	0.10
	H-, V-	0.12			0.13		
S _s -11		0.06					
S _s -12		0.11					
S _s -13		0.09					
S _s -14		0.05					
S _s -21		0.06					
S _s -22		0.07		0.07			
S _s -31	H+, V+	0.07					
	H-, V+	0.08					

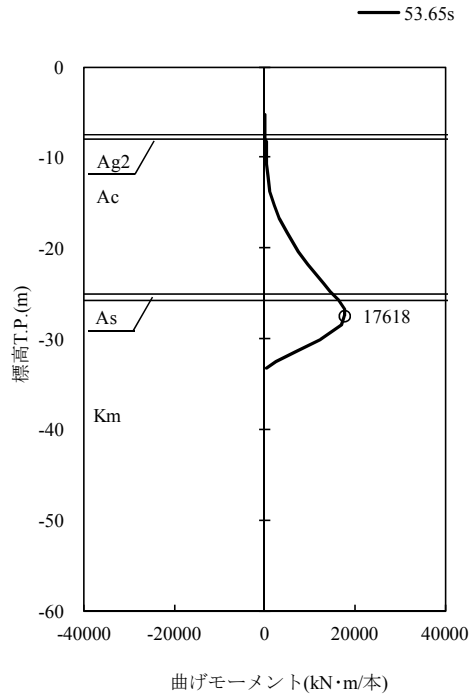
表 5.1-3 (1) EW-2 鋼管矢板の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

地震動 \ 検討ケース		曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.45	0.46	0.40	0.77	0.19	0.19
	H+, V-	0.45					
	H-, V+	0.45			0.71		
	H-, V-	0.45					
S _s -11		0.09					
S _s -12		0.40					
S _s -13		0.37					
S _s -14		0.29					
S _s -21		0.26					
S _s -22		0.35					
S _s -31	H+, V+	0.19					
	H-, V+	0.13					

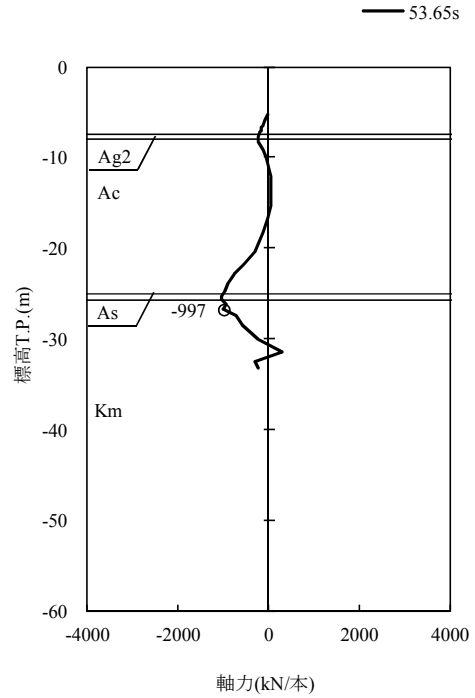
表 5.1-3 (2) EW-2 鋼管矢板のせん断力に対する検討ケースと照査値

地震動 \ 検討ケース		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.16	0.16	0.16	0.23	0.13	0.12
	H+, V-	0.15					
	H-, V+	0.15			0.22		
	H-, V-	0.15					
S _s -11		0.08					
S _s -12		0.15					
S _s -13		0.15					
S _s -14		0.13					
S _s -21		0.12					
S _s -22		0.13					
S _s -31	H+, V+	0.13					
	H-, V+	0.11					

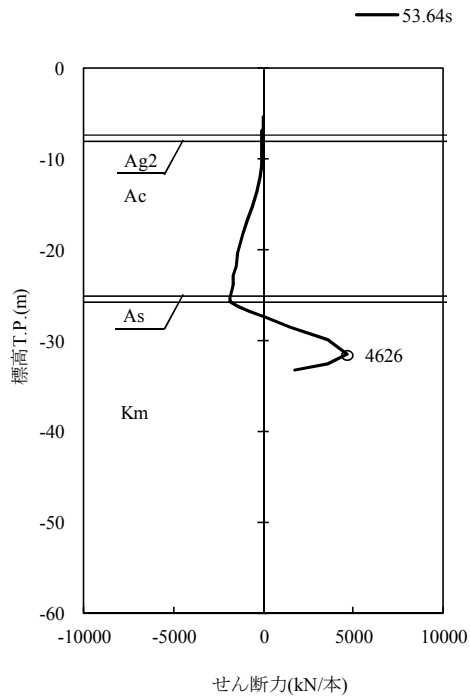
貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)



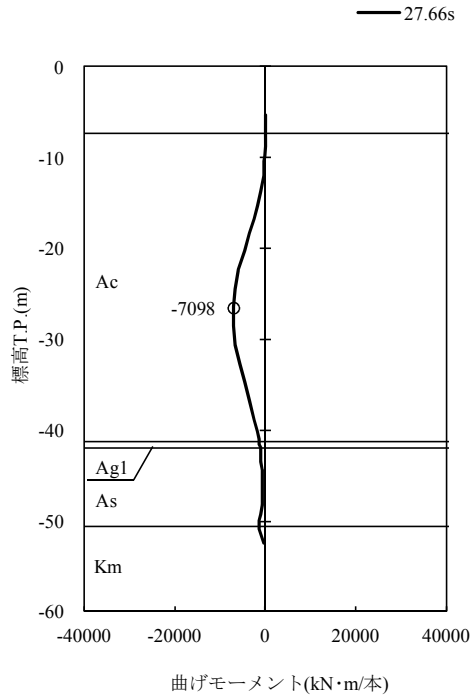
貯留堰鋼管矢板(南側)



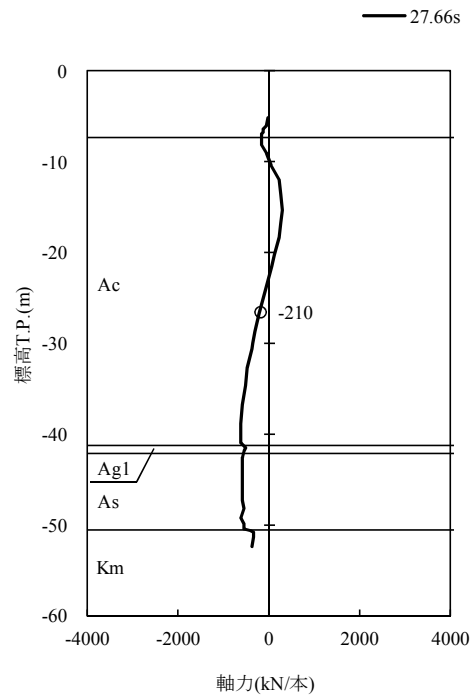
(a) 貯留堰鋼管矢板(南側)

図 5.1-1 (1) 地震時断面力 ($S_s - D1 (H+, V+)$) (1/2)
 (NS-1 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)

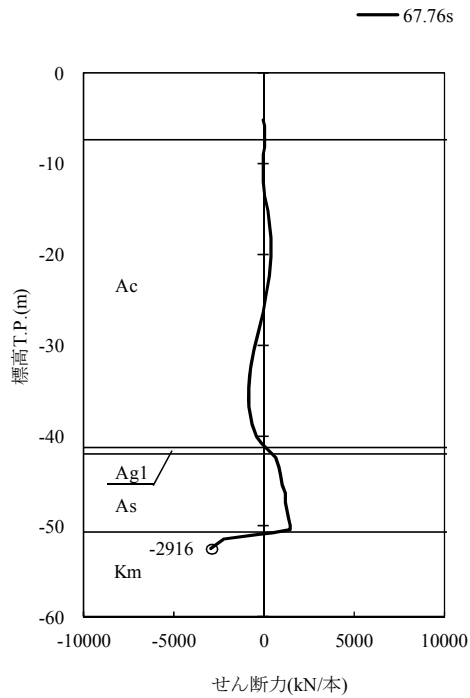
貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)



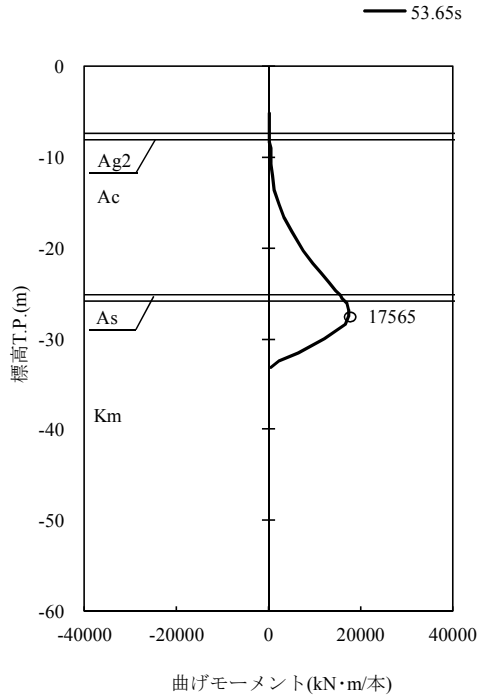
貯留堰鋼管矢板(北側)



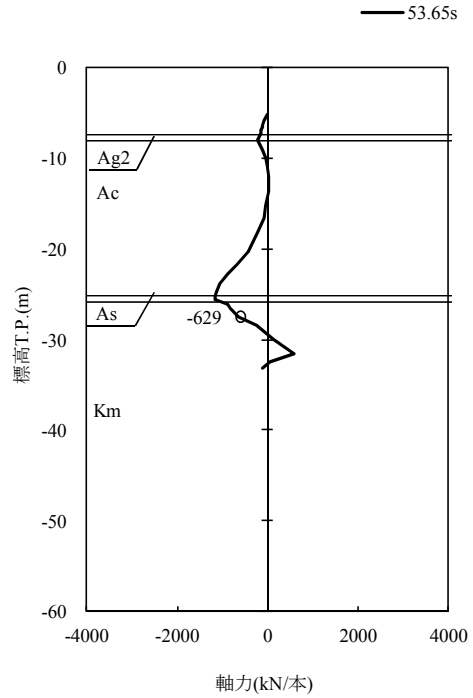
(b) 貯留堰鋼管矢板(北側)

図 5.1-1 (1) 地震時断面力 ($S_s - D1 (H+, V+)$) (2/2)
 (NS-1 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)

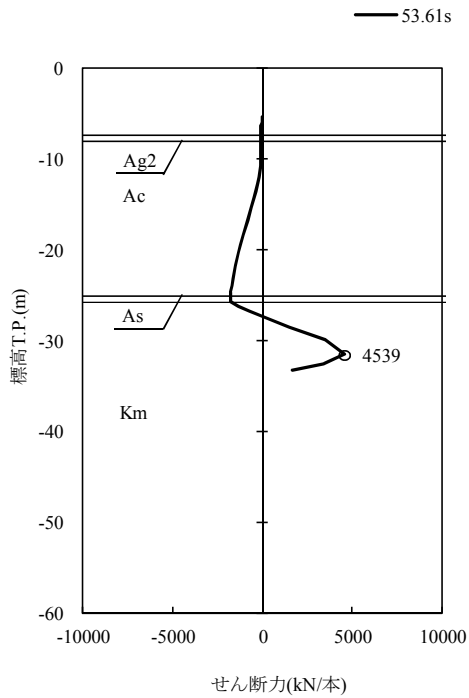
貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)



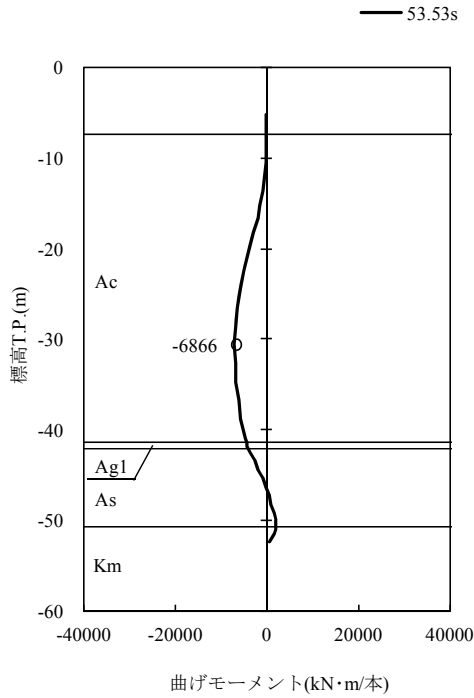
貯留堰鋼管矢板(南側)



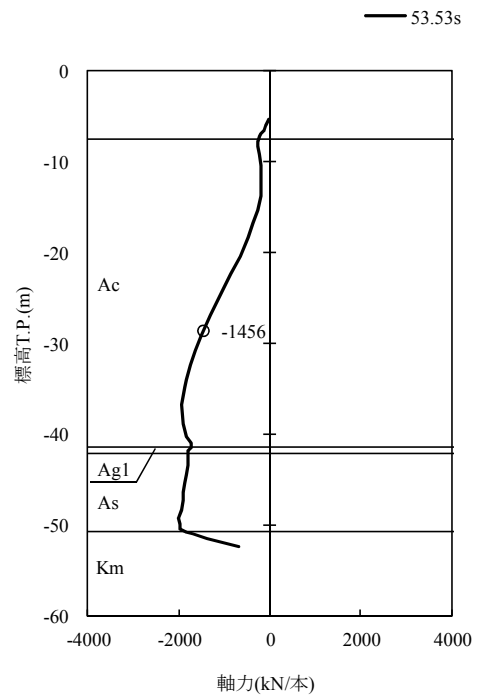
(a) 貯留堰鋼管矢板(南側)

図 5.1-1 (2) 地震時断面力 (S_s-D 1 (H+, V-)) (1/2)
(NS-1 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)

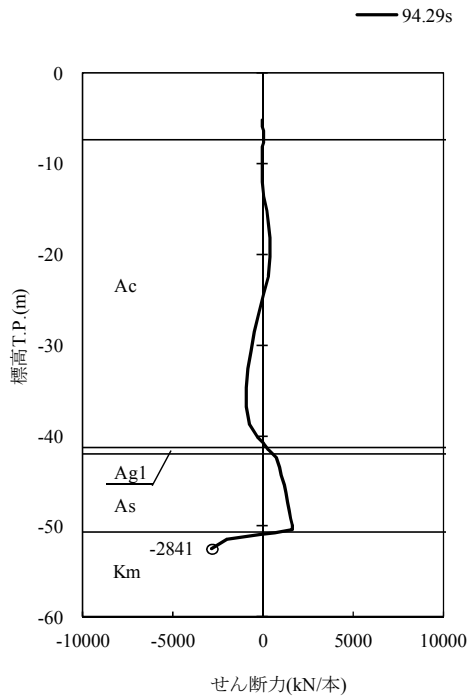
貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)



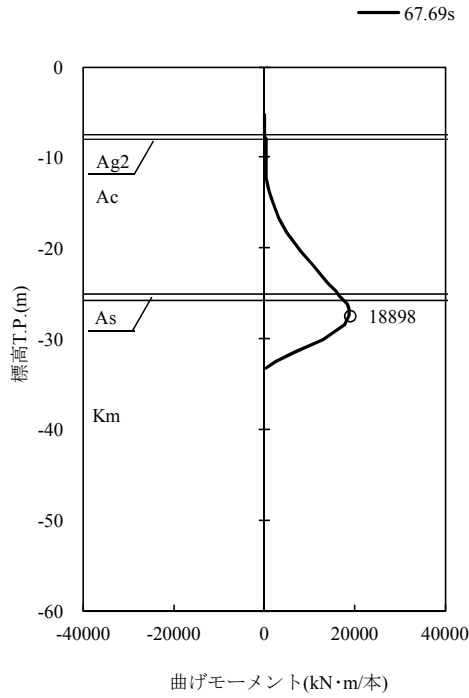
貯留堰鋼管矢板(北側)



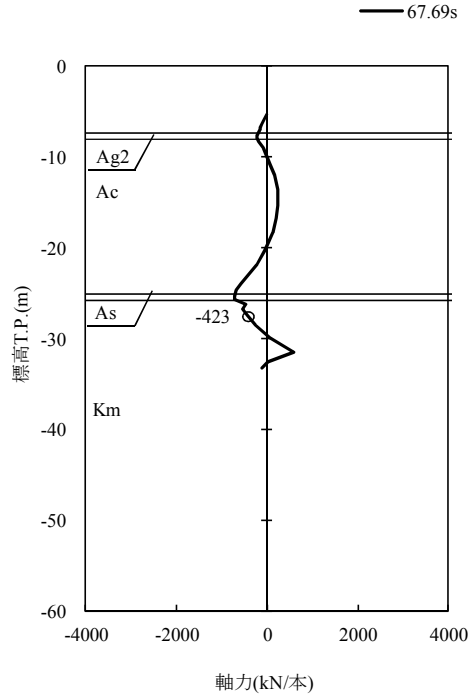
(b) 貯留堰鋼管矢板(北側)

図 5.1-1 (2) 地震時断面力 ($S_s - D1$ (H+, V-)) (2/2)
 (NS-1 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)

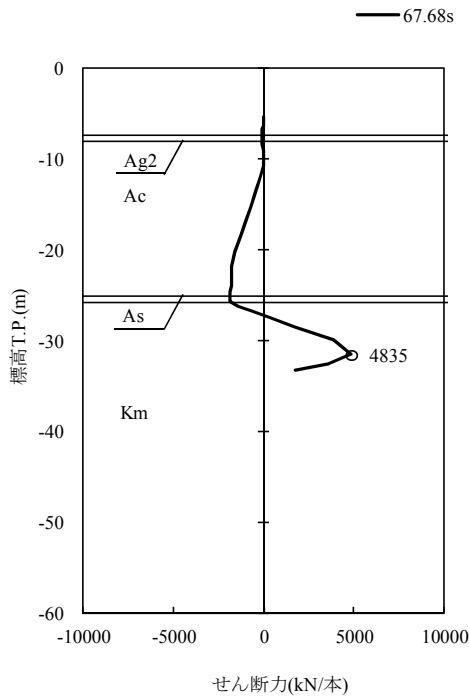
貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)



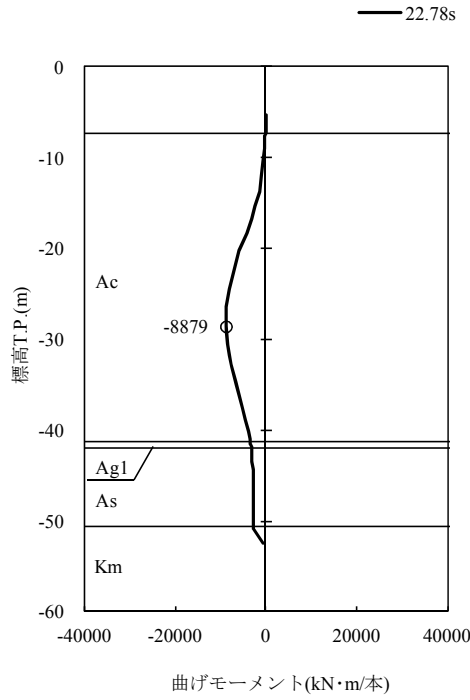
貯留堰鋼管矢板(南側)



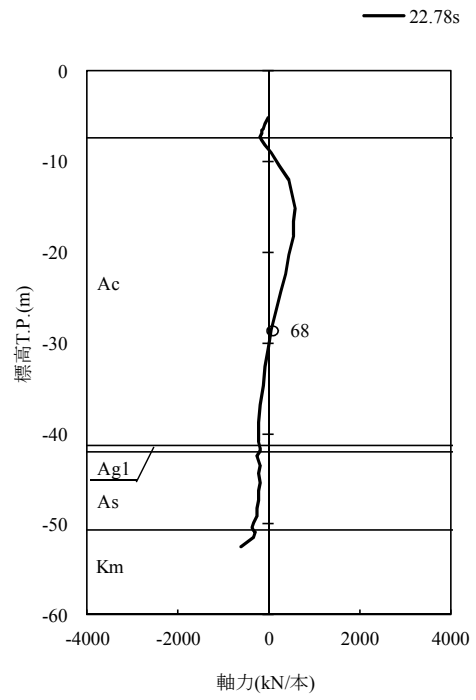
(a) 貯留堰鋼管矢板 (南側)

図 5.1-1 (3) 地震時断面力 (S_s-D1 (H-, V+)) (1/2)
 (NS-1 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)

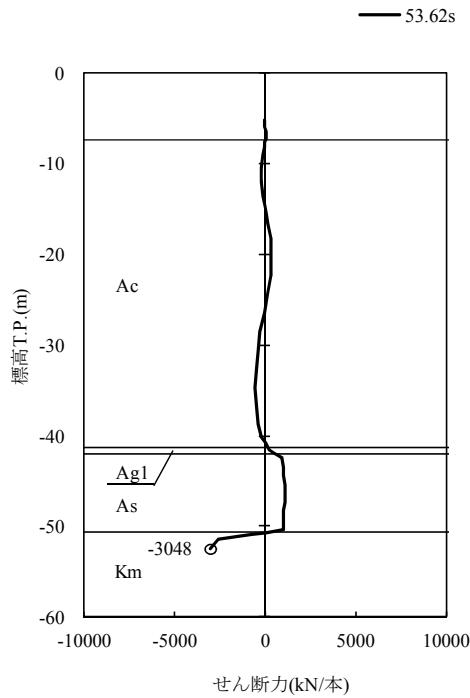
貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)



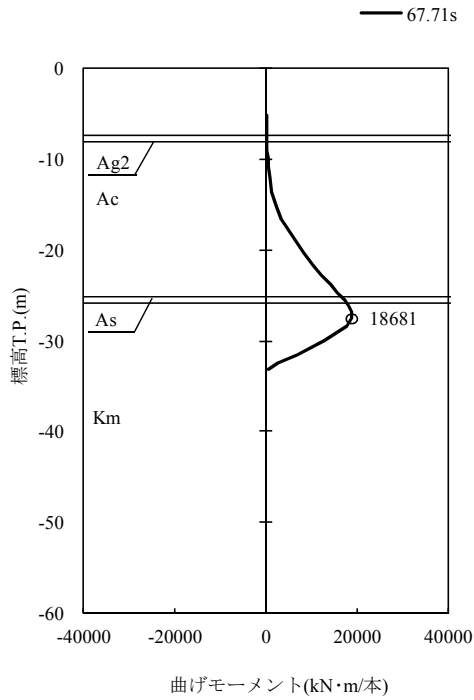
貯留堰鋼管矢板(北側)



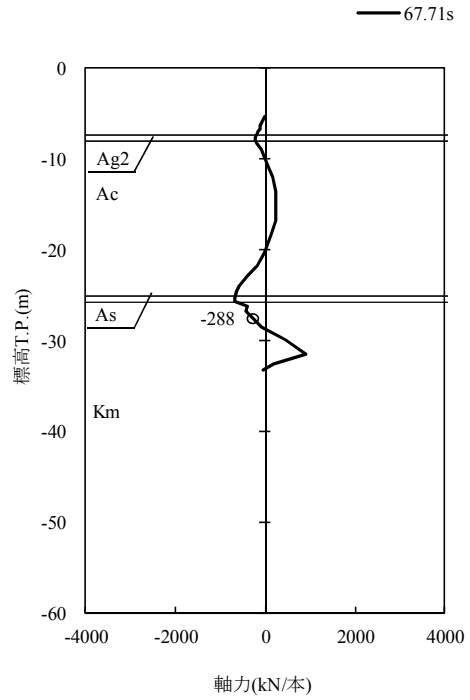
(b) 貯留堰鋼管矢板(北側)

図 5.1-1 (3) 地震時断面力 ($S_s - D1$ (H-, V+)) (2/2)
 (NS-1 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)

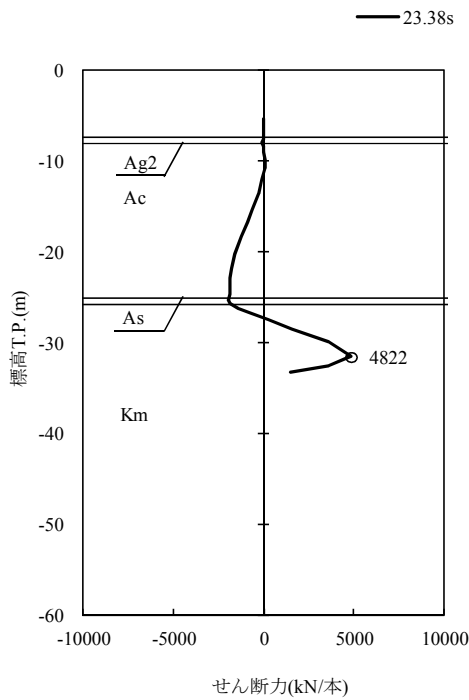
貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)



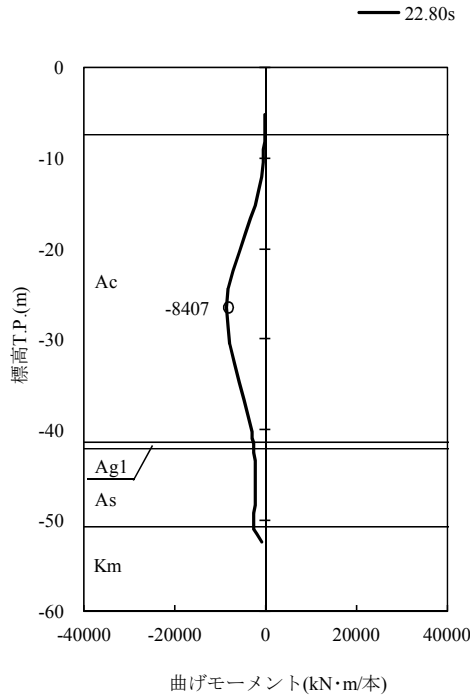
貯留堰鋼管矢板(南側)



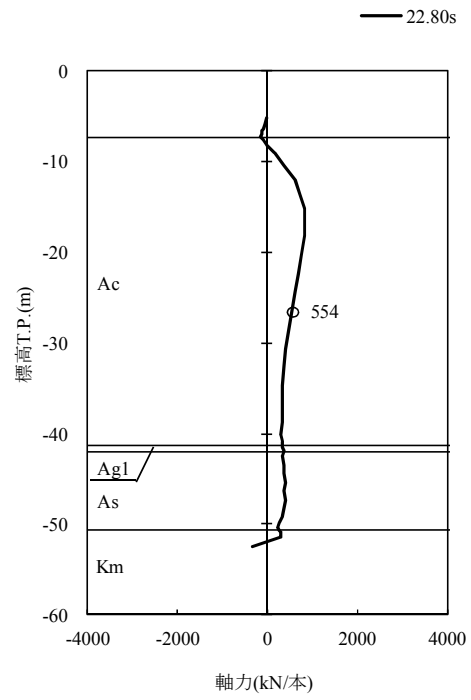
(a) 貯留堰鋼管矢板 (南側)

図 5.1-1 (4) 地震時断面力 ($S_s - D1$ (H-, V-)) (1/2)
 (NS-1 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)

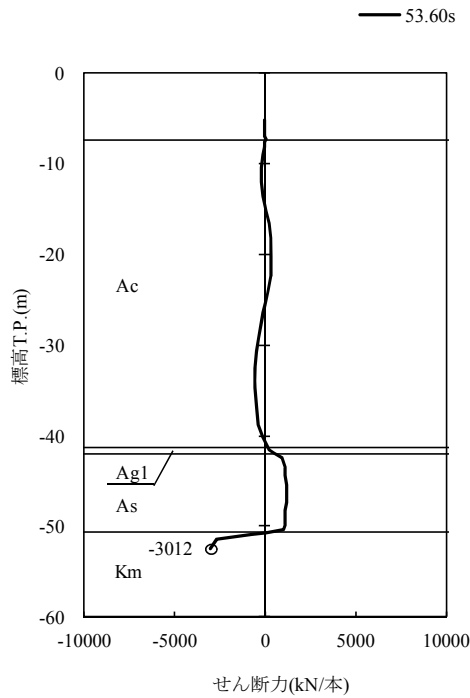
貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)



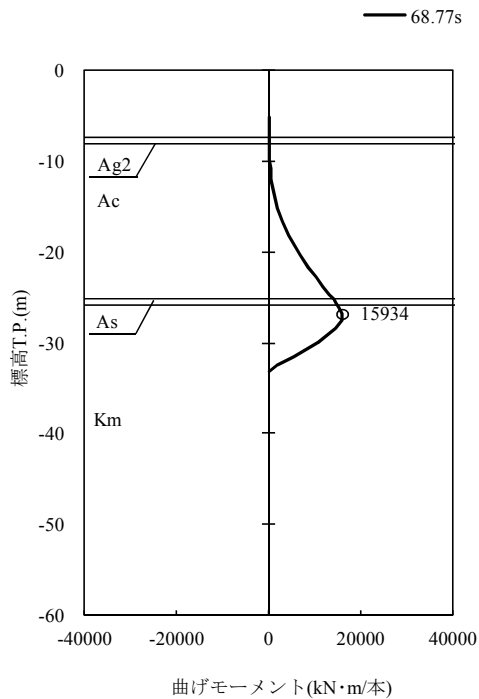
貯留堰鋼管矢板(北側)



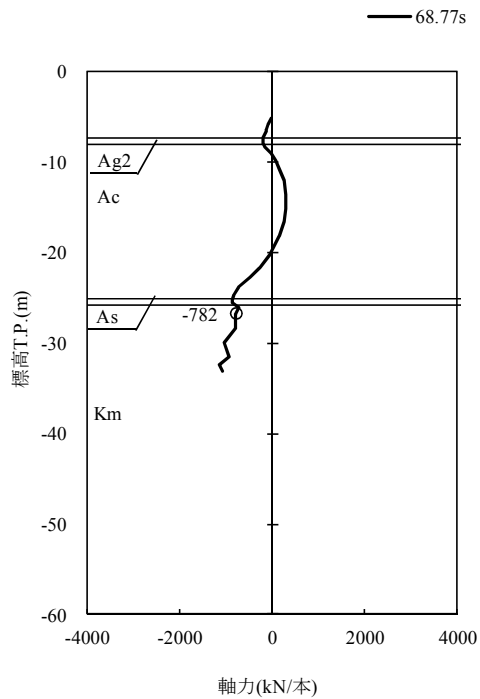
(b) 貯留堰鋼管矢板(北側)

図 5.1-1 (4) 地震時断面力 (S_s-D1 (H-, V-)) (2/2)
(NS-1 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)

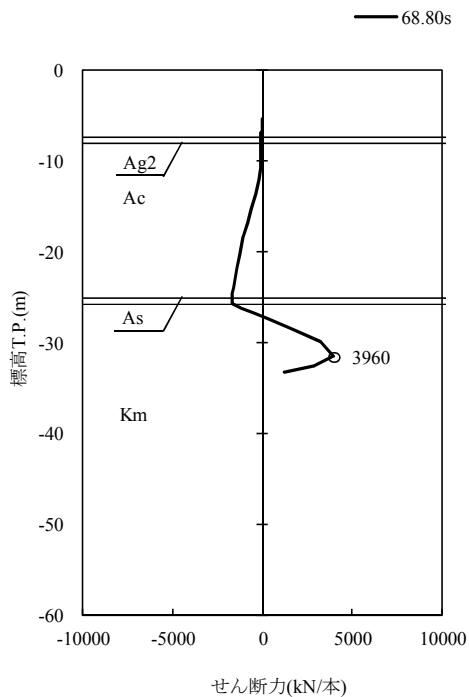
貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)

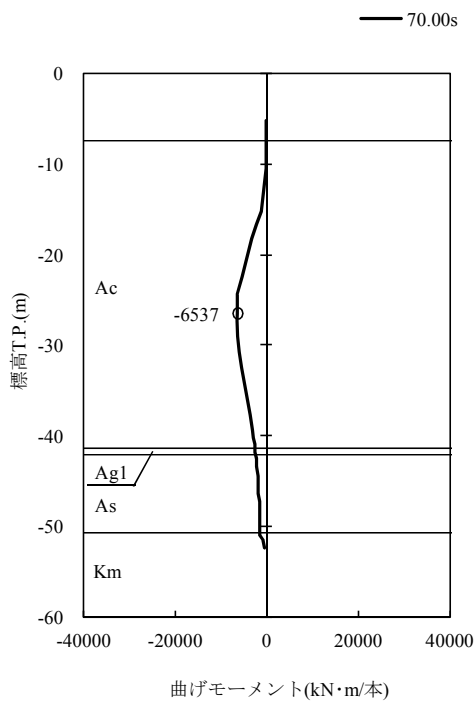


(a) 貯留堰鋼管矢板(南側)

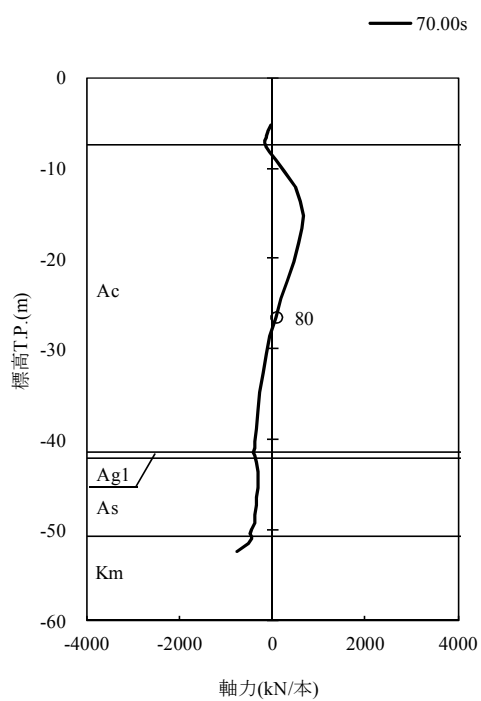
図 5.1-1 (5) 地震時断面力 ($S_s - 11$) (1/2)

(NS-1 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)

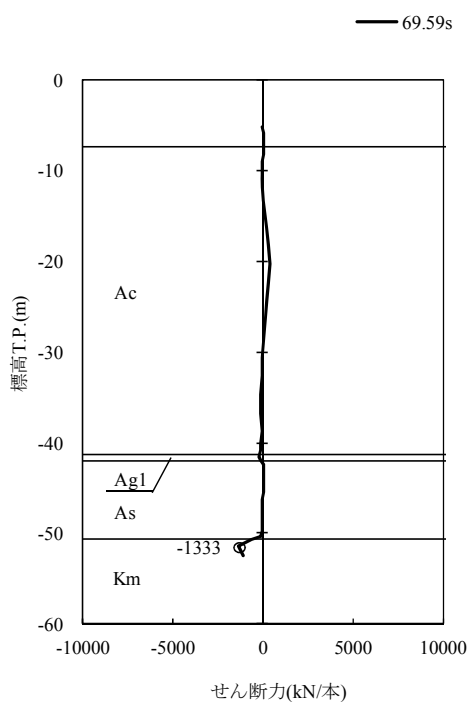
貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)

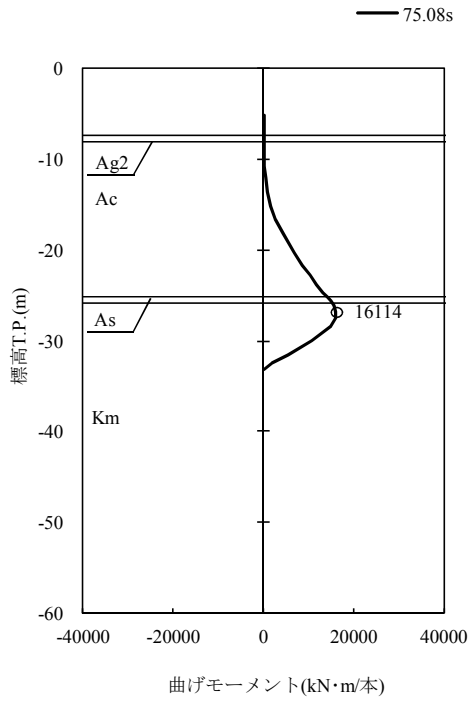


(b) 貯留堰鋼管矢板(北側)

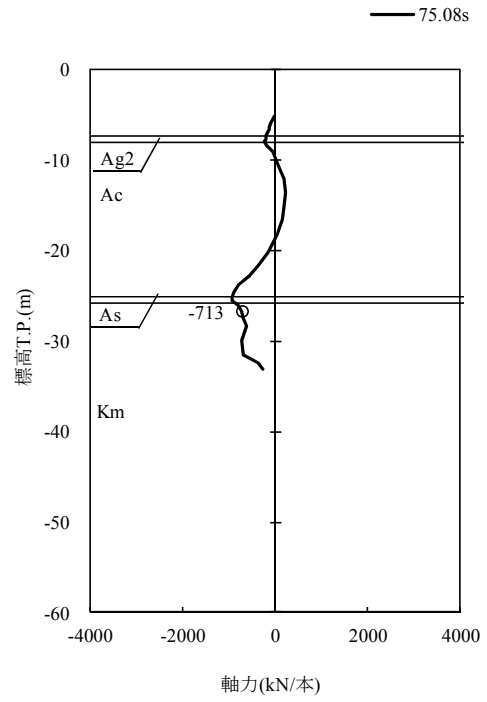
図 5.1-1 (5) 地震時断面力 ($S_s - 11$) (2/2)

(NS-1 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)

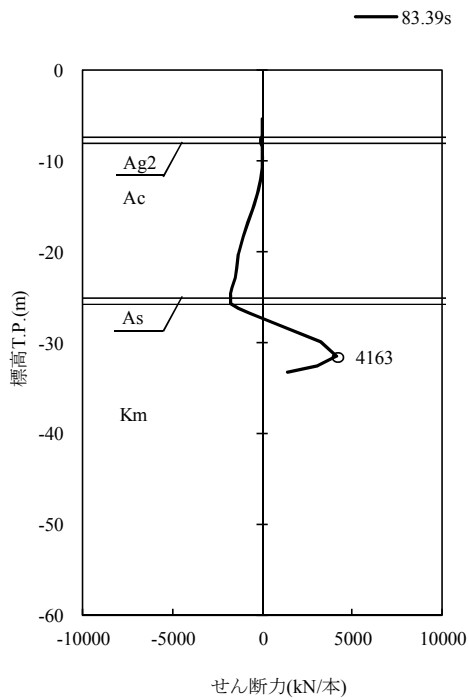
貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)

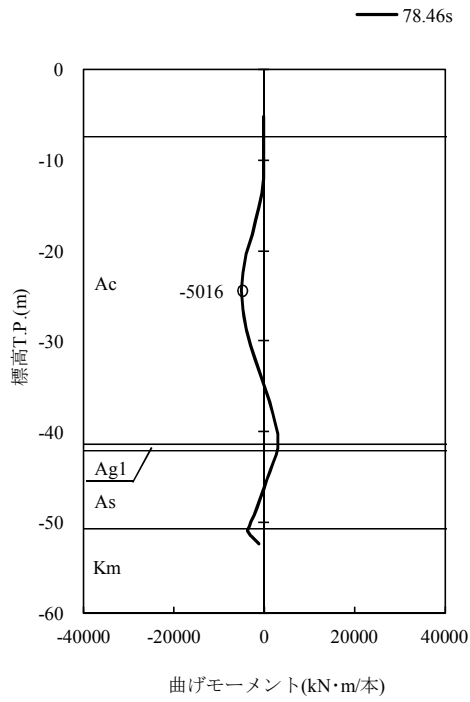


(a) 貯留堰鋼管矢板 (南側)

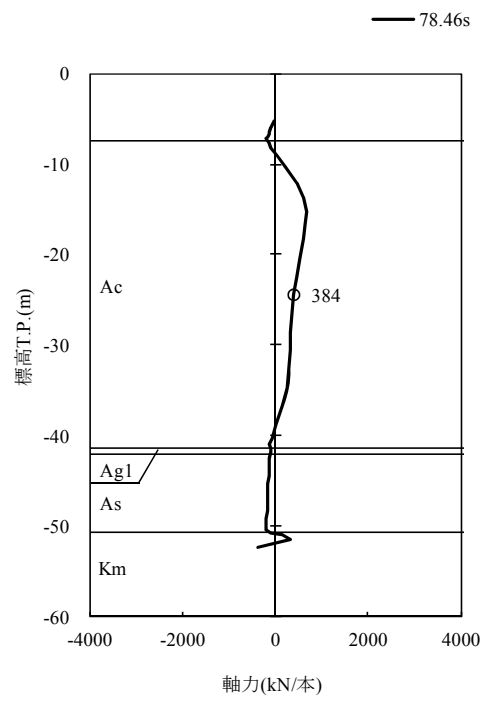
図 5.1-1 (6) 地震時断面力 ($S_s - 12$) (1/2)

(NS-1 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)

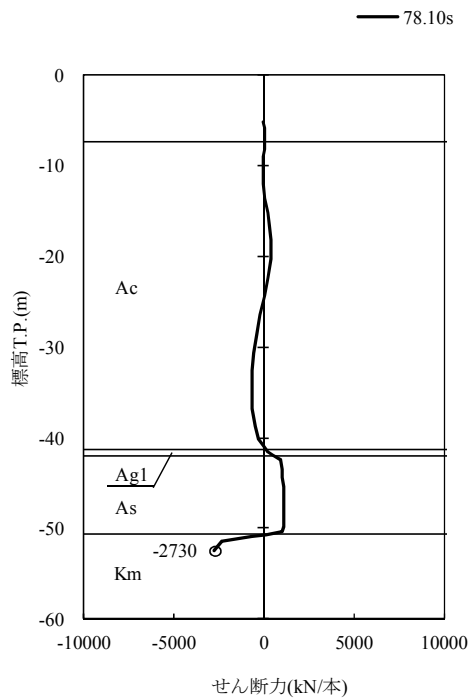
貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)

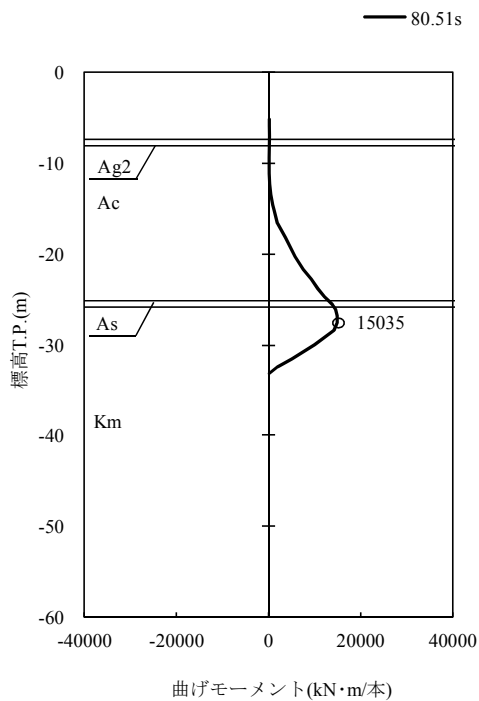


(b) 貯留堰鋼管矢板(北側)

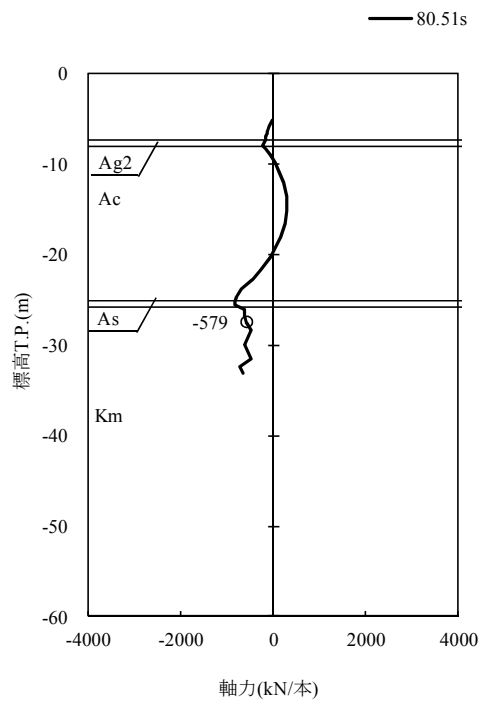
図 5.1-1 (6) 地震時断面力 (S_s-12) (2/2)

(NS-1 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)

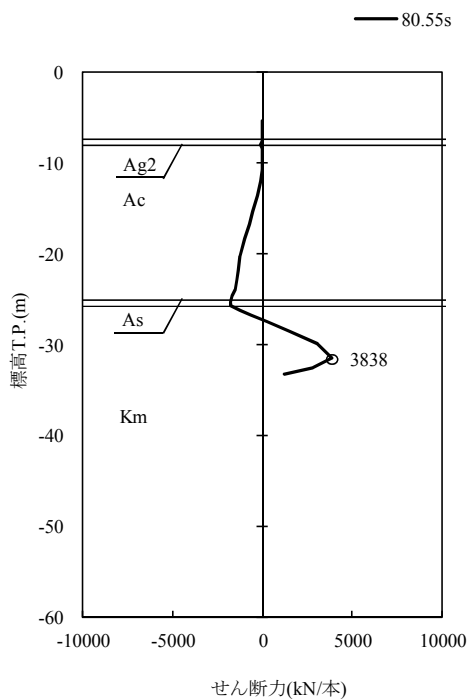
貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)

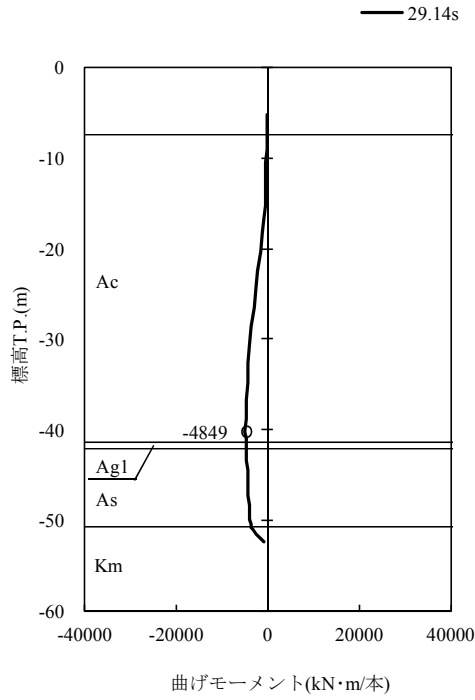


(a) 貯留堰鋼管矢板(南側)

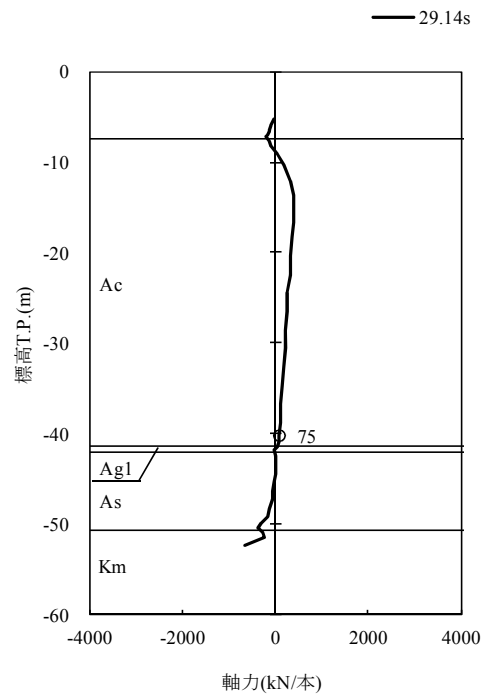
図 5.1-1 (7) 地震時断面力 ($S_s - 13$) (1/2)

(NS-1 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)

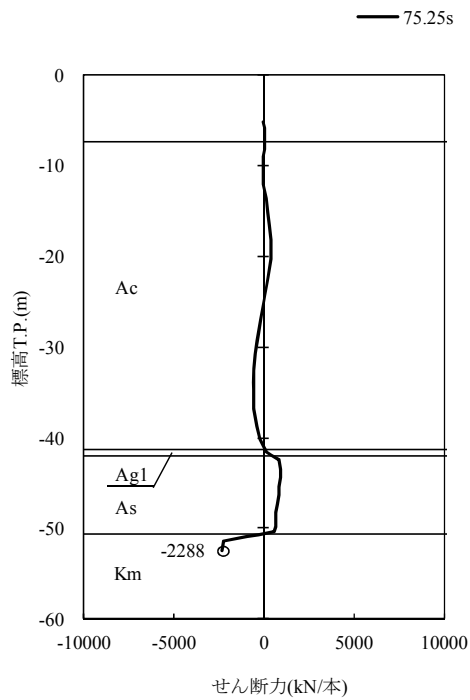
貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)

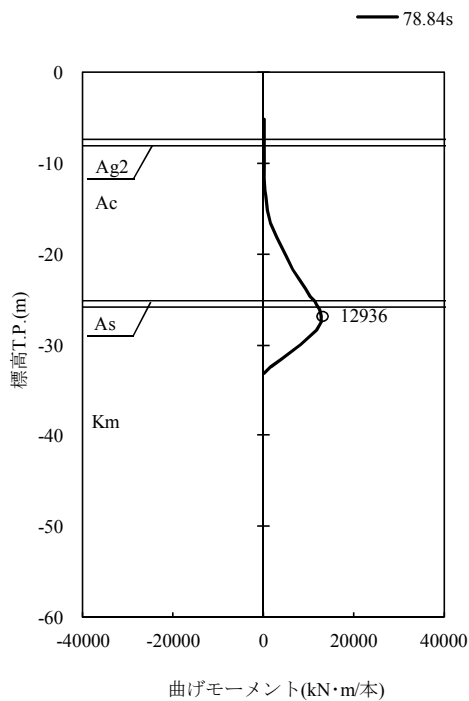


(b) 貯留堰鋼管矢板(北側)

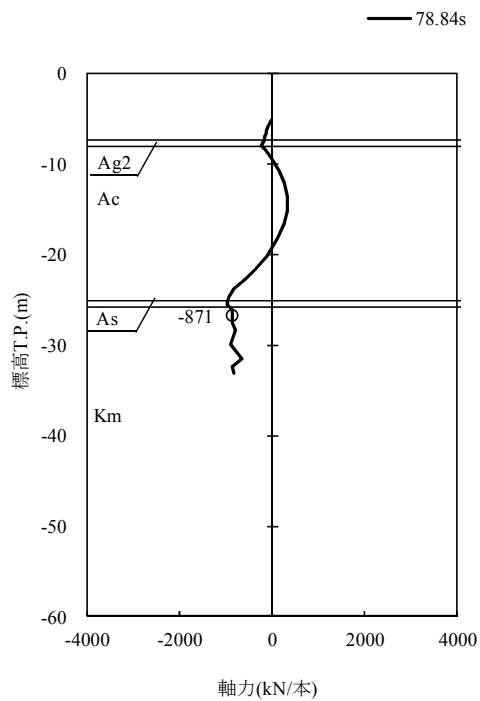
図 5.1-1 (7) 地震時断面力 ($S_s - 13$) (2/2)

(NS-1 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)

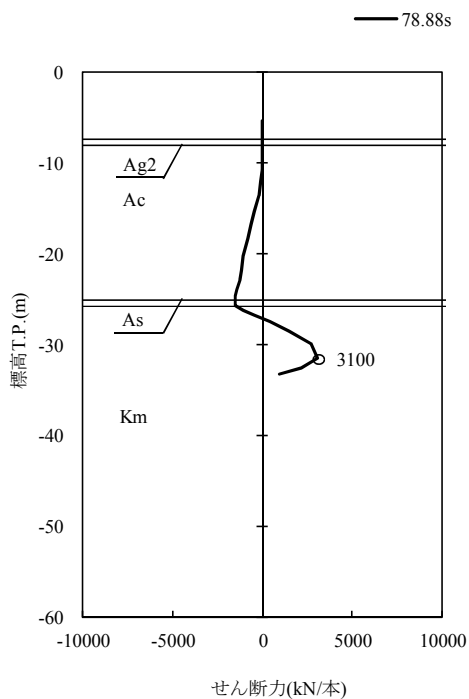
貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)

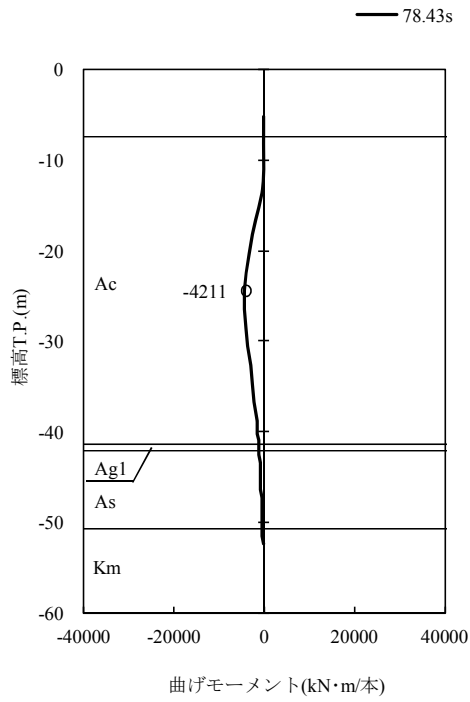


(a) 貯留堰鋼管矢板 (南側)

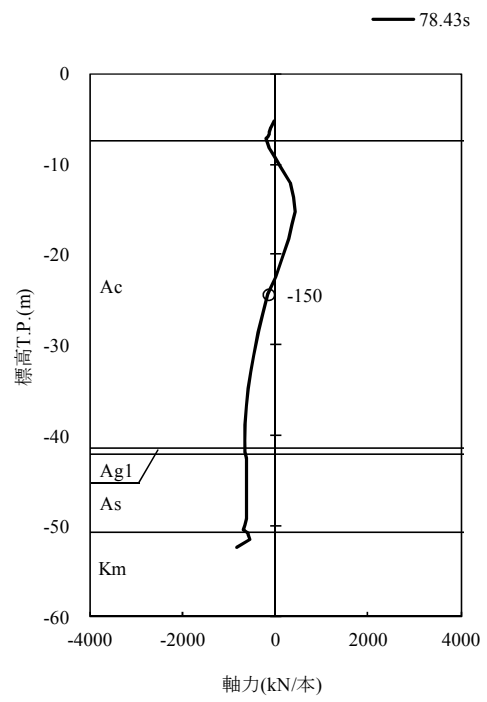
図 5.1-1 (8) 地震時断面力 ($S_s - 14$) (1/2)

(NS-1 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)

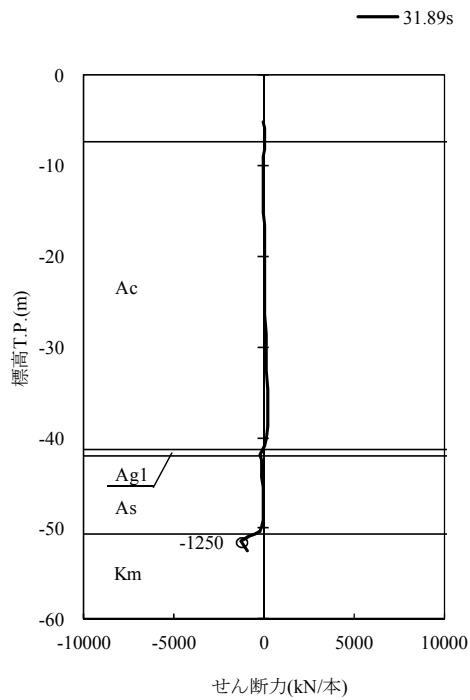
貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)

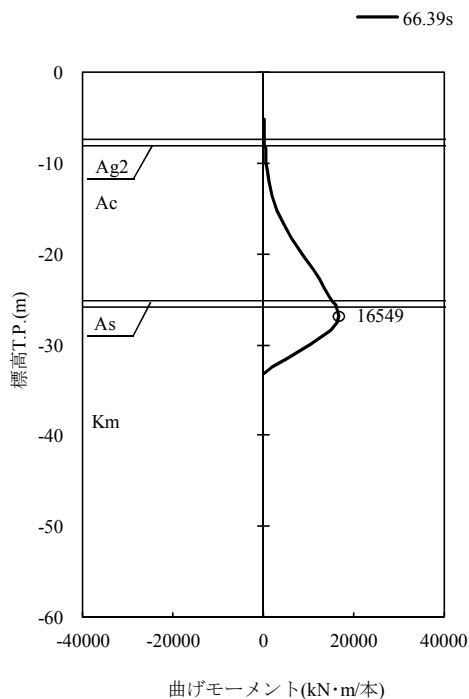


(b) 貯留堰鋼管矢板(北側)

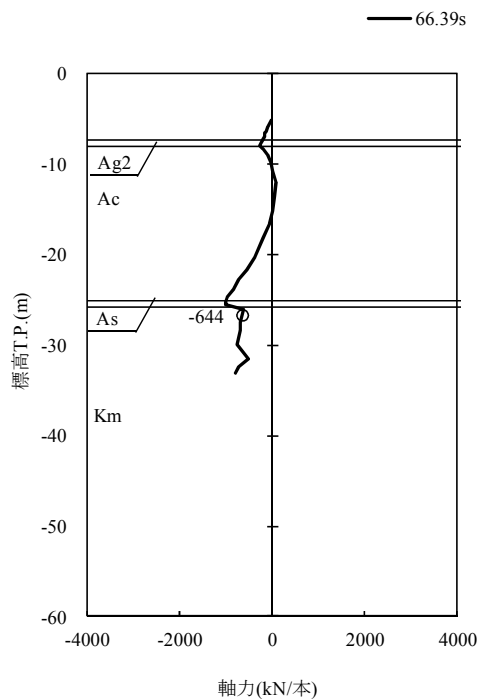
図 5.1-1 (8) 地震時断面力 (S_s-14) (2/2)

(NS-1 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)

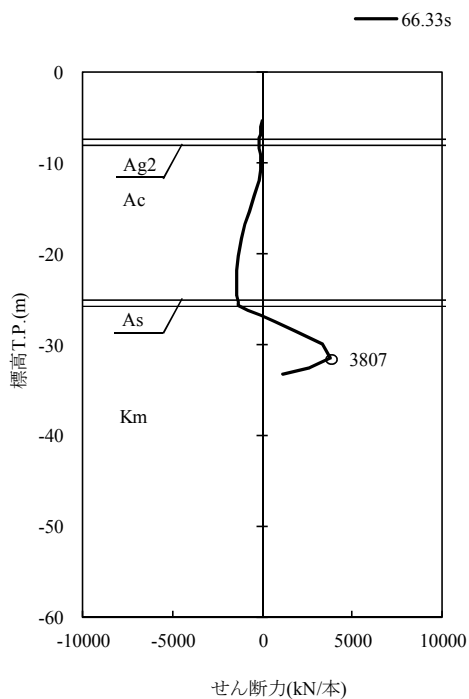
貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)

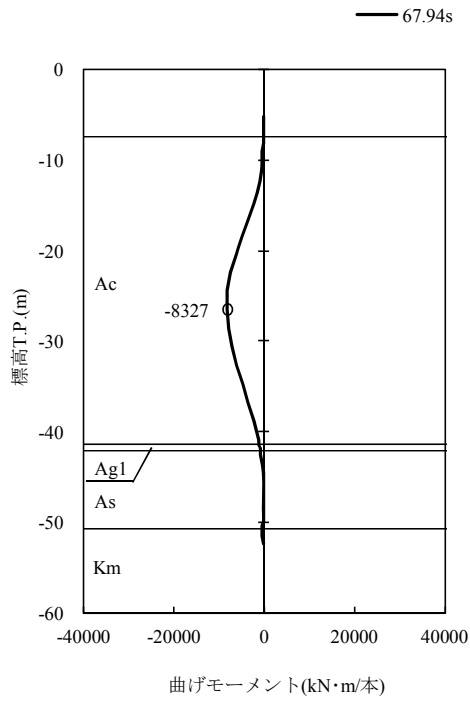


(a) 貯留堰鋼管矢板 (南側)

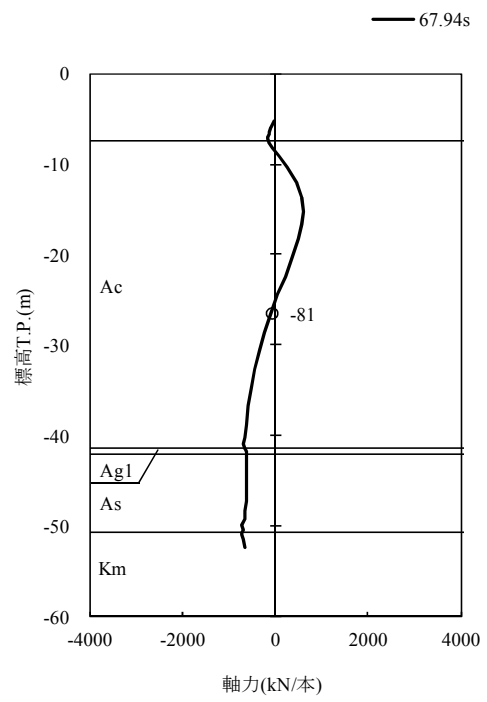
図 5.1-1 (9) 地震時断面力 ($S_s - 21$) (1/2)

(NS-1 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)

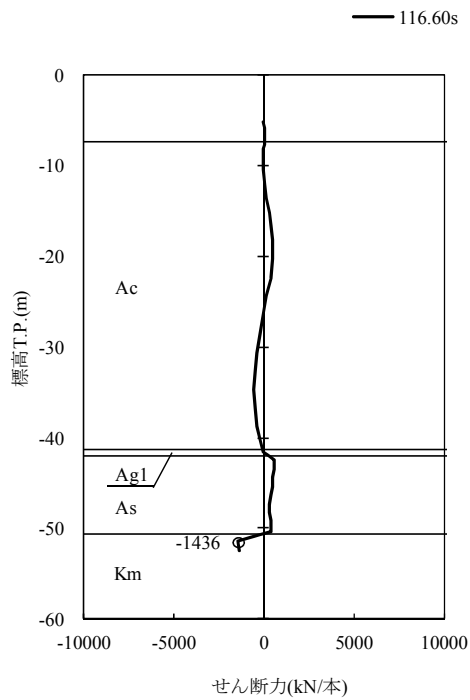
貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)

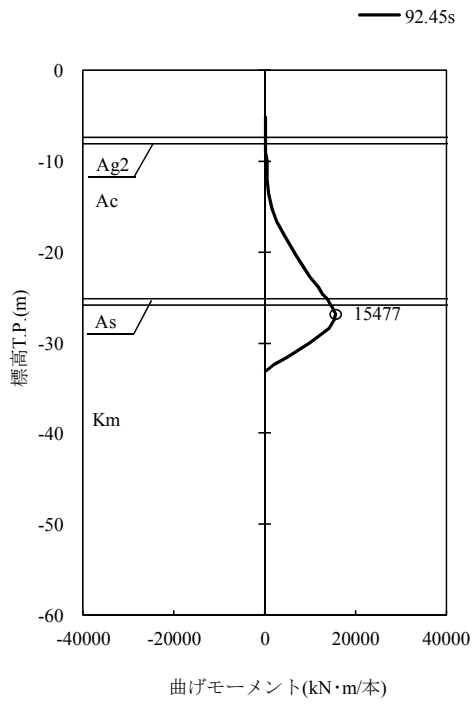


(b) 貯留堰鋼管矢板(北側)

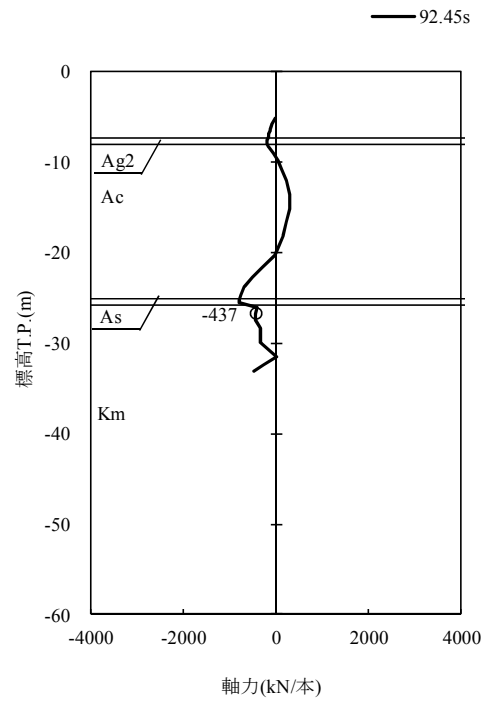
図 5.1-1 (9) 地震時断面力 (S_s-21) (2/2)

(NS-1 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)

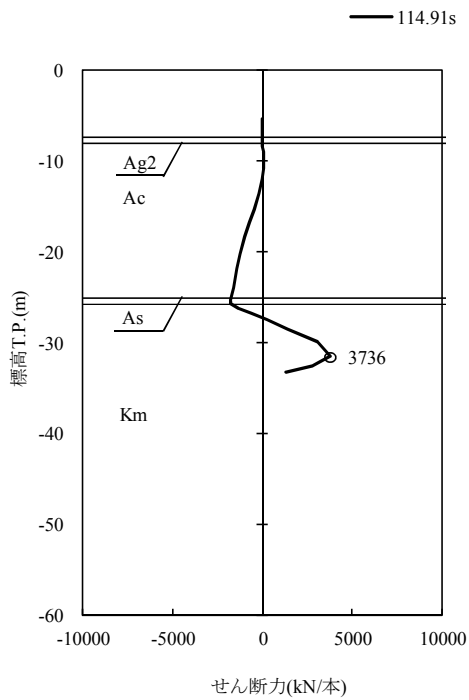
貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)

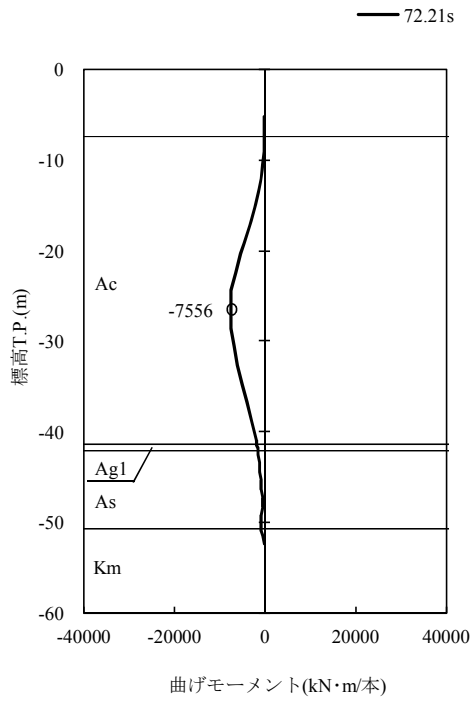


(a) 貯留堰鋼管矢板(南側)

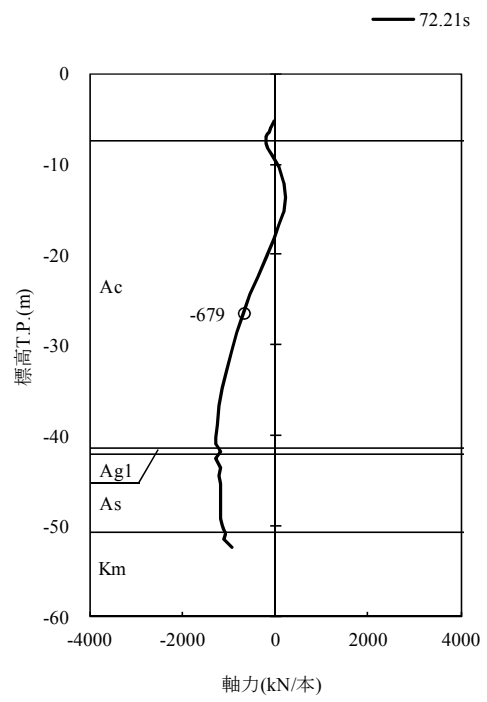
図 5.1-1 (10) 地震時断面力 ($S_s - 22$) (1/2)

(NS-1 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)

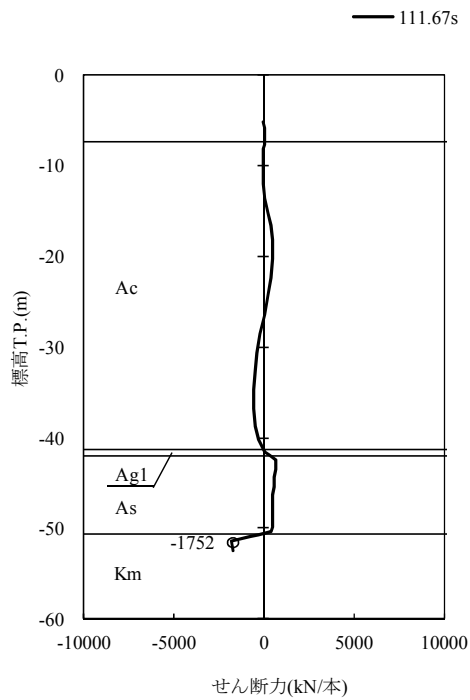
貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)

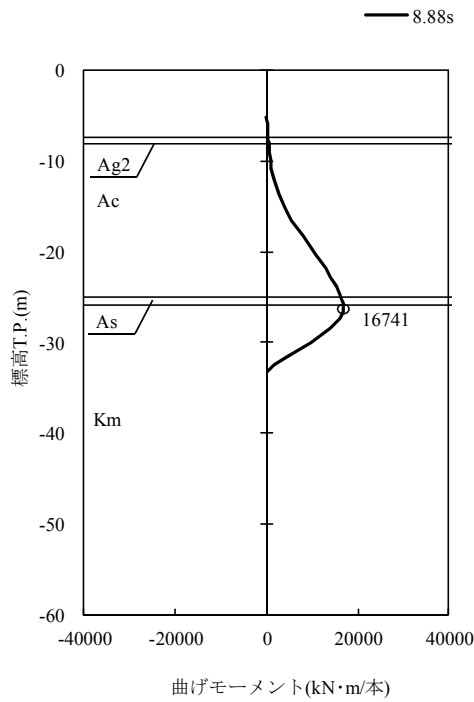


(b) 貯留堰鋼管矢板(北側)

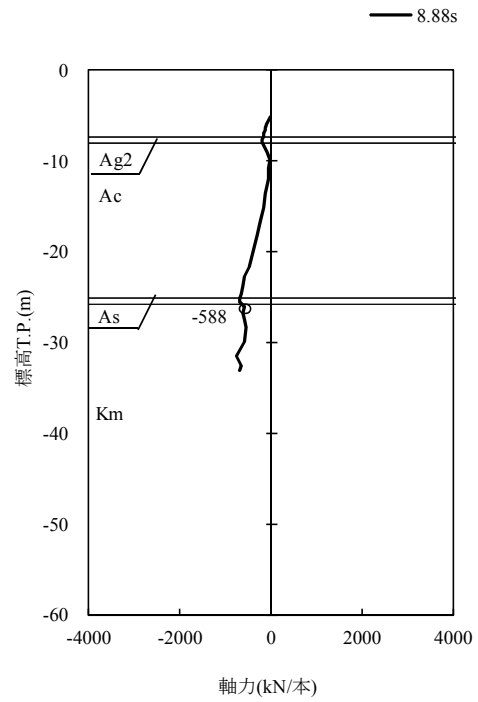
図 5.1-1 (10) 地震時断面力 (S_s-22) (2/2)

(NS-1 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)

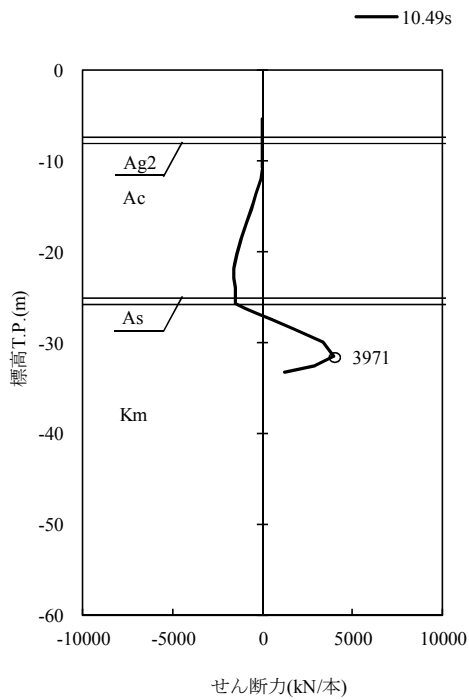
貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)



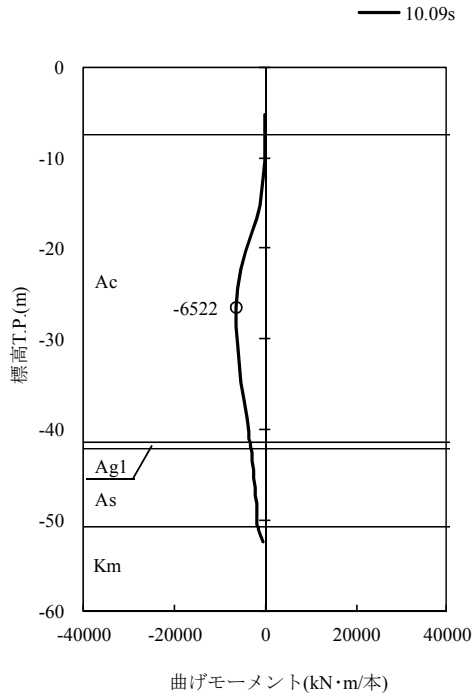
貯留堰鋼管矢板(南側)



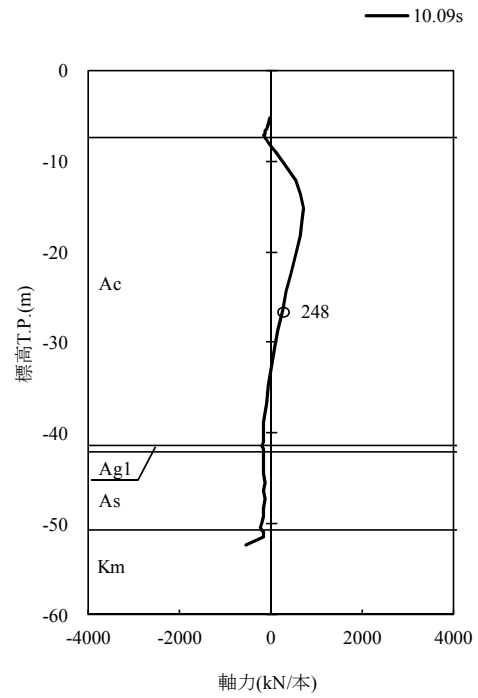
(a) 貯留堰鋼管矢板(南側)

図 5.1-1 (11) 地震時断面力 ($S_s - 31$ (H+, V+)) (1/2)
 (NS-1 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)

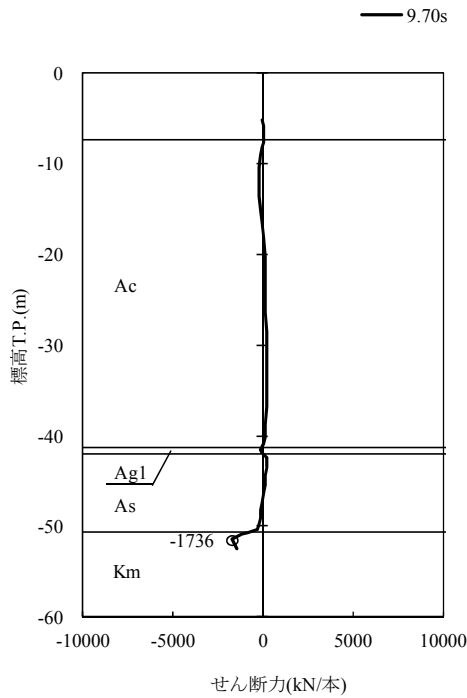
貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)



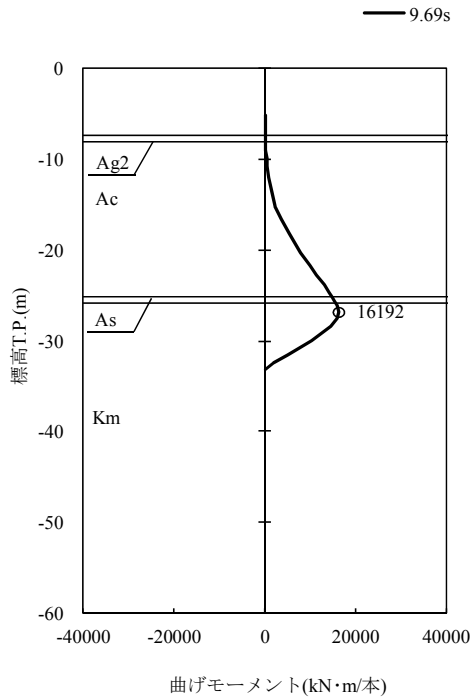
貯留堰鋼管矢板(北側)



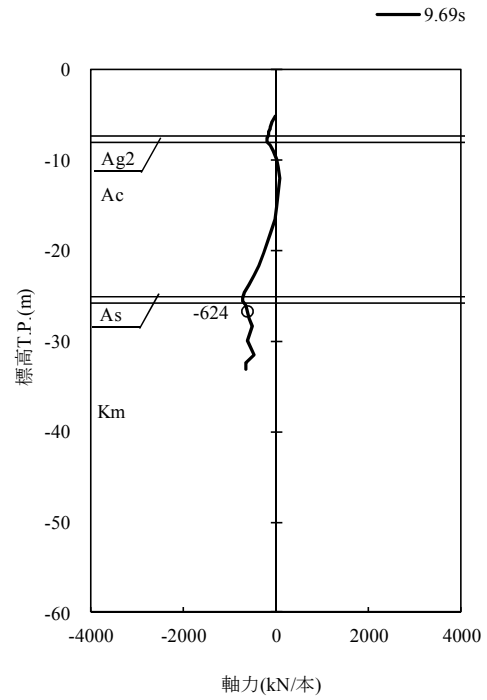
(b) 貯留堰鋼管矢板(北側)

図 5.1-1 (11) 地震時断面力 ($S_s - 31$ (H+, V+)) (2/2)
 (NS-1 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)

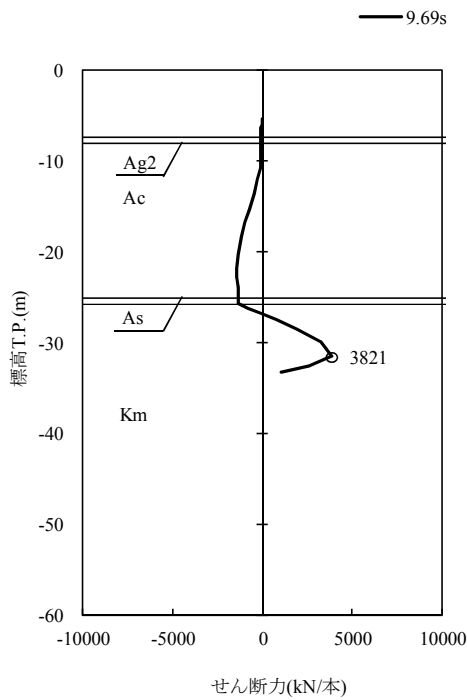
貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)



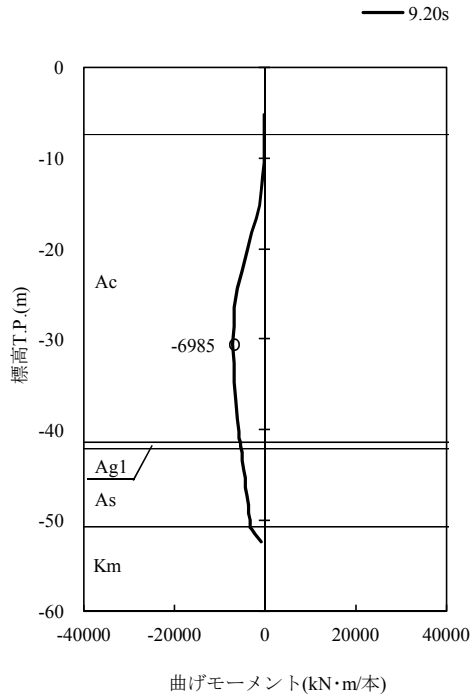
貯留堰鋼管矢板(南側)



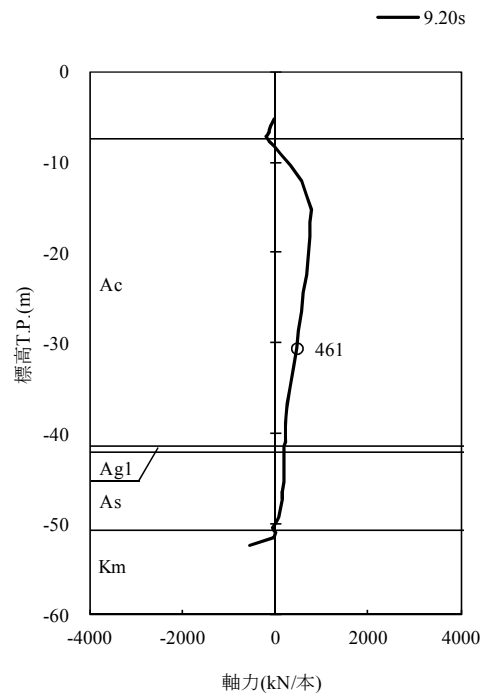
(a) 貯留堰鋼管矢板(南側)

図 5.1-1 (12) 地震時断面力 ($S_s - 31$ (H-, V+)) (1/2)
 (NS-1 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)

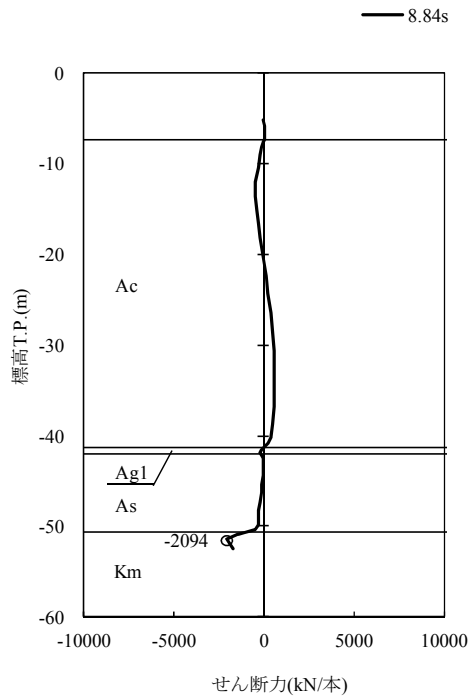
貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)



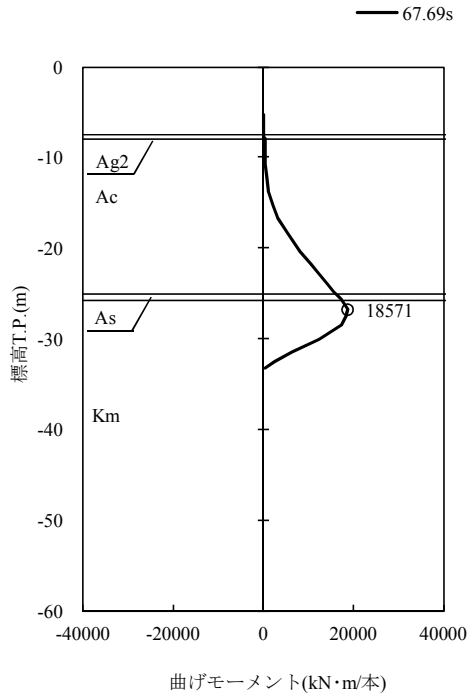
貯留堰鋼管矢板(北側)



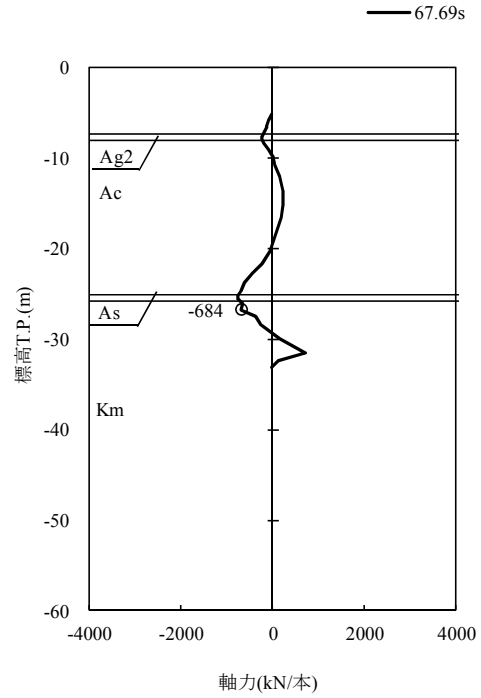
(b) 貯留堰鋼管矢板 (北側)

図 5.1-1 (12) 地震時断面力 ($S_s - 31$ (H-, V+)) (2/2)
 (NS-1 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)

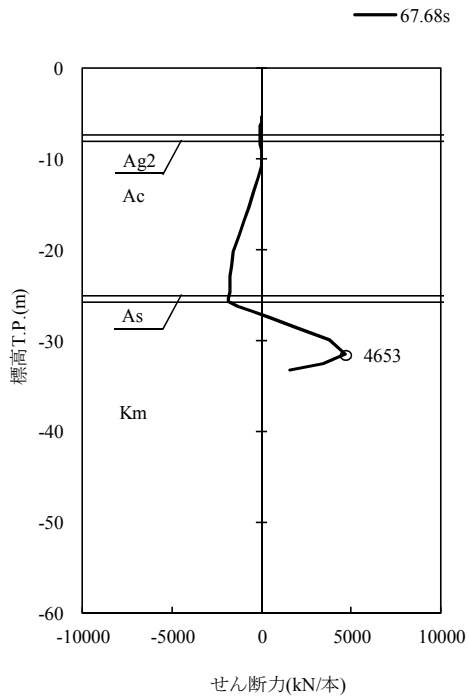
貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)



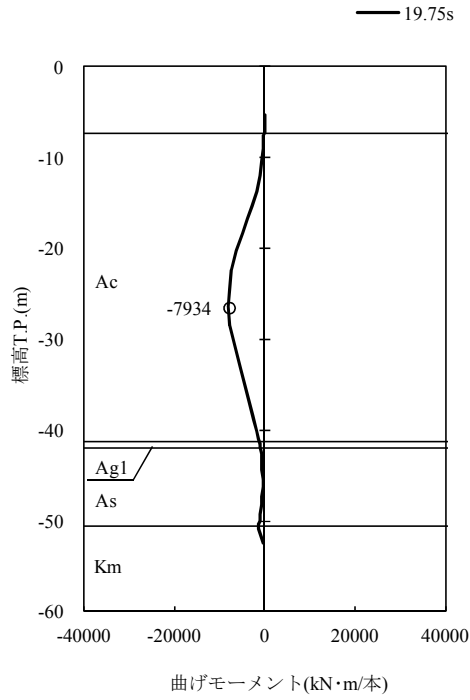
貯留堰鋼管矢板(南側)



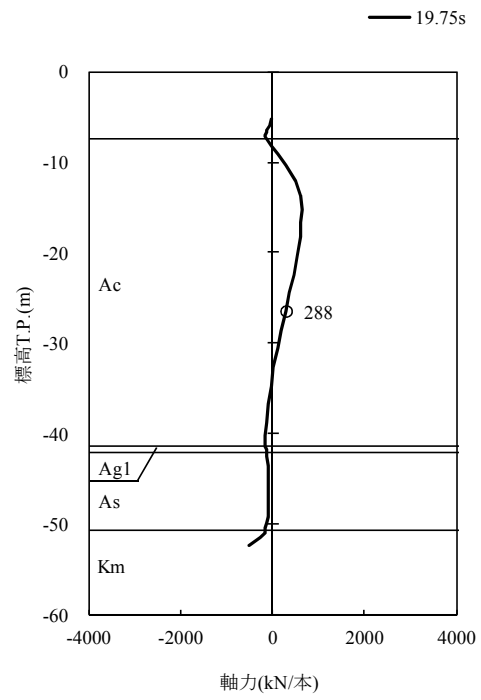
(a) 貯留堰鋼管矢板(南側)

図 5.1-1 (13) 地震時断面力 ($S_s - D1 (H-, V+)$) (1/2)
 (NS-1 検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

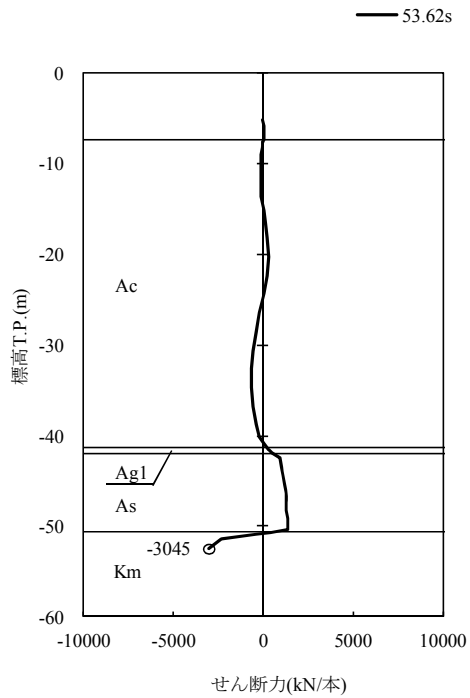
貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)



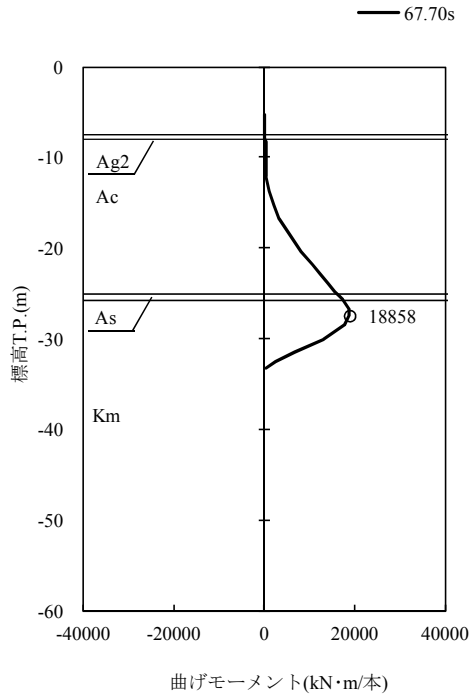
貯留堰鋼管矢板(北側)



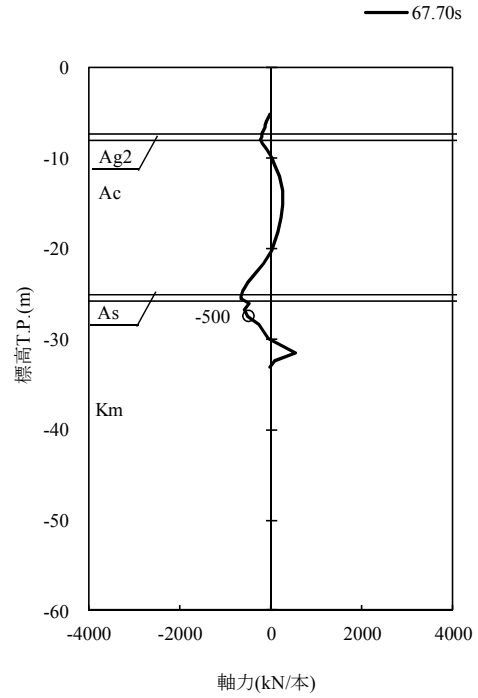
(b) 貯留堰鋼管矢板(北側)

図 5.1-1 (13) 地震時断面力 ($S_s - D1 (H-, V+)$) (2/2)
 (NS-1 検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

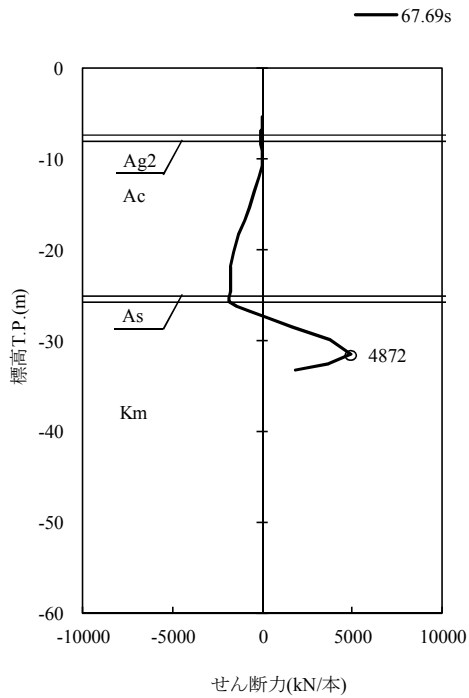
貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)



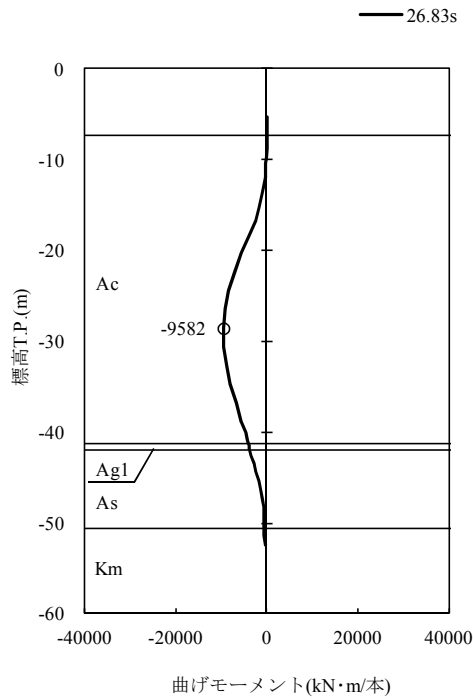
貯留堰鋼管矢板(南側)



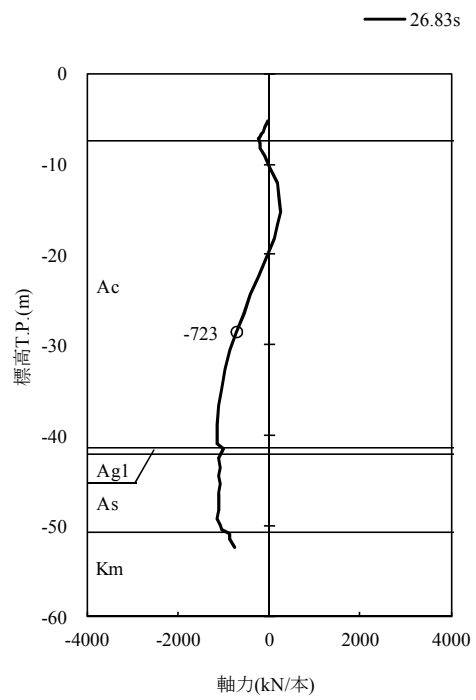
(a) 貯留堰鋼管矢板(南側)

図 5.1-1 (14) 地震時断面力 ($S_s - D1 (H-, V+)$) (1/2)
 (NS-1 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)

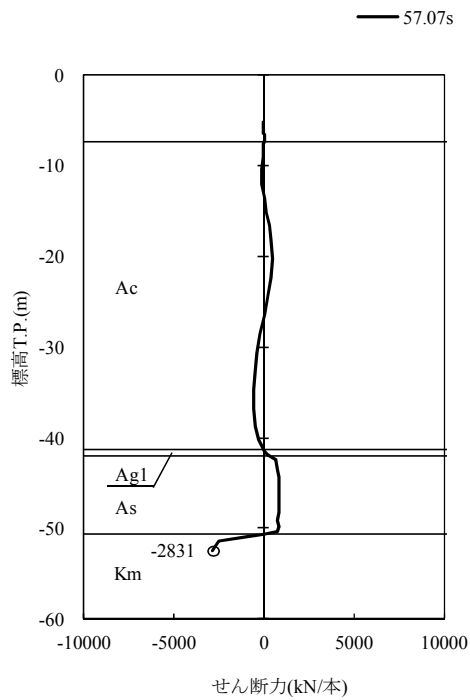
貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)

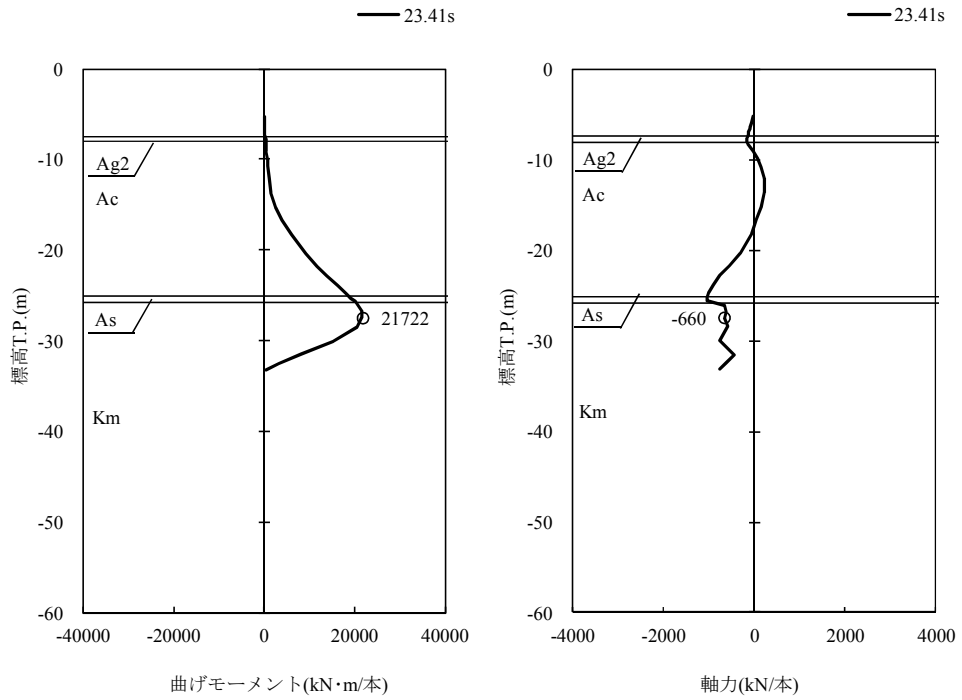


(b) 貯留堰鋼管矢板 (北側)

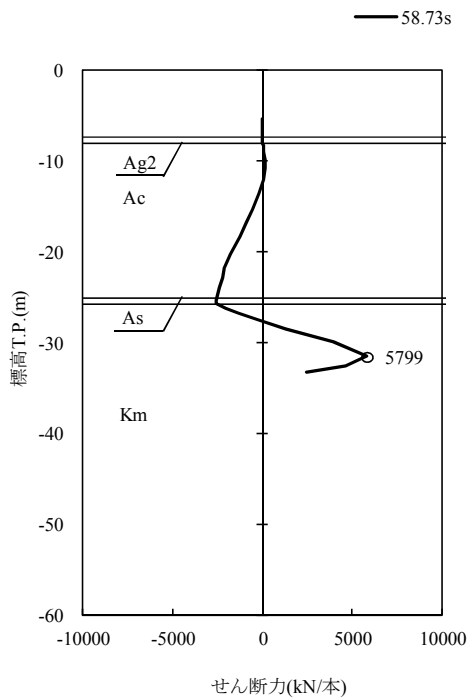
図 5.1-1 (14) 地震時断面力 ($S_s - D1 (H-, V+)$) (2/2)
 (NS-1 検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

貯留堰鋼管矢板(南側)

貯留堰鋼管矢板(南側)



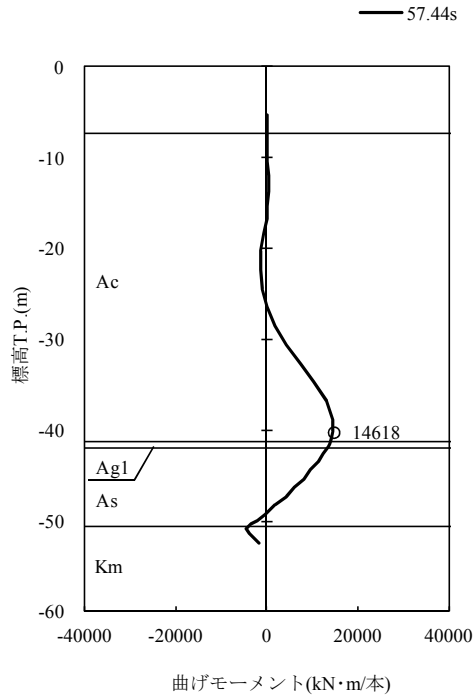
貯留堰鋼管矢板(南側)



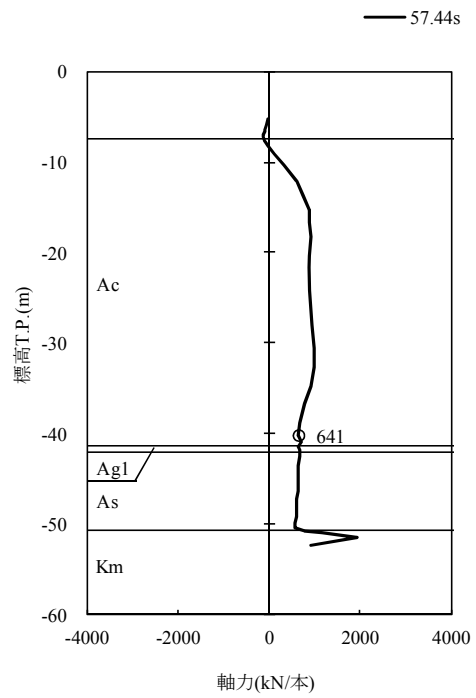
(a) 貯留堰鋼管矢板(南側)

図 5.1-1 (15) 地震時断面力 ($S_s - D1 (H-, V+)$) (1/2)
 (NS-1 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)

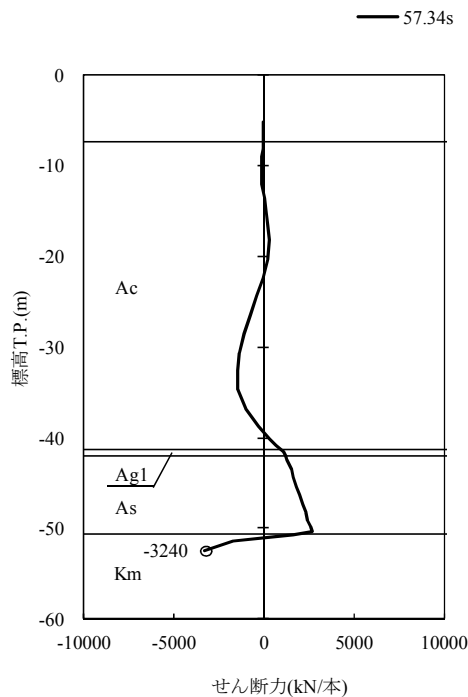
貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)



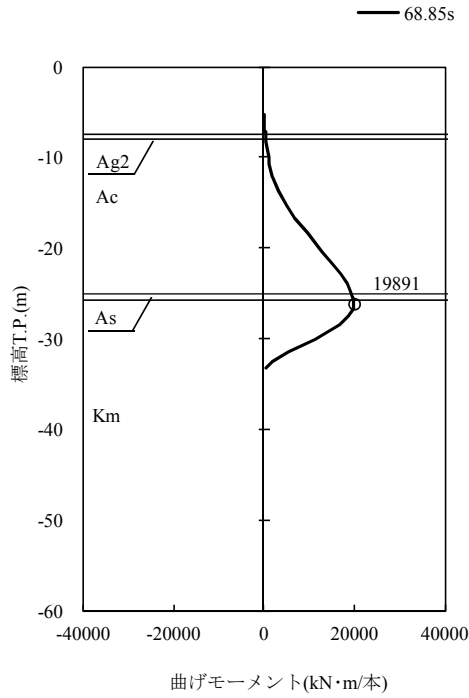
貯留堰鋼管矢板(北側)



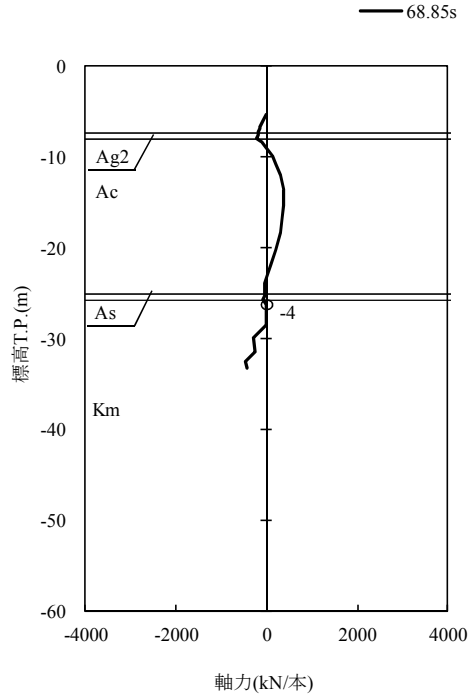
(b) 貯留堰鋼管矢板 (北側)

図 5.1-1 (15) 地震時断面力 ($S_s - D1 (H-, V+)$) (2/2)
 (NS-1 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)

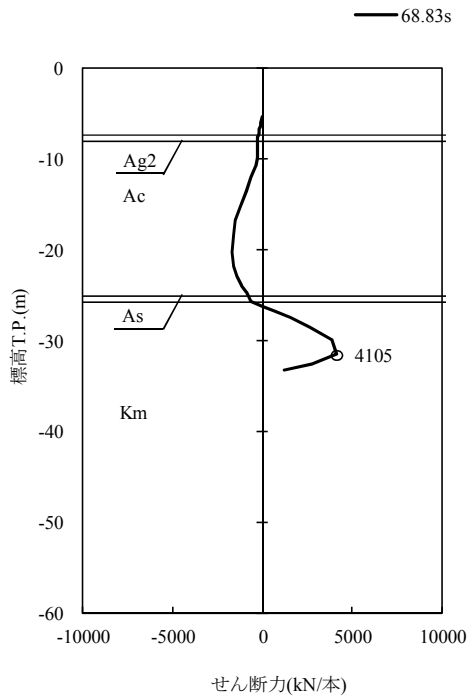
貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)



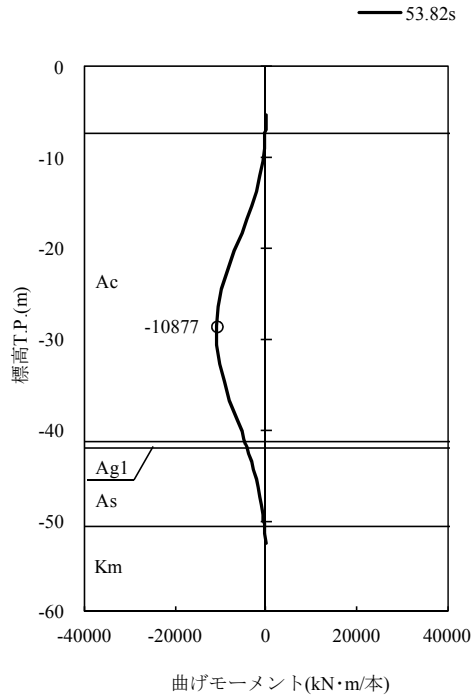
貯留堰鋼管矢板(南側)



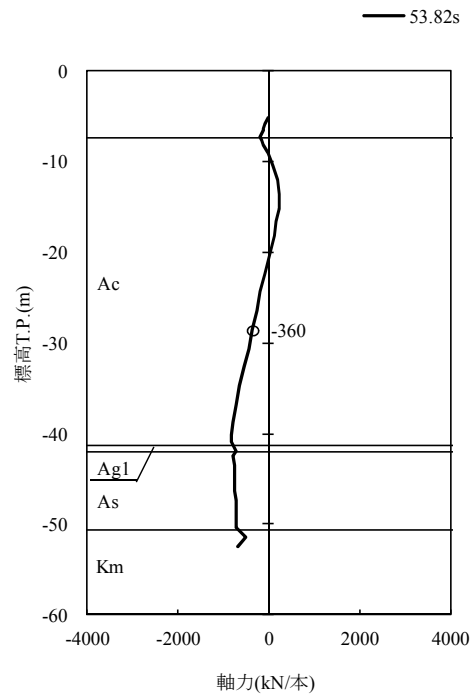
(a) 貯留堰鋼管矢板(南側)

図 5.1-1 (16) 地震時断面力 ($S_s - D1 (H-, V+)$) (1/2)
 (NS-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)

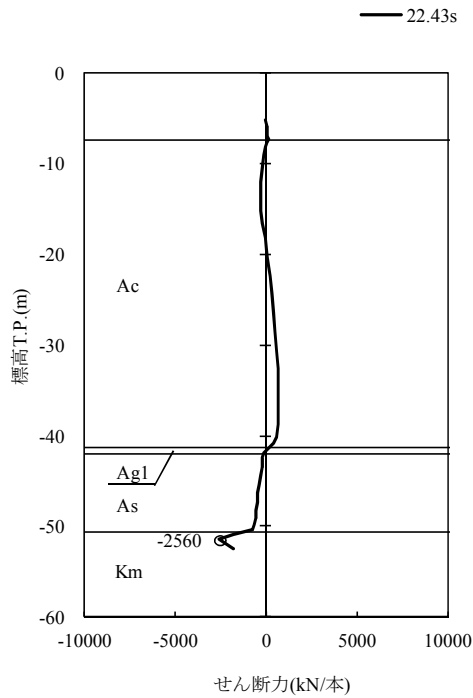
貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)



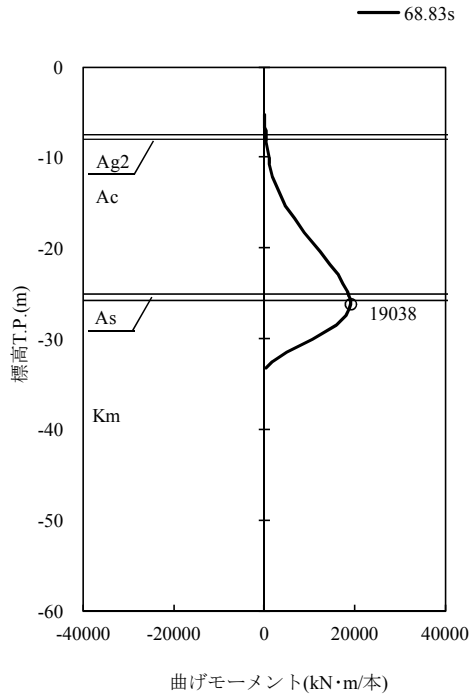
貯留堰鋼管矢板(北側)



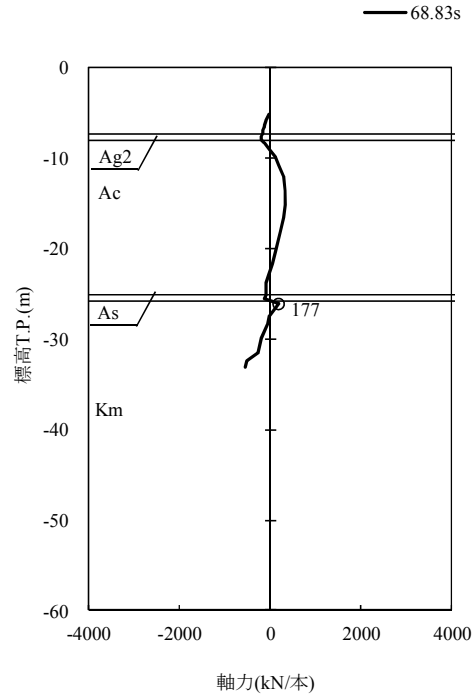
(b) 貯留堰鋼管矢板 (北側)

図 5.1-1 (16) 地震時断面力 ($S_s - D1 (H-, V+)$) (2/2)
 (NS-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)

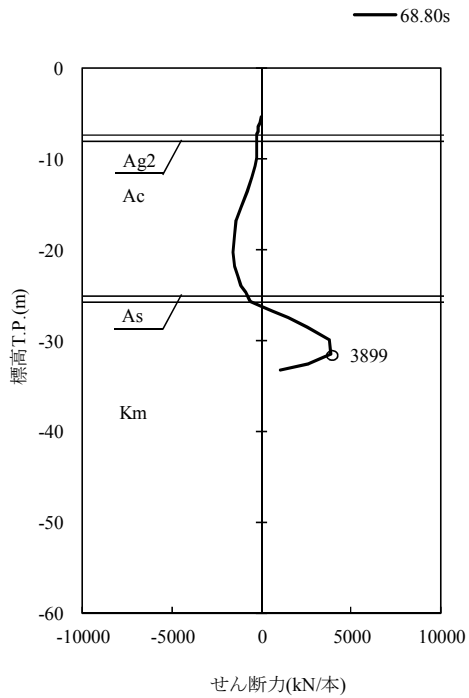
貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)



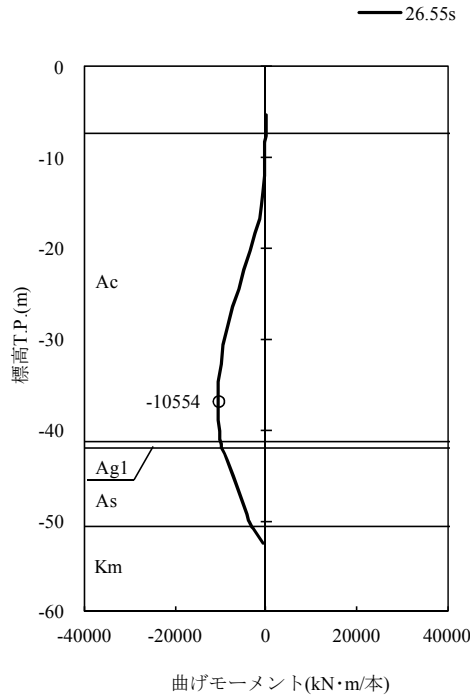
貯留堰鋼管矢板(南側)



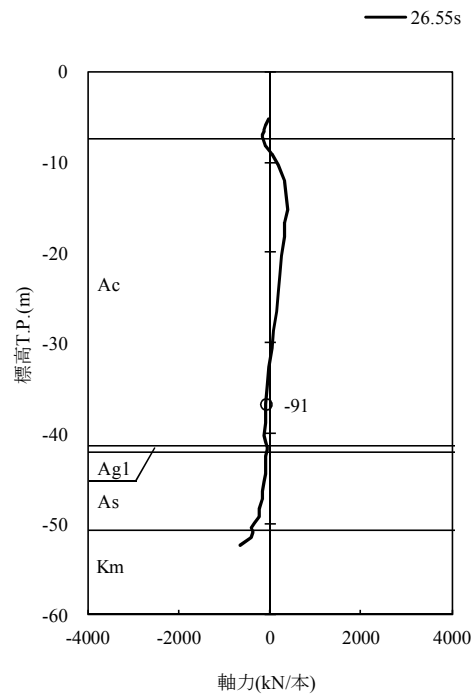
(a) 貯留堰鋼管矢板 (南側)

図 5.1-1 (17) 地震時断面力 ($S_s - D1 (H-, V+)$) (1/2)
 (NS-1 検討ケース⑥: 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)

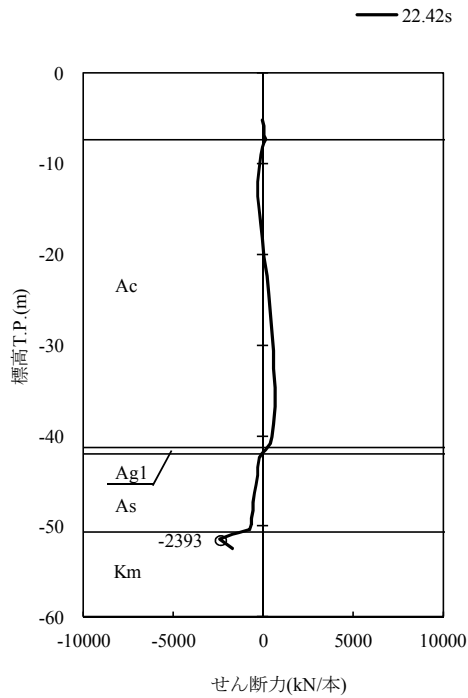
貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)



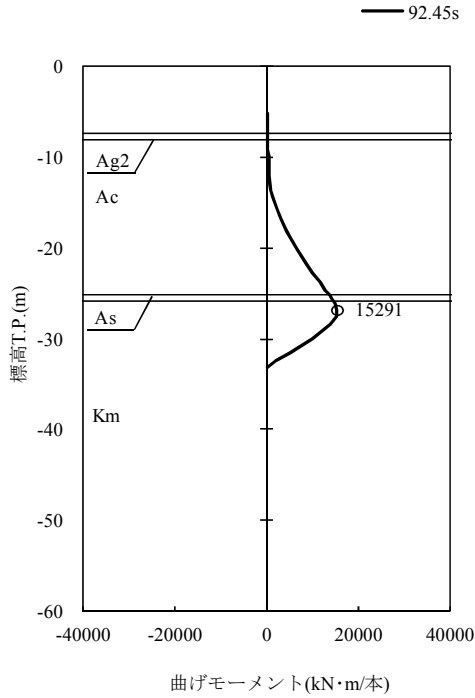
貯留堰鋼管矢板(北側)



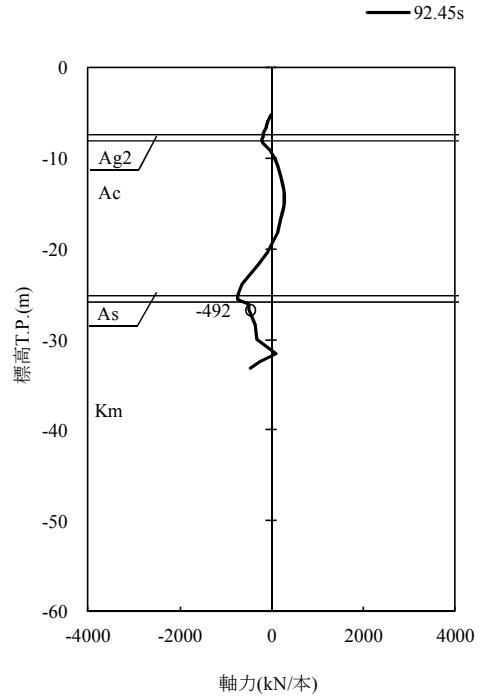
(b) 貯留堰鋼管矢板(北側)

図 5.1-1 (17) 地震時断面力 ($S_s - D1 (H-, V+)$) (2/2)
 (NS-1 検討ケース⑥: 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)

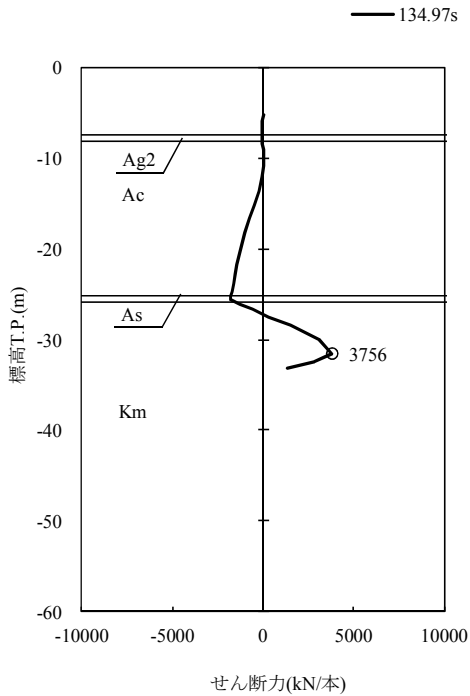
貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)



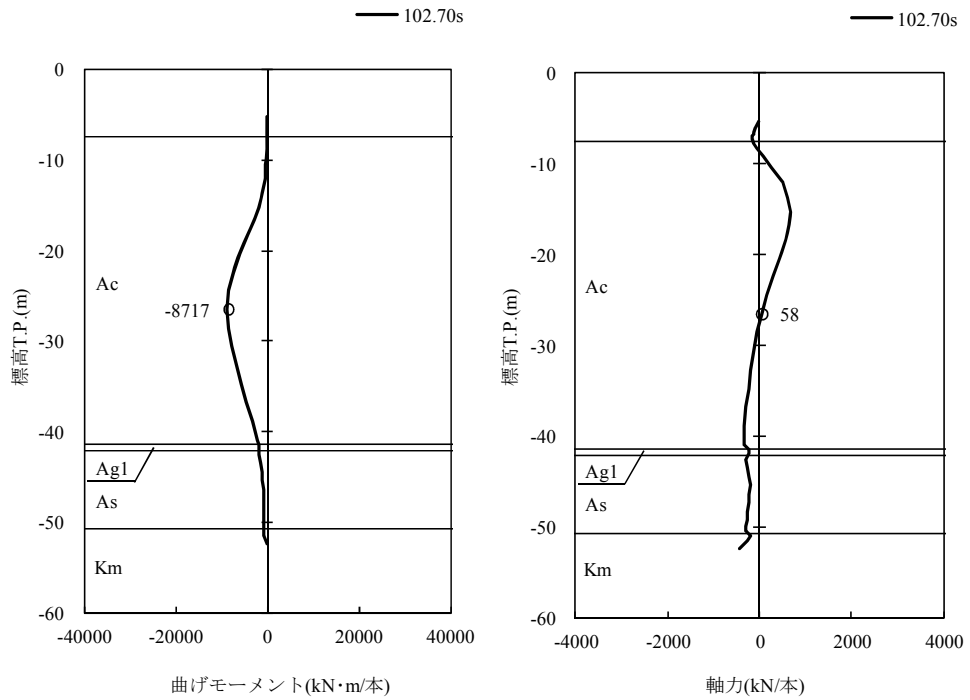
(a) 貯留堰鋼管矢板(南側)

図 5.1-1 (18) 地震時断面力 ($S_s - 22$) (1/2)

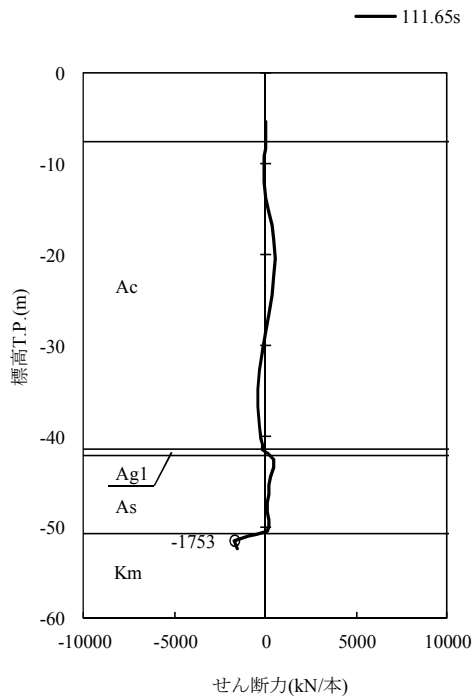
(NS-1 検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

貯留堰鋼管矢板(北側)

貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)

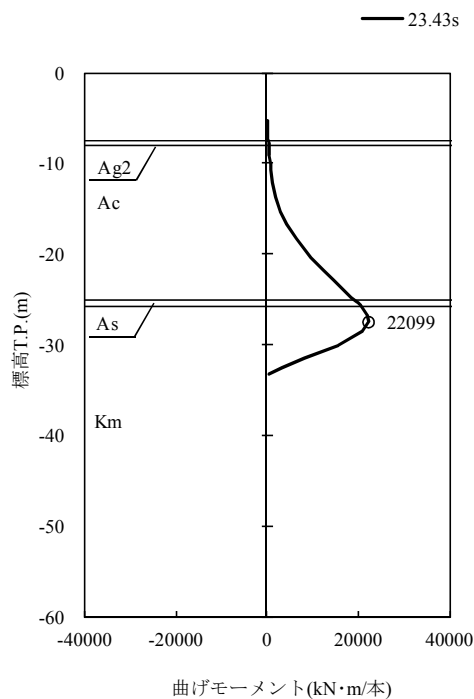


(b) 貯留堰鋼管矢板(北側)

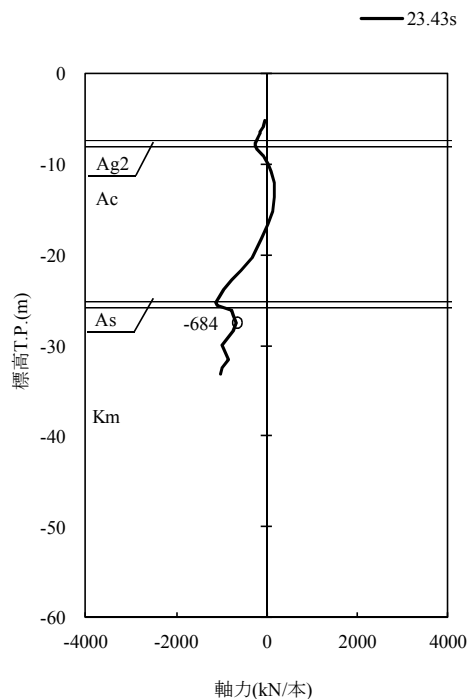
図 5.1-1 (18) 地震時断面力 ($S_s - 22$) (2/2)

(NS-1 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)

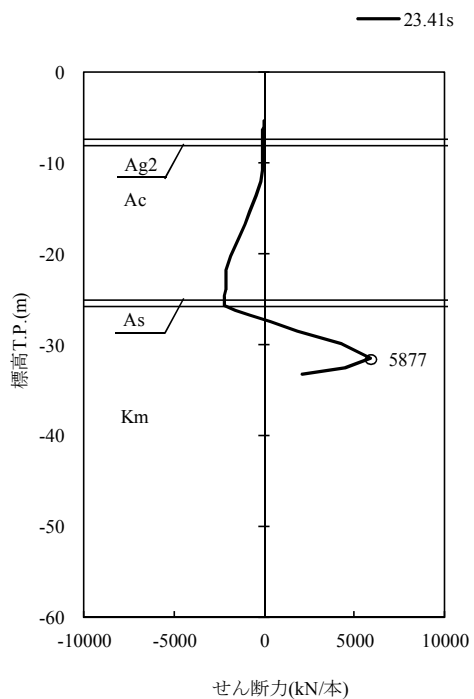
貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)

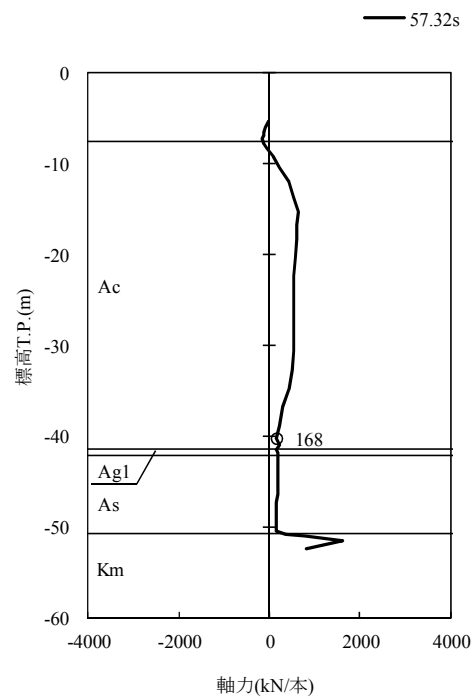
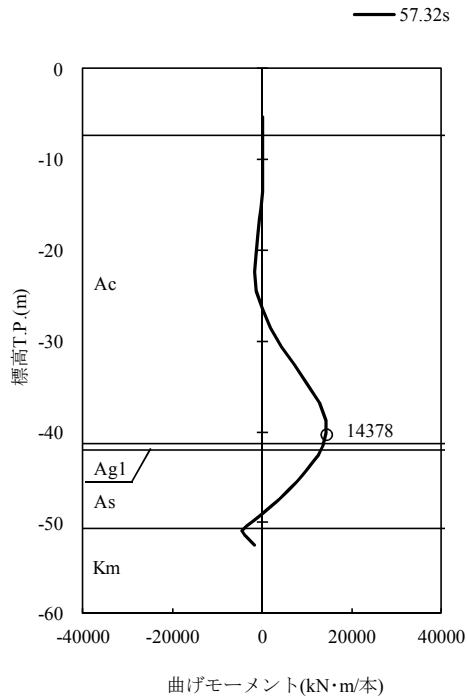


(a) 貯留堰鋼管矢板 (南側)

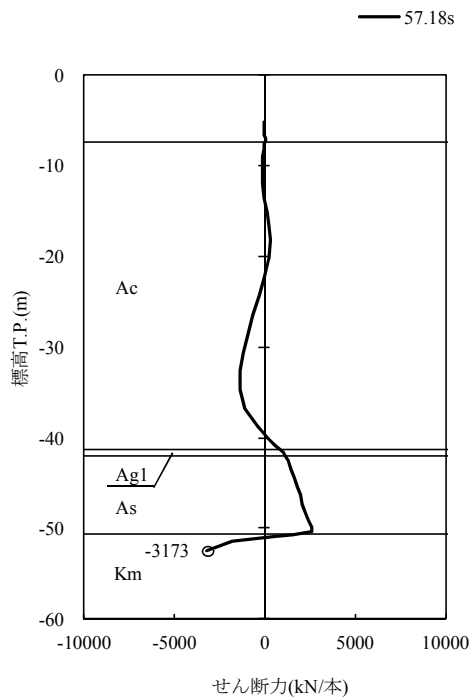
図 5.1-1 (19) 地震時断面力 (S_s-D1 (H-, V-)) (1/2)
 (NS-1 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

貯留堰鋼管矢板(北側)

貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)

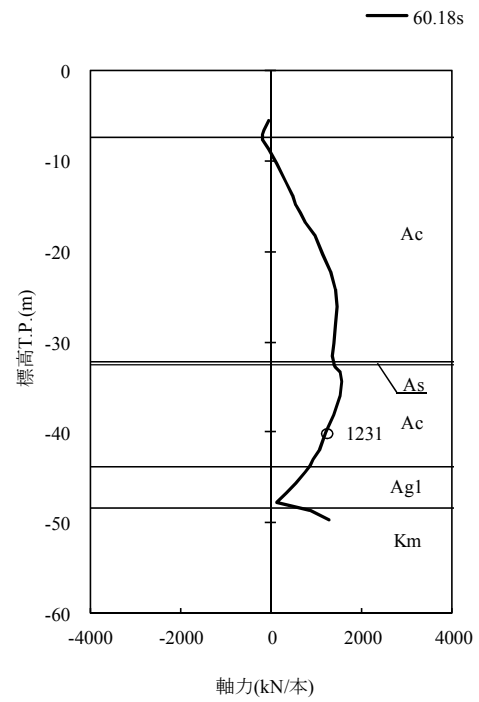
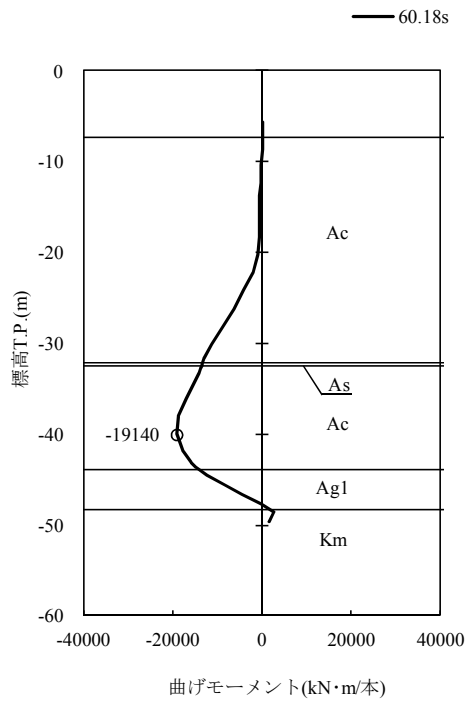


(b) 貯留堰鋼管矢板(北側)

図 5.1-1 (19) 地震時断面力 ($S_s - D1$ (H-, V-)) (2/2)
 (NS-1 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)

貯留堰鋼管矢板

貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板

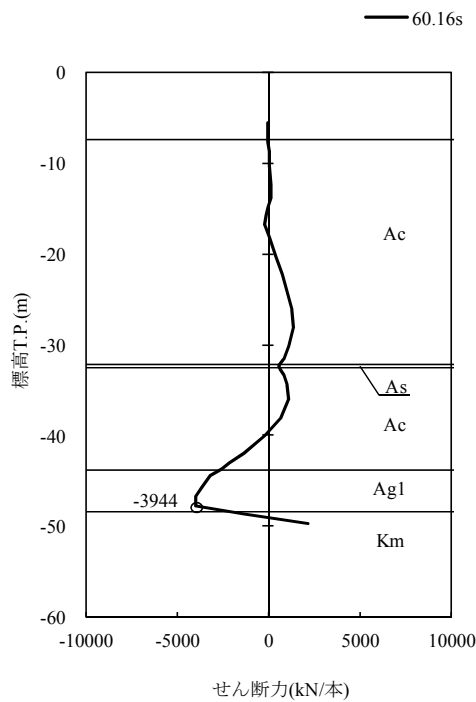
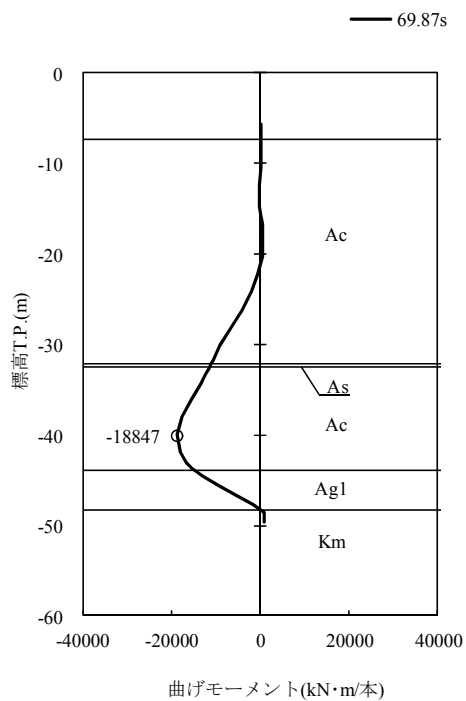
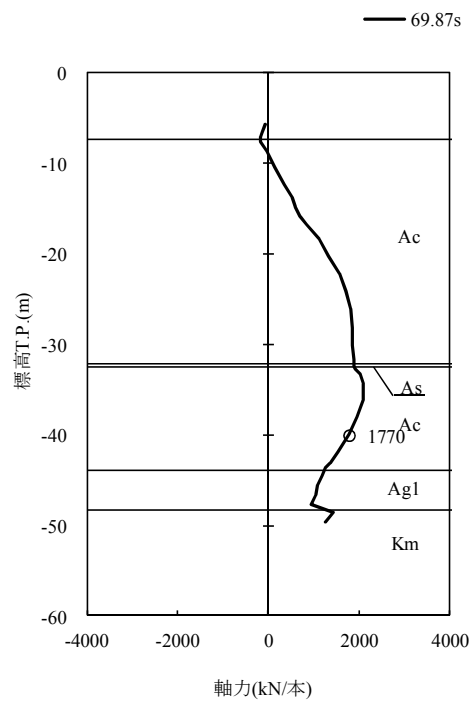


図 5.1-2 (1) 地震時断面力 ($S_s - D1 (H+, V+)$)
 (EW-2 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板

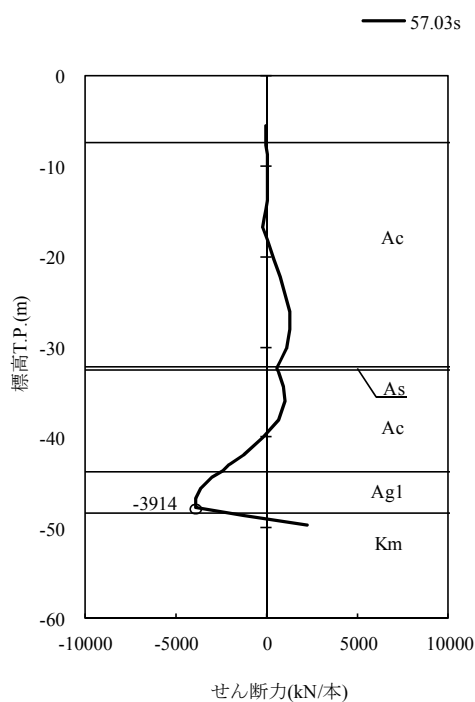
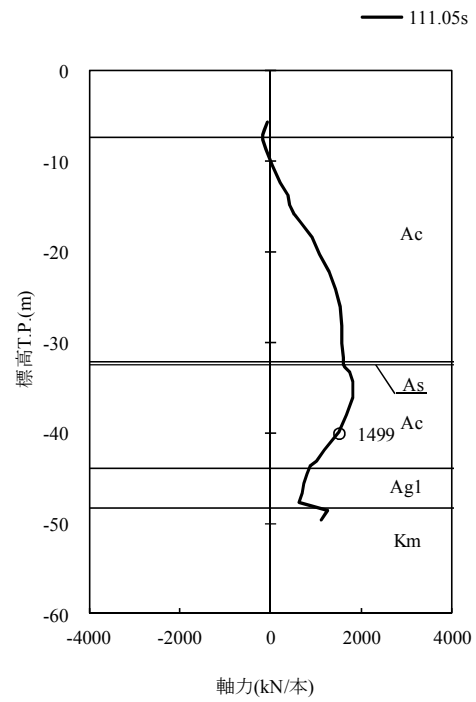
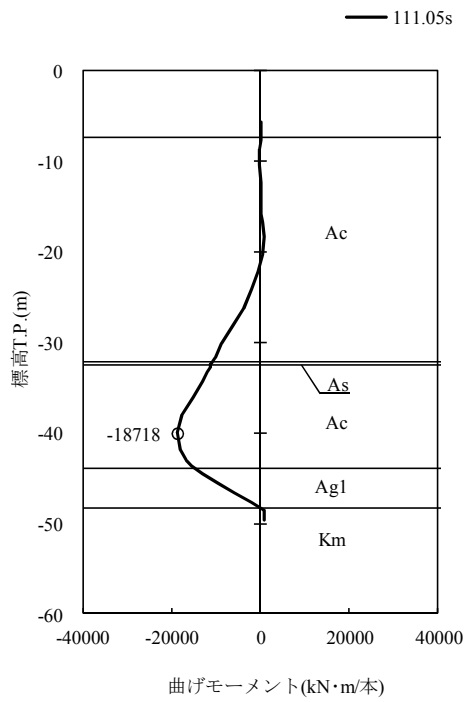


図 5.1-2 (2) 地震時断面力 ($S_s - D1 (H+, V-)$)
 (EW-2 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

貯留堰鋼管矢板

貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板

— 58.77s

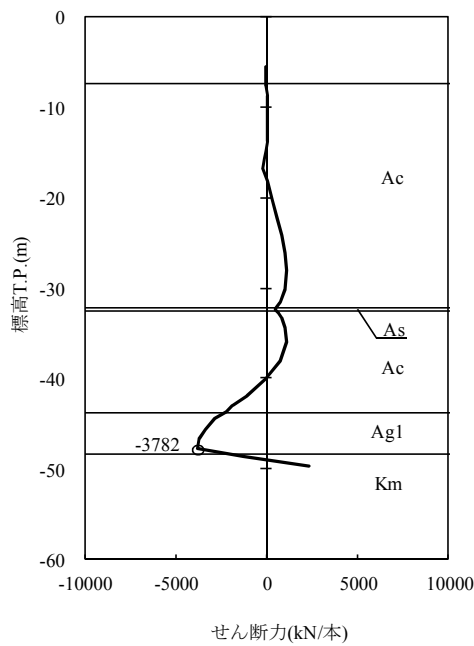
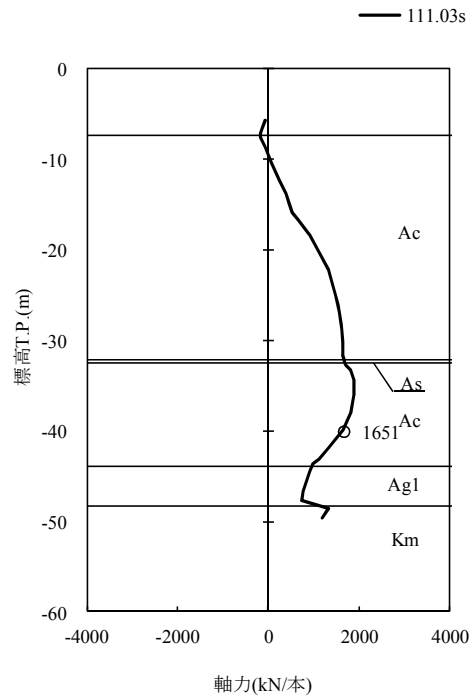
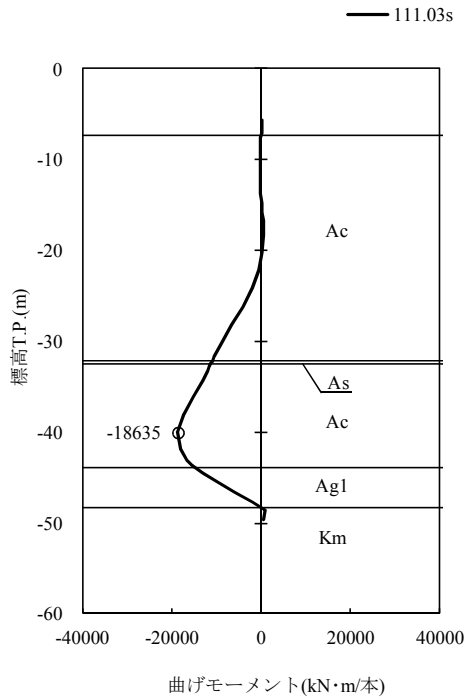


図 5.1-2 (3) 地震時断面力 ($S_s - D1 (H-, V+)$)
 (EW-2 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

貯留堰鋼管矢板

貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板

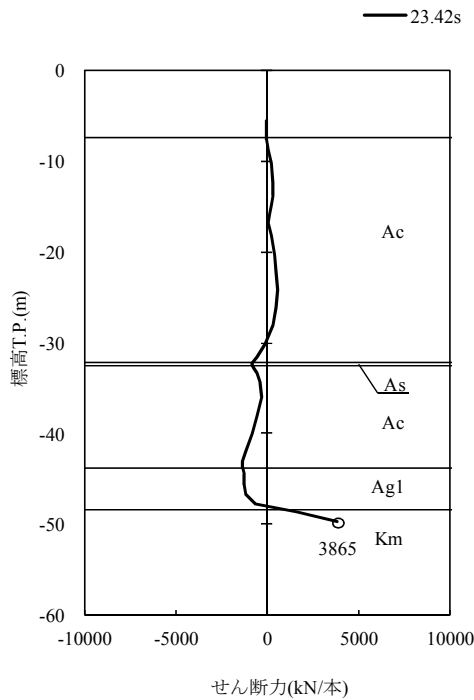
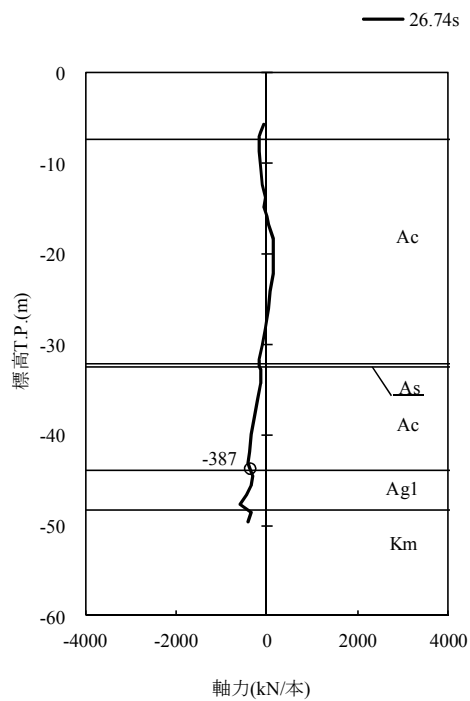
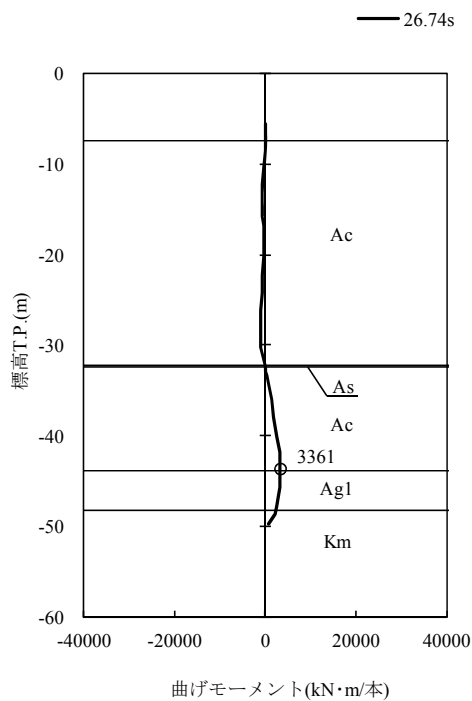


図 5.1-2 (4) 地震時断面力 ($S_s - D1$ (H-, V-))
 (EW-2 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

貯留堰鋼管矢板

貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板

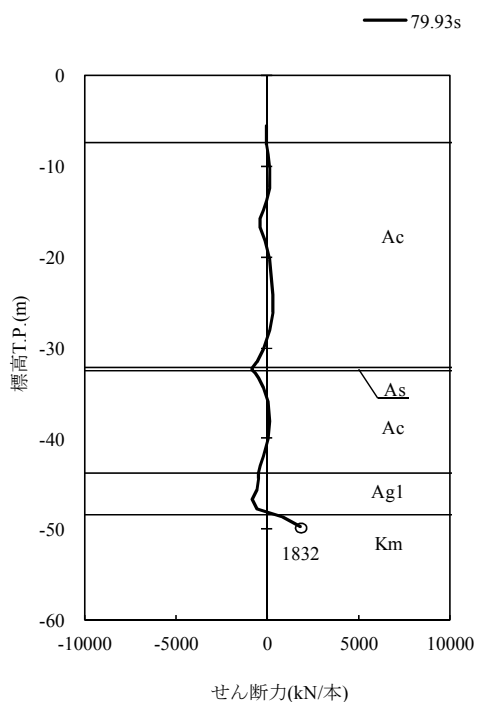
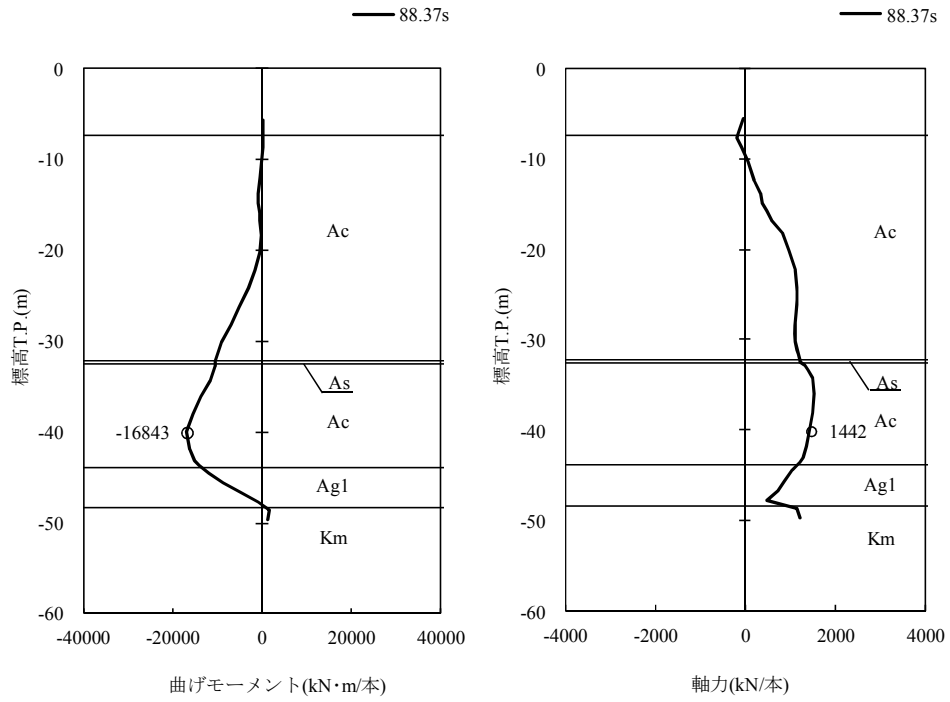


図 5.1-2 (5) 地震時断面力 ($S_s - 11$)

(EW-2 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)

貯留堰鋼管矢板

貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板

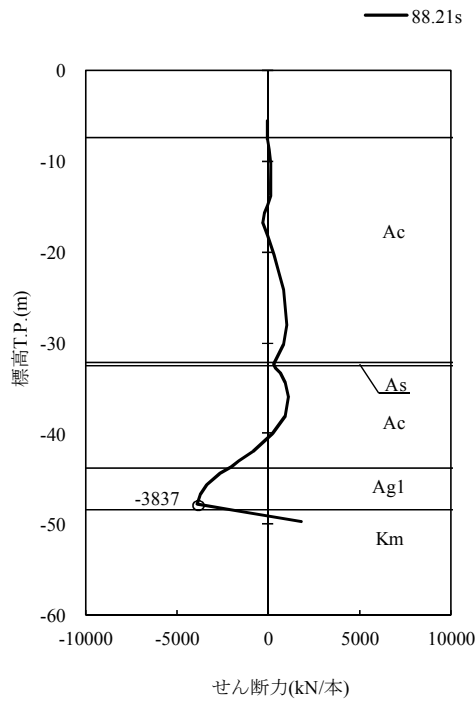
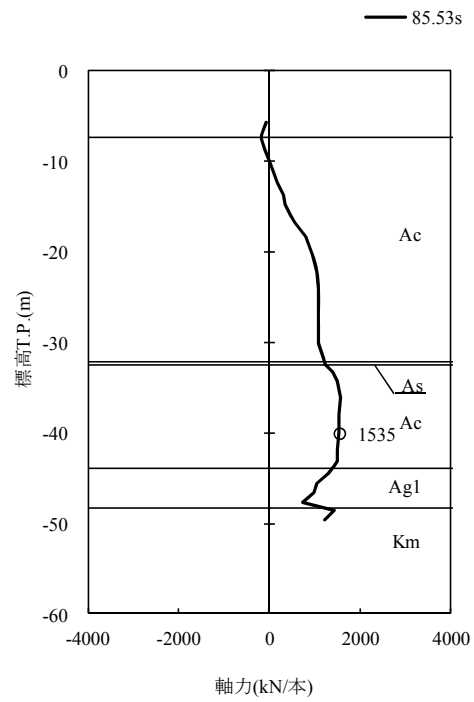
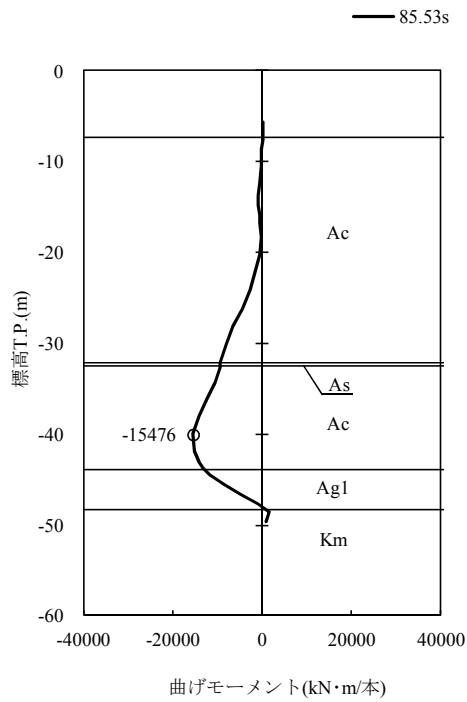


図 5.1-2 (6) 地震時断面力 (S_s-1 2)

(EW-2 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)

貯留堰鋼管矢板

貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板

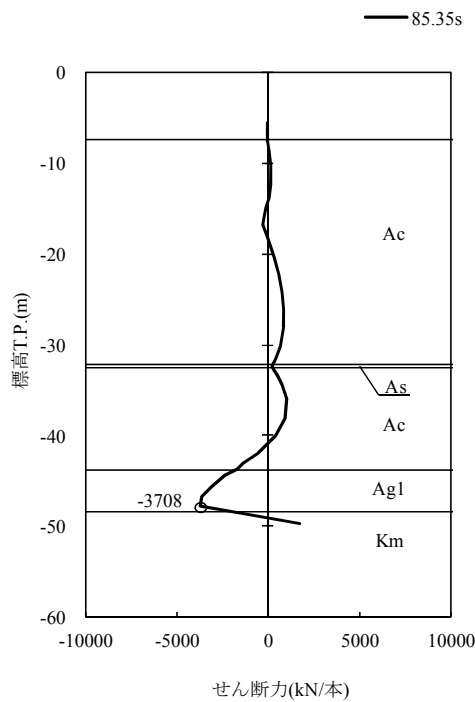
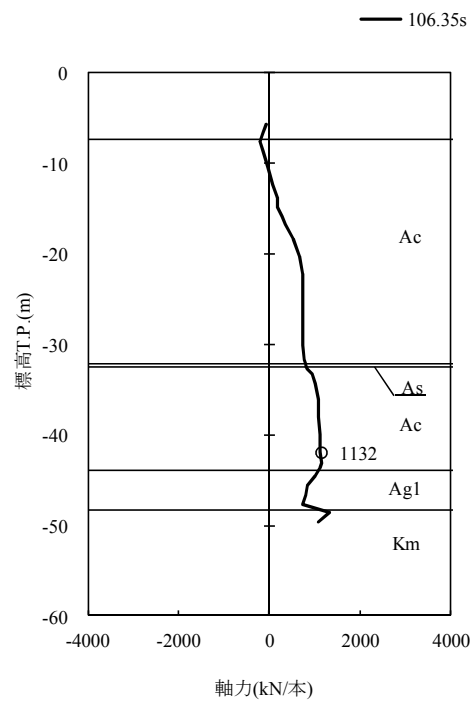
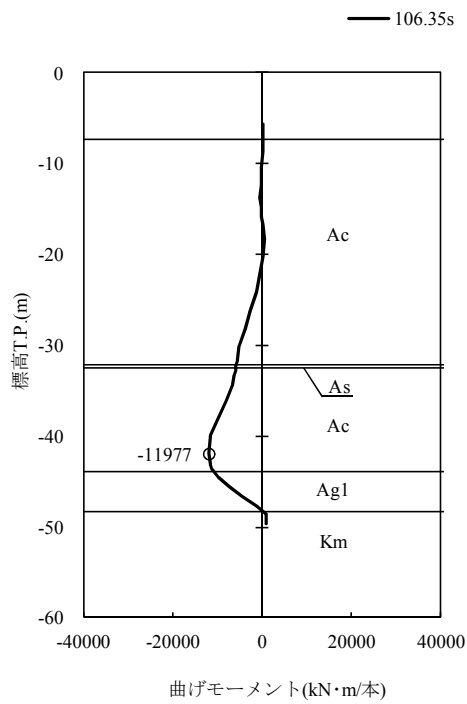


図 5.1-2 (7) 地震時断面力 ($S_s - 13$)

(EW-2 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)

貯留堰鋼管矢板

貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板

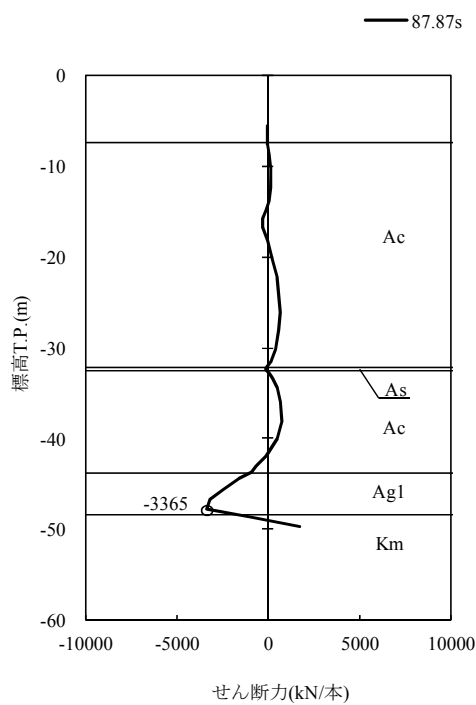
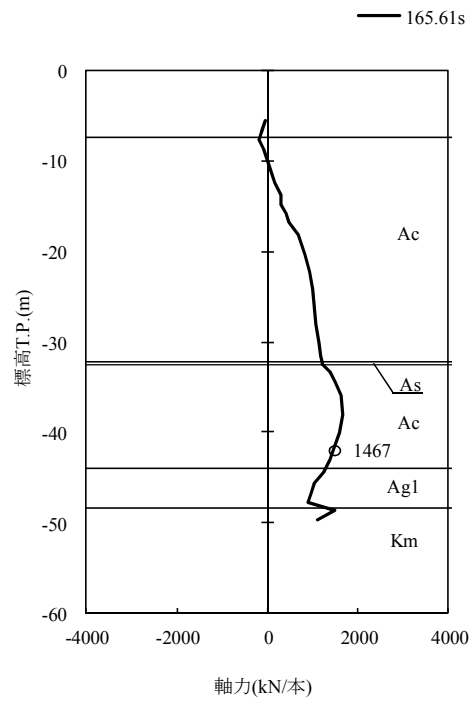
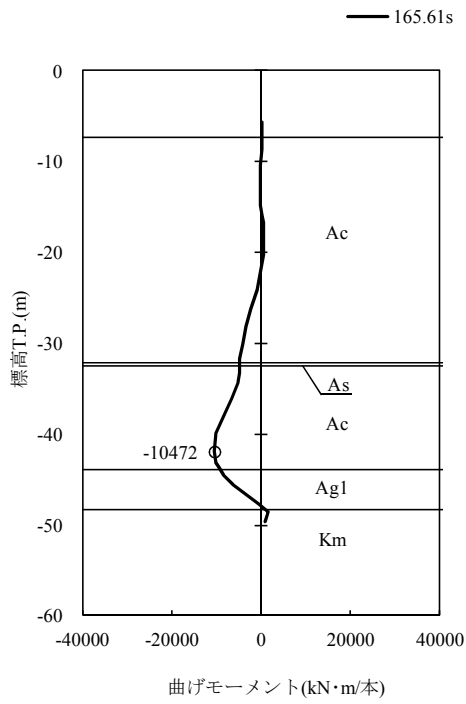


図 5.1-2 (8) 地震時断面力 ($S_s - 1.4$)

(EW-2 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)

貯留堰鋼管矢板

貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板

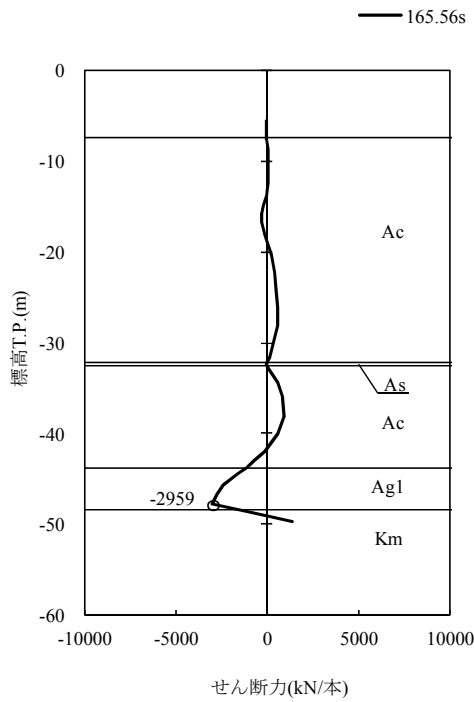
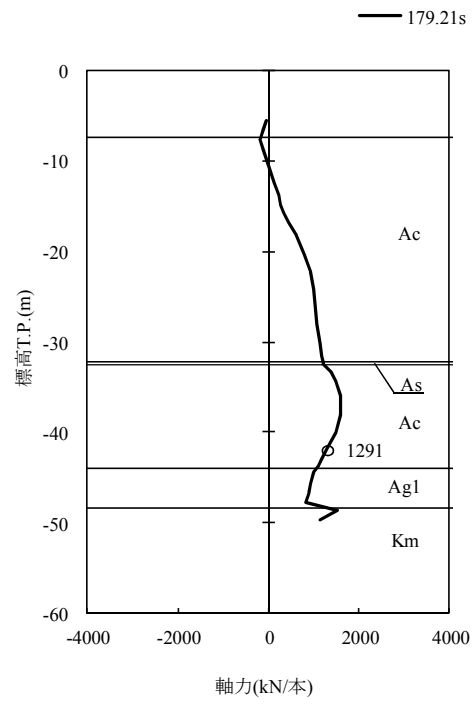
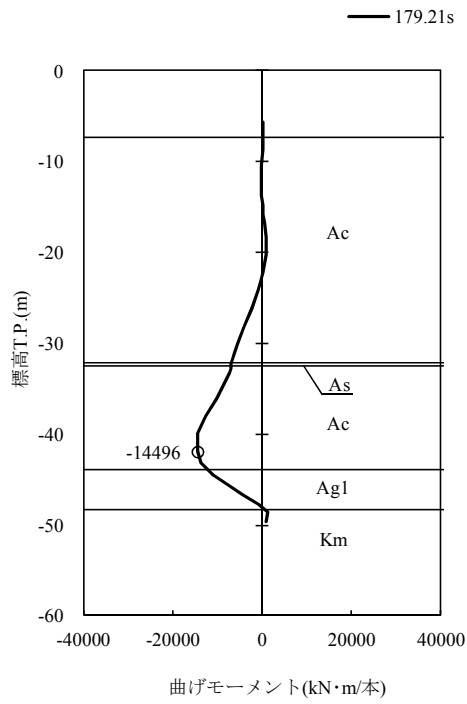


図 5.1-2 (9) 地震時断面力 (S_s-2 1)

(EW-2 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)

貯留堰鋼管矢板

貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板

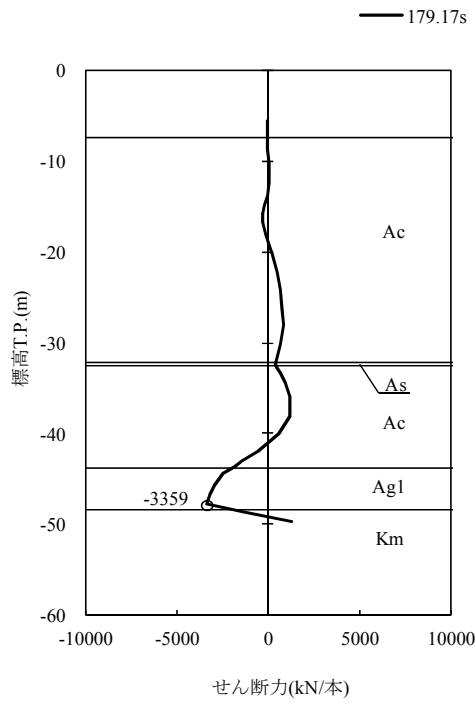
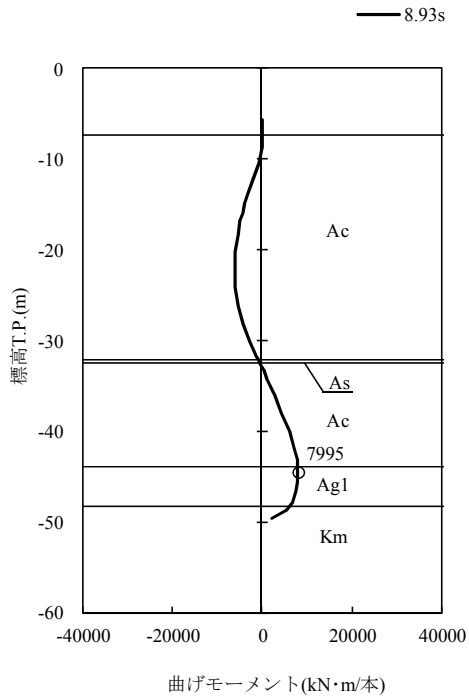


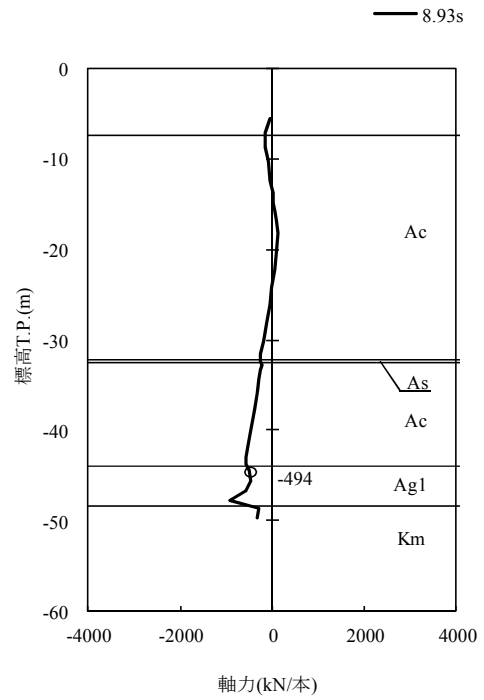
図 5.1-2 (10) 地震時断面力 (S_s-22)

(EW-2 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)

貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板

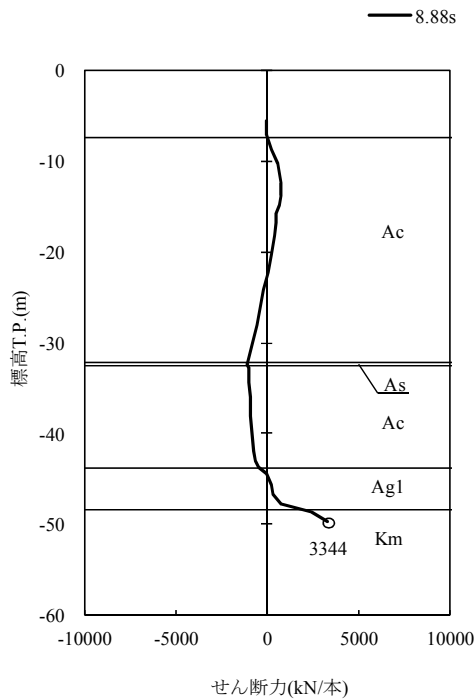
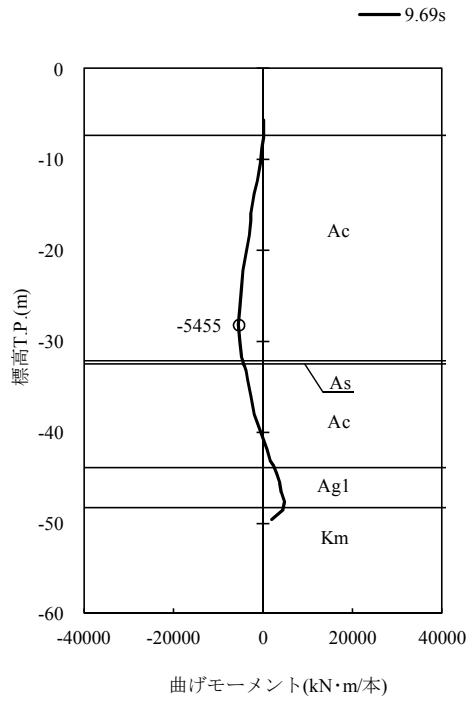
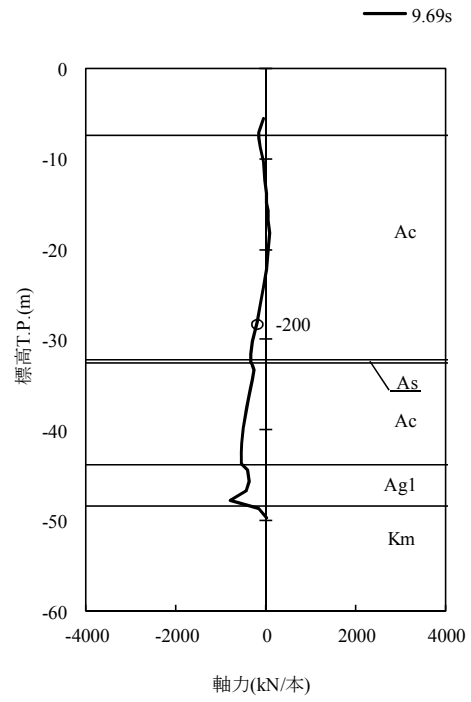


図 5.1-2 (11) 地震時断面力 ($S_s - 31 (H+, V+)$)
(EW-2 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板

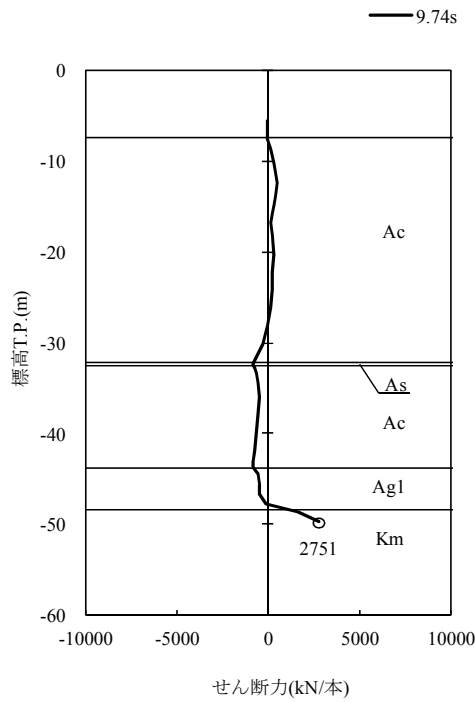
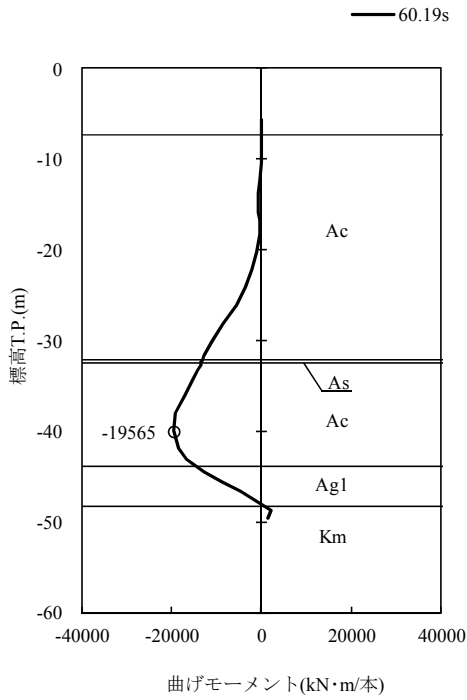
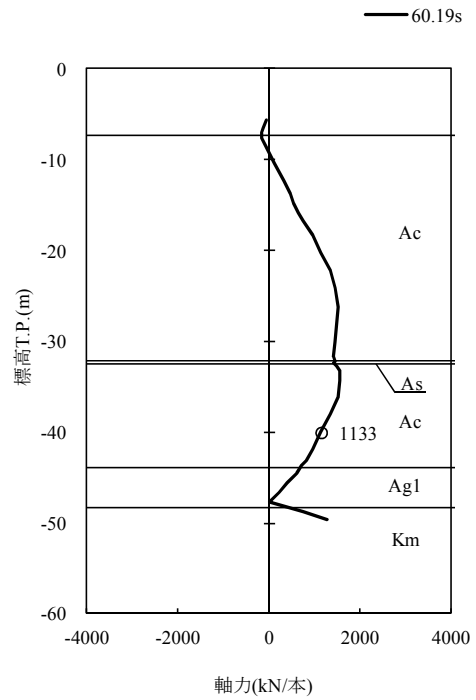


図 5.1-2 (12) 地震時断面力 ($S_s - 31$ (H-, V+))
 (EW-2 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板

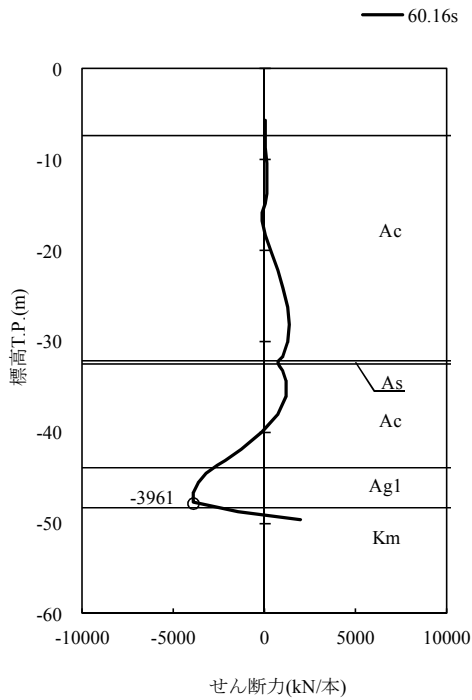
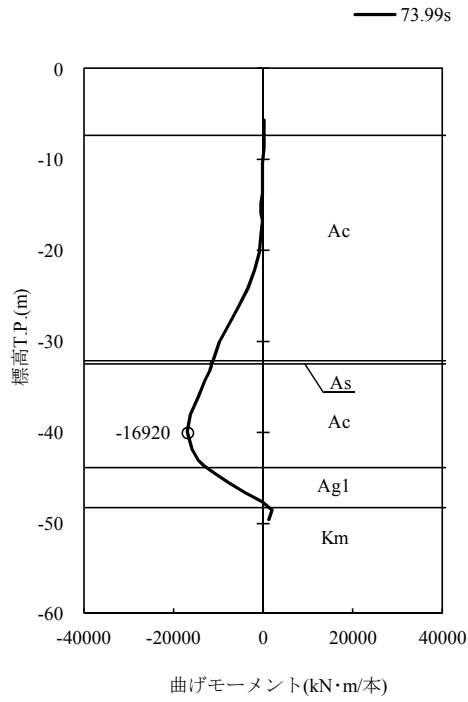
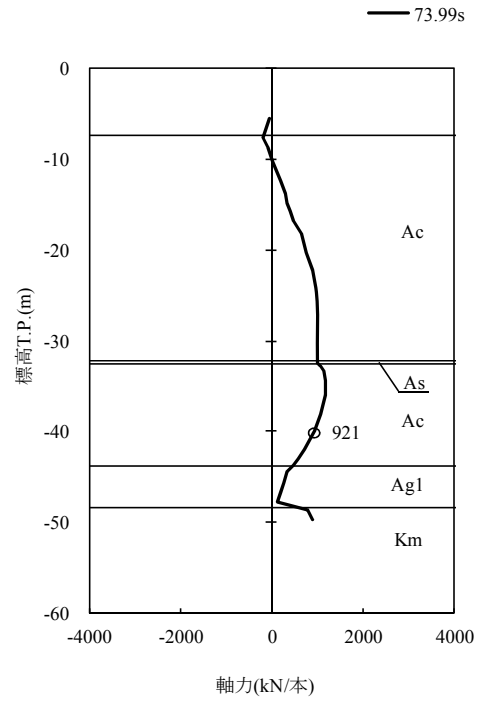


図 5.1-2 (13) 地震時断面力 (S_s-D1 (H+, V+))
 (EW-2 検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板

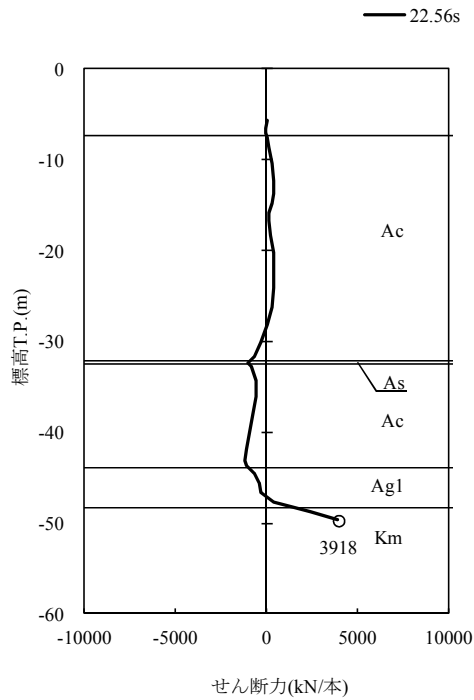
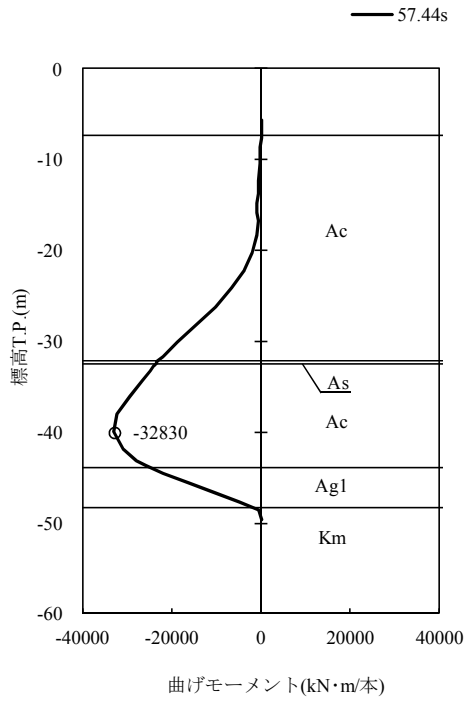
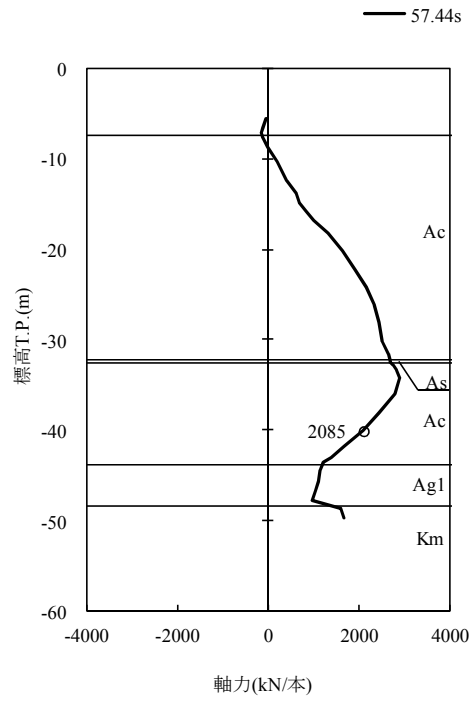


図 5.1-2 (14) 地震時断面力 ($S_s-D1 (H+, V+)$)
 (EW-2 検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板

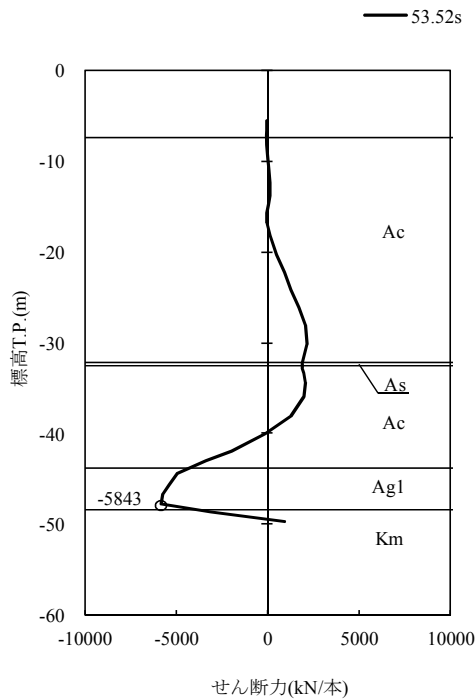
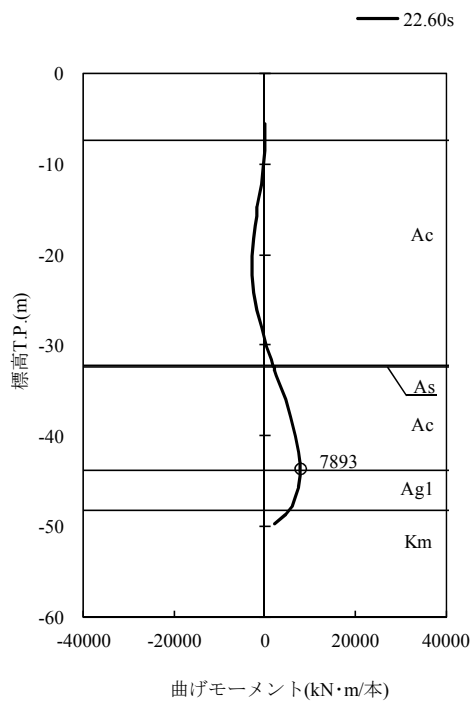
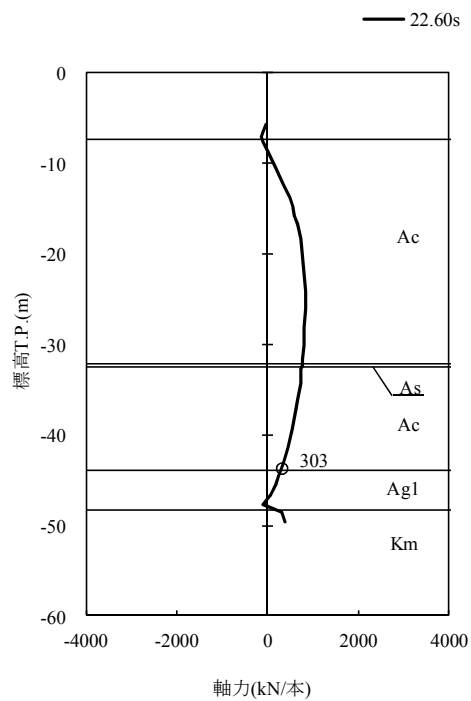


図 5.1-2 (15) 地震時断面力 ($S_s - D1 (H+, V+)$)
 (EW-2 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板

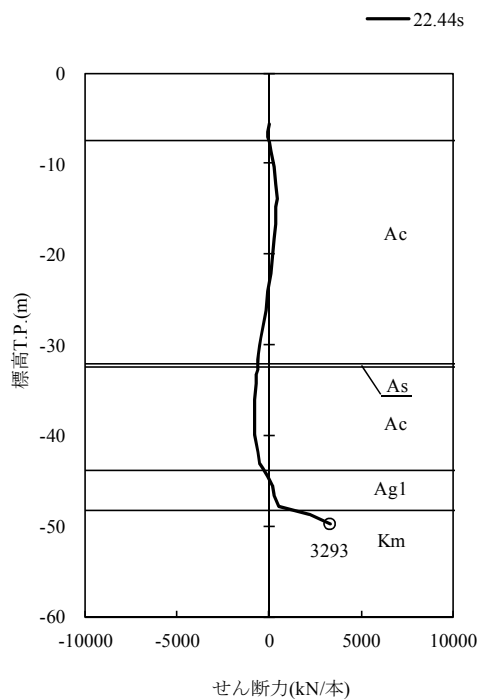
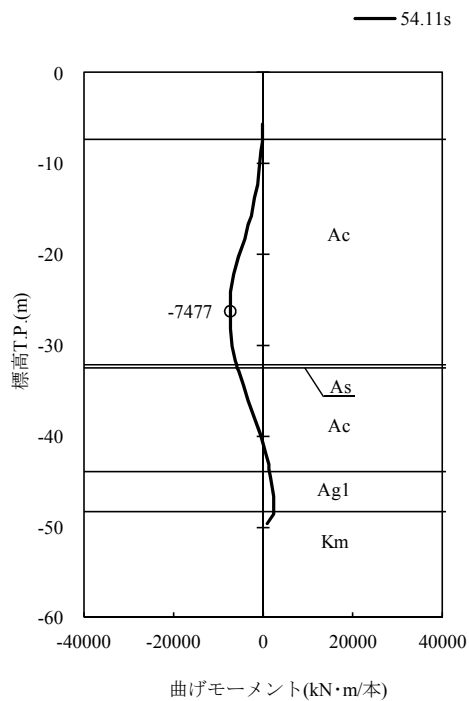
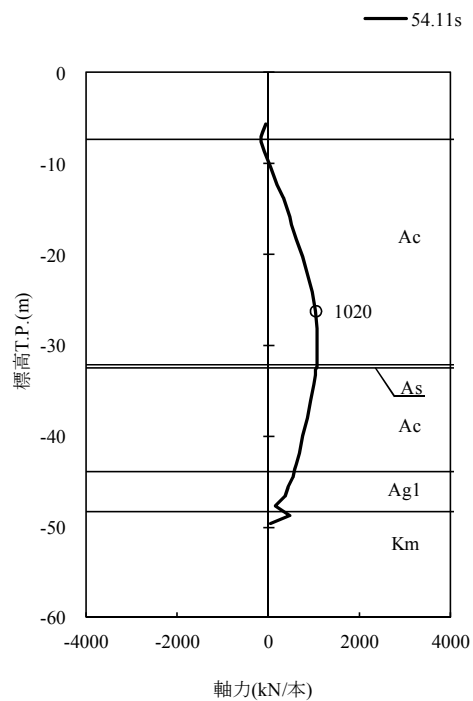


図 5.1-2 (16) 地震時断面力 ($S_s - D1 (H+, V+)$)
 (EW-2 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板

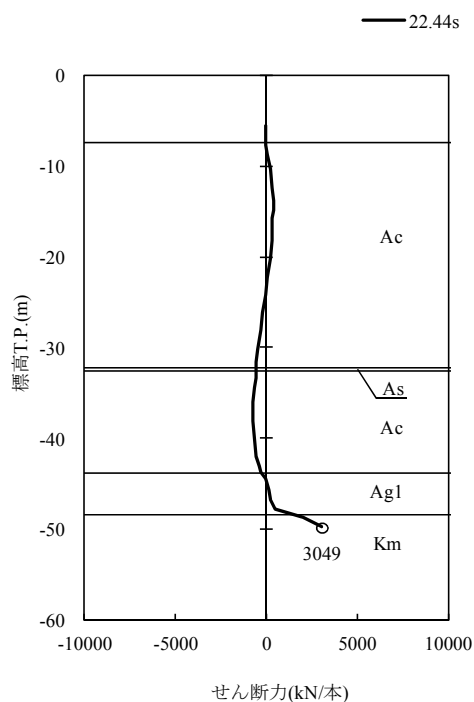
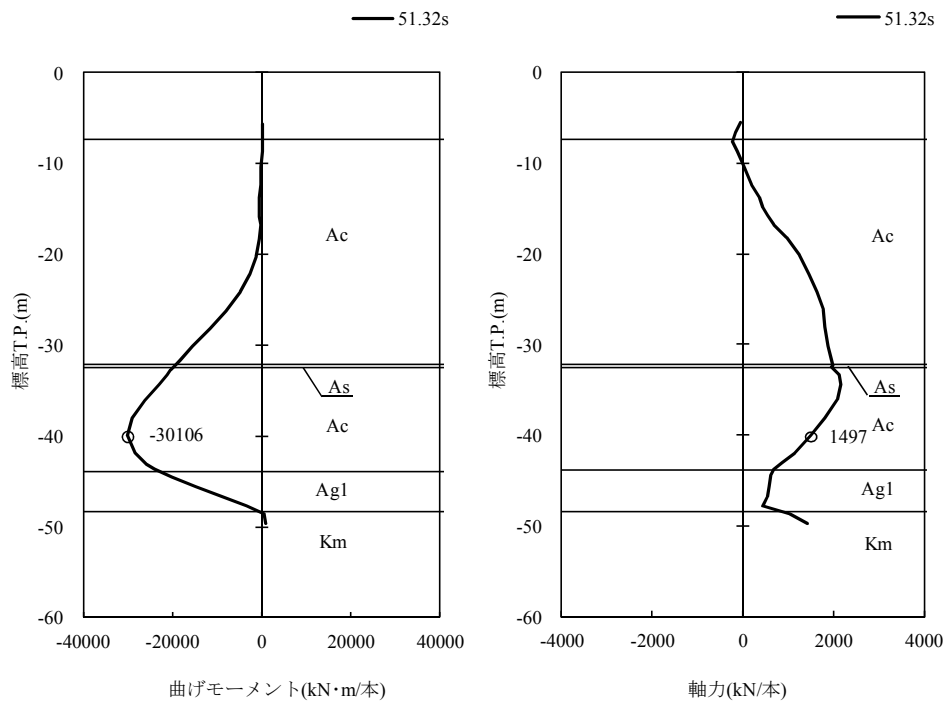


図 5.1-2 (17) 地震時断面力 ($S_s - D1 (H+, V+)$)
 (EW-2 検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液化化の条件を
 仮定した解析ケース)

貯留堰鋼管矢板

貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板

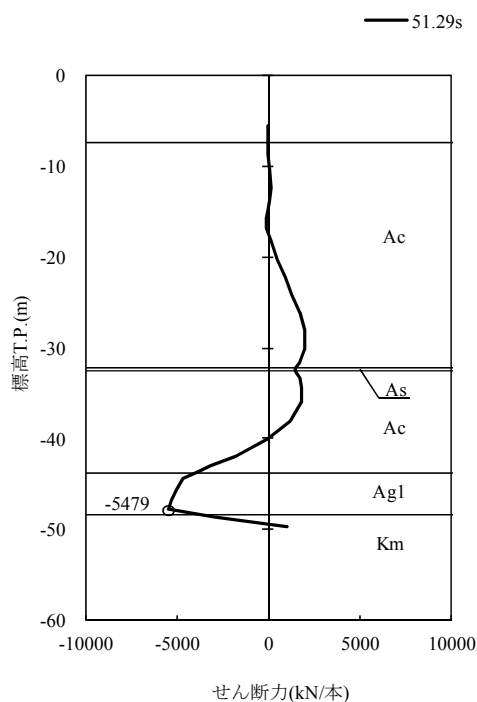


図 5.1-2 (18) 地震時断面力 (S_s-D1 (H-, V+))
 (EW-2 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

(2) 最大せん断ひずみ分布

各要素に発生した最大せん断ひずみを確認するため、地震応答解析の全時刻における最大せん断ひずみの分布を図 5.1-3 及び図 5.1-4 に示す。



図 5.1-3 (1) 最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 (H+, V+))
(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液化化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-3 (2) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D1 (H+, V-)$)
(NS-1 検討ケース①: 原地盤に基づく液化化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-3 (3) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D1 (H-, V+)$)
(NS-1 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)



図 5.1-3 (4) 最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 (H-, V-))
(NS-1 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)



図 5.1-3 (5) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1.1$)
(NS-1 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)



図 5.1-3 (6) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 12$)
(NS-1 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)



図 5.1-3 (7) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 13$)
(NS-1 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)

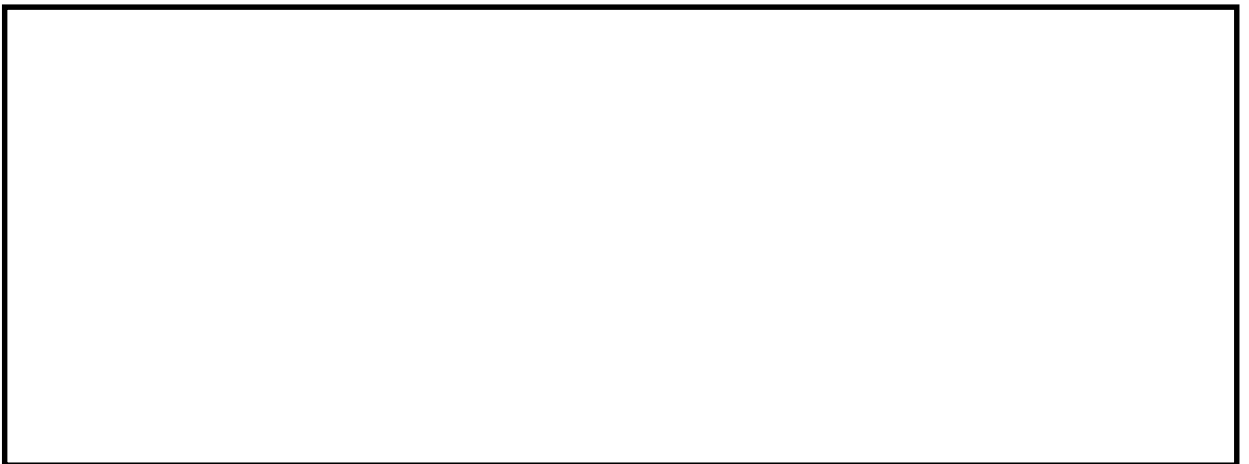


図 5.1-3 (8) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 14$)
(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-3 (9) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 21$)
(NS-1 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)

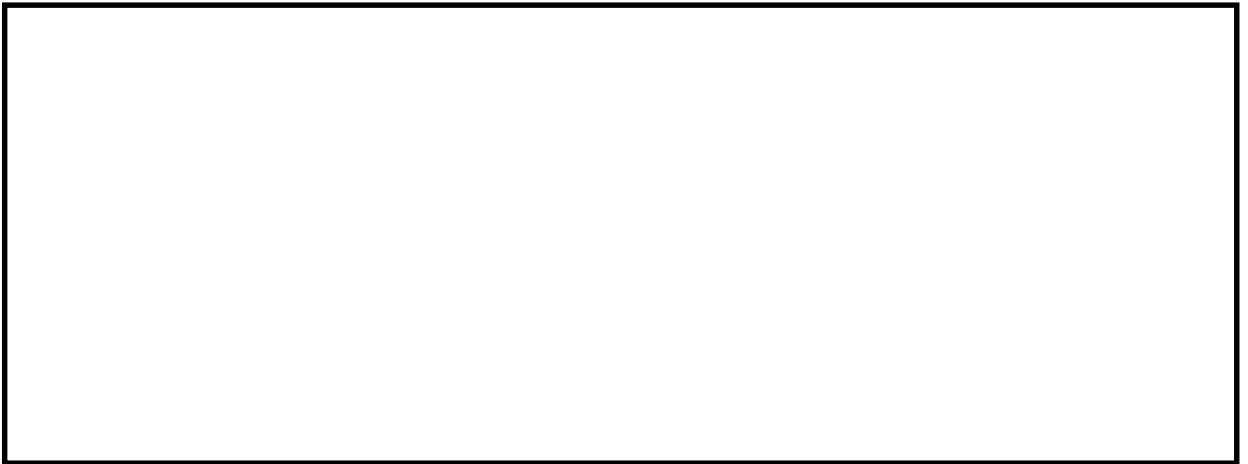
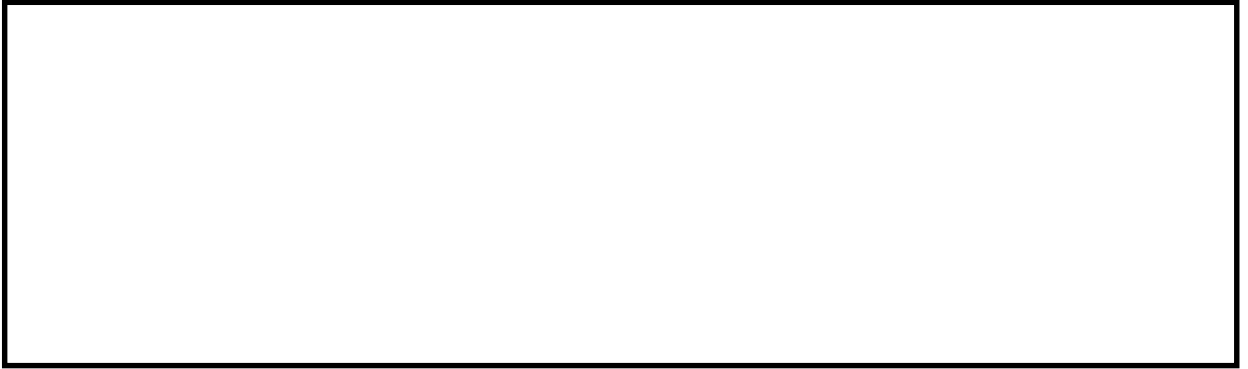


図 5.1-3 (10) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 22$)
(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

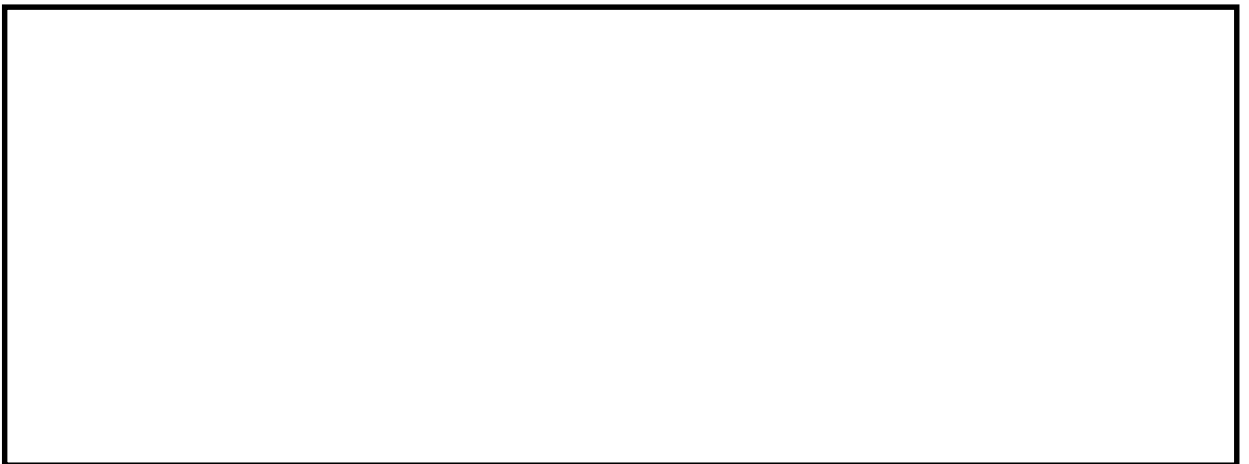


図 5.1-3 (11) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 31$ (H+, V+))
(NS-1 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-3 (12) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 31$ (H-, V+))
(NS-1 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)



図 5.1-3 (13) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 (H-, V+)$)
(NS-1 検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) した解析ケース)



図 5.1-3 (14) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 (H-, V+)$)
(NS-1 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)

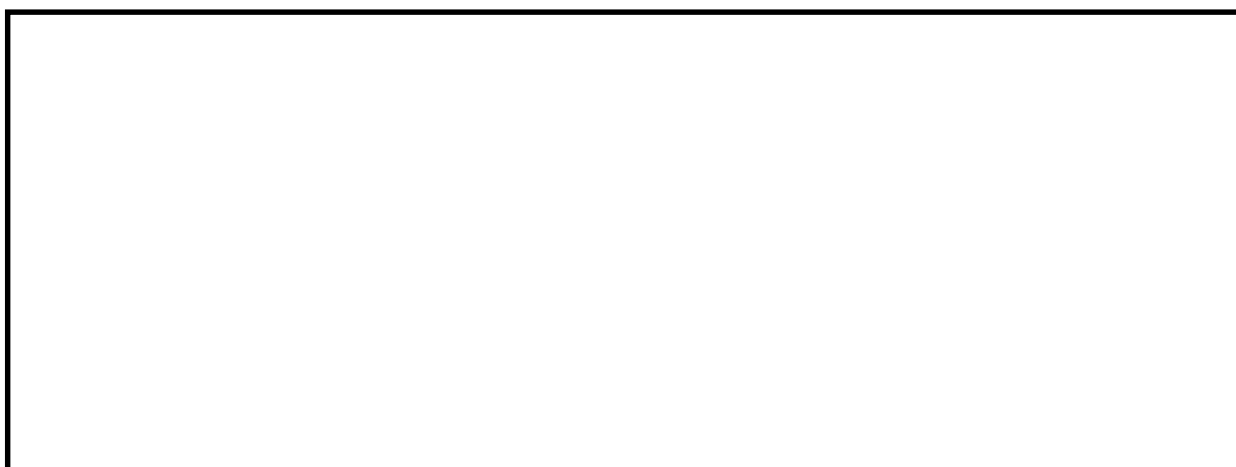


図 5.1-3 (15) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D1 (H-, V+)$)
(NS-1 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



図 5.1-3 (16) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D1 (H-, V+)$)
(NS-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)

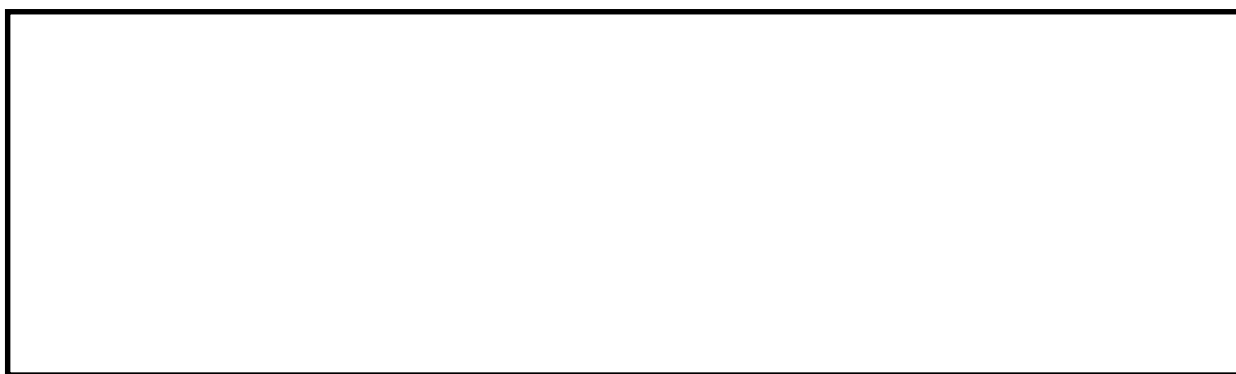


図 5.1-3 (17) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 (H-, V+)$)
(NS-1 検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して非液状化の条件を
仮定した解析ケース)



図 5.1-3 (18) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 22$)
(NS-1 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)

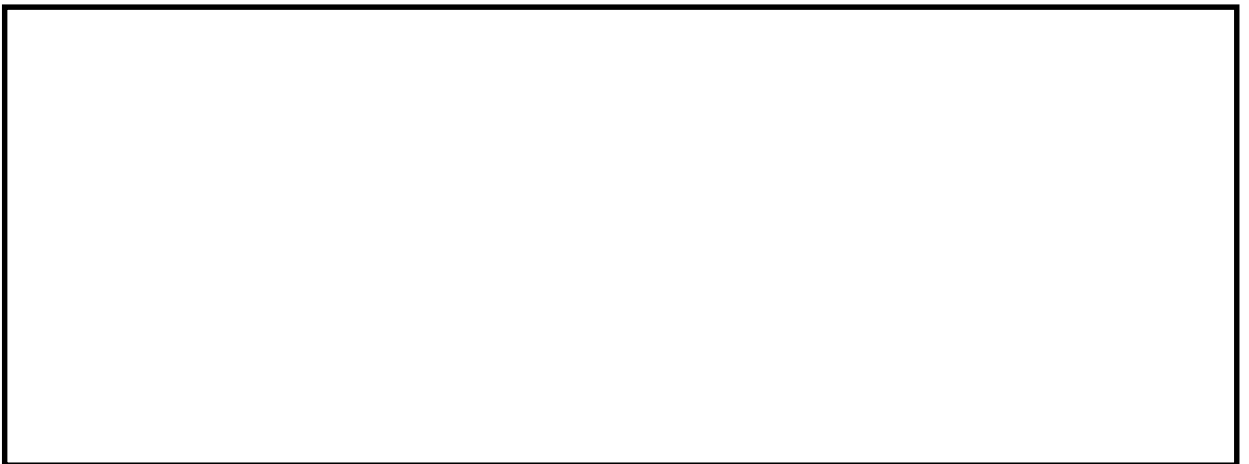


図 5.1-3 (19) 最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 (H-, V-))
(NS-1 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



図 5.1-4 (1) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 (H+, V+)$)
(EW-2 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)



図 5.1-4 (2) 最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 (H+, V-))
(EW-2 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)



図 5.1-4 (3) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D1 (H-, V+)$)
(EW-2 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)



図 5.1-4 (4) 最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 (H-, V-))
(EW-2 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)

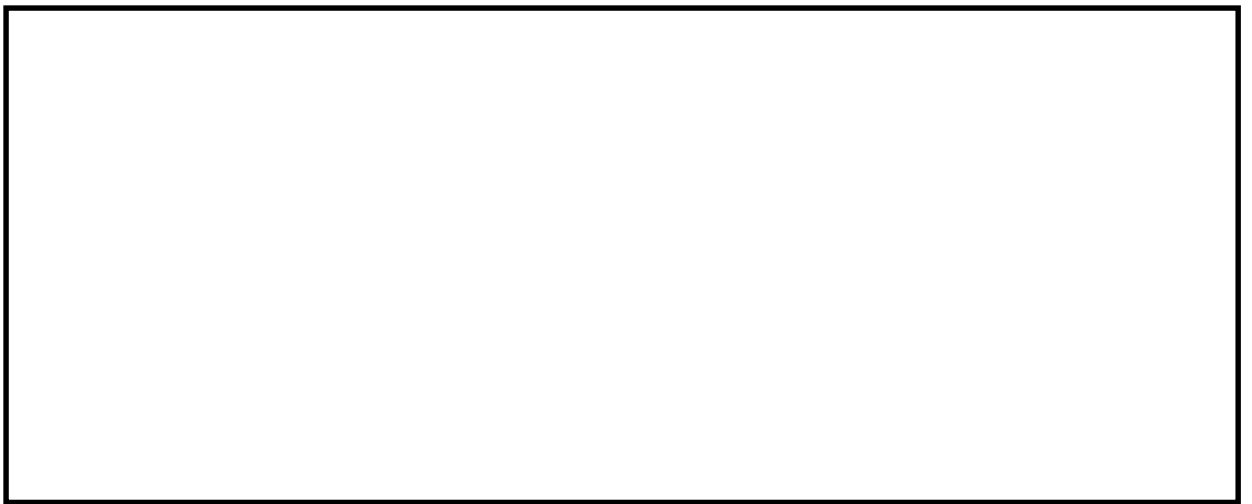


図 5.1-4 (5) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1.1$)
(EW-2 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-4 (6) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 12$)
(EW-2 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)



図 5.1-4 (7) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 13$)
(EW-2 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)



図 5.1-4 (8) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 14$)
(EW-2 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)

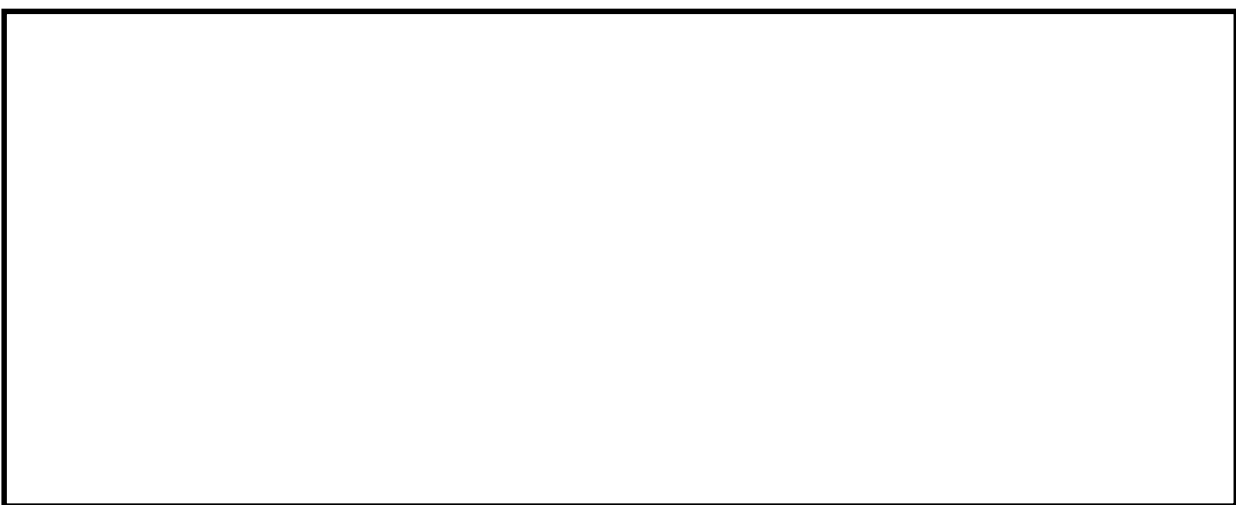
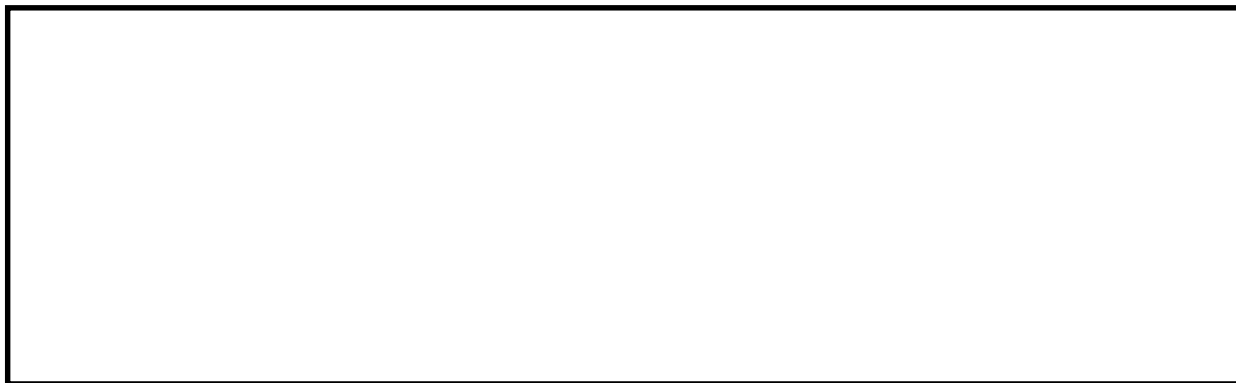


図 5.1-4 (9) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 21$)
(EW-2 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

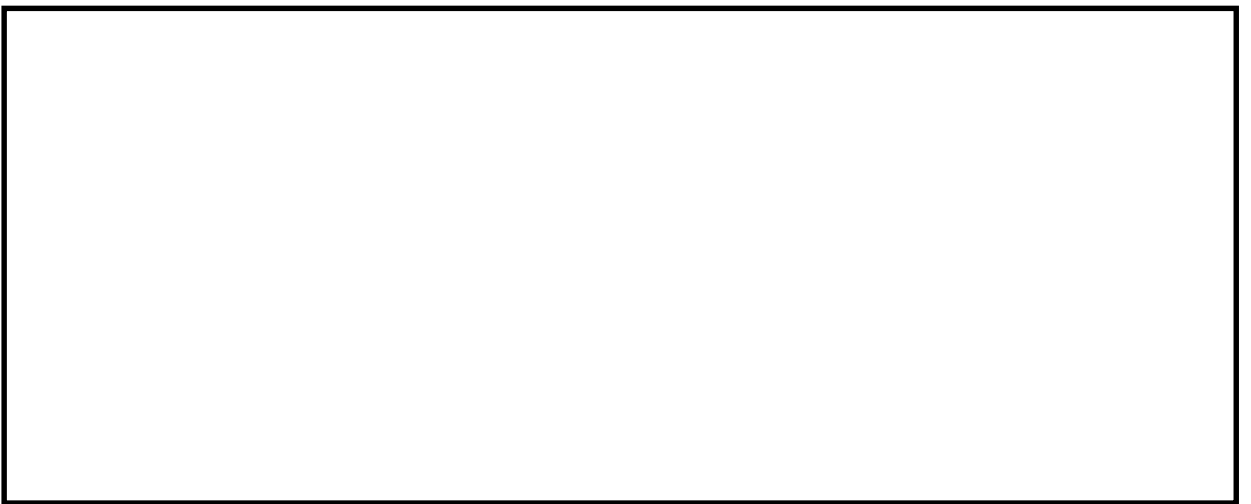


図 5.1-4 (10) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 22$)
(EW-2 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-4 (11) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 31$ (H+, V+))
(EW-2 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)



図 5.1-4 (12) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 31$ (H-, V+))
(EW-2 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)

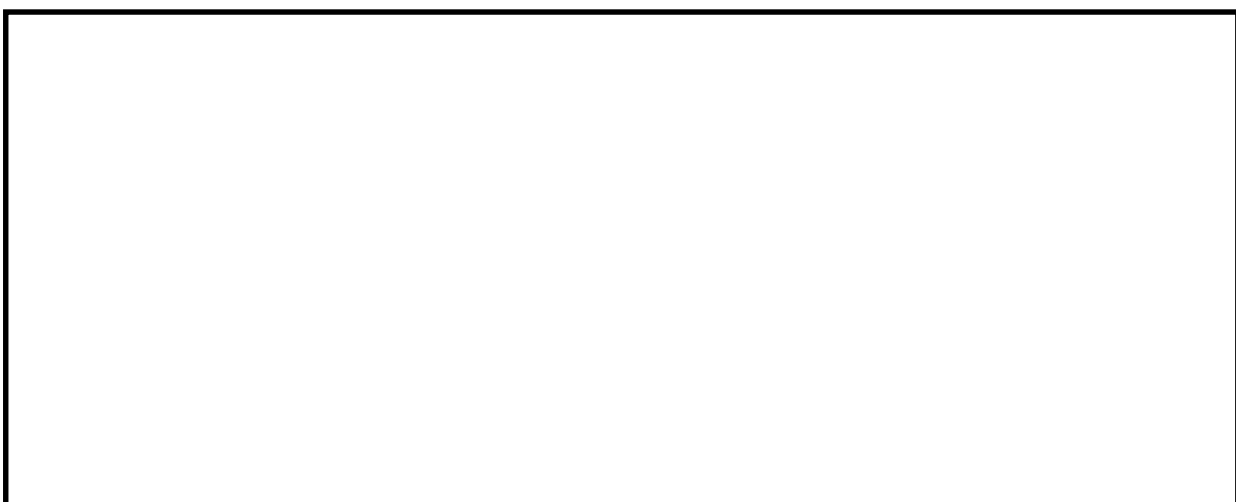
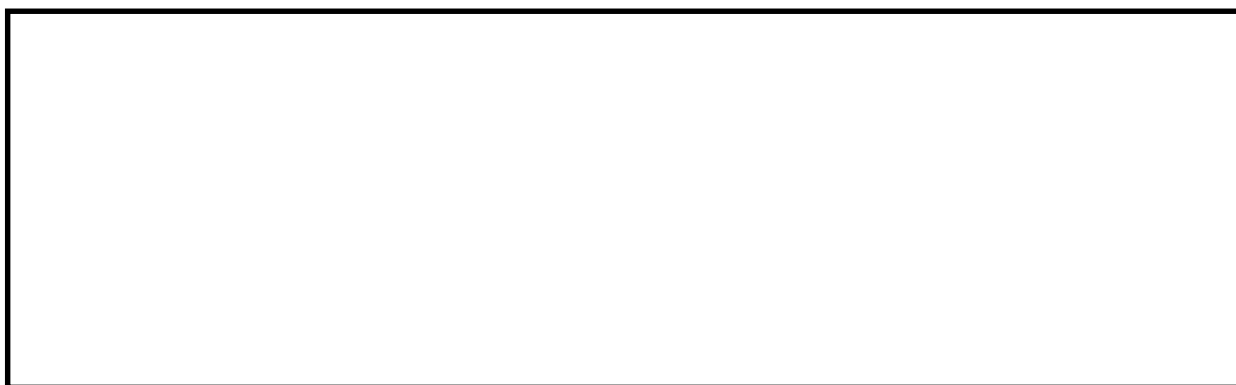


図 5.1-4 (13) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 (H+, V+)$)
(EW-2 検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)



図 5.1-4 (14) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 (H+, V+)$)
(EW-2 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)

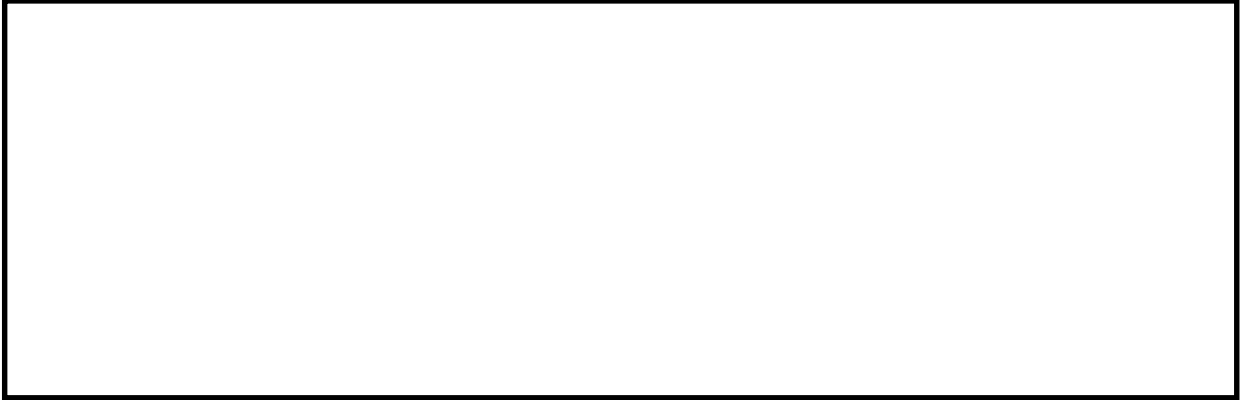


図 5.1-4 (15) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D1 (H+, V+)$)
(EW-2 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

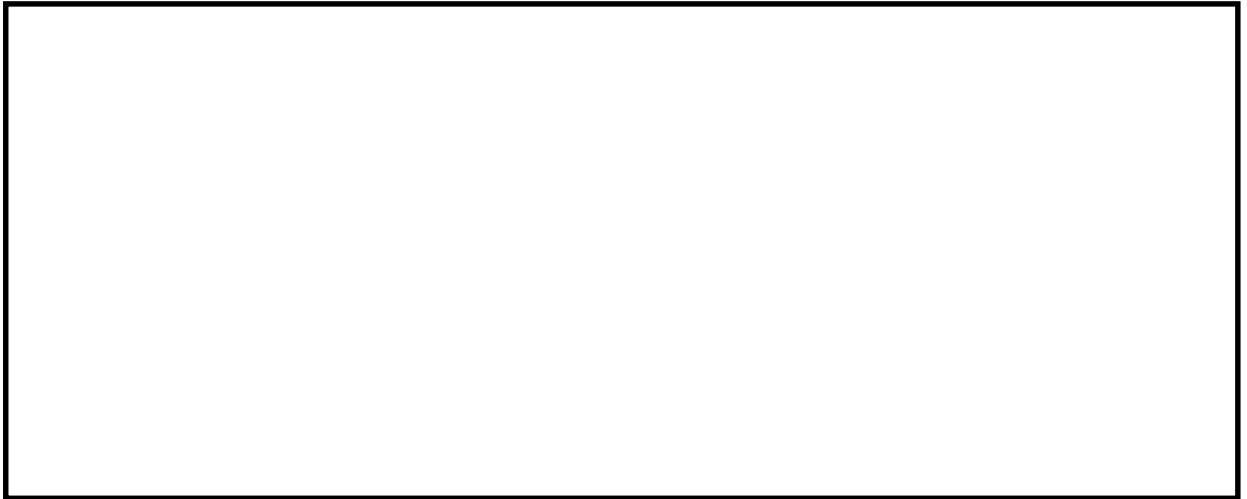


図 5.1-4 (16) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 (H+, V+)$)
(EW-2 検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

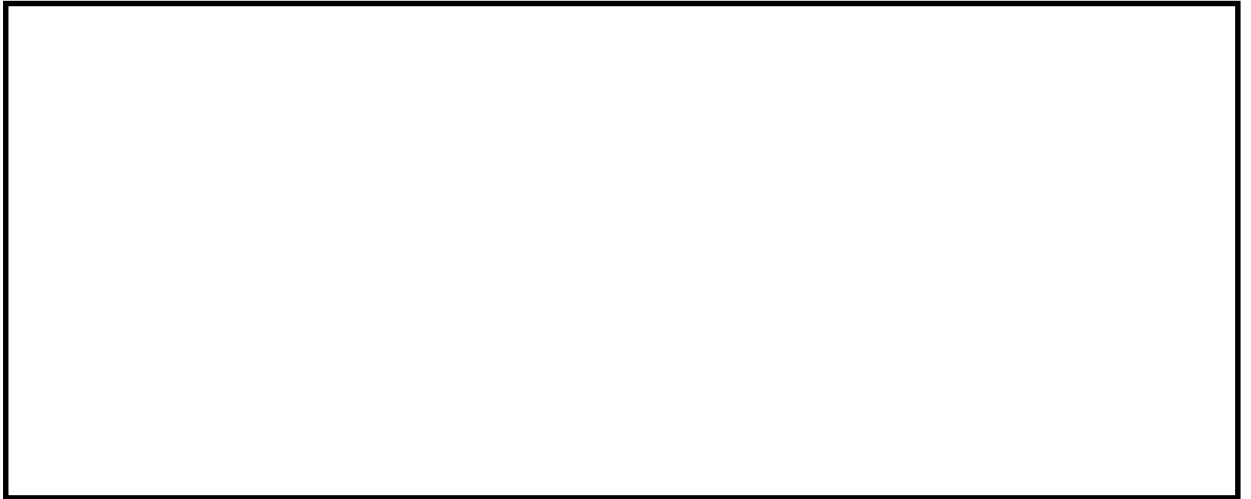
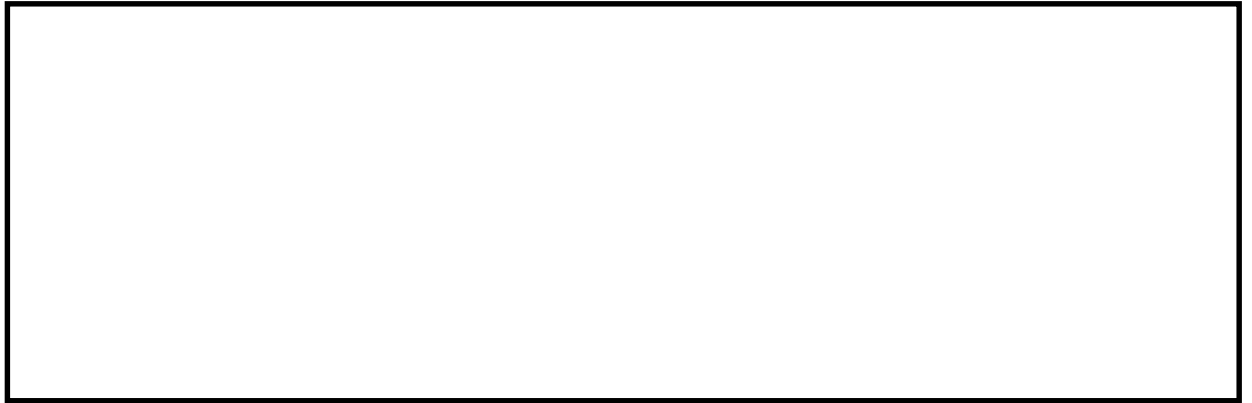


図 5.1-4 (17) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 (H+, V+)$)
(EW-2 検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して非液状化の条件を
仮定した解析ケース)

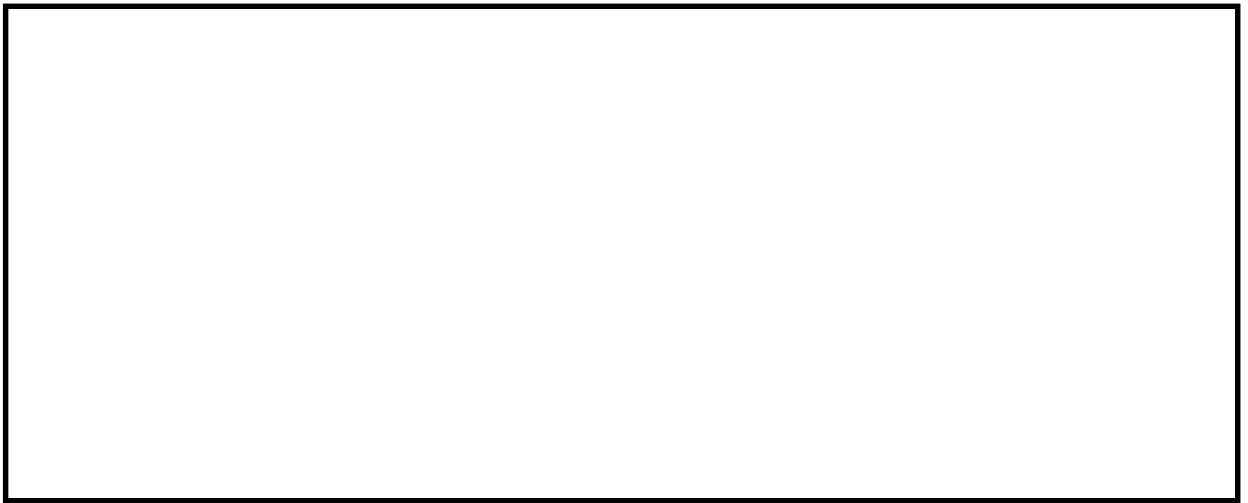
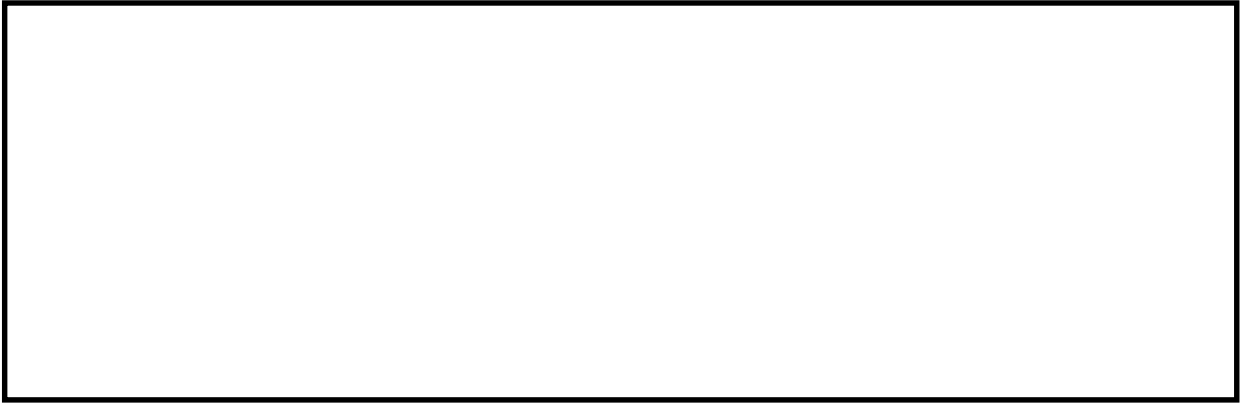


図 5.1-4 (18) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D1 (H-, V+)$)
(EW-2 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

(3) 過剰間隙水圧比分布

各要素に発生した過剰間隙水圧比を確認するため、地震応答解析の全時刻における過剰間隙水圧比の分布を図 5.1-5 及び図 5.1-6 に示す。

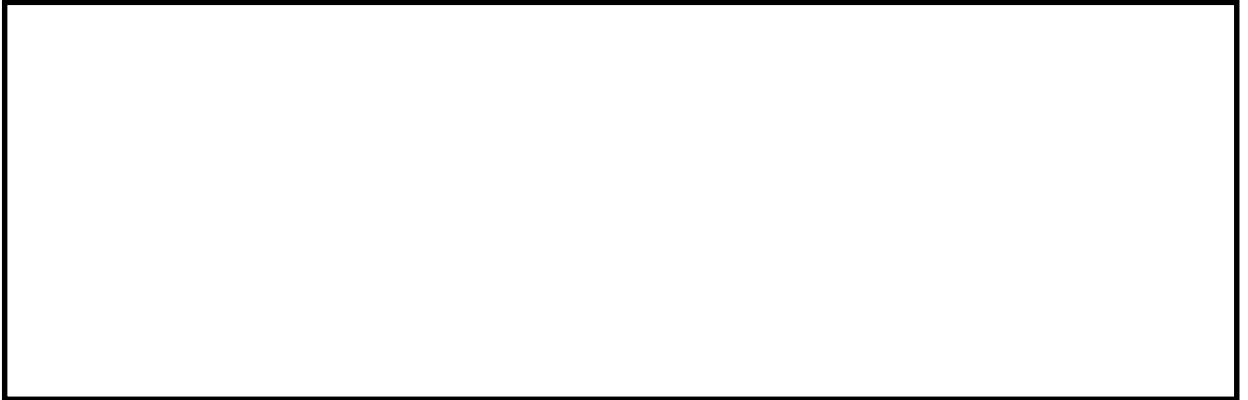


図 5.1-5 (1) 過剰間隙水圧比分布 (S_s-D1 (H+, V+))
(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-5 (2) 過剰間隙水圧比分布 (S_s-D1 (H+, V-))
(NS-1 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)



図 5.1-5 (3) 過剰間隙水圧比分布 (S_s-D1 (H-, V+))
(NS-1 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)



図 5.1-5 (4) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H-, V-)$)
(NS-1 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)



図 5.1-5 (5) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 1$)
(NS-1 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)

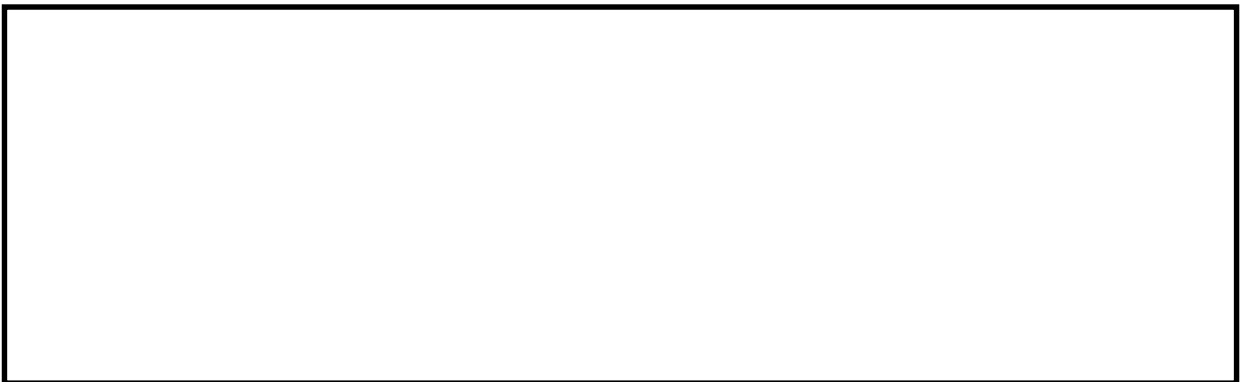


図 5.1-5 (6) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 2$)
(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-5 (7) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 3$)

(NS-1 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)



図 5.1-5 (8) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 4$)

(NS-1 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)



図 5.1-5 (9) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 1$)

(NS-1 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)



図 5.1-5 (10) 過剰間隙水圧比分布 (S_s-22)
(NS-1 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)



図 5.1-5 (11) 過剰間隙水圧比分布 (S_s-31 (H+, V+))
(NS-1 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)



図 5.1-5 (12) 過剰間隙水圧比分布 (S_s-31 (H-, V+))
(NS-1 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)



図 5.1-5 (13) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H-, V+)$)
(NS-1 検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) した解析ケース)



図 5.1-5 (14) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H-, V+)$)
(NS-1 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)

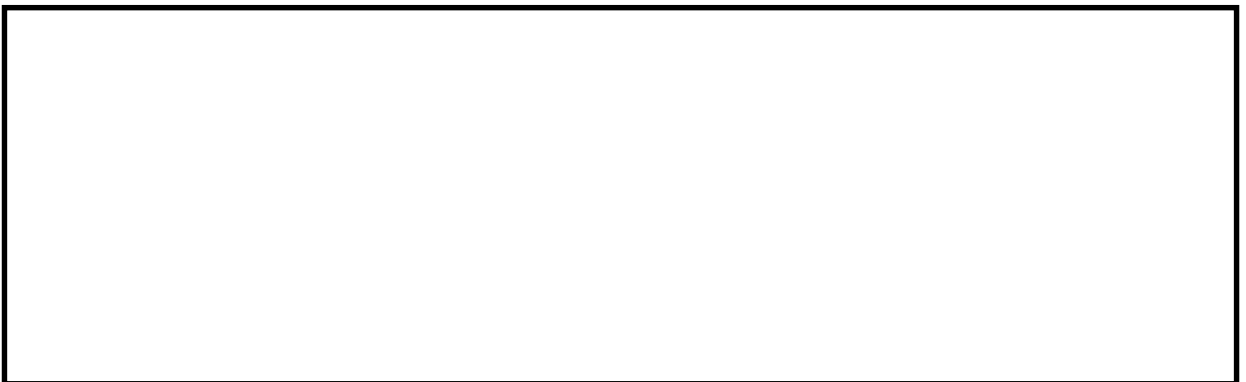


図 5.1-5 (15) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H-, V+)$)
(NS-1 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



図 5.1-5 (16) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H-, V+)$)
(NS-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)

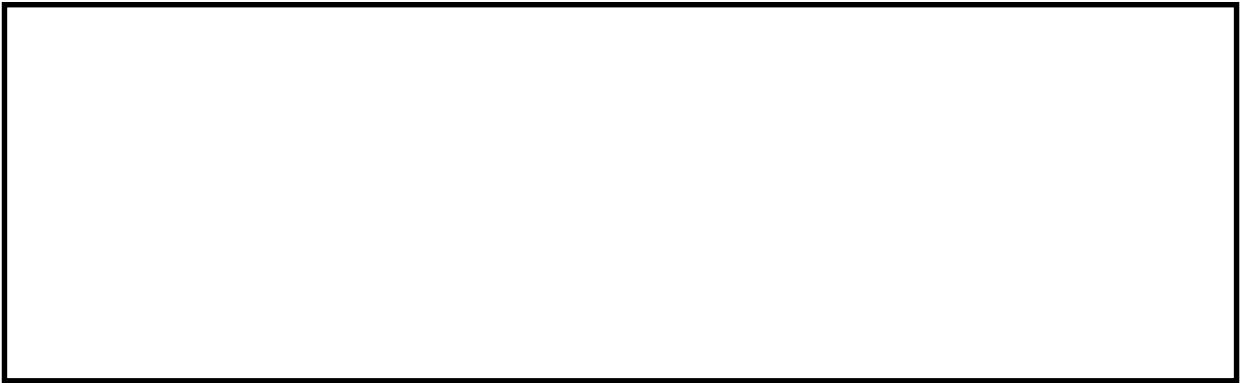


図 5.1-5 (17) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H-, V+)$)
(NS-1 検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して非液状化の条件を
仮定した解析ケース)



図 5.1-5 (18) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2.2$)

(NS-1 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)



図 5.1-5 (19) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D1 (H-, V-)$)

(NS-1 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)



図 5.1-6 (1) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H+, V+)$)
(EW-2 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)



図 5.1-6 (2) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H+, V-)$)
(EW-2 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)

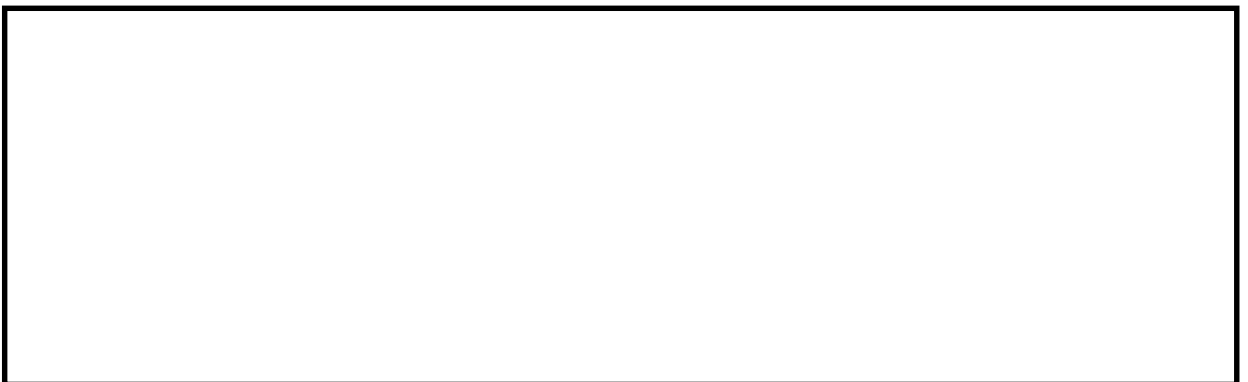


図 5.1-6 (3) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H-, V+)$)
(EW-2 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-6 (4) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H-, V-)$)
(EW-2 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)



図 5.1-6 (5) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 1$)
(EW-2 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)



図 5.1-6 (6) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 2$)
(EW-2 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)

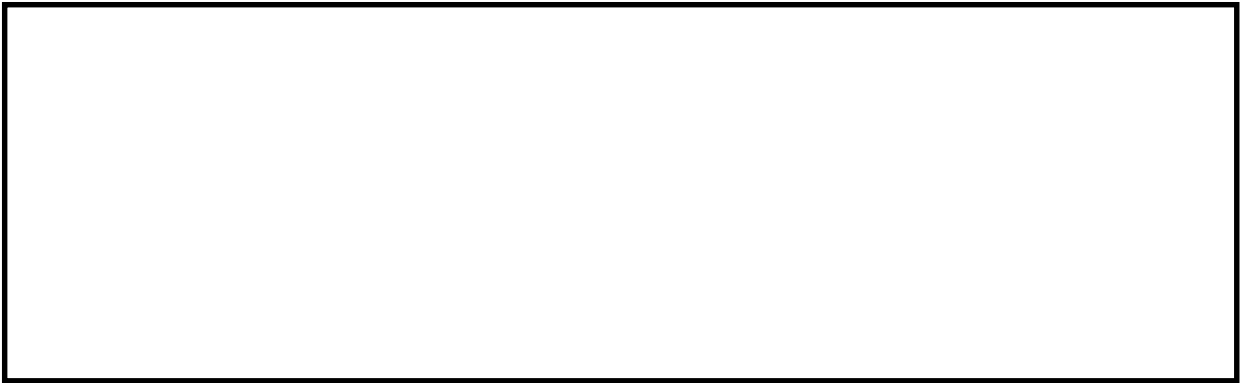


図 5.1-6 (7) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 13$)

(EW-2 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)

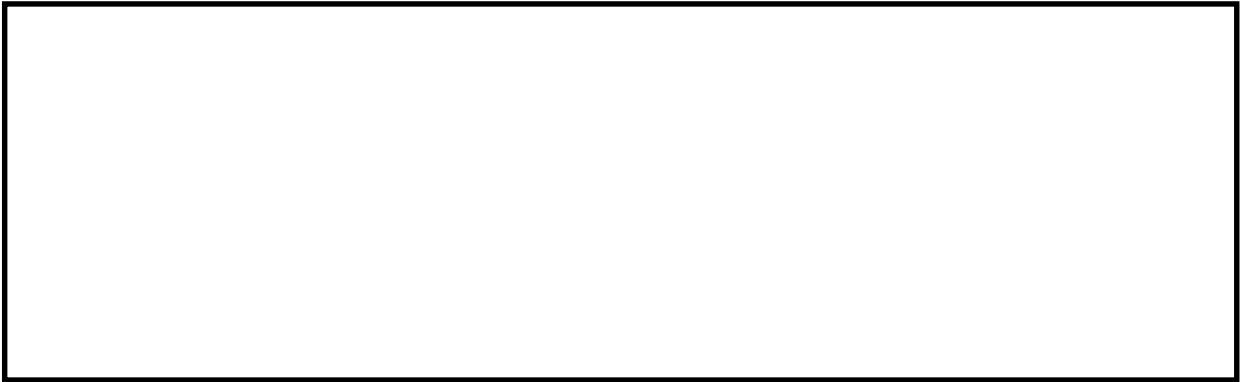


図 5.1-6 (8) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 14$)

(EW-2 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)



図 5.1-6 (9) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 21$)

(EW-2 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)



図 5.1-6 (10) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 2$)
(EW-2 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)



図 5.1-6 (11) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 (H+, V+)$)
(EW-2 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)



図 5.1-6 (12) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 (H-, V+)$)
(EW-2 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)



図 5.1-6 (13) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H+, V+)$)
(EW-2 検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)



図 5.1-6 (14) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H+, V+)$)
(EW-2 検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)



図 5.1-6 (15) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H+, V+)$)
(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)



図 5.1-6 (16) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H+, V+)$)
(EW-2 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)



図 5.1-6 (17) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H+, V+)$)
(EW-2 検討ケース⑥: 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)

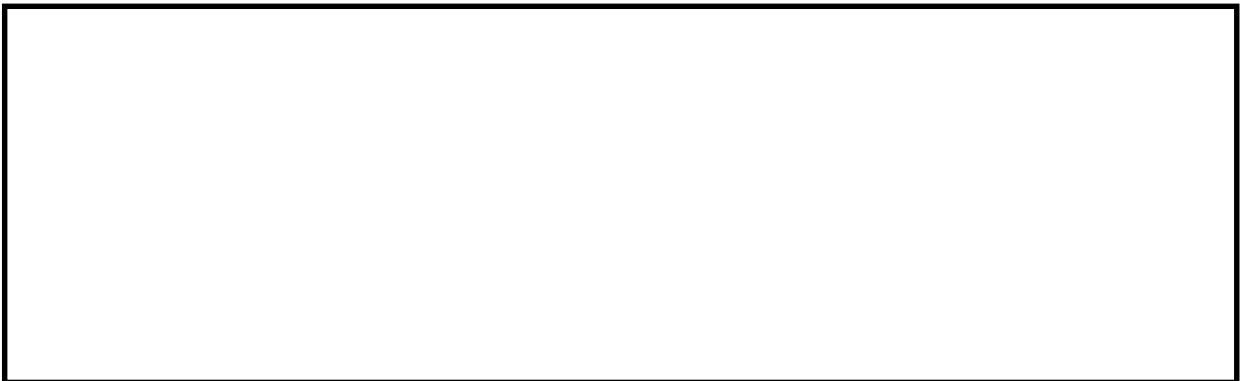


図 5.1-6 (18) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H-, V+)$)
(EW-2 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

(4) 最大加速度分布

各要素に発生した水平方向の加速度応答分布を確認するため、地震応答解析の全時刻における最大加速度の分布を図 5.1-7 及び図 5.1-8 に示す。

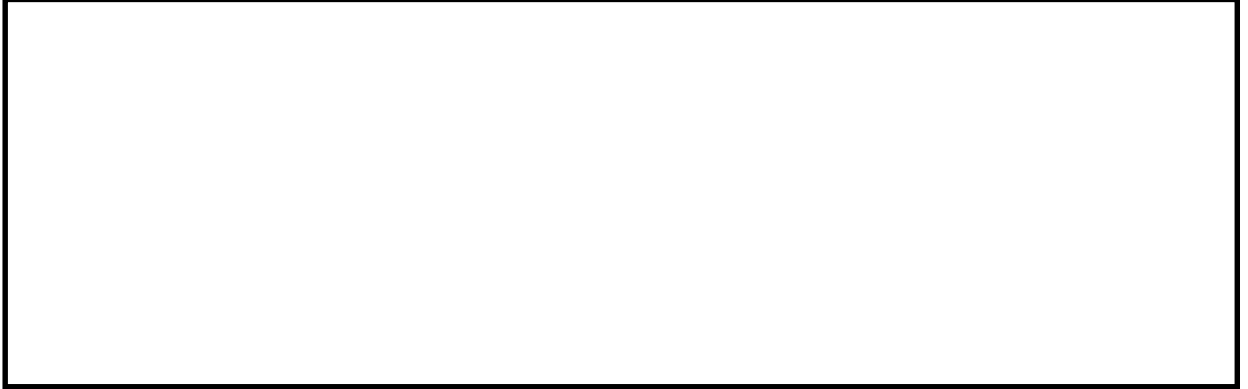


図 5.1-7 (1) 最大水平加速度分布 (S_s-D1 (H+, V+))
(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-7 (2) 最大水平加速度分布 (S_s-D1 (H+, V-))
(NS-1 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)



図 5.1-7 (3) 最大水平加速度分布 (S_s-D1 (H-, V+))
(NS-1 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)



図 5.1-7 (4) 最大水平加速度分布 ($S_s-D 1 (H-, V-)$)
(NS-1 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)



図 5.1-7 (5) 最大水平加速度分布 ($S_s-1 1$)
(NS-1 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)



図 5.1-7 (6) 最大水平加速度分布 ($S_s-1 2$)
(NS-1 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)



図 5.1-7 (7) 最大水平加速度分布 ($S_s - 13$)

(NS-1 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)

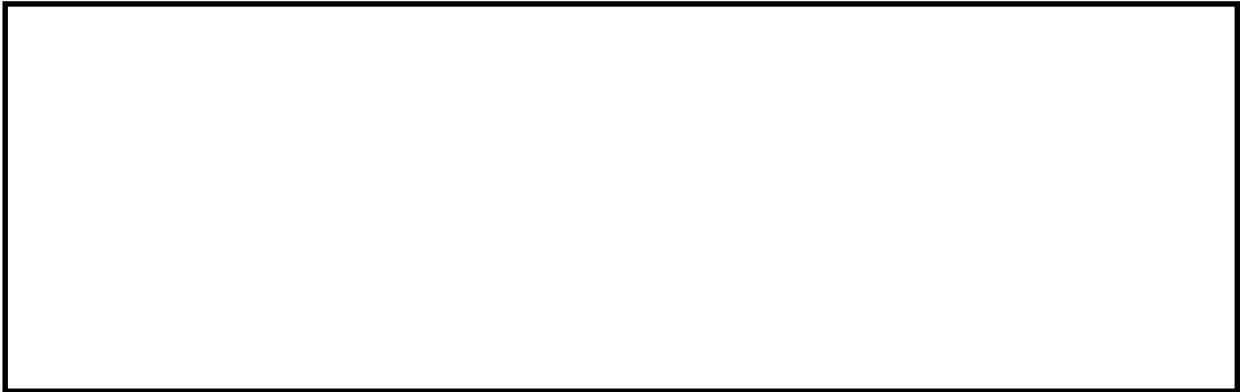


図 5.1-7 (8) 最大水平加速度分布 ($S_s - 14$)

(NS-1 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)



図 5.1-7 (9) 最大水平加速度分布 ($S_s - 21$)

(NS-1 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)



図 5.1-7 (10) 最大水平加速度分布 ($S_s - 2 2$)

(NS-1 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)



図 5.1-7 (11) 最大水平加速度分布 ($S_s - 3 1 (H+, V+)$)

(NS-1 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)



図 5.1-7 (12) 最大水平加速度分布 ($S_s - 3 1 (H-, V+)$)

(NS-1 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)



図 5.1-7 (13) 最大水平加速度分布 ($S_s-D 1 (H-, V+)$)
(NS-1 検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) した解析ケース)



図 5.1-7 (14) 最大水平加速度分布 ($S_s-D 1 (H-, V+)$)
(NS-1 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)

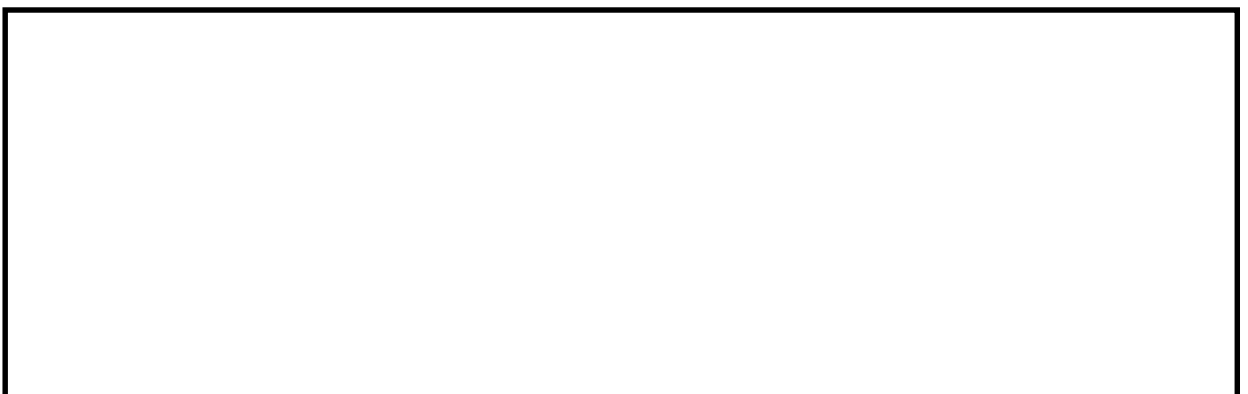


図 5.1-7 (15) 最大水平加速度分布 ($S_s-D 1 (H-, V+)$)
(NS-1 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



図 5.1-7 (16) 最大水平加速度分布 ($S_s - D 1 (H-, V+)$)
(NS-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)



図 5.1-7 (17) 最大水平加速度分布 ($S_s - D 1 (H-, V+)$)
(NS-1 検討ケース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)

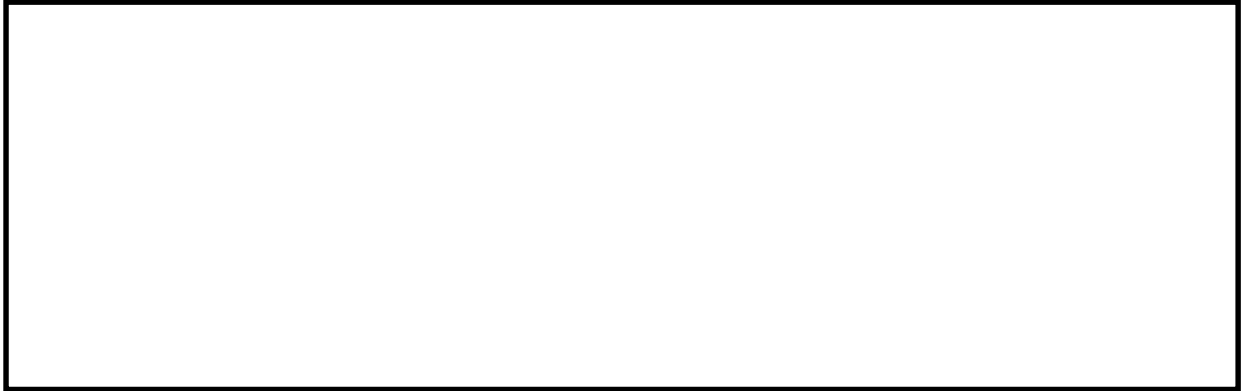


図 5.1-7 (18) 最大水平加速度分布 ($S_s - 2 2$)

(NS-1 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)



図 5.1-7 (19) 最大水平加速度分布 ($S_s - D 1 (H-, V-)$)

(NS-1 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)



図 5.1-8 (1) 最大水平加速度分布 ($S_s - D 1 (H+, V+)$)
(EW-2 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)



図 5.1-8 (2) 最大水平加速度分布 ($S_s - D 1 (H+, V-)$)
(EW-2 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)



図 5.1-8 (3) 最大水平加速度分布 ($S_s - D 1 (H-, V+)$)
(EW-2 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)



図 5.1-8 (4) 最大水平加速度分布 ($S_s - D 1$ (H-, V-))
(EW-2 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)



図 5.1-8 (5) 最大水平加速度分布 ($S_s - 1 1$)
(EW-2 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)



図 5.1-8 (6) 最大水平加速度分布 ($S_s - 1 2$)
(EW-2 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)



図 5.1-8 (7) 最大水平加速度分布 ($S_s - 13$)
(EW-2 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)



図 5.1-8 (8) 最大水平加速度分布 ($S_s - 14$)
(EW-2 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)



図 5.1-8 (9) 最大水平加速度分布 ($S_s - 21$)
(EW-2 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)



図 5.1-8 (10) 最大水平加速度分布 ($S_s - 2 2$)
(EW-2 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)



図 5.1-8 (11) 最大水平加速度分布 ($S_s - 3 1 (H+, V+)$)
(EW-2 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)

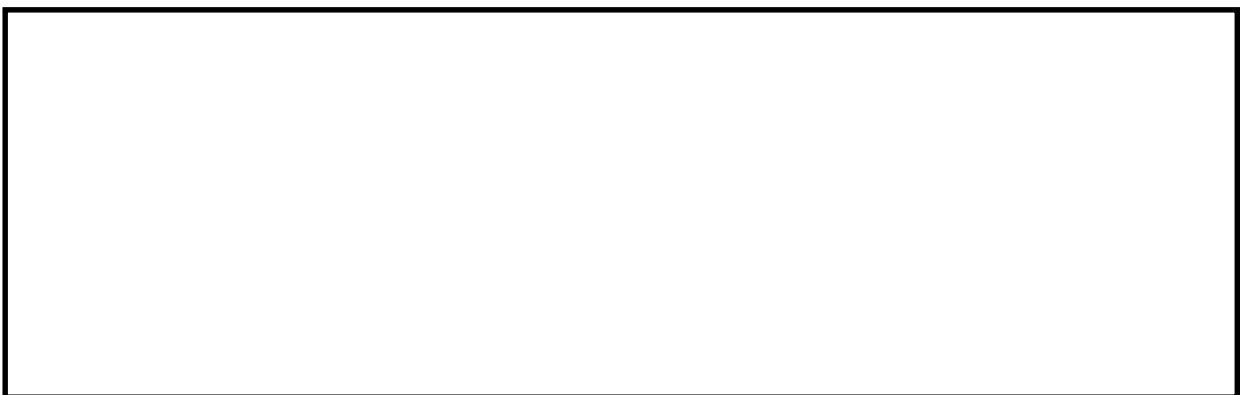


図 5.1-8 (12) 最大水平加速度分布 ($S_s - 3 1 (H-, V+)$)
(EW-2 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-8 (13) 最大水平加速度分布 ($S_s-D 1 (H+, V+)$)
(EW-2 検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) した解析ケース)



図 5.1-8 (14) 最大水平加速度分布 ($S_s-D 1 (H+, V+)$)
(EW-2 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)

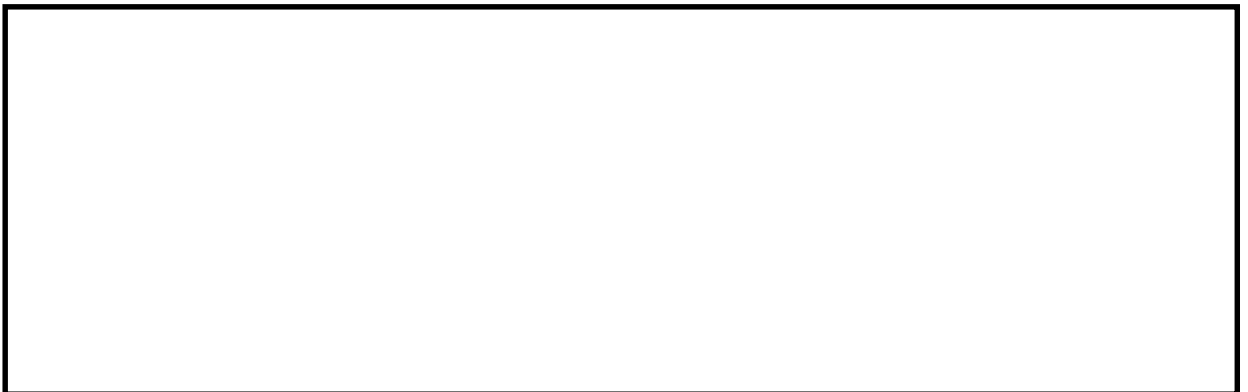


図 5.1-8 (15) 最大水平加速度分布 ($S_s-D 1 (H+, V+)$)
(EW-2 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



図 5.1-8 (16) 最大水平加速度分布 ($S_s - D 1 (H+, V+)$)
(EW-2 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)



図 5.1-8 (17) 最大水平加速度分布 ($S_s - D 1 (H+, V+)$)
(EW-2 検討ケース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)



図 5.1-8 (18) 最大水平加速度分布 ($S_s - D 1 (H-, V+)$)
(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)

5.2 耐震評価結果

5.2.1 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表 5.2-1 及び表 5.2-2 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。

表 5.2-1 (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
③			S _s -22		15291	-492	135
④	S _s -D1	H-, V-	22099	-684	195	382.5	0.51

- 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

表 5.2-1 (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 -D 1	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 -1 1		-6537	80	57	382.5	0.15
	S _s -1 2		-5016	384	45	382.5	0.12
	S _s -1 3		-4849	75	43	382.5	0.12
	S _s -1 4		-4211	-150	37	382.5	0.10
	S _s -2 1		-8327	-81	73	382.5	0.20
	S _s -2 2		-7556	-679	69	382.5	0.18
	S _s -3 1	H+, V+	-6522	248	58	382.5	0.16
H-, V+		-6985	461	63	382.5	0.17	
②	S _s -D 1	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
③			S _s -2 2		-8717	58	76
④	S _s -D 1	H-, V-	14378	168	126	382.5	0.33

- 注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 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

表 5.2-2 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+	-19565	1133	175	382.5	0.46
③			-16920	921	151	382.5	0.40
④			-32830	2085	294	382.5	0.77
⑤			7893	303	70	382.5	0.19
⑥			-7477	1020	69	382.5	0.19
④			S _s -D1	H-, V+	-30106	1497	268

- 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表 5.2-3 及び表 5.2-4 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。

表 5.2-3 (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 -D 1	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 -1 1		3960	33	217.5	0.16
	S _s -1 2		4163	35	217.5	0.16
	S _s -1 3		3838	32	217.5	0.15
	S _s -1 4		3100	26	217.5	0.12
	S _s -2 1		3807	32	217.5	0.15
	S _s -2 2		3736	31	217.5	0.15
	S _s -3 1	H+, V+	3971	33	217.5	0.16
		H-, V+	3821	32	217.5	0.15
②	S _s -D 1	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
③			S _s -2 2		3756	31
④	S _s -D 1	H-, V-	5877	49	217.5	0.23

- 注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 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

表 5.2-3 (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 -D 1	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 -1 1		-1333	11	217.5	0.06
	S _s -1 2		-2730	23	217.5	0.11
	S _s -1 3		-2288	19	217.5	0.09
	S _s -1 4		-1250	10	217.5	0.05
	S _s -2 1		-1436	12	217.5	0.06
	S _s -2 2		-1752	15	217.5	0.07
	S _s -3 1	H+, V+	-1736	15	217.5	0.07
		H-, V+	-2094	17	217.5	0.08
②	S _s -D 1	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
③			S _s -2 2		-1753	15
④	S _s -D 1	H-, V-	-3173	26	217.5	0.13

- 注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 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

表 5.2-4 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 -D 1	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 -1 1		1832	15	217.5	0.08
	S _s -1 2		-3837	32	217.5	0.15
	S _s -1 3		-3708	31	217.5	0.15
	S _s -1 4		-3365	28	217.5	0.13
	S _s -2 1		-2959	25	217.5	0.12
	S _s -2 2		-3359	28	217.5	0.13
	S _s -3 1	H+, V+	3344	28	217.5	0.13
		H-, V+	2751	23	217.5	0.11
②	S _s -D 1	H+, V+	-3961	33	217.5	0.16
③			3918	33	217.5	0.16
④			-5843	49	217.5	0.23
⑤			3293	27	217.5	0.13
⑥			3049	25	217.5	0.12
④			S _s -D 1	H-, V+	-5479	46

- 注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 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、土中部の部材に対して行う。止水ゴム取付部鋼材の断面力、断面性能及び照査結果を表 5.2-5 から表 5.2-10 に示す。なお、海中部については、土中部と比較して作用荷重が小さいため、照査を省略する。

a. リブプレート

表 5.2-5 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

表 5.2-6 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)

表 5.2-7 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

表 5.2-8 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

表 5.2-9 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)

表 5.2-10 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断面力、断面性能及び照査結果を表 5.2-11 から表 5.2-28 に示す。

a. スキンプレート及びリブプレート

表 5.2-11 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)
14	-	32

表 5.2-12 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)

表 5.2-13 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	3	210	0.02
せん断力	6	120	0.05

b. ベースプレート

表 5.2-14 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)
3	107	59

表 5.2-15 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)

表 5.2-16 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
曲げ軸力	24	382.5	0.07
せん断力	3	217.5	0.02

c. ベースプレート固定鋼材

表 5.2-17 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)
4	-	107

表 5.2-18 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)

表 5.2-19 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	17	277.5	0.07
せん断力	4	157.5	0.03

表 5.2-20 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)
3	59	59

表 5.2-21 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)

表 5.2-22 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
曲げ軸力	14	277.5	0.06
せん断力	2	157.5	0.02

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

表 5.2-23 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)
-	-	73	54

表 5.2-24 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)

表 5.2-25 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	5	4	105	0.01

表 5.2-26 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)
-	-	55

表 5.2-27 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)

表 5.2-28 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	6	105	0.06

5.2.2 基礎地盤の支持力に対する評価結果

基礎地盤の支持力に対する照査結果を表 5.2-29 及び表 5.2-30 に示す。

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。

表 5.2-29 (1) 極限支持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		最大 接地圧 (kN/m^2)	極限 支持力度 (kN/m^2)
①	$S_s - D 1$	H +, V +	814	4686
		H +, V -	829	4686
		H -, V +	778	4686
		H -, V -	857	4686
	$S_s - 1 1$		691	4686
	$S_s - 1 2$		715	4686
	$S_s - 1 3$		677	4686
	$S_s - 1 4$		610	4686
	$S_s - 2 1$		837	4686
	$S_s - 2 2$		780	4686
	$S_s - 3 1$	H +, V +	700	4686
H -, V +		641	4686	
②	$S_s - D 1$	H -, V +	769	4686
③			779	4686
④			917	4686
⑤			781	4686
⑥			735	4686
③			$S_s - 2 2$	
④	$S_s - D 1$	H -, V -	962	4686

- 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 (+1 σ) した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) 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 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 5.2-29 (2) 極限支持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		最大 接地圧 (kN/m^2)	極限 支持力度 (kN/m^2)
①	$S_s - D 1$	H +, V +	1142	4899
		H +, V -	1109	4899
		H -, V +	1062	4899
		H -, V -	1189	4899
	$S_s - 1 1$		969	4899
	$S_s - 1 2$		1018	4899
	$S_s - 1 3$		994	4899
	$S_s - 1 4$		870	4899
	$S_s - 2 1$		987	4899
	$S_s - 2 2$		1061	4899
	$S_s - 3 1$	H +, V +	905	4899
		H -, V +	879	4899
②	$S_s - D 1$	H -, V +	1049	4899
③			1065	4899
④			1102	4899
⑤			1069	4899
⑥			1067	4899
③			$S_s - 2 2$	
④	$S_s - D 1$	H -, V -	1232	4899

- 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 (+1 σ) した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) 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 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 5.2-30 極限支持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		最大 接地圧 (kN/m ²)	極限 支持力度 (kN/m ²)
①	S _s -D 1	H+, V+	799	4863
		H+, V-	965	4863
		H-, V+	800	4863
		H-, V-	885	4863
	S _s -1 1		657	4863
	S _s -1 2		657	4863
	S _s -1 3		660	4863
	S _s -1 4		632	4863
	S _s -2 1		792	4863
	S _s -2 2		823	4863
	S _s -3 1	H+, V+	756	4863
		H-, V+	693	4863
	②			792
③			755	4863
④	S _s -D 1	H+, V+	654	4863
⑤			780	4863
⑥			776	4863
④			H-, V+	735

- 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

5.2.3 構造物の変形性に対する評価結果
変位量算出結果を表 5.2-31 に示す。

表 5.2-31 (1) 相対水平変位量 (δx) (NS-1)

検討ケース	地震動		貯留堰 (南側)			貯留堰 (北側)			
			δx			δx			
			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	$S_s - D 1$	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	
	$S_s - 1 1$		0.137	0.224	0.029	0.155	0.247	0.020	
	$S_s - 1 2$		0.135	0.226	0.119	0.249	0.393	0.093	
	$S_s - 1 3$		0.122	0.202	0.116	0.216	0.330	0.081	
	$S_s - 1 4$		0.110	0.160	0.052	0.104	0.162	0.028	
	$S_s - 2 1$		0.163	0.214	0.023	0.166	0.206	0.037	
	$S_s - 2 2$		0.157	0.209	0.022	0.195	0.262	0.019	
	$S_s - 3 1$	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	$S_s - D 1$	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
③			$S_s - 2 2$		0.157	0.210	0.029	0.205	0.283
④	$S_s - D 1$	H-, V-	0.313	0.381	0.006	0.228	0.414	0.044	
最大値			0.313	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 (+1 σ) した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) 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 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

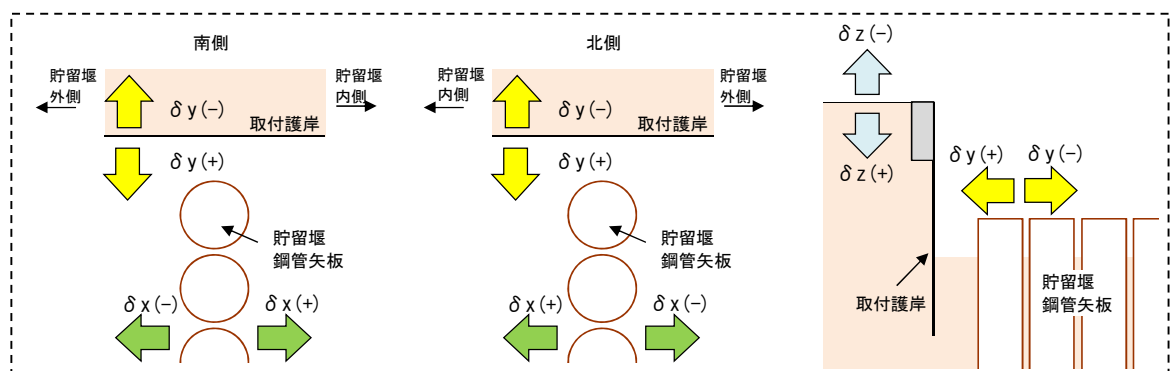


図 5.2-1 変位方向の定義 (再掲)

表 5.2-31 (2) 相対水平変位量 (δy) 及び相対鉛直変位量 (δz) (EW-1)

検討ケース	地震動		δy			δz		
			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	$S_s - D 1$	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
	$S_s - 1 1$		0.049	0.062	0.003	0.083	0.109	0.005
	$S_s - 1 2$		0.030	0.049	0.006	0.112	0.133	0.004
	$S_s - 1 3$		0.025	0.047	0.004	0.095	0.111	0.007
	$S_s - 1 4$		0.029	0.047	0.004	0.095	0.114	0.005
	$S_s - 2 1$		0.055	0.088	0.002	0.094	0.117	0.000
	$S_s - 2 2$		0.063	0.105	0.002	0.118	0.140	0.000
	$S_s - 3 1$	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	$S_s - D 1$	H-, V-	0.071	0.129	0.003	0.167	0.214	0.000
③			0.099	0.178	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			0.150	0.259	0.034	0.150	0.242	0.008
⑤			$S_s - D 1$	H+, V-	0.107	0.186	0.012	0.154
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 (+1 σ) した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) 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 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

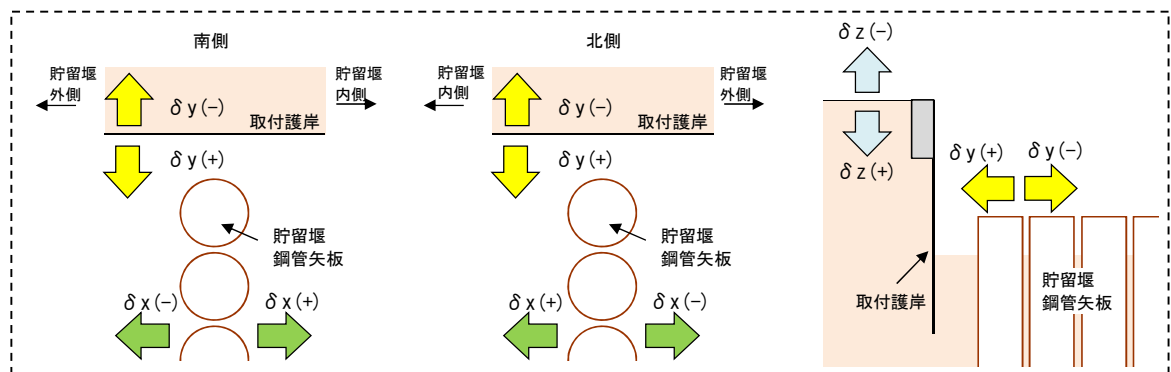


図 5.2-2 変位方向の定義 (再掲)

(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表 5.2-32 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。また、相対水平変位量 (δx 及び δy) が最大となる時刻における変位量の鉛直分布を図 5.2-4 に示す。

表 5.2-32 変位量算出結果 (最大相対変位)

変位方向		最大相対変位 (cm)	解析ケース
δx	(+)	46.7	③ $S_s - D 1$
	(-)	21.2	① $S_s - 3 1$
δy	(+)	25.9	⑤ $S_s - D 1$
	(-)	3.6	⑤ $S_s - D 1$
δz	(+)	25.9	③ $S_s - D 1$
	(-)	4.2	① $S_s - 3 1$

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
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) 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

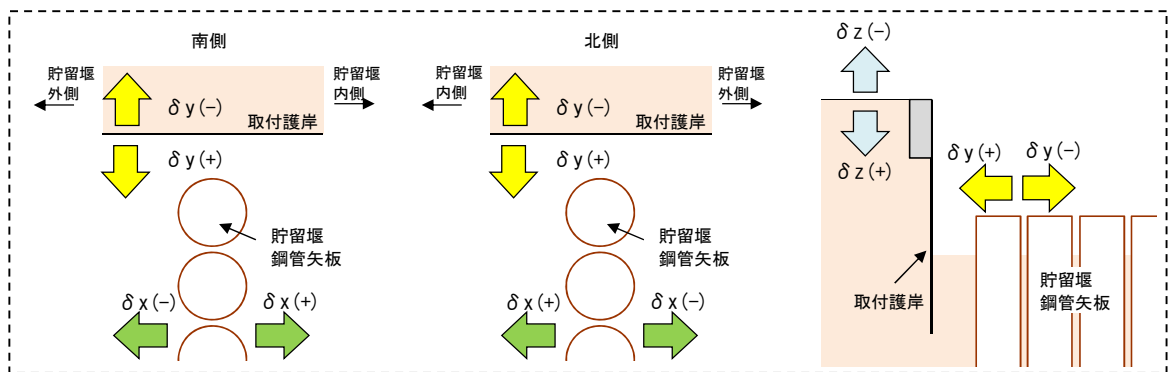
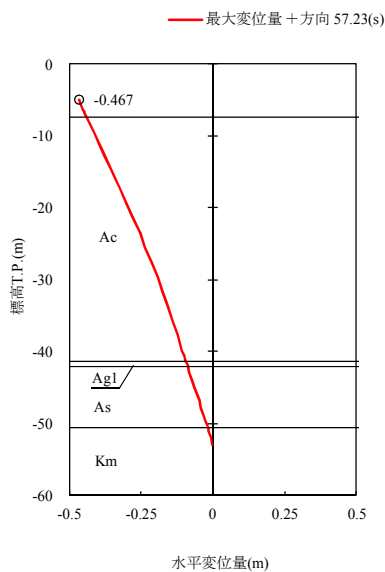


図 5.2-3 変位方向の定義 (再掲)

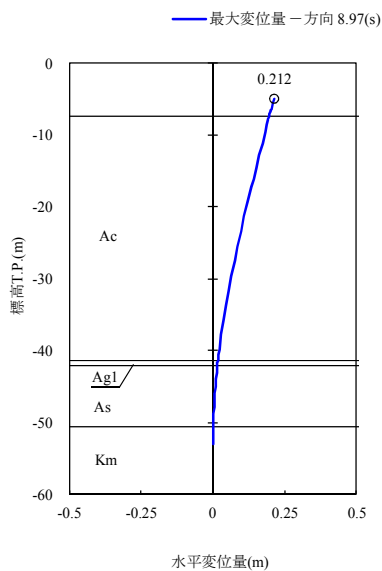
貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)

図 5.2-4 (1) 相対変位量 ($S_s - D1$ (H-, V+)) (相対変位量 δx (+))
(NS-1 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)

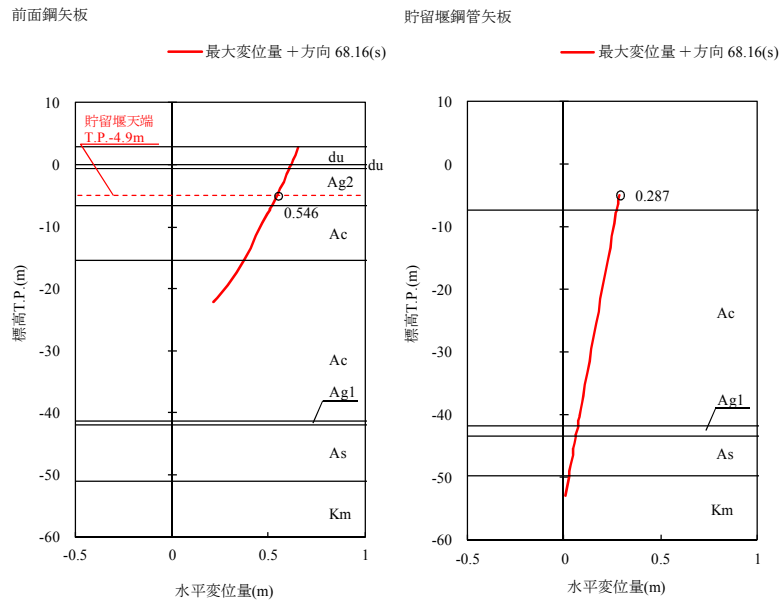
貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)

図 5.2-4 (2) 相対変位量 ($S_s - 31$ (H+, V+)) (相対変位量 δx (-))
(NS-1 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)

相対水平変位量 δy (+) : (a) 0.546 m - (b) 0.287 m = 0.259 m



(a) 貯留堰取付護岸 前面矢板 (b) 貯留堰鋼管矢板

図 5.2-4 (3) 相対変位量 ($S_s - D1$ (H-, V-)) (相対変位量 δy (+))
(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)

相対水平変位量 δy (-) : (a) -0.027 m - (b) 0.009 m = -0.036 m

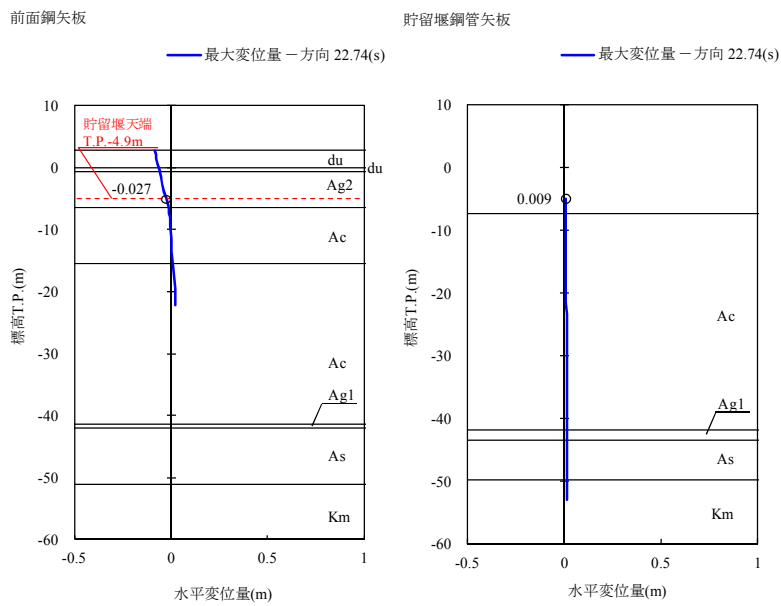


図 5.2-4 (4) 相対変位量 ($S_s - D1$ (H-, V-)) (相対変位量 δy (-))
(EW-1 検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

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。止水ゴムの変形性照査結果を表 5. 2-33 に示す。

表 5. 2-33 止水ゴムの変形性照査結果

	変位 (cm)					
	$\delta x(+, -)$		$\delta y(+, -)$		$\delta z(+, -)$	
	+	-	+	-	+	-
解析値	46.7	21.6	25.9	3.6	26.5	4.2
裕度	-	-	26.1	-	-	-
(※2) 設計用値	47.0	22.0	(※1) 52.0	4.0	27.0	5.0
オフセット距離 (cm)	(※3) 13.0		-		-	-
各成分の変位量 (cm)	(※4) 35.0		56.0		27.0	
合成変位量 (cm) (設計変位)	71.3					
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： $\delta x(+, -)$ について、合計変位量が多い本震時の+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。なお、オフセット距離は「6.8.1.1 貯留堰の耐震性についての計算書に関する補足資料」及び「6.8.1.2 貯留堰の強度計算書に関する補足資料」から決まる値を用いる。

・中間地点： $(47\text{cm}+22\text{cm}) \div 2=34.5\text{cm}$

・オフセット距離： $47\text{cm}-34.5\text{cm}=12.5\text{cm} \rightarrow 13\text{cm}$ （+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。

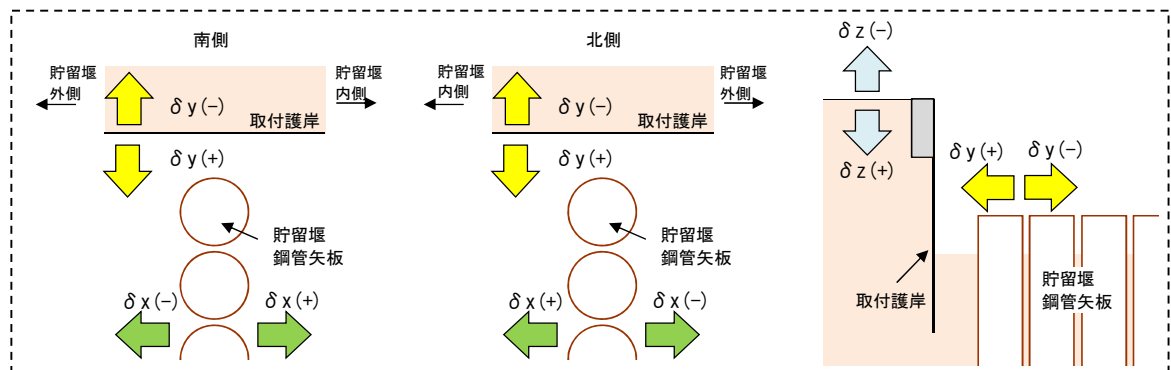


図 5. 2-5 変位方向の定義（再掲）

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の変形図を図 5.2-6 に示す。

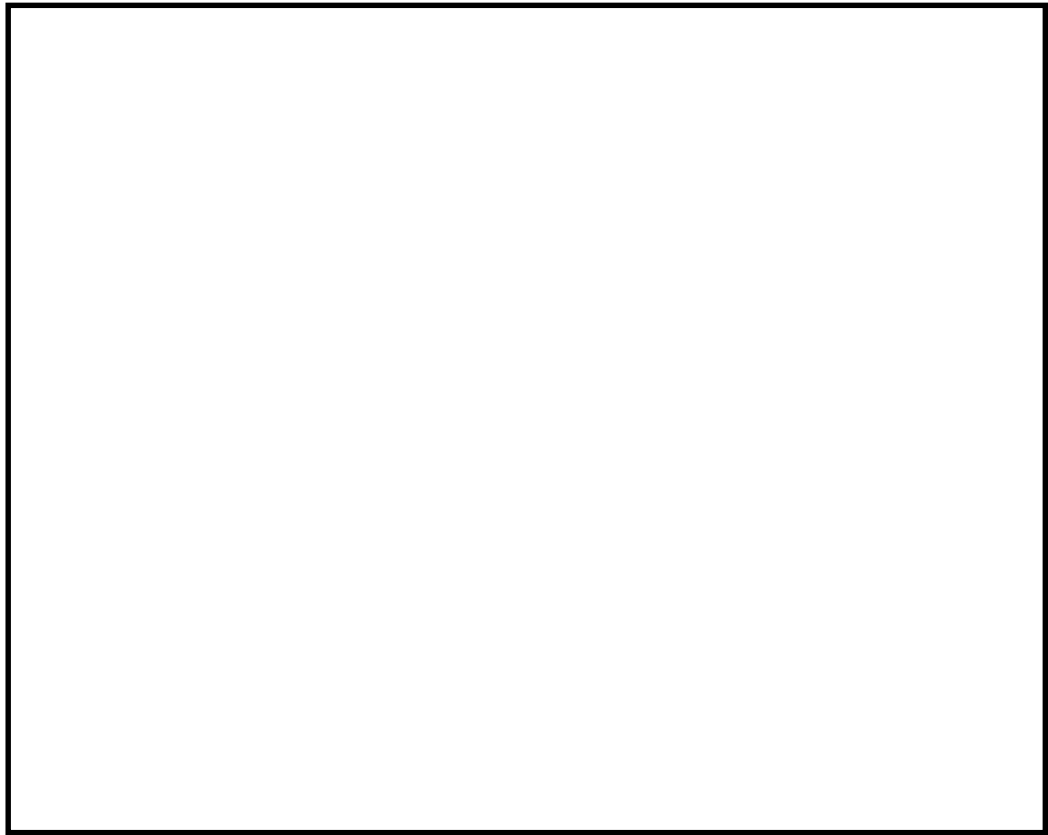


図 5.2-6 (1) 止水ゴムの設計変位 L_d 算出 ステップ①：初期状態

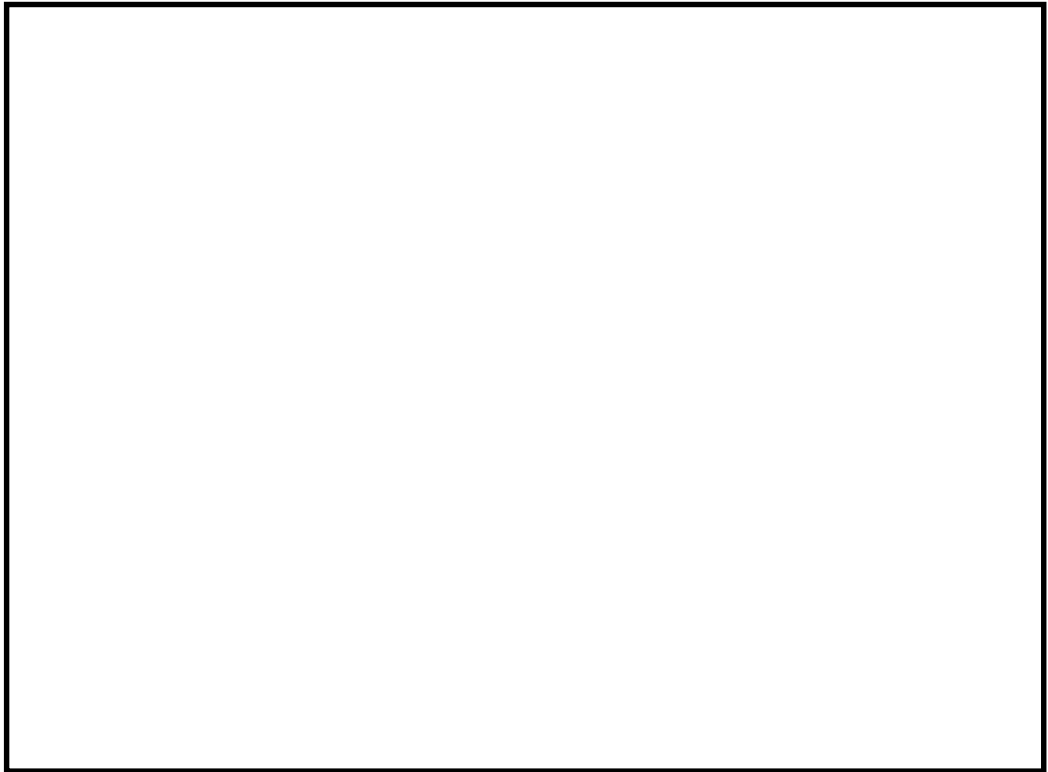


図 5.2-6 (2) 止水ゴムの設計変位 L_d 算出 ステップ②: X方向変位 -220 mm 状態

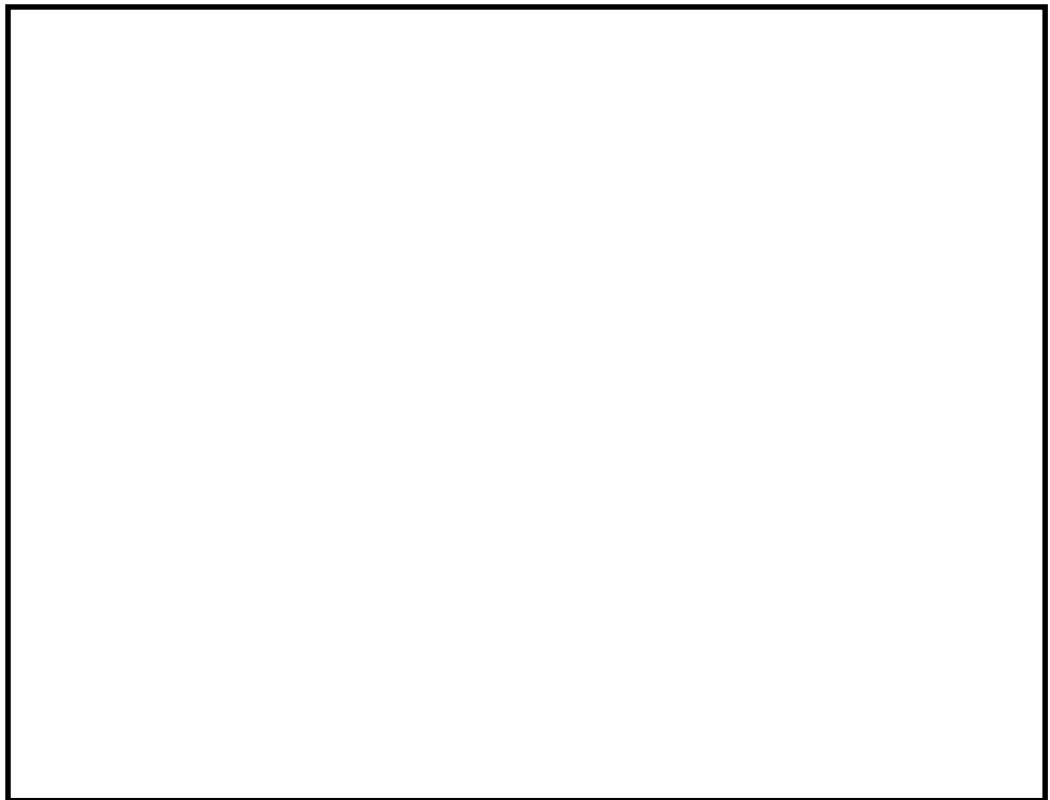
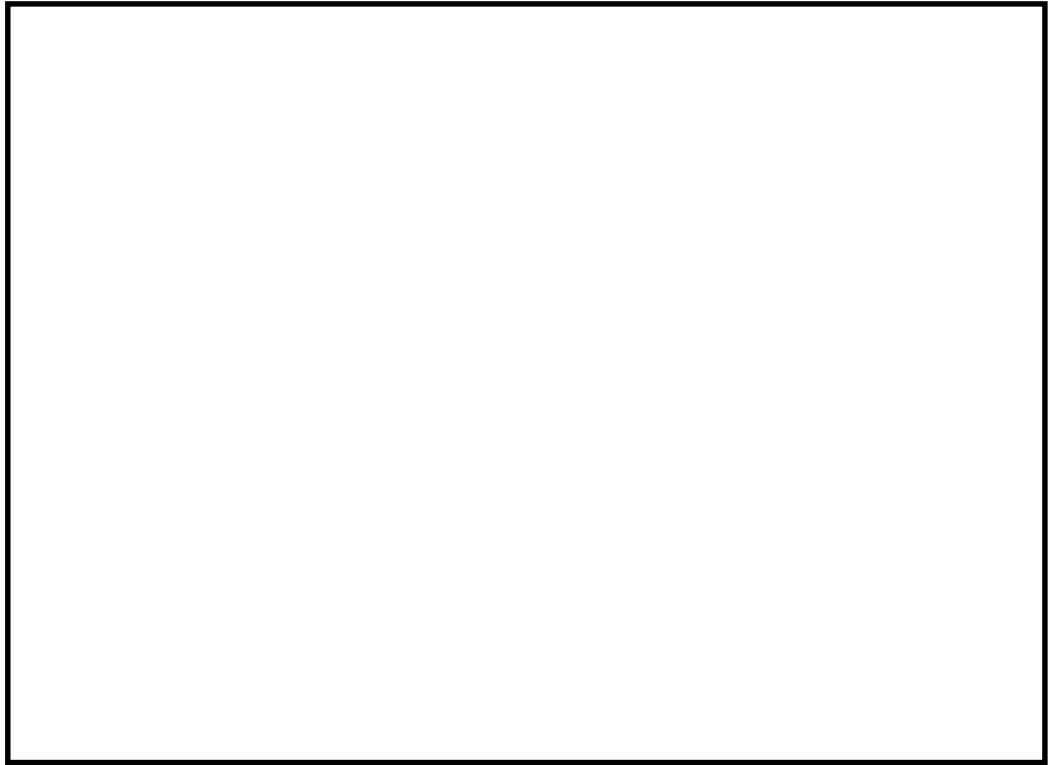
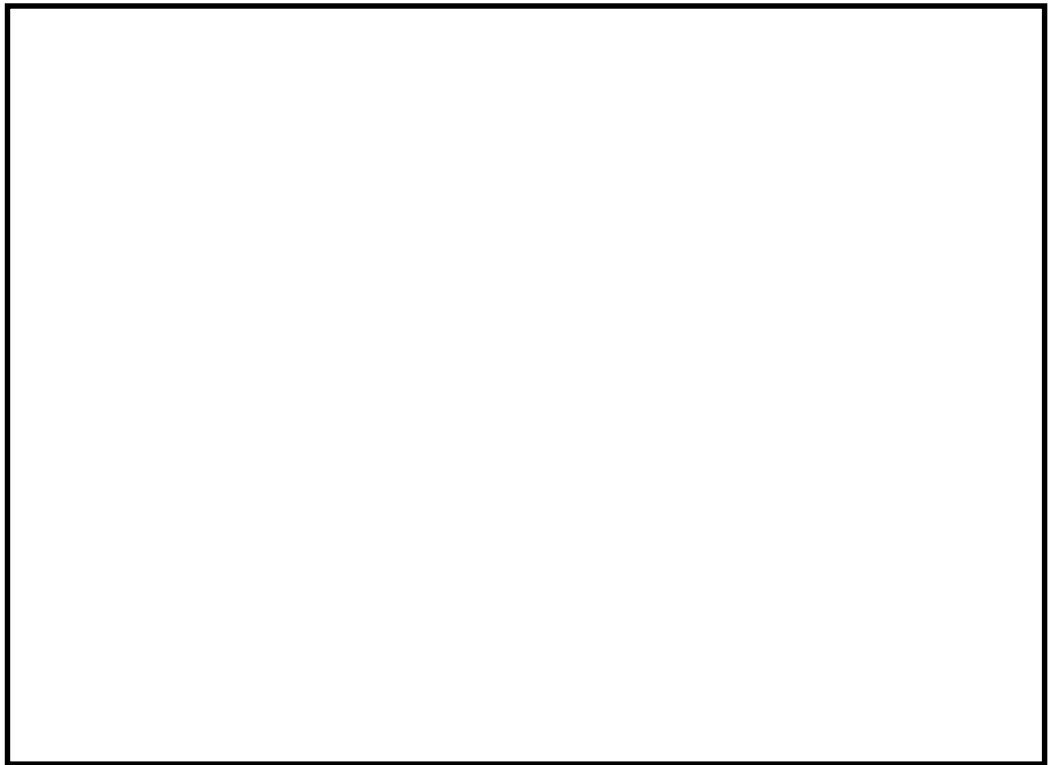


図 5.2-6 (3) 止水ゴムの設計変位 L_d 算出 ステップ③: Y方向変位 -40 mm 状態



(a) 平面図



(b) 断面図

図 5.2-6 (4) 止水ゴムの設計変位 L_d 算出 ステップ④: Z 方向変位 +260 mm 状態

(2) 鋼材同士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同士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、表 5.2-32 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、表 5.2-33 に示す $\delta x(+, -)$ 及び $\delta y(+)$ とする。

鋼材同士の離隔距離に関する変形性評価結果を表 5.2-34 に示す。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においても、鋼材同士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。

表 5.2-34 鋼材同士の離隔距離に関する変形性評価結果

方向	① 変位量 (解析値)	② 初期離隔距離	③ 最終離隔距離 ※
$\delta y(+)$	25.9 cm	52.0 cm	26.1 cm
$\delta x(+)$	46.7 cm	62.0 cm	15.3 cm
$\delta x(-)$	21.2 cm	36.0 cm	14.8 cm

※ ③最終離隔距離 = ②初期離隔距離 - ①変位量

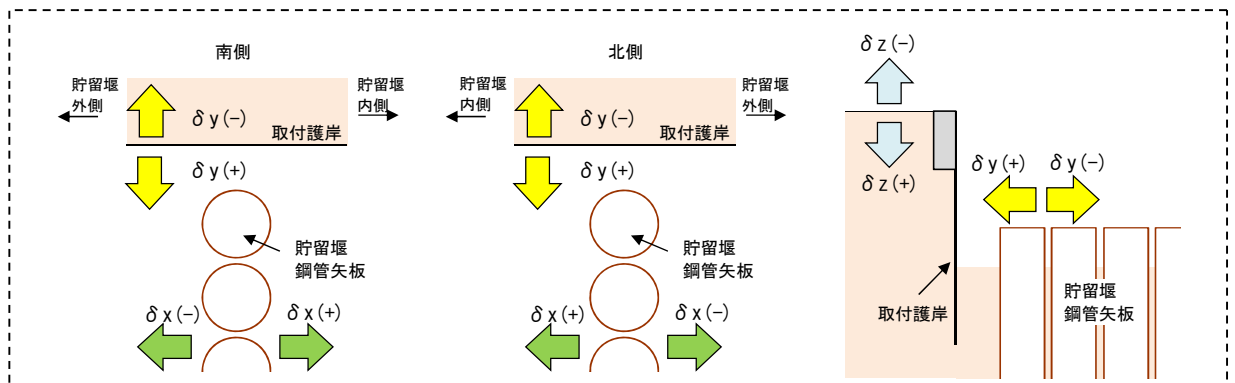


図 5.2-7 変位方向の定義 (再掲)

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初期状態の変形図を図 5.2-8 に、最終状態の変形図を図 5.2-9 に示す。

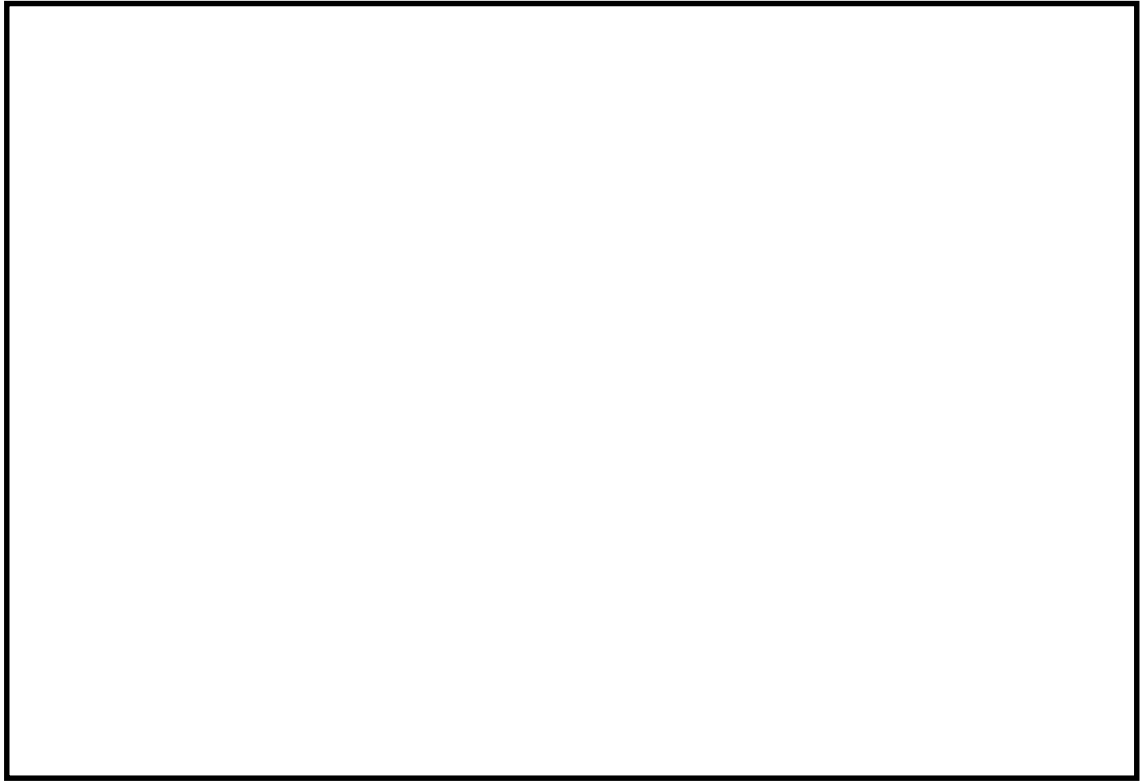


図 5.2-8 鋼材同士が近づく側に相対変位した場合の変形図（初期状態）



図 5.2-9 (1) 鋼材同士が近づく側に相対変位した場合の変形図
(Y方向変位 +259 mm かつ X方向変位 +467 mm 状態)



図 5.2-9 (2) 鋼材同士が近づく側に相対変位した場合の変形図
(Y方向変位 +259 mm かつ X方向変位 -212 mm 状態)

5.3 まとめ

貯留堰について、基準地震動 S_s による地震力に対し、構造部材の発生応力及び接地圧、並びに変形量が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、貯留堰は、基準地震動 S_s による地震力に対して、要求機能を維持できる。

貯留堰の耐震計算書に関する参考資料

(参考1) 減衰定数の設定について

地震応答解析における減衰定数については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。Rayleigh 減衰の設定は、地盤の低次のモードの変形が特に支配的となる地中埋設構造物のような地盤及び構造系全体に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮し、かつ、振動モードの影響が全体系に占める割合の観点から、刺激係数に着目し行う。

固有値解析による刺激係数及びモード図を図 1-1 に示す。また、設定した Rayleigh 減衰を図 1-2 に示す。

1 次の基準モードについては、地盤及び構造系全体がせん断変形しているモードを選定している。

構造物の 1 次モードについては、刺激係数を勘案し構造系がせん断変形しているモードに着目することにより選定している。

なお、初期減衰定数は、地盤については 1%（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。そのため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1%を採用している。）とする。また、線形材料としてモデル化する鋼材については 3%（道路橋示方書（V耐震設計編）同解説（平成 14 年 3 月））とする。

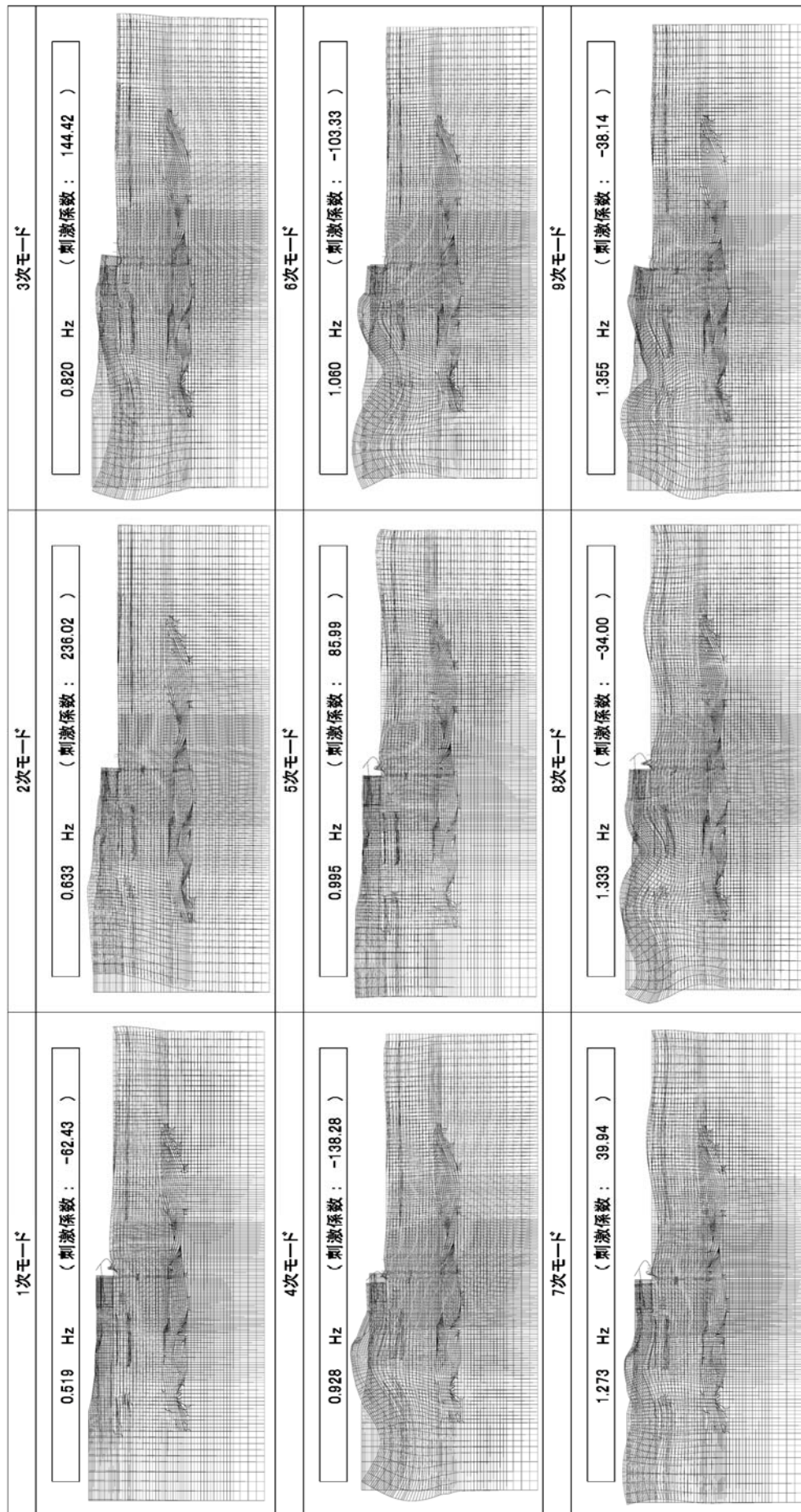


図 1-1 (1) 貯留堰の固有値解析結果
(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

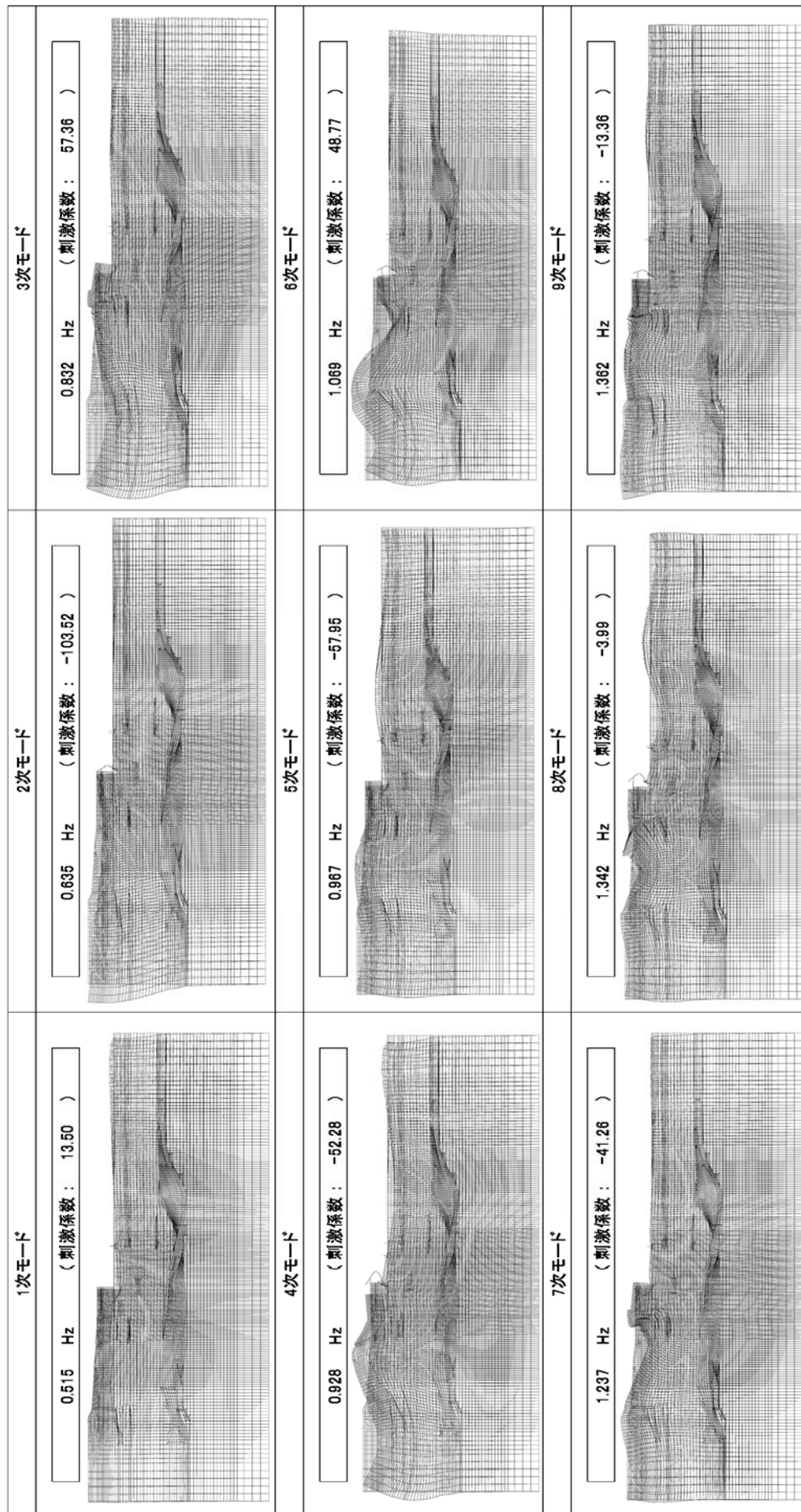


図 1-1 (2) 貯留堰の固有値解析結果
(EW-2 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

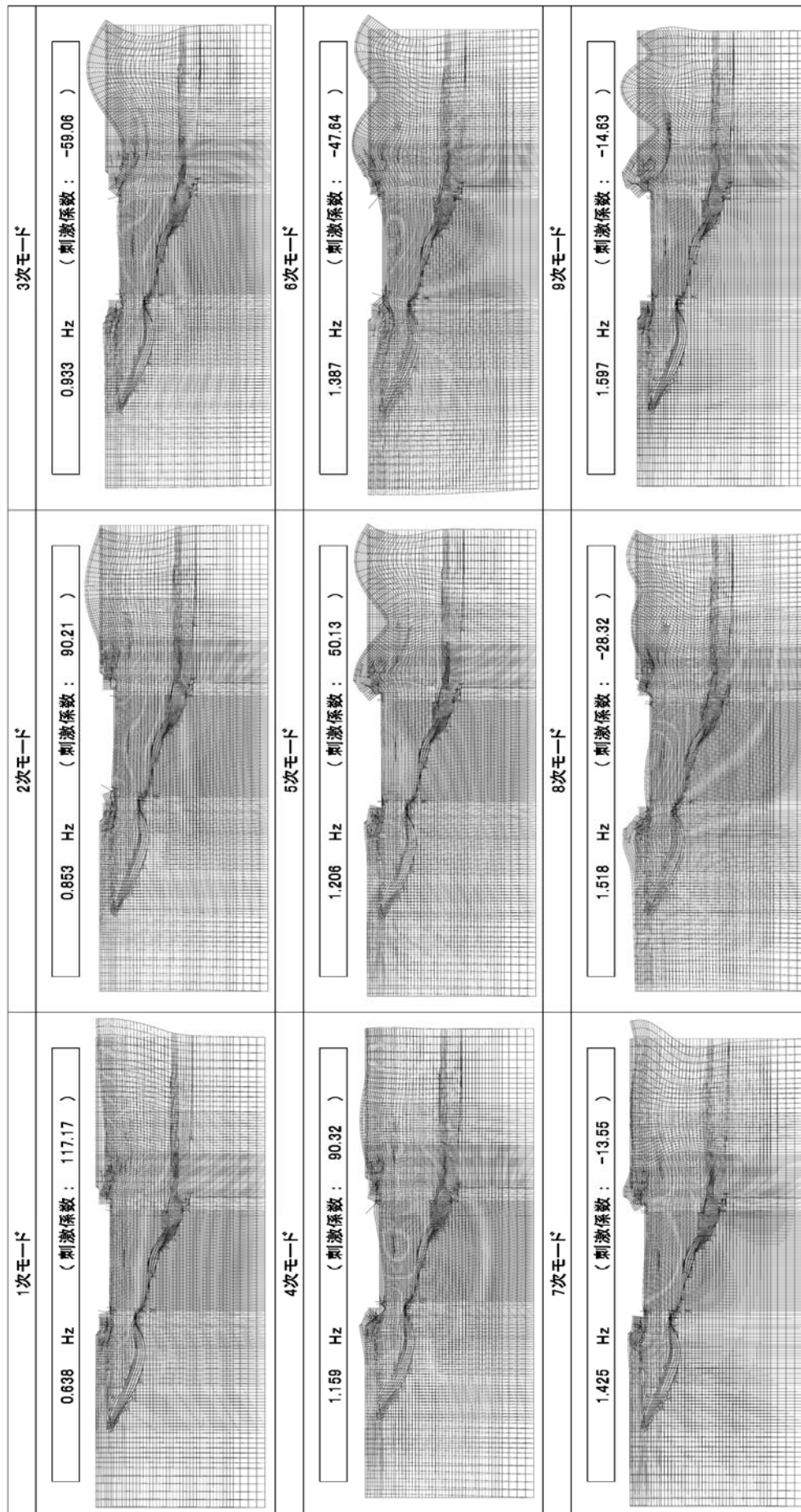


図 1-1 (3) 貯留堰の固有値解析結果
(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

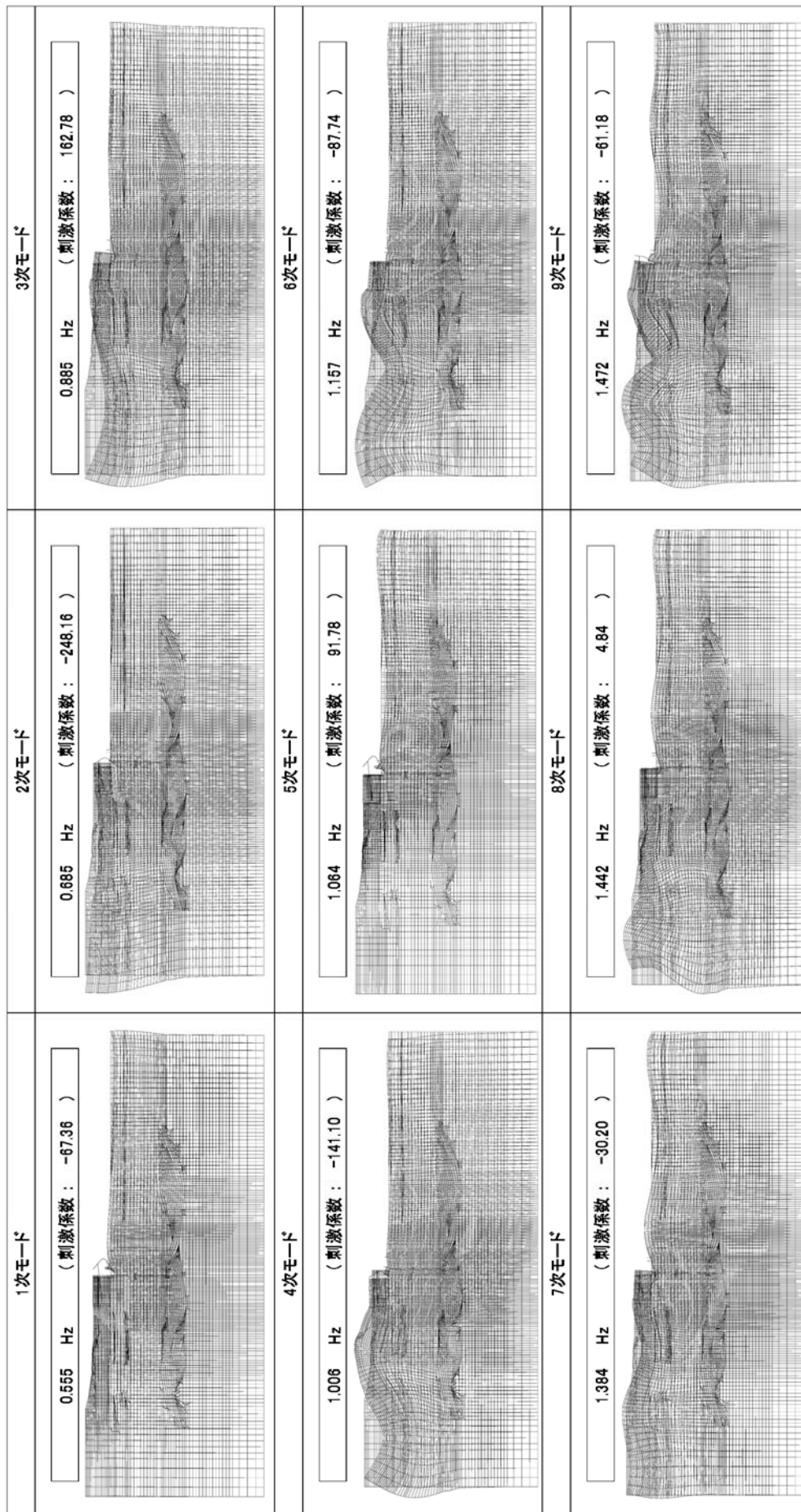


図 1-1 (4) 貯留堰の固有値解析結果
(EW-1 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

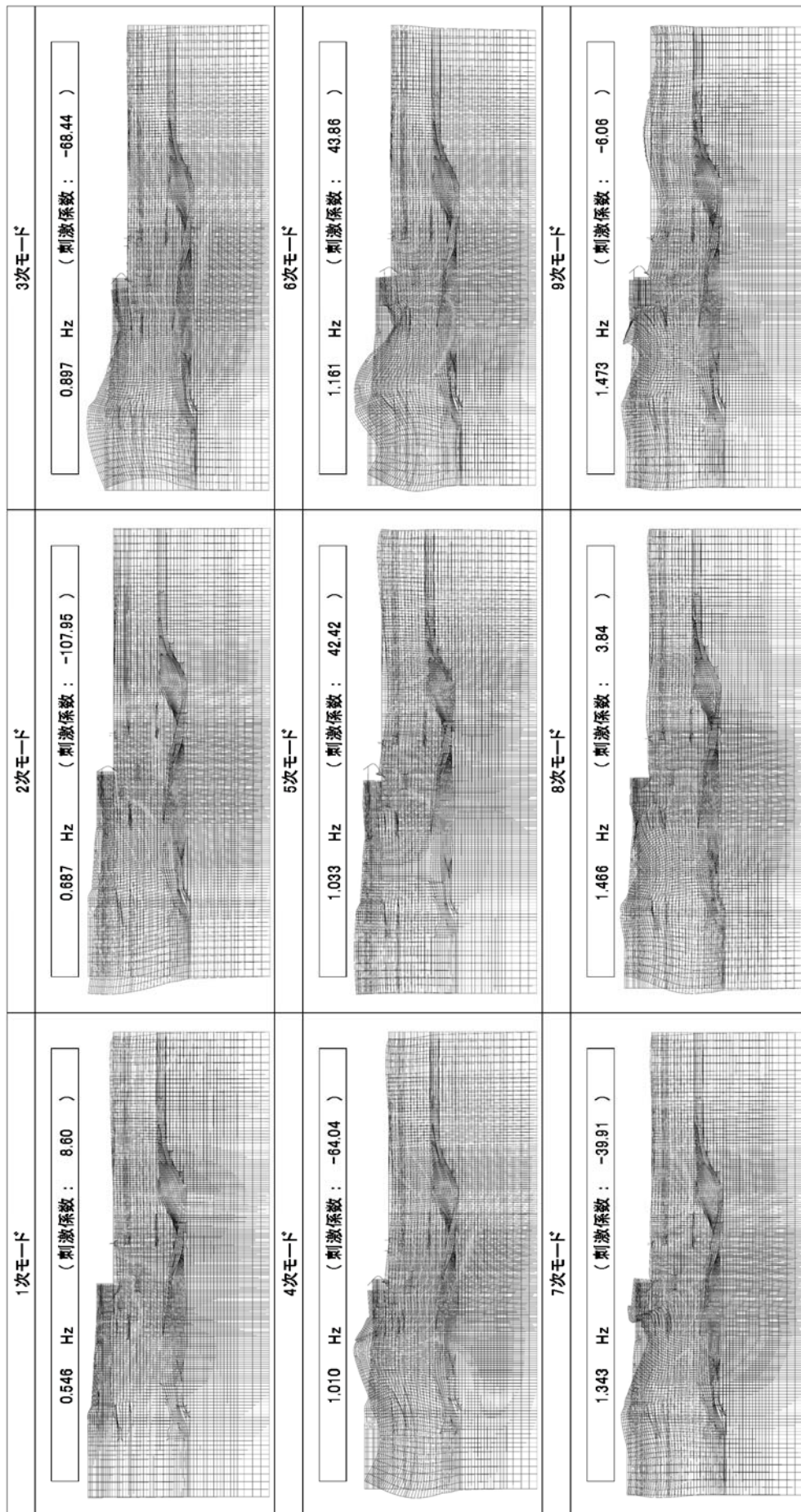


図 1-1 (5) 貯留堰の固有値解析結果
(EW-2 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

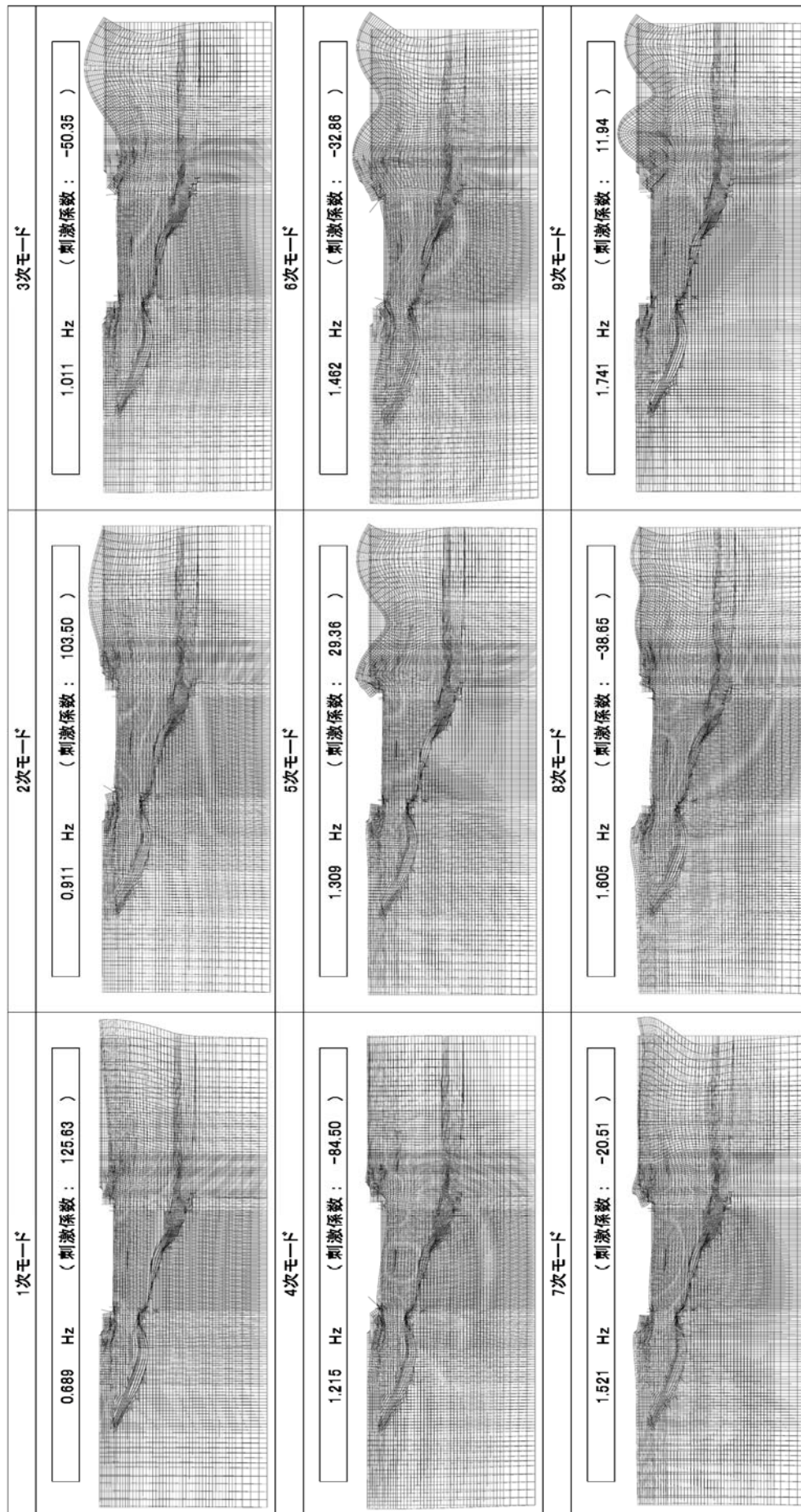


図 1-1 (6) 貯留堰の固有値解析結果
(NS-1 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

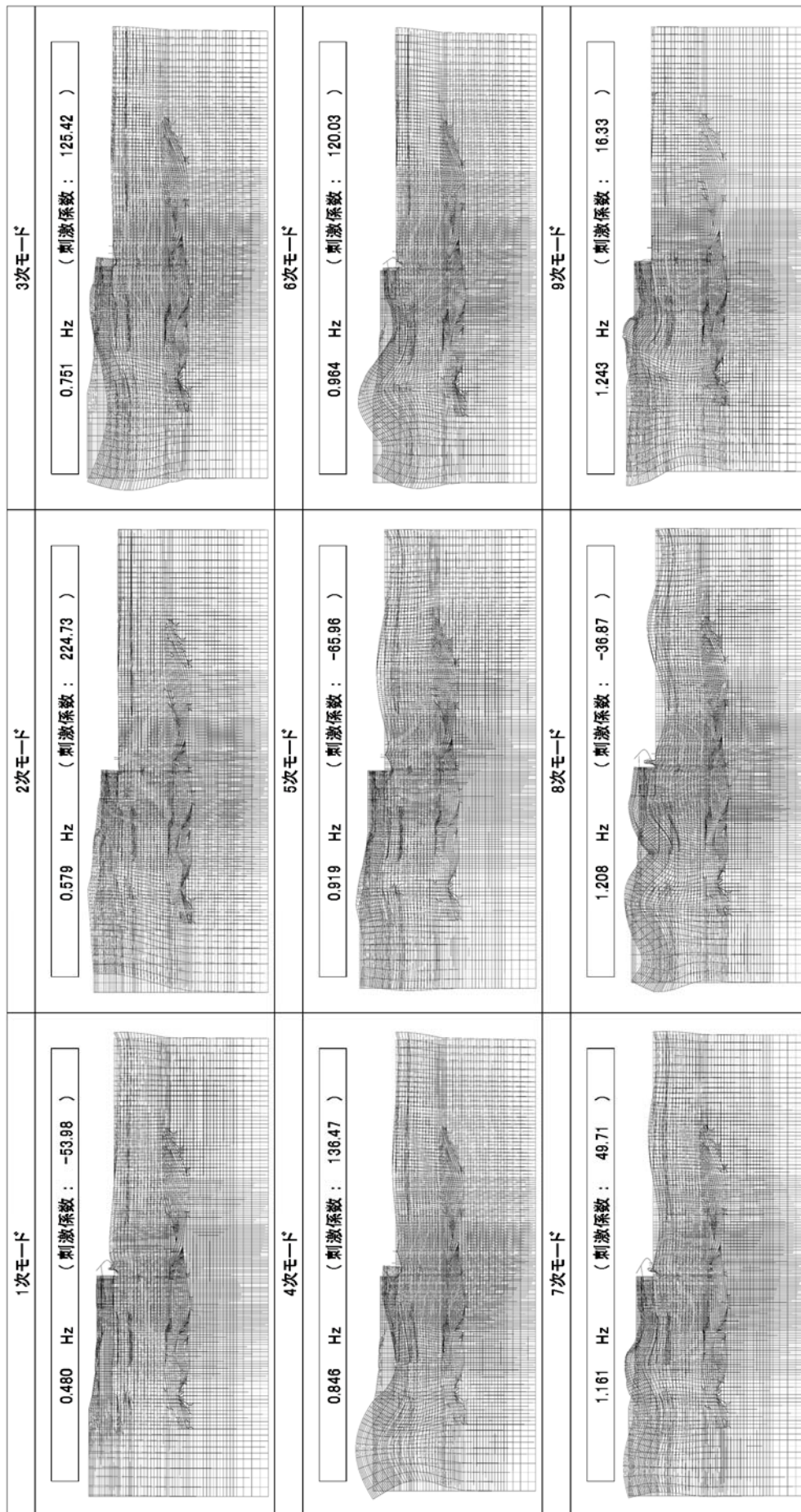


図 1-1 (7) 貯留堰の固有値解析結果
(EW-1 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

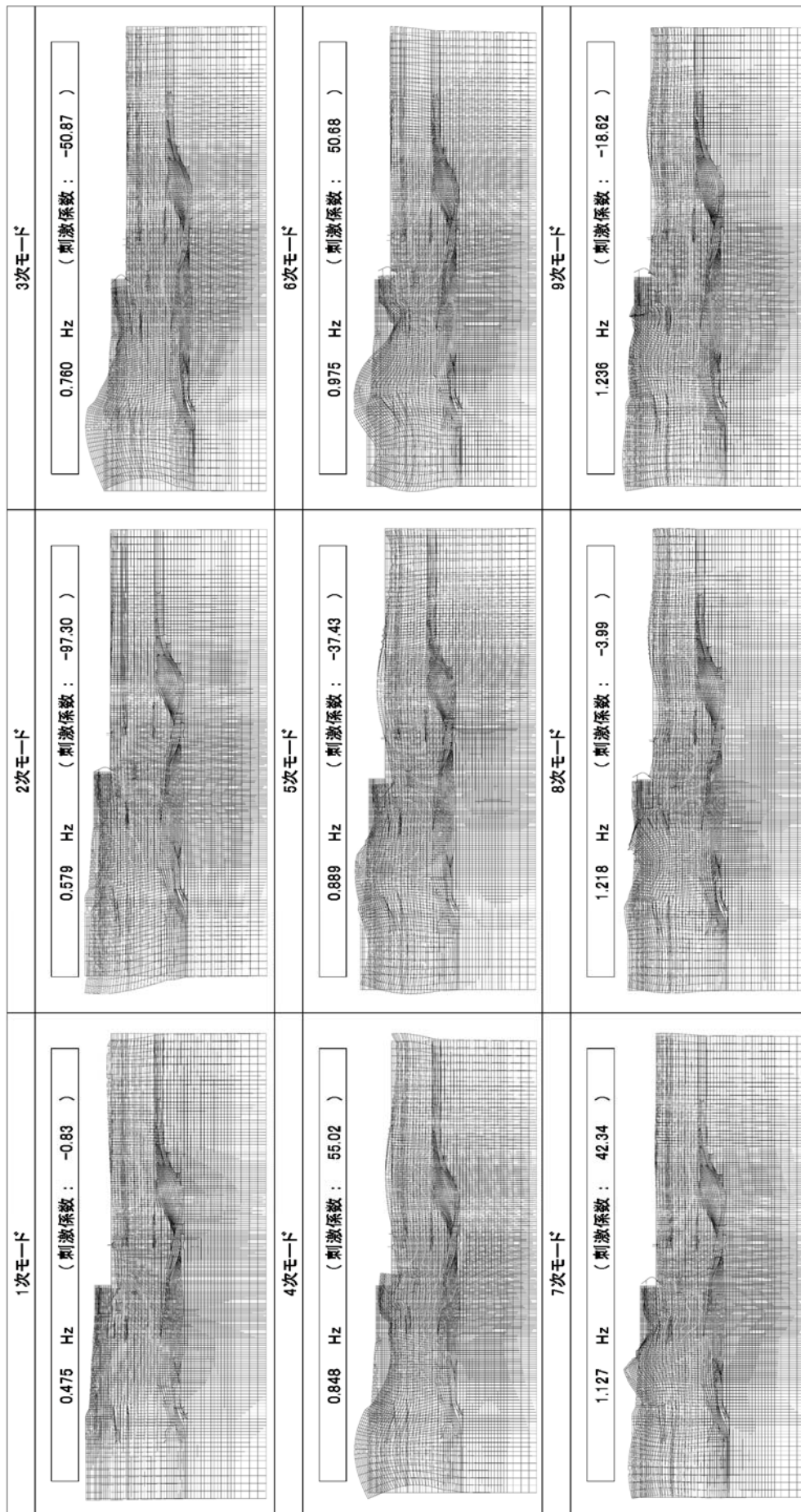


図 1-1 (8) 貯留堰の固有値解析結果
(EW-2 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

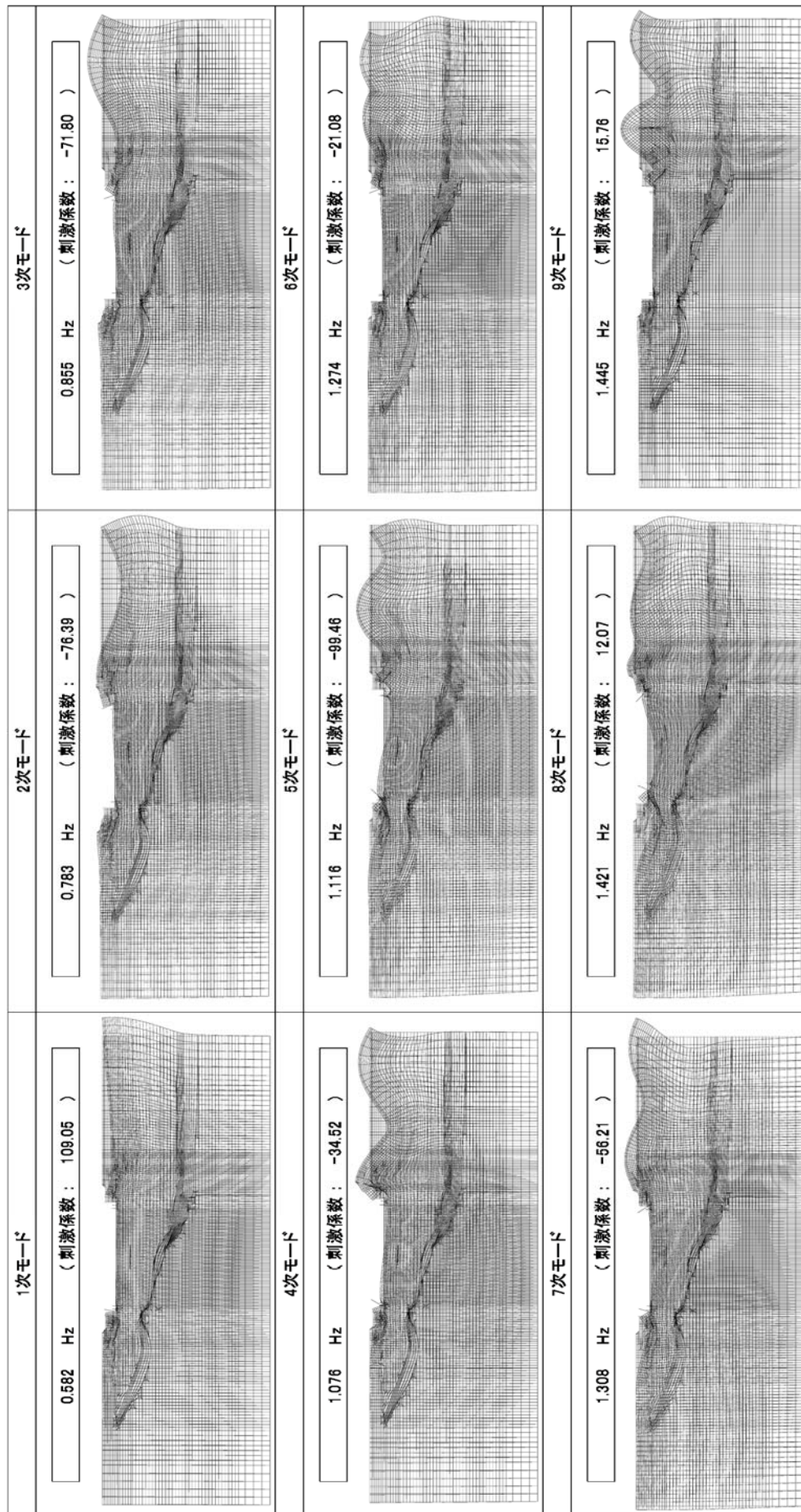


図 1-1 (9) 貯留堰の固有値解析結果
 (NS-1 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

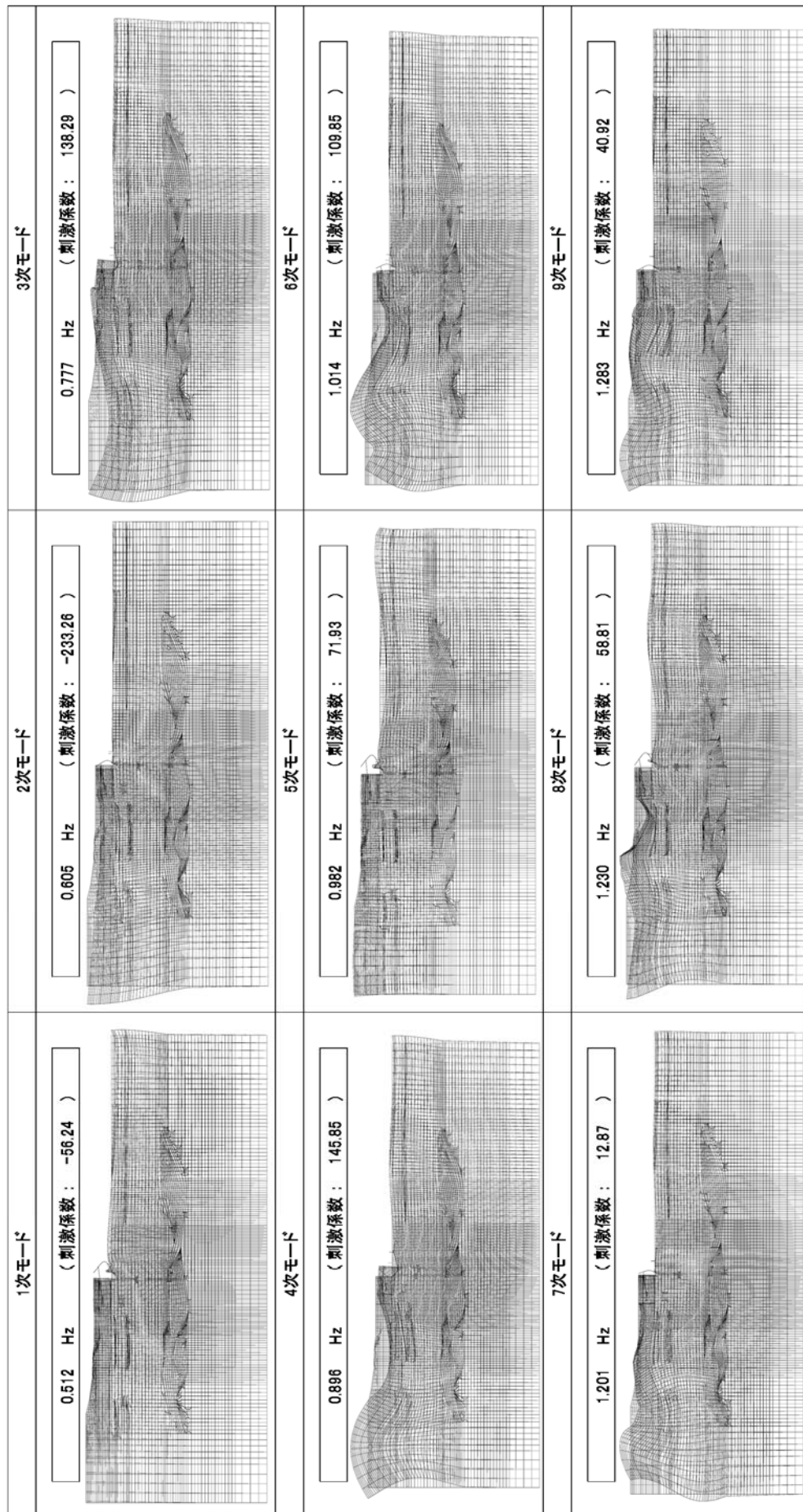


図 1-1 (10) 貯留堰の固有値解析結果
 (EW-1 検討ケース④：敷地に存在しない、豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

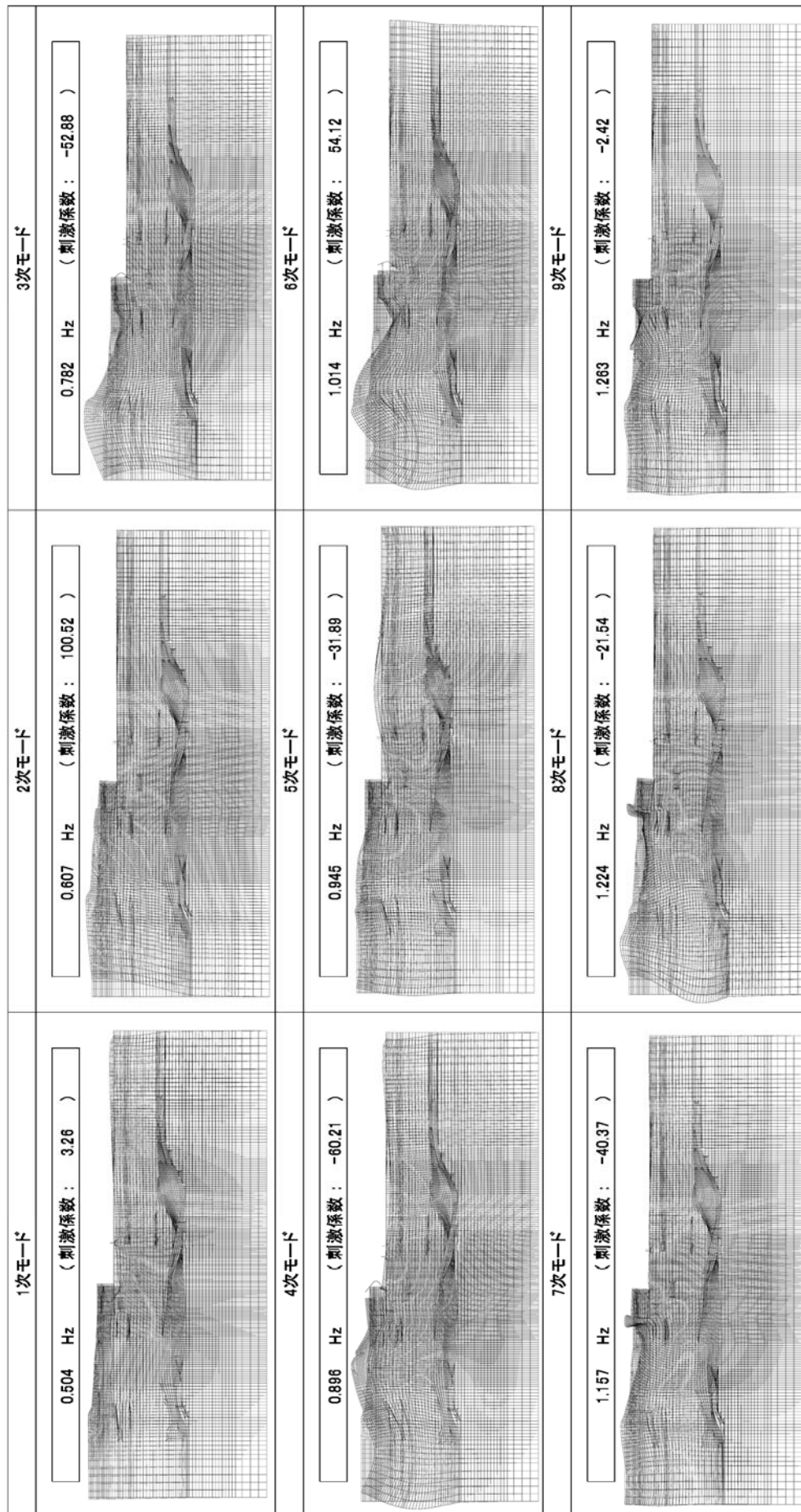


図 1-1 (11) 貯留堰の固有値解析結果
 (EW-2 検討ケース④：敷地に存在しない、豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

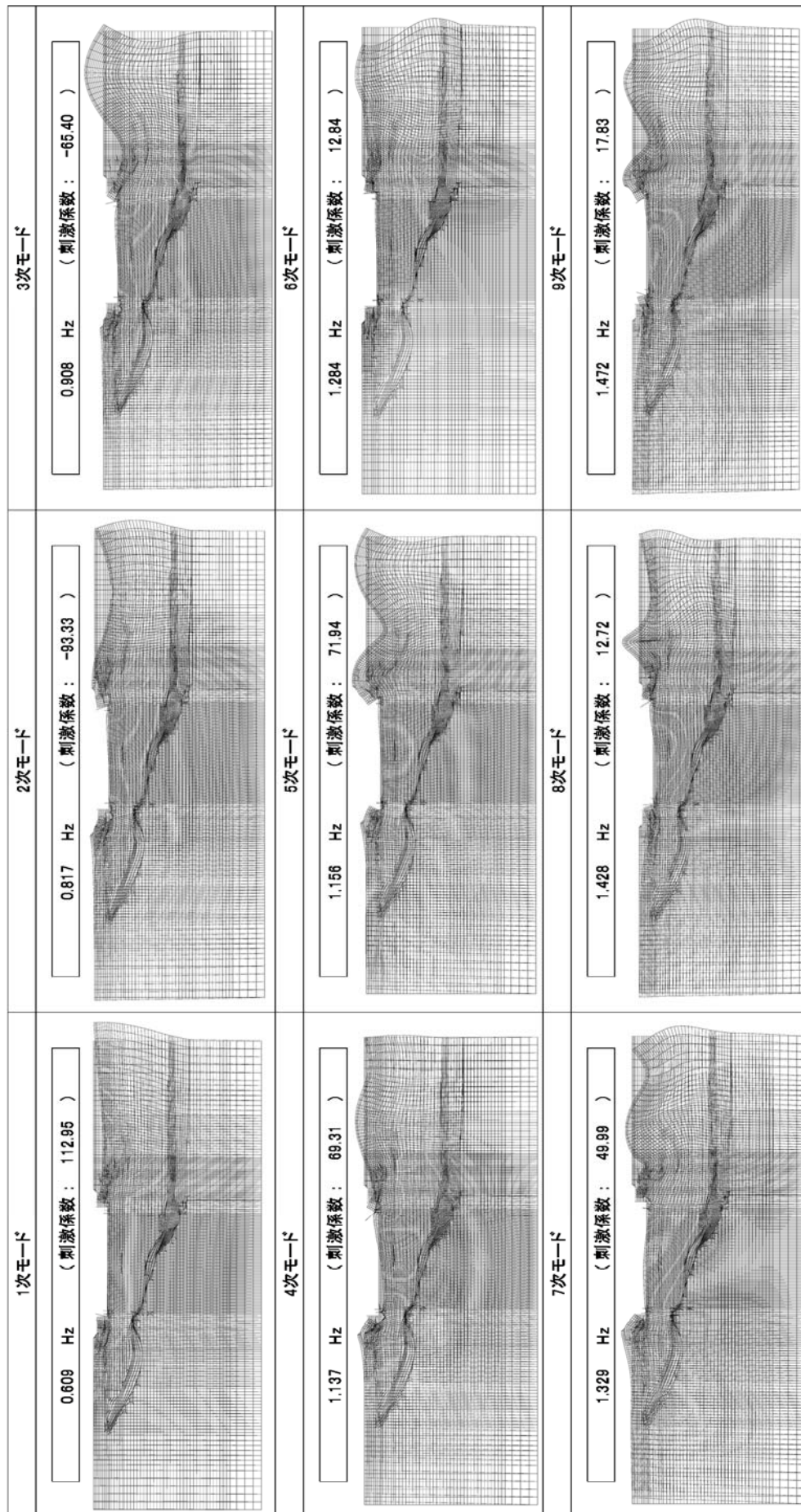


図 1-1 (12) 貯留堰の固有値解析結果

(NS-1 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)

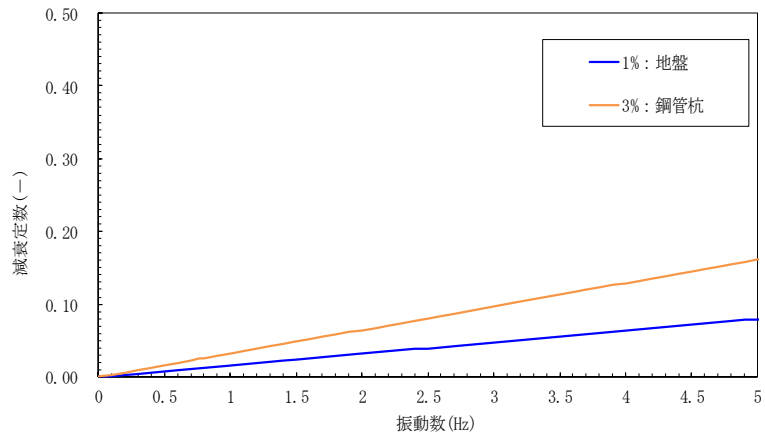


図 1-2 (1) 設定した Rayleigh 減衰

(EW-1 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)

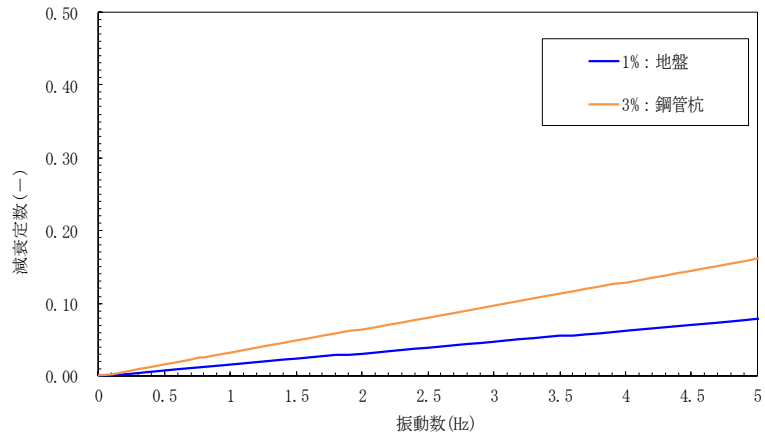


図 1-2 (2) 設定した Rayleigh 減衰

(EW-2 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)

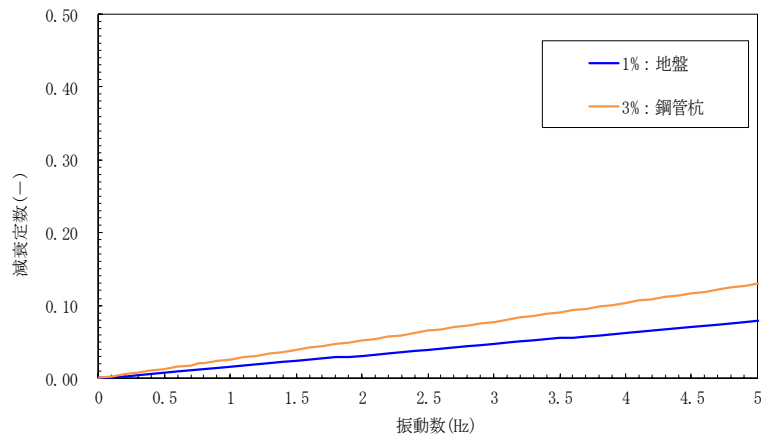


図 1-2 (3) 設定した Rayleigh 減衰

(NS-1 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)

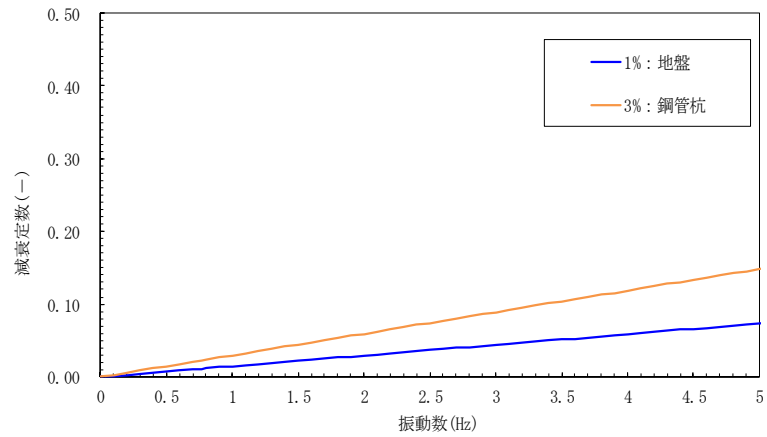


図 1-2 (4) 設定した Rayleigh 減衰

(EW-1 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)

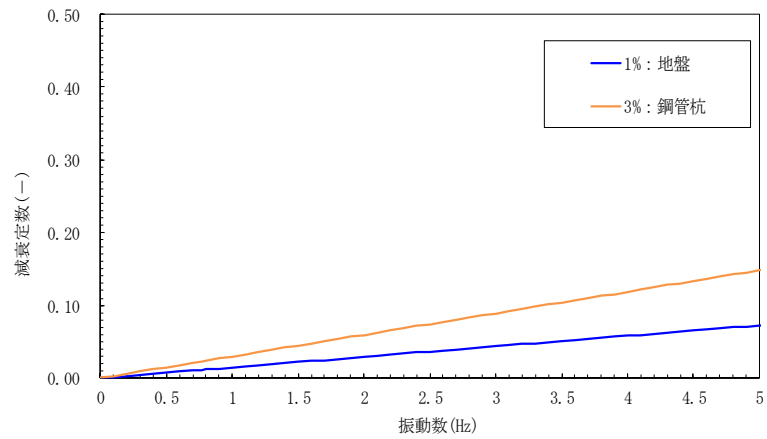


図 1-2 (5) 設定した Rayleigh 減衰

(EW-2 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)

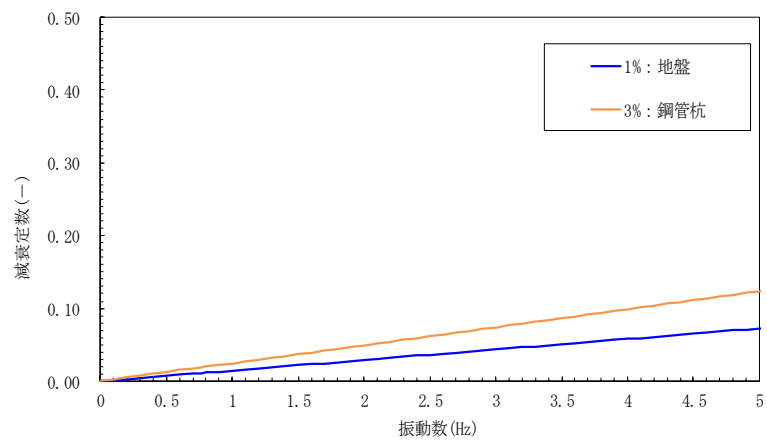


図 1-2 (6) 設定した Rayleigh 減衰

(NS-1 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)

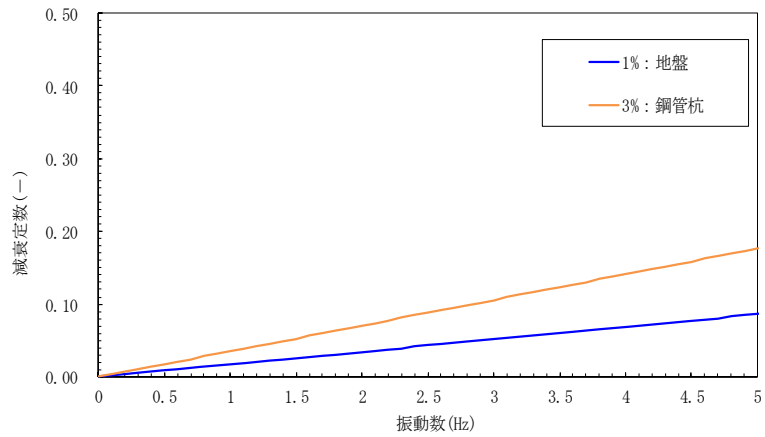


図 1-2 (7) 設定した Rayleigh 減衰

(EW-1 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)

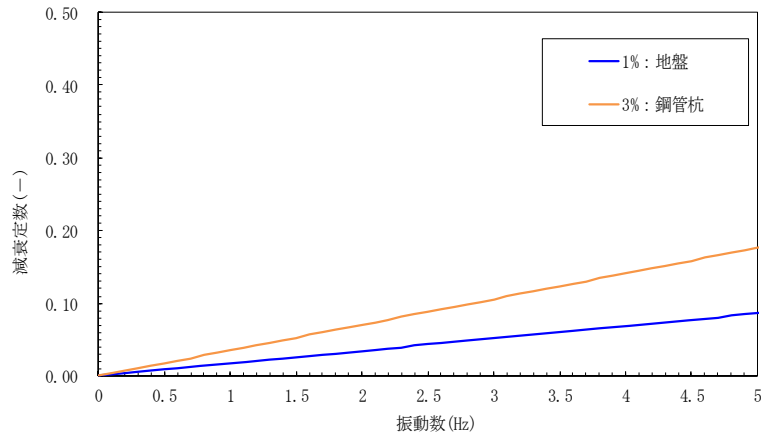


図 1-2 (8) 設定した Rayleigh 減衰

(EW-2 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)

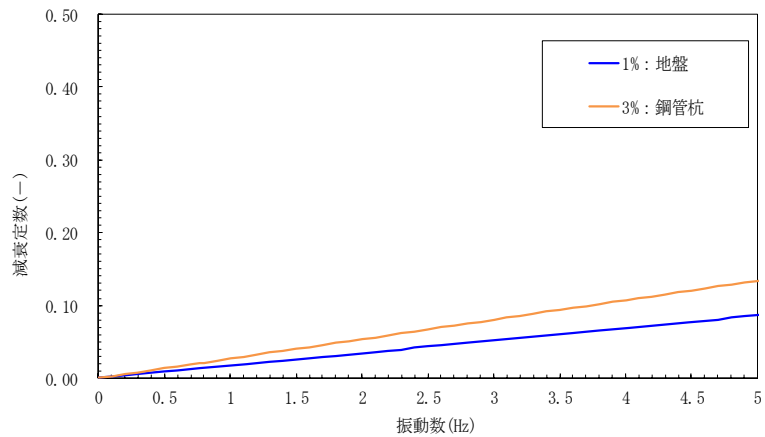


図 1-2 (9) 設定した Rayleigh 減衰

(NS-1 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)

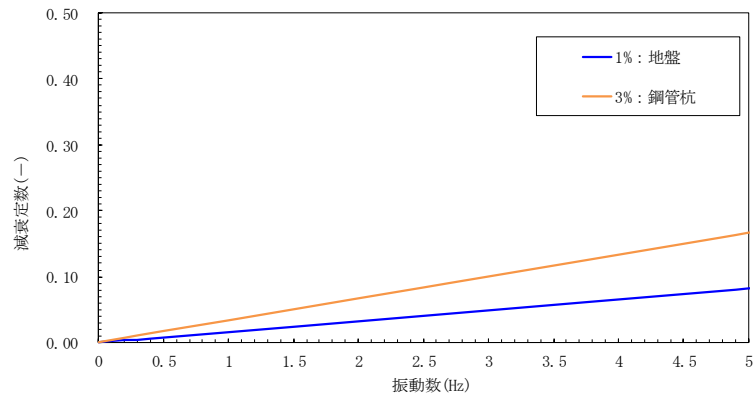


図 1-2 (10) 設定した Rayleigh 減衰

(EW-1 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)

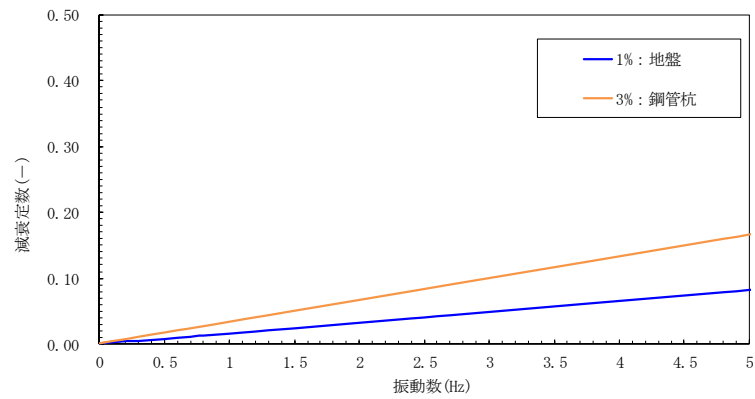


図 1-2 (11) 設定した Rayleigh 減衰

(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)

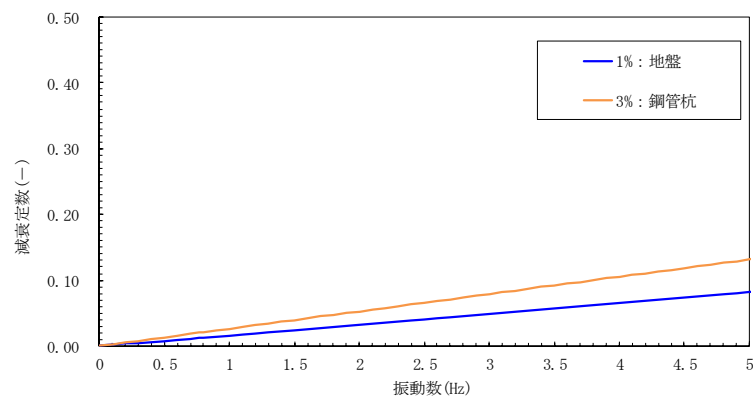


図 1-2 (12) 設定した Rayleigh 減衰

(NS-1 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)

(参考2) 鋼管矢板継手部の健全性について

1. 検討概要

貯留堰を構成する鋼管矢板については、鋼管杭本体の健全性のみならず、継手部の健全性も確保する必要がある。

本検討では、基準地震動 S_s による地震力、津波波力、衝突荷重及び土圧が作用した場合においても、継手部の健全性が確保されることを確認する。継手部の健全性は、せん断応力、軸方向応力及び曲げ応力が許容限界以下であることを確認する。

2. せん断応力及び軸方向応力について

2.1 検討方法

継手部に対してせん断力及び軸方向力が保守的に作用するように、荷重を作用させる鋼管の両端の鋼管が固定された条件を仮定し、継手鋼材及び溶接部に対してせん断応力度照査及び軸方向応力度照査を実施する。検討イメージを図1に示す。

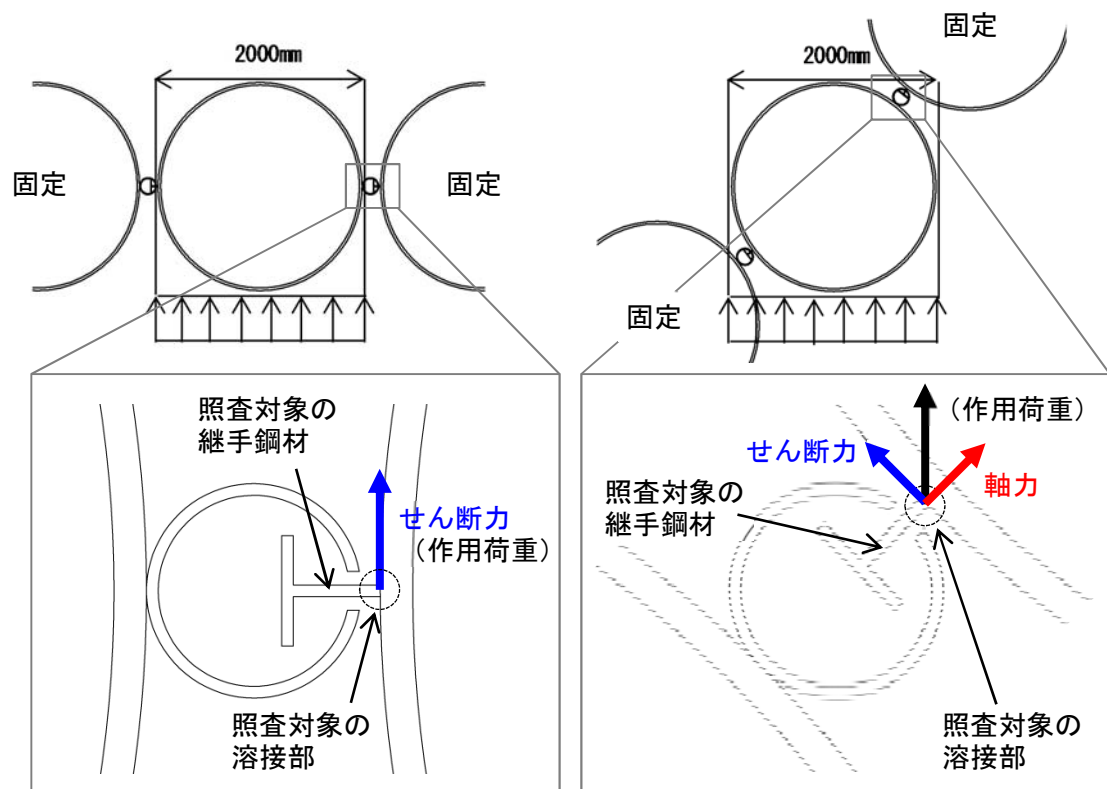


図1 検討イメージ (左：直線部，右：隅角部)

2.2 検討ケース

水中部については，①本震時に作用する地震力（慣性力及び動水圧），②津波時に作用する津波波力及び漂流物荷重，③重畳時に作用する津波波力及び地震力（慣性力及び動水圧）を作用荷重として考慮する。

土中部については，2次元有効応力解析 FLIP から求められる地震時の構造物側方に作用する動土圧と，鋼管矢板が変形することによって作用する受働土圧のうち，大きい値であることを確認した受働土圧を作用荷重として考慮する。

検討ケース及び荷重作用図を表 1 に示す。表 1 に示す分布荷重（kN/m）は，継手を含む鋼管 1 本（幅 2.18 m）あたりに作用する分布荷重である。この分布荷重のうち，最も発生せん断力及び発生軸力が大きくなる位置での荷重の合計値を用いて照査を実施する。

表1 検討ケース及び作用荷重

水中部	① 地震時		荷重の合計値 106.3 kN/m
	② 津波時		荷重の合計値 952.8 kN/m (採用)
	③ 重畳時		荷重の合計値 288.4 kN/m
土中部	④ 土中部 (共通)		荷重の合計値 444.7 kN/m ※

※ FLIP から求められる構造物側方に作用する最大動土圧 : 100.0 kN/m (S_s-D1++, ⑥ : V_s+1σ非液状化)

2.3 せん断力及び軸力の算定

継手に生じるせん断力及び軸力の算定方法を以下に示す。なお、鋼管矢板が受ける荷重は 2 か所の継手で分担するものとする。

(1) せん断力の算定方法

$$S = P_1 / 2$$

$$P_1 = P \times \cos \theta$$

ここに、

S : せん断力 (kN/m)

P_1 : 継手軸直角方向の荷重成分 (kN/m)

P : 荷重の合計値 (kN/m)

θ : 継手の取付角度 (°)

(2) 軸力 (軸方向圧縮力及び軸方向引張力) の算定方法

$$N = P_2 / 2$$

$$P_2 = P \times \sin \theta$$

ここに、

N : 軸力 (軸方向圧縮力及び軸方向引張力) (kN/m)

P_2 : 継手軸方向の荷重成分 (kN/m)

P : 荷重の合計値 (kN/m)

θ : 継手の取付角度 (°)

(3) せん断力及び軸力の算定結果

荷重の合計値が最大となる「②水中部・津波時」の荷重に対して、各継手に生じるせん断力及び軸力を算定した。せん断力及び軸力の算定結果を表 2 に示す。隅角部の算定に用いた継手の取付角度を図 2 に示す。

表 2 せん断力及び軸力の算定結果

項目	作用荷重 P kN/m	取付角度 θ °	継手軸直角方向 の荷重成分	継手軸方向の 荷重成分	せん断力	軸力	
			P_1 kN/m	P_2 kN/m	S kN/m	N kN/m	
直線部							
	継手①	952.8	0.0	952.8	0.0	476.4	0.0
隅角部	継手②	952.8	7.5	944.6	124.4	472.3	62.2
	継手③	952.8	22.5	880.3	364.6	440.2	182.3
	継手④	952.8	37.5	755.9	580.0	378.0	290.0
	継手⑤	952.8	52.5	580.0	755.9	290.0	378.0
	継手⑥	952.8	67.5	364.6	880.3	182.3	440.2
	継手⑦	952.8	82.5	124.4	944.6	62.2	472.3
	継手⑧	952.8	90.0	0.0	952.8	0.0	476.4

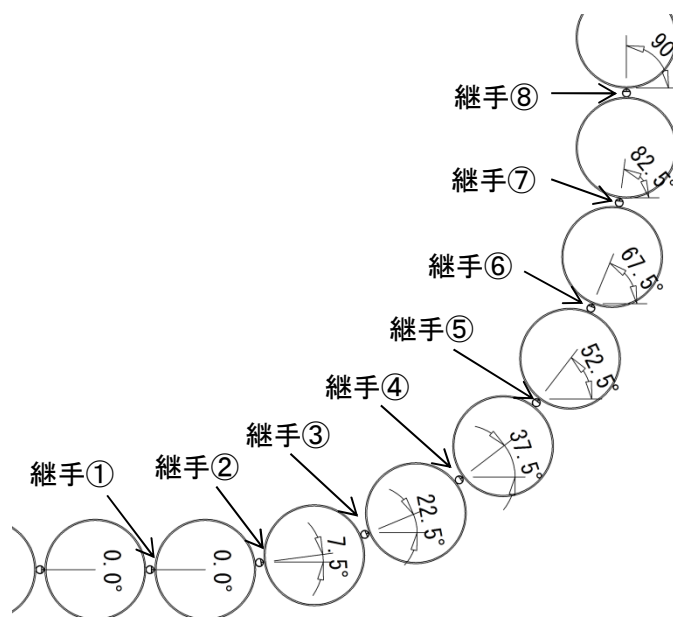


図 2 継手の取付角度（隅角部）

2.4 継手部の断面諸元

(1) 断面性能

継手部の仕様を図 3 に示す。また、継手鋼材及び溶接部の断面積（単位高さあたり）は以下のとおり。なお、貯留堰には海水による腐食防止のため、電気防食を施すが、「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 7 月）」に基づき、片面 1 mm*の腐食代を考慮する。

※ 耐用年数 50 年×腐食速度 0.02 mm/年=1 mm

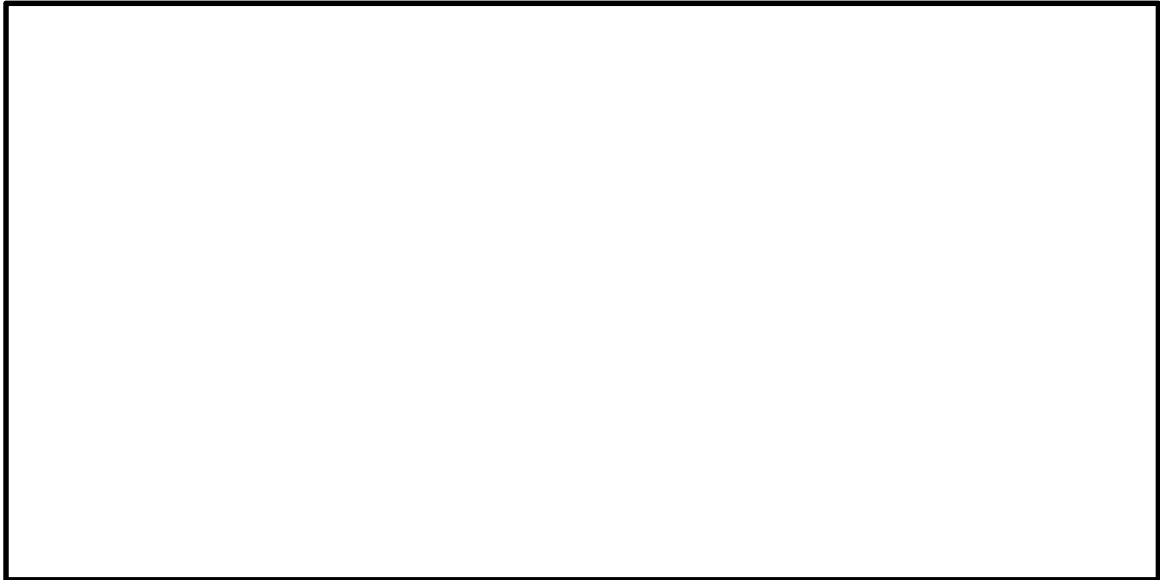


図 3 継手部の仕様

- ・継手鋼材の断面積 A（単位高さあたり）

$$A = \text{継ぎ手部材の板厚} \times 1.0 = 0.007 \text{ m}^2/\text{m}$$

- ・溶接部の断面積 A_y （単位高さあたり）

$$A_y = 0.006 \times 1.0 = 0.006 \text{ m}^2/\text{m}$$

(2) 許容応力度

継手鋼材（SS400 材）の許容応力度を以下に示す。

$$\text{短期許容せん断応力度} \quad : \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{短期許容せん断応力度（溶接部）} \quad : \tau_{ya} = 120 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{短期許容軸方向圧縮応力度} \quad : \sigma_{ca} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{短期許容軸方向引張応力度} \quad : \sigma_{ta} = 210 \text{ N/mm}^2$$

2.5 せん断応力度照査

せん断応力度が許容せん断応力度以下となることを確認する。なお、せん断応力度の照査は、せん断力が最大となる「② 水中部・津波時」の「継手①」のケースに対して実施する。

(1) 継手鋼材

$$\tau = S/A = 476.4 \text{ kN/m} / 0.007 \text{ m}^2/\text{m} = 68.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 68.1 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{O.K.}$$

(2) 溶接部

$$\tau_y = S/A = 476.4 \text{ kN/m} / 0.006 \text{ m}^2/\text{m} = 79.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_y = 79.4 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{ya} = 120 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{O.K.}$$

2.6 軸方向応力度照査

軸方向圧縮力については継手鋼材に作用する軸方向圧縮応力度が短期許容軸方向圧縮応力度以下となることを確認する。軸方向引張力については溶接部のせん断で受け持つため、溶接部に作用するせん断応力度が許容せん断応力度以下となることを確認する。なお、軸方向応力度の照査は、軸力が最大となる「② 水中部・津波時」の「継手⑧」のケースに対して実施する。

(1) 継手鋼材（軸方向圧縮力）

$$\sigma = N/A = 476.4 \text{ kN/m} / 0.007 \text{ m}^2/\text{m} = 68.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma = 68.1 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 210 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{O.K.}$$

(2) 溶接部（軸方向引張力）

$$\tau_y = S/A = 476.4 \text{ kN/m} / 0.006 \text{ m}^2/\text{m} = 79.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_y = 79.4 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{ya} = 120 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{O.K.}$$

2.7 せん断力及び軸方向力の合成応力度照査

継手鋼材に作用するせん断力及び軸方向力の合成応力度は次式により照査する。継手鋼材に対するせん断力及び軸方向力の合成応力度照査結果を表3に示す。

$$(\sigma / \sigma_{ta})^2 + (\tau / \tau_a)^2 \leq 1.2$$

なお、溶接部に作用するせん断力及び軸方向力は、それぞれ独立してのど厚面にせん断力として作用する。したがって、溶接部に対してはせん断応力度照査及び軸方向応力度照査をそれぞれ実施*するものとし、せん断力及び軸方向力の合成応力度照査は実施しない。

※ 「2.5 せん断応力度照査」及び「2.6 軸方向応力度照査」にて実施

表3 せん断応力及び軸方向応力の合成応力度照査（継手鋼材）

項目		せん断力 S kN/m	軸力 N kN/m	せん断応力 τ (S/A) N/mm ²	垂直応力 σ (N/A) N/mm ²	合成応力比 $(\sigma / \sigma_{ta})^2 + (\tau / \tau_a)^2$	判定
直線部	継手①	476.4	0.0	68.1	0.0	0.33	O.K.
隅角部	継手②	472.3	62.2	67.5	8.9	0.32	O.K.
	継手③	440.2	182.3	62.9	26.0	0.29	O.K.
	継手④	378.0	290.0	54.0	41.4	0.25	O.K.
	継手⑤	290.0	378.0	41.4	54.0	0.19	O.K.
	継手⑥	182.3	440.2	26.0	62.9	0.14	O.K.
	継手⑦	62.2	472.3	8.9	67.5	0.11	O.K.
	継手⑧	0.0	476.4	0.0	68.1	0.11	O.K.

3. 曲げ応力について

曲げ応力については、継手軸方向の曲げに対して照査する。曲げによって鋼管外縁が短期許容応力度に達した場合を仮定しても、継手部に生じる曲げ応力度は短期許容応力度以下となる。図3に鋼管と継手部の応力分布を示す。

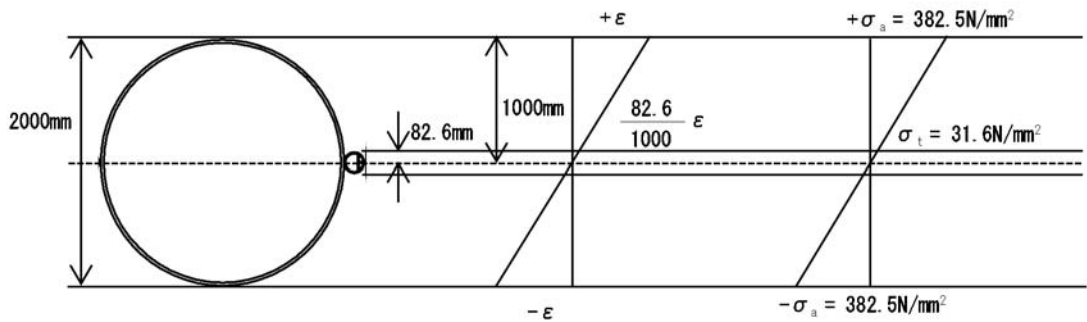


図3 鋼管及び継手鋼材の応力分布

鋼管外縁が短期許容応力度に達した場合の継手部の応力度を算出すると、以下のとおりとなる。

- ・ 鋼管外縁での応力度 (SM570 の短期許容応力度)

$$\sigma_a = 382.5 \text{ N/mm}^2$$

- ・ 継手部に生じる応力度

$$\sigma_t = 382.5 \times 82.6 / 1000 = 37.2 \text{ N/mm}^2 \leq 210 \text{ N/mm}^2 \text{ (SS400 の短期許容応力度)}$$

4. まとめ

せん断応力及び軸方向応力については、両端の鋼管が完全に固定された状態で中央の1本の鋼管のみに荷重が作用し、その全ての荷重を継手部で負担した場合を仮定し、保守的に継手部の評価を行った。その結果、継手部はせん断力及び軸力に対して健全であることを確認した。

また、曲げ応力については、継手軸方向の曲げによって鋼管外縁が短期許容応力度に達した場合を仮定しても、継手部に生じる曲げ応力度は短期許容応力度以下となることを確認した。

したがって、貯留堰を構成する鋼管矢板の継手部は、基準地震動 S_s による地震力、津波波力、衝突荷重及び土圧が作用した場合においても、健全性を維持し、貯留堰の止水性は確保される。

(参考3) 地盤の側方流動による影響について

1. 検討概要

貯留堰検討断面である NS-1 断面に対して2次元有効応力解析を実施した結果、特に、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④を実施した場合において、傾斜している岩盤 (km 層) 上面を側方流動する地盤の変形が確認された (図 1)。

本検討では、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)、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 (側方流動が最も顕著なケース)、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の各解析結果より、この地盤の側方流動の程度が弱い場合と強い場合及び非液状化の場合において貯留堰に作用するせん断応力 (図 2) を比較する。そして、これらの地震時最大せん断応力の全てを上回る保守的なせん断応力を貯留堰に評価用の荷重として作用させ、地盤の側方流動等によるせん断力に対して、貯留堰が健全性を確保していることを確認する。



図 1 最大せん断ひずみ分布の例

(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)

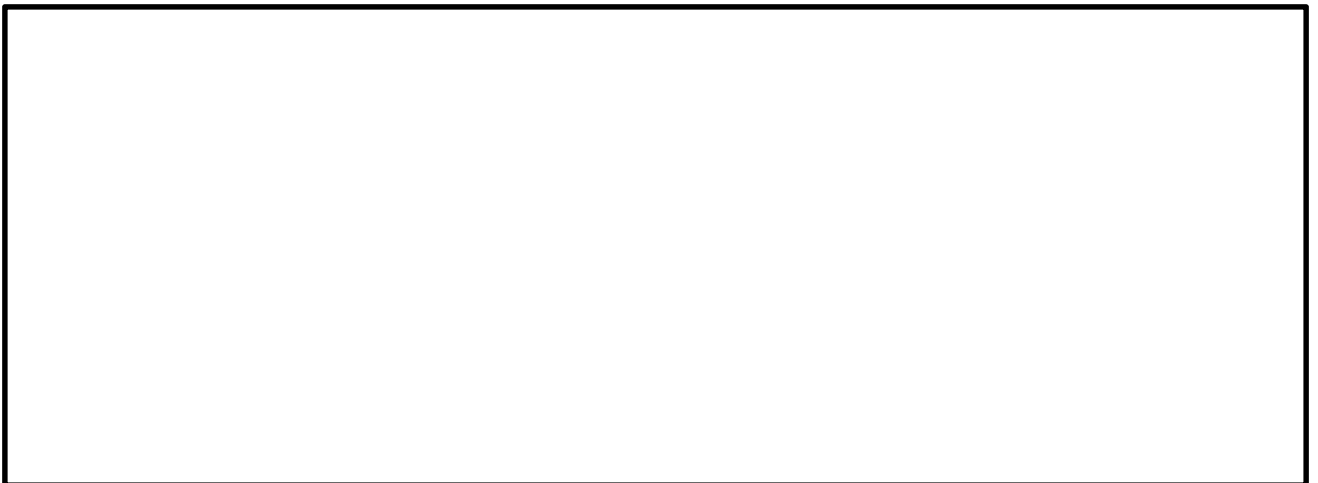


図 2 側方流動によって貯留堰に作用するせん断力 (イメージ)

3. 検討方法

地盤の側方流動によって貯留堰に作用するせん断力を作用荷重とした2次元静的フレーム解析を実施し、鋼管矢板の発生応力度が短期許容応力度以下であることを確認する。

(1) 検討断面

側方流動によって貯留堰に作用するせん断力は、貯留堰の強軸断面方向に作用する。本検討では保守的に、せん断力が貯留堰の弱軸断面方向に作用した場合を仮定し、岩盤（km層）上面標高が最も低い断面である断面4（図2）を検討断面とする。

(2) 2次元静的フレーム解析について

モデル化については、「6.8.1.2 貯留堰の強度計算書」と同様である。ただし、本検討の対象は地震時の側方流動であるため、検討ケースは「5.10.6 断面選定（貯留堰及び貯留堰取付護岸）」にて実施した地震時の2次元静的フレーム解析において貯留堰の応力度照査が最も厳しい結果となった、「S_s-12, ①原地盤に基づく液状化特性を用いた解析ケース」とする。

(3) 側方流動によって貯留堰に作用するせん断力

解析ケース①，解析ケース④（側方流動が最も顕著なケース）及び解析ケース⑤の各解析により地盤に生じるせん断応力（図 3）を比較した。その結果，解析ケース⑤の場合において地盤に生じるせん断応力が最も大きくなり，貯留堰に作用するせん断力も厳しくなることを確認した。

そこで，解析ケース①，解析ケース④及び解析ケース⑤の地震時最大せん断応力の全てを上回る保守的なせん断応力を評価用の荷重として貯留堰に作用させる。すなわち，地震によるせん断応力の変動を考慮した場合においても十分に大きい値となるよう，以下の算定式に基づくせん断応力の上限值 τ_f （初期値）を作用荷重として採用するものとし，地震時における地盤剛性の低下については考慮しない。荷重作用図を図 5 に示す。

$$\tau_f = C \times \cos \phi + \sigma_m' \times \sin \phi$$

- ここに， τ_f : せん断応力の上限值 (kN/m²)
C : CD条件における原地盤の粘着力 (kN/m²)
 ϕ : CD条件における原地盤のせん断抵抗角 (°)
 σ_m' : 平均有効主応力 (kN/m²)

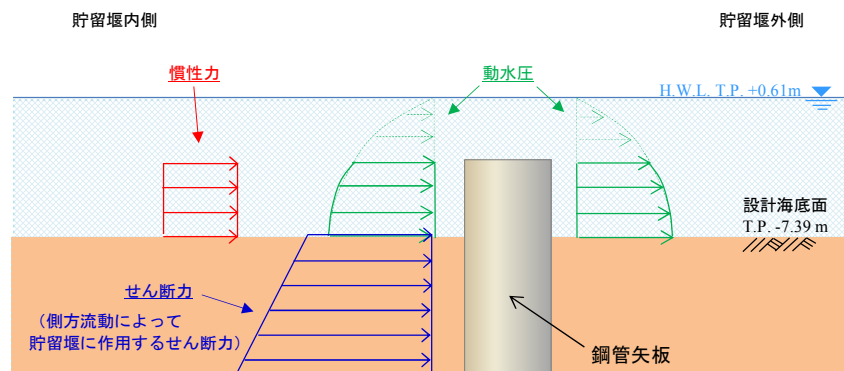


図 5 荷重作用図

3. 評価方法

(1) 曲げ軸力に対する照査

「6.8.1.1 貯留堰の耐震計算書に関する補足説明」と同様である。

(2) せん断力に対する照査

「6.8.1.1 貯留堰の耐震計算書に関する補足説明」と同様である。

4. 評価結果

断面力図（曲げモーメント、軸力及びせん断力）を図6に示す。

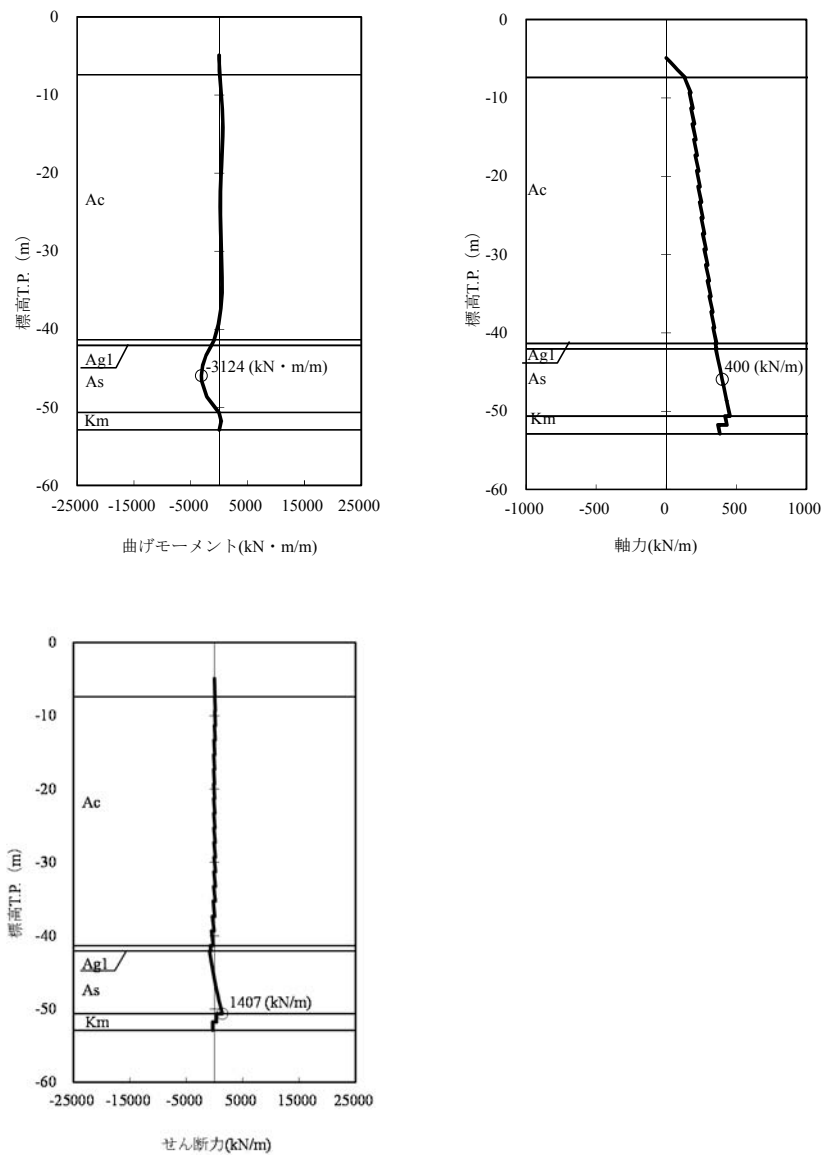


図6 断面力図

(1) 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。

断面計算に用いた断面諸元を表1に、曲げ軸力に対する照査結果を表2にそれぞれ示す。

表1 鋼管矢板 (SM570) 断面諸元

断面	板厚 (mm)	断面積 (m ² /m)	断面係数 (m ³ /m)	備考
4	40	0.110	0.05289	腐食 1.00mm 考慮 (海中部)

表2 曲げ軸力に対する照査結果

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
3,124	400	63	382.5	0.17

(2) 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。

断面計算に用いた断面諸元は表1と同様である。せん断力に対する照査結果を表3に示す。

表3 せん断力に対する照査結果

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
1,407	26	217.5	0.12

5. まとめ

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），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（側方流動が最も顕著なケース），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の各解析結果より，この地盤の側方流動の程度が弱い場合と強い場合及び非液状化の場合において貯留堰に作用するせん断応力（図 2）を比較する。その結果，解析ケース④において，地盤を側方流動させた場合よりも，解析ケース⑤の場合の方が地盤に生じるせん断応力が大きくなり，したがって，貯留堰に作用するせん断力も厳しくなることを確認した。

これを踏まえた上で，貯留堰に作用するせん断力を保守的に評価した 2 次元静的フレーム解析を実施した結果，鋼管矢板の発生応力が短期許容応力度以下であることを確認した。

よって，地盤の側方流動等により貯留堰に作用するせん断力に対して，貯留堰は健全性を確保していることを確認した。

(参考4) 鋼管矢板継手の根入れ長について

1. 概要

貯留堰の遮水性を確保するために、貯留堰を構成する鋼管矢板の継手を海底面に根入れする必要がある。本参考資料では、鋼管矢板継手の根入れ長の設定について整理する。

2. 鋼管矢板の根入れ長の設定

設計海底面への鋼管矢板継手の根入れ長は、以下の算定式のとおり、遮水のために必要な根入れ長 L_1 、地震により生じる周辺地盤の沈下量 L_2 及び余裕 α を見込んだ2.5 mとする。図1に鋼管矢板継手の根入れ長の考え方を示す。また、次項で L_1 及び L_2 の設定についての詳細を示す。

$$\begin{aligned} L &= L_1 + L_2 + \alpha \\ &= 1.60 \text{ m} + 0.38 \text{ m} + 0.52 \text{ m} = 2.5 \text{ m} \end{aligned}$$

ここで、

L : 決定根入れ長

L_1 : 遮水のために必要な根入れ長 (=1.60 m)

L_2 : 地震により生じる周辺地盤の沈下量 (=0.38 m)

α : 余裕 (=0.52 m)

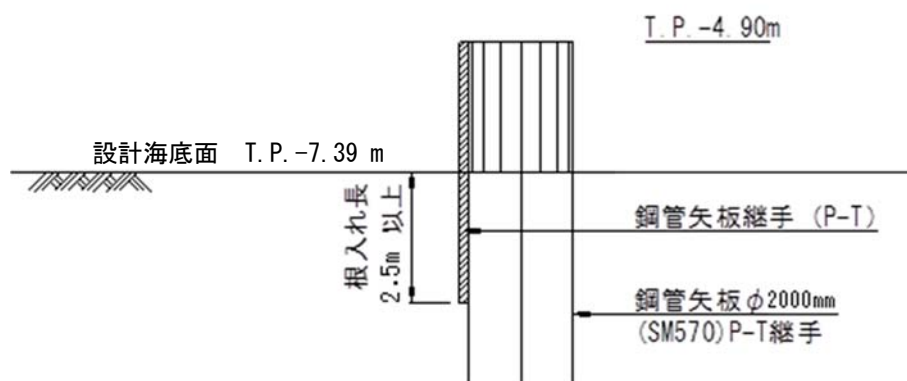


図1 鋼管矢板継手の根入れ長の考え方

3. 遮水のために必要な根入れ長：L₁

遮水のために必要な根入れ長については、「管理型廃棄物埋立護岸設計・施工・管理マニュアル（改訂版）（財団法人 港湾空間高度化環境研究センター，2008）」を参考に設定する。本マニュアルは管理型廃棄物処分場の護岸設計を対象としており，漏水量を厳しく規定していることから，本マニュアルを参考とすることで貯留堰の止水性に対する機能要求を満足できる。

貯留堰の周辺地盤は圧密試験結果より，透水係数 1×10^{-6} cm/s 程度の A c 層（粘性土層）の地盤である*。本マニュアルによれば，貯留堰の鉛直遮水工の根入れ長としては，透水係数 1×10^{-6} cm/s の粘性土の場合，透水距離（層厚）を 1.6 m 以上を確保することとなっている。

遮水のために必要な根入れ長の設定においては，保守的な設定として，貯留堰が水平変位した場合に貯留堰片側のみが地盤と接する状態を仮定する。したがって，遮水のために必要な根入れ長は貯留堰の片面分のみ考慮するものとし，L₁=1.6 m とする。図 2 に地盤の透水係数と遮水のために必要な層厚の関係を示す。

注記* 次項「G-8 孔における A c 層の圧密試験結果について」参照

5.6 底面の遮水

海面処分場の底面の遮水は、基準省令に適合する遮水力を有する必要がある。

<解説>

(1) 粘性土層について

わが国の港湾は沖積地に位置することが多いため、海面処分場は、粘性土を主たる成分とした沖積層上に整備される場合が多い。この場合には、海面処分場の底面において不透水性地層に相当する粘性土層の存在を確認するものとする。

上記の粘性土層と同等の遮水能力を有する地層とは、一般的に同等の浸透時間となる地層と考えられる。

浸透時間は、一般に次式で示される。

$$t = \frac{L^2}{k \cdot h}$$

ここに

- t : 浸透時間
- L : 浸透距離（層厚）
- k : 透水係数
- h : 層の水位差（図-2.18 参照）

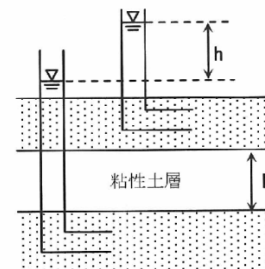


図-2.18 浸透距離と水位差

上記の式を用いて、不透水性地層（厚さ 5m 以上、透水係数 $k=1 \times 10^{-5}$ cm/s 以下）と同等の浸透時間を要する層厚を算出すると、透水係数が $k=1 \times 10^{-6}$ cm/s の粘性土層の場合には、計算上は層厚が 1.6m 以上となる。不透水性地層の層厚、地層の連続性はボーリング調査等で確認するものとする（第 2 編第 1 章調査参照）。

層厚の決定に際しては、土層の不均一性を考慮して、余裕を見込むことが望ましい。

図 2 地盤の透水係数と遮水のために必要な層厚の関係

（管理型廃棄物埋立護岸設計・施工・管理マニュアル（改訂版） p. 43 より抜粋）

<G-8孔におけるAc層の圧密試験結果について>

G-8孔にて採取した資料を用いて実施した、Ac層の圧密試験結果を整理する。図3にG-8孔の位置として土質調査位置図を、図4にG-8孔柱状図の抜粋をそれぞれ示す。また、表1に圧密試験結果の抜粋を示す。

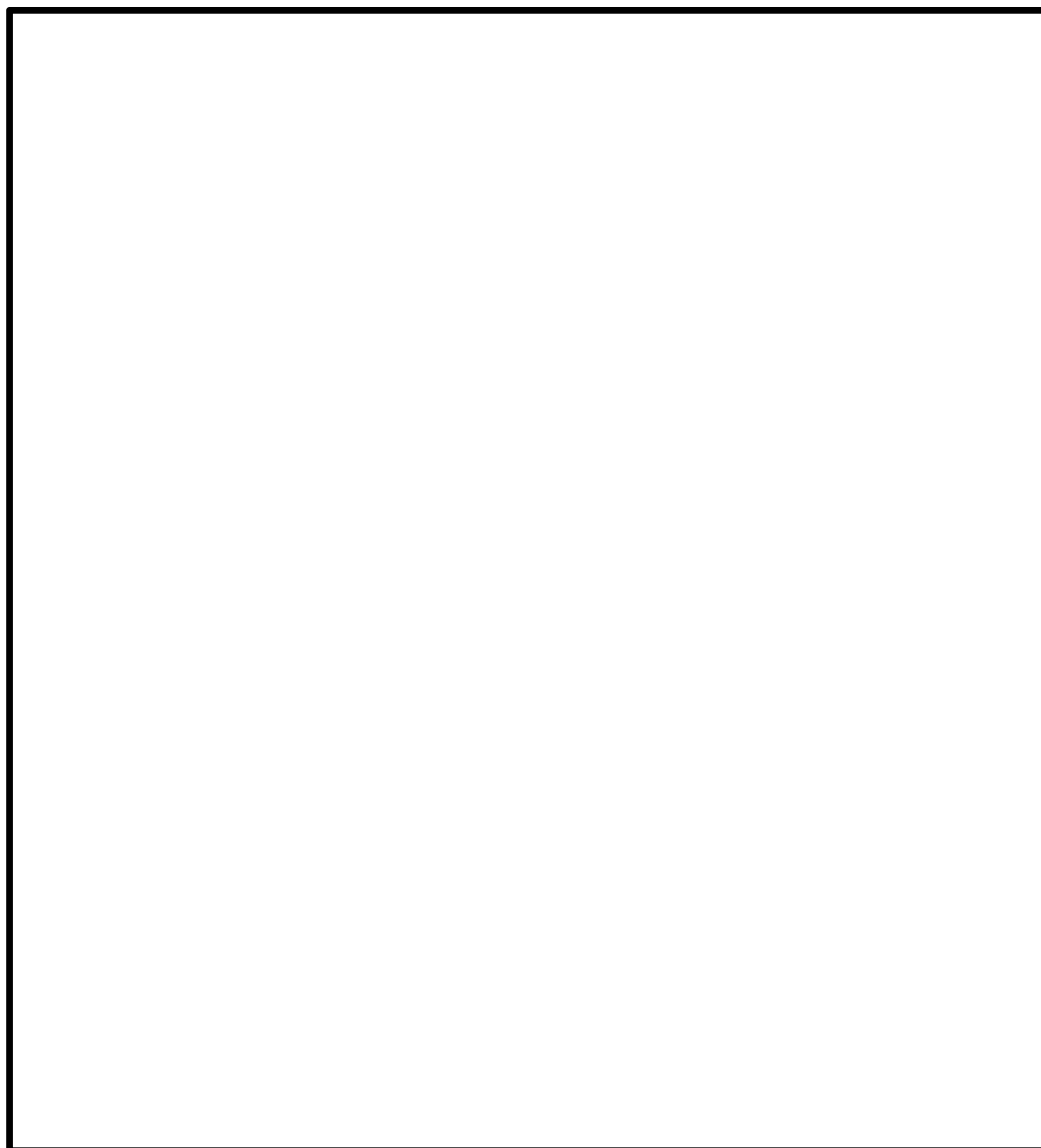


図3 土質調査位置図 (G-8孔)

標高 (m)	深度 (m)	層厚 (m)	柱状図	地層名	色調	記事
0.78	3.33	3.33		埋土	オリーブ灰色	0.00~0.20m 碎石からなる埋土
±0.00					灰色	0.20~3.33m 礫混じり砂からなる埋土
	10			沖	黄褐色~オリーブ灰色	3.33~7.12m 砂礫 (Ag2)
					暗青灰色	7.12~9.05m 砂 (Ag2)
				積	暗青灰色	9.05~10.04m 砂礫 (Ag2)
					暗緑灰色~灰褐色	10.04~10.64m シルト質砂 (As)
				層	暗緑灰色	10.64~12.25m シルト質粘土 (Ac)
					暗緑灰色	12.25~12.55m 貝化石片や炭質物を含む礫混じり砂 (As)
					暗緑灰色	12.55~17.00m 粘土 (Ac)
					暗緑灰色	17.00~22.30m 雲母、貝化石片を含む含水比高い砂を主体とする (As)
					暗オリーブ灰色	17.00~17.79m シルト質砂
					暗オリーブ灰色	17.79~20.09m 砂
					暗オリーブ灰色	20.09~20.60m 砂質粘土
					暗オリーブ灰色	20.60~22.30m 砂
					暗オリーブ灰色	22.30~50.56m 粘土を主体とする (Ac)
				灰色	32.95~33.96m シルト混じり砂	
				灰色	36.82~37.94m 砂	
				灰色	39.68~40.00m シルト質砂	
				灰色	40.76~42.19m シルト混じり砂	
				灰色	46.56~50.56m シルト	
				灰色	50.56~53.54m 砂 (As)	
				暗オリーブ灰色	53.54~58.90m 粘土を主体とする (Ac)	
				暗青灰色	58.90~59.75m 砂 (As)	
				暗青灰色	59.75~63.81m 礫混じり砂を主体とする (Ag1)	
-59.70	63.81	60.48				

試料採取高さ (G. L. -13.54m~-13.59m=T. P. -9.43m~-9.48m)

図4 G-8孔柱状図 (孔口標高: T. P. +4.11 m)

表1 圧密試験結果（抜粋）

（試料採取高さ：T.P. -9.43 m ～ -9.48 m）

荷重 段階	平均圧密圧力 p kgf/cm ²	t ₉₀ min	透水係数 k cm/s
0	0.10	0.31	1.03E-06
1	0.28	0.33	8.08E-07
2	0.57	0.35	5.19E-07
3	1.13	0.38	3.79E-07
4			

A c 層の水中単位体積重量 γ' は、 $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = 1.65 - 1.00 = 0.65 \text{ g/cm}^3 (= 6.4 \text{ kN/m}^3)$ である。表1における荷重段階0～1での平均圧密圧力 p の $0.1 \text{ kgf/cm}^2 (= 9.8 \text{ kN/m}^2)$ は、 $9.8/6.4 = 1.53 \text{ m}$ より、深さ 1.5 m に相当することから、鋼管矢板継手を根入れする深さ 2.5 m と同程度である。

したがって、遮水のために必要な根入れ長を設定においては、周辺地盤である A c 層の透水係数を $1 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ として検討する。

なお、透水係数 $k = 1 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ 、透水距離（根入れ長） $L = 2.5 \text{ m}$ 、水位差 $h = 2.49 \text{ m}^*$ とした場合の浸透時間 t は、 $t = L^2 / kh = 2.5^2 / (1 \times 10^{-6} \times 10^{-2} \times 2.49) = 2.51 \times 10^8 \text{ s}$ となる。この値は、貯留堰外側の海水位が貯留堰天端を下回る時間約3分と比較して十分に長い時間であり、設定した根入れ長は十分な遮水性を確保している。

注記* 水位差 $h = \text{貯留堰天端高 (T.P. -4.9 m)} - \text{設計海底面 (T.P. -7.39 m)} = 2.49 \text{ m}$

4. 地震により生じる周辺地盤の沈下量： L_2

貯留堰の周辺地盤が沈下すると根入れ長が減少するため、地震により生じる周辺地盤の沈下量を考慮する。地震により生じる周辺地盤の沈下利用 L_2 は、以下の算定式のとおり、 $L_2=0.38$ mとする。

$$\begin{aligned} L_2 &= S_1 + S_2 \\ &= 0.17 \text{ m} + 0.21 \text{ m} = 0.38 \text{ m} \end{aligned}$$

ここで、

L_2 : 地震により生じる地盤の沈下量

S_1 : 地盤の変形による最終沈下量 (=0.17 m)

(2次元有効応力解析結果より)

S_2 : 地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量 (=0.21 m)

(Ishihara ほか (1992) の地盤の最大せん断ひずみと体積ひずみの関係より)

4.1 地盤の変形による最終沈下量： S_1

2次元有効応力解析結果から得られる、貯留堰周辺地盤における最終沈下量の最大値 (EW-1, 検討ケース③*, S_s-D1 (H-, V-)) を用いて、地盤の変形による最終沈下量 S_1 を設定する。図3に示すとおり、地盤の変形による最終沈下量 S_1 を0.17 mとする。



図3 地盤の変形による最終沈下量 S_1 の設定位置と値
(EW-1, 検討ケース③*, S_s-D1 (H-, V-))

注記 *検討ケース③：地盤物性のはらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

4.2 地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量： S_2

地盤の変形による沈下量 S_1 を設定した位置における土層構成を用いて、地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量 S_2 を算定する。図4に地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量 S_2 の算定位置及び算定対象層の層厚を示す。



図4 地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量 S_2 の算定位置及び算定対象層の層厚

地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量 S_2 の算定に用いる沈下率は、Ishihara ほか（1992）の地盤の相対密度に応じた最大せん断ひずみと体積ひずみ ϵ_v （沈下率）の関係から設定する。沈下量を保守的に算定するために、最大ひずみ γ_{max} の値に係わらず、体積ひずみ ϵ_v の上限値を用いる。なお、相対密度 D_r については平均値を用いるものとする。図5に相対密度 D_r より設定した体積ひずみ ϵ_v （沈下率）を示す。

表1に示すとおり、地盤における過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量 S_2 は0.21 mとする。

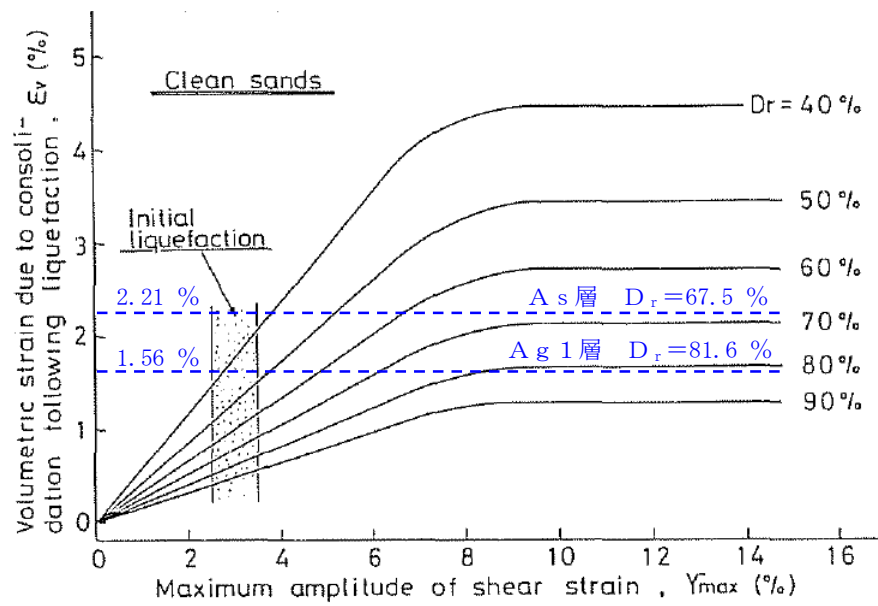


図5 Ishiharaほか (1992) の地盤の最大せん断ひずみと体積ひずみの関係から設定した
算定対象層の体積ひずみ ϵ_v (沈下率)

表1 地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量 S_2

土層名	層厚 h (m)	相対密度 D_r (%)	体積ひずみ (沈下率) ϵ_v (%)	過剰間隙水圧の 消散に伴う沈下量 S_2 (m)
Ag 1	0.72	81.6	1.56	0.01
As	8.99	67.5	2.21	0.20
合計				0.21

(参考5) 構造物の変形性評価で用いる変位量に対する地盤のばらつきの考慮について

1. 検討概要

構造物の変形性評価では、地震時の2次元有効応力解析により、貯留堰鋼管矢板及び貯留堰取付護岸の変位量を算定している。ただし、地盤のばらつきを考慮した解析ケースについては、構造部材の照査値に着目して選定されていることから、変位量に対する地盤のばらつきは網羅されていない。

ここで、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した解析ケース②～⑥の最大相対変位量については、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、構造部材の照査値が最も厳しい地震動を用いて実施した解析の結果より算定している。

したがって、各方向の最大相対変位量のみに着目した場合において、全ての基準地震動 S_s に対し基本として実施した①の解析ケースの中から選定される最も厳しい相対変位量の地震動と、構造部材の照査値が最も厳しくなったことで解析ケース②～⑥に用いた地震動が同じでない場合がある。また、基本として実施した①の解析ケースにおける最大相対変位量の最大値と解析ケース②～⑥における最大相対変位量の最大値を比較すると、その値は1.1倍程度の差を有している(表1から表6を参照)。

そこで、本資料では、構造物の照査値に着目して実施した解析ケース②～⑥の地震動と、相対変位量のみに着目した場合に必要となる解析ケース②～⑥の地震動が同じでない場合における各方向の最大相対変位量に対し、最大値の差として考慮すべき1.1倍程度に対する保守的な値として、1.5倍の相対変位量を考慮した変形性評価を実施する。これにより、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の最大相対変位が、止水ゴムの変形量の許容限界に対して十分な裕度を確保していることを確認する。また、近づく側に相対変位した場合に対しても、鋼材同士が接触することのない離隔距離を十分に確保していることを確認する。

2. 相対変位量算出結果

相対変位量算出結果を表1から表6に示す。表1から表6では、変位量に着目した場合に実施することが望ましい解析ケースを水色で着色し、各表における最大相対変位量を赤太字で示す。

表1に示す最大相対変位量 $\delta x (+)$ については、構造部材の照査値に着目して実施した解析ケースが、変位量に着目した場合に必要な解析ケースと一致している。したがって、 $\delta x (+)$ については最大相対変位量である 46.7 cm を 1.5 倍することなく、そのままの値を変形性評価に用いる。

その他の $\delta x (-)$ 、 $\delta y (+, -)$ 及び $\delta z (+, -)$ については、最大相対変位量を 1.5 倍した値を変形性評価に用いる。

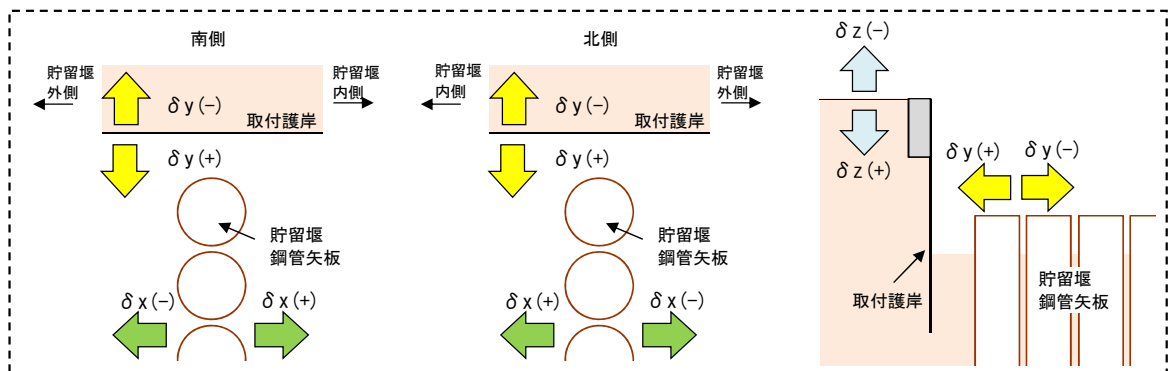


表 1 最大相対変位量 δx (+) (NS-1 (北側))

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(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)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(+1 σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース	最大値	
地震波(位相)	S _s -D 1	(H+V+)	0.399					0.399	
		(H+V-)	0.396					0.396	
		(H-V+)	0.433	0.417	0.467	0.423	0.424	0.416	0.467
		(H-V-)	0.433			0.414			0.433
	S _s -1 1		0.247					0.247	
	S _s -1 2		0.393					0.393	
	S _s -1 3		0.330					0.330	
	S _s -1 4		0.162					0.162	
	S _s -2 1		0.206					0.206	
	S _s -2 2		0.262		0.283			0.283	
	S _s -3 1	(H+V+)	0.264						0.264
		(H-V+)	0.356						0.356
	最大値		0.433	0.417	0.467	0.423	0.424	0.416	0.467

補足：基本解析ケース①において最大を示したS_s-D 1 (H-, V+) に対して②から⑥の解析ケースを実施しているため、最大相対変位量 (46.7 cm) を変形性評価に用いる。

表 2 最大相対変位量 δx (-) (NS-1 (北側))

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(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)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(+1 σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース	最大値	
地震波(位相)	S _s -D 1	(H+V+)	0.048					0.048	
		(H+V-)	0.061					0.061	
		(H-V+)	0.061	0.061	0.058	0.038	0.164	0.158	0.164
		(H-V-)	0.069			0.044			0.069
	S _s -1 1		0.020					0.020	
	S _s -1 2		0.093					0.093	
	S _s -1 3		0.081					0.081	
	S _s -1 4		0.028					0.028	
	S _s -2 1		0.037					0.037	
	S _s -2 2		0.019		0.023			0.023	
	S _s -3 1	(H+V+)	0.212						0.212
		(H-V+)	0.095						0.095
	最大値		0.212	0.061	0.058	0.044	0.164	0.158	0.212

補足：基本解析ケース①において最大を示したS_s-3 1 (H+, V+) に対して②から⑥の解析ケースを実施していないため、最大相対変位量 (21.2 cm) を1.5倍した値 (31.8 cm) を変形性評価に用いる。

表 3 最大相対変位量 δy (+) (EW-1)

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(基 本ケース)	② 地盤物性 のばらつ きを考慮 (+1 σ)した 解析ケー ス	③ 地盤物性 のばらつ きを考慮 (-1 σ)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(+1 σ)して非 液状化の条 件を仮定し た解析ケー ス	最大値	
地震波 (位相)	S _s -D 1	(H+V+)	0.148					0.148	
		(H+V-)	0.159					0.159	
		(H-V+)	0.156					0.156	
		(H-V-)	0.138	0.129	0.178	0.072	0.259	0.259	
	S _s -1 1		0.062					0.062	
	S _s -1 2		0.049					0.049	
	S _s -1 3		0.047					0.047	
	S _s -1 4		0.047					0.047	
	S _s -2 1		0.088					0.088	
	S _s -2 2		0.105					0.105	
	S _s -3 1	(H+V+)	0.094						0.094
		(H-V+)	0.092						0.092
	最大値		0.159	0.129	0.178	0.072	0.259	0.259	0.259

補足：基本解析ケース①において最大を示したS_s-D 1 (H+, V-) に対して②から⑥の解析ケースを実施していないため、最大相対変位量 (25.9 cm) を1.5倍した値 (38.9 cm) を変形性評価に用いる。

表 4 最大相対変位量 δy (-) (EW-1)

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(基 本ケース)	② 地盤物性 のばらつ きを考慮 (+1 σ)した 解析ケー ス	③ 地盤物性 のばらつ きを考慮 (-1 σ)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(+1 σ)して非 液状化の条 件を仮定し た解析ケー ス	最大値	
地震波 (位相)	S _s -D 1	(H+V+)	0.003					0.003	
		(H+V-)	0.004				0.012	0.012	
		(H-V+)	0.003					0.003	
		(H-V-)	0.002	0.003	0.003	0.030	0.036	0.034	
	S _s -1 1		0.003					0.003	
	S _s -1 2		0.006					0.006	
	S _s -1 3		0.004					0.004	
	S _s -1 4		0.004					0.004	
	S _s -2 1		0.002					0.002	
	S _s -2 2		0.002					0.002	
	S _s -3 1	(H+V+)	0.032						0.032
		(H-V+)	0.014						0.014
	最大値		0.032	0.003	0.003	0.030	0.036	0.034	0.036

補足：基本解析ケース①において最大を示したS_s-3 1 (H+, V+) に対して②から⑥の解析ケースを実施していないため、最大相対変位量 (3.6 cm) を1.5倍した値 (5.4 cm) を変形性評価に用いる。

表5 最大相対変位量 δz (+) (EW-1)

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(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)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(+1 σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース	最大値	
地震波(位相)	S _s -D 1	(H+V+)	0.227					0.227	
		(H+V-)	0.222				0.207	0.222	
		(H-V+)	0.228						0.228
		(H-V-)	0.223	0.214	0.259	0.124	0.249	0.242	0.259
	S _s -1 1		0.109						0.109
	S _s -1 2		0.133						0.133
	S _s -1 3		0.111						0.111
	S _s -1 4		0.114						0.114
	S _s -2 1		0.117						0.117
	S _s -2 2		0.140						0.140
	S _s -3 1	(H+V+)	0.140						0.140
		(H-V+)	0.138						0.138
	最大値		0.228	0.214	0.259	0.124	0.249	0.242	0.259

補足：基本解析ケース①において最大を示したS_s-D 1 (H-, V+) に対して②から⑥の解析ケースを実施していないため、最大相対変位量 (25.9 cm) を1.5倍した値 (38.9 cm) を変形性評価に用いる。

表6 最大相対変位量 δz (-) (EW-1)

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(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)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(+1 σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース	最大値	
地震波(位相)	S _s -D 1	(H+V+)	0.003					0.003	
		(H+V-)	0.007				0.013	0.013	
		(H-V+)	0.003						0.003
		(H-V-)	0.000	0.000	0.000	0.001	0.010	0.008	0.008
	S _s -1 1		0.005						0.005
	S _s -1 2		0.004						0.004
	S _s -1 3		0.007						0.007
	S _s -1 4		0.005						0.005
	S _s -2 1		0.000						0.000
	S _s -2 2		0.000						0.000
	S _s -3 1	(H+V+)	0.013						0.013
		(H-V+)	0.042						0.042
	最大値		0.042	0.000	0.000	0.001	0.013	0.008	0.042

補足：基本解析ケース①において最大を示したS_s-3 1 (H-, V+) に対して②から⑥の解析ケースを実施していないため、最大相対変位量 (4.2 cm) を1.5倍した値 (6.3 cm) を変形性評価に用いる。

3. 変形性評価まとめ

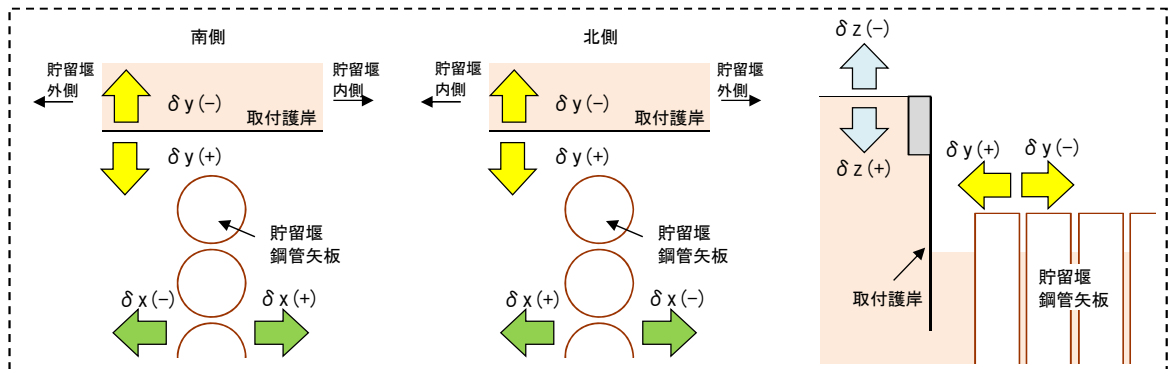
1.5 倍を考慮した最大相対変位量に対して変形性評価を実施した。1.5 倍を考慮した最大相対変位量を表 7 に示す。

表 7 最大相対変位量 (1.5 倍を考慮)

変位方向		最大相対変位 (cm)	最大相対変位 (cm) 1.5 倍を考慮	解析ケース
δx	(+)	46.7	46.7*	③ $S_s - D 1$ (H-, V+)
	(-)	21.6	31.8	① $S_s - 3 1$ (H+, V+)
δy	(+)	25.9	38.9	⑤ $S_s - D 1$ (H-, V-)
	(-)	3.6	5.4	⑤ $S_s - D 1$ (H-, V-)
δz	(+)	25.9	38.9	③ $S_s - D 1$ (H-, V-)
	(-)	4.2	6.3	① $S_s - 3 1$ (H-, V+)

注記 * : 基本解析ケース①において最大相対変位を示した $S_s - D 1$ (H-, V+) に対し②から⑥の解析ケースを実施しているため、1.5 倍しない。

- ① : 原地盤に基づく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)
- ③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) 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



(1) 止水ゴムの変形性評価

止水ゴムの変形性評価結果を表8に示す。

貯留堰鋼管矢板及び貯留堰取付護岸鋼矢板が離れる側に相対変位した場合において、1.5倍を考慮した最大相対変位に対しても、合成変位量（設計変位）が止水ゴムの変形量の許容限界以下であることを確認した。

表8 止水ゴムの変形性評価結果（1.5倍を考慮）

	変位 (cm)					
	$\delta x(+, -)$		$\delta y(+, -)$		$\delta z(+, -)$	
	+	-	+	-	+	-
解析値	46.7	31.8	38.9	5.4	38.9	6.3
裕度	-	-	13.2	-	-	-
(※2) 設計用値	47.0	32.0	(※1) 52.0	6.0	39.0	7.0
オフセット距離 (cm)	(※3) 13.0		-		-	-
各成分の変位量 (cm)	(※4) 45.0		58.0		39.0	
合成変位量 (cm) (設計変位)	83.1					
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を考慮して設定した初期離隔であるため、変位量によって変化しない値。（裕度が変わる）

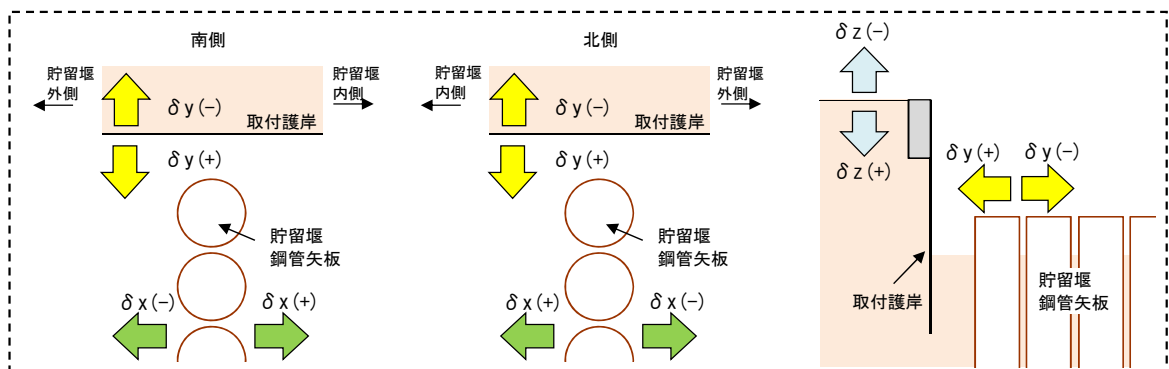
※2：設計用値は必要な裕度を考慮したうえで、解析値をcm単位で切り上げた値とする。

※3： $\delta x(+, -)$ について、合計変位量が多い本震時の+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。なお、オフセット距離は「6.8.1.1 貯留堰の耐震性についての計算書に関する補足資料」及び「6.8.1.2 貯留堰の強度計算書に関する補足資料」から決まる値を用いる。

・中間地点： $(47\text{cm}+22\text{cm}) \div 2=34.5\text{cm}$

・オフセット距離： $47\text{cm}-34.5\text{cm}=12.5\text{cm} \rightarrow 13\text{cm}$ （+方向）

※4：+方向へのオフセット距離13cmと-方向の設計用値32cmの和（45cm）、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（34cm）を比較して大きい値を採用する。



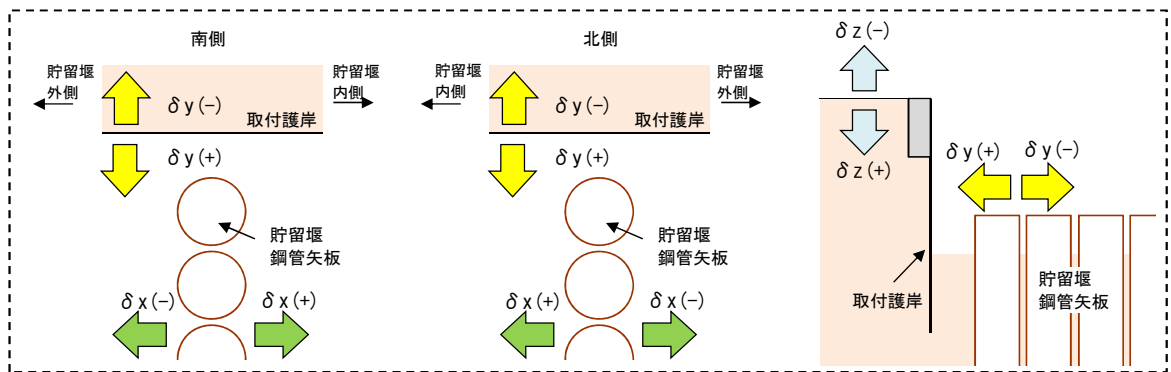
(2) 鋼材同士の離隔距離に関する変形性評価

鋼材同士の離隔距離に関する変形性評価結果を表 9 に示す。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において、1.5 倍を考慮した最大相対変位に対しても、鋼材同士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。

表 9 鋼材同士の離隔距離に関する変形性評価結果 (1.5 倍を考慮)

方向	① 変位量 (1.5 倍を考慮)	② 初期離隔距離	③ 最終離隔距離 [※]
$\delta y (+)$	38.9 cm	52.0 cm	13.1 cm
$\delta x (+)$	46.7 cm	62.0 cm	15.3 cm
$\delta x (-)$	31.8 cm	36.0 cm	4.2 cm

※ ③最終離隔距離 = ②初期離隔距離 - ①変位量



(参考6) 貯留堰接続部の耐震設計に用いる水平震度及び作用荷重の算出方法

1. 水平震度

止水ゴム取付部鋼材，防護材及び防護材取付部鋼材の耐震設計で，慣性力及び動水圧の算定に用いる水平震度 k_h は，2次元有効応力解析から抽出した最大水平加速度 α より算出する。加速度抽出位置は，貯留堰の天端位置 (T.P. -4.9 m) とする。

抽出断面は「6.8.1.1 貯留堰の耐震計算書に関する補足説明 3.1 評価対象断面」に示す NS-1 断面を選定する。抽出する加速度は対象構造物である貯留堰鋼管矢板とし，南側及び北側の2箇所とする。

入力地震動は「3.4 入力地震動」に示す基準地震動 S_s の計12波とし，解析ケースは表1に示すとおりとする。

表1 貯留堰接続部の耐震設計に用いる検討ケース

検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
地盤剛性の設定		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
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
地震波 (位相)	S_s-D1	(H+V+)	実施				
		(H+V-)	実施				
		(H-V+)	実施				
		(H-V-)	実施				
	S_s-11		実施				
	S_s-12		実施				
	S_s-13		実施				
	S_s-14		実施				
	S_s-21		実施				
	S_s-22		実施				
S_s-31	(H+V+)	実施					
	(H-V+)	実施					

全ての基準地震動 S_s に対して実施する①の解析ケース(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より追加解析ケースを実施する。

各断面の加速度抽出位置における2次元有効応力解析結果を表2から表3に示す。

表2 2次元有効応力解析結果 (NS-1, 貯留堰鋼管矢板北側)

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(+1 σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)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(+1 σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース	最大値	
地震波 (位相)	S _s -D 1	(H+V+)	466					466	
		(H+V-)	461					461	
		(H-V+)	420	406	399	259	504	493	504
		(H-V-)	371						371
	S _s -1 1	317						317	
	S _s -1 2	297						297	
	S _s -1 3	274						274	
	S _s -1 4	229						229	
	S _s -2 1	462						462	
	S _s -2 2	442						442	
	S _s -3 1	(H+V+)	501						501
		(H-V+)	383						383
	最大値		501	406	399	259	504	493	504

表3 2次元有効応力解析結果 (NS-1, 貯留堰鋼管矢板南側)

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(+1 σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)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(+1 σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース	最大値	
地震波 (位相)	S _s -D 1	(H+V+)	624					624	
		(H+V-)	563					563	
		(H-V+)	608	622	596	694	668	665	694
		(H-V-)	588						588
	S _s -1 1	377						377	
	S _s -1 2	506						506	
	S _s -1 3	562						562	
	S _s -1 4	347						347	
	S _s -2 1	813						813	
	S _s -2 2	612						612	
	S _s -3 1	(H+V+)	493						493
		(H-V+)	542						542
	最大値		813	622	596	694	668	665	813

表 2 及び表 3 より，水平震度算出に用いる加速度 α は，地震動 S_s-21 ，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(基本ケース)において，NS-1 断面の貯留堰鋼管矢板（南側），接続部天端高さ T.P. -4.9m 位置で最大加速度 $\alpha = 813 \text{cm/s}^2$ が発生する。なお，最大加速度の大きさは，地盤物性のばらつきを考慮しても①の検討ケース（基本ケース）と比較して約 20%程度（たとえば，NS-1 断面，貯留堰鋼管矢板北側， $S_s-D1(H-V+)$ で $1.2 = 504/420$ ）の増大である。仮に設計に用いる加速度を 1000cm/s^2 としても，止水ゴム取付部鋼材あるいは防護材及び防護材取付部鋼材の耐震設計に問題ないことを確認している。

したがって，耐震設計に用いる水平震度 k_h は，表 4 に示すように算出する。

表 4 水平震度の算出

T.P. -4.9m 位置 最大加速度 α (cm/s^2)	重力加速度 g (cm/s^2)	水平震度 k_h
813	980	0.83

2. 慣性力

止水ゴム取付部鋼材，防護材及び防護材取付部鋼材の地震時慣性力は，「道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づいて算出する。水平震度は $k_h = 0.83$ を用いる。材料の単位体積重量は，「道路橋示方書（I共通編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づいて設定する。

表5 耐震設計に用いる条件（慣性力，止水ゴム取付部鋼材）

記号	定義	数値	単位	備考
γ_s	鋼の単位体積重量	77	kN/m ³	
B_{skin}	幅（スキンプレート）	387	mm	
D_{skin}	長さ（スキンプレート）	5490	mm	
t_{skin}	板厚（スキンプレート）	19	mm	
n_{skin}	個数（スキンプレート）	1	—	
G_{skin}	重量（スキンプレート）	3.11	kN	
B_{rib}	幅（リブプレート）	381	mm	
D_{rib}	長さ（リブプレート）	387	mm	
t_{rib}	板厚（リブプレート）	16	mm	
n_{rib}	個数（リブプレート）	40	—	
G_{rib}	重量（リブプレート）	7.27	kN	
B_{base}	幅（ベースプレート）	780	mm	
D_{base}	長さ（ベースプレート）	5490	mm	
t_{base}	板厚（ベースプレート）	16	mm	
n_{base}	個数（ベースプレート）	1	—	
G_{base}	重量（ベースプレート）	5.28	kN	
G	総重量	15.66	kN	$= G_{skin} + G_{rib} + G_{base}$
A_{skin}	面積（スキンプレート）	2.125	m ²	$= (B_{skin} \cdot D_{skin}) / 10^6$
G'	スキンプレート 単位面積あたりの重量	7.4	kN/m ²	$= G / A_{skin}$
k_h	水平震度	0.83	—	
K_{S_s}	慣性力	6.1	kN/m ²	$= k_h \cdot G'$

表 6 耐震設計に用いる条件（慣性力，防護材及び防護材取付部鋼材）

記号	定義	数値	単位	備考
γ_s	鋼の単位体積重量	77	kN/m ³	
B_{skin}	幅（スキンプレート）	855	mm	
D_{skin}	長さ（スキンプレート）	2490	mm	
t_{skin}	板厚（スキンプレート）	22	mm	
n_{skin}	個数（スキンプレート）	2	—	
G_{skin}	重量（スキンプレート）	7.21	kN	
B_{rib}	幅（リブプレート）	636	mm	
D_{rib}	長さ（リブプレート）	855	mm	
t_{rib}	板厚（リブプレート）	12	mm	
n_{rib}	個数（リブプレート）	10	—	
G_{rib}	重量（リブプレート）	5.02	kN	
B_{base}	幅（ベースプレート）	780	mm	
D_{base}	長さ（ベースプレート）	2490	mm	
t_{base}	板厚（ベースプレート）	32	mm	
n_{base}	個数（ベースプレート）	1	—	
G_{base}	重量（ベースプレート）	4.79	kN	
B_{1angle}	幅 1（ベースプレート固定鋼材）	90	mm	
B_{2angle}	幅 2（ベースプレート固定鋼材）	90	mm	
D_{angle}	長さ（ベースプレート固定鋼材）	2490	mm	
t_{angle}	板厚（ベースプレート固定鋼材）	40	mm	
n_{angle}	個数（ベースプレート固定鋼材）	2	—	
G_{angle}	重量（ベースプレート固定鋼材）	2.15	kN	
G	総重量	19.17	kN	$= G_{skin} + G_{rib} + G_{base} + G_{angle}$
A_{skin}	面積（スキンプレート）	2.129	m ²	$= (B_{skin} \cdot D_{skin}) / 10^6$
G'	スキンプレート 単位面積あたりの重量	9.0	kN/m ²	$= G / A_{skin}$
k_h	水平震度	0.83	—	
K_{Ss}	慣性力	7.5	kN/m ²	$= k_h \cdot G'$

3. 動水圧

動水圧は、「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 7 月）」に基づいて算出する。水平震度は $k_h=0.83$ を用いる。荷重条件表を表 7 に示す。貯留堰内外水位は、保守的に H.W.L. とする。

表 7 耐震設計に用いる条件（動水圧）

記号	定義	数値	単位	備考
ρ	海水の密度	1.03	g/cm ³	
g	重力加速度	9.80665	m/s ²	
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³	$= \rho \cdot g$
H_1	貯留堰外側の水位	0.61	T.P.m	H.W.L.
H_2	貯留堰内側の水位	0.61	T.P.m	H.W.L.
H''	海底面高さ	-7.39	T.P.m	
H'	貯留堰天端高さ	-4.90	T.P.m	
h_1	貯留堰外側の底面における水深	8.00	m	$= H_1 - H''$
h_2	貯留堰外側の天端面における水深	5.51	m	$= H_1 - H'$
h_3	貯留堰内側の底面における水深	8.00	m	$= H_2 - H''$
k_h	水平震度	0.83	—	
P_{d1}	貯留堰外側の底面における動水圧	58.7	kN/m ²	$= \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_1$
P_{d3}	貯留堰内側の底面における動水圧	58.7	kN/m ²	$= \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_3$

4. 受働土圧

受働土圧は、「道路橋示方書（IV下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づいて算出する。受働土圧は，CU条件における非排水せん断強度（ピーク強度（平均値））を用いて止水ゴム取付部鋼材下端位置にて算出する土圧強度とする。なお，止水ゴム取付部鋼材下端位置の土層はAc層である。荷重条件表を表8に示す。

表8 耐震設計に用いる条件（受働土圧）

記号	定義	数値	単位	備考
Z_0	海底面高さ	-7.39	T.P.m	
Z	止水ゴム取付部鋼材下端高さ	-10.39	T.P.m	
ρ_{sat}	飽和密度	1.65	g/cm ³	
ρ_w	間隙水の密度	1.00	g/cm ³	
ρ'	土の水中密度	0.65	g/cm ³	$= \rho_{sat} - \rho_w$
g	重力加速度	9.80665	m/s ²	
γ'	水中単位体積重量	6.4	kN/m ³	$= \rho' \cdot g$
h_i	海底面から接続部下端までの層厚	3.00	m	$= Z_0 - Z$
σ'_v	有効上載圧	19.20	kN/m ²	$= \gamma' \cdot h_i$
C_{CU}	粘着力	95*	kN/m ²	ピーク強度（平均値）
q	上載荷重	0	kN/m ²	
ϕ	土のせん断抵抗角	0	°	
δ	貯留堰と土の摩擦角	0	°	
α	地表面と水平面のなす角度	0	°	
K_p	常時の受働土圧係数	1	—	
P_p	受働土圧強度	209.2	kN/m ²	$= 2 \cdot C_{CU} + \sigma'_v$

注記 *：非排水せん断強度 $C_{CU} = (0.090 + 0.242 \cdot \sigma'_v / 1000) \times 1000$ (kN/m²)

5. ゴム張力

止水ゴム取付部鋼材，防護材及び防護材取付部鋼材の耐震設計では，止水ゴムからの作用荷重を保守的に評価するため，ゴム張力は補強布の引張強度から算出する。荷重条件表を表9に示す。

表9 耐震設計に用いる条件（ゴム張力）

記号	定義	数値	単位	備考
E_0	補強布（伸縮部材）の引張強度	445 ^{*1}	N/mm	補強布（AA400）1枚の破断強度
n	補強布のプライ数	2	PLY	
C	補強効率	0.8	—	
S	安全率	3	—	
E	引張強度	237.3	N/mm	$= E_0 \cdot n \cdot C / S$

注記 *1：織物検査報告書（綾羽工業 高島工場 検査課，平成27年8月25日）

6.8.1.2 貯留堰の強度計算書に関する補足説明

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	7
2.3.1 概要	7
2.3.2 津波時及び重畳時の解析手法	13
2.4 適用基準	14
3. 強度評価方法	15
3.1 記号の定義	15
3.2 評価対象断面及び部位	17
3.2.1 評価対象断面	17
3.2.2 評価対象部位	21
3.3 荷重及び荷重の組合せ	22
3.3.1 荷重	22
3.3.2 荷重の組合せ	23
3.4 許容限界	32
3.5 評価方法	37
3.5.1 津波時	37
3.5.2 重畳時	75
4. 評価条件	93
4.1 津波時	93
4.2 重畳時	97
5. 評価結果	105
5.1 津波時	105
5.2 重畳時	124
5.3 まとめ	166

1. 概要

本資料は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、貯留堰が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震及び漂流物の衝突を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持すること及び主要な構造体の境界部に設置する部材が有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認するものである。

強度計算に当たっては、基準津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

2. 基本方針

添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す「2.1 機能維持の方針」を踏まえ、貯留堰の「2.1 位置」及び「2.2 構造概要」を示す。

2.1 位置

貯留堰の平面配置図を図 2.1-1 に示す。

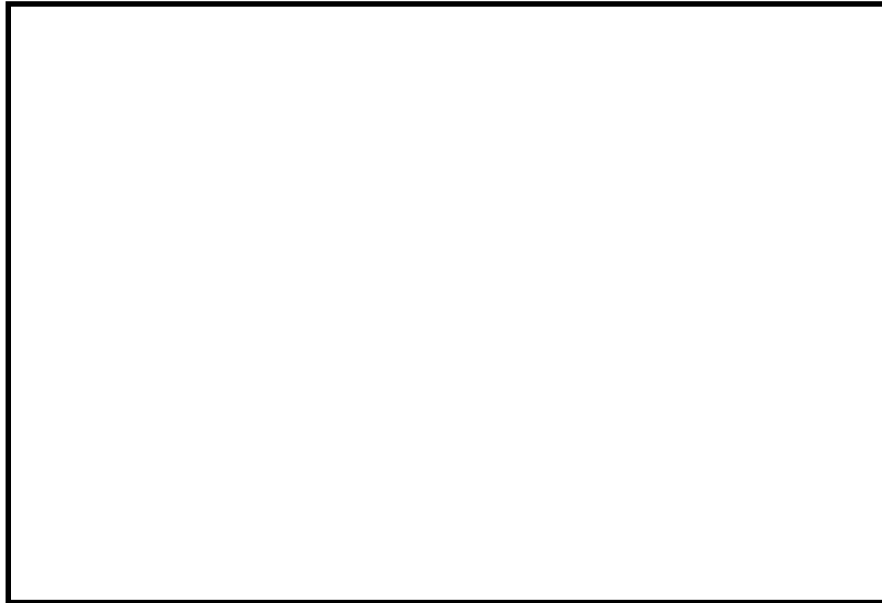


図 2.1-1 (1) 貯留堰の平面配置図 (全体図)

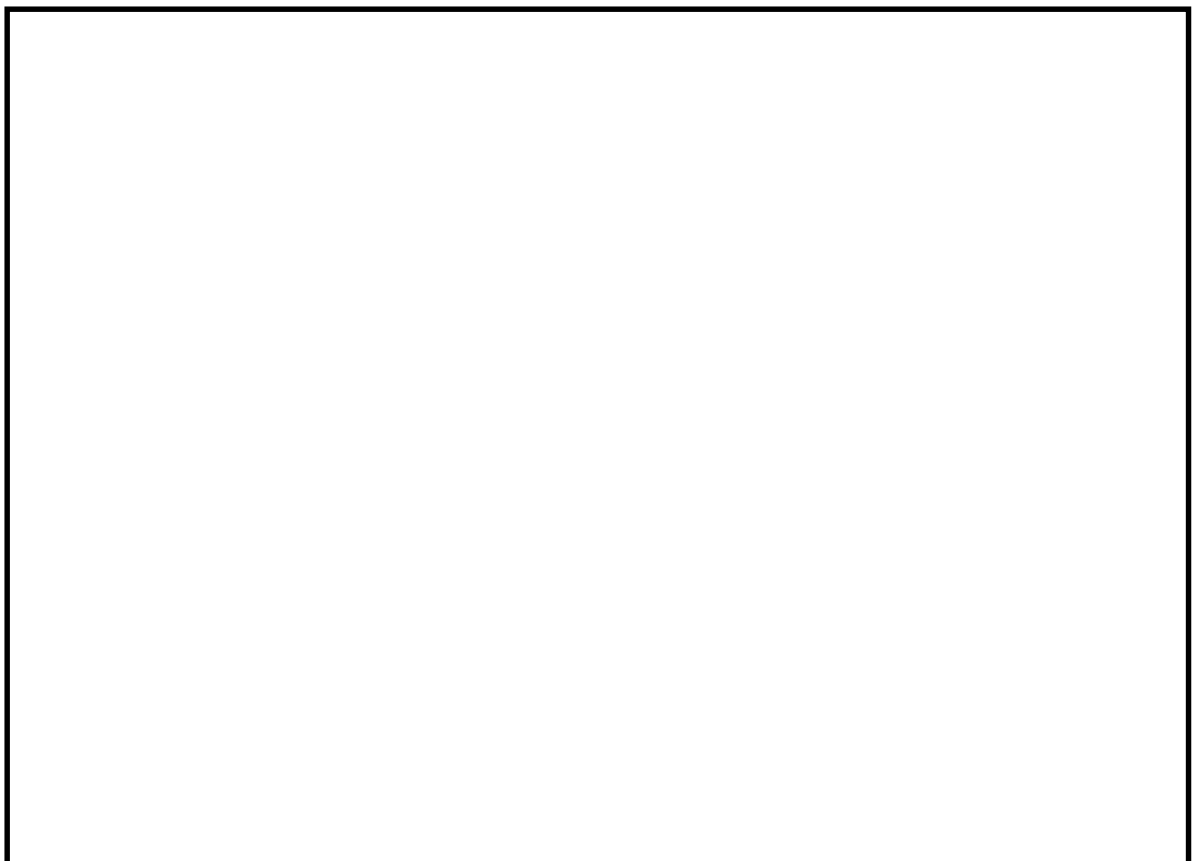


図 2.1-1 (2) 貯留堰の平面配置図 (拡大図)

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。

鋼管矢板は、 $\phi 2000$ 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 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 \times 約 24 m である。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。

貯留堰の平面図を図 2.2-1、断面図を図 2.2-2、標準図を図 2.2-3 にそれぞれ示す。

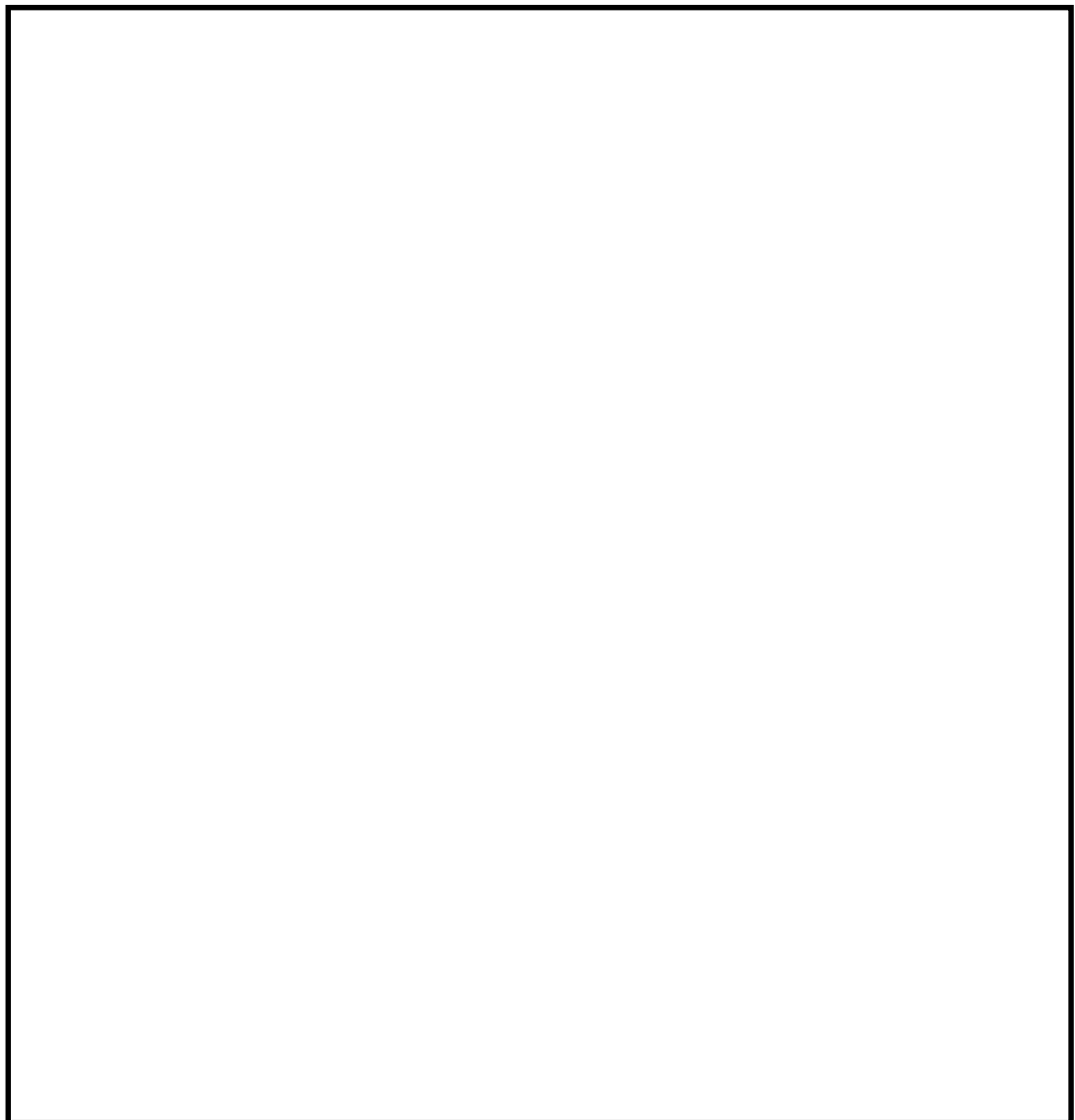


図 2.2-1 (1) 貯留堰の平面図

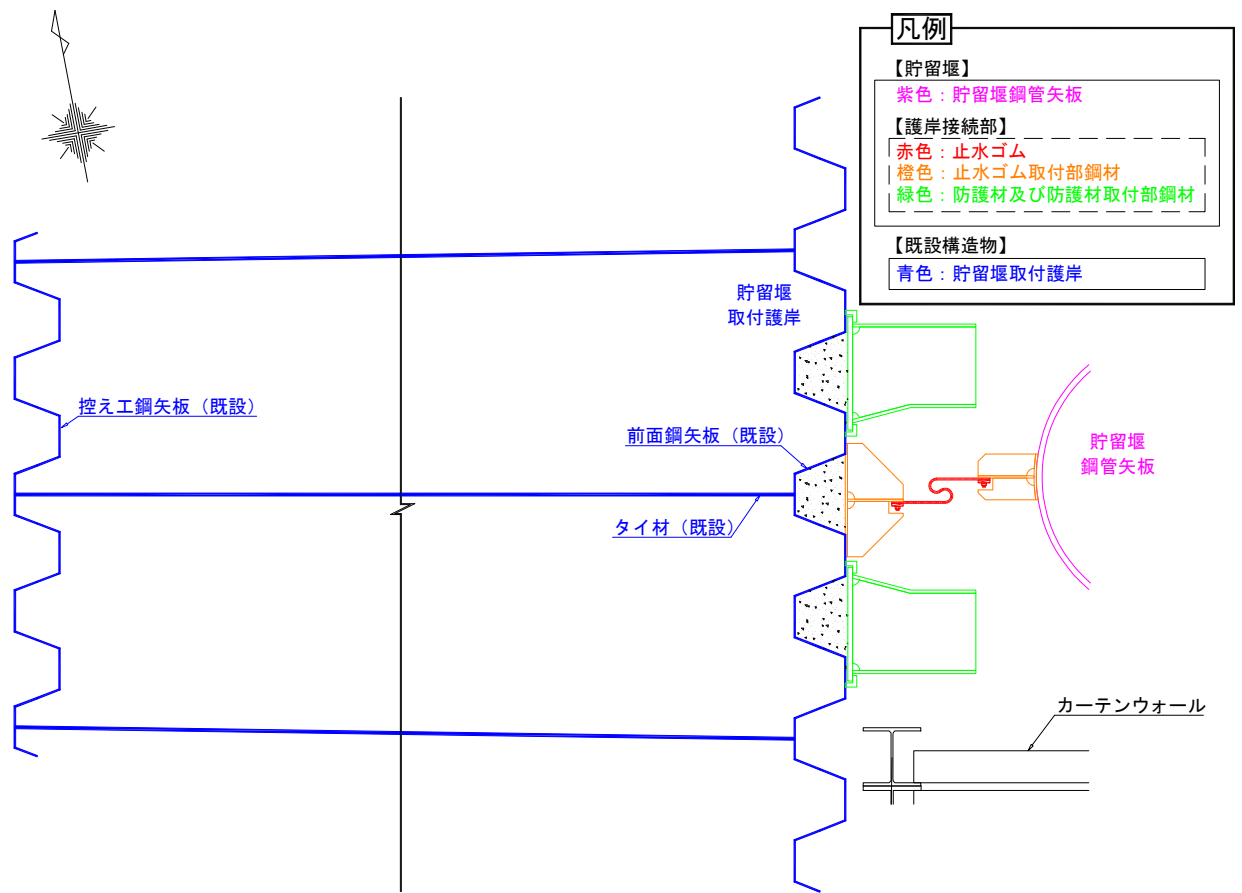
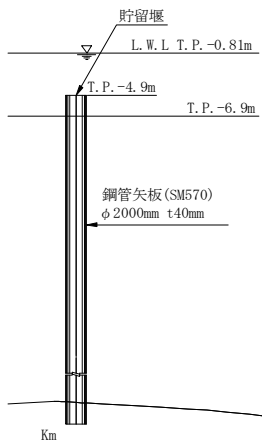


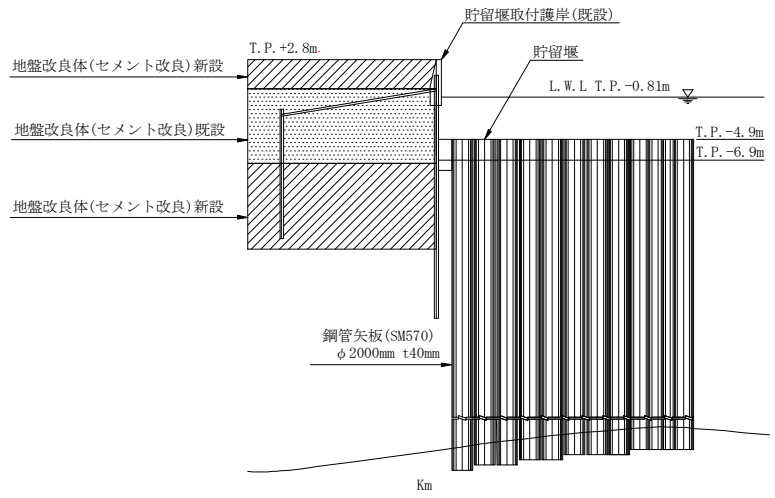
図 2.2-1 (2) 貯留堰の平面図 (A 部拡大)



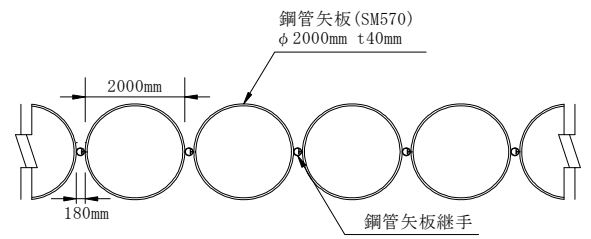
図 2.2-2 貯留堰の断面図



(a) A-A 断面図



(b) B-B 断面図



(c) 鋼管矢板継手部平面

図 2.2-3 貯留堰の標準図

2.3 評価方針

2.3.1 概要

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。

貯留堰の強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.2 許容限界」において設定している荷重及び荷重の組合せ、並びに許容限界を踏まえて実施する。強度評価では、「3. 強度評価方法」に示す方法により、「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて評価し、「5. 強度評価結果」より、貯留堰の評価対象部位に作用する応力等が許容限界以下であることを確認する。

貯留堰の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震荷重の作用方向や伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下、「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重作用時（以下、「重畳時」という。）について行う。

貯留堰の耐津波設計における要求機能と設計評価方針を表 2.3-2 に、評価項目を表 2.3-3 に示す。

貯留堰の強度評価は、設計基準対象施設として表 2.3-3 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構造物の変形性評価を行う。

構造部材の健全性評価及び構造物の変形性評価を実施することにより、構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

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、貯留堰の鋼管矢板が1列に並んでいる構造であることから、津波荷重による接地圧への影響がほぼないこと及び重畳時の余震荷重よりも地震時の地震荷重の方が接地圧への影響が大きいことを考慮して、耐震計算書において実施する。

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。

津波時の地盤剛性及び地盤ばねの上限値の設定は、表 2.3-1 に示す地盤剛性4種類と地盤ばねの上限値4種類を考慮して、地盤の最も高い剛性と最も大きい強度の組合せによる構成式及び地盤の最も低い剛性と最も小さい強度の組合せによる構成式を地盤ばねの設定で用いることにより、各部位で安全側となる設計を行う。地盤の最も高い剛性と最も大きい強度の組合せは、初期剛性とピーク強度（平均）の組合せを用いる。地盤の最も低い剛性と最も小さい強度の組合せは、津波による影響が支配的な地表面付近の剛性を比較すると、敷地においては静弾性係数の方が地震時の収束剛性よりも小さいことから、静弾性係数と残留強度（ -1σ ）の組合せを用いる。

表 2.3-1 津波時の地盤剛性及び地盤ばねの上限値の組合せ

荷重条件	地盤剛性	上限値
津波時	初期剛性 余震時の収束剛性 地震時の収束剛性 静弾性係数	ピーク強度（平均） ピーク強度（ -1σ ） 残留強度（平均） 残留強度（ -1σ ）

赤字：荷重条件
 緑字：要求機能
 青字：対応方針

表 2.3-2 貯留堰の耐津波設計における要求機能と設計評価方針

施設名	基本設計方針	要求機能	機能設計		構造強度設計					設計に用いる許容限界
			性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計（評価方針）	評価対象部位	応力等の状態	損傷モード	
貯留堰	<p>・貯留堰は、地震後の繰返しの襲来を想定した入力津波に対して、貯留堰の要求される機能を損なうおそれがない設計とする。</p> <p>・貯留堰は、水位低下時において海水ポンプの取水に必要な高さで設置し、止水性を維持する設計とする。</p> <p>・貯留堰の設計における荷重の組み合わせとしては、常時作用する荷重、津波荷重、余震荷重及び漂流物による衝突荷重を適切に考慮する。</p>	<p>・貯留堰は、地震後の繰返しの襲来を想定した入力津波に対し、余震及び漂流物の衝突を考慮した場合においても、津波防護施設が要求される機能を損なうおそれがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。</p>	<p>・貯留堰は、地震後の繰返しの襲来を想定した津波に対し、余震及び漂流物の衝突を考慮した場合においても、水位低下時における海水ポンプの取水に必要な高さまでの施工により海水を確保し、主要な構造体の境界部への止水処置により止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。</p>	<p>・貯留堰は、地震後の繰返しの襲来を想定した津波に対し、余震及び漂流物の衝突を考慮した場合においても、水位低下時において海水ポンプの取水に必要な高さ T.P.-4.90m とし、海水ポンプ室前面を取り囲むように海中に設置する設計とする。</p> <p>鋼管矢板は鋼管矢板継手にて連結し、岩盤に支持する構造とすることにより、止水性を保持する設計とする。</p> <p>鋼管矢板と貯留堰取付護岸との境界部は、試験などにより止水性を確認した止水ゴムを設置することによる止水処置を講じる設計とする。</p>	<p>・貯留堰は、地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震及び漂流物の衝突を考慮した荷重に対し、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とし、鋼管矢板下端は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、貯留堰取付護岸との境界部には止水ゴムを設置し、変形により有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。</p>	地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震及び漂流物の衝突を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするため、構造部材である鋼管矢板が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。	鋼管矢板	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編）」を踏まえた短期許容応力度以下とする。
						地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震及び漂流物の衝突を考慮した荷重に対し、主要な構造体の境界部に設置する部材が有意な漏えいを生じない変形に留める設計とするため、境界部に設置する止水ゴムが、有意な漏えいを生じない変形量以下であることを確認する。	止水ゴム	変形	有意な漏えいに至る変形	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。
						地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震及び漂流物の衝突を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするため、構造部材である止水ゴム取付部鋼材が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。	止水ゴム取付部鋼材	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編）」を踏まえた短期許容応力度以下とする。
						地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震及び漂流物の衝突を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするため、構造部材である防護材が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。	防護材	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編）」を踏まえた短期許容応力度以下とする。
						地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震及び漂流物の衝突を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするため、構造部材である防護材取付部鋼材が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。	防護材取付部鋼材	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編）」を踏まえた短期許容応力度以下とする。

表 2.3-3 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	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
		止水ゴム 取付部鋼材	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
		防護材	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
		防護材 取付部鋼材	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
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	鋼管矢板	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
		止水ゴム 取付部鋼材	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
		防護材	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
		防護材 取付部鋼材	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
	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

構造部材の健全性評価のうち津波時の検討では、表 2.3-4 に示すように 2 次元静的フレーム解析における地盤ばねの剛性及び上限値を増減させた検討を実施し、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。また、重畳時の検討では、1 次元有効応力解析から地盤ばねの剛性及び上限値を設定した 2 次元静的フレーム解析を実施し、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。なお、重畳時の検討では、表 2.3-5 に示すような地盤物性のばらつきの影響評価を実施する。

貯留堰の強度評価の検討フローを図 2.3-1 に示す。

なお、重畳時の評価における入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 $S_d - D1$ 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を用いる。

表 2.3-4 津波時の検討で考慮する地震動の影響評価ケース

検討ケース	地盤剛性	上限値
1	初期剛性	ピーク強度 (平均)
2	静弾性係数	残留強度 (-1σ)

表 2.3-5 重畳時の検討で実施する地盤物性のばらつき

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 ($+1\sigma$) 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 ($+1\sigma$) 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 ($+1\sigma$)	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮 (-1σ)	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 ($+1\sigma$)
液状化強度特性の設定	原地盤に基づく液状化強度特性 (-1σ)	原地盤に基づく液状化強度特性 (-1σ)	原地盤に基づく液状化強度特性 (-1σ)	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

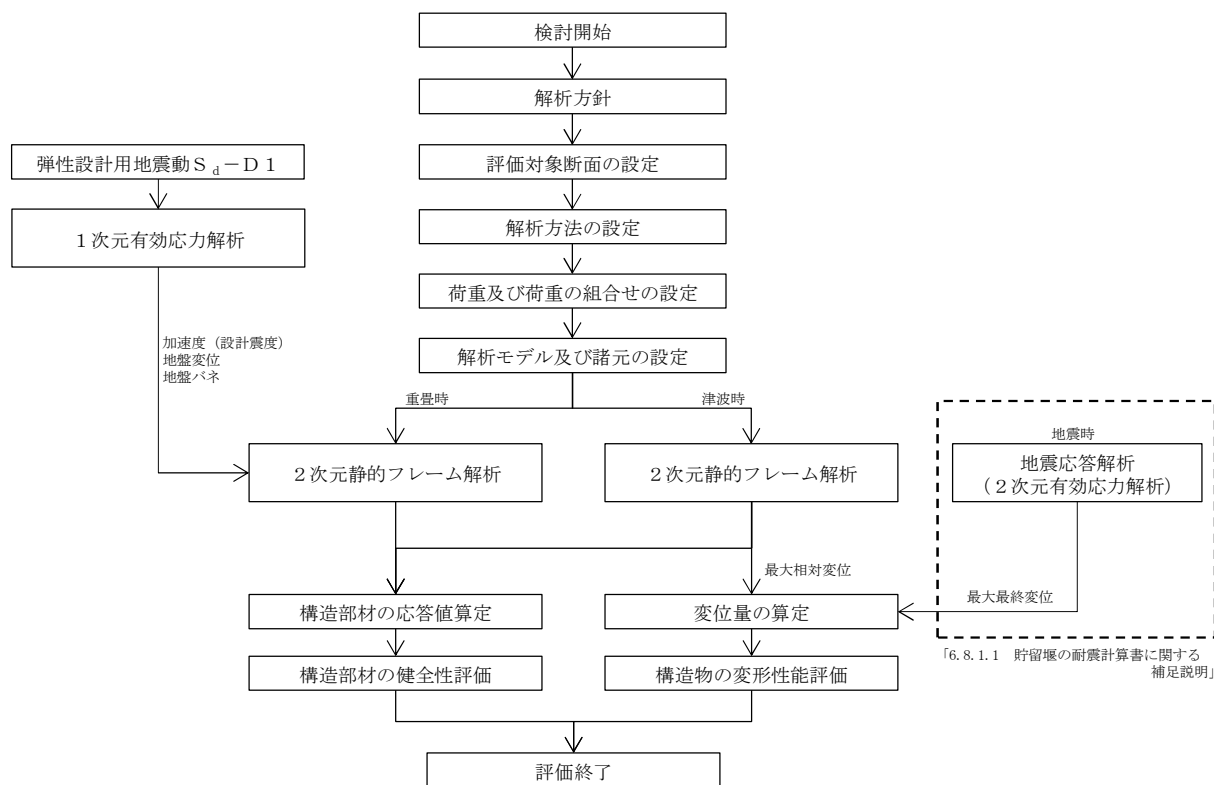


図 2.3-1 貯留堰の強度評価フロー

2.3.2 津波時及び重畳時の解析手法

貯留堰の津波時及び重畳時の解析手法は、鋼管矢板を線形はり要素、地盤を1次元有効応力解析の応答値より設定したバイリニア型の非線形ばね要素でモデル化した2次元静的フレーム解析とする。

津波時及び重畳時の解析手法の選定フローを図2.3-2に示す。

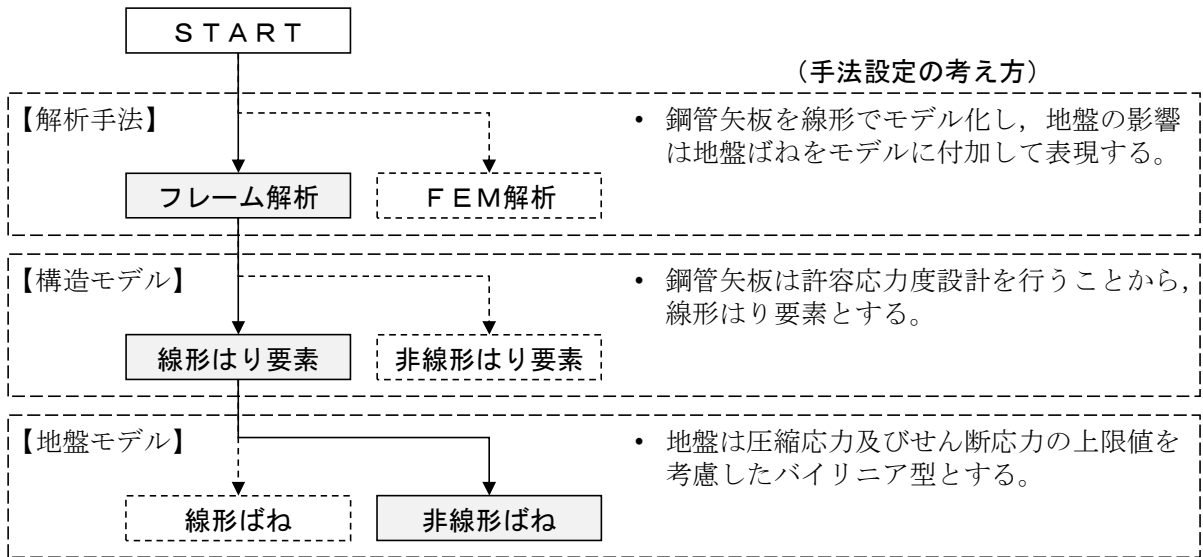


図 2.3-2 津波時及び重畳時の解析手法の選定フロー

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（日本道路協会，平成14年3月）
- ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（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7月）
- ・防波堤の耐津波設計ガイドライン（国土交通省港湾局，平成27年12月一部改訂）

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	<ul style="list-style-type: none"> ・道路橋示方書（Ⅳ下部構造編）・同解説（平成14年3月） ・道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説（平成14年3月） 	—
荷重及び荷重の組み合わせ	<ul style="list-style-type: none"> ・港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成19年7月） ・道路橋示方書（Ⅳ下部構造編）・同解説（平成14年3月） 	・永久荷重＋偶発荷重の適切な組合せを検討
許容限界	<ul style="list-style-type: none"> ・道路橋示方書（Ⅳ下部構造編）・同解説（平成14年3月） ・道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説（平成14年3月） 	<ul style="list-style-type: none"> ・曲げに対する照査は，発生応力度が，短期許容応力度以下であることを確認 ・せん断に対する照査は，発生応力度が短期許容応力度以下であることを確認
評価方法	<ul style="list-style-type: none"> ・港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成19年7月） 	・腐食代の設定
地震応答解析	<ul style="list-style-type: none"> ・ J E A G 4 6 0 1 -1987 	・有限要素法による1次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

3. 強度評価方法

3.1 記号の定義

貯留堰の強度評価に用いる記号を表 3.1-1 に示す。

表 3.1-1 (1) 強度評価に用いる記号 (1/2)

記号	単位	定義
g	m/s^2	重力加速度
k_h	-	水平震度
k_v	-	鉛直震度
p_1	kN/m^2	貯留堰外側の底面における波圧強度
p_2	kN/m^2	貯留堰外側の天端面における波圧強度
p_3	kN/m^2	貯留堰内側の底面における波圧強度
H	m	貯留堰高さ
η	m	貯留堰外側の貯留堰天端面からの津波高さ
h_1	m	貯留堰外側の底面における水深
h_2	m	貯留堰外側の天端面における水深
h_3	m	貯留堰内側の底面における水深
P_c	kN	衝突荷重
P_d	kN/m^2	動水圧
P_t	kN/m^2	遡上津波荷重
v	m/s	貯留堰位置での津波最大流速
W_c	kN	漂流物の重量
y	m	動水圧の作用高さ
γ_w	kN/m^3	海水の単位体積重量
ρ	kg/m^3	海水の密度
G	kN	固定荷重
K_{Sd}	kN	余震荷重
σ	N/mm^2	曲げモーメント及び軸力による応力
σ_{sa}	N/mm^2	短期許容曲げ応力度
M	$N\cdot mm$	最大曲げモーメント

表 3.1-1 (2) 強度評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
Z	mm ³	断面係数
N	N	軸力
A	mm ²	有効断面積
τ	N/mm ²	せん断応力
τ_a	N/mm ²	短期許容せん断応力度
S	kN	せん断力
κ	—	せん断応力の分布係数

3.2 評価対象断面及び部位

3.2.1 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。

図 3.2-1 に示す平面図及び図 3.2-2 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、以下の 4 断面より選定する。図 3.2-3 に各断面の地層構成を示す。岩盤上面深度に着目し、岩盤上面標高が最も高い断面①と最も低い断面②を強度評価の評価対象断面とする。

評価対象断面選定の詳細については、「5.10 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について 5.10.6 貯留堰及び貯留堰取付護岸」に示す。

断面①：貯留堰の短手方向直線部の南側端部（岩盤上面標高が最も高い断面）

断面②：貯留堰の短手方向直線部の北側端部（岩盤上面標高が最も低い断面）

断面③：貯留堰の長手方向直線部の南側端部（岩盤上面標高が中間程度の高さの断面）

断面④：貯留堰の長手方向直線部の北側端部（岩盤上面標高が低い断面）

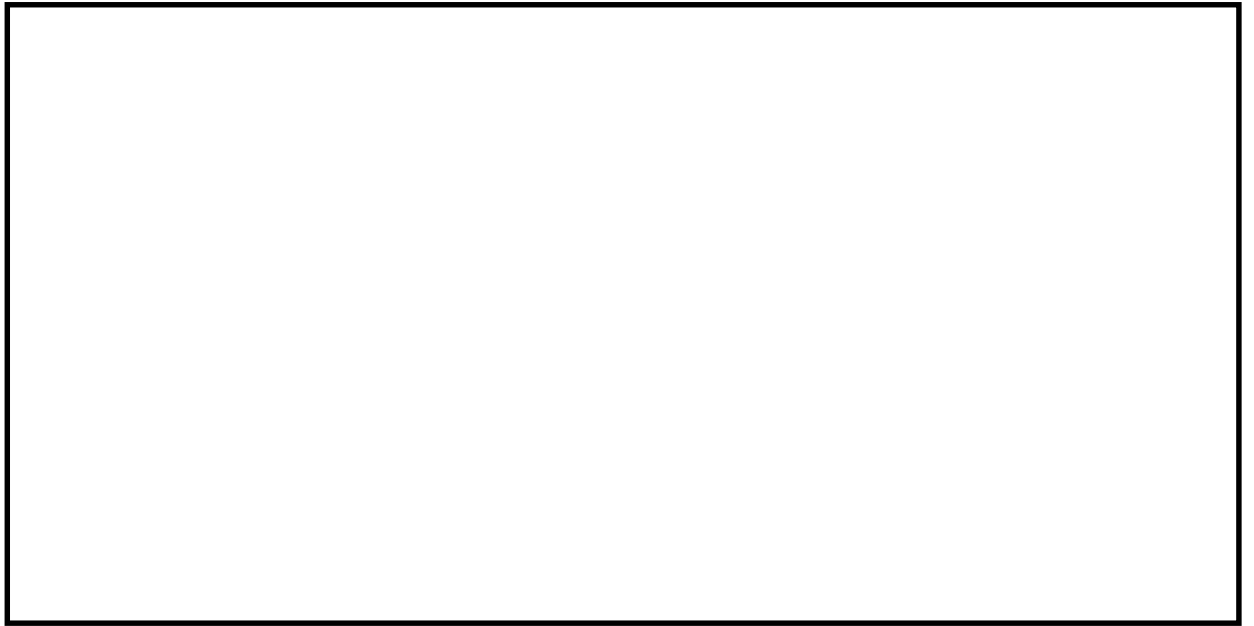


図 3.2-1 貯留堰の平面図

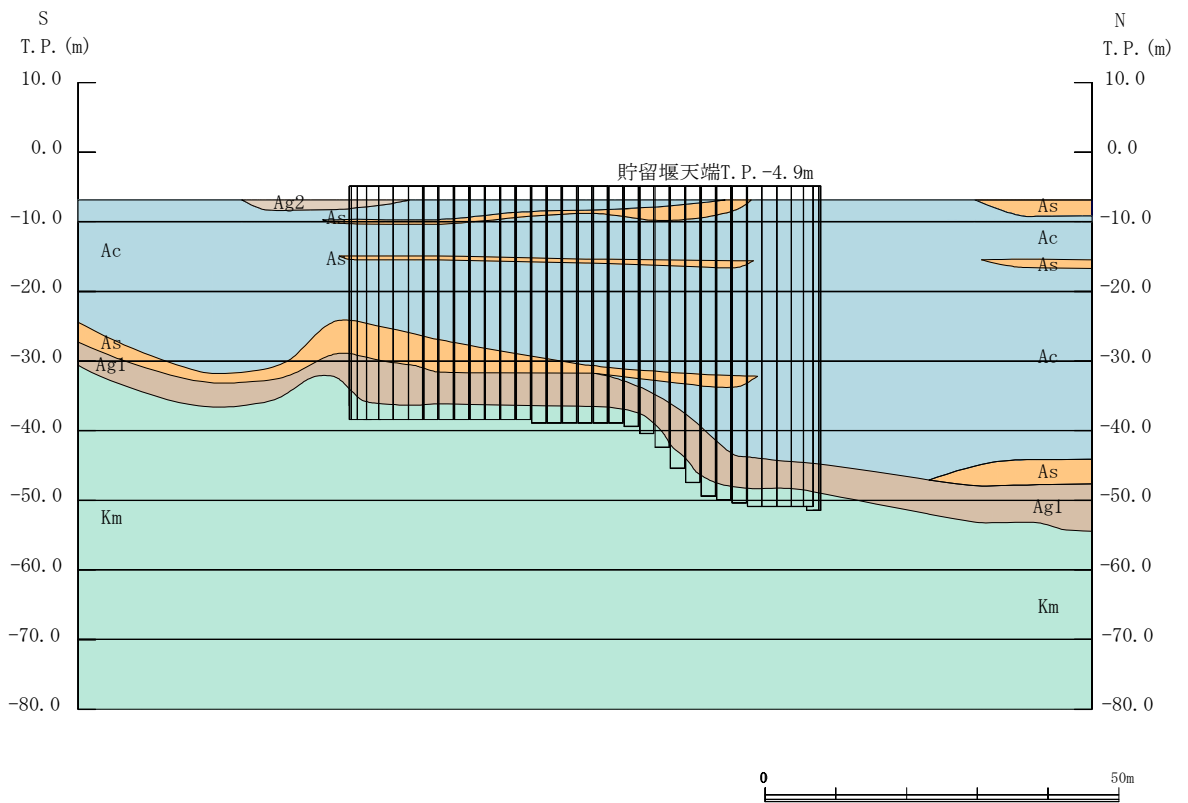


図 3.2-2 貯留堰の断面図 (NS-2)

地層構成の抽出位置 (EW-4 断面)

断面① (成層)

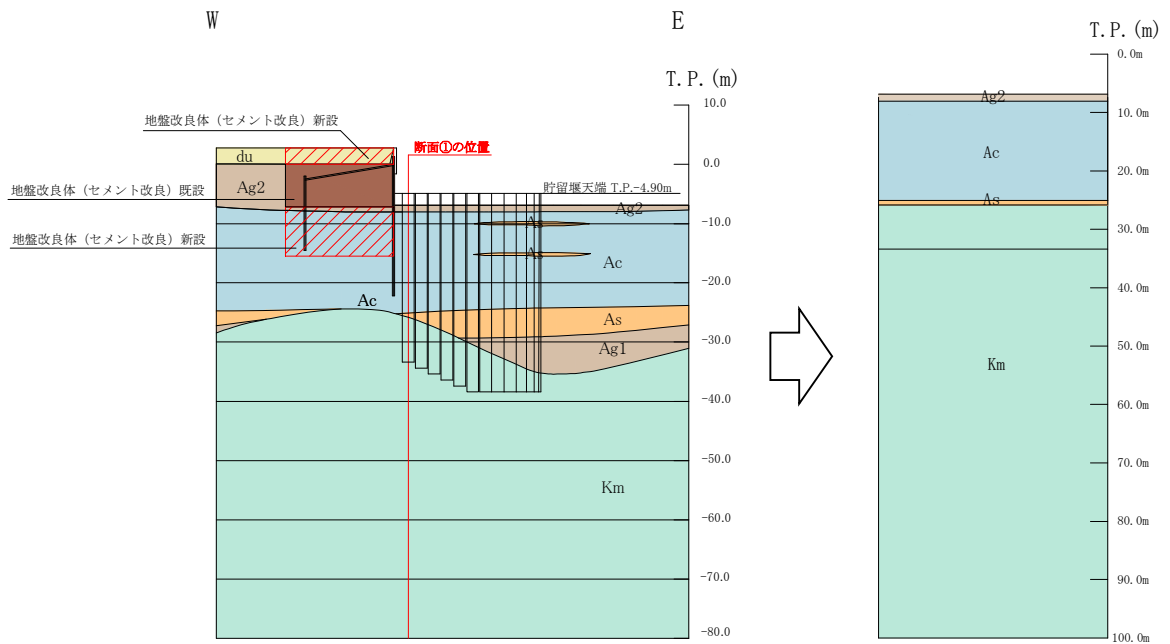


図 3.2-3 (1) 地層構成 (断面① : 評価対象断面)

地層構成の抽出位置 (EW-1 断面)

断面② (成層)

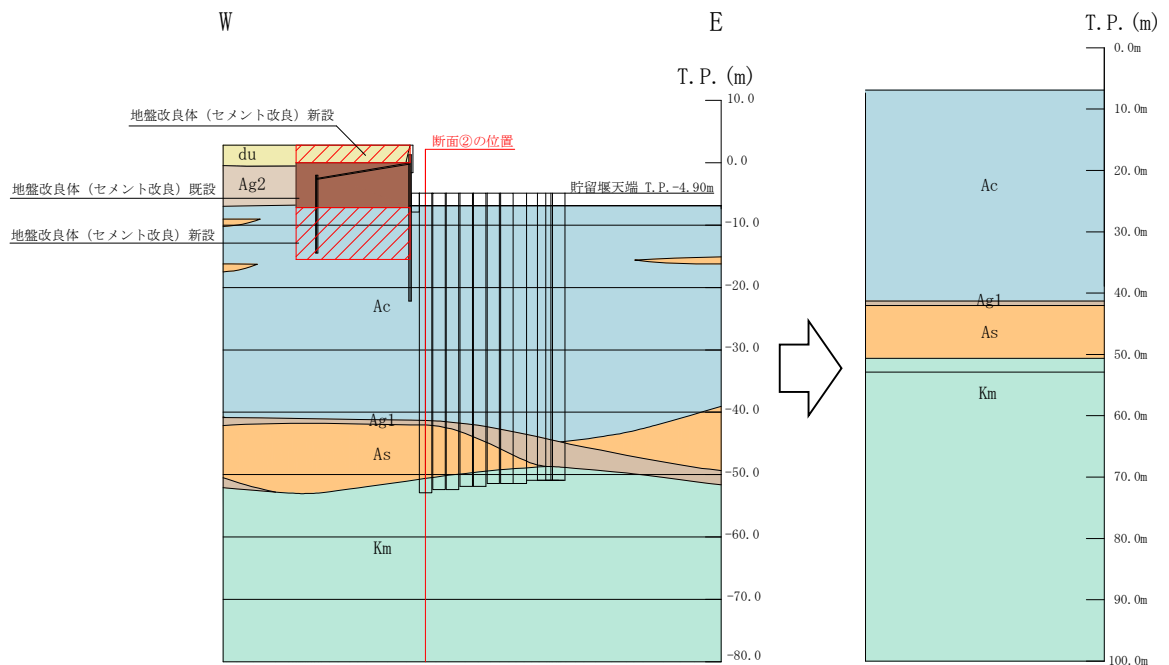


図 3.2-3 (2) 地層構成 (断面② : 評価対象断面)

地層構成の抽出位置 (EW-3 断面)

断面③ (成層)

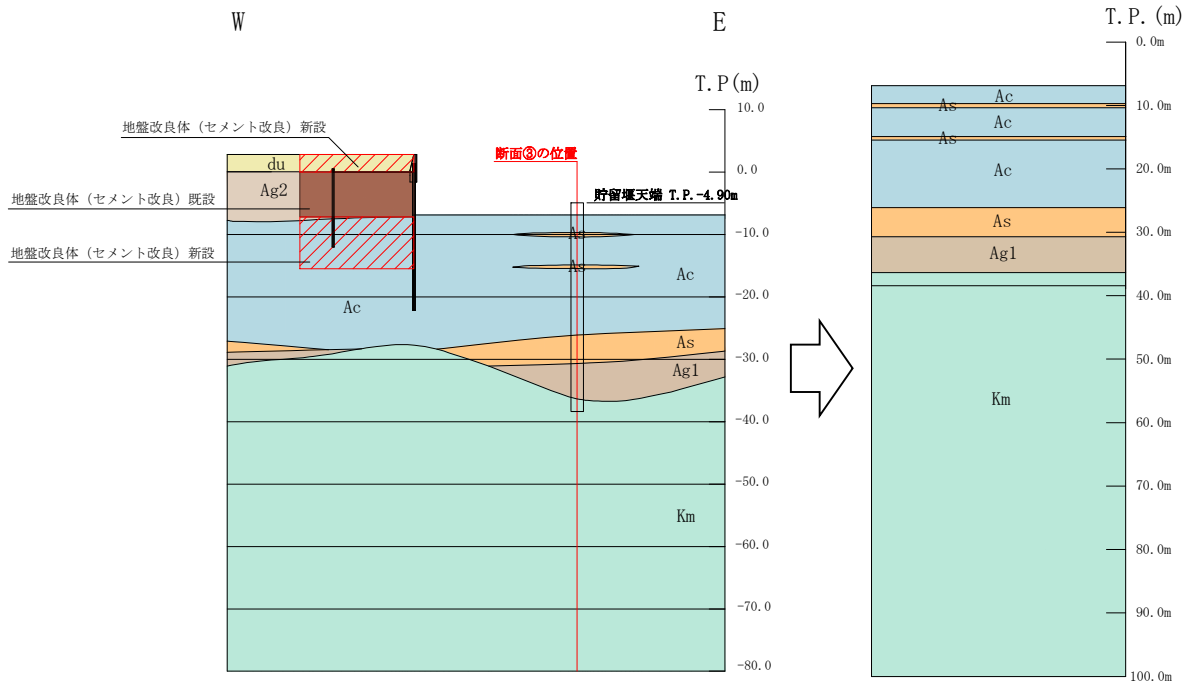


図 3.2-3 (3) 地層構成 (断面③)

地層構成の抽出位置 (EW-2 断面)

断面④ (成層)

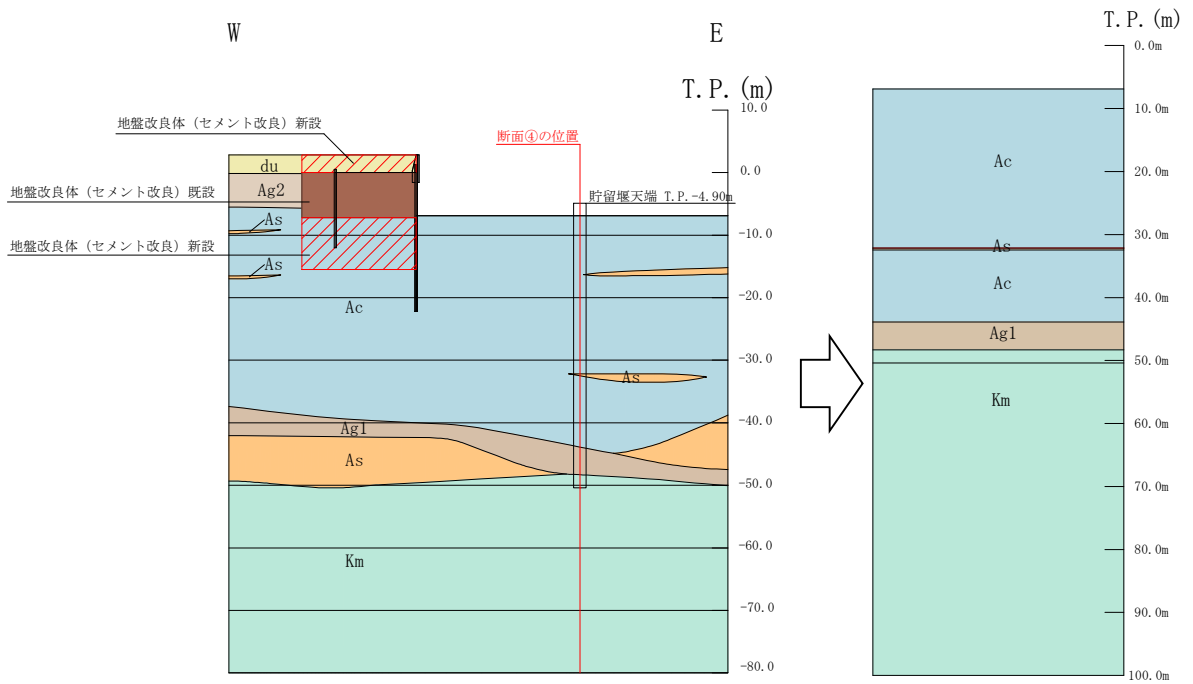


図 3.2-3 (4) 地層構成 (断面④)

3.2.2 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。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを踏まえて設定する。

なお、敷地に遡上する津波においては、別流路の緊急用海水ポンプを使用し必要な取水量を確保することから、その際は非常用海水ポンプの引き波時の運転継続に必要な取水量を期待しない。したがって、敷地に遡上する津波に対する貯留堰の強度評価は行わない。

3.3.1 荷重

貯留堰の強度評価において、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、構造物及び海水の自重を考慮する。

(2) 遡上津波荷重 (P_t)

遡上津波荷重として、越流時の津波波力（静水圧差）を適用する。

(3) 衝突荷重 (P_c)

衝突荷重として、表 3.3-1 に示す 0.69t 車両の FEMA (2012) *式による漂流物荷重を考慮する。

注記 * : FEMA : Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2012

表 3.3-1 衝突荷重

	流速 (m/s)	衝突荷重 (kN)
基準津波時	11	759

(4) 余震荷重 (K_{sd})

余震荷重として、構造物中心位置で実施した 1次元有効応力解析の地表面最大加速度から水平震度及び鉛直震度を算定し、躯体慣性力や動水圧を考慮する。

なお、動水圧については、弾性設計用地震動 $S_d - D1$ を入力地震動とした、1次元有効応力解析の地表面加速度に基づき設定した水平震度、及び Westergaard の式を用いて設定する。

3.3.2 荷重の組合せ

(1) 鋼管矢板

鋼管矢板の強度評価に用いる荷重の組合せは津波時及び重畳時に区分し、荷重の組合せを表 3.3-2 から表 3.3-4 に、荷重作用図を図 3.3-1 及び図 3.3-2 に示す。

なお、重畳時における津波荷重と余震荷重の作用方向に関して、貯留堰は地盤深度方向に長尺の鋼管矢板で構成されているため、津波荷重により鋼管矢板に発生する曲げモーメントによる影響が支配的であることから、津波荷重と余震荷重は同じ方向に作用させることが最も厳しい条件となる。

表 3.3-2 荷重の組合せ (鋼管矢板)

区分	荷重の組合せ
津波時	$G + P_t + P_c$
重畳時	$G + P_t + K_{Sd}$

G : 固定荷重

P_t : 津波荷重

P_c : 衝突荷重

K_{Sd} : 余震荷重

表 3.3-3 荷重の組合せ（鋼管矢板 津波時）

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	固定 荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	—	・機器・配管設備はないことから、考慮しない。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧		—	・静止土圧は考慮しない。
	外水圧		○	・海水面に応じた静水圧として設定する。 ・海水の密度を考慮する。
内水圧		—	・内水圧を考慮する構造形式ではないことから、考慮しない。	
変動荷重	積雪荷重		—	・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。
	風荷重		—	・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。
	積雪荷重及び風荷重以外		—	・積雪荷重及び風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重と組み合わせるべき変動荷重はない。
偶発荷重	津波荷重		○	・基準津波による津波波力を考慮する。
	衝突荷重		○	・質量が 0.69 t である車両の漂流物荷重を考慮する。
	余震荷重		—	・津波時であることから余震荷重は考慮しない。
	動水圧		—	・津波時であることから動水圧は考慮しない。

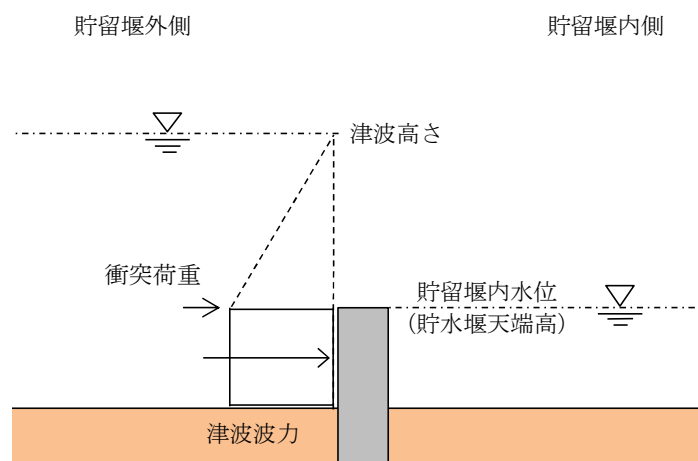


図 3.3-1 荷重作用図（鋼管矢板 津波時）

表 3.3-4 荷重の組合せ（鋼管矢板 重畳時）

種別		荷重	算定方法
永久荷重	固定荷重	躯体自重	○ ・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	－ ・機器・配管設備はないことから、考慮しない。
		土被り荷重	－ ・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	－ ・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧		－ ・静止土圧は考慮しない。
	外水圧		○ ・海水面に応じた静水圧として設定する。 ・海水の密度を考慮する。
内水圧		－ ・内水圧を考慮する構造形式ではないことから、考慮しない。	
変動荷重	積雪荷重		－ ・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。
	風荷重		－ ・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。
	積雪荷重及び風荷重以外		－ ・積雪荷重及び風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重と組み合わせるべき変動荷重はない。
偶発荷重	津波荷重		○ ・基準津波による津波波力を考慮する。
	衝突荷重		－ ・重畳時であることから漂流物の衝突は考慮しない。
	余震荷重		○ ・弾性設計用地震動 $S_d - D1$ による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
	動水圧		○ ・重畳時であることから動水圧を考慮する。

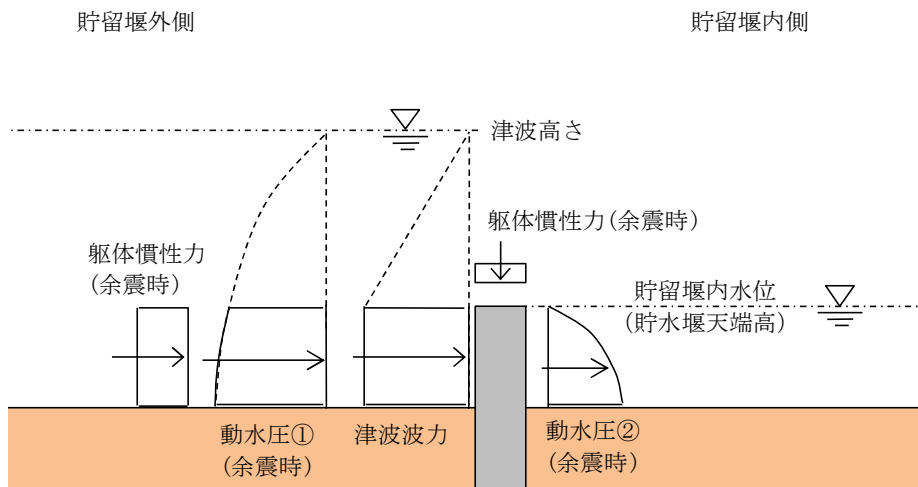


図 3.3-2 荷重作用図（鋼管矢板 重畳時）

(2) 止水ゴム取付部鋼材

止水ゴム取付部鋼材の強度評価に用いる荷重の組合せは津波時及び重畳時に区分し、荷重の組合せを表 3.3-5 から表 3.3-7 に、荷重作用図を図 3.3-3 及び図 3.3-4 に示す。

なお、地盤からの作用荷重を保守的に評価するために、土中部の部材には受働土圧を作用荷重として考慮するものとし、受働土圧については非排水せん断強度（ピーク強度（平均値））を用いて止水ゴム取付部鋼材下端位置にて算出した土圧強度を用いる。

止水ゴムからの作用荷重を保守的に評価するために、ゴム張力については止水ゴムの引張強度を用いる。

慣性力及び動水圧については、「3.5.2 重畳時 (1) 鋼管矢板 b. 2次元静的フレーム解析」に示す検討ケース及び「3.5.2 重畳時 (1) 鋼管矢板 c. 1次元有効応力解析 (c) 入力地震動」に示す弾性設計用地震動 S_d-D1 を考慮した1次元有効応力解析から得られる最大加速度（地震動 S_d-D1 ，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）より、水平震度 $k_h=0.27$ を用いて算出する。

表 3.3-5 荷重の組合せ（止水ゴム取付部鋼材）

区分	荷重の組合せ
津波時	$G + P_t$
重畳時	$G + P_t + K_{S_d}$

G : 固定荷重

P_t : 津波荷重

K_{S_d} : 余震荷重

表 3.3-6 荷重の組合せ（止水ゴム取付部鋼材 津波時）

種別	荷重	算定方法	
永久荷重	部材自重	— ・他の荷重と比較し非常に小さいため、考慮しない。	
	固定荷重	機器・配管自重	— ・機器・配管設備はないことから、考慮しない。
		土被り荷重	— ・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	— ・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧	— ・静止土圧は考慮しない。	
	外水圧	○ ・海水面に応じた静水圧として設定する。 ・海水の密度を考慮する。	
	内水圧	— ・内水圧を考慮する構造形式ではないことから、考慮しない。	
変動荷重	積雪荷重	— ・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。	
	風荷重	— ・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。	
	積雪荷重及び風荷重以外	— ・積雪荷重及び風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重と組み合わせるべき変動荷重はない。	
偶発荷重	津波荷重	○ ・基準津波による津波波力を考慮する。	
	衝突荷重	— ・防護材内側のため、漂流物の衝突は考慮しない。	
	余震荷重	— ・津波時であることから余震荷重は考慮しない。	
	動水圧	— ・津波時であることから動水圧は考慮しない。	

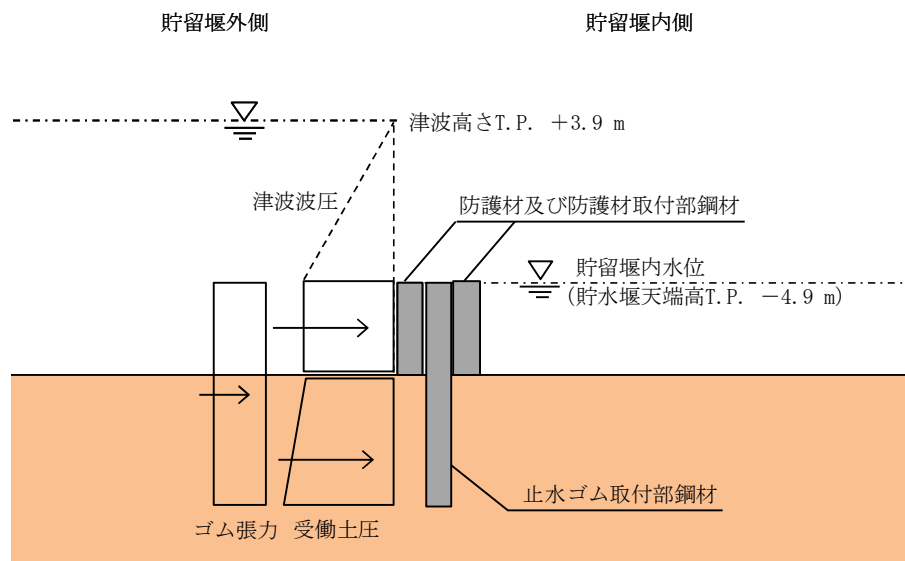


図 3.3-3 荷重作用図（止水ゴム取付部鋼材 津波時）

表 3.3-7 荷重の組合せ（止水ゴム取付部鋼材 重畳時）

種別	荷重	算定方法
永久荷重	部材自重	○ ・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
	機器・配管自重	－ ・機器・配管設備はないことから、考慮しない。
	土被り荷重	－ ・土被りはないため考慮しない。
	上載荷重	－ ・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧	－ ・静止土圧は考慮しない。
	外水圧	○ ・海水面に応じた静水圧として設定する。 ・海水の密度を考慮する。
	内水圧	－ ・内水圧を考慮する構造形式ではないことから、考慮しない。
変動荷重	積雪荷重	－ ・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。
	風荷重	－ ・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。
	積雪荷重及び風荷重以外	－ ・積雪荷重及び風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重と組み合わせるべき変動荷重はない。
偶発荷重	津波荷重	○ ・基準津波による津波波力を考慮する。
	衝突荷重	－ ・重畳時であることから漂流物の衝突は考慮しない。
	余震荷重	○ ・弾性設計用地震動 $S_d - D1$ による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
	動水圧	○ ・重畳時であることから動水圧を考慮する。

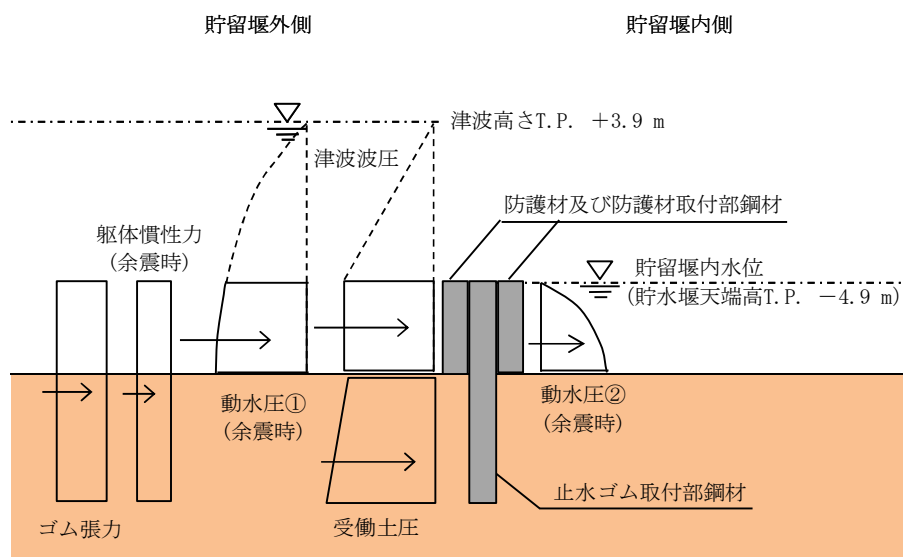


図 3.3-4 荷重作用図（止水ゴム取付部鋼材 重畳時）

(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強度評価に用いる荷重の組合せは津波時及び重畳時に区分し、荷重の組合せを表 3.3-8 から表 3.3-10 に、荷重作用図を図 3.3-5 及び図 3.3-6 に示す。

なお、慣性力及び動水圧の算定に用いる水平震度は、「(2)止水ゴム取付部鋼材」と同様に $k_h=0.27$ とする。

表 3.3-8 荷重の組合せ (防護材及び防護材取付部鋼材)

区分	荷重の組合せ
津波時	$G + P_t + P_c$
重畳時	$G + P_t + K_{Sd}$

G : 固定荷重

P_t : 津波荷重

P_c : 衝突荷重

K_{Sd} : 余震荷重

表 3.3-9 荷重の組合せ（防護材及び防護材取付部鋼材 津波時）

種別	荷重	算定方法	
永久荷重	部材自重	— ・他の荷重と比較し非常に小さいため，考慮しない。	
	固定荷重	機器・配管自重	— ・機器・配管設備はないことから，考慮しない。
		土被り荷重	— ・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	— ・恒常的に配置された設備等はないことから，考慮しない。
	静止土圧	— ・静止土圧は考慮しない。	
	外水圧	○ ・海水面に応じた静水圧として設定する。 ・海水の密度を考慮する。	
	内水圧	— ・内水圧を考慮する構造形式ではないことから，考慮しない。	
変動荷重	積雪荷重	— ・土中及び水中の構造物であることから，考慮しない。	
	風荷重	— ・土中及び水中の構造物であることから，考慮しない。	
	積雪荷重及び風荷重以外	— ・積雪荷重及び風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると，偶発荷重と組み合わせるべき変動荷重はない。	
偶発荷重	津波荷重	○ ・基準津波による津波波力を考慮する。	
	衝突荷重	○ ・質量が 0.69 t である車両の漂流物荷重を考慮する。	
	余震荷重	— ・津波時であることから余震荷重は考慮しない。	
	動水圧	— ・津波時であることから動水圧は考慮しない。	

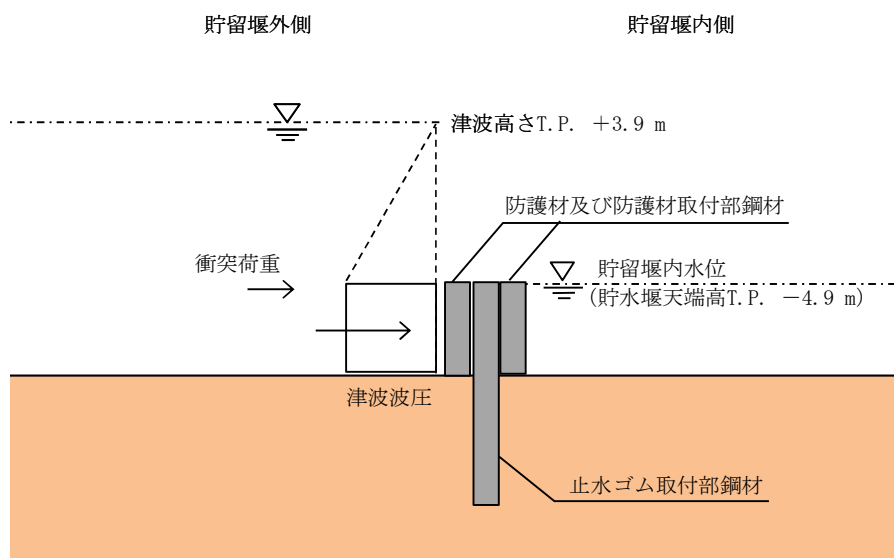


図 3.3-5 荷重作用図（防護材及び防護材取付部鋼材 津波時）

表 3.3-10 荷重の組合せ（防護材及び防護材取付部鋼材 重畳時）

種別	荷重	算定方法
永久荷重	部材自重	○ ・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
	機器・配管自重	－ ・機器・配管設備はないことから、考慮しない。
	土被り荷重	－ ・土被りはないため考慮しない。
	上載荷重	－ ・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧	－ ・静止土圧は考慮しない。
	外水圧	○ ・海水面に応じた静水圧として設定する。 ・海水の密度を考慮する。
	内水圧	－ ・内水圧を考慮する構造形式ではないことから、考慮しない。
変動荷重	積雪荷重	－ ・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。
	風荷重	－ ・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。
	積雪荷重及び風荷重以外	－ ・積雪荷重及び風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重と組み合わせるべき変動荷重はない。
偶発荷重	津波荷重	○ ・基準津波による津波波力を考慮する。
	衝突荷重	－ ・重畳時であることから漂流物の衝突は考慮しない。
	余震荷重	○ ・弾性設計用地震動 $S_d - D1$ による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
	動水圧	○ ・重畳時であることから動水圧を考慮する。

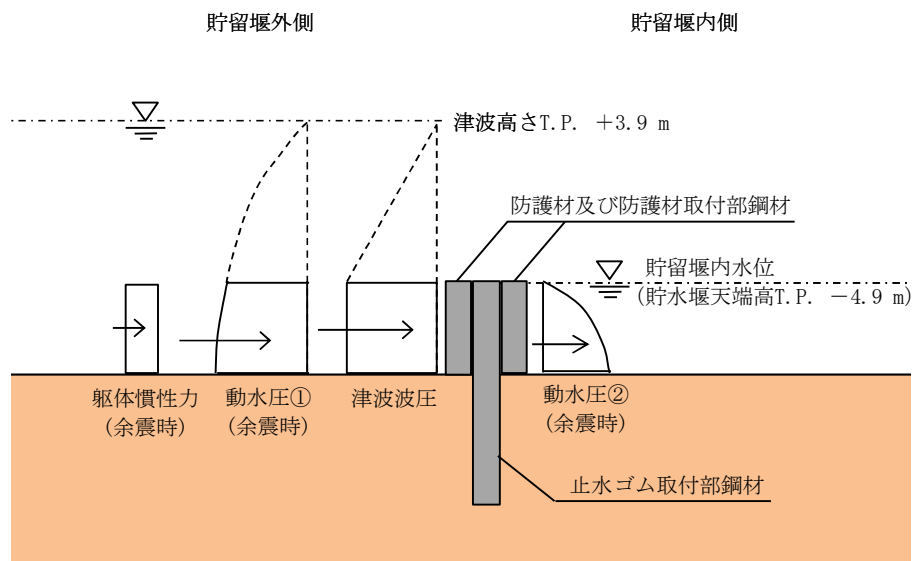


図 3.3-6 荷重作用図（防護材及び防護材取付部鋼材 重畳時）

3.4 許容限界

許容限界は、「3.2 評価対象断面及び部位」にて設定した評価対象部位の応力や変形の状態を考慮し、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

(1) 鋼管矢板

鋼管矢板の許容限界は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（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、表 3.4-1 に示す短期許容応力度とする。

表 3.4-1 鋼管矢板の許容限界

評価項目			許容限界 (N/mm ²)
鋼管矢板 φ 2000	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

(2) 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（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，表 3.4-2 に示す短期許容応力度とする。

表 3.4-2 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（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，表 3.4-3 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。

表 3.4-3 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

(3) 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（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，表 3.4-4 に示す短期許容応力度とする。

表 3.4-4 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

(4) 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（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，表 3.4-5 に示す短期許容応力度とする。

表 3.4-5 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（S P - 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，表 3.4-6 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。

表 3.4-6 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	S P - V 型 SY295	短期許容せん断応力度 (水中溶接部) τ_a	105

(5) 止水ゴム

表 3.4-7 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。

表 3.4-7 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：1050mm

3.5 評価方法

貯留堰の耐震評価は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

3.5.1 津波時

(1) 鋼管矢板

a. 解析概要

津波時に発生する応答値は、永久荷重に加え、基準津波による津波荷重を作用させるとともに、衝突荷重を貯留堰に作用させた2次元静的フレーム解析より算定する。

2次元静的フレーム解析には、解析コード「FREMING Ver. 14.1B」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-5-41 計算機プログラム（解析コード）の概要・FREMING」に示す。

b. 2次元静的フレーム解析

2次元静的フレーム解析では、貯留堰を構成する鋼管矢板に継手間隔を加えた2.18mを鋼管矢板1本あたりの分担幅とし、鋼管矢板の断面積や断面二次モーメント等を単位奥行きあたりに換算した物性値を用いる。貯留堰（鋼管矢板）を線形はり要素、地盤をバイリニア型の非線形ばね要素でモデル化する。津波時の検討で用いる解析モデルを図3.5-1に示す。また、津波時の地盤ばねの設定は、表3.5-1に示すとおり地盤抵抗が大きいと仮定した地盤ばね1、及び地盤抵抗が小さいと仮定した地盤ばね2の2ケースを考慮し、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編（平成14年3月）」に従って算出する。

貯留堰外側

貯留堰内側

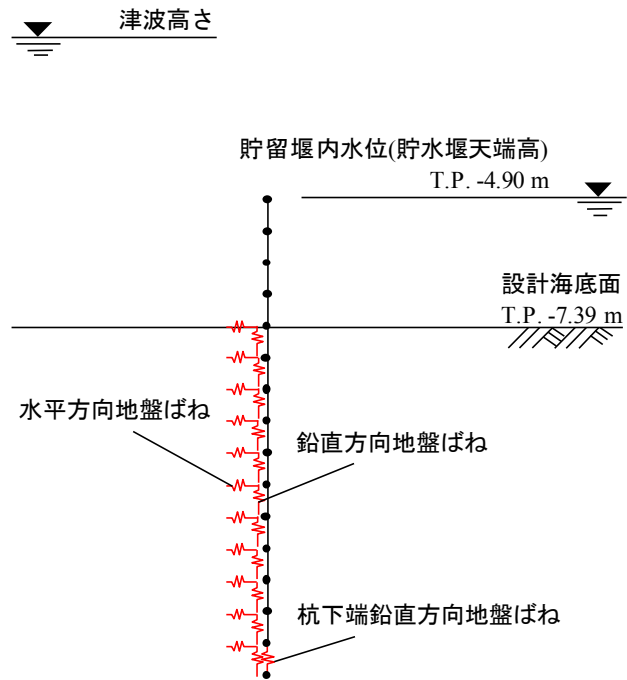


図 3.5-1 解析モデル

表 3.5-1 地盤ばねケース (津波時)

ケース名	地盤反力係数	地盤反力度の上限値	備考
地盤ばね 1	初期せん断剛性から設定	ピーク強度 (平均値) から設定	地盤抵抗が大きいと仮定した場合
地盤ばね 2	静弾性係数から設定	残留強度 (-1 σ 低減値) から設定	地盤抵抗が小さいと仮定した場合

c. 地盤反力係数

(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合

津波襲来前に発生する地震に起因する地盤剛性及び応力の上限値の低下が無いものと仮定し、地盤反力係数を以下のように設定する。

イ. 水平方向地盤ばね

水平方向地盤ばねに用いる地盤反力係数は以下のとおり設定する。

$$k_H = k_{H0} \times \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

$$E_0 = 2 \times (1 + \nu_d) \times G_m$$

$$B_H = \sqrt{D/\beta} \quad (\leq \sqrt{DL_e})$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H \times D}{4 \times EI}}$$

ここに、

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

k_{H0} : 直径 0.3 m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

α : 地盤反力係数の換算係数 (=1)

E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m²)

ν_d : 動ポアソン比

G_m : 初期せん断剛性 (kN/m²)

$$G_m = G_{ma} \times \left(\frac{\sigma'_{m}}{\sigma'_{ma}} \right)^{0.5}$$

G_{ma} : 基準初期せん断弾性係数 (kN/m²)

σ'_{ma} : 基準平均有効主応力 (kN/m²)

σ'_{m} : 常時状態における平均有効主応力 (kN/m²)

β : 基礎の特性値 (m⁻¹)

D : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 (m)

EI : 基礎の曲げ剛性 (kN・m²)

L_e : 基礎の有効根入れ深さ (m)

ロ. 鉛直方向地盤ばね

鉛直方向地盤ばねに用いる地盤反力係数については、水平方向地盤反力係数を用いて以下のとおり設定する。

$$k_{SV} = 0.3 \times k_H$$

ここに、

k_{SV} : 鉛直方向地盤ばねに用いる地盤反力係数 (kN/m³)

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

ハ. 杭下端鉛直方向地盤ばね

杭下端鉛直方向地盤ばねに用いる地盤反力係数については、水平方向地盤反力係数と同じ値を用いるものとする。

$$k_V = k_H$$

ここに、

k_V : 杭下端鉛直方向地盤ばねに用いる地盤反力係数 (kN/m³)

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

(b) 地盤抵抗が小さいと仮定した場合

津波襲来前に発生する地震に起因する地盤剛性及び応力の上限値の低下が大きいものと考え、地盤反力係数を以下のように設定する。

イ. 水平方向地盤ばね

水平方向地盤ばねに用いる地盤反力係数は以下のとおり設定する。

$$k_H = k_{H0} \times \left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-3/4}$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

$$B_H = \sqrt{D/\beta} \quad (\leq \sqrt{DL_e})$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H \times D}{4 \times EI}}$$

ここに、

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

k_{H0} : 直径 0.3 m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する
水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

α : 地盤反力係数の換算係数 (=1)

E_0 : 静弾性係数 (kN/m²)

β : 基礎の特性値 (m⁻¹)

D : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 (m)

EI : 基礎の曲げ剛性 (kN・m²)

L_e : 基礎の有効根入れ深さ (m)

ロ. 鉛直方向地盤ばね

鉛直方向地盤ばねに用いる地盤反力係数については、水平方向地盤反力係数を用いて以下のとおり設定する。

$$k_{SV} = 0.3 \times k_H$$

ここに、

k_{SV} : 鉛直方向地盤ばねに用いる地盤反力係数 (kN/m³)

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

ハ. 杭下端鉛直方向地盤ばね

杭下端鉛直方向地盤ばねに用いる地盤反力係数については、水平方向地盤反力係数と同じ値を用いる。

$$k_V = k_H$$

ここに、

k_V : 杭下端鉛直方向地盤ばねに用いる地盤反力係数 (kN/m³)

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

d. 地盤反力度の上限値

(a) 水平方向地盤ばね

水平方向地盤ばねの地盤反力度の上限値は以下のとおり設定する。

$$p_{Hu} = \alpha_p \times p_{EP}$$

ここに、

p_{Hu} : 基礎前面の水平地盤反力度の上限値 (kN/m²)

α_p : 水平地盤反力度の上限値の割増係数であり、以下のとおり求める。
ただし、N 値 2 以下の軟弱な粘性土では、 $\alpha_p = 1.0$ とする。

$$\alpha_p = 1.0 + 0.5(z/B_e) \leq 3.0$$

ここに、

z : 設計上の地盤面からの深さ (m)

B_e : 基礎の有効前面幅 (m)

p_{EP} : 以下に示す、深さ z における地震時の地盤の受働土圧強度 (kN/m²)

$$p_{EP1} = K_{EP1} \gamma_1 h_1 + 2c_1 \sqrt{K_{EP1}}$$

$$p_{EP2} = K_{EP2} \gamma_2 h_2 + 2c_2 \sqrt{K_{EP2}} + K_{EP2} \gamma_1 h_1$$

$$p_{EP3} = K_{EP3} \gamma_3 h_3 + 2c_3 \sqrt{K_{EP3}} + K_{EP3} (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2)$$

$$K_{EP} = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta_E \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_E) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta_E \cos \alpha}} \right)^2}$$

ここに、

p_{EP1} , p_{EP2} , p_{EP3} : 深さ h_1 , h_1+h_2 , $h_1+h_2+h_3$ の地震時
受働土圧強度 (kN/m²)

K_{EP} : 地震時の受働土圧係数

ϕ : 土のせん断抵抗角 (°)

δ : 常時の壁面と土の摩擦角 (°) ($\delta = -\phi/3$)

δ_E : 地震時の壁面と土の摩擦角 (°) ($\delta = -\phi/6$)

α : 地表面と水平面のなす角度 (°)

(b) 鉛直方向地盤ばね

鉛直方向地盤ばねの地盤反力度の上限値は以下のとおり設定する。

- ・砂質土の場合

$$\tau_f = \min[1N, 0.5(c + p_0 \tan \phi)] \leq 50$$

- ・粘性土の場合

$$\tau_f = 0.5(c + p_0 \tan \phi) \leq 100$$

ここに、

τ_f : 鉛直方向地盤ばねの地盤反力度の上限値 (kN/m²)

N : 標準貫入試験の N 値

c : 土の粘着力 (kN/m²)

p_0 : 壁面に作用する静止土圧強度 (kN/m²)

ϕ : 土のせん断抵抗角 (°)

(c) 杭下端鉛直方向地盤ばね

杭下端鉛直方向地盤ばねの地盤反力度の上限値は、水平方向地盤ばねの地盤反力度の上限値と同じ値を用いる。

$$p_v = p_{Hu}$$

ここに、

p_v : 杭下端鉛直方向地盤ばねに用いる地盤反力度の上限値 (kN/m²)

p_{Hu} : 水平方向地盤反力度の上限値 (kN/m²)

e. 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5-2 に、材料の物性値を表 3.5-3 に示す。

表 3.5-2 使用材料

諸元		
鋼管矢板	貯留堰	φ 2000 mm×t40 mm ^{*1} (SM570)

注記 *1：外側 1 mm の腐食代を考慮する。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。

表 3.5-3 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鋼管矢板	77.0 ^{*1}	2.00×10 ⁵ ^{*1}	0.3 ^{*1}

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 14 年 3 月）

f. 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。地盤の物性値を表 3.5-4 に示す。

表 3.5-4 (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							
					f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	
物理特性	密度 () は地下水水位以浅	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_D	—	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

表 3.5-4 (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					捨石
				第四系（非液状化層）				新第三系	
				Ac	D2c-3	1m	D1c-1*1		
物理特性	密度 () は地下水水位以浅	ρ	g/cm ³	1.65	1.77	1.47 (1.43)	—	$1.72-1.03 \times 10^{-1} \cdot z$	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	—	$0.16+0.00025 \cdot z$	0.33
	基準平均有効主応力 () は地下水水位以浅	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	—		$0.358-0.00603 \cdot z$
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	—	$23.2+0.0990 \cdot z$	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)

表 3.5-4 (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	通用深度 TP (m)	密度 ρ (g/cm ³)	静ポアソン比 ν_{cp}	粘着力 C_{cp} (kN/mf)	内部摩擦角 ϕ_{cp} (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 G_{ma} (kN/mf)	基準体積 弾性係数 K_{ma} (kN/mf)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/mf)	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	硬密波 速度Vp (m/s)	1000*vp
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	1,640,000
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	1,644,000
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	1,648,000
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	1,651,000
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	1,651,000
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	1,655,000
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	1,638,000
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	1,642,000
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	1,642,000
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	1,646,000
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	1,650,000
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	1,653,000
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	1,657,000
14	-3	-3.5 ~ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	326,967	371,839	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
15	-4	-4.5 ~ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	328,467	373,543	504	0.0	0.108	0.463	1,661	1,661,000
16	-5	-5.5 ~ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	329,972	375,251	504	0.0	0.109	0.462	1,644	1,644,000
17	-6	-6.5 ~ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	331,481	376,962	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
18	-7	-7.5 ~ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	332,992	378,677	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
19	-8	-8.5 ~ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	334,507	380,397	504	0.0	0.109	0.462	1,652	1,652,000
20	-9	-9.5 ~ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	336,028	382,121	504	0.0	0.110	0.462	1,656	1,656,000
21	-10	-11 ~ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	337,551	383,850	504	0.0	0.110	0.462	1,659	1,659,000
22	-12	-13 ~ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	339,074	385,584	504	0.0	0.110	0.462	1,663	1,663,000
23	-14	-15 ~ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	340,603	387,322	504	0.0	0.111	0.462	1,671	1,671,000
24	-16	-17 ~ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	342,139	389,064	504	0.0	0.111	0.461	1,654	1,654,000
25	-18	-19 ~ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,810	504	0.0	0.112	0.461	1,662	1,662,000
26	-20	-21 ~ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,561	504	0.0	0.112	0.461	1,665	1,665,000
27	-22	-23 ~ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	346,754	394,317	498	0.0	0.112	0.461	1,673	1,673,000
28	-24	-25 ~ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	348,300	396,077	498	0.0	0.113	0.461	1,680	1,680,000
29	-26	-27 ~ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	350,848	397,841	498	0.0	0.113	0.460	1,664	1,664,000
30	-28	-29 ~ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	352,399	399,609	498	0.0	0.114	0.460	1,672	1,672,000
31	-30	-31 ~ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	354,954	401,381	498	0.0	0.114	0.460	1,675	1,675,000
32	-32	-33 ~ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	357,513	403,157	498	0.0	0.115	0.460	1,683	1,683,000
33	-34	-35 ~ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	360,074	404,937	498	0.0	0.115	0.459	1,667	1,667,000
34	-36	-37 ~ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	362,637	406,721	498	0.0	0.115	0.459	1,675	1,675,000
35	-38	-39 ~ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	365,204	408,509	498	0.0	0.116	0.459	1,678	1,678,000
36	-40	-41 ~ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	367,774	410,301	498	0.0	0.116	0.459	1,685	1,685,000
37	-42	-43 ~ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	370,347	412,097	498	0.0	0.117	0.459	1,689	1,689,000
38	-44	-45 ~ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	372,924	413,897	498	0.0	0.117	0.458	1,678	1,678,000
39	-46	-47 ~ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	375,504	415,699	498	0.0	0.117	0.458	1,681	1,681,000
40	-48	-49 ~ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	378,088	417,504	498	0.0	0.118	0.458	1,688	1,688,000
41	-50	-51 ~ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	380,674	419,311	498	0.0	0.118	0.458	1,696	1,696,000
42	-52	-53 ~ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	383,264	421,121	498	0.0	0.118	0.458	1,699	1,699,000
43	-54	-55 ~ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	385,857	422,933	498	0.0	0.118	0.457	1,688	1,688,000
44	-56	-57 ~ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	388,454	424,747	498	0.0	0.119	0.457	1,692	1,692,000
45	-58	-59 ~ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	391,054	426,563	498	0.0	0.119	0.457	1,699	1,699,000
46	-60	-61 ~ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	393,657	428,384	498	0.0	0.120	0.457	1,702	1,702,000
47	-62	-63 ~ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	396,264	430,207	492	0.0	0.120	0.457	1,709	1,709,000
48	-64	-65 ~ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	398,874	432,032	492	0.0	0.120	0.456	1,695	1,695,000
49	-66	-67 ~ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	401,487	433,859	492	0.0	0.120	0.456	1,702	1,702,000
50	-68	-69 ~ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	404,104	435,687	492	0.0	0.121	0.456	1,705	1,705,000
51	-70	-71 ~ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	406,724	437,517	492	0.0	0.121	0.456	1,712	1,712,000
52	-72	-73 ~ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	409,347	439,349	492	0.0	0.121	0.456	1,719	1,719,000
53	-74	-75 ~ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	411,974	441,183	492	0.0	0.122	0.455	1,705	1,705,000
54	-76	-77 ~ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	414,604	443,019	492	0.0	0.122	0.455	1,712	1,712,000
55	-78	-79 ~ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	417,237	444,857	492	0.0	0.122	0.455	1,716	1,716,000
56	-80	-81 ~ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	419,874	446,697	492	0.0	0.122	0.455	1,723	1,723,000
57	-82	-83 ~ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	422,514	448,539	492	0.0	0.123	0.455	1,726	1,726,000
58	-88	-89 ~ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0.0	0.124	0.454	1,726	1,726,000
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	1,736,000
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	1,736,000
61	-104	-108 ~ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	478,485	486	0.0	0.126	0.452	1,733	1,733,000
62	-112	-115 ~ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	484,391	486	0.0	0.127	0.451	1,737	1,737,000
63	-118	-122 ~ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	489,575	486	0.0	0.127	0.451	1,754	1,754,000
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	1,758,000

g. 評価方法

鋼管矢板の強度評価は、鋼管矢板の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「3.4 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。

(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/mm²)
- M : 最大曲げモーメント (N・mm)
- Z : 断面係数 (mm³)
- N : 軸力 (N)
- A : 有効断面積 (mm²)

(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/mm²)
- S : せん断力 (N)
- A : 有効断面積 (mm²)
- κ : せん断応力の分布係数 (パイプ型断面の場合 $\kappa = 2.0$)

(2) 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または貯留堰鋼管矢板の溶接部とする。なお、スキンプレート、リブプレート及びベースプレートの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表 3.5-5 に、詳細構造図を図 3.5-2 にそれぞれ示す。

表 3.5-5 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海水と接する面に対して 1 mm の腐食代を考慮する。



図 3.5-2 詳細構造図

b. 解析概要

津波時に発生する応答値は、受働土圧、ゴム張力及び基準津波による津波荷重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

(a) 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。

イ. 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図 3.5-3 に示す。また、照査断面を図 3.5-4 に示す。

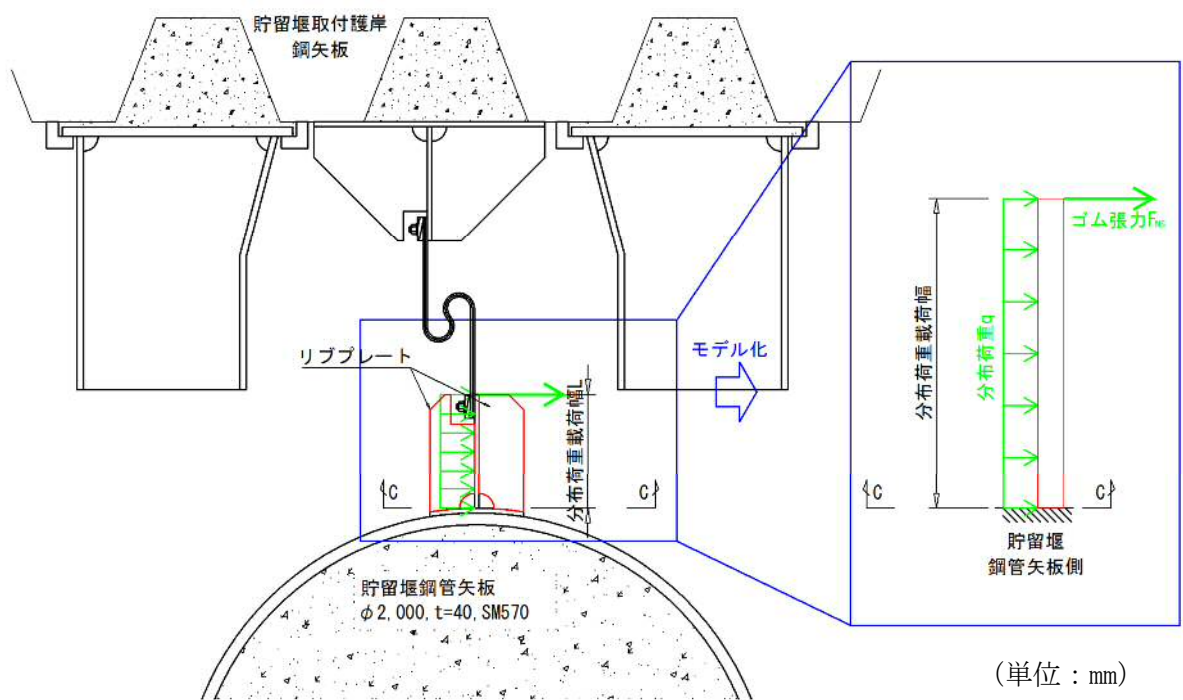


図 3.5-3 照査モデル図 (止水ゴム取付部鋼材 リブプレート)

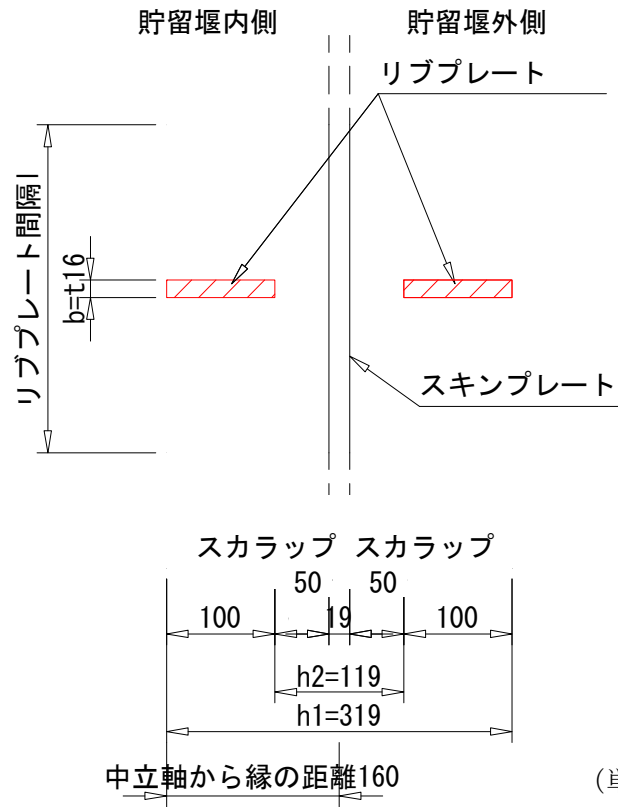


図 3.5-4 照査断面 (C-C 断面) (止水ゴム取付部鋼材 リブプレート)

ロ. 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。

$$M_{max} = \frac{q \times L^2 \times l}{2} + F_{NS} \times L \times l$$

$$S_{max} = q \times L \times l + F_{NS} \times l$$

$$I = \frac{b \times h_1^3}{12} - \frac{b \times h_2^3}{12}$$

$$Z = \frac{I}{y}$$

$$A = b \times h_1 - b \times h_2$$

ここに、

M_{max} : 最大発生曲げモーメント (kN・m)

q : 分布荷重 (kN/m²)

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 (m⁴)

b : 板厚 (m)

h_1 : 幅 (m)

h_2 : 幅 (m)

Z : 断面係数 (m³)

y : 中立軸から縁の距離 (m)

A : 断面積 (m²)

(b) 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を超えないものと考えられる。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。

照査モデル図を図 3.5-5 に示す。

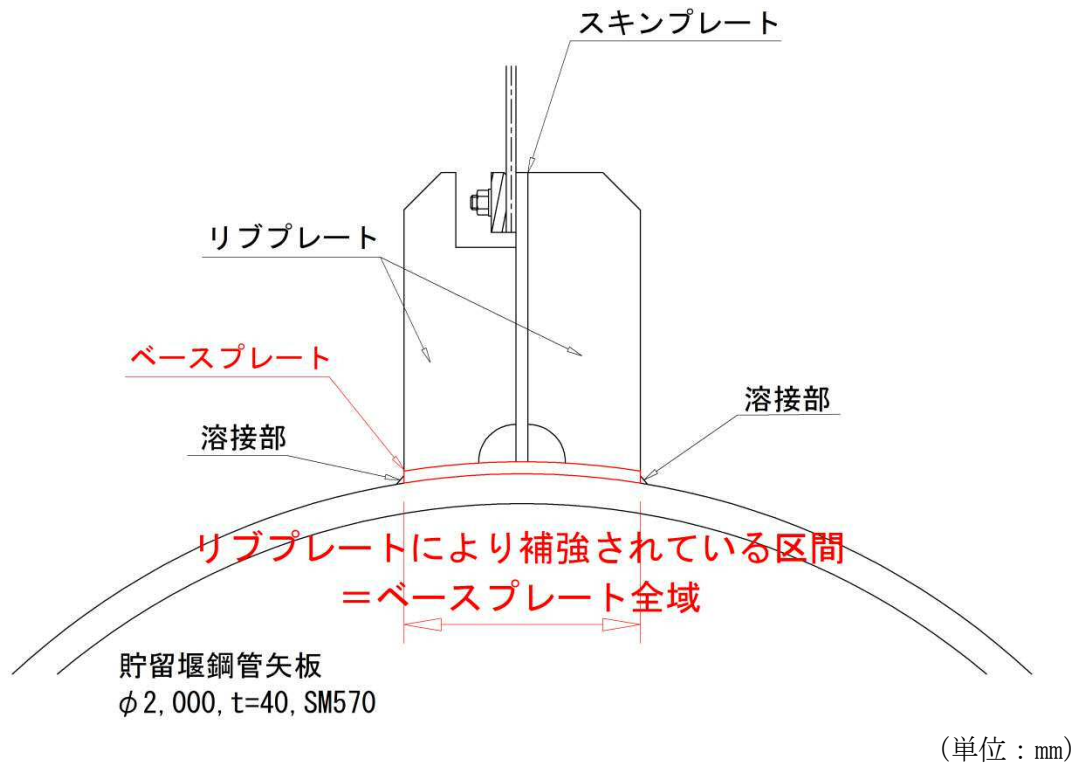


図 3.5-5 照査モデル図 (止水ゴム取付部鋼材 ベースプレート)

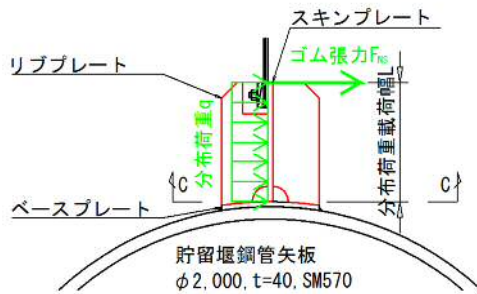
(c) ベースプレートと貯留堰鋼管矢板溶接部

ベースプレートは、貯留堰取付護岸の鋼矢板また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、図 3.5-6 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、溶接部の許容応力度は母材の許容応力度のうち、低い方 (SM400) の許容応力度となる。

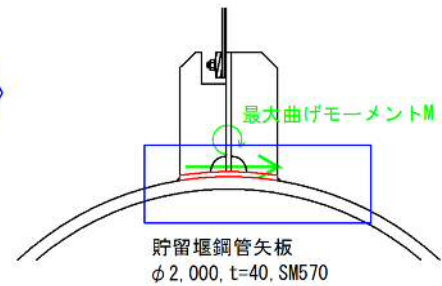
イ. モデル化

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図 3.5-6 に示す。

【①スキンプレート・リブプレートに作用する外力】

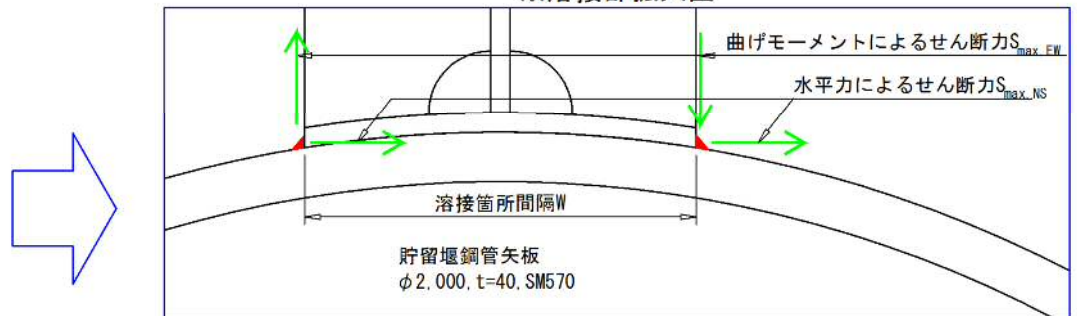


【②ベースプレートに作用する荷重】



【③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】

※溶接部拡大図



(単位：mm)

図 3.5-6 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)

ロ. 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。

$$S_{max,NS} = \frac{q \times L \times h + F_{NS} \times h}{2}$$

$$S_{max,EW} = \frac{M}{W}$$

$$M = \frac{q \times L^2 \times h}{2} + F_{NS} \times L \times h$$

$$A = h \times a$$

$$a = \sqrt{b}$$

ここに、

$S_{max,NS}$: 水平力による NS 方向のせん断力 (kN)

q : 分布荷重 (kN/m²)

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)

$S_{max,EW}$: 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 (m²)

a : のど厚 (m)

b : 脚長 (m)

d. 評価方法

止水ゴム取付部鋼材の強度評価は、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「3.4 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。

(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/mm²)
- M : 最大曲げモーメント (N・mm)
- Z : 断面係数 (mm³)
- N : 軸力 (N)
- A : 有効断面積 (mm²)

(b) 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/mm²)
- S : せん断力 (N)
- A : 有効断面積 (mm²)
- κ : せん断応力の分布係数
 - リブプレートの場合 $\kappa = 1.5$ (矩形断面)
 - 溶接部の場合 $\kappa = 1.0$

せん断力が1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2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方向またはy方向に作用するせん断応力 (N/mm²)
- τ_a : せん断応力の許容限界 (N/mm²)

(3) 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、リブプレート及びベースプレートの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表 3.5-6 に、詳細構造図を図 3.5-7 にそれぞれ示す。

表 3.5-6 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海水と接する面に対して1 mmの腐食代を考慮する。

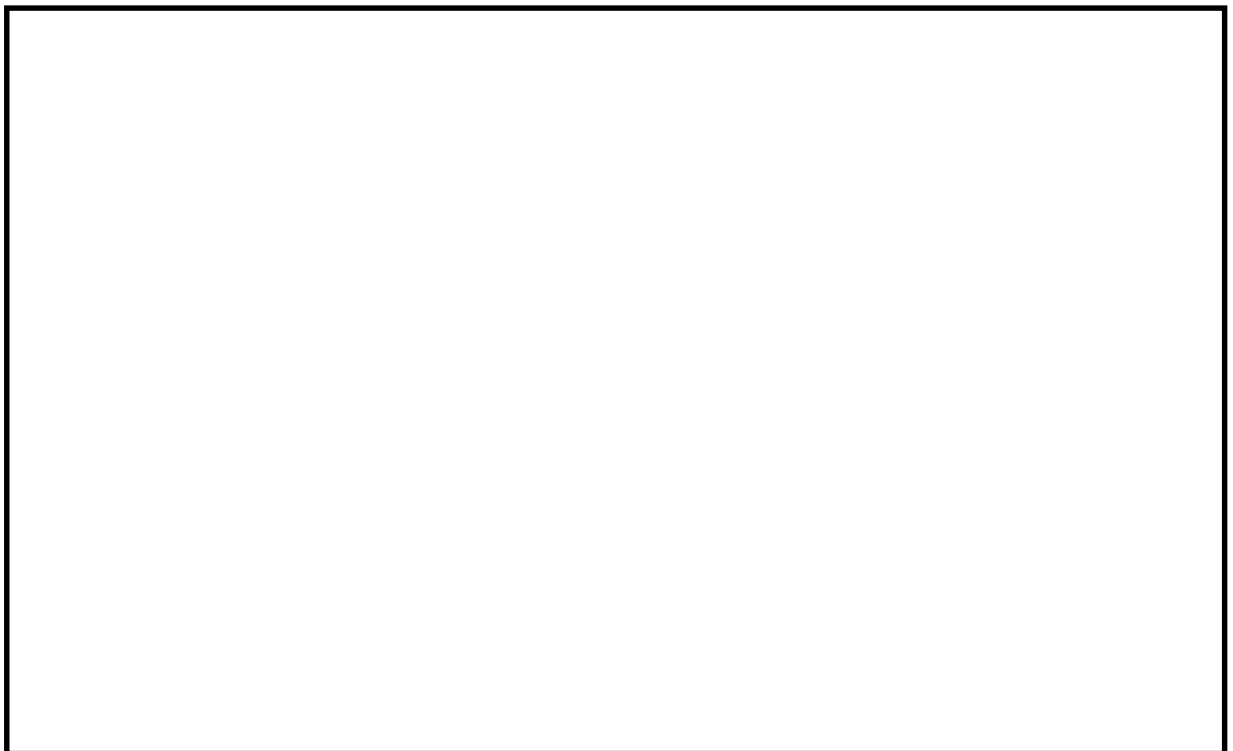


図 3.5-7 詳細構造図（再掲）

b. 解析概要

津波時に発生する応答値は、基準津波による津波荷重及び衝突荷重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

(a) 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。

イ. 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図 3.5-8 に示す。また、照査断面を図 3.5-9 に示す。

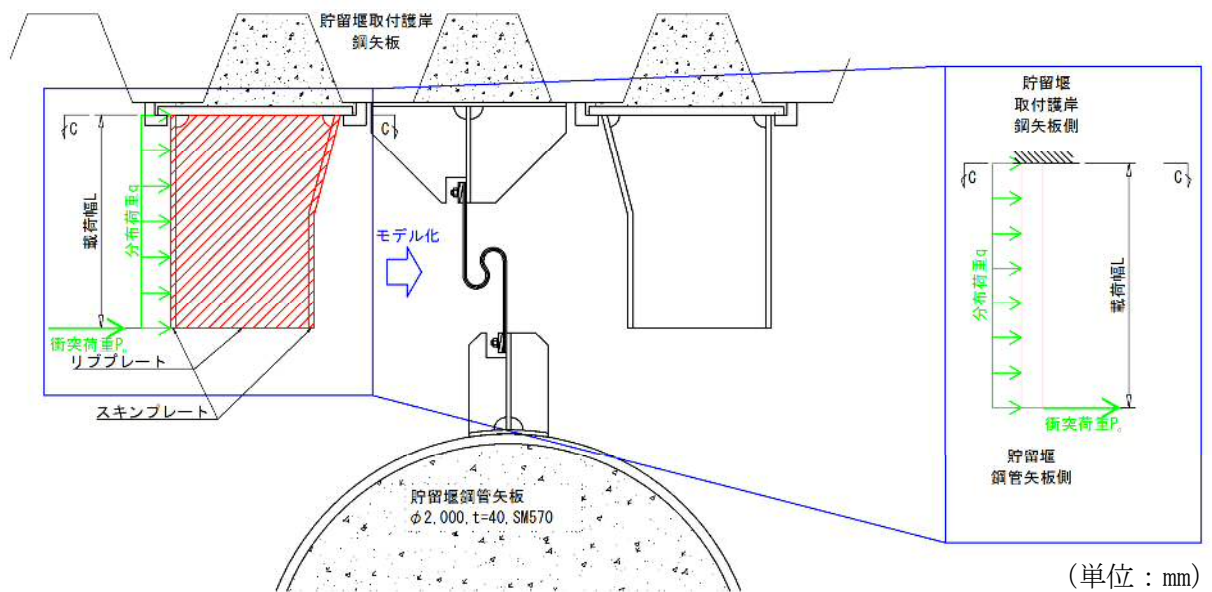


図 3.5-8 照査モデル図 (防護材及び防護材取付部鋼材 スキンプレート及びリブプレート)

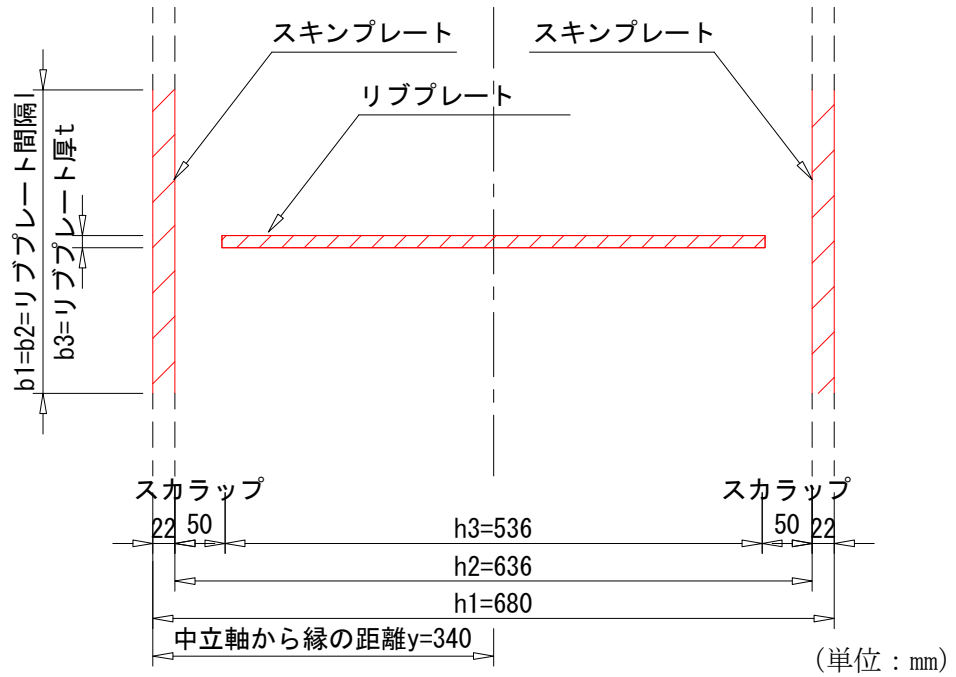


図 3.5-9 照査断面 (C-C 断面)

(防護材及び防護材取付部鋼材 スキンプレート及びリブプレート)

ロ. 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/m²)

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 (m⁴)

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 (m³)

y : 中立軸から縁の距離 (m)

A : 断面積 (m²)

(b) 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。

イ. 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図 3.5-10 に示す。また、照査断面を図 3.5-11 に示す。

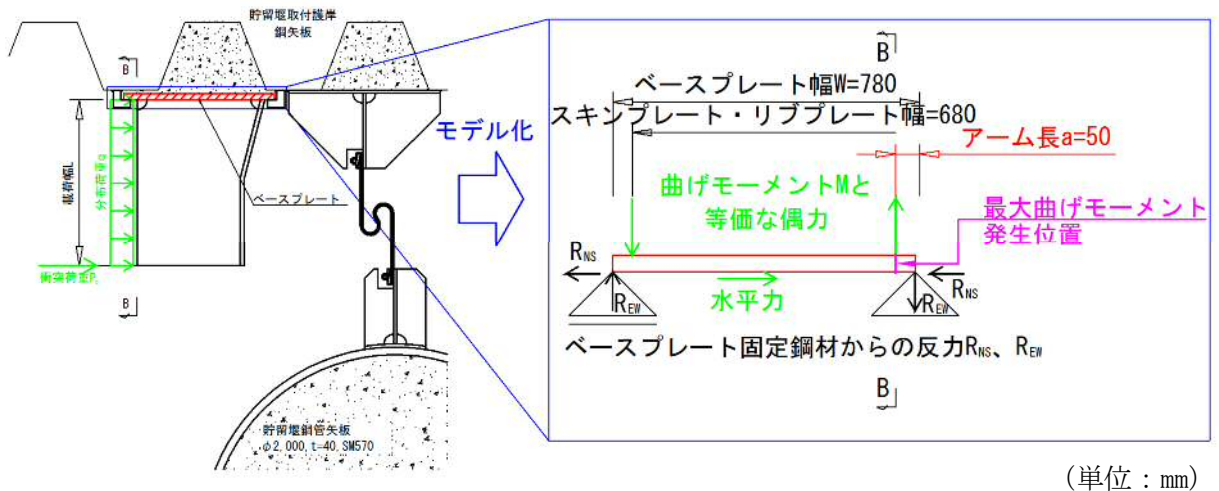


図 3.5-10 照査モデル図 (防護材及び防護材取付部鋼材 ベースプレート)

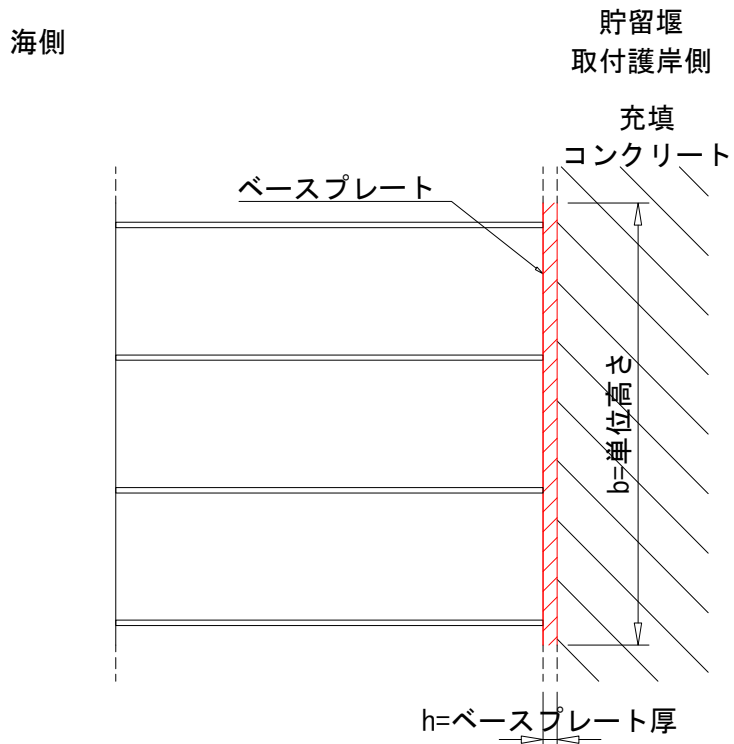


図 3.5-11 照査断面 (B-B 断面) (防護材及び防護材取付部鋼材 ベースプレート)

ロ. 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/m²)

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 (m³)

h : ベースプレート厚 (m)

A : 断面積 (m²)

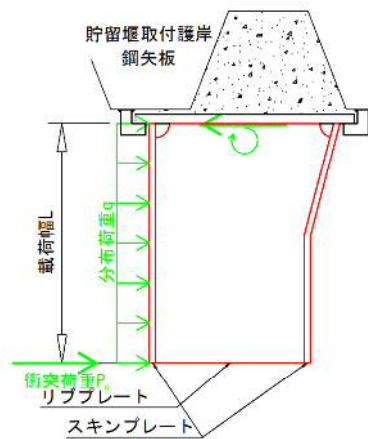
(c) ベースプレート固定鋼材

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。

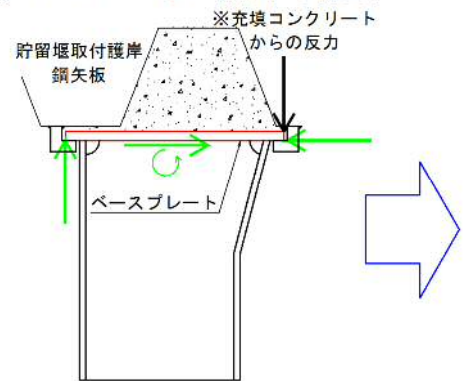
イ. モデル化

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図 3.5-12 に示す。また、照査断面を図 3.5-13 に示す。

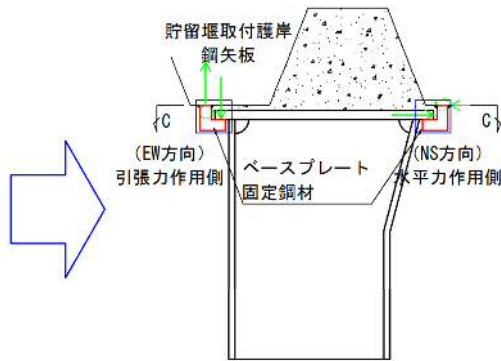
【①スキンプレート・リブプレートに作用する外力】



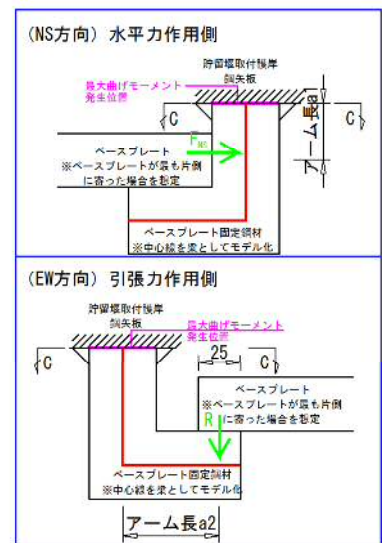
【②ベースプレートに作用する荷重】



【③ベースプレート固定鋼材に作用する荷重】



モデル化



(単位：mm)

図 3.5-12 照査モデル図 (防護材及び防護材取付部鋼材 ベースプレート固定鋼材)

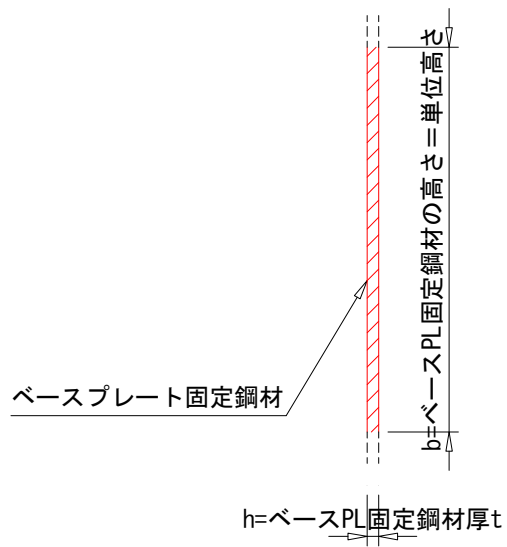


図 3.5-13 照査断面 (C-C 断面)
 (防護材及び防護材取付部鋼材 ベースプレート固定鋼材)

ロ. 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。

$$M_{max,1} = F_{NS} \times a_1$$

$$F_{NS} = q \times L \times b + P_c \times b$$

$$S_{max,1} = F_{NS}$$

$$M_{max,2} = R \times a_2$$

$$R = \frac{M}{W}$$

$$M = \frac{q \times L^2 \times b}{2} + P_c \times L \times b$$

$$N_{max,2} = R$$

$$S_{max,2} = R$$

$$Z = \frac{b \times h^2}{6}$$

$$A = b \times h$$

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/m²）

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）

$S_{max,1}$: 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）

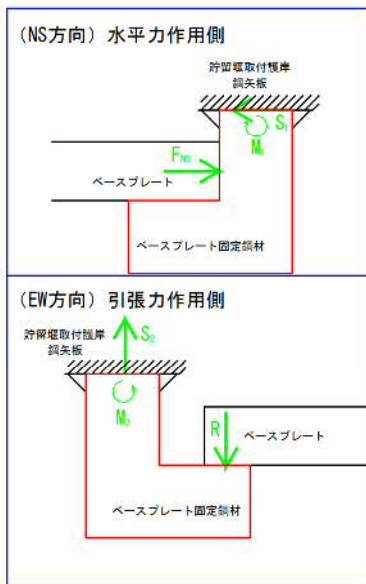
A : 断面積（ m^2 ）

- (d) 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。

イ. 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方を示した照査モデル図を図 3.5-14 に示す。

【①ベースプレート固定鋼材に作用する荷重（拡大）】



【②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（拡大）】

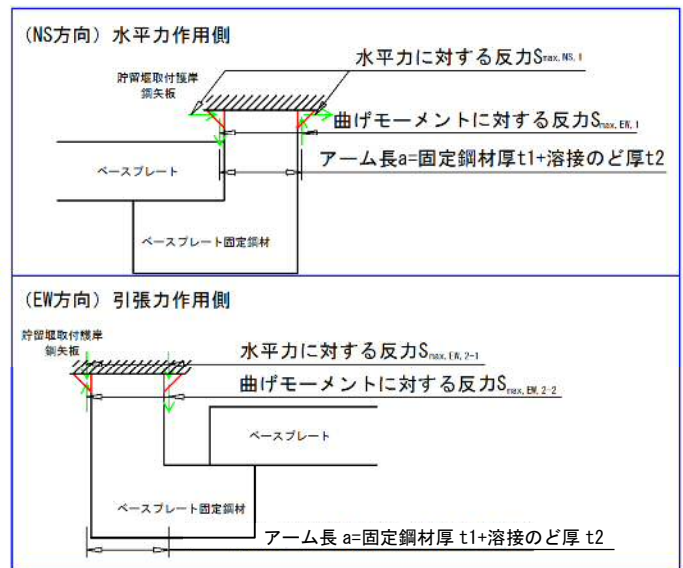


図 3.5-14 照査モデル図

(防護材及び防護材取付部鋼材 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)

ロ. 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 (m²)

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強度評価は、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「3.4 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。

(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/mm²)
- M : 最大曲げモーメント (N・mm)
- Z : 断面係数 (mm³)
- N : 軸力 (N)
- A : 有効断面積 (mm²)

(b) 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（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/mm²)
- S : せん断力 (N)
- A : 有効断面積 (mm²)

※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 $\kappa = 1.0$

ベースプレートの場合 $\kappa = 1.5$ (矩形断面)

ベースプレート取付部鋼材の場合 $\kappa = 1.5$ (矩形断面)

溶接部の場合 $\kappa = 1.0$

せん断力が1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2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方向またはy方向に作用するせん断応力 (N/mm²)

τ_a : せん断応力の許容限界 (N/mm²)

(4) 止水ゴム

a. 相対変位の考え方

止水ゴムの変形性評価に用いる津波時の構造物間の相対変位は、地震時における最終相対変位に、津波荷重及び衝突荷重を用いた2次元静的フレーム解析で算出した津波時の最大相対変位を加えたものとする。

津波時の構造物間の相対変位算出方法のフローを図3.5-15に示す。

なお、地震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、「6.8.1.1 貯留堰の耐震性についての計算書に関する補足説明」において実施するものとする。

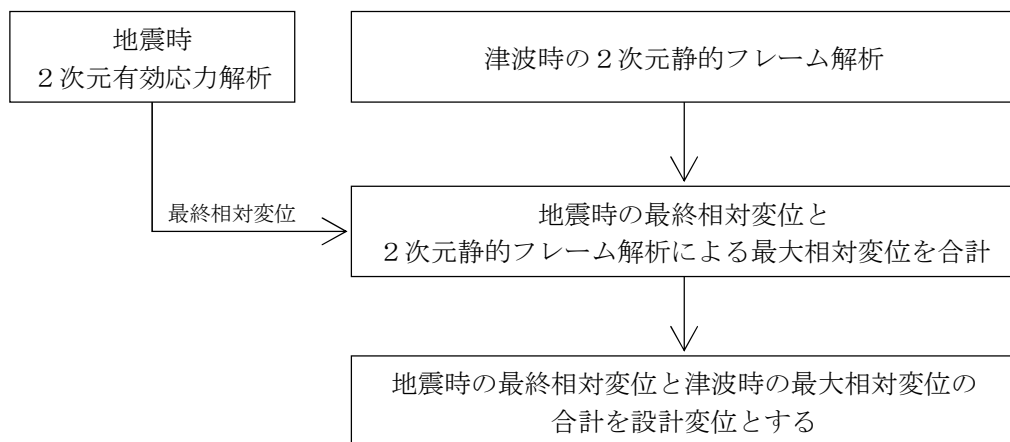


図 3.5-15 相対変位算出方法のフロー（津波時）

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。

変位方向の定義を図 3.5-16 に、各変位及び距離の定義を図 3.5-17 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)

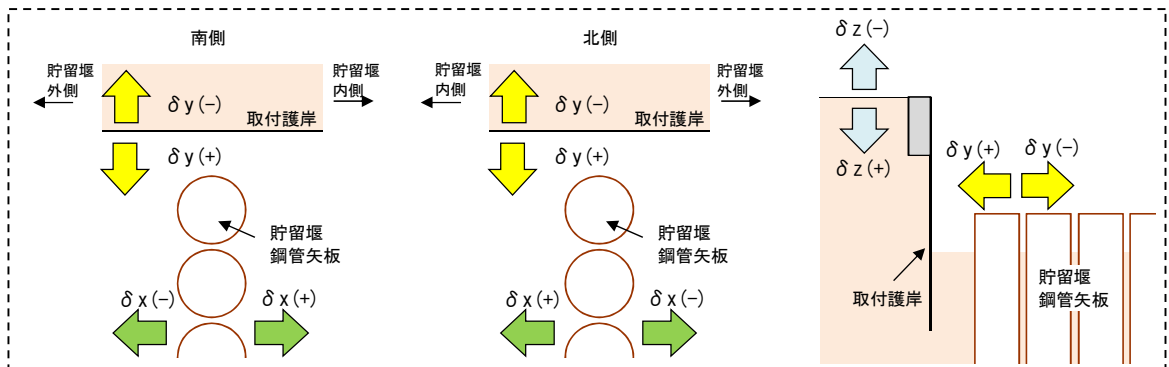


図 3.5-16 変位方向の定義

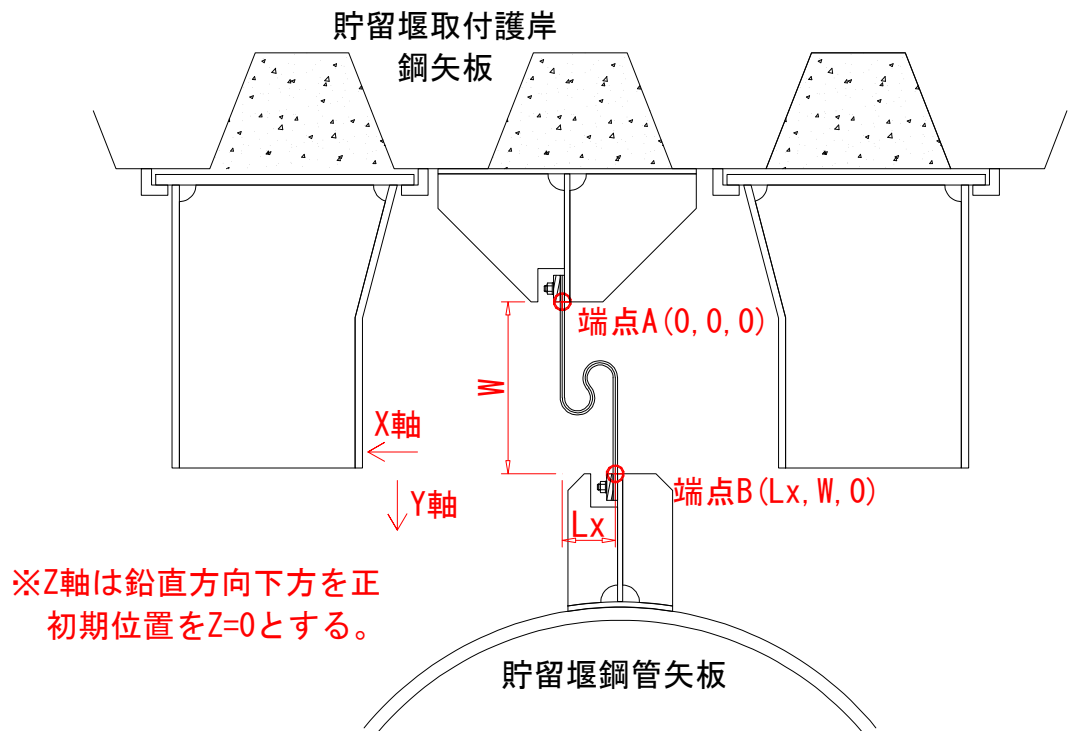


図 3.5-17 (1) 各変位及び距離の定義 (1 / 3)

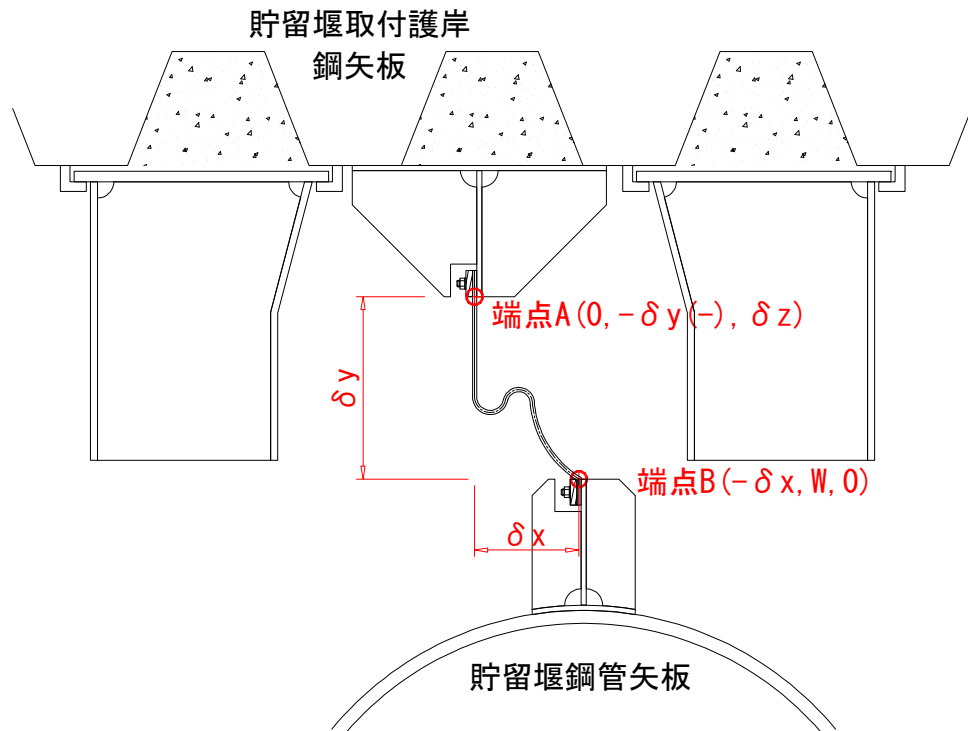


図 3.5-17 (2) 各変位及び距離の定義 (2 / 3)

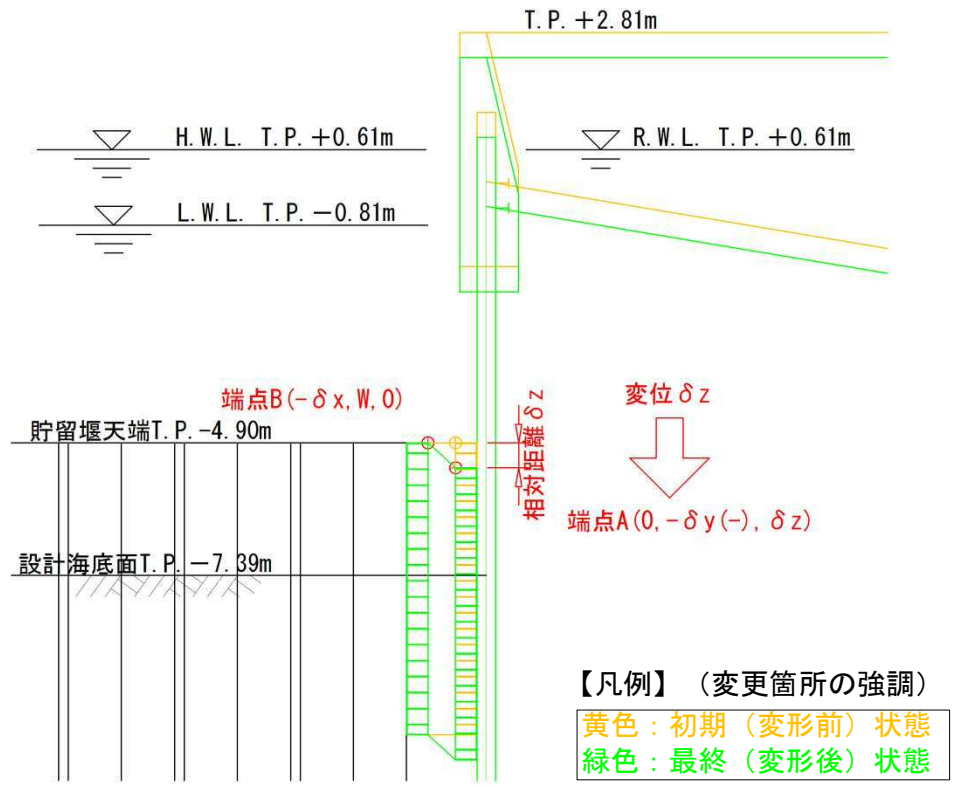


図 3.5-17 (3) 各変位及び距離の定義 (3 / 3)

3.5.2 重畳時

(1) 鋼管矢板

a. 解析概要

鋼管矢板で津波荷重及び余震荷重に抵抗するため、鋼管矢板をモデル化した2次元静的フレーム解析を行い、重畳時の鋼管矢板の構造健全性を確認する。2次元静的フレーム解析で考慮する余震に伴う地盤変位や静的震度は、構造物中心位置の地盤モデルに対する1次元有効応力解析より設定する。

2次元静的フレーム解析については、解析コード「FREMING Ver. 14.1B」を、1次元有効応力解析については、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」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、それぞれ、添付書類「V-5-41 計算機プログラム（解析コード）の概要・FREMING」及びV-5-10「計算機プログラム（解析コード）の概要・FLIP」に示す。

b. 2次元静的フレーム解析

2次元静的フレーム解析モデルは、「3.5.1 津波時」と同様とする。

なお、重畳時の地盤ばね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 3.5-7 に示す検討ケース（①から⑥）において S_d-D1 波による1次元有効応力解析を実施する。

表 3.5-7 2次元静的フレーム解析における1次元有効応力検討ケース（重畳時）

検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
検討ケース		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
地震波	S_d-D1	1	1	1	1	1	1
計		1	1	1	1	1	1

*上記のケースより、地表面加速度最大ケース、地表面変位最大ケース及びせん断ひずみ最大ケースを選定して照査する。

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 σ 」（以下「+1 σ 」という。）とする解析ケース（検討ケース②、⑥）及び「回帰曲線-1 σ 」（以下「-1 σ 」という。）とする解析ケース（検討ケース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(-1 σ)にて設定することを基本とする（検討ケース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（検討ケース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（検討ケース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検討ケース（①から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。

1次元有効応力解析結果から，地表面加速度最大ケース，地表面変位最大ケース及びせん断ひずみ最大ケースを選定し，表 3.5-8 に示す地盤ばねを考慮する。

表 3.5-8 地盤ばねケース（重畳時）

ケース名	地盤反力係数	地盤反力度の上限値	備考
地盤ばね 3	S _d 波による1次元有効応答解析から 地表面最大加速度発生時刻における地盤物性により設定		地盤抵抗が 大きいケース
地盤ばね 4	S _d 波による1次元有効応答解析から 地表面最大変位発生時刻における地盤物性により設定		地盤抵抗が 小さいケース
地盤ばね 5	S _d 波による1次元有効応答解析から 最大せん断ひずみ発生時刻における地盤物性により設定		

c. 1次元有効応力解析

(a) 解析モデル

解析モデルは、構造物設置位置の地層構成に基づきモデル化する。

(b) 地盤の物性値

地盤の物性値は、「3.5.1 津波時」と同様とする。

(c) 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弾性設計用地震動 S_d-D1 を1次元波動論により地震応答解析モデル底面の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3.5-18に、入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図3.5-19にそれぞれ示す。

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。

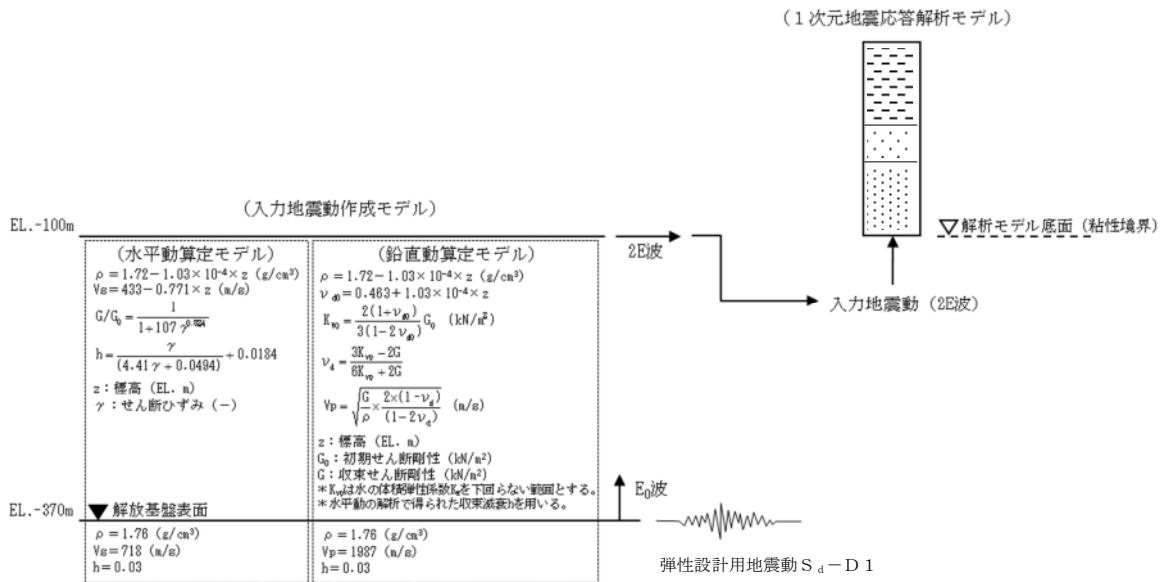
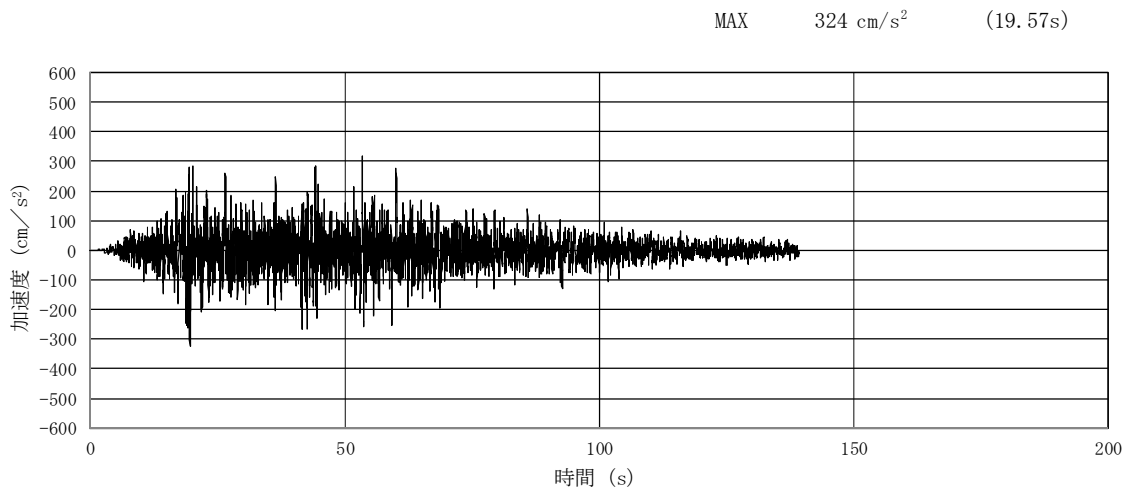
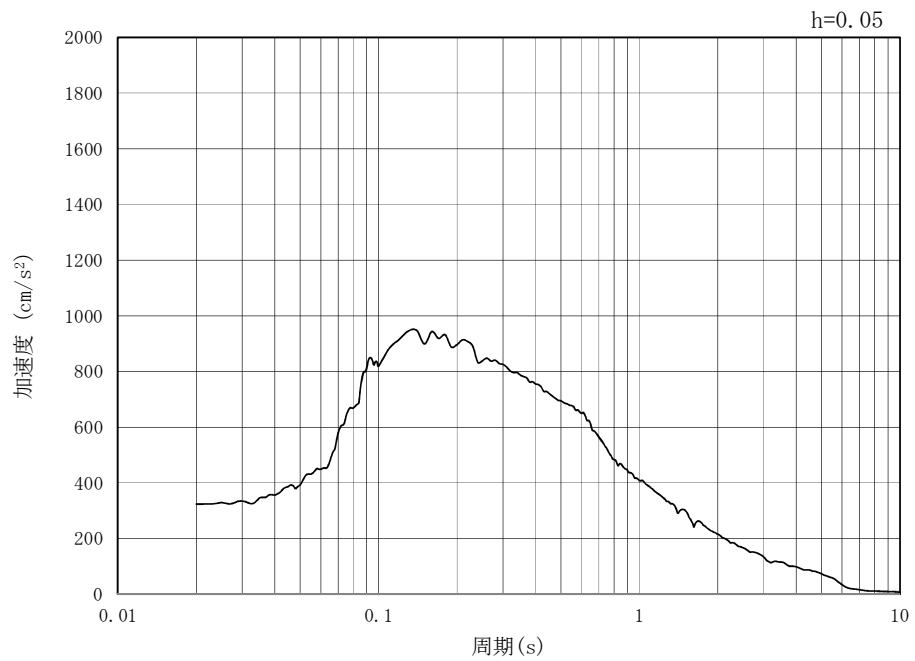


図 3.5-18 入力地震動算定の概念図



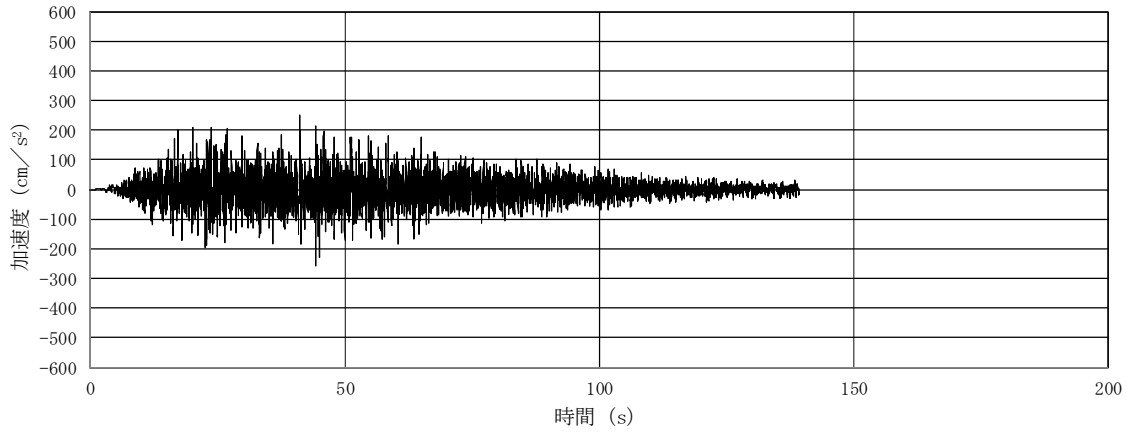
(a) 加速度時刻歴波形



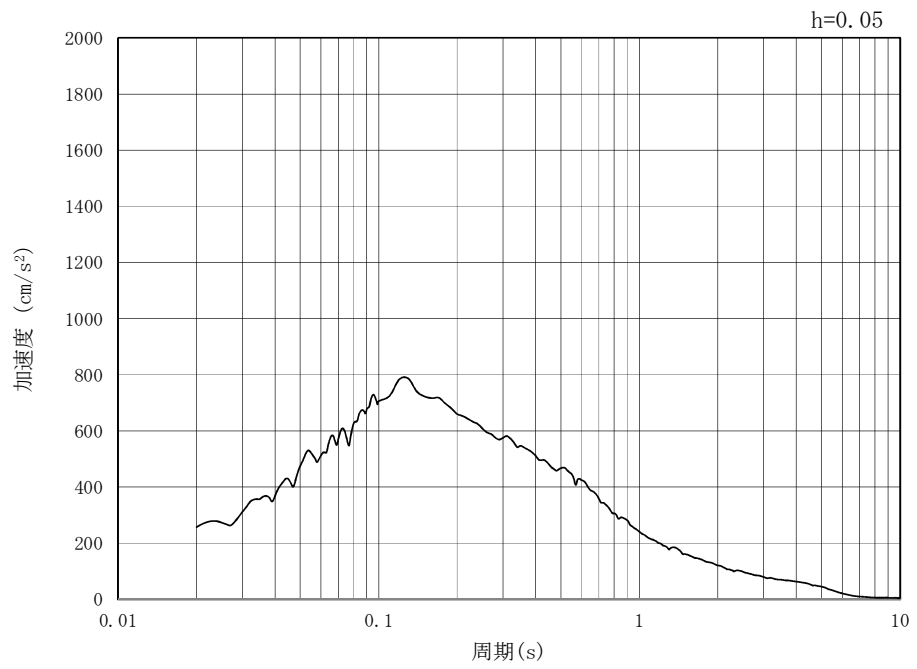
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-19 (1) 入力地震動の加速度時刻歴及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S_a-D1)

MAX 258 cm/s² (44.24s)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-19 (2) 入力地震動の加速度時刻歴及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S_a-D1)

(d) 減衰定数

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha = 0$ となる剛性比例型減衰とする。

有効応力解析では、時系列で地盤の 1 次固有振動数が低振動数側へシフトして行くことから、Rayleigh 減衰の係数 α 、 β の両方を用いると、質量比例項の減衰 α [M] の影響により、有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方、有効応力解析における低振動数帯で減衰 α [M] の影響がない剛性比例型減衰では、地盤の 1 次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い、1 次固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。

ゆえに、有効応力解析では、地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う 1 次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて、1 次固有振動モードに対する減衰定数として、初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し、地盤応答の適切な評価が行えるように、低振動数帯で減衰 α [M] の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

ここで、

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α, β : 係数

係数 α 、 β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

ここで、

f : 固有値解析により求められる 1 次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は 1% (解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1% を採用している) とする。

図 3.5-20 に Rayleigh 減衰の設定フローを、表 3.5-9 に固有値解析結果を示す。

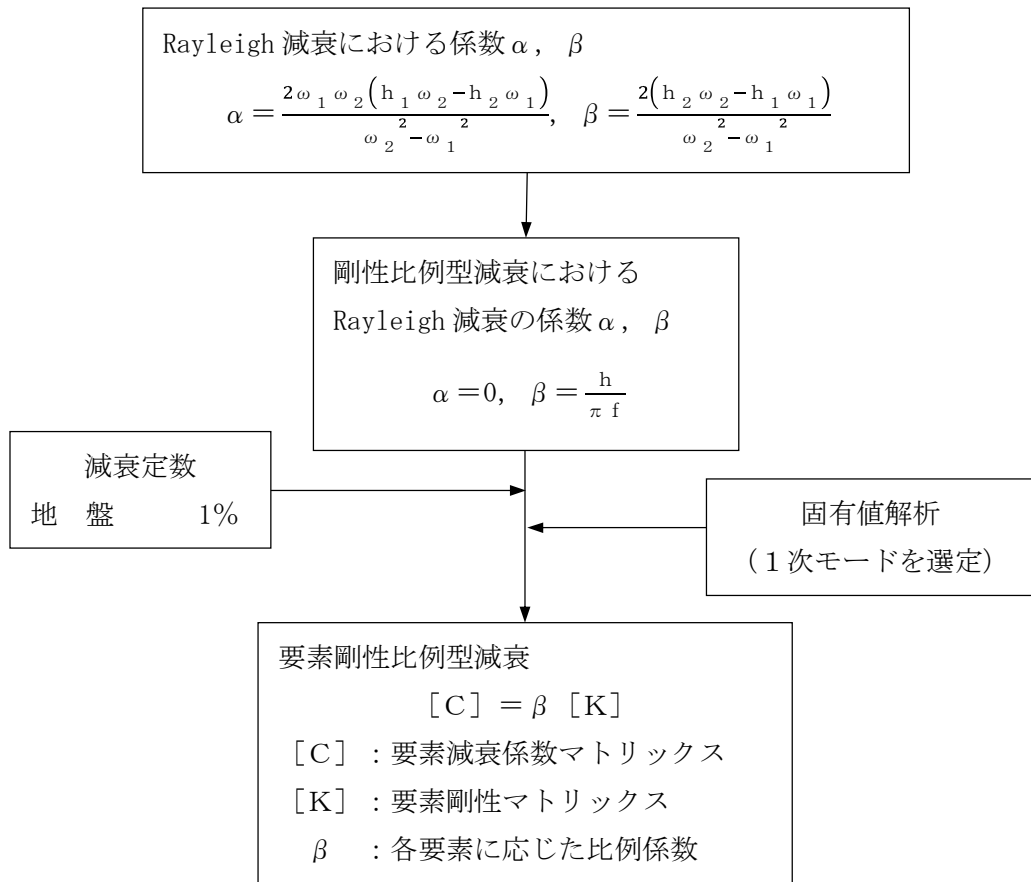


図 3.5-20 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3.5-9 (1) 固有値解析結果

(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)

(a) 断面①

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.056	10.40	1次として採用
2	1.980	-5.04	—
3	4.077	2.99	—
4	4.506	0.00	—
5	5.135	1.62	—
6	7.102	1.78	—
7	8.448	-0.82	—
8	10.154	-1.23	—
9	11.935	-0.58	—

(b) 断面②

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.683	8.77	1次として採用
2	1.764	-6.60	—
3	2.584	4.06	—
4	3.731	-1.85	—
5	4.475	0.00	—
6	4.978	1.29	—
7	6.212	-1.73	—
8	6.985	1.58	—
9	8.268	0.66	—

表 3.5-9 (2) 固有値解析結果

(検討ケース②：地盤のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

(a) 断面①

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.080	10.65	1次として採用
2	2.112	-4.54	—
3	4.169	3.08	—
4	4.506	0.00	—
5	5.515	1.40	—
6	7.230	1.77	—
7	9.084	0.85	—
8	10.361	1.14	—
9	12.637	0.80	—

(b) 断面②

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.740	9.00	1次として採用
2	1.848	-6.68	—
3	2.787	3.46	—
4	4.082	-1.75	—
5	4.478	0.00	—
6	5.404	1.46	—
7	6.562	-1.87	—
8	7.511	1.13	—
9	9.040	-0.63	—

表 3.5-9 (3) 固有値解析結果

(検討ケース③：地盤のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

(a) 断面①

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.020	10.02	1次として採用
2	1.846	-5.72	—
3	3.923	2.70	—
4	4.506	0.00	—
5	4.773	2.11	—
6	6.894	1.60	—
7	7.788	-1.15	—
8	9.931	1.17	—
9	10.952	-0.68	—

(b) 断面②

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.620	8.53	1次として採用
2	1.659	-6.28	—
3	2.390	4.80	—
4	3.361	-2.11	—
5	4.473	0.00	—
6	4.493	-1.19	—
7	5.726	-1.28	—
8	6.570	2.00	—
9	7.464	0.91	—

表 3.5-9 (4) 固有値解析結果

(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)

(a) 断面①

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.053	10.39	1次として採用
2	1.973	-5.07	—
3	4.068	2.97	—
4	4.504	0.00	—
5	5.107	1.65	—
6	7.088	1.77	—
7	8.375	-0.84	—
8	10.129	-1.22	—
9	11.760	-0.56	—

(b) 断面②

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.662	8.83	1次として採用
2	1.732	-6.49	—
3	2.524	4.27	—
4	3.621	-1.88	—
5	4.485	0.00	—
6	4.855	-1.25	—
7	6.074	1.68	—
8	6.848	-1.67	—
9	8.035	0.73	—

(e) 地盤ばね

重畳時の検討では、表 3.5-8 に示すとおり、1次元有効応力解析における地表面加速度最大発生時刻（地盤ばね3）、地表面変位最大発生時刻（地盤ばね4）及びせん断ひずみ最大発生時刻（地盤ばね5）それぞれの時刻での割線せん断剛性 G_s を用いて、以下の手順で地盤反力係数及び地盤反力度の上限値を設定する。

$$k_H = k_{H0} \times \left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-3/4}$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_s$$

$$E_s = 2 \times (1 + \nu_d) \times G_s$$

$$G_s = \tau_m / \gamma$$

$$\tau_s = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{ma} \times \left(\frac{\sigma'_{ma}}{\sigma'_m}\right)^{0.5} + \left| \frac{\gamma}{C_{CD} \times \cos \varphi_{CD} + \sigma'_m \times \sin \varphi_{CD}} \right|}}$$

$$B_H = \sqrt{D/\beta} \quad (\leq \sqrt{DL_e})$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H \times D}{4 \times EI}}$$

ここに、

- k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)
- k_{H0} : 直径 0.3 m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m³)
- B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)
- α : 地盤反力係数の換算係数 (=1)
- E_s : 割線剛性 (kN/m²)
- ν_d : 動ポアソン比
- G_s : 割線せん断弾性係数 (kN/m²)
- τ_s : 骨格曲線状のせん断応力 (kN/m²)
- γ : せん断ひずみ
- G_{ma} : 基準初期せん断弾性係数 (kN/m²)
- σ'_{ma} : 基準平均有効主応力 (kN/m²)
- σ'_m : 時刻 t_{max} における地盤の平均有効主応力 (kN/m²)
- C_{CD} : 地盤の粘着力 (kN/m²)
- φ_{CD} : 地盤の内部摩擦角 (°)
- β : 基礎の特性値 (m⁻¹)
- D : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 (m)
- EI : 基礎の曲げ剛性 (kN・m²)
- L_e : 基礎の有効根入れ深さ (m)

鉛直方向地盤ばねに用いる地盤反力係数については、水平方向地盤反力係数を用いて以下のとおり設定する。

$$k_{SV} = 0.3 \times k_H$$

ここに、

k_{SV} : 鉛直方向地盤ばねに用いる地盤反力係数 (kN/m³)

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

杭下端鉛直方向地盤ばねに用いる地盤反力係数については、水平方向地盤反力係数と同じ値を用いるものとする。

$$k_V = k_H$$

ここに、

k_V : 杭下端鉛直方向地盤ばねに用いる地盤反力係数 (kN/m³)

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

また、地盤ばねの上限値についても、1次元有効応力解析における地表面加速度最大発生時刻（地盤ばね3）、地表面変位最大発生時刻（地盤ばね4）及びせん断ひずみ最大発生時刻（地盤ばね5）それぞれの時刻 t_{max} における地盤の応力及びせん断ひずみ状態に着目し、以下の手順で設定する。

$$\sigma_f = \alpha_p \times \{C_{CD} \times \cos\varphi_{CD} + \sigma'_m \times (1 + \sin\varphi_{CD})\}$$

$$\tau_f = C_{CD} \times \cos\varphi_{CD} + \sigma'_m \times \sin\varphi_{CD}$$

$$p_V = \sigma_f$$

ここに、

σ_f : 水平方向地盤ばねの上限値 (kN/m²)

τ_f : 鉛直方向地盤ばねの上限値 (kN/m²)

p_V : 杭下端鉛直方向地盤ばねに用いる地盤反力度の上限値 (kN/m²)

α_p : 割増係数

$$\alpha_p = 1.0 + 0.5 \times (z/B_E) \leq 3.0$$

z : 設計上の地盤面からの深さ（要素中心） (m)

B_E : 基礎の有効前面幅 (m)

σ'_m : 時刻 t_{max} における地盤の平均有効主応力 (kN/m²)

C_{CD} : 地盤の粘着力 (kN/m²)

φ_{CD} : 地盤の内部摩擦角 (°)

d. 使用材料及び材料の物性値

使用材料及び材料の物性値は、「3.5.1 津波時」と同じである。

e. 地盤の物性値

地盤の物性値は、「3.5.1 津波時」と同じである。

f. 評価方法

鋼管矢板の強度評価は、「3.5.1 津波時」と同じ方法により、許容限界以下であることを確認する。

(2) 止水ゴム取付部鋼材

a. 構造概要

止水ゴム取付部鋼材の構造概要は、「3.5.1 津波時」と同じである。

b. 解析概要

重畳時に発生する応答値は、受働土圧、ゴム張力、弾性設計用地震動 S_d-D1 による慣性力及び動水圧、基準津波による津波荷重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

部材ごとの解析方法は、「3.5.1 津波時」と同じである。

d. 評価方法

評価方法は、「3.5.1 津波時」と同じである。

(3) 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構造概要は、「3.5.1 津波時」と同じである。

b. 解析概要

重畳時に発生する応答値は、弾性設計用地震動 S_d-D1 による慣性力及び動水圧、基準津波による津波荷重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

部材ごとの解析方法は、「3.5.1 津波時」と同じである。

d. 評価方法

評価方法は、「3.5.1 津波時」と同じである。

(4) 止水ゴム

a. 相対変位の考え方

止水ゴムの変形性評価に用いる重畳時の構造物間の相対変位は、地震時における最終相対変位に、津波荷重、動水圧及び余震荷重を用いた2次元静的フレーム解析で算出した重畳時の最大相対変位を加えたものとする。

重畳時の構造物間の相対変位算出方法のフローを図3.5-21に示す。

なお、地震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、「6.8.1.1 貯留堰の耐震性についての計算書に関する補足説明」において実施するものとする。

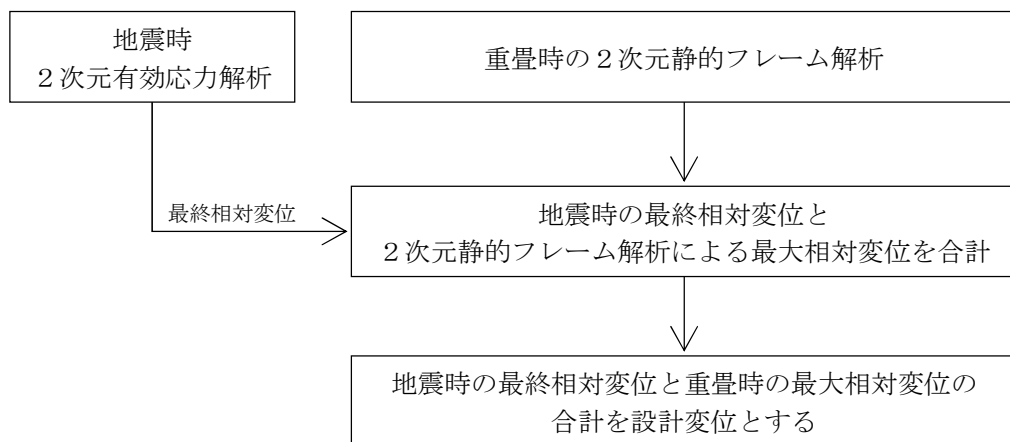


図 3.5-21 相対変位算出方法のフロー（重畳時）

b. 評価方法

評価方法は、「3.5.1 津波時」と同じである。

4. 評価条件

「3. 強度評価方法」に用いる評価条件を以下に示す。

4.1 津波時

表 4.1-1 強度評価に用いる条件（津波時，断面①，鋼管矢板一般部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
k_h	水平震度	—	—
k_v	鉛直震度	—	—
p_1	貯留堰外側の底面における波圧強度	114.0	kN/m^2
p_2	貯留堰外側の天端面における波圧強度	88.9	kN/m^2
p_3	貯留堰内側の底面における波圧強度	25.1	kN/m^2
H	貯留堰高さ	2.49	m
η	貯留堰外側の貯留堰天端面からの津波高さ	8.80	m
h_1	貯留堰外側の底面における水深	11.29	m
h_2	貯留堰外側の天端面における水深	8.80	m
h_3	貯留堰内側の底面における水深	2.49	m
P_c	衝突荷重	759	kN
P_d	動水圧合力	—	kN/m
P_t	遡上津波荷重	88.9	kN/m^2
v	貯留堰位置での津波最大流速	11.0	m/s
W_c	漂流物の重量	6.8	kN
y	動水圧の作用高さ	—	m
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m^3
ρ	海水の密度	1030	kg/m^3
G	固定荷重	738	kN
K_{Sd}	余震荷重（水平方向慣性力）	—	kN/m^2
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	—	kN/m^2
σ_{sa}	短期許容曲げ応力度	382.5	N/mm^2
Z	断面係数	0.11832	mm^3
A	有効断面積	0.246	mm^2
τ_a	短期許容せん断応力度	217.5	N/mm^2
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2.0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1.5	—
	せん断応力の分布係数（溶接部の場合）	1.0	—

表 4.1-2 強度評価に用いる条件（津波時，断面②，鋼管矢板一般部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
k_h	水平震度	—	—
k_v	鉛直震度	—	—
p_1	貯留堰外側の底面における波圧強度	114.0	kN/m^2
p_2	貯留堰外側の天端面における波圧強度	88.9	kN/m^2
p_3	貯留堰内側の底面における波圧強度	25.1	kN/m^2
H	貯留堰高さ	2.49	m
η	貯留堰外側の貯留堰天端面からの津波高さ	8.80	m
h_1	貯留堰外側の底面における水深	11.29	m
h_2	貯留堰外側の天端面における水深	8.80	m
h_3	貯留堰内側の底面における水深	2.49	m
P_c	衝突荷重	759	kN
P_d	動水圧合力	—	kN/m
P_t	遡上津波荷重	88.9	kN/m^2
v	貯留堰位置での津波最大流速	11.0	m/s
W_c	漂流物の重量	6.8	kN
y	動水圧の作用高さ	—	m
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m^3
ρ	海水の密度	1030	kg/m^3
G	固定荷重	1107	kN
K_{sd}	余震荷重（水平方向慣性力）	—	kN/m^2
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	—	kN/m^2
σ_{sa}	短期許容曲げ応力度	382.5	N/mm^2
Z	断面係数	0.11832	mm^3
A	有効断面積	0.246	mm^2
τ_a	短期許容せん断応力度	217.5	N/mm^2
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2.0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1.5	—
	せん断応力の分布係数（溶接部の場合）	1.0	—

表 4.1-3 強度評価に用いる条件（津波時，断面①，鋼管矢板端部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
k_h	水平震度	—	—
k_v	鉛直震度	—	—
p_1	貯留堰外側の底面における波圧強度	114.0	kN/m^2
p_2	貯留堰外側の天端面における波圧強度	88.9	kN/m^2
p_3	貯留堰内側の底面における波圧強度	25.1	kN/m^2
H	貯留堰高さ	2.49	m
η	貯留堰外側の貯留堰天端面からの津波高さ	8.80	m
h_1	貯留堰外側の底面における水深	11.29	m
h_2	貯留堰外側の天端面における水深	8.80	m
h_3	貯留堰内側の底面における水深	2.49	m
P_c	衝突荷重	759	kN
P_d	動水圧合力	—	kN/m
P_t	遡上津波荷重	117.1	kN/m^2
v	貯留堰位置での津波最大流速	11.0	m/s
W_c	漂流物の重量	6.8	kN
y	動水圧の作用高さ	—	m
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m^3
ρ	海水の密度	1030	kg/m^3
G	固定荷重	738	kN
K_{sd}	余震荷重（水平方向慣性力）	—	kN/m^2
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	—	kN/m^2
σ_{sa}	短期許容曲げ応力度	382.5	N/mm^2
Z	断面係数	0.11832	mm^3
A	有効断面積	0.246	mm^2
τ_a	短期許容せん断応力度	217.5	N/mm^2
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2.0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1.5	—
	せん断応力の分布係数（溶接部の場合）	1.0	—

表 4.1-4 強度評価に用いる条件（津波時，断面②，鋼管矢板端部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
k_h	水平震度	—	—
k_v	鉛直震度	—	—
p_1	貯留堰外側の底面における波圧強度	114.0	kN/m^2
p_2	貯留堰外側の天端面における波圧強度	88.9	kN/m^2
p_3	貯留堰内側の底面における波圧強度	25.1	kN/m^2
H	貯留堰高さ	2.49	m
η	貯留堰外側の貯留堰天端面からの津波高さ	8.80	m
h_1	貯留堰外側の底面における水深	11.29	m
h_2	貯留堰外側の天端面における水深	8.80	m
h_3	貯留堰内側の底面における水深	2.49	m
P_c	衝突荷重	759	kN
P_d	動水圧合力	—	kN/m
P_t	遡上津波荷重	117.1	kN/m^2
v	貯留堰位置での津波最大流速	11.0	m/s
W_c	漂流物の重量	6.8	kN
y	動水圧の作用高さ	—	m
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m^3
ρ	海水の密度	1030	kg/m^3
G	固定荷重	1107	kN
K_{sd}	余震荷重（水平方向慣性力）	—	kN/m^2
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	—	kN/m^2
σ_{sa}	短期許容曲げ応力度	382.5	N/mm^2
Z	断面係数	0.11832	mm^3
A	有効断面積	0.246	mm^2
τ_a	短期許容せん断応力度	217.5	N/mm^2
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2.0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1.5	—
	せん断応力の分布係数（溶接部の場合）	1.0	—

4.2 重畳時

表 4.2-1 強度評価に用いる条件（重畳時，地盤ばね 3，断面①，鋼管矢板一般部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
k_h	水平震度	0.27	—
k_v	鉛直震度	0.05	—
p_1	貯留堰外側の底面における波圧強度	114.0	kN/m^2
p_2	貯留堰外側の天端面における波圧強度	88.9	kN/m^2
p_3	貯留堰内側の底面における波圧強度	25.1	kN/m^2
H	貯留堰高さ	2.49	m
η	貯留堰外側の貯留堰天端面からの津波高さ	8.80	m
h_1	貯留堰外側の底面における水深	11.29	m
h_2	貯留堰外側の天端面における水深	8.80	m
h_3	貯留堰内側の底面における水深	2.49	m
P_c	衝突荷重	—	kN
P_d	動水圧合力	73.1	kN/m
P_t	遡上津波荷重	88.9	kN/m^2
v	貯留堰位置での津波最大流速	11.0	m/s
W_c	漂流物の重量	—	kN
y	動水圧の作用高さ	1.19	m
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m^3
ρ	海水の密度	1030	kg/m^3
G	固定荷重	738	kN
K_{sd}	余震荷重（水平方向慣性力）	10.6	kN/m^2
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	1.9	kN/m^2
σ_{sa}	短期許容曲げ応力度	382.5	N/mm^2
Z	断面係数	0.11832	mm^3
A	有効断面積	0.246	mm^2
τ_a	短期許容せん断応力度	217.5	N/mm^2
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2.0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1.5	—
	せん断応力の分布係数（溶接部の場合）	1.0	—

表 4. 2-2 強度評価に用いる条件（重畳時，地盤ばね 3，断面②，鋼管矢板一般部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9. 80665	m/s^2
k_h	水平震度	0. 21	—
k_v	鉛直震度	0. 07	—
p_1	貯留堰外側の底面における波圧強度	114. 0	kN/m^2
p_2	貯留堰外側の天端面における波圧強度	88. 9	kN/m^2
p_3	貯留堰内側の底面における波圧強度	25. 1	kN/m^2
H	貯留堰高さ	2. 49	m
η	貯留堰外側の貯留堰天端面からの津波高さ	8. 80	m
h_1	貯留堰外側の底面における水深	11. 29	m
h_2	貯留堰外側の天端面における水深	8. 80	m
h_3	貯留堰内側の底面における水深	2. 49	m
P_c	衝突荷重	—	kN
P_d	動水圧合力	56. 9	kN/m
P_t	遡上津波荷重	88. 9	kN/m^2
v	貯留堰位置での津波最大流速	11. 0	m/s
W_c	漂流物の重量	—	kN
y	動水圧の作用高さ	1. 19	m
γ_w	海水の単位体積重量	10. 1	kN/m^3
ρ	海水の密度	1030	kg/m^3
G	固定荷重	1107	kN
K_{sd}	余震荷重（水平方向慣性力）	8. 2	kN/m^2
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	2. 7	kN/m^2
σ_{sa}	短期許容曲げ応力度	382. 5	N/mm^2
Z	断面係数	0. 11832	mm^3
A	有効断面積	0. 246	mm^2
τ_a	短期許容せん断応力度	217. 5	N/mm^2
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2. 0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1. 5	—
	せん断応力の分布係数（溶接部の場合）	1. 0	—

表 4. 2-3 強度評価に用いる条件（重畳時，地盤ばね 4，断面①，鋼管矢板一般部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9. 80665	m/s^2
k_h	水平震度	0. 05	—
k_v	鉛直震度	0. 04	—
p_1	貯留堰外側の底面における波圧強度	114. 0	kN/m^2
p_2	貯留堰外側の天端面における波圧強度	88. 9	kN/m^2
p_3	貯留堰内側の底面における波圧強度	25. 1	kN/m^2
H	貯留堰高さ	2. 49	m
η	貯留堰外側の貯留堰天端面からの津波高さ	8. 80	m
h_1	貯留堰外側の底面における水深	11. 29	m
h_2	貯留堰外側の天端面における水深	8. 80	m
h_3	貯留堰内側の底面における水深	2. 49	m
P_c	衝突荷重	—	kN
P_d	動水圧合力	13. 5	kN/m
P_t	遡上津波荷重	88. 9	kN/m^2
v	貯留堰位置での津波最大流速	11. 0	m/s
W_c	漂流物の重量	—	kN
y	動水圧の作用高さ	1. 19	m
γ_w	海水の単位体積重量	10. 1	kN/m^3
ρ	海水の密度	1030	kg/m^3
G	固定荷重	738	kN
$K_{s d}$	余震荷重（水平方向慣性力）	1. 9	kN/m^2
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	1. 5	kN/m^2
$\sigma_{s a}$	短期許容曲げ応力度	382. 5	N/mm^2
Z	断面係数	0. 11832	mm^3
A	有効断面積	0. 246	mm^2
τ_a	短期許容せん断応力度	217. 5	N/mm^2
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2. 0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1. 5	—
	せん断応力の分布係数（溶接部の場合）	1. 0	—

表 4.2-4 強度評価に用いる条件（重畳時，地盤ばね 4，断面②，鋼管矢板一般部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
k_h	水平震度	0.05	—
k_v	鉛直震度	0.03	—
p_1	貯留堰外側の底面における波圧強度	114.0	kN/m^2
p_2	貯留堰外側の天端面における波圧強度	88.9	kN/m^2
p_3	貯留堰内側の底面における波圧強度	25.1	kN/m^2
H	貯留堰高さ	2.49	m
η	貯留堰外側の貯留堰天端面からの津波高さ	8.80	m
h_1	貯留堰外側の底面における水深	11.29	m
h_2	貯留堰外側の天端面における水深	8.80	m
h_3	貯留堰内側の底面における水深	2.49	m
P_c	衝突荷重	—	kN
P_d	動水圧合力	13.5	kN/m
P_t	遡上津波荷重	88.9	kN/m^2
v	貯留堰位置での津波最大流速	11.0	m/s
W_c	漂流物の重量	—	kN
y	動水圧の作用高さ	1.19	m
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m^3
ρ	海水の密度	1030	kg/m^3
G	固定荷重	1107	kN
K_{sd}	余震荷重（水平方向慣性力）	1.9	kN/m^2
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	1.2	kN/m^2
σ_{sa}	短期許容曲げ応力度	382.5	N/mm^2
Z	断面係数	0.11832	mm^3
A	有効断面積	0.246	mm^2
τ_a	短期許容せん断応力度	217.5	N/mm^2
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2.0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1.5	—
	せん断応力の分布係数（溶接部の場合）	1.0	—

表 4.2-5 強度評価に用いる条件（重畳時，地盤ばね 5，断面①，鋼管矢板一般部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
k_h	水平震度	0.05	—
k_v	鉛直震度	0.01	—
p_1	貯留堰外側の底面における波圧強度	114.0	kN/m^2
p_2	貯留堰外側の天端面における波圧強度	88.9	kN/m^2
p_3	貯留堰内側の底面における波圧強度	25.1	kN/m^2
H	貯留堰高さ	2.49	m
η	貯留堰外側の貯留堰天端面からの津波高さ	8.80	m
h_1	貯留堰外側の底面における水深	11.29	m
h_2	貯留堰外側の天端面における水深	8.80	m
h_3	貯留堰内側の底面における水深	2.49	m
P_c	衝突荷重	—	kN
P_d	動水圧合力	13.5	kN/m
P_t	遡上津波荷重	88.9	kN/m^2
v	貯留堰位置での津波最大流速	11.0	m/s
W_c	漂流物の重量	—	kN
y	動水圧の作用高さ	1.19	m
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m^3
ρ	海水の密度	1030	kg/m^3
G	固定荷重	738	kN
K_{sd}	余震荷重（水平方向慣性力）	1.9	kN/m^2
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	0.4	kN/m^2
σ_{sa}	短期許容曲げ応力度	382.5	N/mm^2
Z	断面係数	0.11832	mm^3
A	有効断面積	0.246	mm^2
τ_a	短期許容せん断応力度	217.5	N/mm^2
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2.0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1.5	—
	せん断応力の分布係数（溶接部の場合）	1.0	—

表 4.2-6 強度評価に用いる条件（重畳時，地盤ばね 5，断面②，鋼管矢板一般部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
k_h	水平震度	0.05	—
k_v	鉛直震度	0.02	—
p_1	貯留堰外側の底面における波圧強度	114.0	kN/m^2
p_2	貯留堰外側の天端面における波圧強度	88.9	kN/m^2
p_3	貯留堰内側の底面における波圧強度	25.1	kN/m^2
H	貯留堰高さ	2.49	m
η	貯留堰外側の貯留堰天端面からの津波高さ	8.80	m
h_1	貯留堰外側の底面における水深	11.29	m
h_2	貯留堰外側の天端面における水深	8.80	m
h_3	貯留堰内側の底面における水深	2.49	m
P_c	衝突荷重	—	kN
P_d	動水圧合力	13.5	kN/m
P_t	遡上津波荷重	88.9	kN/m^2
v	貯留堰位置での津波最大流速	11.0	m/s
W_c	漂流物の重量	—	kN
y	動水圧の作用高さ	1.19	m
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m^3
ρ	海水の密度	1030	kg/m^3
G	固定荷重	1107	kN
K_{sd}	余震荷重（水平方向慣性力）	1.9	kN/m^2
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	0.8	kN/m^2
σ_{sa}	短期許容曲げ応力度	382.5	N/mm^2
Z	断面係数	0.11832	mm^3
A	有効断面積	0.246	mm^2
τ_a	短期許容せん断応力度	217.5	N/mm^2
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2.0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1.5	—
	せん断応力の分布係数（溶接部の場合）	1.0	—

表 4.2-7 強度評価に用いる条件（重畳時，地盤ばね 4，断面①，鋼管矢板端部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
k_h	水平震度	0.05	—
k_v	鉛直震度	0.04	—
p_1	貯留堰外側の底面における波圧強度	114.0	kN/m^2
p_2	貯留堰外側の天端面における波圧強度	88.9	kN/m^2
p_3	貯留堰内側の底面における波圧強度	25.1	kN/m^2
H	貯留堰高さ	2.49	m
η	貯留堰外側の貯留堰天端面からの津波高さ	8.80	m
h_1	貯留堰外側の底面における水深	11.29	m
h_2	貯留堰外側の天端面における水深	8.80	m
h_3	貯留堰内側の底面における水深	2.49	m
P_c	衝突荷重	—	kN
P_d	動水圧合力	17.8	kN/m
P_t	遡上津波荷重	117.1	kN/m^2
v	貯留堰位置での津波最大流速	11.0	m/s
W_c	漂流物の重量	—	kN
y	動水圧の作用高さ	1.19	m
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m^3
ρ	海水の密度	1030	kg/m^3
G	固定荷重	738	kN
K_{sd}	余震荷重（水平方向慣性力）	2.1	kN/m^2
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	1.7	kN/m^2
σ_{sa}	短期許容曲げ応力度	382.5	N/mm^2
Z	断面係数	0.11832	mm^3
A	有効断面積	0.246	mm^2
τ_a	短期許容せん断応力度	217.5	N/mm^2
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2.0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1.5	—
	せん断応力の分布係数（溶接部の場合）	1.0	—

表 4.2-8 強度評価に用いる条件（重畳時，地盤ばね 4，断面②，鋼管矢板端部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
k_h	水平震度	0.05	—
k_v	鉛直震度	0.03	—
p_1	貯留堰外側の底面における波圧強度	114.0	kN/m^2
p_2	貯留堰外側の天端面における波圧強度	88.9	kN/m^2
p_3	貯留堰内側の底面における波圧強度	25.1	kN/m^2
H	貯留堰高さ	2.49	m
η	貯留堰外側の貯留堰天端面からの津波高さ	8.80	m
h_1	貯留堰外側の底面における水深	11.29	m
h_2	貯留堰外側の天端面における水深	8.80	m
h_3	貯留堰内側の底面における水深	2.49	m
P_c	衝突荷重	—	kN
P_d	動水圧合力	17.8	kN/m
P_t	遡上津波荷重	117.1	kN/m^2
v	貯留堰位置での津波最大流速	11.0	m/s
W_c	漂流物の重量	—	kN
y	動水圧の作用高さ	1.19	m
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m^3
ρ	海水の密度	1030	kg/m^3
G	固定荷重	1107	kN
K_{sd}	余震荷重（水平方向慣性力）	2.1	kN/m^2
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	1.3	kN/m^2
σ_{sa}	短期許容曲げ応力度	382.5	N/mm^2
Z	断面係数	0.11832	mm^3
A	有効断面積	0.246	mm^2
τ_a	短期許容せん断応力度	217.5	N/mm^2
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2.0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1.5	—
	せん断応力の分布係数（溶接部の場合）	1.0	—

5. 評価結果

5.1 津波時

評価対象部位ごとに津波時の評価結果を示す。

津波時の2次元静的フレーム解析に設定した地盤ばね1及び地盤ばね2の水平方向地盤反力係数，地盤反力上限値及びそれぞれの値を比較したものを断面①及び断面②について図 5.1-1 及び図 5.1-2 に示す。

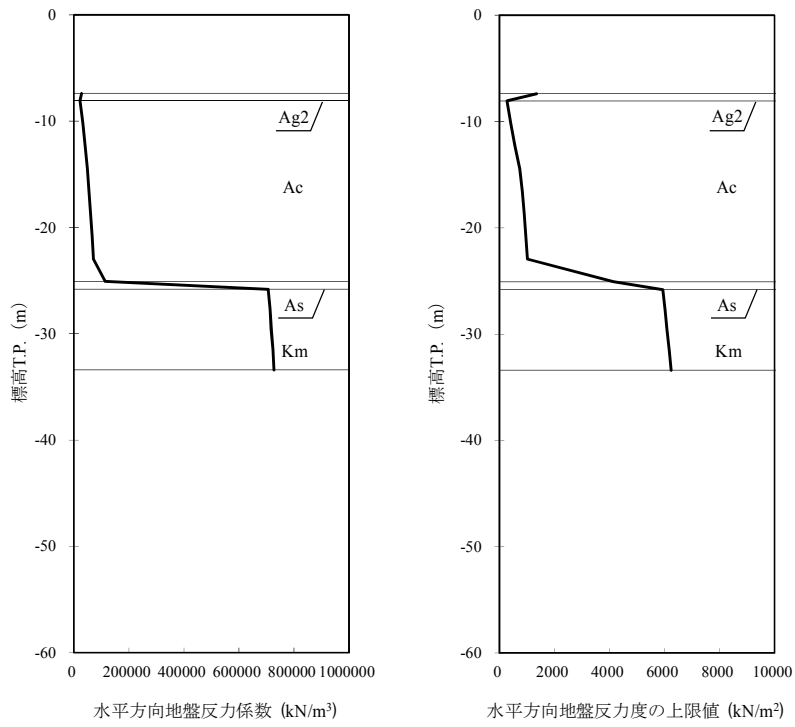


図 5.1-1 (1) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (断面①：地盤ばね 1)

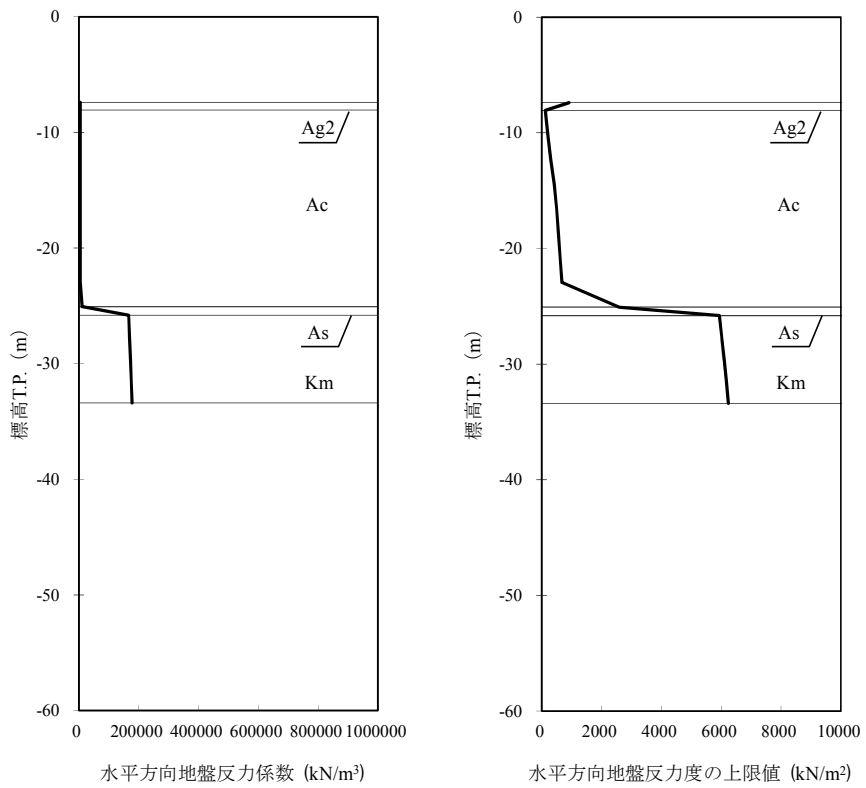


図 5.1-1 (2) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (断面①：地盤ばね 2)

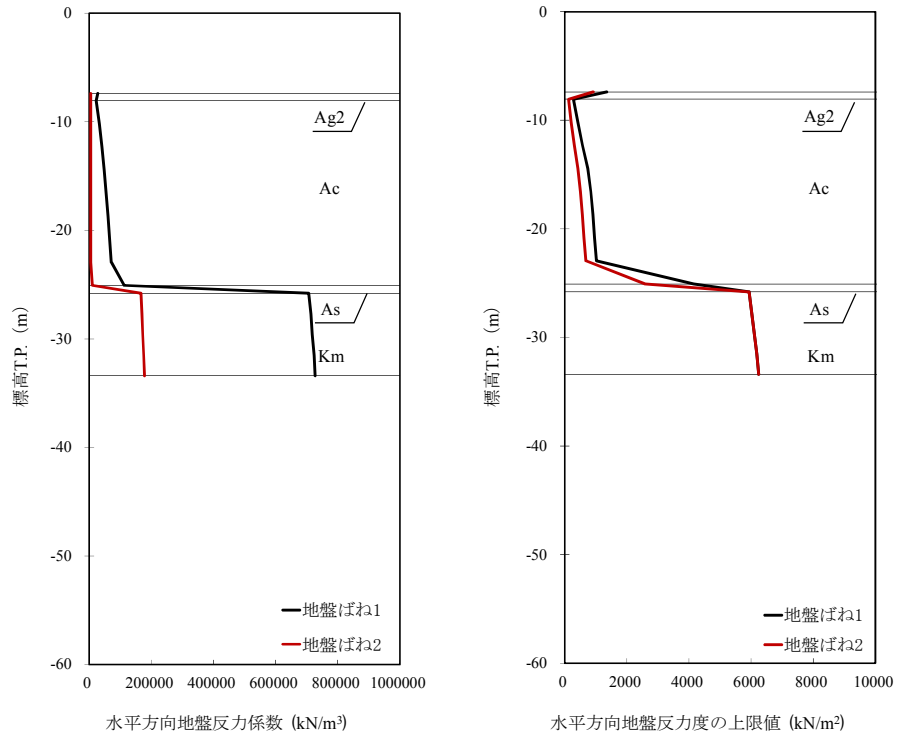


図 5.1-1 (3) 地盤ばね 1 及び地盤ばね 2 の比較 (断面①)

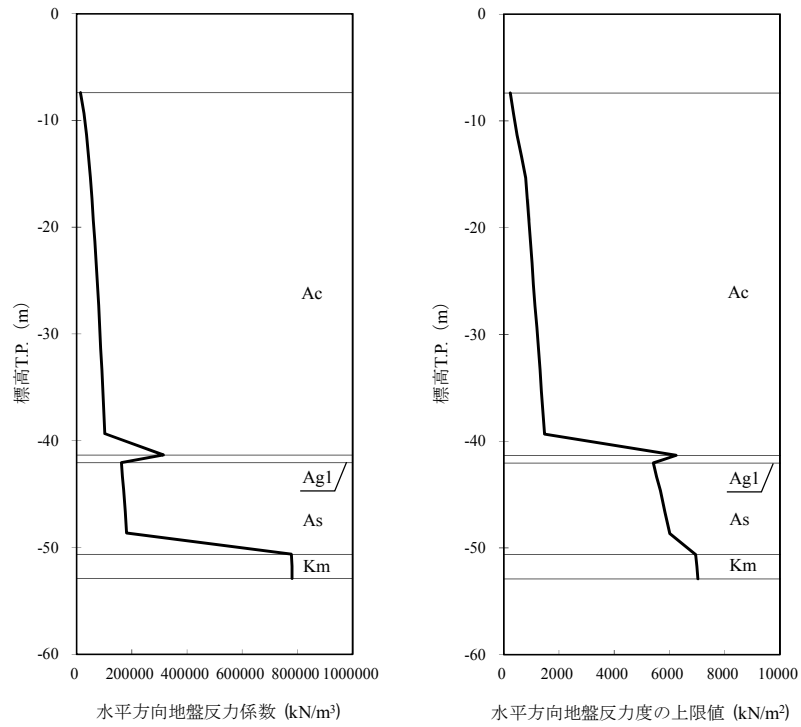


図 5.1-2 (1) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (断面②：地盤ばね 1)

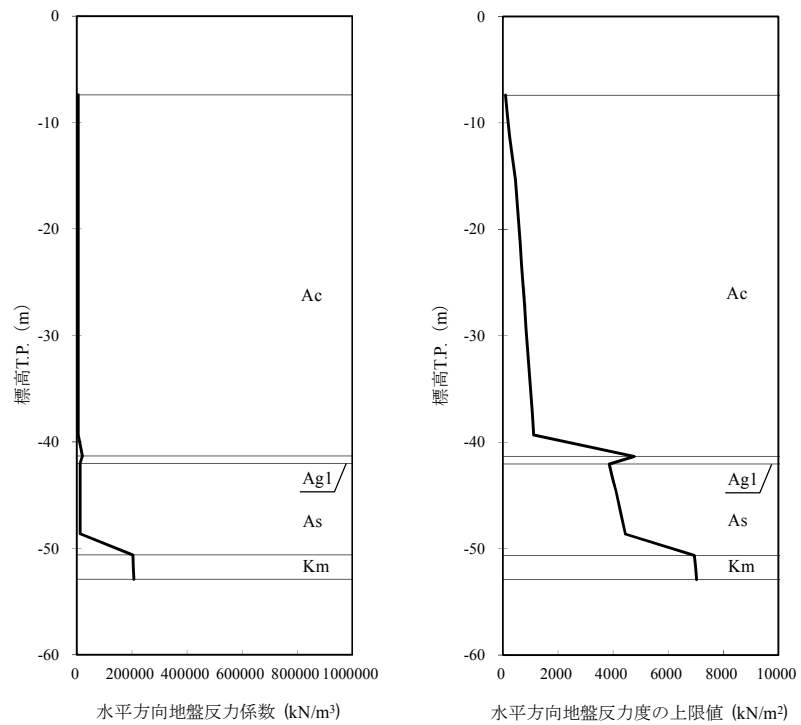


図 5.1-2 (2) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (断面②：地盤ばね 2)

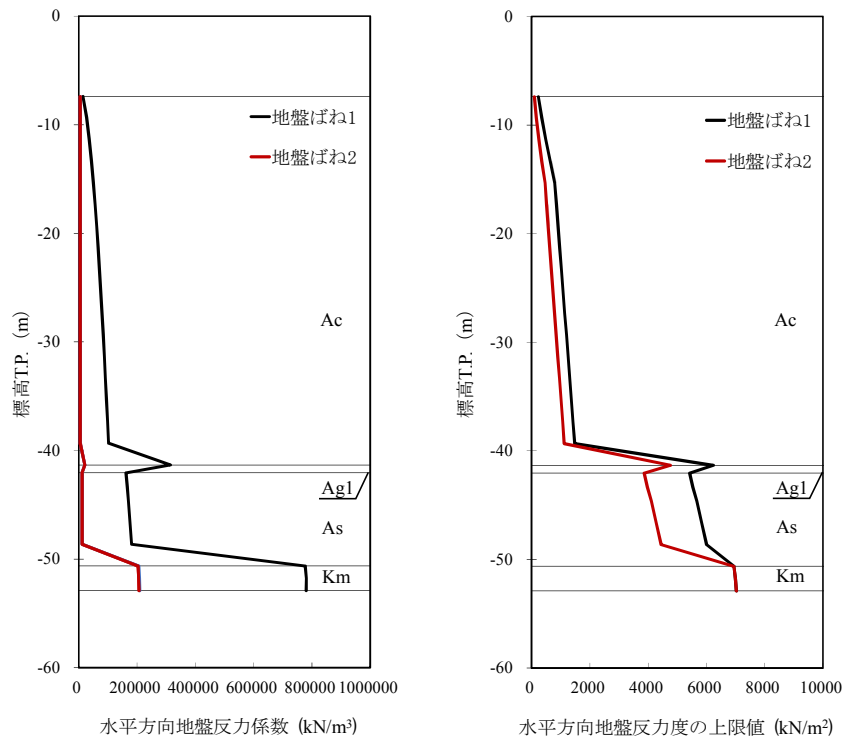


図 5.1-2 (3) 地盤ばね 1 及び地盤ばね 2 の比較 (断面②)

(1) 鋼管矢板

津波時における貯留堰鋼管矢板の解析結果を示す。なお、貯留堰の貯留堰取付護岸側の端部の鋼管矢板は、止水ゴム等の付属物によって受圧面積が大きくなるため作用外力が一般部と比較して大きくなる。鋼管矢板の強度評価においては、その荷重増分を考慮しない鋼管矢板（一般部）と、その荷重増分を考慮する鋼管矢板（端部）に対する評価結果をそれぞれ整理する。

a. 鋼管矢板（一般部）

断面①及び断面②における S_a 波による断面力（曲げモーメント、軸力、及びせん断力）を図 5.1-3 及び図 5.1-4 に示す。

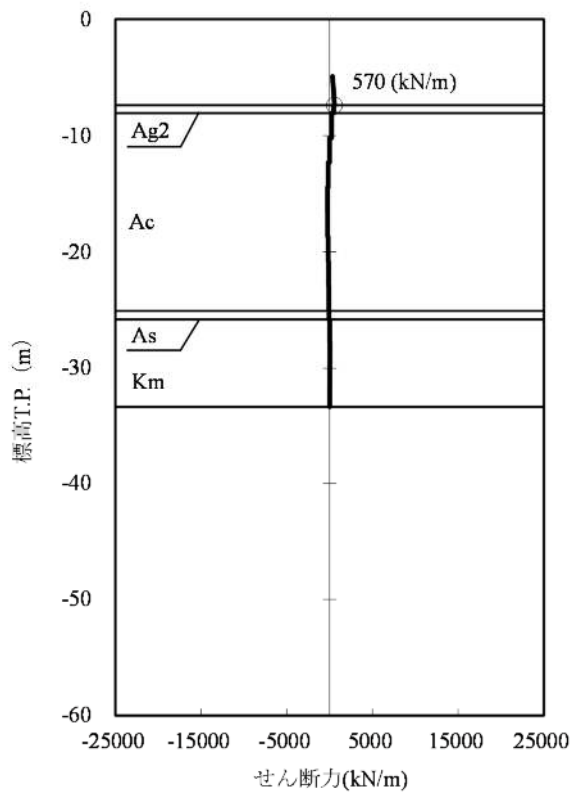
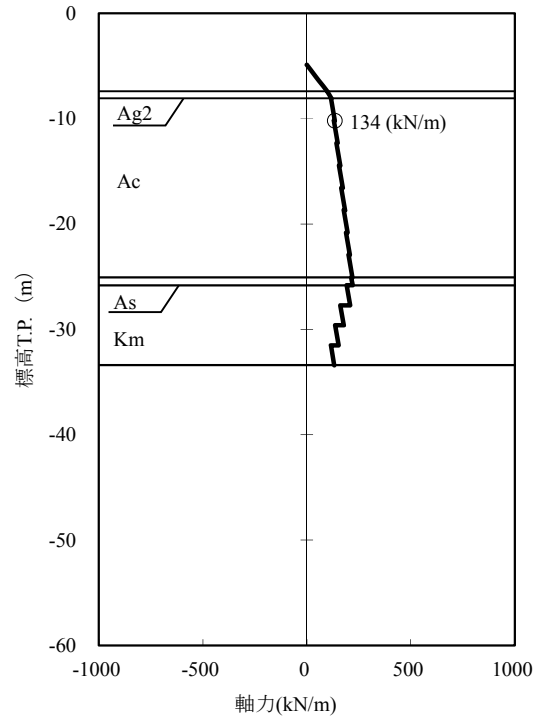
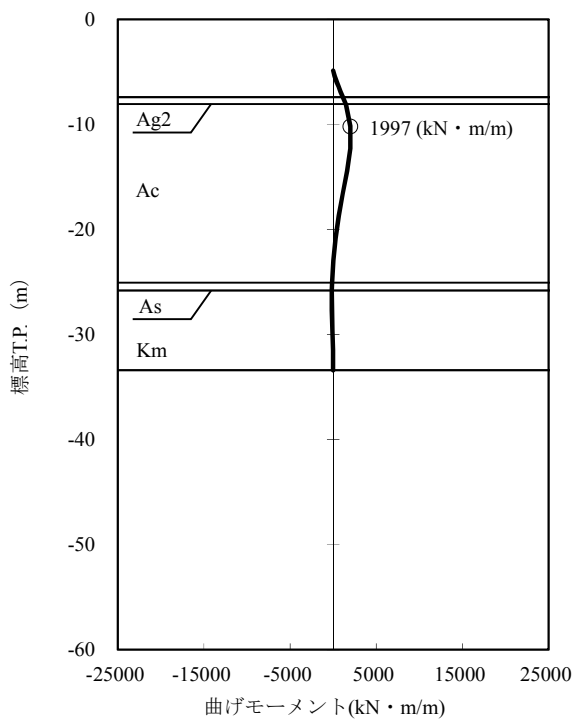


図 5.1-3 (1) 断面①の発生断面力 (津波時, 地盤ばね1)

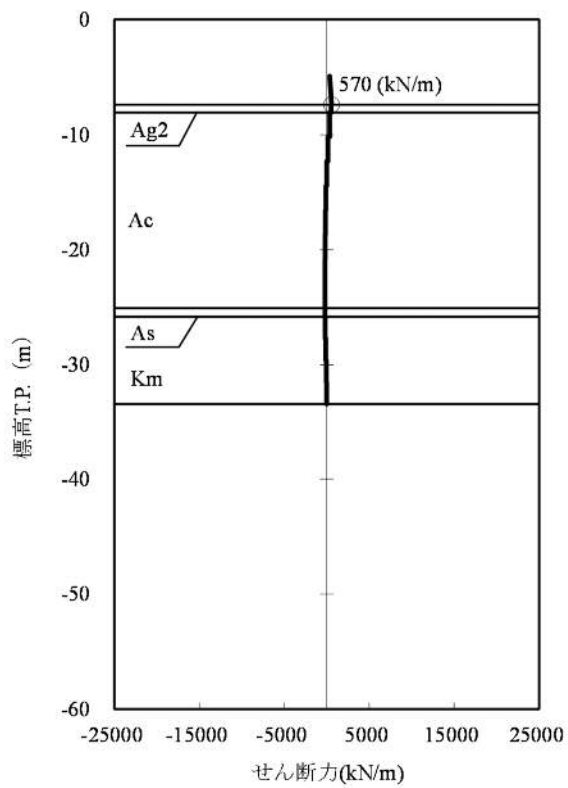
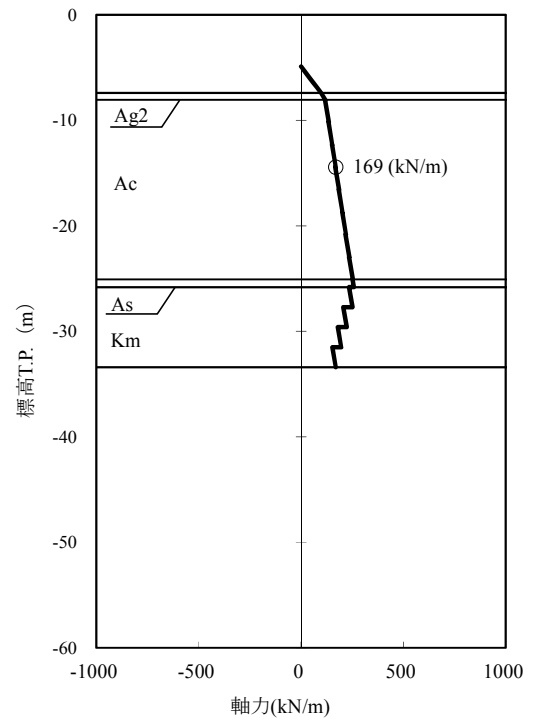
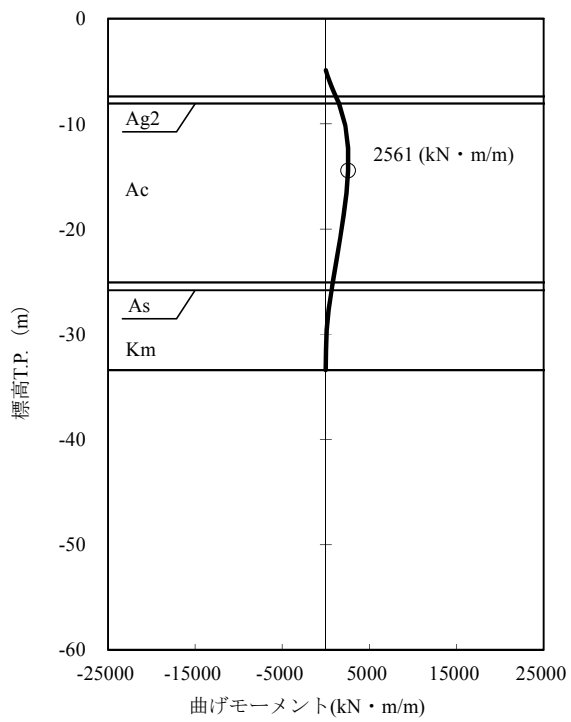


図 5.1-3 (2) 断面①の発生断面力 (津波時, 地盤ばね 2)

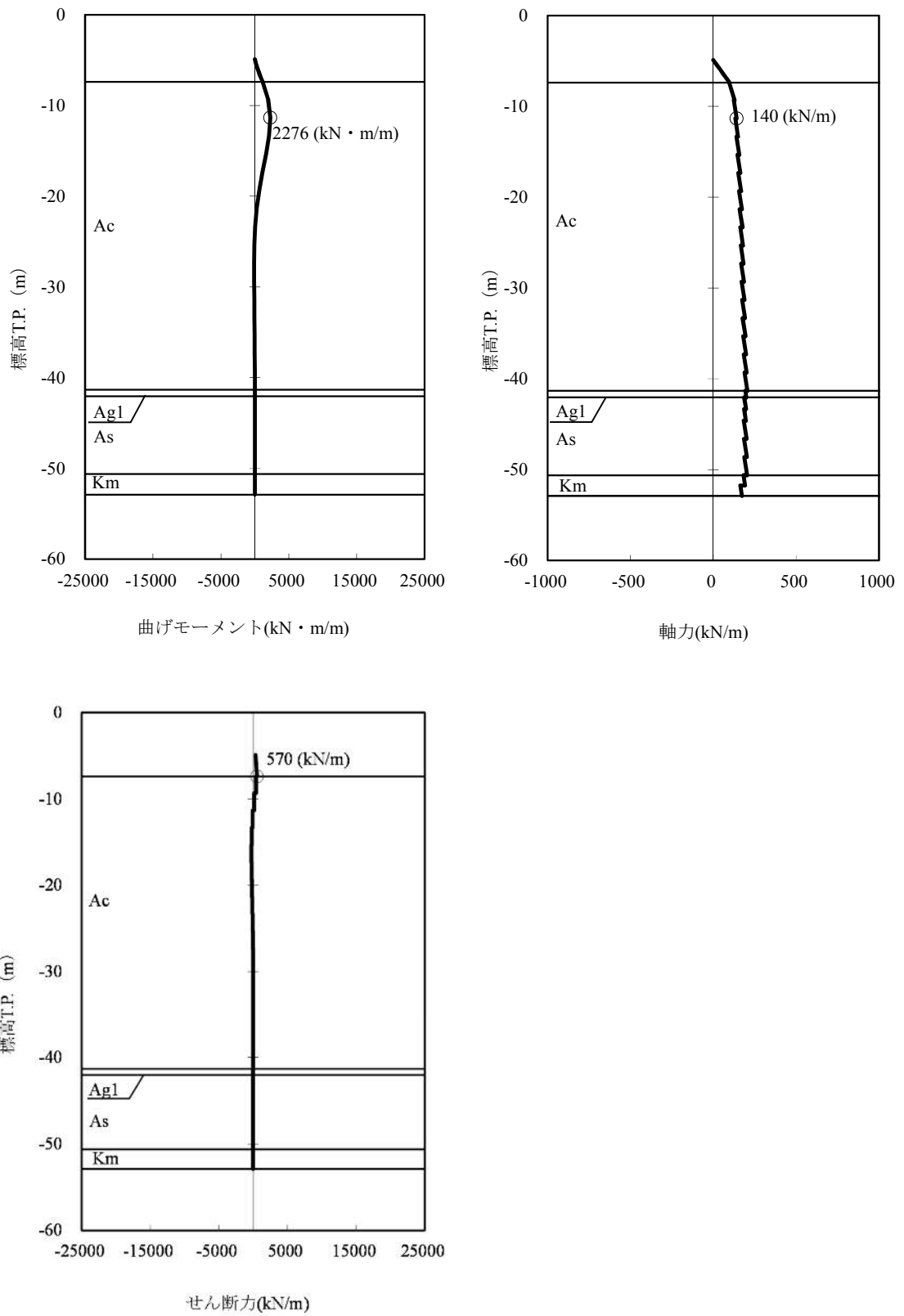


図 5.1-4 (1) 断面②の発生断面力 (津波時, 地盤ばね1)

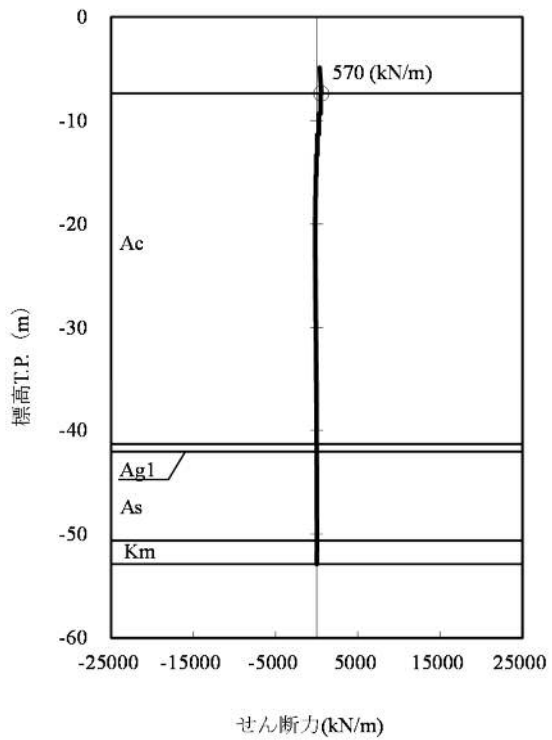
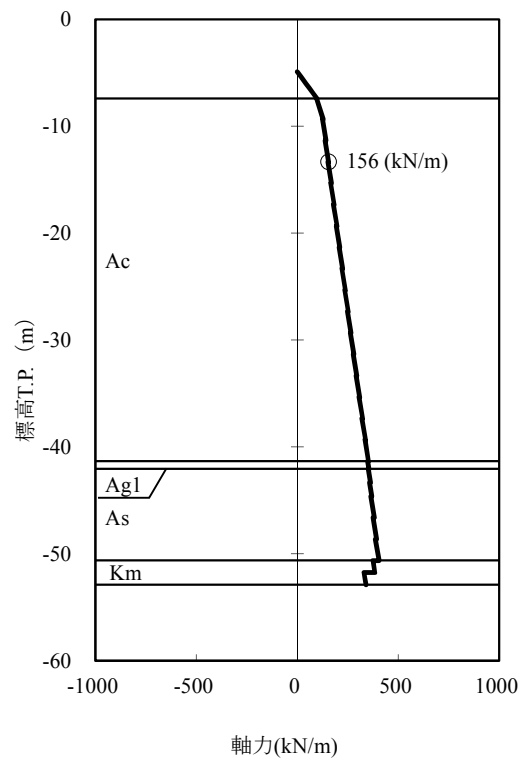
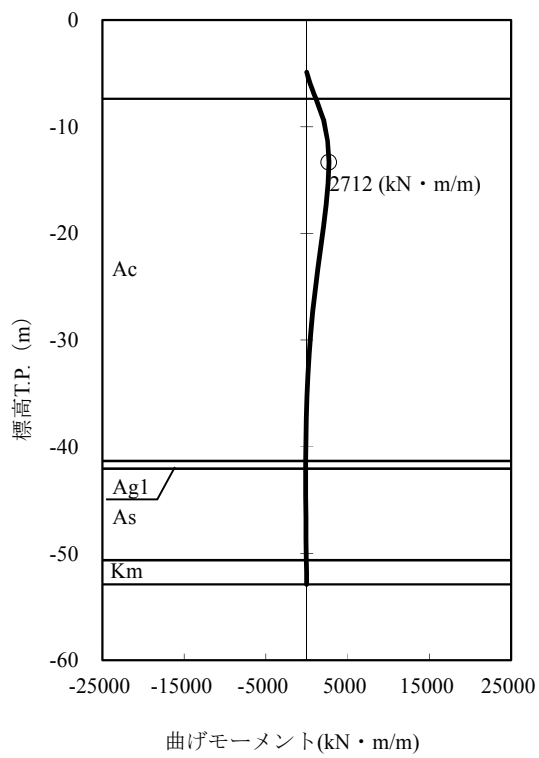


図 5.1-4 (2) 断面②の発生断面力 (津波時, 地盤ばね 2)

(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。

断面計算に用いた断面諸元を表 5.1-1 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 5.1-2 に示す。なお、照査に用いた断面積及び断面係数は鋼管矢板延長 1 m あたりの値とする。

表 5.1-1 鋼管矢板 (SM570) 断面諸元

断面	板厚 (mm)	断面積 (m ² /m)	断面係数 (m ³ /m)	備考
断面①	40	0.110	0.05289	腐食 1.00mm 考慮 (海中部)
断面②	40	0.110	0.05289	腐食 1.00mm 考慮 (海中部)

表 5.1-2 (1) 曲げ軸力に対する照査結果 (断面①)

ケース名	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
地盤ばね 1	1997	134	39	382.5	0.11
地盤ばね 2	2561	169	50	382.5	0.14

表 5.1-2 (2) 曲げ軸力に対する照査結果 (断面②)

ケース名	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
地盤ばね 1	2276	140	44	382.5	0.12
地盤ばね 2	2712	156	53	382.5	0.14

(b) せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 5.1-1 に、せん断に対する照査結果を表 5.1-3 に示す。

鋼管矢板に対して許容応力度法による照査の結果、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。

表 5.1-3 (1) せん断力に対する照査結果 (断面①)

ケース名	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
地盤ばね 1	570	10	217.5	0.05
地盤ばね 2	570	10	217.5	0.05

表 5.1-3 (2) せん断力に対する照査結果 (断面②)

ケース名	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
地盤ばね 1	570	10	217.5	0.05
地盤ばね 2	570	10	217.5	0.05

b. 鋼管矢板（端部）

津波時と比較して，重畳時における作用外力が大きいため，津波時の検討を省略する。

(2) 止水ゴム取付部鋼材

津波時と比較して、重畳時における作用外力が大きいため、津波時の検討を省略する。

(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断面力、断面性能及び照査結果を表 5.1-4 から表 5.1-21 に示す。

a. スキンプレート及びリブプレート

表 5.1-4 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)
204	-	251

表 5.1-5 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)

表 5.1-6 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	48	210	0.23
せん断力	47	120	0.40

b. ベースプレート

表 5.1-7 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)
44	835	873

表 5.1-8 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)

表 5.1-9 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	321	382.5	0.84
せん断力	44	217.5	0.21

c. ベースプレート固定鋼材

表 5.1-10 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)
28	-	835

表 5.1-11 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）

表 5.1-12 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	116	277.5	0.42
せん断力	33	157.5	0.21

表 5.1-13 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)
50	873	873

表 5.1-14 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）

表 5.1-15 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	231	277.5	0.84
せん断力	34	157.5	0.22

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

表 5.1-16 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)
-	-	510	418

表 5.1-17 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)

表 5.1-18 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) 発生応力度 (N/mm ²)	(NS 方向) 発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
せん断力	37	30	105	0.21

表 5.1-19 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)
-	-	912

表 5.1-20 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)

表 5.1-21 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	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
せん断力	97	105	0.93

(4) 止水ゴム

a. 止水ゴムの変形量照査

津波時と比較して、重畳時における相対変位が大きいため、津波時の検討を省略する。

b. 鋼材同士の離隔距離に関する変形量照査

津波時と比較して、重畳時における相対変位が大きいため、津波時の検討を省略する。

5.2 重畳時

評価対象部位ごとに重畳時の評価結果を示す。

(1) 1次元有効応力解析結果

a. 断面①

断面①における1次元有効応力解析結果から地表面最大加速度、地表面最大変位、最大せん断ひずみをまとめたものを表5.2-1に示す。

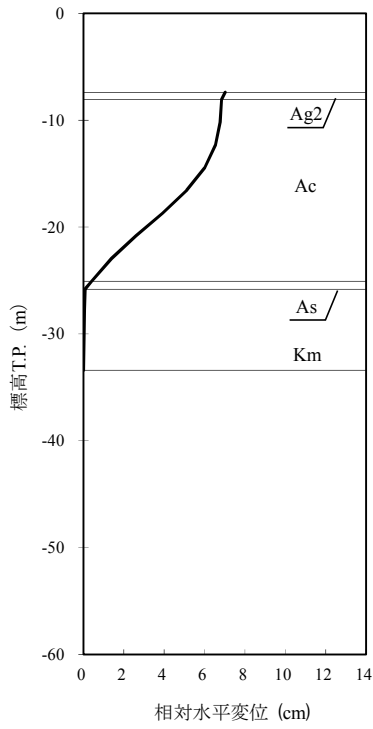
表 5.2-1 1次元有効応力解析結果（断面①）

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
地表面最大加速度 (cm/s ²)	144	154	158	109	263	260
地表面最大変位 (cm)	5.57	4.96	6.98	8.15	7.19	6.80
最大せん断ひずみ	6.59×10^{-2}	5.80×10^{-2}	7.33×10^{-2}	9.42×10^{-2}	-6.60×10^{-3}	-6.37×10^{-3}

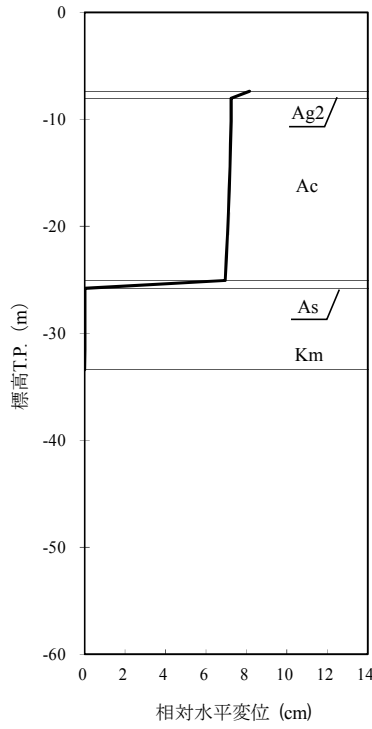
表5.2-1より、地盤ばね3は地表面最大加速度が発生する⑤原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース、地盤ばね4は地表面最大変位が発生する④敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース、地盤ばね5は最大せん断ひずみが発生する④敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースに基づき設定する。それぞれ、地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻における平均有効主応力 σ'_m 及びせん断ひずみ γ の深度分布により求められる地盤剛性及び反力上限値を用いて地盤ばねを設定する。

各地盤ばねケースにおいて鋼管矢板に与える地盤変位は、それぞれ地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻の地盤変位を与える。

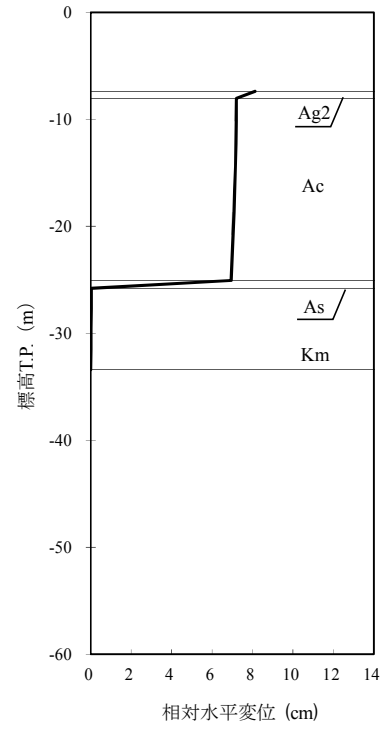
各地盤ばねケースでの地盤変位分布及びその比較を図5.2-1に、水平方向地盤反力係数、水平方向地盤反力上限値及びその比較を図5.2-2に示す。



地盤ばね3



地盤ばね4



地盤ばね5

図 5. 2-1 (1) 地盤ばねケースの地盤変位分布図 (断面①)

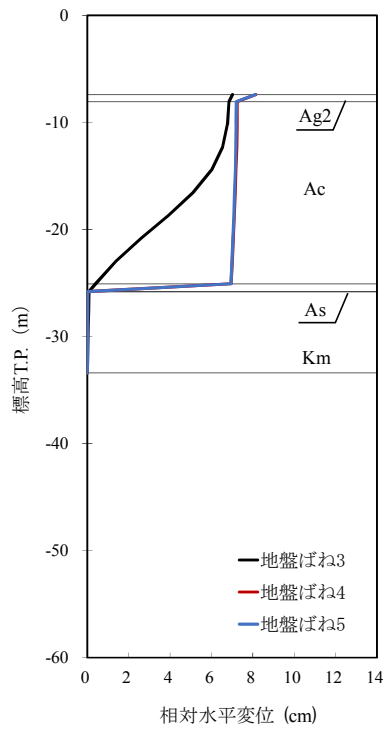


図 5. 2-1 (2) 地盤ばねケースの地盤変位比較図 (断面①)

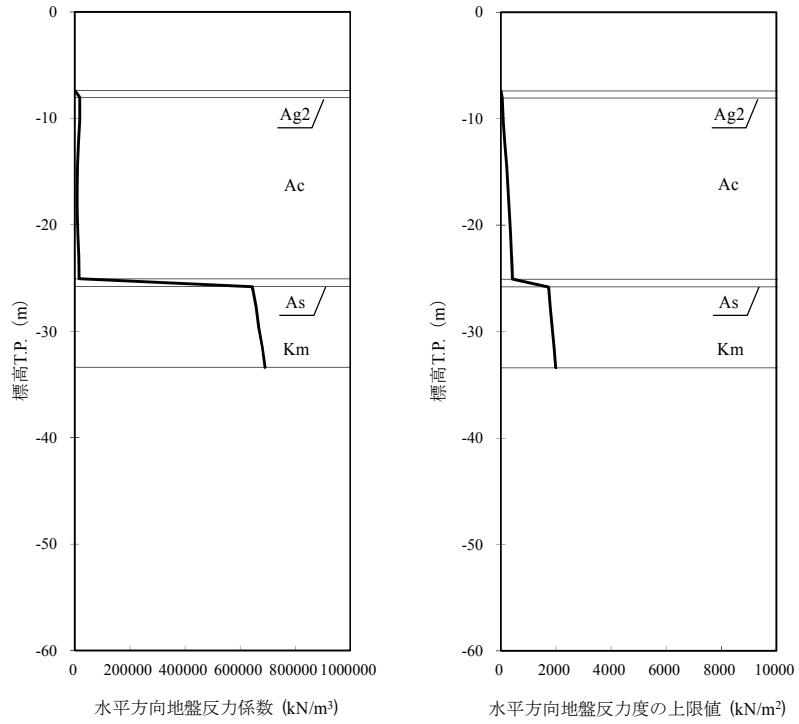


図 5. 2-2 (1) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (断面①：地盤ばね 3)

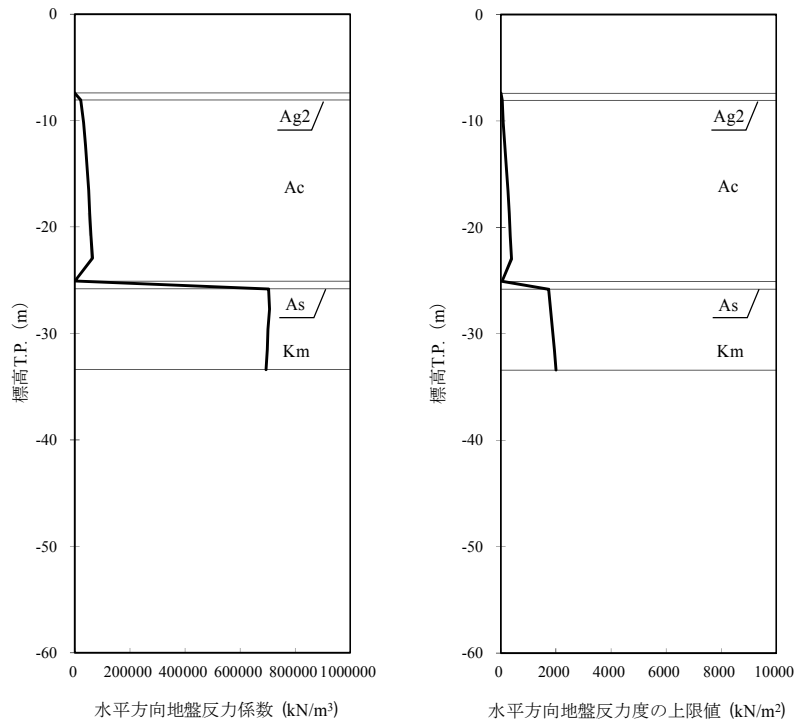


図 5. 2-2 (2) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (断面①：地盤ばね 4)

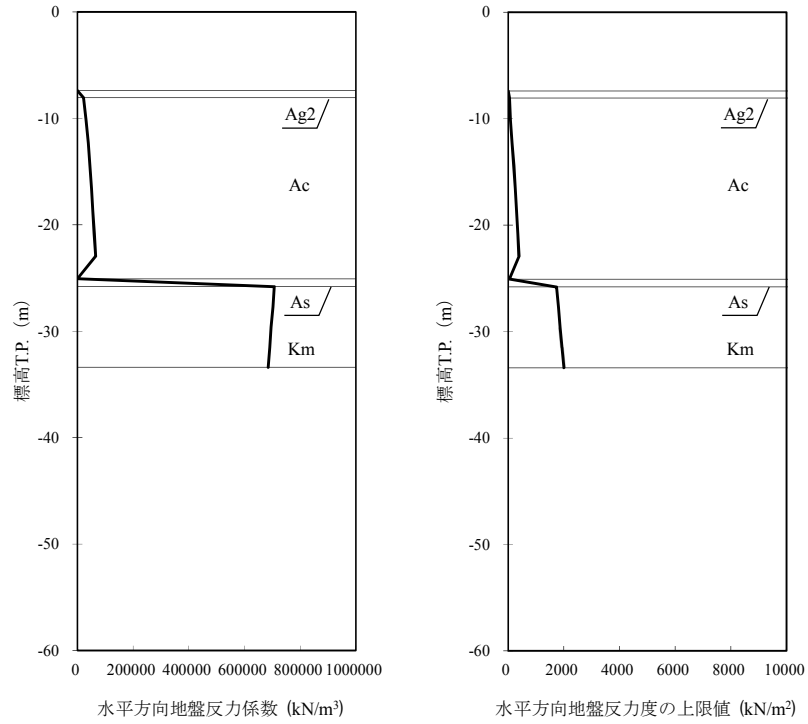


図 5.2-2 (3) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (断面①：地盤ばね5)

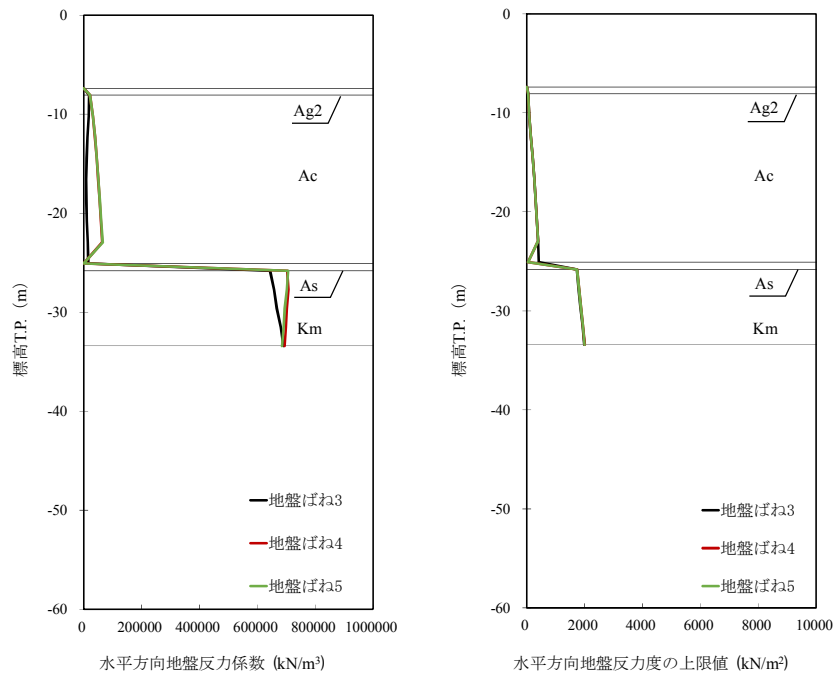


図 5.2-2 (4) 地盤ばね3，地盤ばね4及び地盤ばね5の比較 (断面①)

各地盤ばねケースにおいて構造物に作用させる慣性力は、上記の地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻の地表面最大加速度から設計震度を求め、構造物全体に適用する。各地盤ケースでの設計震度を表 5.2-2 に示す。

表 5.2-2 各地盤ケースでの設計震度 (断面①)

	水平震度	鉛直震度
地盤ばね 3	0.27 (263 cm/s ²)	0.05 (43 cm/s ²)
地盤ばね 4	0.05 (44 cm/s ²)	0.04 (34 cm/s ²)
地盤ばね 5	0.05 (43 cm/s ²)	0.01 (1 cm/s ²)

上記の水平震度を用いて、次式により算出した重畳時の貯留堰天端及び設置地盤標高での動水圧を表 5.2-3 に示す。

$$P_d(z) = 7/8 \times \gamma_0 \times k_h \times \sqrt{h \cdot z}$$

ここで、 γ_0 : 水の単位体積重量 (kN/m³)

k_h : 水平震度

h : 水深 (m)

z : 水面を 0 とし下向きにとった座標 (m)

表 5.2-3 (1) 動水圧 (貯留堰内: 断面①)

	貯留堰 天端高 (T.P.)	貯留堰内 水位 (T.P.)	設計 海底面 (T.P.)	貯留堰 天端動水 圧 (kN/m ²)	設計海底面 での動水圧 (kN/m ²)
地盤ばね 3	-4.9	-4.9	-7.39	0.0	5.9
地盤ばね 4				0.0	1.1
地盤ばね 5				0.0	1.1

表 5.2-3 (2) 動水圧 (貯留堰外: 断面①)

	貯留堰 天端高 (T.P.)	入力津波 高さ (T.P.)	設計 海底面 (T.P.)	貯留堰 天端動水圧 (kN/m ²)	設計海底面 での動水圧 (kN/m ²)
地盤ばね 3	-4.9	+3.90	-7.39	23.8	26.9
地盤ばね 4				4.4	5.0
地盤ばね 5				4.4	5.0

b. 断面②

断面②における1次元有効応力解析結果から地表面最大加速度、地表面最大変位、最大せん断ひずみをまとめたものを表5.2-4に示す。

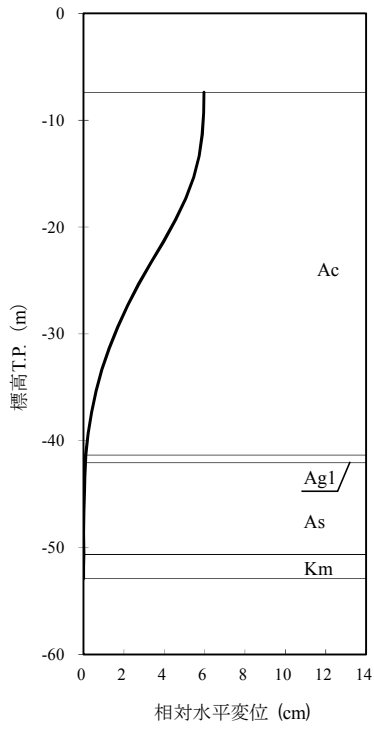
表5.2-4 1次元有効応力解析結果(断面②)

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
地表面最大加速度 (cm/s ²)	180	181	181	108	201	204
地表面最大変位 (cm)	11.28	10.37	12.259	12.256	9.40	8.02
最大せん断ひずみ	3.86×10^{-2}	3.97×10^{-2}	3.89×10^{-2}	4.86×10^{-2}	-3.86×10^{-3}	-3.26×10^{-3}

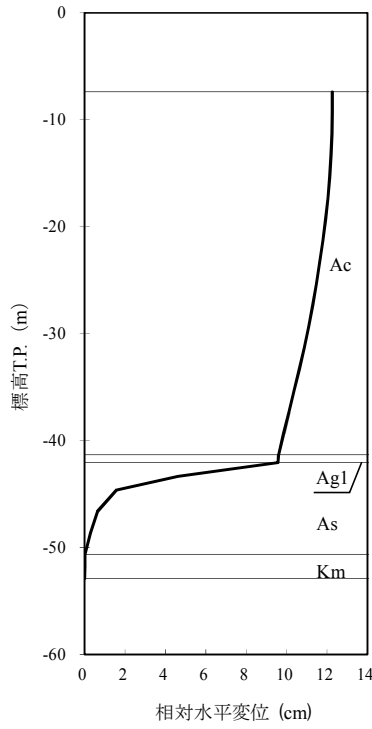
表5.2-4より、地盤ばね3は地表面最大加速度が発生する⑥地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース、地盤ばね4は地表面最大変位が発生する③地盤物性のばらつきを考慮(-1σ)した解析ケース、地盤ばね5は最大せん断ひずみが発生する④敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースに基づき設定する。それぞれ、地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻における平均有効主応力 σ'_m 及びせん断ひずみ γ の深度分布により求められる地盤剛性及び反力上限値を用いて地盤ばねを設定する。

各地盤ばねケースにおいて鋼管矢板に与える地盤変位は、それぞれ地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻の地盤変位を与える。

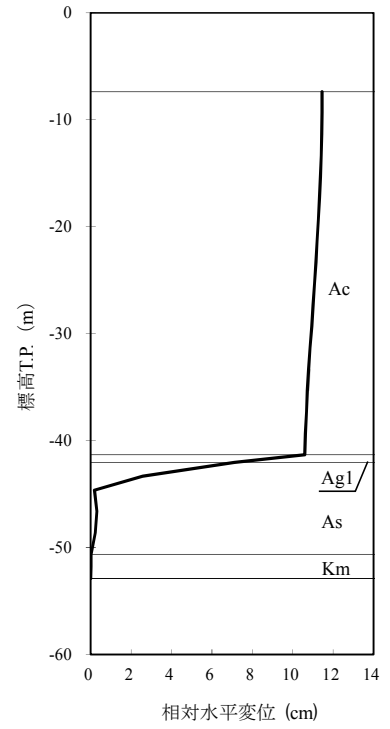
各地盤ばねケースでの地盤変位分布及びその比較を図5.2-3に、水平方向地盤反力係数、水平方向地盤反力上限値及びその比較を図5.2-4に示す。



地盤ばね3



地盤ばね4



地盤ばね5

図 5.2-3 (1) 地盤ばねケースの地盤変位分布図 (断面②)

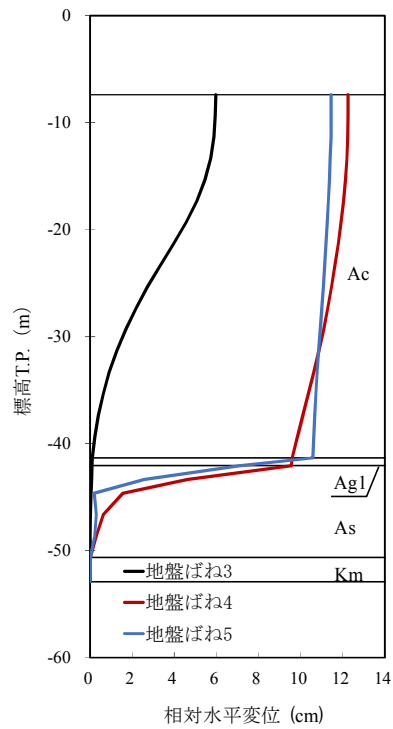


図 5.2-3 (2) 地盤ばねケースの地盤変位比較図 (断面②)

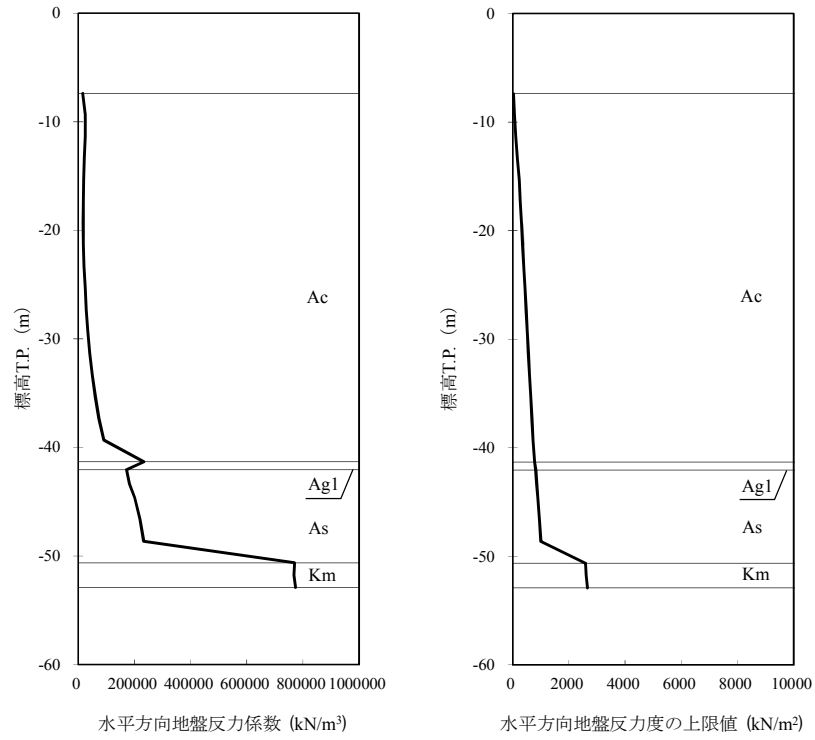


図 5.2-4 (1) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (断面②：地盤ばね 3)

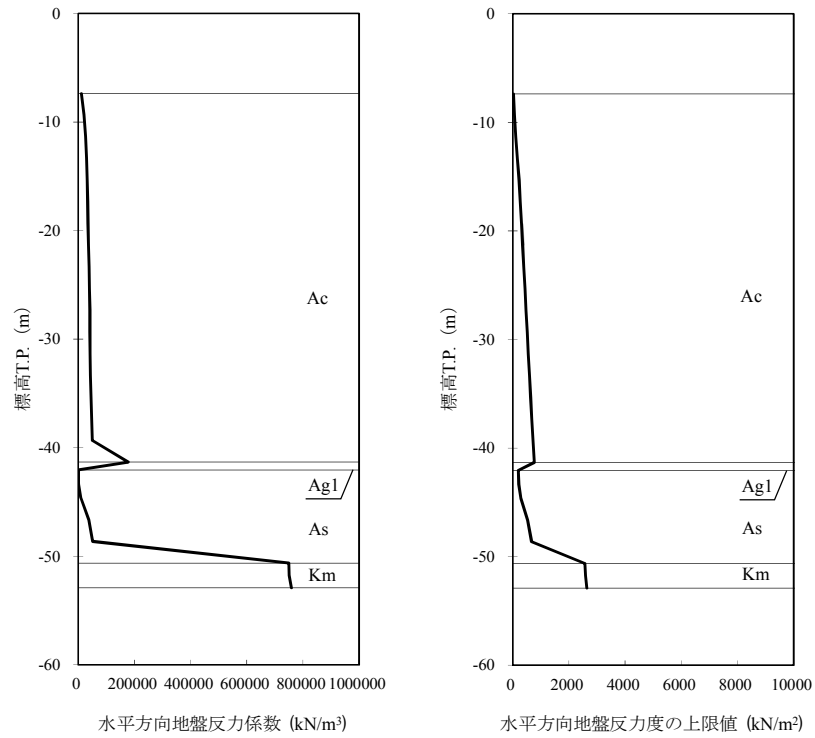


図 5.2-4 (2) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (断面②：地盤ばね 4)

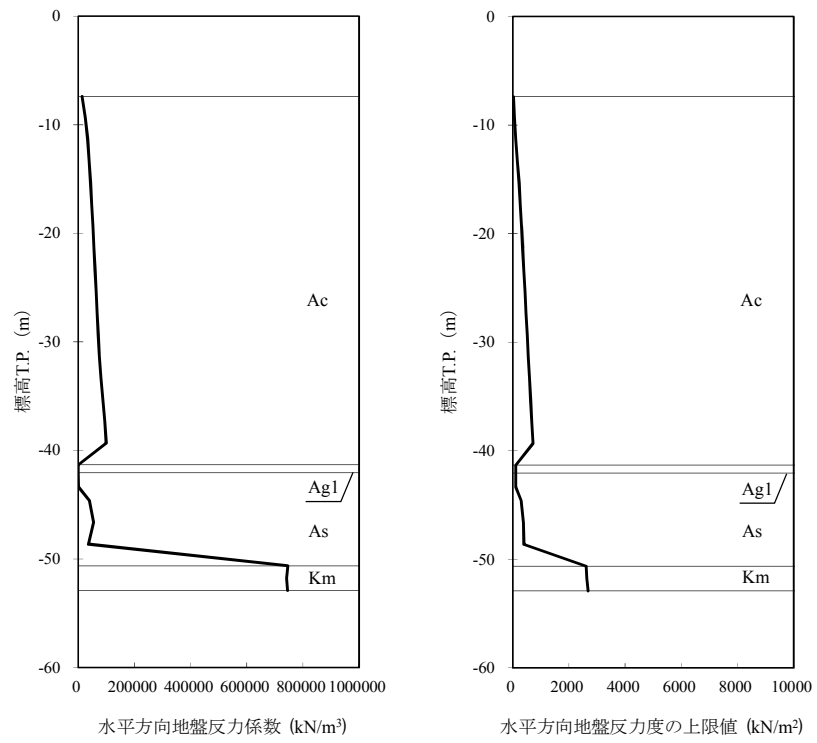


図 5.2-4 (3) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (断面②：地盤ばね 5)

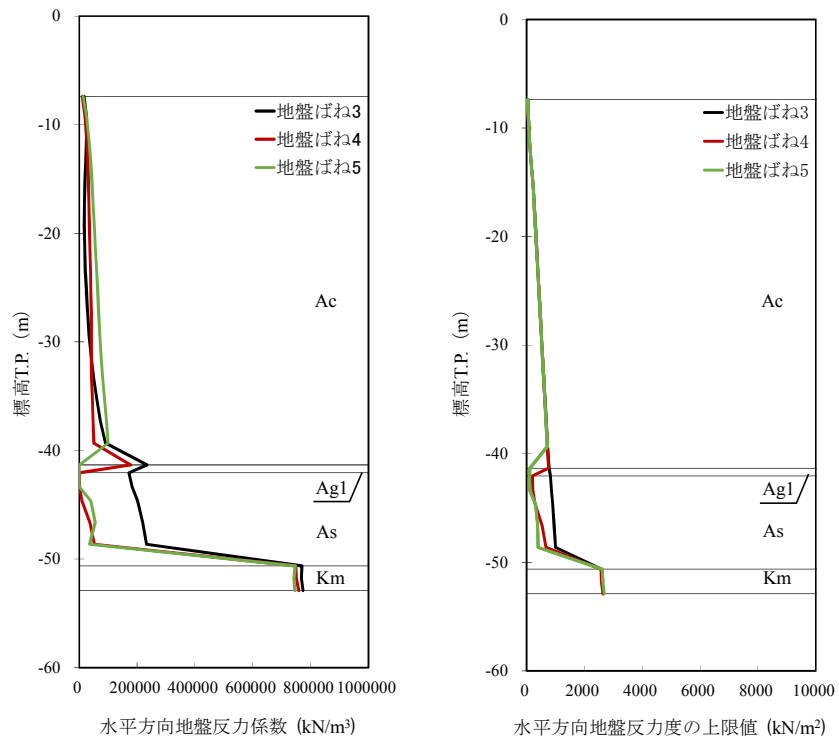


図 5.2-4 (5) 地盤ばね 3, 地盤ばね 4 及び地盤ばね 5 の比較 (断面②)

各地盤ばねケースにおいて構造物に作用させる慣性力は、上記の地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻の地表面最大加速度から設計震度を求め、構造物全体に適用する。各地盤ケースでの設計震度を表 5.2-5 に示す。

表 5.2-5 各地盤ケースでの設計震度 (断面②)

	水平震度	鉛直震度
地盤ばね 3	0.21 (204 cm/s ²)	0.07 (62 cm/s ²)
地盤ばね 4	0.05 (45 cm/s ²)	0.03 (23 cm/s ²)
地盤ばね 5	0.05 (44 cm/s ²)	0.02 (17 cm/s ²)

上記の水平震度を用いて、次式により算出した重畳時の貯留堰天端及び設置地盤標高での動水圧を表 5.2-6 に示す。

$$P_d(z) = 7/8 \times \gamma_0 \times k_h \times \sqrt{h \cdot z}$$

ここで、 γ_0 : 水の単位体積重量 (kN/m³)

k_h : 水平震度

h : 水深 (m)

z : 水面を 0 とし下向きにとった座標 (m)

表 5.2-6 (1) 動水圧 (貯留堰内: 断面②)

	貯留堰 天端高 (T.P.)	貯留堰内 水位 (T.P.)	設計 海底面 (T.P.)	貯留堰 天端動水圧 (kN/m ²)	設計海底面 での動水圧 (kN/m ²)
地盤ばね 3	-4.9	-4.9	-7.39	0.0	4.6
地盤ばね 4				0.0	1.1
地盤ばね 5				0.0	1.1

表 5.2-6 (2) 動水圧 (貯留堰外: 断面②)

	貯留堰 天端高 (T.P.)	入力津波 高さ (T.P.)	設計 海底面 (T.P.)	貯留堰 天端動水圧 (kN/m ²)	設計海底面 での動水圧 (kN/m ²)
地盤ばね 3	-4.9	+3.90	-7.39	18.5	21.0
地盤ばね 4				4.4	5.0
地盤ばね 5				4.4	5.0

(1) 鋼管矢板

重畳時における貯留堰鋼管矢板の解析結果を示す。なお、貯留堰の貯留堰取付護岸側の端部の鋼管矢板は、止水ゴム等の付属物によって受圧面積が大きくなるため作用外力が一般部と比較して大きくなる。鋼管矢板の強度評価においては、その荷重増分を考慮しない鋼管矢板（一般部）と、その荷重増分を考慮する鋼管矢板（端部）に対する評価結果をそれぞれ整理する。

a. 鋼管矢板（一般部）

地盤ばねの設定に用いた地盤物性を表 5.2-7 に示す。

表 5.2-7 地盤ばねの設定に用いた地盤物性

地盤ばね	検討断面	地盤物性
地盤ばね 3	断面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
	断面②	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
地盤ばね 4	断面①	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
	断面②	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
地盤ばね 5	断面①	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
	断面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

断面①及び断面②における S_d 波による断面力（曲げモーメント，軸力，及びせん断力）を図 5.2-5 及び図 5.2-6 に示す。

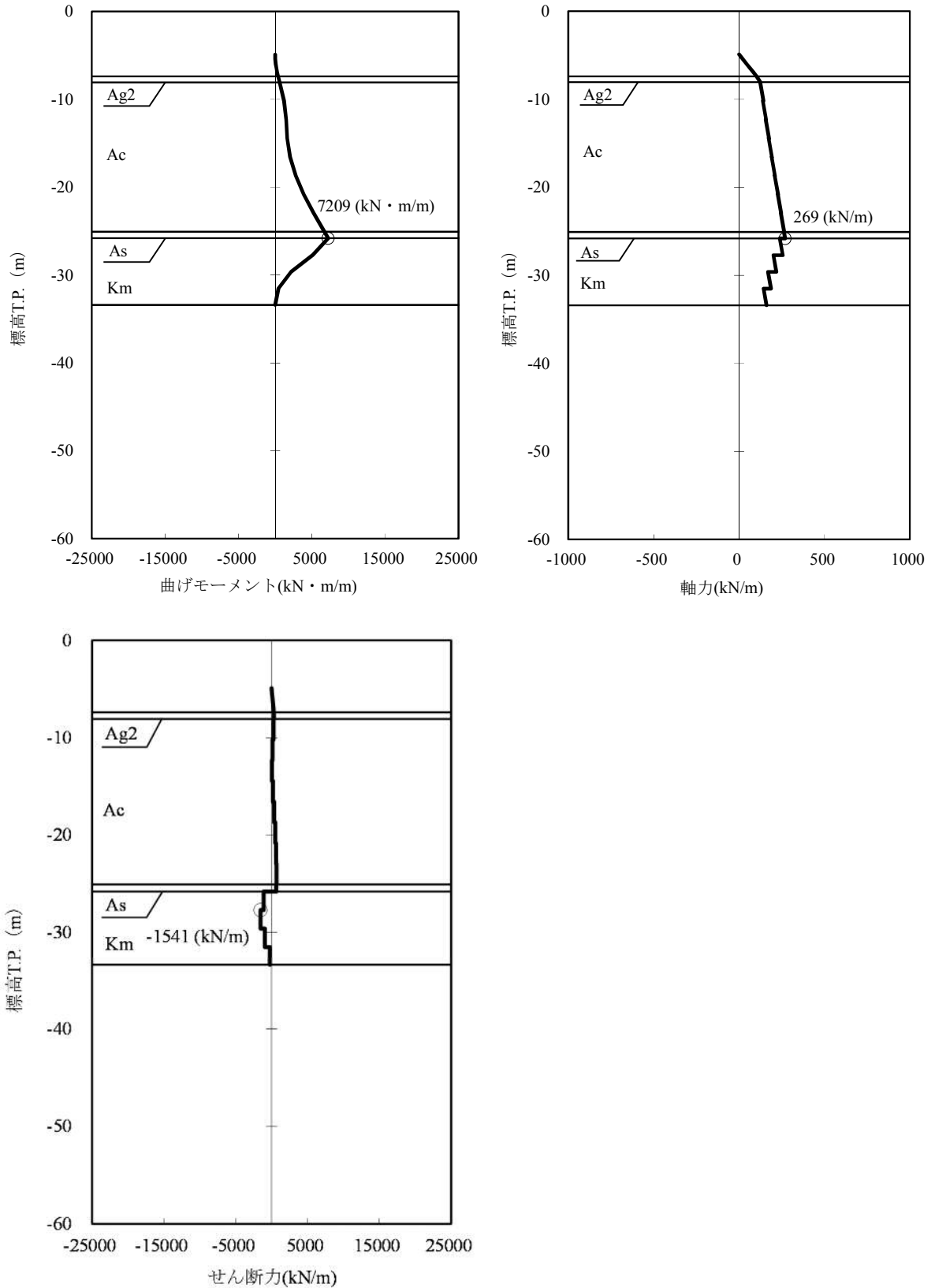


図 5.2-5 (1) 断面①の発生断面力（重畳時，地盤ばね3）

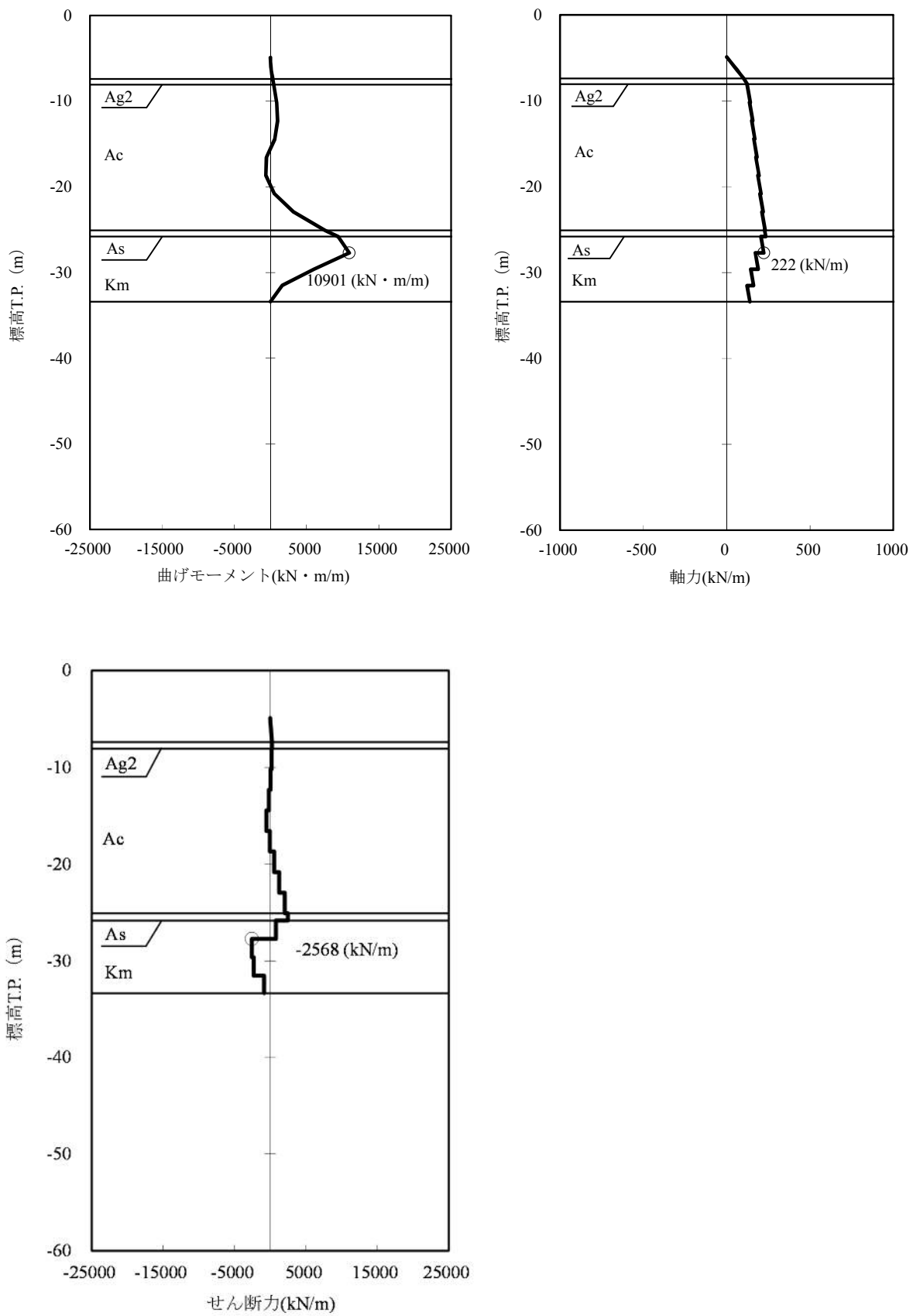


図 5.2-5 (2) 断面①の発生断面力 (重畳時, 地盤ばね4)

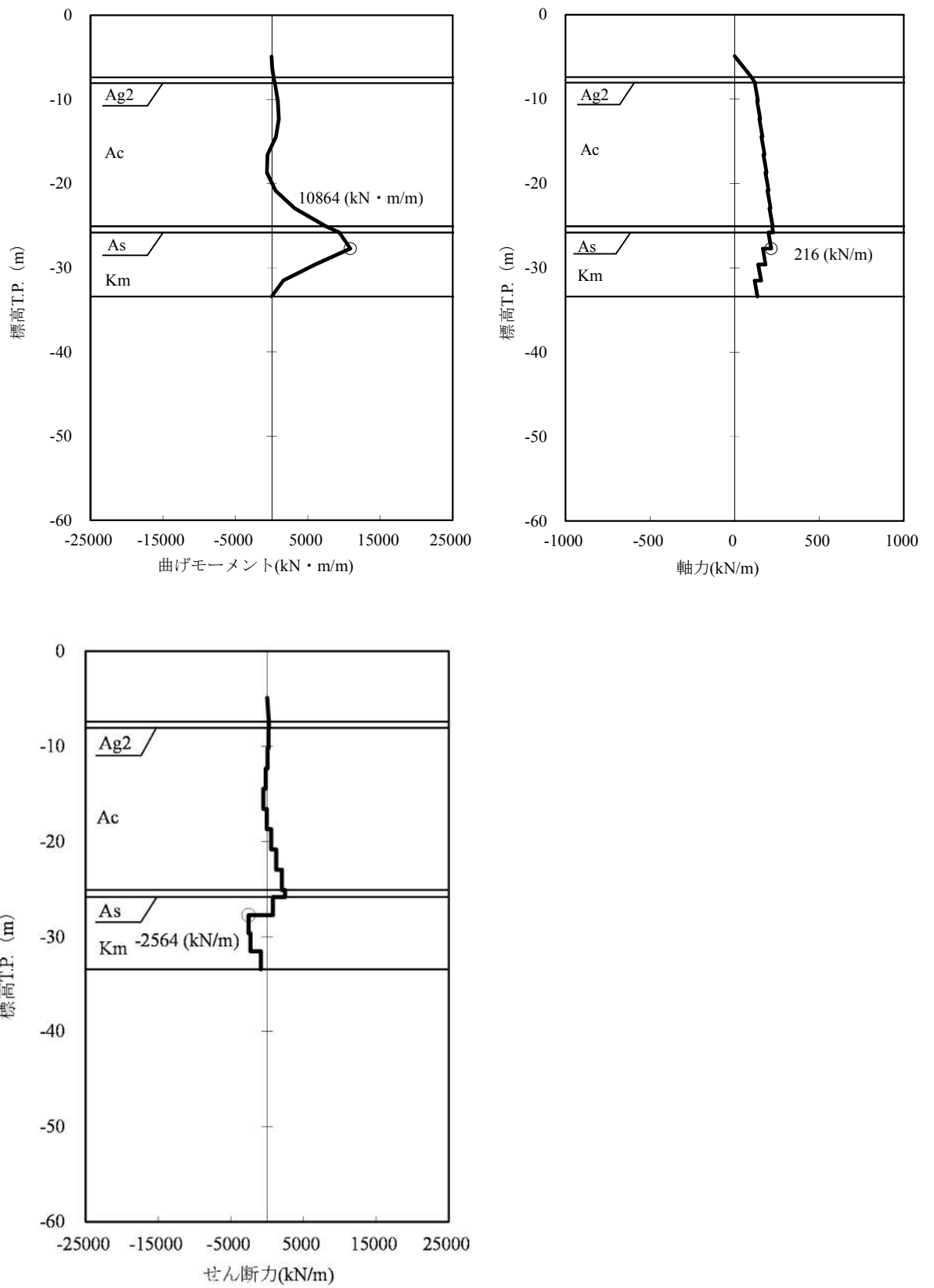


図 5.2-5 (3) 断面①の発生断面力 (重畳時, 地盤ばね5)

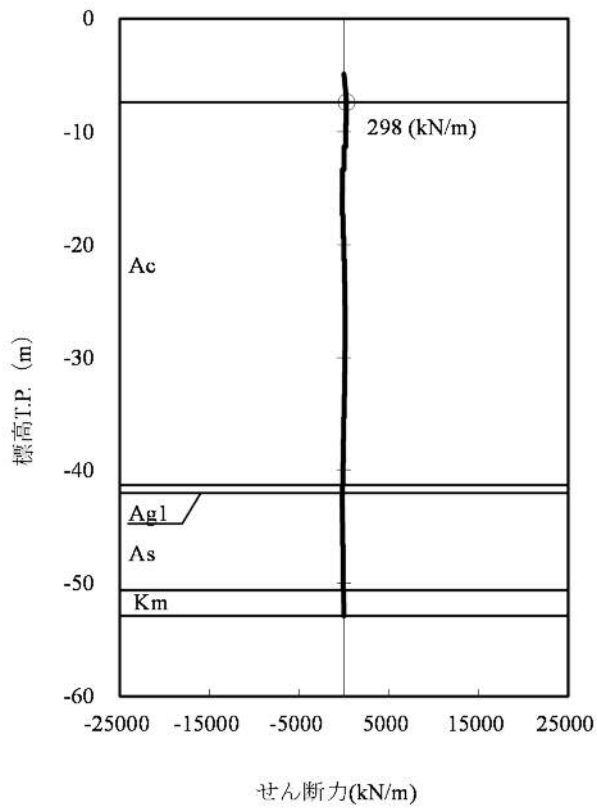
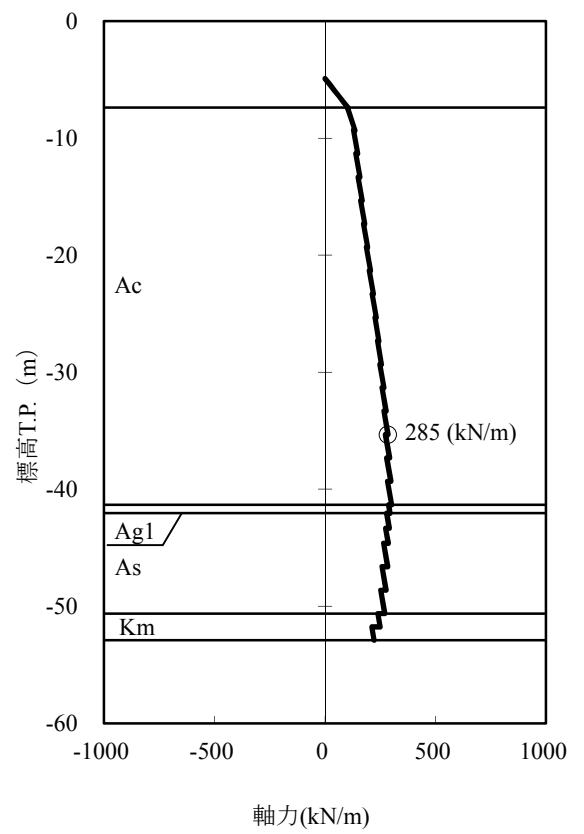
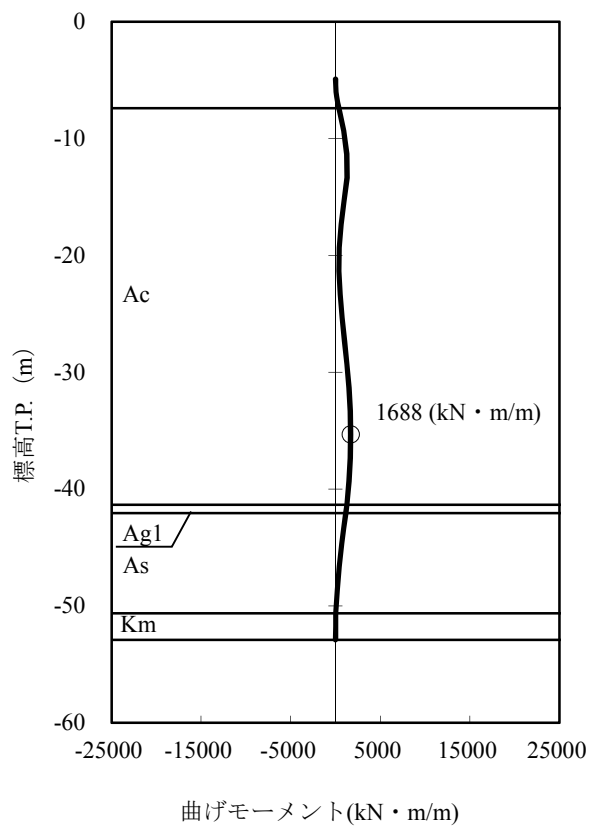


図 5.2-6 (1) 断面②の発生断面力 (重畳時, 地盤ばね3)

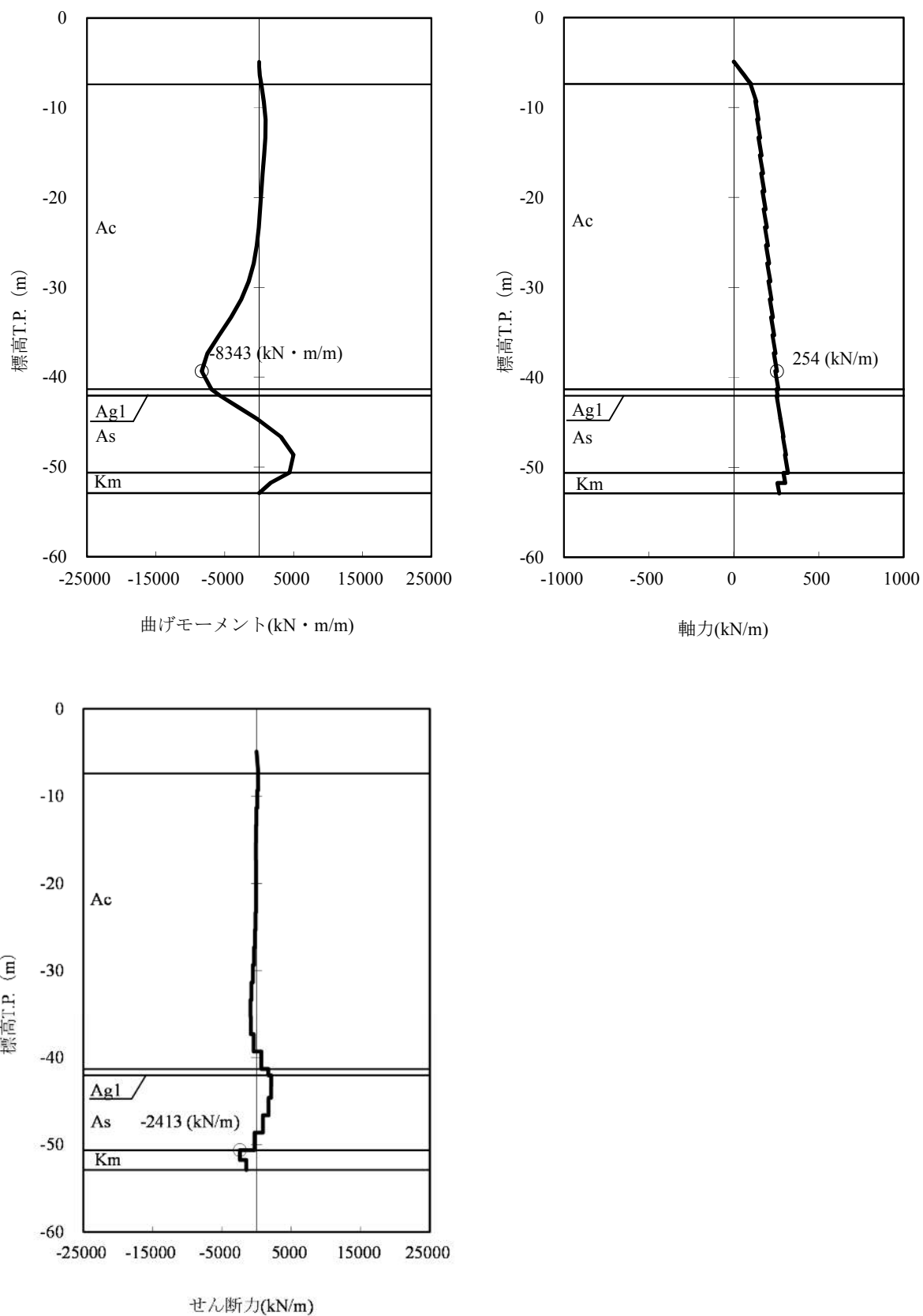


図 5.2-6 (2) 断面②の発生断面力 (重畳, 地盤ばね 4)

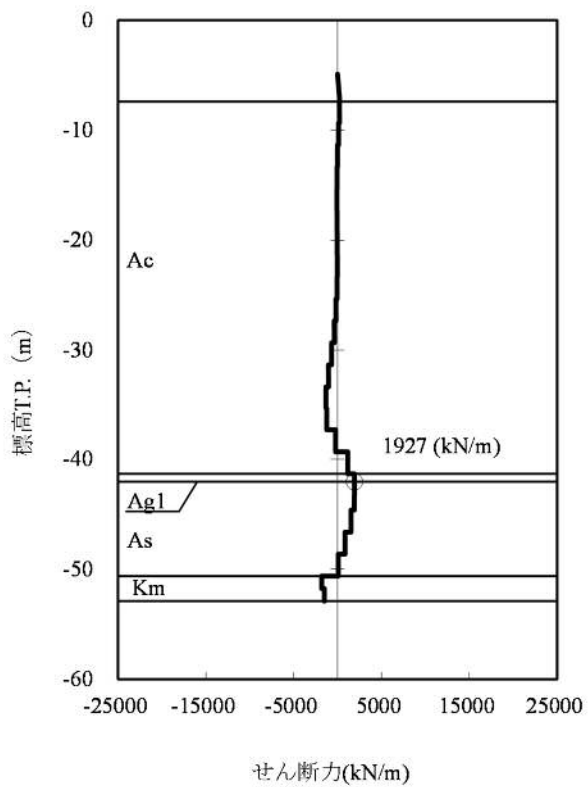
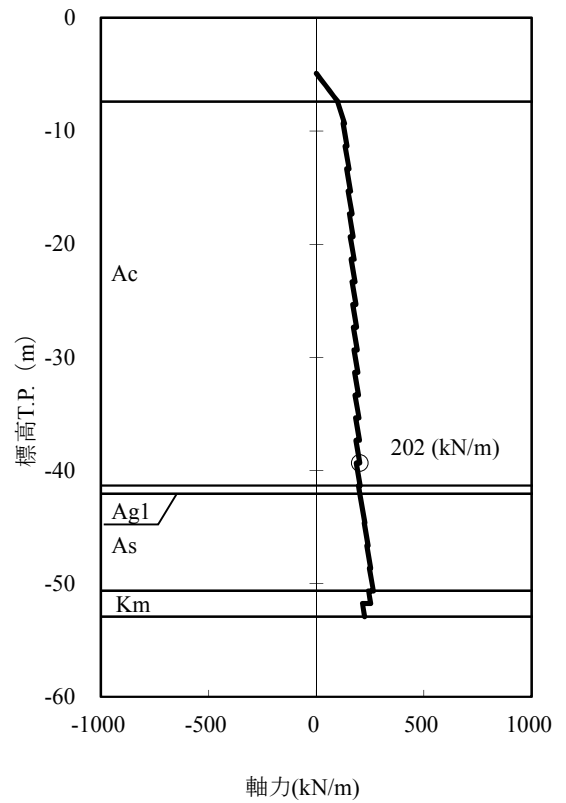
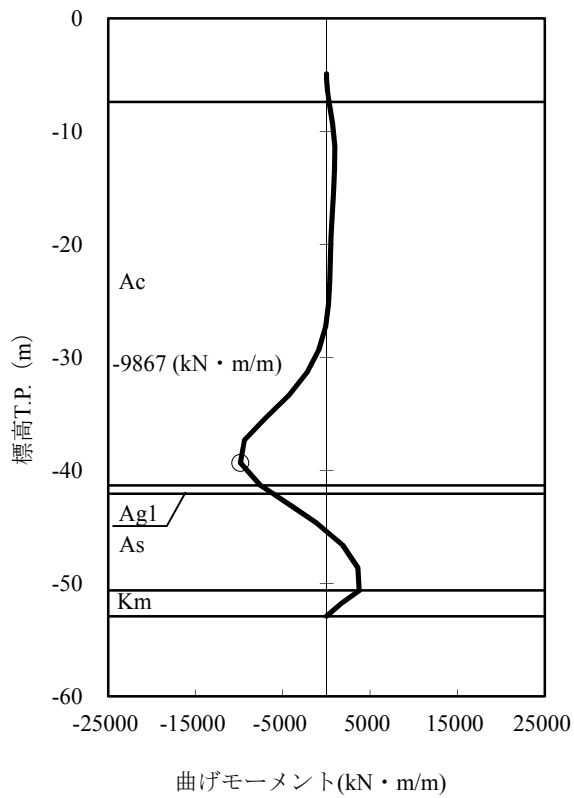


図 5.2-6 (3) 断面②の発生断面力 (重畳時, 地盤ばね5)

(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。

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 5.1-1 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 5.2-8 に示す。

表 5.2-8 (1) 曲げ軸力に対する照査値 (断面①)

ケース名	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
地盤ばね 3	7209	269	139	382.5	0.37
地盤ばね 4	10901	222	208	382.5	0.55
地盤ばね 5	10864	216	207	382.5	0.55

表 5.2-8 (2) 曲げ軸力に対する照査値 (断面②)

ケース名	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
地盤ばね 3	1688	285	35	382.5	0.10
地盤ばね 4	8343	254	160	382.5	0.42
地盤ばね 5	9867	202	188	382.5	0.50

(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。

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 5.1-1 に、せん断力に対する照査結果を表 5.2-9 に示す。

表 5.2-9 (1) せん断力に対する照査値 (断面①)

ケース名	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
地盤ばね 3	1541	28	217.5	0.13
地盤ばね 4	2568	46	217.5	0.22
地盤ばね 5	2564	46	217.5	0.22

表 5.2-9 (2) せん断力に対する照査値 (断面②)

ケース名	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
地盤ばね 3	298	6	217.5	0.03
地盤ばね 4	2413	44	217.5	0.21
地盤ばね 5	1927	36	217.5	0.17

b. 鋼管矢板（端部）

貯留堰の貯留堰取付護岸側の端部は、防護材等の付属物によって作用外力が一般部と比較して大きくなる。ここでは、それらの荷重を考慮した鋼管矢板端部に対する静的フレーム解析結果を示す。なお、「a. 鋼管矢板（一般部）」において照査値が最も大きくなったケースに対して検討を実施するものとする。

表 5.2-10 検討ケース（鋼管矢板（端部））

検討断面	検討ケース	
	地盤ばね	地盤物性
断面①	地盤ばね 4	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
断面②	地盤ばね 4	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

断面①及び断面②における S_d 波による断面力（曲げモーメント，軸力，及びせん断力）を図 5.2-7 及び図 5.2-8 に示す。

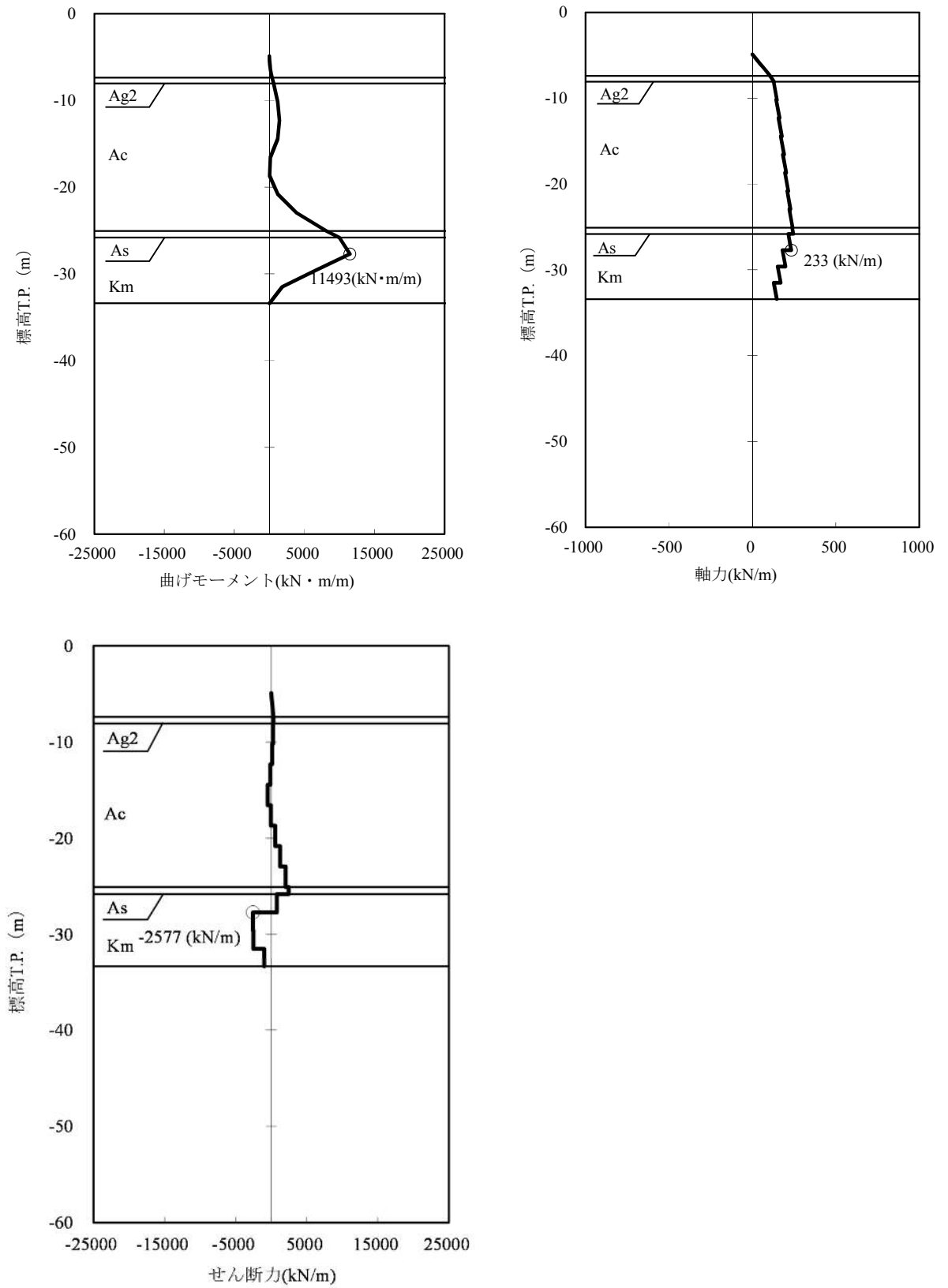


図 5.2-7 断面①の発生断面力（重畳時（鋼管矢板端部））

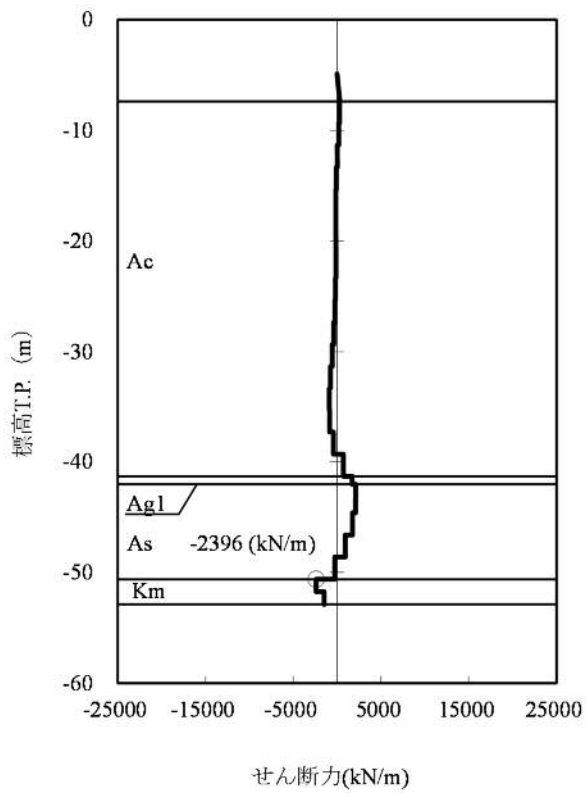
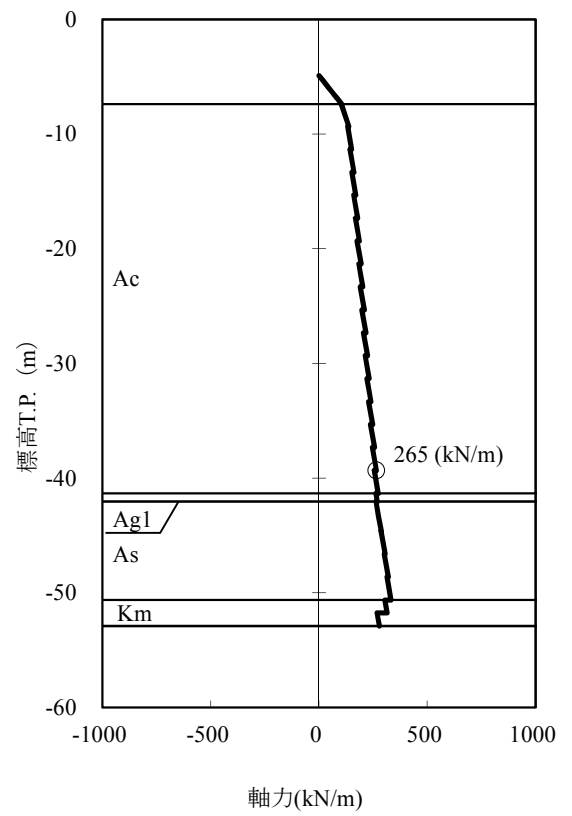
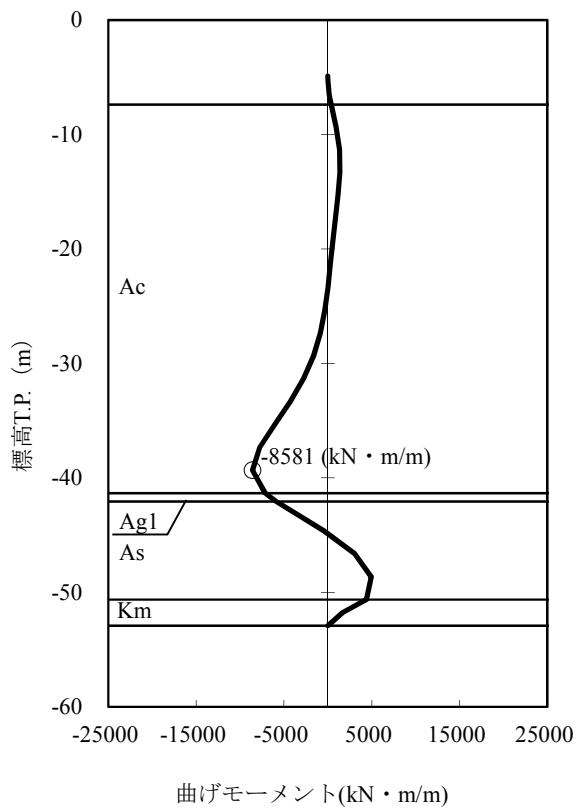


図 5. 2-8 断面②の発生断面力 (重畳時 (鋼管矢板端部))

(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。

断面計算に用いた断面諸元を表 5.2-11 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 5.2-12 に示す。

表 5.2-11 鋼管矢板端部 (SM570) 断面諸元

断面	板厚 (mm)	断面積 (m ² /m)	断面係数 (m ³ /m)	備考
断面①	40	0.115	0.05517	腐食 1.00mm 考慮 (海中部)
断面②	40	0.115	0.05517	腐食 1.00mm 考慮 (海中部)

表 5.2-12 曲げ軸力に対する照査値 (鋼管矢板端部)

ケース名	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
断面①	11493	233	210	382.5	0.55
断面②	8581	265	158	382.5	0.42

(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。

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 5.2-11 に、せん断力に対する照査結果を表 5.2-13 に示す。

表 5.2-13 せん断に対する照査値 (鋼管矢板端部)

ケース名	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
断面①	2577	44	217.5	0.21
断面②	2396	42	217.5	0.20

(2) 止水ゴム取付部鋼材

止水ゴム取付部鋼材の照査は、土中部の部材に対して行う。止水ゴム取付部鋼材の断面力、断面性能及び照査結果を表 5.2-14 から表 5.2-19 に示す。なお、海中部については、土中部と比較して作用荷重が小さいため、照査を省略する。

a. リブプレート

表 5.2-14 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

表 5.2-15 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)

表 5.2-16 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

表 5.2-17 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

表 5.2-18 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）

表 5.2-19 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断面力、断面性能及び照査結果を表 5.2-20 から表 5.2-37 に示す。

a. スキンプレート及びリブプレート

表 5.2-20 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)
14	-	32

表 5.2-21 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)

表 5.2-22 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	3	210	0.02
せん断力	6	120	0.05

b. ベースプレート

表 5.2-23 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)
3	-	58

表 5.2-24 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)

表 5.2-25 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	24	382.5	0.07
せん断力	3	217.5	0.02

c. ベースプレート固定鋼材

表 5.2-26 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)
4	-	106

表 5.2-27 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）

表 5.2-28 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	17	277.5	0.07
せん断力	4	157.5	0.03

表 5.2-29 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)
3	58	58

表 5.2-30 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）

表 5.2-31 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	14	277.5	0.06
せん断力	2	157.5	0.02

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

表 5.2-32 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)
-	-	73	53

表 5.2-33 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)

表 5.2-34 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	5	4	105	0.01

表 5.2-35 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)
-	-	55

表 5.2-36 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)

表 5.2-37 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	6	105	0.06

(4) 止水ゴム

a. 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表 5.2-38 に示す。最終相対変位は、地震時の 2 次元有効応力解析結果から抽出した検討ケース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）の値である。また、最大相対変位についても、重畳時における 2 次元静的フレーム解析のうち相対変位が最大となる検討ケース（地盤ばね 4，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）の値である。

ただし、重畳時における 2 次元静的フレーム解析から得られる最大相対変位は δ_x 方向のみであるため、 δ_y 方向及び δ_z 方向の最大相対変位については、より保守的に結果を評価するために、地震時の 2 次元有効応力解析結果から抽出した値を重畳時の値として採用した。

離隔方向及び接近方向の変形照査に用いる相対水平変位量（ δ_x 及び δ_y ）が最大となる時刻における変位量の鉛直分布を図 5.2-10 及び図 5.2-11 に示す。なお、図 5.2-10 は、2 次元静的フレーム解析における重畳時の結果、図 5.2-11 は、2 次元有効応力解析における地震時の結果からそれぞれ算出された変位量である。

表 5.2-38 相対変位量算出結果

変位方向	ケース	+方向 (cm)			-方向 (cm)			備考
		最終相対変位	最大相対変位	(※3)合計	最終相対変位	最大相対変位	(※3)合計	
$\delta_x(+, -)$	重畳時	31.0	(※1) 15.1	46.1	—	(※1) 15.1	15.1	地震時 (NS-1)
$\delta_y(+, -)$		0.2	(※2) 7.2	7.4	0.0	(※2) 3.0	3.0	地震時 (EW-1)
$\delta_z(+, -)$		8.2	(※2) 12.4	20.6	0.0	(※2) 0.1	0.1	地震時 (EW-1)

※1：重畳時の 2 次元静的フレーム解析結果より算出した値の最大値

※2：地震時の 2 次元有効応力解析結果より算出した値の最大値

※3：止水ゴムの変形性照査に用いる解析値（最終相対変位と最大相対変位との合計）

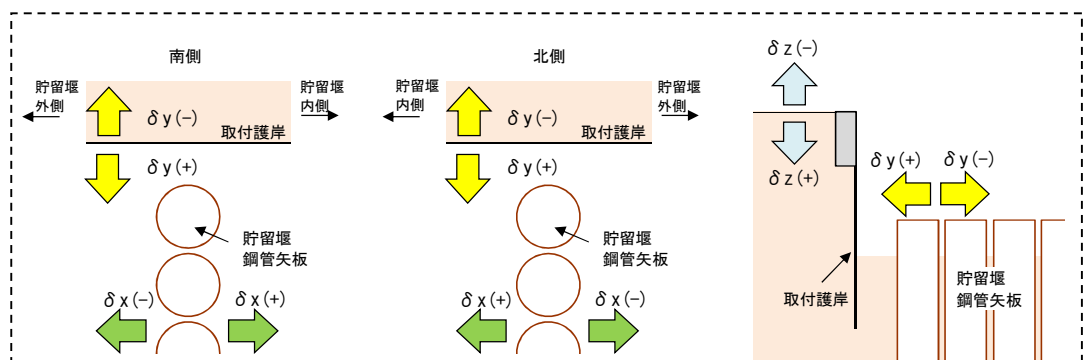


図 5.2-9 変位方向の定義（再掲）

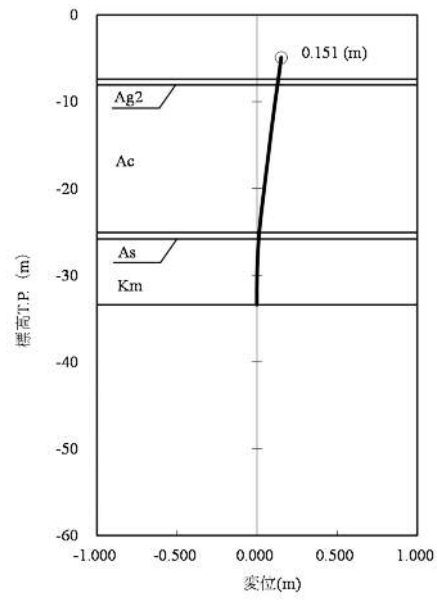


図 5.2-10 相対水平変位量 δ_x (+) (重畳時 最大変位量)
 (断面① 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

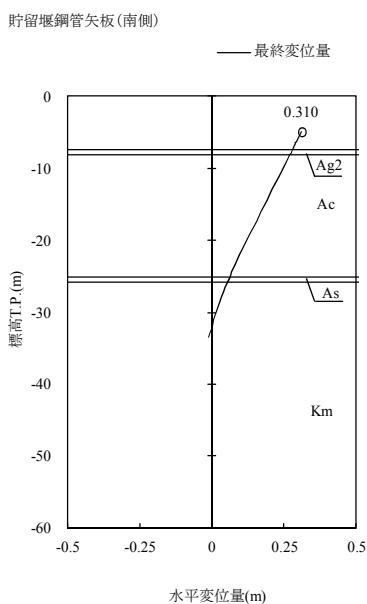
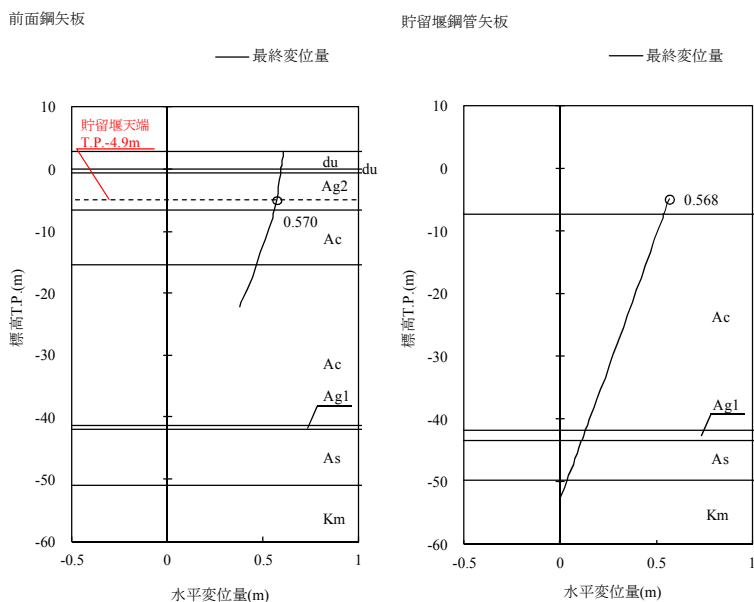


図 5.2-11 (1) 相対水平変位量 δx (+) (地震時 最終変位量) ($S_s - D1 (H-, V+)$)
 (NS-1 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

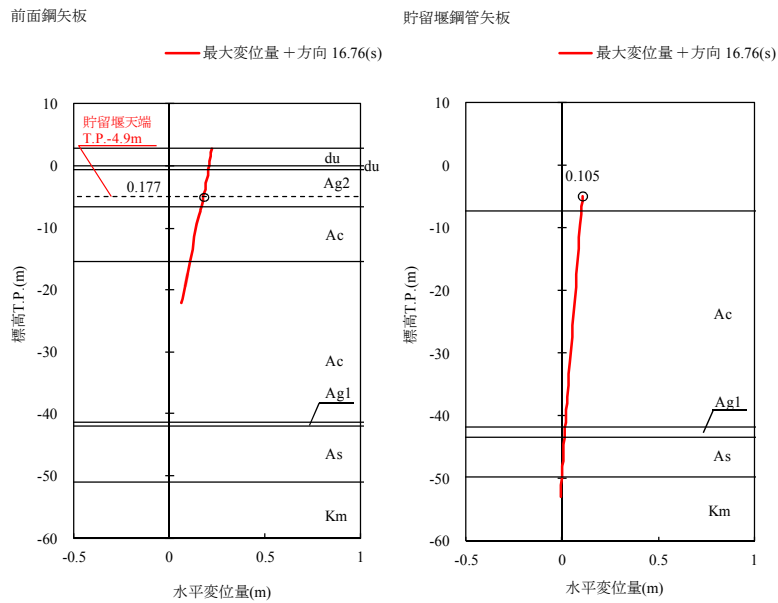
相対水平変位量 δy (+) : (a) 0.570 m - (b) 0.568 m = 0.002 m



(a) 貯留堰取付護岸 前面矢板 (b) 貯留堰鋼管矢板

図 5.2-11 (2) 相対水平変位量 δy (+) (地震時 最終変位量) ($S_s - D1 (H-, V-)$)
 (EW-1 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)

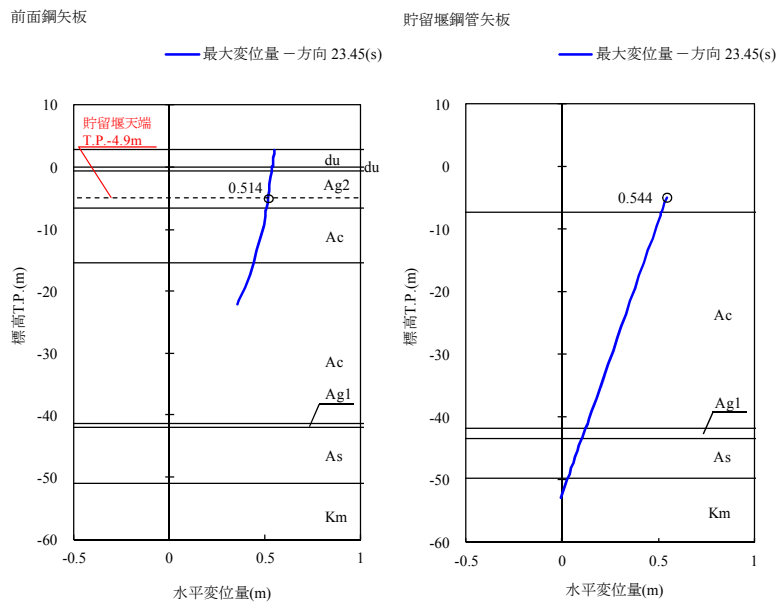
相対水平変位量 δy (+) : (a) 0.177 m - (b) 0.105 m = 0.072 m



(a) 貯留堰取付護岸 前面矢板 (b) 貯留堰鋼管矢板

図 5.2-11 (3) 相対水平変位量 δy (+) (地震時 最大変位量) ($S_s - D1 (H-, V-)$)
(EW-1 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)

相対水平変位量 δy (+) : (a) 0.514 m - (b) 0.544 m = -0.030 m



(a) 貯留堰取付護岸 前面矢板 (b) 貯留堰鋼管矢板

図 5.2-11 (4) 相対水平変位量 δy (-) (地震時 最大変位量) ($S_s - D1 (H-, V-)$)
(EW-1 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)

重畳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。止水ゴムの変形性照査結果を表 5.2-39 に示す。

表 5.2-39 止水ゴムの変形性照査結果

	変位 (cm)					
	$\delta x(+, -)$		$\delta y(+, -)$		$\delta z(+, -)$	
	+	-	+	-	+	-
解析値	46.1	15.1	7.4	3.0	20.6	0.1
裕度	-	-	44.6	-	-	-
(※2) 設計用値	47.0	16.0	(※1) 52.0	3.0	21.0	1.0
オフセット距離 (cm)	(※3) 13.0		-		-	-
各成分の変位量 (cm)	(※4) 34.0		55.0		21.0	
合成変位量 (cm) (設計変位)	68.0					
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（44.6cm）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： $\delta x(+, -)$ について、合計変位量が多い本震時の+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： $(47\text{cm}+22\text{cm}) \div 2=34.5\text{cm}$
- ・オフセット距離： $47\text{cm}-34.5\text{cm}=12.5\text{cm} \rightarrow 13\text{cm}$ （+方向）

※4：+方向へのオフセット距離13cmと-方向の設計用値16cm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。

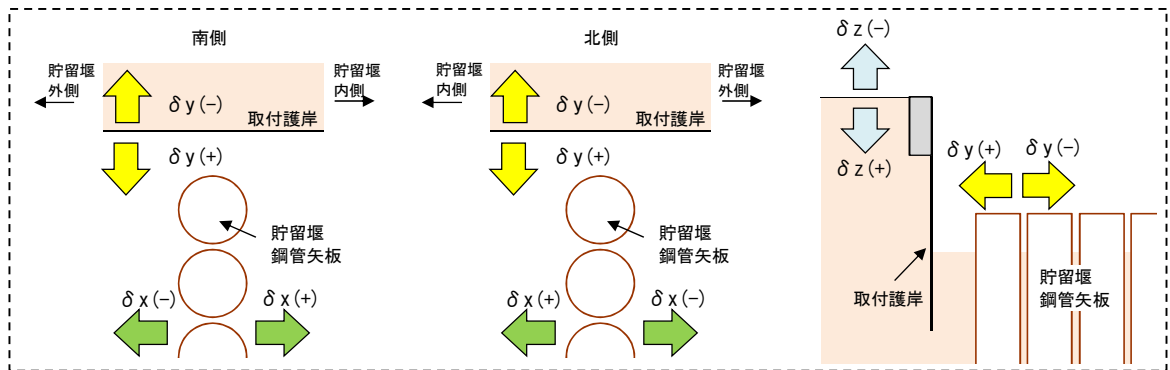


図 5.2-12 変位方向の定義（再掲）

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の変形図を図5.2-13に示す。

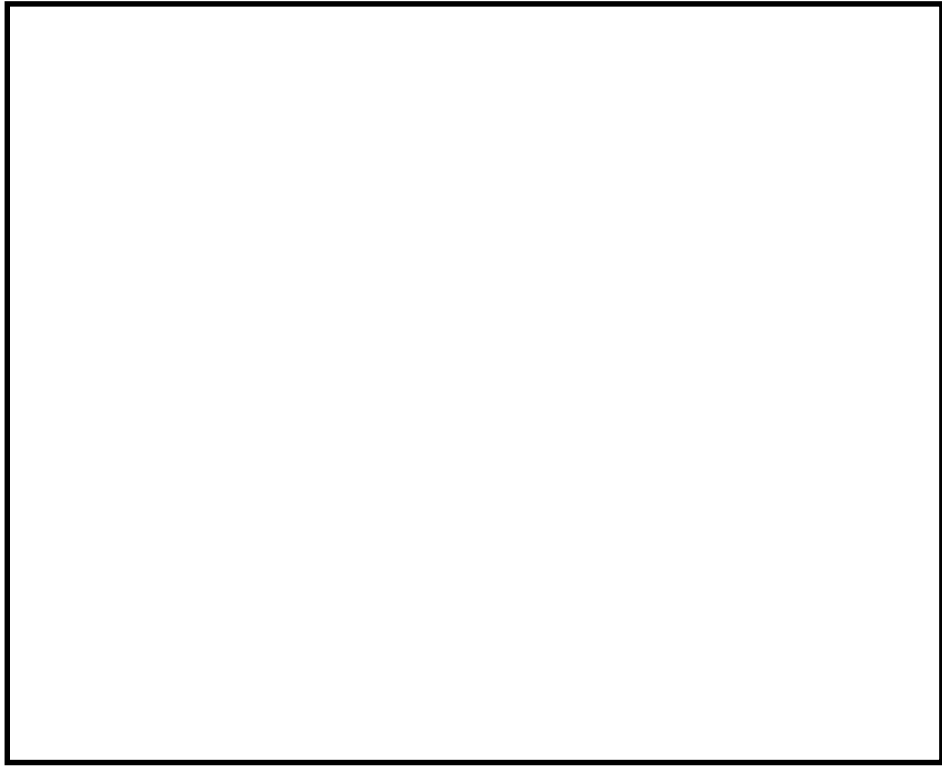


図5.2-13 (1) 止水ゴムの設計変位 L_d 算出 ステップ①：初期状態

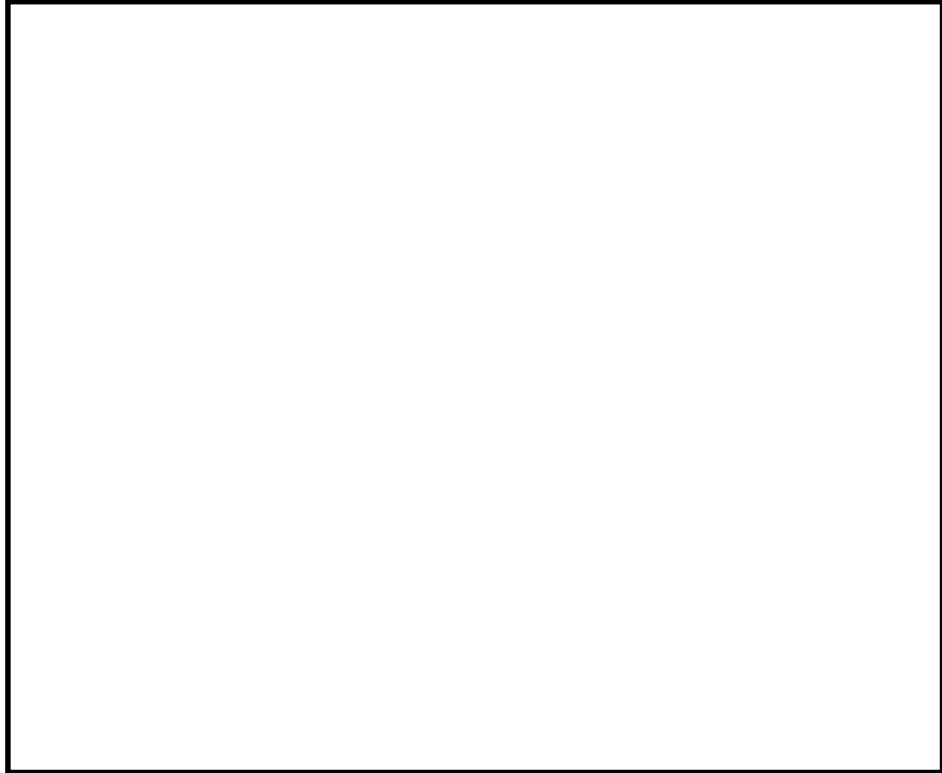


図 5.2-13 (2) 止水ゴムの設計変位 L_d 算出 ステップ② : X方向変位 +470 mm 状態

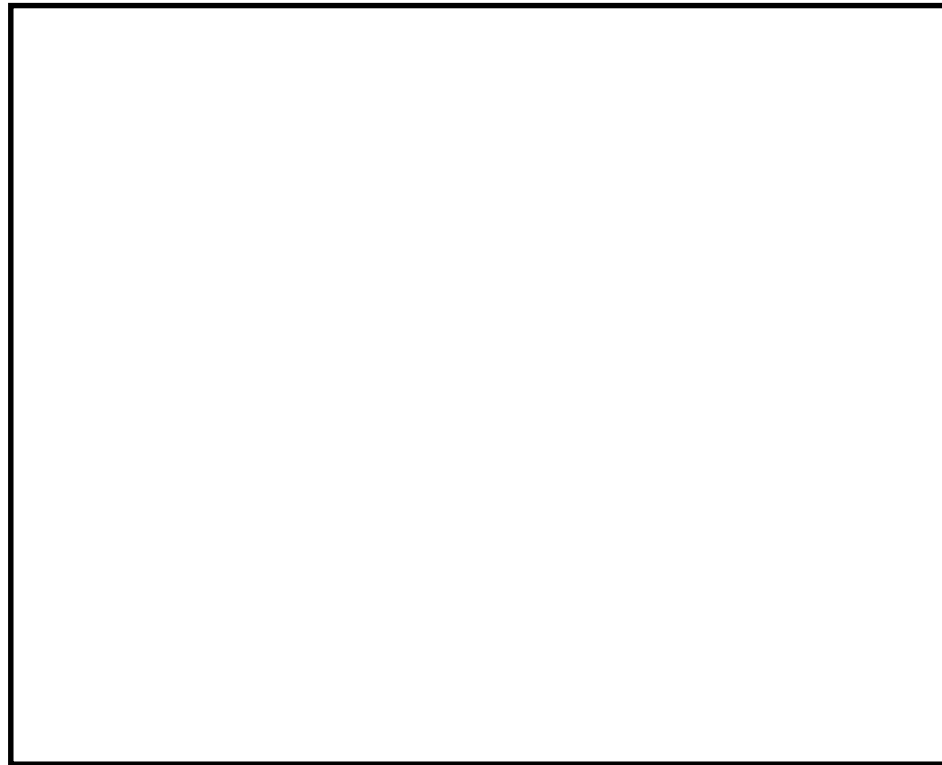
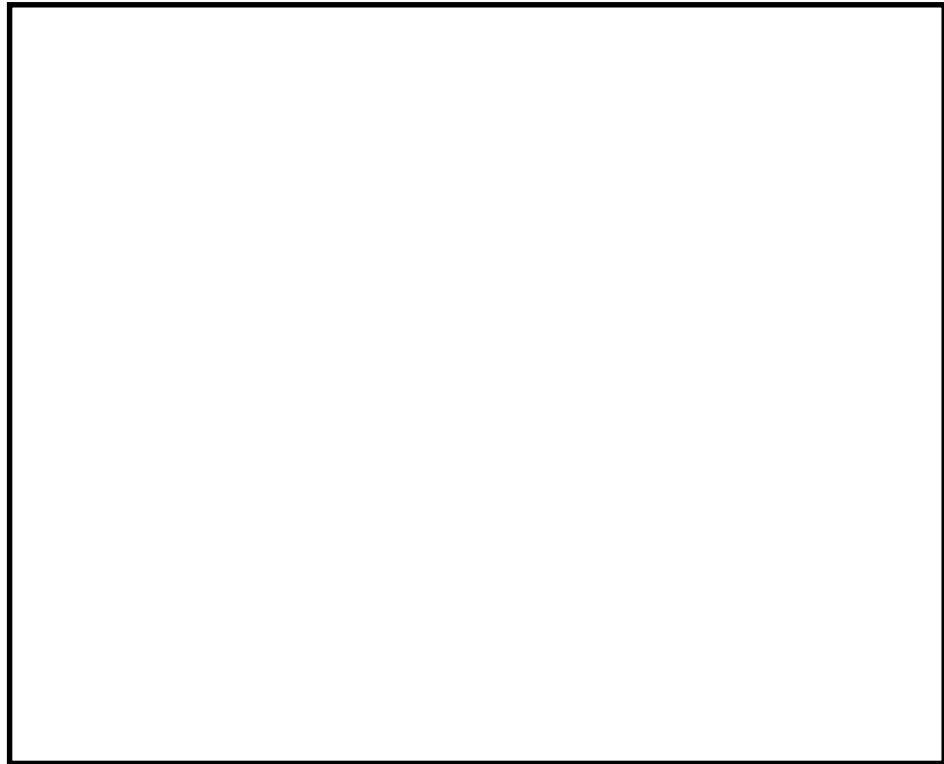
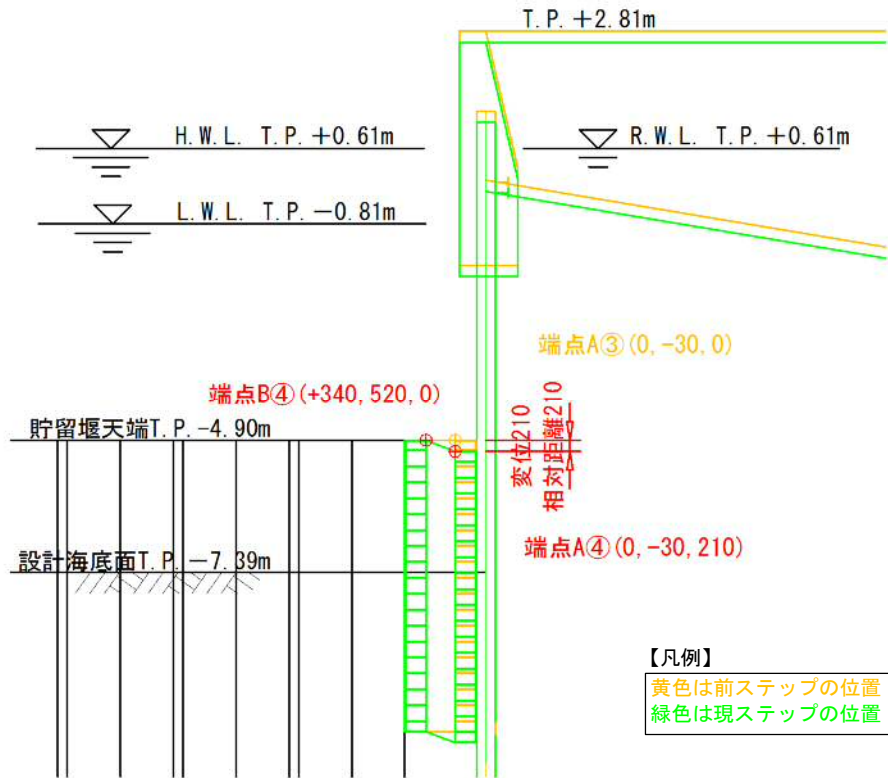


図 5.2-13 (3) 止水ゴムの設計変位 L_d 算出 ステップ③ : Y方向変位 -30 mm 状態



(a) 平面図



(単位：mm)

(b) 断面図

図 5.2-13 (4) 止水ゴムの設計変位 L_d 算出 ステップ④：Z方向変位 +210 mm 状態

b. 鋼材同士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同士の離隔距離を確認する。

照査で用いる変位量は、「a. 止水ゴムの変形量照査」と同様、表 5.2-38 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、表 5.2-39 に示す $\delta x(+, -)$ 及び $\delta y(+)$ とする。

鋼材同士の離隔距離に関する変形性評価結果を表 5.2-40 に示す。貯留堰鋼管矢板及び貯留堰取付護岸鋼矢板が、地震時の最終相対変位及び重畳時の最大相対変位を考慮した場合において、鋼材同士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。

表 5.2-40 鋼材同士の離隔距離に関する変形性評価結果

方向	① 変位量 (解析値)	② 初期離隔距離	③ 最終離隔距離 *
$\delta y (+)$	7.4 cm	52.0 cm	44.6 cm
$\delta x (+)$	46.1 cm	62.0 cm	15.9 cm
$\delta x (-)$	15.1 cm	36.0 cm	20.9 cm

※ ③最終離隔距離 = ②初期離隔距離 - ①変位量

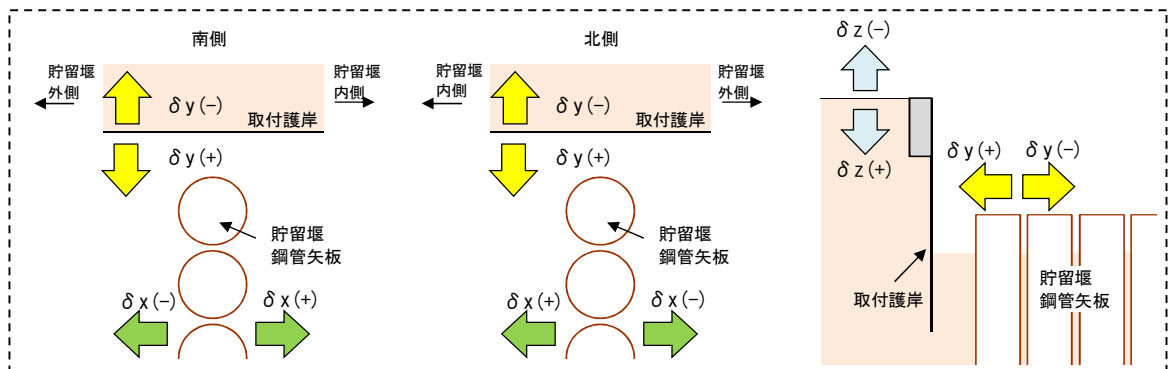


図 5.2-14 変位方向の定義 (再掲)

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初期状態の変形図を図 5.2-15 に、最終状態の変形図を図 5.2-16 に示す。



図 5.2-15 鋼材同士が近づく側に相対変位した場合の変形図（初期状態）



図 5.2-16 (1) 鋼材同士が近づく側に相対変位した場合の変形図
(Y 方向変位+74mm かつ X 方向変位+461mm 状態)



図 5.2-16 (2) 鋼材同士が近づく側に相対変位した場合の変形図
(Y 方向変位+74mm かつ X 方向変位-151mm 状態)

5.3 まとめ

「5.1 津波時」及び「5.2 重畳時」による全ての評価項目において、貯留堰の評価対象部位の発生応力及び変形量が許容限界以下であることを確認した。

貯留堰の強度計算書に関する参考資料

(参考1) 1次元有効応力解析における減衰定数の設定について

有効応力解析における減衰定数については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。Rayleigh 減衰の設定は、応答変位法において地盤の低次のモードの変形が特に支配的となることから、地盤全体系に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮し、かつ、振動モードの影響が全体系に占める割合の観点から、刺激係数に着目し行う。設定した Rayleigh 減衰を図 1-1 に示す。

1 次の基準モードについては、地盤がせん断変形しているモードを選定している。

なお、初期減衰定数は、地盤については 1% (解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。そのため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1%を採用している。) とする。

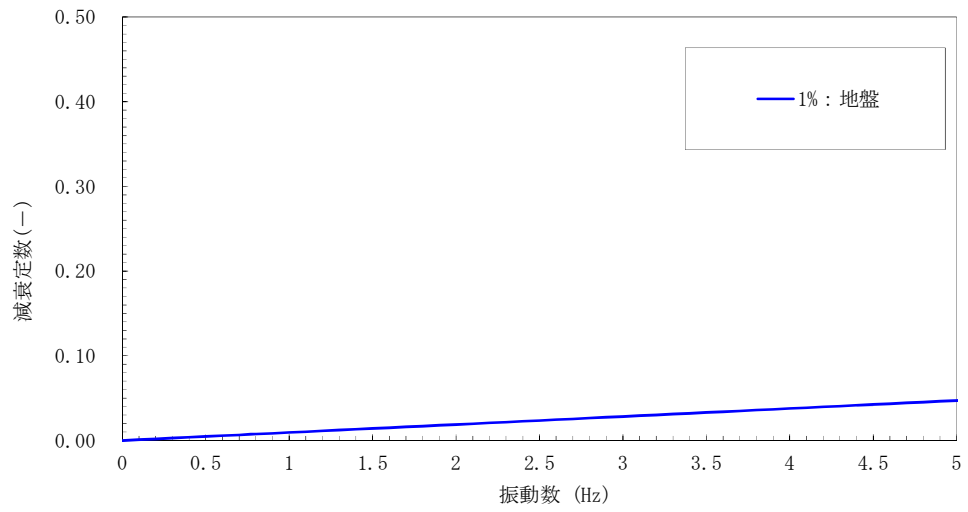


図 1-1 (1) 設定した Rayleigh 減衰

(断面① 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)

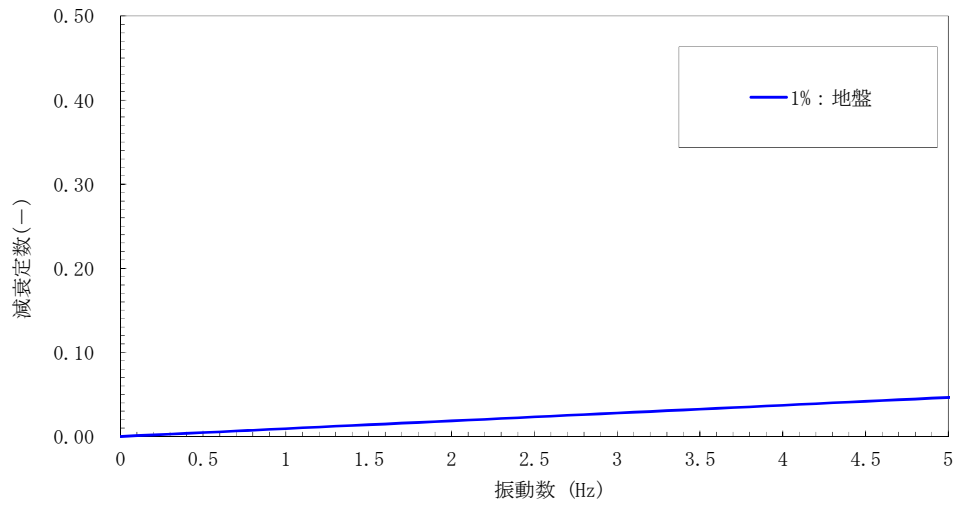


図 1-1 (2) 設定した Rayleigh 減衰

(断面① 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)

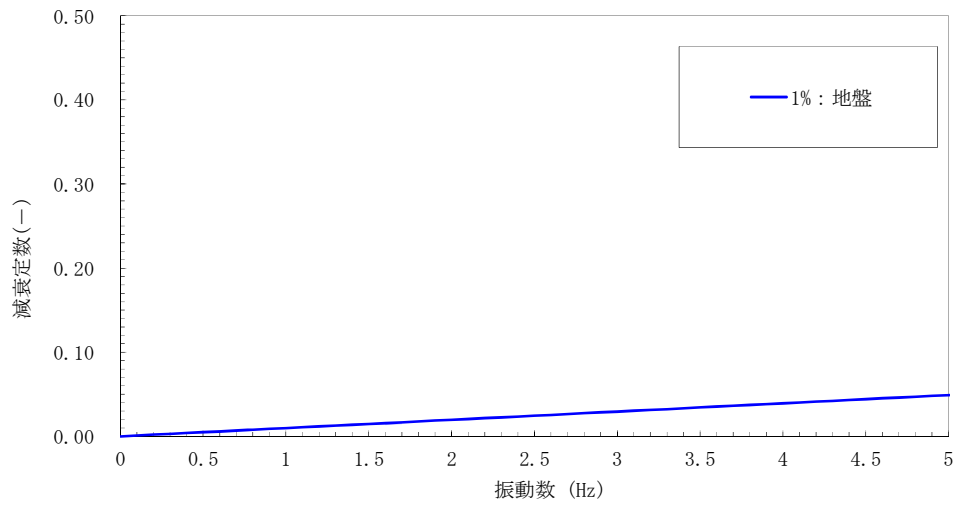


図 1-1 (3) 設定した Rayleigh 減衰

(断面① 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)

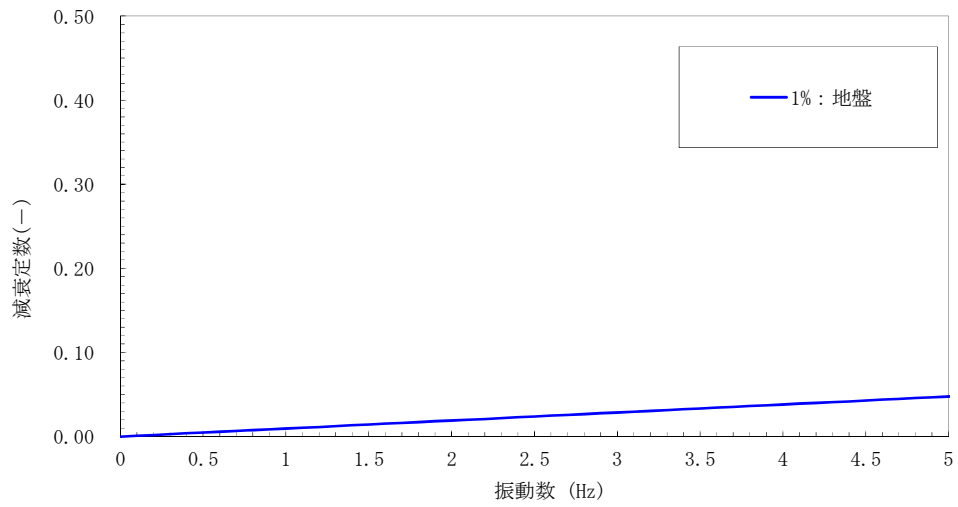


図 1-1 (4) 設定した Rayleigh 減衰

(断面① 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)

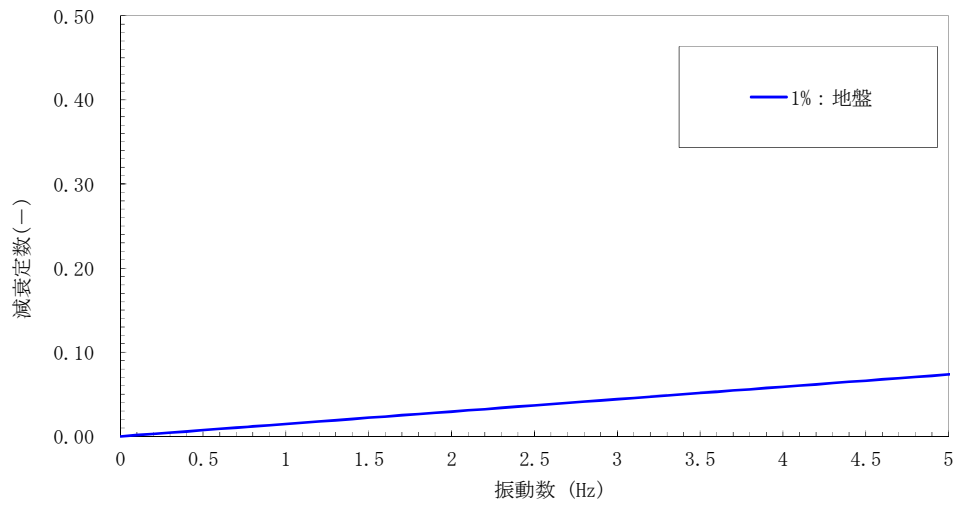


図 1-1 (5) 設定した Rayleigh 減衰

(断面② 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)

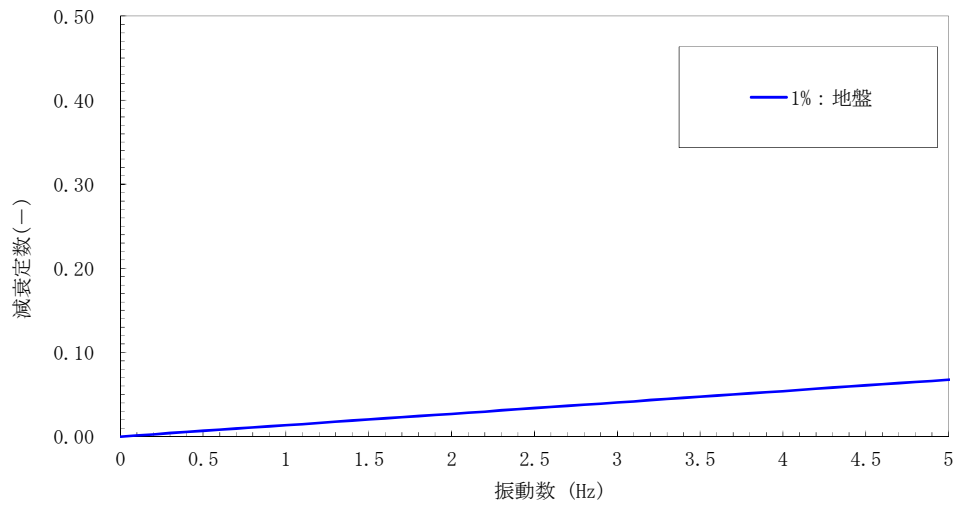


図 1-1 (6) 設定した Rayleigh 減衰

(断面② 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)

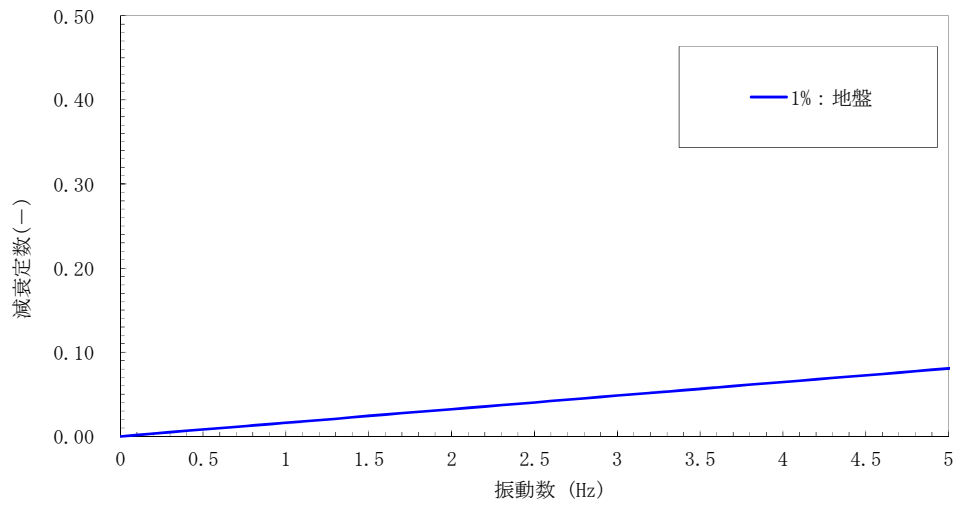


図 1-1 (7) 設定した Rayleigh 減衰

(断面② 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)

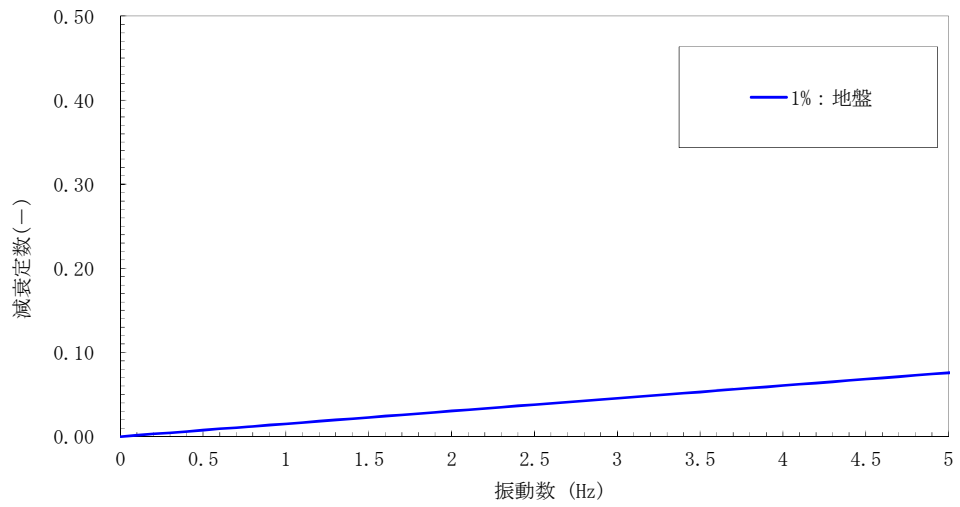


図 1-1 (8) 設定した Rayleigh 減衰

(断面② 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)

(参考2) 鋼管矢板継手部の健全性について

1. 検討概要

貯留堰を構成する鋼管矢板については、鋼管杭本体の健全性のみならず、継手部の健全性も確保する必要がある。

本検討では、基準地震動 S_s による地震力、津波波力、衝突荷重及び土圧が作用した場合においても、継手部の健全性が確保されることを確認する。継手部の健全性は、せん断応力、軸方向応力及び曲げ応力が許容限界以下であることを確認する。

2. せん断応力及び軸方向応力について

2.1 検討方法

継手部に対してせん断力及び軸方向力が保守的に作用するように、荷重を作用させる鋼管の両端の鋼管が固定された条件を仮定し、継手鋼材及び溶接部に対してせん断応力度照査及び軸方向応力度照査を実施する。検討イメージを図1に示す。

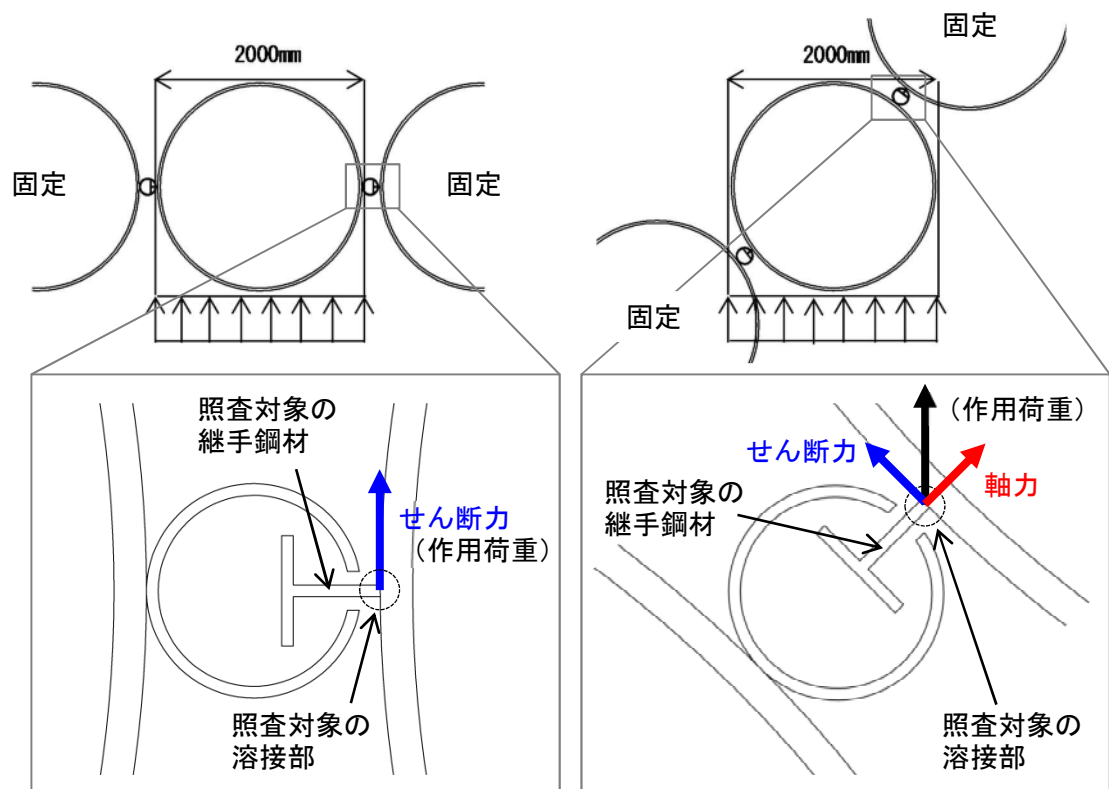


図1 検討イメージ (左：直線部，右：隅角部)

2.2 解析ケース

水中部については，①本震時に作用する地震力（慣性力及び動水圧），②津波時に作用する津波波力及び漂流物荷重，③重畳時に作用する津波波力及び地震力（慣性力及び動水圧）を作用荷重として考慮する。

土中部については，2次元有効応力解析 FLIP から求められる地震時の構造物側方に作用する動土圧と，鋼管矢板が変形することによって作用する受働土圧のうち，大きい値であることを確認した受働土圧を作用荷重として考慮する。

解析ケース及び荷重作用図を表 1 に示す。表 1 に示す分布荷重（kN/m）は，継手を含む鋼管 1 本（幅 2.18 m）あたりに作用する分布荷重である。この分布荷重のうち，最も発生せん断力及び発生軸力が大きくなる位置での荷重の合計値を用いて照査を実施する。

表1 解析ケース及び作用荷重

水中部	① 地震時	<p>貯留堰外側 貯留堰内側</p> <p>慣性力 動水圧① 動水圧②</p> <p>H.W.L. T.P. +0.61m</p> <p>設計海底面 T.P. -7.39 m</p> <p>23.1kN/m 41.6kN/m 41.6kN/m</p> <p>鋼管</p>	荷重の合計値 106.3 kN/m
	② 津波時	<p>貯留堰外側 貯留堰内側</p> <p>津波高さ T.P. +3.90 m</p> <p>漂流物荷重 津波波力</p> <p>759kN/m 193.8kN/m</p> <p>貯水堰天端高 T.P. -4.90 m</p> <p>設計海底面 T.P. -7.39 m</p> <p>鋼管</p>	荷重の合計値 952.8 kN/m (採用)
	③ 重畳時	<p>貯留堰外側 貯留堰内側</p> <p>津波高さ T.P. +3.90 m</p> <p>慣性力 動水圧① 津波波力 動水圧②</p> <p>23.1kN/m 58.6kN/m 193.8kN/m 12.9kN/m</p> <p>貯水堰天端高 T.P. -4.90 m</p> <p>設計海底面 T.P. -7.39 m</p> <p>鋼管</p>	荷重の合計値 288.4 kN/m
土中部	④ 土中部 (共通)	<p>貯留堰外側 貯留堰内側</p> <p>津波高さ T.P. +3.90 m</p> <p>貯水堰天端高 T.P. -4.90 m</p> <p>設計海底面 T.P. -7.39 m</p> <p>鋼管</p> <p>継手下端高さ T.P. -9.89m</p> <p>受働土圧強度 444.7kN/m</p>	荷重の合計値 444.7 kN/m ※

※ FLIP から求められる構造物側方に作用する最大動土圧 : 100.0 kN/m (S_s-D 1 ++, ⑥ : V_s+1σ 非液状化)

2.3 せん断力及び軸力の算定

継手に生じるせん断力及び軸力の算定方法を以下に示す。なお、鋼管矢板が受ける荷重は 2 か所の継手で分担するものとする。

(1) せん断力の算定方法

$$S = P_1 / 2$$

$$P_1 = P \times \cos \theta$$

ここに、

S : せん断力 (kN/m)

P_1 : 継手軸直角方向の荷重成分 (kN/m)

P : 荷重の合計値 (kN/m)

θ : 継手の取付角度 (°)

(2) 軸力 (軸方向圧縮力及び軸方向引張力) の算定方法

$$N = P_2 / 2$$

$$P_2 = P \times \sin \theta$$

ここに、

N : 軸力 (軸方向圧縮力及び軸方向引張力) (kN/m)

P_2 : 継手軸方向の荷重成分 (kN/m)

P : 荷重の合計値 (kN/m)

θ : 継手の取付角度 (°)

(3) せん断力及び軸力の算定結果

荷重の合計値が最大となる「②水中部・津波時」の荷重に対して、各継手に生じるせん断力及び軸力を算定した。せん断力及び軸力の算定結果を表 2 に示す。隅角部の算定に用いた継手の取付角度を図 2 に示す。

表 2 せん断力及び軸力の算定結果

項目		作用荷重 P kN/m	取付角度 θ °	継手軸直角方向 の荷重成分 P ₁ kN/m	継手軸方向の 荷重成分 P ₂ kN/m	せん断力 S kN/m	軸力 N kN/m
直線部	継手①	952.8	0.0	952.8	0.0	476.4	0.0
隅角部	継手②	952.8	7.5	944.6	124.4	472.3	62.2
	継手③	952.8	22.5	880.3	364.6	440.2	182.3
	継手④	952.8	37.5	755.9	580.0	378.0	290.0
	継手⑤	952.8	52.5	580.0	755.9	290.0	378.0
	継手⑥	952.8	67.5	364.6	880.3	182.3	440.2
	継手⑦	952.8	82.5	124.4	944.6	62.2	472.3
	継手⑧	952.8	90.0	0.0	952.8	0.0	476.4

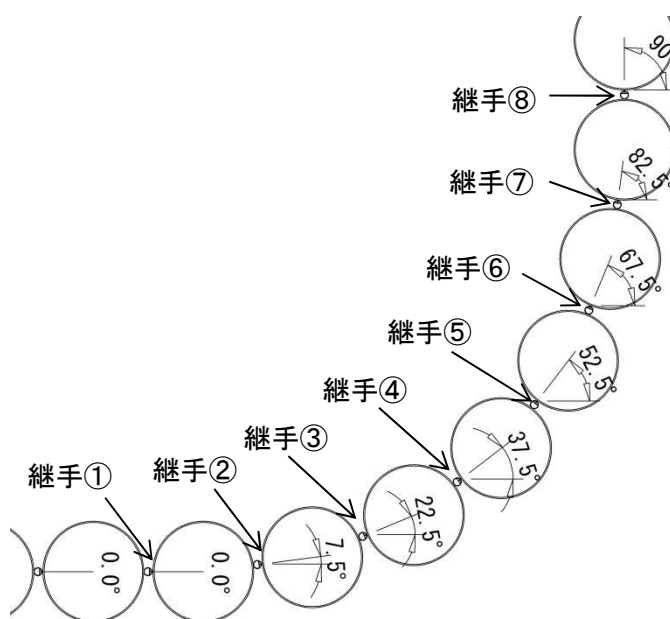


図 2 継手の取付角度（隅角部）

2.4 継手部の断面諸元

(1) 断面性能

継手部の仕様を図 3 に示す。また、継手鋼材及び溶接部の断面積（単位高さあたり）は以下のとおり。なお、貯留堰には海水による腐食防止のため、電気防食を施すが、「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 7 月）」に基づき、片面 1 mm^{*}の腐食代を考慮する。

※ 耐用年数 50 年×腐食速度 0.02 mm/年=1 mm

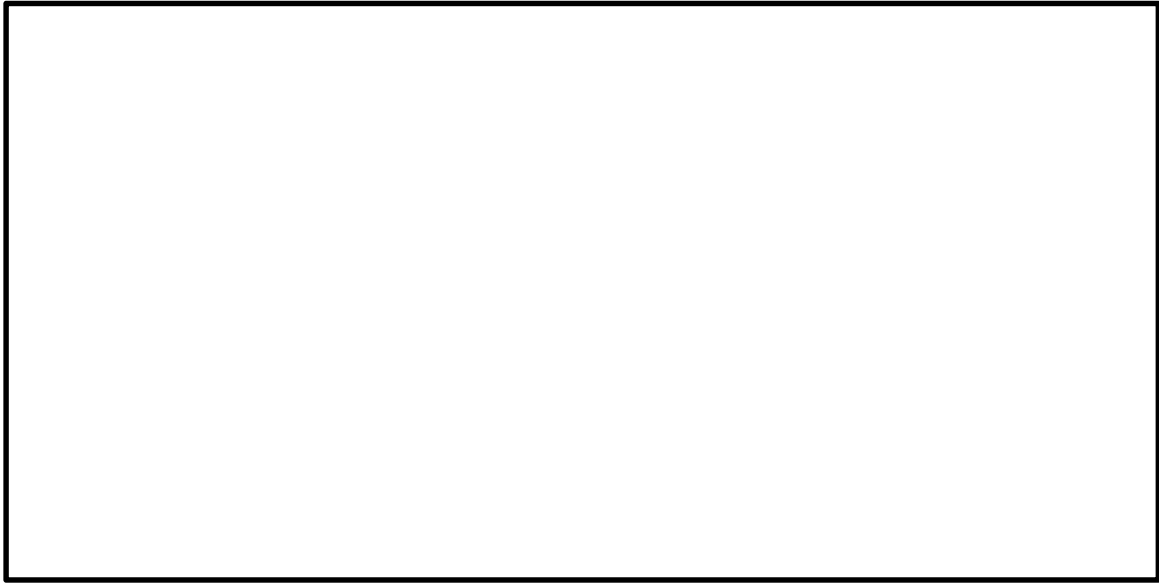


図 3 継手部の仕様

- ・継手鋼材の断面積 A（単位高さあたり）

$$A = \text{継ぎ手部材の板厚} \times 1.0 = 0.007 \text{ m}^2/\text{m}$$

- ・溶接部の断面積 A_y（単位高さあたり）

$$A_y = 0.006 \times 1.0 = 0.006 \text{ m}^2/\text{m}$$

(2) 許容応力度

継手鋼材（SS400 材）の許容応力度を以下に示す。

$$\text{短期許容せん断応力度} \quad : \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{短期許容せん断応力度（溶接部）} \quad : \tau_{ya} = 120 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{短期許容軸方向圧縮応力度} \quad : \sigma_{ca} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{短期許容軸方向引張応力度} \quad : \sigma_{ta} = 210 \text{ N/mm}^2$$

2.5 せん断応力度照査

せん断応力度が許容せん断応力度以下となることを確認する。なお，せん断応力度の照査は，せん断力が最大となる「② 水中部・津波時」の「継手①」のケースに対して実施する。

(1) 継手鋼材

$$\tau = S/A = 476.4 \text{ kN/m} / 0.007 \text{ m}^2/\text{m} = 68.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 68.1 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{O.K.}$$

(2) 溶接部

$$\tau_y = S/A = 476.4 \text{ kN/m} / 0.006 \text{ m}^2/\text{m} = 79.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_y = 79.4 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{ya} = 120 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{O.K.}$$

2.6 軸方向応力度照査

軸方向圧縮力については継手鋼材に作用する軸方向圧縮応力度が短期許容軸方向圧縮応力度以下となることを確認する。軸方向引張力については溶接部のせん断で受け持つため，溶接部に作用するせん断応力度が許容せん断応力度以下となることを確認する。なお，軸方向応力度の照査は，軸力が最大となる「② 水中部・津波時」の「継手⑧」のケースに対して実施する。

(1) 継手鋼材（軸方向圧縮力）

$$\sigma = N/A = 476.4 \text{ kN/m} / 0.007 \text{ m}^2/\text{m} = 68.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma = 68.1 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 210 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{O.K.}$$

(2) 溶接部（軸方向引張力）

$$\tau_y = S/A = 476.4 \text{ kN/m} / 0.006 \text{ m}^2/\text{m} = 79.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_y = 79.4 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{ya} = 120 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{O.K.}$$

2.7 せん断力及び軸方向力の合成応力度照査

継手鋼材に作用するせん断力及び軸方向力の合成応力度は次式により照査する。継手鋼材に対するせん断力及び軸方向力の合成応力度照査結果を表3に示す。

$$(\sigma / \sigma_{ta})^2 + (\tau / \tau_a)^2 \leq 1.2$$

なお、溶接部に作用するせん断力及び軸方向力は、それぞれ独立してのど厚面にせん断力として作用する。したがって、溶接部に対してはせん断応力度照査及び軸方向応力度照査をそれぞれ実施*するものとし、せん断力及び軸方向力の合成応力度照査は実施しない。

※ 「2.5 せん断応力度照査」及び「2.6 軸方向応力度照査」にて実施

表3 せん断応力及び軸方向応力の合成応力度照査（継手鋼材）

項目		せん断力 S kN/m	軸力 N kN/m	せん断応力 τ (S/A) N/mm ²	垂直応力 σ (N/A) N/mm ²	合成応力比 $(\sigma / \sigma_{ta})^2 + (\tau / \tau_a)^2$	判定
直線部	継手①	476.4	0.0	68.1	0.0	0.33	O.K.
隅角部	継手②	472.3	62.2	67.5	8.9	0.32	O.K.
	継手③	440.2	182.3	62.9	26.0	0.29	O.K.
	継手④	378.0	290.0	54.0	41.4	0.25	O.K.
	継手⑤	290.0	378.0	41.4	54.0	0.19	O.K.
	継手⑥	182.3	440.2	26.0	62.9	0.14	O.K.
	継手⑦	62.2	472.3	8.9	67.5	0.11	O.K.
	継手⑧	0.0	476.4	0.0	68.1	0.11	O.K.

3. 曲げ応力について

曲げ応力については、継手軸方向の曲げに対して照査する。曲げによって鋼管外縁が短期許容応力度に達した場合を仮定しても、継手部に生じる曲げ応力度は短期許容応力度以下となる。図3に鋼管と継手部の応力分布を示す。

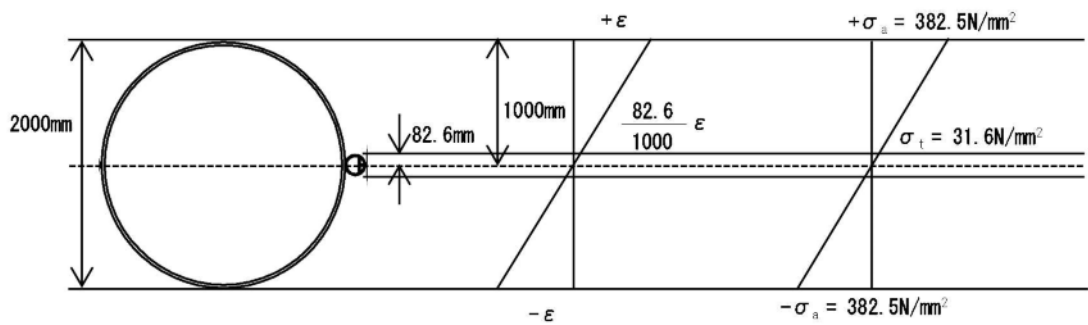


図3 鋼管及び継手鋼材の応力分布

鋼管外縁が短期許容応力度に達した場合の継手部の応力度を算出すると、以下のとおりとなる。

- ・ 鋼管外縁での応力度 (SM570 の短期許容応力度)

$$\sigma_a = 382.5 \text{ N/mm}^2$$

- ・ 継手部に生じる応力度

$$\sigma_t = 382.5 \times 82.6 / 1000 = 37.2 \text{ N/mm}^2 \leq 210 \text{ N/mm}^2 \text{ (SS400 の短期許容応力度)}$$

4. まとめ

せん断応力及び軸方向応力については、両端の鋼管が完全に固定された状態で中央の1本の鋼管のみに荷重が作用し、その全ての荷重を継手部で負担した場合を仮定し、保守的に継手部の評価を行った。その結果、継手部はせん断力及び軸力に対して健全であることを確認した。

また、曲げ応力については、継手軸方向の曲げによって鋼管外縁が短期許容応力度に達した場合を仮定しても、継手部に生じる曲げ応力度は短期許容応力度以下となることを確認した。

したがって、貯留堰を構成する鋼管矢板の継手部は、基準地震動 S_s による地震力、津波波力、衝突荷重及び土圧が作用した場合においても、健全性を維持し、貯留堰の止水性は確保される。

(参考3) 貯留堰接続部の強度評価に用いる水平震度の算出について

1. 水平震度

止水ゴム取付部鋼材，防護材及び防護材取付部鋼材の強度評価で，慣性力及び動水圧の算定に用いる水平震度 k_h は，1次元有効応力解析から抽出した地表面最大水平加速度 α より算出する。

抽出断面は「6.8.1.2 貯留堰の強度計算書に関する補足説明 3.2.1 評価対象断面」に示す断面①及び断面②を選定する。

入力地震動は「3.5.2 重畳時 (1) 鋼管矢板 c. 1次元有効応力解析 (c) 入力地震動」に示す弾性設計用地震動 S_d-D1 とし，解析ケースは表1に示す6通りとする。

表1 貯留堰接続部の強度評価に用いる検討ケース

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(+1 σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)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(+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
地震波	S_d-D1	1	1	1	1	1	1
計		1	1	1	1	1	1

「5.2.1 1次元有効応力解析結果」に示した断面①及び断面②の地表面加速度を表2及び表3に示す。

表2 1次元有効応力解析結果（断面①）（再掲）

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
地表面最大加速度 (cm/s ²)	144	154	158	109	263	260

表3 1次元有効応力解析結果（断面②）（再掲）

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
地表面最大加速度 (cm/s ²)	180	181	181	108	201	204

表2より、断面①の検討ケース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）において、地表面最大加速度が発生する。

したがって、強度評価に用いる水平震度 k_h は、表4に示すように算出する。

表4 水平震度の算出

地表面最大加速度 α (cm/s ²)	重力加速度 g (cm/s ²)	水平震度 k_h
263	980	0.27

2. 慣性力

止水ゴム取付部鋼材，防護材及び防護材取付部鋼材の地震時慣性力は，「道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づいて算出する。水平震度は $k_h = 0.27$ を用いる。材料の単位体積重量は，「道路橋示方書（I共通編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づいて設定する。

表5 強度評価に用いる条件（慣性力，止水ゴム取付部鋼材）

記号	定義	数値	単位	備考
γ_s	鋼の単位体積重量	77	kN/m ³	
B_{skin}	幅（スキンプレート）	387	mm	
D_{skin}	長さ（スキンプレート）	5490	mm	
t_{skin}	板厚（スキンプレート）	19	mm	
n_{skin}	個数（スキンプレート）	1	—	
G_{skin}	重量（スキンプレート）	3.11	kN	
B_{rib}	幅（リブプレート）	381	mm	
D_{rib}	長さ（リブプレート）	387	mm	
t_{rib}	板厚（リブプレート）	16	mm	
n_{rib}	個数（リブプレート）	40	—	
G_{rib}	重量（リブプレート）	7.27	kN	
B_{base}	幅（ベースプレート）	780	mm	
D_{base}	長さ（ベースプレート）	5490	mm	
t_{base}	板厚（ベースプレート）	16	mm	
n_{base}	個数（ベースプレート）	1	—	
G_{base}	重量（ベースプレート）	5.28	kN	
G	総重量	15.66	kN	$= G_{skin} + G_{rib} + G_{base}$
A_{skin}	面積（スキンプレート）	2.125	m ²	$= (B_{skin} \cdot D_{skin}) / 10^6$
G'	スキンプレート 単位面積あたりの重量	7.4	kN/m ²	$= G / A_{skin}$
k_h	水平震度	0.27	—	
K_{sd}	慣性力	2.0	kN/m ²	$= k_h \cdot G'$

表6 強度評価に用いる条件（慣性力，防護材及び防護材取付部鋼材）

記号	定義	数値	単位	備考
γ_s	鋼の単位体積重量	77	kN/m ³	
B_{skin}	幅（スキンプレート）	855	mm	
D_{skin}	長さ（スキンプレート）	2490	mm	
t_{skin}	板厚（スキンプレート）	22	mm	
n_{skin}	個数（スキンプレート）	2	—	
G_{skin}	重量（スキンプレート）	7.21	kN	
B_{rib}	幅（リブプレート）	636	mm	
D_{rib}	長さ（リブプレート）	855	mm	
t_{rib}	板厚（リブプレート）	12	mm	
n_{rib}	個数（リブプレート）	10	—	
G_{rib}	重量（リブプレート）	5.02	kN	
B_{base}	幅（ベースプレート）	780	mm	
D_{base}	長さ（ベースプレート）	2490	mm	
t_{base}	板厚（ベースプレート）	32	mm	
n_{base}	個数（ベースプレート）	1	—	
G_{base}	重量（ベースプレート）	4.79	kN	
B_{1angle}	幅1（ベースプレート固定鋼材）	90	mm	
B_{2angle}	幅2（ベースプレート固定鋼材）	90	mm	
D_{angle}	長さ（ベースプレート固定鋼材）	2490	mm	
t_{angle}	板厚（ベースプレート固定鋼材）	40	mm	
n_{angle}	個数（ベースプレート固定鋼材）	2	—	
G_{angle}	重量（ベースプレート固定鋼材）	2.15	kN	
G	総重量	19.17	kN	$= G_{skin} + G_{rib} + G_{base} + G_{angle}$
A_{skin}	面積（スキンプレート）	2.129	m ²	$= (B_{skin} \cdot D_{skin}) / 10^6$
G'	スキンプレート 単位面積あたりの重量	9.0	kN/m ²	$= G / A_{skin}$
k_h	水平震度	0.27	—	
K_{sd}	慣性力	2.4	kN/m ²	$= k_h \cdot G'$

3. 動水圧

動水圧は、「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 7 月）」に基づいて算出する。水平震度は $k_h=0.27$ を用いる。荷重条件表を表 7 に示す。

表 7 強度評価に用いる条件（動水圧）

記号	定義	数値	単位	備考
ρ	海水の密度	1.03	g/cm ³	
g	重力加速度	9.80665	m/s ²	
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³	$= \rho \cdot g$
H	貯留堰高さ	2.49	m	
η	貯留堰外側の貯留堰天端面からの津波高さ	8.80	m	
h_1	貯留堰外側の底面における水深	11.29	m	$= H + \eta$
h_2	貯留堰外側の天端面における水深	8.80	m	$= \eta$
h_3	貯留堰内側の底面における水深	2.49	m	$= H$
k_h	水平震度	0.27	—	
P_{d1}	貯留堰外側の底面における動水圧	26.9	kN/m ²	$= \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_1$
P_{d3}	貯留堰内側の底面における動水圧	5.9	kN/m ²	$= \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_3$

4. 受働土圧

受働土圧は、「道路橋示方書（IV下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づいて算出する。受働土圧は，CU条件における非排水せん断強度（ピーク強度（平均値））を用いて止水ゴム取付部鋼材下端位置にて算出する土圧強度とする。なお，止水ゴム取付部鋼材下端位置の土層はAc層である。荷重条件を表8に示す。

表8 強度評価に用いる条件（受働土圧）

記号	定義	数値	単位	備考
Z_0	海底面高さ	-7.39	T.P.m	
Z	止水ゴム取付部鋼材下端高さ	-10.39	T.P.m	
ρ_{sat}	飽和密度	1.65	g/cm ³	
ρ_w	間隙水の密度	1.00	g/cm ³	
ρ'	土の水中密度	0.65	g/cm ³	$= \rho_{sat} - \rho_w$
g	重力加速度	9.80665	m/s ²	
γ'	水中単位体積重量	6.4	kN/m ³	$= \rho' \cdot g$
h_i	海底面から接続部下端までの層厚	3.00	m	$= Z_0 - Z$
σ'_v	有効上載圧	19.20	kN/m ²	$= \gamma' \cdot h_i$
C_{CU}	粘着力	95*	kN/m ²	ピーク強度（平均値）
q	上載荷重	0	kN/m ²	
ϕ	土のせん断抵抗角	0	°	
δ	貯留堰と土の摩擦角	0	°	
α	地表面と水平面のなす角度	0	°	
K_p	常時の受働土圧係数	1	—	
P_p	受働土圧強度	209.2	kN/m ²	$= 2 \cdot C_{CU} + \sigma'_v$

注記 *：非排水せん断強度 $C_{CU} = (0.090 + 0.242 \cdot \sigma'_v / 1000) \times 1000$ (kN/m²)

5. ゴム張力

止水ゴム取付部鋼材，防護材及び防護材取付部鋼材の耐震設計では，止水ゴムからの作用荷重を保守的に評価するため，ゴム張力は補強布の引張強度から算出する。荷重条件表を表9に示す。

表9 強度評価に用いる条件（ゴム張力）

記号	定義	数値	単位	備考
E_0	補強布（伸縮部材）の引張強度	445 ^{*1}	N/mm	補強布（AA400）1枚の破断強度
n	補強布のプライ数	2	PLY	
C	補強効率	0.8	—	
S	安全率	3	—	
E	引張強度	237.3	N/mm	$= E_0 \cdot n \cdot C / S$

注記 *1：織物検査報告書（綾羽工業 高島工場 検査課，平成27年8月25日）

6. 津波波力

津波波力は、「防波堤の耐津波設計ガイドライン（国土交通省港湾局，平成 27 年 12 月一部改訂）」に基づき，静水圧差式を参考に算出する。荷重条件表を表 10 に示す。なお，設計に用いる津波高さは，津波シミュレーション結果より T.P. +3.9 m とする。

表 10 強度評価に用いる条件（津波波力）

記号	定義	数値	単位	備考
H	貯留堰高さ	2.49	m	
η	貯留堰外側の貯留堰天端面からの津波高さ	8.80	m	
h_1	貯留堰外側の底面における水深	11.29	m	$= H + \eta$
h_2	貯留堰外側の天端面における水深	8.80	m	$= \eta$
h_3	貯留堰内側の底面における水深	2.49	m	$= H$
ρ	海水の密度	1.03	g/cm^3	
g	重力加速度	9.80665	m/s^2	
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m^3	$= \rho \cdot g$
p_1	貯留堰外側の底面における波圧強度	114.0	kN/m^2	$= \gamma_w \cdot h_1$
p_2	貯留堰外側の天端面における波圧強度	88.9	kN/m^2	$= \gamma_w \cdot h_2$
p_3	貯留堰内側の底面における波圧強度	25.1	kN/m^2	$= \gamma_w \cdot h_3$
P_t	遡上津波荷重	88.9	kN/m^2	$= p_1 - p_3$

6.8.2 貯留堰取付護岸の設計に関する補足説明

6.8.2.1 貯留堰取付護岸の耐震計算書に関する補足説明

目次

1. 概要	3
2. 基本方針	4
2.1 位置	4
2.2 構造概要	5
2.3 評価方針	7
2.4 適用基準	10
3. 地震応答解析	11
3.1 評価対象断面	11
3.2 解析方法	12
3.2.1 地震応答解析手法	13
3.2.2 構造部材	14
3.2.3 地盤	14
3.2.4 減衰定数	15
3.3 荷重及び荷重の組合せ	16
3.3.1 耐震評価上考慮する状態	16
3.3.2 荷重	17
3.3.3 荷重の組合せ	18
3.4 入力地震動	19
3.5 解析モデル及び諸元	36
3.5.1 解析モデルの設定	36
3.5.2 使用材料及び材料の物性値	51
3.5.3 地盤及び地盤改良体物性値	52
3.5.4 地下水位	55
3.6 解析ケース	56
4. 耐震評価	58
4.1 評価対象部位	58
4.2 荷重及び荷重の組合せ	59
4.2.1 耐震評価上考慮する状態	59
4.2.2 荷重	60
4.2.3 荷重の組合せ	61
4.3 許容限界	62
4.3.1 構造部材の健全性に対する許容限界	62

4.3.2 構造物の変形性に対する許容限界	62
4.4 評価方法	63
4.4.1 構造部材の健全性評価	63
4.4.2 構造物の変形性評価	63
4.5 解析モデル及び諸元	64
5. 評価結果	65
5.1 地震応答解析結果	65
5.2 耐震評価結果	107
5.2.1 構造部材の健全性に対する評価結果	107
5.2.2 構造物の変形性に対する評価結果	110
5.3 まとめ	112

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図 2.1-1 に示す。

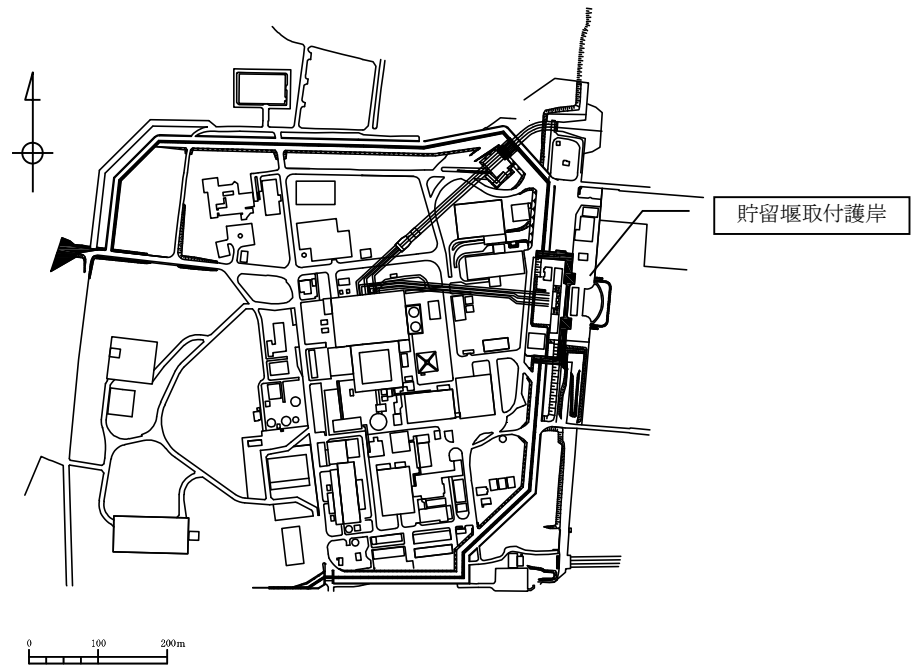


図 2.1-1 (1) 貯留堰取付護岸の平面配置図（全体図）

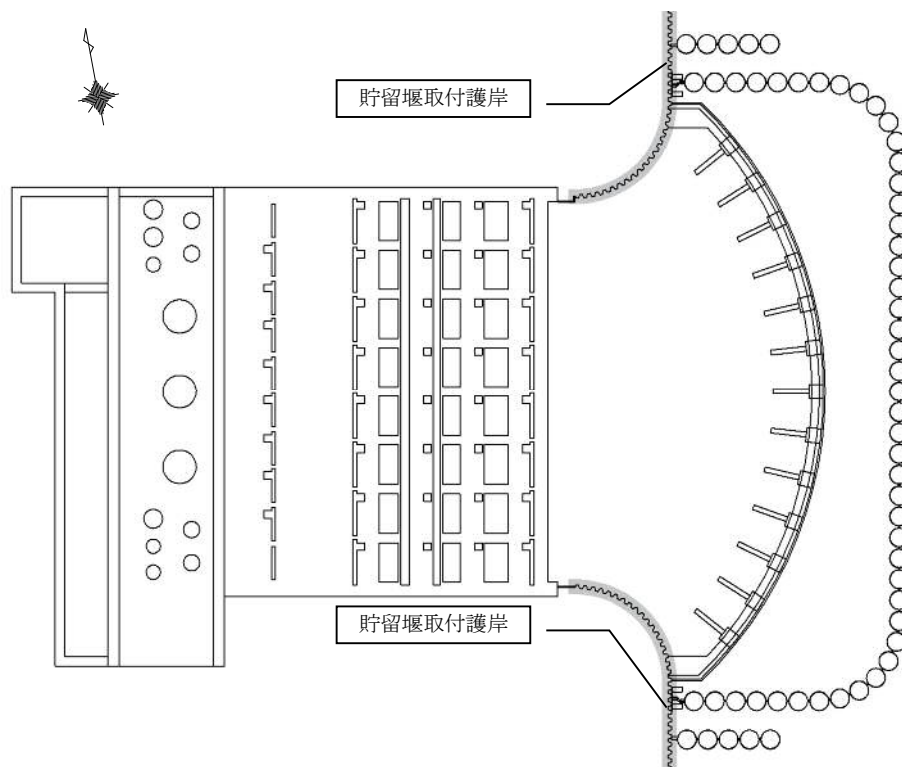


図 2.1-1 (2) 貯留堰取付護岸の平面配置図（拡大図）

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図 2.2-1、標準断面図を図 2.2-2 に示す。図 2.2-1 (2) 及び図 2.2-2 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。

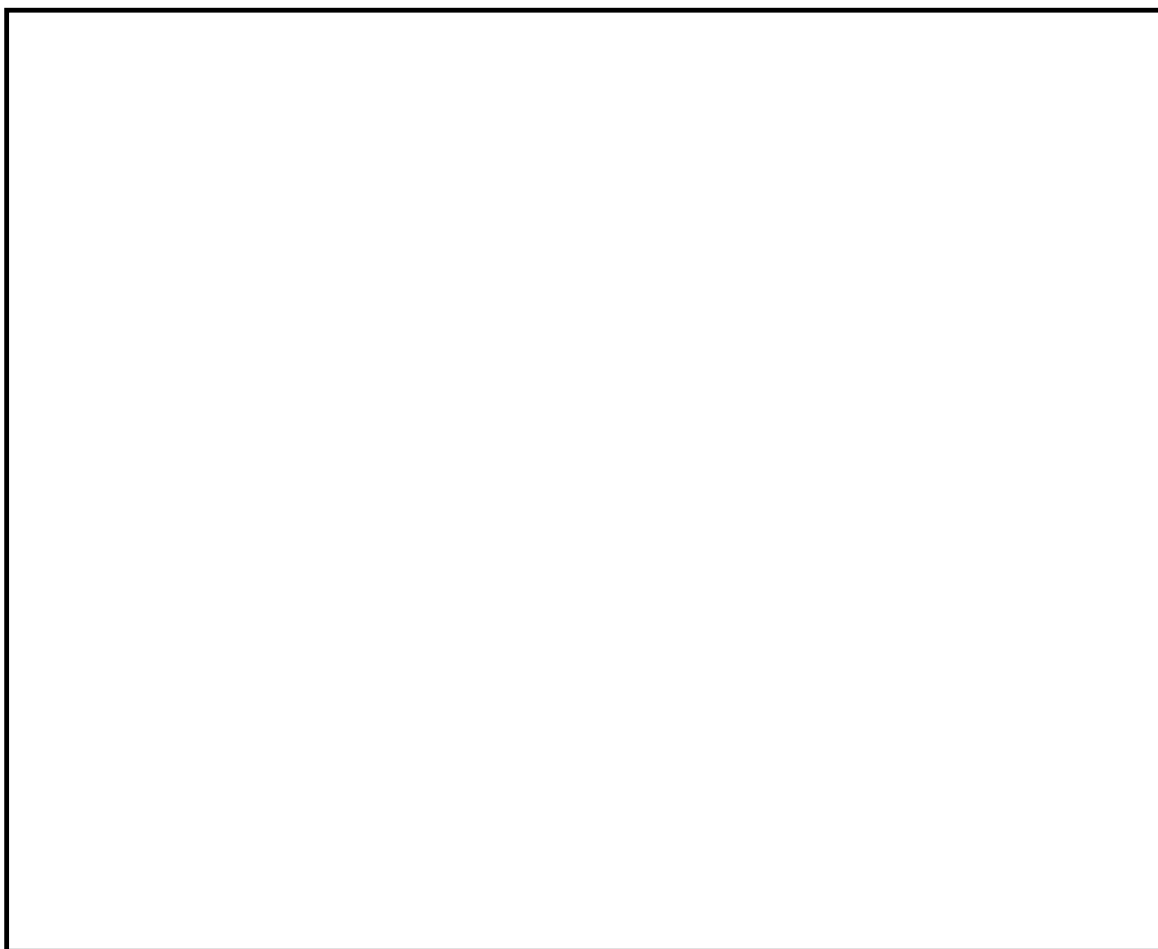


図 2.2-1 (1) 貯留堰取付護岸の平面図

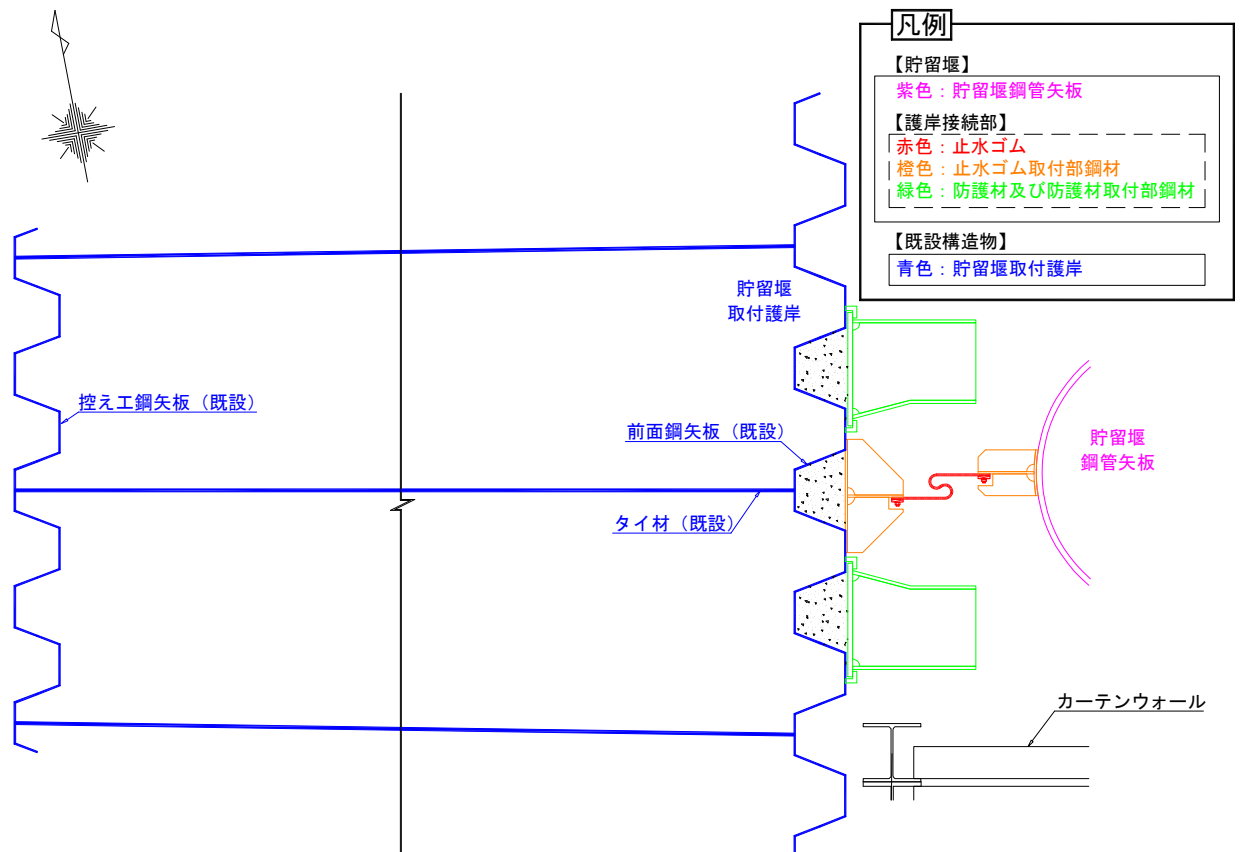


図 2.2-1 (2) 貯留堰取付護岸の平面図 (A 部拡大)

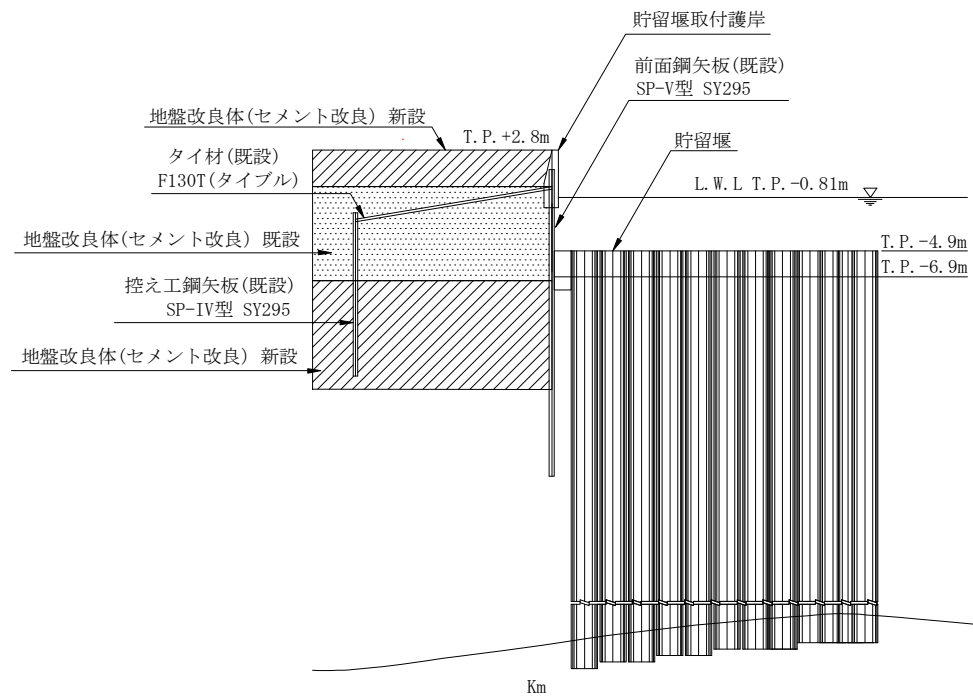


図 2.2-2 貯留堰取付護岸の標準断面図 (A-A 断面)

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。

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、表 2.3-1 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及び構造物の変形性評価を実施することで、構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

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、「6.8.1 貯留堰の設計に関する補足説明」において実施する。

貯留堰取付護岸の耐震評価フローを図 2.3-1 に示す。

表 2.3-1 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。

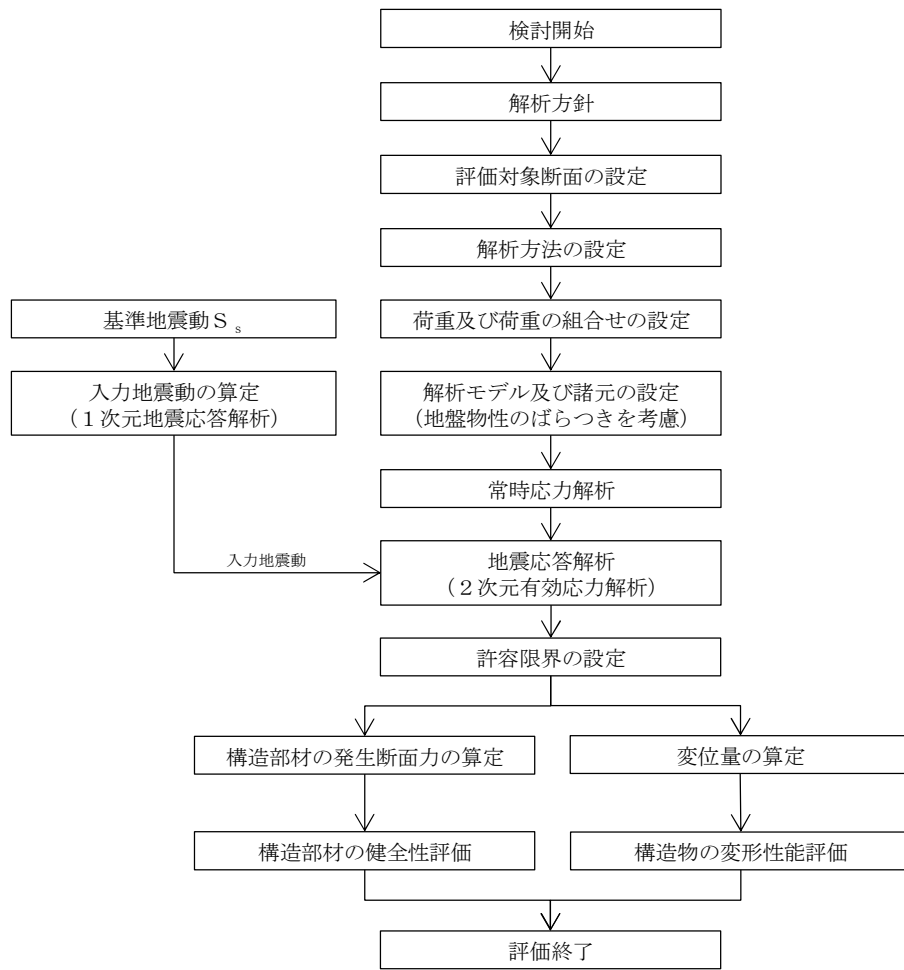


図 2.3-1 貯留堰取付護岸の耐震評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準類を以下に示す。

- ・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）
- ・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）
- ・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 7 月）

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	<ul style="list-style-type: none"> ・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） ・港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 19 年 7 月） 	—
荷重及び荷重の組み合わせ	<ul style="list-style-type: none"> ・港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 19 年 7 月） 	<ul style="list-style-type: none"> ・永久荷重＋偶発荷重の適切な組合せを検討
許容限界	<ul style="list-style-type: none"> ・港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 19 年 7 月） 	<ul style="list-style-type: none"> ・曲げに対する照査は，発生曲げモーメントが，許容限界以下であることを確認 ・引張強さに対する照査は，発生引張力が許容限界以下であることを確認
評価方法	<ul style="list-style-type: none"> ・港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 19 年 7 月） 	<ul style="list-style-type: none"> ・腐食代の設定
地震応答解析	<ul style="list-style-type: none"> ・ J E A G 4 6 0 1 -1987 	<ul style="list-style-type: none"> ・有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

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、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。

評価対象断面選定の詳細については、「5.10 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について 5.10.6 貯留堰及び貯留堰取付護岸」に示す。

評価対象断面位置図を図3.1-1に、評価対象断面図を図3.1-2にそれぞれ示す。

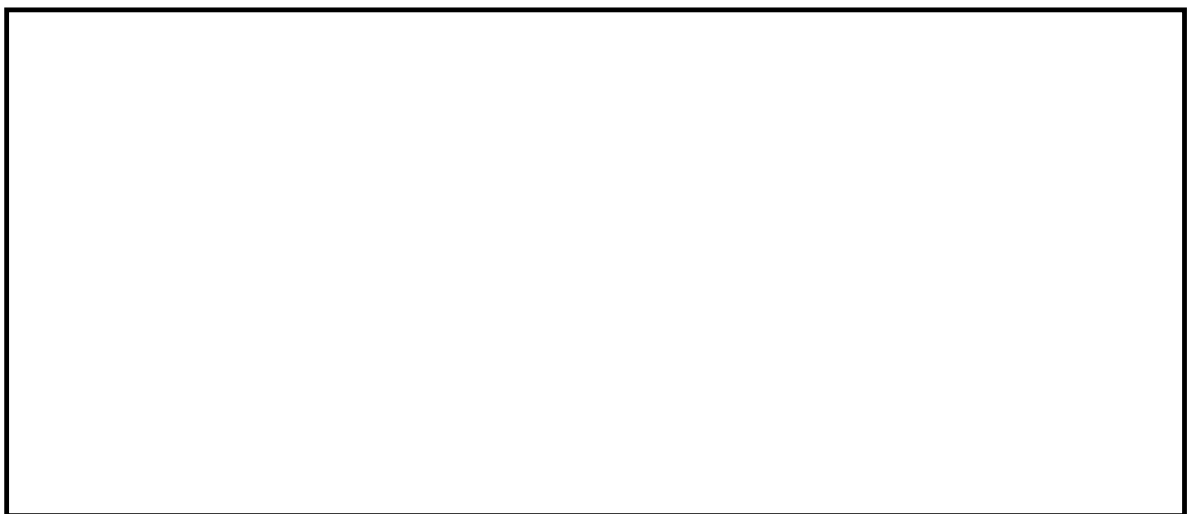


図 3.1-1 貯留堰取付護岸の評価対象断面位置図

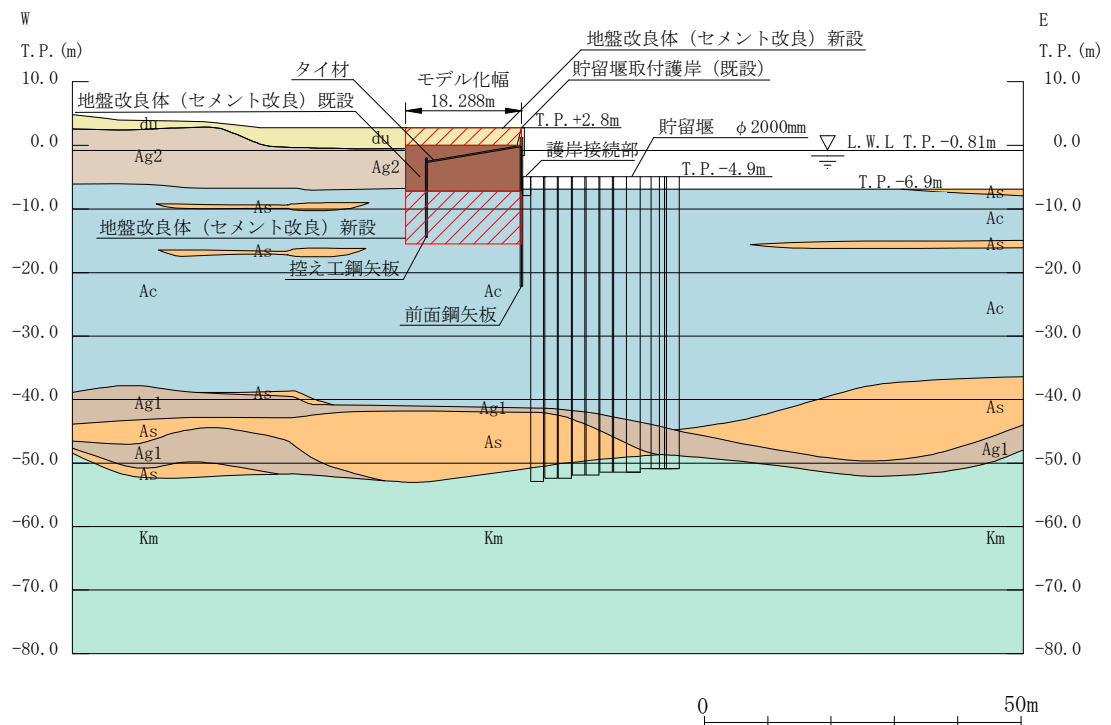


図 3.1-2 貯留堰取付護岸の評価対象断面図 (EW-1)

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 地震応答解析手法

貯留堰取付護岸の地震応答解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる2次元有効応力解析を用いて、基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。貯留堰と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、線形はり要素及び非線形ばね要素でモデル化する。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。

地震応答解析手法の選定フローを図3.2-1に示す。

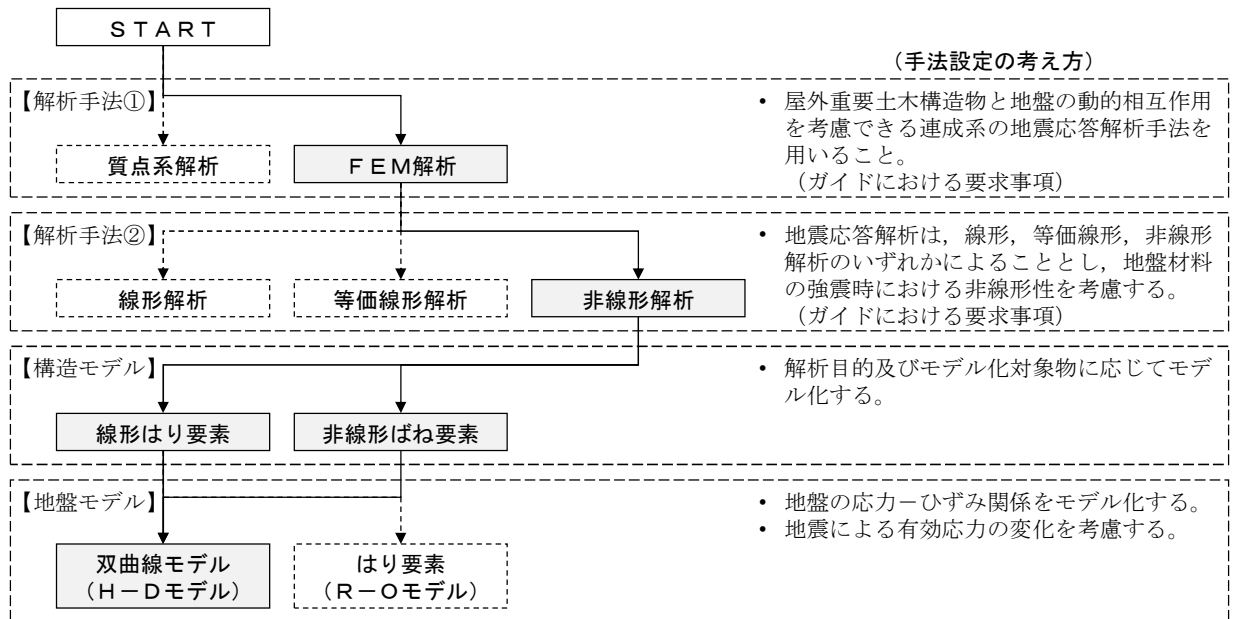


図 3.2-1 地震応答解析手法の選定フロー

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。

3.2.2 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。

3.2.3 地盤

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 3.2-1 に示す検討ケース (①～⑥) を設定する。

表 3.2-1 有効応力解析における検討ケース

検討ケース	①	②	③	④	⑤	⑥
地盤剛性の設定	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
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 σ 」(以下「+1 σ 」という。)とする解析ケース(検討ケース②、⑥)及び「回帰曲線-1 σ 」(以下「-1 σ 」という。)とする解析ケース(検討ケース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(-1 σ)にて設定することを基本とする(検討ケース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(検討ケース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(検討ケース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検討ケース(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。

3.2.4 減衰定数

時刻歴非線形解析における減衰定数については、固有値解析にて求められる固有振動数に基づく Rayleigh 減衰を考慮する。

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

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)

積雪荷重については、「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則 第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm 当たりの荷重を $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$ として、積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は 600 N/m^2 であるが、地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である 0.21 kN/m^2 を考慮する。

積雪荷重は構造物上面に付加質量として考慮する。

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3-1 及び表 3.3-2 に示す。

表 3.3-1 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

表 3.3-2 荷重の組合せ

種別	荷重		算定方法
永久荷重	固定荷重	躯体自重	○ ・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	— ・機器・配管設備はないことから、考慮しない。
		土被り荷重	○ ・常時応力解析により設定する。
		上載荷重	— ・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○ ・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○ ・地下水面及び海水面に応じた静水圧として設定する。 ・地下水及び海水の密度を考慮する。
	内水圧		— ・内水圧を考慮する構造形式ではないことから、考慮しない。
変動荷重	積雪荷重		○ ・積雪荷重を考慮する。
	風荷重		— ・変形に対して抵抗側に作用するため、考慮しない。
	積雪荷重及び風荷重以外		— ・積雪荷重及び風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重と組み合わせるべき変動荷重はない。
偶発荷重	水平地震動		○ ・基準地震動 S_s による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動		○ ・躯体の慣性力、動土圧を考慮する。
	動水圧		○ ・水位条件、密度は、永久荷重と同様とする。

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3.4-1に、入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図3.4-2にそれぞれ示す。

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。

なお、基準地震動 S_s のうち断層モデル波については、特定の方向性を有することから、構造物の評価対象断面方向を考慮し、方位補正を行う。具体的には南北方向及び東西方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め、各々を足し合わせることで方位補正した地震動を設定する。

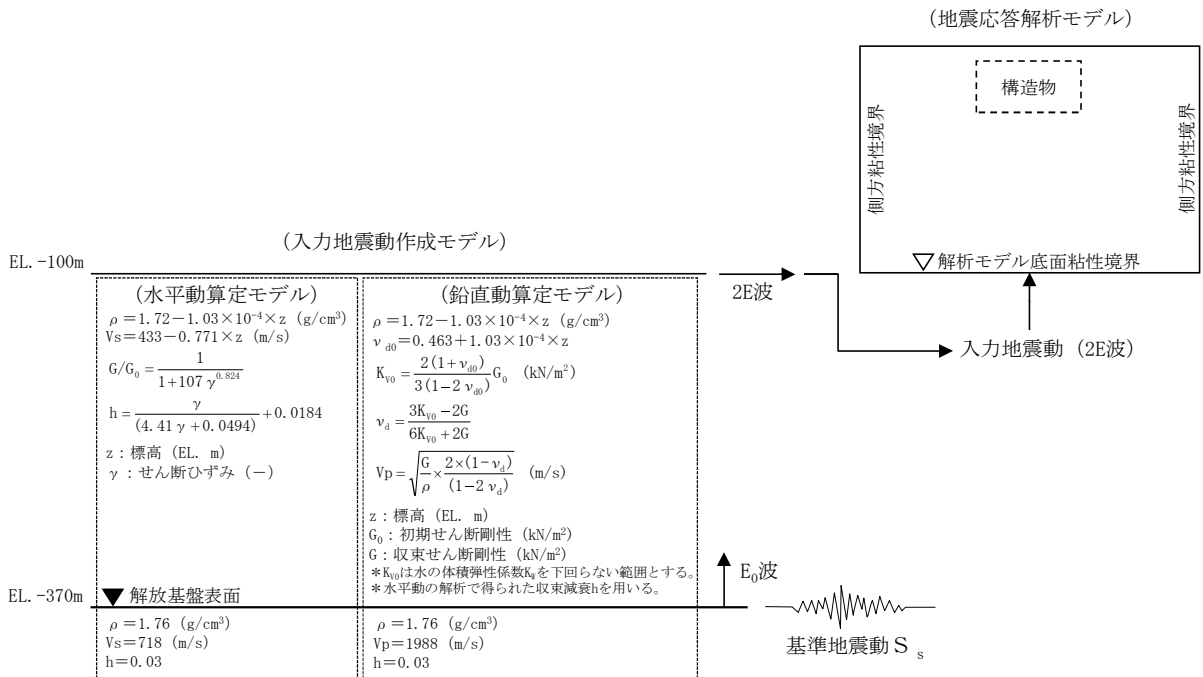
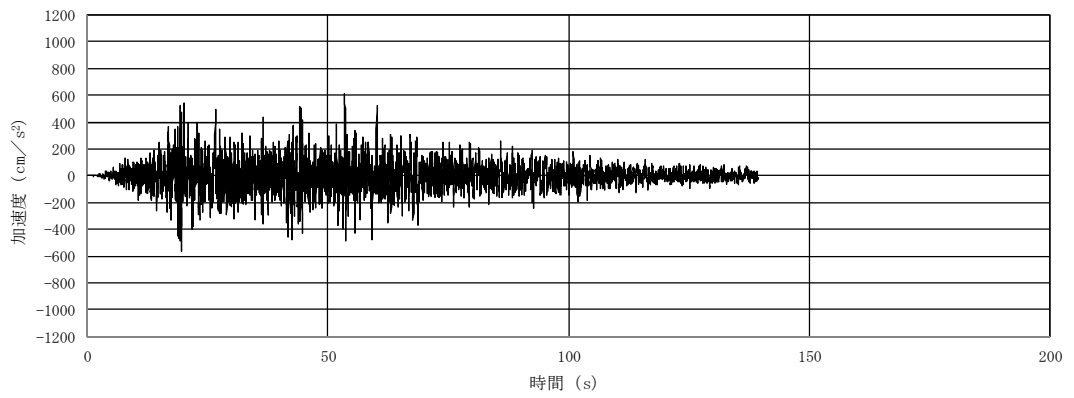
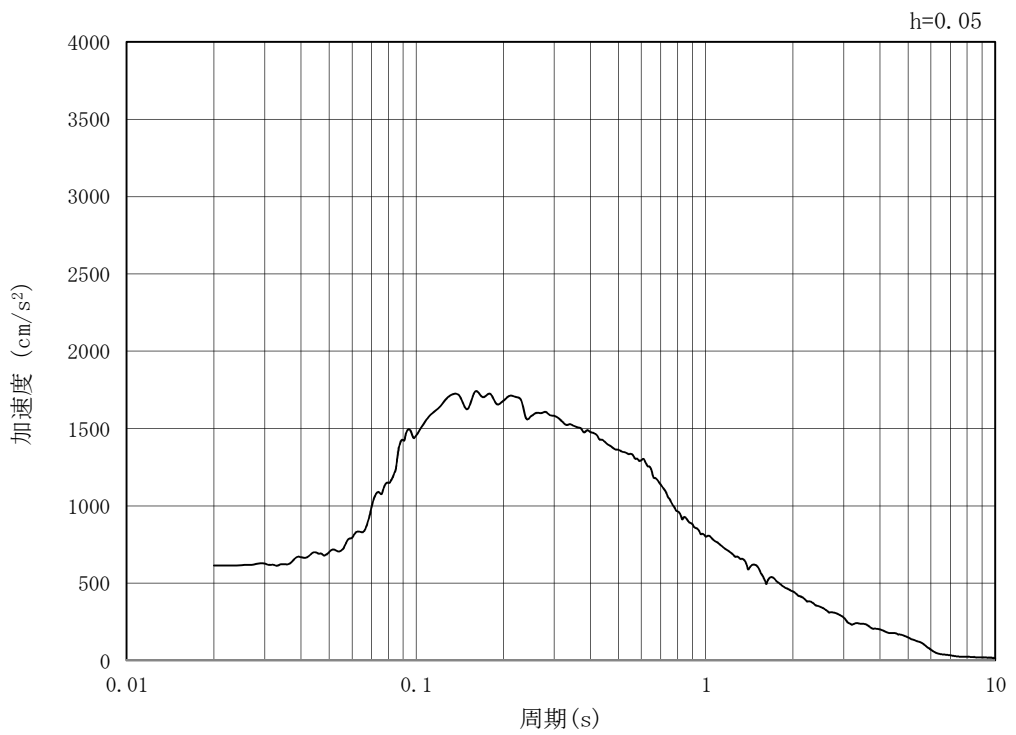


図 3.4-1 入力地震動算定の概念図

MAX 614 cm/s² (53.52s)



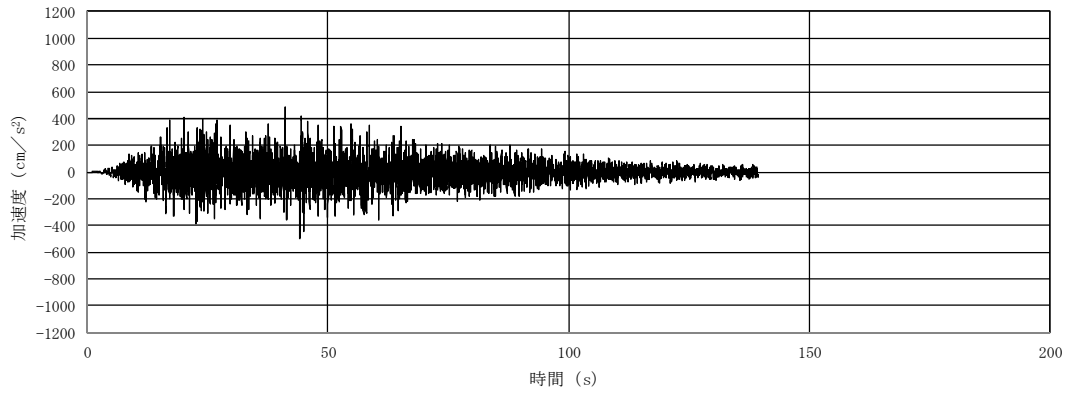
(a) 加速度時刻歴波形



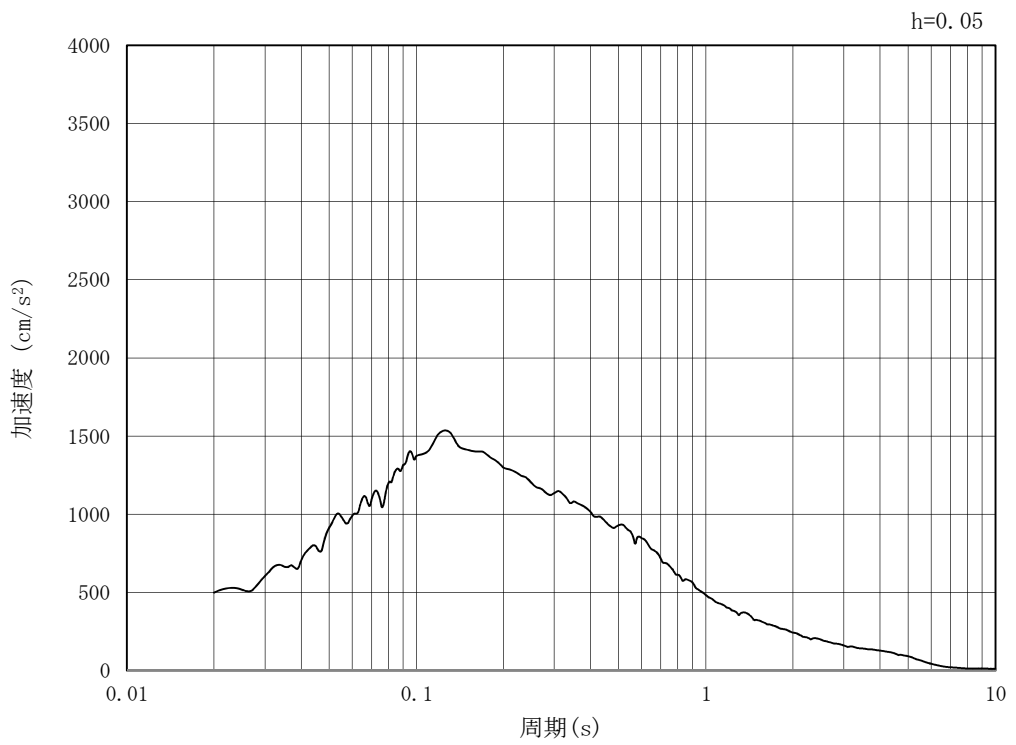
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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-D 1)

MAX 499 cm/s^2 (44.24s)



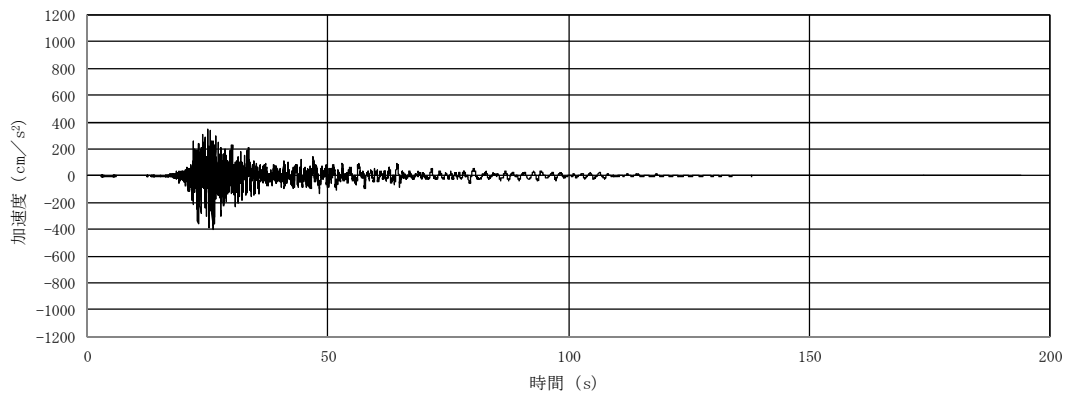
(a) 加速度時刻歴波形



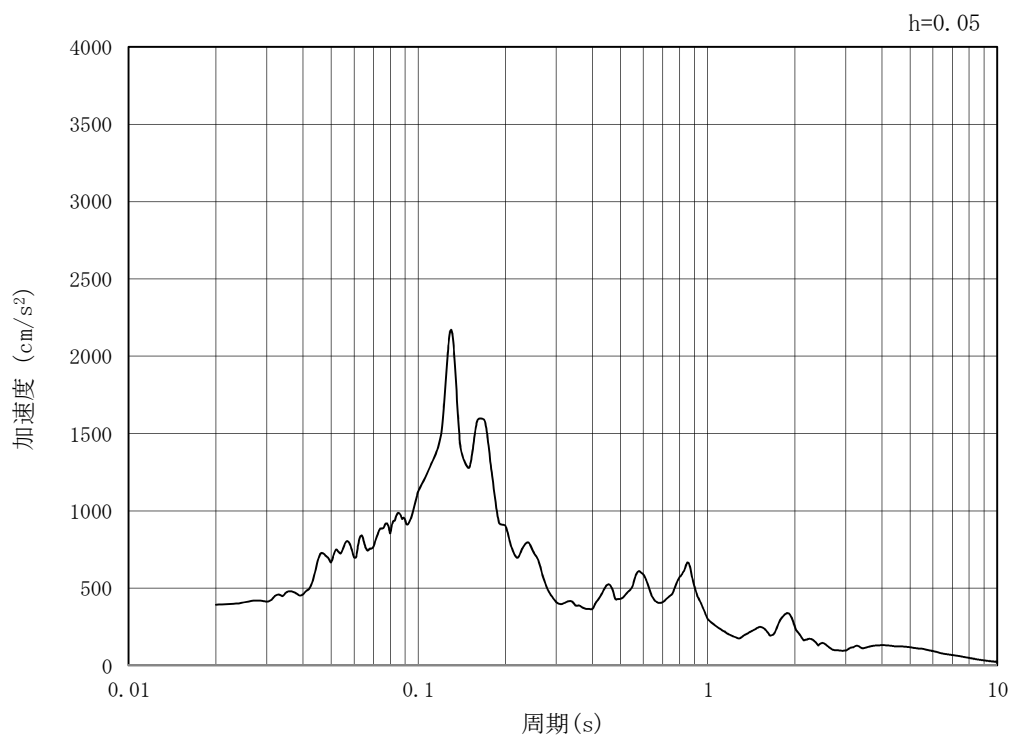
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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 : $S_s - D 1$)

MAX 393 cm/s^2 (26.13s)



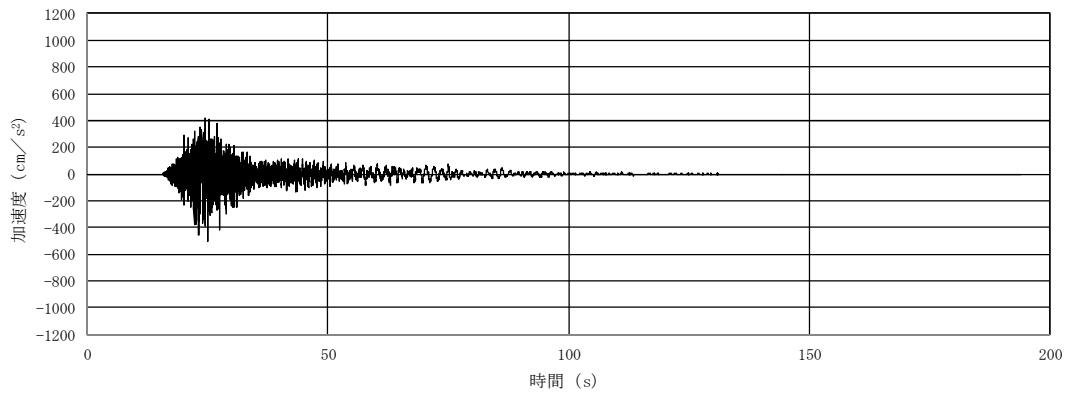
(a) 加速度時刻歴波形



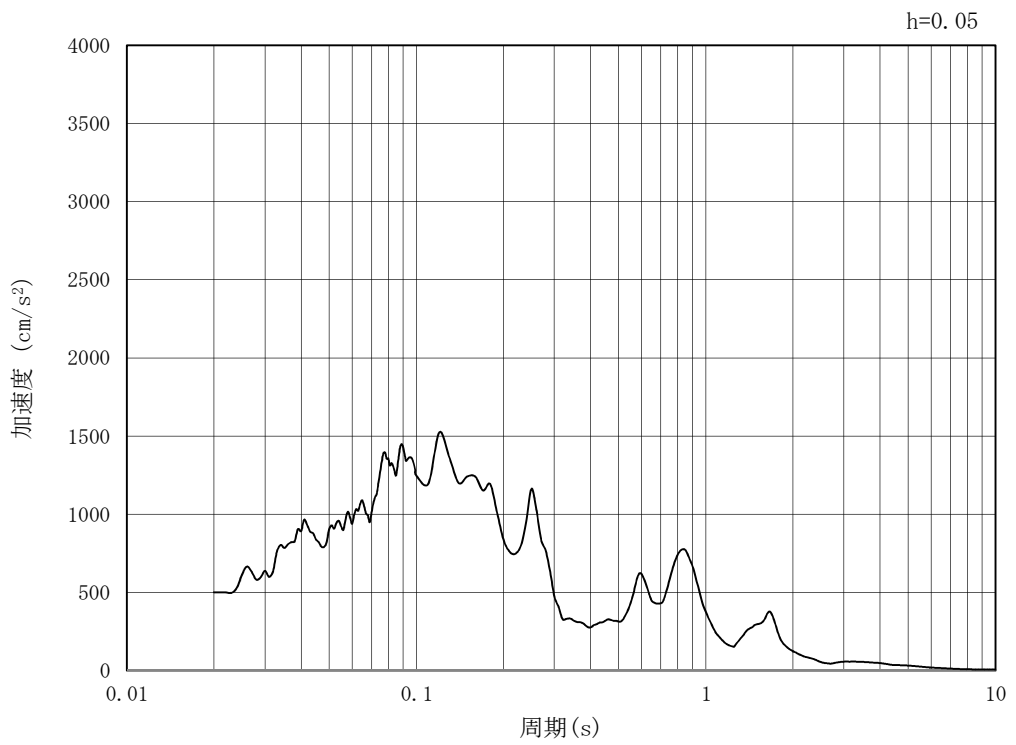
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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 : $S_s - 1.1$)

MAX 501 cm/s² (25.03s)



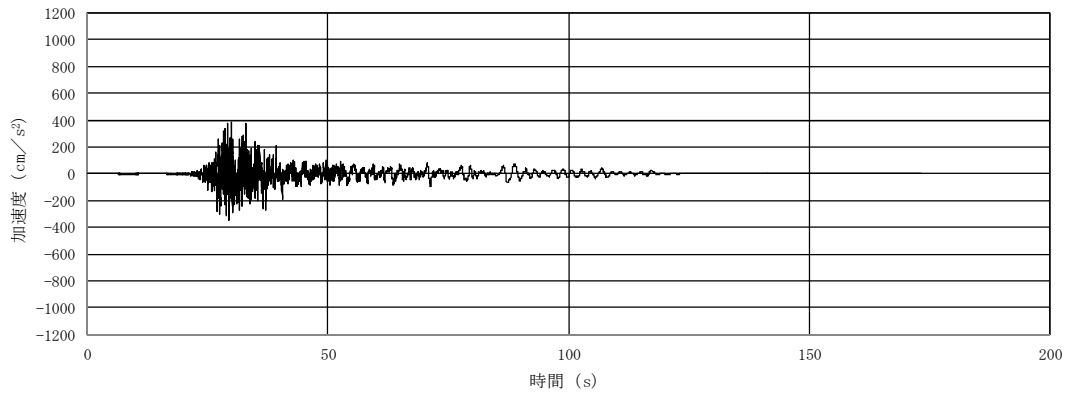
(a) 加速度時刻歴波形



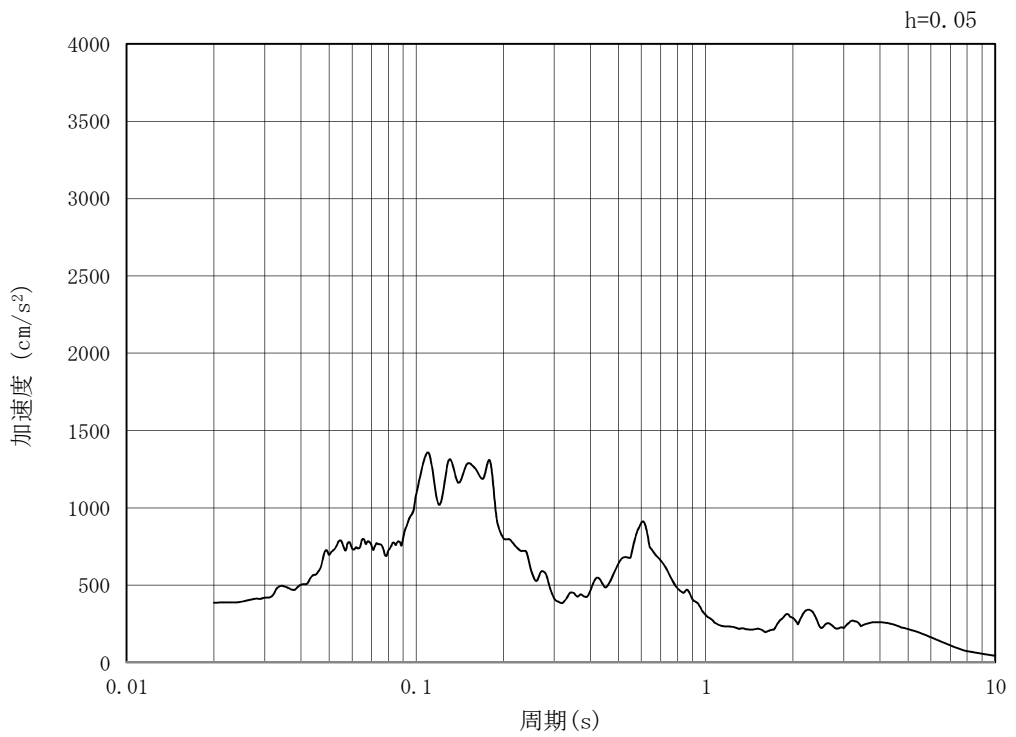
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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 : $S_s - 1.1$)

MAX 387 cm/s^2 (29.85s)



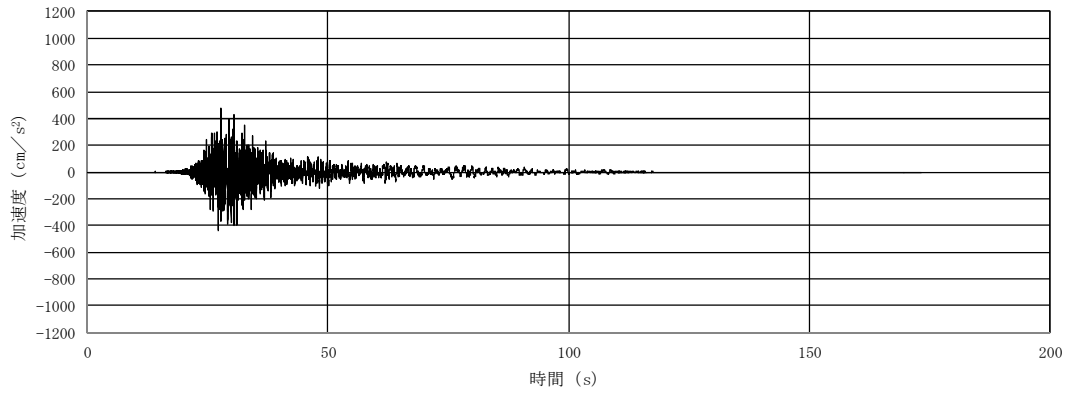
(a) 加速度時刻歴波形



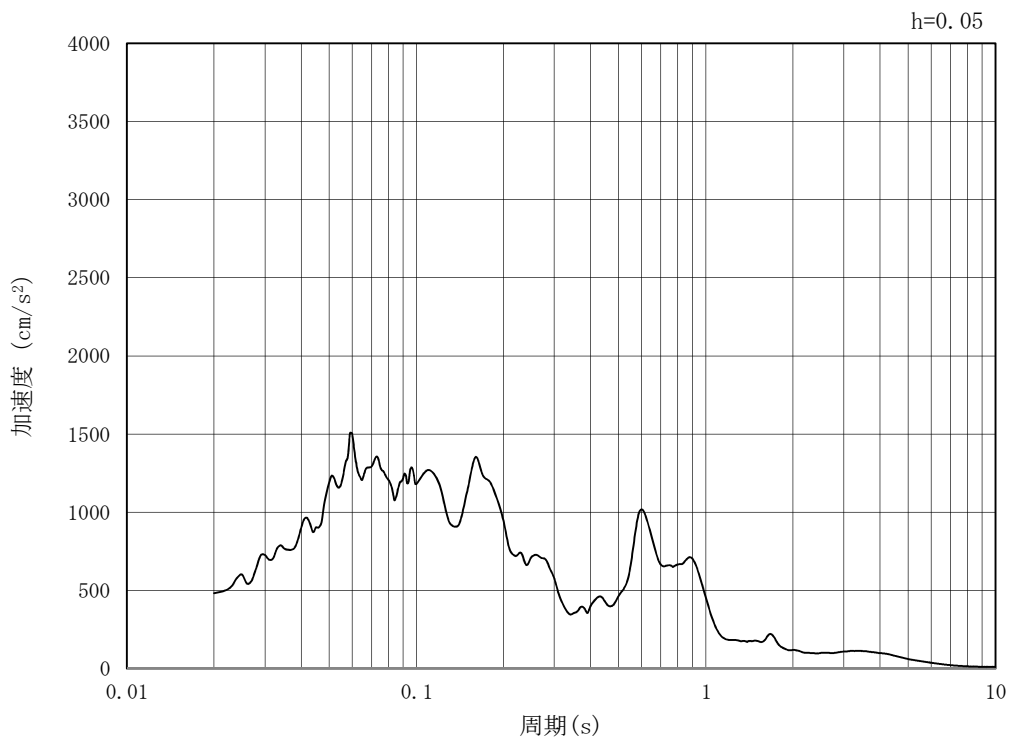
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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 : $S_s - 1.2$)

MAX 482 cm/s^2 (27.83s)



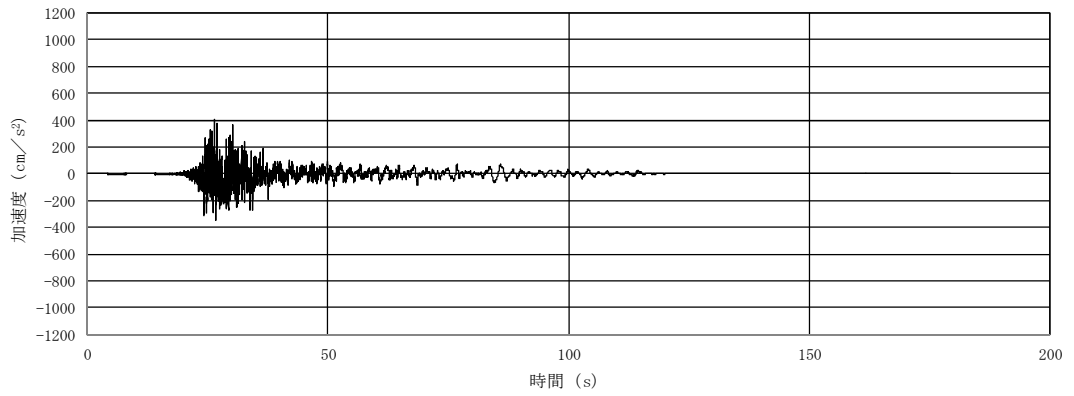
(a) 加速度時刻歴波形



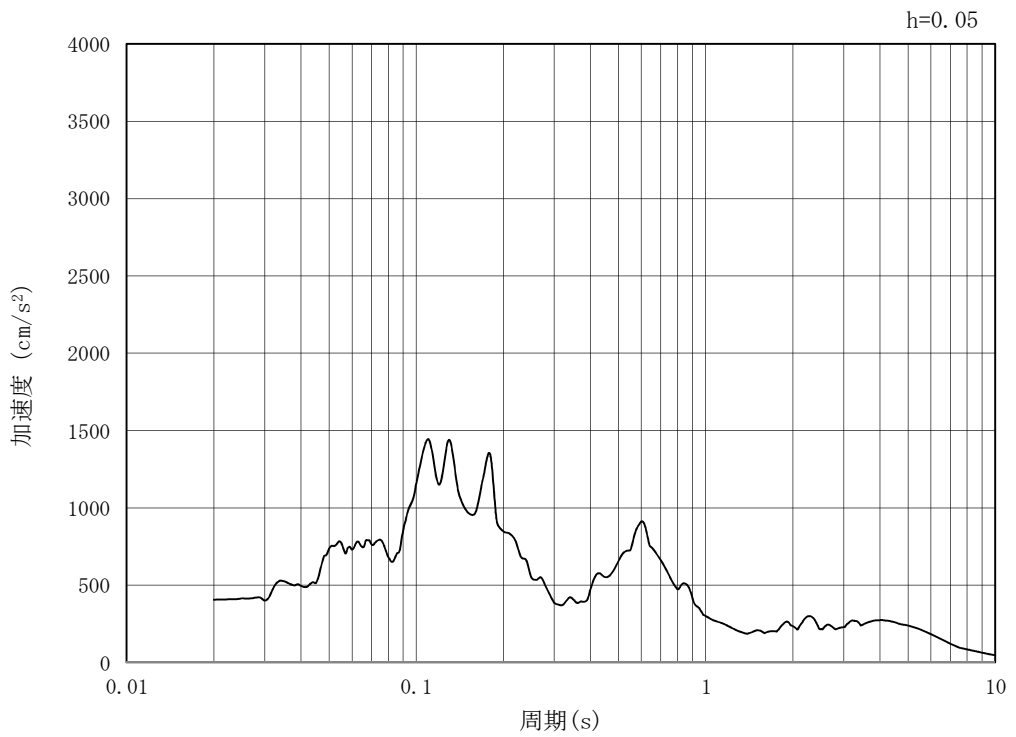
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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 : $S_s - 1.2$)

MAX 406 cm/s^2 (26.41s)



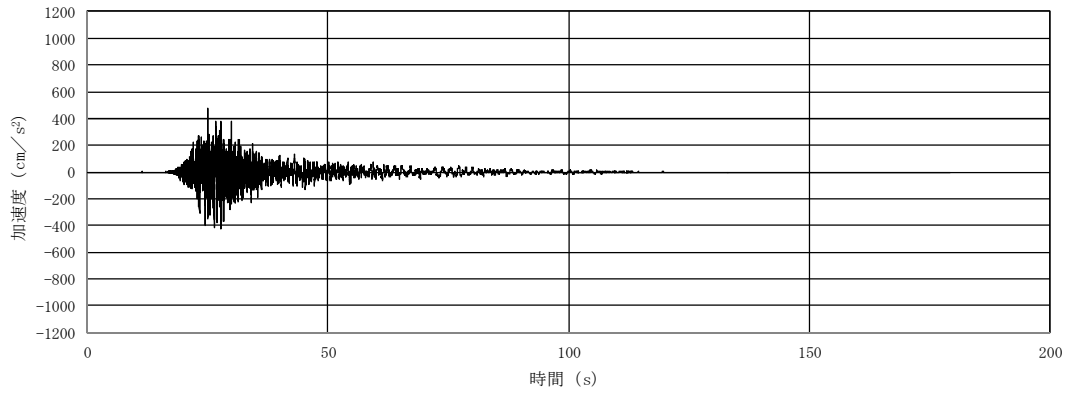
(a) 加速度時刻歴波形



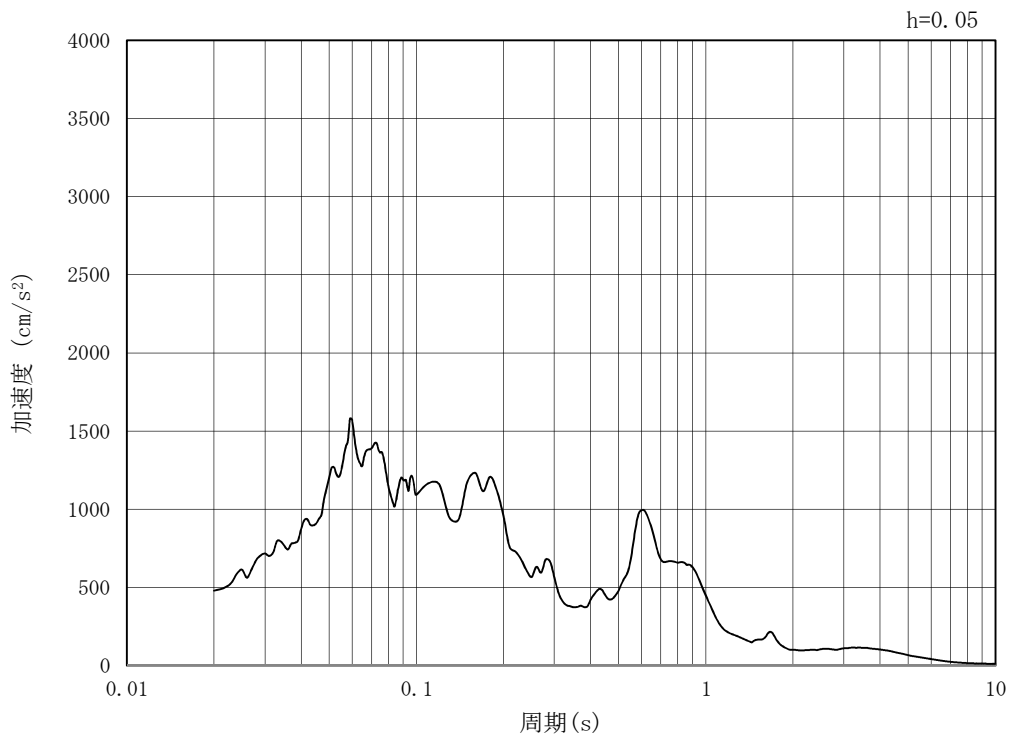
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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)



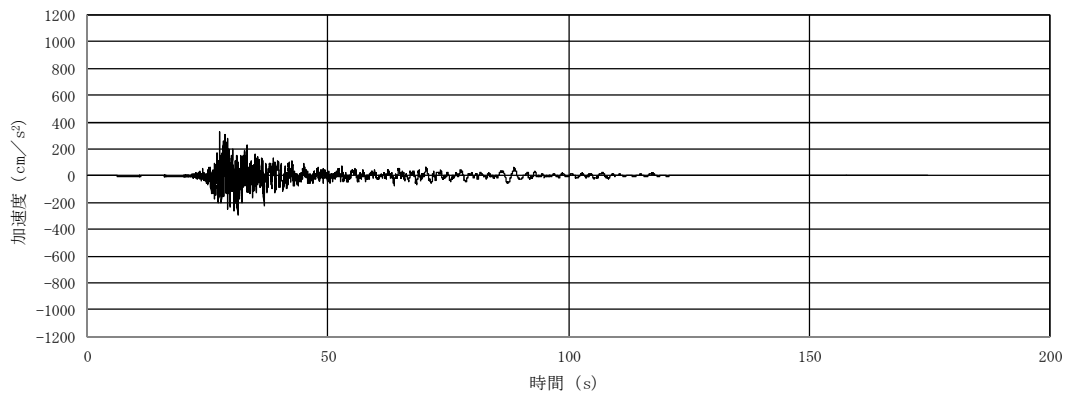
(a) 加速度時刻歴波形



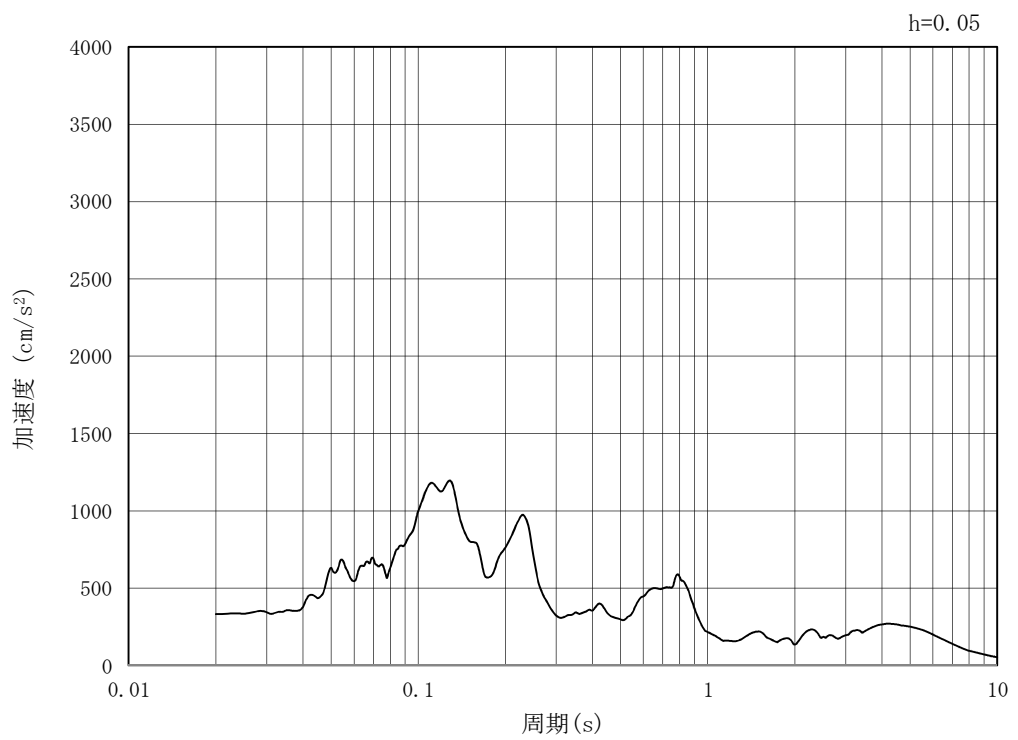
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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/s² (27.56s)



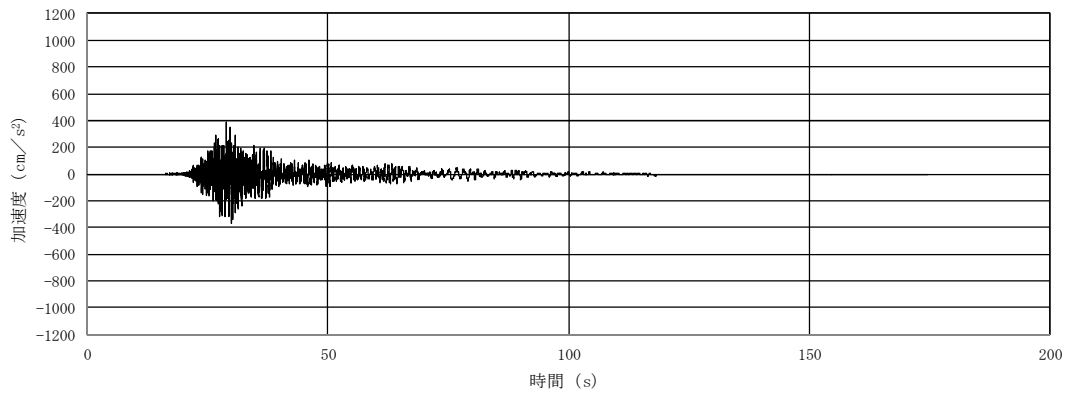
(a) 加速度時刻歴波形



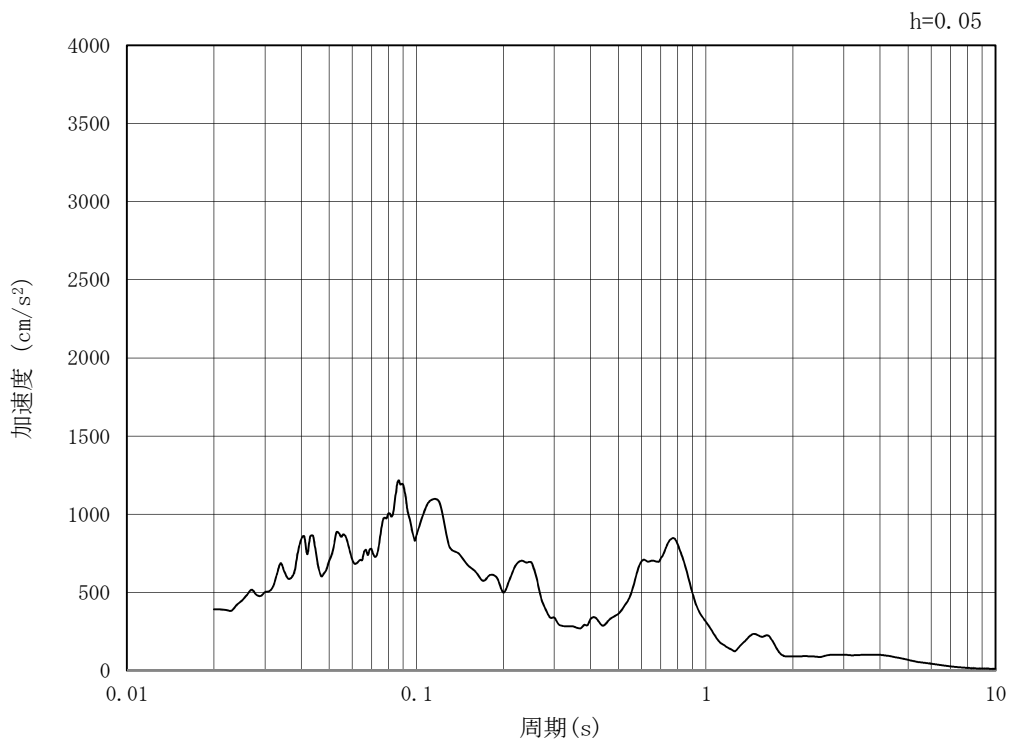
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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 : $S_s - 1.4$)

MAX 391 cm/s^2 (28.99s)



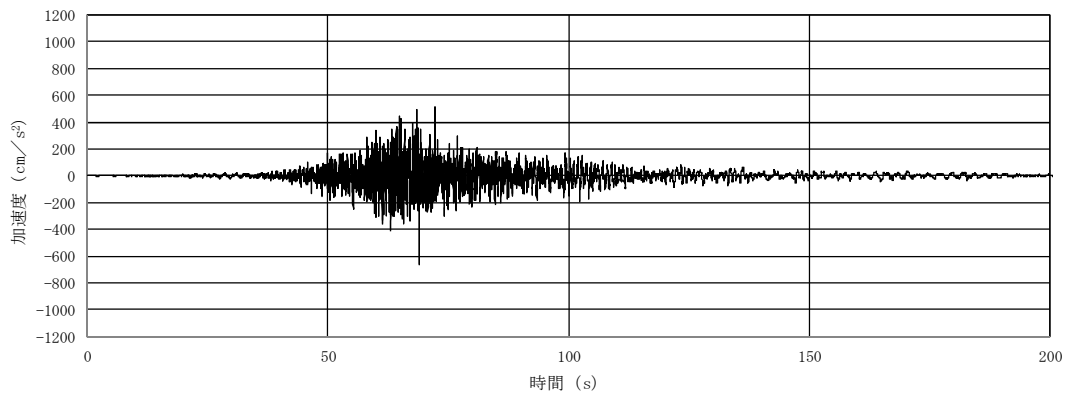
(a) 加速度時刻歴波形



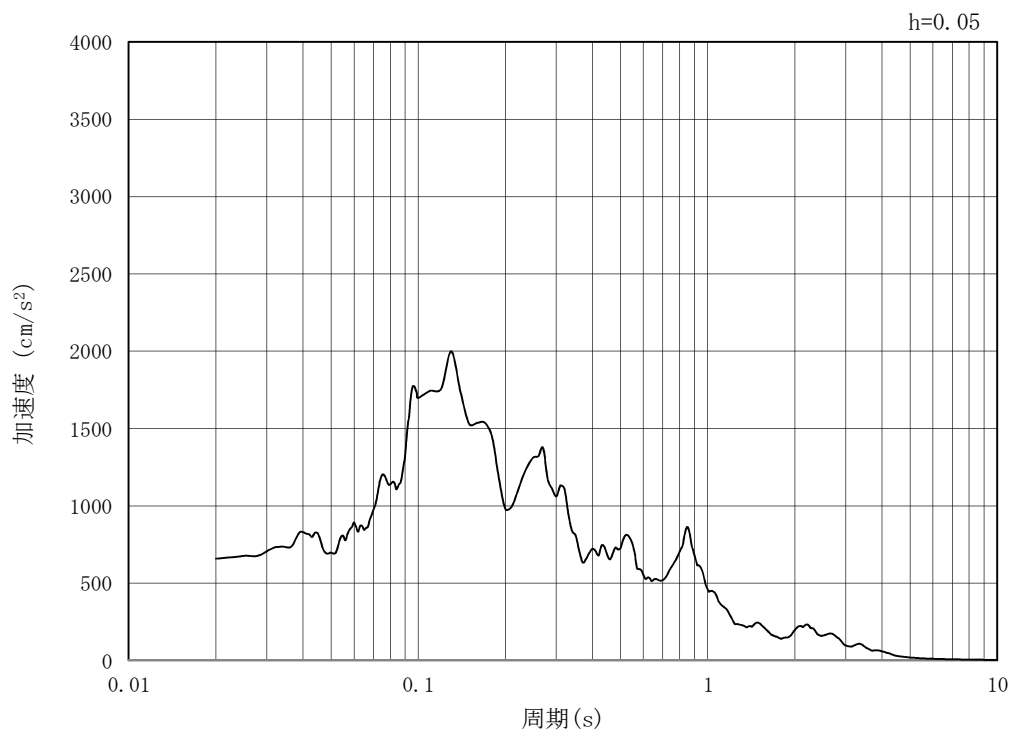
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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 : $S_s - 1.4$)

MAX 659 cm/s^2 (68.87s)



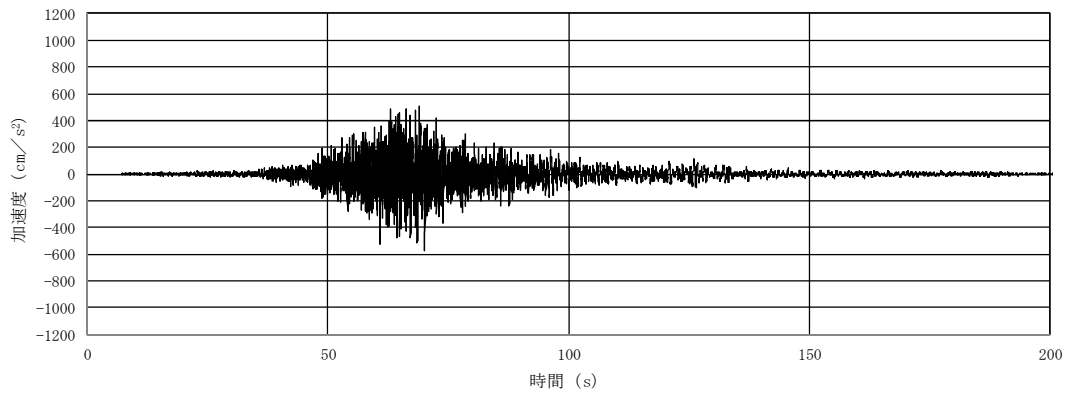
(a) 加速度時刻歴波形



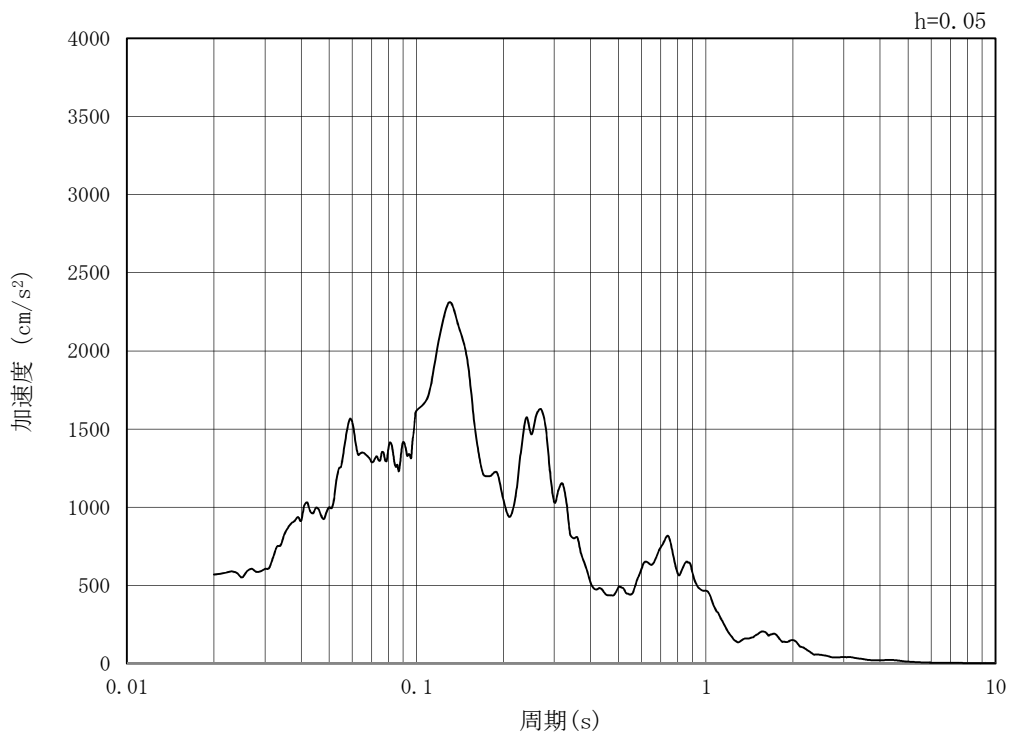
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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)



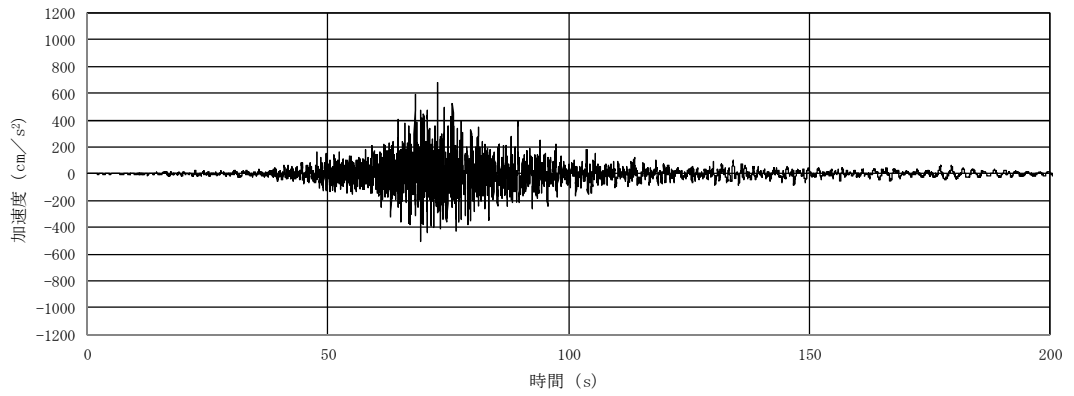
(a) 加速度時刻歴波形



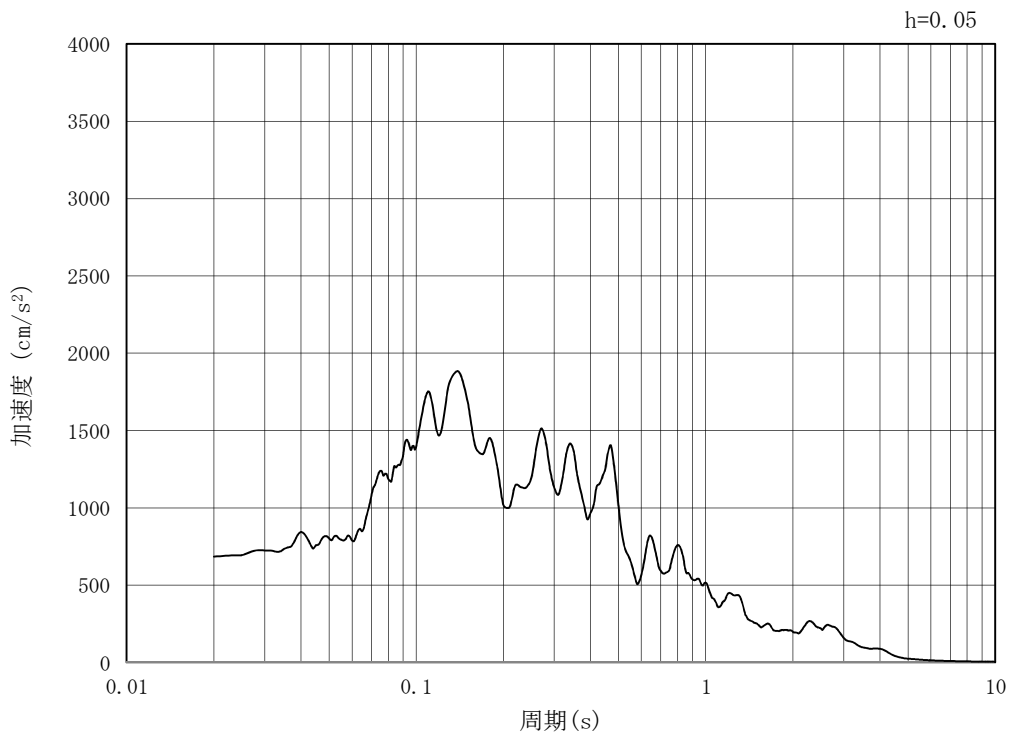
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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)



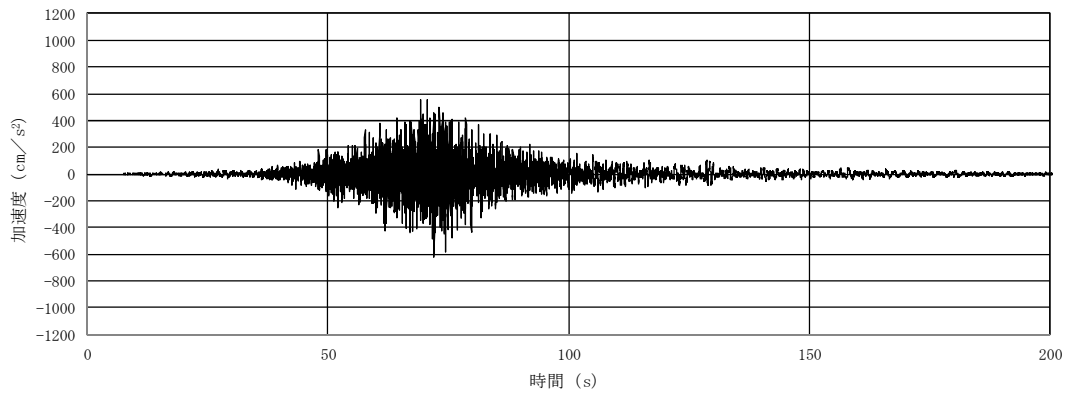
(a) 加速度時刻歴波形



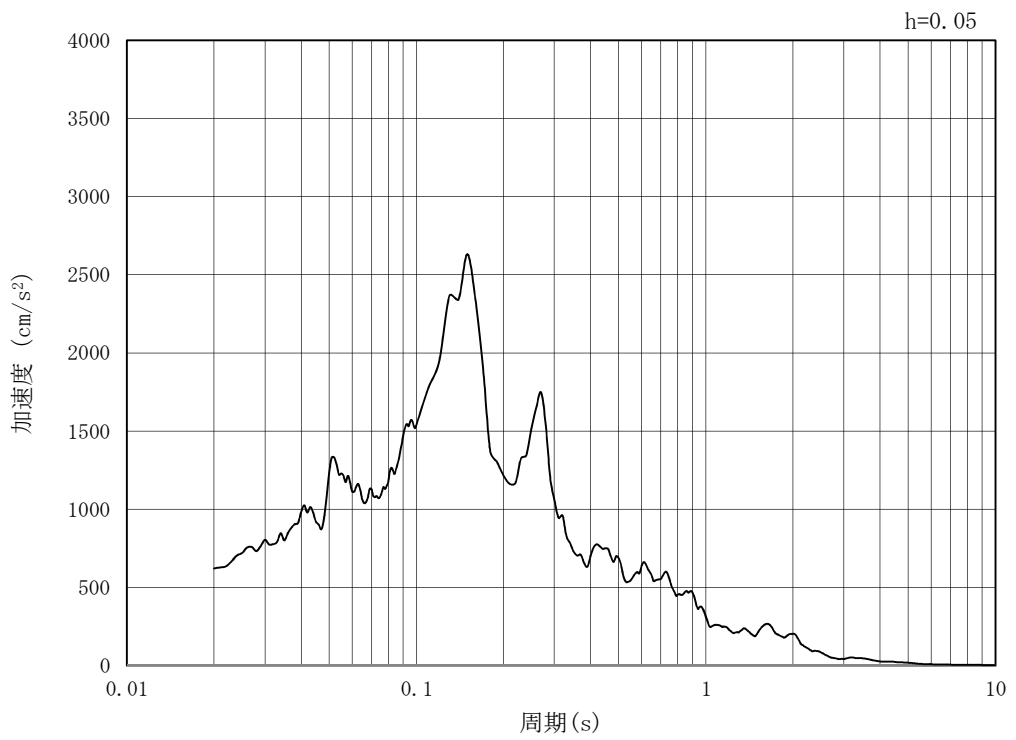
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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 : $S_s - 2.2$)

MAX 621 cm/s^2 (72.1s)



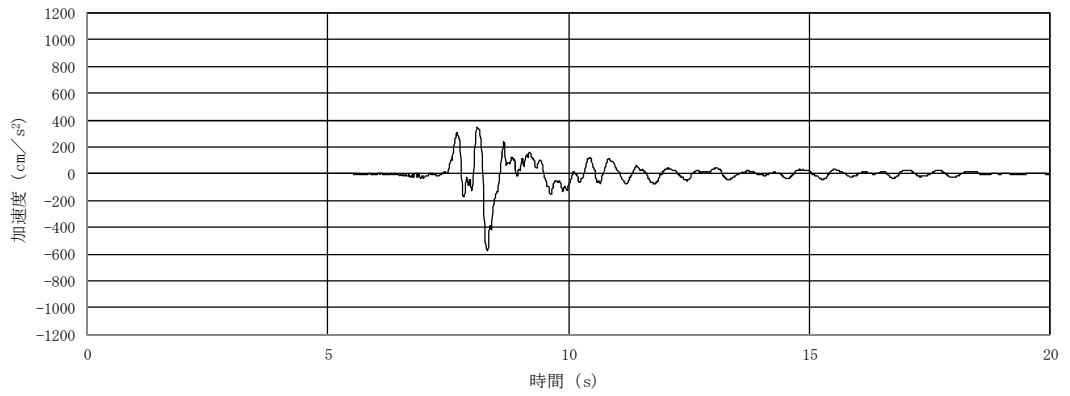
(a) 加速度時刻歴波形



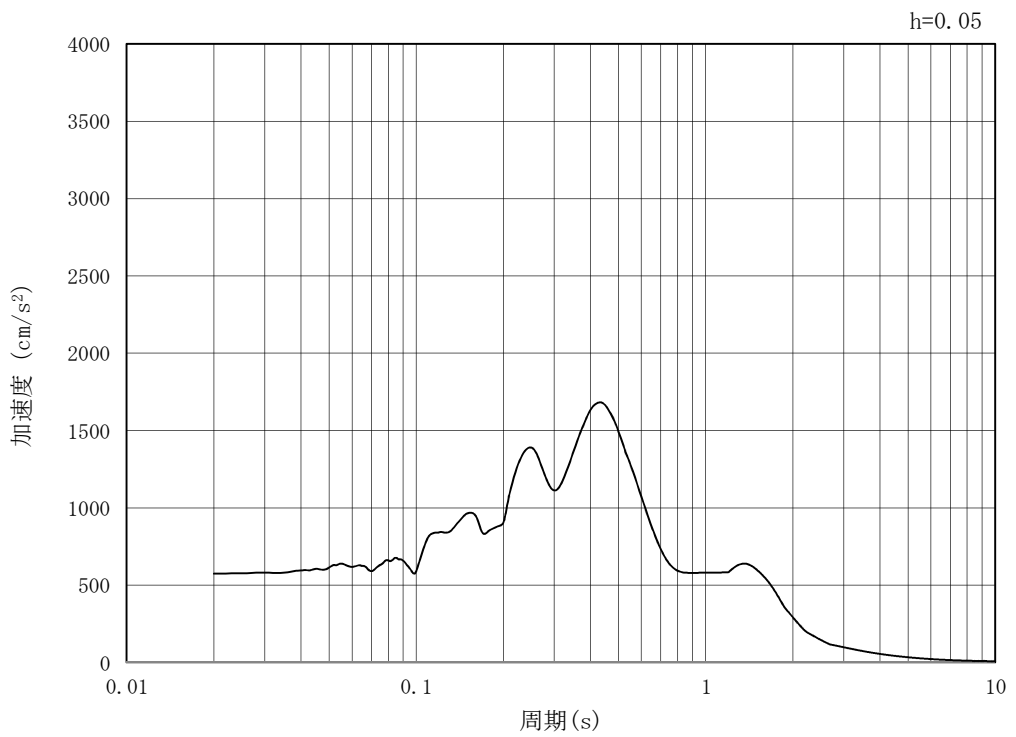
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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: $S_s - 2.2$)

MAX 574 cm/s^2 (8.32s)



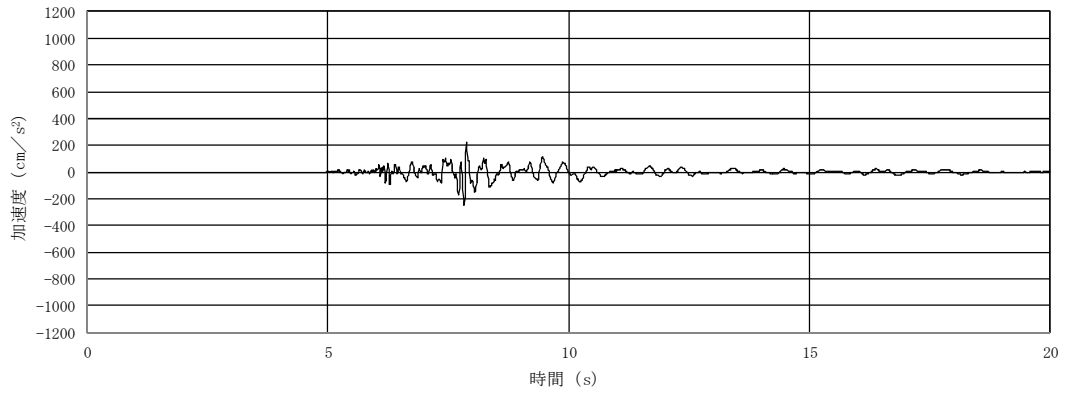
(a) 加速度時刻歴波形



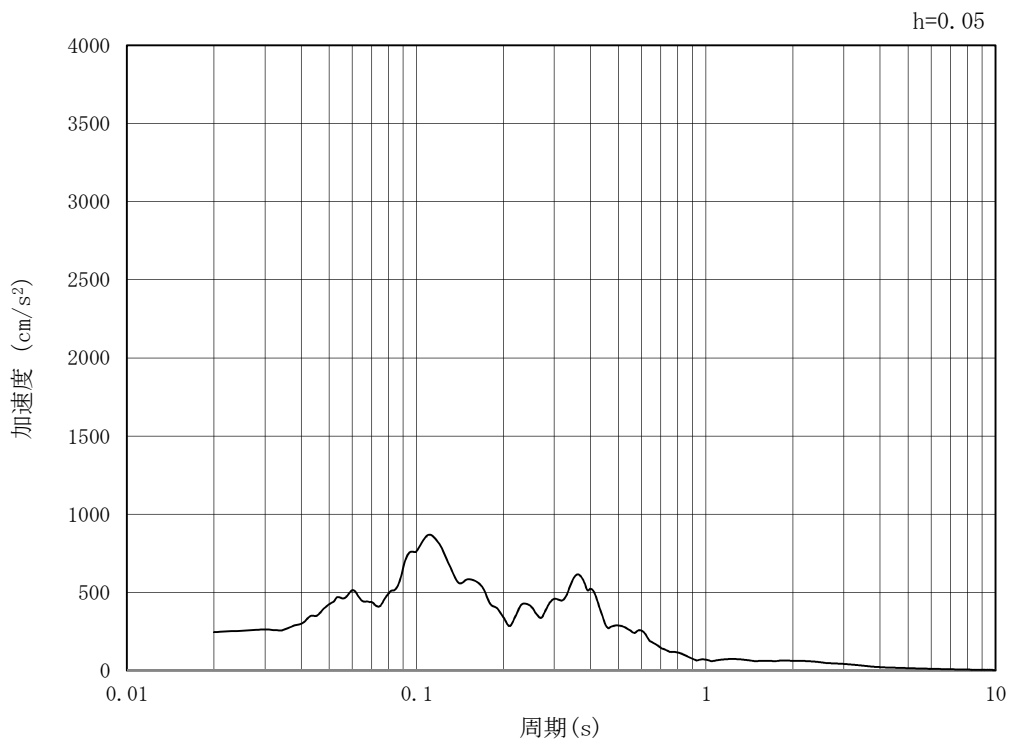
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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/s² (7.83s)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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

(1) 解析モデル領域

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。具体的には、J E A G 4 6 0 1 - 1987 を適用し、図 3.5-1 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物基礎幅の 2 倍以上確保する。

地盤の要素分割については、地盤の波動をなめらかに表現するために、最大周波数 20 Hz 及びせん断波速度 V_s で算定される波長の 5 または 4 分割、すなわち $V_s/100$ または $V_s/80$ を考慮し、要素高さを 1m 程度まで細分割して設定する。

構造物の要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（土木学会原子力土木委員会、2002 年 5 月）に、線材モデルの要素分割については、要素長さを部材の断面厚さまたは有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚さまたは有効高さの 1.0 倍程度まで細分割して設定する。なお、杭の要素分割については、杭に接する地盤の要素分割に合わせて設定する。

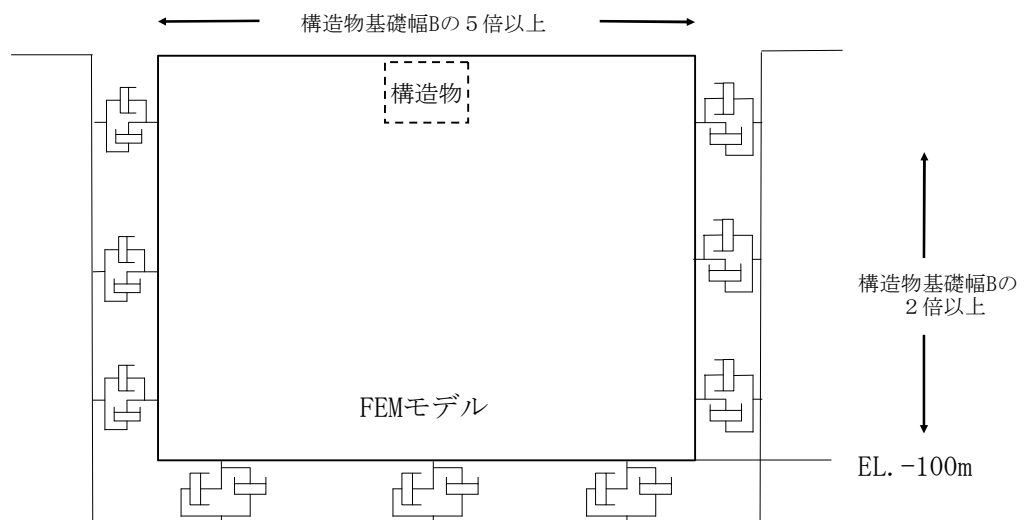


図 3.5-1 モデル範囲の考え方

2次元有効応力解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地層構成を有する1次元地盤モデル（不整形地盤左右端のそれぞれ縦1列の要素列と同じ地層構成で、水平方向に連続することを表現するために循環境界条件を設定したモデル）である。2次元有効応力解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図3.5-2に示す。

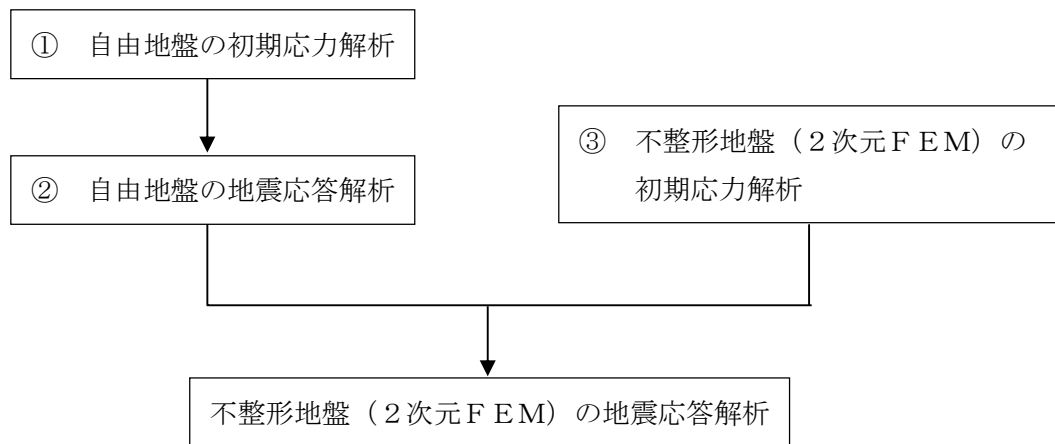


図 3.5-2 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤（2次元FEM）の地震応答解析までのフロー

(2) 境界条件

a. 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.5-3 に示す。

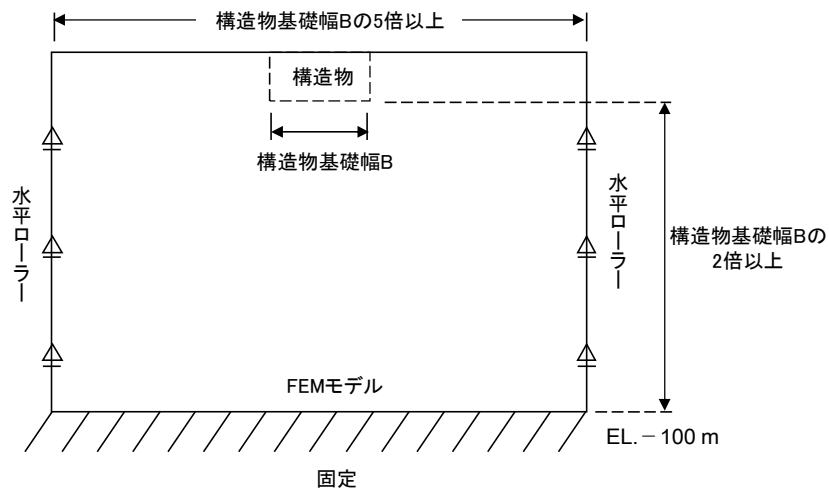


図 3.5-3 固有値解析における境界条件の概念図

b. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.5-4 に示す。

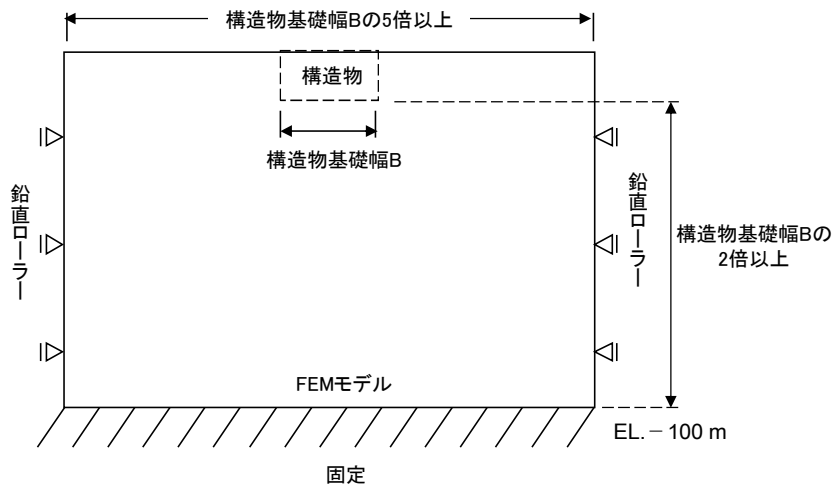


図 3.5-4 初期応力解析における境界条件の概念図

c. 地震応答解析時

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。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。

(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。構造物の要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（土木学会原子力土木委員会，2002年5月）に、線材モデルの要素分割については、要素長さを部材の断面厚さまたは有効高さの2.0倍以下とし、1.0倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚さまたは有効高さの1.0倍程度まで細分割して設定する。なお、杭の要素分割については、杭に接する地盤の要素分割に合わせて設定する。

(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。また、添付書類「V-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に示す有効応力解析用地盤物性値に基づき、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モデルとする。

貯留堰取付護岸の地震応答解析モデルを図3.5-5に示す。

なお、貯留堰の地震応答解析モデル（EW-1）は、貯留堰の直線部を構成する鋼管矢板が7本並ぶ断面となる。この断面における貯留堰については、図3.5-5に示すとおり、貯留堰縦断方向の変形量を適切に評価するために、貯留堰の直線部を構成する7本の鋼管矢板をその中心位置において、鋼管矢板7本分の断面積及び断面2次モーメントを有する1本の線形はり要素によりモデル化する。



図 3.5-5 貯留堰取付護岸の地震応答解析モデル（EW-1）

(5) ジョイント要素の設定

地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設けることにより，強震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は，地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については，常時状態以上の引張荷重が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。せん断方向については，地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合，せん断剛性をゼロとし，すべりを考慮する。図 3.5-6 に，ジョイント要素の考え方を示す。

なお，せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。 c ， ϕ は周辺地盤の c ， ϕ とする。（表 3.5-1 参照）

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで，

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

表 3.5-1 周辺地盤と隣接構造物の境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 (度)	備考
第四紀層	du 層	0	37.3	—
	Ag2 層	0	37.4	—
	Ac 層	0.025	29.1	—
	As 層	0.012	41.0	—
	D2c-3 層	0.026	35.6	—
	D2g-3 層	0	44.4	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—
捨石		0.02	35	—
地盤改良体		$c = 1/2 \times q_u$	0.0	—

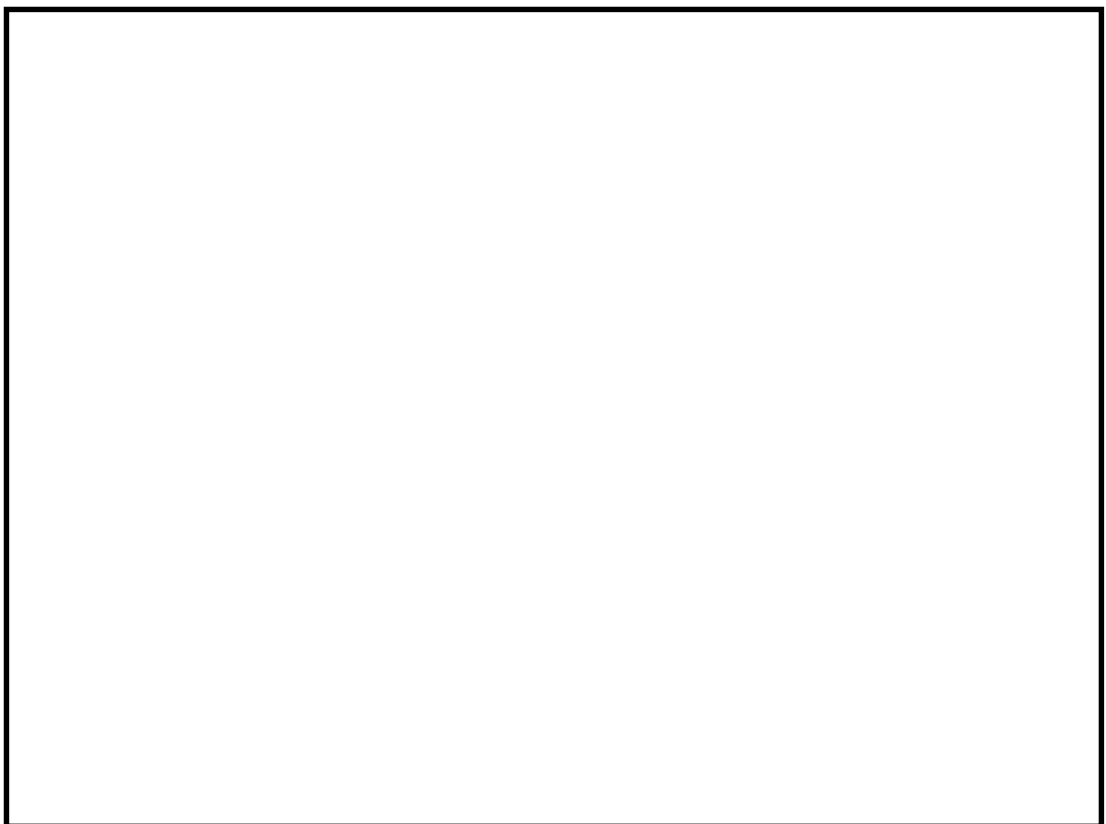
z : 標高 (m)

q_u : 一軸圧縮強さ (N/mm²)

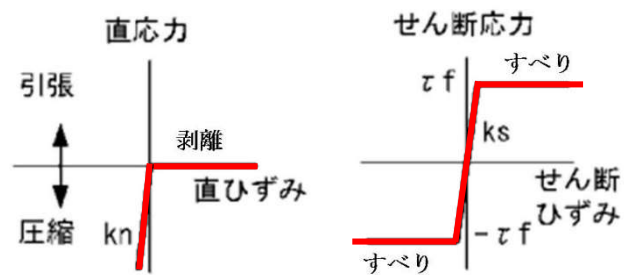
ジョイント要素のばね定数は、数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分に大きい値として、港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター）に従い、表 3.5-2 のとおり設定する。

表 3.5-2 ジョイント要素のばね定数

	せん断剛性 k_s (kN/m^3)	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)
側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6



(a) ジョイント要素配置図 (EW-1)



(b) ジョイント要素の力学的特性

図 3.5-6 ジョイント要素の考え方

(6) 杭－地盤相互作用ばねの設定

地盤と杭の接合面に杭－地盤相互作用ばねを設けることにより，強震時の地盤と杭の接合面における相互作用の3次元効果を2次元モデルで適切に考慮する。

杭－地盤相互作用ばねの杭軸方向については，地盤と杭の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が発生した場合，せん断剛性をゼロとし，すべりを考慮する。図 3.5-7 に杭－地盤相互作用ばねの考え方を示す。

なお，せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。 c ， ϕ は周辺地盤の c ， ϕ とする。（表 3.5-3 参照）

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで，

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

表 3.5-3 周辺地盤と杭の境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 (度)	備考
第四紀層	Ac 層	0.025	29.1	—
	As 層	0.012	41.0	—
	Ag1 層	0	37.4	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—
捨石		0.02	35	—

z : 標高 (m)

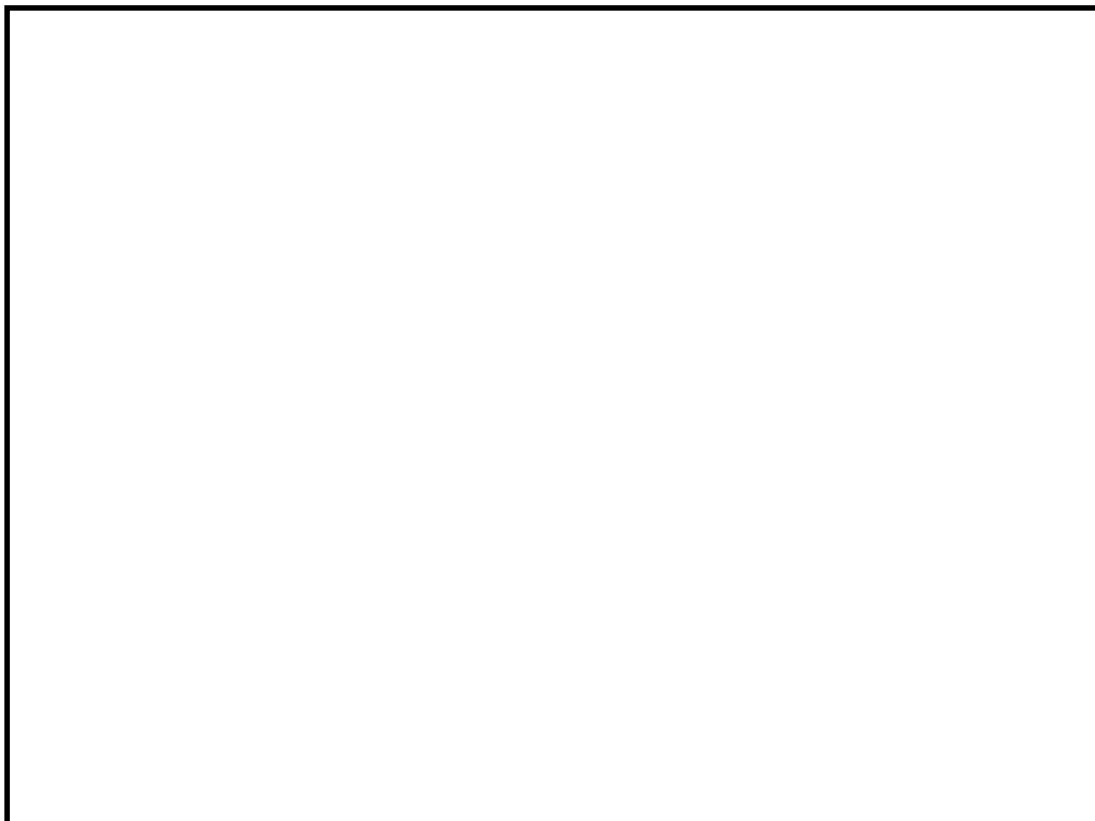
杭－地盤相互作用ばねの杭軸方向のばね定数は，数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として，表 3.5-4 のとおり設定する。

また，杭－地盤相互作用ばねの杭軸直角方向のばね定数については，杭径及び杭間隔より設定される*。

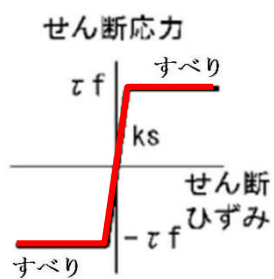
※ FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」

表 3.5-4 杭－地盤相互作用ばねのばね定数

	せん断剛性 k_s (kN/m ³)
杭軸方向	1.0×10^6



(a) 杭-地盤相互作用ばね配置図 (EW-1)



(b) 杭-地盤相互作用ばね (杭軸方向) の力学的特性

図 3.5-7 杭-地盤相互作用ばねの考え方

(7) 杭下端ジョイントばねの設定

杭下端境界部に圧縮応力の上限值を有しないジョイントばねを設けることにより、杭下端における地盤と杭の相互作用を適切に考慮する。

杭下端の杭軸方向について設定するジョイントばねは、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。

杭下端ジョイントばねのばね定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として、表 3.5-5 のとおり設定する。図 3.5-8 に杭下端ジョイントばねの考え方を示す。

表 3.5-5 杭下端ジョイントばねのばね定数

	圧縮剛性 k_v (kN/m)
杭軸方向	1.0×10^6

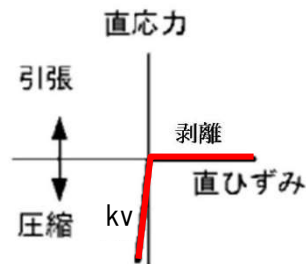


図 3.5-8 杭下端ジョイントばねの考え方

(8) タイ材のモデル化に用いる非線形ばね要素の設定

貯留堰取付護岸を構成するタイ材は、タイ材に生じる引張力が許容限界以下であることを適切に評価できるよう、引張力の上限値を有しない非線形ばね要素によりモデル化する。タイ材をモデル化した非線形ばね要素では、タイ材が常時状態よりもたるむ変形が生じた場合、剛性及び軸力をゼロとし、圧縮力に対しては抵抗しないことを考慮する。

タイ材の非線形ばね要素に用いるばね定数は、タイ材のヤング係数、断面積及びタイ材長さに基づき、表 3.5-6 のとおり設定する。図 3.5-9 にタイ材のモデル化に用いる非線形ばね要素の考え方を示す。

表 3.5-6 タイ材のモデル化に用いる非線形ばね要素のばね定数

	単位	値	備考
ヤング係数 E	N/mm ²	1.86×10^5 *1	
断面積 A	m ²	6.91×10^{-4} *2	
タイ材長さ L	m	15.0	
ばね定数 K	kN/m	8568	算定式： $K = E \times A / L$

- 注記 *1：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）
- *2：ダ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）

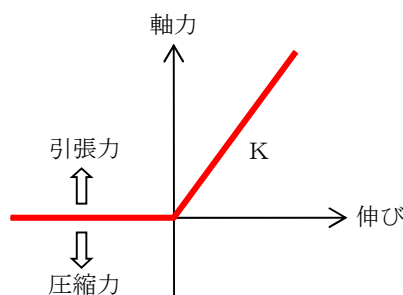


図 3.5-9 タイ材のモデル化に用いる非線形ばね要素の考え方

(9) 減衰定数

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下のRayleigh減衰にて与える。なお、Rayleigh減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。

有効応力解析では、時系列で地盤の1次固有振動数が低振動数側へシフトして行くことから、Rayleigh減衰の係数 α 、 β の両方を用いると、質量比例項の減衰 α [M]の影響により、有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方、有効応力解析における低振動数帯で減衰 α [M]の影響がない剛性比例型減衰では、地盤の1次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い、1次固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。

ゆえに、有効応力解析では、地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う1次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて、1次固有振動モードに対する減衰定数として、初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し、地盤応答の適切な評価が行えるように、低振動数帯で減衰 α [M]の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

ここで、

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α, β : 係数

係数 α 、 β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

ここで、

f : 固有値解析により求められる1次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は1%（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として1%を採用している）とする。また、線形材料としてモデル化する鋼材の減衰定数は3%（道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（平成14年3月））とする。

図3.5-10にRayleigh減衰の設定フローを、表3.5-7に固有値解析結果を示す。

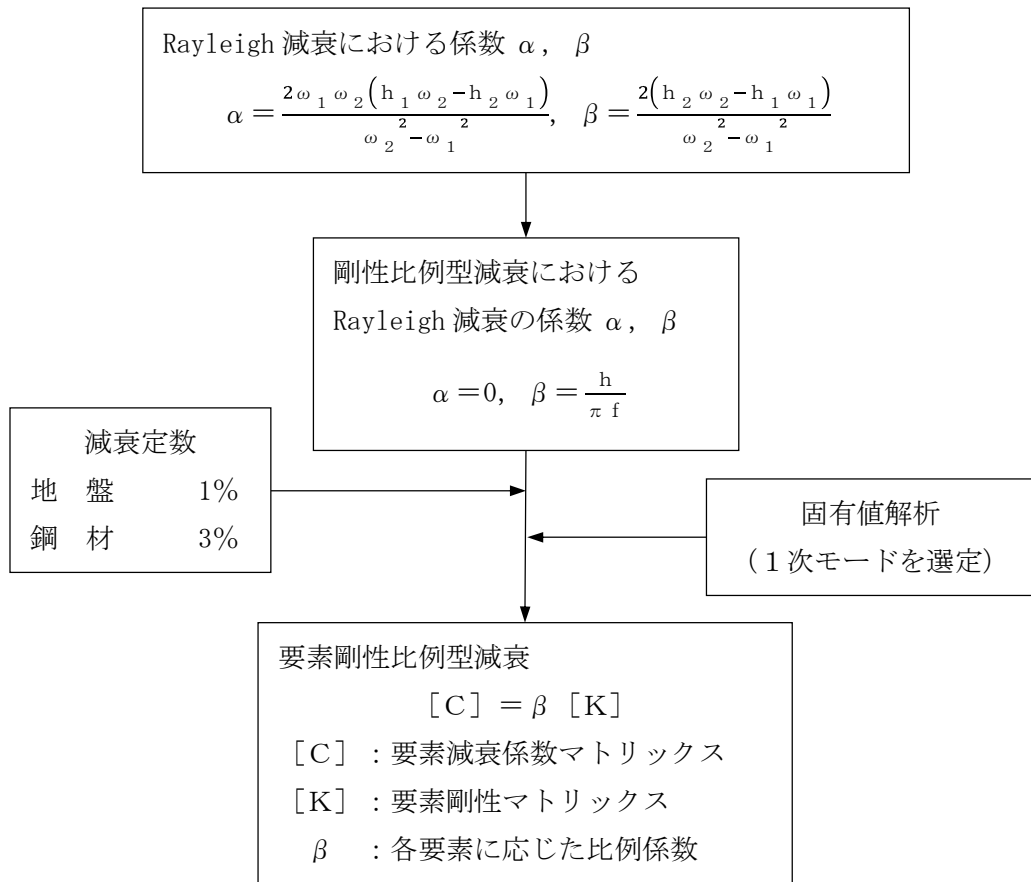


図 3.5-10 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3.5-7 (1) 固有値解析結果

(EW-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)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.519	-62.43	—
2	0.633	236.02	地盤の1次として採用
3	0.820	144.42	—
4	0.928	-138.28	構造物の1次として採用
5	0.995	85.99	—
6	1.060	-103.33	—
7	1.273	39.94	—
8	1.333	-34.00	—
9	1.355	-38.14	—

表 3.5-7 (2) 固有値解析結果

(EW-1 断面 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.555	-67.36	—
2	0.685	-248.16	地盤の1次として採用
3	0.885	162.78	—
4	1.006	-141.10	構造物の1次として採用
5	1.064	91.78	—
6	1.157	-87.74	—
7	1.384	-30.20	—
8	1.442	4.84	—
9	1.472	-61.18	—

表 3.5-7 (3) 固有値解析結果

(EW-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)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.480	-53.98	—
2	0.579	224.73	地盤の1次として採用
3	0.751	125.42	—
4	0.846	136.47	構造物の1次として採用
5	0.919	-65.96	—
6	0.964	120.03	—
7	1.161	49.71	—
8	1.208	-36.87	—
9	1.243	16.33	—

表 3.5-7 (4) 固有値解析結果

(EW-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)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.512	-56.24	—
2	0.605	-233.26	地盤の1次として採用
3	0.777	138.29	—
4	0.896	145.85	構造物の1次として採用
5	0.982	71.93	—
6	1.014	109.85	—
7	1.201	12.87	—
8	1.230	58.81	—
9	1.283	40.92	—

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5-8 に、材料の物性値を表 3.5-9 に示す。

表 3.5-8 使用材料

諸元		
鋼矢板	貯留堰取付護岸	前面鋼矢板 S P - V 型 ^{*1} (SY295) 控え工鋼矢板 S P - IV 型 ^{*1} (SY295)
タイ材	貯留堰取付護岸	F130T (ダブル) ^{*2}
鋼管矢板	貯留堰	φ 2000 mm (SM570) t=40 mm ^{*3}

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。

表 3.5-9 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（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）

*2：道路橋示方書（V 耐震設計編）・同解説（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 地盤及び地盤改良体物性値

地盤の物性値を表 3.5-10 に示す。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、地盤改良体（セメント改良）については、一軸圧縮強度に対応した、添付書類「V-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に示す地盤改良体（セメント改良）の物性値を設定する。

表 3.5-10 (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）						
				f1	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

表 3.5-10 (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	1m	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
強度特性	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)

表 3.5-10 (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_D (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 G _{0a} (kN/m ²)	基準体積 弾性係数 K _{0a} (kN/m ²)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m ²)	拘束圧 依存係数 m ₀ , m _k	最大履歴 減衰率 h _{max} (-)	動ポアソン比 ν^d	確密波 速度V _p (m/s)	1000*V _p
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	1,640,000
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	1,644,000
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	1,648,000
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	1,651,000
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	1,651,000
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	1,655,000
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	1,638,000
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	1,642,000
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	1,642,000
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	1,646,000
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	1,650,000
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	1,653,000
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	1,657,000
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	1,657,000
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	1,661,000
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	1,644,000
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	1,648,000
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	1,648,000
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	1,652,000
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	1,656,000
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	1,659,000
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	1,663,000
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	1,671,000
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	1,654,000
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	1,662,000
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	1,665,000
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	1,673,000
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	1,680,000
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	1,664,000
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	1,672,000
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	1,675,000
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	1,683,000
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	1,667,000
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	1,675,000
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	1,678,000
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	1,685,000
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	1,689,000
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	1,678,000
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	1,681,000
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	1,688,000
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	1,696,000
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	1,699,000
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	1,688,000
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	1,692,000
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	1,699,000
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	1,702,000
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	1,709,000
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	1,695,000
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	1,702,000
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	1,705,000
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	1,712,000
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	1,719,000
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	1,705,000
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	1,712,000
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	1,716,000
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	1,723,000
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	1,726,000
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	1,726,000
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	1,736,000
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	1,736,000
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	1,733,000
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	1,737,000
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	1,754,000
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	1,758,000

表 3.5-10 (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/mm ² の場合)	一軸圧縮強度 (>8.5N/mm ² の場合)
物理特性	密度 ρ_t (g/cm ³)	改良対象の原地盤の平均密度×1.1	
	静弾性係数 (N/mm ²)	581	2159
静的変形特性	静ポアソン比 ν_s	0.260	
	初期せん断剛性 G_0 (N/mm ²)	$G_0 = \rho_t / 1000 \times V_s^2$ $V_s = 147.6 \times q_u^{0.417} \text{ (m/s)}$ $q_u : \text{地盤改良体の一軸圧縮強度 (kgf/cm}^2\text{)}$	
動的変形特性	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 $G/G_0 \sim \gamma$	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.000537}$ $\gamma : \text{せん断ひずみ (-)}$	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.001560}$ $\gamma : \text{せん断ひずみ (-)}$
	減衰定数 $h \sim \gamma$	$h = 0.152 \frac{\gamma / 0.000537}{1 + \gamma / 0.000537}$ $\gamma : \text{せん断ひずみ (-)}$	$h = 0.178 \frac{\gamma / 0.001560}{1 + \gamma / 0.001560}$ $\gamma : \text{せん断ひずみ (-)}$
	ピーク強度 C (N/mm ²)	$C = q_u / 2$ $q_u : \text{地盤改良体の一軸圧縮強度 (N/mm}^2\text{)}$	
強度特性	残留強度 τ_0 (N/mm ²)	粘着力 $C = 0$ (N/mm ²) 内部摩擦角 $\phi = 29.1$ (度)	
	引張強度 σ_t (N/mm ²)	下記の式を用いて、 $\sigma_t (=s_t)$ を求める。 $q_u = \frac{s_t \cdot q_u}{\sqrt{s_t \cdot (q_u - 3s_t)}}$ $s_t (= \sigma_t) : \text{地盤改良体の引張強度 (N/mm}^2\text{)}$ $q_u : \text{地盤改良体の一軸圧縮強度 (N/mm}^2\text{)}$	

表 3.5-10 (5) 解析に用いる地盤改良体 (セメント改良) の一軸圧縮強度

		一軸圧縮強度 (N/mm ²)
地盤改良体 (セメント改良) 新設		1.0
地盤改良体 (セメント改良) 既設	砂質土	3.0
	粘性土	1.0

3.5.4 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

3.6 解析ケース

貯留堰取付護岸の耐震設計における検討ケースを表 3.6-1 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、①の検討ケース（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の検討ケースにおいて、各照査値が最も厳しい地震動を用い、②～⑥の検討ケースを実施する。最も厳しい地震動の選定は、照査値 1.0 に対して 2 倍の余裕となる照査値 0.5 以上を相対的に厳しい地震動の選定の目安として実施する。

②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フローを図 3.6-1 に示す

表 3.6-1 貯留堰取付護岸の耐震設計における検討ケース

検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
地盤剛性の設定		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
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
地震波 (位相)	S_s-D1	(H+V+)	実施				
		(H+V-)	実施				
		(H-V+)	実施				
		(H-V-)	実施				
	S_s-11		実施				
	S_s-12		実施				
	S_s-13		実施				
	S_s-14		実施				
	S_s-21		実施				
	S_s-22		実施				
S_s-31	(H+V+)	実施					
	(H-V+)	実施					

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より追加検討ケースを実施する。

構築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。

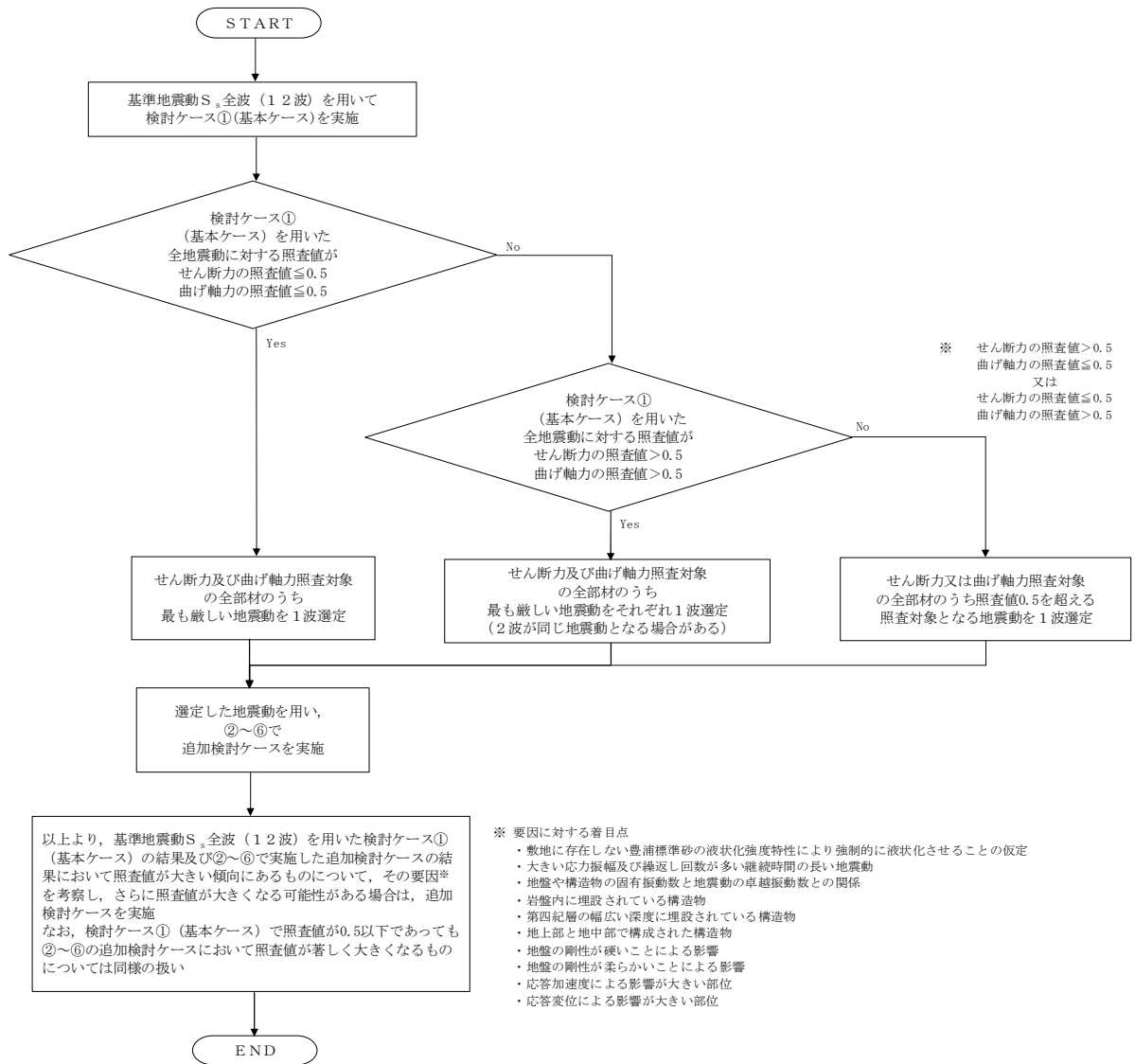


図 3.6-1 ②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フロー

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) 構造部材の健全性評価

構造部材の健全性評価に係る評価対象部位は、前面鋼矢板、控え工鋼矢板及びタイ材とする。

(2) 構造物の変形性評価

構造物の変形性評価に係る評価対象部位は、前面鋼矢板とする。

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)

積雪荷重については、「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則 第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm 当たりの荷重を $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$ として、積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は 600 N/m^2 であるが、地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である 0.21 kN/m^2 を考慮する。

積雪荷重は構造物上面に付加質量として考慮する。

4.2.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4.2-1 及び表 4.2-2 に示す。

表 4.2-1 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

表 4.2-2 荷重の組合せ

種別	荷重		算定方法
永久荷重	固定荷重	躯体自重	○ ・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	— ・機器・配管設備はないことから、考慮しない。
		土被り荷重	○ ・常時応力解析により設定する。
		上載荷重	— ・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○ ・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○ ・地下水面及び海水面に応じた静水圧として設定する。 ・地下水及び海水の密度を考慮する。
	内水圧		— ・内水圧を考慮する構造形式ではないことから、考慮しない。
変動荷重	積雪荷重		○ ・積雪荷重を考慮する。
	風荷重		— ・変形に対して抵抗側に作用するため、考慮しない。
	積雪荷重及び風荷重以外		— ・積雪荷重及び風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動	○	・基準地震動 S_s による水平・鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動	○	・躯体の慣性力、動土圧を考慮する。
	動水圧	○	・水位条件、密度は、永久荷重と同様とする。

4.3 許容限界

許容限界は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

4.3.1 構造部材の健全性に対する許容限界

(1) 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，表 4.3-1 のとおり設定する。

表 4.3-1 鋼矢板（既設）の許容限界

評価項目			許容限界
前面鋼矢板	S P - V 型 SY295	全塑性モーメント M_p	884 kN・m *1
控え工鋼矢板	S P - 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）

(2) タイ材

貯留堰取付護岸のタイ材（既設）の許容限界は、「ダ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，表 4.3-2 のとおり設定する。

表 4.3-2 タイ材（既設）の許容限界

評価項目			許容限界
タイ材	F130T（ダブル）	引張強さ T_{us}	1281 kN *2

注記 *2：ダ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）

4.3.2 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。表 4.3-3 に前面鋼矢板（既設）の変形量の許容限界を示す。

表 4.3-3 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」により得られる照査用応答値が「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。

4.4.1 構造部材の健全性評価

鋼矢板の曲げモーメント及び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曲げモーメント及び引張力が許容限界以下であることを確認する。

4.4.2 構造物の変形性評価

(1) 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。

(2) 評価方法

変位方向の定義を示した図 4.4-1 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 δy (+) が許容限界以下であることを確認する。

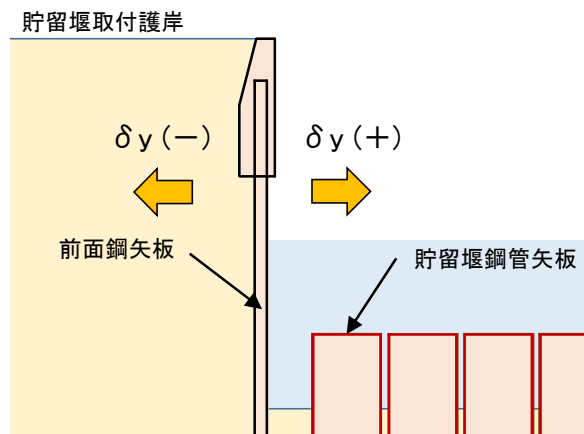


図 4.4-1 変位方向の定義

4.5 解析モデル及び諸元

貯留堰取付護岸は、線形はり要素及び非線形ばね要素によりモデル化する。構造物の要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（土木学会原子力土木委員会，2002年5月）に、線材モデルの要素分割については、要素長さを部材の断面厚さまたは有効高さの2.0倍以下とし、1.0倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚さまたは有効高さの1.0倍程度まで細分割して設定する。なお、杭の要素分割については、杭に接する地盤の要素分割に合わせて設定する。

5. 評価結果

5.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として「断面力分布」，「最大せん断ひずみ分布」，「過剰間隙水圧比分布」及び「最大加速度分布」を示す。

(1) 断面力分布

耐震評価においては，「5.20 津波防護施設の耐震評価における追加検討ケースの選定について」に基づき，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した。

表 5.1-1，表 5.1-2 及び表 5.1-3 に，2次元有効応力解析の実施ケース及び鋼矢板の曲げモーメント，タイ材の引張力に対する照査値を示す。

EW-1 断面における基準地震動 S_s による貯留堰取付護岸に発生する断面力（鋼矢板の曲げモーメント）の分布を図 5.1-1 に示す。本図は鋼矢板の曲げモーメント照査において照査値が最も厳しくなる時刻における断面力分布を示したものである。

表 5.1-1 EW-1 前面鋼矢板の曲げモーメントに対する検討ケースと照査値

地震動 \ 検討ケース		曲げモーメント照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.47					
	H+, V-	0.55				0.57	
	H-, V+	0.52					
	H-, V-	0.59	0.57	0.61	0.61	0.64	0.63
S _s -11		0.38					
S _s -12		0.49					
S _s -13		0.48					
S _s -14		0.40					
S _s -21		0.43					
S _s -22		0.49					
S _s -31	H+, V+	0.44					
	H-, V+	0.38					

表 5.1-2 EW-1 控え工鋼矢板の曲げモーメントに対する検討ケースと照査値

地震動 \ 検討ケース		曲げモーメント照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.04					
	H+, V-	0.05				0.05	
	H-, V+	0.05					
	H-, V-	0.05	0.04	0.05	0.05	0.05	0.05
S _s -11		0.03					
S _s -12		0.04					
S _s -13		0.04					
S _s -14		0.03					
S _s -21		0.04					
S _s -22		0.05					
S _s -31	H+, V+	0.04					
	H-, V+	0.04					

表 5.1-3 EW-1 タイ材の引張力に対する検討ケースと照査値

地震動 \ 検討ケース		引張力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.37					
	H+, V-	0.40				0.41	
	H-, V+	0.44					
	H-, V-	0.40	0.40	0.41	0.40	0.44	0.44
S _s -11		0.30					
S _s -12		0.30					
S _s -13		0.30					
S _s -14		0.28					
S _s -21		0.31					
S _s -22		0.39					
S _s -31	H+, V+	0.29					
	H-, V+	0.32					

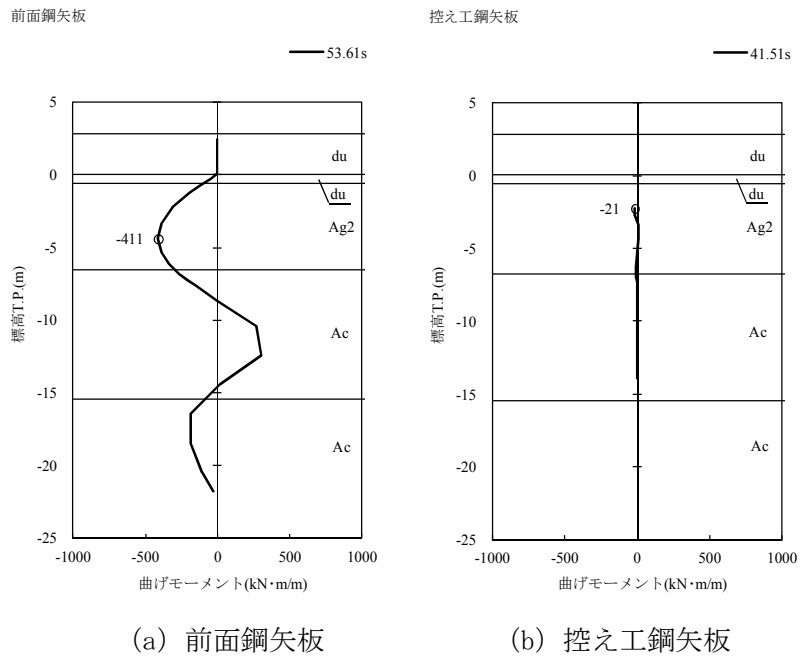


図 5.1-1 (1) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - D 1 (H+, V+)$)
 (EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

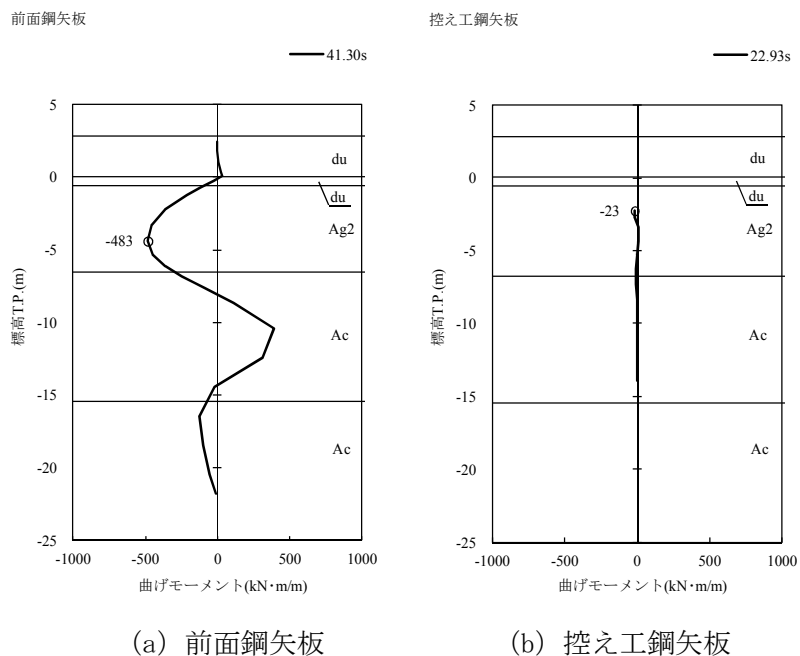


図 5.1-1 (2) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - D 1 (H+, V-)$)
 (EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

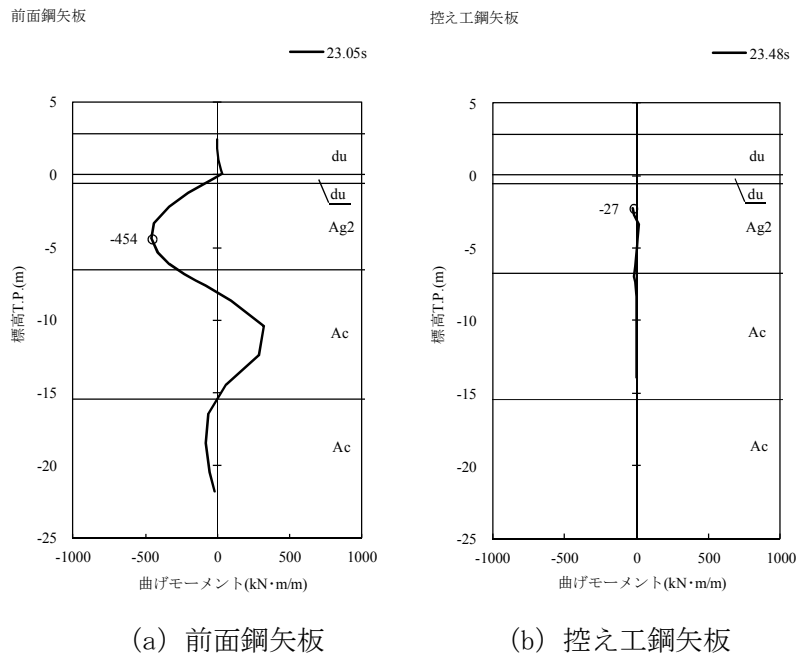


図 5.1-1 (3) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - D 1 (H-, V+)$)
 (EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

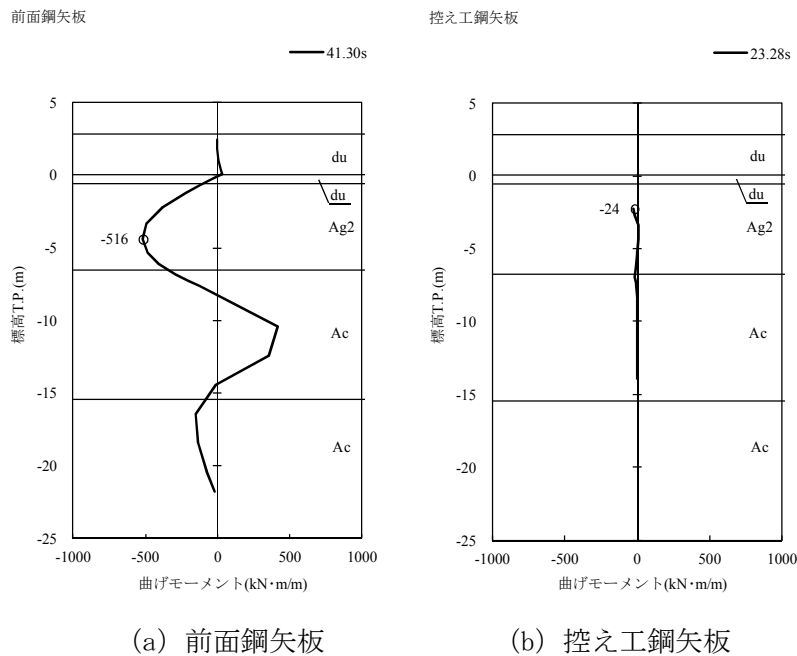


図 5.1-1 (4) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - D 1 (H-, V-)$)
 (EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

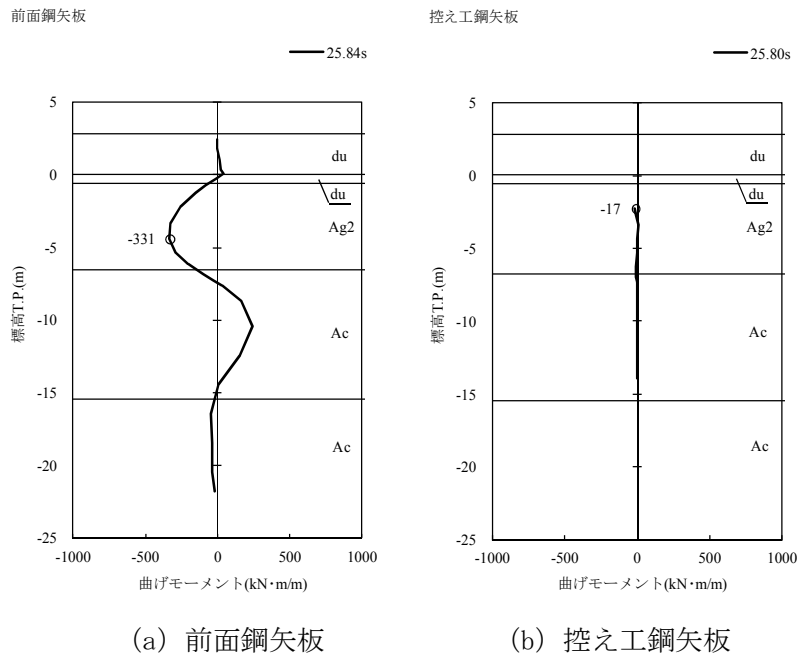


図 5.1-1 (5) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - 1 1$)
 (EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

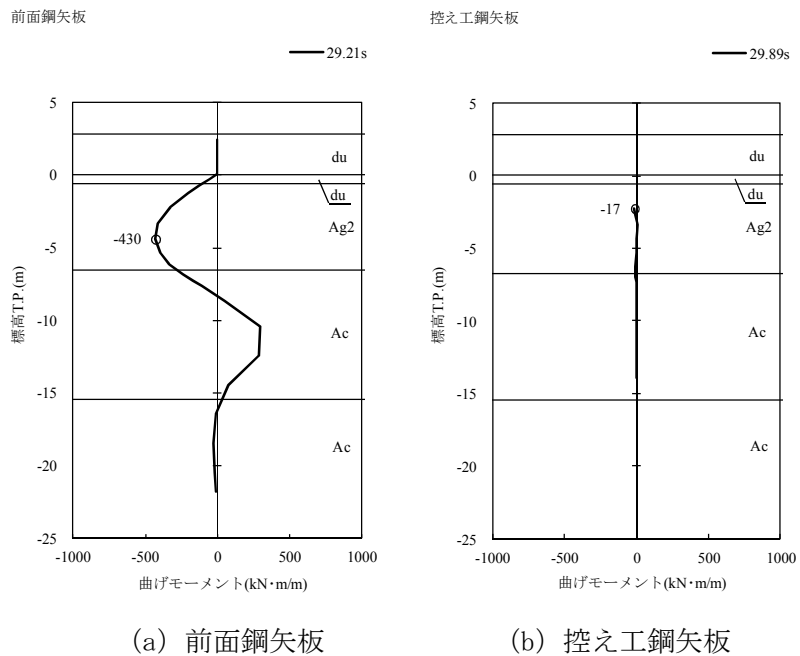


図 5.1-1 (6) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - 1 2$)
 (EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

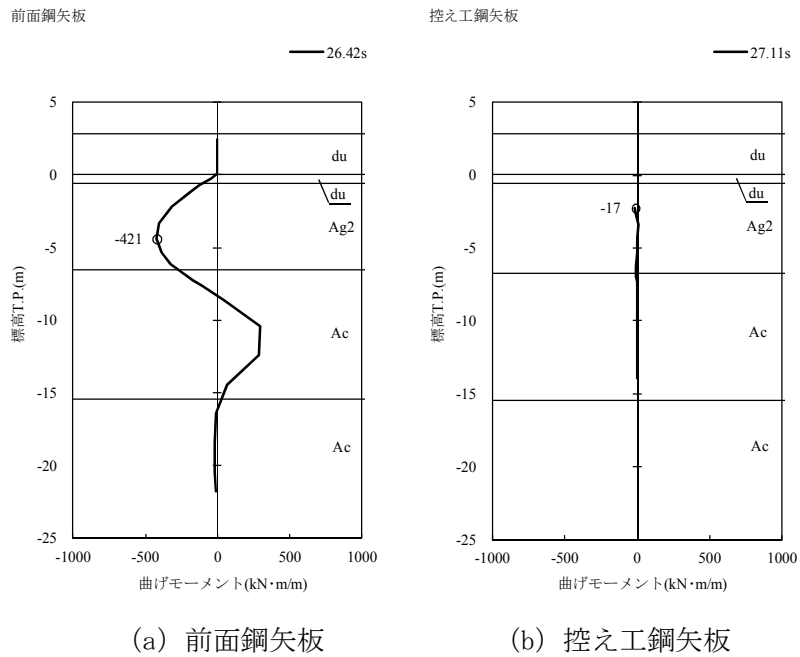


図 5.1-1 (7) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - 13$)
 (EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

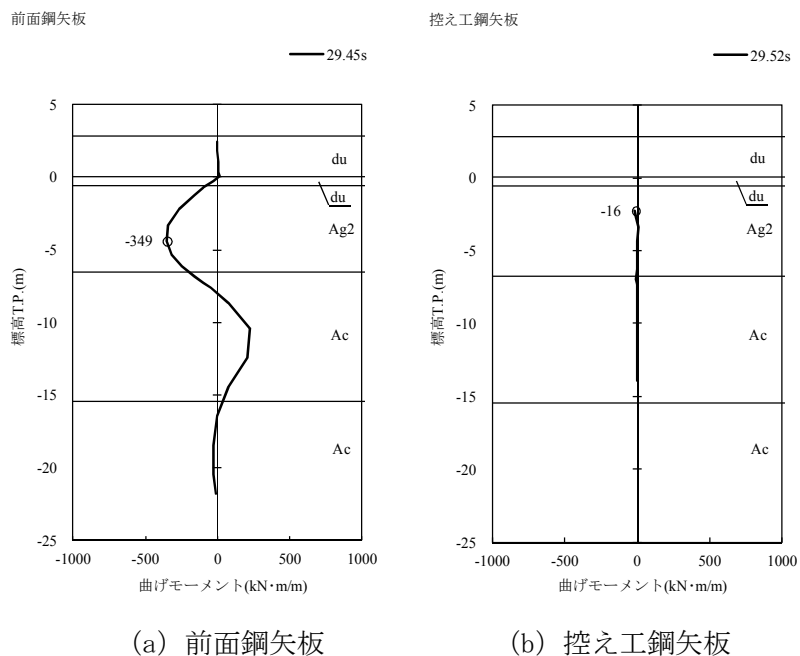


図 5.1-1 (8) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - 14$)
 (EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

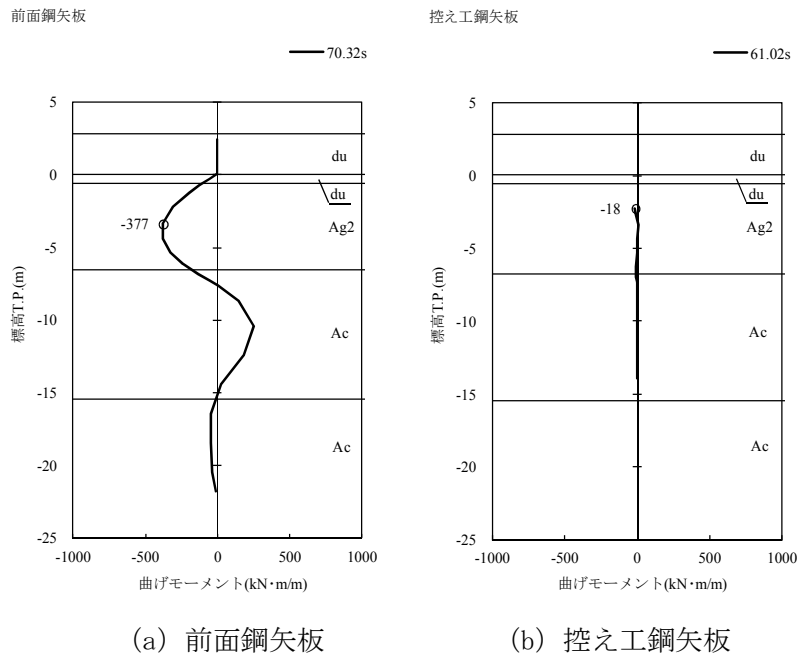


図 5.1-1 (9) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - 2 1$)
 (EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

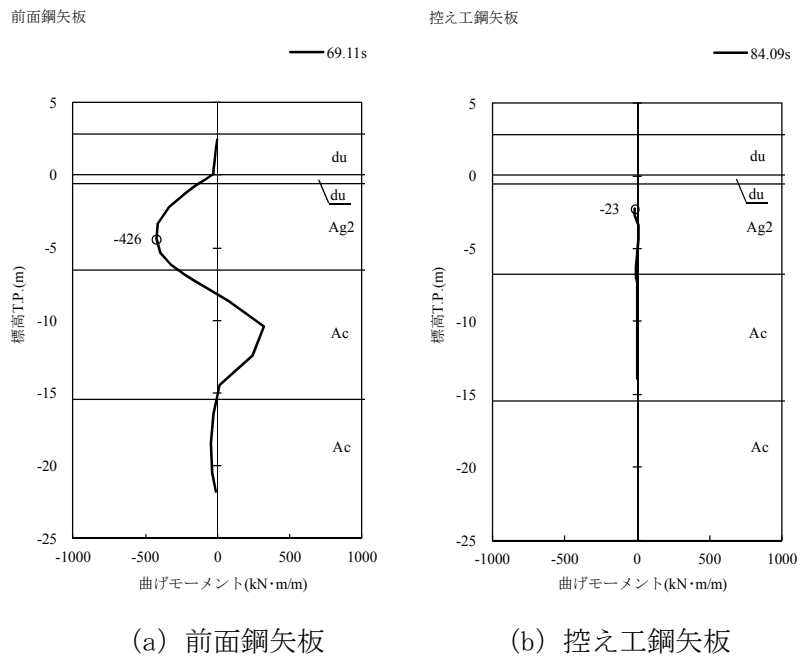


図 5.1-1 (10) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - 2 2$)
 (EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

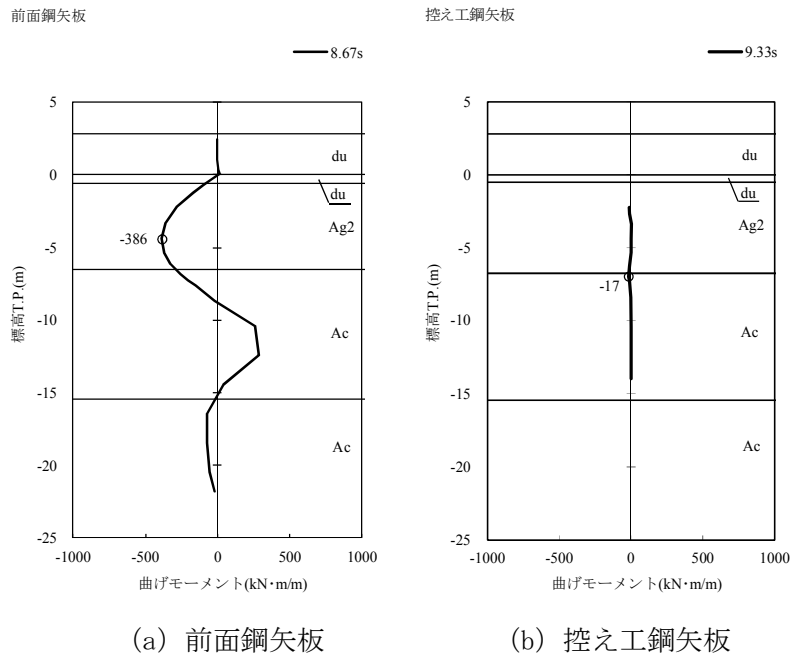


図 5.1-1 (11) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - 31$ (H+, V+))
 (EW-1 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

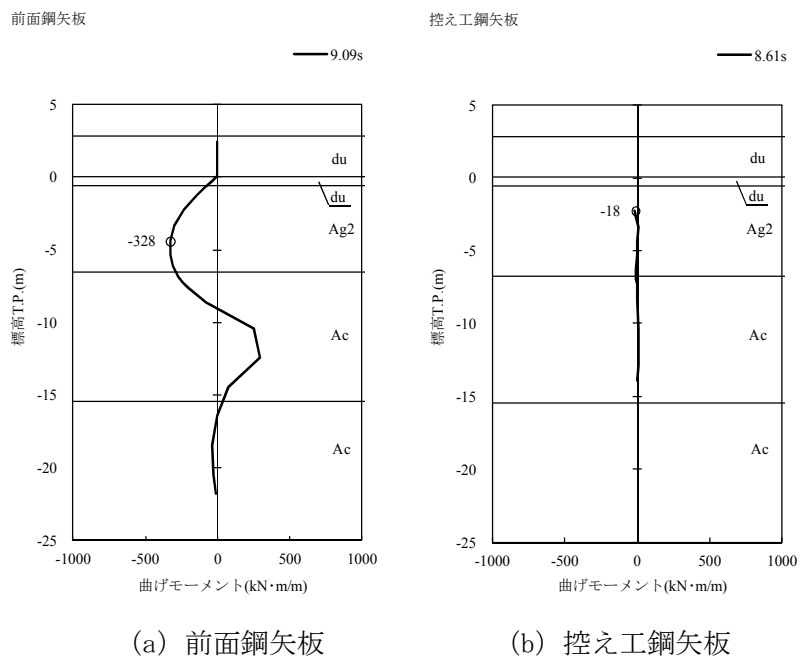


図 5.1-1 (12) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - 31$ (H-, V+))
 (EW-1 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

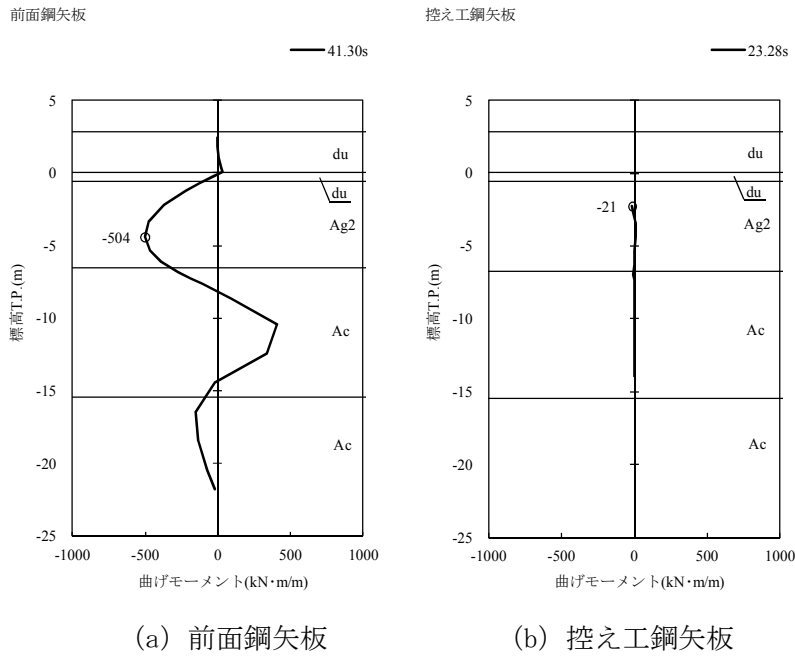


図 5.1-1 (13) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - D1$ (H-, V-))
 (EW-1 検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

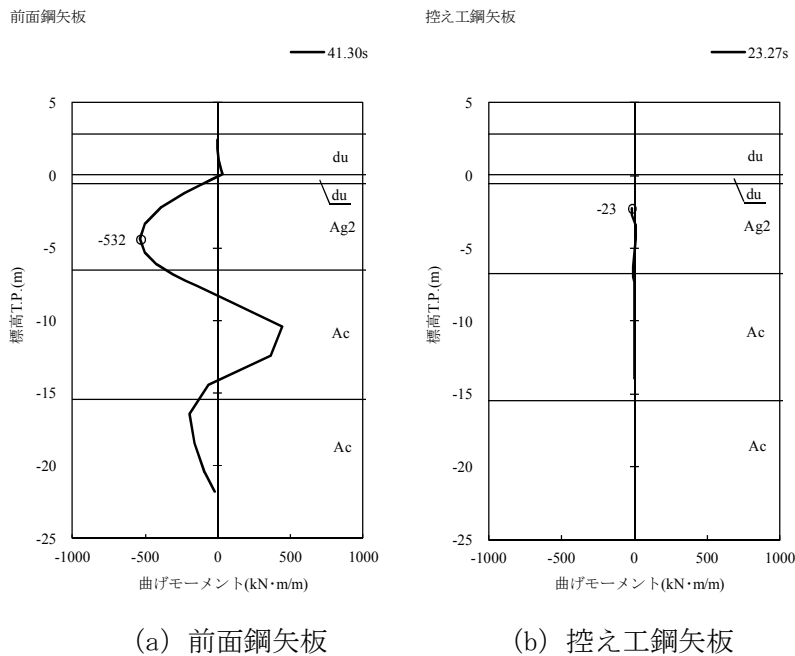


図 5.1-1 (14) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - D1$ (H-, V-))
 (EW-1 検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

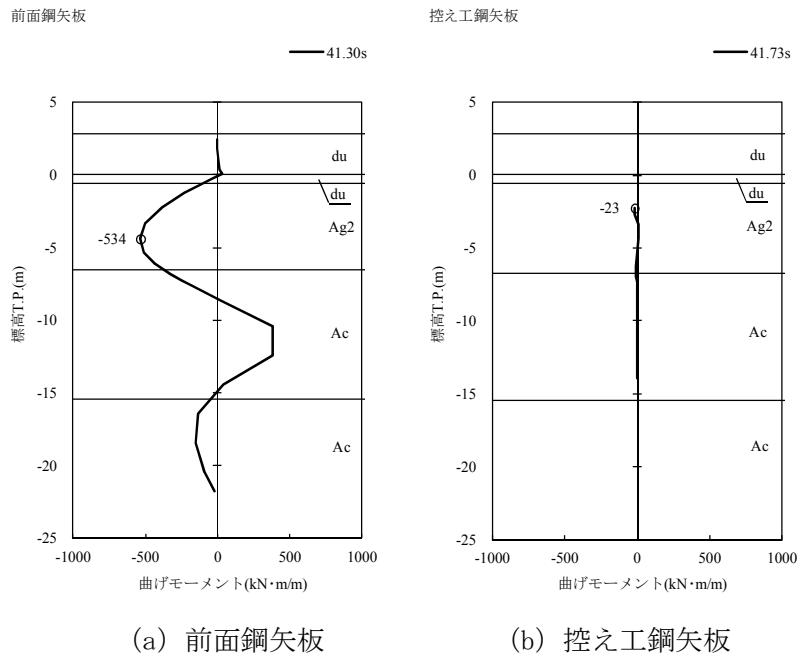


図 5.1-1 (15) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - D1$ (H-, V-))
 (EW-1 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

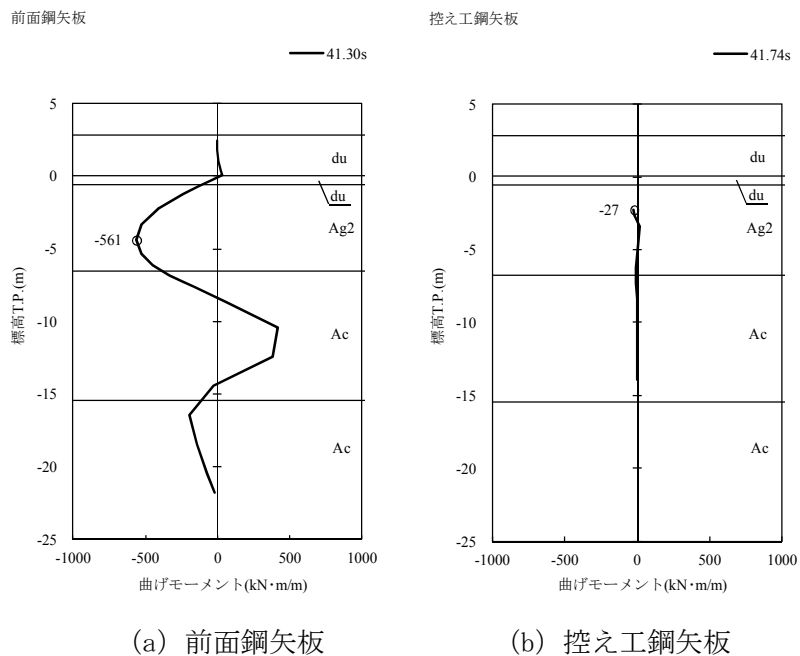


図 5.1-1 (16) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - D1$ (H-, V-))
 (EW-1 検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

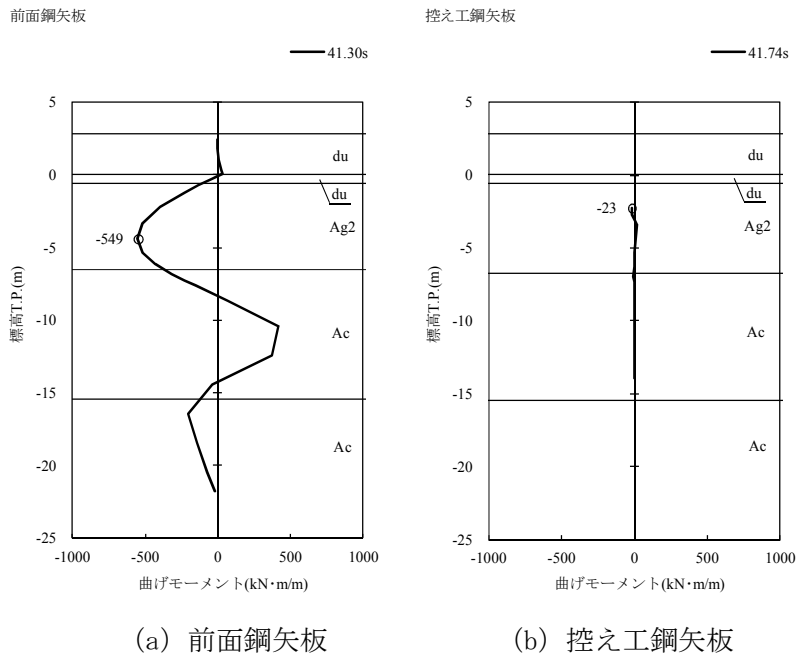


図 5.1-1 (17) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - D1 (H-, V-)$)
 (EW-1 検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を
 仮定した解析ケース)

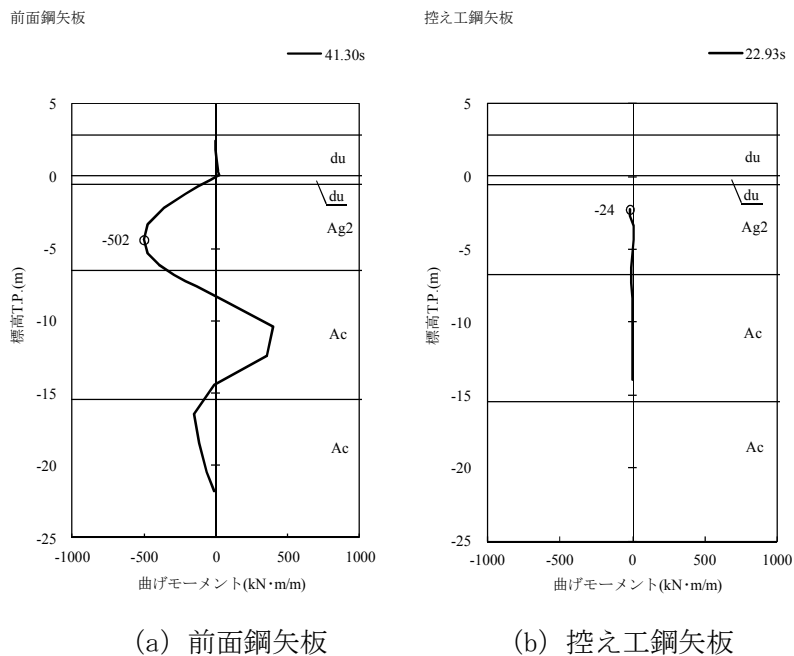


図 5.1-1 (18) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - D1 (H+, V-)$)
 (EW-1 検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

(2) 最大せん断ひずみ分布

各要素に発生した最大せん断ひずみを確認するため、地震応答解析の全時刻における最大せん断ひずみの分布を図 5.1-2 に示す。

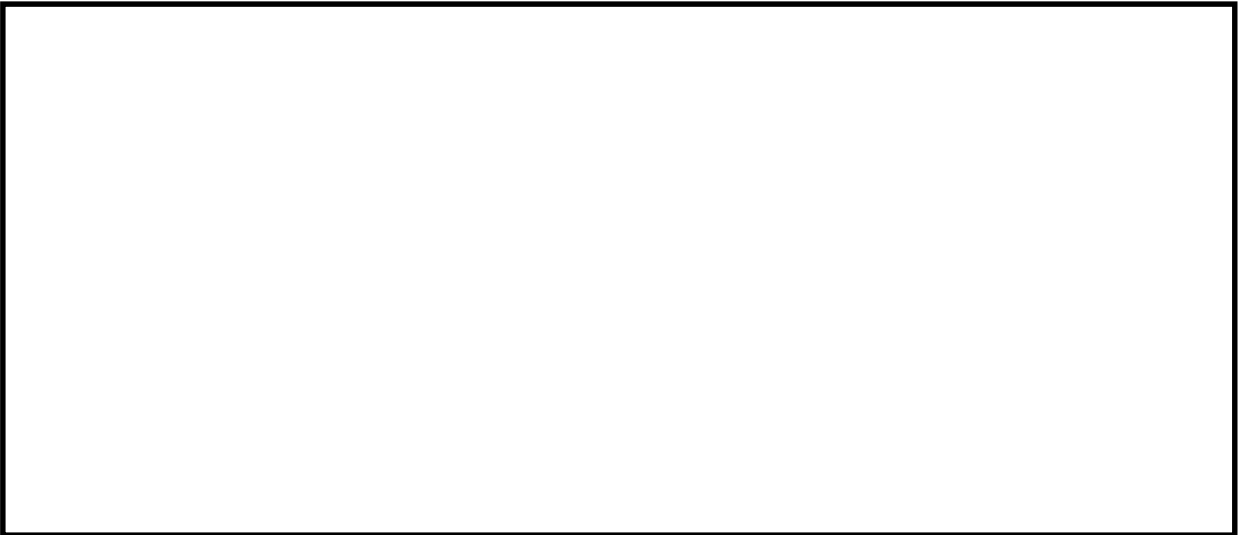


図 5.1-2 (1) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D 1 (H+, V+)$)
(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

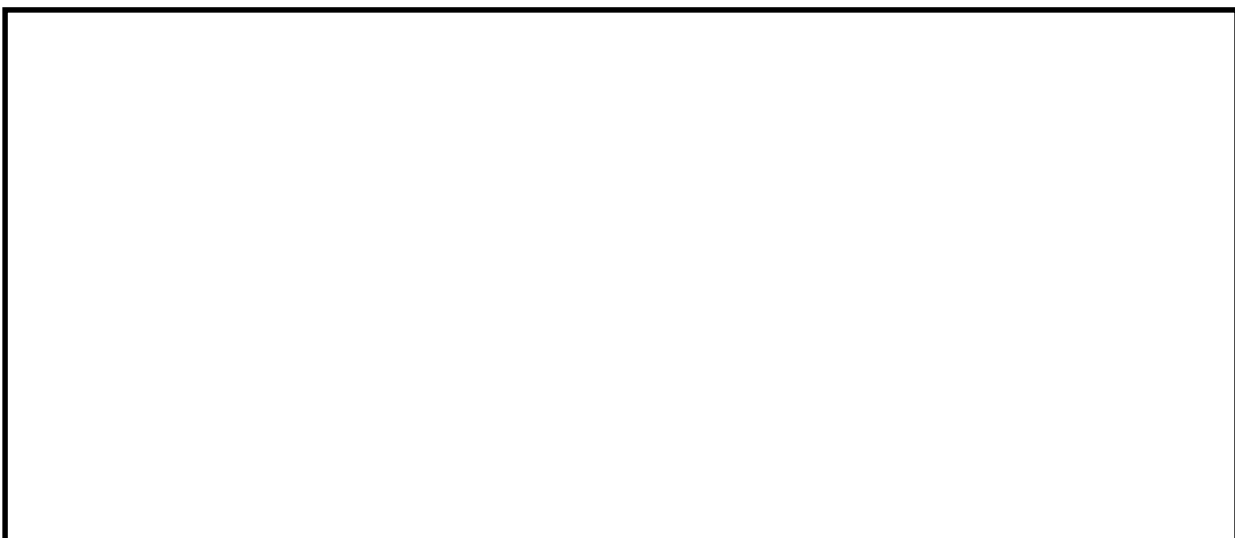


図 5.1-2 (2) 最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 (H+, V-))
(EW-1 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

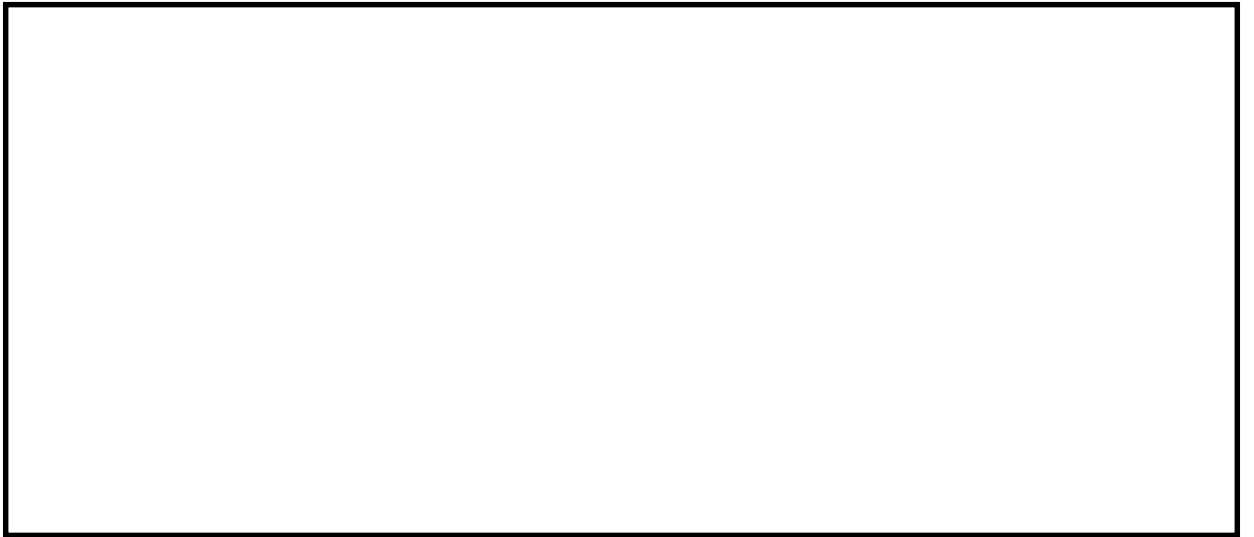
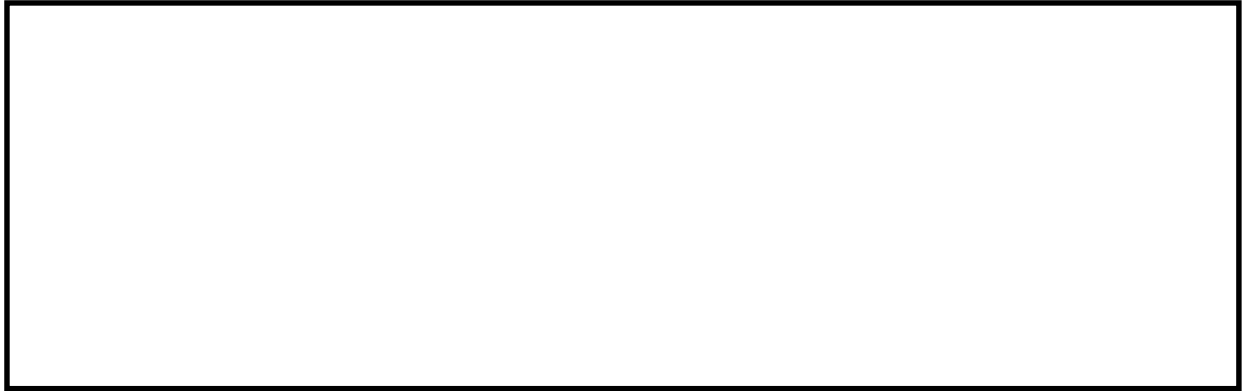


図 5.1-2 (3) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D 1 (H-, V+)$)
(EW-1 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-2 (4) 最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 (H-, V-))
(EW-1 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)

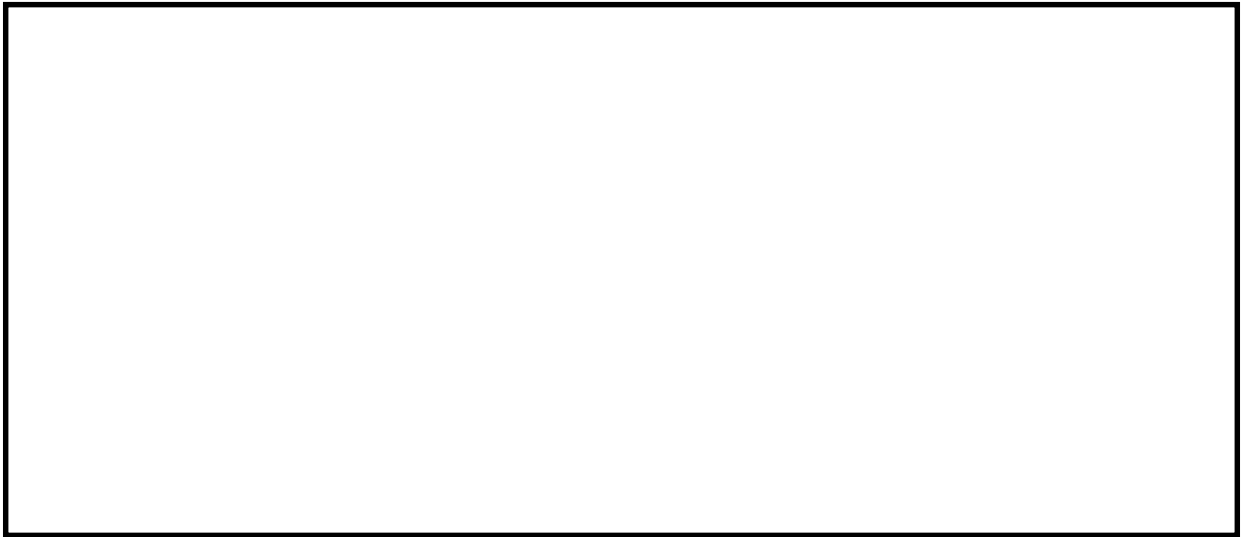
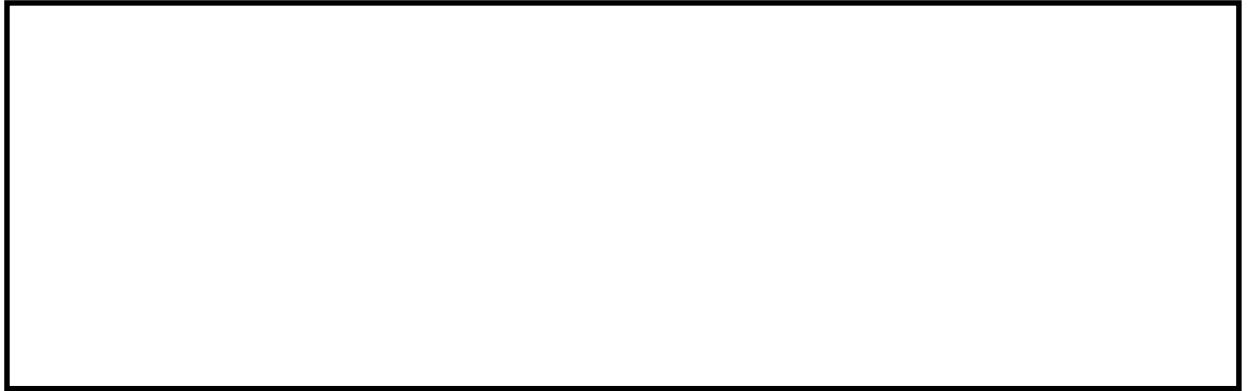


図 5.1-2 (5) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 11$)
(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

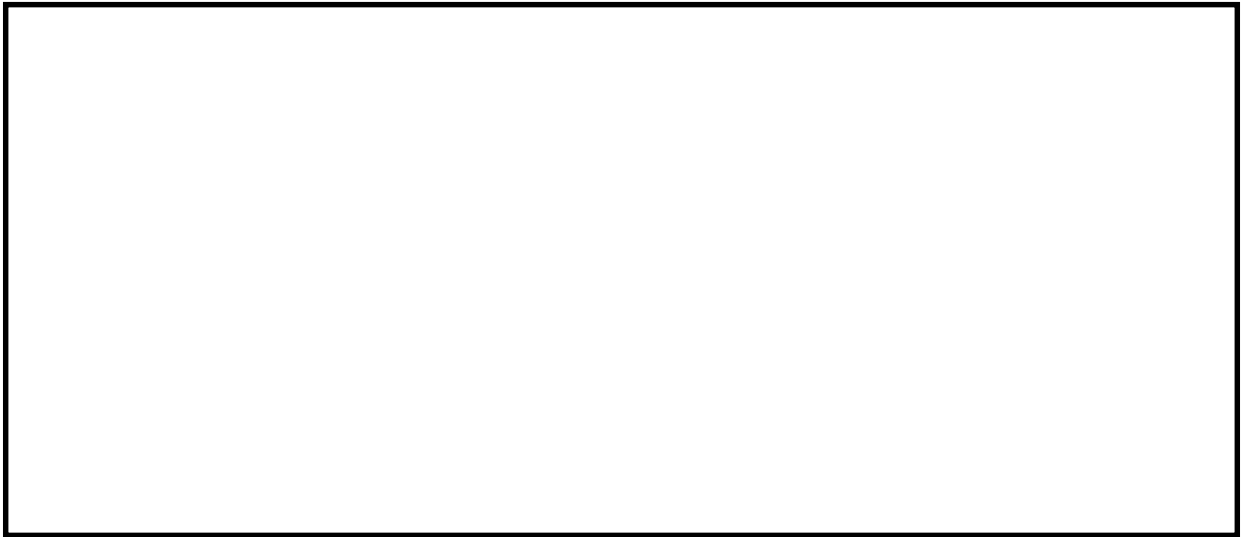
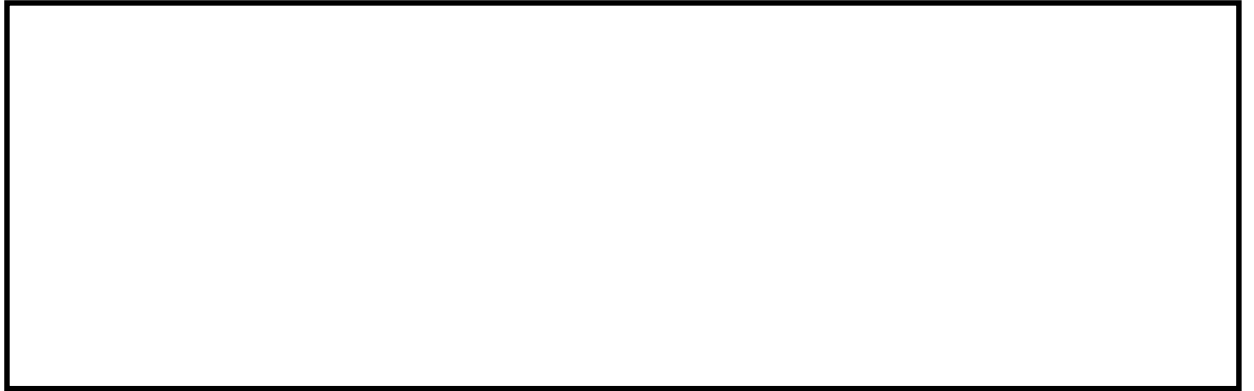


図 5.1-2 (6) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 12$)
(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

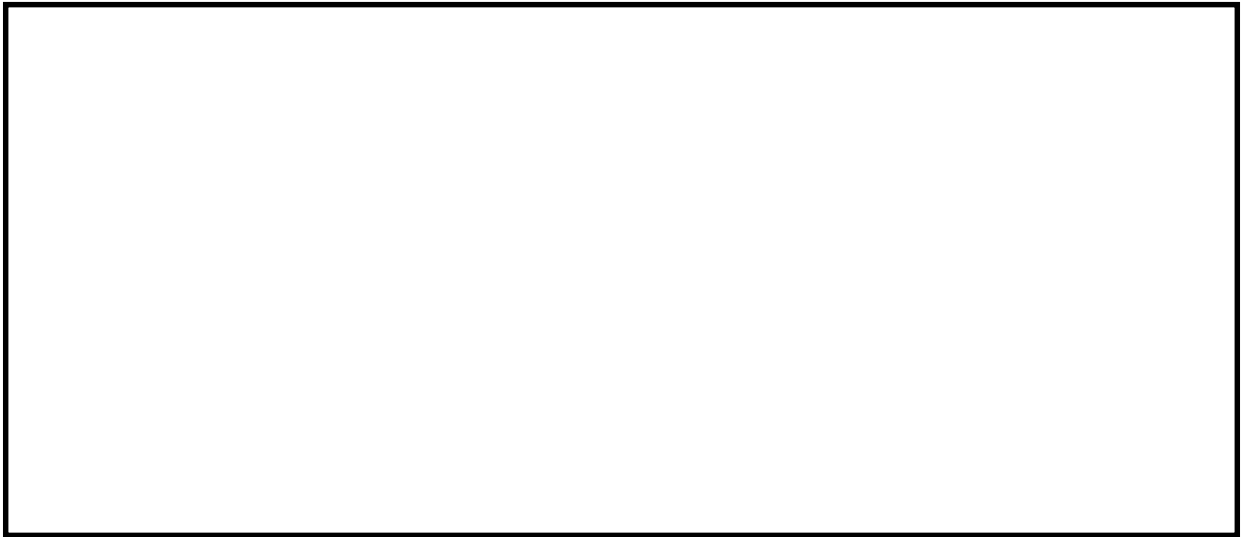
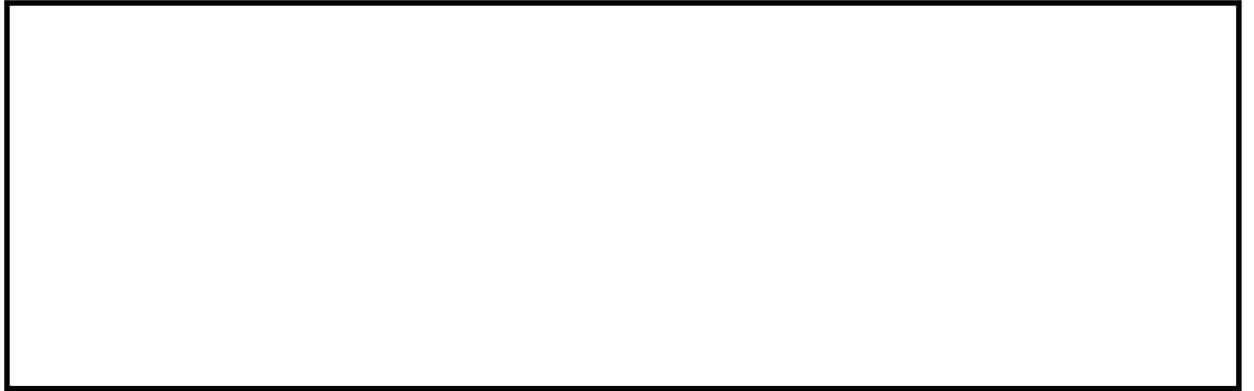


図 5.1-2 (7) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 13$)
(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

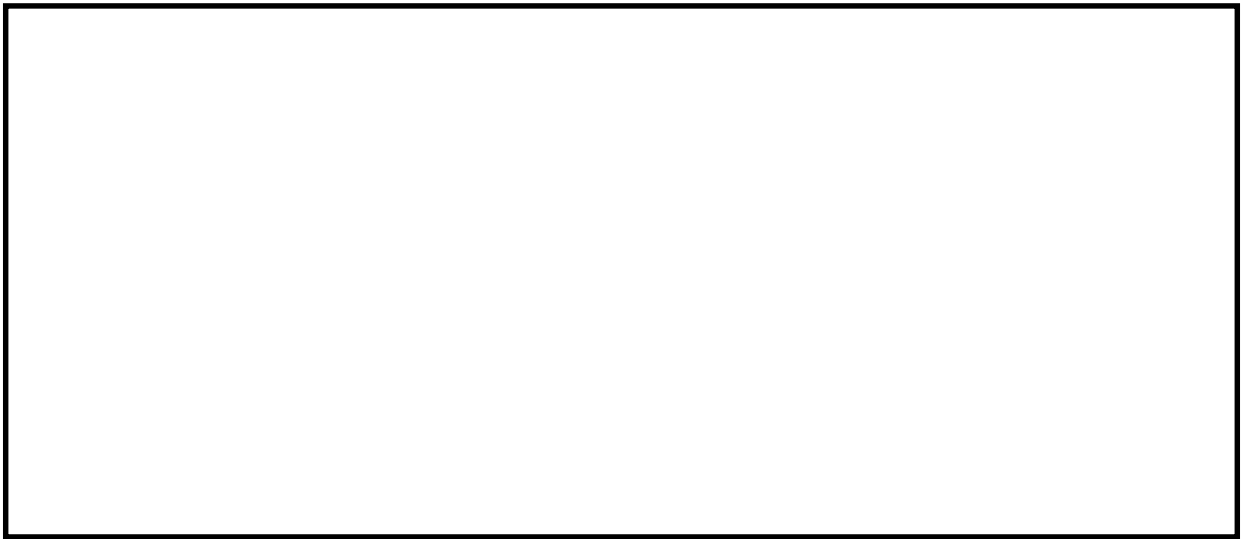


図 5.1-2 (8) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 14$)
(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

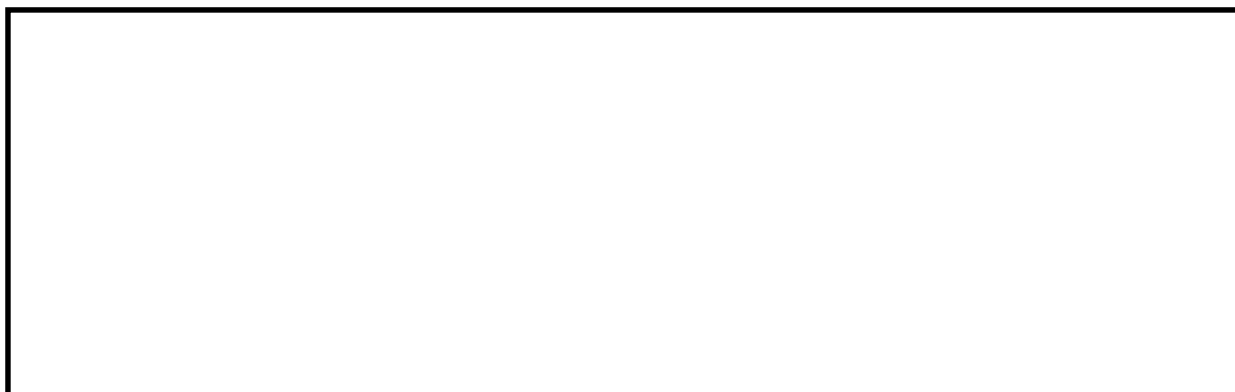


図 5.1-2 (9) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 21$)
(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

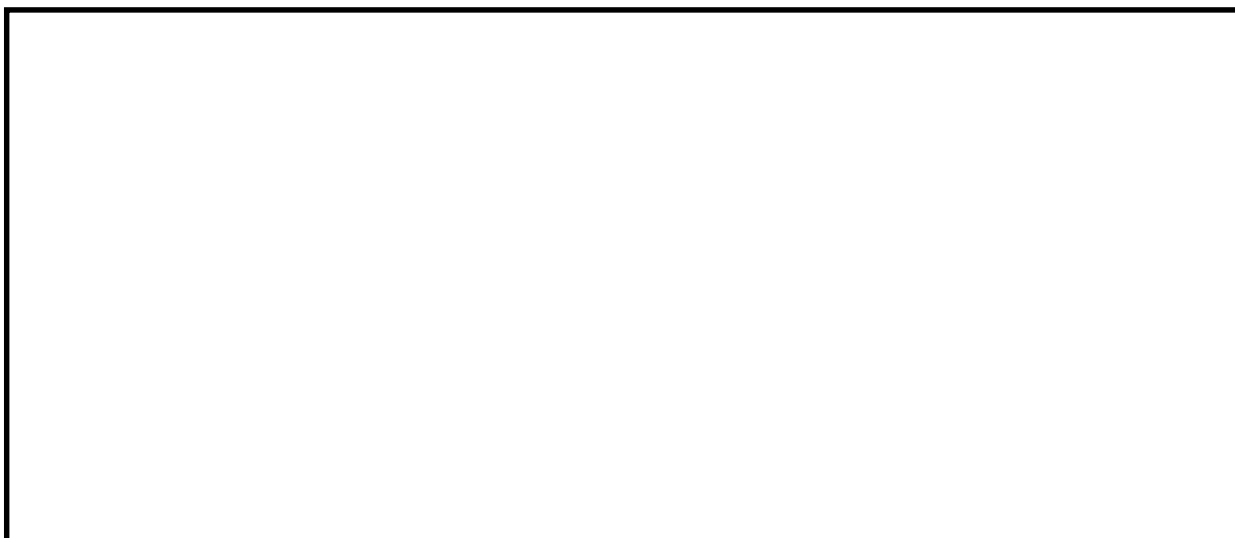


図 5.1-2 (10) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 22$)
(EW-1 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

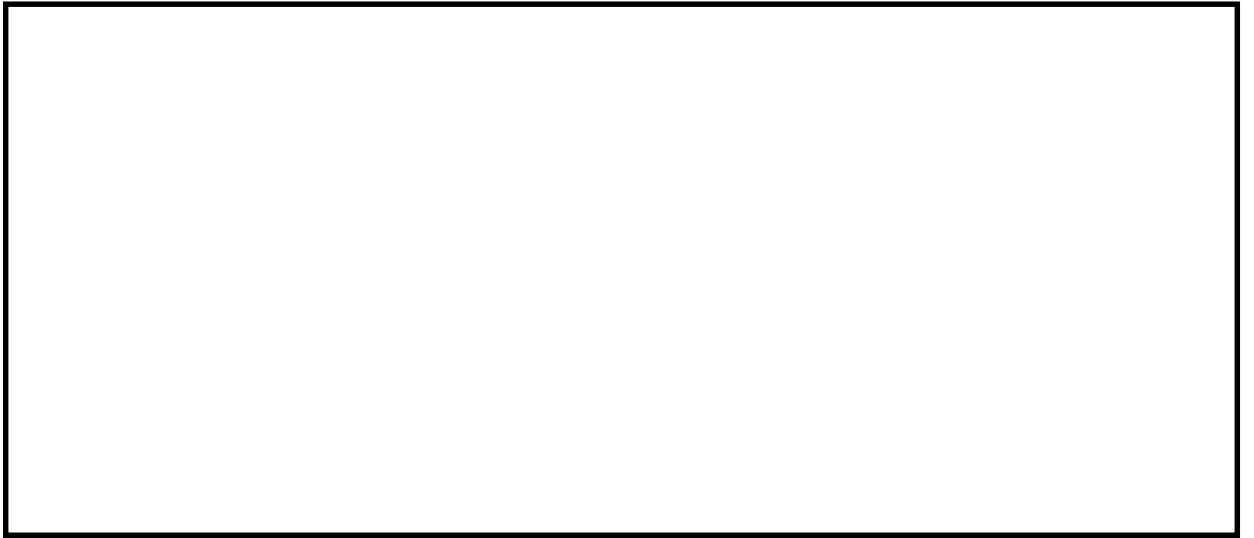
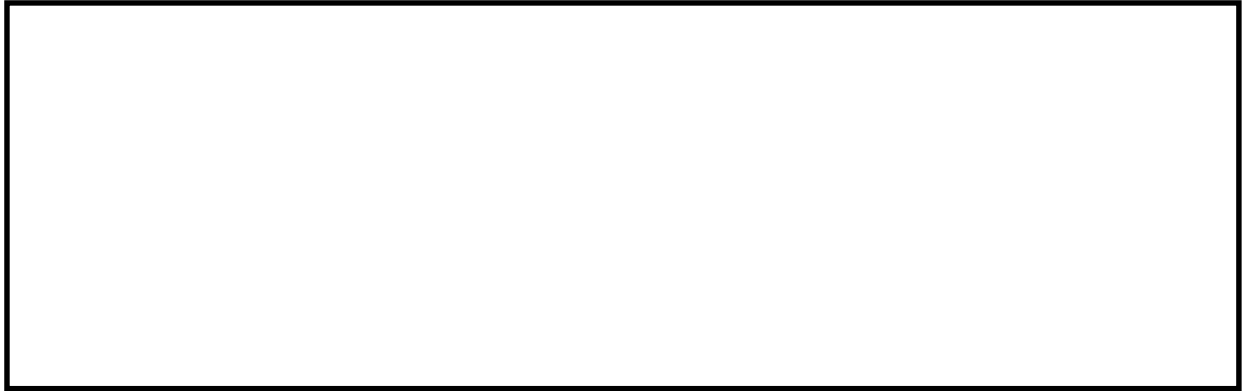


図 5.1-2 (11) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 31$ (H+, V+))
(EW-1 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

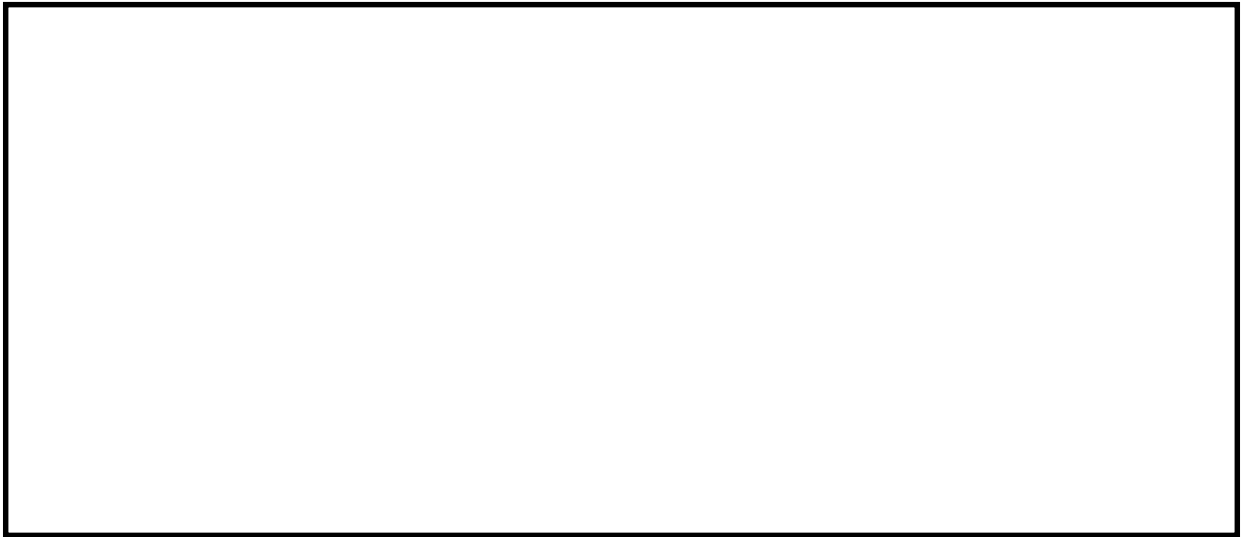
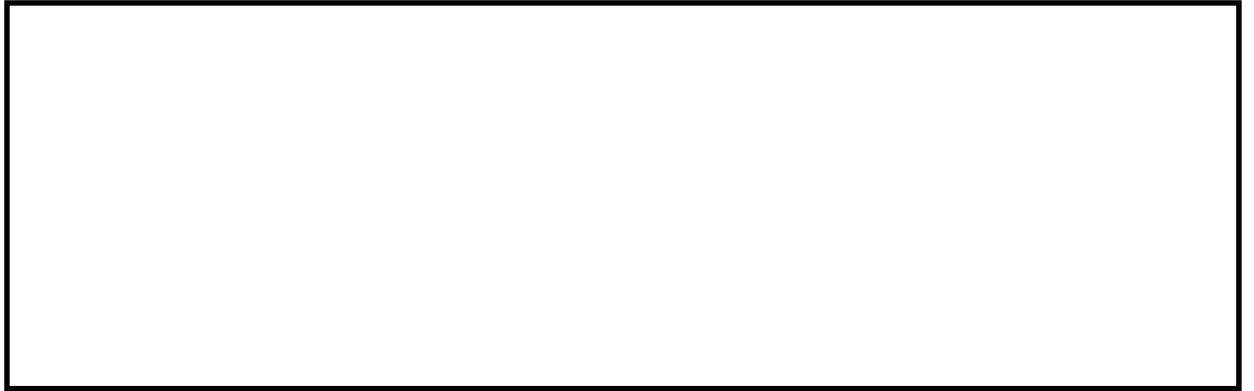


図 5.1-2 (12) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 31$ (H-, V+))
(EW-1 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-2 (13) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D1 (H-, V-)$)
(EW-1 検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) した解析ケース)

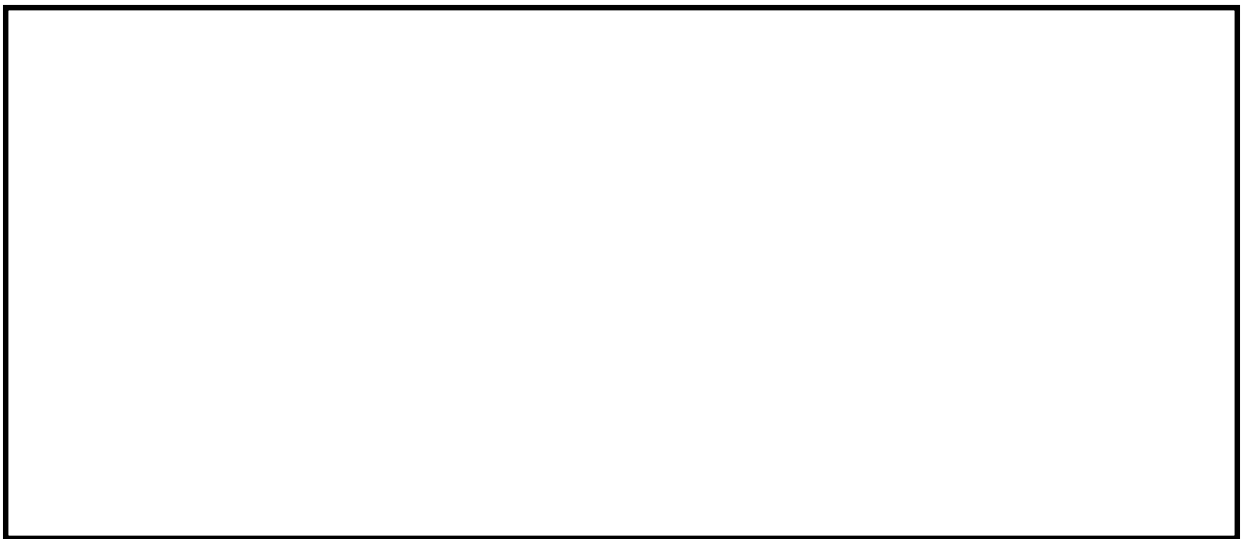


図 5.1-2 (14) 最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 (H-, V-))
(EW-1 検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

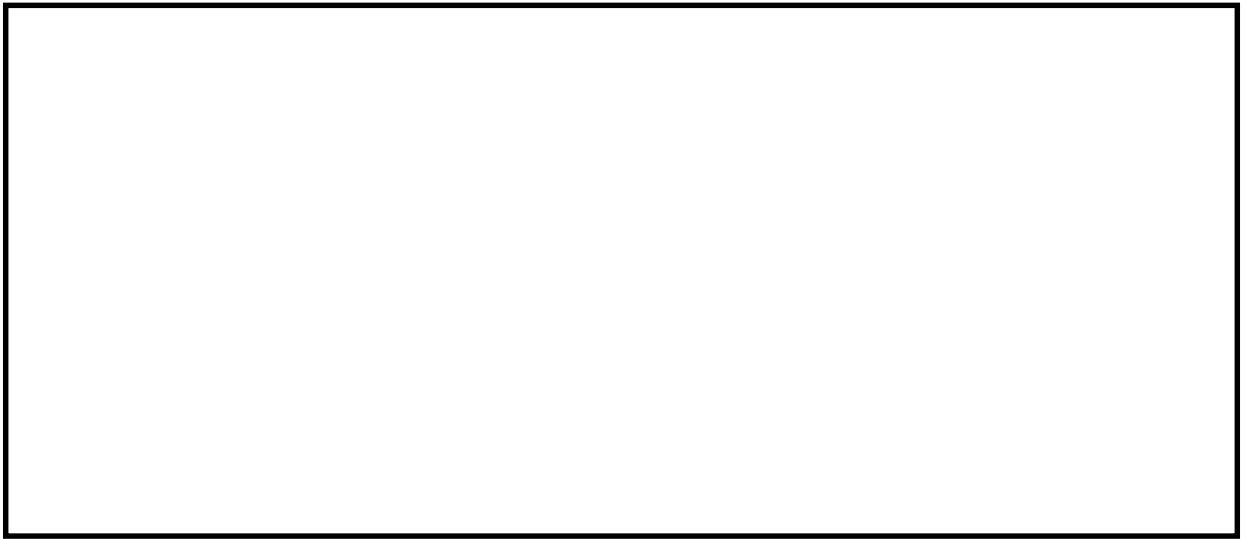


図 5.1-2 (15) 最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 (H-, V-))
(EW-1 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



図 5.1-2 (16) 最大せん断ひずみ分布 (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)

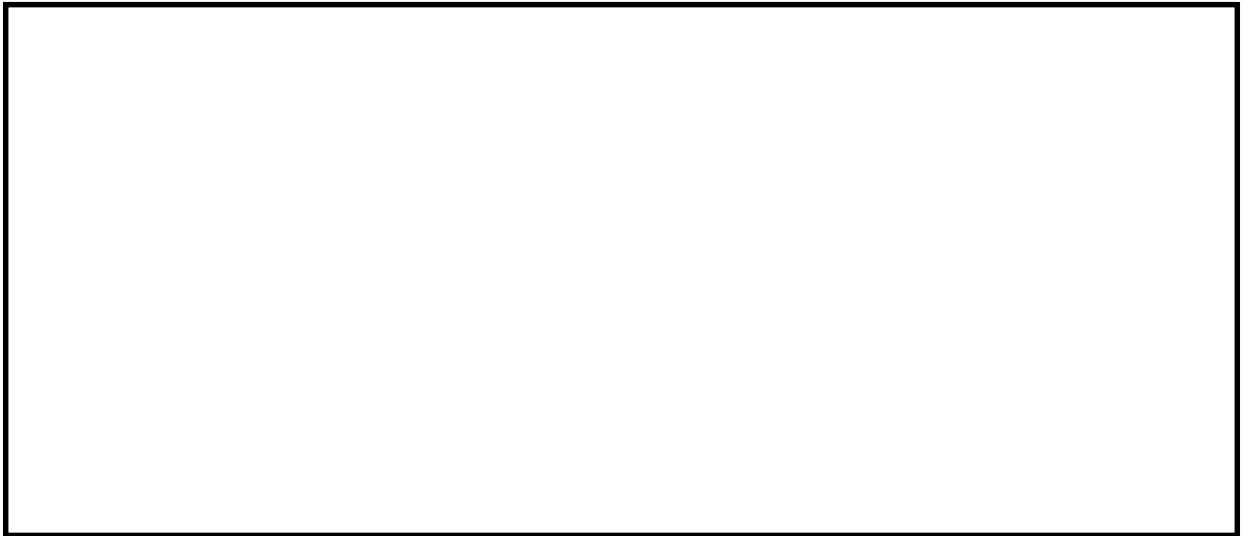


図 5.1-2 (17) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 (H-, V-)$)
(EW-1 検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して非液状化の条件を
仮定した解析ケース)

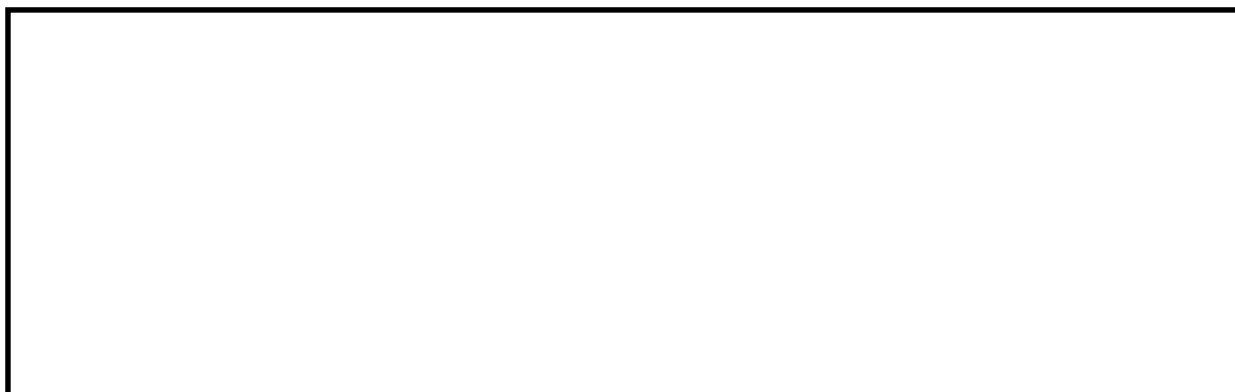


図 5.1-2 (18) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 (H+, V-)$)
(EW-1 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

(3) 過剰間隙水圧比分布

各要素に発生した過剰間隙水圧比を確認するため、地震応答解析の全時刻における過剰間隙水圧比の分布を図 5.1-3 に示す。

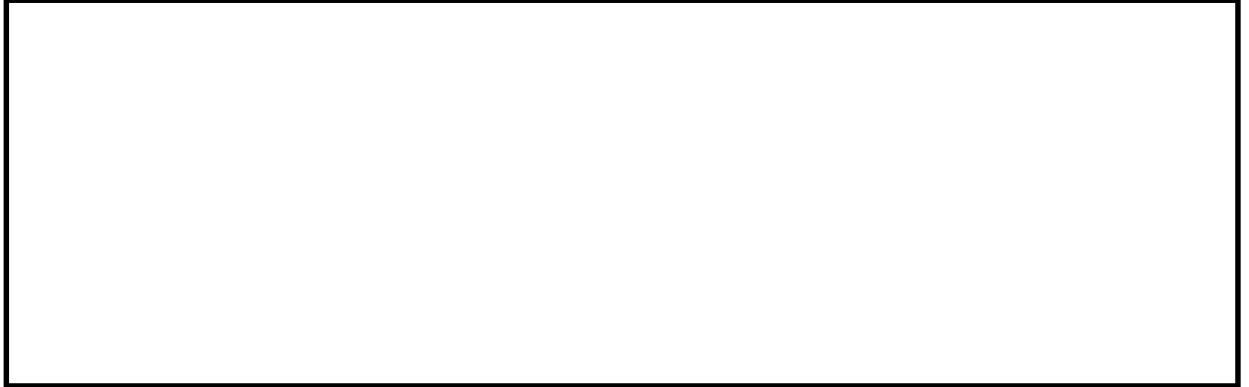


図 5.1-3 (1) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s-D 1 (H+, V+)$)
(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-3 (2) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s-D 1 (H+, V-)$)
(EW-1 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)



図 5.1-3 (3) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s-D 1 (H-, V+)$)
(EW-1 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)



図 5.1-3 (4) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H-, V-)$)
(EW-1 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)



図 5.1-3 (5) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 1$)
(EW-1 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)



図 5.1-3 (6) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 2$)
(EW-1 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)



図 5.1-3 (7) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 13$)

(EW-1 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)

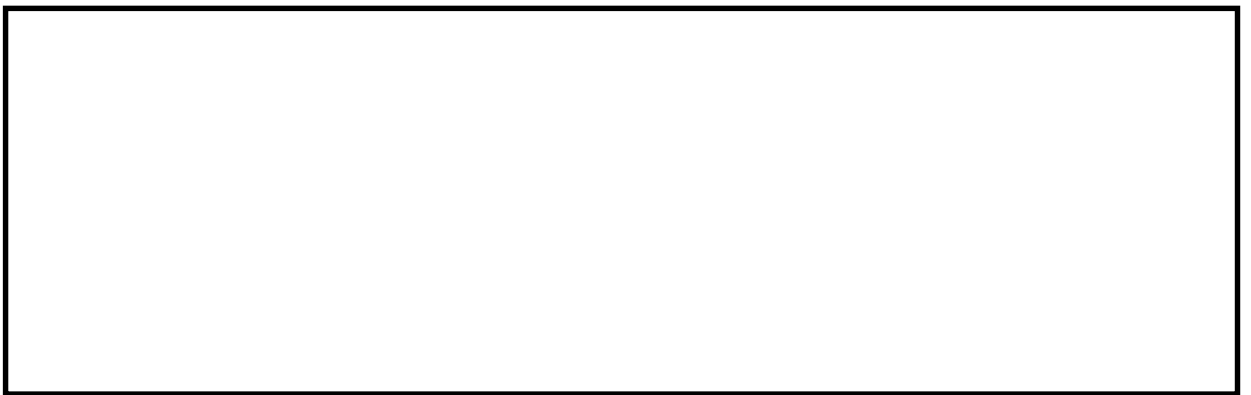


図 5.1-3 (8) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 14$)

(EW-1 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)



図 5.1-3 (9) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 21$)

(EW-1 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)



図 5.1-3 (10) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 2$)
(EW-1 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)



図 5.1-3 (11) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 (H+, V+)$)
(EW-1 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)



図 5.1-3 (12) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 (H-, V+)$)
(EW-1 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)

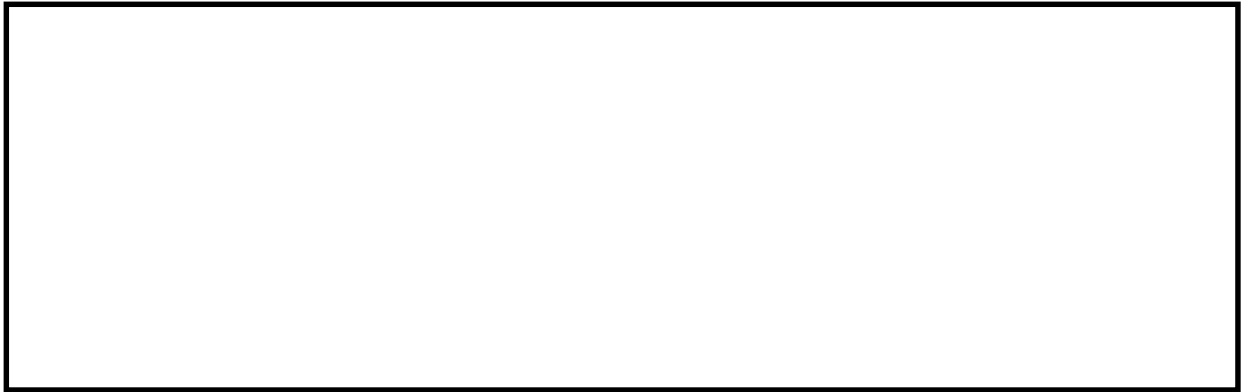


図 5.1-3 (13) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H-, V-)$)
(EW-1 検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)



図 5.1-3 (14) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H-, V-)$)
(EW-1 検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)



図 5.1-3 (15) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H-, V-)$)
(EW-1 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)



図 5.1-3 (16) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H-, V-)$)
(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)



図 5.1-3 (17) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H-, V-)$)
(EW-1 検討ケース⑥: 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)



図 5.1-3 (18) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H+, V-)$)
(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)

(4) 最大加速度分布

各要素に発生した水平方向の加速度応答分布を確認するため、地震応答解析の全時刻における最大加速度の分布を図 5.1-4 に示す。



図 5.1-4 (1) 最大水平加速度分布 (S_s-D1 (H+, V+))
(EW-1 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)

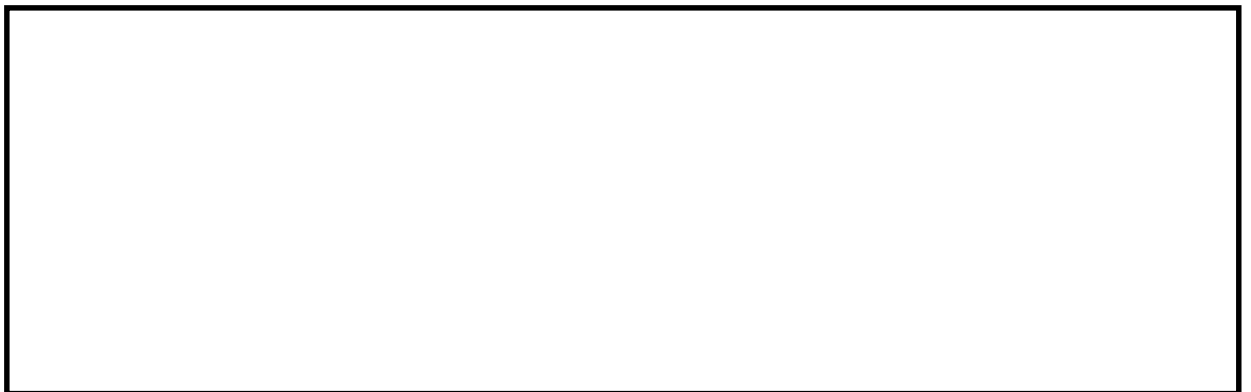


図 5.1-4 (2) 最大水平加速度分布 (S_s-D1 (H+, V-))
(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-4 (3) 最大水平加速度分布 (S_s-D1 (H-, V+))
(EW-1 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)

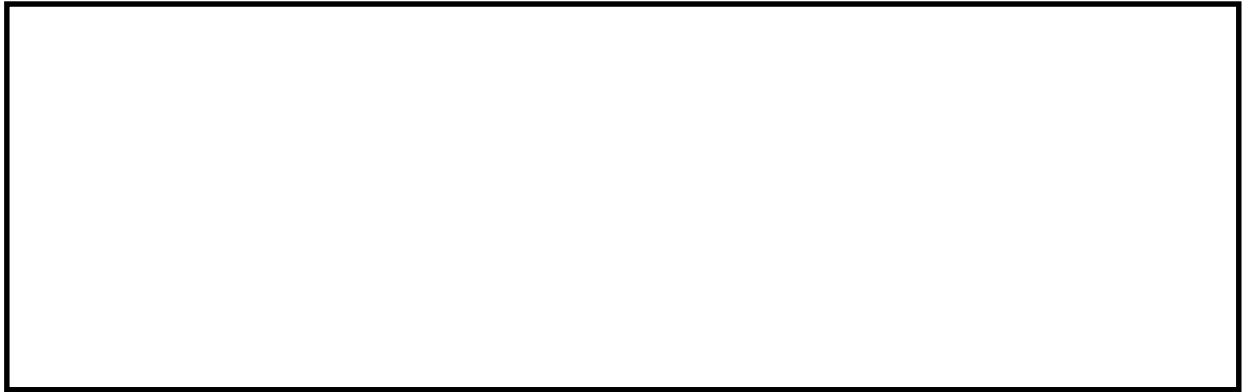


図 5.1-4 (4) 最大水平加速度分布 ($S_s - D 1$ (H-, V-))
(EW-1 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

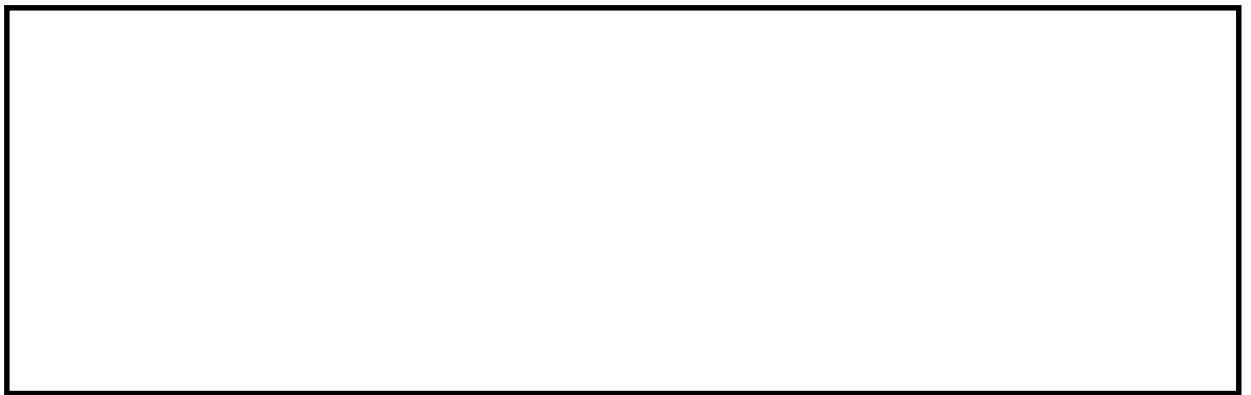


図 5.1-4 (5) 最大水平加速度分布 ($S_s - 1 1$)
(EW-1 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-4 (6) 最大水平加速度分布 ($S_s - 1 2$)
(EW-1 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)



図 5.1-4 (7) 最大水平加速度分布 ($S_s - 13$)

(EW-1 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)

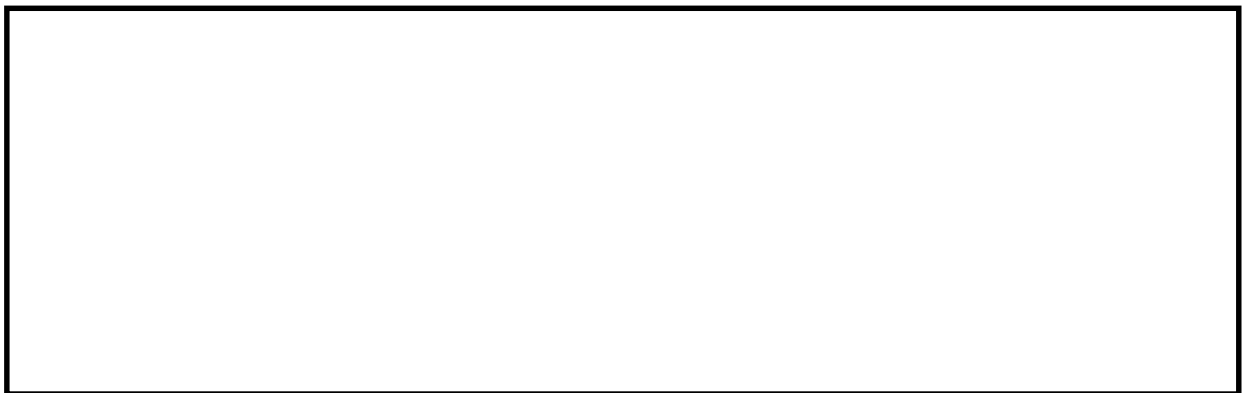


図 5.1-4 (8) 最大水平加速度分布 ($S_s - 14$)

(EW-1 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)

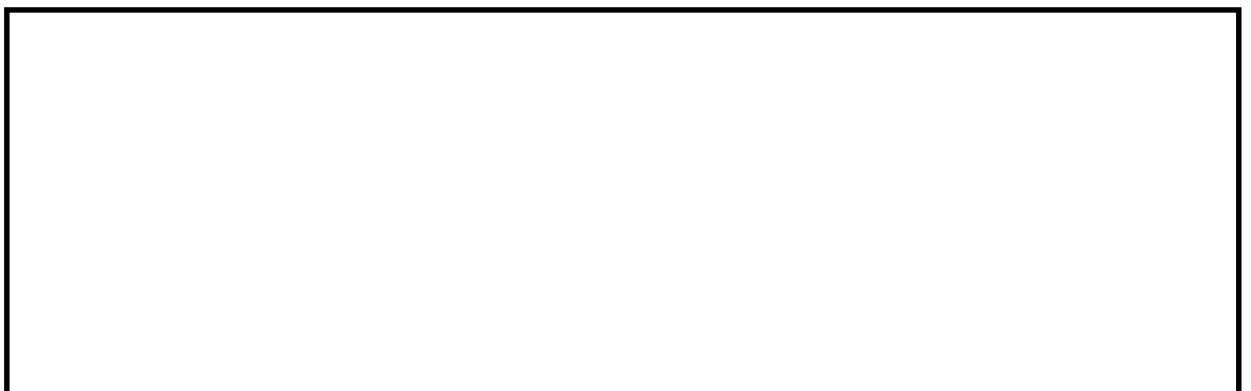


図 5.1-4 (9) 最大水平加速度分布 ($S_s - 21$)

(EW-1 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)

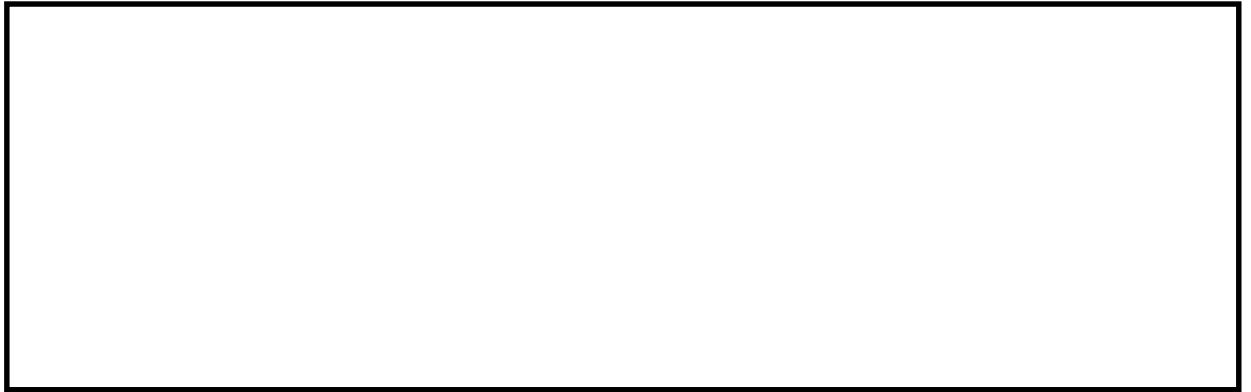


図 5.1-4 (10) 最大水平加速度分布 ($S_s - 2 2$)

(EW-1 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)

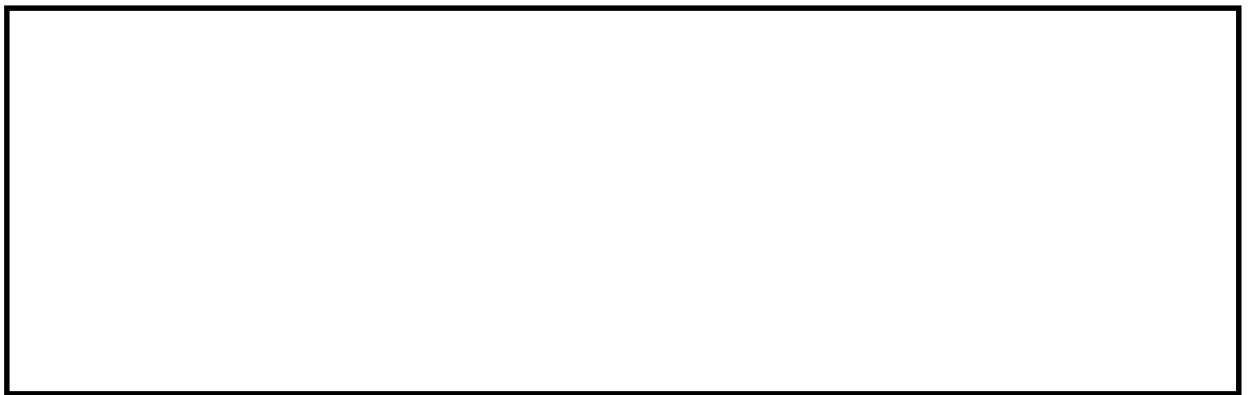


図 5.1-4 (11) 最大水平加速度分布 ($S_s - 3 1 (H+, V+)$)

(EW-1 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)

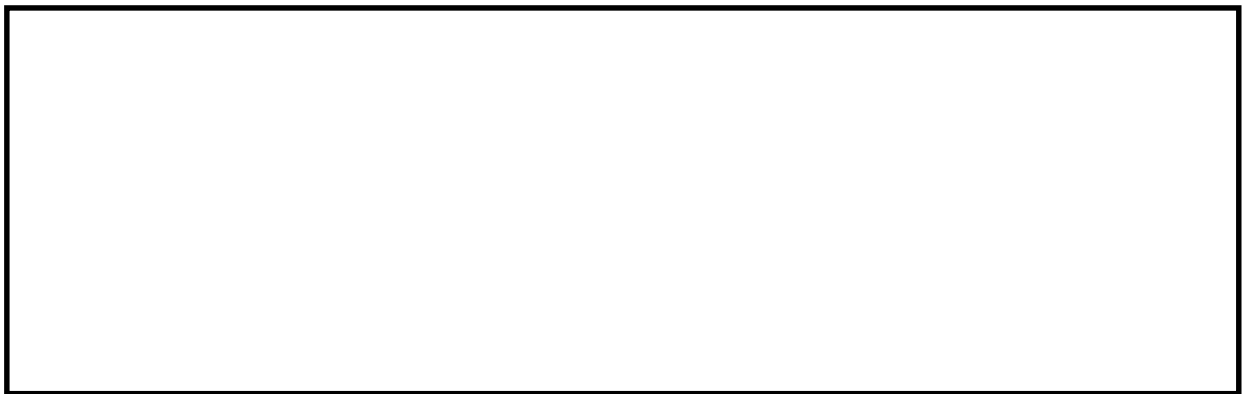


図 5.1-4 (12) 最大水平加速度分布 ($S_s - 3 1 (H-, V+)$)

(EW-1 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)



図 5.1-4 (13) 最大水平加速度分布 ($S_s-D 1 (H-, V-)$)
(EW-1 検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)



図 5.1-4 (14) 最大水平加速度分布 ($S_s-D 1 (H-, V-)$)
(EW-1 検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)



図 5.1-4 (15) 最大水平加速度分布 ($S_s-D 1 (H-, V-)$)
(EW-1 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)

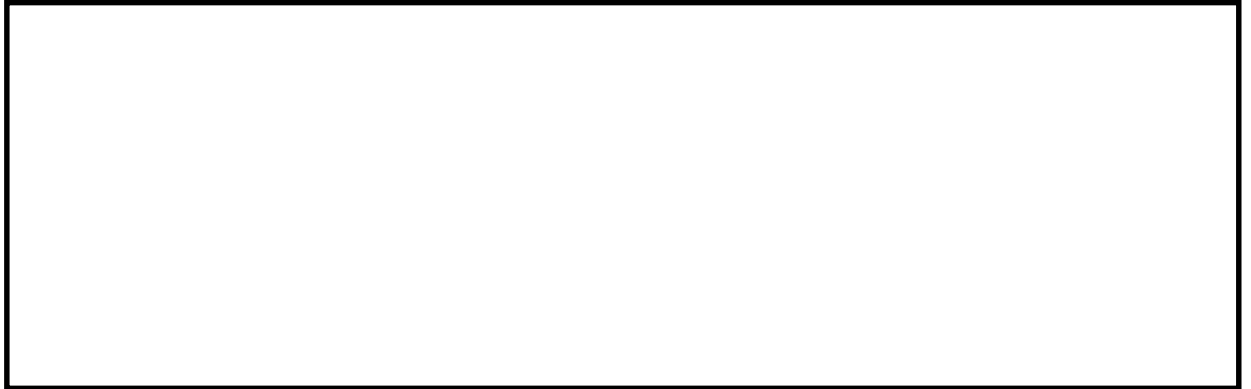


図 5.1-4 (16) 最大水平加速度分布 ($S_s - D 1 (H-, V-)$)
(EW-1 検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



図 5.1-4 (17) 最大水平加速度分布 ($S_s - D 1 (H-, V-)$)
(EW-1 検討ケース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)

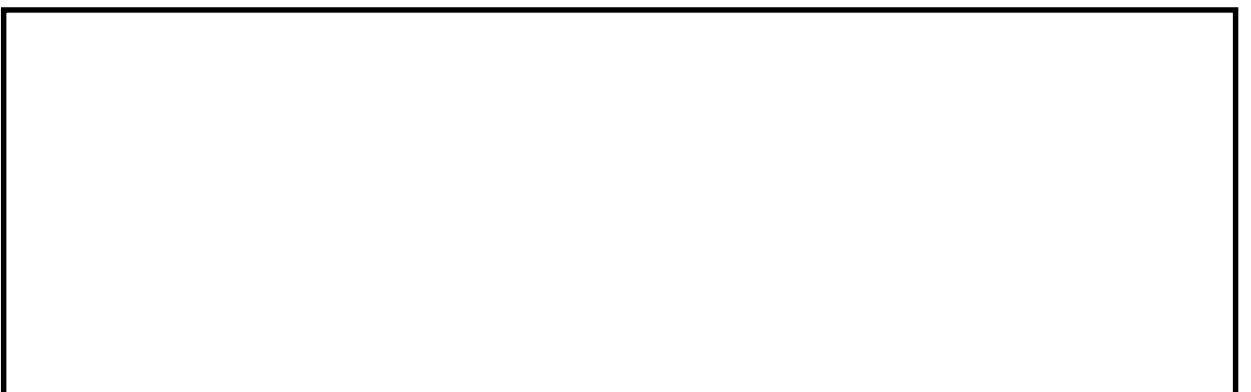


図 5.1-4 (18) 最大水平加速度分布 ($S_s - D 1 (H+, V-)$)
(EW-1 検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

5.2 耐震評価結果

5.2.1 構造部材の健全性に対する評価結果

(1) 前面鋼矢板の評価結果

a. 曲げモーメントに対する照査

前面鋼矢板の発生曲げモーメントに対する照査結果を表 5.2-1 に示す。前面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。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。

表 5.2-1 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-	-504	884	0.57
③			-532	884	0.61
④			-534	884	0.61
⑤			-561	884	0.64
⑥			-549	884	0.63
⑤			S _s -D1	H+, V-	-502

- 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) 控え工鋼矢板の評価結果

a. 曲げモーメントに対する照査

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表 5.2-2 に示す。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。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。

表 5.2-2 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 -D 1	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 -1 1		-17	565	0.03
	S _s -1 2		-17	565	0.04
	S _s -1 3		-17	565	0.04
	S _s -1 4		-16	565	0.03
	S _s -2 1		-18	565	0.04
	S _s -2 2		-23	565	0.05
	S _s -3 1	H+, V+	-17	565	0.04
		H-, V+	-18	565	0.04
②	S _s -D 1	H-, V-	-21	565	0.04
③			-23	565	0.05
④			-23	565	0.05
⑤			-27	565	0.05
⑥			-23	565	0.05
⑤			S _s -D 1	H+, V-	-24

- 注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 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

(3) タイ材の評価結果

a. 引張力に対する照査

タイ材の発生引張力に対する照査結果を表 5.2-3 に示す。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。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。

表 5.2-3 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 -D 1	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 -1 1		373	1281	0.30
	S _s -1 2		383	1281	0.30
	S _s -1 3		381	1281	0.30
	S _s -1 4		352	1281	0.28
	S _s -2 1		396	1281	0.31
	S _s -2 2		493	1281	0.39
	S _s -3 1	H+, V+	370	1281	0.29
		H-, V+	402	1281	0.32
②	S _s -D 1	H-, V-	512	1281	0.40
③			524	1281	0.41
④			504	1281	0.40
⑤			559	1281	0.44
⑥			553	1281	0.44
⑤			S _s -D 1	H+, V-	513

- 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

5.2.2 構造物の変形性に対する評価結果

(1) 変位量算出結果

変位量算出結果を表 5.2-4 に示す。また、相対水平変位量 (δy) が最大となる時刻における変位量の鉛直分布を図 5.2-2 に示す。

表 5.2-4 相対水平変位量 (δy) (EW-1)

検討ケース	地震動		δy				
			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	0.178	0.003		
④			0.002	0.072	0.030		
⑤			0.156	0.259	0.036		
⑥			0.150	0.259	0.034		
⑤			S _s -D 1	H +, V -	0.107	0.186	0.012
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 (+1 σ) した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) 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 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

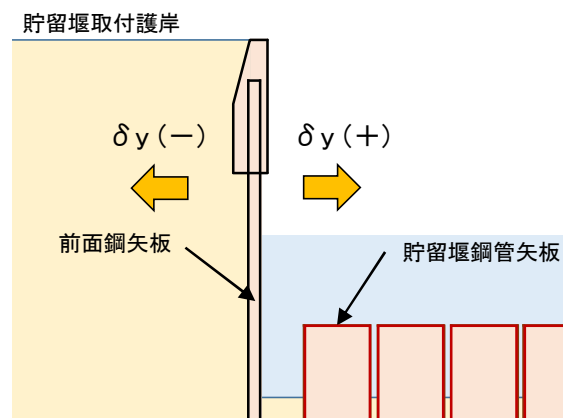


図 5.2-1 変位方向の定義 (再掲)

相対水平変位量 δy (+) : (a) 0.546 m - (b) 0.287 m = 0.259 m

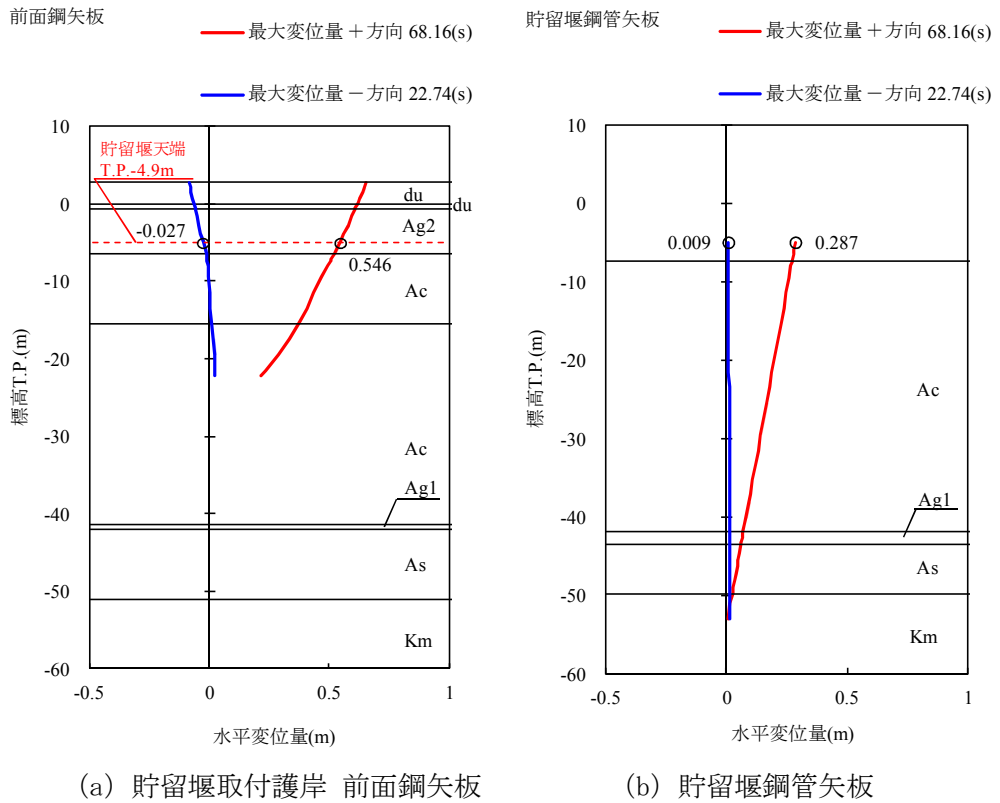


図 5.2-2 変位量鉛直分布 ($S_s - D 1$ (H-, V-)) (相対水平変位量 δy)
(EW-1 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

(2) 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同士の離隔距離を確認する。

鋼材同士の離隔距離に関する変形性評価結果を表 5.2-5 に示す。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においても、鋼材同士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。

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、「6.8.1 貯留堰の設計に関する補足説明」において実施する。

表 5.2-5 変形性評価結果

検討ケース	最大相対水平変位 (cm)	許容限界値 (cm)
⑤ $S_s - D 1$	25.9	52.0

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

5.3 まとめ

貯留堰取付護岸について、基準地震動 S_s による地震力に対し、構造部材に発生する曲げモーメント及び引張力、並びに変形量が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、貯留堰取付護岸は、基準地震動 S_s による地震力に対して、要求機能を維持できる。

貯留堰取付護岸の耐震計算書に関する参考資料

(参考1) 減衰定数の設定について

地震応答解析における減衰定数については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。Rayleigh 減衰の設定は、地盤の低次のモードの変形が特に支配的となる地中埋設構造物のような地盤及び構造系全体に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮し、かつ、振動モードの影響が全体系に占める割合の観点から、刺激係数に着目し行う。

固有値解析による刺激係数及びモード図を図 1-1 に示す。また、設定した Rayleigh 減衰を図 1-2 に示す。

1 次の基準モードについては、地盤及び構造系全体がせん断変形しているモードを選定している。

構造物の 1 次モードについては、刺激係数を勘案し構造系がせん断変形しているモードに着目することにより選定している。

なお、初期減衰定数は、地盤については 1%（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。そのため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1%を採用している。）とする。また、線形材料としてモデル化する鋼材については 3%（道路橋示方書（V耐震設計編）同解説（平成 14 年 3 月））とする。

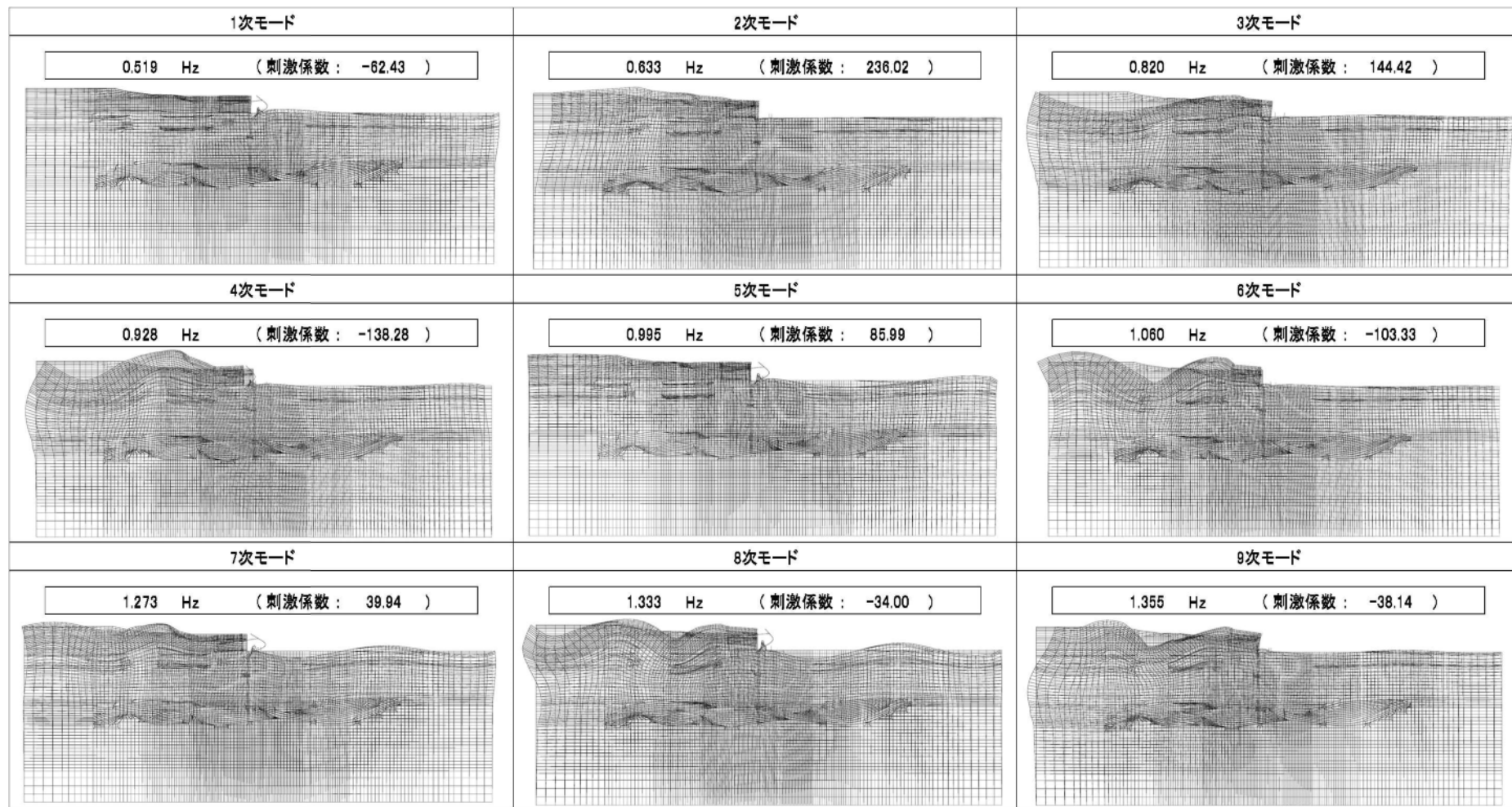


図 1-1 (1) 貯留堰の固有値解析結果
(EW-1 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

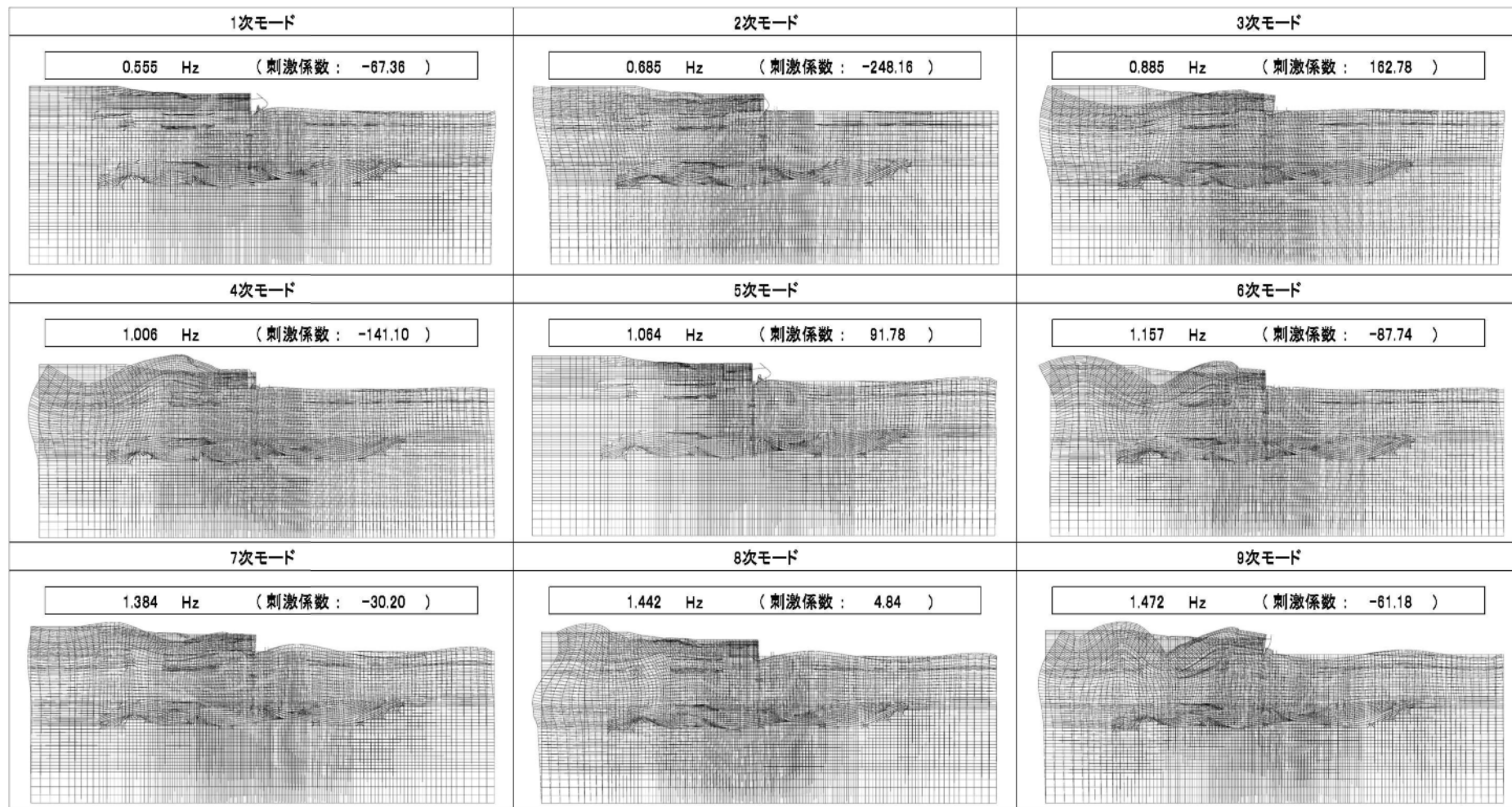


図 1-1 (2) 貯留堰の固有値解析結果
(EW-1 検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

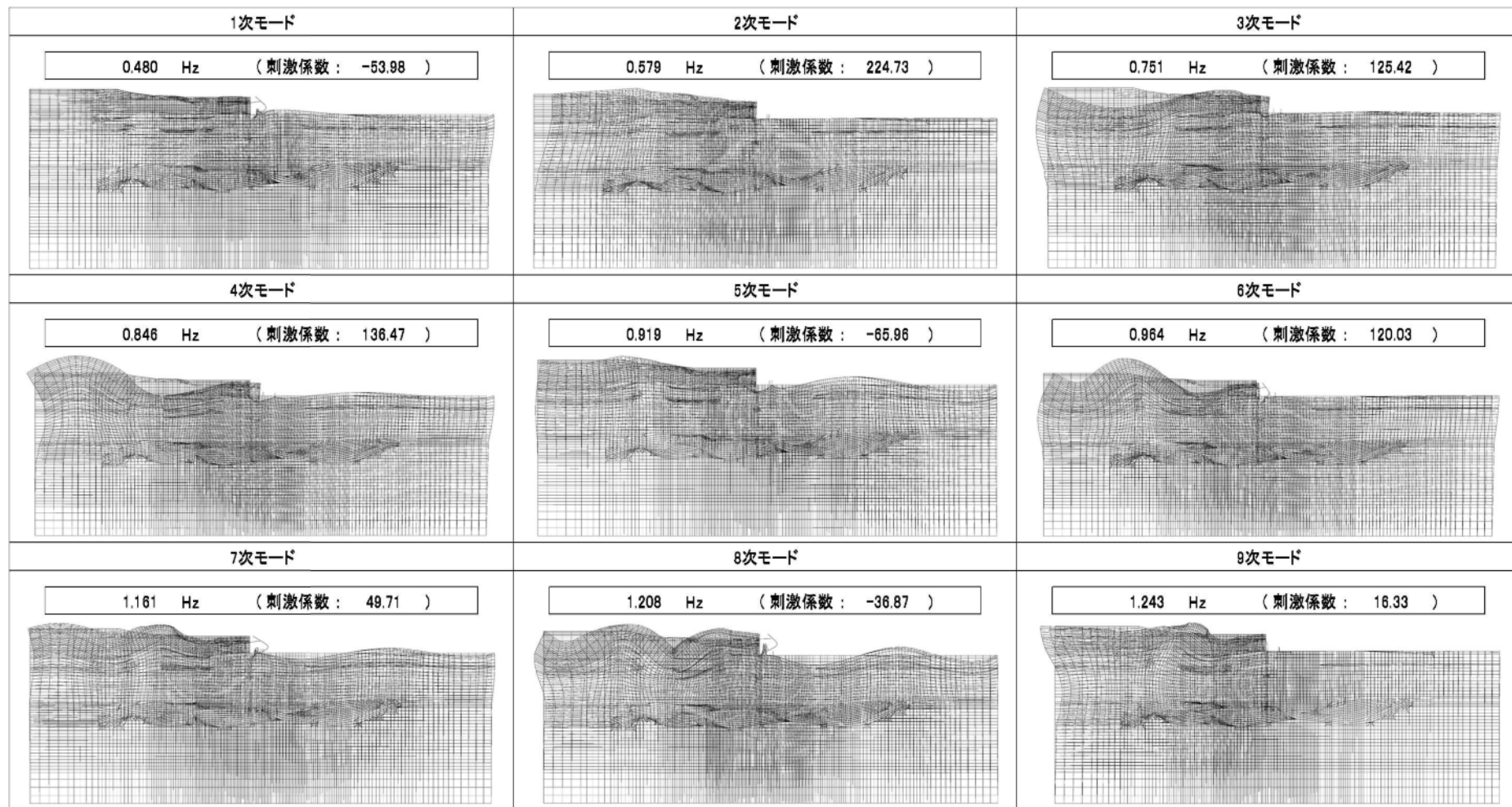


図 1-1 (3) 貯留堰の固有値解析結果
(EW-1 検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

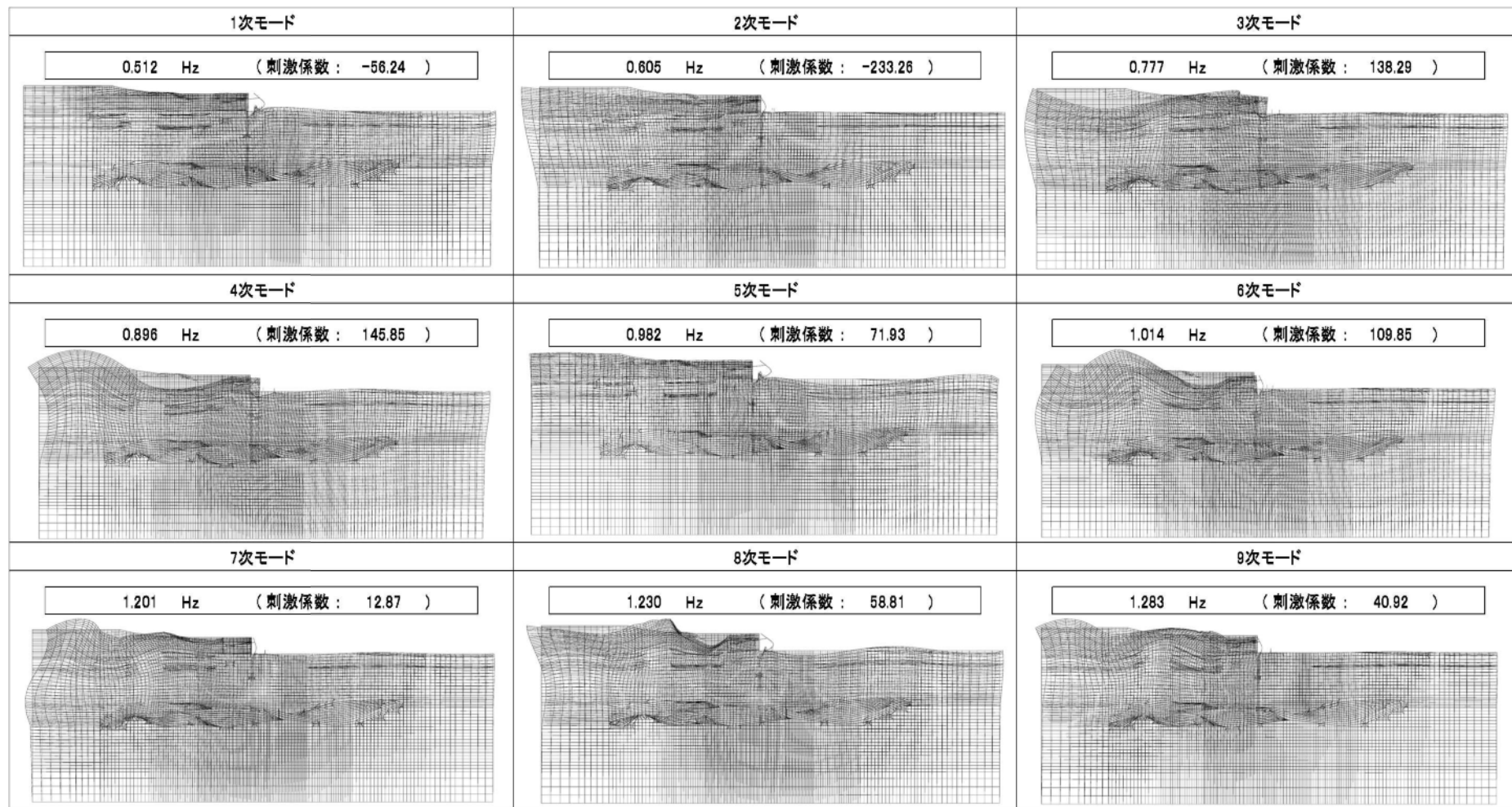


図1-1(4) 貯留堰の固有値解析結果

(EW-1 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)

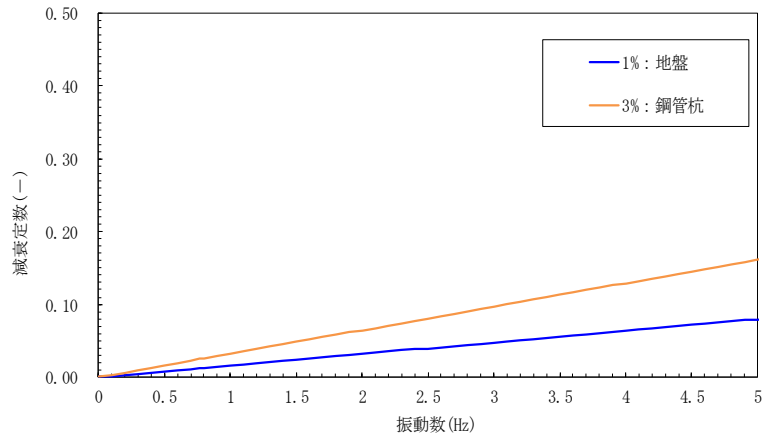


図 1-2 (1) 設定した Rayleigh 減衰

(EW-1 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)

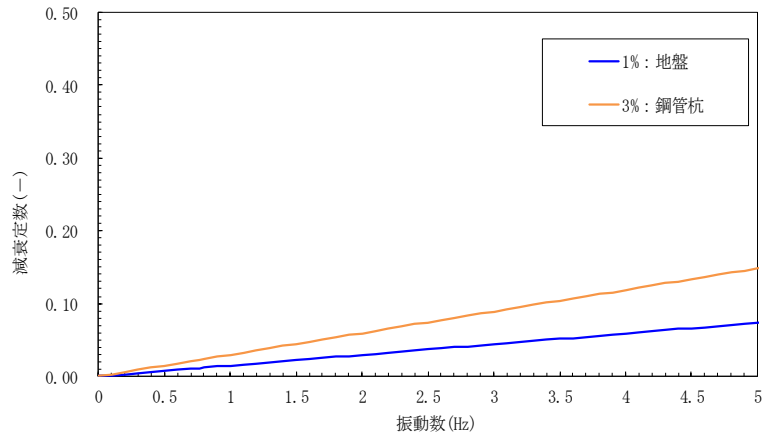


図 1-2 (2) 設定した Rayleigh 減衰

(EW-1 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)

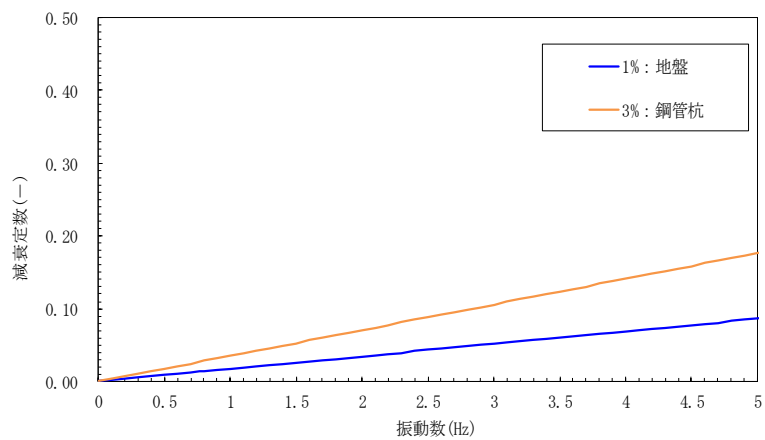


図 1-2 (3) 設定した Rayleigh 減衰

(EW-1 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)

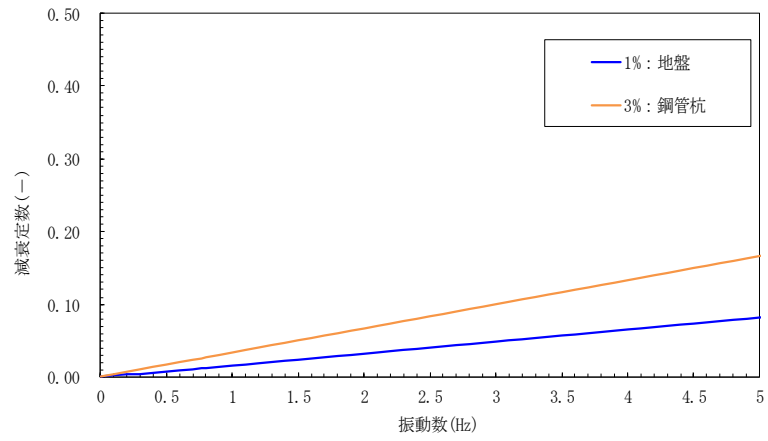


図 1-2 (4) 設定した Rayleigh 減衰

(EW-1 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)