

本資料のうち、枠囲みの内容は、
営業秘密あるいは防護上の観点
から公開できません。

東海第二発電所 工事計画審査資料	
資料番号	補足-340-4 改4
提出年月日	平成30年8月6日

工事計画に係る補足説明資料

耐震性に関する説明書のうち

補足-340-4 【下位クラス施設の波及的影響の検討について】

平成30年8月

日本原子力発電株式会社

補足説明資料目次

1. 概要
2. 波及的影響に関する評価方針
 - 2.1 基本方針
 - 2.2 下位クラス施設の抽出方法
 - 2.3 影響評価方法
 - 2.4 プラント運転状態による評価対象の考え方
3. 事象検討
 - 3.1 別記2に記載された事項に基づく事象検討
 - 3.2 地震被害事例に基づく事象の検討
 - 3.3 津波，火災，溢水による影響評
 - 3.4 周辺斜面の崩壊による影響評価
4. 上位クラス施設の確認
5. 下位クラス施設の抽出及び影響評価方法
 - 5.1 不等沈下又は相対変位による影響
 - 5.2 接続部における相互影響
 - 5.3 建屋内における損傷，転倒及び落下等による影響
 - 5.4 建屋外における損傷，転倒及び落下等による影響
6. 下位クラス施設の検討結果
 - 6.1 不等沈下又は相対変位による影響検討結果
 - 6.2 接続部における相互影響検討結果
 - 6.3 建屋内における損傷，転倒及び落下等による影響検討結果
 - 6.4 建屋外における損傷，転倒及び落下等による影響検討結果

【図表】

- 第2-1図 波及的影響評価に係る検討フロー
- 第2-1表 波及的影響の検討内容
- 第3-1表 地震時被害事例の要因と検討事象の整理
- 第4-1表 建屋外上位クラス一覧
- 第4-2表 建屋内上位クラス一覧
- 第5-1-1図 不等沈下により建屋外上位クラス施設へ影響を及ぼす可能性のある下位クラス施設の抽出及び評価フロー
- 第5-1-2図 相対変位により建屋外上位クラス施設へ影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の抽出及び評価フロー
- 第5-2図 上位クラス施設と接続する下位クラス施設の抽出及び評価フロー
- 第5-3図 損傷，転倒及び落下により建屋内上位クラス施設へ影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の抽出及び評価フロー
- 第5-4図 損傷，転倒及び落下により建屋外上位クラス施設へ影響を及ぼすおそれのある

下位クラス施設の抽出及び評価フロー

第6-1-1 図 建屋外上位クラス配置図

第6-1-1 表 建屋外上位クラス施設への波及的影響（相対変位及び不等沈下）を及ぼすおそれのある下位クラス施設

第6-1-2 表 建屋外施設の評価結果（地盤の不等沈下による影響）

第6-1-3 表 建屋外施設の評価結果（相対変位による影響）

第6-2-1 表 上位クラス施設と下位クラス施設との接続部一覧表

第6-2-1 表 上位クラス施設と下位クラス施設との接続部の評価結果

第6-3-1 図 建屋内上位クラス施設配置図

第6-3-2 図 原子炉建屋内設備の位置関係概要図

第6-3-3 図 使用済燃料乾式貯蔵建屋の位置関係概要図

第6-3-1 表 建屋内上位クラス施設に波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設

第6-3-2 表 建屋内施設の評価方針（損傷、転倒及び落下等による影響）

第6-4-1 図 建屋外上位クラス配置図

第6-3-1 表 建屋外上位クラス施設に波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設

第6-4-2 表 建屋外施設の評価方針（損傷、転倒及び落下等による影響）

【添付資料】

添付資料 1-1 波及的影響評価に係る現場調査の実施要領

添付資料 1-2 波及的影響評価に係る現場調査記録

添付資料 2-1 発電所における地震被害事例の要因整理

添付資料 2-2 東海第二発電所における地震被害事例の要因整理

添付資料 3 設置予定施設に対する波及的影響評価手法について

添付資料 4 原子炉建屋の周辺に位置する建屋の波及的影響評価

添付資料 5 大物搬入口建屋に係る波及的影響評価

添付資料 6 スクリーン設備の波及的影響評価

添付資料 7 廃棄物処理建屋の波及的影響評価

添付資料 8 土留鋼管矢板の耐震性についての計算書に関する補足資料

土留鋼管矢板の耐震性についての計算書に関する補足資料

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 適用規格	9
3. 地震応答解析	10
3.1 評価対象断面	10
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 減衰特性	14
3.3 荷重及び荷重の組合せ	15
3.3.1 耐震安全性評価上考慮する状態	15
3.3.2 荷重	16
3.3.3 荷重の組合せ	17
3.4 入力地震動	18
3.5 解析モデル及び諸元	35
3.5.1 解析モデルの設定	35
3.5.2 使用材料及び材料の物性値	47
3.5.3 地盤の物性値	48
3.5.4 地下水位	50
3.6 解析ケース	51
4. 耐震評価	53
4.1 評価対象部位	53
4.2 荷重及び荷重の組合せ	54
4.2.1 耐震安全性評価上考慮する状態	54
4.2.2 荷重	55
4.2.3 荷重の組合せ	56
4.3 許容限界	57
4.4 評価方法	59
4.5 解析モデル及び諸元	60

5. 評価結果	61
5.1 地震応答解析結果	61
5.2 耐震評価結果	114
5.3 まとめ	120

1. 概要

本資料は、V-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、土留鋼管矢板が周辺に設置された上位クラス施設である貯留堰に対して、地震時に波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

基準地震動 S_0 に対して耐震計算を行い、土留鋼管矢板の安定性及び応力評価を実施することで、十分な構造強度を有することを確認する。

2. 基本方針

2.1 位置

土留鋼管矢板の平面配置図を図 2.1-1 に示す。

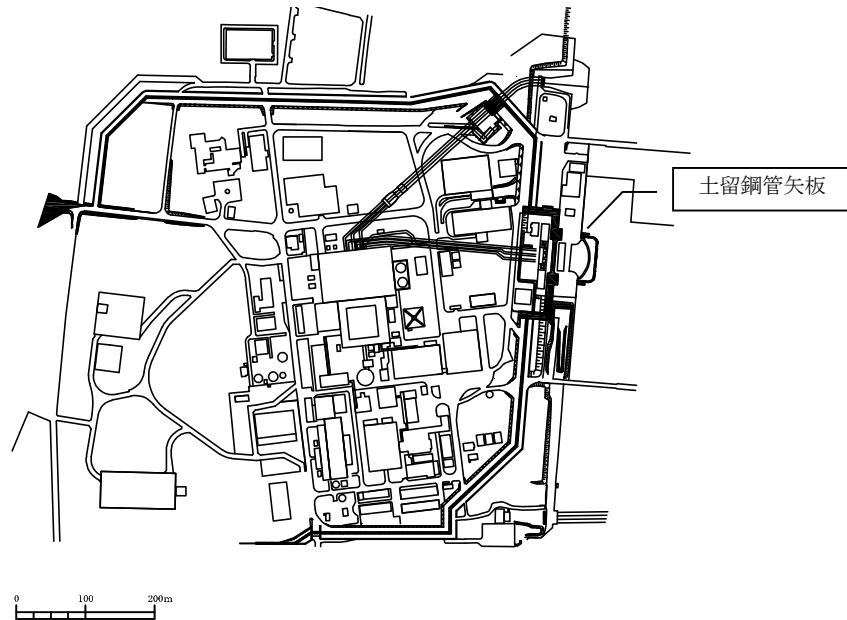


図 2.1-1 (1) 土留鋼管矢板の平面配置図 (全体図)

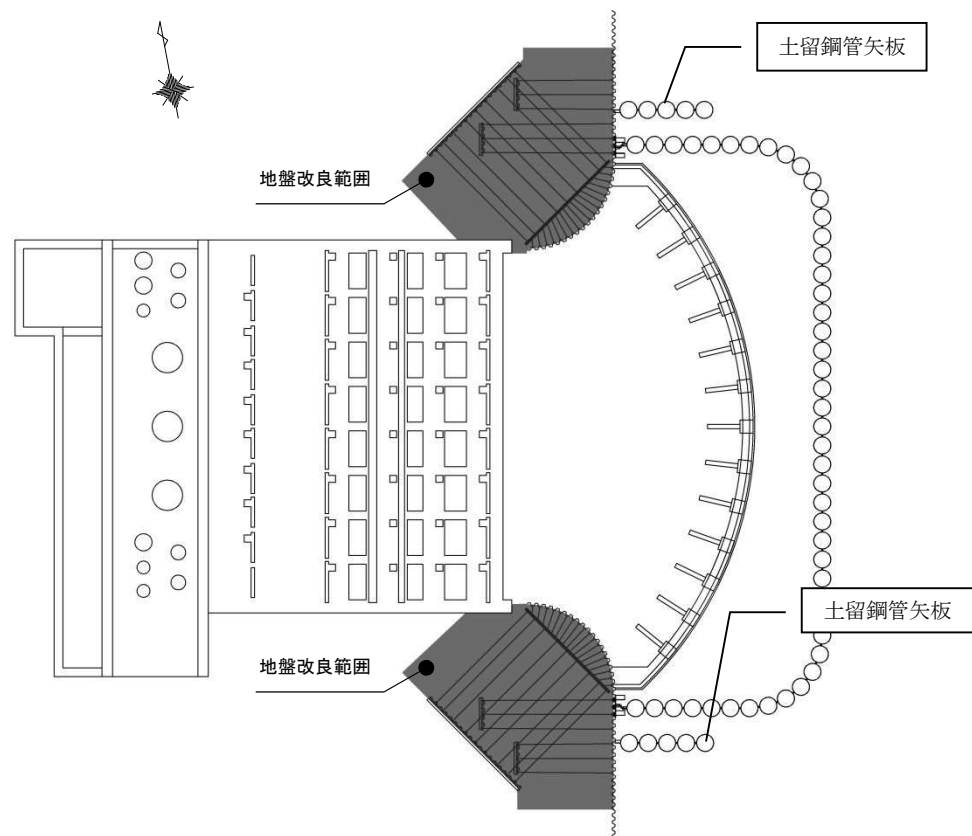


図 2.1-1 (2) 土留鋼管矢板の平面配置図 (拡大図)

2.2 構造概要

土留鋼管矢板は、地震時における捨石等の土砂の変形が貯留堰本体へ影響を与えないように、貯留堰の南北側に2 mの離隔をとって配置する。また、土留鋼管矢板には、海水による腐食防止のため、電気防食を施す。

土留鋼管矢板は、貯留堰の南北側にある捨石マウンドの土圧を受け持つ構造である。

土留鋼管矢板の平面図を図 2.2-1、断面図を図 2.2-2 に示す。

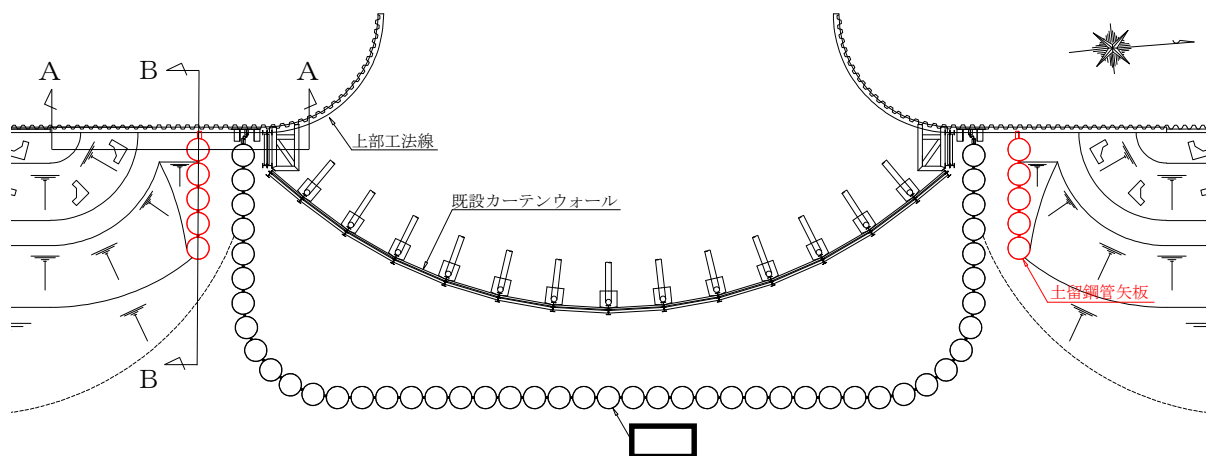
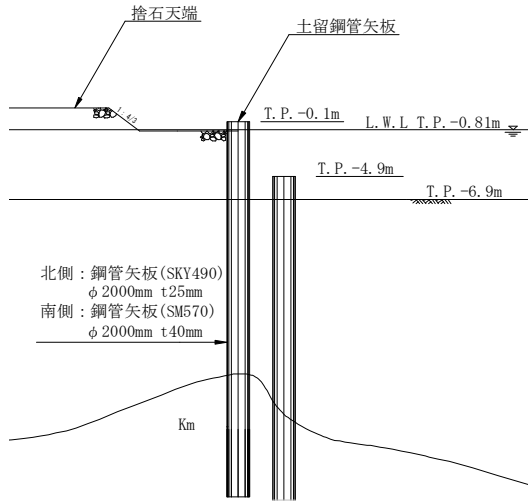
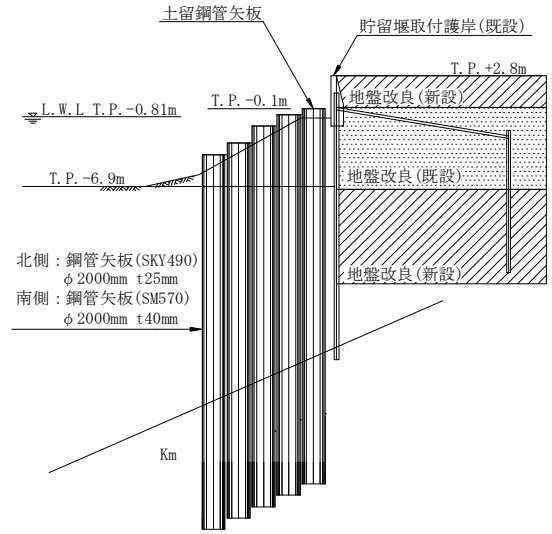


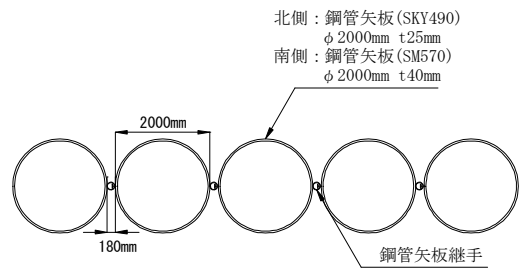
図 2.2-1 土留鋼管矢板の平面図



(a) A-A断面図



(b) B-B断面図



(c) 鋼管矢板継手平面図

図 2.2-2 土留鋼管矢板の標準図

2.3 評価方針

土留鋼管矢板は、貯留堰と同じ運転状態を想定することから、設計基準対象施設及び重大事故等対処施設として、波及的影響評価を行う。

土留鋼管矢板の地震応答解析においては、地震時の地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

有効応力解析に用いる液状化強度特性は、代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮して設定する。

構造物への地盤変位に対する保守的な配慮として、地盤を強制的に液状化させることを仮定した影響を考慮する。その際は、原地盤よりも十分に小さい液状化強度特性（敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性）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。

土留鋼管矢板の波及的影響評価は、「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 2.3-1 の土留鋼管矢板の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

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

基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

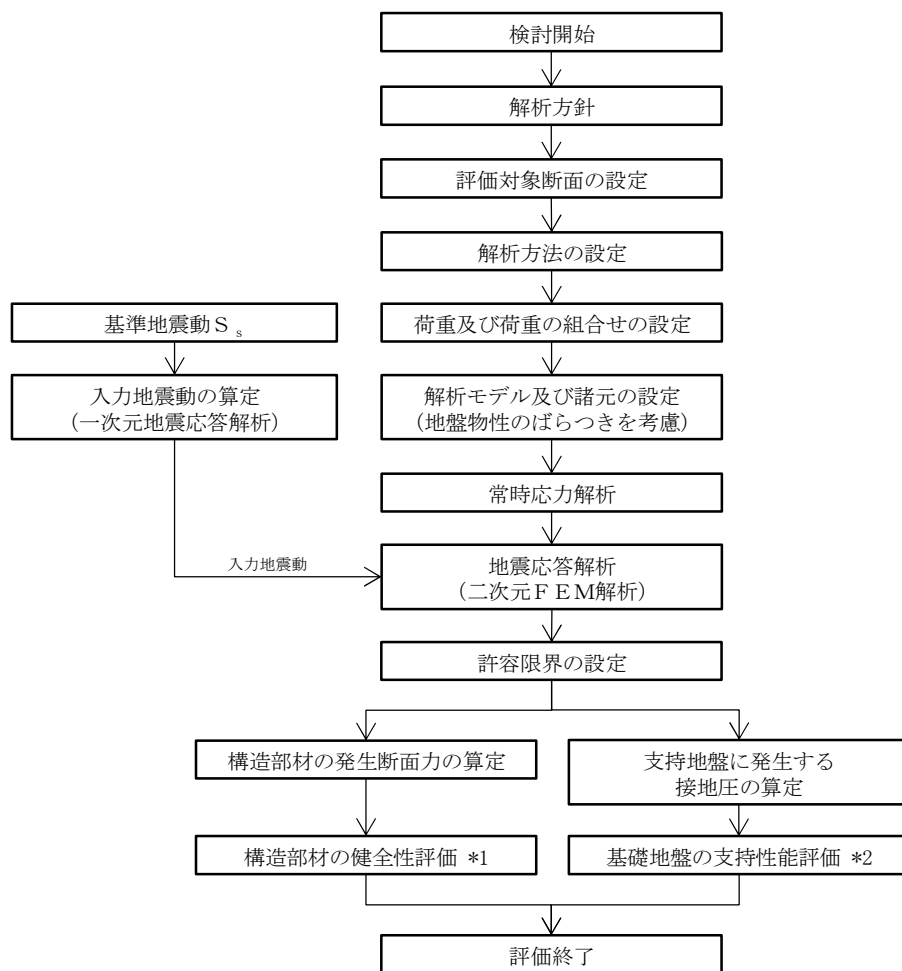
土留鋼管矢板の耐震評価フローを図 2.3-1 に示す。

ここで、土留鋼管矢板は、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、波及的影響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。

表 2.3-1 土留鋼管矢板の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	鋼管矢板	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*

注記 *：妥当な安全余裕を考慮する。



注記 *1：構造部材の健全性を評価することで、表 2.3-1 に示す「構造強度を有すること」を満足することを確認する。

*2：基礎地盤の支持性能評価を実施することで、表 2.3-1 に示す「構造強度を有すること」を満足することを確認する。

図 2.3-1 土留鋼管矢板の耐震評価フロー

2.4 適用規格

適用する規格，基準類を以下に示す。

- ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）
- ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005年）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）
- ・港湾の施設の技術上の基準・同解説（（社）日本港湾協会，平成19年7月）

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	・道路橋示方書（Ⅳ下部構造編）・同解説（平成14年3月）	—
荷重及び荷重の組み合わせ	・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005年）	・永久荷重＋偶発荷重の適切な組合せを検討
許容限界	・道路橋示方書（Ⅳ下部構造編）・同解説（平成14年3月）	・曲げ軸力に対する照査は，発生応力度が，許容応力度以下であることを確認 ・せん断力に対する照査は，発生応力度が許容応力度以下であることを確認
評価方法	・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	・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005年） ・J E A G 4 6 0 1 -1987	・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、上位クラス施設である貯留堰への影響を評価するため、土留鋼管矢板背後の捨石マウンドの形状を踏まえ設定する。

図 3.1-1 に示す平面図より、土留鋼管矢板は護岸法線直角方向に連続する鋼管矢板で構成される。また、捨石マウンドは海側から既設護岸側へ向かって高くなっていることから、土留鋼管矢板高さも既設護岸側端部において最も高く設置される。

土留鋼管矢板の評価対象断面として、構造の安定性に支配的な弱軸方向断面のうち、土留鋼管矢板の高さが高くなり捨石による荷重が最も大きくなる NS-1 断面 (図 3.1-2) を選定し、基準地震動 S_s による耐震評価を実施する。

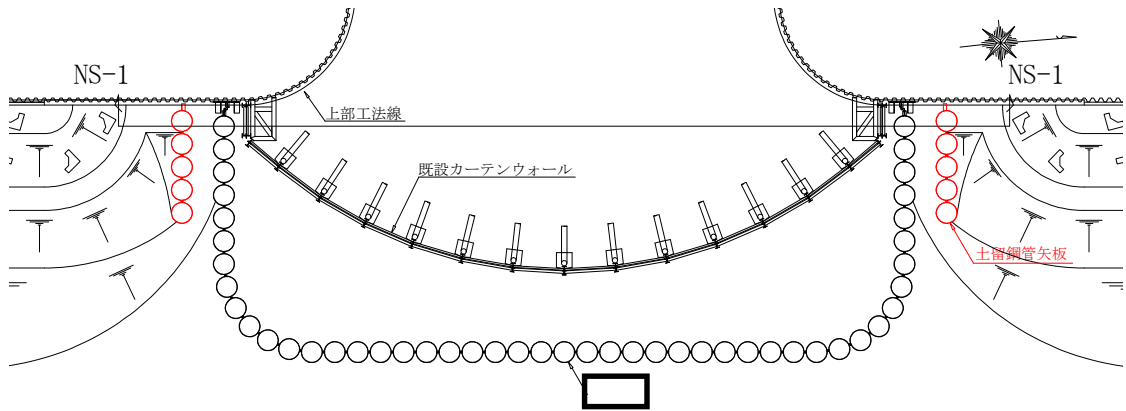


図 3.1-1 土留鋼管矢板の平面図

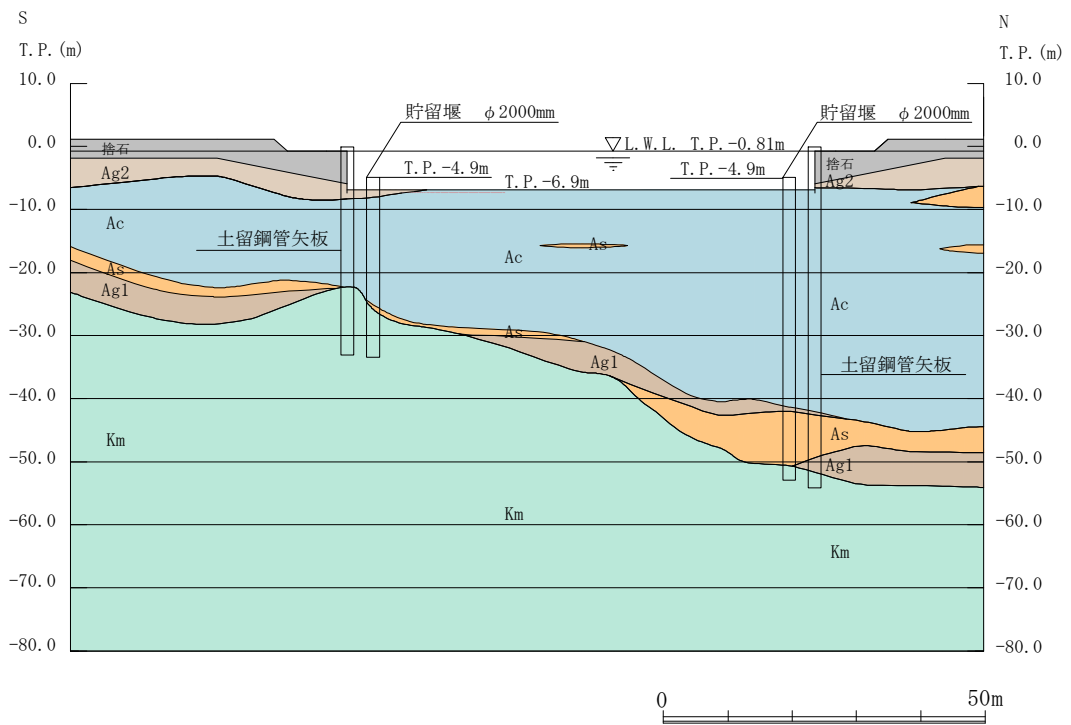


図 3.1-2 土留鋼管矢板の断面図 (NS-1)

3.2 解析方法

地震応答解析は、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、V-5-10「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3.2.1 地震応答解析手法

土留鋼管矢板の地震応答解析は、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。土留鋼管矢板は、線形はり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。

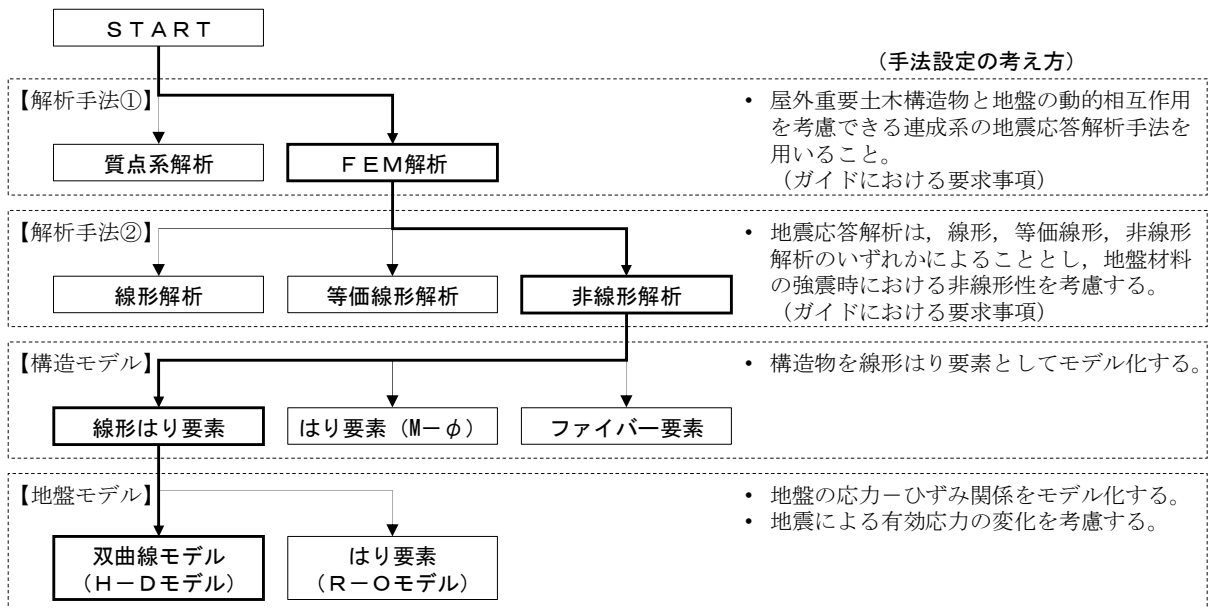


図 3.2-1 地震応答解析手法の選定フロー

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、はり要素を適用し、線形部材としてモデル化する。

3.2.3 地盤

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。

3.2.4 減衰特性

時刻歴非線形解析における減衰特性については、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、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.3.1 耐震安全性評価上考慮する状態

土留鋼管矢板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

土留鋼管矢板の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 常時考慮荷重 (G)

常時考慮荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 地震荷重 (K_{S_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) 風荷重 (P_k)

風荷重として、風速 30 m/s の風圧力を考慮する。

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)	$G + K_{S_s} + P_s + P_k$

G : 固定荷重

K_{S_s} : 地震荷重

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

表 3.3-2 荷重の組合せ

種別	荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	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		○ ・積雪荷重を考慮する。
	風荷重		○ ・風荷重を考慮する。
	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・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、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設計方針を踏まえて設定する。

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を1次元波動論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。入力地震動算定の概念図を図3.4-1に、基準地震動 S_s の加速度時刻歴波形と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、V-5-25「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

なお、特定の方向性を有しない地震動については、位相を反転させた場合の影響も確認する。断層モデル波である $S_s-11 \sim S_s-22$ 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。

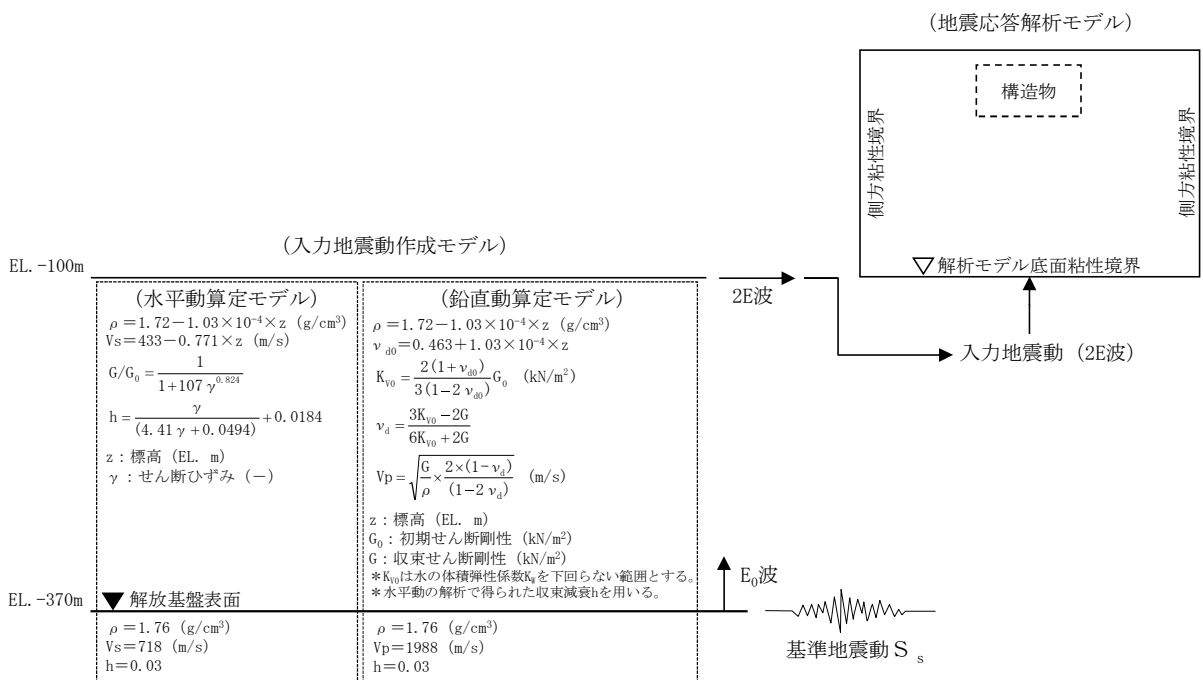
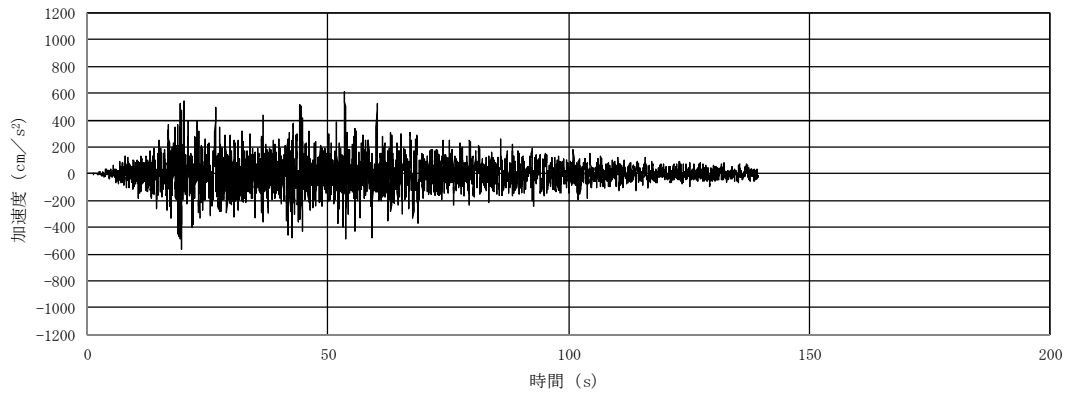
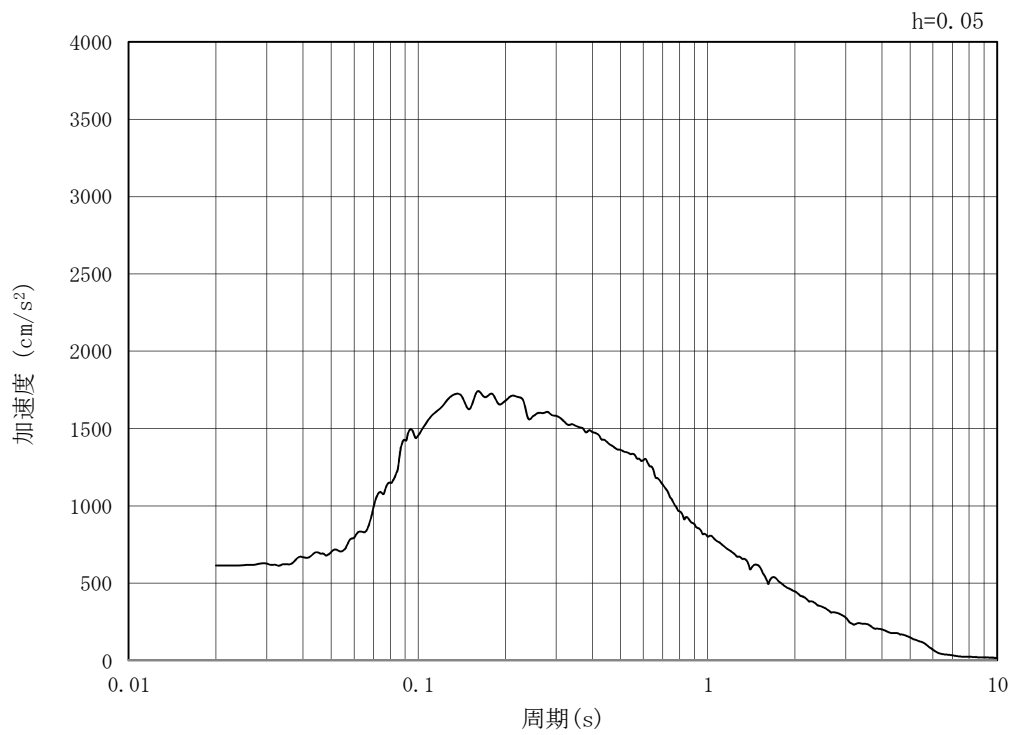


図 3.4-1 入力地震動算定の概念図

MAX 614 cm/s^2 (53.52s)



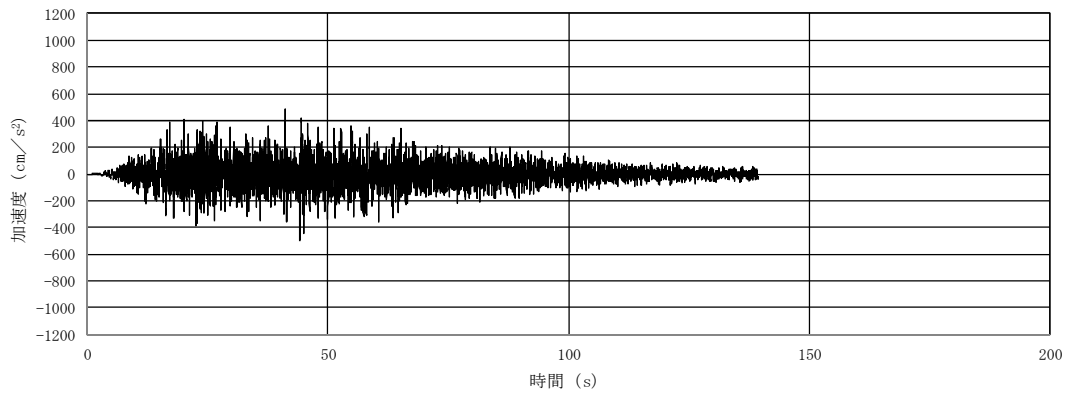
(a) 加速度時刻歴波形



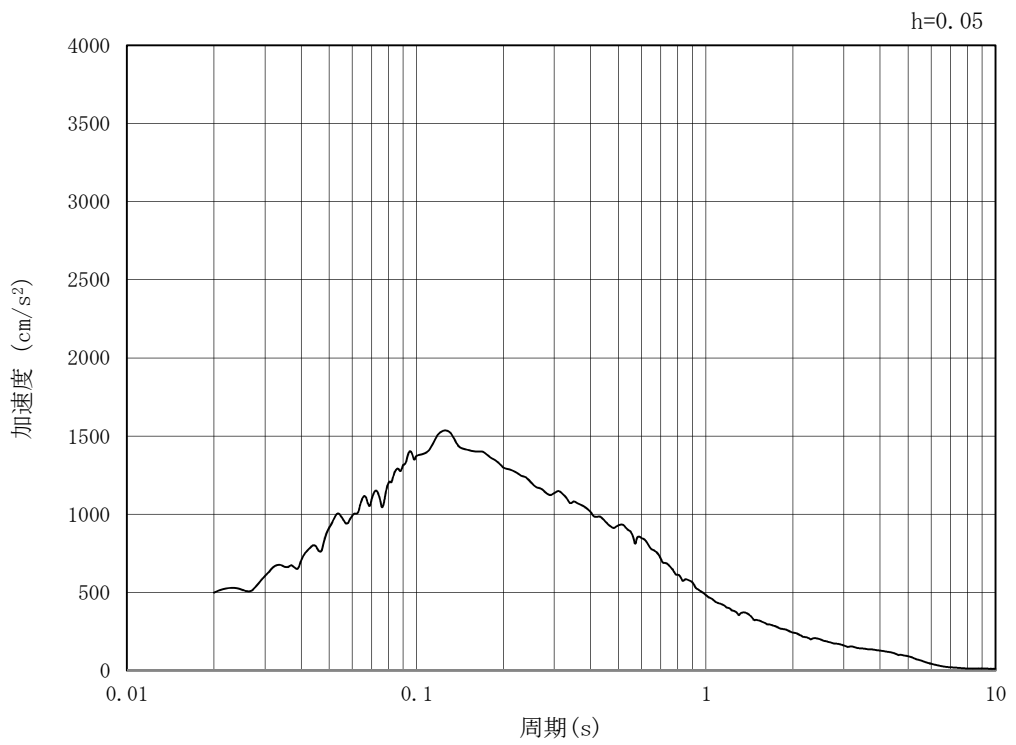
(b) 加速度応答スペクトル

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 (NS-1)
(水平方向 : S_s-D 1)

MAX 499 cm/s^2 (44.24s)



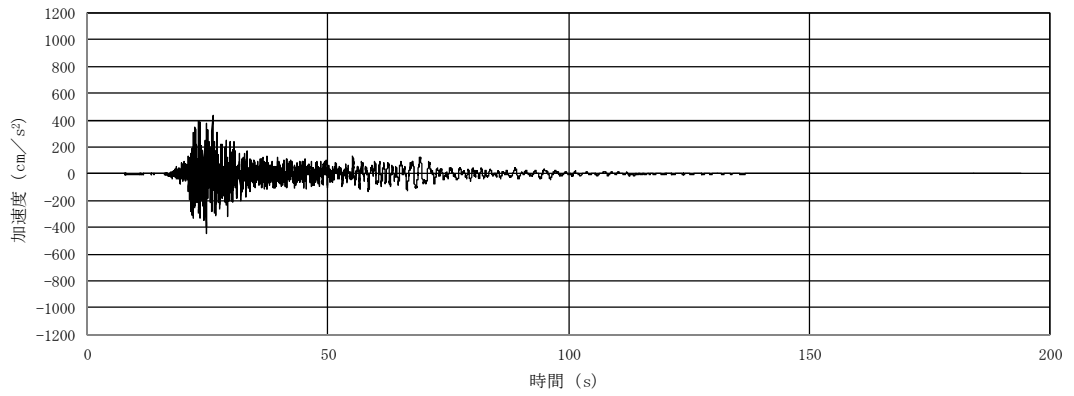
(a) 加速度時刻歴波形



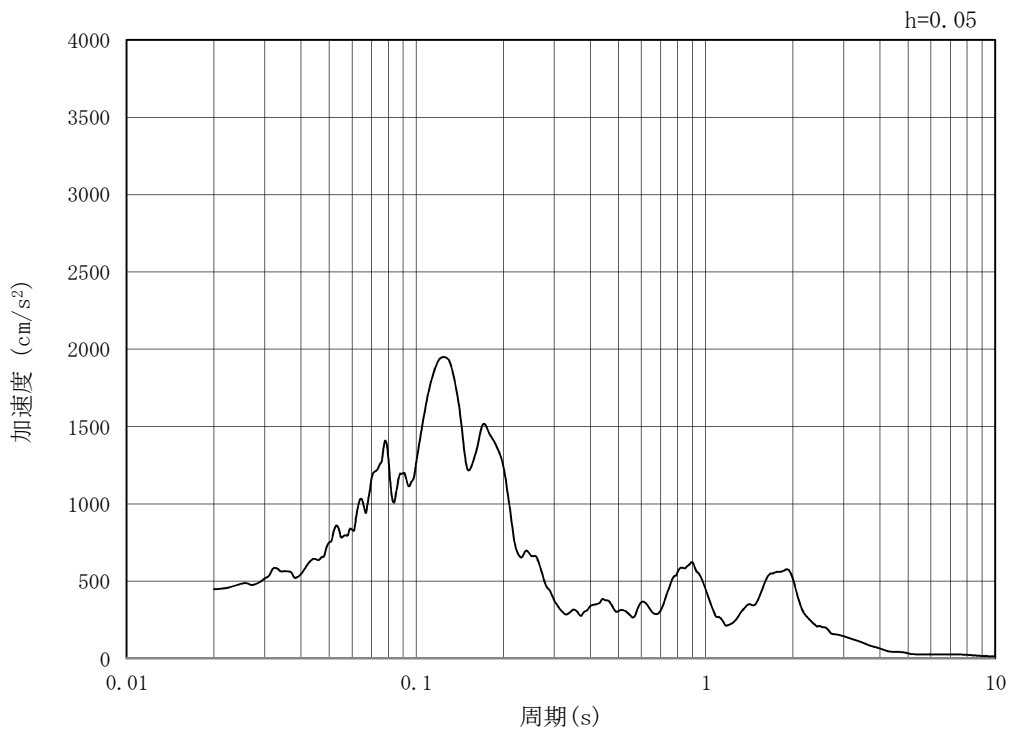
(b) 加速度応答スペクトル

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 (NS-1)
(鉛直方向 : $S_s - D 1$)

MAX 448 cm/s^2 (24.66s)



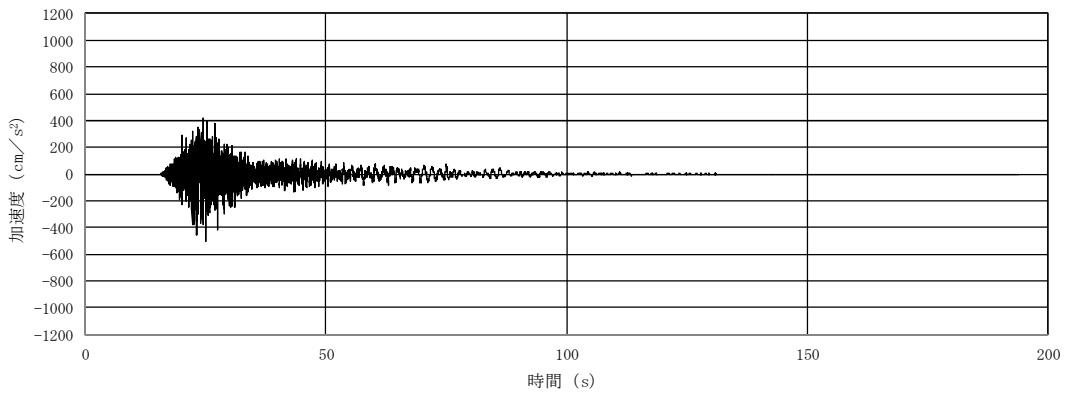
(a) 加速度時刻歴波形



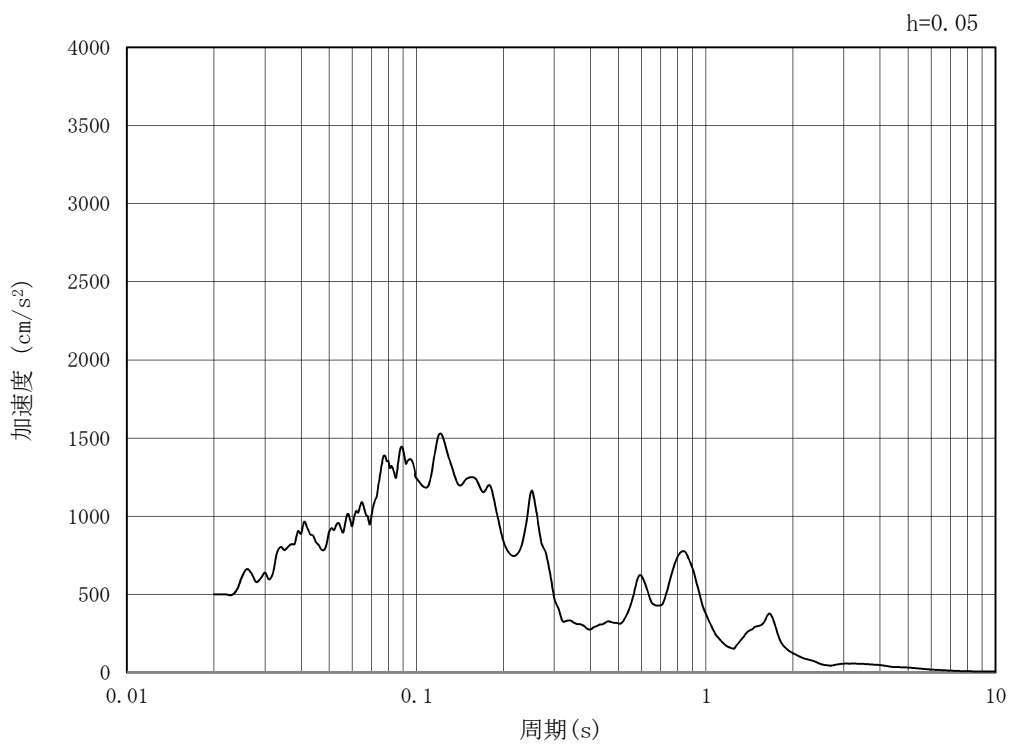
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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 (NS-1)
(水平方向 : $S_s - 1.1$)

MAX 501 cm/s² (25.03s)



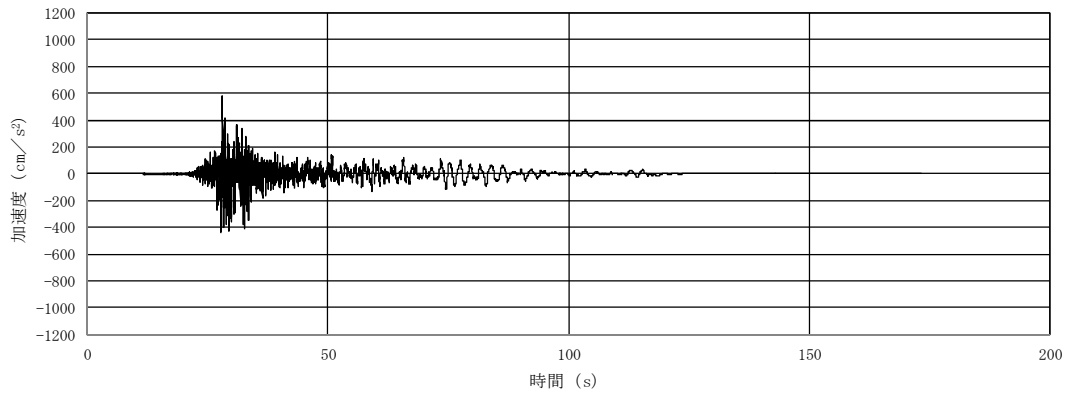
(a) 加速度時刻歴波形



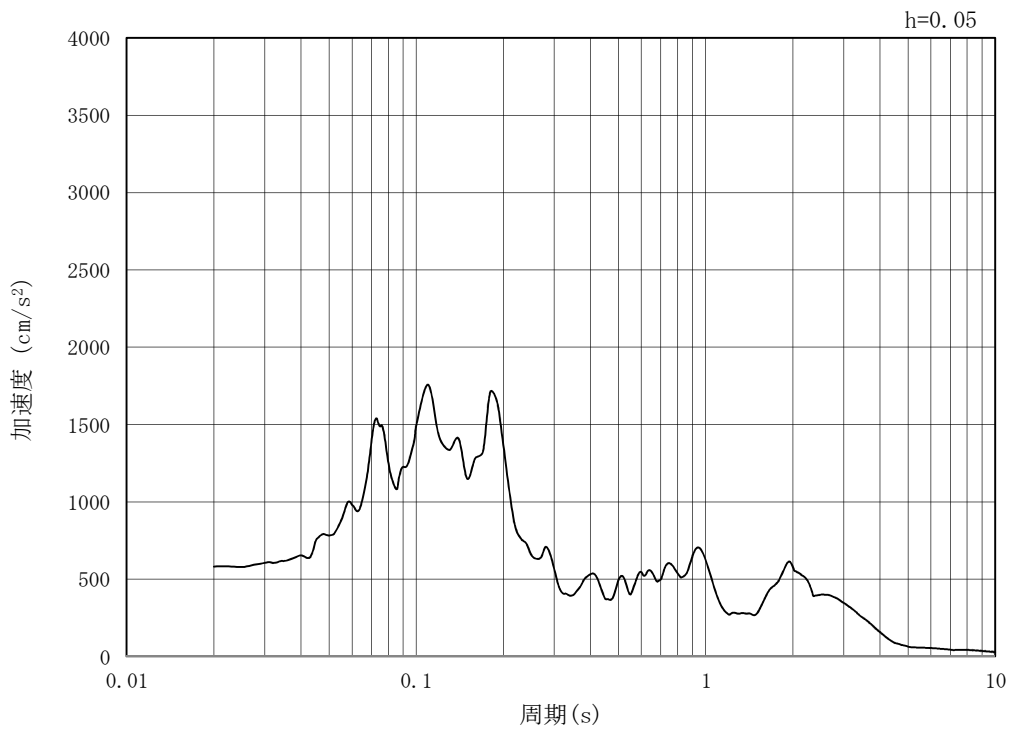
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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 (NS-1)
(鉛直方向 : $S_s - 1.1$)

MAX 582 cm/s^2 (28.16s)



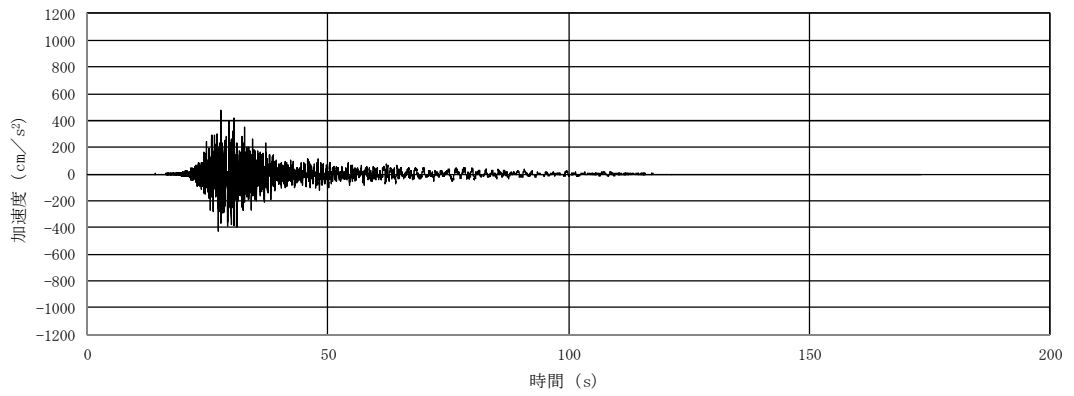
(a) 加速度時刻歴波形



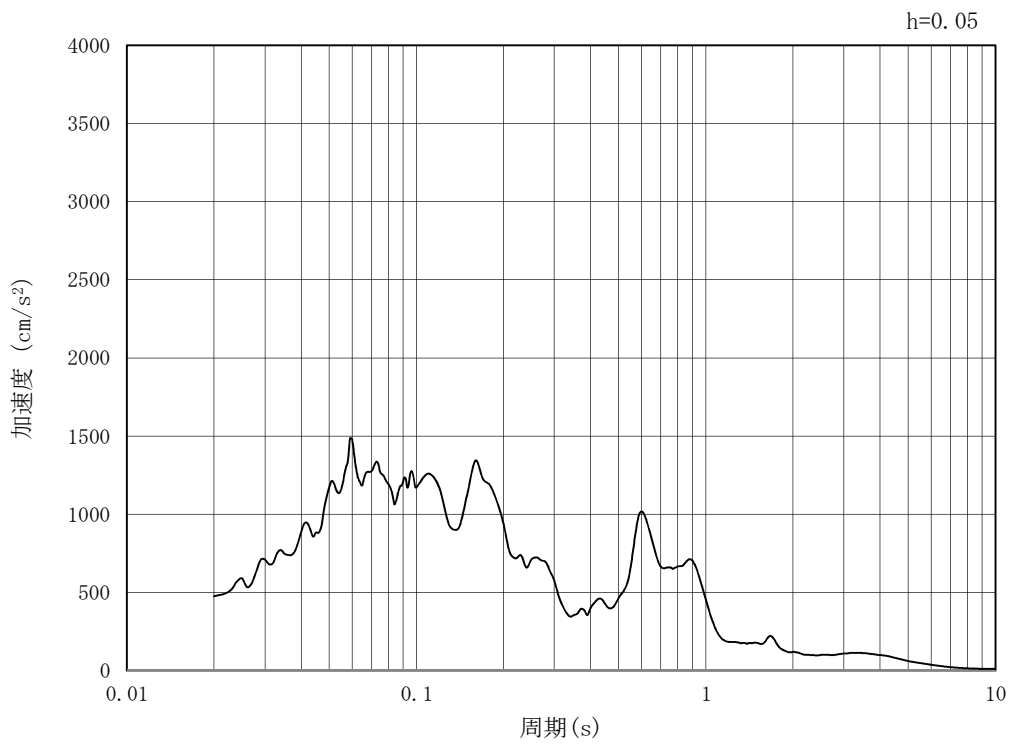
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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 (NS-1)
(水平方向 : $S_s - 1.2$)

MAX 475 cm/s² (27.83s)



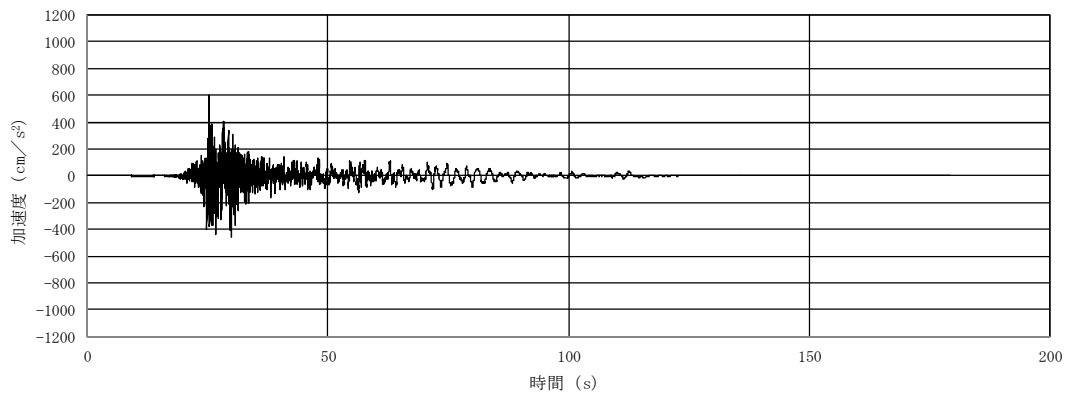
(a) 加速度時刻歴波形



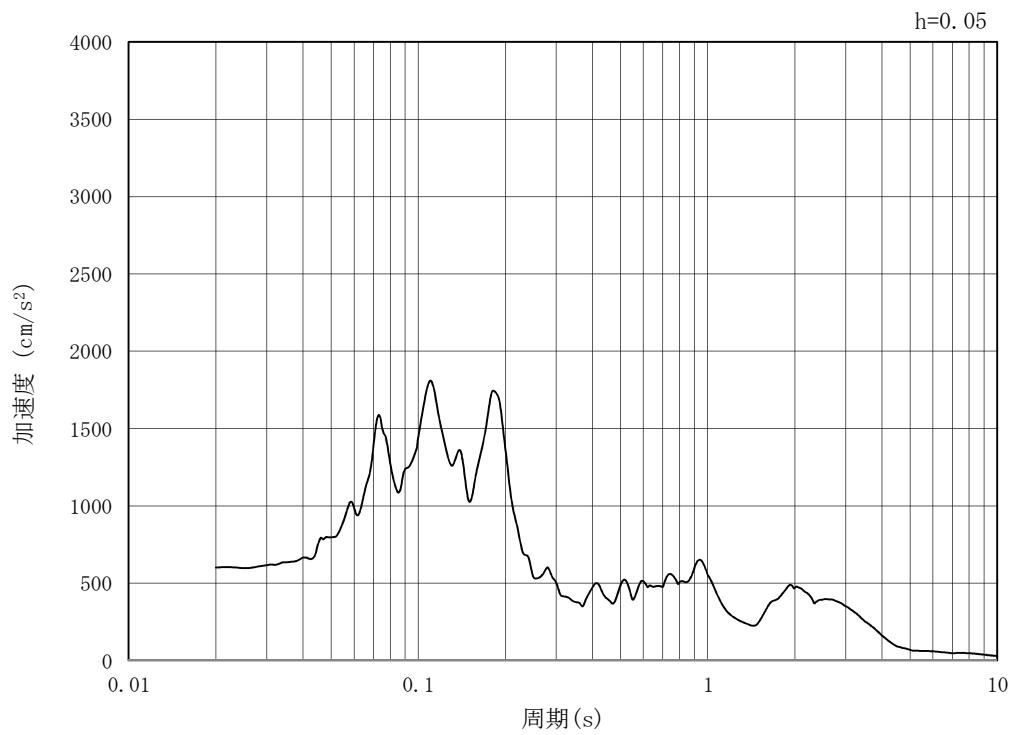
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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 (NS-1)
(鉛直方向 : $S_s - 1.2$)

MAX 601 cm/s^2 (25.38s)



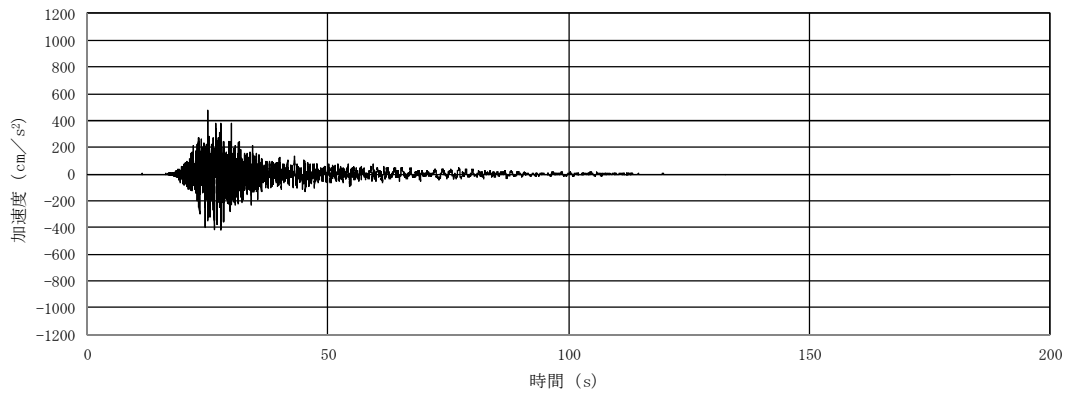
(a) 加速度時刻歴波形



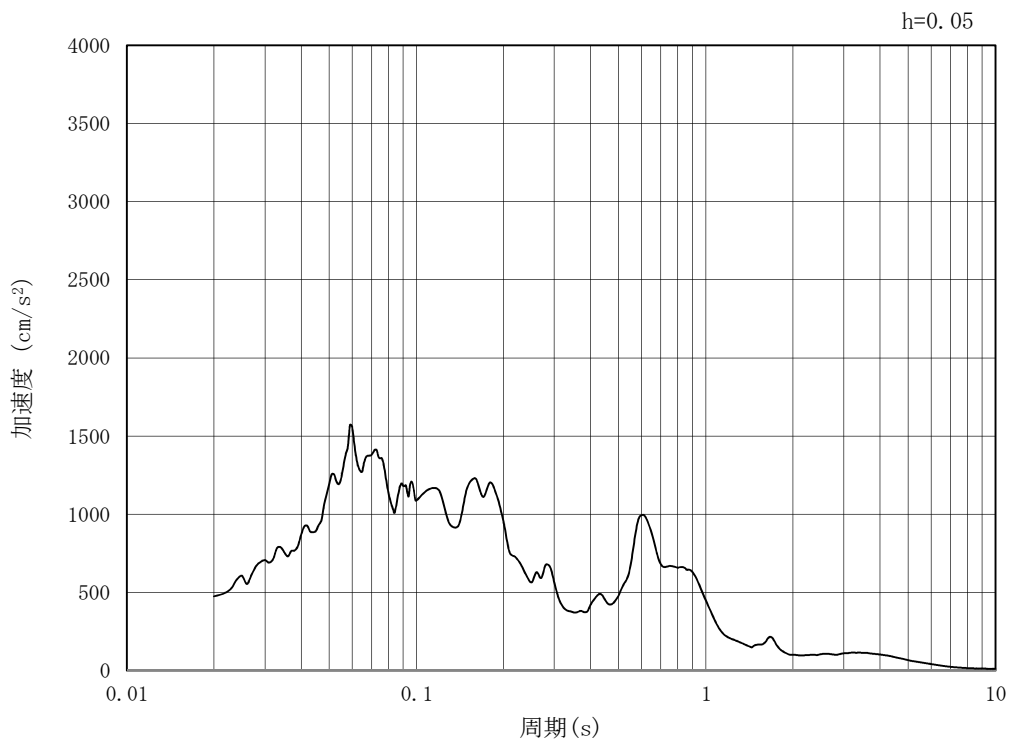
(b) 加速度応答スペクトル

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 (NS-1)
(水平方向 : $S_s - 1.3$)

MAX 474 cm/s^2 (25.05s)



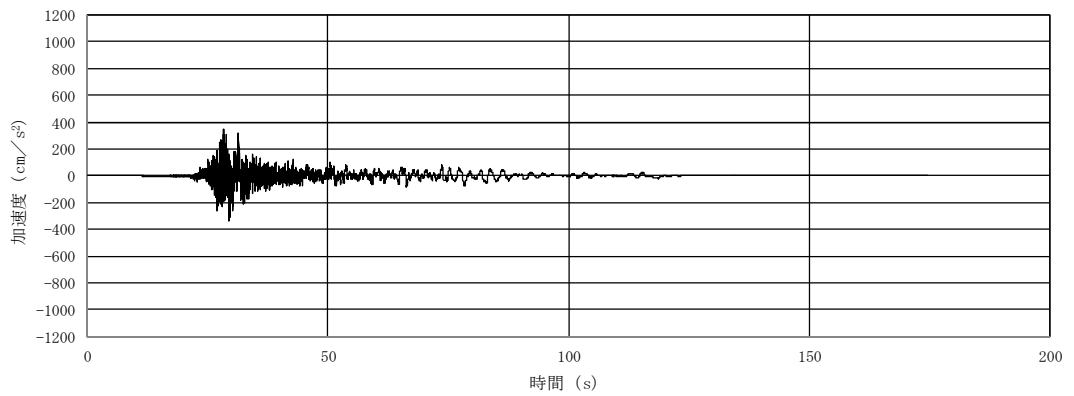
(a) 加速度時刻歴波形



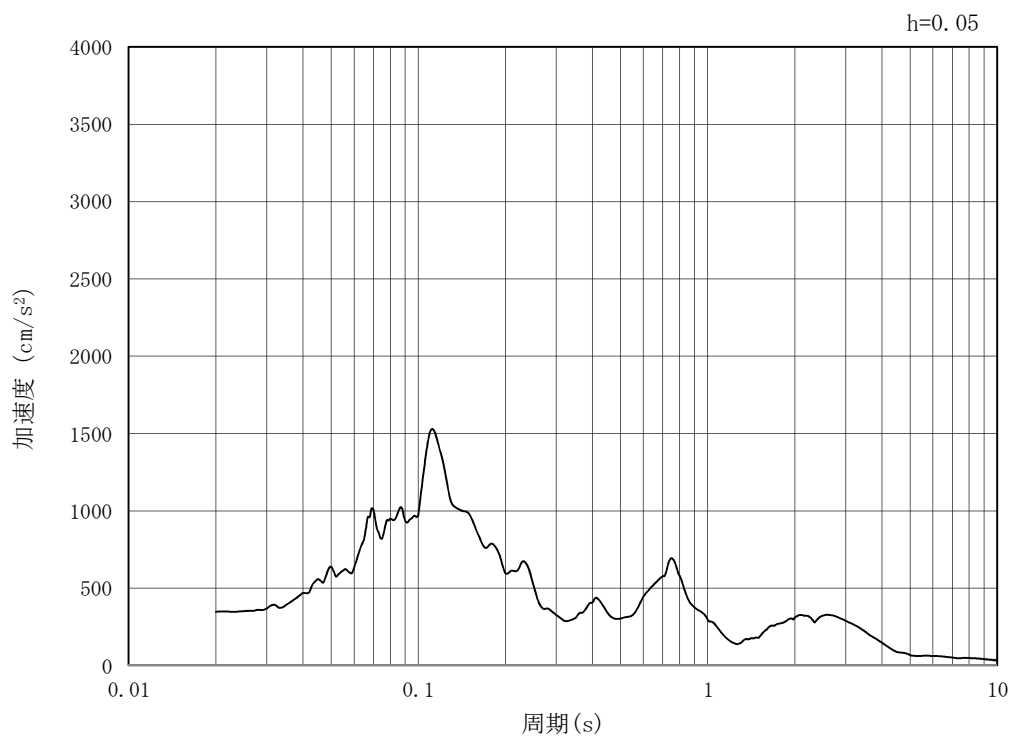
(b) 加速度応答スペクトル

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 (NS-1)
(鉛直方向 : $S_s - 1.3$)

MAX 348 cm/s^2 (28.27s)



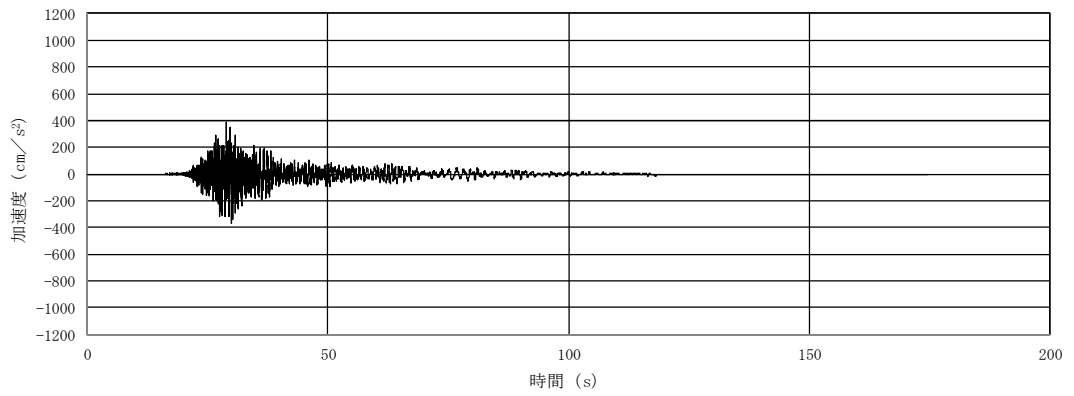
(a) 加速度時刻歴波形



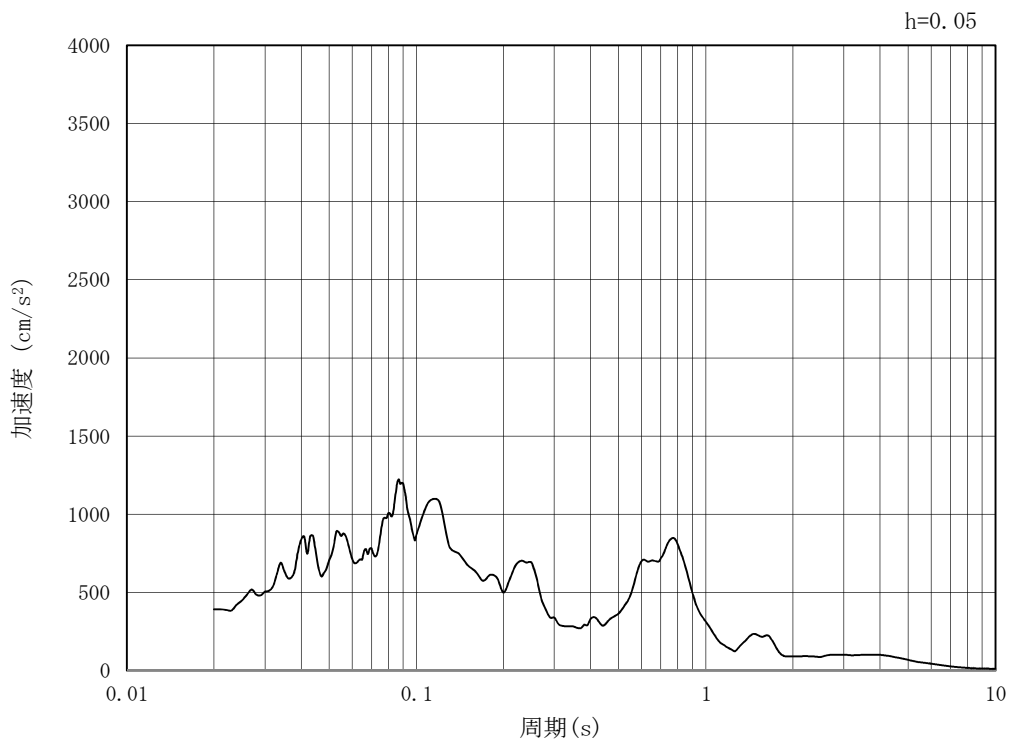
(b) 加速度応答スペクトル

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 (NS-1)
(水平方向 : $S_s - 1.4$)

MAX 392 cm/s^2 (28.99s)



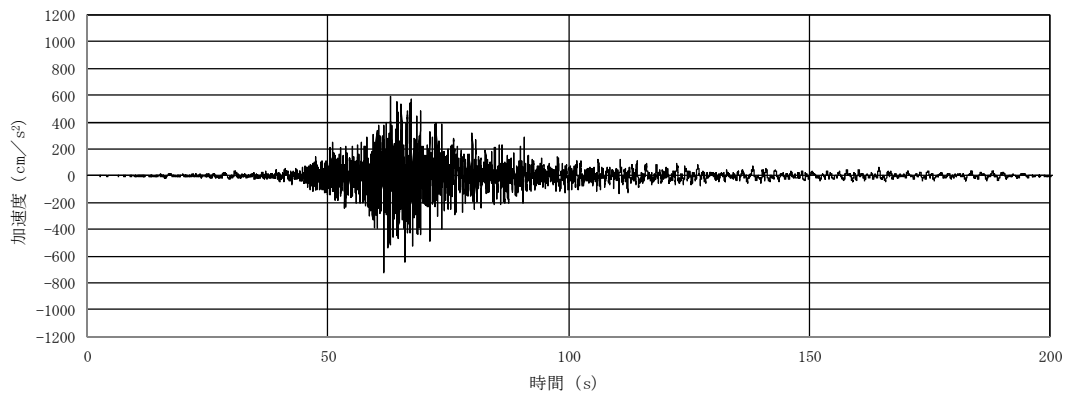
(a) 加速度時刻歴波形



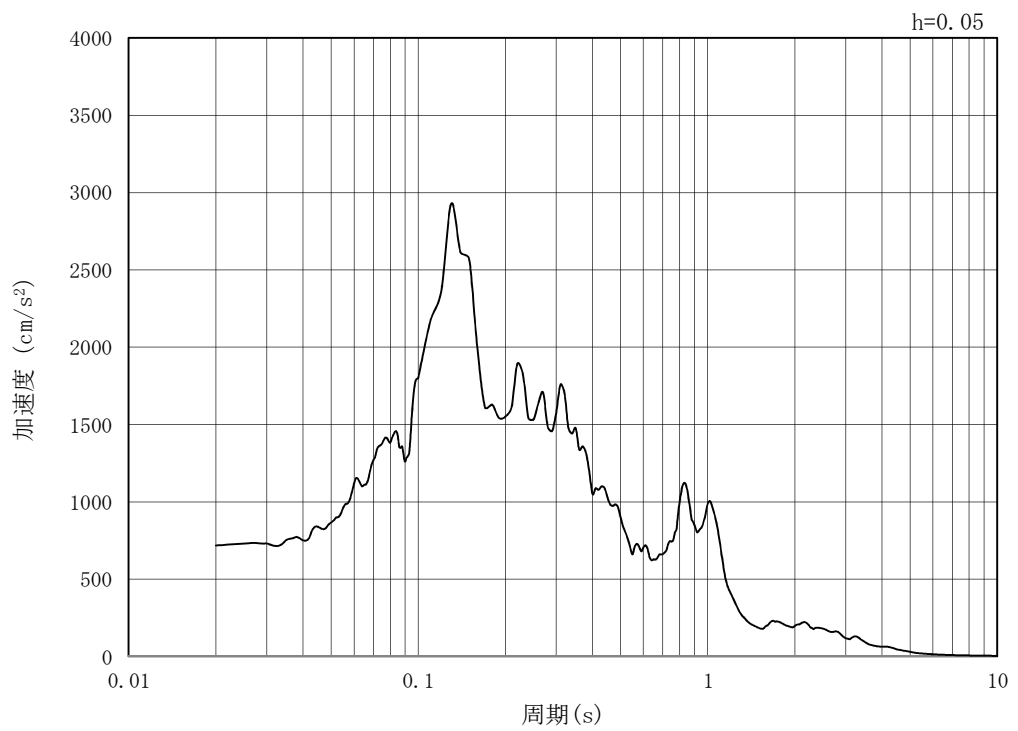
(b) 加速度応答スペクトル

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 (NS-1)
(鉛直方向: $S_s - 1.4$)

MAX 718 cm/s^2 (61.6s)



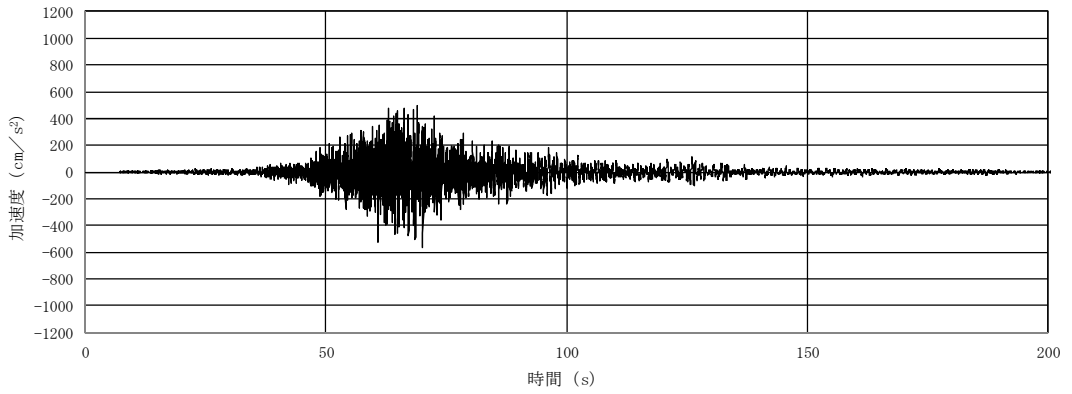
(a) 加速度時刻歴波形



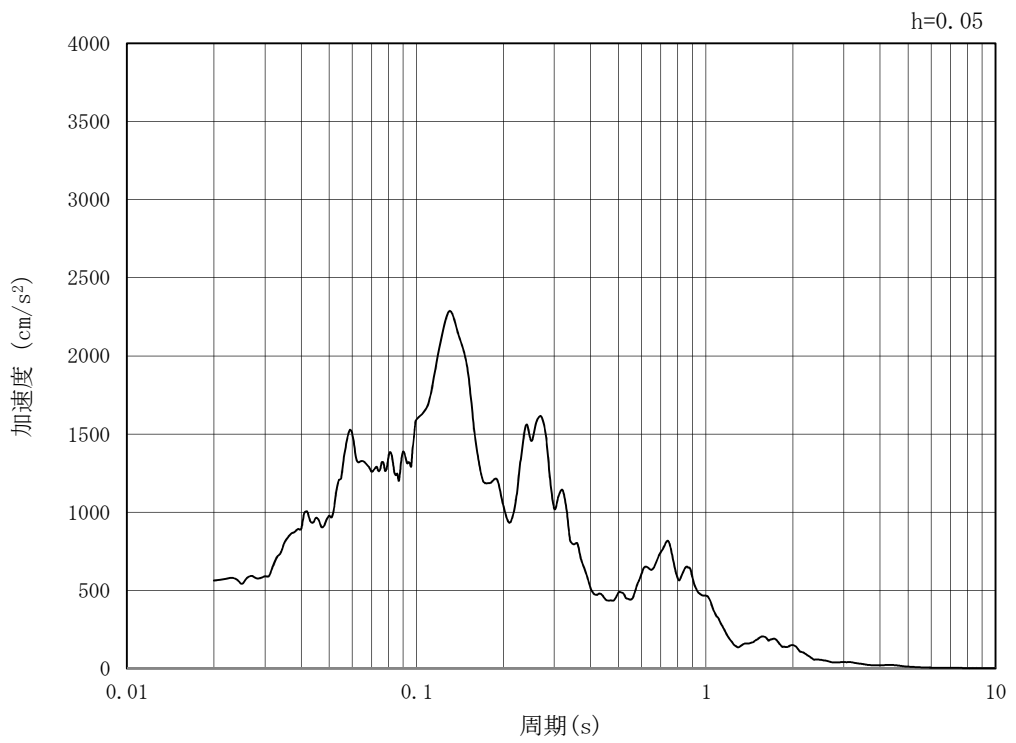
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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 (NS-1)
(水平方向 : $S_s - 21$)

MAX 563 cm/s^2 (70.18s)



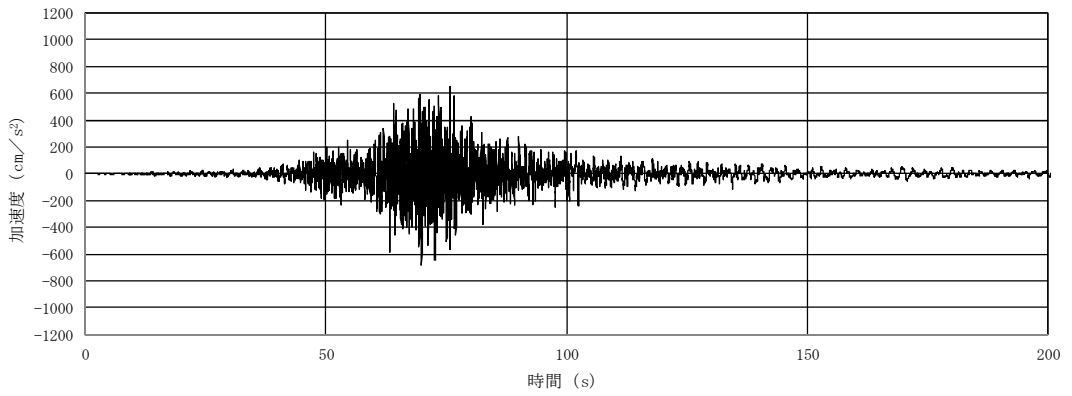
(a) 加速度時刻歴波形



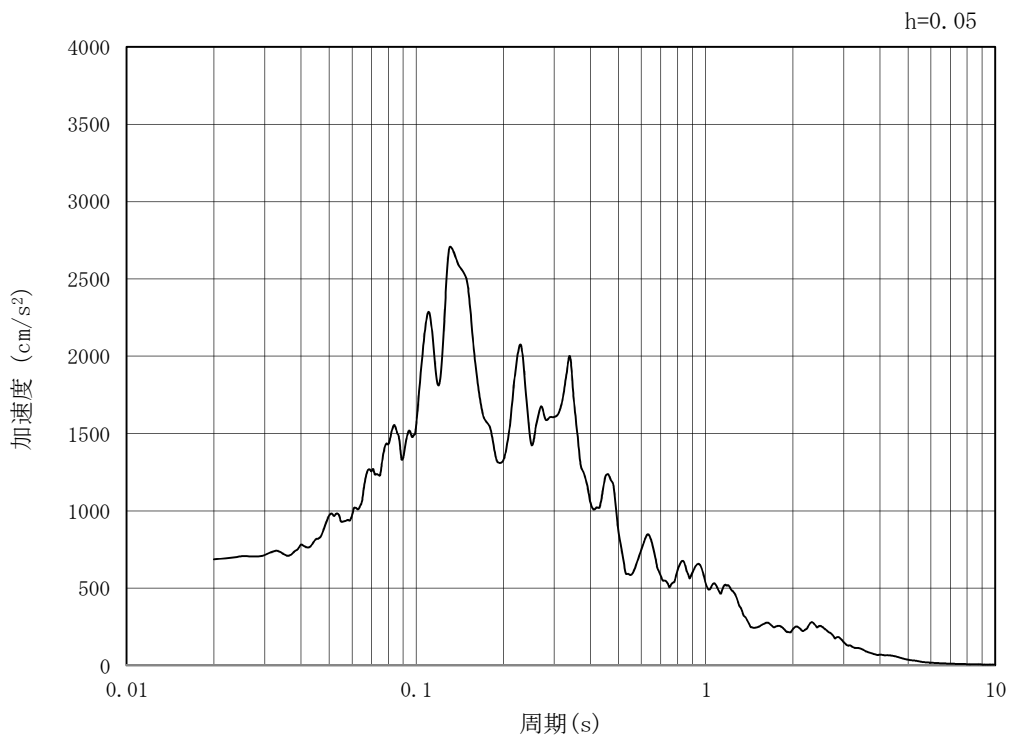
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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 (NS-1)
(鉛直方向 : $S_s - 21$)

MAX 687 cm/s² (69.92s)



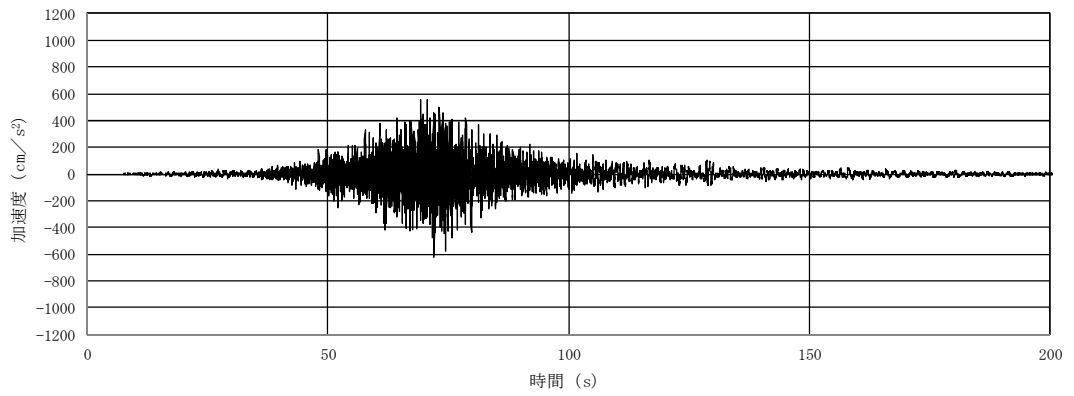
(a) 加速度時刻歴波形



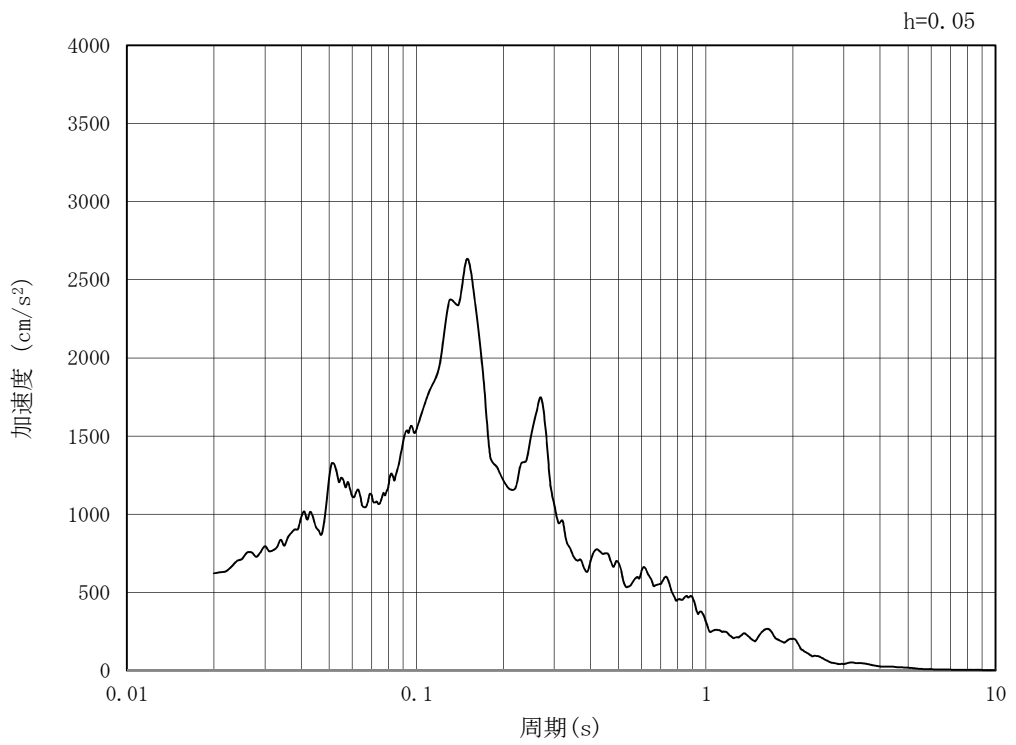
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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 (NS-1)
(水平方向 : $S_s - 2.2$)

MAX 622 cm/s^2 (72.1s)



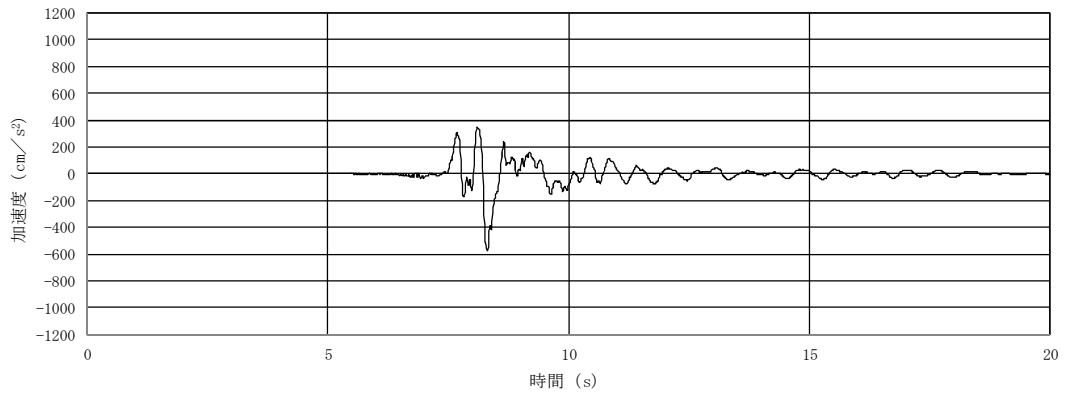
(a) 加速度時刻歴波形



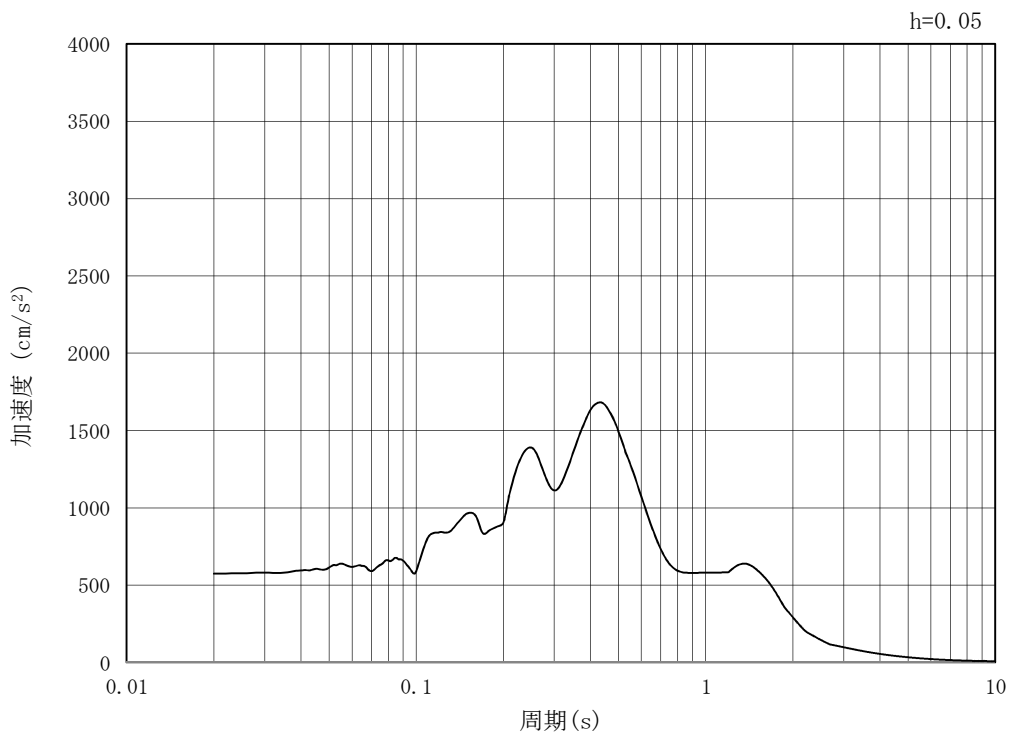
(b) 加速度応答スペクトル

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 (NS-1)
(鉛直方向: $S_s - 2.2$)

MAX 574 cm/s^2 (8.32s)



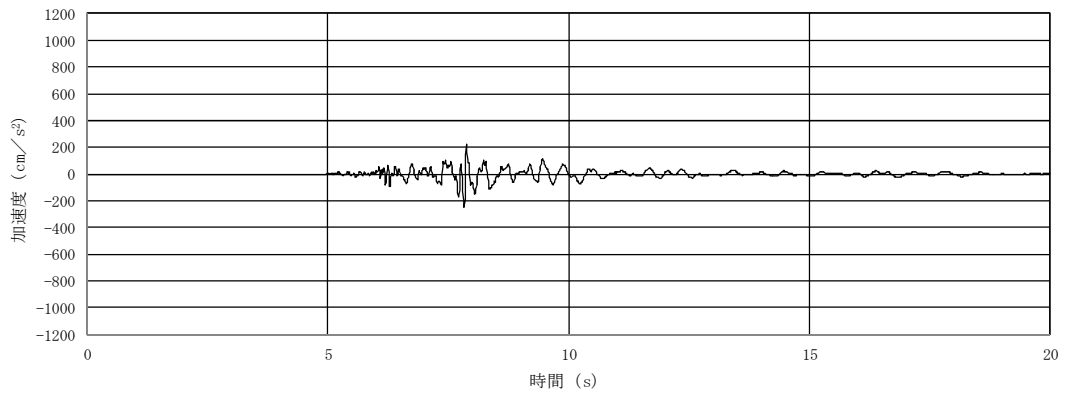
(a) 加速度時刻歴波形



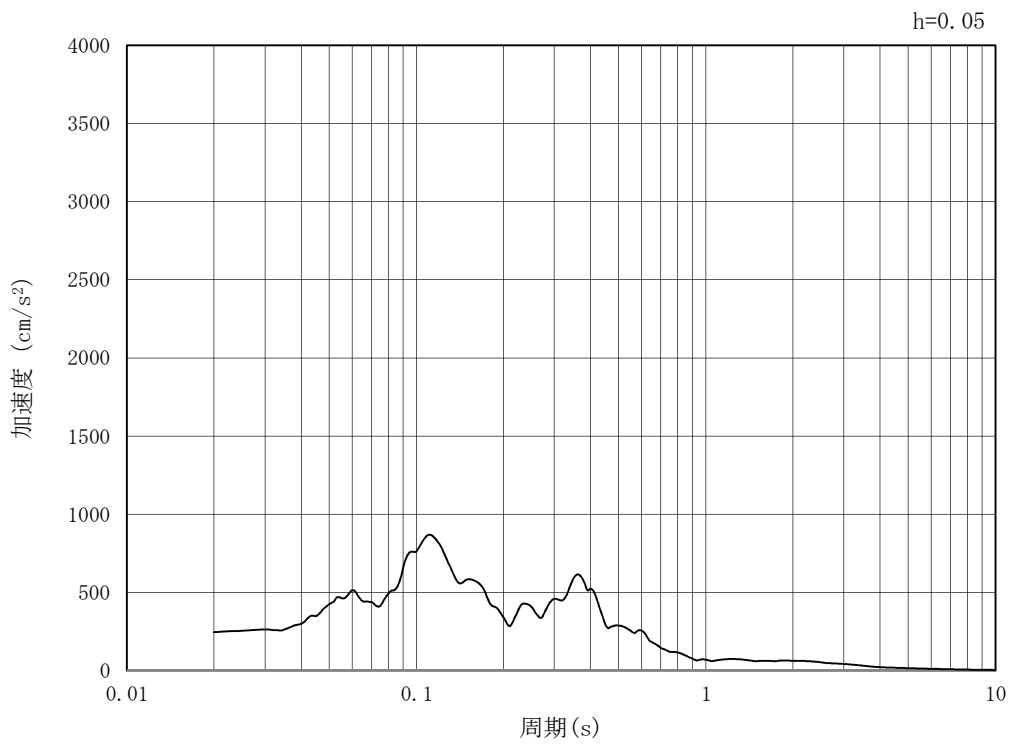
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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 : $S_s - 31$)

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 (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: $S_s - 31$)

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、モデル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 1 m 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。

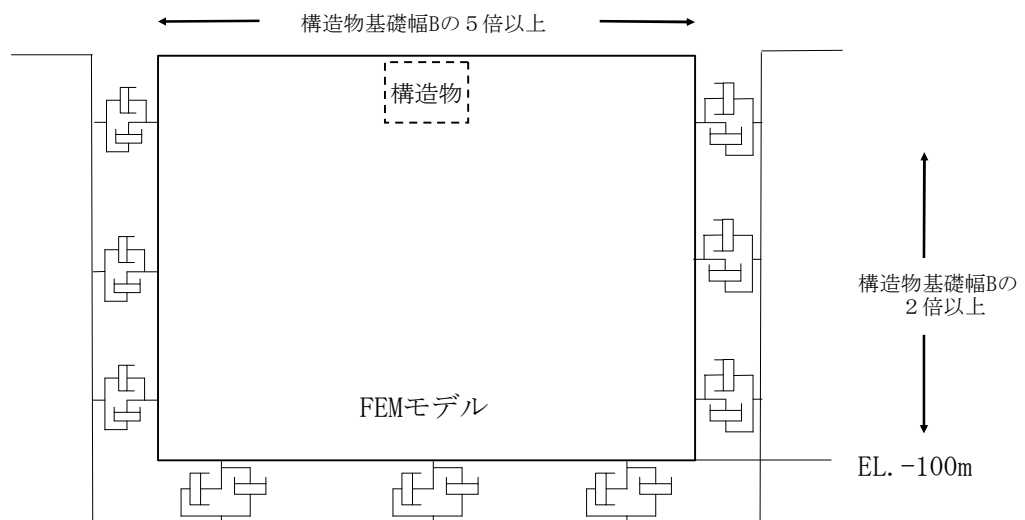


図 3.5-1 モデル範囲の考え方

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。

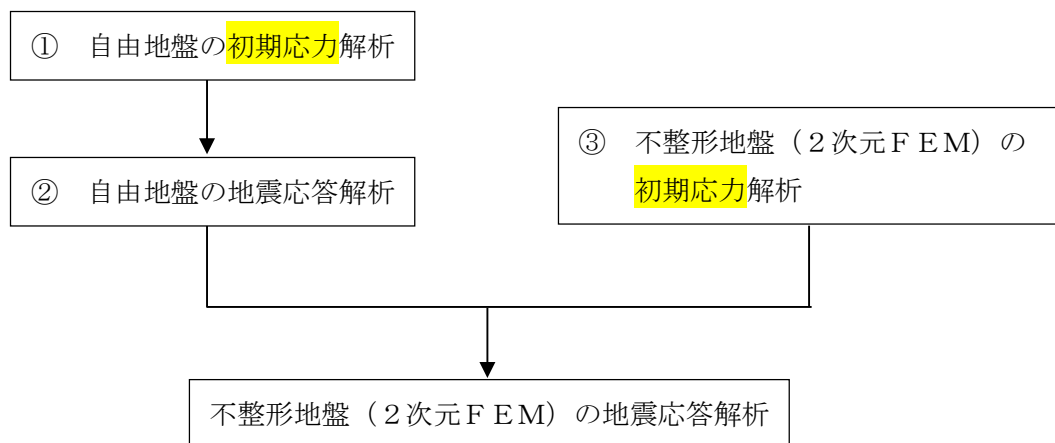


図 3.5-2 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤（2次元FEM）の地震応答解析までのフロー

(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。

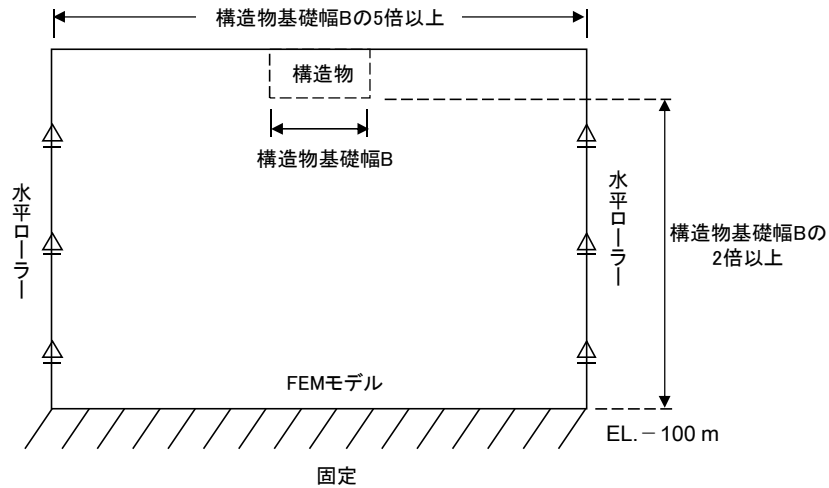


図 3.5-3 固有値解析における境界条件の概念図

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。

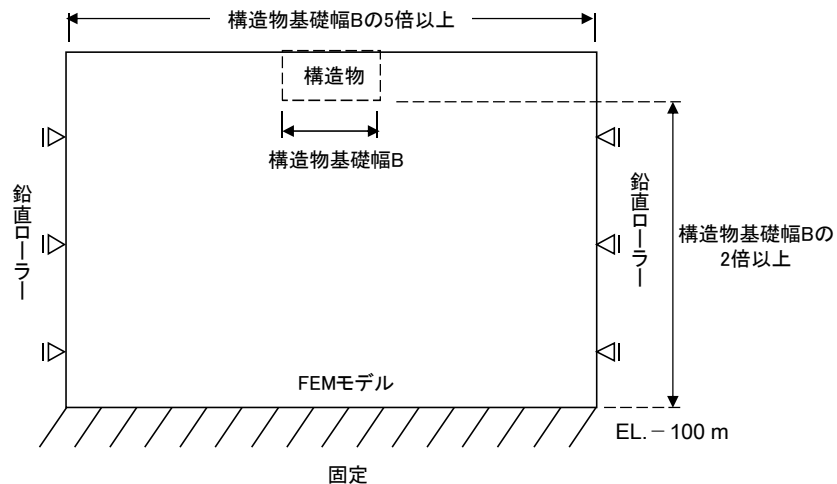


図 3.5-4 常時解析における境界条件の概念図

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、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。

土留鋼管矢板の地震応答解析モデルを図3.5-5に示す。



図 3.5-5 土留鋼管矢板の地震応答解析モデル (NS-1)

(5) ジョイント要素の設定

地盤と構造物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物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、地盤と構造物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、地盤と構造物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 周辺地盤及び隣接構造物と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	—

z : 標高 (m)

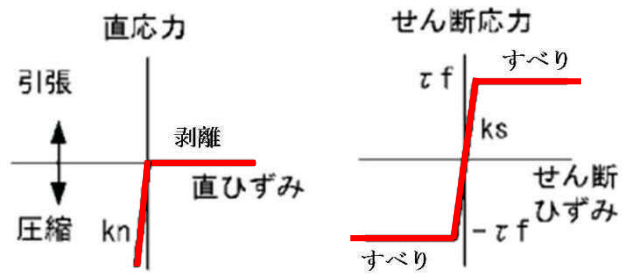
ジョイント要素のばね定数は、数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分に大きい値として、港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター）に従い、表 3.5-2 のとおり設定する。

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



(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さ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 3.5-3 のとおり設定する。図 3.5-7 に杭下端ジョイントばねの考え方を示す。

表 3.5-3 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

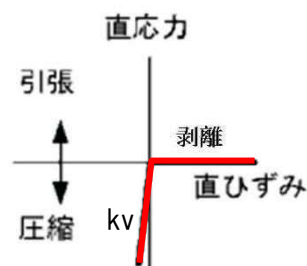


図 3.5-7 杭下端ジョイントばねの考え方

(7) 減衰特性

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た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3.5-8にRayleigh減衰の設定フローを、表3.5-4に固有値解析結果を示す。

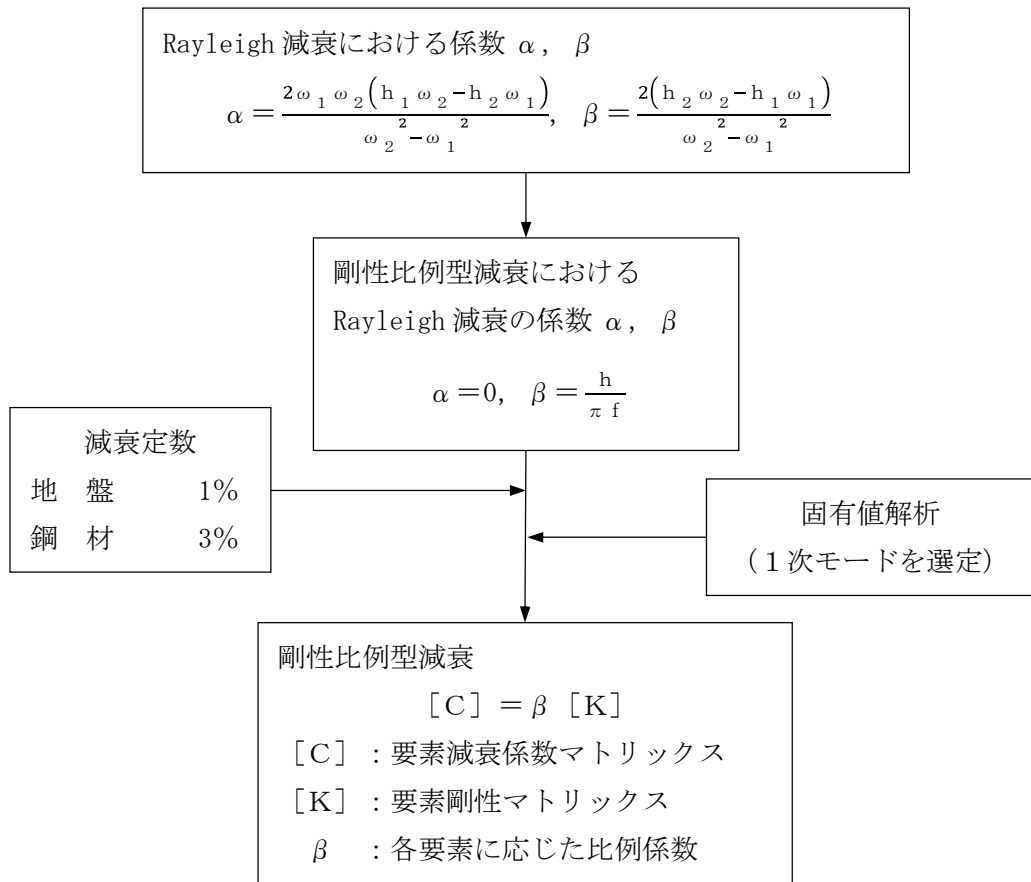


図 3.5-8 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3.5-4 (1) 固有値解析結果

(NS-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	0.638	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 3.5-4 (2) 固有値解析結果

(NS-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	0.689	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 3.5-4 (3) 固有値解析結果

(NS-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	0.582	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 3.5-4 (4) 固有値解析結果

(NS-1 断面 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく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	0.609	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 3.5-5 に、材料の物性値を表 3.5-6 に示す。

表 3.5-5 使用材料

諸元		
鋼管矢板	土留鋼管矢板	北側：φ 2000 mm×t25 mm ^{*1} (SKY490) 南側：φ 2000 mm×t40 mm ^{*1} (SM570)
	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 3.5-6 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}

注記 *1：道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）

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

3.5.3 地盤の物性値

地盤の物性値は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。なお、地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるモデル化とする。地盤の物性値を表3.5-7に示す。

表 3.5-7 (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 3.5-7 (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	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)	1.77	1.72-1.03×10 ⁻⁴ ・z		2.04 (1.84)
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16		0.82
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.14	0.22	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)	696	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)	285223			180000
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.151	0.186			0.24
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.042	0.026			0.358-0.00603・z
強度特性	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	35.6	23.2+0.0990・z		35

z：標高（m）

3.5.4 地下水位

土留鋼管矢板背後の捨石マウンドの透水性を考慮し，地下水位は海水面（L. W. L. T. P. -0.81 m）として設定する。

3.6 解析ケース

土留鋼管矢板の耐震評価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 に対して実施する①の検討ケース（基本ケース）において、せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての照査項目について、各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、②～⑥の中から追加検討ケースを実施する。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 土留鋼管矢板の耐震評価における検討ケース

検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥	
液状化強度特性の設定		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	
地震波(位相)		S_s-D1	(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。
			(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						

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。

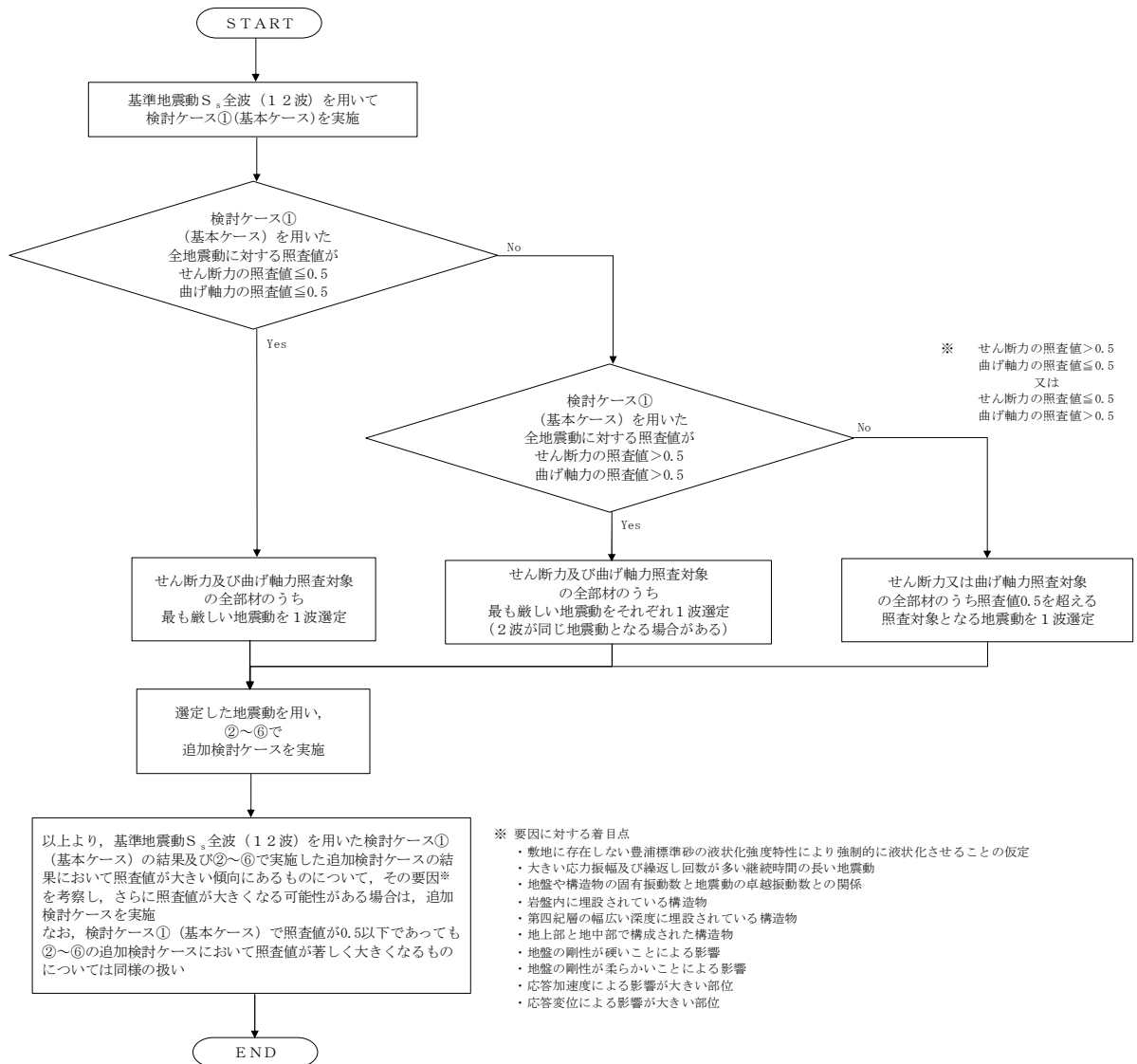


図 3.6-1 ②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フロー

4. 耐震評価

4.1 評価対象部位

評価対象部位は、土留鋼管矢板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) 基礎地盤

鋼管矢板を支持する基礎地盤を評価対象部位とする。

4.2 荷重及び荷重の組合せ

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

4.2.1 耐震安全性評価上考慮する状態

土留鋼管矢板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

土留鋼管矢板の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 常時考慮荷重 (G)

常時考慮荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 地震荷重 (K_{S_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) 風荷重 (P_k)

風荷重として、風速 30 m/s の風圧力を考慮し、「5.11 浸水防護施設の評価における衝突荷重、風荷重及び積雪荷重について」に示す道路橋示方書 (I 共通編)・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月) 」の式により、 1.7 kN/m^2 とする。

4.2.3 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 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)	$G + K_{S_s} + P_s + P_k$

G : 固定荷重

K_{S_s} : 地震荷重

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

表 4.2-2 荷重の組合せ

種別	荷重		算定方法	
永久荷重	常時考慮荷重	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		○	・積雪荷重を考慮する。
	風荷重		○	・風荷重を考慮する。
	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・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。

(1) 構造部材に対する許容限界

構造部材に対する許容限界は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき，鋼管矢板の許容応力度に対して割増係数 1.5 を考慮し，表 4.3-1 のとおり設定する。

表 4.3-1 鋼管矢板の短期許容応力度

評価項目			短期許容応力度 (N/mm ²)	
南側	鋼管矢板 φ 2000	SM570	許容曲げ応力度 σ_{sa}	382.5
			許容せん断応力度 τ_{sa}	217.5
北側	鋼管矢板 φ 2000	SKY490	許容曲げ応力度 σ_{sa}	277.5
			許容せん断応力度 τ_{sa}	157.5

(2) 基礎地盤の支持力に対する許容限界

極限支持力は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）により設定する。

道路橋示方書による杭基礎（打込み工法）の支持力算定式を以下に、基礎地盤の支持性能に対する許容限界を表 4.3-2 に示す。

$$R_u = P_u + U \sum L_i f_i$$

R_u : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

P_u : 杭先端の極限支持力 (kN) (打込み工法)

$$P_u = 440 \cdot q_u^{1/2} \cdot A_t^{2/5} \cdot A_i^{1/3}$$

q_u : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m²)

* $c_{CU} = q_u/2$ より， $q_u = c_{CU} \times 2$ 。ここで， c_{CU} は「補足-340-1 地盤の支持性能について」の表 4.1-1 における K_m 層の非排水せん断強度

A_t : 鋼管杭の先端純断面積 (m²)

A_i : 鋼管杭の先端閉塞面積 (m²)

U : 杭の周長 (m)

L_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

f_i : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m²)

表 4.3-2 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
	土留鋼管矢板 (南側)	土留鋼管矢板 (北側)	
極限支持力 R_u (kN)	—	—	
杭先端の極限支持力 P_u (kN)	15463	13384	$440 \cdot q_u^{1/2} \cdot A_t^{2/5} \cdot A_i^{1/3}$
杭先端の極限支持力度 P_u' (kN/m ²)	4932	4269	P_u/A
一軸圧縮強度 q_u (kN/m ²)	1904	2048	非排水せん断強度×2
杭先端純断面積 A_t (m ²)	0.24	0.149	
杭先端閉塞面積 A_i (m ²)	2.895	2.986	
杭先端面積 A (m ²)	3.135	3.135	$A_t + A_i$
杭先端標高 T. P. (m)	-33.1	-54.1	
杭の周長 U (m)	—	—	
周面摩擦を考慮する層厚 L_i (m)	—	—	
最大周面摩擦力度 (kN/m ²)	—	—	

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「4.2 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

(1) 構造部材

構造部材の評価は、鋼管矢板の曲げモーメント及び軸力より算定される応力、せん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

a. 曲げモーメント及び軸力に対する照査

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される応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここで、

σ : 鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm²)

M : 最大曲げモーメント (N・mm)

Z : 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されるせん断応力がせん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

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

ここで、

τ : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

S : せん断力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

κ : せん断応力の分布係数 (2.0)

(2) 基礎地盤の支持力

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。

4.5 解析モデル及び諸元

土留鋼管矢板は、線形はり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

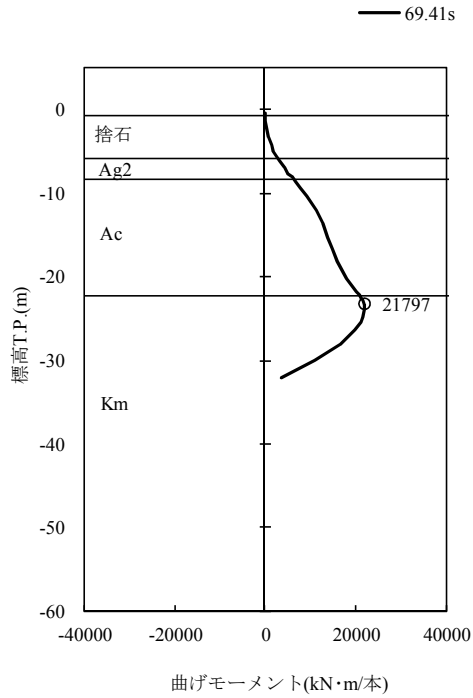
5.1 地震応答解析結果

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。

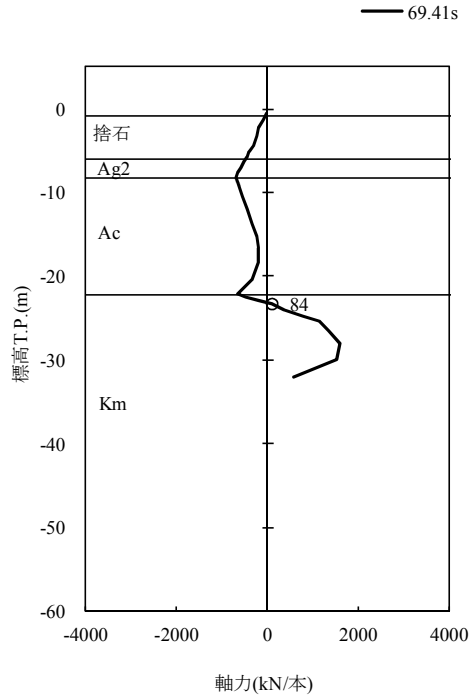
(1) 断面力分布

NS-1 における基準地震動 S_s による土留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 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。

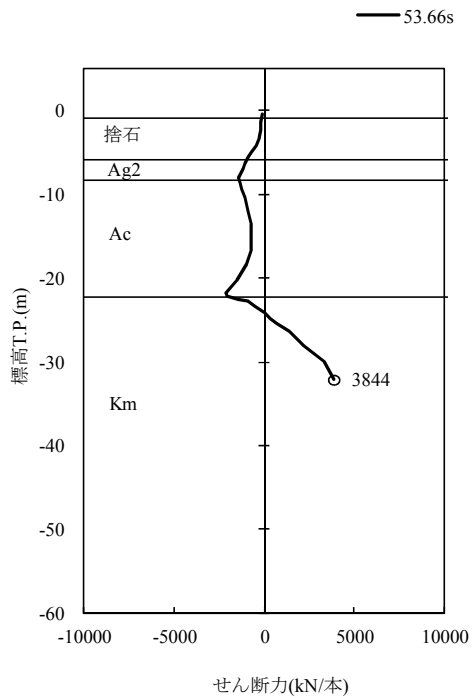
土留壁鋼管矢板(南側)



土留壁鋼管矢板(南側)



土留壁鋼管矢板(南側)

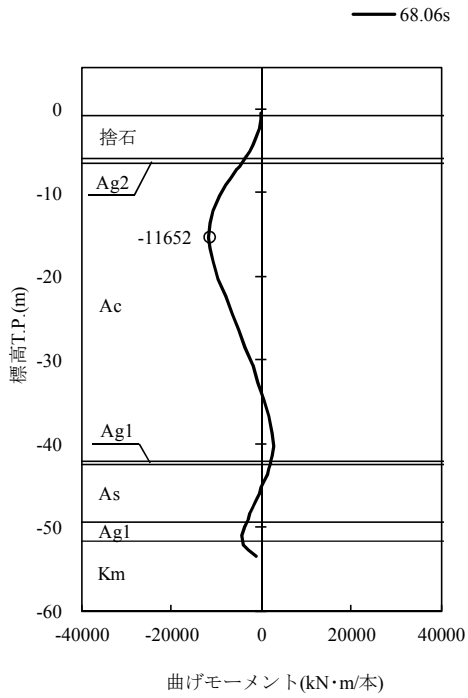


(a) 土留鋼管矢板 (南側)

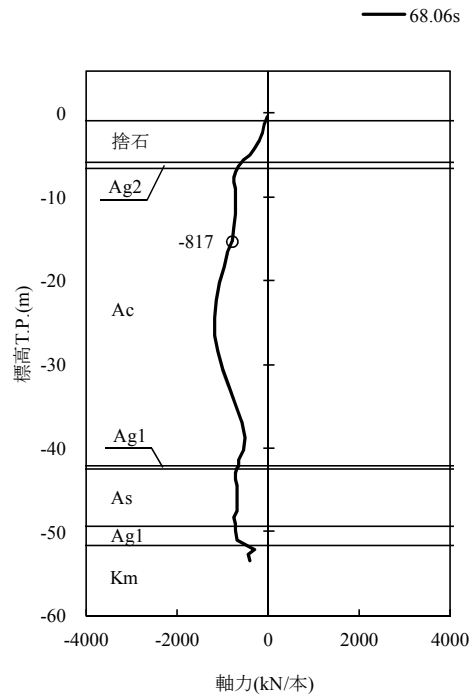
図 5.1-1 (1) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - D1$ [H+, V+]) (1/2)

(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)

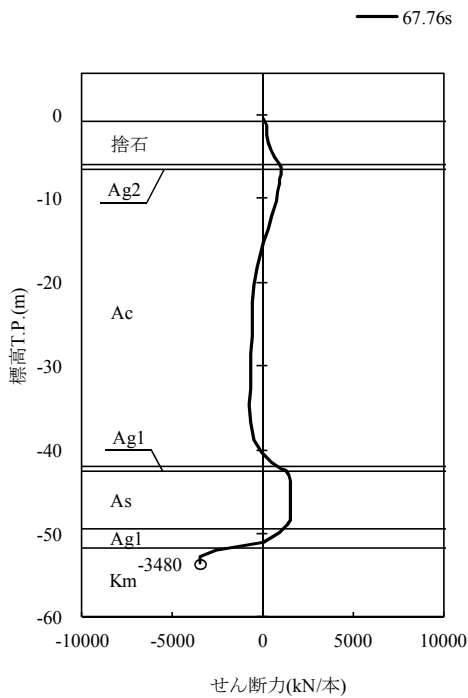
土留壁鋼管矢板(北側)



土留壁鋼管矢板(北側)



土留壁鋼管矢板(北側)

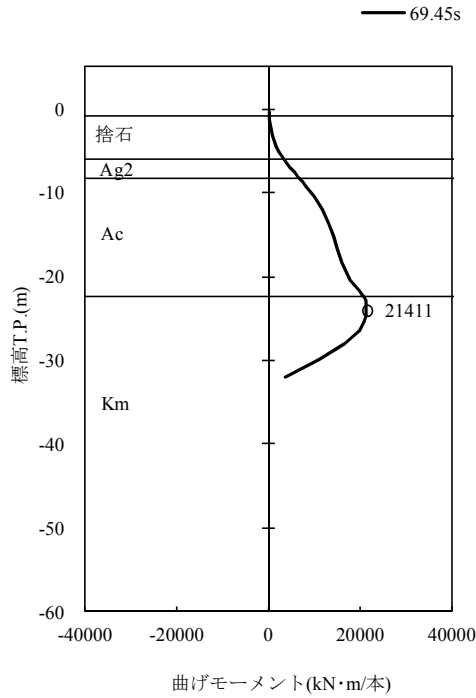


(b) 土留鋼管矢板 (北側)

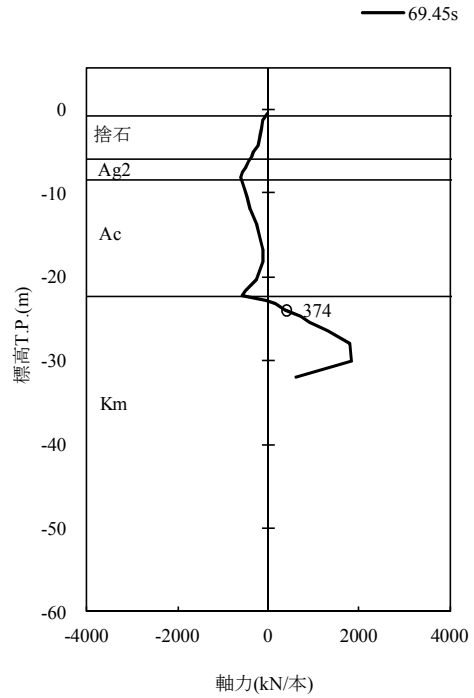
図 5.1-1 (1) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - D1$ [H+, V+]) (2/2)

(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)

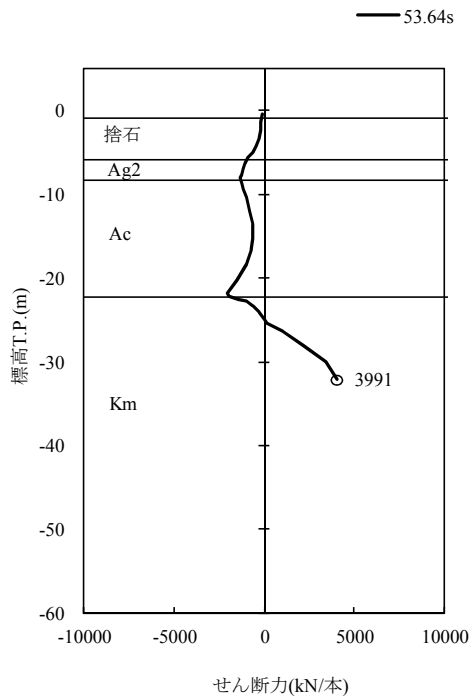
土留壁鋼管矢板(南側)



土留壁鋼管矢板(南側)



土留壁鋼管矢板(南側)

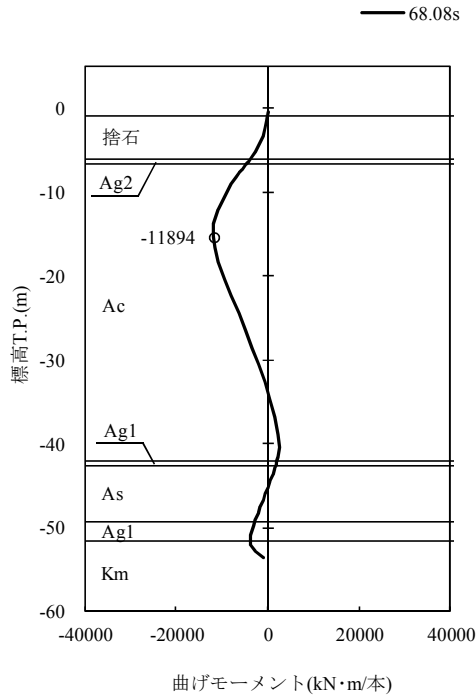


(a) 土留鋼管矢板 (南側)

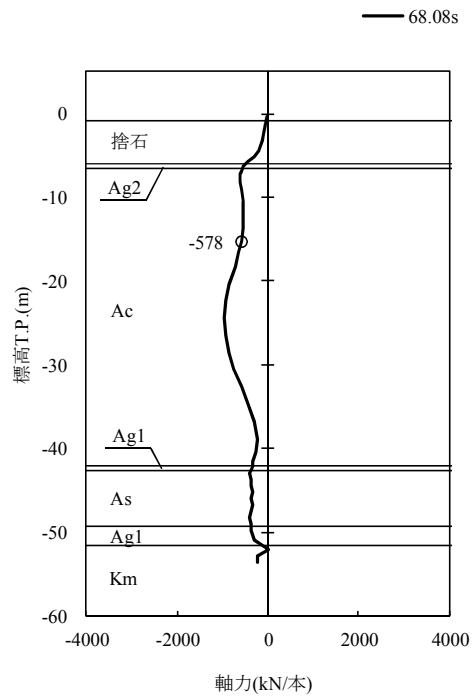
図 5.1-1 (2) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - D1$ [H+, V-]) (1/2)

(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)

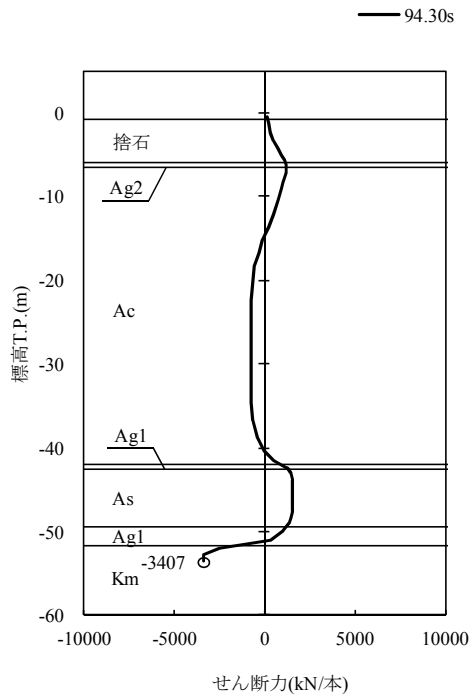
土留壁鋼管矢板(北側)



土留壁鋼管矢板(北側)



土留壁鋼管矢板(北側)

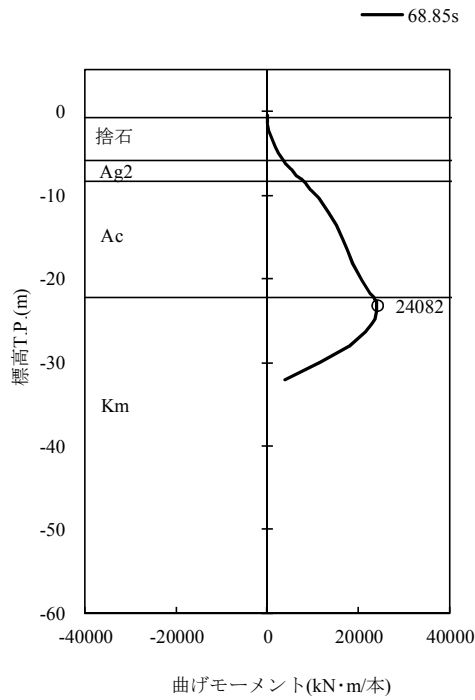


(b) 土留鋼管矢板 (北側)

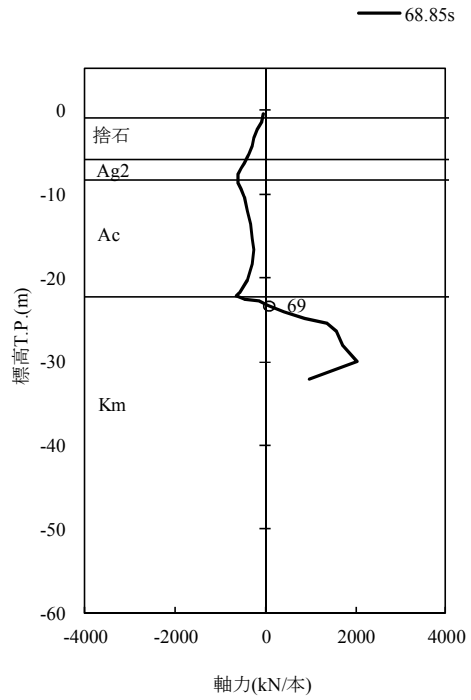
図 5.1-1 (2) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - D1$ [H+, V-]) (2 / 2)

(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)

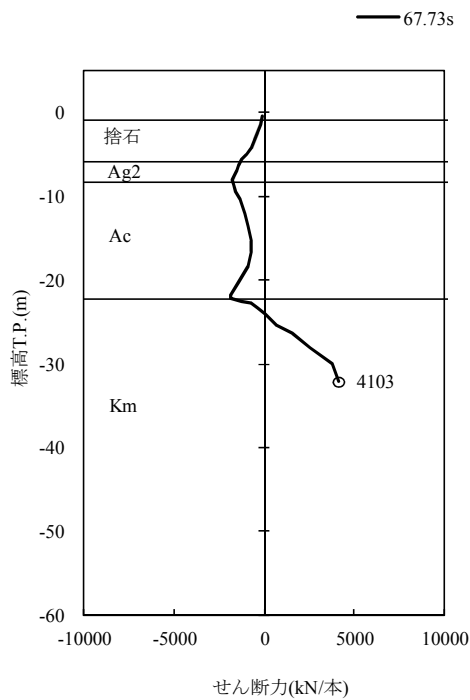
土留壁鋼管矢板(南側)



土留壁鋼管矢板(南側)



土留壁鋼管矢板(南側)

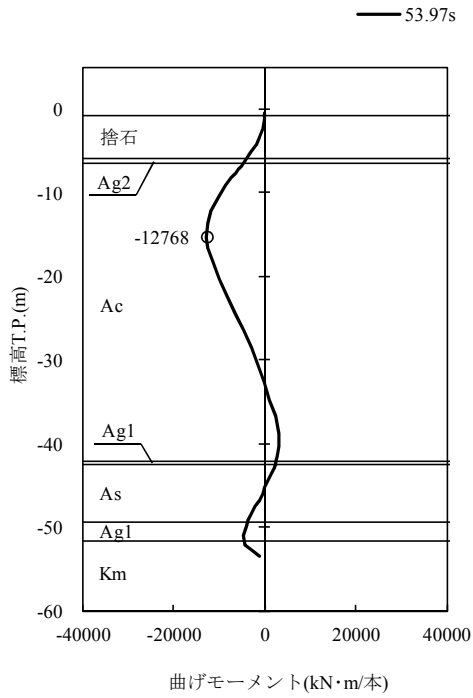


(a) 土留鋼管矢板 (南側)

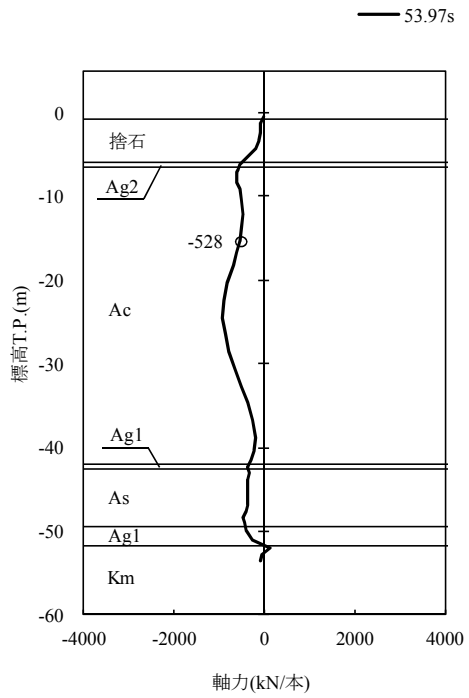
図 5.1-1 (3) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - D1 [H-, V+]$) (1/2)

(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)

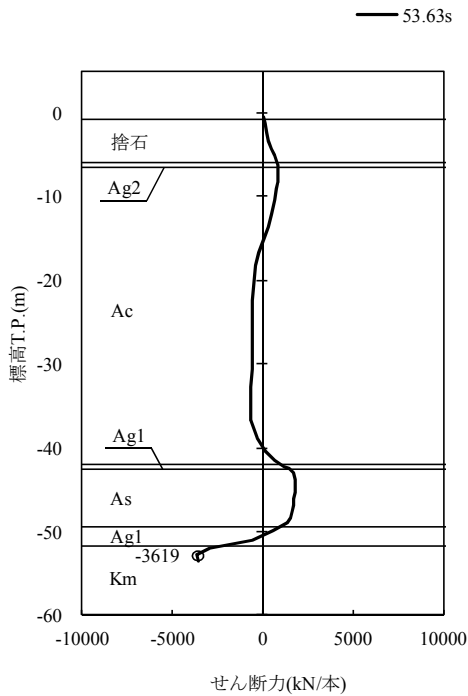
土留壁鋼管矢板(北側)



土留壁鋼管矢板(北側)



土留壁鋼管矢板(北側)

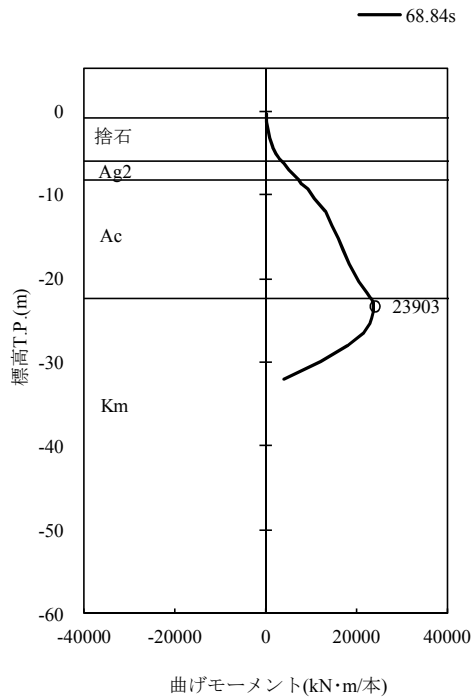


(b) 土留鋼管矢板 (北側)

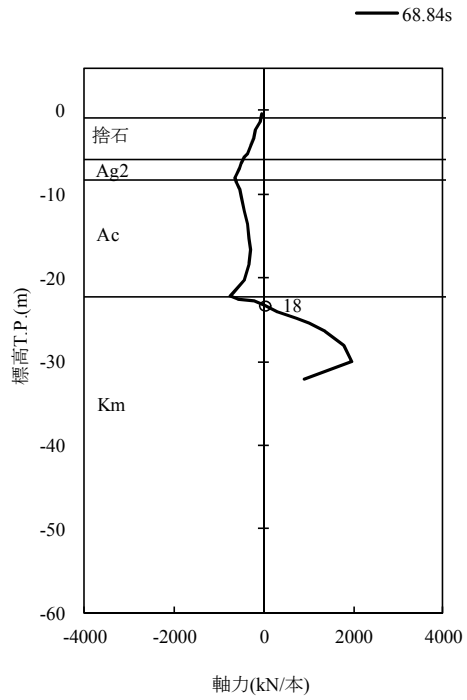
図 5.1-1 (3) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - D1$ [H-, V+]) (2 / 2)

(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)

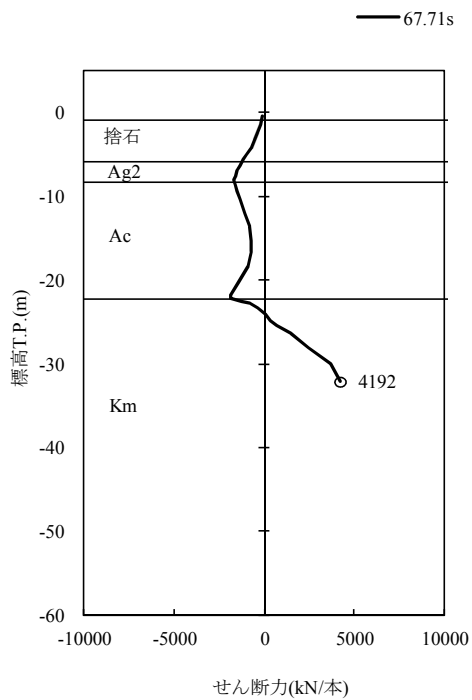
土留壁鋼管矢板(南側)



土留壁鋼管矢板(南側)



土留壁鋼管矢板(南側)

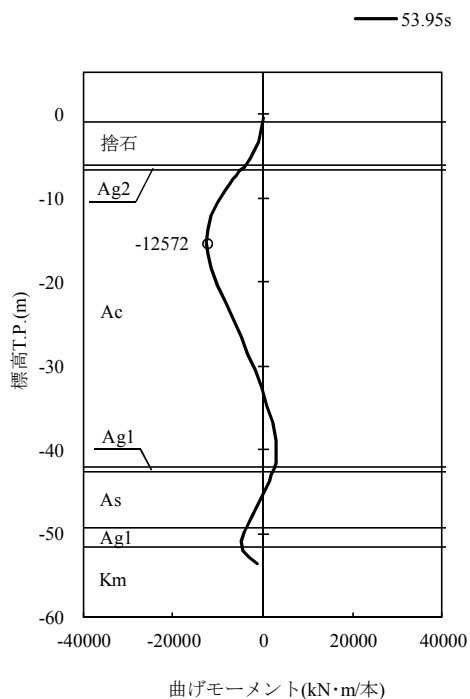


(a) 土留鋼管矢板 (南側)

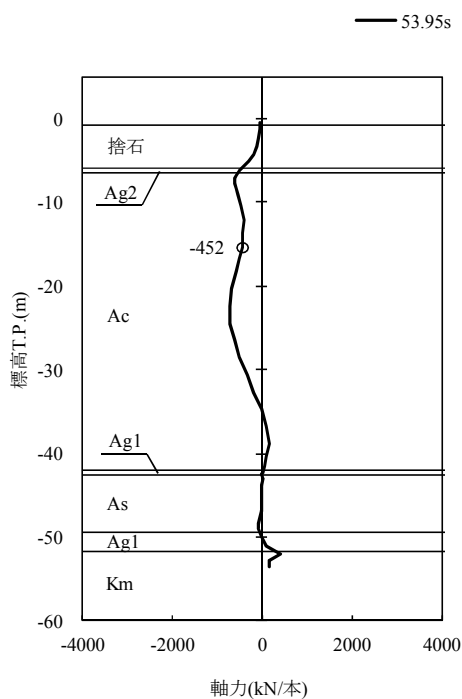
図 5.1-1 (4) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - D1$ [H-, V-]) (1/2)

(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)

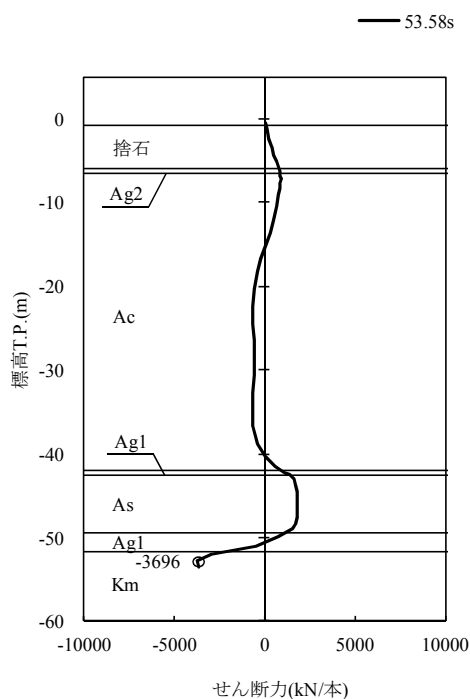
土留壁鋼管矢板(北側)



土留壁鋼管矢板(北側)



土留壁鋼管矢板(北側)

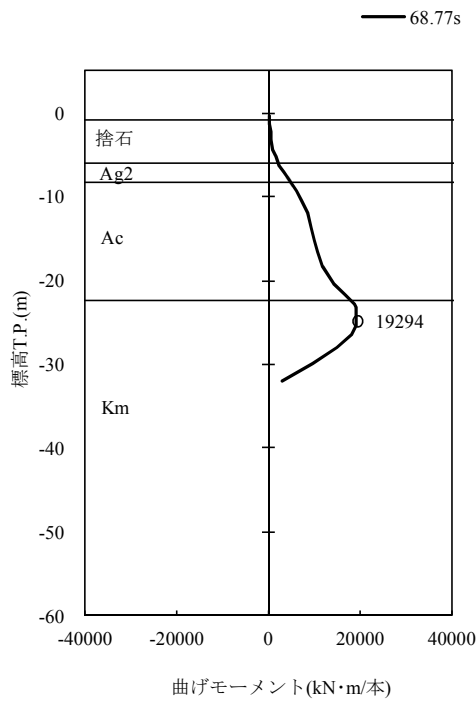


(b) 土留鋼管矢板 (北側)

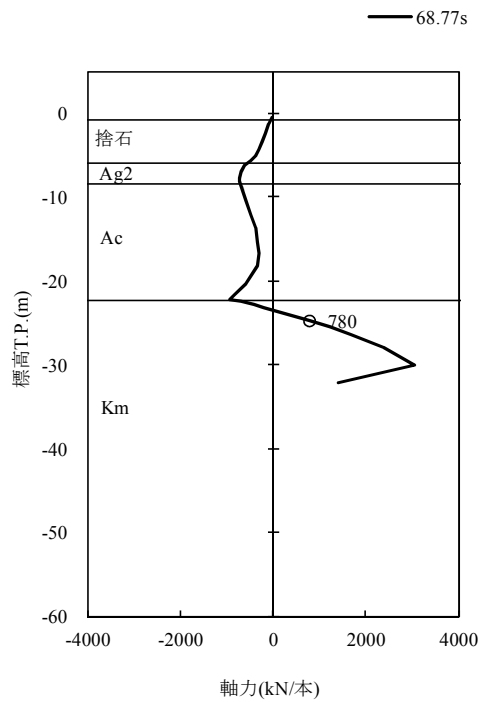
図 5.1-1 (4) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - D1$ [H-, V-]) (2/2)

(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)

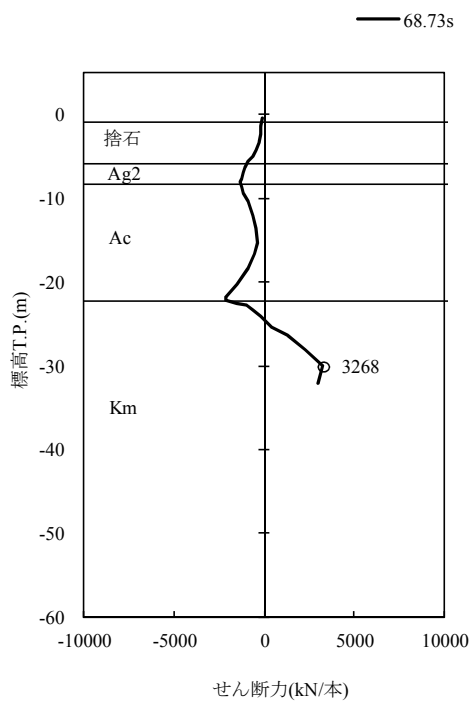
土留壁鋼管矢板(南側)



土留壁鋼管矢板(南側)



土留壁鋼管矢板(南側)

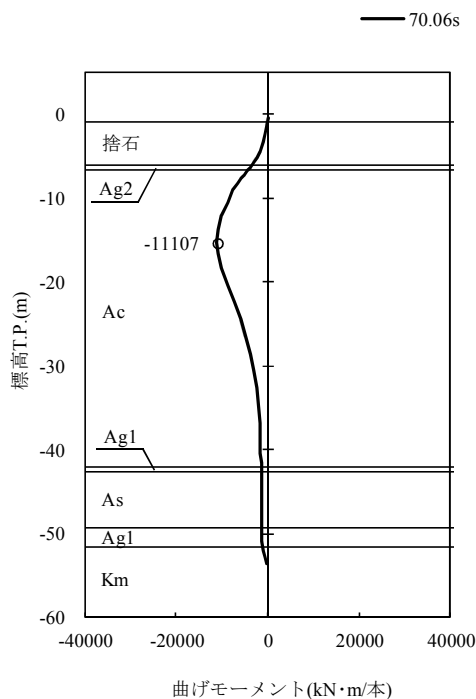


(a) 土留鋼管矢板 (南側)

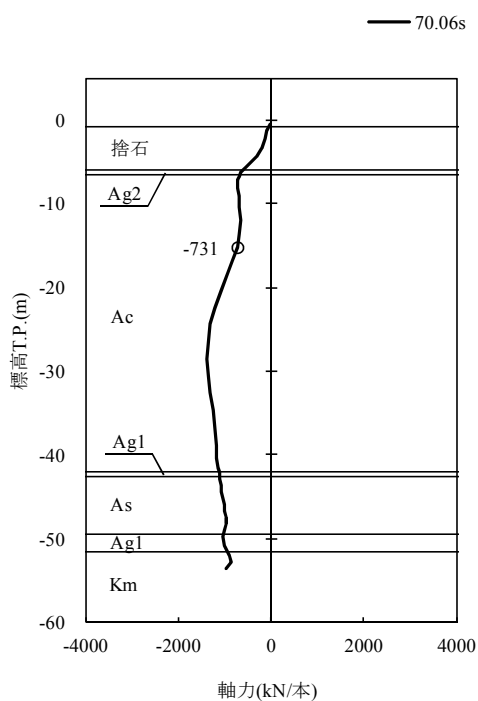
図 5.1-1 (5) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (S_s-11) (1/2)

(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)

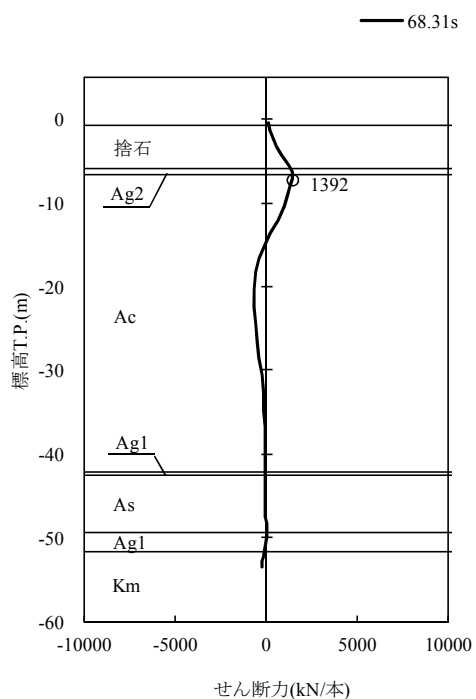
土留壁鋼管矢板(北側)



土留壁鋼管矢板(北側)



土留壁鋼管矢板(北側)

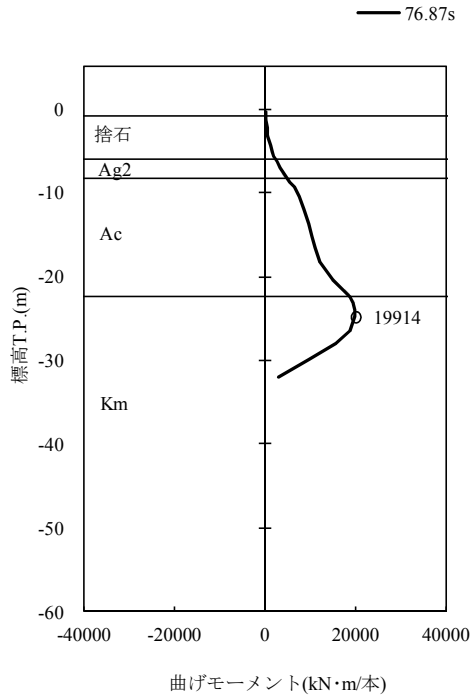


(b) 土留鋼管矢板 (北側)

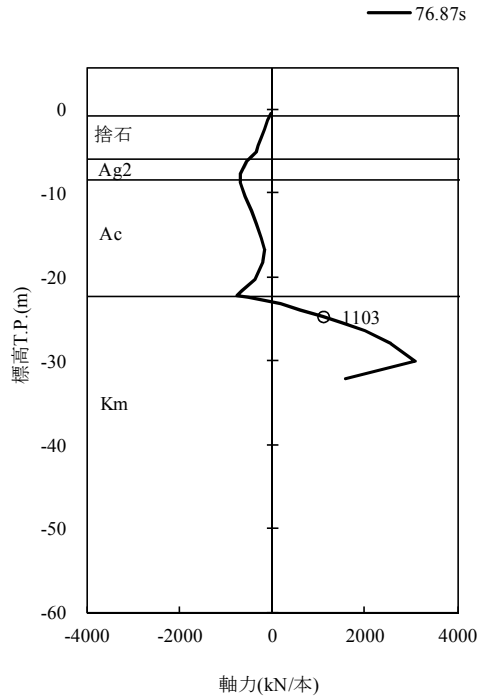
図 5.1-1 (5) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - 11$) (2/2)

(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)

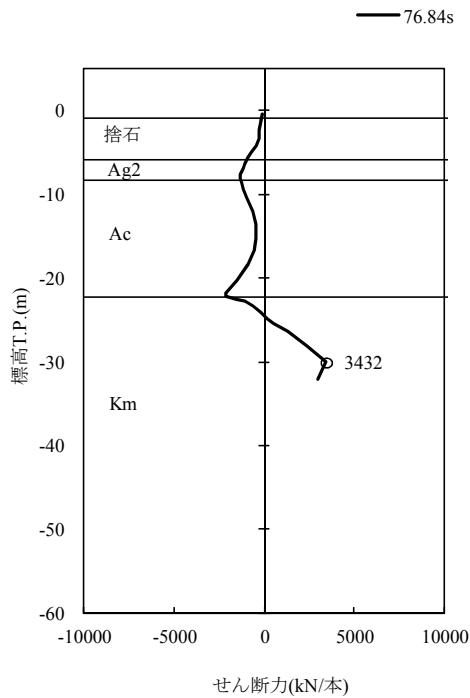
土留壁鋼管矢板(南側)



土留壁鋼管矢板(南側)



土留壁鋼管矢板(南側)

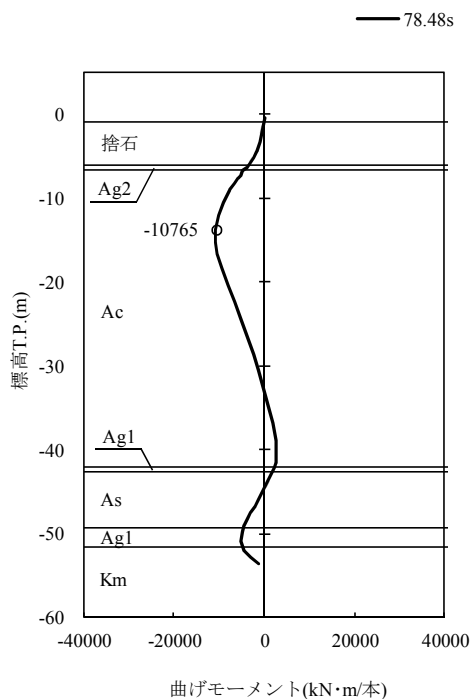


(a) 土留鋼管矢板 (南側)

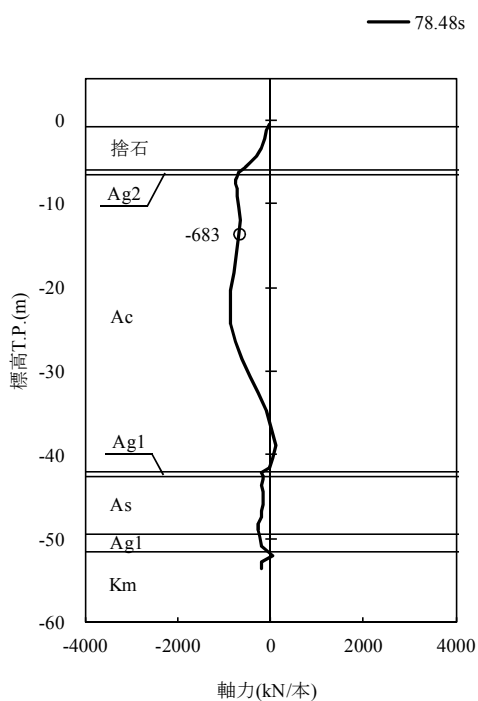
図 5.1-1 (6) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - 12$) (1/2)

(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)

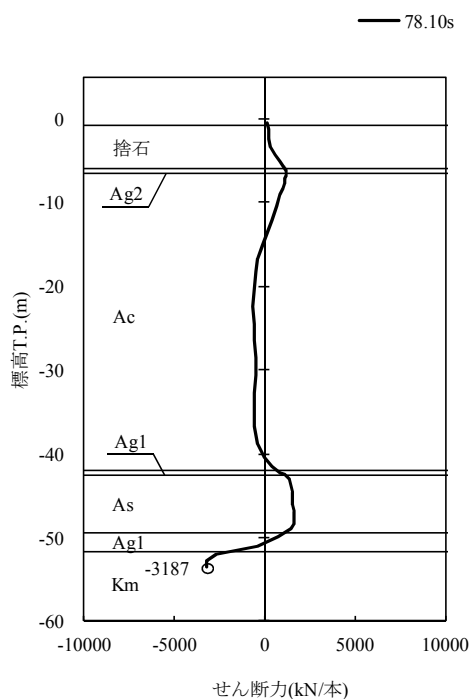
土留壁鋼管矢板(北側)



土留壁鋼管矢板(北側)



土留壁鋼管矢板(北側)

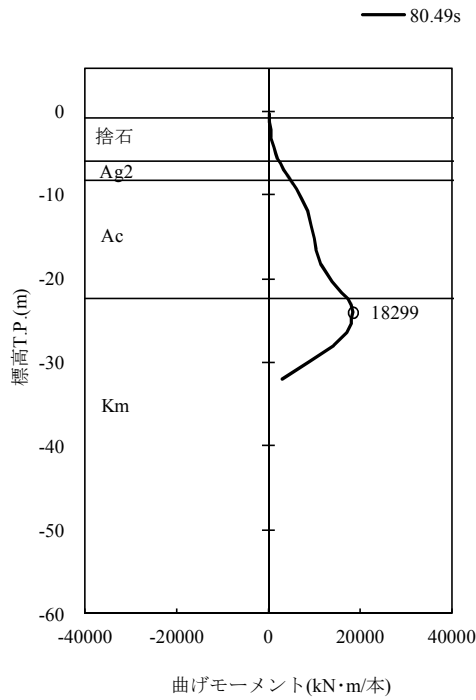


(b) 土留鋼管矢板 (北側)

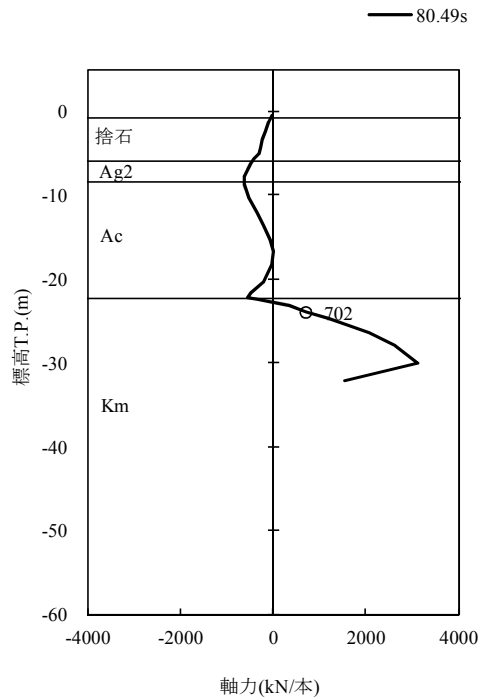
図 5.1-1 (6) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (S_s-12) (2/2)

(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)

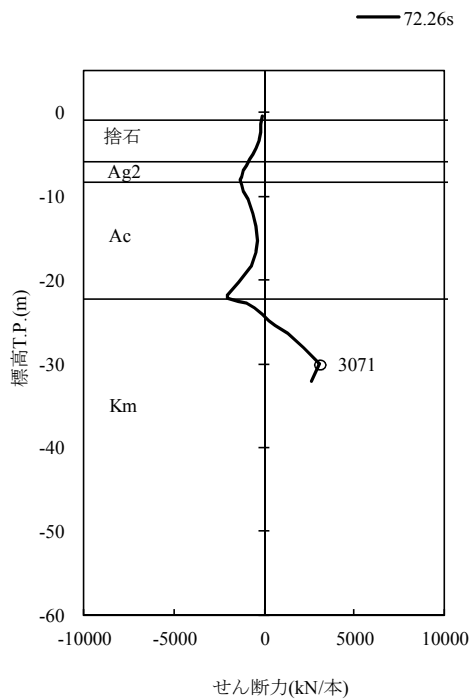
土留壁鋼管矢板(南側)



土留壁鋼管矢板(南側)



土留壁鋼管矢板(南側)

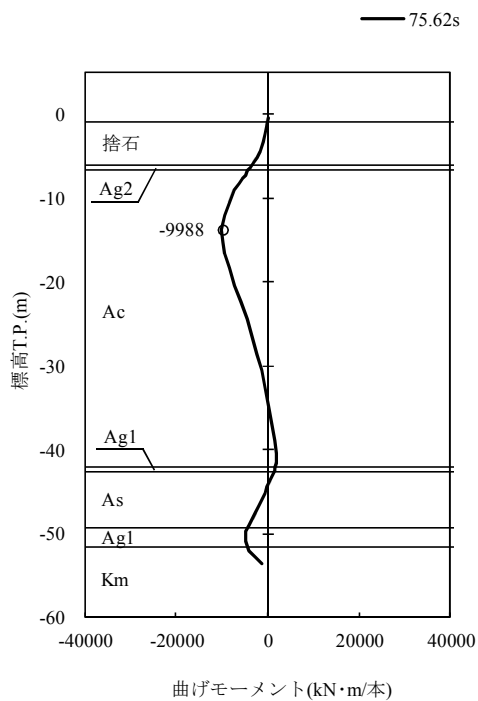


(a) 土留鋼管矢板 (南側)

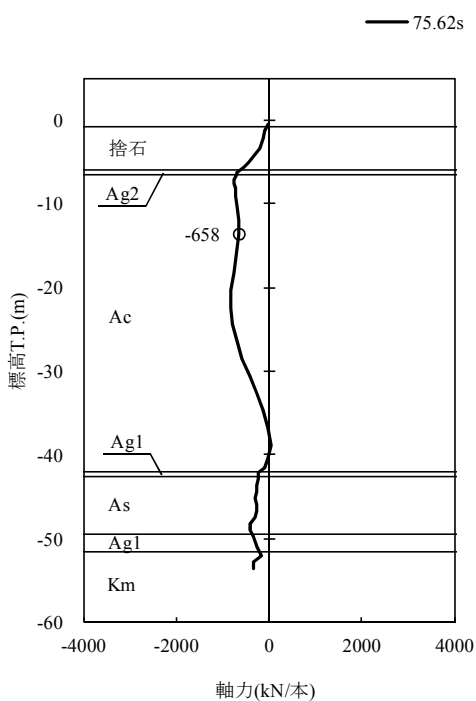
図 5.1-1 (7) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (S_s-13) (1/2)

(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)

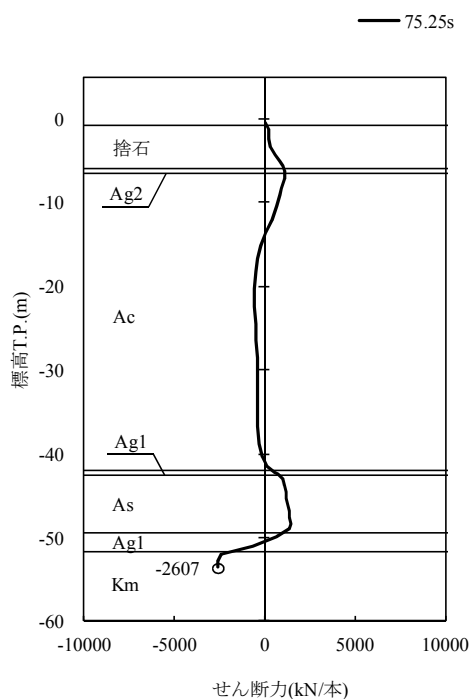
土留壁鋼管矢板(北側)



土留壁鋼管矢板(北側)



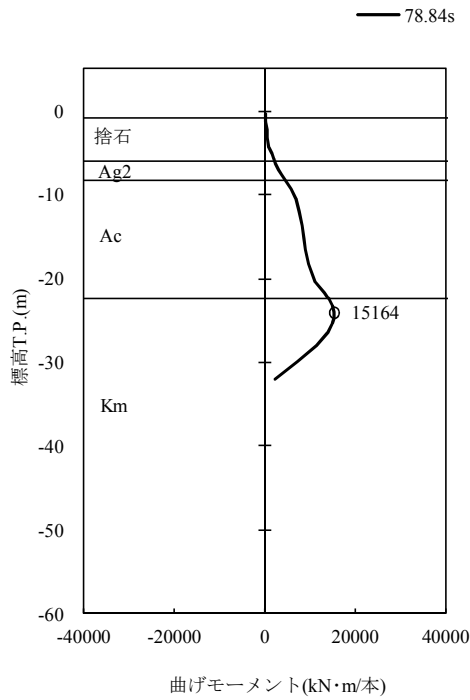
土留壁鋼管矢板(北側)



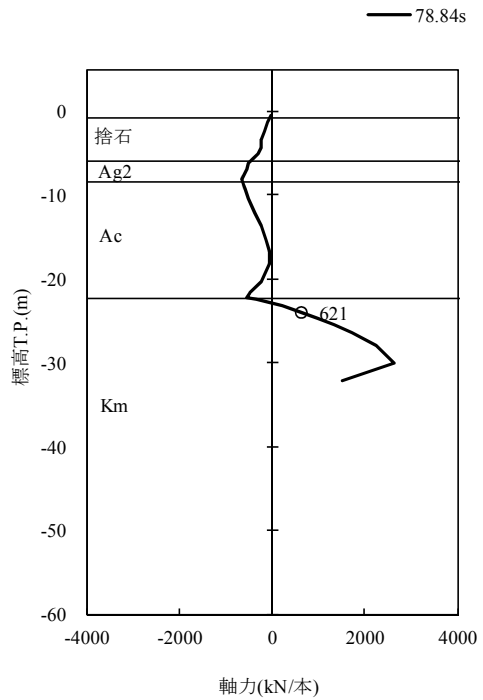
(b) 土留鋼管矢板 (北側)

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) (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)

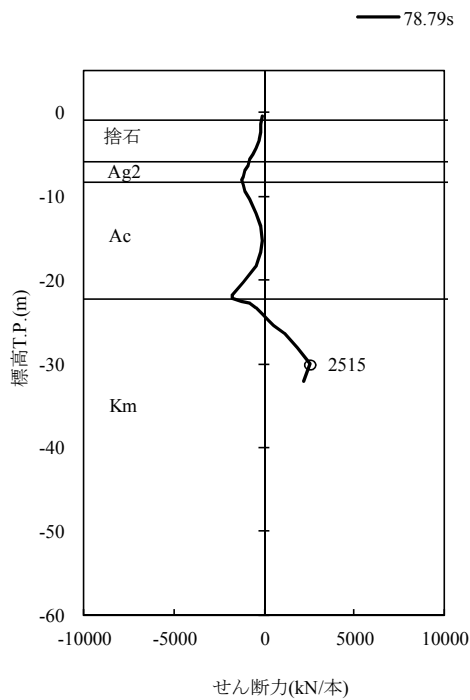
土留壁鋼管矢板(南側)



土留壁鋼管矢板(南側)



土留壁鋼管矢板(南側)

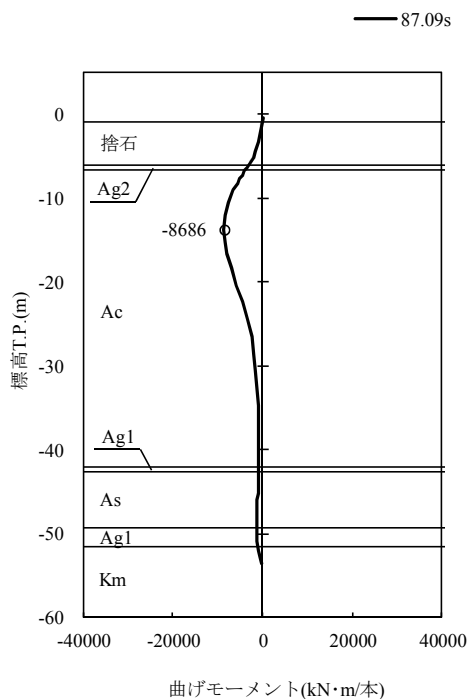


(a) 土留鋼管矢板 (南側)

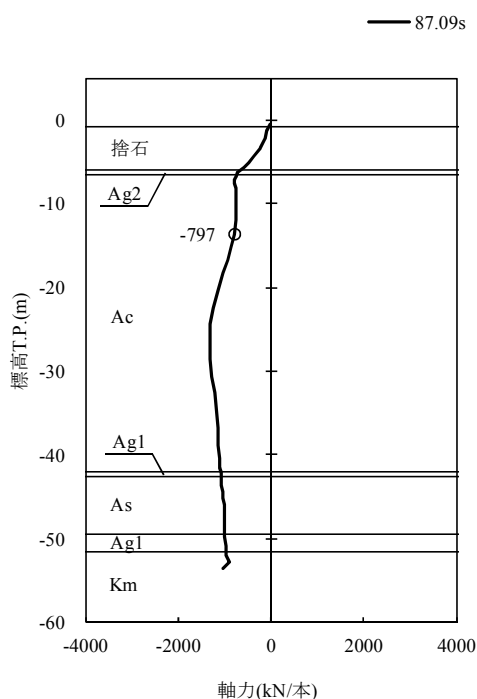
図 5.1-1 (8) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - 14$) (1/2)

(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)

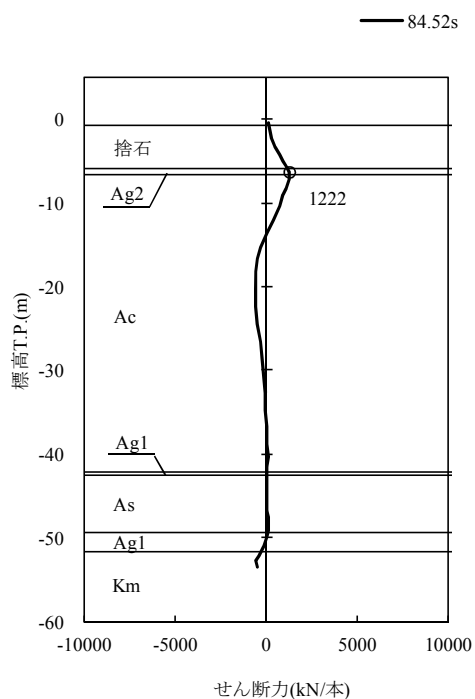
土留壁鋼管矢板(北側)



土留壁鋼管矢板(北側)



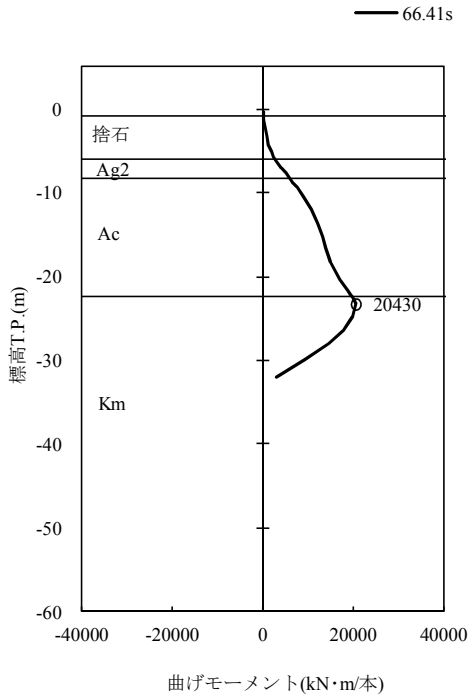
土留壁鋼管矢板(北側)



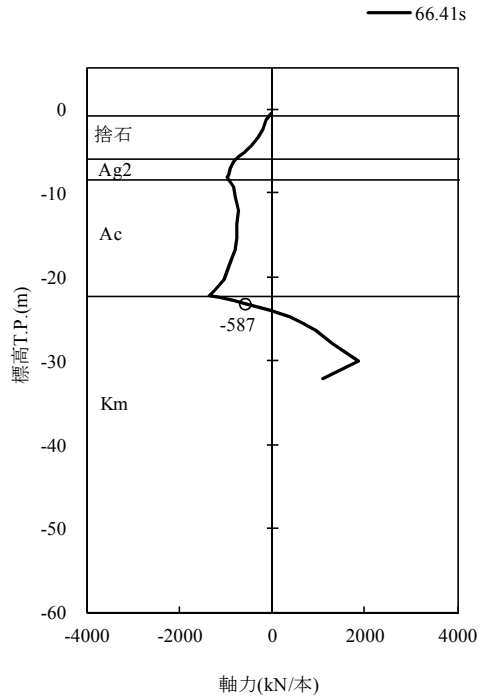
(b) 土留鋼管矢板(北側)

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) (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)

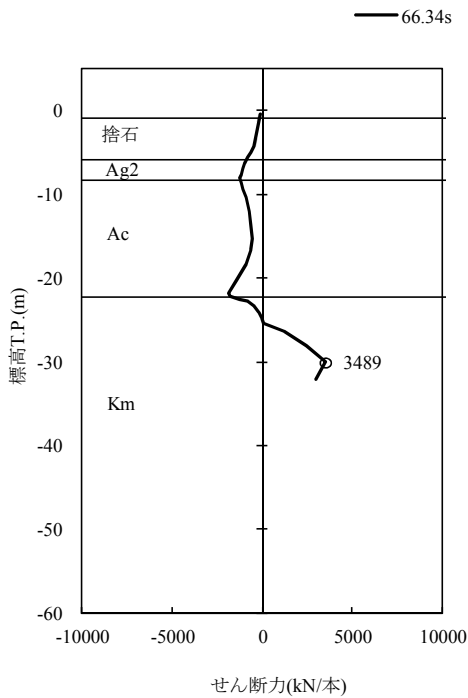
土留壁鋼管矢板(南側)



土留壁鋼管矢板(南側)



土留壁鋼管矢板(南側)

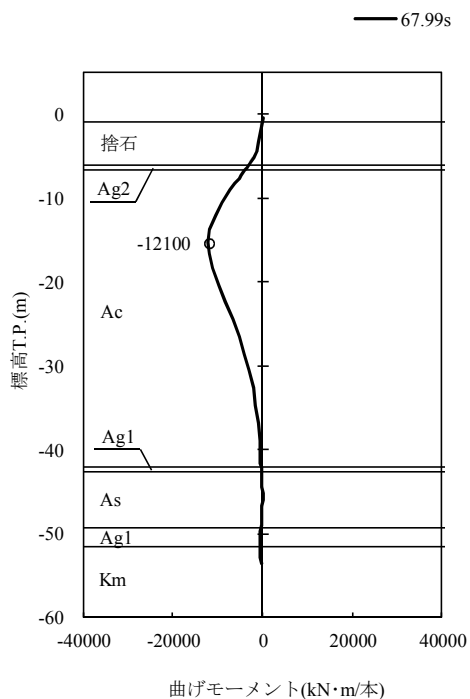


(a) 土留鋼管矢板 (南側)

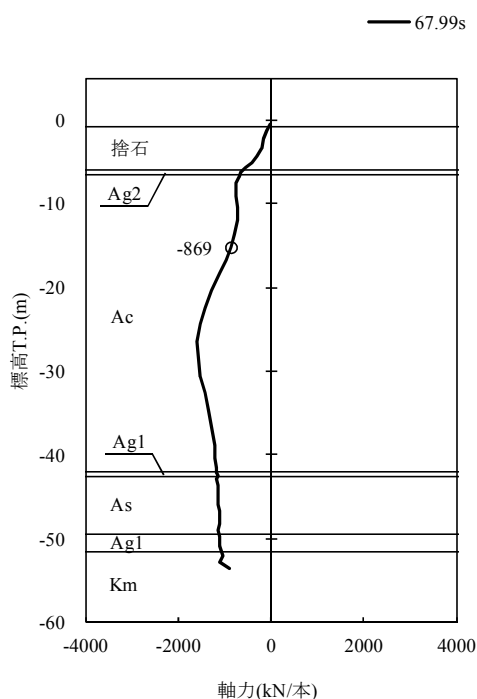
図 5.1-1 (9) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (S_s-21) (1/2)

(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)

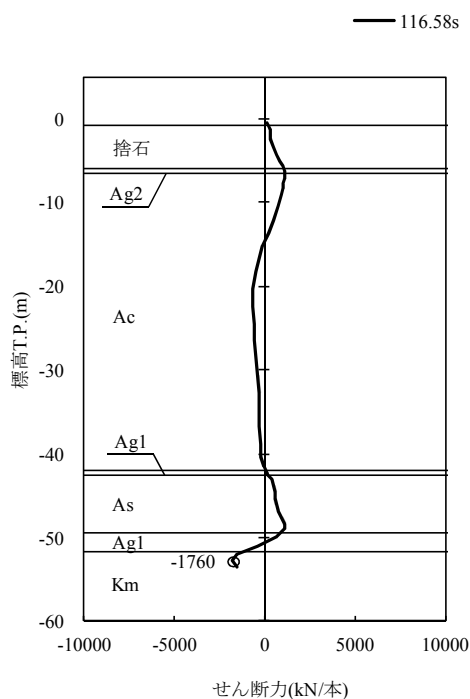
土留壁鋼管矢板(北側)



土留壁鋼管矢板(北側)



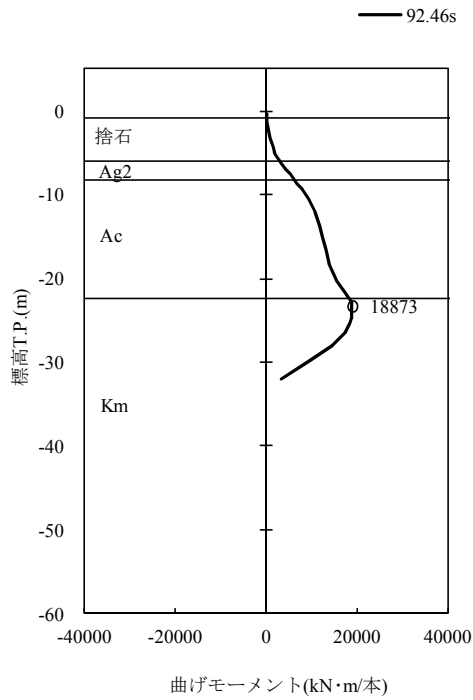
土留壁鋼管矢板(北側)



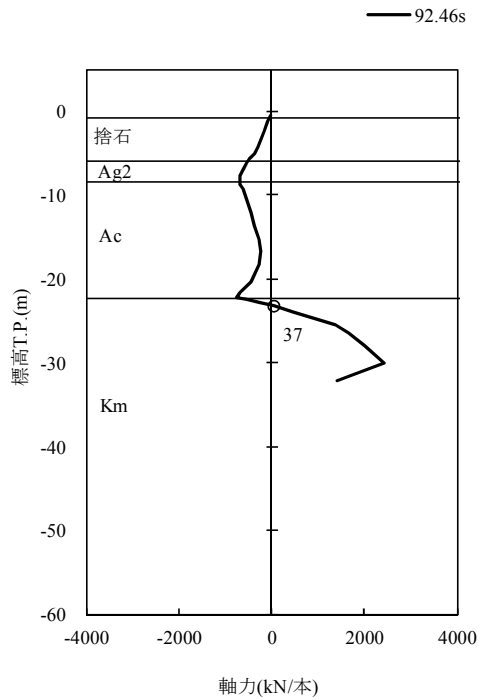
(b) 土留鋼管矢板 (北側)

図 5.1-1 (9) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - 21$) (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)

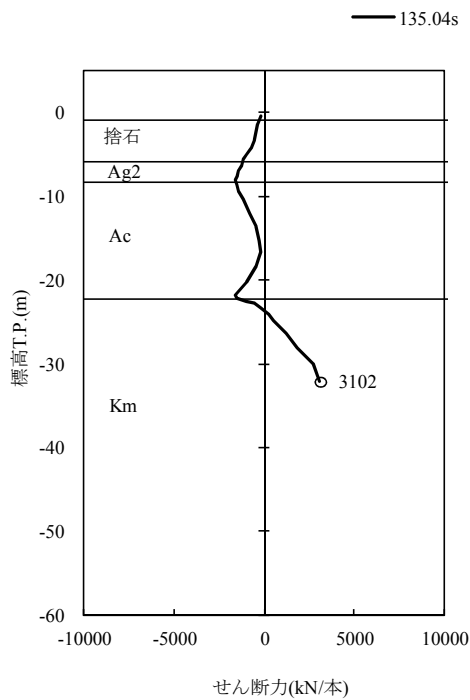
土留壁鋼管矢板(南側)



土留壁鋼管矢板(南側)



土留壁鋼管矢板(南側)

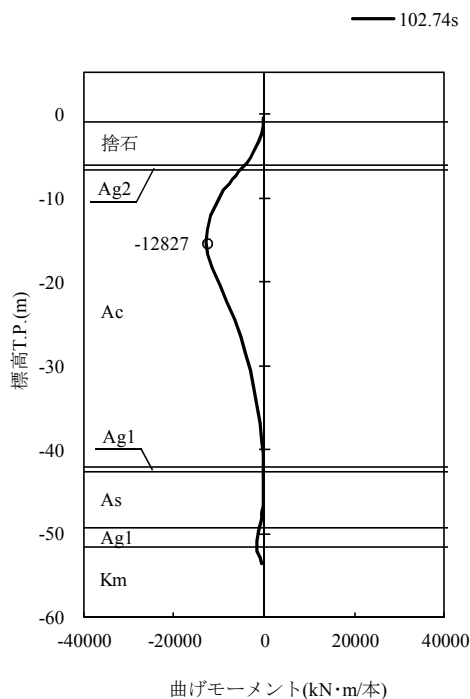


(a) 土留鋼管矢板 (南側)

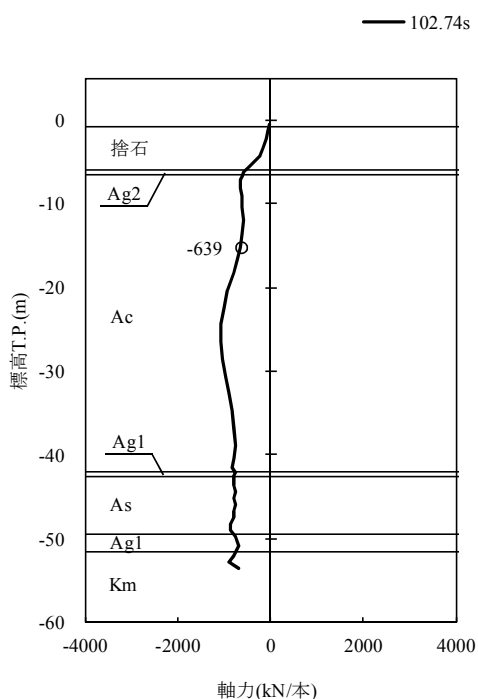
図 5.1-1 (10) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - 22$) (1/2)

(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)

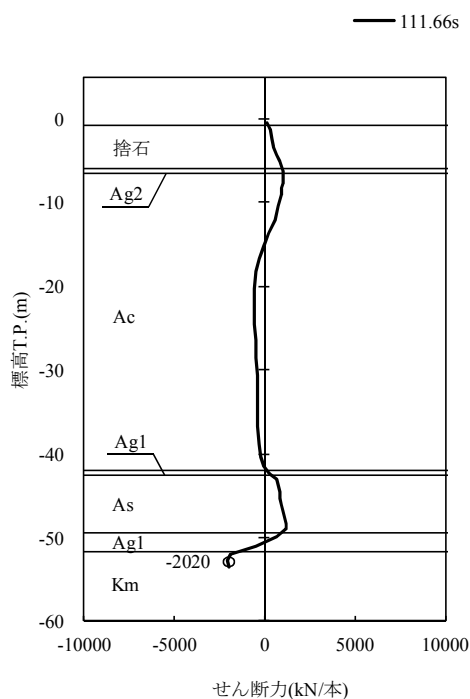
土留壁鋼管矢板(北側)



土留壁鋼管矢板(北側)



土留壁鋼管矢板(北側)

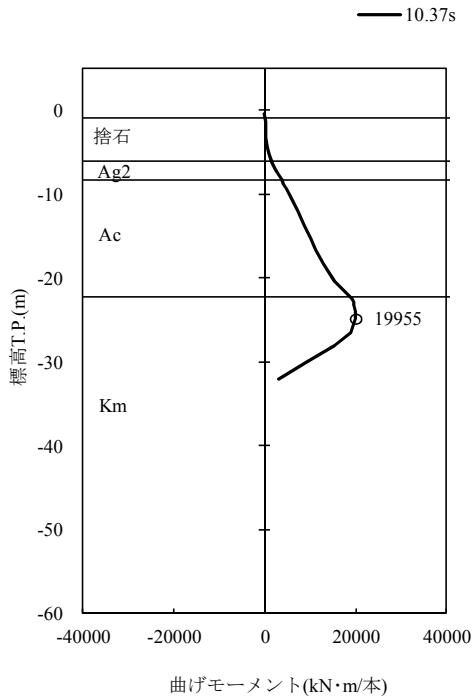


(b) 土留鋼管矢板 (北側)

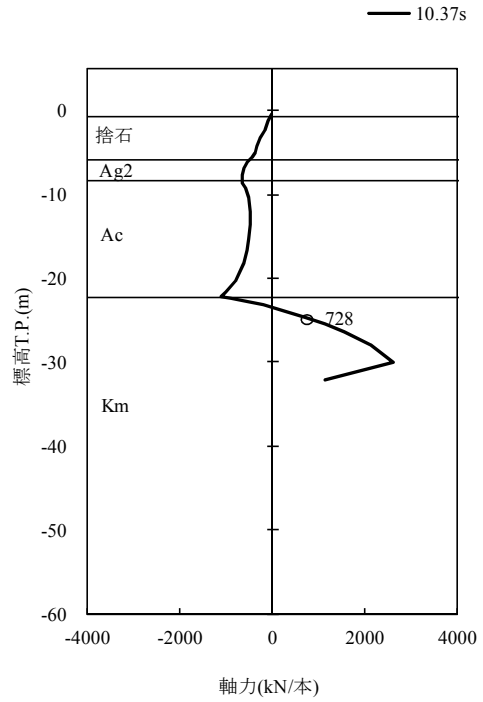
図 5.1-1 (10) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - 2.2$) (2/2)

(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)

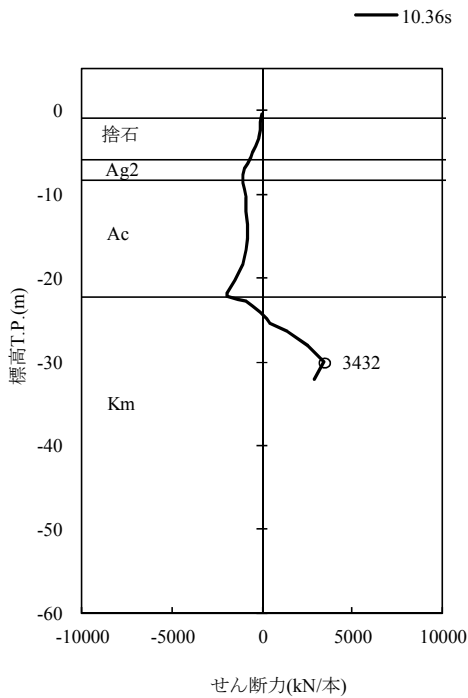
土留壁鋼管矢板(南側)



土留壁鋼管矢板(南側)



土留壁鋼管矢板(南側)

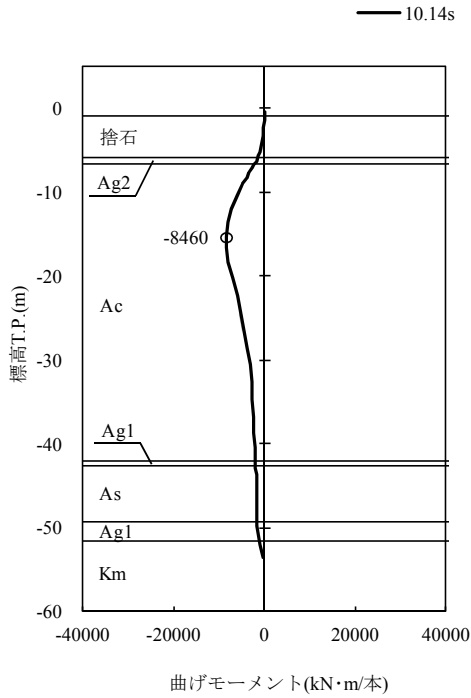


(a) 土留鋼管矢板 (南側)

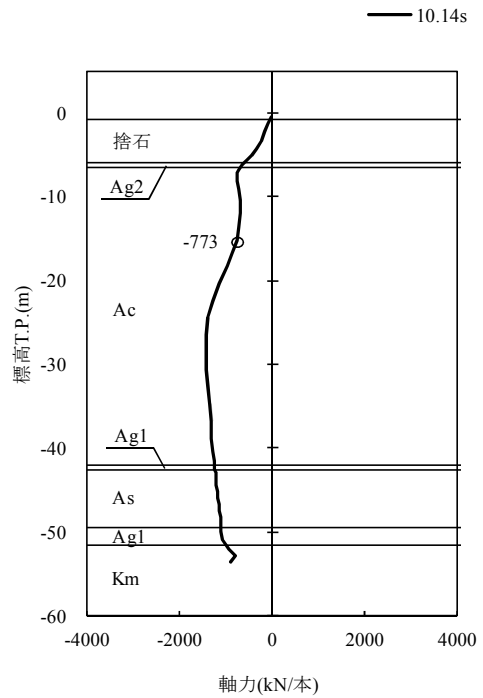
図 5.1-1 (11) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - 31 [H+, V+]$) (1/2)

(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)

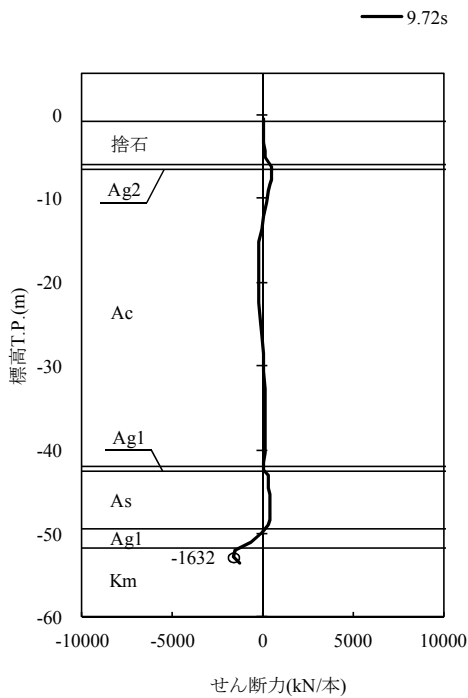
土留壁鋼管矢板(北側)



土留壁鋼管矢板(北側)



土留壁鋼管矢板(北側)

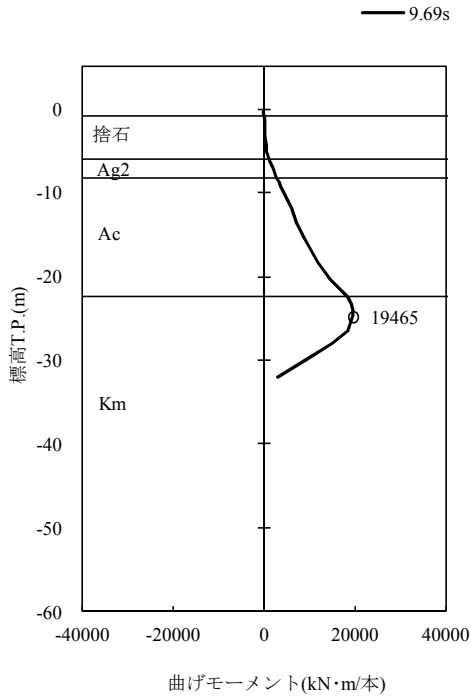


(b) 土留鋼管矢板 (北側)

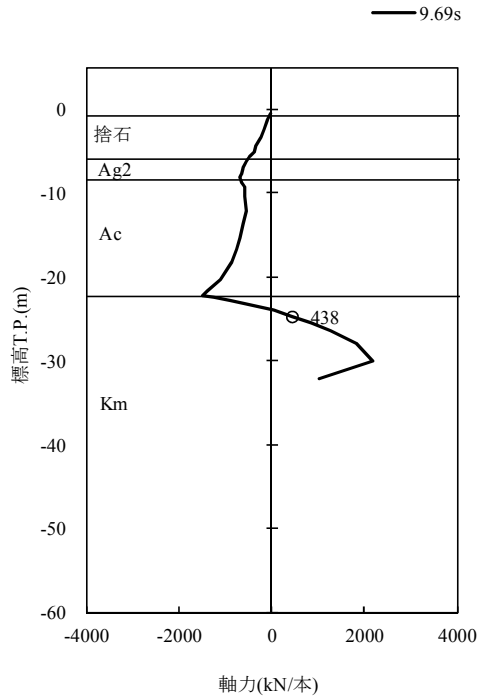
図 5.1-1 (11) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (S_s-3 1 [H+,V+]) (2/2)

(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)

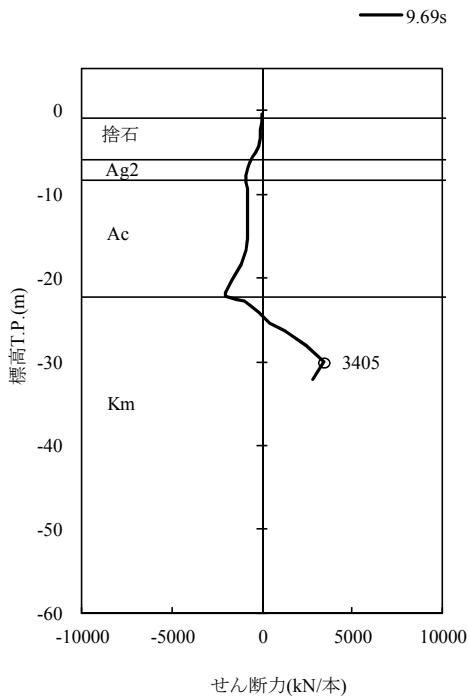
土留壁鋼管矢板(南側)



土留壁鋼管矢板(南側)



土留壁鋼管矢板(南側)

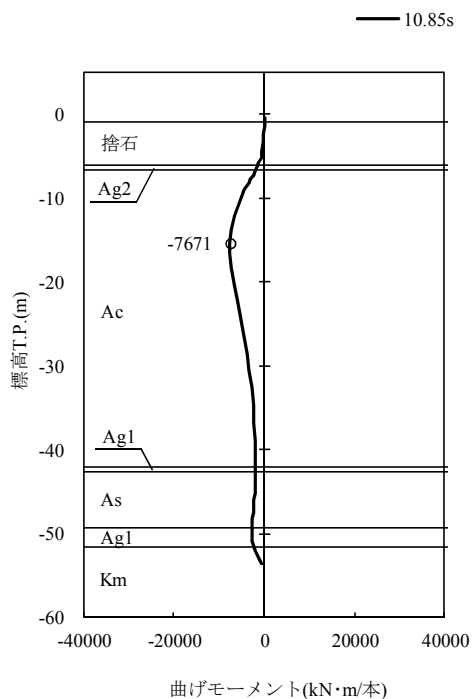


(a) 土留鋼管矢板 (南側)

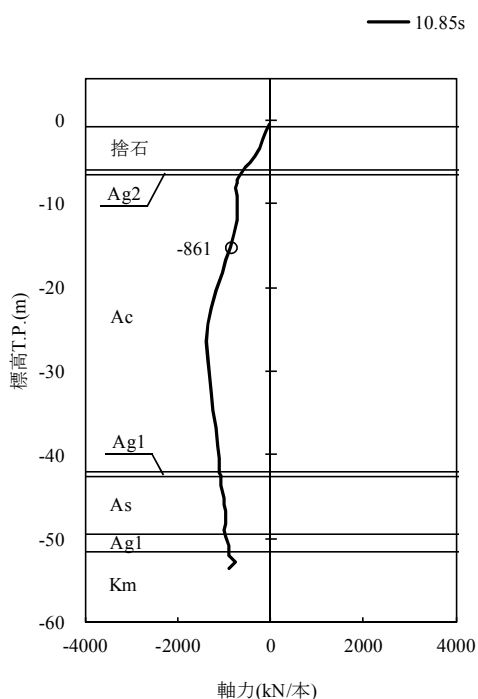
図 5.1-1 (12) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - 31$ [H-, V+]) (1/2)

(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)

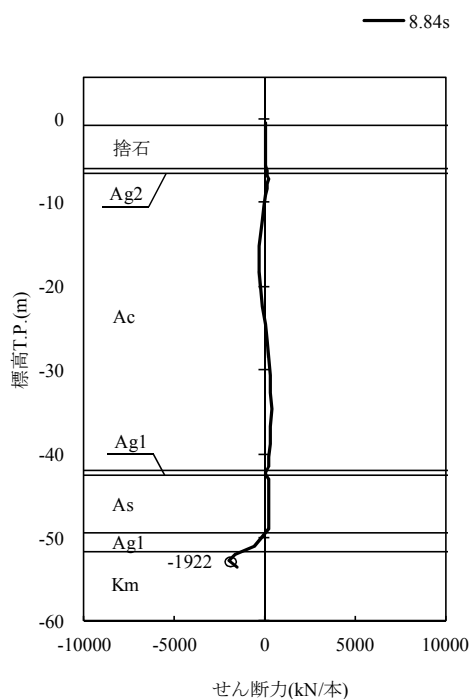
土留壁鋼管矢板(北側)



土留壁鋼管矢板(北側)



土留壁鋼管矢板(北側)

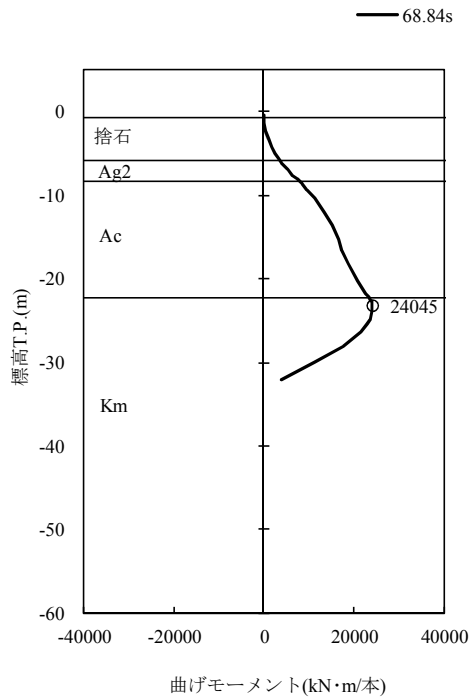


(b) 土留鋼管矢板 (北側)

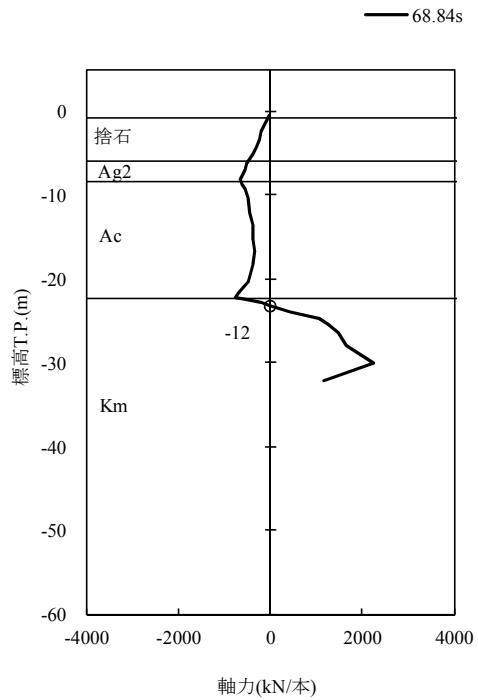
図 5.1-1 (12) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (S_s-3 1 [H-,V+]) (2/2)

(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)

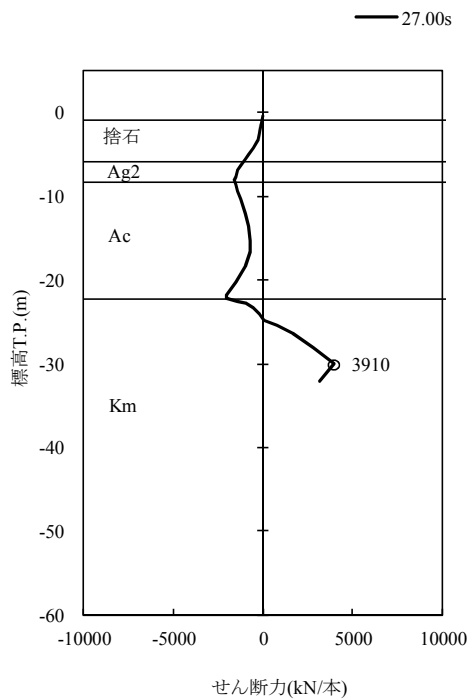
土留壁鋼管矢板(南側)



土留壁鋼管矢板(南側)



土留壁鋼管矢板(南側)

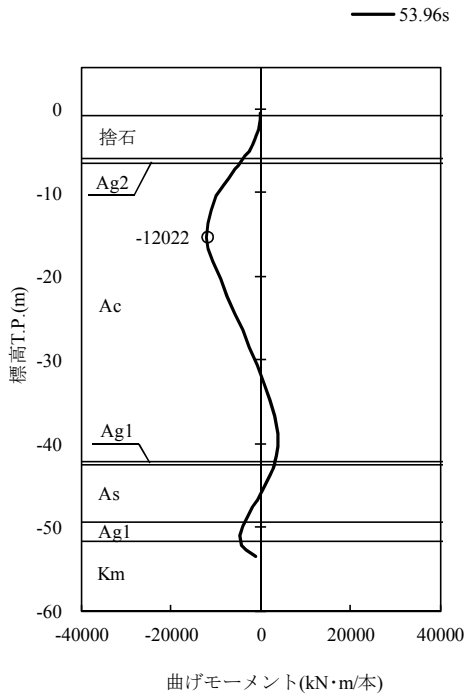


(a) 土留鋼管矢板 (南側)

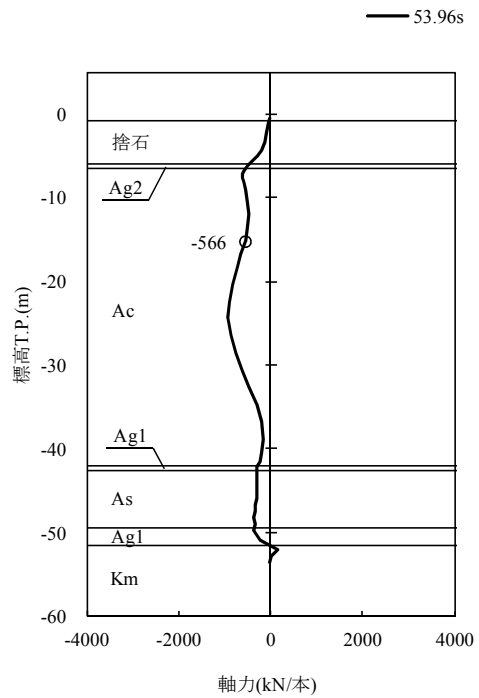
図 5.1-1 (13) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (S_s-D1 [H-,V+]) (1/2)

(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)

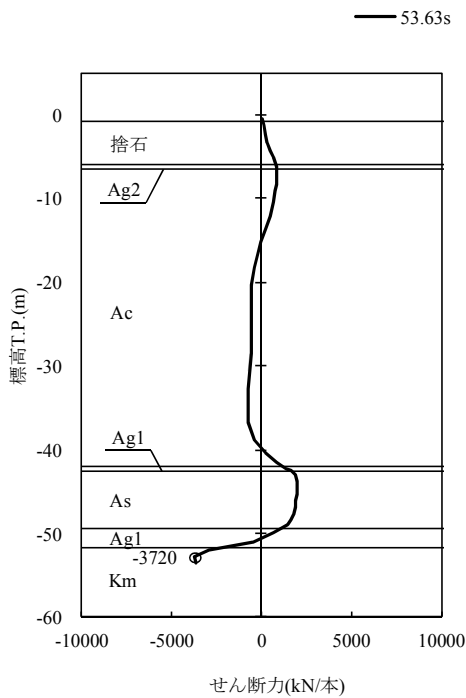
土留壁鋼管矢板(北側)



土留壁鋼管矢板(北側)



土留壁鋼管矢板(北側)

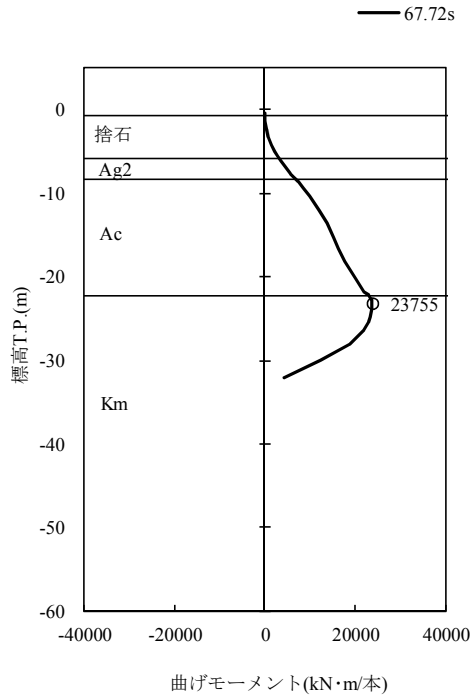


(b) 土留鋼管矢板 (北側)

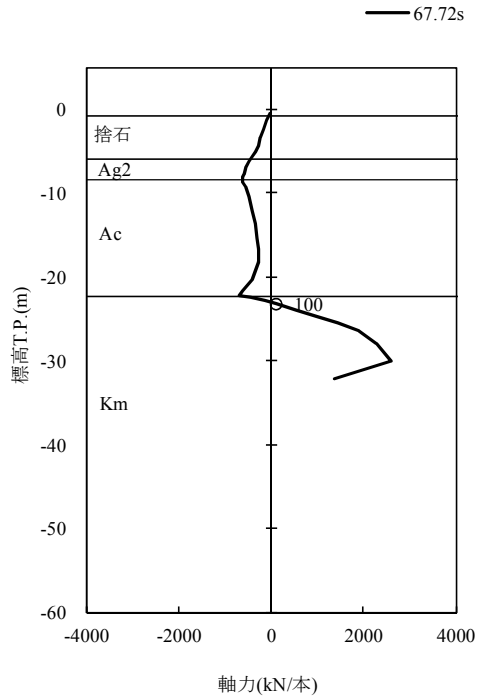
図 5.1-1 (13) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (S_s-D1 [H-,V+]) (2/2)

(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)

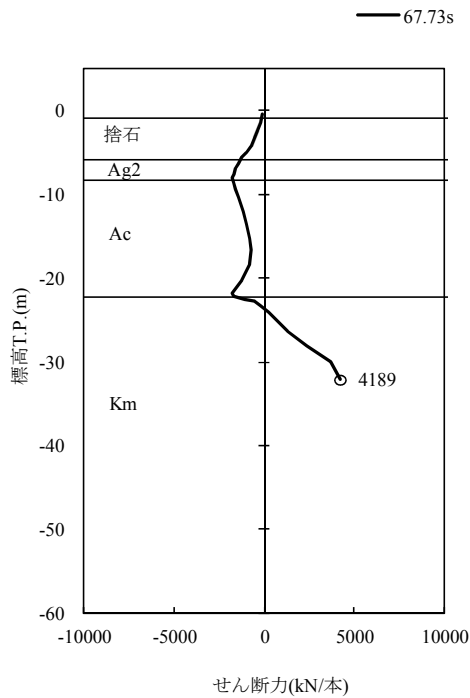
土留壁鋼管矢板(南側)



土留壁鋼管矢板(南側)



土留壁鋼管矢板(南側)

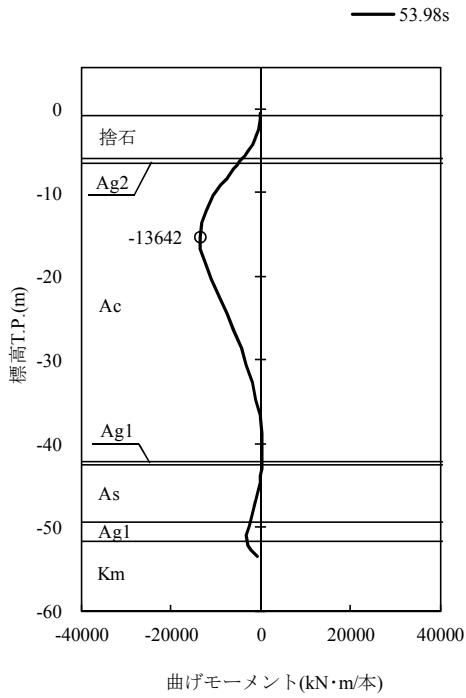


(a) 土留鋼管矢板 (南側)

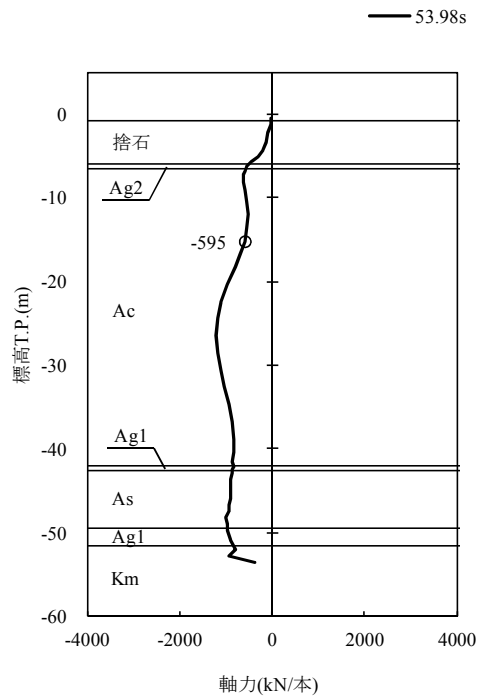
図 5.1-1 (14) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - D1 [H-, V+]$) (1/2)

(NS-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)

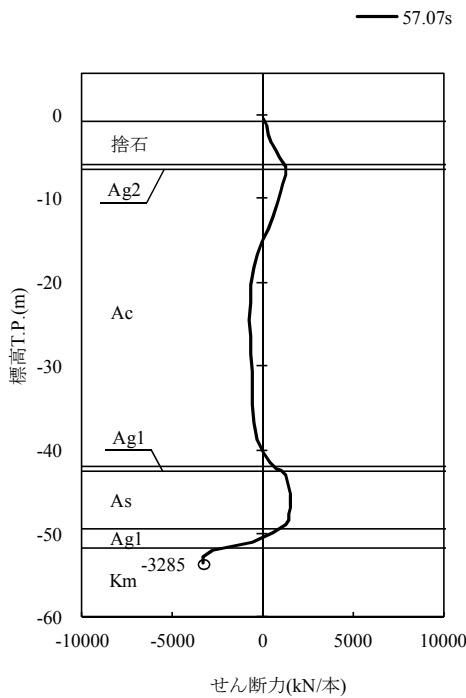
土留壁鋼管矢板(北側)



土留壁鋼管矢板(北側)



土留壁鋼管矢板(北側)

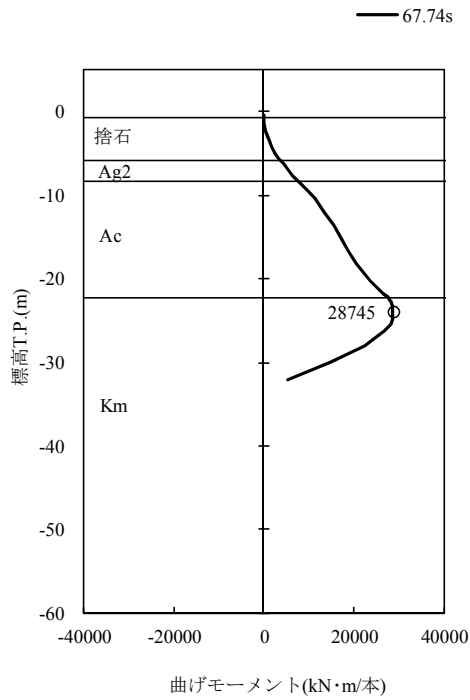


(b) 土留鋼管矢板 (北側)

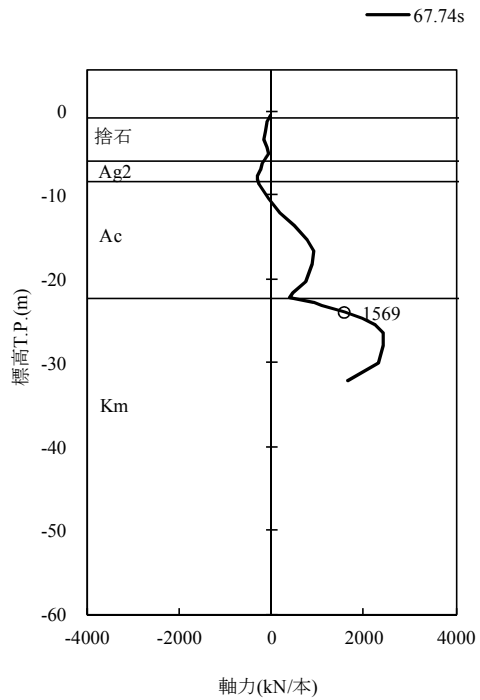
図 5.1-1 (14) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (S_s-D1 [H-,V+]) (2/2)

(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)

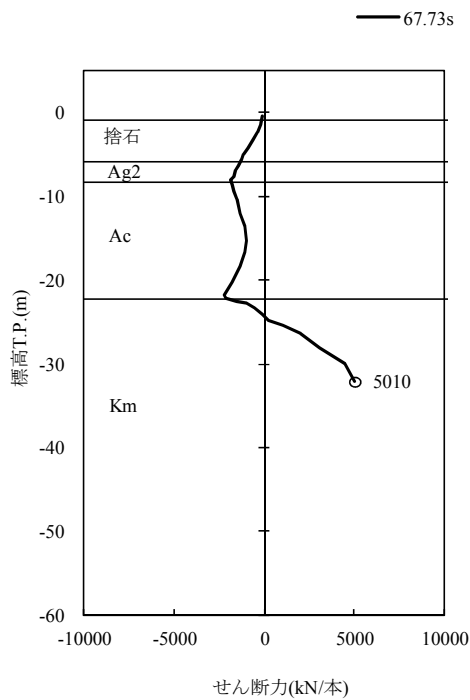
土留壁鋼管矢板(南側)



土留壁鋼管矢板(南側)



土留壁鋼管矢板(南側)

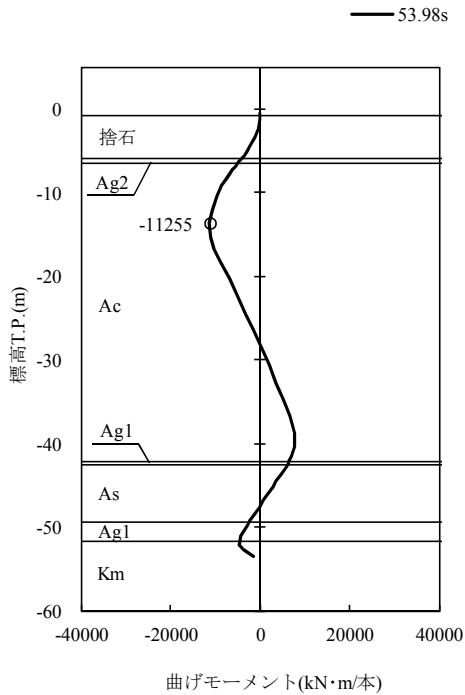


(a) 土留鋼管矢板 (南側)

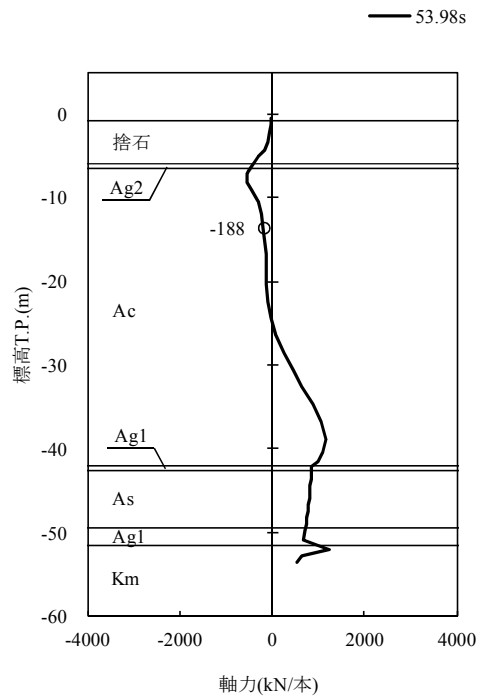
図 5.1-1 (15) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - D1 [H-, V+]$) (1/2)

(NS-1 検討ケース④) : 敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく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)

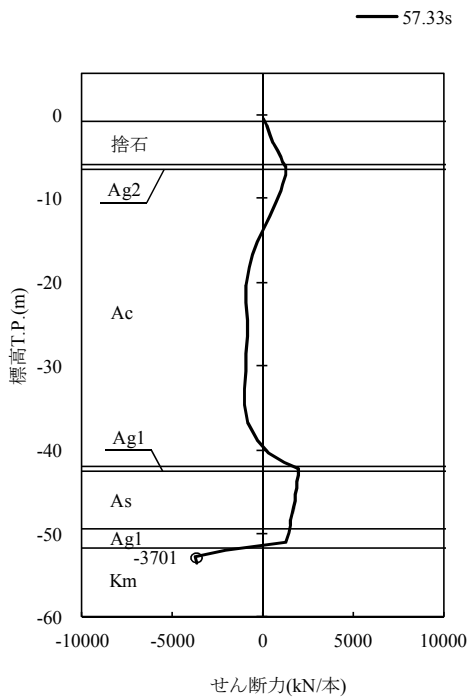
土留壁鋼管矢板(北側)



土留壁鋼管矢板(北側)



土留壁鋼管矢板(北側)

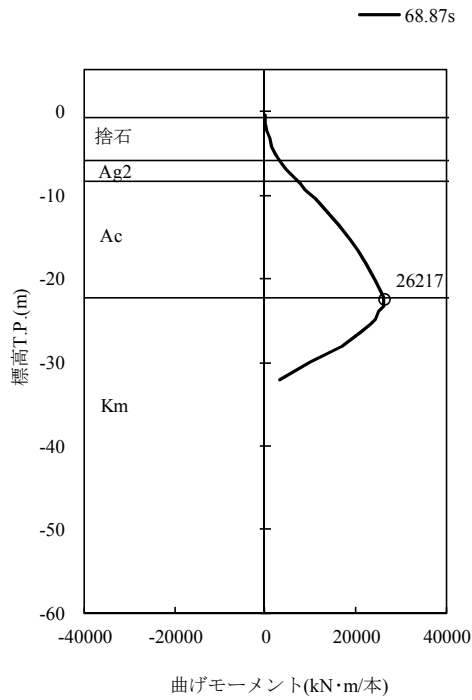


(b) 土留鋼管矢板 (北側)

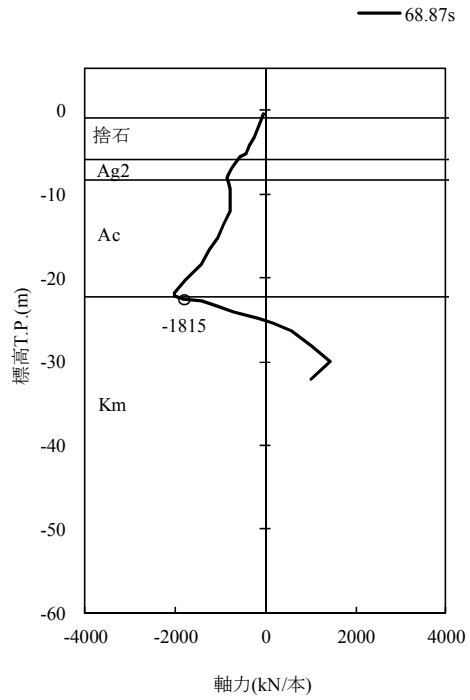
図 5.1-1 (15) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - D1$ [H-, V+]) (2 / 2)

(NS-1 検討ケース④) : 敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく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)

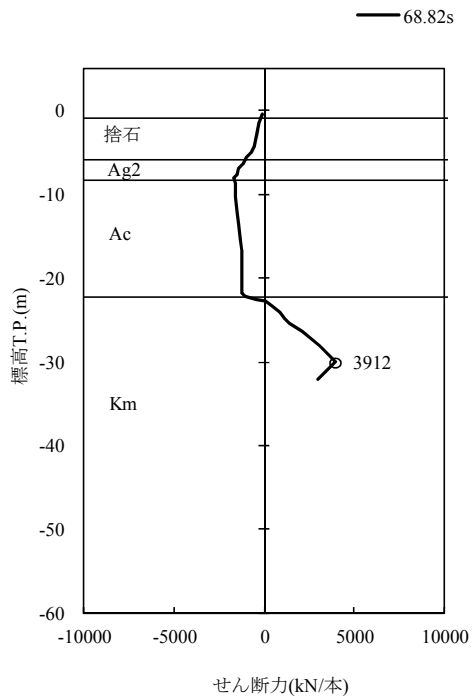
土留壁鋼管矢板(南側)



土留壁鋼管矢板(南側)



土留壁鋼管矢板(南側)

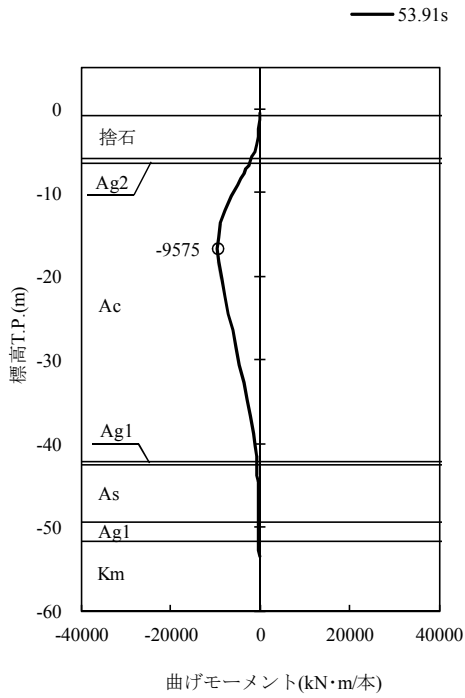


(a) 土留鋼管矢板 (南側)

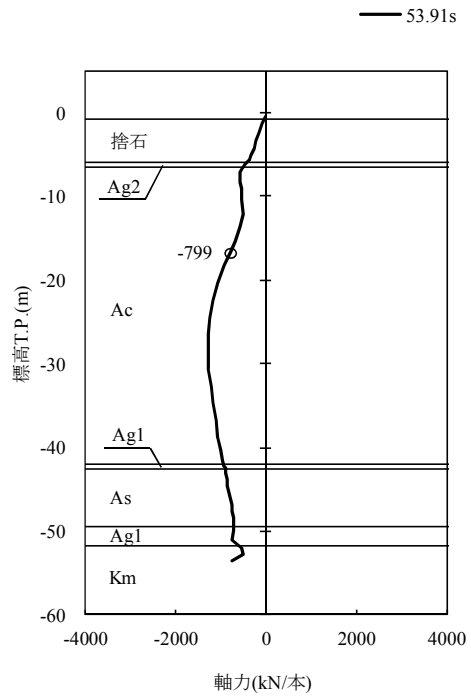
図 5.1-1 (16) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (S_s-D1 [H-,V+]) (1/2)

(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)

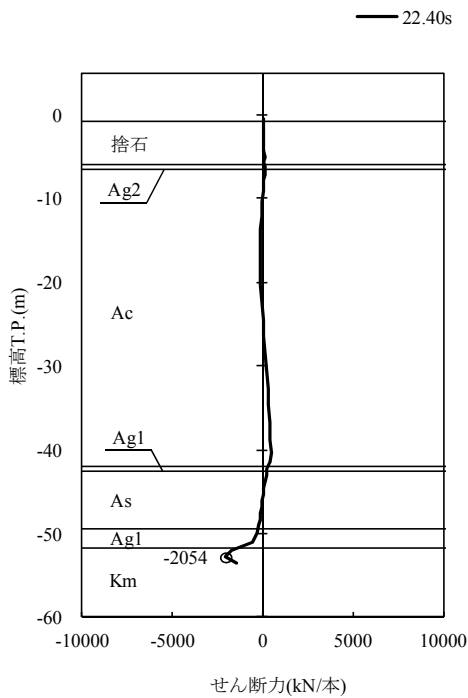
土留壁鋼管矢板(北側)



土留壁鋼管矢板(北側)



土留壁鋼管矢板(北側)

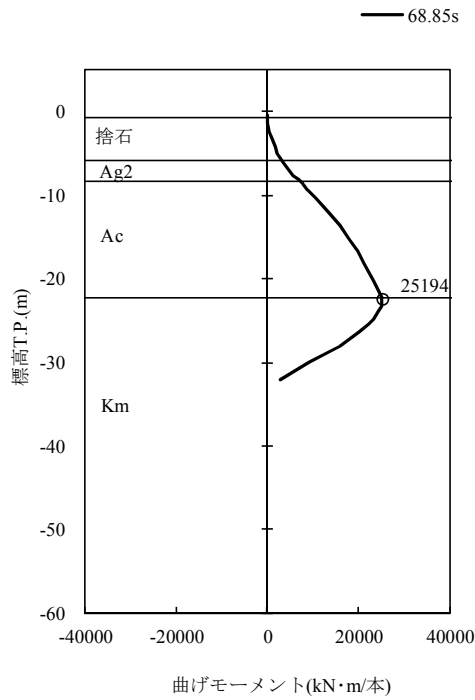


(b) 土留鋼管矢板 (北側)

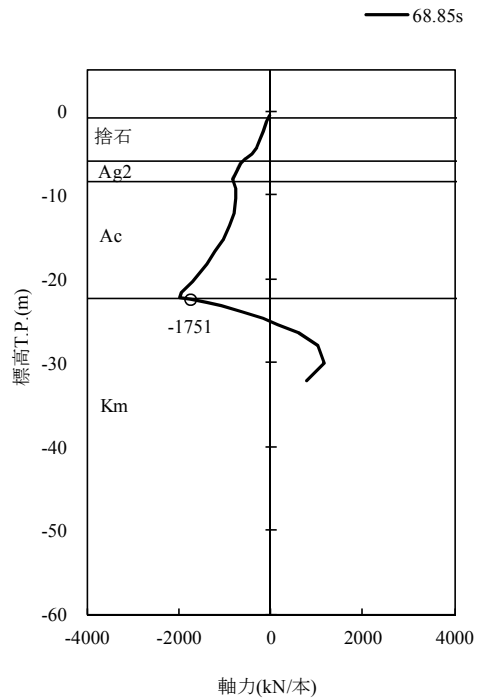
図 5.1-1 (16) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (S_s-D1 [H-,V+]) (2/2)

(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)

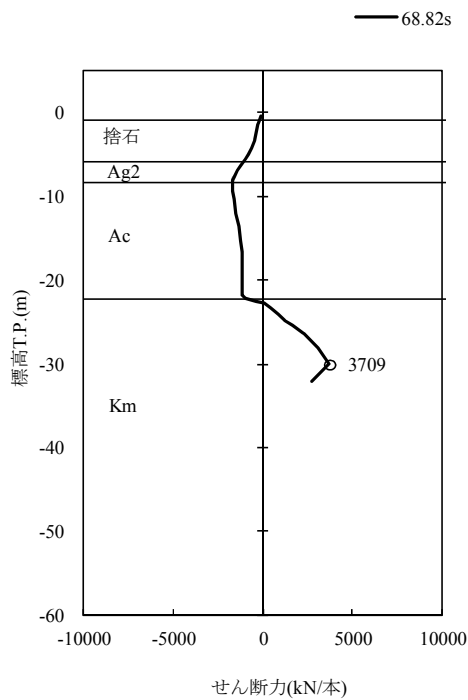
土留壁鋼管矢板(南側)



土留壁鋼管矢板(南側)



土留壁鋼管矢板(南側)

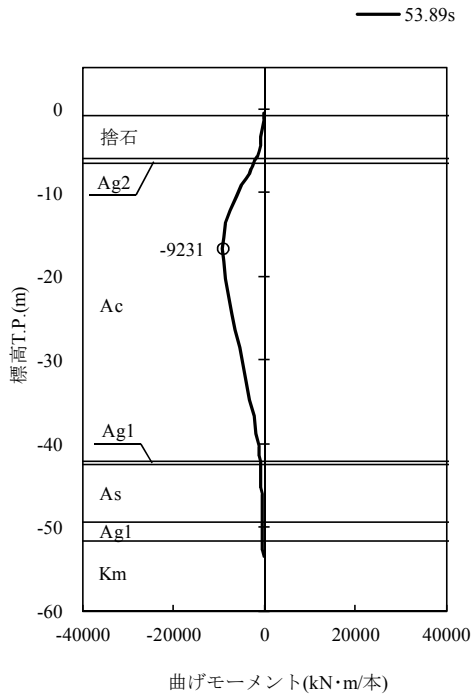


(a) 土留鋼管矢板 (南側)

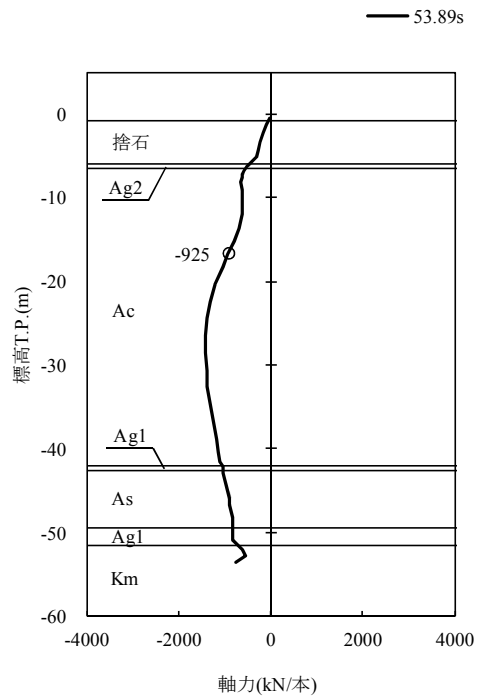
図 5.1-1 (17) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (S_s-D1 [H-,V+]) (1/2)

(NS-1 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)

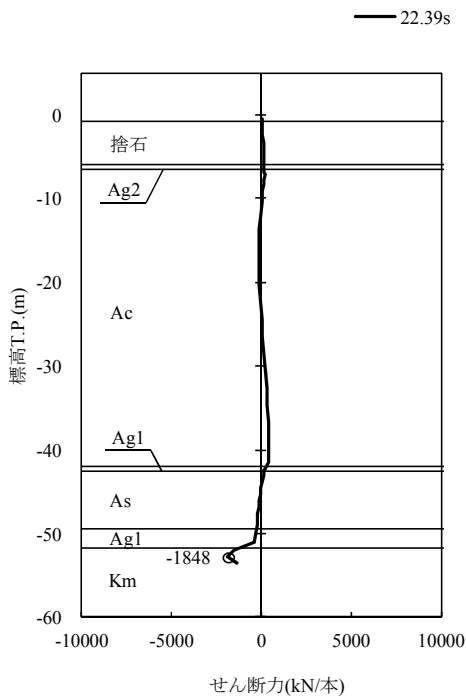
土留壁鋼管矢板(北側)



土留壁鋼管矢板(北側)



土留壁鋼管矢板(北側)



(b) 土留鋼管矢板 (北側)

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+]) (2 / 2)

(NS-1 検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液化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。

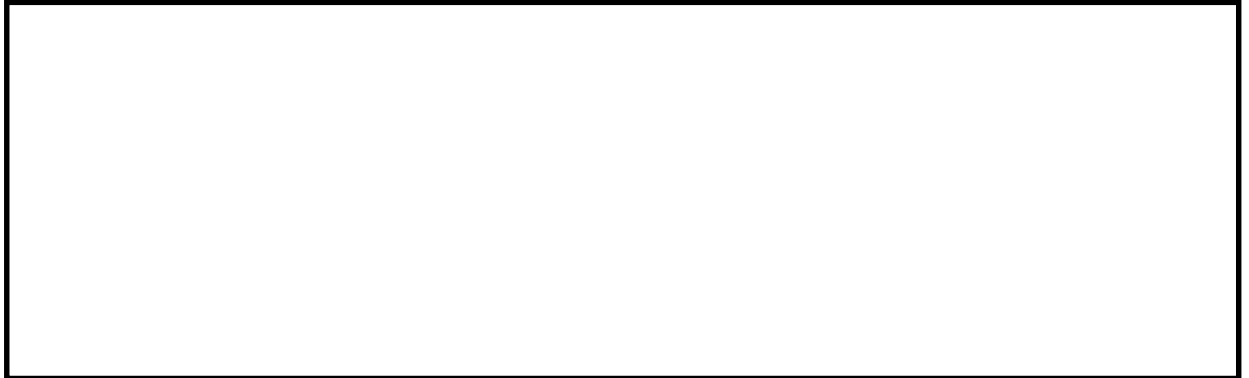


図 5.1-2 (1) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D1 [H+, V+]$)

(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 5.1-2 (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 ($S_s-D1 [H-, V+]$)

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

(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 5.1-2 (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)

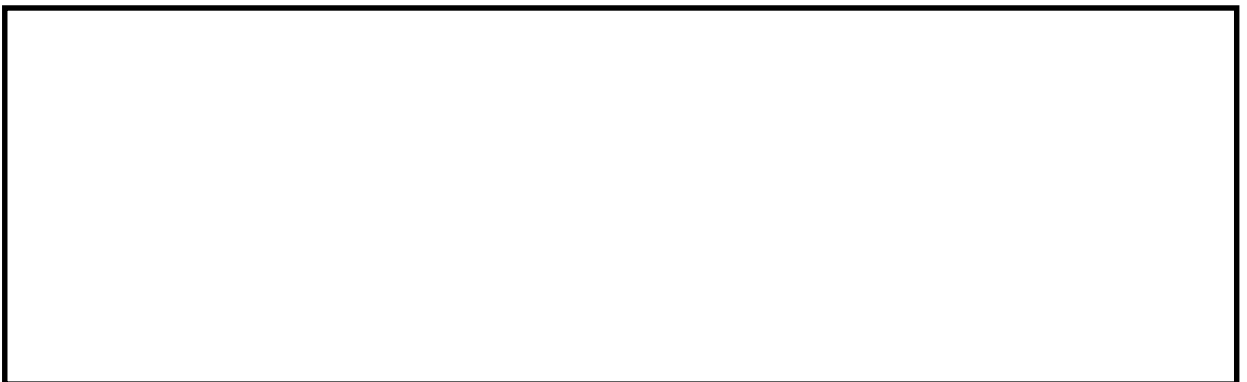


図 5.1-2 (6) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 2$)

(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 5.1-2 (7) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 3$)

(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 5.1-2 (8) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 4$)

(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)

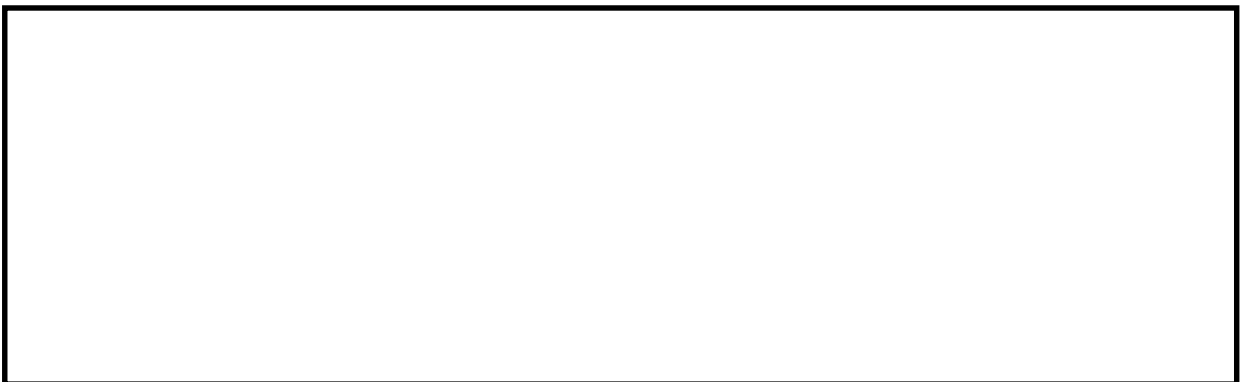


図 5.1-2 (9) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2 1$)

(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 5.1-2 (10) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2 2$)

(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 5.1-2 (11) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

(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 5.1-2 (12) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

(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 5.1-2 (13) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

(NS-1 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)



図 5.1-2 (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 (-1 σ) した解析ケース)

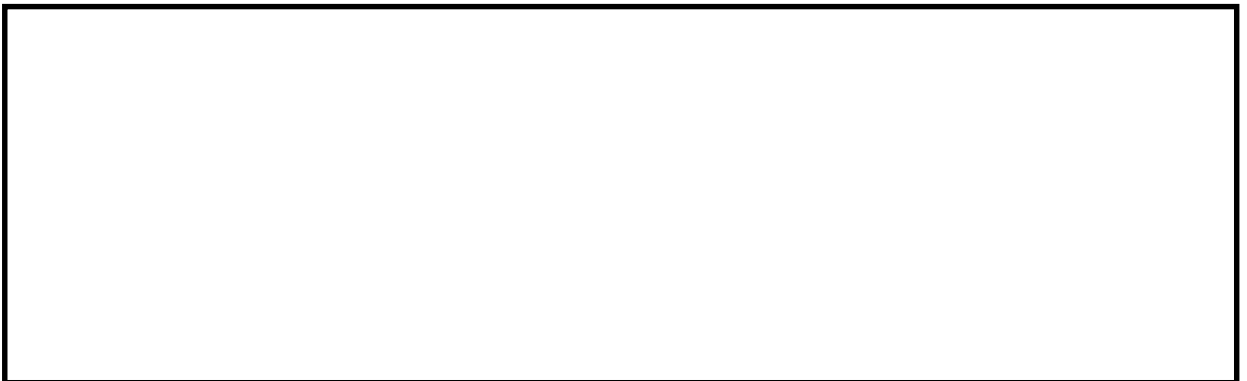


図 5.1-2 (15) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

(NS-1 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく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)

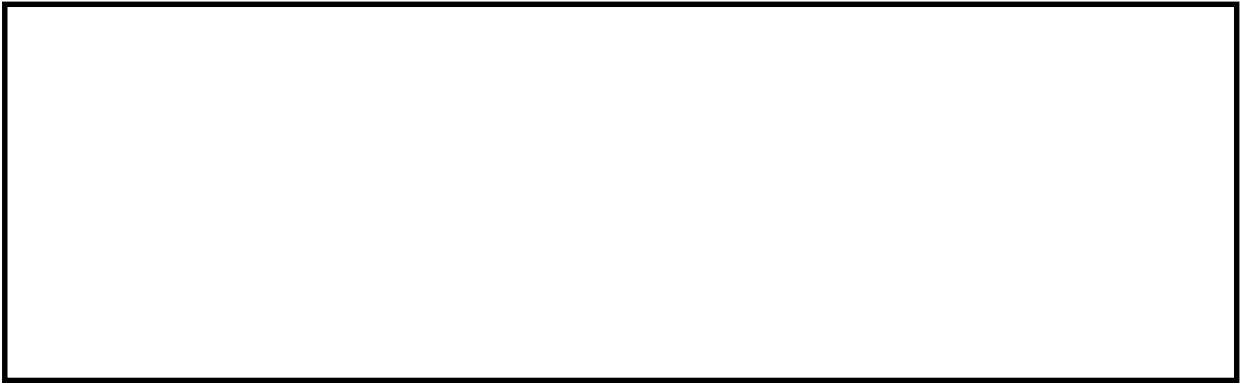


図 5.1-2 (16) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

(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 5.1-2 (17) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

(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)

(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+])

(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 (2) 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 5.1-3 (3) 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 5.1-3 (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 5.1-3 (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 5.1-3 (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 5.1-3 (7) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 13$)

(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) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 14$)

(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)

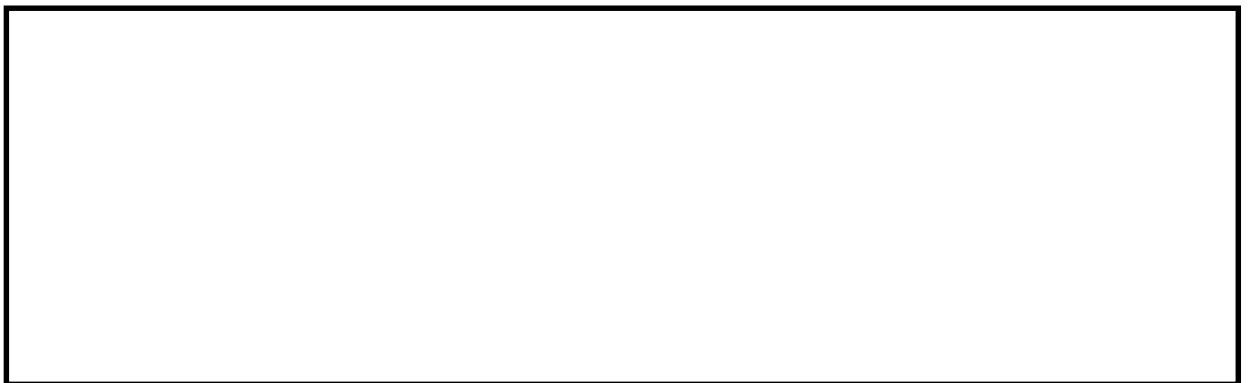


図 5.1-3 (9) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 21$)

(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) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 2$)

(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 5.1-3 (11) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

(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 5.1-3 (12) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

(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)

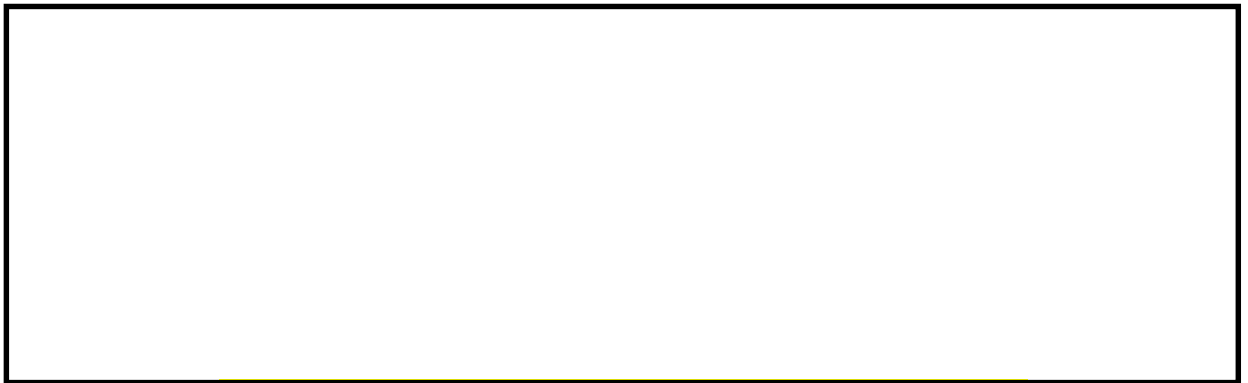


図 5.1-3 (13) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

(NS-1 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

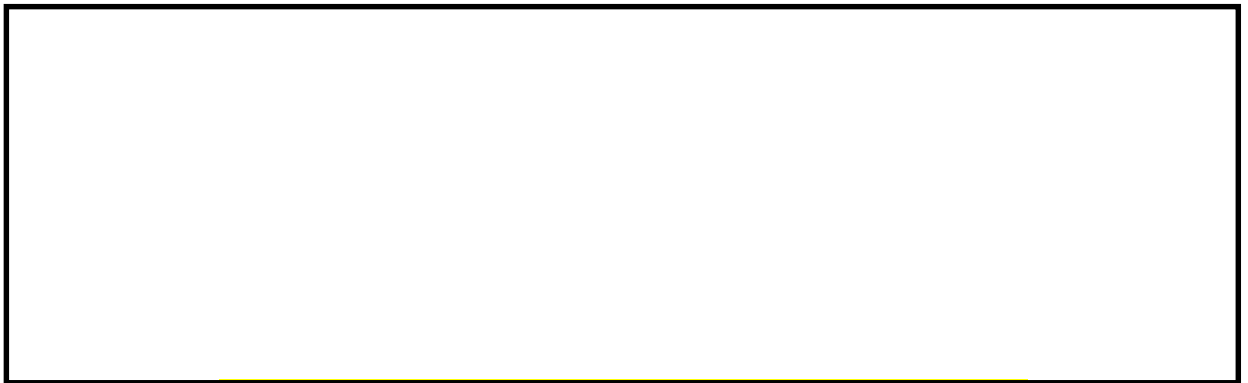


図 5.1-3 (14) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

(NS-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 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)
(NS-1 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく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 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)
(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)

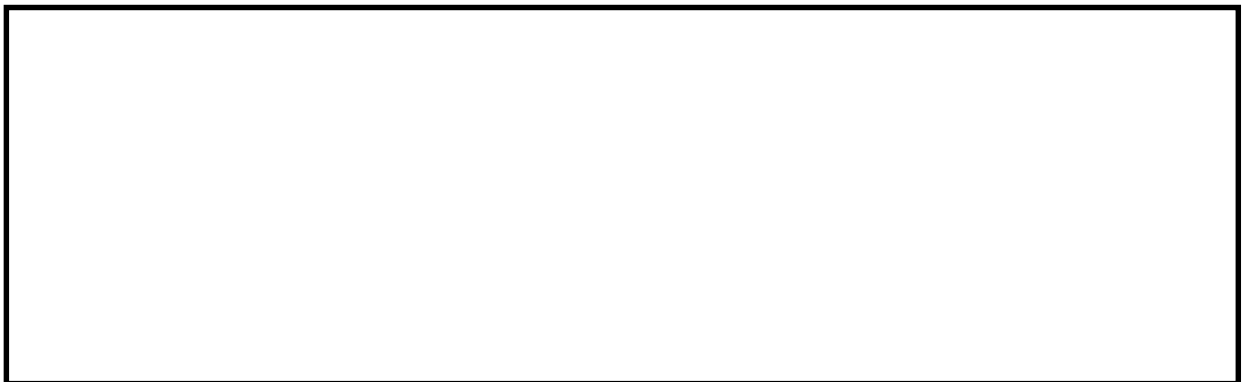


図 5.1-3 (17) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)
(NS-1 検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を
仮定した解析ケース)

(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 5.1-4 (2) 最大加速度分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

(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)

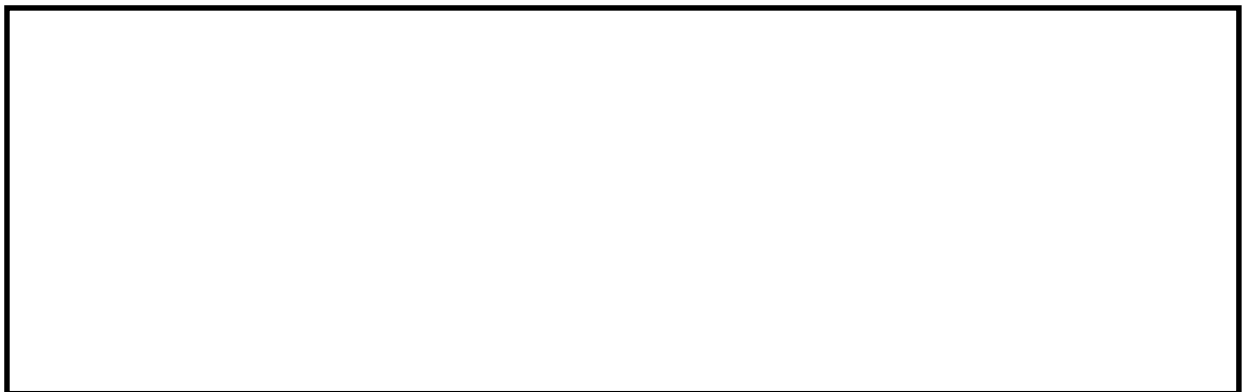


図 5.1-4 (3) 最大加速度分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

(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 5.1-4 (4) 最大加速度分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

(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 5.1-4 (5) 最大加速度分布 ($S_s - 1 1$)

(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)

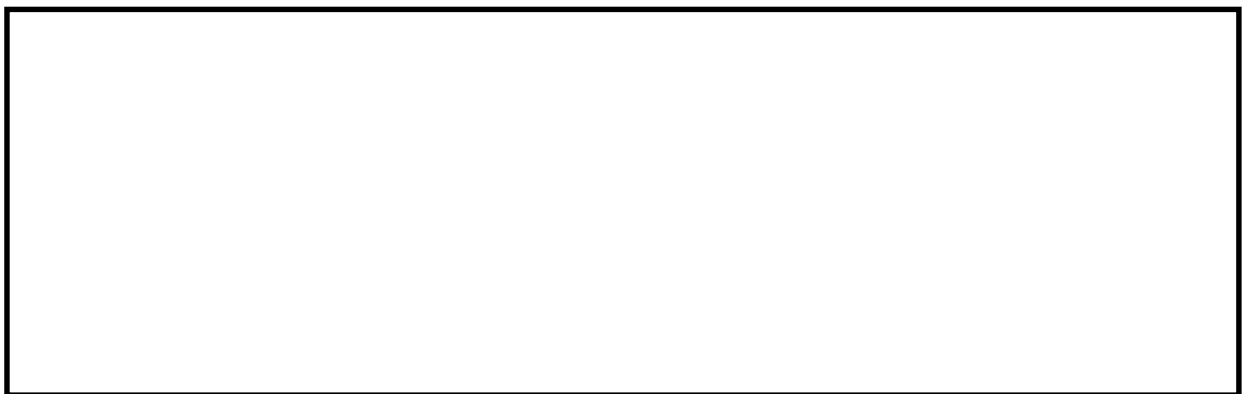


図 5.1-4 (6) 最大加速度分布 ($S_s - 1 2$)

(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 5.1-4 (7) 最大加速度分布 ($S_s - 13$)

(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 5.1-4 (8) 最大加速度分布 ($S_s - 14$)

(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)

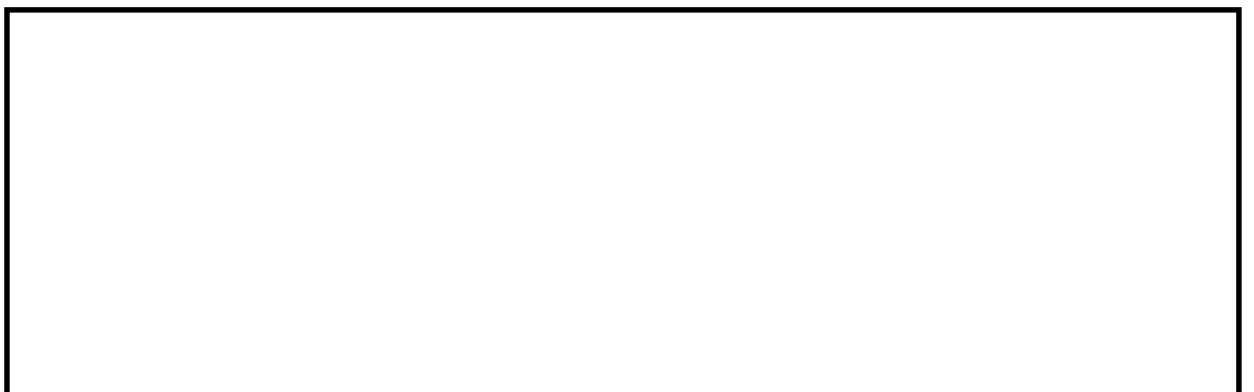


図 5.1-4 (9) 最大加速度分布 ($S_s - 21$)

(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 5.1-4 (10) 最大加速度分布 ($S_s - 2 2$)

(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)

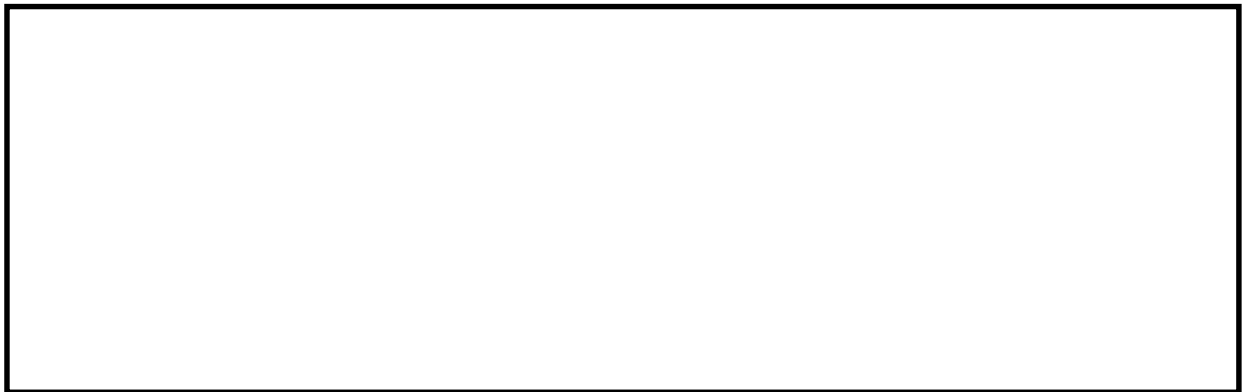


図 5.1-4 (11) 最大加速度分布 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

(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)

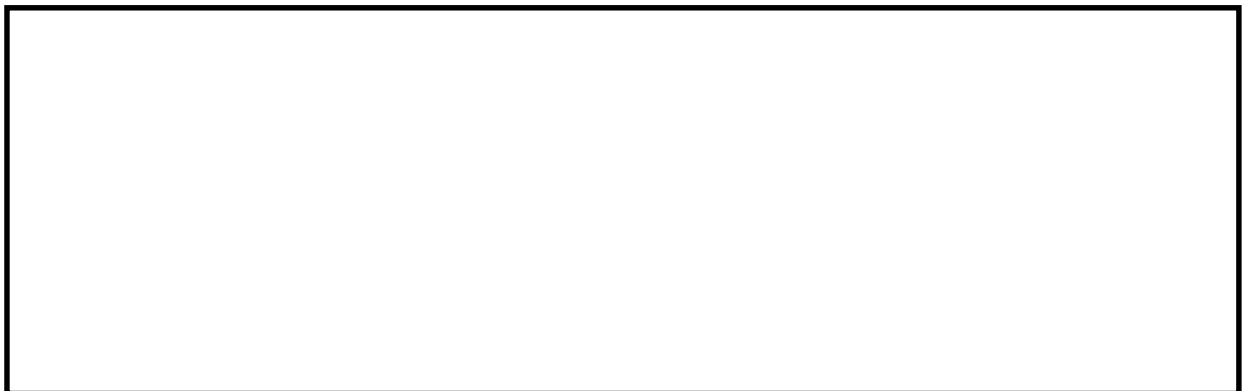


図 5.1-4 (12) 最大加速度分布 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

(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 5.1-4 (13) 最大加速度分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

(NS-1 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)



図 5.1-4 (14) 最大加速度分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

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



図 5.1-4 (15) 最大加速度分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

(NS-1 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく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 5.1-4 (17) 最大加速度分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

(NS-1 検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) し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

(1) 鋼管矢板の評価結果

a. 曲げ軸力に対する照査

曲げ軸力に対する照査結果を表 5.2-1 に示す。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、発生曲げ応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生曲げ応力度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 土留鋼管矢板 (南側))

地盤	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
平均剛性	S _s -D 1 ++	21797	84	190	382.5	0.50
	S _s -D 1 +-	21411	374	188	382.5	0.50
	S _s -D 1 -+	24082	69	210	382.5	0.55
	S _s -D 1 --	23903	18	208	382.5	0.55
	S _s -1 1	19294	780	171	382.5	0.45
	S _s -1 2	19914	1103	178	382.5	0.47
	S _s -1 3	18299	702	162	382.5	0.43
	S _s -1 4	15164	621	134	382.5	0.36
	S _s -2 1	20430	-587	180	382.5	0.48
	S _s -2 2	18873	37	164	382.5	0.43
	S _s -3 1 ++	19955	728	177	382.5	0.47
S _s -3 1 -+	19465	438	171	382.5	0.45	
V _s +1σ 剛性	S _s -D 1 -+	24045	-12	209	382.5	0.55
V _s -1σ 剛性	S _s -D 1 -+	23755	100	207	382.5	0.55
豊浦標準砂	S _s -D 1 -+	28745	1569	257	382.5	0.68
平均剛性 (非液状化)	S _s -D 1 -+	26217	-1815	236	382.5	0.62
V _s +1σ 剛性 (非液状化)	S _s -D 1 -+	25194	-1751	226	382.5	0.60

表 5.2-1 (2) 曲げ軸力に対する照査結果 (NS-1 土留鋼管矢板 (北側))

地盤	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
平均剛性	S _s -D 1 ++	-11652	-817	165	277.5	0.60
	S _s -D 1 +-	-11894	-578	167	277.5	0.61
	S _s -D 1 -+	-12768	-528	179	277.5	0.65
	S _s -D 1 --	-12572	-452	175	277.5	0.64
	S _s -1 1	-11107	-731	157	277.5	0.57
	S _s -1 2	-10765	-683	152	277.5	0.55
	S _s -1 3	-9988	-658	141	277.5	0.51
	S _s -1 4	-8686	-797	124	277.5	0.45
	S _s -2 1	-12100	-869	172	277.5	0.62
	S _s -2 2	-12827	-639	180	277.5	0.65
	S _s -3 1 ++	-8460	-773	121	277.5	0.44
	S _s -3 1 -+	-7671	-861	111	277.5	0.40
V _s +1σ 剛性	S _s -D 1 -+	-12022	-566	169	277.5	0.61
V _s -1σ 剛性	S _s -D 1 -+	-13642	-595	191	277.5	0.69
豊浦標準砂	S _s -D 1 -+	-11255	-188	155	277.5	0.57
平均剛性 (非液状化)	S _s -D 1 -+	-9575	-799	137	277.5	0.50
V _s +1σ 剛性 (非液状化)	S _s -D 1 -+	-9231	-925	133	277.5	0.48

b. せん断力に対する照査

せん断力に対する照査結果を表 5.2-2 に示す。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、発生せん断応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生せん断応力度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 (1) せん断力に対する照査結果 (NS-1 土留鋼管矢板 (南側))

地盤	地震動	せん断力 (kN)	発生せん断 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
平均剛性	S _s -D 1 ++	3844	32	217.5	0.15
	S _s -D 1 +-	3991	33	217.5	0.16
	S _s -D 1 -+	4103	34	217.5	0.16
	S _s -D 1 --	4192	35	217.5	0.17
	S _s -1 1	3268	27	217.5	0.13
	S _s -1 2	3432	29	217.5	0.14
	S _s -1 3	3071	26	217.5	0.12
	S _s -1 4	2515	21	217.5	0.10
	S _s -2 1	3489	29	217.5	0.14
	S _s -2 2	3102	26	217.5	0.12
	S _s -3 1 ++	3432	29	217.5	0.14
	S _s -3 1 -+	3405	28	217.5	0.14
V _s +1σ 剛性	S _s -D 1 -+	3910	33	217.5	0.15
V _s -1σ 剛性	S _s -D 1 -+	4189	35	217.5	0.17
豊浦標準砂	S _s -D 1 -+	5010	42	217.5	0.20
平均剛性 (非液状化)	S _s -D 1 -+	3912	33	217.5	0.15
V _s +1σ 剛性 (非液状化)	S _s -D 1 -+	3709	31	217.5	0.15

表 5.2-2 (2) せん断力に対する照査結果 (NS-1 土留鋼管矢板 (北側))

地盤	地震動	せん断力 (kN)	発生せん断 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
平均剛性	S _s -D 1 ++	-3480	47	157.5	0.30
	S _s -D 1 +-	-3407	46	157.5	0.30
	S _s -D 1 -+	-3619	49	157.5	0.31
	S _s -D 1 --	-3696	50	157.5	0.32
	S _s -1 1	1392	19	157.5	0.12
	S _s -1 2	-3187	43	157.5	0.28
	S _s -1 3	-2607	35	157.5	0.23
	S _s -1 4	1222	16	157.5	0.11
	S _s -2 1	-1760	24	157.5	0.15
	S _s -2 2	-2020	27	157.5	0.18
	S _s -3 1 ++	-1632	22	157.5	0.14
	S _s -3 1 -+	-1922	26	157.5	0.17
	V _s +1σ 剛性	S _s -D 1 -+	-3720	50	157.5
V _s -1σ 剛性	S _s -D 1 -+	-3285	44	157.5	0.29
豊浦標準砂	S _s -D 1 -+	-3701	50	157.5	0.32
平均剛性 (非液状化)	S _s -D 1 -+	-2054	28	157.5	0.18
V _s +1σ 剛性 (非液状化)	S _s -D 1 -+	-1848	25	157.5	0.16

(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 5.2-3 に示す。基礎地盤の支持力に対する照査を行った結果、接地圧が極限支持力以下であることを確認した。

表 5.2-3 (1) 極限支持力に対する照査結果 (NS-1 土留鋼管矢板 (南側))

地盤	地震動	最大 接地圧 (kN/m ²)	極限 支持力度 (kN/m ²)
平均剛性	S _s -D 1 ++	707	4932
	S _s -D 1 +-	673	4932
	S _s -D 1 -+	694	4932
	S _s -D 1 --	712	4932
	S _s - 1 1	627	4932
	S _s - 1 2	663	4932
	S _s - 1 3	662	4932
	S _s - 1 4	598	4932
	S _s - 2 1	660	4932
	S _s - 2 2	656	4932
	S _s - 3 1 ++	487	4932
	S _s - 3 1 -+	488	4932
V _s +1σ 剛性	S _s -D 1 -+	642	4932
V _s -1σ 剛性	S _s -D 1 -+	712	4932
豊浦標準砂	S _s -D 1 -+	830	4932
平均剛性 (非液状化)	S _s -D 1 -+	686	4932
V _s +1σ 剛性 (非液状化)	S _s -D 1 -+	686	4932

表 5.2-3 (2) 極限支持力に対する照査結果 (NS-1 土留鋼管矢板 (北側))

地盤	地震動	最大 接地圧 (kN/m ²)	極限 支持力度 (kN/m ²)
平均剛性	S _s -D 1 ++	1156	4269
	S _s -D 1 +-	1262	4269
	S _s -D 1 -+	1252	4269
	S _s -D 1 --	1357	4269
	S _s - 1 1	1048	4269
	S _s - 1 2	1114	4269
	S _s - 1 3	1094	4269
	S _s - 1 4	985	4269
	S _s - 2 1	1087	4269
	S _s - 2 2	1183	4269
	S _s - 3 1 ++	1087	4269
	S _s - 3 1 -+	1036	4269
V _s +1σ 剛性	S _s -D 1 -+	1249	4269
V _s -1σ 剛性	S _s -D 1 -+	1224	4269
豊浦標準砂	S _s -D 1 -+	1164	4269
平均剛性 (非液状化)	S _s -D 1 -+	1257	4269
V _s +1σ 剛性 (非液状化)	S _s -D 1 -+	1232	4269

5.3 まとめ

土留鋼管矢板について、基準地震動 S_s による地震力に対し、構造物に発生する曲げ軸力及びせん断力、並びに接地圧が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、土留鋼管矢板は、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。

土留鋼管矢板の耐震性についての計算書に関する参考資料

(参考) 減衰の設定について

地震応答解析における減衰については、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。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。

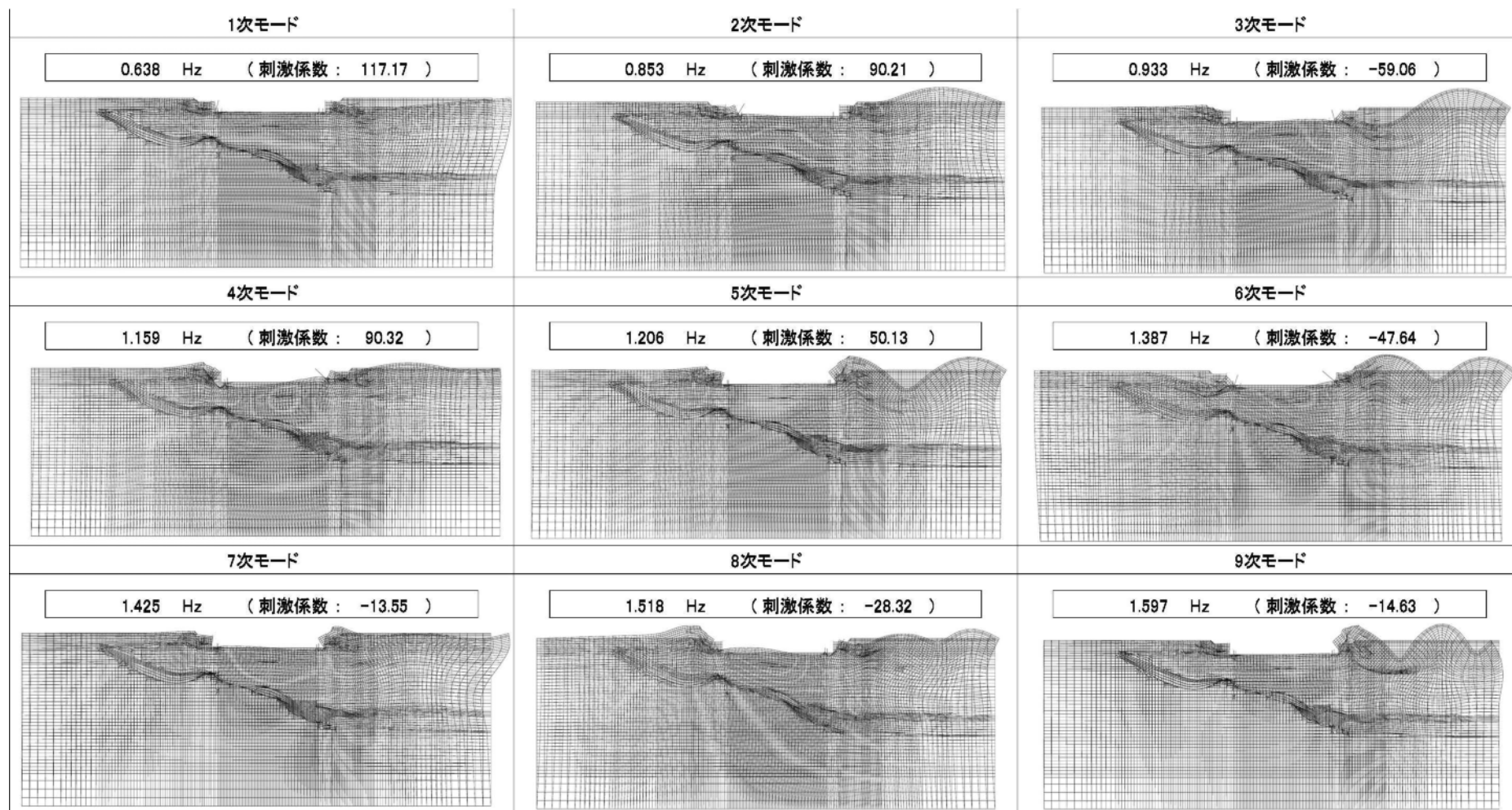


図 1-1 (1) 貯留堰の固有値解析結果
(NS-1 検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

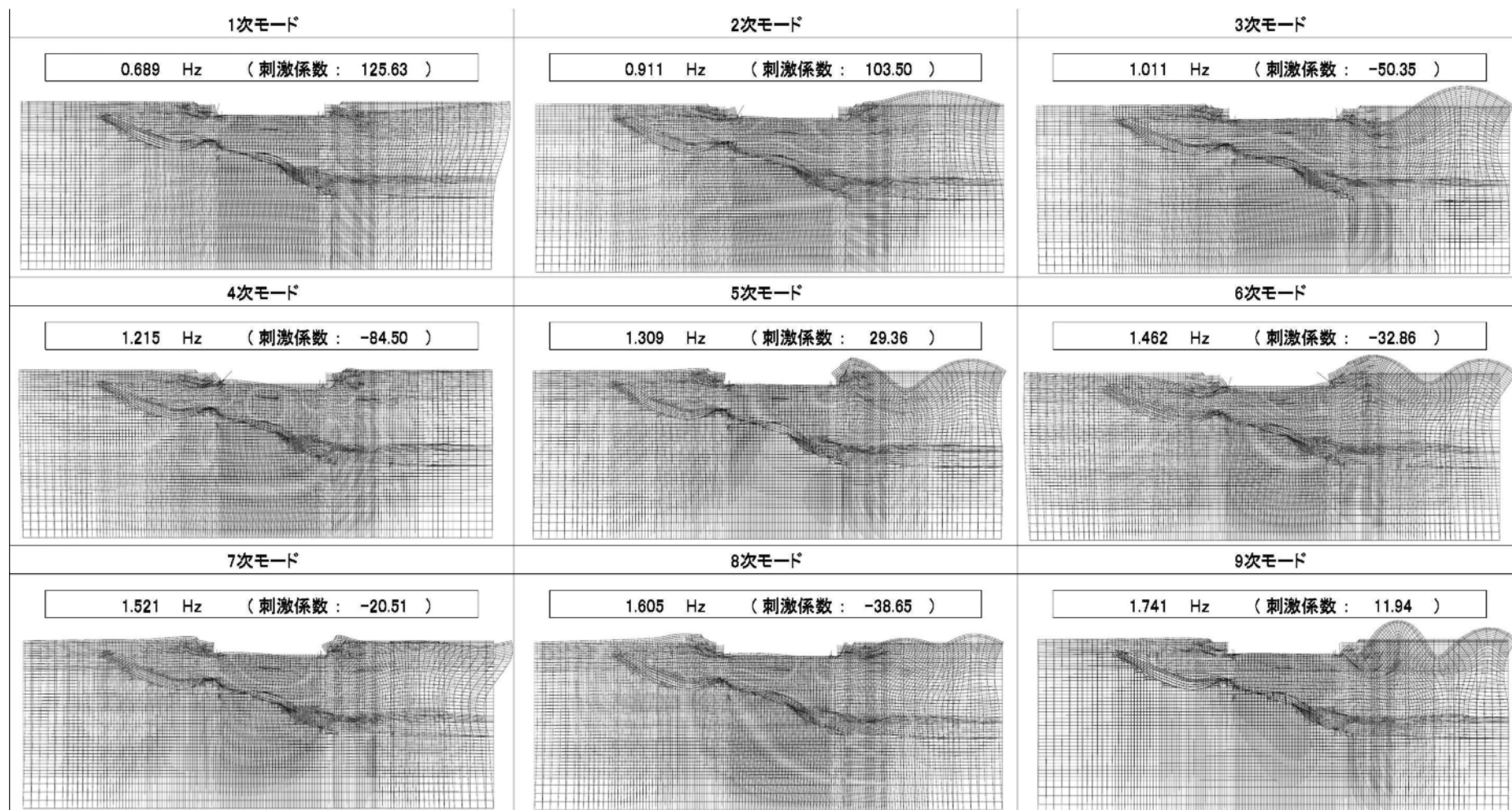


図 1-1 (2) 貯留堰の固有値解析結果

(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)

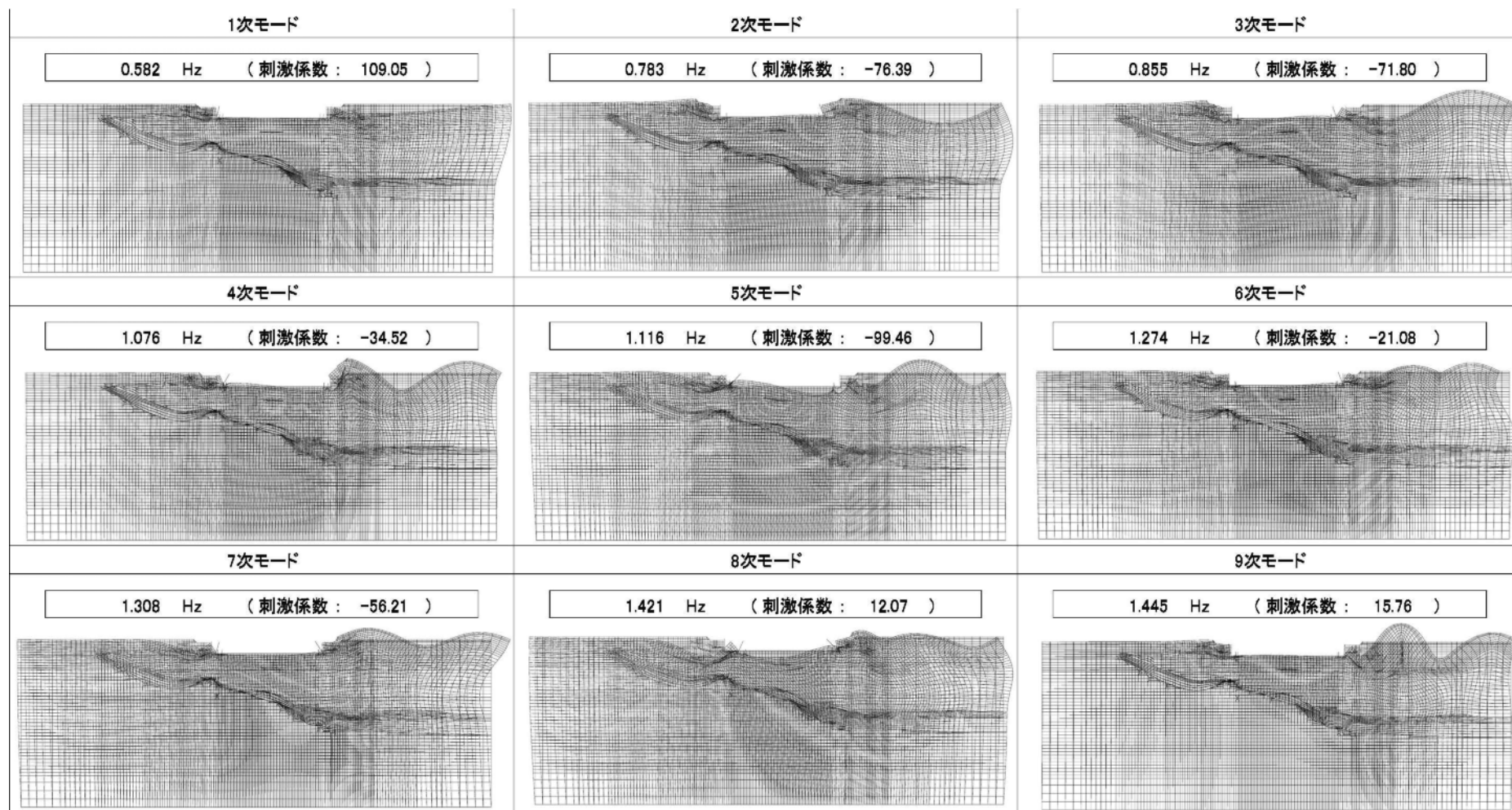


図 1-1 (3) 貯留堰の固有値解析結果

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

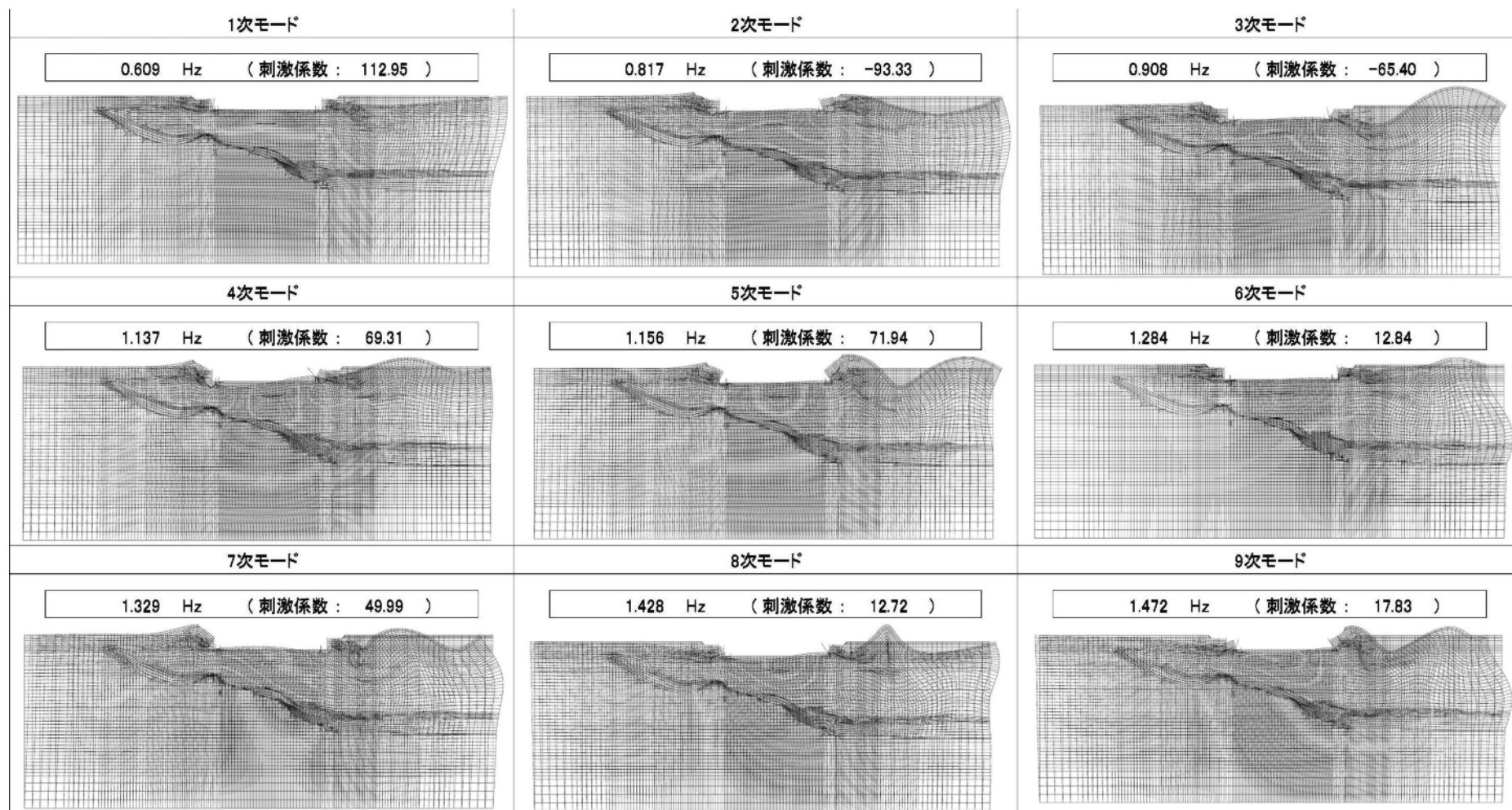


図 1-1 (4) 貯留堰の固有値解析結果

(NS-1 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく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)

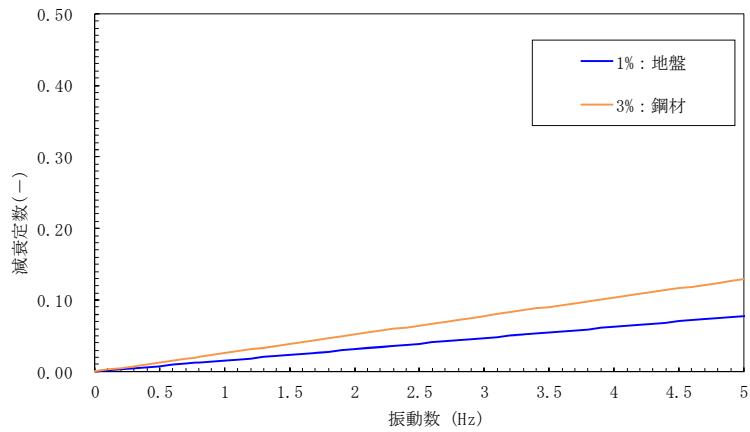


図 1-2 (1) 設定した Rayleigh 減衰

(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)

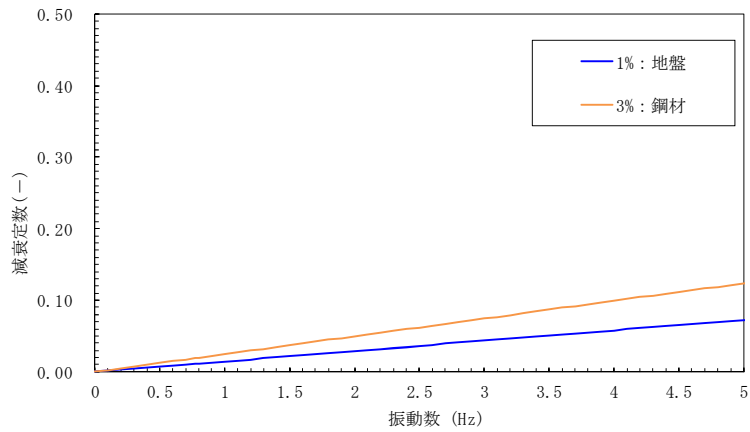


図 1-2 (2) 設定した Rayleigh 減衰

(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)

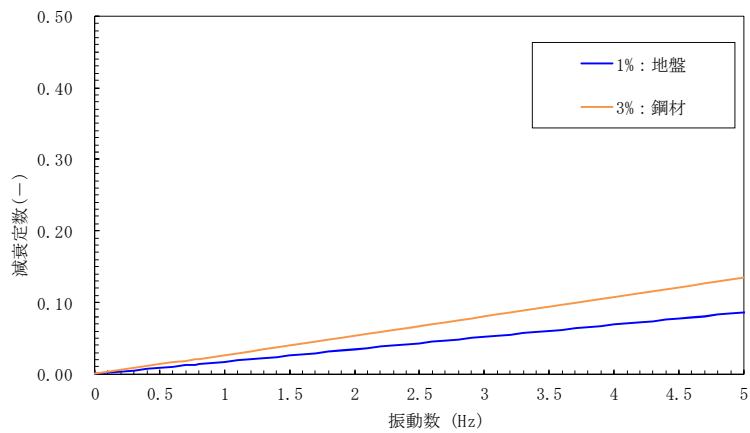


図 1-2 (3) 設定した Rayleigh 減衰

(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)

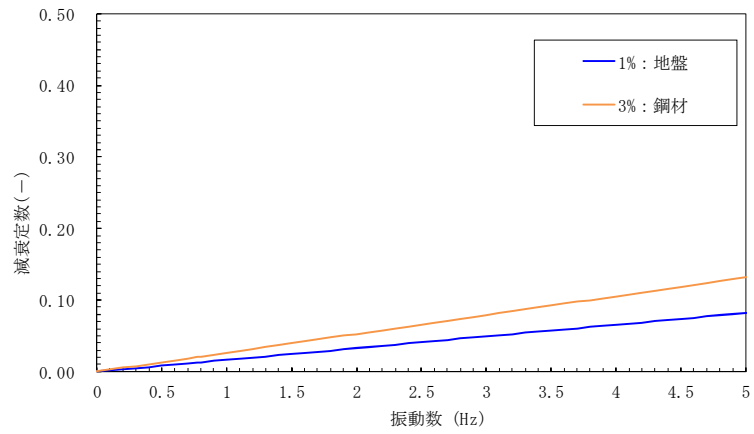


図 1-2 (4) 設定した Rayleigh 減衰

(NS-1 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく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)