

目次

3.6 評価方針.....	1
3.7 評価条件.....	2
3.7.1 適用規準.....	2
3.7.2 耐震安全性評価フロー.....	8
3.7.3 評価対象断面の方向.....	9
3.7.4 評価対象断面.....	11
3.7.5 使用材料及び材料定数.....	14
3.7.6 評価構造物諸元.....	14
3.7.7 荷重伝達.....	14
3.7.8 地震応答解析手法.....	15
3.7.9 解析モデルの設定.....	16
3.7.10 減衰特性.....	16
3.7.11 荷重の組合せ.....	17
3.7.12 地震応答解析の検討ケース.....	18
3.8 評価内容.....	19
3.8.1 許容限界の設定.....	19
3.8.2 評価方法.....	19
3.9 評価結果.....	28
3.9.1 地盤ひずみ.....	28
3.9.2 入力地盤変位.....	32
3.9.3 地盤反力係数及び地盤反力係数の上限値.....	34
3.9.4 管軸方向の応力解析結果.....	35
3.9.5 管周方向の応力評価.....	38
3.9.6 管軸方向の応力評価.....	47
3.10 まとめ.....	48
(参考資料)	
1. 可とう管の耐震性について.....	1
1.1 概要.....	1
1.2 評価方針.....	1
1.3 評価条件.....	1
1.3.1 評価対象.....	1
1.3.2 可とう管部の伸縮量及び偏心量.....	3
1.3.3 可とう管の許容値.....	3
1.4 評価結果.....	4
1.4.1 伸縮量.....	4
1.4.2 偏心量.....	5
1.4.3 原子炉建屋側端部.....	6
1.4.4 まとめ.....	7
2. 杭基礎構造部に適用する地盤条件の妥当性について.....	1
2.1 概要.....	1
2.2 評価方針.....	1
2.3 評価条件.....	1

2.4 評価結果.....	1
2.5 まとめ.....	6
3. 管軸方向及び管周方向の応力を保守的に組み合わせた場合の評価について	1
3.1 概要及び評価結果.....	1
4. 屋外二重管本体の可とう管のモデル化について	1
4.1 概要.....	1
4.2 可とう管を含む配管系のモデル化手法	1
4.3 東海第二発電所屋外二重管本体の可とう管（クローザージョイント）のモデル化	1

3.6 評価方針

残留熱除去海水系（以下、「RHRS」という。）配管及びディーゼル発電機海水系（以下、「DGSW」という。）配管を海水ポンプ室から原子炉建屋まで配置するための支持構造物である、屋外海水配管二重管（以下、「屋外二重管本体」という。）について、基準地震動 S_s による耐震安全性評価を実施する。

屋外二重管本体の耐震安全性評価では、基準地震動 S_s を用いた地震応答解析を行い、地震応答解析により得られる地盤変位や応答加速度を用いた応力解析を実施し、屋外二重管本体に生じる応力が許容限界を下回ることを確認することで、地震時 RHRS 配管及び DGSW 配管に対する支持機能を維持できることを確認する。

3.7 評価条件

3.7.1 適用規準

表 3.7-1 に一般的な埋設鋼製管路の耐震設計に関する規格、基準類における耐震評価の概要を示す。

管径が比較的小さい一般的な埋設鋼製管路は、断面の外周長と比較して、管軸方向長が長いことから、周辺の地盤の変位に伴う管軸方向の発生応力または発生ひずみを中心に耐震評価を行う設計となっている。

また、管周方向（管軸方向に対して直交方向）についても考慮する基準においては、地震時における管路上の土被り等による鉛直荷重による管周方向の発生応力を管軸方向の発生応力と組合せた合成応力で評価する設計となっている。

当該サイトにおける屋外二重管本体は、管径が 2.0 m と一般的な埋設管路と同等であり、液状化対策として屋外二重管本体周辺の地盤改良も実施されるが、可とう管の設置スパンが比較的長く、管軸方向に長大な構造であることを考慮し、管軸方向の発生応力について考慮する。

基本的な耐震評価の流れについては、管軸方向と管周方向の発生応力の組合せを考慮した設計体系の規格、基準類のうち、既往の工事計画認可申請において実績のある「港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会、2007）」を参考とする。

また、管周方向については、上記基準における鉛直方向の地震力及び土圧に加え、水平方向の地震力についても保守的に考慮することとする。

許容限界については、表 3.7-1 において、塑性領域の許容限界として管体ひずみを採用している規格、基準類もあることから、鋼製管路は、優れた変形特性を有する材料であり、弾性領域を超えて塑性域に達しても、地盤の変形への追従性を失うことなく、支持機能を確保できるものと判断される。

しかし、屋外二重管本体の耐震評価では、耐震 S クラス設備としての間接支持構造物の重要性を鑑み、鋼材の短期許容応力度を許容限界とすることとし、「鋼構造設計基準－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会、2005 年度 9 月制定）」を参考とする。

表 3.7-2 に適用する主な基準を示す。

表 3.7-1 (1) 埋設管路の耐震設計に関する規格、基準類の概要 (1)

規格、基準 ^{*1}	対象設備 (一般的な管径 ^{*2})	要求性能 ^{*3}	許容限界 ^{*4}	備 考
①石油パイプライン事業の事業用施設の技術上の基準の細目を定める告示 (昭和48年9月28日通商産業省・運輸省・建設省・自治省告示第一号)	送油導管 (～650 mm)	導管等の構造は、輸送される石油の重量、導管等の内圧、導管等およびその附属設備の自重、土圧、水圧、列車荷重、自動車荷重、浮力等の主荷重ならびに風荷重、雪荷重、温度変化の影響、振動の影響、地震の影響、投錨による衝撃の影響、波浪および潮流の影響、設置時における荷重の影響、他工事による影響等の従荷重によって生ずる応力に対して安全なものでなければならない。 ^{*5}	規格最小降伏点応力度の90% ^{*5}	わが国で初めて埋設管路に対する応答変位法の考え方を設計法として総合的に体系化した「石油パイプライン技術基準案」と同様の設計手法。管路のひずみを算定するための波動の重畳方法等は、その後の地中構造物の耐震設計指針等で踏襲されている。
②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)	送油導管 (特に無し)	作用による損傷等が軽微な修復により施設の機能の回復に影響を及ぼさない。(修復性)	導管の降伏応力度を構造解析係数で除したもの	基本的に①の考え方を踏襲している。
③水道施設耐震工法指針・解説1997版 (日本水道協会、1997)	水輸送用埋設鋼管路 (特に無し)	人命に重大な影響を与えないこと。個々の施設に軽微な被害が生じて、その機能保持が可能であること。	管体歪み 46 t/D 以下 (D は管外径, t は管厚)	基本的に①の考え方を踏襲している。
④水道用埋設鋼管路耐震設計基準 WSP029-2006 (日本水道鋼管協会、平成18年)	水輸送用埋設鋼管路 (～3,000 mm)	変形は生じて、通水機能を保持すること。	許容ひずみ値 46 t/D (D は管外径, t は管厚)	基本的に①の考え方を踏襲している。
⑤高圧ガス導管耐震設計指針 JGA 指-206-13 (日本ガス協会、2013)	ゲージ圧力 1MPa 以上の圧力ガスを輸送する埋設鋼管路 (～650 mm)	導管に変形は生じるが、漏洩は生じないこと。	許容ひずみは 3%とする。	当該指針における地盤変位は、管軸方向に伝播する進行波(レイリー波)を仮定しており、管軸方向の検討に限定している。したがって、①で考慮している波動伝播の重畳は考慮していない。

注記 *1：記載の規格、基準のうち、下線で示すものは、工事計画認可申請において実績があるもの。

*2：各規格、基準に於いて材料の規格として取り扱われている JIS 規格等の最大径を掲載したもので、適用範囲を限定するものではない。

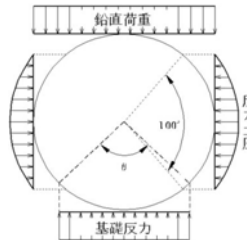
*3：要求性能は、施設の耐震レベル及び地震軸レベルが高いもの(レベル2地震動等)について記載。

*4：許容限界については、鋼材の許容応力度(降伏応力度)とするものと許容ひずみとするものがあるが、図 3.7-1 に示すとおり鋼材の許容応力度のひずみレベル(降伏ひずみ)は、鋼材の許容ひずみよりも小さい。したがって、許容限界を鋼材の許容応力度とした場合の方が保守的な評価を与える。なお、

⑤の規格・基準の許容ひずみは、3%と、そのほかの規格・基準の許容ひずみよりもかなり大きい(約30倍)。

*5：石油パイプライン事業の事業用施設の技術上の基準を定める省令(昭和47年12月25日通商産業省・運輸省・建設省・自治省令第二号)を参照。

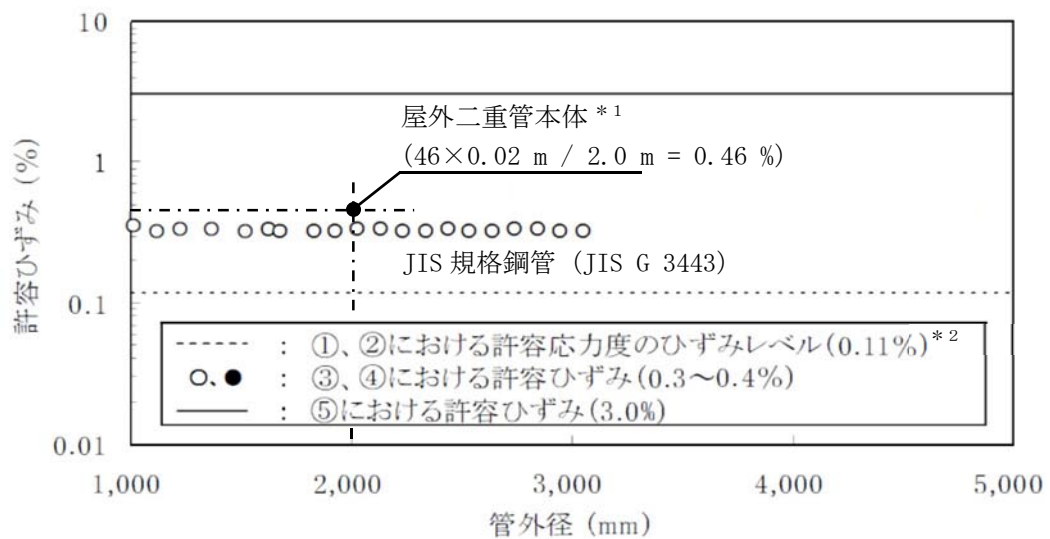
表 3.7-1 (2) 埋設管路の耐震設計に関する規格、基準類の概要 (2)

規格、基準*1	耐震評価の概要			
	①管軸方向*2*3	②管周方向*3		①と②の組合せ
	軸方向応力 σ_l または 軸方向ひずみ ε_l	鉛直方向地震力	水平方向地震力	
①石油パイプライン事業の事業用施設の技術上の基準の細目を定める告示 (昭和 48 年 9 月 28 日通商産業省・運輸省・建設省・自治省告示第一号)	<ul style="list-style-type: none"> 地盤変位を考慮した応答変位法 管路に生じる軸応力σ_Lと曲げ応力σ_Bを合成する。 $\sigma_l = \sqrt{3.12 \cdot \sigma_L^2 + \sigma_B^2}$	<ul style="list-style-type: none"> 管路のたわみ性を考慮した土圧分布モデル (IOWA 公式) により求める。 	考慮しない	<ul style="list-style-type: none"> ①管軸方向と②管周方向応力を組み合わせる。 $\sigma = \sqrt{\sigma_l^2 + \sigma_c^2 + \sigma_l \times \sigma_c + 3 \times \tau_s^2}$ ここで、 σ_c : 管周方向応力 τ_s : 管直方向のせん断応力
②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)	同上	同上	同上	同上
③水道施設耐震工法指針・解説 1997 版 (日本水道協会, 1997)	<ul style="list-style-type: none"> 地盤変位を考慮した応答変位法 管路に生じる軸応力ε_Lと曲げひずみε_Bを合成する。 $\varepsilon_l = \sqrt{\alpha \cdot \varepsilon_L^2 + \varepsilon_B^2}$ ただし, $\alpha = 1.00 \sim 3.12$	考慮しない	考慮しない	考慮しない
④水道用埋設鋼管路耐震設計基準 WSP029-2006 (日本水道鋼管協会, 平成 18 年)	<ul style="list-style-type: none"> 地盤変位を考慮した応答変位法 管路に生じる軸ひずみε_Lと曲げひずみε_Bを合成する。 $\varepsilon_l = \sqrt{\varepsilon_L^2 + \varepsilon_B^2}$	考慮しない	考慮しない	考慮しない

注記 *1 : 表 3.7-1 (1) で示した規格、基準類のうち、鋼管の許容ひずみが 3% とかなり大きい⑤については、除外した。

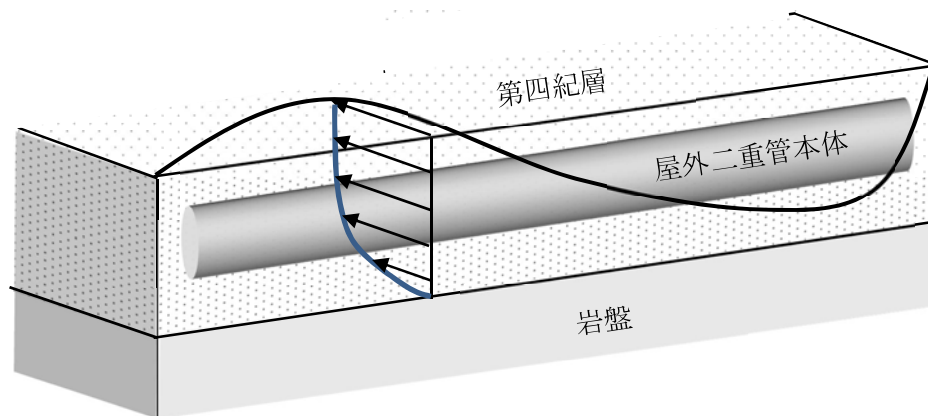
*2 : 各規格・基準類では、応答変位法に用いる地盤変位を定めるためのパラメーター (水平震度、応答速度等) が地震動レベル毎に定められていることから、地震応答解析や構造計算を伴わずに、応力 (ひずみ) を算出可能。但し、屋外二重管本体の耐震評価では、①基準地震動 S_s を対象とすること②取屋外二重管本体が屈曲していることを考慮して、地震応答解析及び数値計算 (構造計算) を基に σ_L 及び σ_B を算出。

*3 : 管軸方向及び管周方向の評価のイメージについては、図 3.7-2 及び図 3.7-3 を参考。



注記 * 1 : ③、④の規格・基準に基づき屋外二重管本体の構造寸法から算定した許容ひずみ量
 * 2 : ①、②における許容応力度のひずみレベルは、許容応力度 / ヤング係数で求めた。

図 3.7-1 各規格、基準類における許容ひずみの比較 (参考)

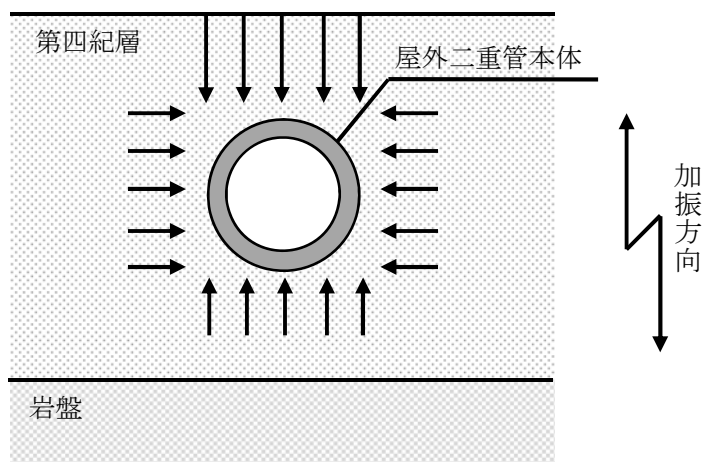


管軸方向については、水平方向に見かけ上伝播する地震波（進行方向に直交する方向に振動する進行波）による、周辺地盤の変位を考慮する。

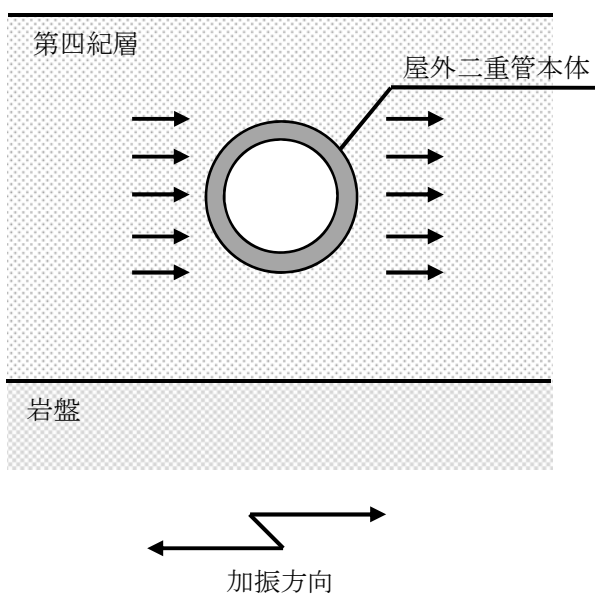
埋設された鋼製管路は、地震時に周辺地盤の変形に追従することが、多くの屋外、室内模型実験や実構造物からの地震観測結果から確かめられている。したがって、埋設された鋼製管路の耐震計算においては、上図のような地震時の周辺地盤の変位に基づいた耐震設計として、応答変位法が一般的に用いられる。

図 3.7-2 管軸方向の耐震評価イメージ

(鉛直方向地震力)



(水平方向地震力)



管周方向については埋設された鋼製管路上の土被り及び上載荷重により鋼製管路に作用する土圧を考慮する。

図 3.7-3 管周方向の耐震評価のイメージ

表 3.7-2 適用する主な基準

項 目	適用する主な基準	備 考
使用材料及び 材料定数	・鋼構造設計規準－許容応力 度設計法－（（社）日本建築学 会，2005 年 9 月制定）	－
荷重及び荷重の組合せ	・ JEAG4601-1987 （（社）日本電気協会）	－
許容限界	・鋼構造設計規準－許容応力 度設計法－（（社）日本建築学 会，2005 年 9 月制定）	・ 鋼材の短期許容応力度とする
評価手法	・ 港湾の施設の技術上の基 準・同解説（日本港湾協会， 2007）	・ 管軸方向と管周方向の発生応 力を組み合わせた耐震評価
地震応答解析	・ JEAG4601-1987 （（社）日本電気協会）	・ 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

3.7.2 耐震安全性評価フロー

図 3.7-4 に屋外二重管本体の地震応答計算及び耐震性能評価の評価フローを示す。

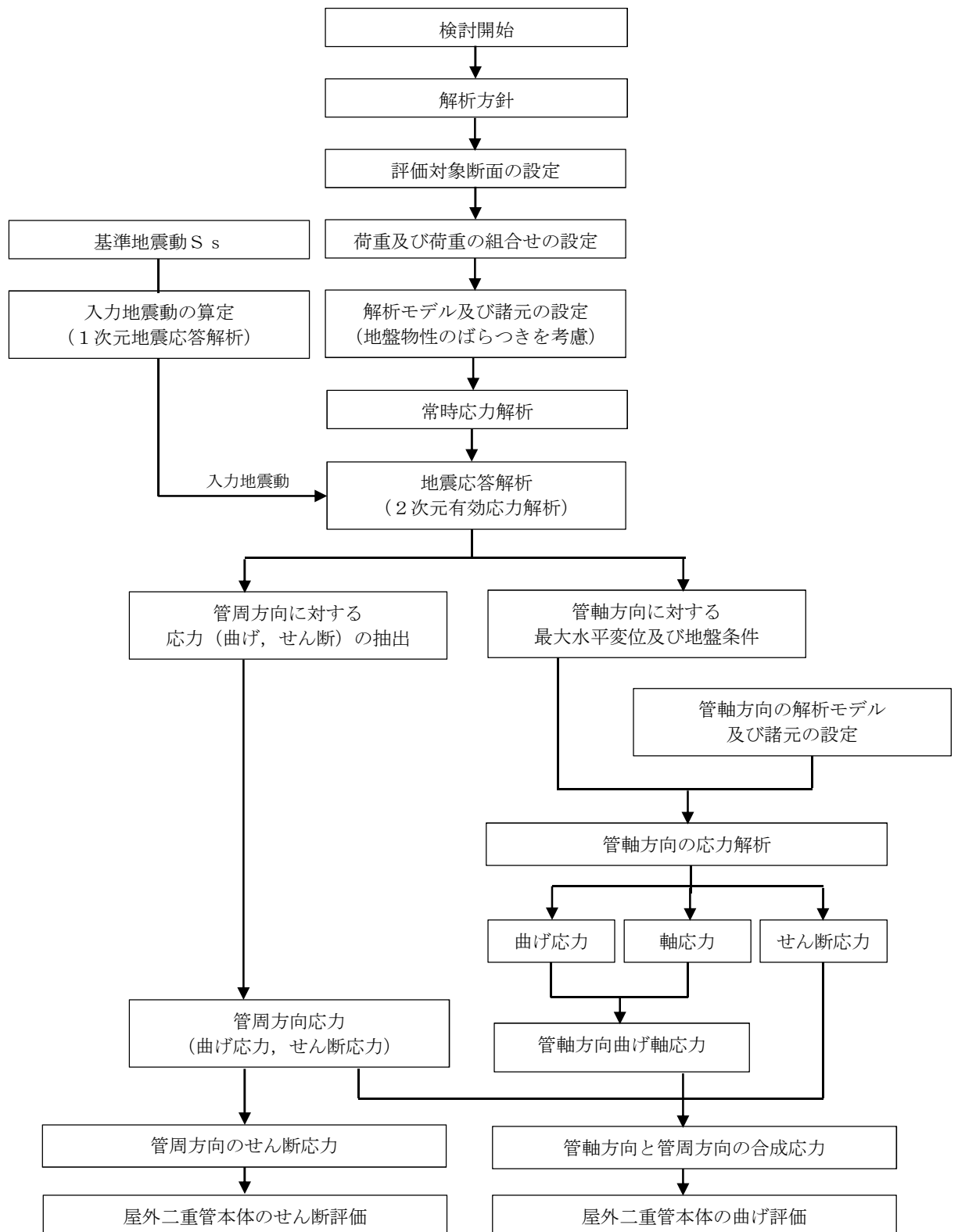


図 3.7-4 屋外二重管本体の地震応答計算及び耐震性能評価の評価フロー

3.7.3 評価対象断面の方向

屋外二重管本体の位置図を図 3.7-5 に示す。屋外二重管本体は内径 2.0 m ϕ 、1.8 m ϕ の 2 本の鋼製管であり、海水ポンプ室から原子炉建屋までを接続する延長約 215 m に渡り管中心距離約 3.5 m で平行に地中に直接埋設されている。それぞれの管の板厚は全体的には 20 mm あるが、東側道路下部及びベラー室アクセス用道路下部の屋外二重管本体部分は上部の積載荷重を考慮し、板厚を 40 mm 及び 25 mm としている。屋外二重管本体は口径の異なる 2 本が配置されているが、ルートが同様であること、同一地盤変位の作用に対しては大口径管の方が応力的に厳しくなることより、評価は内径 2.0 m ϕ に着目して実施する。

屋外二重管本体は、排気筒付近に位置する可とう管から海水ポンプ室までの杭基礎構造部の区間と原子炉建屋から排気筒付近に位置する可とう管までの地盤改良体基礎構造部の区間に大別される。杭基礎構造部の区間は、水平方向の鋼製桁と鉛直方向の鋼管杭を結合したラーメン構造を介して、地盤改良体基礎構造部の区間は屋外二重管本体直下に造成した地盤改良体を介して、岩盤に支持される構造となっている。

屋外二重管本体の可とう管の設置スパンが比較的長く、管軸方向に長大な構造であること及び埋設される地盤の構造的連続性を考慮し、管軸方向の発生応力について考慮する。また、管軸方向の発生応力が耐震設計上有意であるが、保守性を考慮して管周方向の耐震評価を行うとともに、管軸方向の耐震評価においては管周方向に発生する応力と管軸方向に発生する応力を組み合わせた評価を行う。

屋外二重管本体が埋設される周辺地盤は鋼管杭の敷設及び地盤改良による液状化対策を実施するとともに、液状化の発生を想定して評価した結果の地盤変位を吸収するために、可とう管を設置する。なお、可とう管の耐震評価については、「参考 1 可とう管の耐震性について」に示す。

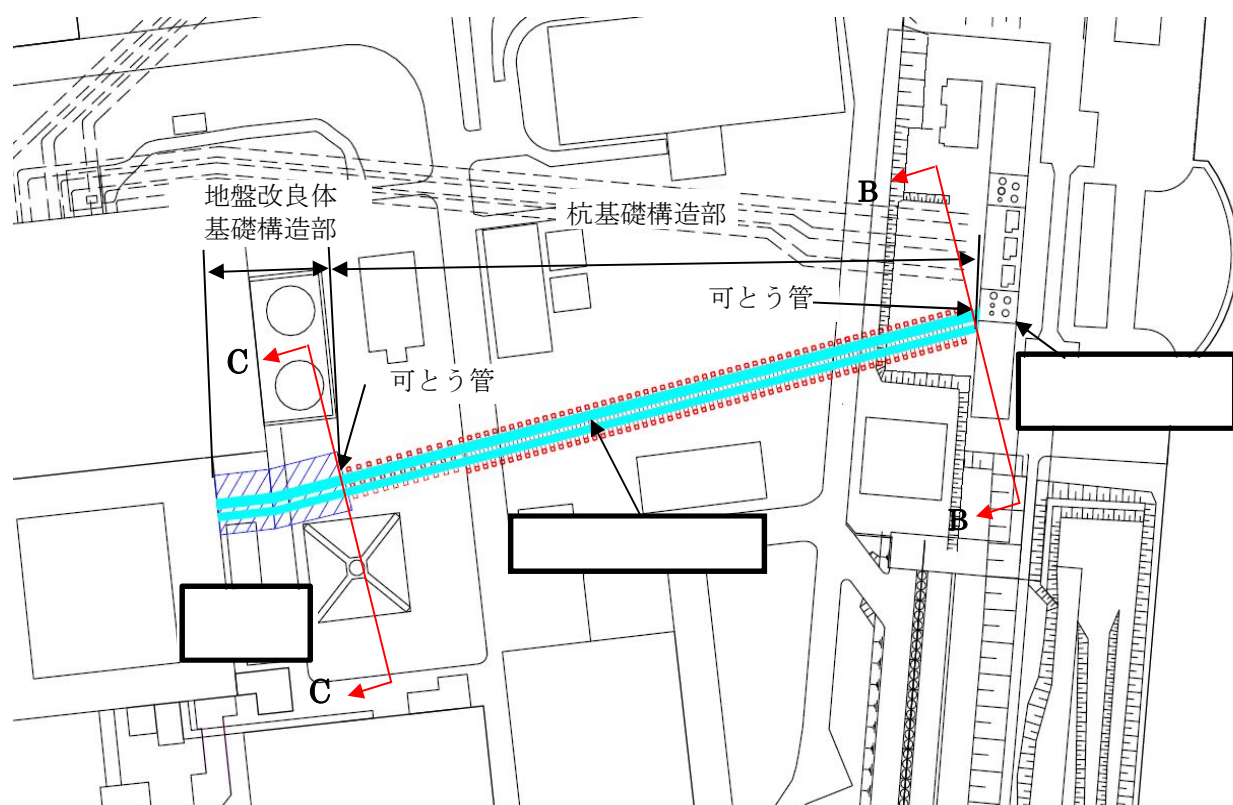


図 3.7-5 屋外二重管本体の位置図

3.7.4 評価対象断面

屋外二重管本体を支持する基礎構造部断面を図 3.7-6 に、基礎構造部縦断面図を図 3.7-7 に、評価対象断面図を図 3.7-8 に示す。

屋外二重管本体の耐震性評価に用いる評価対象断面は、「1.4.3 屋外二重管の断面選定の考え方」で記載したとおり、基礎構造部の構造的特徴や周辺の状況も考慮して、杭基礎構造部は図 3.7-8 に示す B-B 断面及び C-C 断面を、地盤改良体基礎構造部は C-C 断面を代表として基準地震動 S_s に対する耐震評価を実施する。

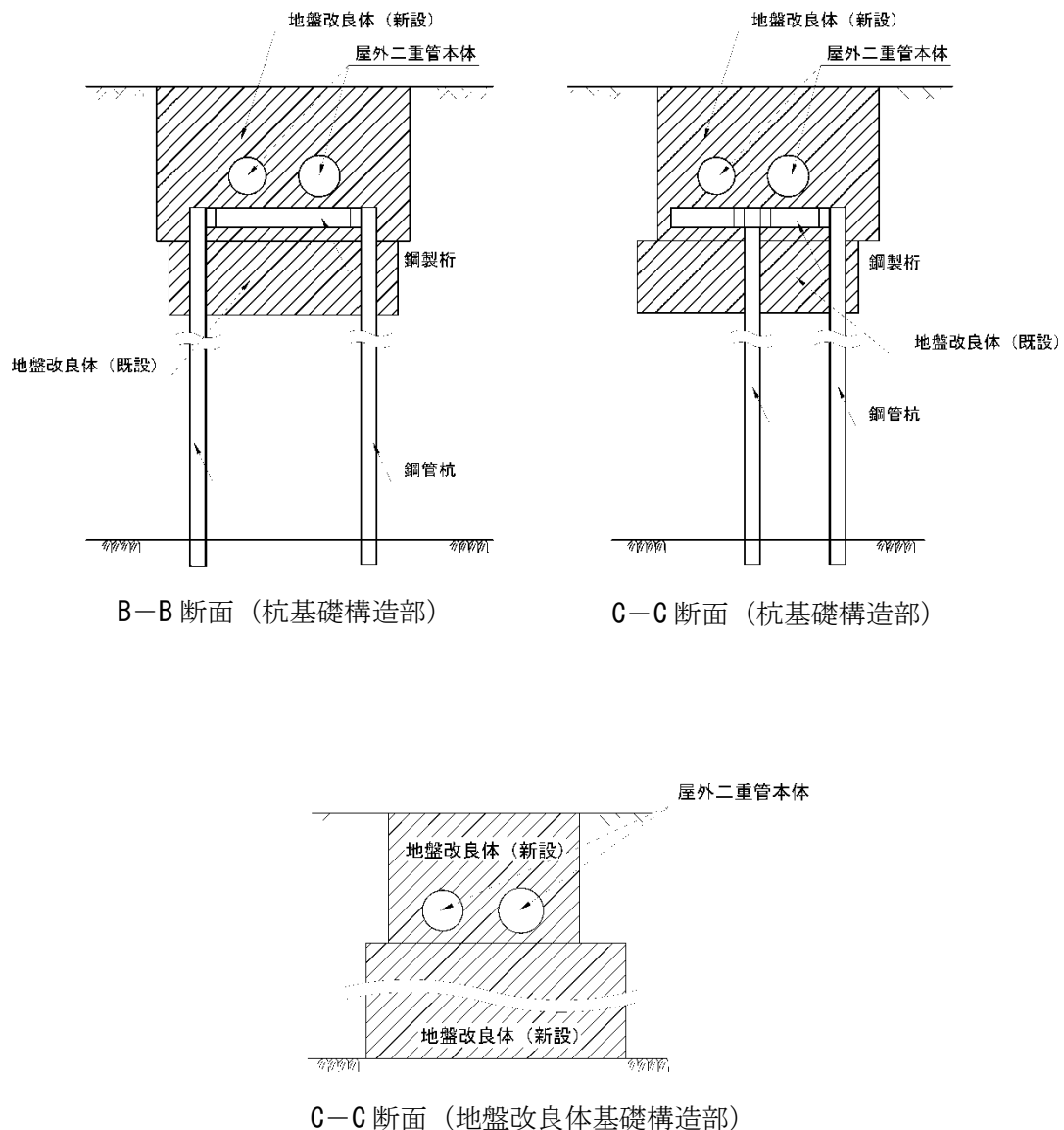


図 3.7-6 屋外二重管本体の基礎構造部断面図

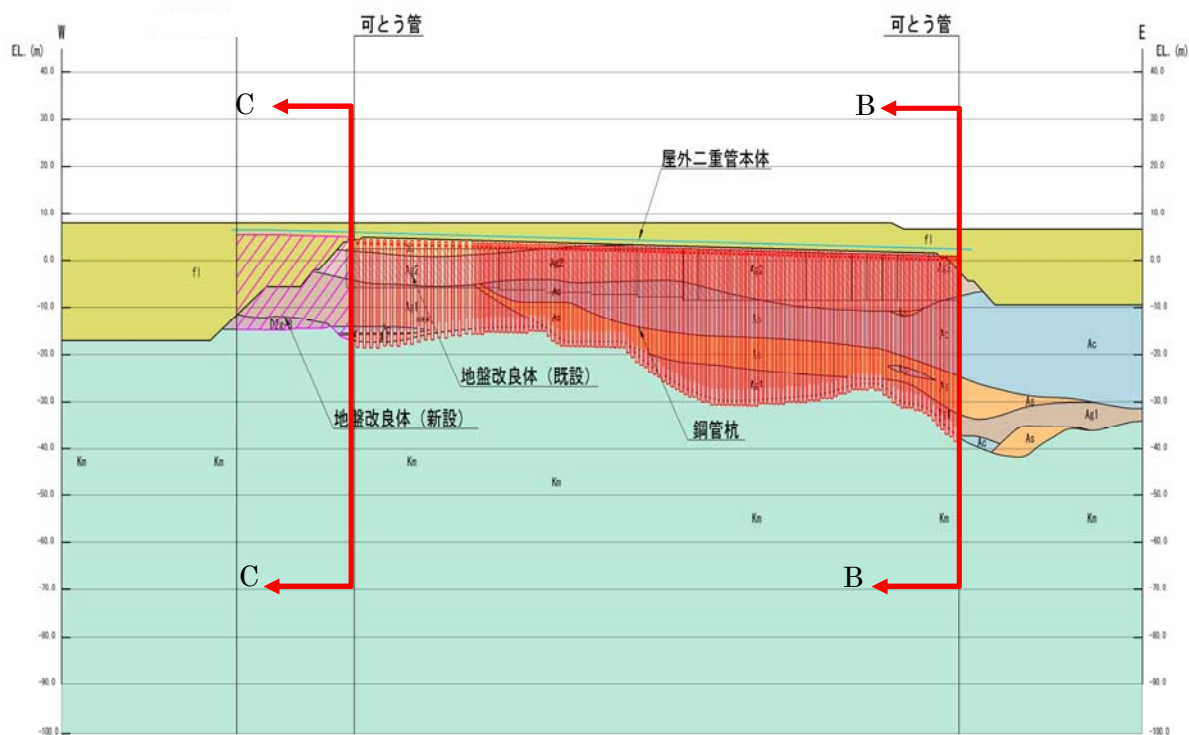


図 3.7-7 屋外二重管本体の基礎構造部縦断面図

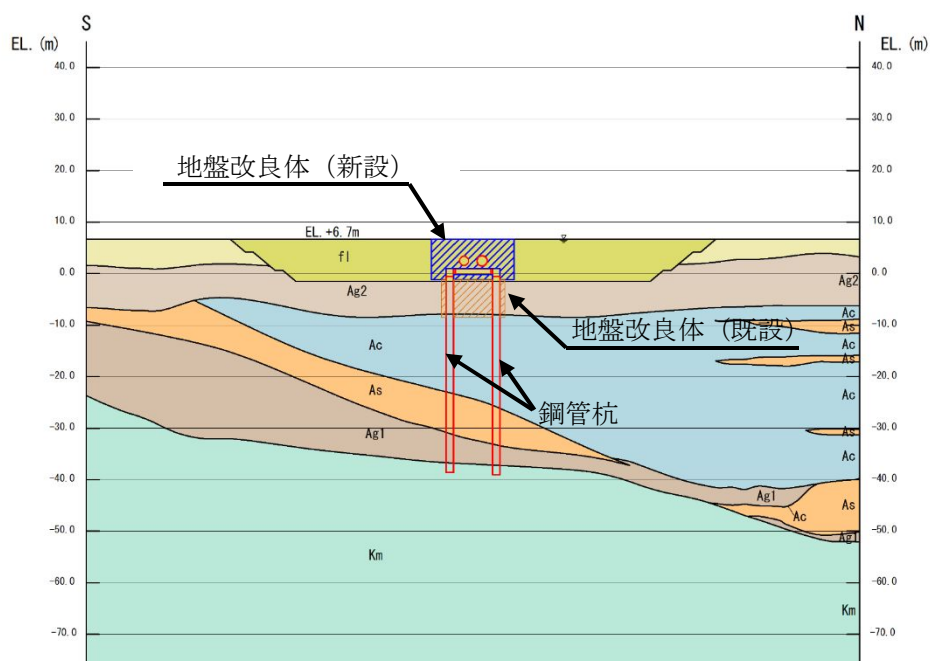


図 3.7-8 (1) 屋外二重管本体の評価対象断面図
(B-B 断面・杭基礎構造部)

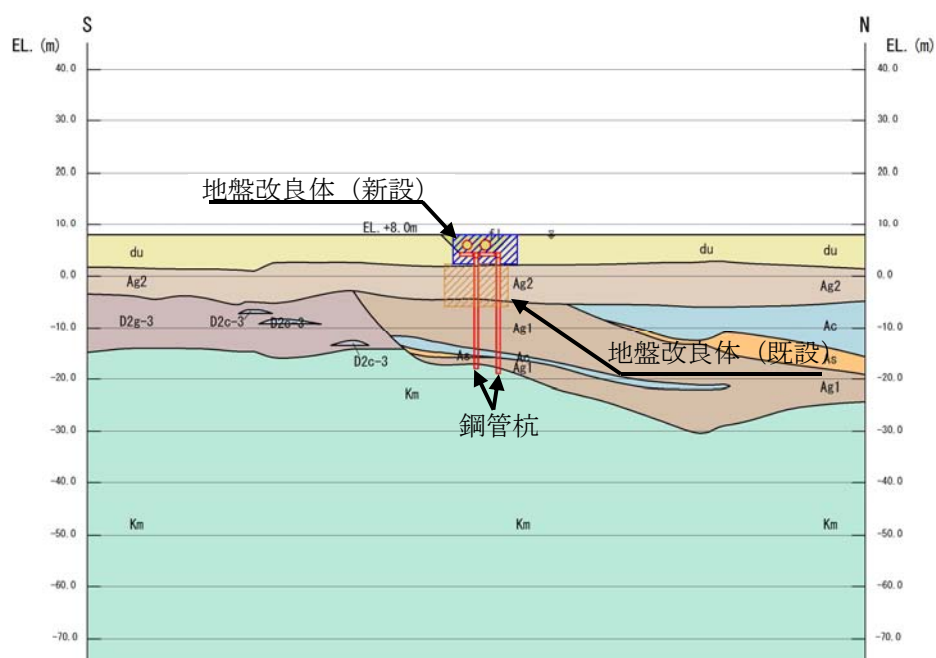


図 3.7-8 (2) 屋外二重管本体の評価対象断面図
(C-C 断面・杭基礎構造部)

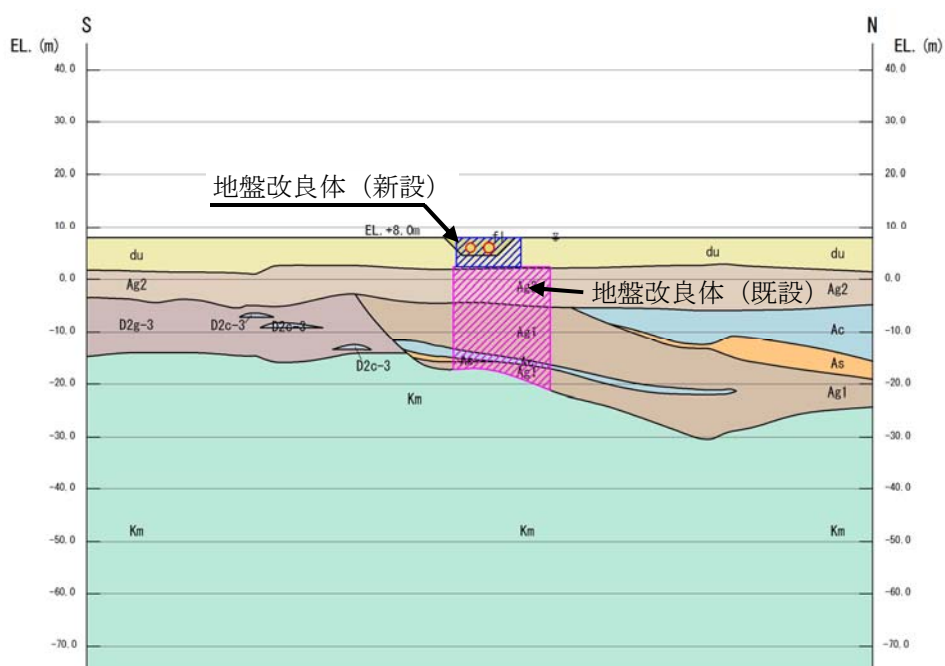


図 3.7-8 (3) 屋外二重管本体の評価対象断面図
(C-C 断面・地盤改良体基礎構造部)

3.7.5 使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる材料定数は、鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会，2005 年 9 月制定）に基づき設定する。構造物の使用材料を表 3.7-3 に，材料物性値を表 3.7-4 に示す。

なお，地盤及び地盤改良体の諸元は，3.2.5「使用材料及び材料定数」と同様に 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。

表 3.7-3 使用材料

使用箇所	材料	諸元
屋外二重管本体	鋼管	SM400 相当 (SM41B)

表 3.7-4 材料の物性値*

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

注記 *：鋼構造設計規準

3.7.6 評価構造物諸元

許容応力度による照査を行う屋外二重管本体の諸元を表 3.7-5 示す。

表 3.7-5 評価構造物の諸元

部位	仕様		機能要求
	内径	厚さ	
屋外二重管本体	φ 2,000 mm	20 mm	RHRS 及 DGSW 配管の支持機能

3.7.7 荷重伝達

屋外二重管本体に対して作用する荷重は 3.2.7「荷重伝達」と同様に考慮する。

3.7.8 地震応答解析手法

屋外二重管本体の地震応答解析のうち、周辺地盤については3.2.9「地震応答解析手法」と同様に行う。図 3.7-9 に屋外二重管本体に対する地震応答解析フローを示す。管軸方向の応力解析については、解析コード「MSC Nastran Version 2013」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-5-1「計算機プログラム（解析コード）の概要（MSC Nastran）」に示す。

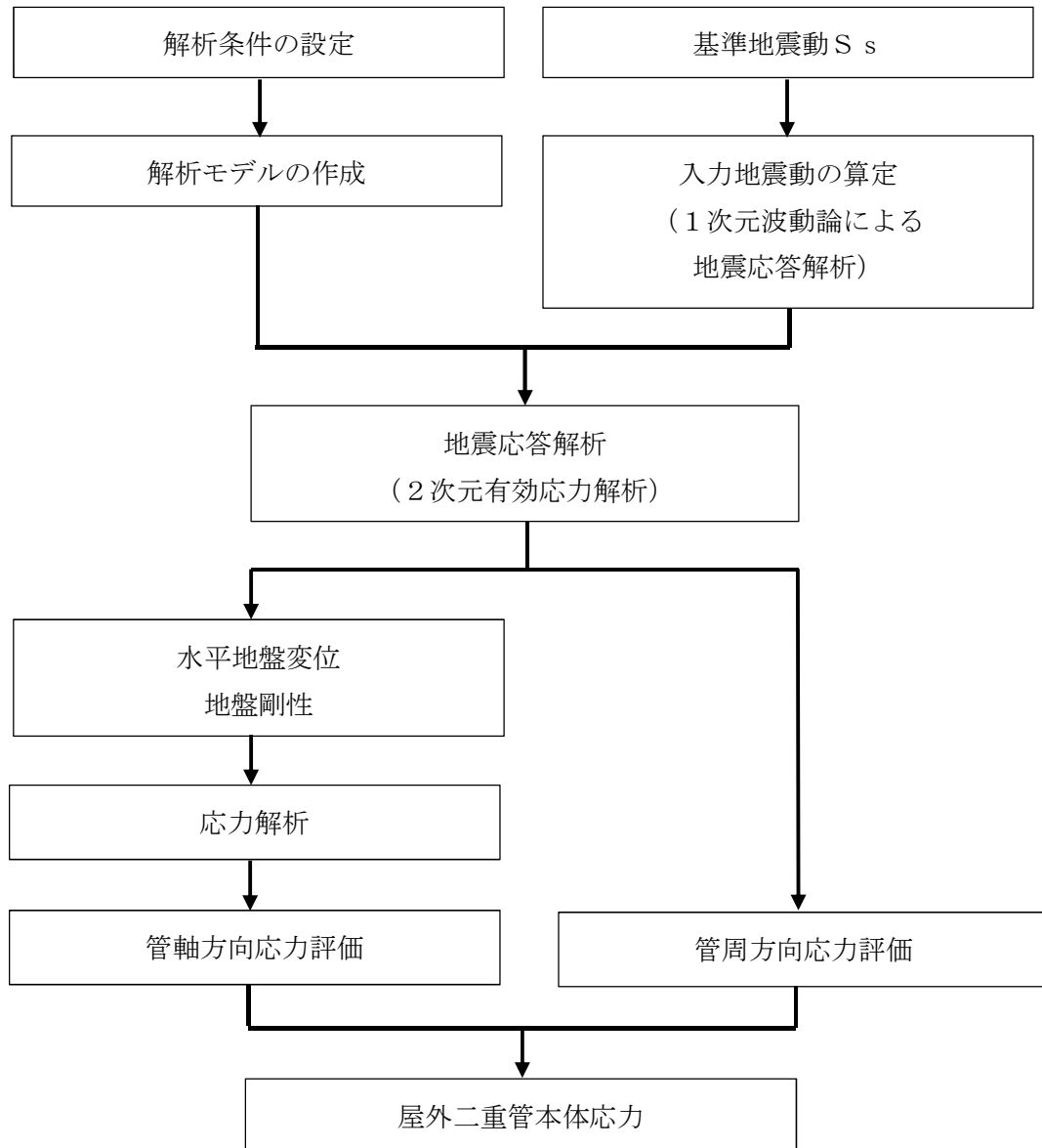


図 3.7-9 屋外二重管本体に対する地震応答解析フロー

3.7.9 解析モデルの設定

(1) 地震応答解析モデルの設定

屋外二重管本体の地震応答解析に用いる解析モデルは、3.2.10「解析モデルの設定」と同様にモデル化する。

(2) 屋外二重管本体管軸方向解析モデルの設定

屋外二重管本体管軸方向に作用する荷重の解析モデルは、図 3.7-10 に示すとおり、屋外二重管本体及び可とう管を線形はり要素、屋外二重管本体の周辺地盤をばね要素でモデル化する。地盤ばね要素は、管軸方向、軸直方向のばね要素ともに 1 m ピッチで与える。また、屋外二重管本体の両端の境界条件は、躯体との取り合い構造を考慮して、原子炉建屋側は自由端、海水ポンプ室側は固定端としてモデル化する。

屋外二重管本体のモデル化において線形はり要素としてモデル化している可とう管部分は、計算機インプットに入力する剛性を小さい値 (10MPa) とすることで可とう管による伸縮及び偏心を模擬する。なお、可とう管自体の耐震評価については、「参考 1 可とう管の耐震性について」に示す。

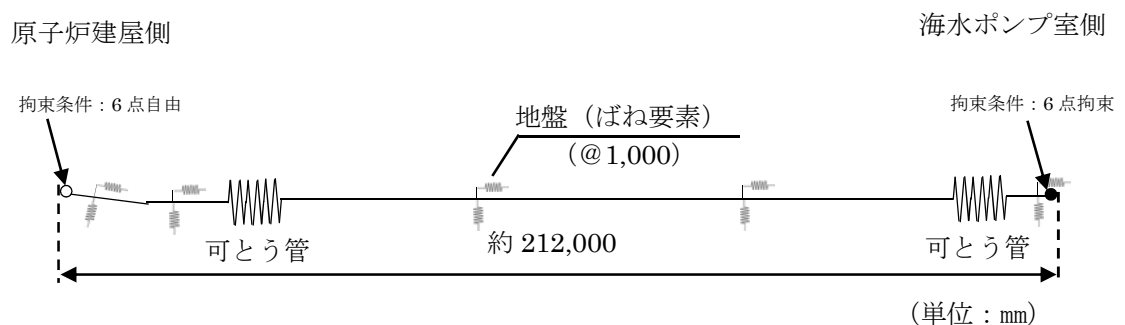


図 3.7-10 屋外二重管本体の解析モデル図

(3) 屋外二重管本体管周方向解析モデルの設定

屋外二重管本体管周方向に作用する荷重の解析モデルは、3.2.10「解析モデルの設定」に示すとおり、管体を線形はり要素でモデル化する。

3.7.10 減衰特性

屋外二重管本体を支持する地盤（杭基礎構造部及び地盤改良体基礎構造部）の地震応答解析において考慮する減衰特性は 3.2.11「減衰特性」と同様に行う。

3.7.11 荷重の組合せ

屋外二重管本体の管周方向の応力解析にて考慮する荷重は、通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し、それぞれ組合せて設定する。地震荷重は、地震応答解析から得られる地震時土圧及び躯体に作用する慣性力を考慮する。

変動荷重のうち、積雪荷重、風荷重、温度荷重等については、屋外二重管本体が地中構造物であることを考慮すると、構造物に与える影響は軽微であると判断し、地震力と組合せる荷重としては除外した。

なお、屋外二重管本体は、地中に埋設されている構造物であることから、運転時の異常な過渡変化時、設計基準事故時及び重大事故等時の状態の影響を受けないと考えられるため、当該状態についての組合せは考慮しないものとする。また、重大事故等対処時においても、地中内で設計基準事故時の条件を上回るような事象は発生しないため、当該状態についての組合せは考慮しないものとする。

荷重の組合せを表 3.7-6 に示す。

表 3.7-6 荷重の組合せ

種別		荷重	考慮箇所		算定方法
			管軸	管周	
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単位体積重量を乗じて設定する。
		機器・配管荷重	-	○	・機器・配管荷重の重量に基づいて設定する。
		永久上載荷重	-	-	・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算定する。
	外水圧		-	○	・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・水の単位体積重量を考慮する。
	内水圧		-	-	・内水がないことから、考慮しない。
変動荷重		-	-	・地中構造物であるため、積雪荷重，風荷重及び温度荷重等は考慮しない。	
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・鉛直同時加振をする。
		鉛直地震動	-	○	・躯体，機器・配管系の慣性力，動土圧を考慮する。 ・管軸方向は，応答変位法による応力解析にて地盤変位を考慮する。
		動水圧	-	○	・水位条件，密度は，永久荷重と同様とする。

3.7.12 地震応答解析の検討ケース

屋外二重管本体の耐震設計における屋外二重管本体基礎構造部の検討ケースを表 3.7-7 に示す。屋外二重管本体に作用する地震荷重は、地盤変位と地盤剛性に支配される。このため、すべての基準地震動 S_s に対して実施する検討ケース①（基本ケース）から地盤ひずみが最大となる基準地震動 S_s を選定し、地盤変位が保守的となる条件として、敷地には存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性の検討ケース④（地盤を強制的に液状化させることを仮定）を考慮した地盤条件を用いて屋外二重管本体の耐震評価を行う。

表 3.7-7 屋外二重管本体の耐震設計における検討ケース

検討ケース	① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）	② 地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）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
液状化強度特性の設定	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用

3.8 評価内容

3.8.1 許容限界の設定

屋外二重管本体の曲げ及びせん断に対する許容限界は、鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（（社）日本建築学会, 2005 年度 9 月制定）に基づき、表 3.8-1 に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は、耐震設計上考慮する荷重が地震荷重であることを考慮し、鋼材の許容応力度に対して 1.5 倍割増しを考慮する。

表 3.8-1 鋼製管の短期許容応力度

項 目	短期許容応力度 (N/mm ²)
許容引張応力度 許容曲げ応力度	235
許容せん断応力度	135

3.8.2 評価方法

屋外二重管本体の発生応力は、3.4.1「地震応答解析結果」から得られる屋外二重管本体の管周方向に作用する荷重と水平地盤変位を考慮して、管軸方向と管周方向それぞれの応力評価を行う。屋外二重管本体の応力評価フローを図 3.8-1 に示す。

管軸方向の応力評価は、管路に入射する地震動によって生じる周辺地盤の変位を考慮した応答変位法による構造解析結果と管周方向に発生する応力を合成して評価する。

(1) 管軸方向の応力評価

屋外二重管本体の管軸方向の応力評価フローを図 3.8-2 に、管軸方向の応力解析に用いる応答変位法の概念を図 3.8-3 に示す。管軸方向の応力解析においては、図 3.8-3 に示すとおり、地盤に生じる水平変位と地震動の波長の関係、つまり、地盤ひずみに支配される。地盤ひずみ $\varepsilon_G(x)$ は、地盤に生じる変位と波長より、次式で与えられる。

$$\varepsilon_G(x) = \frac{dU(x)}{dx} = 2\pi \frac{U_o}{L} \cdot \cos\left(\frac{2\pi}{L}x + \varphi\right)$$

ここで、

U_o : 管軸位置の地盤の水平方向最大応答変位 (m)
(応答解析の結果より)

L : 地震動の波長 (m)

x : 地震動に沿った距離 (m)

φ : 地震動の位相 (°)

以上より、最大地盤ひずみは、次式で表される。

$$\varepsilon_{Gmax} = 2\pi \frac{U_o}{L}$$

応答変位法による変位は、2次元有効応力解析より得られる地盤変位と当該時刻における地盤物性より算定したばね要素（以下、「地盤ばね」という。）を介して入力する。地盤ばねは道路橋示方書・同解説IV下部構造編（平成29年11月）に準拠し、地盤反力係数の上限値を考慮したバイリニア型として、以下のように設定する。

$$K = K_0 \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

ここで、

K : 屋外二重管本体に作用する地盤反力係数 (kN/m³)

K_0 : 直径 0.3 m 剛体円板による平板載荷試験の値に相当する地盤反力係数 (kN/m³) であり、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 29 年 11 月)」に従う。

B_H : 換算載荷幅 (=2.04 m)

地盤反力係数 K_0 は以下の式より算定する。

$$K_0 = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここで、

α : 地盤反力係数の換算係数 ($\alpha = 1$)

E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m²)

地盤変形係数 E_0 は 2 次元有効応力解析において屋外二重管本体の最大相対水平変位発生時刻 t_{max} の応答値に基づき、以下の式より算定する。

$$E_0 = 2(1 + \nu_d)G_s$$

$$G_s = \frac{\tau_s}{\gamma}$$

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

ここで、

ν_d : 動ポアソン比

G_s : 割線せん断剛性 (kN/m²)

τ_s : 骨格曲線上のせん断応力 (kN/m²)

γ_{xy} : せん断ひずみ

C_{CD} : 粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角 (°)

また、地盤反力係数の上限値は以下の式より算定する。

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

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

ここで、

τ_f : 時刻 t_{\max} における各地盤深度の σ'_m に対応する管軸方向の地盤反力係数の上限値 (kN/m²)

σ_f : 時刻 t_{\max} における各地盤深度の σ'_m に対応する管周方向の地盤反力係数の上限値 (kN/m²)

応力解析モデルに入力する地盤変位 U_h は、2次元有効応力解析結果から算定した地盤ひずみに基づき、地盤ひずみが最大となる基準地震動 S_s の屋外二重管本体の中心標高における最大水平変位量 U_o 、地震動の波長 L を考慮し、以下の式で与える。

$$U_h(x) = U_o \times \sin\left(\frac{2\pi}{L}x + \varphi\right)$$

ここで、

U_h : 地盤変位 (m)

U_o : 地震応答解析における最大水平変位 (m)

L : 地震動の波長 (m)

x : 地震動に沿った距離 (m)

φ : 地震動の位相 (°)

15° ごとに变化させて入力する。

管軸方向の応力解析において屋外二重管本体に発生する応力は、地震動（地盤変位）の入射角 θ により発生値が变化する。図 3.8-4 に示すとおり、管軸方向応力は、入射角 0° で曲げ応力、入射角 45° で軸応力が最大となることから、地震動の入射角は 0° 及び 45° とする。このとき、入射角 0° の場合の応力と入射角 45° の場合の応力を以下の式にて合成したものとする。

$$\sigma_L = \sqrt{3.12 \times (\sigma_{A,45})^2 + (\sigma_{B,0})^2} \cdots \cdots \cdots (1)$$

ここで,

σ_L : 管軸方向の応力

$\sigma_{A,45}$: 入射角 45° の場合の管軸方向応力（軸応力）の最大値

$\sigma_{B,0}$: 入射角 0° の場合の管軸方向応力（曲げ応力）の最大値

図 3.8-5 は、水平及び鉛直面内の波動が、管軸（y 軸）方向に対して入射角 θ で入射した場合のイメージ図である。

応力が最大となる入射角は、それぞれ軸応力： 45° 、曲げ応力： 0° であることから、各々が最大となる入射角を考慮した重ね合わせを行う。

軸応力が最大となる $\theta=45^\circ$ の傾きを持つ波動（水平及び鉛直面内で y 軸で線対称の波動：4 波）及び曲げ応力が最大となる $\theta=0^\circ$ の傾きを持つ水平面内波動の計 5 波が入射した場合の合成応力を σ_e を、二乗和平方根で均等化したものを、以下の式で表す。

$$\sigma_e = \sqrt{\gamma \cdot \sigma_L^2 + \sigma_B^2}$$

ここで,

γ : 波動成分による重畳係数 ($1.00 \leq \gamma \leq 3.12$)

σ_L : 軸応力

σ_B : 曲げ応力

上式における重畳係数は、波動成分によって 1.00～3.12 の値をとる。上述の 5 波を考慮した場合、鉛直面内で入射する波動による応力は、水平面内で入射する波動による応力の 75%として、次式で表すことができる。

$$\begin{aligned} \sigma_e &= \sqrt{2(1.0^2 + 0.75^2) \cdot \sigma_L^2 + \sigma_B^2} \\ &= \sqrt{3.12 \cdot \sigma_L^2 + \sigma_B^2} \end{aligned}$$

つまり、式(1)で求まる管軸方向応力には、周辺地盤の最大水平変位による影響に加え、最大水平変位の 75%の振幅を持つ鉛直地盤変位についても考慮されている。

(2) 管周方向の応力評価

屋外二重管本体の管周方向の応力評価は、地盤の有効応力解析に用いる地盤の 2 次元

モデルに、屋外二重管本体を線形はり要素で組み込み、水平方向及び、鉛直方向の同時入力の時刻歴応答解析で屋外二重管本体の地震応答解析結果より算定する。この荷重には地盤改良体及び周辺地盤の地震時の動的応答の効果が含まれる。この解析の結果から得られる曲げモーメント及びせん断力から以下の式により曲げ応力及びせん断応力を算定する。

a. 曲げ応力

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

ここで、

σ : 管周方向の曲げ応力 (N/mm²)

M : 曲げモーメント (N・mm)

Z : 断面係数 (mm³)

b. せん断応力

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

ここで、

τ : 管周方向のせん断応力 (N/mm²)

S : せん断力 (N)

A : せん断面積 (mm²)

(3) 管軸方向及び管周方向の応力評価

屋外二重管本体に発生する応力は、管軸方向及び管周方向応力を以下の式にて組み合わせる。

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

ここで、

σ : 合成応力 (N/mm²)

σ_C : 管周方向曲げ応力 (N/mm²)

τ_S : 管軸方向せん断応力 (N/mm²)

また、屋外二重管本体のせん断評価に用いるせん断応力は、管周方向のせん断応力を用いる。

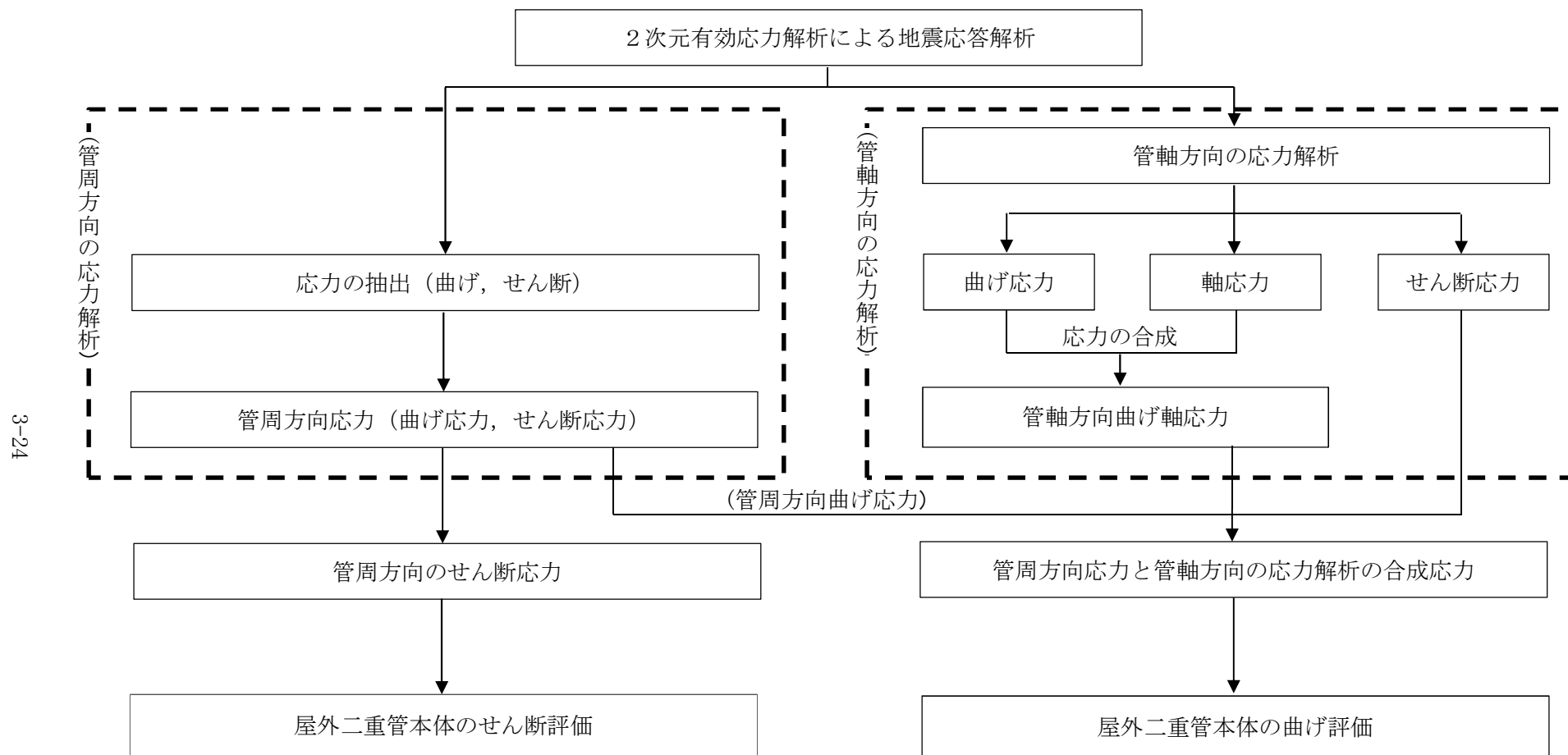


図 3.8-1 屋外二重管本体の応力評価フロー

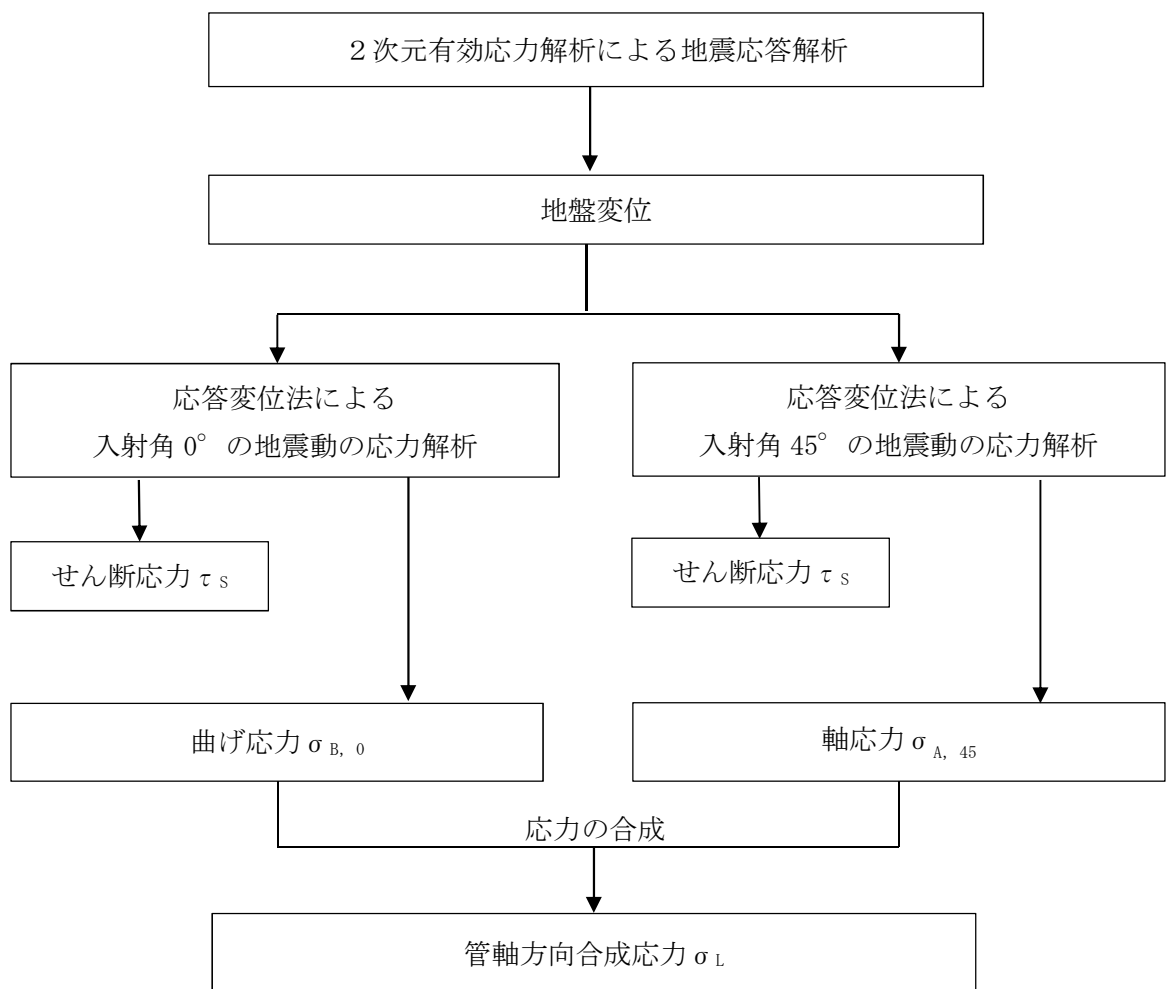
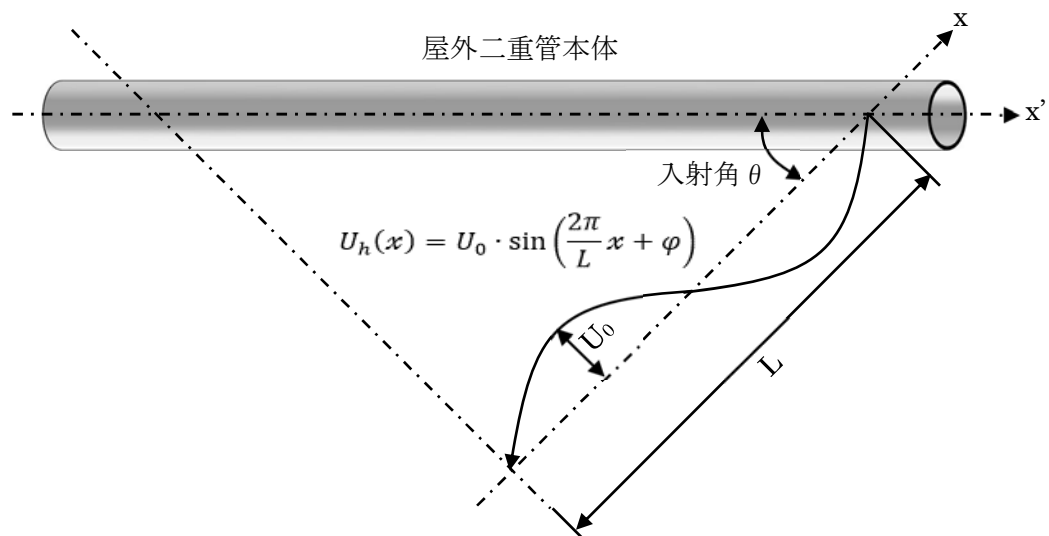


図 3.8-2 管軸方向の応力評価フロー



U_h : 水平変位 (m)

U_o : 管軸位置の地盤の水平方向最大応答変位*¹ (m)

(応答解析の結果より)

L : 地震動の波長*² (m)

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

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

ここで,

V_{DS} : 管路中心以浅の地盤の平均せん断弾性波速度 (m/s)

V_{BS} : 管路中心以深の平均せん断弾性波速度 (m/s)

T_G : 管路中心以浅の地盤の固有周期 (s)

x : 地震動に沿った距離 (m)

φ : 地震動の位相 (°)

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

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

図 3.8-3 管軸方向の応力解析の概念図

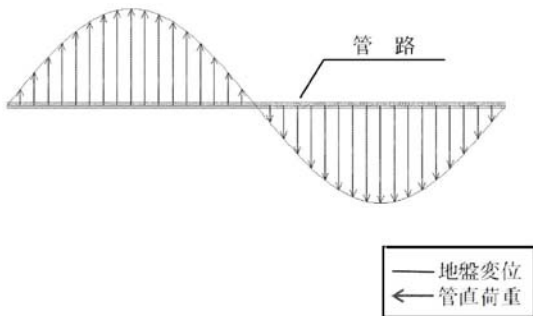
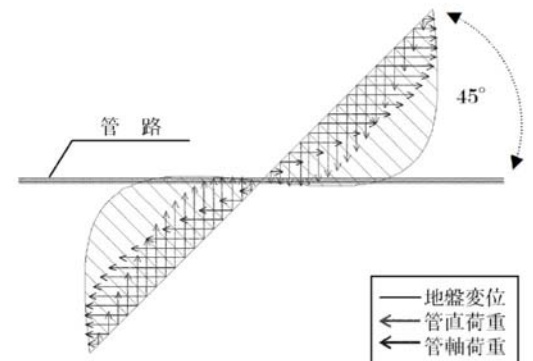
地震動の入射角 θ	応力発生イメージ	備 考
0°		<p>地震動の入射角が 0° の場合、管路と直交方向の地盤変位が最大となるため、管路に発生する曲げ応力が最大となる。</p> <p>なお、軸方応力は発生しない。</p>
45°		<p>地震動の入射角が 45° の場合、管路と平行方向の地盤変位が最大となるため、管路に発生する軸応力が最大となる。</p> <p>なお、曲げ応力も発生するが、0° 入射の場合よりも小さい。</p>

図 3.8-4 管軸方向応力解析における地震動の入射角と発生応力の関係

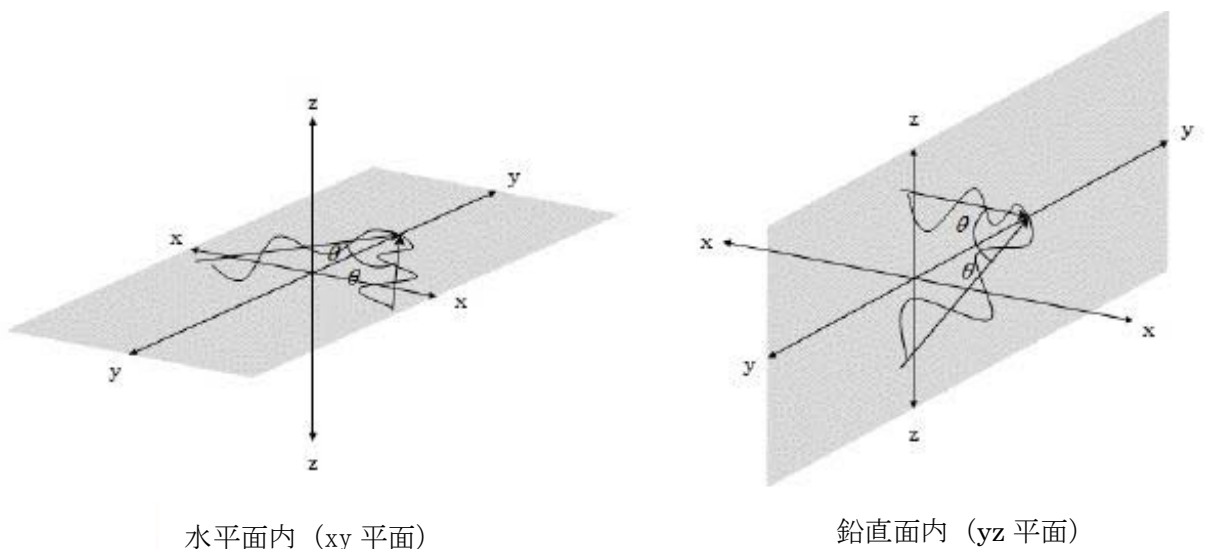


図 3.8-5 水平及び鉛直面内における入射角 θ のイメージ図

3.9 評価結果

3.9.1 地盤ひずみ

応答変位法における管軸方向の応力解析では、3.8.2(1)「管軸方向の応力評価」に示すとおり、地盤ひずみが支配的となる。表 3.9-2 に B－B 断面杭基礎構造部、C－C 断面杭基礎構造部及び C－C 断面地盤改良体基礎構造部における基準地震動 S_s ごとの地盤ひずみの評価結果を示す。同表より、B－B 断面杭基礎構造部は S_s -12 が、C－C 断面杭基礎構造部及び C－C 断面地盤改良体基礎構造部は S_s -D1 (--) が最大となる。ここで、B－B 断面杭基礎構造部と C－C 断面杭基礎構造部で地盤ひずみを比較すると、B－B 断面杭基礎構造部の地盤ひずみの方が大きいことから、杭基礎構造部については B－B 断面を代表として評価する。また、応力評価に当たっては、液状化を考慮した場合に地盤変位が最も厳しくなる豊浦標準砂の条件を適用する。

管軸方向の応力評価のケースを表 3.9-1 に示す。管軸方向の応力評価のケースは、B－B 断面杭基礎構造部においては S_s -12、C－C 断面地盤改良体基礎構造部においては S_s -D1 (--) とする。

なお、C－C 断面杭基礎構造部の地盤条件による応力評価を B－B 断面杭基礎構造部で代表することの妥当性については、「参考 2 杭基礎構造部に適用する地盤条件の妥当性について」に示す。

表 3.9-1 管軸方向の応力評価ケース

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

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

表 3.9-2 (1) 地盤の最大ひずみ (B-B 断面杭基礎構造部)

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

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

表 3.9-2 (2) 地盤の最大ひずみ (C-C断面杭基礎構造部)

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

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

表 3.9-2 (3) 地盤の最大ひずみ (C-C断面地盤改良体基礎構造部)

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

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

3.9.2 入力地盤変位

図 3.9-1 に 3.9.1「地盤ひずみ」において選定した B－B 断面杭基礎構造部の基準地震動 $S_s - 12$ と C－C 断面地盤改良体基礎構造部の基準地震動 $S_s - D1$ (--) について算定した入射角 0° の場合と入射角 45° の場合の入力地盤変位（最大水平変位 U_h ）を示す。

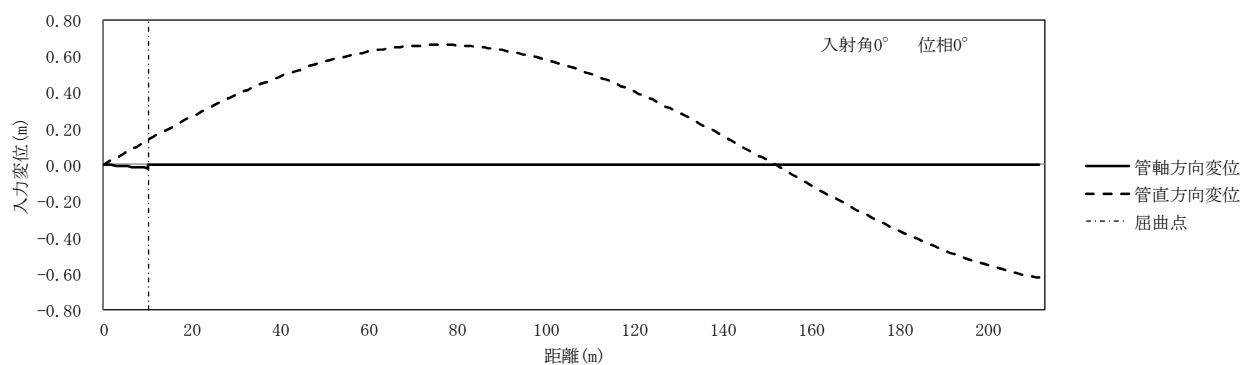


図 3.9-1 (1) 入力地盤変位 (B-B断面杭基礎構造部 : S s - 12) (入射角 0°)

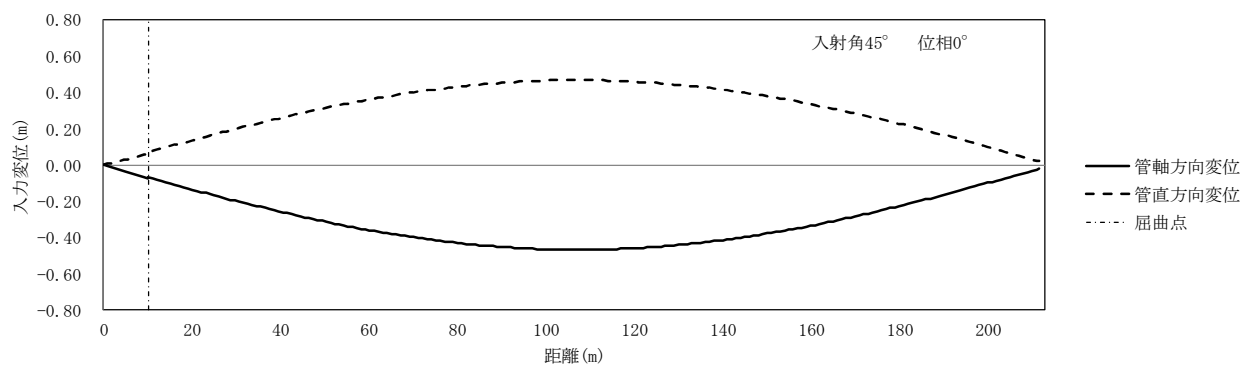


図 3.9-1 (2) 入力地盤変位 (B-B断面杭基礎構造部 : S s - 12) (入射角 45°)

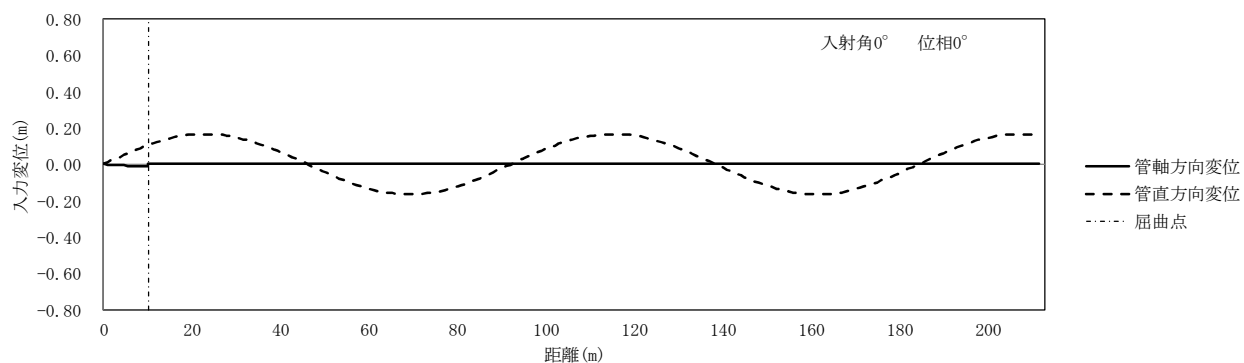


図 3.9-1 (3) 入力地盤変位

(C-C断面地盤改良体基礎構造部 : S s - D1 (---)) (入射角 0°)

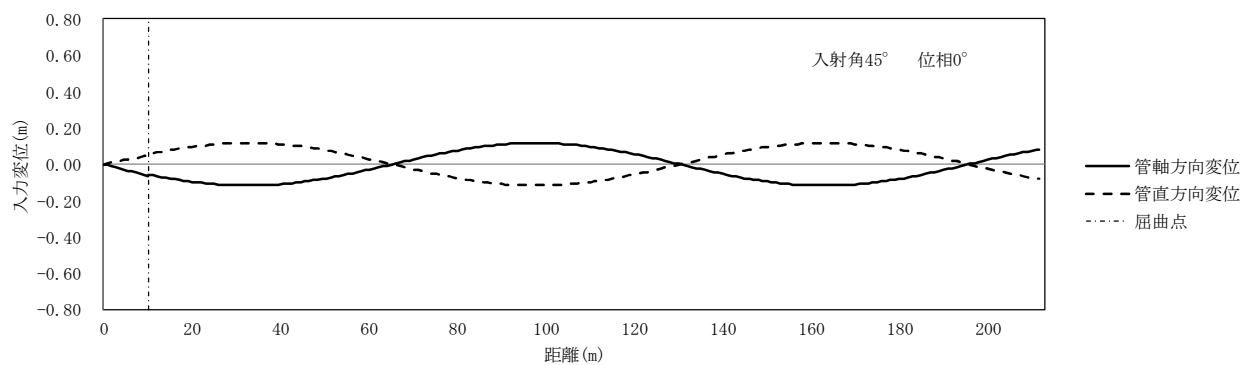


図 3.9-1 (4) 入力地盤変位

(C-C断面地盤改良体基礎構造部 : S s - D1 (---)) (入射角 45°)

3.9.3 地盤反力係数及び地盤反力係数の上限値

表 3.9-3 に 3.9.1「地盤ひずみ」において選定した B－B 断面杭基礎構造部の基準地震動 S_s - 12 と C－C 断面地盤改良体基礎構造部の基準地震動 S_s - D1 (--) について算定した地盤反力係数及び地盤反力係数の上限値を示す。

表 3.9-3 (1) 管軸方向の応力解析に用いる地盤反力係数及び地盤反力係数の上限値
(B－B 断面杭基礎構造部)

基準地震動	地盤反力係数 (kN/m ³)	地盤反力係数の上限値： τ_f (kN/m ²)
S _s - 12	6.578×10^2	4.478

表 3.9-3 (2) 管軸方向の応力解析に用いる地盤反力係数及び地盤反力係数の上限値
(C－C 断面地盤改良体基礎構造部)

基準地震動	地盤反力係数 (kN/m ³)	地盤反力係数の上限値： τ_f (kN/m ²)
S _s - D1 (--)	1.337×10^2	2.807×10^{-1}

3.9.4 管軸方向の応力解析結果

表 3.9-4 に B－B 断面杭基礎構造部及び C－C 断面地盤改良体基礎構造部の解析条件、
図 3.9-2 に管軸方向の応力解析結果を示す。

本図は、地震動の位相を 15° ピッチで与えた結果のうち、各要素に生じた最大応力を
示している。なお、屋外二重管本体は、管軸方向に対して板厚 (t) の変化生じることから
図中に管軸方向における各板厚を記載した。

表 3.9-4 B－B 断面杭基礎構造部及び C－C 断面地盤改良体基礎構造部の解析条件

	B－B 断面 杭基礎構造部	C－C 断面 地盤改良体基礎構造部	備考
基準地震動 S_s	$S_s - 12$ (豊浦標準砂)	$S_s - D1$ (--) (豊浦標準砂)	3.9.1 項参照
最大応答変位 U_0 (m)	6.60×10^{-1}	1.66×10^{-1}	同上
波長 L (m)	303	92	同上
地盤反力係数 (kN/m ³)	6.578×10^2	1.337×10^2	3.9.3 項参照
地盤反力係数の 上限値 τ_f (kN/m ²)	4.478	2.807×10^{-1}	同上

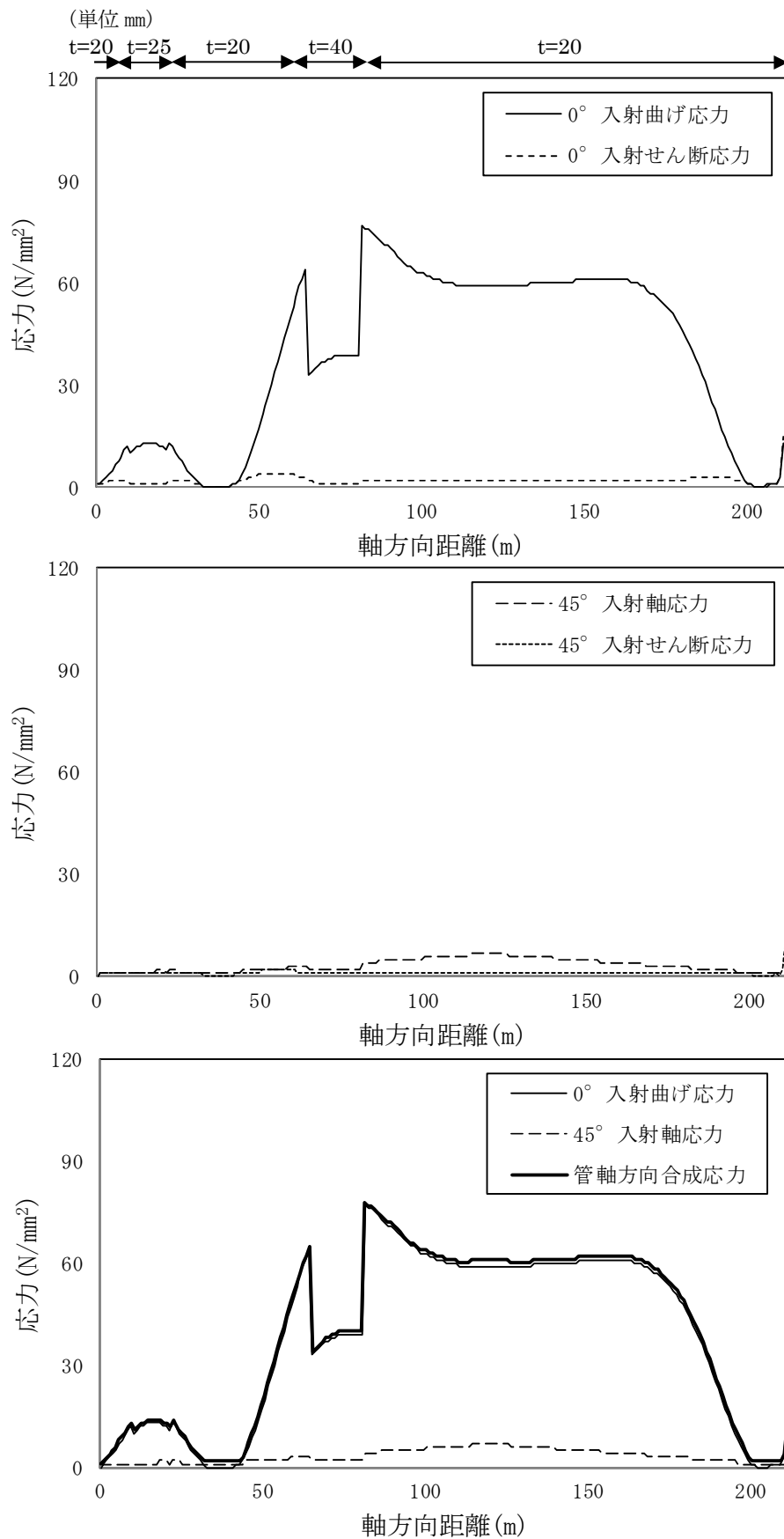


図 3.9-2 (1) 管軸方向の応力解析結果 (B-B断面杭基礎構造部: S_s-12)

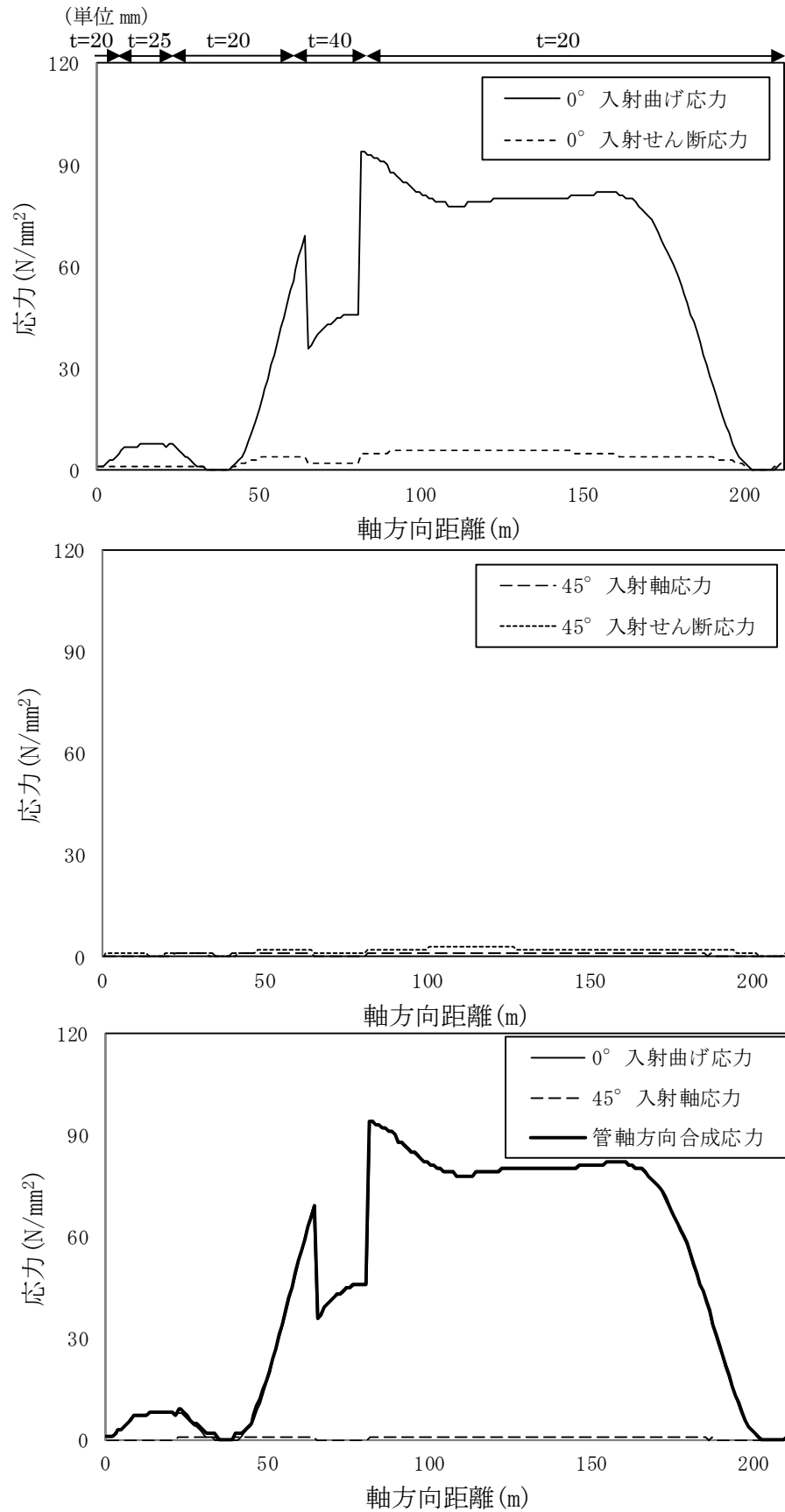


図 3.9-2 (2) 管軸方向の応力解析結果
(C-C断面地盤改良体基礎構造部：S s - D1 (--))

3.9.5 管周方向の応力評価

管周方向の応力評価は、図 3.2-15(2)～図 3.2-15(4)に示す屋外二重管基礎の地震応答解析モデルによる地震応答解析結果から得られるモーメント及びせん断力を用いて行う。

表 3.9-5～表 3.9-7 に管周方向の曲げ応力及びせん断応力評価結果、図 3.9-3～図 3.9-5 に各断面において発生応力が最大となる管周方向の応力評価結果の分布図を示す。また、図 3.9-6 及び図 3.9-7 に 3.9.1「地盤ひずみ」において管軸方向の応力評価の対象として抽出した S s - 12 及び S s - D1 (--) の管周方向の応力評価結果の分布図を示す。

なお、評価対象断面の板厚について、屋外二重管本体は 20 mm, 25 mm, 40 mm で構成されているが、大部分の板厚が 20 mm であること及び応力評価においては板厚が薄い方が保守的な条件となることから、板厚は 20 mm とした。

表 3.9-5 (1) 管周方向に発生する曲げ応力評価結果
(B-B断面杭基礎構造部)

地震動	曲げモーメント (kNm/m)	曲げ応力 σ_c (N/mm ²)	許容限界 σ_a (N/mm ²)	σ_c / σ_a
Ss-D1 (++)	0.176	3	235	0.013
Ss-D1 (+-)	0.172	3		0.013
Ss-D1 (-+)	0.207	4		0.017
Ss-D1 (--)	0.196	3		0.013
Ss-11	0.126	2		0.009
Ss-12	0.154	3		0.013
Ss-13	0.143	3		0.013
Ss-14	0.135	2		0.009
Ss-21	0.185	3		0.013
Ss-22	0.193	3		0.013
<u>Ss-31 (++)</u>	<u>0.420</u>	<u>7</u>		<u>0.030</u>
Ss-31 (-+)	0.205	3		0.013
<u>Ss-12</u> <u>(豊浦標準砂)</u>	<u>0.096</u>	<u>2</u>		<u>0.009</u>

表 3.9-5 (2) 管周方向に発生するせん断応力評価結果
(B-B断面杭基礎構造部)

地震動	せん断力 (kN/m)	せん断応力 τ_s (N/mm ²)	許容限界 τ_a (N/mm ²)	τ_s / τ_a
Ss-D1 (++)	0.678	1	135	0.008
Ss-D1 (+-)	0.615	1		0.008
Ss-D1 (-+)	0.833	1		0.008
Ss-D1 (--)	0.844	1		0.008
Ss-11	0.513	1		0.008
Ss-12	0.505	1		0.008
Ss-13	0.490	1		0.008
Ss-14	0.428	1		0.008
Ss-21	0.804	1		0.008
Ss-22	0.708	1		0.008
<u>Ss-31 (++)</u>	<u>1.711</u>	<u>1</u>		<u>0.008</u>
Ss-31 (-+)	0.819	1		0.008
<u>Ss-12</u> <u>(豊浦標準砂)</u>	<u>0.384</u>	<u>1</u>		<u>0.008</u>

表 3.9-6 (1) 管周方向に発生する曲げ応力評価結果
(C-C断面杭基礎構造部)

地震動	曲げモーメント (kNm/m)	曲げ応力 σ_c (N/mm ²)	許容限界 σ_a (N/mm ²)	σ_c / σ_a
Ss-D1 (++)	0.973	15	235	0.064
Ss-D1 (+-)	0.395	6		0.026
Ss-D1 (-+)	0.479	8		0.034
Ss-D1 (--)	0.394	6		0.026
Ss-11	0.227	4		0.017
Ss-12	0.241	4		0.017
Ss-13	0.559	9		0.039
Ss-14	0.142	3		0.013
Ss-21	0.535	8		0.034
Ss-22	0.725	11		0.047
<u>Ss-31 (++)</u>	<u>1.891</u>	<u>29</u>		<u>0.124</u>
Ss-31 (-+)	0.386	6		0.026
Ss-D1 (--) (豊浦標準砂)	0.332	5		0.022

表 3.9-6 (2) 管周方向に発生するせん断応力評価結果
(C-C断面杭基礎構造部)

地震動	せん断力 (kN/m)	せん断応力 τ_s (N/mm ²)	許容限界 τ_a (N/mm ²)	τ_s / τ_a
Ss-D1 (++)	6.952	1	135	0.008
Ss-D1 (+-)	2.883	1		0.008
Ss-D1 (-+)	3.325	1		0.008
Ss-D1 (--)	2.881	1		0.008
Ss-11	1.453	1		0.008
Ss-12	1.443	1		0.008
Ss-13	4.229	1		0.008
Ss-14	0.850	1		0.008
Ss-21	3.988	1		0.008
Ss-22	4.424	1		0.008
<u>Ss-31 (++)</u>	<u>12.345</u>	<u>1</u>		<u>0.008</u>
Ss-31 (-+)	2.855	1		0.008
Ss-D1 (--) (豊浦標準砂)	2.509	1		0.008

表 3.9-7 (1) 管周方向に発生する曲げ応力評価結果
(C-C断面地盤改良体基礎構造部)

地震動	曲げモーメント (kNm/m)	曲げ応力 σ_c (N/mm ²)	許容限界 σ_a (N/mm ²)	σ_c / σ_a
<u>Ss-D1 (++)</u>	<u>2.182</u>	<u>33</u>	235	<u>0.141</u>
Ss-D1 (+-)	2.121	32		0.137
Ss-D1 (-+)	1.719	26		0.111
Ss-D1 (--)	1.661	25		0.107
Ss-11	0.037	1		0.005
Ss-12	0.063	1		0.005
Ss-13	0.063	1		0.005
Ss-14	0.055	1		0.005
Ss-21	0.162	3		0.013
Ss-22	0.158	3		0.013
Ss-31 (++)	0.125	2		0.009
Ss-31 (-+)	0.173	3		0.013
<u>Ss-D1 (--)</u> <u>(豊浦標準砂)</u>	<u>0.262</u>	<u>4</u>		<u>0.017</u>

表 3.9-7 (2) 管周方向に発生するせん断応力評価結果
(C-C断面地盤改良体基礎構造部)

地震動	せん断力 (kN/m)	せん断応力 τ_s (N/mm ²)	許容限界 τ_a (N/mm ²)	τ_s / τ_a
<u>Ss-D1 (++)</u>	<u>15.059</u>	<u>2</u>	135	<u>0.015</u>
Ss-D1 (+-)	14.588	2		0.015
Ss-D1 (-+)	11.607	1		0.008
Ss-D1 (--)	11.462	1		0.008
Ss-11	0.121	1		0.008
Ss-12	0.194	1		0.008
Ss-13	0.193	1		0.008
Ss-14	0.172	1		0.008
Ss-21	0.992	1		0.008
Ss-22	0.990	1		0.008
Ss-31 (++)	0.372	1		0.008
Ss-31 (-+)	0.913	1		0.008
<u>Ss-D1 (--)</u> <u>(豊浦標準砂)</u>	<u>1.777</u>	<u>1</u>		<u>0.008</u>

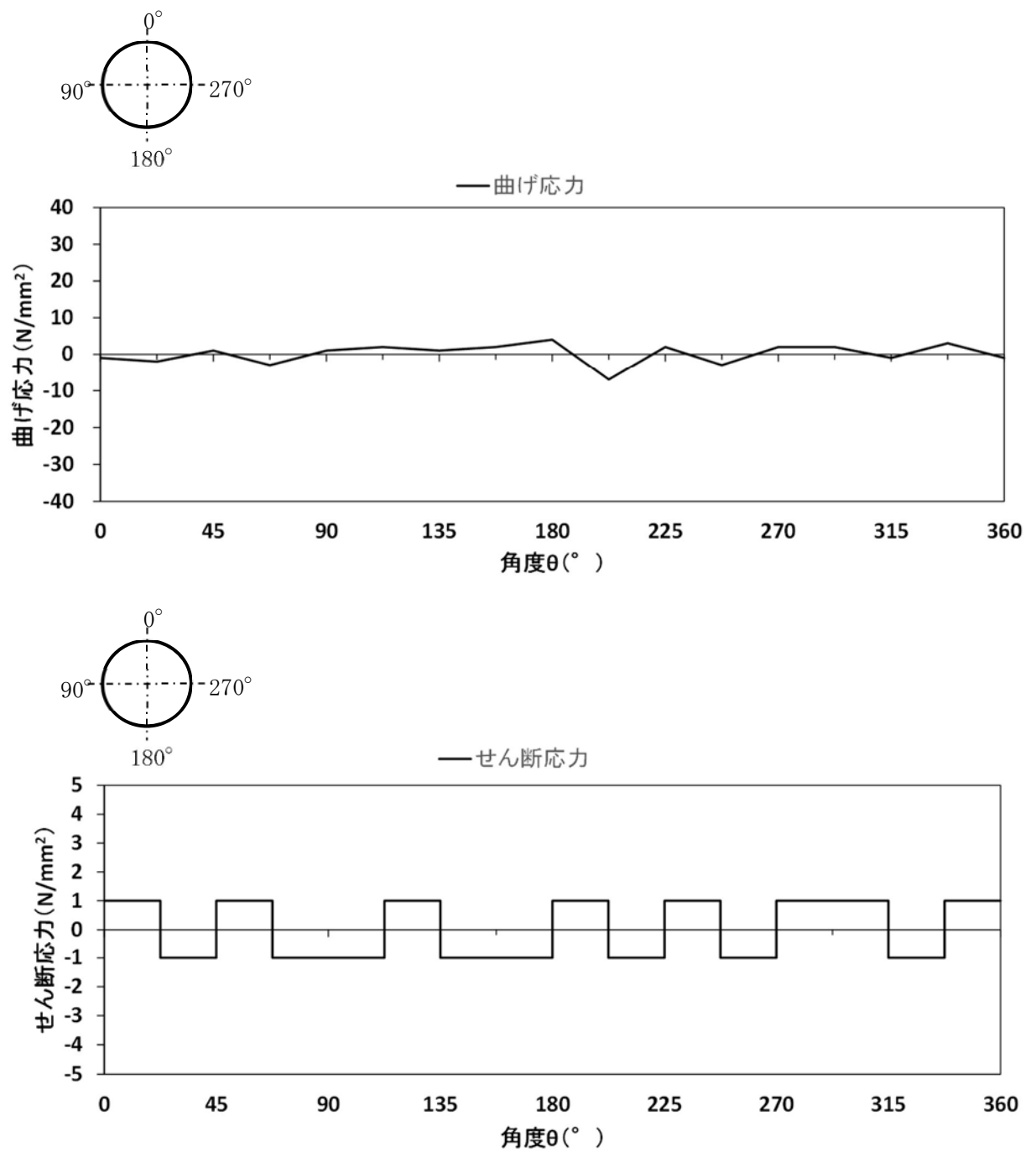


図 3.9-3 管周方向の応力評価結果
 (B-B断面杭基礎構造部：S_s-31(++))

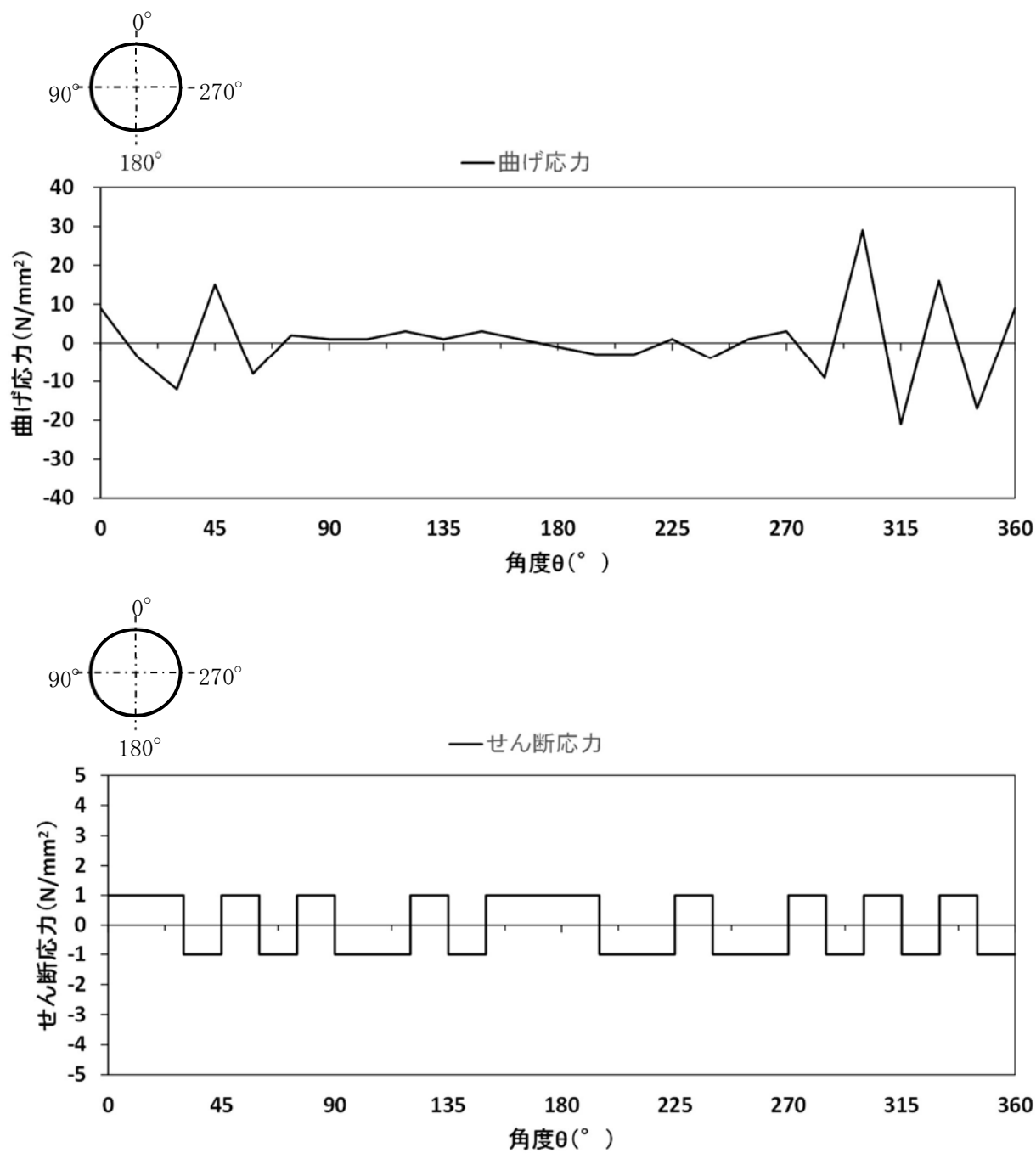


図 3.9-4 管周方向の応力評価結果
(C-C断面杭基礎構造部：S_s-31(++))

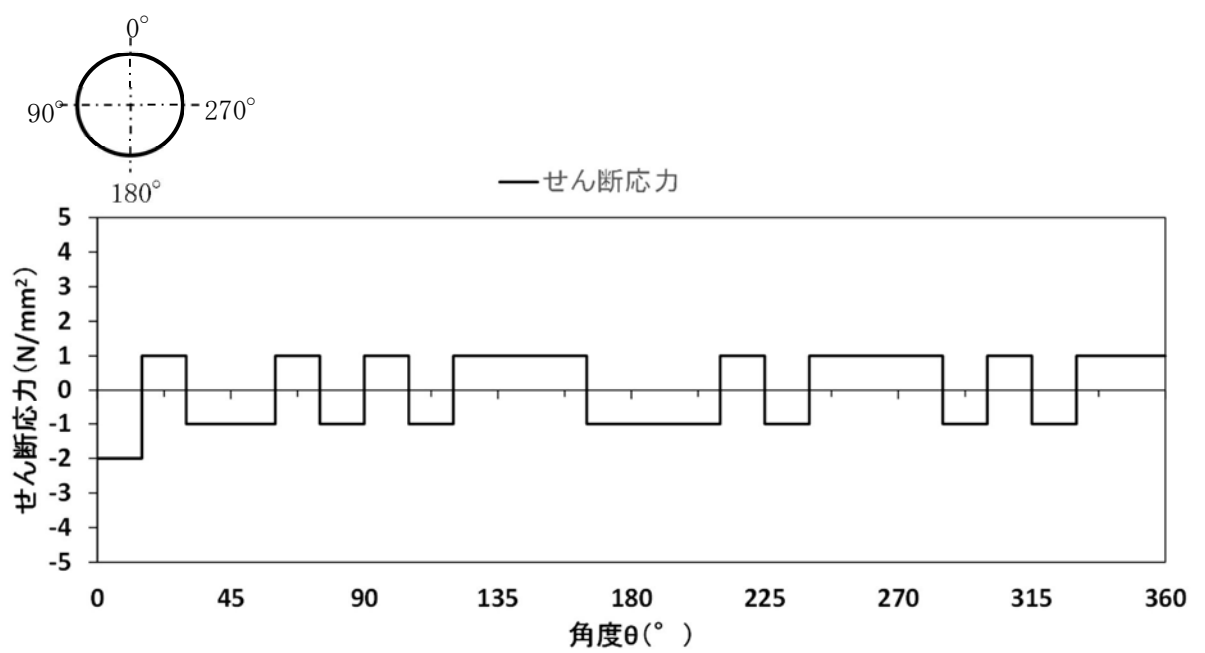
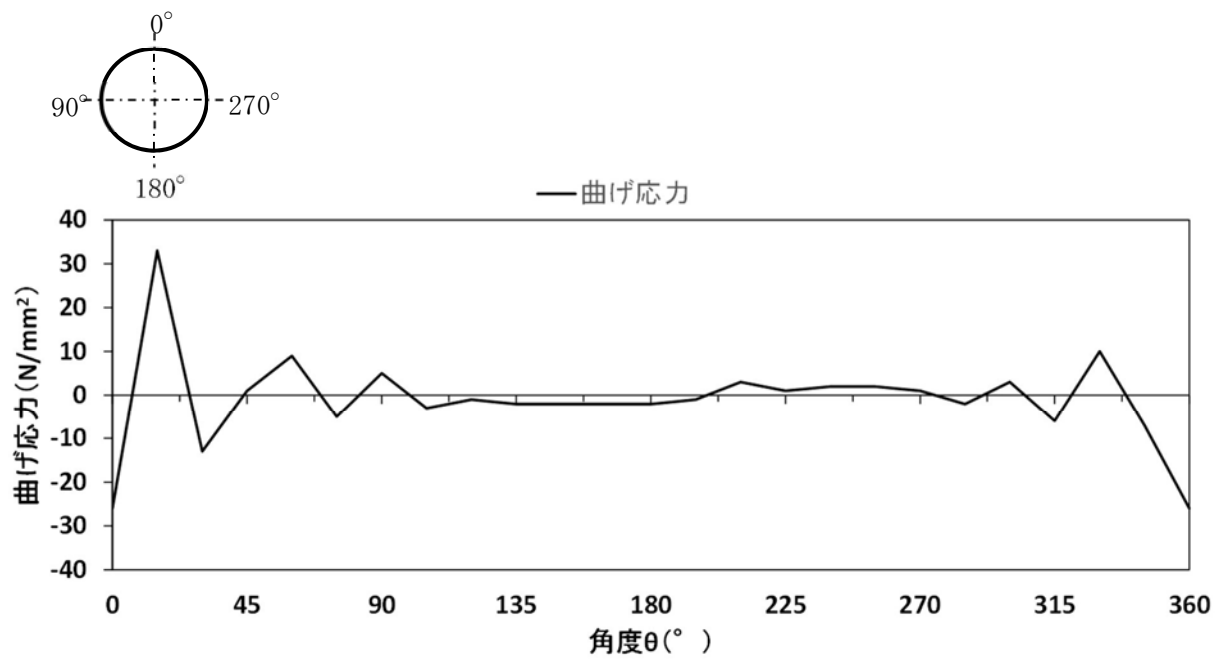


図 3.9-5 管周方向の応力評価結果
(C-C断面地盤改良体基礎構造部：S_s-D1(++))

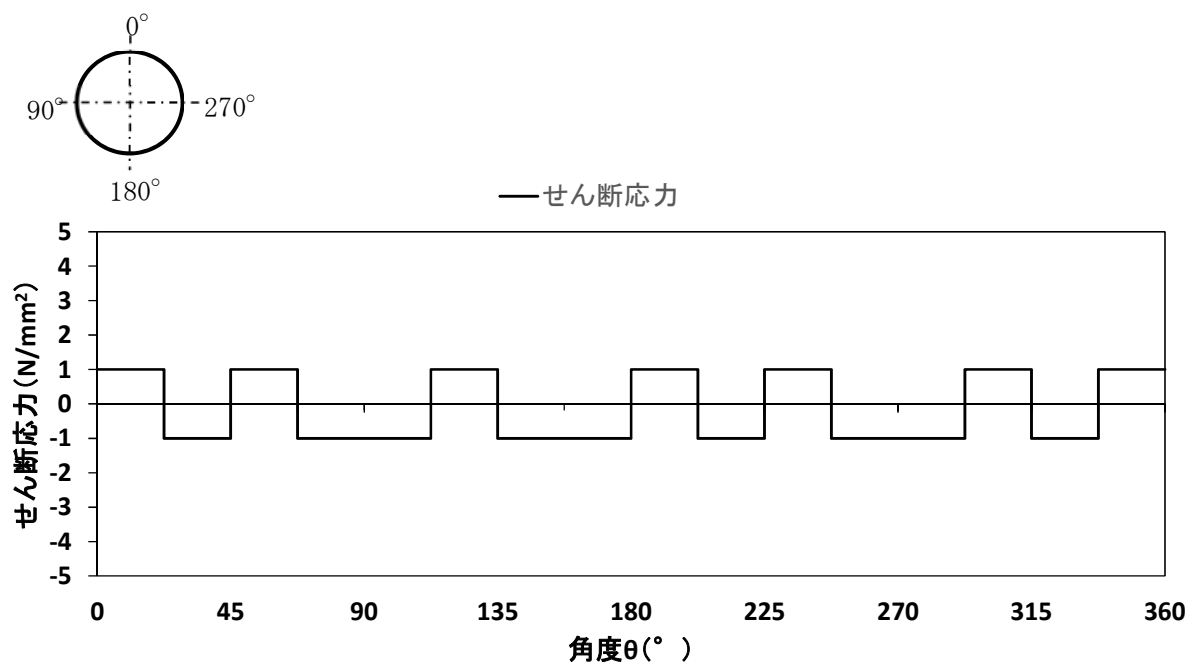
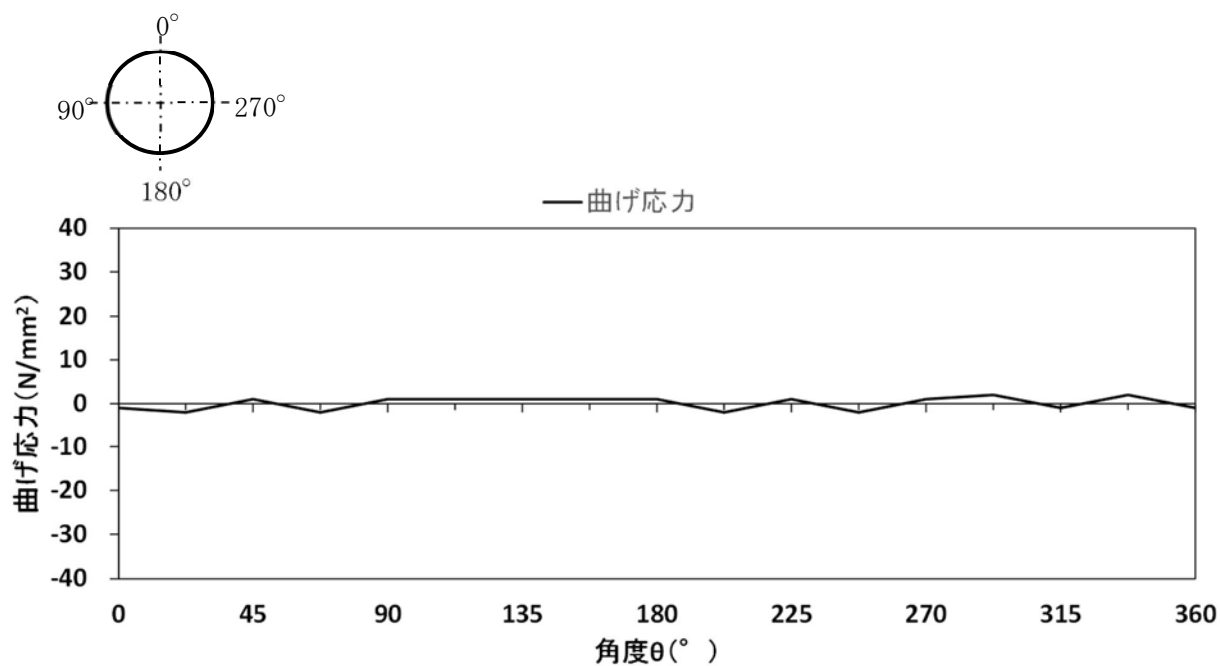


図 3.9-6 管周方向の応力評価結果
(B-B断面杭基礎構造部：S s - 12)

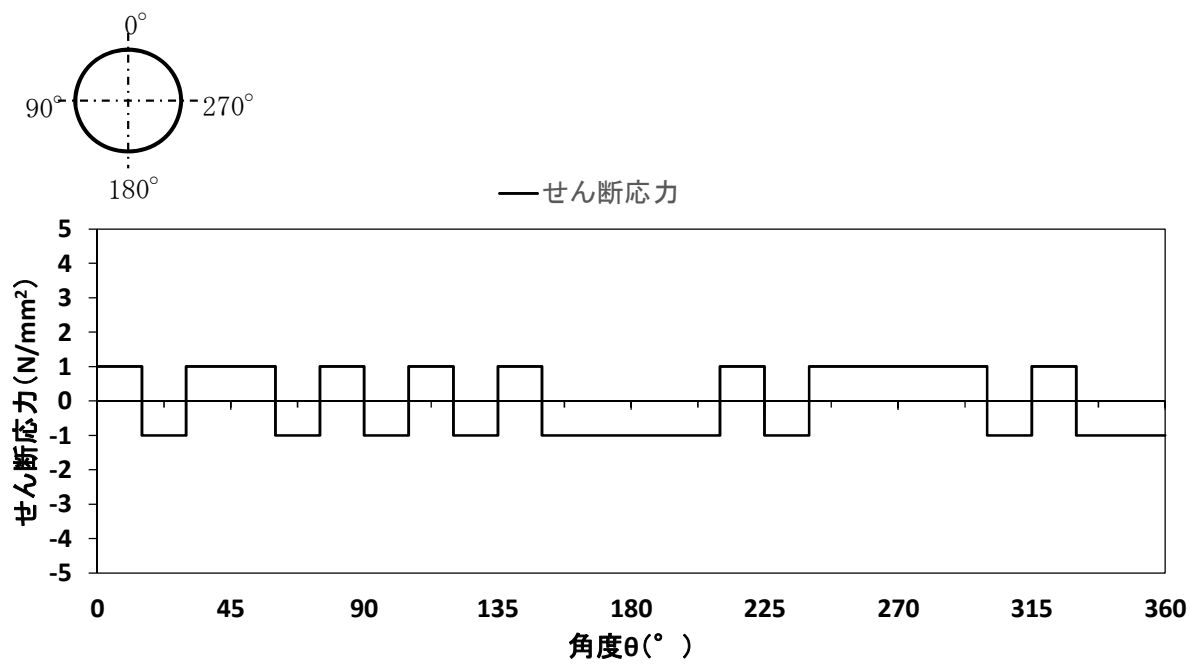
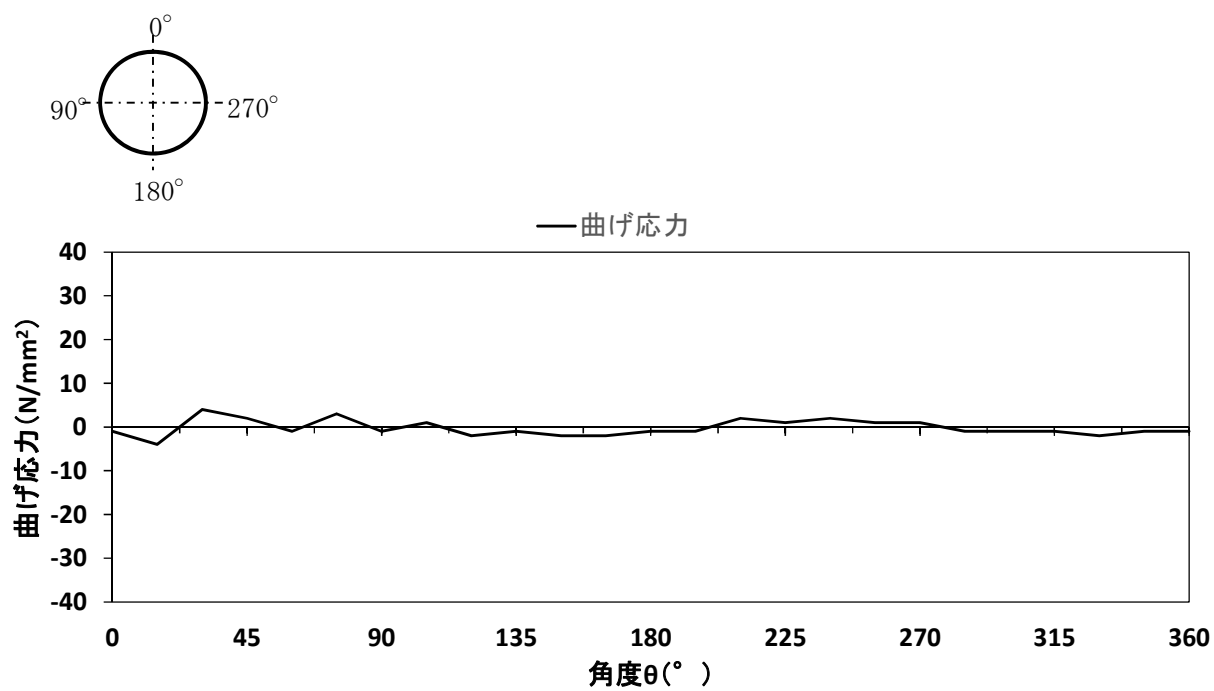


図 3.9-7 管周方向の応力評価結果
(C-C断面地盤改良体基礎構造部：S_s-D1 (—))

3.9.6 管軸方向の応力評価

表 3.9-8 に屋外二重管本体に発生する応力評価結果を示す。本評価において、管軸方向の応力が支配的であることから、管軸方向を主体に応力評価に適用する地震動を選定している。これより、管軸方向応力と組み合わせる管周方向の曲げ応力は、3.9.1「地盤ひずみ」に基づき、B－B断面杭基礎構造部はS_s-12、C－C断面地盤改良体基礎構造部はS_s-D1（--）とした。

なお、保守的な条件として管軸方向応力に組み合わせる管周方向応力を、3.9.5「管周方向の応力評価」において最大となる発生応力と組み合わせた場合の評価結果を「参考 3 管軸方向及び管周方向の応力を保守的に組み合わせた場合の評価について」に示す。

表 3.9-8 (1) 管軸方向の応力評価結果
(B－B断面杭基礎構造部：S_s-12)

管周方向	管軸方向		合成応力 σ (N/mm ²)	許容限界 σ_a (N/mm ²)	σ / σ_a
曲げ応力 σ_c (N/mm ²)	曲げ応力 σ_L (N/mm ²)	せん断応力 τ_s (N/mm ²)			
2	78	15	84	235	0.36

表 3.9-8 (2) 管軸方向の応力評価結果
(C－C断面地盤改良体基礎構造部：S_s-D1（--）)

管周方向	管軸方向		合成応力 σ (N/mm ²)	許容限界 σ_a (N/mm ²)	σ / σ_a
曲げ応力 σ_c (N/mm ²)	曲げ応力 σ_L (N/mm ²)	せん断応力 τ_s (N/mm ²)			
4	94	6	97	235	0.42

3.10 まとめ

非常時に残留熱除去海水系（RHRS）配管及びディーゼル発電機海水系（DGSW）配管における間接支持機能を求められる土木構造物である，屋外二重管本体について基準地震動 S_s による地震力に対し，構造部材の曲げ応力及びせん断応力が許容限界を下回ることを確認した。

以上のことから，屋外二重管本体は，基準地震動 S_s による地震力に対して，間接支持機能を維持できる。

屋外二重管本体の耐震安全性評価に関する参考資料

目 次

	頁
1. 可とう管の耐震性について……………	(参考) 1-1
2. 杭基礎構造部に適用する地盤条件の妥当性について……………	(参考) 2-1
3. 管軸方向及び管周方向の応力を保守的に 組み合わせた場合の評価について……………	(参考) 3-1
4. 屋外二重管本体の可とう管のモデル化について……………	(参考) 4-1

1. 可とう管の耐震性について

1.1 概要

屋外二重管本体における管軸方向の応力解析では、可とう管を剛性が小さいはり要素としてモデル化している。ここでは、屋外二重管本体に設置される可とう管が変位を十分に吸収可能か評価する。

1.2 評価方針

屋外二重管の管軸方向の応力解析にて、可とう管設置位置にて生じる伸縮量及び偏心量が、可とう管の許容値以下であることを確認する。また、可とう管の変位吸収能力の観点では、入力する地盤変位量（地盤ひずみ）が大きい方が厳しい結果となるため、B－B断面杭基礎構造部の地盤条件を対象とする。

1.3 評価条件

1.3.1 評価対象

評価対象とする可とう管は、耐震設計上、軸方向の地盤変位を考慮する屋外二重管本体に設置される。評価対象とする可とう管を図 1.3-1、可とう管の概略を図 1.3-2 に示す。

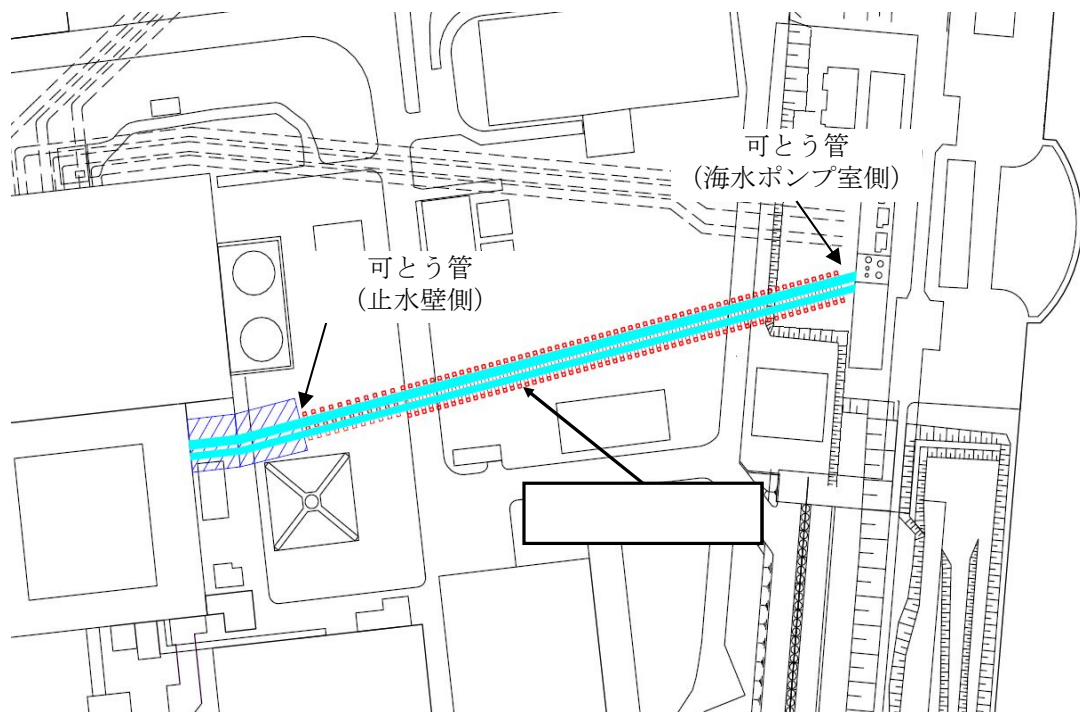


図 1.3-1 検討対象とする可とう管位置図

(参考) 3-1-2

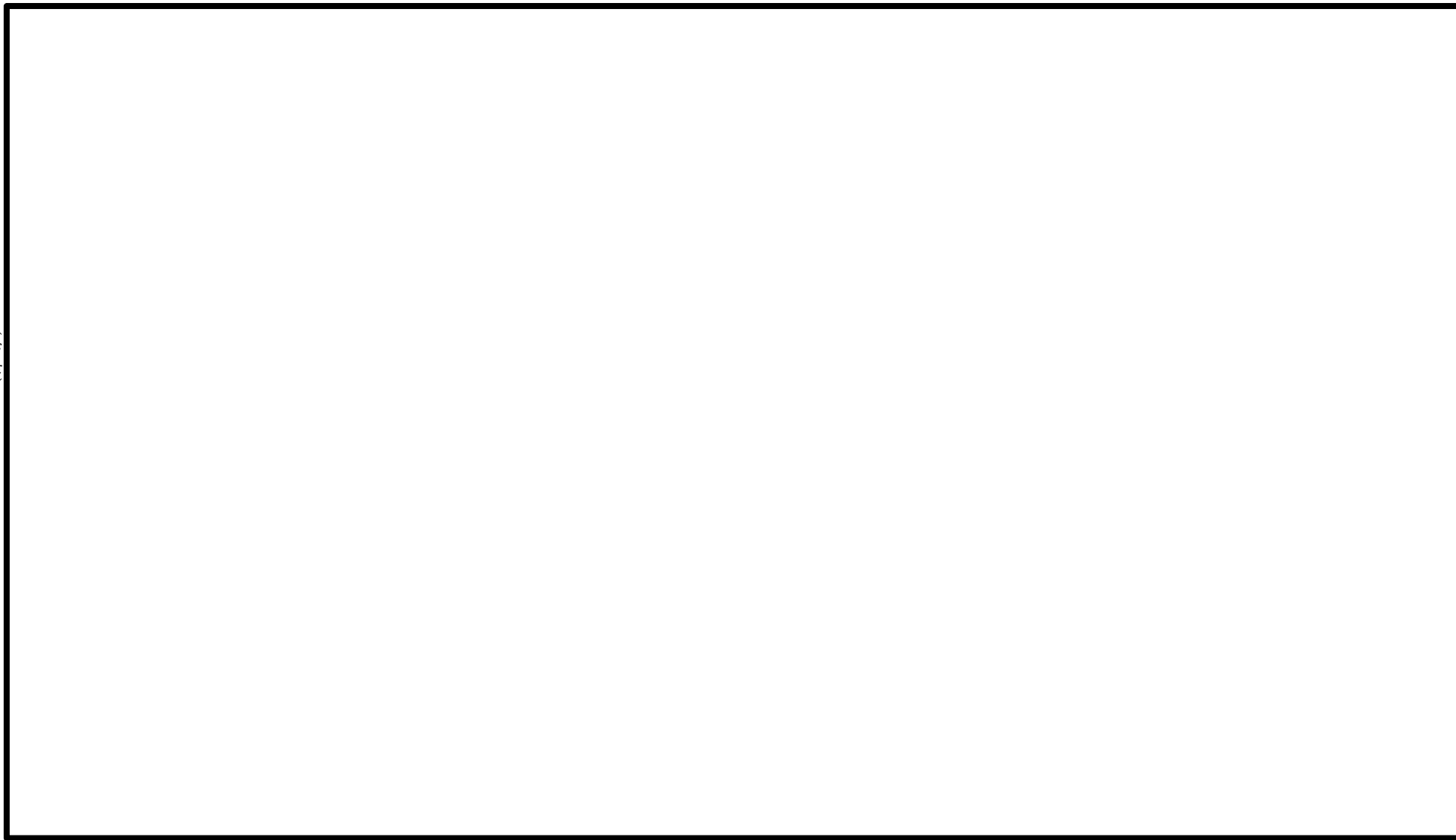


図 1.3-2 可とう管の概略図

1.3.2 可とう管部の伸縮量及び偏心率

図 1.3-3 に応答変位法の結果を用いた可とう管の変位量の算定方法を示す。

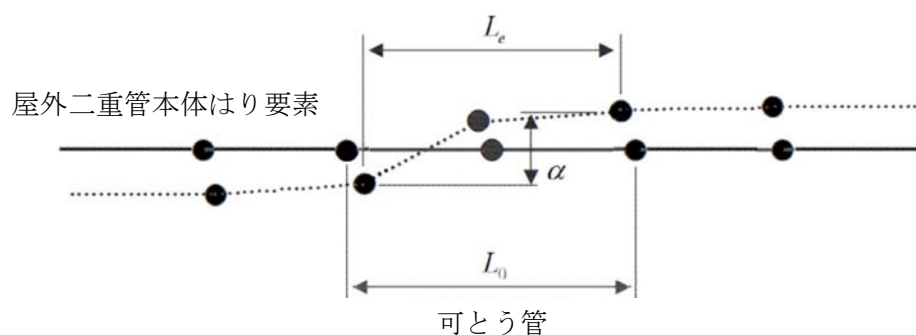
$$\text{伸縮量} \delta = L_o - L_e$$

$$\text{偏心率} \varepsilon = \alpha$$

L_o : 初期の可とう管面間寸法 (mm)

L_e : 地震時の可とう管面間寸法 (mm)

α : 地震時の偏心率 (mm)



実線 : 初期のはり要素

破線 : 地震時のはり要素

(屋外二重管本体の管軸方向の応力解析モデル)

図 1.3-3 管軸方向の応答変位法の結果を用いた変位量の算定方法

1.3.3 可とう管の許容値

可とう管の伸縮量及び偏心率の許容値を表 1.3-1 に示す。

表 1.3-1 可とう管の伸縮量及び偏心率の許容値

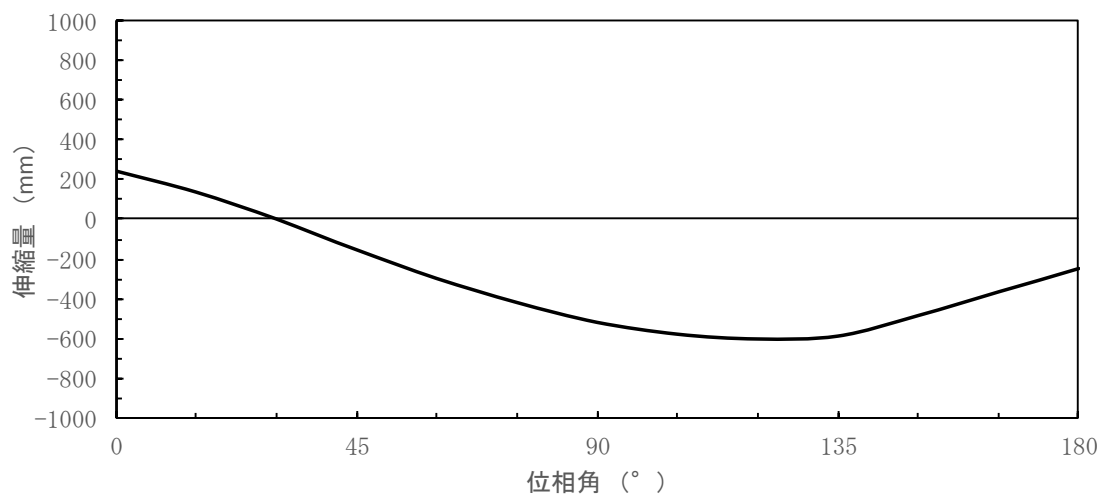
	伸縮量	偏心率
許容値 (mm)	± 800 *	1000

* 初期の可とう管面間寸法に対して、面間が延伸する方向を+, 短縮する方向を-とする。

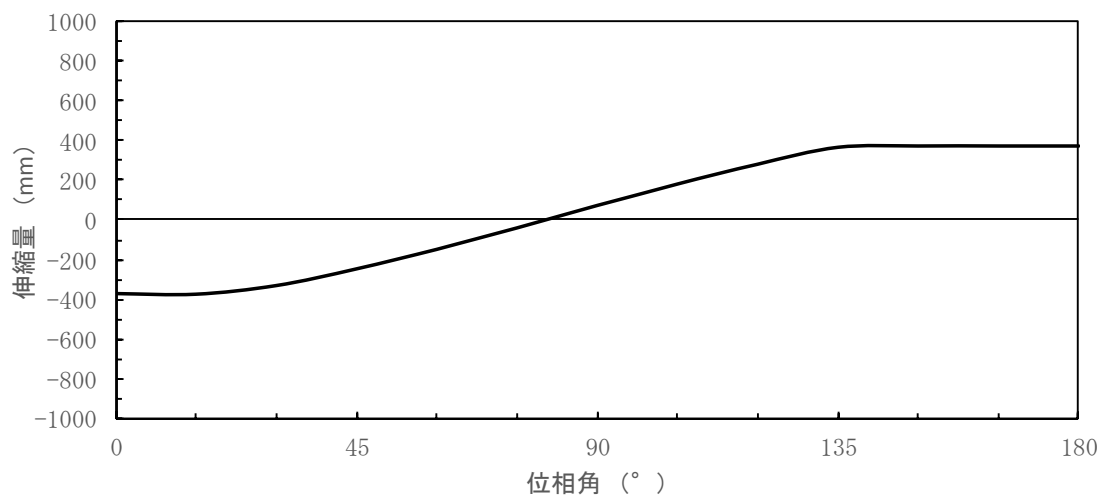
1.4 評価結果

1.4.1 伸縮量

図 1.4-1 に海水ポンプ室側及び止水壁側にて生じる伸縮量を示す。本図は、縦軸に伸縮量、横軸に入力変位の位相をとったものである。



止水壁側伸縮量



海水ポンプ室側伸縮量

図 1.4-1 可とう管の伸縮量

1.4.2 偏心率

図 1.4-2 に海水ポンプ室側及び止水壁側にて生じる偏心率を示す。本図は、縦軸に偏心率、横軸に入力変位の位相をとったものである。

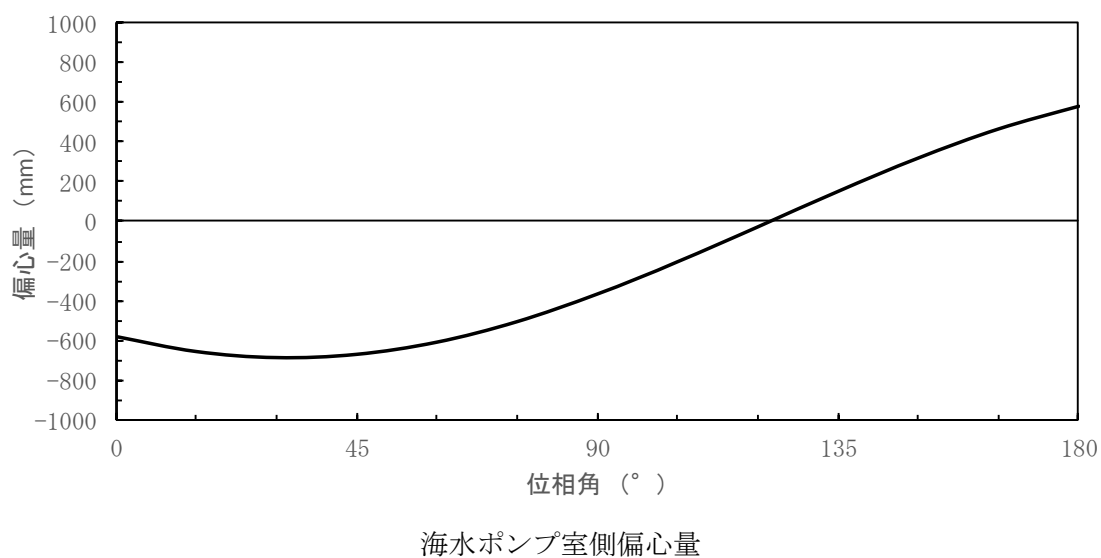
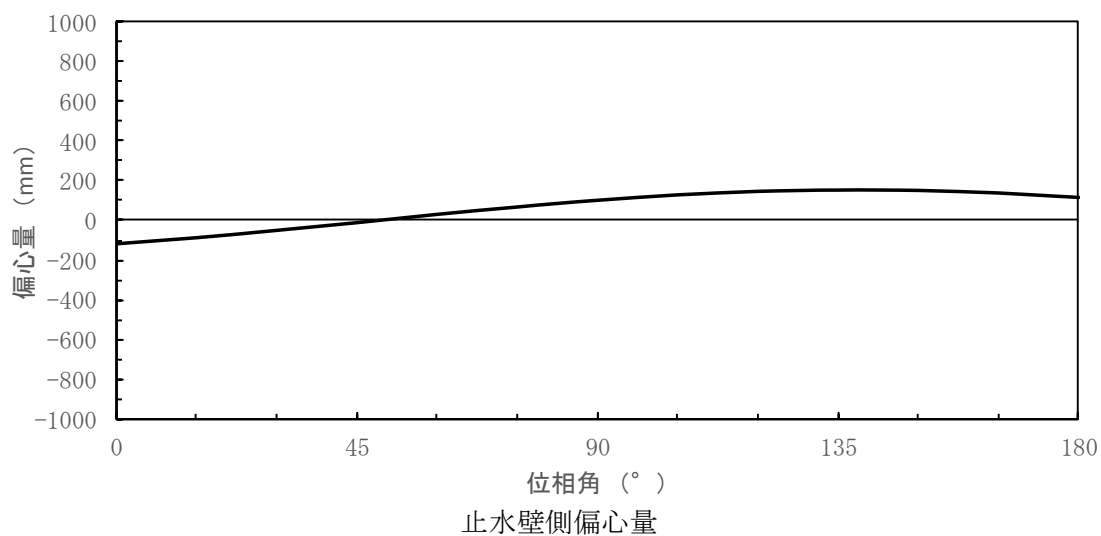
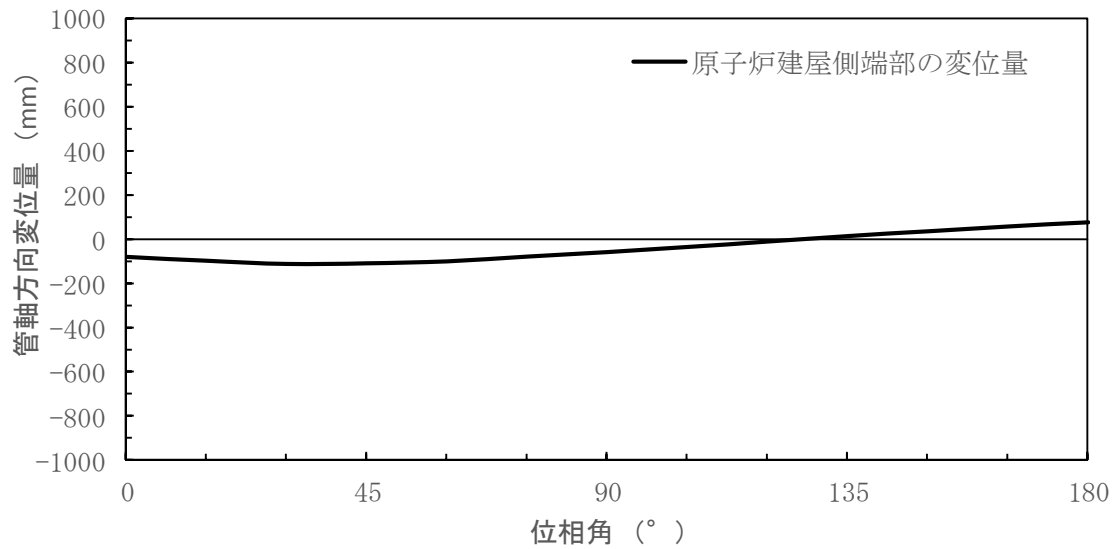


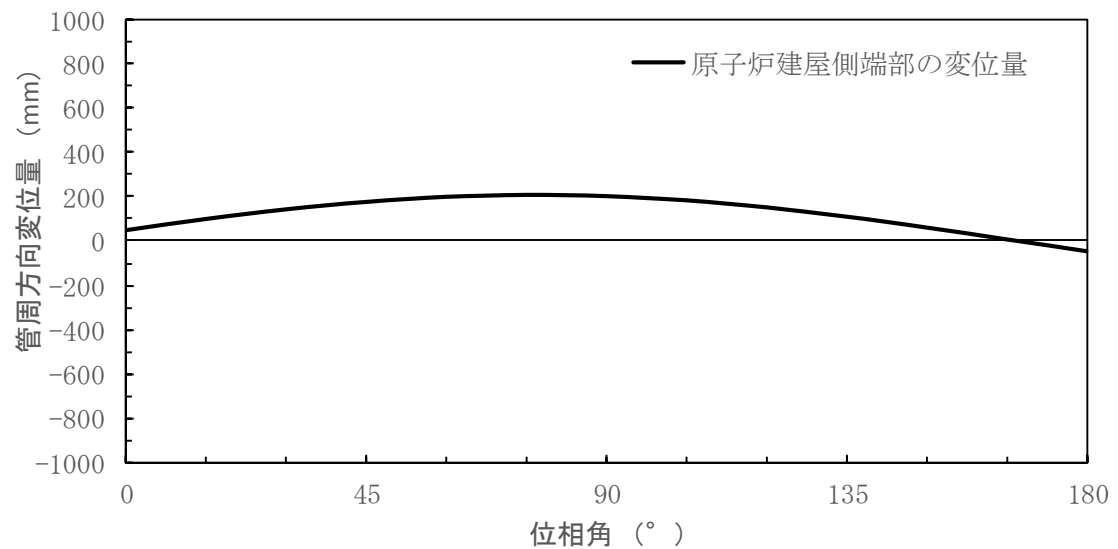
図 1.4-2 可とう管の偏心率

1.4.3 原子炉建屋側端部

図 1.4-3 に原子炉建屋側端部における伸縮量及び偏心量を示す。本図は、縦軸に伸縮量及び偏心量、横軸に入力変位の位相をとったものである。



原子炉建屋端部における管軸方向変位量



原子炉建屋端部における管周方向変位量

図 1.4-3 原子炉建屋側端部における伸縮量及び偏心量

1.4.4 まとめ

表 1.4-1 に、可とう管の伸縮量及び偏心量に対する評価結果を示す。同表より、屋外二重管本体に生じる伸縮量及び偏心量は、可とう管にて十分吸収できることを確認した。また、表 1.4-2 に原子炉建屋側端部における伸縮量及び偏心量の最大発生値を示す。なお、原子炉建屋側端部においては、既設可とう管を撤去し、面間距離約 1.5 m となることから、最大変位が約 0.2 m 生じても衝突等の影響がないことを確認した。

表 1.4-1 伸縮量及び偏心量に対する評価結果

	屋外二重管本体	①最大発生値 (mm)	②許容限界 (mm)	①／②
伸縮量	止水壁側	-604* ¹	±800	0.76
	海水ポンプ室側	-377* ¹		0.48
偏心量	止水壁側	156	1000	0.16
	海水ポンプ室側	684		0.69

* 1 初期値から延伸する方向を＋，短縮する方向を－としている。

表 1.4-2 原子炉建屋側端部における変位量

	最大発生値 (mm)
管軸方向	-113* ¹
管周方向	210

* 1 初期値から延伸する方向を＋，短縮する方向を－としている。

2. 杭基礎構造部に適用する地盤条件の妥当性について

2.1 概要

3.9.1「地盤ひずみ」において述べた杭基礎構造部すべてをB－B断面杭基礎構造部で代表させることの妥当性を検討した。

2.2 評価方針

杭基礎構造部について、B－B断面とC－C断面を比較すると、B－B断面の地盤ひずみの方が大きく、また、海水ポンプ室から止水壁近傍までの大部分はB－B断面であるため杭基礎構造部の地盤条件を代表とすることは妥当であると考えられる。

一方で、屋外二重管本体に加わる荷重の観点では、必ずしも地盤ひずみが大きい方が厳しい評価結果となるとは限らないことから、C－C断面杭基礎構造部の地盤条件を適用した場合においても屋外二重管本体に発生する応力が短期許容応力度以下となることを確認する。

2.3 評価条件

評価に用いるC－C断面杭基礎構造部の地盤反力係数及び地盤反力係数の上限値を表 2.3-1 に示す。また、最大応変位 U_0 と波長 L は表 3.9-2 (2)「地盤の最大ひずみ (C－C断面杭基礎構造物)」記載の「S s－D1 (--) (豊浦標準砂)」の値を用い、解析モデルは図 3.7-10「屋外二重管本体の解析モデル図」と同様とした。なお、入力地震動の位相ピッチは 45° とした。

表 2.3-1 C－C断面杭基礎構造部の応力解析に用いる
地盤反力係数及び地盤反力係数の上限値

基準地震動	地盤反力係数 (kN/m^3)	地盤反力係数の上限値： τ_f (kN/m^2)
S s－D1 (--)	1.004×10^2	1.501×10^{-1}

2.4 評価結果

C－C断面杭基礎構造部の地盤条件とした場合に屋外二重管本体に発生する応力を図 2.4-1 及び表 2.4-1 に、可とう管部の伸縮量と偏心量を図 2.4-2 及び表 2.4-2 に示す。

B－B断面杭基礎構造部の評価結果と比べて応力値は同じ結果となった。また、伸縮量及び偏心量の評価結果において、止水壁側の偏心量のみC－C断面杭基礎構造部のほうが大きな結果となったが、止水壁側及び海水ポンプ室側を含めた伸縮量及び偏心量の最大値は、B－B断面杭基礎構造部のほうがC－C断面杭基礎構造部の2倍程度となっている。

以上のとおり一部評価結果においてC－C断面杭基礎構造部のほうが厳しい結果になっているものの、総合的にはB－B断面杭基礎構造部の評価結果が厳しい結果になっており、B－B断面杭基礎構造部で代表できることが確認できた。

表 2.4-1 管軸方向の応力解析結果（C－C断面杭基礎構造部：S_s - D1（--））

管周方向	管軸方向		合成応力 σ (N/mm ²)	許容限界 σ_a (N/mm ²)	σ / σ_a
曲げ応力 σ_c (N/mm ²)	曲げ応力 σ_L (N/mm ²)	せん断応力 τ_s (N/mm ²)			
5	81	3	84	235	0.36

表 2.4-2 伸縮量及び偏心量に対する評価結果（C－C断面杭基礎構造部：S_s - D1（--））

	屋外二重管本体	①最大発生値 (mm)	②許容限界 (mm)	①／②
伸縮量	止水壁側	+108	±800	0.14
	海水ポンプ室側	+39		0.05
偏心量	止水壁側	229	1000	0.23
	海水ポンプ室側	353		0.36

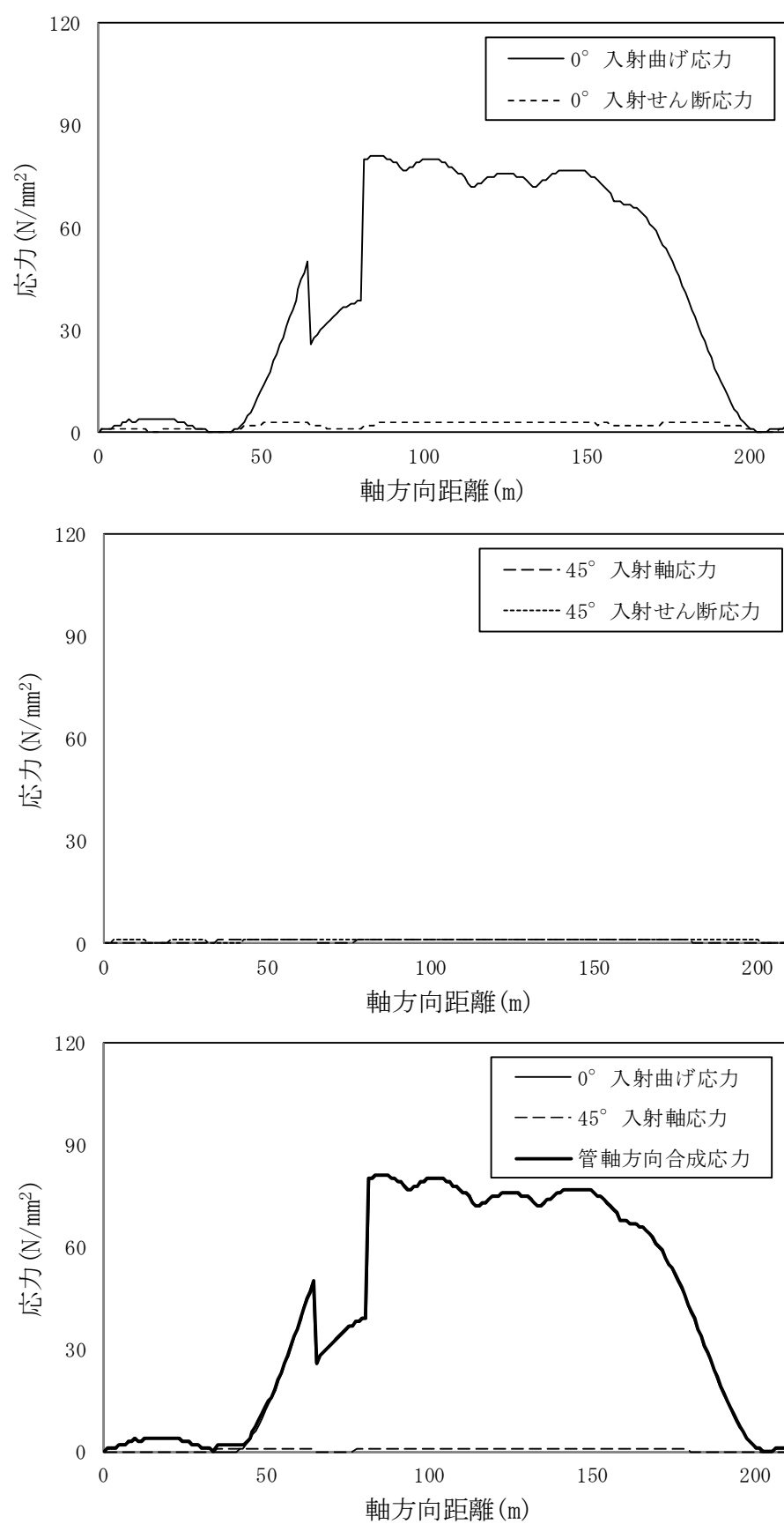


図 2.4-1 管軸方向の応力解析結果 (C-C断面杭基礎構造部: S_s-D1 (—))
(参考)3-2-3

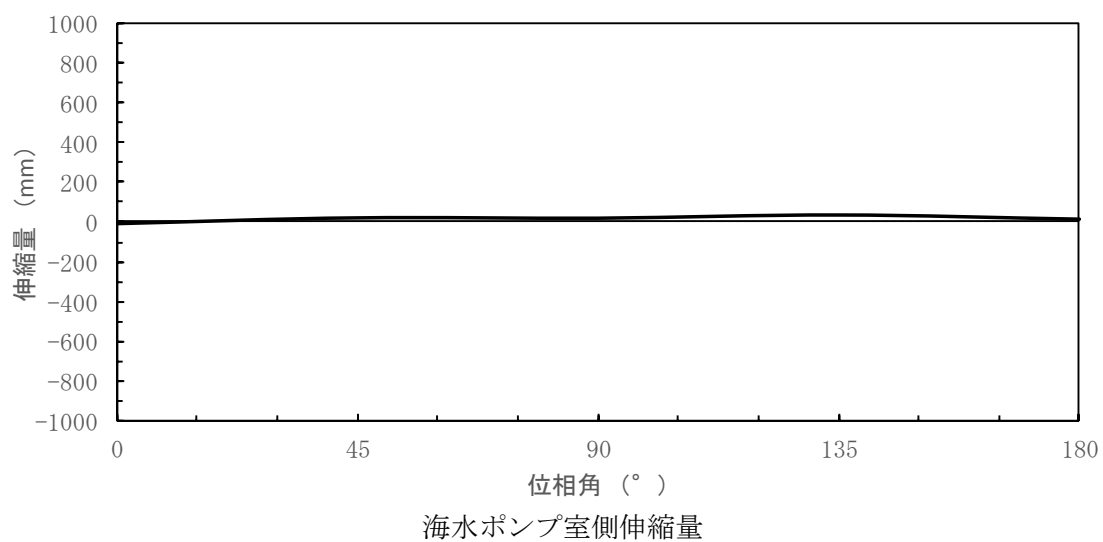
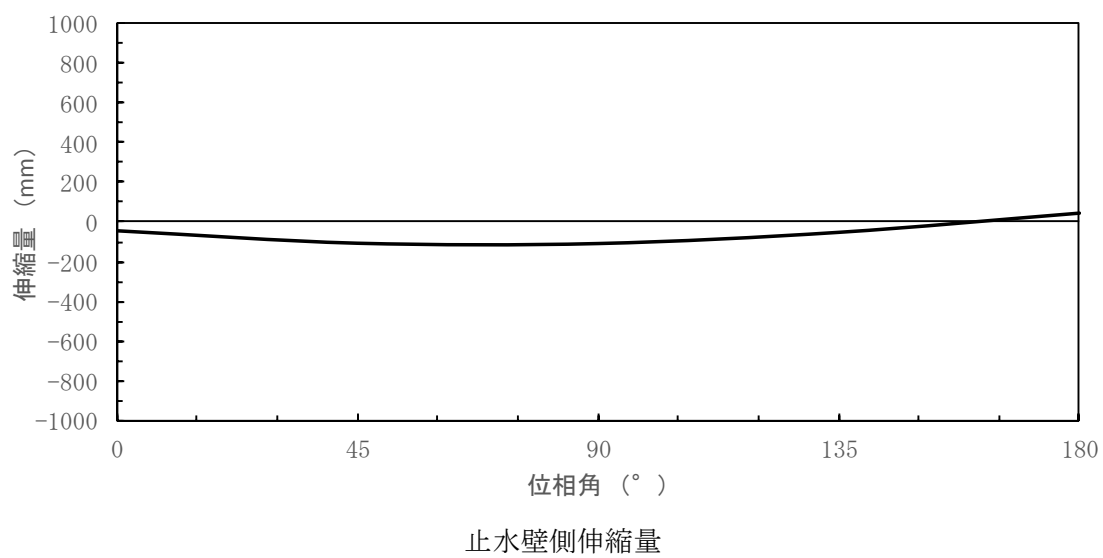
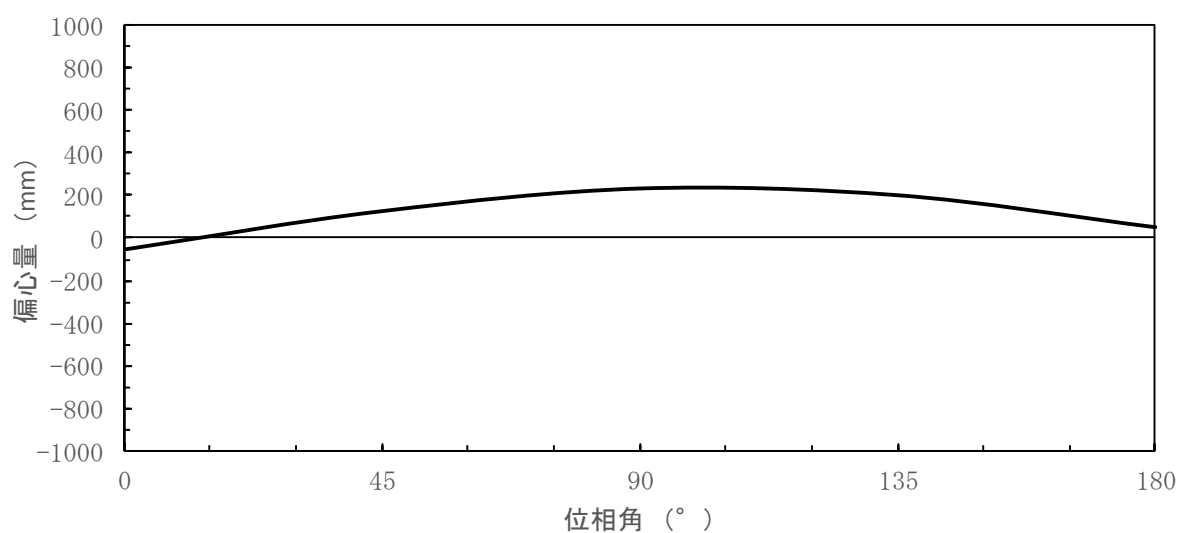
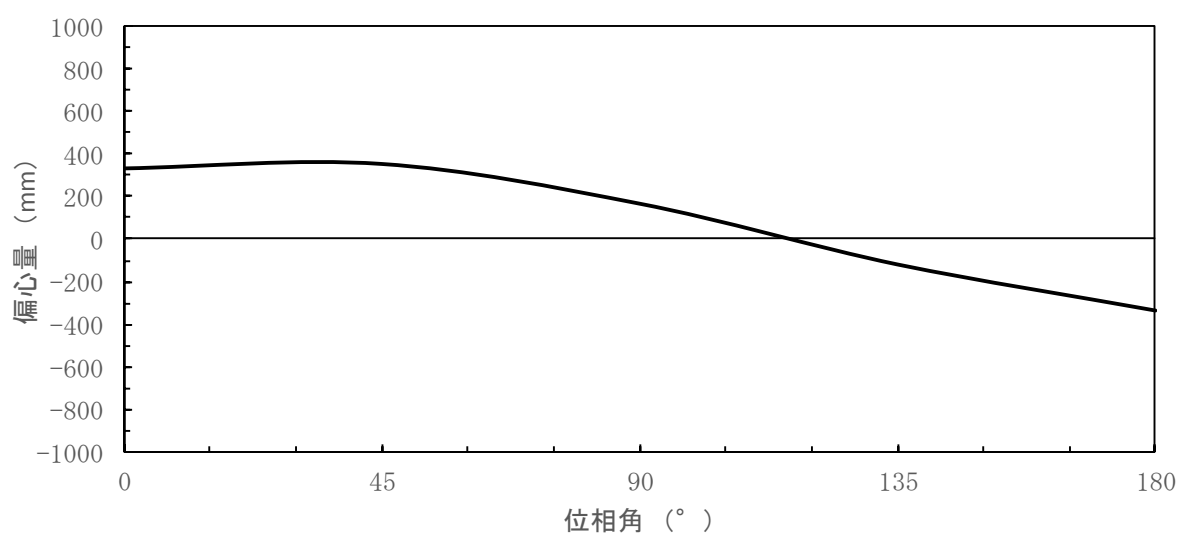


図 2.4-2 (1) 可とう管の伸縮量と偏心量 (C-C断面杭基礎構造部：S_s-D1 (—))



止水壁側偏心量



海水ポンプ室側偏心量

図 2.4-2 (2) 可とう管の伸縮量と偏心量 (C-C断面杭基礎構造部：S_s-D1 (—))

2.5 まとめ

表 2.4-1 に示すとおり，合成応力はB－B断面杭基礎構造部の評価結果と比べて応力値は同じ結果となり，許容限界に対しては十分な裕度があることを確認した。また，表 2.4-2 に示すとおり，止水壁側の偏心量のみC－C断面杭基礎構造部のほうが大きな結果となったが，止水壁側及び海水ポンプ室側を含めた伸縮量及び偏心量の最大値は，B－B断面杭基礎構造部のほうが大きくなる。従って，海水ポンプ室から止水壁近傍までの地盤条件をB－B断面杭基礎構造部の地盤条件で代表することは妥当であると考ええる。

3. 管軸方向及び管周方向の応力を保守的に組み合わせた場合の評価について

3.1 概要及び評価結果

管軸方向の応力評価において、管軸方向応力と組み合わせる管周方向の応力は、3.9.1「地盤ひずみ」に基づき、B－B断面杭基礎構造部はS s - 12、C－C断面地盤改良体基礎構造部はS s - D1 (--) として評価を行った。一方で、3.9.5「管周方向の応力評価」に示すようにB－B断面杭基礎構造部においてはS s - 31 (++)、C－C断面地盤改良体基礎構造部においてはS s - D1 (++) が最大となる。

従って、本項では保守的な条件として、管軸方向応力に組み合わせる管周方向の応力を、B－B断面杭基礎構造部においてはS s - 31 (++)、C－C断面地盤改良体基礎構造部においてはS s - D1 (++) を組み合わせた場合の評価を行った。

表 3.1-1 の評価結果に示すように保守的な組み合わせにおいても、合成応力が許容限界以下となることを確認した。

表 3.1-1 (1) 管軸方向の応力評価結果

(B－B断面杭基礎構造部 管軸方向：S s - 12、管周方向：S s - 31 (++))

管周方向	管軸方向		合成応力 σ (N/mm ²)	許容限界 σ_a (N/mm ²)	σ / σ_a
曲げ応力 σ_c (N/mm ²)	曲げ応力 σ_L (N/mm ²)	せん断応力 τ_s (N/mm ²)			
7	78	15	86	235	0.37

表 3.1-1 (2) 管軸方向の応力評価結果

(C－C断面地盤改良体基礎構造部 管軸方向：S s - D1 (--), 管周方向：S s - D1 (++))

管周方向	管軸方向		合成応力 σ (N/mm ²)	許容限界 σ_a (N/mm ²)	σ / σ_a
曲げ応力 σ_c (N/mm ²)	曲げ応力 σ_L (N/mm ²)	せん断応力 τ_s (N/mm ²)			
33	94	6	115	235	0.49

4. 屋外二重管本体の可とう管のモデル化について

4.1 概要

本資料は既工認手法における可とう管を含む配管系のモデル化手法と東海第二発電所の屋外二重管本体の可とう管（クローザージョイント）のモデル化手法の関係を示す。

4.2 既工認手法における可とう管を含む配管系のモデル化手法

既工認における可とう管（フレキシブルジョイント，クローザージョイントなど）を含む配管系のモデル化には，以下の手法が用いられている。

- ・手法1：可とう管はモデル化せずに，別々のモデルで解析する。
- ・手法2：可とう管の剛性を配管本体より十分小さくし，一体モデルで解析する。

可とう管は，地震時の建屋間の相対変位を吸収するために，その剛性は配管本体の剛性に比べて十分小さいため，手法1では可とう管による荷重の伝達は有意な影響を与えない。手法2では，可とう管の剛性を配管本体より十分小さく設定し，可とう管を含むモデルとするものである。

4.3 東海第二発電所屋外二重管本体の可とう管（クローザージョイント）のモデル化

屋外二重管本体のモデル化においては，前述の手法2によりクローザージョイントを含めて，原子炉建屋側から海水ポンプ室までの屋外二重管全体を1つのモデルとし，位相を変化させた正弦波を入力地震動として，応答を算定している。

可とう管のヤング係数は表4.1-1に示すとおり屋外二重管本体の剛性に比べて，十分小さい値に設定し，当該部の地震時の変位量（伸縮及び偏心）を適切に算定できるモデルとしている。

表 4.1-1 屋外二重管本体とクローザージョイント部のヤング係数

	ヤング係数 (MPa)	備考
屋外二重管本体	205,000	管本体の剛性に比べ十分小さい (10MPa/205,000MPa \div 0)
クローザージョイント部	10	

4. 常設代替高圧電源装置置場及び西側淡水貯水設備の耐震安全性評価

目次

4. 常設代替高圧電源装置置場及び西側淡水貯水設備の耐震安全性評価	4-1
4.1 評価方法	4-2
4.2 評価条件	4-2
4.2.1 適用規格	4-2
4.2.2 耐震安全性評価フロー	4-4
4.2.3 評価対象断面の方向	4-5
4.2.4 評価対象断面の選定	4-8
4.2.5 使用材料及び材料定数	4-15
4.2.6 評価構造物諸元	4-18
4.2.7 地下水位	4-21
4.2.8 地震応答解析手法	4-21
4.2.9 解析モデルの設定	4-22
4.2.10 減衰定数	4-32
4.2.11 荷重の組合せ	4-38
4.2.12 地震応答解析の検討ケース	4-45
4.3 評価内容	4-49
4.3.1 入力地震動の設定	4-49
4.3.2 許容限界の設定	4-82
4.4 評価結果	4-86
4.4.1 地震応答解析結果	4-86
4.4.2 耐震評価結果	4-296
4.5 まとめ	4-356
1. 減衰定数の設定について	4-2
2. 常設代替高圧電源装置置場の風荷重の影響について	4-15
3. 常設代替高圧電源装置置場の東西方向断面における基礎地盤の支持性能評価について	4-18
4. 常設代替高圧電源装置置場及び西側淡水貯水設備の開口部における検討	4-19

4.1 評価方法

常設代替高圧電源装置置場（以下「電源装置置場」という。）は、軽油貯蔵タンク等を間接支持する機能を求められる土木構造物である。また、EL. -21.0 m 階は西側淡水貯水設備として使用する。電源装置置場について基準地震動 S_s による耐震安全性評価として、構造部材の曲げ、せん断評価及び地盤の支持性能評価を実施する。

電源装置置場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。

屋外重要土木構造物への地盤変位に対する保守的な配慮として、地盤を強制的に液状化させることを仮定した影響を考慮する。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。

屋外重要土木構造物及び機器・配管系への加速度応答に対する保守的な配慮として、地盤の非液状化の影響を考慮する。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。

構造部材の曲げ、せん断評価については地震応答解析に基づく発生応力又は発生せん断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、地震応答解析に基づく接地圧が許容限界以下であることを確認する。

4.2 評価条件

4.2.1 適用規格

適用する規格、基準類を以下に示す。

- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（日本電気協会）
- ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）
- ・道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）

表 4.2-1 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	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002 年制定）	—
荷重及び荷重の組み合わせ	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002 年制定）	・永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組合せを検討
許容限界	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002 年制定） ・道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（平成 24 年 3 月） 	<ul style="list-style-type: none"> ・曲げに対する照査は，発生応力が，許容限界以下であることを確認 ・せん断に対する照査は，発生応力又は発生せん断力が，許容限界以下であることを確認
地震応答解析	・ 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

4.2.2 耐震安全性評価フロー

図 4.2-1 に電源装置置場の耐震安全性評価フローを示す。

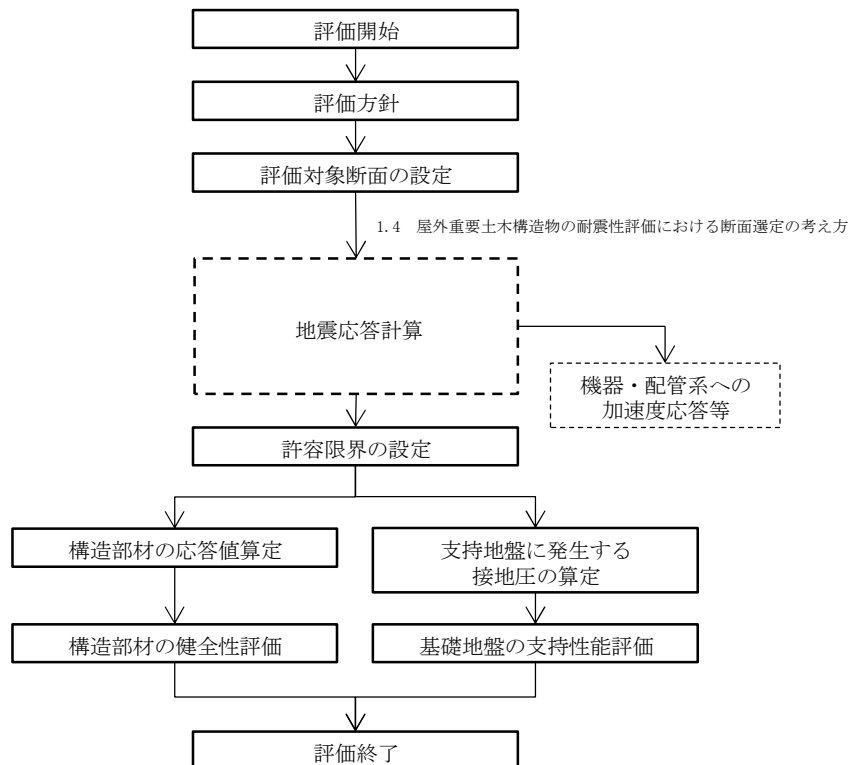
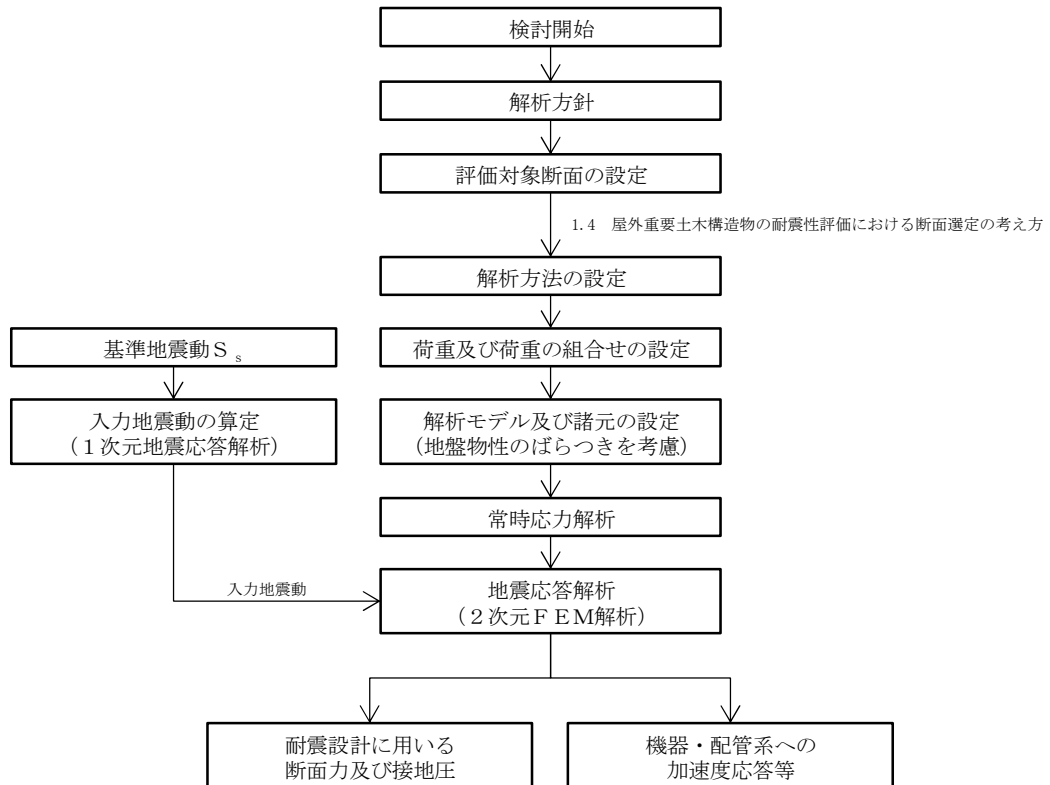


図 4.2-1 電源装置置場の耐震安全性評価フロー

4.2.3 評価対象断面の方向

電源装置置場の位置を図 4.2-2 及び図 4.2-3 に示す。

電源装置置場は、延長 56.5 m の鉄筋コンクリート造である。表 4.2-2 に示すとおり、電源装置置場の東西方向は、側壁及び隔壁を耐震設計上見込むことができるため、強軸断面方向となる。一方、南北方向は、耐震設計上見込める構造部材が少ないことから、弱軸断面方向となる。

以上のことから、電源装置置場の耐震評価では、構造の安定性に支配的な弱軸断面方向である南北方向を評価対象断面の方向とする。

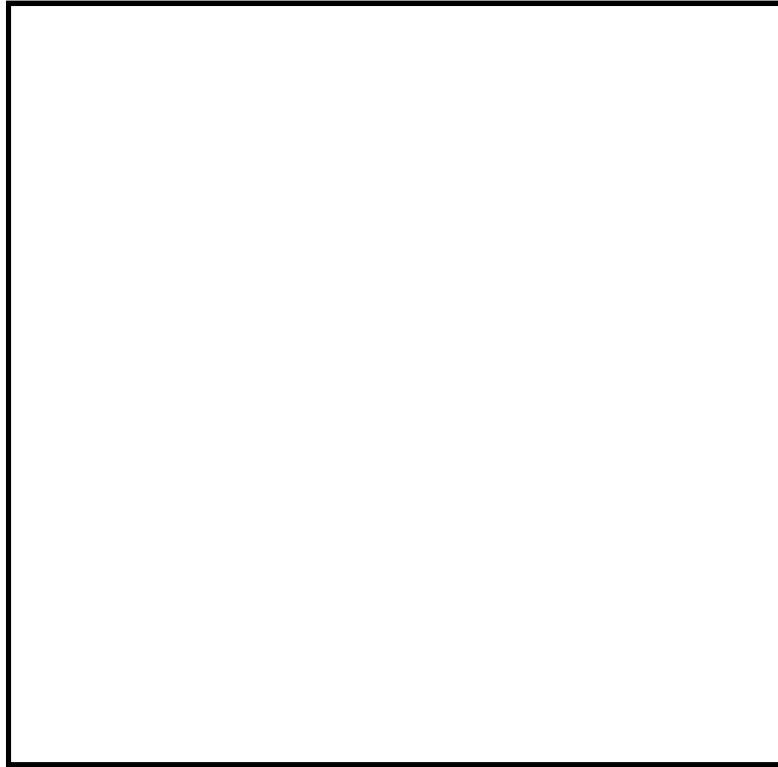


図 4.2-2 電源装置置場の位置図（全体平面図）

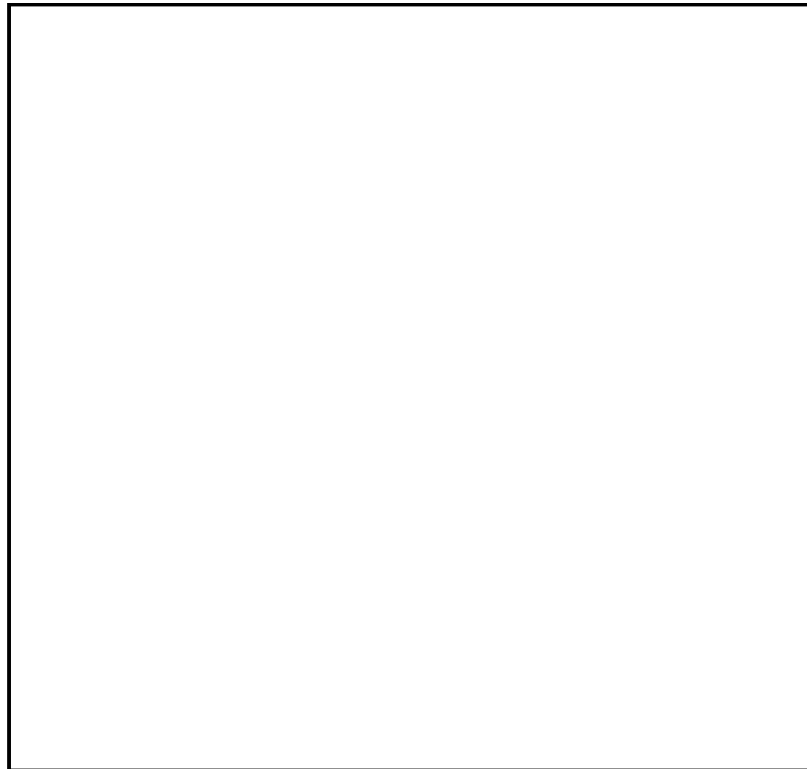
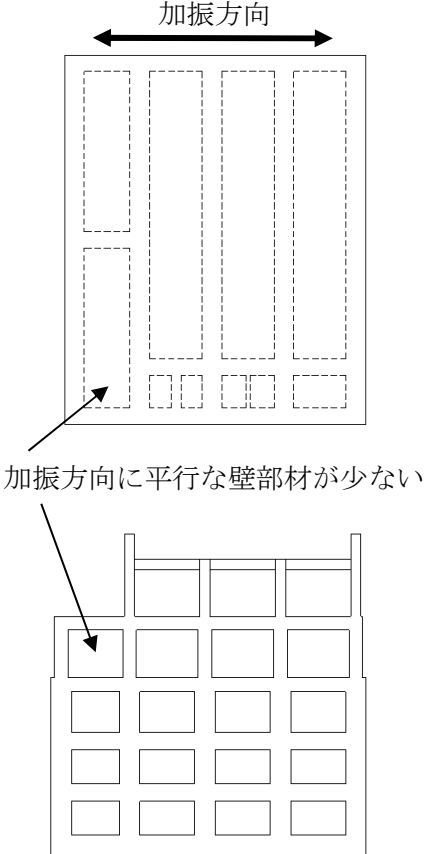
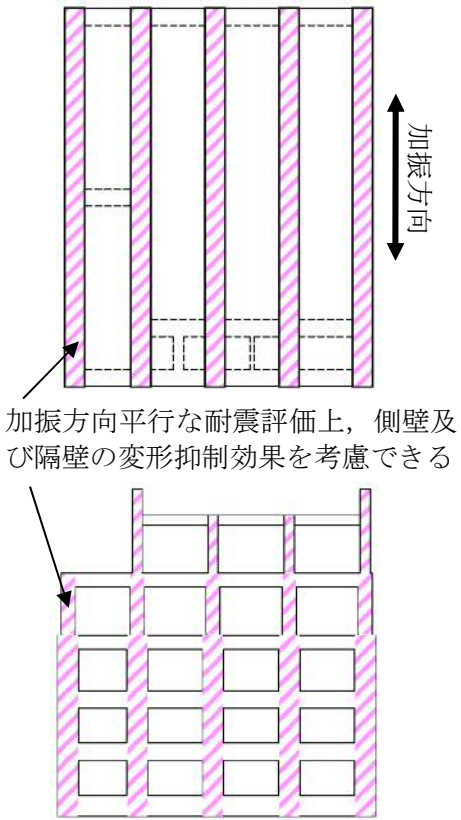


図 4.2-3 電源装置置場の位置図（拡大図）

表 4.2-2 電源装置置場の評価対象断面の方向の選定

	南北方向の加振	東西方向の加振
電源装置置場	<p>加振方向</p>  <p>加振方向に平行な壁部材が少ない</p> <p>⇒弱軸断面方向</p>	 <p>加振方向平行な耐震評価上、側壁及び隔壁の変形抑制効果を考慮できる</p> <p>⇒強軸断面方向</p>

4.2.4 評価対象断面の選定

図 4.2-4 及び図 4.2-5 に電源装置置場の平面図及び断面図を示す。

電源装置置場は、延長 56.5 m の鉄筋コンクリート造である。東西方向に対して複数の断面形状を示すが、基本的には多層多連ボックスカルバート状のラーメン構造にて構成されている。

評価対象断面は、「1.4.4 常設代替高圧電源装置置場及び西側淡水貯水設備の断面選定の考え方」で記載したとおり、常設代替高圧電源装置、軽油貯蔵タンク及び西側淡水貯水設備が上載しており、地震荷重による影響が大きく、構造的にも弱軸断面方向となる⑤-⑤断面を代表として耐震評価を実施する。なお、①-①断面、②-②断面、③-③断面及び④-④断面に側壁及び隔壁の耐震壁として効果を見込んだ 1 断面（東西方向断面）についても、設備の床応答算出の観点から地震応答解析を実施する。

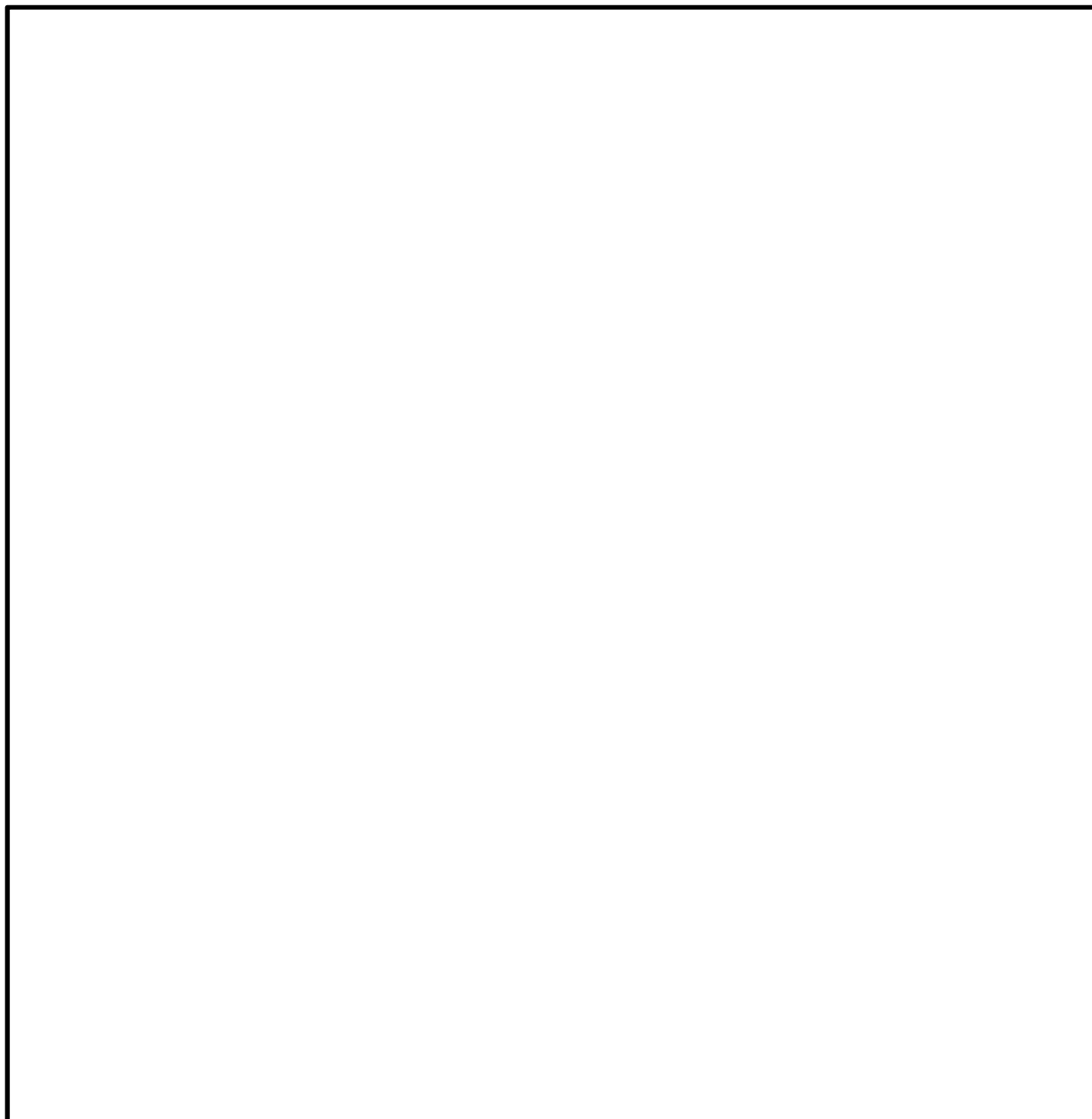


図 4.2-4 (1) 電源装置置場の設備概略位置図
(EL. +11.0 m, 常設代替高圧電源装置及び水密扉)

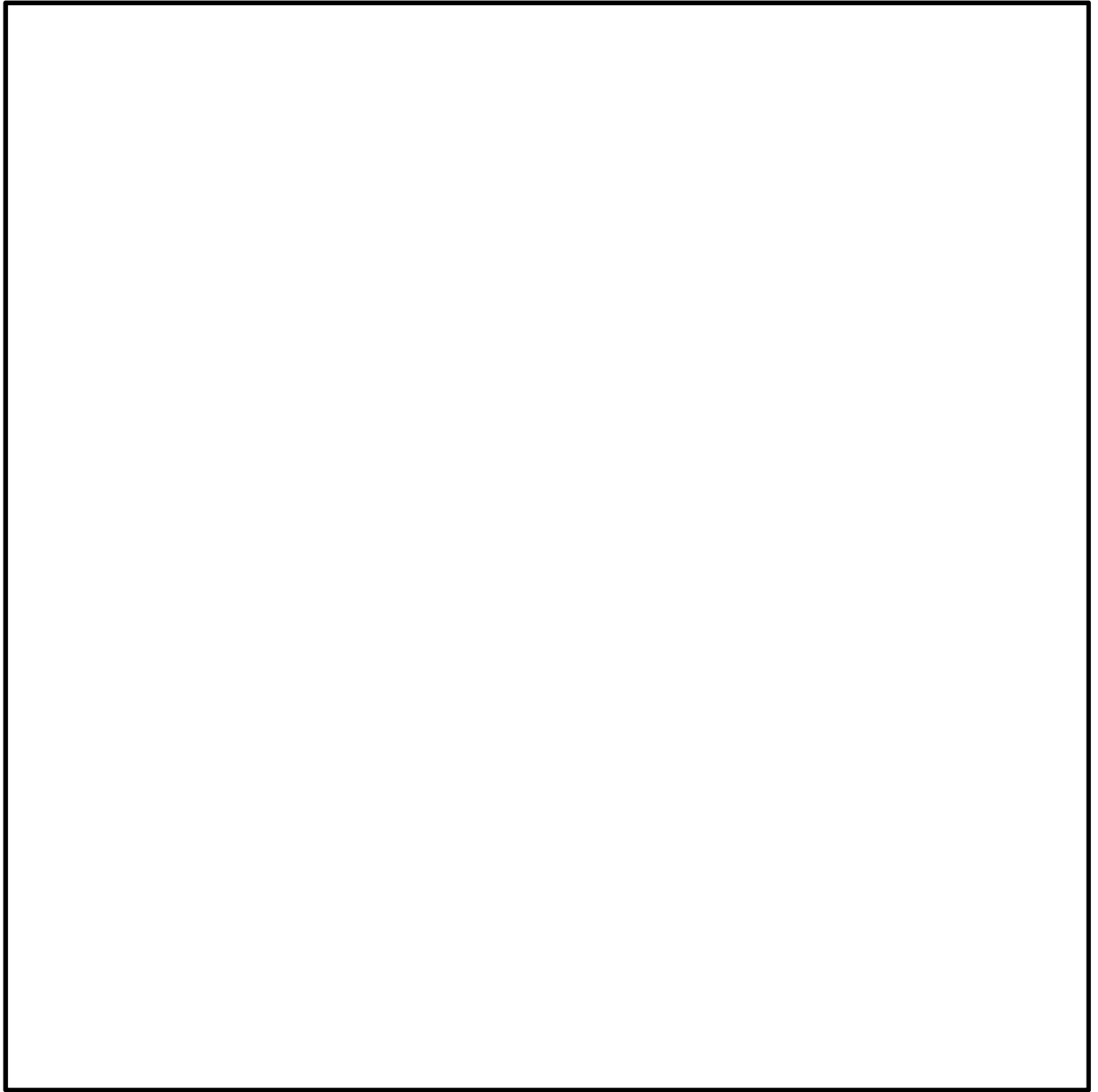


図 4.2-4 (2) 電源装置置場の設備概略位置図
(EL. +2.0 m, 軽油貯蔵タンク)

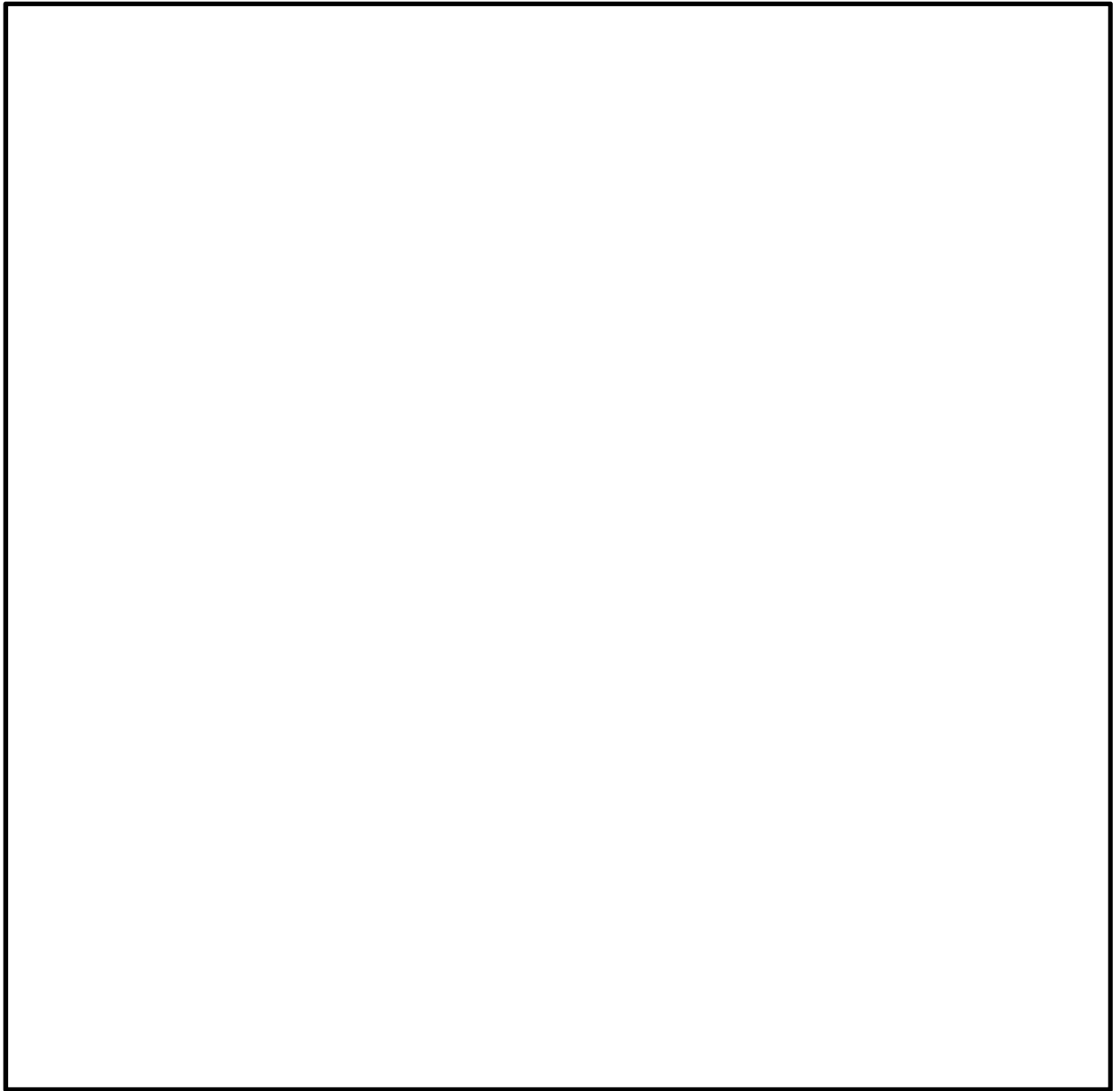


図 4.2-4 (3) 電源装置置場の設備概略位置図
(EL. -21.0 m, 西側淡水貯水設備)

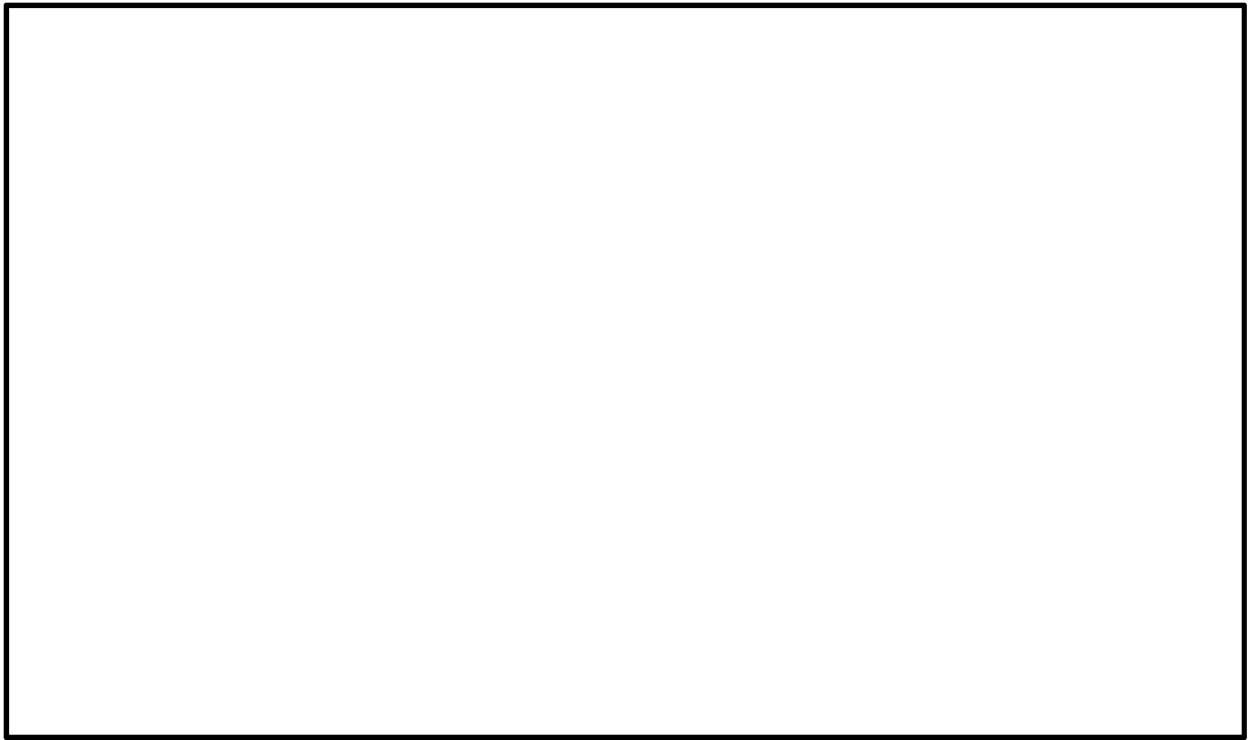


図 4.2-5 (1) 電源装置置場の断面図 (①-①断面)

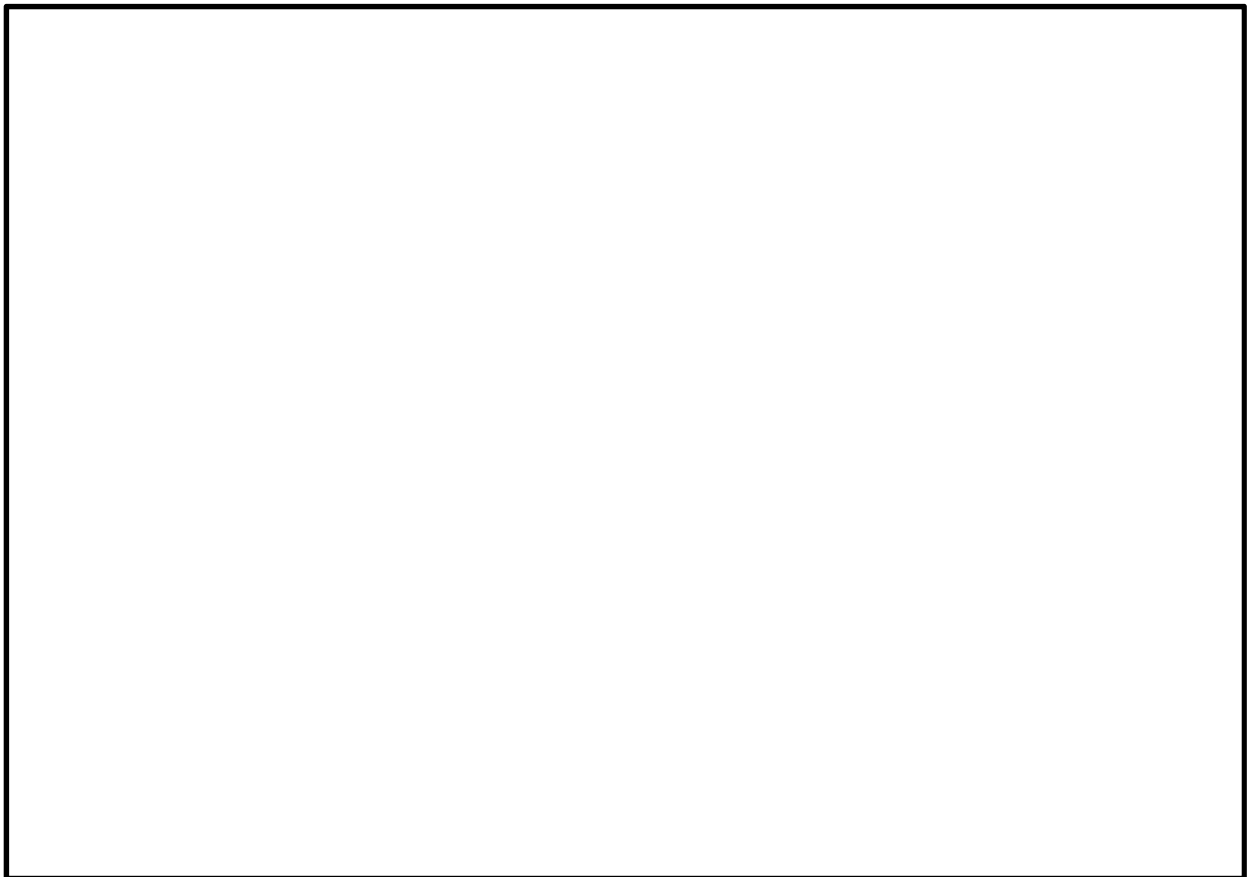


図 4.2-5 (2) 電源装置置場の断面図 (②-②断面)

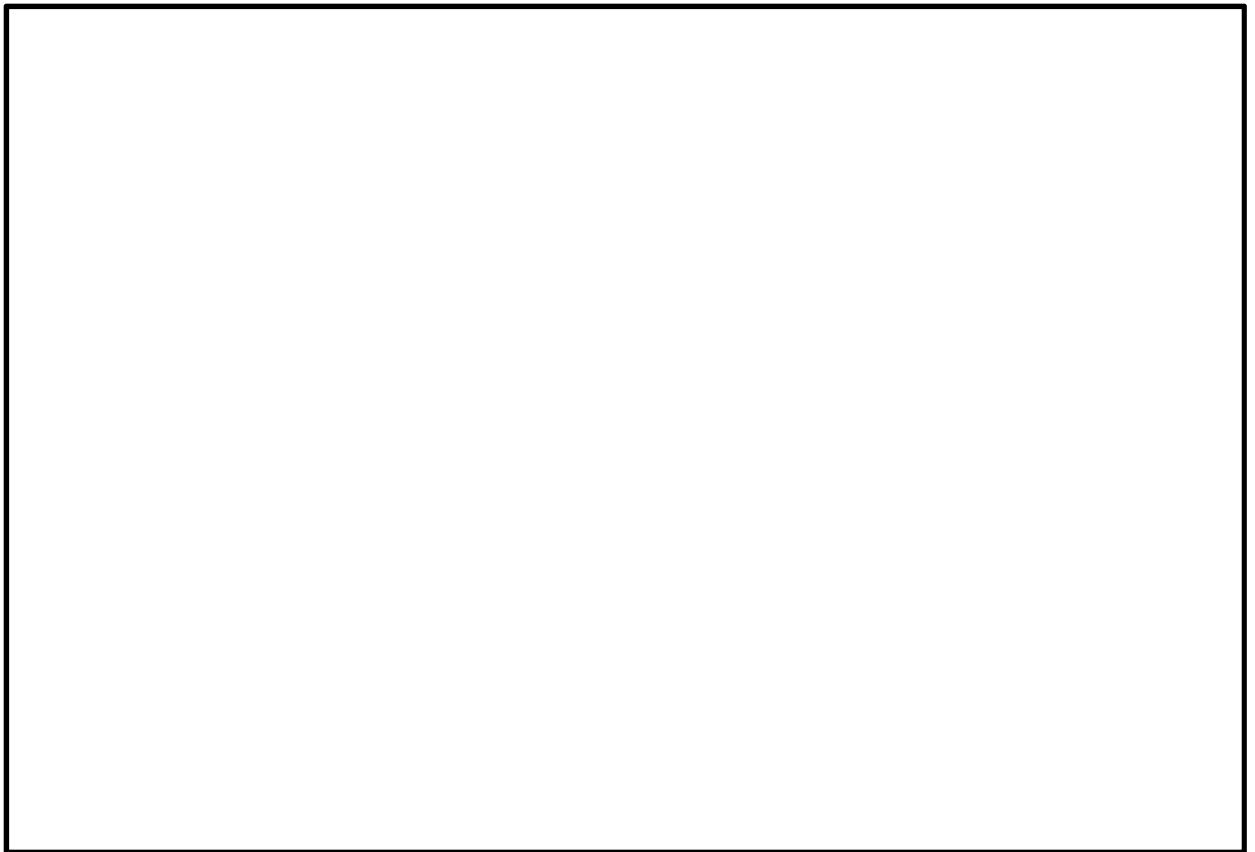


図 4.2-5 (3) 電源装置置場の断面図 (③-③断面)

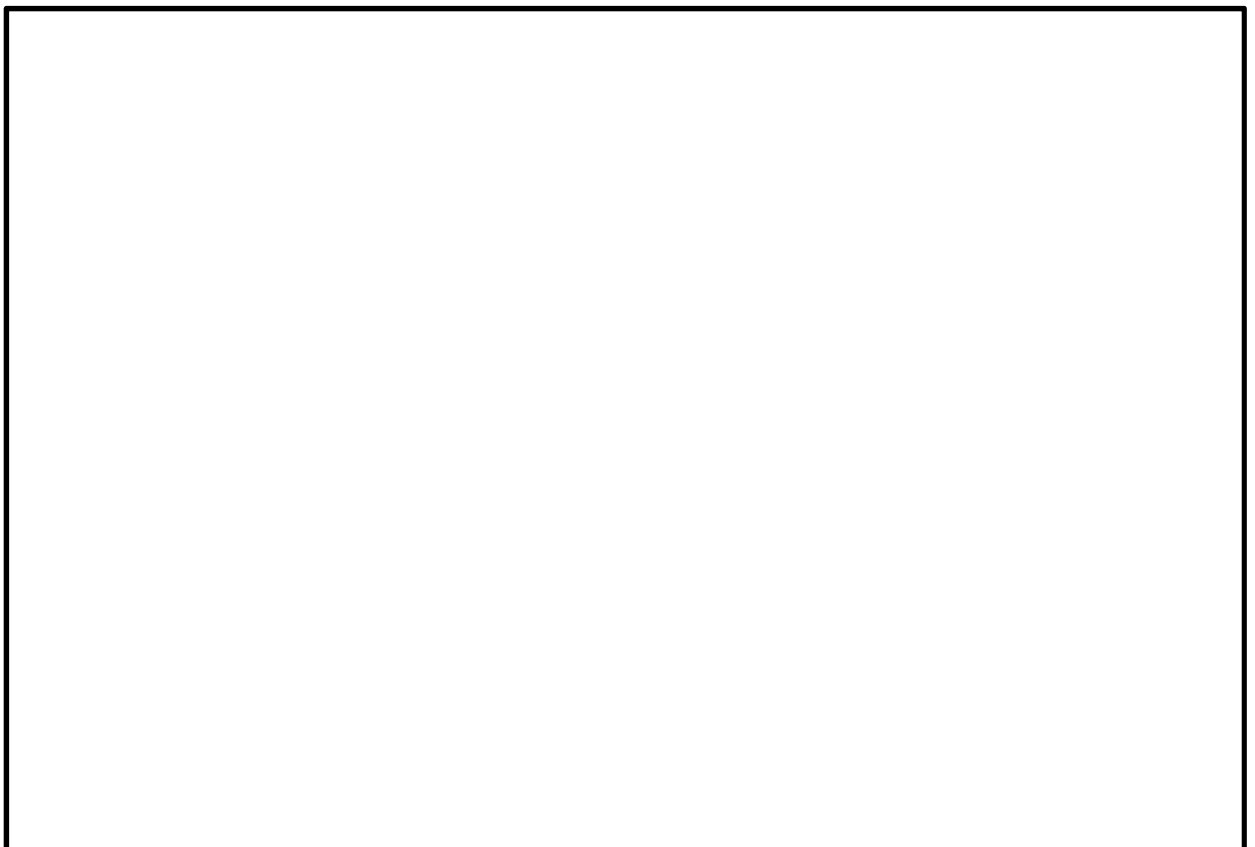


図 4.2-5 (4) 電源装置置場の断面図 (④-④断面)

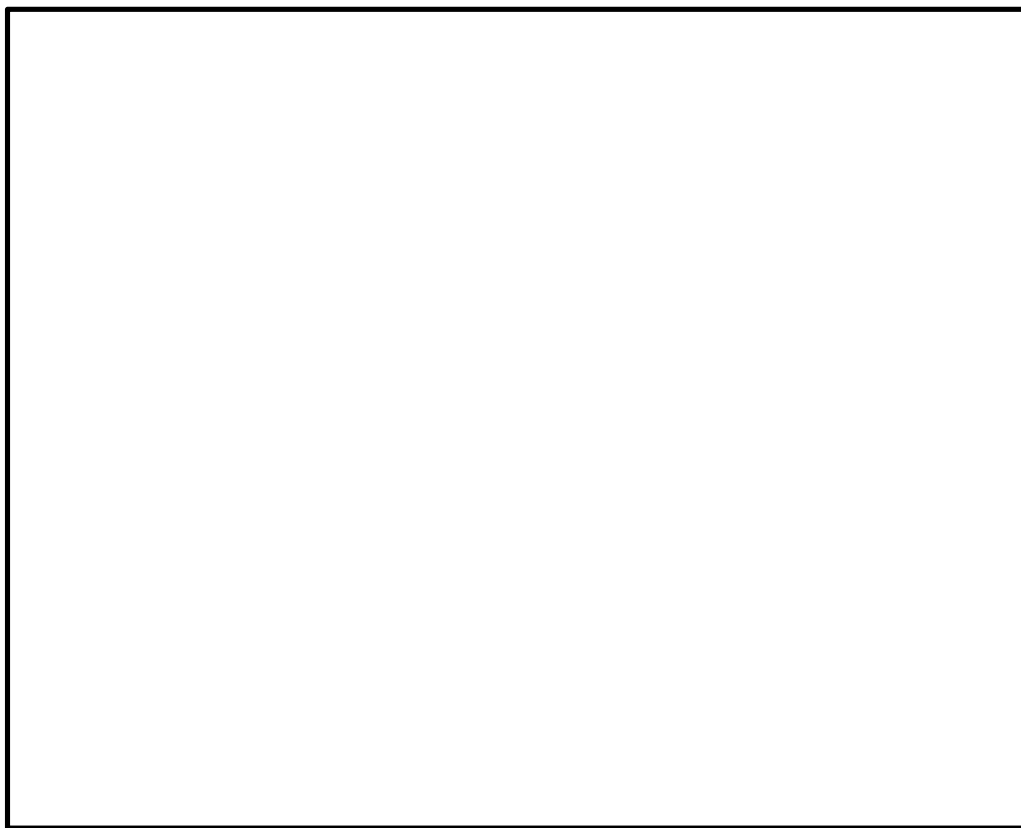


図 4.2-5 (5) 電源装置置場の断面図 (⑤-⑤断面)



図 4.2-5 (6) 電源装置置場の断面図 (⑥-⑥断面)

4.2.5 使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる材料定数は、適用基準類を基に設定する。構造物の使用材料を表 4.2-3 に、材料物性値を表 4.2-4 に示す。

地盤の諸元は、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 4.2-5 に示す。

表 4.2-3 使用材料

諸元	
コンクリート	設計基準強度 40 N/mm ²
鉄筋	SD390, SD490

表 4.2-4 材料物性値

材料		単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン 比	減衰定数 (%)
鉄筋コン クリート	設計基準強度 40 N/mm ² *1	24.5 *1	3.1×10 ⁴ *1	0.2 *1	5 *2

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

*2：J E A G 4 6 0 1 -1987（日本電気協会）

表 4.2-5(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	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 4.2-5 (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
				Ac	D2c-3	lm	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
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.14	0.22	0.16+0.00025・z
	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
	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	
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.151	0.186	
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
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	35.6	23.2+0.0990・z

z：標高（m）

表 4.2-5 (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)	適用深度 TP (m)	密度 ρ (g/cm ³)	静ポアソン比 ν_{CB}	粘着力 C_{CB} (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ_{CB} (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 G_{ms} (kN/m ²)	基準体積 弾性係数 K_{ms} (kN/m ²)	基準平均有効 主応力 σ'_{ms} (kN/m ²)	拘束圧 依存係数 m ₀ , mK	最大履歴 減衰率 $\ln_{max}(-)$	動ポアソン比 ν_d	疎密波 速度Vp (m/s)
1	10	9.5 ~ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0.0	0.105	0.464	1,640
2	9	8.5 ~ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0.0	0.105	0.464	1,644
3	8	7.5 ~ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0.0	0.105	0.464	1,648
4	7	6.5 ~ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0.0	0.105	0.464	1,651
5	6	5.5 ~ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0.0	0.106	0.464	1,651
6	5	4.5 ~ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0.0	0.106	0.464	1,655
7	4	3.5 ~ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0.0	0.106	0.463	1,638
8	3	2.5 ~ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642
9	2	1.5 ~ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642
10	1	0.5 ~ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0.0	0.107	0.463	1,646
11	0	-0.5 ~ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0.0	0.107	0.463	1,650
12	-1	-1.5 ~ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0.0	0.108	0.463	1,653
13	-2	-2.5 ~ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657
14	-3	-3.5 ~ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657
15	-4	-4.5 ~ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0.0	0.108	0.463	1,661
16	-5	-5.5 ~ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.462	1,644
17	-6	-6.5 ~ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648
18	-7	-7.5 ~ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648
19	-8	-8.5 ~ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.462	1,652
20	-9	-9.5 ~ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0.0	0.110	0.462	1,656
21	-10	-11 ~ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0.0	0.110	0.462	1,659
22	-12	-13 ~ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0.0	0.110	0.462	1,663
23	-14	-15 ~ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0.0	0.111	0.462	1,671
24	-16	-17 ~ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0.0	0.111	0.461	1,654
25	-18	-19 ~ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0.0	0.112	0.461	1,662
26	-20	-21 ~ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0.0	0.112	0.461	1,665
27	-22	-23 ~ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0.0	0.112	0.461	1,673
28	-24	-25 ~ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0.0	0.113	0.461	1,680
29	-26	-27 ~ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0.0	0.113	0.460	1,664
30	-28	-29 ~ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0.0	0.114	0.460	1,672
31	-30	-31 ~ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0.0	0.114	0.460	1,675
32	-32	-33 ~ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0.0	0.115	0.460	1,683
33	-34	-35 ~ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0.0	0.115	0.459	1,667
34	-36	-37 ~ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0.0	0.115	0.459	1,675
35	-38	-39 ~ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0.0	0.116	0.459	1,678
36	-40	-41 ~ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0.0	0.116	0.459	1,685
37	-42	-43 ~ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0.0	0.117	0.459	1,689
38	-44	-45 ~ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0.0	0.117	0.458	1,678
39	-46	-47 ~ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0.0	0.117	0.458	1,681
40	-48	-49 ~ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0.0	0.118	0.458	1,688
41	-50	-51 ~ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0.0	0.118	0.458	1,696
42	-52	-53 ~ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0.0	0.118	0.458	1,699
43	-54	-55 ~ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0.0	0.118	0.457	1,688
44	-56	-57 ~ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0.0	0.119	0.457	1,692
45	-58	-59 ~ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0.0	0.119	0.457	1,699
46	-60	-61 ~ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0.0	0.120	0.457	1,702
47	-62	-63 ~ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0.0	0.120	0.457	1,709
48	-64	-65 ~ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0.0	0.120	0.456	1,695
49	-66	-67 ~ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0.0	0.120	0.456	1,702
50	-68	-69 ~ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0.0	0.121	0.456	1,705
51	-70	-71 ~ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0.0	0.121	0.456	1,712
52	-72	-73 ~ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0.0	0.121	0.456	1,719
53	-74	-75 ~ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0.0	0.122	0.455	1,705
54	-76	-77 ~ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712
55	-78	-79 ~ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0.0	0.122	0.455	1,716
56	-80	-81 ~ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0.0	0.122	0.455	1,723
57	-82	-85 ~ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0.0	0.123	0.455	1,726
58	-88	-90 ~ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0.0	0.124	0.454	1,726
59	-92	-95 ~ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736
60	-98	-101 ~ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0.0	0.125	0.453	1,736
61	-104	-108 ~ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0.0	0.126	0.452	1,733
62	-112	-115 ~ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0.0	0.127	0.451	1,737
63	-118	-122 ~ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0.0	0.127	0.451	1,754
64	-126	-130 ~ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0.0	0.128	0.450	1,758

4.2.6 評価構造物諸元

許容応力度による照査を行う電源装置置場の評価構造物諸元を表 4.2-6 に示す。

なお、許容応力度による照査から評価部位は弾性状態であることから、止水性の観点でも健全性は満たされる。

表 4.2-6 評価部位とその仕様

部位	仕様		材料		機能要求
	部材幅* (m)	部材高 (m)	コンクリート f'_{ck} (N/mm ²)	鉄筋	
底版	1.000	3.000	40	SD390 SD490	間接支持機能, 貯水機能
B2F, B3F スラブ	1.000	2.500	40	SD390 SD490	間接支持機能
B1F スラブ	1.000	2.000	40	SD390 SD490	
地上スラブ	1.000	2.000	40	SD390 SD490	
地上梁	2.000	1.500	40	SD390 SD490	
地中側壁 (下部)	1.000	3.000	40	SD390 SD490	間接支持機能, 貯水機能 (B4F)
地中隔壁 (下部)	1.000	3.000	40	SD390 SD490	
地中側壁 (上部)	1.000	2.000	40	SD390 SD490	間接支持機能
地中隔壁 (上部)	1.000	2.000	40	SD390 SD490	
地上側壁	1.000	1.500	40	SD390 SD490	
地上隔壁	1.000	1.500	40	SD390 SD490	

注記 * : 版部材及び壁部材は単位幅を示し、梁部材は実際の梁幅を示す。

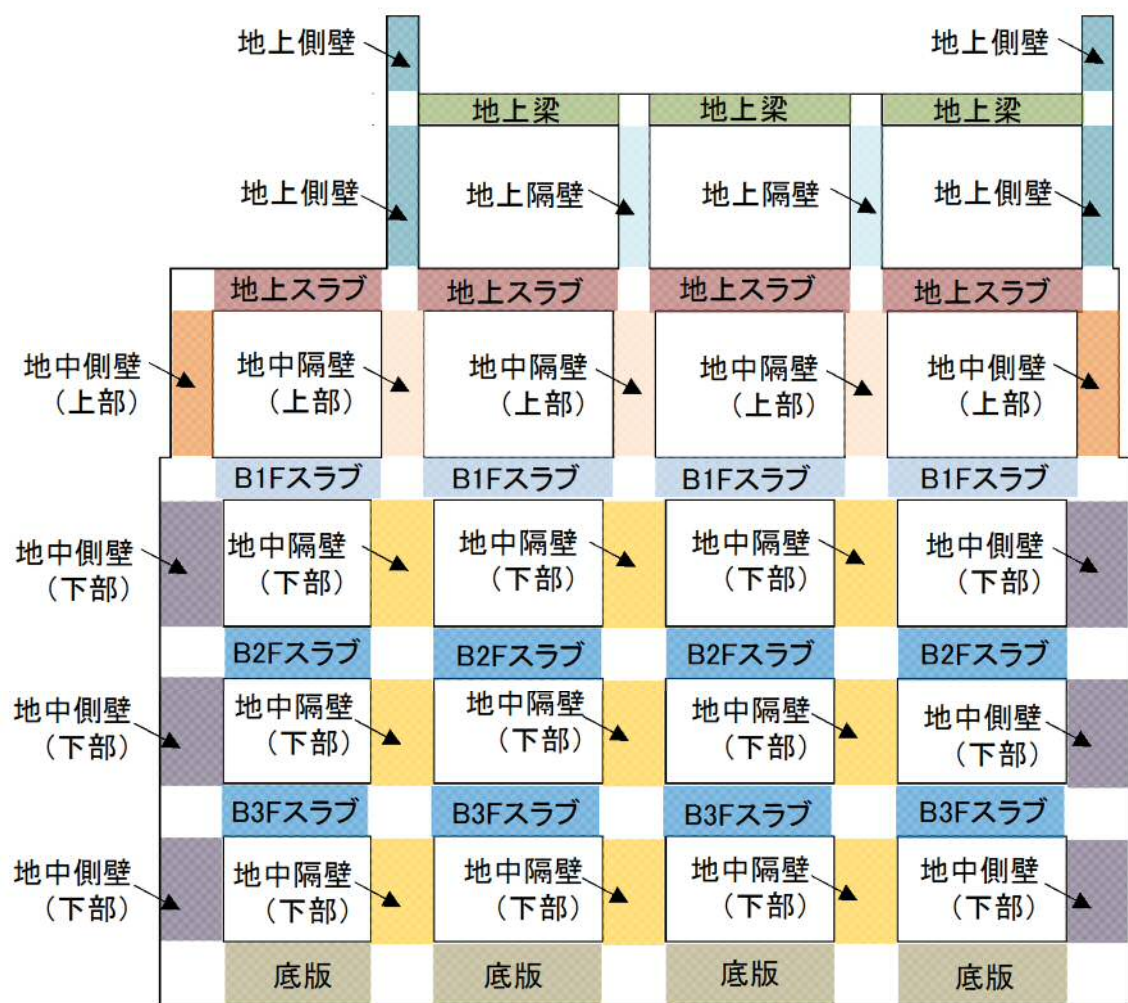


図 4.2-6 (1) 評価部位

電源装置置場及び西側淡水貯水設備の各評価部位の機能要求について、以下に示す。

(1) 間接支持機能

電源装置置場における全部材について、間接支持機能を要求する。

(2) 貯水機能

西側淡水貯水設備として使用する底版及び地中側壁のうち地中側壁（下部）（B4F）及び地中隔壁（下部）（B4F）について、貯水機能を要求する。図 4.2-6（2）に貯水機能を要求する部材を図示する。

なお、電源装置置場は、「3.3.2 許容限界の設定」に示すとおり、短期許容応力度を許容限界としていることから、電源装置置場の全部材は、間接支持機能及び貯水機能に対する許容限界に対して十分な安全余裕を有している。

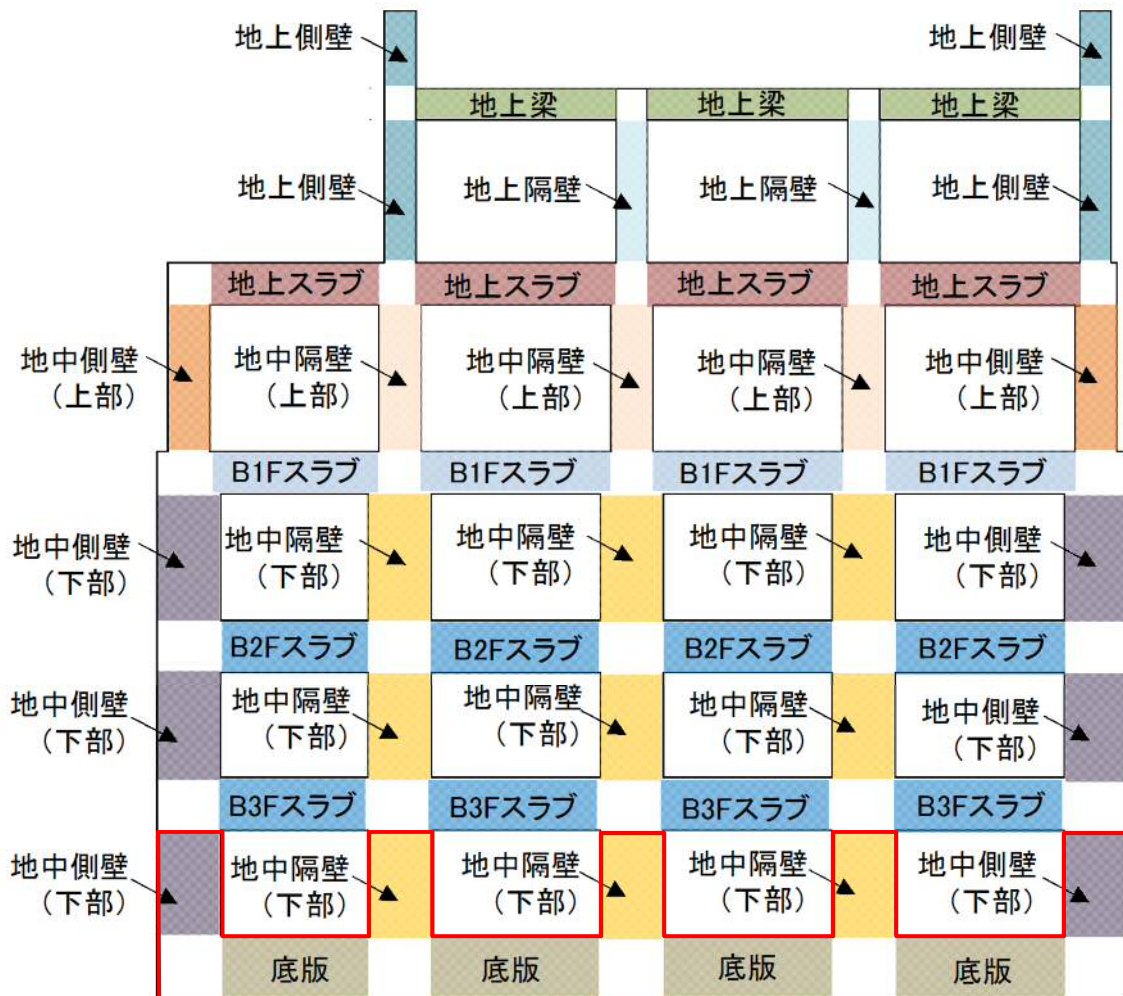


図 4.2-6（2）貯水機能を要求する部材

4.2.7 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

4.2.8 地震応答解析手法

電源装置置場の地震応答解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる2次元有限要素法を用いて、基準地震動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。部材については、はり要素及び平面ひずみ要素を用いることとする。また、地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるようにモデル化する。地震応答解析については、解析コード「FLIP Ver.

7.3.0_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-10「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図4.2-7に示す。

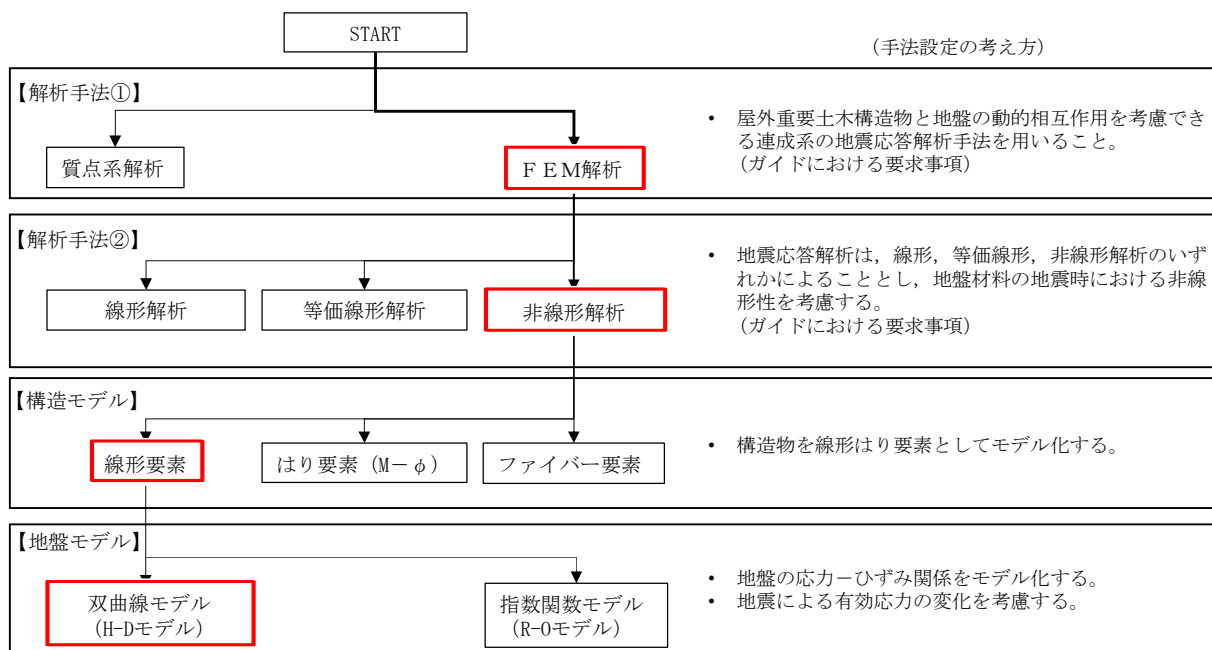


図 4.2-7 地震応答解析手法の選定フロー

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。

4.2.9 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 4.2-8 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 又は 4 分割、すなわち $V_s/100$ 又は $V_s/80$ 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。

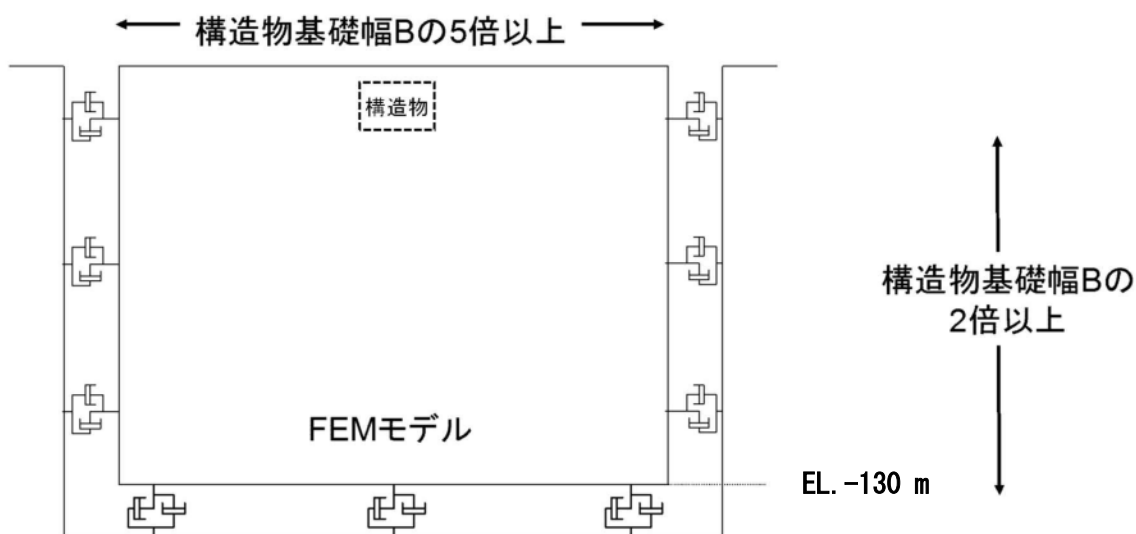


図 4.2-8 モデル範囲の考え方

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4.2-9に示す。また、電源装置置場周辺の地質断面図を図4.2-10に示す。

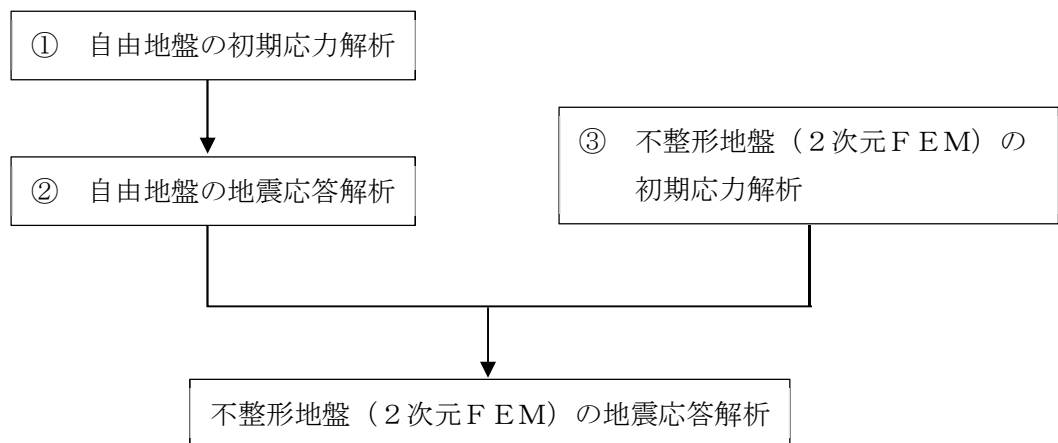


図4.2-9 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤（2次元FEM）の地震応答解析までのフロー

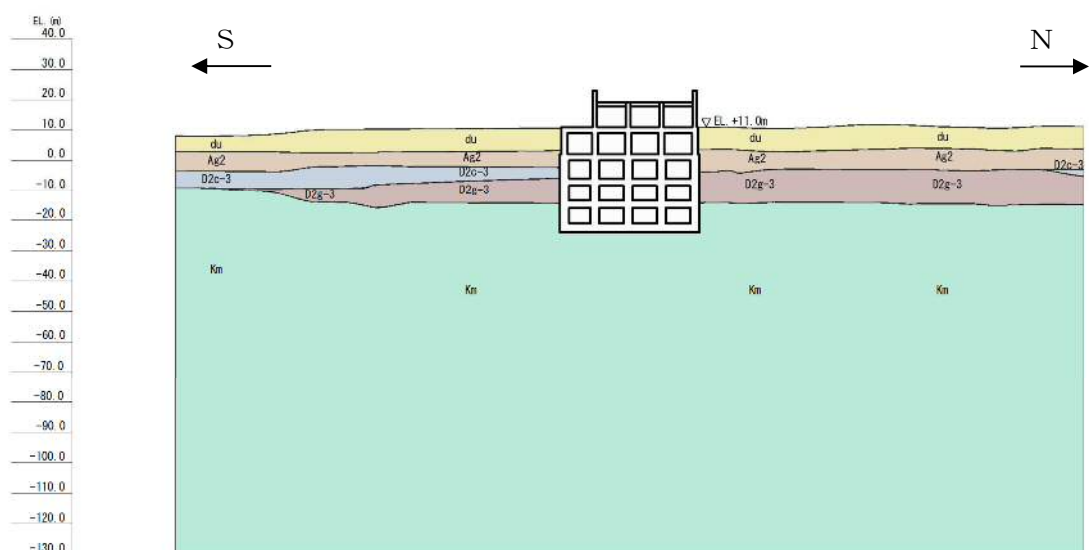


図4.2-10 (1) 地質断面図（南北方向⑤-⑤断面）

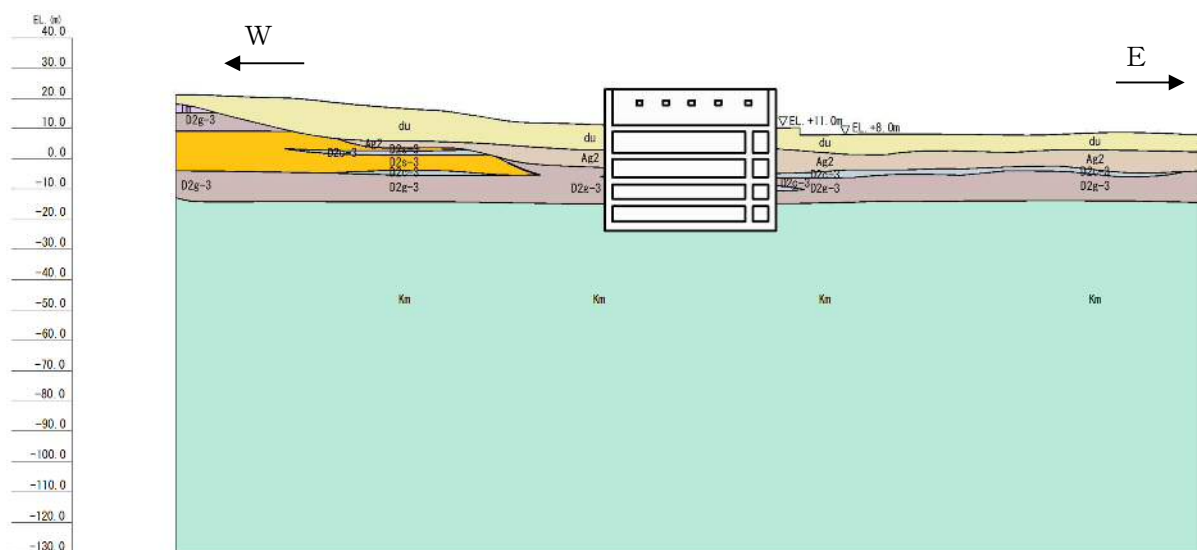


图 4.2—10 (2) 地質断面图 (東西方向断面)

(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 4.2-11 に示す。

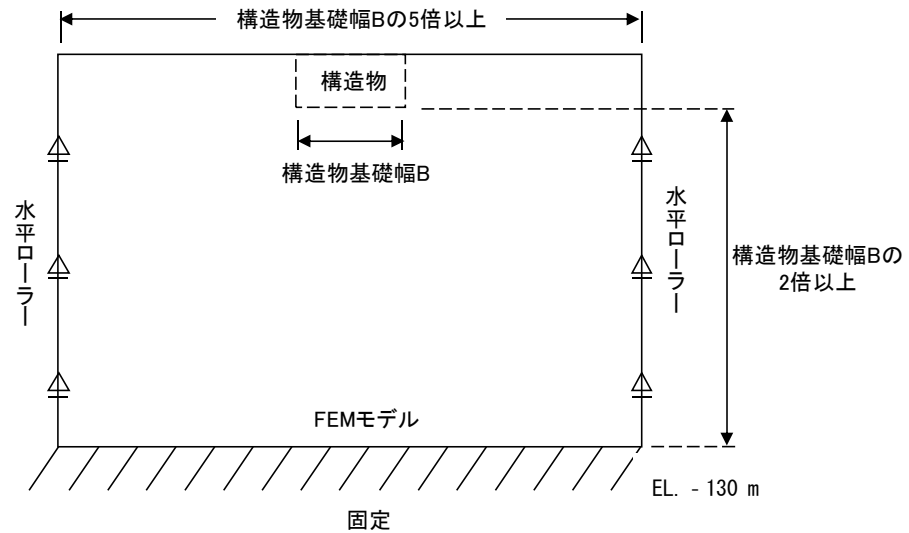


図 4.2-11 固有値解析における境界条件の概念図

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 4.2-12 に示す。

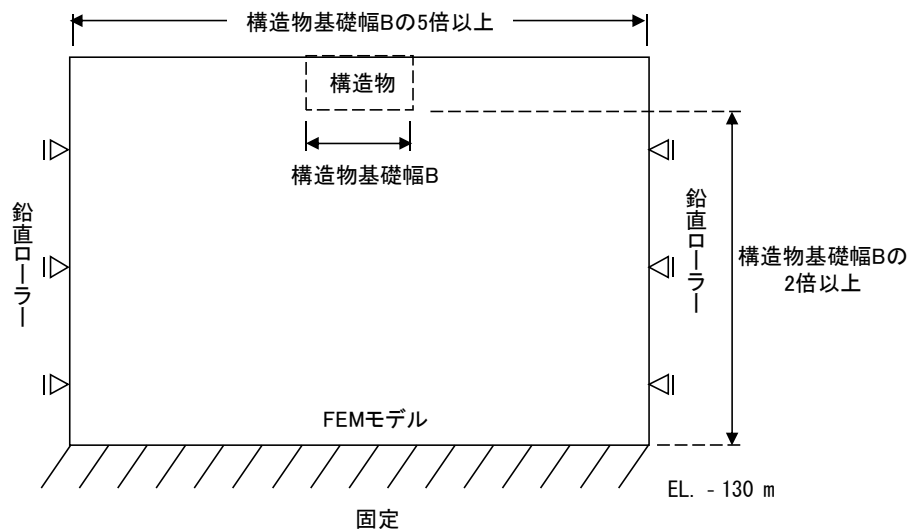


図 4.2-12 常時解析における境界条件の概念図

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。

地震応答解析モデルを図 4.2-13 に示す。

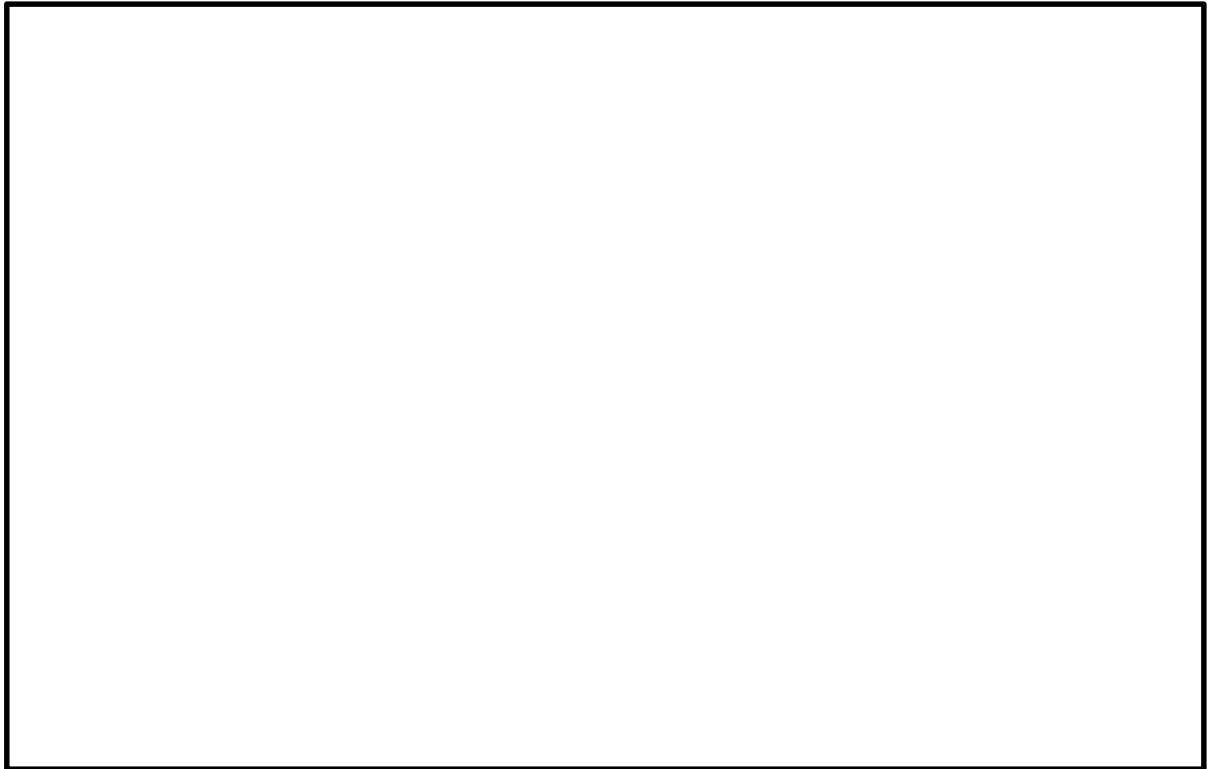


図 4.2-13 (1) 電源装置置場の地震応答解析モデル（南北方向⑤－⑤断面）



図 4.2-13 (2) 電源装置置場の地震応答解析モデル（東西方向断面）

(3) 構造物のモデル化

電源装置置場の南北方向⑤－⑤断面は、構造部材としての側壁、隔壁、底版、スラブ及び地上梁を線形はり要素でモデル化する。

それぞれの線形はり要素の交点には、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）」に基づき、剛域を設ける。ただし、地上梁と側壁（地上側壁及び地上隔壁）の交点の側壁側には剛域を設けない。これは、地上梁は梁構造であり、壁部材（地上側壁及び地上隔壁）の曲げ剛性が地上梁の曲げ部材と比較して大きく、交点の壁部材側が剛域とはならないためである。ただし、剛域を設けない場合でも保守側の検討となるように、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）」に従い、側壁の全要素を照査対象とする。

電源装置置場の南北方向⑤－⑤の解析モデルにおける、構造物部分の拡大図を図 4.2－14（1）に、地上梁に係る剛域の設定を図 4.2－14（2）に示す。

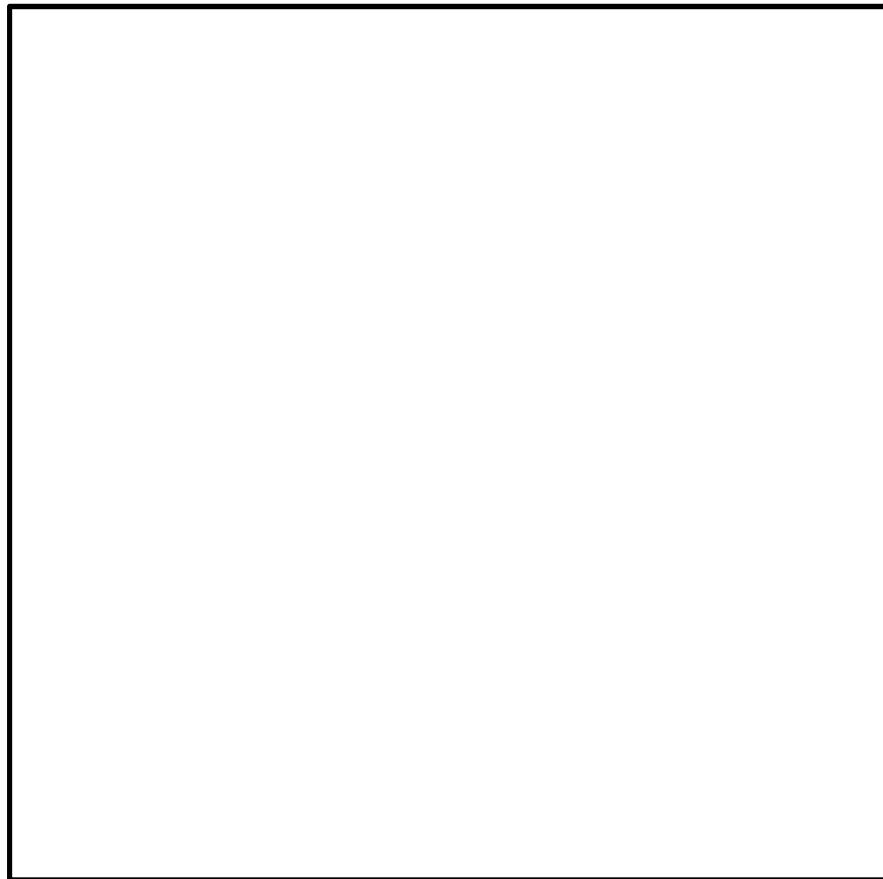


図 4.2－14（1） 電源装置置場の解析モデル（構造物部分拡大図，南北方向⑤－⑤断面）

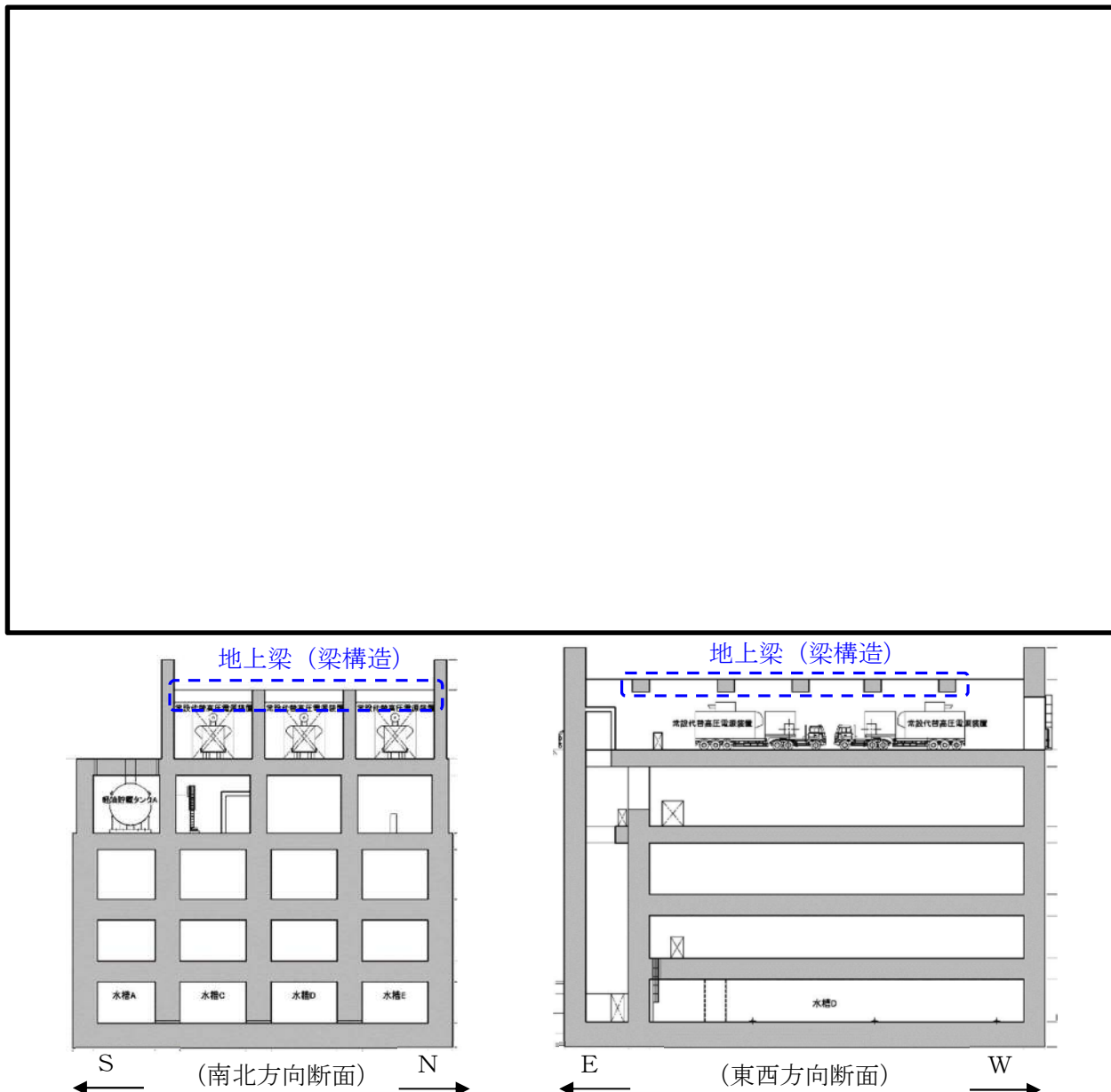


図 4.2-14 (2) 電源装置置場の解析モデル（剛域の設定，南北方向⑤-⑤断面）

電源装置置場の東西断面は，構造部材としてのスラブ，底版及び側壁を線形はり要素で，耐震壁の効果を期待する側壁及び隔壁を平面ひずみ要素でモデル化する。

電源装置置場のモデル化については，構造部材を線形はり要素としてモデル化する。ここで，東西方向と平行な壁部材（側壁及び隔壁）が密に配置されることから，東西方向断面は壁部材の耐震壁としての効果を期待できる構造的な強軸断面方向である。したがって，線形はり要素間の中空部については，壁部材の剛性を反映した平面ひずみ要素を配置する。具体的には，図 4.2-14 (3) に示す通り，壁部材（側壁及び隔壁）の全部材厚を全奥行き幅で薄めた等価剛性を平面ひずみ要素に設定する。なお，解析モデル上，線形はり要素は平面ひずみ要素と節点を共有しており十分に剛であることから，線形はり要素の交点には剛域を設けない。

電源装置置場の東西方向断面の解析モデルにおける，構造物部分の拡大図を図 4.2-14

(3) に示す。

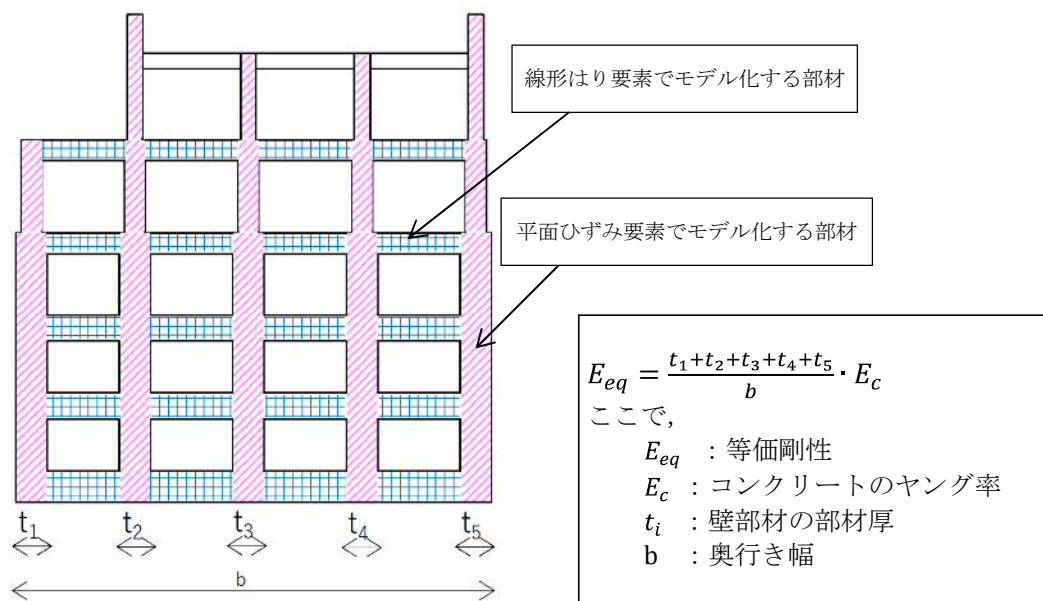


図 4.2-14 (3) 電源装置置場の解析モデル（構造物部分拡大図，東西方向断面）

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又は有効高さの 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，部材の断面厚さ又は有効高さの 1.0 倍程度まで細分割して設定する。

なお，構造物の地下部分周囲を構築後に埋め戻す場合は，原地盤と同等以上の強度を有

する流動化処理土またはコンクリートにより埋戻すものとし，構造物と側方地盤の境界部は保守的に原地盤でモデル化する。

(4) 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生じた場合，せん断剛性をゼロとし，すべりを考慮する。図 4.2-15 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 4.2-7 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 4.2-7 周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

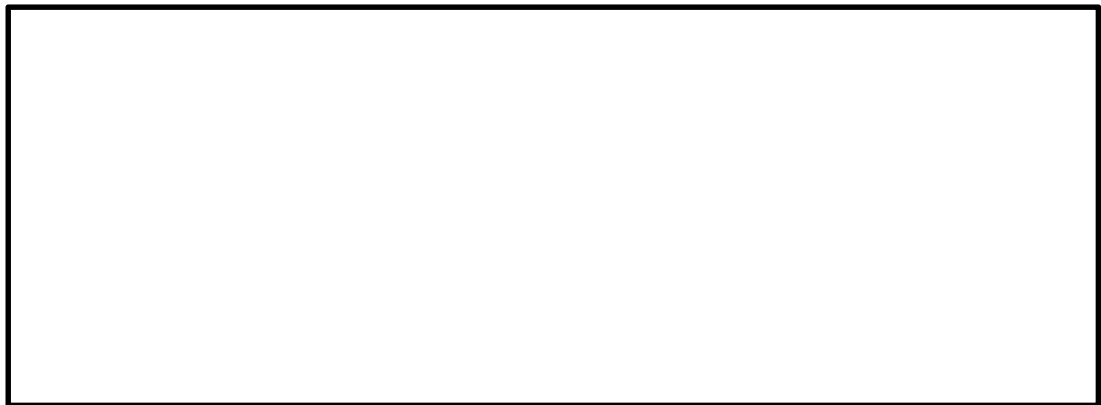
周辺の状況		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 (度)	備考
第四紀層	du 層	0	37.3	—
	Ag2 層	0	37.4	—
	D2c-3 層	0.026	35.6	—
	D2g-3 層	0	44.4	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—

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 4.2-8 のとおり設定する。

表 4.2-8 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



(南北方向⑤－⑤断面)

(東西方向断面)

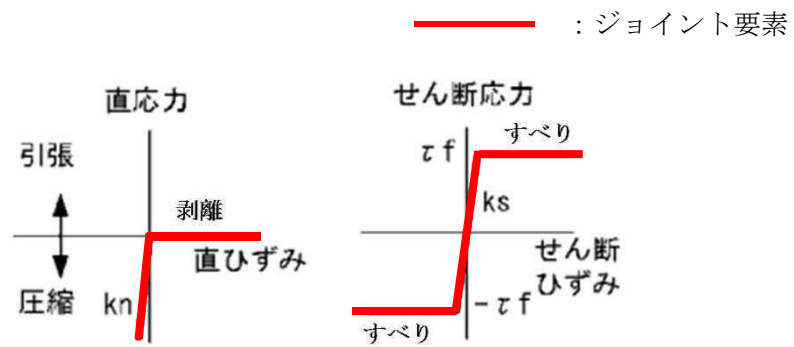


図 4.2-15 ジョイント要素の考え方

(5) 材料特性の設定

南北方向⑤－⑤断面については、鉄筋コンクリートの部材は線形はり要素によりモデル化する。

東西方向断面については、鉄筋コンクリートのスラブ部材等は線形はり要素によりモデル化し、耐震壁の効果を見込む側壁及び隔壁は平面ひずみ要素によりモデル化する。

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。

4.2.10 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 $\alpha [M]$ 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 $\alpha [M]$ 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 $\alpha [M]$ 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コンクリートの減衰定数は 5%（J E A G 4 6 0 1 - 1987）とする。

図 4.2-16 に Rayleigh 減衰の設定フローを、表 4.2-9 及び表 4.2-10 に固有値解析結果を示す。

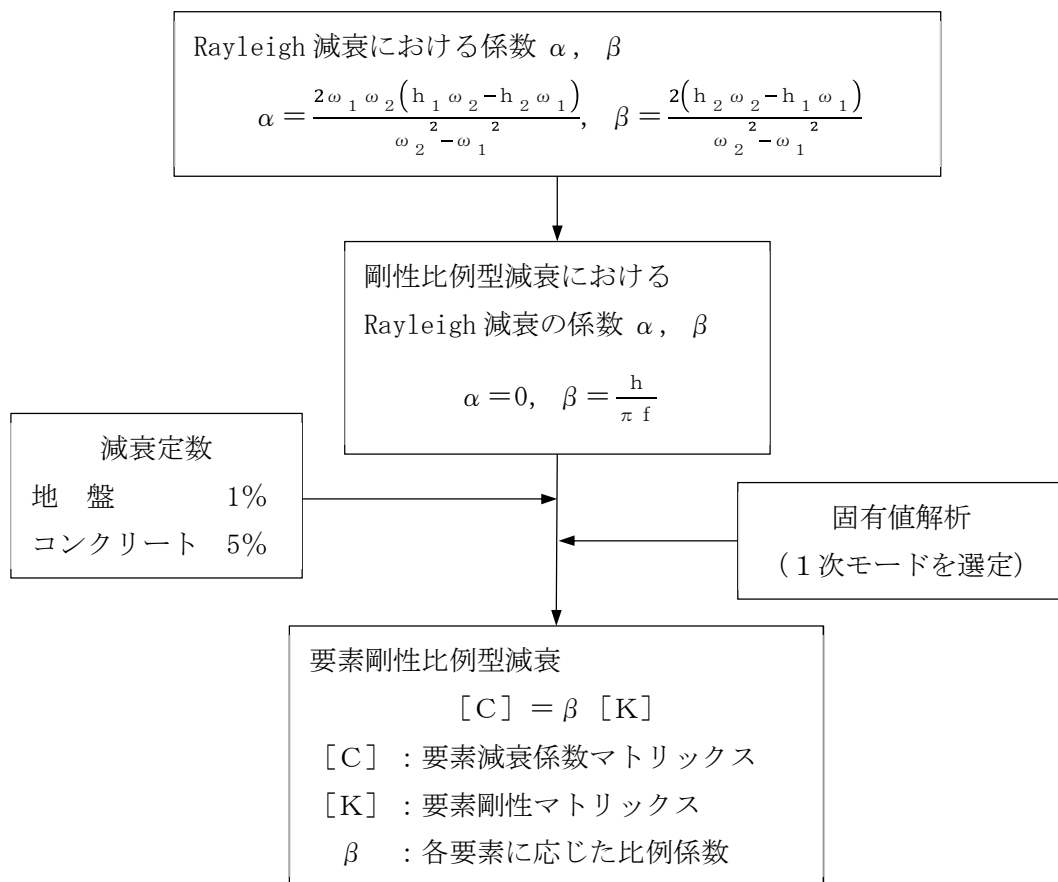


図 4.2-16 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 4.2-9 (1) 南北方向⑤-⑤断面固有値解析結果

(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)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.767	243.75	地盤の1次として採用
2	1.280	-1.58	—
3	1.525	8.57	—
4	1.847	-0.56	—
5	1.995	-2.71	—
6	2.153	-60.54	—
7	2.192	-55.99	構造物の1次として採用
8	2.387	10.99	—
9	2.775	-6.81	—

表 4.2-9 (2) 南北方向⑤-⑤断面固有値解析結果

(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)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.768	243.96	地盤の1次として採用
2	1.290	-1.74	—
3	1.525	8.60	—
4	1.881	-0.92	—
5	2.003	-1.69	—
6	2.196	78.89	構造物の1次として採用
7	2.251	26.14	—
8	2.401	12.50	—
9	2.894	4.55	—

表 4.2-9 (3) 南北方向⑤-⑤断面固有値解析結果

(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)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.766	243.45	地盤の1次として採用
2	1.268	-1.06	—
3	1.525	8.41	—
4	1.802	3.29	—
5	1.986	-5.26	—
6	2.079	40.63	—
7	2.141	-70.26	構造物の1次として採用
8	2.369	-7.74	—
9	2.623	-10.32	—

表 4.2-9 (4) 南北方向⑤-⑤断面固有値解析結果

(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)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.748	241.22	地盤の1次として採用
2	1.194	-8.74	—
3	1.510	2.17	—
4	1.578	24.47	—
5	1.796	23.03	—
6	1.863	-67.10	構造物の1次として採用
7	1.913	5.65	—
8	2.085	-10.57	—
9	2.240	-9.93	—

表 4.2-10 (1) 東西方向断面固有値解析結果

(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)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.768	260.82	地盤の1次として採用
2	1.234	-11.23	—
3	1.490	-3.56	—
4	1.788	19.28	—
5	1.899	17.95	—
6	2.083	-24.28	—
7	2.164	34.83	—
8	2.277	-75.56	構造物の1次として採用
9	2.666	-4.85	—

表 4.2-10 (2) 東西方向断面固有値解析結果 (ケース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)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.769	261.05	地盤の1次として採用
2	1.248	-10.38	—
3	1.490	-3.98	—
4	1.806	16.95	—
5	1.915	19.30	—
6	2.141	32.25	—
7	2.179	27.20	—
8	2.302	76.87	構造物の1次として採用
9	2.734	2.30	—

表 4.2-10 (3) 東西方向断面固有値解析結果 (ケース③)

(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	0.767	260.51	地盤の1次として採用
2	1.219	-12.28	—
3	1.491	-2.92	—
4	1.764	21.91	—
5	1.883	16.63	—
6	2.019	-20.65	—
7	2.147	41.85	—
8	2.244	-70.96	構造物の1次として採用
9	2.557	7.39	—

表 4.2-10 (4) 東西方向断面固有値解析結果 (ケース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)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.751	254.30	地盤の1次として採用
2	1.113	33.15	—
3	1.443	32.65	—
4	1.525	27.56	—
5	1.651	-5.65	—
6	1.781	44.59	—
7	1.856	30.75	—
8	1.959	42.84	構造物の1次として採用
9	2.058	-10.53	—

4.2.11 荷重の組合せ

耐震性能照査にて考慮する荷重は、通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し、それぞれを組み合わせで設定する。地震荷重には、地震時土圧、動水圧、機器・配管系からの反力による荷重が含まれるものとする。

なお、電源装置置場は、地盤内に埋設されている構造物であることから運転時の異常な過渡変化時の状態及び設計基準事故時の状態の影響を受けないと考えられるため当該状態についての組合せは考慮しないものとする。また重大事故等対処時においても、地盤内で設計基準事故時の条件を上回るような事象は発生しないため、設計基準事故時の条件を上回る荷重はない。

荷重の組合せを表 4.2-11 に示す。

地震時に電源装置置場に作用する機器・配管系からの反力については、機器・配管系を、解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

表 4.2-11 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
		機器・配管自重	○	・機器・配管の重さに基づいて設定
		土被り荷重	○	・常時応力解析により設定
		永久上載荷重	—	・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
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定 ・地下水の密度を考慮
	内水圧		○	・貯水槽の水位に応じた静水圧として考慮 ・淡水の密度を考慮
変動荷重		雪荷重	○	・雪荷重を考慮
		風荷重	○	・風荷重を考慮*
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
		鉛直地震動	○	・躯体、機器・配管の慣性力、動土圧を考慮
		動水圧	○	・水位条件、密度は、永久荷重のうち内水圧と同様

*： 風荷重の影響は最も厳しい照査結果の地震波に対して別途検討する。

(1) 機器・配管荷重

a. 南北方向⑤－⑤断面

図 4.2-17 に⑤－⑤断面における機器・配管荷重図を示す。

機器・配管荷重は解析の単位奥行き (1 m) あたりの付加質量として考慮する。

EL. +11.0 m レベルには、常設代替高圧電源装置及びシンダーコンクリート荷重として 17.13 t/m を考慮する。

地下 1F の区画 1 の床面については、単位奥行き当たりで最も重い機器・配管荷重 4.00 t/m を考慮する。

地下 1F の区画 2 及び区画 3 の床面については、単位奥行き当たりで最も重い機器・配管荷重及び仕切壁の質量としてそれぞれ 3.50 t/m² 及び 3.92 t/m² を考慮する。

地下 1F の区画 4 には軽油貯蔵タンクが設置される。軽油貯蔵タンク及び中詰砂については、鉛直動による単位奥行き当たり質量として床面に 10.46 t/m² を、水平動による単位奥行き当たり質量として左右の壁に 5.98 t/m² ずつを作用させる。

地下 3F の床面については、単位奥行き当たりで最も重い機器・配管荷重として 0.10 t/m を考慮する。

その他、配管等が設置される壁及び天井については、単位奥行き当たりの配管荷重を作用させる。



図 4.2-17 機器・配管荷重図（南北方向⑤－⑤断面）

b. 東西方向断面

図 4.2-18 に東西方向断面における機器・配管荷重図を示す。

機器・配管荷重は解析の単位奥行き (1 m) あたりの付加質量として考慮する。

EL. +11.0 m レベルには，常設代替高圧電源装置，シンダーコンクリート荷重及び全機器・配管荷重として 0.66 t/m^2 を考慮する。

地下 1F の床面については，単位奥行き当たりの軽油貯蔵タンク，仕切壁及び全機器・配管荷重として 2.20 t/m^2 を考慮する。

最下階の床面については，単位奥行き当たりの全機器・配管荷重として 0.35 t/m を考慮する。

東側の壁については，単位奥行き当たりの仕切壁及び全機器・配管荷重を考慮する。

その他，配管等が設置される壁及び天井については，単位奥行き当たりの配管荷重を作用させる。



図 4.2-18 機器・配管荷重図（東西方向断面）

(2) 外水圧

地下水位は地表面として設定する。設定の際は，地下水の密度として， 1.00 g/cm^3 を考慮する。

(3) 内水圧

電源装置置場の最下階には西側淡水貯水設備が設置されるため，図 4.2-19 に示すように B3F スラブ下端を静水面とした静水圧を内水圧として設定する。設定の際は淡水の密度として， 1.00 g/cm^3 を考慮する。

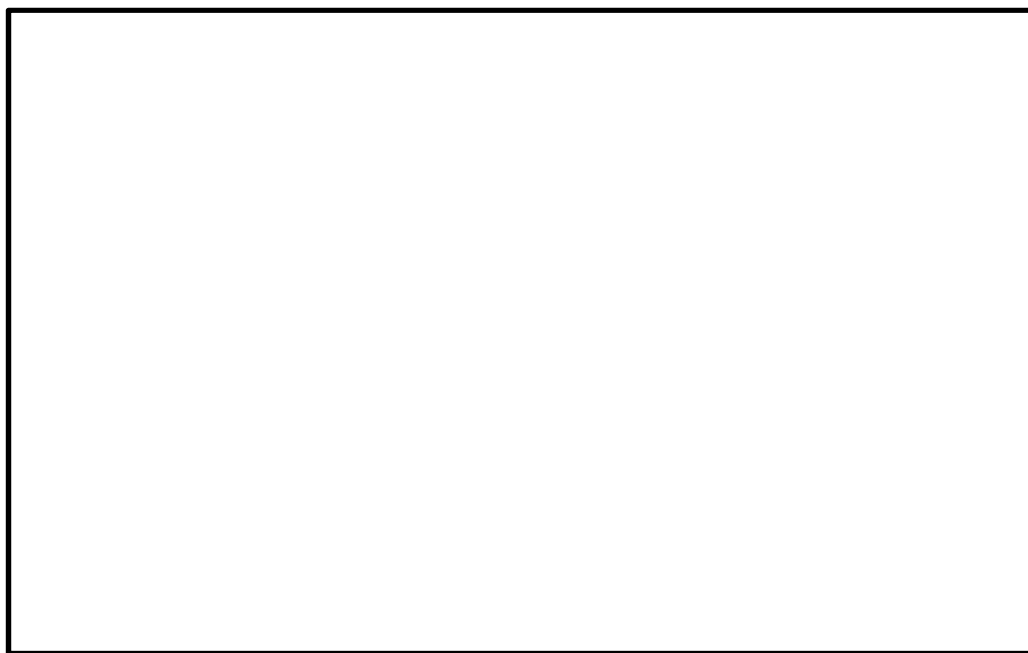


図 4.2-19 (1) 内水圧図（南北方向⑤－⑤断面）

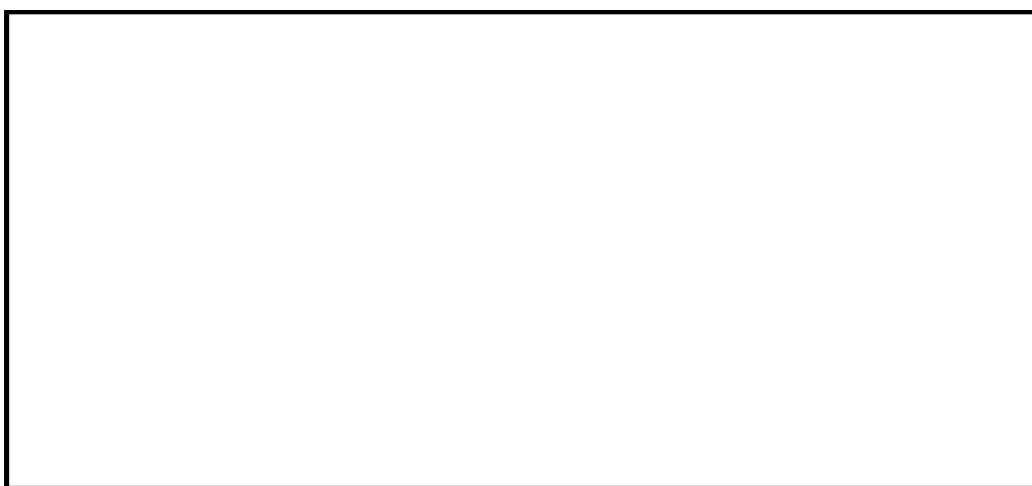


図 4.2-19 (2) 内水圧図（東西方向断面）

(4) 雪荷重

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行細則 第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm あたりの荷重を $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$ 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図 4.2-20 に示すように積雪荷重の 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。

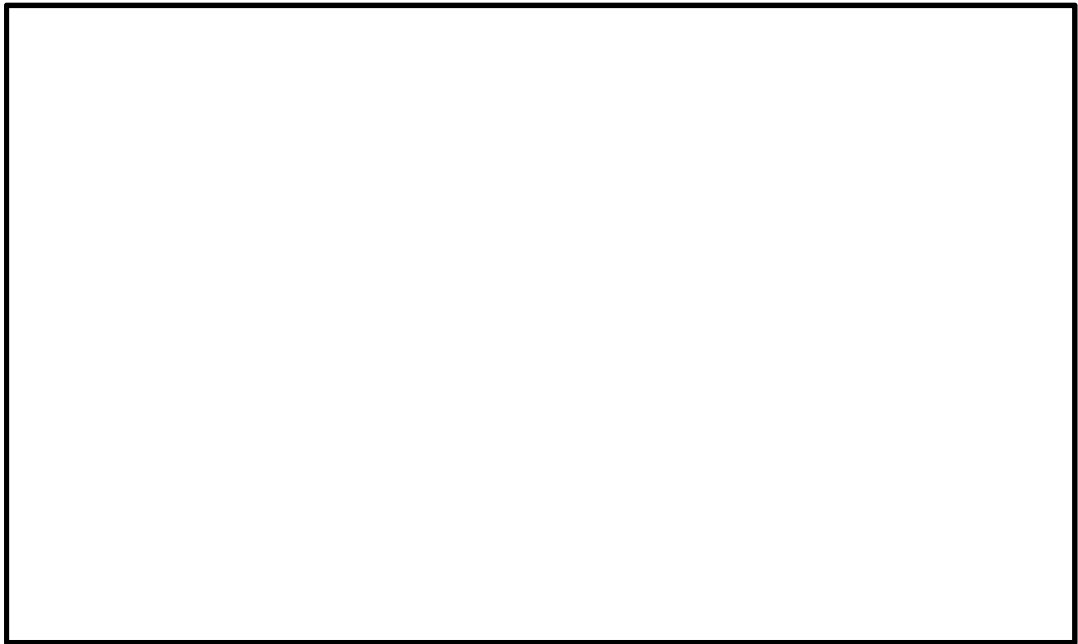


図 4.2-20 (1) 雪荷重図 (南北方向⑤-⑤断面)



図 4.2-20 (2) 雪荷重図 (東西方向断面)

(5) 動水圧

電源装置置場の最下階には西側淡水貯水設備が設置されるため、B3F スラブ下端を水面とした動水圧を付加質量として設定し、地震時の影響を考慮する。設定の際は淡水の密度として、 1.00 g/cm^3 を考慮する。

なお、付加質量を設定する際は、図 4.2-21 に示すように水平動による動水圧は左右の壁に半分ずつ等しく作用させ、鉛直動による動水圧は上下のスラブに半分ずつ等しく作用させるものとする。

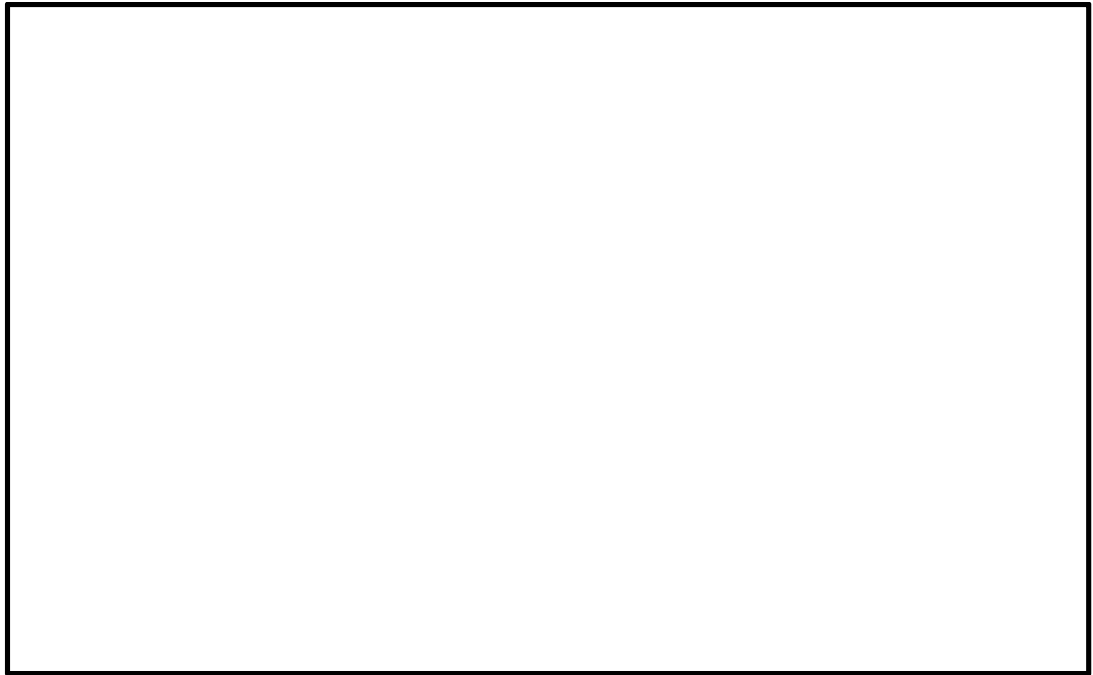


図 4.2-21 (1) 水平動による動水圧図（南北方向⑤-⑤断面）

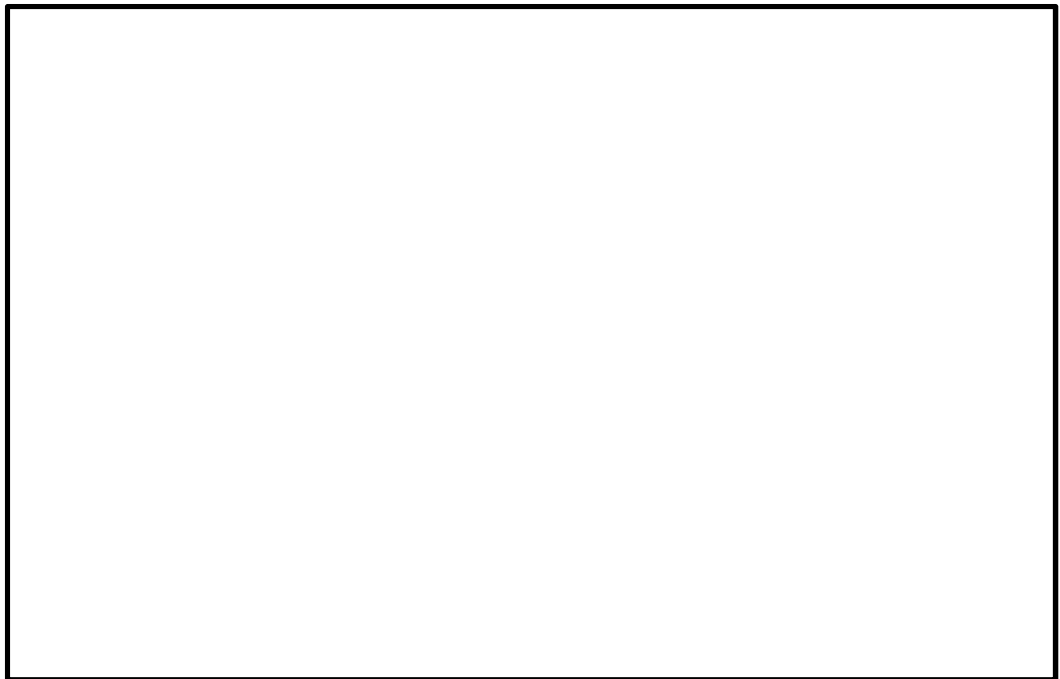


図 4.2-21 (2) 鉛直動による動水圧図（南北方向⑤-⑤断面）



図 4.2-21 (3) 水平動による動水圧図（東西方向断面）



図 4.2-21 (4) 鉛直動による動水圧図（東西方向断面）

4.2.12 地震応答解析の検討ケース

(1) 耐震評価における検討ケース

耐震評価における検討ケースを表 4.2-12 に示す。

地盤剛性のばらつきの影響を考慮するため、原地盤におけるせん断波速度の原位置試験データの最小二乗法による回帰曲線と、その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差 σ を用いて、せん断波速度を「回帰曲線 $+1\sigma$ 」(以下「 $+1\sigma$ 」という。)とする解析ケース(解析ケース②、⑥)及び「回帰曲線 -1σ 」(以下「 -1σ 」という。)とする解析ケース(解析ケース③)を設定する。

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

また、構造物への地盤変位に対する保守的な配慮として、敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースを設定する(解析ケース④)。さらに、構造物及び機器・配管系への加速度応答に対する保守的な配慮として、地盤の非液状化の条件を仮定した解析ケースを設定する(解析ケース⑤、⑥)。

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

耐震評価においては、全ての基準地震動 S_s に対して実施する①の検討ケース(基本ケース)において、せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての評価項目について、各照査値が最も厳しい(許容限界に対する余裕が最も小さい)地震動を用い、②～⑥より追加検討ケースを実施する。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 4.2-22 に示す。

表 4.2-12 耐震評価における検討ケース

検討ケース			① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮(+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に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波 (位相)	S _s -D 1	(H+V+)	実施					
		(H+V-)	実施					
		(H-V+)	実施					
		(H-V-)	実施					
	S _s -1 1		実施					
	S _s -1 2		実施					
	S _s -1 3		実施					
	S _s -1 4		実施					
	S _s -2 1		実施					
	S _s -2 2		実施					
	S _s -3 1	(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。

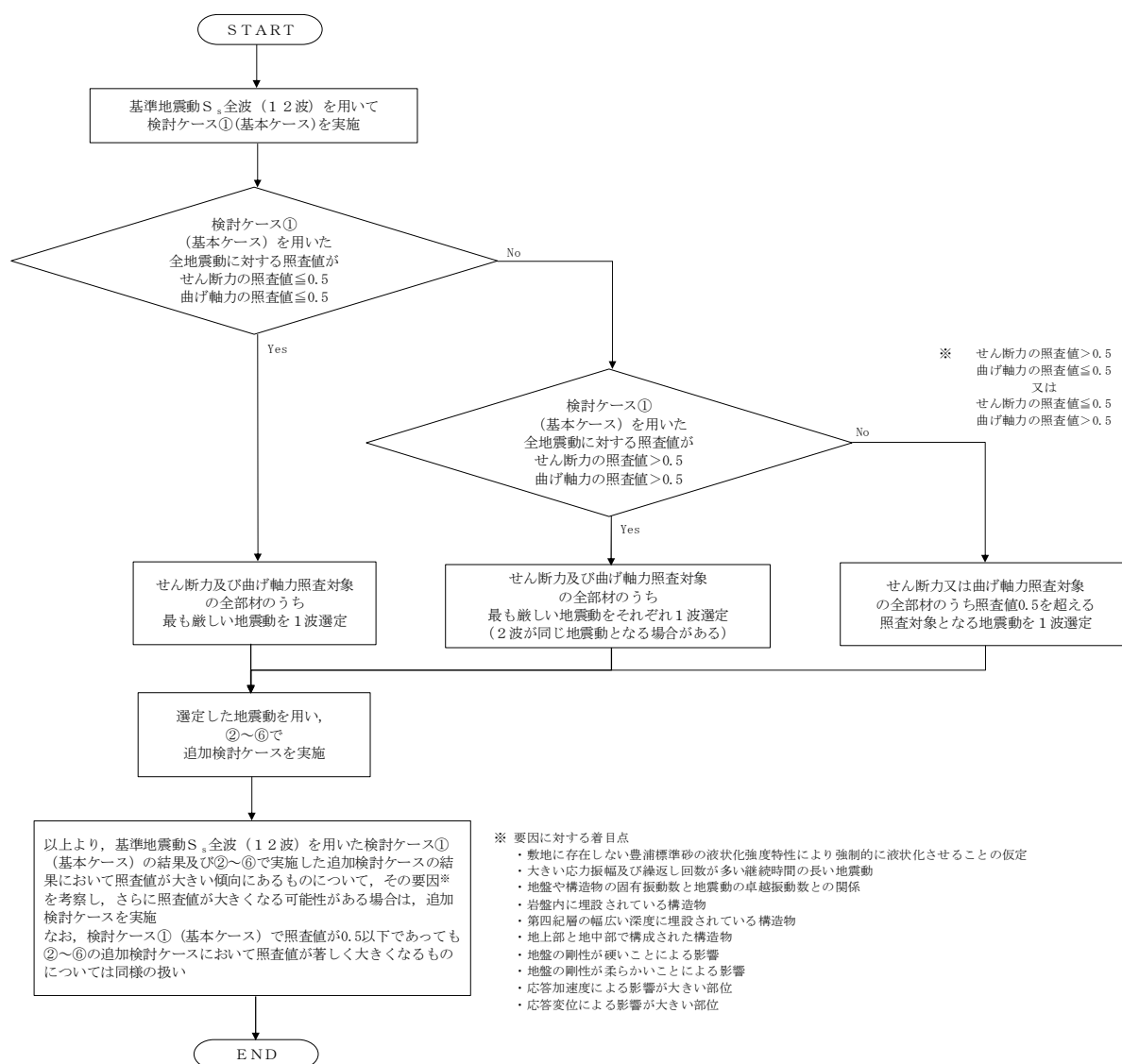


図 4.2-22 ②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フロー

(2) 機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

機器・配管系に対する加速度応答の抽出における検討ケースを表 4.2-13 に示す。

全ての基準地震動 S_s に対して実施する⑤の検討ケース（原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）において、上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い、④及び⑥より追加検討ケースを実施する。

表 4.2-13 機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

検討ケース			④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定			敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波（位相）	$S_s - D1$	(H+V+)	全ての基準地震動 S_s に対して実施する⑤の検討ケース（原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）において、上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い、④及び⑥より追加検討ケースを実施する。	実施	全ての基準地震動 S_s に対して実施する⑤の検討ケース（原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）において、上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い、④及び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	

4.3.1 入力地震動の設定

図 4.3-1 に入力地震動算定の概念図を、図 4.3-2 に入力地震動の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には解析コード「microSHAKE/3D Ver. 2.2.3.311」を使用する。

(入力地震動作成モデル)

(水平動算定モデル)

$$\rho = 1.72 - 1.03 \times 10^{-4} \times z \quad (\text{g/cm}^3)$$

$$V_s = 433 - 0.771 \times z \quad (\text{m/s})$$

$$G/G_0 = \frac{1}{1 + 107 \gamma^{0.824}}$$

$$h = \frac{\gamma}{(4.41 \gamma + 0.0494)} + 0.0184$$

z : 標高 (EL. m)
 γ : せん断ひずみ (-)

(鉛直動算定モデル)

$$\rho = 1.72 - 1.03 \times 10^{-4} \times z \quad (\text{g/cm}^3)$$

$$v_{40} = 0.463 + 1.03 \times 10^{-4} \times z$$

$$K_{v0} = \frac{2(1 + v_{40})}{3(1 - 2v_{40})} G_0 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$v_s = \frac{3K_{v0} - 2G}{6K_{v0} + 2G}$$

$$V_p = \sqrt{\frac{G}{\rho} \times \frac{2 \times (1 - v_s)}{(1 - 2v_s)}} \quad (\text{m/s})$$

z : 標高 (EL. m)
 G_0 : 初期せん断剛性 (kN/m²)
 G : 収束せん断剛性 (kN/m²)
 * K_{v0} は水の体積弾性係数 K_w を下回らない範囲とする。
 * 水平動の解析で得られた収束減衰 h を用いる。

EL. -130m

2E波

側方粘性境界

構造物

側方粘性境界

▽ 解析モデル底面粘性境界

入力地震動 (2E波)

EL. -370m

▼ 解放基盤表面

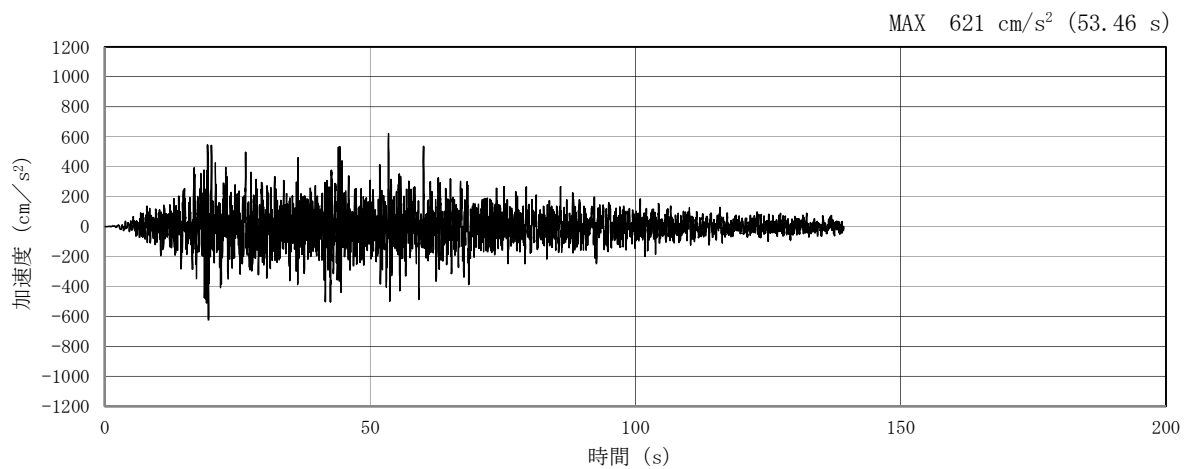
$\rho = 1.76 \quad (\text{g/cm}^3)$
 $V_s = 718 \quad (\text{m/s})$
 $h = 0.03$

$\rho = 1.76 \quad (\text{g/cm}^3)$
 $V_p = 1988 \quad (\text{m/s})$
 $h = 0.03$

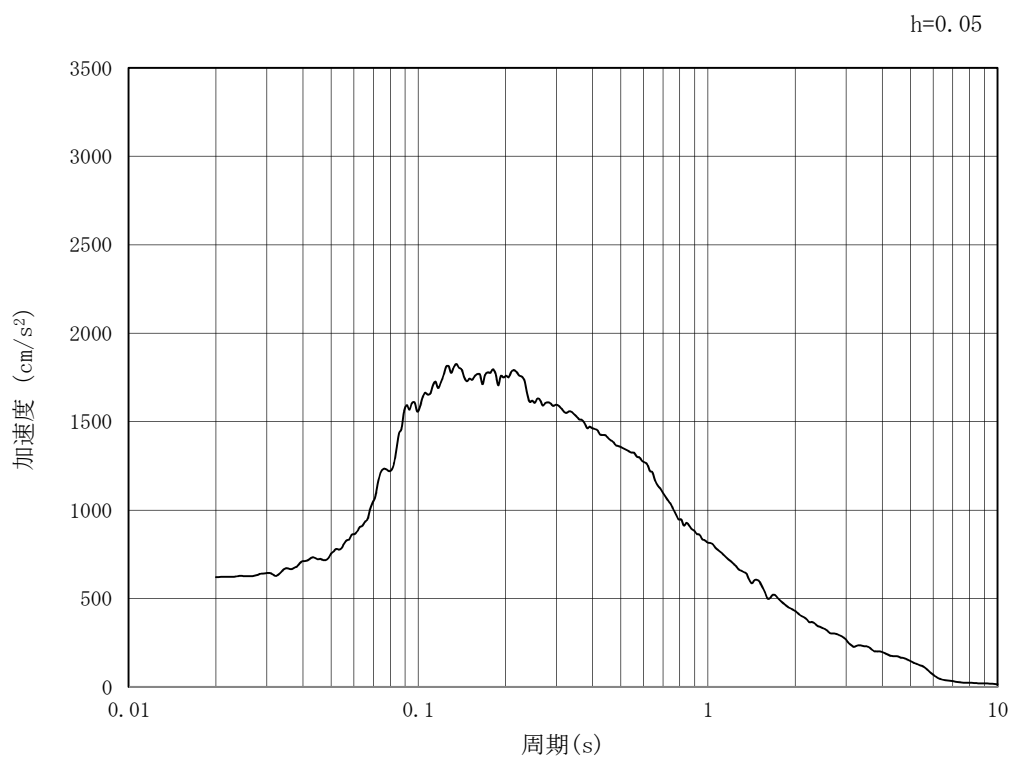
E_0 波

基準地震動 S_s

図 4.3-1 入力地震動算定の概念図

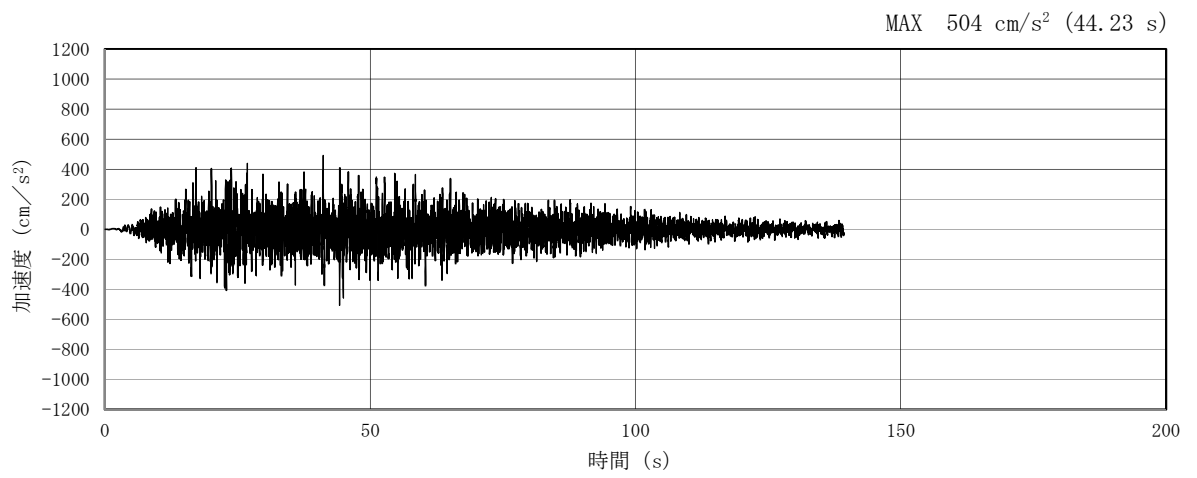


(a) 加速度時刻歴波形

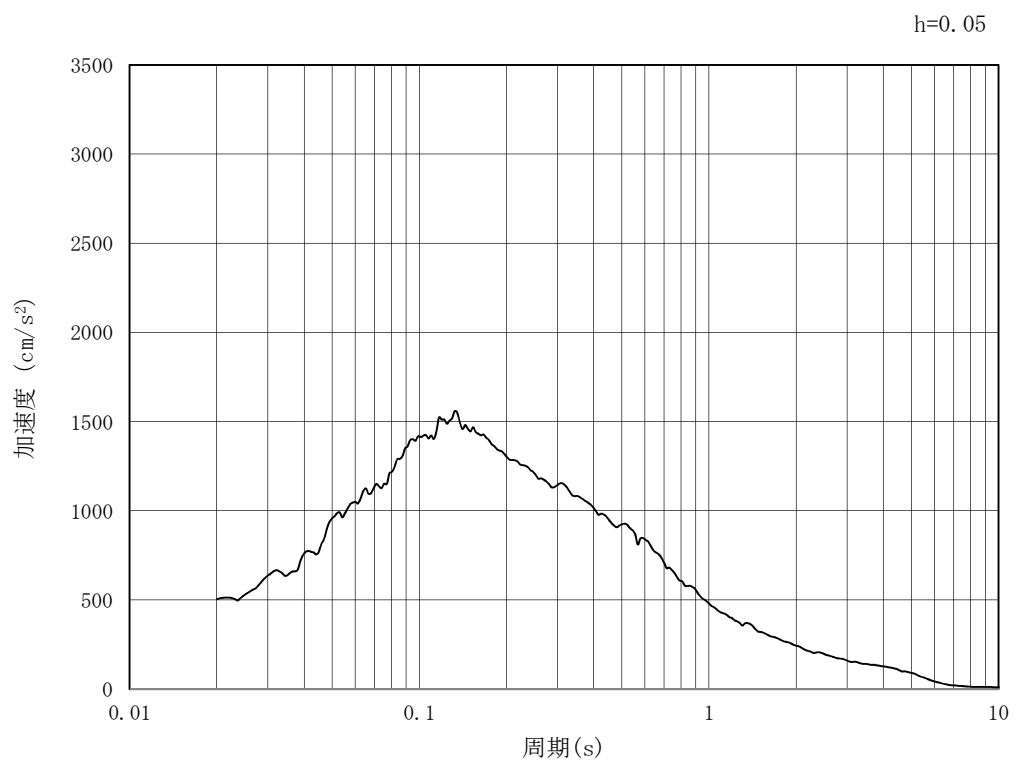


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (1) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S_s-D 1)

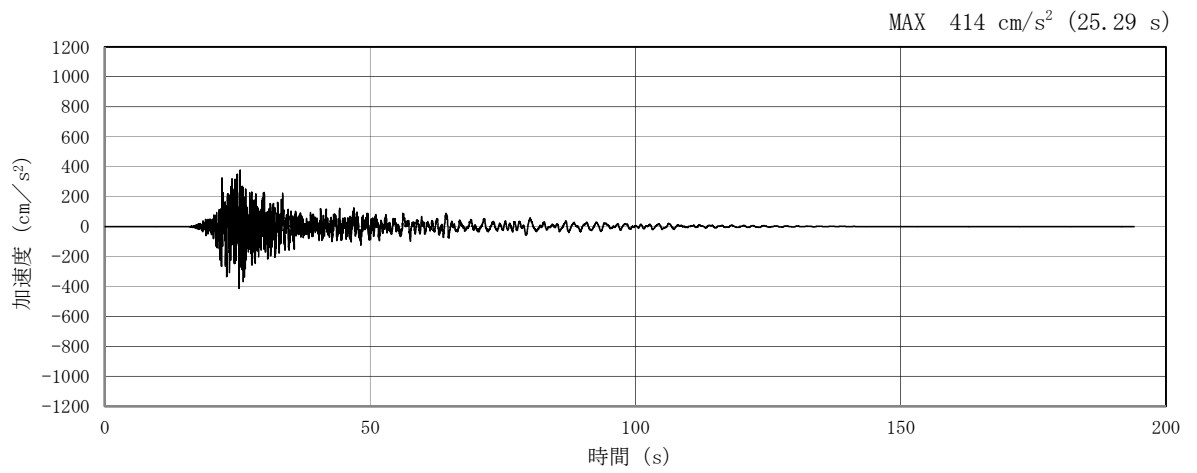


(a) 加速度時刻歴波形

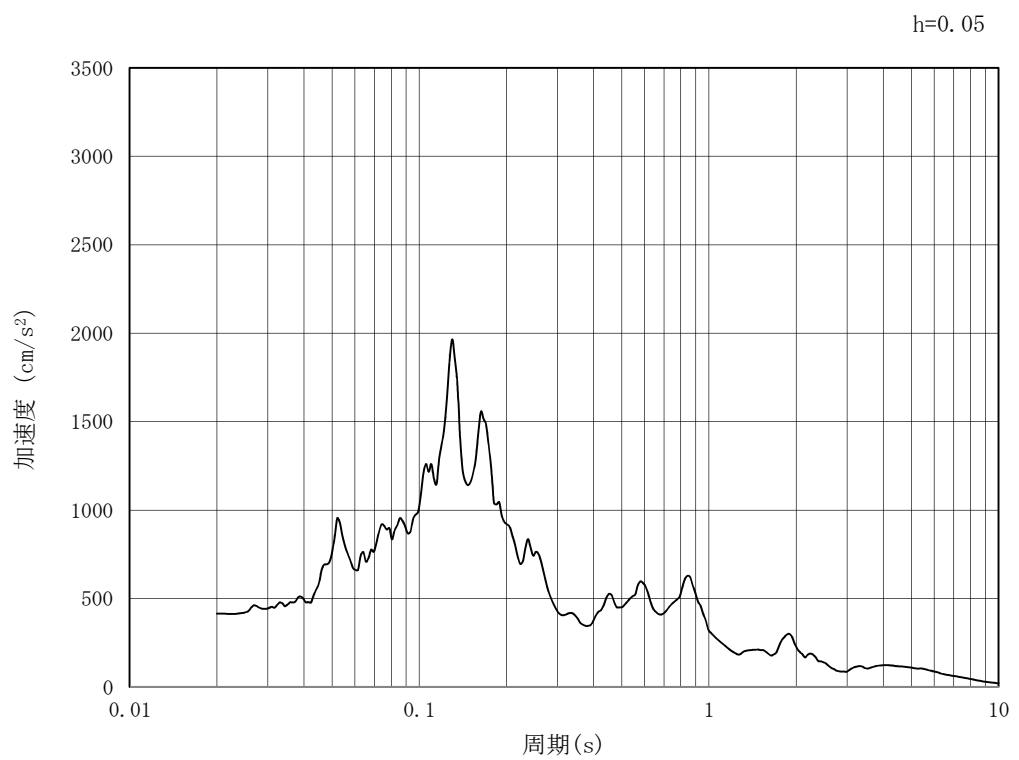


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (2) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S_s-D1)

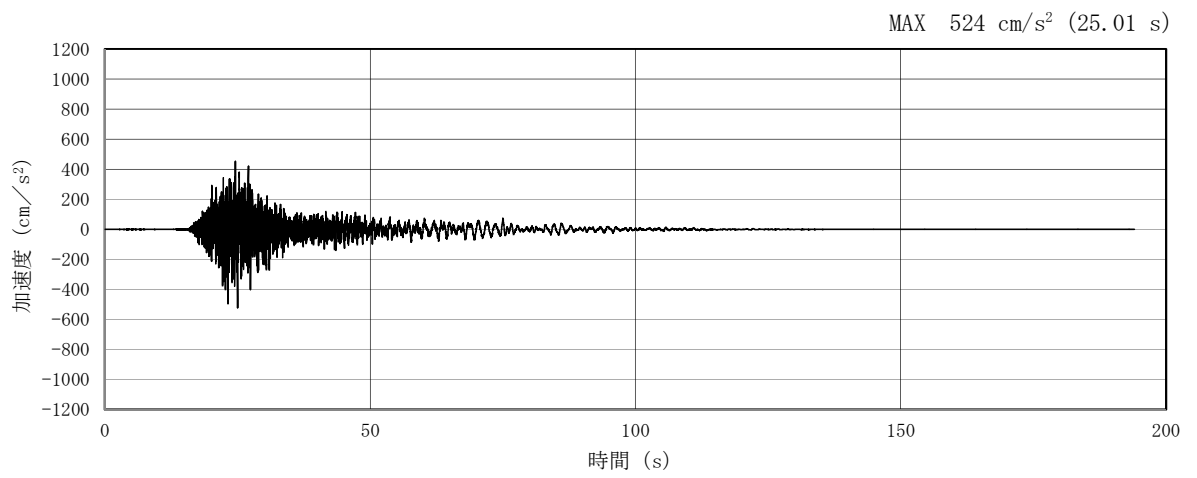


(a) 加速度時刻歴波形

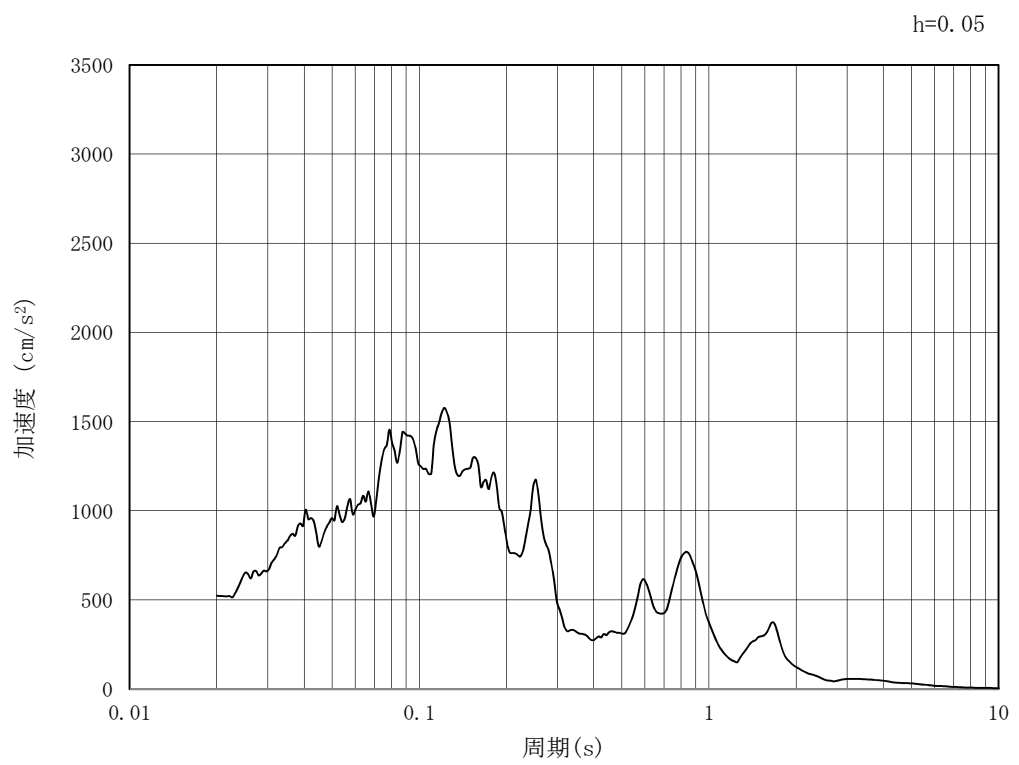


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (3) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向： $S_s - 1.1$)

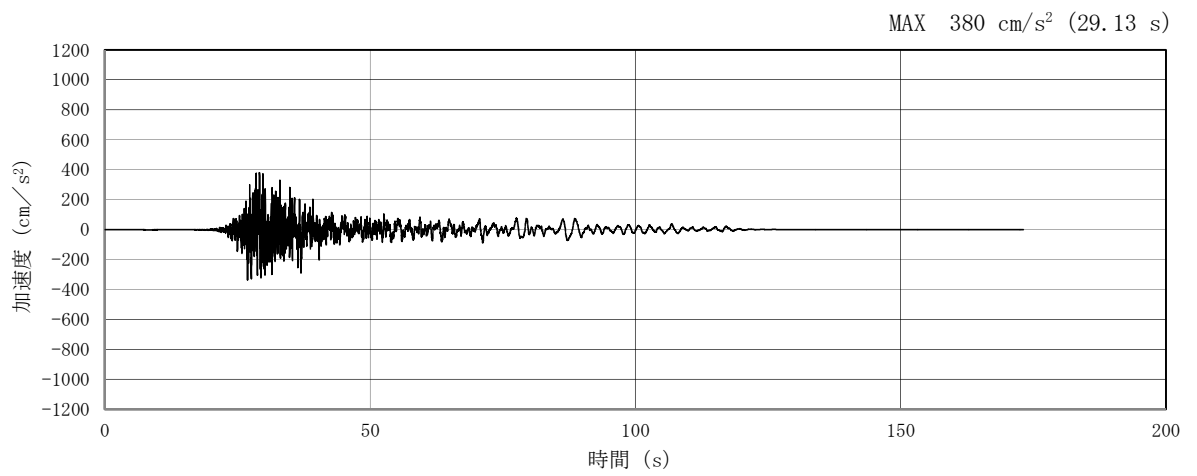


(a) 加速度時刻歴波形

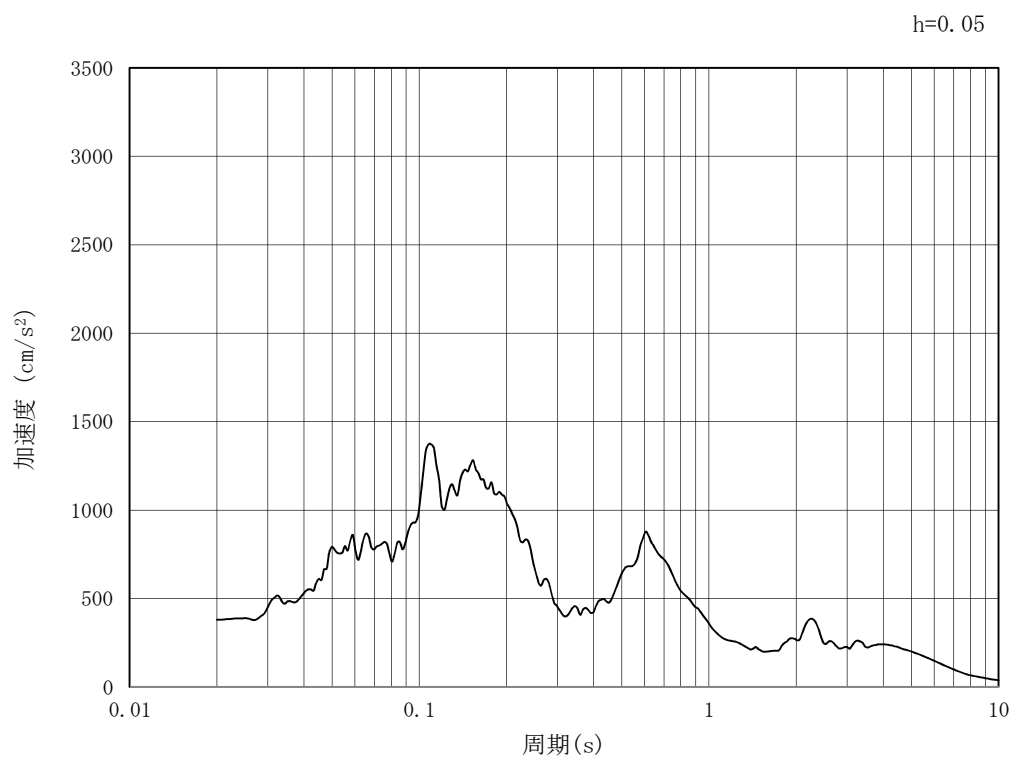


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (4) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S_s - 1 1)

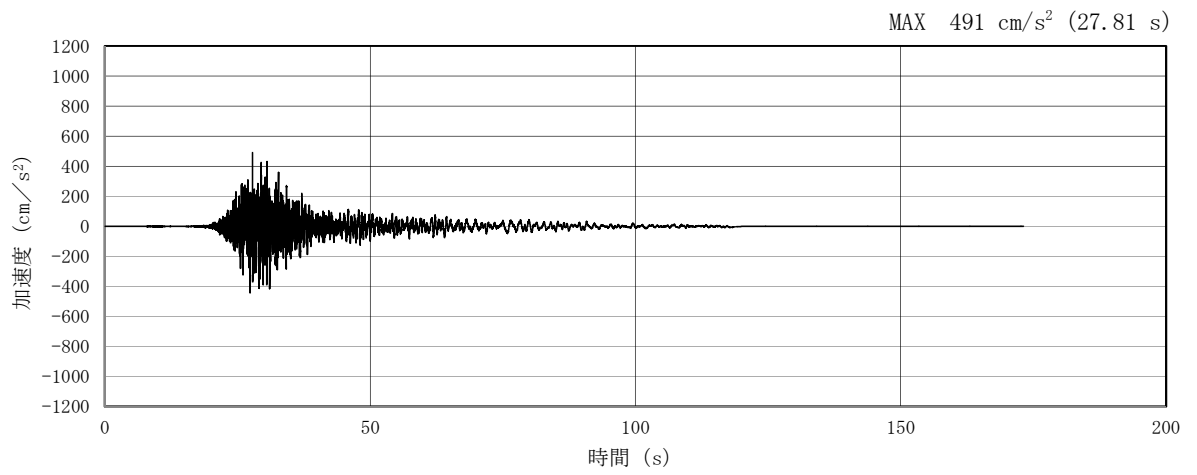


(a) 加速度時刻歴波形

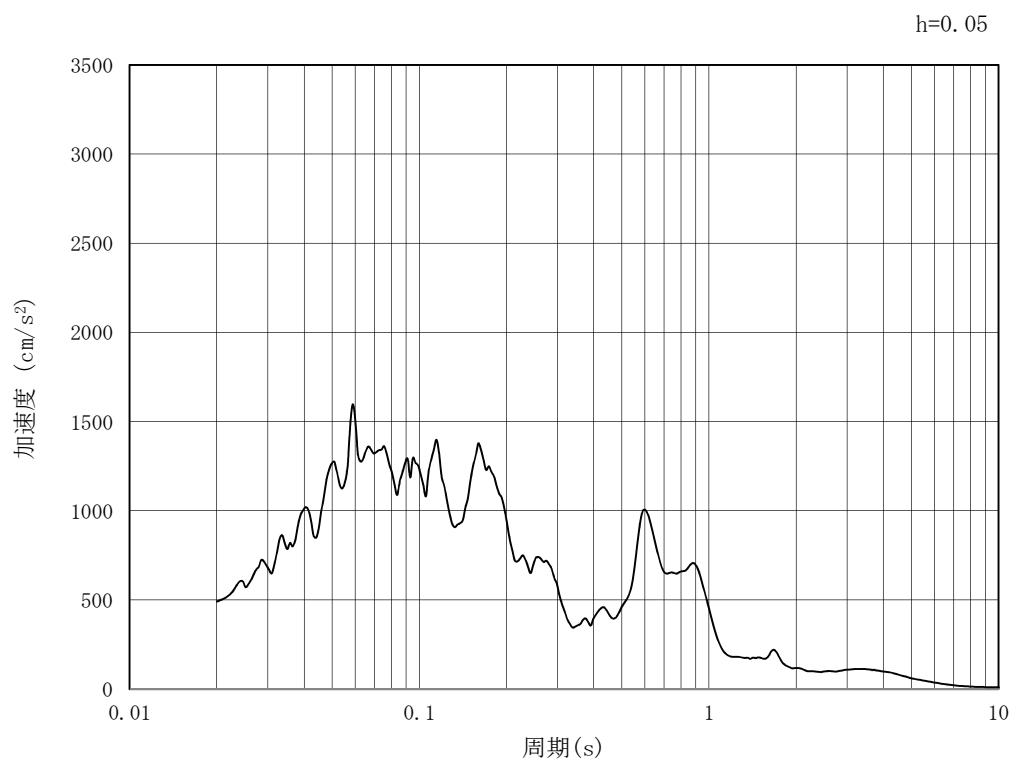


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (5) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 1.2$)

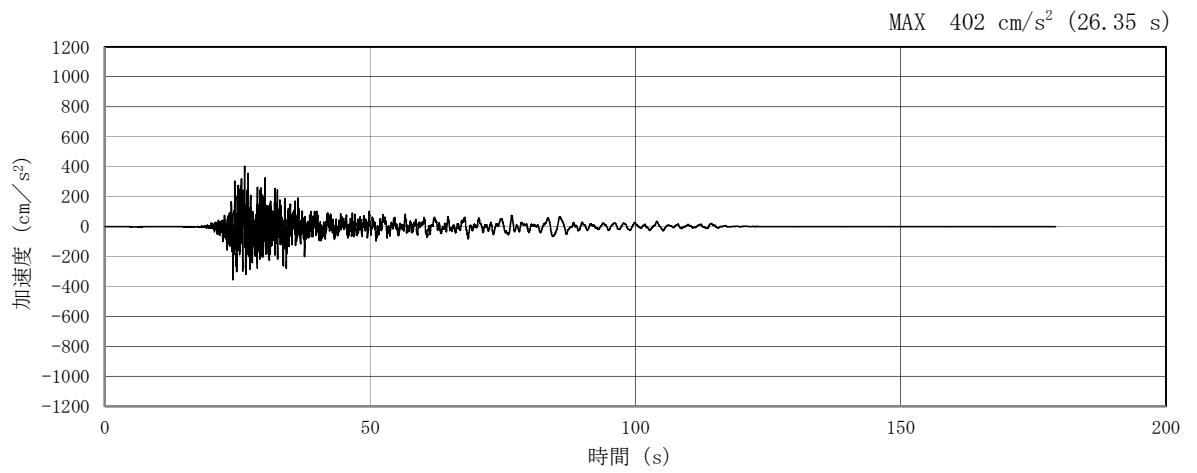


(a) 加速度時刻歴波形

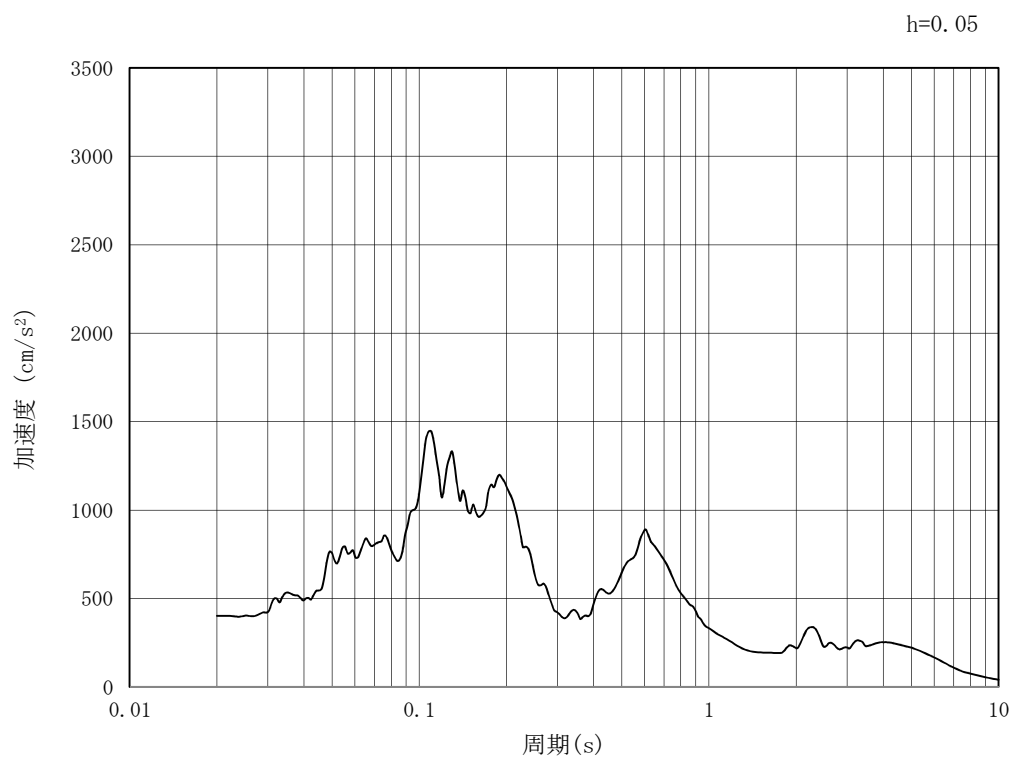


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (6) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 1.2$)

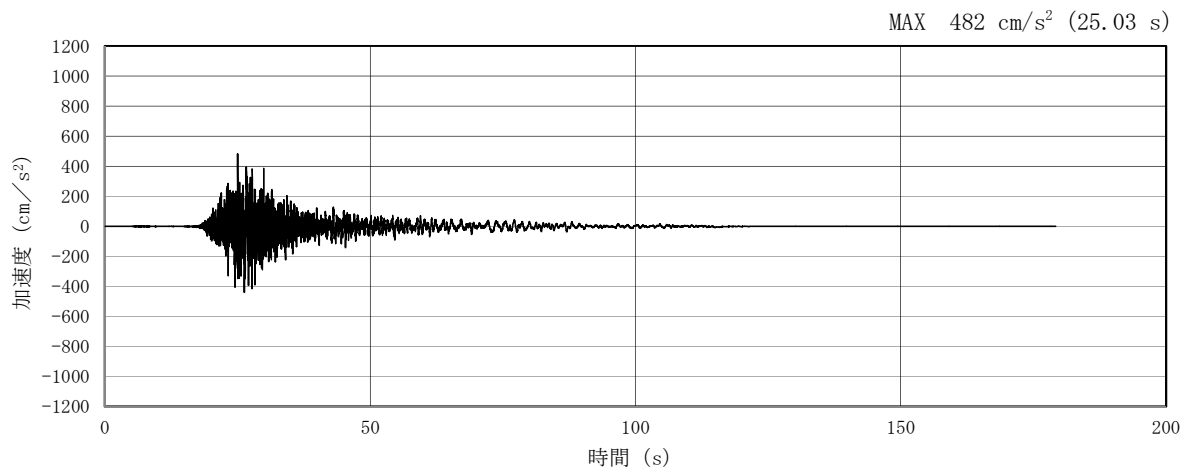


(a) 加速度時刻歴波形

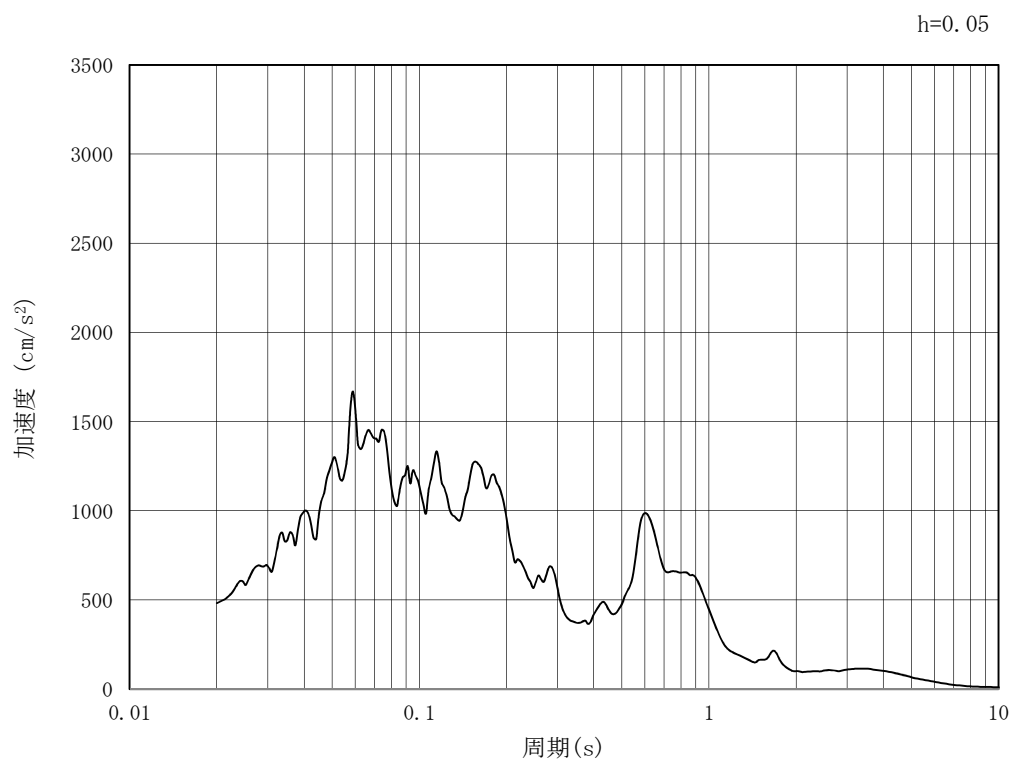


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (7) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 1.3$)

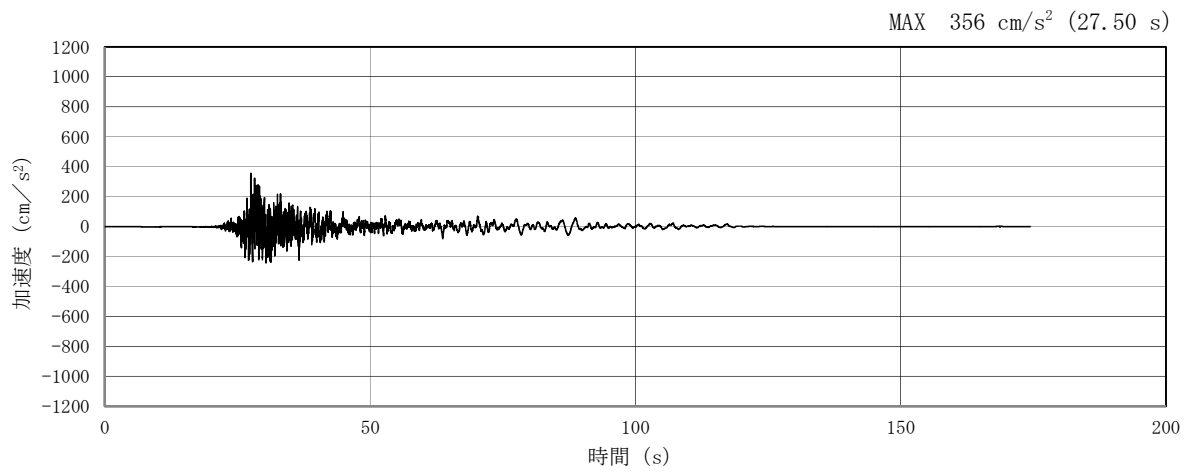


(a) 加速度時刻歴波形

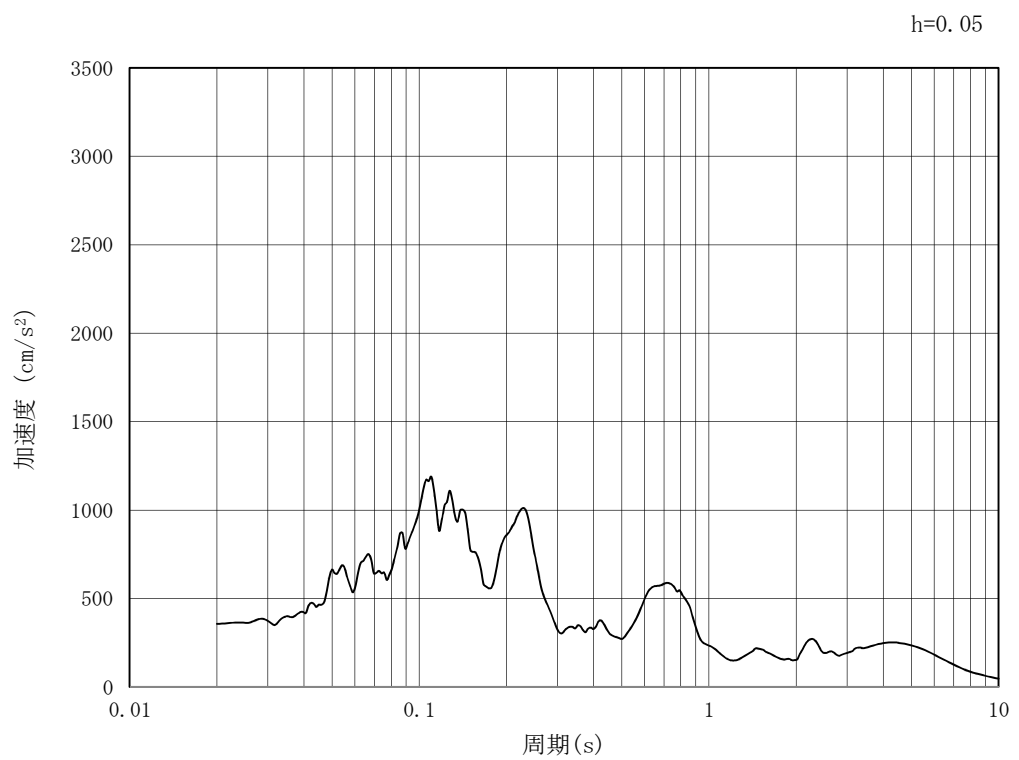


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (8) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向： $S_s - 1.3$)

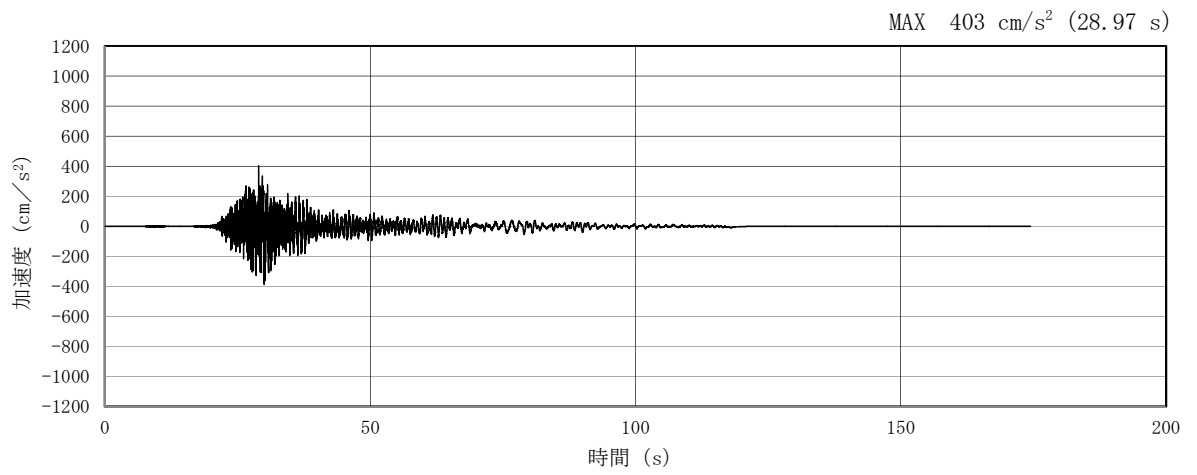


(a) 加速度時刻歴波形

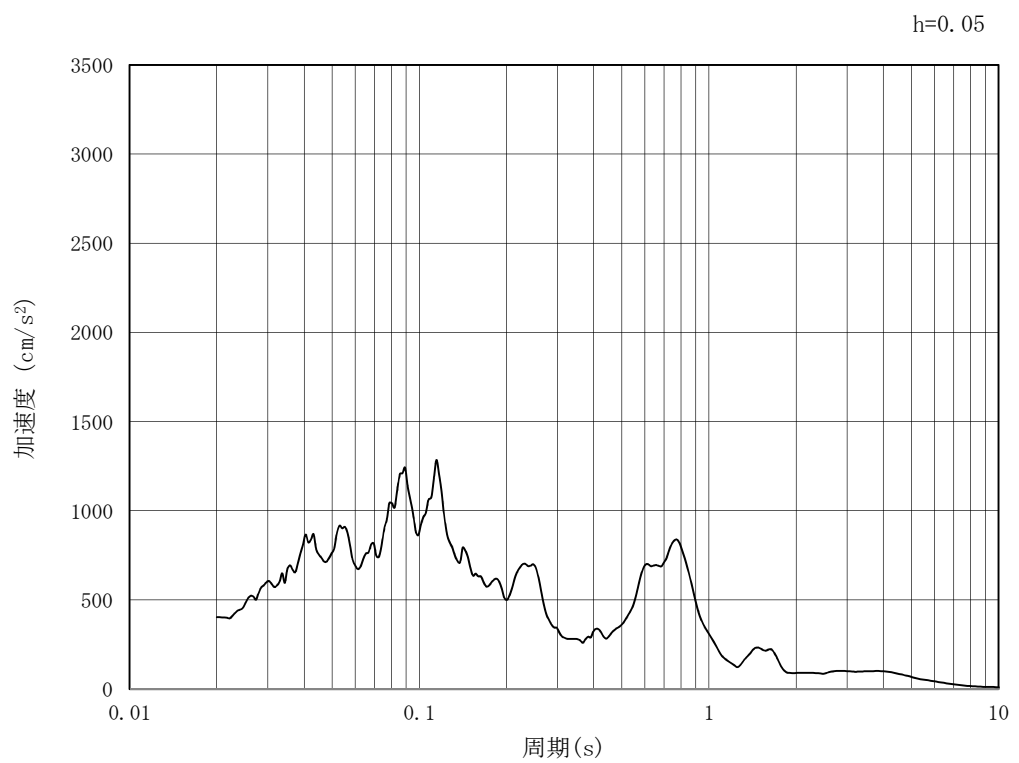


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (9) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 1.4$)

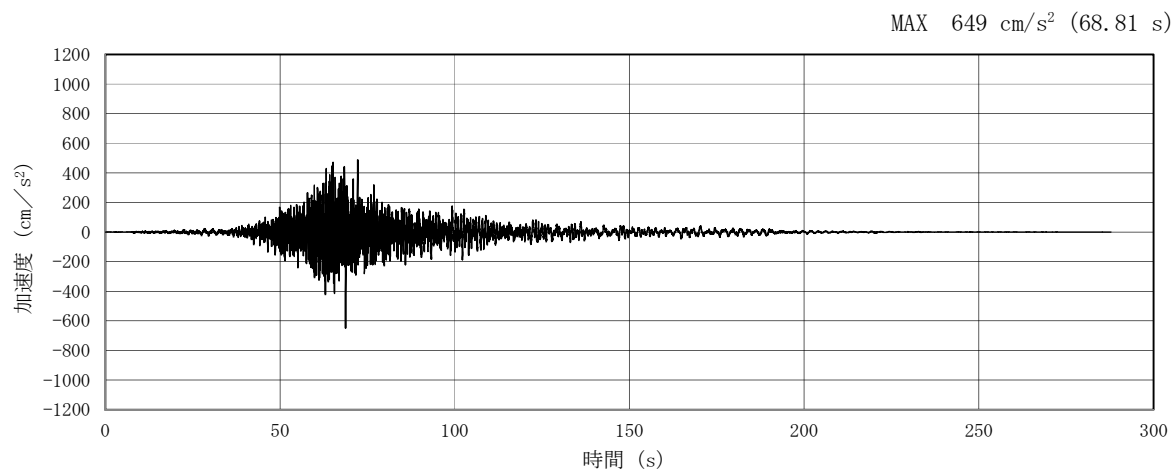


(a) 加速度時刻歴波形

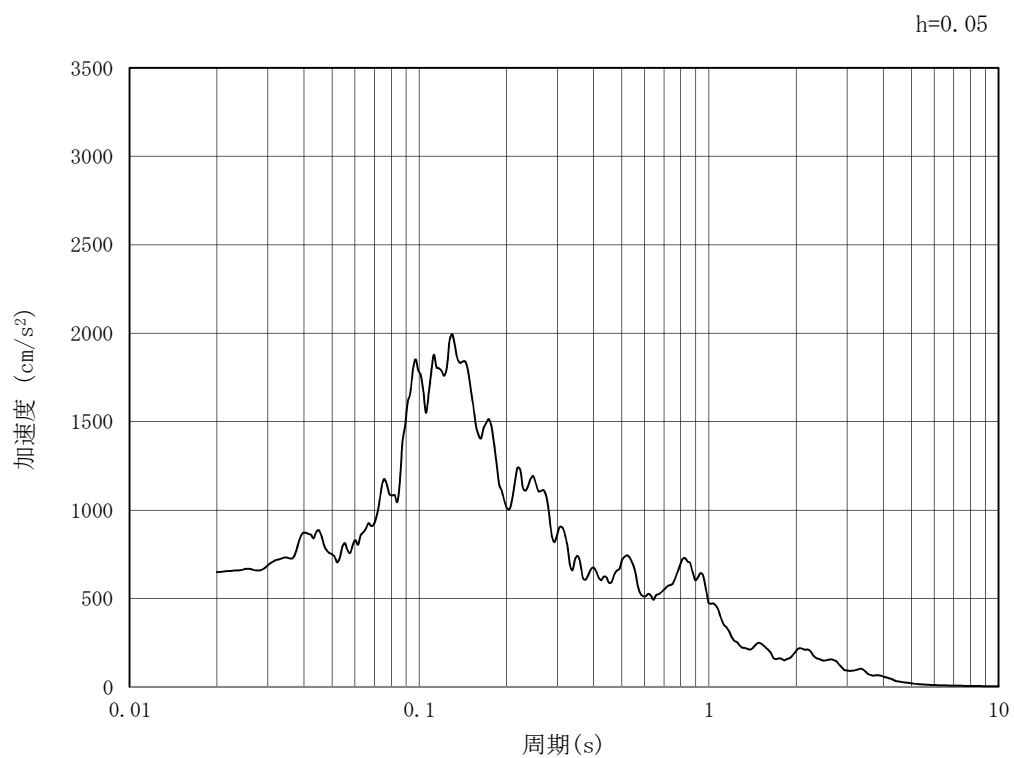


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (10) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 1.4$)

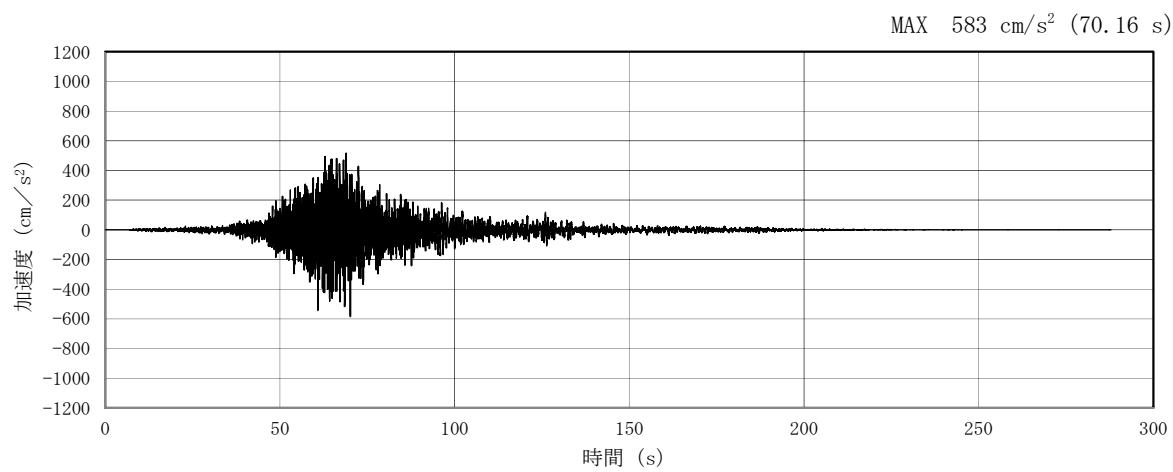


(a) 加速度時刻歴波形

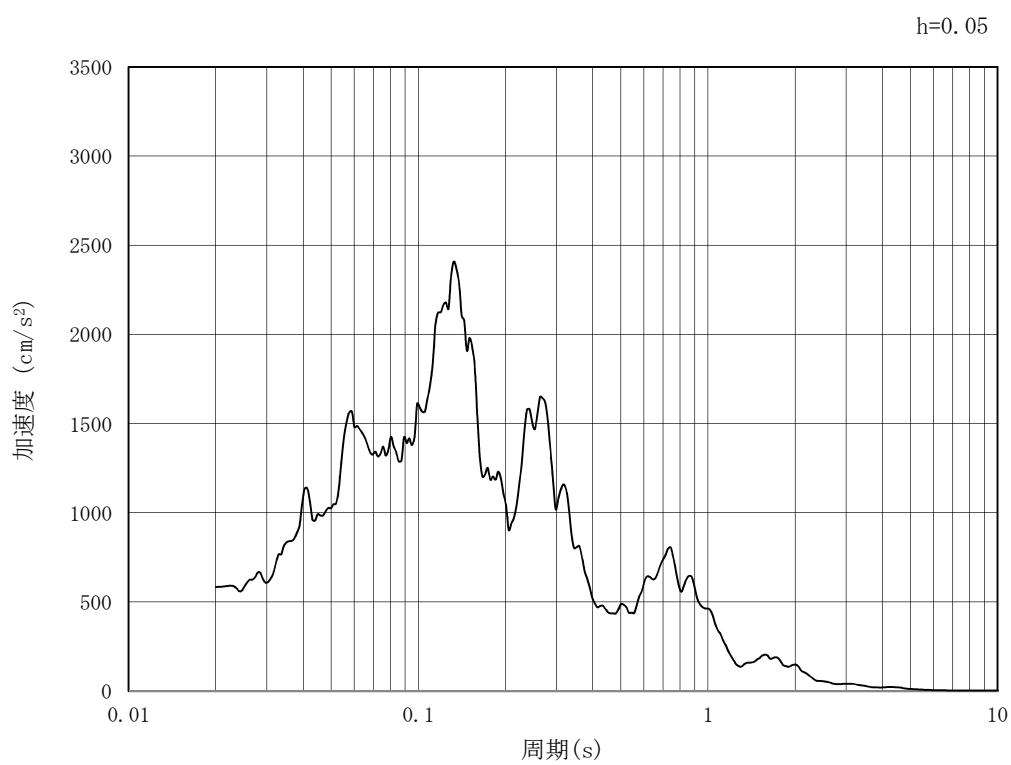


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (11) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 21$)

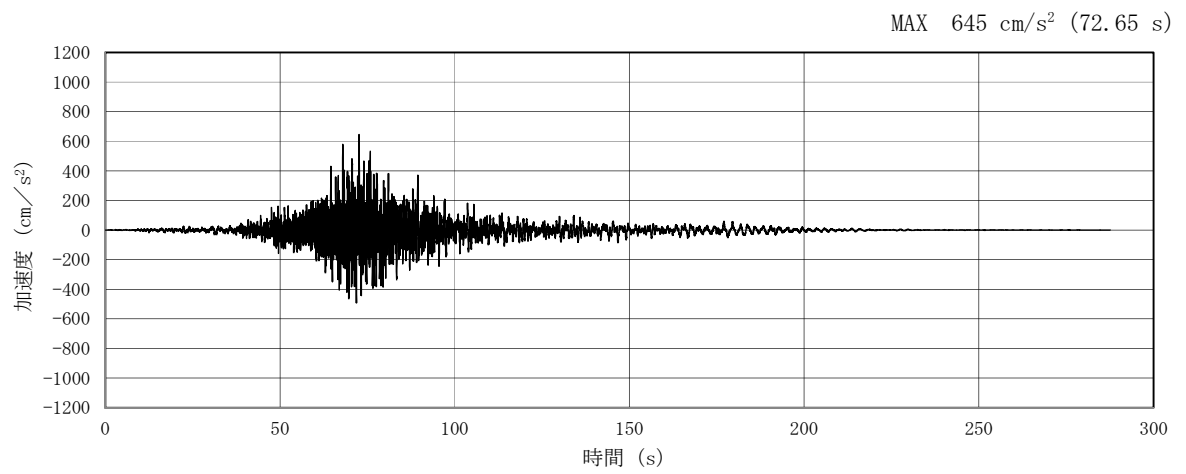


(a) 加速度時刻歴波形

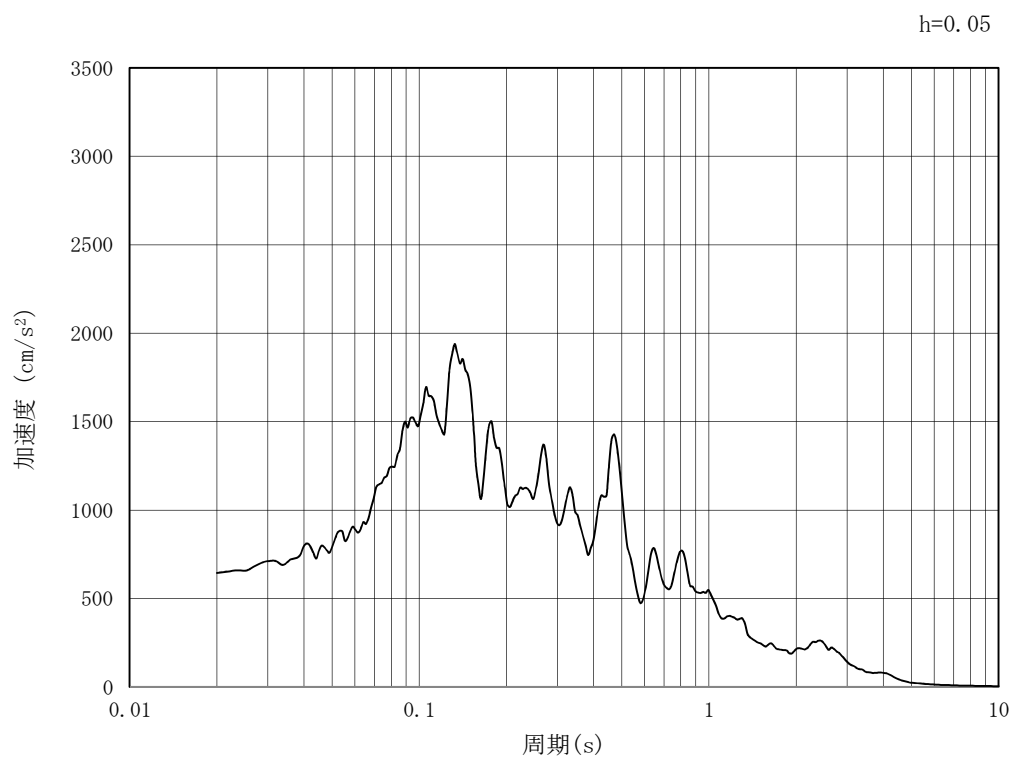


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (12) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 2.1$)

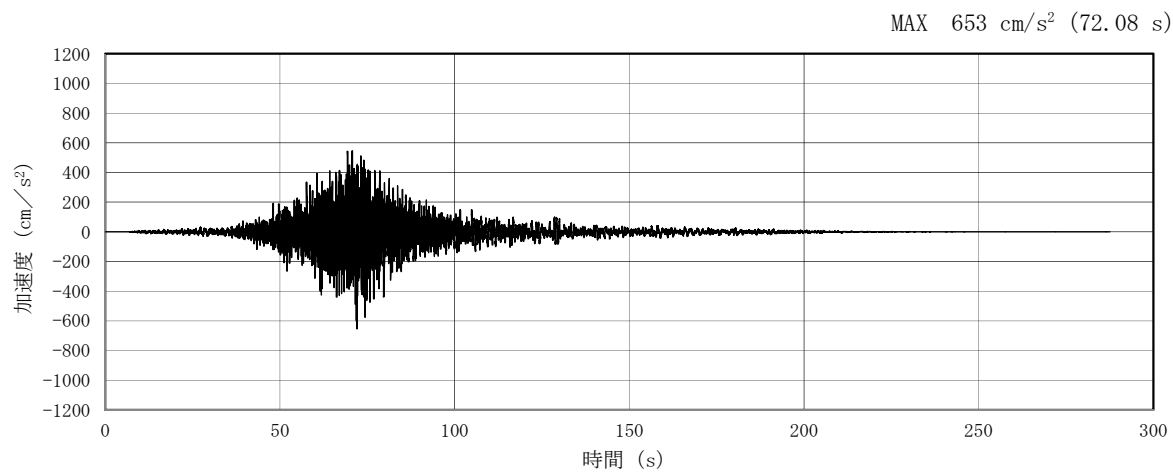


(a) 加速度時刻歴波形

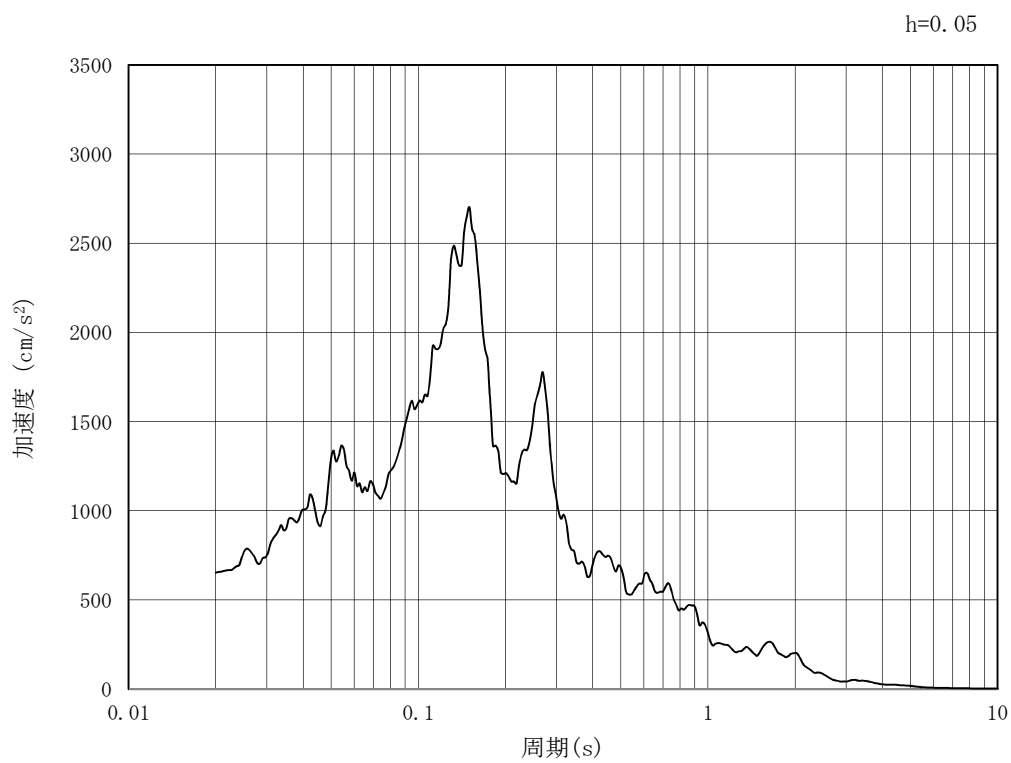


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (13) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S_s-22)

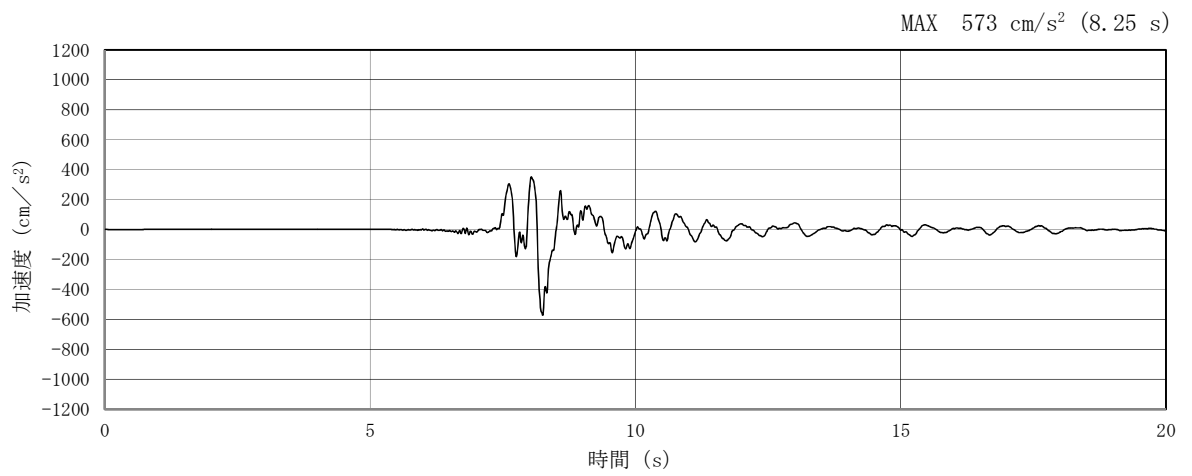


(a) 加速度時刻歴波形

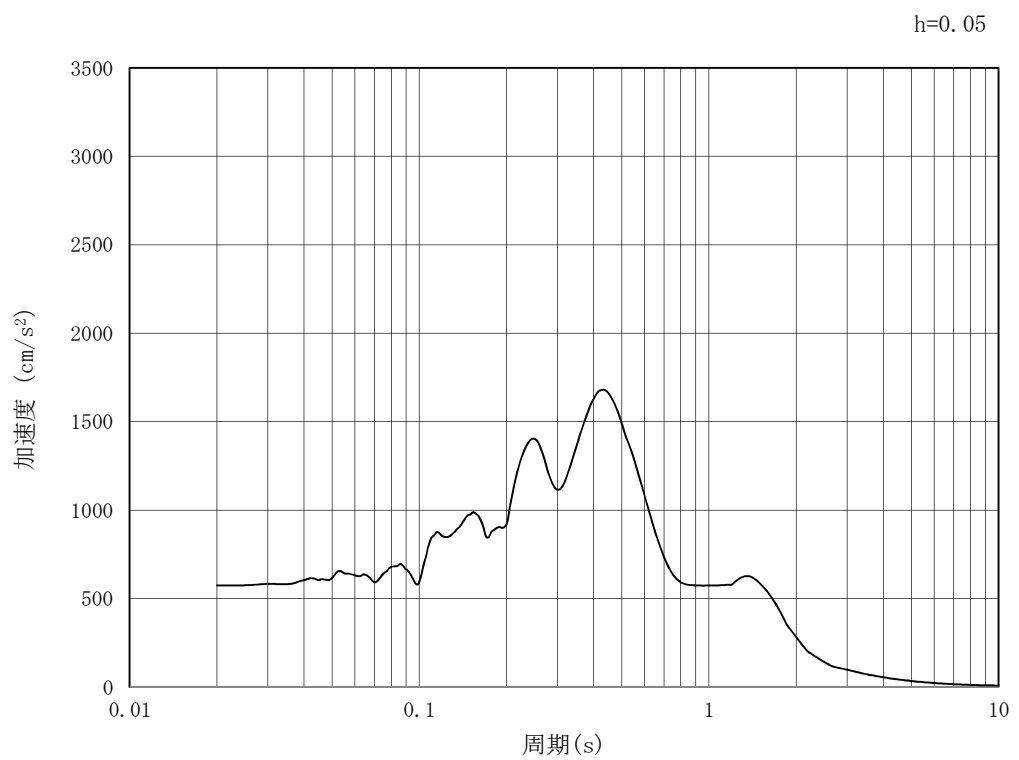


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (14) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S_s-22)

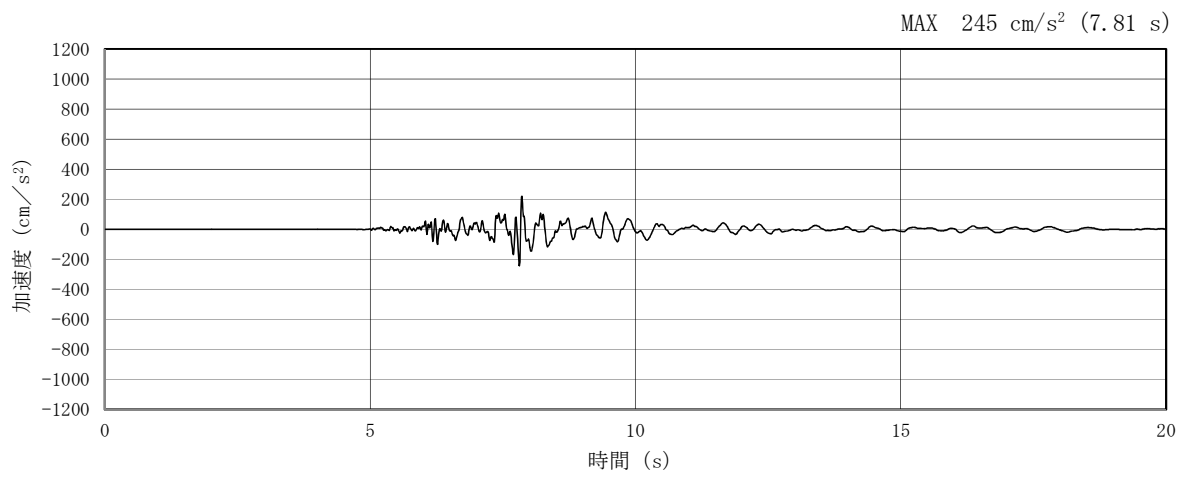


(a) 加速度時刻歴波形

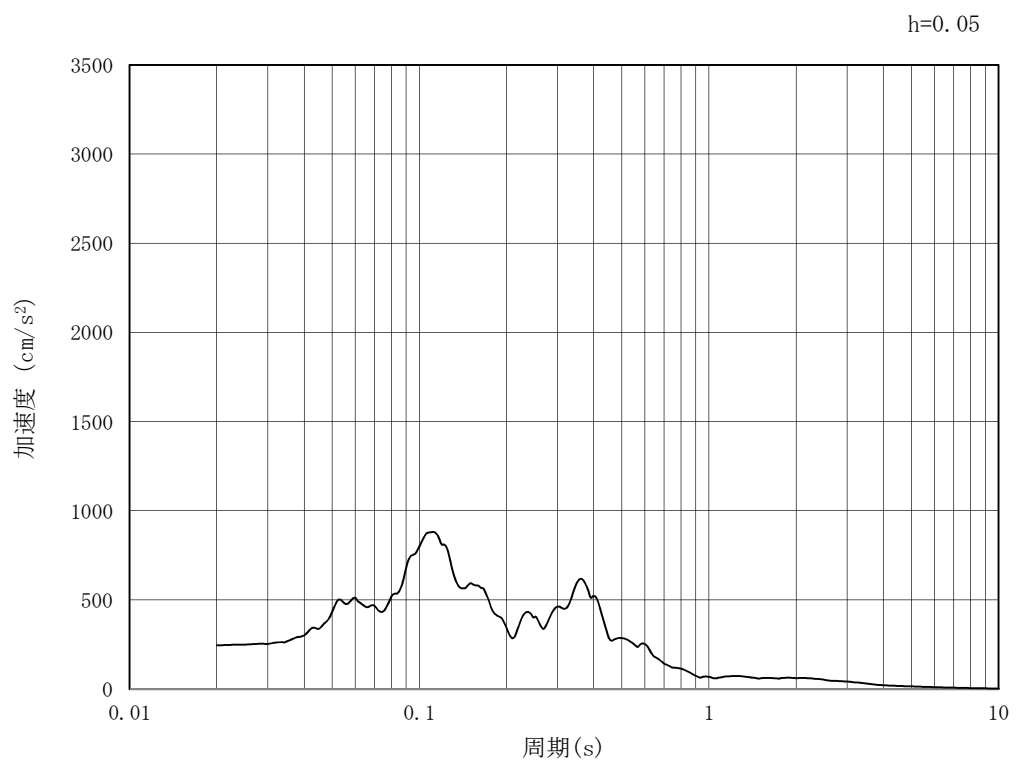


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (15) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 31$)

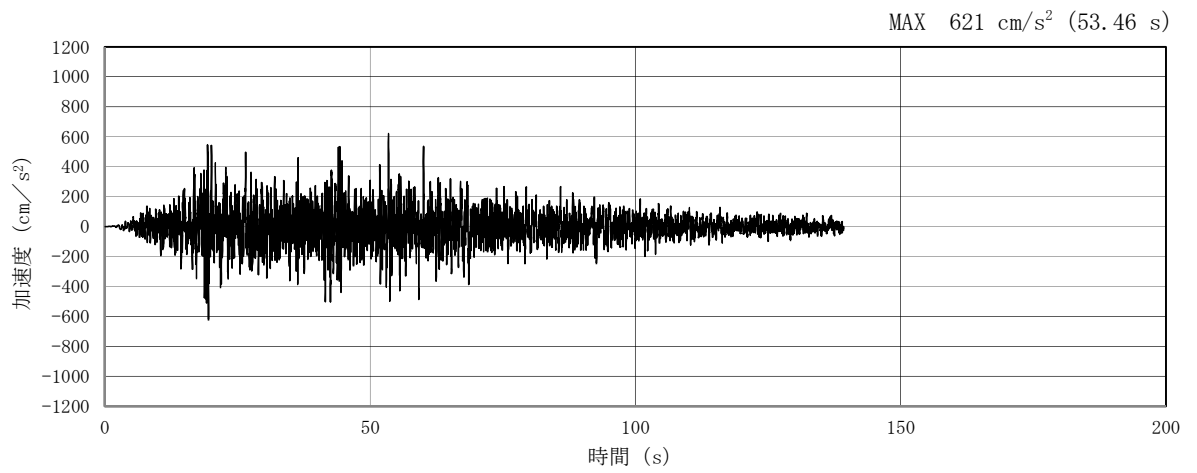


(a) 加速度時刻歴波形

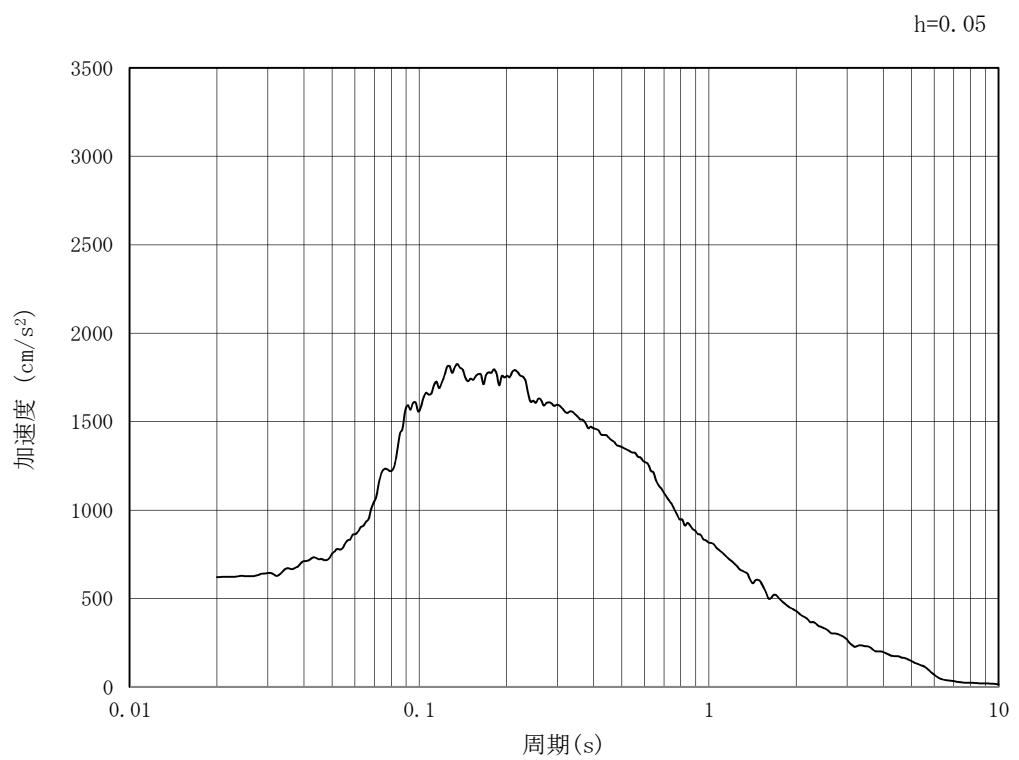


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (16) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S_s-3 1)

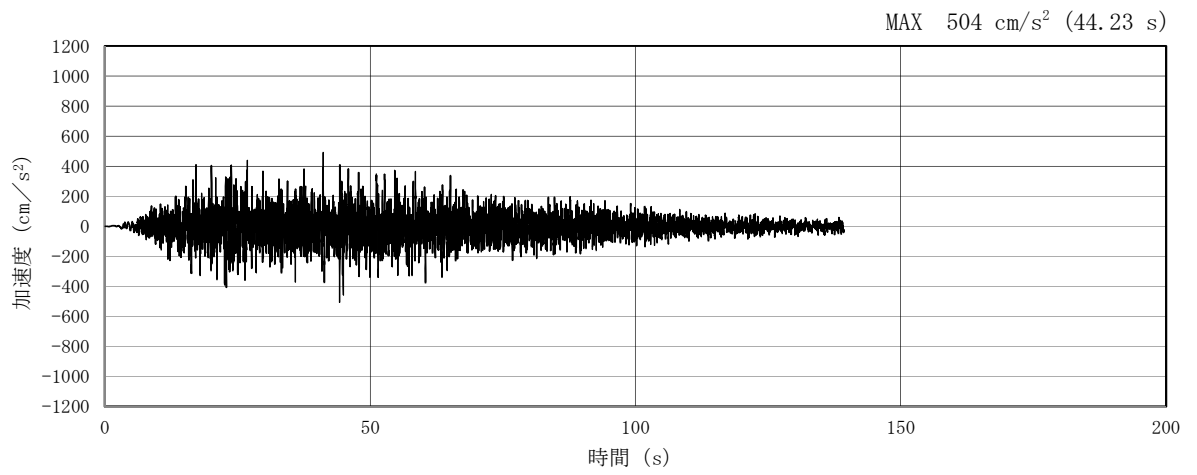


(a) 加速度時刻歴波形

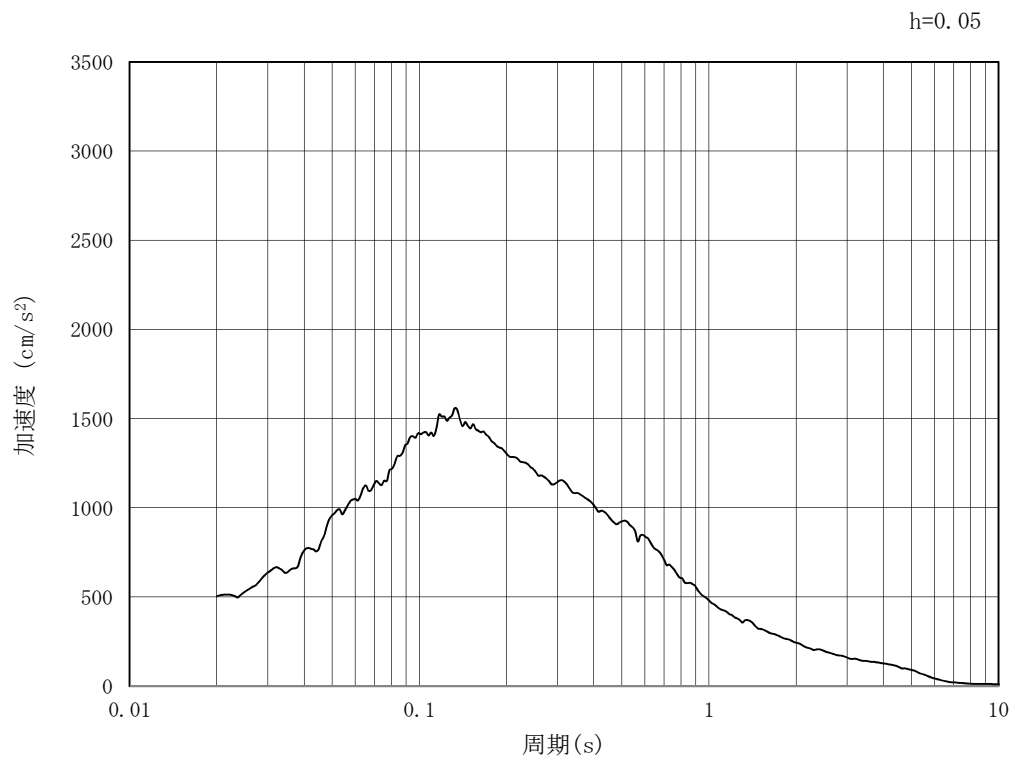


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (17) 南北方向⑤-⑤断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び
加速度応答スペクトル (水平方向: S_s-D1)

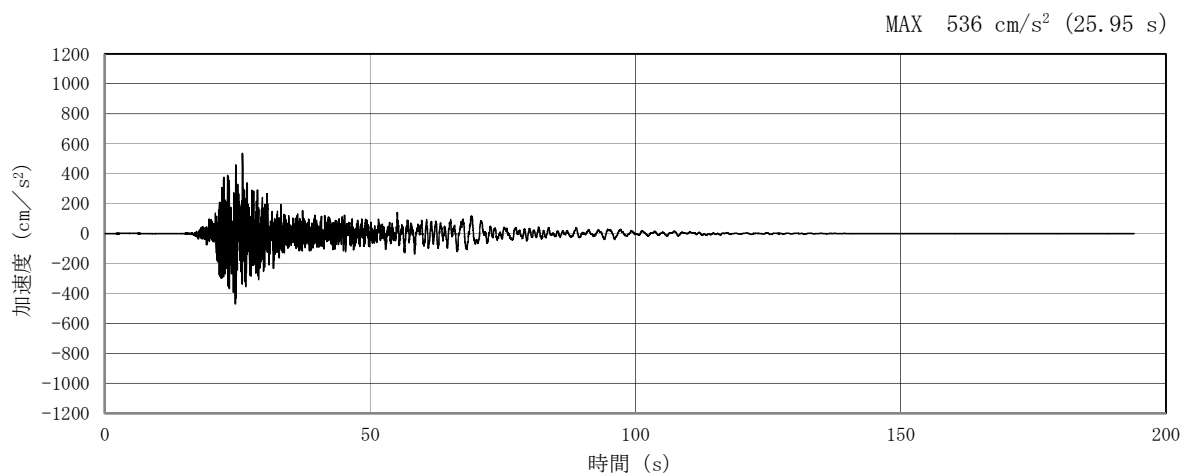


(a) 加速度時刻歴波形

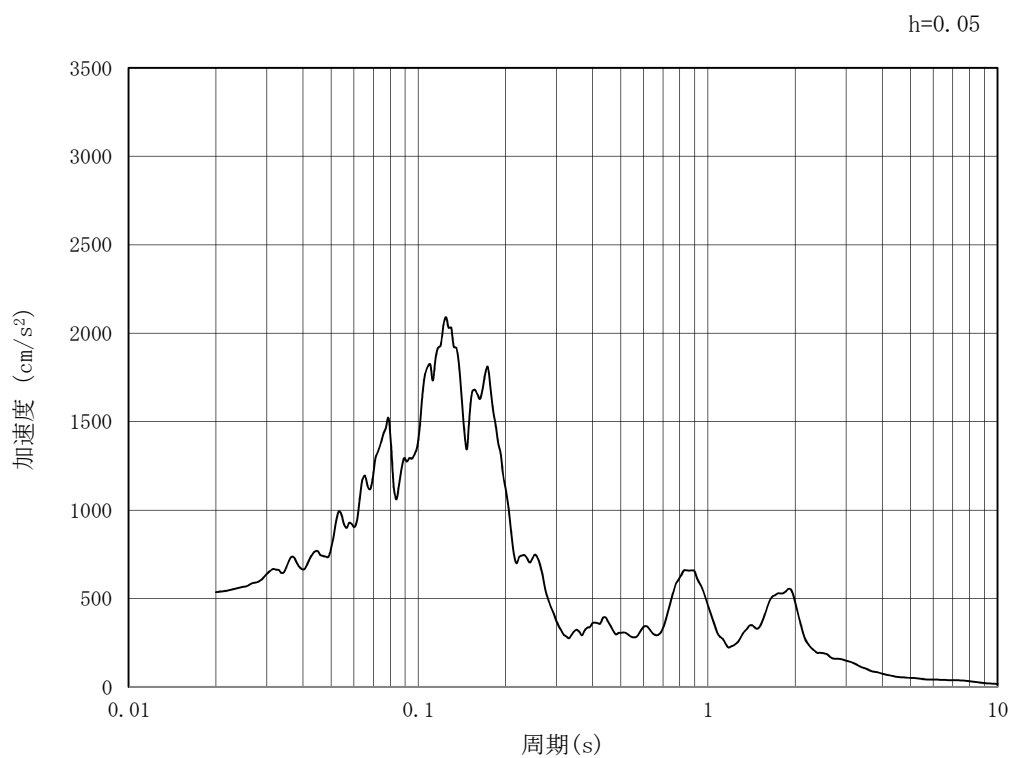


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (18) 南北方向⑤-⑤断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び
加速度応答スペクトル (鉛直方向: S_s-D1)

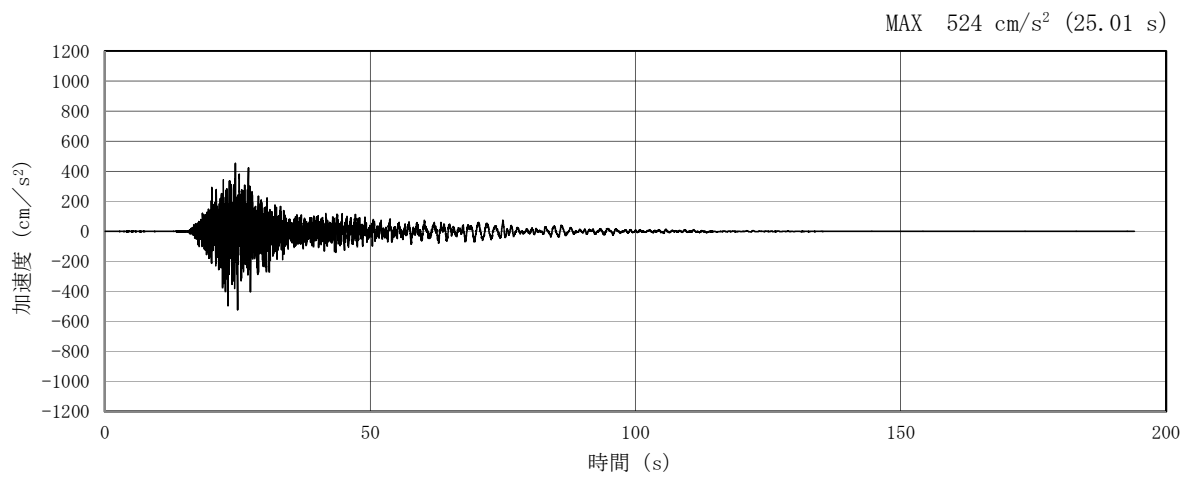


(a) 加速度時刻歴波形

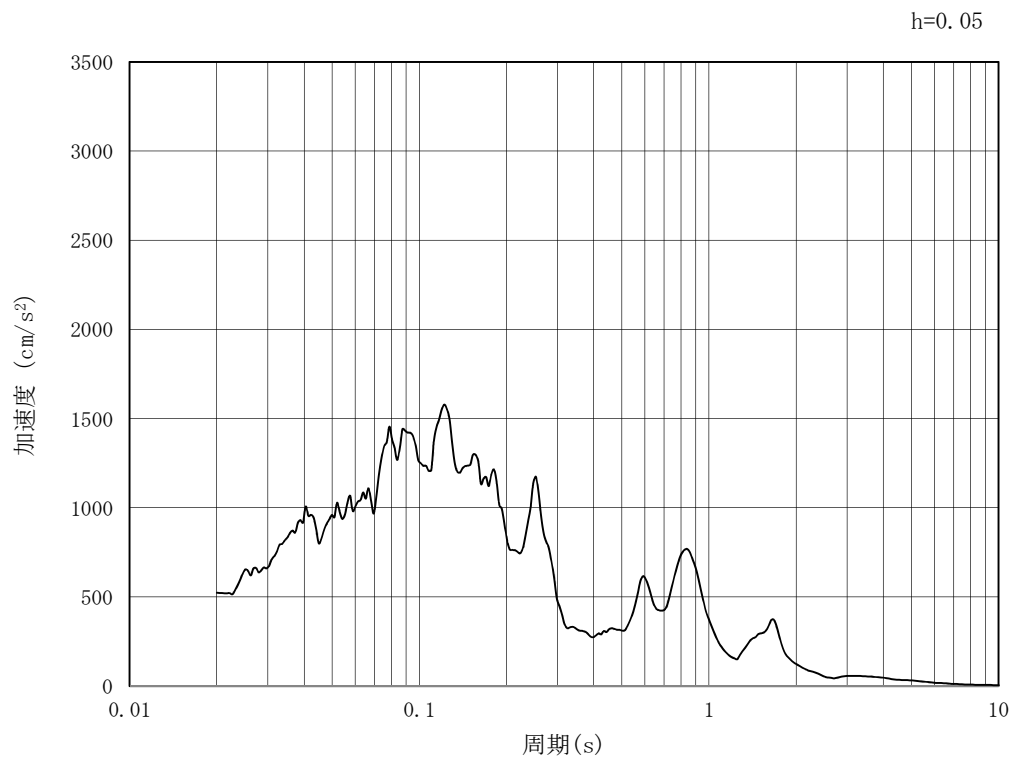


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (19) 南北方向⑤-⑤断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び
加速度応答スペクトル (水平方向 : $S_s - 11$)

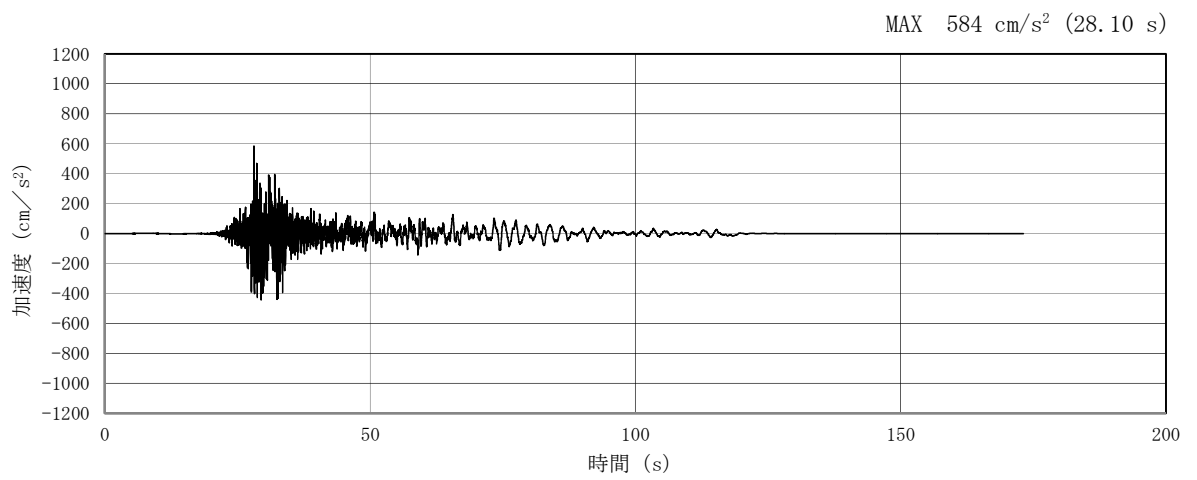


(a) 加速度時刻歴波形

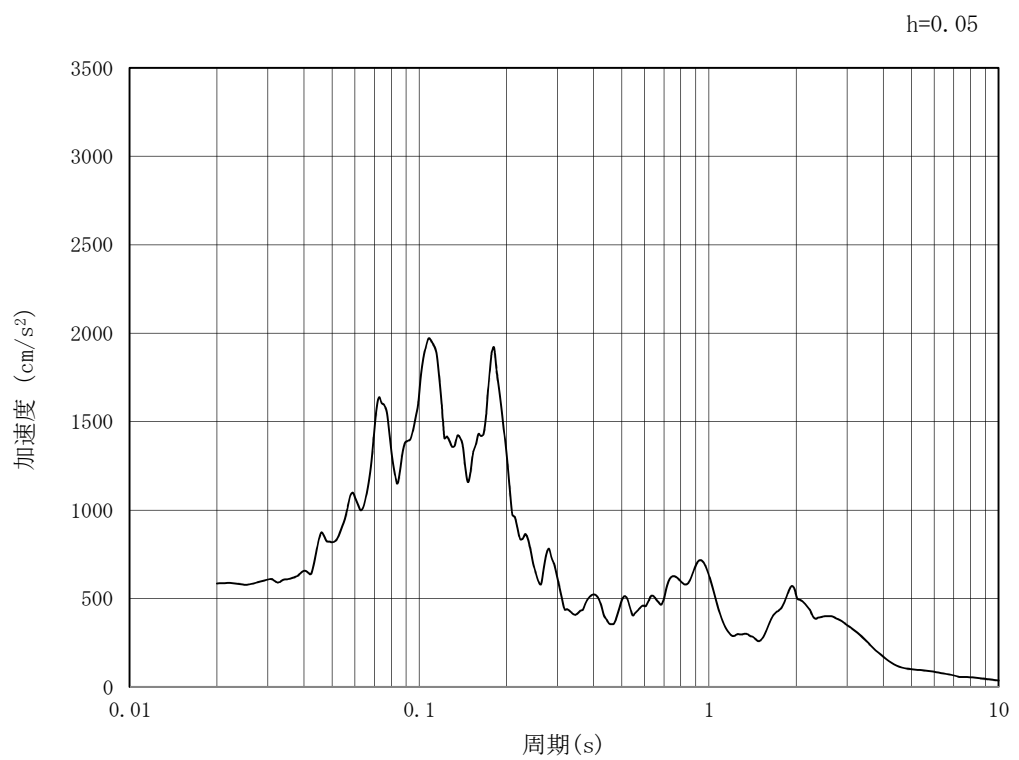


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (20) 南北方向⑤-⑤断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び
加速度応答スペクトル (鉛直方向: $S_s - 11$)

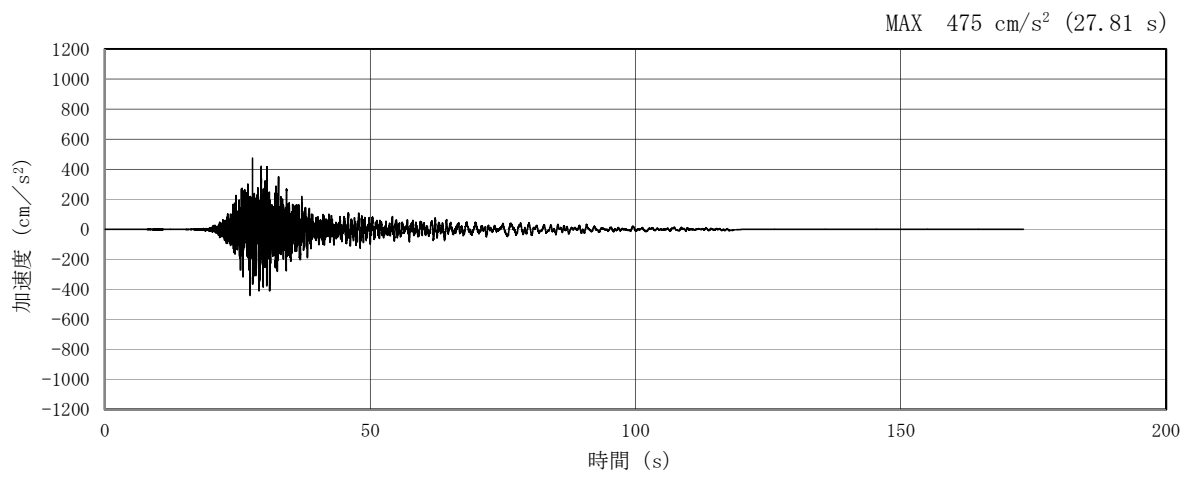


(a) 加速度時刻歴波形

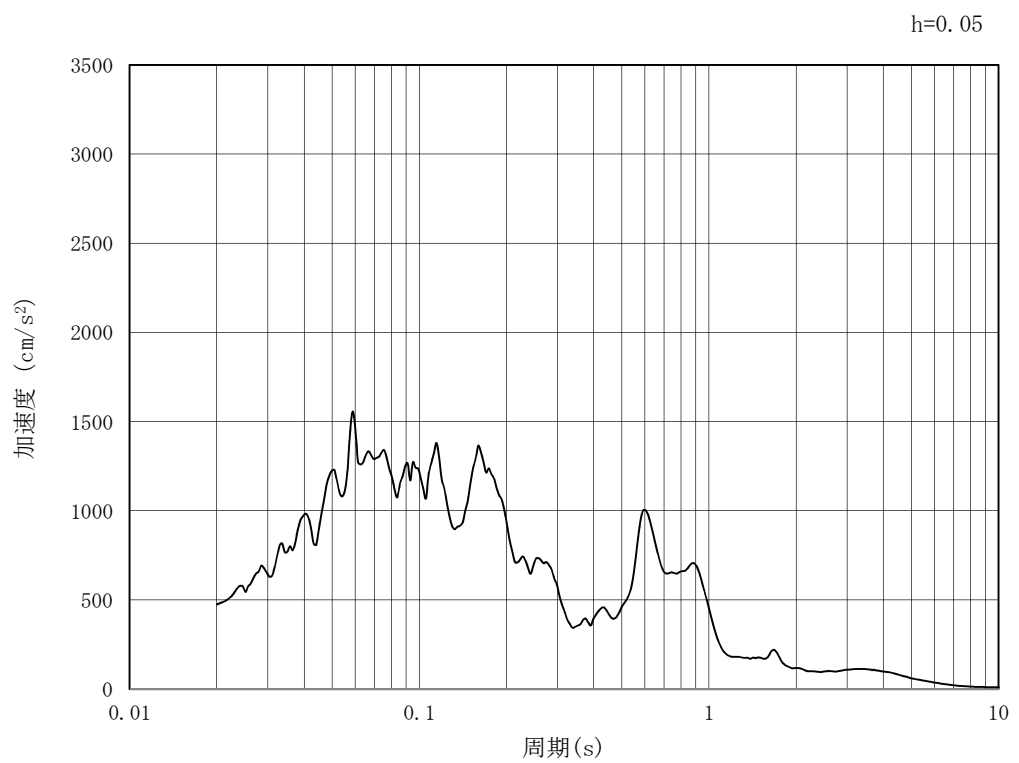


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (21) 南北方向⑤-⑤断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び
加速度応答スペクトル (水平方向: S_s-12)

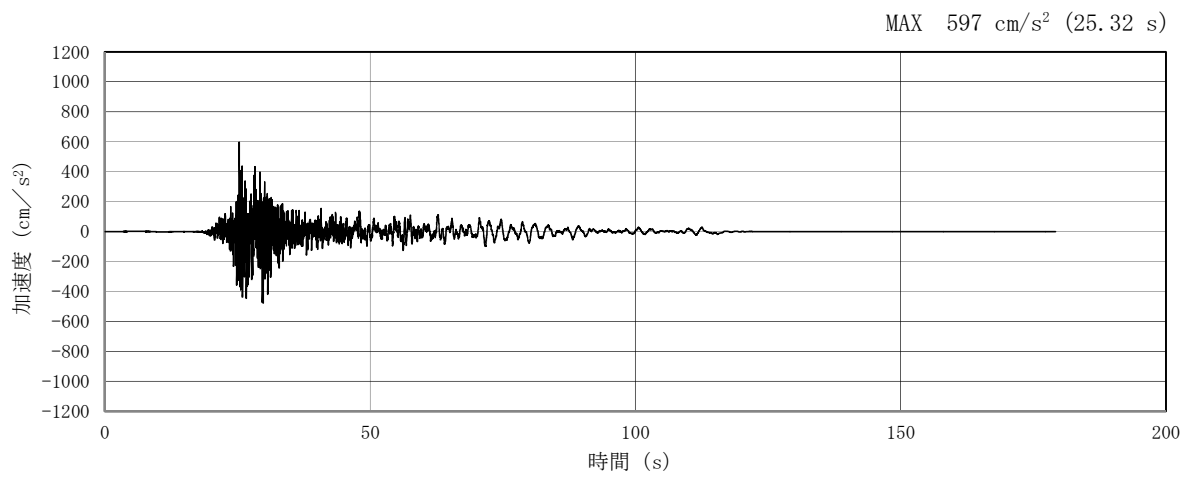


(a) 加速度時刻歴波形

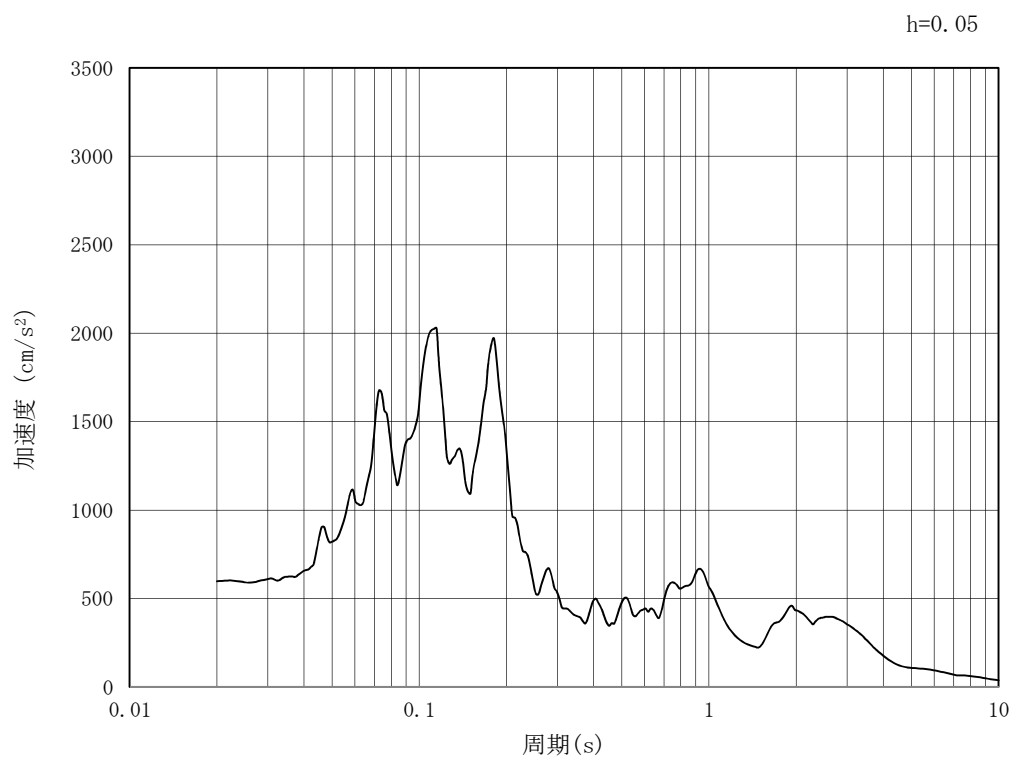


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (22) 南北方向⑤-⑤断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び
加速度応答スペクトル (鉛直方向: $S_s - 1.2$)

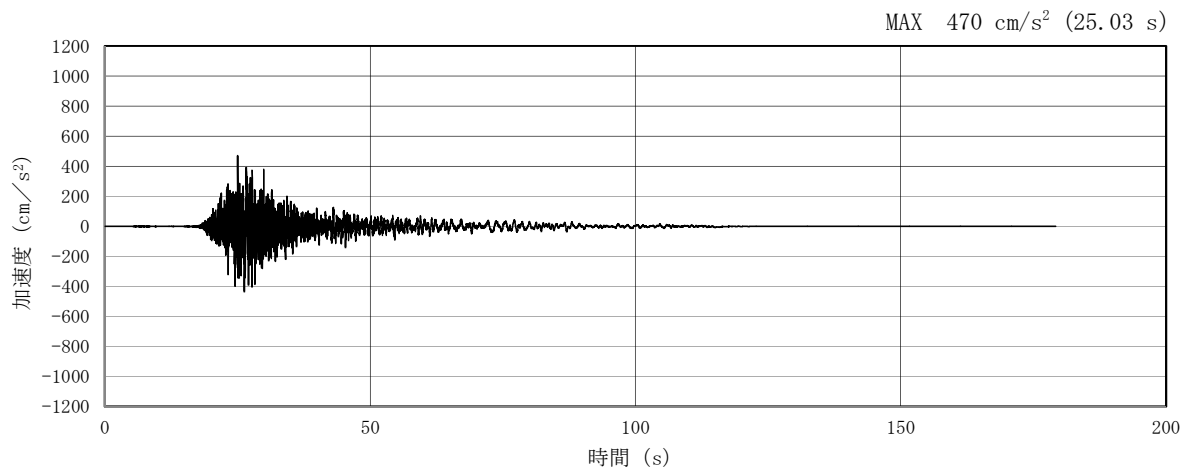


(a) 加速度時刻歴波形

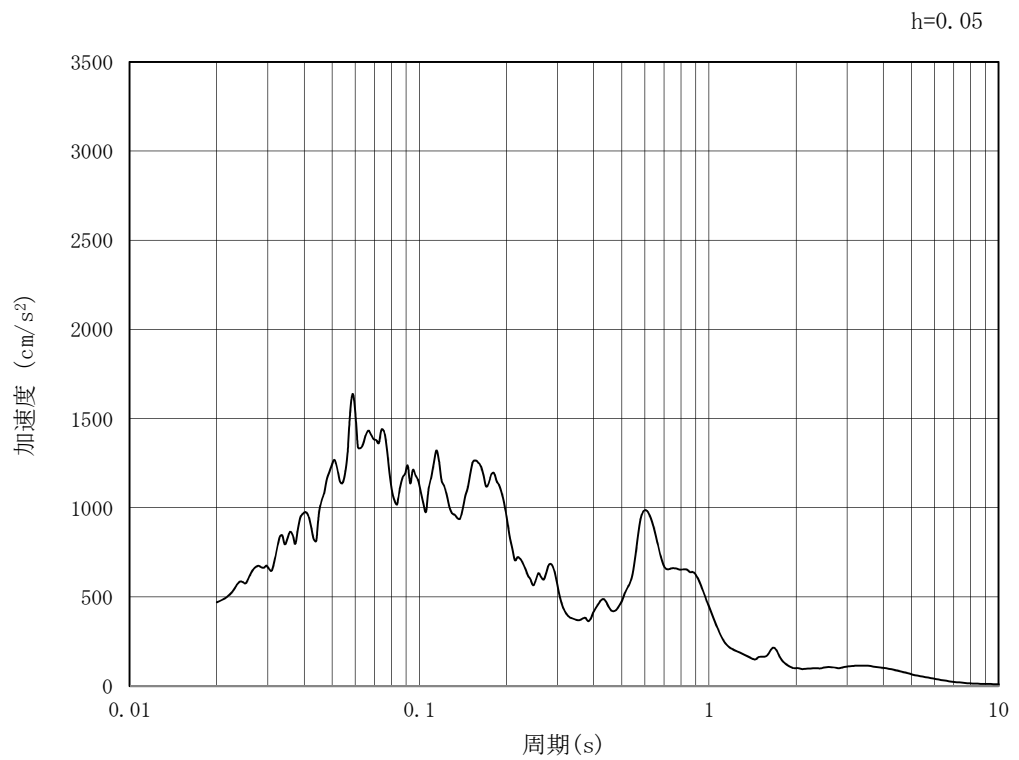


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (23) 南北方向⑤-⑤断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び
加速度応答スペクトル (水平方向: S_s-13)

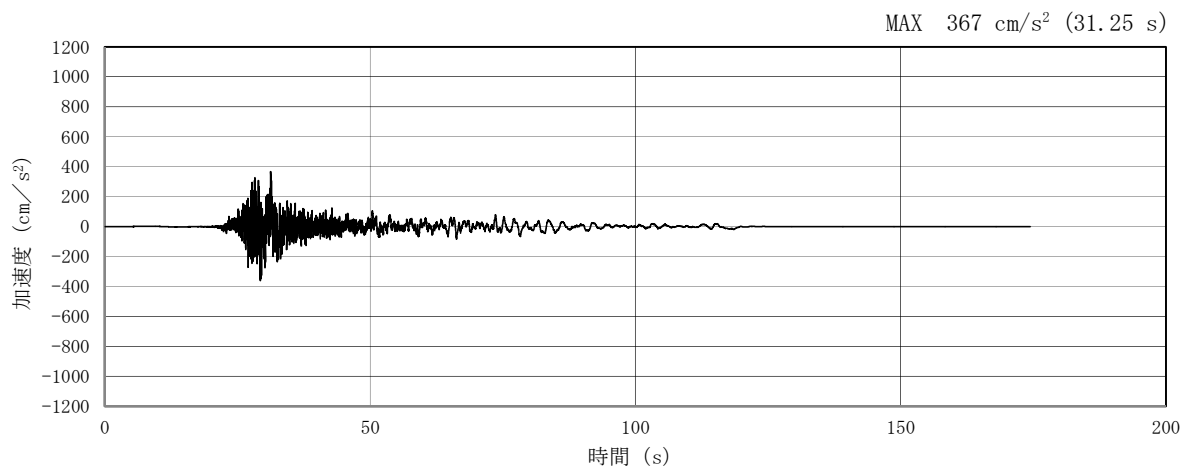


(a) 加速度時刻歴波形

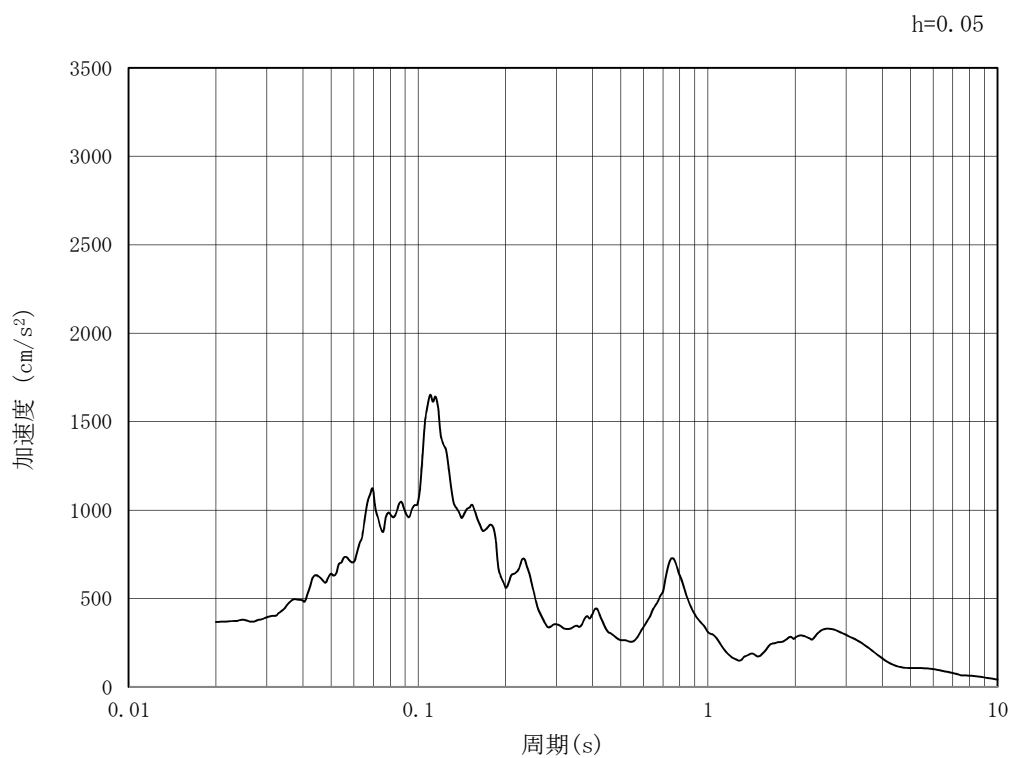


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (24) 南北方向⑤-⑤断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び
加速度応答スペクトル (鉛直方向 : $S_s - 1.3$)

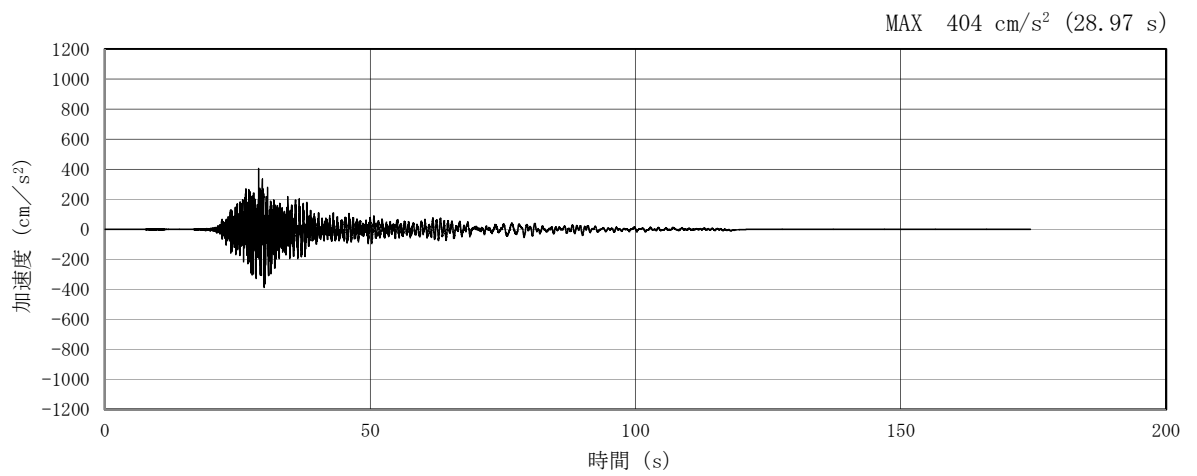


(a) 加速度時刻歴波形

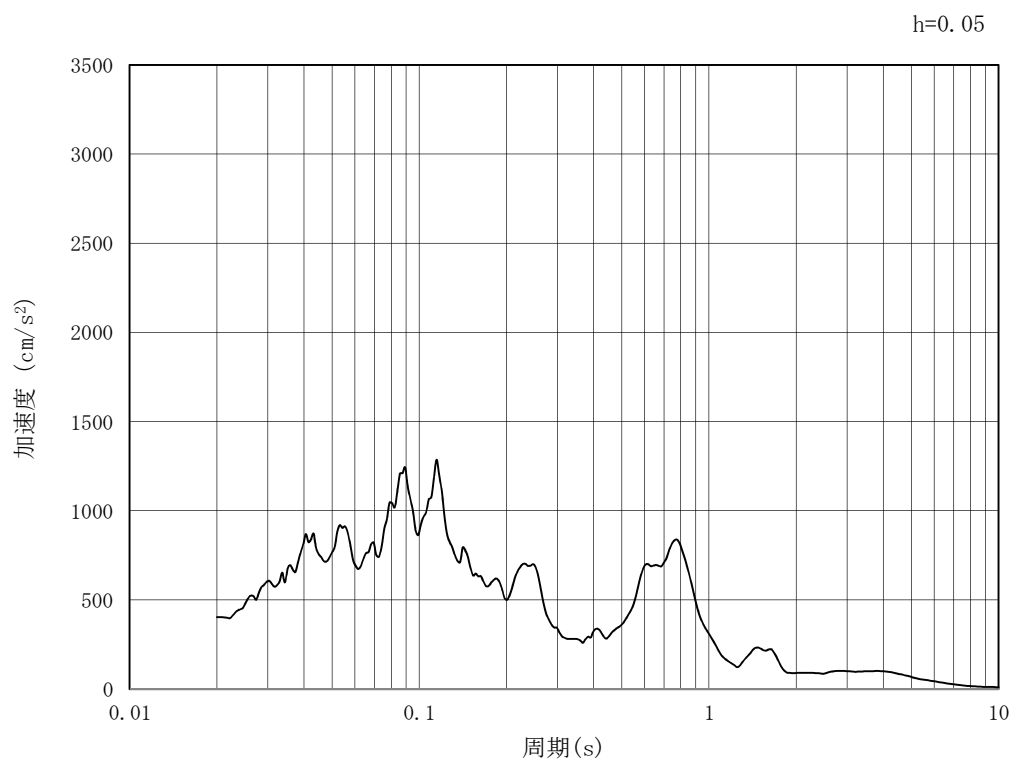


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (25) 南北方向⑤-⑤断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び
加速度応答スペクトル (水平方向: $S_s - 1.4$)

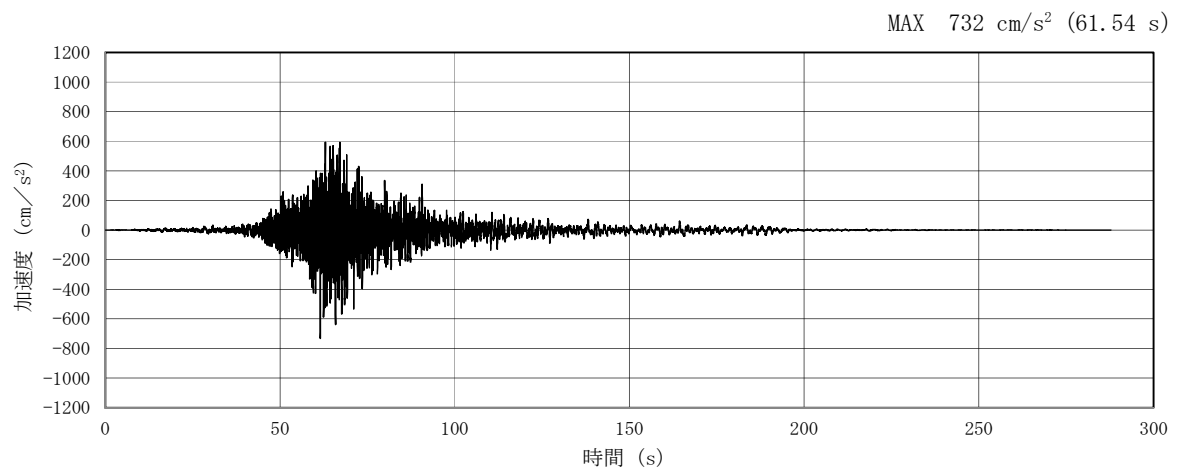


(a) 加速度時刻歴波形

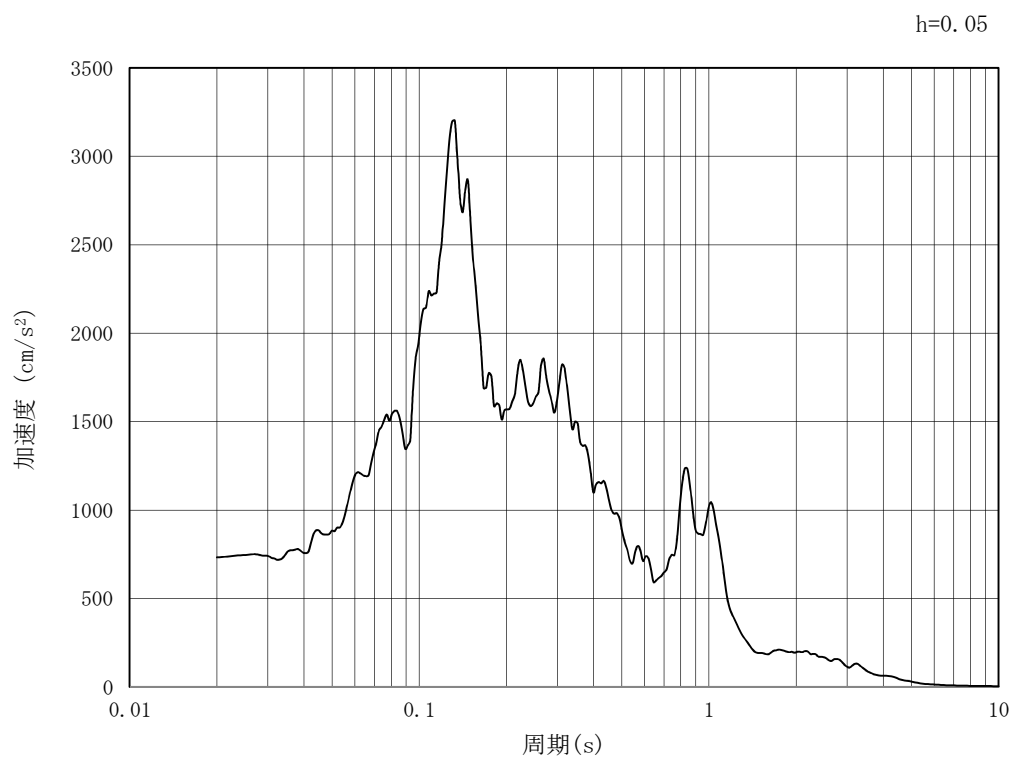


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (26) 南北方向⑤-⑤断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び
加速度応答スペクトル (鉛直方向: $S_s - 1.4$)

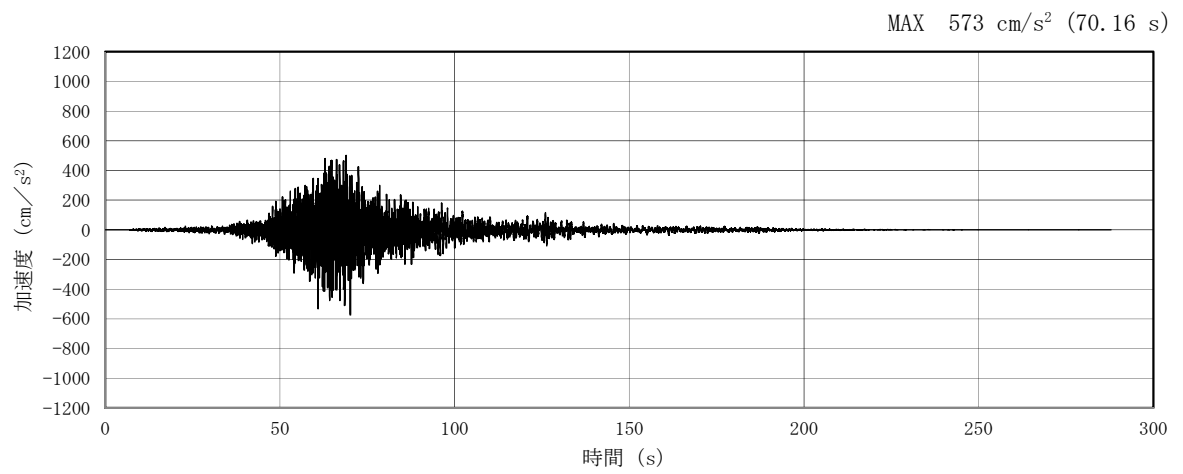


(a) 加速度時刻歴波形

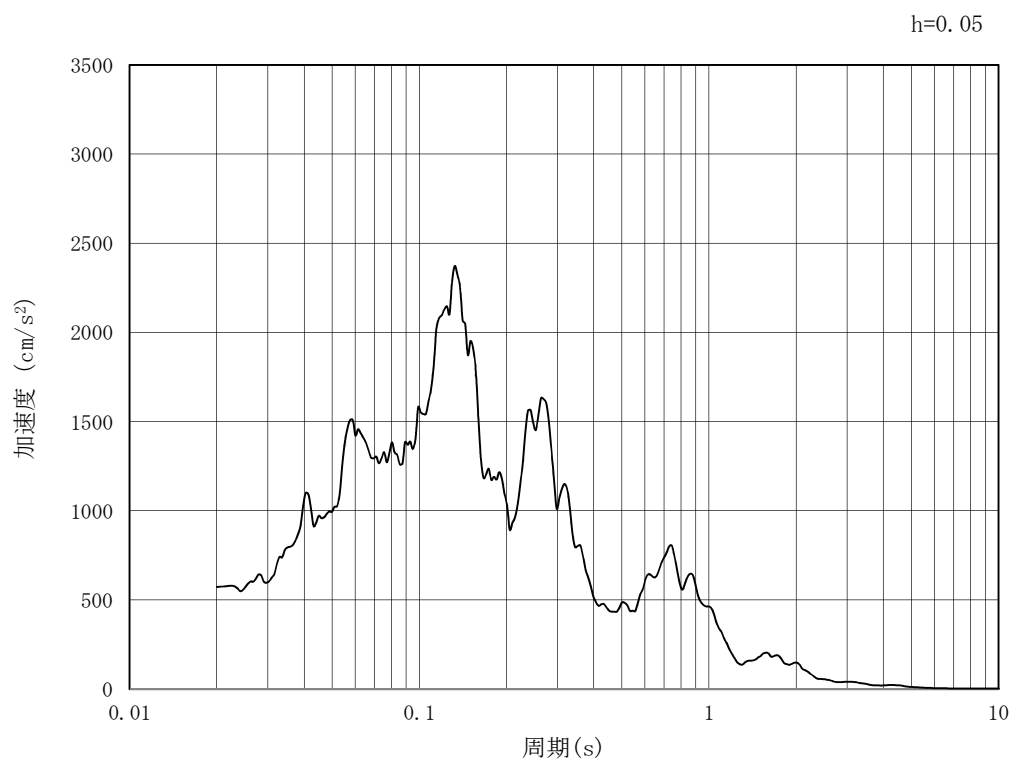


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (27) 南北方向⑤-⑤断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び
加速度応答スペクトル (水平方向: $S_s - 21$)

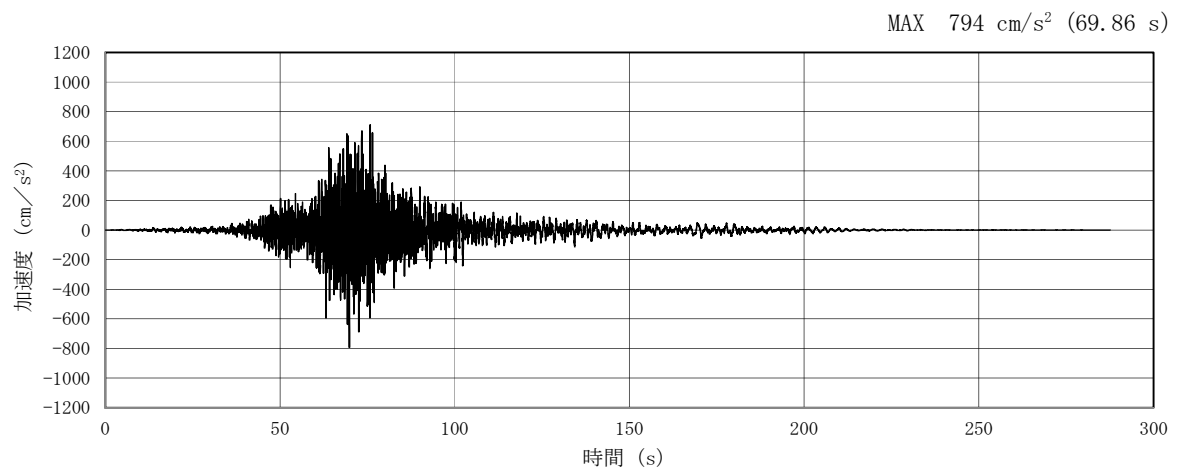


(a) 加速度時刻歴波形

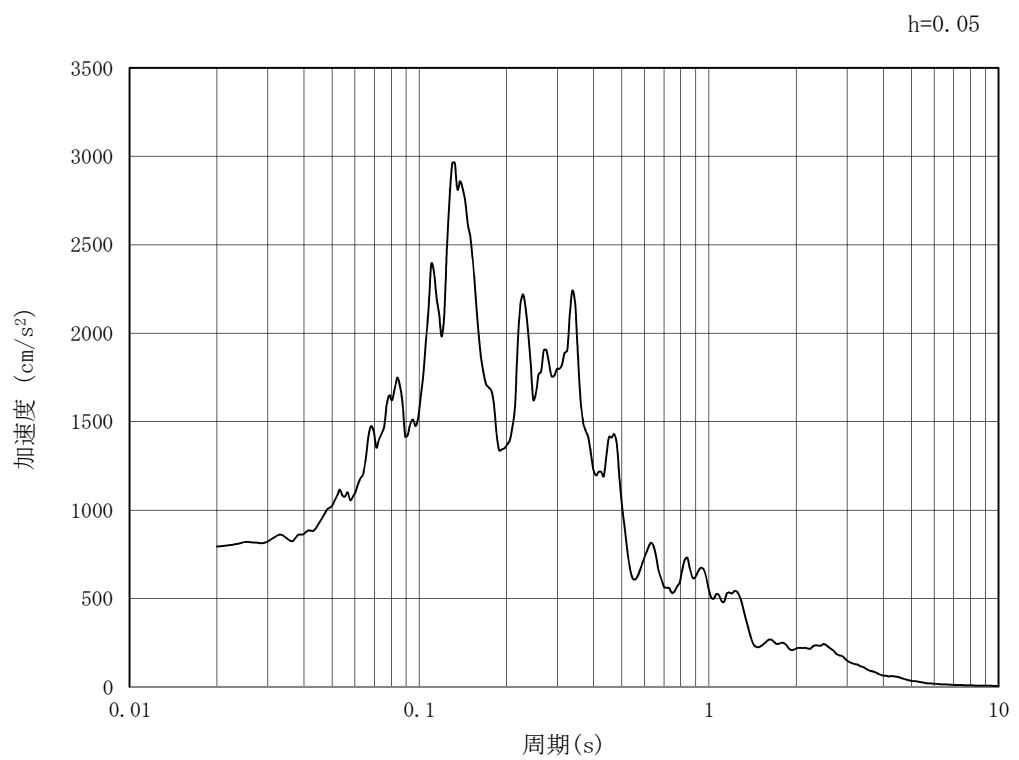


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (28) 南北方向⑤-⑤断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び
加速度応答スペクトル (鉛直方向: $S_s - 21$)

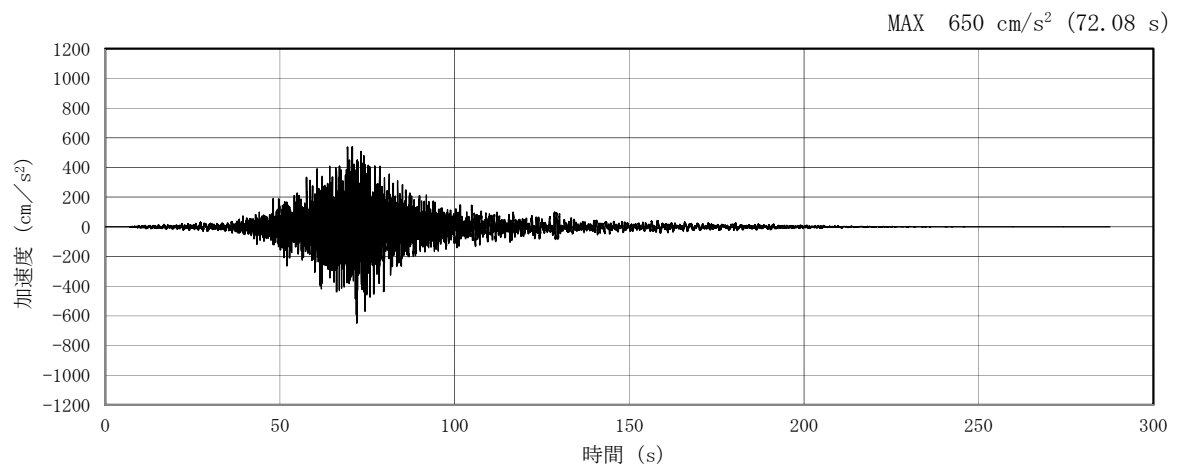


(a) 加速度時刻歴波形

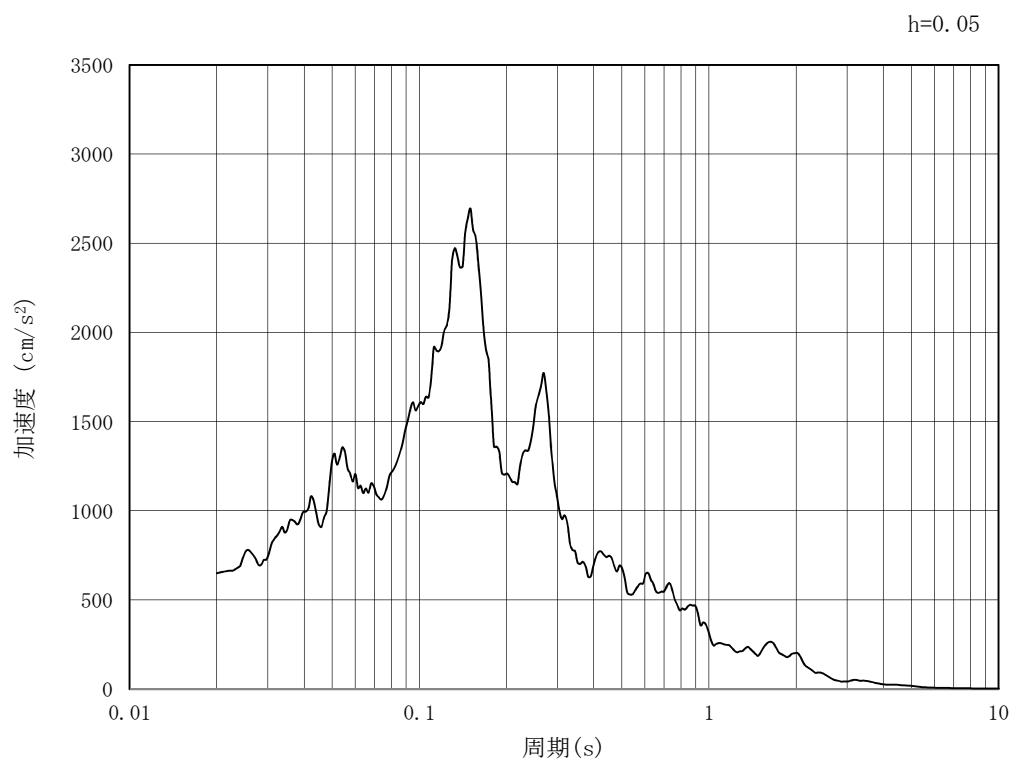


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (29) 南北方向⑤-⑤断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び
加速度応答スペクトル (水平方向: S_s-22)

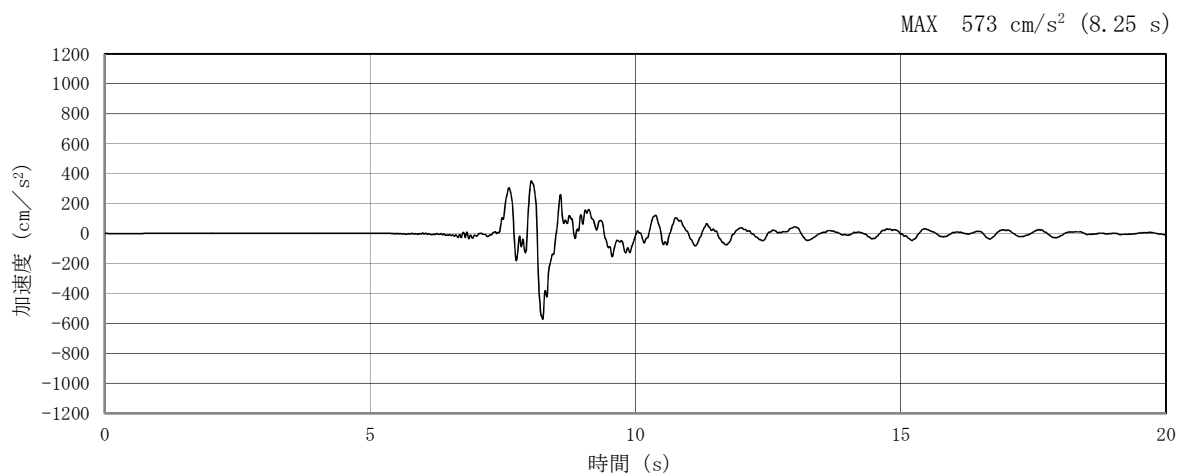


(a) 加速度時刻歴波形

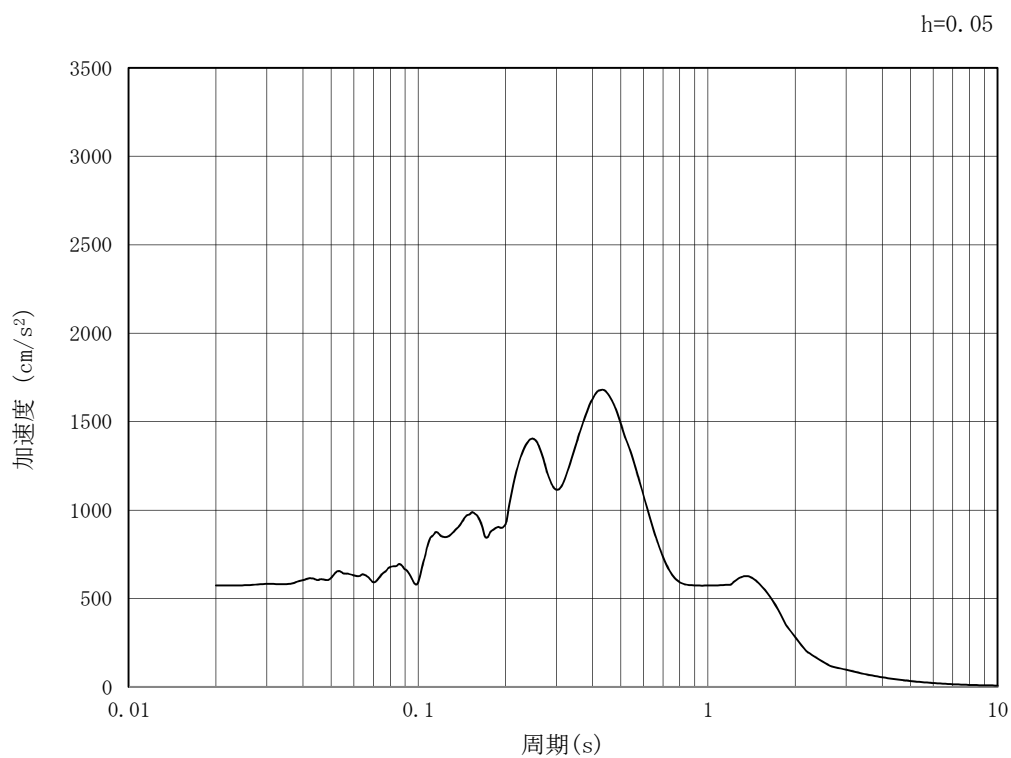


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (30) 南北方向⑤-⑤断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び
加速度応答スペクトル (鉛直方向: $S_s - 2.2$)

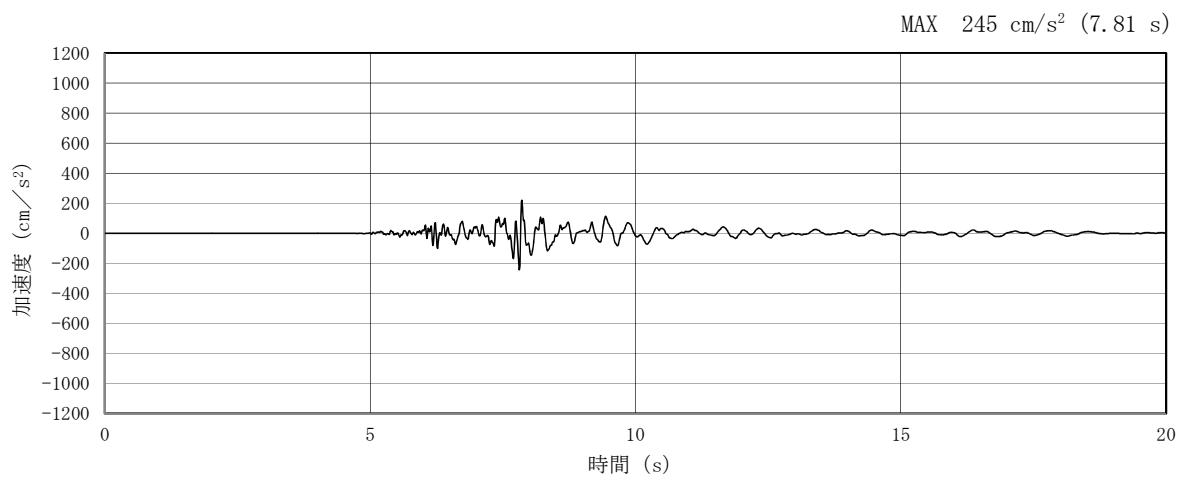


(a) 加速度時刻歴波形

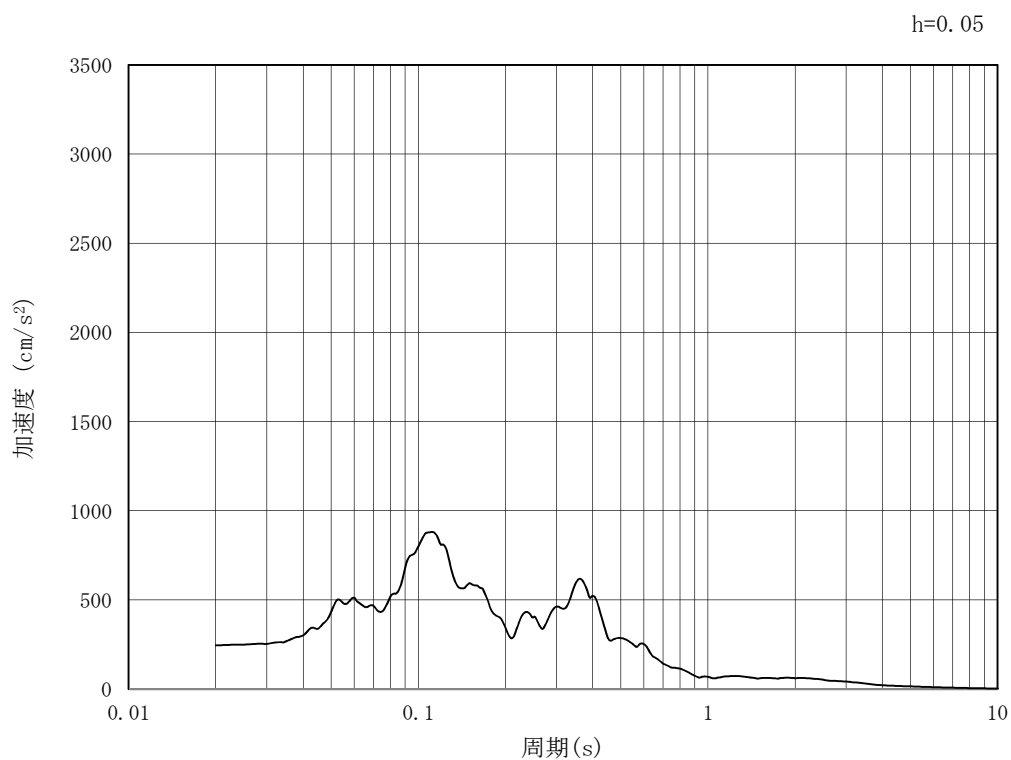


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (31) 南北方向⑤-⑤断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び
加速度応答スペクトル (水平方向 : $S_s - 31$)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-2 (32) 南北方向⑤-⑤断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び
加速度応答スペクトル (鉛直方向: $S_s - 31$)

4.3.2 許容限界の設定

(1) 許容応力度による許容限界

電源装置置場の構造部材は、許容応力度による照査を行う。評価位置においてコンクリートの圧縮応力度、鉄筋の引張応力度、コンクリートのせん断応力度が短期許容応力度以下であることを確認する。

短期許容応力度については、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）」及び「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成24年3月）」に基づき、鉄筋コンクリートの許容応力度に対して1.5倍の割増しを考慮し、表4.3-1のとおり設定する。

表 4.3-1 許容応力度

評価項目		短期許容応力度 (N/mm ²)
コンクリート*1 ($f'_{ck}=40$ N/mm ²)	短期許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	21.0
	短期許容せん断応力度 τ_{a1}	0.825*3
鉄筋(SD490)*2	短期許容引張応力度 σ_{sa} (曲げ軸力)	435
	短期許容引張応力度 σ_{sa} (せん断力)	300
鉄筋(SD390)*1	短期許容引張応力度 σ_{sa}	309

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

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

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

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

ここで、

V_{ca} : コンクリートの短期許容せん断力 $V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$

V_{sa} : 斜め引張鉄筋の短期許容せん断力 $V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa2} \cdot j \cdot d / s$

τ_{a1} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の短期許容せん断応力度

b_w : 有効幅

j : $1/1.15$

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa2} : 鉄筋の短期許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

(2) 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

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（日本道路協会，平成14年3月）より設定する。
道路橋示方書によるケーソン基礎の支持力算定式を以下に示す。

なお，支持性能評価における保守的な配慮として，以下の支持力算定式の第3項を0と仮定し，極限支持力を算定する。

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

ここで，

q_d : 基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/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 4.3-2 に示す基礎底面の形状係数

B : 基礎幅 (m)

D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)

N_c, N_q, N_γ : 図 4.3-3 に示す支持力係数

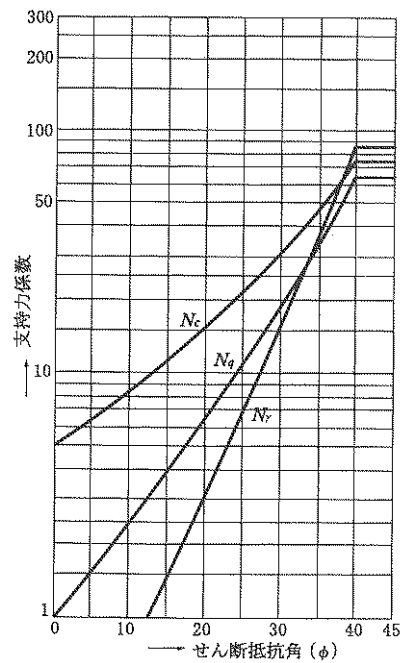
表 4.3-2 基礎底面の形状係数

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)」より



「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)」より

図 4.3-3 支持力係数を求めるグラフ

電源装置置場の極限支持力の算定結果を表 4.3-3 に示す。

表 4.3-3 極限支持力算定の諸元と算定結果

項目	算定結果	備考
極限支持力度 q_d (kN/m ²)	5723	
$\alpha c N_c$ (kN/m ²)	5723	
$\frac{1}{2} \beta \gamma'_1 B N_\gamma$ (kN/m ²)	0	
$\gamma'_2 D_f N_q$ (kN/m ²)	0	保守的な配慮として 0 と仮定
粘着力 c (kN/m ²)	920	
せん断抵抗角 ϕ (°)	0	
地盤の単位体積重量 γ'_1 (kN/m ³)	7.085	
周辺地盤の単位体積重量 γ'_2 (kN/m ³)	—	
形状係数 α	1.244	
形状係数 β	0.674	
基礎幅 B (m)	46.000	
有効根入れ深さ D_f (m)	—	
N_c	5	図 4.3-3 より
N_γ	0	図 4.3-3 より
N_q	—	

4.4 評価結果

4.4.1 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（部材に着目した断面力図）

表 4.4-1 に、2次元有効応力解析の実施ケース及び最も厳しい照査値（曲げ軸力に対する照査，せん断力に対する照査）を示す。

コンクリートの曲げ軸力に対する照査，鉄筋の曲げ軸力に対する照査，せん断力に対する照査の3つの照査項目それぞれに対して，検討ケースのうち最も厳しい照査値となった時刻における断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）の分布を部材毎に図示する。

表 4.4-1 (1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査値

地震動 \ 検討ケース		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s - D 1$	++	0.36	0.36	0.36	0.52	0.36	0.36
	+-	0.36			0.52		
	-+	0.37	0.38	0.38	0.51	0.37	0.37
	--	0.37	0.38	0.38	0.52	0.37	0.37
$S_s - 1 1$		0.19					
$S_s - 1 2$		0.25					
$S_s - 1 3$		0.25					
$S_s - 1 4$		0.20					
$S_s - 2 1$		0.29					
$S_s - 2 2$		0.29					
$S_s - 3 1$	++	0.35					
	-+	0.34					

表 4.4-1 (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査値

地震動 \ 検討ケース		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s - D 1$	++	0.45	0.46	0.46	0.73	0.49	0.48
	+-	0.45			0.71		
	-+	0.53	0.53	0.54	0.70	0.53	0.53
	--	0.53	0.53	0.54	0.72	0.53	0.53
$S_s - 1 1$		0.26					
$S_s - 1 2$		0.32					
$S_s - 1 3$		0.30					
$S_s - 1 4$		0.25					
$S_s - 2 1$		0.45					
$S_s - 2 2$		0.44					
$S_s - 3 1$	++	0.49					
	-+	0.44					

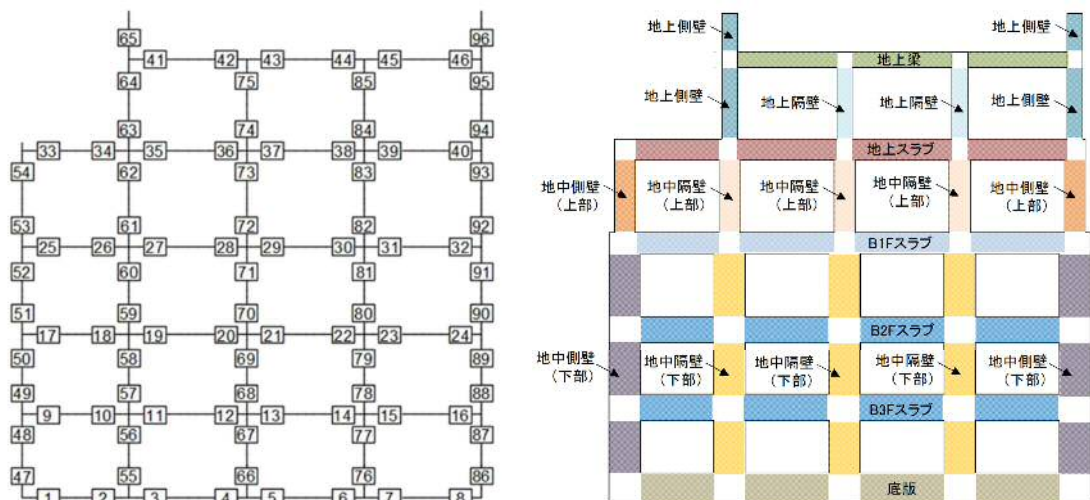
表 4.4-1 (3) せん断力に対する照査値

地震動 検討ケース		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s - D 1$	++	0.55	0.54	0.55	0.72	0.56	0.57
	+-	0.53			0.72		
	-+	0.50	0.50	0.51	0.69	0.51	0.51
	--	0.50	0.50	0.51	0.69	0.50	0.51
$S_s - 1 1$		0.43					
$S_s - 1 2$		0.50					
$S_s - 1 3$		0.48					
$S_s - 1 4$		0.42					
$S_s - 2 1$		0.48					
$S_s - 2 2$		0.55					
$S_s - 3 1$	++	0.49					
	-+	0.52					

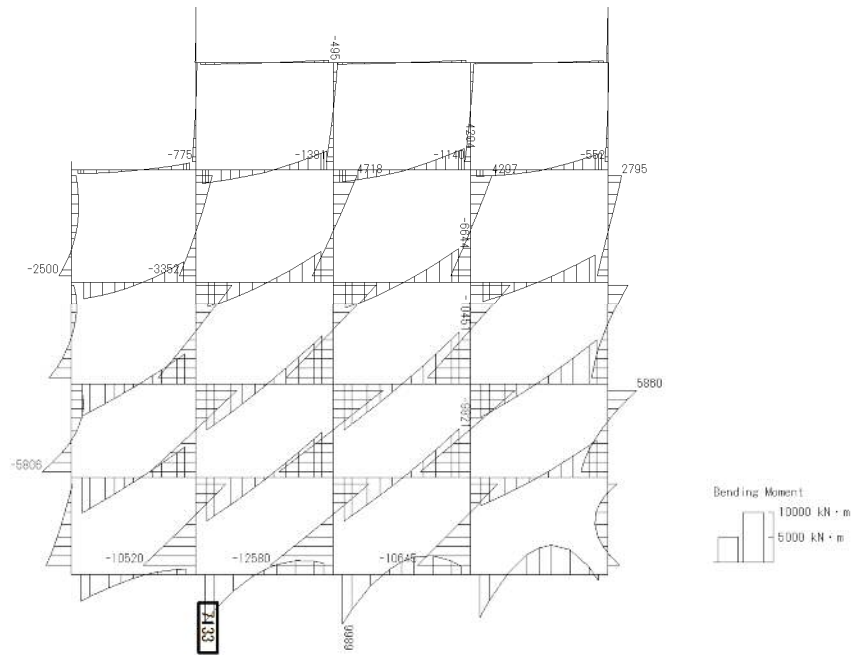
表 4.4-2 コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果
(各構造部材において最も厳しい照査値とその地震波)

評価位置		断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		圧縮	短期許容	照査値	検討ケース
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	応力度 σ_c (N/mm ²)	応力度 σ_{cs} (N/mm ²)		
底版	3	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	7133	2527	6.40	21.0	0.31	④ S _s -D 1 (H-, V-)
スラブ (B2F, B3F)	22	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	-8992	2848	10.83	21.0	0.52	④ S _s -D 1 (H-, V-)
スラブ (B1F)	27	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-5940	1352	10.21	21.0	0.49	④ S _s -D 1 (H+, V-)
地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	-3786	490	8.05	21.0	0.39	④ S _s -D 1 (H+, V-)
地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	-505	-24	8.20	21.0	0.40	④ S _s -D 1 (H+, V+)
地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	6217	4135	5.61	21.0	0.27	④ S _s -D 1 (H+, V+)
地中側壁 (上部)	93	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	2582	1770	5.55	21.0	0.27	④ S _s -D 1 (H-, V-)
地中隔壁 (下部)	66	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	10765	5467	9.73	21.0	0.47	④ S _s -D 1 (H+, V-)
地中隔壁 (上部)	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	4269	1280	7.43	21.0	0.36	④ S _s -D 1 (H-, V-)
地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	974	604	4.15	21.0	0.20	④ S _s -D 1 (H+, V+)
地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	-1287	421	5.46	21.0	0.26	④ S _s -D 1 (H-, V-)

※1 評価位置は下図に示す

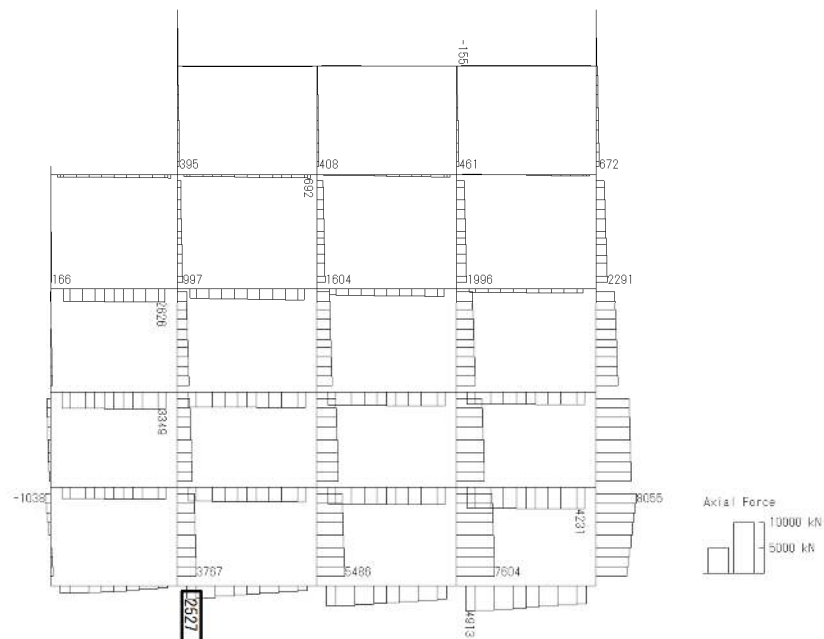


To2_PVB-NS_TS-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-D1--.36
Time: t=53.9sec



曲げモーメント (kN・m)

To2_PVB-NS_TS-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-D1--.36
Time: t=53.9sec



(+ : 圧縮, - : 引張)

軸力 (kN)

図 4.4-3 (1) 底版において最も厳しい照査値となる時刻の断面力

(S_s-D1 (H-, V-), $t=53.90s$)

(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)

To2_PVB-N3-T3-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-01--.36
Time: t=53.9sec



せん断力 (kN)

図 4.4-3 (2) 底版において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
(S_s-D1 (H-, V-), $t=53.90s$)
(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)

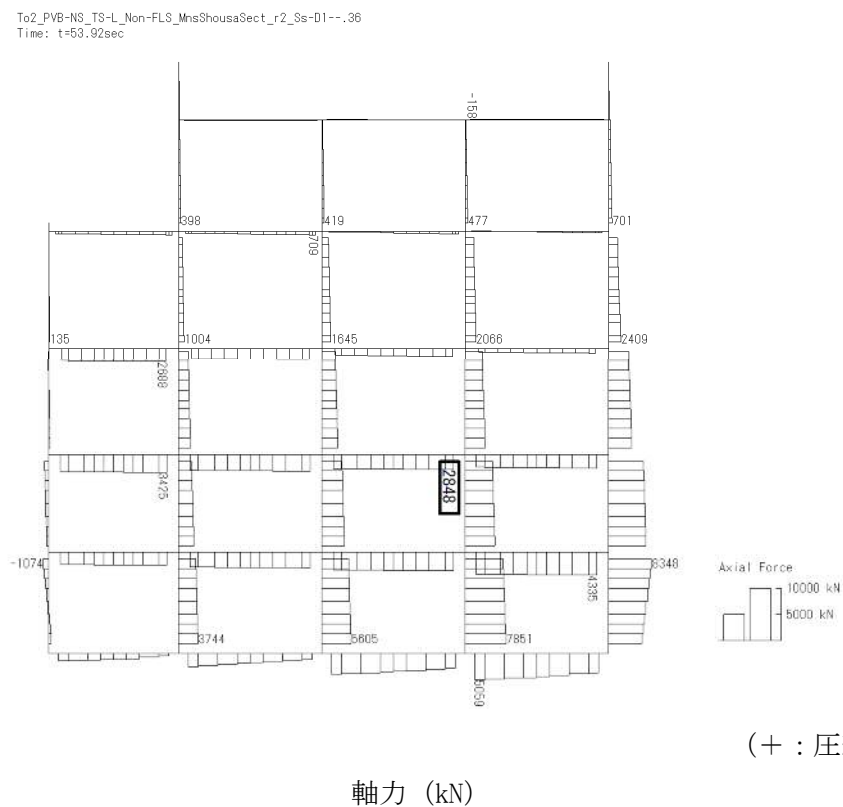
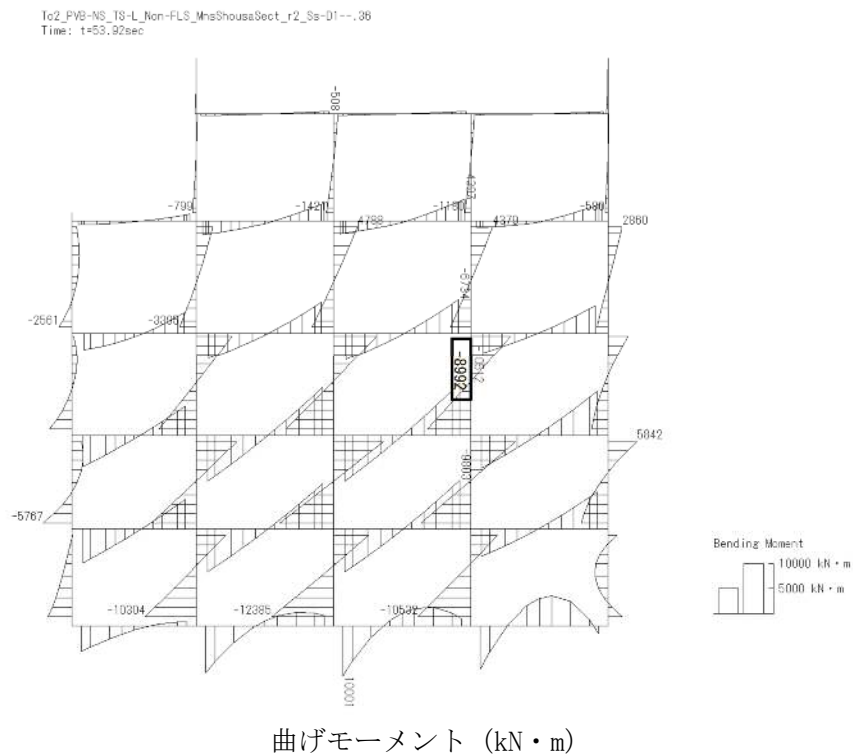
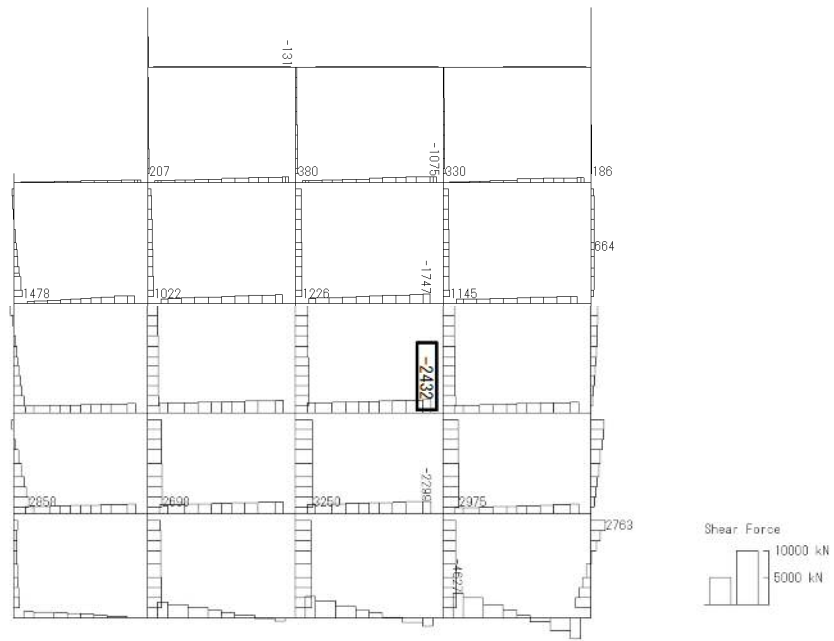


図 4.4-3 (3) スラブ (B2F,B3F) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
(S_s-D1 (H-, V-), $t=53.92s$)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

To2_PVB-NS_TS-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-D1--.36
Time: t=53.92sec



せん断力 (kN)

図 4.4-3 (4) スラブ (B2F, B3F) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
(S_s-D1 (H-, V-), $t=53.92s$)
(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)

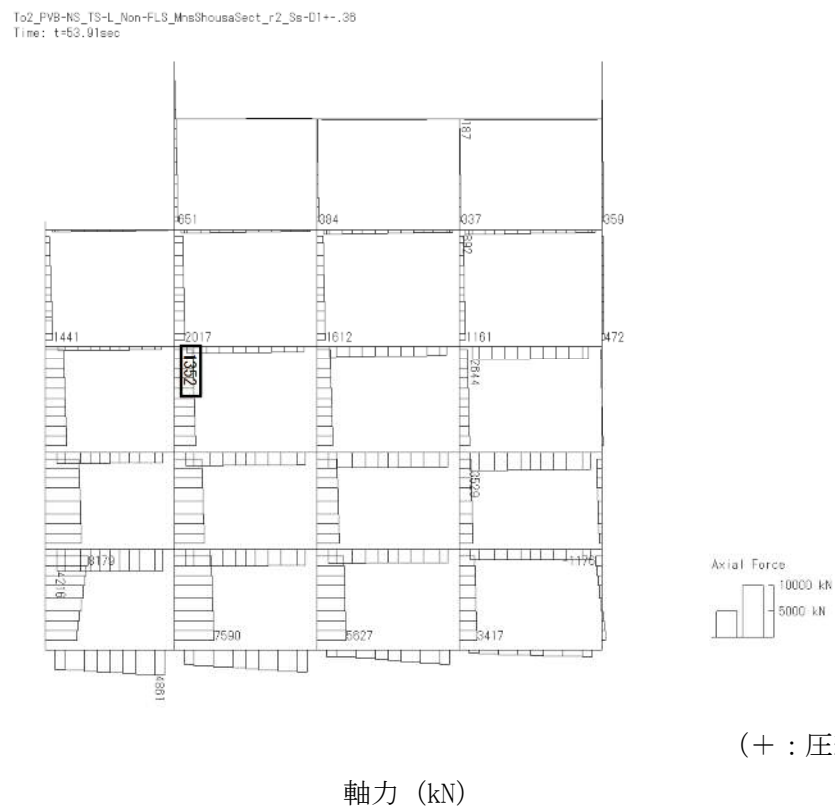
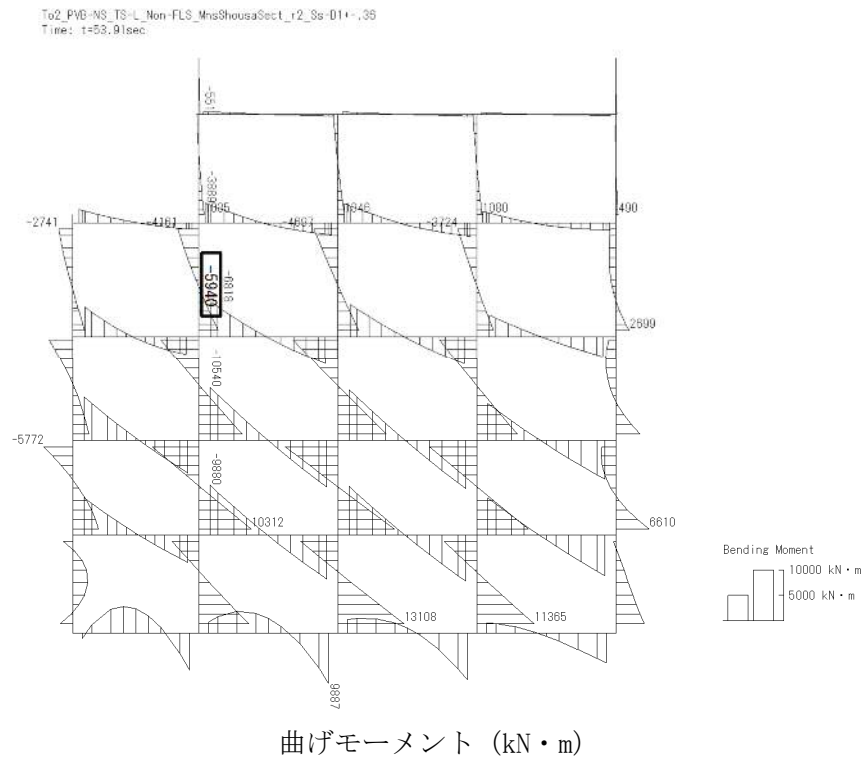


図 4.4-3 (5) スラブ (B1F) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
(S_s-D1 (H+, V-), $t=53.91s$)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

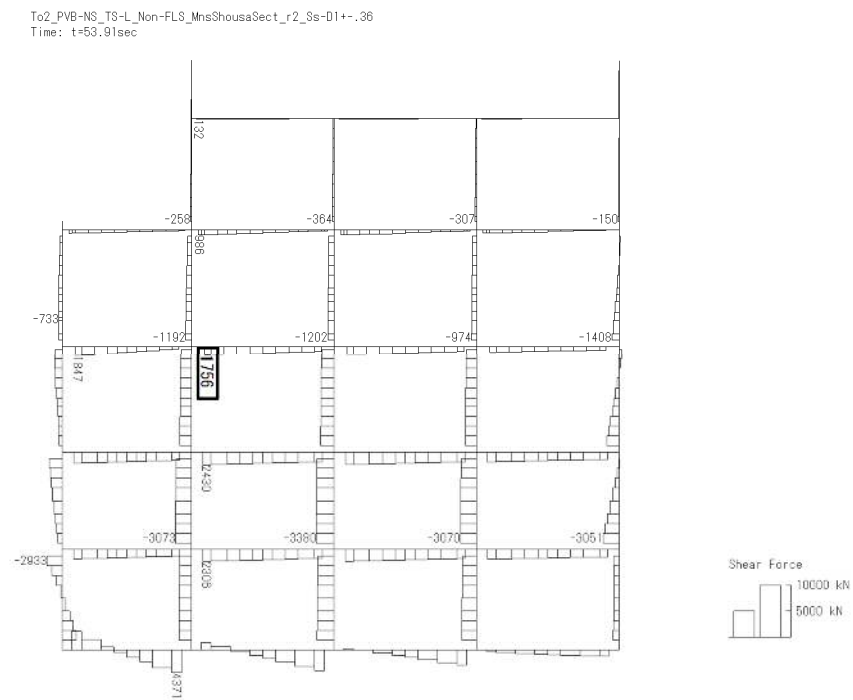


図 4.4-3 (6) スラブ (B1F) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
(S_s-D1 (H+, V-), $t=53.91s$)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

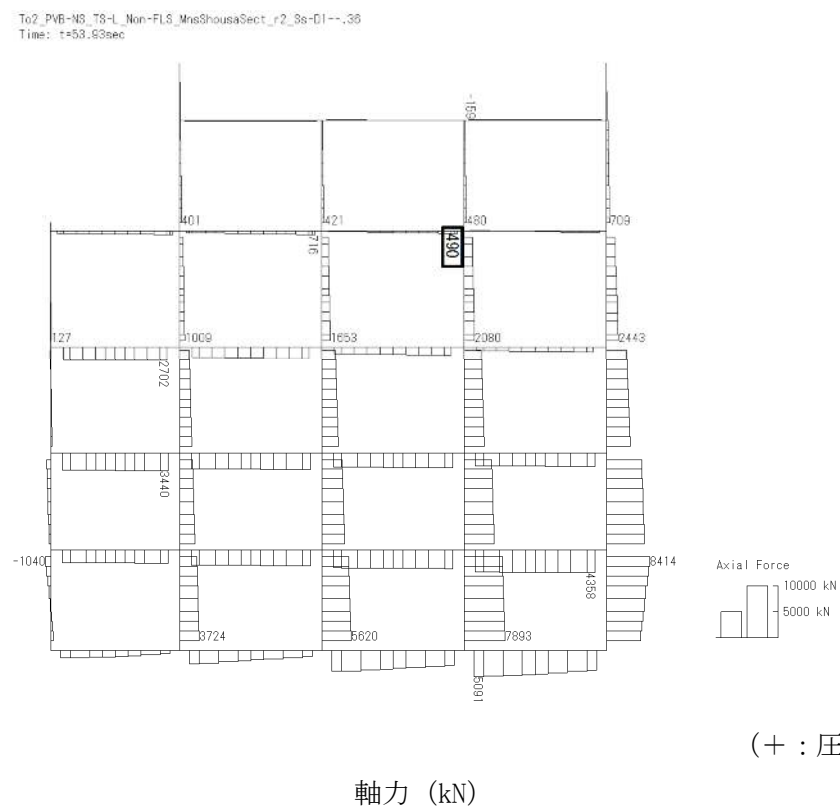
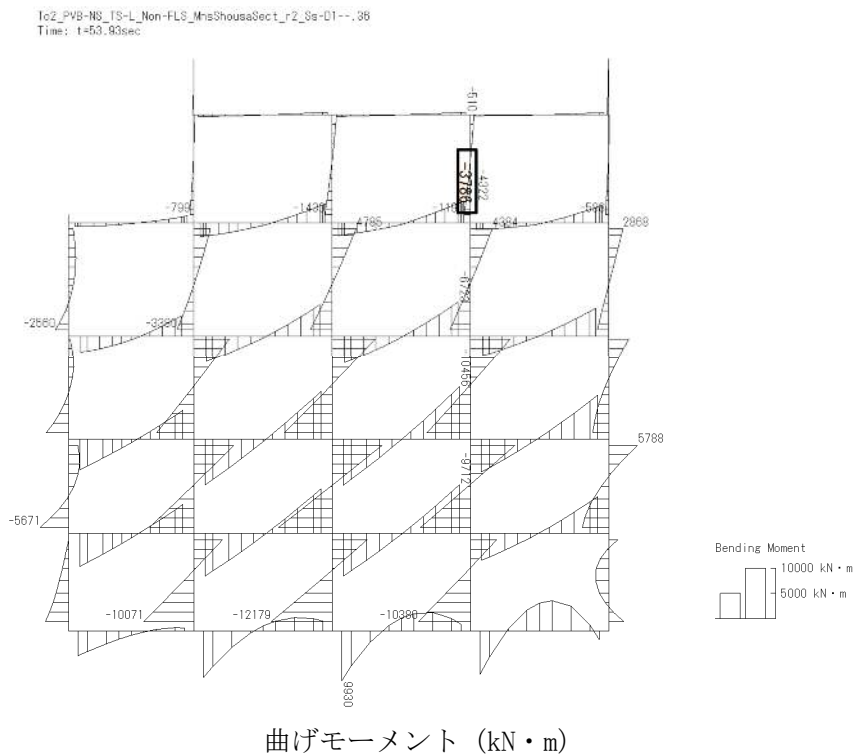
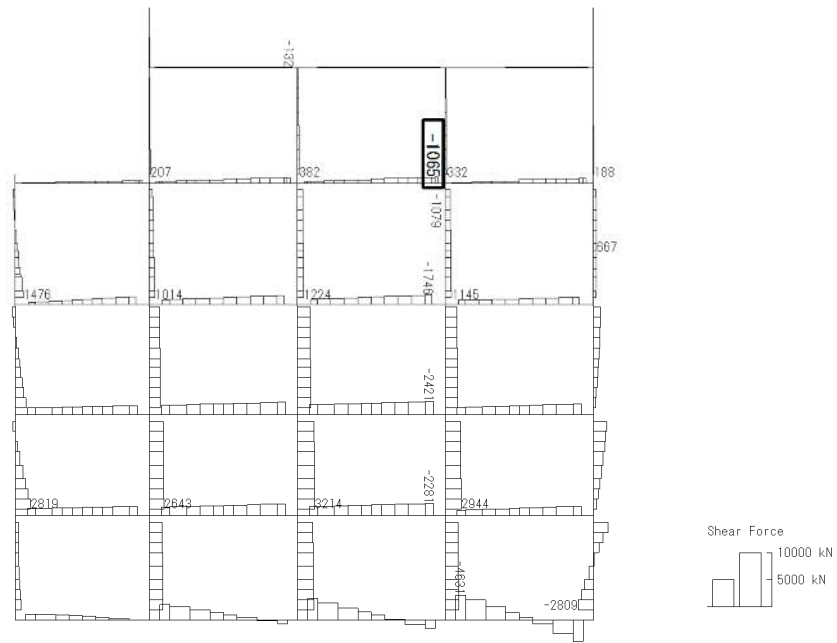


図 4.4-3 (7) 地上スラブにおいて最も厳しい照査値となる時刻の断面力
(S_s-D1 (H-, V-), $t=53.93s$)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

To2_PVB-NS_TS-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-D1--.38
Time: t=53.93sec



せん断力 (kN)

図 4.4-3 (8) 地上スラブにおいて最も厳しい照査値となる時刻の断面力
(S_s-D1 (H-, V-), $t=53.93s$)
(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)

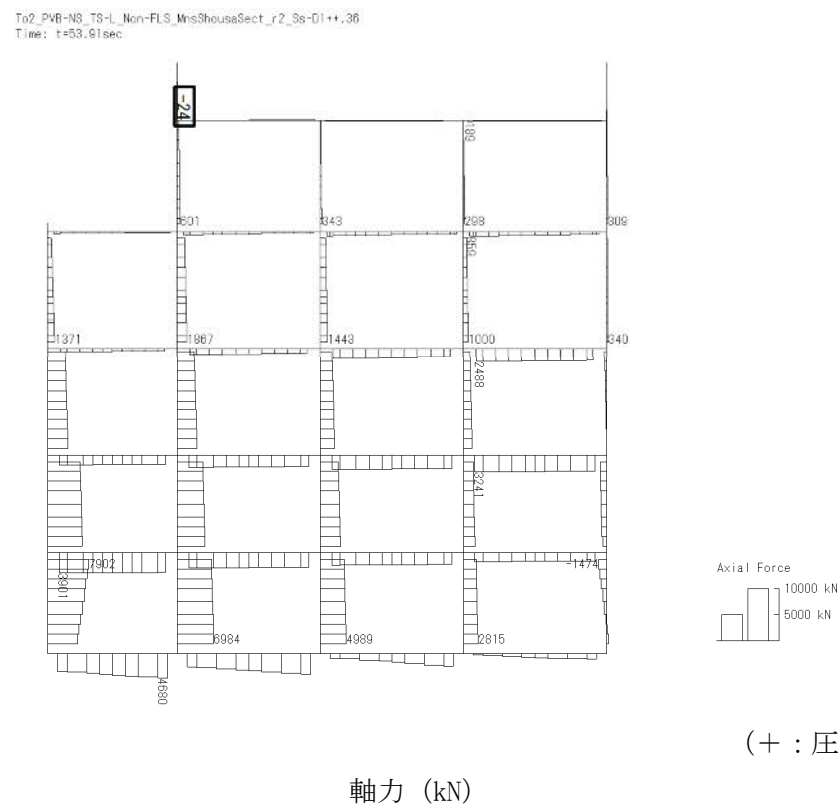
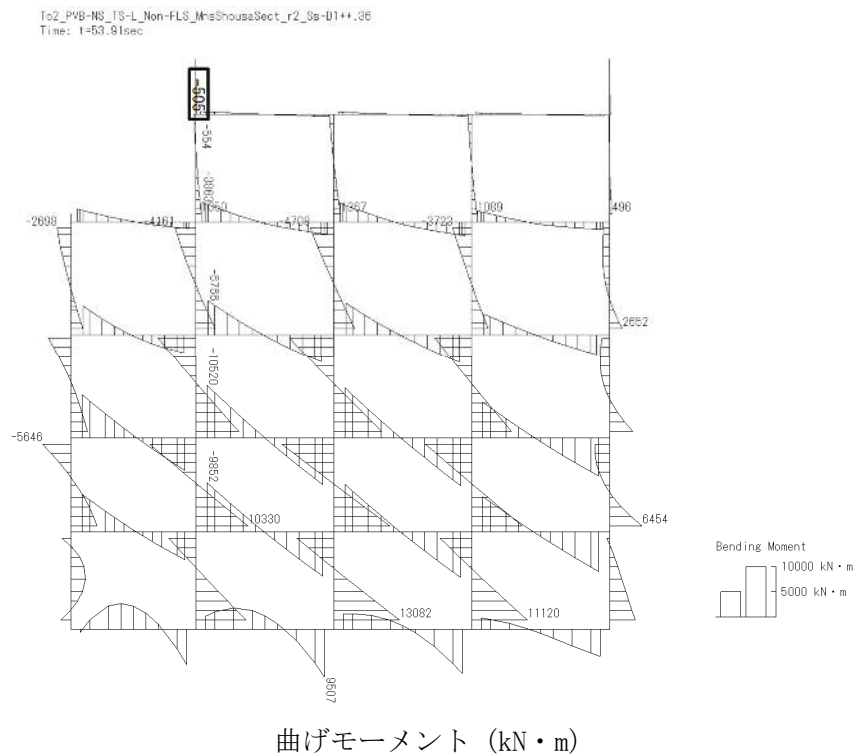


図 4.4-3 (9) 地上梁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
(S_s-D1 (H+, V+), $t=53.91s$)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

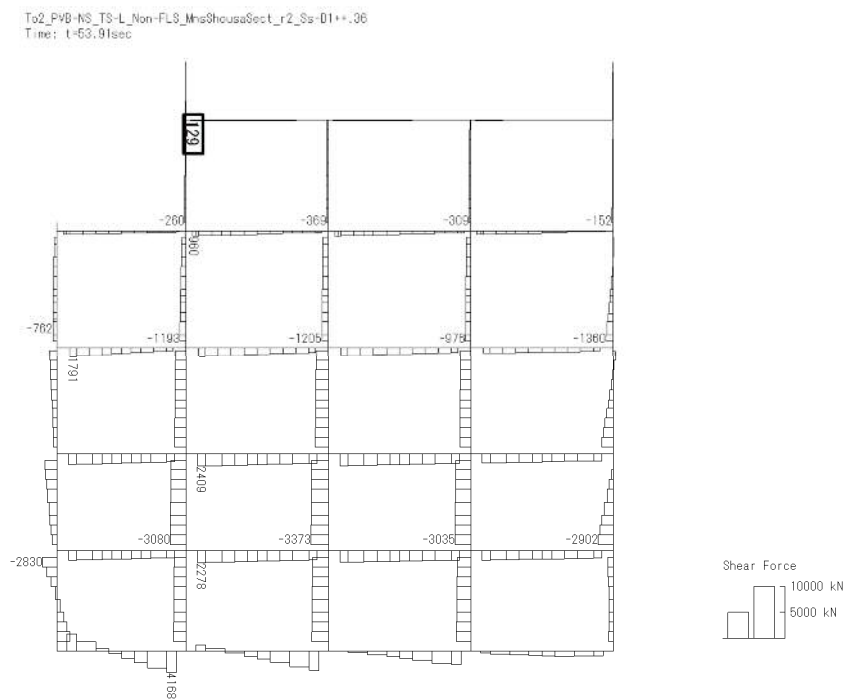
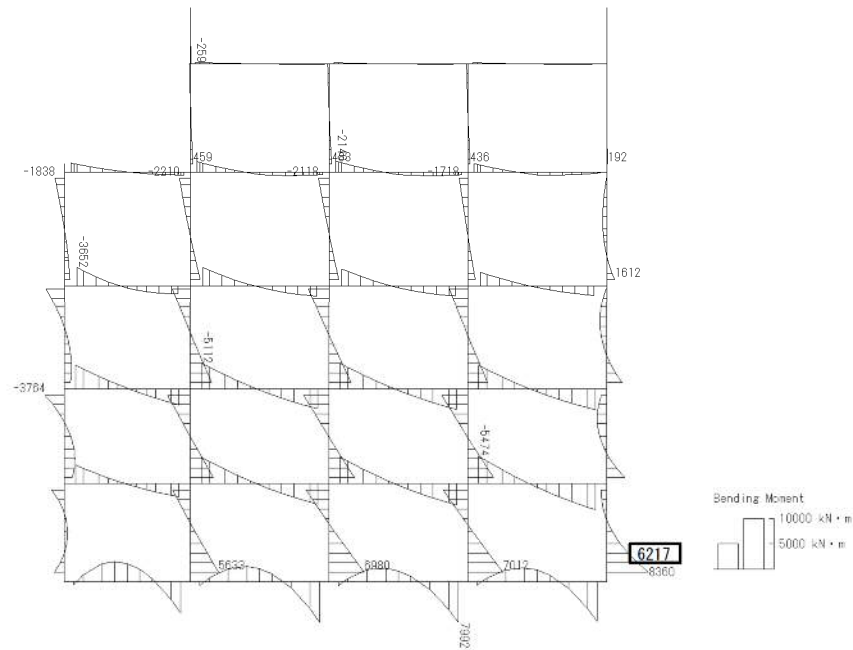


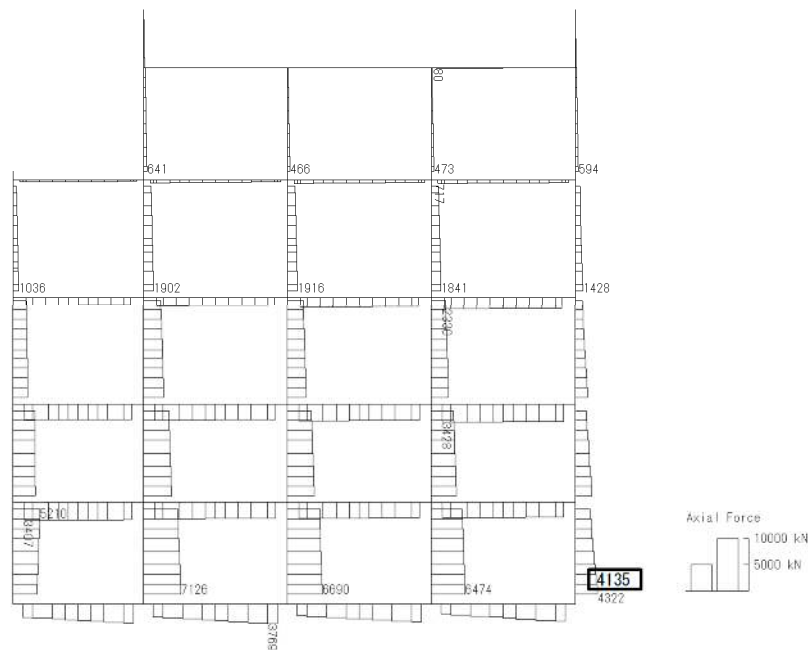
図 4.4-3 (10) 地上梁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
 $(S_s - D1 (H+, V+), t = 53.91s)$
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

To2_PVB-NS_06-Non-L_+1Sig_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-D1++.36
Time: t=26.86sec



曲げモーメント (kN・m)

To2_PVB-NS_06-Non-L_+1Sig_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-D1++.36
Time: t=26.86sec

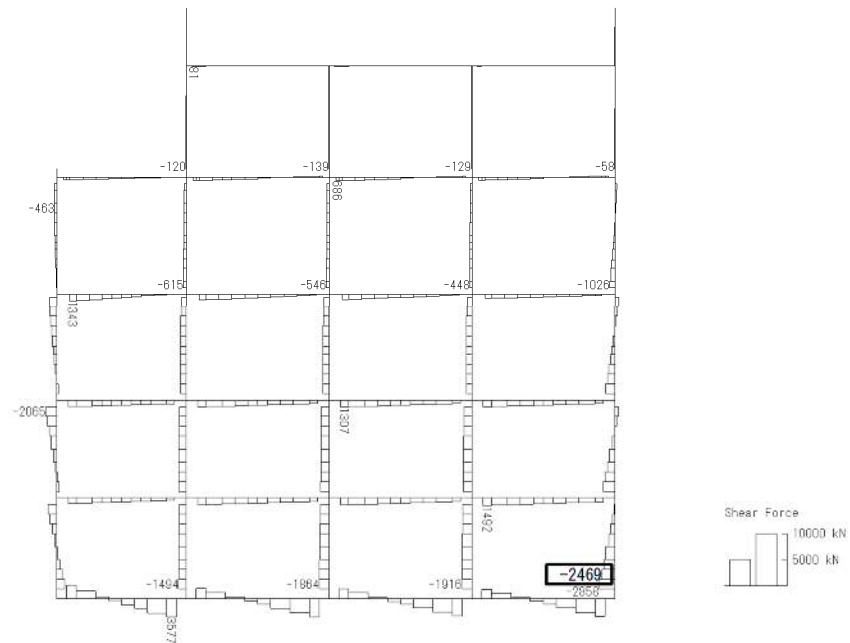


(+ : 圧縮, - : 引張)

軸力 (kN)

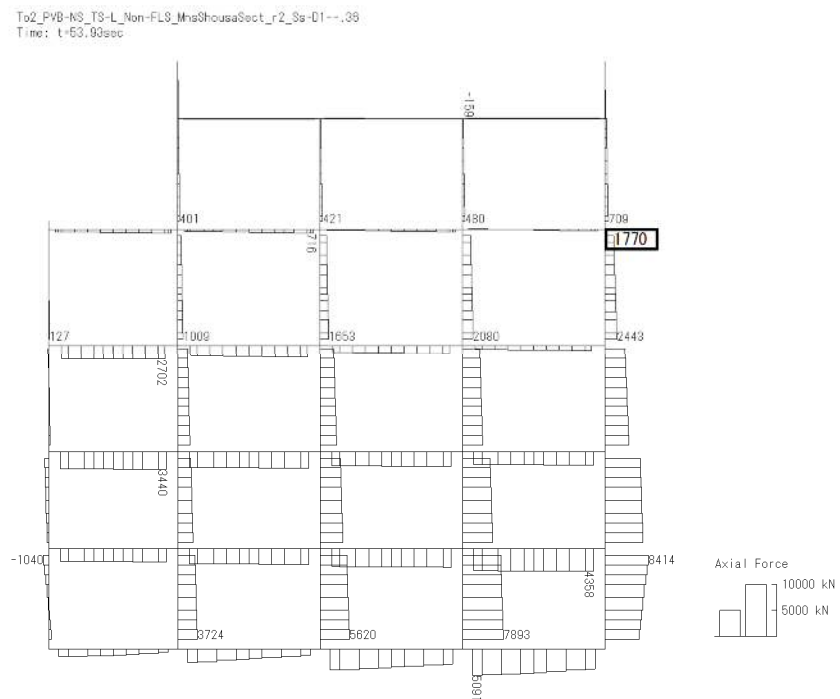
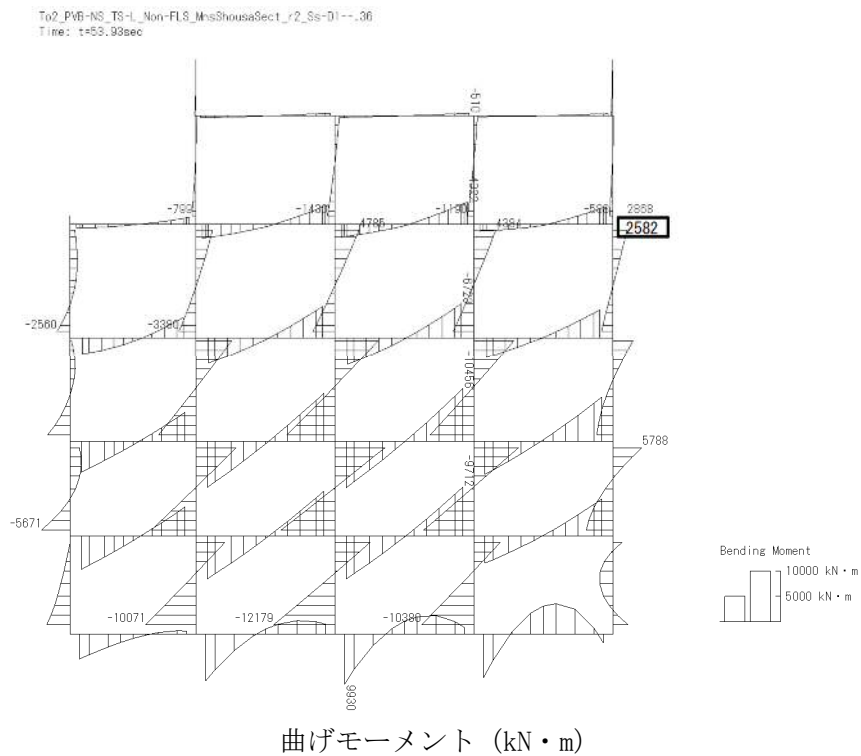
図 4.4-3 (11) 地中側壁 (下部) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
(S_s-D1 (H+, V+), $t=26.86s$)
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

To2_PVB-NS_06-Non-L+1Sig_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-D1+.36
Time: t=26.86sec



せん断力 (kN)

図 4.4-3 (12) 地中側壁 (下部) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
(S_s-D1 (H+, V+), $t=26.86s$)
(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)



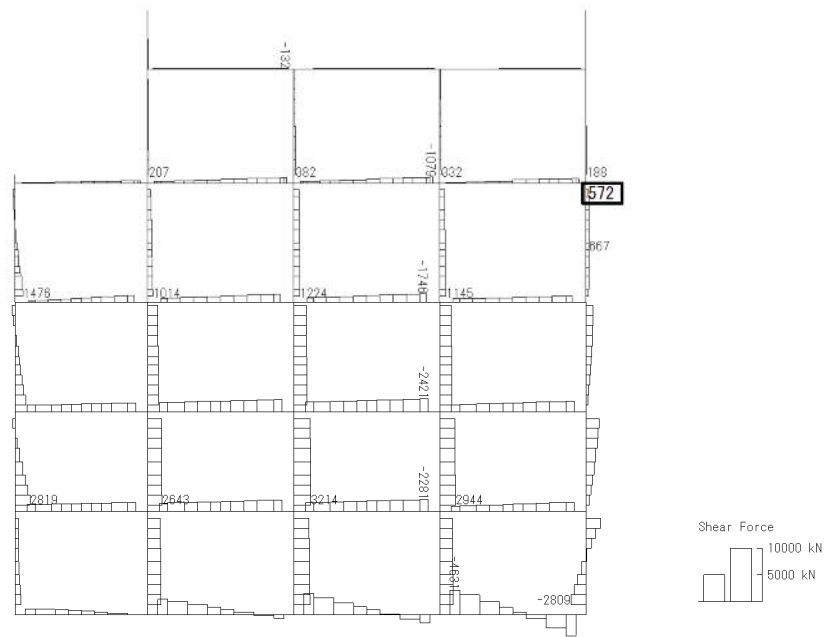
(+ : 圧縮, - : 引張)

図 4.4-3 (13) 地中側壁 (上部) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力

(S_s-D1 (H-, V-), $t=53.93s$)

(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)

To2_PVB-N8_TS-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-D1--.36
Time: t=53.93sec



せん断力 (kN)

図 4.4-3 (14) 地中側壁 (上部) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
(S_s-D1 (H-, V-), $t=53.93s$)
(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)

To2_PVB-NS_TS-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-D1+-_36
Time: t=53.89sec



曲げモーメント (kN・m)

To2_PVB-NS_TS-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-D1+-_36
Time: t=53.89sec



(+ : 圧縮, - : 引張)

軸力 (kN)

図 4.4-3 (15) 地中隔壁 (下部) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力

(S_s-D1 (H+, V-), $t=53.89s$)

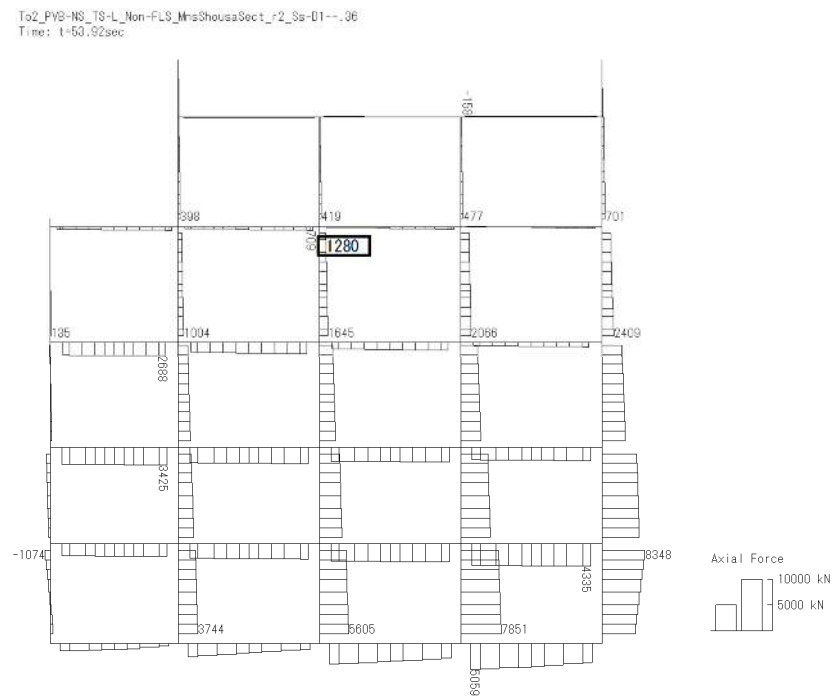
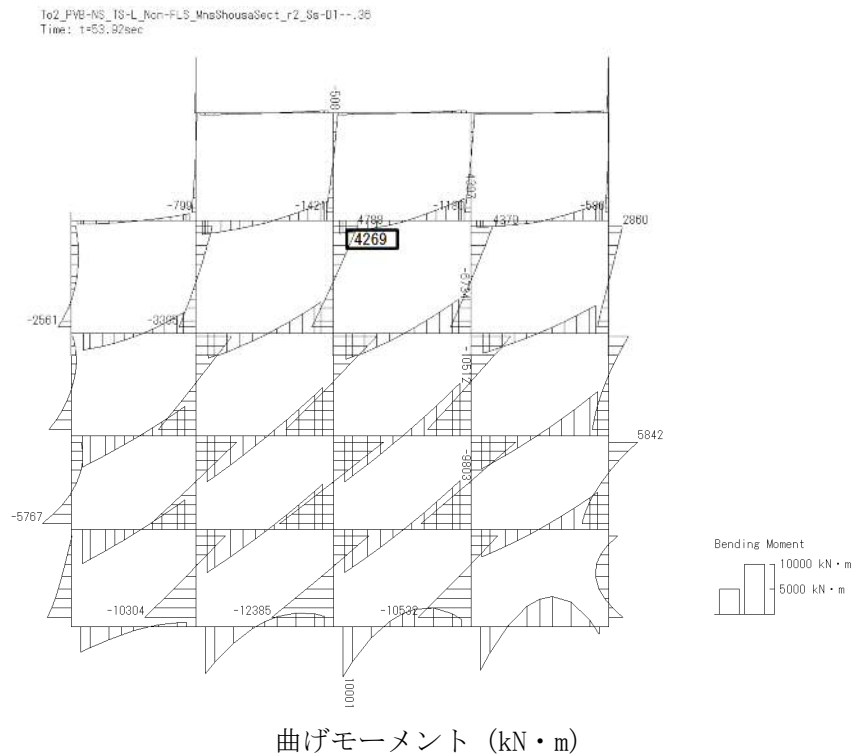
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

To2_PVB-N3_TS-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-D1+-,36
Time: t=53.89sec



せん断力 (kN)

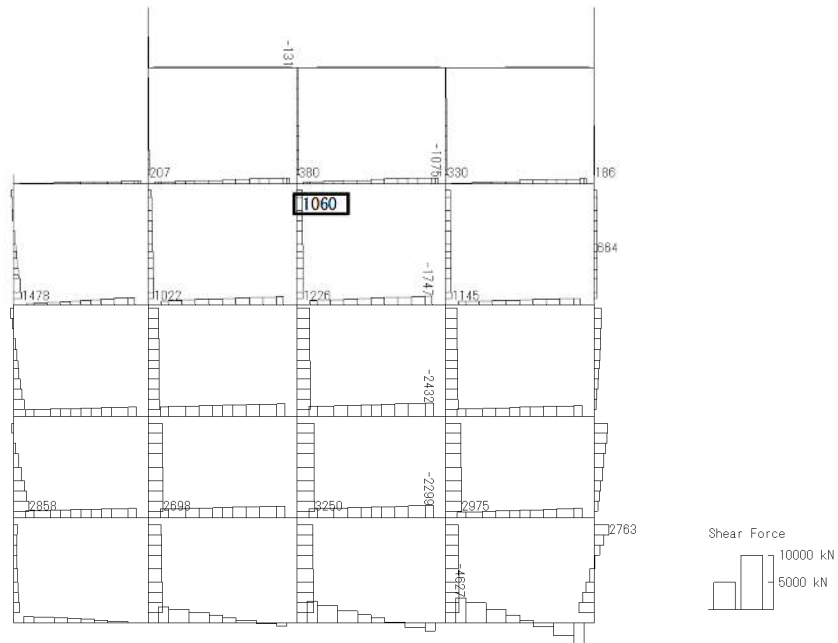
図 4.4-3 (16) 地中隔壁 (下部) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
($S_s - D1$ (H+, V-), $t = 53.89s$)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



(+ : 圧縮, - : 引張)

図 4.4-3 (17) 地中隔壁 (上部) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
(S_s-D1 (H-, V-), $t=53.92s$)
(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)

To2_PVB-NS_TS-L_Non-FLS_MnaShousaSect_r2_Ss-D1--.36
Time: t=53.92sec



せん断力 (kN)

図 4.4-3 (18) 地中隔壁 (上部) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
(S_s-D1 (H-, V-), $t=53.92s$)
(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)

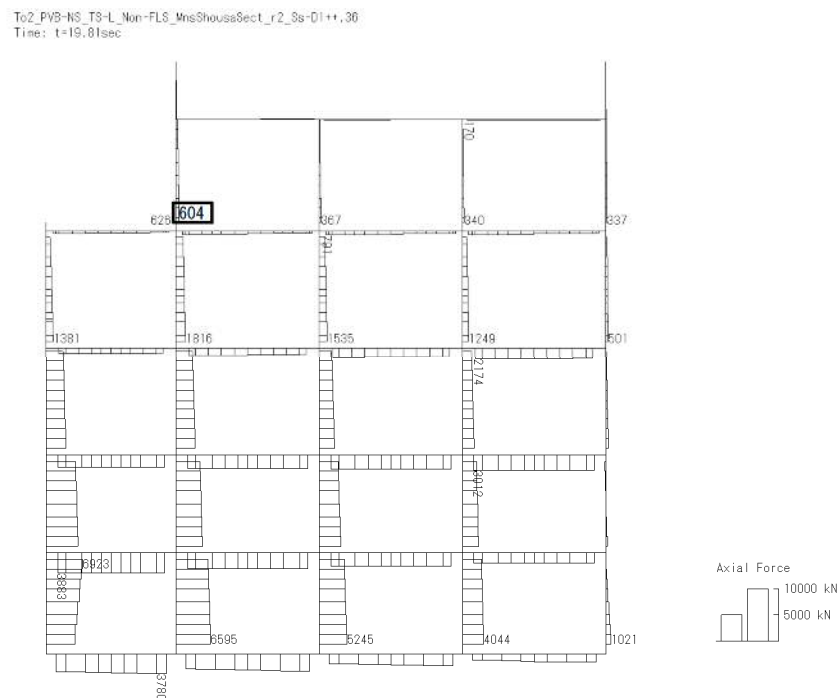
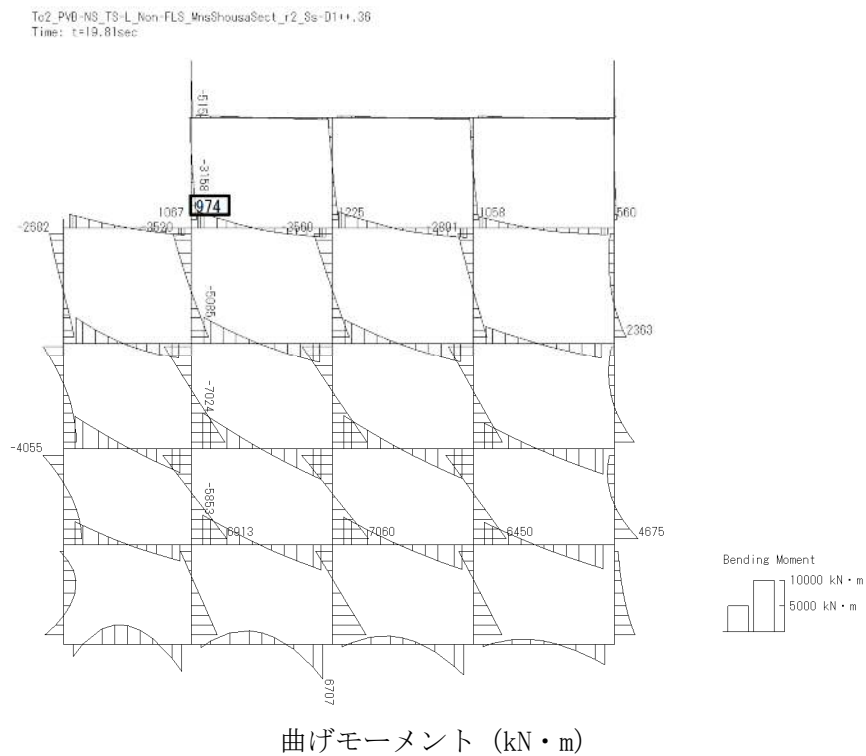
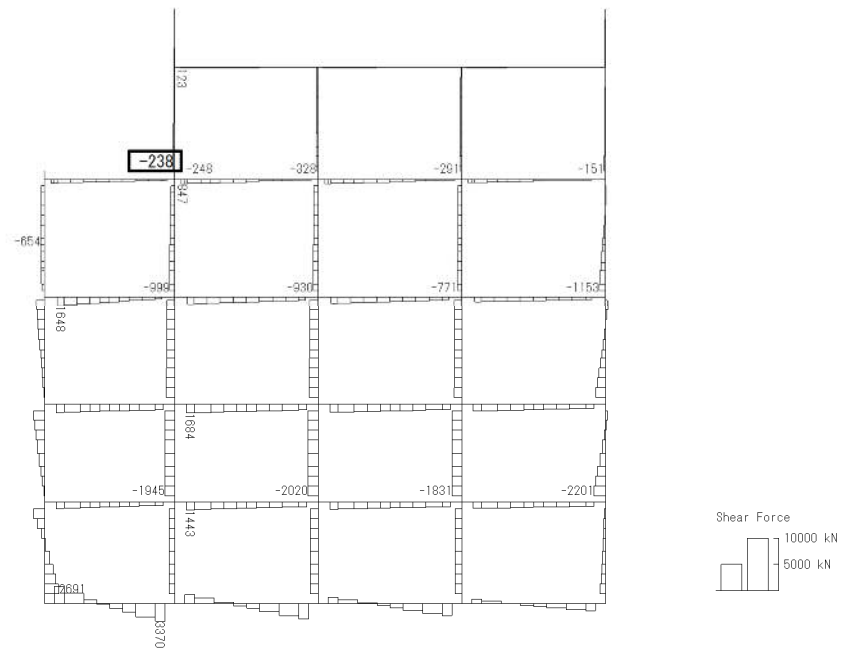


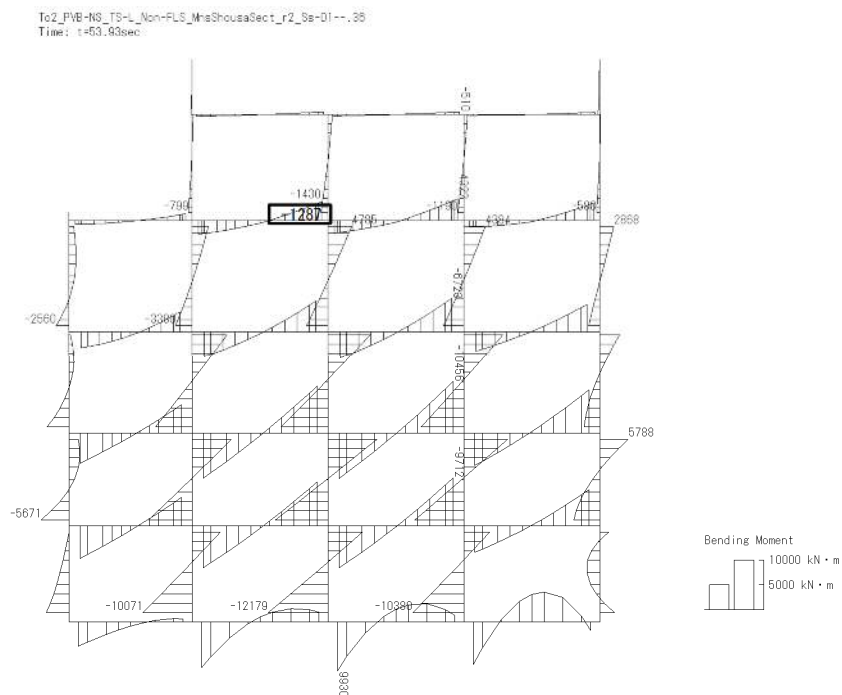
図 4.4-3 (19) 地上側壁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
(S_s-D1 (H+, V+), $t=19.81s$)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

To2_PVB+NS_TS-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-D1+-,35
Time: t=19.81sec

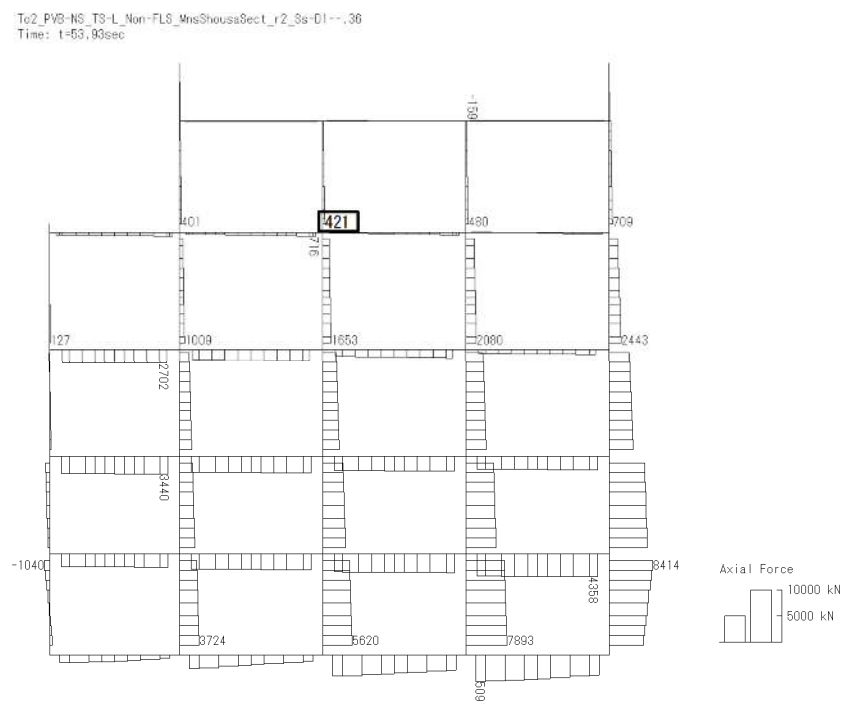


せん断力 (kN)

図 4.4-3 (20) 地上側壁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
(S_s-D1 (H+, V+), $t=19.81s$)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



曲げモーメント (kN · m)



(+ : 圧縮, - : 引張)

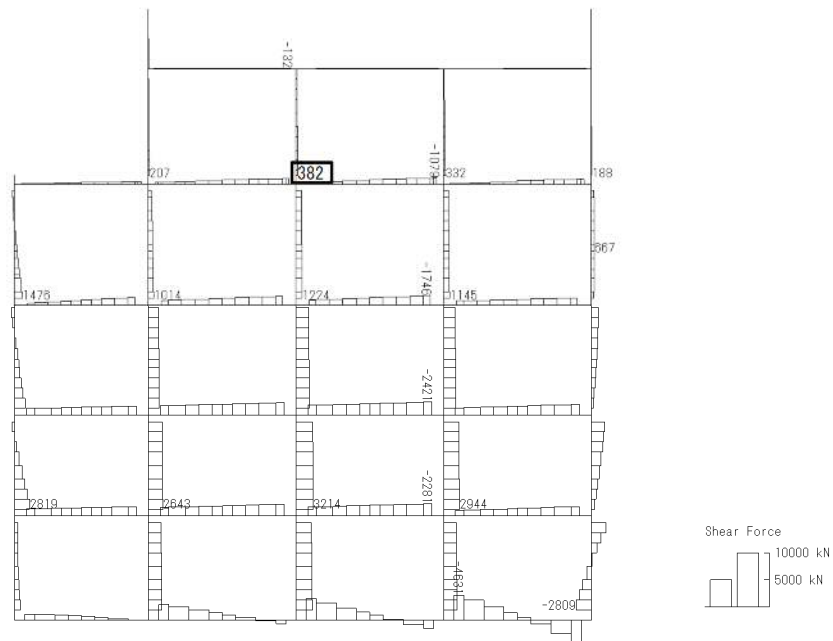
軸力 (kN)

図 4.4-3 (21) 地上隔壁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力

(S_s-D1 (H-, V-), $t=53.93s$)

(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)

To2_PVB-RS-TS-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-D1--.38
Time: t=53.93sec



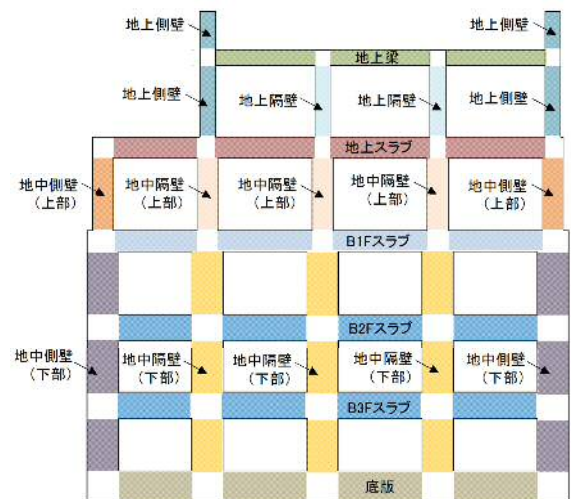
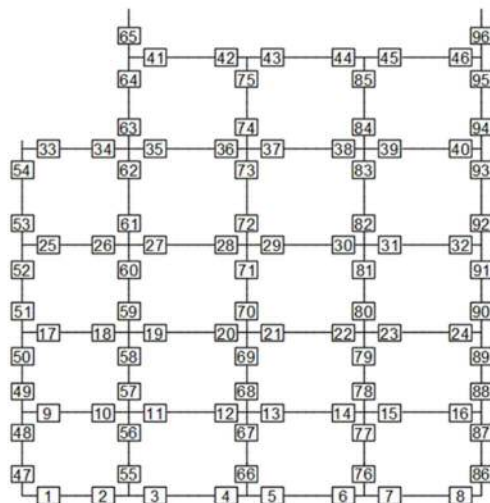
せん断力 (kN)

図 4.4-3 (22) 地上隔壁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
(S_s-D1 (H-, V-), $t=53.93s$)
(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)

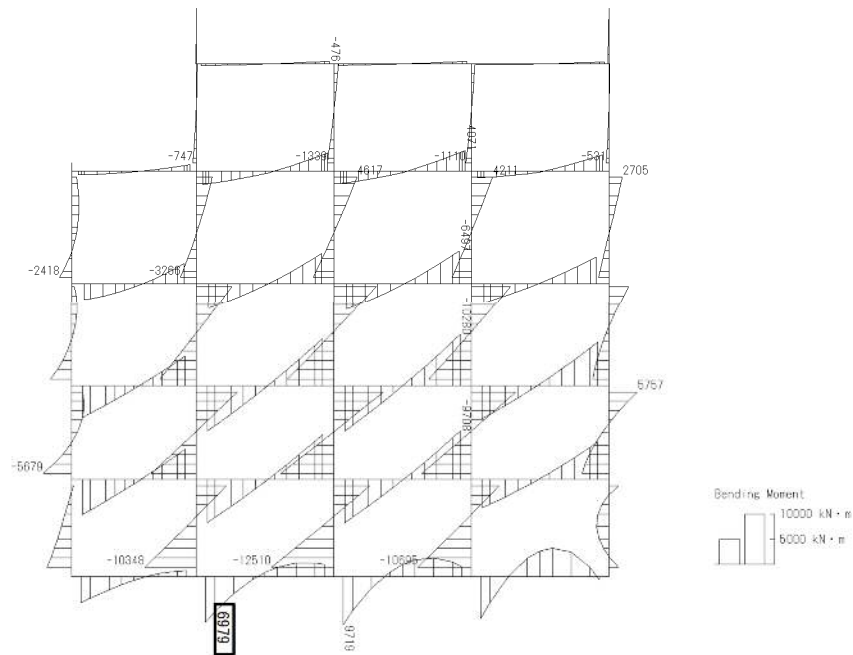
表 4.4-3 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果
(各構造部材において最も厳しい照査値とその地震波)

評価位置	断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		引張 応力度	短期許容 応力度	照査値	検討ケース
	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋 (圧縮鉄筋)		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	σ_s (N/mm ²)	σ_{ss} (N/mm ²)	σ_s/σ_{ss}	
底版	3	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	6979	2085	175	435	0.41	④ S _s -D 1 (H-, V+)
スラブ (B2F, B3F)	19	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	-8974	2274	316	435	0.73	④ S _s -D 1 (II+, V+)
スラブ (B1F)	27	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-5890	1156	300	435	0.69	④ S _s -D 1 (II+, V+)
地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	-3786	473	310	435	0.72	① S _s -D 1 (H-, V-)
地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)	-505	-27	247	435	0.57	① S _s -D 1 (H+, V+)
地中側壁 (下部)	88	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	4278	-856	202	435	0.47	④ S _s -D 1 (H+, V+)
地中側壁 (上部)	54	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	-2515	817	169	435	0.39	④ S _s -D 1 (II+, V-)
地中隔壁 (下部)	76	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	9044	2768	223	435	0.52	④ S _s -D 1 (II+, V+)
地中隔壁 (上部)	73	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	4221	1086	204	435	0.47	④ S _s -D 1 (II+, V+)
地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	974	604	113	435	0.26	④ S _s -D 1 (H+, V+)
地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	-1287	399	187	435	0.43	④ S _s -D 1 (II-, V-)

※1 評価位置は下図に示す

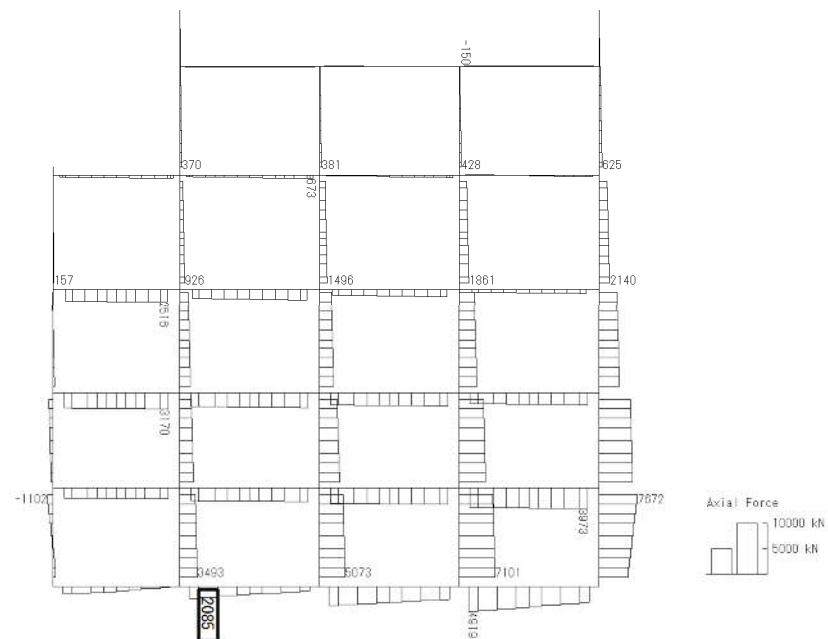


To2_PVB-NS-TS-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-D1-+.36
Time: t=53.89sec



曲げモーメント (kN・m)

To2_PVB-NS-TS-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-D1-+.36
Time: t=53.89sec



(+ : 圧縮, - : 引張)

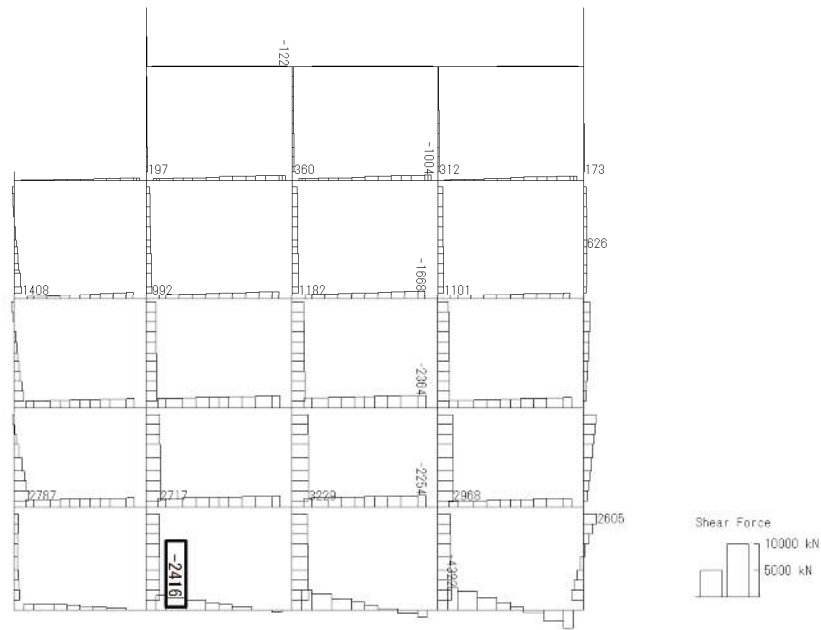
軸力 (kN)

図 4.4-4 (1) 底版において最も厳しい照査値となる時刻の断面力

(S_s-D1 (H-, V+), $t=53.89s$)

(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)

To2_PVB-NS-TS-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-D1-+.36
Time: t=53.89sec

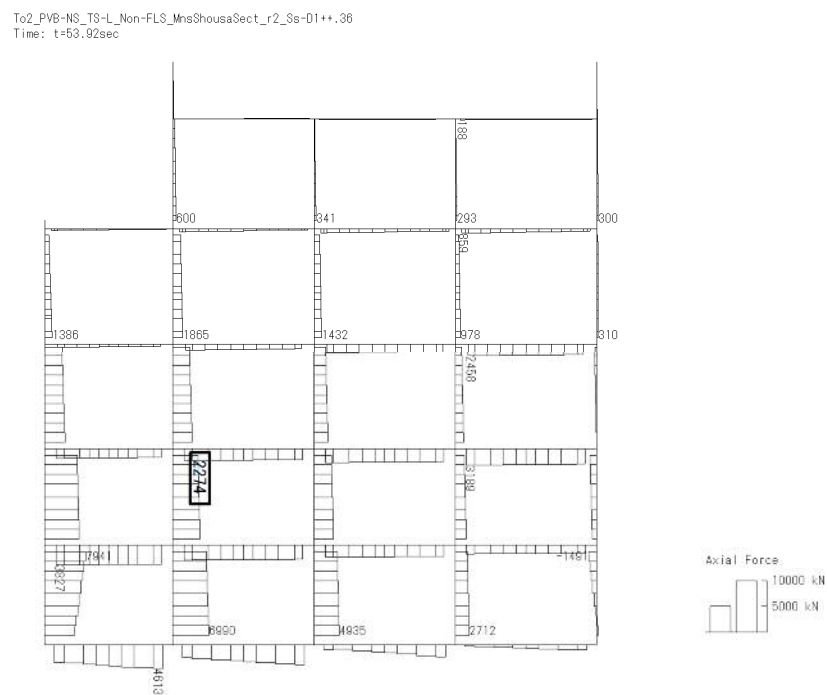


せん断力 (kN)

図 4.4-4 (2) 底版において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
($S_s - D1$ (H-, V+), $t = 53.89s$)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



曲げモーメント (kN・m)



(+ : 圧縮, - : 引張)

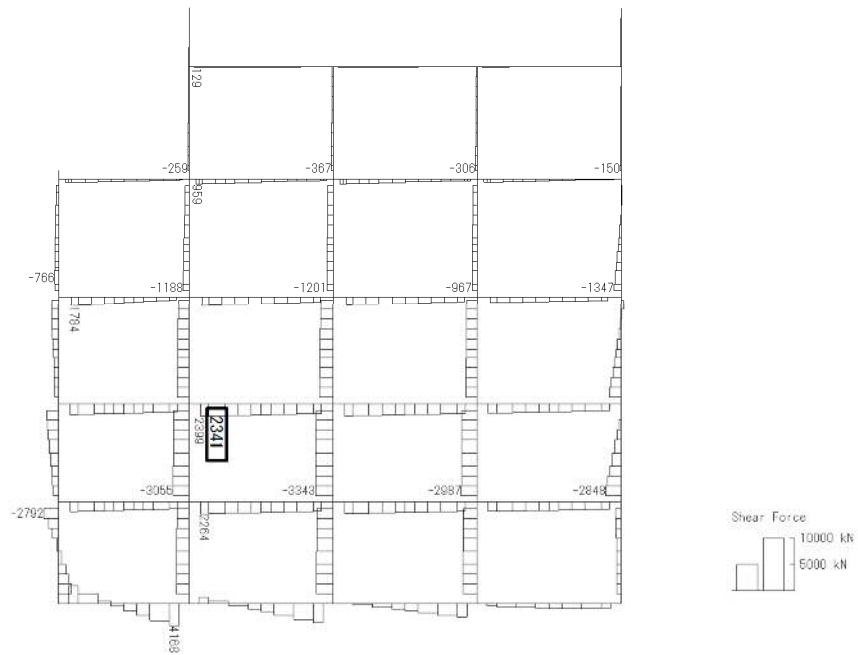
軸力 (kN)

図 4.4-4 (3) スラブ (B2F, B3F) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力

(S_s-D1 (H+, V+), $t=53.92s$)

(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)

To2_PVB-NS_TS-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-D1++、36
Time: t=53.92sec



せん断力 (kN)

図 4.4-4 (4) スラブ (B2F, B3F) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
(S_s-D1 (H+, V+), $t=53.92s$)
(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)

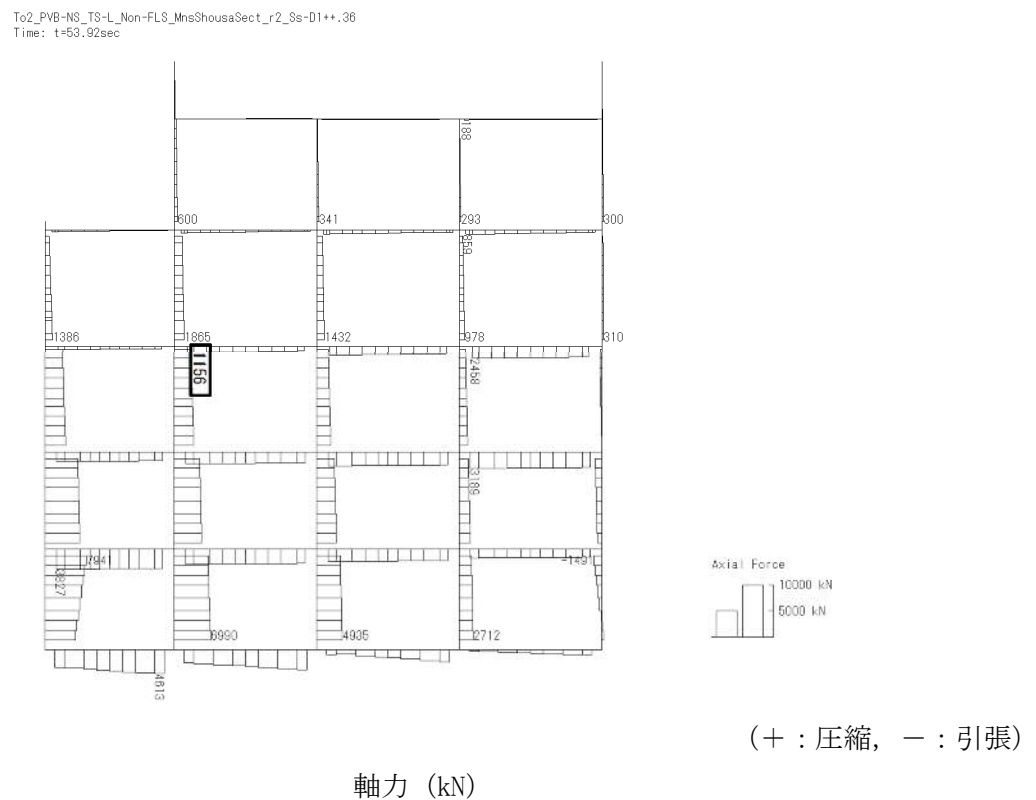
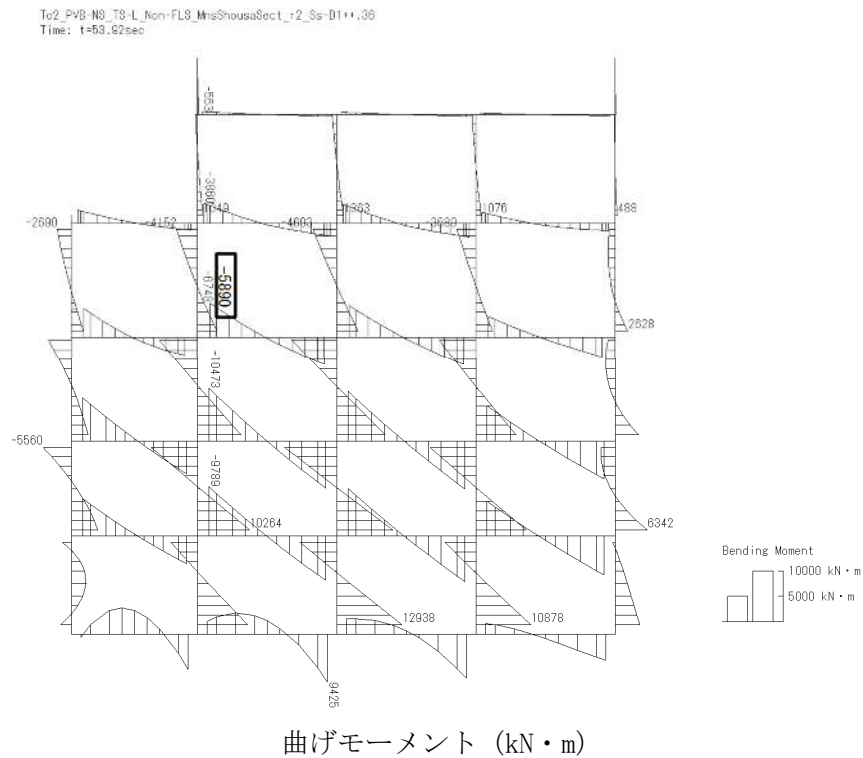
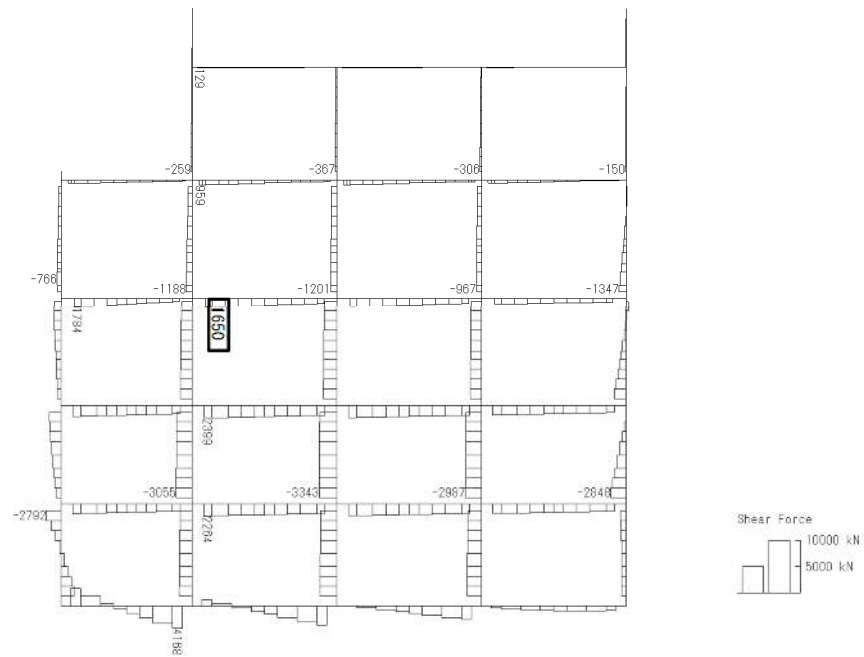


図 4.4-4 (5) スラブ (B1F) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
(S_s-D1 (H+, V+), $t=53.92s$)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

To2_PV6-NS_TS-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-D1++.36
Time: t=53.92sec



せん断力 (kN)

図 4.4-4 (6) スラブ (B1F) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
($S_s - D1$ (H+, V+), $t = 53.92s$)
(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)

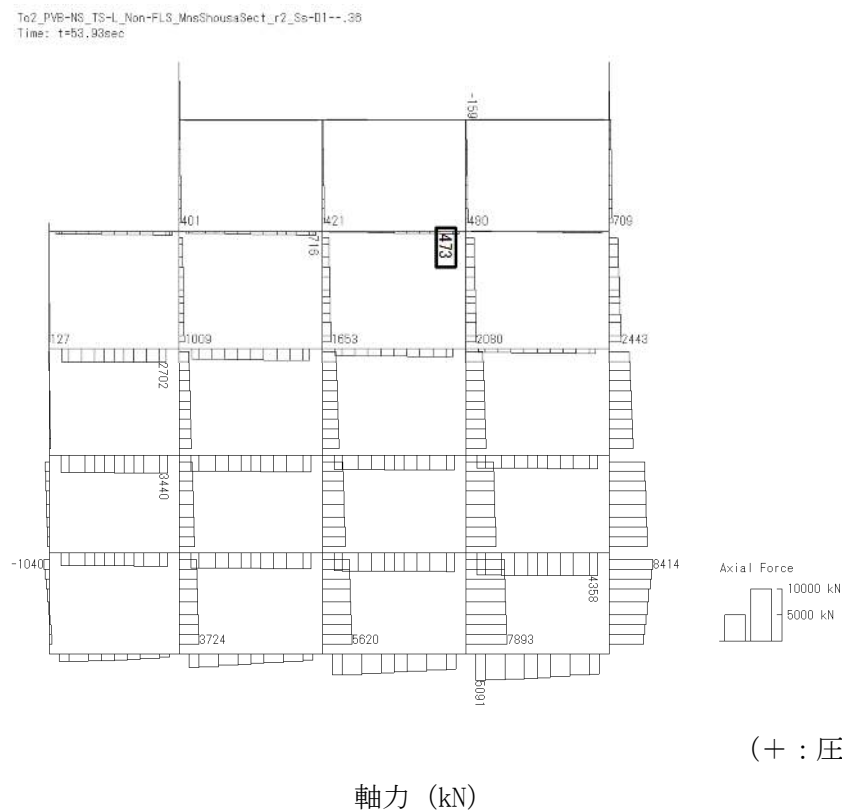
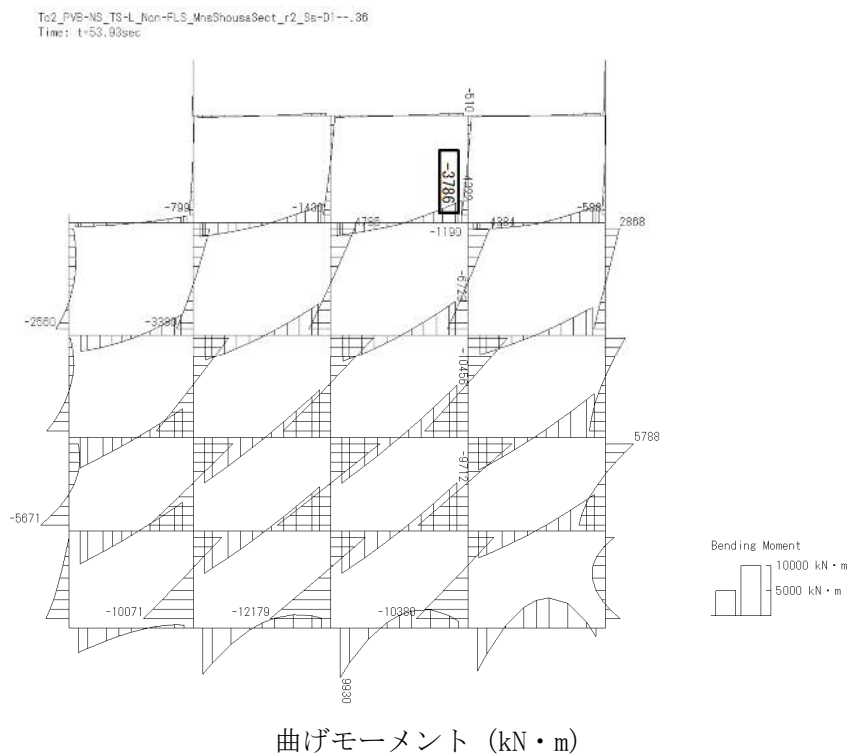
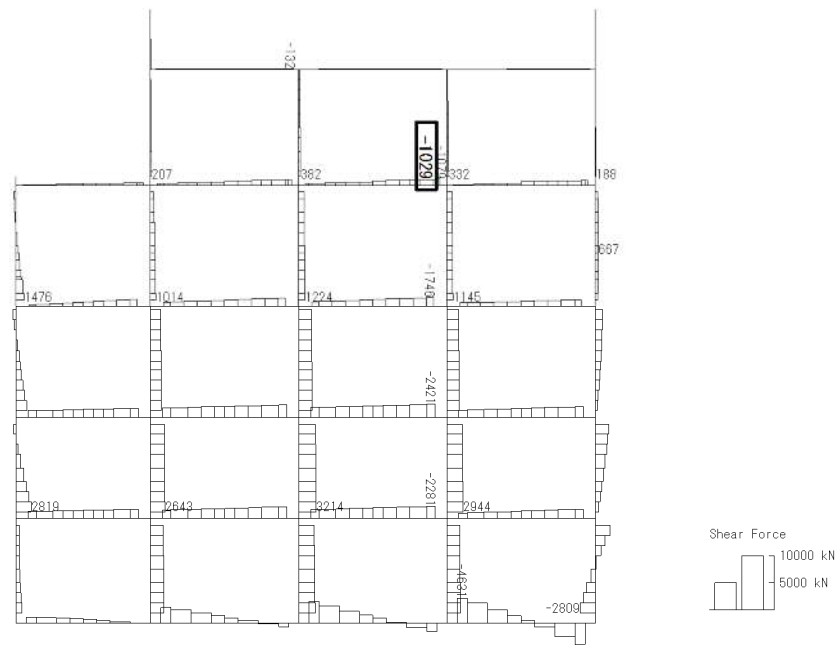


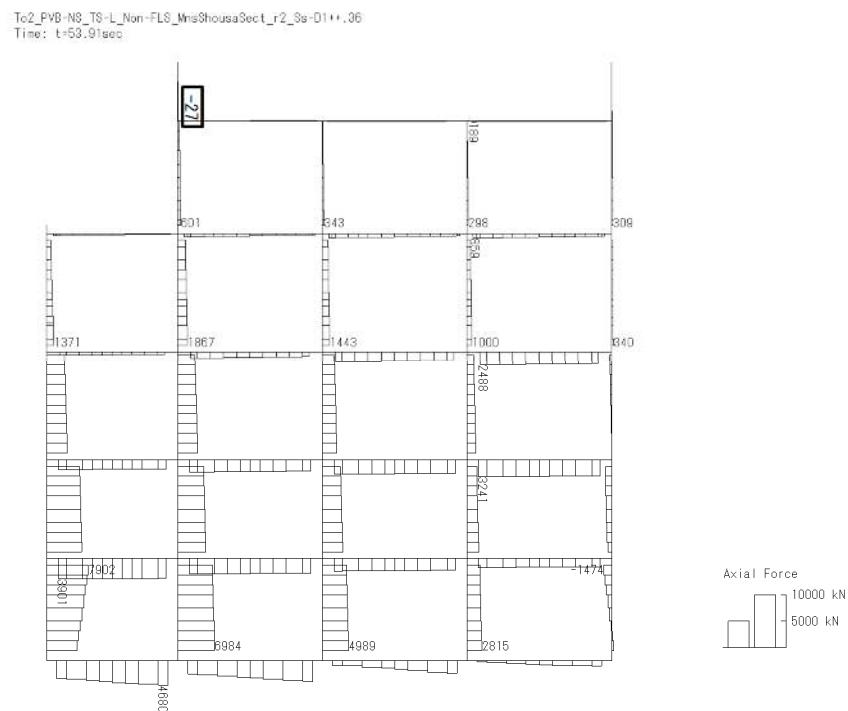
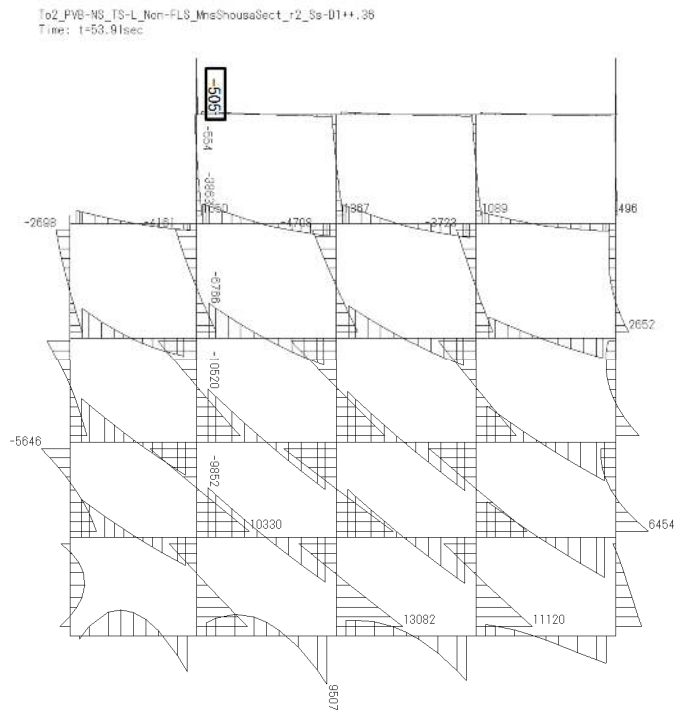
図 4.4-4 (7) 地上スラブにおいて最も厳しい照査値となる時刻の断面力
(S_s-D1 (H-, V-), $t=53.93s$)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

To2_PVB-NS-TS-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Sa-D1--.35
Time: t=53.93sec



せん断力 (kN)

図 4.4-4 (8) 地上スラブにおいて最も厳しい照査値となる時刻の断面力
(S_s-D1 (H-, V-), $t=53.93s$)
(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)



(+ : 圧縮, - : 引張)

図 4.4-4 (9) 地上梁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
(S_s-D1 (H+, V+), $t=53.91s$)
(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)

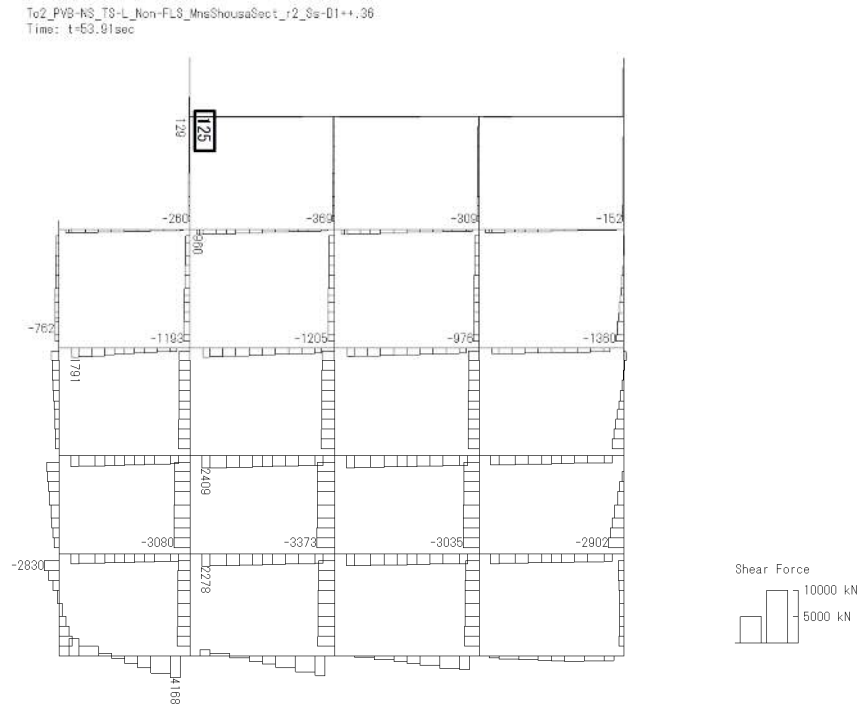
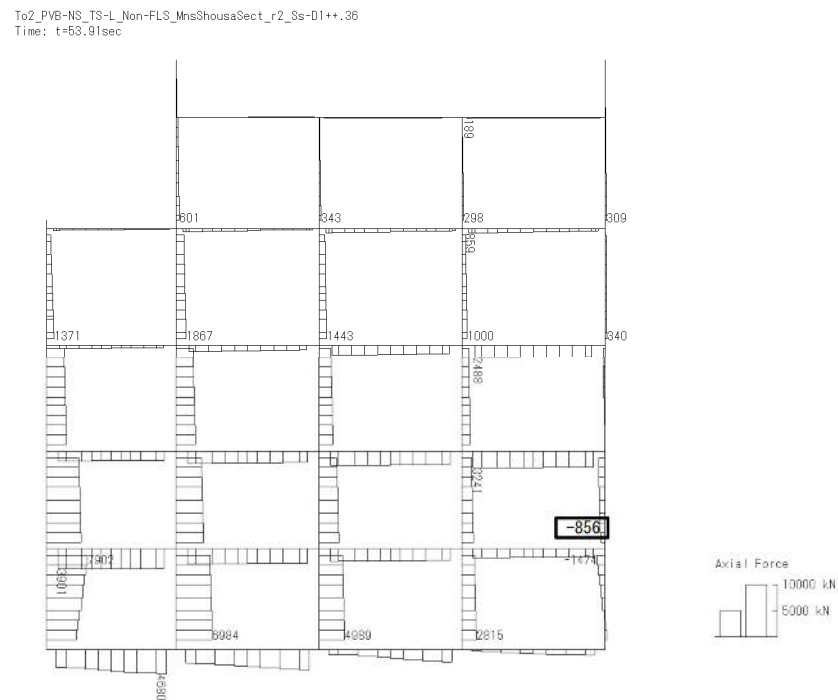
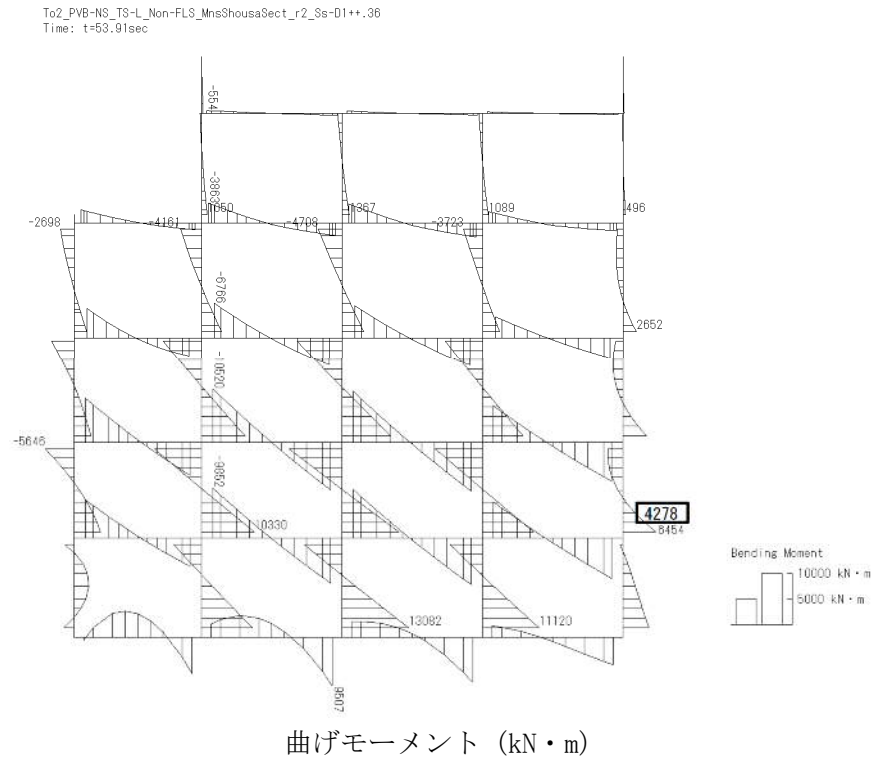


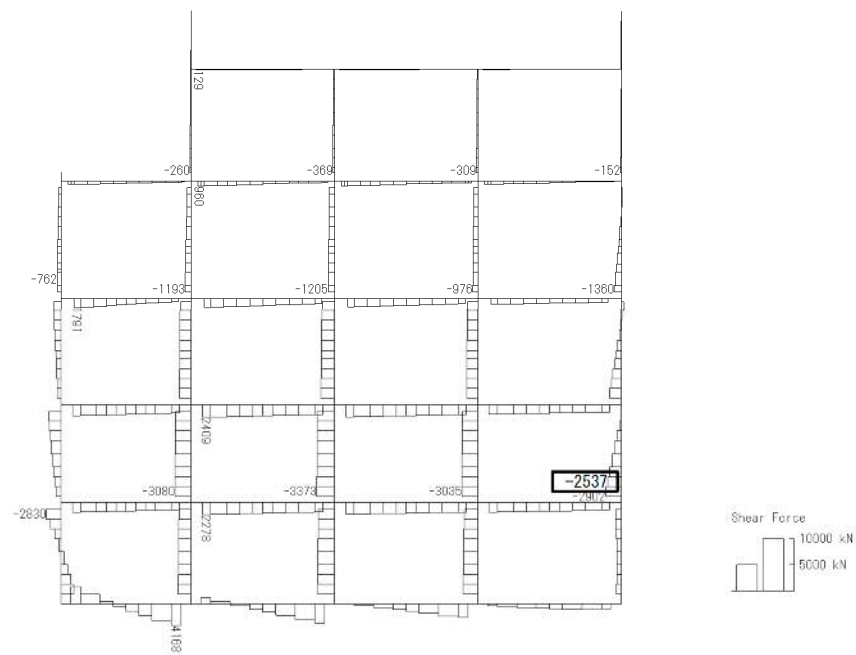
図 4.4-4 (10) 地上梁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
($S_s - D1$ (H+, V+), $t = 53.91s$)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



(+ : 圧縮, - : 引張)

図 4.4-4 (11) 地中側壁 (下部) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
(S_s-D1 (H+, V+), $t=53.91s$)
(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)

To2_PVB-NS_T3-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-D1++.36
Time: t=53.91sec



せん断力 (kN)

図 4.4-4 (12) 地中側壁 (下部) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
($S_s - D1$ (H+, V+), $t = 53.91s$)
(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)

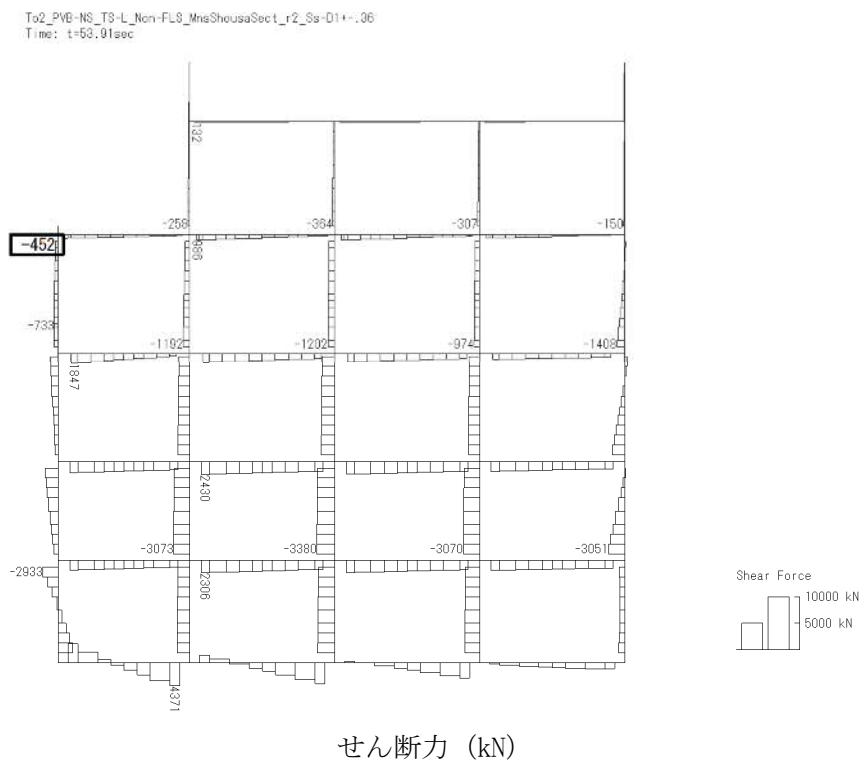


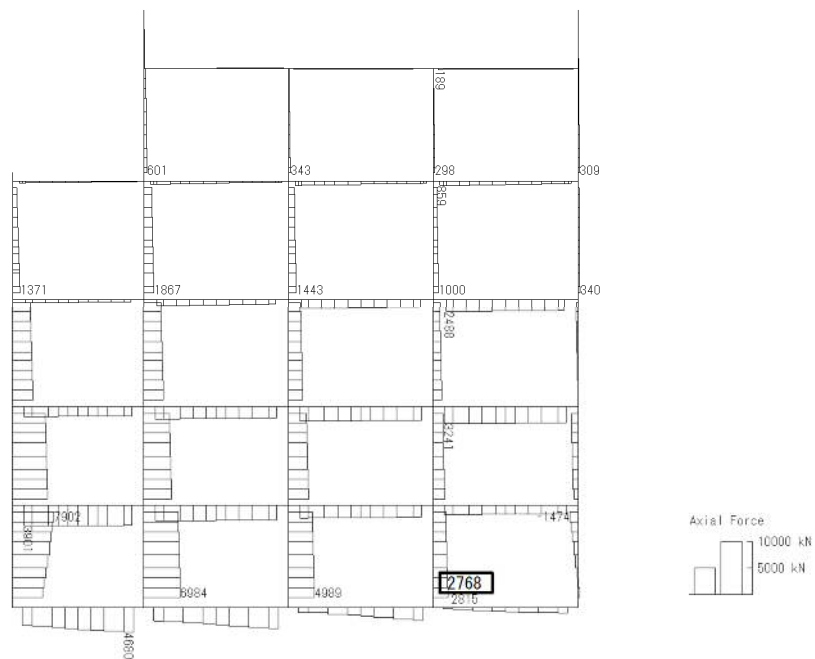
図 4.4-4 (14) 地中側壁（上部）において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
 $(S_s - D1 (H+, V-), t = 53.91s)$
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

To2_PVB-NS_TS-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-D1++.36
Time: t=53.91sec



曲げモーメント (kN・m)

To2_PVB-NS_TS-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-D1++.36
Time: t=53.91sec



(+ : 圧縮, - : 引張)

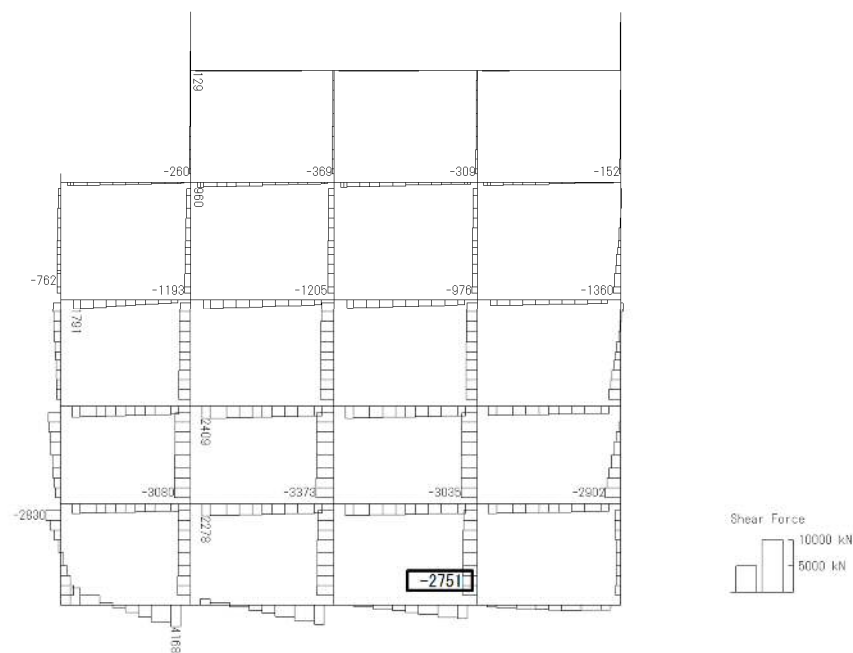
軸力 (kN)

図 4.4-4 (15) 地中隔壁 (下部) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力

(S_s-D1 (H+, V+), $t=53.91s$)

(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)

To2_PVB-NS_TS-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-D1++.36
Time: t=53.91sec



せん断力 (kN)

図 4.4-4 (16) 地中隔壁 (下部) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力

($S_s - D1$ (H+, V+), $t = 53.91s$)

(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)

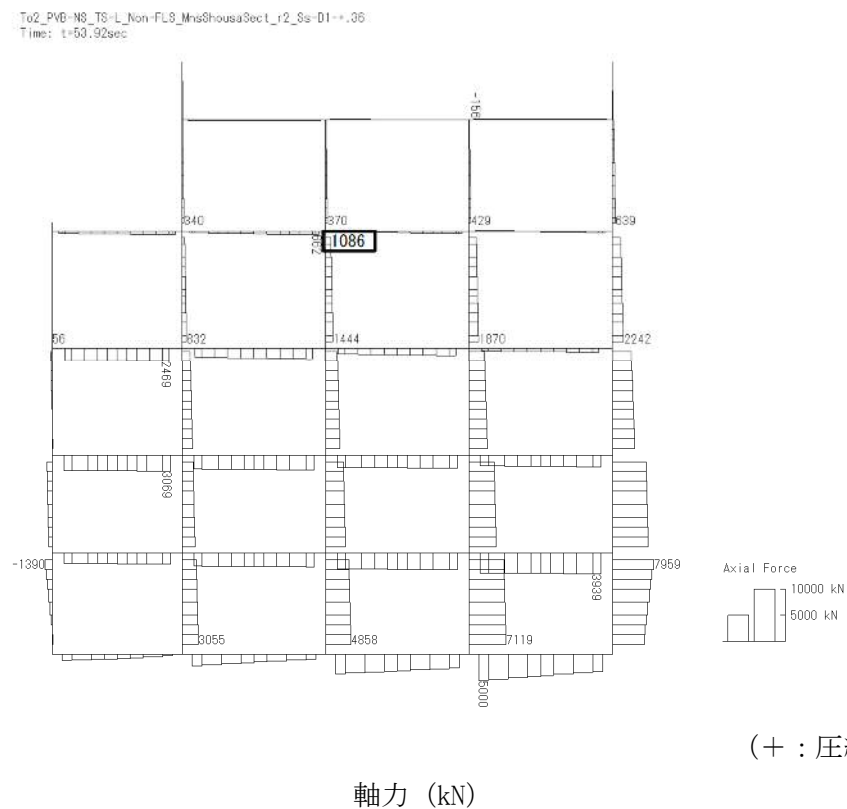
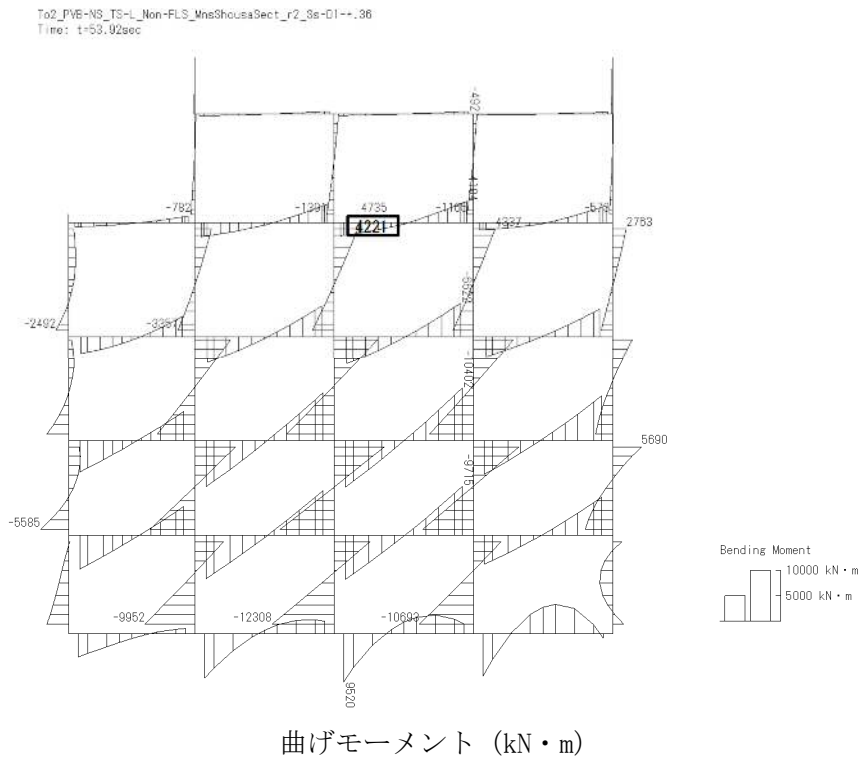
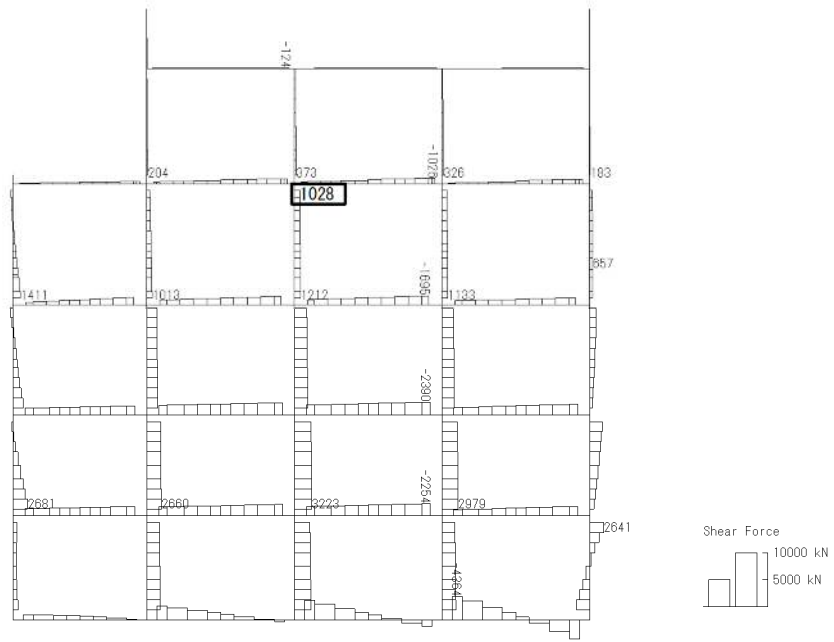


図 4.4-4 (17) 地中隔壁 (上部) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
(S_s-D1 (H-, V+), $t=53.92s$)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

To2_PVB-KS-TS-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-D1-+.38
Time: t=53.92sec



せん断力 (kN)

図 4.4-4 (18) 地中隔壁 (上部) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
(S_s-D1 (H-, V+), $t=53.92s$)
(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)

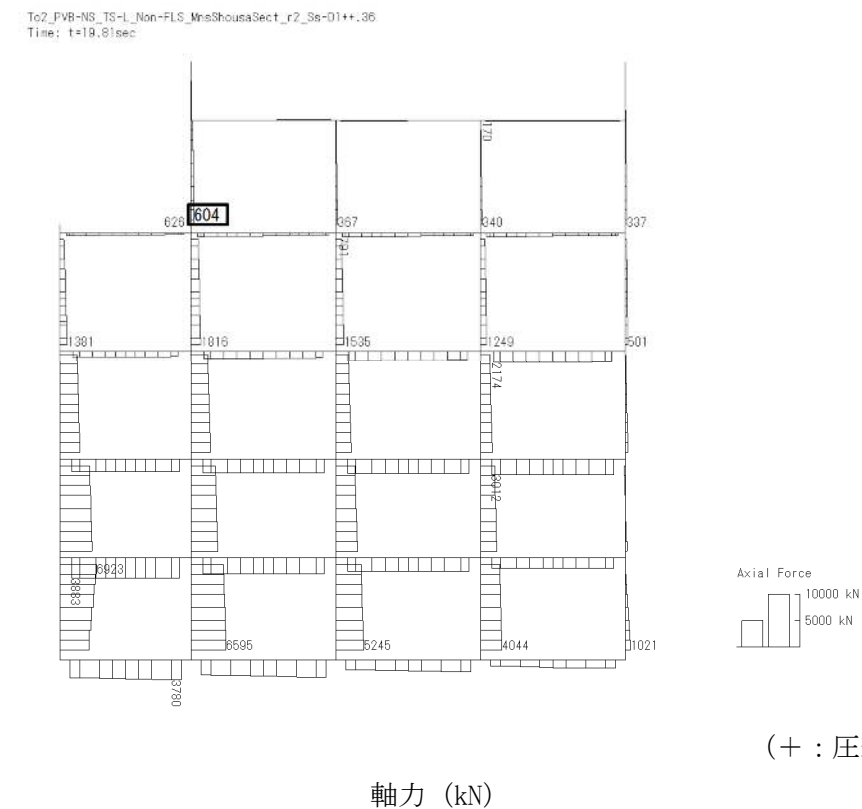
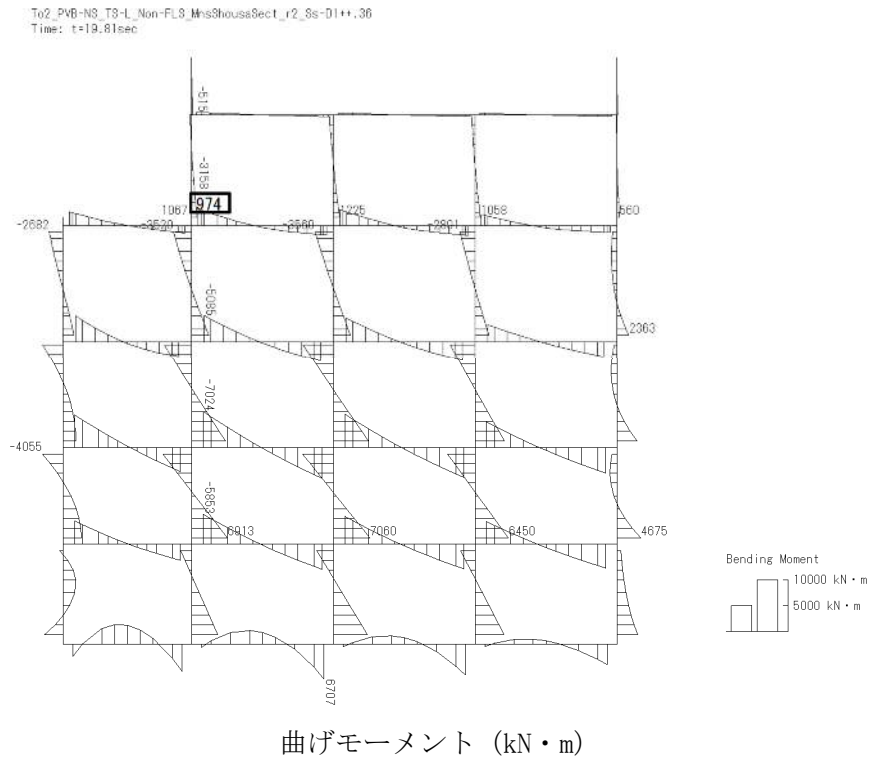


図 4.4-4 (19) 地上側壁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
(S_s-D1 (H+, V+), $t=19.81s$)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

To2_PVB-N8_TS-L_Non-FLS_MinShousaSect_r2_Ss=D1++1.36
Time: t=19.81sec

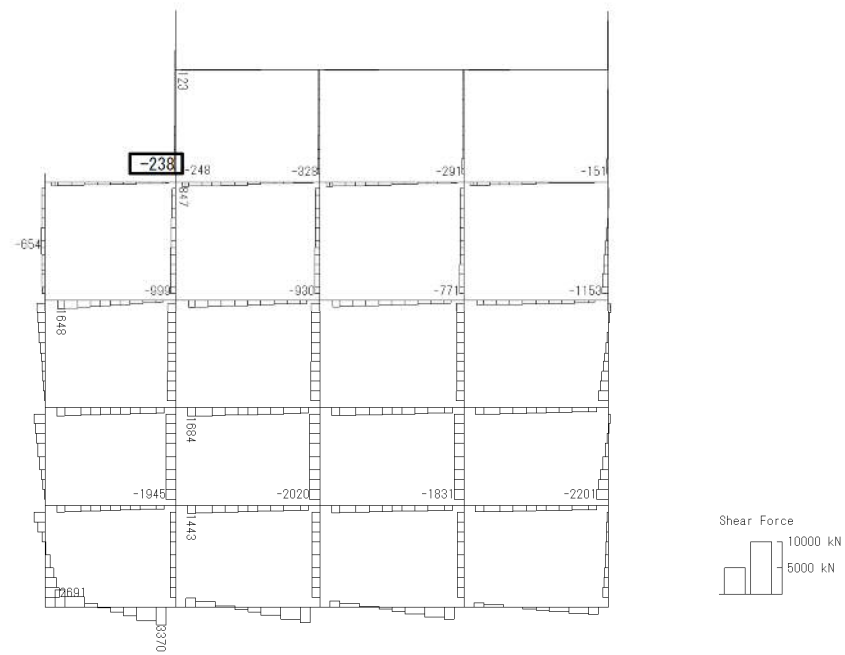


図 4.4-4 (20) 地上側壁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
($S_s - D1$ (H+, V+), $t = 19.81s$)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

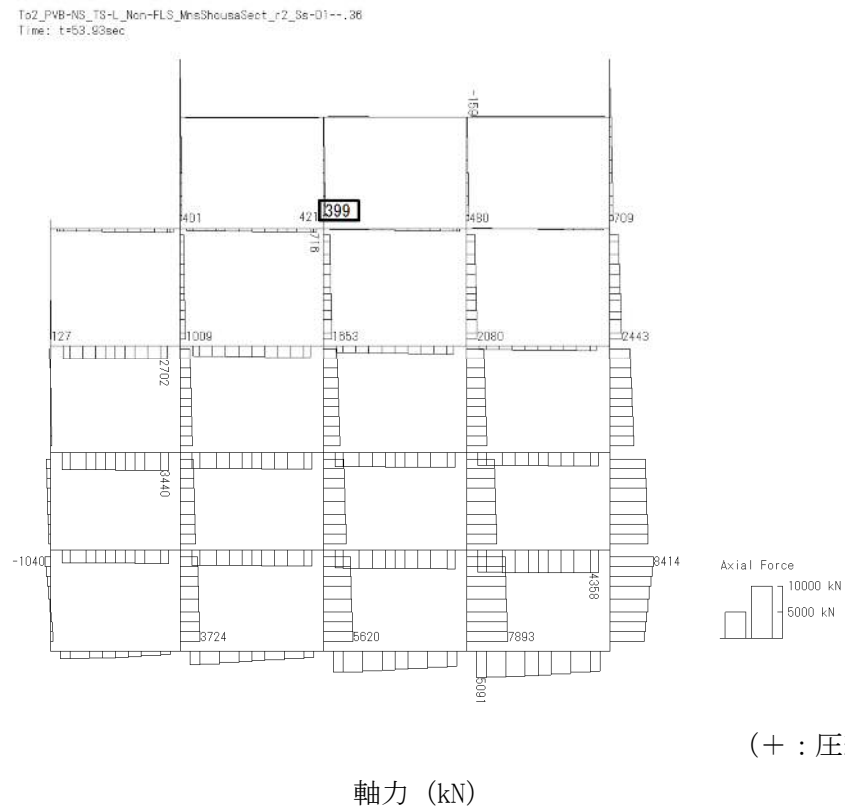
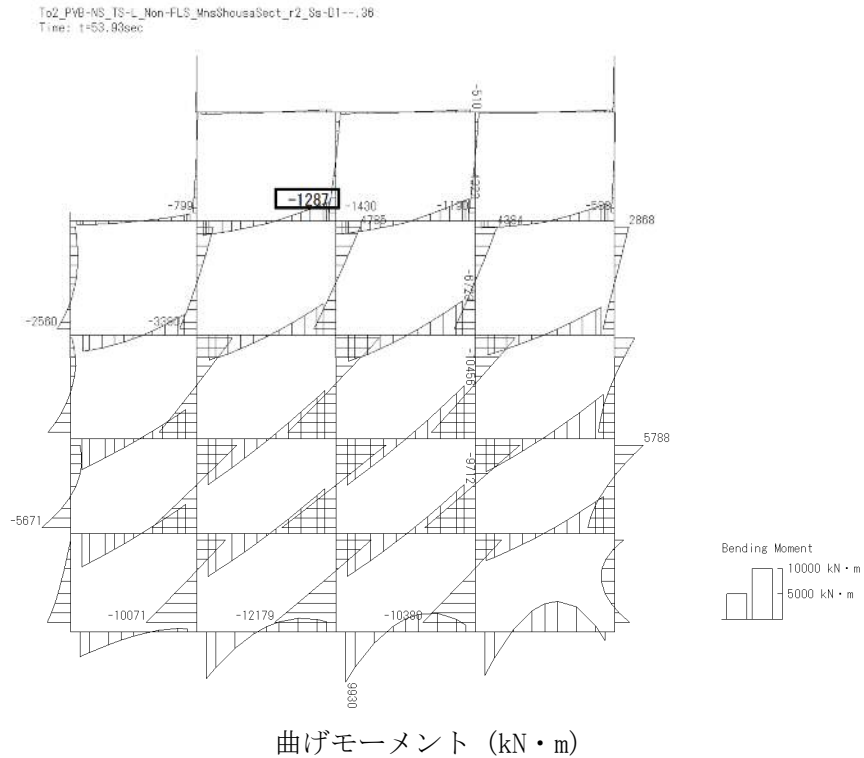
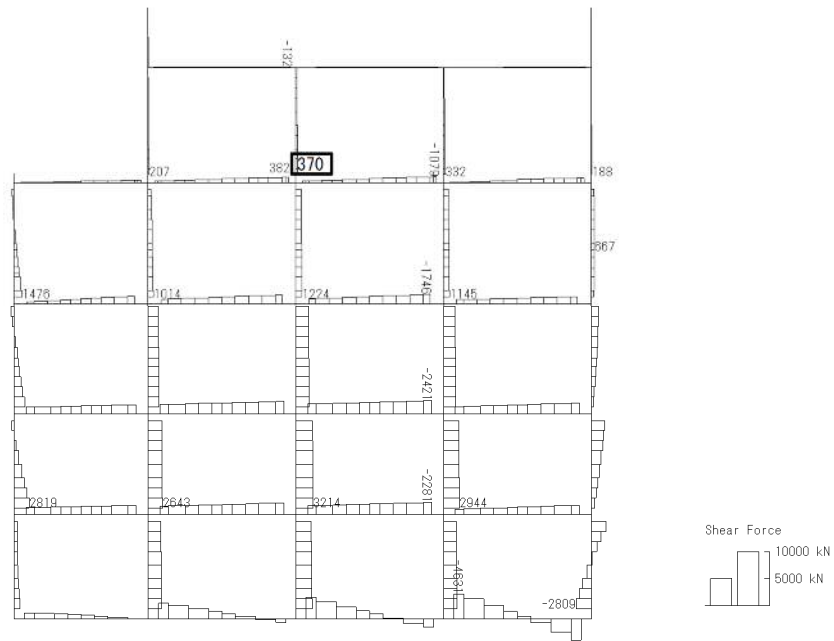


図 4.4-4 (21) 地上隔壁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
(S_s-D1 (H-, V-), $t=53.93s$)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

To2_PVB-HS-TS-L_Non-FLS_MnsShoussSect_r2_Ss-D1--.38
Time: t=53.93sec



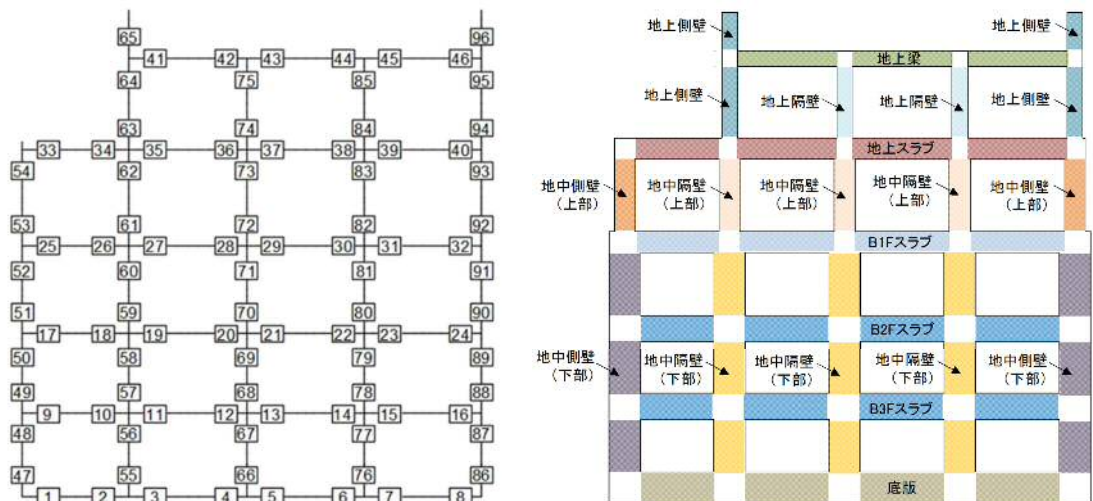
せん断力 (kN)

図 4.4-4 (22) 地上隔壁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
(S_s-D1 (H-, V-), $t=53.93s$)
(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)

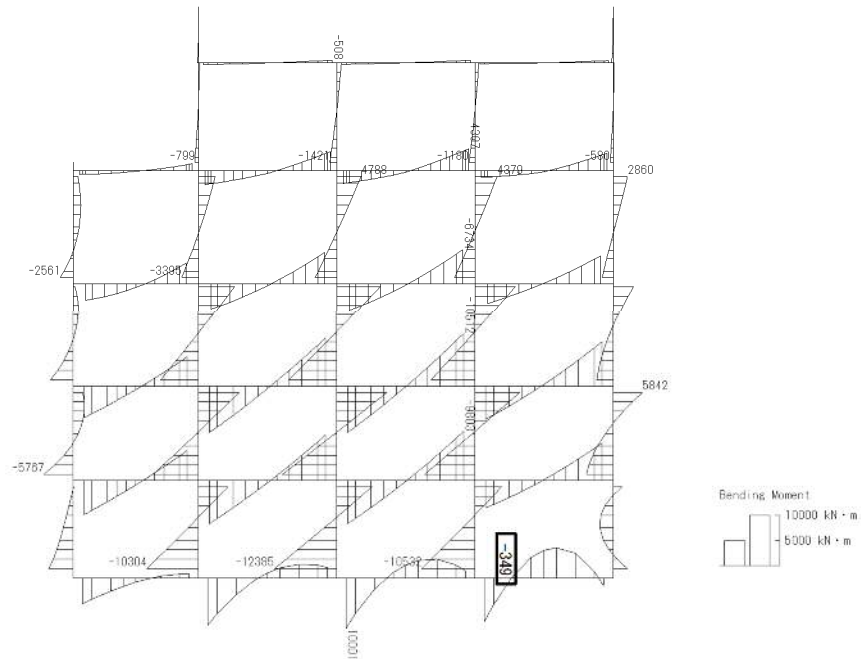
表 4.4-4 セン断力に対する照査結果
(各構造部材において最も厳しい照査値とその地震波)

評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V _s (kN/m)	照査値 V/V _s	検討ケース
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)					
底版	7	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	3729	7436	0.51	④ S _s -D 1 (H-, V-)
スラブ (B2F, B3F)	19	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	2365	3479	0.68	④ S _s -D 1 (H+, V-)
スラブ (B1F)	25	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1712	2732	0.63	④ S _s -D 1 (H+, V-)
地上スラブ	38	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	1029	1810	0.57	④ S _s -D 1 (H-, V-)
地上梁	41	2000	1500	1215	D19 ×4本 ×200	127	292	0.44	④ S _s -D 1 (H+, V-)
地中側壁 (下部)	88	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	2224	3738	0.60	④ S _s -D 1 (H+, V-)
地中側壁 (上部)	53	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	1237	2417	0.52	④ S _s -D 1 (H-, V-)
地中隔壁 (下部)	68	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	3361	4694	0.72	④ S _s -D 1 (H+, V-)
地中隔壁 (上部)	72	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	1209	1877	0.65	④ S _s -D 1 (H-, V-)
地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	248	1343	0.19	④ S _s -D 1 (H+, V+)
地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	370	1343	0.28	④ S _s -D 1 (H-, V-)

※1 評価位置は下図に示す

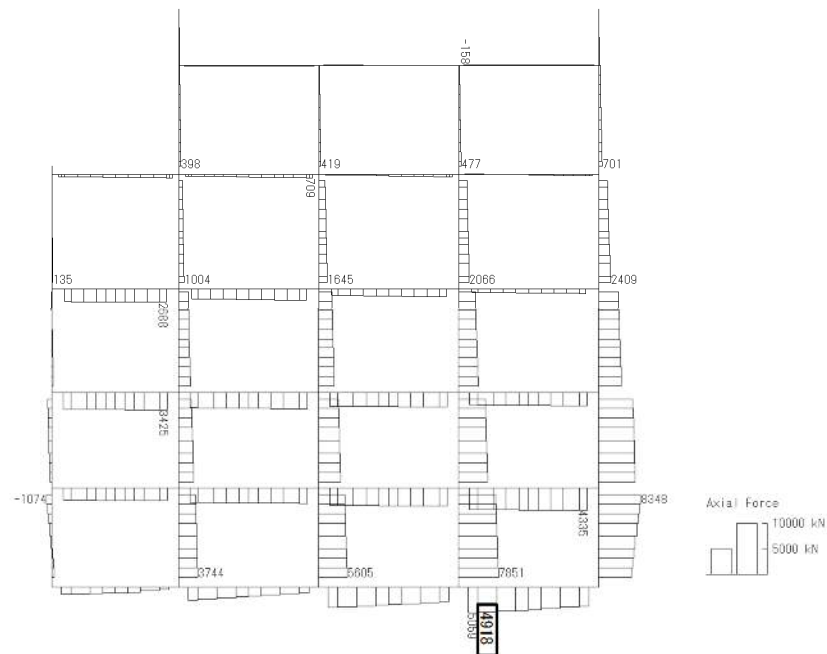


To2_PVB-NS_TS-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-D1--.36
Time: t=53.92sec



曲げモーメント (kN・m)

To2_PVB-NS_TS-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-D1--.36
Time: t=53.92sec



(+ : 圧縮, - : 引張)

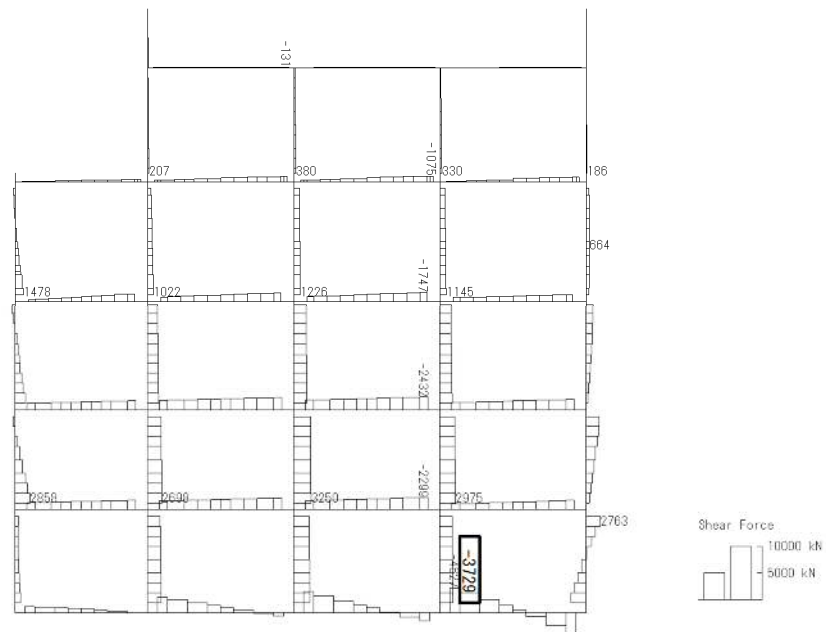
軸力 (kN)

図 4.4-5 (1) 底版において最も厳しい照査値となる時刻の断面力

(S_s-D1 (H-, V-), $t=53.92s$)

(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)

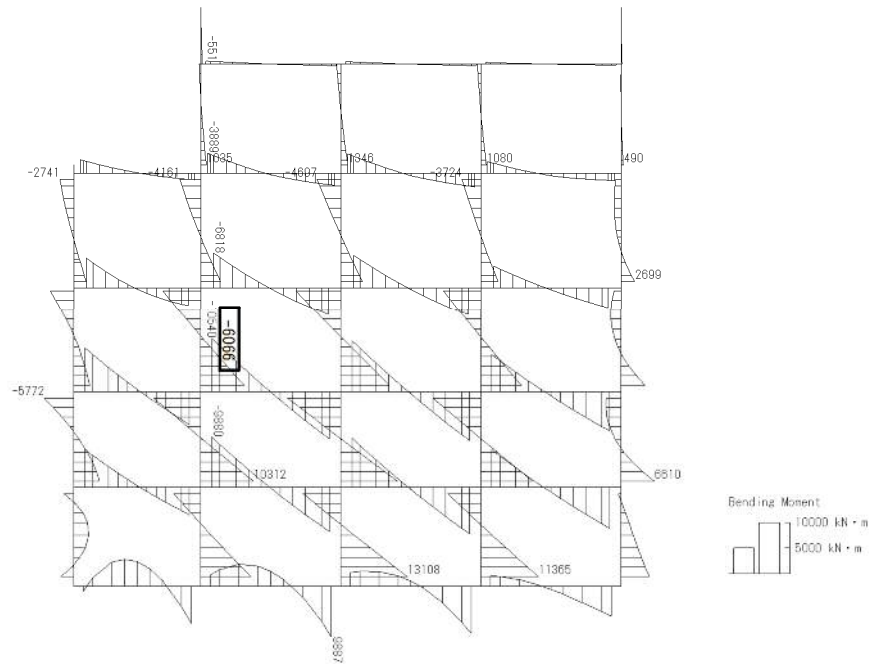
To2_PVB-NS-TS-L-Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-D1---.36
Time: t=53.92sec



せん断力 (kN)

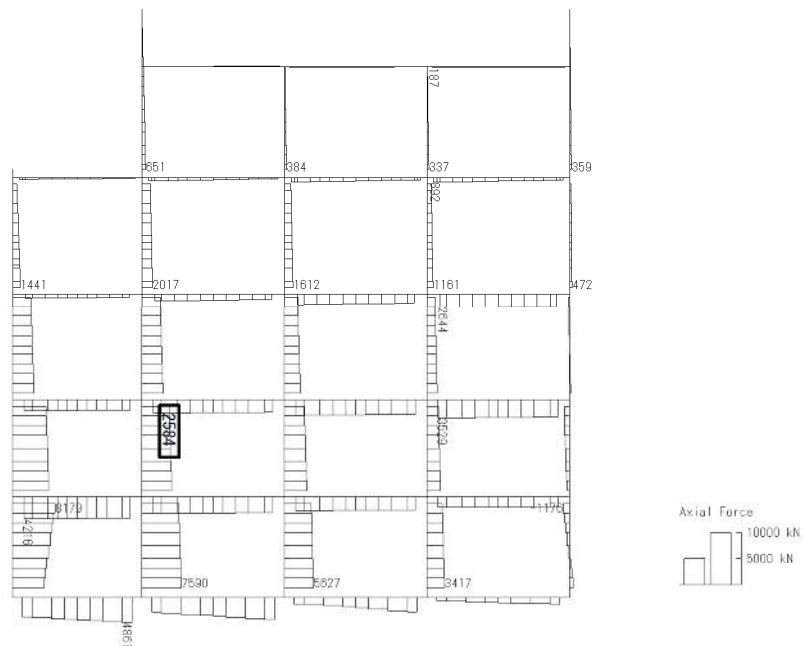
図 4.4-5 (2) 底版において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
(S_s-D1 (H-, V-), $t=53.92s$)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

To2_PVB-NS_TS-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-D1+-_36
Time: t=53.91sec



曲げモーメント (kN・m)

To2_PVB-NS_TS-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-D1+-_36
Time: t=53.91sec



(+ : 圧縮, - : 引張)

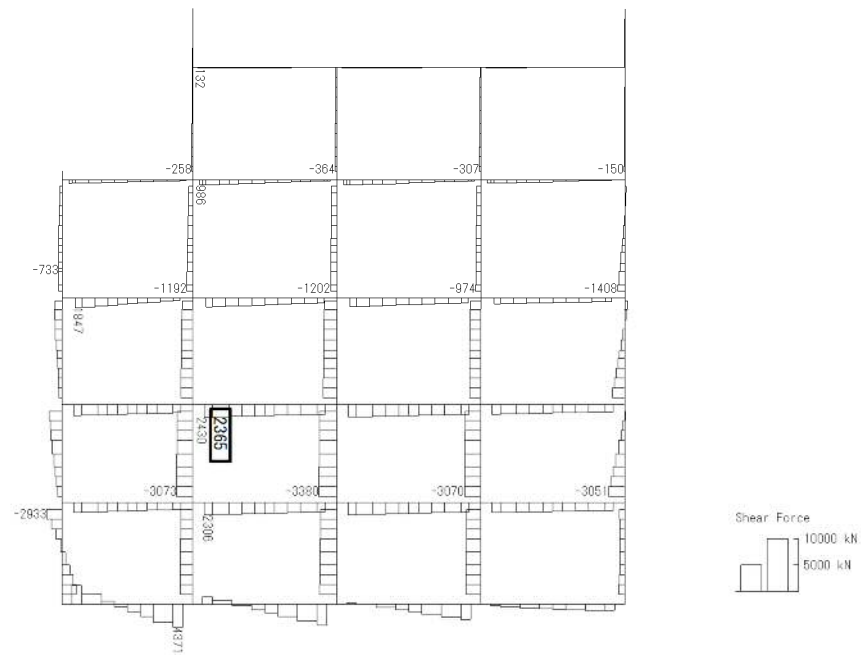
軸力 (kN)

図 4.4-5 (3) スラブ (B2F, B3F) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力

(S_s-D1 (H+, V-), $t=53.91s$)

(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)

To2_PVB+NS_TS-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-D1+-,36
Time: t=53.91sec



せん断力 (kN)

図 4.4-5 (4) スラブ (B2F, B3F) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
($S_s - D1 (H+, V-)$, $t = 53.91s$)
(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)

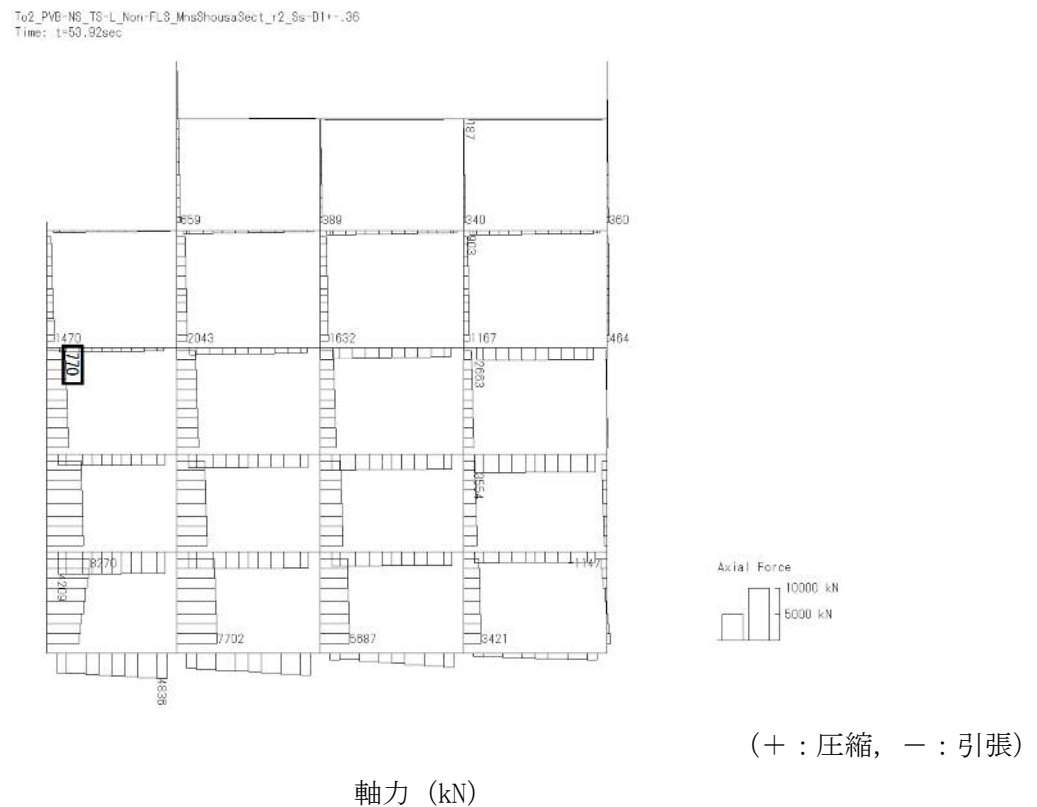
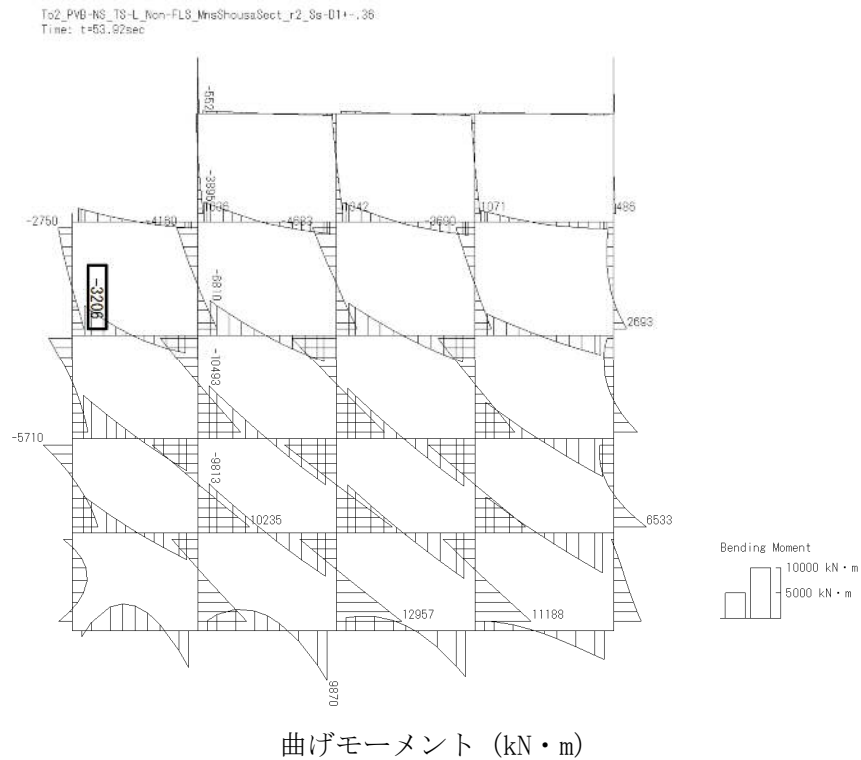
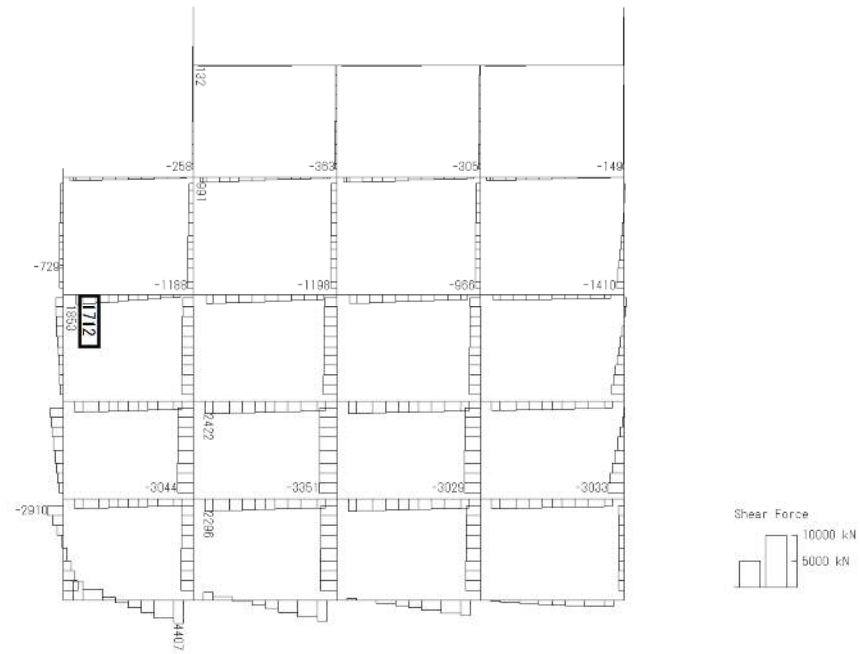


図 4.4-5 (5) スラブ (B1F) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
(S_s-D1 (H+, V-), $t=53.92s$)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

To2_PV8-NS_TS-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-D1+-,36
Time: t=53.92sec



せん断力 (kN)

図 4.4-5 (6) スラブ (B1F) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
(S_s-D1 (H+, V-), $t=53.92s$)
(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)

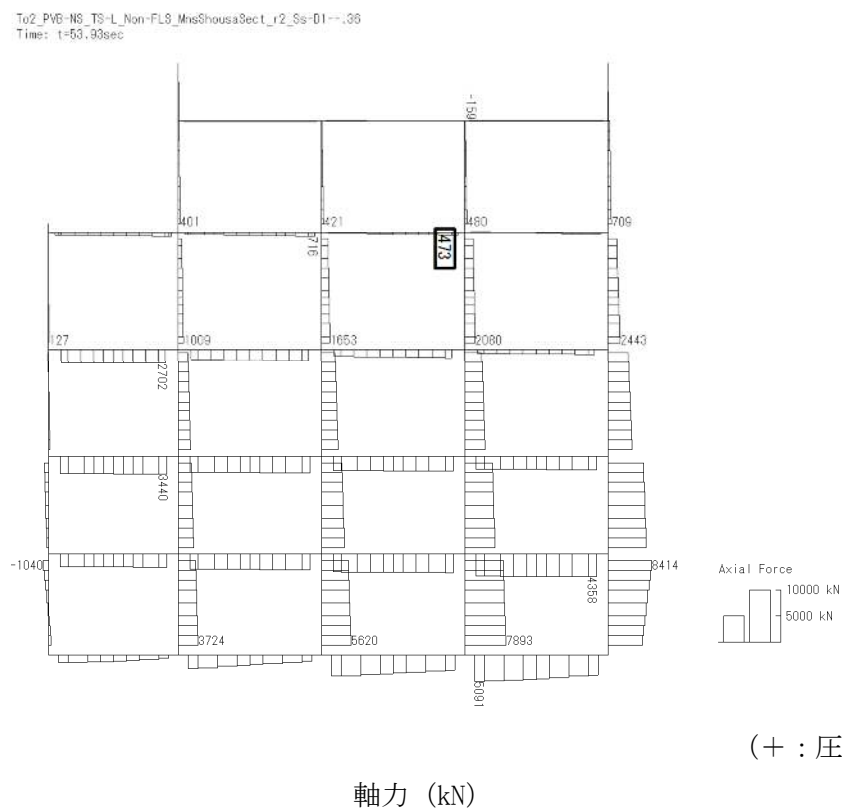
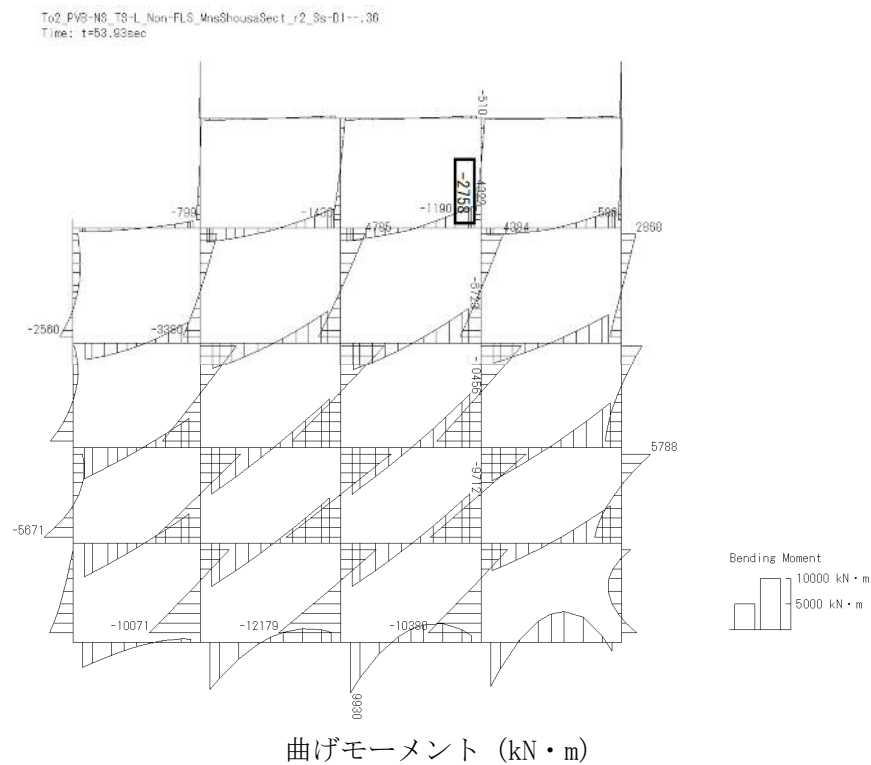
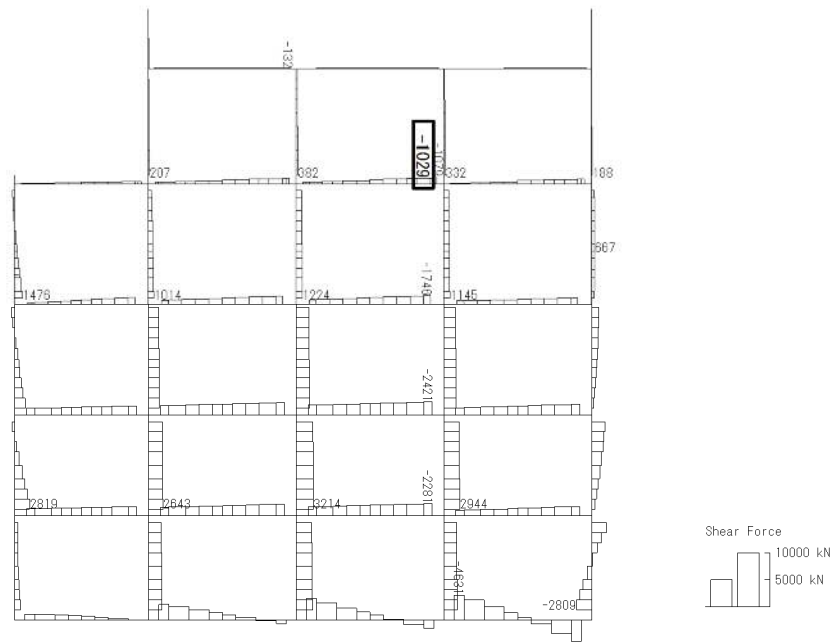


図 4.4-5 (7) 地上スラブにおいて最も厳しい照査値となる時刻の断面力
(S_s-D1 (H-, V-), $t=53.93s$)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

To2_PV6-N3_TS-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_8s-D1--.36
Time: t=53.93sec



せん断力 (kN)

図 4.4-5 (8) 地上スラブにおいて最も厳しい照査値となる時刻の断面力
(S_s-D1 (H-, V-), $t=53.93s$)
(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)

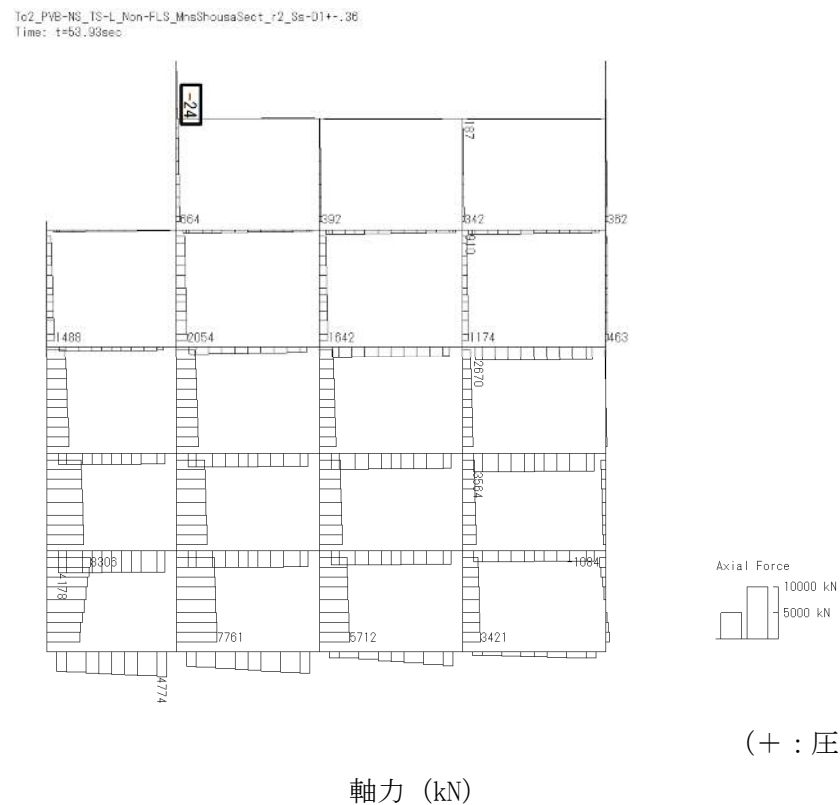
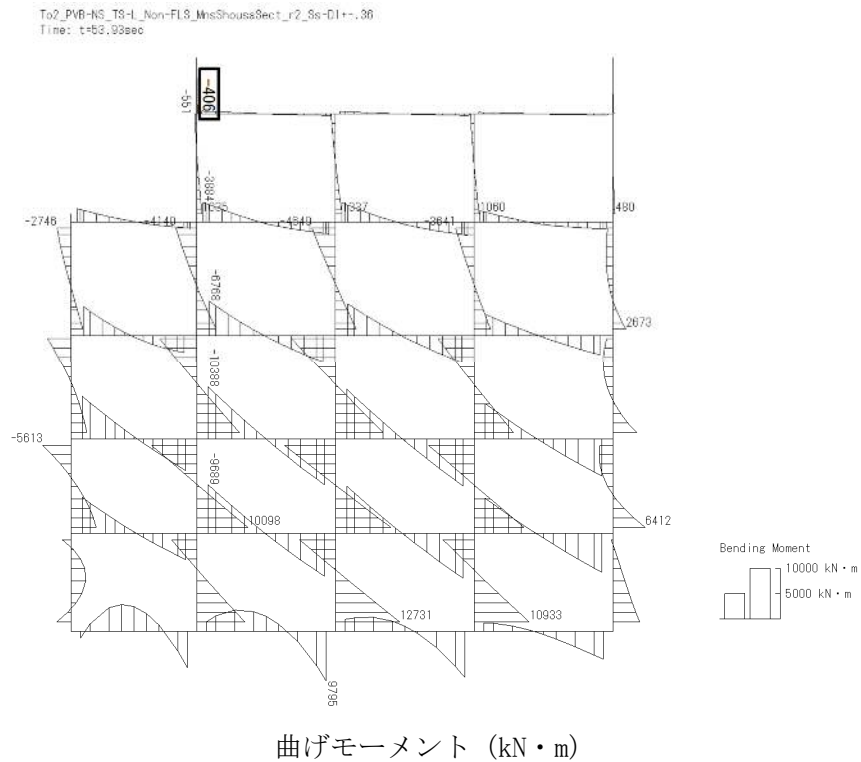
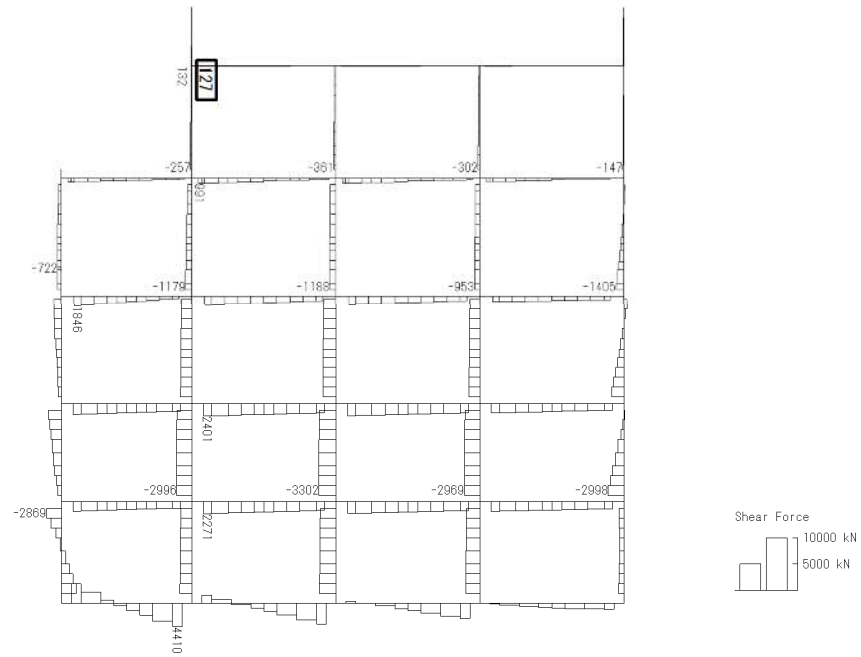


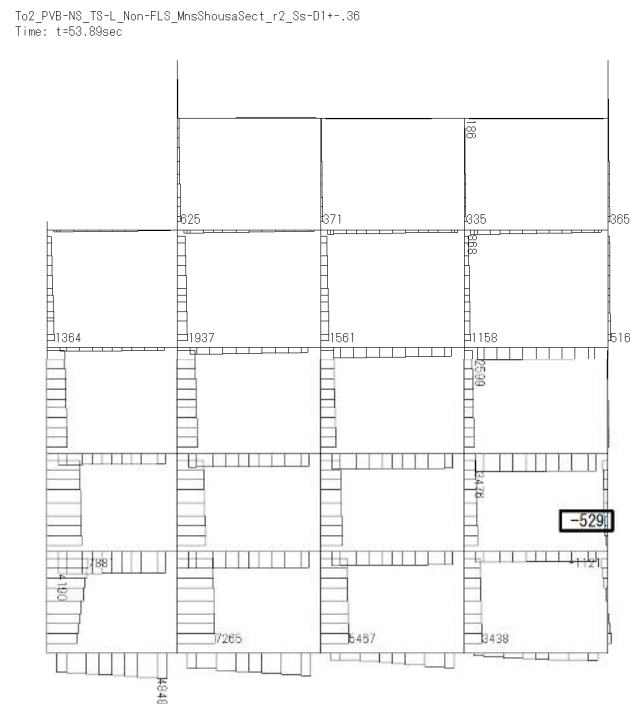
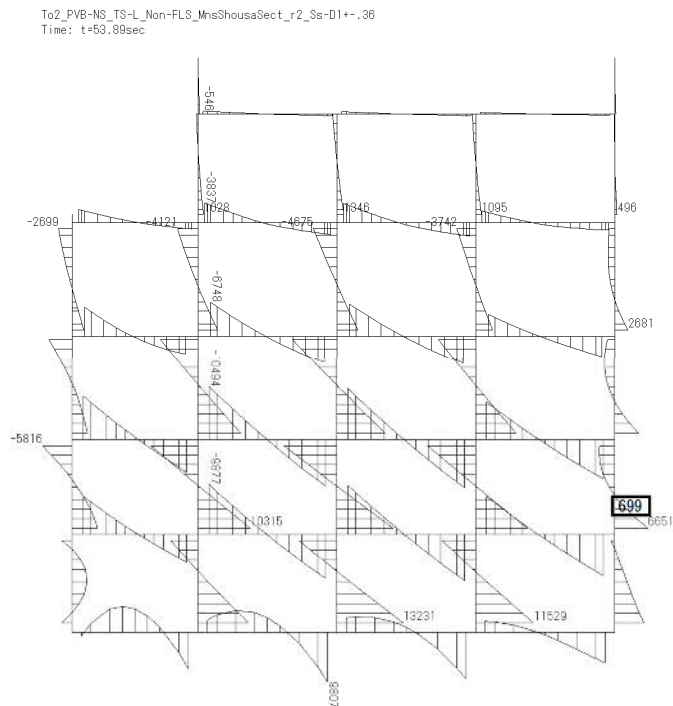
図 4.4-5 (9) 地上梁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
(S_s-D1 (H+, V-), $t=53.93s$)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

Tc2_PVS-NS_TS-L_Non-FLS_MinShousaSect_r2_Ss-D1+-,38
Time: t=53.93sec



せん断力 (kN)

図 4.4-5 (10) 地上梁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
($S_s - D1$ (H+, V-), $t = 53.93s$)
(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)



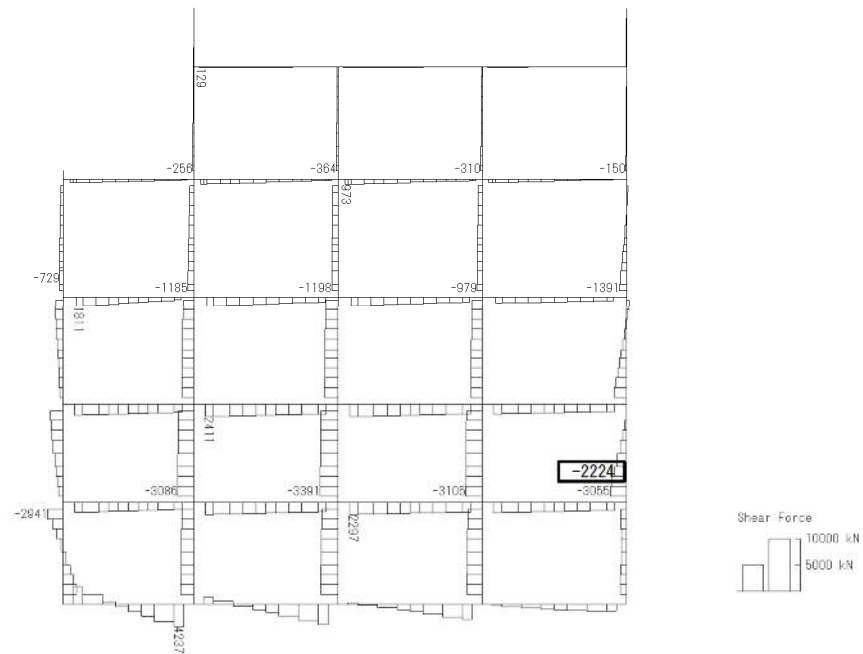
(+ : 圧縮, - : 引張)

図 4.4-5 (11) 地中側壁 (下部) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力

(S_s-D1 (H+, V-), $t=53.89s$)

(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)

To2_PVB-NS_TS-L_Non-FLS_MnsShousa8sect_r2_Ss-D1+-36
Time: t=53.89sec



せん断力 (kN)

図 4.4-5 (12) 地中側壁 (下部) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
($S_s - D1$ (H+, V-), $t = 53.89s$)
(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)

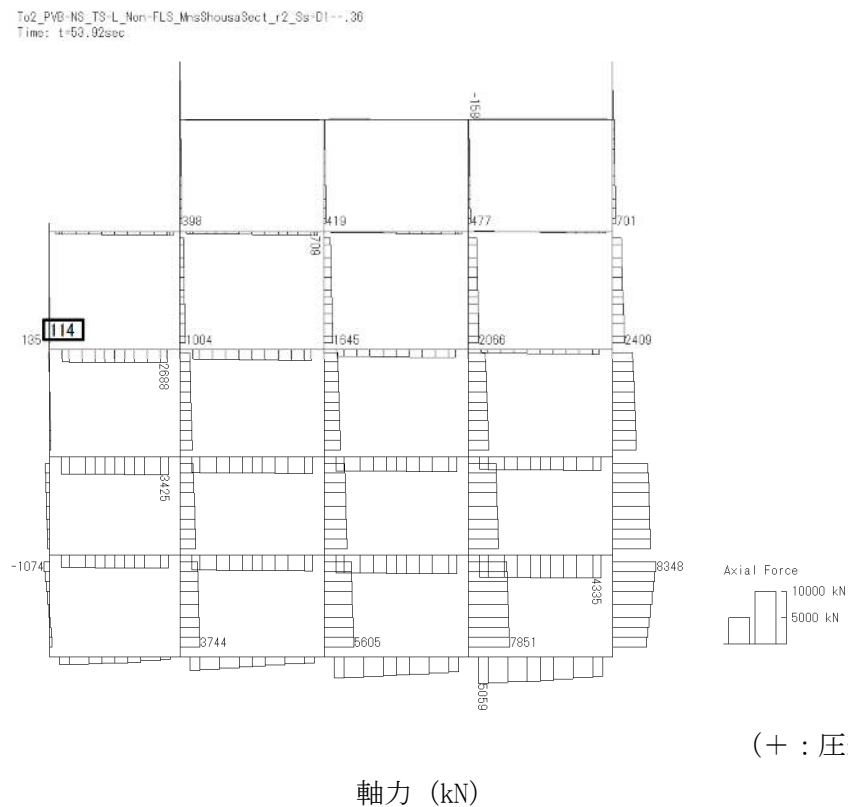
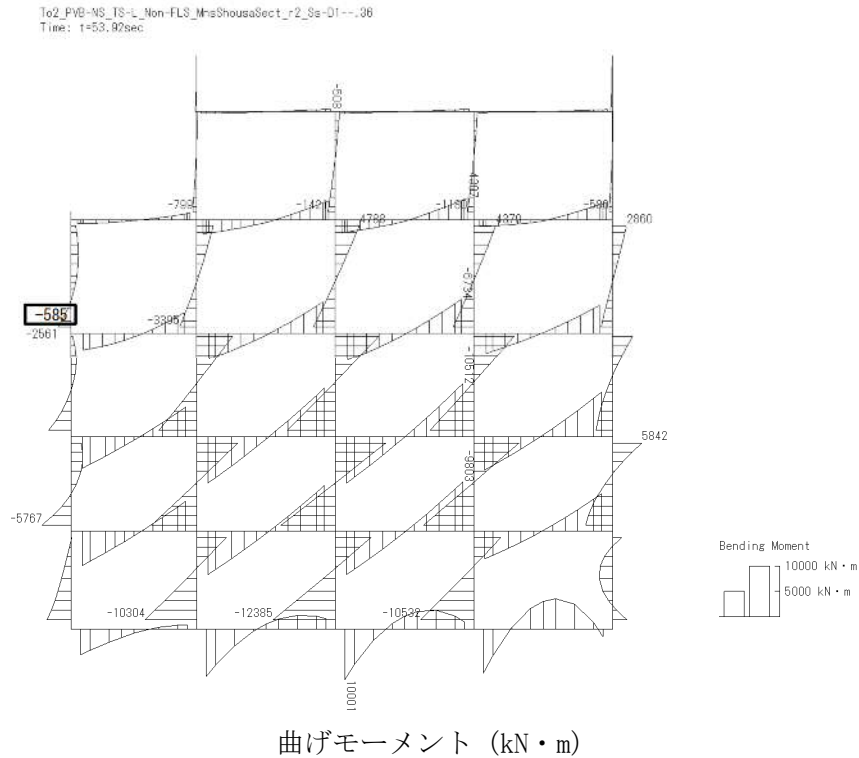
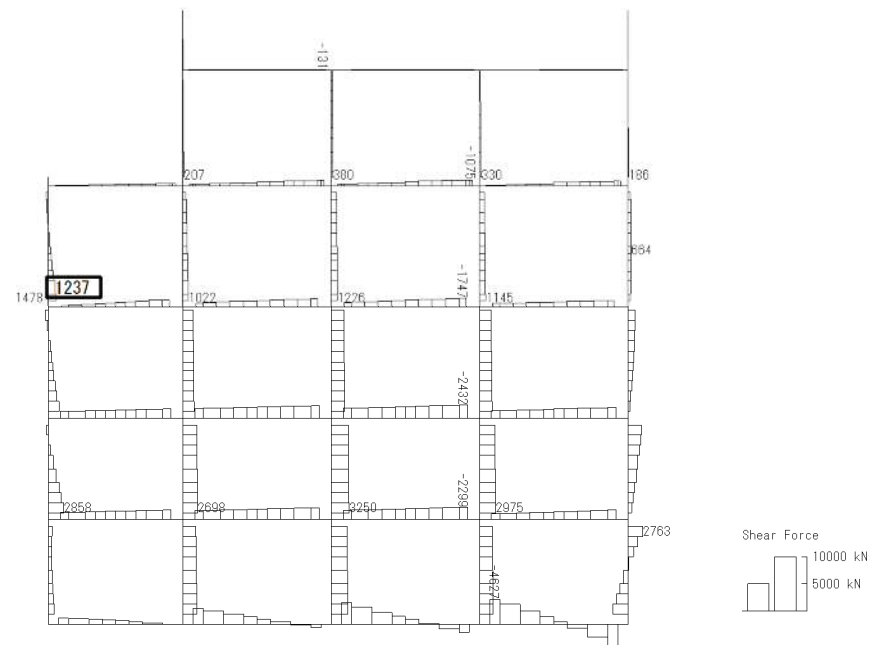


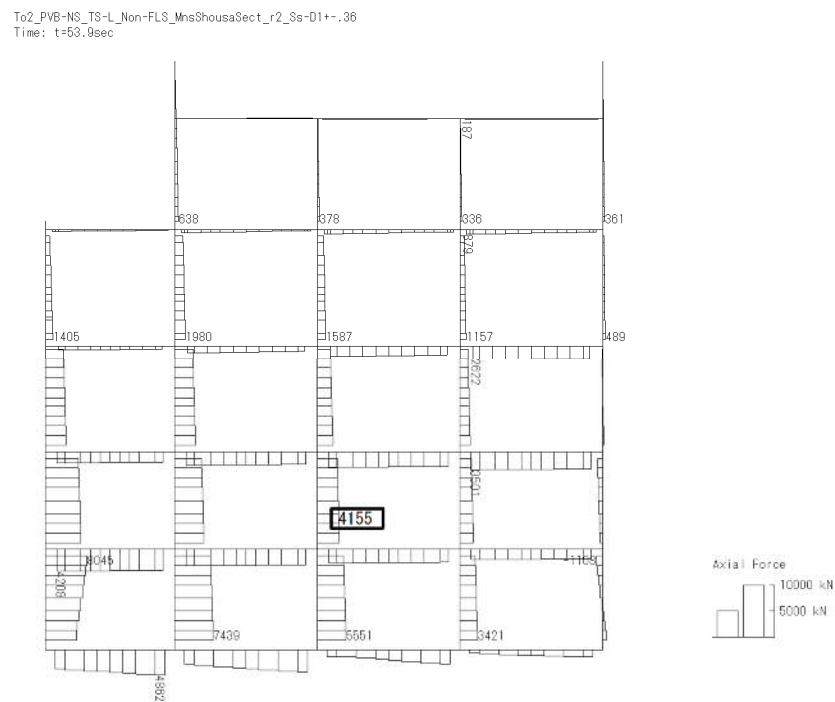
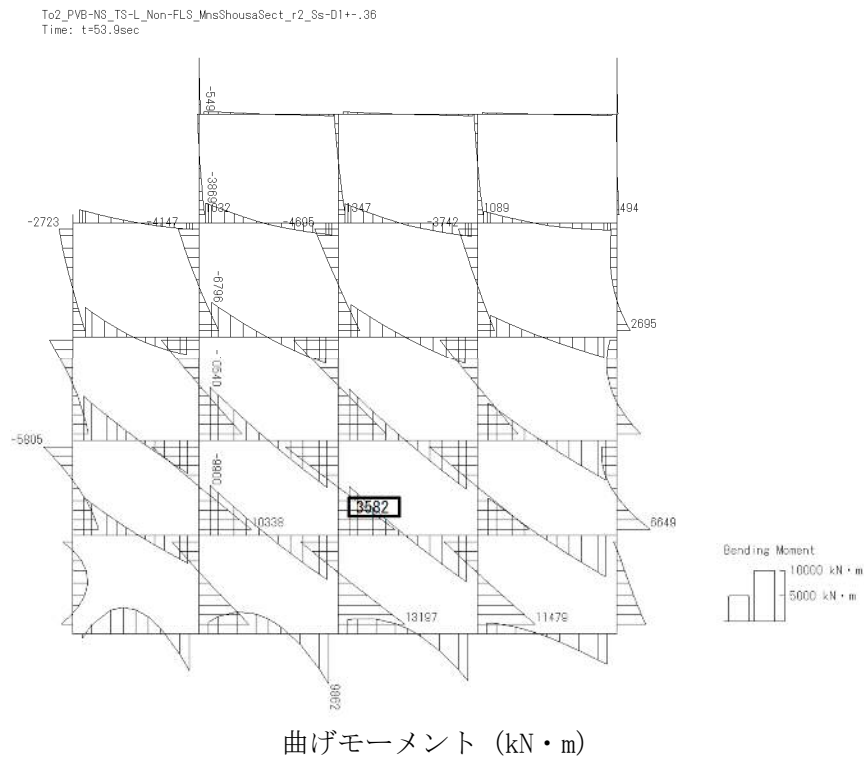
図 4.4-5 (13) 地中側壁 (上部) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
(S_s-D1 (H-, V-), $t=53.92s$)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

To2_PVB-N3-T3-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-D1--.36
Time: t=53.92sec



せん断力 (kN)

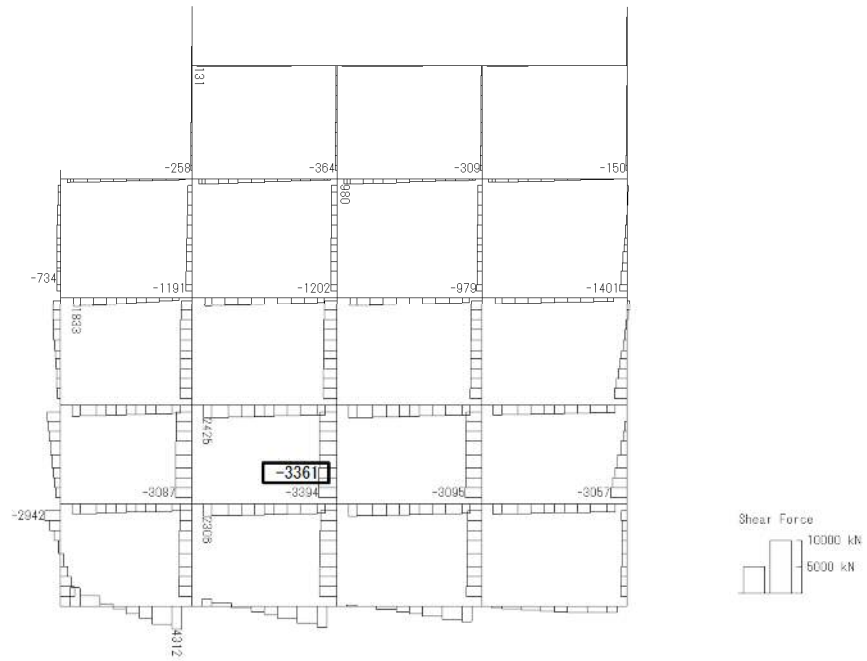
図 4.4-5 (14) 地中側壁 (上部) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
(S_s-D1 (H-, V-), $t=53.92s$)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



(+ : 圧縮, - : 引張)

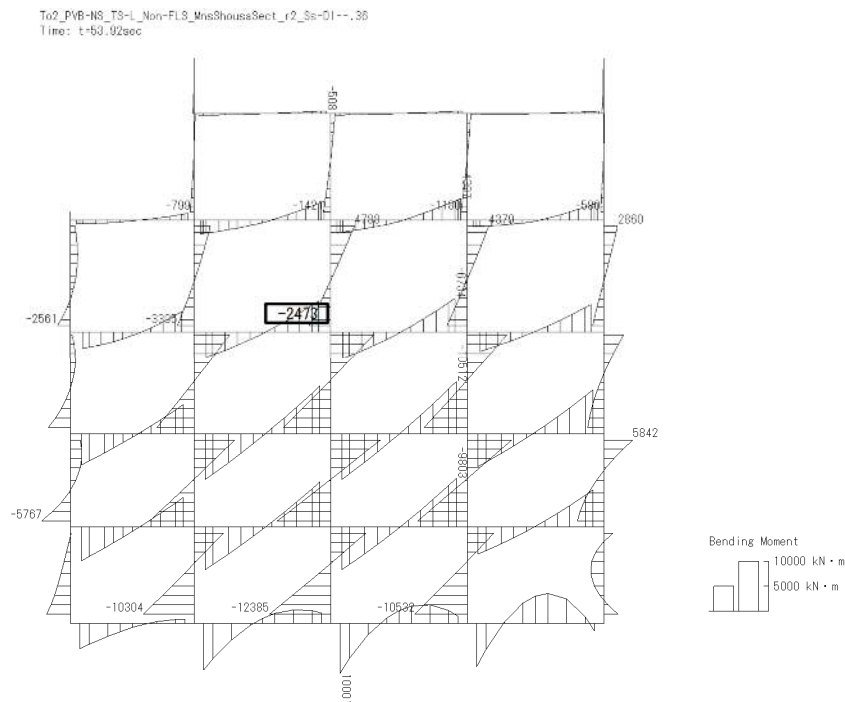
図 4.4-5 (15) 地中隔壁 (下部) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
(S_s-D1 (H+, V-), $t=53.90s$)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

To2_PVB-NS_TS-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-D1+- .36
Time: t=53.9sec

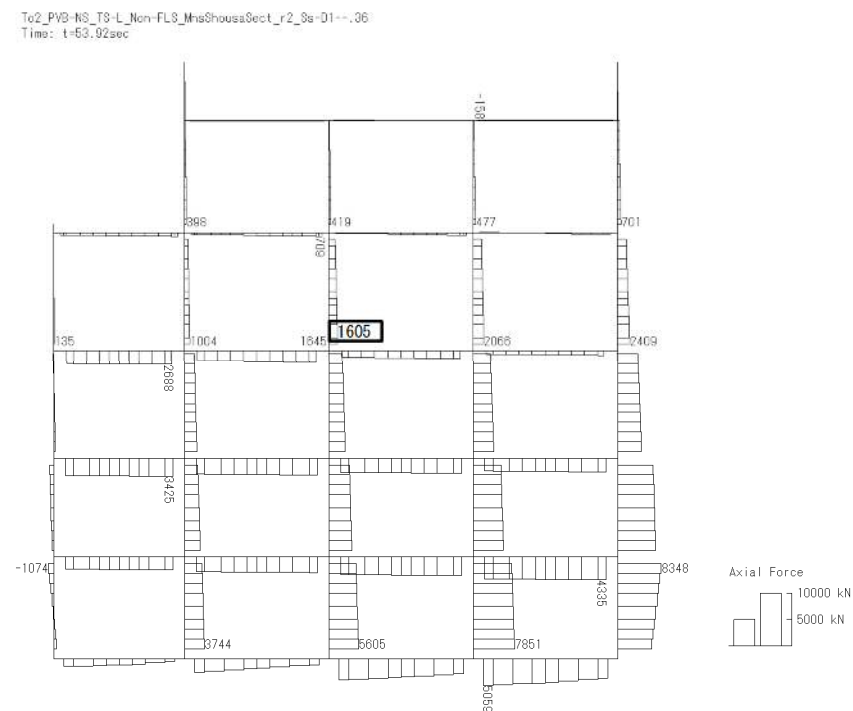


せん断力 (kN)

図 4.4-5 (16) 地中隔壁 (下部) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
(S_s-D1 (H+, V-), $t=53.90s$)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



曲げモーメント (kN・m)



(+ : 圧縮, - : 引張)

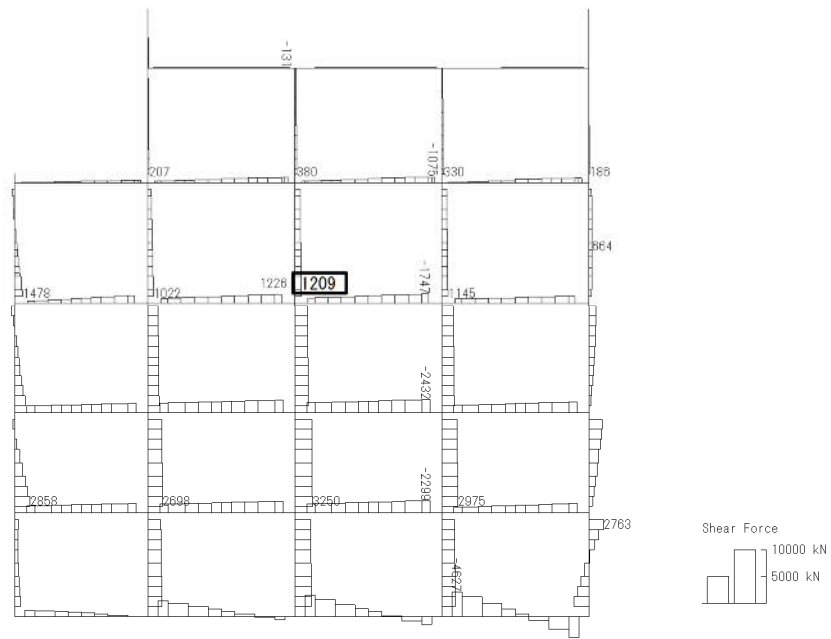
軸力 (kN)

図 4.4-5 (17) 地中隔壁 (上部) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力

(S_s-D1 (H-, V-), $t=53.92s$)

(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)

To2_PVB-NS_TS-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-D1--.36
Time: t=53.92sec



せん断力 (kN)

図 4.4-5 (18) 地中隔壁 (上部) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
(S_s-D1 (H-, V-), $t=53.92s$)
(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)

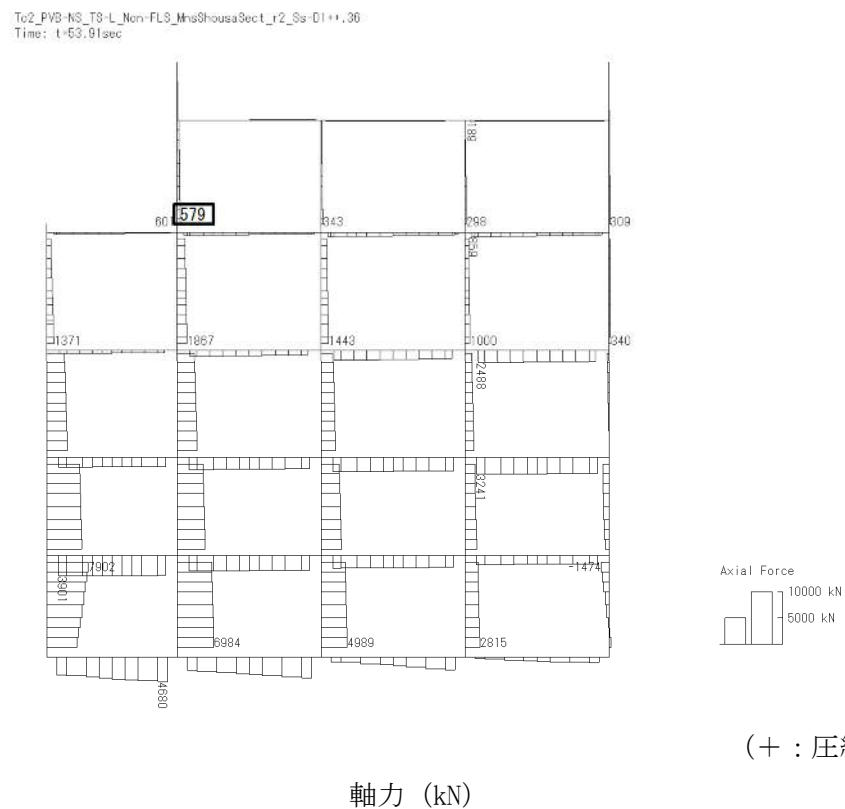
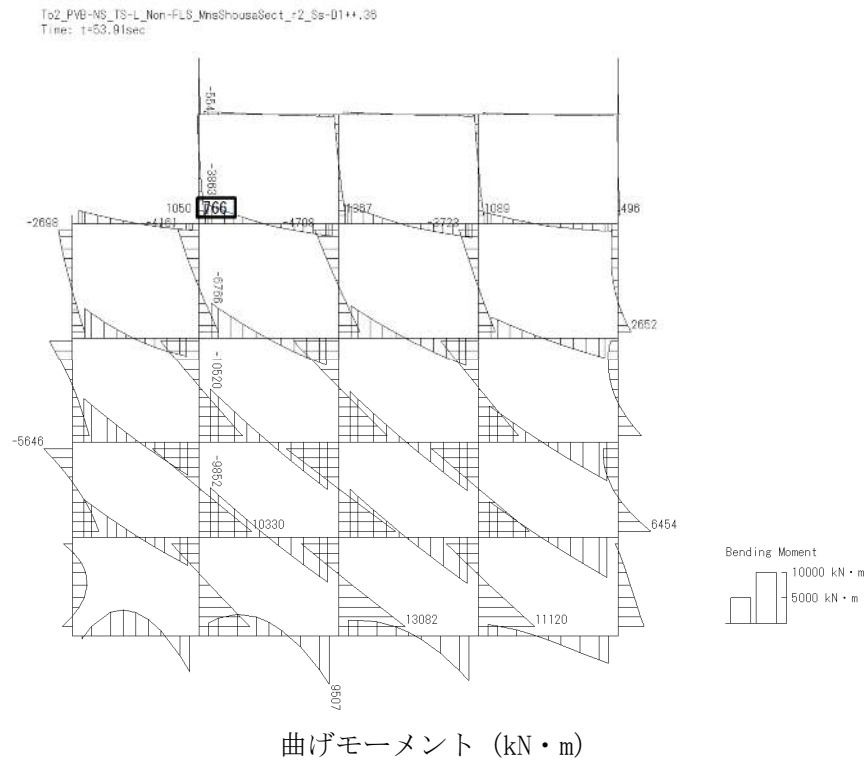
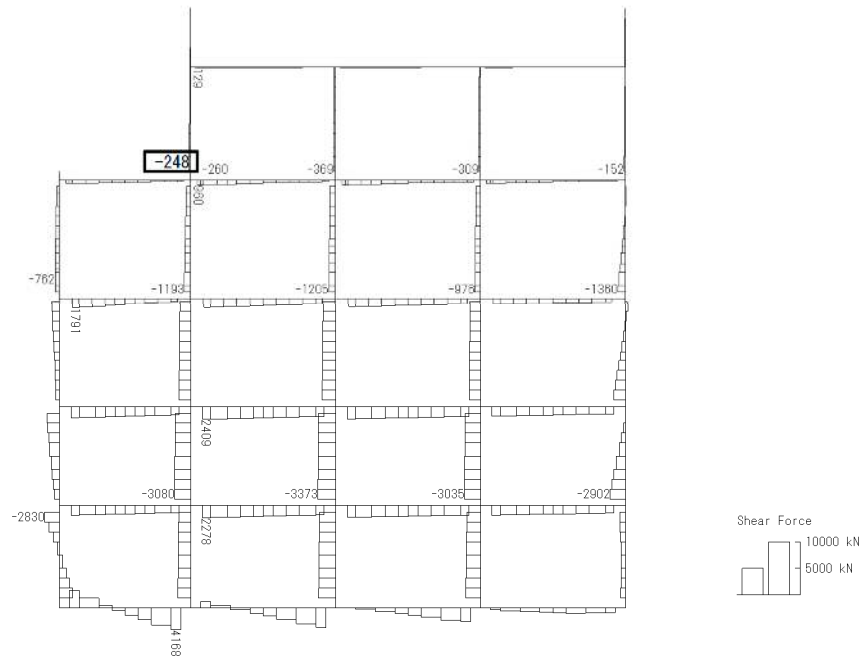


図 4.4-5 (19) 地上側壁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
(S_s-D1 (H+, V+), $t=53.91s$)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

To2_PVB-NS-TS-L_Non-FLS_MnsShousa8ect_r2_8s-01++.36
Time: t=53.91sec



せん断力 (kN)

図 4.4-5 (20) 地上側壁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
($S_s - D1$ (H+, V+), $t = 53.91s$)
(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)

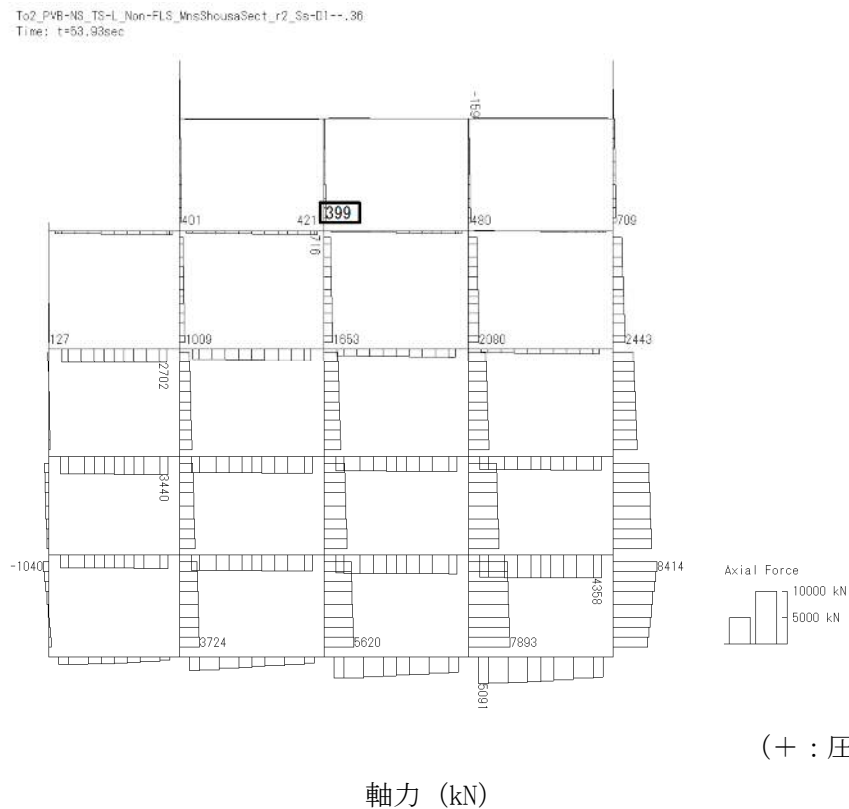
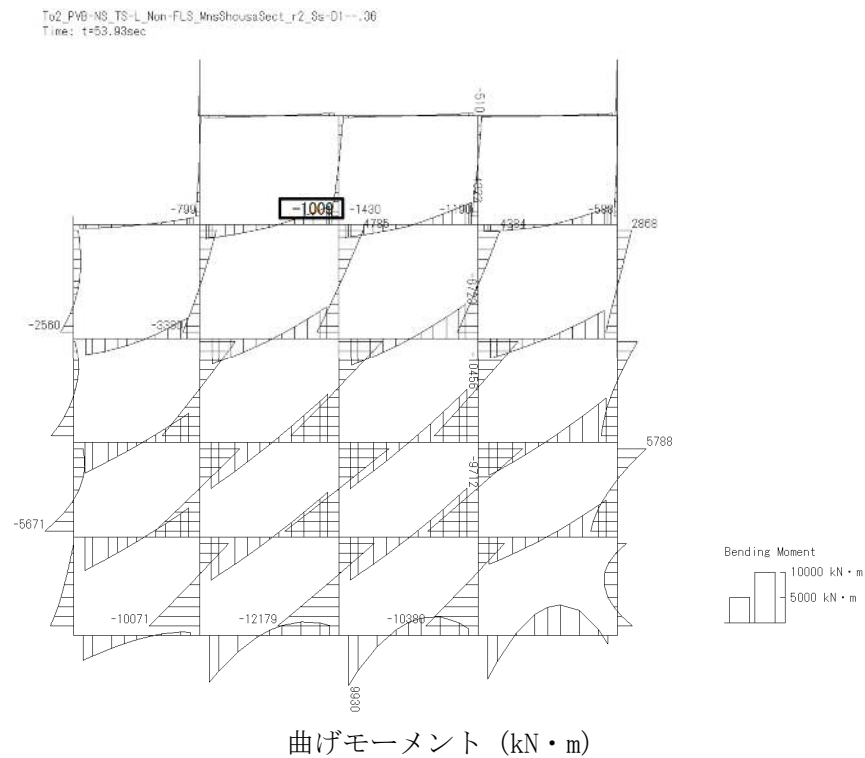
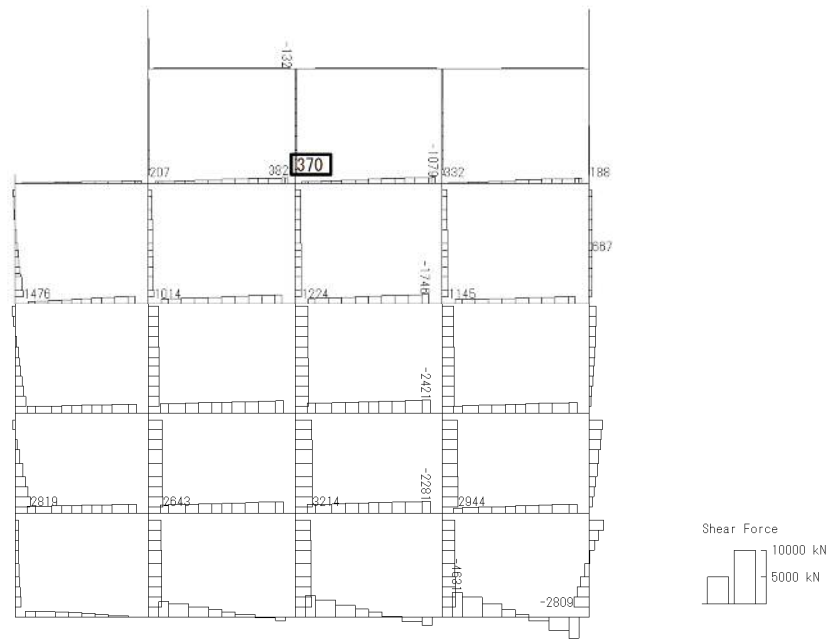


図 4.4-5 (21) 地上隔壁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
(S_s-D1 (H-, V-), $t=53.93s$)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

To2_FVB-NS_TS-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-D1--.38
Time: t=53.93sec



せん断力 (kN)

図 4.4-5 (22) 地上隔壁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
(S_s-D1 (H-, V-), $t=53.93s$)
(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)

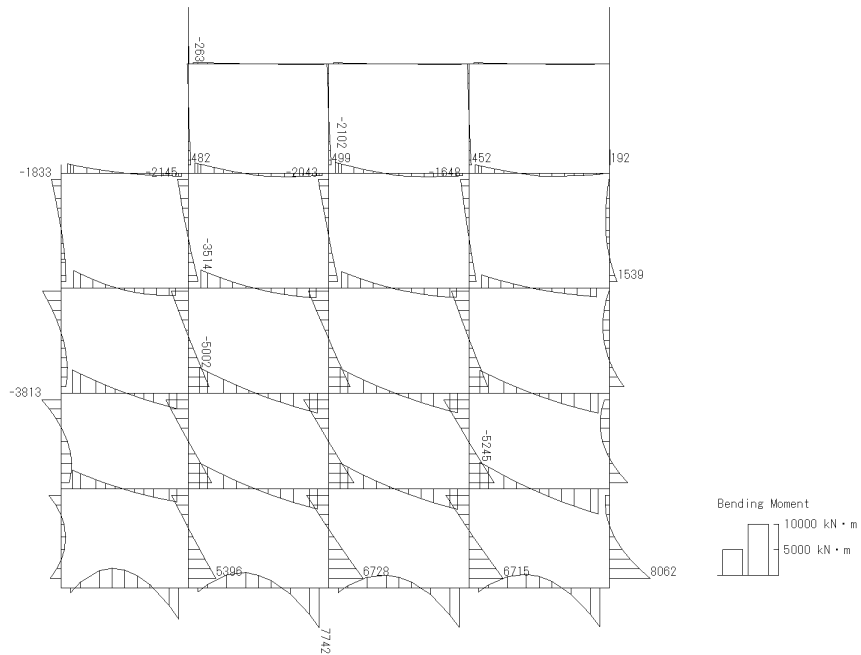
(2) 断面力分布（各基準地震動に着目した断面力図）

各基準地震動において、コンクリートの曲げ軸力に対する照査、鉄筋の曲げ軸力に対する照査、せん断力に対する照査のうち、最も厳しい照査値となる部材の評価時刻における断面力分布を示す。検討ケースは①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケースについて各基準地震動の照査結果を示す。表 4.4-5 に各基準地震動で抽出した照査値について、照査項目とその評価位置の一覧表を示し、図 4.4-6 に断面力分布を示す。

表 4.4-5 各地震波に対して最も厳しい照査値とその照査項目及び評価位置の結果

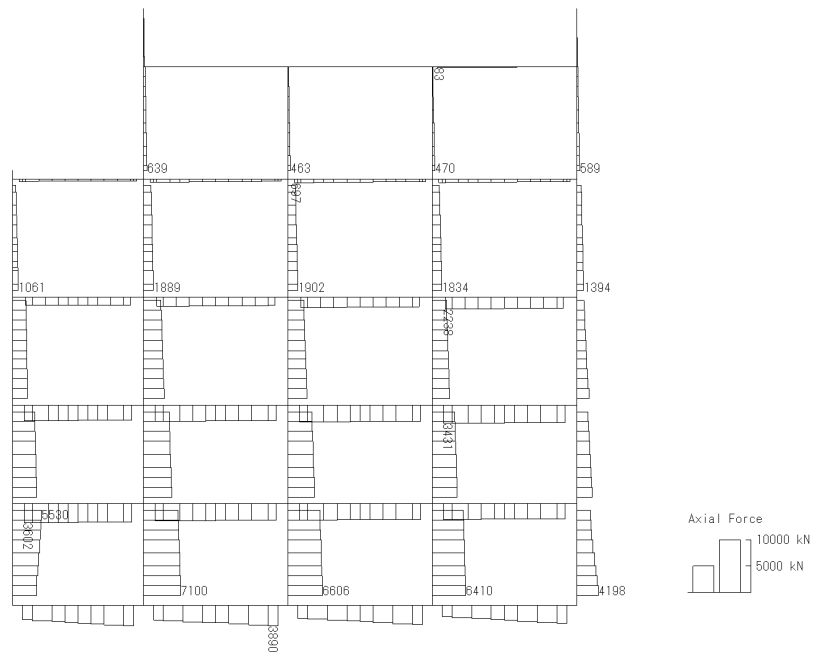
基準地震動	抽出照査値と照査項目			
	照査値	照査項目	評価位置	
S_s-D1 (H+, V+)	0.55	せん断照査	地中側壁（下部）	86
S_s-D1 (H+, V-)	0.53	せん断照査	スラブ (B1F)	25
S_s-D1 (H-, V+)	0.53	曲げ照査（鉄筋）	地上スラブ	38
S_s-D1 (H-, V-)	0.53	曲げ照査（鉄筋）	地上スラブ	38
S_s-11 (H+, V+)	0.43	せん断照査	地中側壁（下部）	86
S_s-12 (H+, V+)	0.50	せん断照査	地中側壁（下部）	86
S_s-13 (H+, V+)	0.48	せん断照査	地中側壁（下部）	86
S_s-14 (H+, V+)	0.42	せん断照査	地中側壁（下部）	86
S_s-21 (H+, V+)	0.48	せん断照査	地中側壁（下部）	86
S_s-22 (H+, V+)	0.55	せん断照査	地中側壁（下部）	86
S_s-31 (H+, V+)	0.49	せん断照査	地中隔壁（下部）	66
S_s-31 (H-, V+)	0.52	せん断照査	スラブ (B1F)	25

To2_PVB-NS_OG-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-D1+.36
Time: t=26.86sec



曲げモーメント (kN · m)

To2_PVB-NS_OG-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-D1+.36
Time: t=26.86sec

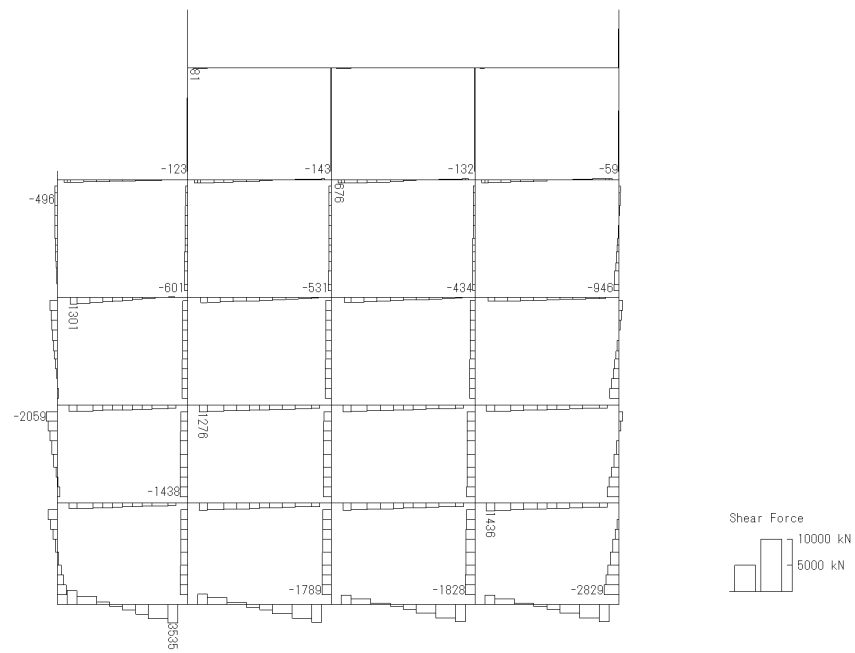


(+ : 圧縮, - : 引張)

軸力 (kN)

図 4.4-6 (1) S_s-D1 (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
(t = 26.86s)

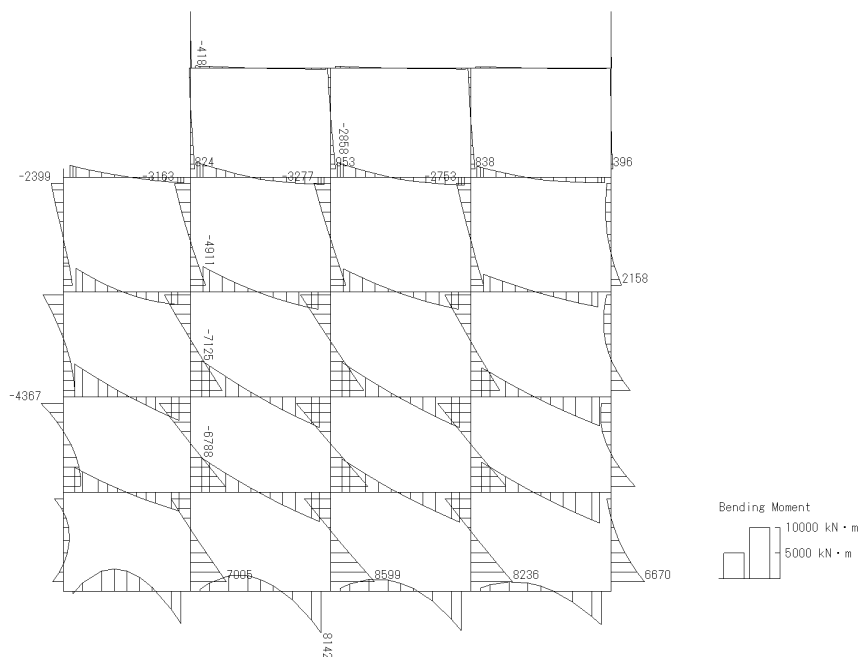
To2_PVB-NS_0G-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_3s-D1+.36
Time: t=26.86sec



せん断力 (kN)

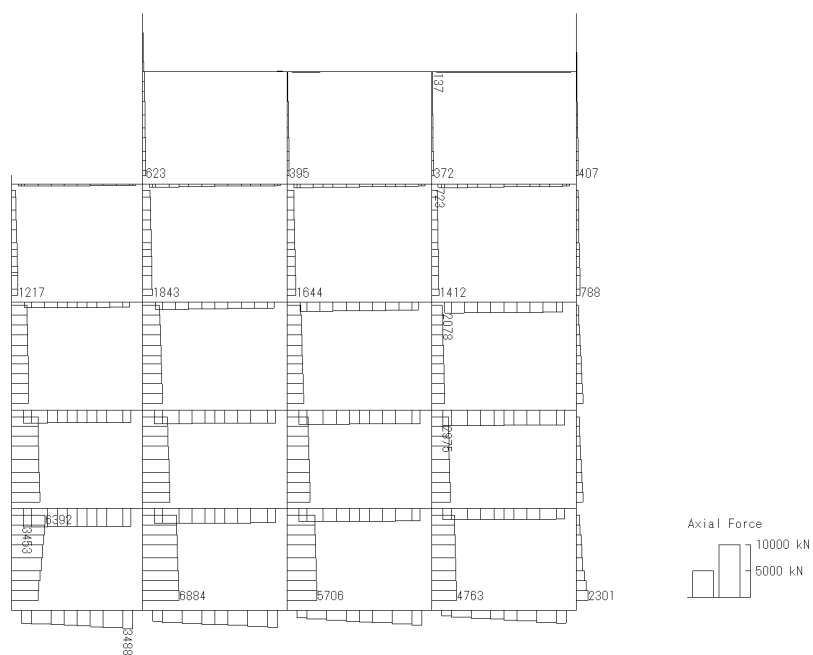
図 4.4-6 (2) S_s-D1 (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
($t = 26.86s$)

To2_PVB-NS_06-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-D1+-,36
Time: t=53.91sec



曲げモーメント (kN · m)

To2_PVB-NS_06-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-D1+-,36
Time: t=53.91sec

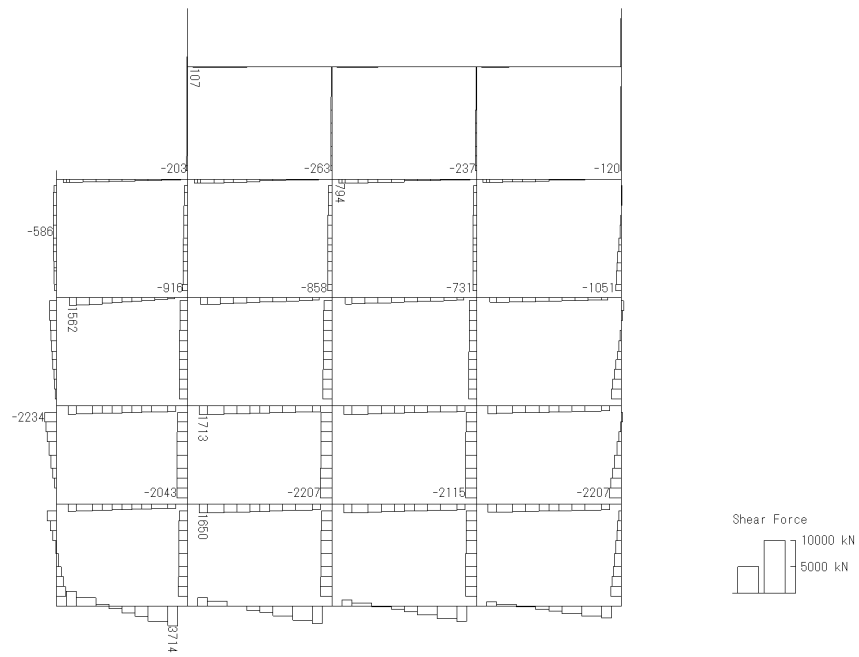


(+ : 圧縮, - : 引張)

軸力 (kN)

図 4.4-6 (3) $S_s - D1$ (H+, V-) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
($t = 53.91s$)

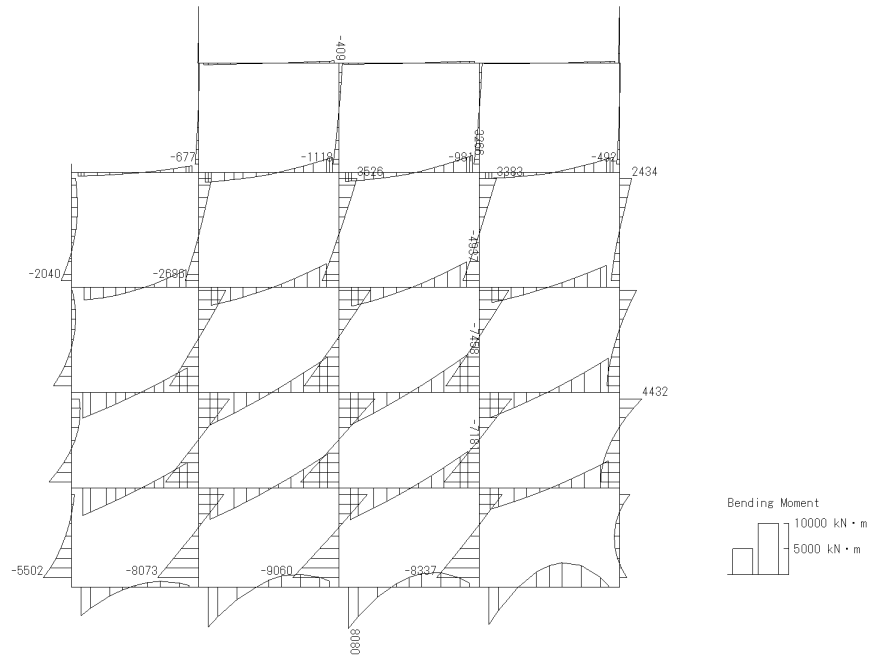
To2_PVB-NS_0G-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-D1+-,36
Time: t=53.91sec



せん断力 (kN)

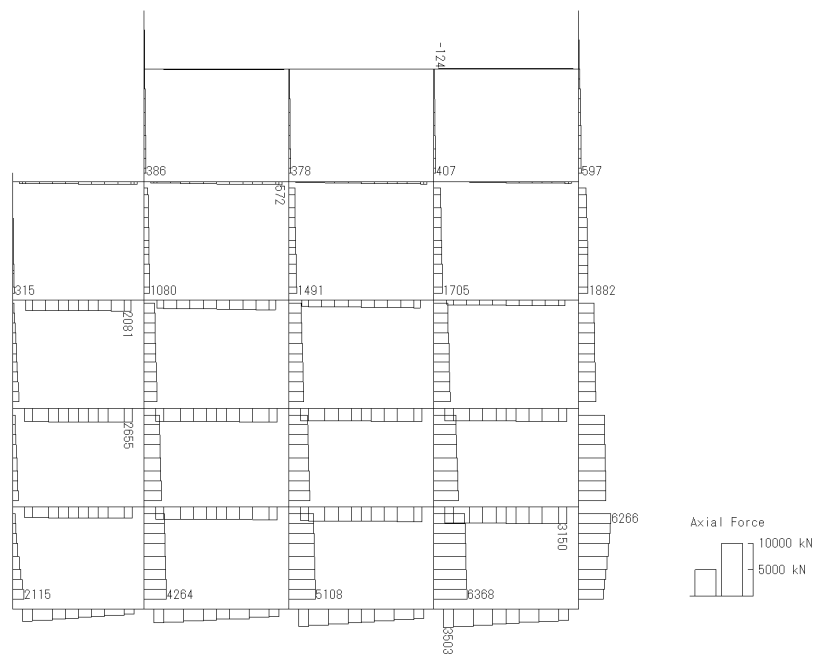
図 4.4-6 (4) S_s-D1 (H+, V-) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
($t=53.91s$)

To2_PVB-NS_06-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-D1-+.36
Time: t=53.88sec



曲げモーメント (kN · m)

To2_PVB-NS_06-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-D1-+.36
Time: t=53.88sec

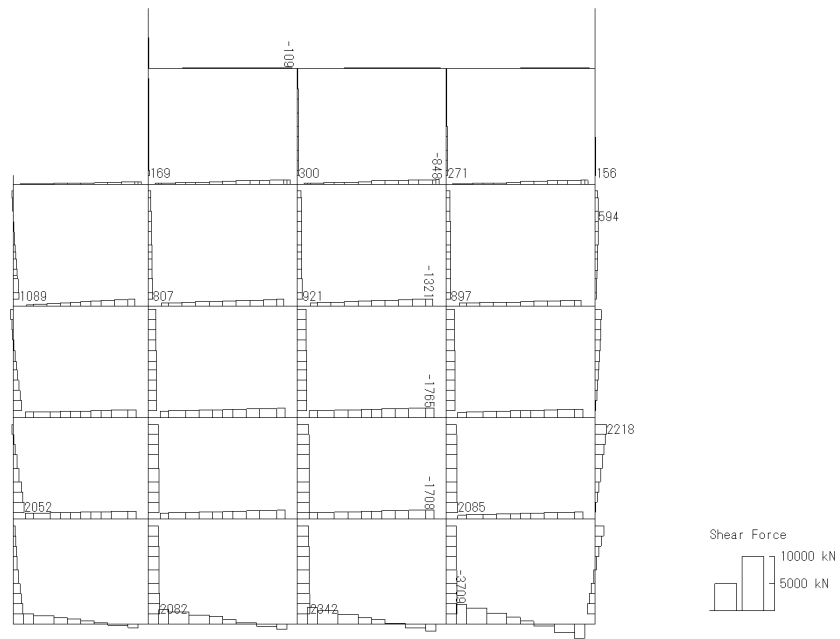


(+ : 圧縮, - : 引張)

軸力 (kN)

図 4.4-6 (5) S_s-D1 (H-, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
($t=53.88s$)

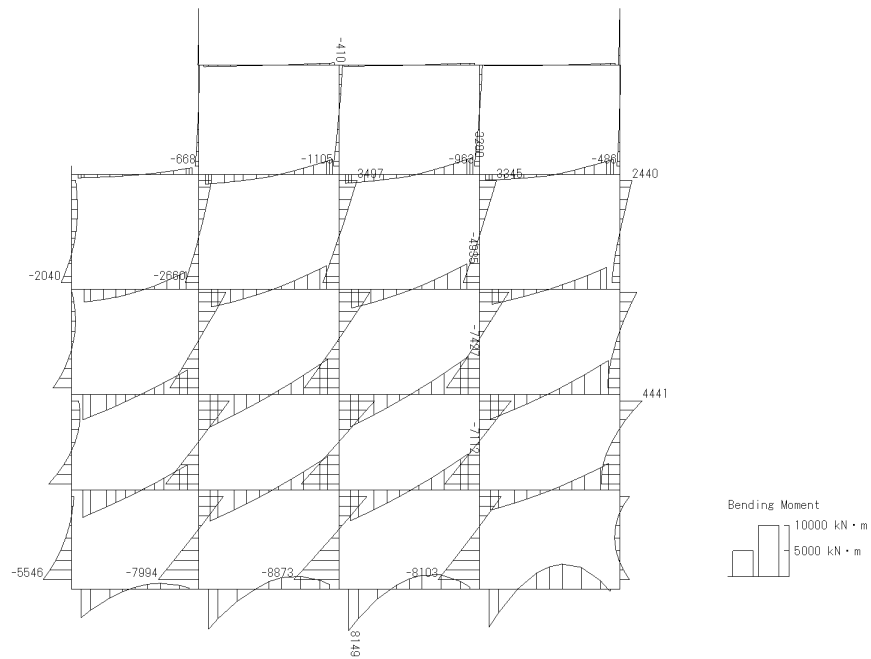
To2_PVB-NS_0G-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_8s-D1-+.36
Time: t=53.88sec



せん断力 (kN)

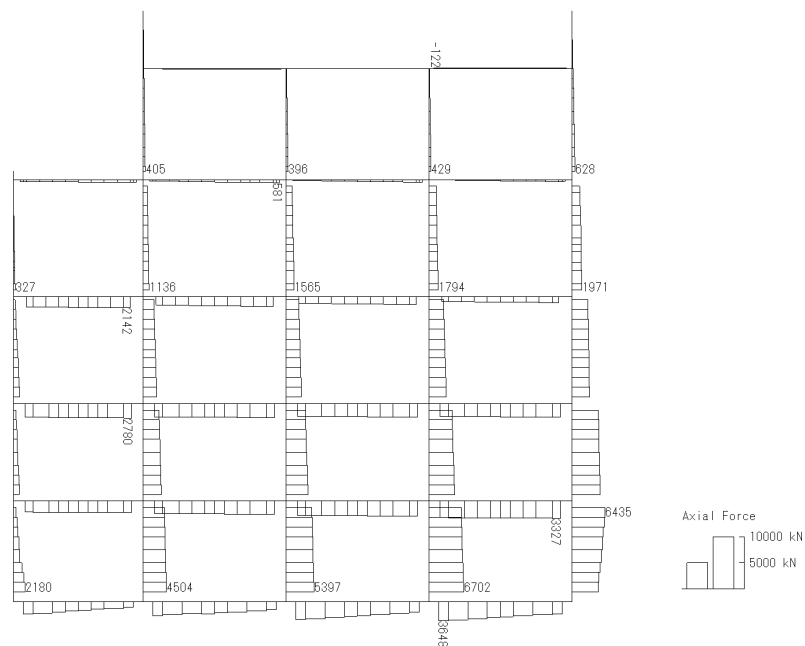
図 4.4-6 (6) S_s-D1 (H-, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
($t = 53.88s$)

To2_PVB-NS_OG-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-D1--.36
Time: t=53.89sec



曲げモーメント (kN · m)

To2_PVB-NS_OG-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-D1--.36
Time: t=53.89sec

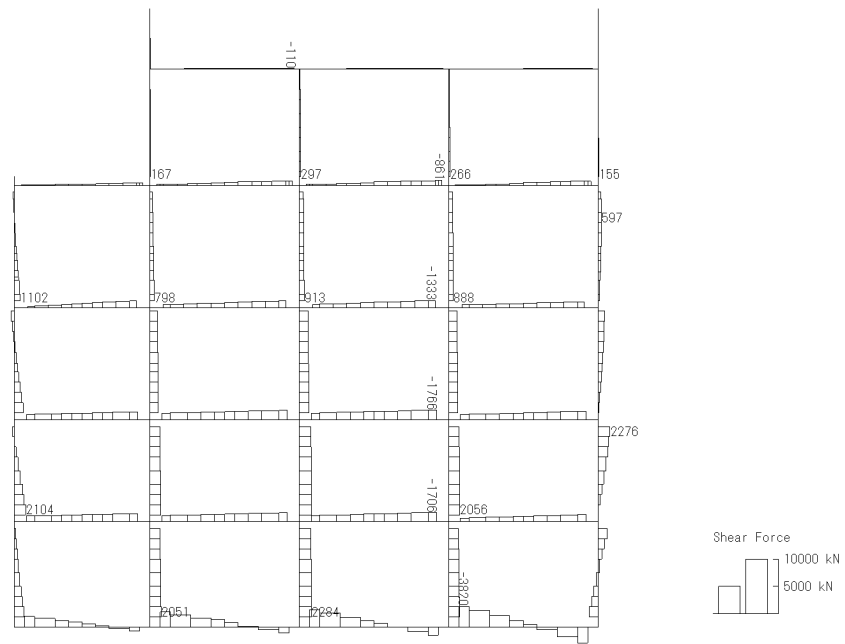


(+ : 圧縮, - : 引張)

軸力 (kN)

図 4.4-6 (7) S_s-D1 (H-, V-) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
($t = 53.89s$)

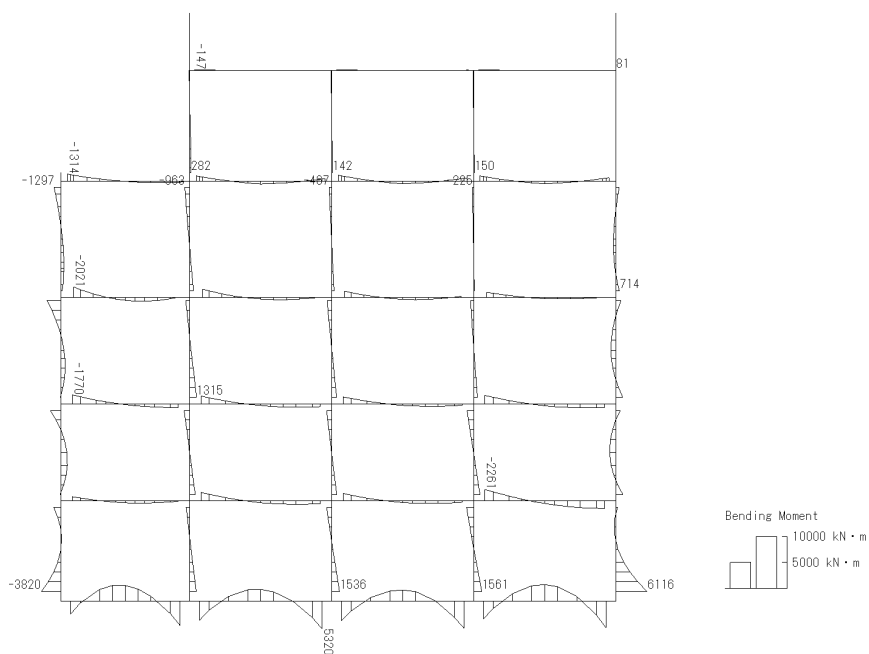
To2_PVB-NS_OG-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-D1--.36
Time: t=53.89sec



せん断力 (kN)

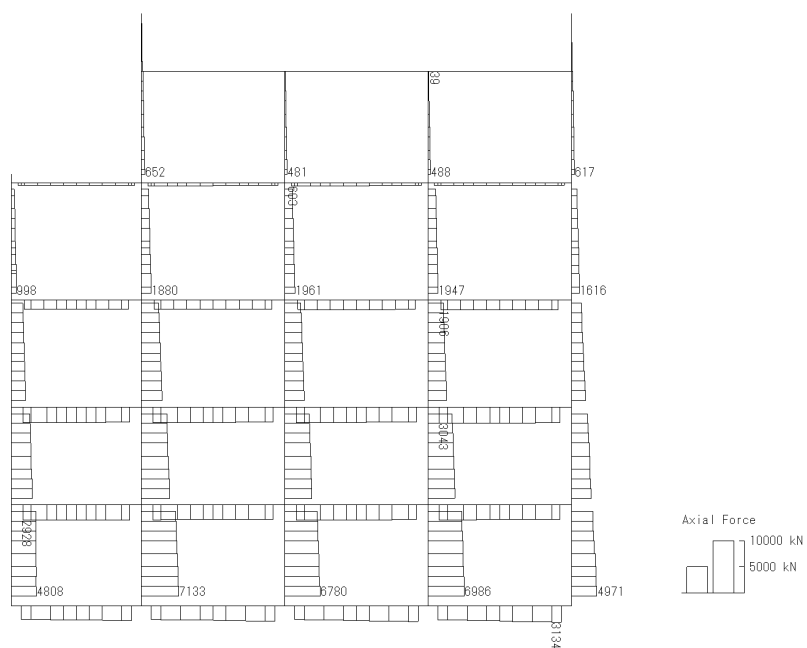
図 4.4-6 (8) S_s-D1 (H-, V-) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
($t=53.89s$)

To2_PVB-NS_06-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-11_NS++.36
Time: t=25.43sec



曲げモーメント (kN・m)

To2_PVB-NS_06-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-11_NS++.36
Time: t=25.43sec

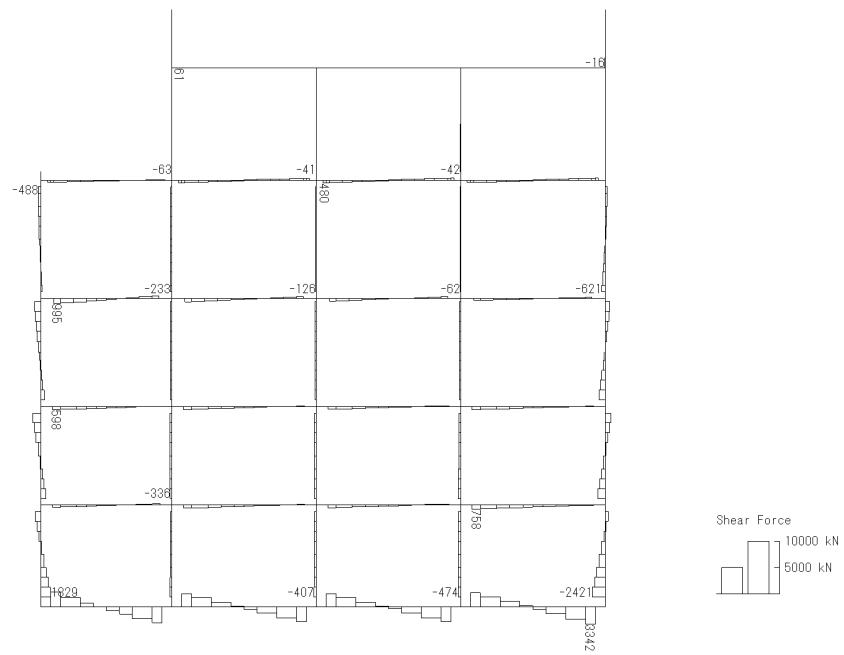


(+ : 圧縮, - : 引張)

軸力 (kN)

図 4.4-6 (9) S_s-11 (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
($t=25.43s$)

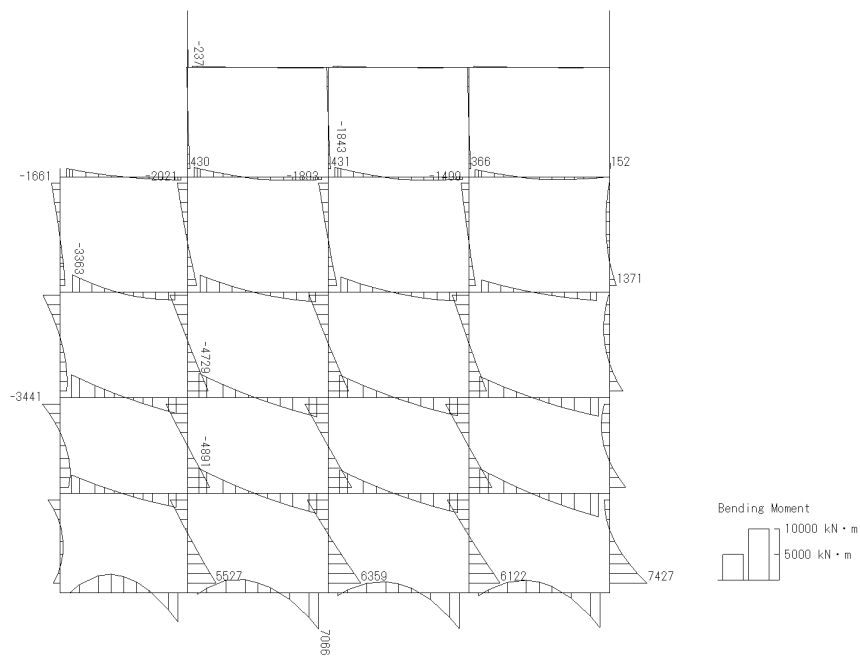
To2_PVB-NS_OG-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-11_NS++.36
Time: t=25.43sec



せん断力 (kN)

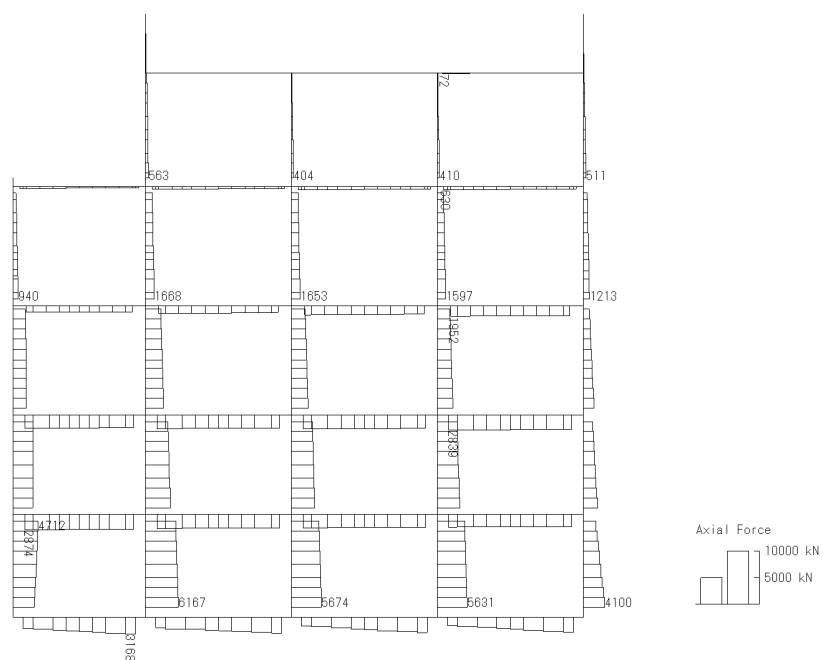
図 4.4-6 (10) $S_s - 11$ (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
($t = 25.43s$)

To2_PVB-NS_OG-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-12_NS++.36
Time: t=31.58sec



曲げモーメント (kN・m)

To2_PVB-NS_OG-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-12_NS++.36
Time: t=31.58sec



(+ : 圧縮, - : 引張)

軸力 (kN)

図 4.4-6 (11) $S_s - 12$ (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
($t = 31.58s$)

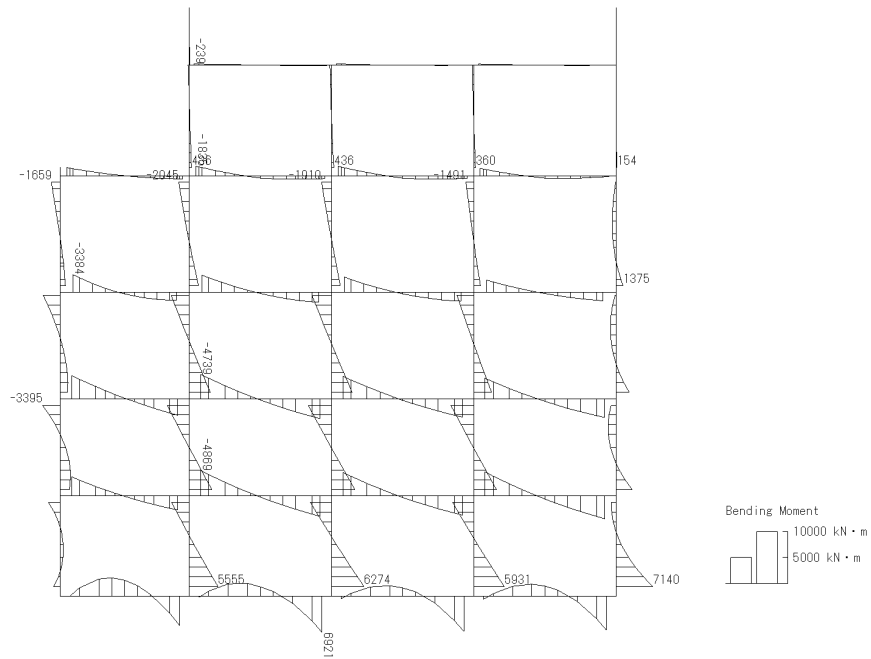
To2_PVB-NS_0G-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-12_NS++.36
Time: t=31.58sec



せん断力 (kN)

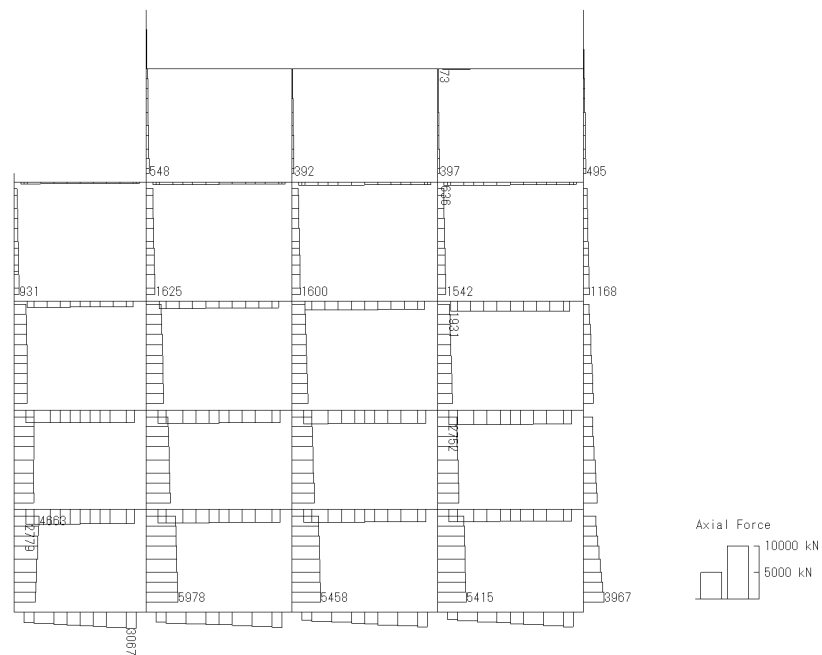
図 4.4-6 (12) $S_s - 12$ (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
($t = 31.58s$)

To2_PVB-NS_06-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-13_NS++.36
Time: t=28.8sec



曲げモーメント (kN · m)

To2_PVB-NS_06-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-13_NS++.36
Time: t=28.8sec

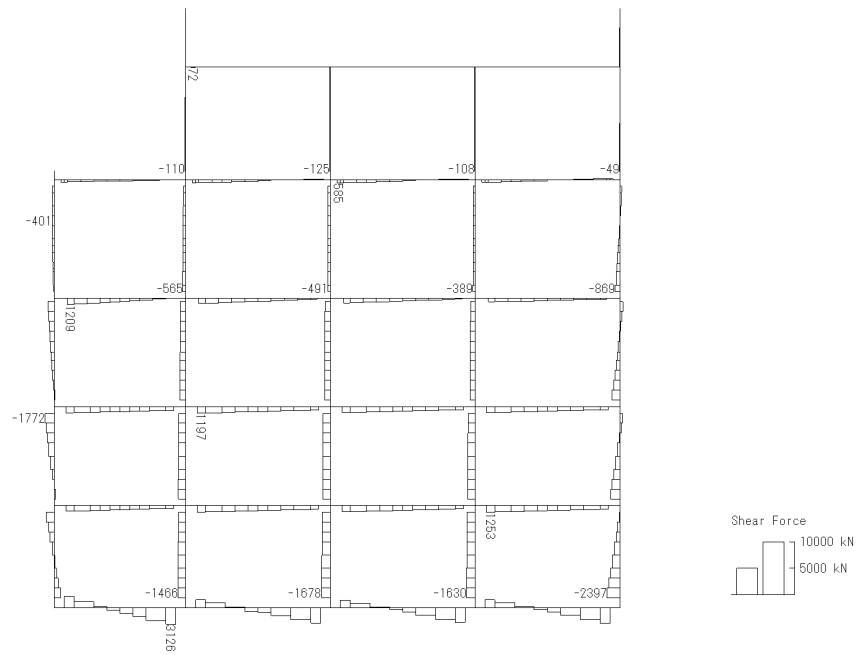


(+ : 圧縮, - : 引張)

軸力 (kN)

図 4.4-6 (13) S_s-13 (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
(t =28.80s)

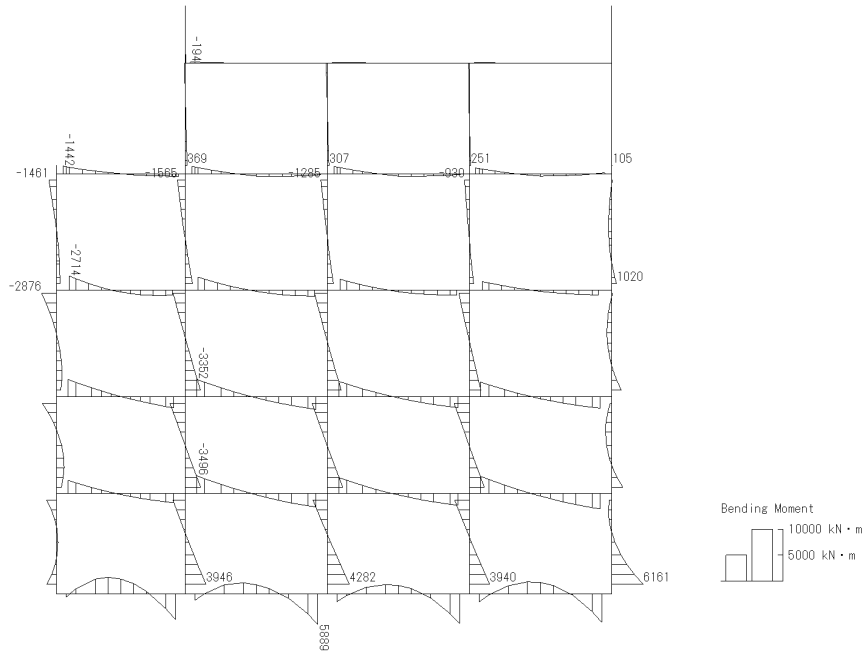
To2_PVB-NS_0G-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-13_NS++.36
Time: t=28.8sec



せん断力 (kN)

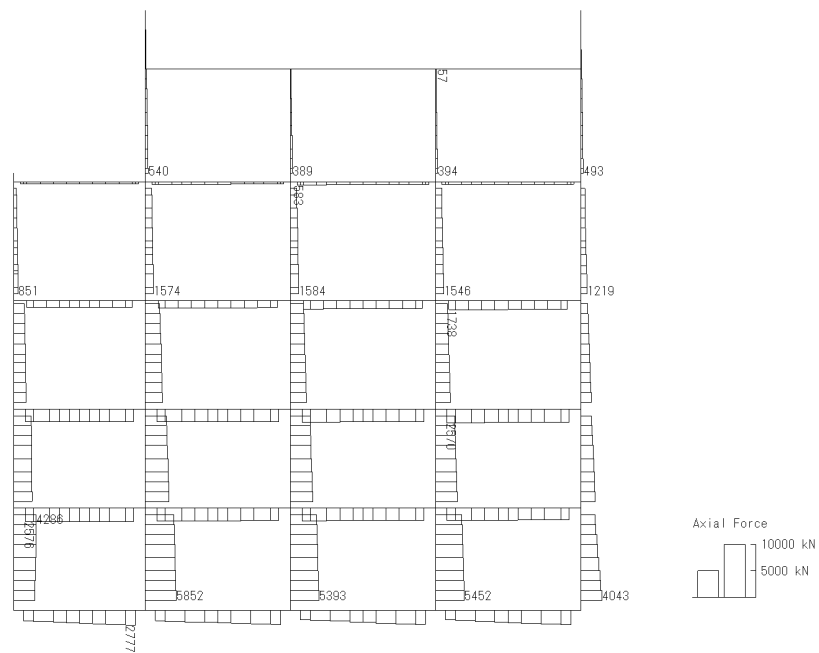
図 4.4-6 (14) S_s-13 (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
($t=28.80s$)

To2_PVB-NS_06-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-14_NS++.36
Time: t=31.7sec



曲げモーメント (kN · m)

To2_PVB-NS_06-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-14_NS++.36
Time: t=31.7sec

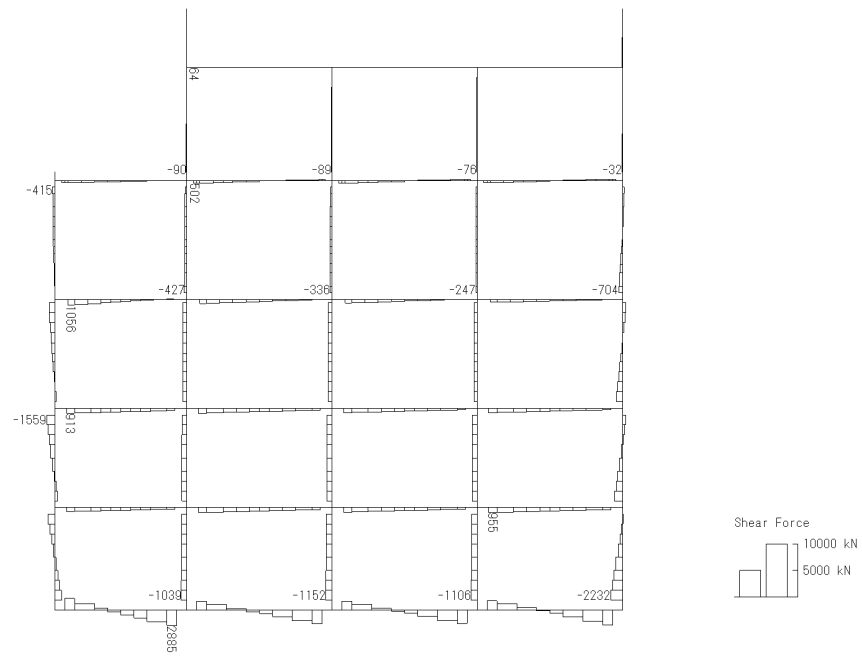


(+ : 圧縮, - : 引張)

軸力 (kN)

図 4.4-6 (15) S_s-14 (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
($t=31.70s$)

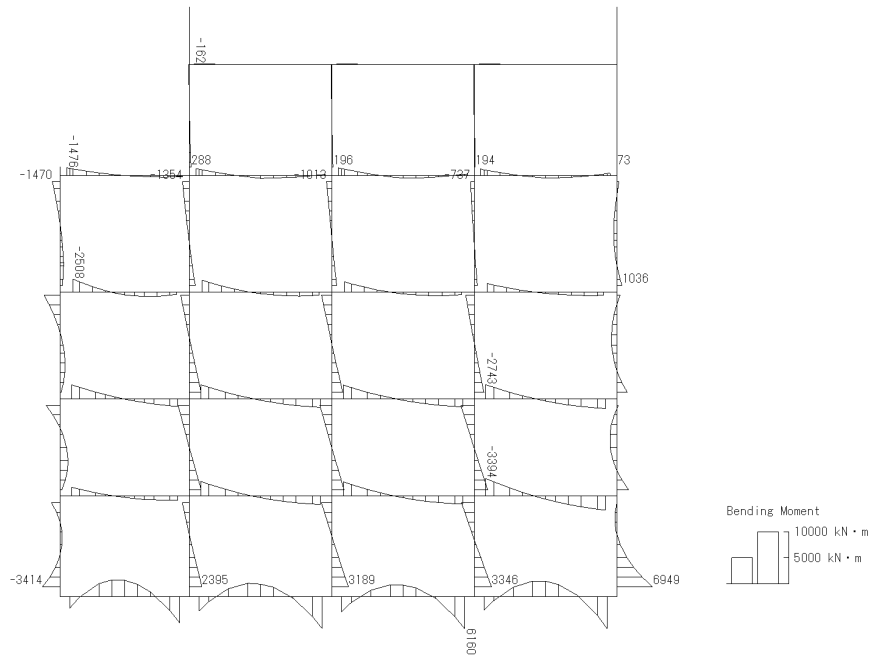
ToZ_PVB-NS_06-L_Non-FLS_MnsShousa8ect_r2_Ss-14_NS++.36
Time: t=31.7sec



せん断力 (kN)

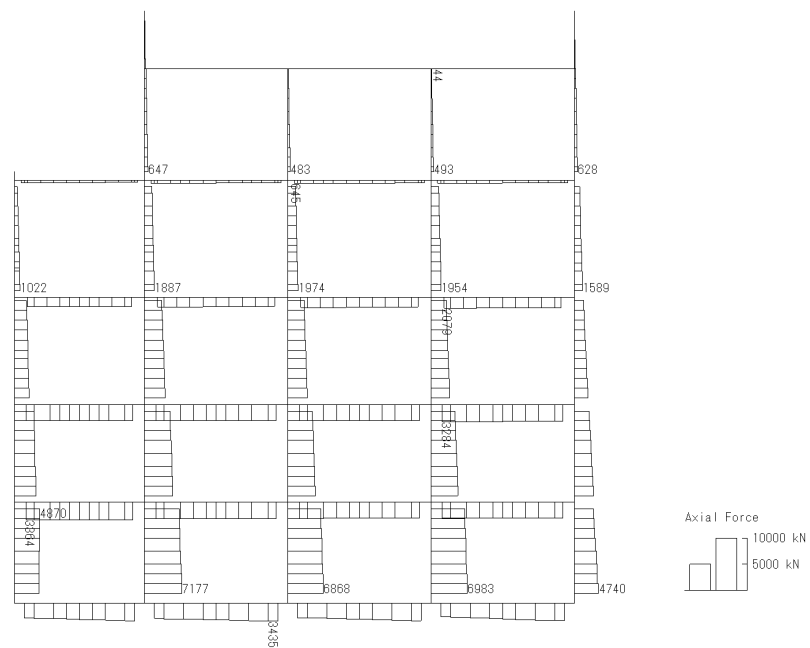
図 4.4-6 (16) $S_s - 1.4$ (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
($t = 31.70s$)

To2_PVB-NS_OG-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-21_NS++.36
Time: t=62.66sec



曲げモーメント (kN・m)

To2_PVB-NS_OG-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-21_NS++.36
Time: t=62.66sec

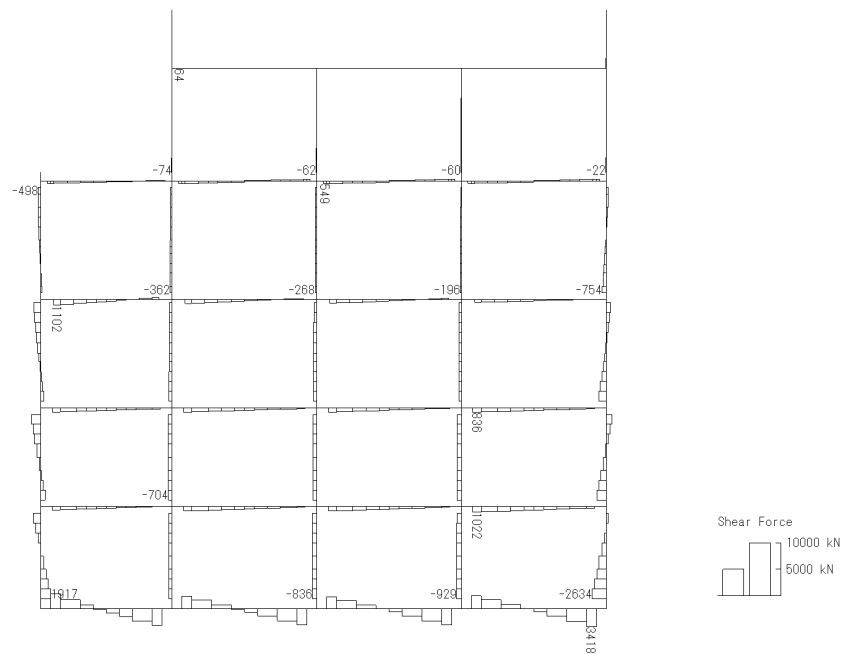


(+ : 圧縮, - : 引張)

軸力 (kN)

図 4.4-6 (17) $S_s - 21$ (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
($t = 62.66s$)

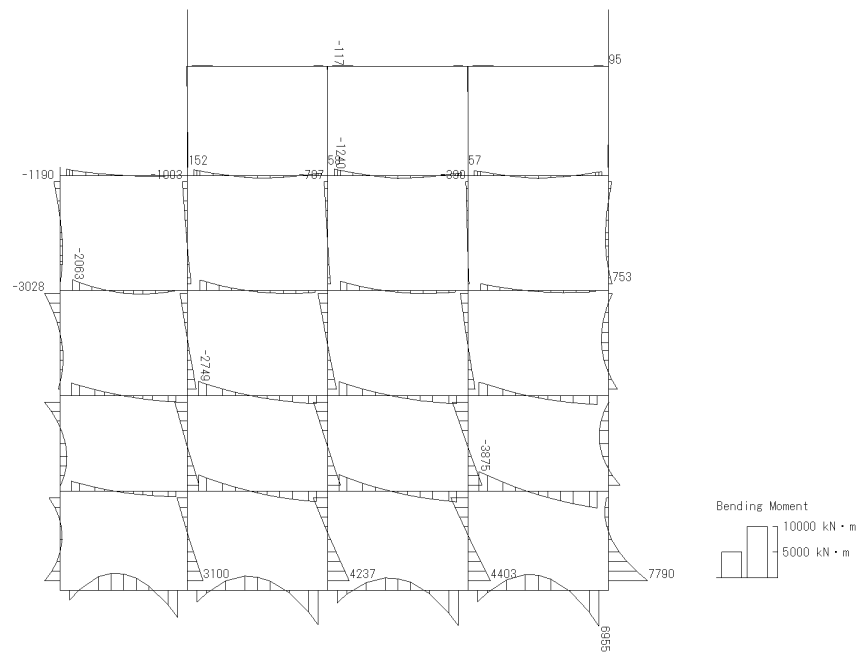
To2_PVB-NS_06-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-21_NS++.36
Time: t=62.66sec



せん断力 (kN)

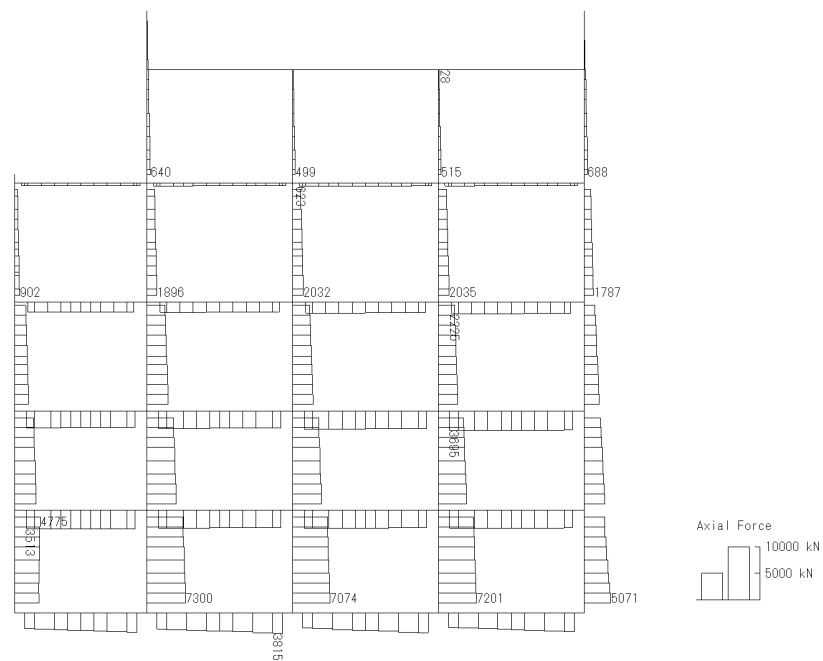
図 4.4-6 (18) $S_s - 21$ (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
($t = 62.66s$)

To2_PVB-NS_0G-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-22_NS++.36
Time: t=69.44sec



曲げモーメント (kN · m)

To2_PVB-NS_0G-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-22_NS++.36
Time: t=69.44sec



(+ : 圧縮, - : 引張)

軸力 (kN)

図 4.4-6 (19) $S_s - 22$ (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
(t = 69.44s)

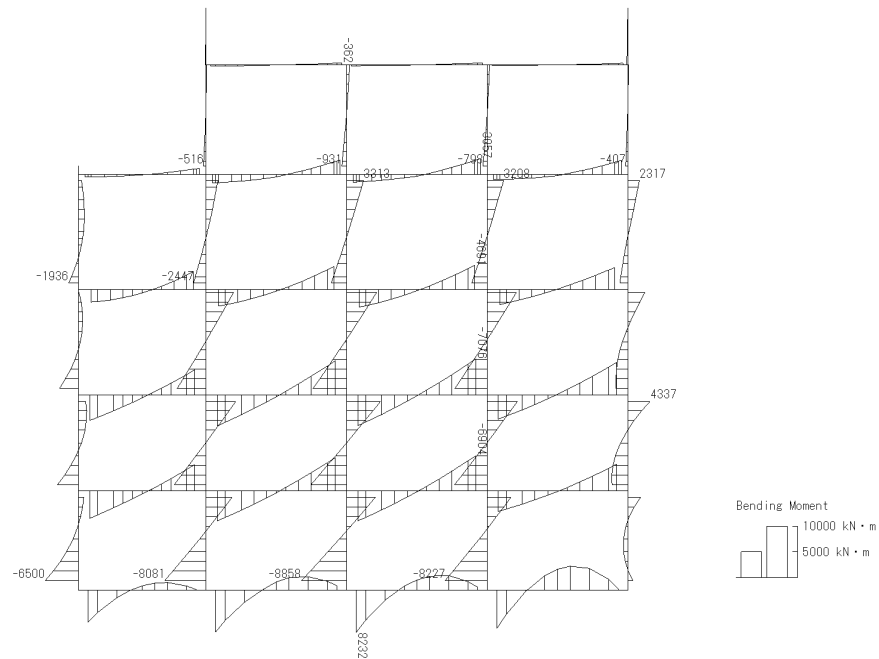
To2_PVB-NS_OG-L_Non-FLS_MnsShousa3sect_r2_Ss-22_NS++,36
Time: t=69.44sec



せん断力 (kN)

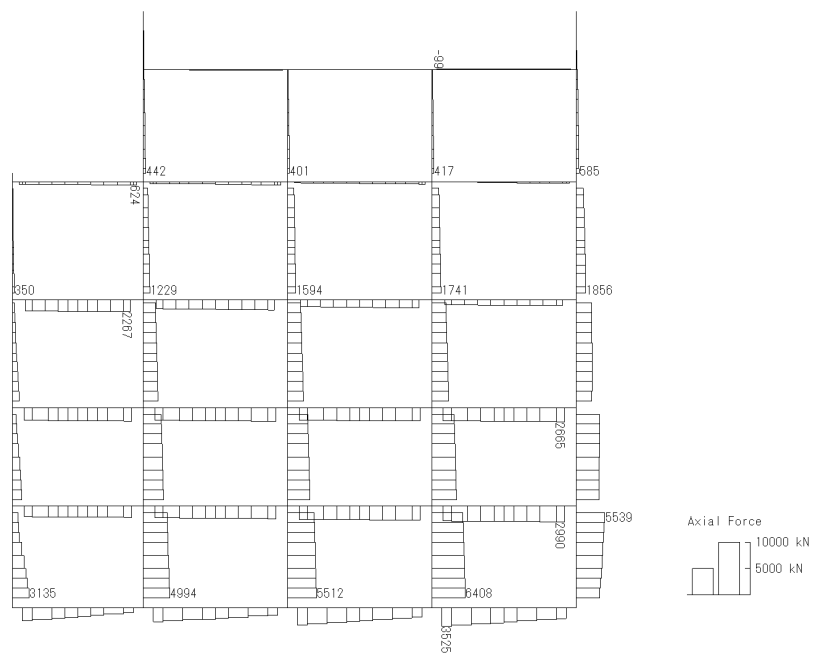
図 4.4-6 (20) $S_s - 22$ (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
($t = 69.44s$)

To2_PVB-NS_06-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-31++.36
Time: t=8.74sec



曲げモーメント (kN · m)

To2_PVB-NS_06-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-31++.36
Time: t=8.74sec

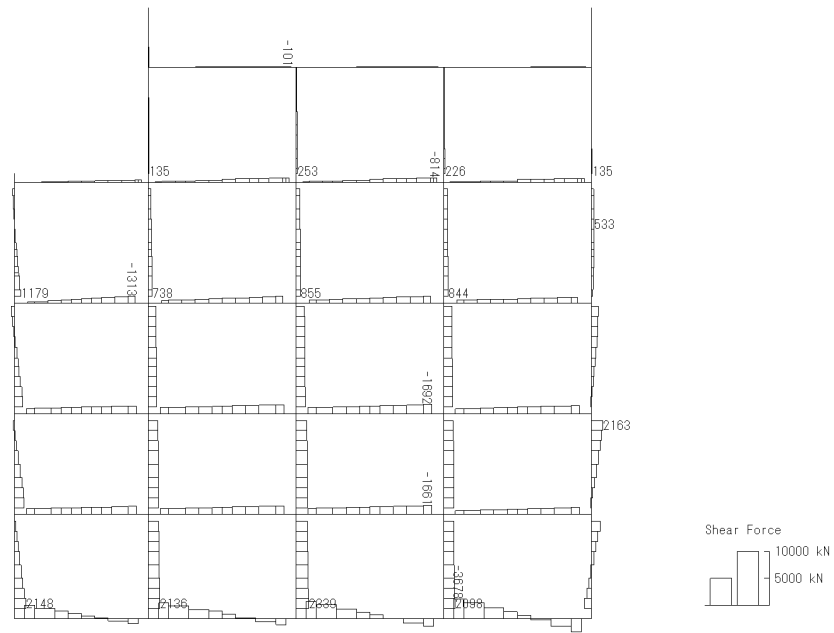


(+ : 圧縮, - : 引張)

軸力 (kN)

図 4.4-6 (21) $S_s - 31$ (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
($t = 8.74s$)

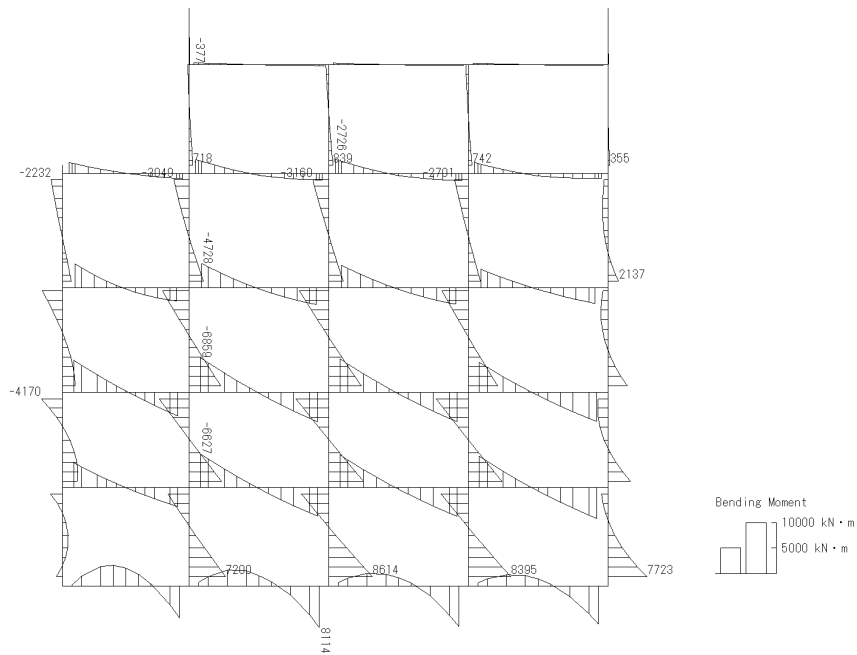
To2_PVB-NS_0G-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_8s-31++.36
Time: t=8.74sec



せん断力 (kN)

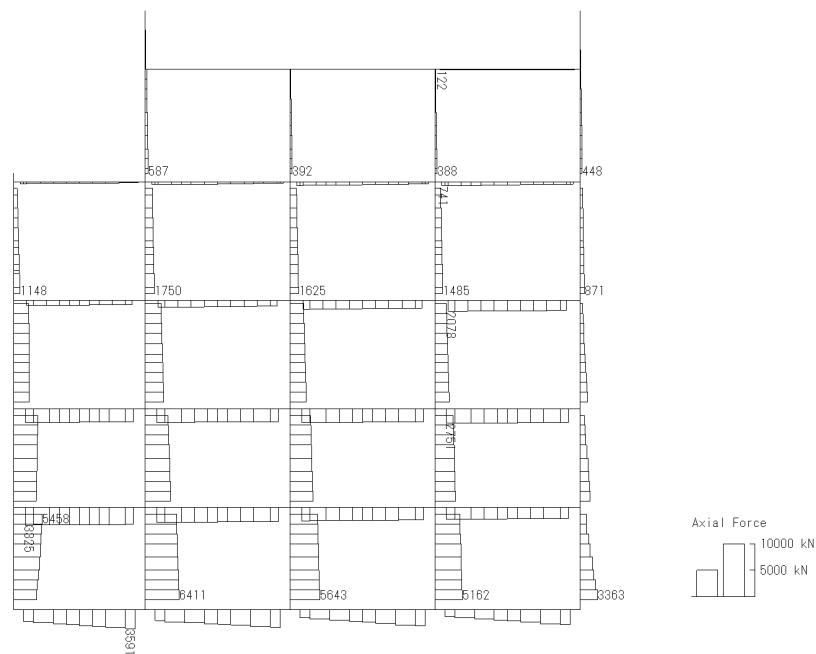
図 4.4-6 (22) $S_s - 31$ (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
($t = 8.74s$)

To2_PVB-N8_0G-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-31-+.36
Time: t=8.75sec



曲げモーメント (kN · m)

To2_PVB-N8_0G-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_Ss-31-+.36
Time: t=8.75sec



(+ : 圧縮, - : 引張)

軸力 (kN)

図 4.4-6 (23) S_s-31 (H-, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
($t=8.75s$)

To2_PVB-NS_06-L_Non-FLS_MnsShousaSect_r2_3s-31-+.36
Time: t=8.75sec

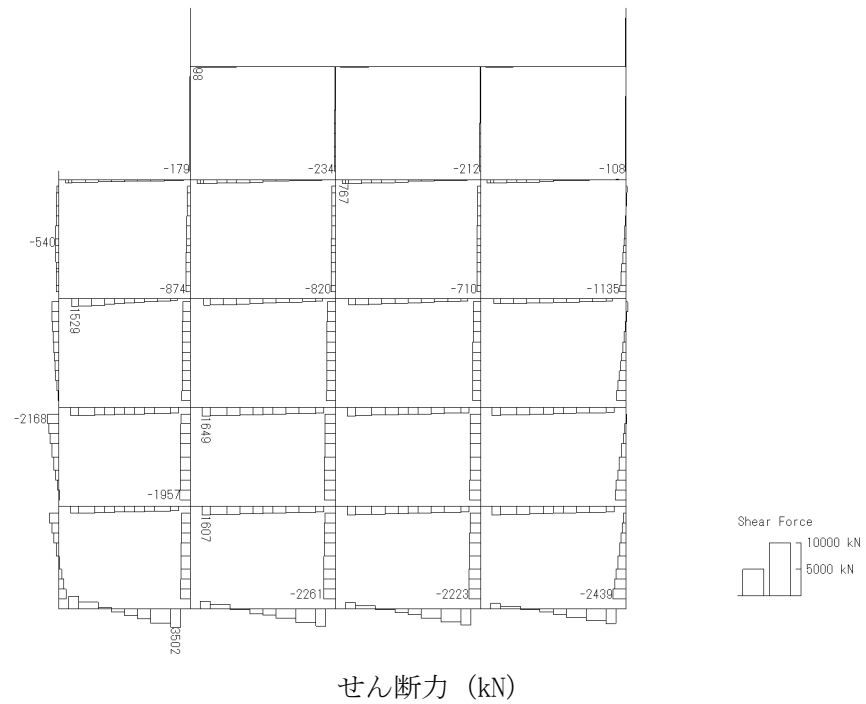


図 4.4-6 (24) $S_s - 31$ (H-, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力
($t = 8.75s$)

(3) 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示す。

記載する断面は、耐震評価の断面（南北方向⑤－⑤断面）に加えて、機器・配管系に対する加速度応答を抽出する断面（東西方向断面）の2断面とする。

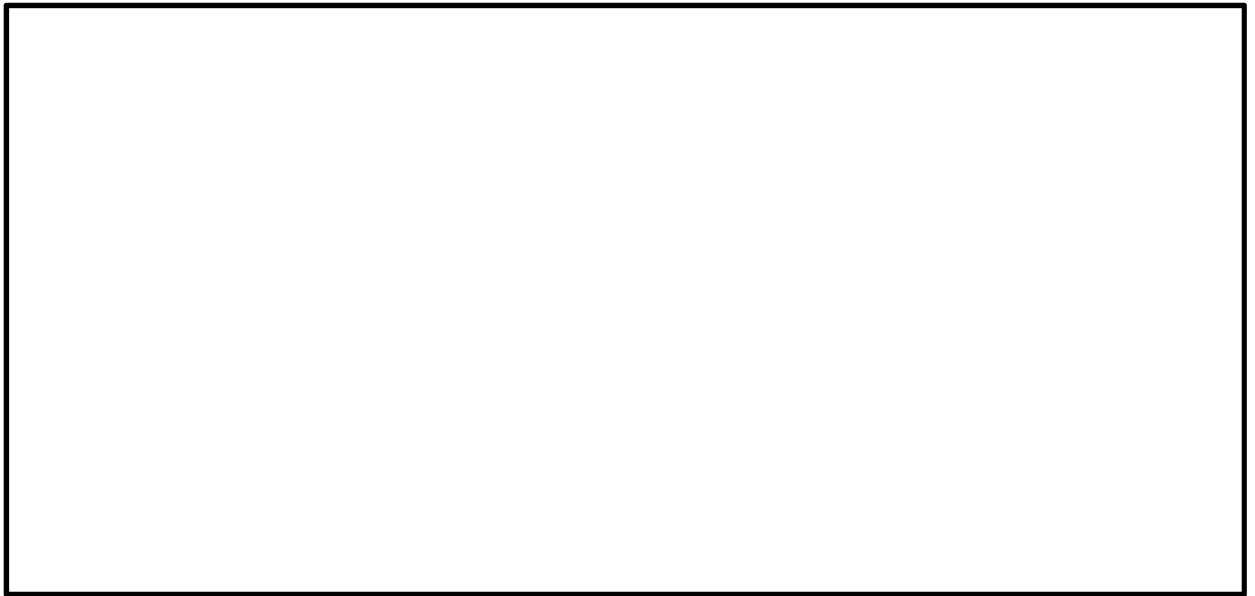


図 4.4-7 (1) 南北方向⑤－⑤断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 (H+, V+))
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

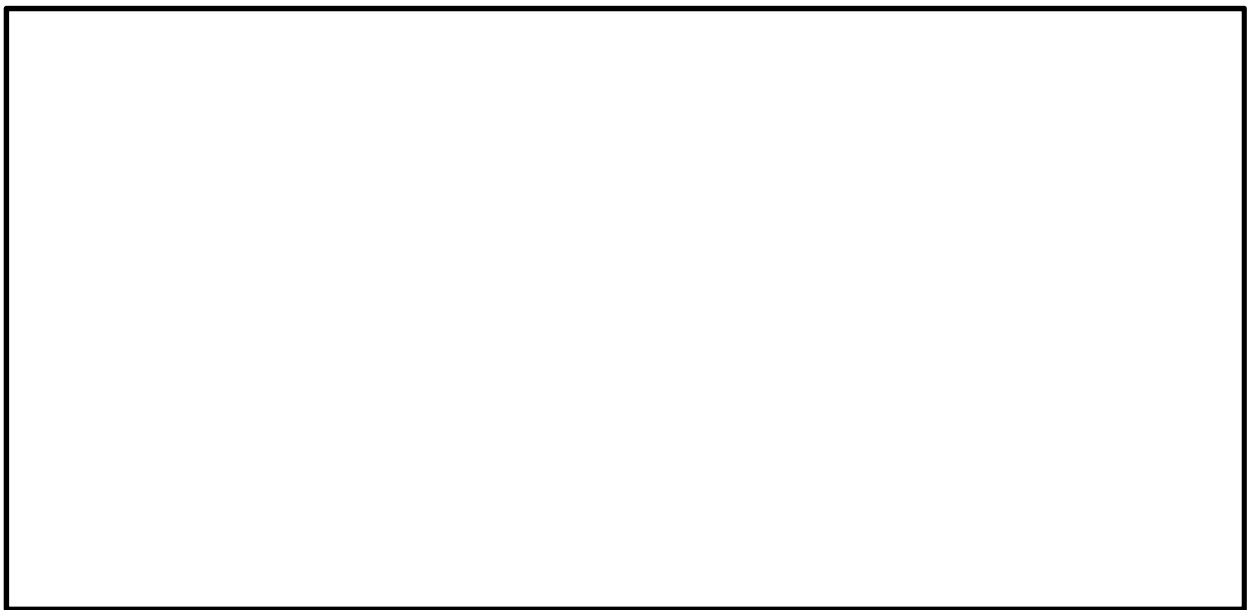
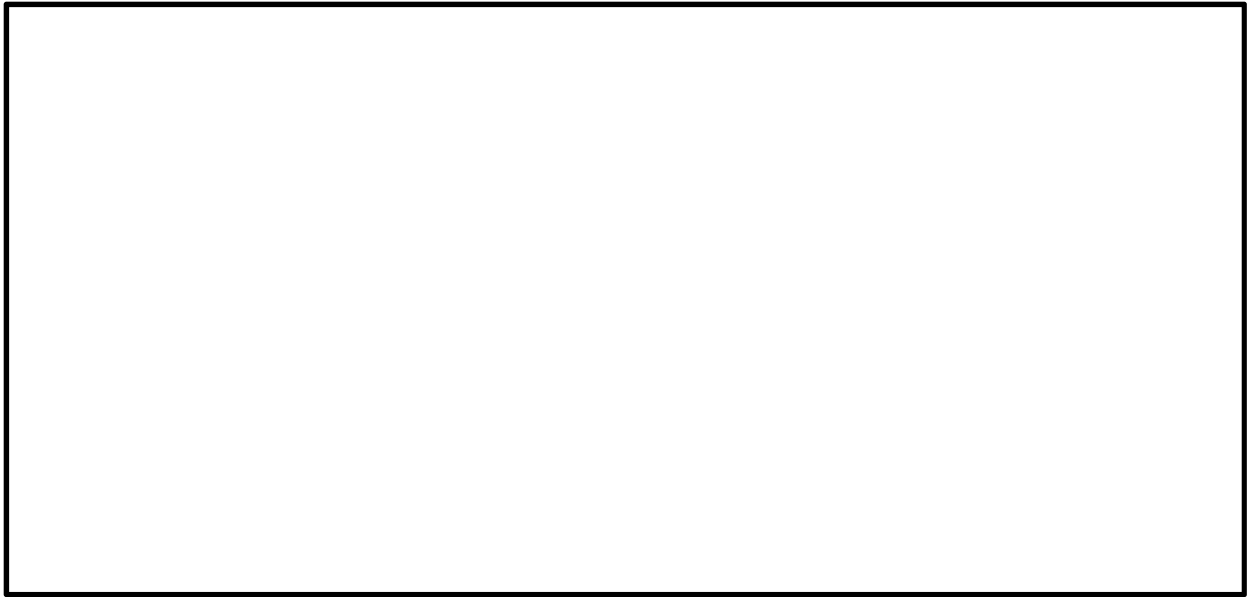


図 4.4-7 (2) 南北方向⑤-⑤断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 (H+, V-))
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

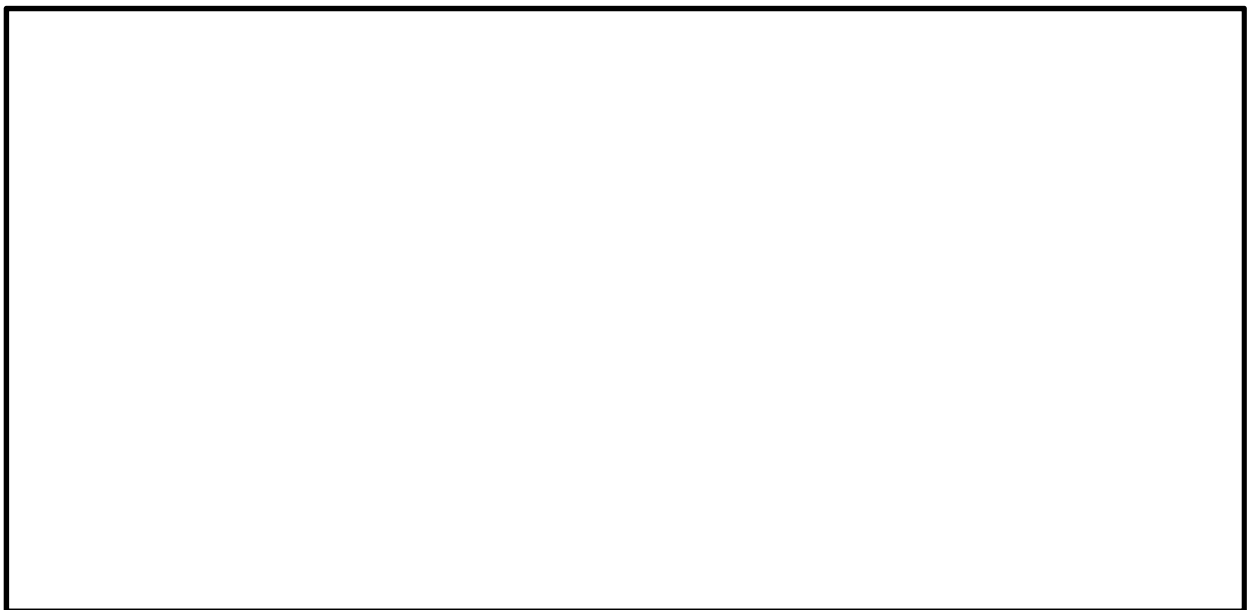
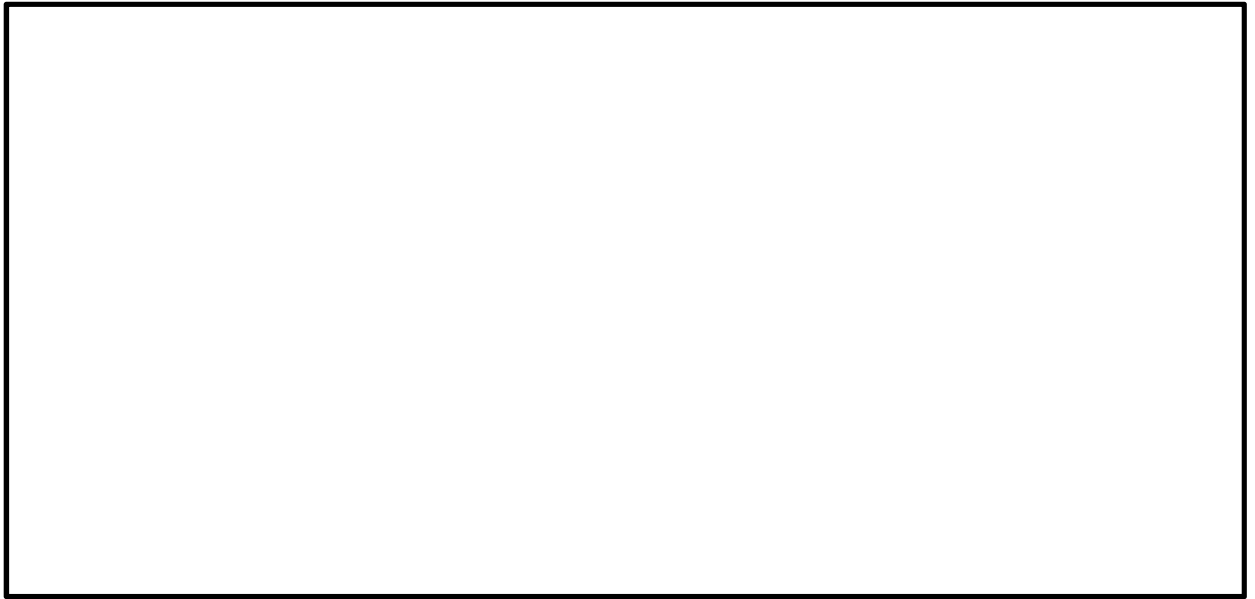


図 4.4-7 (3) 南北方向⑤-⑤断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 (H-, V+))
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

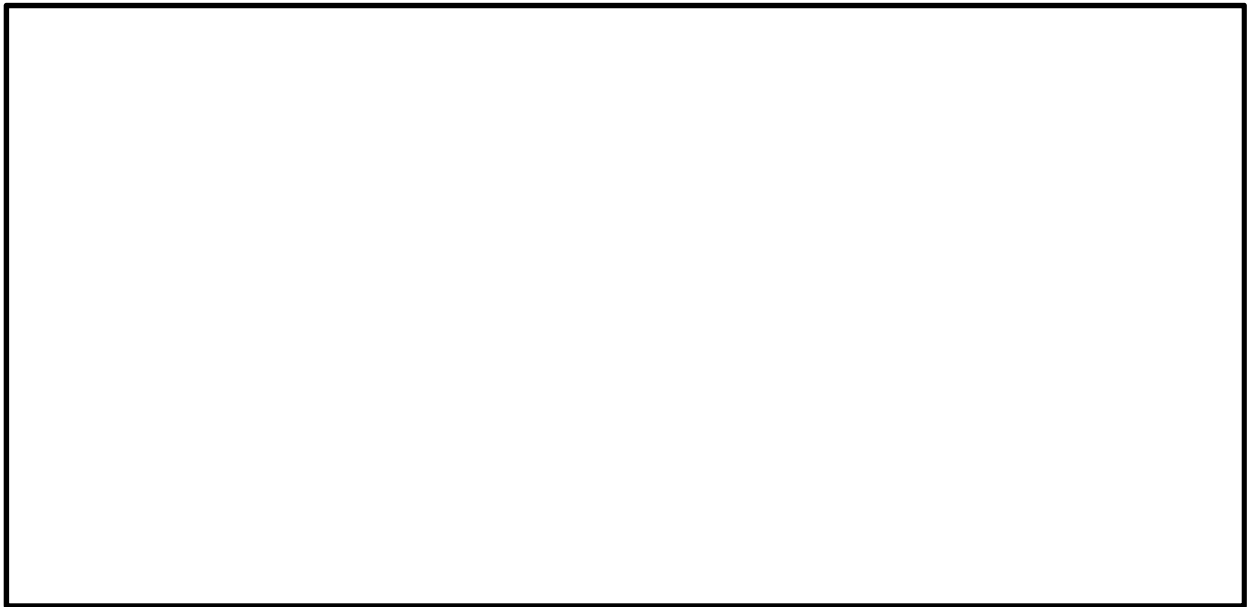
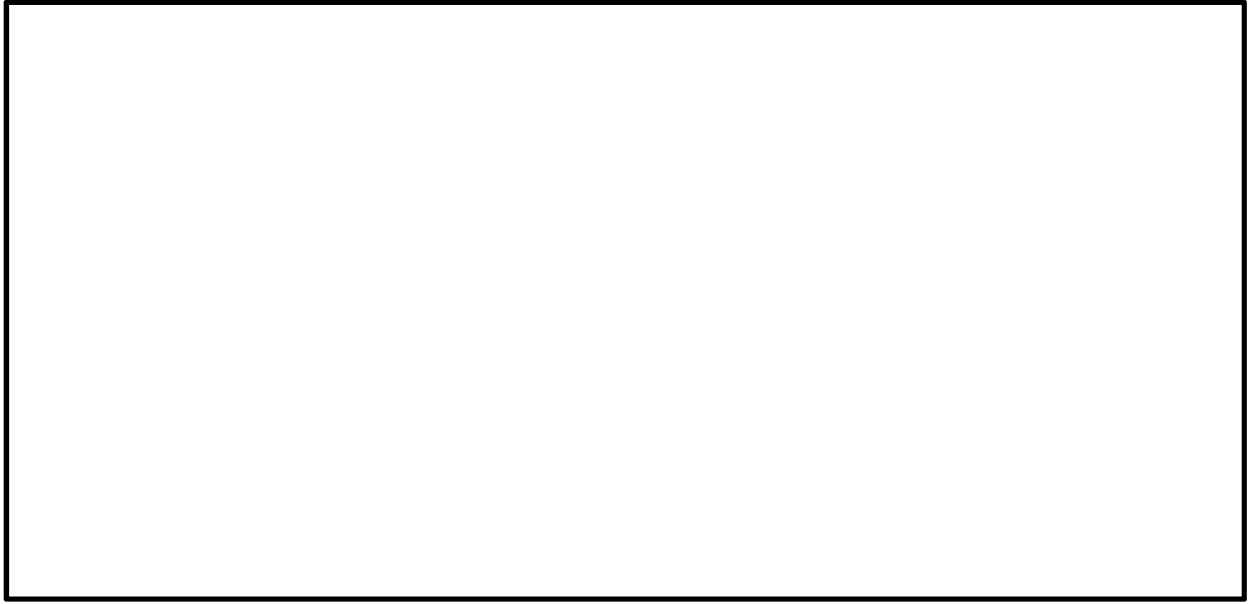


図 4.4-7 (4) 南北方向⑤-⑤断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 (H-, V-))
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

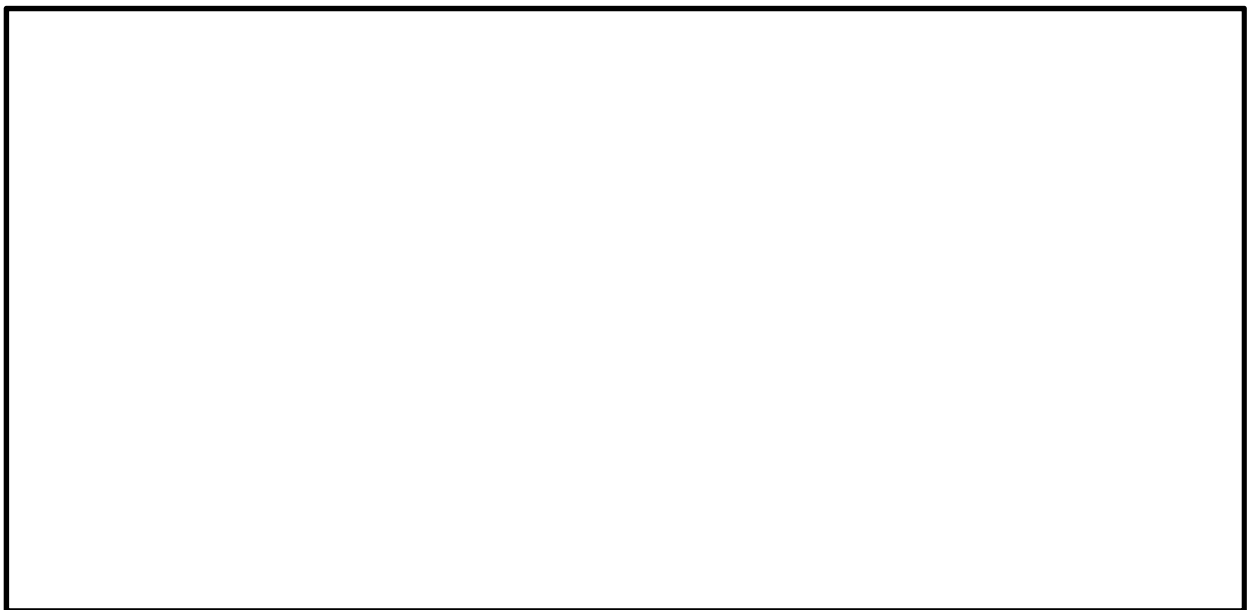
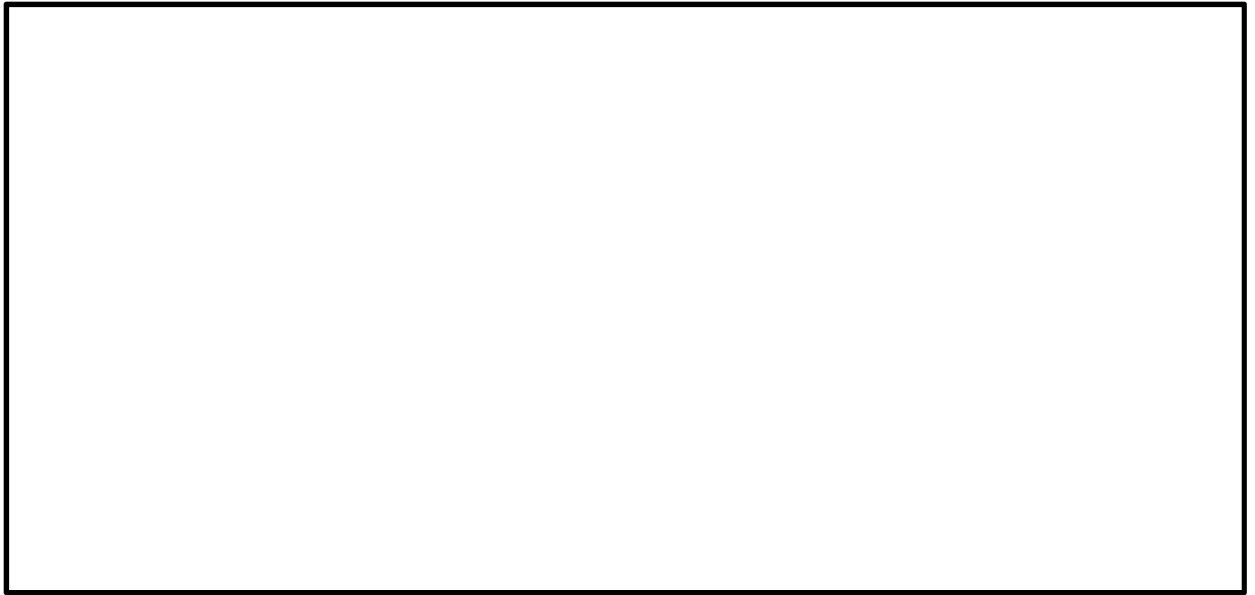


図 4.4-7 (5) 南北方向⑤-⑤断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-11)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

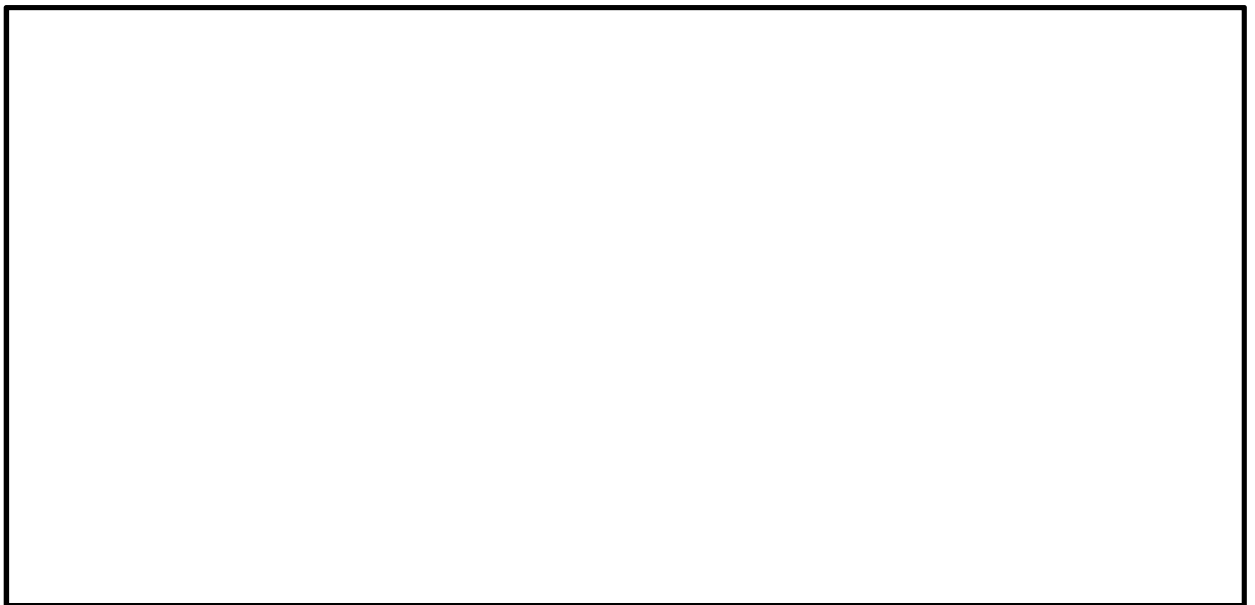
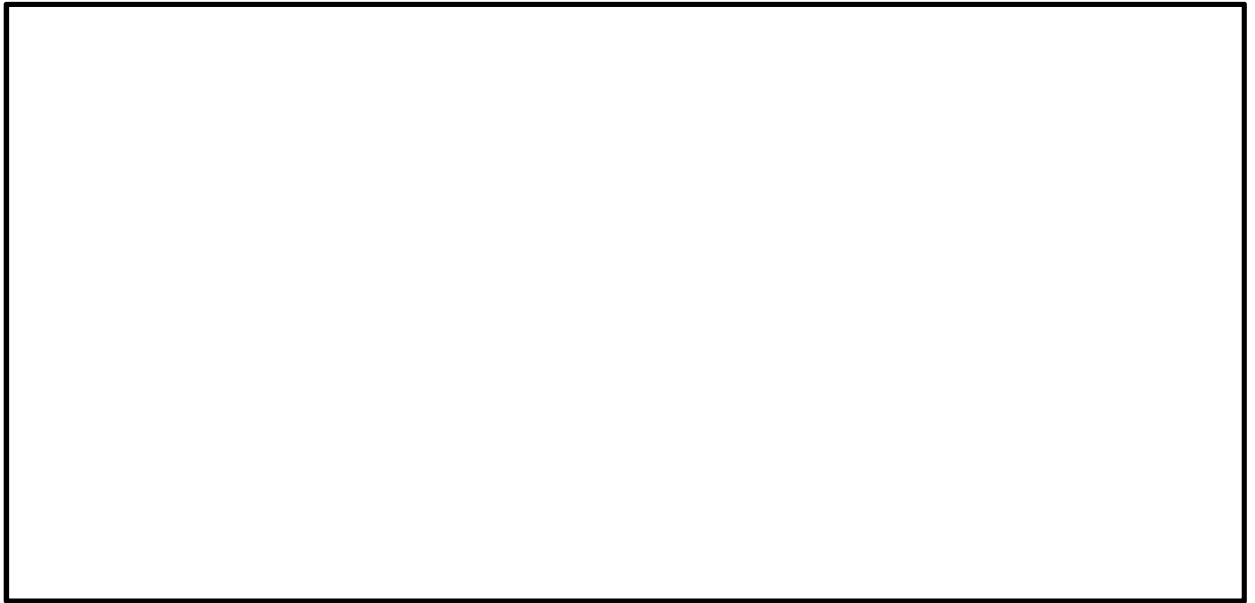


図 4.4-7 (6) 南北方向⑤-⑤断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-12)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

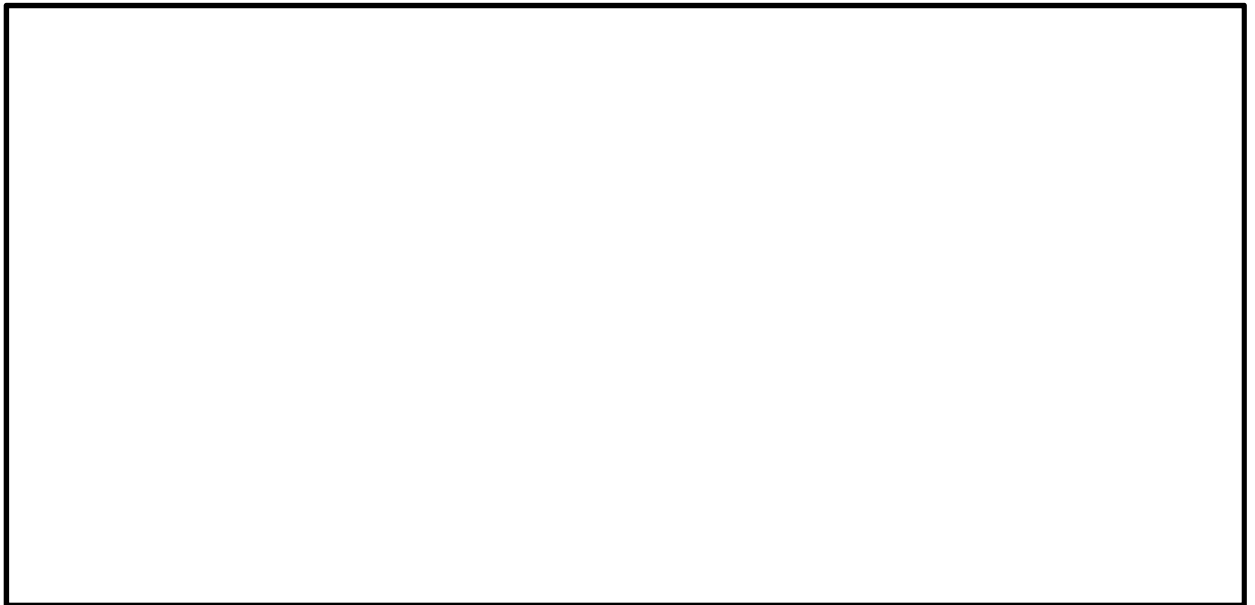
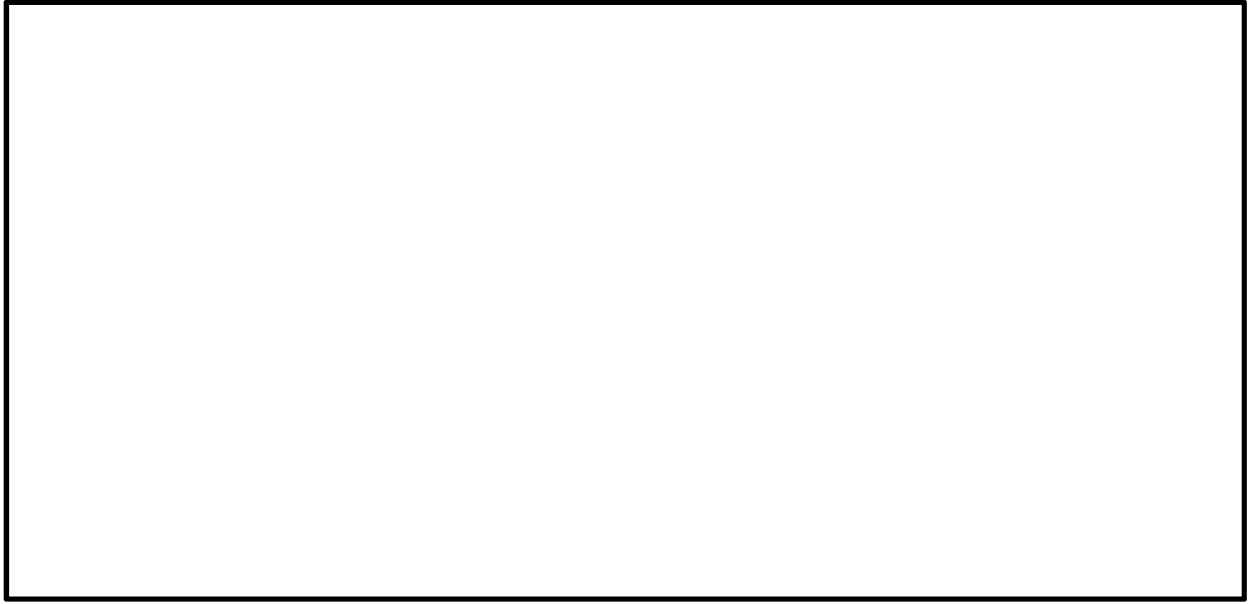


図 4.4-7 (7) 南北方向⑤-⑤断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-13)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

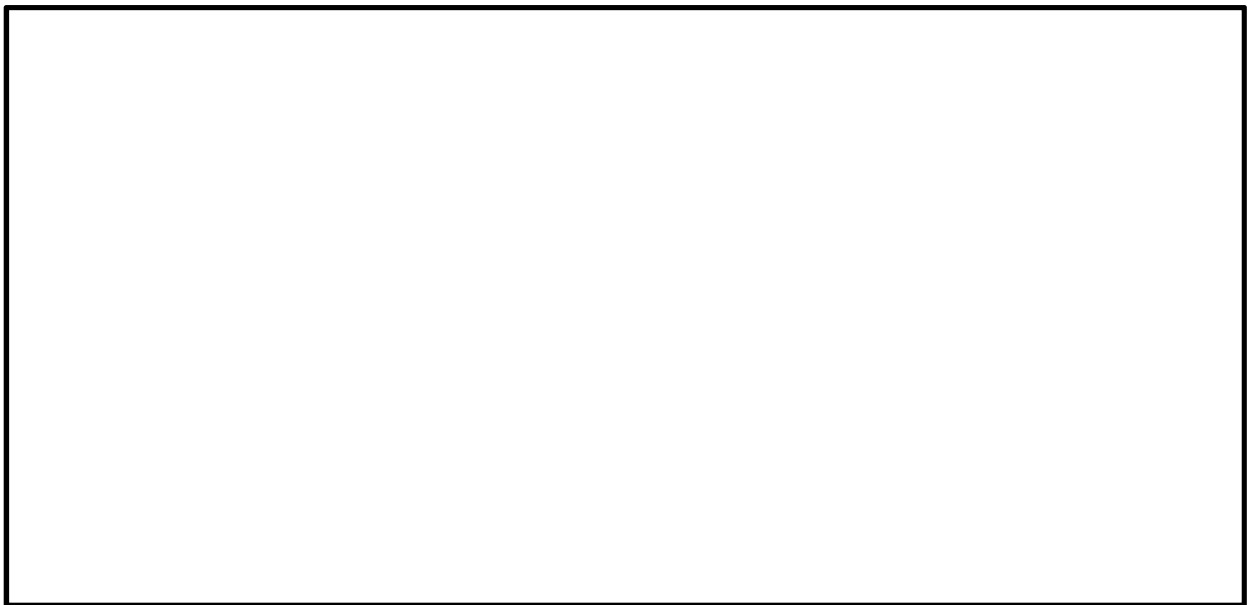
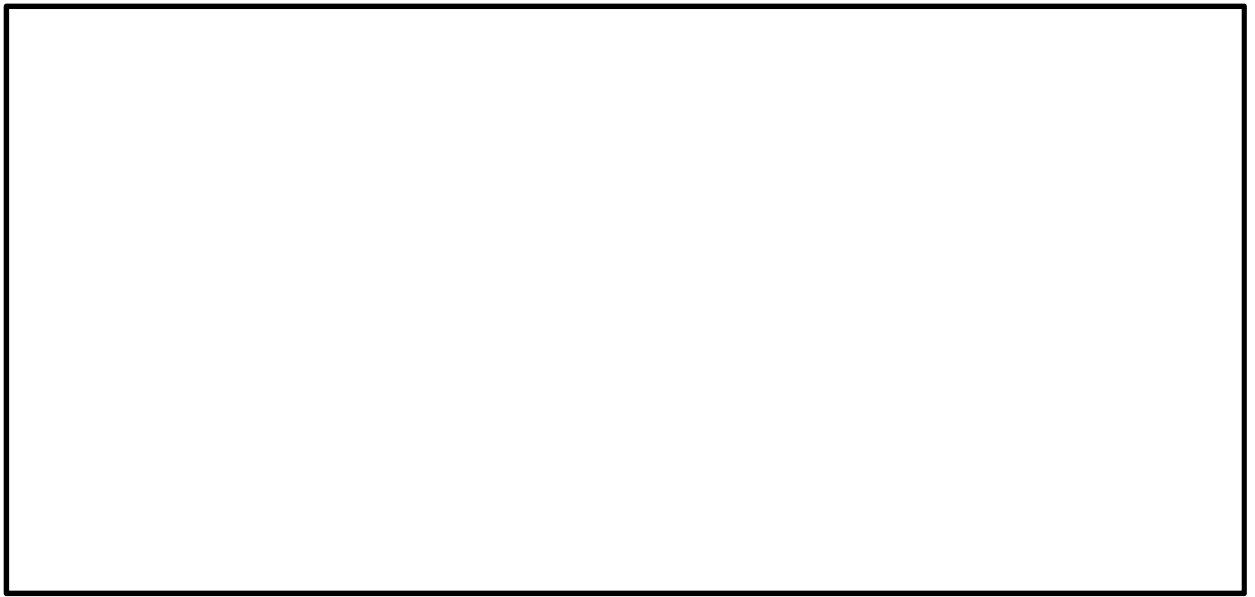


図 4.4-7 (8) 南北方向⑤-⑤断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-14)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

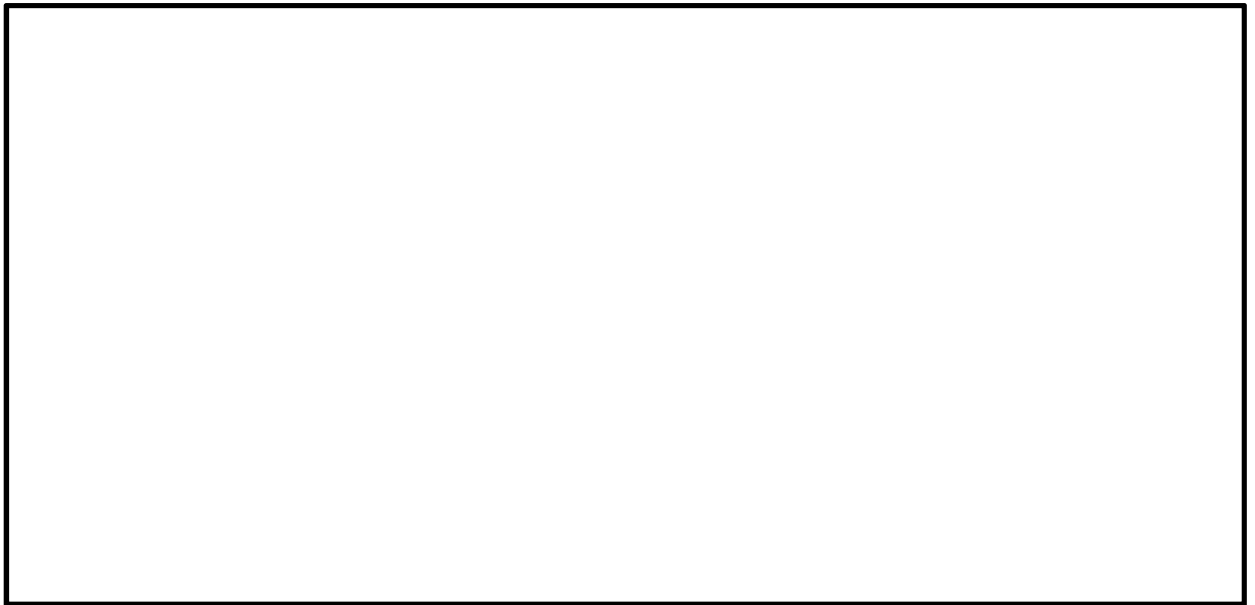
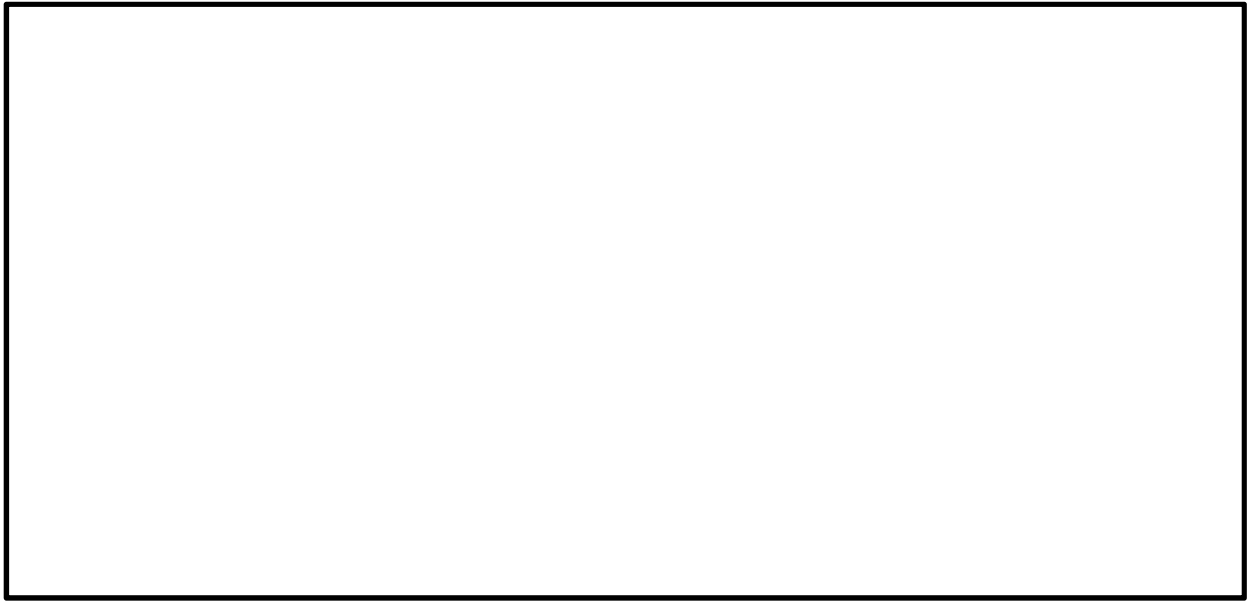


図 4.4-7 (9) 南北方向⑤-⑤断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-21)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

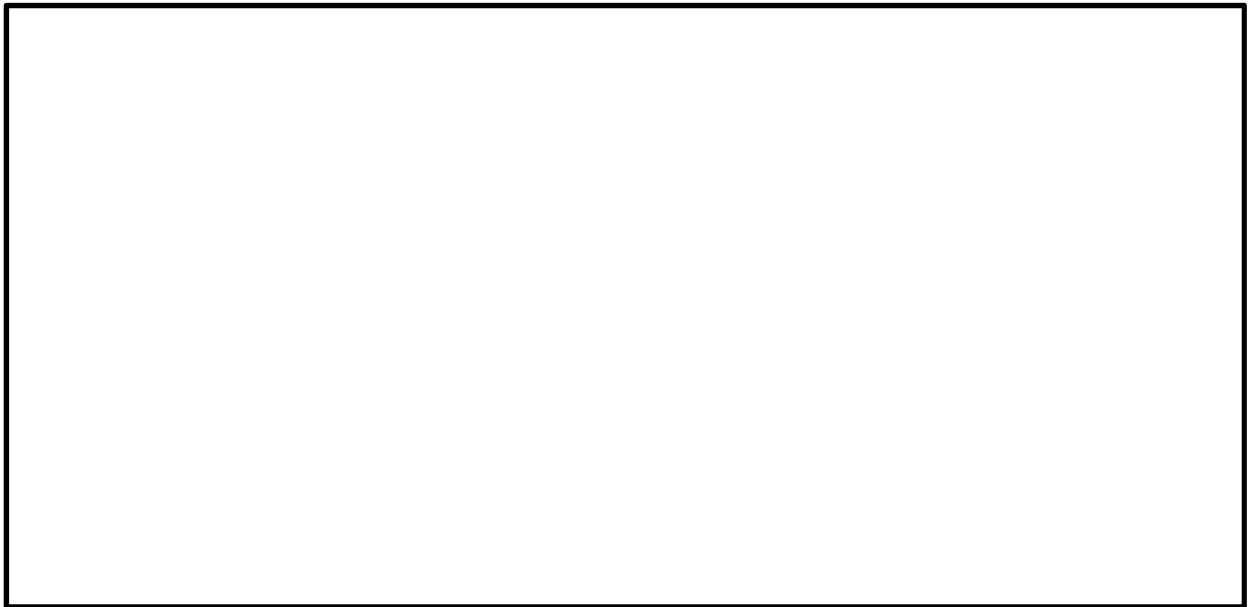
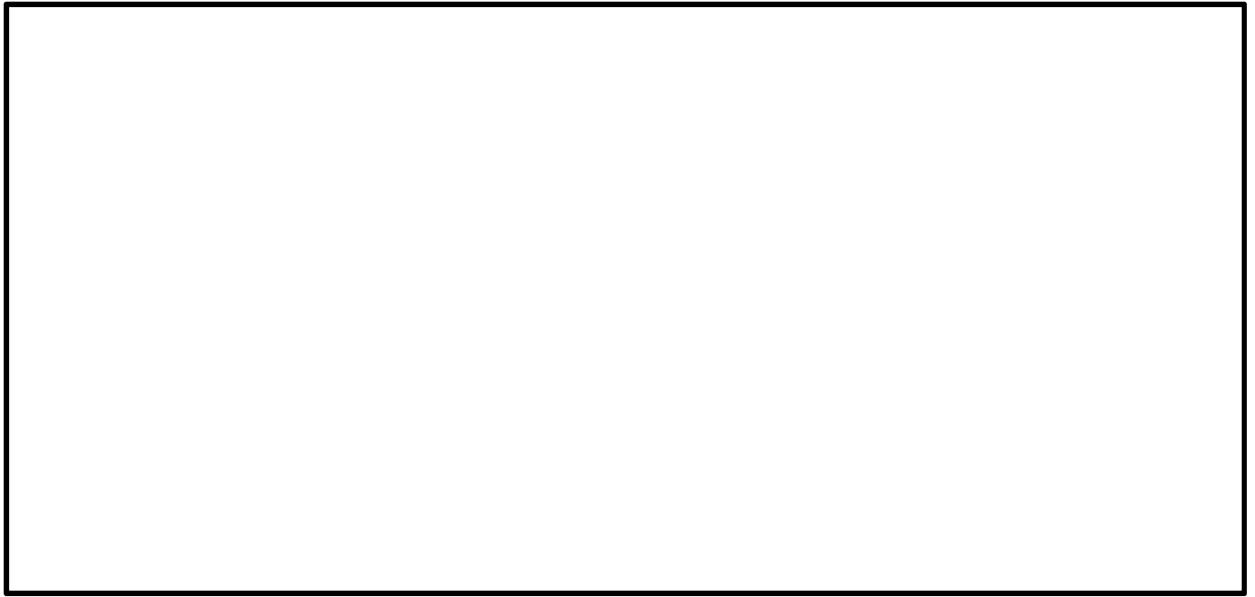


図 4.4-7 (10) 南北方向⑤-⑤断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2.2$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

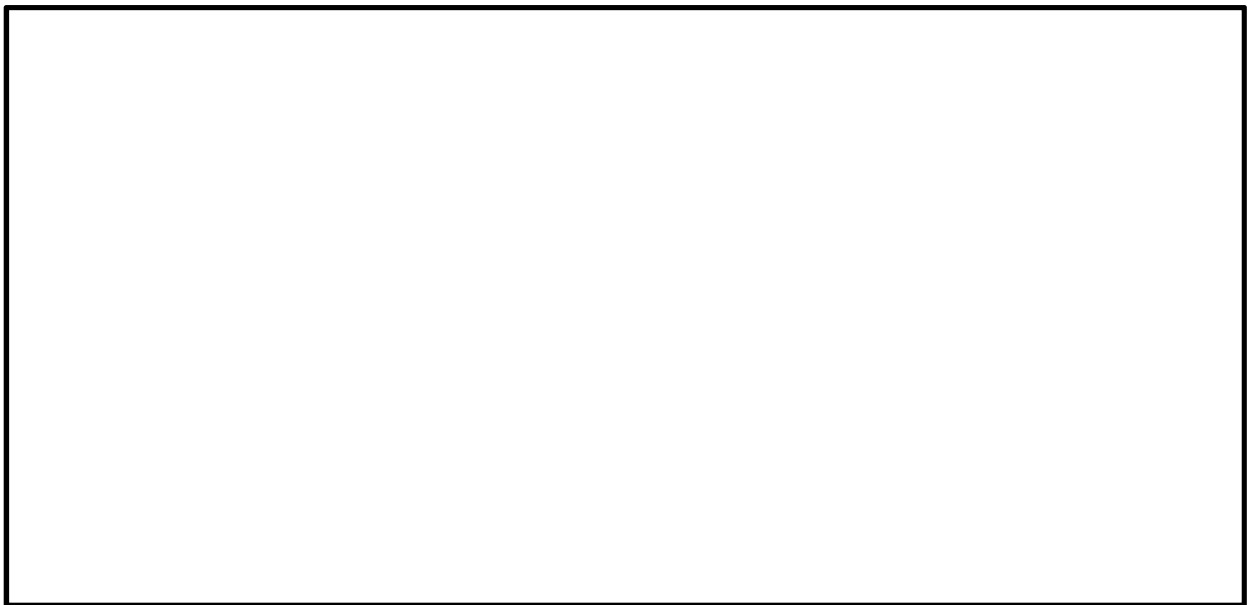
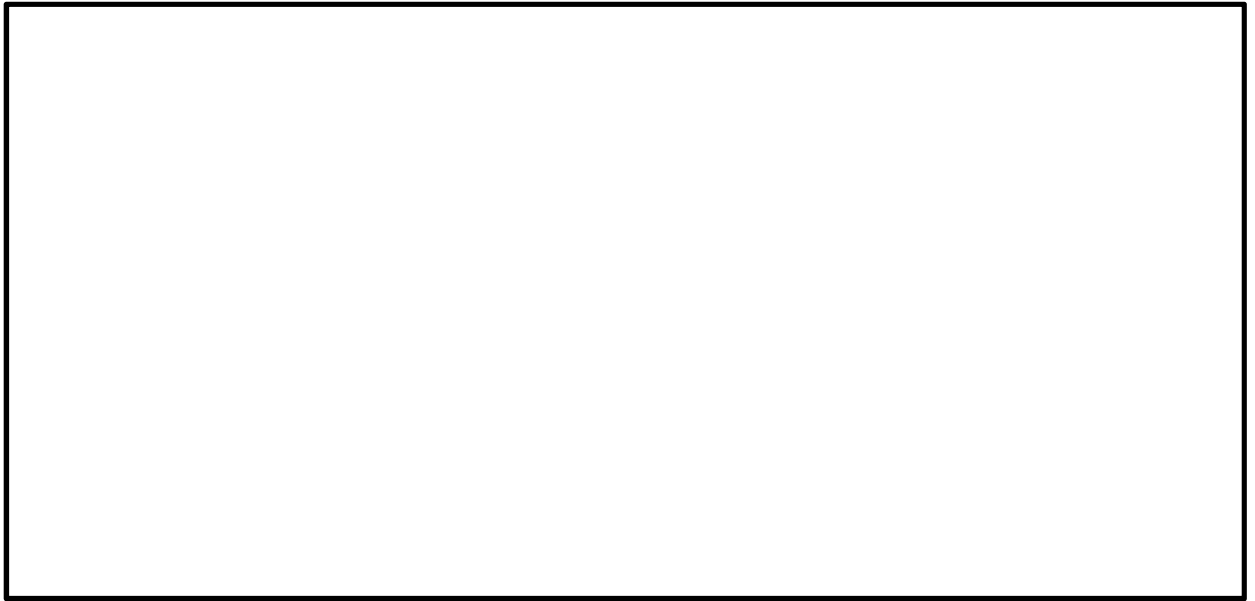


図 4.4-7 (11) 南北方向⑤-⑤断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-31 (H+, V+))
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

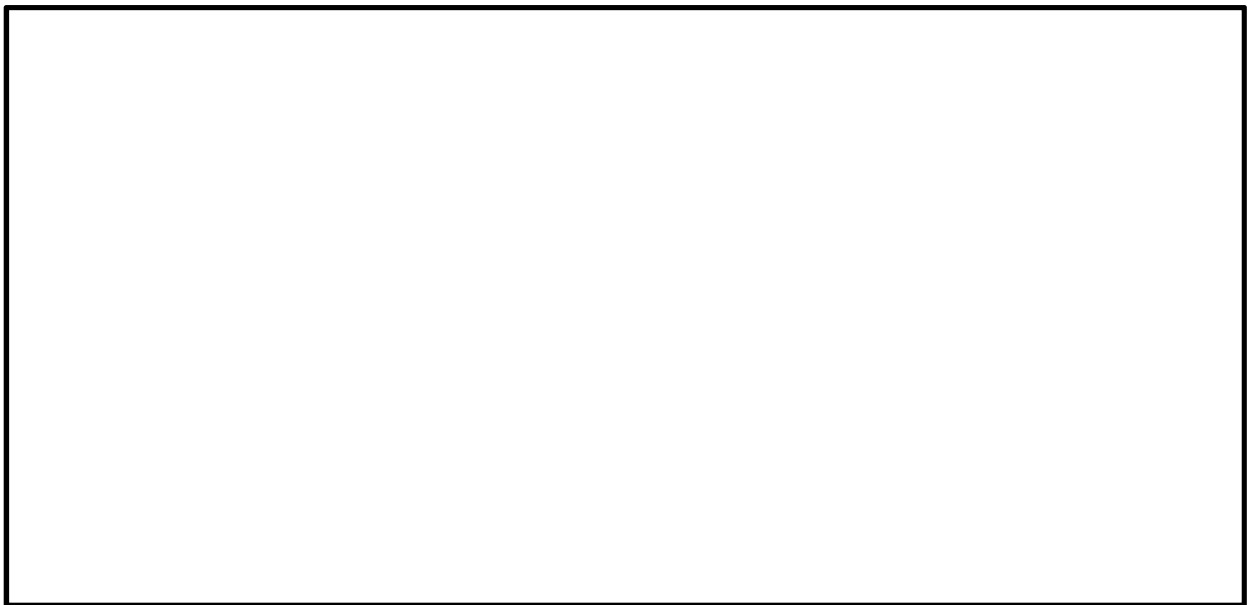
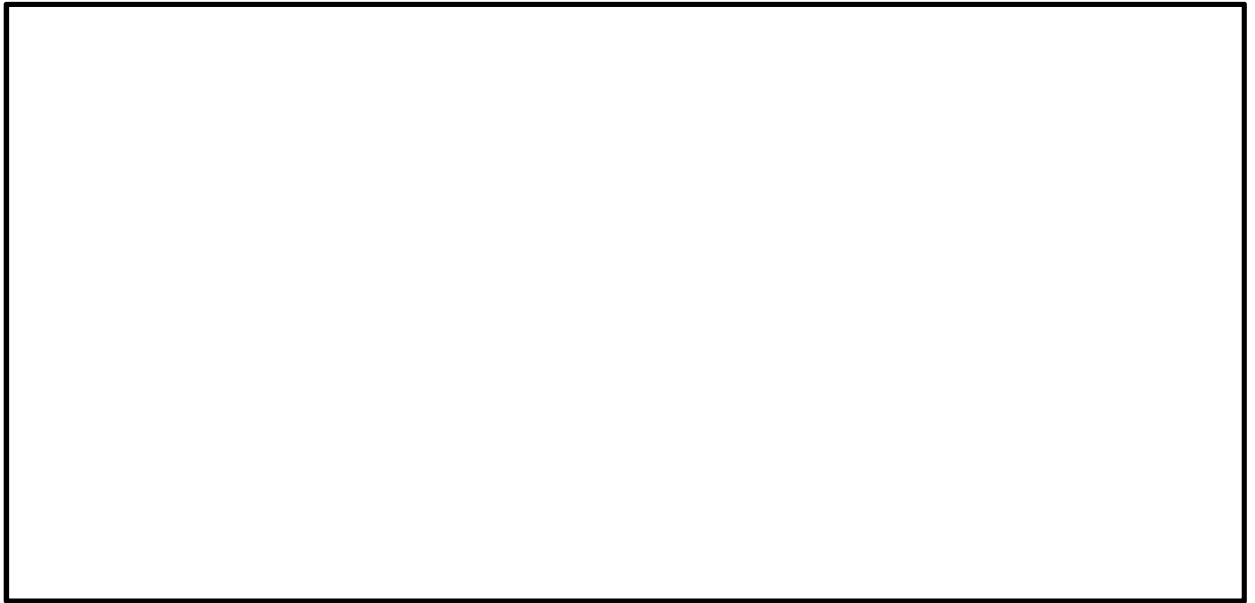


図 4.4-7 (12) 南北方向⑤-⑤断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3.1 (H-, V+)$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

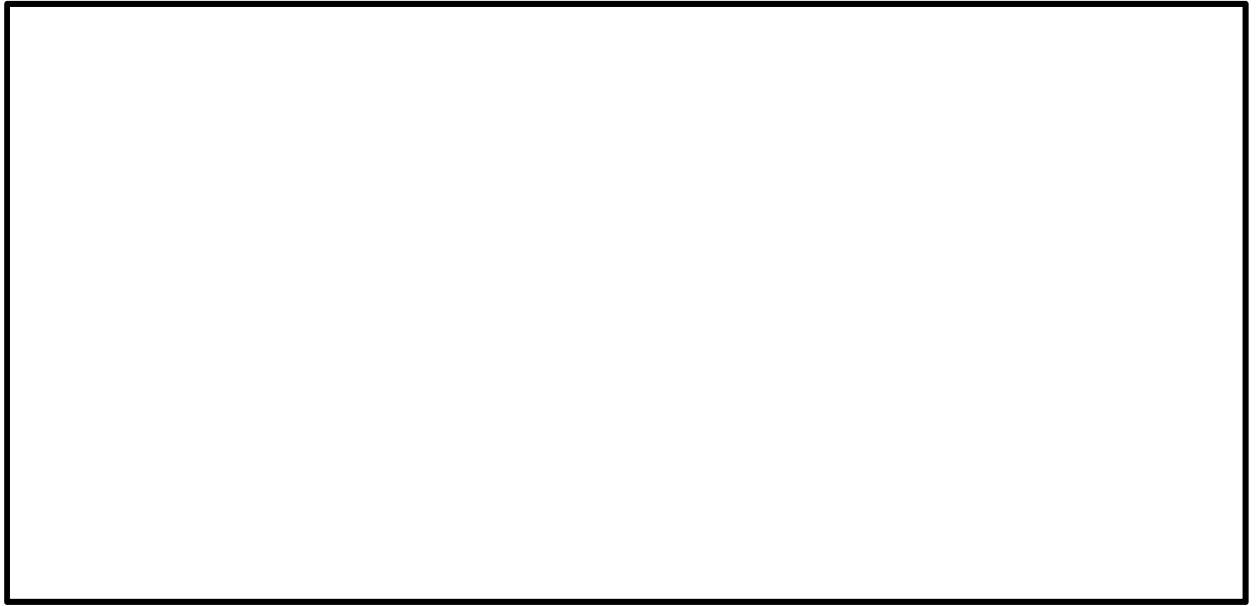


図 4.4-7 (13) 南北方向⑤-⑤断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 (H+, V+))
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)



図 4.4-7 (14) 南北方向⑤-⑤断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 (H-, V+))
(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)

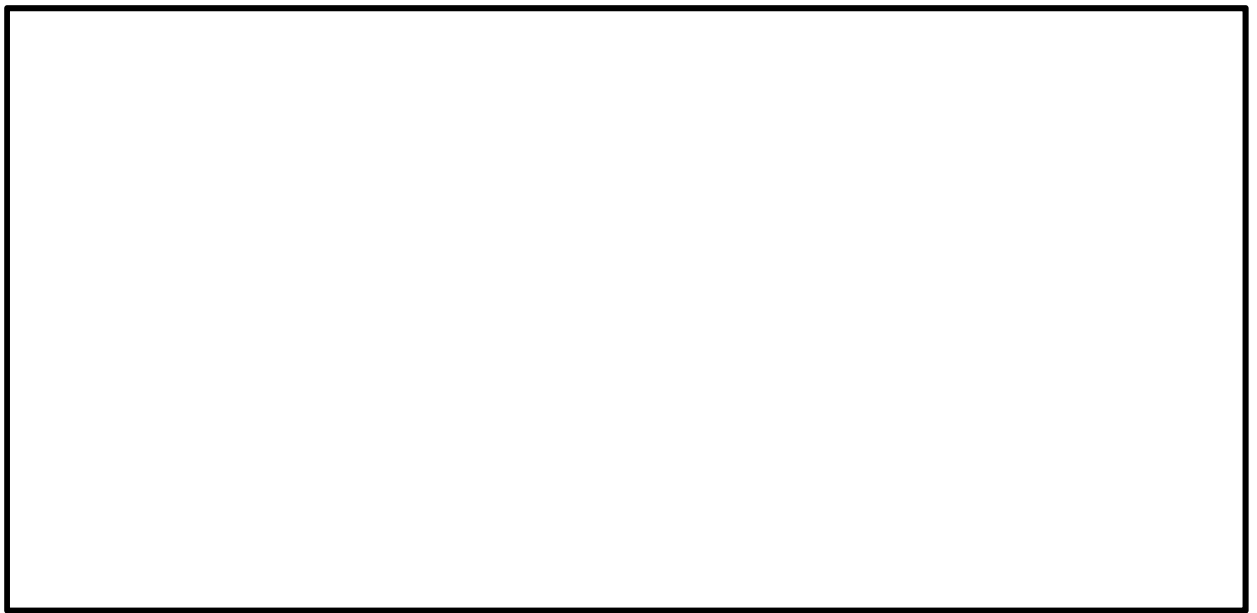
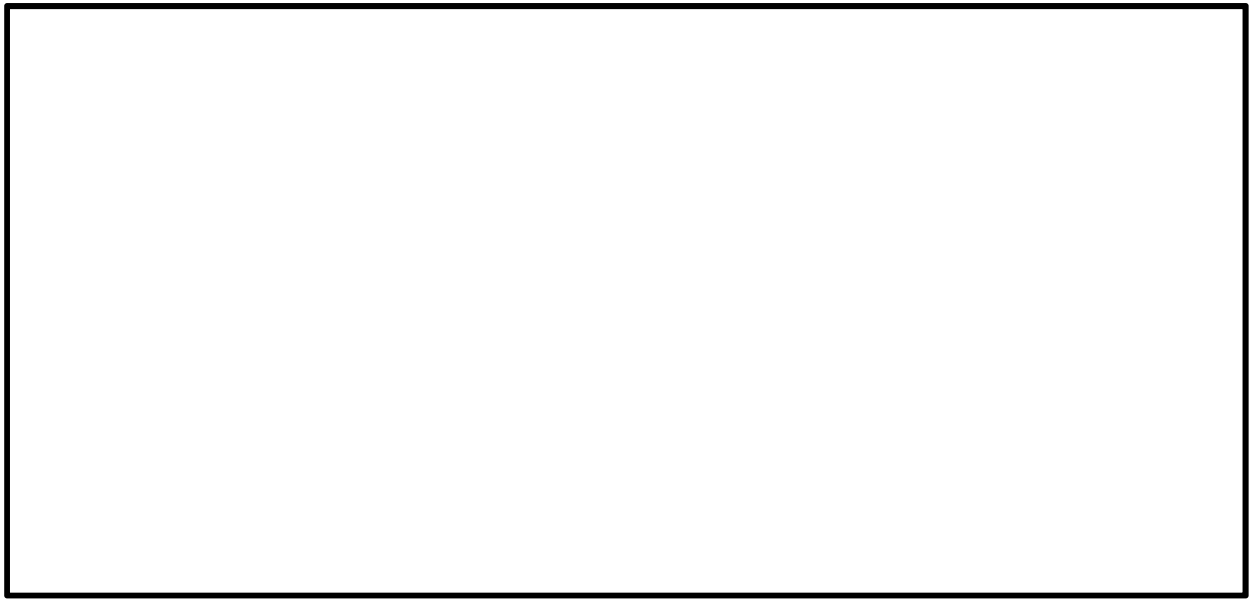


図 4.4-7 (15) 南北方向⑤-⑤断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D 1 (H-, V-)$)
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) した解析ケース)

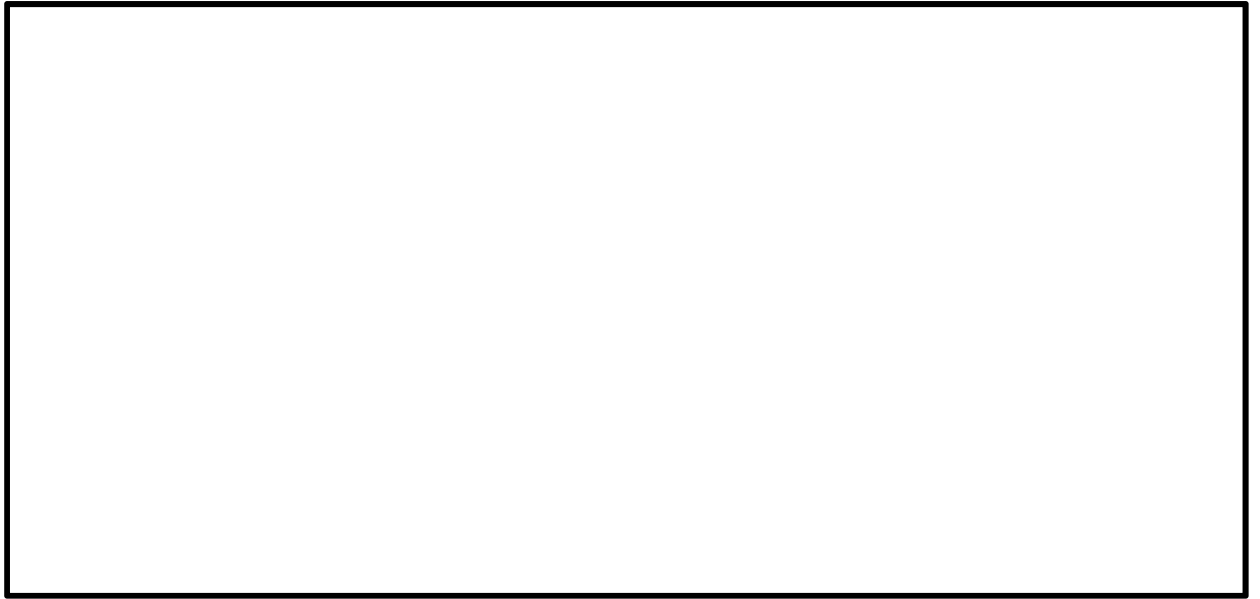


図 4.4-7 (16) 南北方向⑤-⑤断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 (H+, V+))
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

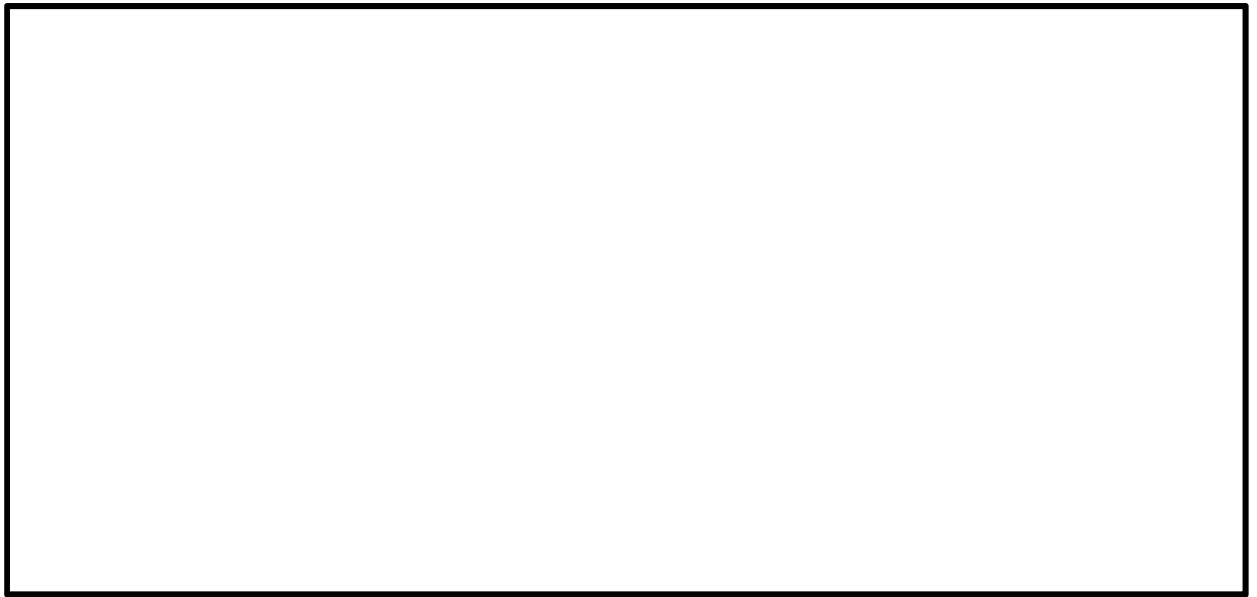


図 4.4-7 (17) 南北方向⑤-⑤断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 (H-, V+))
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

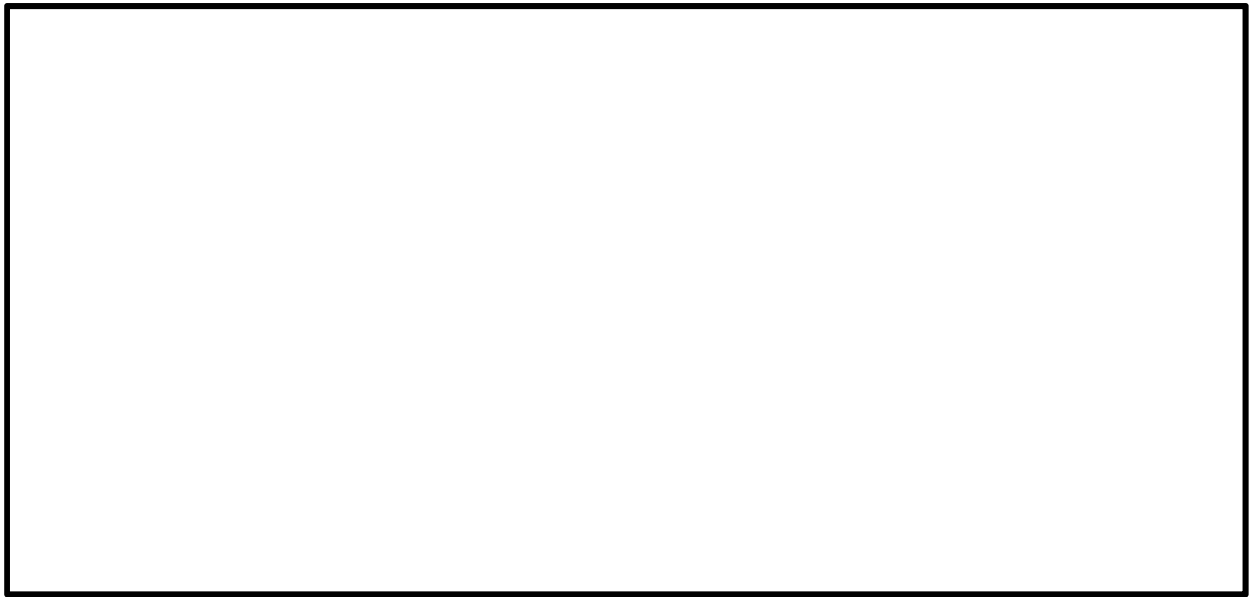


図 4.4-7 (18) 南北方向⑤-⑤断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D 1 (H-, V-)$)
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

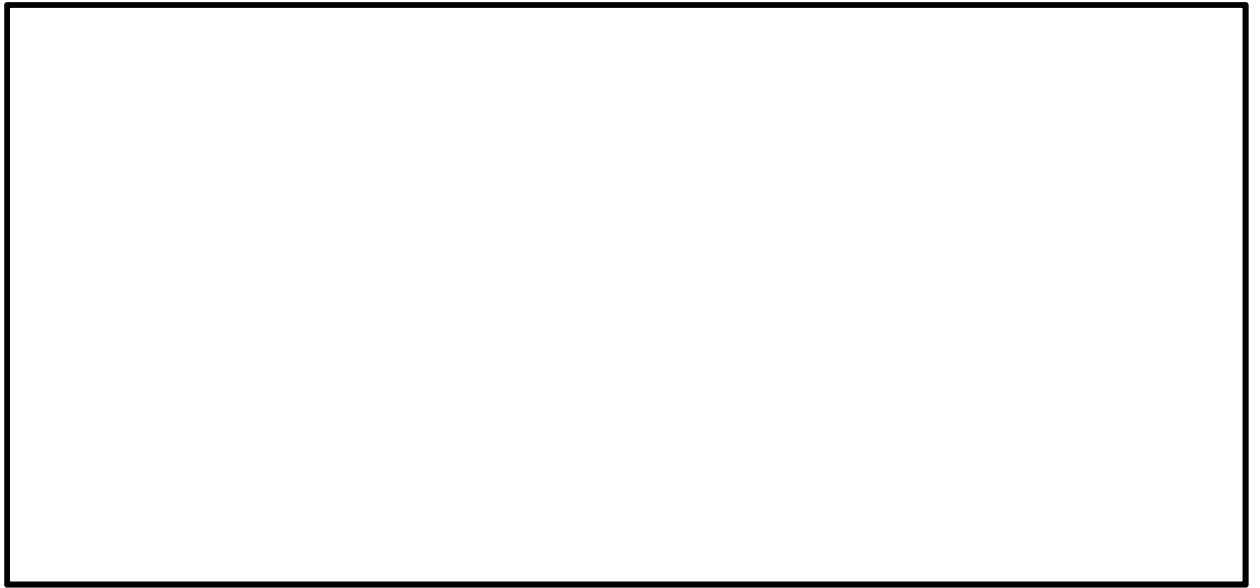


図 4.4-7 (19) 南北方向⑤-⑤断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 (H+, V+))
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

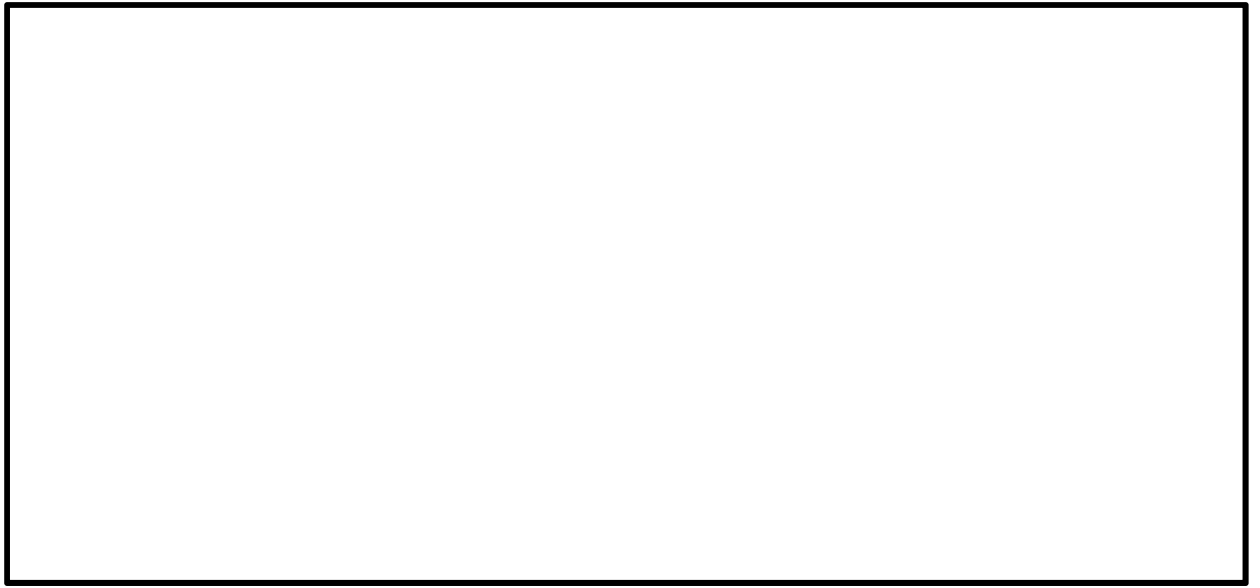


図 4.4-7 (20) 南北方向⑤-⑤断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 (H+, V-))
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

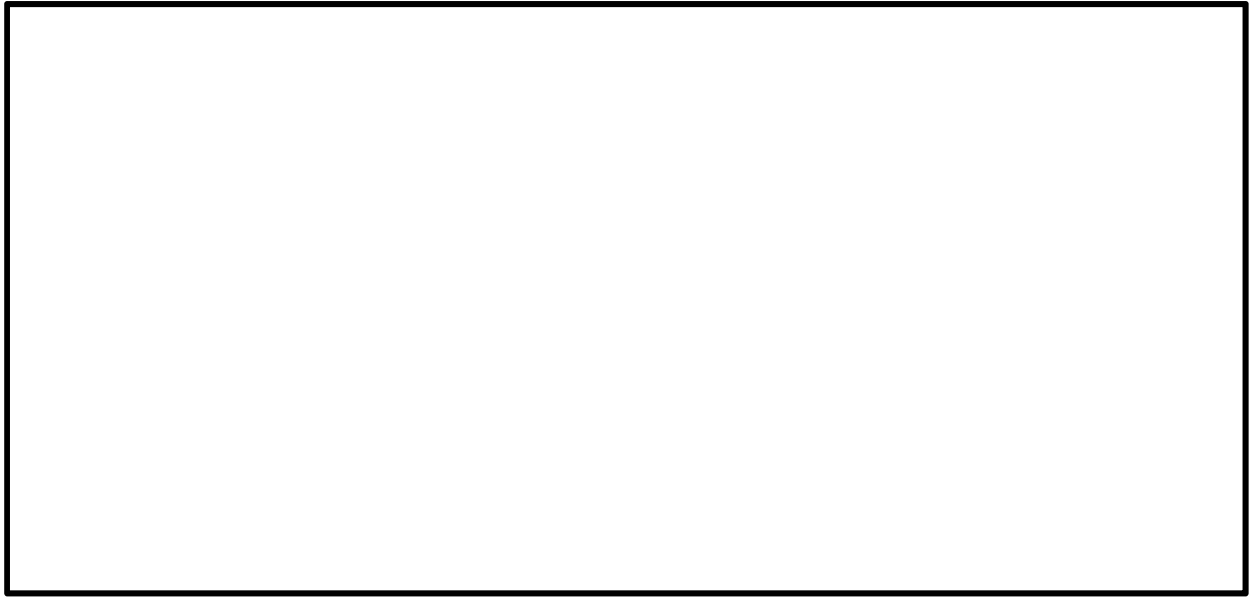


図 4.4-7 (21) 南北方向⑤-⑤断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 (H-, V+))
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

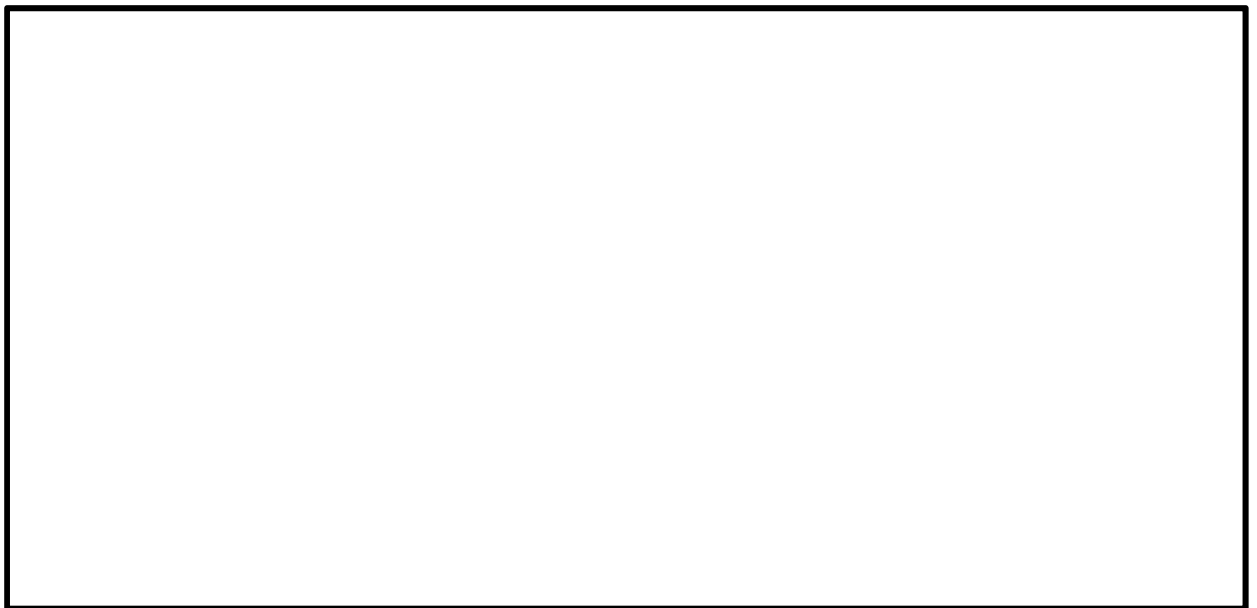
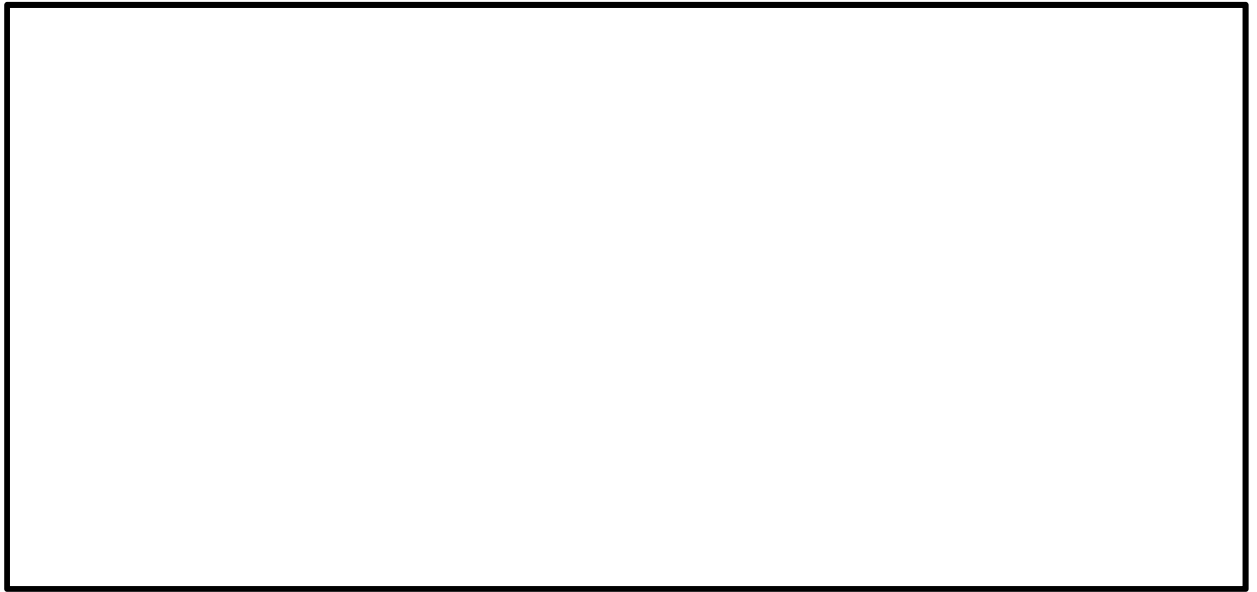


図 4.4-7 (22) 南北方向⑤-⑤断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 (H-, V-))
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

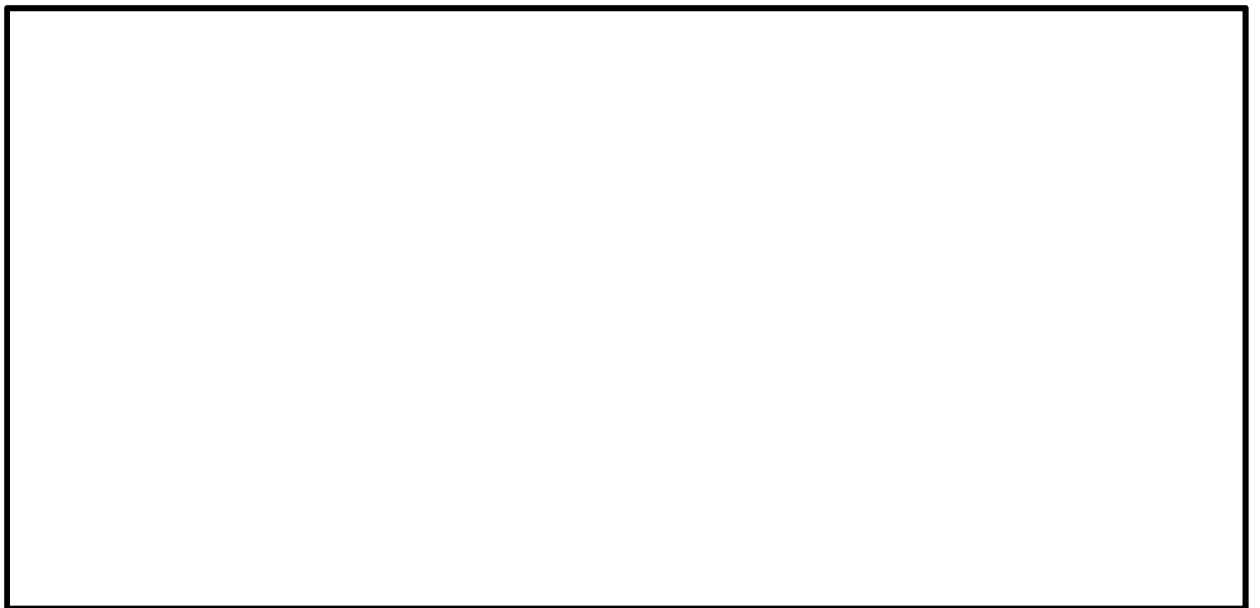
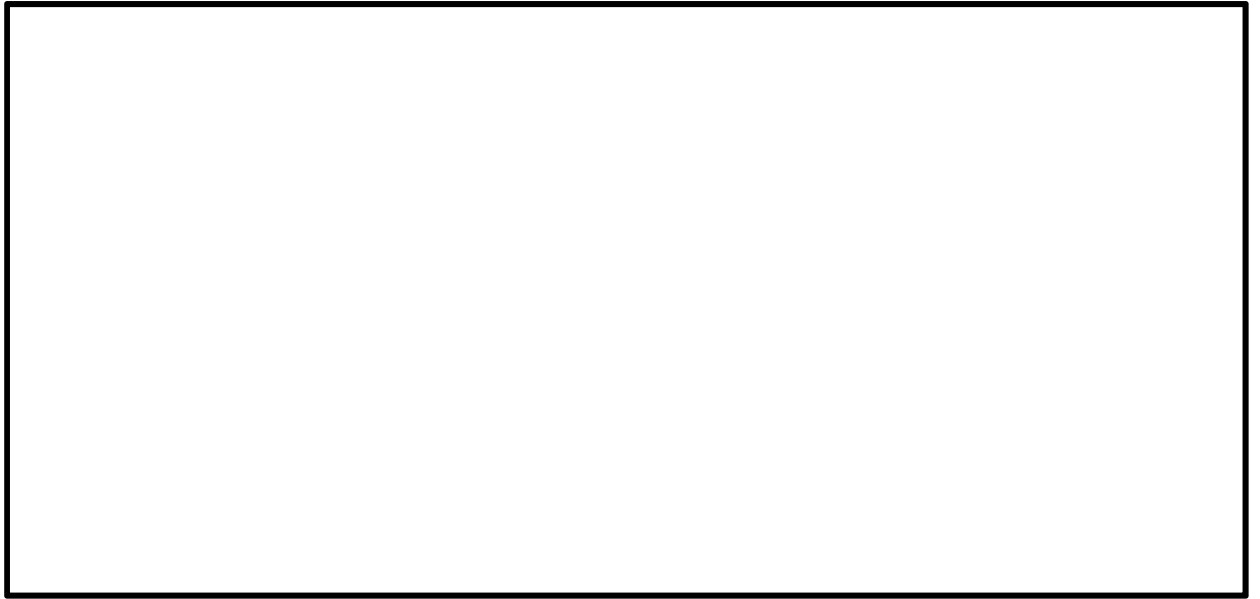


図 4.4-7 (23) 南北方向⑤-⑤断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D1 (H+, V+)$)
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



図 4.4-7 (24) 南北方向⑤-⑤断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D1 (H-, V+)$)
(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)

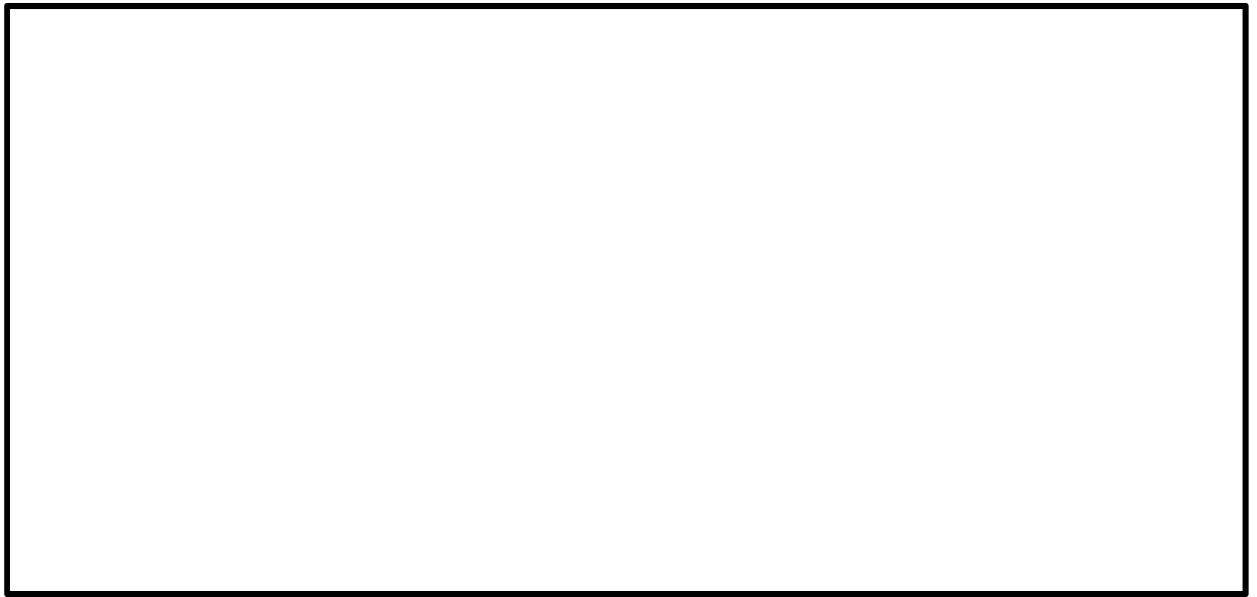


図 4.4-7 (25) 南北方向⑤-⑤断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 (H-, V-))
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

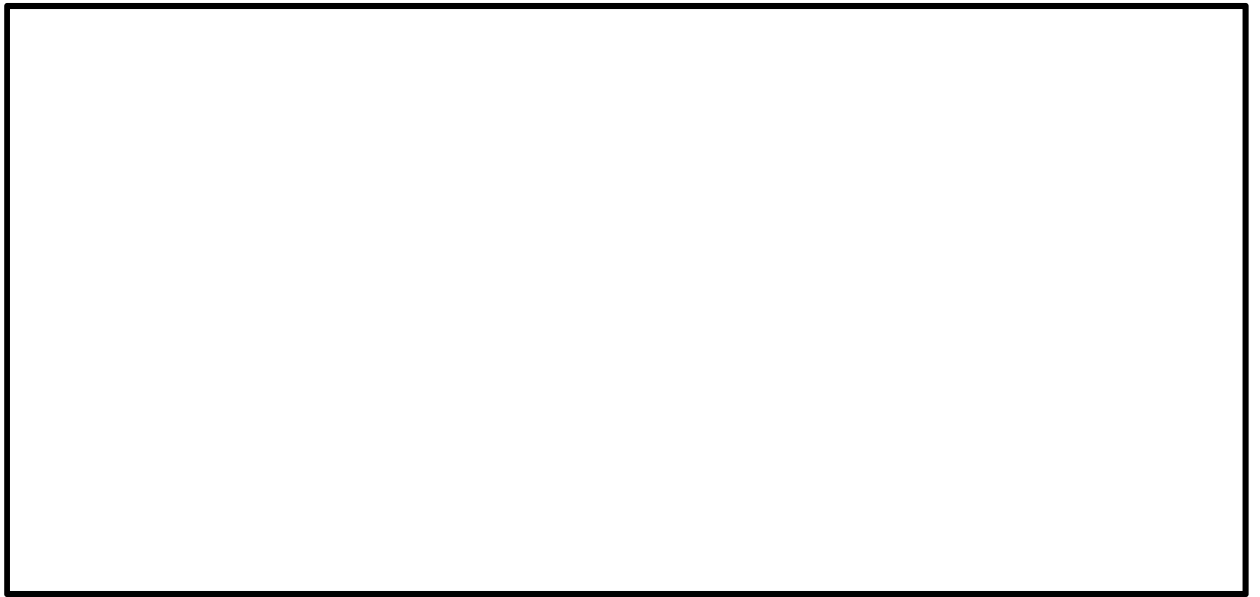


図 4.4-7 (26) 南北方向⑤-⑤断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 (H+, V+))
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

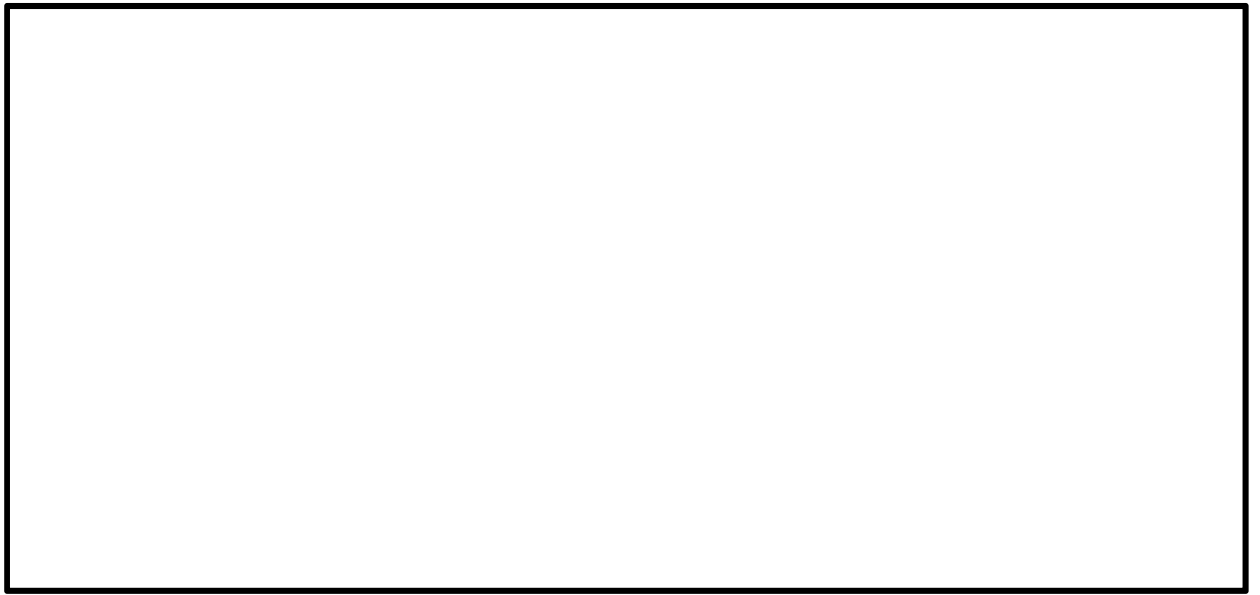


図 4.4-7 (27) 南北方向⑤-⑤断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 (H-, V+))
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

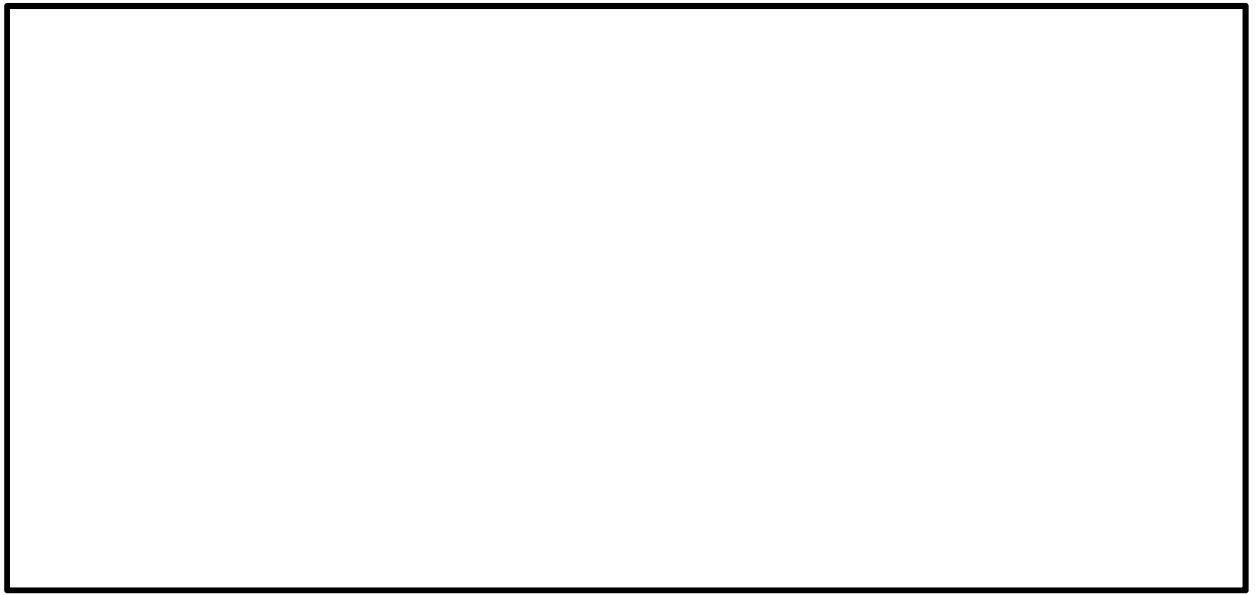


図 4.4-7 (28) 南北方向⑤-⑤断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 (H-, V-))
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

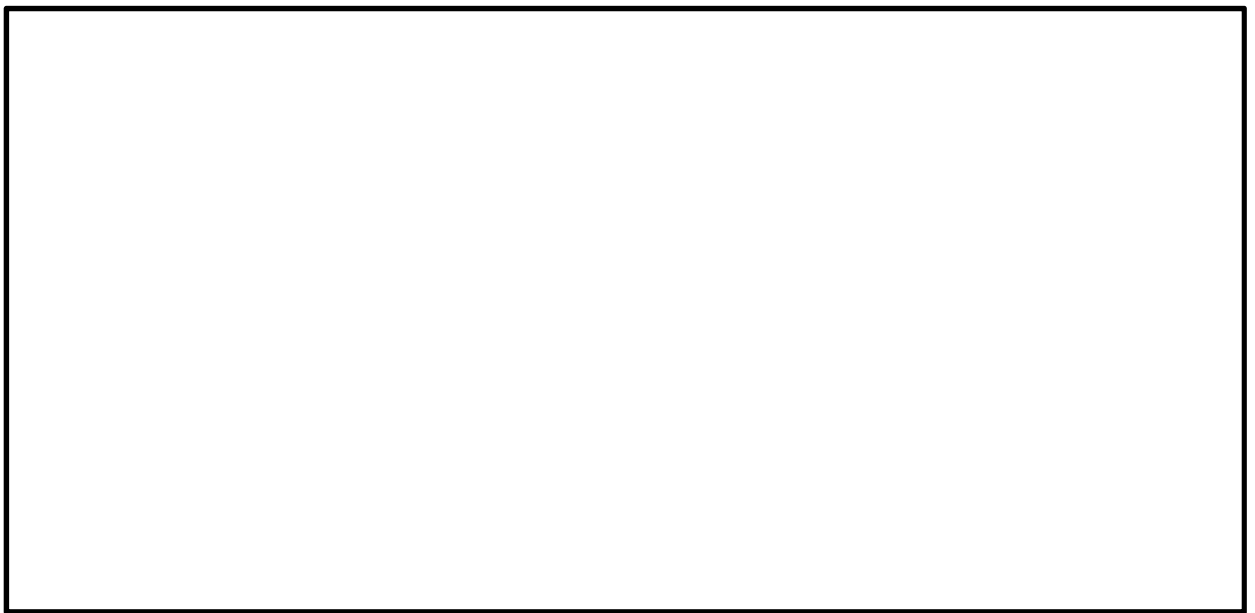
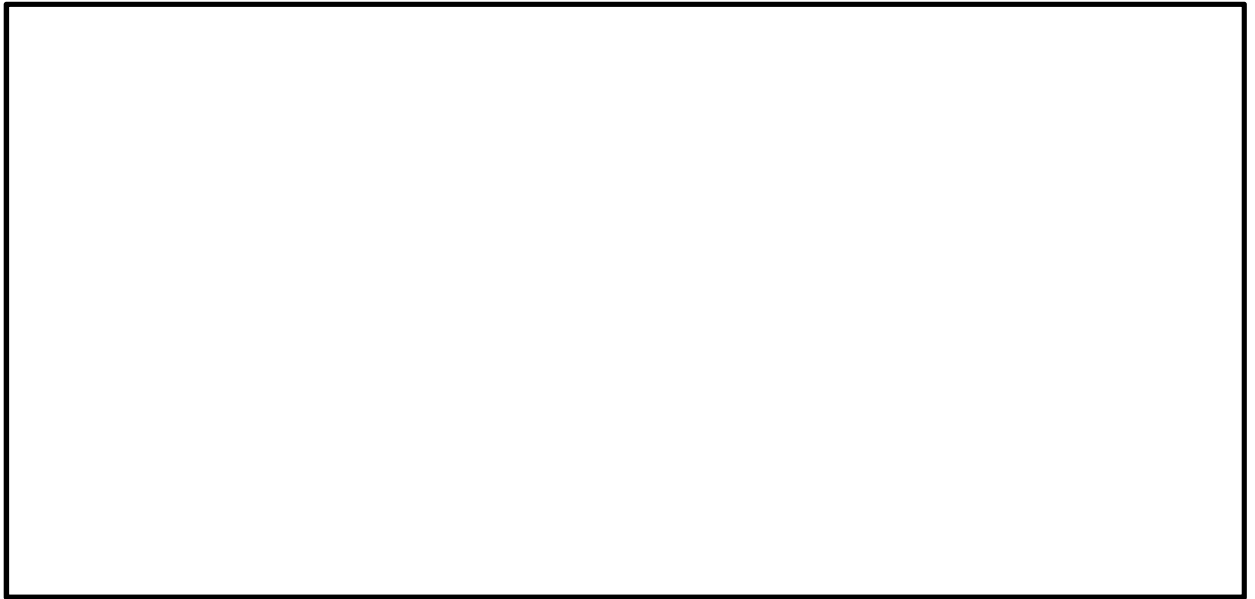


図 4.4-8 (1) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 (H+, V+))
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

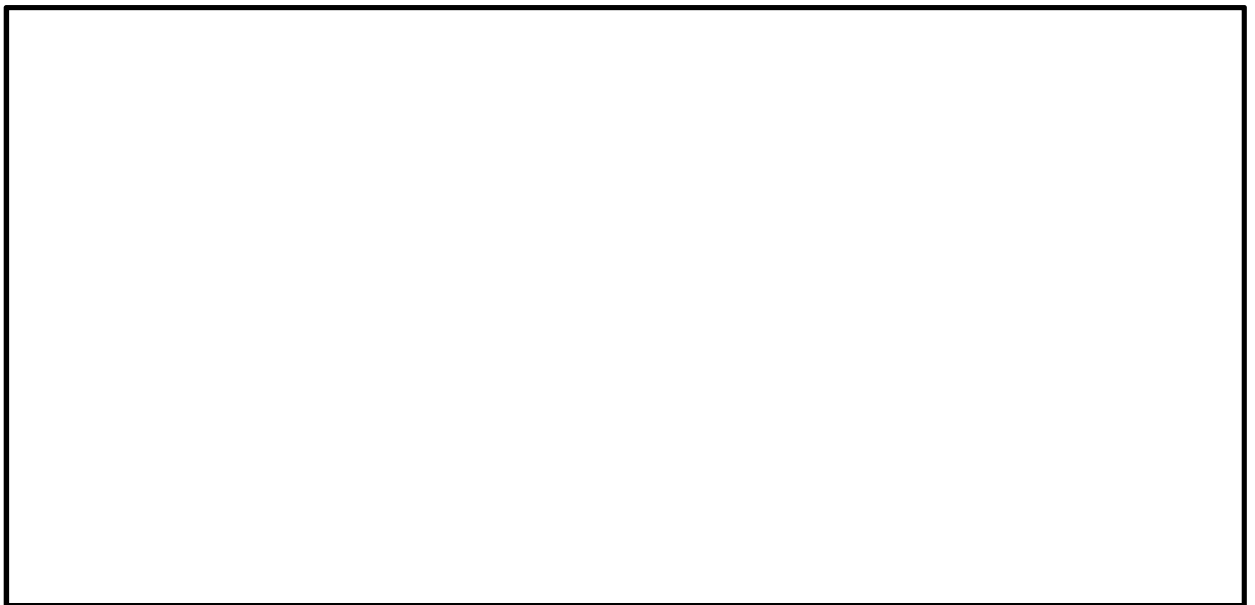
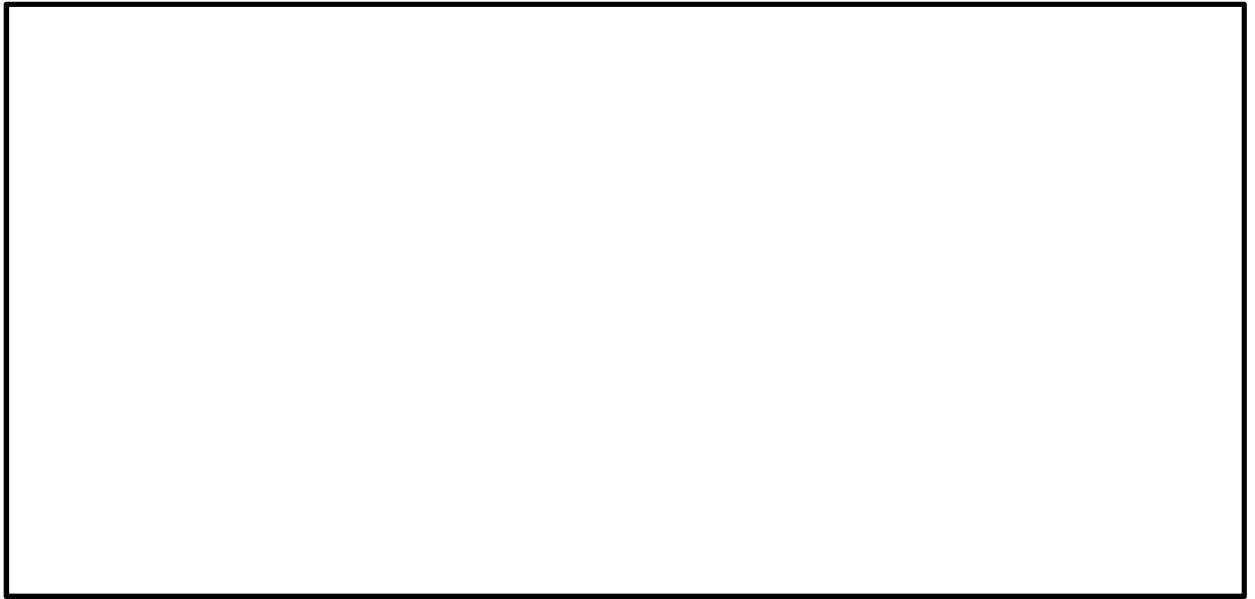


図 4.4-8 (2) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 (H+, V-))
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

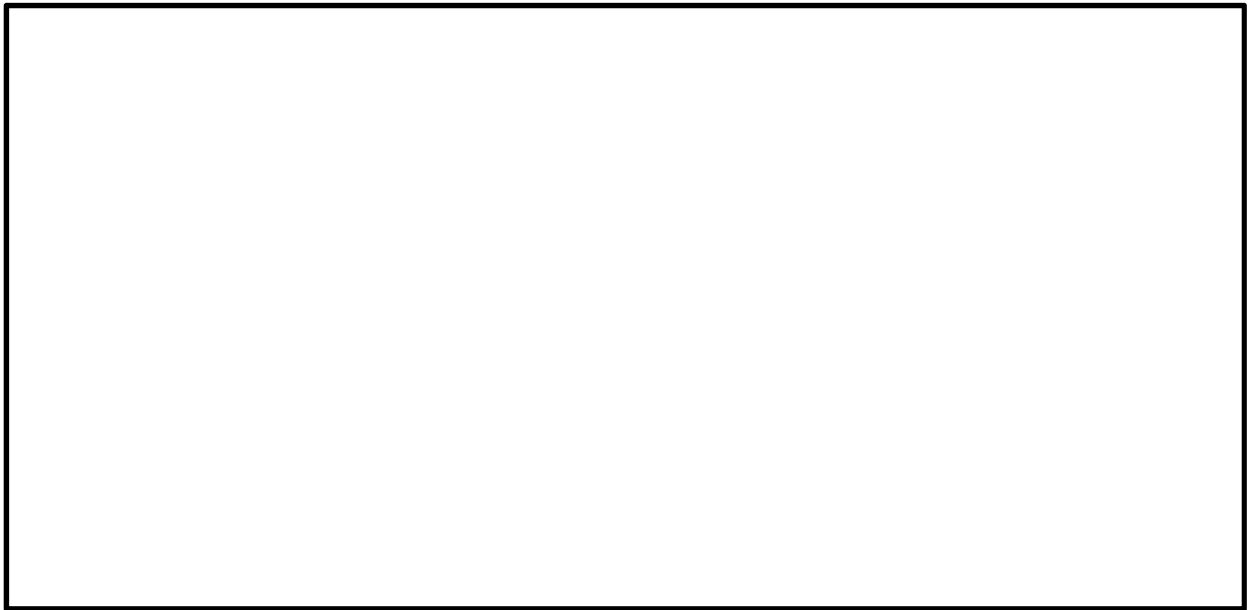
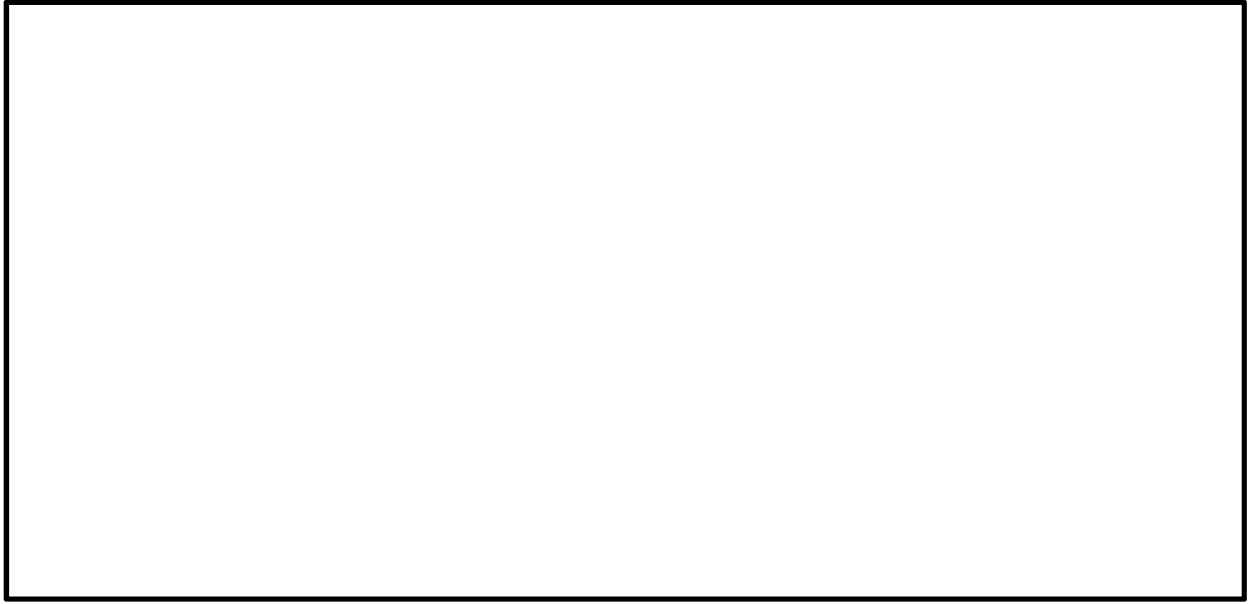


図 4.4-8 (3) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 (H-, V+))
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

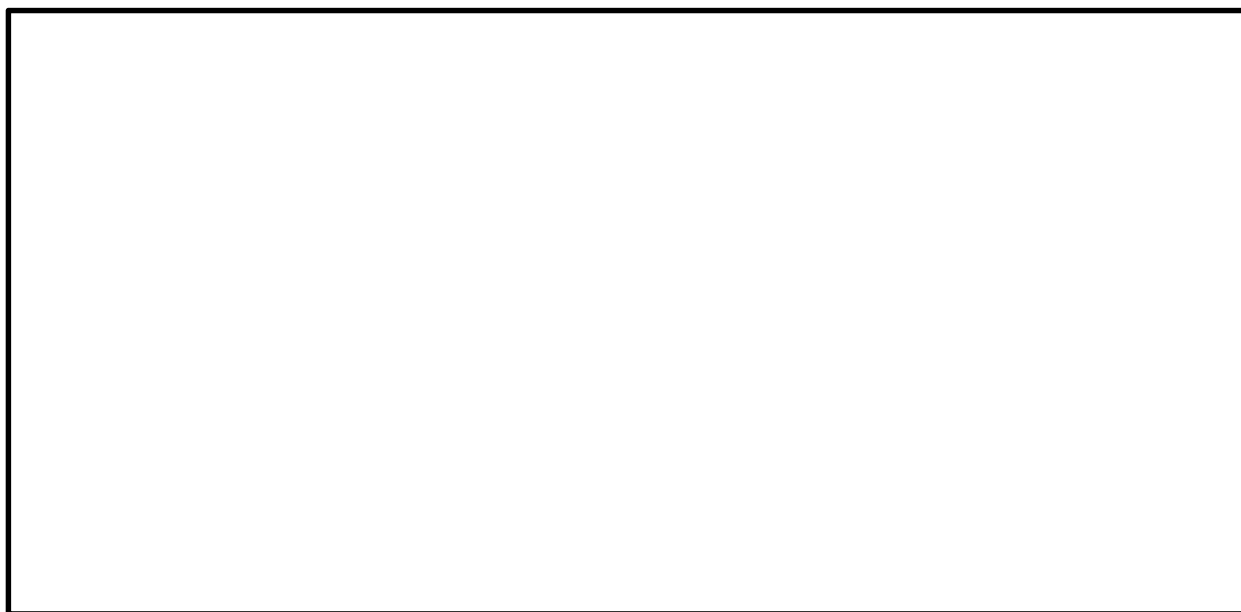
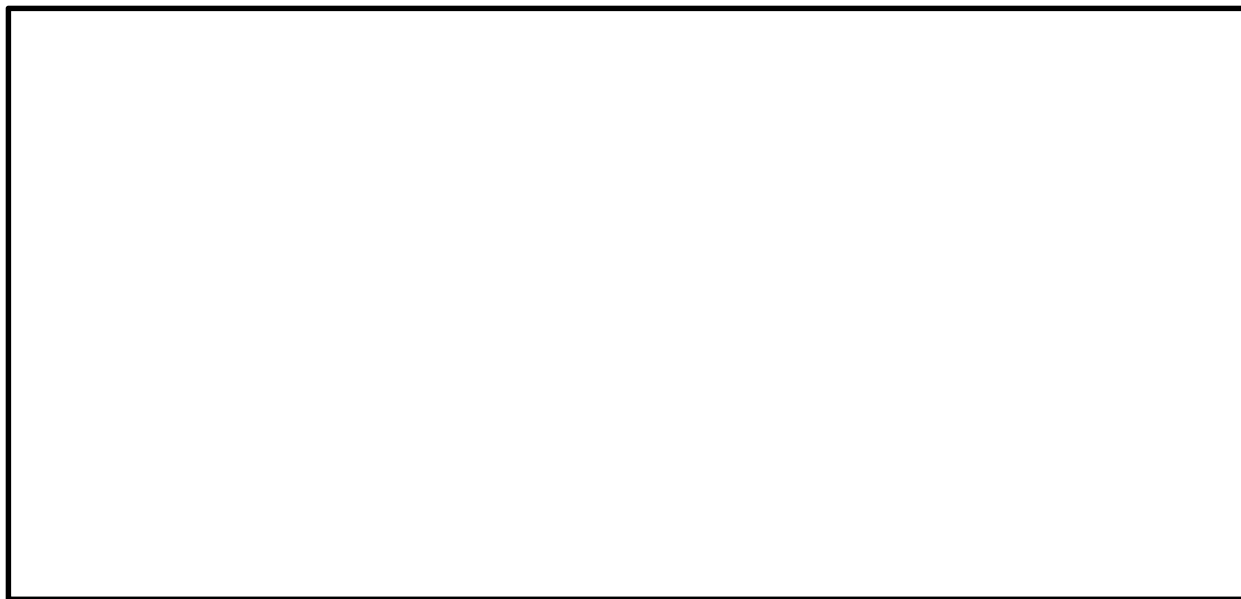


図 4.4-8 (4) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 (H-, V-))
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

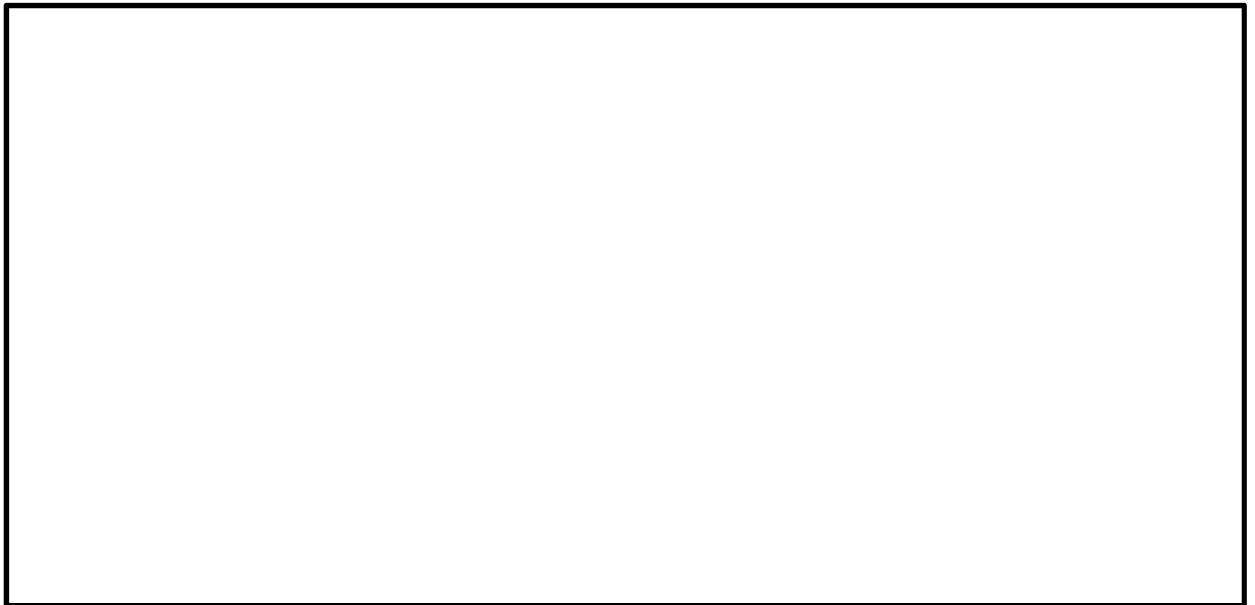
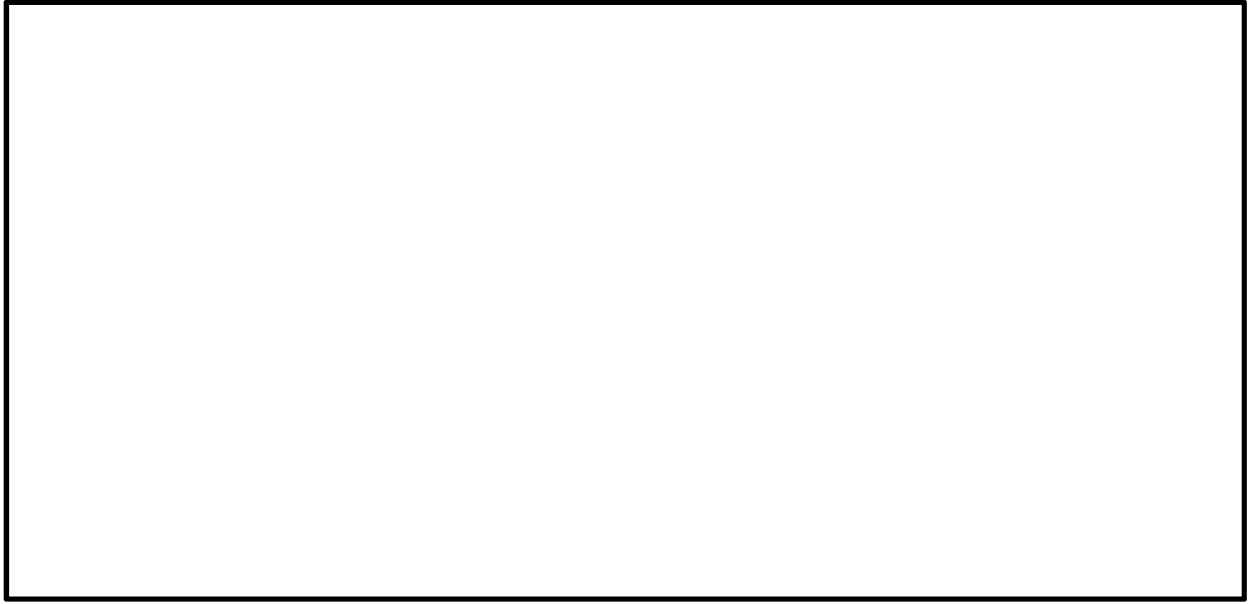


図 4.4-8 (5) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-11)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

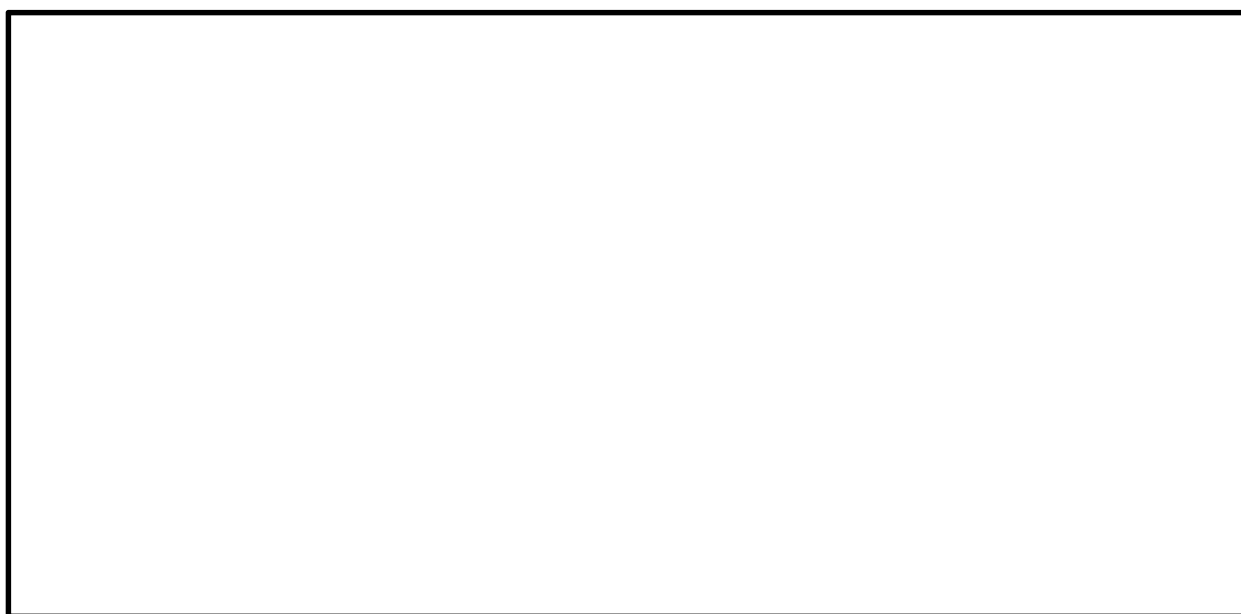
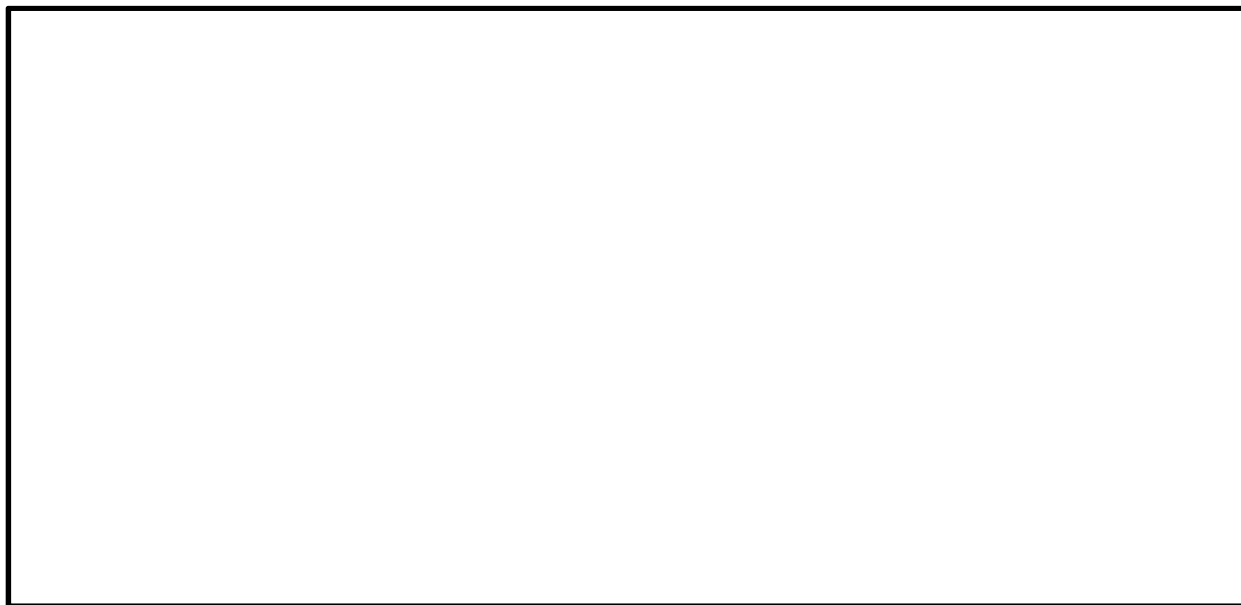


図 4.4-8 (6) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1.2$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

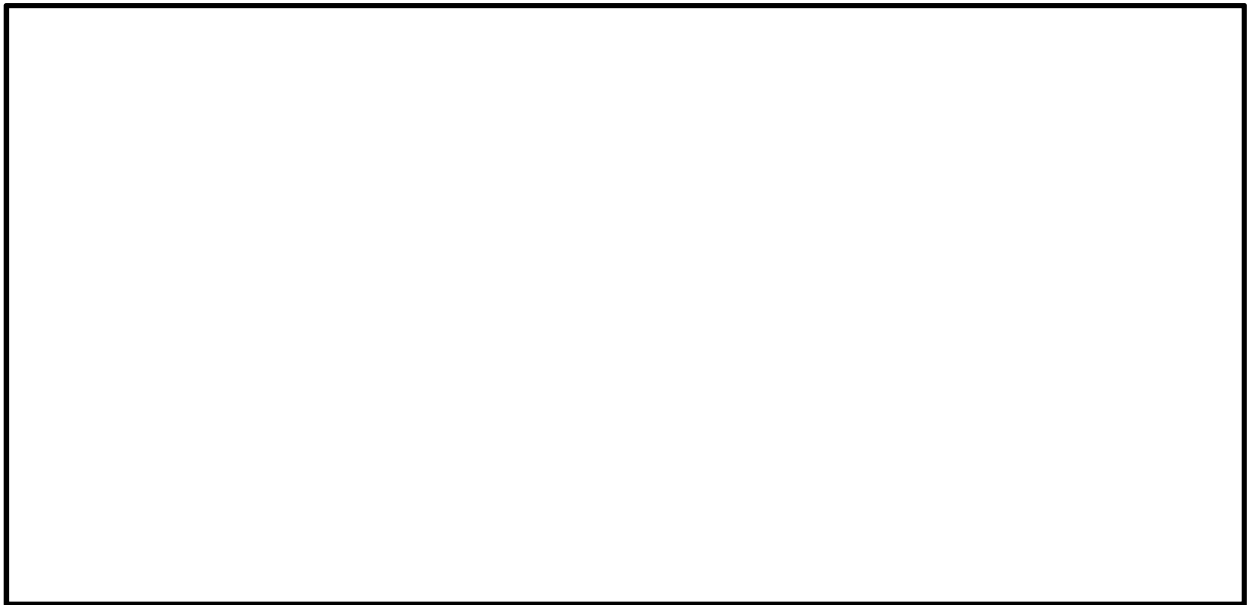
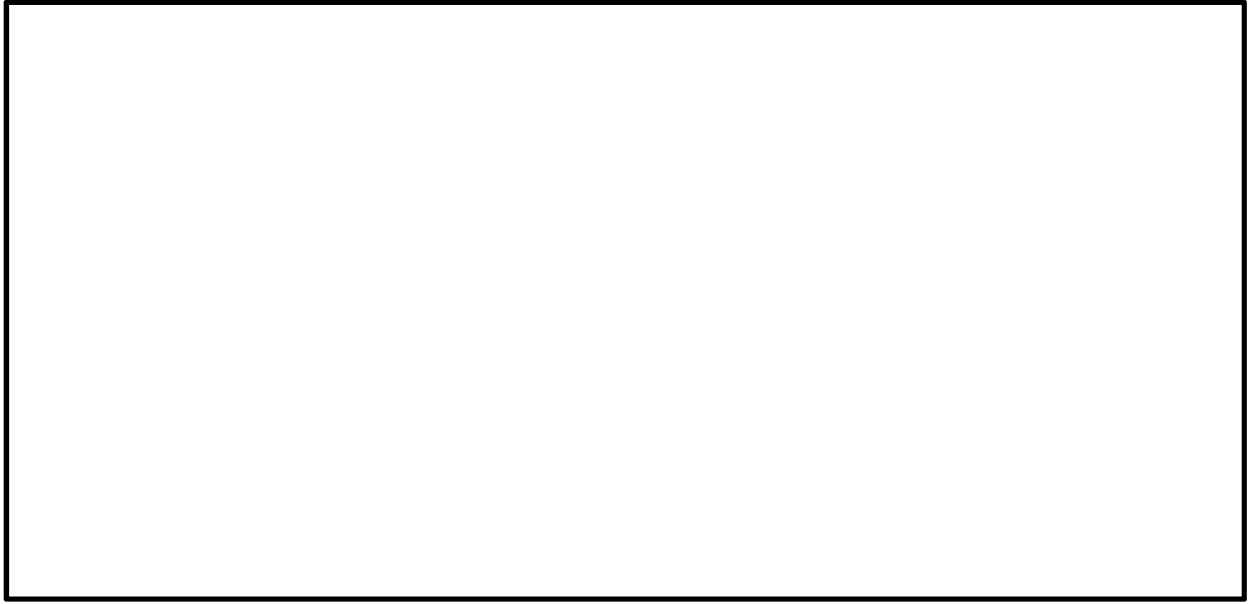


図 4.4-8 (7) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-13)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

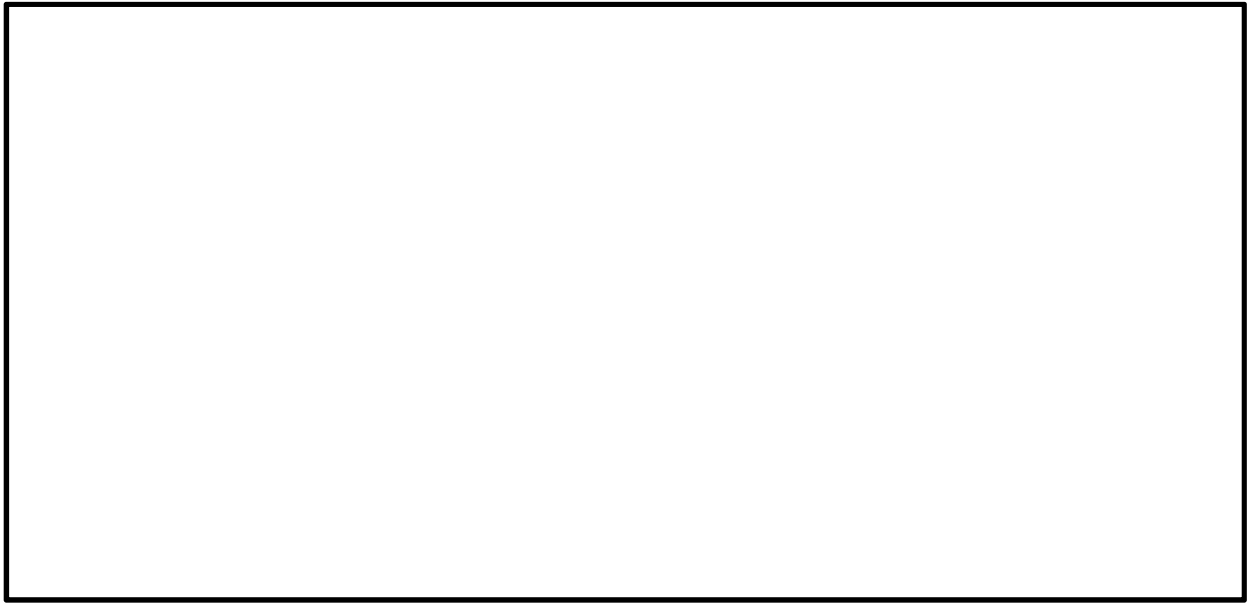


図 4.4-8 (8) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-14)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

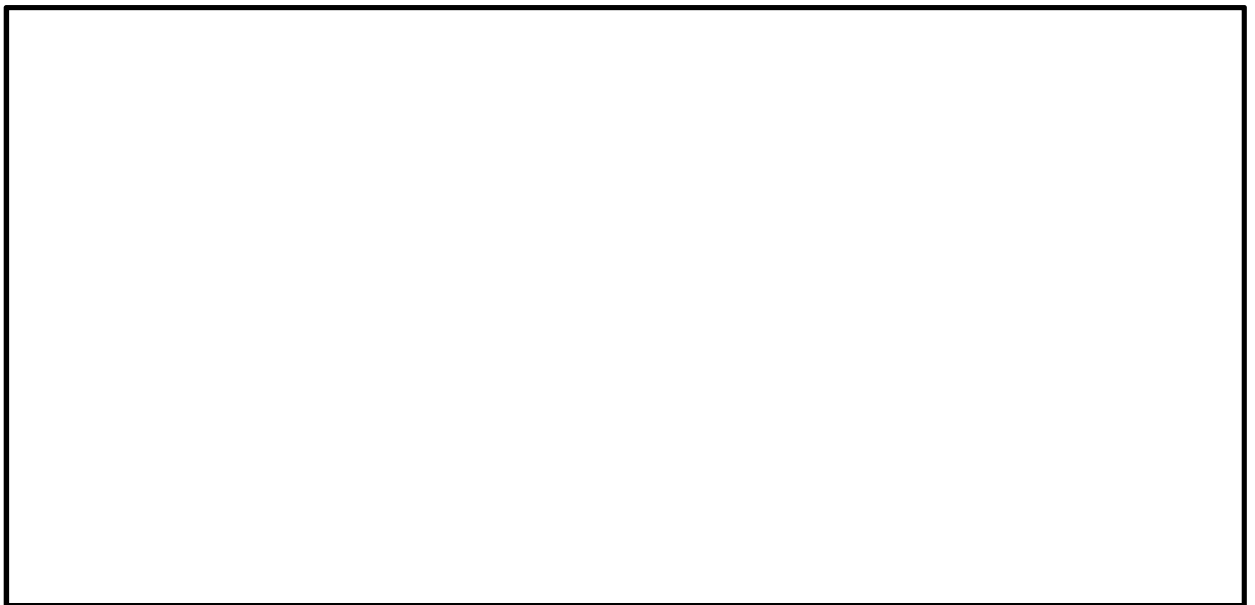
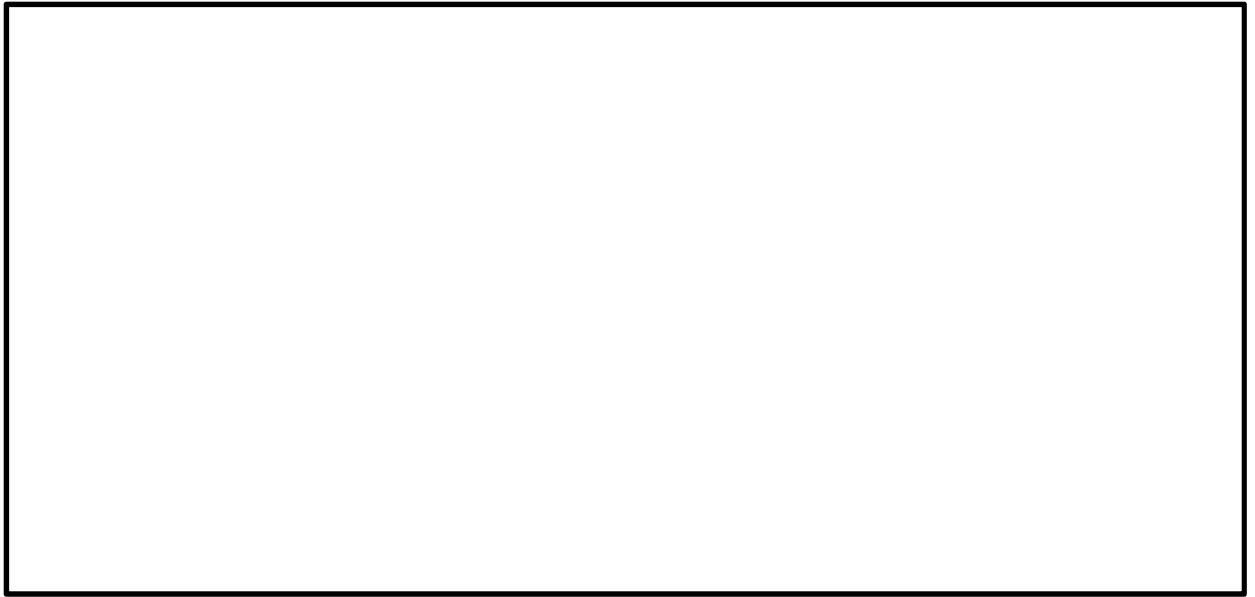


図 4.4-8 (9) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-21)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

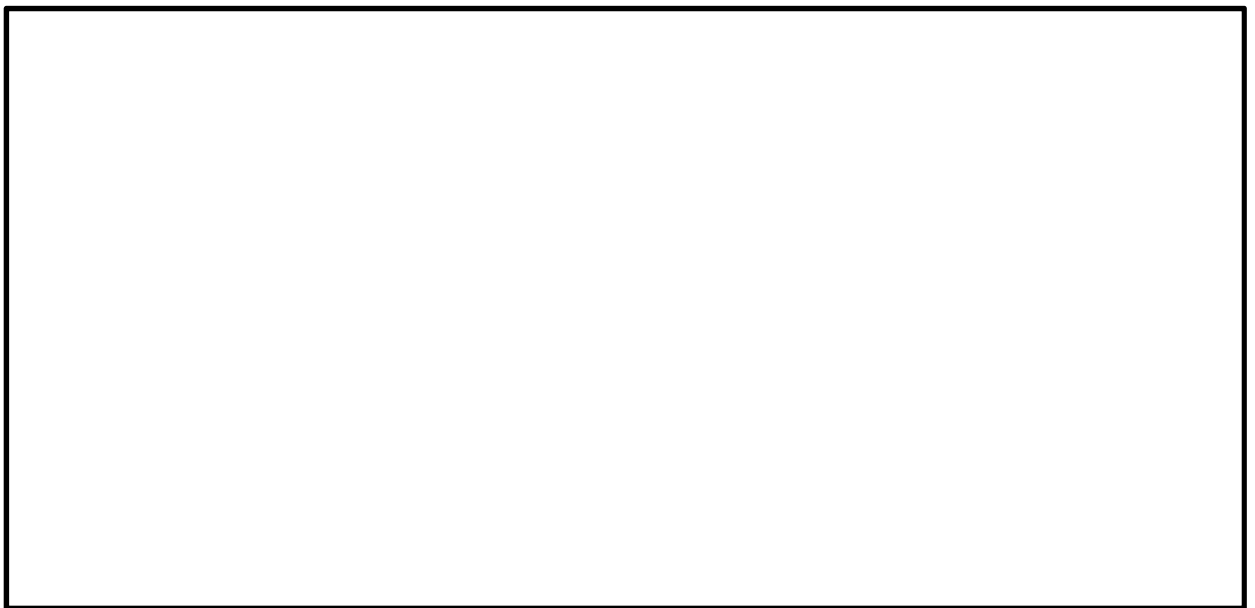
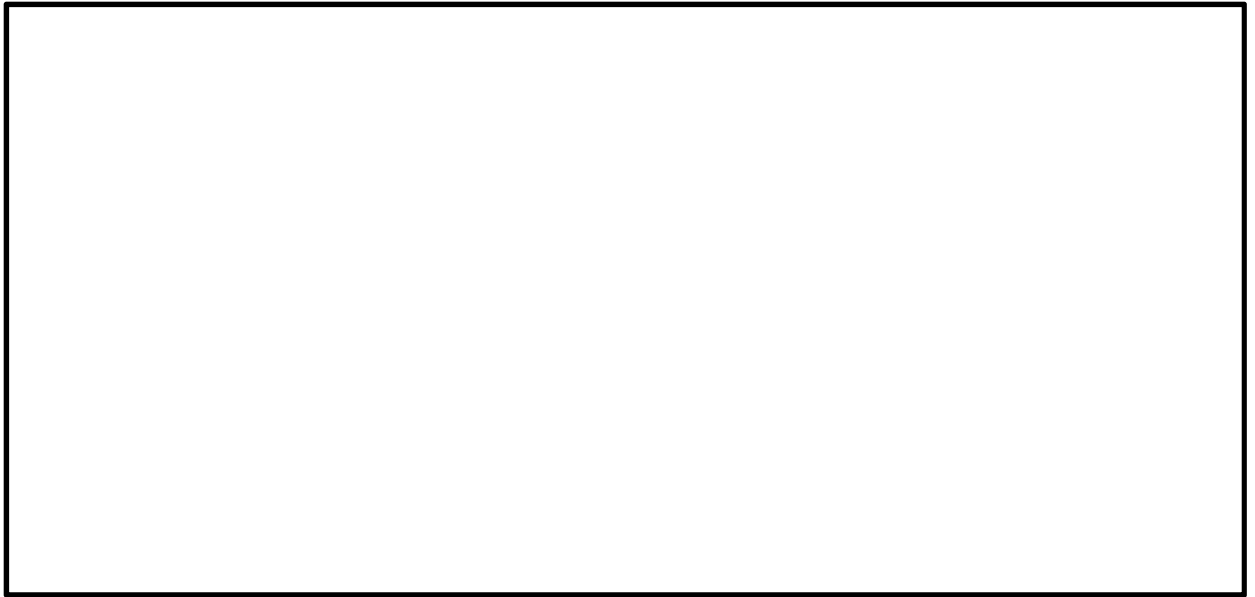


図 4.4-8 (10) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 22$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

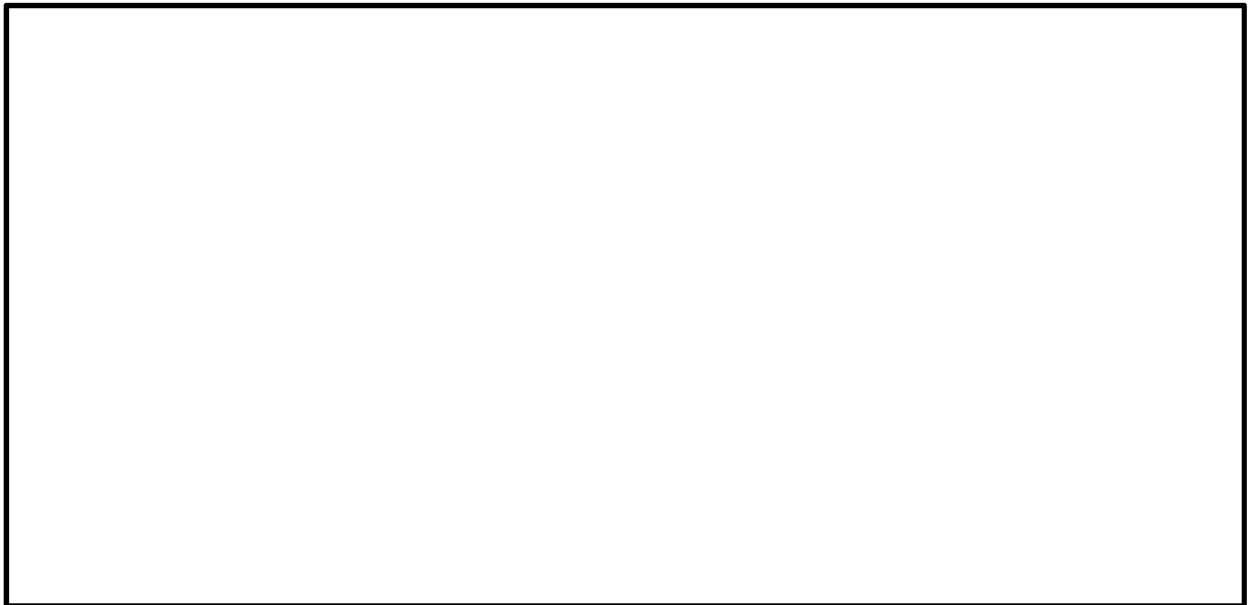
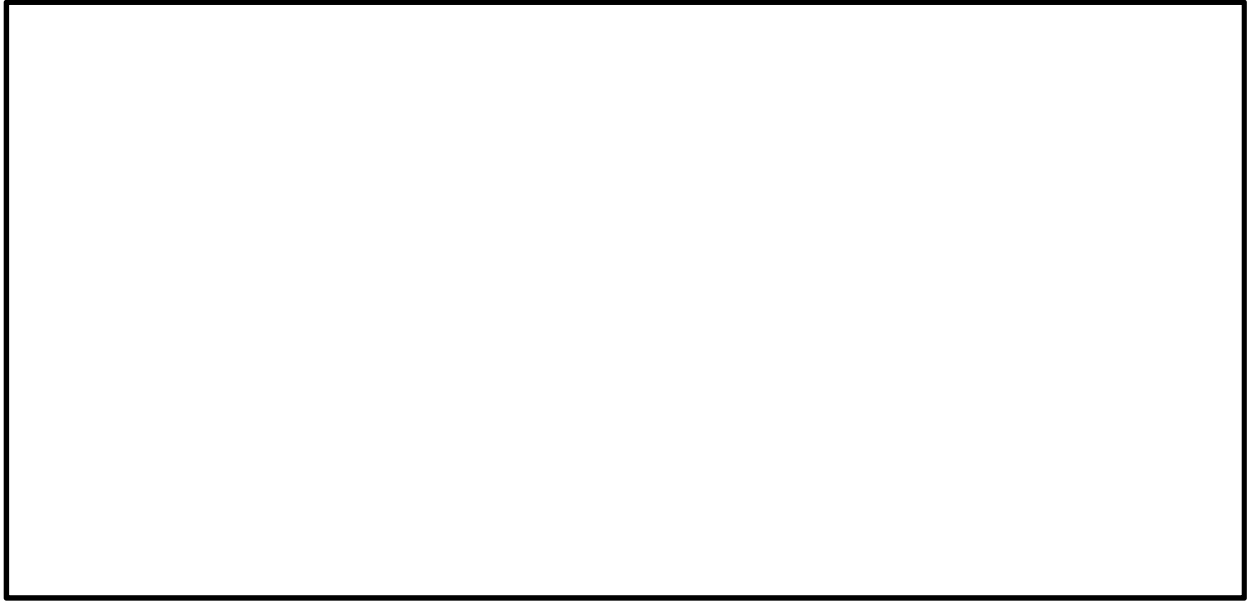


図 4.4-8 (11) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3.1$ (H+, V+))
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

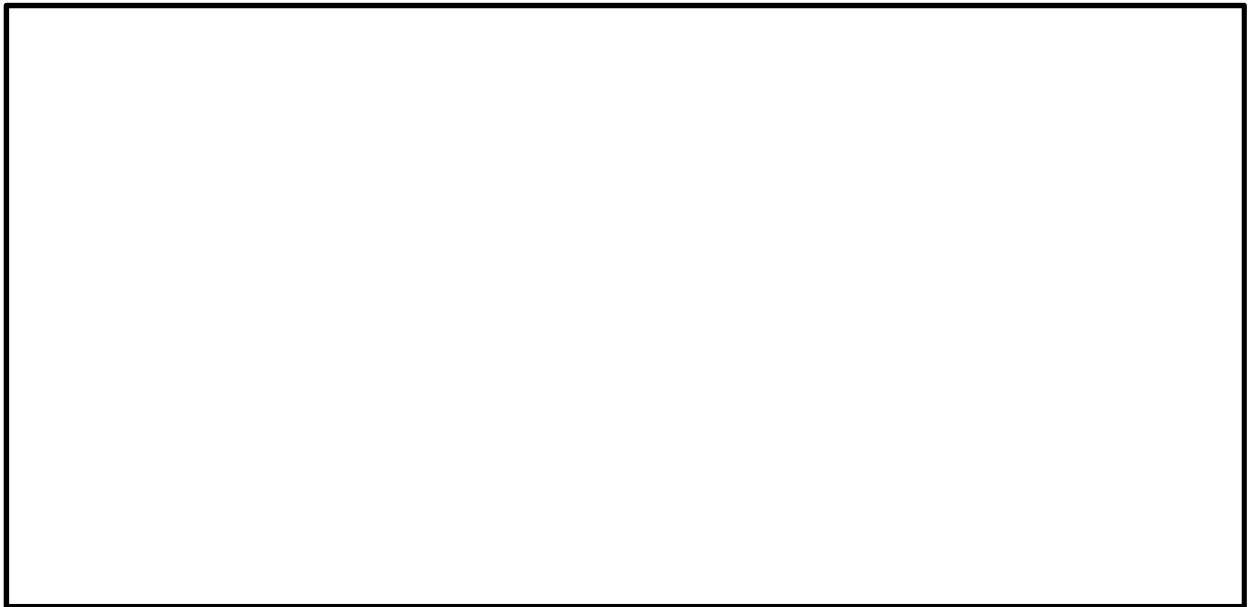
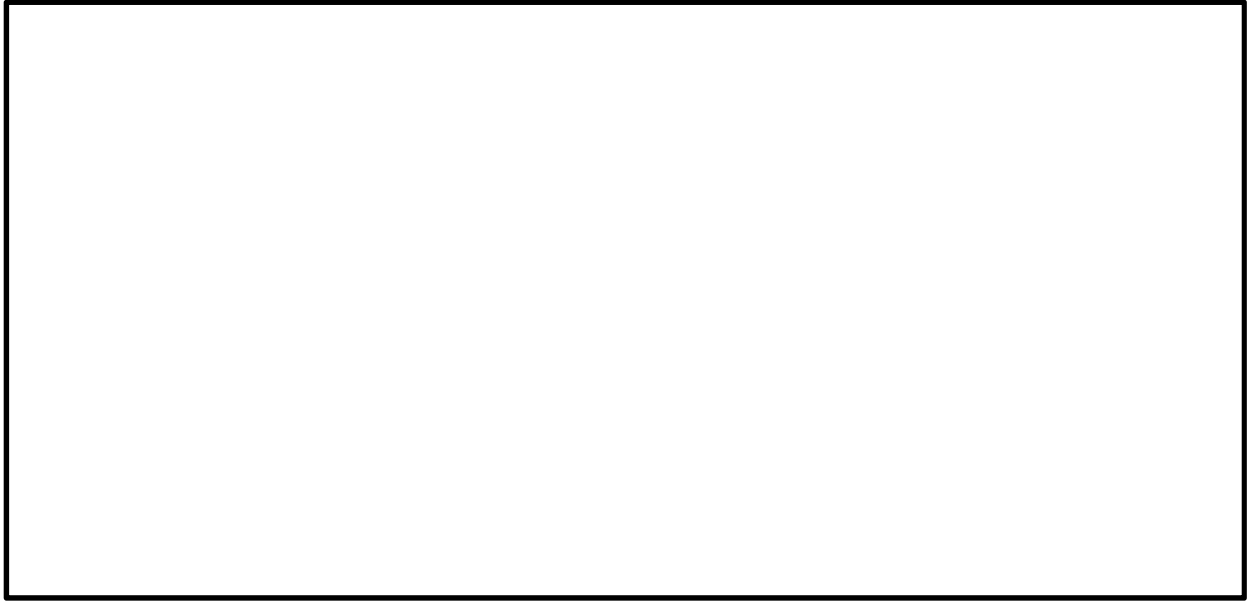


図 4.4-8 (12) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 31$ (H-, V+))
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

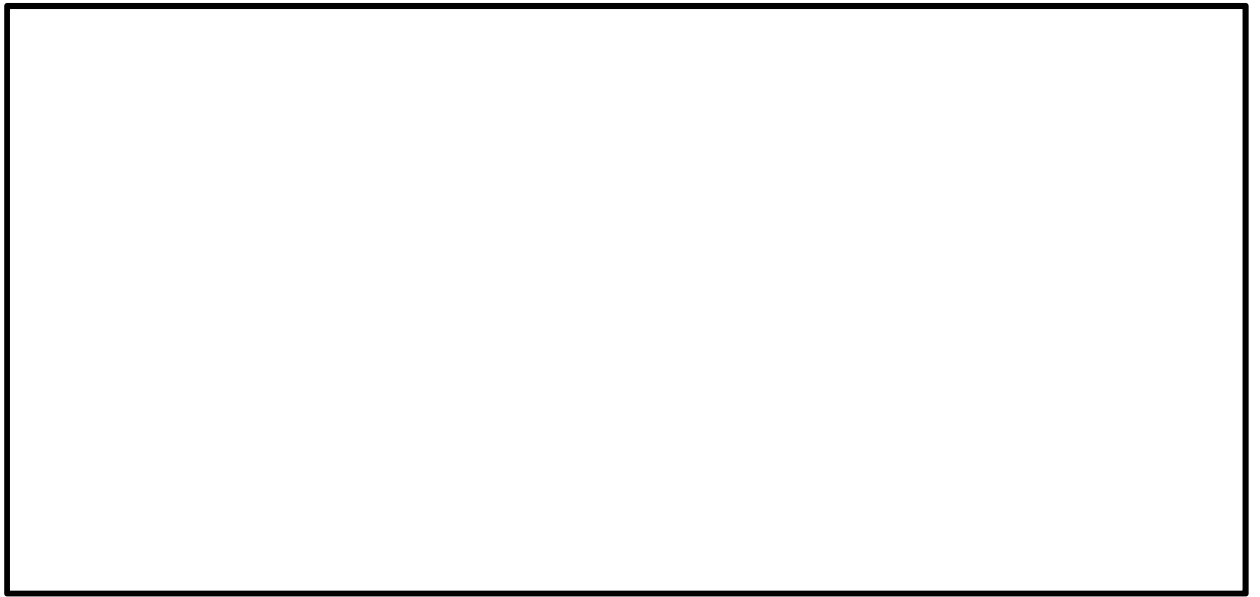


図 4.4-8 (13) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D1 (H+, V+)$)
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) した解析ケース)

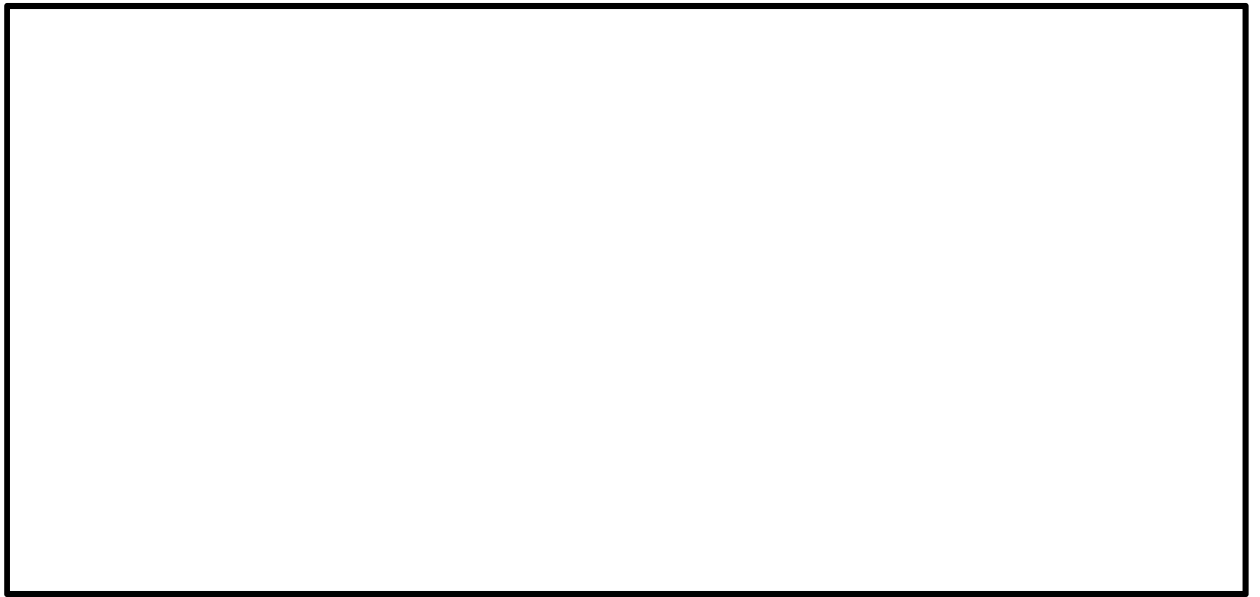


図 4.4-8 (14) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 (H-, V+)$)
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) した解析ケース)

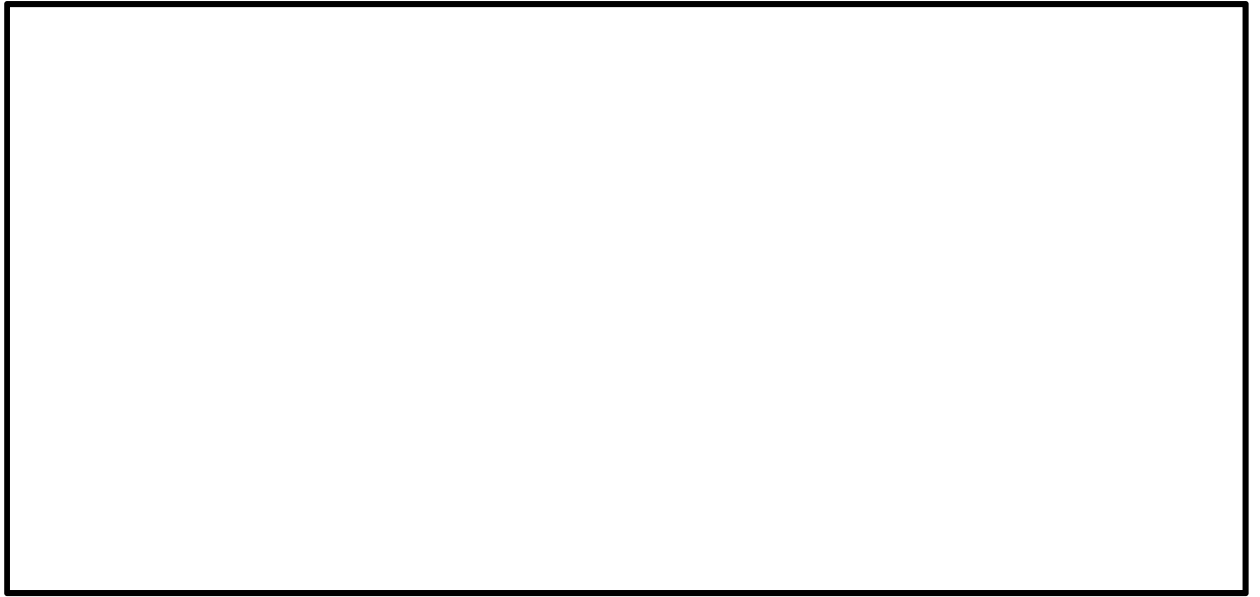


図 4.4-8 (15) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 (H-, V-))
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) した解析ケース)

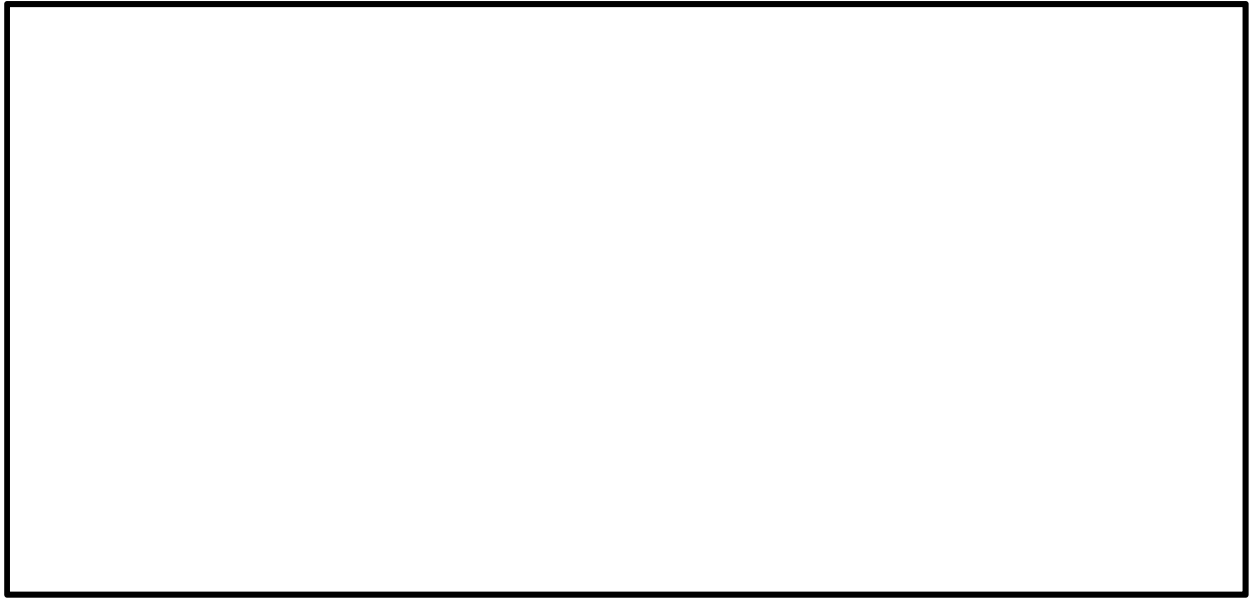


図 4.4-8 (16) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D1 (H+, V+)$)
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

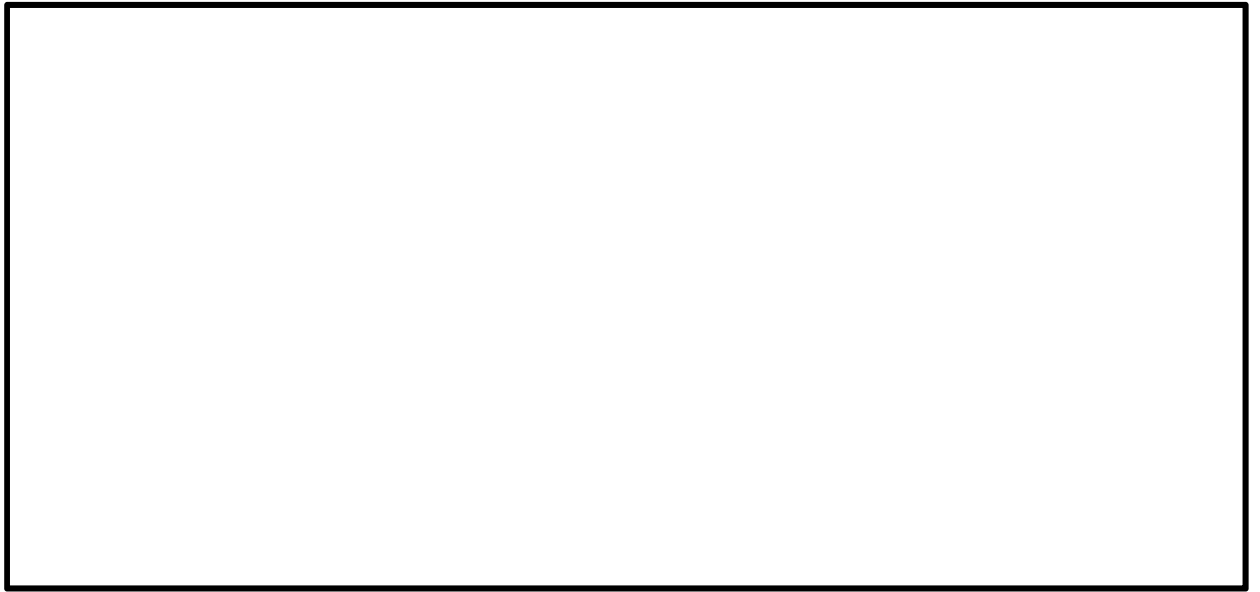


図 4.4-8 (17) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 (H-, V+))
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

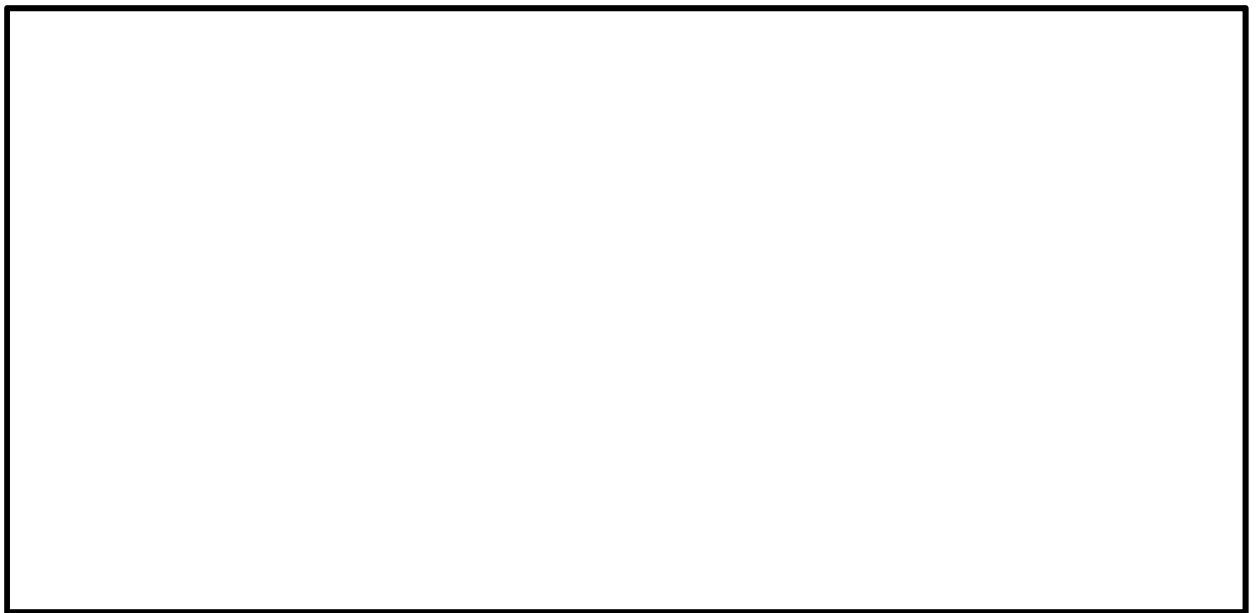
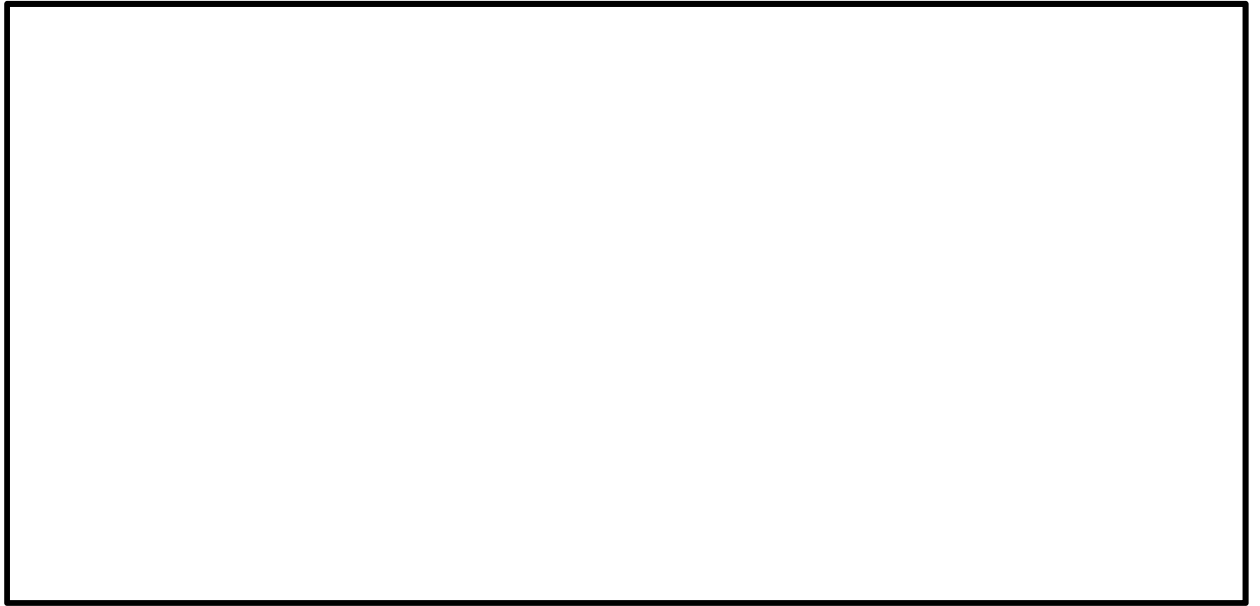


図 4.4-8 (18) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 (H-, V-))
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

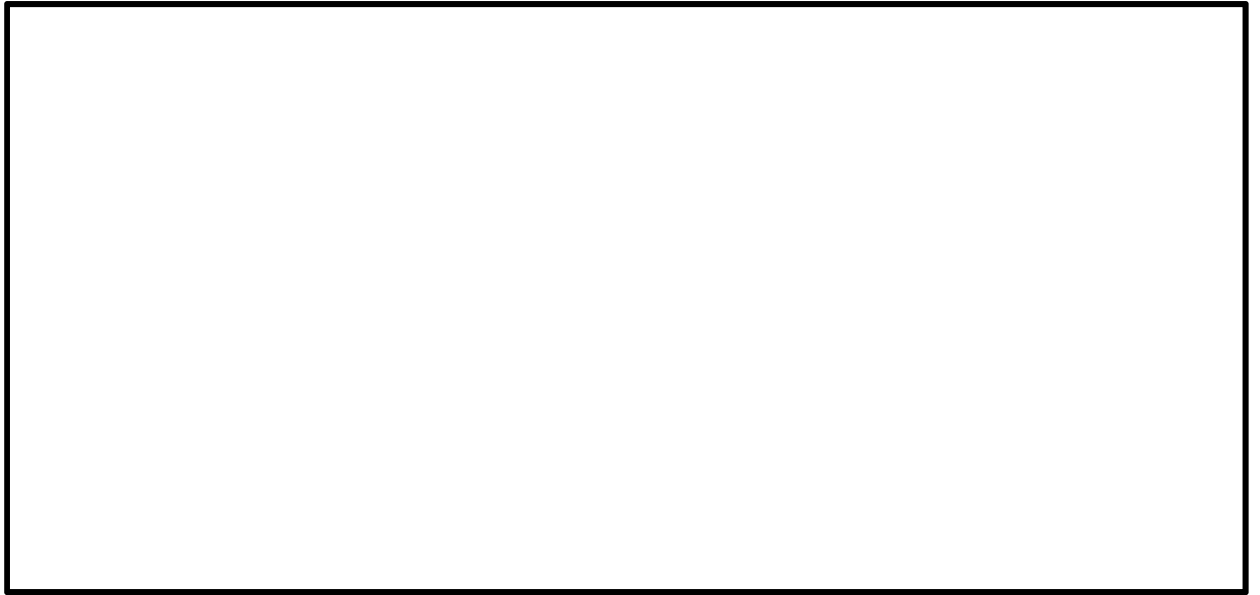


図 4.4-8 (19) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 (H+, V+)$)
(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

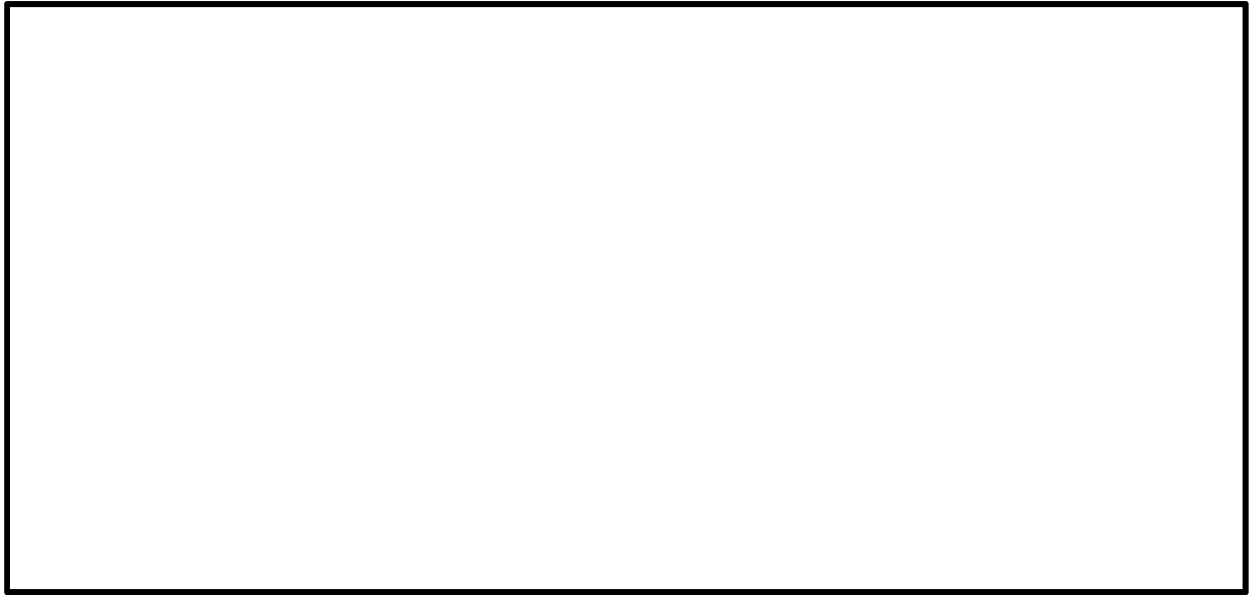


図 4.4-8 (20) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 (H+, V-))
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

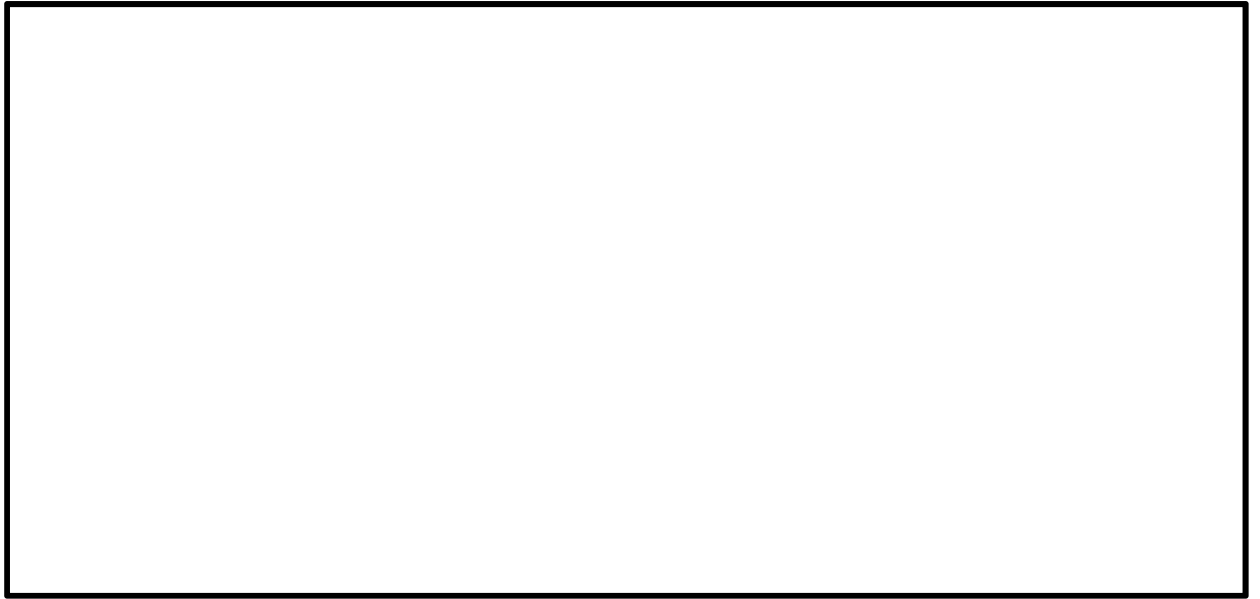


図 4.4-8 (21) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 (H-, V+))
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

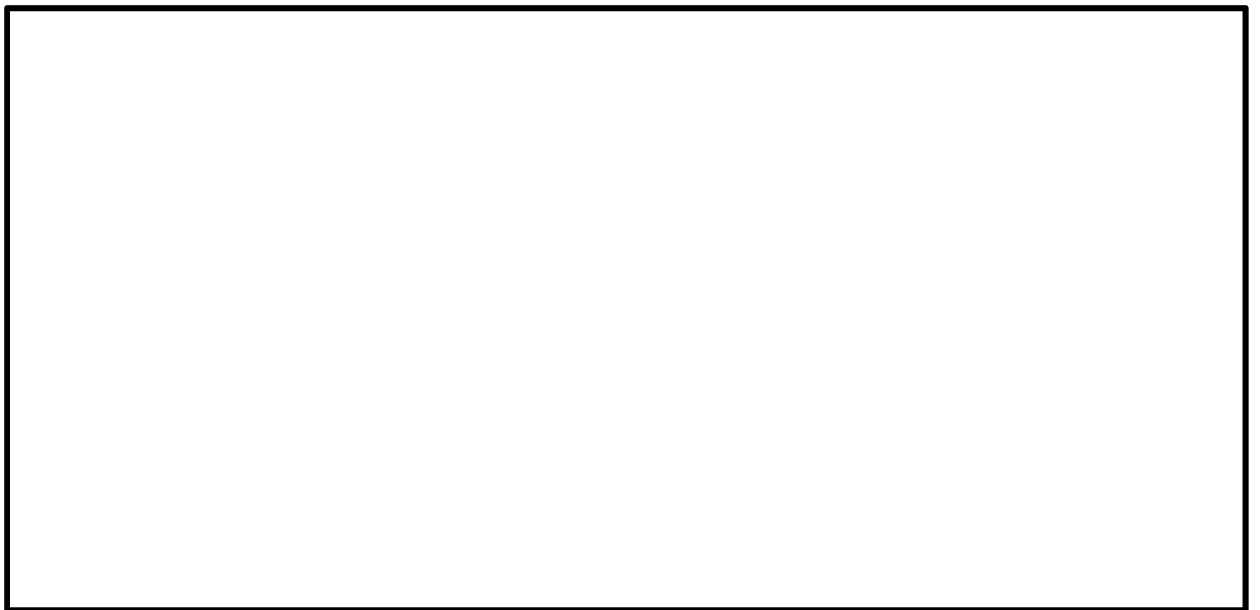
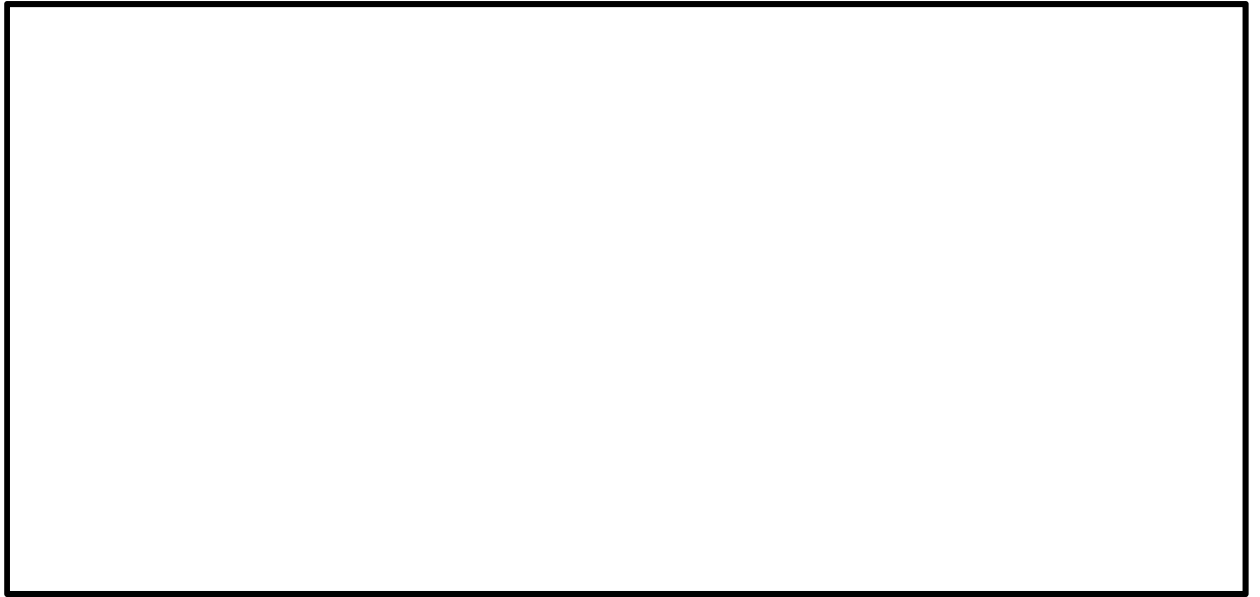


図 4.4-8 (22) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1$ (H-, V-))
(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

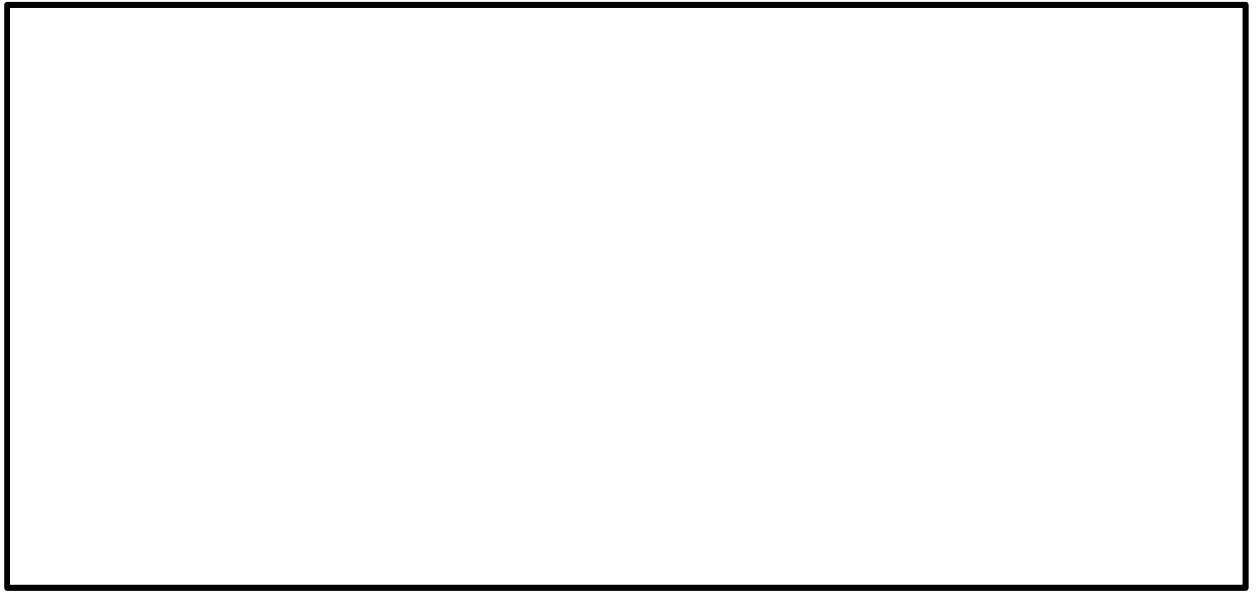


図 4.4-8 (23) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 (H+, V+)$)
(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

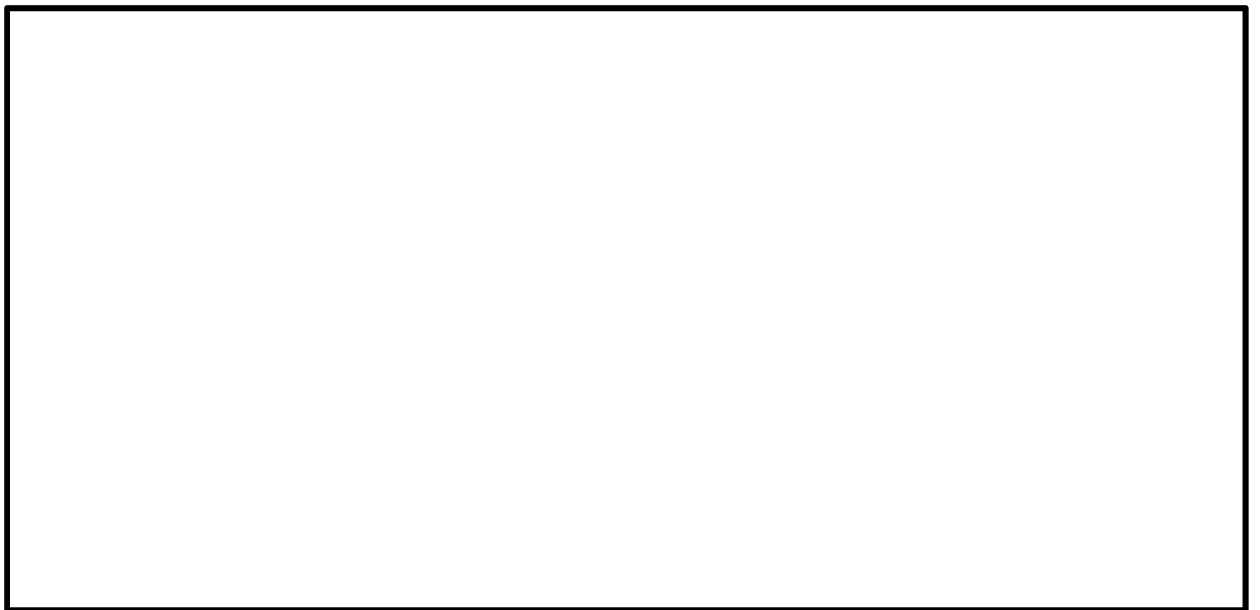


図 4.4-8 (24) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 (H-, V+))
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

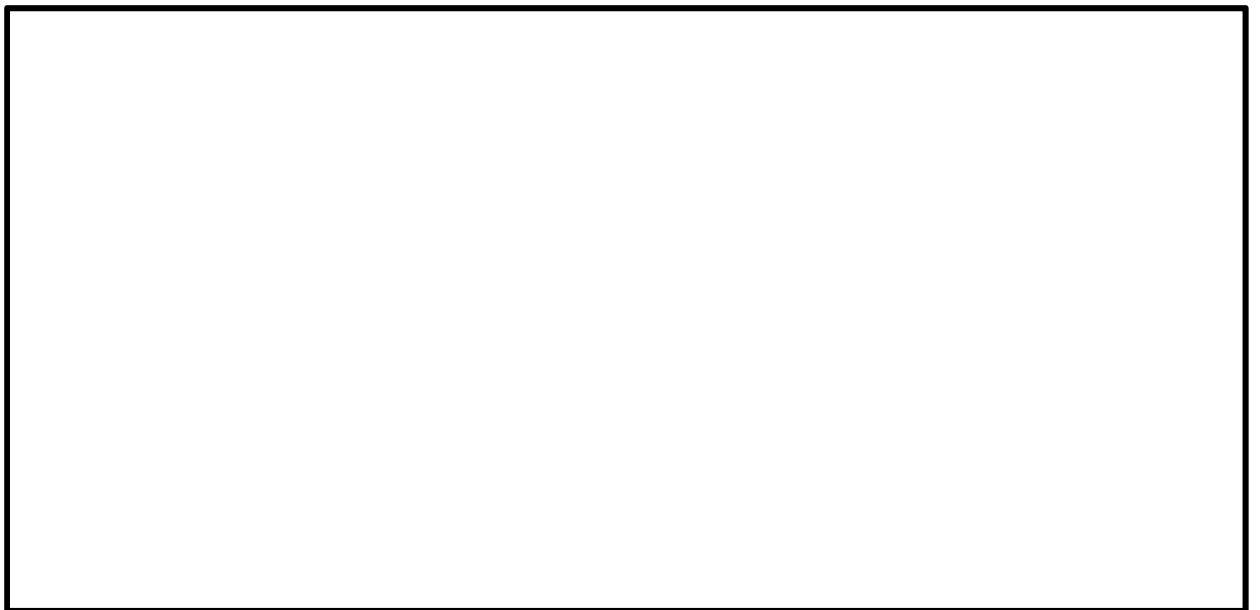
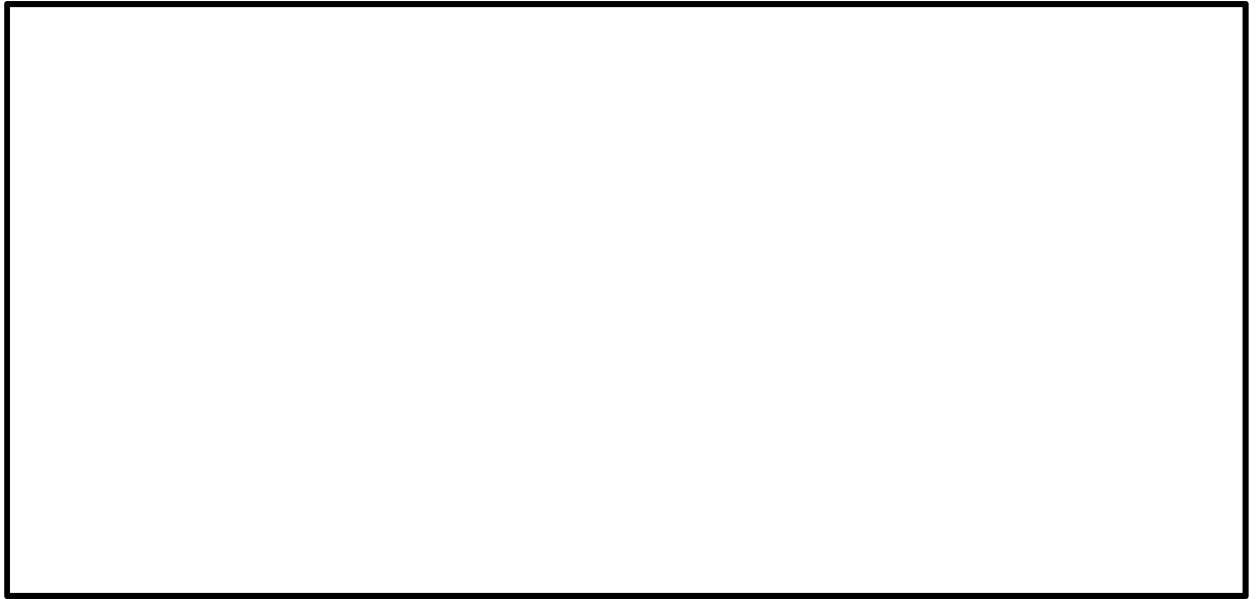


図 4.4-8 (25) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 (H-, V-))
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

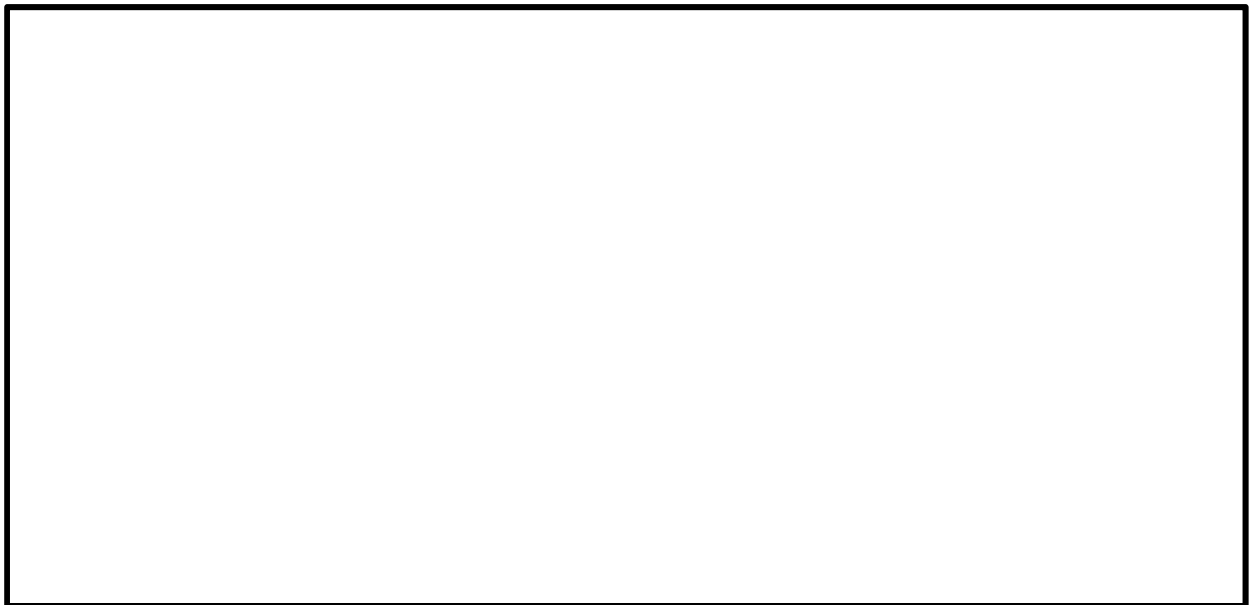
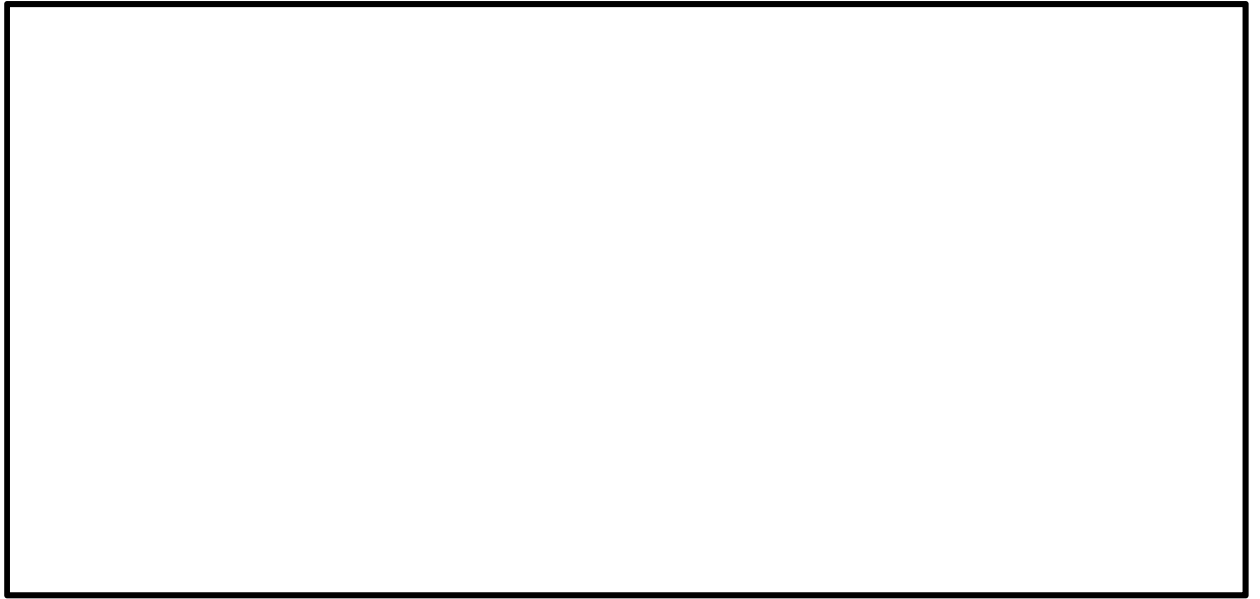


図 4.4-8 (26) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 (H+, V+)$)
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

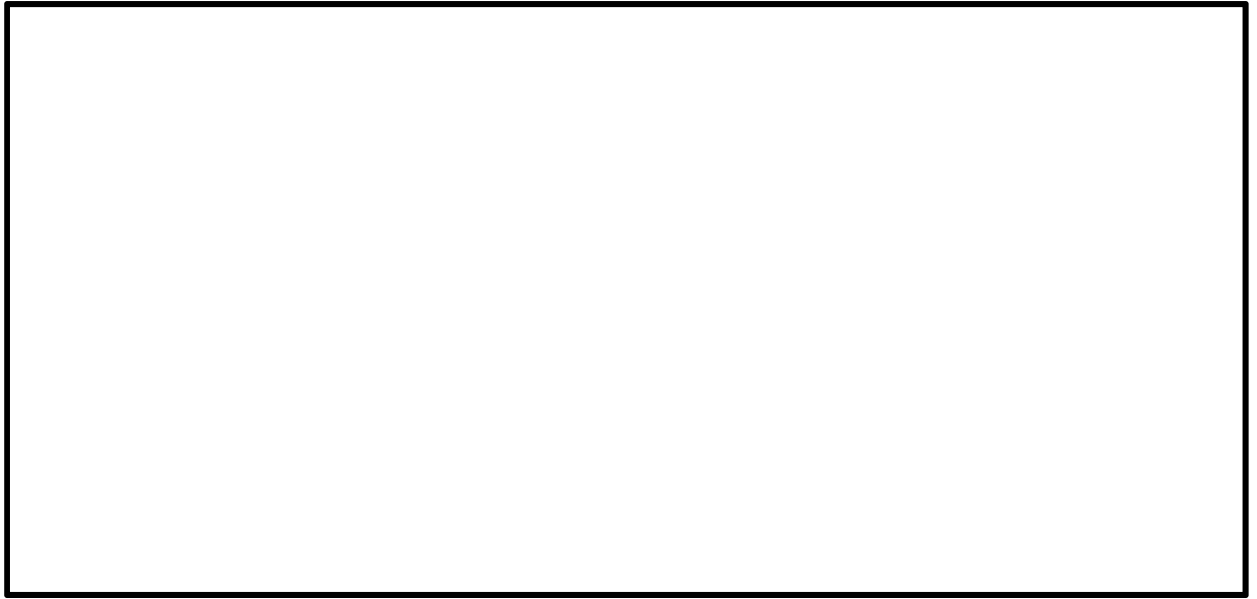


図 4.4-8 (27) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1$ (H-, V+))
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

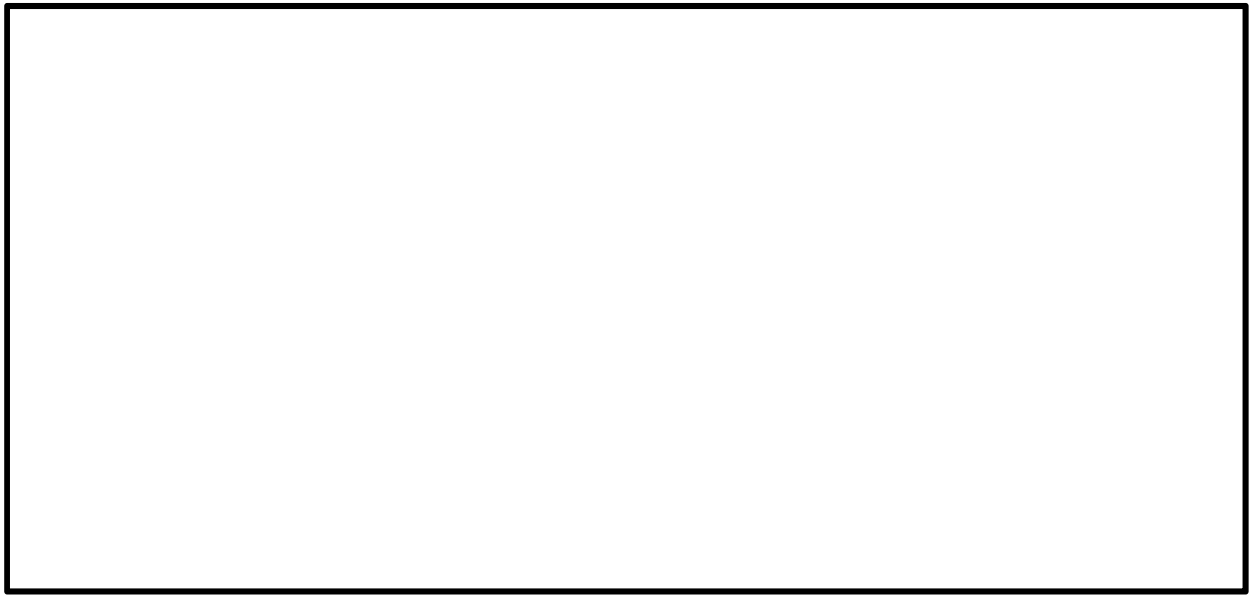


図 4.4-8 (28) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 (H-, V-))
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

(4) 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最大値の分布を示す。

記載する断面は、耐震評価の断面（南北方向⑤－⑤断面）に加えて、機器・配管系に対する加速度応答を抽出する断面（東西方向断面）の2断面とする。

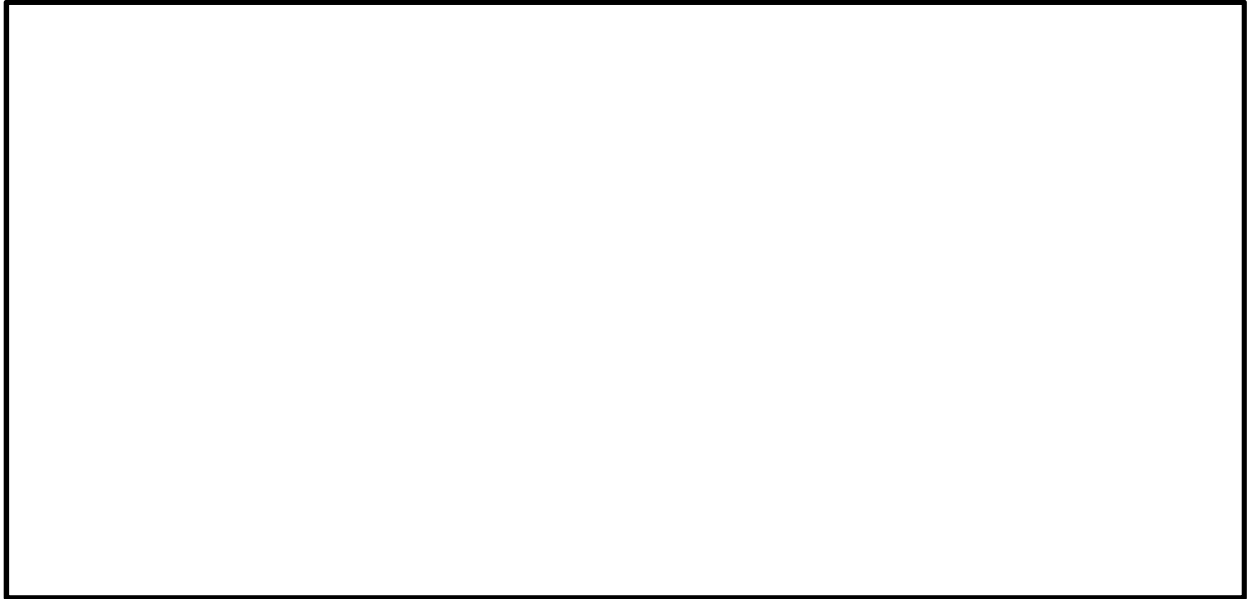


図 4.4-9 (1) 南北方向⑤－⑤断面の過剰間隙水圧比分布 (S_s-D1 (H+, V+))
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 4.4-9 (2) 南北方向⑤－⑤断面の過剰間隙水圧比分布 (S_s-D1 (H+, V-))
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

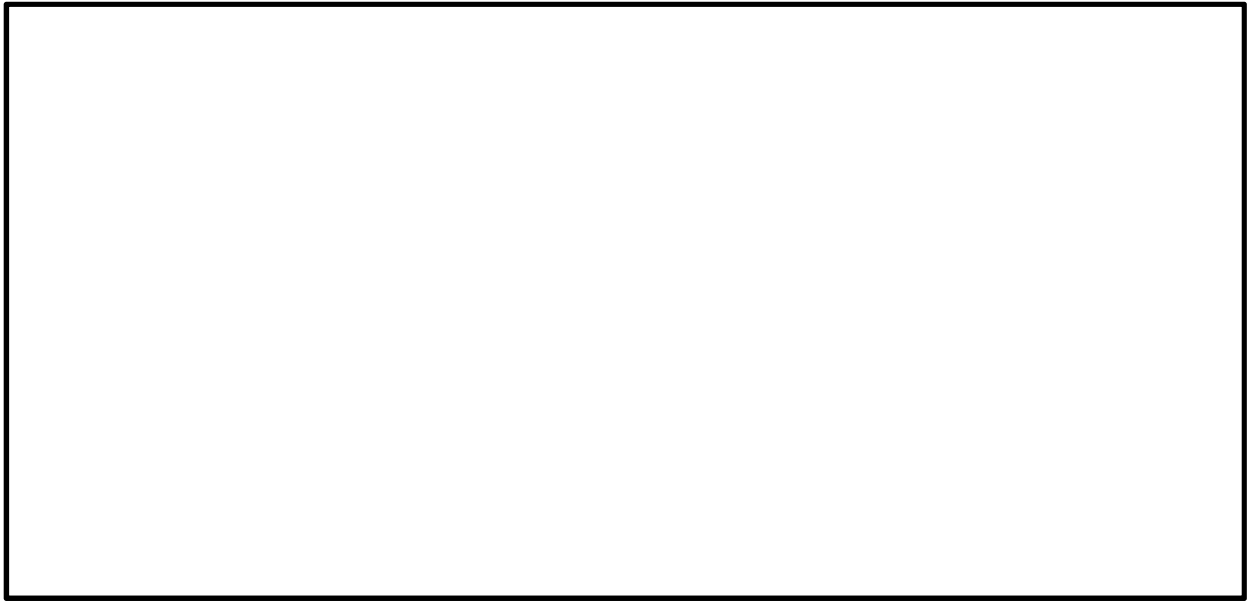


図 4.4-9 (3) 南北方向⑤-⑤断面の過剰間隙水圧比分布 (S_s-D1 (H-, V+))
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 4.4-9 (4) 南北方向⑤-⑤断面の過剰間隙水圧比分布 (S_s-D1 (H-, V-))
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

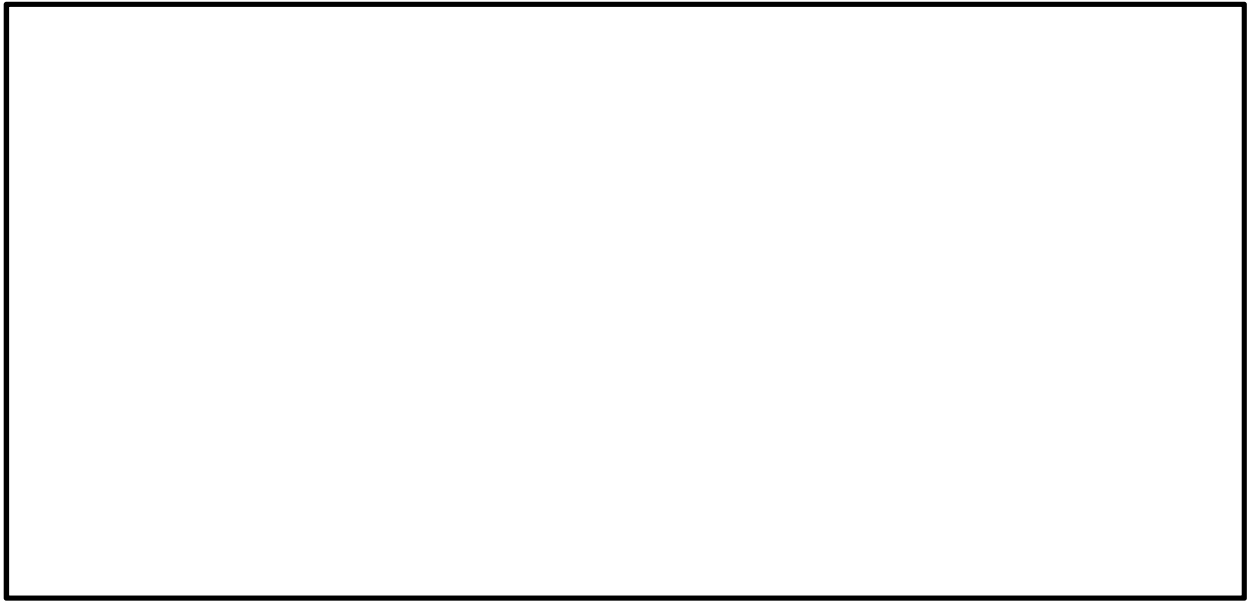


図 4.4-9 (5) 南北方向⑤-⑤断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1.1$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 4.4-9 (6) 南北方向⑤-⑤断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1.2$)
(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)

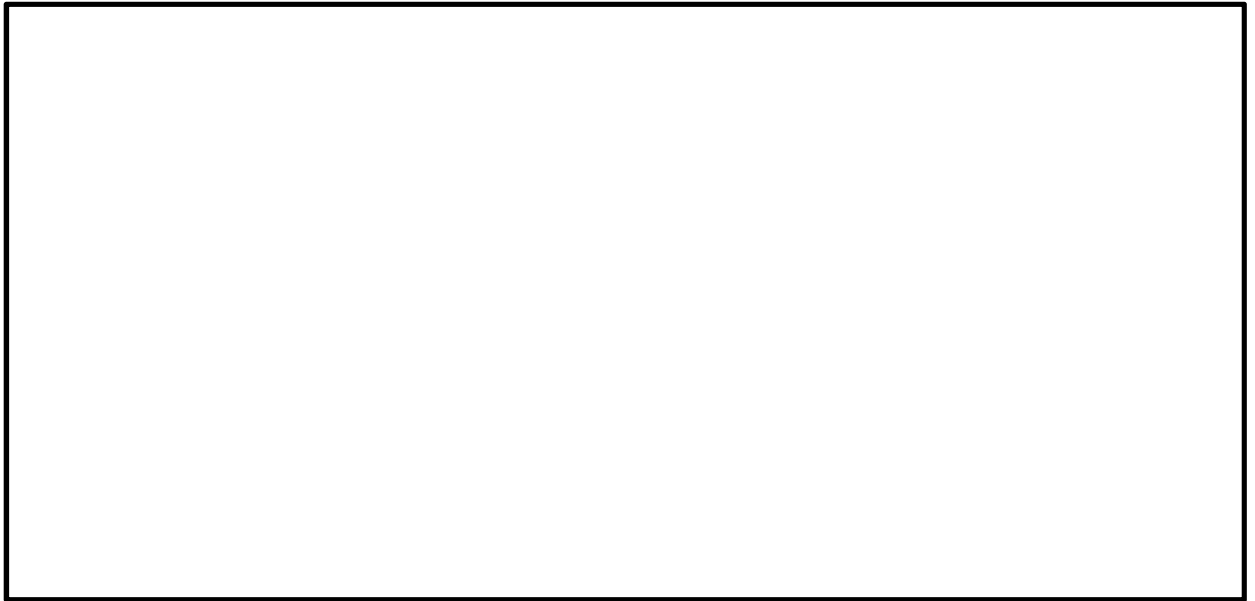


図 4.4-9 (7) 南北方向⑤-⑤断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1.3$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

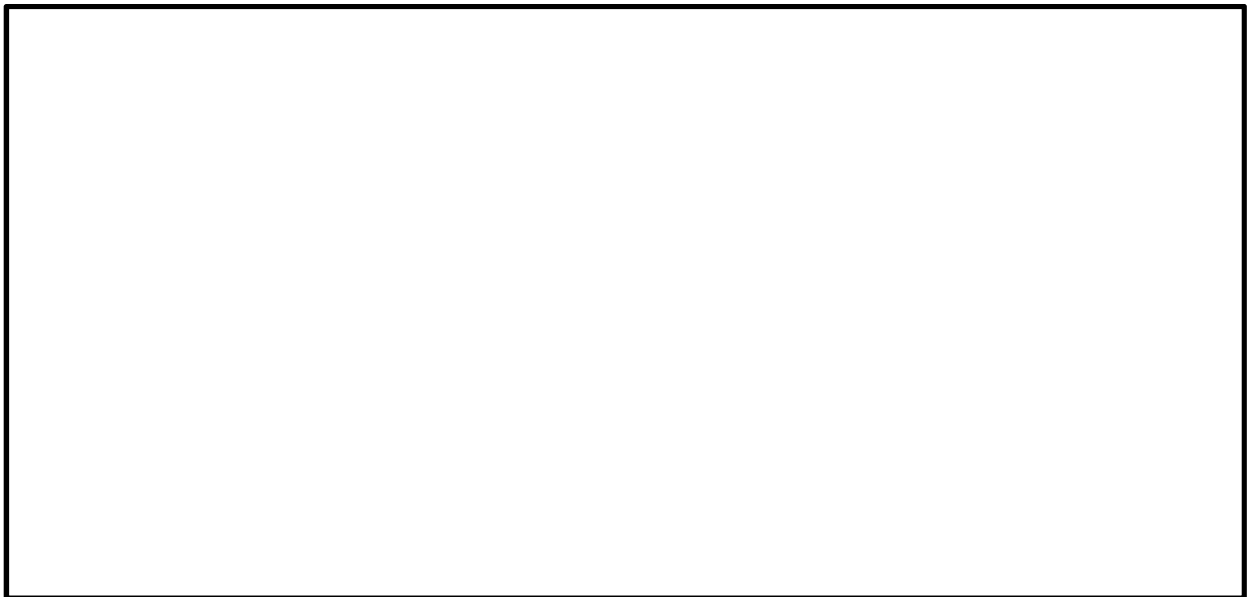


図 4.4-9 (8) 南北方向⑤-⑤断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1.4$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

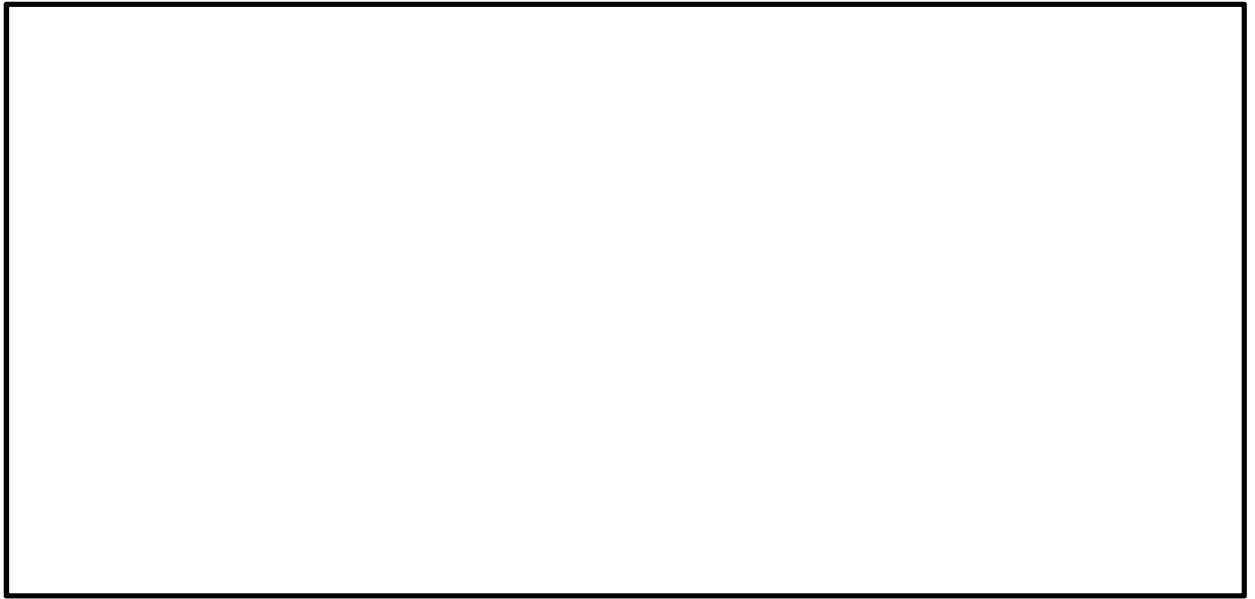


図 4.4-9 (9) 南北方向⑤-⑤断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2\ 1$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 4.4-9 (10) 南北方向⑤-⑤断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2\ 2$)
(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)

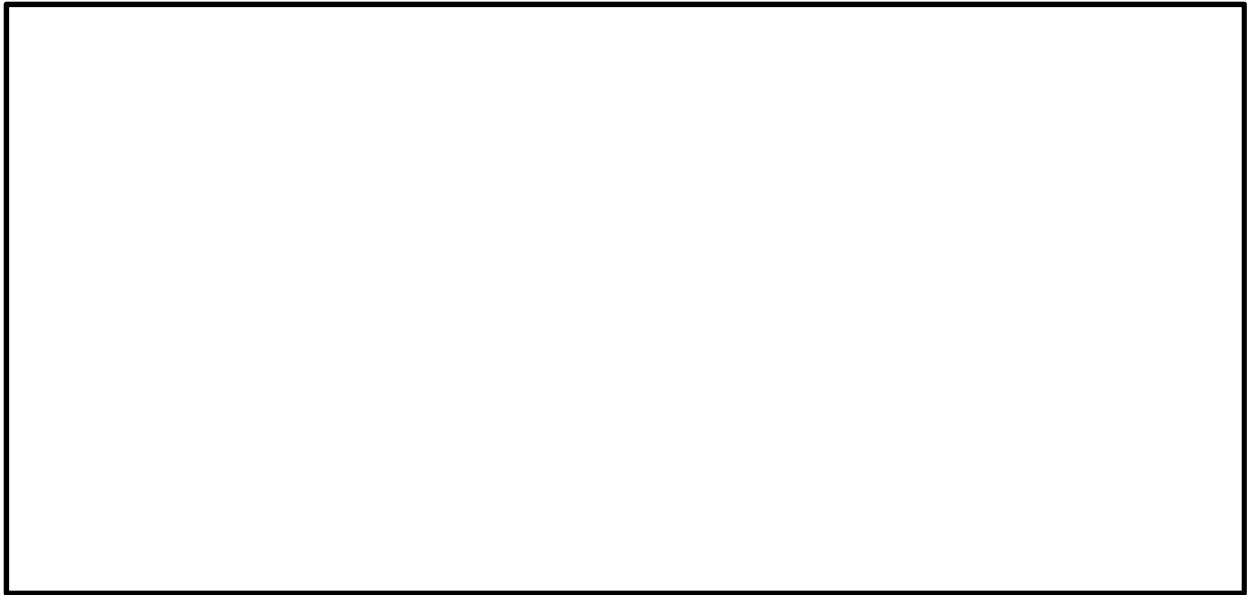


図 4.4-9 (11) 南北方向⑤-⑤断面の過剰間隙水圧比分布 (S_s-31 (H+, V+))
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

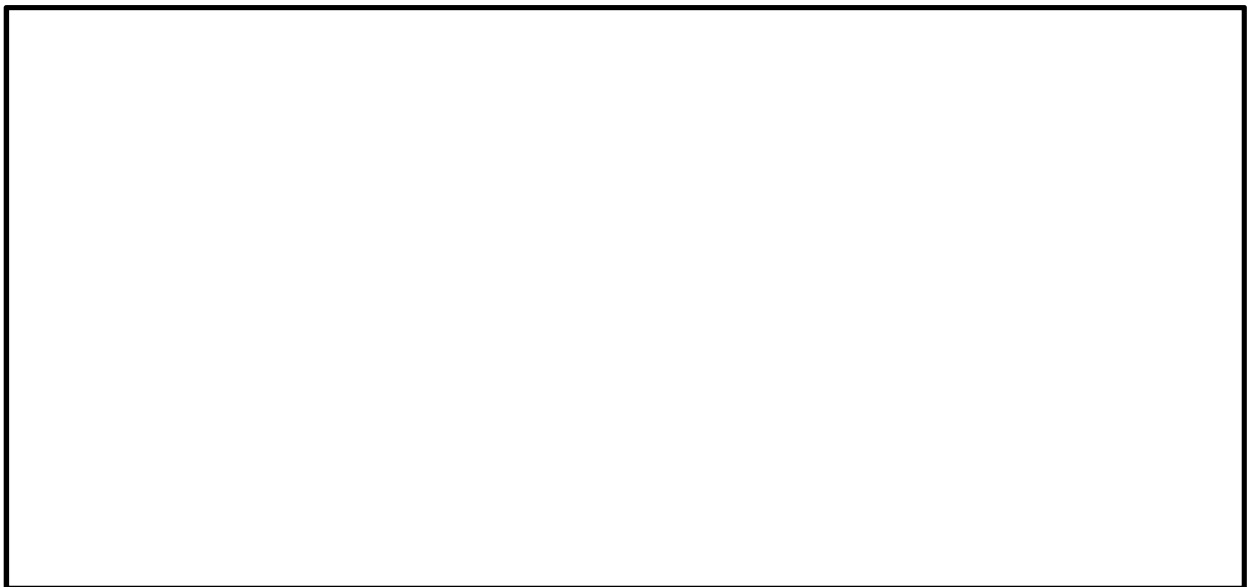


図 4.4-9 (12) 南北方向⑤-⑤断面の過剰間隙水圧比分布 (S_s-31 (H-, V+))
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

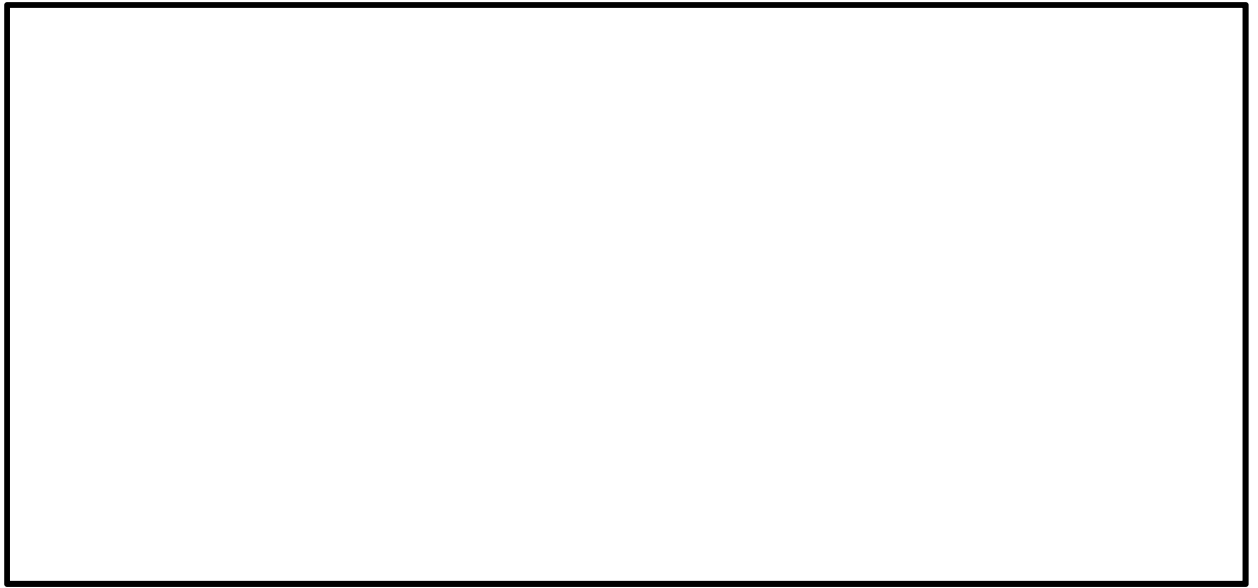


図 4.4-9 (13) 南北方向⑤-⑤断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H+, V+)$)
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) した解析ケース)

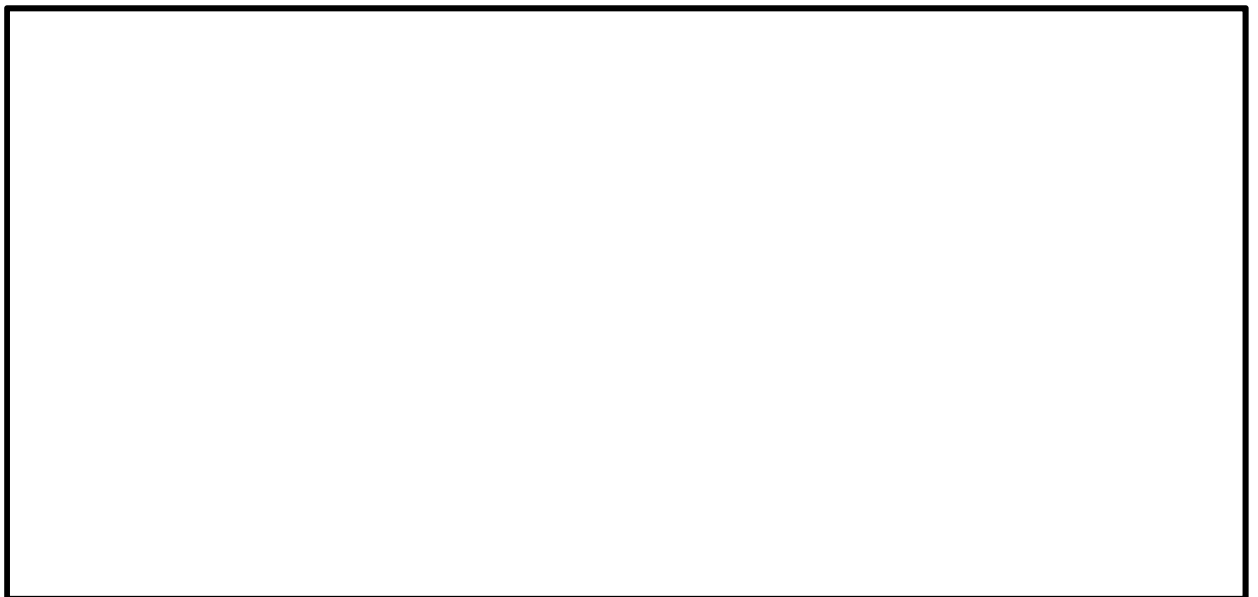


図 4.4-9 (14) 南北方向⑤-⑤断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H-, V+)$)
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) した解析ケース)

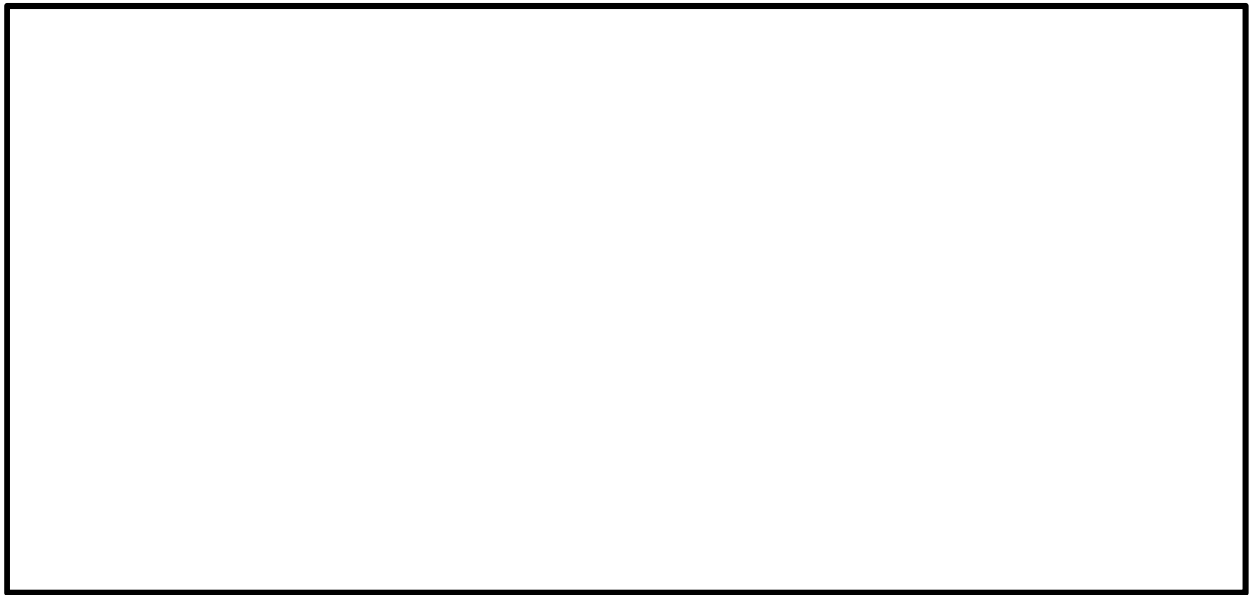


図 4.4-9 (15) 南北方向⑤-⑤断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H-, V-)$)
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) した解析ケース)



図 4.4-9 (16) 南北方向⑤-⑤断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H+, V+)$)
(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)

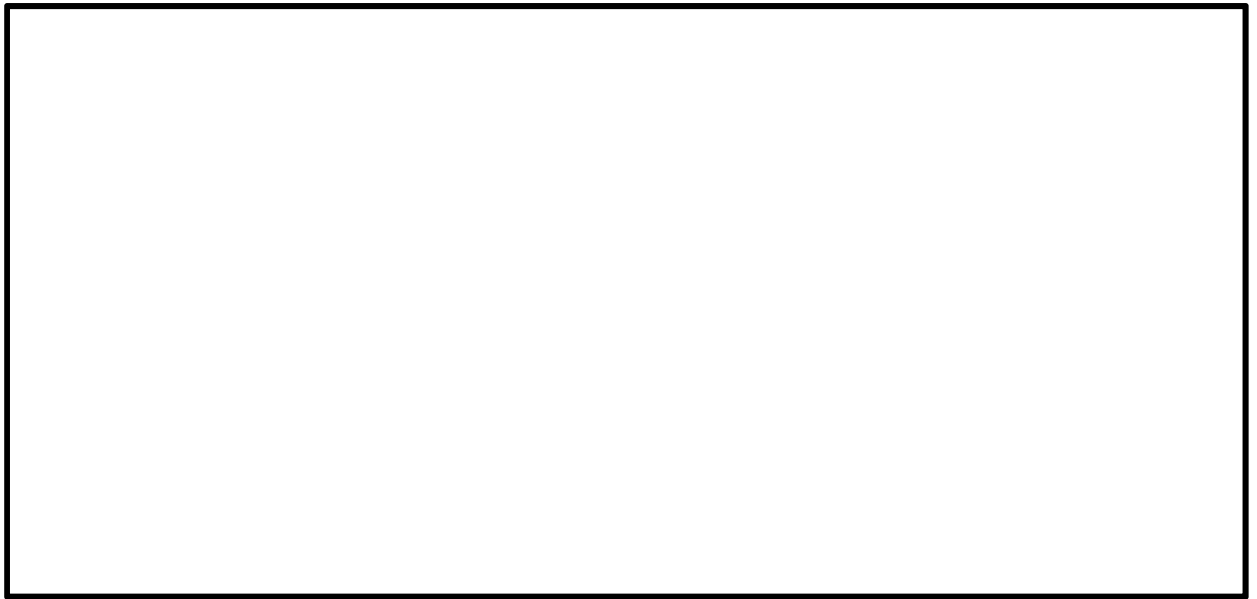


図 4.4-9 (17) 南北方向⑤-⑤断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H-, V+)$)
(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

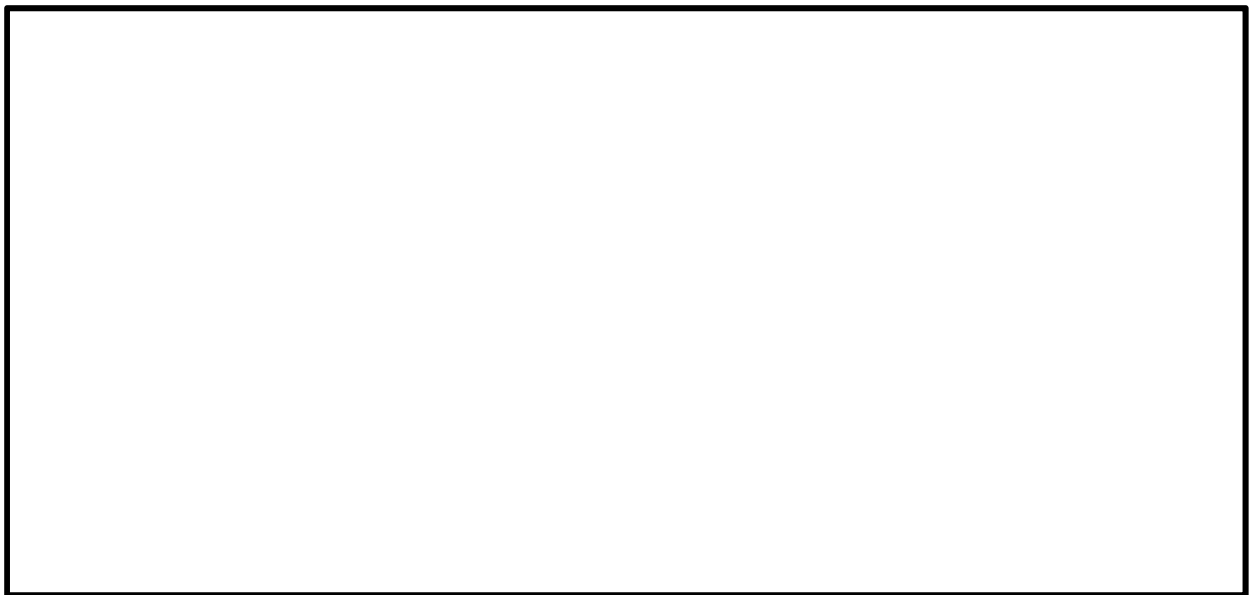


図 4.4-9 (18) 南北方向⑤-⑤断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H-, V-)$)
(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

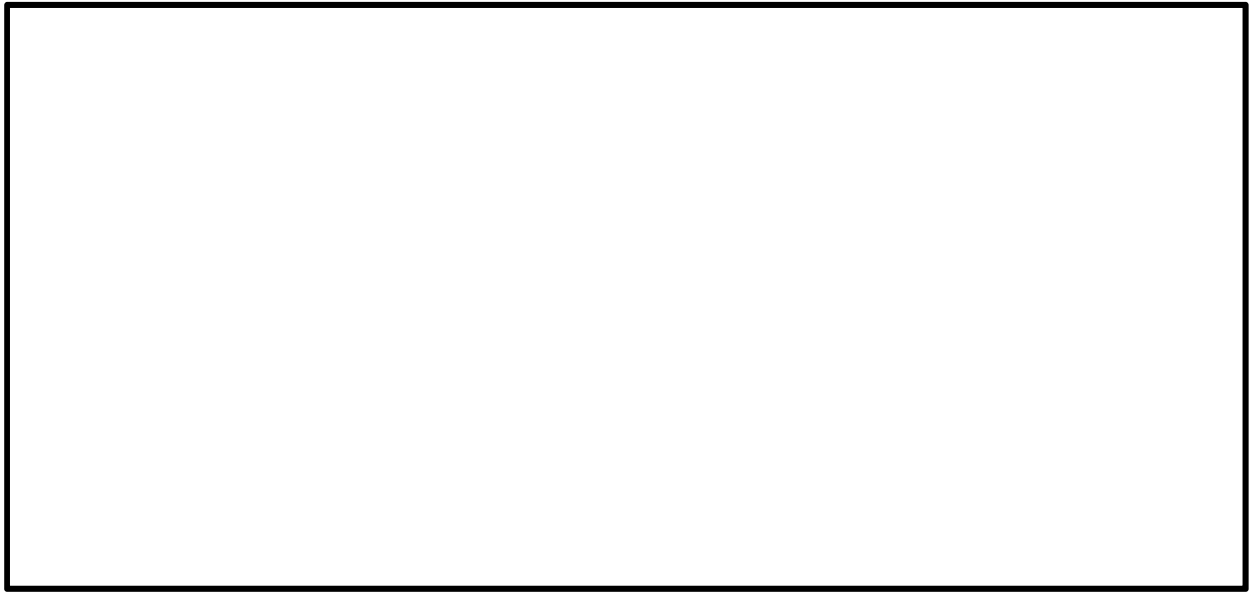


図 4.4-9 (19) 南北方向⑤-⑤断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H+, V+)$)
(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



図 4.4-9 (20) 南北方向⑤-⑤断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H+, V-)$)
(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)

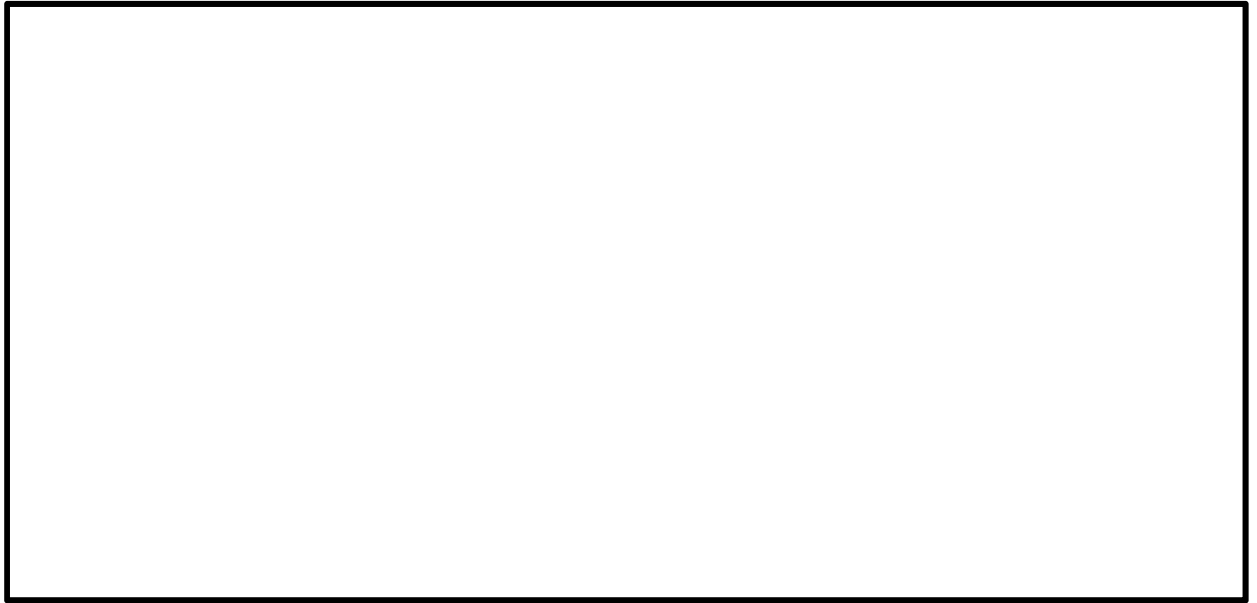


図 4.4-9 (21) 南北方向⑤-⑤断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s-D 1 (H-, V+)$)
(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

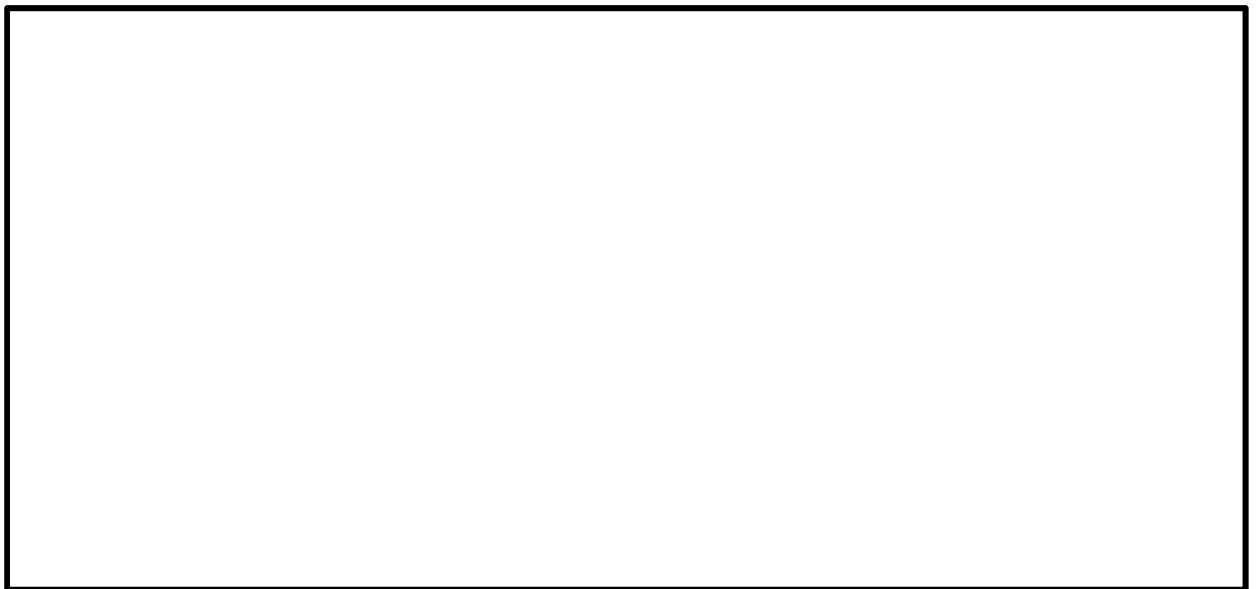


図 4.4-9 (22) 南北方向⑤-⑤断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s-D 1 (H-, V-)$)
(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

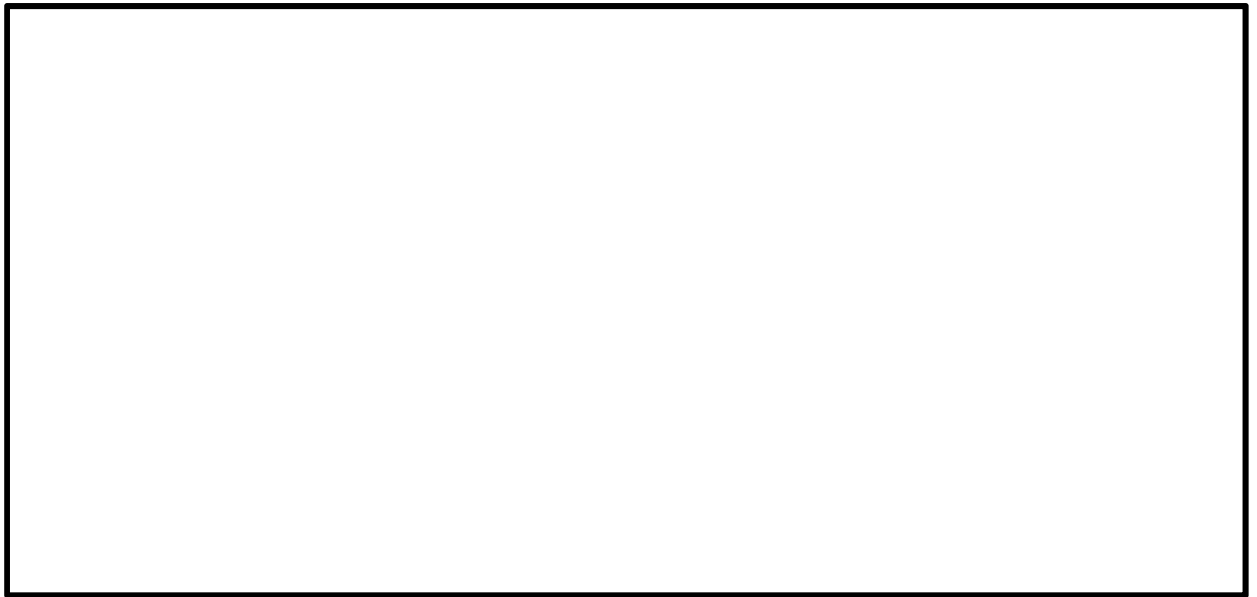


図 4.4-9 (23) 南北方向⑤-⑤断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H+, V+)$)
(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



図 4.4-9 (24) 南北方向⑤-⑤断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H-, V+)$)
(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)

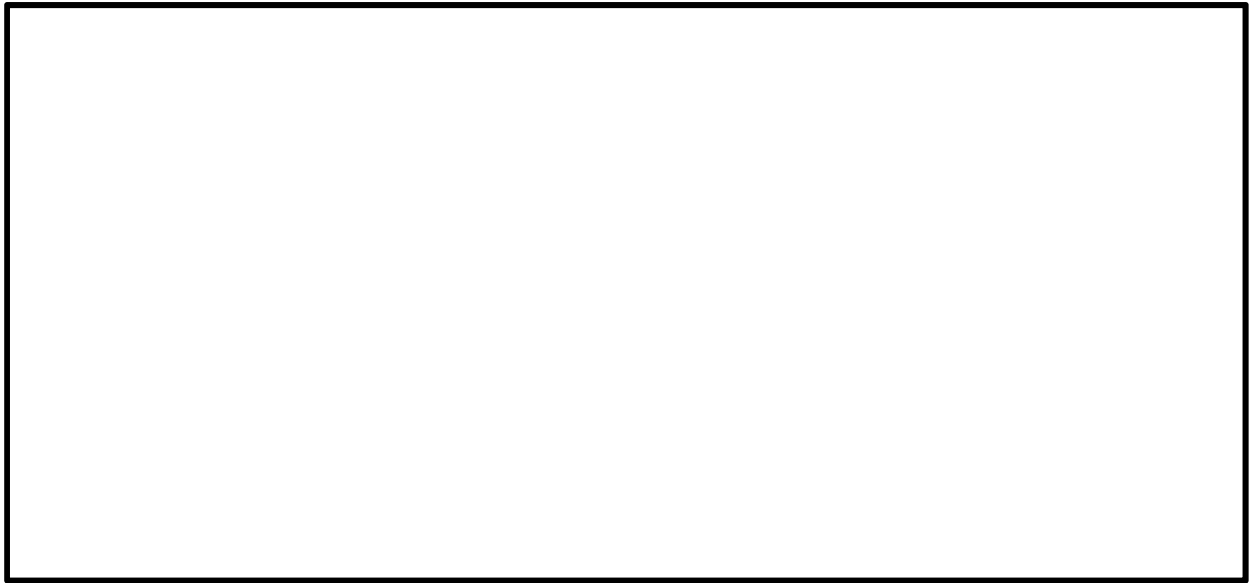


図 4.4-9 (25) 南北方向⑤-⑤断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H-, V-)$)
(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

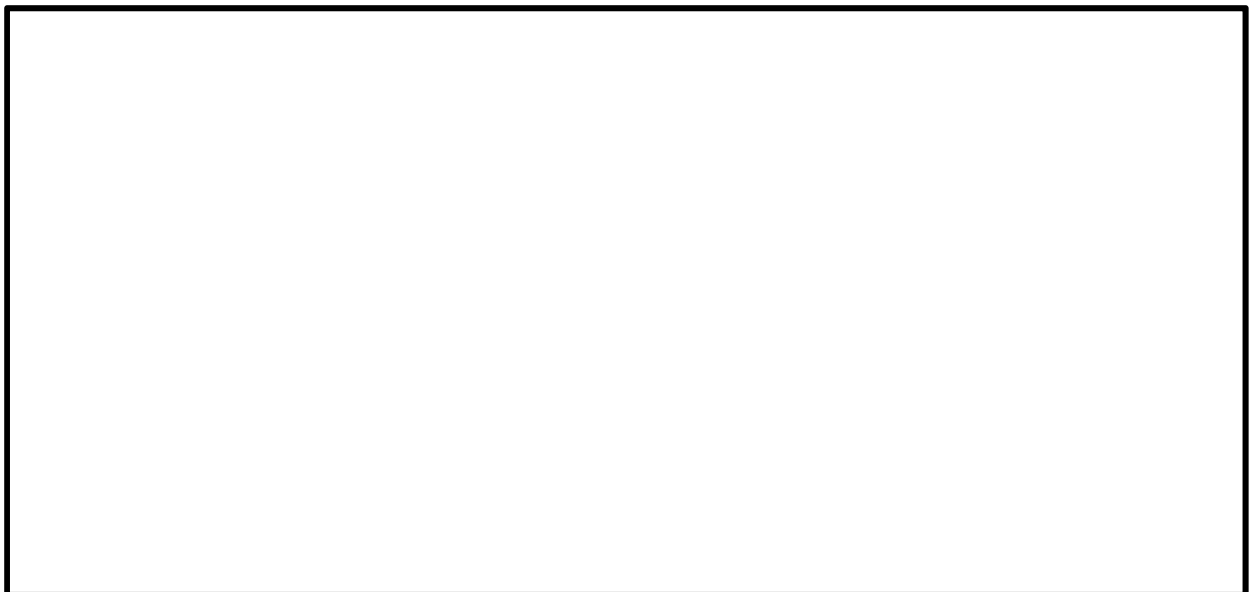


図 4.4-9 (26) 南北方向⑤-⑤断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H+, V+)$)
(検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

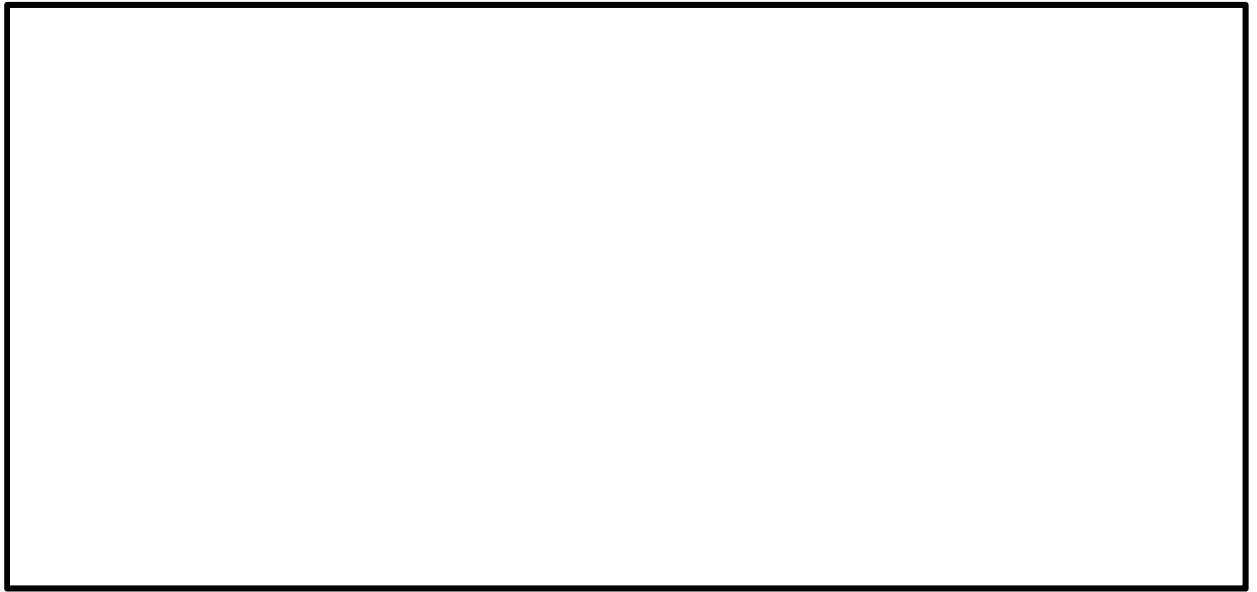


図 4.4-9 (27) 南北方向⑤-⑤断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H-, V+)$)
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

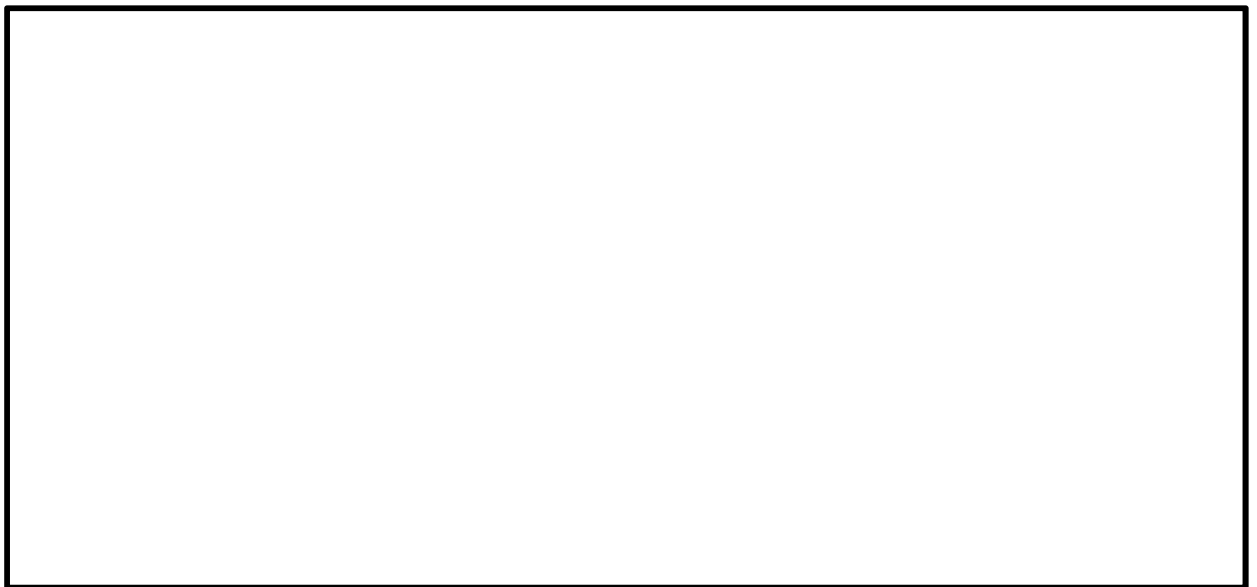


図 4.4-9 (28) 南北方向⑤-⑤断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H-, V-)$)
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

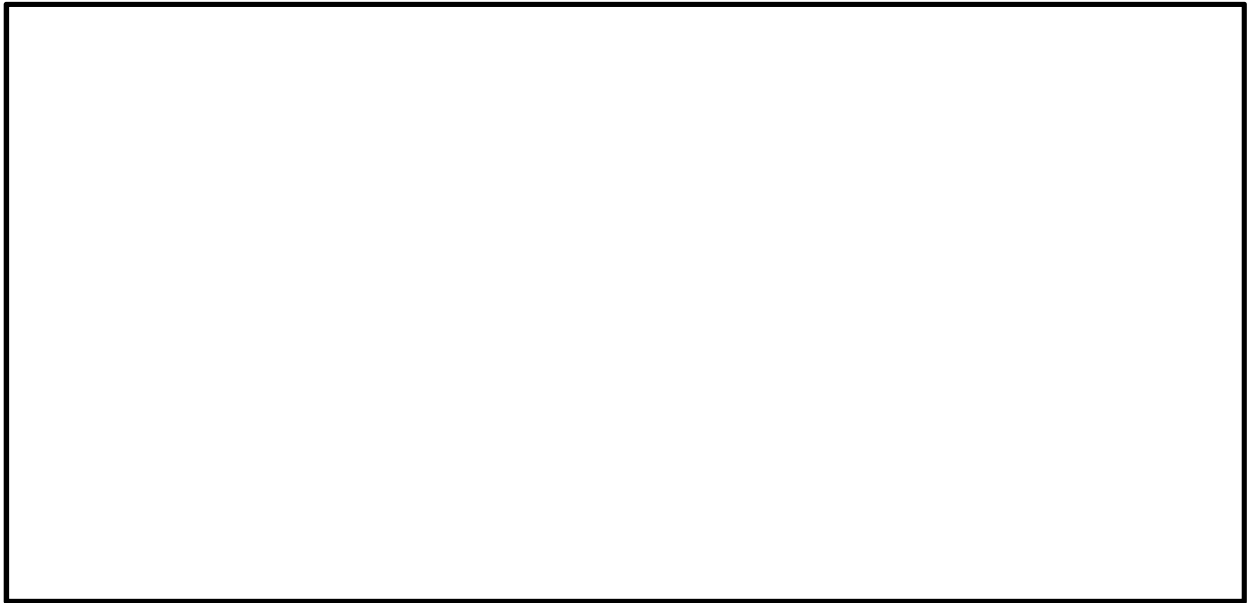


図 4.4-10 (1) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1$ (H+, V+))
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

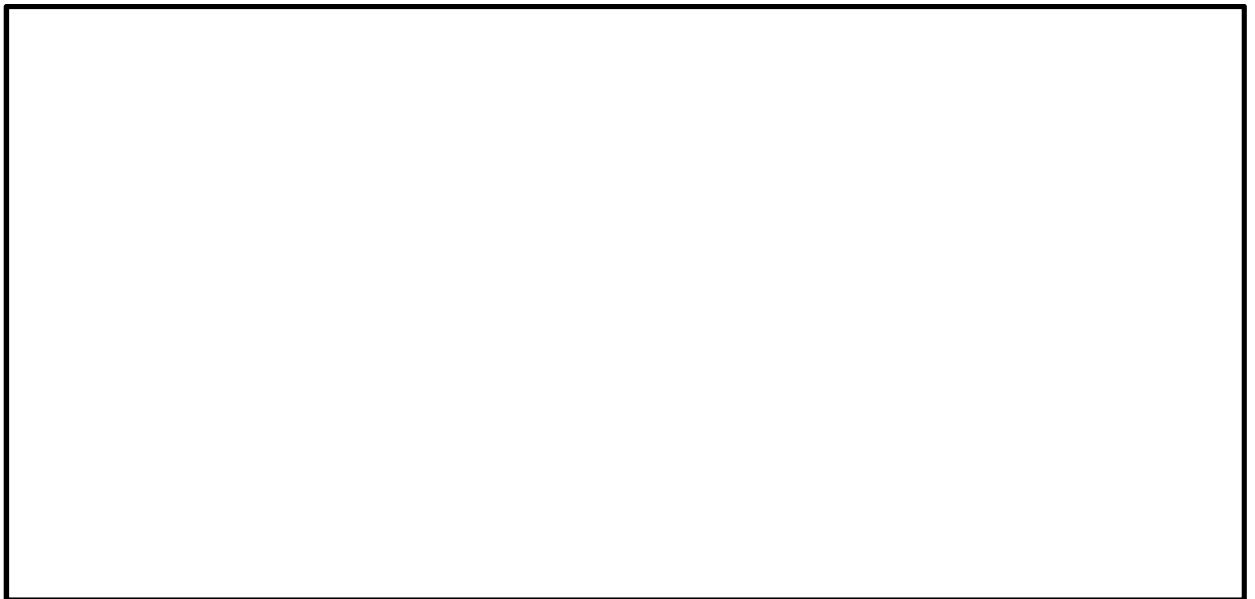


図 4.4-10 (2) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1$ (H+, V-))
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

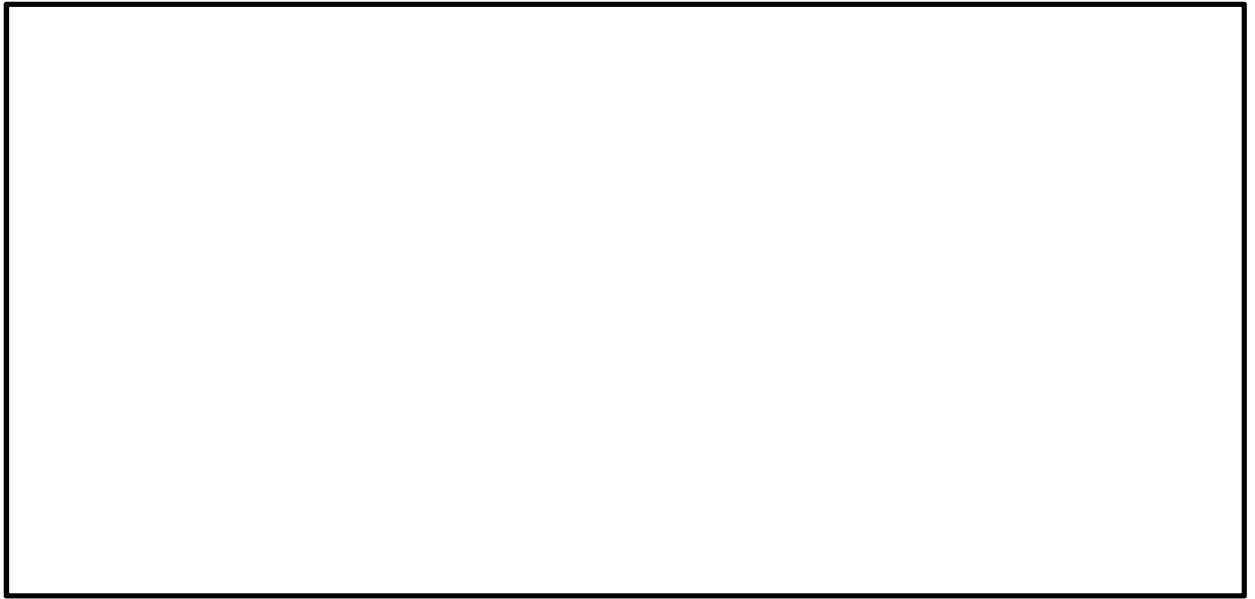


図 4.4-10 (3) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D1$ (H-, V+))
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 4.4-10 (4) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D1$ (H-, V-))
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

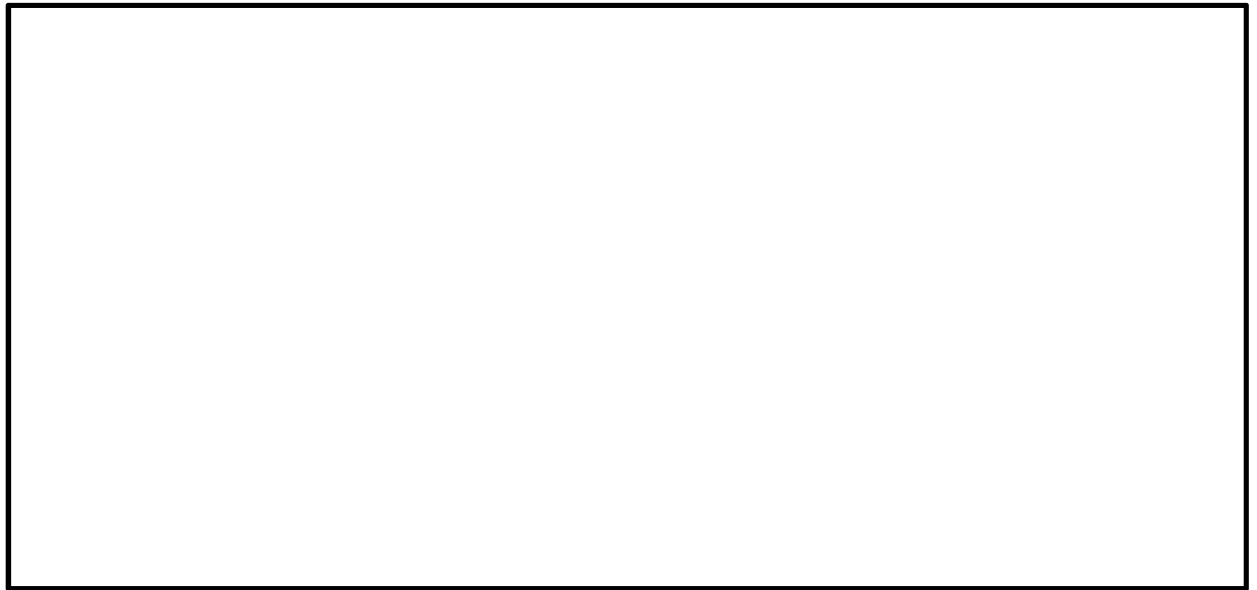


図 4.4-10 (5) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1.1$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

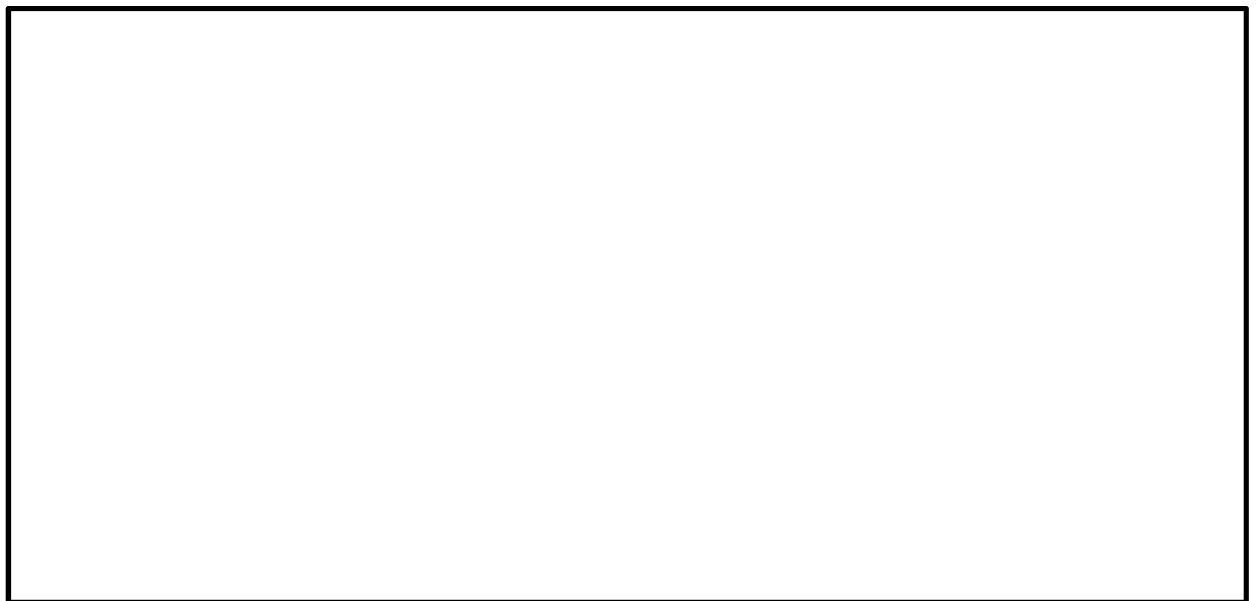


図 4.4-10 (6) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1.2$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 4.4-10 (7) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1\ 3$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 4.4-10 (8) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1\ 4$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

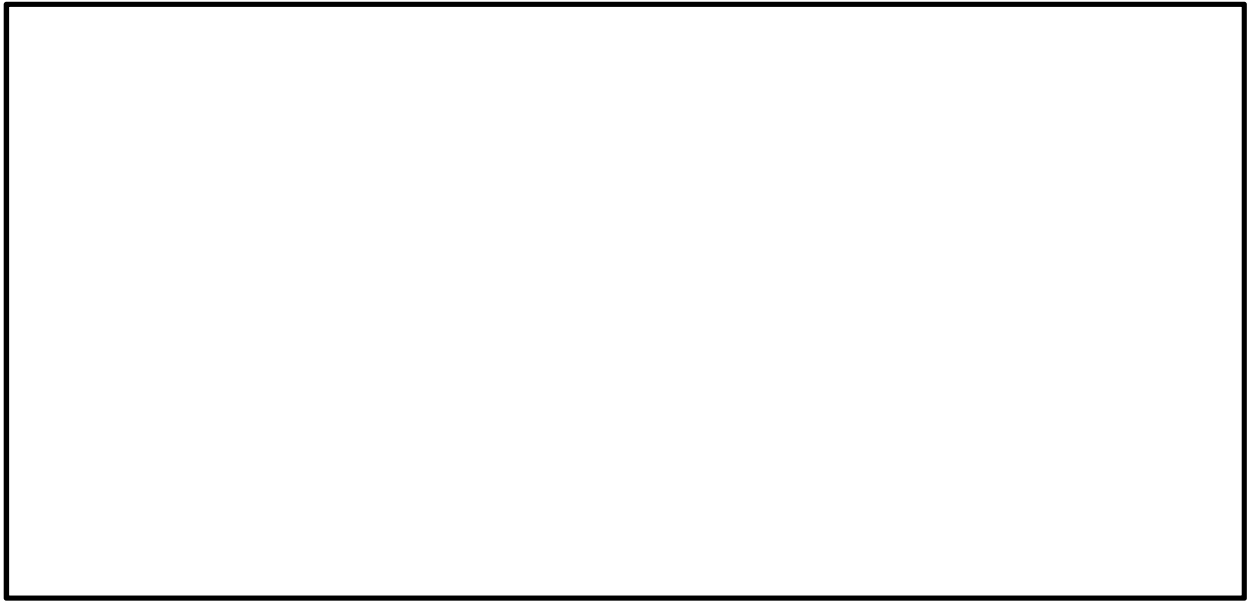


図 4.4-10 (9) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2\ 1$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

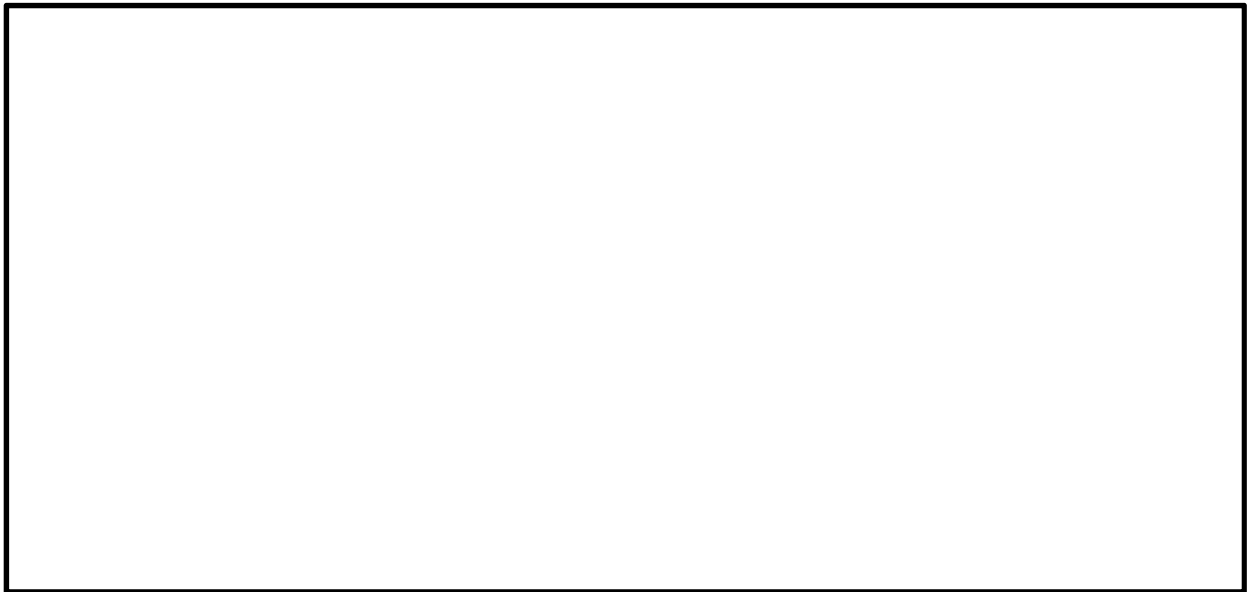


図 4.4-10 (10) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2\ 2$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

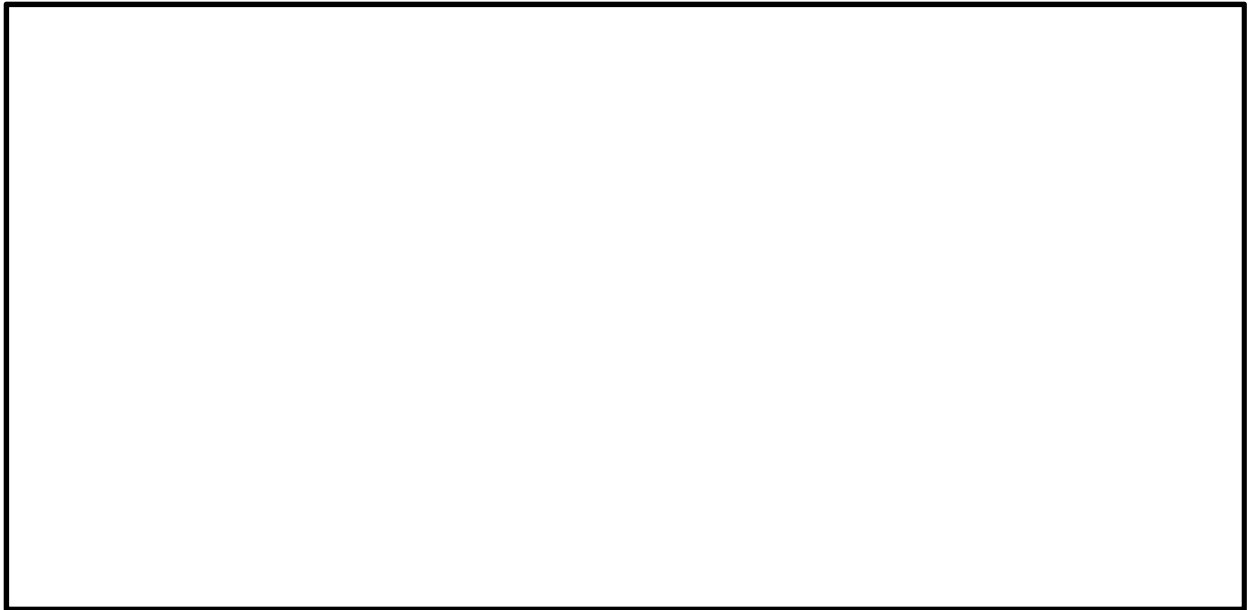


図 4.4-10 (11) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3.1$ (H+, V+))
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

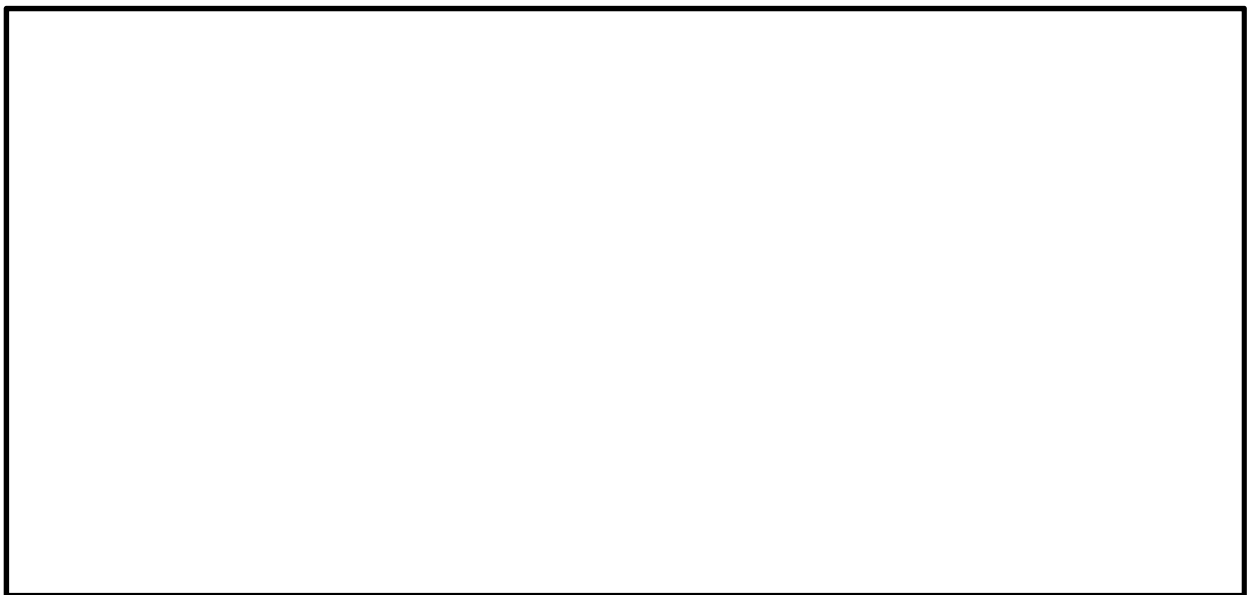


図 4.4-10 (12) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3.1$ (H-, V+))
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

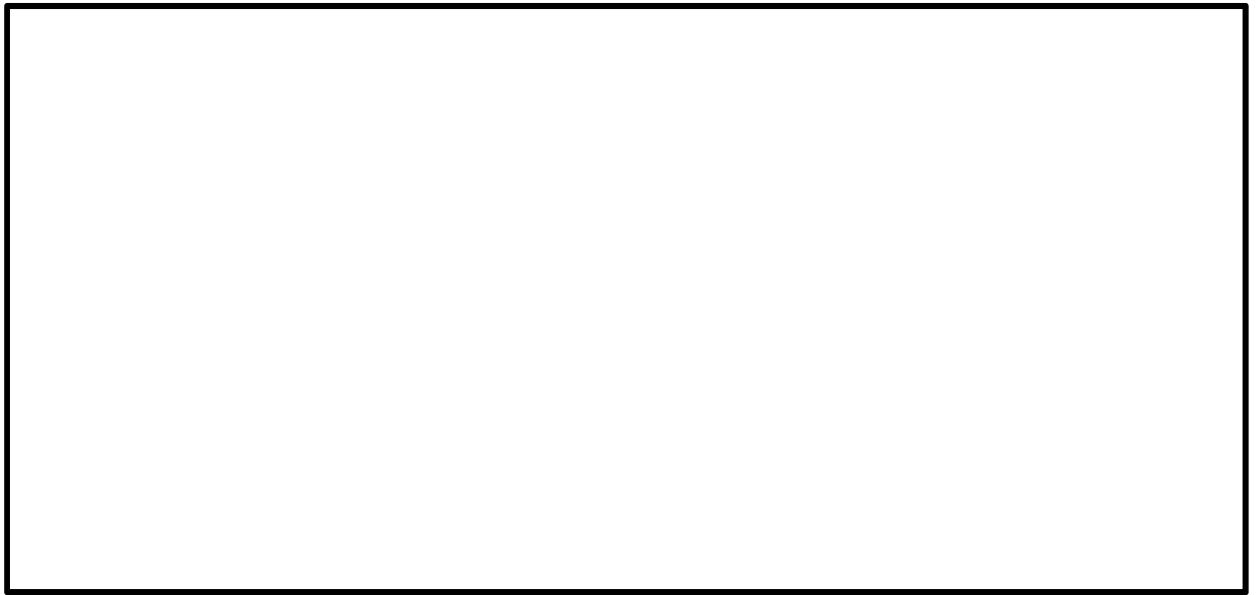


図 4.4-10 (13) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D1$ (H+, V+))
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

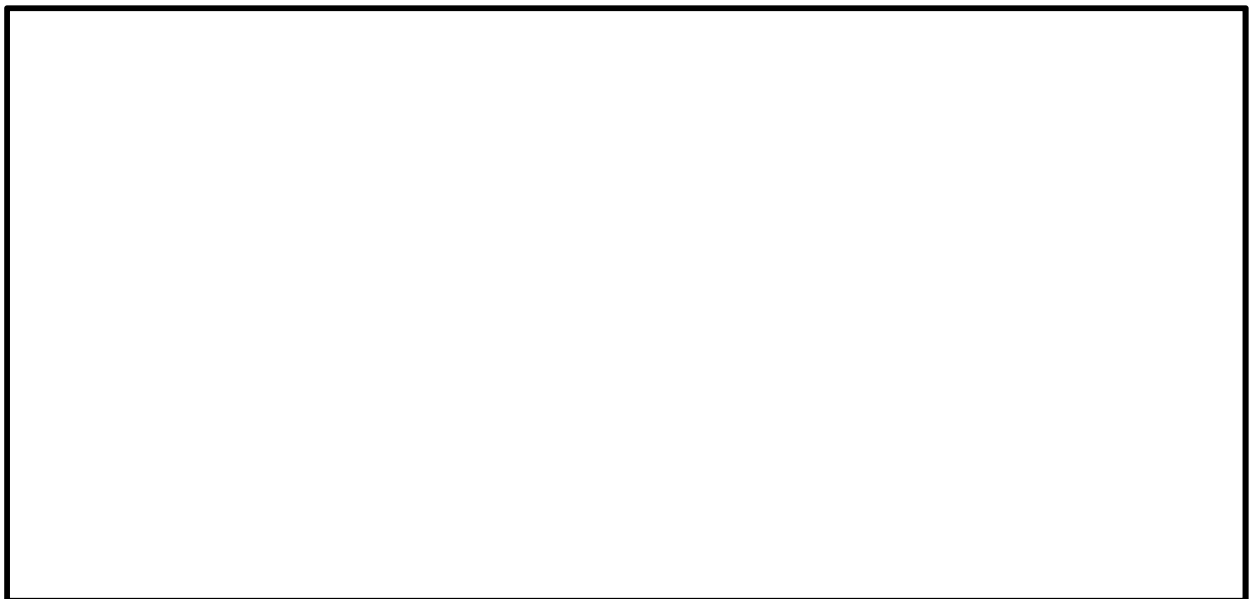


図 4.4-10 (14) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D1$ (H-, V+))
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

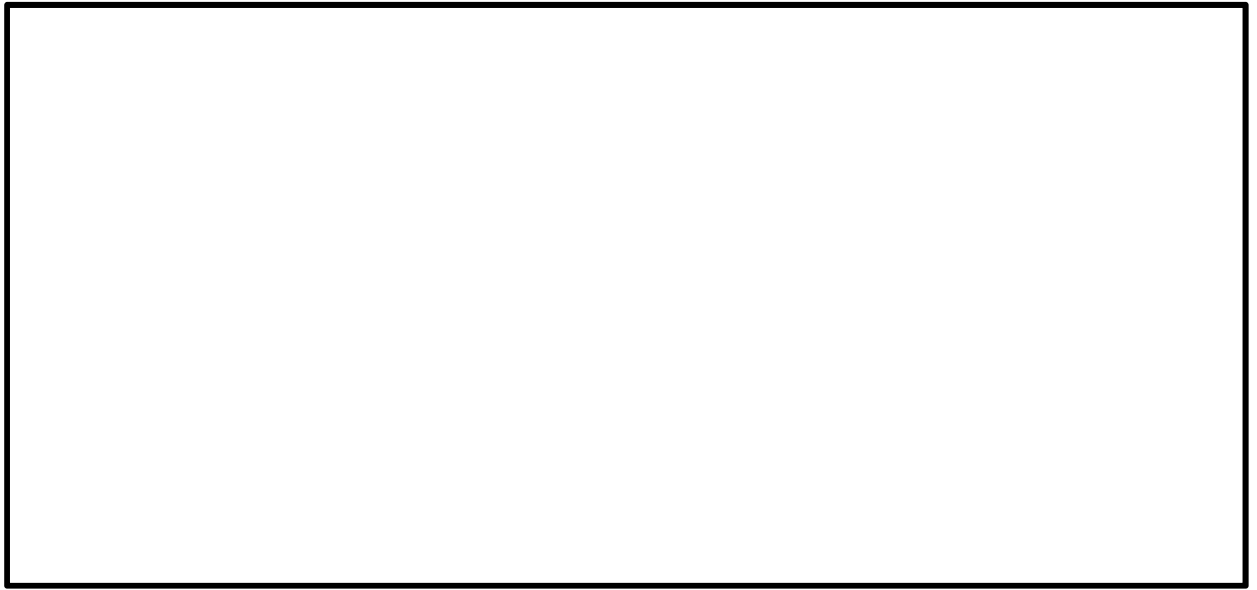


図 4.4-10 (15) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 (S_s-D1 (H-, V-))
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

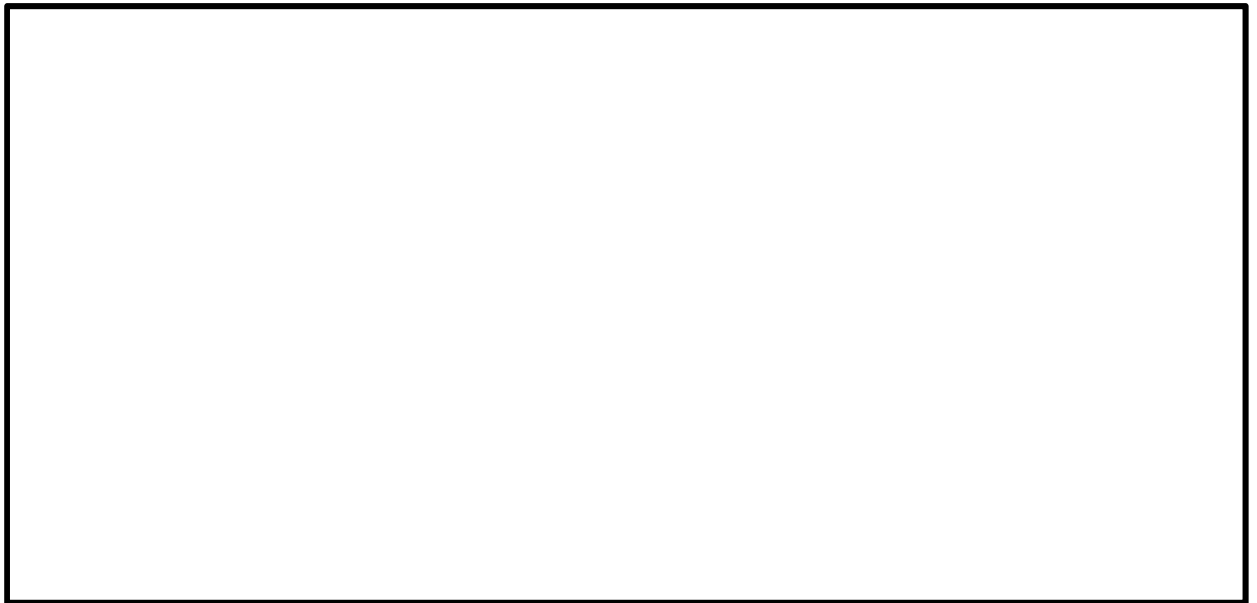


図 4.4-10 (16) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 (S_s-D1 (H+, V+))
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

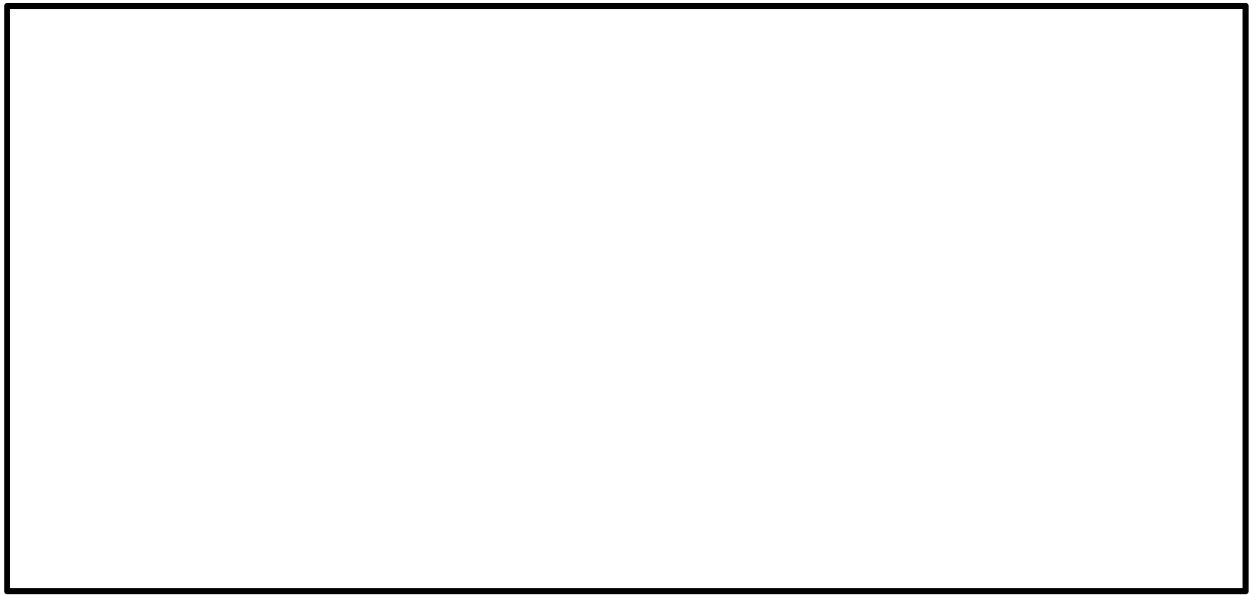


図 4.4-10 (17) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D1$ (H-, V+))
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)



図 4.4-10 (18) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D1$ (H-, V-))
(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)

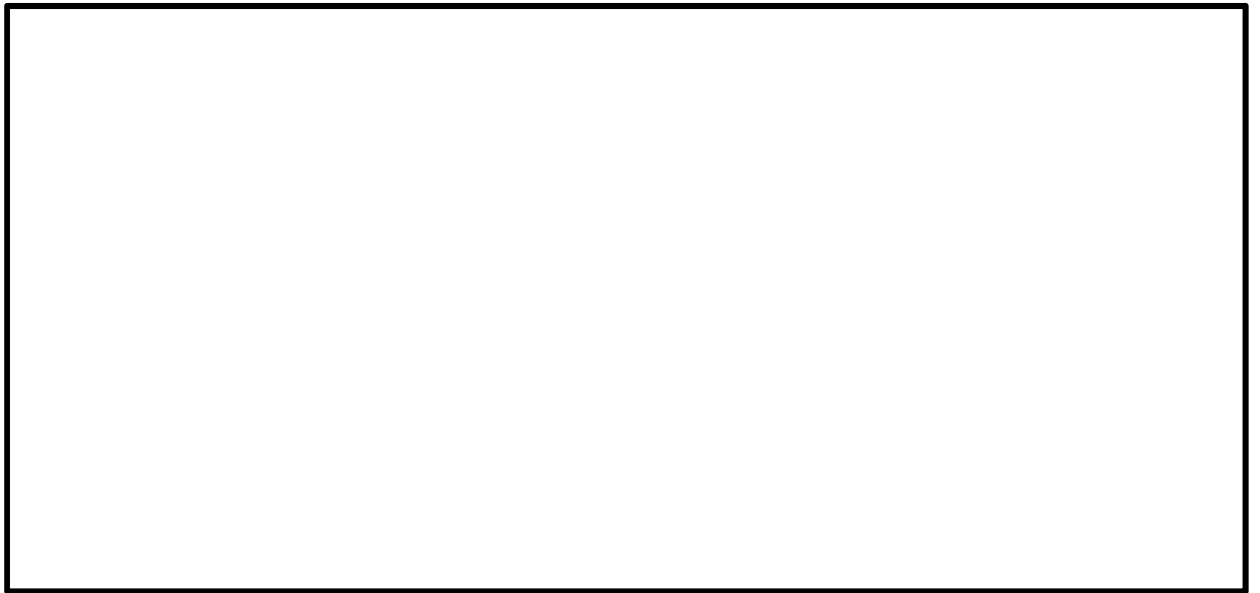


図 4.4-10 (19) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H+, V+)$)
(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



図 4.4-10 (20) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H+, V-)$)
(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)

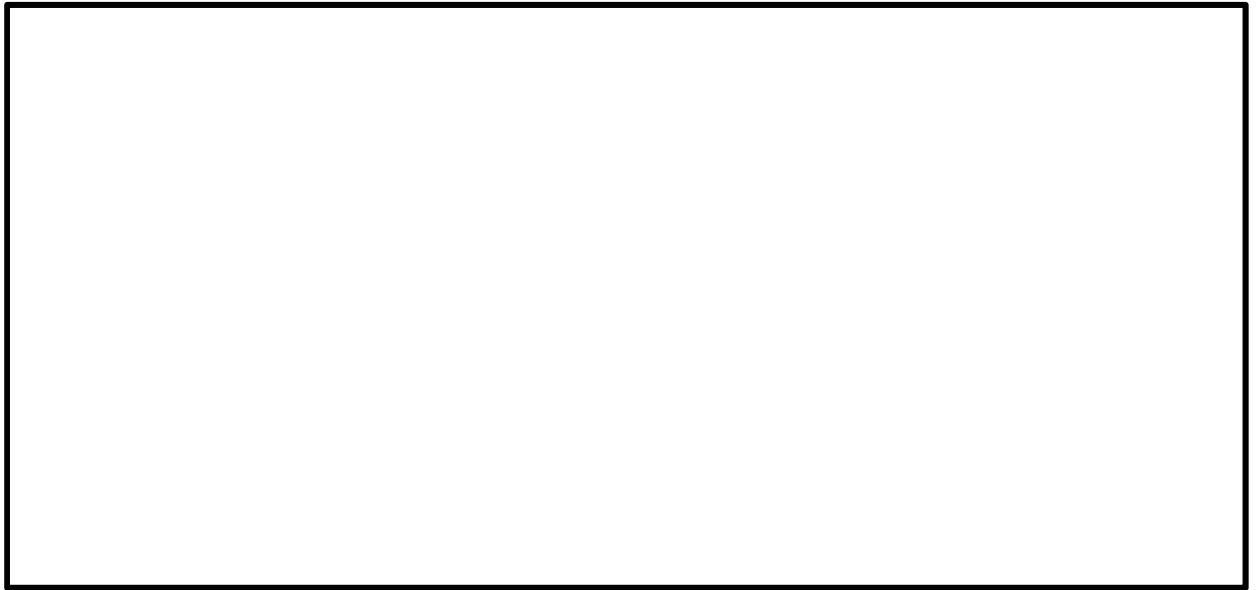


図 4.4-10 (21) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H-, V+)$)
(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



図 4.4-10 (22) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H-, V-)$)
(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)

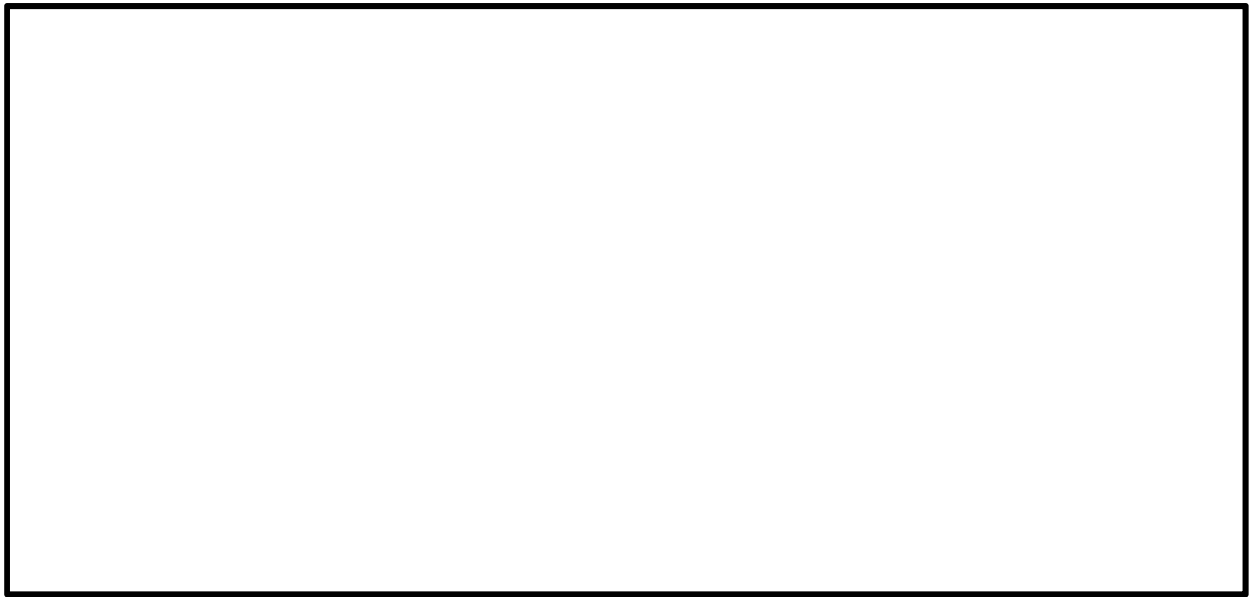


図 4.4-10 (23) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D1$ (H+, V+))
(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



図 4.4-10 (24) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D1$ (H-, V+))
(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)

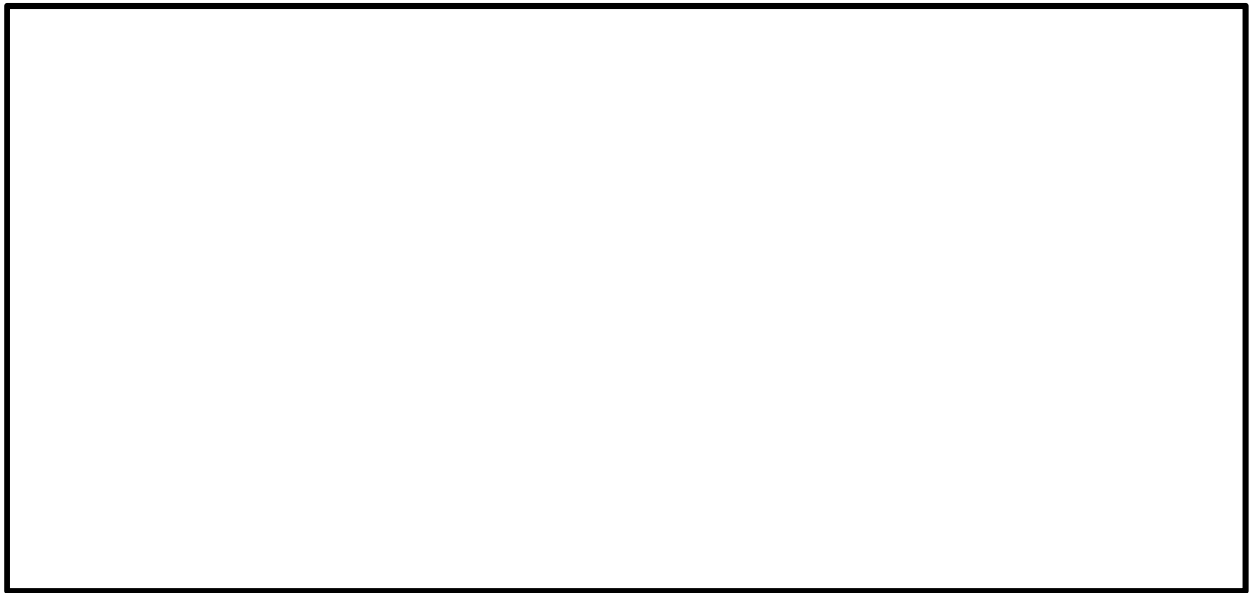


図 4.4-10 (25) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1$ (H-, V-))
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

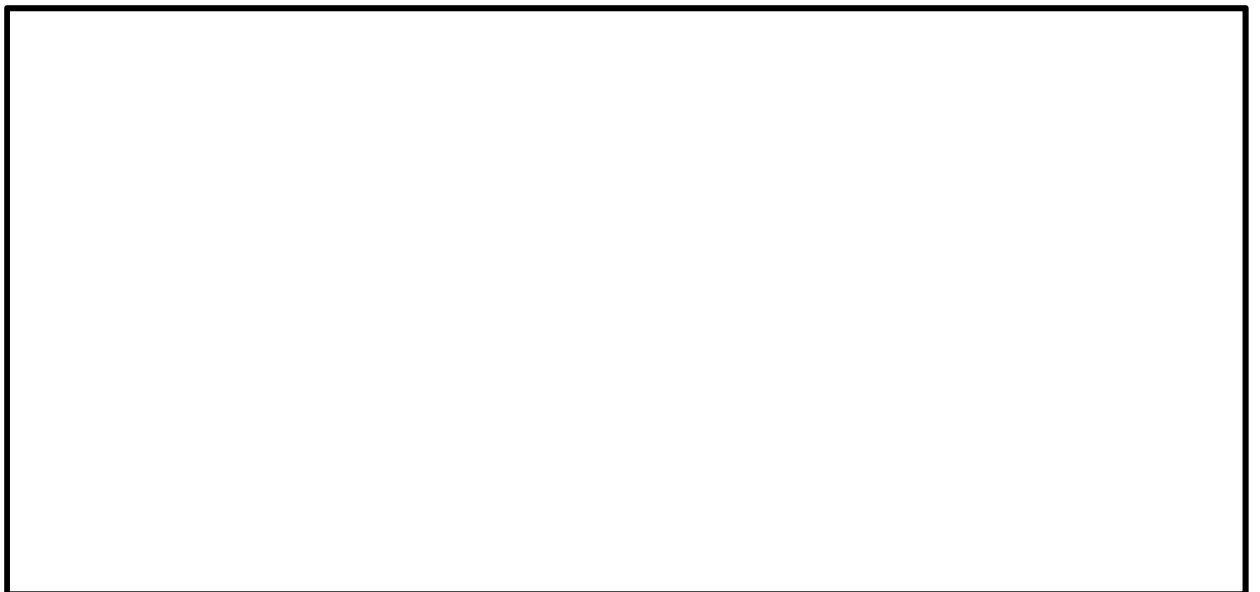


図 4.4-10 (26) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1$ (H+, V+))
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

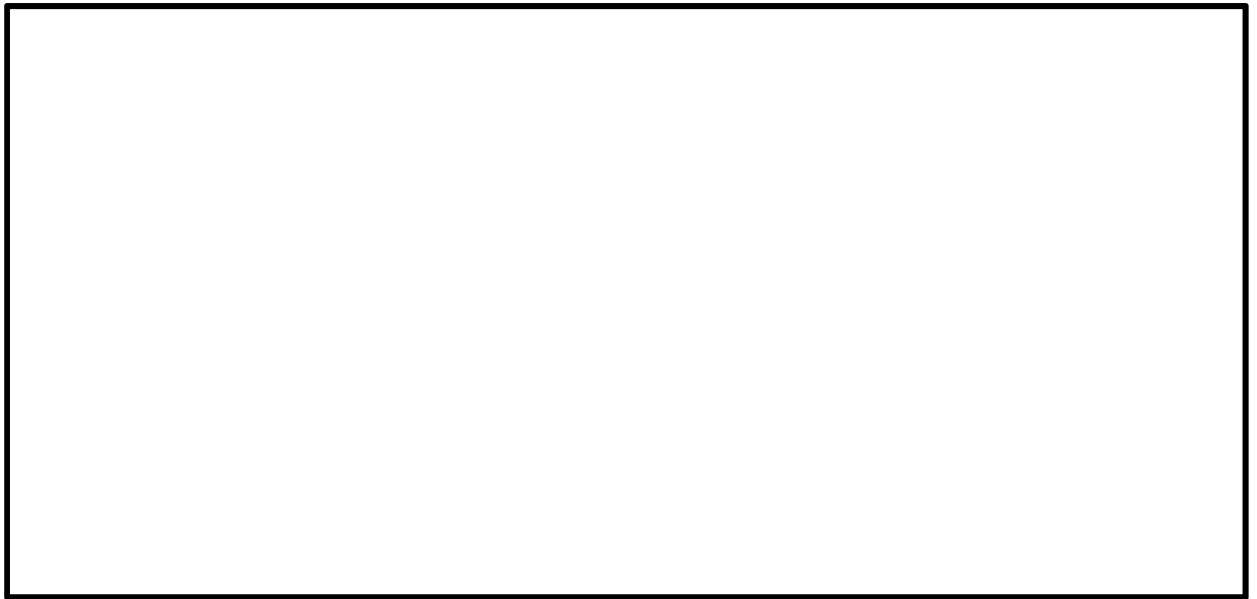


図 4.4-10 (27) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1$ (H-, V+))
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

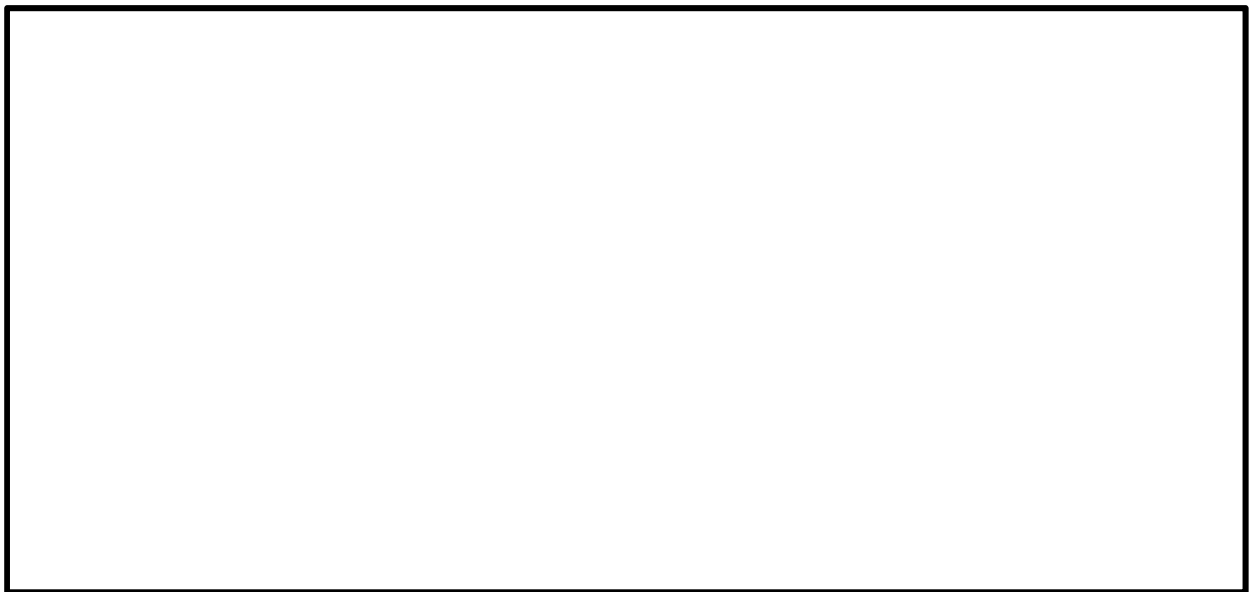


図 4.4-10 (28) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1$ (H-, V-))
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

(5) 最大加速度分布図

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、各基準地震動における最大加速度分布を示す。

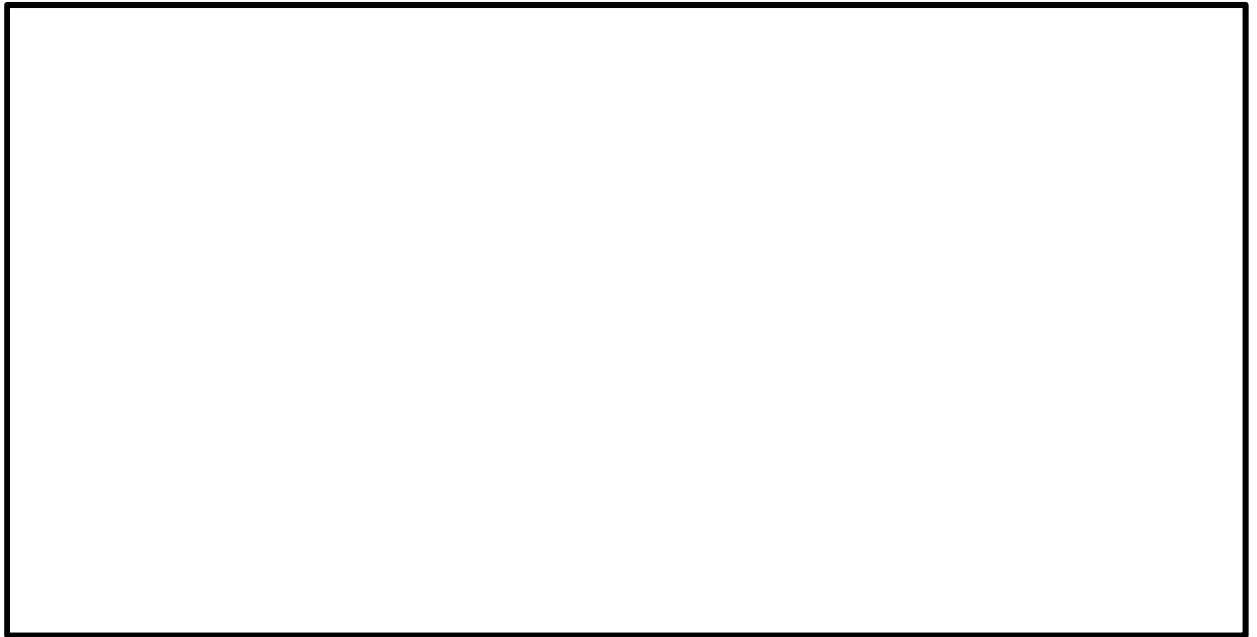


図 4.4-11 (1) 南北方向⑤-⑤断面の最大加速度分布図 ($S_s-D 1 (H+, V+)$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 4.4-11 (2) 南北方向⑤-⑤断面の最大加速度分布図 ($S_s-D 1 (H+, V-)$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

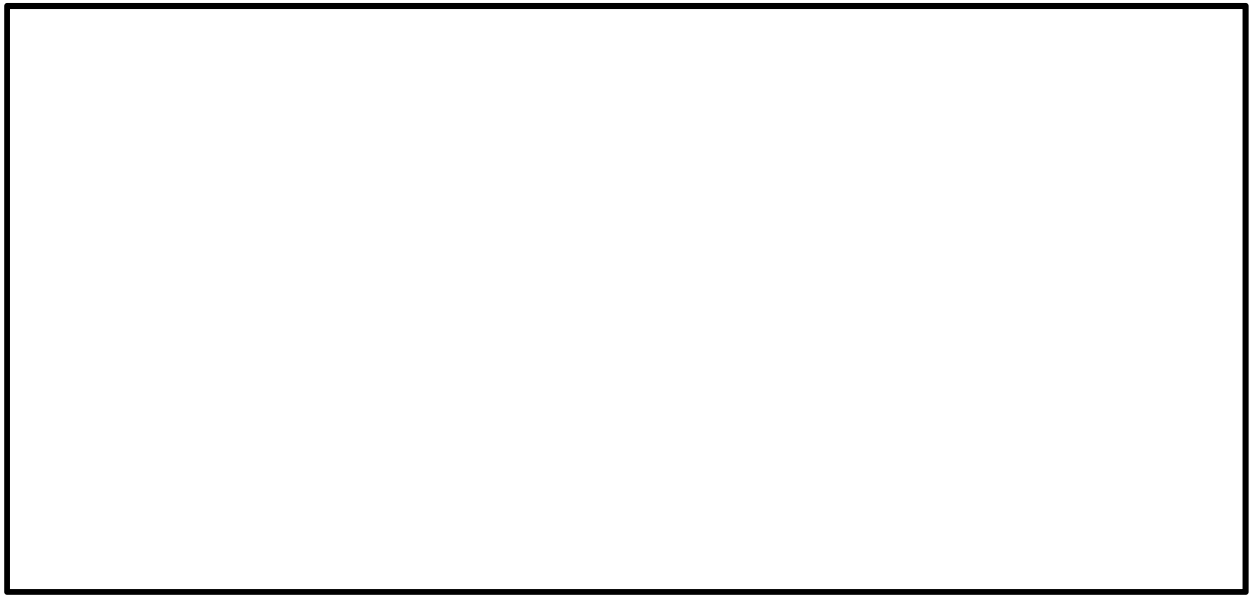


図 4.4-11 (3) 南北方向⑤-⑤断面の最大加速度分布図 (S_s -D 1 (H-, V+))
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

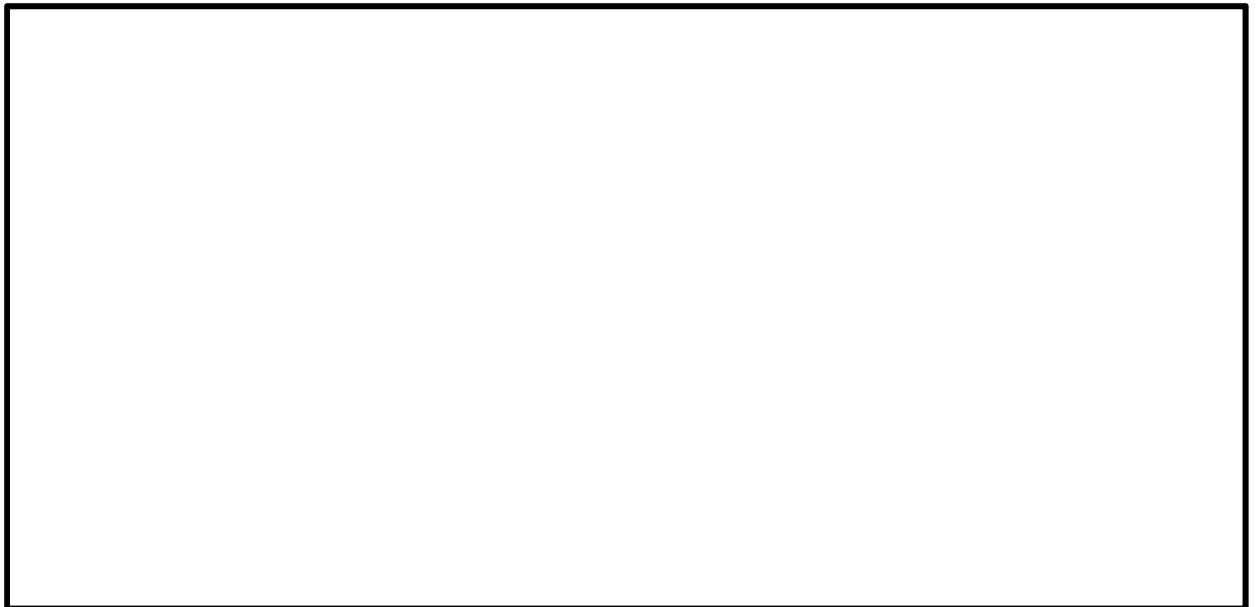


図 4.4-11 (4) 南北方向⑤-⑤断面の最大加速度分布図 (S_s -D 1 (H-, V-))
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

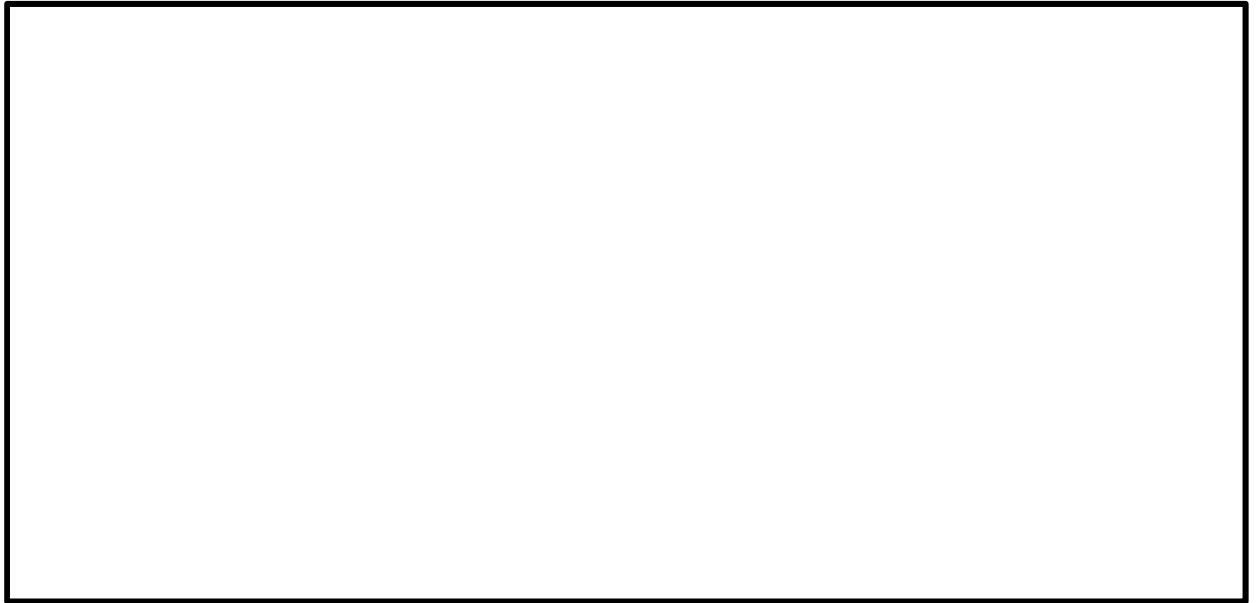


図 4.4-11 (5) 南北方向⑤-⑤断面の最大加速度分布図 (S_s-11)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

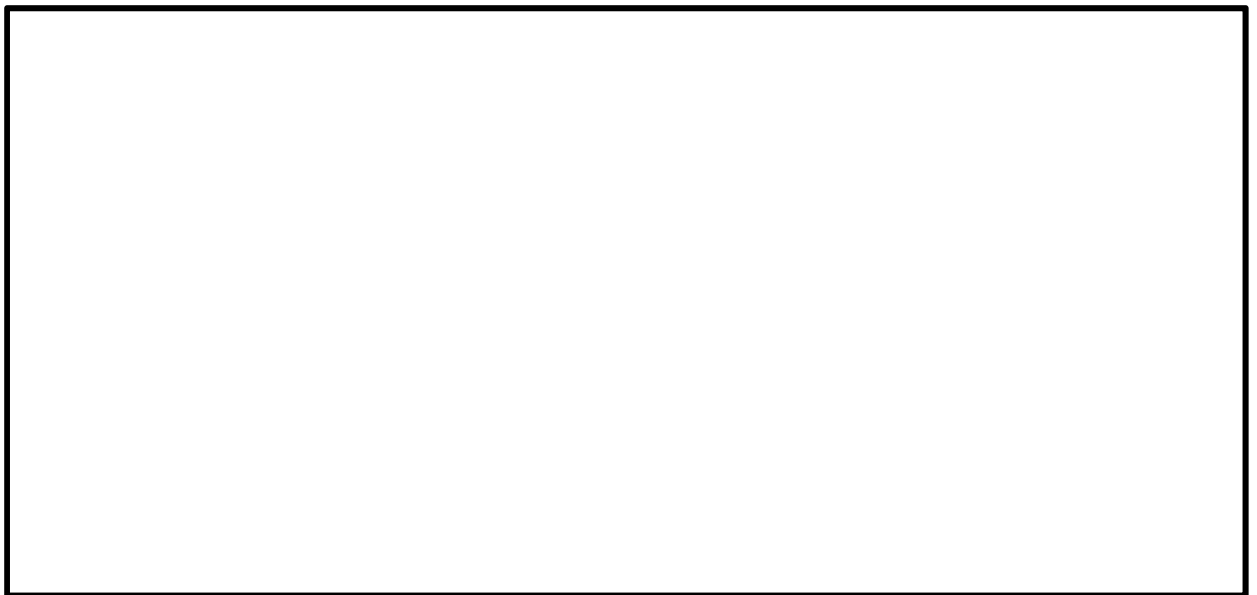


図 4.4-11 (6) 南北方向⑤-⑤断面の最大加速度分布図 (S_s-12)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

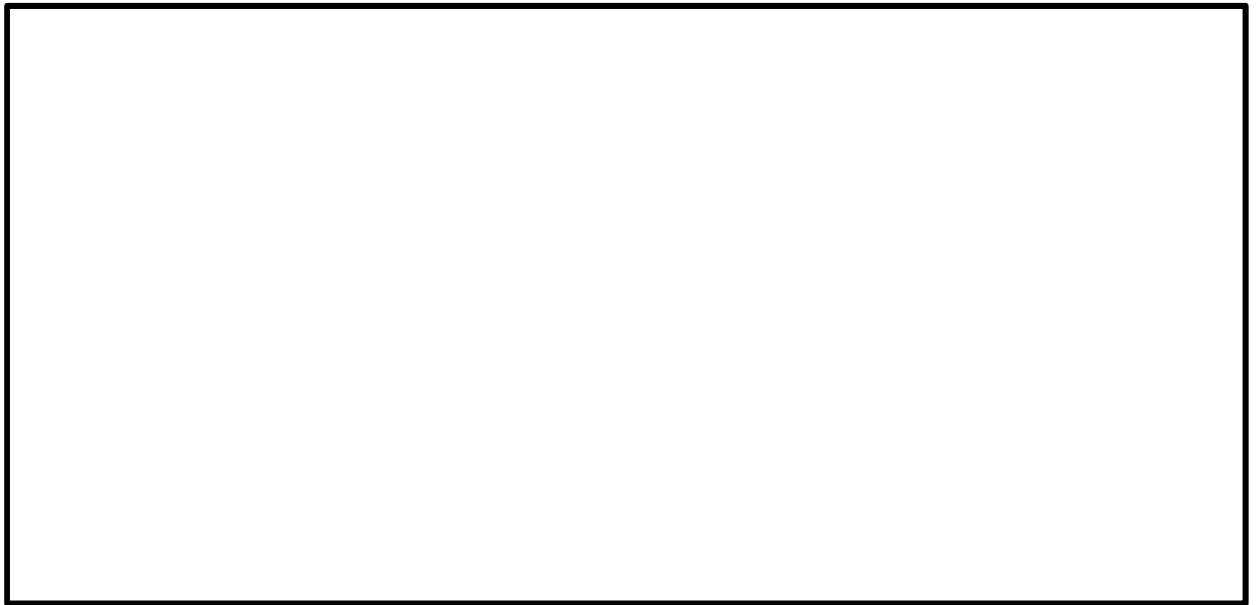


図 4.4-11 (7) 南北方向⑤-⑤断面の最大加速度分布図 ($S_s - 13$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

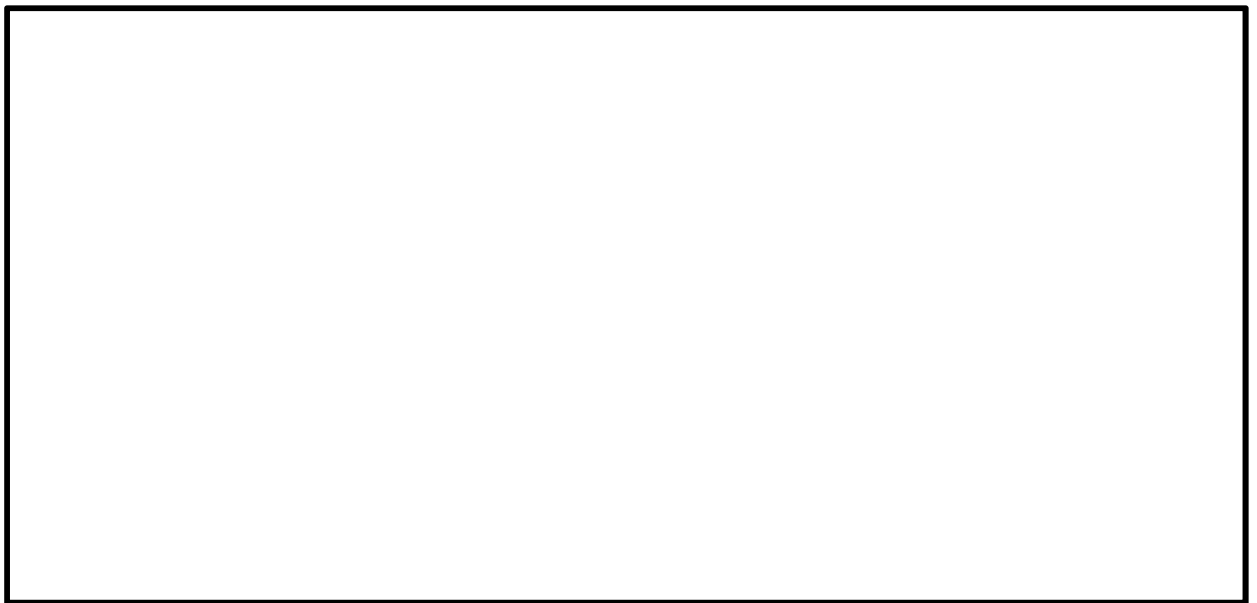


図 4.4-11 (8) 南北方向⑤-⑤断面の最大加速度分布図 ($S_s - 14$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

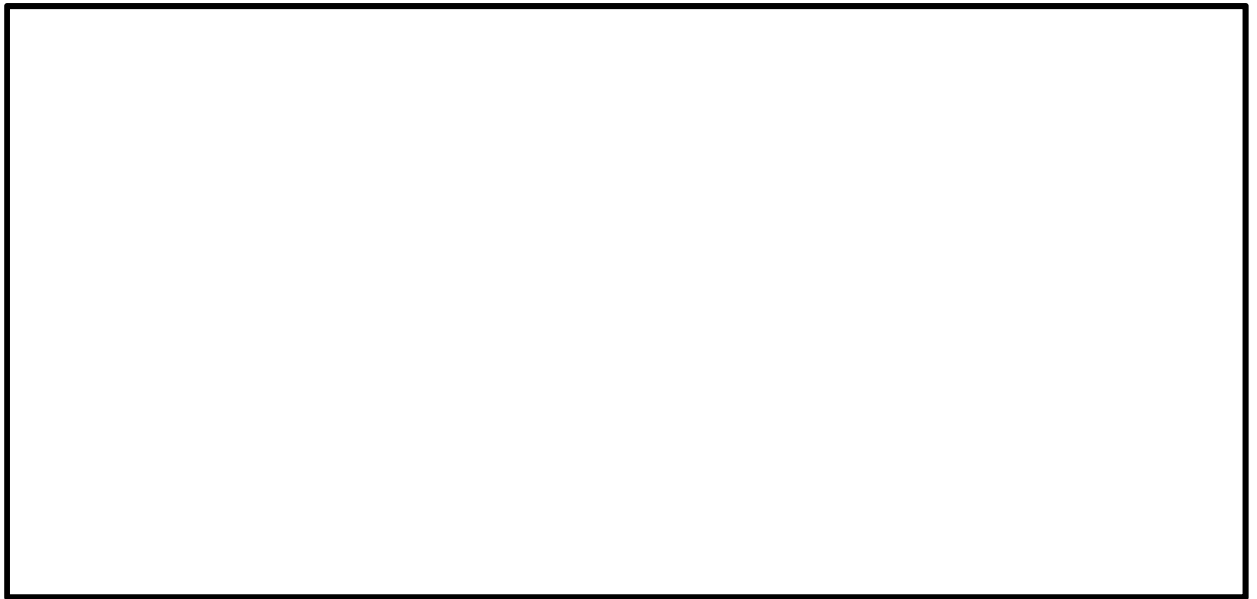


図 4.4-11 (9) 南北方向⑤-⑤断面の最大加速度分布図 (S_s-21)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

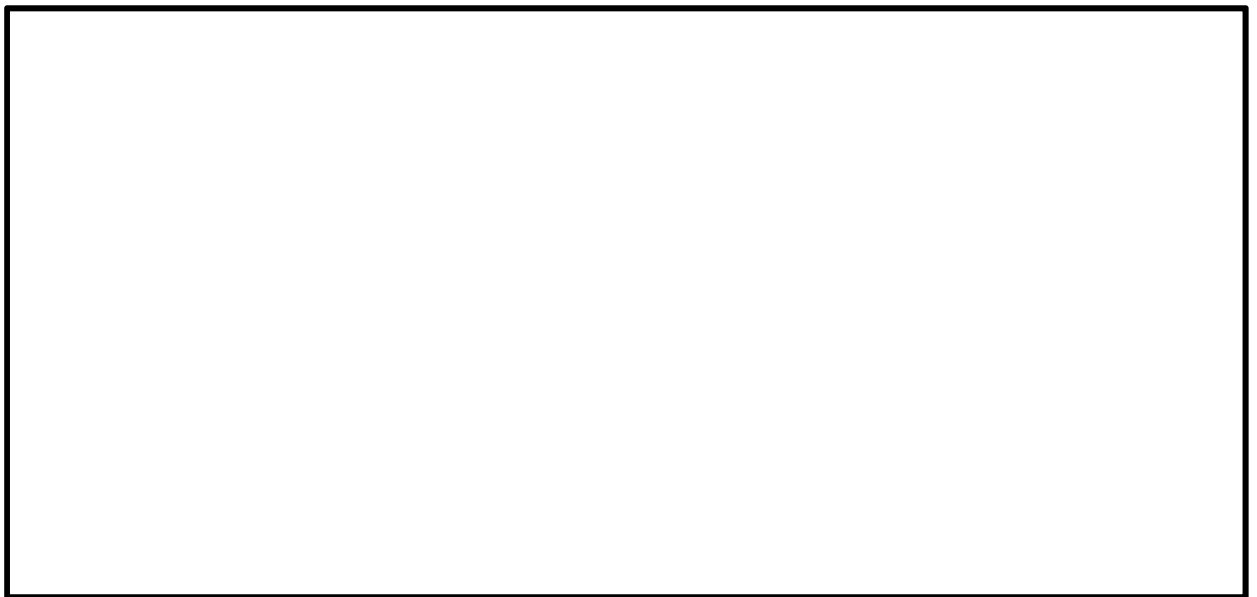


図 4.4-11 (10) 南北方向⑤-⑤断面の最大加速度分布図 (S_s-22)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 4.4-11 (11) 南北方向⑤-⑤断面の最大加速度分布図 (S_s-31 (H+, V+))
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

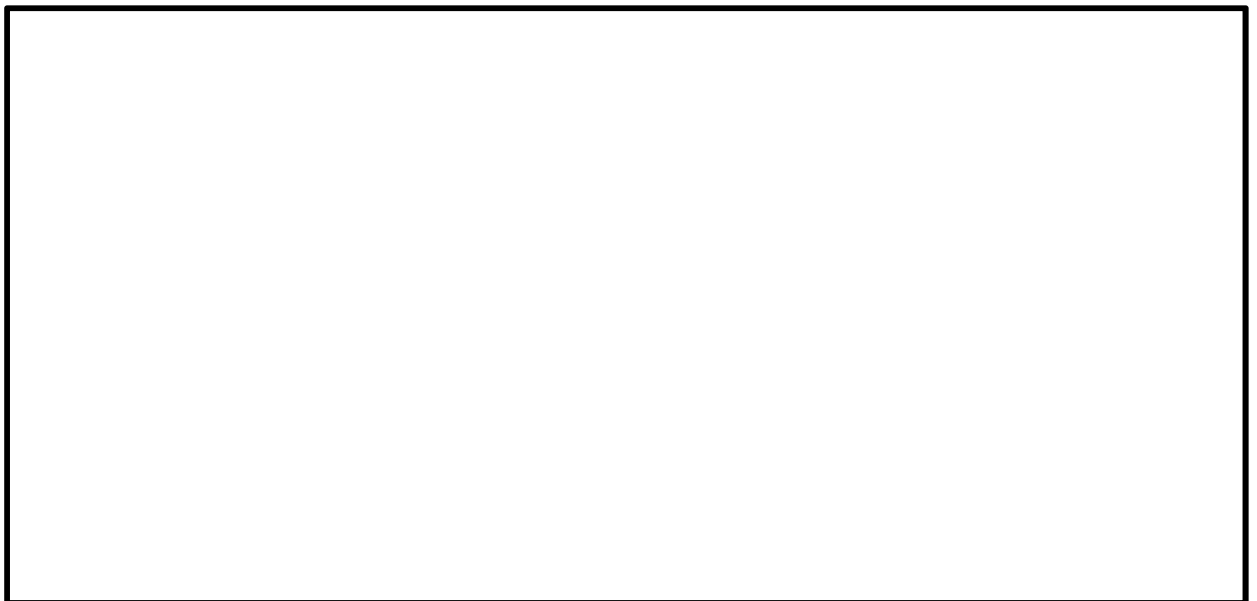


図 4.4-11 (12) 南北方向⑤-⑤断面の最大加速度分布図 (S_s-31 (H-, V+))
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

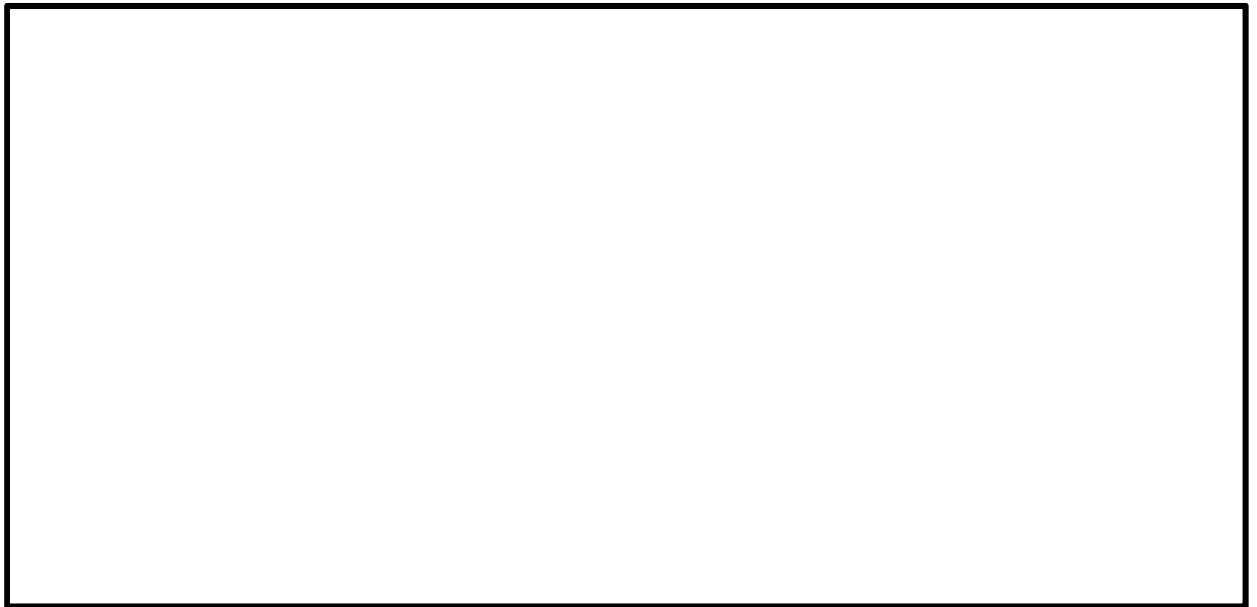


図 4.4-11 (13) 南北方向⑤-⑤断面の最大加速度分布図 ($S_s-D 1 (H+, V+)$)
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) した解析ケース)



図 4.4-11 (14) 南北方向⑤-⑤断面の最大加速度分布図 ($S_s-D 1 (H-, V+)$)
(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)

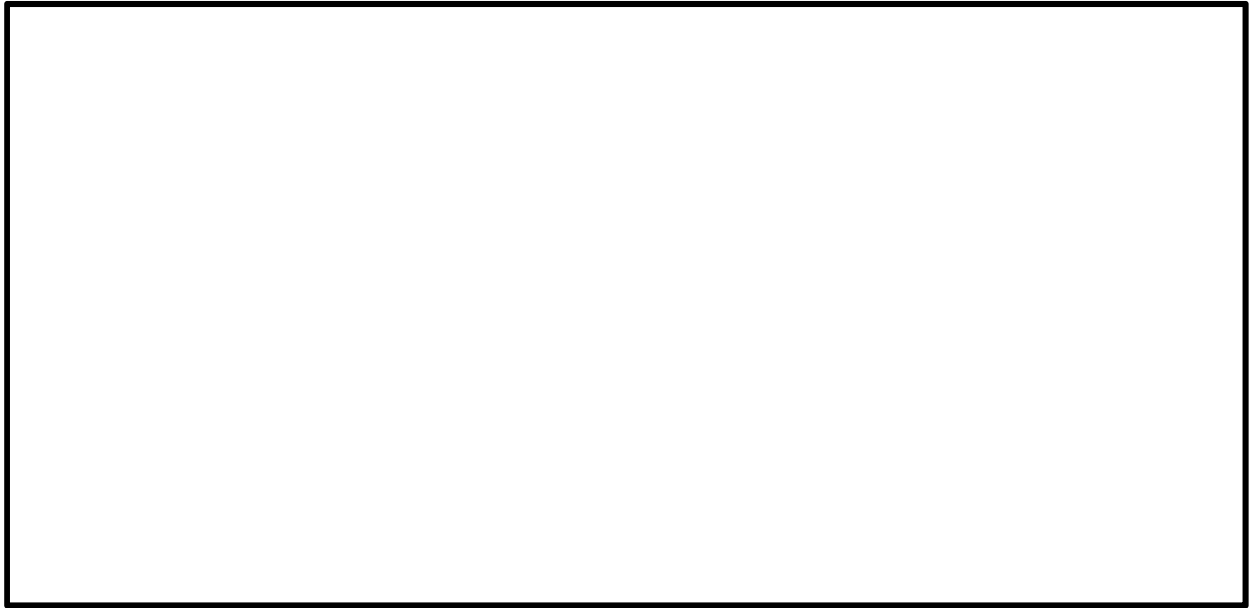


図 4.4-11 (15) 南北方向⑤-⑤断面の最大加速度分布図 (S_s-D1 (H-, V-))
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)



図 4.4-11 (16) 南北方向⑤-⑤断面の最大加速度分布図 (S_s-D1 (H+, V+))
(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)

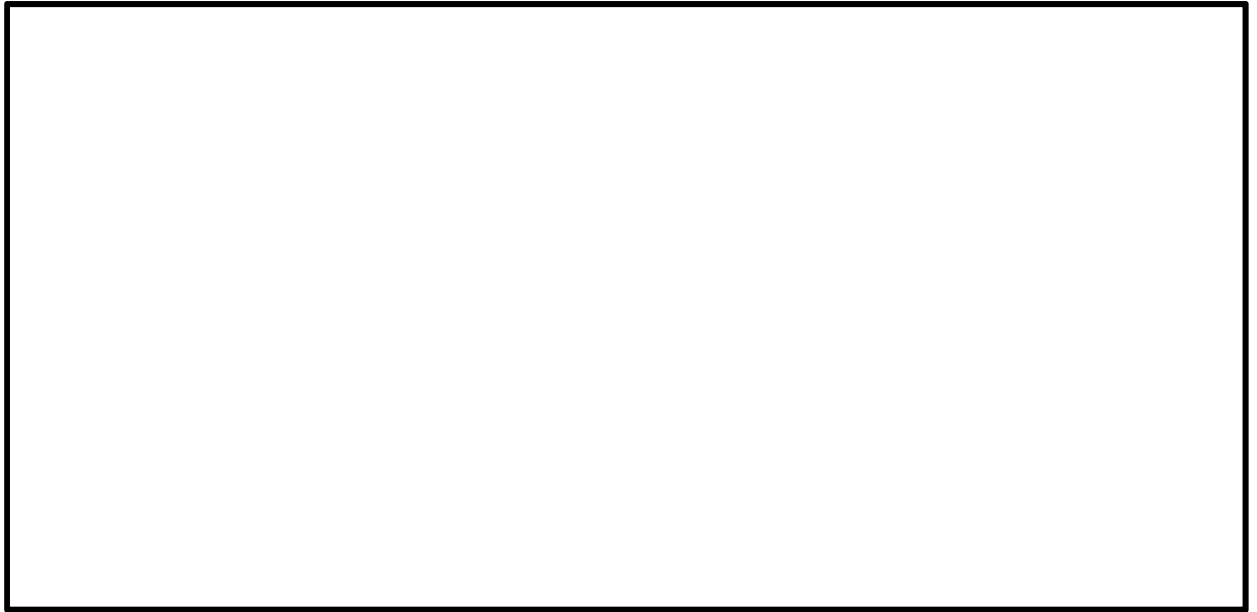


図 4.4-11 (17) 南北方向⑤-⑤断面の最大加速度分布図 (S_s-D1 (H-, V+))
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)



図 4.4-11 (18) 南北方向⑤-⑤断面の最大加速度分布図 (S_s-D1 (H-, V-))
(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)

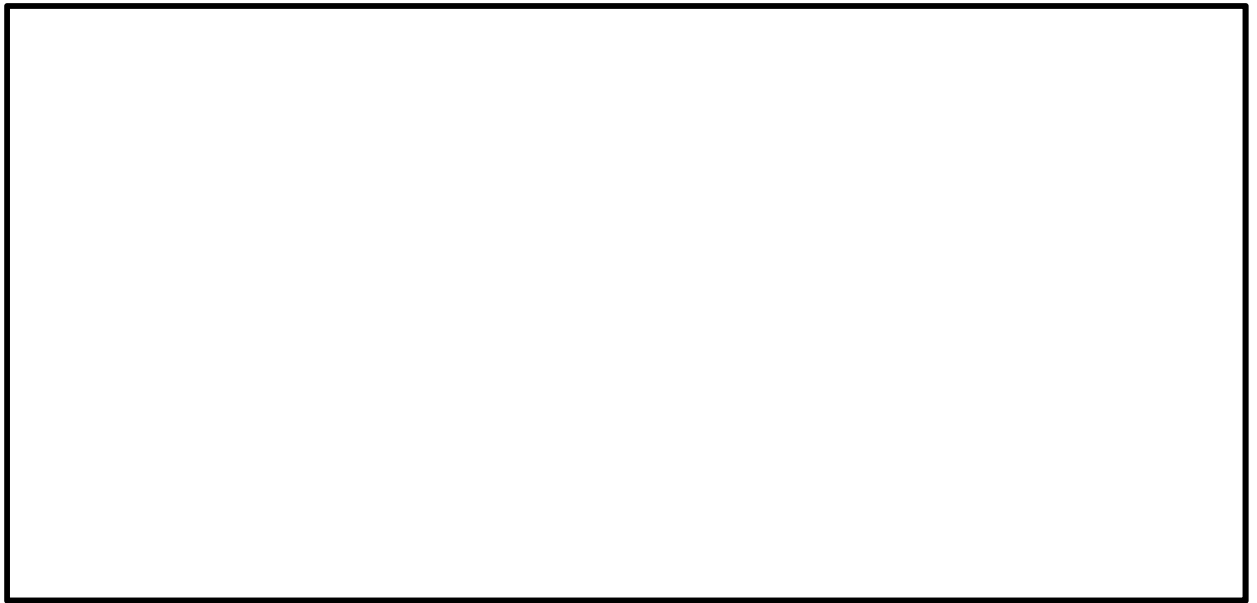


図 4.4-11 (19) 南北方向⑤-⑤断面の最大加速度分布図 (S_s-D1 (H+, V+))
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

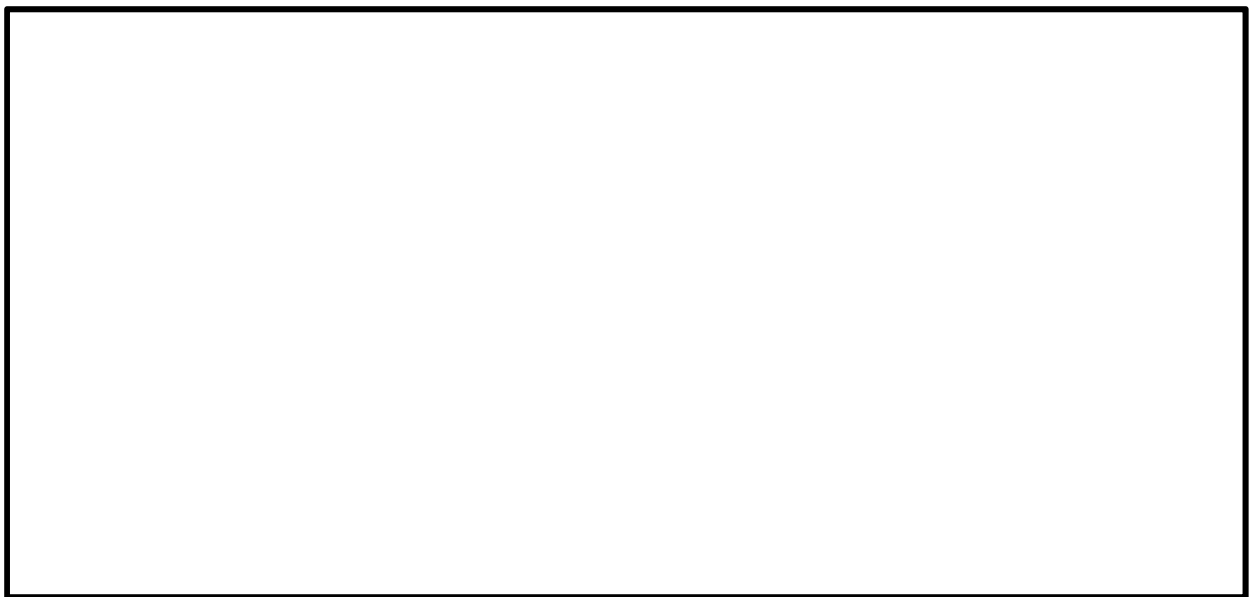


図 4.4-11 (20) 南北方向⑤-⑤断面の最大加速度分布図 (S_s-D1 (H+, V-))
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

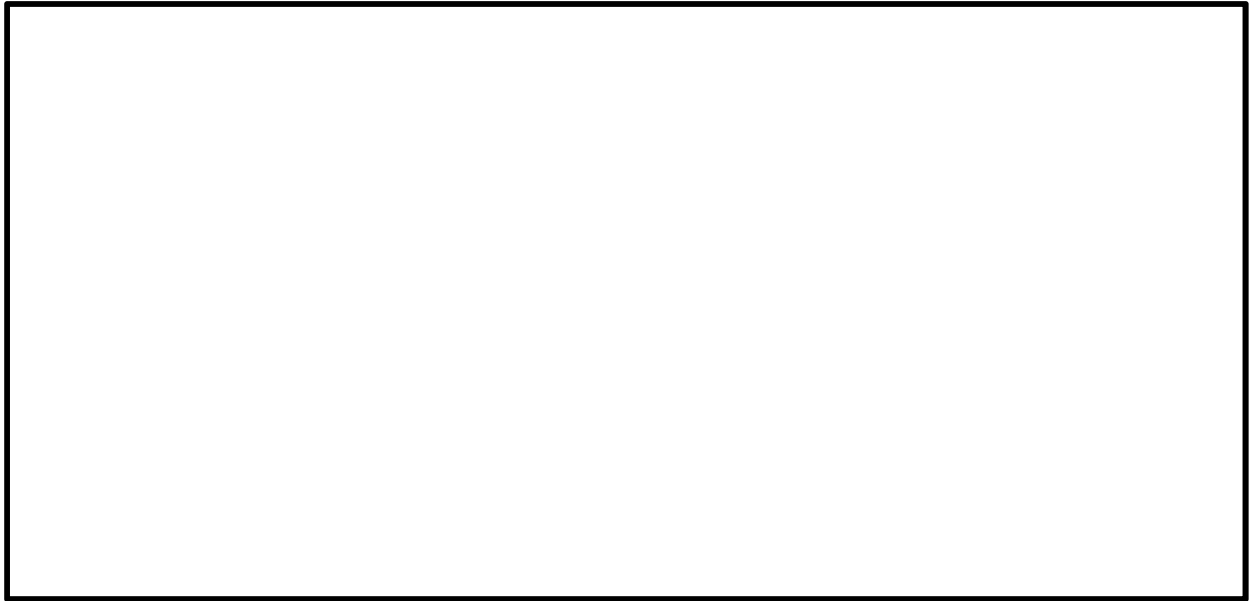


図 4.4-11 (21) 南北方向⑤-⑤断面の最大加速度分布図 (S_s-D1 (H-, V+))
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



図 4.4-11 (22) 南北方向⑤-⑤断面の最大加速度分布図 (S_s-D1 (H-, V-))
(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)

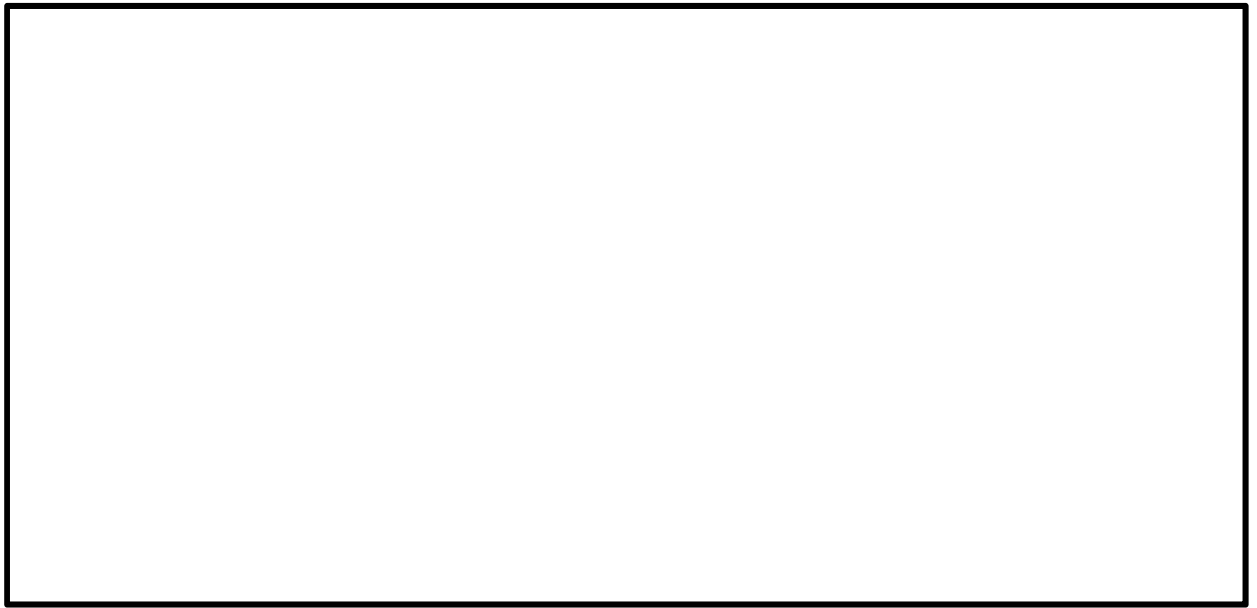


図 4.4-11 (23) 南北方向⑤-⑤断面の最大加速度分布図 ($S_s-D 1 (H+, V+)$)
(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

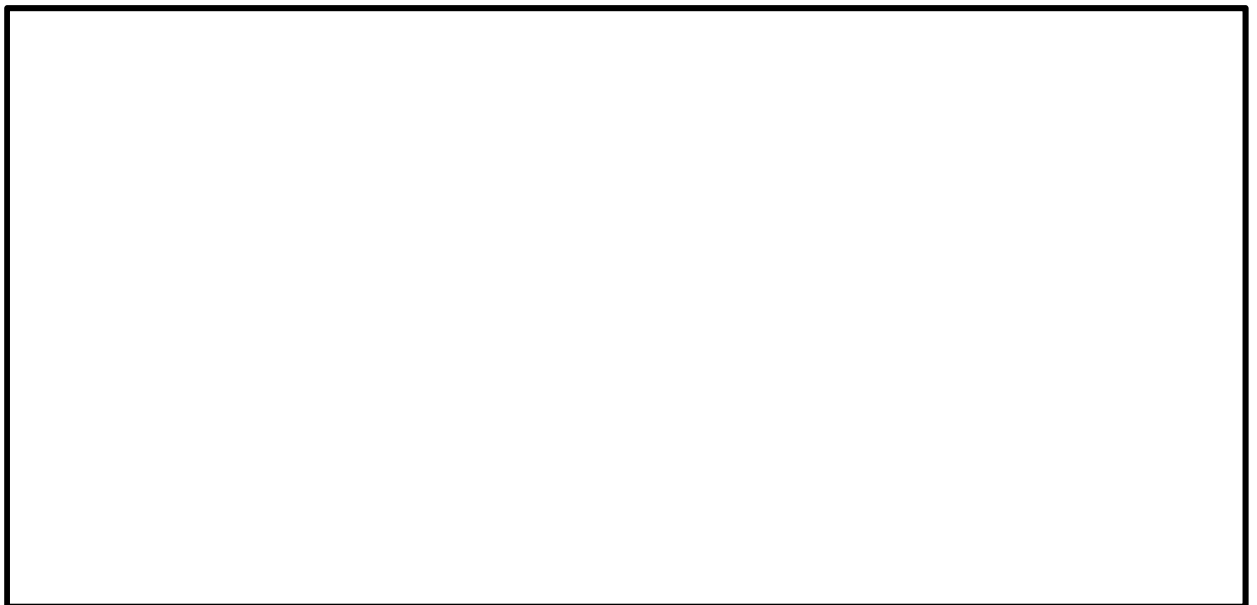


図 4.4-11 (24) 南北方向⑤-⑤断面の最大加速度分布図 ($S_s-D 1 (H-, V+)$)
(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

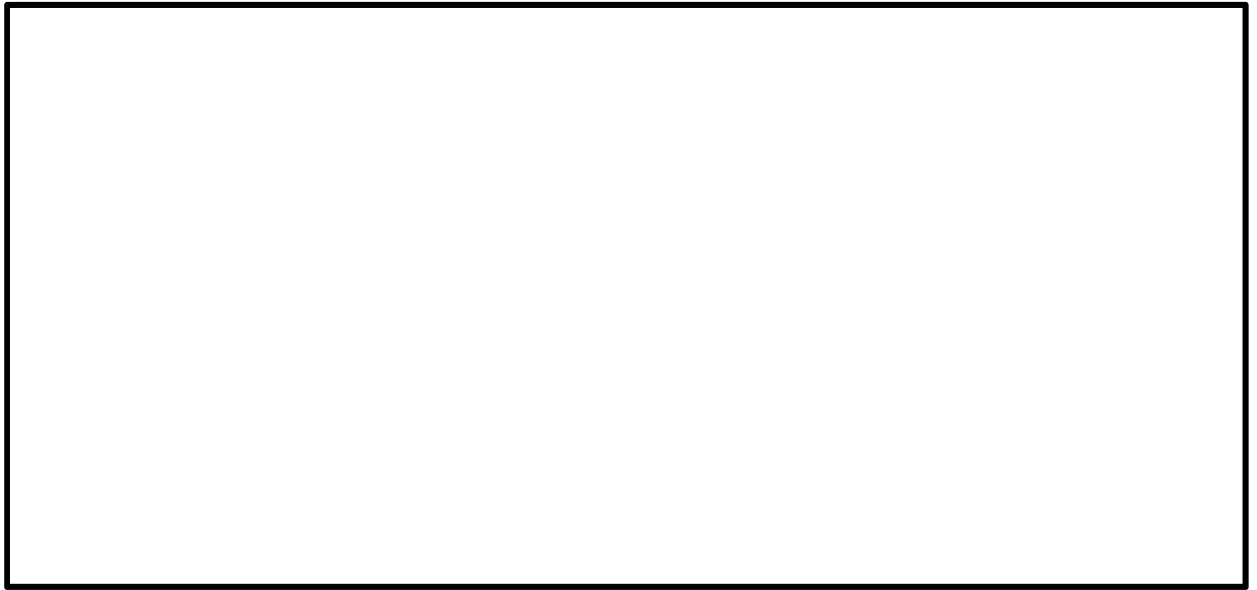


図 4.4-11 (25) 南北方向⑤-⑤断面の最大加速度分布図 (S_s-D1 (H-, V-))
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

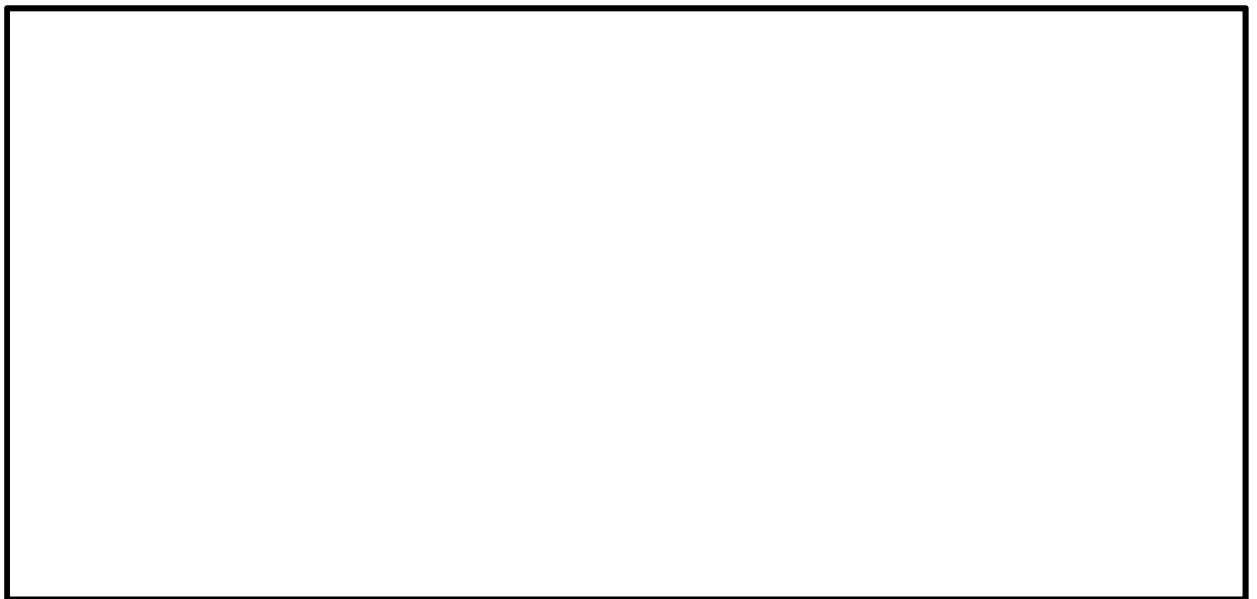


図 4.4-11 (26) 南北方向⑤-⑤断面の最大加速度分布図 (S_s-D1 (H+, V+))
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

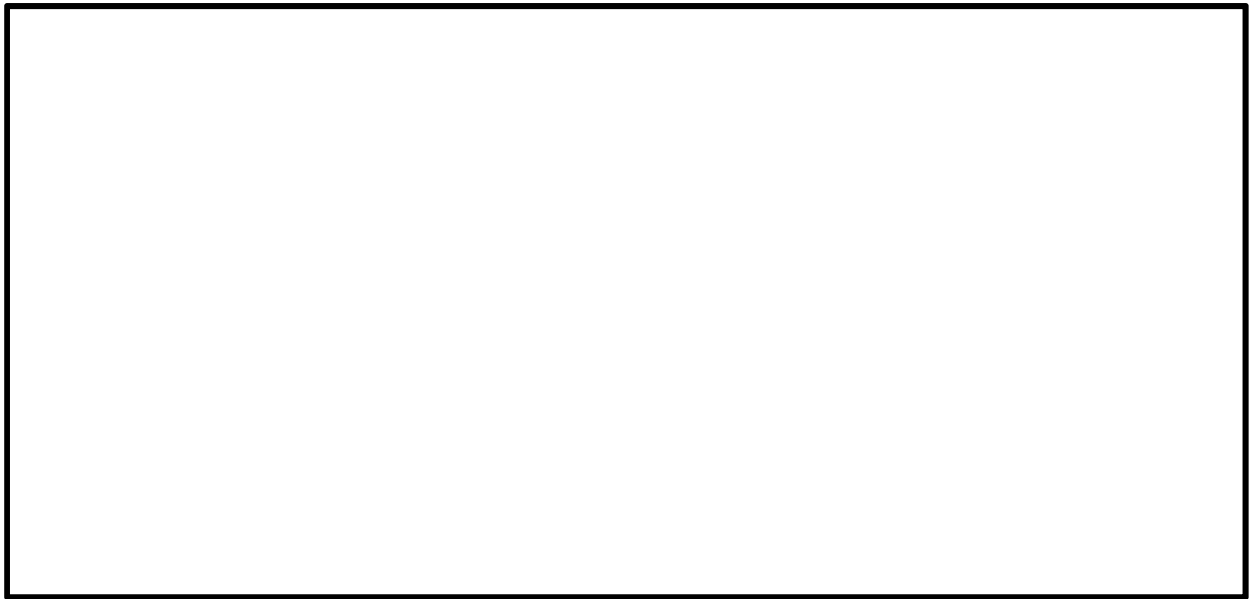


図 4.4-11 (27) 南北方向⑤-⑤断面の最大加速度分布図 (S_s-D1 (H-, V+))
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

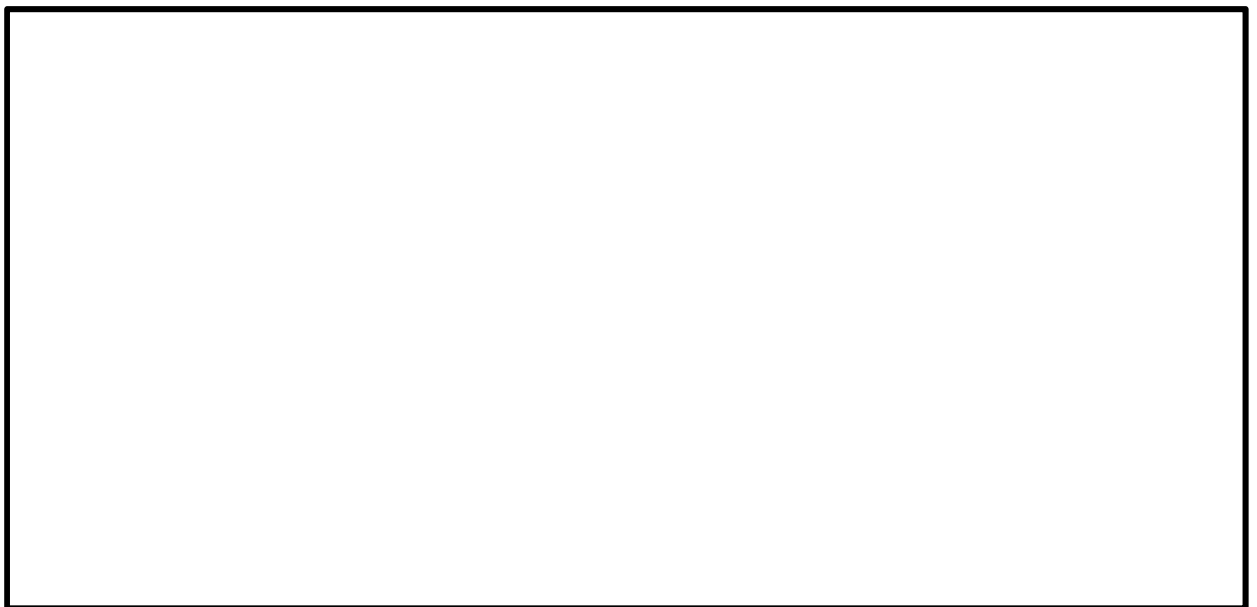


図 4.4-11 (28) 南北方向⑤-⑤断面の最大加速度分布図 (S_s-D1 (H-, V-))
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

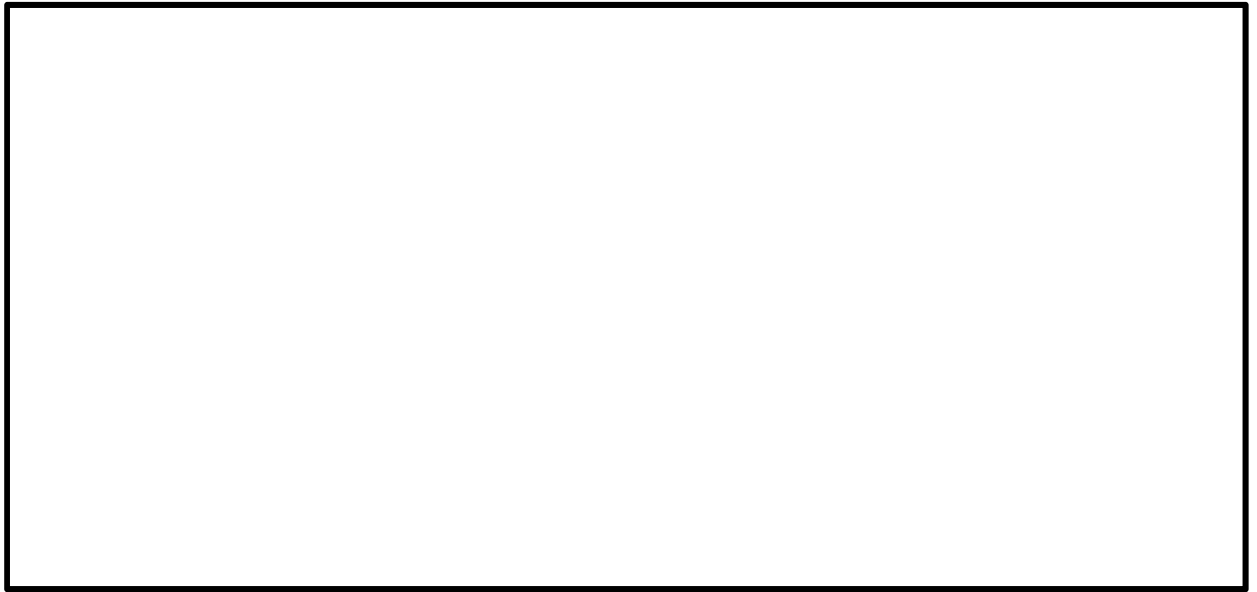


図 4.4-12 (1) 東西方向断面の最大加速度分布図 ($S_s-D 1$ (H+, V+))
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

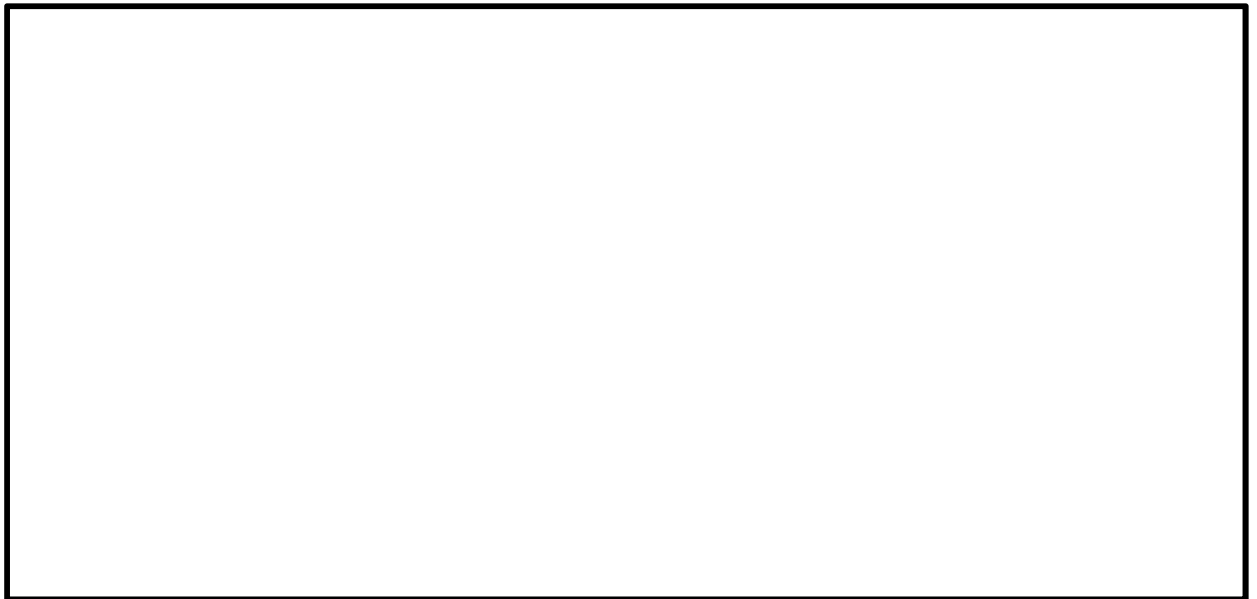


図 4.4-12 (2) 東西方向断面の最大加速度分布図 ($S_s-D 1$ (H+, V-))
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

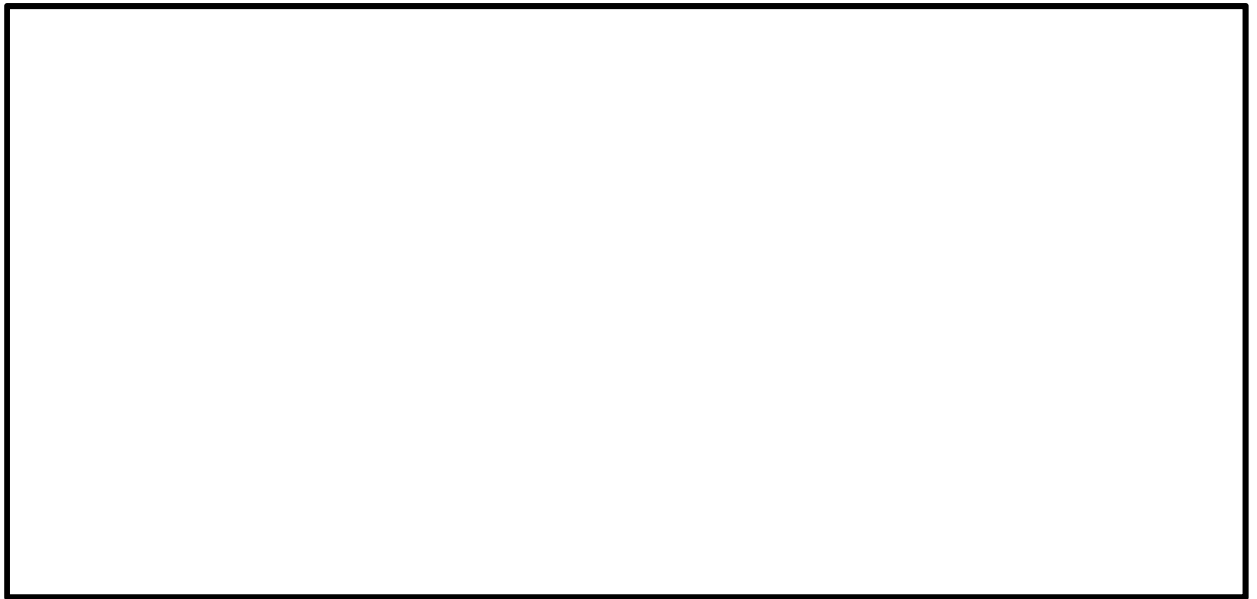


図 4.4-12 (3) 東西方向断面の最大加速度分布図 (S_s-D 1 (H-, V+))
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 4.4-12 (4) 東西方向面の最大加速度分布図 (S_s-D 1 (H-, V-))
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

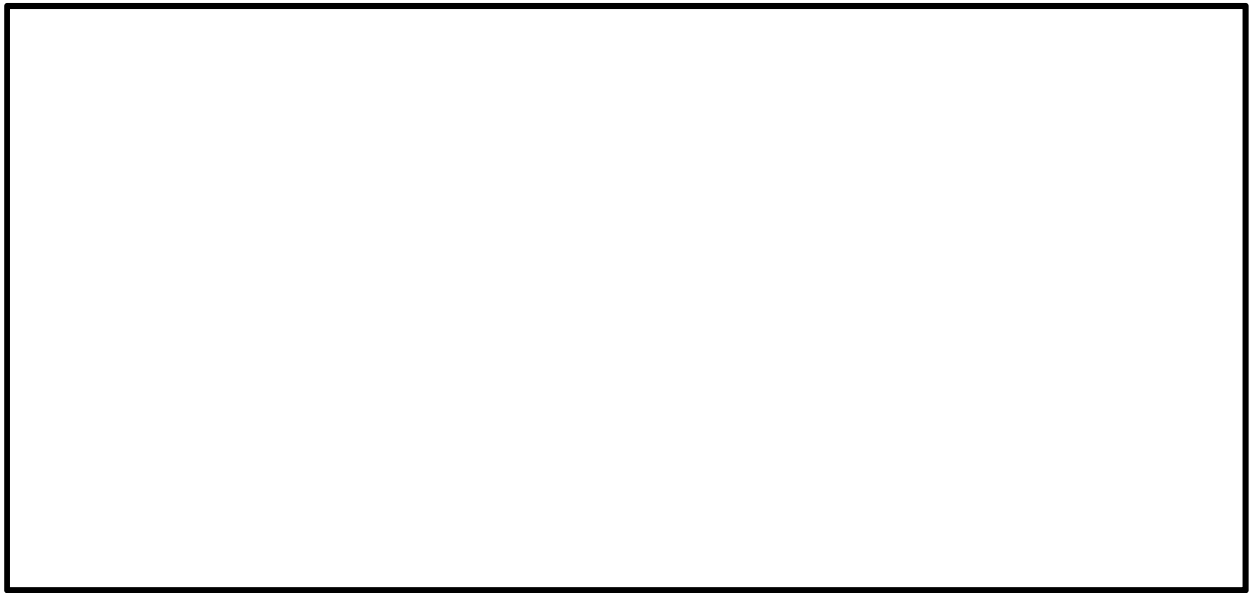


図 4.4-12 (5) 東西方向断面の最大加速度分布図 (S_s-1 1)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

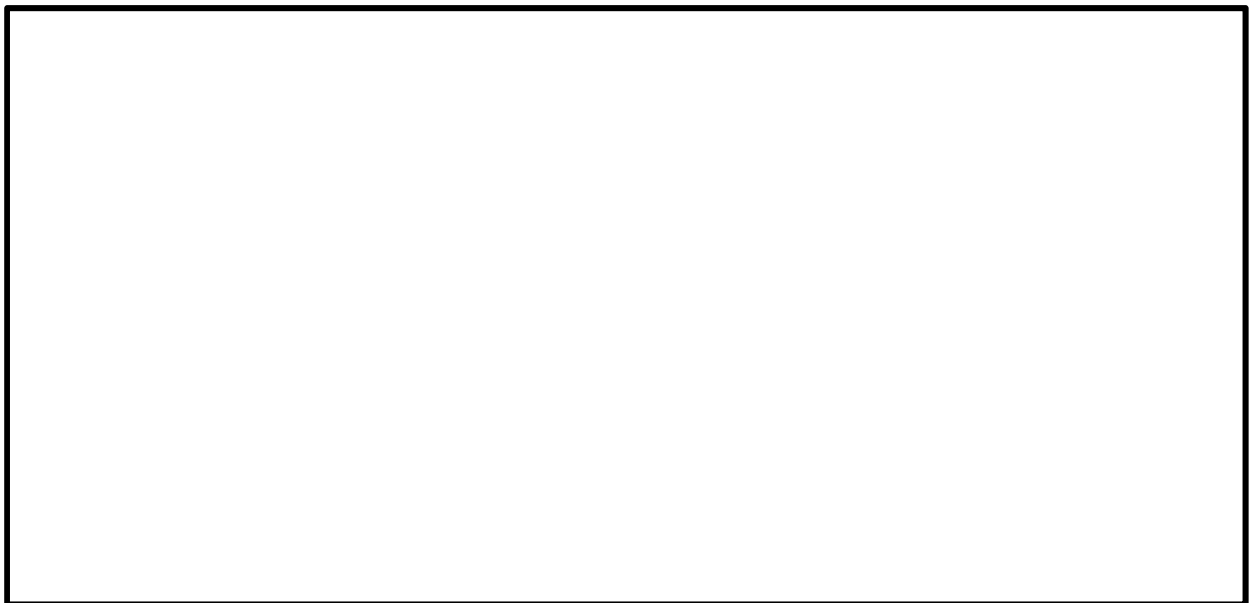


図 4.4-12 (6) 東西方向断面の最大加速度分布図 (S_s-1 2)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

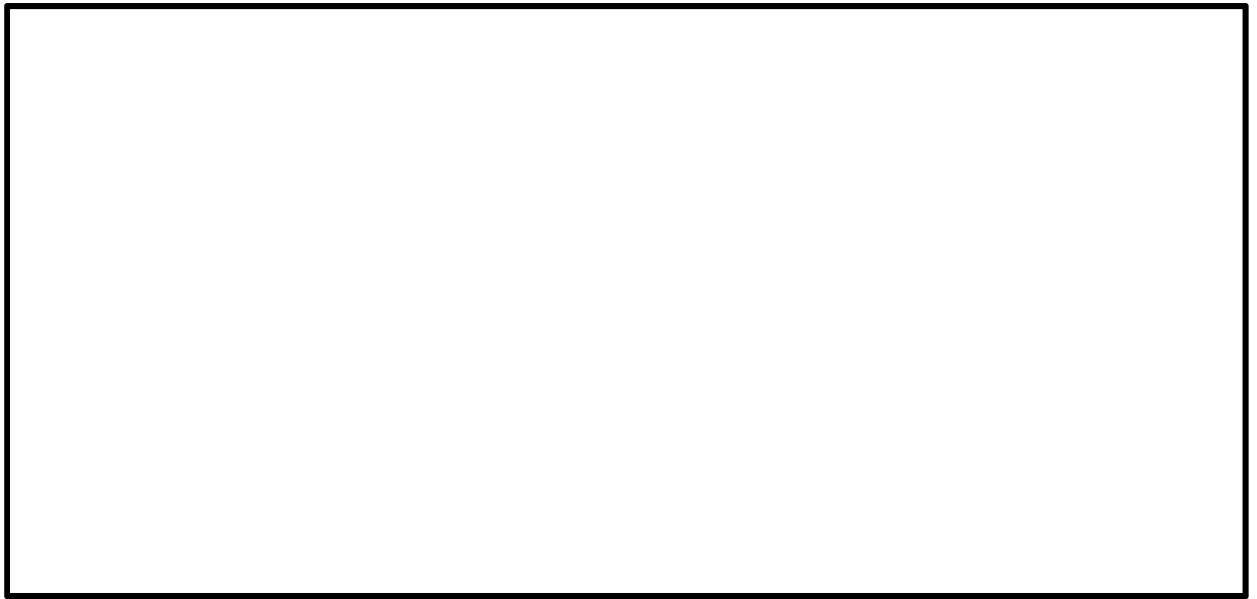


図 4.4-12 (7) 東西方向断面の最大加速度分布図 (S_s-13)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 4.4-12 (8) 東西方向断面の最大加速度分布図 (S_s-14)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

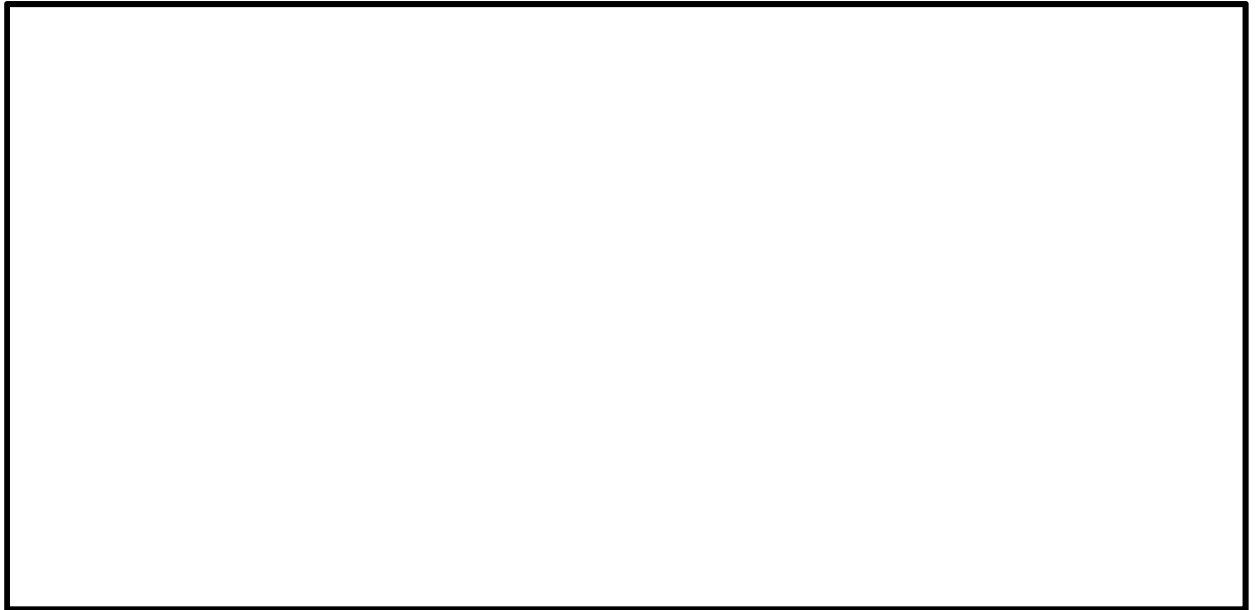


図 4.4-12 (9) 東西方向断面の最大加速度分布図 (S_s-2 1)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

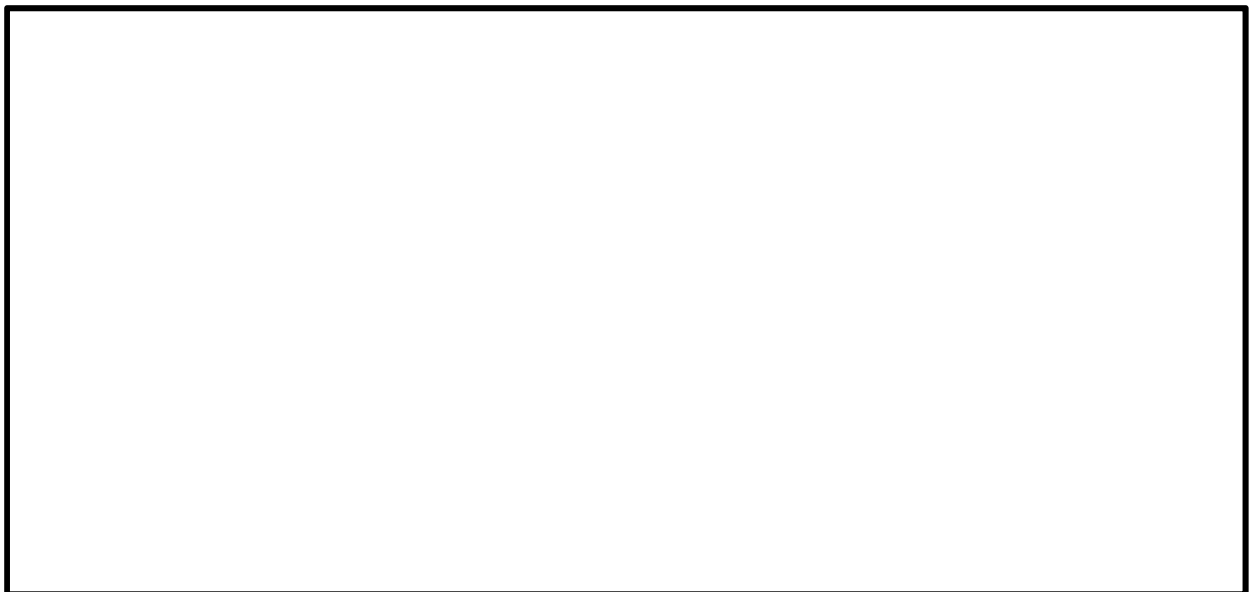


図 4.4-12 (10) 東西方向断面の最大加速度分布図 (S_s-2 2)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

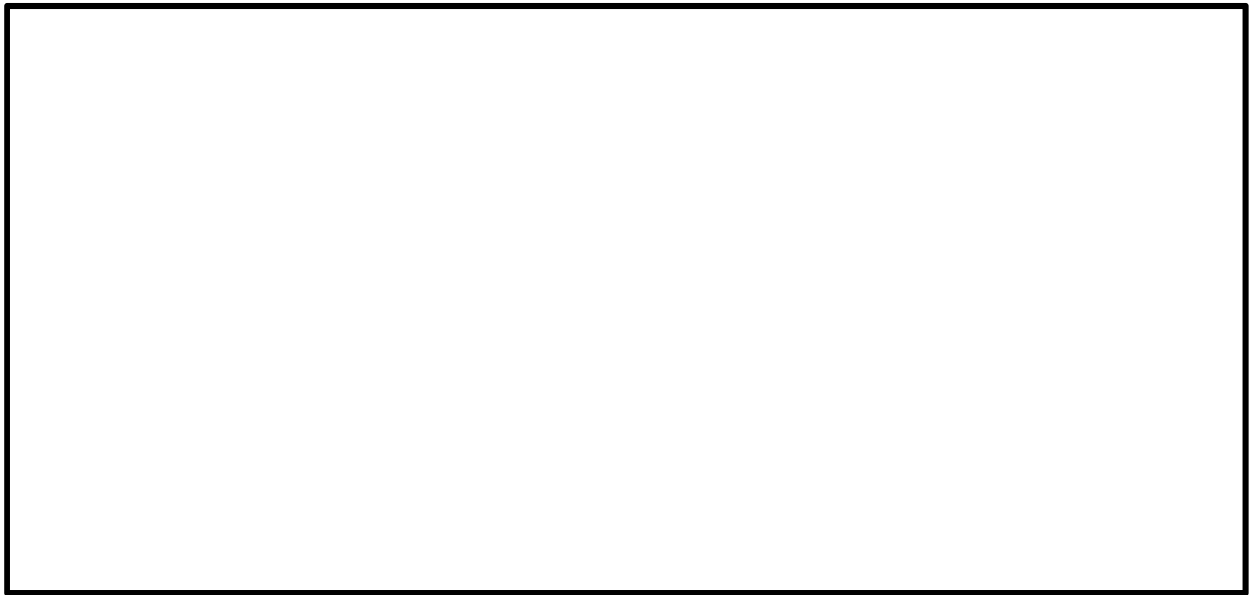


図 4.4-12 (11) 東西方向断面最大加速度分布図 (S_s-31 (H+, V+))
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

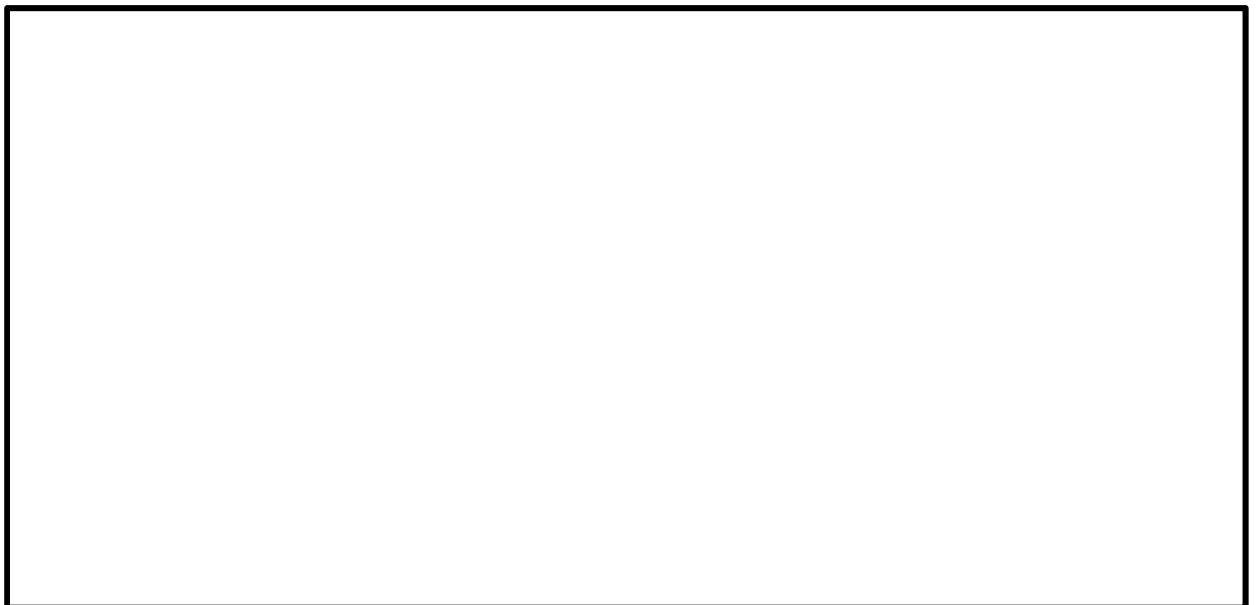


図 4.4-12 (12) 東西方向断面の最大加速度分布図 (S_s-31 (H-, V+))
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

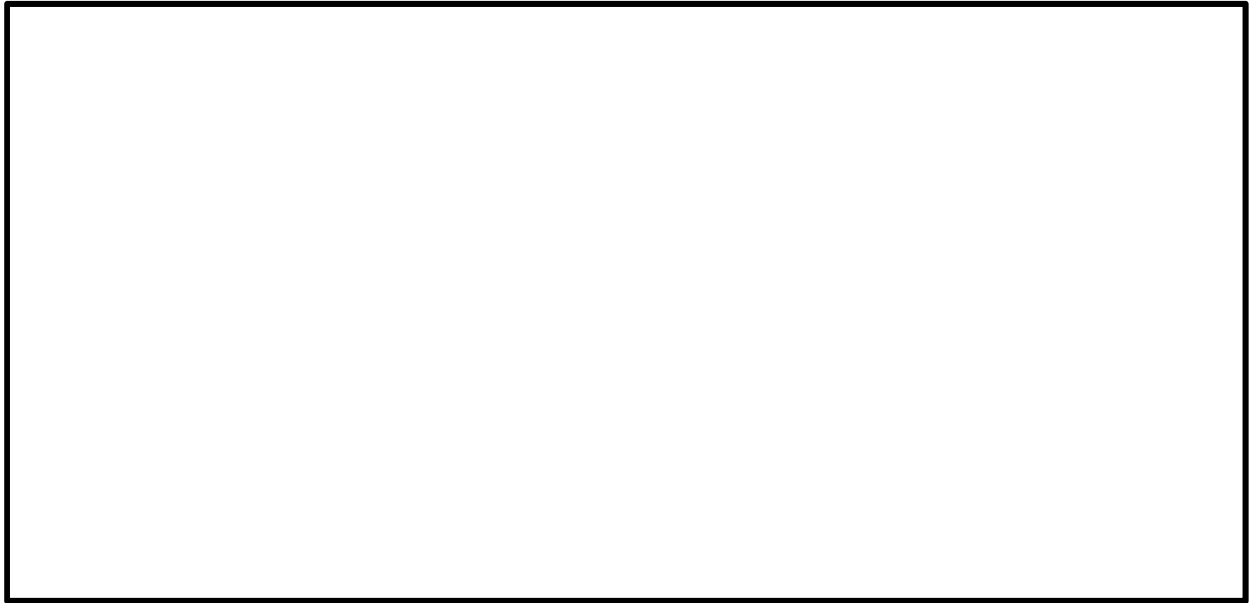


図 4.4-12 (13) 東西方向断面の最大加速度分布図 ($S_s-D 1 (H+, V+)$)
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) した解析ケース)

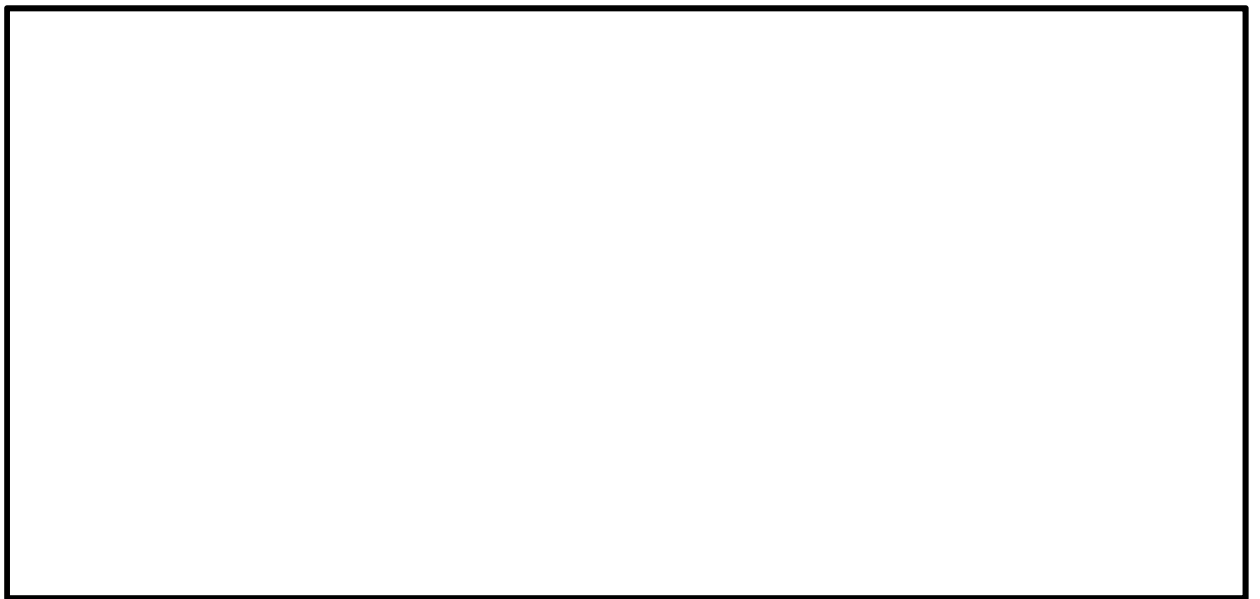


図 4.4-12 (14) 東西方向断面の最大加速度分布図 ($S_s-D 1 (H-, V+)$)
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) した解析ケース)

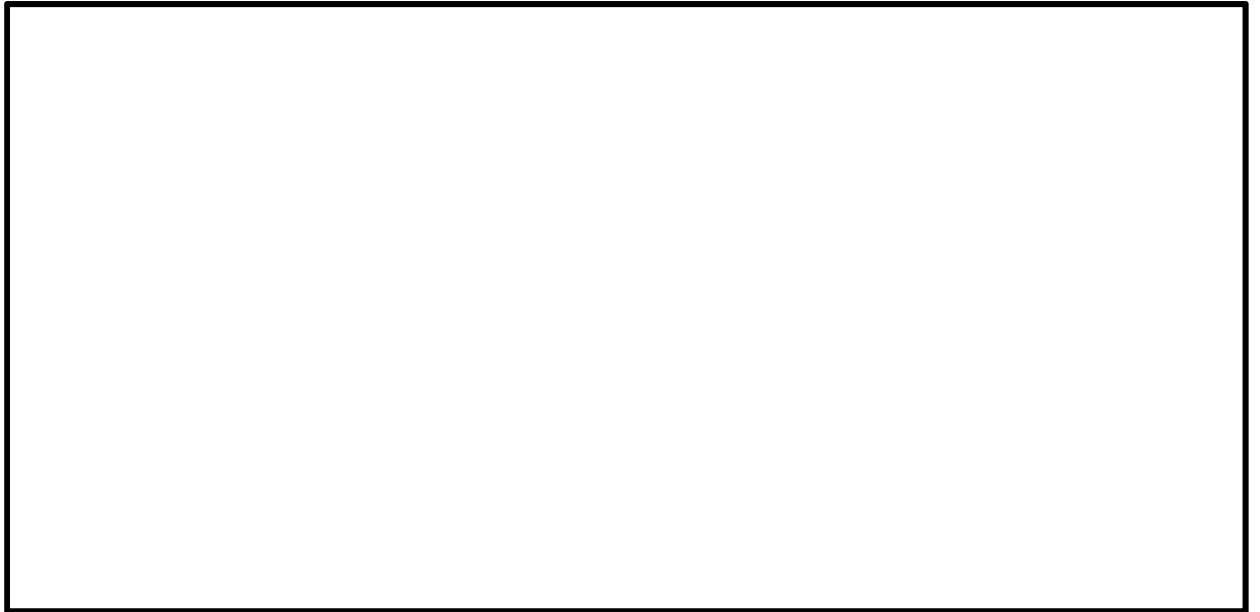


図 4.4-12 (15) 東西方向断面の最大加速度分布図 (S_s-D1 (H-, V-))
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

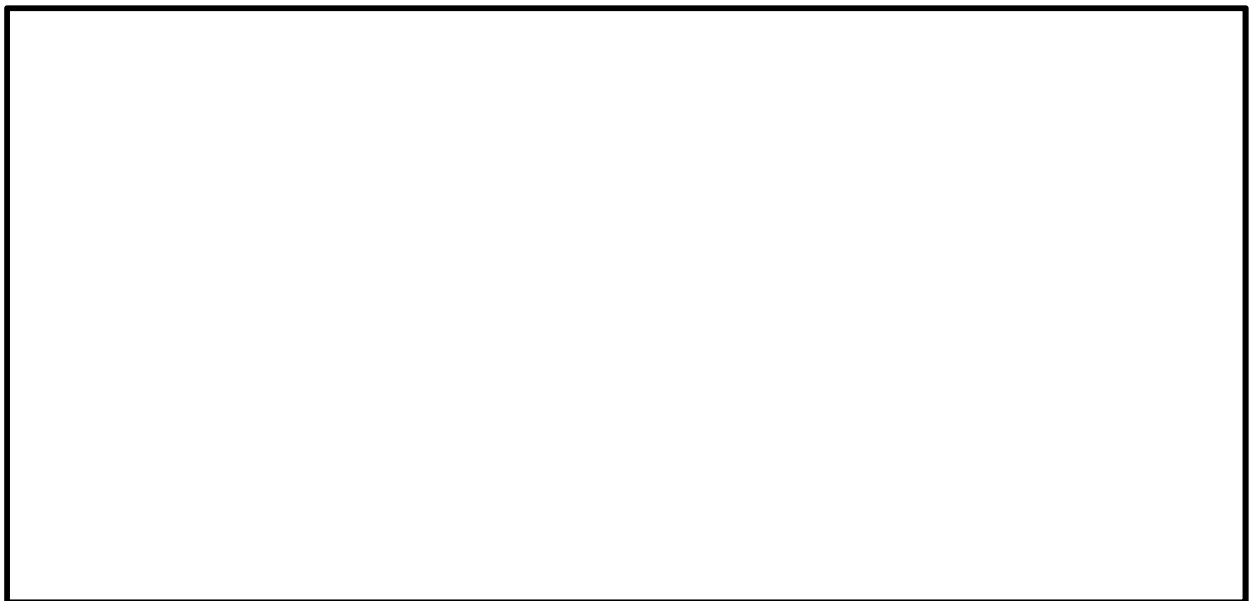


図 4.4-12 (16) 東西方向断面の最大加速度分布図 (S_s-D1 (H+, V+))
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

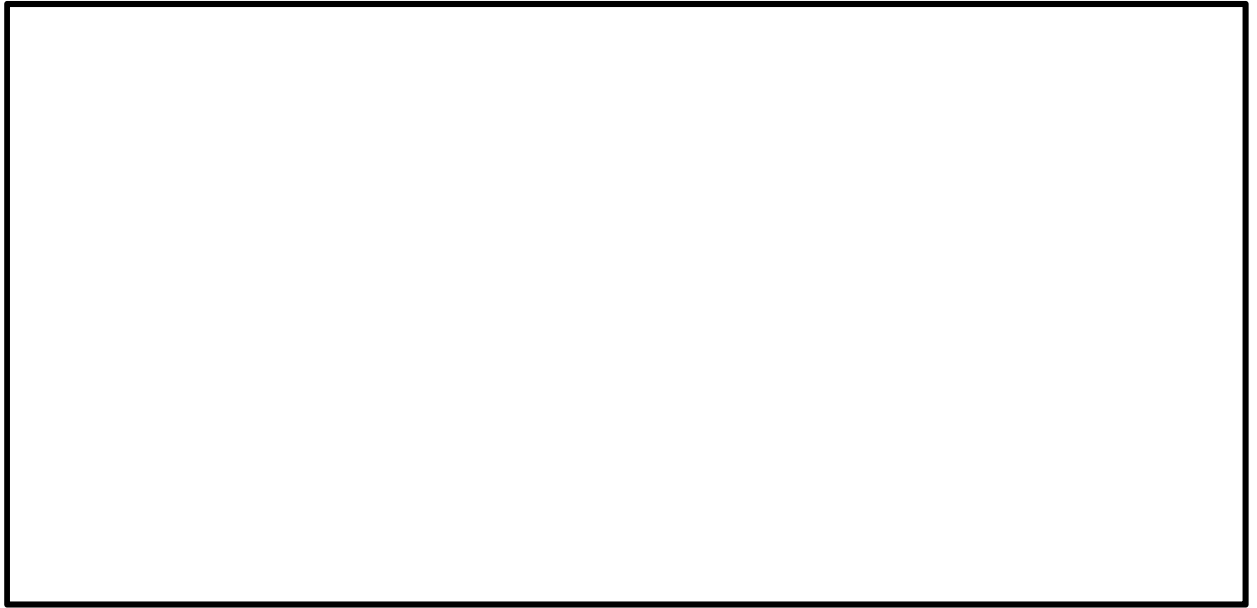


図 4.4-12 (17) 東西方向断面の最大加速度分布図 (S_s-D1 (H-, V+))
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

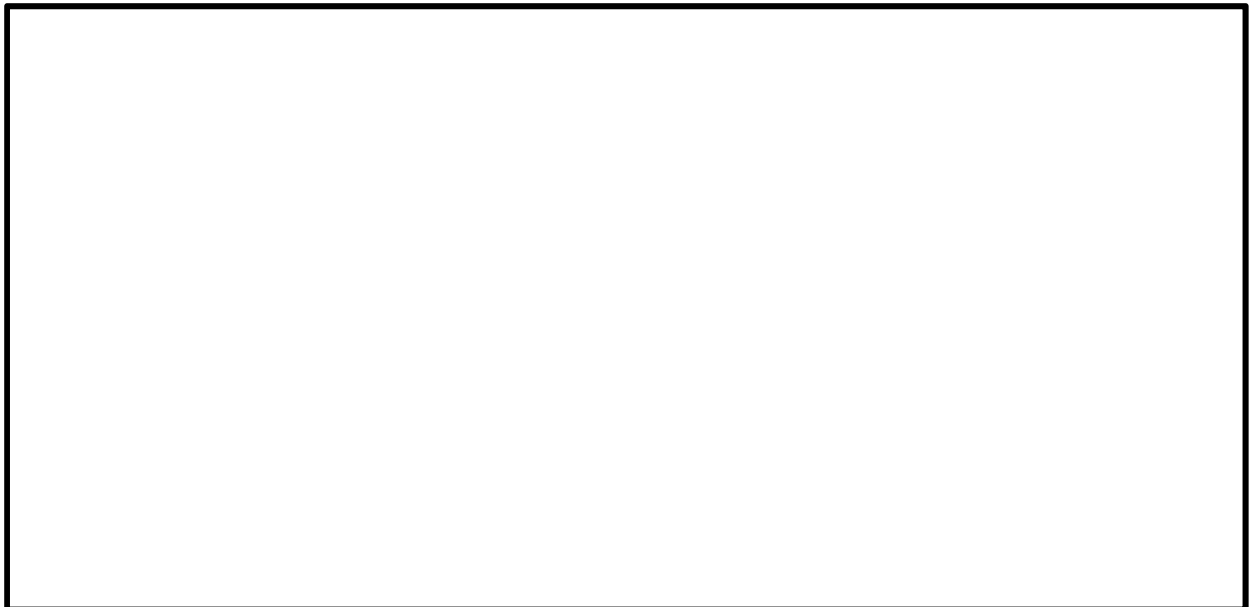


図 4.4-12 (18) 東西方向断面の最大加速度分布図 (S_s-D1 (H-, V-))
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

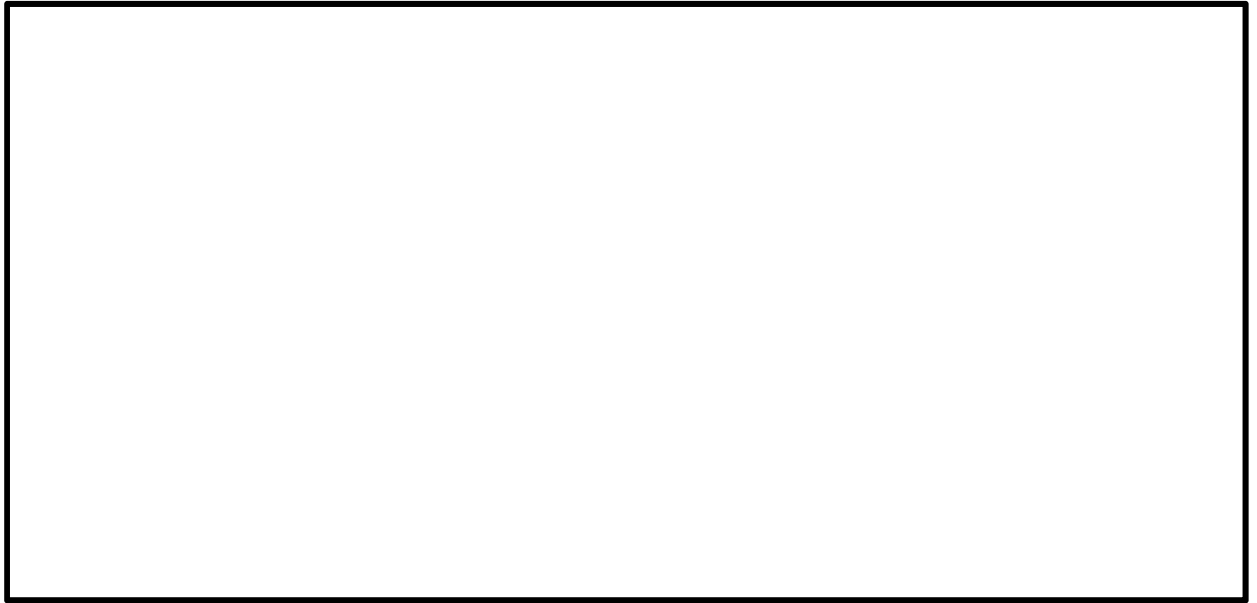


図 4.4-12 (19) 東西方向断面の最大加速度分布図 ($S_s-D 1 (H+, V+)$)
(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

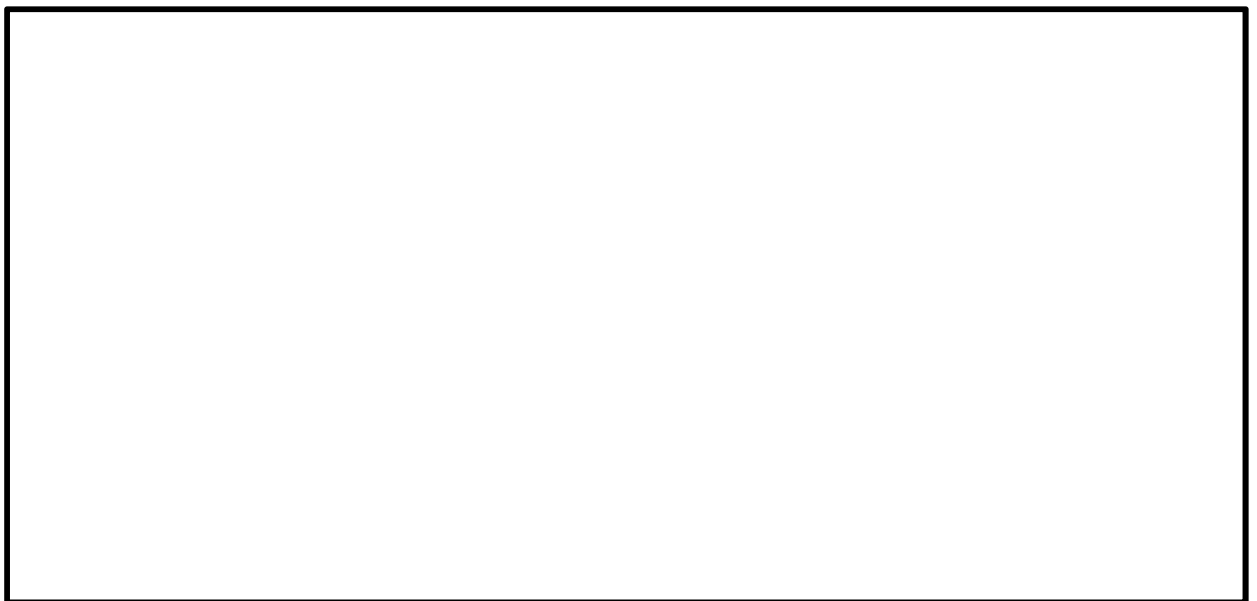


図 4.4-12 (20) 東西方向断面の最大加速度分布図 ($S_s-D 1 (H+, V-)$)
(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

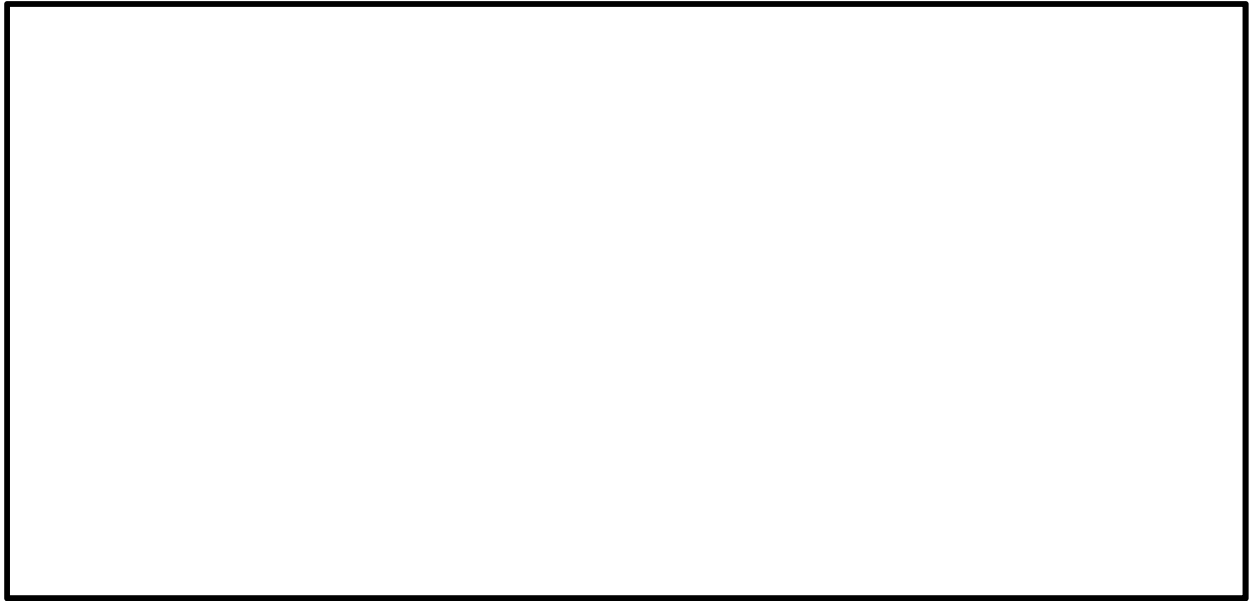


図 4.4-12 (21) 東西方向断面の最大加速度分布図 ($S_s-D 1 (H-, V+)$)
(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



図 4.4-12 (22) 東西方向断面の最大加速度分布図 ($S_s-D 1 (H-, V-)$)
(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)

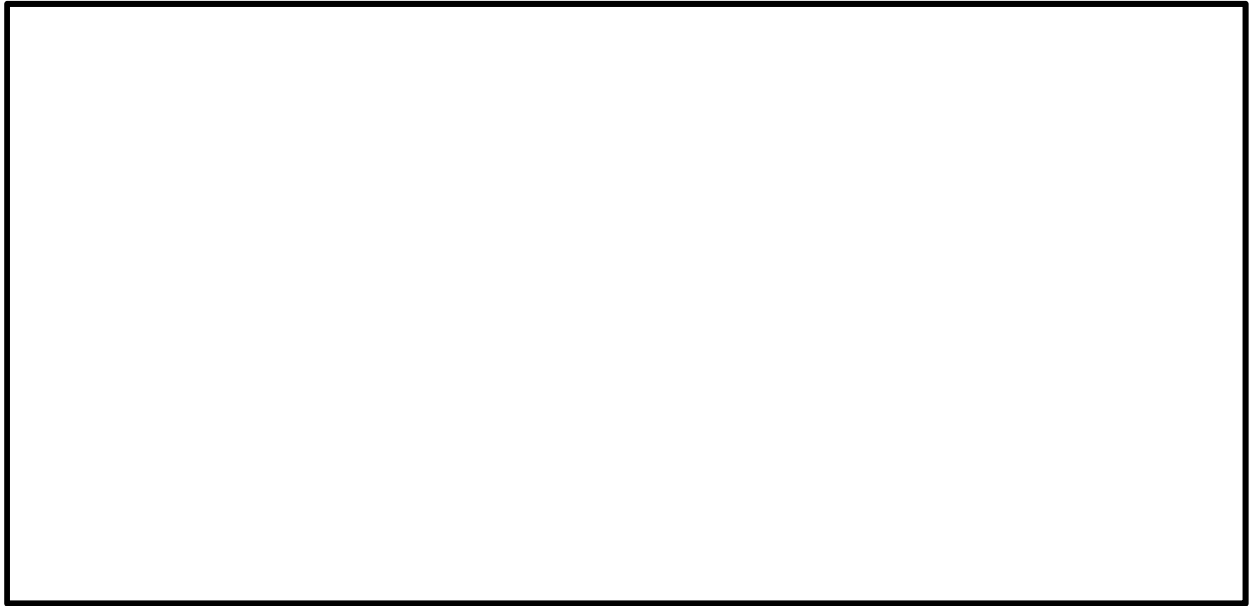


図 4.4-12 (23) 東西方向断面の最大加速度分布図 (S_s-D1 (H+, V+))
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

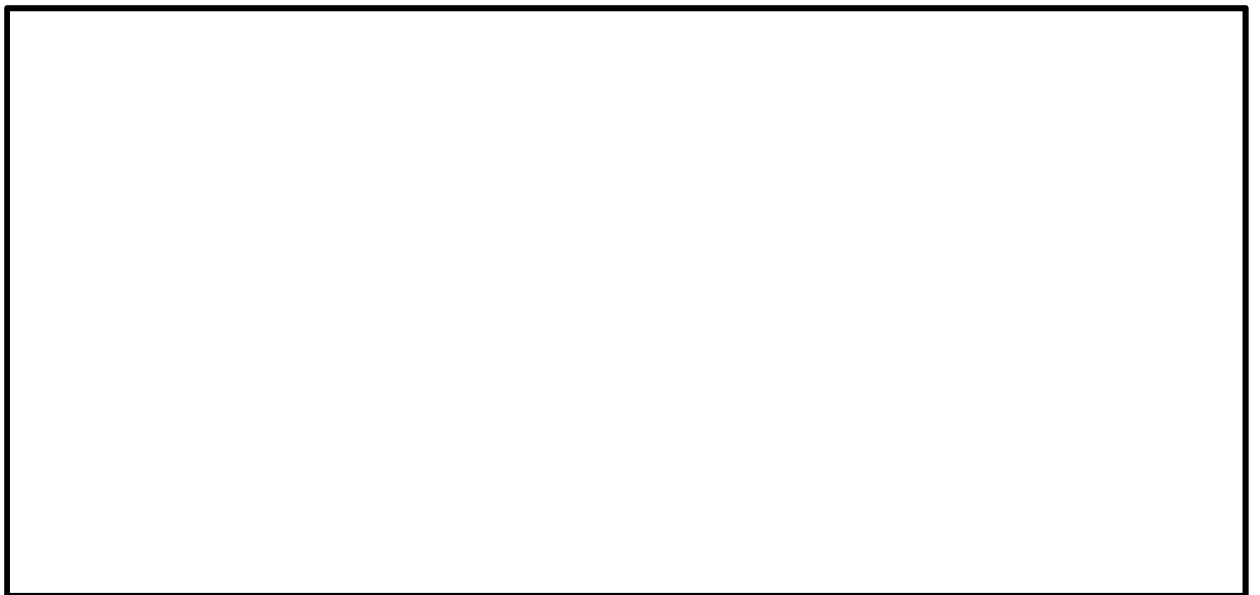


図 4.4-12 (24) 東西方向断面の最大加速度分布図 (S_s-D1 (H-, V+))
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

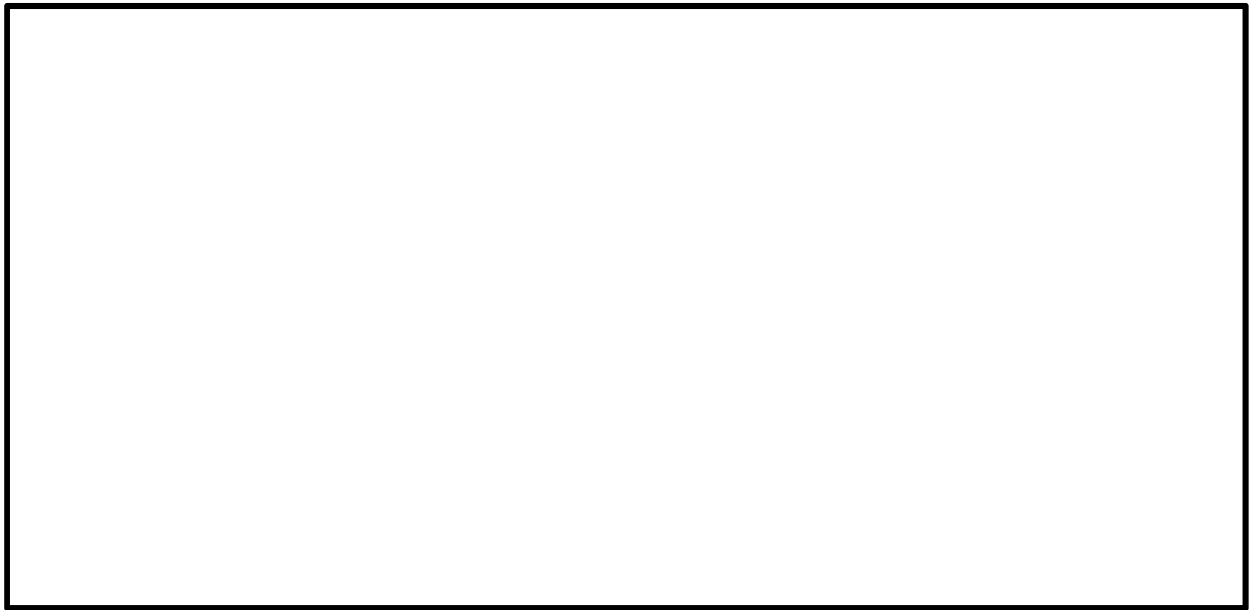


図 4.4-12 (25) 東西方向断面の最大加速度分布図 ($S_s-D 1 (H-, V-)$)
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



図 4.4-12 (26) 東西方向断面の最大加速度分布図 ($S_s-D 1 (H+, V+)$)
(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)

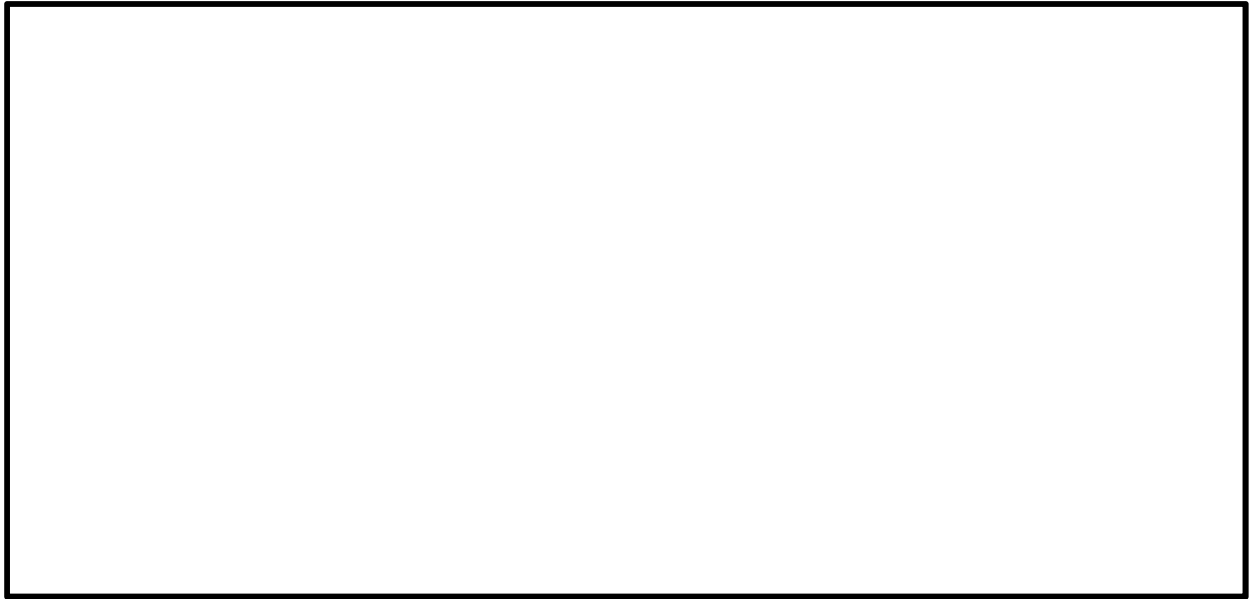


図 4.4-12 (27) 東西方向断面の最大加速度分布図 ($S_s-D 1 (H-, V+)$)
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)



図 4.4-12 (28) 東西方向断面の最大加速度分布図 ($S_s-D 1 (H-, V-)$)
(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)

4.4.2 耐震評価結果

(1) 構造部材の曲げ軸力に対する評価結果

表 4.4-6 及び表 4.4-7 に曲げ軸力に対する照査結果を示す。

電源装置置場における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてコンクリートの圧縮応力度と鉄筋の引張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、発生応力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。

以上より、電源装置置場の構造部材の発生応力は、許容限界以下であることを確認した。

図 4.4-13 に概略配筋図を、表 4.4-8 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

表 4.4-6 (1) コンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置	断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{cs} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{cs}
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
① S _s -D1 (H+, V+)	底板	4	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5736	3133	5.19	21.0	0.25
	スラブ (B2F, B3F)	19	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	-6081	2373	7.40	21.0	0.36
	スラブ (B1F)	27	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-4217	1314	7.35	21.0	0.35
	地上スラブ	37	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	-2462	689	5.33	21.0	0.26
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)	-394	-17	6.39	21.0	0.31
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5940	3975	5.36	21.0	0.26
	地中側壁 (上部)	54	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	-2136	779	4.55	21.0	0.22
	地中隔壁 (下部)	66	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	7230	5231	6.52	21.0	0.32
	地中隔壁 (上部)	73	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-2942	1169	5.20	21.0	0.25
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	792	560	3.37	21.0	0.17
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	913	363	3.89	21.0	0.19
① S _s -D1 (H+, V-)	底板	4	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5750	3185	5.20	21.0	0.25
	スラブ (B2F, B3F)	19	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	-6128	2508	7.47	21.0	0.36
	スラブ (B1F)	27	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-4256	1391	7.44	21.0	0.36
	地上スラブ	37	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	-2492	700	5.39	21.0	0.26
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)	-396	-18	6.42	21.0	0.31
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5454	2543	4.93	21.0	0.24
	地中側壁 (上部)	54	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	-2149	811	4.58	21.0	0.22
	地中隔壁 (下部)	66	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	7317	5330	6.60	21.0	0.32
	地中隔壁 (上部)	73	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-2950	1226	5.22	21.0	0.25
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	794	567	3.38	21.0	0.17
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	922	371	3.92	21.0	0.19

※1 評価位置は下図に示す

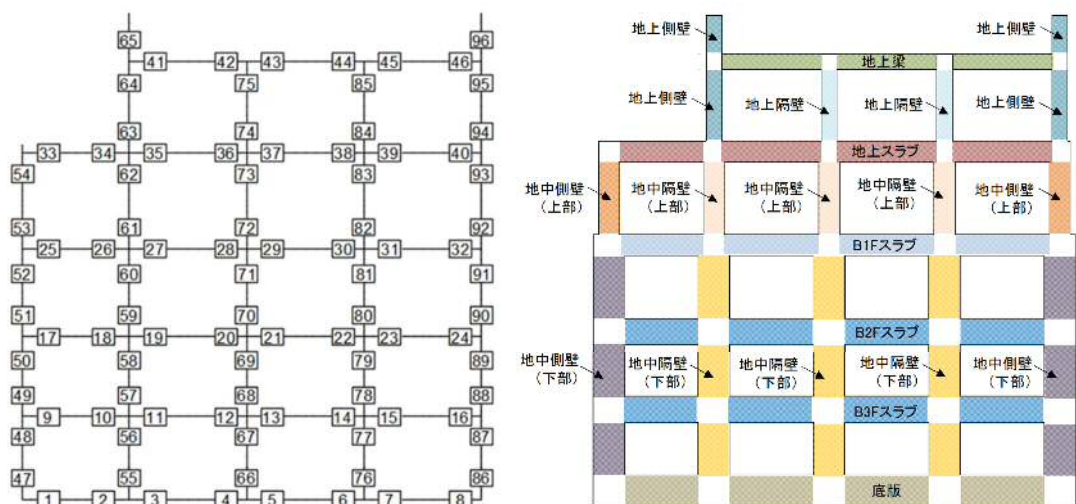


表 4.4-6 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置	断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{cs} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{cs}
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
① S _s -D1 (H-, V+)	底板	3	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5905	2770	5.33	21.0	0.26
	スラブ (B2F, B3F)	22	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	-6356	2487	7.73	21.0	0.37
	スラブ (B1F)	30	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-4277	1490	7.50	21.0	0.36
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	-2846	460	6.08	21.0	0.29
	地上梁	42	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)	-370	106	6.13	21.0	0.30
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5110	3855	4.61	21.0	0.22
	地中側壁 (上部)	93	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	2150	1495	4.62	21.0	0.22
	地中隔壁 (下部)	66	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	-7374	5186	6.65	21.0	0.32
	地中隔壁 (上部)	73	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	3141	1178	5.53	21.0	0.27
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	761	562	3.23	21.0	0.16
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	-1008	382	4.29	21.0	0.21
① S _s -D1 (H-, V-)	底板	3	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5875	2741	5.31	21.0	0.26
	スラブ (B2F, B3F)	22	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	-6324	2608	7.71	21.0	0.37
	スラブ (B1F)	30	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-4269	1538	7.50	21.0	0.36
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	-2854	468	6.10	21.0	0.30
	地上梁	42	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)	-370	105	6.14	21.0	0.30
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5120	2794	4.63	21.0	0.23
	地中側壁 (上部)	93	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	2164	1577	4.65	21.0	0.23
	地中隔壁 (下部)	66	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	-7329	5220	6.61	21.0	0.32
	地中隔壁 (上部)	73	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	3120	1206	5.50	21.0	0.27
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	748	523	3.18	21.0	0.16
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	-1002	391	4.26	21.0	0.21

※1 評価位置は下図に示す

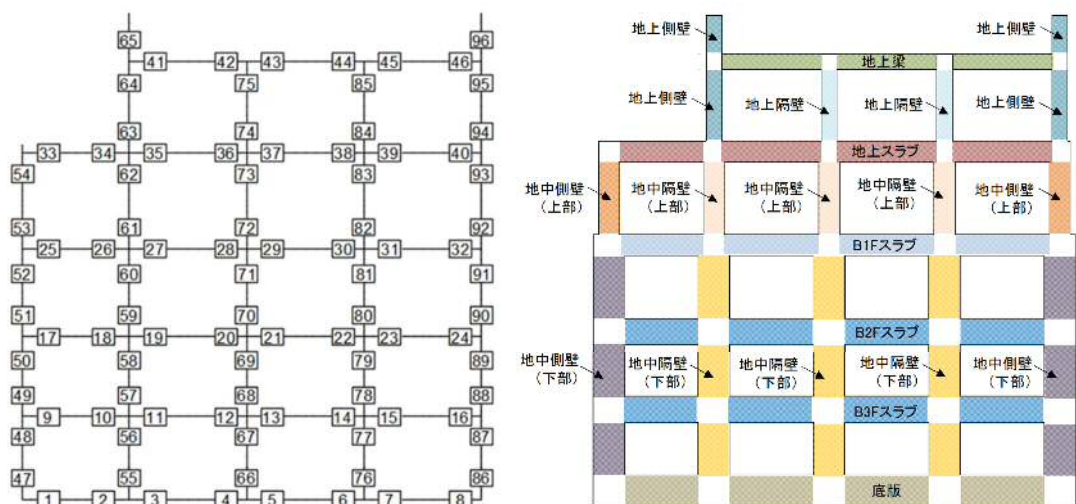


表 4.4-6 (3) コンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置	断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
① S _s -1.1 (11+, V+)	底板	5	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	3675	2694	3.32	21.0	0.16
	スラブ (B2F, B3F)	14	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	-2570	2430	3.21	21.0	0.16
	スラブ (B1F)	25	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-1910	1296	3.47	21.0	0.17
	地上スラブ	40	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	-1514	389	3.27	21.0	0.16
	地上梁	44	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)	-196	21	3.21	21.0	0.16
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	4294	5008	3.99	21.0	0.19
	地中側壁 (上部)	93	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	1223	1162	2.61	21.0	0.13
	地中隔壁 (下部)	76	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	-2952	5813	3.35	21.0	0.16
	地中隔壁 (上部)	83	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	1326	1201	2.45	21.0	0.12
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	421	574	1.73	21.0	0.09
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	-462	357	1.96	21.0	0.10
① S _s -1.2 (11+, V+)	底板	4	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	4844	2893	4.38	21.0	0.21
	スラブ (B2F, B3F)	11	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	-4208	2552	5.21	21.0	0.25
	スラブ (B1F)	27	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-2936	1274	5.21	21.0	0.25
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	-1796	555	3.90	21.0	0.19
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)	-249	6	4.07	21.0	0.20
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5553	3866	5.01	21.0	0.24
	地中側壁 (上部)	54	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	-1579	623	3.37	21.0	0.17
	地中隔壁 (下部)	66	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5166	5531	4.74	21.0	0.23
	地中隔壁 (上部)	62	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-2001	1219	3.62	21.0	0.18
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	491	522	2.05	21.0	0.10
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	-526	408	2.23	21.0	0.11

※1 評価位置は下図に示す

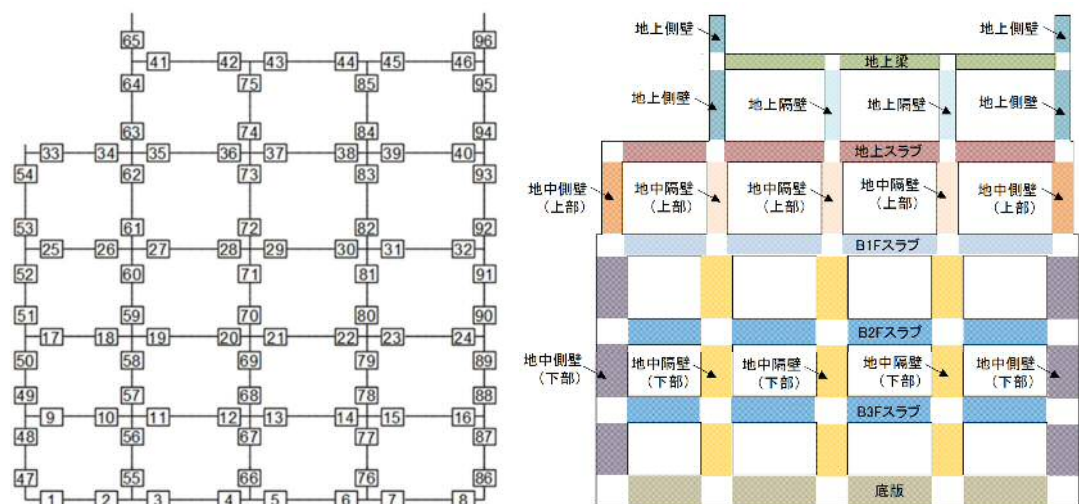


表 4.4-6 (4) コンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置	断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
① S ₈ -13 (H+, V+)	底板	4	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	4760	2745	4.30	21.0	0.21
	スラブ (B2F, B3F)	11	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	-4122	2548	5.10	21.0	0.25
	スラブ (B1F)	27	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-2849	1374	5.08	21.0	0.25
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	-1781	543	3.86	21.0	0.19
	地上梁	42	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)	-231	70	3.83	21.0	0.19
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5342	3748	4.82	21.0	0.23
	地中側壁 (上部)	54	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	-1510	603	3.22	21.0	0.16
	地中隔壁 (下部)	66	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5039	5439	4.62	21.0	0.22
	地中隔壁 (上部)	62	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-1907	1218	3.46	21.0	0.17
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	458	512	1.91	21.0	0.10
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	-548	399	2.33	21.0	0.12
① S ₈ -14 (H+, V+)	底板	5	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	4027	2806	3.64	21.0	0.18
	スラブ (B2F, B3F)	11	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	-3037	2359	3.78	21.0	0.18
	スラブ (B1F)	25	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-2276	1222	4.09	21.0	0.20
	地上スラブ	40	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	-1463	390	3.16	21.0	0.16
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)	-181	16	2.96	21.0	0.15
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	4488	4043	4.06	21.0	0.20
	地中側壁 (上部)	54	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	-1288	554	2.75	21.0	0.14
	地中隔壁 (下部)	76	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	-2953	6699	3.62	21.0	0.18
	地中隔壁 (上部)	62	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-1486	1194	2.72	21.0	0.13
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	365	498	1.50	21.0	0.08
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	-374	391	1.57	21.0	0.08

※1 評価位置は下図に示す

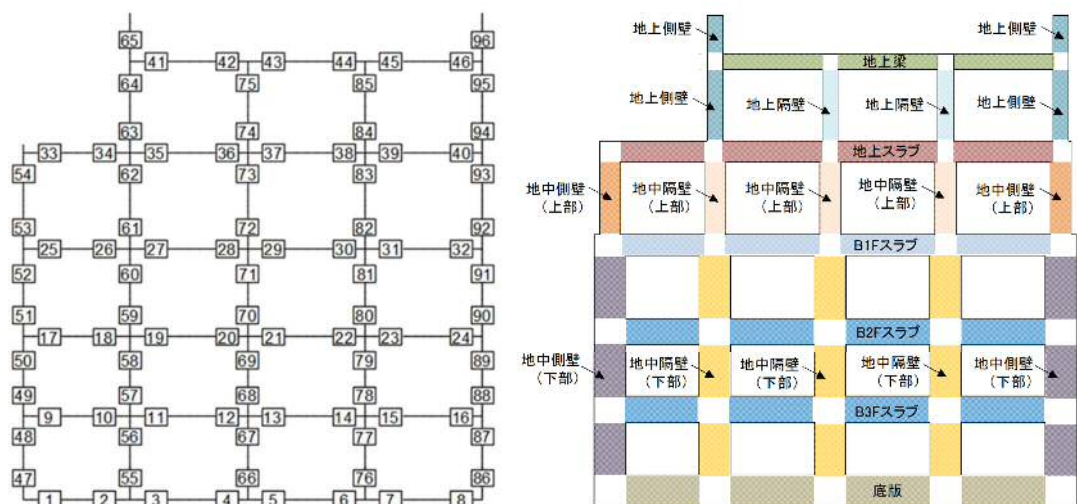


表 4.4-6 (5) コンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置	断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{cs} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{cs}
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
① S ₉ -21 (H+, V+)	底板	5	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5483	3357	4.96	21.0	0.24
	スラブ (B2F, B3F)	14	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	-4788	2776	5.92	21.0	0.29
	スラブ (B1F)	30	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-3262	2006	5.90	21.0	0.29
	地上スラブ	40	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	-2462	442	5.27	21.0	0.26
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)	-350	-10	5.69	21.0	0.28
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5209	3395	4.71	21.0	0.23
	地中側壁 (上部)	93	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	1906	1557	4.08	21.0	0.20
	地中隔壁 (下部)	66	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	-5563	6691	5.20	21.0	0.25
	地中隔壁 (上部)	83	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	2401	1337	4.32	21.0	0.21
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	750	517	3.19	21.0	0.16
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	-931	417	3.96	21.0	0.19
① S ₉ -22 (11+, V+)	底板	4	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	4727	3543	4.27	21.0	0.21
	スラブ (B2F, B3F)	22	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	-4308	2754	5.34	21.0	0.26
	スラブ (B1F)	30	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-3206	1696	5.75	21.0	0.28
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	-2413	521	5.19	21.0	0.25
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)	-367	-7	5.97	21.0	0.29
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5621	4588	5.07	21.0	0.25
	地中側壁 (上部)	54	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	-1984	763	4.23	21.0	0.21
	地中隔壁 (下部)	66	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	4732	5618	4.41	21.0	0.21
	地中隔壁 (上部)	83	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	2406	1384	4.34	21.0	0.21
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	828	507	3.53	21.0	0.17
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	-912	427	3.88	21.0	0.19

※1 評価位置は下図に示す

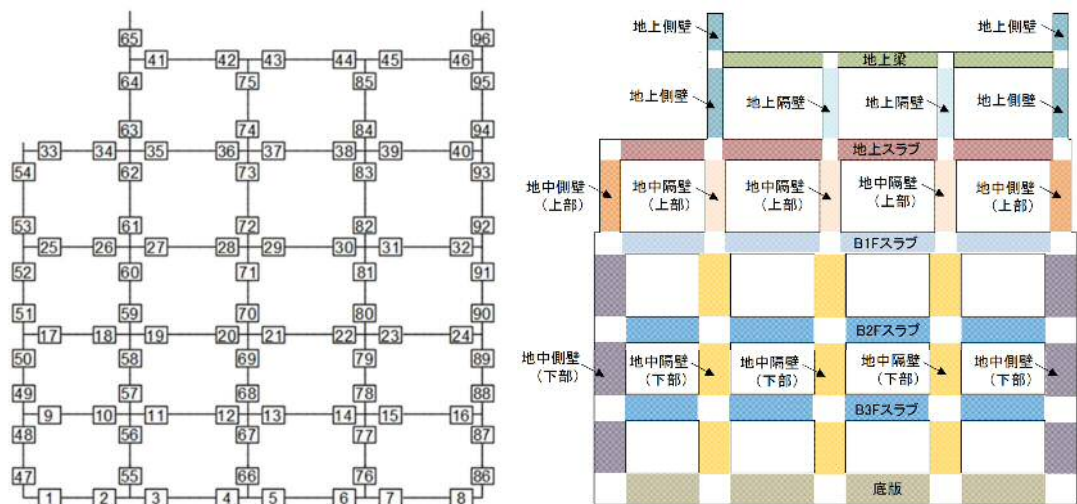


表 4.4-6 (6) コンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{cs} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{cs}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
① S _s -31 (11+, V+)	底板	3	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5918	2676	5.34	21.0	0.26
	スラブ (B2F, B3F)	22	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	-6019	2543	7.35	21.0	0.35
	スラブ (B1F)	30	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-4052	1554	7.14	21.0	0.34
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	-2653	462	5.68	21.0	0.28
	地上梁	42	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	-325	93	5.39	21.0	0.26
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5220	4376	4.71	21.0	0.23
	地中側壁 (上部)	93	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	2070	1443	4.45	21.0	0.22
	地中隔壁 (下部)	66	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	-7103	5455	6.41	21.0	0.31
	地中隔壁 (上部)	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	2955	1244	5.24	21.0	0.25
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	679	507	2.88	21.0	0.14
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	-840	376	3.58	21.0	0.18
① S _s -31 (H-, V+)	底板	4	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5691	3188	5.15	21.0	0.25
	スラブ (B2F, B3F)	19	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	-5829	2598	7.13	21.0	0.34
	スラブ (B1F)	27	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-4083	1335	7.14	21.0	0.34
	地上スラブ	37	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	-2354	684	5.10	21.0	0.25
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	-346	-12	5.63	21.0	0.27
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5910	3382	5.34	21.0	0.26
	地中側壁 (上部)	54	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	-2034	750	4.33	21.0	0.21
	地中隔壁 (下部)	66	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	6921	5625	6.24	21.0	0.30
	地中隔壁 (上部)	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-2821	1266	5.02	21.0	0.24
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	676	516	2.87	21.0	0.14
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	771	389	3.29	21.0	0.16

※1 評価位置は下図に示す

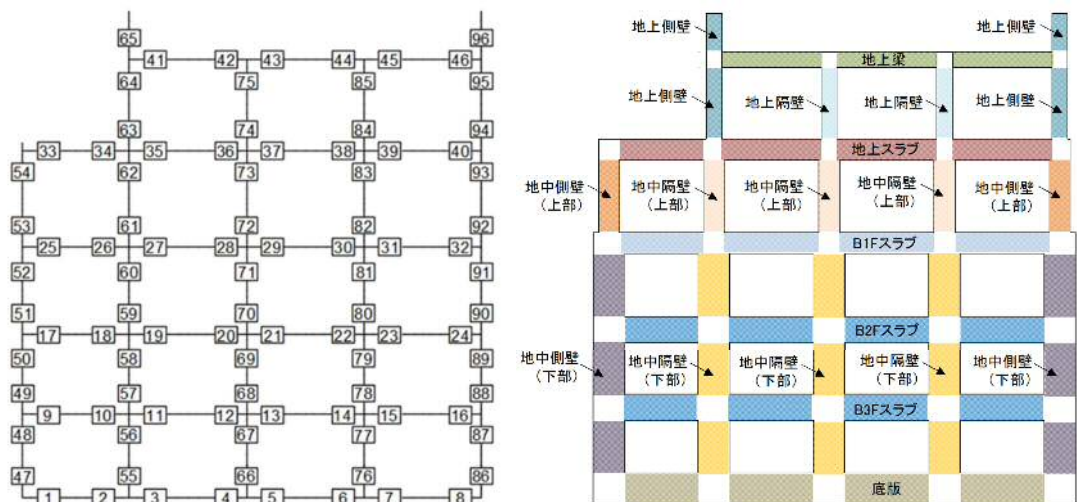


表 4.4-6 (7) コンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置	断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{cs} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{cs}
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
② S ₃ -D1 (H+, V+)	底板	6	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5895	2828	5.33	21.0	0.26
	スラブ (B2F, B3F)	19	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	-6121	2613	7.47	21.0	0.36
	スラブ (B1F)	27	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-4217	1326	7.36	21.0	0.36
	地上スラブ	37	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	-2462	692	5.33	21.0	0.26
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)	-392	-16	6.36	21.0	0.31
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5898	3979	5.33	21.0	0.26
	地中側壁 (上部)	54	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	-2120	774	4.51	21.0	0.22
	地中隔壁 (下部)	66	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	7397	5576	6.67	21.0	0.32
	地中隔壁 (上部)	73	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-2931	1174	5.18	21.0	0.25
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	787	560	3.34	21.0	0.16
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	912	363	3.88	21.0	0.19
② S ₃ -D1 (H-, V+)	底板	5	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5860	3252	5.30	21.0	0.26
	スラブ (B2F, B3F)	22	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	-6427	2547	7.82	21.0	0.38
	スラブ (B1F)	30	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-4302	1486	7.54	21.0	0.36
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	-2849	460	6.09	21.0	0.29
	地上梁	42	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)	-366	106	6.07	21.0	0.29
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5106	3892	4.61	21.0	0.22
	地中側壁 (上部)	93	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	2133	1494	4.58	21.0	0.22
	地中隔壁 (下部)	66	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	-7369	5060	6.65	21.0	0.32
	地中隔壁 (上部)	73	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	3125	1156	5.50	21.0	0.27
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	760	562	3.23	21.0	0.16
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	-1004	377	4.27	21.0	0.21

※1 評価位置は下図に示す

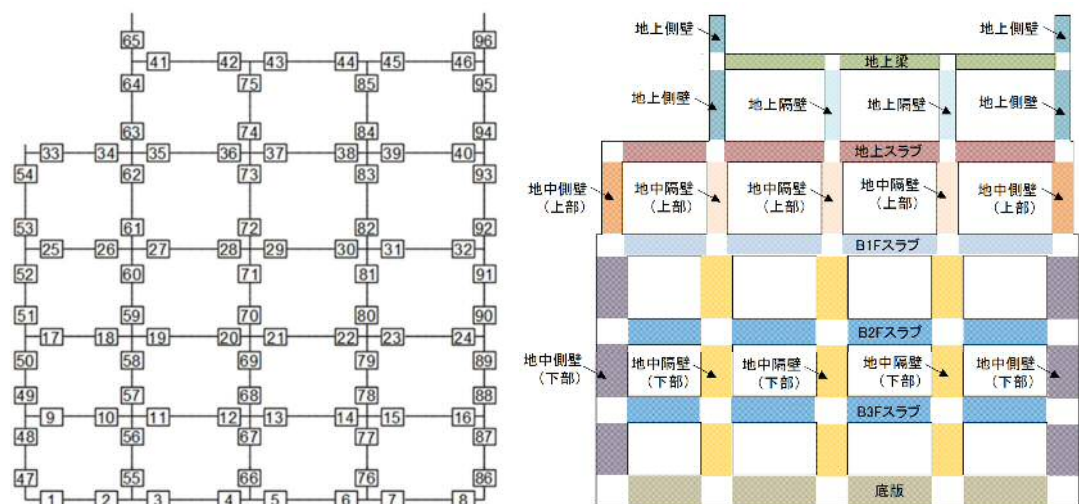


表 4.4-6 (8) コンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置	断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
② S ₈ -D1 (H-, V-)	底版	5	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5849	3100	5.29	21.0	0.26
	スラブ (B2F, B3F)	22	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	-6441	2675	7.85	21.0	0.38
	スラブ (B1F)	30	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-4322	1554	7.59	21.0	0.37
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	-2875	473	6.15	21.0	0.30
	地上梁	42	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)	-369	105	6.11	21.0	0.30
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5098	2915	4.61	21.0	0.22
	地中側壁 (上部)	93	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	2159	1582	4.64	21.0	0.23
	地中隔壁 (下部)	66	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	-7355	5163	6.64	21.0	0.32
	地中隔壁 (上部)	73	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	3118	1216	5.50	21.0	0.27
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	746	523	3.17	21.0	0.16
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	-1003	391	4.27	21.0	0.21
② S ₈ -D1 (H+, V+)	底版	6	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5833	2772	5.27	21.0	0.26
	スラブ (B2F, B3F)	19	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	-6063	2370	7.37	21.0	0.36
	スラブ (B1F)	27	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-4229	1295	7.37	21.0	0.36
	地上スラブ	37	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	-2539	692	5.49	21.0	0.27
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)	-394	-19	6.40	21.0	0.31
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5970	3909	5.39	21.0	0.26
	地中側壁 (上部)	54	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	-2153	783	4.58	21.0	0.22
	地中隔壁 (下部)	66	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	7252	5355	6.54	21.0	0.32
	地中隔壁 (上部)	73	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-3004	1198	5.31	21.0	0.26
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	790	559	3.36	21.0	0.16
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	925	367	3.94	21.0	0.19

※1 評価位置は下図に示す

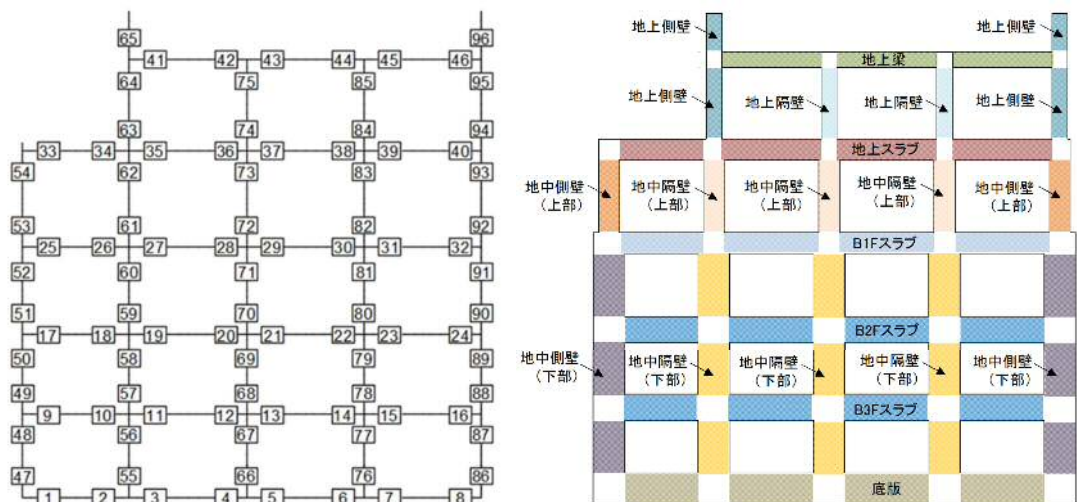


表 4.4-6 (9) コンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置	断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{cs} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{cs}
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
③ S _s -D 1 (H-, V+)	底版	5	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	6105	3052	5.52	21.0	0.27
	スラブ (B2F, B3F)	22	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	-6475	2420	7.86	21.0	0.38
	スラブ (B1F)	30	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-4353	1496	7.63	21.0	0.37
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	-2899	466	6.19	21.0	0.30
	地上梁	42	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)	-369	108	6.12	21.0	0.30
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5112	3791	4.61	21.0	0.22
	地中側壁 (上部)	93	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	2173	1499	4.67	21.0	0.23
	地中隔壁 (下部)	66	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	-7416	5015	6.69	21.0	0.32
	地中隔壁 (上部)	73	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	3186	1164	5.60	21.0	0.27
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	760	561	3.23	21.0	0.16
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	-1014	381	4.31	21.0	0.21
③ S _s -D 1 (H-, V-)	底版	5	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	6087	3094	5.50	21.0	0.27
	スラブ (B2F, B3F)	22	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	-6446	2513	7.84	21.0	0.38
	スラブ (B1F)	30	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-4318	1549	7.63	21.0	0.37
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	-2909	476	6.22	21.0	0.30
	地上梁	42	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)	-369	107	6.12	21.0	0.30
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5136	3391	4.64	21.0	0.23
	地中側壁 (上部)	93	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	2193	1584	4.71	21.0	0.23
	地中隔壁 (下部)	66	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	-7387	5107	6.67	21.0	0.32
	地中隔壁 (上部)	73	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	3172	1191	5.58	21.0	0.27
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	750	538	3.19	21.0	0.16
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	-1009	389	4.29	21.0	0.21

※1 評価位置は下図に示す

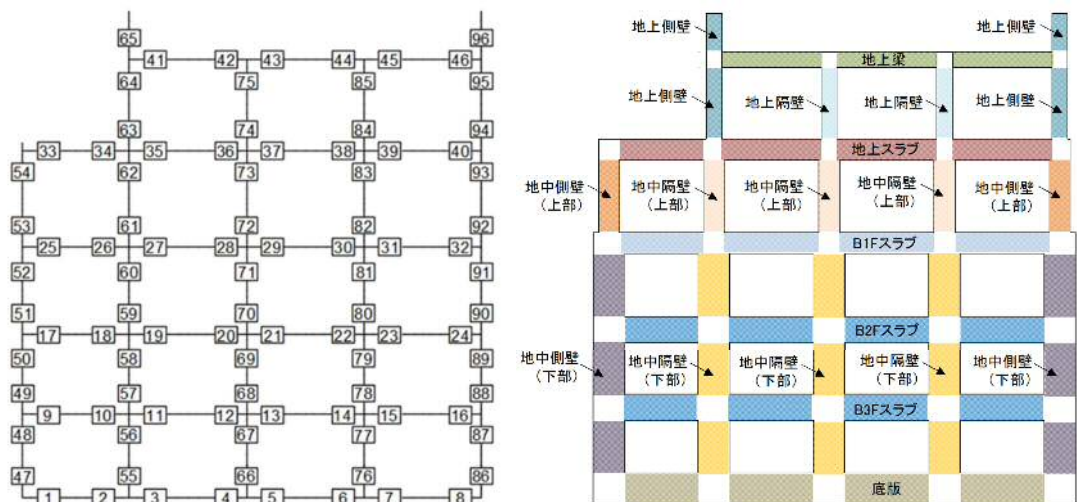


表 4.4-6 (10) コンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置	断面性状				鉄筋仕様		発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋 (圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)					
④S ₊ -D1 (H+, V+)	底版	6	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	6959	2752	6.26	21.0	0.30
	スラブ (B2F, B3F)	19	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	-9015	2392	10.77	21.0	0.52
	スラブ (B1F)	27	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-5906	1211	10.11	21.0	0.49
	地上スラブ	35	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	-3386	587	7.24	21.0	0.35
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)		-505	-24	8.20	21.0	0.40
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5639	2842	5.10	21.0	0.25
	地中側壁 (上部)	54	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	-2486	847	5.28	21.0	0.26
	地中隔壁 (下部)	66	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	10740	5126	9.70	21.0	0.47
	地中隔壁 (上部)	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-4198	1128	7.27	21.0	0.35
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	974	604	4.15	21.0	0.20
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	1229	347	5.21	21.0	0.25
④S ₊ -D1 (H+, V-)	底版	6	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	7044	2835	6.34	21.0	0.31
	スラブ (B2F, B3F)	19	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	-9022	2604	10.82	21.0	0.52
	スラブ (B1F)	27	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-5940	1352	10.21	21.0	0.49
	地上スラブ	35	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	-3403	624	7.29	21.0	0.35
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)		-502	-22	8.15	21.0	0.39
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5281	1538	4.70	21.0	0.23
	地中側壁 (上部)	54	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	-2521	891	5.36	21.0	0.26
	地中隔壁 (下部)	66	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	10765	5467	9.73	21.0	0.47
	地中隔壁 (上部)	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-4189	1261	7.29	21.0	0.35
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	954	580	4.06	21.0	0.20
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	1211	378	5.14	21.0	0.25

※1 評価位置は下図に示す

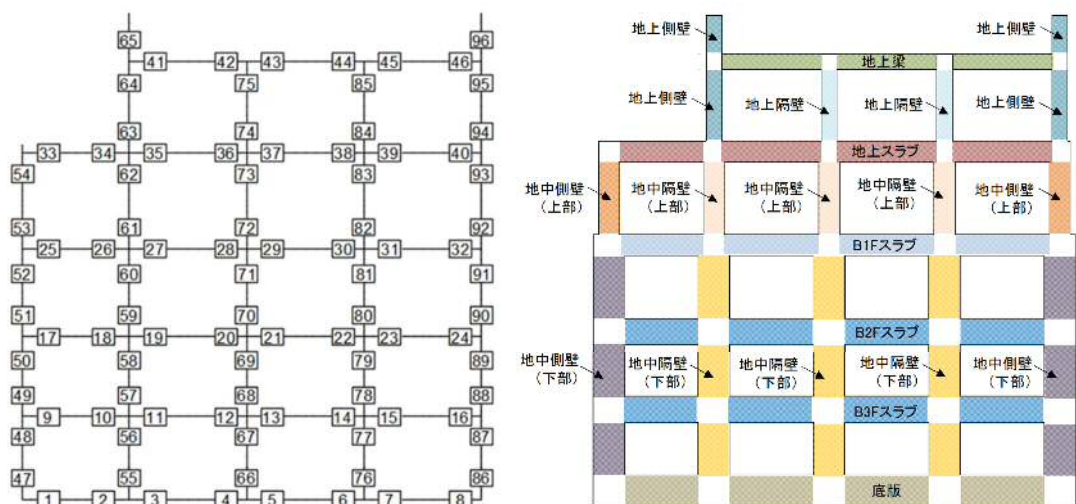


表 4.4-6 (11) コンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置	断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{cs} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{cs}
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
④ S _g -D1 (11-, V+)	底版	3	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	7000	2315	6.26	21.0	0.30
	スラブ (B2F, B3F)	22	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	-8915	2529	10.68	21.0	0.51
	スラブ (B1F)	30	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-5775	1389	9.95	21.0	0.48
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	-3680	434	7.82	21.0	0.38
	地上梁	42	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)	-442	131	7.32	21.0	0.35
	地中側壁 (下部)	88	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	-4751	6923	4.70	21.0	0.23
	地中側壁 (上部)	93	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	2501	1633	5.37	21.0	0.26
	地中隔壁 (下部)	66	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	-10165	4992	9.18	21.0	0.44
	地中隔壁 (上部)	73	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	4221	1121	7.31	21.0	0.35
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	855	541	3.64	21.0	0.18
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	-1258	369	5.33	21.0	0.26
④ S _g -D1 (H-, V-)	底版	3	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	7133	2527	6.40	21.0	0.31
	スラブ (B2F, B3F)	22	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	-8992	2848	10.83	21.0	0.52
	スラブ (B1F)	30	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-5860	1584	10.15	21.0	0.49
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	-3786	490	8.05	21.0	0.39
	地上梁	42	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)	-460	134	7.63	21.0	0.37
	地中側壁 (下部)	88	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	-4760	7297	4.80	21.0	0.23
	地中側壁 (上部)	93	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	2582	1770	5.55	21.0	0.27
	地中隔壁 (下部)	66	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	-10224	5486	9.24	21.0	0.44
	地中隔壁 (上部)	73	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	4269	1280	7.43	21.0	0.36
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	870	640	3.70	21.0	0.18
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	-1287	421	5.46	21.0	0.26

※1 評価位置は下図に示す

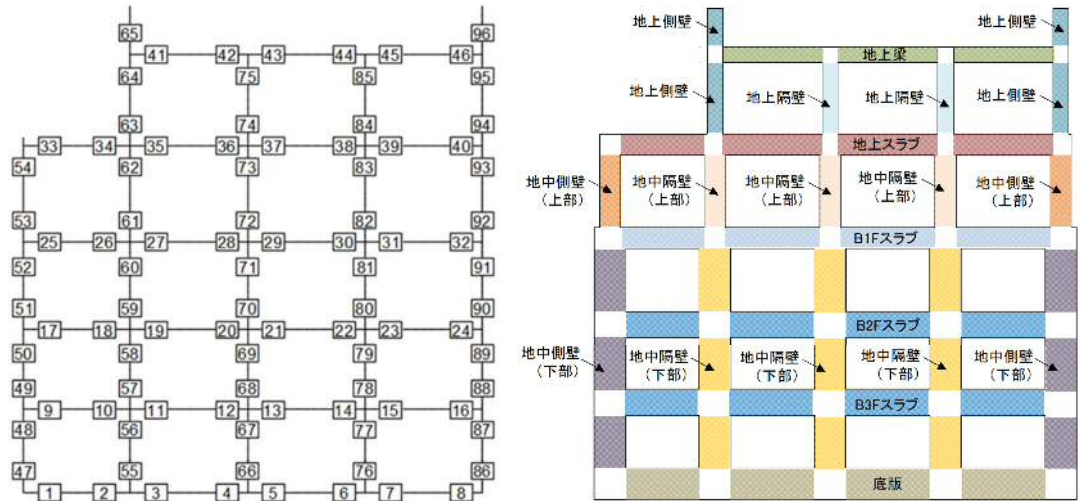


表 4.4-6 (12) コンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置	断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
⑤ S _y -D1 (11+, V+)	底板	4	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5710	3219	5.16	21.0	0.25
	スラブ (B2F, B3F)	19	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	-6145	2489	7.49	21.0	0.36
	スラブ (B1F)	27	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-4334	1324	7.55	21.0	0.36
	地上スラブ	37	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	-2536	719	5.49	21.0	0.27
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)	-396	-17	6.43	21.0	0.31
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	6197	4059	5.60	21.0	0.27
	地中側壁 (上部)	54	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	-2229	787	4.74	21.0	0.23
	地中隔壁 (下部)	66	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	7183	5271	6.48	21.0	0.31
	地中隔壁 (上部)	73	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-3090	1193	5.45	21.0	0.26
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	789	554	3.36	21.0	0.16
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	912	366	3.88	21.0	0.19
⑤ S _y -D1 (11-, V+)	底板	3	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5951	2611	5.37	21.0	0.26
	スラブ (B2F, B3F)	22	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	-6374	2459	7.75	21.0	0.37
	スラブ (B1F)	30	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-4342	1516	7.61	21.0	0.37
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	-2879	455	6.15	21.0	0.30
	地上梁	42	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)	-365	107	6.06	21.0	0.29
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5155	3855	4.65	21.0	0.23
	地中側壁 (上部)	93	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	2219	1481	4.77	21.0	0.23
	地中隔壁 (下部)	66	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	-7365	5194	6.65	21.0	0.32
	地中隔壁 (上部)	73	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	3246	1179	5.70	21.0	0.28
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	750	554	3.19	21.0	0.16
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	-984	383	4.18	21.0	0.20

※1 評価位置は下図に示す

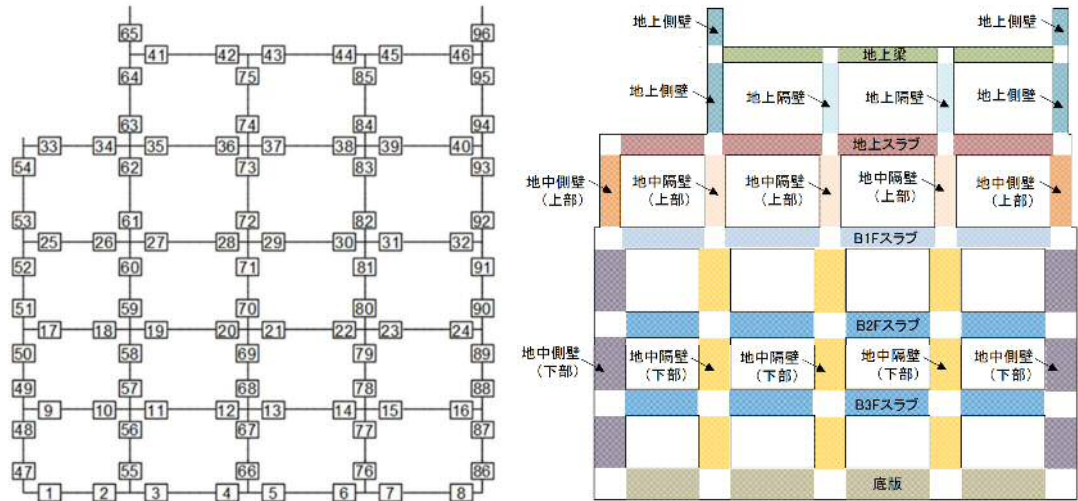


表 4.4-6 (13) コンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置	断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		正縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{cs} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{cs}
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
⑤ S _s -D1 (11-, V-)	底板	3	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5938	2590	5.36	21.0	0.26
	スラブ (B2F, B3F)	22	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	-6355	2550	7.74	21.0	0.37
	スラブ (B1F)	30	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-4334	1555	7.61	21.0	0.37
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	-2877	458	6.15	21.0	0.30
	地上梁	42	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)	-364	105	6.04	21.0	0.29
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5249	3727	4.74	21.0	0.23
	地中側壁 (上部)	93	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	2226	1557	4.78	21.0	0.23
	地中隔壁 (下部)	66	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	-7346	5186	6.63	21.0	0.32
	地中隔壁 (上部)	73	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	3227	1195	5.68	21.0	0.28
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	739	530	3.14	21.0	0.15
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	-977	387	4.16	21.0	0.20
⑥ S _s -D1 (11+, V+)	底板	6	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5759	2831	5.20	21.0	0.25
	スラブ (B2F, B3F)	19	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	-6010	2489	7.33	21.0	0.35
	スラブ (B1F)	27	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-4243	1328	7.40	21.0	0.36
	地上スラブ	37	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	-2513	711	5.44	21.0	0.26
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)	-388	-17	6.30	21.0	0.30
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	6217	4135	5.61	21.0	0.27
	地中側壁 (上部)	54	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	-2200	775	4.68	21.0	0.23
	地中隔壁 (下部)	66	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	7164	5331	6.46	21.0	0.31
	地中隔壁 (上部)	73	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-3034	1201	5.36	21.0	0.26
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	773	553	3.29	21.0	0.16
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	894	367	3.80	21.0	0.19

※1 評価位置は下図に示す

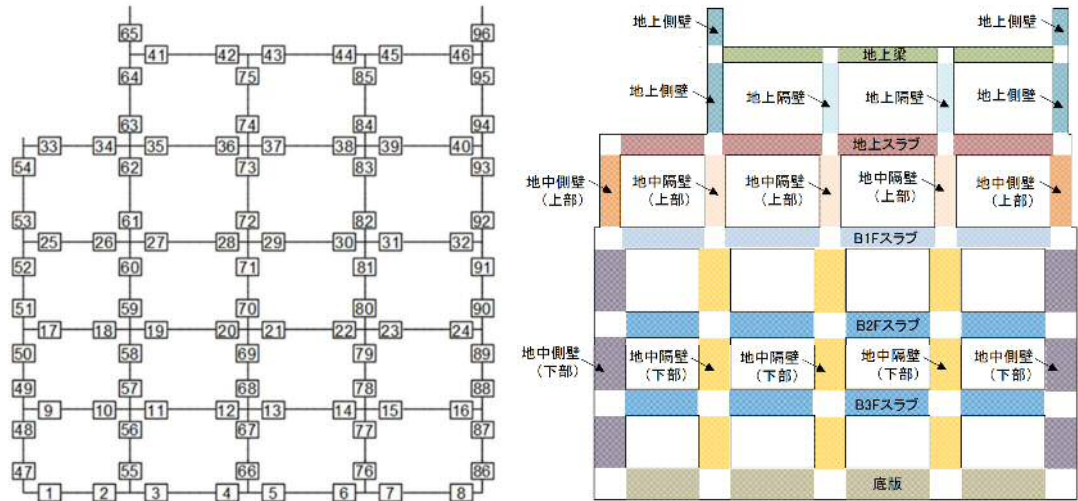


表 4.4-6 (14) コンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置	断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
⑥ S ₁ -D1 (11-, V+)	底板	5	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5935	3087	5.36	21.0	0.26
	スラブ (B2F, B3F)	22	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	-6332	2473	7.70	21.0	0.37
	スラブ (B1F)	30	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-4304	1527	7.55	21.0	0.36
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	-2853	455	6.09	21.0	0.29
	地上梁	42	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)	-359	105	5.95	21.0	0.29
	地中側壁 (下部)	47	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	-5187	3974	4.68	21.0	0.23
	地中側壁 (上部)	93	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	2199	1470	4.73	21.0	0.23
	地中隔壁 (下部)	66	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	-7371	5135	6.65	21.0	0.32
	地中隔壁 (上部)	73	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	3194	1172	5.62	21.0	0.27
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	755	554	3.21	21.0	0.16
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	-966	386	4.11	21.0	0.20
⑥ S ₁ -D1 (11-, V-)	底板	5	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5911	3097	5.34	21.0	0.26
	スラブ (B2F, B3F)	22	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	-6304	2565	7.68	21.0	0.37
	スラブ (B1F)	30	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-4287	1566	7.54	21.0	0.36
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	-2843	458	6.08	21.0	0.29
	地上梁	42	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)	-357	104	5.92	21.0	0.29
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5248	3843	4.74	21.0	0.23
	地中側壁 (上部)	93	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	2200	1543	4.73	21.0	0.23
	地中隔壁 (下部)	66	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	-7354	5130	6.64	21.0	0.32
	地中隔壁 (上部)	73	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	3173	1188	5.59	21.0	0.27
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	744	531	3.16	21.0	0.16
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	-957	387	4.07	21.0	0.20

※1 評価位置は下図に示す

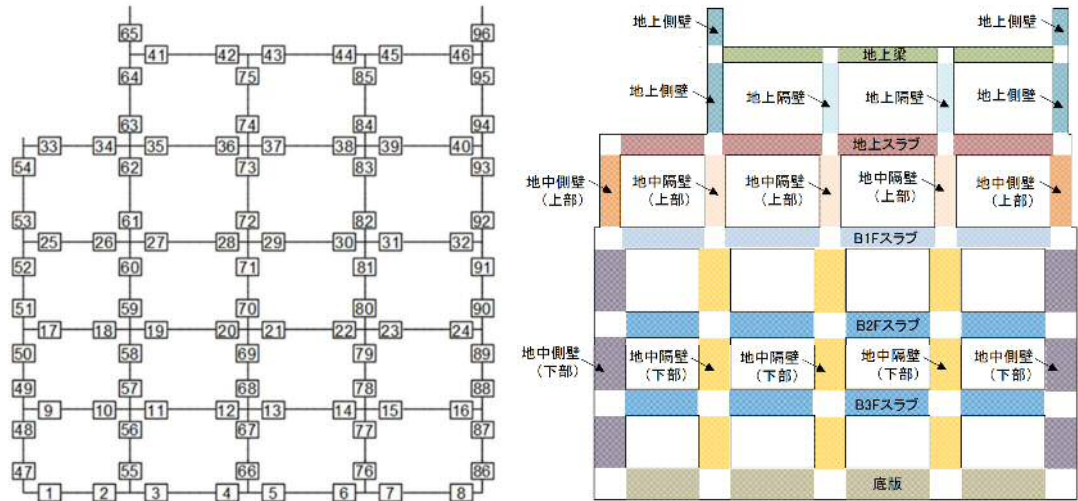


表 4.4-7 (1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置	断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋 (D51 @200)	(圧縮鉄筋) (D51 @200)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
① S_4-D1 (H+, V+)	底板	6	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5633	2565	108	435	0.25
	スラブ (B2F, B3F)	19	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	-6063	2327	181	435	0.42
	スラブ (B1F)	27	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-4212	1271	195	435	0.45
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	-2388	446	186	435	0.43
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)	-394	-19	192	435	0.45
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5070	1786	116	435	0.27
	地中側壁 (上部)	54	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	-2136	726	142	435	0.33
	地中隔壁 (下部)	76	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	6760	4239	91	435	0.21
	地中隔壁 (上部)	73	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-2937	1119	127	435	0.30
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	792	560	86	435	0.20
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	913	342	127	435	0.30
① S_4-D1 (H+, V-)	底板	6	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5416	1987	121	435	0.28
	スラブ (B2F, B3F)	19	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	-6118	2464	178	435	0.41
	スラブ (B1F)	27	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-4253	1349	194	435	0.45
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	-2434	467	188	435	0.44
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)	-396	-20	193	435	0.45
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5392	2032	119	435	0.28
	地中側壁 (上部)	54	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	-2136	732	141	435	0.33
	地中隔壁 (下部)	76	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	7002	4543	90	435	0.21
	地中隔壁 (上部)	73	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-2947	1175	125	435	0.29
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	792	558	86	435	0.20
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	922	350	128	435	0.30

※1 評価位置は下図に示す

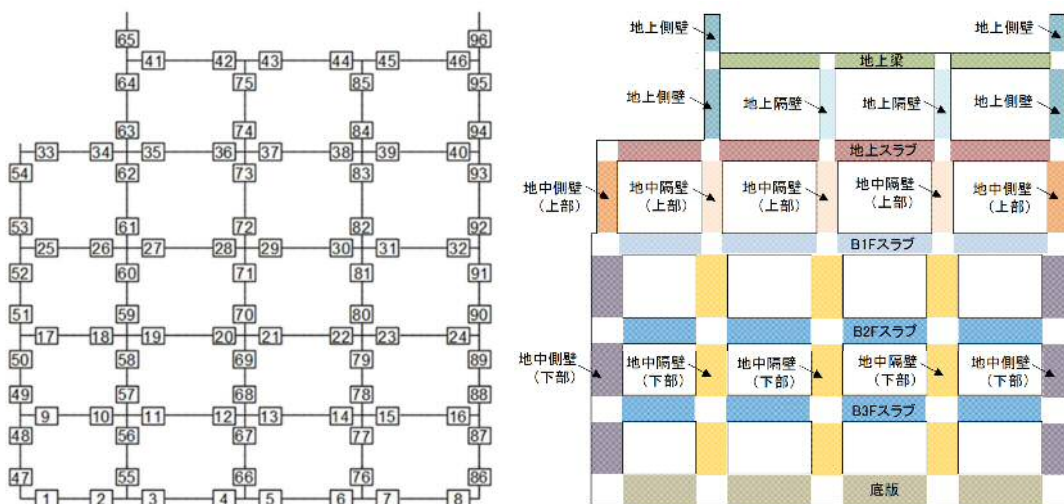


表 4.4-7 (2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋 (正縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)				
①S _s -D1 (H-, V+)	底板	3	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5854	2466	119	435	0.28
	スラブ (B2F, B3F)	22	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	-6356	2470	189	435	0.44
	スラブ (B1F)	30	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-4277	1466	191	435	0.44
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	-2846	447	227	435	0.53
	地上梁	44	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)		-360	-7	173	435	0.40
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	4308	1687	92	435	0.22
	地中側壁 (上部)	54	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	-1958	678	129	435	0.30
	地中隔壁 (下部)	70	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	-5472	2702	97	435	0.23
	地中隔壁 (上部)	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	3143	1128	138	435	0.32
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	761	562	80	435	0.19
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	-1008	362	142	435	0.33
①S _s -D1 (H-, V-)	底板	3	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5875	2523	118	435	0.28
	スラブ (B2F, B3F)	22	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	-6322	2561	184	435	0.43
	スラブ (B1F)	30	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-4269	1515	188	435	0.44
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	-2854	455	227	435	0.53
	地上梁	44	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)		-360	-8	173	435	0.40
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	4541	1837	95	435	0.22
	地中側壁 (上部)	54	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	-1960	687	129	435	0.30
	地中隔壁 (下部)	70	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	-5467	2889	91	435	0.21
	地中隔壁 (上部)	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	3120	1169	135	435	0.32
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	748	523	82	435	0.19
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	-1002	370	140	435	0.33

※1 評価位置は下図に示す

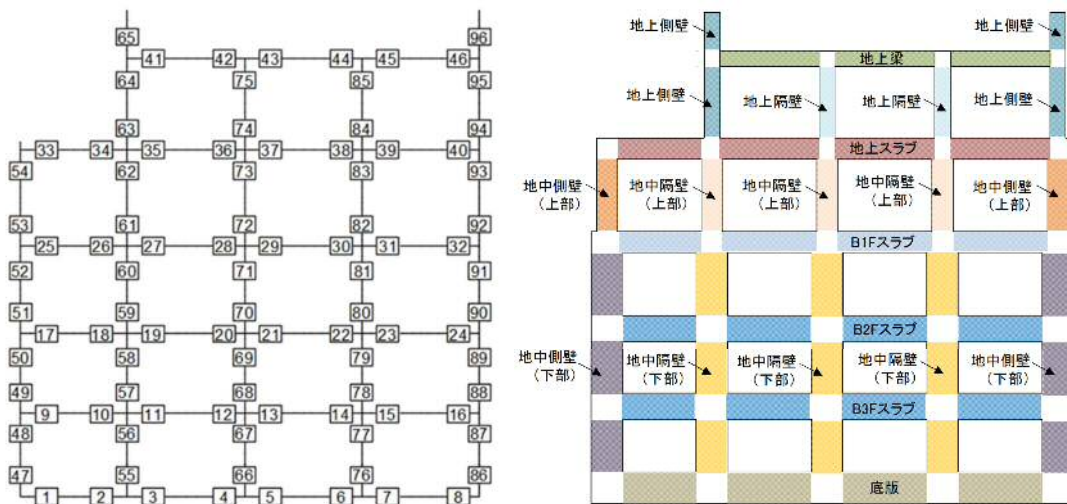


表 4.4-7 (3) 鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置	断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
① S _s -11 (11+, V+)	底板	1	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	3449	2327	42	435	0.10
	スラブ (B2F, B3F)	22	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	-2453	2070	35	435	0.09
	スラブ (B1F)	25	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-1910	1292	60	435	0.14
	地上スラブ	40	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	-1514	384	111	435	0.26
	地上梁	46	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)	-191	-27	98	435	0.23
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	3845	3738	22	435	0.06
	地中側壁 (上部)	54	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	-1170	512	71	435	0.17
	地中隔壁 (下部)	81	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	1851	2211	6	435	0.02
	地中隔壁 (上部)	83	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	1317	1107	34	435	0.08
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	352	420	21	435	0.06
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	-462	357	47	435	0.11
① S _s -12 (11+, V+)	底板	3	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	4060	1825	79	435	0.19
	スラブ (B2F, B3F)	16	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	4035	2078	100	435	0.23
	スラブ (B1F)	25	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-2944	935	135	435	0.32
	地上スラブ	40	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	-1757	428	130	435	0.30
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)	-249	4	118	435	0.28
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5488	3776	65	435	0.15
	地中側壁 (上部)	54	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	-1579	577	102	435	0.24
	地中隔壁 (下部)	71	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	-3198	2344	34	435	0.08
	地中隔壁 (上部)	62	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-2001	1183	70	435	0.17
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	487	513	38	435	0.09
	地上隔壁	75	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	-365	91	56	435	0.13

※1 評価位置は下図に示す

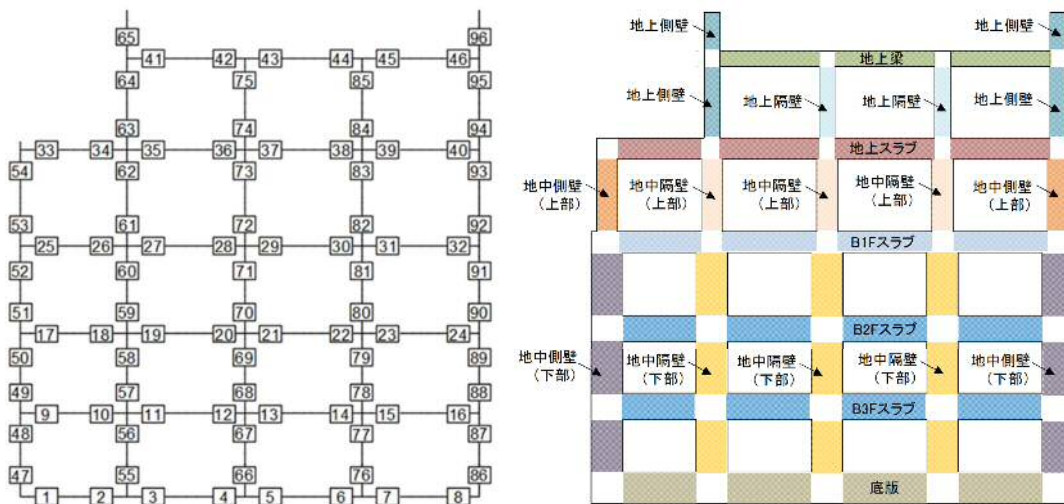


表 4.4-7 (4) 鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
①S ₈ -1.3 (H+, V+)	底版	4	1000	3000	2830	D51 ②200	(D51 ②200)	4603	2502	74	435	0.18
	スラブ (R2F, R3F)	16	1000	2500	2330	D51 ②200	(D51 ②200)	3968	2186	94	435	0.22
	スラブ (R1F)	25	1000	2000	1830	D51 ②200	(D51 ②200)	-2836	981	126	435	0.29
	地上スラブ	40	1000	2000	1810	D41 ②200	(D41 ②200)	-1743	420	129	435	0.30
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	-232	6	109	435	0.26
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D51 ②200	(D51 ②200)	5341	3725	62	435	0.15
	地中側壁 (上部)	54	1000	2000	1830	D41 ②200	(D41 ②200)	-1510	556	98	435	0.23
	地中隔壁 (下部)	71	1000	3000	2830	D51 ②200	(D51 ②200)	-3089	2381	30	435	0.07
	地中隔壁 (上部)	62	1000	2000	1830	D51 ②200	(D51 ②200)	-1907	1182	64	435	0.15
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 ②200	(D35 ②200)	444	481	34	435	0.08
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 ②200	(D35 ②200)	-548	399	58	435	0.14
①S ₈ -1.4 (H+, V+)	底版	4	1000	3000	2830	D51 ②200	(D51 ②200)	3957	2506	53	435	0.13
	スラブ (R2F, R3F)	11	1000	2500	2330	D51 ②200	(D51 ②200)	-3037	2350	50	435	0.12
	スラブ (R1F)	25	1000	2000	1830	D51 ②200	(D51 ②200)	-2274	1212	84	435	0.20
	地上スラブ	40	1000	2000	1810	D41 ②200	(D41 ②200)	-1463	385	106	435	0.25
	地上梁	46	2000	1500	1215	2-D38×9本	(2-D38×9本)	-170	-16	85	435	0.20
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D51 ②200	(D51 ②200)	4468	3818	35	435	0.09
	地中側壁 (上部)	54	1000	2000	1830	D41 ②200	(D41 ②200)	-1288	515	81	435	0.19
	地中隔壁 (下部)	71	1000	3000	2830	D51 ②200	(D51 ②200)	-2011	2168	9	435	0.03
	地中隔壁 (上部)	62	1000	2000	1830	D51 ②200	(D51 ②200)	-1483	1146	42	435	0.10
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 ②200	(D35 ②200)	365	498	21	435	0.05
	地上隔壁	75	1000	1500	1310	D35 ②200	(D35 ②200)	263	109	36	435	0.09

※1 評価位置は下図に示す

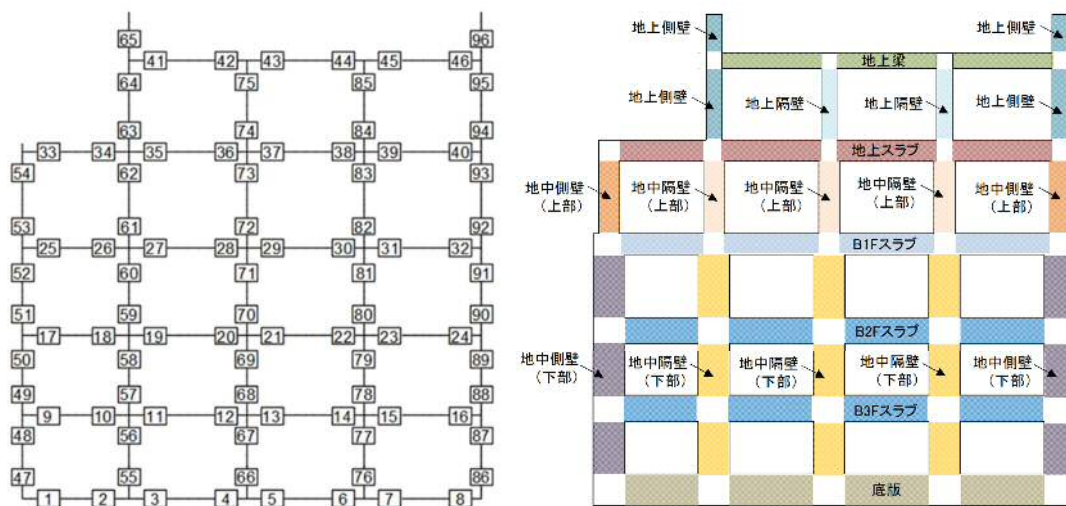


表 4.4-7 (5) 鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置	断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ss} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{ss}
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
① S _s -2 1 (11+, V+)	底版	3	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5028	2180	100	435	0.23
	スラブ (B2F, B3F)	19	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	-4698	2114	128	435	0.30
	スラブ (B1F)	25	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-3229	947	151	435	0.35
	地上スラブ	40	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	-2462	431	193	435	0.45
	地上梁	46	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)	-332	-72	176	435	0.41
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	4969	2845	75	435	0.18
	地中側壁 (上部)	54	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	-1912	668	126	435	0.29
	地中隔壁 (下部)	70	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	4002	2666	50	435	0.12
	地中隔壁 (上部)	62	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-2381	1167	92	435	0.22
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	750	517	82	435	0.19
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	-930	394	125	435	0.29
① S _s -2 2 (11+, V+)	底版	4	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	4410	2084	82	435	0.19
	スラブ (B2F, B3F)	19	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	-4021	1631	117	435	0.27
	スラブ (B1F)	25	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-3087	868	146	435	0.34
	地上スラブ	40	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	-2396	420	188	435	0.44
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)	-367	-9	177	435	0.41
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5216	3622	61	435	0.15
	地中側壁 (上部)	54	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	-1984	713	129	435	0.30
	地中隔壁 (下部)	70	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	3529	2224	47	435	0.11
	地中隔壁 (上部)	62	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-2320	1086	92	435	0.22
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	828	507	97	435	0.23
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	-912	404	121	435	0.28

※1 評価位置は下図に示す

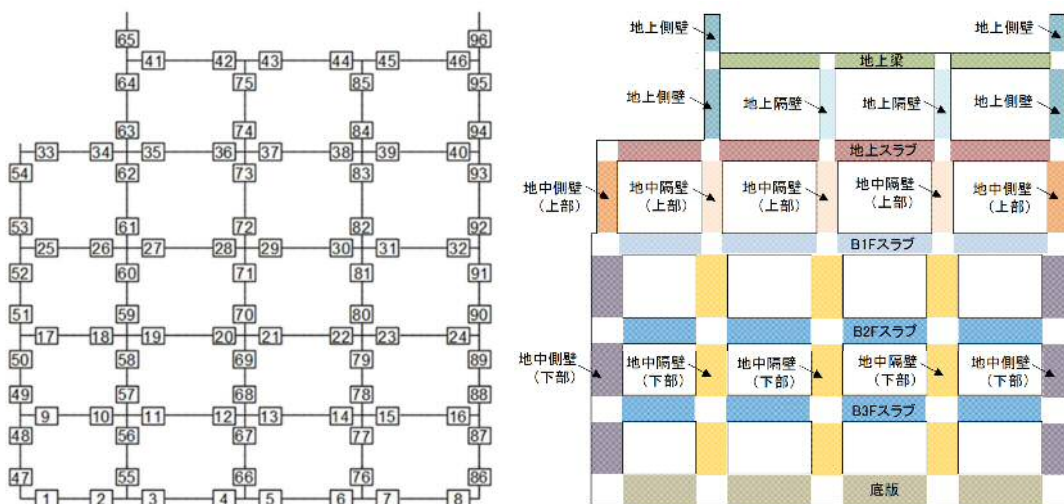


表 4.4-7 (6) 鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置	断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ss} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{ss}
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋 (圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)				
① S _s -3.1 (11+, V+)	底板	3	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5894	2385	123	435	0.29
	スラブ (B2F, B3F)	22	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	-6019	2525	171	435	0.40
	スラブ (B1F)	32	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-3758	1088	176	435	0.41
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	-2653	450	209	435	0.49
	地上梁	44	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)	-317	-2	151	435	0.35
	地中側壁 (下部)	47	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	-4889	2858	72	435	0.17
	地中側壁 (上部)	54	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	-1838	643	121	435	0.28
	地中隔壁 (下部)	70	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	-5277	2985	81	435	0.19
	地中隔壁 (上部)	73	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	2955	1206	124	435	0.29
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	677	502	71	435	0.17
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	-840	356	113	435	0.26
① S _s -3.1 (H-, V+)	底板	6	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5639	2886	97	435	0.23
	スラブ (B2F, B3F)	16	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	5416	2033	164	435	0.38
	スラブ (B1F)	25	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-3911	949	191	435	0.44
	地上スラブ	35	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	-2324	526	174	435	0.40
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)	-346	-14	168	435	0.39
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5905	3016	101	435	0.24
	地中側壁 (上部)	54	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	-2034	697	135	435	0.32
	地中隔壁 (下部)	70	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5131	3033	75	435	0.18
	地中隔壁 (上部)	73	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-2821	1228	115	435	0.27
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	676	516	70	435	0.17
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	771	367	100	435	0.23

※1 評価位置は下図に示す

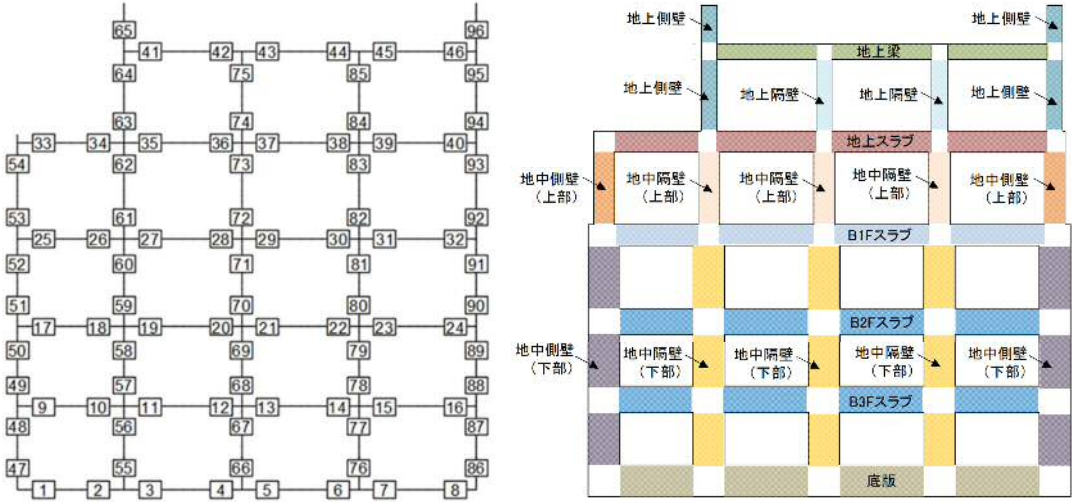


表 4.4-7 (7) 鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置	断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ss} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{ss}
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋 (D51 @200)	(圧縮鉄筋) (D51 @200)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
②S _s -D1 (H+, V+)	底板	6	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5749	2378	118	435	0.28
	スラブ (B2F, B3F)	19	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	-6079	2291	183	435	0.43
	スラブ (B1F)	27	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-4206	1257	196	435	0.46
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	-2392	438	186	435	0.43
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)	-392	-18	191	435	0.44
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	4897	1473	122	435	0.29
	地中側壁 (上部)	54	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	-2120	722	141	435	0.33
	地中隔壁 (下部)	76	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	6775	4146	94	435	0.22
	地中隔壁 (上部)	73	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-2925	1109	126	435	0.29
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	787	560	85	435	0.20
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	912	343	127	435	0.30
②S _s -D1 (H-, V+)	底板	6	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5042	1744	117	435	0.27
	スラブ (B2F, B3F)	22	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	-6421	2513	190	435	0.44
	スラブ (B1F)	30	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-4301	1452	193	435	0.45
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	-2849	446	227	435	0.53
	地上梁	44	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)	-361	-6	173	435	0.40
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	4396	1730	94	435	0.22
	地中側壁 (上部)	54	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	-1939	672	128	435	0.30
	地中隔壁 (下部)	70	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	-5474	2684	98	435	0.23
	地中隔壁 (上部)	73	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	3117	1104	138	435	0.32
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	760	562	80	435	0.19
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	-1004	357	142	435	0.33

※1 評価位置は下図に示す

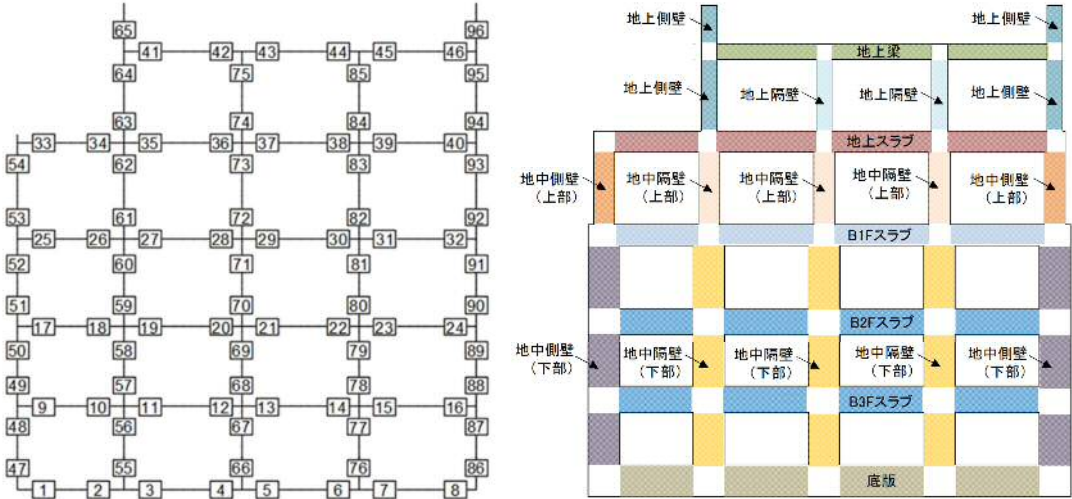


表 4.4-7 (8) 鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		引張 応力度	短期許容 応力度	照査値
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	σ_s (N/mm ²)	σ_{sy} (N/mm ²)	σ_s/σ_{sy}
② S _s -D1 (H-, V-)	底版	6	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5169	1780	120	435	0.28
	スラブ (B2F, B3F)	22	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	-6126	2631	186	435	0.43
	スラブ (B1F)	30	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-4321	1513	192	435	0.45
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	-2873	455	229	435	0.53
	地上梁	44	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)		-362	-6	174	435	0.40
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	4163	1689	98	435	0.23
	地中側壁 (上部)	54	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	-1951	688	128	435	0.30
	地中隔壁 (下部)	70	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	-5480	2872	92	435	0.22
	地中隔壁 (上部)	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	3115	1163	135	435	0.32
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	746	523	81	435	0.19
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	-1003	370	140	435	0.33
③ S _s -D1 (H+, V+)	底版	6	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5802	2506	116	435	0.27
	スラブ (B2F, B3F)	19	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	-6038	2322	180	435	0.42
	スラブ (B1F)	27	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-4221	1251	197	435	0.46
	地上スラブ	35	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	-2475	573	185	435	0.43
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)		-394	-21	193	435	0.45
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5111	1882	114	435	0.27
	地中側壁 (上部)	54	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	-2153	728	143	435	0.33
	地中隔壁 (下部)	76	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	6715	4162	92	435	0.22
	地中隔壁 (上部)	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-2993	1134	129	435	0.30
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	790	559	85	435	0.20
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	925	343	129	435	0.30

※1 評価位置は下図に示す

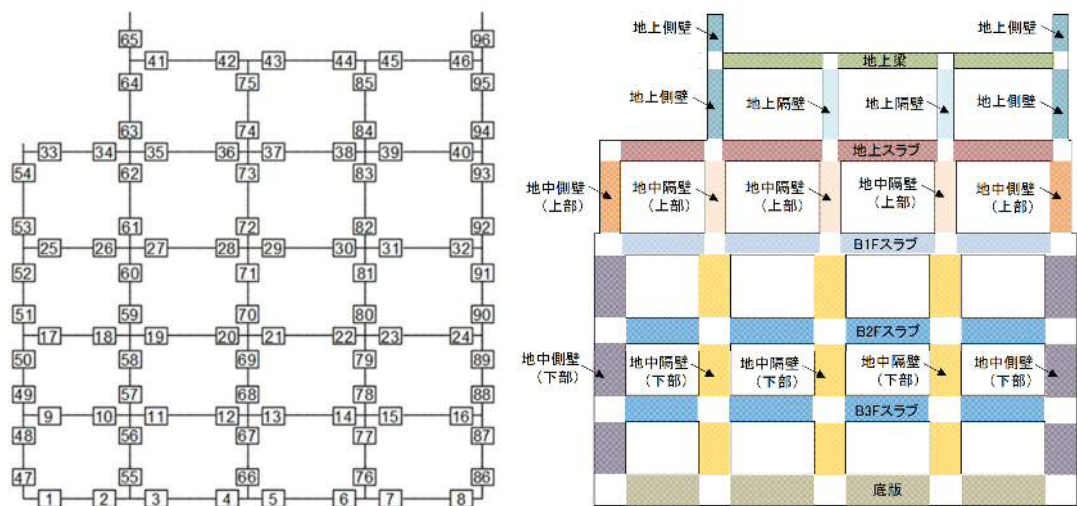


表 4.4-7 (9) 鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置	断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{se} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{se}
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
③ S _s -D1 (11-, V+)	底板	3	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5794	2435	118	435	0.28
	スラブ (B2F, B3F)	22	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	-6475	2402	197	435	0.46
	スラブ (B1F)	30	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-4353	1473	195	435	0.45
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	-2899	452	231	435	0.54
	地上梁	44	2000	1500	1215	2-D38×9木 (2-D38×9木)	-365	-5	175	435	0.41
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	4352	1813	89	435	0.21
	地中側壁 (上部)	54	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	-1955	679	129	435	0.30
	地中隔壁 (下部)	70	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	-5550	2673	101	435	0.24
	地中隔壁 (上部)	73	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	3188	1113	142	435	0.33
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	760	561	80	435	0.19
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	-1014	361	143	435	0.33
③ S _s -D1 (11-, V-)	底板	3	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5813	2507	116	435	0.27
	スラブ (B2F, B3F)	22	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	-6446	2495	192	435	0.45
	スラブ (B1F)	30	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-4340	1513	193	435	0.45
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	-2909	462	232	435	0.54
	地上梁	44	2000	1500	1215	2-D38×9木 (2-D38×9木)	-365	-6	175	435	0.41
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	4710	2055	93	435	0.22
	地中側壁 (上部)	54	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	-1955	689	128	435	0.30
	地中隔壁 (下部)	70	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	-5559	2856	95	435	0.22
	地中隔壁 (上部)	73	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	3172	1155	139	435	0.32
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	744	522	81	435	0.19
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	-1007	365	141	435	0.33

※1 評価位置は下図に示す

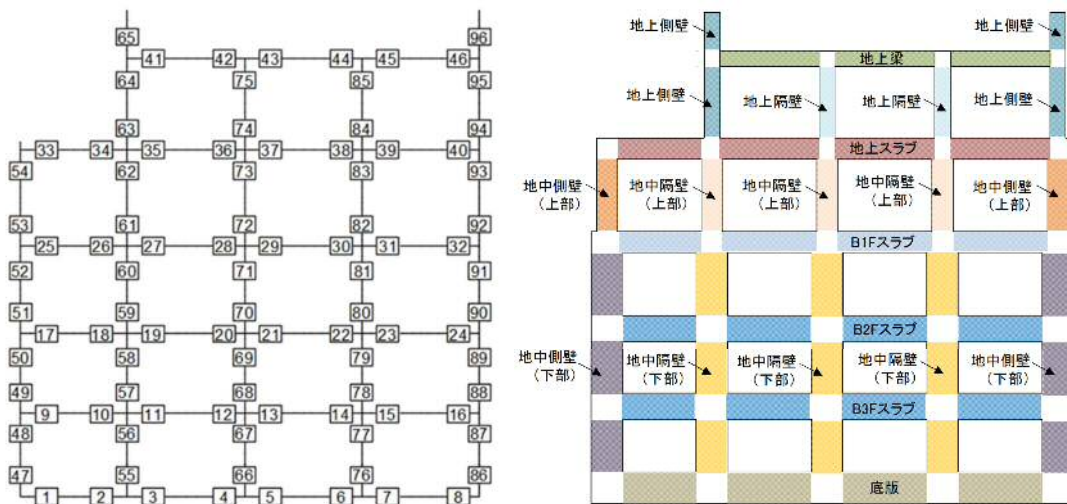


表 4.4-7 (10) 鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置	断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ss} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{ss}
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
④ S ₉ -D1 (H+, V+)	底板	6	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	6722	2110	164	435	0.38
	スラブ (B2F, B3F)	19	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	-8974	2274	316	435	0.73
	スラブ (B1F)	27	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-5890	1156	300	435	0.69
	地上スラブ	35	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	-3384	566	267	435	0.62
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)	-505	-27	247	435	0.57
	地中側壁 (下部)	88	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	4278	-856	202	435	0.47
	地中側壁 (上部)	51	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	-2486	787	169	435	0.39
	地中隔壁 (下部)	76	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	9044	2768	223	435	0.52
	地中隔壁 (上部)	73	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-4198	1093	202	435	0.47
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	974	604	113	435	0.26
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	1229	324	185	435	0.43
④ S ₉ -D1 (11+, V-)	底板	6	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	7020	2530	159	435	0.37
	スラブ (B2F, B3F)	19	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	-9024	2557	306	435	0.71
	スラブ (B1F)	27	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-5940	1322	296	435	0.69
	地上スラブ	35	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	-3400	598	267	435	0.62
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)	-502	-26	245	435	0.57
	地中側壁 (下部)	88	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	4356	-562	191	435	0.44
	地中側壁 (上部)	54	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	-2515	817	169	435	0.39
	地中隔壁 (下部)	76	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	9360	3387	211	435	0.49
	地中隔壁 (上部)	73	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-4187	1205	197	435	0.46
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	954	580	112	435	0.26
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	1210	350	179	435	0.42

※1 評価位置は下図に示す

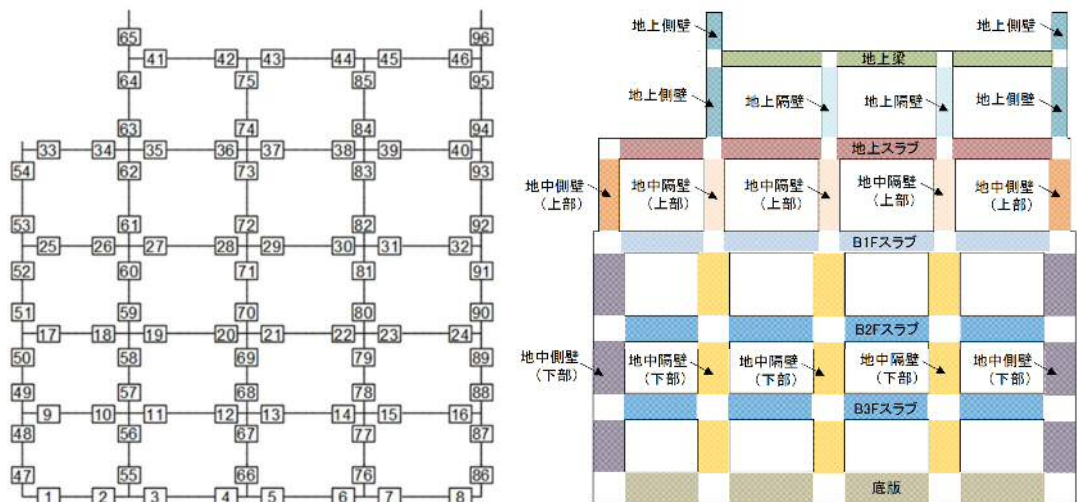


表 4.4-7 (11) 鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置	断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
④ $S_s - D1$ (H-, V+)	底板	3	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	6979	2085	175	435	0.41
	スラブ (B2F, B3F)	22	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	-8909	2480	304	435	0.70
	スラブ (B1F)	30	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-5775	1361	284	435	0.66
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	-3681	418	304	435	0.70
	地上梁	44	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)	-449	-14	217	435	0.50
	地中側壁 (下部)	49	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	-3574	-704	168	435	0.39
	地中側壁 (上部)	53	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	-1781	28	158	435	0.37
	地中隔壁 (下部)	66	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	-10117	4865	184	435	0.43
	地中隔壁 (上部)	73	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	4221	1086	204	435	0.47
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	855	541	98	435	0.23
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	-1258	349	187	435	0.43
④ $S_s - D1$ (H-, V-)	底板	3	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	7105	2228	174	435	0.40
	スラブ (B2F, B3F)	22	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	-8990	2787	295	435	0.68
	スラブ (B1F)	30	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-5861	1556	281	435	0.65
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	-3786	473	310	435	0.72
	地上梁	44	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)	-462	-16	224	435	0.52
	地中側壁 (下部)	49	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	-3656	-392	157	435	0.37
	地中側壁 (上部)	53	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	-1822	107	156	435	0.36
	地中隔壁 (下部)	66	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	-10160	5288	171	435	0.40
	地中隔壁 (上部)	73	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	4269	1241	200	435	0.46
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	847	580	93	435	0.22
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	-1287	399	187	435	0.43

※1 評価位置は下図に示す

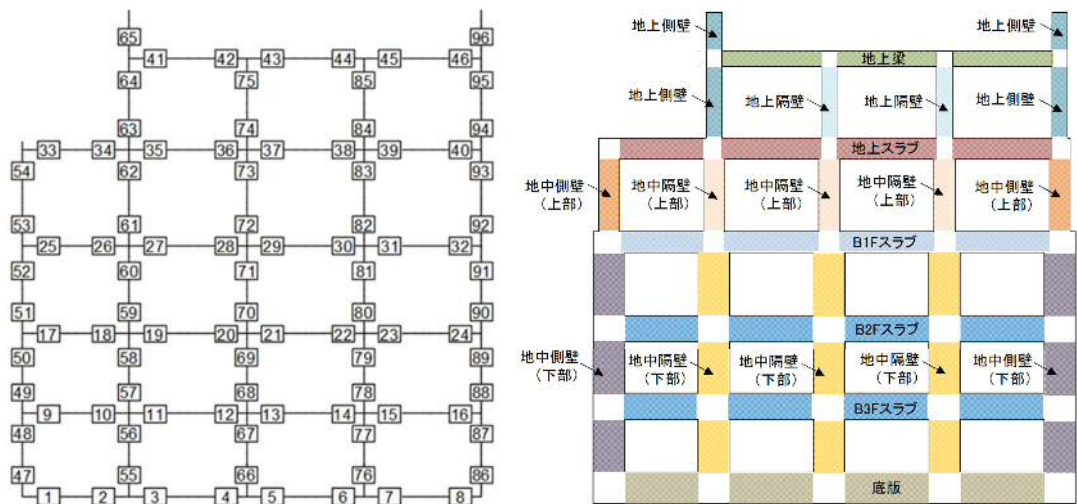


表 4.4-7 (12) 鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置	断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
⑤ S_8-D1 (H+, V+)	底版	6	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5665	2688	104	435	0.24
	スラブ (B2F, B3F)	19	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	-6145	2471	179	435	0.42
	スラブ (B1F)	25	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-4175	896	209	435	0.49
	地上スラブ	35	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	-2533	573	190	435	0.44
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)	-396	-19	193	435	0.45
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5349	2317	106	435	0.25
	地中側壁 (上部)	54	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	-2227	734	149	435	0.35
	地中隔壁 (下部)	70	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5496	2790	95	435	0.22
	地中隔壁 (上部)	73	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-3085	1145	134	435	0.31
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	789	554	86	435	0.20
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	911	345	127	435	0.30
⑥ S_8-D1 (H-, V+)	底版	3	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5903	2295	127	435	0.30
	スラブ (B2F, B3F)	22	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	-6374	2440	191	435	0.44
	スラブ (B1F)	32	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-4017	999	195	435	0.45
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	-2879	441	230	435	0.53
	地上梁	44	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)	-356	-3	170	435	0.40
	地中側壁 (下部)	47	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	-4290	2091	77	435	0.18
	地中側壁 (上部)	53	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	-1518	195	122	435	0.29
	地中隔壁 (下部)	70	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	-5661	2747	102	435	0.24
	地中隔壁 (上部)	73	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	3246	1143	144	435	0.34
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	750	554	79	435	0.19
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	-984	363	138	435	0.32

※1 評価位置は下図に示す

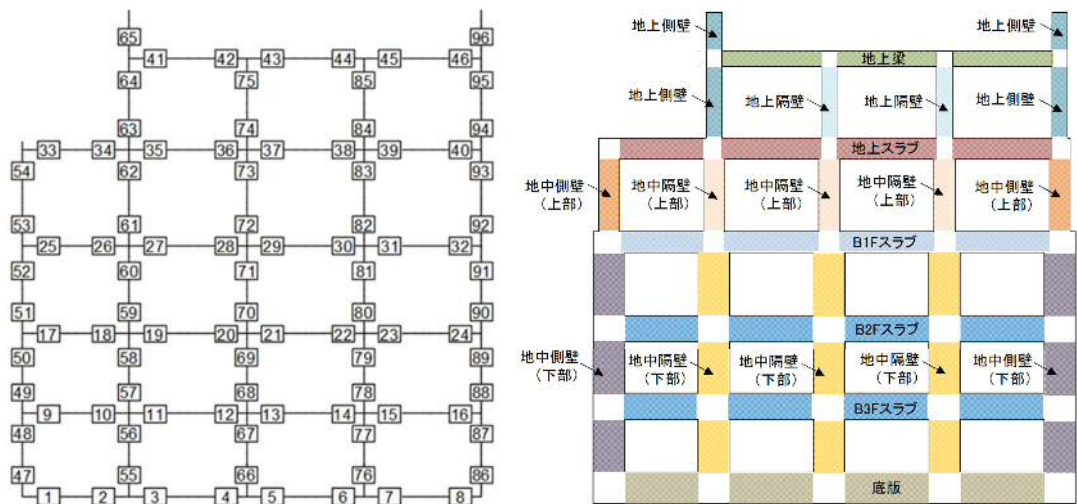


表 4.4-7 (13) 鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ss} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{ss}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋 (圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)				
⑤ S ₈ -D 1 (H-, V-)	底板	3	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5938	2367	126	435	0.29
	スラブ (B2F, B3F)	22	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	-6347	2513	187	435	0.43
	スラブ (B1F)	32	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-4032	1096	192	435	0.45
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	-2878	445	230	435	0.53
	地上梁	44	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)		-354	-4	169	435	0.39
	地中側壁 (下部)	47	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	-4495	2302	77	435	0.18
	地中側壁 (上部)	54	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	-1889	704	121	435	0.28
	地中隔壁 (下部)	70	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	-5668	2864	98	435	0.23
	地中隔壁 (上部)	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	3227	1158	142	435	0.33
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	739	530	79	435	0.19
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	-977	367	136	435	0.32
⑥ S ₈ -D 1 (H+, V+)	底板	6	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5744	2596	110	435	0.26
	スラブ (B2F, B3F)	19	1000	2500	2330	D51 @200	(D51 @200)	-6010	2471	173	435	0.40
	スラブ (B1F)	25	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-4110	909	205	435	0.48
	地上スラブ	35	1000	2000	1810	D41 @200	(D41 @200)	-2482	568	186	435	0.43
	地上梁	41	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)		-388	-19	189	435	0.44
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5547	2569	104	435	0.24
	地中側壁 (上部)	54	1000	2000	1830	D41 @200	(D41 @200)	-2200	726	147	435	0.34
	地中隔壁 (下部)	70	1000	3000	2830	D51 @200	(D51 @200)	5381	2809	90	435	0.21
	地中隔壁 (上部)	73	1000	2000	1830	D51 @200	(D51 @200)	-3035	1164	130	435	0.30
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	773	553	83	435	0.20
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200	(D35 @200)	894	347	123	435	0.29

※1 評価位置は下図に示す

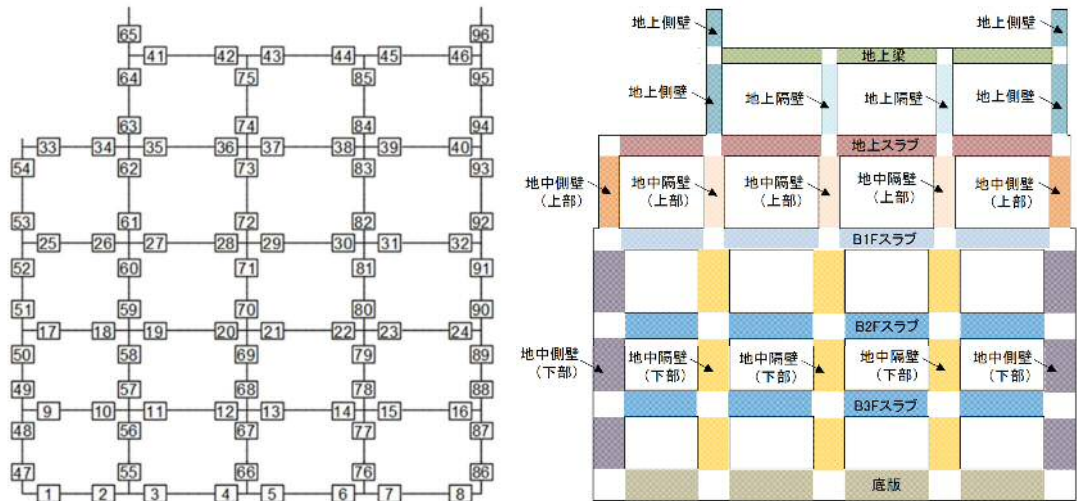
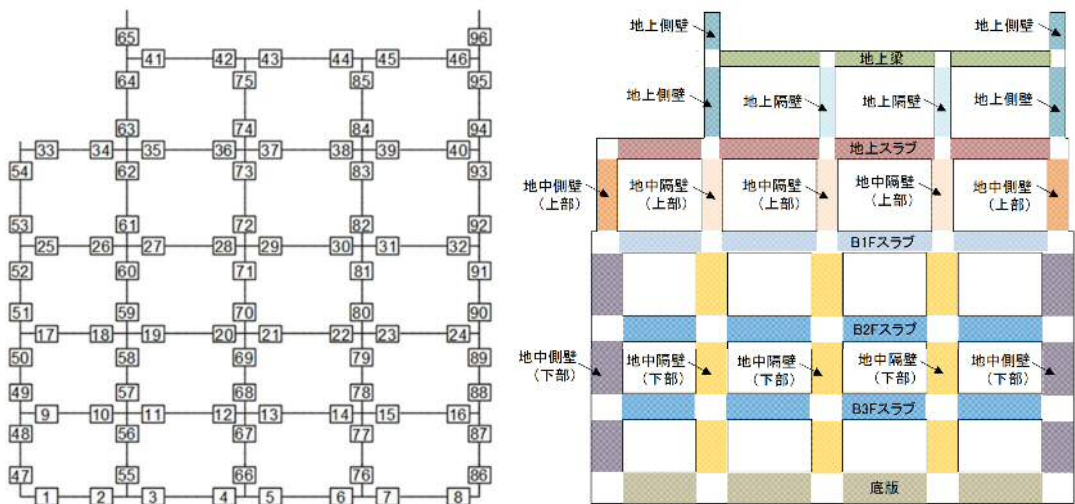


表 4.4-7 (14) 鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置	断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ss} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{ss}
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
⑥ S ₀ -D1 (11-, V+)	底版	3	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5878	2464	120	435	0.28
	スラブ (B2F, B3F)	22	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	-6332	2455	188	435	0.44
	スラブ (B1F)	32	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-3994	1038	192	435	0.45
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	-2853	441	228	435	0.53
	地上梁	44	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)	-352	-2	168	435	0.39
	地中側壁 (下部)	47	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	-4494	2330	76	435	0.18
	地中側壁 (上部)	54	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	-1874	695	121	435	0.28
	地中隔壁 (下部)	70	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	-5556	2732	99	435	0.23
	地中隔壁 (上部)	73	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	3194	1136	141	435	0.33
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	755	554	80	435	0.19
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	-965	362	135	435	0.32
⑥ S ₀ -D1 (11-, V-)	底版	3	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	5843	2488	118	435	0.28
	スラブ (B2F, B3F)	22	1000	2500	2330	D51 @200 (D51 @200)	-6304	2527	184	435	0.43
	スラブ (B1F)	32	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	-3990	1108	189	435	0.44
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D41 @200 (D41 @200)	-2843	445	227	435	0.53
	地上梁	44	2000	1500	1215	2-D38×9本 (2-D38×9本)	-350	-3	167	435	0.39
	地中側壁 (下部)	47	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	-4644	2478	76	435	0.18
	地中側壁 (上部)	54	1000	2000	1830	D41 @200 (D41 @200)	-1867	697	120	435	0.28
	地中隔壁 (下部)	70	1000	3000	2830	D51 @200 (D51 @200)	-5576	2848	96	435	0.23
	地中隔壁 (上部)	73	1000	2000	1830	D51 @200 (D51 @200)	3173	1151	139	435	0.32
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	740	516	81	435	0.19
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D35 @200 (D35 @200)	-957	366	133	435	0.31

※1 評価位置は下図に示す



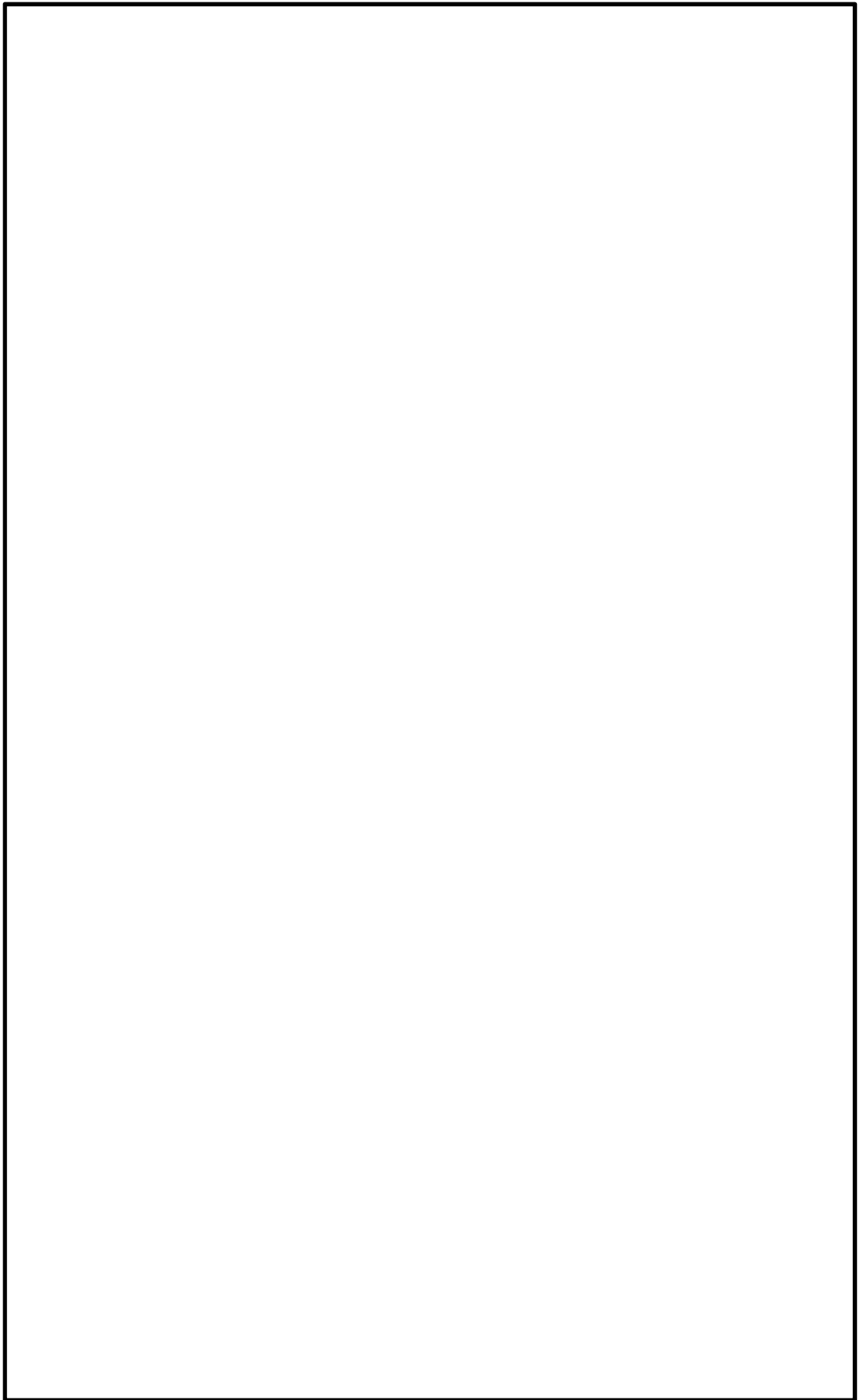
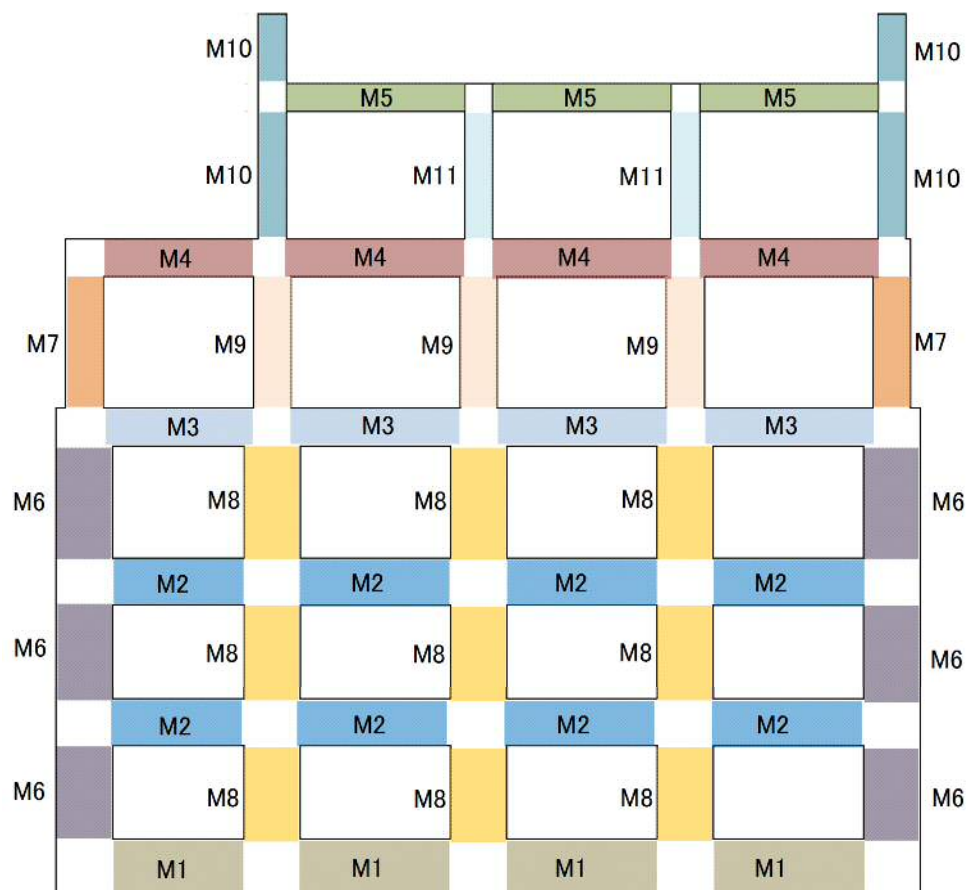


图 4.4-13 概略配筋图

表 4.4-8 断面諸元一覧表（曲げ軸力に対する評価）

部位	材料No.	断面性状				主鉄筋				
		部材幅	部材高	かぶり	有効高さ	鉄筋種別	径	段数	鉄筋間隔	鉄筋量
		b (m)	h (m)	d' (m)	d (m)	(-)	(mm)	(-)	(mm)	(mm ²)
底版	M1	1.000	3.000	0.170	2.830	SD490	51	1	200	10135
B2F,B3Fスラブ	M2	1.000	2.500	0.170	2.330	SD490	51	1	200	10135
B1Fスラブ	M3	1.000	2.000	0.170	1.830	SD490	51	1	200	10135
地上スラブ	M4	1.000	2.000	0.190	1.810	SD490	41	1	200	6700
地上梁	M5	2.000	1.500	0.285	1.215	SD490	38	2	9本	20520
地中側壁(下部)	M6	1.000	3.000	0.170	2.830	SD490	51	1	200	10135
地中側壁(上部)	M7	1.000	2.000	0.170	1.830	SD490	41	1	200	6700
地中隔壁(下部)	M8	1.000	3.000	0.170	2.830	SD490	51	1	200	10135
地中隔壁(上部)	M9	1.000	2.000	0.170	1.830	SD490	51	1	200	10135
地上側壁	M10	1.000	1.500	0.190	1.310	SD490	35	1	200	4783
地上隔壁	M11	1.000	1.500	0.190	1.310	SD490	35	1	200	4783



(2) 構造部材のせん断力に対する評価結果

表 4.4-9 にせん断力に対する照査結果を示す。

電源装置置場における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてせん断応力度が短期許容せん断応力度以下又はコンクリートの負担するせん断力 (V_c) と、斜め引張鉄筋の負担するせん断力 (V_s) を合わせた許容せん断力 (V_a) が、発生せん断力 (V) 以上であることを確認した。 ($V_a = V_c + V_s \geq V$) なお、発生断面力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。

以上より、電源装置置場の構造部材の発生応力は、許容限界以下であることを確認した。

図 4.4-14 に概略配筋図を、表 4.4-10 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

表 4.4-9 (1) せん断力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V _a (kN/m)	照査値 V/V _a
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)				
① S _s -D 1 (H+, V+)	底版	2	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	2793	7436	0.38
	スラブ (B2F, B3F)	19	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	1643	3479	0.48
	スラブ (B1F)	25	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1386	2732	0.51
	地上スラブ	37	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	736	1810	0.41
	地上梁	41	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	103	292	0.36
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	2026	3738	0.55
	地中側壁 (上部)	92	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	858	2417	0.36
	地中隔壁 (下部)	66	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	2281	4694	0.49
	地中隔壁 (上部)	61	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	898	1877	0.48
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	201	1343	0.15
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	268	1343	0.20
① S _s -D 1 (H+, V-)	底版	2	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	2896	7436	0.39
	スラブ (B2F, B3F)	19	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	1661	3479	0.48
	スラブ (B1F)	25	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1427	2732	0.53
	地上スラブ	37	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	749	1810	0.42
	地上梁	41	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	103	292	0.36
	地中側壁 (下部)	50	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	1746	3738	0.47
	地中側壁 (上部)	92	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	887	2417	0.37
	地中隔壁 (下部)	66	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	2307	4694	0.50
	地中隔壁 (上部)	61	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	896	1877	0.48
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	201	1343	0.15
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	271	1343	0.21

※1 評価位置は下図に示す。

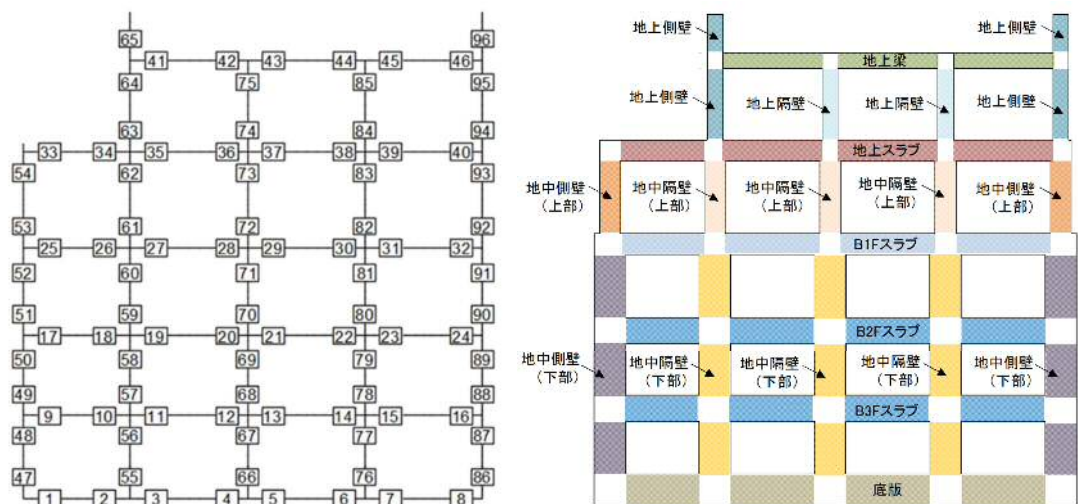


表4.4-9 (2) セン断力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V _a (kN/m)	照査値 V/V _a
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)				
①S _s -D 1 (II-, V+)	底版	7	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	3002	7436	0.41
	スラブ (B2F, B3F)	22	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	1706	3479	0.50
	スラブ (B1F)	25	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1261	2732	0.47
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	804	1810	0.45
	地上梁	42	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	105	292	0.36
	地中側壁 (下部)	47	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	1758	3738	0.48
	地中側壁 (上部)	53	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	930	2417	0.39
	地中隔壁 (下部)	66	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	2341	4694	0.50
	地中隔壁 (上部)	72	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	907	1877	0.49
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	179	1343	0.14
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	292	1343	0.22
	①S _s -D 1 (H-, V-)	底版	7	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	3086	7436
スラブ (B2F, B3F)		22	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	1705	3479	0.50
スラブ (B1F)		25	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1288	2732	0.48
地上スラブ		38	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	819	1810	0.46
地上梁		42	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	106	292	0.37
地中側壁 (下部)		89	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	1785	3738	0.48
地中側壁 (上部)		53	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	945	2417	0.40
地中隔壁 (下部)		66	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	2326	4694	0.50
地中隔壁 (上部)		72	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	900	1877	0.48
地上側壁		63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	178	1343	0.14
地上隔壁		74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	289	1343	0.22

※1 評価位置は下図に示す。

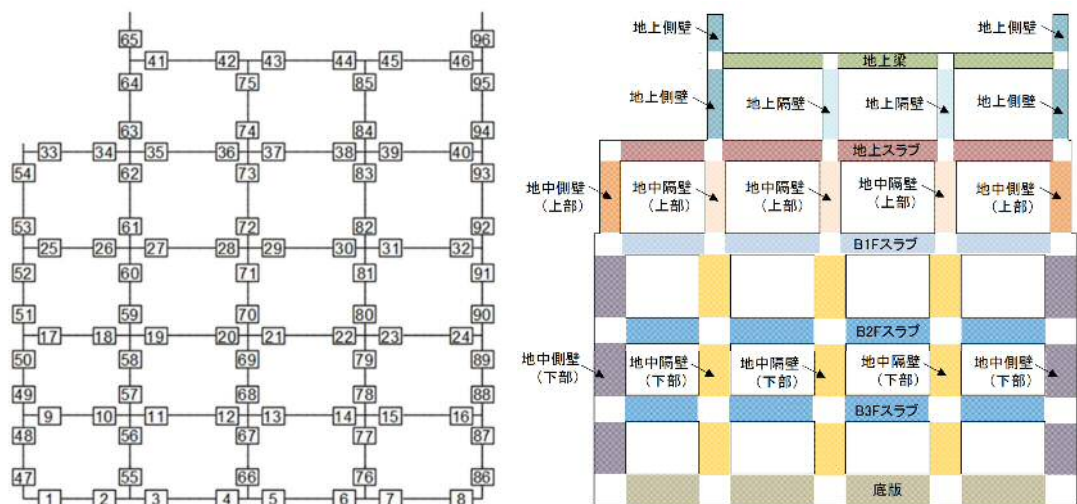


表4.4-9 (3) せん断力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V _a (kN/m)	照査値 V/V _a
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)				
① S _s -1 1 (II+, V+)	底版	7	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	2403	7436	0.33
	スラブ (B2F, B3F)	14	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	781	3479	0.23
	スラブ (B1F)	25	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	890	2732	0.33
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	502	1810	0.28
	地上梁	42	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	65	292	0.23
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	1583	3738	0.43
	地中側壁 (上部)	53	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	496	2417	0.21
	地中隔壁 (下部)	76	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	931	4694	0.20
	地中隔壁 (上部)	82	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	391	1877	0.21
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	93	1343	0.07
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	129	1343	0.10
① S _s -1 2 (H+, V+)	底版	7	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	2605	7436	0.36
	スラブ (B2F, B3F)	15	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	1245	3479	0.36
	スラブ (B1F)	25	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1118	2732	0.41
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	615	1810	0.34
	地上梁	42	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	76	292	0.27
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	1852	3738	0.50
	地中側壁 (上部)	92	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	716	2417	0.30
	地中隔壁 (下部)	66	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	1682	4694	0.36
	地中隔壁 (上部)	61	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	604	1877	0.33
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	125	1343	0.10
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	149	1343	0.12

※1 評価位置は下図に示す。

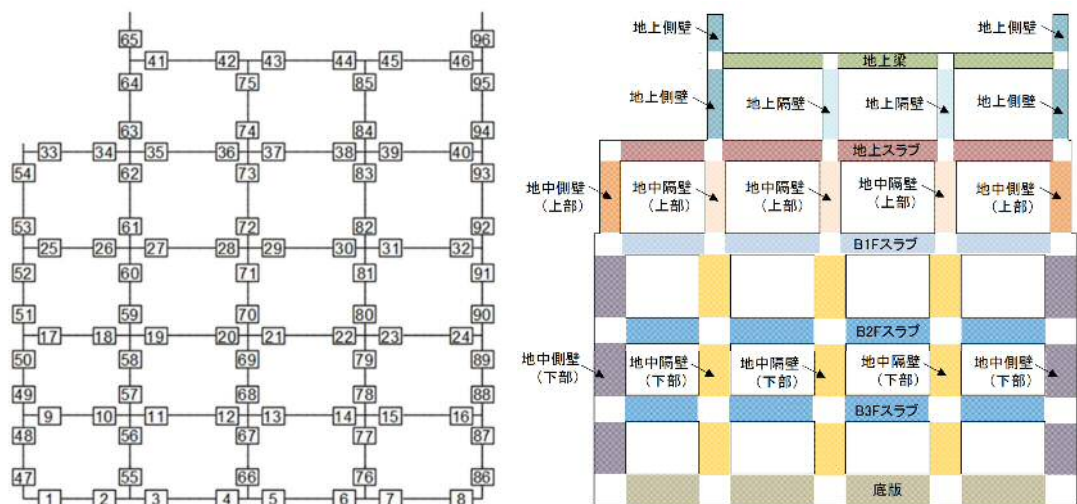


表4.4-9 (4) せん断力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V _a (kN/m)	照査値 V/V _a
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)				
① S _s -1 3 (II+, V+)	底版	7	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	2629	7436	0.36
	スラブ (B2F, B3F)	15	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	1200	3479	0.35
	スラブ (B1F)	25	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1098	2732	0.41
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	601	1810	0.34
	地上梁	42	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	78	292	0.27
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	1772	3738	0.48
	地中側壁 (上部)	92	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	718	2417	0.30
	地中隔壁 (下部)	66	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	1640	4694	0.35
	地中隔壁 (上部)	61	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	572	1877	0.31
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	117	1343	0.09
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	156	1343	0.12
① S _s -1 4 (H+, V+)	底版	7	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	2505	7436	0.34
	スラブ (B2F, B3F)	11	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	903	3479	0.26
	スラブ (B1F)	25	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	949	2732	0.35
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	520	1810	0.29
	地上梁	44	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	64	292	0.22
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	1568	3738	0.42
	地中側壁 (上部)	92	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	567	2417	0.24
	地中隔壁 (下部)	66	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	1160	4694	0.25
	地中隔壁 (上部)	61	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	436	1877	0.24
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	91	1343	0.07
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	107	1343	0.08

※1 評価位置は下図に示す。

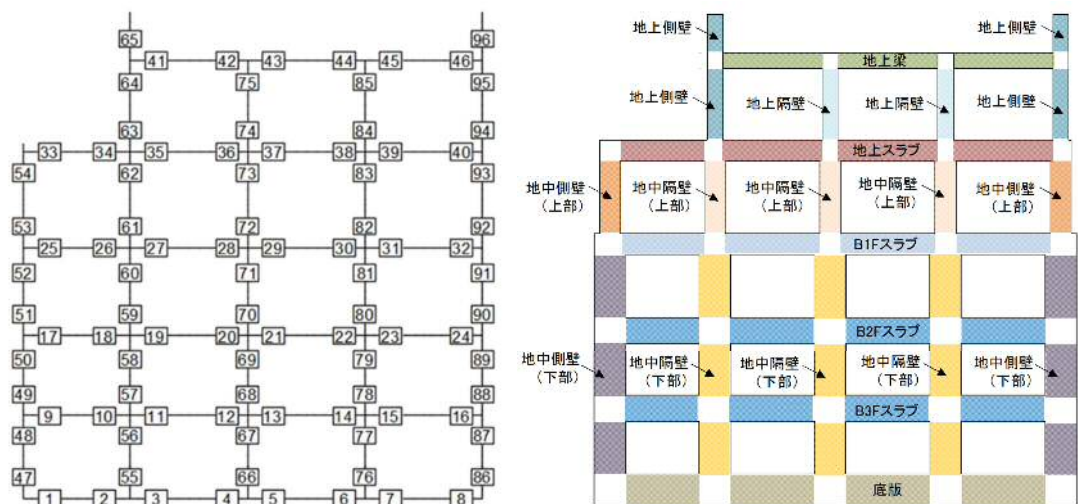


表4.4-9 (5) セン断力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V _s (kN/m)	照査値 V / V _s
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)				
① S _s -2 1 (H+, V+)	底版	7	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	3068	7436	0.42
	スラブ (B2F, B3F)	14	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	1363	3479	0.40
	スラブ (B1F)	25	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1244	2732	0.46
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	738	1810	0.41
	地上梁	42	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	102	292	0.35
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	1773	3738	0.48
	地中側壁 (上部)	53	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	868	2417	0.36
	地中隔壁 (下部)	66	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	1840	4694	0.40
	地中隔壁 (上部)	61	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	745	1877	0.40
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	182	1343	0.14
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	263	1343	0.20
① S _s -2 2 (H+, V+)	底版	7	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	2791	7436	0.38
	スラブ (B2F, B3F)	22	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	1220	3479	0.36
	スラブ (B1F)	25	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1277	2732	0.47
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	735	1810	0.41
	地上梁	42	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	102	292	0.35
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	2036	3738	0.55
	地中側壁 (上部)	53	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	809	2417	0.34
	地中隔壁 (下部)	66	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	1540	4694	0.33
	地中隔壁 (上部)	61	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	734	1877	0.40
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	191	1343	0.15
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	259	1343	0.20

※1 評価位置は下図に示す。

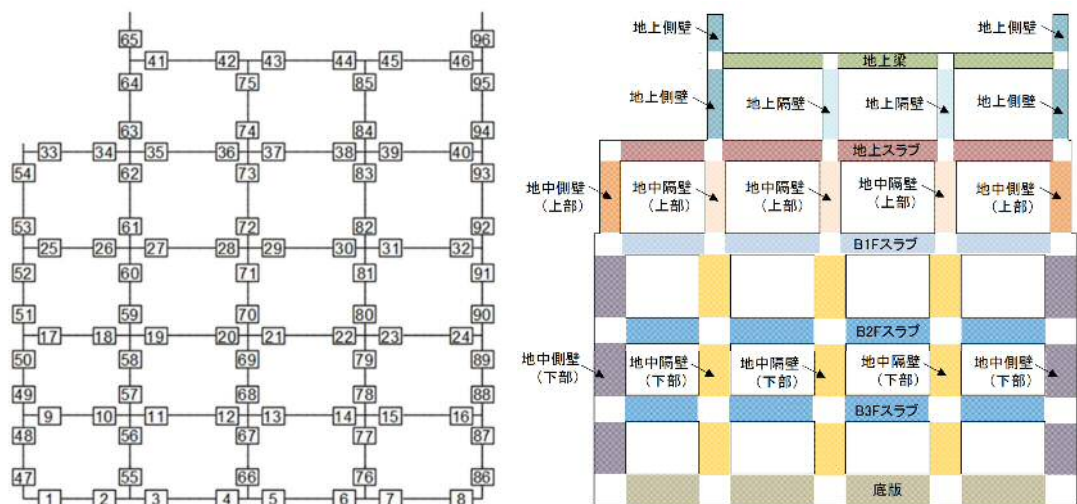


表4.4-9 (6) せん断力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V _a (kN/m)	照査値 V/V _a
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)				
①S _s -3 1 (II+, V+)	底版	7	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	2976	7436	0.41
	スラブ (B2F, B3F)	22	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	1631	3479	0.47
	スラブ (B1F)	30	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1212	2732	0.45
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	769	1810	0.43
	地上梁	42	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	96	292	0.33
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	1794	3738	0.48
	地中側壁 (上部)	53	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	982	2417	0.41
	地中隔壁 (下部)	66	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	2285	4694	0.49
	地中隔壁 (上部)	72	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	842	1877	0.45
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	166	1343	0.13
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	246	1343	0.19
	①S _s -3 1 (H-, V+)	底版	2	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	2751	7436
スラブ (B2F, B3F)		19	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	1588	3479	0.46
スラブ (B1F)		25	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1404	2732	0.52
地上スラブ		37	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	723	1810	0.40
地上梁		41	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	94	292	0.33
地中側壁 (下部)		86	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	1860	3738	0.50
地中側壁 (上部)		92	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	952	2417	0.40
地中隔壁 (下部)		66	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	2212	4694	0.48
地中隔壁 (上部)		61	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	854	1877	0.46
地上側壁		63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	175	1343	0.14
地上隔壁		74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	231	1343	0.18

※1 評価位置は下図に示す。

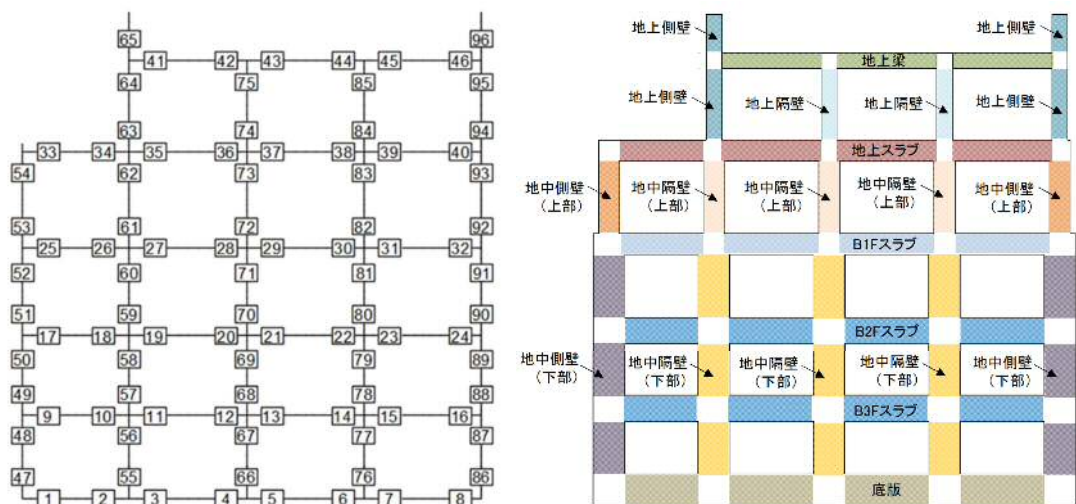


表4.4-9 (7) セン断力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V _s (kN/m)	照査値 V/V _s
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)				
② S _s -D 1 (II+, V+)	底版	2	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	2831	7436	0.39
	スラブ (B2F, B3F)	19	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	1654	3479	0.48
	スラブ (B1F)	25	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1377	2732	0.51
	地上スラブ	37	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	736	1810	0.41
	地上梁	41	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	102	292	0.35
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	2012	3738	0.54
	地中側壁 (上部)	92	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	860	2417	0.36
	地中隔壁 (下部)	66	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	2310	4694	0.50
	地中隔壁 (上部)	61	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	889	1877	0.48
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	200	1343	0.15
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	268	1343	0.20
② S _s -D 1 (H-, V+)	底版	7	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	2987	7436	0.41
	スラブ (B2F, B3F)	22	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	1724	3479	0.50
	スラブ (B1F)	25	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1264	2732	0.47
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	805	1810	0.45
	地上梁	42	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	104	292	0.36
	地中側壁 (下部)	89	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	1799	3738	0.49
	地中側壁 (上部)	53	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	924	2417	0.39
	地中隔壁 (下部)	66	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	2326	4694	0.50
	地中隔壁 (上部)	72	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	900	1877	0.48
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	177	1343	0.14
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	290	1343	0.22

※1 評価位置は下図に示す。

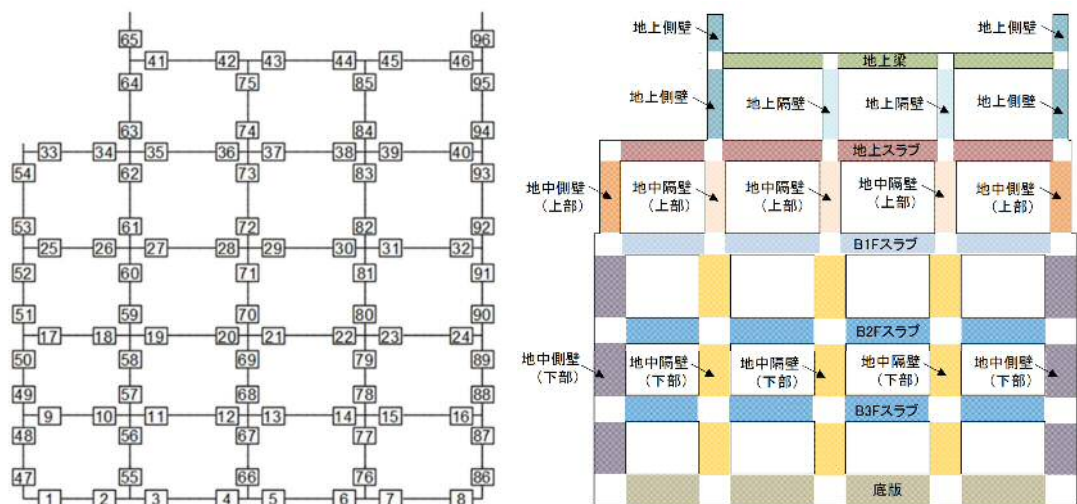


表4.4-9 (8) セン断力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V _a (kN/m)	照査値 V/V _a
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)				
② S _s -D 1 (H ⁻ , V ⁻)	底版	7	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	3092	7436	0.42
	スラブ (B2F, B3F)	22	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	1734	3479	0.50
	スラブ (B1F)	25	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1293	2732	0.48
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	826	1810	0.46
	地上梁	42	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	106	292	0.37
	地中側壁 (下部)	89	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	1850	3738	0.50
	地中側壁 (上部)	53	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	945	2417	0.40
	地中隔壁 (下部)	66	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	2319	4694	0.50
	地中隔壁 (上部)	72	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	898	1877	0.48
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	175	1343	0.14
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	290	1343	0.22
	③ S _s -D 1 (H ⁺ , V ⁺)	底版	2	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	2776	7436
スラブ (B2F, B3F)		19	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	1635	3479	0.47
スラブ (B1F)		25	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1400	2732	0.52
地上スラブ		37	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	752	1810	0.42
地上梁		41	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	103	292	0.36
地中側壁 (下部)		86	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	2023	3738	0.55
地中側壁 (上部)		92	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	889	2417	0.37
地中隔壁 (下部)		66	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	2291	4694	0.49
地中隔壁 (上部)		61	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	908	1877	0.49
地上側壁		63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	201	1343	0.15
地上隔壁		74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	272	1343	0.21

※1 評価位置は下図に示す。

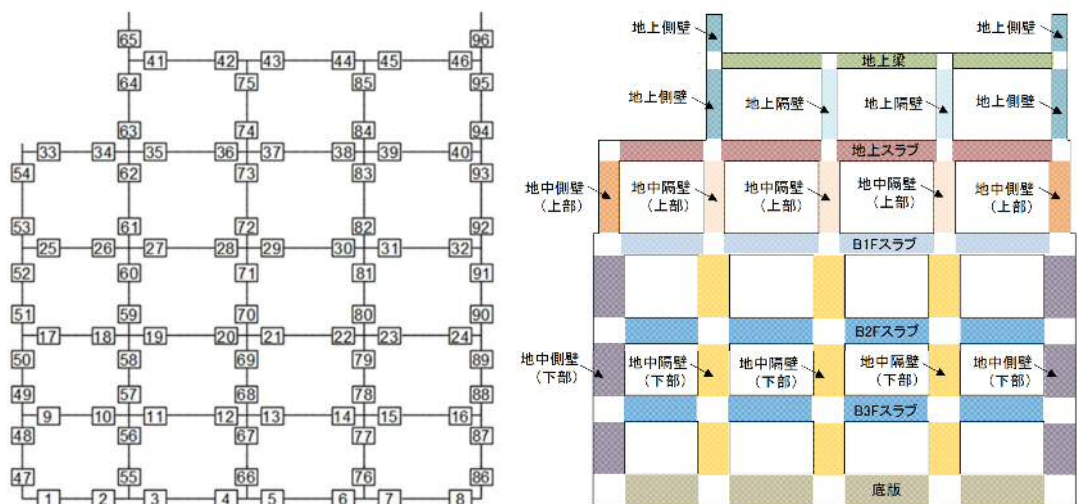


表4.4-9 (9) せん断力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V _a (kN/m)	照査値 V/V _a
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)				
③ S _s -D 1 (H-, V+)	底版	7	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	2996	7436	0.41
	スラブ (B2F, B3F)	22	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	1737	3479	0.50
	スラブ (B1F)	30	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1278	2732	0.47
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	816	1810	0.46
	地上梁	42	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	105	292	0.36
	地中側壁 (下部)	47	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	1757	3738	0.48
	地中側壁 (上部)	53	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	951	2417	0.40
	地中隔壁 (下部)	66	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	2359	4694	0.51
	地中隔壁 (上部)	72	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	919	1877	0.49
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	179	1343	0.14
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	293	1343	0.22
③ S _s -D 1 (H-, V-)	底版	7	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	3082	7436	0.42
	スラブ (B2F, B3F)	22	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	1735	3479	0.50
	スラブ (B1F)	30	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1287	2732	0.48
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	830	1810	0.46
	地上梁	42	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	106	292	0.37
	地中側壁 (下部)	89	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	1741	3738	0.47
	地中側壁 (上部)	53	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	965	2417	0.40
	地中隔壁 (下部)	66	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	2349	4694	0.51
	地中隔壁 (上部)	72	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	914	1877	0.49
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	178	1343	0.14
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	292	1343	0.22

※1 評価位置は下図に示す。

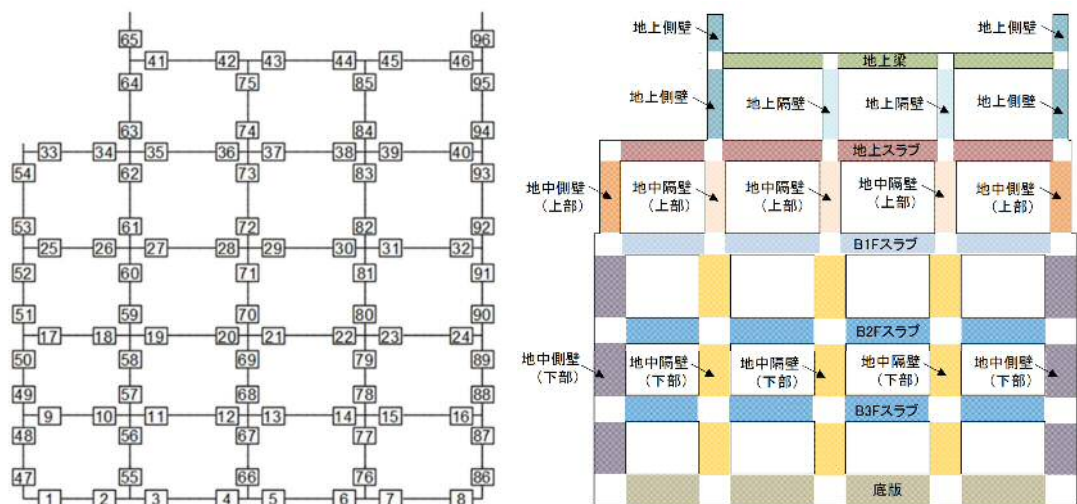


表4.4-9 (10) せん断力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V _u (kN/m)	照査値 V/V _u
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)				
④ S _s -D 1 (H+, V+)	底版	2	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	3276	7436	0.45
	スラブ (B2F, B3F)	19	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	2351	3479	0.68
	スラブ (B1F)	25	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1664	2732	0.61
	地上スラブ	35	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	916	1810	0.51
	地上梁	41	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	125	292	0.43
	地中側壁 (下部)	88	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	2194	3738	0.59
	地中側壁 (上部)	92	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	1151	2417	0.48
	地中隔壁 (下部)	68	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	3354	4694	0.72
	地中隔壁 (上部)	72	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	1188	1877	0.64
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	248	1343	0.19
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	357	1343	0.27
	④ S _s -D 1 (H+, V-)	底版	2	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	3440	7436
スラブ (B2F, B3F)		19	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	2365	3479	0.68
スラブ (B1F)		25	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1712	2732	0.63
地上スラブ		37	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	942	1810	0.53
地上梁		41	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	127	292	0.44
地中側壁 (下部)		88	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	2224	3738	0.60
地中側壁 (上部)		92	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	1181	2417	0.49
地中隔壁 (下部)		68	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	3361	4694	0.72
地中隔壁 (上部)		72	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	1185	1877	0.64
地上側壁		63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	247	1343	0.19
地上隔壁		74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	353	1343	0.27

※1 評価位置は下図に示す。

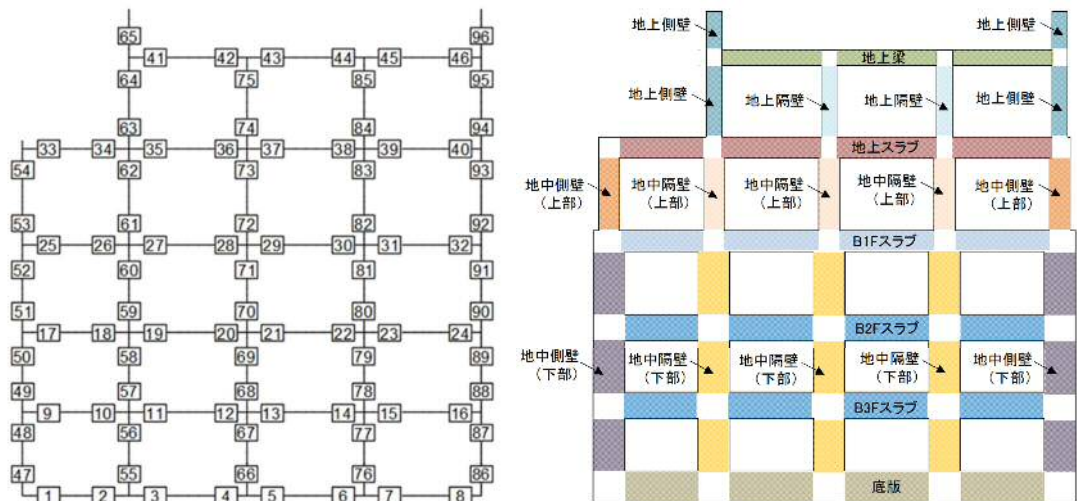


表4.4-9 (11) せん断力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V _a (kN/m)	照査値 V/V _a
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)				
④S _s -D1 (II-, V+)	底版	7	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	3546	7436	0.48
	スラブ (B2F, B3F)	22	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	2332	3479	0.68
	スラブ (B1F)	30	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1630	2732	0.60
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	983	1810	0.55
	地上梁	42	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	120	292	0.42
	地中側壁 (下部)	89	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	2120	3738	0.57
	地中側壁 (上部)	53	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	1190	2417	0.50
	地中隔壁 (下部)	68	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	3213	4694	0.69
	地中隔壁 (上部)	72	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	1196	1877	0.64
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	216	1343	0.17
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	363	1343	0.28
	④S _s -D1 (H-, V-)	底版	7	1000	3000	2830	D25 @200 ×300	3729	7436
スラブ (B2F, B3F)		22	1000	2500	2330	D25 @400 ×300	2365	3479	0.68
スラブ (B1F)		30	1000	2000	1830	D25 @400 ×300	1674	2732	0.62
地上スラブ		38	1000	2000	1810	D19 @400 ×300	1029	1810	0.57
地上梁		42	2000	1500	1215	D19×4本 ×200	127	292	0.44
地中側壁 (下部)		89	1000	3000	2830	D19 @400 ×200	2185	3738	0.59
地中側壁 (上部)		53	1000	2000	1830	D19 @400 ×200	1237	2417	0.52
地中隔壁 (下部)		68	1000	3000	2830	D22 @400 ×200	3235	4694	0.69
地中隔壁 (上部)		72	1000	2000	1830	D16 @400 ×200	1209	1877	0.65
地上側壁		63	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	216	1343	0.17
地上隔壁		74	1000	1500	1310	D16 @400 ×200	370	1343	0.28

※1 評価位置は下図に示す。

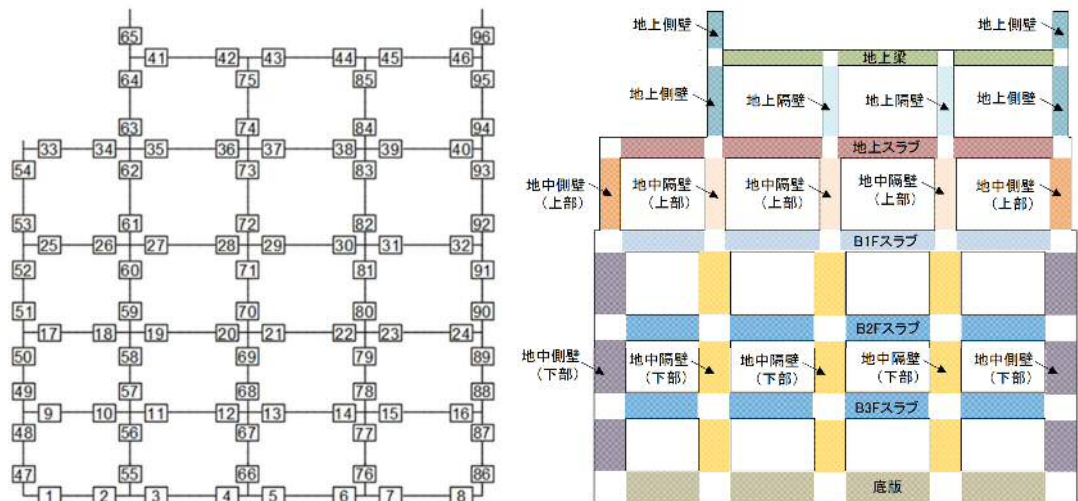


表4.4-9 (12) せん断力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V _a (kN/m)	照査値 V/V _a
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)				
⑤ S _s -D 1 (H+, V+)	底版	2	1000	3000	2830	D25 @200 × 300	2770	7436	0.38
	スラブ (B2F, B3F)	19	1000	2500	2330	D25 @400 × 300	1660	3479	0.48
	スラブ (B1F)	25	1000	2000	1830	D25 @400 × 300	1469	2732	0.54
	地上スラブ	37	1000	2000	1810	D19 @400 × 300	754	1810	0.42
	地上梁	41	2000	1500	1215	D19×4本 × 200	103	292	0.36
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D19 @400 × 200	2071	3738	0.56
	地中側壁 (上部)	92	1000	2000	1830	D19 @400 × 200	994	2417	0.42
	地中隔壁 (下部)	66	1000	3000	2830	D22 @400 × 200	2280	4694	0.49
	地中隔壁 (上部)	61	1000	2000	1830	D16 @400 × 200	944	1877	0.51
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 × 200	202	1343	0.16
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 × 200	270	1343	0.21
	⑤ S _s -D 1 (H-, V+)	底版	7	1000	3000	2830	D25 @200 × 300	2995	7436
スラブ (B2F, B3F)		22	1000	2500	2330	D25 @400 × 300	1713	3479	0.50
スラブ (B1F)		30	1000	2000	1830	D25 @400 × 300	1276	2732	0.47
地上スラブ		38	1000	2000	1810	D19 @400 × 300	811	1810	0.45
地上梁		42	2000	1500	1215	D19×4本 × 200	105	292	0.36
地中側壁 (下部)		47	1000	3000	2830	D19 @400 × 200	1835	3738	0.50
地中側壁 (上部)		53	1000	2000	1830	D19 @400 × 200	1038	2417	0.43
地中隔壁 (下部)		66	1000	3000	2830	D22 @400 × 200	2350	4694	0.51
地中隔壁 (上部)		72	1000	2000	1830	D16 @400 × 200	932	1877	0.50
地上側壁		63	1000	1500	1310	D16 @400 × 200	177	1343	0.14
地上隔壁		74	1000	1500	1310	D16 @400 × 200	286	1343	0.22

※1 評価位置は下図に示す。

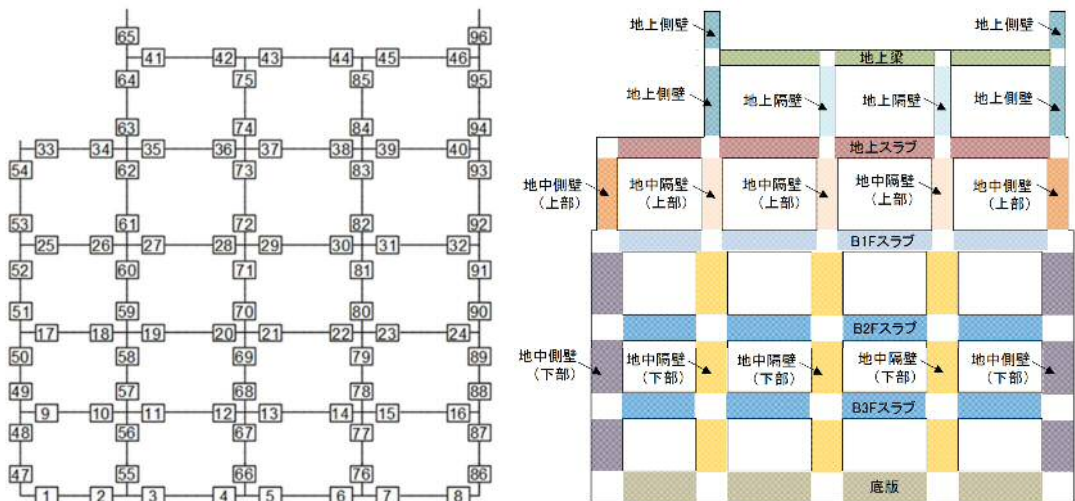


表4.4-9 (13) せん断力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V _a (kN/m)	照査値 V/V _a
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)				
⑤ S _s -D 1 (H-, V-)	底版	7	1000	3000	2830	D25 @200 × 300	3043	7436	0.41
	スラブ (B2F, B3F)	22	1000	2500	2330	D25 @400 × 300	1712	3479	0.50
	スラブ (B1F)	30	1000	2000	1830	D25 @400 × 300	1281	2732	0.47
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D19 @400 × 300	818	1810	0.46
	地上梁	42	2000	1500	1215	D19×4本 × 200	104	292	0.36
	地中側壁 (下部)	86	1000	3000	2830	D19 @400 × 200	1774	3738	0.48
	地中側壁 (上部)	53	1000	2000	1830	D19 @400 × 200	1063	2417	0.44
	地中隔壁 (下部)	66	1000	3000	2830	D22 @400 × 200	2345	4694	0.50
	地中隔壁 (上部)	72	1000	2000	1830	D16 @400 × 200	927	1877	0.50
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 × 200	174	1343	0.13
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 × 200	284	1343	0.22
	⑥ S _s -D 1 (H+, V+)	底版	2	1000	3000	2830	D25 @200 × 300	2761	7436
スラブ (B2F, B3F)		19	1000	2500	2330	D25 @400 × 300	1626	3479	0.47
スラブ (B1F)		25	1000	2000	1830	D25 @400 × 300	1451	2732	0.54
地上スラブ		37	1000	2000	1810	D19 @400 × 300	750	1810	0.42
地上梁		41	2000	1500	1215	D19×4本 × 200	101	292	0.35
地中側壁 (下部)		86	1000	3000	2830	D19 @400 × 200	2095	3738	0.57
地中側壁 (上部)		92	1000	2000	1830	D19 @400 × 200	980	2417	0.41
地中隔壁 (下部)		66	1000	3000	2830	D22 @400 × 200	2281	4694	0.49
地中隔壁 (上部)		61	1000	2000	1830	D16 @400 × 200	927	1877	0.50
地上側壁		63	1000	1500	1310	D16 @400 × 200	198	1343	0.15
地上隔壁		74	1000	1500	1310	D16 @400 × 200	265	1343	0.20

※1 評価位置は下図に示す。

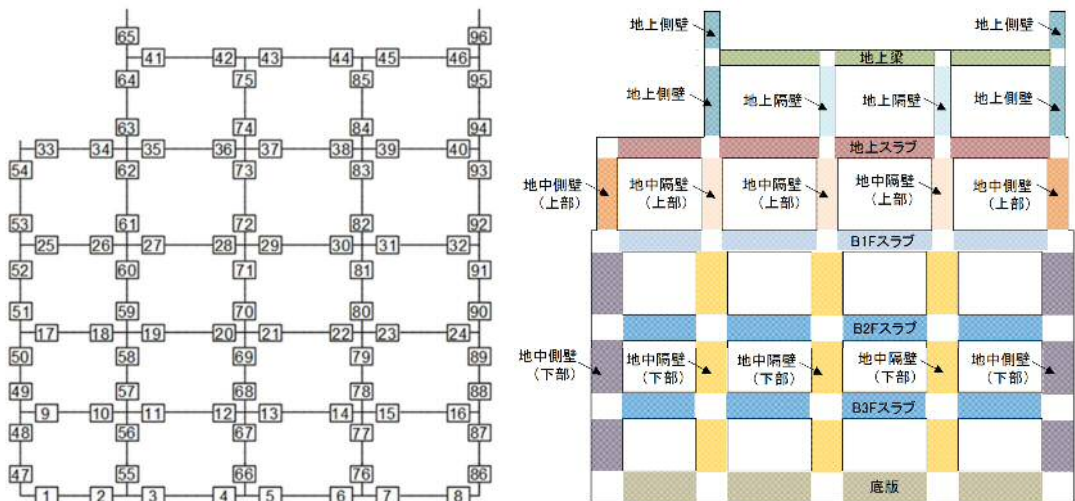
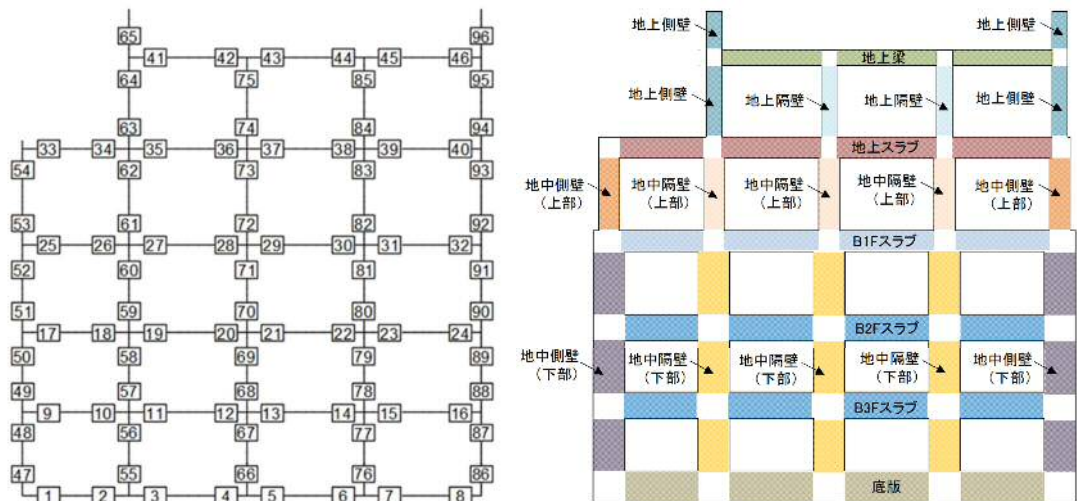


表4.4-9 (14) せん断力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V _a (kN/m)	照査値 V/V _a
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)				
⑥ S _s -D 1 (H-, V+)	底版	7	1000	3000	2830	D25 @200 × 300	2986	7436	0.41
	スラブ (B2F, B3F)	22	1000	2500	2330	D25 @400 × 300	1704	3479	0.49
	スラブ (B1F)	30	1000	2000	1830	D25 @400 × 300	1267	2732	0.47
	地上スラブ	38	1000	2000	1810	D19 @400 × 300	806	1810	0.45
	地上梁	42	2000	1500	1215	D19×4本 × 200	103	292	0.36
	地中側壁 (下部)	47	1000	3000	2830	D19 @400 × 200	1851	3738	0.50
	地中側壁 (上部)	53	1000	2000	1830	D19 @400 × 200	1026	2417	0.43
	地中隔壁 (下部)	66	1000	3000	2830	D22 @400 × 200	2358	4694	0.51
	地中隔壁 (上部)	72	1000	2000	1830	D16 @400 × 200	917	1877	0.49
	地上側壁	63	1000	1500	1310	D16 @400 × 200	174	1343	0.13
	地上隔壁	74	1000	1500	1310	D16 @400 × 200	282	1343	0.21
	⑥ S _s -D 1 (H-, V-)	底版	7	1000	3000	2830	D25 @200 × 300	3024	7436
スラブ (B2F, B3F)		22	1000	2500	2330	D25 @400 × 300	1701	3479	0.49
スラブ (B1F)		30	1000	2000	1830	D25 @400 × 300	1268	2732	0.47
地上スラブ		38	1000	2000	1810	D19 @400 × 300	810	1810	0.45
地上梁		42	2000	1500	1215	D19×4本 × 200	103	292	0.36
地中側壁 (下部)		86	1000	3000	2830	D19 @400 × 200	1774	3738	0.48
地中側壁 (上部)		53	1000	2000	1830	D19 @400 × 200	1049	2417	0.44
地中隔壁 (下部)		66	1000	3000	2830	D22 @400 × 200	2353	4694	0.51
地中隔壁 (上部)		72	1000	2000	1830	D16 @400 × 200	911	1877	0.49
地上側壁		63	1000	1500	1310	D16 @400 × 200	171	1343	0.13
地上隔壁		74	1000	1500	1310	D16 @400 × 200	279	1343	0.21

※1 評価位置は下図に示す。



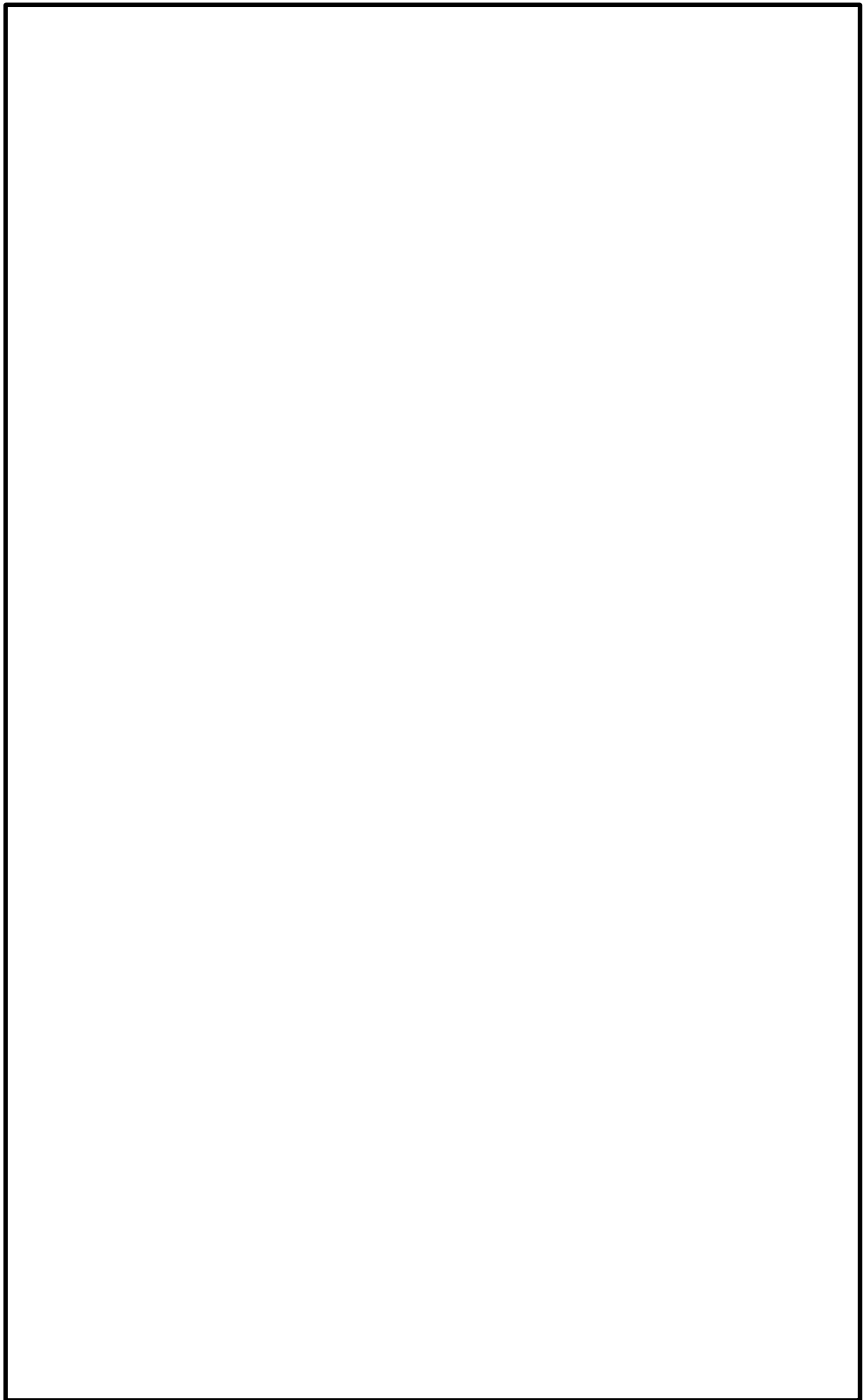
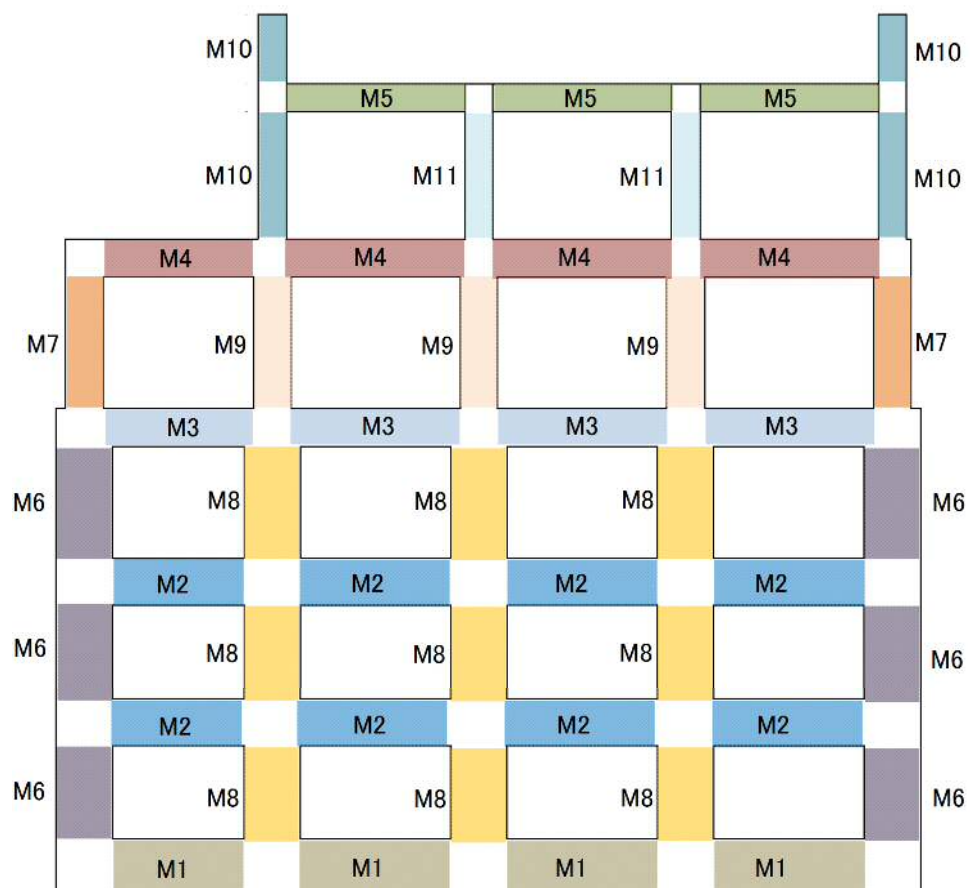


图 4.4-14 概略配筋图

表 4.4-10 断面諸元一覧表（せん断力に対する評価）

部位	材料No.	断面性状				せん断補強鉄筋				
		部材幅	部材高	かぶり	有効高さ	鉄筋種別	径	Sb	Ss	鉄筋量
		b (m)	h (m)	d' (m)	d (m)	(-)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm ²)
底版	M1	1.000	3.000	0.170	2.830	SD390	25	200	300	2534
B2F,B3Fスラブ	M2	1.000	2.500	0.170	2.330	SD390	25	400	300	1267
B1Fスラブ	M3	1.000	2.000	0.170	1.830	SD390	25	400	300	1267
地上スラブ	M4	1.000	2.000	0.190	1.810	SD390	19	400	300	716
地上梁	M5	2.000	1.500	0.285	1.215	SD390	19	4本	200	1146
地中側壁(下部)	M6	1.000	3.000	0.170	2.830	SD390	19	400	200	716
地中側壁(上部)	M7	1.000	2.000	0.170	1.830	SD390	19	400	200	716
地中隔壁(下部)	M8	1.000	3.000	0.170	2.830	SD390	22	400	200	968
地中隔壁(上部)	M9	1.000	2.000	0.170	1.830	SD390	16	400	200	497
地上側壁	M10	1.000	1.500	0.190	1.310	SD390	16	400	200	497
地上隔壁	M11	1.000	1.500	0.190	1.310	SD390	16	400	200	497



(3) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

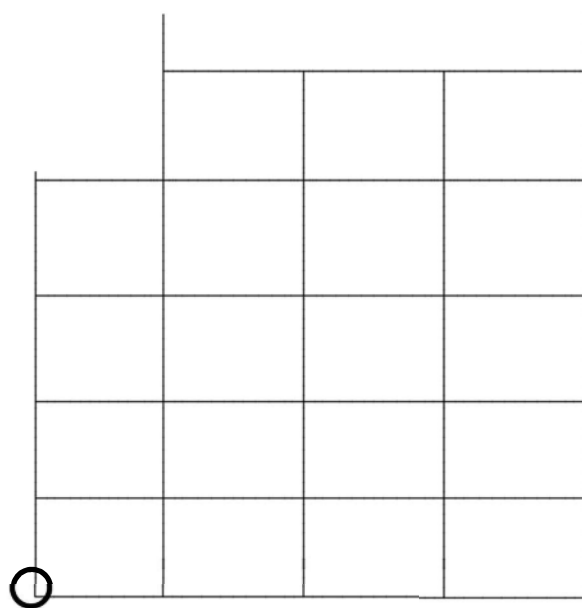
表 4.4-11 に基礎地盤の支持性能評価結果を、図 4.4-15 に接地圧分布図を示す。

電源装置置場の最大接地圧は、④S_s-D 1 (H+, V-) で 1809 kN/m² であり、基礎地盤の極限支持力度 5723 kN/m² 以下である。

以上のことから、電源装置置場の基礎地盤は、基準地震動 S_s に対し、支持性能を有する。

表 4.4-11 基礎地盤の支持性能評価結果

検討ケース			最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
①	S _s -D 1	H+, V+	1326	5723
	S _s -D 1	H+, V-	1460	5723
	S _s -D 1	H-, V+	1338	5723
	S _s -D 1	H-, V-	1345	5723
	S _s -1 1	H+, V+	1172	5723
	S _s -1 2	H+, V+	1180	5723
	S _s -1 3	H+, V+	1142	5723
	S _s -1 4	H+, V+	1059	5723
	S _s -2 1	H+, V+	1228	5723
	S _s -2 2	H+, V+	1292	5723
	S _s -3 1	H+, V+	1147	5723
	S _s -3 1	H-, V+	1221	5723
②	S _s -D 1	H+, V+	1361	5723
	S _s -D 1	H-, V+	1383	5723
	S _s -D 1	H-, V-	1359	5723
③	S _s -D 1	H+, V+	1304	5723
	S _s -D 1	H-, V+	1277	5723
	S _s -D 1	H-, V-	1311	5723
④	S _s -D 1	H+, V+	1758	5723
	S _s -D 1	H+, V-	1809	5723
	S _s -D 1	H-, V+	1641	5723
	S _s -D 1	H-, V-	1742	5723
⑤	S _s -D 1	H+, V+	1278	5723
	S _s -D 1	H-, V+	1169	5723
	S _s -D 1	H-, V-	1266	5723
⑥	S _s -D 1	H+, V+	1267	5723
	S _s -D 1	H-, V+	1164	5723
	S _s -D 1	H-, V-	1254	5723



最大接地圧発生位置
 (④ S_s - D 1 (H +, V -))

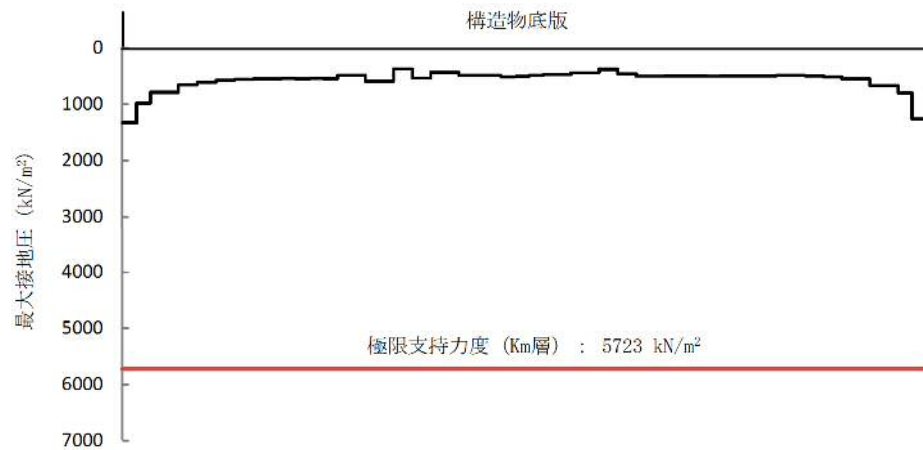


図 4.4-15 (1) 接地圧分布図 (S_s-D1 (H+, V+))
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

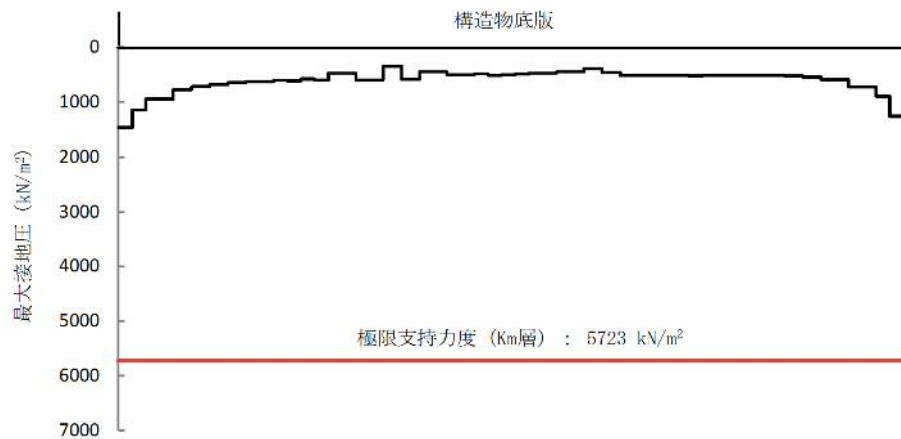


図 4.4-15 (2) 接地圧分布図 (S_s-D1 (H+, V-))
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

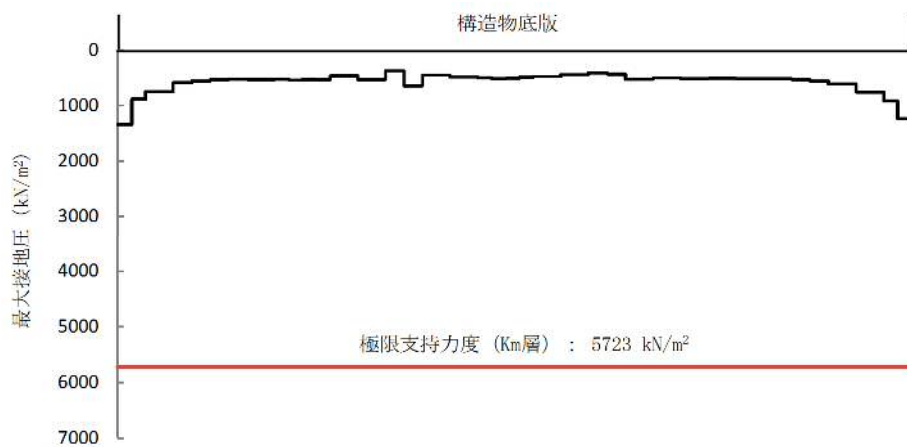


図 4.4-15 (3) 接地圧分布図 (S_s-D1 (H-, V+))
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

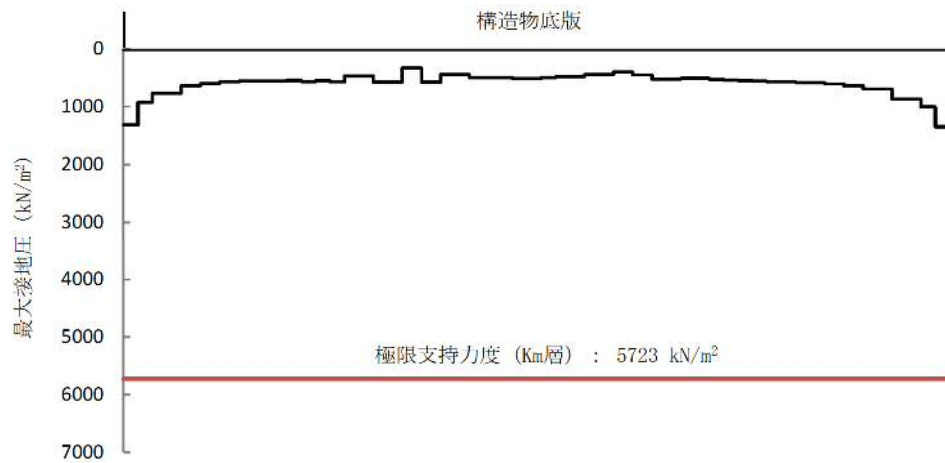


図 4.4-15 (4) 接地圧分布図 (S_s-D1 (H-, V-))
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

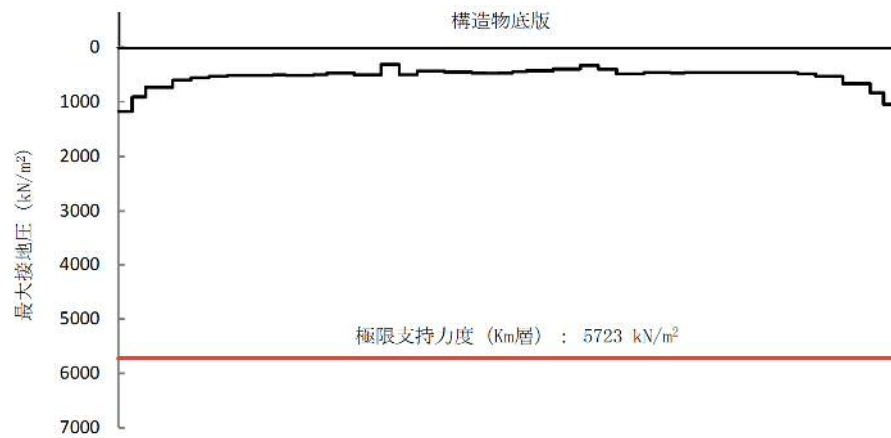


図 4.4-15 (5) 接地圧分布図 (S_s-11)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

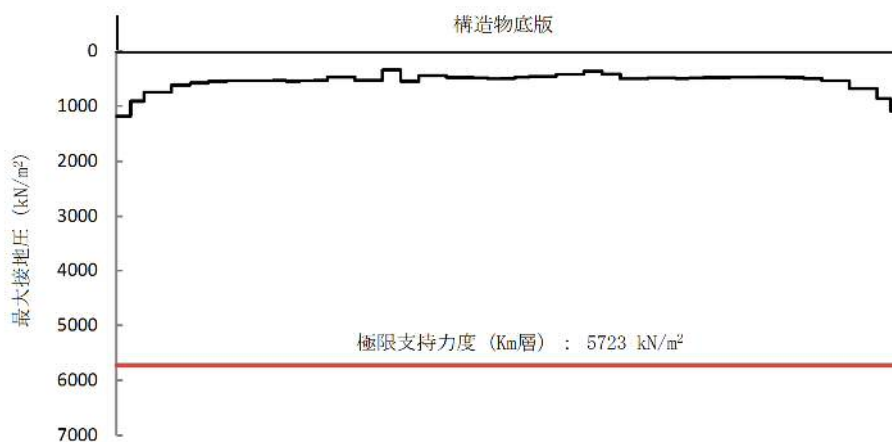


図 4.4-15 (6) 接地圧分布図 (S_s-12)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

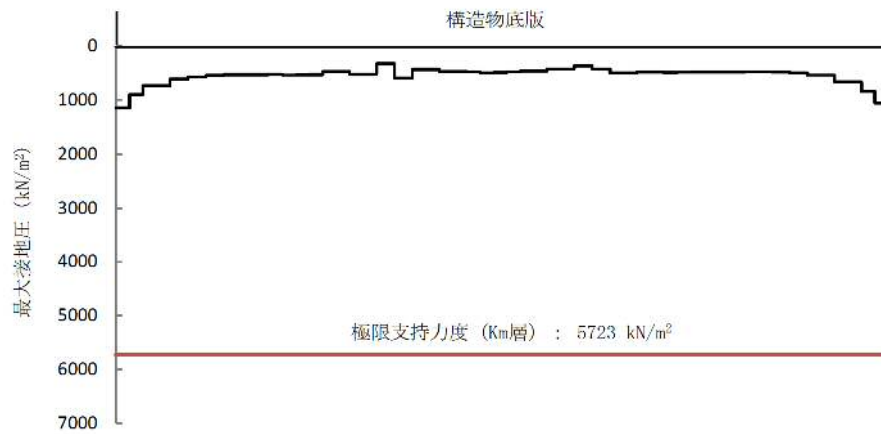


図 4.4-15 (7) 接地圧分布図 (S_s-13)

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

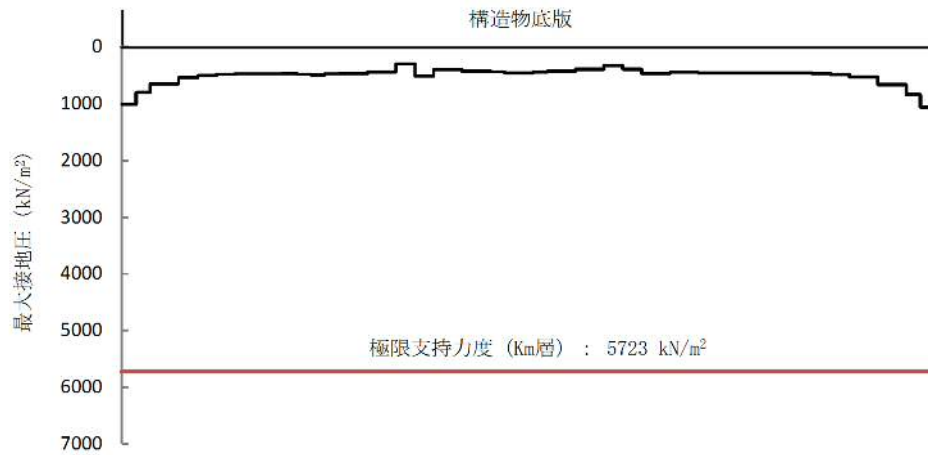


図 4.4-15 (8) 接地圧分布図 (S_s-14)

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

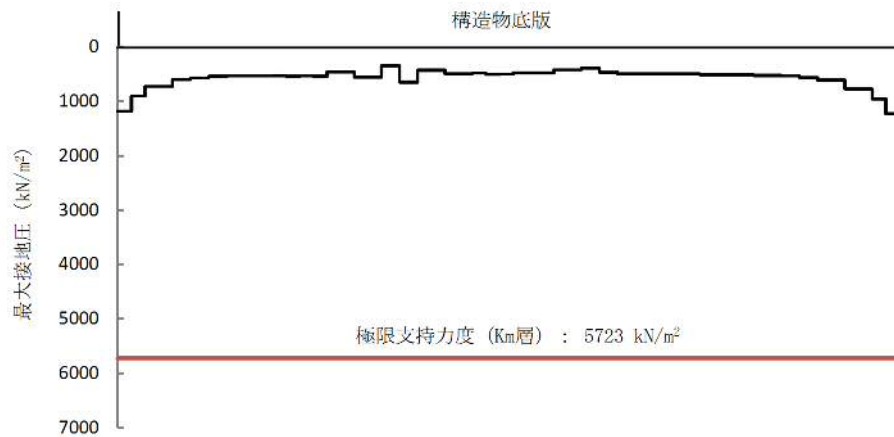


図 4.4-15 (9) 接地圧分布図 (S_s-21)

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

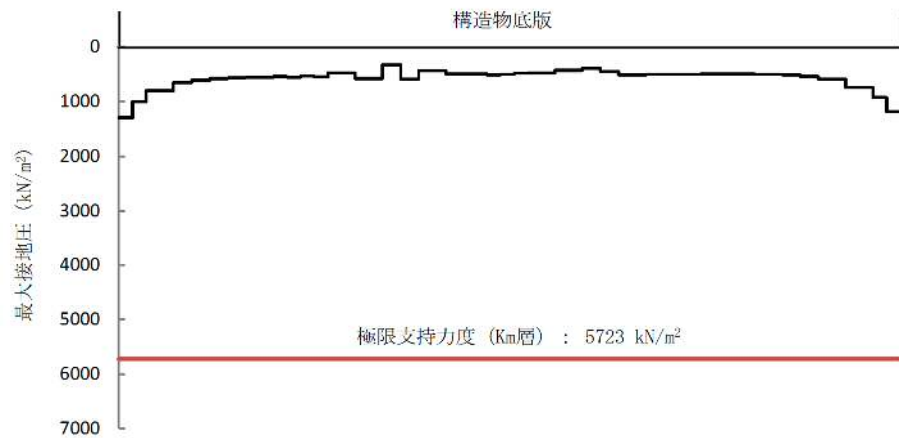


図 4.4-15 (10) 接地圧分布図 ($S_s - 22$)

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

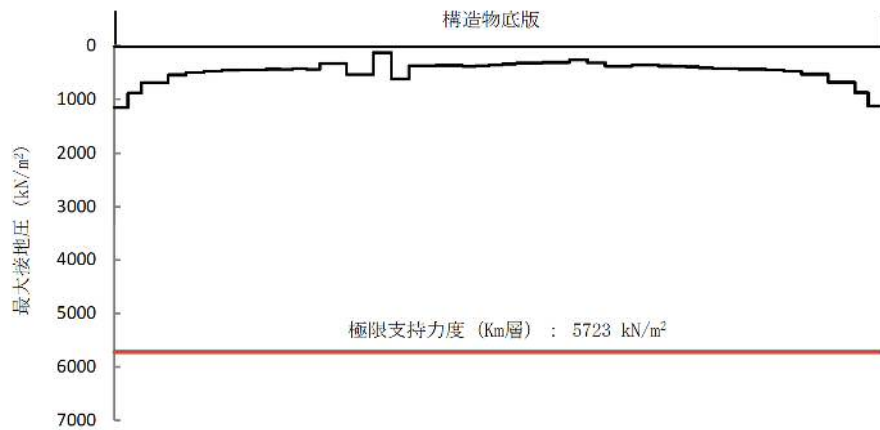


図 4.4-15 (11) 接地圧分布図 ($S_s - 31$ (H+, V+))

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

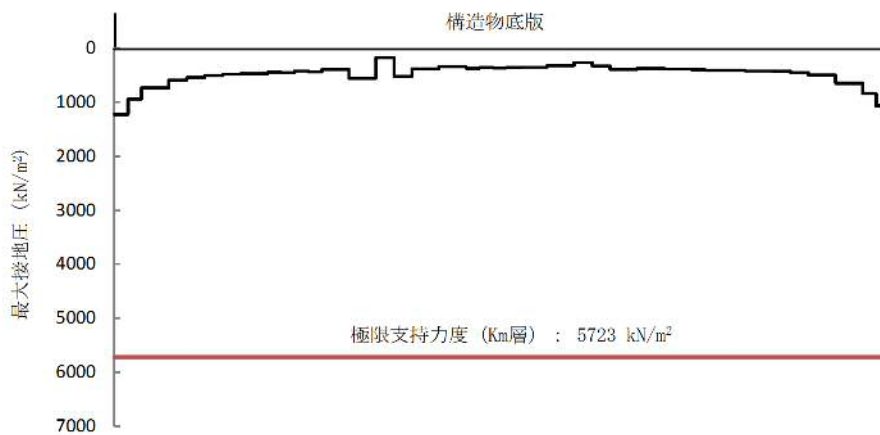


図 4.4-15 (12) 接地圧分布図 ($S_s - 31$ (H-, V+))

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

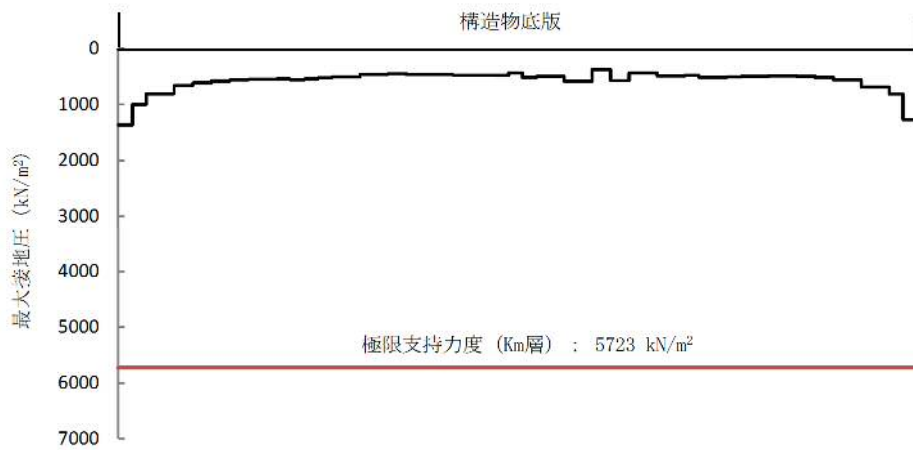


図 4.4-15 (13) 接地圧分布図 (S_s-D1 (H+, V+))
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

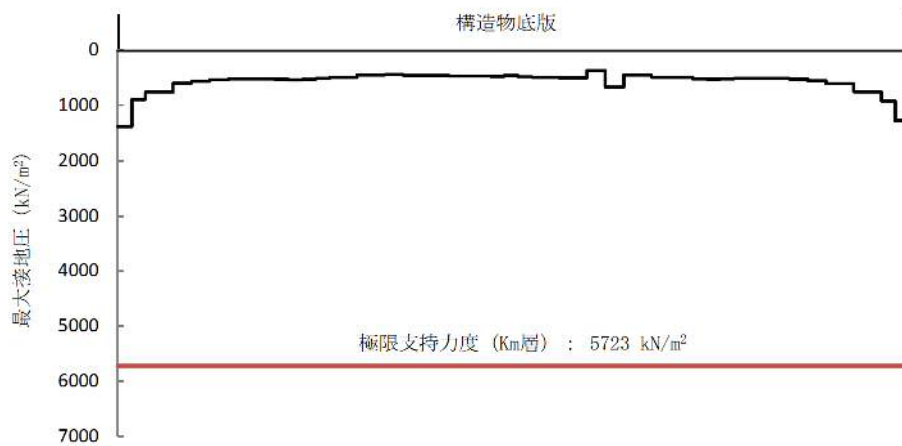


図 4.4-15 (14) 接地圧分布図 (S_s-D1 (H-, V+))
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

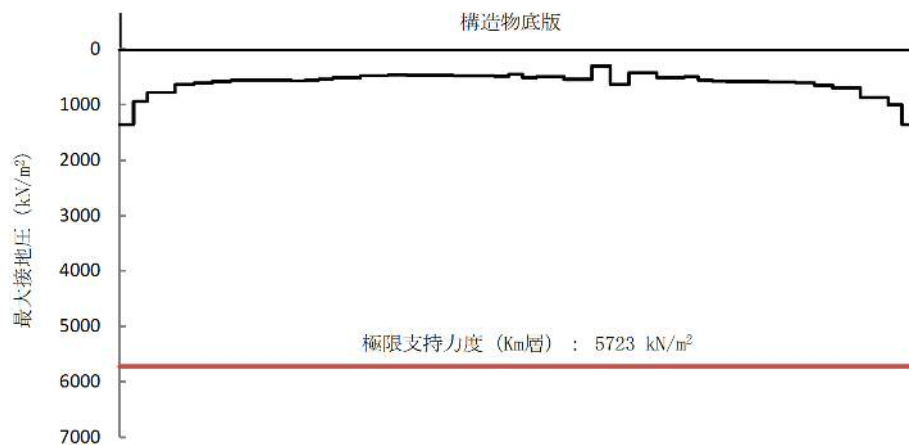


図 4.4-15 (15) 接地圧分布図 (S_s-D1 (H-, V-))
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

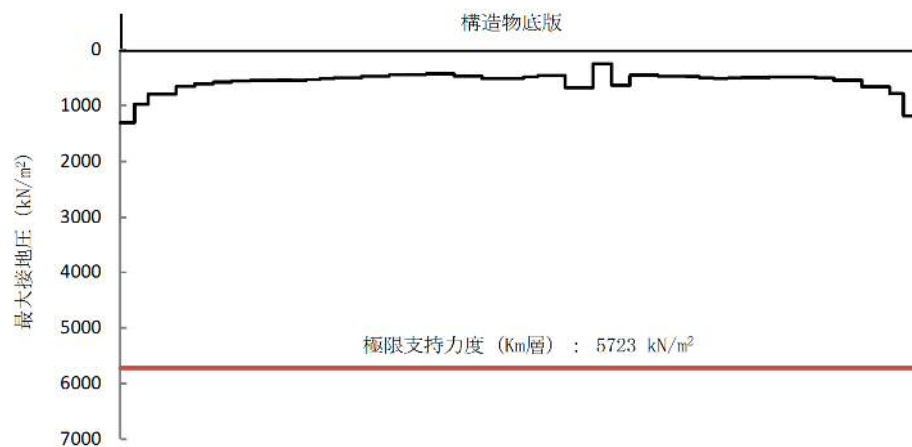


図 4.4-15 (16) 接地圧分布図 (S_s-D1 (H+, V+))
(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

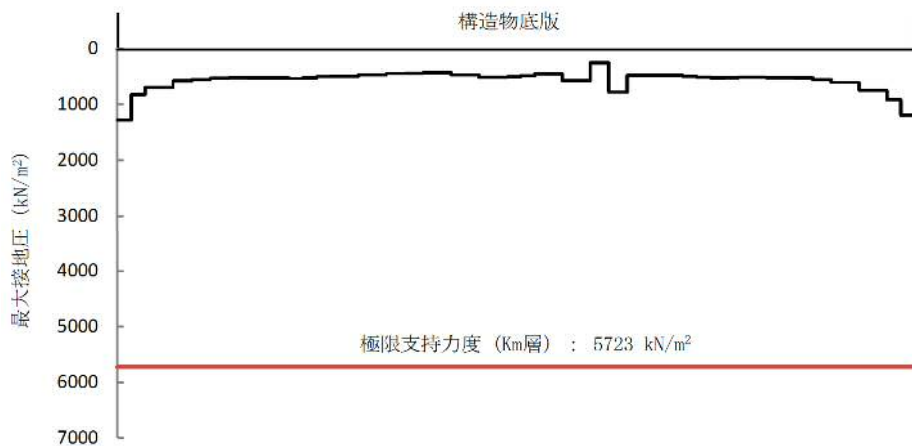


図 4.4-15 (17) 接地圧分布図 (S_s-D1 (H-, V+))
(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

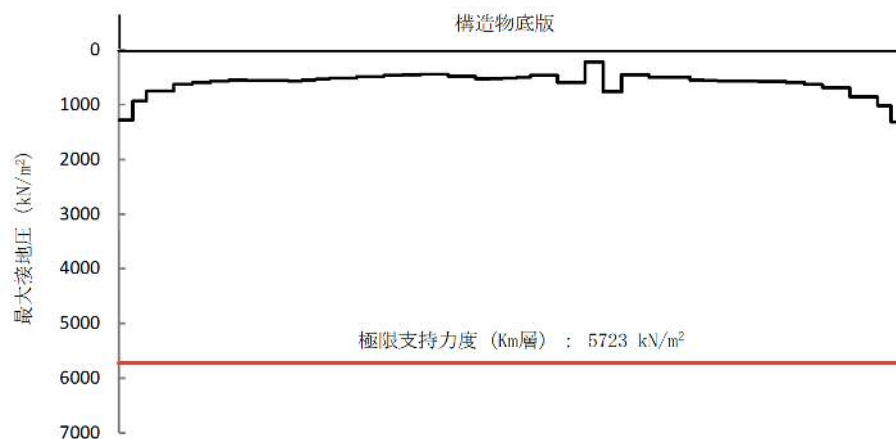


図 4.4-15 (18) 接地圧分布図 (S_s-D1 (H-, V-))
(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

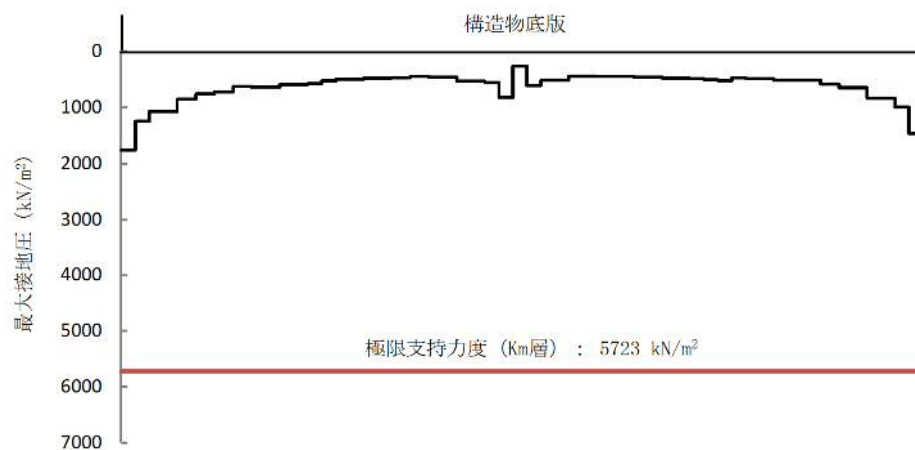


図 4.4-15 (19) 接地圧分布図 ($S_s - D1$ (H+, V+))
(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

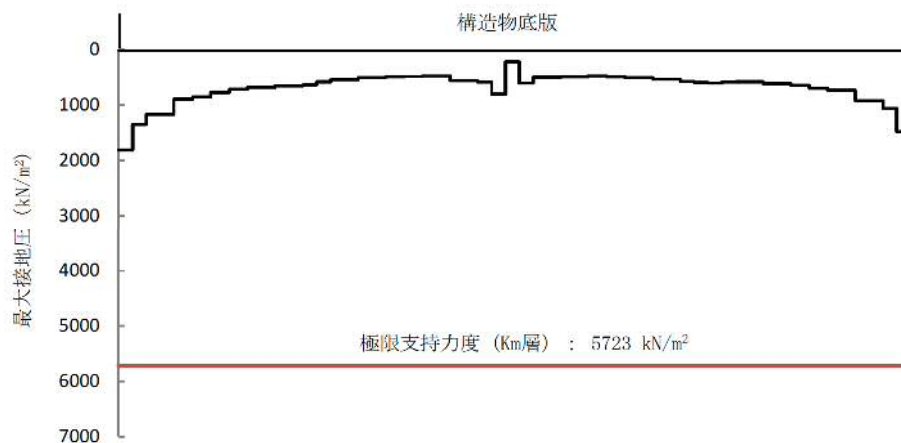


図 4.4-15 (20) 接地圧分布図 ($S_s - D1$ (H+, V-))
(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

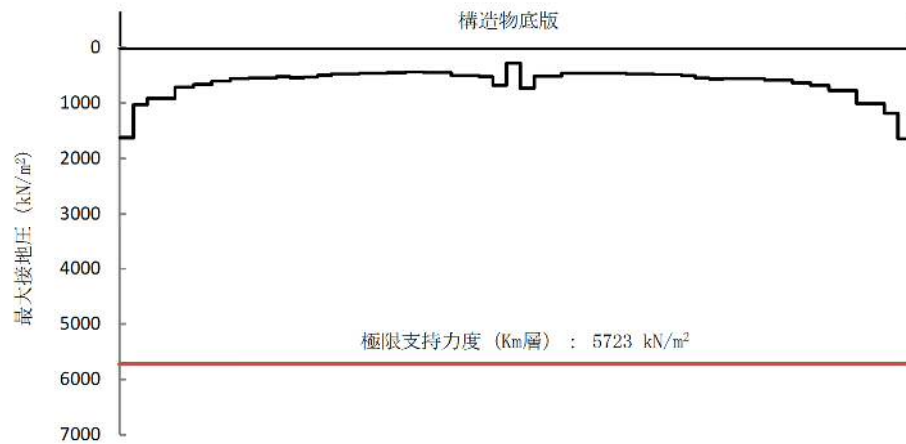


図 4.4-15 (21) 接地圧分布図 (S_s-D1 (H-, V+))
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

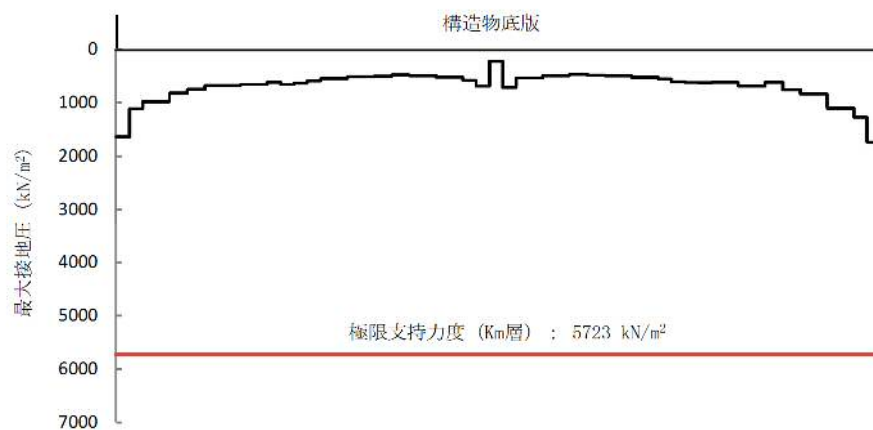


図 4.4-15 (22) 接地圧分布図 (S_s-D1 (H-, V-))
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

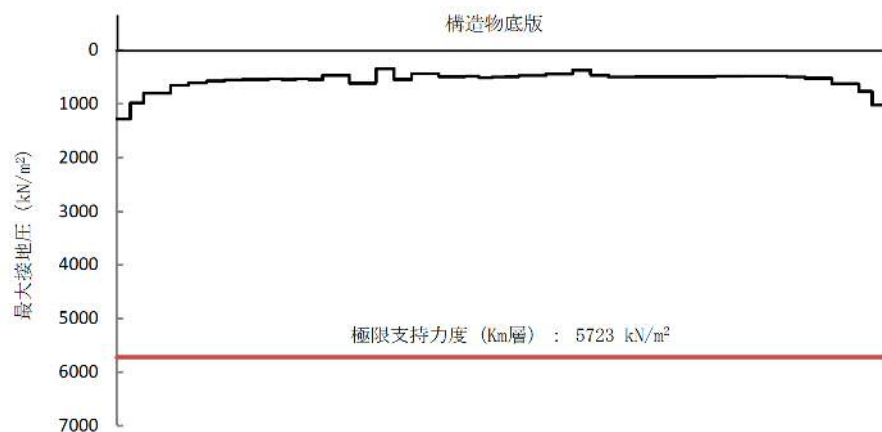


図 4.4-15 (23) 接地圧分布図 (S_s-D1 (H+, V+))
(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定したケース)

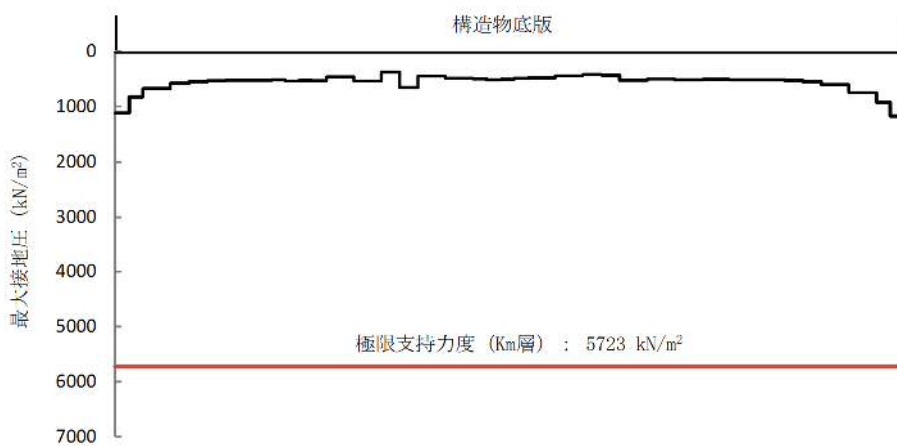


図 4.4-15 (24) 接地圧分布図 (S_s-D1 (H-, V+))
(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定したケース)

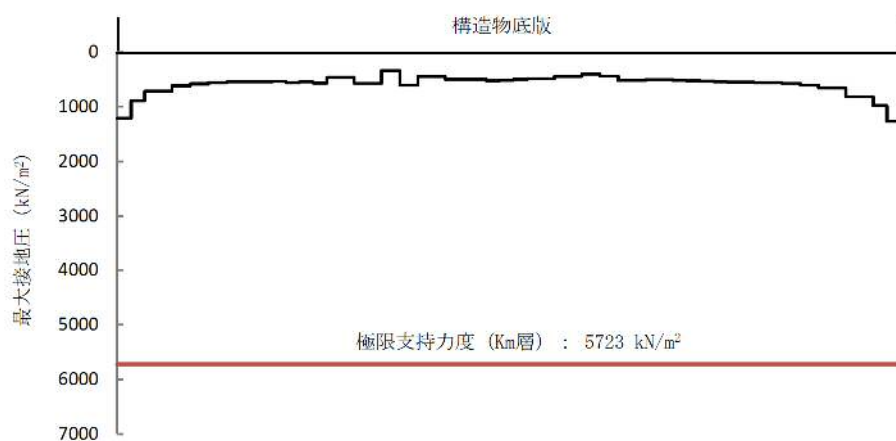


図 4.4-15 (25) 接地圧分布図 (S_s-D1 (H-, V-))
(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定したケース)

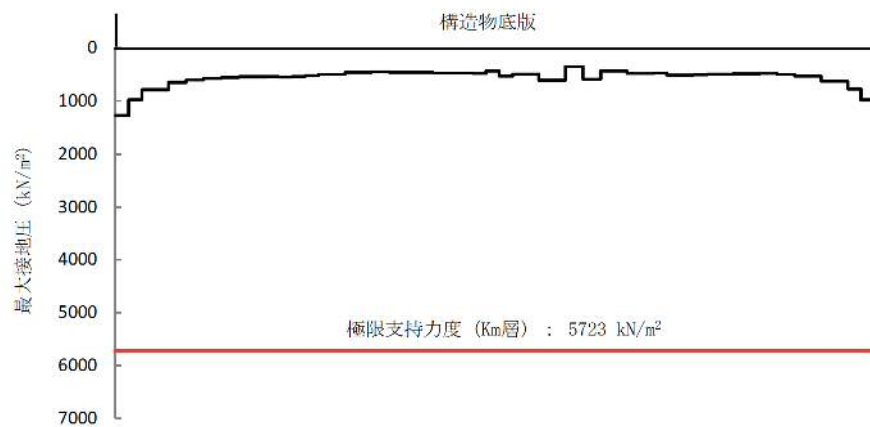


図 4.4-15 (26) 接地圧分布図 (S_s-D1 (H+, V+))
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

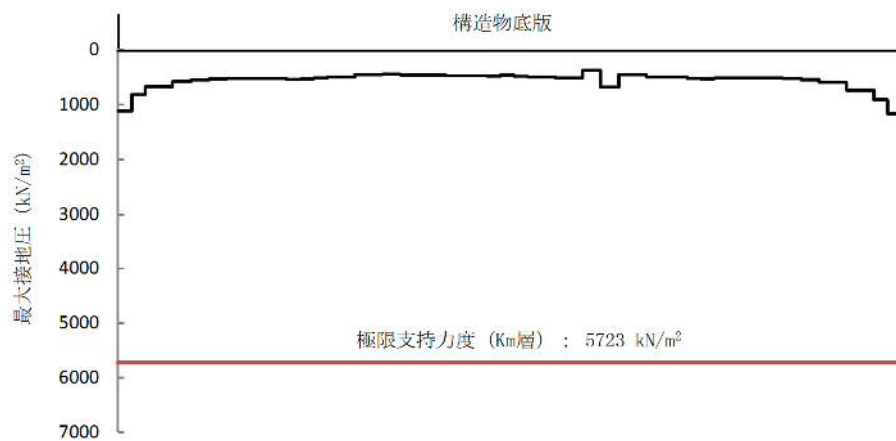


図 4.4-15 (27) 接地圧分布図 (S_s-D1 (H-, V+))
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

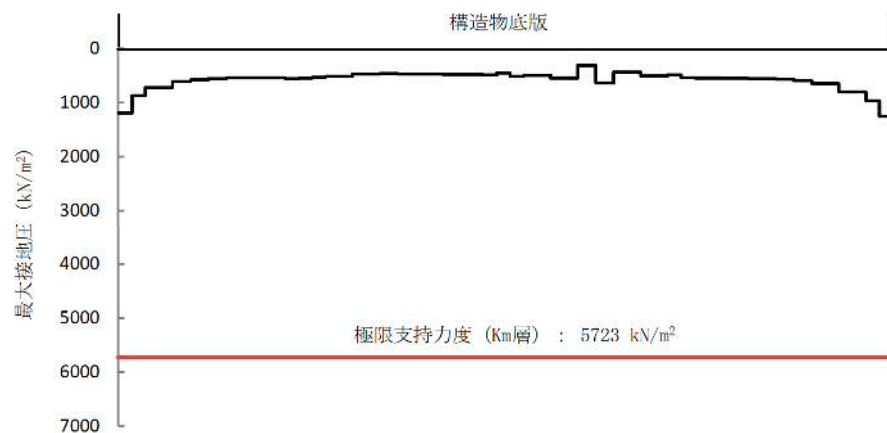


図 4.4-15 (28) 接地圧分布図 (S_s-D1 (H-, V-))
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

4.5 まとめ

電源装置置場は、耐震安全上重要な機器・配管系を間接支持する機能を求められる土木構造物である。また、EL. -21.0 m 階は西側淡水貯水設備として使用する。

電源装置置場について基準地震動 S_s に対して、構造部材の曲げ、せん断評価については地震応答解析に基づく発生応力又は発生せん断力が許容限界以下であることを確認した。基礎地盤の支持性能評価については、地震応答解析に基づく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、電源装置置場は、基準地震動 S_s による地震動に対して、間接支持機能及び西側淡水貯水設備機能を維持できる。

常設代替高圧電源装置置場及び西側淡水貯水設備の耐震安全性評価に関する参考資料

1. 減衰定数の設定について

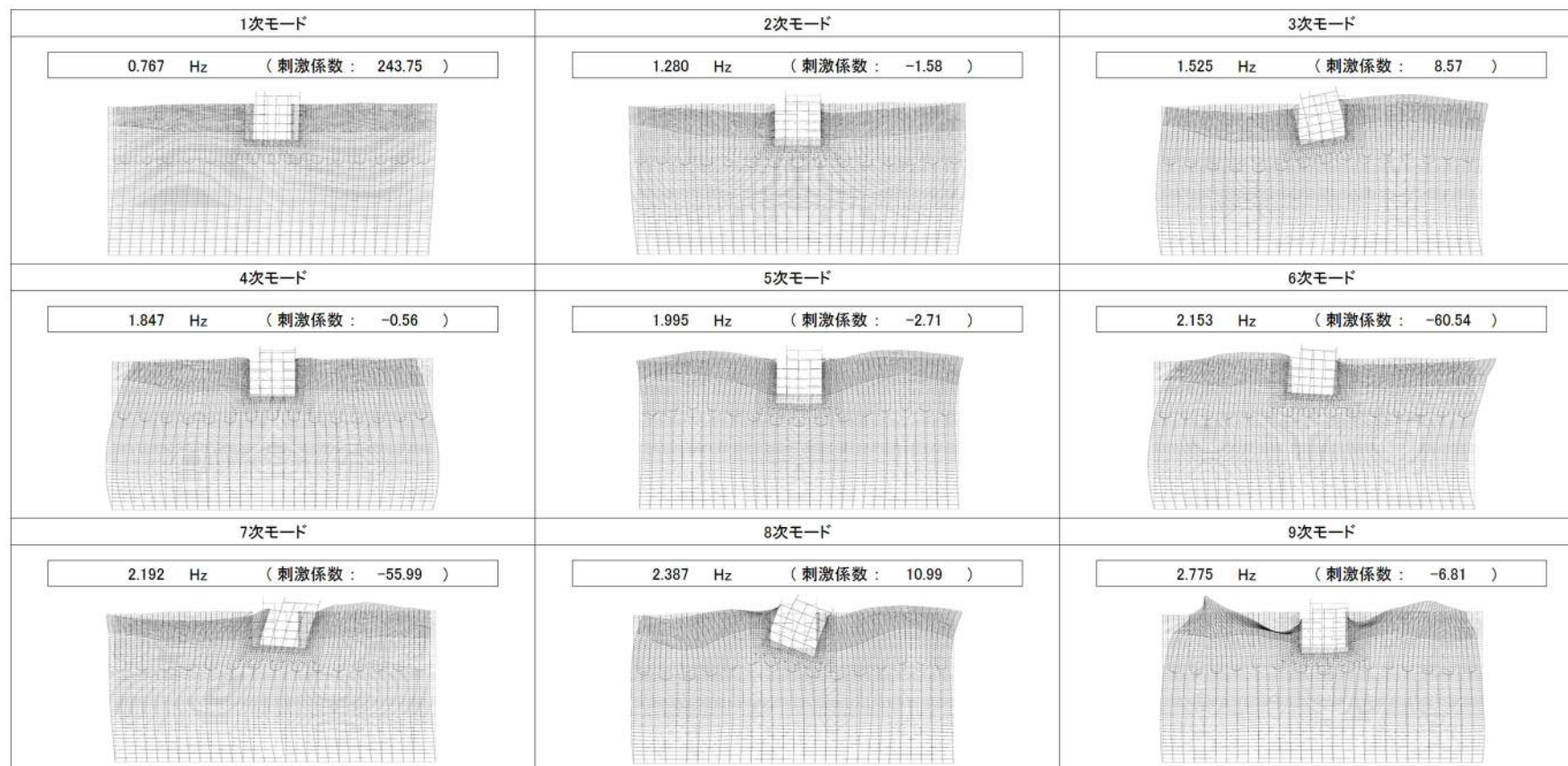
地震応答解析における減衰定数については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。Rayleigh 減衰の設定は、地盤の低次のモードの変形が特に支配的となる地中埋設構造物のような地盤及び構造系全体に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮し、かつ、振動モードの影響が全体系に占める割合の観点から、刺激係数に着目し行う。

固有値解析による刺激係数及びモード図を参考図 4-1 に示す。また、設定した Rayleigh 減衰を参考図 4-2 に示す。

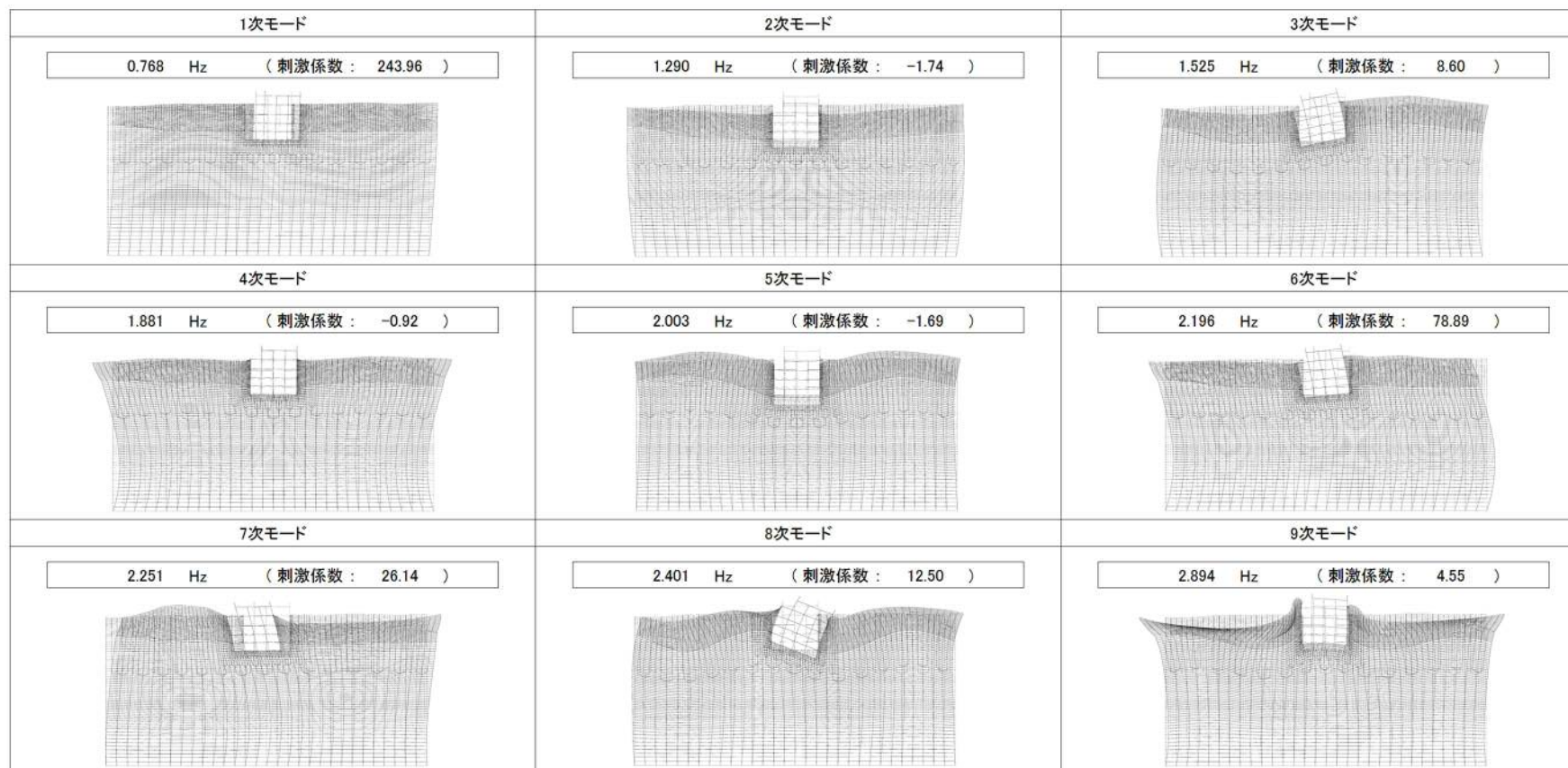
1 次の基準モードについては、地盤及び構造系全体がせん断変形しているモードを選定している。

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。

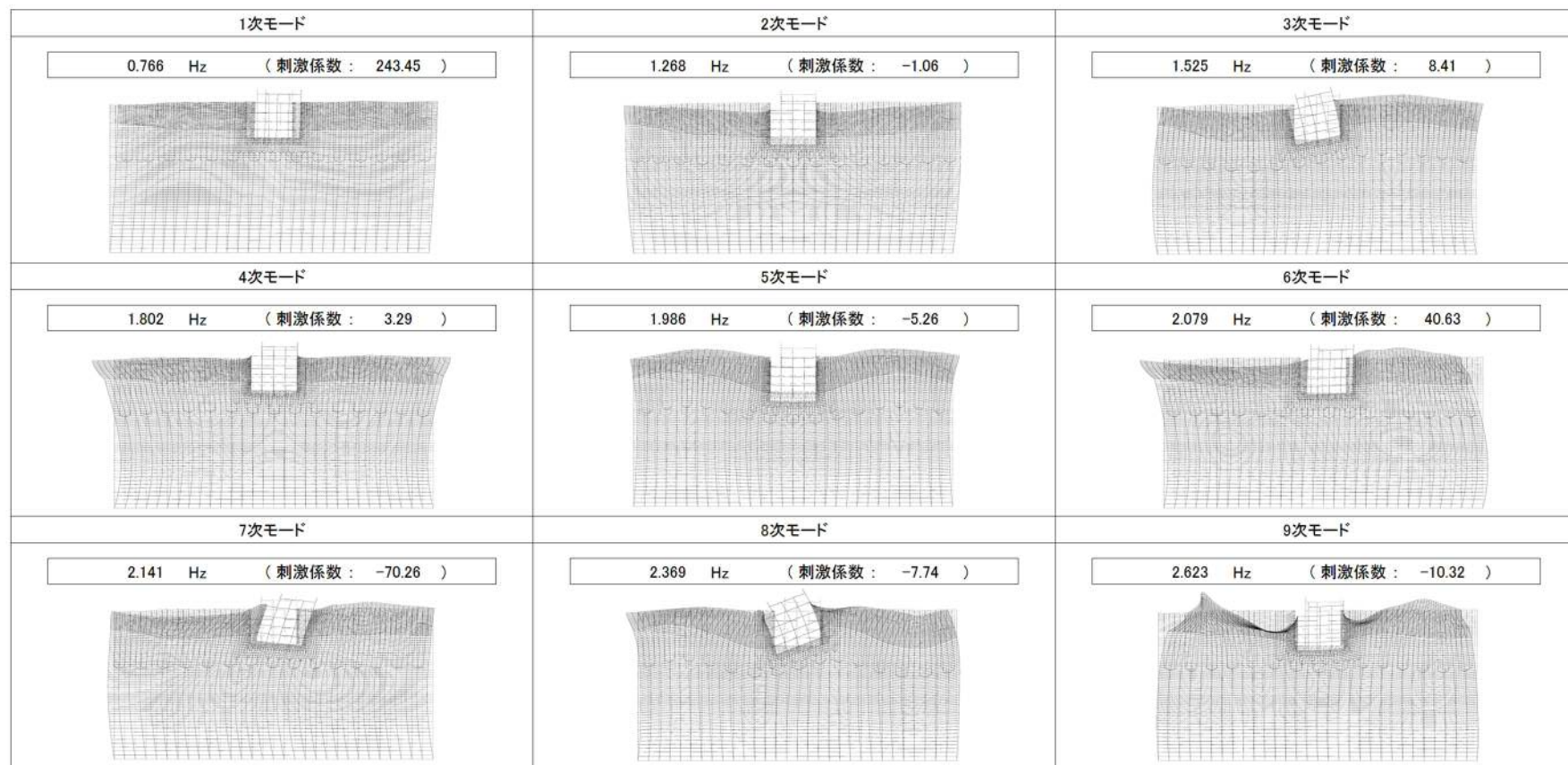
なお、初期減衰定数は、地盤については 1 %（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。そのため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1 %を採用している。）とする。また、線形材料としてモデル化するコンクリートの減衰定数は 5%（J E A G 4 6 0 1 -1987）とする。



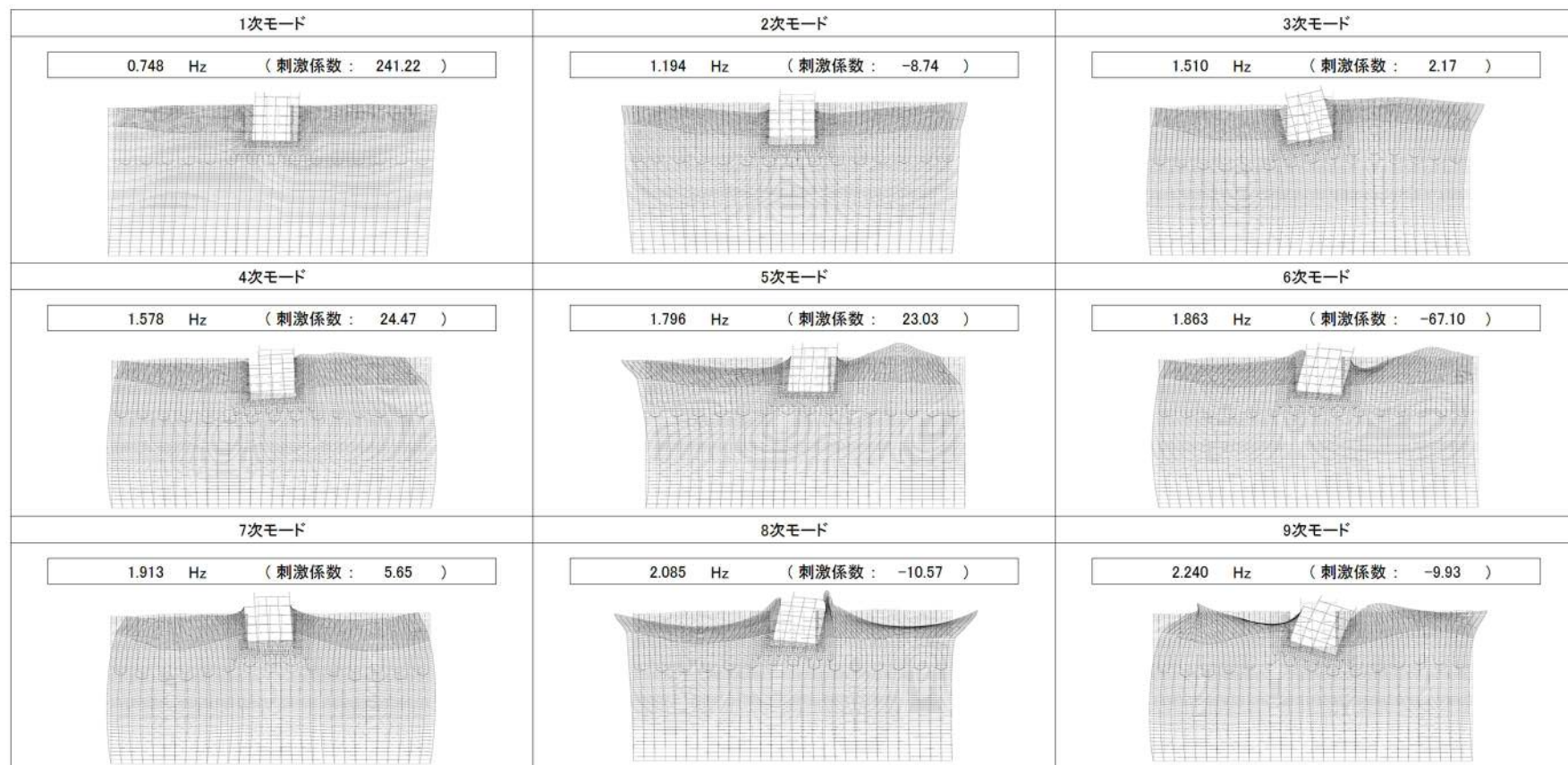
参考図 4-1 (1) 常設代替高圧電源装置置場の固有値解析結果
(南北方向⑤-⑤断面 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



参考図 4-1 (2) 常設代替高圧電源装置置場の固有値解析結果
 (南北方向⑤-⑤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)



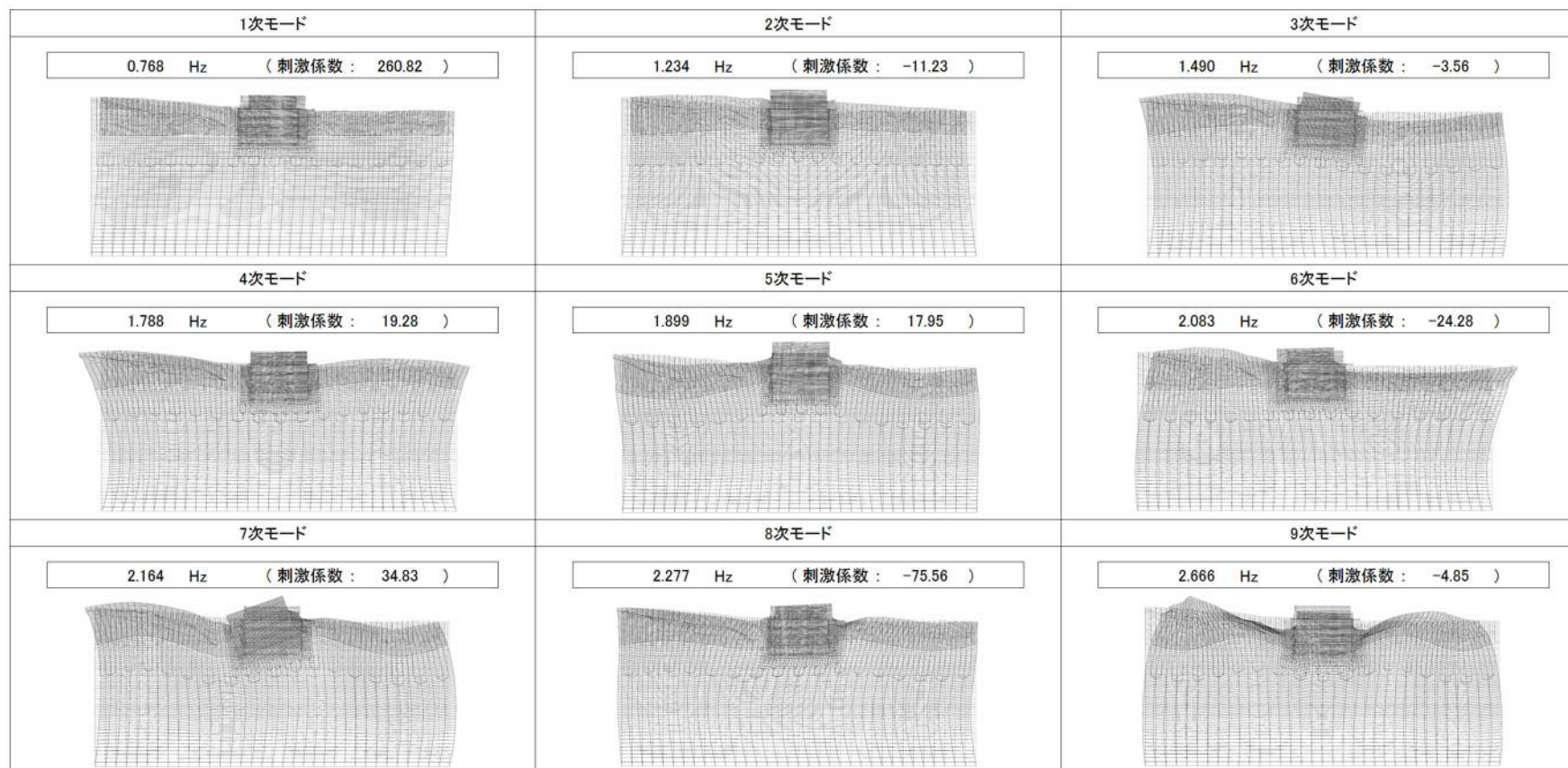
参考図 4-1 (3) 常設代替高圧電源装置置場の固有値解析結果
(南北方向⑤-⑤断面 検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)



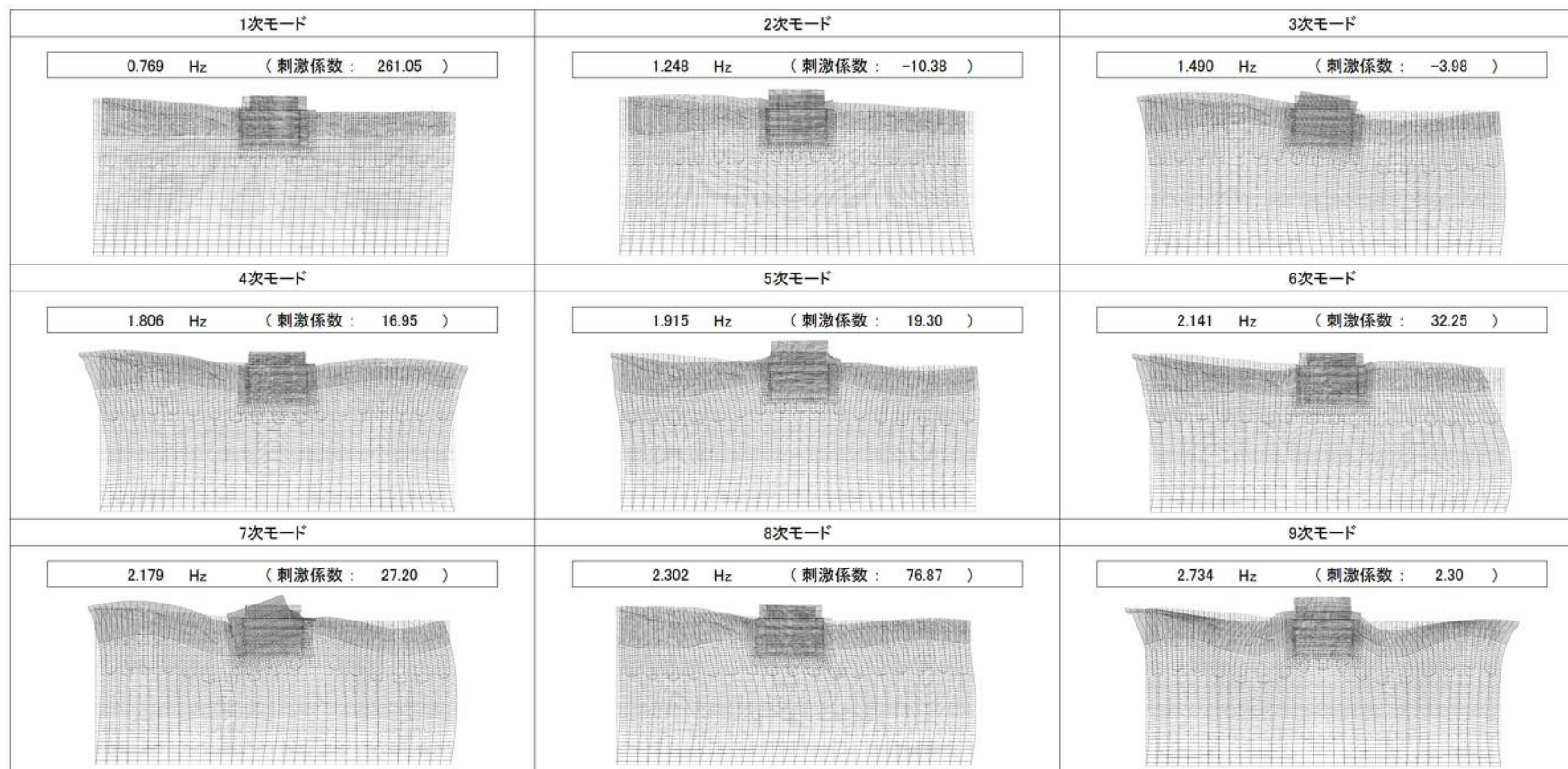
参考図 4-1 (4) 常設代替高圧電源装置置場の固有値解析結果

(南北方向⑤-⑤断面)

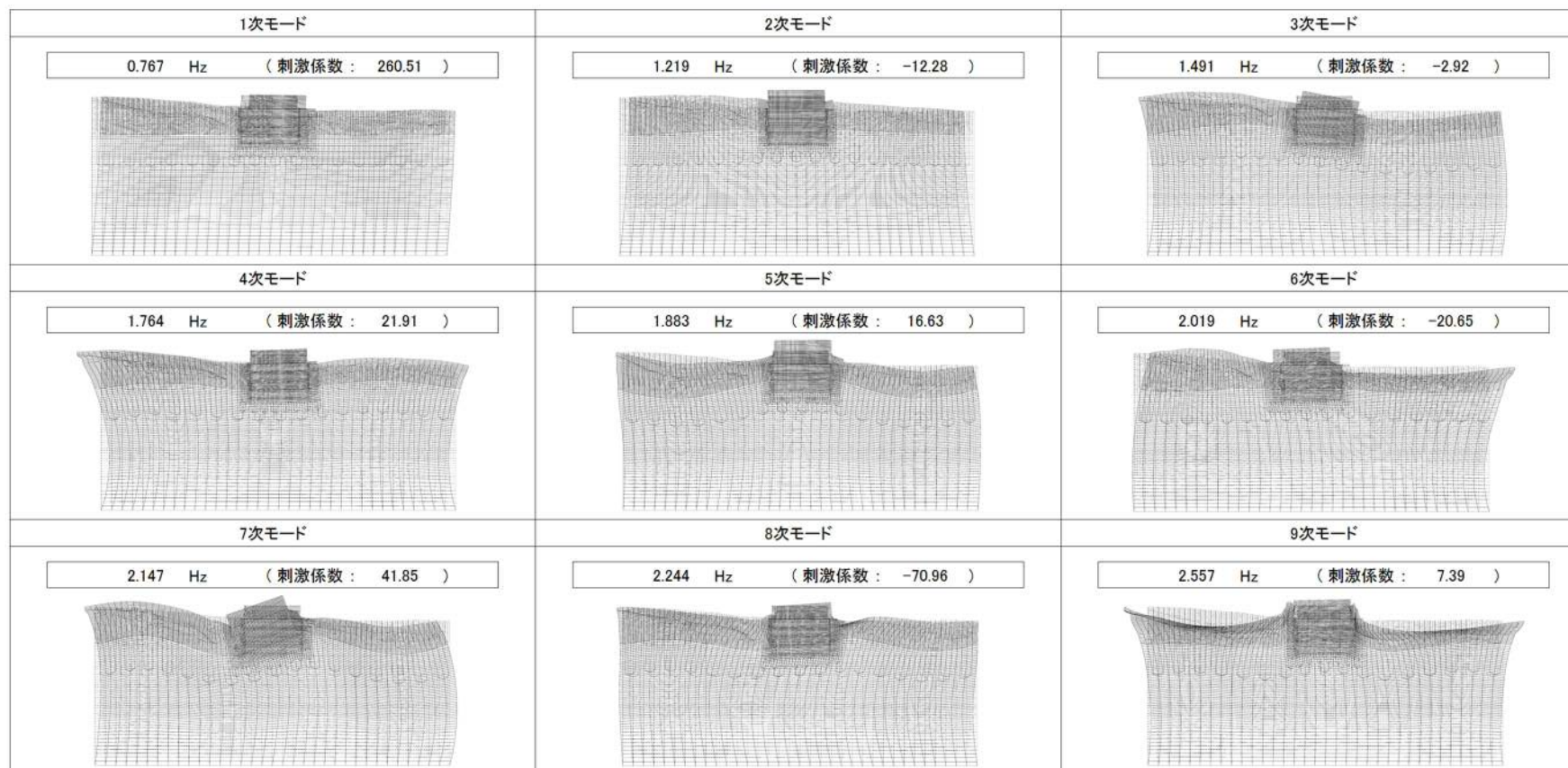
検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



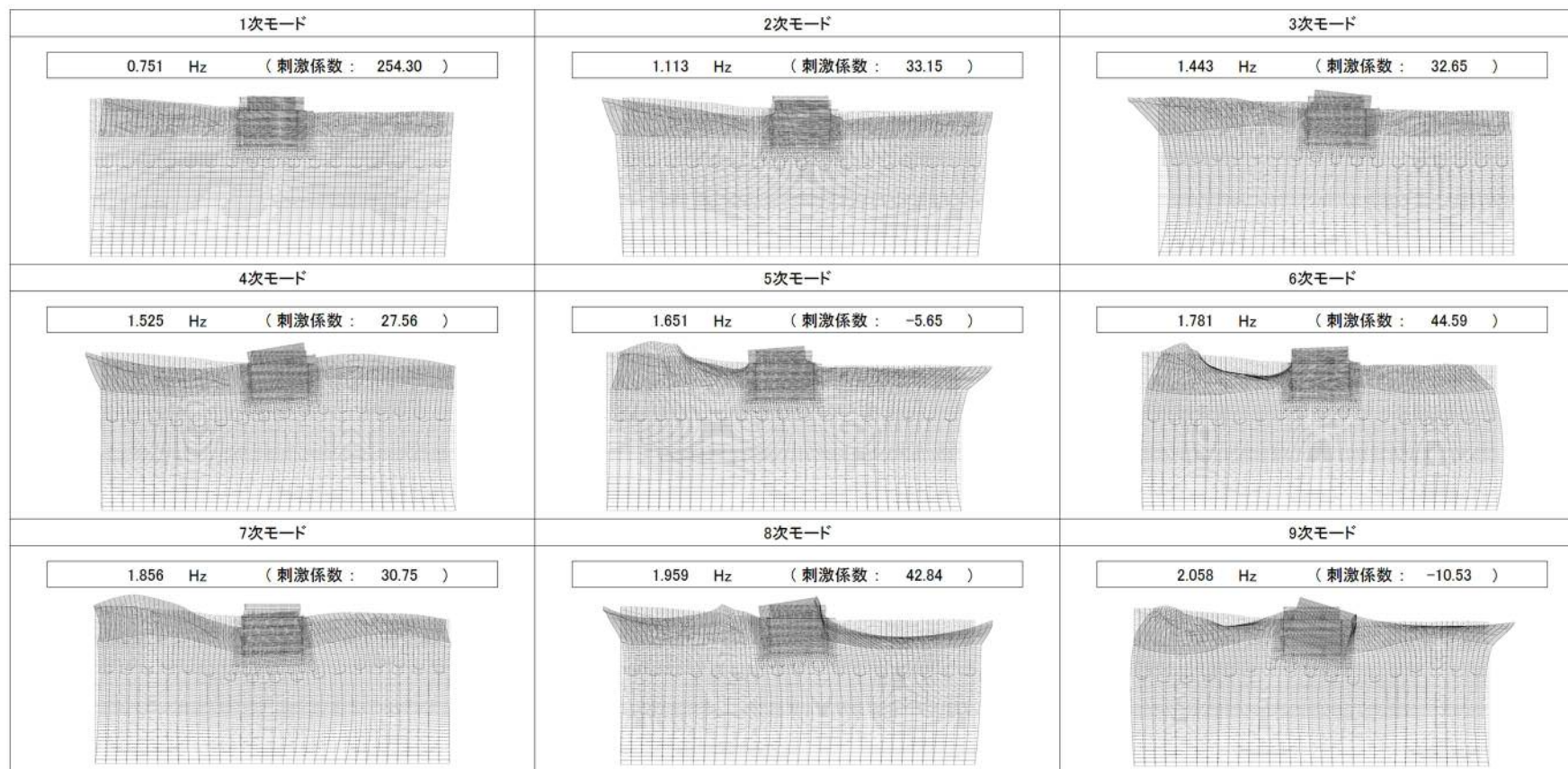
参考図 4-1 (5) 常設代替高圧電源装置置場の固有値解析結果
(東西方向断面 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



参考図 4-1 (6) 常設代替高圧電源装置置場の固有値解析結果
(東西方向断面 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)



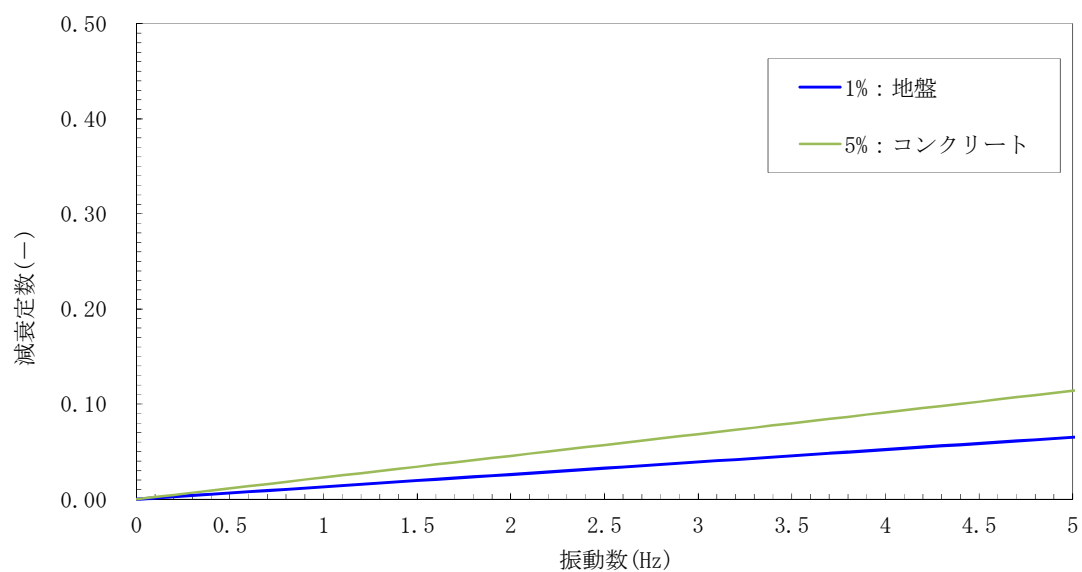
参考図 4-1 (7) 常設代替高圧電源装置置場の固有値解析結果
(東西方向断面 検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)



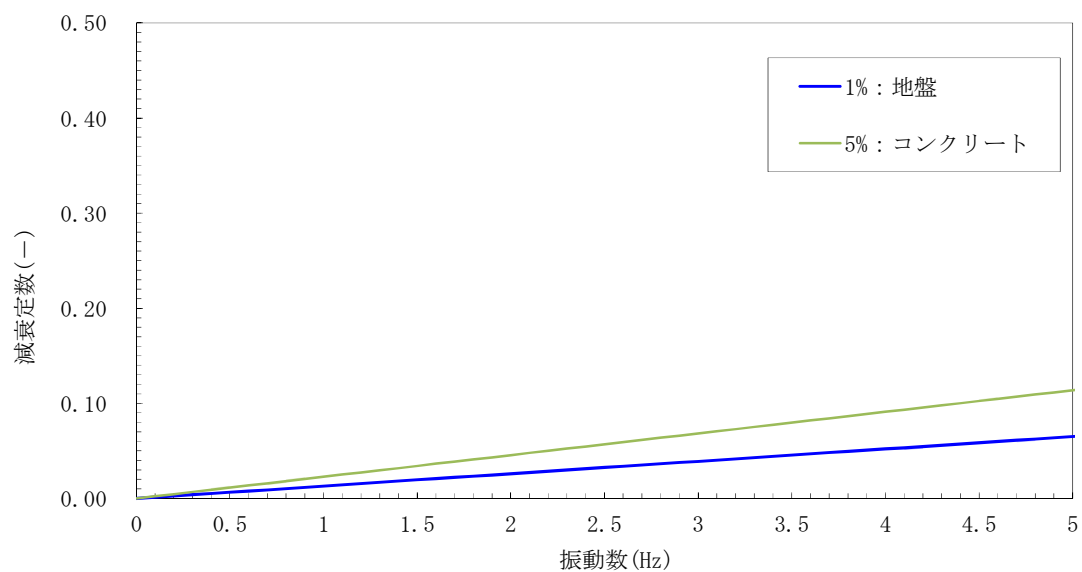
参考図 4-1 (8) 常設代替高圧電源装置置場の固有値解析結果

(東西方向断面)

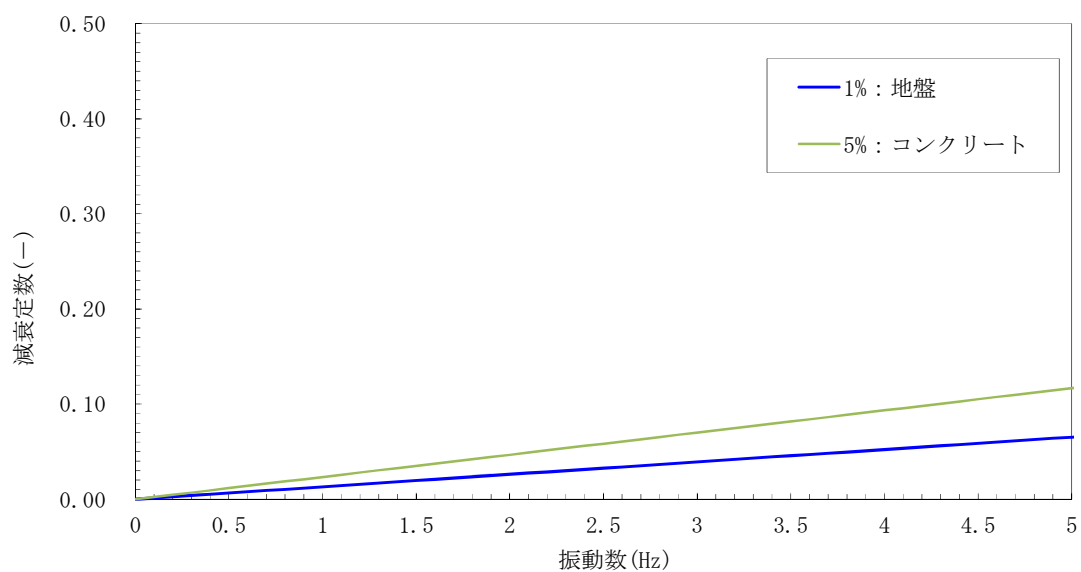
検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



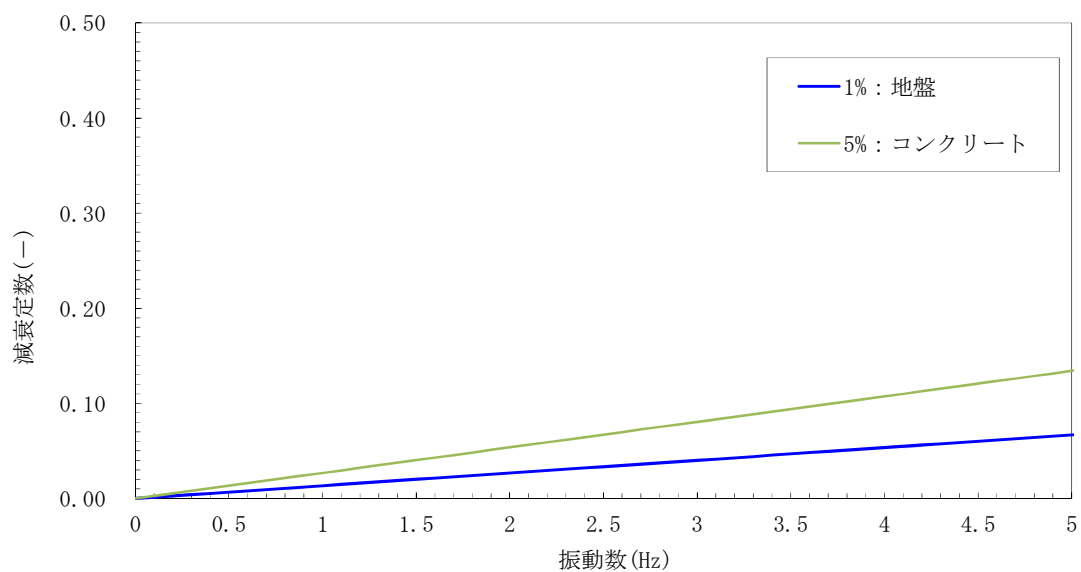
参考図 4-2 (1) 設定した Rayleigh 減衰
 (南北方向⑤-⑤断面 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



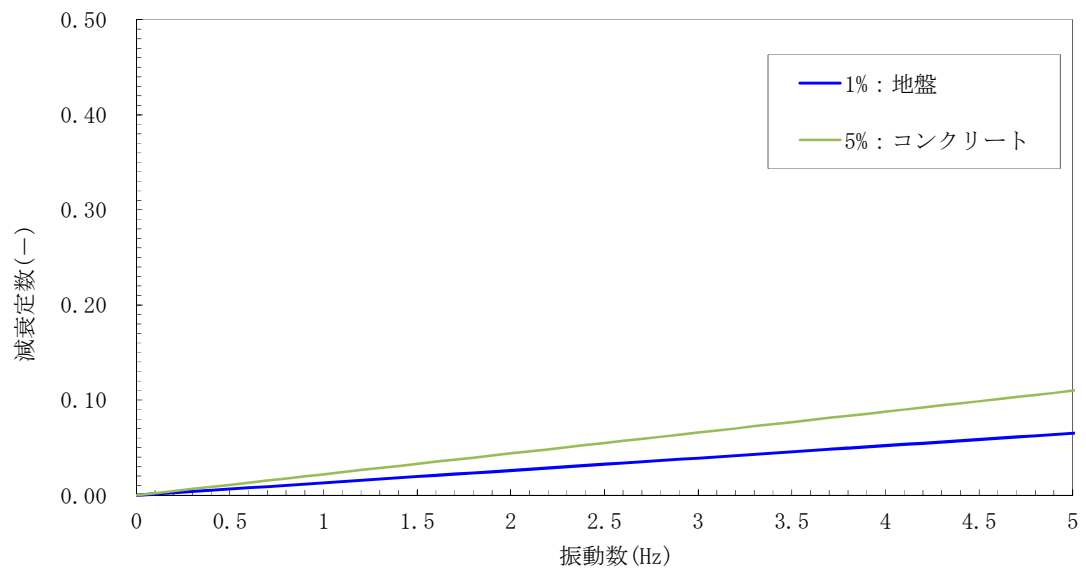
参考図 4-2 (2) 設定した Rayleigh 減衰
 (南北方向⑤-⑤断面 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)



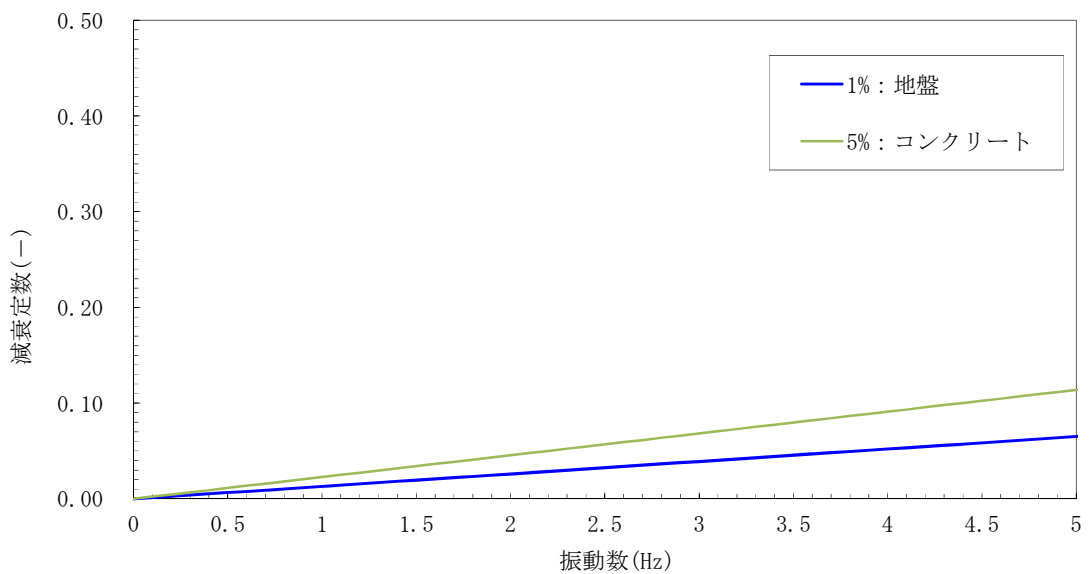
参考図 4-2 (3) 設定した Rayleigh 減衰
 (南北方向⑤-⑤断面 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)



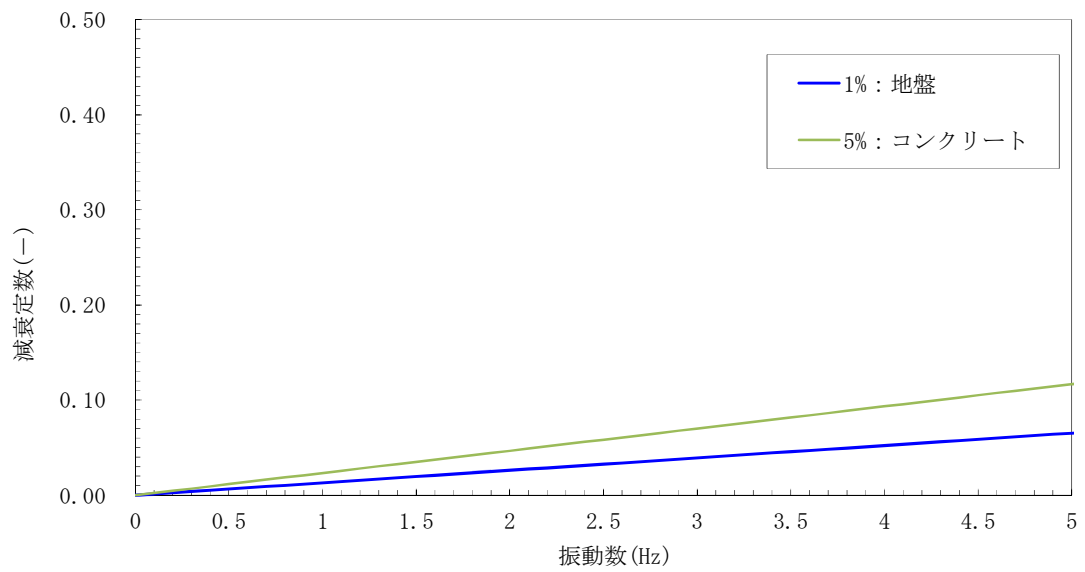
参考図 4-2 (4) 設定した Rayleigh 減衰
 (南北方向⑤-⑤断面 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



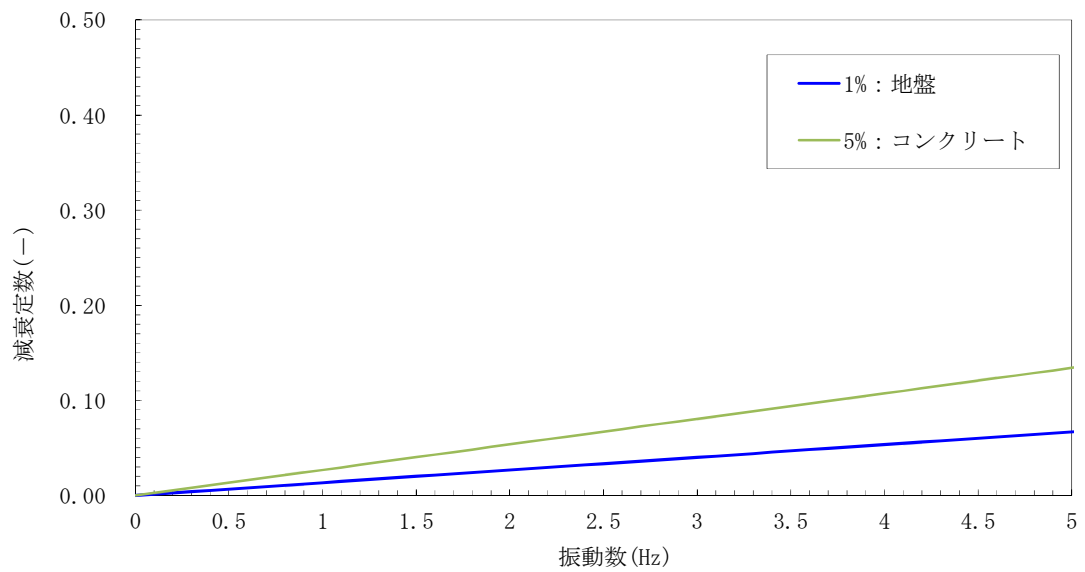
参考図 4-2 (5) 設定した Rayleigh 減衰
(東西方向断面 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



参考図 4-2 (6) 設定した Rayleigh 減衰
(東西方向断面 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)



参考図 4-2 (7) 設定した Rayleigh 減衰
(東西方向断面 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)



参考図 4-2 (8) 設定した Rayleigh 減衰 (東西方向断面
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)

2. 常設代替高圧電源装置置場の風荷重の影響について

常設代替高圧電源装置置場は地上に突出する構造であるため、変動荷重として風荷重の影響を受ける。したがって、風荷重を考慮した場合の照査結果に及ぼす影響の検討を行う。評価に使用する地震波は、照査結果が最も厳しい「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S_s-D1（H+，V+）を用いる。

風荷重を考慮した地震応答解析は、参考表 4-1 に示す 2 ケースについて検討を行う。

参考表 4-1 風荷重の考慮方法

ケース	風荷重の作用位置
ケース 1（基本ケース）	作用させない
ケース 2-1	地上部左側に作用
ケース 2-2	地上部右側に作用

風荷重は「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」により荷重値を算定し、地震時に構造物の地上部側壁に対して面直方向に分布荷重として作用させる。風荷重の方向は、水平右向きと左向きの 2 ケースを考慮する。

単位面積あたりの風荷重 p は、次式を用いて算定する。

$$p = \frac{1}{2} \rho U_d^2 C_d G$$

ここで、 p ：単位面積あたりの風荷重， $p = 1682 \text{ (N/m}^2\text{)} = 1.7 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

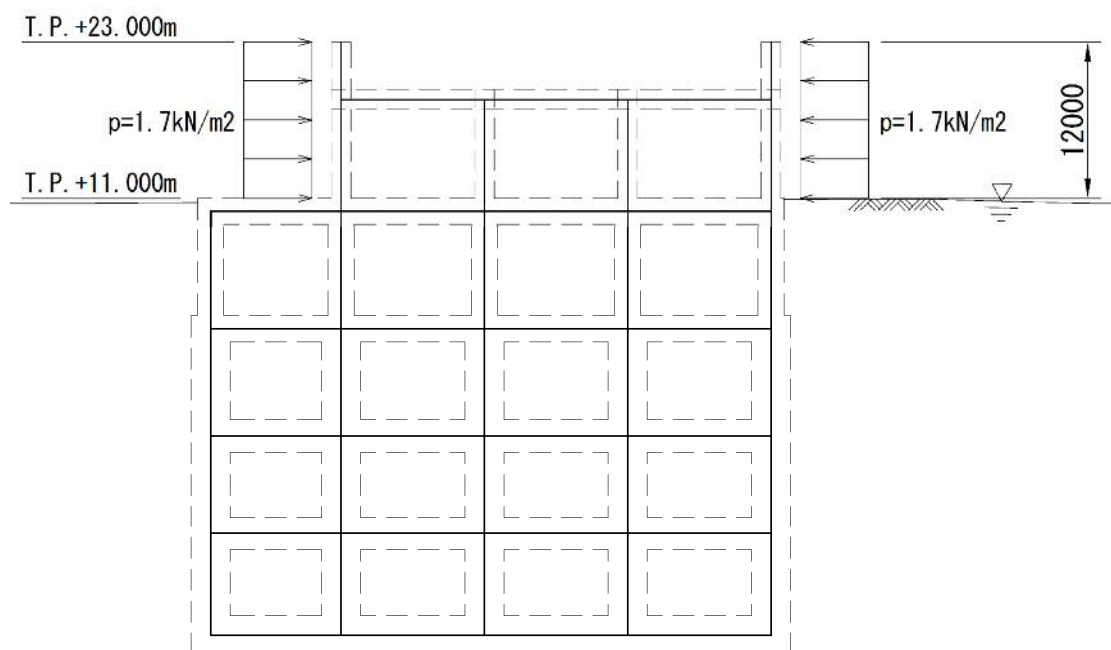
ρ ：空気密度， $\rho = 1.23 \text{ (kg/m}^3\text{)}$

U_d ：設計基準風速， $U_d = 30 \text{ (m/sec)}$

C_d ：抗力係数， $C_d = 1.6$ （角形断面）

G ：ガスト応答係数， $G = 1.9$ （標準値）

風荷重の荷重図を参考図 4-3 に示す。



参考図 4-3 風荷重の作用方法

コンクリートの圧縮，鉄筋の引張及びせん断に対する照査結果を参考表 4-2～参考表 4-4 に示す。

参考表 4-2 照査結果（コンクリートの圧縮照査値）

部位	ケース 1	ケース 2-1	ケース 2-2
	作用させない	地上部左側	地上部右側
底版	0.30	0.30	0.30
スラブ (B2F, B3F)	0.52	0.52	0.52
スラブ (B1F)	0.49	0.49	0.49
地上スラブ	0.35	0.35	0.35
地上梁	0.40	0.39	0.40
地中側壁 (下部)	0.25	0.25	0.25
地中側壁 (上部)	0.26	0.25	0.26
地中隔壁 (下部)	0.47	0.47	0.47
地中隔壁 (上部)	0.35	0.35	0.35
地上側壁	0.20	0.20	0.21
地上隔壁	0.25	0.25	0.26

参考表 4-3 照査結果（鉄筋の引張照査値）

部位	ケース 1	ケース 2-1	ケース 2-2
	作用させない	地上部左側	地上部右側
底版	0.38	0.38	0.38
スラブ（B2F, B3F）	0.73	0.73	0.73
スラブ（B1F）	0.69	0.69	0.70
地上スラブ	0.62	0.61	0.62
地上梁	0.57	0.56	0.58
地中側壁（下部）	0.47	0.47	0.47
地中側壁（上部）	0.39	0.39	0.40
地中隔壁（下部）	0.52	0.52	0.52
地中隔壁（上部）	0.47	0.47	0.47
地上側壁	0.26	0.26	0.27
地上隔壁	0.43	0.42	0.44

参考表 4-4 照査結果（せん断照査値）

部位	ケース 1	ケース 2-1	ケース 2-2
	作用させない	地上部左側	地上部右側
底版	0.45	0.45	0.45
スラブ（B2F, B3F）	0.68	0.68	0.68
スラブ（B1F）	0.61	0.61	0.62
地上スラブ	0.51	0.51	0.51
地上梁	0.43	0.43	0.44
地中側壁（下部）	0.59	0.59	0.59
地中側壁（上部）	0.48	0.48	0.48
地中隔壁（下部）	0.72	0.72	0.72
地中隔壁（上部）	0.64	0.64	0.64
地上側壁	0.19	0.18	0.19
地上隔壁	0.27	0.27	0.27

風荷重の影響を考慮した場合、コンクリートの圧縮、鉄筋の引張及びせん断照査値に顕著な変化は見られず、全てのケースで許容限界値以下であることを確認した。

以上のとおり、風荷重が、電源装置置場の耐震安全性評価に及ぼす影響は極めて軽微であることを確認した。

3. 常設代替高圧電源装置置場の東西方向断面における基礎地盤の支持性能評価について

3.1 概要

電源装置置場の基礎地盤の支持性能評価に際して、最大接地圧の観点で妥当な評価対象断面の選定について整理する。

3.2 東西方向断面の基礎地盤の支持性能に対する評価

強軸断面方向である東西方向断面の支持性能評価を行い、弱軸断面方向である南北方向⑤－⑤断面の評価と比較する。

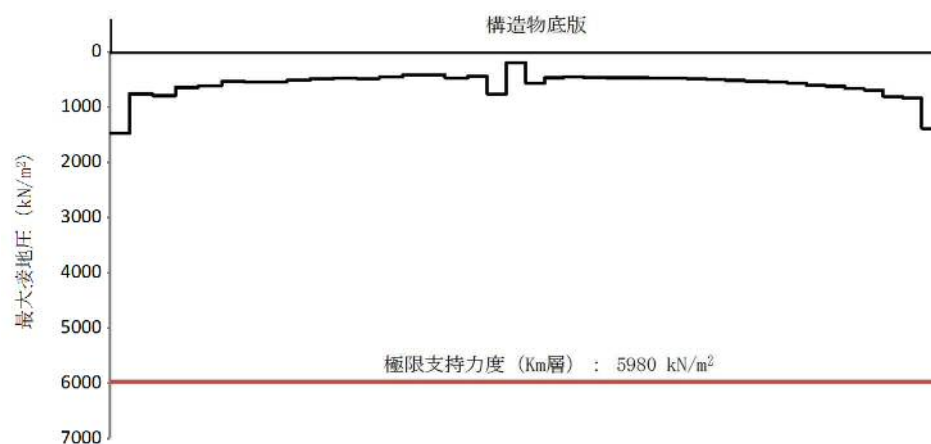
電源装置置場の南北方向⑤－⑤断面の２次元有効応力解析による最大接地圧は、④敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース、地震波 S_s-D1 (H+, V-) において 1809 kN/m^2 であった。

一方、東西方向断面の２次元有効応力解析による最大接地圧は、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、 S_s-D1 (H+, V-) において 1472 kN/m^2 であった。

参考図 4-4 に接地圧分布図を示す。

最大接地圧は、強軸断面方向である東西方向断面よりも、弱軸断面方向である南北方向⑤－⑤断面の方が大きい結果となった。これは、強軸方向断面である東西方向断面よりも、弱軸方向断面である南北方向⑤－⑤断面の方が接地面の幅が狭いためと考えられる。

以上のことから、基礎地盤の支持性能評価においては、南北方向⑤－⑤断面を用いることが妥当である。



参考図 4-4 東西方向断面の接地圧分布図 (S_s-D1 (H+, V-))

4. 常設代替高圧電源装置置場及び西側淡水貯水設備の開口部における検討

4.1 概要

電源装置置場の解析モデルの設定と照査方法において、開口部の考慮方針を整理して示す。また、開口部の影響評価を実施し、構造部材の照査値に係る安全余裕について確認する。

4.2 評価対象断面選定及び開口部の考慮方針

評価対象構造物は、ほとんど大きな開口がなく開口部による影響が小さいこと、及びそれらの開口部においても補強が可能であることから、開口部を考慮しないことを前提に評価対象断面を選定し設計する。

評価対象断面は、「1.4.4 常設代替高圧電源装置置場及び西側淡水貯水設備の断面選定の考え方」に基づき決定する。構造物の耐震設計における評価対象断面は弱軸断面方向である南北方向断面とする。また、図4.2-4に示す通り、⑥-⑥断面周囲は側壁、隔壁に囲われており、加震方向に対して耐震壁として変形抑制効果を考慮することができる。一方、⑤-⑤断面は加震方向に対して変形抑制効果を見込める壁部材がない。したがって、⑤-⑤断面を評価対象断面に選定する。

4.3 開口部の影響評価

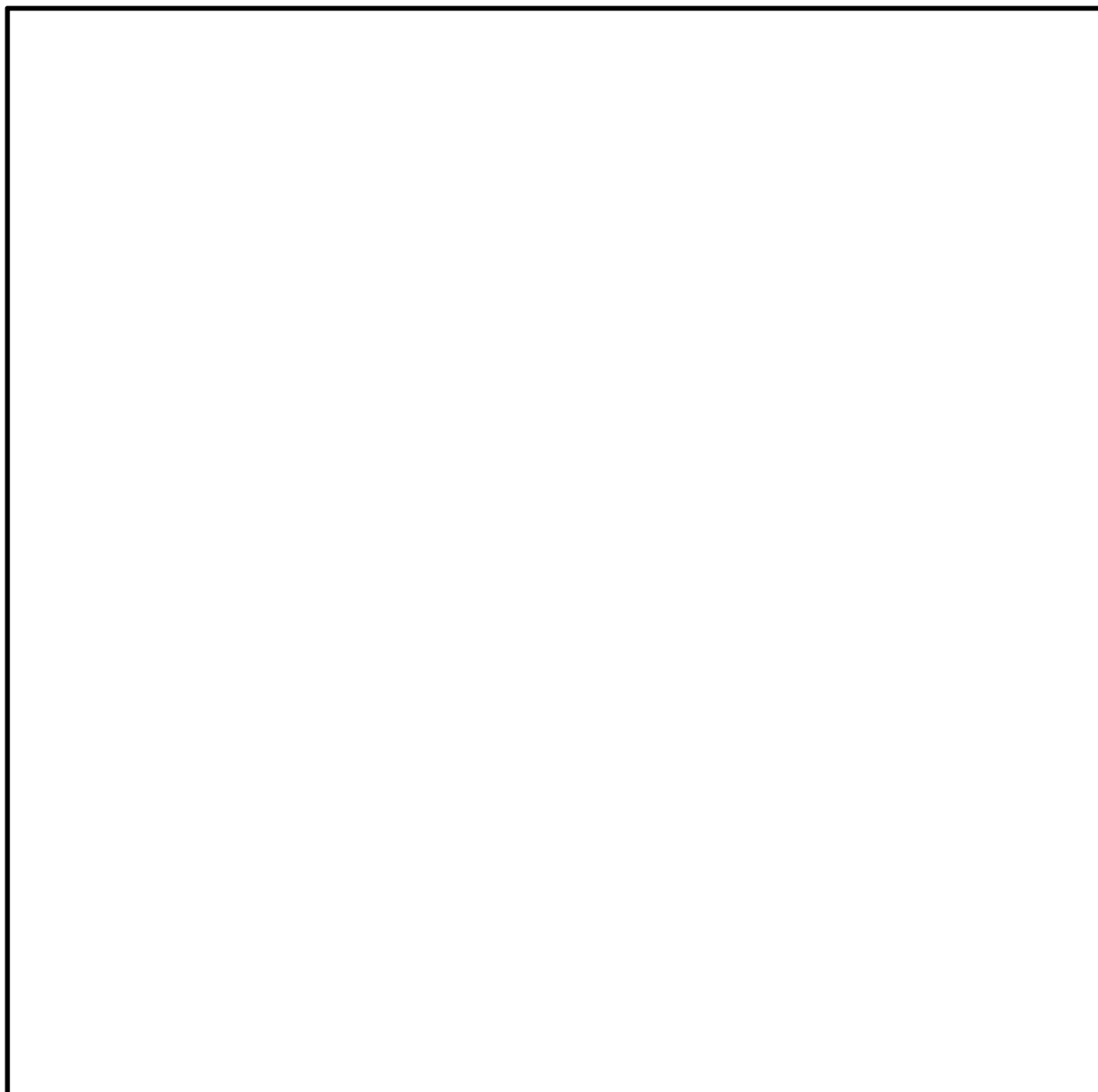
前節の方針で開口部を考慮せずに設計を行ったが、本節においては、鉄筋の曲げ軸力照査及びせん断力照査において実際に設置する開口による影響を定量的に確認する。

開口が部材厚より大きい場合は、その開口部以外の有効断面積を用いて照査を行うことで開口の影響を考慮する。部材厚より大きい開口が位置するのはE L. 2.0mフロアの4つのドア開口(W2500×H3000)のみである。参考図4-5にE L. 2.0mフロアの⑤-⑤断面の開口考慮範囲とドア開口位置を示す。

ドア開口を含む位置(地中隔壁(上部))の評価結果を参考表4-5及び参考表4-6に示す。開口部を考慮していない場合における曲げ軸力照査及びせん断力照査のうち、もっとも厳しい照査値はせん断力照査の0.65である。ここでは、許容限界として、単位奥行き当たりの壁の短期許容せん断力 V_a を用いている。

E L. 2.0mフロアにおいて、4つのドア開口(W2500×H3000)以外の隔壁の有効断面積と、開口部を考慮しない場合の断面積の比率は0.92である。したがって、開口部以外の有効断面積で負担可能な短期許容せん断力 V_a' は $V_a' = 0.92 \times V_a$ となる。なお、図4.2-5(5)から、側壁の高さ(7000mm)はE L. 2.0mフロアのドア開口高さ(3000mm)より大きいため、有効断面積の比率0.92は実際より大きく有効断面を減じていることから、有効断面積の計算方法は保守的である。この方法で開口を考慮した場合の照査値は0.71となったことから、E L. 2.0mフロアの開口を考慮した場合においても、十分な安全余裕が確保されている。

本検討において、開口部の検討を行った結果、以上に述べた通り照査値に大きい影響は無いことが示された。また、曲げ軸力においては参考表4-5に示す通り照査値がさらに小さいため、十分な安全余裕がある。



参考図 4-5 南北方向⑤-⑤断面の開口考慮範囲とドア開口位置
(EL. +2.0 m)

参考表 4-5 鉄筋曲げ軸力照査（地中隔壁（上部））

検討ケース 地震動		曲げ軸力照査（鉄筋曲げ引張）					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	++	0.30	0.29	0.30	0.47	0.31	0.30
	+-	0.29			0.46		
	-+	0.32	0.32	0.33	0.47	0.34	0.33
	--	0.32	0.32	0.32	0.46	0.33	0.32
S _s -1 1		0.08					
S _s -1 2		0.17					
S _s -1 3		0.15					
S _s -1 4		0.10					
S _s -2 1		0.22					
S _s -2 2		0.22					
S _s -3 1	++	0.29					
	-+	0.27					

参考表 4-6 セン断力照査（地中隔壁（上部））

検討ケース 地震動		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	++	0.48	0.48	0.49	0.64	0.51	0.50
	+-	0.48			0.64		
	-+	0.49	0.48	0.49	0.64	0.50	0.49
	--	0.48	0.48	0.49	0.65	0.50	0.49
S _s -1 1		0.21					
S _s -1 2		0.33					
S _s -1 3		0.31					
S _s -1 4		0.24					
S _s -2 1		0.40					
S _s -2 2		0.40					
S _s -3 1	++	0.45					
	-+	0.46					