

15. 海水引込み管の耐震安全性評価

目次

15.1	評価方針	1
15.2	評価条件	2
15.2.1	適用基準	2
15.2.2	耐震安全性評価フロー	8
15.2.3	評価対象箇所及び評価対象断面	10
15.2.4	使用材料及び材料定数	15
15.2.5	評価構造物諸元	18
15.2.6	地下水位	18
15.2.7	許容限界	18
15.3	横断面方向応力の評価方法	22
15.3.1	地震応答解析手法	22
15.3.2	解析モデルの設定	23
15.3.3	減衰定数	31
15.3.4	荷重の組合せ	35
15.3.5	地震応答解析の検討ケース	37
15.3.6	入力地震動の設定	39
15.3.7	評価内容	56
15.4	縦断面方向応力の評価方法	57
15.4.1	1次元有効応力解析モデル	59
15.4.2	縦断面方向の応力解析	66
15.5	評価結果	81
15.5.1	地震応答解析結果	81
15.5.2	耐震評価結果	146
15.6	まとめ	163

15.1 評価方針

海水引込み管は、常設重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備に分類される。

海水引込み管は、非常時における海水の通水機能を求められる土木構造物である。

海水引込み管の地震応答解析においては、地震時の地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

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

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の液状化強度特性）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。

海水引込み管の耐震安全性評価では、基準地震動 S_0 を用いた地震応答解析及び応力解析を行い、海水引込み管に生じる発生応力が許容限界以下であることを確認することで、地震時に通水機能を維持できることを確認する。

構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することで、構造強度を有することを確認する。

構造部材の健全性評価については、地震応答解析に基づく発生応力が許容限界以下であることを確認する。

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

15.2 評価条件

15.2.1 適用基準

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表 15.2-1 に示す。

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、縦断面方向長が長いことから、周辺の地盤の変位に伴う縦断面方向の発生応力（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。

一方、横断面方向（縦断面方向に対して直交方向）についても考慮する基準もあり（表 15.2-1 (1) 及び (2)）、この場合、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横断面方向の発生応力を縦断面方向の発生応力と組み合わせた合成応力で評価する設計となっている。

海水引込み管は、内径が 1.2 m と一般的な埋設管路と同等であることと、岩盤内を掘削して設置することから、横断面方向、縦断面方向ともに発生応力（または発生ひずみ）は顕著でない。

ただし、海水引込み管は可とう管の設置スパンが比較的長く、縦断面方向に長大な構造であることを考慮し、縦断面方向の発生応力について保守的に考慮する。

そのため、基本的な耐震評価の流れについては、横断面方向と縦断面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、平成 19 年）」を適用する。

評価において、横断面方向については、上記基準における鉛直方向の地震力に加え、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、鋼製管路が優れた変形特性を有する材料であり、表 15.2-1 に示すように、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、弾性領域を越え塑性域に達しても、地盤の変形への追従性を失うことなく、通水断面を確保できるものと判断される。

しかし、海水引込み管の耐震評価では、非常用取水設備の重要性を鑑み、鋼材の短期許容応力度を許容限界とすることとし、「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）」を適用する。

適用する規格、基準類を表 15.2-2 に示す。

表 15.2-1 (1) 埋設管路の耐震設計に関する規格，基準類の概要 (1)

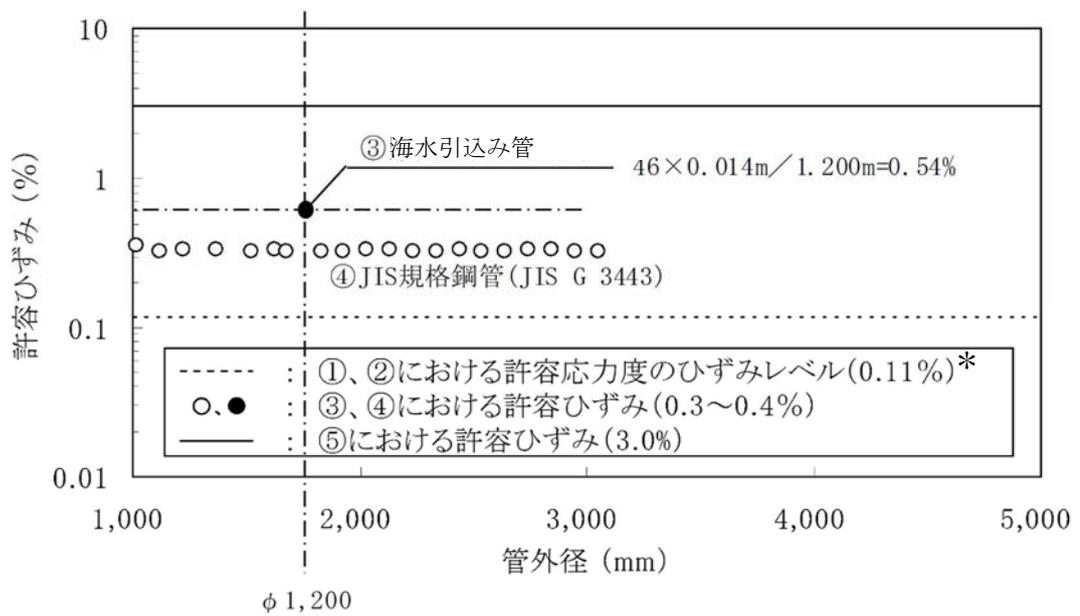
規格，基準*1	対象設備 (一般的な管径*2)	要求性能*3	許容限界*4	備考
①石油パイプライン事業の事業用施設の技術上の基準の細目を定める告示(昭和48年9月28日通商産業省・運輸省・建設省・自治省告示第一号)	送油導管 (~650 mm)	導管等の構造は，輸送される石油の重量，導管等の内圧，土圧，水圧，列車荷重，自動車荷重，浮力等の主荷重並びに風荷重，雪荷重，温度変化の影響，振動の影響，地震の影響，投锚による衝撃の影響，波浪及び潮流の影響，設置時における荷重の影響，他工事による影響等の従荷重によって生ずる応力に対して安全なものでなければならぬ。 ^{*5}	規格最小降伏点応力度の90% ^(※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」と同様の設計手法。管路のひずみを算定するための地震の重量方法を等価は，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いたもの	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年版(日本水道協会，1997年)	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も，その機能保持が可能であること	管体歪み46t/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 (~3000 mm)	変形は生じても，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，縦断面方向に伝播する進行波(レイリー波)を仮定しており，縦断面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量は考慮していない。

注記 *1：記載の規格，基準類のうち，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，基準において材料の規格として取り扱われているJIS規格等の最大径を記載したもので，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動レベルが高いもの(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)とするものよりも許容ひずみとするものがあるが，図15.2-1に示すとおり鋼材の許容応力度の方が保守的な評価を与える。なお，⑤の規格，基準類の許容ひずみは，3%と，その他の規格，基準類の許容ひずみよりかなり大きい(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 15.2-1 (2) 埋設管路の耐震設計に関する規格、基準類の概要 (2)

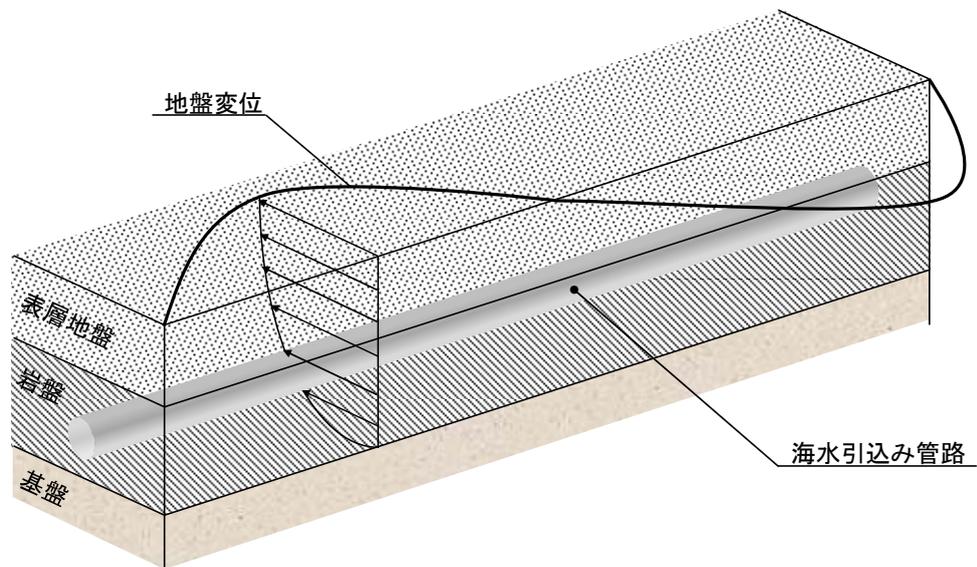
耐震評価の概要			
規格、基準*1	① 縦断面方向*2*3		①と②の組合せ
	軸方向応力 σ_L または軸方向ひずみ ϵ_L	鉛直方向地震力	
①石油パイプライン事業の事業用施設の技術上の基準の細目を定める告示 (昭和48年9月28日通商産業省・運輸省・建設省・自治省告示第一号)	・地盤変位を考慮した応答変位法 ・管路に生じる軸応力 σ_L と曲げ応力 σ_B を合成する。 $\sigma_1 = \sqrt{3.12 \cdot \sigma_L^2 + \sigma_B^2}$	・管路のたわみ性を考慮した土圧分布モデル(IOWA公式)により求める。 	・①縦断面方向と②横断面方向応力を組み合わせる。 $\sigma = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_C^2 - \sigma_1 \sigma_C + 3\tau_S^2}$ ここで、 σ_C : 横断面方向応力 τ_S : 管直方向のせん断応力
	・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。 $\epsilon_1 = \sqrt{\alpha \cdot \epsilon_L^2 + \epsilon_B^2}$ 但し、 $\alpha = 1.00 \sim 3.12$	考慮しない。	考慮しない。
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)	・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。	考慮しない。	考慮しない。
③水道施設耐震工法指針・解説 1997年版 (日本水道協会, 1997年)	・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。	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)	・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。	考慮しない。	考慮しない。

注記 *1: 表15.2-1 (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 (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、海水引込み管の耐震評価では、①基準地震動 S_e を対象とすること②取水管路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: 縦断面方向及び横断面方向の評価のイメージについては、図15.2-2及び図15.2-3を参考。



注記* : 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 15.2-1 各規格、基準類における許容ひずみの比較

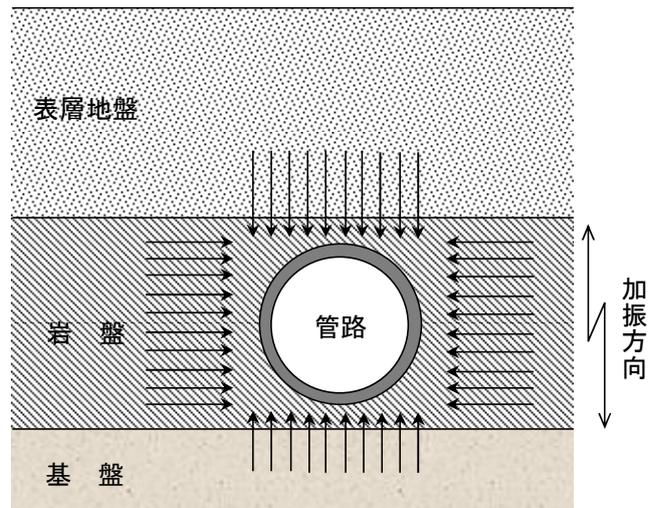


縦断面方向については、水平方向に見かけ上传播する地震波（進行方向に直交する方向に振動する進行波）による、周辺地盤の変位を考慮する。

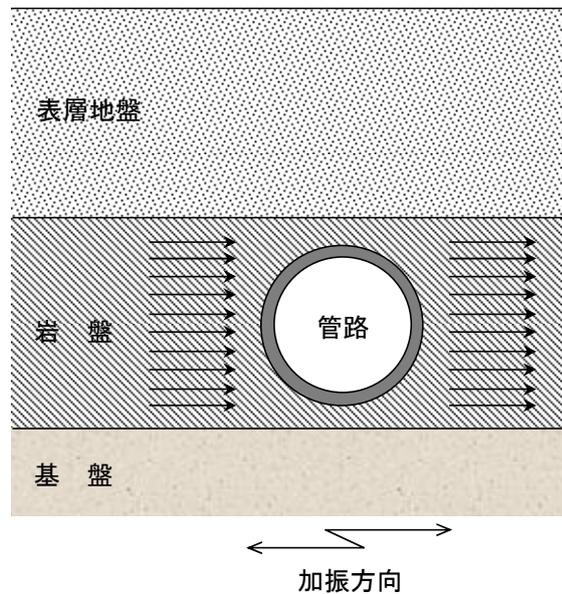
埋設された鋼製管路は、地震時に周辺地盤の変形に追従することが、多くの屋外、室内模型実験や実構造物からの地震観測結果から確かめられている。したがって、埋設された鋼製管路の耐震計算においては、上図のような地震時の周辺地盤の変位に基づいた耐震設計として、応答変位法が一般的に用いられる。

図 15.2-2 縦断面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)



横断面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。

なお、表 15.2-1 に示した各規格、基準類では、一般式より横断面方向応力を求める手法が記載されているが、後述の横断面方向応力の算出では、その他の屋外重要土木構造物と同様に、2次元動的FEM解析（水平、鉛直同時加振）にて求める。

図 15.2-3 横断面方向の耐震評価イメージ

適用する規格，基準類を以下に示す。

- ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）
- ・道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（日本道路協会，平成24年3月）
- ・港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成19年）
- ・水道施設耐震工法指針・解説1997年版（日本水道協会，1997年）
- ・石油パイプライン事業の事業用施設の技術上の基準の細目を定める告示（昭和四十八年九月二十八日通商産業省・運輸省・建設省・自治省告示第一号）

表 15.2-2 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	・道路橋示方書（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）	—
荷重及び荷重の組合せ	・道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（日本道路協会，平成24年3月）	・永久荷重＋偶発荷重の適切な組合せを検討
許容限界	・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）	・鋼材の発生応力度が短期許容応力度以下であることを確認 ・基礎地盤に生じる接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認
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，平成19年） ・水道施設耐震工法指針・解説1997年版（日本水道協会，1997年）	・縦断面方向と横断面方向の発生応力を組み合わせた耐震評価 ・管路に生じる軸応力 σ_L と曲げ応力 σ_B を合成する場合の係数（ $\alpha = 3.12$ ）
地震応答解析	・道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（日本道路協会，平成24年3月）	・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

15.2.2 耐震安全性評価フロー

海水引込み管の耐震評価フローを図 15.2-4 に、海水引込み管の地震応答解析及び応力解析のフローを図 15.2-5 に示す。

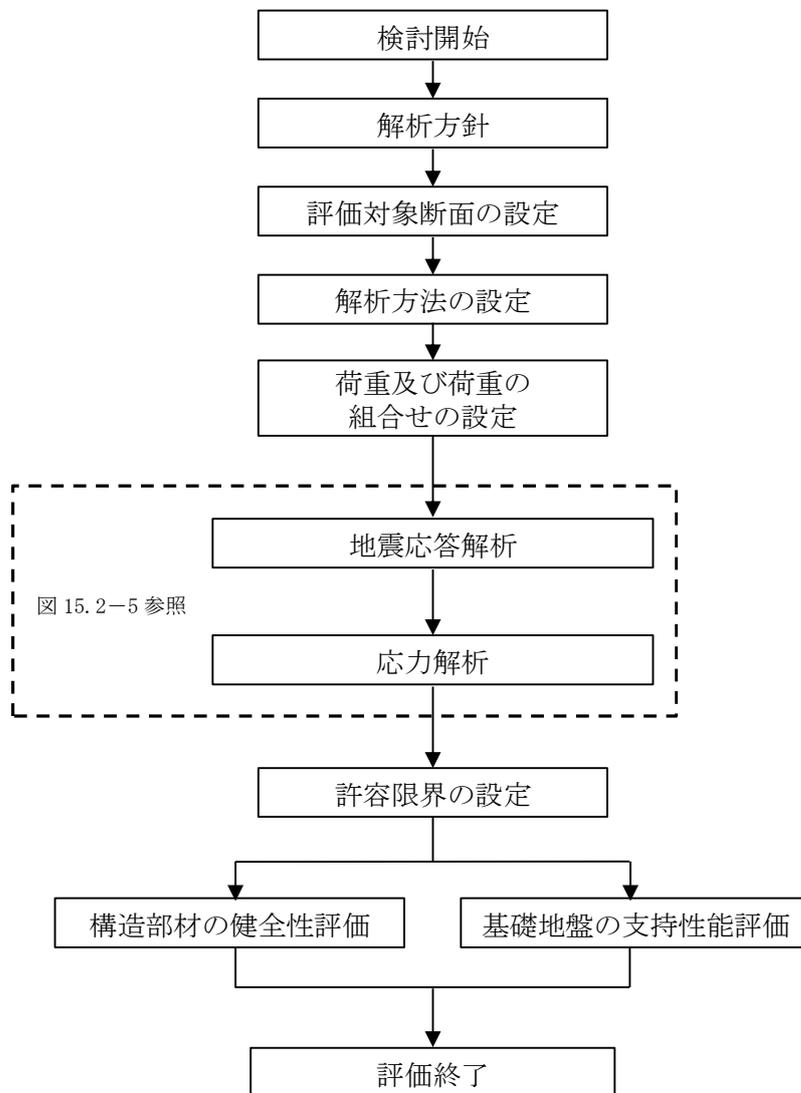
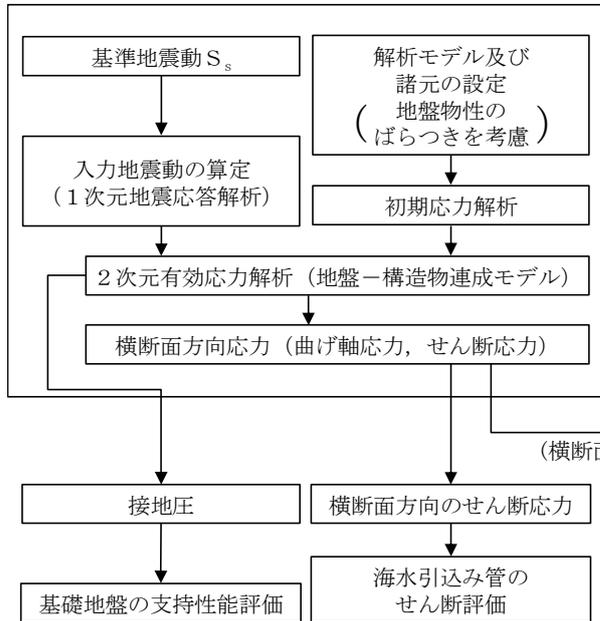


図 15.2-4 海水引込み管の耐震評価フロー

横断面方向応力の算定



縦断面方向応力の算定

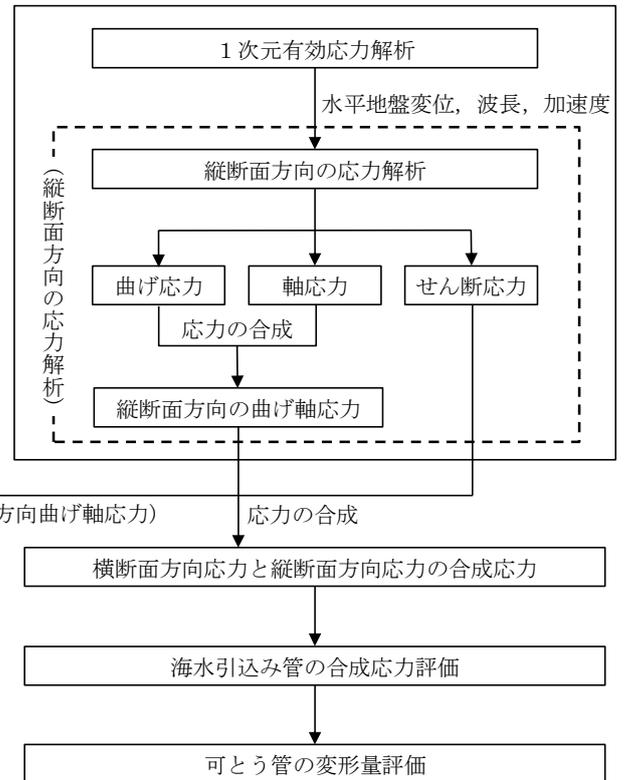


図 15.2-5 海水引込み管の地震応答解析及び応力解析のフロー

15.2.3 評価対象箇所及び評価対象断面

海水引込み管は、SA用海水ピット取水塔とSA用海水ピットを接続する延長約154m、内径1.2mの鋼製の地中構造物であり、十分な支持性能を有する岩盤内に直接設置する。

海水引込み管は線状構造物であり、カルバート構造物と同様に縦断面方向に対して一様の断面形状を有するため、縦断面方向の発生応力が耐震設計上有意であるが、保守性を考慮して横断面方向及び縦断面方向の発生応力を組み合わせて評価を行う。

横断面方向の評価対象断面は、「1.4.15 海水引込み管の断面選定の考え方」に記載したとおり、土被り及び設置深度ともに最大の②-②断面を代表位置として選定し、基準地震動 S_s による耐震評価を実施する。

縦断面方向については、管路全長をモデル化した静的フレーム解析により応答変位法を実施して縦断面方向の曲げ応力と軸応力を求め、横断面方向と縦断面方向を合成した応力の最大値を算定し、耐震評価を実施する。

海水引込み管は、推進工法により岩盤中を掘進しながら外装管としての鉄筋コンクリート製推進管を設置した後、内装管としての鋼製管を設置する。鋼製管と推進管との空隙にはエアモルタルを充填する。海水引込み管の耐震評価においては、推進管及びエアモルタルに強度は期待せず、鋼製管のみで応力を負担する設計とする。

可とう管は、海水引込み管縦断面方向の地震応答解析から算定されるSA用海水ピットとSA用海水ピット取水塔との相対変位及び管路中間部の相対変位を元に許容変形量を設定し、縦断面方向の評価における発生変形量が許容変形量以下に収まることを確認する。

海水引込み管及び可とう管の位置図を図15.2-6に、構造図を図15.2-7に、縦断面方向の評価対象断面(A-A断面)を図15.2-8に、横断面方向の評価対象断面(②-②断面)を図15.2-9に示す。

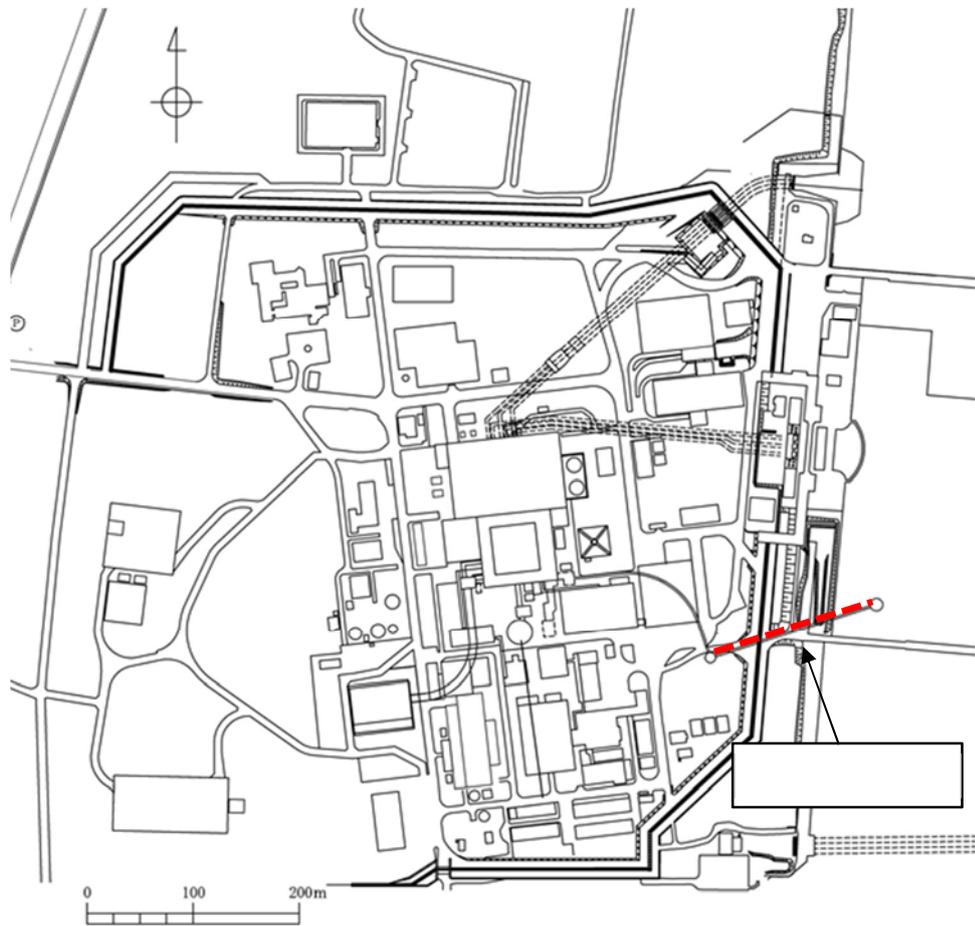


图 15.2-6 (1) 海水引込み管 位置図 (全体図)



图 15.2-6 (2) 海水引込み管 平面配置図 (拡大図)



图 15.2—7 海水引込み管 構造図

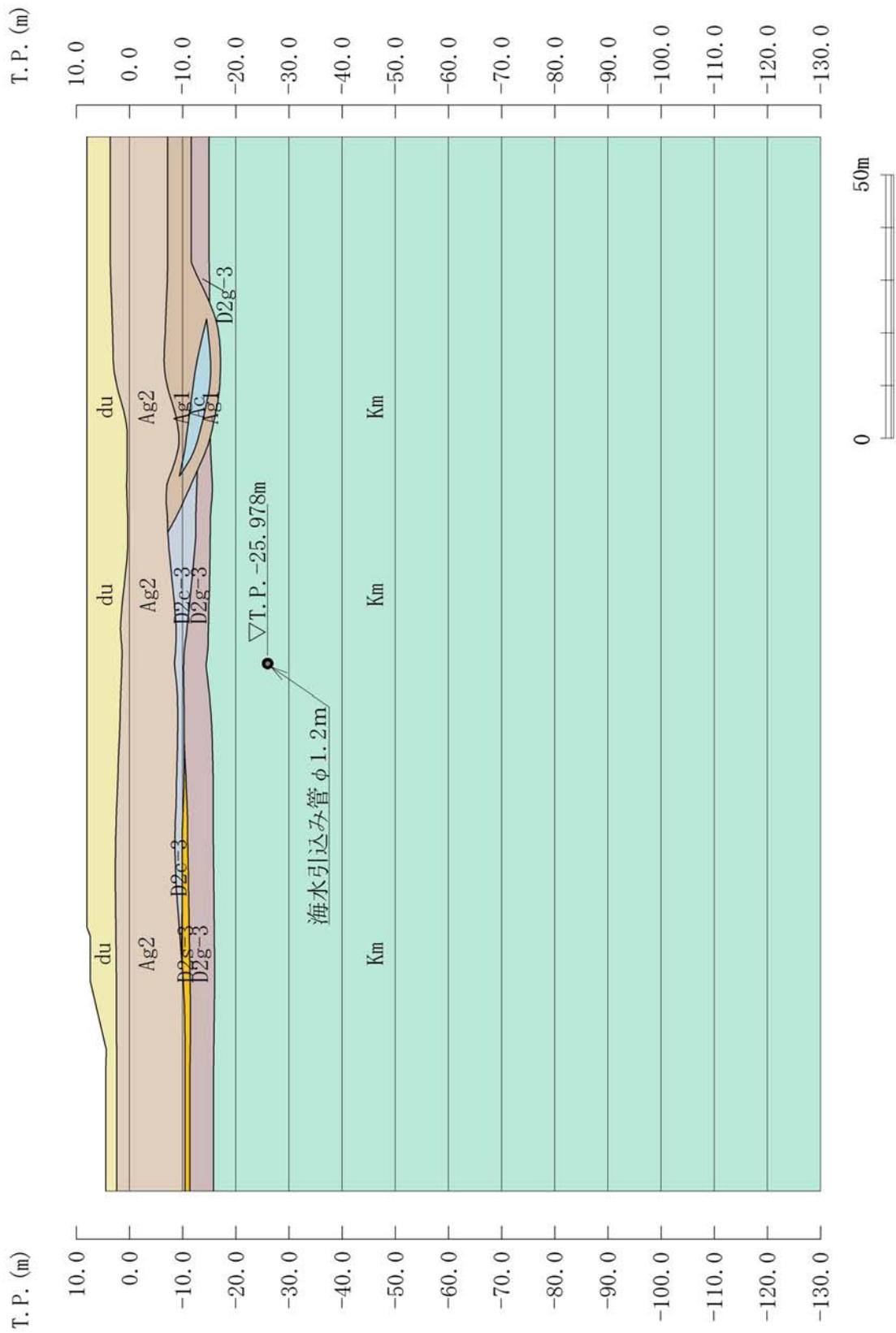


图 15.2-9 海水引込み管 横断面图 (②-②断面)

15.2.4 使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる材料定数は、適用基準類に基づき設定する。構造物の使用材料を表 15.2-3 に、材料物性値を表 15.2-4 に示す。

地盤の諸元は、添付書類「V-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。なお、地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を考慮できるモデルとする。地盤の物性値を表 15.2-5 に示す。

表 15.2-3 使用材料

材料	断面形状 (mm)	諸元
鋼製管	内径 1200×t14	SM570

表 15.2-4 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	減衰定数 (%)
鋼製管	77.0* ¹	2.0×10 ⁵ * ¹	0.3* ¹	3* ²

注記 *1：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）

*2：道路橋示方書（V 耐震設計編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）

表 15.2-5 (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	
物理特性	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28
	液状化パラメータ	S_1	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	W_1	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	P_1	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	P_2	—	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80
	液状化パラメータ	C_1	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44

表 15.2-5 (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						捨石
				第四系 (非液状化層)				新第三系		
				Ac	D2c-3	lm	D1c-1*1	Km		
物理特性	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.65	1.77	1.47 (1.43)	—	1.72-1.03×10 ⁻⁴ ・z		2.04 (1.84)
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	—	1.16		0.82
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.14	—	0.16+0.00025・z		0.33
	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m ²	480	696	249 (223)	—	動的変形特性に基づき z (標高) 毎に物性値を 設定		98
	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m ²	121829	285223	38926 (35783)	—			180000
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.151	—			0.24
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.042	—	0.358-0.00603・z		0.02
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	—	23.2+0.0990・z		35

注記 *1: 施設の耐震評価に影響を与えるものではないことから、解析用物性値として本表には記載しない。

z: 標高 (m)

表 15.2-5 (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) Z	適用深度 TP (m)	密度 ρ (g/cm^3)	静ポアソン比 ν_{CD}	粘着力 C_{CD} (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ_{CD} ($^{\circ}$)	せん断波 速度 V_s (m/s)	基準初期 せん断剛性 G_{ma} (kN/m^2)	基準体積 弾性係数 K_{ma} (kN/m^2)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m^2)	拘束圧 依存係数 mG, mK	最大履歴 減衰率 $h_{max}(-)$	動ポアソン比 ν_d	疎密波 速度 V_p (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	-83 ~ -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

15.2.5 評価構造物諸元

許容応力度法による照査を行う管の評価構造物諸元を表 15.2-6 に示す。また、評価部位を図 15.2-10 に示す。

表 15.2-6 評価部位とその仕様

部位	仕様		材料	機能要求
	内径	厚さ	鋼製管	
	(m)	(mm)		
鋼製管	1.200	14	SM570	非常時における海水の通水機能の確保

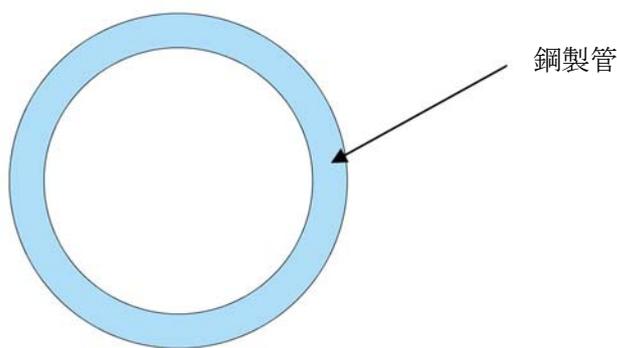


図 15.2-10 評価部位

15.2.6 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

15.2.7 許容限界

許容限界は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

(1) 海水引込み管の許容限界

許容限界については、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会、平成 14 年 3 月）」に基づき表 15.2-7 のとおりに設定する。短期許容応力度は鋼材の許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

表 15.2-7 許容限界

評価項目		短期許容応力度 (N/mm ²)
鋼材 (SM570) *	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	382.5
	許容せん断応力度 τ_{sa}	217.5

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

(2) 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

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

道路橋示方書による直接基礎の支持力算定式を以下に示す。

なお、支持性能評価における保守的な配慮として、以下の支持力算定式の第 2 項を 0 と仮定し、極限支持力を算定する。

$$Q_u = A_e \left\{ \alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B_e N_\gamma S_\gamma \right\}$$

Q_u : 荷重の偏心傾斜, 支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力 (kN)

c : 地盤の粘着力 (kN/m²)

* c は K_m 層の非排水せん断強度

q : 上載荷重 (kN/m²) で, $q = \gamma_2 D_f$

A_e : 有効載荷面積 (m²)

γ_1, γ_2 : 支持地盤及び根入れ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。

B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)

$$B_e = B - 2e_B$$

B : 基礎幅 (m)

e_B : 荷重の偏心量 (m)

D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)

α, β : 表 15.2-8 に示す基礎の形状係数

κ : 根入れ効果に対する割増し係数

N_c, N_γ : 図 15.2-11, 図 15.2-12 に示す荷重の傾斜を考慮した支持力係数

S_c, S_γ : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数

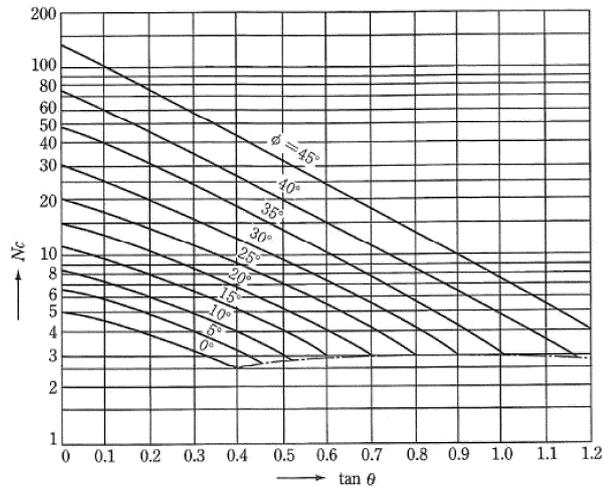


図 15.2-11 支持力係数 N_c を求めるグラフ

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

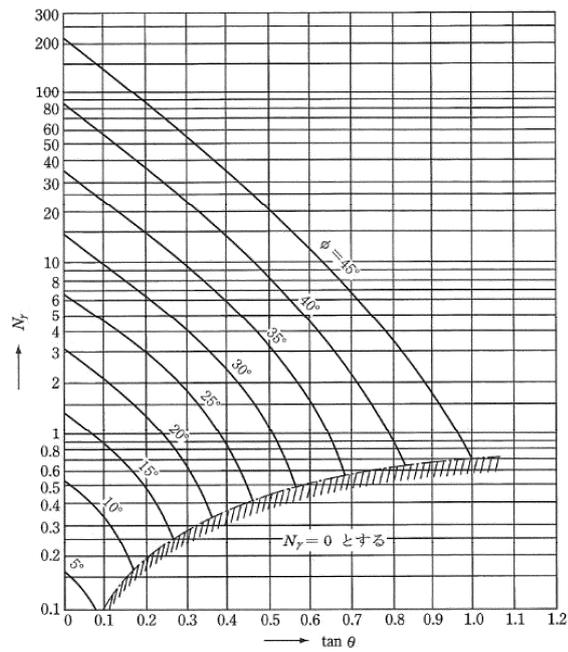


図 15.2-12 支持力係数 N_y を求めるグラフ

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

表 15.2-8 基礎底面の形状係数

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

「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

上記にて求められる極限支持力の算定結果を表 15.2-9 に示す。

表 15.2-9 極限支持力算定諸元と算定結果

項目	算定結果	備考
極限支持力度 q_d (kN/m ²)	2151	
$\alpha \kappa c N_c S_c$ (kN/m ²)	2151	
$\kappa q N_q S_q$	0	保守的な配慮として 0 と仮定
$\frac{1}{2} \gamma_1 \beta B_e N_\gamma S_\gamma$	0	
粘着力 c (kN/m ²)	927	非排水せん断強度*
基礎底面標高 Z (m)	-25.978	
せん断抵抗角 ϕ (°)	0	
地盤の単位体積重量 γ'_1 (kN/m ³)	7.061	
周辺地盤の単位体積重量 γ'_2 (kN/m ³)	—	
形状係数 α	1.0	
形状係数 β	1.0	
荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 B_e (m)	1.228	
荷重の偏心量 e_b (m)	0	
基礎幅 B (m) m	1.228	
有効根入れ深さ D_f (m)	—	
根入れ効果に対する割増し係数 κ	1	
N_c	5	第 6-1 図
N_q	—	
N_γ	0	第 6-2 図
S_c	0.4642	
S_q	—	
S_r	1	

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

基礎底面標高 Z T.P. -25.978 (m)

15.3 横断面方向応力の評価方法

15.3.1 地震応答解析手法

海水引込み管の地震応答解析は、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、線形はり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モデルとする。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 15.3-1 に示す。

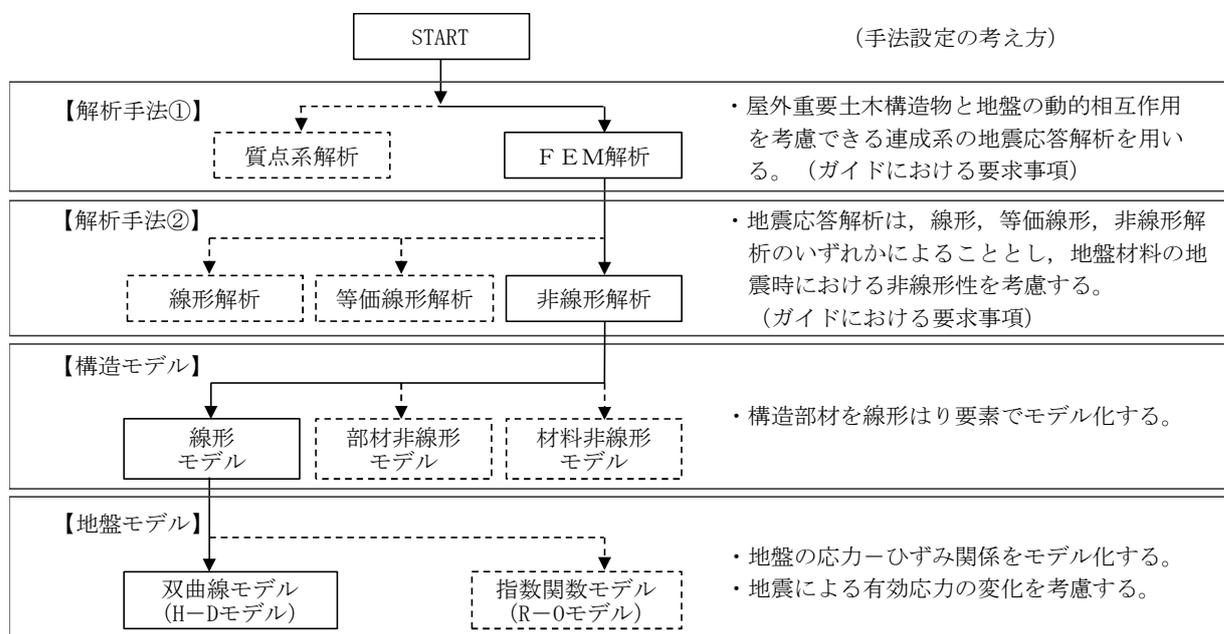


図 15.3-1 地震応答解析手法の選定フロー

地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。

一般に、地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと、地盤のせん断応力は上限値に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また、地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。

よって、耐震評価における有効応力解析では、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じたこれら2つの特徴を表現できる双曲線モデル (H-Dモデル) を選定する。

15.3.2 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領域は、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、J E A G 4 6 0 1 - 1987 を適用し、図 15.3-2 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物基礎幅の 2 倍以上確保する。なお、解析モデルの境界条件は、側方における波動の反射の影響を低減するとともに、下方への波動の逸散を考慮するために側面及び底面ともに粘性境界とする。

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

構造物の要素分割については、構造物が接している地盤と同じ要素幅に分割して設定する。

この図で示される 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の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持つ 1 次元地盤モデル（不整形地盤左右端のそれぞれ縦 1 列の要素列と同じ構造で、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 15.3-3 に示す。

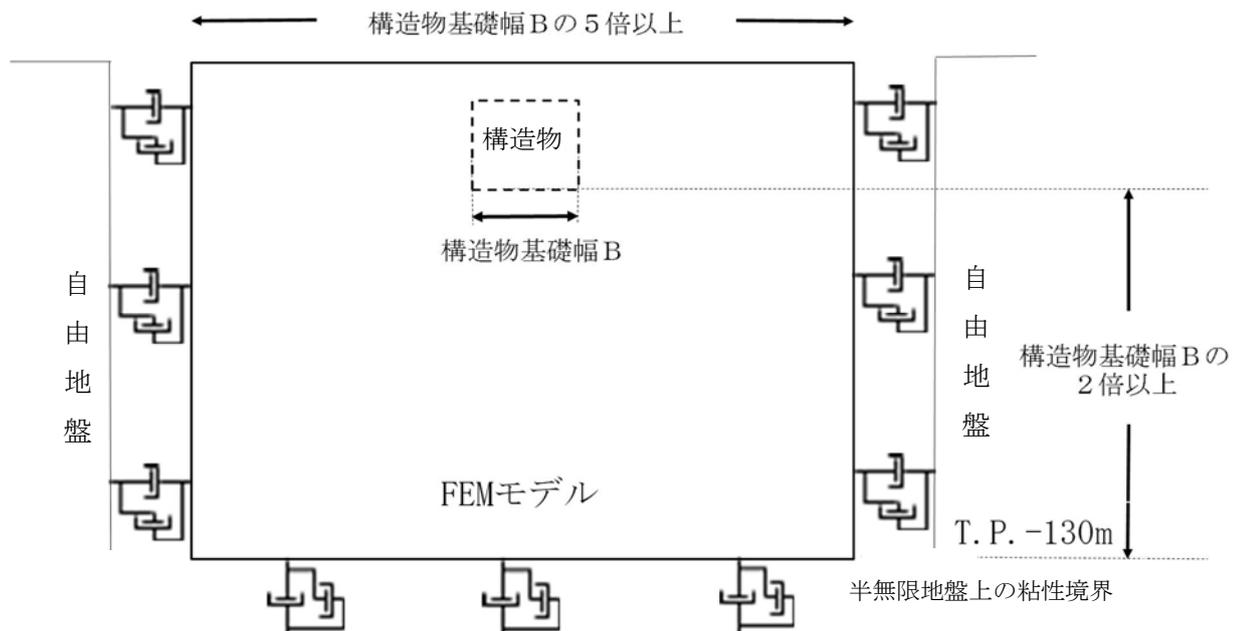


図 15.3-2 解析モデル領域の考え方

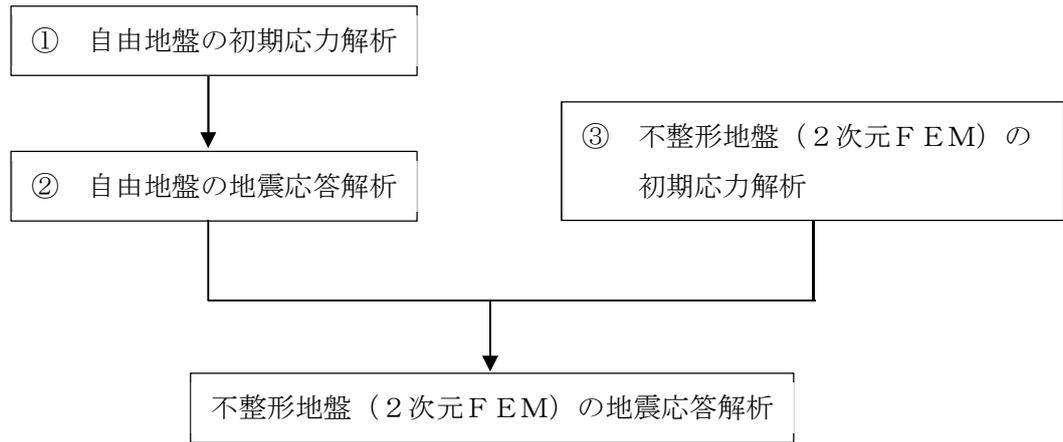


図 15.3-3 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤（2次元FEM）の地震応答解析までのフロー

(2) 境界条件

a. 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラとする。境界条件の概念図を図 15.3-4 に示す。

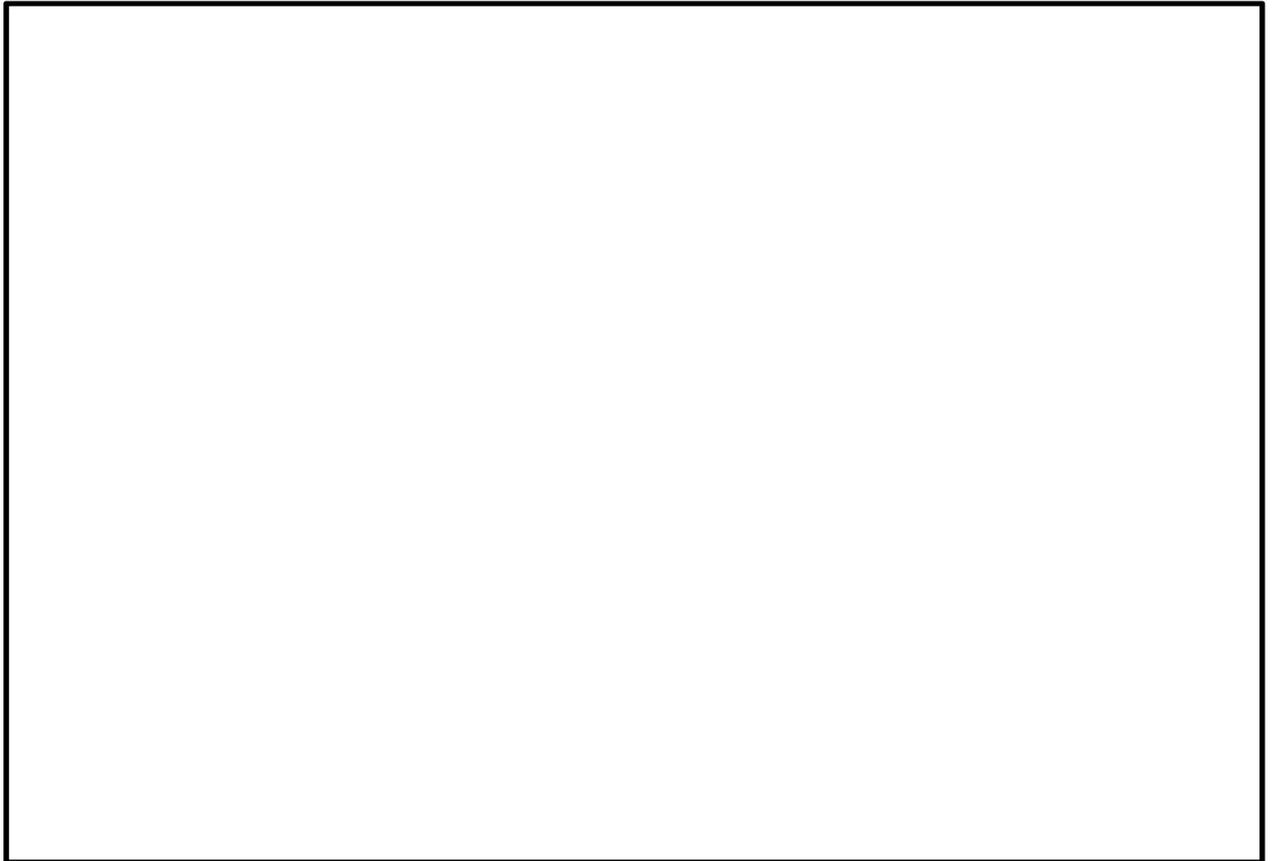


図 15.3-4 固有値解析における境界条件の概念図

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とする。境界条件の概念図を図 15.3-5 に示す。



図 15.3-5 初期応力解析における境界条件の概念図

c. 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。海水引込み管②-②断面方向の地震応答解析モデルを図 15.3-6 に示す。

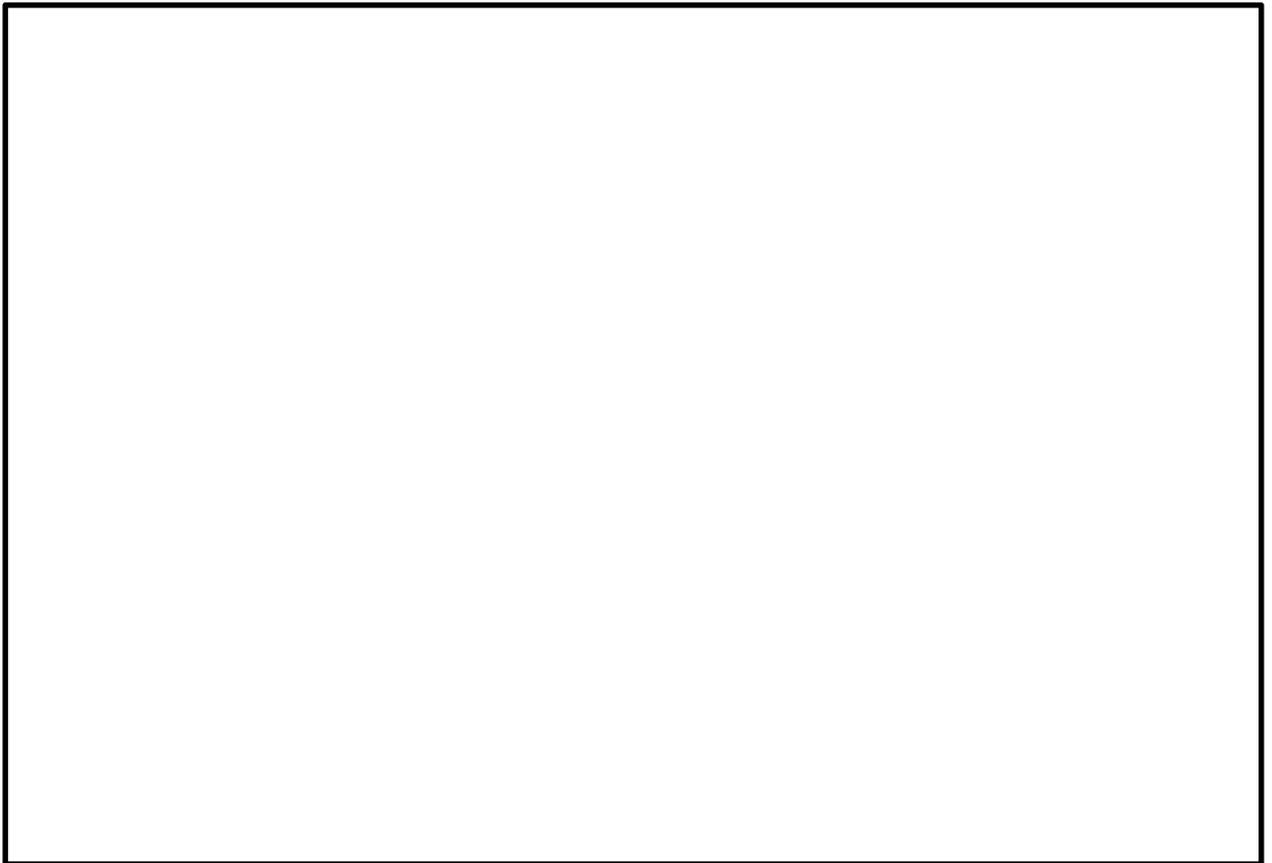


図 15.3-6 海水引込み管②-②断面方向の地震応答解析モデル

(3) 構造物のモデル化

構造部材は、線形はり要素によりモデル化する。

構造部材周面と地盤との間にジョイント要素を配置し、接合面との剥離及びすべりを考慮する。解析モデル概念図を図 15.3-7 に示す。



図 15.3-7 海水引込み管の解析モデル概念図

(4) 地盤のモデル化

地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水圧要素にてモデル化し、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

(5) ジョイント要素の設定

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

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。図 15.3-8 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。推進管及びエアモルタルはモデル化しないため、周辺の Km 層との粘着力は考慮しない（表 15.3-1 参照）。

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

ここで、

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

表 15.3-1 周辺地盤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 ϕ (°)	備考
新第三系	Km 層	0.0	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	-

z : 標高 (m)

ジョイント要素のバネ定数は、数値計算上の不安定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 15.3-2 のとおり設定する。

表 15.3-2 ジョイント要素のバネ定数

	せん断剛性 k_s (kN/m ³)	圧縮剛性 k_n (kN/m ³)
管周面	1.0×10^6	1.0×10^6

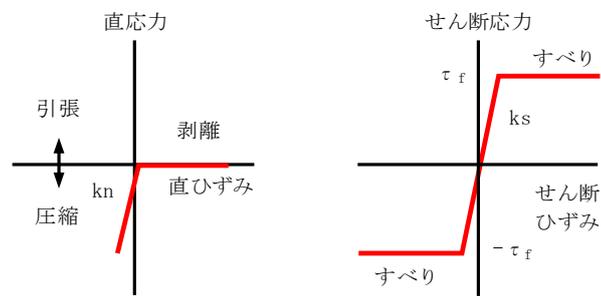


図 15.3-8 ジョイント要素の考え方

15.3.3 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、固有値解析にて求められ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。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K] : \text{減衰係数マトリックス}$$

ここで、

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α, β : 係数

係数 α 、 β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

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

ここで、

f : 固有値解析により求められる 1 次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は 1 % (解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1 % を採用している。) とする。また、線形材料としてモデル化する鋼材の減衰定数は 3 % (道路橋示方書 (V 耐震設計編)・同解説 (平成 24 年 3 月)) とする。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 15.3-9 に、固有値解析結果を表 15.3-3 に示す。

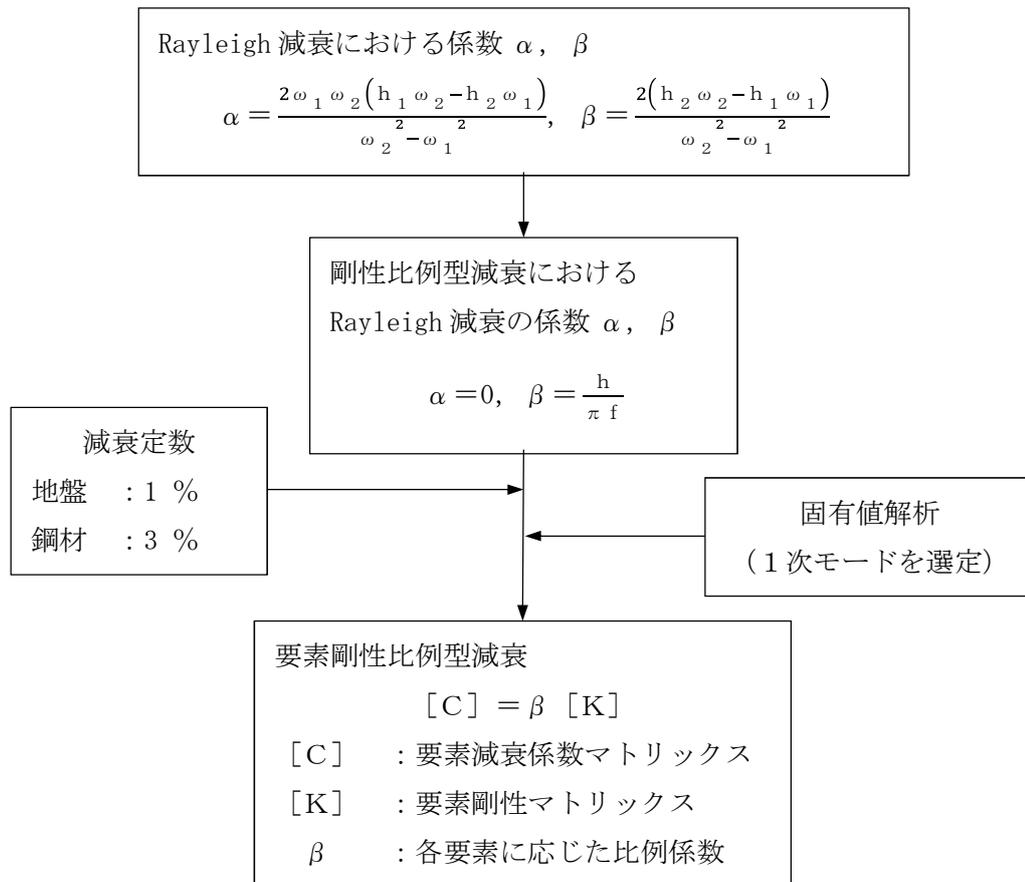


図 15.3-9 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 15.3-3 (1) 固有値解析結果

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

((2)-②断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.727	196.83	1次として採用
2	1.329	-1.12	—
3	1.663	10.23	—
4	1.750	-4.53	—
5	1.997	63.11	—
6	2.274	-7.42	—
7	2.433	-0.74	—
8	2.640	18.06	—
9	2.926	-16.86	—

表 15.3-3 (2) 固有値解析結果

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

(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)

((2)-②断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.729	197.09	1次として採用
2	1.332	-0.87	—
3	1.704	8.61	—
4	1.769	6.01	—
5	2.045	64.52	—
6	2.366	4.37	—
7	2.461	3.27	—
8	2.780	18.43	—
9	3.026	12.35	—

表 15.3-3 (3) 固有値解析結果
 (検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)
 (②-②断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.725	196.44	1次として採用
2	1.326	-1.53	—
3	1.610	11.70	—
4	1.732	-4.17	—
5	1.930	60.96	—
6	2.165	10.90	—
7	2.378	6.35	—
8	2.507	-16.28	—
9	2.785	19.94	—

表 15.3-3 (4) 固有値解析結果
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)
 (②-②断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.717	193.18	1次として採用
2	1.298	-4.44	—
3	1.413	8.64	—
4	1.628	-36.45	—
5	1.644	50.74	—
6	1.845	3.24	—
7	1.971	-7.04	—
8	2.262	-7.64	—
9	2.401	3.15	—

15.3.4 荷重の組合せ

横断面方向応力算出のための地震応答解析では、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、積雪荷重及び風荷重については、海水引込み管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、地震力との組み合わせるべき荷重としては除外した。

なお、海水引込み管は、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あるいは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。

荷重の組合せを表 15.3-4 に示す。

表 15.3-4 荷重の組合せ

種別	荷重	考慮箇所		算定方法
		横断面 方向	縦断面 方向	
永久 荷重	躯体自重	○	—	・対象構造物の体積に材料の密度を考慮して設定する。
	機器・配管 自重	—	—	・機器・配管等は設置されない。
	土被り荷重	○	—	・常時応力解析により設定する。
	上載荷重	—	—	—
	静止土圧	○	—	・常時応力解析により設定する。
	外水圧	○	—	・地下水位に応じた静水圧として考慮する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧	○	—	・H. W. L T. P. +0.61 mからの内水圧を設定する。 ・海水の密度を考慮する。
変動荷重		—	—	・埋設構造物であるため、積雪荷重、風荷重は作用しない。
偶発荷重	水平地震動	○	○	・基準地震動 S_s によって水平及び鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動	○	—	・躯体、機器・配管の慣性力、動土圧を考慮する。 ・縦断面方向は、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。

注記 *：参考に縦断面方向の応力解析にて考慮する荷重についても記載

(1) 外水圧

海水引込み管②-②断面周辺の地盤においては、地下水位を地表面に設定する。地下水の密度は 1.00 g/cm^3 とする。

(2) 内水圧

海水引込み管の内水圧水頭は海面と同じ朔望平均満潮位 (T. P. +0.61 m) とする。海水の密度は 1.03 g/cm^3 とする。

海水引込み管は全域にわたり朔望平均満潮位 (T. P. +0.61 m) 以深で常時満管状態であることから、常時応力解析においては T. P. +0.61 m からの静水圧、地震応答解析においては自由水面を持たない固定水として付加質量で考慮する。

15.3.5 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 15.3-5 に示す。

耐震評価においては、すべての基準地震動 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すべ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 15.3-10 に示す。

表 15.3-5 耐震評価における検討ケース

検討ケース*1		①	②	③	④	⑤	⑥
		原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)した解析ケース	地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定		原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波 (位相)	S_s-D1	(H+, V+)*2	実施				
		(H+, V-)*2	実施				
		(H-, V+)*2	実施				
		(H-, V-)*2	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+)*3	実施					
	(H-, V+)*3	実施					

すべての基準地震動 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すべ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。

注記 *1：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。

*2： S_s-D1 は水平加速度時刻歴及び鉛直加速度時刻歴それぞれの位相の反転を考慮した組合せに対して評価を行う。（+は正の位相，-は負の位相）

*3： S_s-31 は水平加速度時刻歴の位相の反転を考慮した組合せに対して評価を行う。（+は正の位相，-は負の位相）

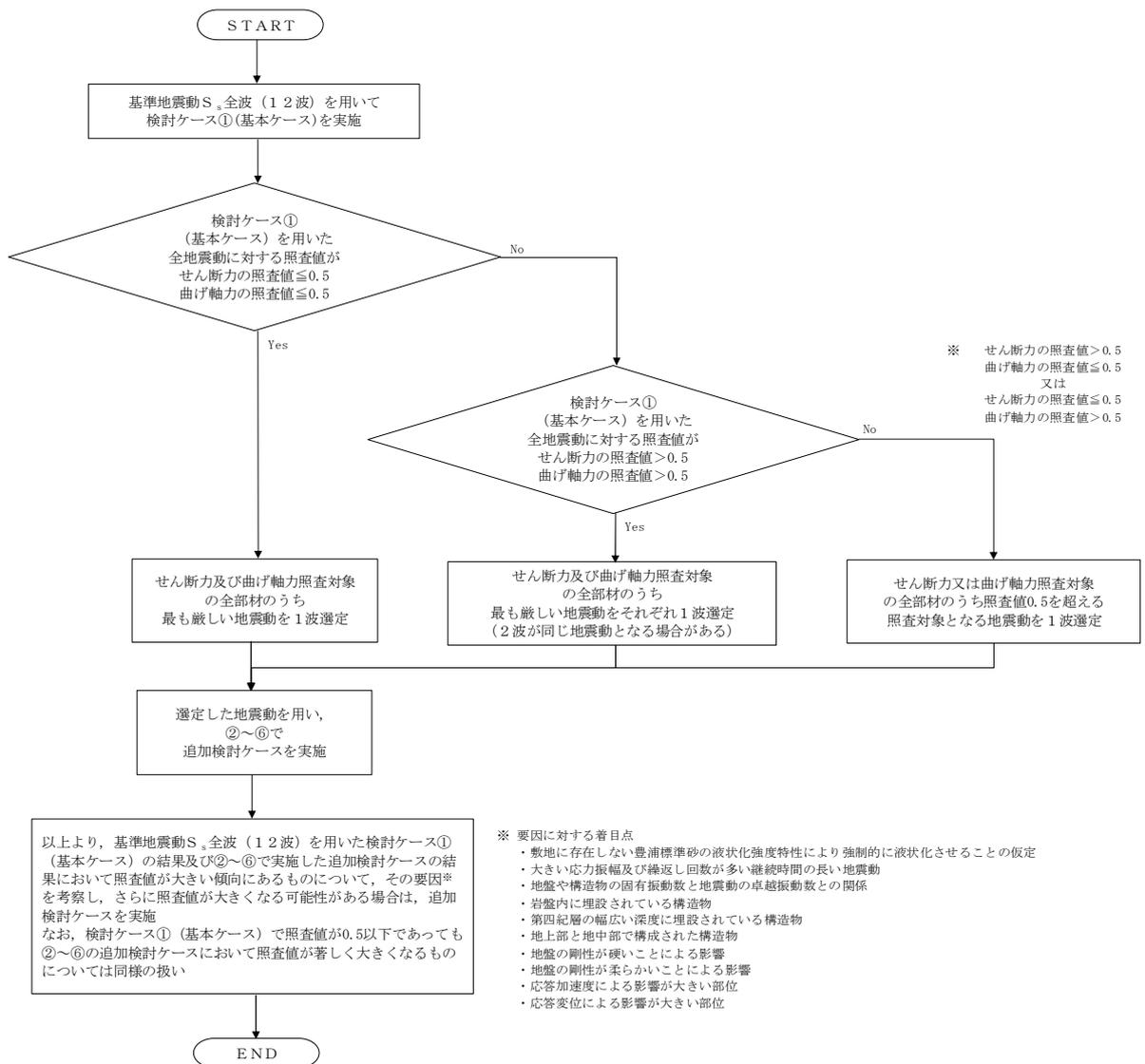


図 15.3-10 ②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フロー

15.3.6 入力地震動の設定

入力地震動は、添付書類「V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を、1次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。入力地震動算定の概念図を図 15.3-11 に示す。

入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、「V-5-25 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

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

図 15.3-12～図 15.3-27 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。

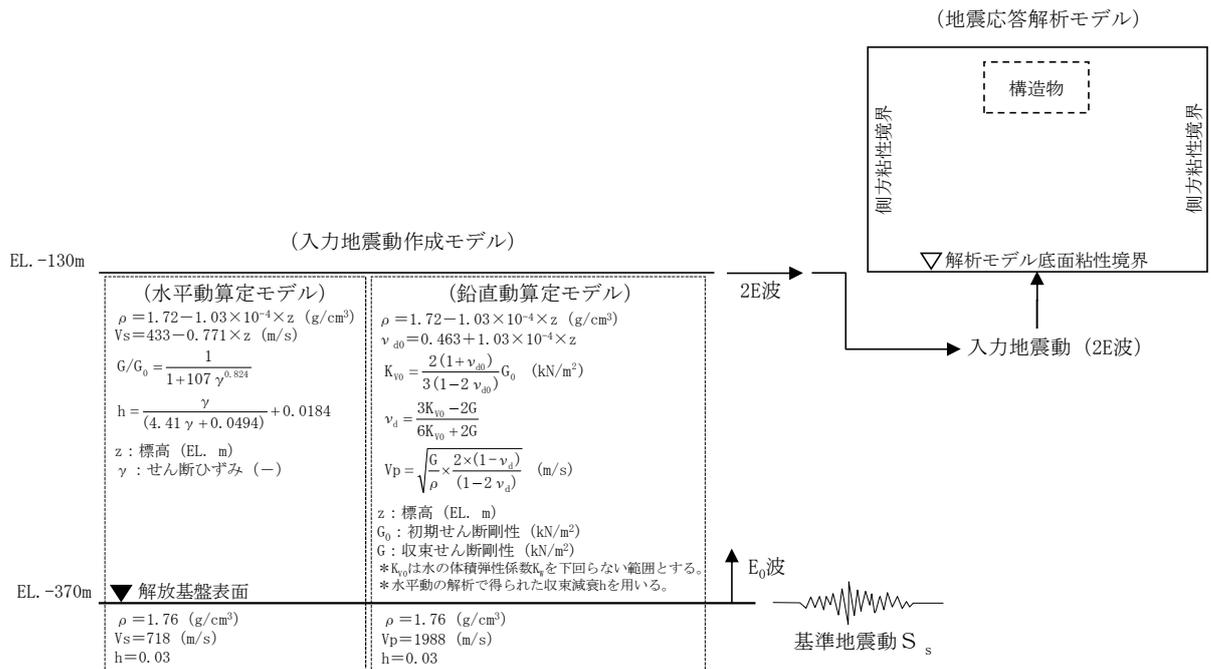
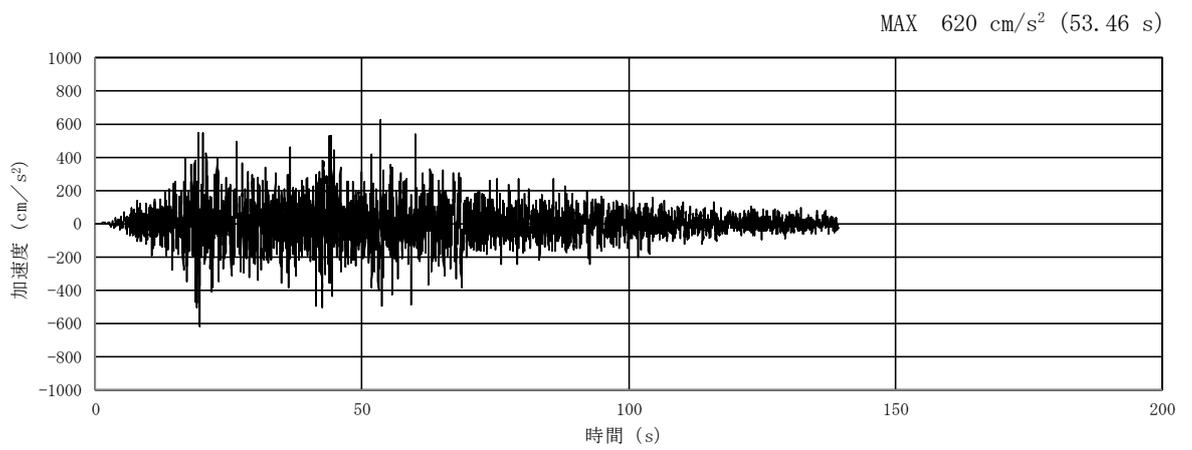
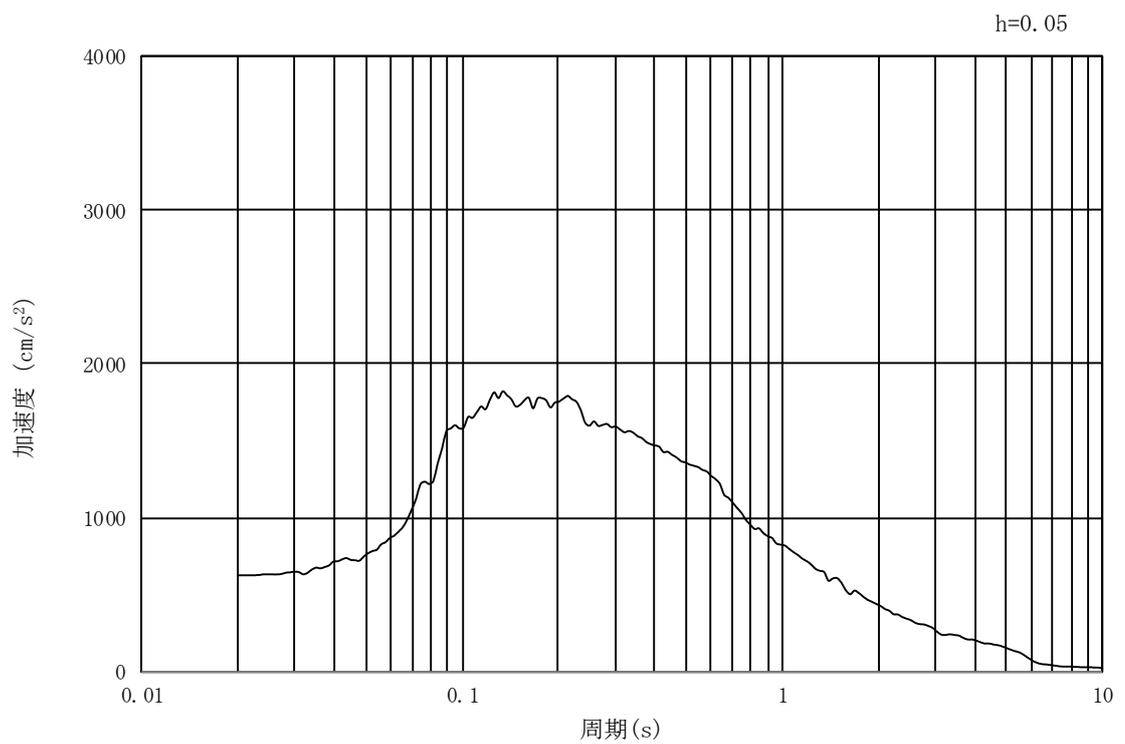


図 15.3-11 入力地震動算定の概念図

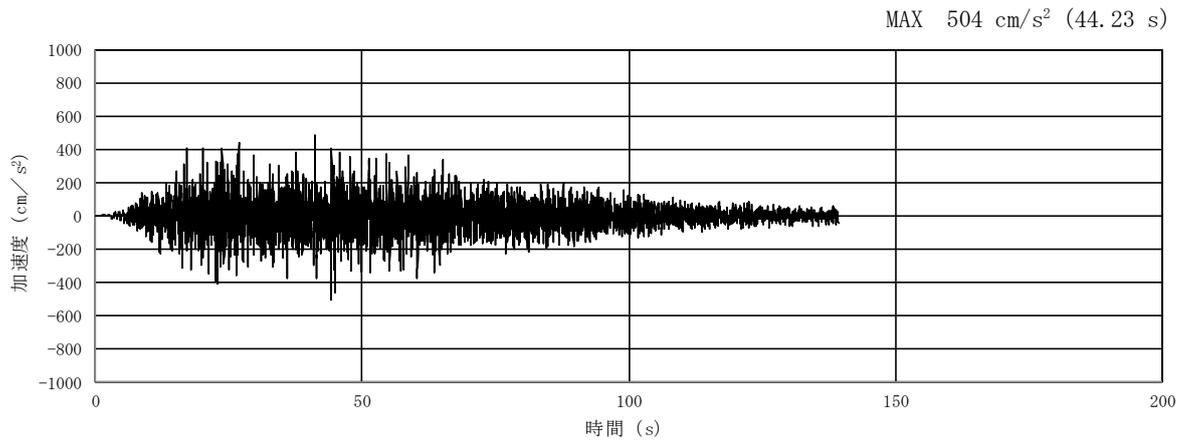


(a) 加速度時刻歴波形

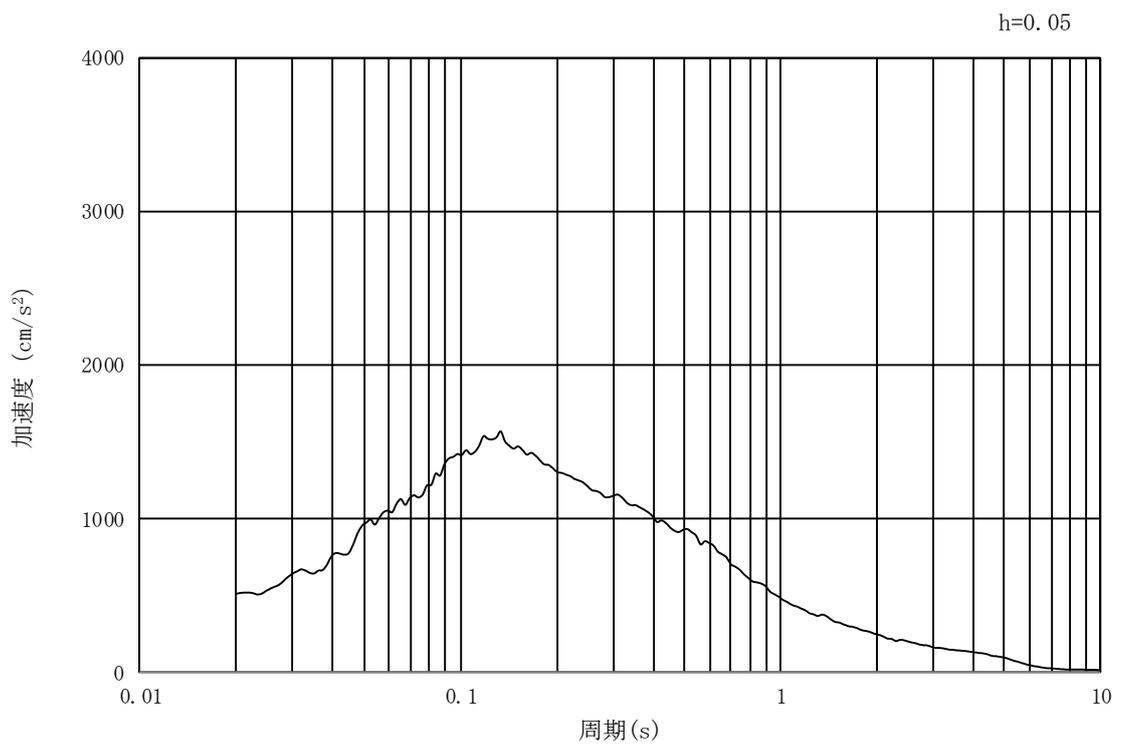


(b) 加速度応答スペクトル

図 15.3-12 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S_s-D1)

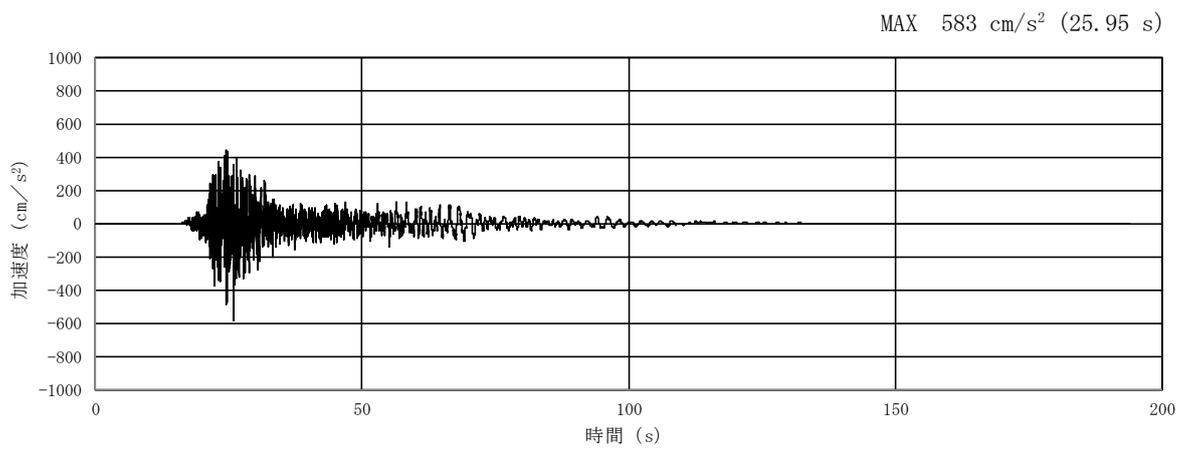


(a) 加速度時刻歴波形

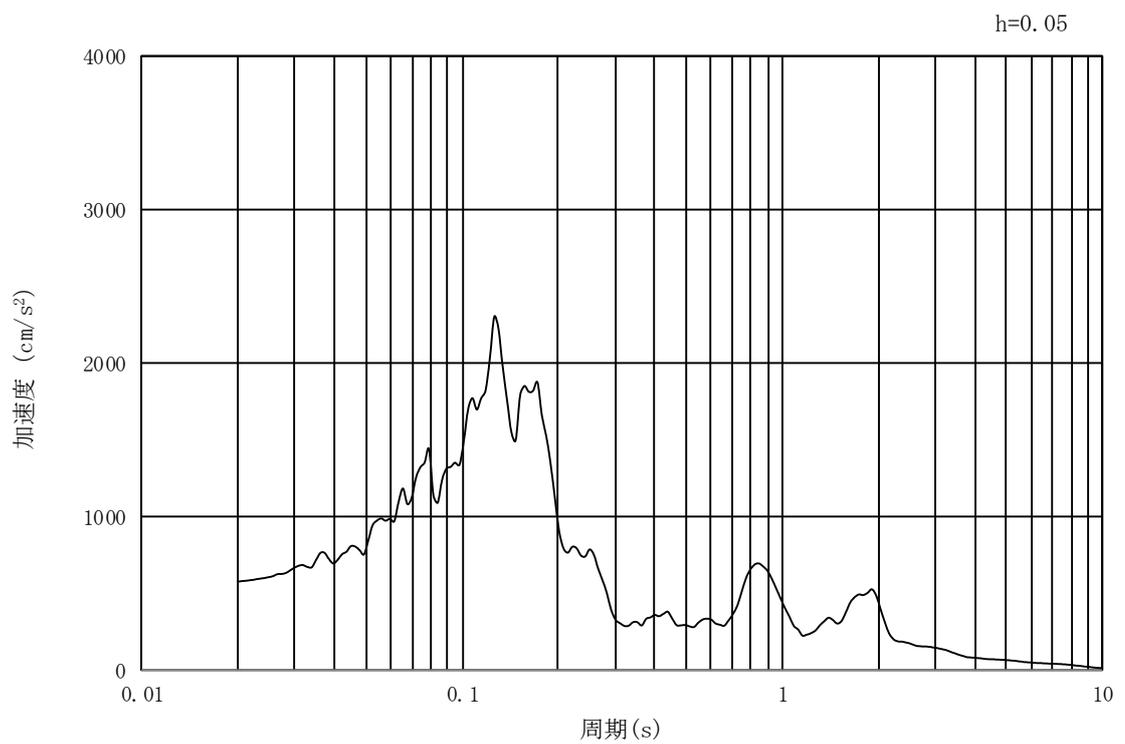


(b) 加速度応答スペクトル

図 15.3-13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S_s-D1)

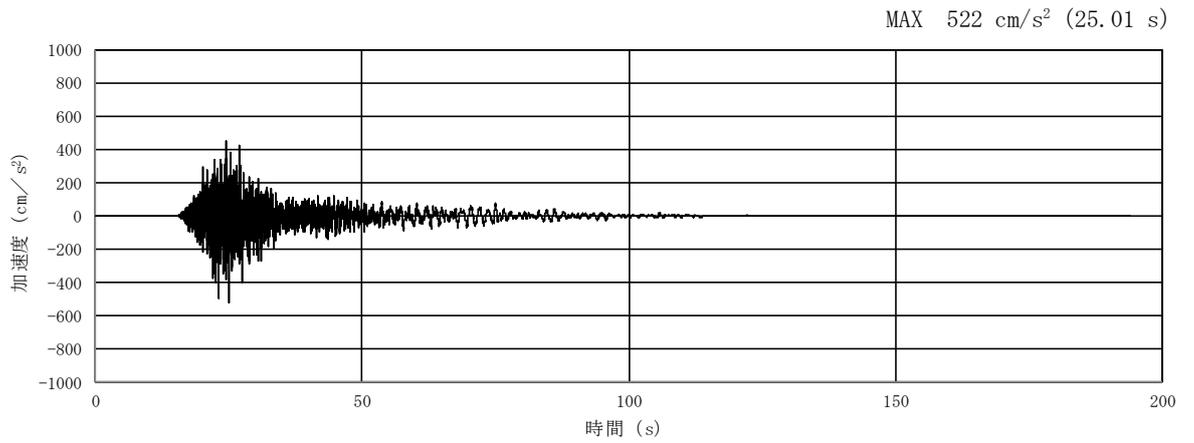


(a) 加速度時刻歴波形

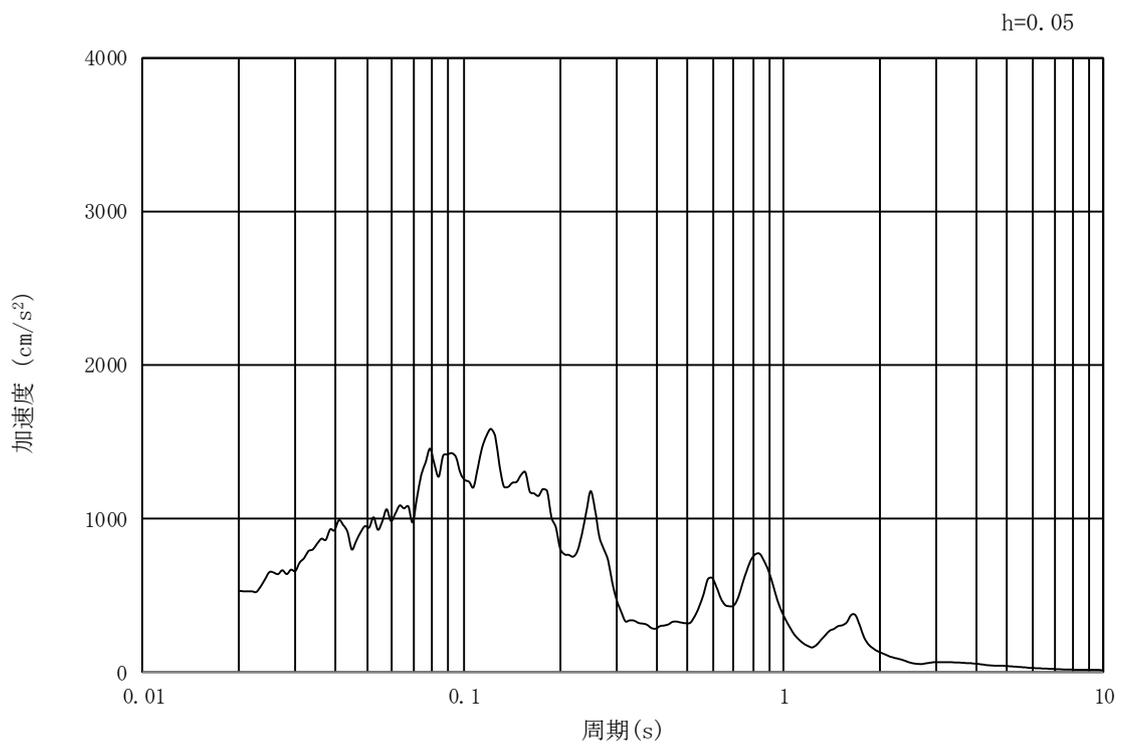


(b) 加速度応答スペクトル

図 15.3-14 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(②-②断面方向, 水平成分: S_s-1 1)

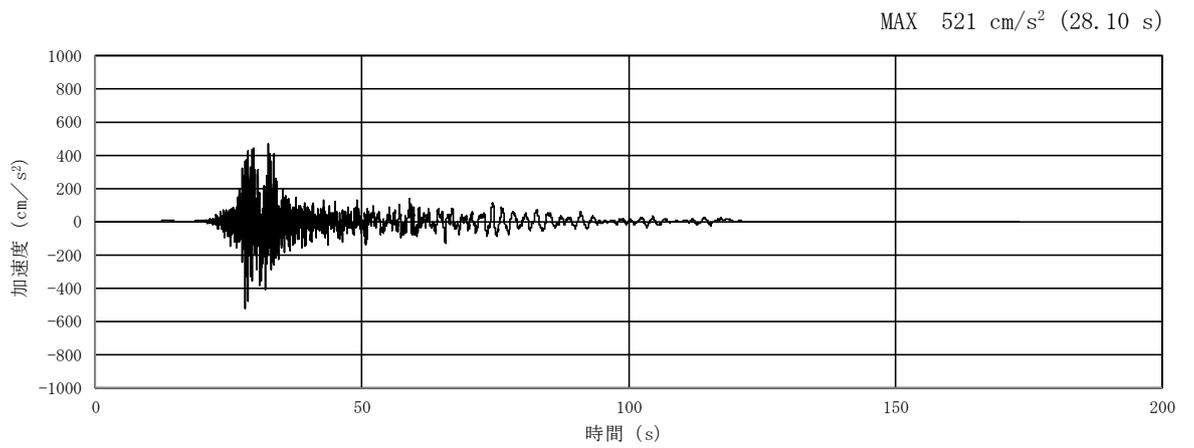


(a) 加速度時刻歴波形

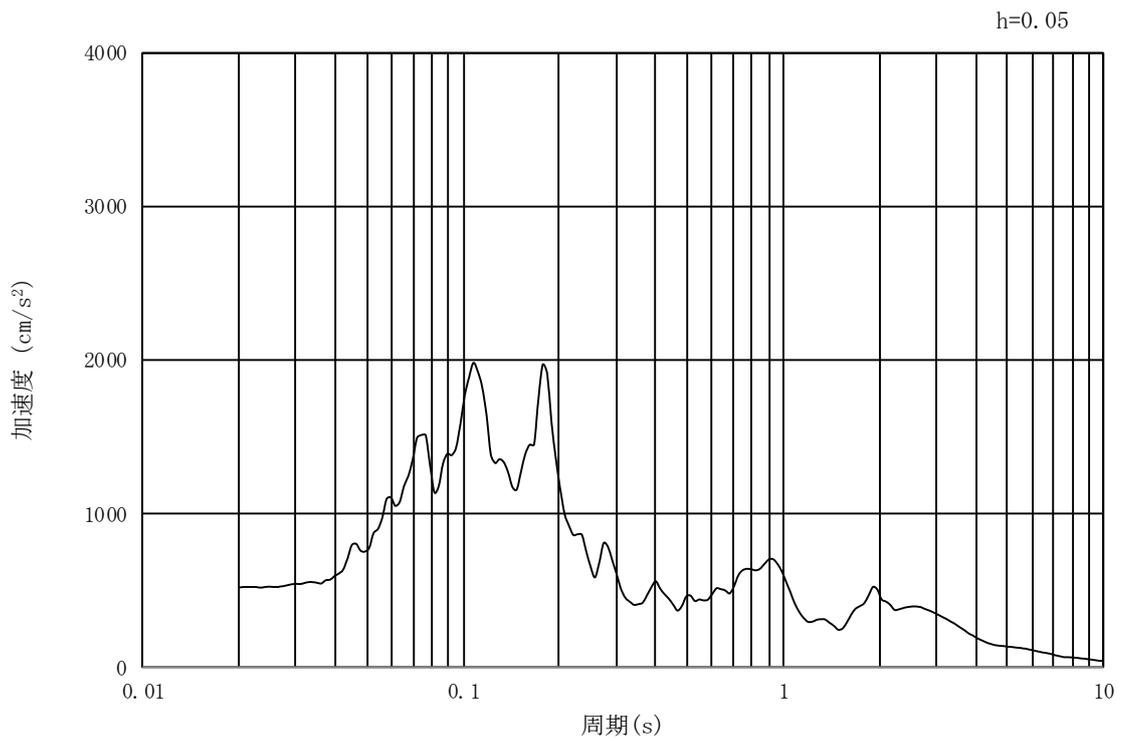


(b) 加速度応答スペクトル

図 15.3-15 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(②-②断面方向, 鉛直成分: $S_s - 1.1$)

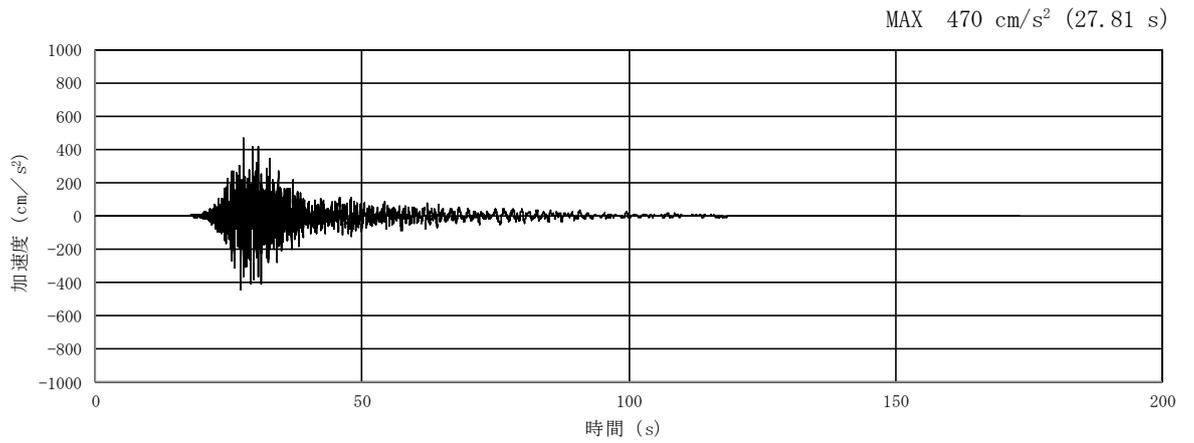


(a) 加速度時刻歴波形

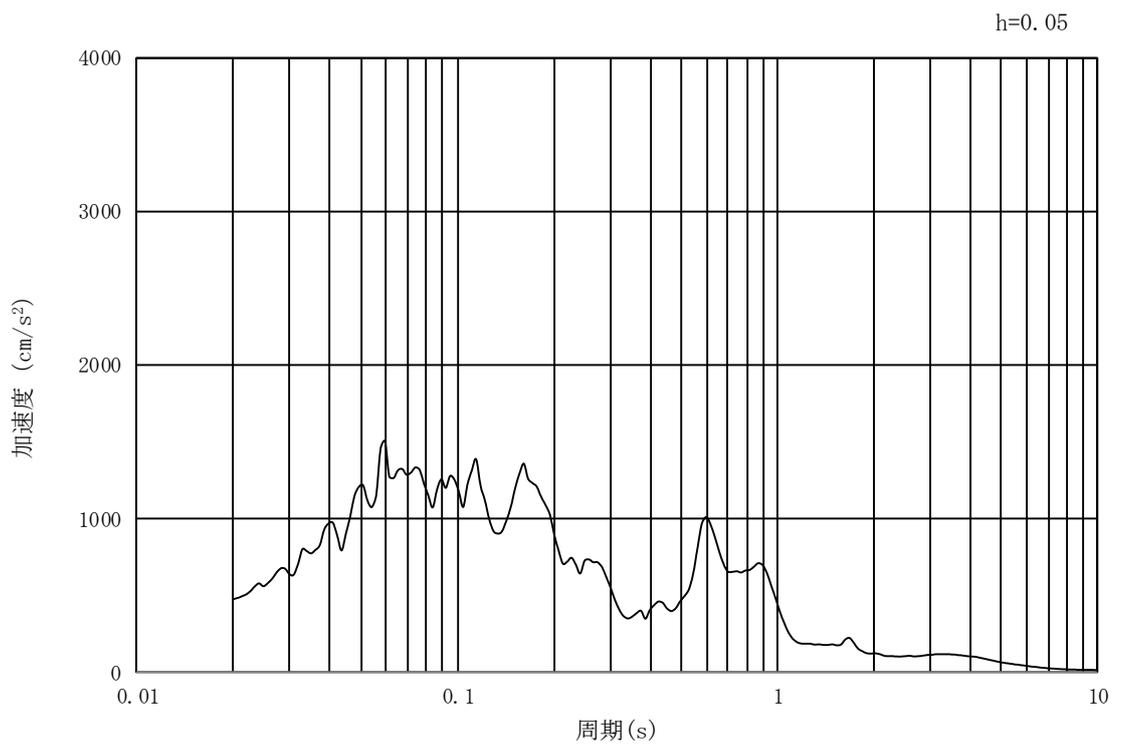


(b) 加速度応答スペクトル

図 15.3-16 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(②-②断面方向, 水平成分: $S_s - 1.2$)

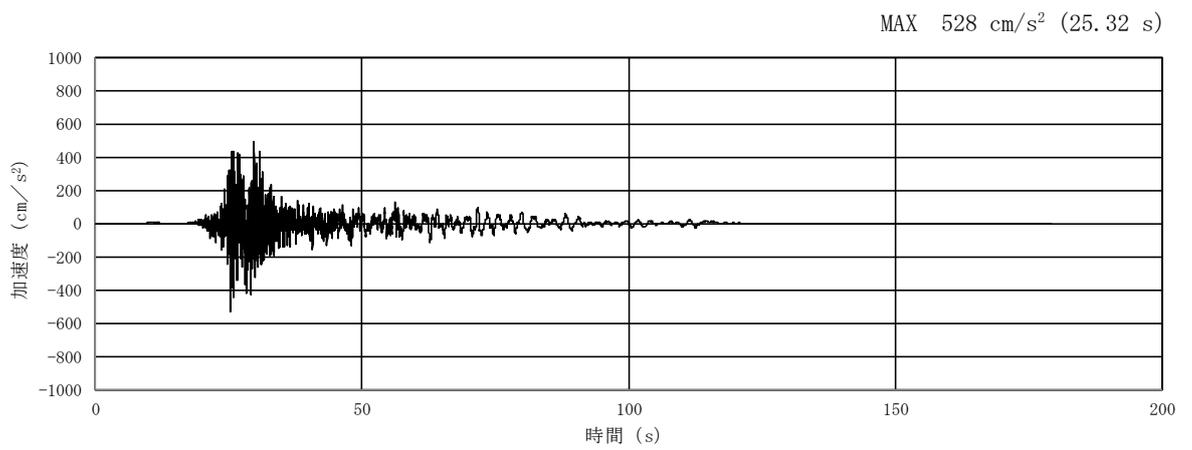


(a) 加速度時刻歴波形

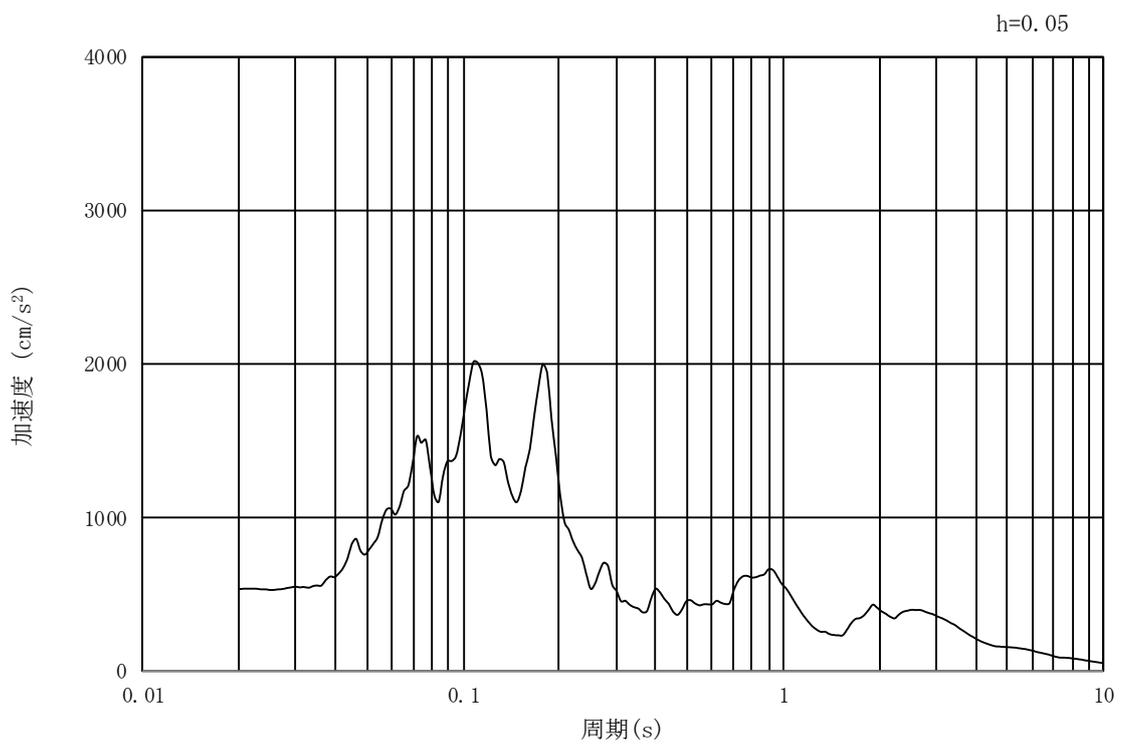


(b) 加速度応答スペクトル

図 15.3-17 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
 (②-②断面方向, 鉛直成分: $S_s - 1.2$)

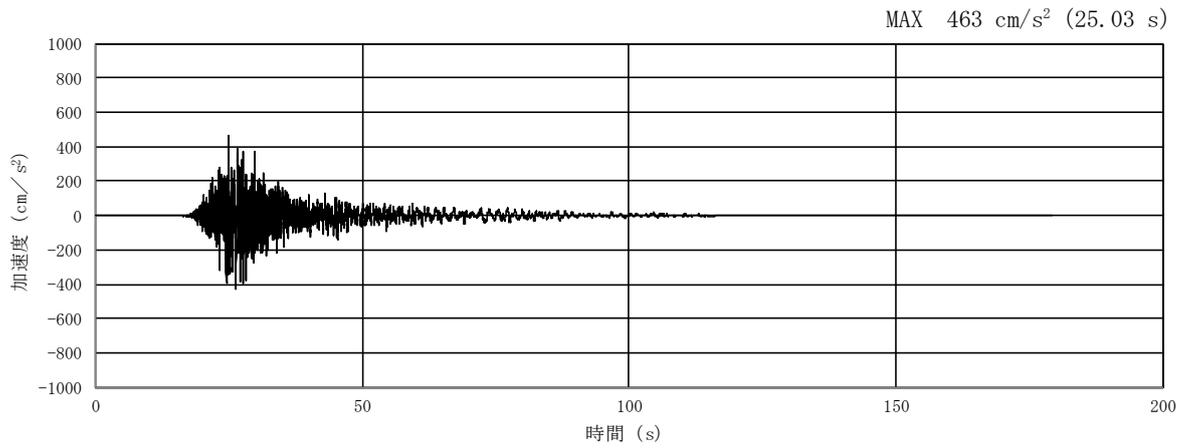


(a) 加速度時刻歴波形

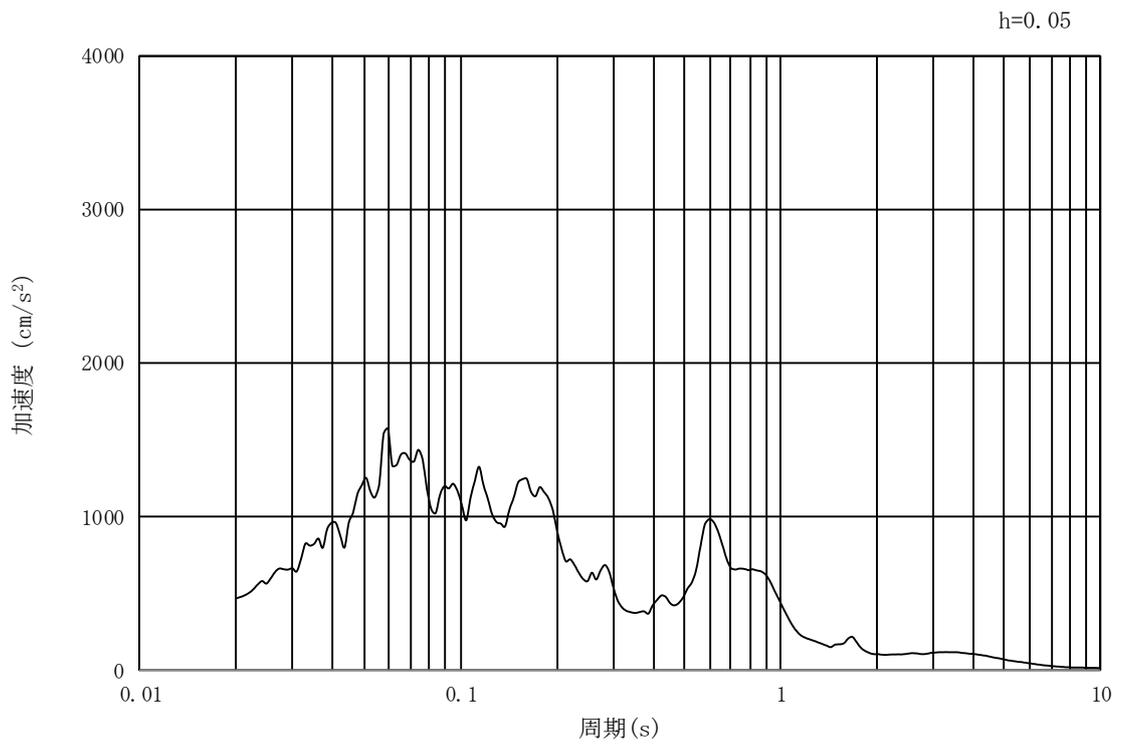


(b) 加速度応答スペクトル

図 15.3-18 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(②-②断面方向, 水平成分: $S_s - 1.3$)

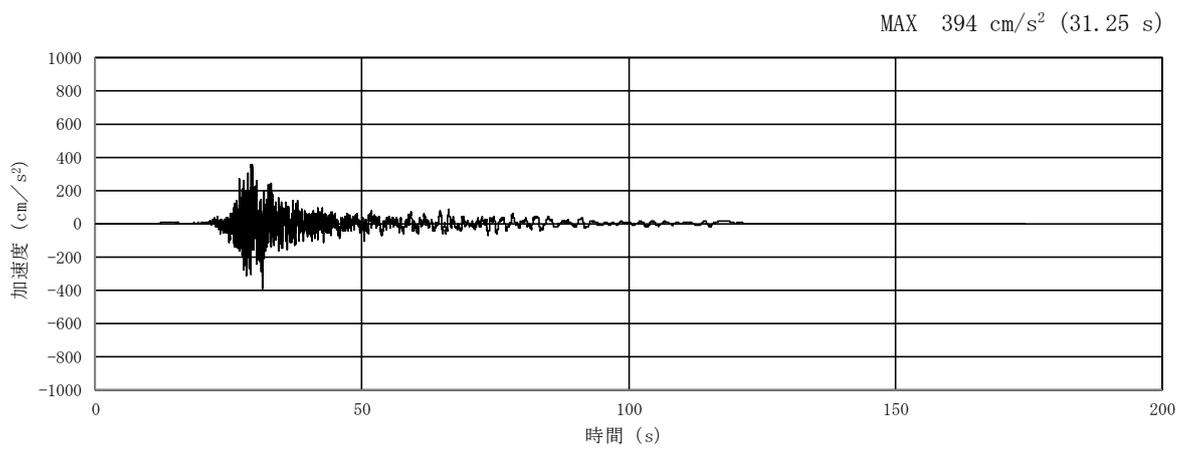


(a) 加速度時刻歴波形

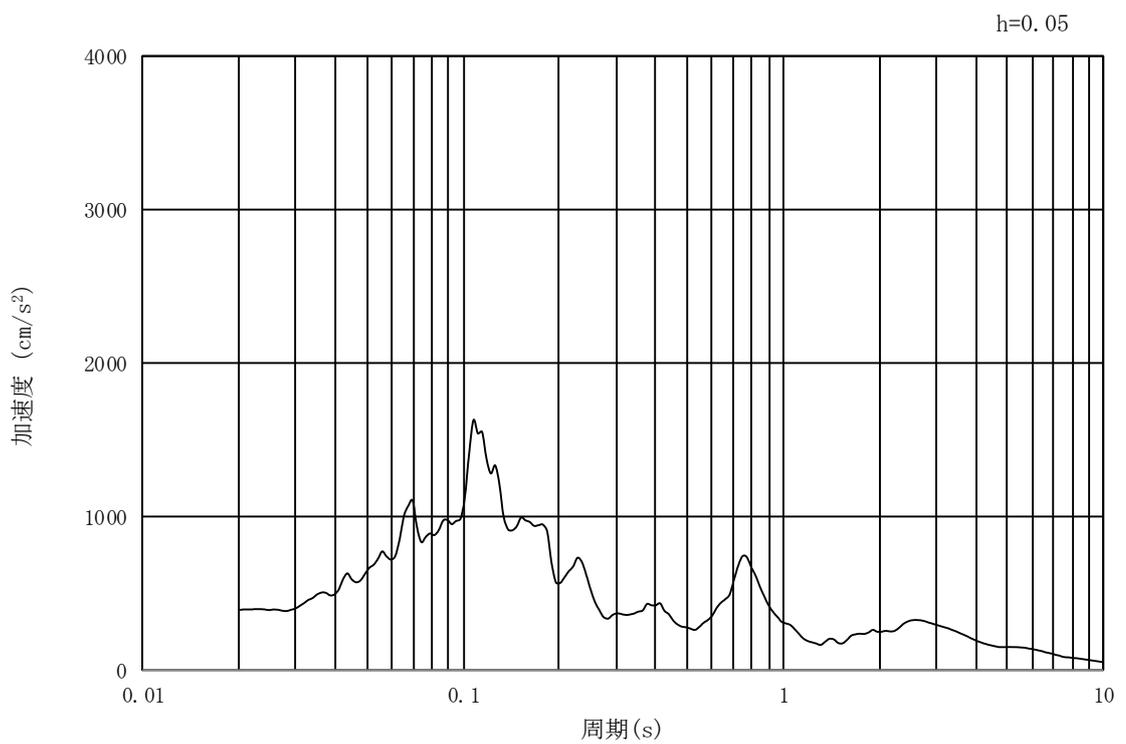


(b) 加速度応答スペクトル

図 15.3-19 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(②-②断面方向, 鉛直成分: $S_s - 1.3$)

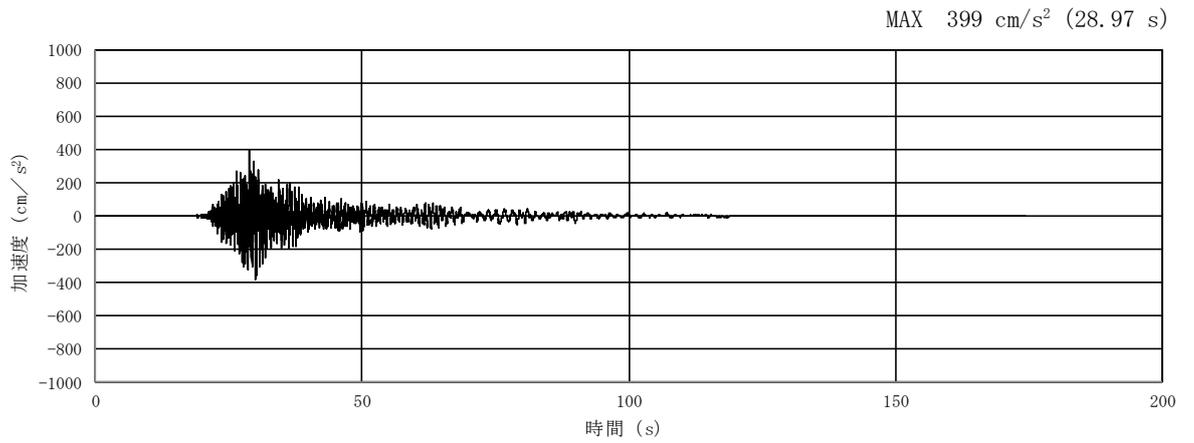


(a) 加速度時刻歴波形

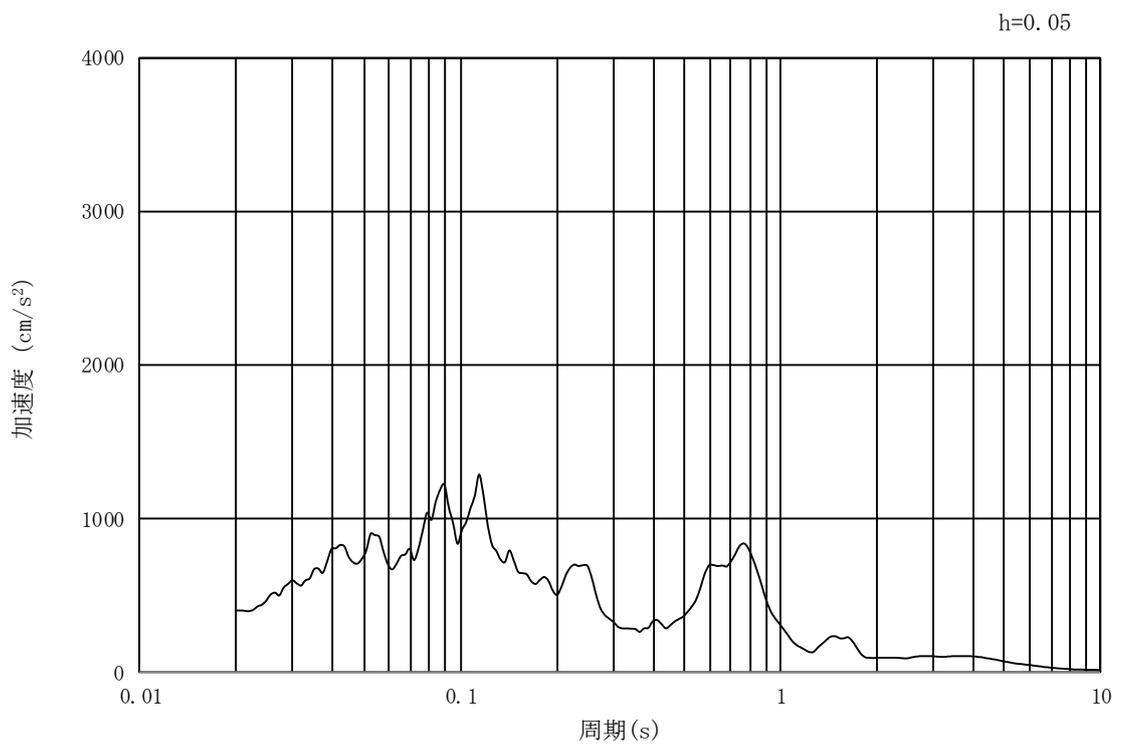


(b) 加速度応答スペクトル

図 15.3-20 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(②-②断面方向, 水平成分: S_s-14)

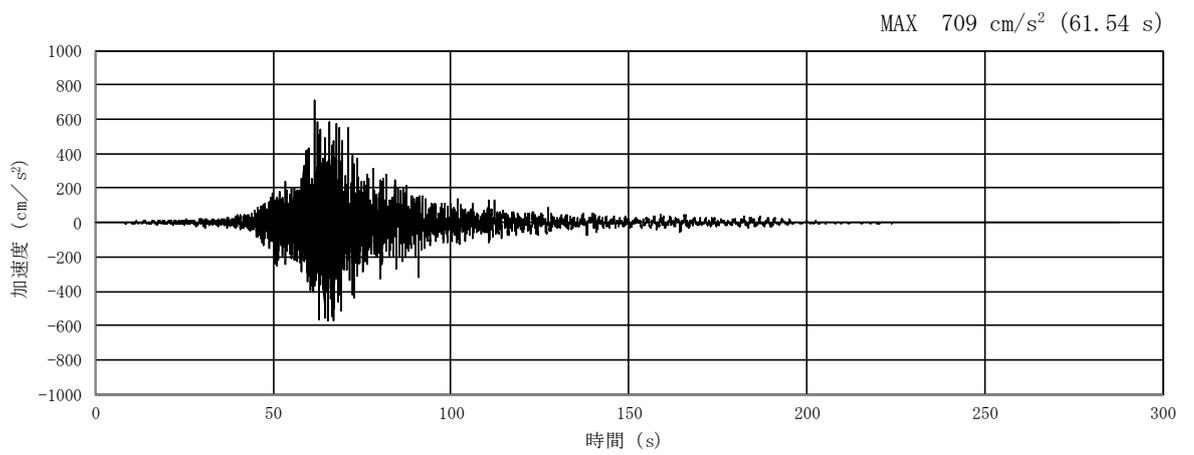


(a) 加速度時刻歴波形

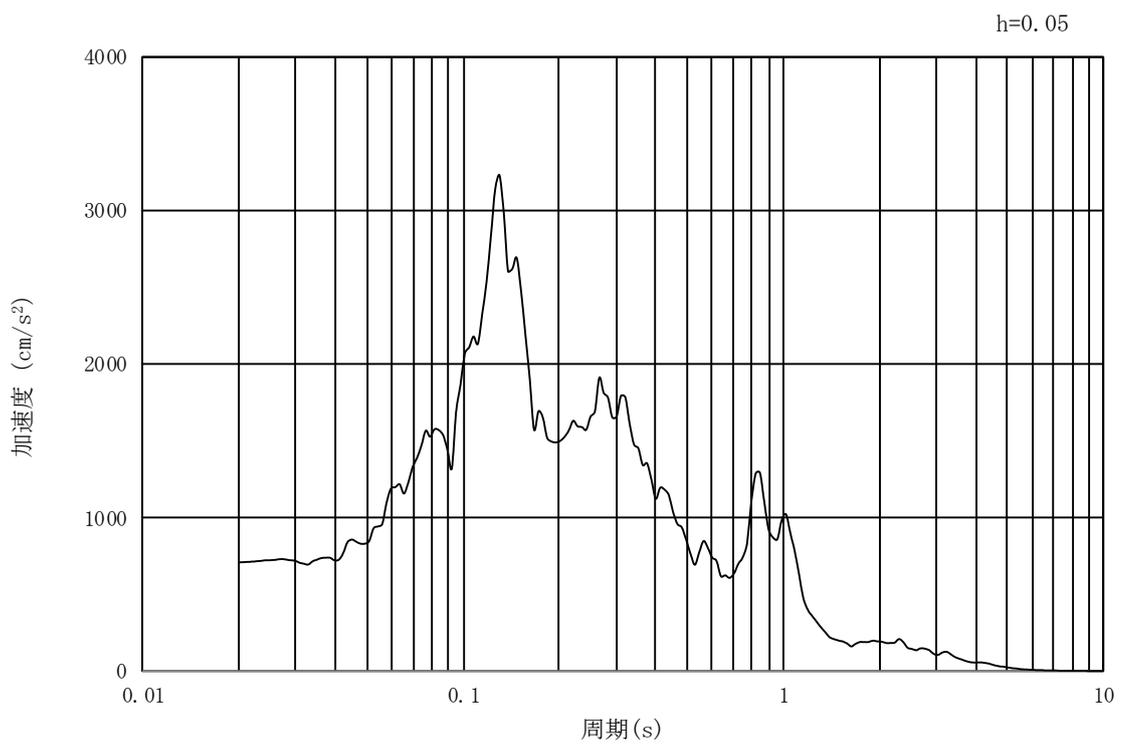


(b) 加速度応答スペクトル

図 15.3-21 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
 (②-②断面方向, 鉛直成分: $S_s - 1.4$)

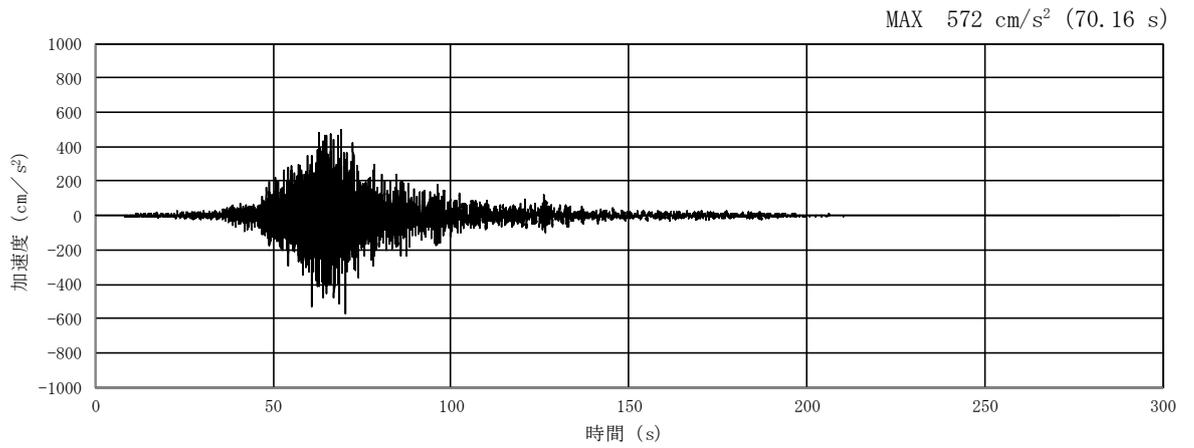


(a) 加速度時刻歴波形

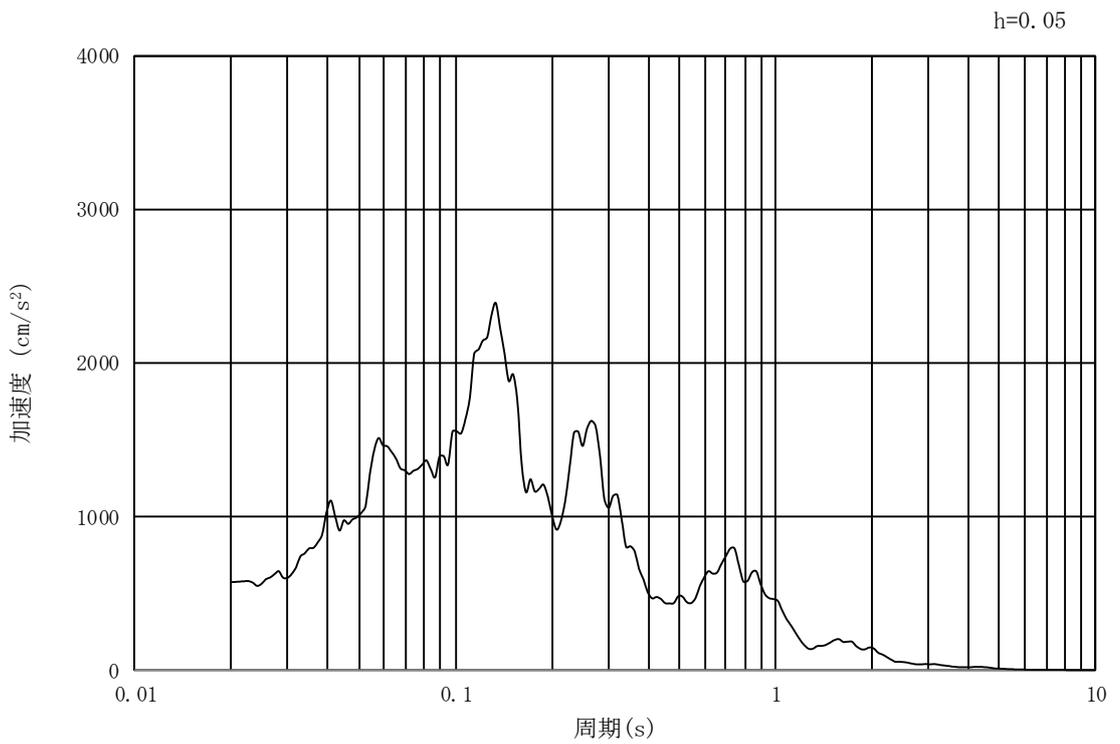


(b) 加速度応答スペクトル

図 15.3-22 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(②-②断面方向, 水平成分: $S_s - 21$)

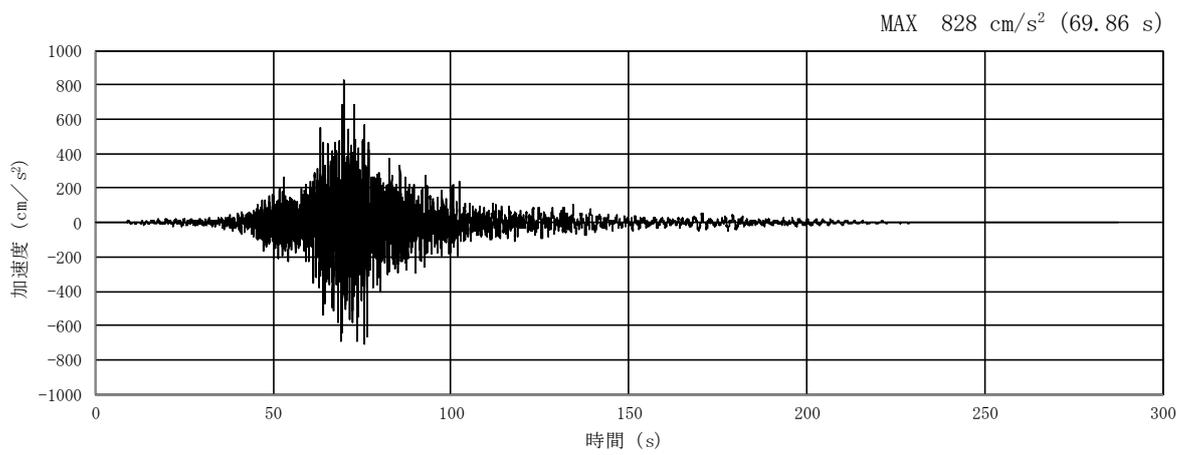


(a) 加速度時刻歴波形

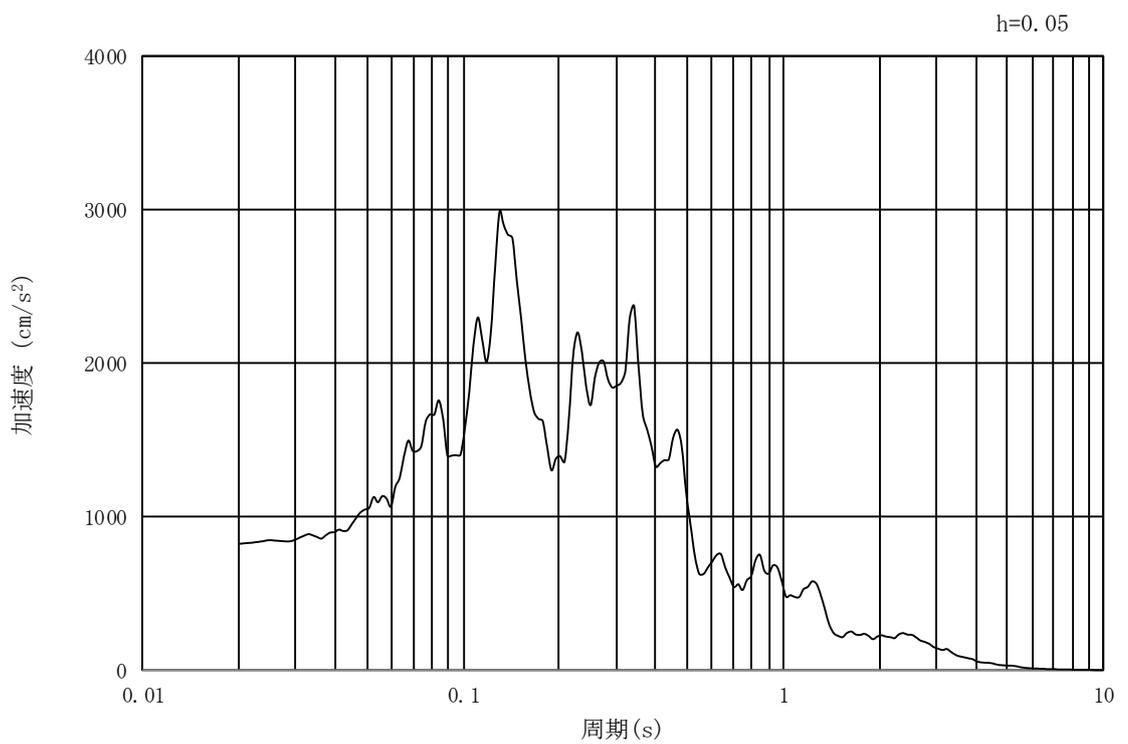


(b) 加速度応答スペクトル

図 15.3-23 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(②-②断面方向, 鉛直成分: $S_s - 21$)

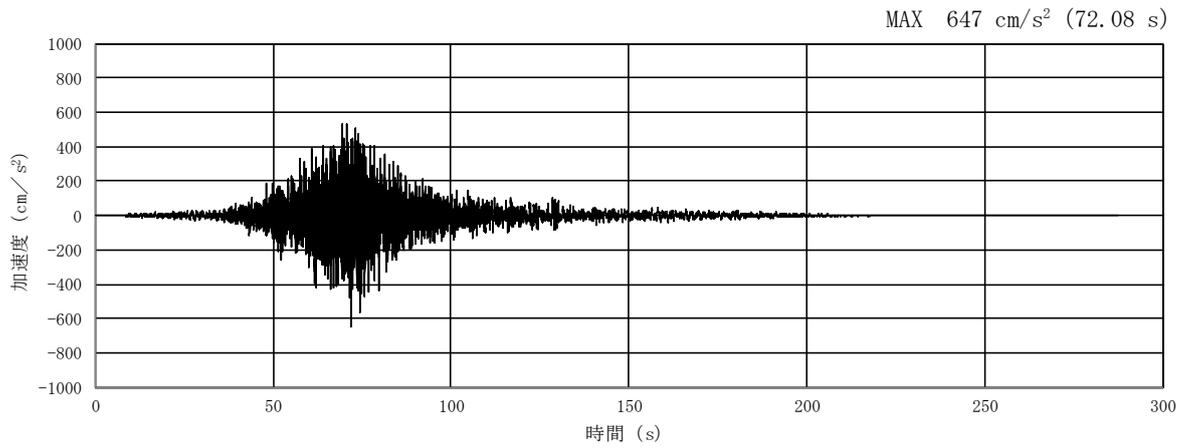


(a) 加速度時刻歴波形

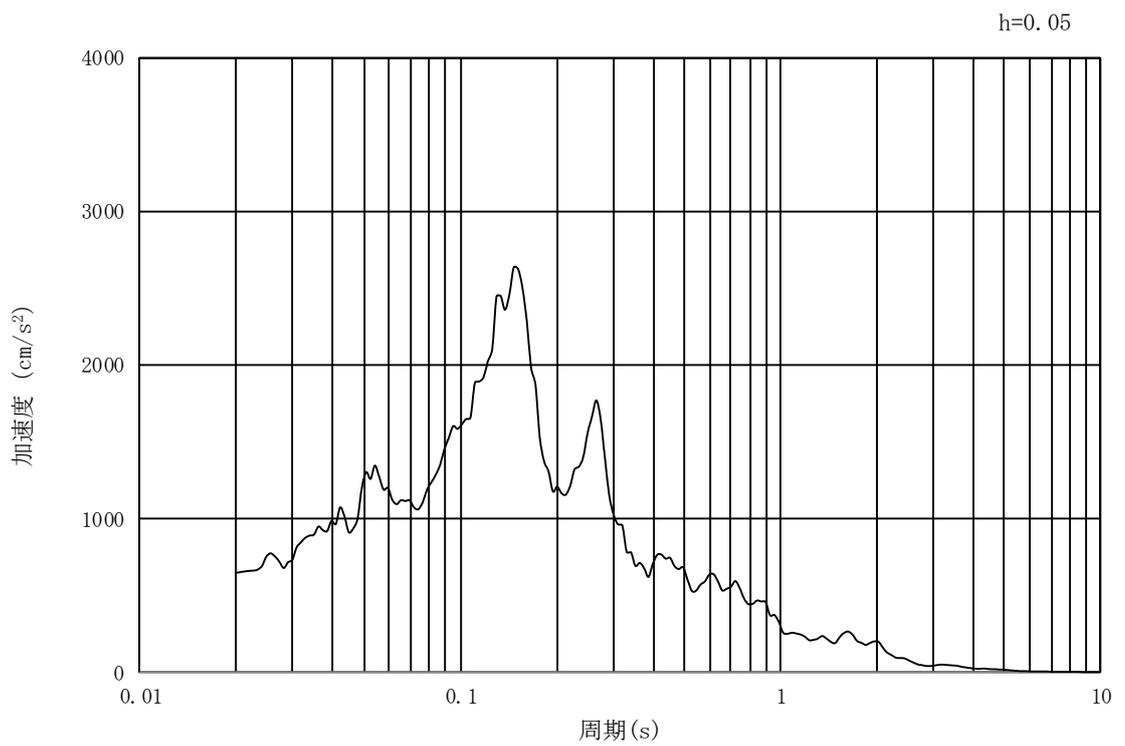


(b) 加速度応答スペクトル

図 15.3-24 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
 (②-②断面方向, 水平成分: $S_s - 22$)

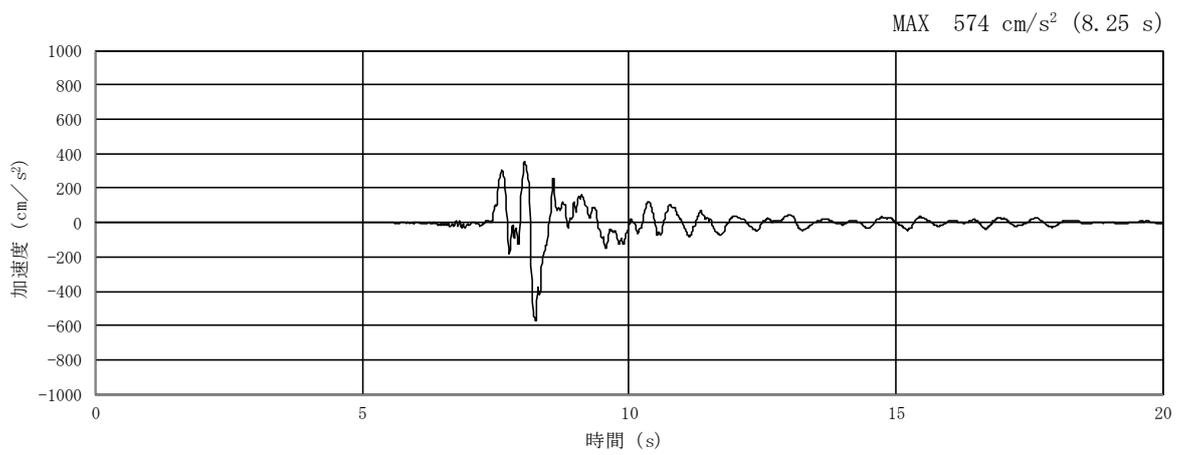


(a) 加速度時刻歴波形

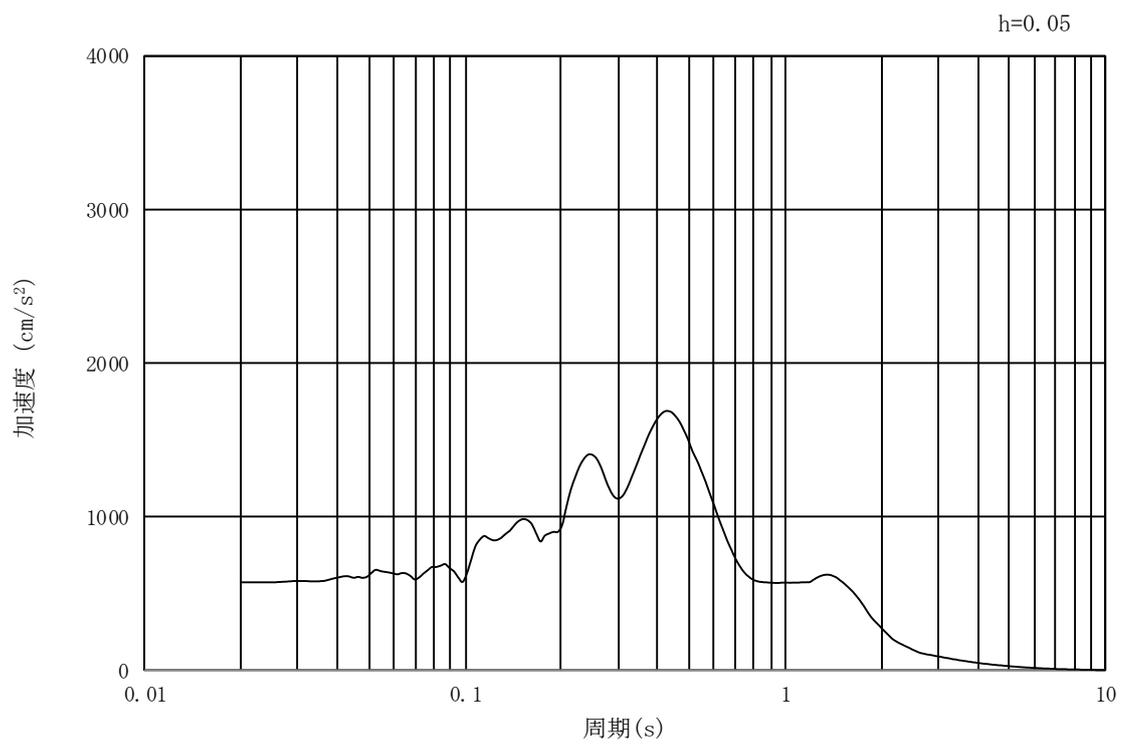


(b) 加速度応答スペクトル

図 15.3-25 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(②-②断面方向, 鉛直成分: $S_s - 22$)

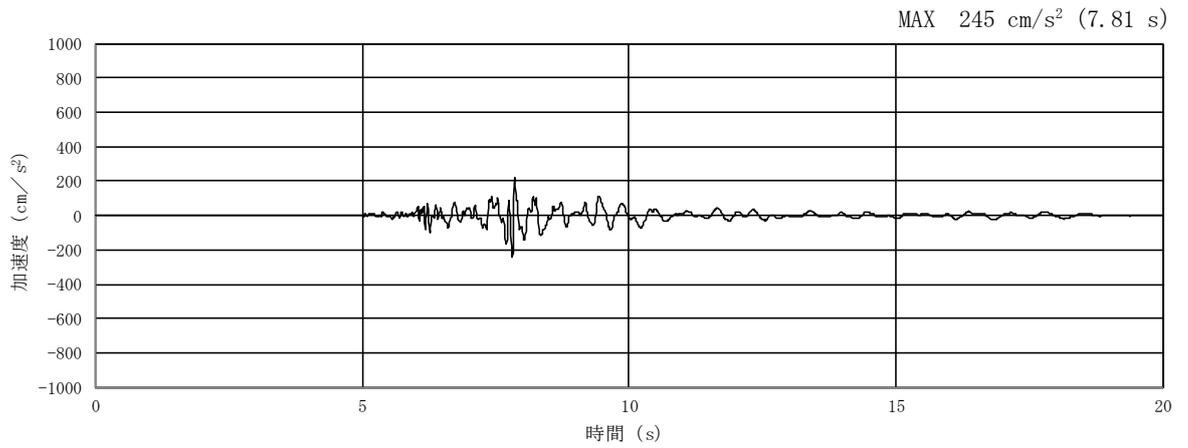


(a) 加速度時刻歴波形

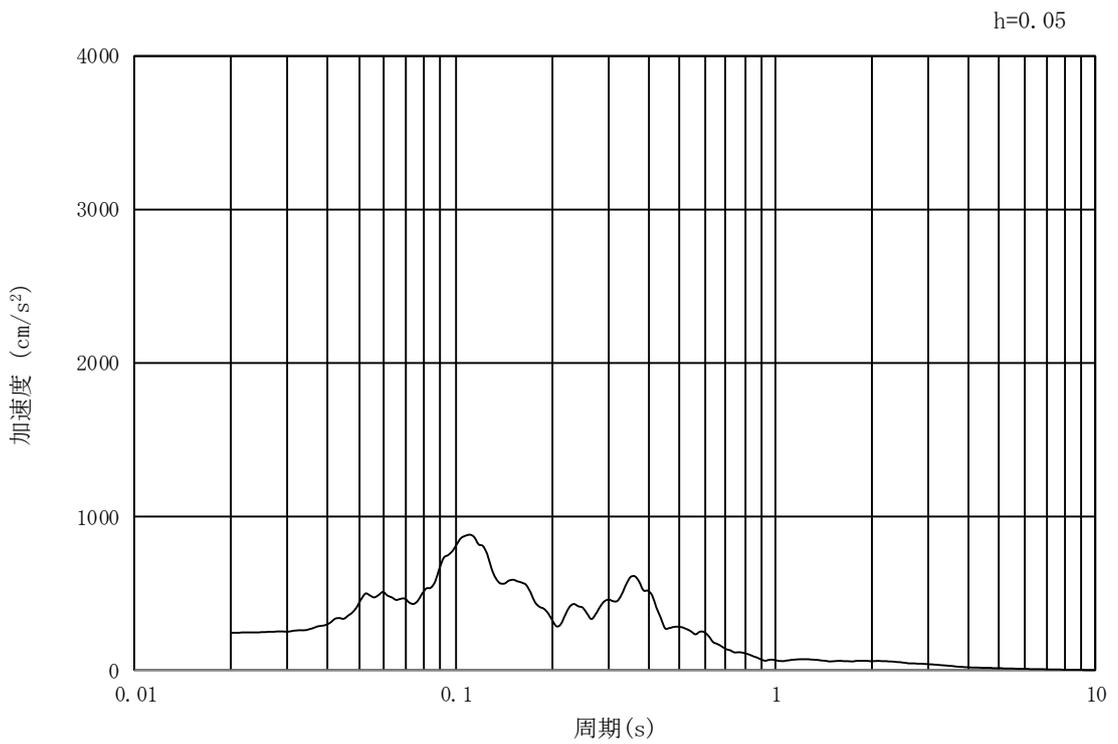


(b) 加速度応答スペクトル

図 15.3-26 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分： $S_s - 31$)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 15.3-27 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分： $S_s - 31$)

15.3.7 評価内容

海水引込み管の横断面方向の評価は、2次元有効応力解析により得られる照査用応答値が、「15.2.7 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

(1) 海水引込み管

海水引込み管の評価は、鋼材の曲げモーメント及び軸力より算定される曲げ軸応力並びにせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

a. 曲げモーメント及び軸力に対する照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

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

ここで、

σ : 海水引込み管の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm²)

M : 曲げモーメント (N・mm)

Z : 断面係数 (mm³)

N : 軸力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

b. せん断力に対する照査

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力がせん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

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

ここで、

τ : 海水引込み管のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

S : せん断力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

(2) 基礎地盤の支持力

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

15.4 縦断面方向応力の評価方法

海水引込み管は、縦断面方向に長大な構造であることを考慮し、縦断面方向の発生応力についても評価する。

海水引込み管は Km 層に敷設されているため、Km 層上部の地層の影響を受けにくく、また Km 層上部は水平成層であることから縦断面方向応力は、1次元有効応力解析から得られる水平地盤変位を考慮した応答変位法による応力解析にて求める。なお、海水引込管敷設区間は地表面標高の変化があり、土被りも変化することから、最深部に対する相対変位として、土被りの大きい側（SA用海水ピット位置）、及び土被りの小さい側（SA用海水ピット取水塔位置）において1次元有効応力解析を実施し、最深部に対する最浅部の相対変位と最深～最浅区間の地盤バネの積、すなわち応答変位法の解析モデルへの入力荷重強度が最大となるケースに対して評価を実施する。

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知られている。したがって、海水引込み管の縦断面方向の評価においては、図 15.4-1 に示すような水平方向に伝播する地震波（進行方向に対して直角方向に振動する進行波）による周辺地盤の変位を考慮する。

応答変位法による解析には、解析コード「Engineer's Studio Ver. 6.00.04」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、「V-5-39 計算機プログラム」（解析コード）の概要」に示す。

縦断面方向応力の評価フローを図 15.4-2 に示す。

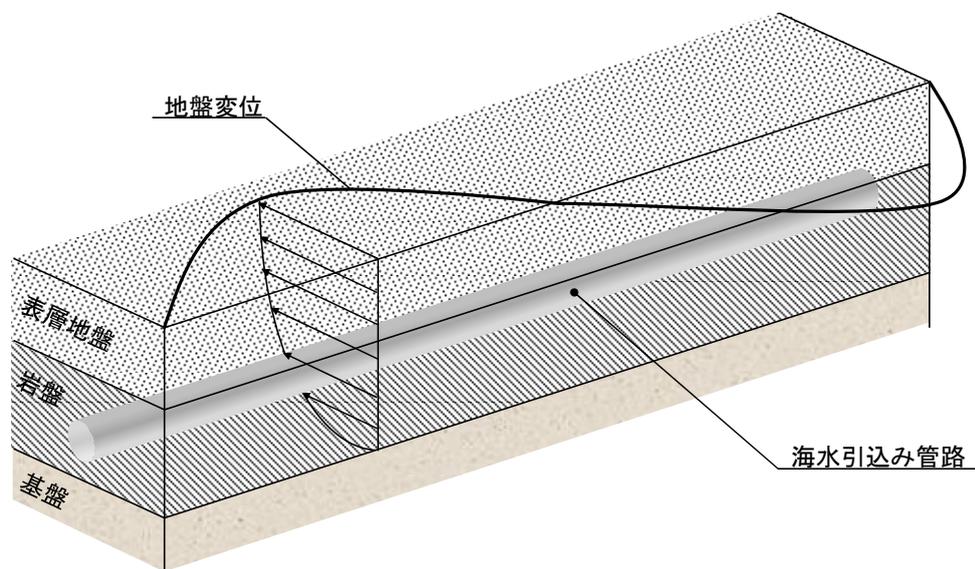


図 15.4-1 縦断面方向の耐震評価イメージ

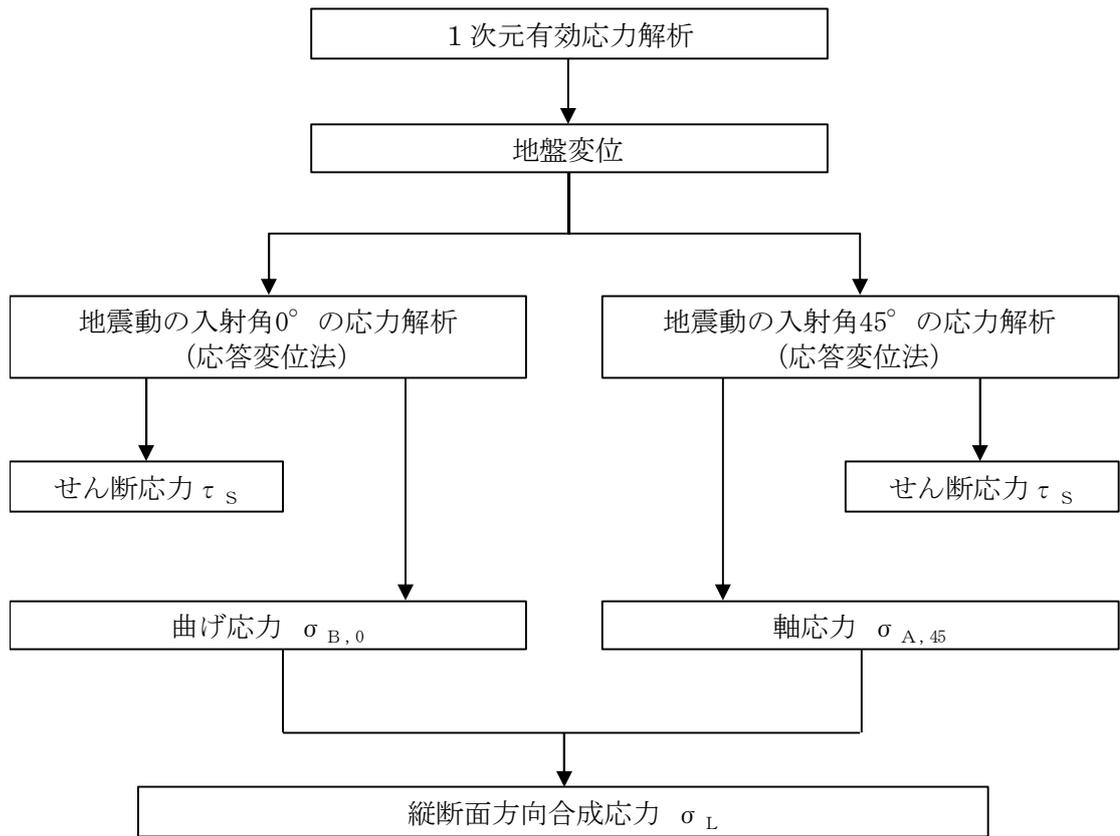


図 15.4-2 縦断面方向応力の評価フロー

15.4.1 1次元有効応力解析モデル

(1) 地盤のモデル化

1次元有効応力解析モデル底面はT.P. -130 mとし、構造物中心位置の地層構成に基づき作成した地盤モデルを用いる。解析モデル底面には、T.P. -130 m位置の密度、せん断波速度及び疎密波速度を有する粘性境界を設定する。1次元有効応力解析には解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、「V-5-10 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。評価対象である①-①断面及び③-③断面の1次元有効応力解析モデル概念図を図15.4-3に示す。

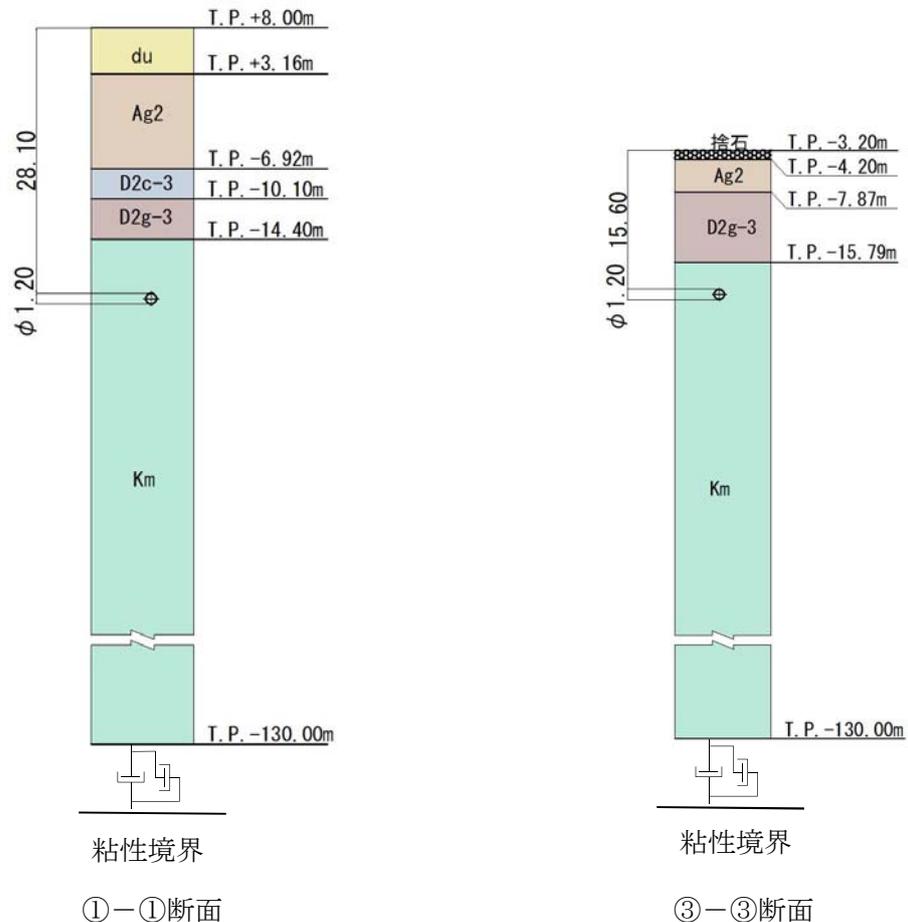


図 15.4-3 1次元有効応力解析モデル概念図

(2) 入力地震動

地震応答解析の入力地震動は、「15.3.6 入力地震動の設定」に従う。

(3) 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、固有値解析にて求められる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下のRayleigh減衰にて与える。なお、Rayleigh減衰を $\alpha = 0$ となる剛性比例型減衰とする。

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

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

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

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K] : \text{減衰係数マトリックス}$$

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。

Rayleigh減衰の設定フローを図15.4-4に、固有値解析結果を表15.4-1に示す。

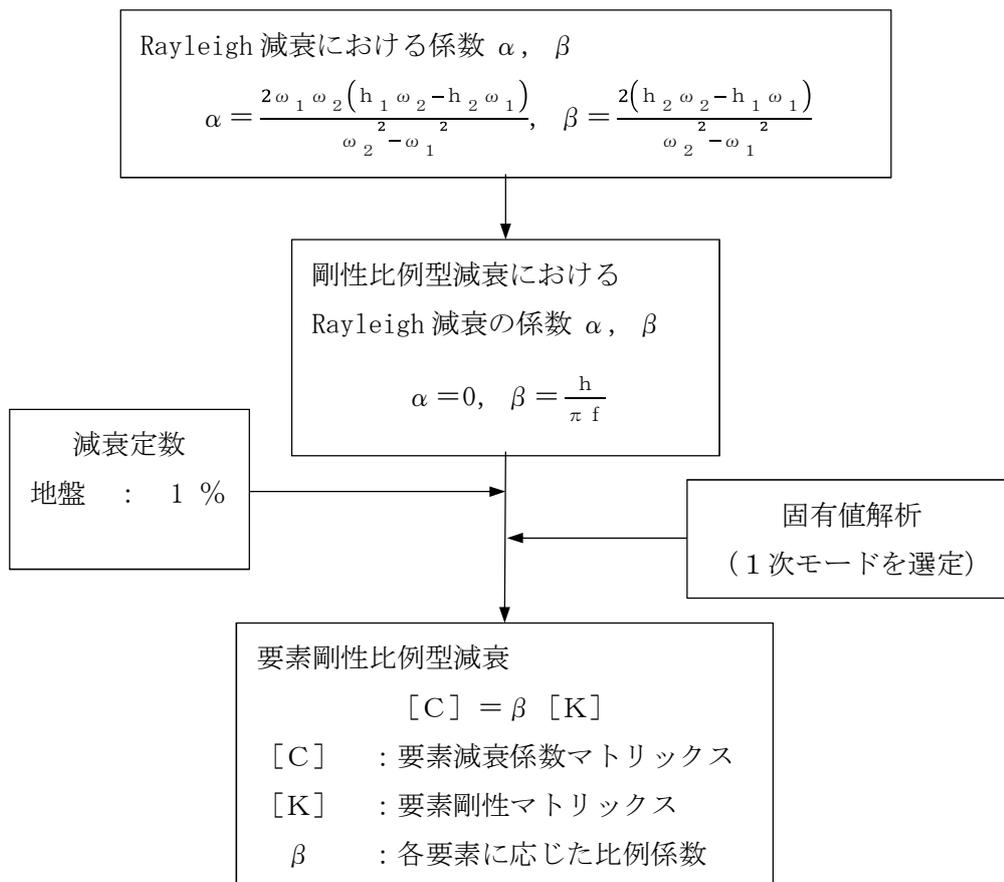


図 15.4-4 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 15.4-1 (1) 固有値解析結果

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

(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)

(①-①断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.726	36.64	1次として採用
2	1.857	-11.52	—
3	2.801	8.90	—
4	2.932	0.00	—
5	4.133	6.37	—
6	5.278	4.03	—
7	6.246	-3.92	—
8	7.575	-3.37	—
9	8.740	2.39	—

表 15.4-1 (2) 固有値解析結果

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

(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)

(①-①断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.728	36.73	1次として採用
2	1.935	-11.76	—
3	2.893	8.34	—
4	2.932	0.00	—
5	4.186	6.34	—
6	5.440	4.20	—
7	6.390	3.61	—
8	7.662	-3.37	—
9	8.872	0.00	—

表 15.4-1 (3) 固有値解析結果
 (検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)
 (①-①断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.722	36.51	1次として採用
2	1.757	-11.36	—
3	2.718	9.50	—
4	2.931	0.00	—
5	4.064	6.29	—
6	5.054	4.01	—
7	6.119	-4.21	—
8	7.450	-3.26	—
9	8.425	2.40	—

表 15.4-1 (4) 固有値解析結果
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)
 (①-①断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.706	35.51	1次として採用
2	1.444	-12.93	—
3	2.565	10.04	—
4	2.948	0.00	—
5	3.400	-5.35	—
6	4.476	-5.84	—
7	5.333	2.98	—
8	6.354	4.28	—
9	7.495	-1.97	—

表 15.4-1 (5) 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)

(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

(③-③断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.823	24.98	1次として採用
2	2.379	8.37	—
3	3.212	0.00	—
4	3.700	-4.66	—
5	4.827	3.73	—
6	6.244	3.14	—
7	7.779	-2.49	—
8	9.295	2.01	—
9	9.656	0.00	—

表 15.4-1 (6) 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)

(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)

(③-③断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.823	24.99	1次として採用
2	2.399	8.43	—
3	3.212	0.00	—
4	3.820	4.78	—
5	4.997	3.50	—
6	6.340	3.05	—
7	7.878	2.49	—
8	9.460	-2.03	—
9	9.657	0.00	—

表 15.4-1 (7) 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)
 (③-③断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.822	24.97	1次として採用
2	2.350	8.26	—
3	3.212	0.00	—
4	3.535	-4.60	—
5	4.677	4.01	—
6	6.150	3.19	—
7	7.636	-2.47	—
8	9.047	2.00	—
9	9.655	0.00	—

表 15.4-1 (8) 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)
 (③-③断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.818	24.64	1次として採用
2	1.877	-6.85	—
3	2.879	6.94	—
4	3.232	0.00	—
5	4.427	-4.29	—
6	5.310	2.53	—
7	6.548	3.08	—
8	8.101	2.18	—
9	8.947	-1.58	—

15.4.2 縦断面方向の応力解析

縦断面方向の応力解析（応答変位法）の概念図を図 15.4-5 に示す。

同図より、縦断面方向の応力解析においては、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 $U_h(x)$ と波長 L より、次式で与えられ
る。

$$\varepsilon_G(x) = \frac{dU(x)}{dx} = 2\pi \frac{U_0}{L} \cdot \cos\left(\frac{2\pi}{L}x + \phi\right)$$

ここで、

$$U_h(x) = U_0 \cdot \sin\left(\frac{2\pi}{L}x + \phi\right)$$

U_h : 水平変位 (m)

U_0 : 管軸位置の地盤の水平方向最大応答変位 (m)
(1次元有効応力解析の結果より)

L : 地震動の波長 (m)

x : 地震動に沿った距離 (m)

ϕ : 地震動の位相 (°)

以上より、最大地盤ひずみは次式で表される。

$$\varepsilon_G(x) = 2\pi \frac{U_0}{L}$$

表 15.4-2 に、各入力地震動に対する 1次元有効応力解析結果による引込み管の設置
深度間の相対変位の比較を示す。これより、 S_s-31 を代表ケースとして選定する。

また、表 15.4-3 に、有効応力解析結果で引込み管の最深部に対して相対変位が最大
となる地震動 S_s-31 について算出した地盤ひずみの最大値並びに変形係数から算定
される荷重強度を示す。この結果から、荷重強度が最大となる S_s-31 (地盤ケース
①) を縦断面方向の検討ケースとして選定する。

さらに、 S_s-31 (地盤ケース①) のうち地盤バネの設定ケースごとの荷重強度比
較を表 15.4-4 に示す。

この結果から、①-①断面及び③-③断面の解析位置において、荷重強度が最大となる
 S_s-31 (検討ケース①) に対して最大相対変位発生時刻の地盤バネを用いて応答変位
法による縦断面方向の応力解析を実施する。

表 15.4-2 水平方向最大相対変位比較

地震動	検討ケース	相対水平変位 (SA用海水ピット, mm)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1		3.14					
S _s -11		1.38					
S _s -12		3.03					
S _s -13		2.92					
S _s -14		2.28					
S _s -21		2.65					
S _s -22		2.67					
S _s -31		3.90	4.10	3.80	1.80	3.60	3.70

地震動	検討ケース	相対水平変位 (SA用海水ピット取水塔, mm)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1		2.56					
S _s -11		1.32					
S _s -12		2.44					
S _s -13		2.27					
S _s -14		1.78					
S _s -21		2.38					
S _s -22		2.59					
S _s -31		3.60	3.70	3.50	1.60	3.20	3.30

表 15.4-3 地盤の最大ひずみと荷重強度 (S_s-31)

解析位置	断面	検討ケース*	水平方向最大応答変位 (m)	地震動の波長 (m)	最大地盤ひずみ	変形係数 (kN/m ²)	荷重強度 (kN/m ²)
SA用海水ピット	①-①	①	0.004	160	1.571×10^{-4}	433413	68.1
		②	0.004	160	1.571×10^{-4}	442731	69.6
		③	0.004	170	1.478×10^{-4}	422129	62.4
		④	0.002	160	7.854×10^{-5}	523788	36.6
		⑤	0.004	160	1.571×10^{-4}	475288	74.7
		⑥	0.004	160	1.571×10^{-4}	466264	73.3
SA用海水ピット取水塔	③-③	①	0.004	100	2.513×10^{-4}	439758	110.5
		②	0.004	100	2.513×10^{-4}	431124	108.3
		③	0.004	100	2.513×10^{-4}	435242	109.4
		④	0.002	100	1.257×10^{-4}	348702	43.8
		⑤	0.003	100	1.885×10^{-4}	410305	77.3
		⑥	0.003	100	1.885×10^{-4}	386492	72.8

注記* : ① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース

③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

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

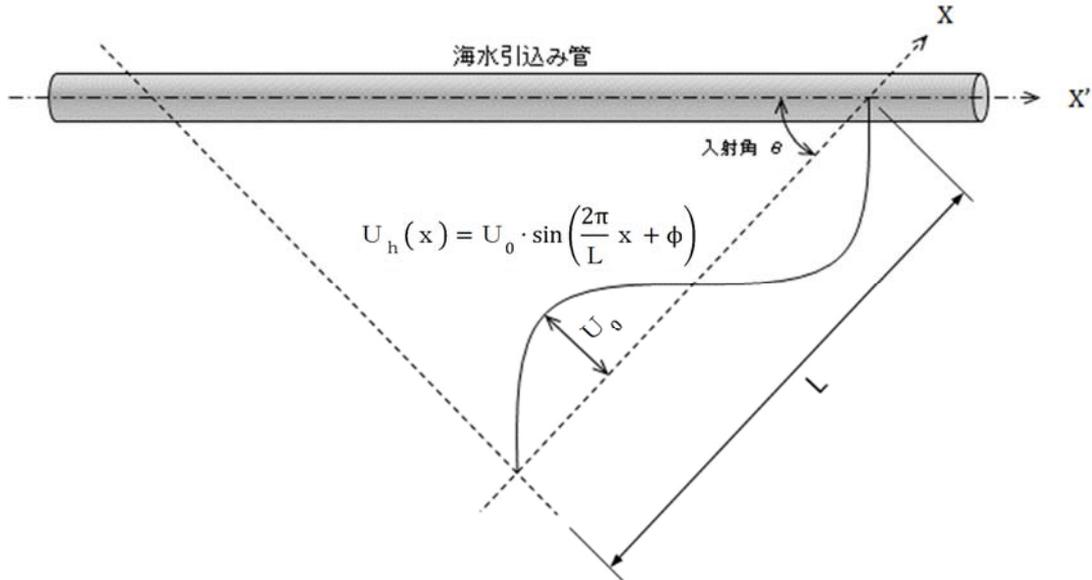
⑤ : 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

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

表 15.4-4 地盤バネの設定ケースと荷重強度 (S_s-31)

地盤 バネ	地盤バネの設定	最大 地盤ひずみ	割線 剛性 (kN/m ²)	荷重 強度 (kN/m ²)
バネ3	管設置深度区間の応答加速度が 最大となる地盤物性により設定	2.513×10^{-4}	247967	62.3
バネ4	管設置深度区間の相対変位が 最大となる地盤物性により設定	2.513×10^{-4}	439758	110.5
バネ5	管設置深度区間のせん断ひずみが 最大となる地盤物性により設定	2.513×10^{-4}	397399	99.9

(平面図)



U_h : 水平変位 (m)

U_0 : 縦断面位置の地盤の水平方向最大応答変位*1 (m) (1次元有効応力解析の結果より)

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 (°)

90° ごとに変化させて入力する。

注記 *1 : 応答解析における地盤変位は、水道施設耐震工法指針・解説 1997 年版 (日本水道協会, 1997 年) に基づき、縦断面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 年版 (日本水道協会, 1997 年) に基づく。

図 15.4-5 縦断面方向の応力解析の概念図

(1) 縦断面方向の解析モデル

縦断面方向の応力解析モデルを図 15.4-6 に示す。

a. 構造部材

構造部材は、線形はり要素によりモデル化する。

b. 境界条件

海水引込み管の両端は SA 用海水ピットと SA 用海水ピット取水塔に可とう管を介して接続されることから、可とう管位置の 2 重節点で縦断面方向及び水平鉛直面の曲げ方向については自由度を与え、水平鉛直方向については固定条件で連結する。一方、管路中間部に可とう管が設置される箇所については、可とう管位置の 2 重節点で全方向に自由度を与えることにより、可とう管の応力解放効果を考慮する。

縦断面方向の解析は、はり要素でモデル化した海水引込み管の各節点に対して、地盤バネを介して変位を入力する応答変位法により実施して、最大の管応力に対して評価する。したがって、管応力の評価に対して、可とう管の接続条件の影響は小さい。一方、可とう管の変位量に対しては、可とう管としてのバネを設定しないことで保守的に評価する。可とう管位置の 2 重節点の相対変位が可とう管の許容変位以下に収まることを確認する。

c. 地盤バネの設定

地盤は、非線形バネ要素でモデル化する。

地盤バネは 1 次元有効応力解析を行い設定する。管応力にとって厳しくなる地震波を抽出し、その地震波で管深度の相対水平変位最大時刻 t_{\max} における平均有効主応力とせん断ひずみの深度分布に着目し以下の手順で地盤反力係数を設定する。なお、管軸方向地盤バネ及び管軸直交方向地盤バネは、道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）に基づき設定する。

(a) 地盤バネ定数

イ. 管軸直交方向地盤バネ

水平方向及び鉛直方向の管軸直交方向地盤バネ定数は、次式により求める。

$$k_n = k_{n0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$K_n = A_n \cdot k_n$$

ここで、

k_n : 管軸直交方向地盤反力係数 (kN/m³)

k_{n0} : 直径 0.3 m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する管軸直交方向地盤反力係数 (kN/m³) で、各種土質試験または調査により求めた変形係数 E_s から推定する場合は、 $k_{n0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_s$ により求める。

B_n : 基礎の換算載荷幅 (m) で、 $B_n = \sqrt{A_n}$ により求める

α : 地盤反力係数の換算係数 ($\alpha = 1$ とする。)

A_n : 載荷方向の投影面積 = $D \times L$ (m²)

- D : 管径 (m)
 L : 分担長 (m)
 K_n : 管軸方向地盤バネ定数 (kN/m)

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

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

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

- γ : せん断ひずみ
 σ'_m : 平均有効主応力 (kN/m²)
 E_s : 変形係数 (kN/m²)
 ν_d : 動ポアソン比
 G_s : 割線剛性 (kN/m²)
 τ_s : 骨格曲線上のせん断応力 (kN/m²)
 G_{ma} : 基準せん断剛性, σ'_{ma} における微小せん断ひずみでの初期せん断剛性 (kN/m²)
 σ'_{ma} : 基準平均有効主応力 (kN/m²)
 c : 地盤の粘着力 (kN/m²)
 * c は K_m 層の非排水せん断強度
 ϕ_{CD} : 内部摩擦角 (°)

ロ. 管軸方向地盤バネ

管軸方向地盤バネは次式により求める。

$$k_s = 0.3 \cdot k_n$$

$$K_s = k_s \cdot \pi \cdot D \cdot L$$

ここで,

- k_n : 管軸直交方向地盤反力係数 (kN/m³)
 k_s : 管軸方向地盤反力係数 (kN/m³)
 K_s : 管軸方向地盤バネ定数 (kN/m)
 D : 管外径 (m)
 L : 分担長 (m)

(b) 地盤バネの反力上限値

イ. 管軸直交方向地盤バネの反力上限値

管軸直交方向地盤バネの反力上限値を次式により求める。

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

$$P_f = A_n \cdot \sigma_f$$

ここで、

σ_f : 時刻 t_{max} における各地盤深度の σ'_m に対応する軸圧縮応力の上限值 (kN/m²)

t_{max} : 管上下間最大変位時刻

P_f : 管軸直交方向の地盤バネの反力上限値 (kN)

A_n : 载荷方向の投影面積 = $D \times L$ (m²)

D : 管外径 (m)

L : 分担長 (m)

ロ. 管軸方向地盤バネの反力上限値

管軸方向地盤バネの反力上限値を次式により求める。

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

$$S_f = \pi \cdot D \cdot L \cdot \tau_f$$

ここで、

τ_f : 時刻 t_{max} における各地盤深度の σ'_m に対応するせん断応力の上限值 (kN/m²)

t_{max} : 管上下間最大変位時刻

S_f : 管軸方向地盤バネの反力上限値 (kN)

D : 管外径 (m)

L : 分担長 (m)

以上の式より求められる縦断面方向の応力解析に用いる地盤反力係数を表 15.4-5 に示す。

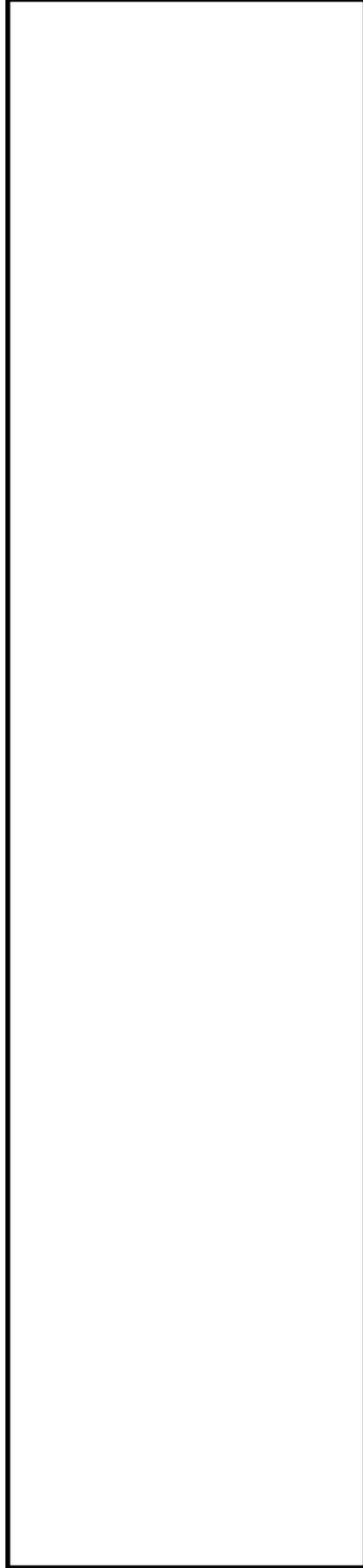


図 15.4-6 縦断面方向の応力解析モデル

表 15.4-5 縦断面方向の応力解析に用いる地盤反力係数
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震動	方向	地盤反力係数 (kN/m ³)	応力上限値 (kN/m ²)
S _s -31	管軸方向	439758	36
	管軸直交方向	1465860	136

(2) 荷重及び荷重の組合せ

縦断面方向の応力解析にて考慮する荷重は、表 15.3-4 に示したとおり、地震時における動土圧（地盤変位）のみとし、躯体に作用する慣性力や内水圧等は、横断面方向応力の評価にて考慮する。

(3) 入力地盤変位

応力解析モデルに入力する地盤変位は、1次元有効応力解析結果から得られる地盤変位のうち、海水引込み管の最深部の管軸中心標高に対するSA用海水ピット取水塔、SA用海水ピットそれぞれの接続箇所管軸中心標高における最大水平相対変位及び地震動の波長を考慮して以下の式で与える。最大水平相対変位の算定概念図を図 15.4-7 に示す。

$$U_h(x) = U_0 \cdot \sin\left(\frac{2\pi}{L}x + \phi\right)$$

ここで、

U_h : 水平変位 (m)

U_0 : 1次元有効応力解析における海水引込み管最深部標高に対する接続標高での最大水平相対変位 (m)

L : 地震動の波長 (m)

x : 地震動に沿った距離 (m)

ϕ : 地震動の位相 (°)

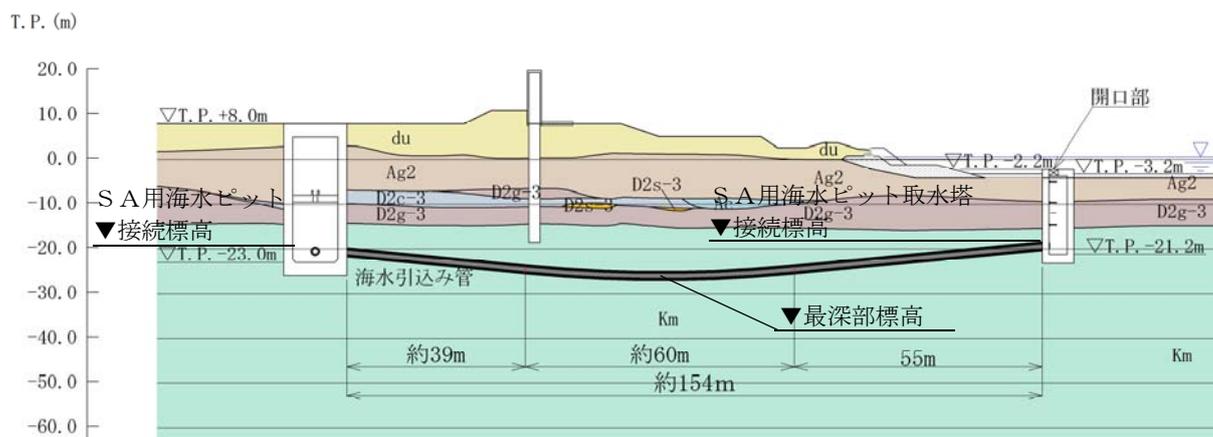


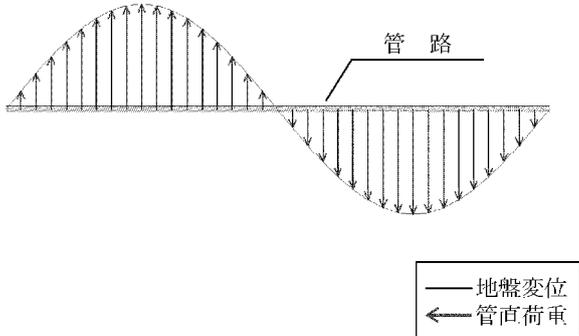
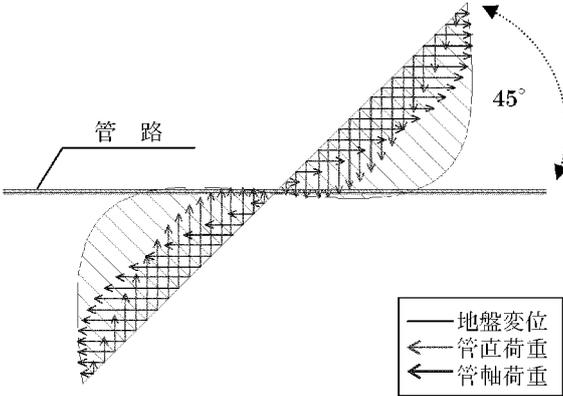
図 15.4-7 最大水平相対変位の算定概念図

ここで、縦断面方向の応力解析にて海水引込み管に発生する応力は、地震動（地盤変位）の入射角 θ により発生値が変化する。表 15.4-4 に示すとおり、入射角 0° で曲げ応力、入射角 45° で軸応力が最大となることから、地震動の入射角は、 0° 及び 45° とする。

なお、保守側の評価となるよう地盤の変位振幅が最大となる地震動の値を用いて設定する。図 15.4-8 に、入射角 0° の場合及び入射角 45° の場合の入力地盤変位 U_h を示す。

また、海水引込み管は岩盤内に設置されることから、鉛直変位についてはほとんど相対差を生じない。したがって、応答変位ではなく縦断面方向の合成応力に考慮する。

表 15.4-4 縦断面方向応力解析における地震動の入射角と発生応力の関係

地震動の入射角 θ	応力発生イメージ	備考
0°		<p>地震動の入射角が 0° の場合、管路と直角方向の地盤変位が最大となるため、管路に発生する曲げ応力が最大となる。なお、軸方向の応力は発生しない。</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。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>

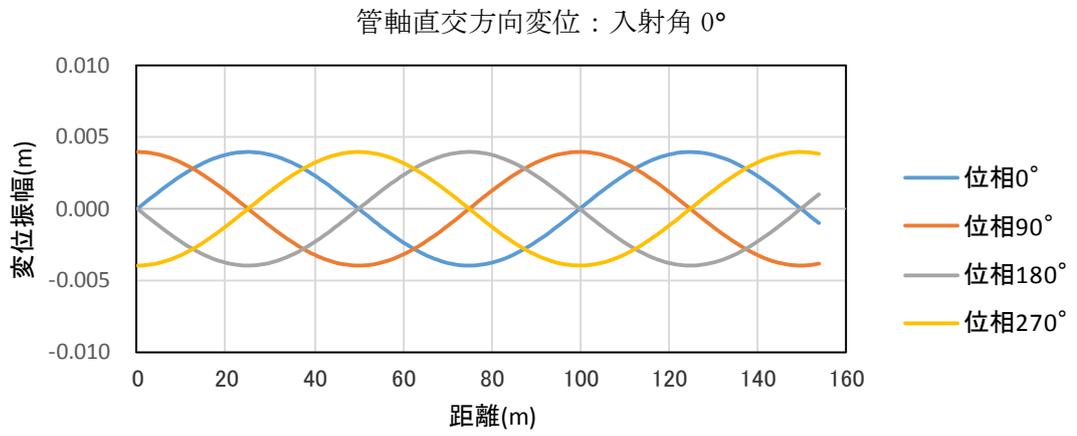
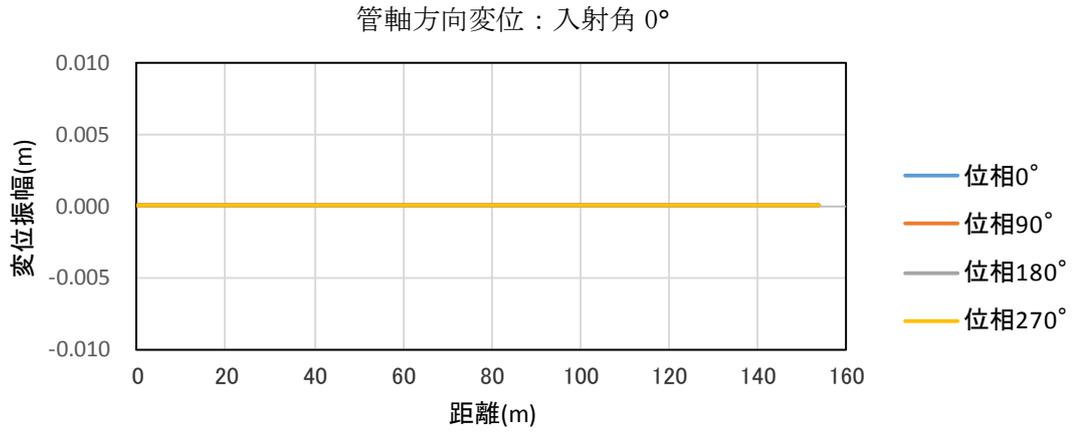
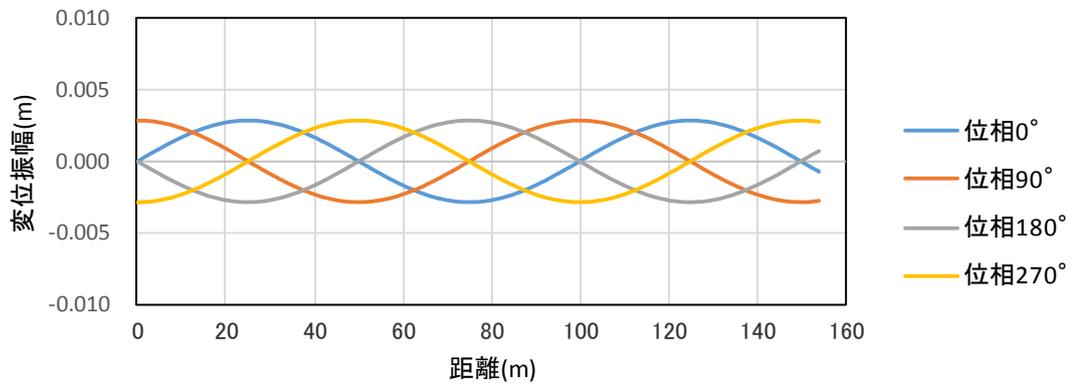


図 15.4-8 (1) 入力地盤変位 (曲げ応力最大ケース [入射角 0°])

管軸方向変位：入射角 45°



管軸直交方向変位：入射角 45°

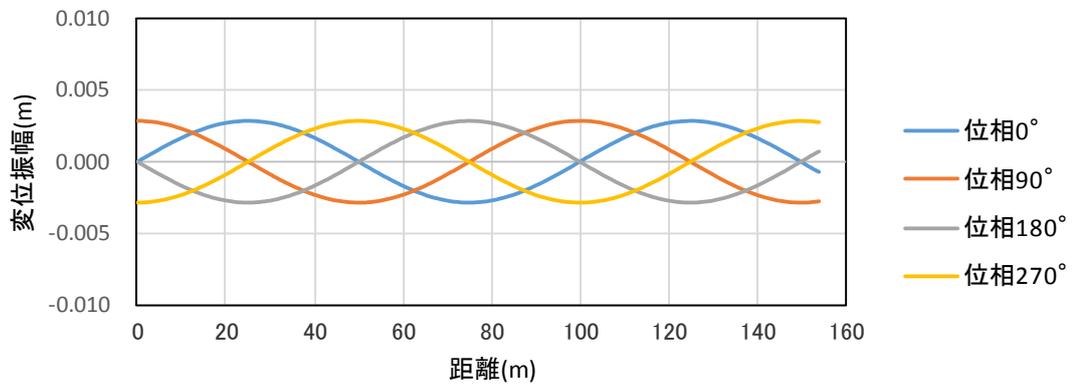


図 15.4-8 (2) 入力地盤変位 (軸応力最大ケース [入射角 45°])

(4) 縦断面方向の合成応力

石油パイプライン事業の事業用施設の技術上の基準の細目を定める告示（昭和四十八年九月二十八日通商産業省・運輸省・建設省・自治省告示第一号）では、縦断面方向に作用する入射角 0° の場合と入射角 45° の場合の合成応力 σ_{1e} を次式で定義している。

$$\sigma_{1e} = \sqrt{3.12\sigma_L^2 + \sigma_B^2}$$

ここで、

$$\sigma_L = \frac{3.14U_h E}{L} \frac{1}{1 + \left(\frac{4.44}{\lambda_1 L}\right)^2}$$

$$\sigma_B = \frac{19.72U_h E}{L^2} \frac{1}{1 + \left(\frac{6.28}{\lambda_2 L}\right)^4}$$

U_h : 表層地盤面の水平変位振幅 (mm)

E : 導管のヤング係数 (N/mm²)

L : 表層地盤の地表面近傍における地震動の波長 (mm)

D : 導管の外径 (mm)

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{K_1}{EA_p}}$$

$$\lambda_2 = \sqrt[4]{\frac{K_2}{EI_p}}$$

K_1 : 縦断面方向の変位に関する地盤の剛性係数 (N/mm²)

K_2 : 横断面方向の変位に関する地盤の剛性係数 (N/mm²)

A_p : 導管の断面積 (mm²)

I_p : 導管の断面二次モーメント (mm⁴)

また、水道施設耐震工法指針・解説 1997 年版（日本水道協会，1997 年）では、縦断面方向の合成応力 σ_x を次式で定義している。

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

ここで、

σ_L : 埋設管路の管軸方向の地盤変位により管体に生じる軸力

σ_B : 埋設管路の管軸直交方向の地盤変位により管体に生じる曲げ応力

σ_x : σ_L と σ_B を二乗和の平方根で重畳した場合の合成応力

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

管軸上で交わり直交する 2 平面内で、それぞれ管軸に 45° の傾きをもつ直交した 2 成分の波動、計 4 成分の波動が入射し軸応力を生じ、また、同時に水平面内で管軸に平行な波動が入射し曲げ応力を生じた場合には、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、次式で表される。

$$\begin{aligned}\sigma_x &= \sqrt{2(1 + 0.75^2)\sigma_L^2 + \sigma_B^2} \\ &= \sqrt{3.12\sigma_L^2 + \sigma_B^2}\end{aligned}$$

図 15.4-9 は、水平及び鉛直面内の波動が、縦断面 (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。

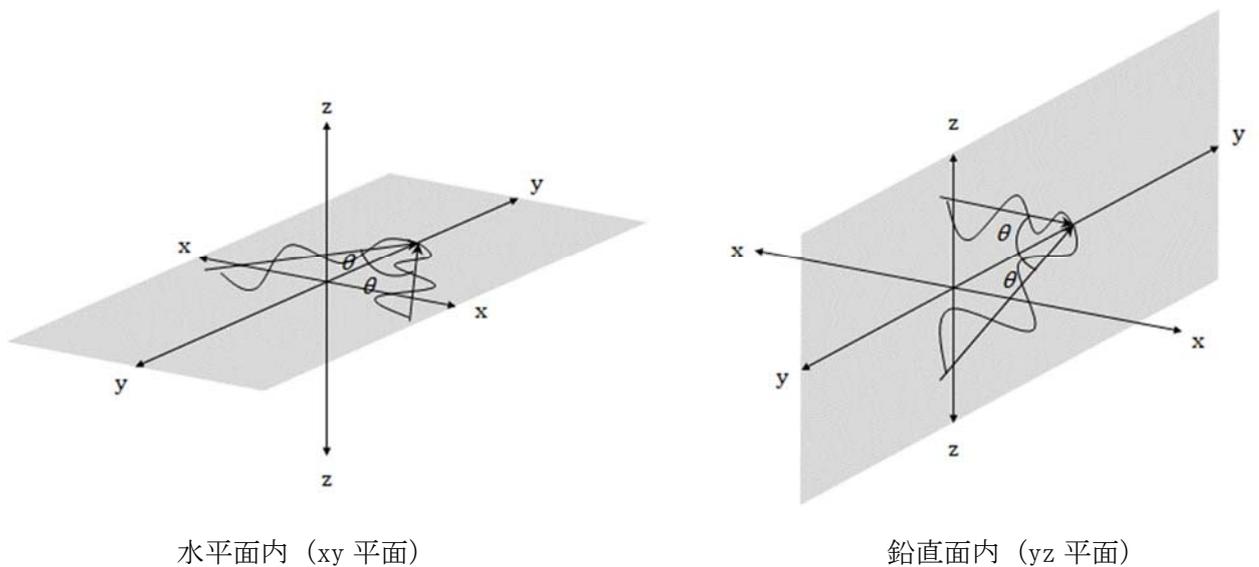


図 15.4-9 水平及び鉛直面内における入射角 θ のイメージ図

つまり、石油パイプライン事業の事業用施設の技術上の基準の細目を定める告示（昭和四十八年九月二十八日通商産業省・運輸省・建設省・自治省告示第一号）で定義している縦断面方向の合成応力と、水道施設耐震工法指針・解説 1997 年版（日本水道協会，1997 年）で定義している縦断面方向の合成応力は同一であり、また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。

15.5 評価結果

15.5.1 地震応答解析結果

海水引込み管の標準断面図を図 15.5-1 に示す。

耐震評価においては、「1.11 屋外重要土木構造物の耐震評価における追加検討ケースの選定について」に基づき、すべての基準地震動 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すべての評価項目について、各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、②～⑥より追加検討ケースを実施した。

(1) 部材に着目した地震時断面力図

2次元有効応力解析の実施ケース及び鋼製管の曲げ軸力、せん断力に対する照査値を表 15.5-1 に示す。

海水引込み管の基準地震動 S_s による②-②断面方向の断面力分布を図 15.5-2 に示す。本図は、構造部材の曲げ軸力及びせん断力照査結果が最大となる時刻における要素ごとの断面力を示したものである。

構造部材の曲げ軸力に対する照査、せん断力に対する照査に対して、検討ケースのうち全時刻における最も厳しい照査値となった照査結果を表 15.5-2 に示す。

最大照査値は、地震動の継続時間が短く大振幅の荷重の繰返し回数は少ないものの、最大荷重振幅時の衝撃的な地震力を有する $S_s - 3$ 1 波で発生している。

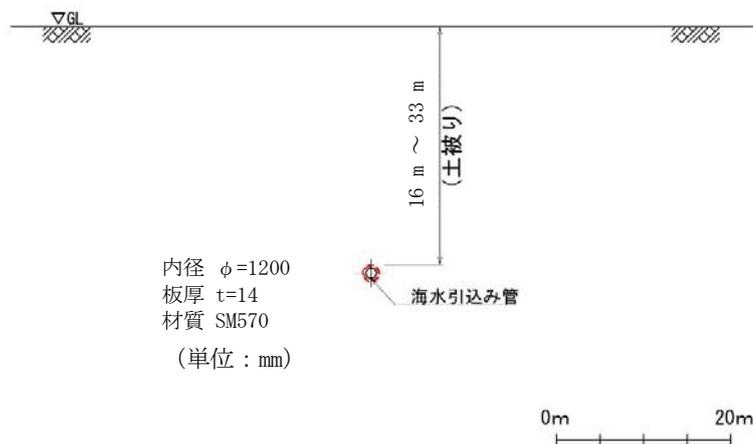


図 15.5-1 海水引込み管 標準断面図

表 15.5-1 (1) ②-②断面の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

鋼製管(②-②断面)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	++		0.07					
	+-		0.07					
	-+		0.07					
	--		0.07					
S _s -11	++		0.05					
S _s -12	++		0.06					
S _s -13	++		0.06					
S _s -14	++		0.05					
S _s -21	++		0.07					
S _s -22	++		0.07					
S _s -31	++		0.08	0.08	0.08	0.06	0.08	0.08
	-+		0.08					

- 注記* : ① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
 ③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
 ④ : 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤ : 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥ : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 15.5-1 (2) ②-②断面のせん断力に対する検討ケースと照査値

鋼製管(②-②断面)

地震動		検討ケース	せん断力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	++		0.001					
	+-		0.001					
	-+		0.001					
	--		0.001					
S _s -11	++		0.001					
S _s -12	++		0.001					
S _s -13	++		0.001					
S _s -14	++		0.001					
S _s -21	++		0.001					
S _s -22	++		0.001					
S _s -31	++		0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
	-+		0.001					

- 注記* : ① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
 ③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
 ④ : 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤ : 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥ : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 15.5-2 (1) 鋼材の曲げ軸力に対する照査 (部材に着目した地震時断面力図)

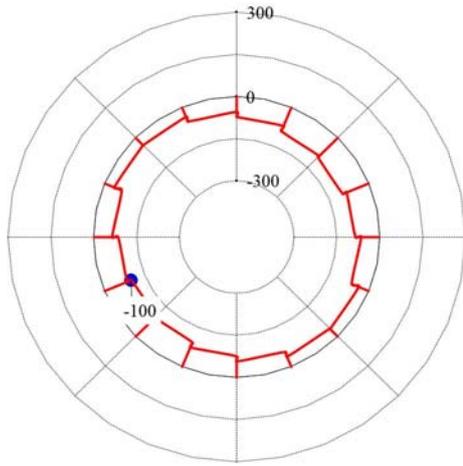
検討 ケース	地震動		曲げ モーメント (kN m/m)	軸力 (kN/m)	発生曲げ 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
②	S _s -31	H+, V+	0.40	100	29	382.5	0.08

注記 ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース

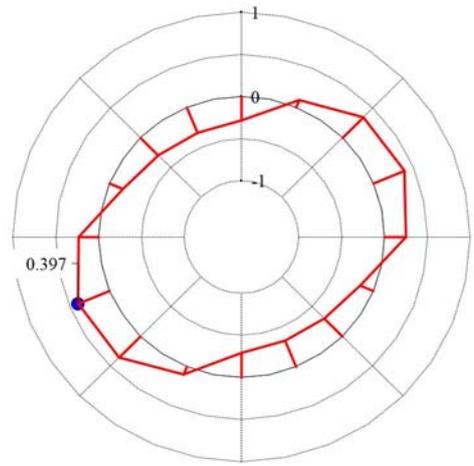
表 15.5-2 (2) 鋼材のせん断力に対する照査 (部材に着目した地震時断面力図)

検討 ケース	地震動		せん断力 (kN/m)	発生せん断 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
②	S _s -31	H+, V+	1.79	0.163	217.5	0.001

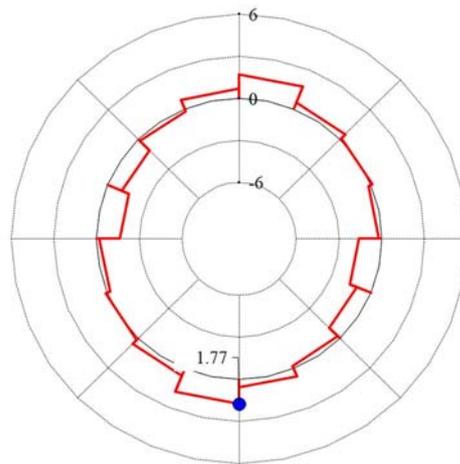
注記 ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース



軸力図 (kN/m)

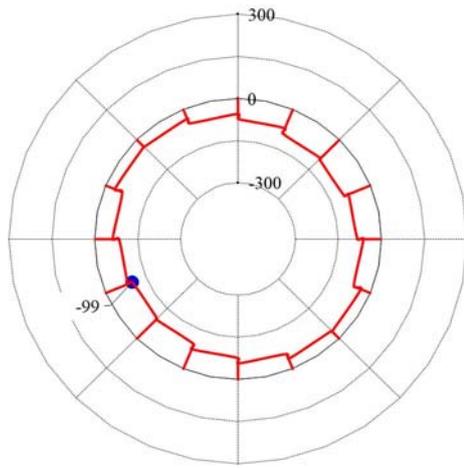


曲げモーメント図 (kN·m/m)

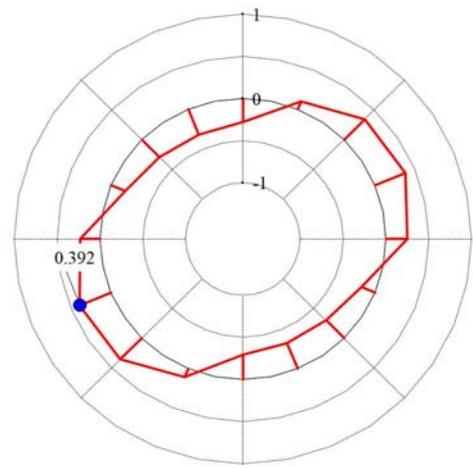


せん断力図 (kN/m)

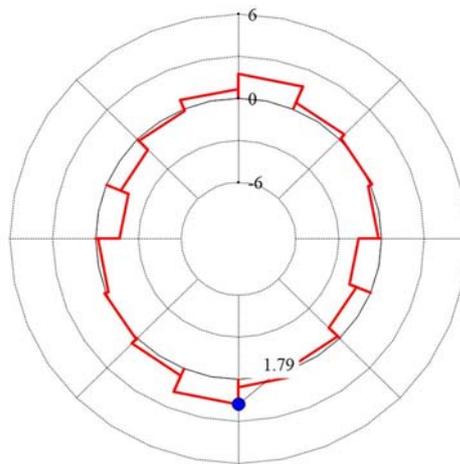
図 15.5-2 (1) 曲げ軸応力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面)
 ($S_s - 3.1$ [H+, V+], $t=8.73$ s)
 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)
 (部材に着目した地震時断面力図)



軸力図 (kN/m)



曲げモーメント図 (kN·m/m)



せん断力図 (kN/m)

図 15.5-2 (2) せん断応力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面)
 ($S_s = 3.1$ [H+, V+], $t=8.71$ s)
 (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)
 (部材に着目した地震時断面力図)

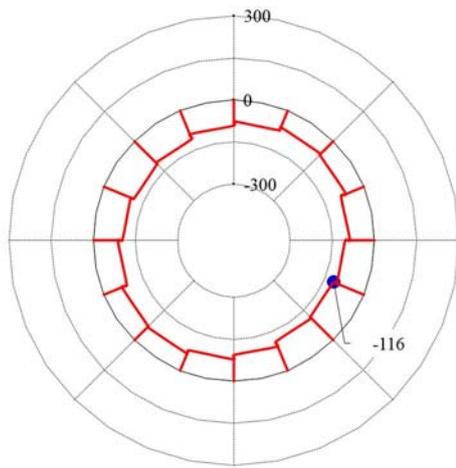
(2) 地震動に着目した地震時断面力図

海水引込み管の各検討ケースにおける最も厳しい照査値と照査項目を表 15.5-3 に示す。基準地震動 S_s による断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 15.5-3 に示す。本図は各検討ケースにおいて，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及び鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査のうち，照査値が最も厳しくなる部材の評価時刻における断面力を示したものである。

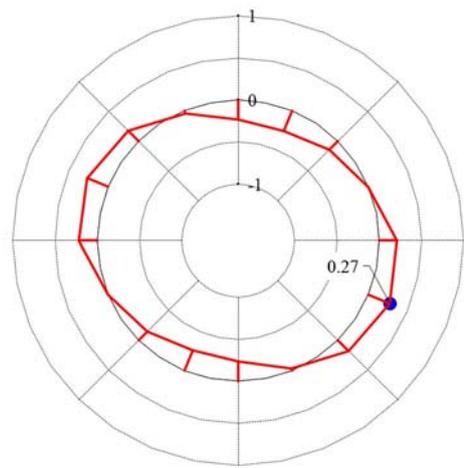
表 15.5-3 各地震動において最も厳しい照査項目に対する照査
(地震動に着目した地震時断面力図)

検討 ケース	地震動		照査項目	曲げ モーメント (kN m/m)	軸力 (kN/m)	発生曲げ 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S_s-D1	H+, V+	曲げ軸力	0.27	116	24.2	382.5	0.07
①	S_s-D1	H+, V-	曲げ軸力	0.23	126	22.8	382.5	0.06
①	S_s-D1	H-, V+	曲げ軸力	0.26	117	23.6	382.5	0.07
①	S_s-D1	H-, V-	曲げ軸力	0.26	113	23.2	382.5	0.07
①	S_s-11		曲げ軸力	0.19	99	18.6	382.5	0.05
①	S_s-12		曲げ軸力	0.28	69	21.4	382.5	0.06
①	S_s-13		曲げ軸力	0.22	104	20.6	382.5	0.06
①	S_s-14		曲げ軸力	0.20	92	18.4	382.5	0.05
①	S_s-21		曲げ軸力	0.30	124	25.9	382.5	0.07
①	S_s-22		曲げ軸力	0.26	131	24.7	382.5	0.07
①	S_s-31	H+, V+	曲げ軸力	0.39	98	28.4	382.5	0.08
①	S_s-31	H-, V+	曲げ軸力	0.39	94	27.6	382.5	0.08

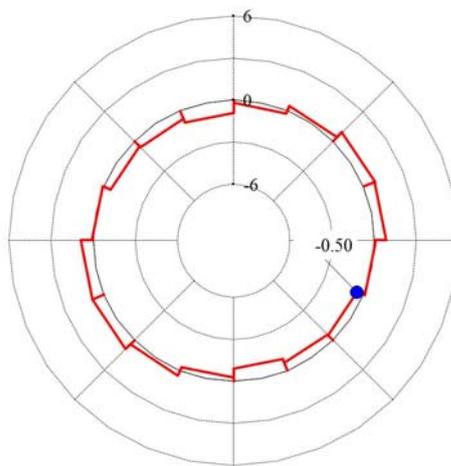
注記* : ① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース



軸力図 (kN/m)

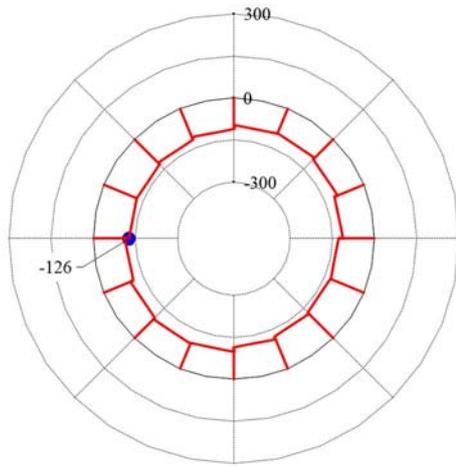


曲げモーメント図 (kN·m/m)

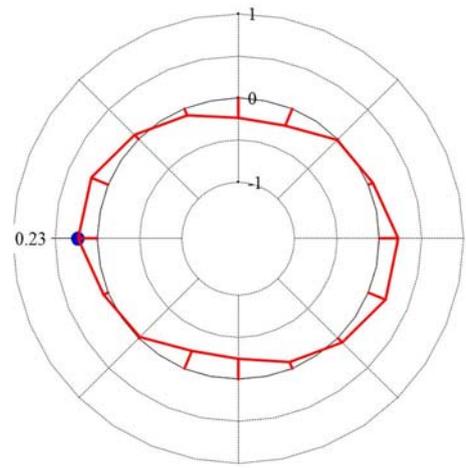


せん断力図 (kN/m)

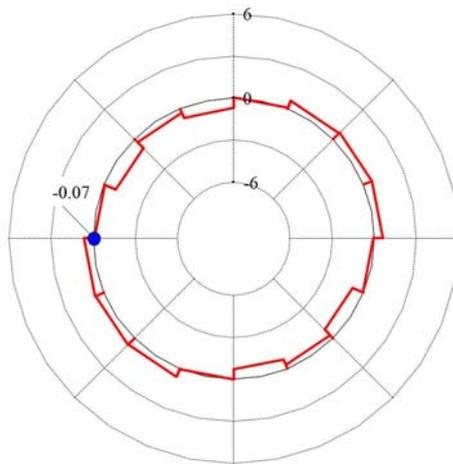
図 15.5-3 (1) 曲げ軸応力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面)
 ($S_s - D 1$ [H+, V+], $t=26.85$ s)
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
 (地震動に着目した地震時断面力図)



軸力図 (kN/m)

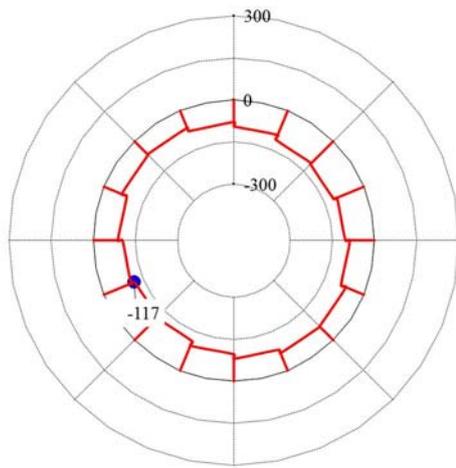


曲げモーメント図 (kN·m/m)

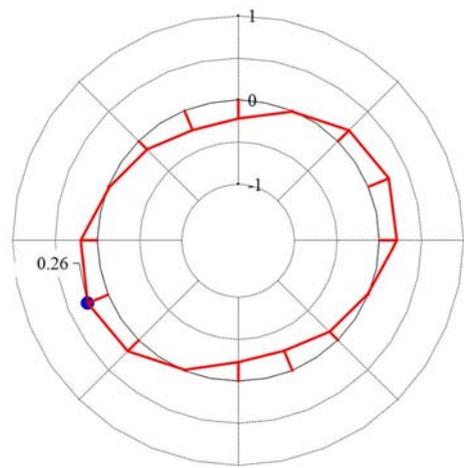


せん断力図 (kN/m)

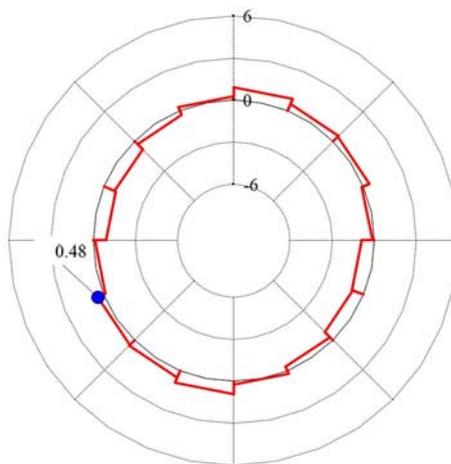
図 15.5-3 (2) 曲げ軸応力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面)
 ($S_s - D 1$ [H+, V-], $t=44.32$ s)
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
 (地震動に着目した地震時断面力図)



軸力図 (kN/m)

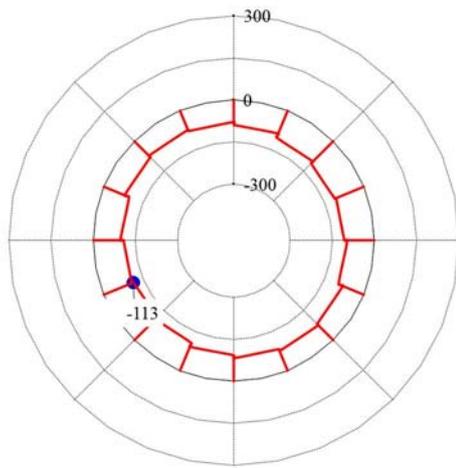


曲げモーメント図 (kN·m/m)

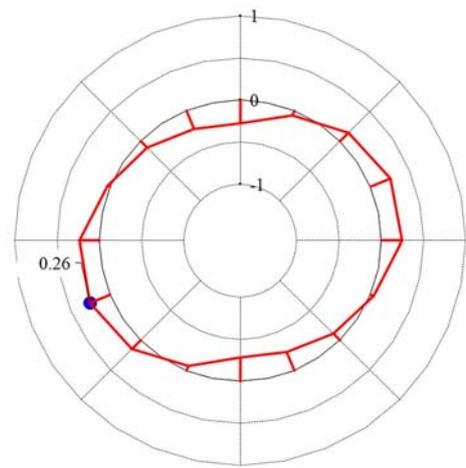


せん断力図 (kN/m)

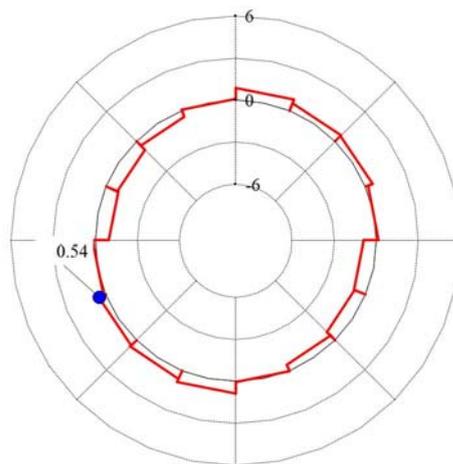
図 15.5-3 (3) 曲げ軸応力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面)
 ($S_s - D 1$ [H-, V+], $t=26.85$ s)
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
 (地震動に着目した地震時断面力図)



軸力図 (kN/m)

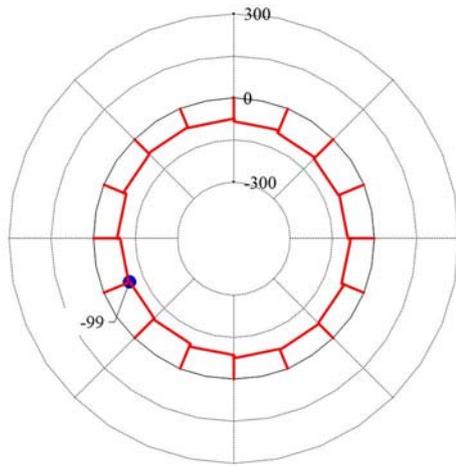


曲げモーメント図 (kN·m/m)

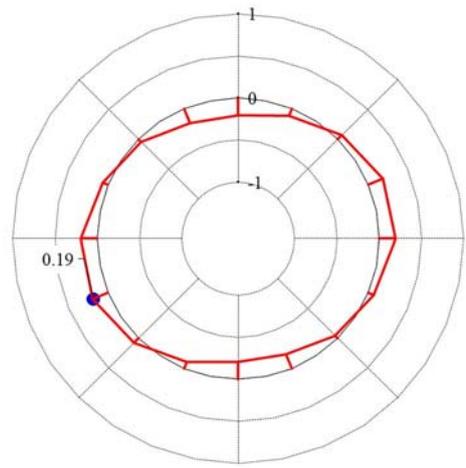


せん断力図 (kN/m)

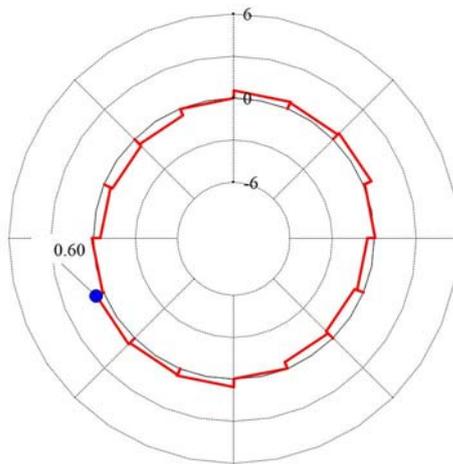
図 15.5-3 (4) 曲げ軸応力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面)
 ($S_s - D 1$ [H-, V-], $t=60.49$ s)
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
 (地震動に着目した地震時断面力図)



軸力図 (kN/m)

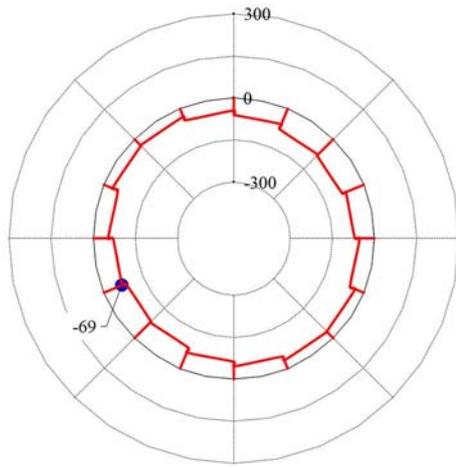


曲げモーメント図 (kN·m/m)

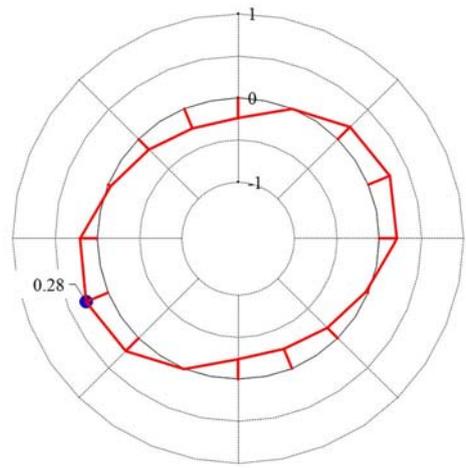


せん断力図 (kN/m)

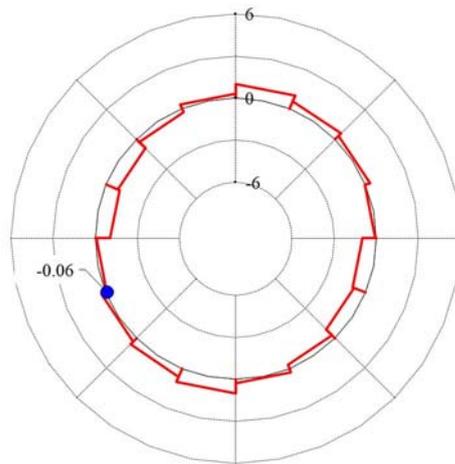
図 15.5-3 (5) 曲げ軸応力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面)
 ($S_s = 1.1$, $t = 25.43$ s)
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
 (地震動に着目した地震時断面力図)



軸力図 (kN/m)

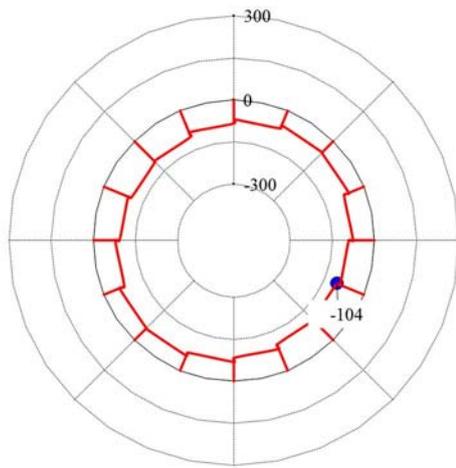


曲げモーメント図 (kN・m/m)

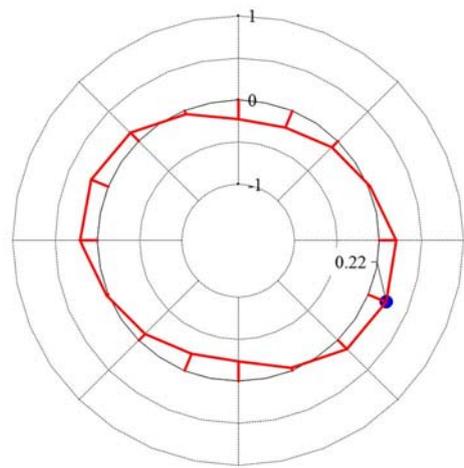


せん断力図 (kN/m)

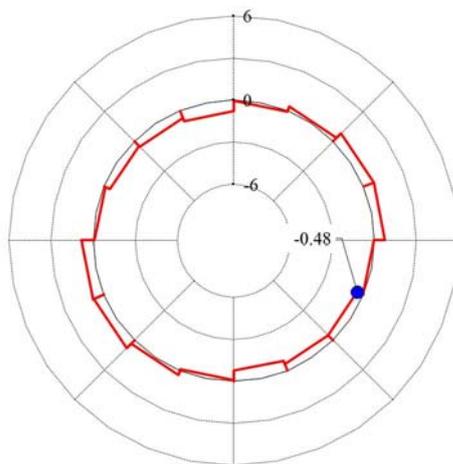
図 15.5-3 (6) 曲げ軸応力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面)
 ($S_s = 1.2$, $t = 31.57$ s)
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
 (地震動に着目した地震時断面力図)



軸力図 (kN/m)

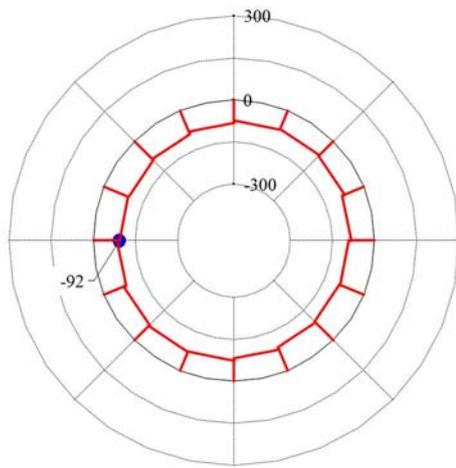


曲げモーメント図 (kN·m/m)

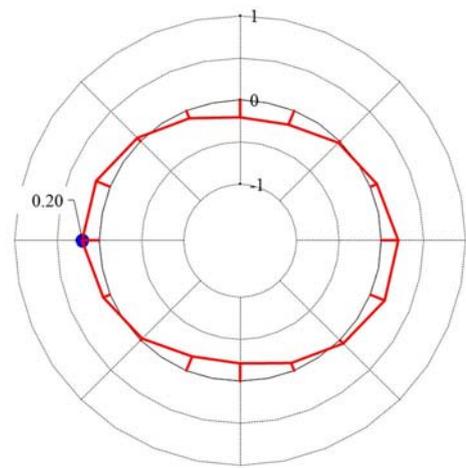


せん断力図 (kN/m)

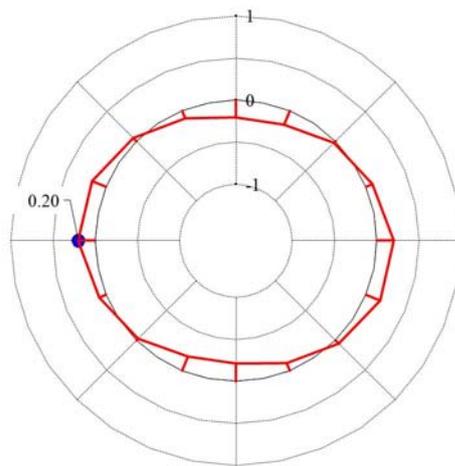
図 15.5-3 (7) 曲げ軸応力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面)
 ($S_s = 1.3$, $t = 30.01$ s)
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
 (地震動に着目した地震時断面力図)



軸力図 (kN/m)

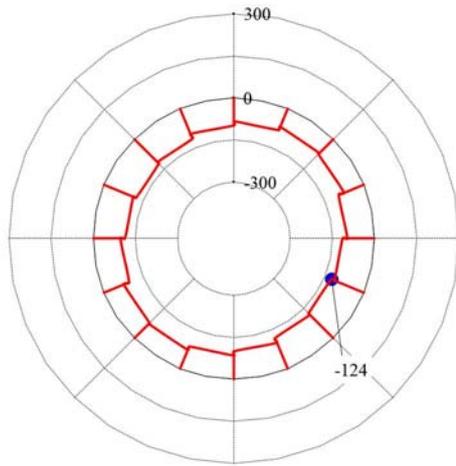


曲げモーメント図 (kN·m/m)

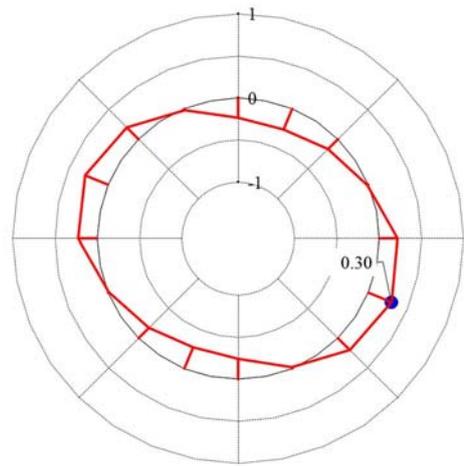


せん断力図 (kN/m)

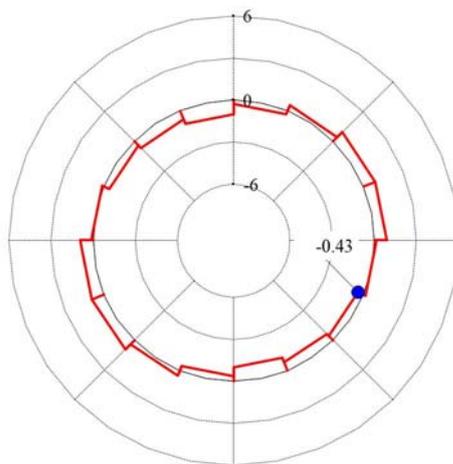
図 15.5-3 (8) 曲げ軸応力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面)
 ($S_s = 1.4$, $t = 29.76$ s)
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
 (地震動に着目した地震時断面力図)



軸力図 (kN/m)

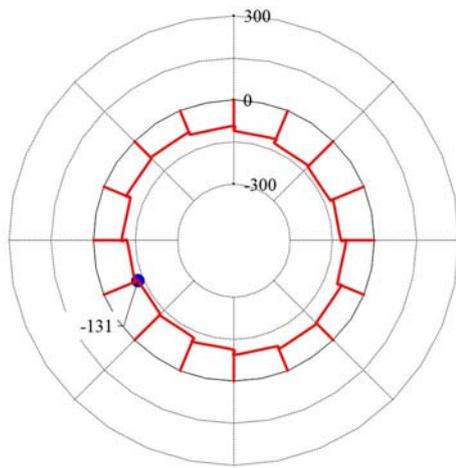


曲げモーメント図 (kN·m/m)

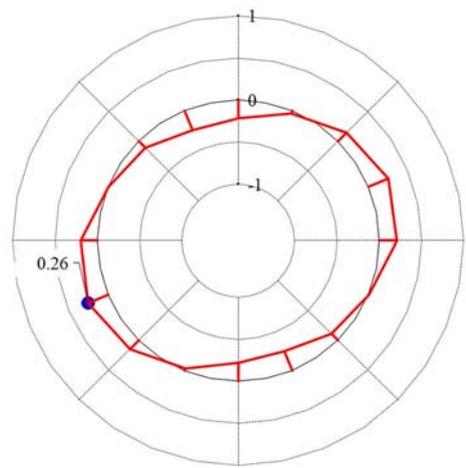


せん断力図 (kN/m)

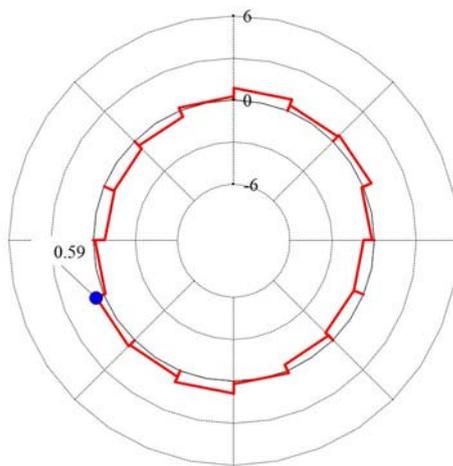
図 15.5-3 (9) 曲げ軸応力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面)
 ($S_s - 2.1$, $t = 66.27$ s)
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
 (地震動に着目した地震時断面力図)



軸力図 (kN/m)

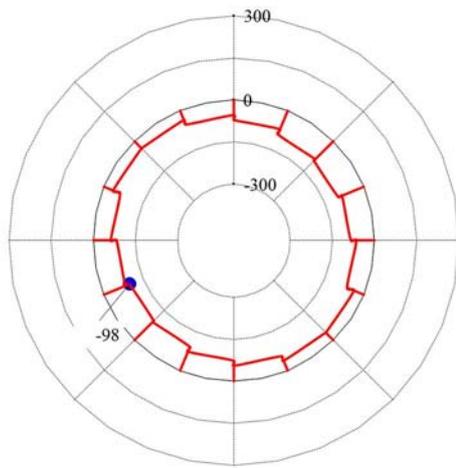


曲げモーメント図 (kN·m/m)

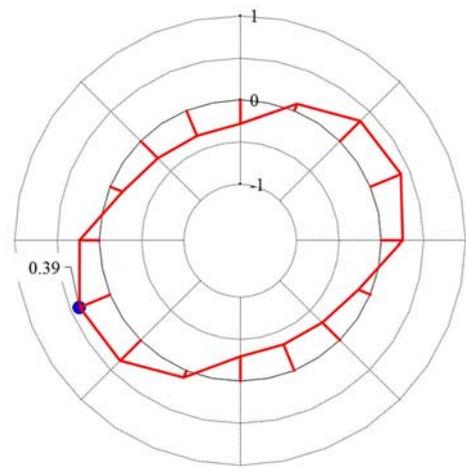


せん断力図 (kN/m)

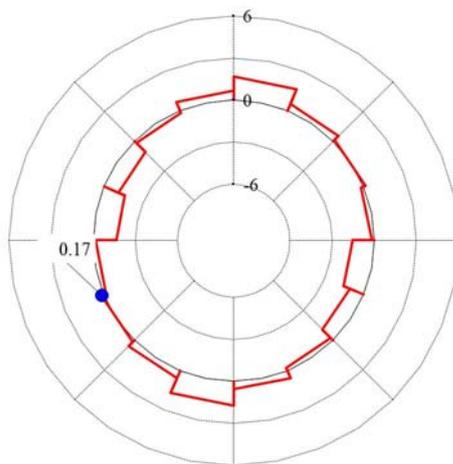
図 15.5-3 (10) 曲げ軸応力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面)
 ($S_s - 2.2$, $t = 70.78$ s)
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
 (地震動に着目した地震時断面力図)



軸力図 (kN/m)

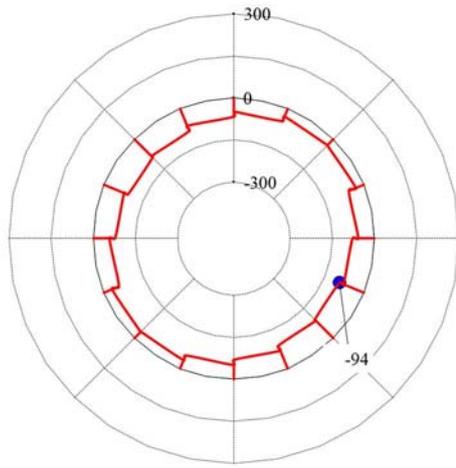


曲げモーメント図 (kN·m/m)

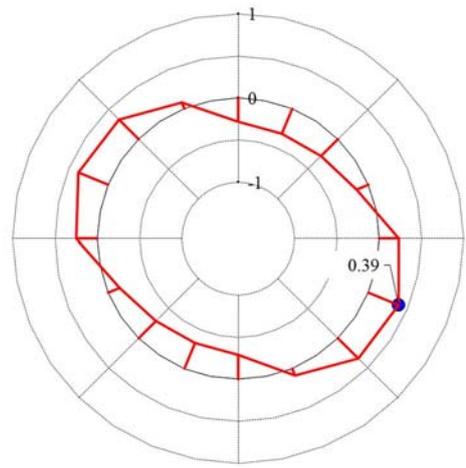


せん断力図 (kN/m)

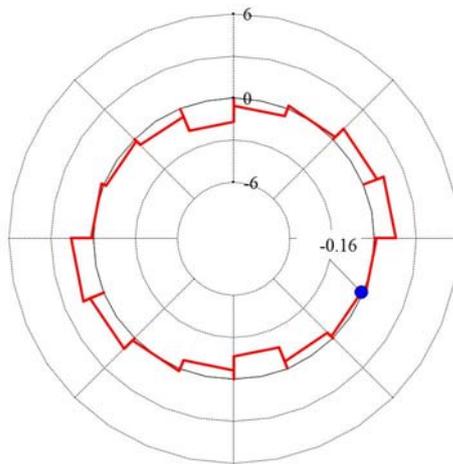
図 15.5-3 (11) 曲げ軸応力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面)
 ($S_s = 3.1$ [H+, V+], $t=8.73$ s)
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
 (地震動に着目した地震時断面力図)



軸力図 (kN/m)



曲げモーメント図 (kN·m/m)



せん断力図 (kN/m)

図 15.5-3 (12) 曲げ軸応力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面)
 ($S_s = 3.1$ [H-, V+], $t = 8.72$ s)
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
 (地震動に着目した地震時断面力図)

(3) 縦断面方向の断面力図

海水引込み管の基準地震動 S_s による縦断面方向の断面力分布を図 15.5-4 に示す。

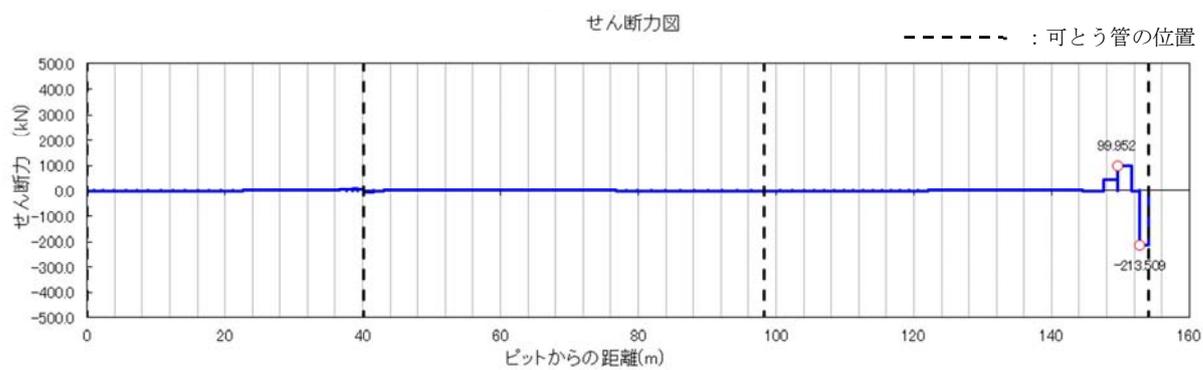
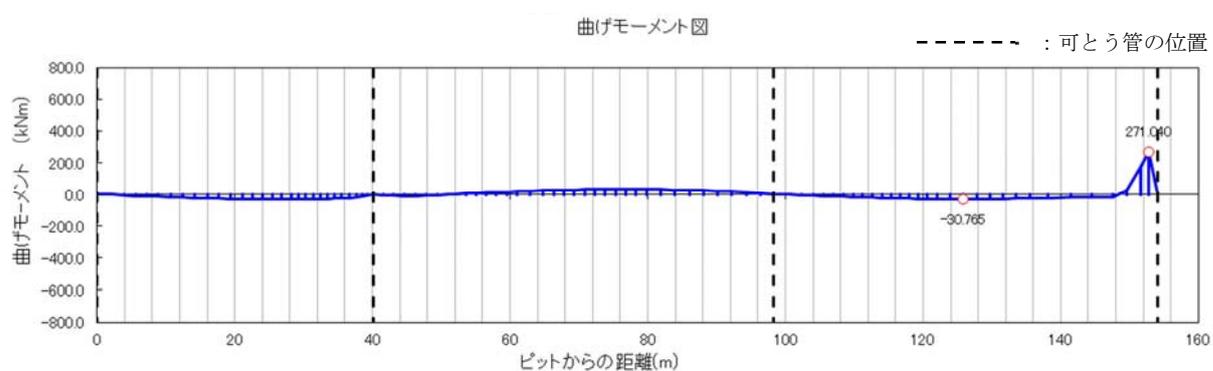
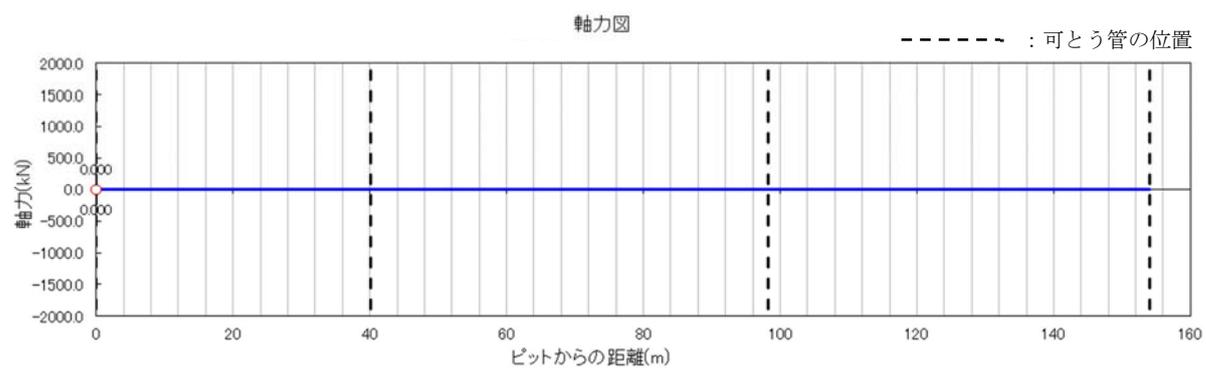


図 15.5-4 (1) 縦断面方向の断面力図
(曲げ応力最大ケース [位相 0° , 入射角 0°])

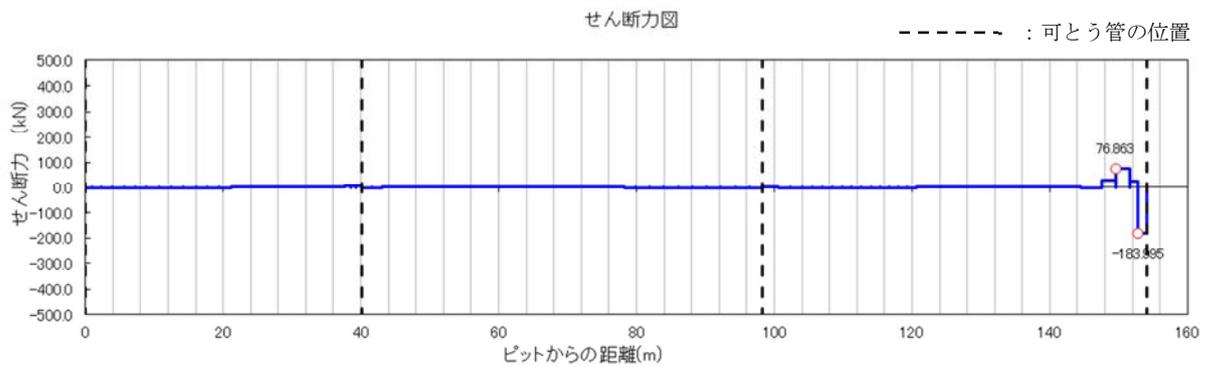
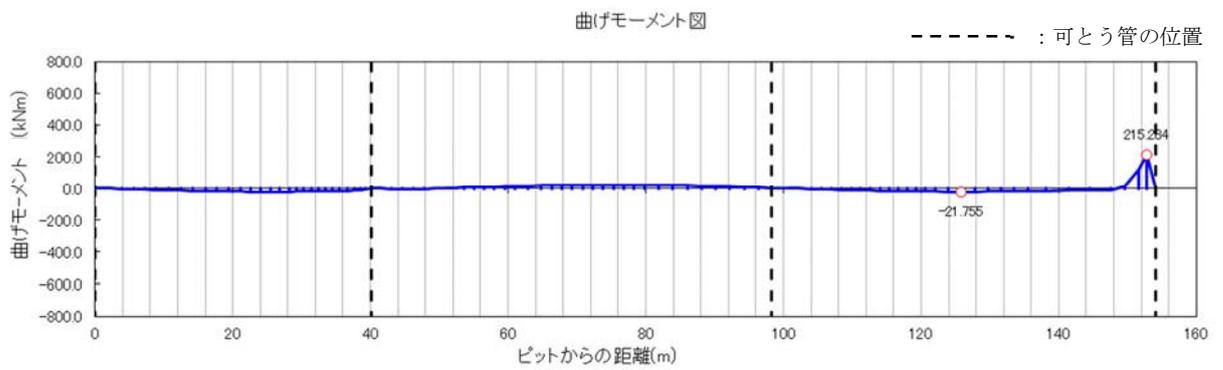
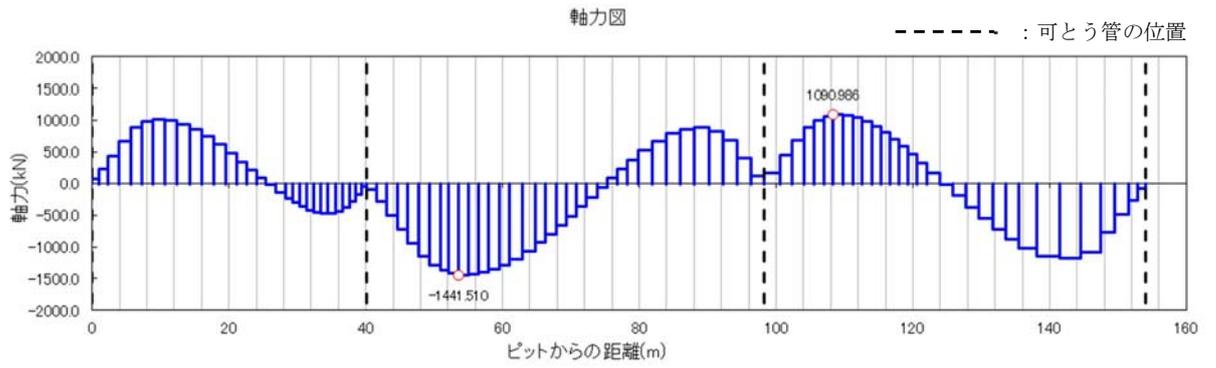


図 15.5-4 (2) 縦断面方向の断面力図
(軸応力最大ケース [位相 0° , 入射角 45°])

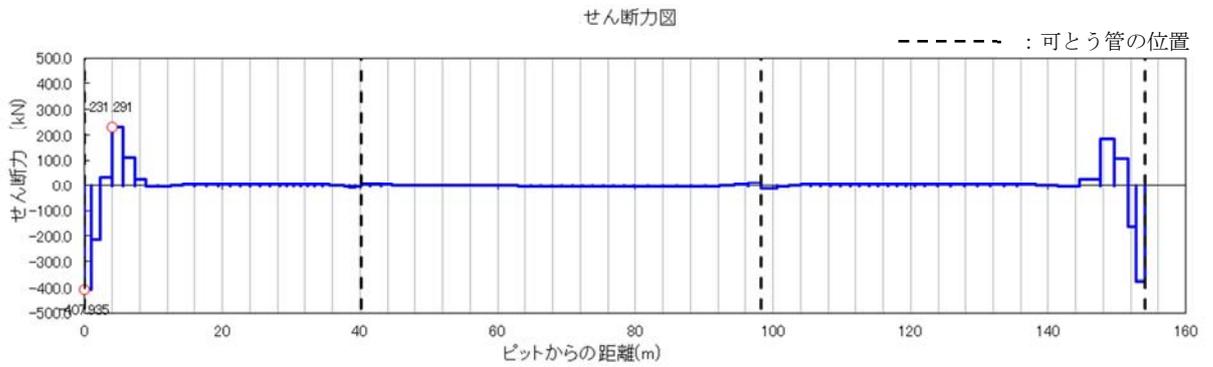
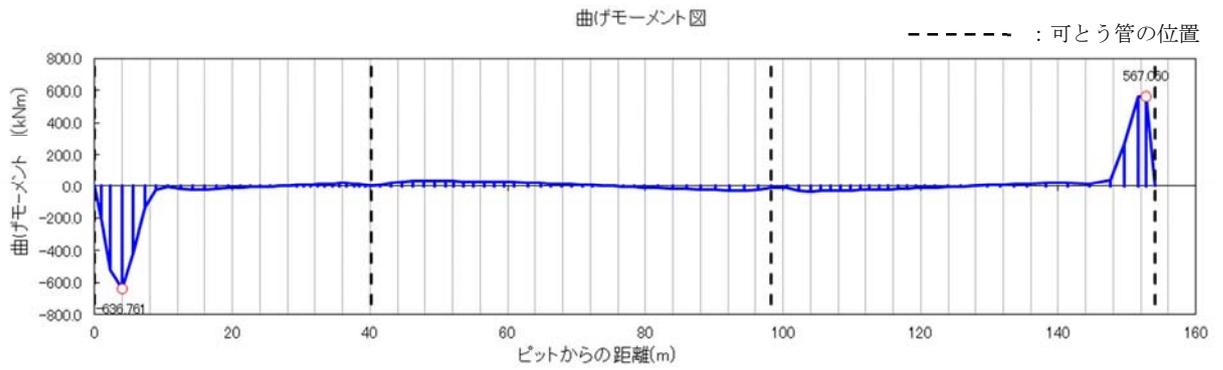
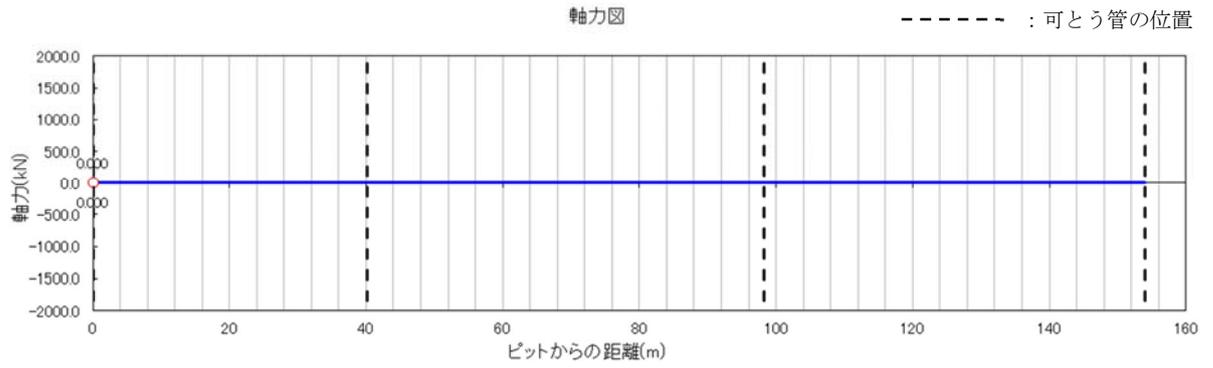


図 15.5-4 (3) 縦断面方向の断面力図
(曲げ応力最大ケース [位相 90° , 入射角 0°])

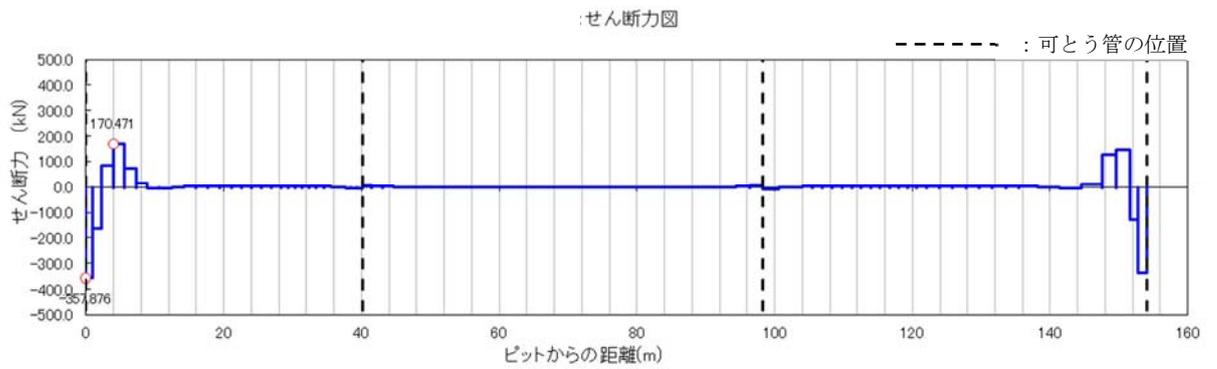
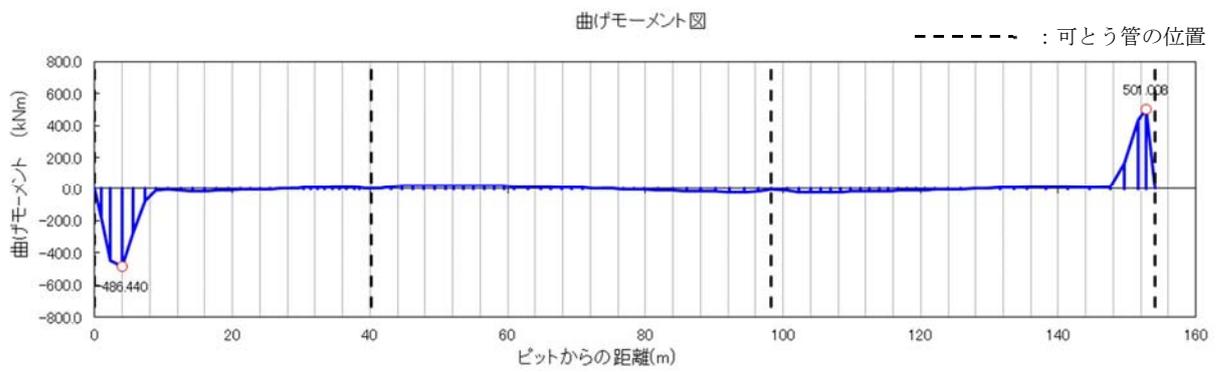
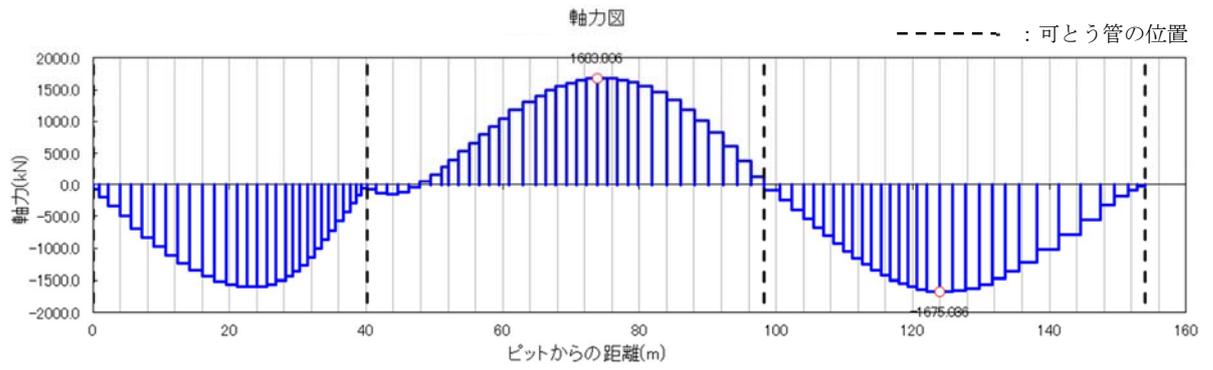


図 15.5-4 (4) 縦断面方向の断面力図
(軸応力最大ケース [位相 90° , 入射角 45°])

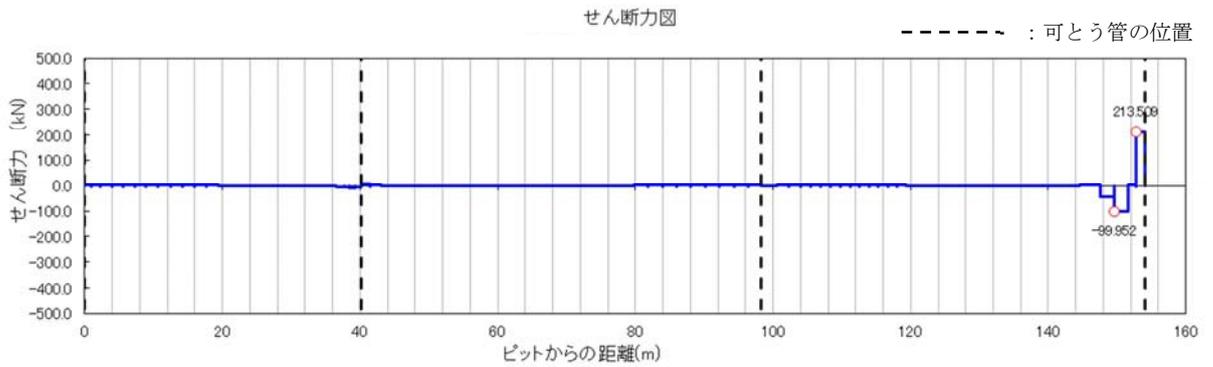
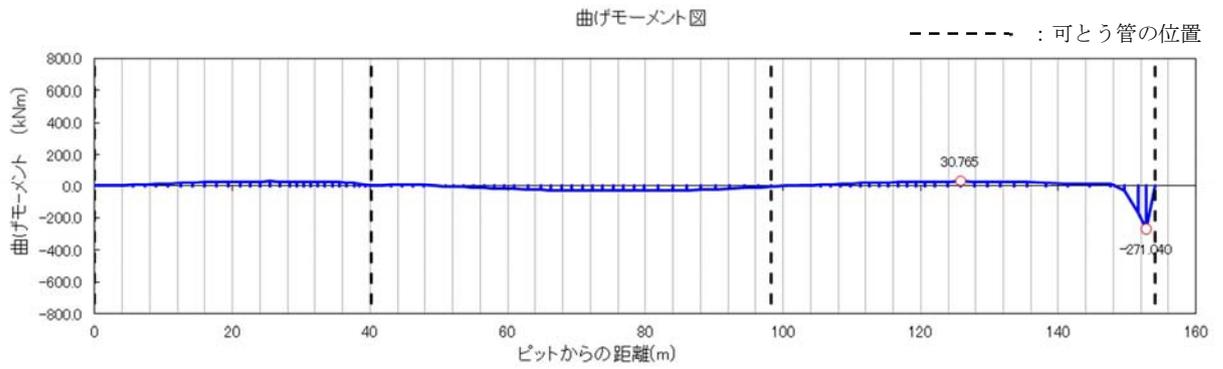
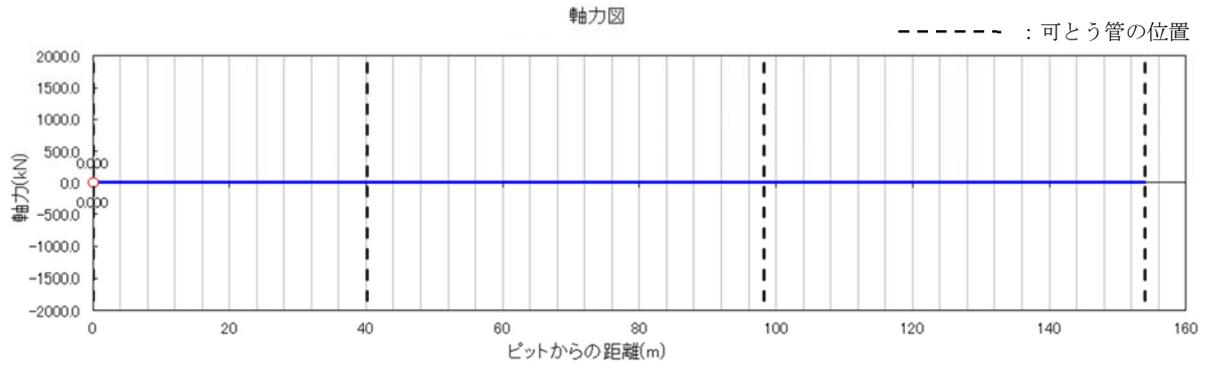


図 15.5-4 (5) 縦断面方向の断面力図
 (曲げ応力最大ケース [位相 180°, 入射角 0°])

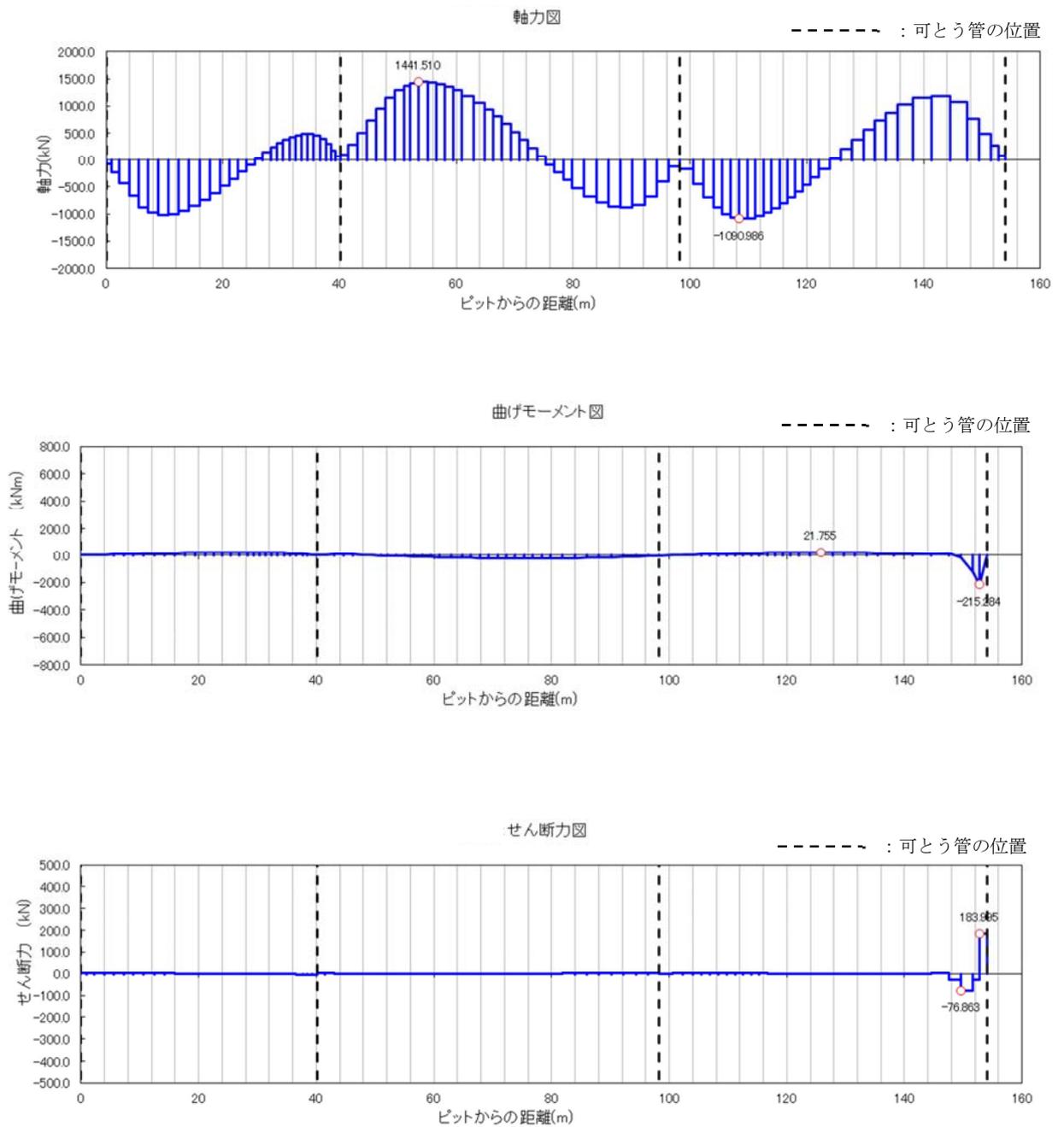


図 15.5-4 (6) 縦断面方向の断面力図
(軸応力最大ケース [位相 180° , 入射角 45°])

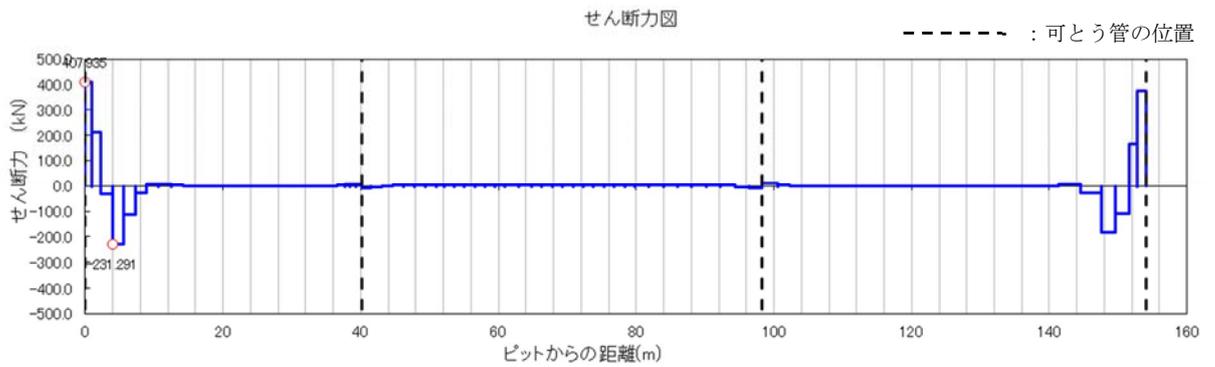
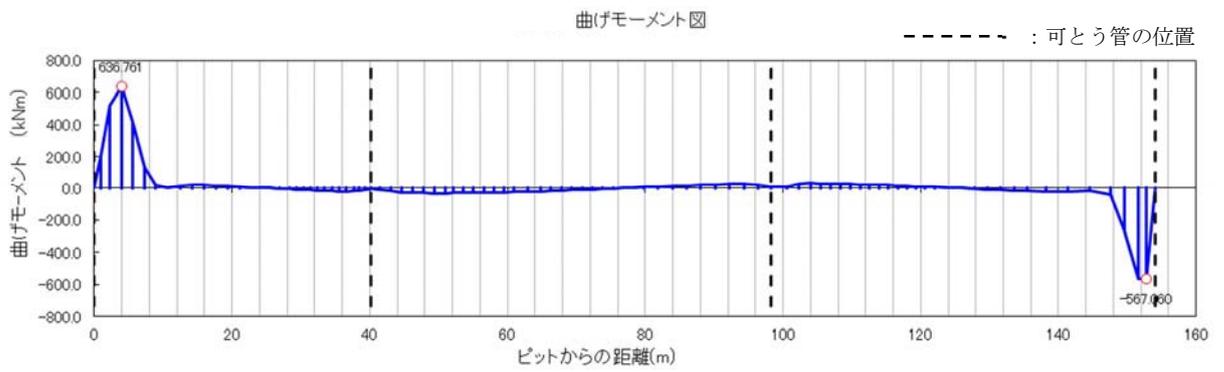
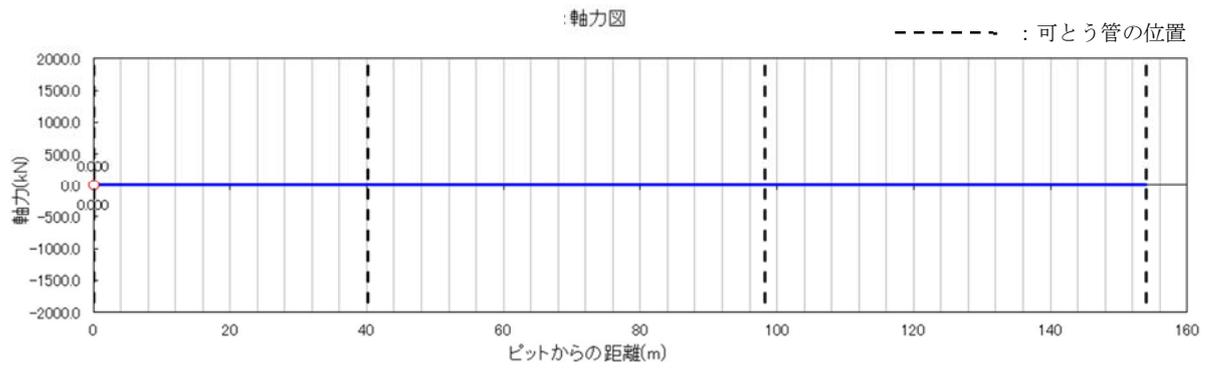


図 15.5-4 (7) 縦断面方向の断面力図
 (曲げ応力最大ケース [位相 270° , 入射角 0°])

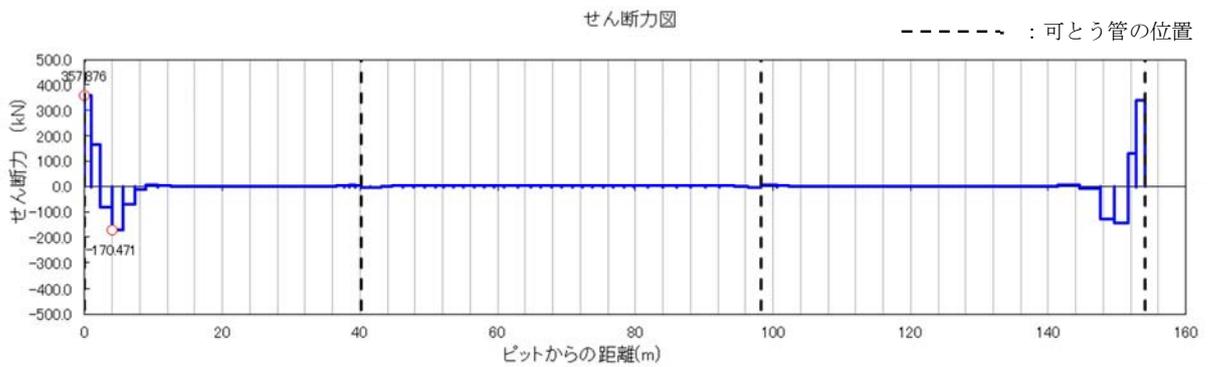
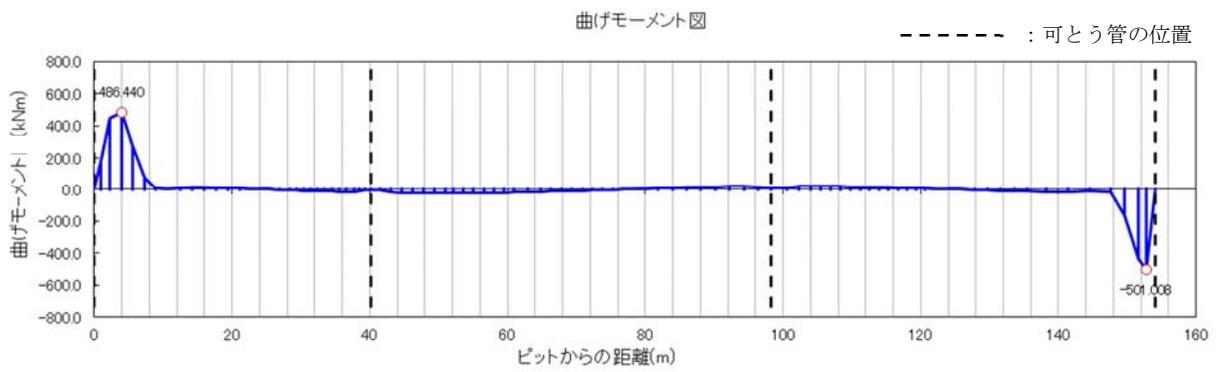
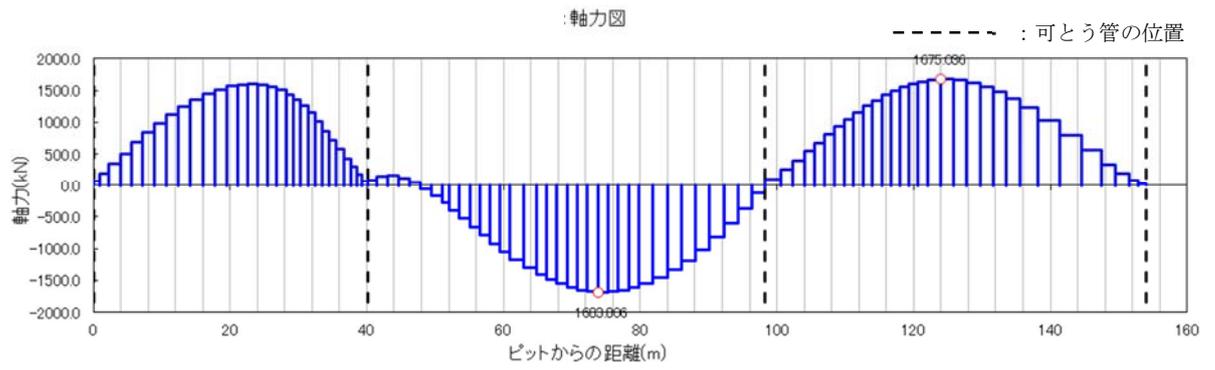


図 15.5-4 (8) 縦断面方向の断面力図
(軸応力最大ケース [位相 270° , 入射角 45°])

(4) 最大せん断ひずみ分布

最大せん断ひずみ分布を図 15.5-5 に示す。なお、本図は、各要素に発生した最大せん断ひずみの全時刻における最大値の分布を示したものである。

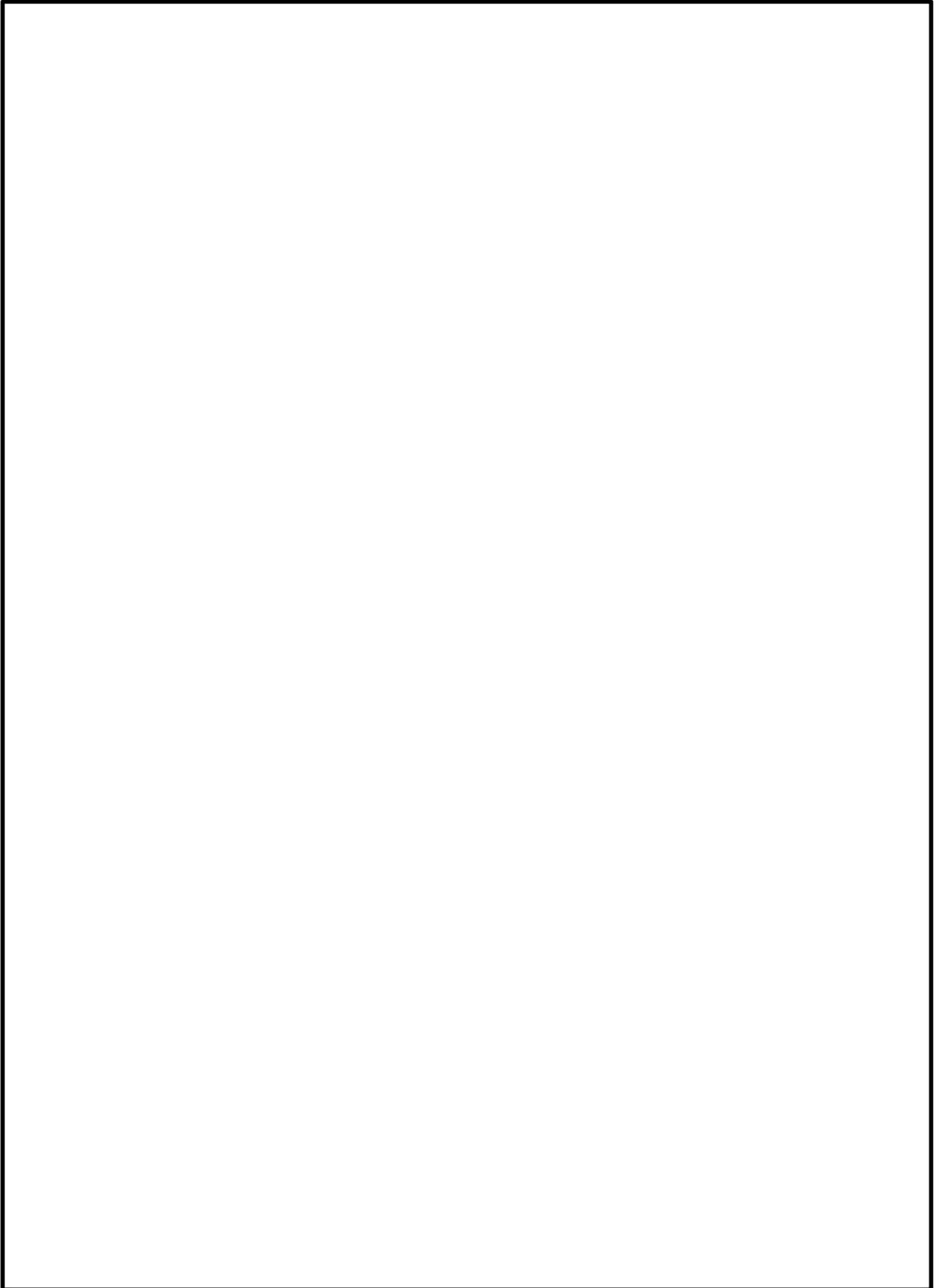


図 15.5-5 (1) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 [H+, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

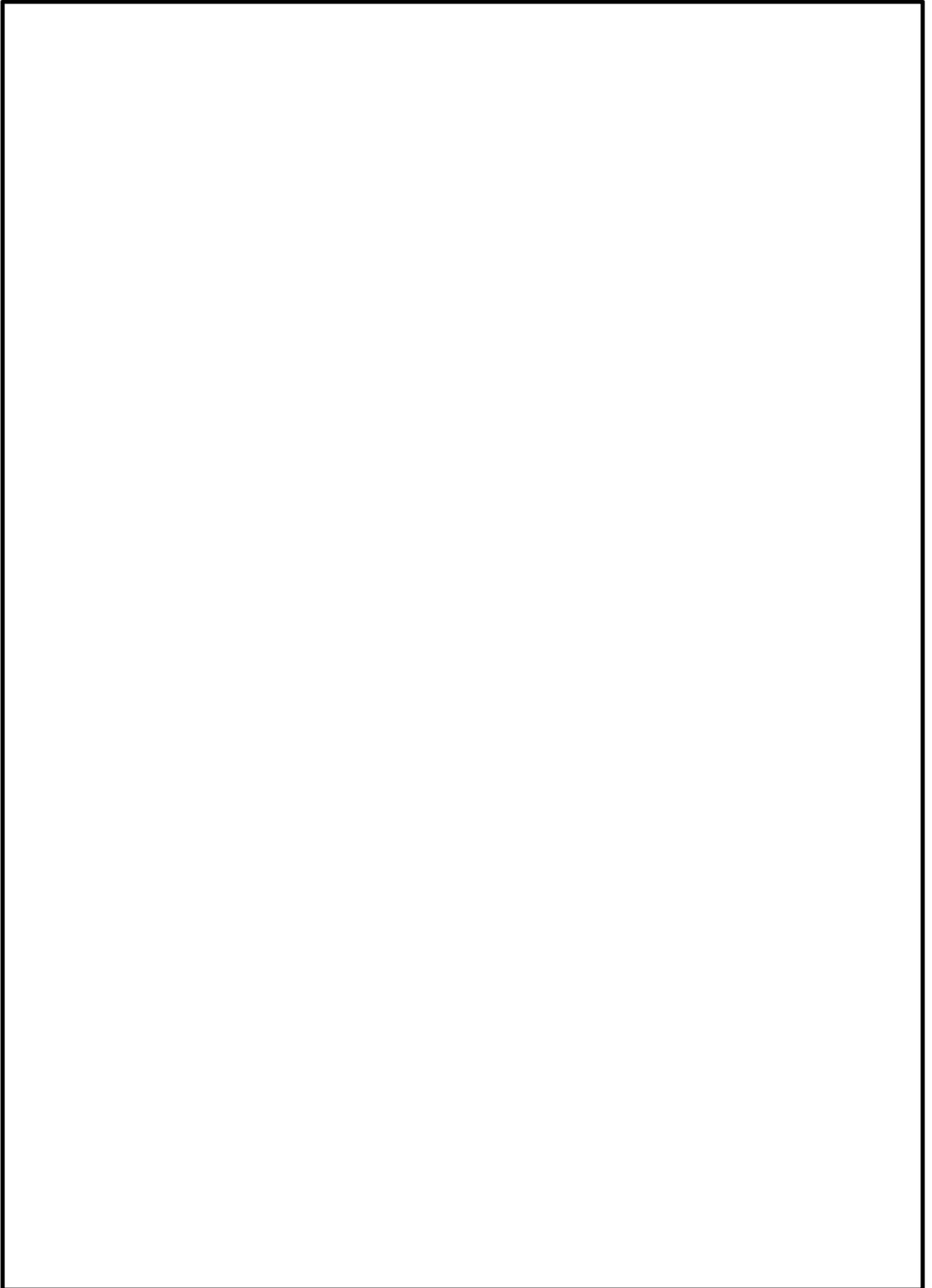


図 15.5-5 (2) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 [H+, V-])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

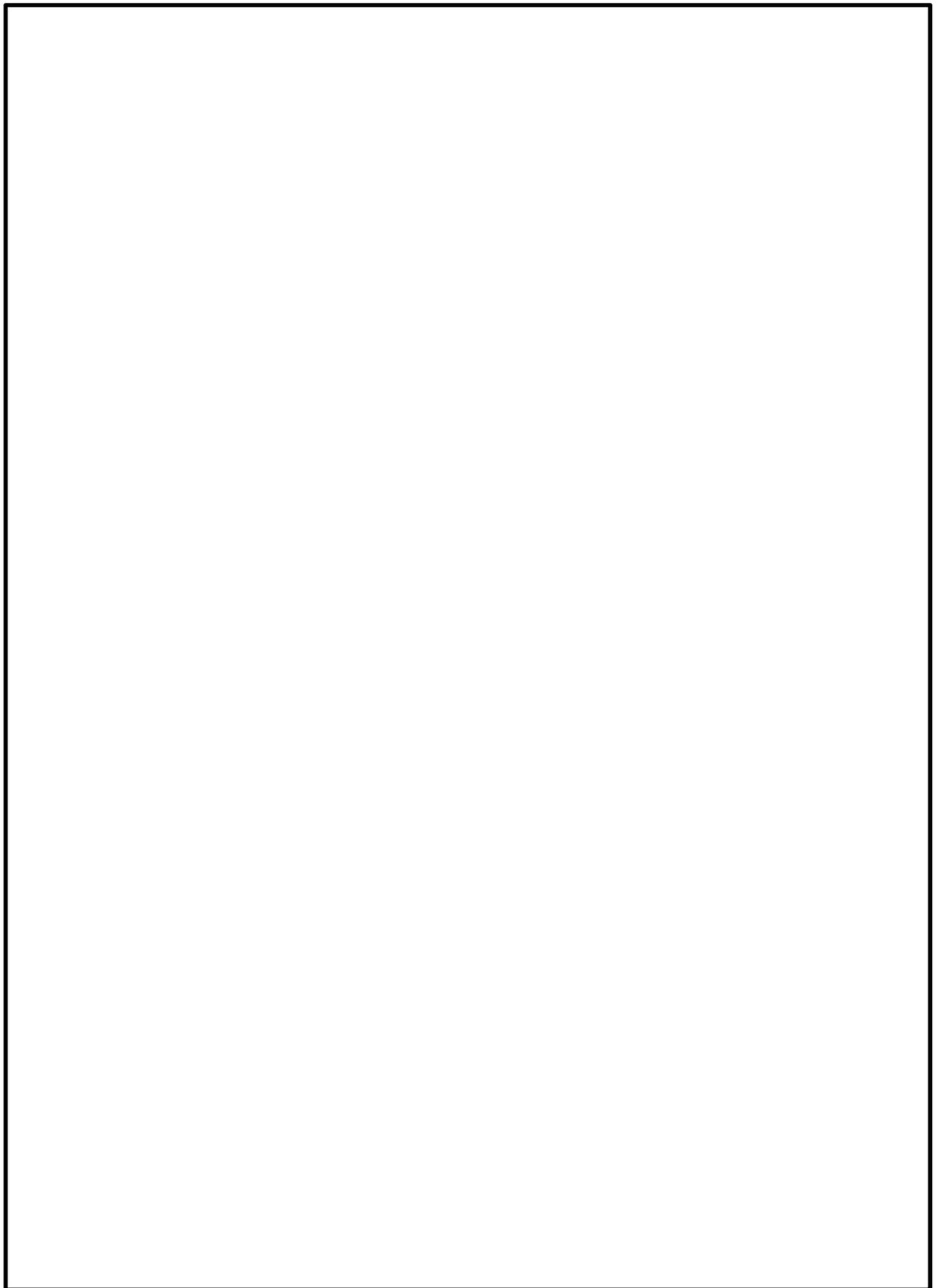


図 15.5-5 (3) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 [H-, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

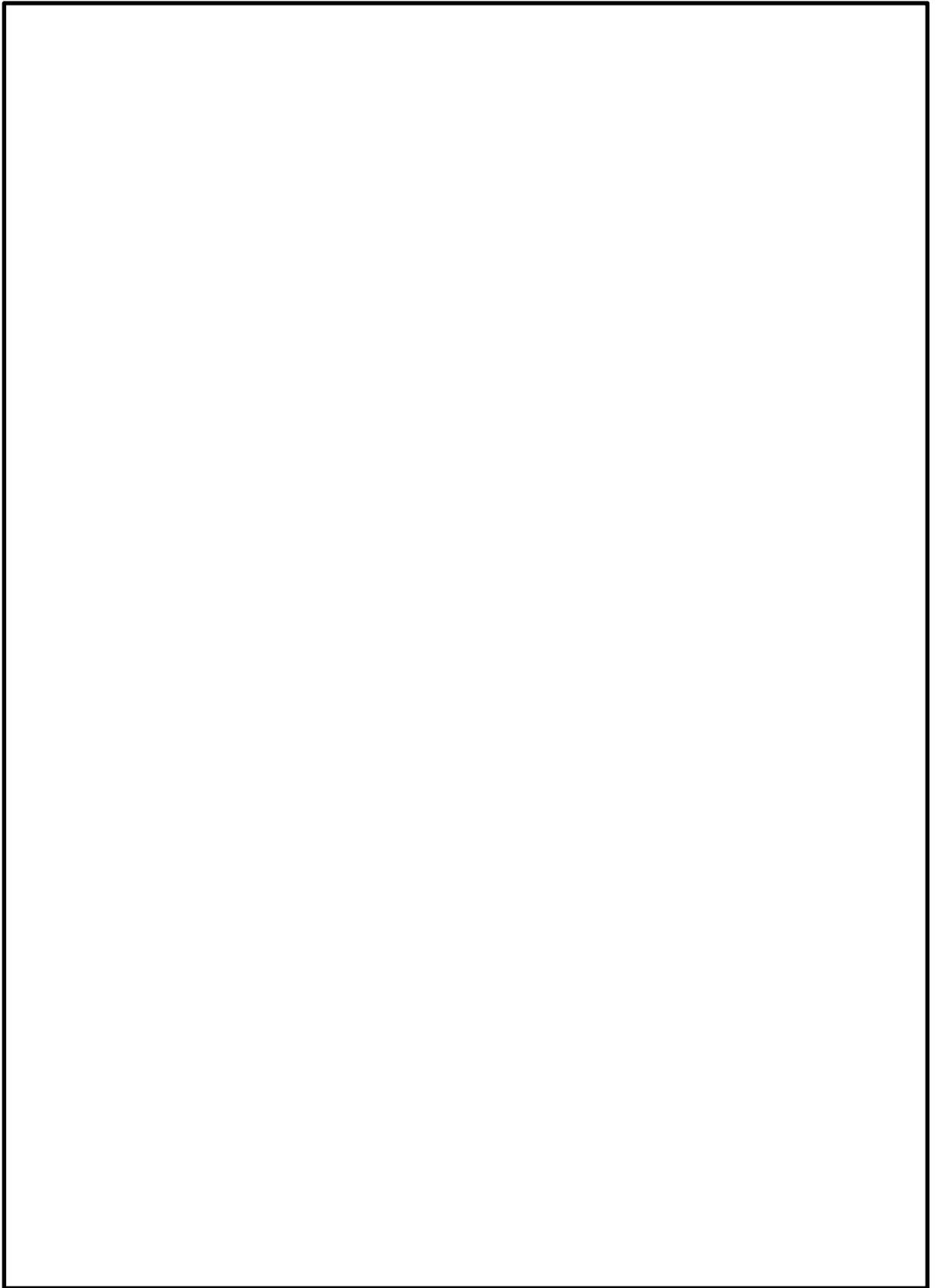


図 15.5-5 (4) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 [H-, V-])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

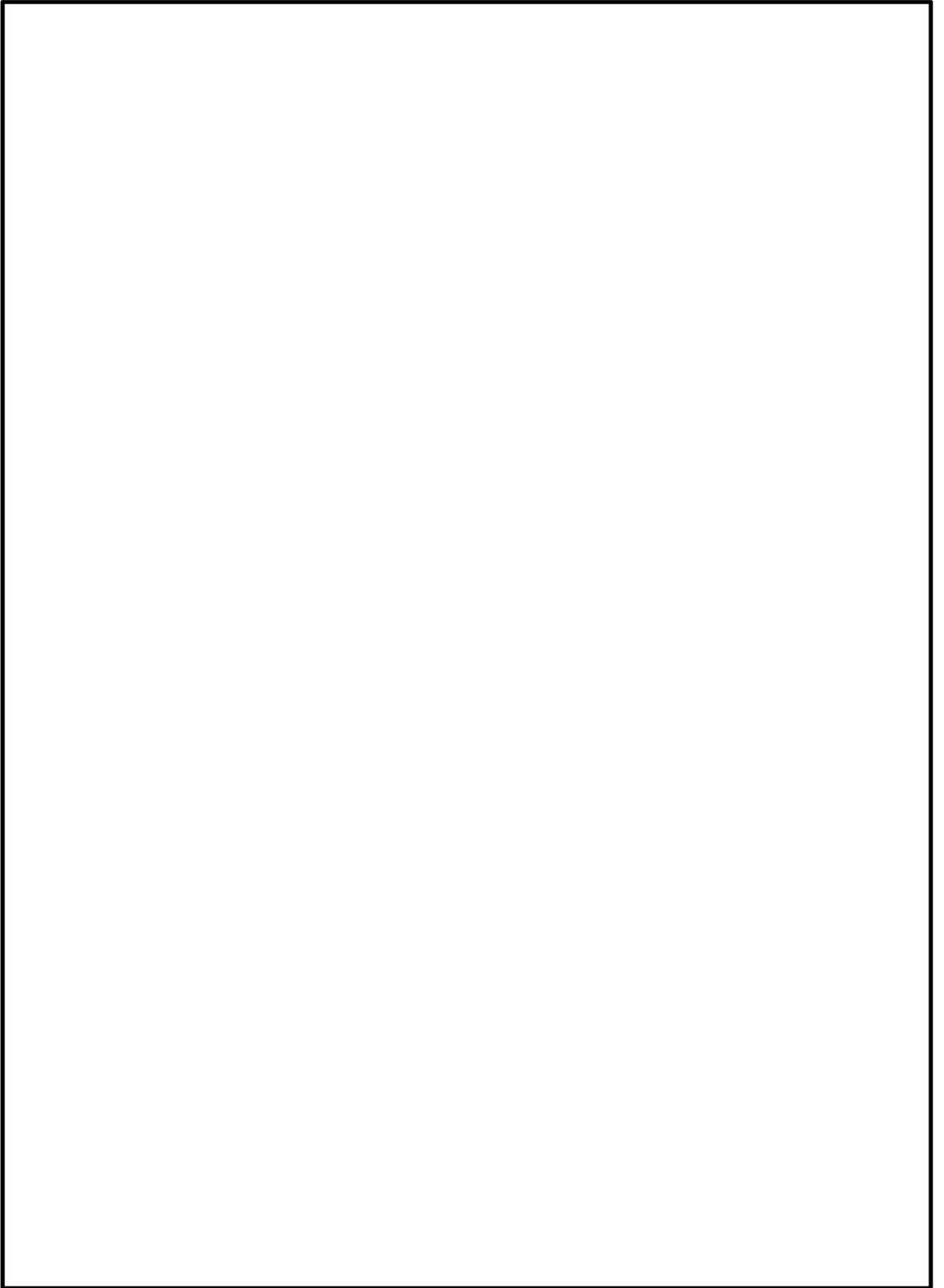


図 15.5-5 (5) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 (S_s-11)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

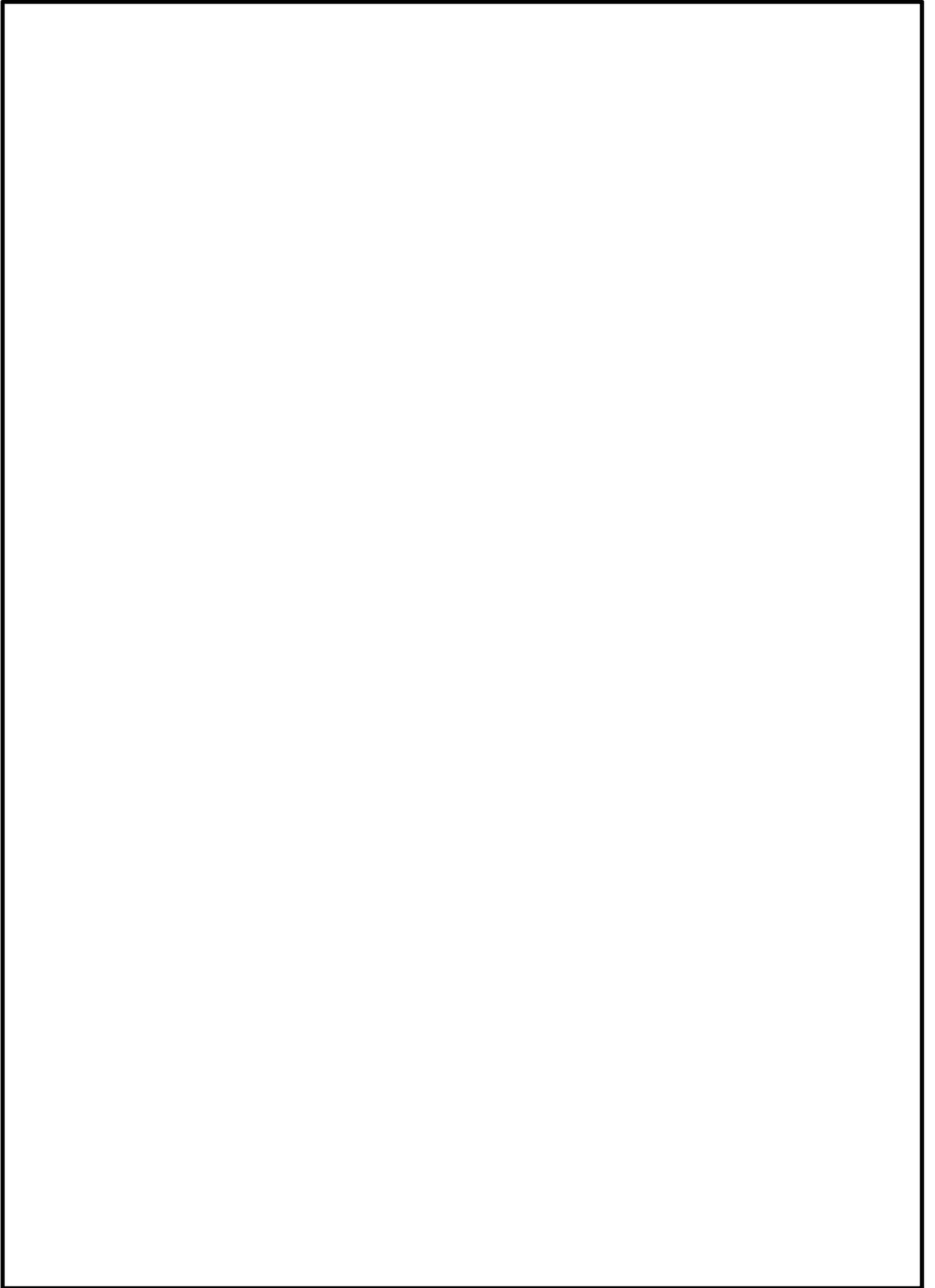


図 15.5-5 (6) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 (S_s-12)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

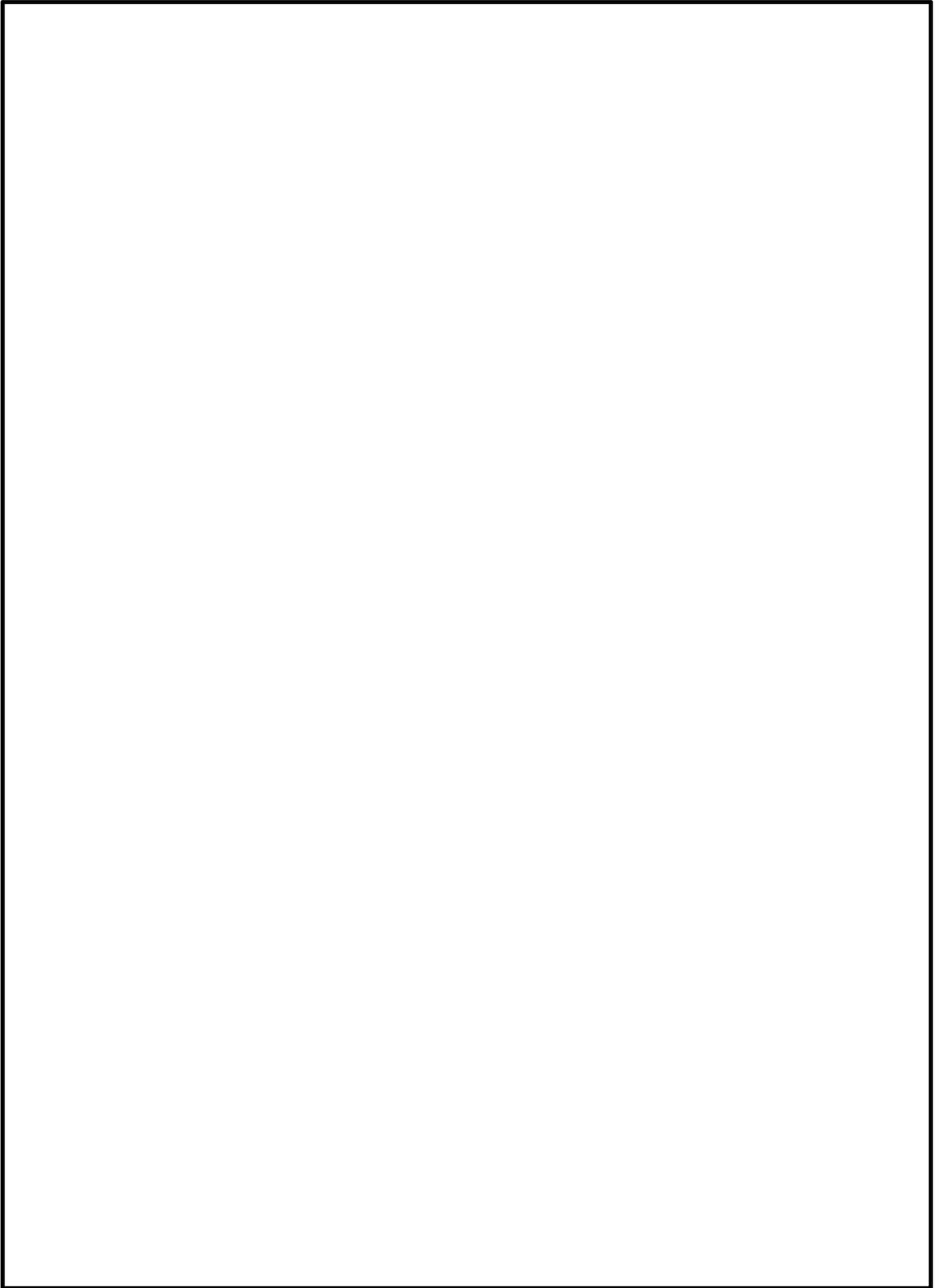


図 15.5-5 (7) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 (S_s-13)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

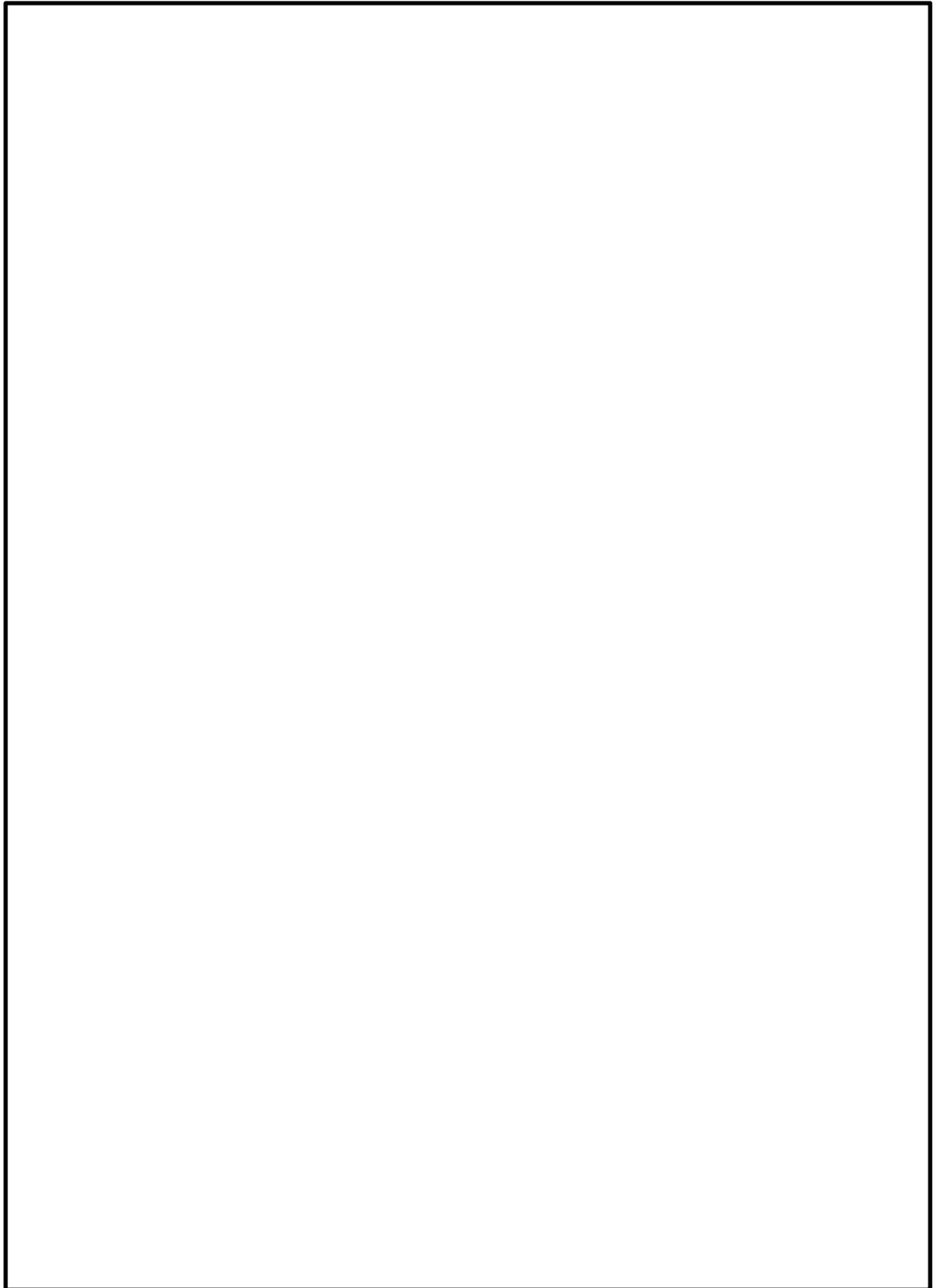


図 15.5-5 (8) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 (S_s-14)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

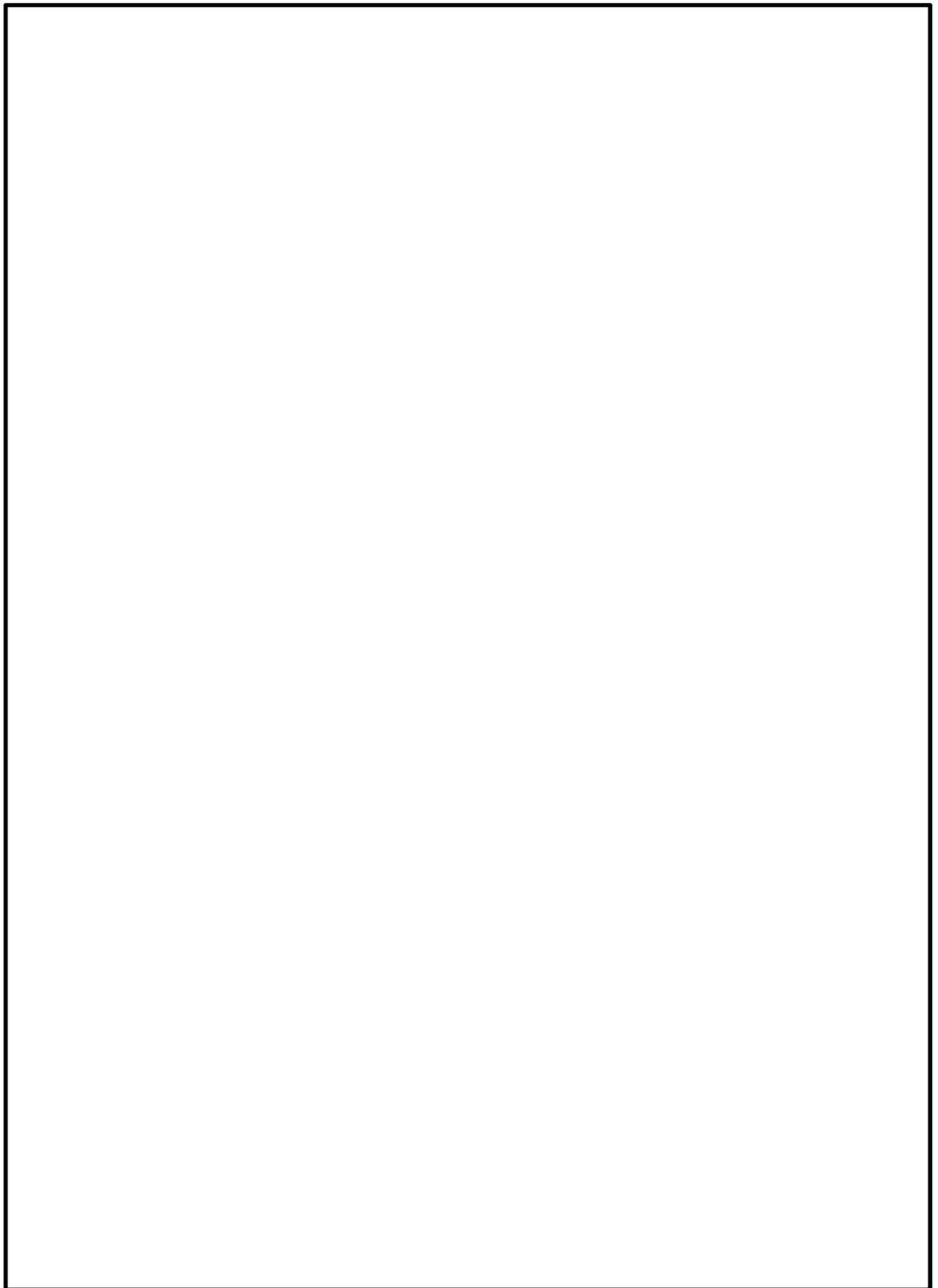


図 15.5-5 (9) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 (S_s-21)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

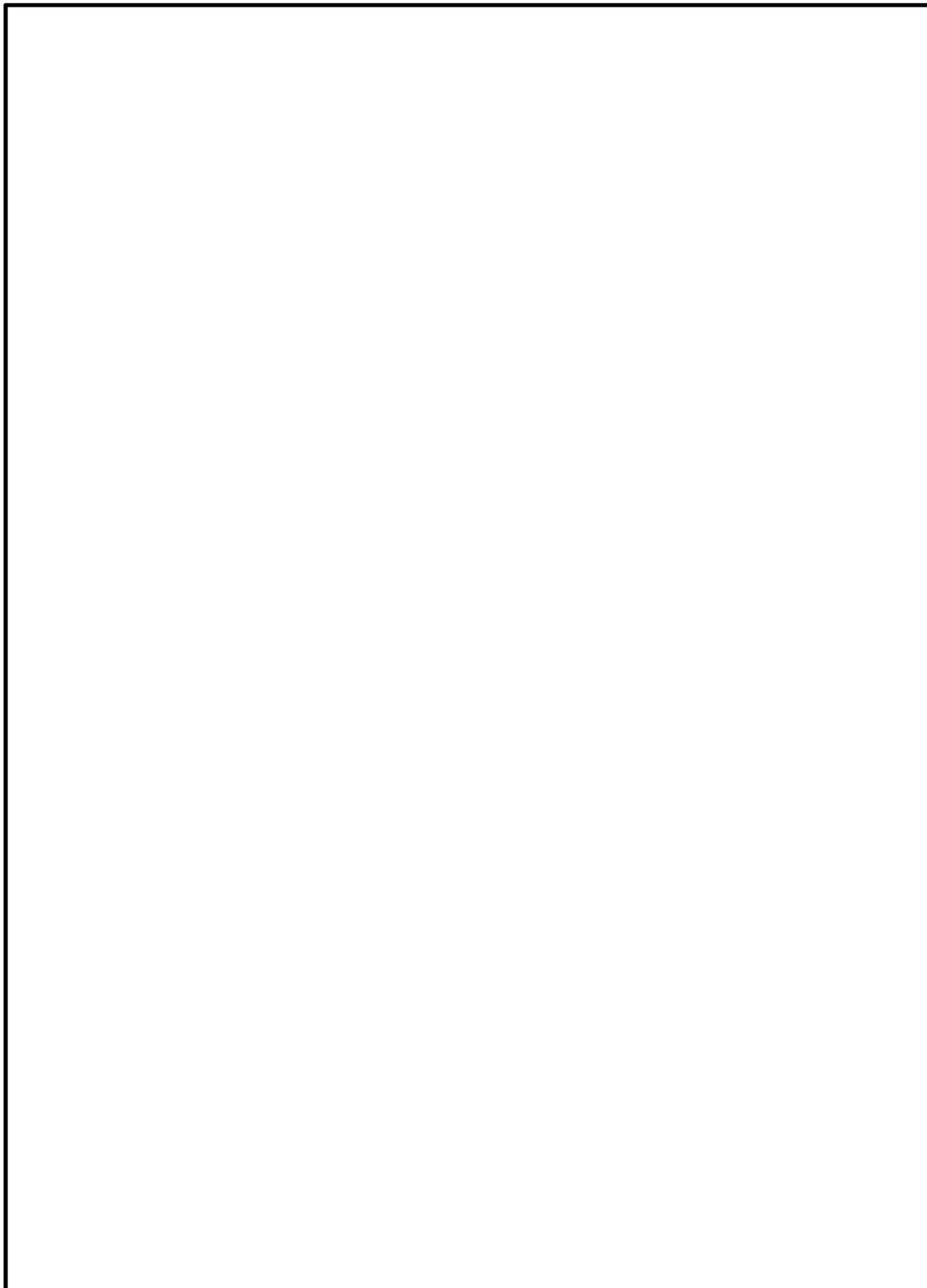


図 15.5-5 (10) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2.2$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

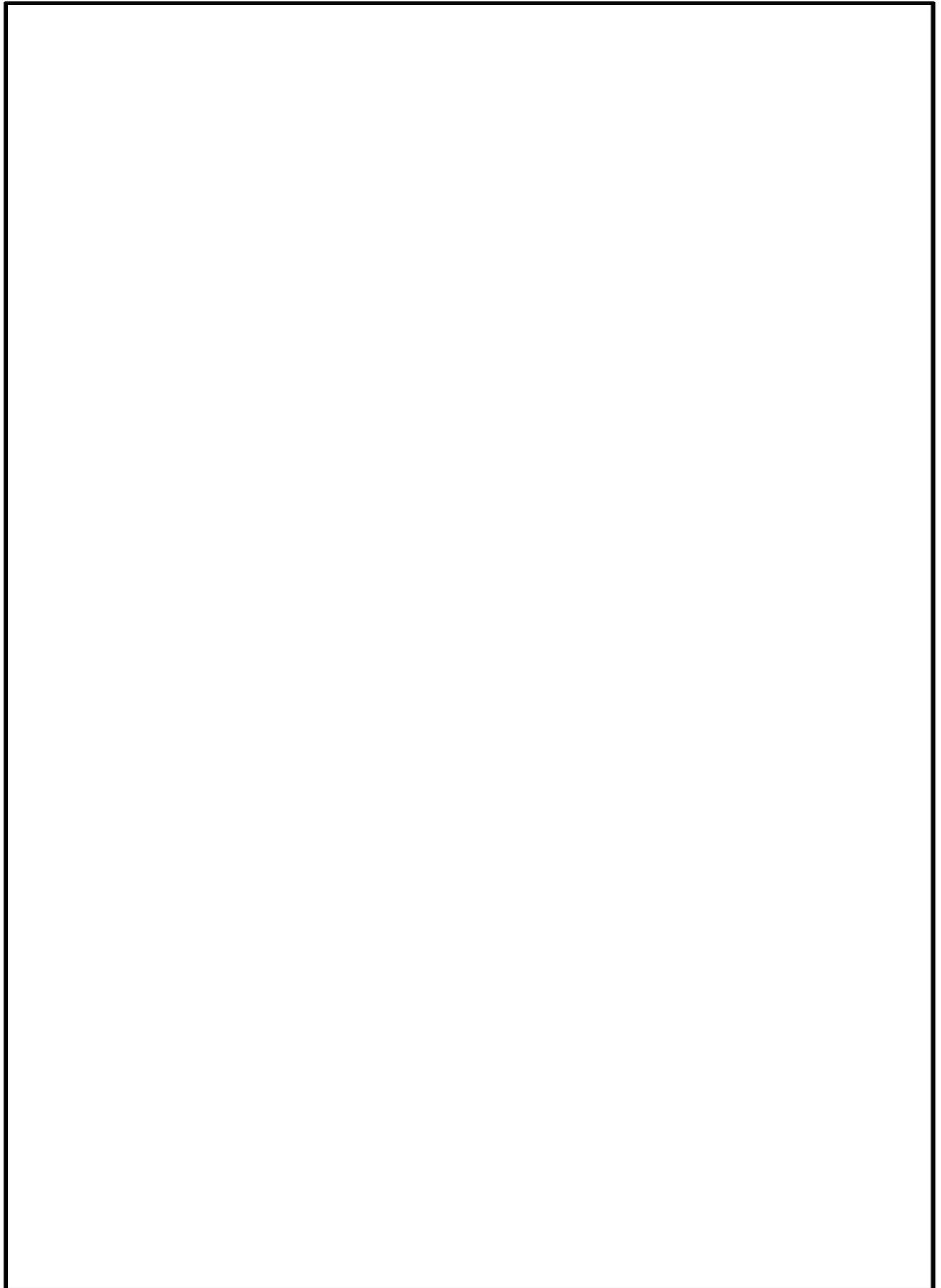


図 15.5-5 (11) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 31$ [H+, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

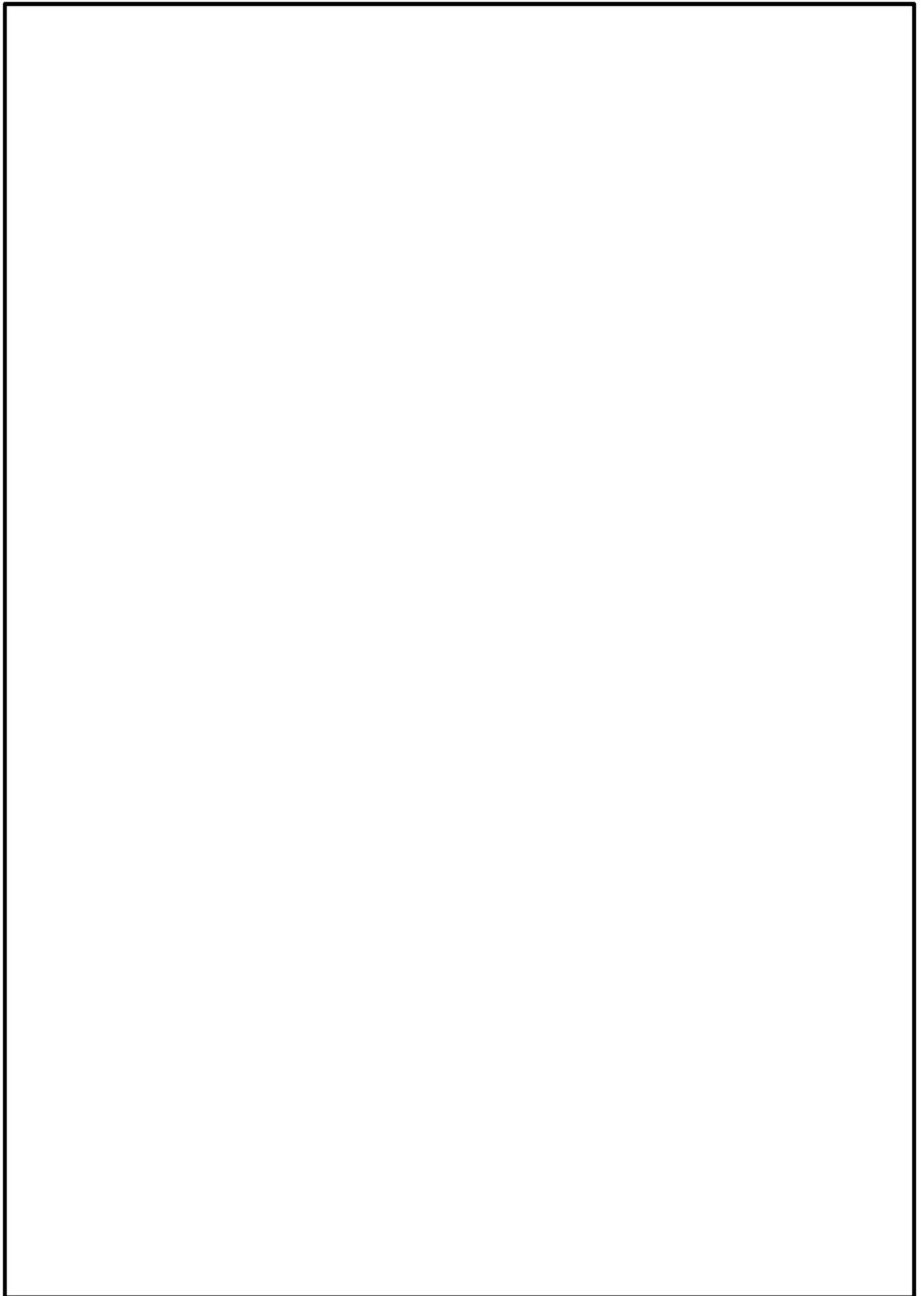


図 15.5-5 (12) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 (S_s-31 [H-, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

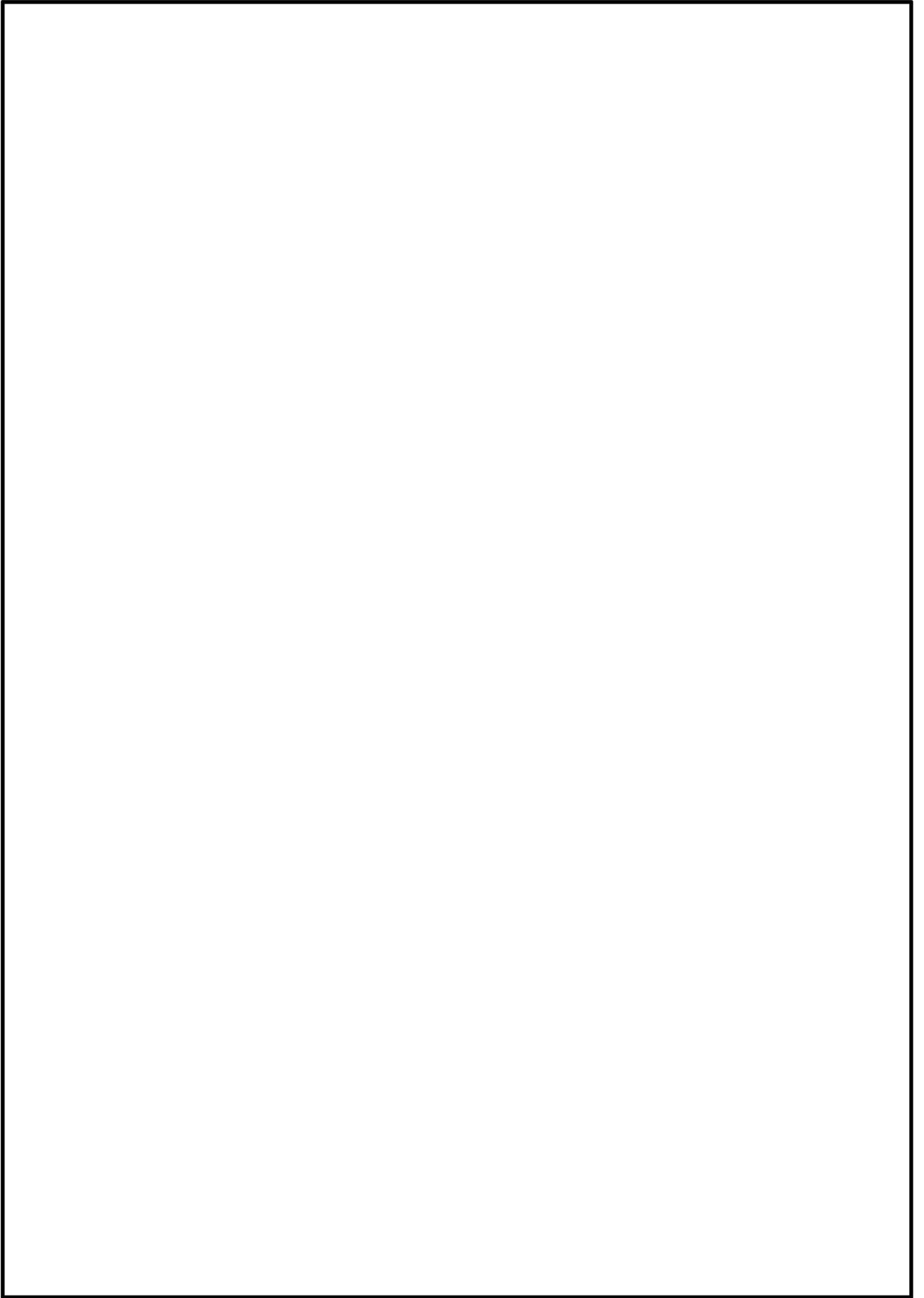


図 15.5-5 (13) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3.1 [H+, V+]$)
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

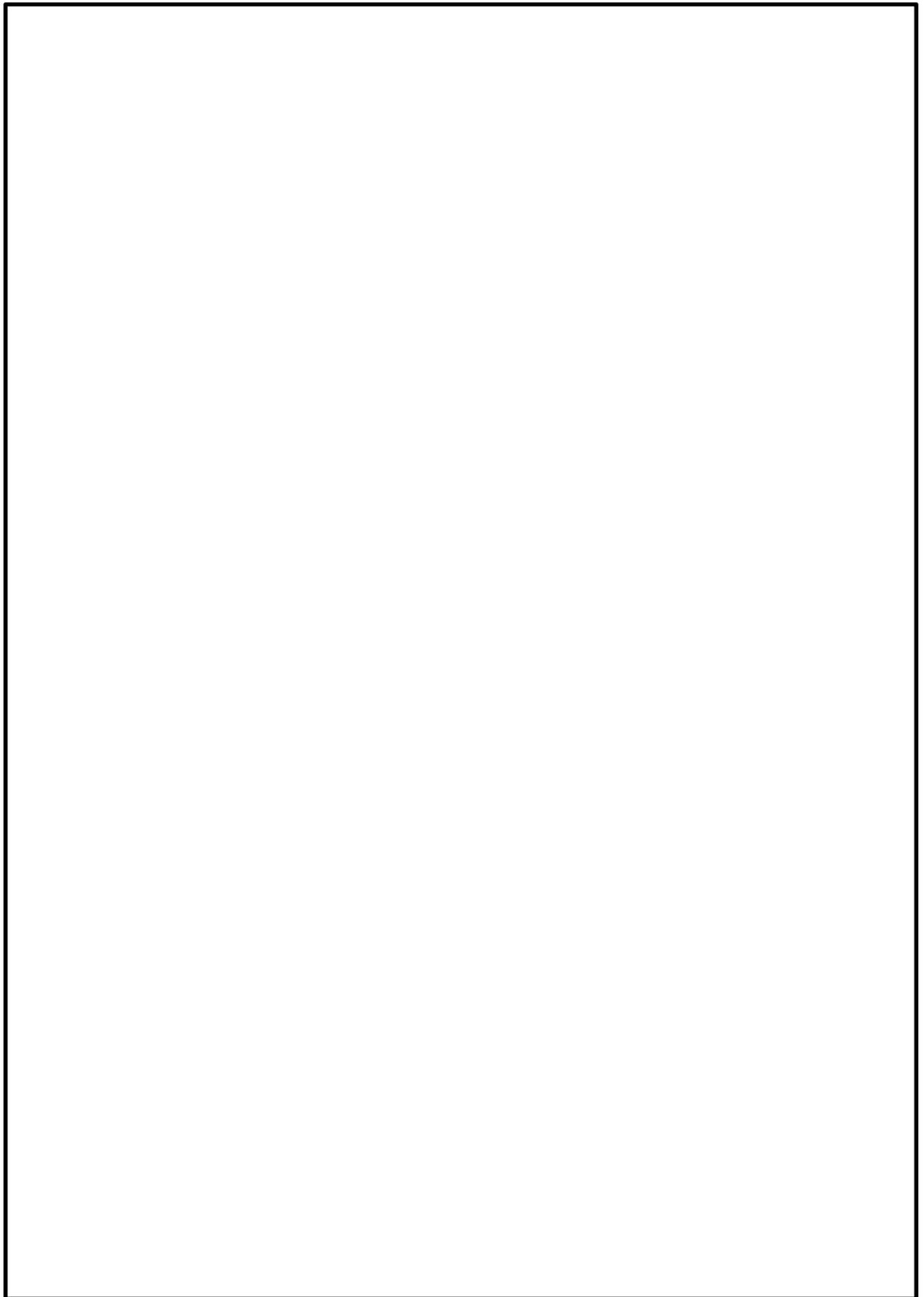


図 15.5-5 (14) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3.1 [H+, V+]$)
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

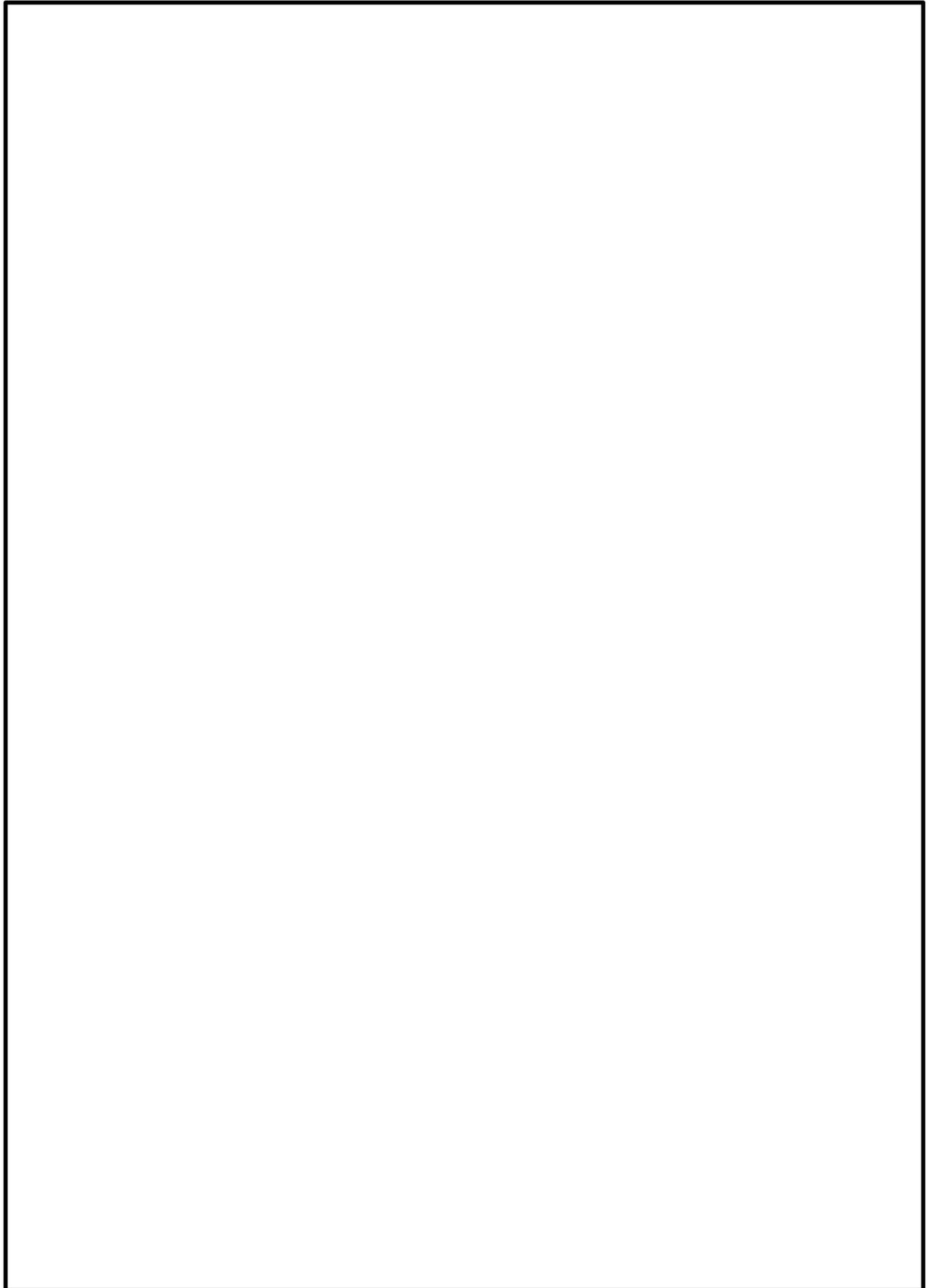


図 15.5-5 (15) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 (S_s-31 [H+, V+])
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

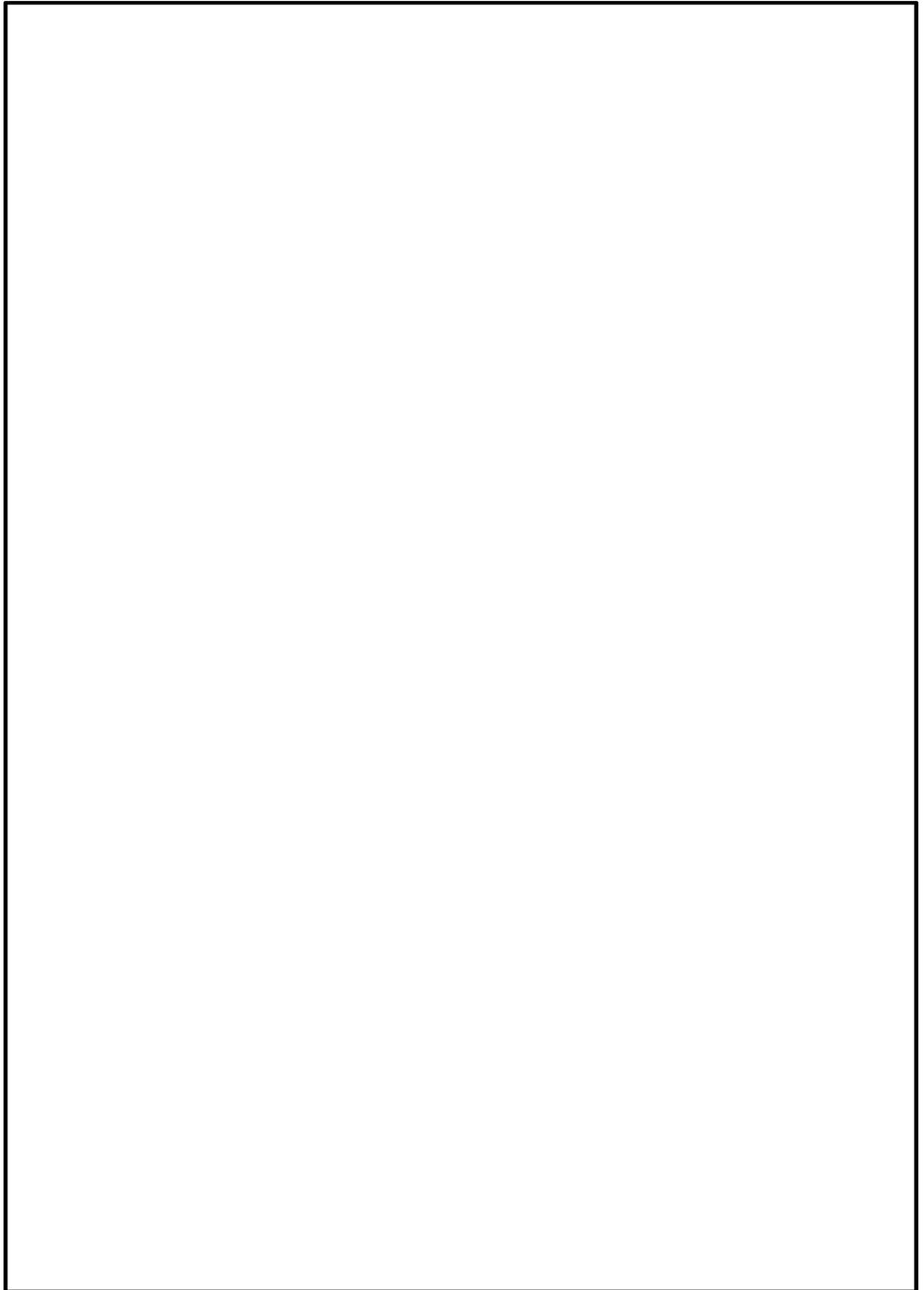


図 15.5-5 (16) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3.1 [H+, V+]$)
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

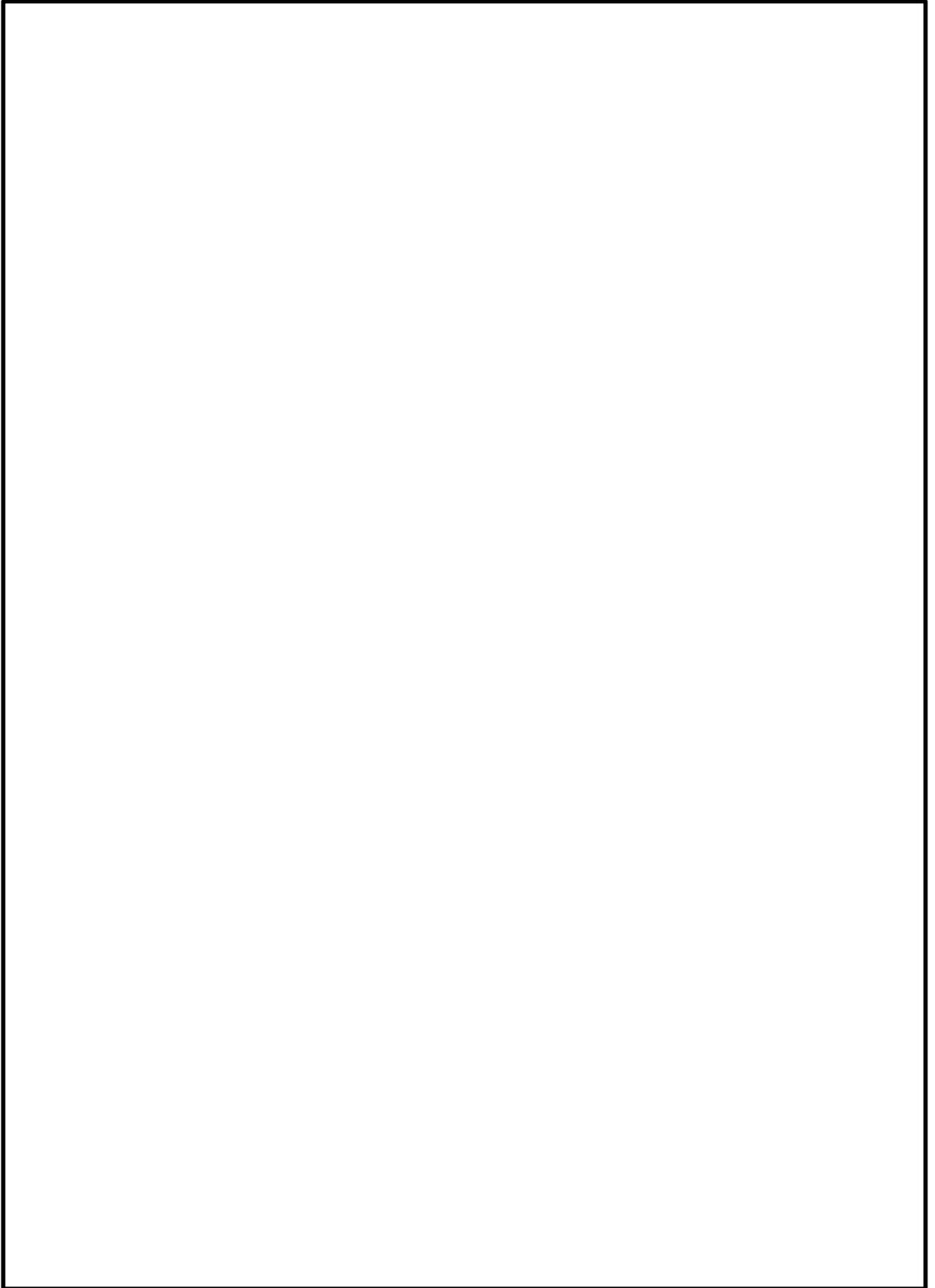


図 15.5-5 (17) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3.1 [H+, V+]$)
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

(5) 過剰間隙水圧比分布

過剰間隙水圧比分布を図 15.5-6 に示す。なお、本図は、各要素に発生した過剰間隙水圧比の全時刻における最大値の分布を示したものである。



図 15.5-6 (1) ②-②断面方向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)

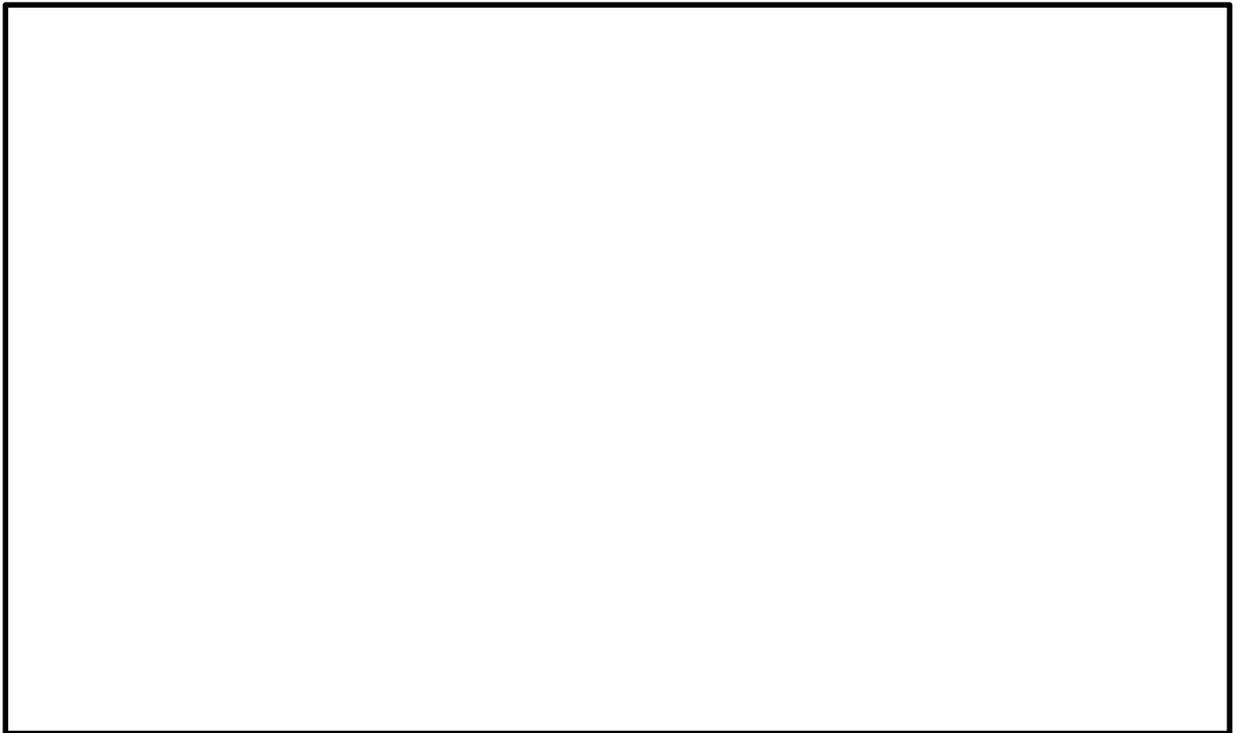


図 15.5-6 (2) ②-②断面方向の過剰間隙水圧比分布 (S_s-D1 [H+, V-])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

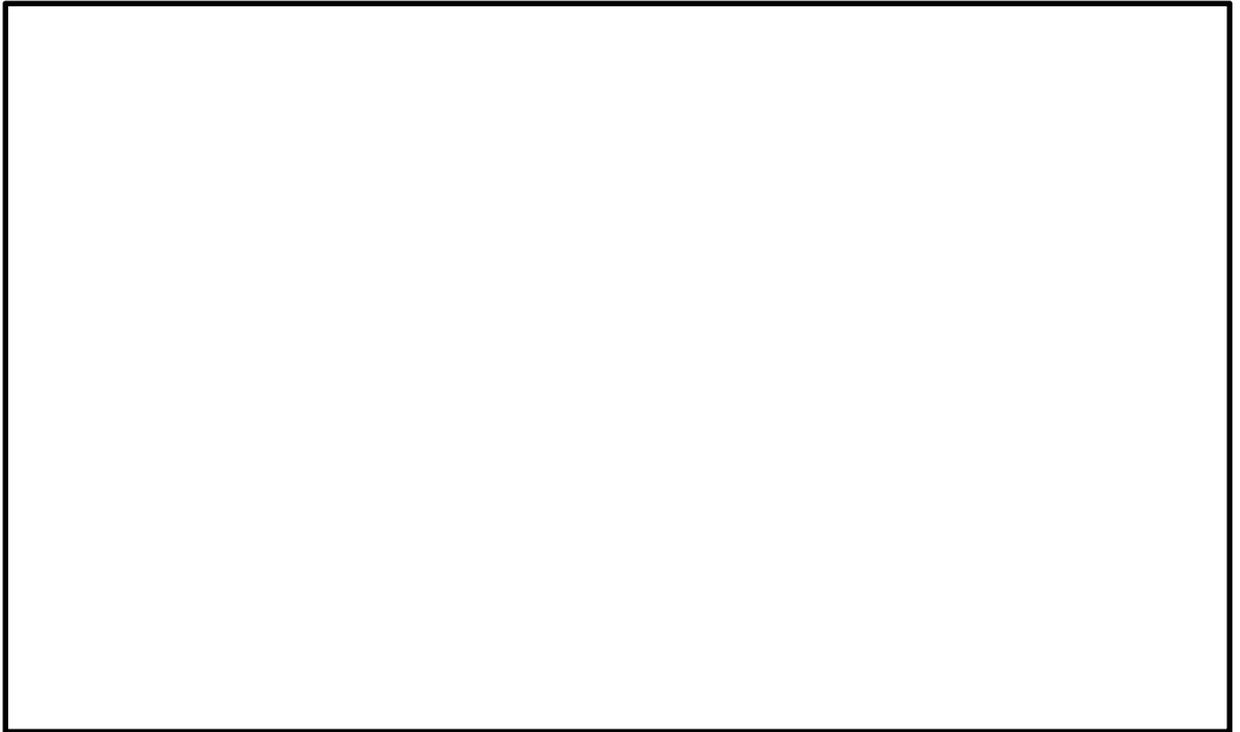


図 15.5-6 (3) ②-②断面方向の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D1$ [H-, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

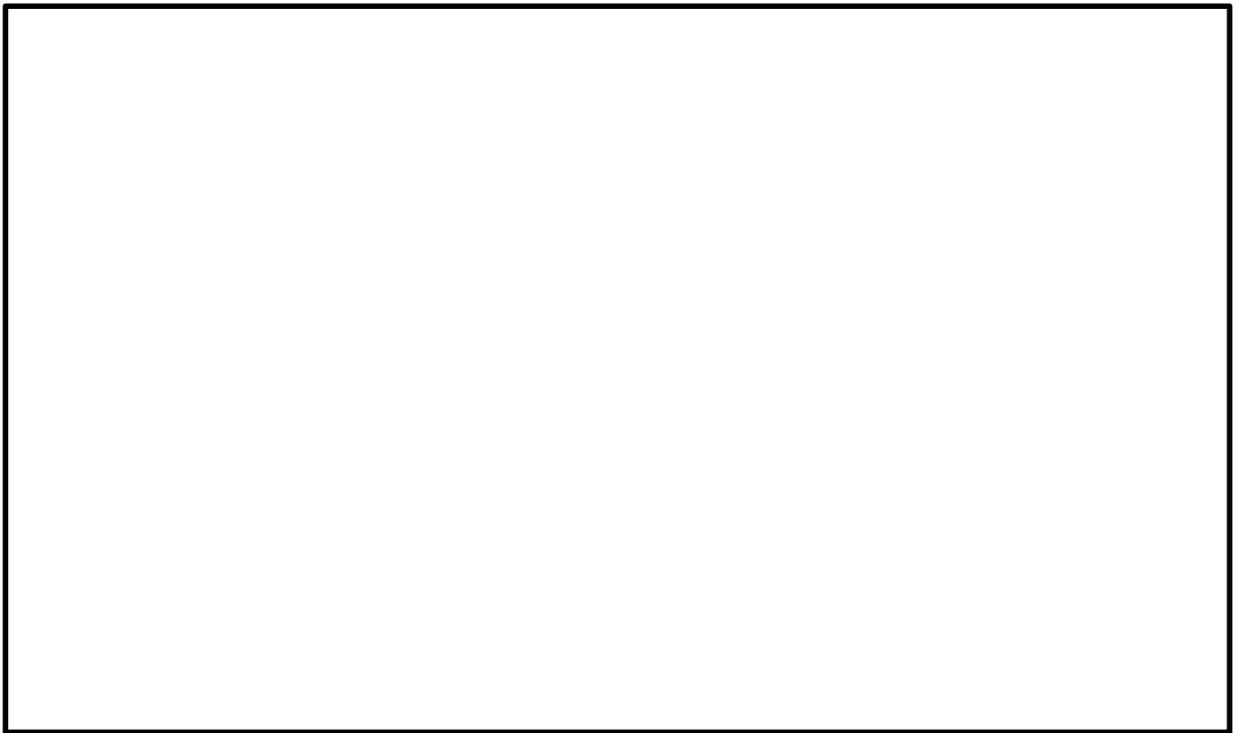


図 15.5-6 (4) ②-②断面方向の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D1$ [H-, V-])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

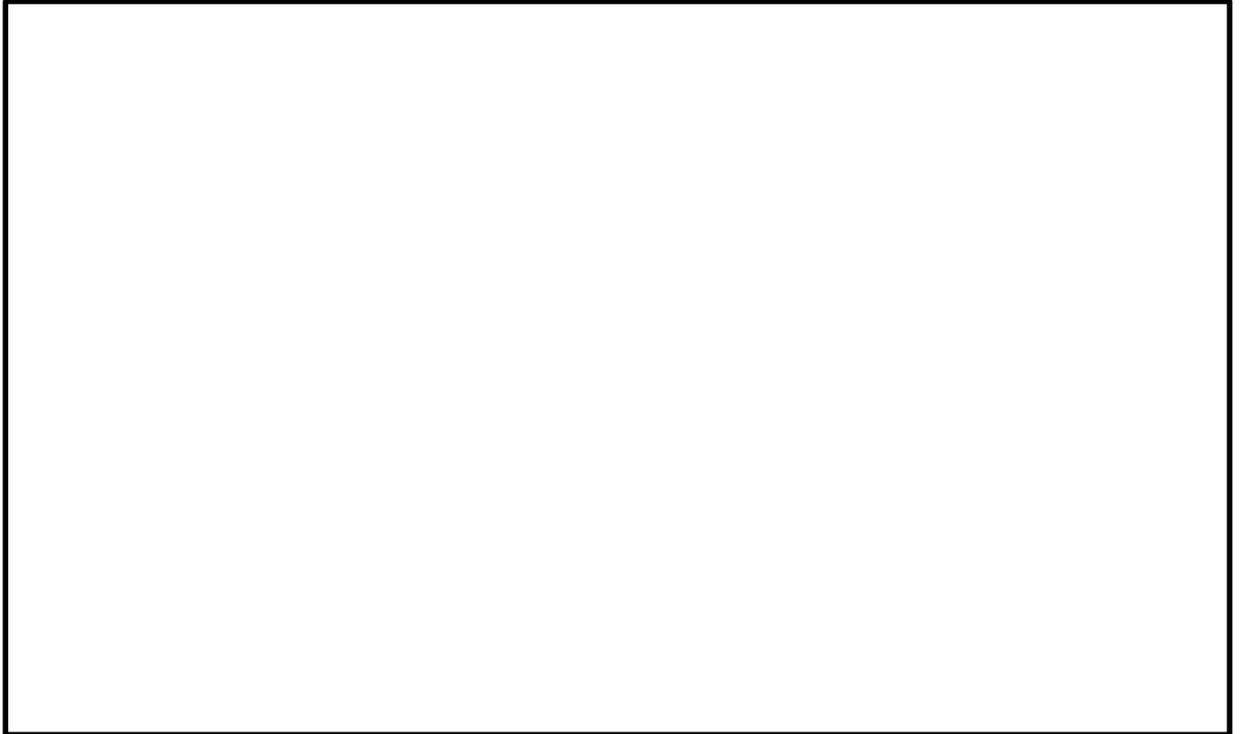


図 15.5-6 (5) ②-②断面方向の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 1$)

(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)

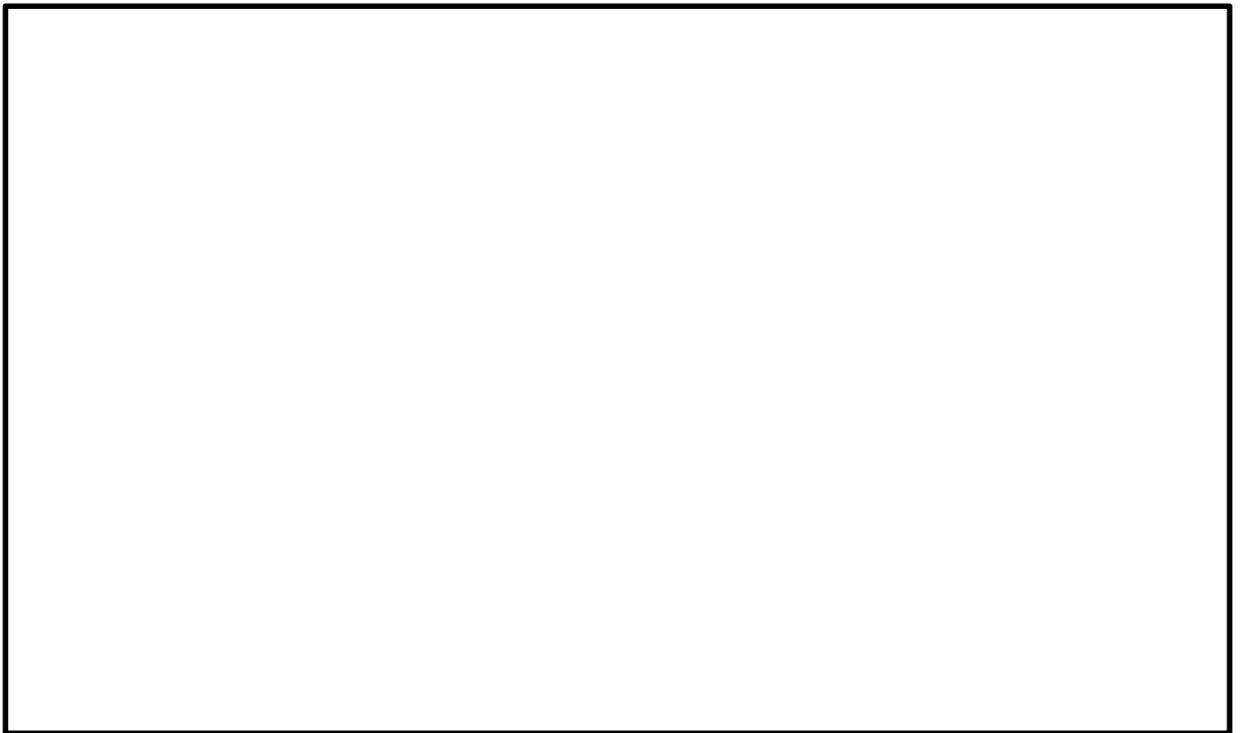


図 15.5-6 (6) ②-②断面方向の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 2$)

(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)

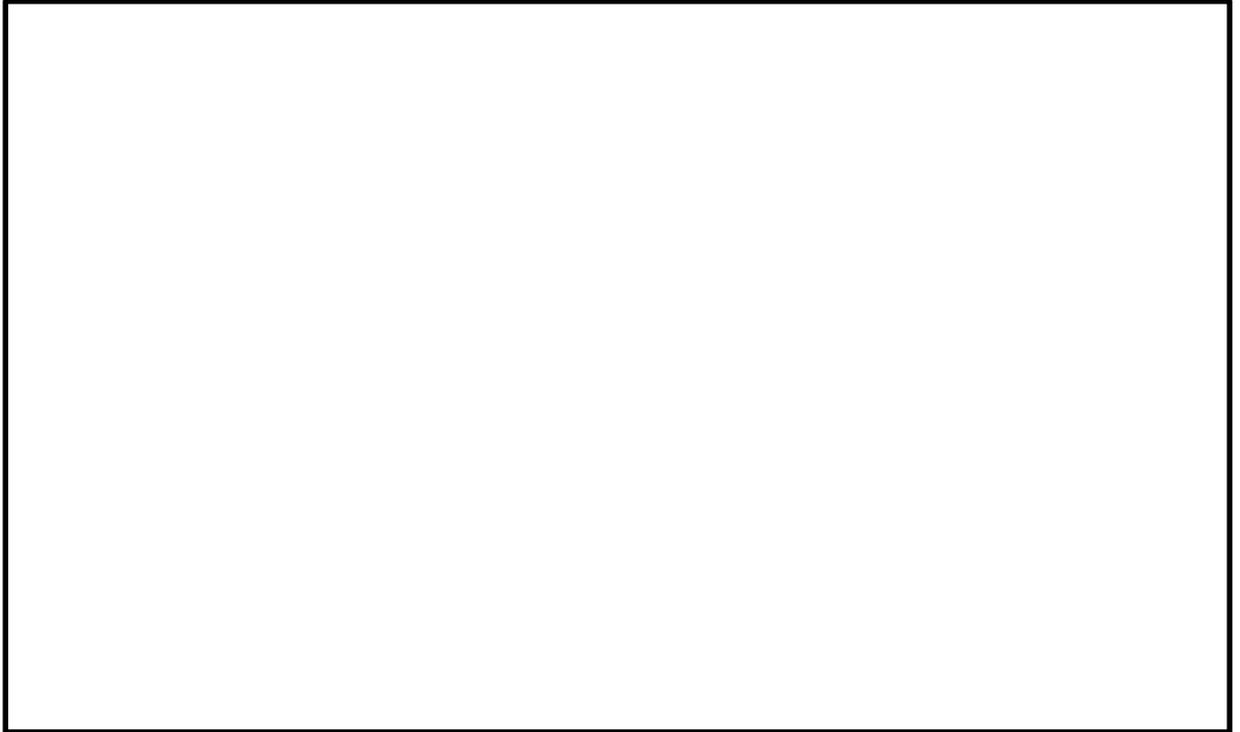


図 15.5-6 (7) ②-②断面方向の過剰間隙水圧比分布 (S_s-13)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

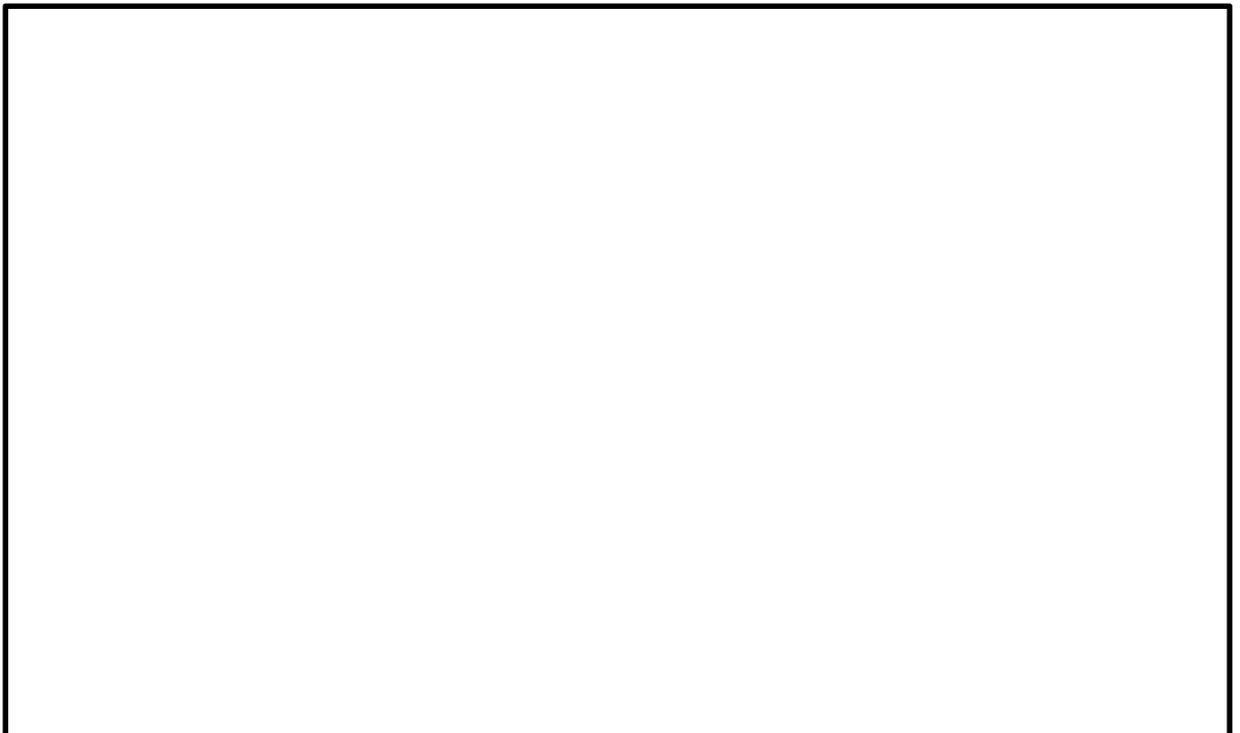


図 15.5-6 (8) ②-②断面方向の過剰間隙水圧比分布 (S_s-14)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

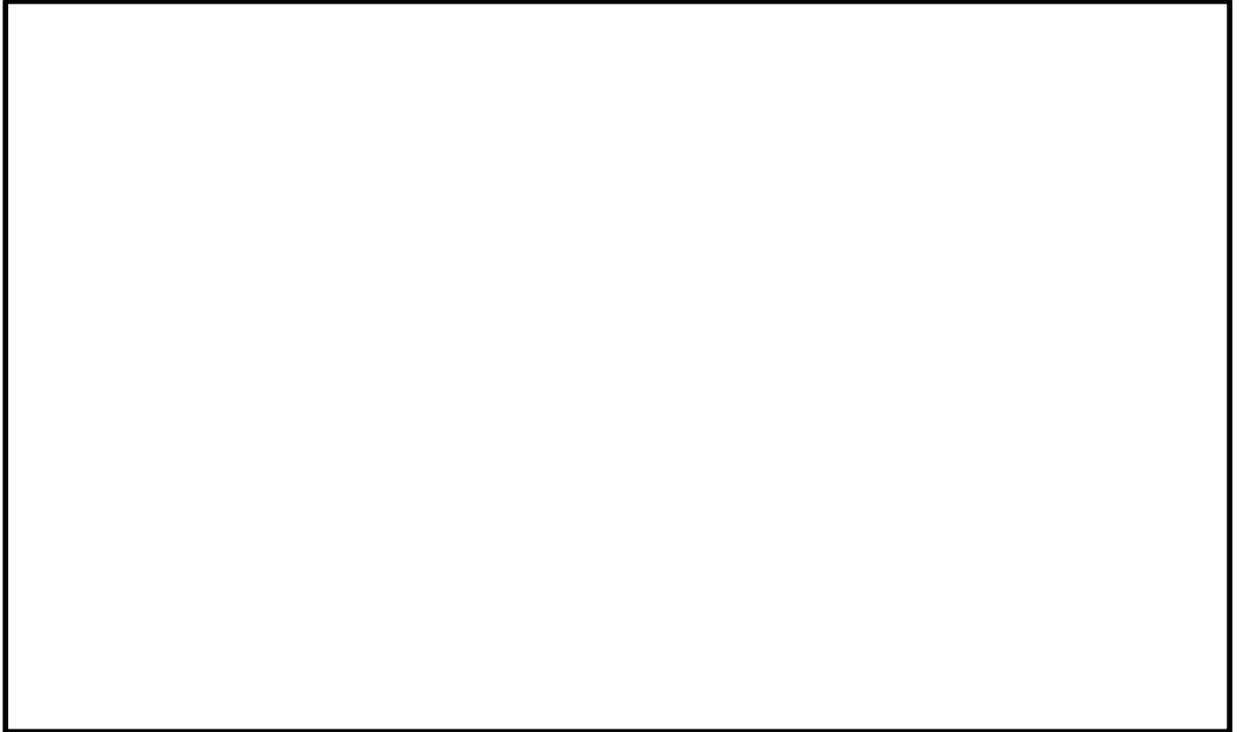


図 15.5-6 (9) ②-②断面方向の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 1$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

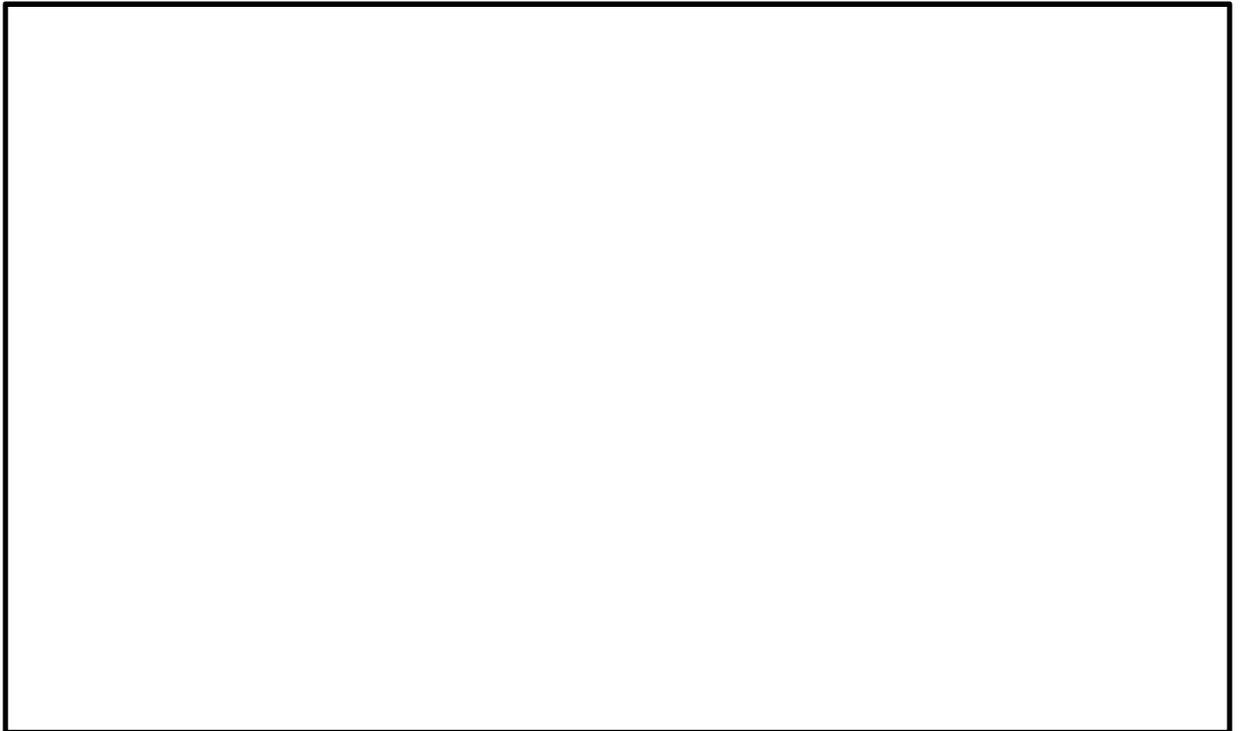


図 15.5-6 (10) ②-②断面方向の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 2$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

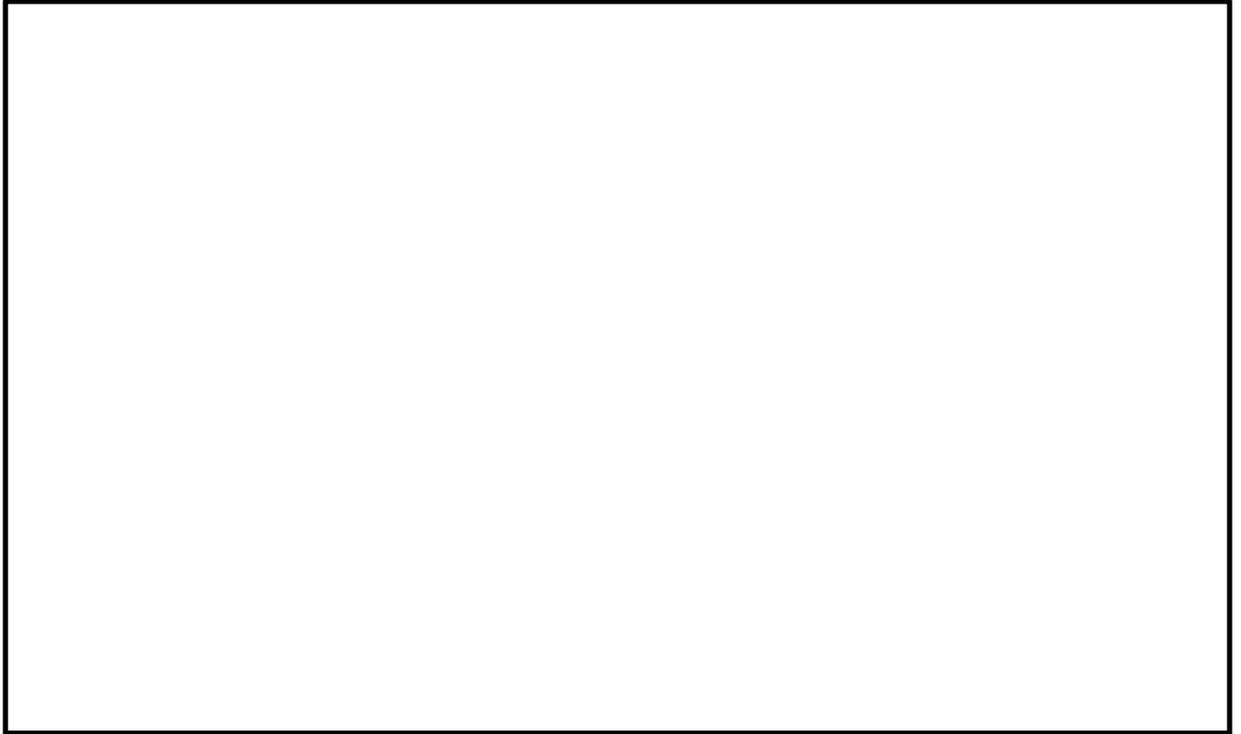


図 15.5-6 (11) ②-②断面方向の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 31$ [H+, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

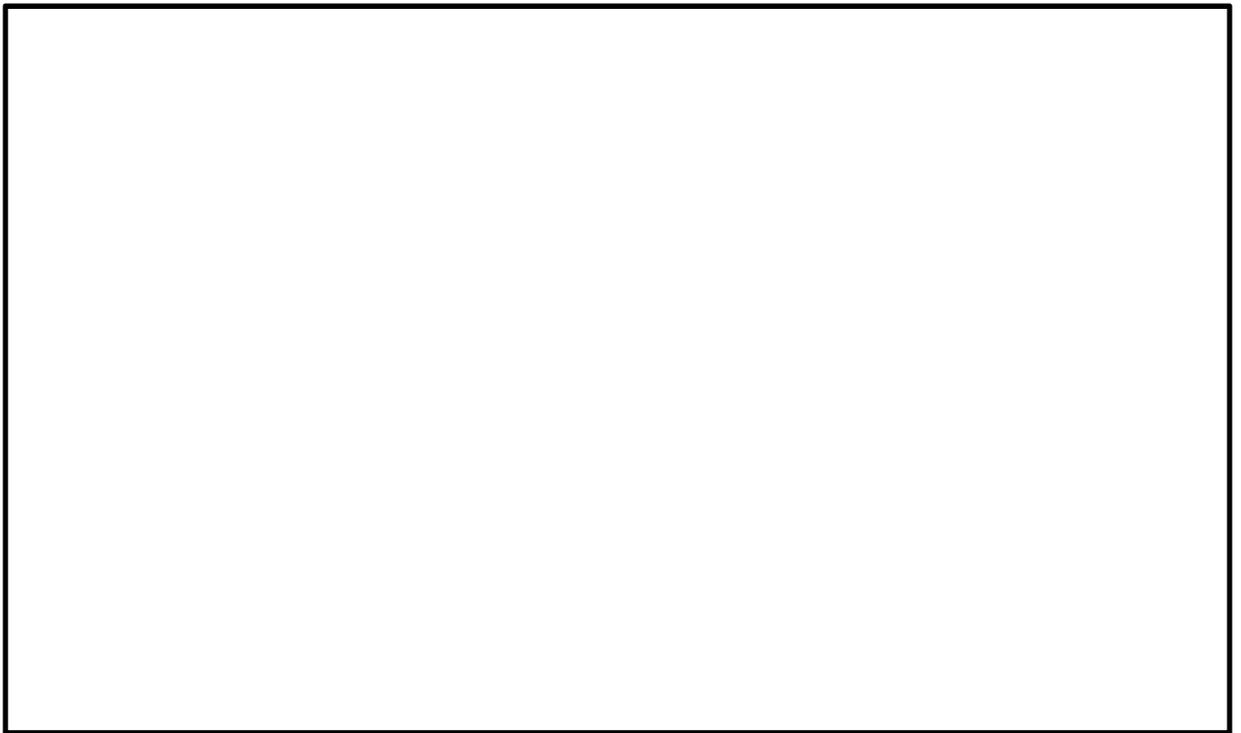


図 15.5-6 (12) ②-②断面方向の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 31$ [H-, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

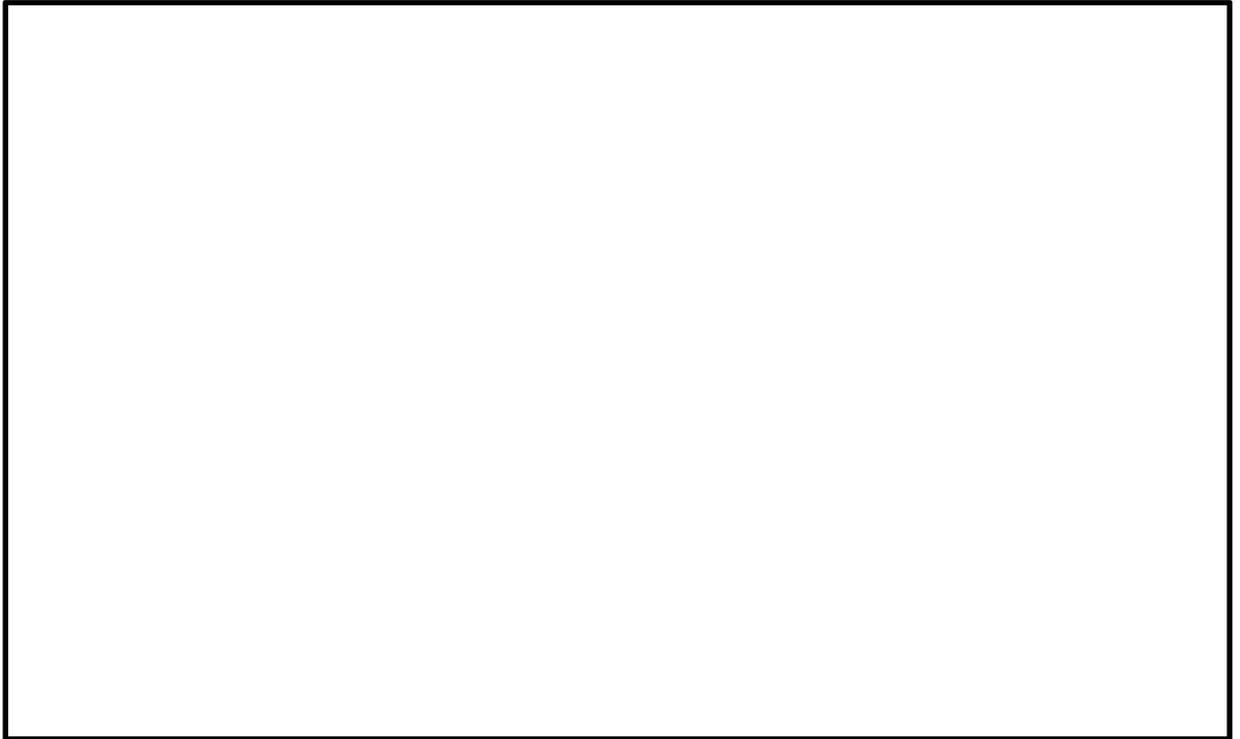


図 15.5-6 (13) ②-②断面方向の最大過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 31$ [H+, V+])
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

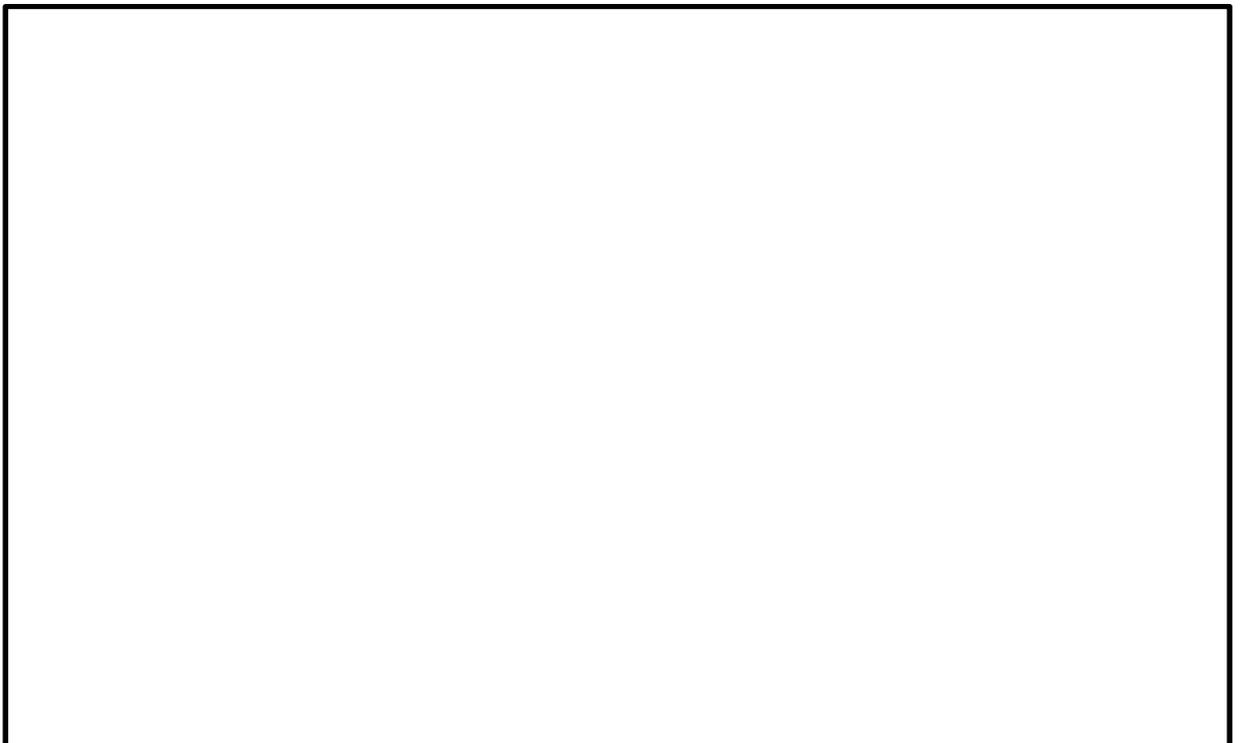


図 15.5-6 (14) ②-②断面方向の最大過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 31$ [H+, V+])
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)



図 15.5-6 (15) ②-②断面方向の最大過剰間隙水圧比分布 (S_s-31 [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)

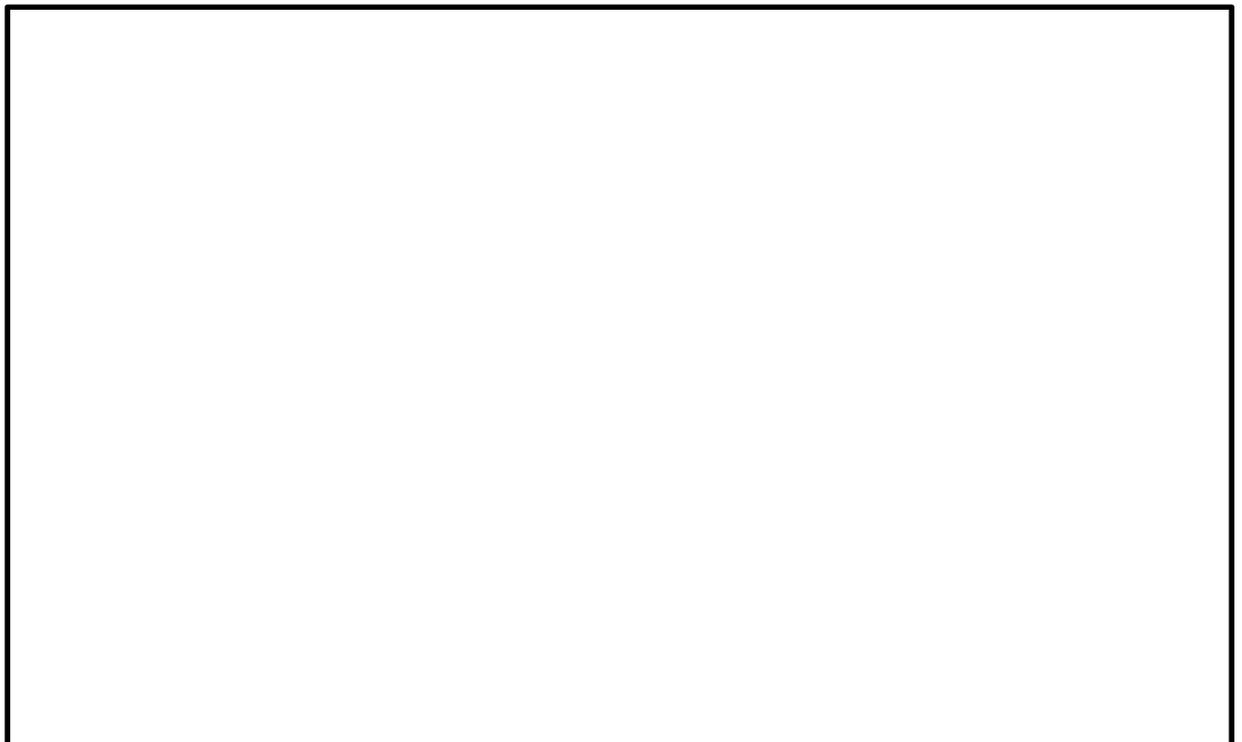


図 15.5-6 (16) ②-②断面方向の最大過剰間隙水圧比分布 (S_s-31 [H+, V+])
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

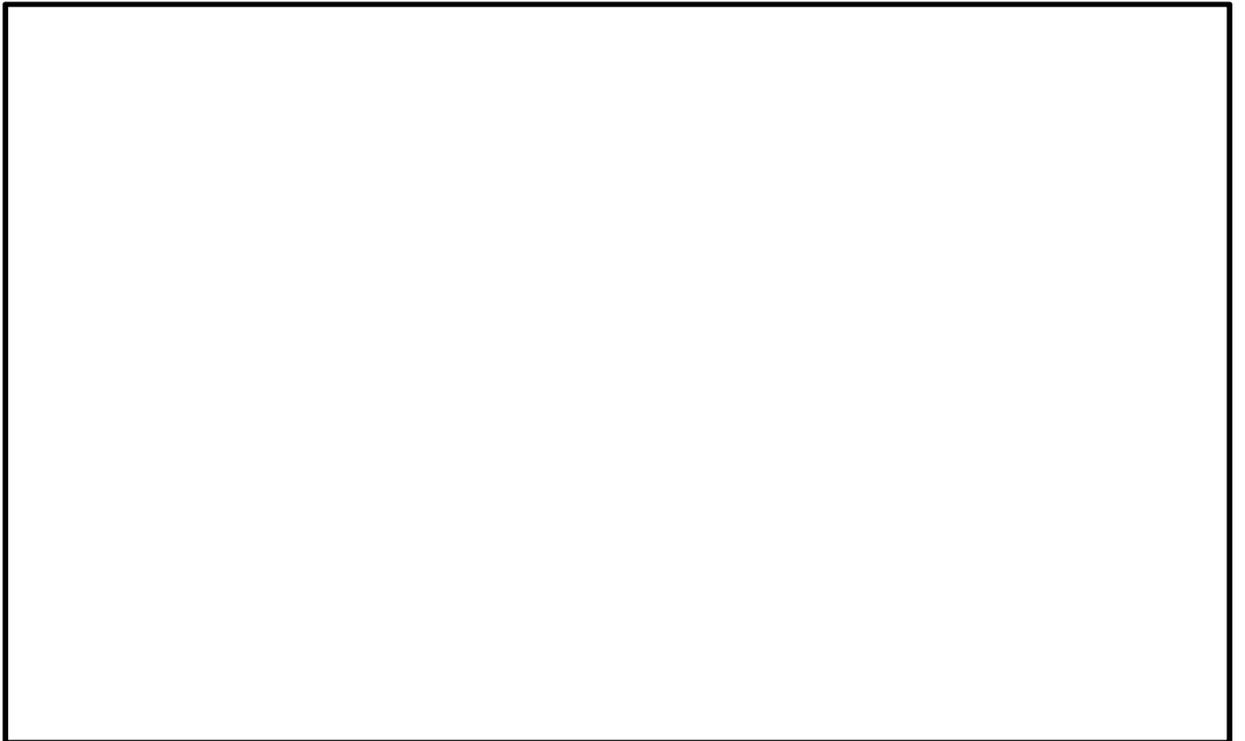


図 15.5-6 (17) ②-②断面方向の最大過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3.1 [H+, V+]$)
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

(6) 最大水平加速度分布

最大水平加速度分布を図 15.5-7 に示す。なお、本図は、各要素に発生した最大水平加速度分布の全時刻における最大値の分布を示したものである。



図 15.5-7 (1) ②-②断面方向の最大水平加速度分布 (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)

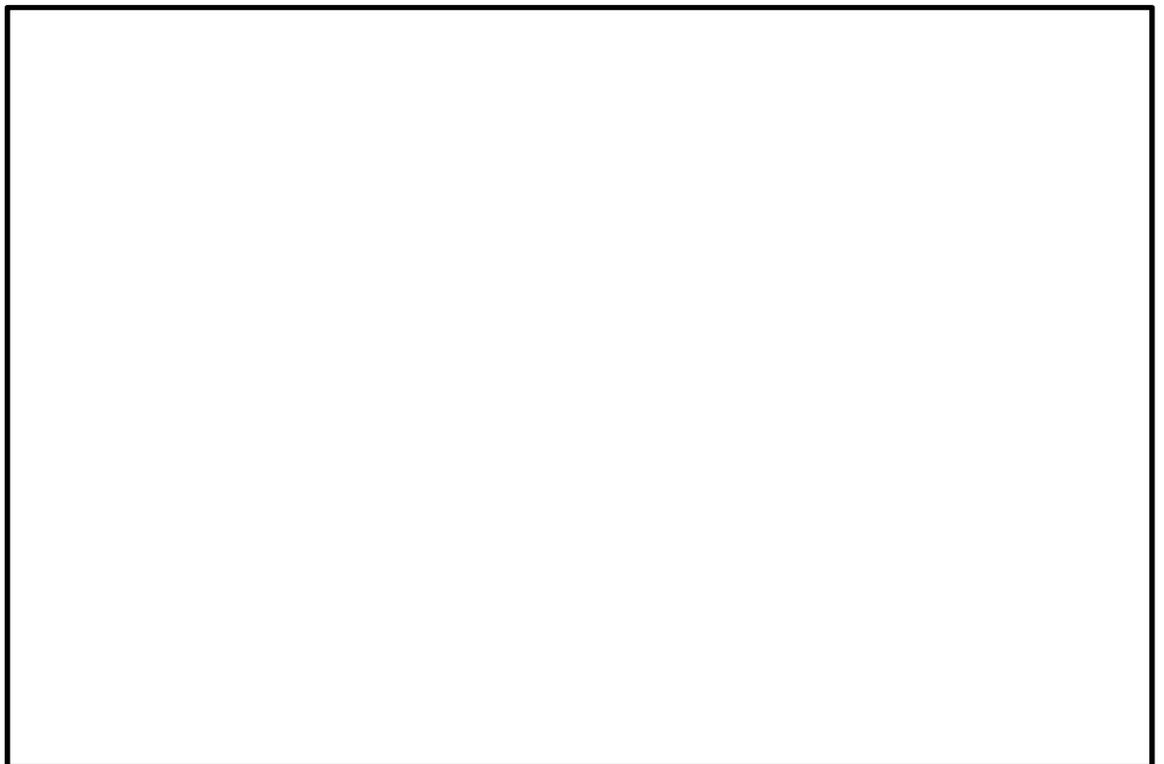


図 15.5-7 (2) ②-②断面方向の最大水平加速度分布 (S_s-D1 [H+, V-])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

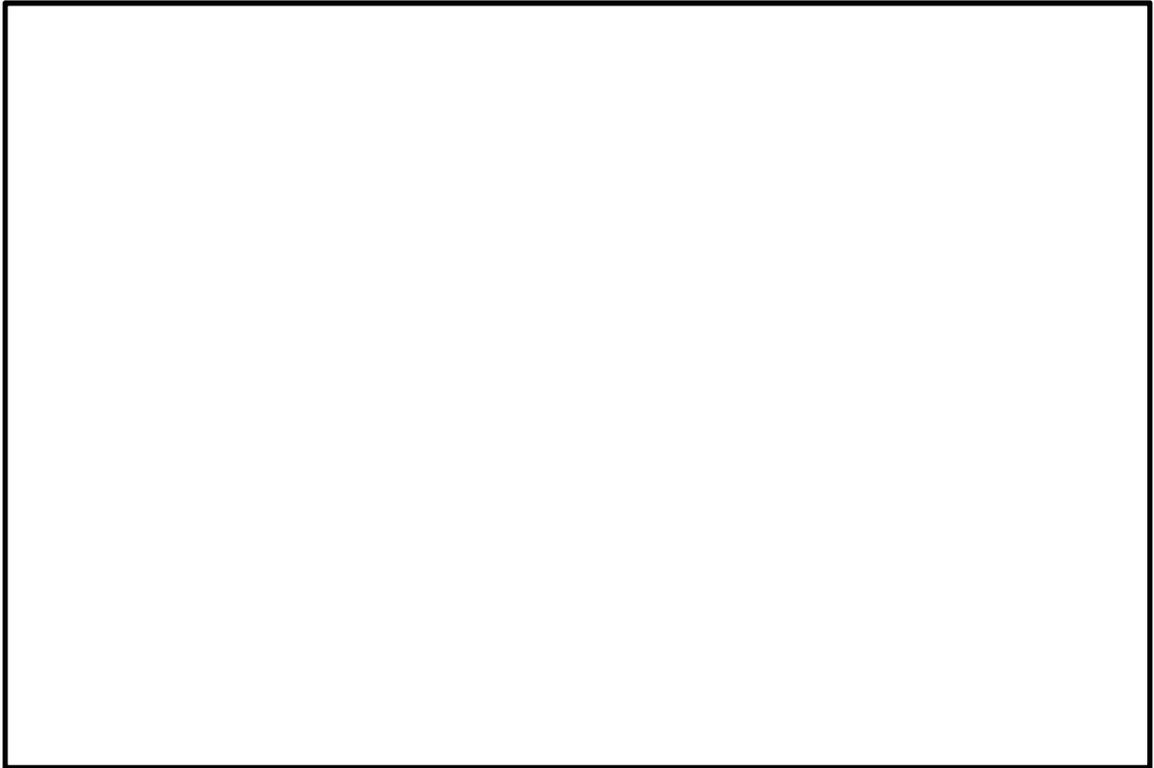


図 15.5-7 (3) ②-②断面方向の最大水平加速度分布 (S_s-D1 [H-, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

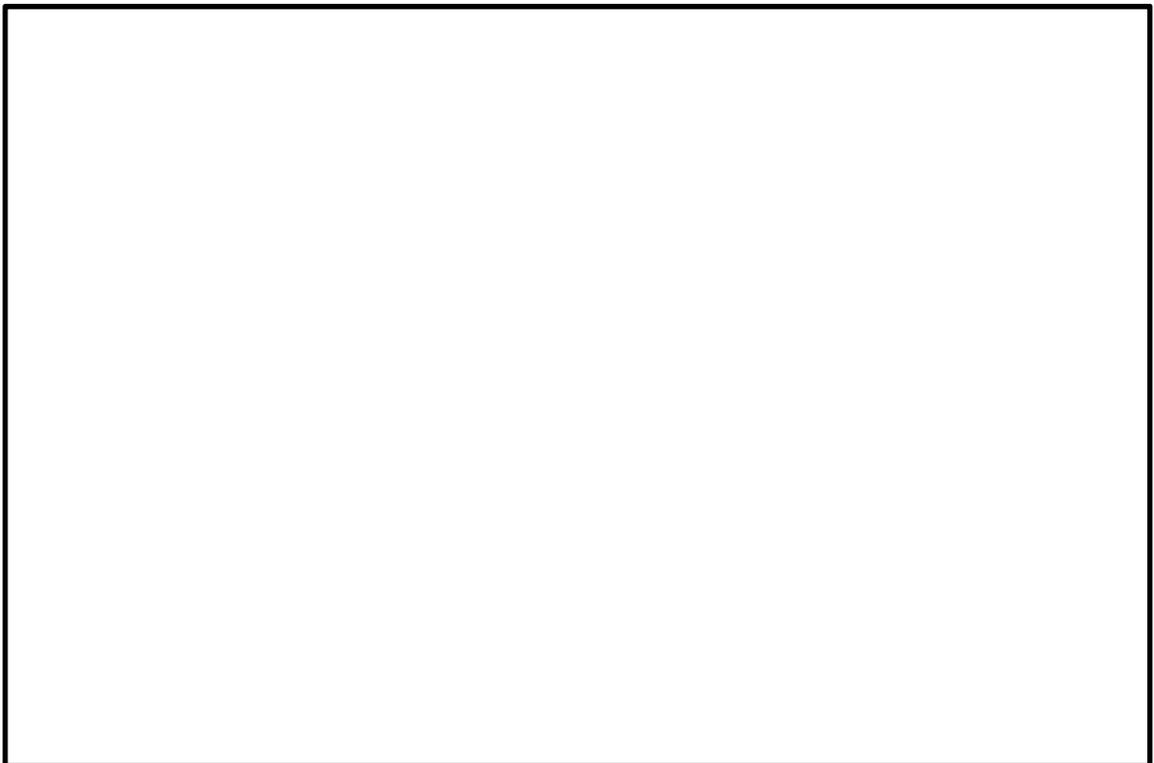


図 15.5-7 (4) ②-②断面方向の最大水平加速度分布 (S_s-D1 [H-, V-])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

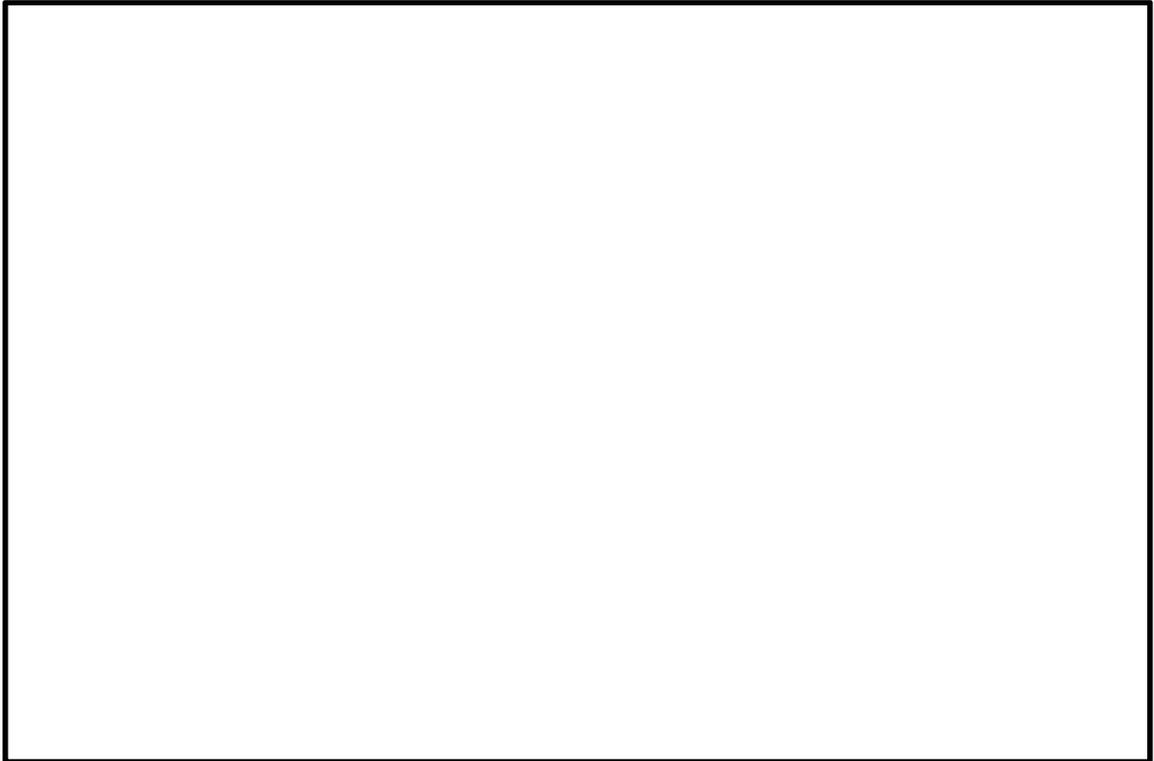


図 15.5-7 (5) ②-②断面方向の最大水平加速度分布 ($S_s-1.1$ [H+, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

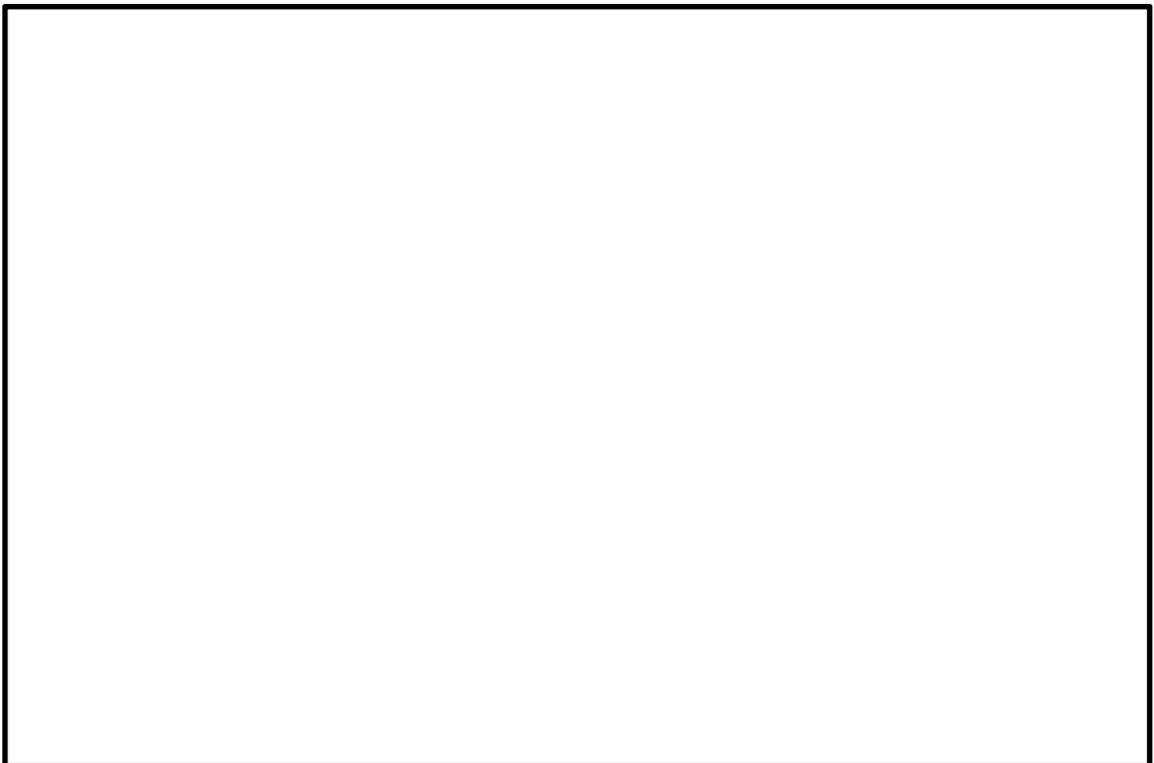


図 15.5-7 (6) ②-②断面方向の最大水平加速度分布 ($S_s-1.2$ [H+, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

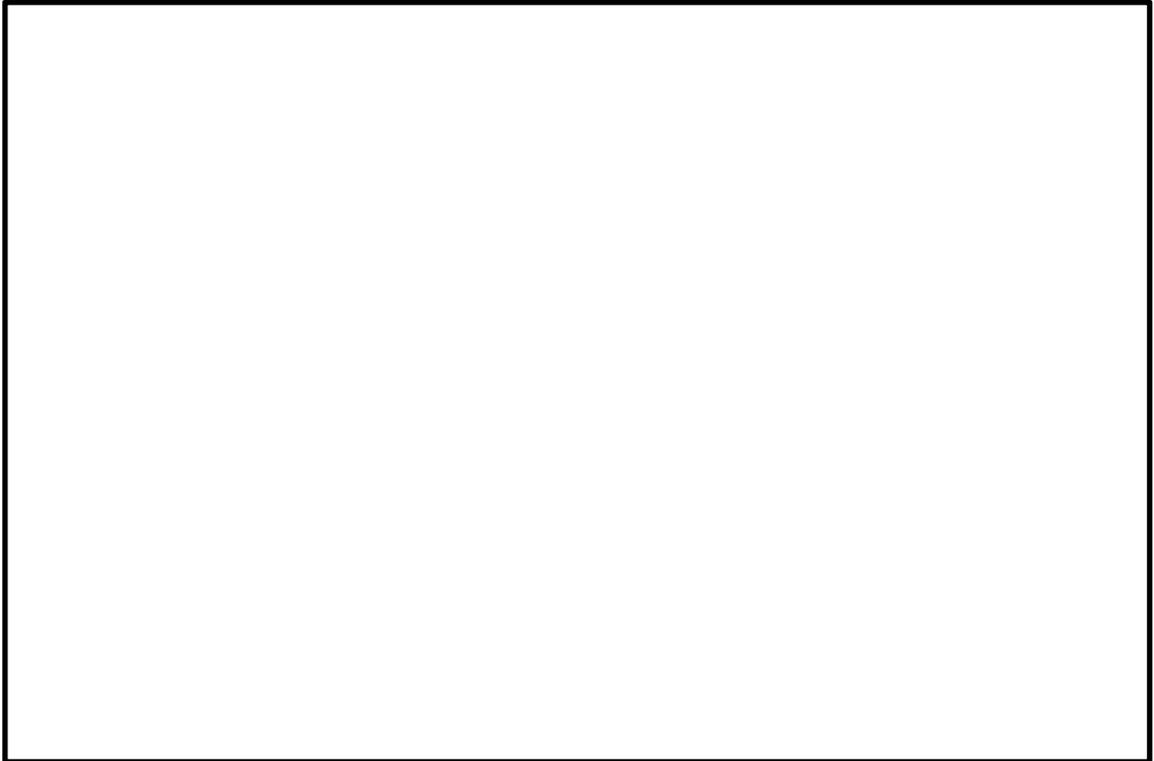


図 15.5-7 (7) ②-②断面方向の最大水平加速度分布 (S_s-13 [H+, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

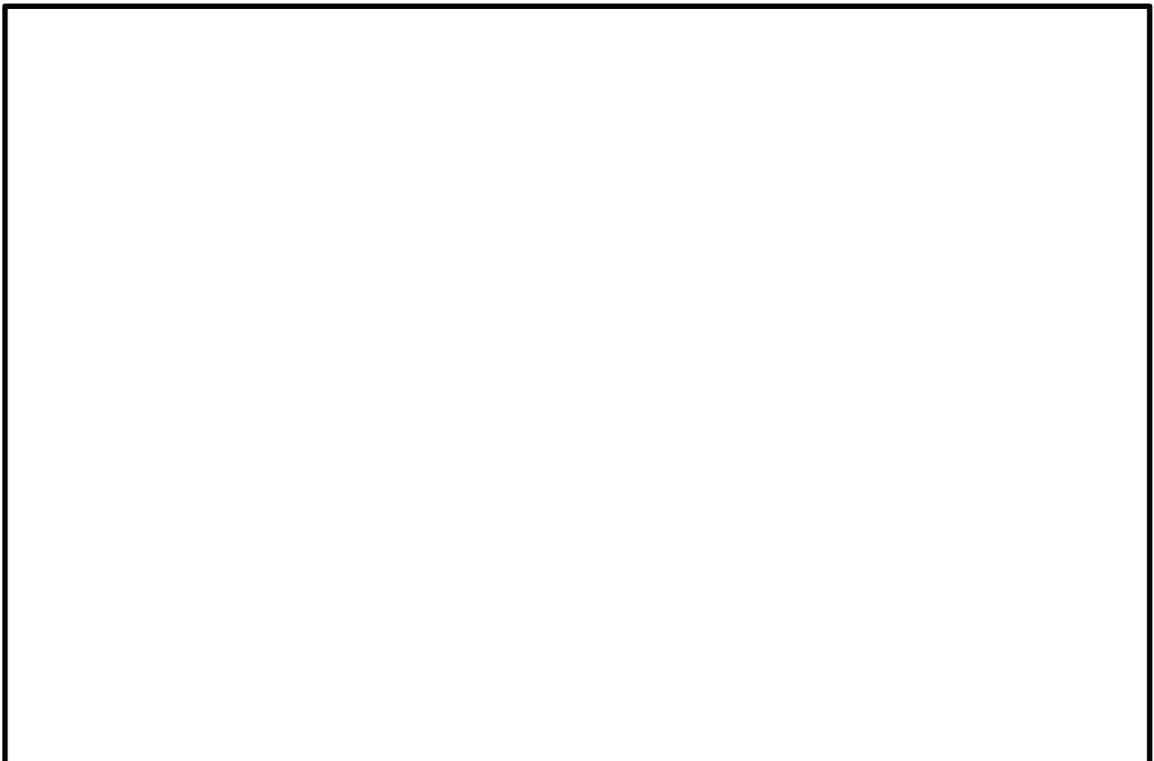


図 15.5-7 (8) ②-②断面方向の最大水平加速度分布 (S_s-14 [H+, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

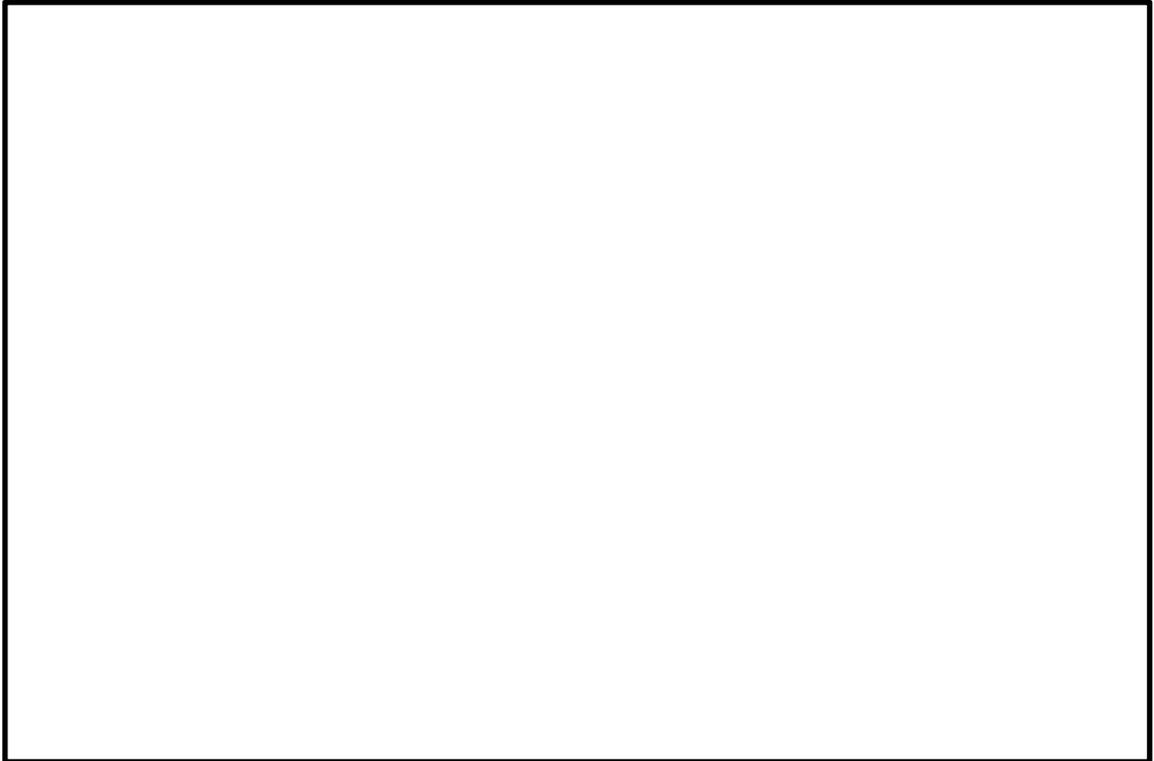


図 15.5-7 (9) ②-②断面方向の最大水平加速度分布 (S_s-21 [H+, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

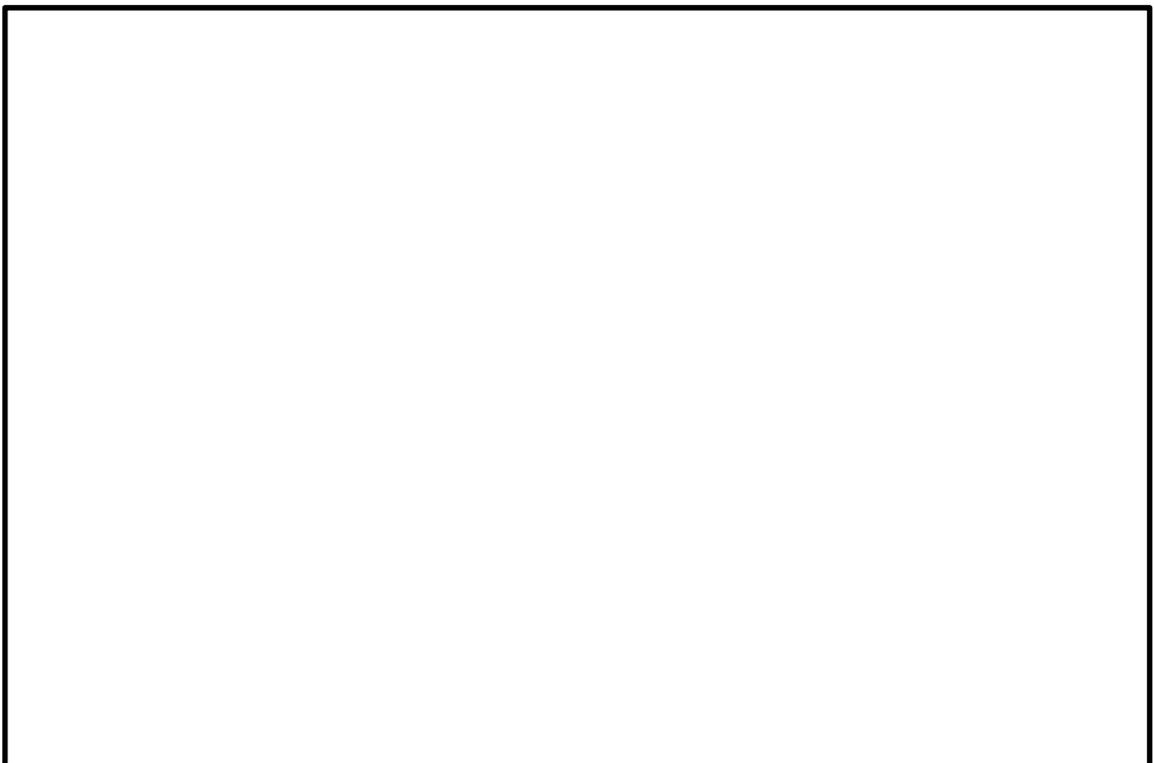


図 15.5-7 (10) ②-②断面方向の最大水平加速度分布 (S_s-22 [H+, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

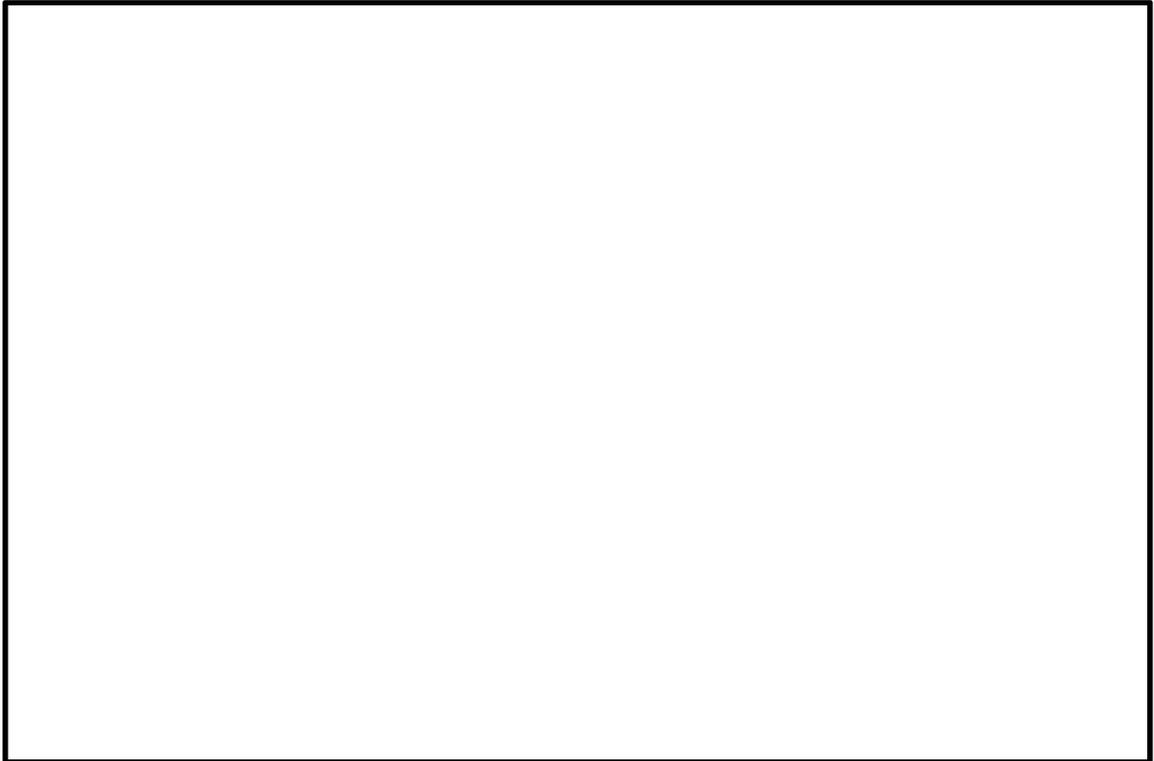


図 15.5-7 (11) ②-②断面方向の最大水平加速度分布 ($S_s - 3.1$ [H+, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

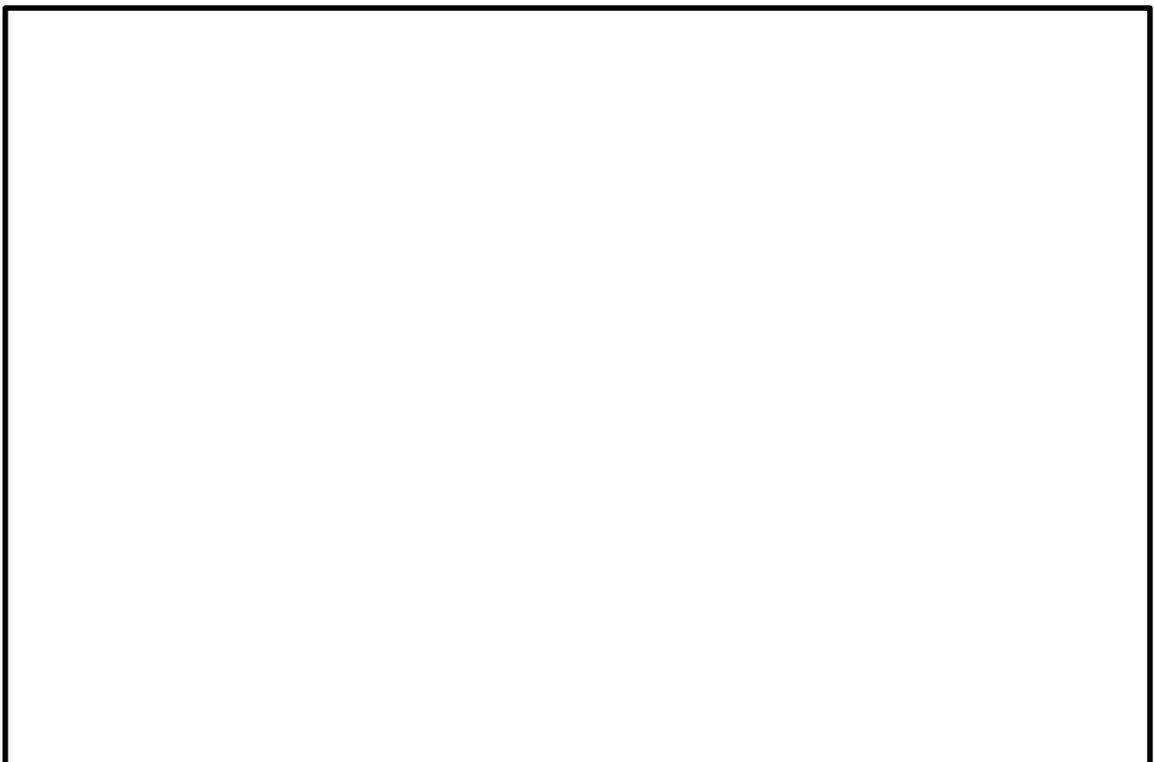


図 15.5-7 (12) ②-②断面方向の最大水平加速度分布 ($S_s - 3.1$ [H-, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

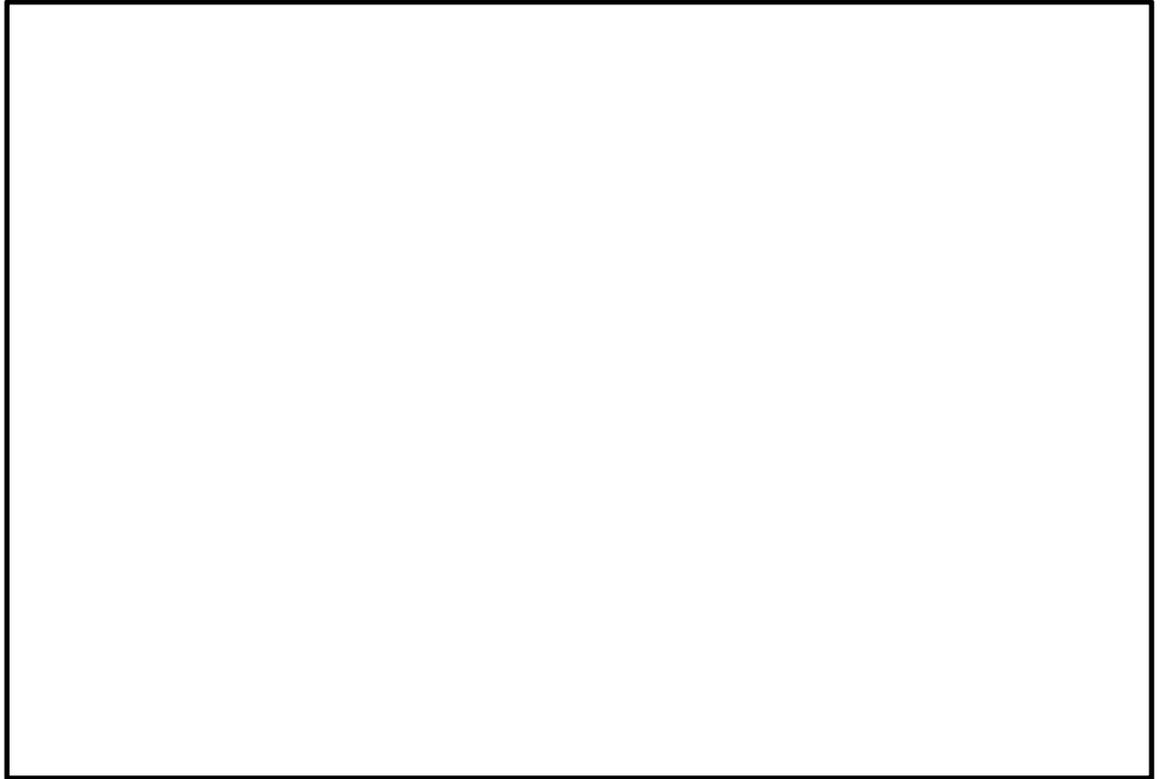


図 15.5-7 (13) ②-②断面方向の最大水平加速度分布 ($S_s - 3.1 [H+, V+]$)
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

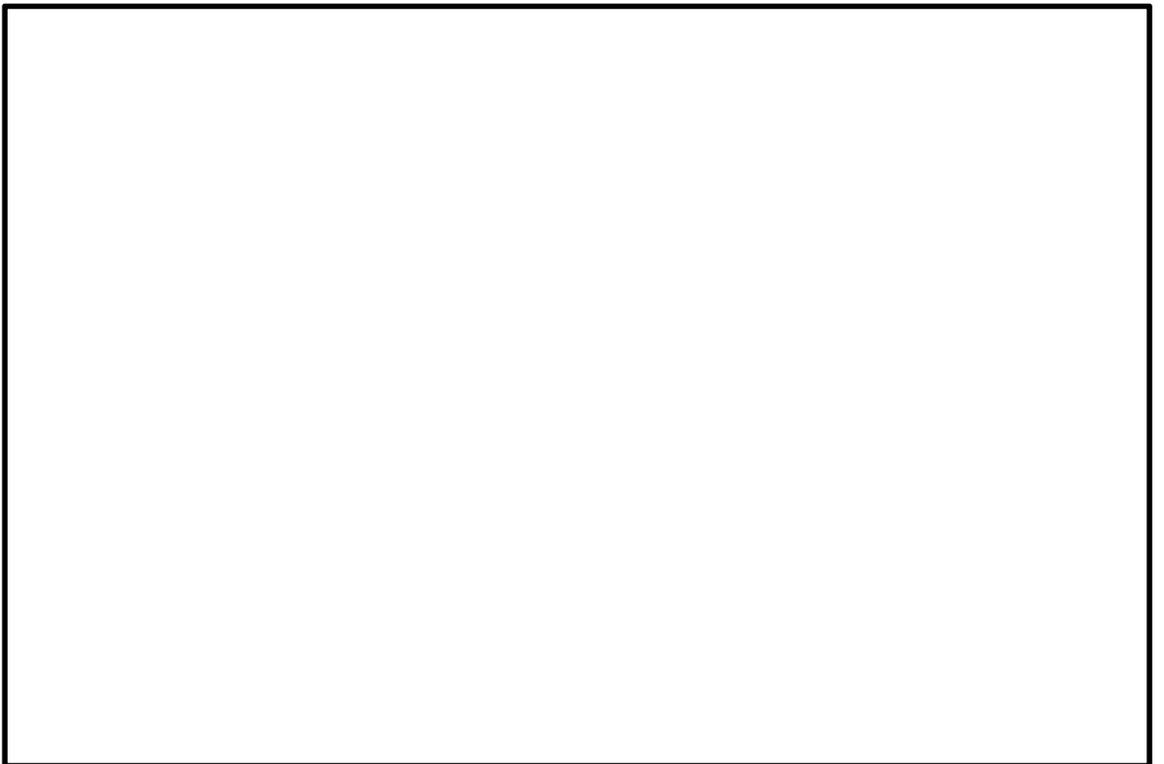


図 15.5-7 (14) ②-②断面方向の最大水平加速度分布 ($S_s - 3.1 [H+, V+]$)
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

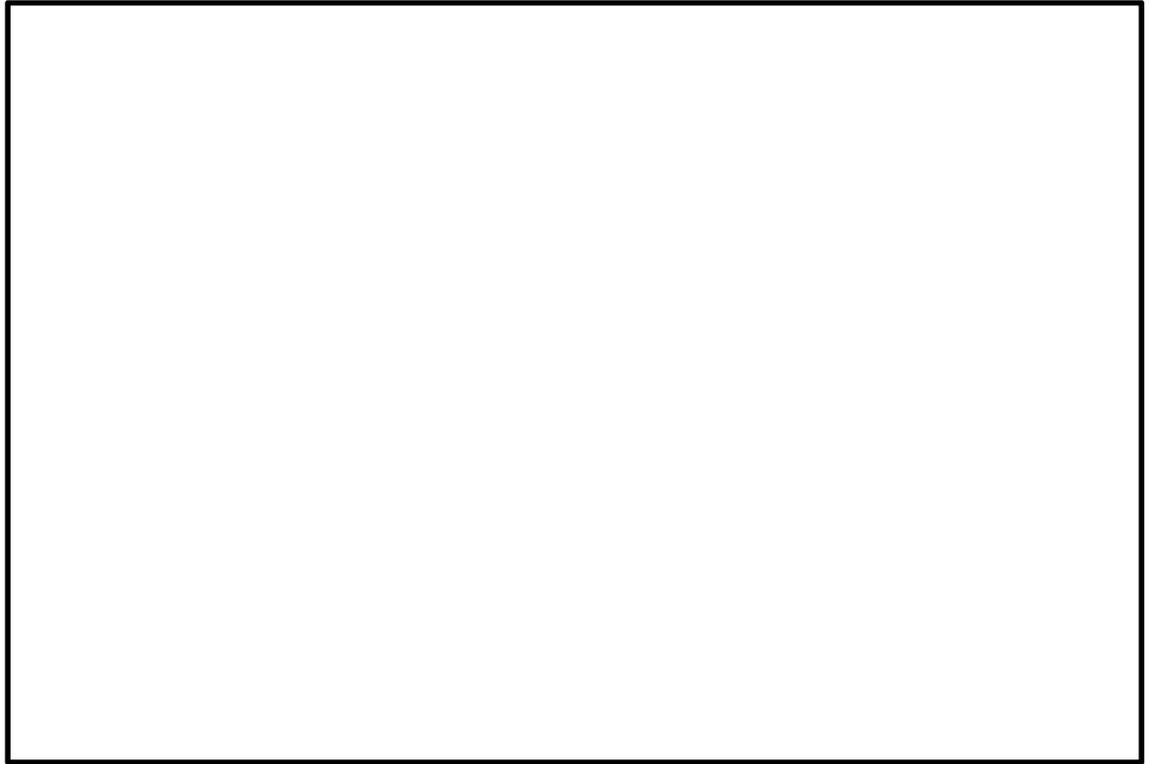


図 15.5-7 (15) ②-②断面方向の最大水平加速度分布 ($S_s - 3.1 [H+, V+]$)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

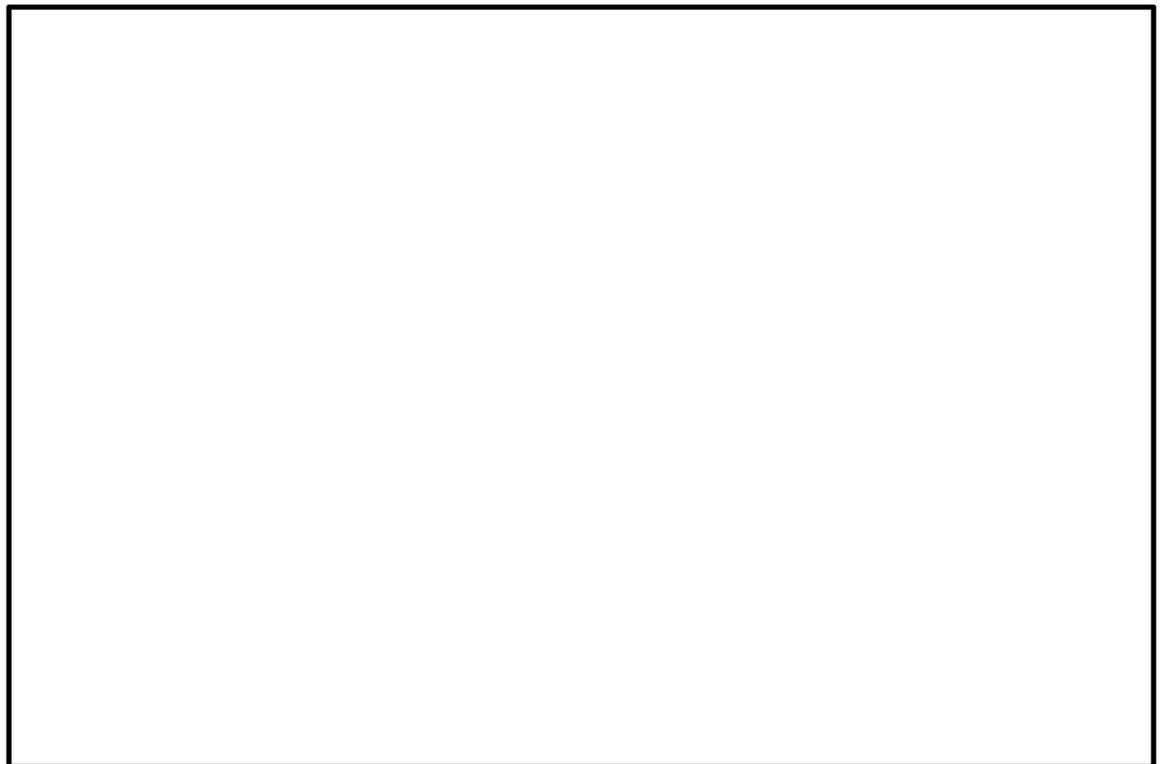


図 15.5-7 (16) ②-②断面方向の最大水平加速度分布 ($S_s - 3.1 [H+, V+]$)
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

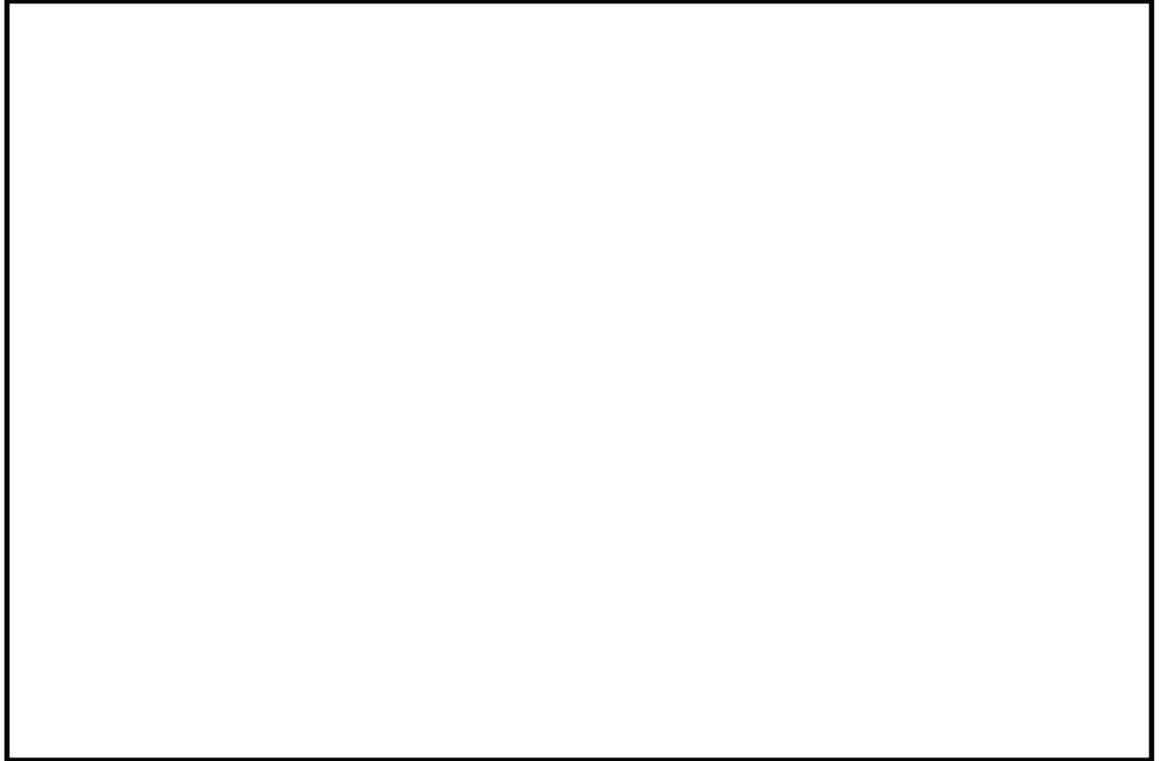


図 15.5-7 (17) ②-②断面方向の最大水平加速度分布 ($S_s = 3.1$ [H+, V+])
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

15.5.2 耐震評価結果

(1) 構造部材の②-②断面方向の曲げ軸力に対する評価結果

鋼材の照査結果を表 15.5-4 に示す。

海水引込み管における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置において応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。

以上のことから、海水引込み管の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。

表 15.5-4 (1) 鋼材の曲げ軸力照査結果 (②-②断面方向)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震動	位相	板厚 (mm)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
S _s -D1	H+, V+	11	25	382.5	0.07
	H+, V-	11	24	382.5	0.07
	H-, V+	11	23	382.5	0.07
	H-, V-	11	24	382.5	0.07
S _s -11		11	19	382.5	0.05
S _s -12		11	22	382.5	0.06
S _s -13		11	21	382.5	0.06
S _s -14		11	19	382.5	0.05
S _s -21		11	26	382.5	0.07
S _s -22		11	25	382.5	0.07
S _s -31	H+, V+	11	29	382.5	0.08
	H-, V+	11	28	382.5	0.08

注記 *：板厚は初期 14 mm に内側 1.0 mm，外側 2.0 mm の腐食代を考慮

表 15.5-4 (2) 鋼材の曲げ軸力照査結果 (②-②断面方向)
(検討ケース②~⑥, : $S_s - 31$ [H+, V+])

地盤ケース*1	板厚*2 (mm)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
②	11	29	382.5	0.08
③	11	28	382.5	0.08
④	11	22	382.5	0.06
⑤	11	28	382.5	0.08
⑥	11	28	382.5	0.08

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

③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース

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

⑤ : 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

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

*2 : 板厚は初期 14 mm に内側 1.0 mm, 外側 2.0 mm の腐食代を考慮

(2) 構造部材の②-②断面方向のせん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を表 15.5-5 に示す。

海水引込み管における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてせん断応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。

以上のことから、海水引込み管の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力及び発生断面力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。

表 15.5-5 (1) 鋼材のせん断力照査結果 (②-②断面方向)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震動	位相	板厚 (mm)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
S _s -D1	H+, V+	11	0.2	217.5	0.001
	H+, V-	11	0.2	217.5	0.001
	H-, V+	11	0.2	217.5	0.001
	H-, V-	11	0.2	217.5	0.001
S _s -11		11	0.1	217.5	0.001
S _s -12		11	0.1	217.5	0.001
S _s -13		11	0.1	217.5	0.001
S _s -14		11	0.1	217.5	0.001
S _s -21		11	0.1	217.5	0.001
S _s -22		11	0.1	217.5	0.001
S _s -31	H+, V+	11	0.2	217.5	0.001
	H-, V+	11	0.2	217.5	0.001

注記 *：板厚は初期 14 mm に内側 1.0 mm, 外側 2.0 mm の腐食代を考慮

表 15.5-5 (2) 鋼材のせん断力照査結果 (②-②断面方向)
(検討ケース②~⑥, : $S_s - 31$ [H+, V+])

地盤ケース*1	板厚*2 (mm)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
②	11	0.2	217.5	0.001
③	11	0.2	217.5	0.001
④	11	0.2	217.5	0.001
⑤	11	0.2	217.5	0.001
⑥	11	0.2	217.5	0.001

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

③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース

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

⑤ : 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

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

*2 : 板厚は初期 14 mm に内側 1.0 mm, 外側 2.0 mm の腐食代を考慮

(3) 構造部材の縦断面方向の合成応力に対する算定結果

a. 曲げ軸応力の算出結果

海水引込み管の合成応力評価に用いる縦断面方向の発生応力度を表 15.5-6 に示す。

表 15.5-6 (1) 鋼材の合成応力評価に用いる曲げ軸応力の算出結果 (②-②断面)

入射角 (°)	位相 (°)	応力度 σ_x (N/mm ²)
0	0	0.02
45	0	53.43
0	90	44.49
45	90	62.41
0	180	0.02
45	180	53.43
0	270	44.49
45	270	62.41

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
板厚は初期 14 mm に内側 1.0 mm，外側 2.0 mm の腐食代を考慮

b. せん断応力の算出結果

海水引込み管の合成応力評価に用いる縦断面方向の発生応力度を表 15.5-6 に示す。

表 15.5-6 (2) 鋼材の合成応力評価に用いるせん断応力の算出結果 (②-②断面)

入射角 (°)	位相 (°)	せん断応力度 τ (N/mm ²)
0	0	0.04
45	0	0.03
0	90	0.72
45	90	0.06
0	180	0.04
45	180	0.03
0	270	0.72
45	270	0.06

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
板厚は初期 14 mm に内側 1.0 mm，外側 2.0 mm の腐食代を考慮

(4) 構造部材の合成応力に対する評価結果

海水引込み管の発生応力は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成 19 年）」に基づき横断面方向応力と縦断面応力を以下の式にて組み合わせる。

$$\sigma = \sqrt{\sigma_C^2 + \sigma_X^2 - \sigma_C \sigma_X + 3 \tau^2}$$

ここで，

- σ : 合成応力度 (N/mm²)
- σ_C : 横断面方向応力度 (N/mm²)
- σ_X : 縦断面方向応力度 (N/mm²)
- τ : 縦断面方向せん断応力度 (N/mm²)

合成応力に対する許容限界は，表 15.2-8 に示す短期許容応力度とする。

海水引込み管の合成応力照査結果を表 15.5-7 に示す。

同表より，海水引込み管に生じる合成応力が許容限界以下であることを確認した。

表 15.5-7 合成応力の照査結果

入射角 (°)	位相 (°)	横断面方向	縦断面方向		合成応力度 σ (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
		応力度 σ_C (N/mm ²)	応力度 σ_X (N/mm ²)	せん断応力度 τ (N/mm ²)			
0	0	28.41	0.02	0.04	29	382.5	0.08
45	0	28.41	53.43	0.03	46	382.5	0.12
0	90	28.41	44.49	0.72	40	382.5	0.11
45	90	28.41	62.41	0.06	55	382.5	0.15
0	180	28.41	0.02	0.04	29	382.5	0.08
45	180	28.41	53.43	0.03	47	382.5	0.13
0	270	28.41	44.49	0.72	40	382.5	0.11
45	270	28.41	62.41	0.06	55	382.5	0.15

(5) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能評価結果を表 15.5-8 に、接地圧分布を図 15.5-8 に示す。

海水引込み管の最大接地圧は S_s-21 (検討ケース①, ②-②断面) で 962 kN/m^2 であり、基礎地盤の極限支持力度 2151 kN/m^2 以下である。

以上のことから、海水引込み管の基礎地盤は、基準地震動 S_s に対し、支持性能を有することを確認した。

表 15.5-8 基礎地盤の支持性能評価結果

検討ケース	地震動	位相	最大接地圧	極限支持力度
			(kN/m^2)	(kN/m^2)
ケース①	S_s-D1	[H+, V+]	933	2151
		[H+, V-]	924	2151
		[H-, V+]	941	2151
		[H-, V-]	938	2151
	S_s-11	-	867	2151
	S_s-12	-	860	2151
	S_s-13	-	888	2151
	S_s-14	-	846	2151
	S_s-21	-	962	2151
	S_s-22	-	961	2151
	S_s-31	[H+, V+]	934	2151
[H-, V+]		920	2151	
ケース②	S_s-D1	[H+, V+]	940	2151
ケース③	S_s-D1	[H+, V+]	927	2151
ケース④	S_s-D1	[H+, V+]	836	2151
ケース⑤	S_s-D1	[H+, V+]	928	2151
ケース⑥	S_s-D1	[H+, V+]	933	2151

注記* : ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

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

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

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

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

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

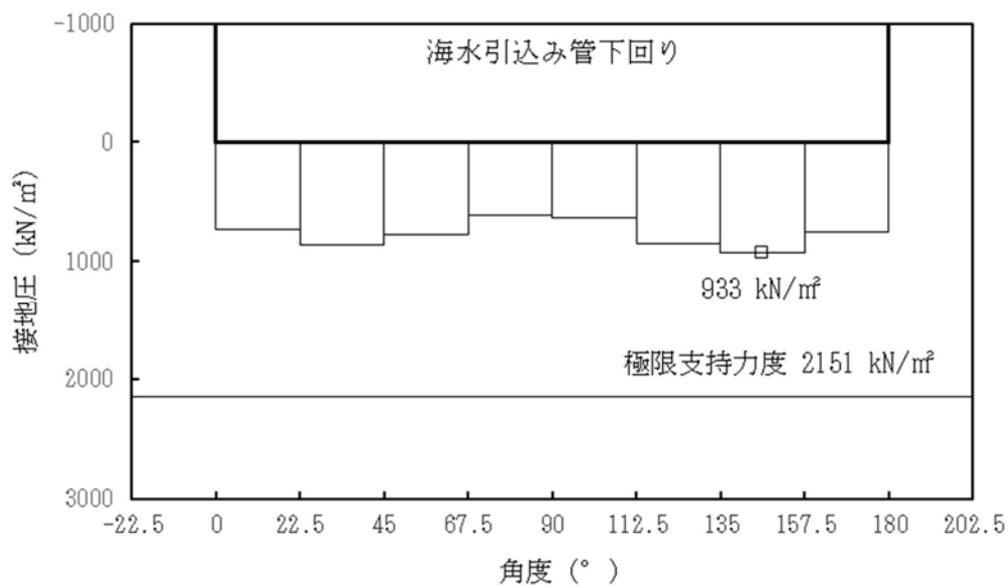


図 15.5-8 (1) ②-②断面の接地圧分布図 (S_s-D 1 [H+, V+])
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

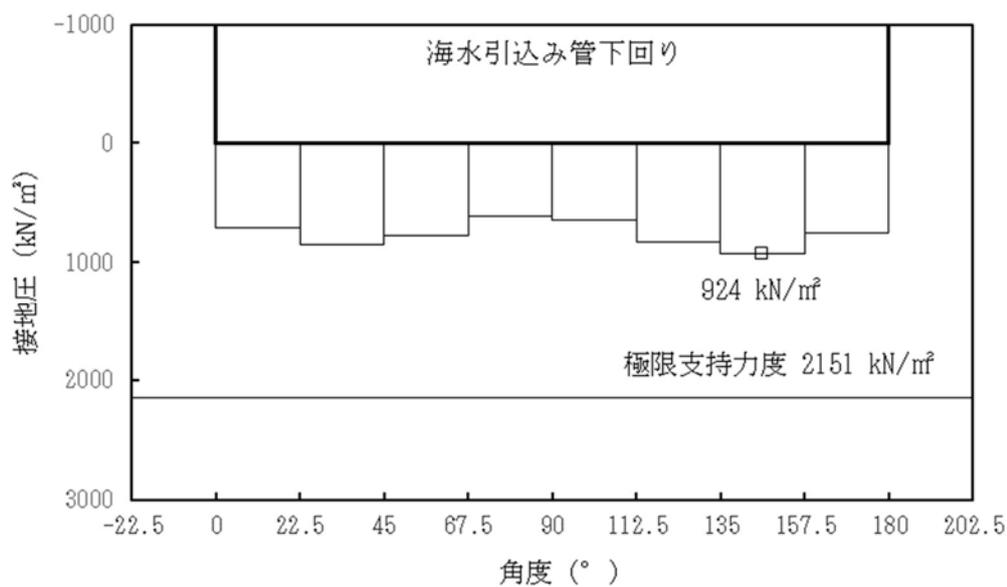


図 15.5-8 (2) ②-②断面の接地圧分布図 (S_s-D 1 [H+, V-])
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

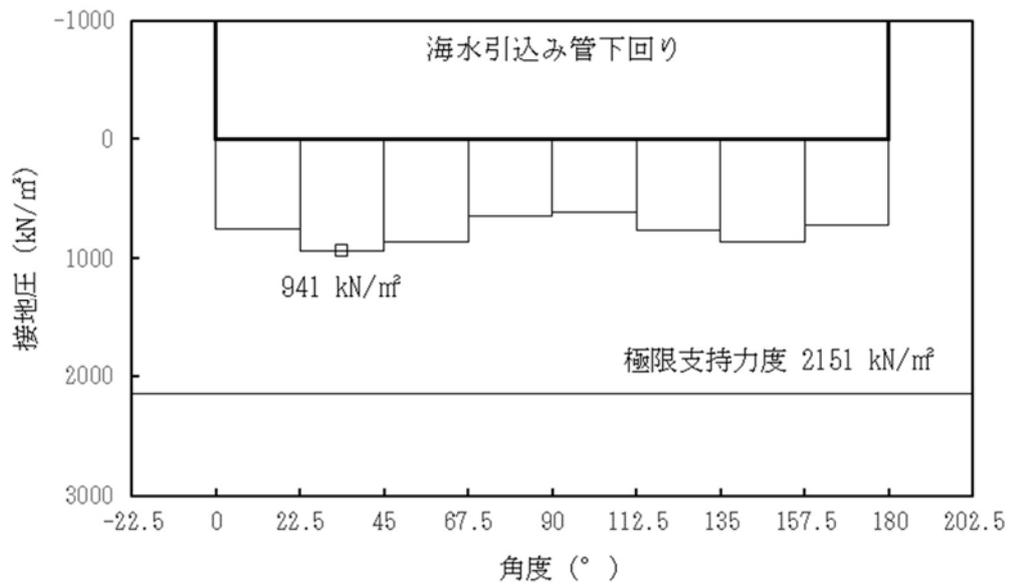


図 15.5-8 (3) ②-②断面の接地圧分布図 (S_s-D1 [H-, V+])
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

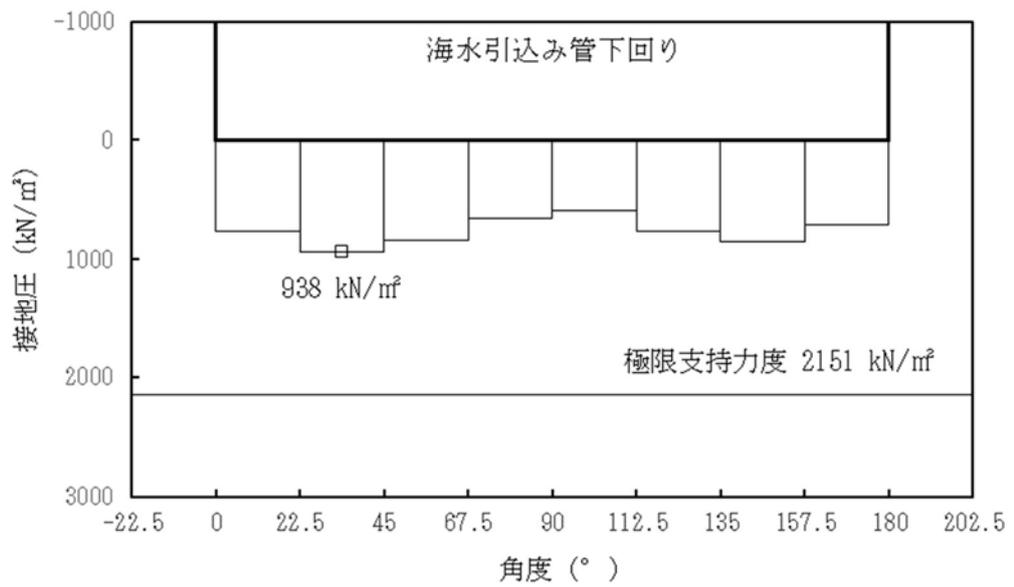


図 15.5-8 (4) ②-②断面の接地圧分布図 (S_s-D1 [H-, V-])
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

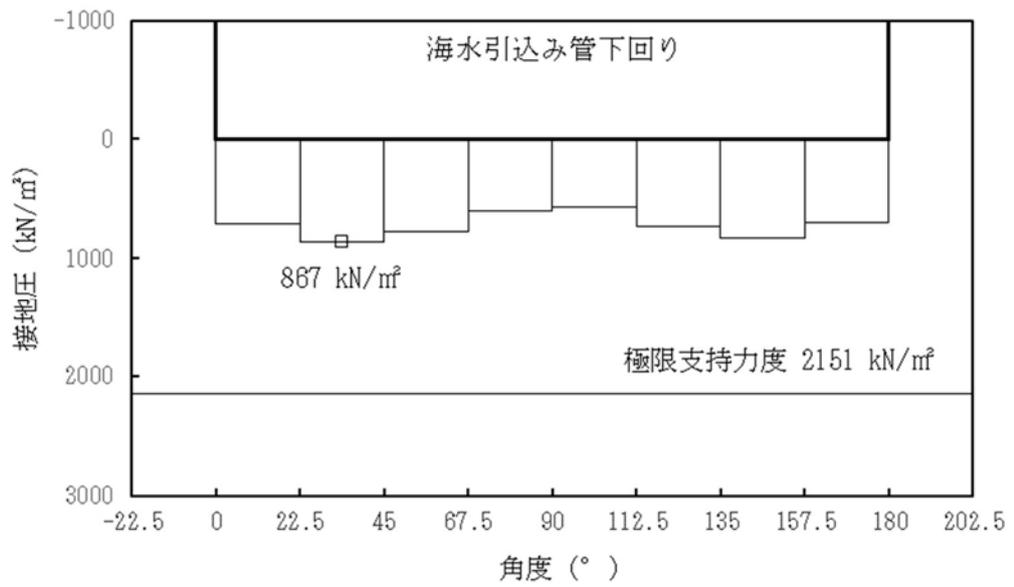


図 15.5-8 (5) ②-②断面の接地圧分布図 (S_s-1 1)
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

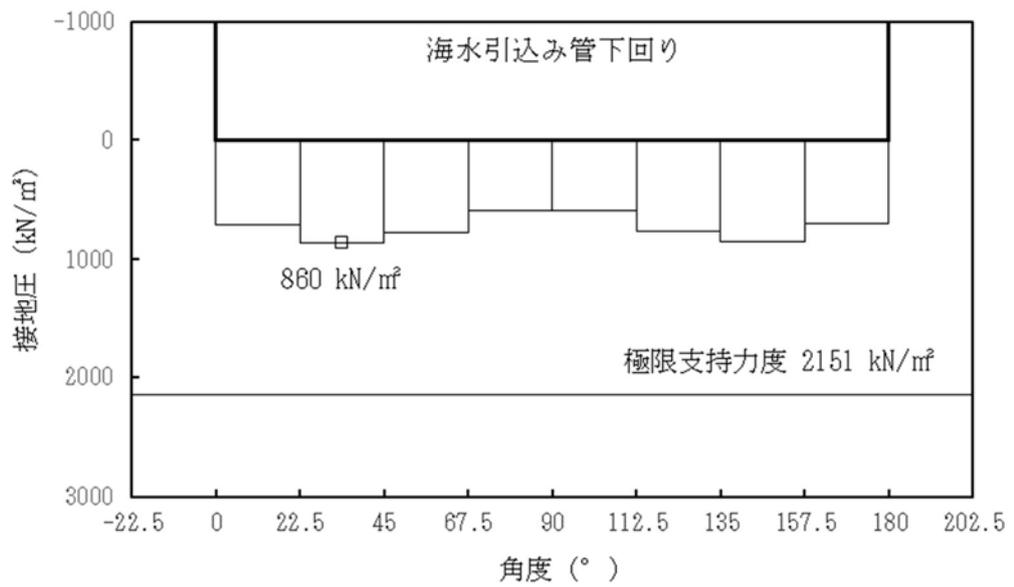


図 15.5-8 (6) ②-②断面の接地圧分布図 (S_s-1 2)
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

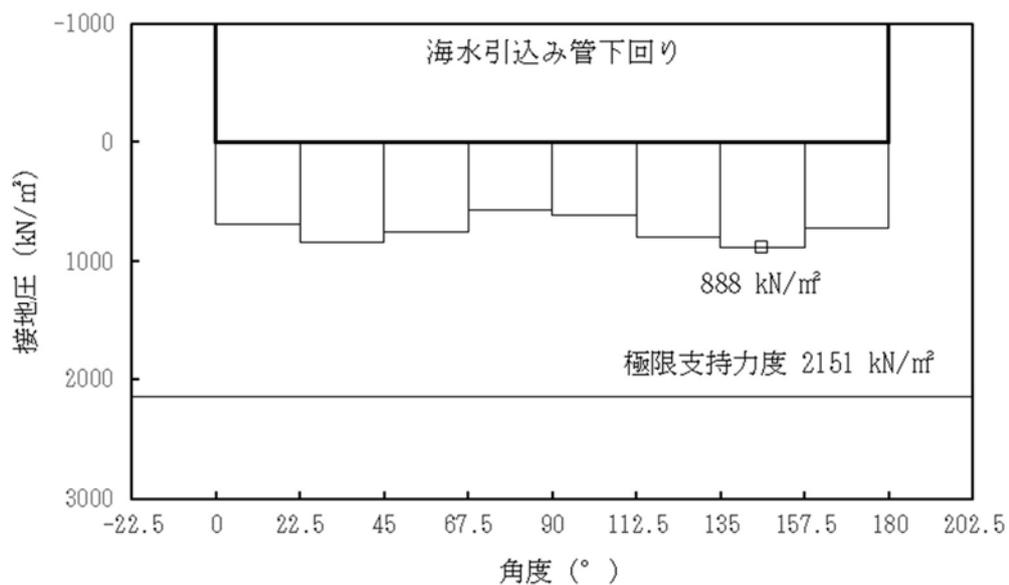


図 15.5-8 (7) ②-②断面の接地圧分布図 (S_s-13)
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

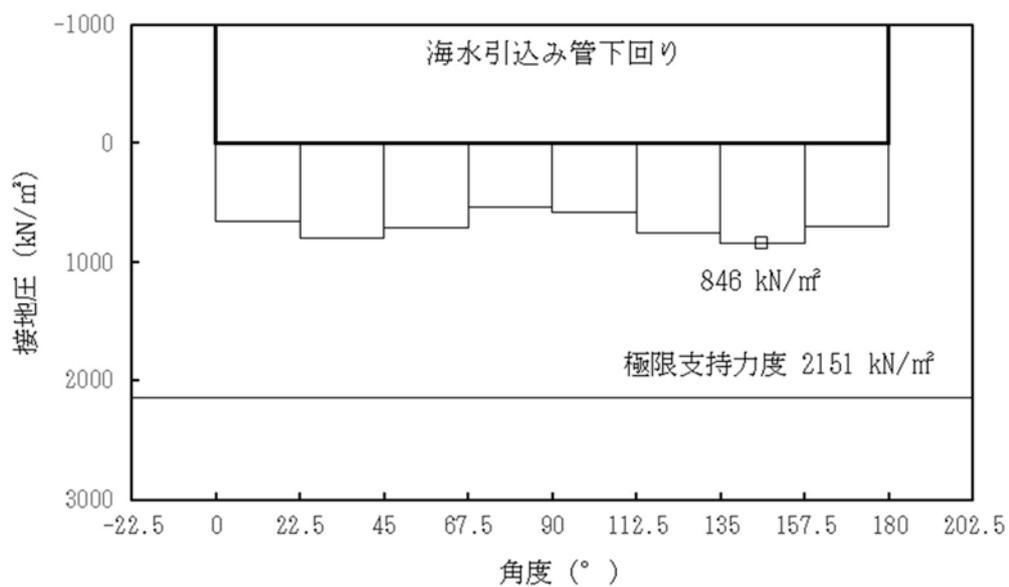


図 15.5-8 (8) ②-②断面の接地圧分布図 (S_s-14)
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

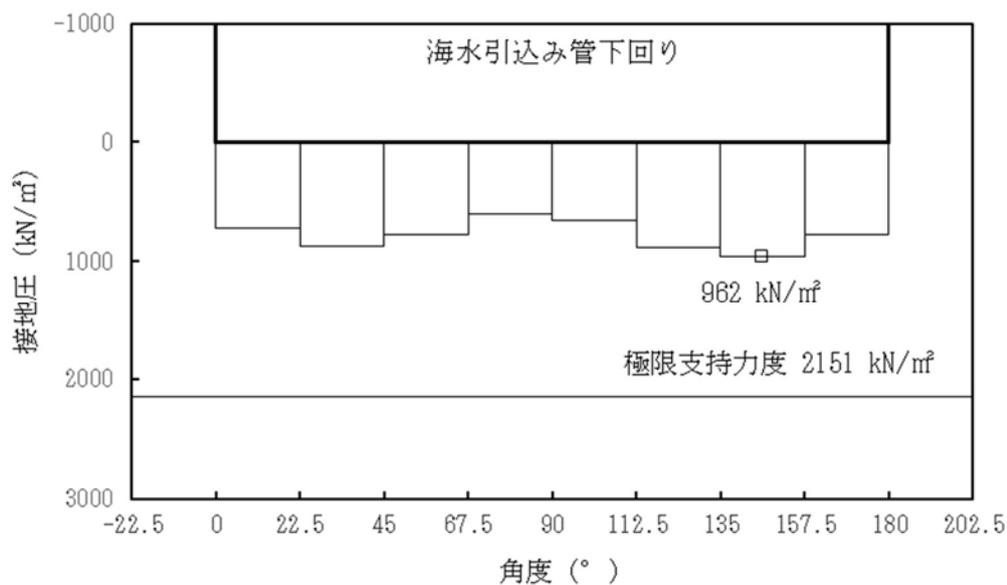


図 15.5-8 (9) ②-②断面の接地圧分布図 (S_s-21)
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

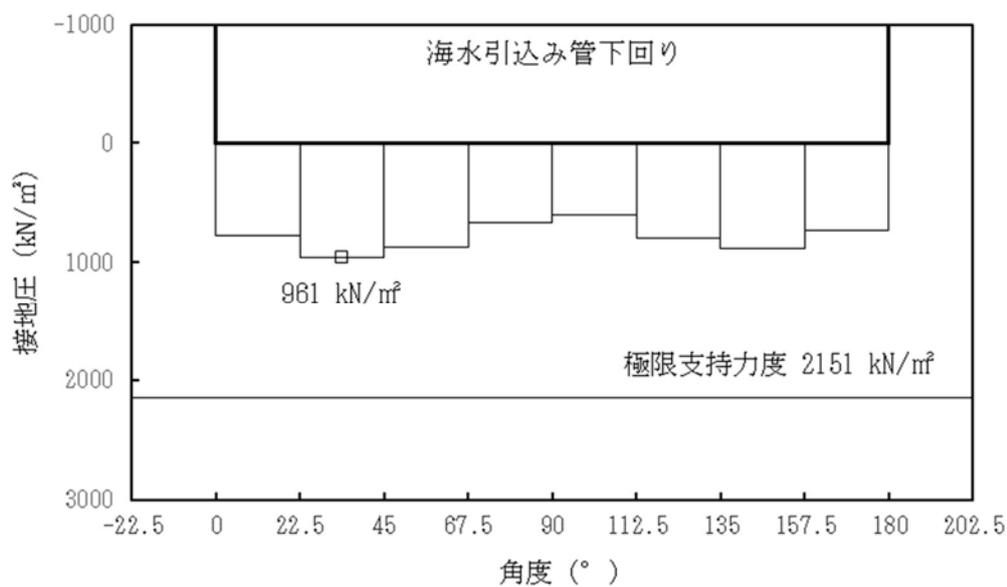


図 15.5-8 (10) ②-②断面の接地圧分布図 (S_s-22)
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

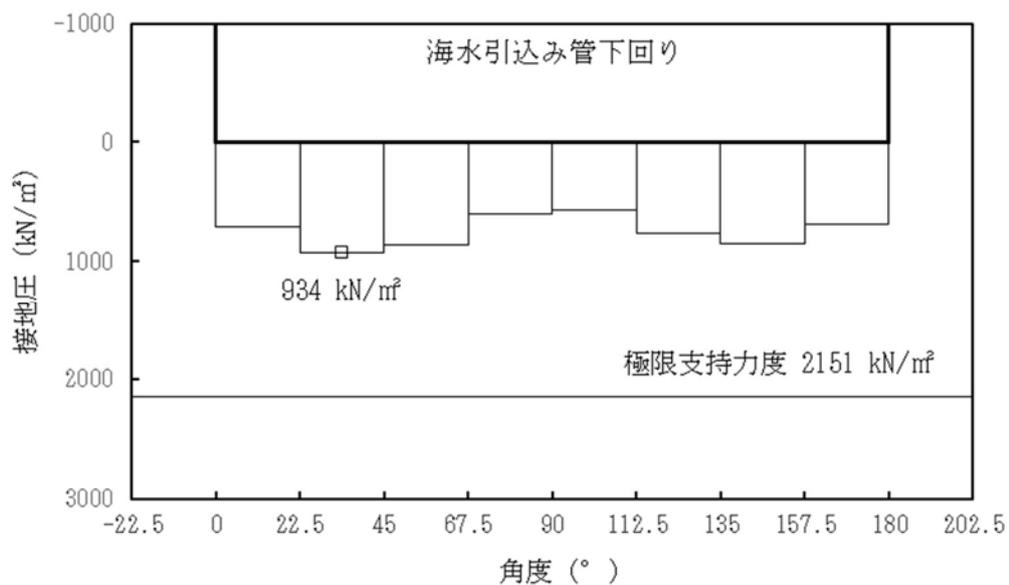


図 15.5-8 (11) ②-②断面の接地圧分布図 (S_s-31 [H+, V+])
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

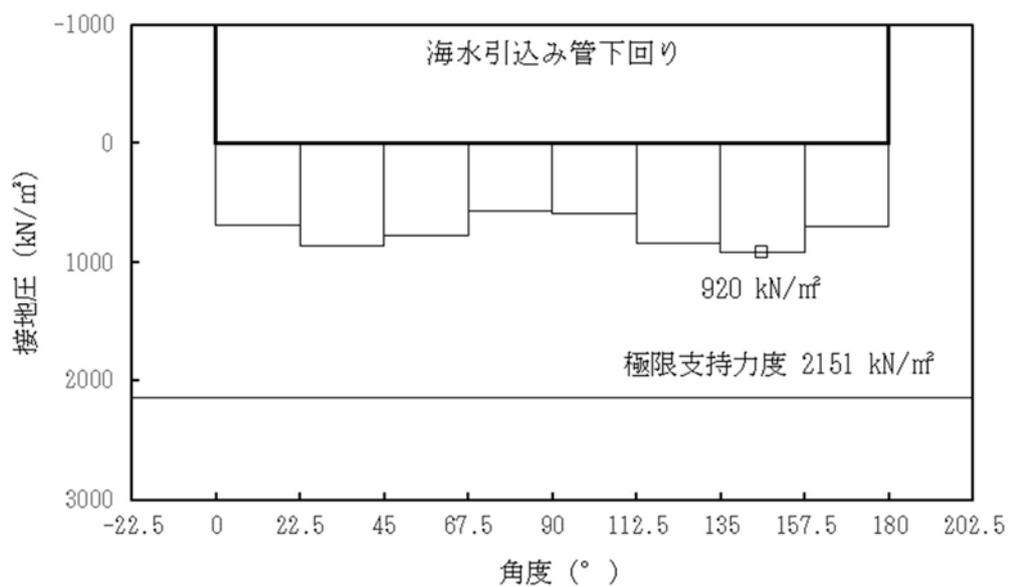


図 15.5-8 (12) ②-②断面の接地圧分布図 (S_s-31 [H-, V+])
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

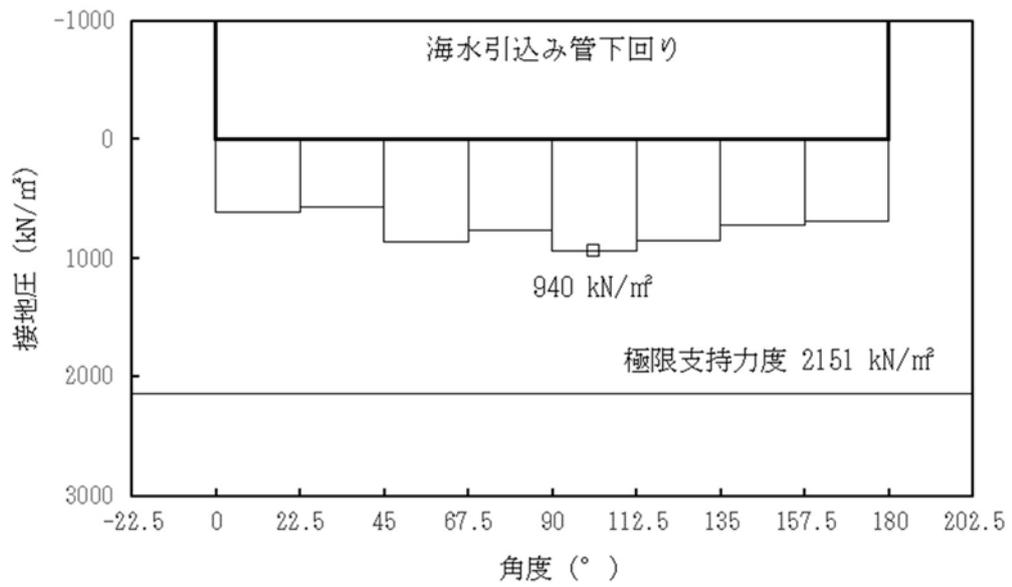


図 15.5-8 (13) ②-②断面の接地圧分布図 (S_s-31 [H+, V+])
 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

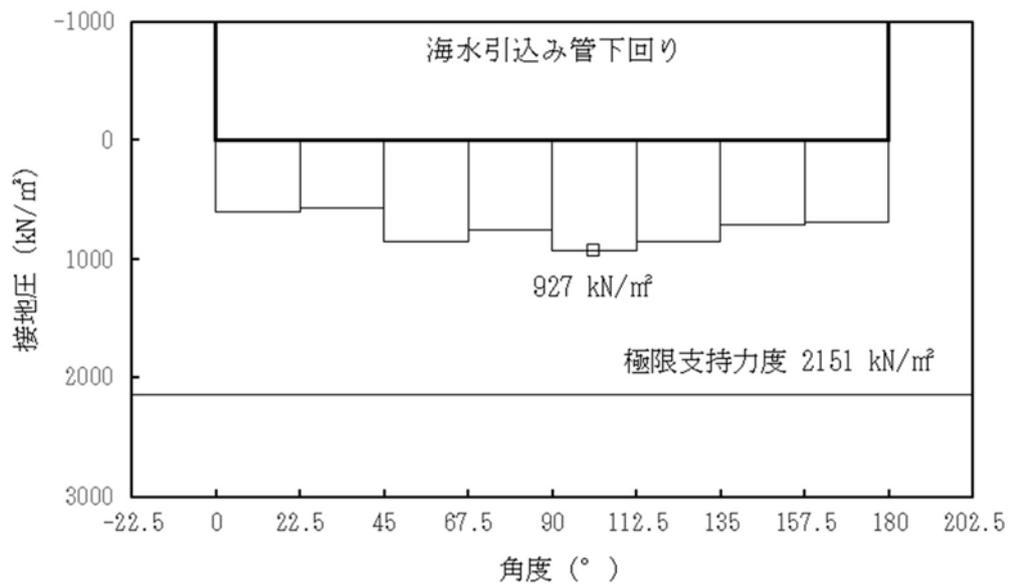


図 15.5-8 (14) ②-②断面の接地圧分布図 (S_s-31 [H+, V+])
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) し液状化強度特性を用いた解析ケース)

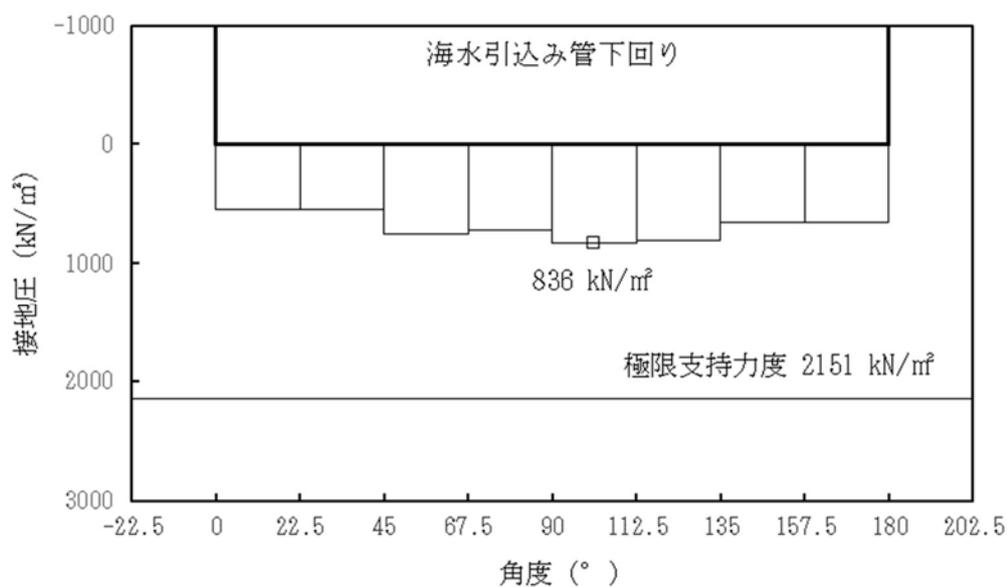


図 15.5-8 (15) ②-②断面の接地圧分布図 ($S_s - 31$ [H+, V+])
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

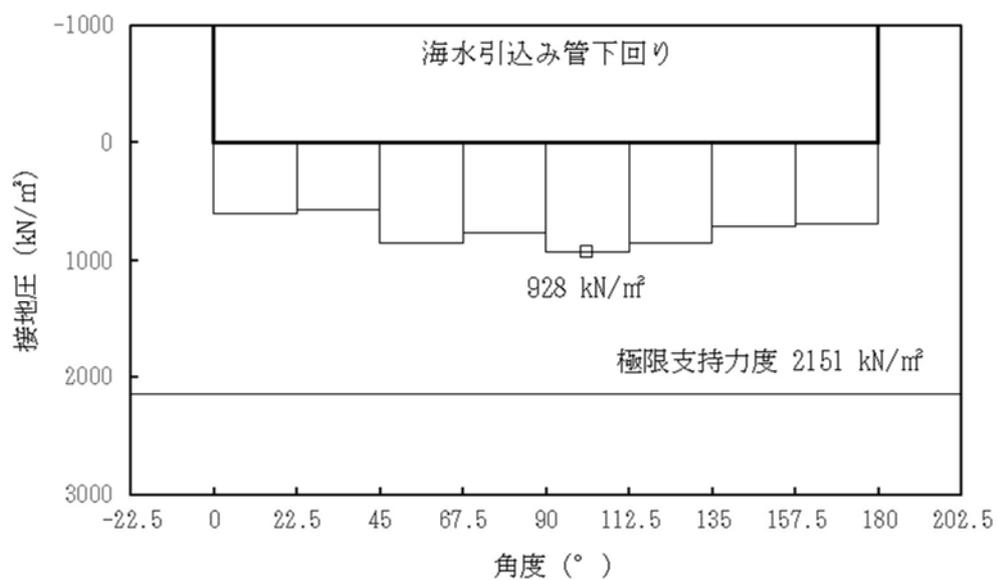


図 15.5-8 (16) ②-②断面の接地圧分布図 ($S_s - 31$ [H+, V+])
 (検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

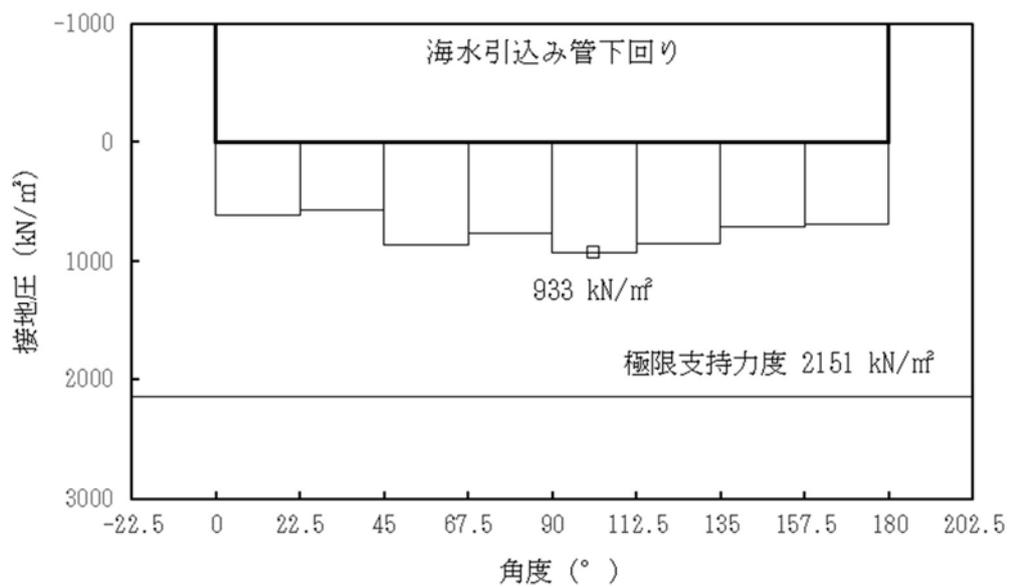


図 15.5-8 (17) ②-②断面の接地圧分布図 (S_s-31 [H+, V+])
 (検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を
 仮定した解析ケース)

15.6 まとめ

海水引込み管について、基準地震動 S_s による地震力に対し、構造物の曲げ軸応力及びせん断応力並びに最大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、海水引込み管は、基準地震動 S_s による地震力に対して、要求機能を維持できる。

海水引込み管の耐震安全性評価に関する参考資料

(参考1) 減衰定数の設定（2次元有効応力解析）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。

固有値解析によるモード図を図15-1に示す。また、設定したRayleigh減衰を図15-2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。

なお、初期減衰定数は、地盤については1%（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。そのため、解析上の安定のためになるべく小さい値として1%を採用している。）とする。また、線形材料としてモデル化する鋼材の減衰定数は3%（道路橋示方書（V耐震設計編）同解説（平成24年3月））とする。

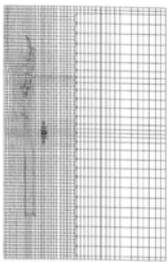
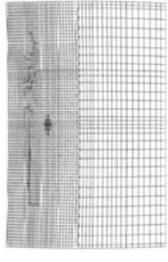
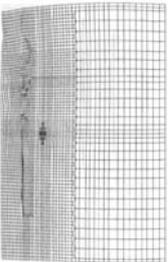
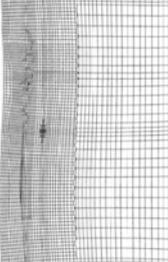
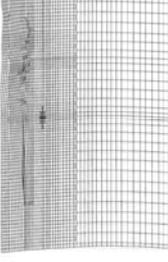
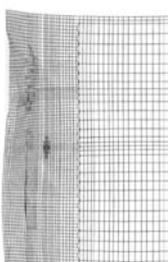
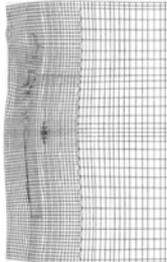
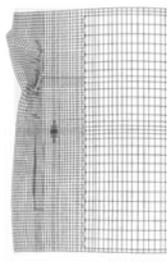
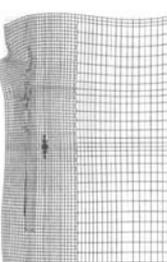
<p>1次モード</p> <p>0.727 Hz (刺激係数 : 196.83)</p> 	<p>2次モード</p> <p>1.329 Hz (刺激係数 : -1.12)</p> 	<p>3次モード</p> <p>1.663 Hz (刺激係数 : 10.23)</p> 
<p>4次モード</p> <p>1.750 Hz (刺激係数 : -4.53)</p> 	<p>5次モード</p> <p>1.997 Hz (刺激係数 : 63.11)</p> 	<p>6次モード</p> <p>2.274 Hz (刺激係数 : -7.42)</p> 
<p>7次モード</p> <p>2.433 Hz (刺激係数 : -0.74)</p> 	<p>8次モード</p> <p>2.640 Hz (刺激係数 : 18.06)</p> 	<p>9次モード</p> <p>2.926 Hz (刺激係数 : -16.86)</p> 

図 15-1(1) 海水引込み管の固有値解析結果
(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)
(②-②断面)

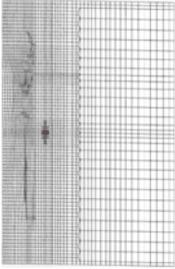
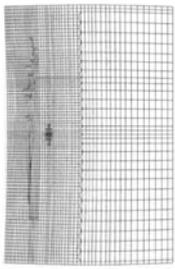
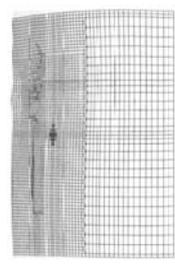
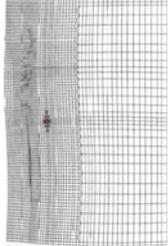
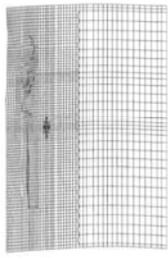
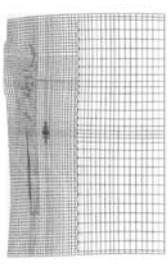
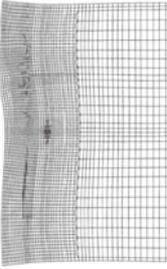
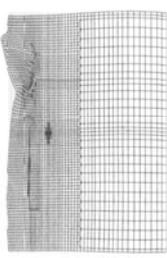
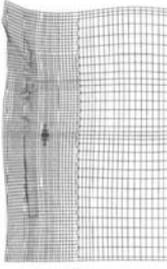
<p>1次モード</p> <p>0.729 Hz (刺激係数 : 197.09)</p> 	<p>2次モード</p> <p>1.332 Hz (刺激係数 : -0.87)</p> 	<p>3次モード</p> <p>1.704 Hz (刺激係数 : 8.61)</p> 
<p>4次モード</p> <p>1.769 Hz (刺激係数 : 6.01)</p> 	<p>5次モード</p> <p>2.045 Hz (刺激係数 : 64.52)</p> 	<p>6次モード</p> <p>2.366 Hz (刺激係数 : 4.37)</p> 
<p>7次モード</p> <p>2.461 Hz (刺激係数 : 3.27)</p> 	<p>8次モード</p> <p>2.780 Hz (刺激係数 : 18.43)</p> 	<p>9次モード</p> <p>3.026 Hz (刺激係数 : 12.35)</p> 

図 15-1 (2) 海水引込み管の固有値解析結果
(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)
(②-②断面)

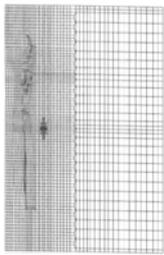
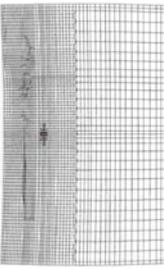
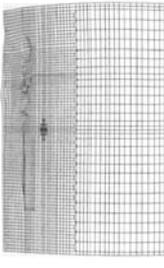
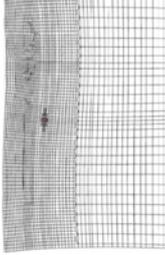
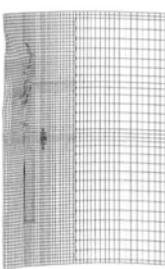
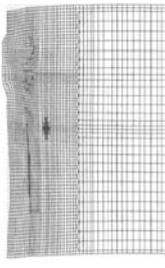
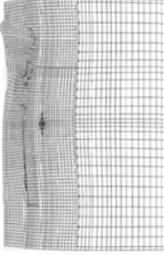
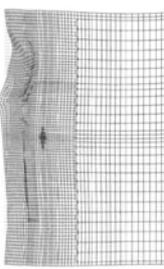
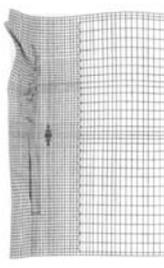
<p>1次モード</p> <p>0.725 Hz (刺激係数 : 196.44)</p> 	<p>2次モード</p> <p>1.326 Hz (刺激係数 : -1.53)</p> 	<p>3次モード</p> <p>1.610 Hz (刺激係数 : 11.70)</p> 
<p>4次モード</p> <p>1.732 Hz (刺激係数 : -4.17)</p> 	<p>5次モード</p> <p>1.930 Hz (刺激係数 : 60.96)</p> 	<p>6次モード</p> <p>2.165 Hz (刺激係数 : 10.90)</p> 
<p>7次モード</p> <p>2.378 Hz (刺激係数 : 6.35)</p> 	<p>8次モード</p> <p>2.507 Hz (刺激係数 : -16.28)</p> 	<p>9次モード</p> <p>2.785 Hz (刺激係数 : 19.94)</p> 

図 15-1 (3) 海水引込み管の固有値解析結果
(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
(②-②断面))

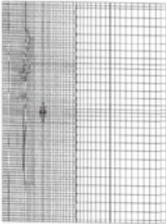
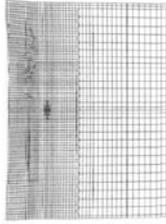
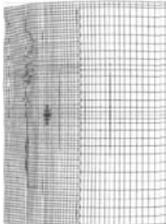
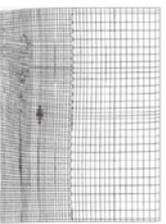
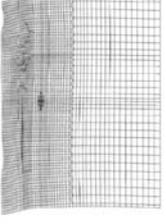
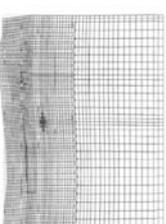
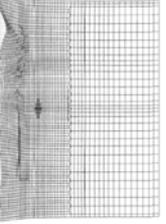
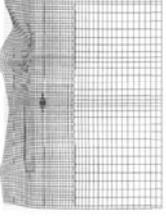
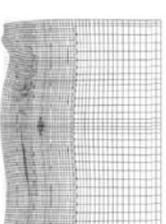
<p>1次モード</p> <p>0.717 Hz (刺激係数 : 193.18)</p> 	<p>2次モード</p> <p>1.298 Hz (刺激係数 : -4.44)</p> 	<p>3次モード</p> <p>1.413 Hz (刺激係数 : 8.64)</p> 
<p>4次モード</p> <p>1.628 Hz (刺激係数 : -36.45)</p> 	<p>5次モード</p> <p>1.644 Hz (刺激係数 : 50.74)</p> 	<p>6次モード</p> <p>1.845 Hz (刺激係数 : 3.24)</p> 
<p>7次モード</p> <p>1.971 Hz (刺激係数 : -7.04)</p> 	<p>8次モード</p> <p>2.262 Hz (刺激係数 : -7.64)</p> 	<p>9次モード</p> <p>2.401 Hz (刺激係数 : 3.15)</p> 

図 15-1(4) 海水引込み管の固有値解析結果
(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)
(②-②断面)

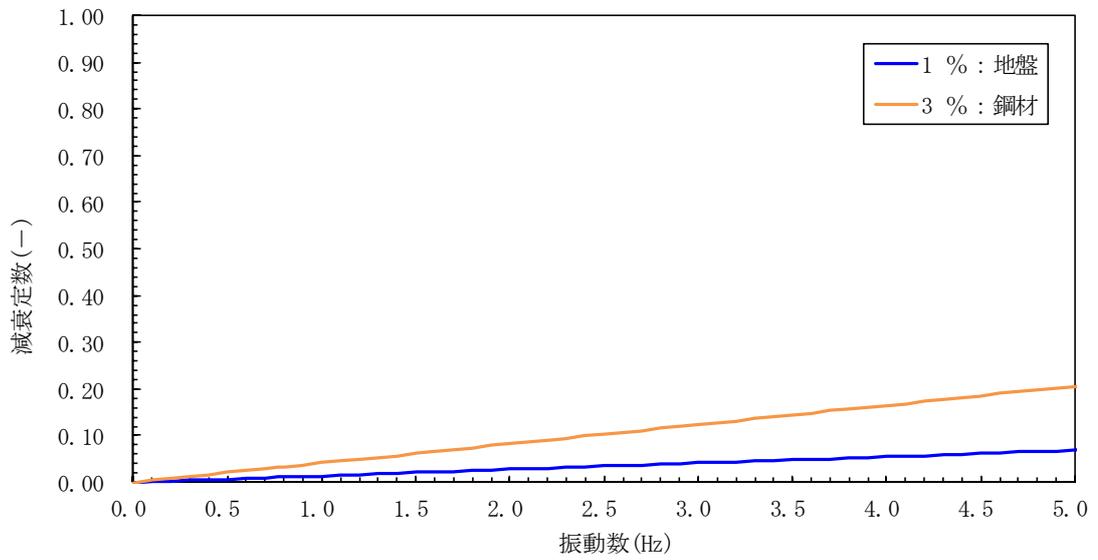


図 15-2(1) 設定した Rayleigh 減衰

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

(②-②断面)

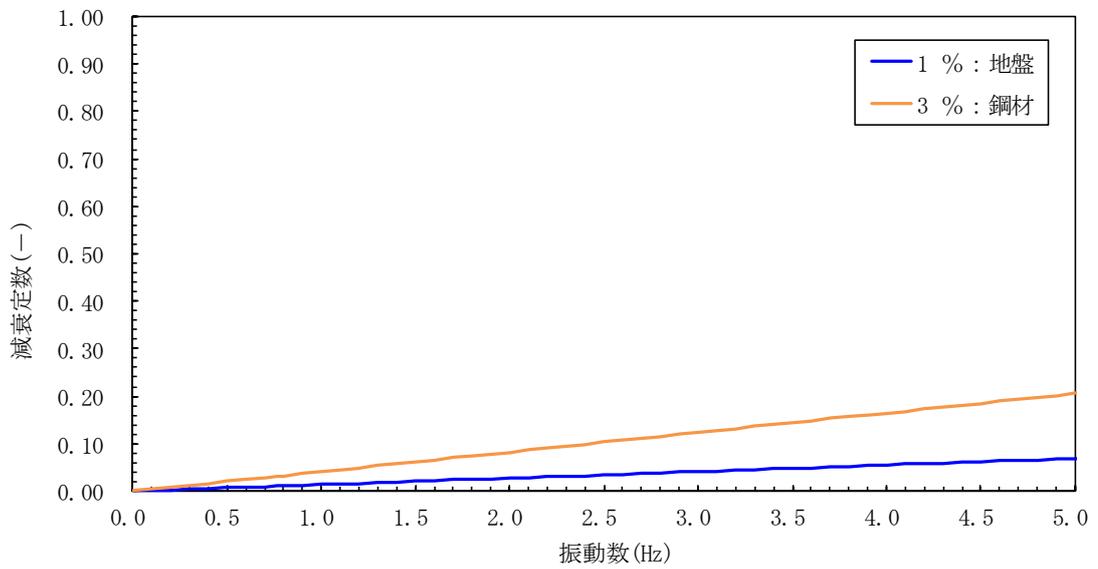


図 15-2(2) 設定した Rayleigh 減衰

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

(②-②断面)

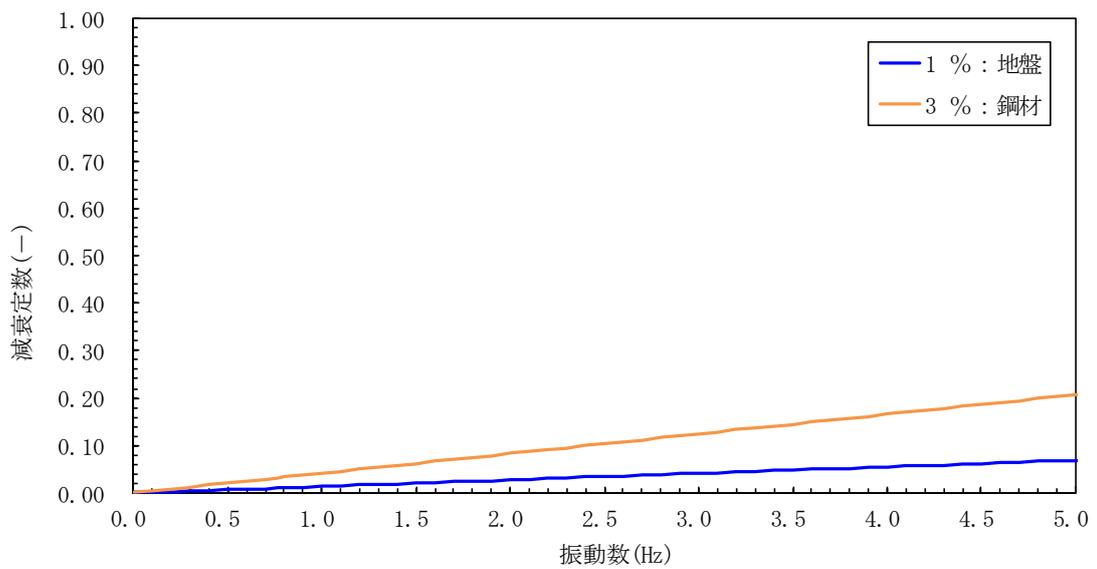


図 15-2(3) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)
 (②-②断面)

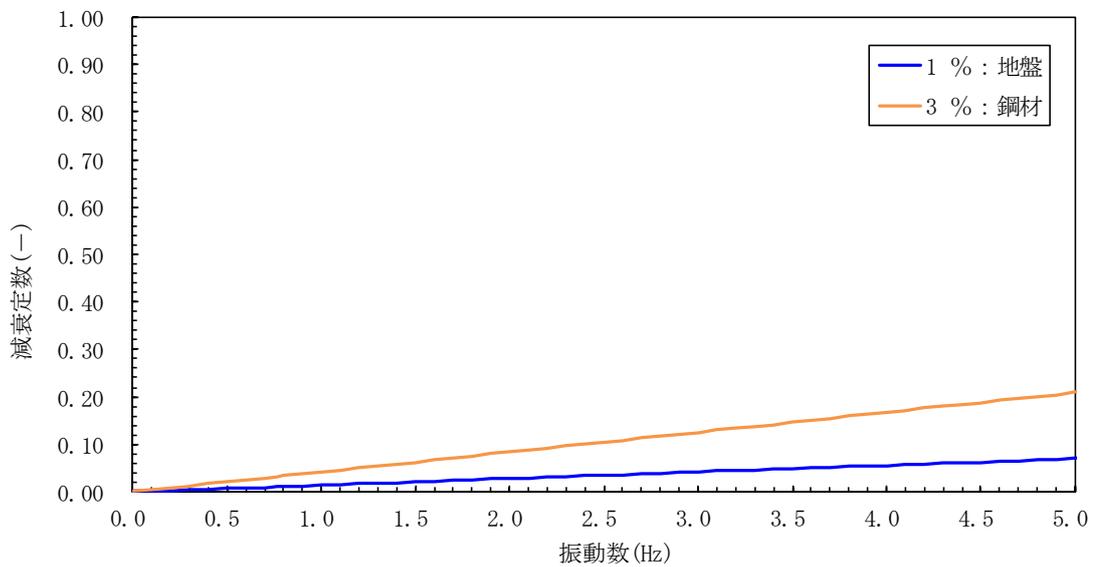


図 15-2(4) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

(参考2) 減衰定数の設定（1次元有効応力解析）について

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

設定した Rayleigh 減衰を図 15-3、図 15-4 に示す。

1 次の基準モードについては、地盤がせん断変形しているモードを選定している。

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

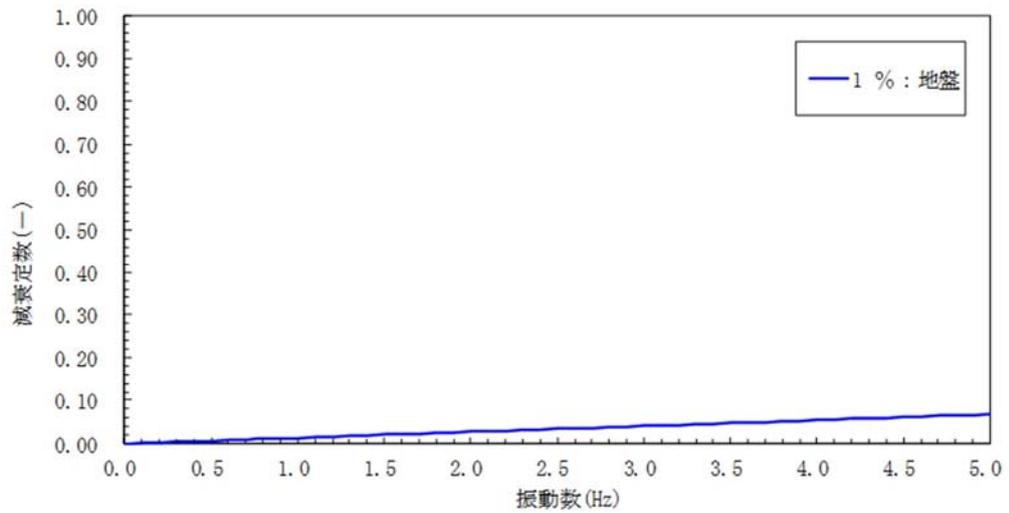


図 15-3(1) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
 (①-①断面)

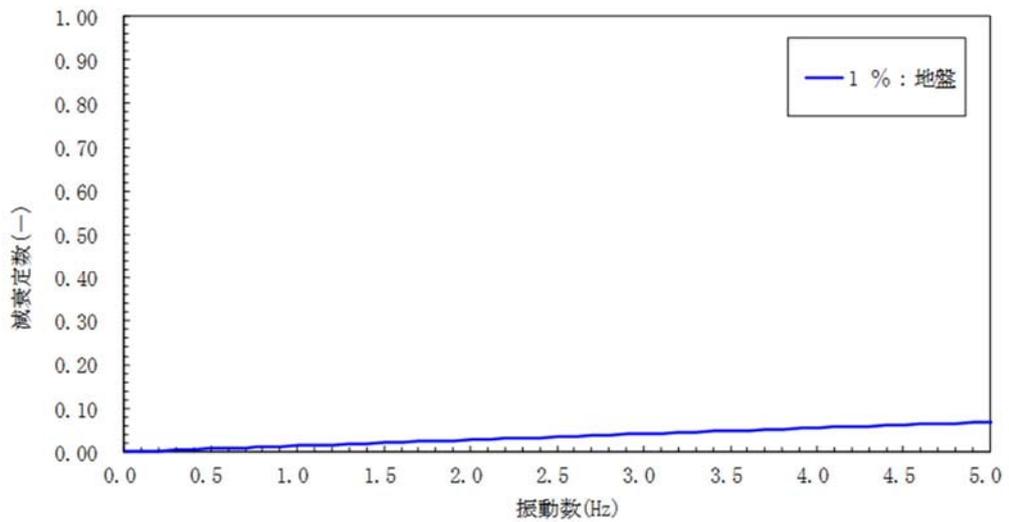


図 15-3(2) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)
 (①-①断面)

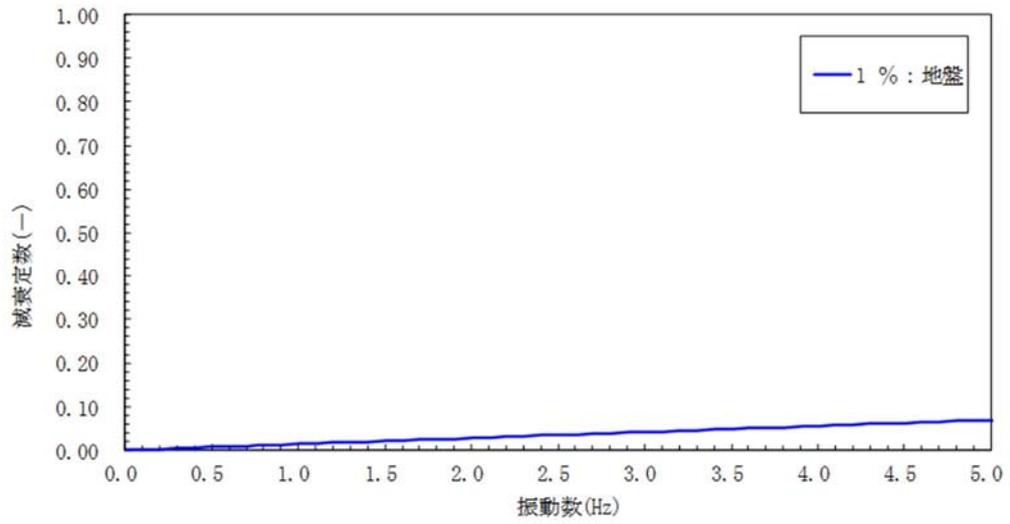


図 15-3(3) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)
 (①-①断面)

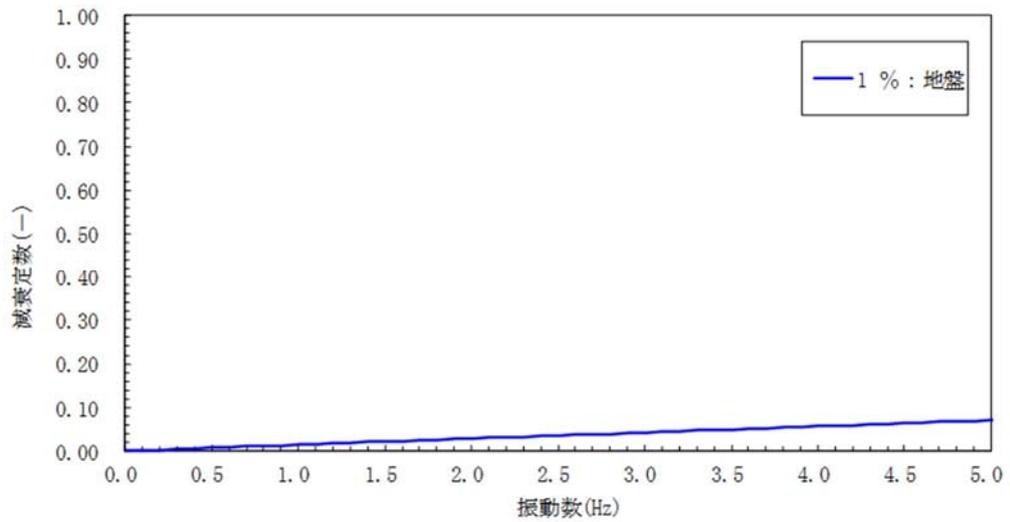


図 15-3(4) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース④ : 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)
 (①-①断面)

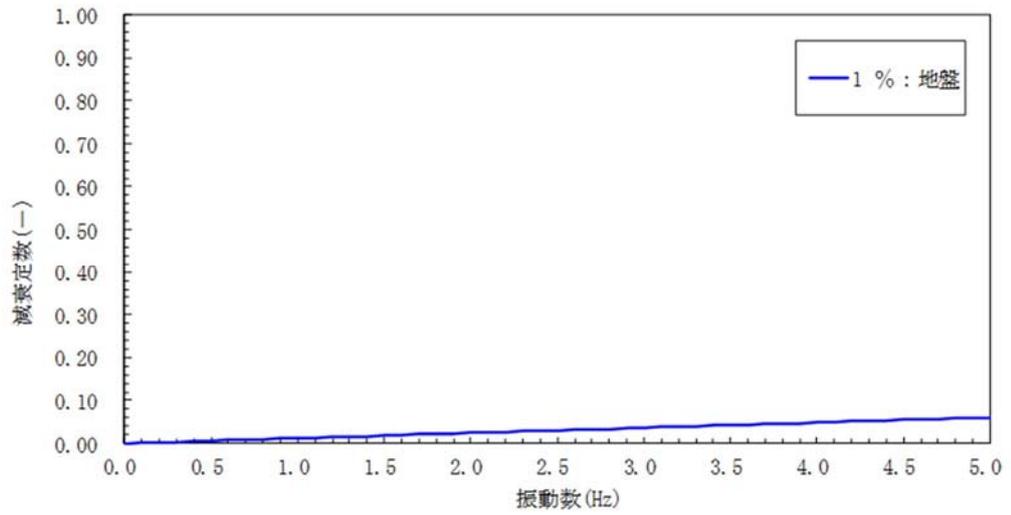


図 15-4(1) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
 (③-③断面)

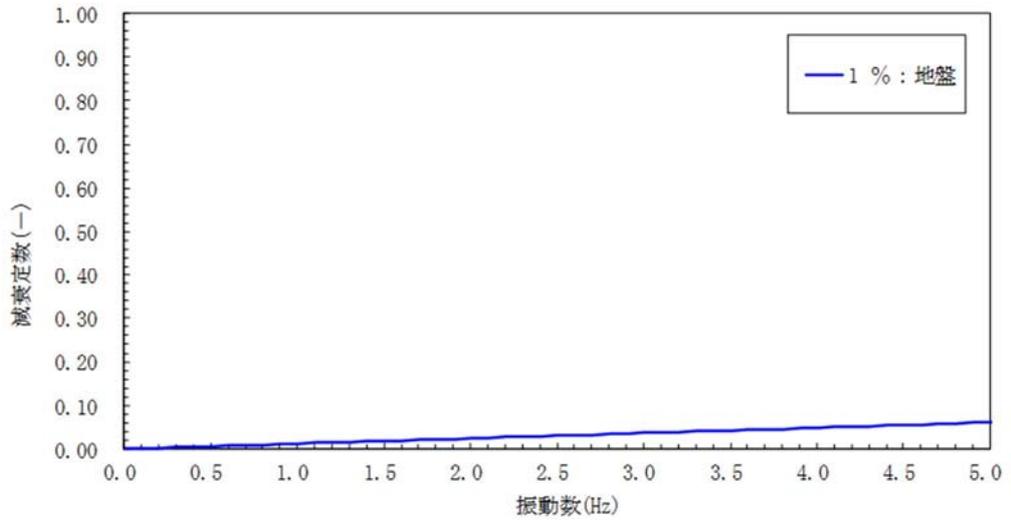


図 15-4(2) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)
 (③-③断面)

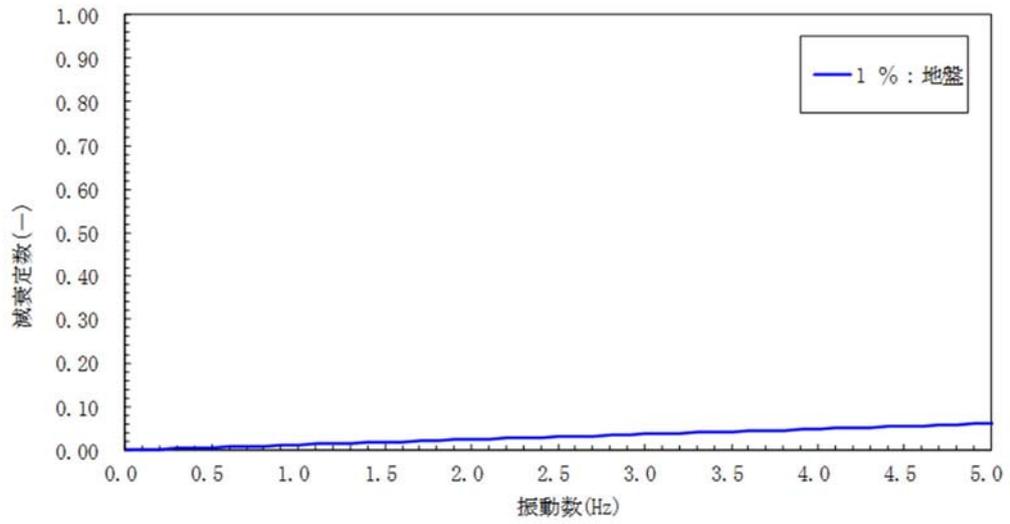


図 15-4(3) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)
 (③-③断面)

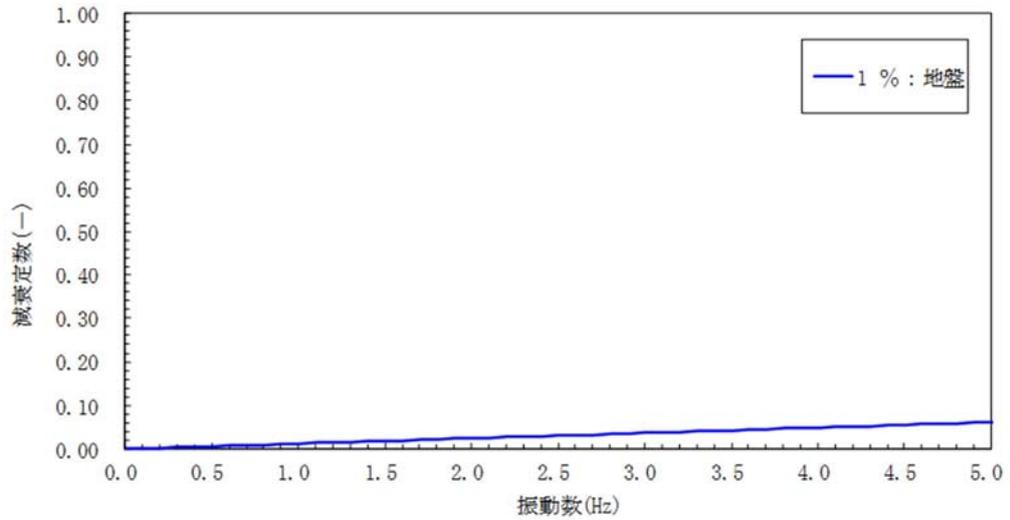


図 15-4(4) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース④ : 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)
 (③-③断面)

(参考3) 可とう管の耐震性能に対する評価結果について

可とう管は、縦断方向の検討において2重節点でモデル化しており、それらの相対変位が許容値以内に収まることを確認する。図15-5に可とう管位置を示す。

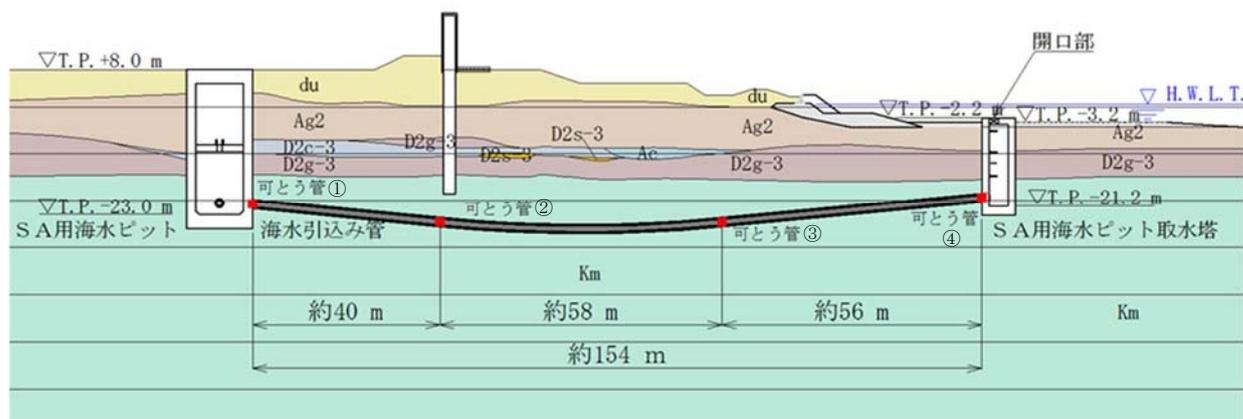


図15-5 可とう管位置図

可とう管の耐震性能評価結果を表15-1に、可とう位置①、④の構造図、許容変位を図15-6、可とう位置②、③の構造図、許容変位を図15-7に示す。

端部の可とう管（可とう位置①、④、図15-6参照）の管軸方向の許容変位は100 mm以下に対し、最大相対変位は2.6 mmであり許容値以下である。管軸直交方向の許容変位は10 mm以下に対し、最大相対変位は0.1 mm未満であり許容値以下である。回転の許容変位は3.3°以下に対し、最大相対変位は0.08°であり許容値以下である。

中間部の可とう管（可とう位置②、③、図15-7参照）の管軸方向の許容変位は50 mm以下に対し、最大相対変位は0.1 mm未満であり許容値以下である。管軸直交方向の許容変位30 mm以下に対し、最大相対変位は0.1 mm未満であり許容値以下である。回転の許容変位1.8°以下に対し、最大相対変位は0.01°であり許容値以下である。

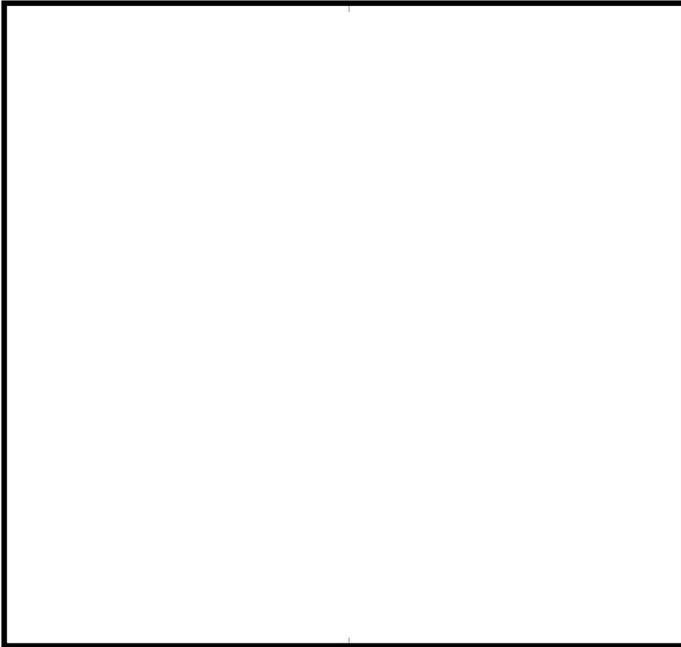
以上のことから、可とう管は基準地震動 S_s に対して、耐震性能を有することを確認した。

表 15-1 可とう管の耐震性能評価結果

入射角 (°)	位相 (°)	可とう管 位置	管軸方向		管軸直交方向		回転	
			相対 変位 (mm)	許容 値 (mm)	相対 変位 (mm)	許容 値 (mm)	回転 変位 (°)	許容 値 (°)
0	0	①	0.0	100	0.0	10	0.02	3.3
		②	0.0	50	0.0	30	0.01	1.8
		③	0.0	50	0.0	30	0.00	1.8
		④	0.0	100	0.0	10	0.02	3.3
45	0	①	1.1	100	0.0	10	0.01	3.3
		②	1.8	50	0.0	30	0.01	1.8
		③	2.2	50	0.0	30	0.00	1.8
		④	0.5	100	0.0	10	0.01	3.3
0	90	①	0.0	100	0.0	10	0.08	3.3
		②	0.0	50	0.0	30	0.01	1.8
		③	0.0	50	0.0	30	0.01	1.8
		④	0.0	100	0.0	10	0.08	3.3
45	90	①	2.5	100	0.0	10	0.06	3.3
		②	1.2	50	0.0	30	0.01	1.8
		③	0.2	50	0.0	30	0.01	1.8
		④	2.6	100	0.0	10	0.06	3.3
0	180	①	0.0	100	0.0	10	0.02	3.3
		②	0.0	50	0.0	30	0.01	1.8
		③	0.0	50	0.0	30	0.00	1.8
		④	0.0	100	0.0	10	0.02	3.3
45	180	①	1.1	100	0.0	10	0.01	3.3
		②	1.8	50	0.0	30	0.01	1.8
		③	2.2	50	0.0	30	0.00	1.8
		④	0.5	100	0.0	10	0.01	3.3
0	270	①	0.0	100	0.0	10	0.08	3.3
		②	0.0	50	0.0	30	0.01	1.8
		③	0.0	50	0.0	30	0.01	1.8
		④	0.0	100	0.0	10	0.08	3.3
45	270	①	2.5	100	0.0	10	0.06	3.3
		②	0.0	50	0.0	30	0.01	1.8
		③	0.2	50	0.0	30	0.01	1.8
		④	2.6	100	0.0	10	0.06	3.3

枠体組立図

S=1/6



断面図

S=1/4



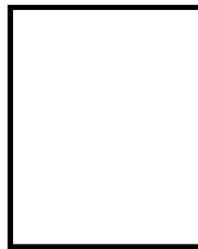
止水ゴム断面図

S=1/2



止水ゴム押え板断面図

S=1/2



部 材 表

部 番	名 称	材 質	数 量	備 考
1	止水ゴム	C R	1	
2	止水ゴム取付ボルト	10・9	2 式	M20×85L
3	止水ゴム押え板	SS400	2 式	19 t, 6 t, 4, 5 t
4	止水ゴム受け材	発泡ゴム	1 式	30 t
5	カバープレート	SS400	1	6 t
6	スキンプレート	SS400	2	9 t
7	内主桁	SS400	2	16 t
8	外主桁	SS400	2	12 t
9	縦リブ	SS400	20	9 t
10	外リブ	SS400	20	9 t
11	口金	SM570	2	14 t
12	離脱防止バー	SCM435H	1 式	φ25
13	離脱防止バー取付ボルト	10・9	2 式	M16×30L
14	離脱防止バースリーブ	SCM435H	1 式	φ38.1
15	内面カバーゴム	C R	1 式	
16	内面カバーゴム取付材	SS400	2 式	16 t
17	内面カバーゴム取付ボルト	10・9	2 式	M16×60L
18	カバーゴム	C R	1 式	10 t
19	目地材	発泡ゴム	1 式	
20	目地材	発泡ゴム	1 式	

使用条件

常 時	外 水 圧	0.25 MPa
	内 水 圧	0 MPa
津 波 時	外 水 圧	0.4 MPa
	内 水 圧	0.3 MPa

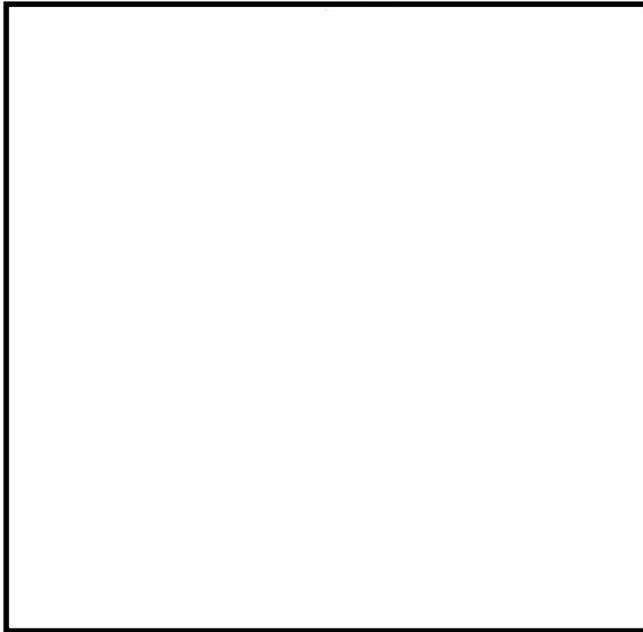
可換リングの許容作業量	伸 び 変 位	100 mm
	縮 み 変 位	100 mm
	剪 断 変 位	10 mm
	角 変 位	3.3 °
	振 れ 変 位	— °

図 15-6 可とう管 (①, ④) 構造図

(参考) 15-16

枠体組立図

S=1/6



断面図

S=1/4



止水ゴム断面図

S=1/2



止水ゴム押え板断面図

S=1/2



部 材 表

部 番	名 称	材 質	数 量	備 考
1	止水ゴム	C R	1	
2	止水ゴム取付ボルト	10・9	2 式	M16×70L
3	止水ゴム押え板	SS400	2 式	19 t, 6 t, 4, 5 t
4	止水ゴム受け材	発泡ゴム	1 式	10 t
5	カバープレート	SS400	1	6 t
6	スキンプレート	SS400	2	9 t
7	内主桁	SS400	2	16 t
8	外主桁	SS400	2	12 t
9	縦リブ	SS400	24	9 t
10	外リブ	SS400	24	9 t
11	口金	SM570	2	14 t
12	離脱防止バー	SCM435H	1 式	φ30
13	離脱防止バー取付ボルト	10・9	2 式	M20×40L
14	離脱防止バースリーブ	SCM435H	1 式	φ48.6
15	内面カバーゴム	C R	1 式	
16	内面カバーゴム取付材	SS400	2 式	16 t
17	内面カバーゴム取付ボルト	10・9	2 式	M16×50L
18	カバーゴム	C R	1 式	10 t
19	目地材	発泡ゴム	1 式	
20	目地材	発泡ゴム	1 式	

使用条件

常 時	外水圧	0.35 MPa
	内水圧	0 MPa
津波時	外水圧	0.45 MPa
	内水圧	0.3 MPa

可 換 リ ン グ の 許 容 作 動 量	伸び変位	50 mm
	縮み変位	50 mm
	剪断変位	30 mm
	角変位	1.8 °
	捩れ変位	2.2 °

図 15-7 可とう管 (②, ③) 構造図