

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	適用規格	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	9
15.2.4	使用材料及び材料定数	14
15.2.5	評価構造物諸元	17
15.2.6	地下水位	17
15.2.7	許容限界	17
15.3	横断面方向応力の評価方法	21
15.3.1	地震応答解析手法	21
15.3.2	解析モデルの設定	22
15.3.3	減衰定数	30
15.3.4	荷重の組合せ	34
15.3.5	地震応答解析の検討ケース	36
15.3.6	入力地震動の設定	38
15.3.7	評価内容	55
15.4	縦断面方向応力の評価方法	56
15.4.1	1次元有効応力解析モデル	58
15.4.2	縦断面方向の応力解析	65
15.5	評価結果	79
15.5.1	地震応答解析結果	79
15.5.2	耐震評価結果	113
15.6	まとめ	128

15.1 評価方針

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に基づく液状化強度特性）を仮定する。

屋外重要土木構造物及び機器・配管系への加速度応答に対する保守的な配慮として、地盤の非液状化の影響を考慮する。その際は、原地盤において非液状化の条件を仮定した解析を実施する。

海水引込み管の耐震安全性評価では、基準地震動 S_a 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。

15.2 評価条件

15.2.1 適用規格

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（（社）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、導管等および その附属設備の自重、土圧、水圧、 列車荷重、自動車荷重、浮力等の主 荷重ならびに風荷重、雪荷重、温度 変化の影響、振動の影響、地震の影 響、投錨による衝撃の影響、波浪お よび潮流の影響、設置時における荷 重の影響、他工事による影響等の従 荷重によって生ずる応力に対して安 全なものでなければならぬ。 ^{*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 を算定するための波動の重量方 法等は、その後の地中構造物の 耐震設計指針等で踏襲されてい る。
②港湾の施設の技術上の基準・同解説 (日本港湾協会、平成19年)	送油導管 (特に無し)	作用による損傷等が軽微な修復によ り施設の機能の回復に影響を及ぼさ ない。(修復性)	導管の降伏応力度を構造 解析係数で除したもの	基本的に①の考え方を踏襲して いる。
③水道施設耐震工法指針・解説1997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)	変形は生じてても、通水機能を保持す ること。	許容ひずみ値46t/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。

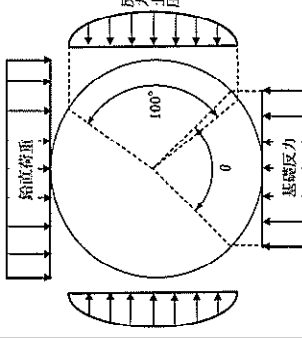
*2：各規格、基準において材料の規格として取り扱われているJIS規格等の最大径を記載したもので、適用範囲を限定するものではない。

*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)とするものと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ひずみレベル(降伏ひずみ)とするものは、鋼材の許容ひずみとするものよりも小さい。したがって、許容限界を鋼材の許容応力度とした場合の方が保守的な評価を与える。なお、⑤の規格、基準類の許容ひずみは、3 %と、その他の規格、基準類の許容ひずみよりもかなり大きい(約30倍)。

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

表 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)

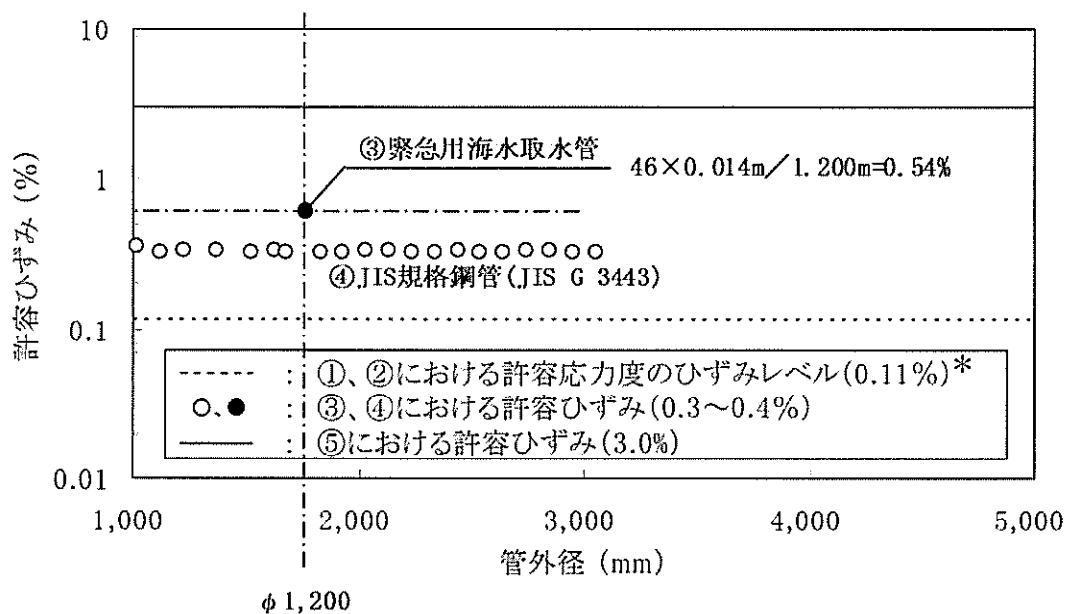
規格、基準*1	耐震評価の概要			
	① 縦断面方向*2*3		② 横断面方向*3	
	軸方向応力 σ_L または軸方向ひずみ ε_L	鉛直方向地震力	水平方向地震力	①と②の組合せ
①石油パイプライン事業の事業用施設の技術上の基準の細目を定める告示 (昭和48年9月28日通商産業省・運輸省・建設省・自治省告示第一号)	<ul style="list-style-type: none"> ・地盤変位を考慮した応答変位法 ・管路に生じる軸応力 σ_L と曲げ応力 σ_B を合成する。 $\sigma_L = \sqrt{3.12 \cdot \sigma_L^2 + \sigma_B^2}$	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

注記

*1: 表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。

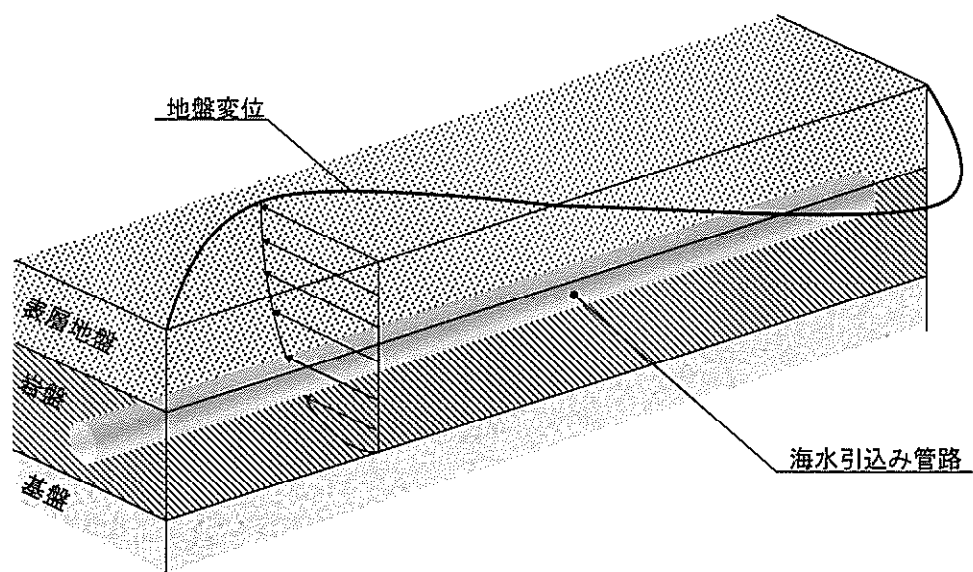
*2: 各規格、基準では、応答変位法に用いる地盤変位を定めるためのパラメータ (水平震度、応答速度等) が地震動レベル毎に定められていることから、地震応答解析や構造計算を伴わずに、応力 (ひずみ) を算出可能。但し、海水引込み管の耐震評価では、①基準地震動 S_e を対象とすること②取水管路が屈曲していることを考慮して、地震応答解析及び数値計算 (構造計算) を基に σ_L 及び σ_B を算出。

*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

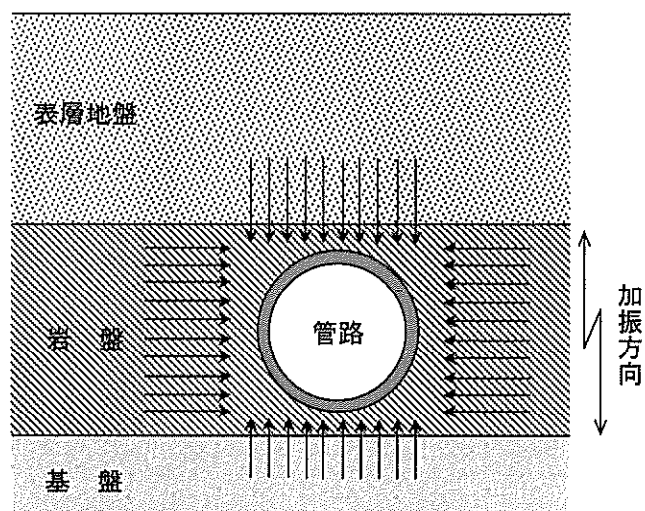


縦断面方向については、水平方向に見かけ上伝播する地震波（進行方向に直交する方向に振動する進行波）による、周辺地盤の変位を考慮する。

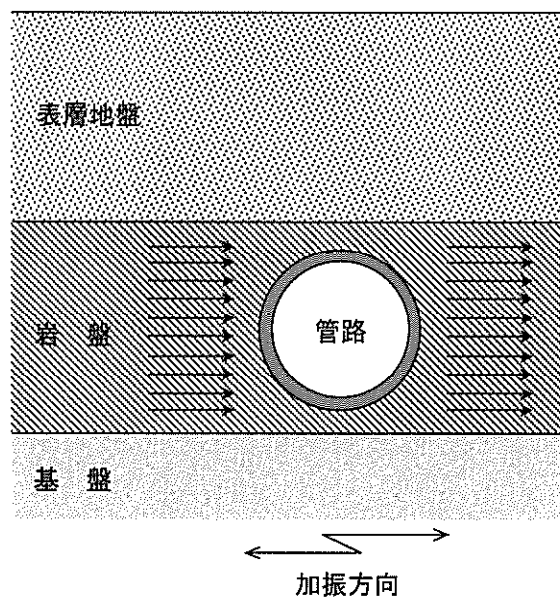
埋設された鋼製管路は、地震時に周辺地盤の変形に追従することが、多くの屋外、室内模型実験や実構造物からの地震観測結果から確かめられている。したがって、埋設された鋼製管路の耐震計算においては、上図のような地震時の周辺地盤の変位に基づいた耐震設計として、応答変位法が一般的に用いられる。

図 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（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）
- ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅴ耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）
- ・J E A G 4 6 0 1－1987（（社）日本電気協会）
- ・港湾の施設の技術上の基準・同解説（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（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）	—
荷重及び荷重の組合 せ	・J E A G 4 6 0 1－1987 （（社）日本電気協会）	・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（（社）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 ・基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認
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	・J E A G 4 6 0 1－1987 （（社）日本電気協会）	・有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

15.2.2 耐震安全性評価フロー

図 15.2-4 に海水引込み管の耐震安全性評価フローを示す。

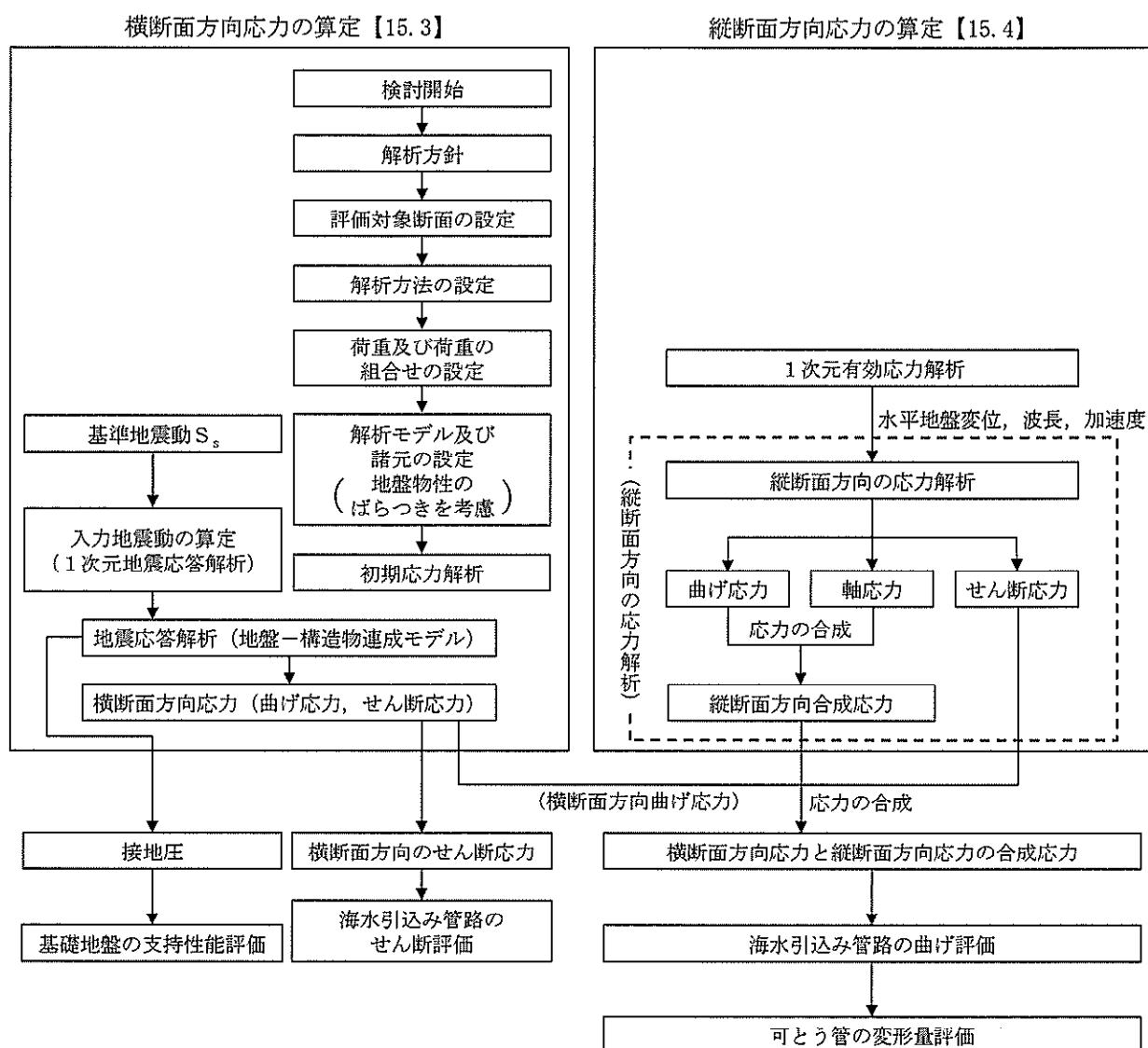


図 15.2-4 海水引込み管の耐震安全性評価フロー

15.2.3 評価対象箇所及び評価対象断面

海水引込み管は、S A用海水ピット取水塔とS A用海水ピットを接続する延長約154 m、内径1.2 m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」で記載したとおり、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S A用海水ピットとS A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15.2-5に、構造図を図15.2-6に、縦断面方向の評価対象断面（A-A断面）を図15.2-7に、横断面方向の評価対象断面（②-②断面）を図15.2-8に示す。

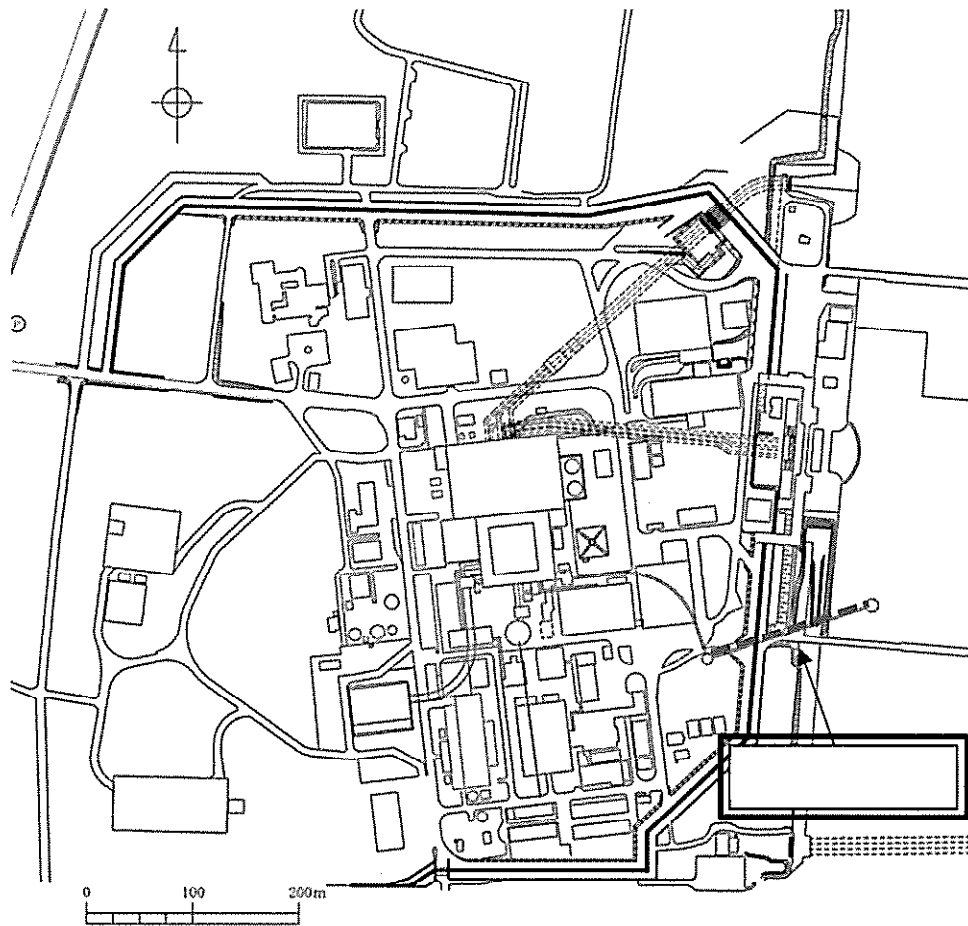


图 15.2-5 (1) 海水引込み管 位置図(全体図)

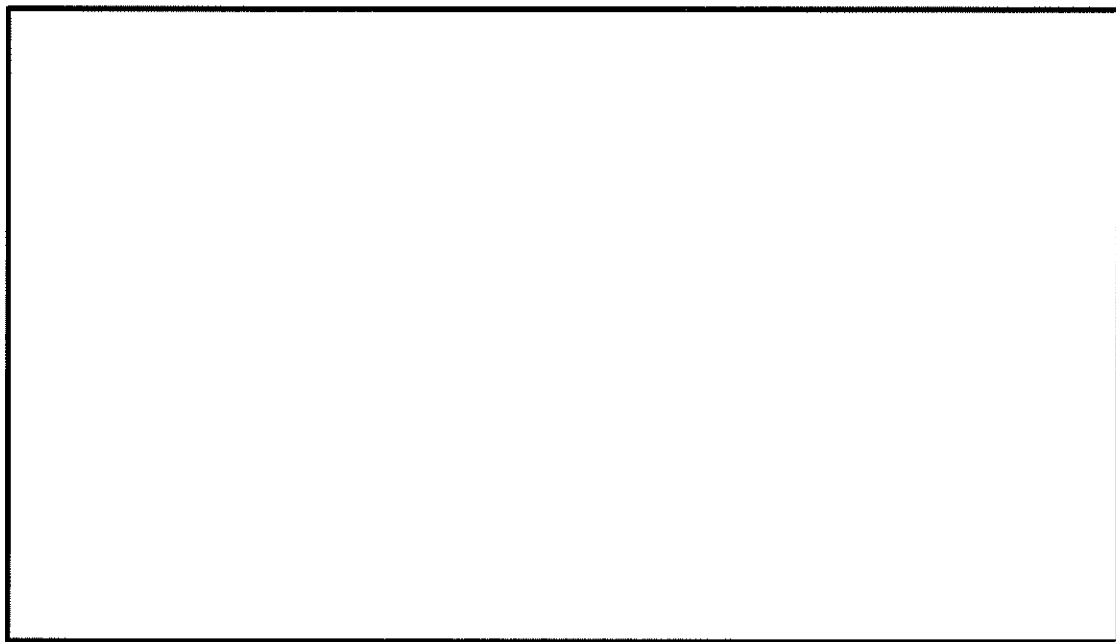


图 15.2-5 (2) 海水引込み管 位置図(拡大図)

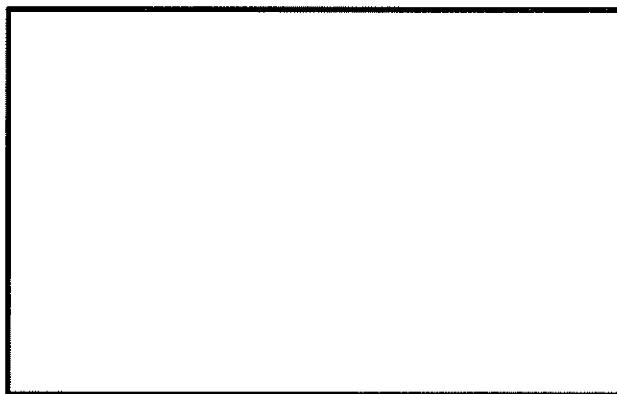


図 15.2-6 海水引込み管 構造図

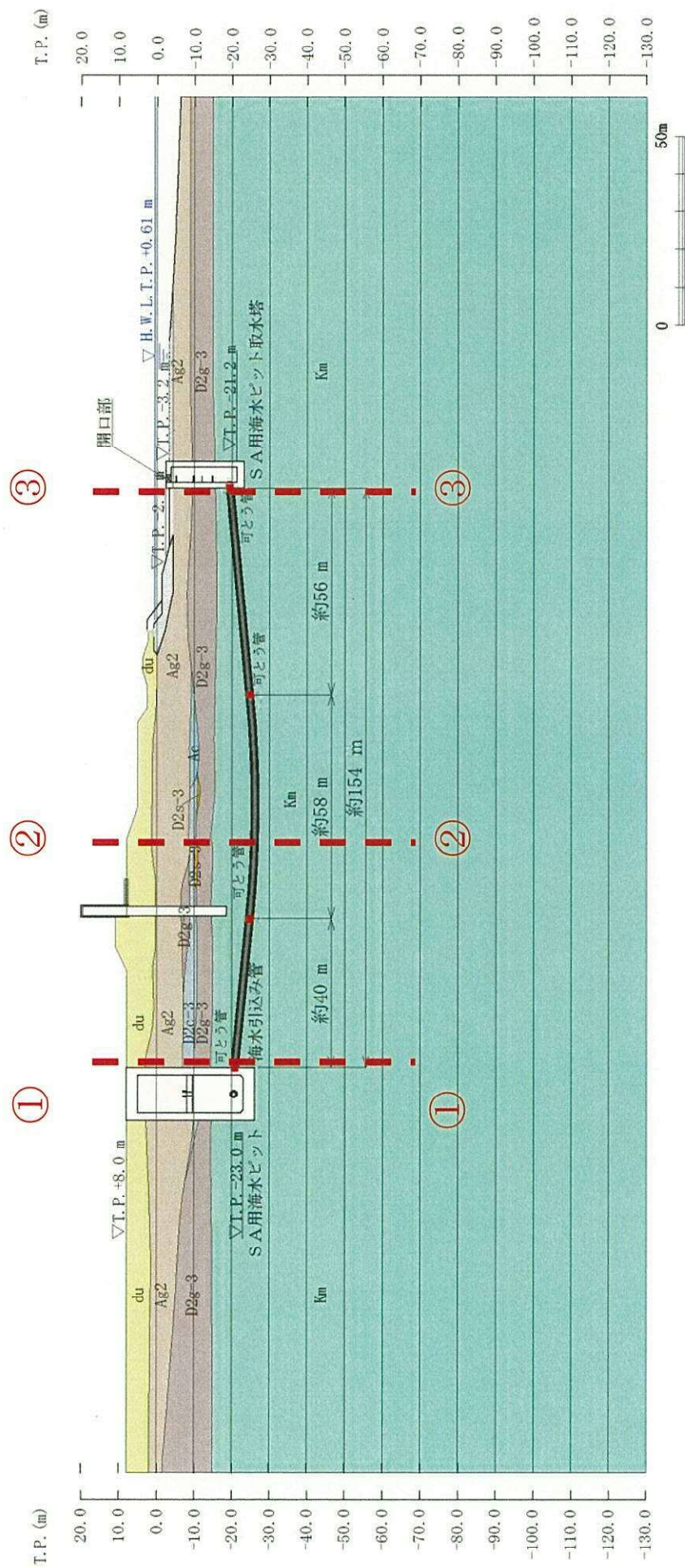


図 15.2-7 海水引込み管 縦断面図 (A-A断面)

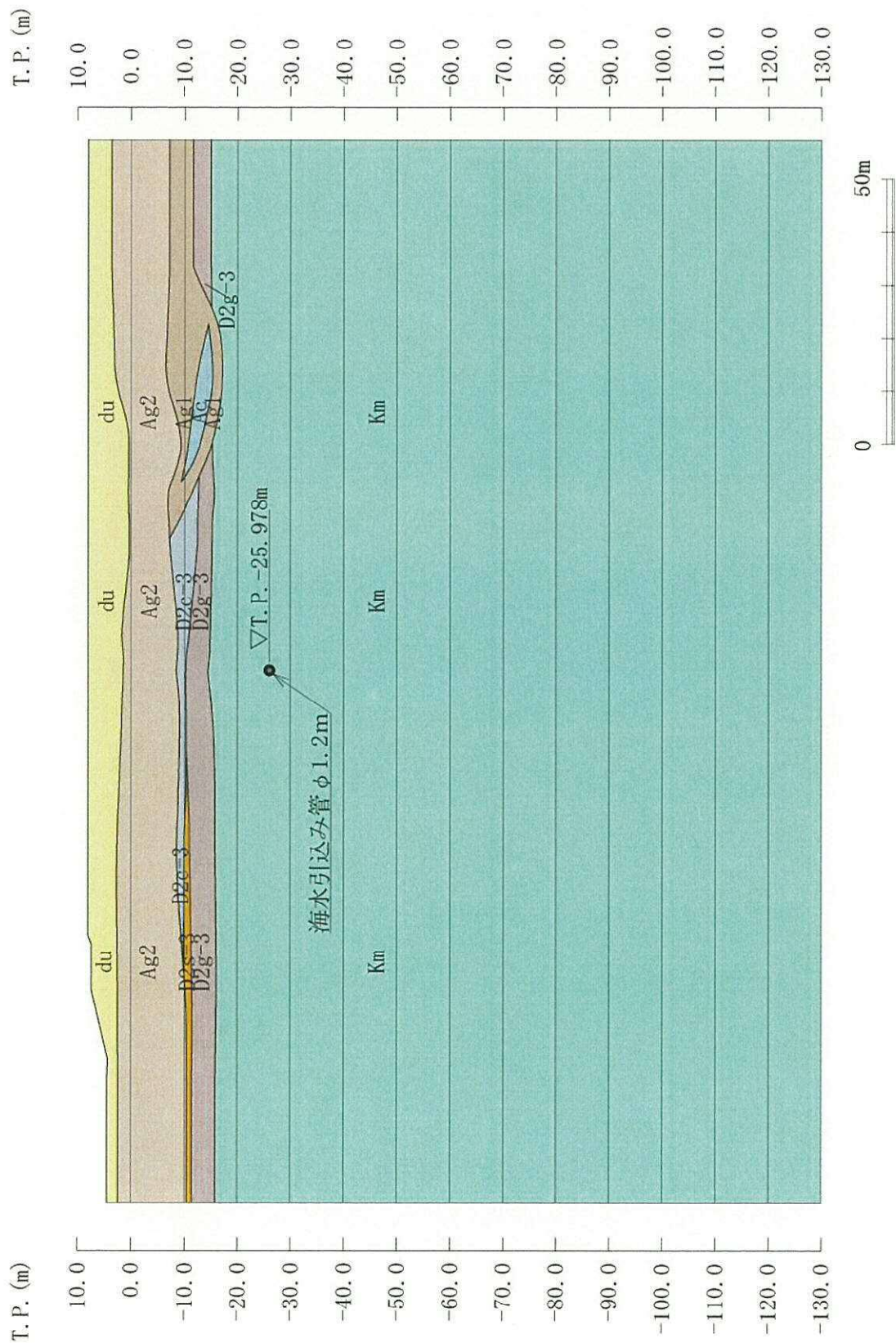


図 15.2-8 海水引込み管 横断面図 (②—②断面)

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、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（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）

*2：J E A G 4 6 0 1－1987（（社）日本電気協会）

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		D1g-1
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm^3	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958	
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702	
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333	
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{m0}	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_{m0}	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					
				第四系（非液状化層）				新第三系	捨石
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	1.72-1.03×10 ⁻⁴ ・z	2.04 (1.84)
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16	0.82
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.14	0.22	0.16+0.00025・z	0.33
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{m0}	kN/m ²	480	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づき z（標高）毎に物性値を 設定	98
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{m0}	kN/m ²	121829	285223	38926 (35783)	285223		180000
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.151	0.186		0.24
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.042	0.026	0.358-0.00603・z	0.02
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	35.6	23.2+0.0990・z	35

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)	ポアソン比 ν_{cp}	粘着力 C_{cp} (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ_{cp} (°)	せん断波 速度 V_s (m/s)	基準初期 せん断剛性 G_{ms} (kN/m ²)	基準体積 弾性係数 K_{ms} (kN/m ²)	基準平均有効 主応力 σ'_{ms} (kN/m ²)	拘束圧 依存係数 m_b, m_k	最大履歴 減衰率 $\gamma_{max}(\%)$	動ポアソン比 ν_d	地震波 速度 V_p (m/s)
1	10	9.5 ~ 10.5	1.72	0.16	288	24.2	425	310,676	353,317	504	0.0	0.105	0.464	1,640
2	9	8.5 ~ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	425	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	316,076	358,322	504	0.0	0.105	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	-1.6 ~ -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	0.19	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	391,471	498	0.0	0.112	0.461	1,673
28	-24	-25 ~ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,463	394,870	498	0.0	0.113	0.461	1,680
29	-26	-27 ~ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	396,574	498	0.0	0.113	0.460	1,664
30	-28	-29 ~ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	399,596	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	396,853	498	0.0	0.115	0.459	1,667
34	-36	-37 ~ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,506	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	378,721	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	0.16	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	391,051	423,913	498	0.0	0.118	0.459	1,699
43	-54	-55 ~ -53	1.73	0.16	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	0.16	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	769	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	433,057	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 ~ -86	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	-99	-101 ~ -96	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	463,455	486	0.0	0.126	0.452	1,733
62	-112	-115 ~ -109	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	1,756

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 15.2-9 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

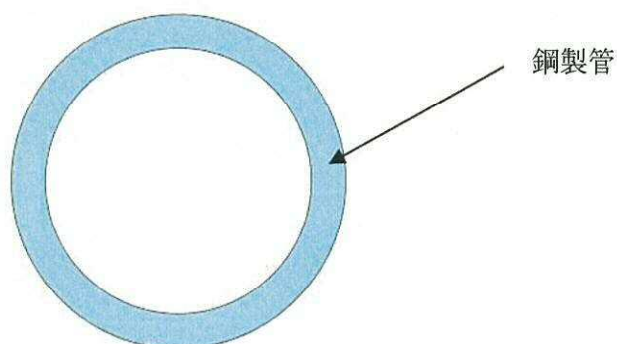


図 15.2-9 評価部位

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（（社）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 ((社) 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

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

道路橋示方書による直接基礎の支持力算定式を以下に示す。

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

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度 (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_q, N_γ : 図 15.2-10 図 15.2-11 及び図 15.2-12 に示す荷重の傾斜を考慮した支持力係数

S_c, S_q, S_γ : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数

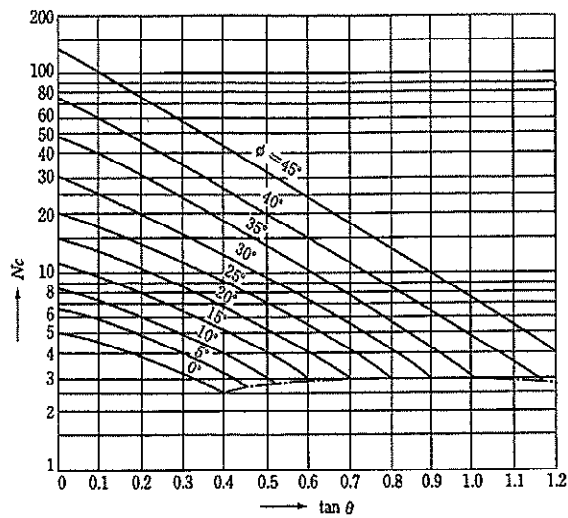


図 15.2-10 支持力係数 N_c を求めるグラフ
「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」より

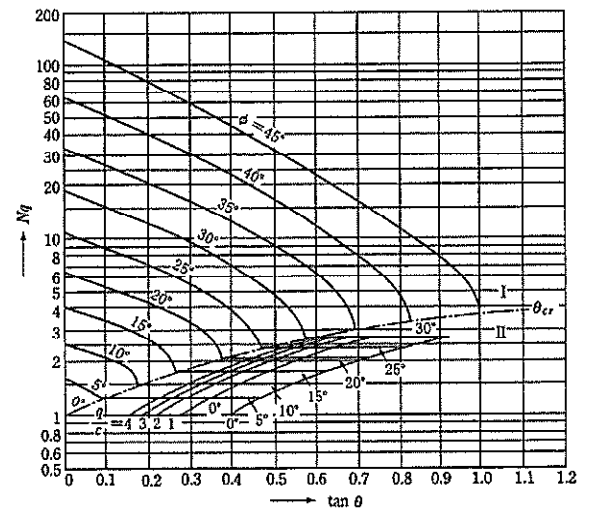


図 15.2-11 支持力係数 N_q を求めるグラフ
「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」より

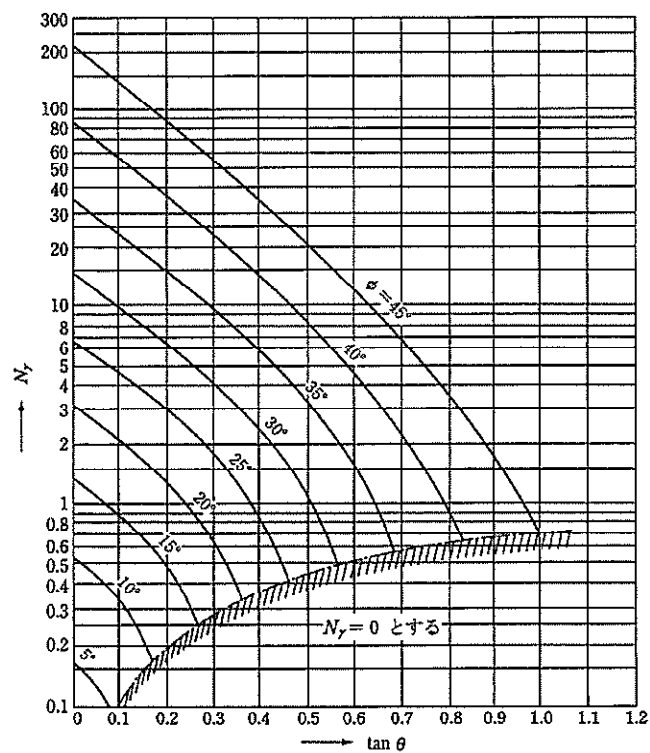


図 15.2-12 支持力係数 N_y を求めるグラフ
「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」より

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	$1+0.3\frac{B_c}{D_f}$
β	1.0	0.6	$1-0.4\frac{B_c}{D_f}$
B_c, D_f は図-解 10.3.4, 図-解 10.3.5 による。ただし, $\frac{B_c}{D_f} > 1$ の場合, $\frac{B_c}{D_f} = 1$ とする。			

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

項目	算定結果	備考
極限支持力度 q_d (kN/m ²)	2291	
$\alpha \kappa c N_c S_c$ (kN/m ²)	2151	
$\kappa q N_q S_q$ (kN/m ²)	141	
$\frac{1}{2} \gamma'_{1\beta} B e N_{\gamma} S_r$ (kN/m ²)	0	
粘着力 c (kN/m ²)	927	
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)	8.929	
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)	1.214	
荷重の偏心量 e_b (m)	0	
基礎幅 B (m)	1.214	
有効根入れ深さ D_f (m)	33.978	
根入れ効果に対する割増し係数 κ	1	
N_c	5	図 15.2-10 より
N_q	1	図 15.2-11 より
N_{γ}	0	図 15.2-12 より
S_c	0.4642	
S_q	0.4642	
S_r	0.9374	

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。

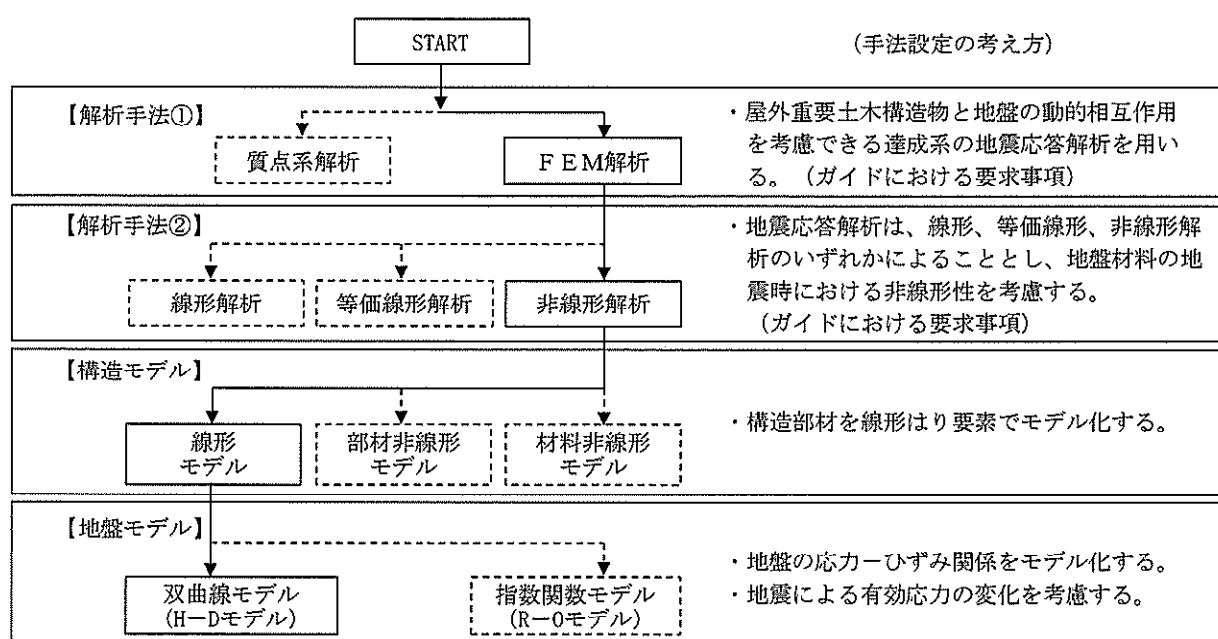


図 15.3-1 地震応答解析手法の選定フロー

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。

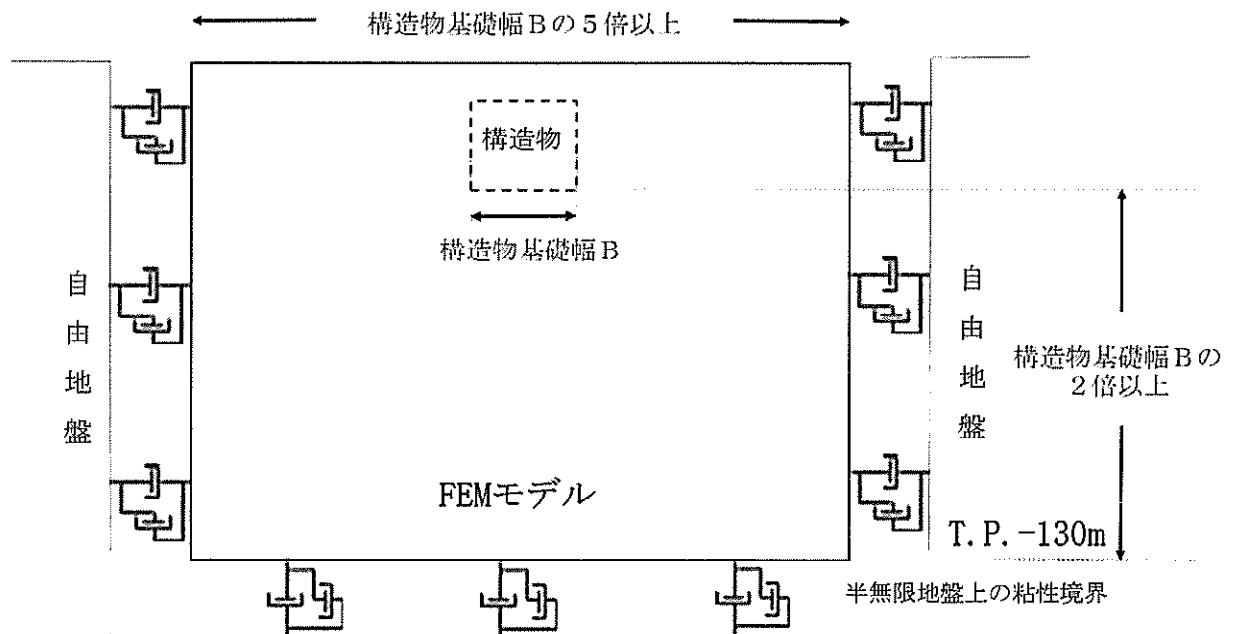


図 15.3-2 解析モデル領域の考え方

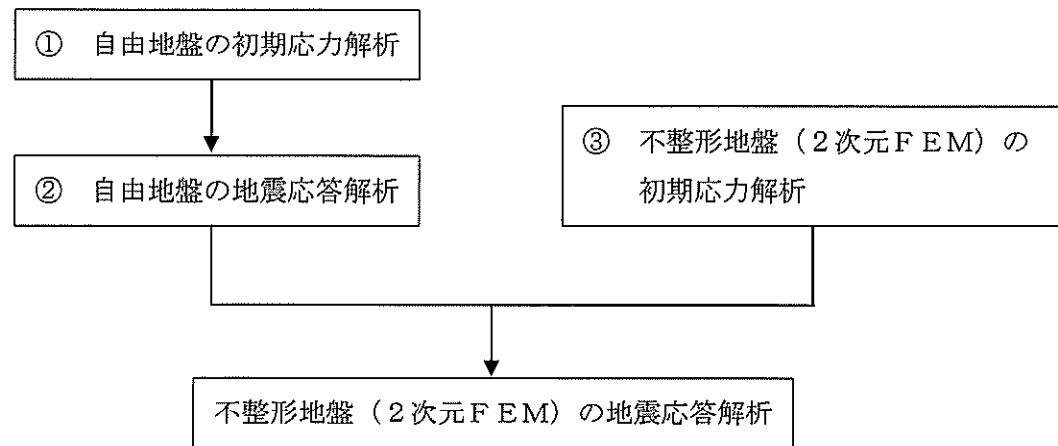


図 15.3-3 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤（２次元FEM）の地震応答解析までのフロー

(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ーとする。境界条件の概念図を図 15.3-4 に示す。

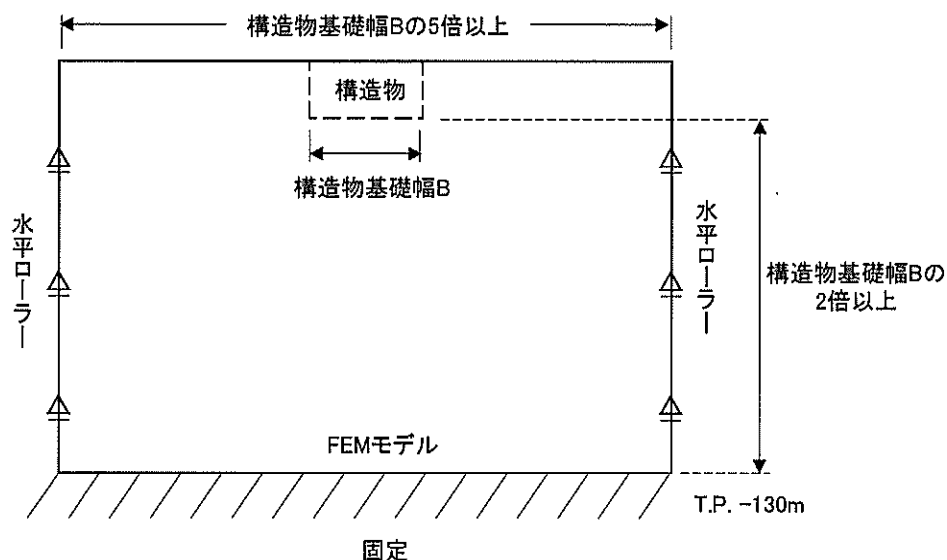


図 15.3-4 固有値解析における境界条件の概念図

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ーとする。境界条件の概念図を図 15.3-5 に示す。

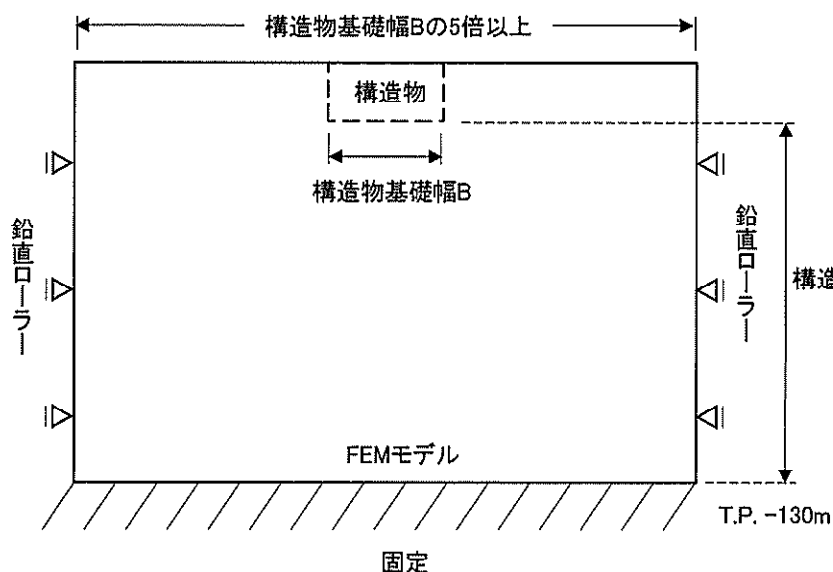


図 15.3-5 初期応力解析における境界条件の概念図

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形成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。

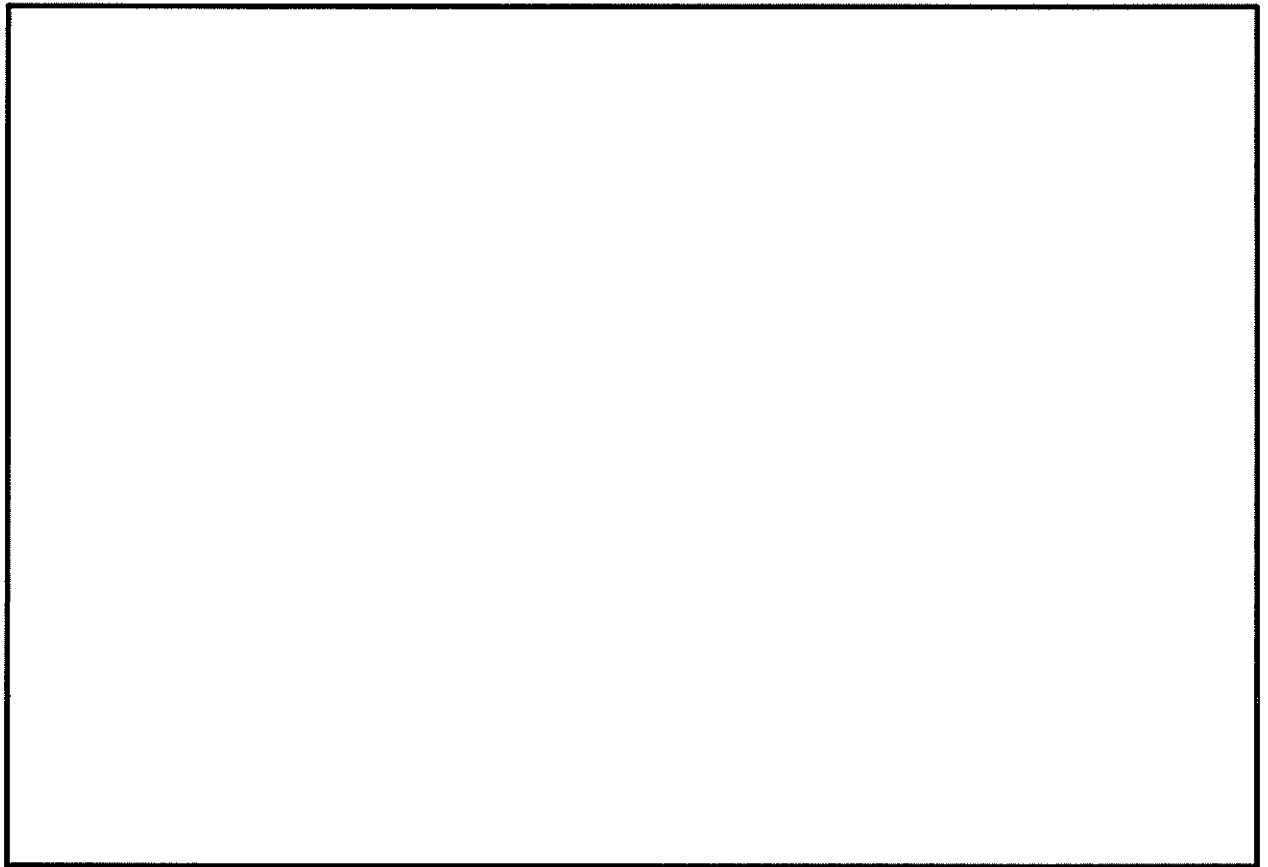


図 15.3-6 海水引込み管②-②断面方向の地震応答解析モデル

(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。

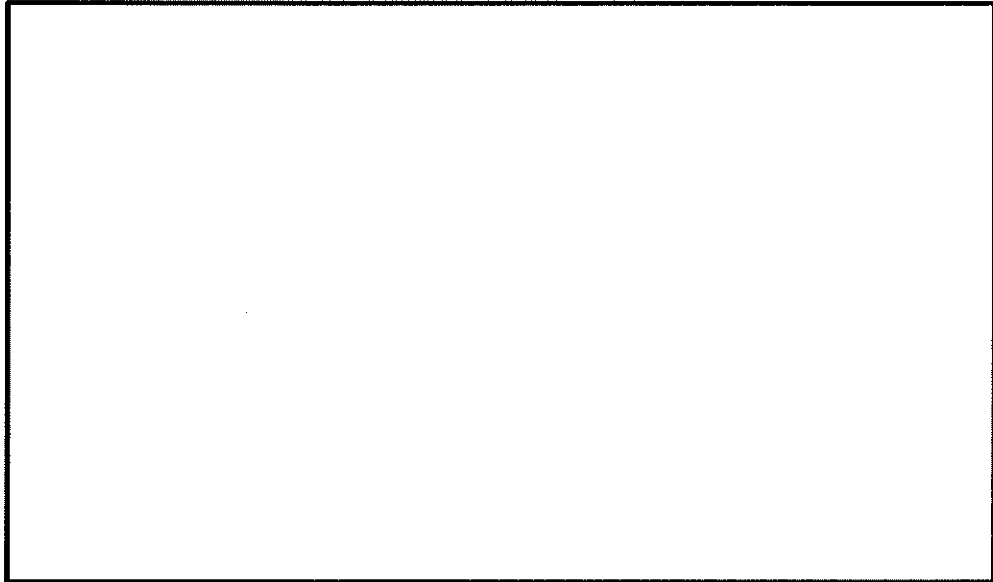


図 15.3-7 海水引込み管の解析モデル概念図

(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

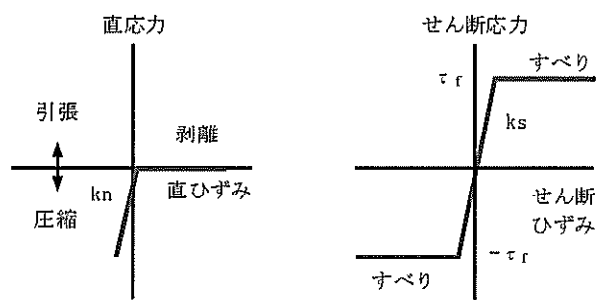
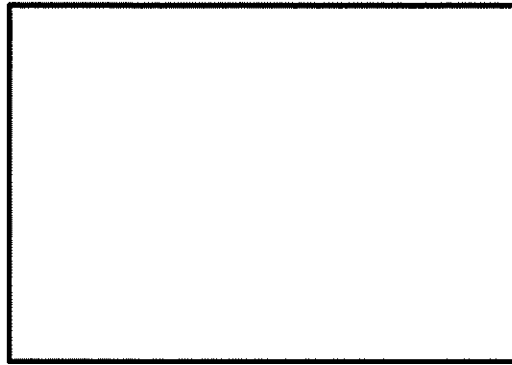


図 15.3-8 ジョイント要素の考え方

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た 1 次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

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

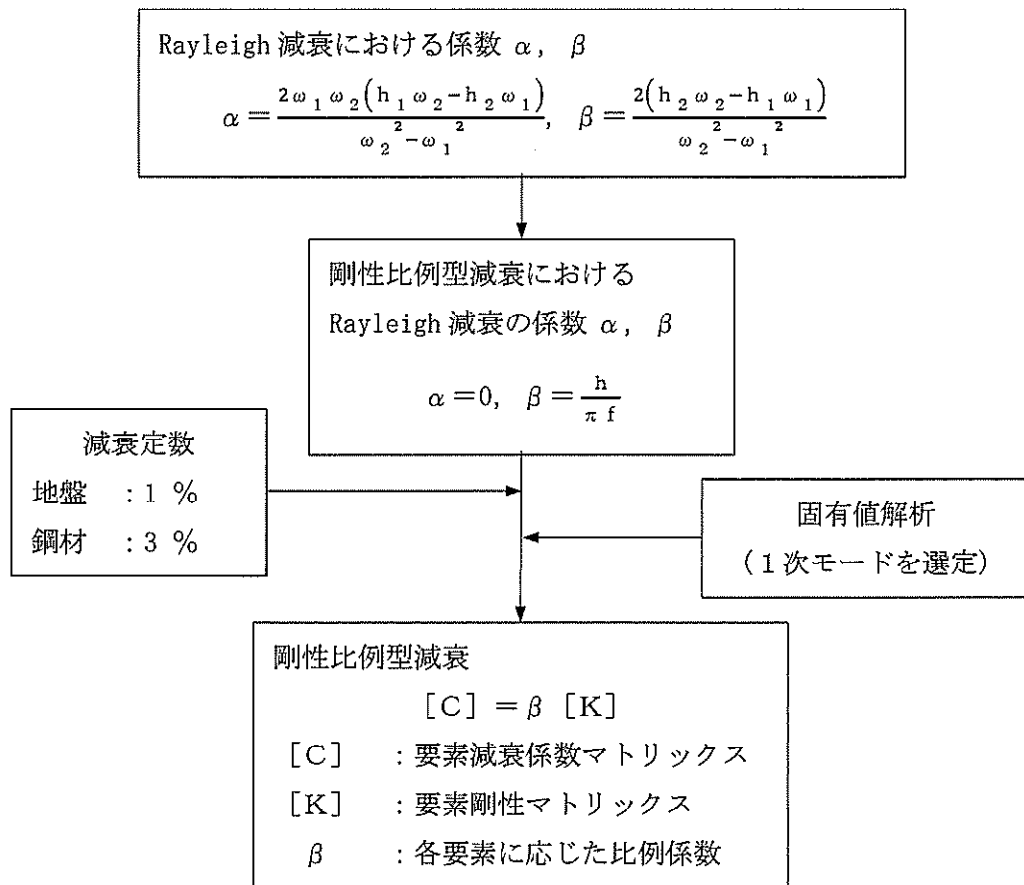


図 15.3-9 Rayleigh 減衰の設定フロー

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)
(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)
(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	常時 考慮 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_h 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 15.3-4 に示す。

耐震評価においては、全ての基準地震動 S_s に対して実施する①の検討ケース（基本ケース）において、せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての評価項目について、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 15.3-4 耐震評価における検討ケース

検討ケース			① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）	② 地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定			原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波（位相）	S_s-D1	(H+V+)	実施					
		(H+V-)	実施					
		(H-V+)	実施					
		(H-V-)	実施					
	S_s-11		実施					
	S_s-12		実施					
	S_s-13		実施					
	S_s-14		実施					
	S_s-21		実施					
	S_s-22		実施					
	S_s-31	(H+V+)	実施					
		(H-V+)	実施					

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

構築物間の相対変位の算定を行う場合は、上記の実施ケースにおいて変位量が厳しいケースで行う。

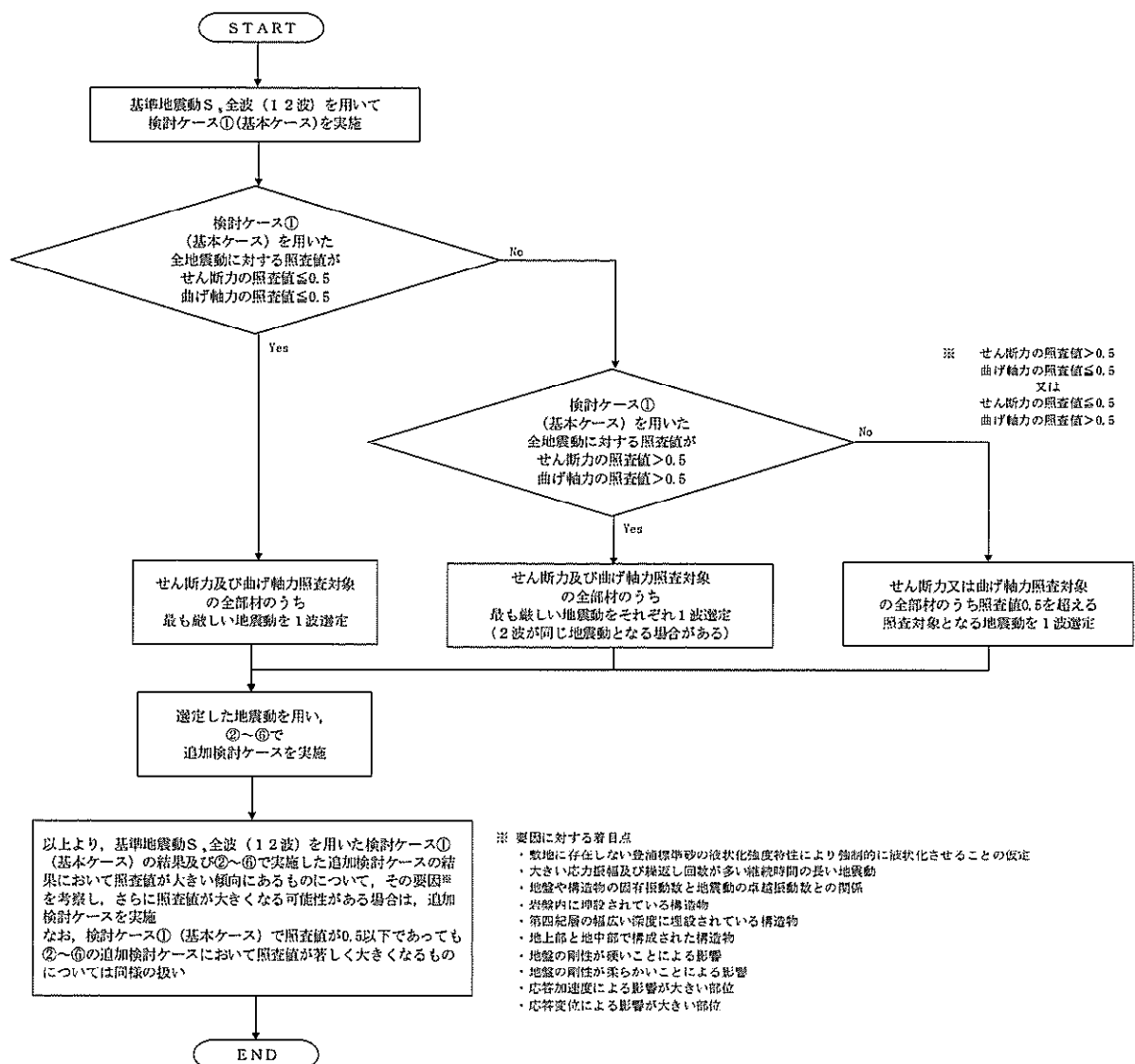


図 15.3-10 ②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フロー

15.3.6 入力地震動の設定

入力地震動は、資料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。

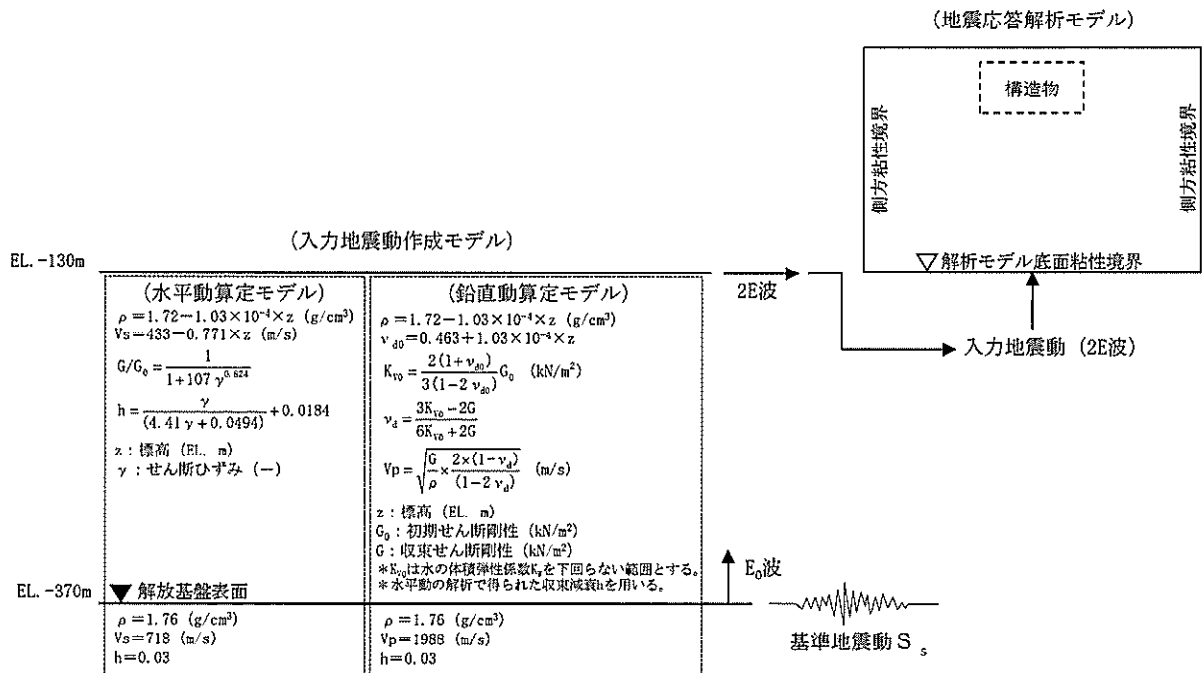
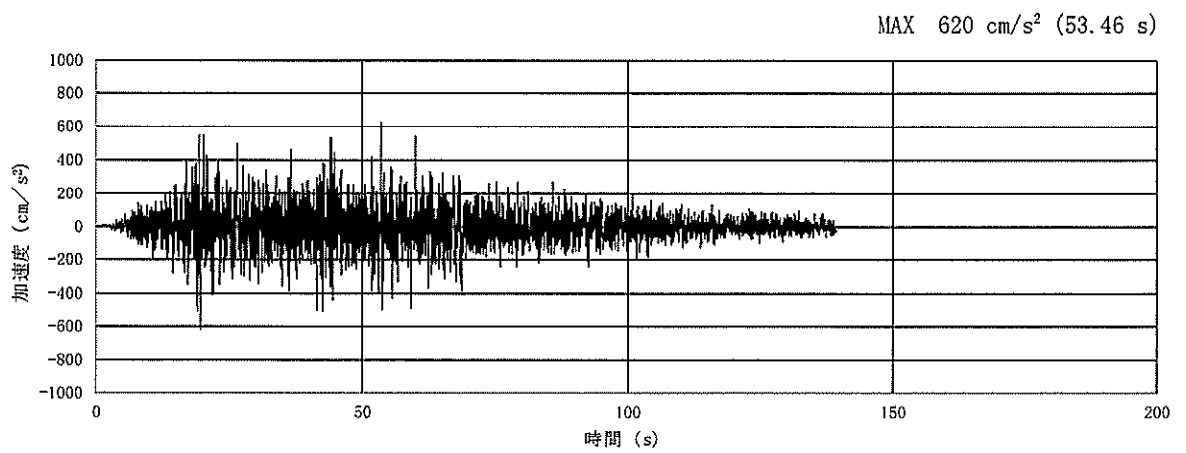
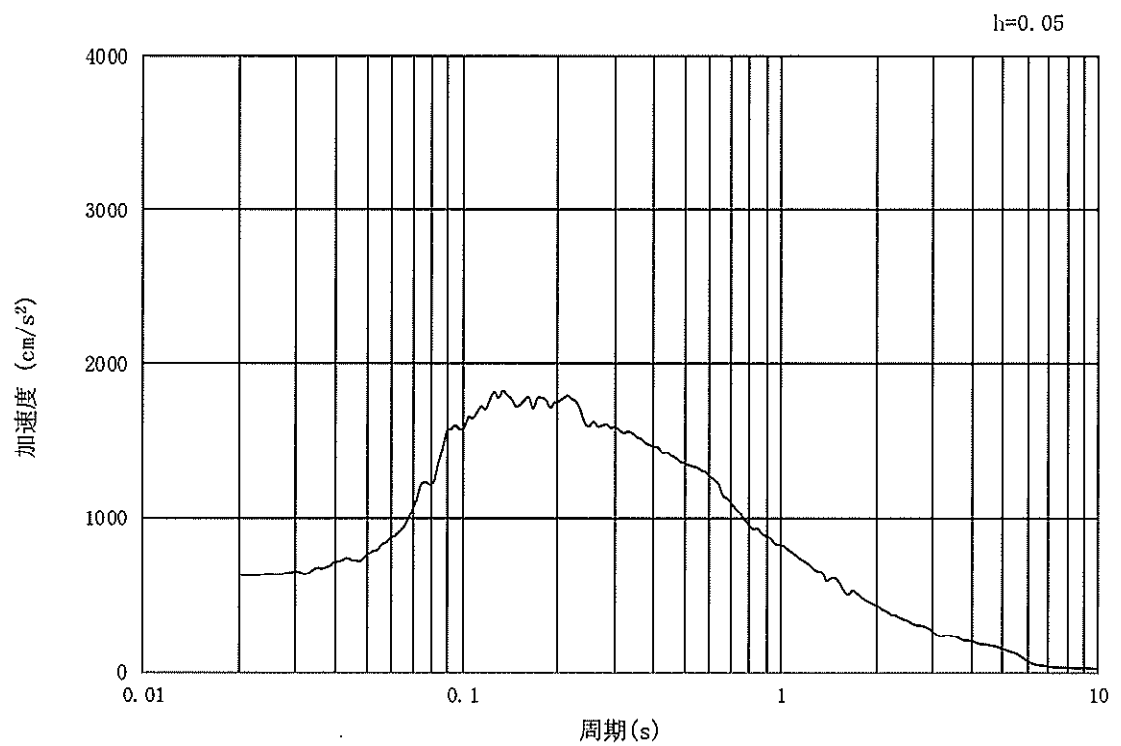


図 15.3-11 入力地震動算定の概念図

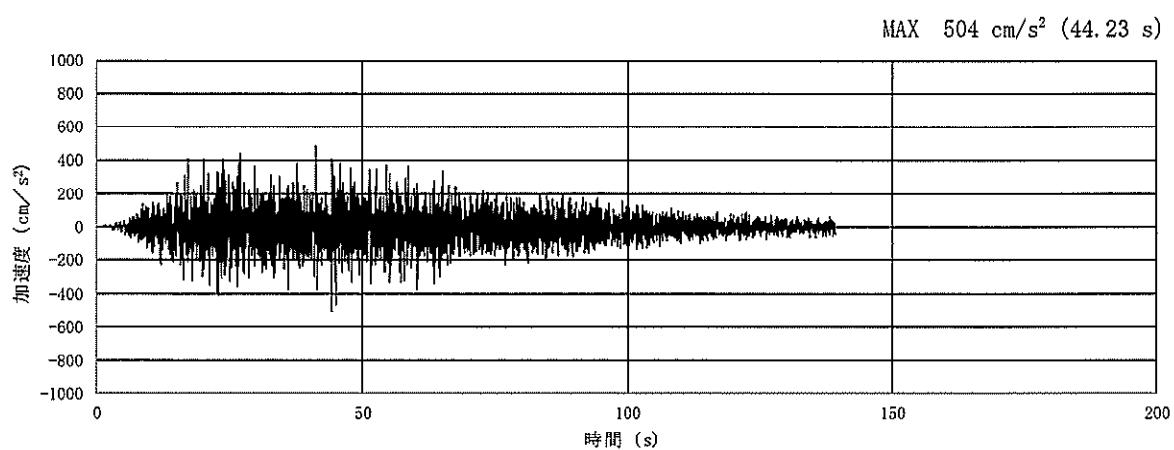


(a) 加速度時刻歴波形

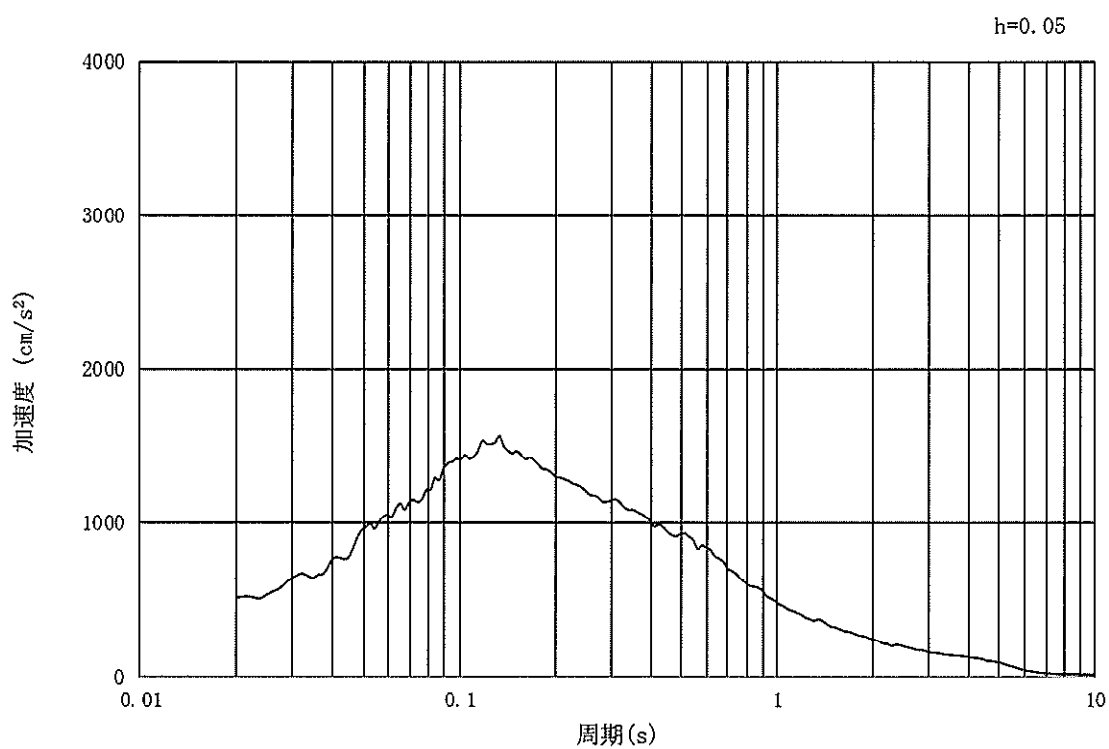


(b) 加速度応答スペクトル

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)

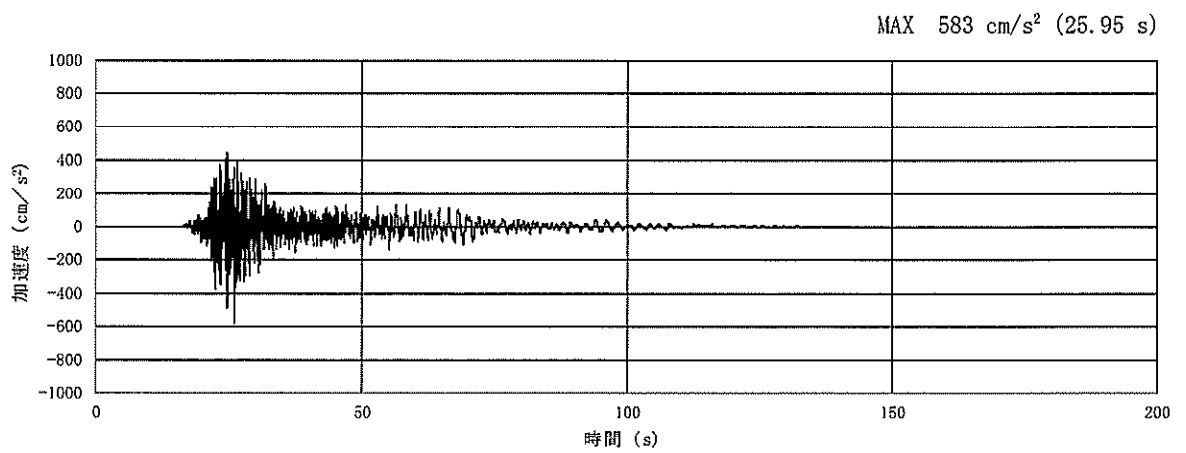


(a) 加速度時刻歴波形

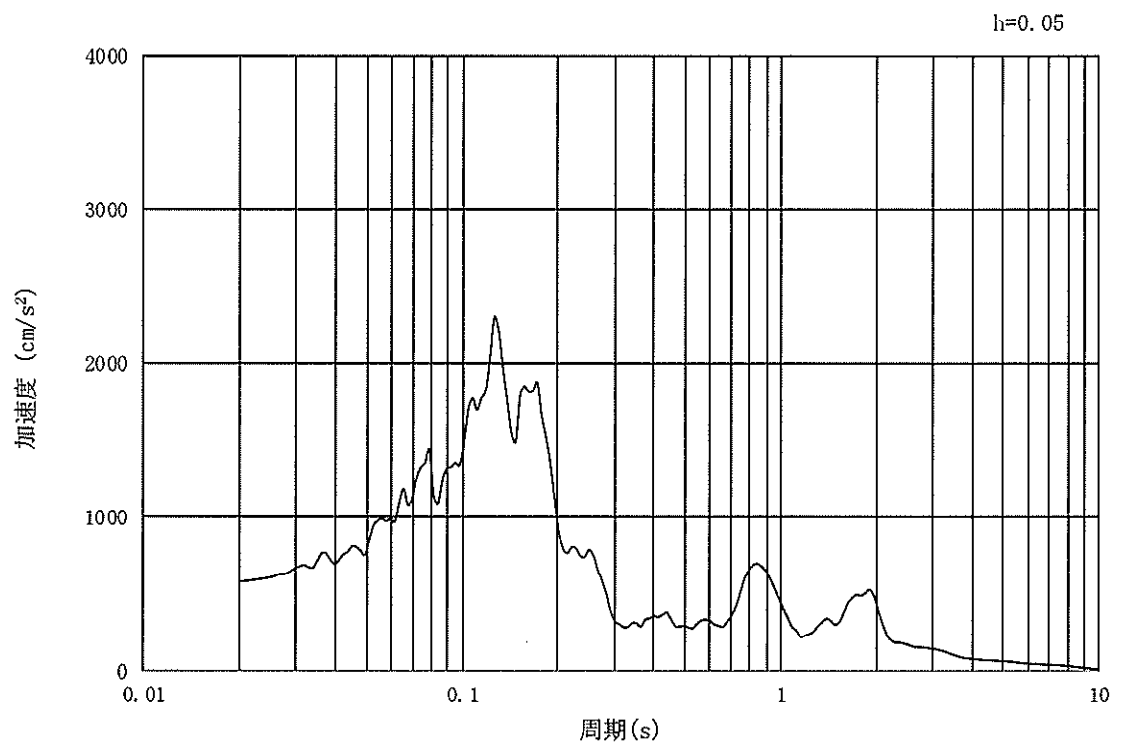


(b) 加速度応答スペクトル

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)

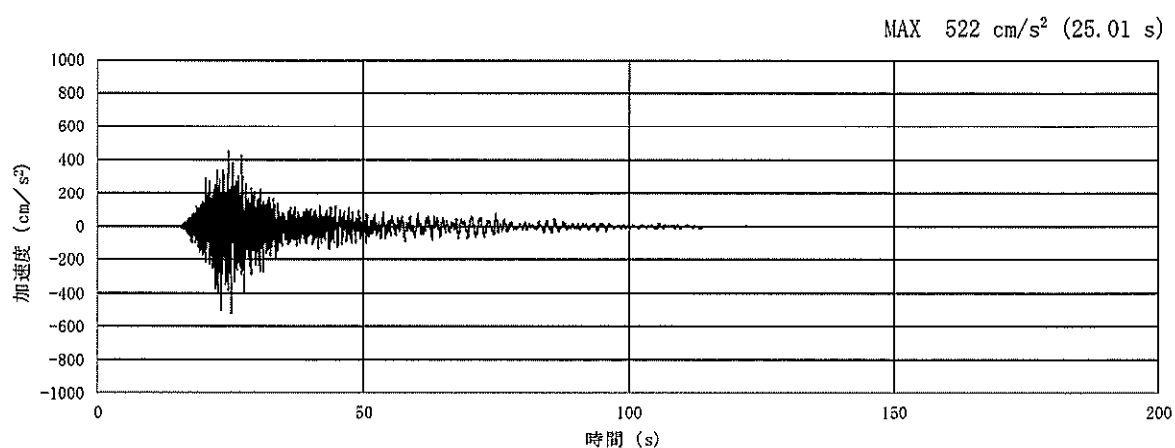


(a) 加速度時刻歴波形

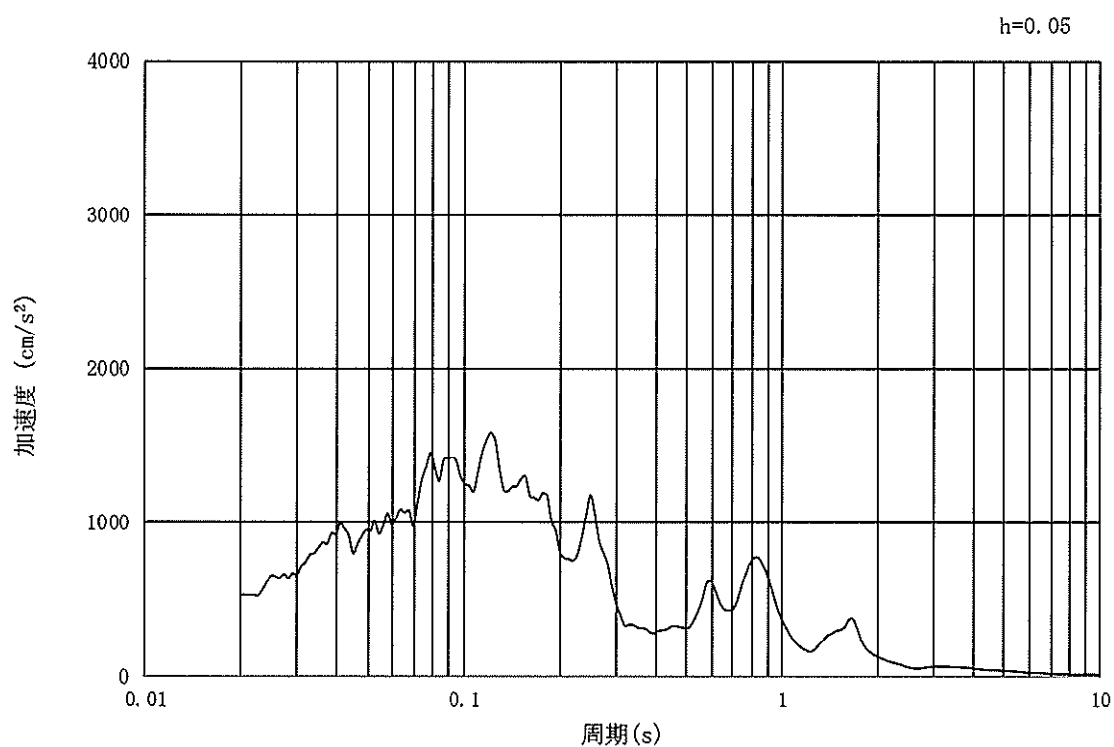


(b) 加速度応答スペクトル

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-11)

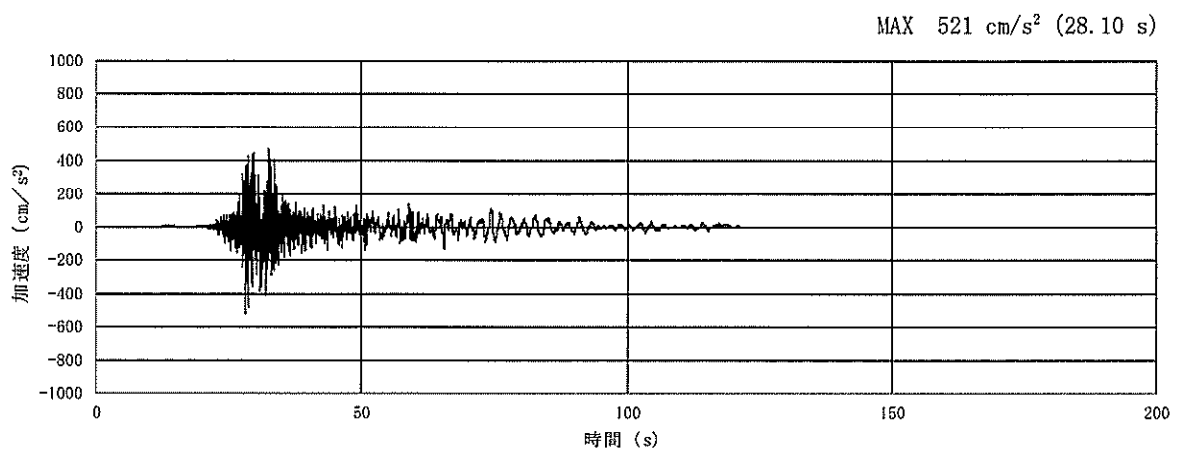


(a) 加速度時刻歴波形

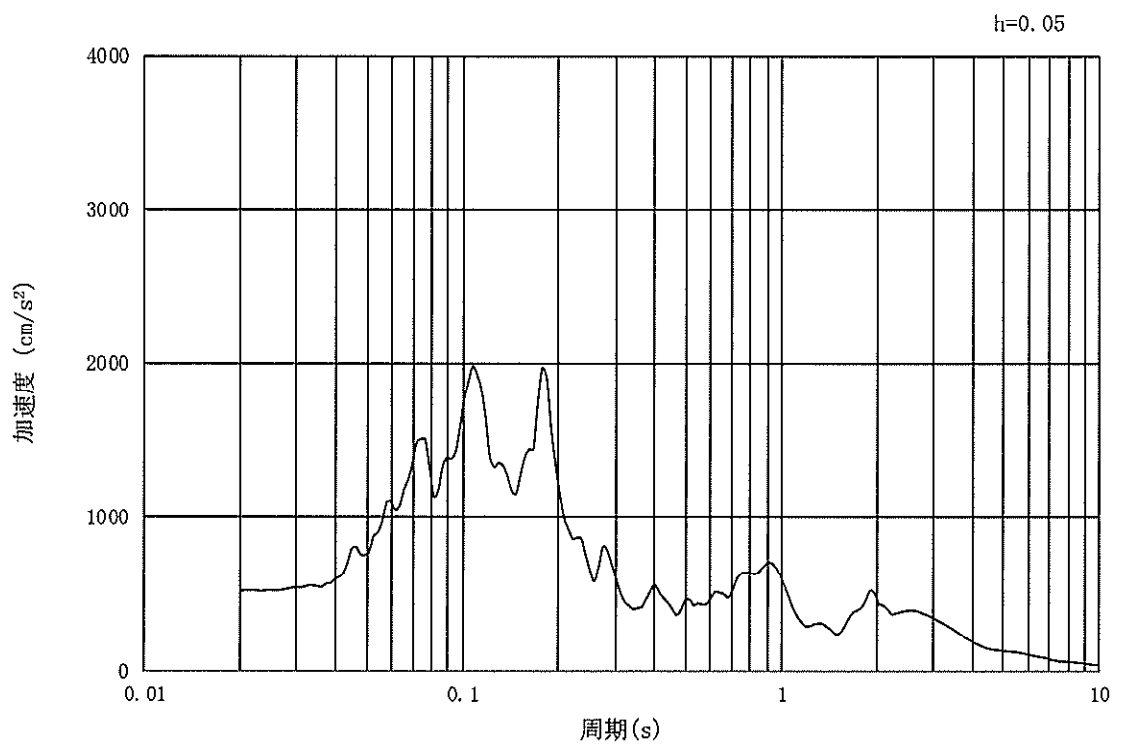


(b) 加速度応答スペクトル

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: $S_s - 1.1$)

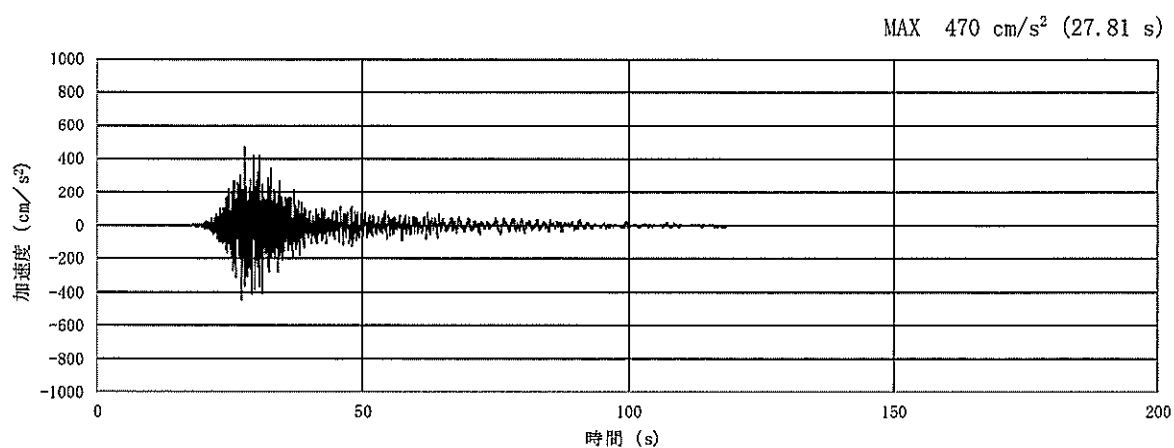


(a) 加速度時刻歴波形

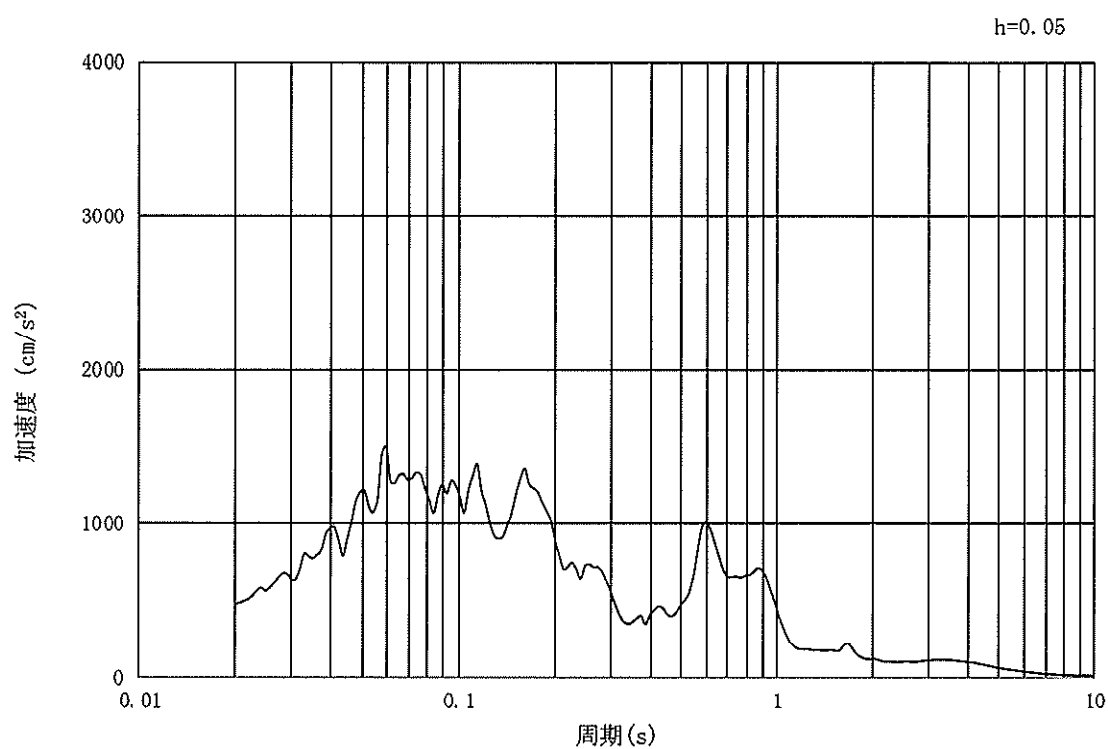


(b) 加速度応答スペクトル

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-12)

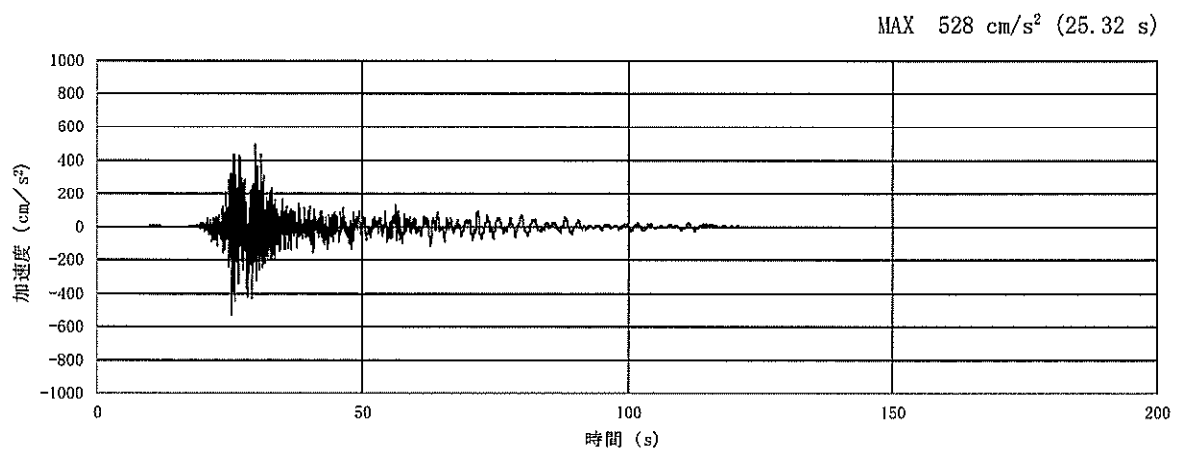


(a) 加速度時刻歴波形

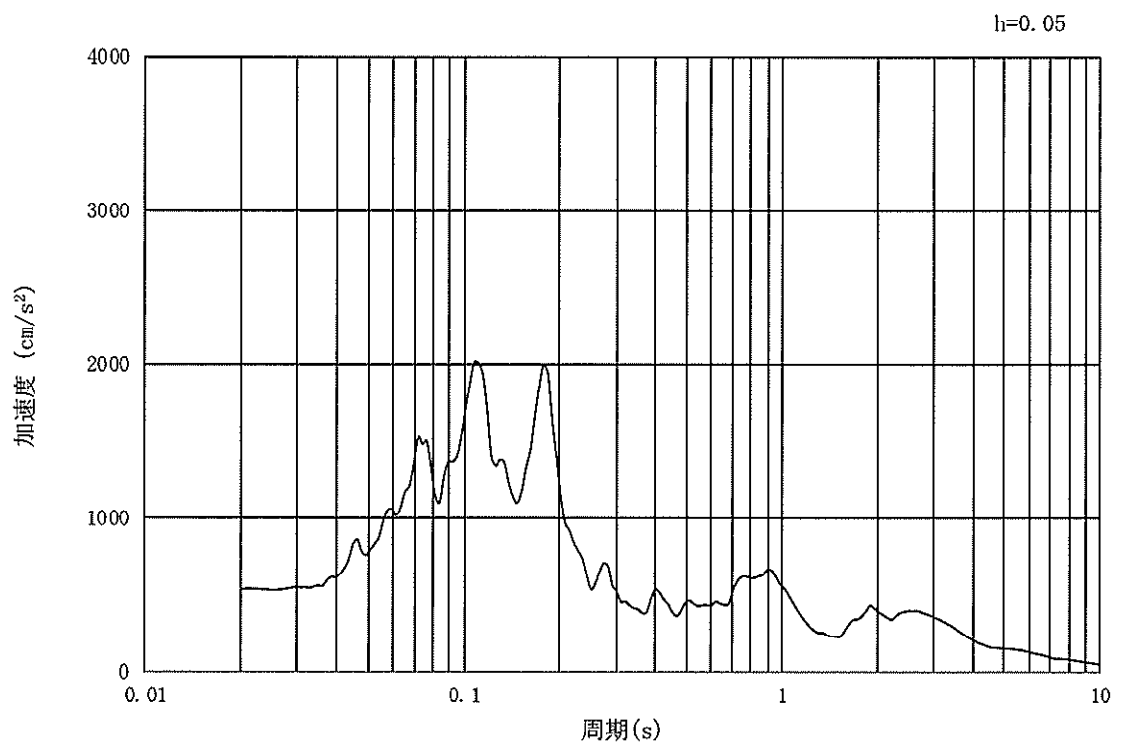


(b) 加速度応答スペクトル

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: $S_s - 1.2$)

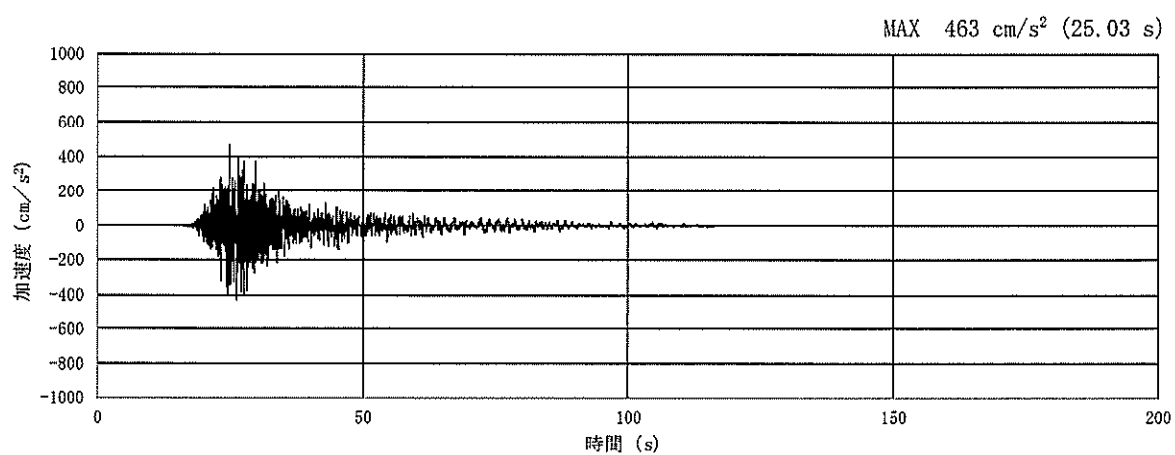


(a) 加速度時刻歴波形

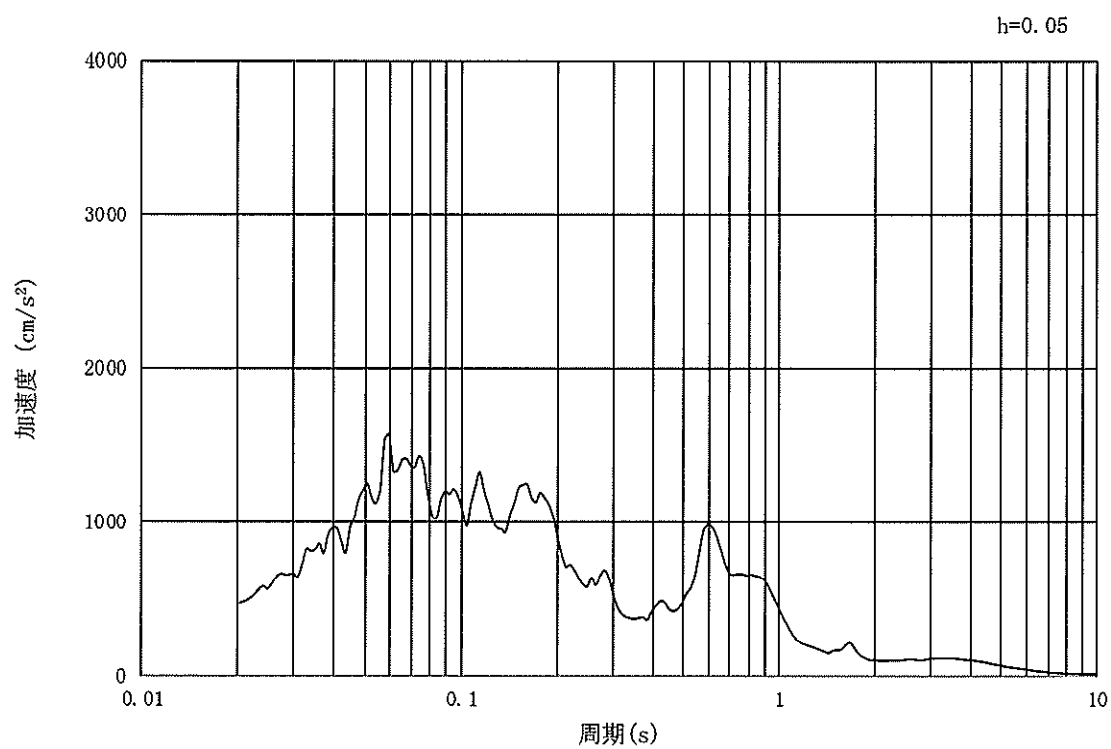


(b) 加速度応答スペクトル

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-13)

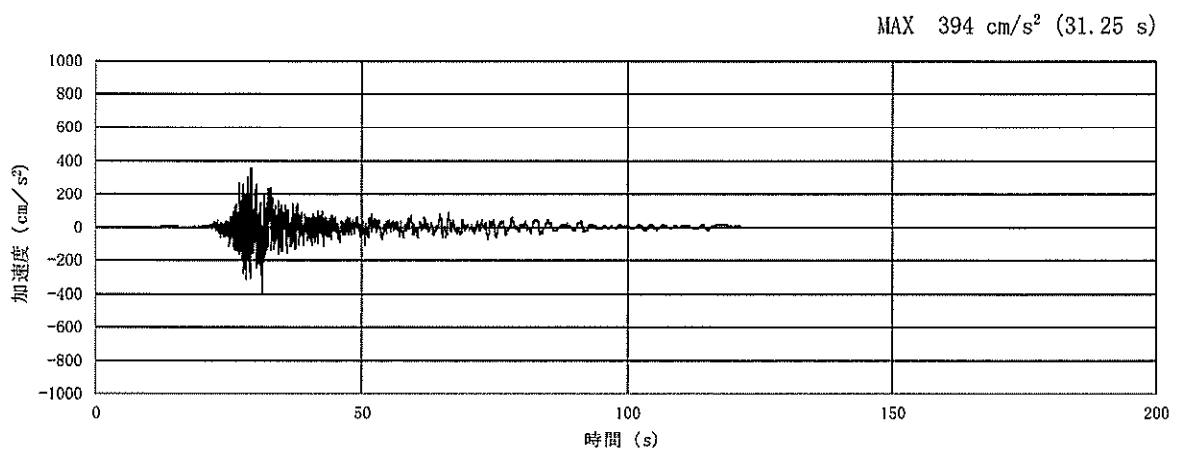


(a) 加速度時刻歴波形

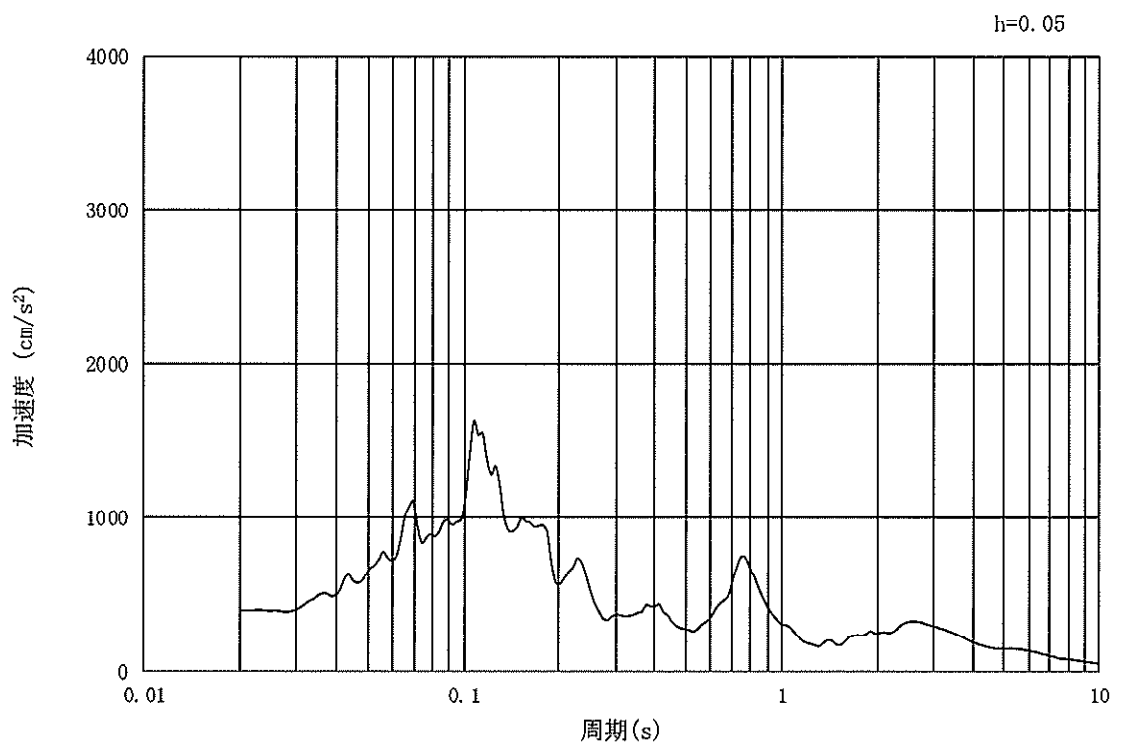


(b) 加速度応答スペクトル

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: $S_s - 1.3$)

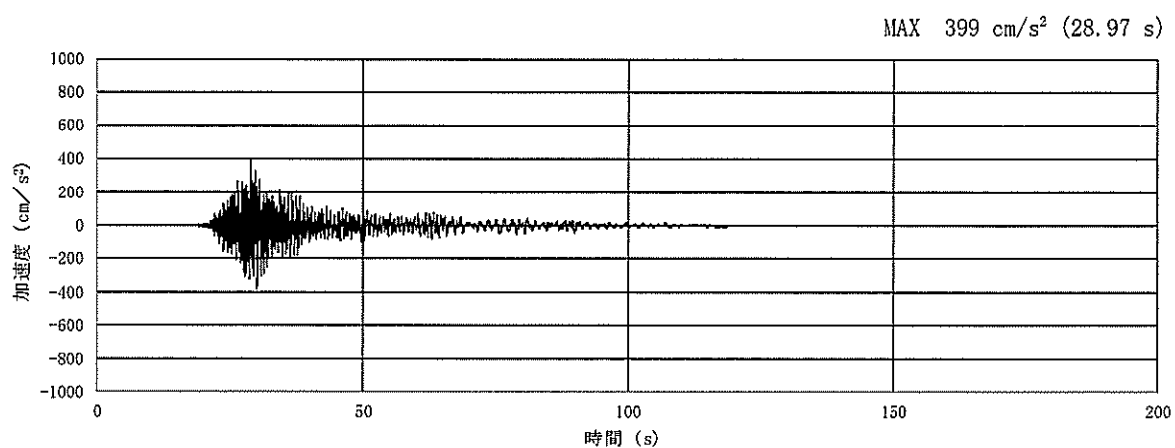


(a) 加速度時刻歴波形

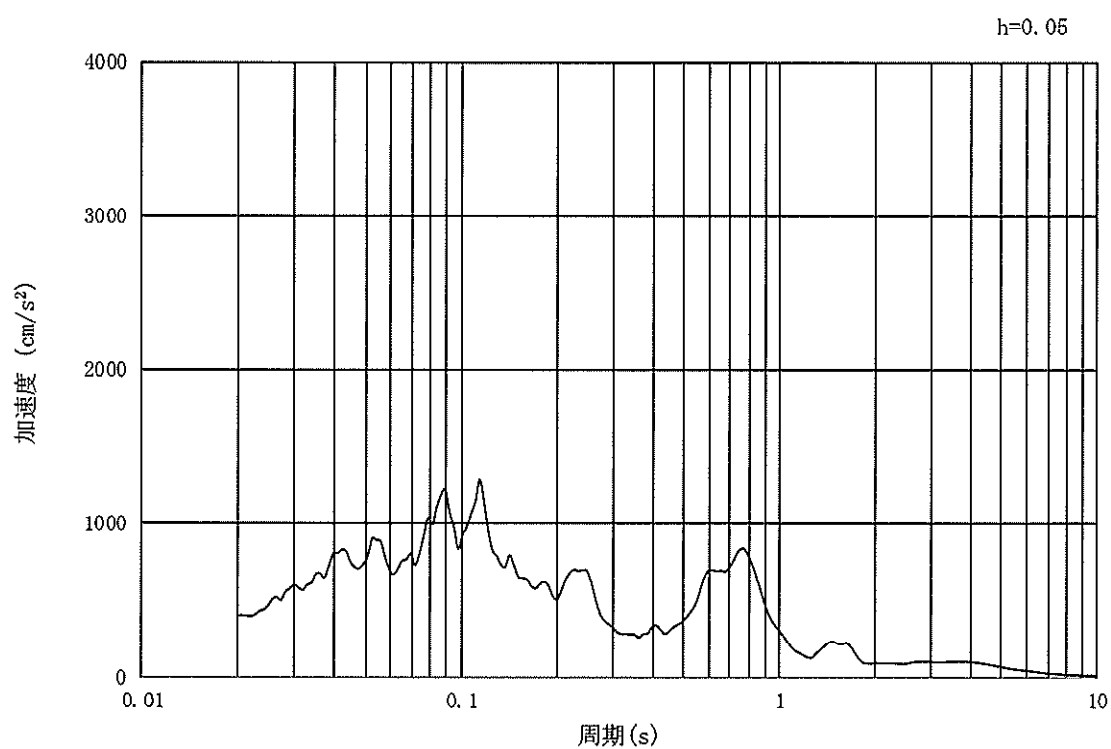


(b) 加速度応答スペクトル

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: $S_s-1.4$)

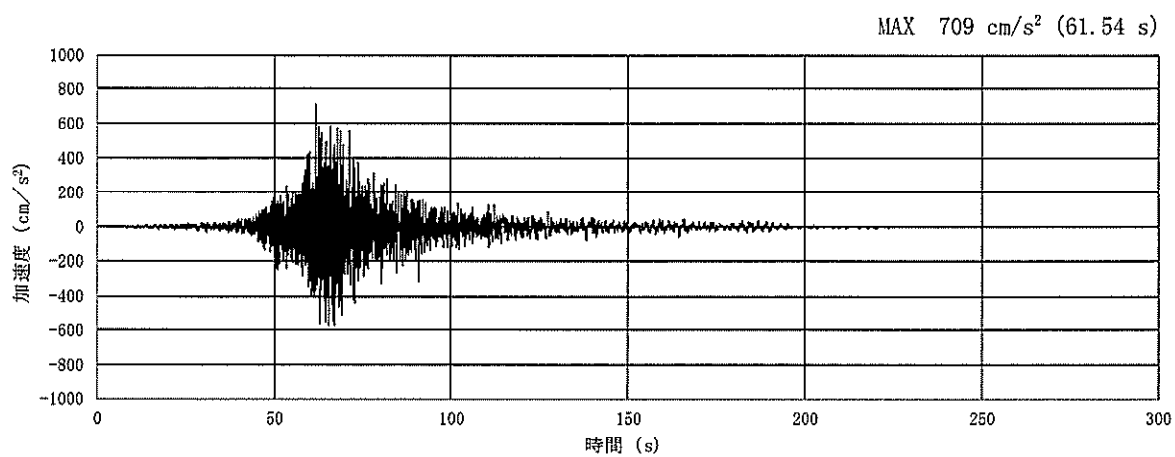


(a) 加速度時刻歴波形

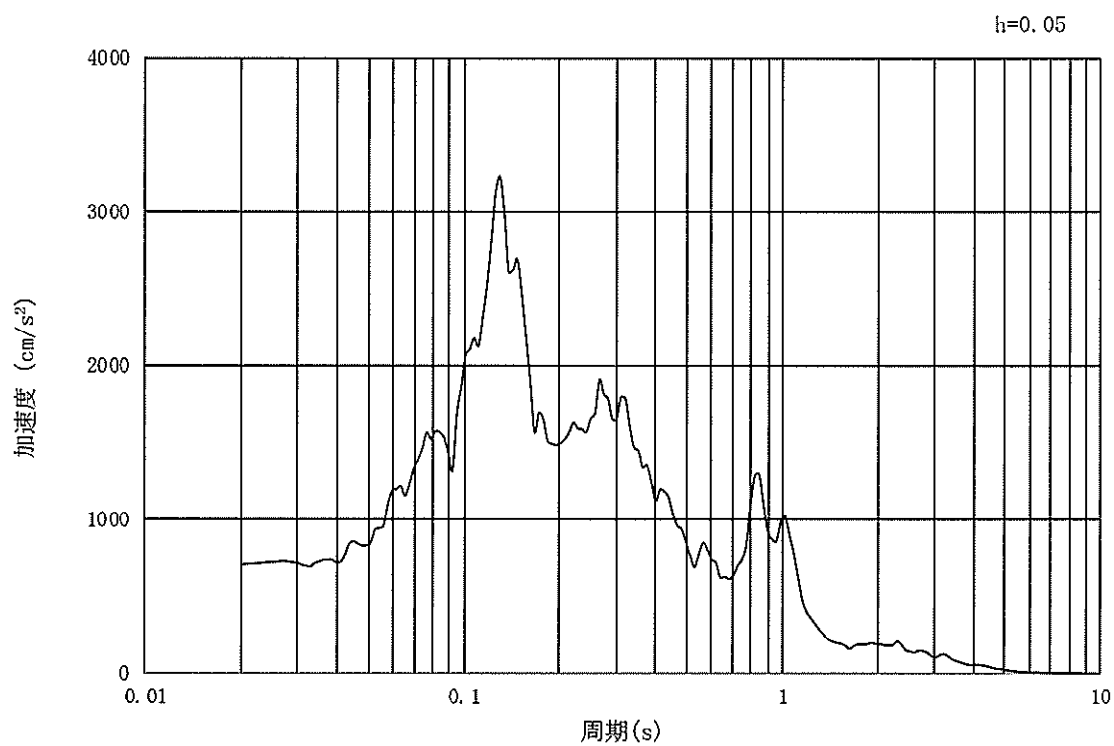


(b) 加速度応答スペクトル

図 15.3-21 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: $S_s - 1.4$)

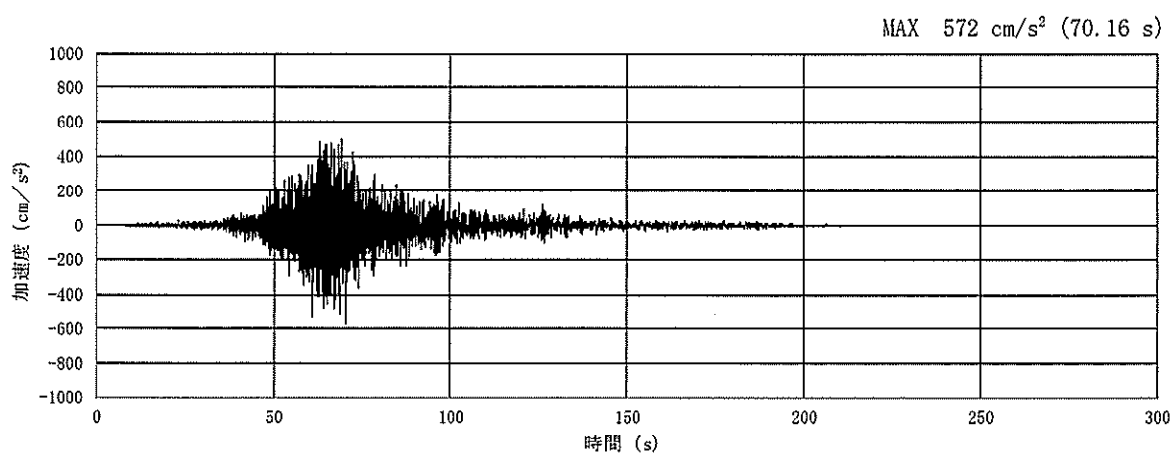


(a) 加速度時刻歴波形

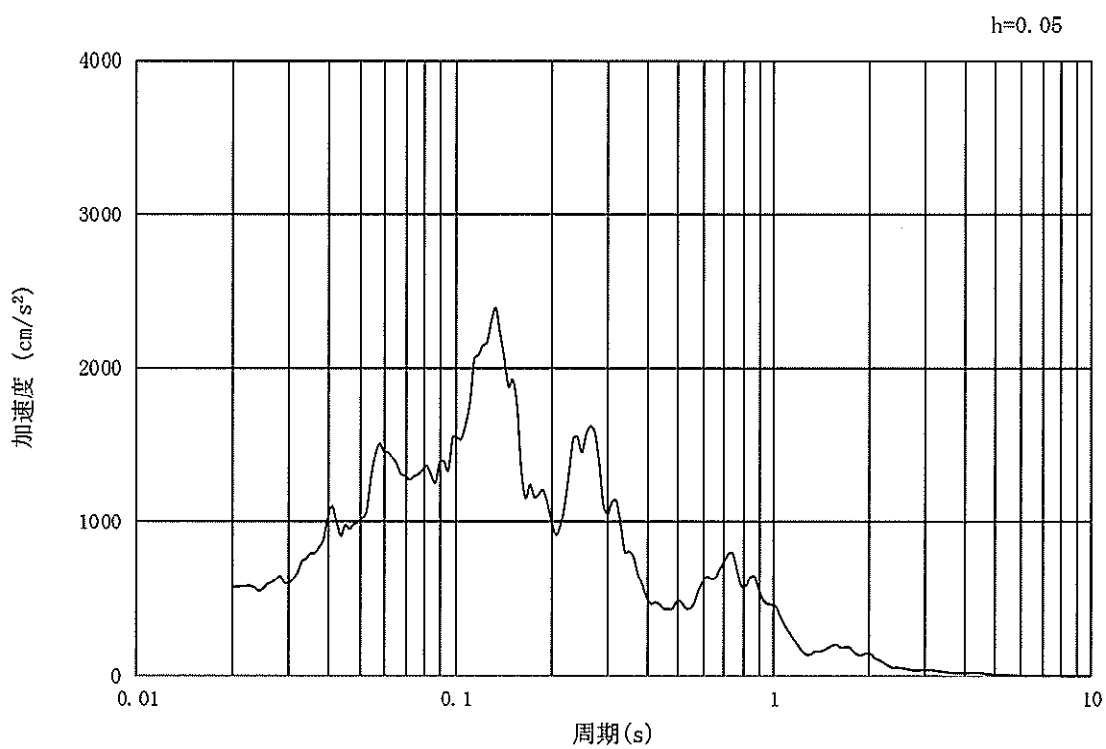


(b) 加速度応答スペクトル

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: $S_s - 21$)

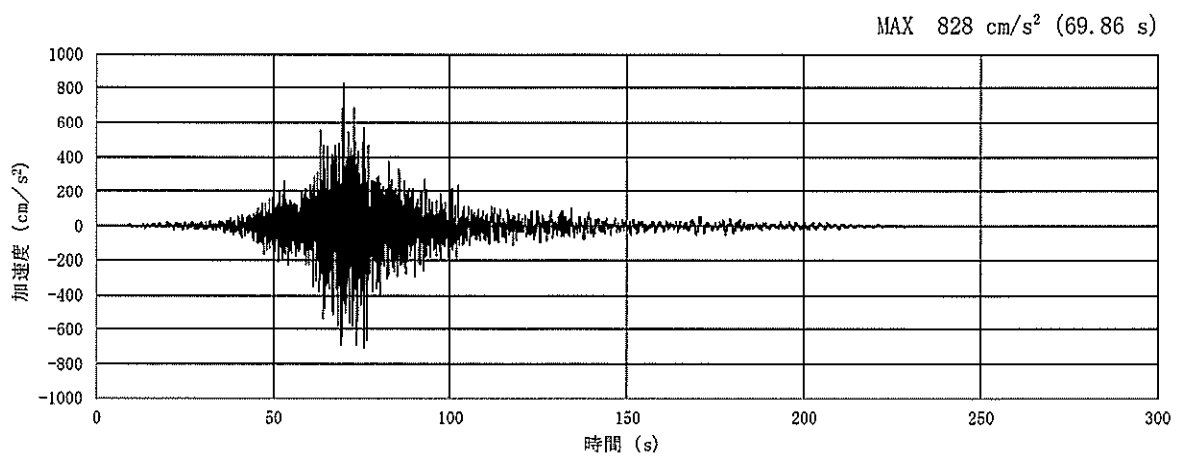


(a) 加速度時刻歴波形

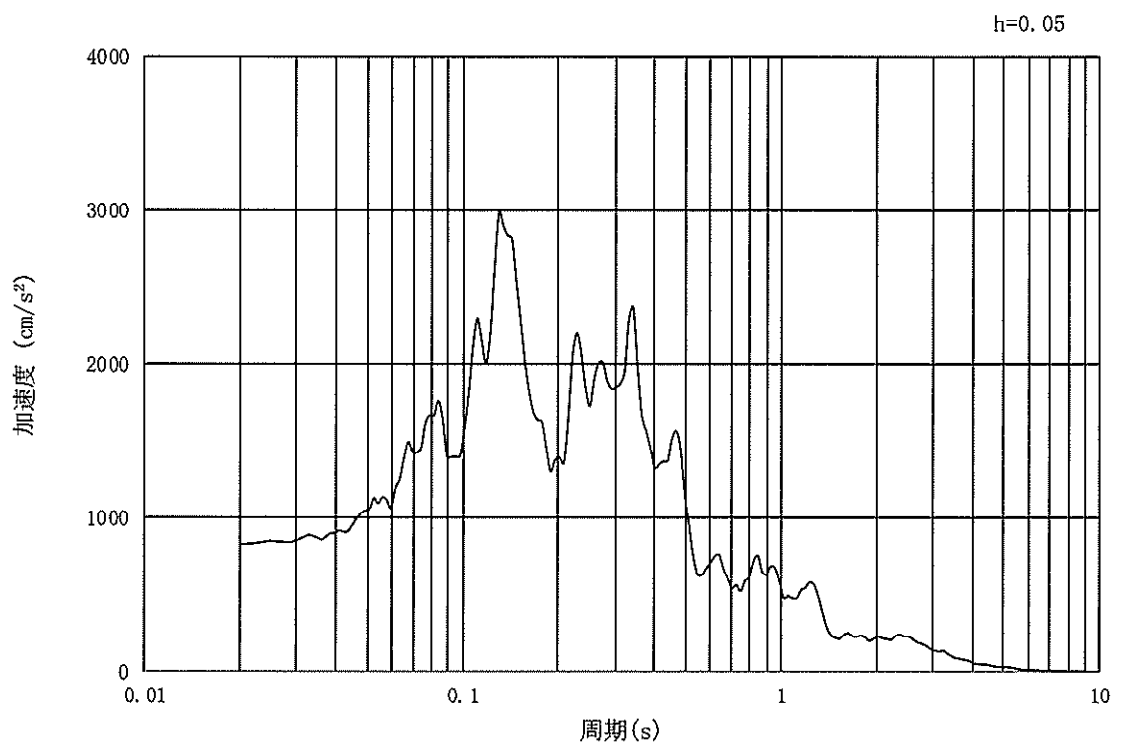


(b) 加速度応答スペクトル

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)

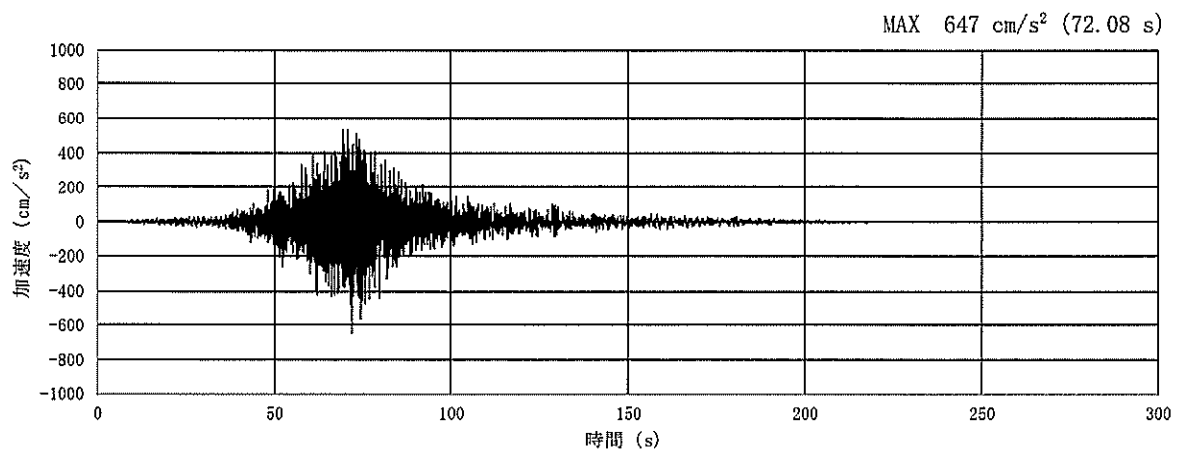


(a) 加速度時刻歴波形

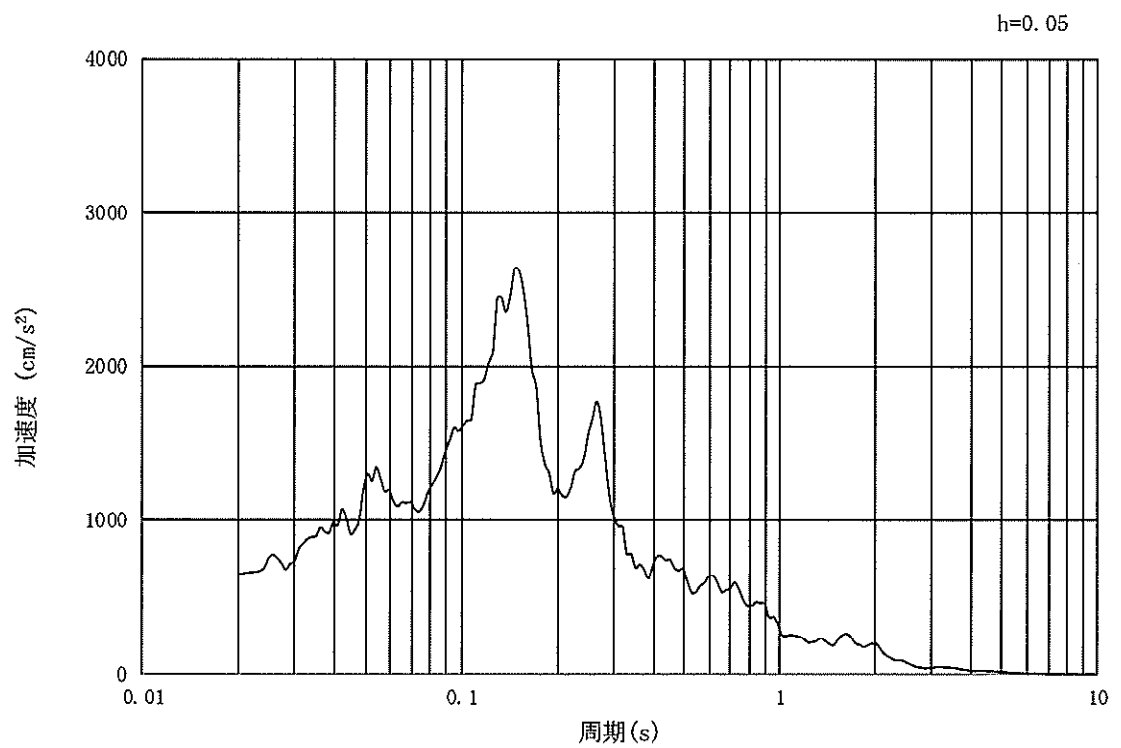


(b) 加速度応答スペクトル

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: $S_s - 2.2$)

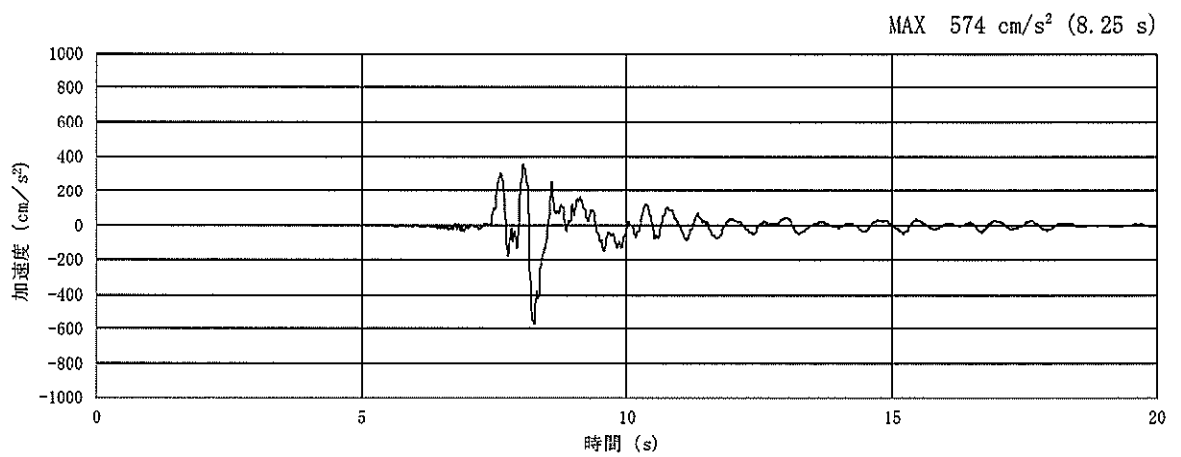


(a) 加速度時刻歴波形

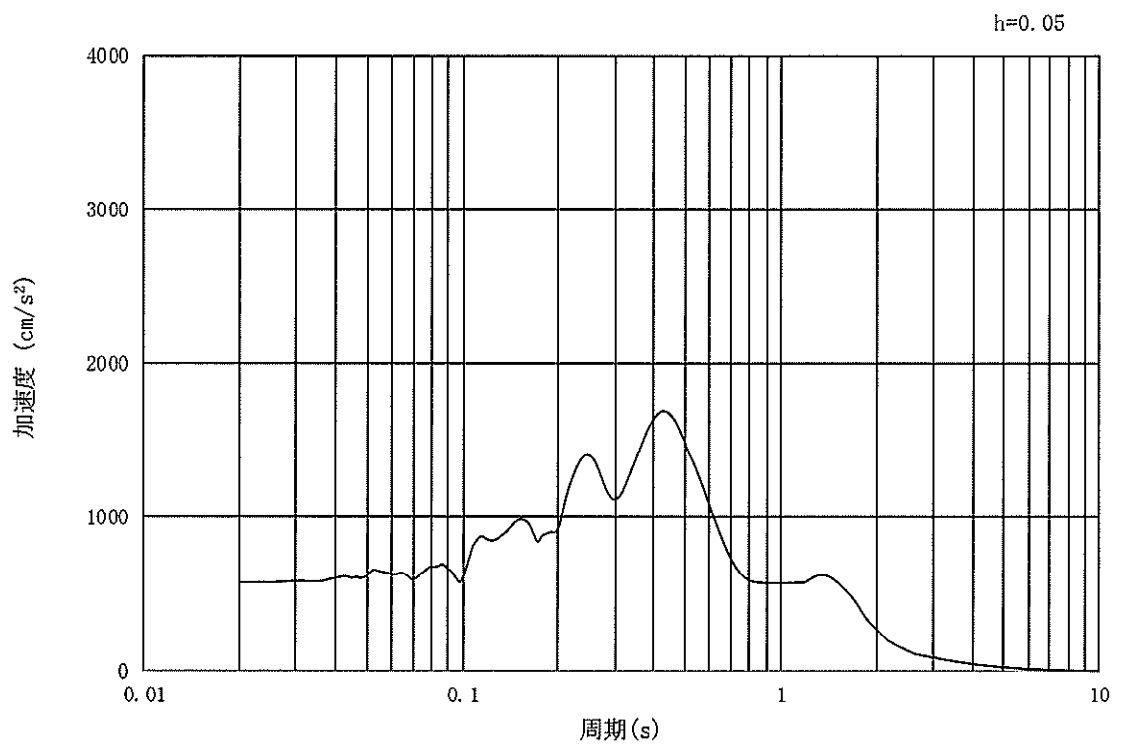


(b) 加速度応答スペクトル

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: $S_s - 2.2$)

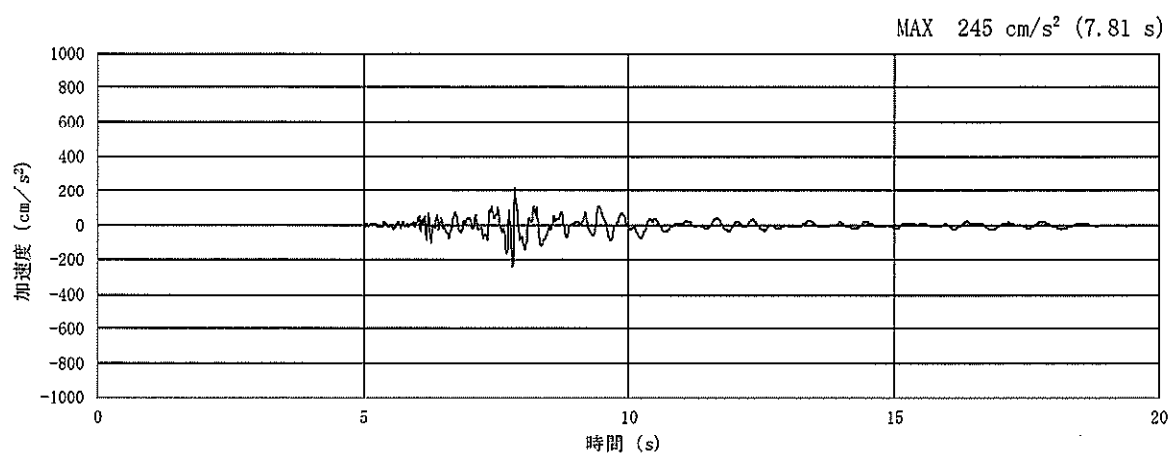


(a) 加速度時刻歴波形

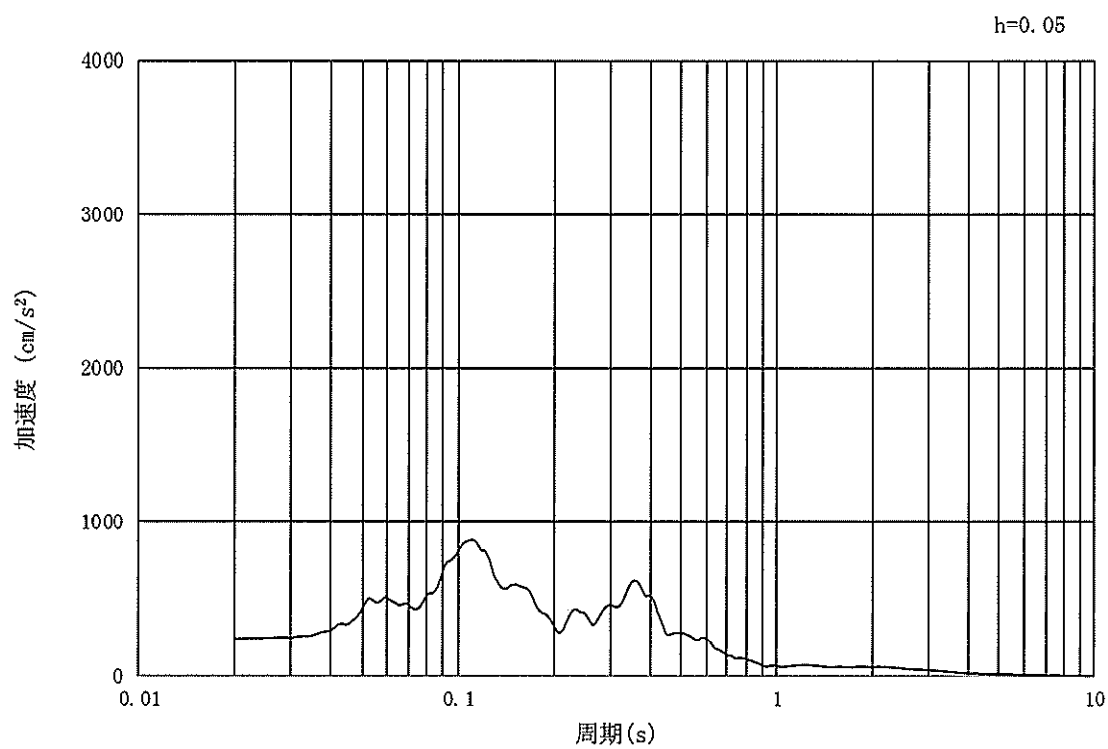


(b) 加速度応答スペクトル

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 - 3 1)

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、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

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。

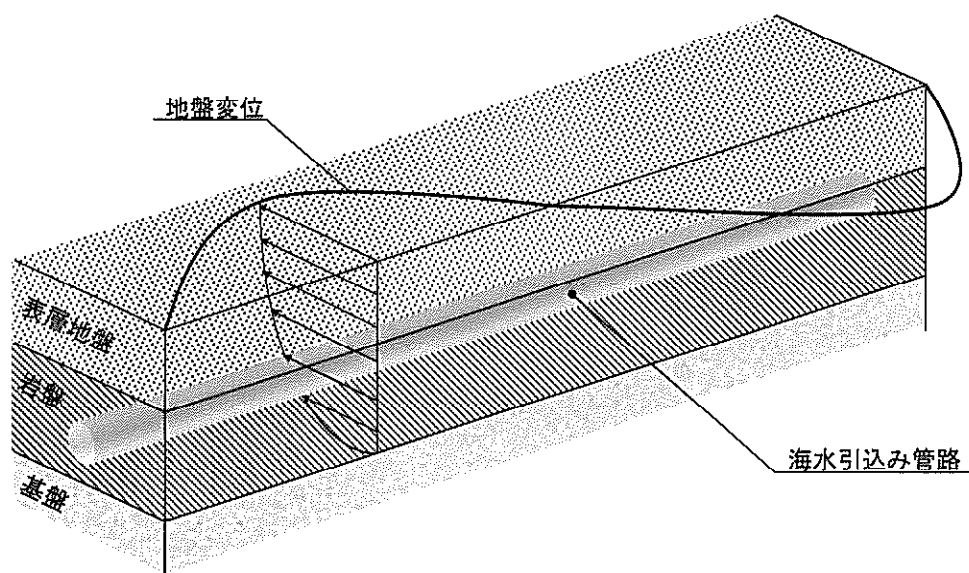


図 15.4-1 縦断面方向の耐震評価イメージ

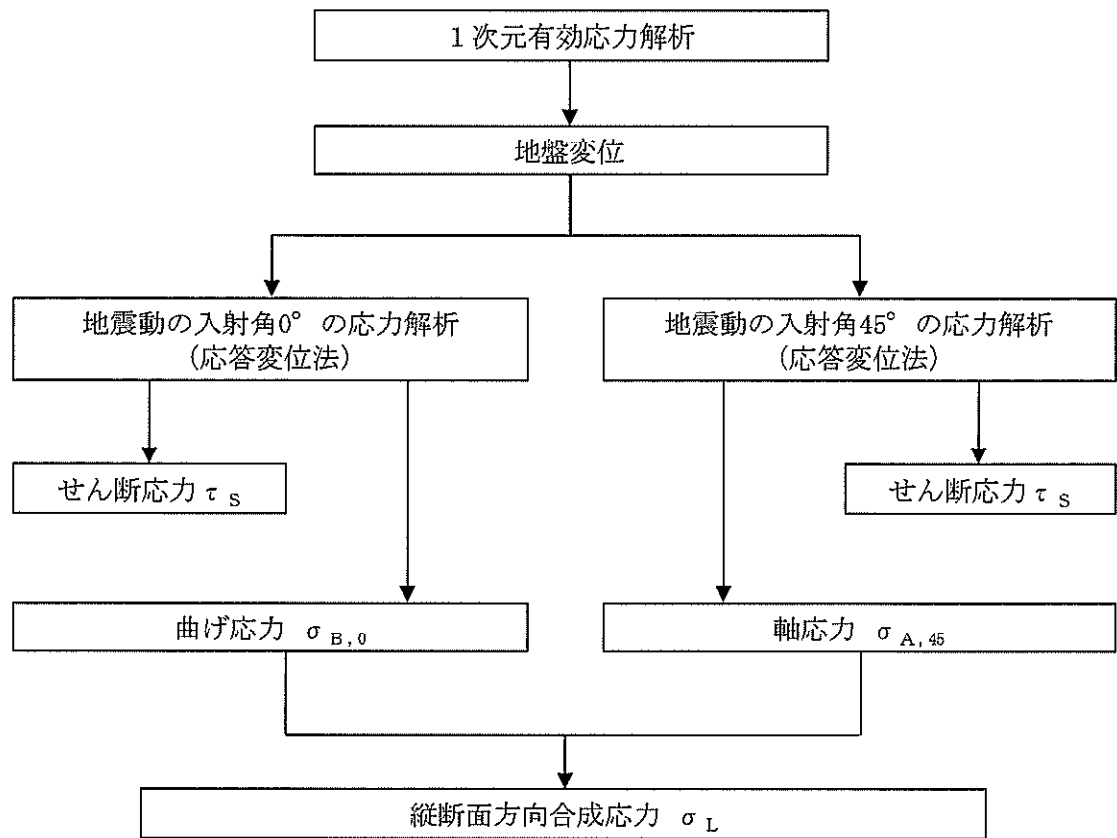


図 15.4-2 縦断面方向応力の評価フロー

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。

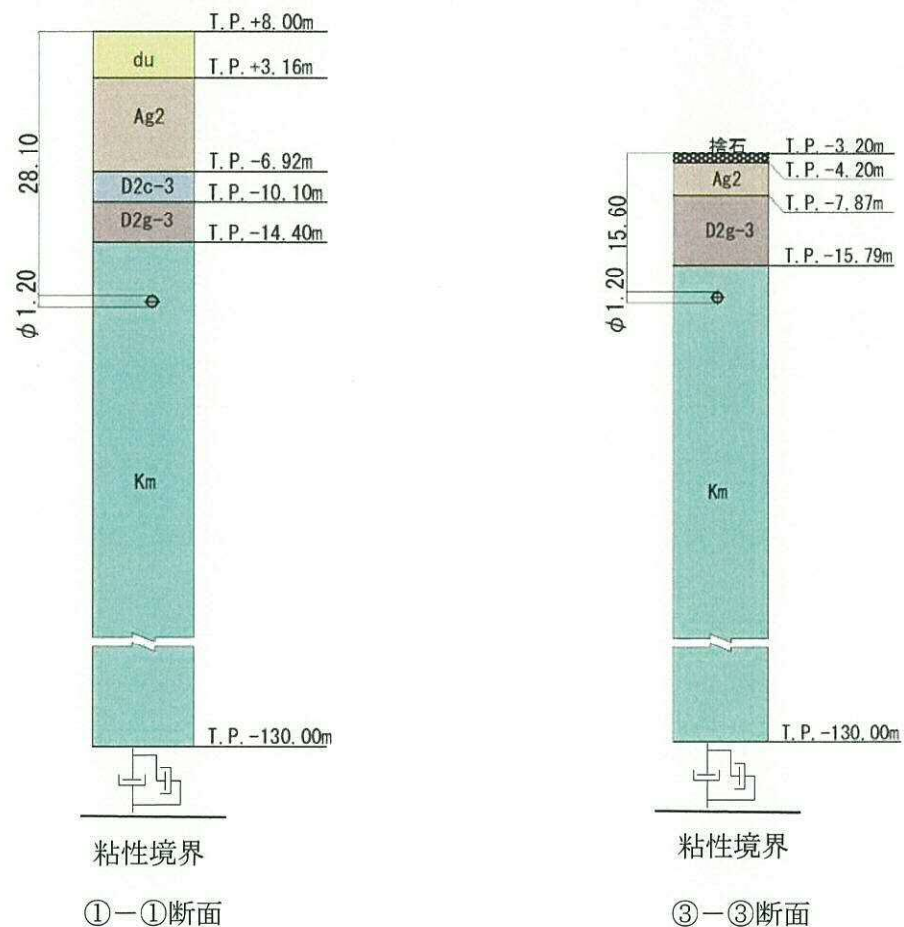


図15.4-3 1次元有効応力解析モデル概念図

(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 $\alpha [M]$ 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た 1 次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

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

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。

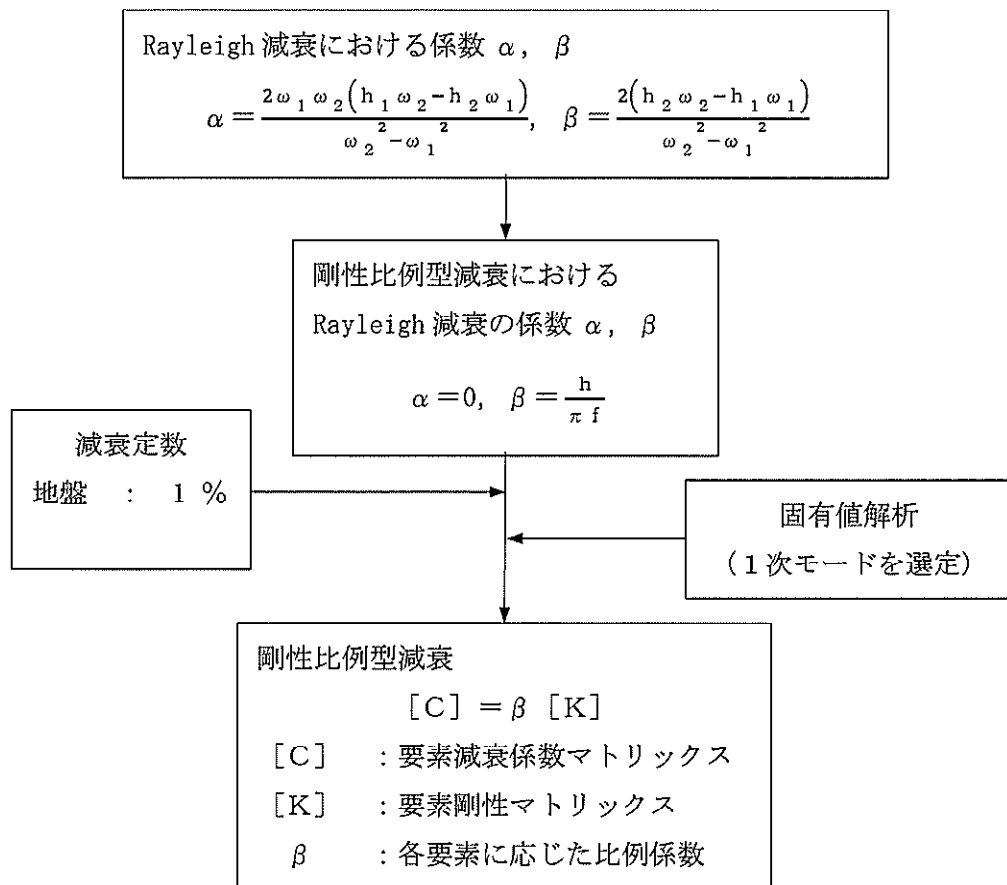


図 15.4-4 Rayleigh 減衰の設定フロー

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)
(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)
(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)
 (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)
 (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)
(応答解析の結果より)

L : 地震動の波長 (m)

x : 地震動に沿った距離 (m)

ϕ : 地震動の位相 (°)

以上より，最大地盤ひずみは次式で表される。

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

表 15.4-2 に，有効応力解析結果で取水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割線剛性から算定される荷重強度を示す。

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）を A-A 断面の検討ケースとして選定する。

表 15.4-2 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	割線剛性 (kN/m ²)	荷重強度 (kN/m ²)
S A用海水ピット	①-①	①	0.004	160	1.571×10^{-4}	148347	23.3
		②	0.004	160	1.571×10^{-4}	151537	23.8
		③	0.004	170	1.478×10^{-4}	144485	21.4
		④	0.002	160	7.854×10^{-5}	159503	12.5
		⑤	0.004	160	1.571×10^{-4}	148347	23.3
		⑥	0.004	160	1.571×10^{-4}	159593	25.1
S A用海水ピット取水塔	③-③	①	0.004	100	2.513×10^{-4}	150516	37.8
		②	0.004	100	2.513×10^{-4}	147560	37.1
		③	0.004	100	2.513×10^{-4}	148971	37.4
		④	0.002	100	1.257×10^{-5}	119350	15.0
		⑤	0.003	100	1.885×10^{-4}	150516	28.4
		⑥	0.003	100	1.885×10^{-4}	132285	24.9

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

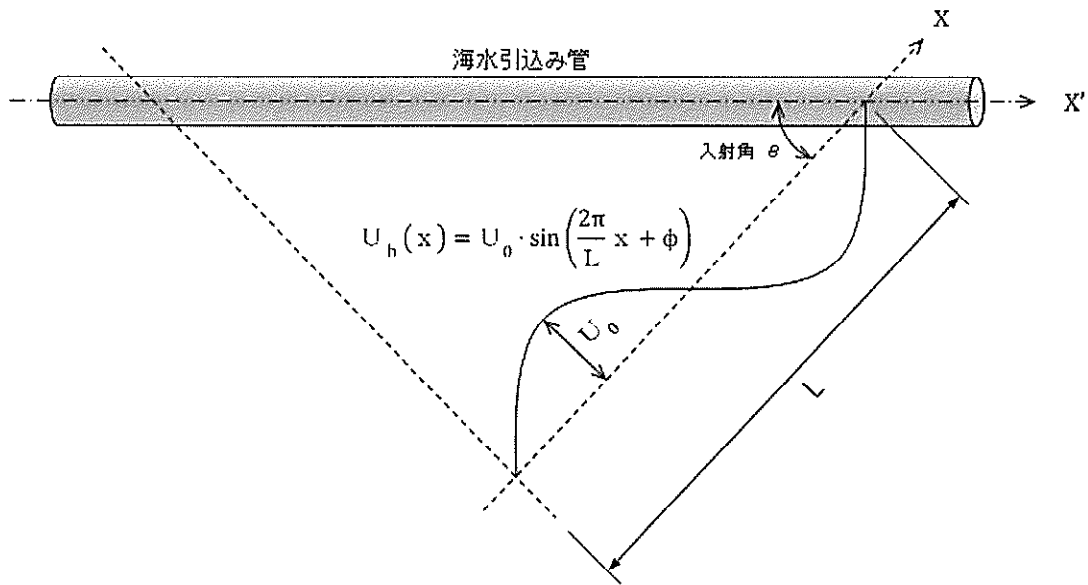
③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

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

(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) (応答解析の結果より)

L : 地震動の波長*² (m)

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

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

ここで,

V_{DS} : 管路中心以浅の地盤の平均せん断弾性波速度 (m/s)

V_{BS} : 管路中心以深の平均せん断弾性波速度 (m/s)

T_G : 管路中心以浅の地盤の固有周期 (s)

x : 地震動に沿った距離 (m)

ϕ : 地震動の位相 (°)

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 ((社) 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 ((社) 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、線形はり要素でモデル化する。

b. 境界条件

海水引込み管の両端は S A 用海水ピットと S A 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とともに、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（（社）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

ア. 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。

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

$$K_n = A_n \cdot k_n$$

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 (°)

イ. 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

ア. 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)

イ. 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値 (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 15.4-3 に示す。

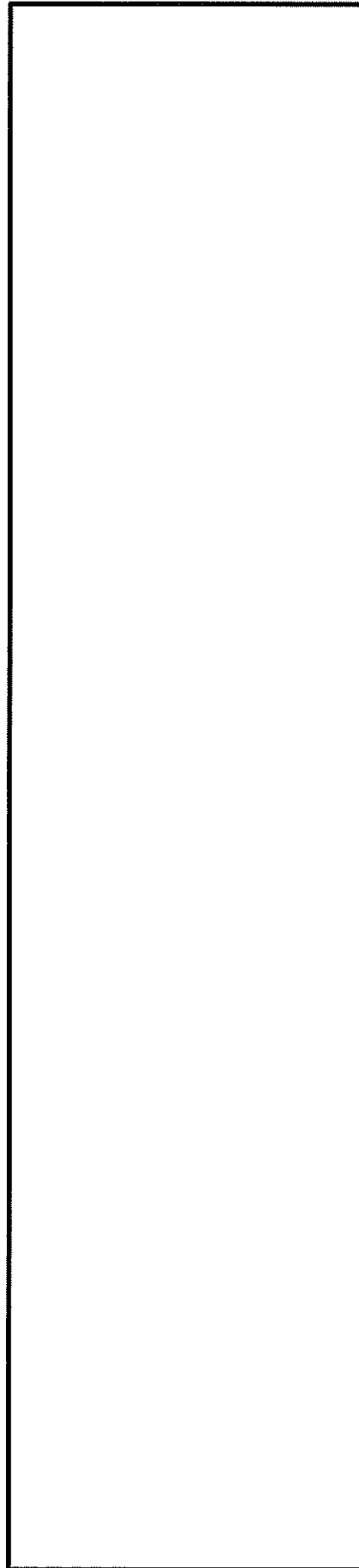


図 15.4-6 縦断面方向の応力解析モデル

表 15.4-3 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の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 (°)

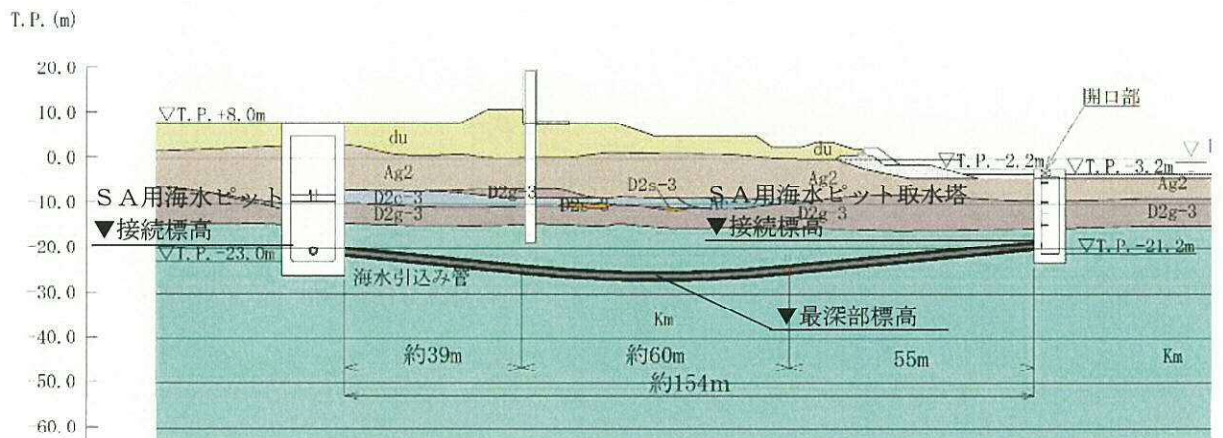
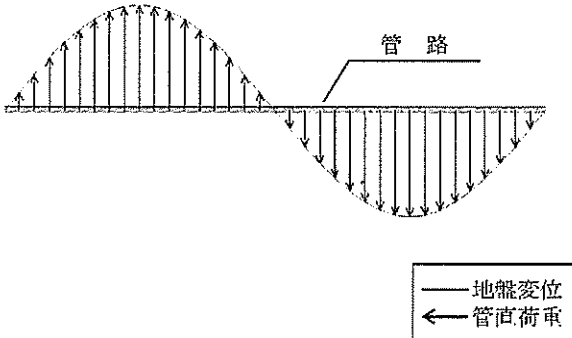
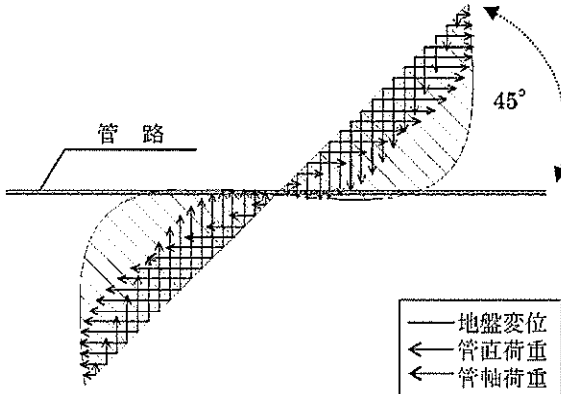


図 15.4-7 最大水平相対変位の算定概念図

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。

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>— 地盤変位 ← 管直荷重</p>	<p>地震動の入射角が 0° の場合、管路と直交方向の地盤変位が最大となるため、管路に発生する曲げ応力が最大となる。なお、軸方向の応力は発生しない。</p>
45°	 <p>— 地盤変位 ← 管直荷重 ← 管軸荷重</p>	<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>

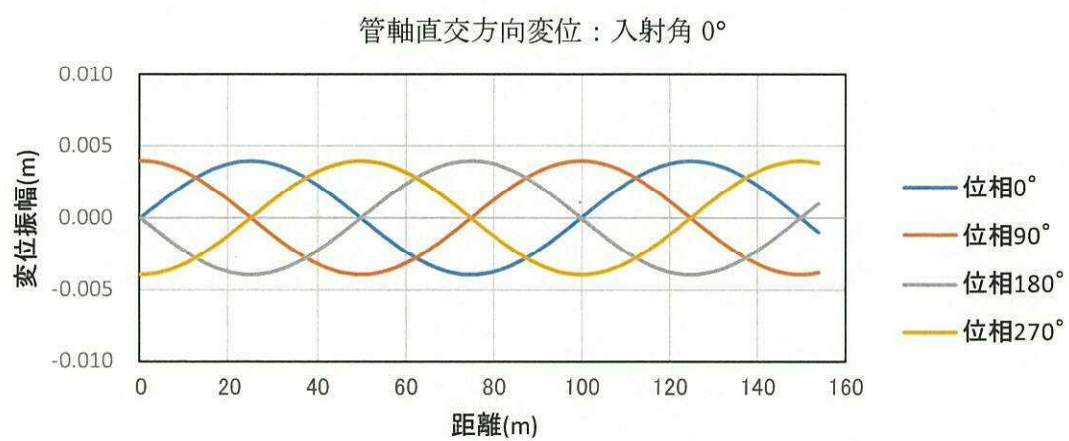
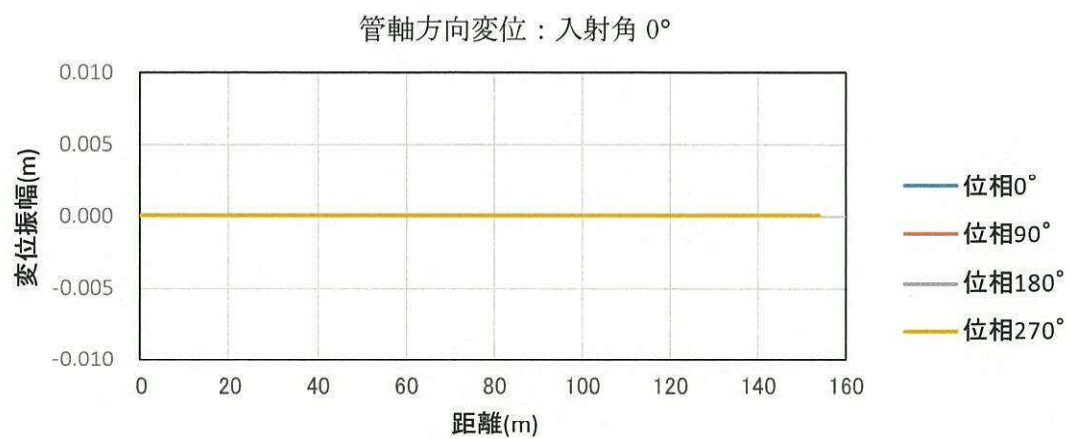


図 15.4-8 (1) 入力地盤変位（曲げ応力最大ケース〔入射角 0° 〕）

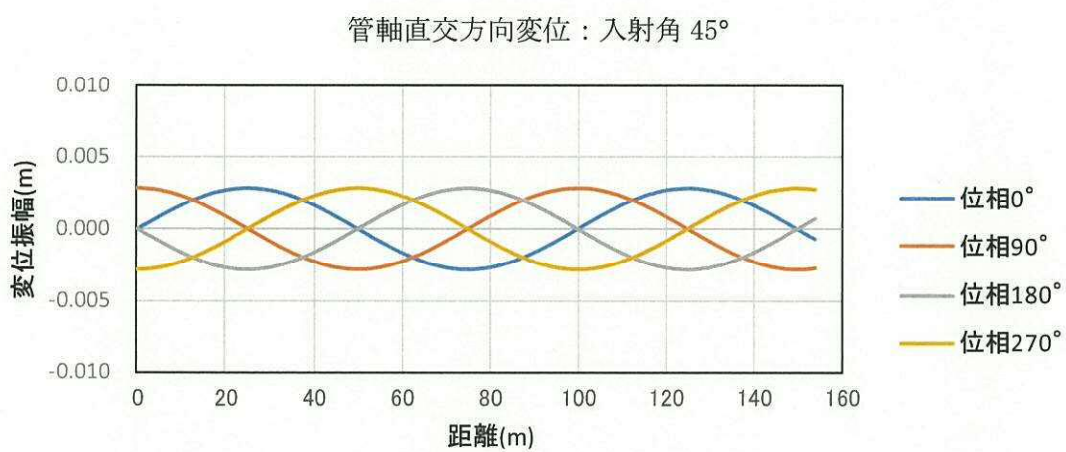
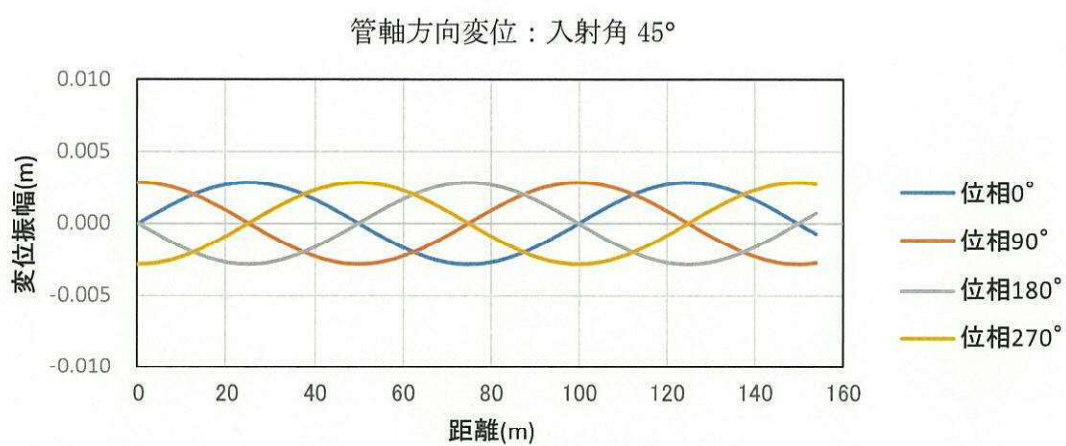


図 15.4-8 (2) 入力地盤変位（軸応力最大ケース〔入射角 45° 〕）

(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_{le} を次式で定義している。

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

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（社）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。

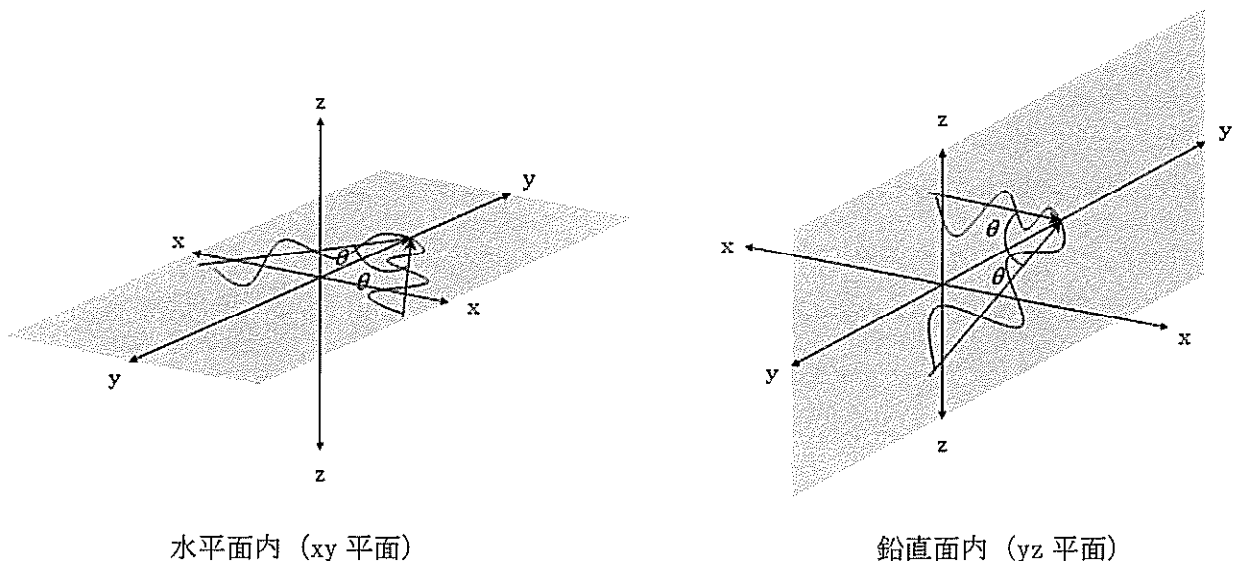


図 15.4-9 水平及び鉛直面内における入射角 θ のイメージ図

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。

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

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

表 15.5-1 に、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示す。

海水引込み管の基準地震動 S_a による②-②断面方向の応力分布図を図 15.5-2 に、縦断面方向の応力分布図を図 15.5-3 に示す。これらの図は、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。

また、最大せん断ひずみ分布図を図 15.5-4、最大過剰間隙水圧比の分布図を図 15.5-5 に、最大水平加速度の分布図を図 15.5-6 に示す。なお、これらの図は、各要素に発生したせん断ひずみ、過剰間隙水圧比、水平加速度の全時刻における最大値の分布を示したものである。

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_a-3 1 波で発生している。

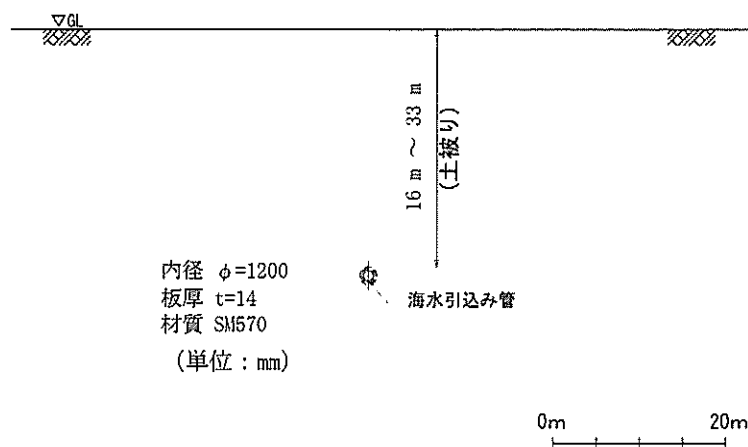


図 15.5-1 海水引込み管 標準断面図

表 13.5-1 (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					

表 13.5-1 (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					

表 15.5-2(1) 曲げ軸力に対する照査

検討対象	仕様	曲げ モーメント (kN m/m)	軸力 (kN/m)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	検討 ケース	地震波
鋼製管	SM570	0.397	99.603	29	382.5	0.08	②	S _s -3 1 H+, V+

表 15.5-2(2) せん断力に対する照査

検討対象	仕様	せん断力 (kN/m)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	検討 ケース	地震波
鋼製管	SM570	1.787	0.163	217.5	0.001	②	S _s -3 1 H+, V+

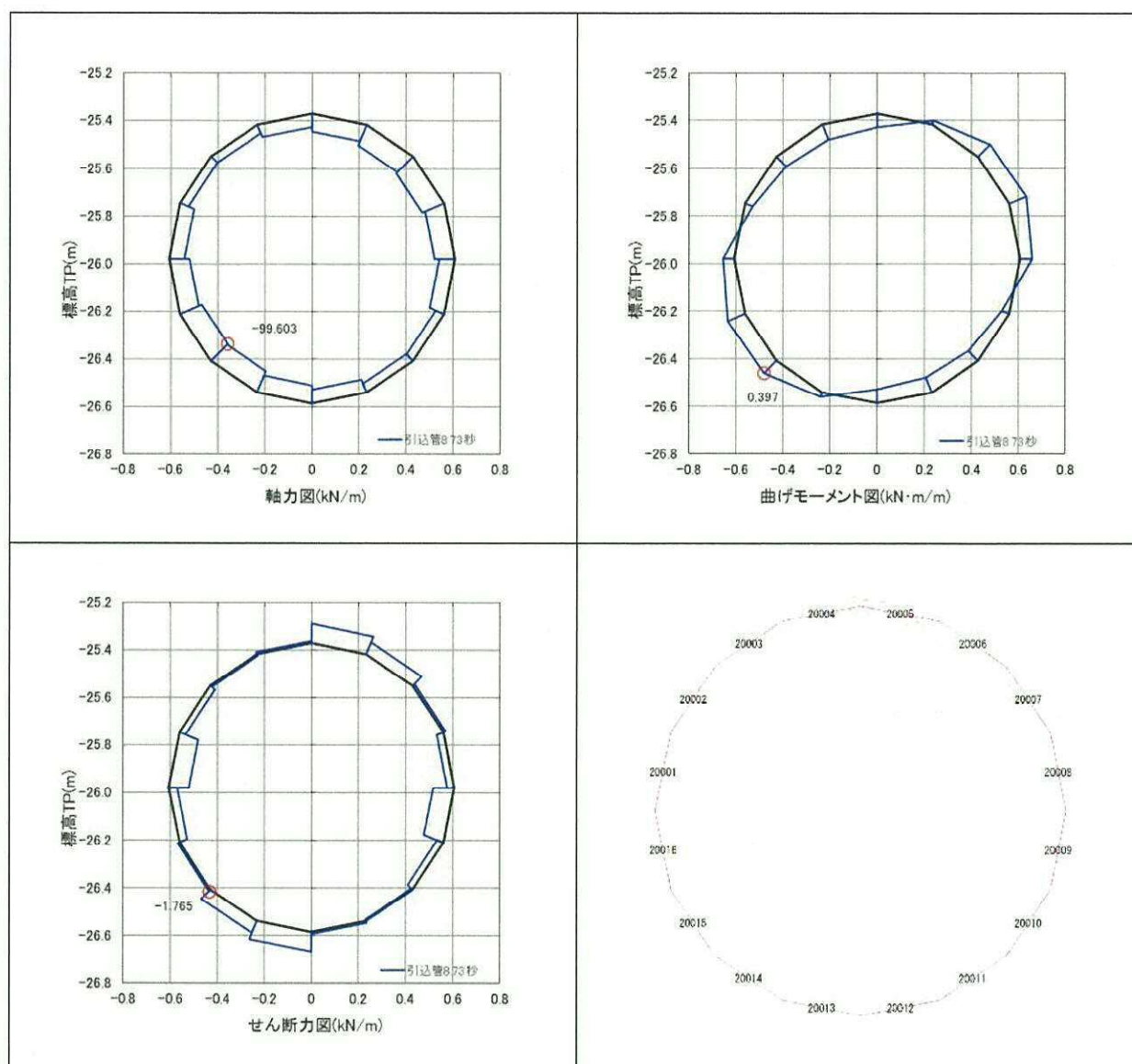


図 15.5-2 (1) 曲げ軸応力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面)
 ($S_s - 3.1$ [H+, V+], $t=8.73$)
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

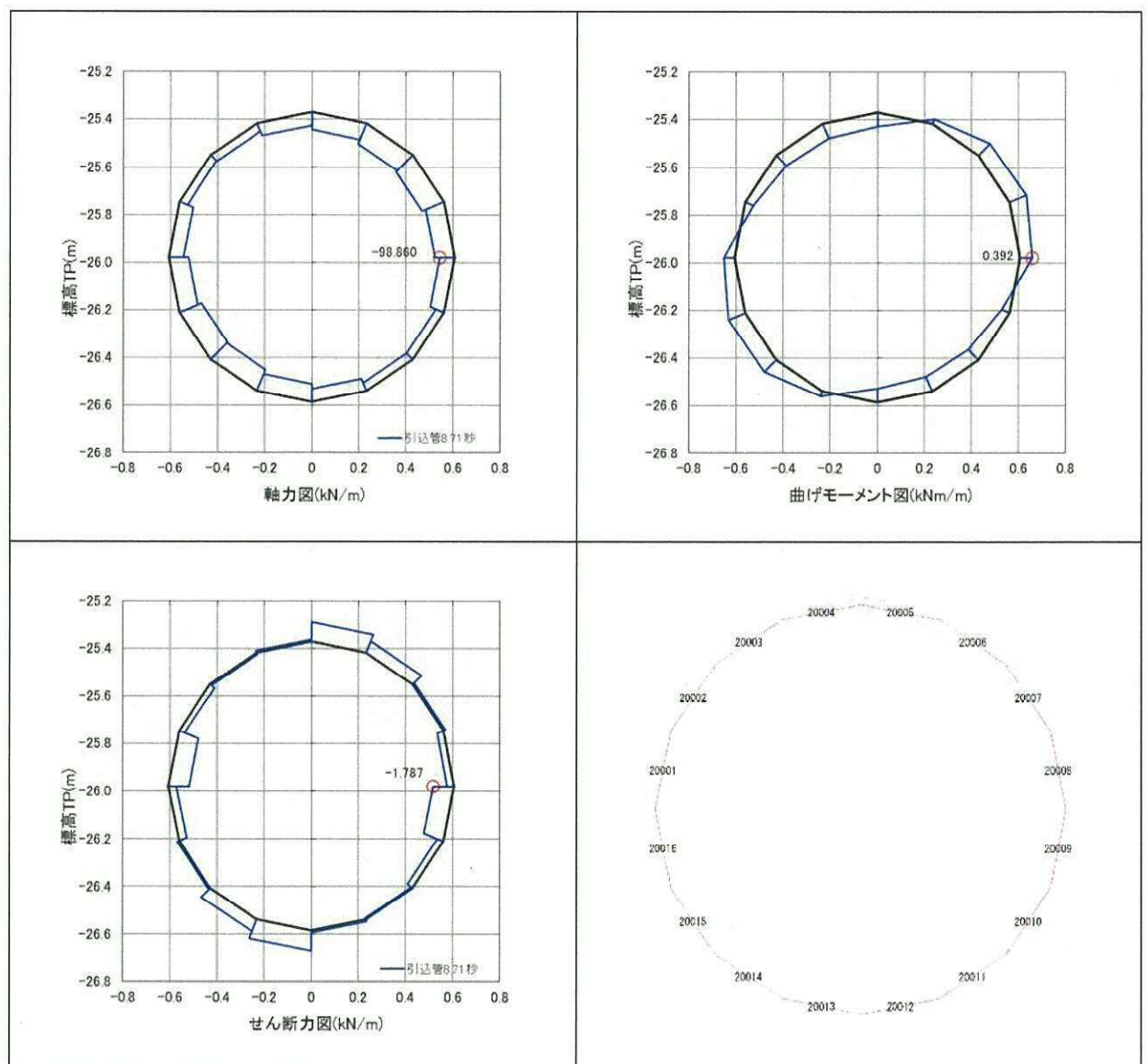


図 15.5-2 (2) せん断応力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面)

($S_s - 31$ [H+, V+], $t=8.71$)

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

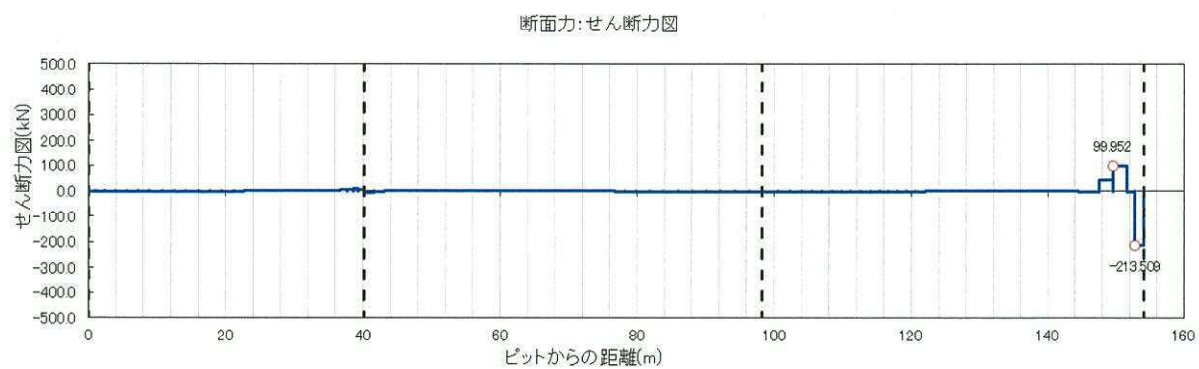
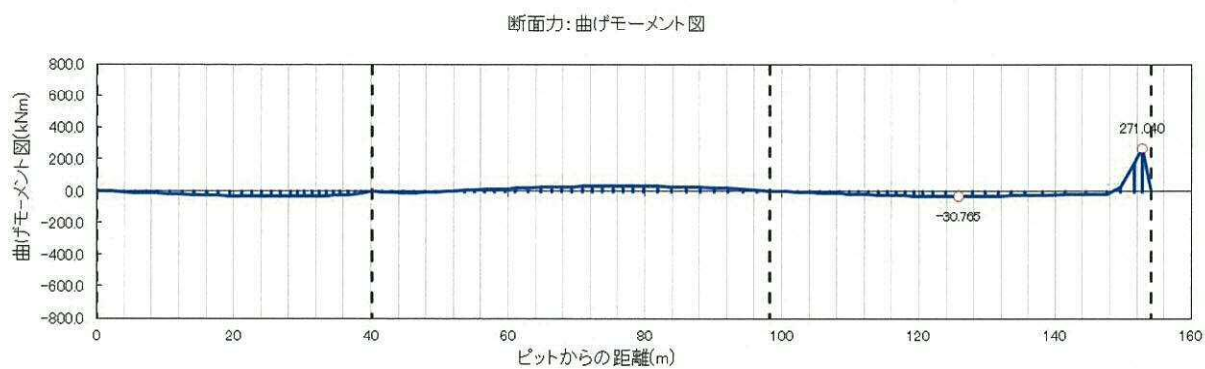
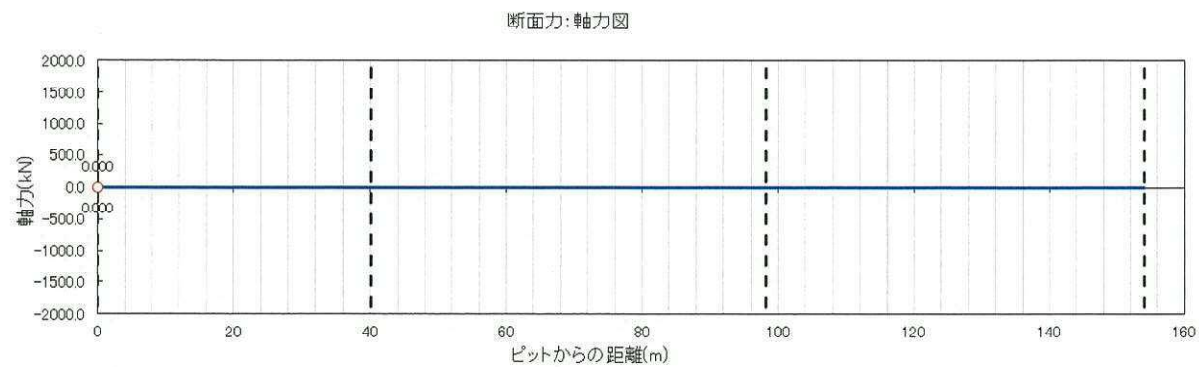


図 15.5-3 (1) 縦断面方向の断面力分布図
(曲げ応力最大ケース [位相 0° , 入射角 0°])

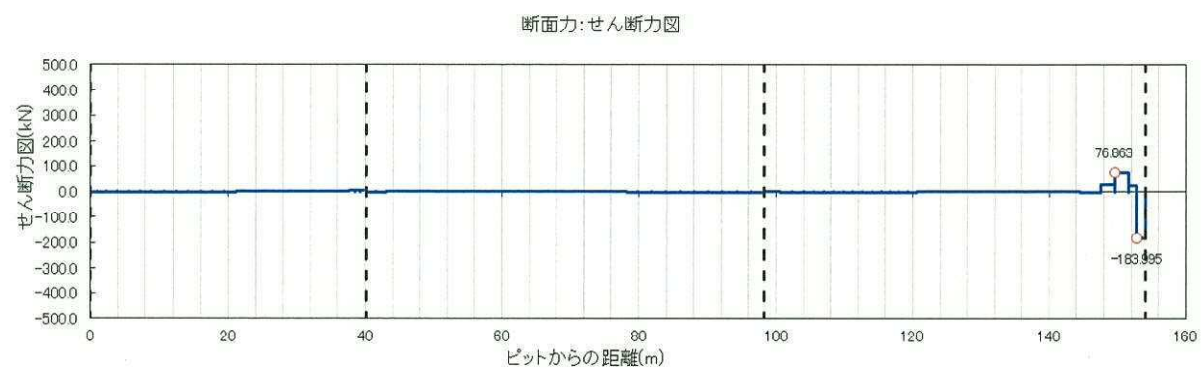
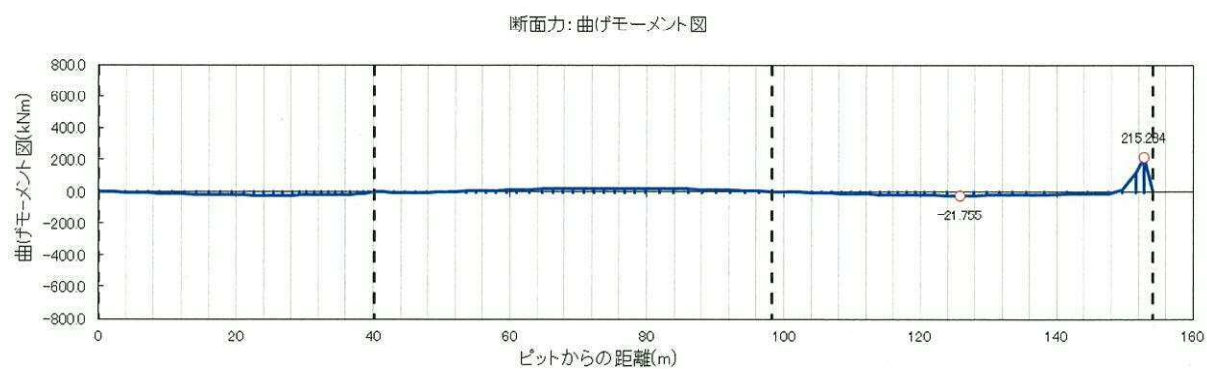
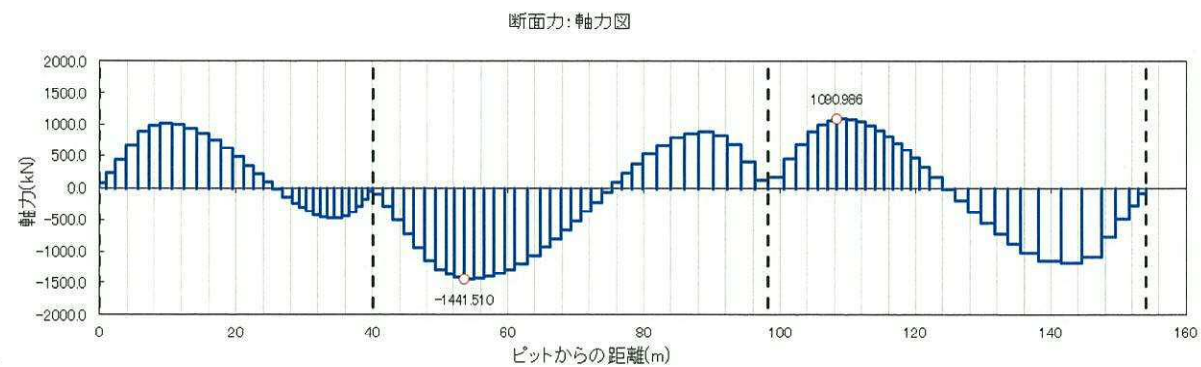


図 15.5-3 (2) 縦断面方向の断面力分布図
(軸応力最大ケース [位相 0° , 入射角 45°])

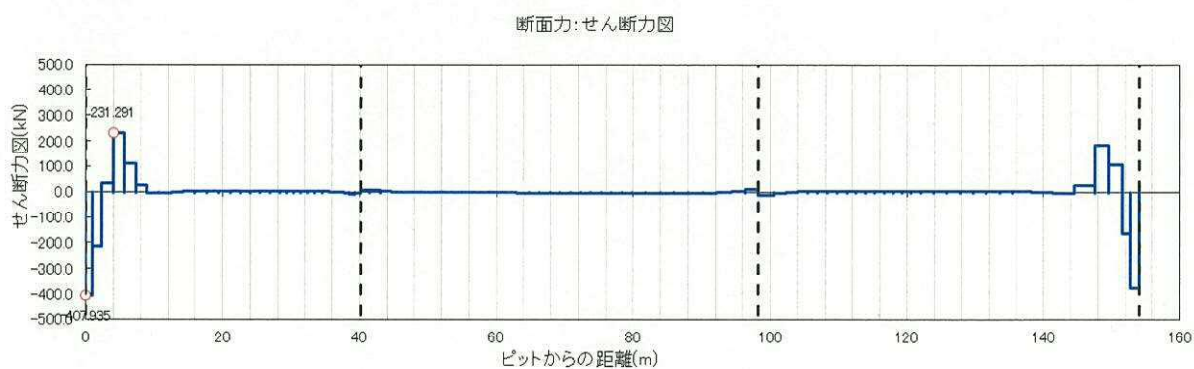
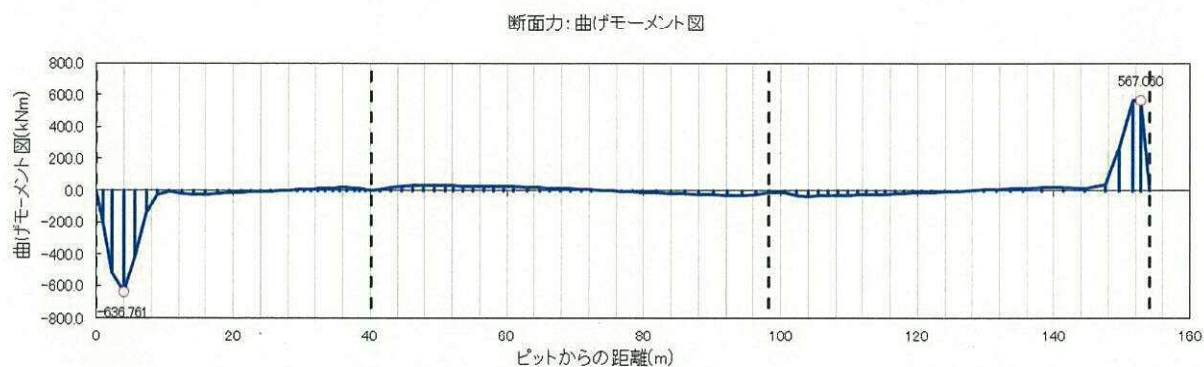
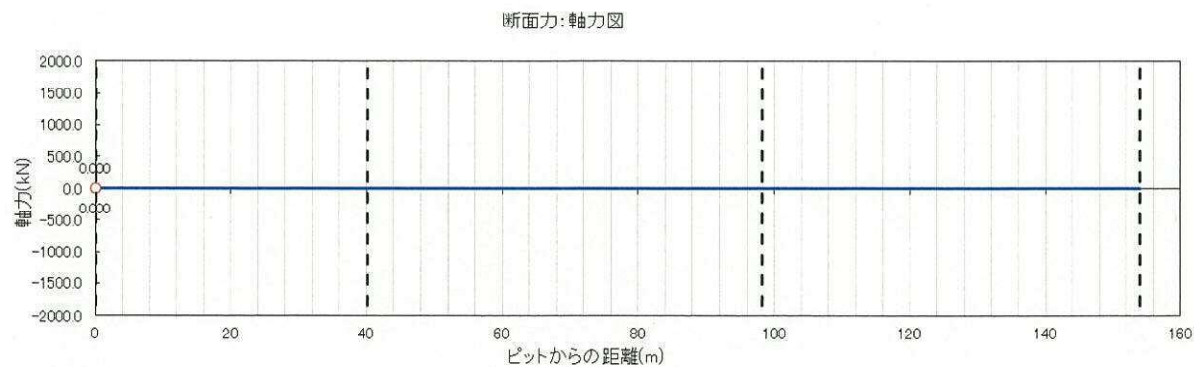


図 15.5-3 (3) 縦断面方向の断面力分布図
(曲げ応力最大ケース [位相 90° , 入射角 0°])

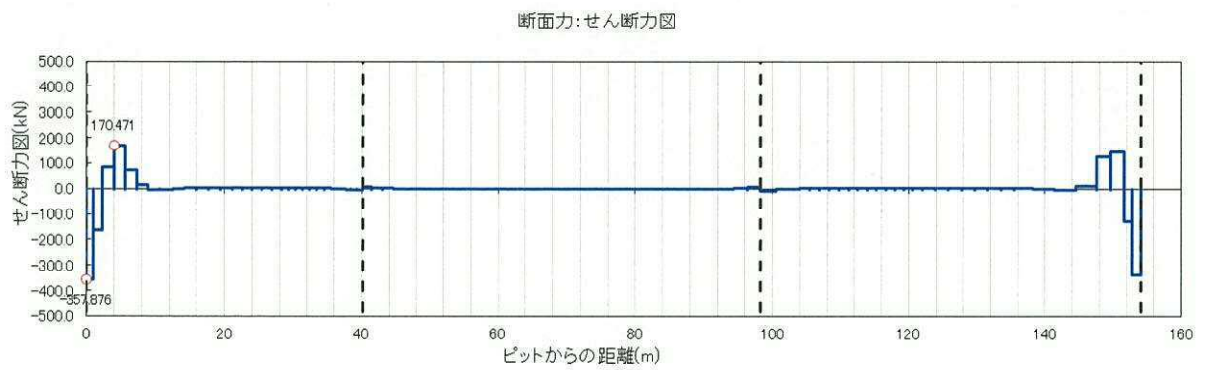
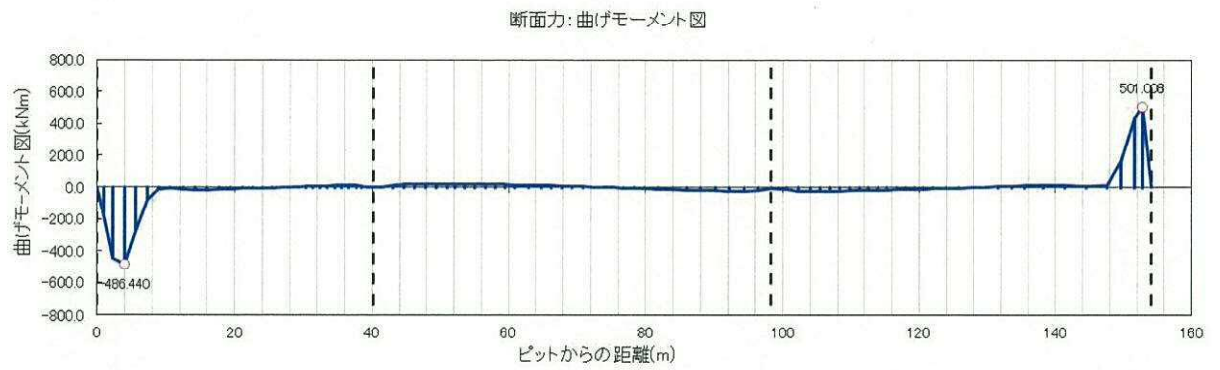
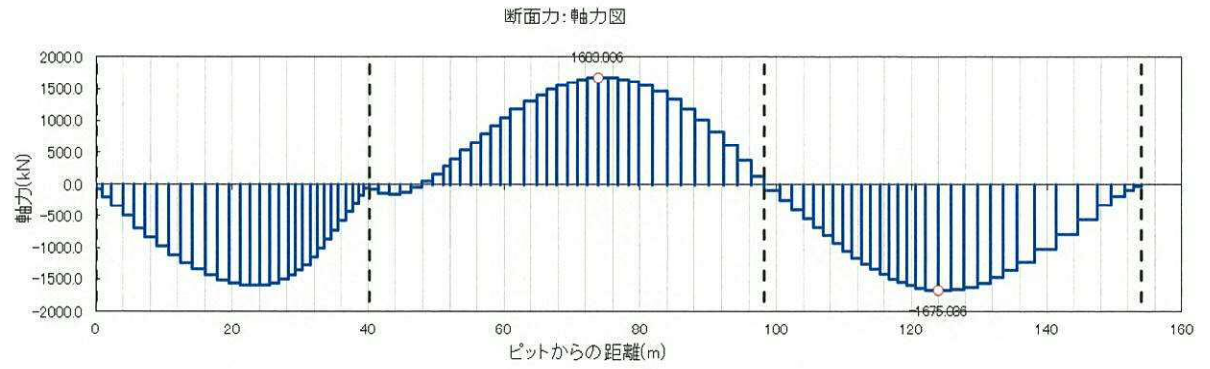


図 15.5-3 (4) 縦断面方向の断面力分布図
(軸応力最大ケース [位相 90° , 入射角 45°])

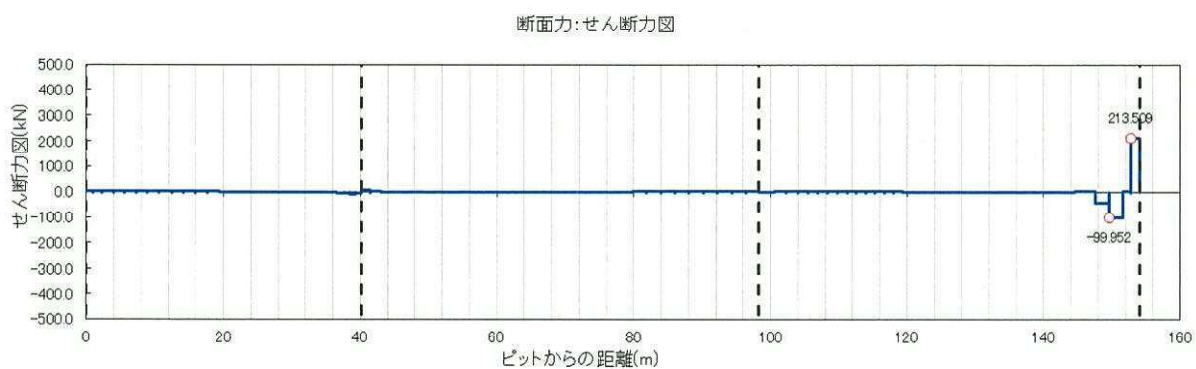
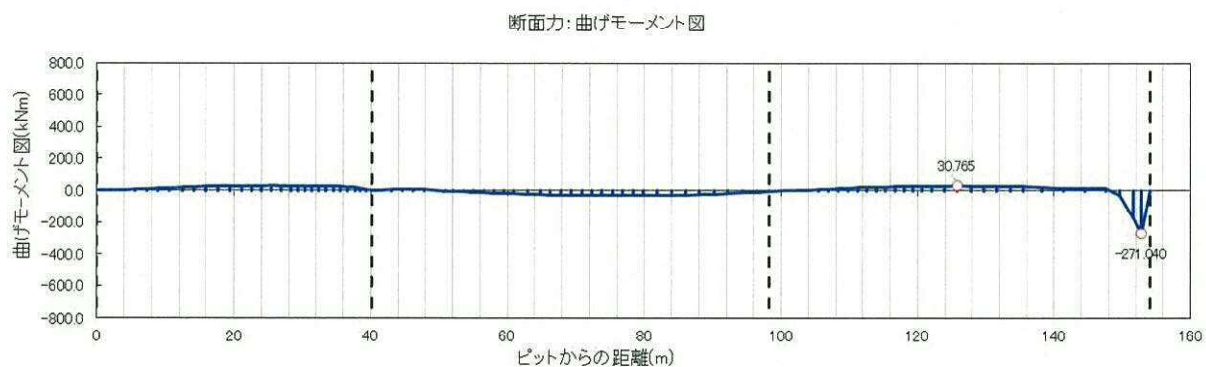
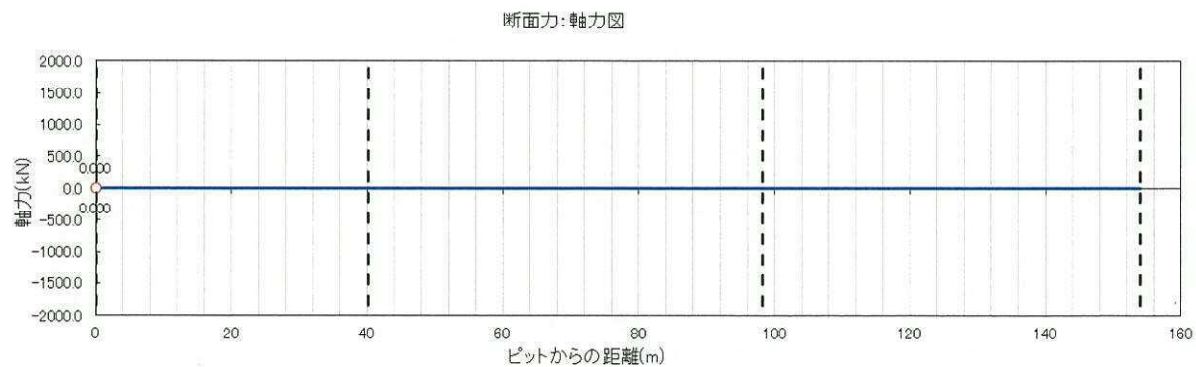


図 15.5-3 (5) 縦断面方向の断面力分布図
(曲げ応力最大ケース [位相 180° , 入射角 0°])

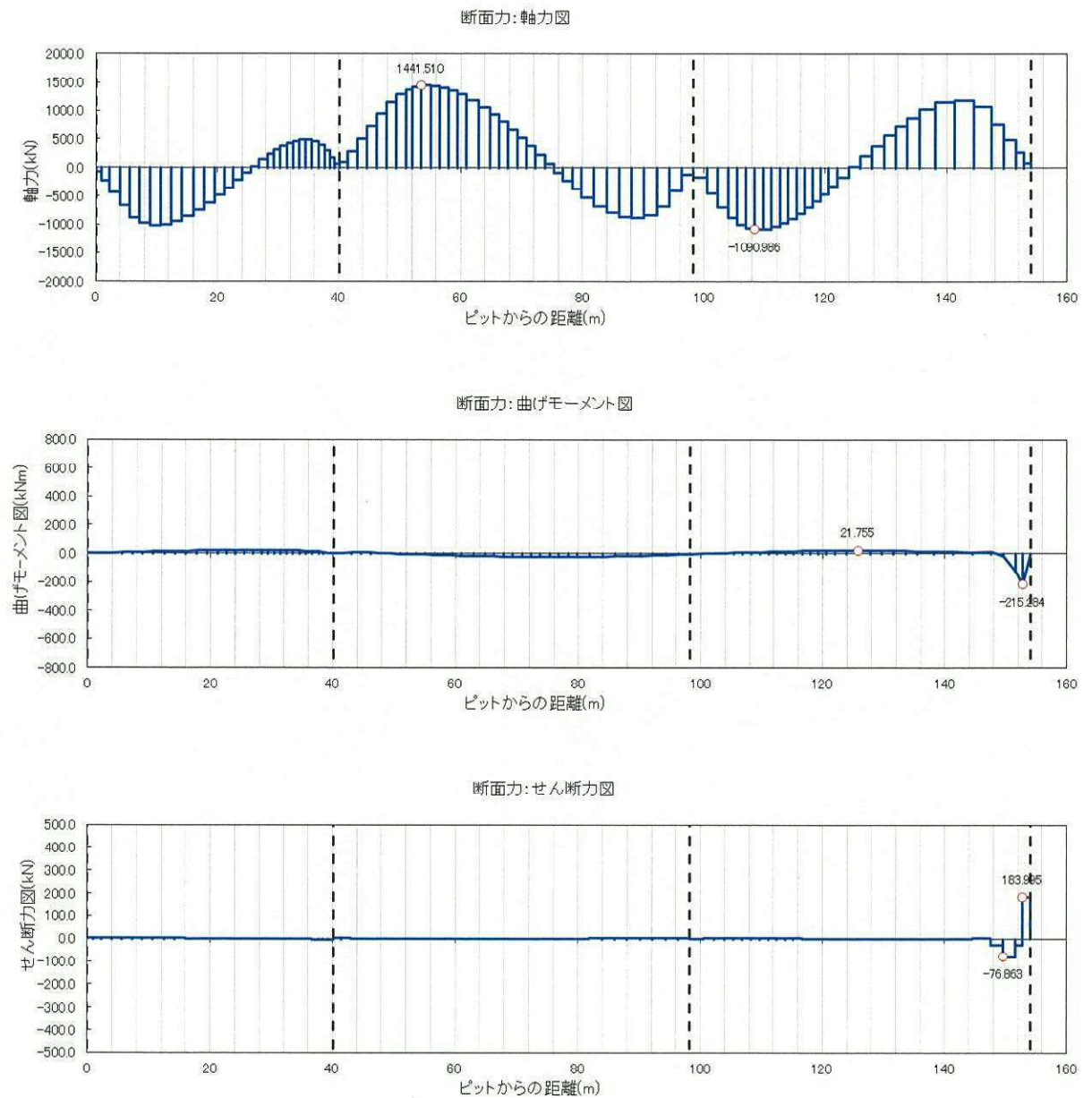


図 15.5-3 (6) 縦断面方向の断面力分布図
(軸応力最大ケース [位相 180° , 入射角 45°])

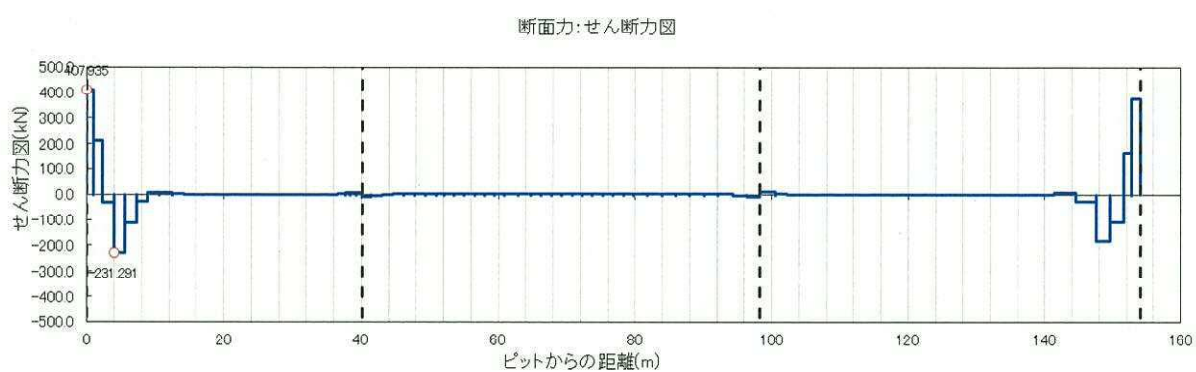
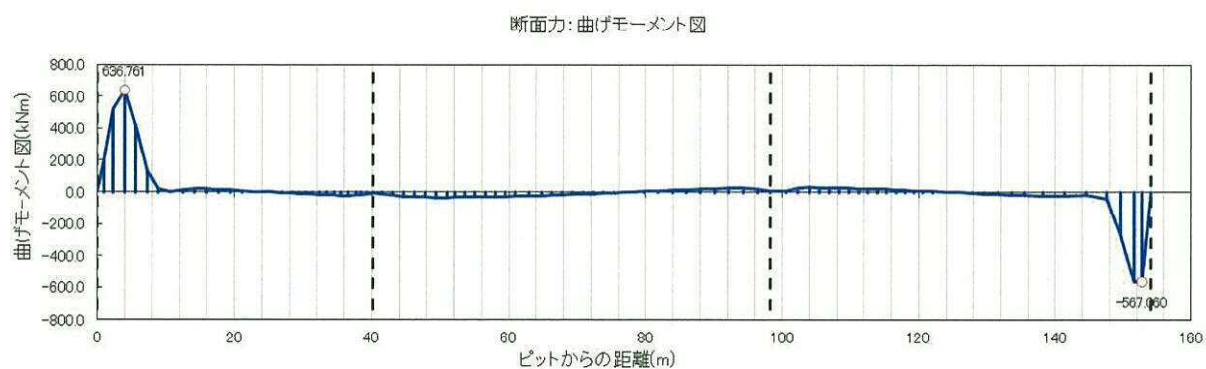
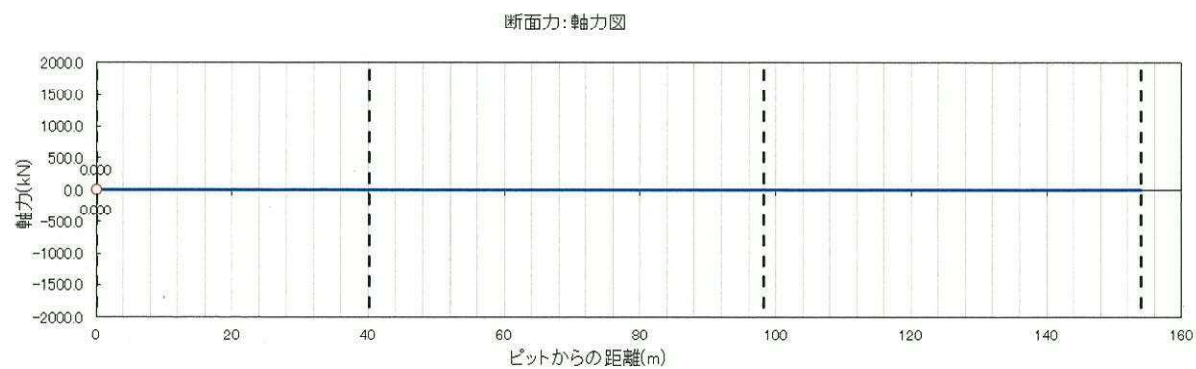


図 15.5-3 (7) 縦断面方向の断面力分布図
(曲げ応力最大ケース [位相 270° , 入射角 0°])

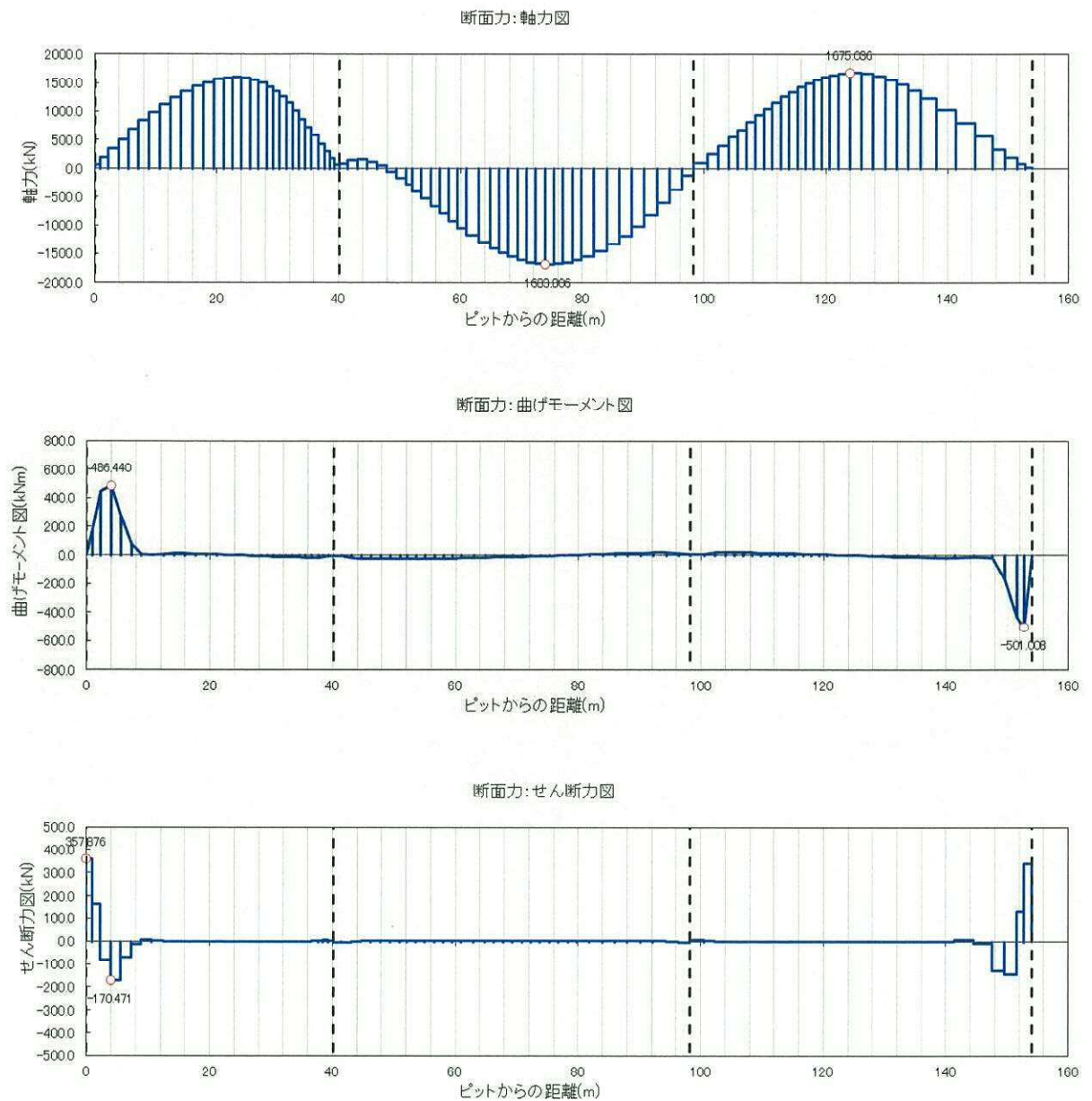


図 15.5-3 (8) 縦断面方向の断面力分布図
(軸応力最大ケース [位相 270° , 入射角 45°])



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

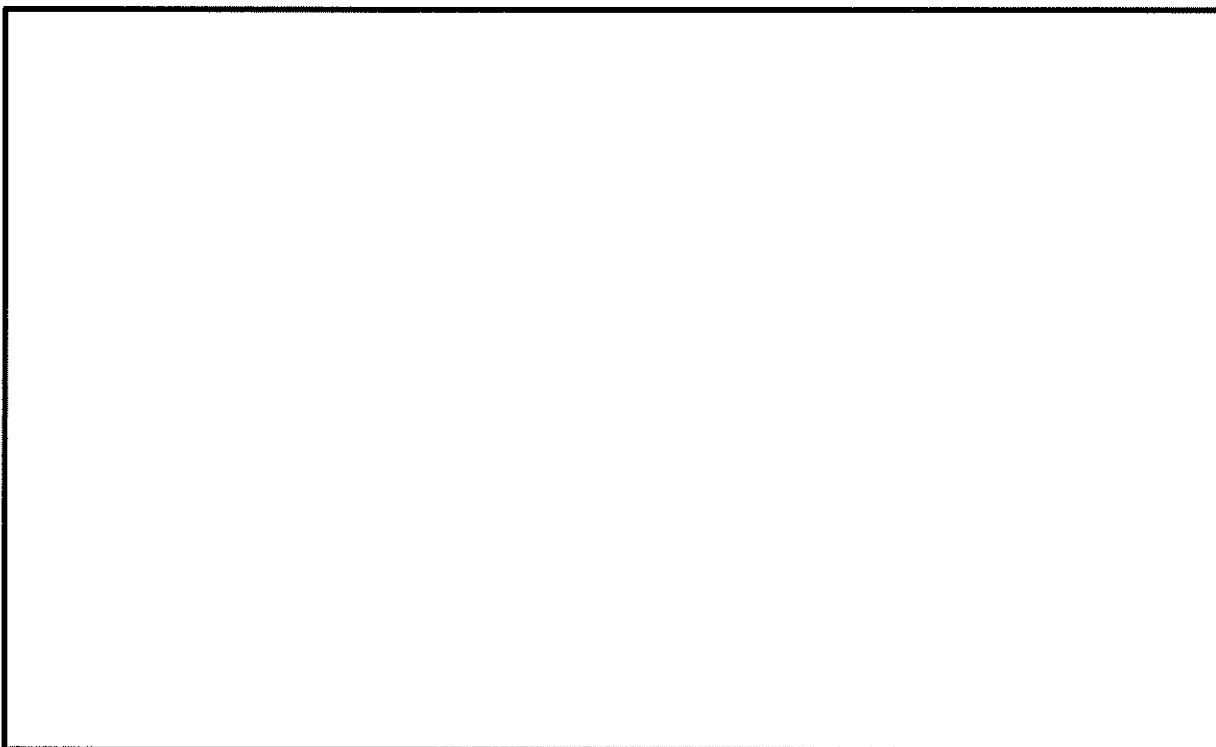


図 15.5-4 (2) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

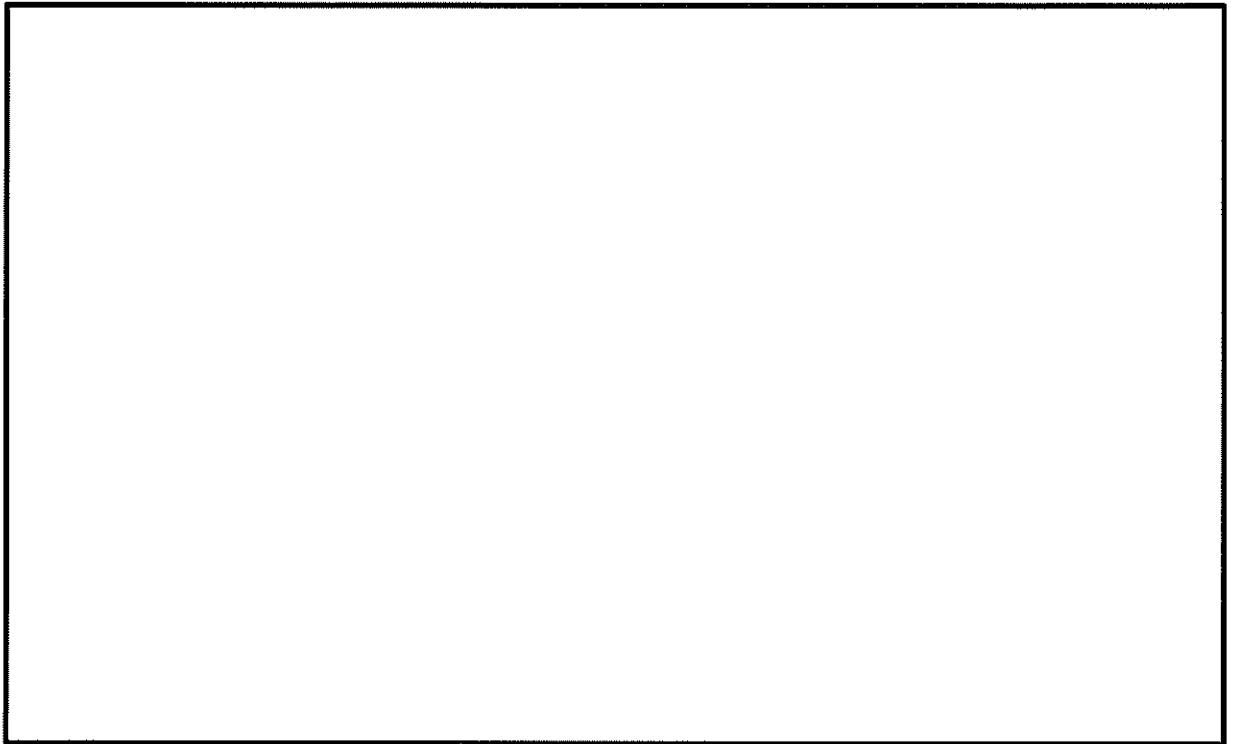


図 15.5-4 (3) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

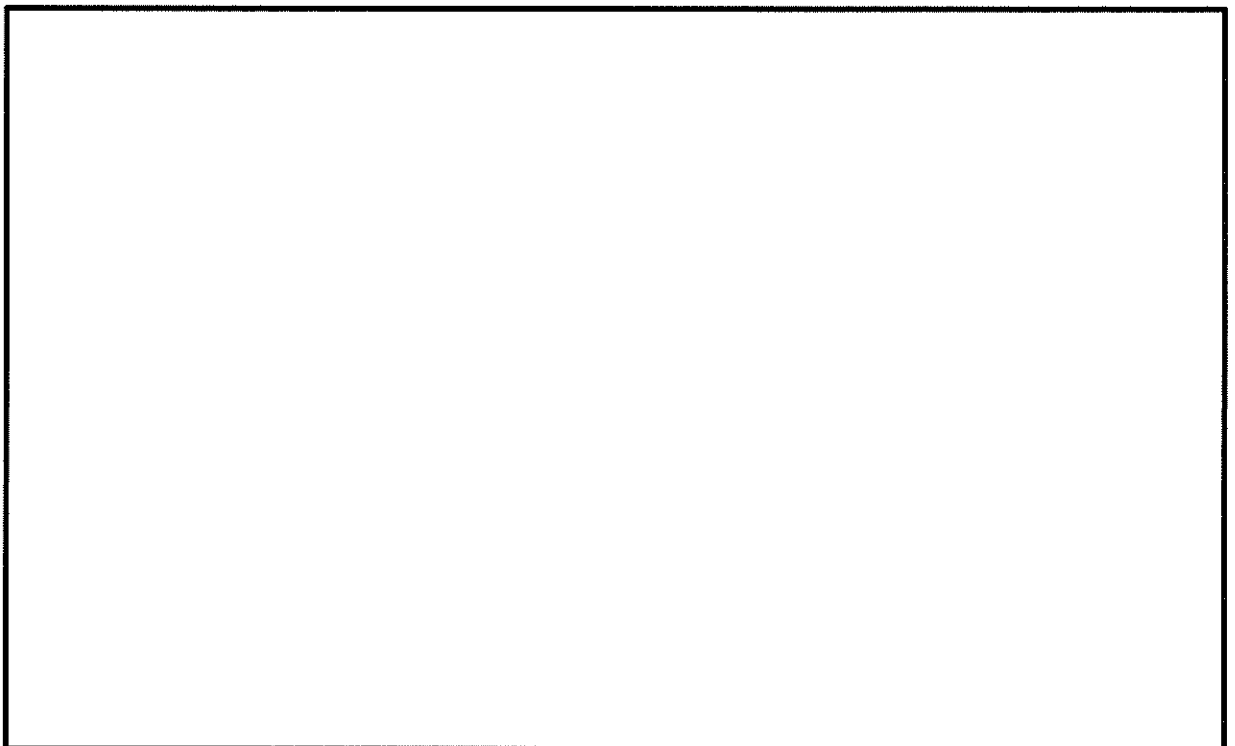


図 15.5-4 (4) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

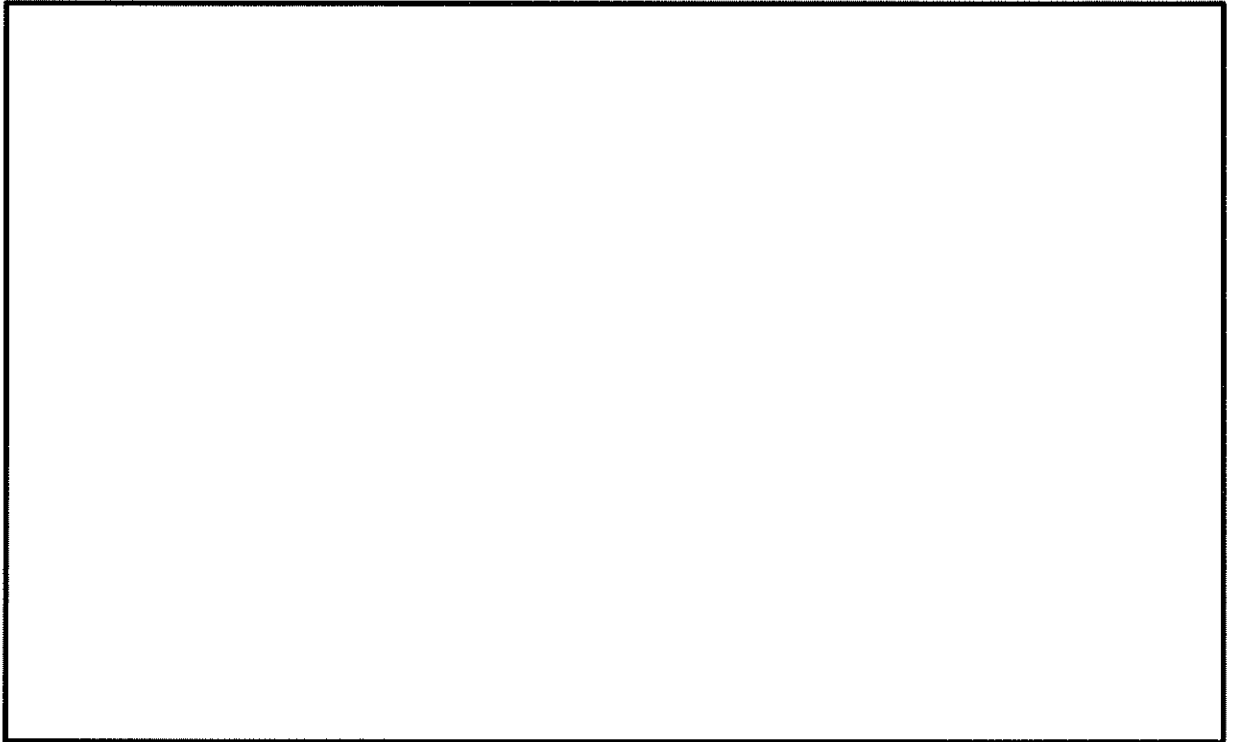


図 15.5-4 (5) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 (S_s-11)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

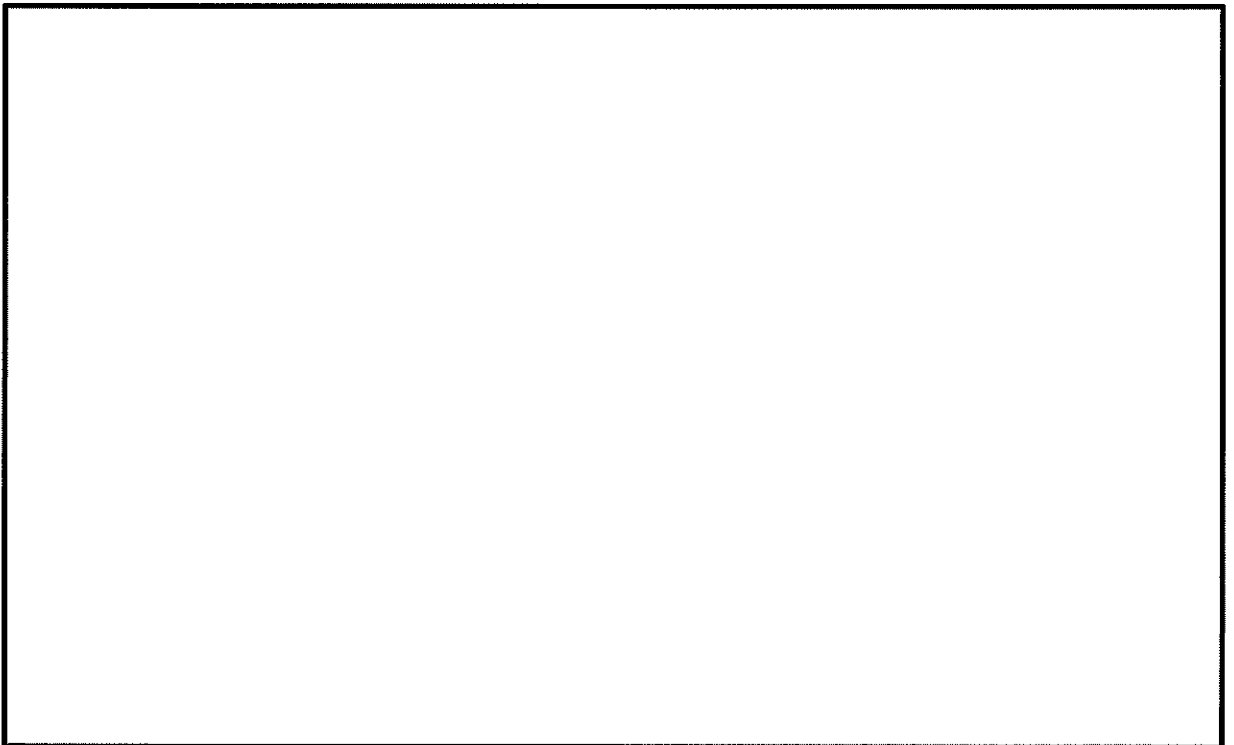


図 15.5-4 (6) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 (S_s-12)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

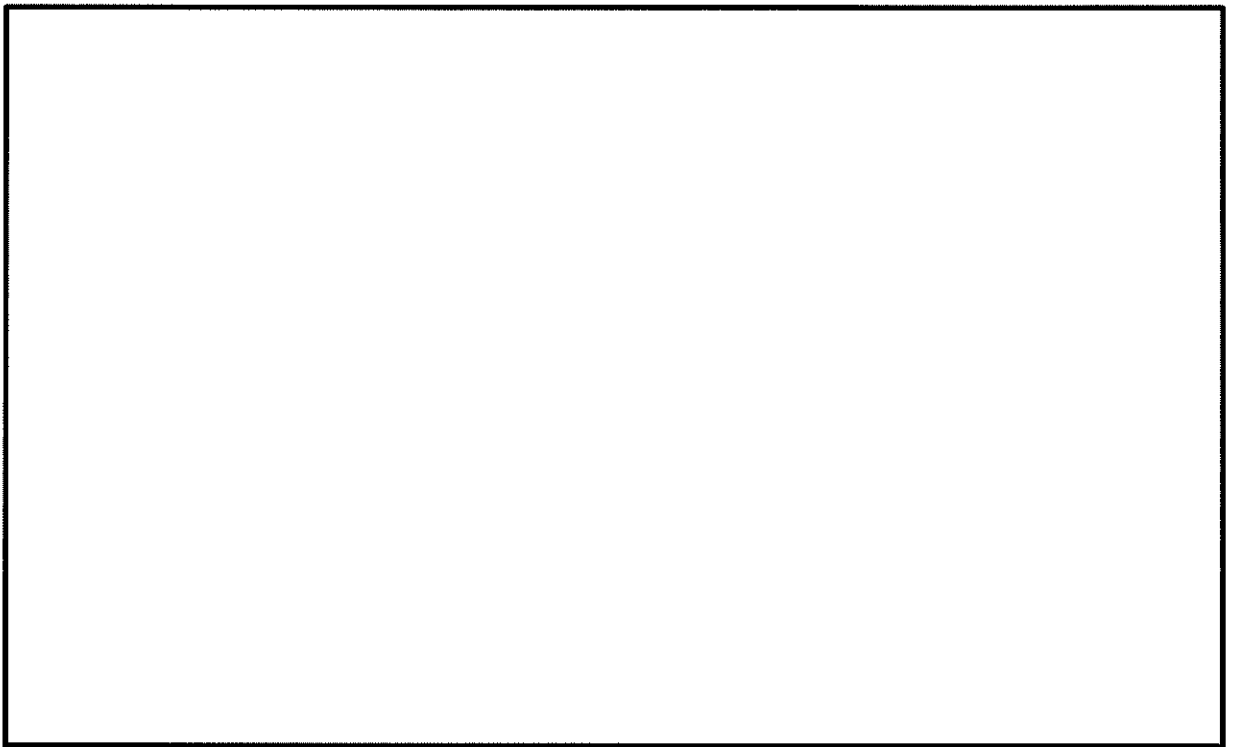


図 15.5-4 (7) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 (S_s-13)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

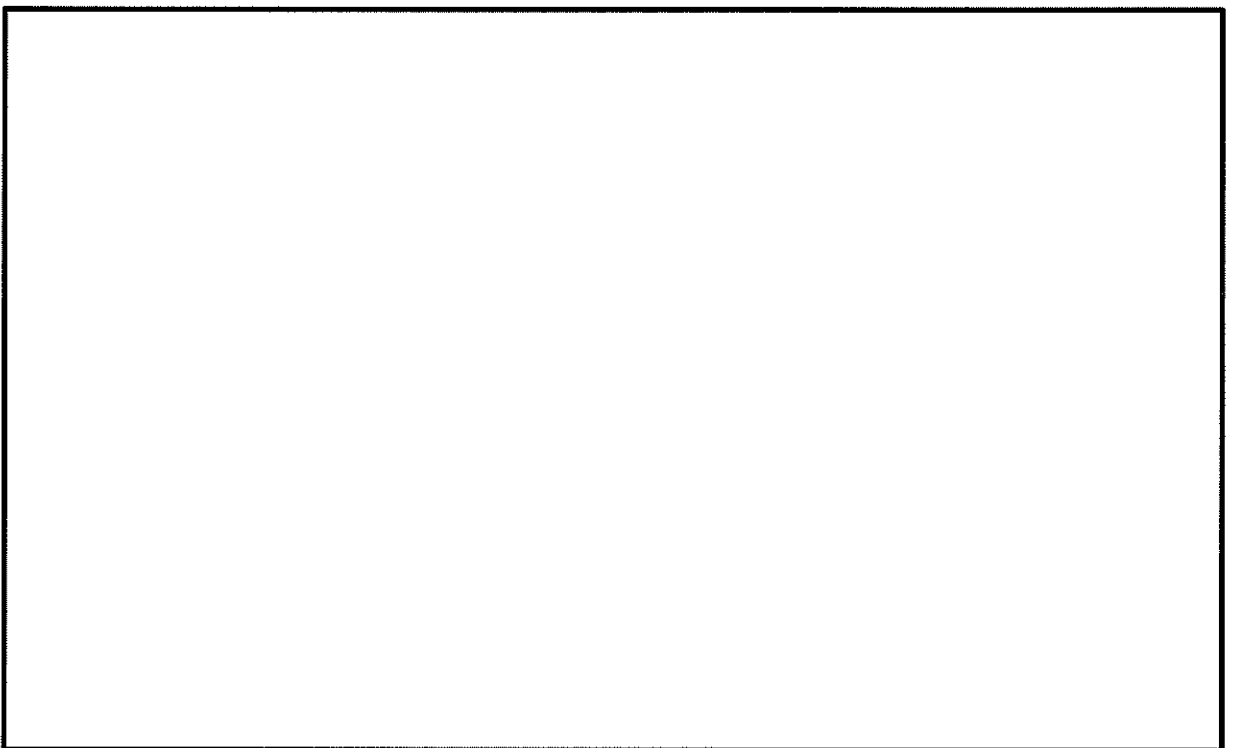


図 15.5-4 (8) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 (S_s-14)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

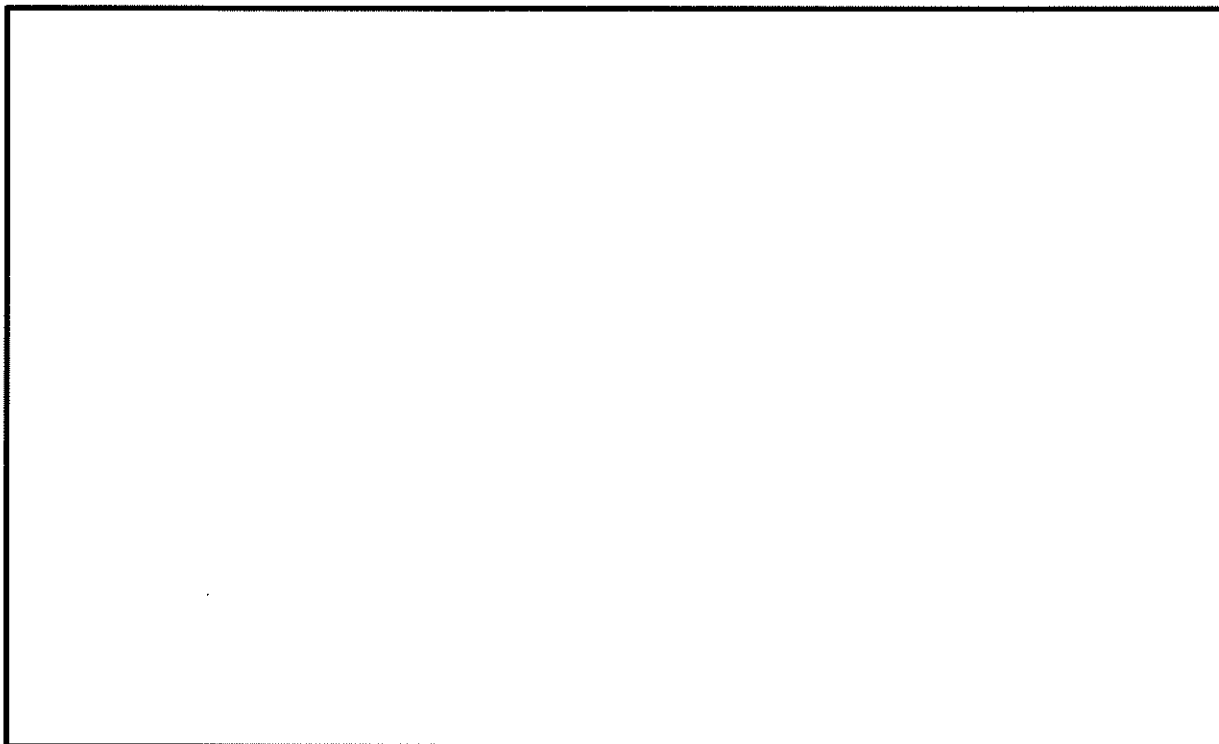


図 15.5-4 (9) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 (S_s-21)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 15.5-4 (10) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 (S_s-22)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

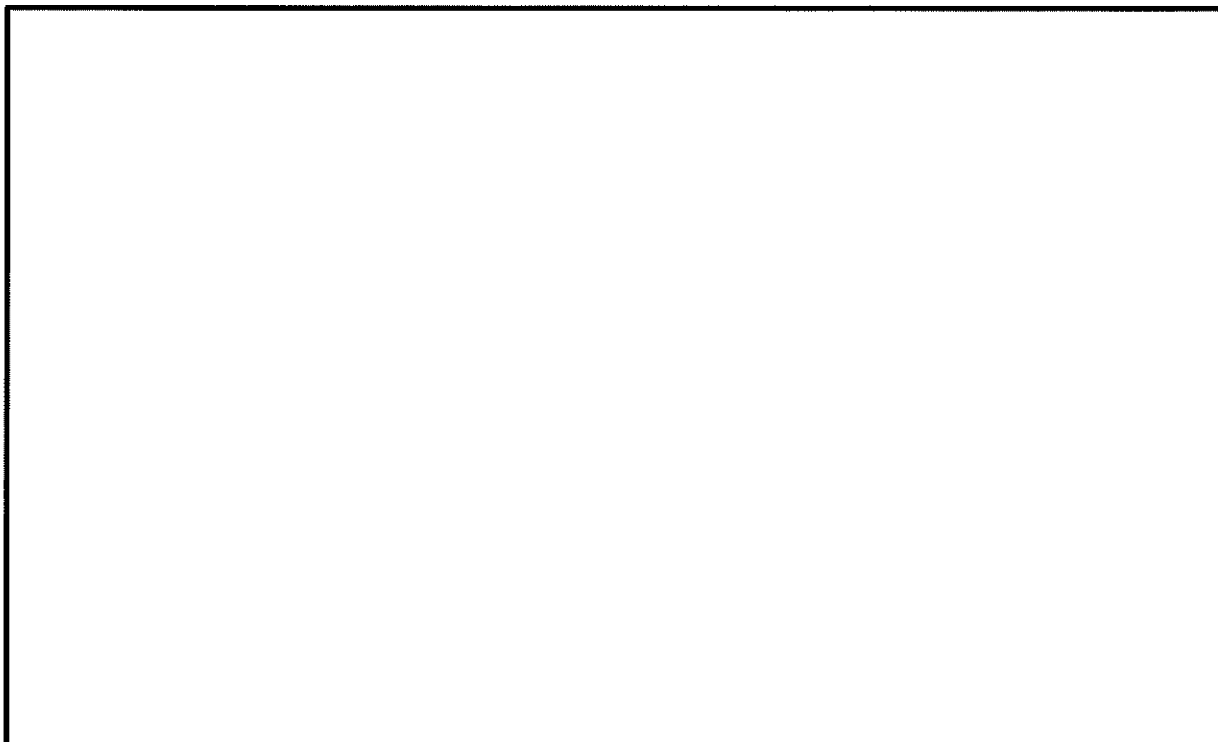


図 15.5-4 (11) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 (S_s-31 [H+, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

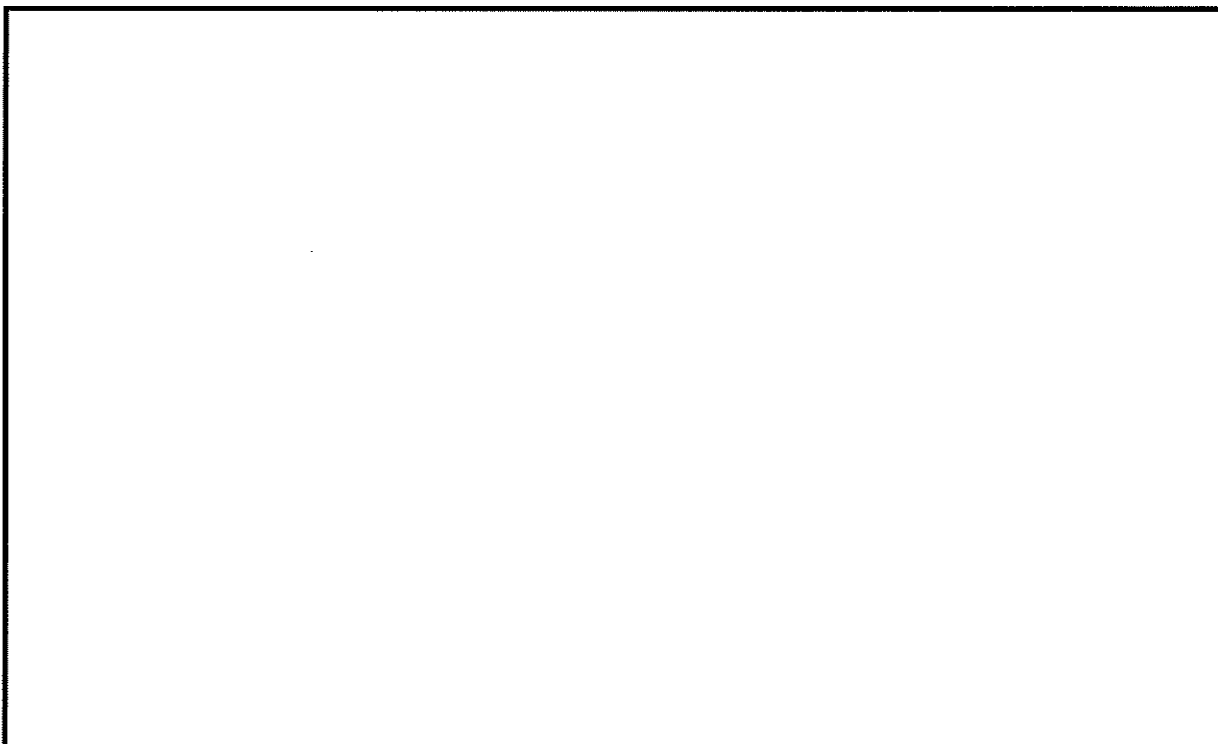


図 15.5-4 (12) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 (S_s-31 [H-, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

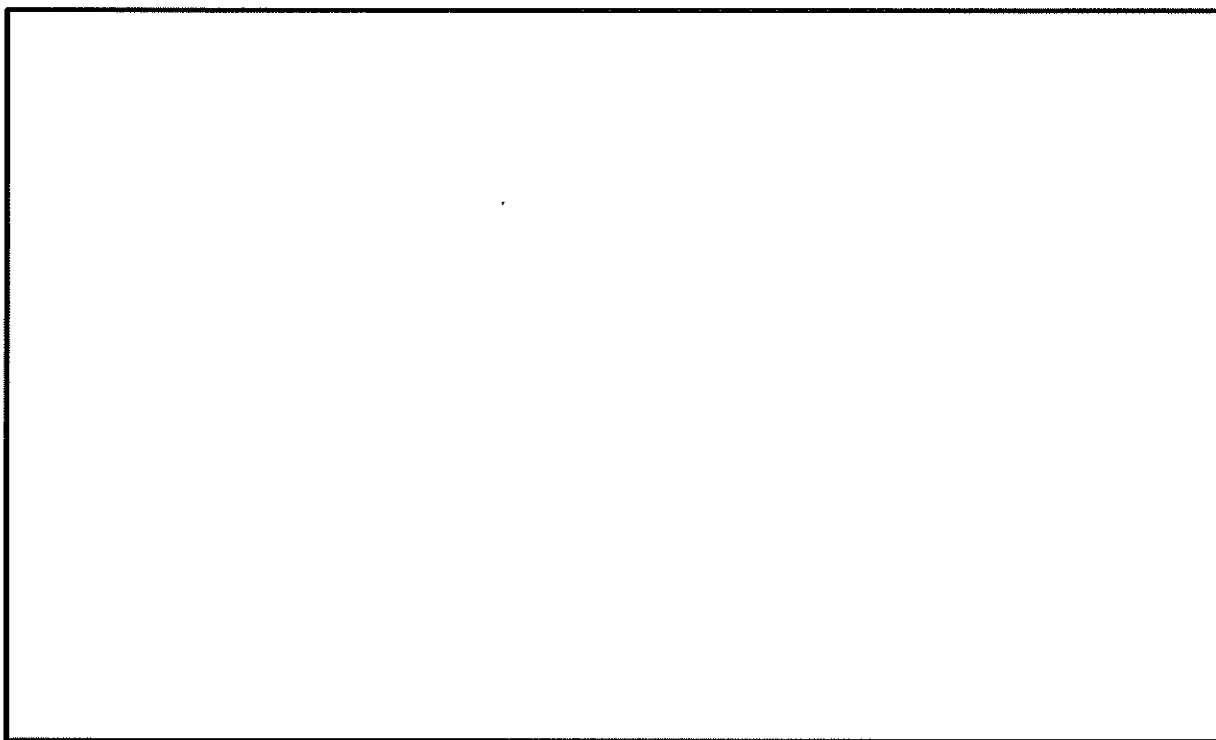


図 15.5-4 (13) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3.1 [H+, V+]$)
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) した解析ケース)



図 15.5-4 (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)

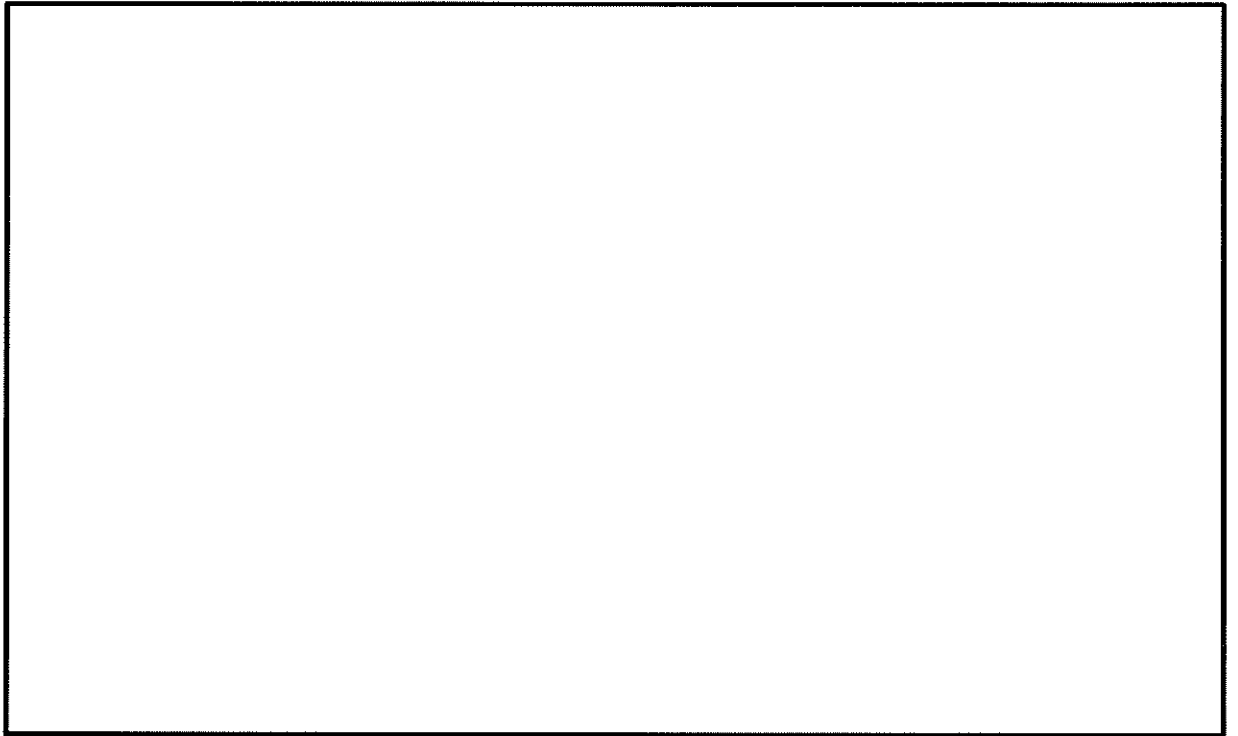


図 15.5-4 (15) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

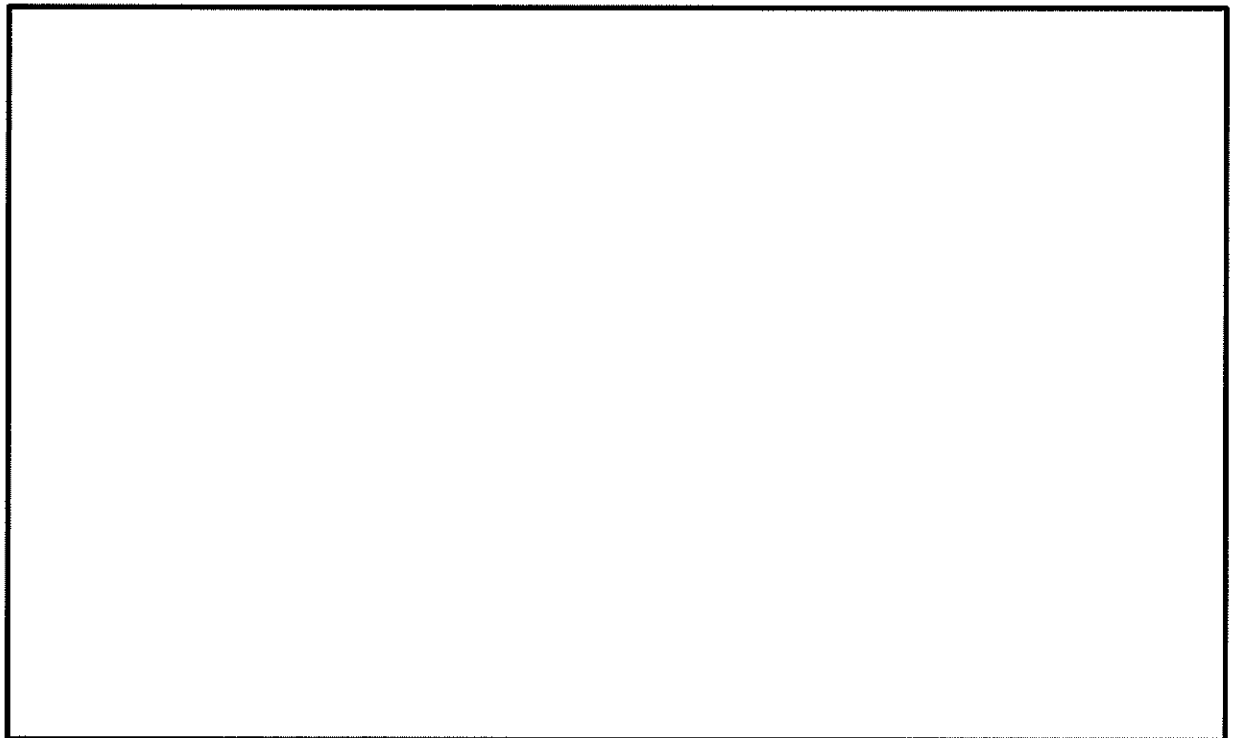


図 15.5-4 (16) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

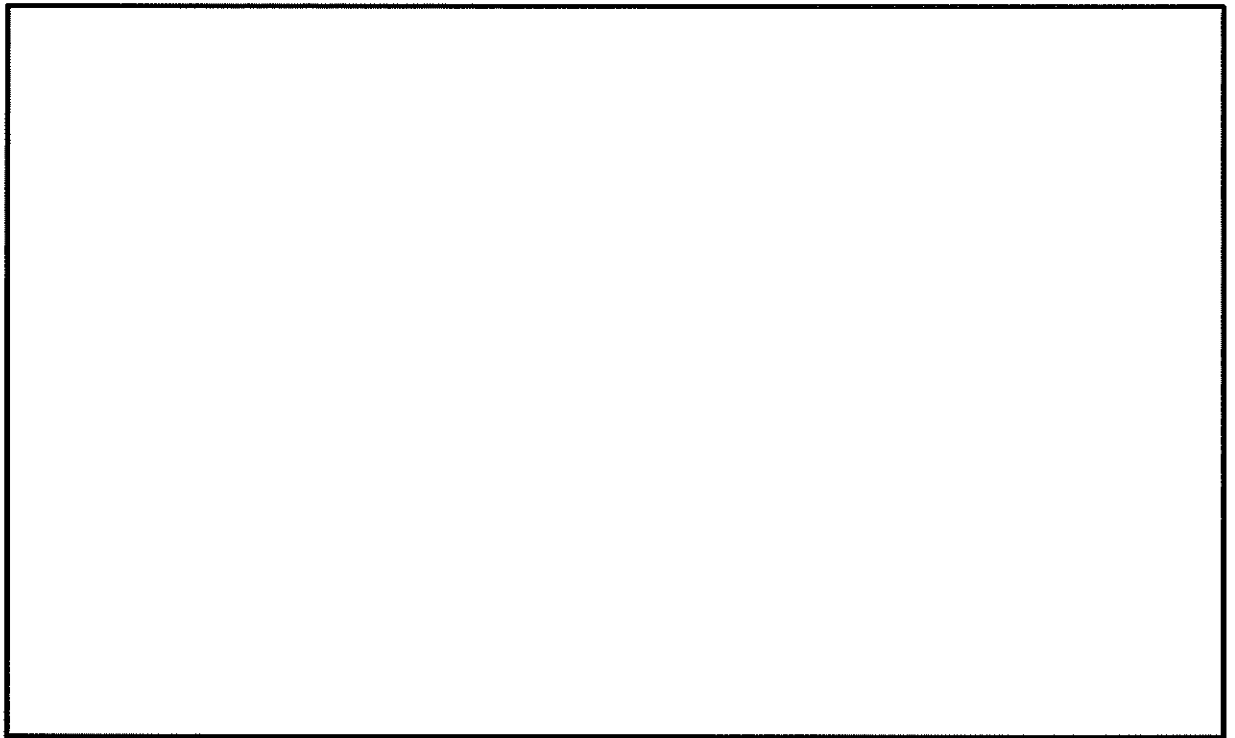


図 15.5-4 (17) ②-②断面方向の最大せん断ひずみ分布 (S_{s-31} [H+, V+])
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)



図 15.5-5 (1) ②-②断面方向の過剰間隙水圧比分布 ($S_e-D 1 [H+, V+]$)
(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)

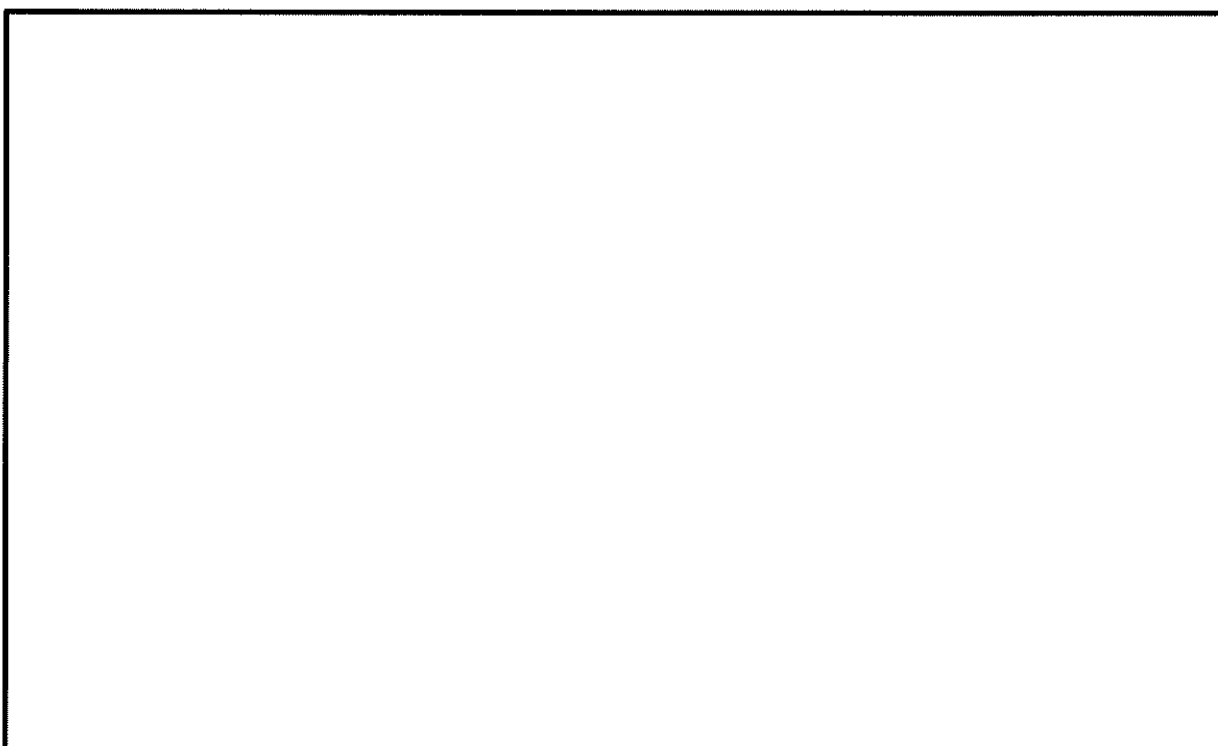


図 15.5-5 (2) ②-②断面方向の過剰間隙水圧比分布 ($S_e-D 1 [H+, V-]$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

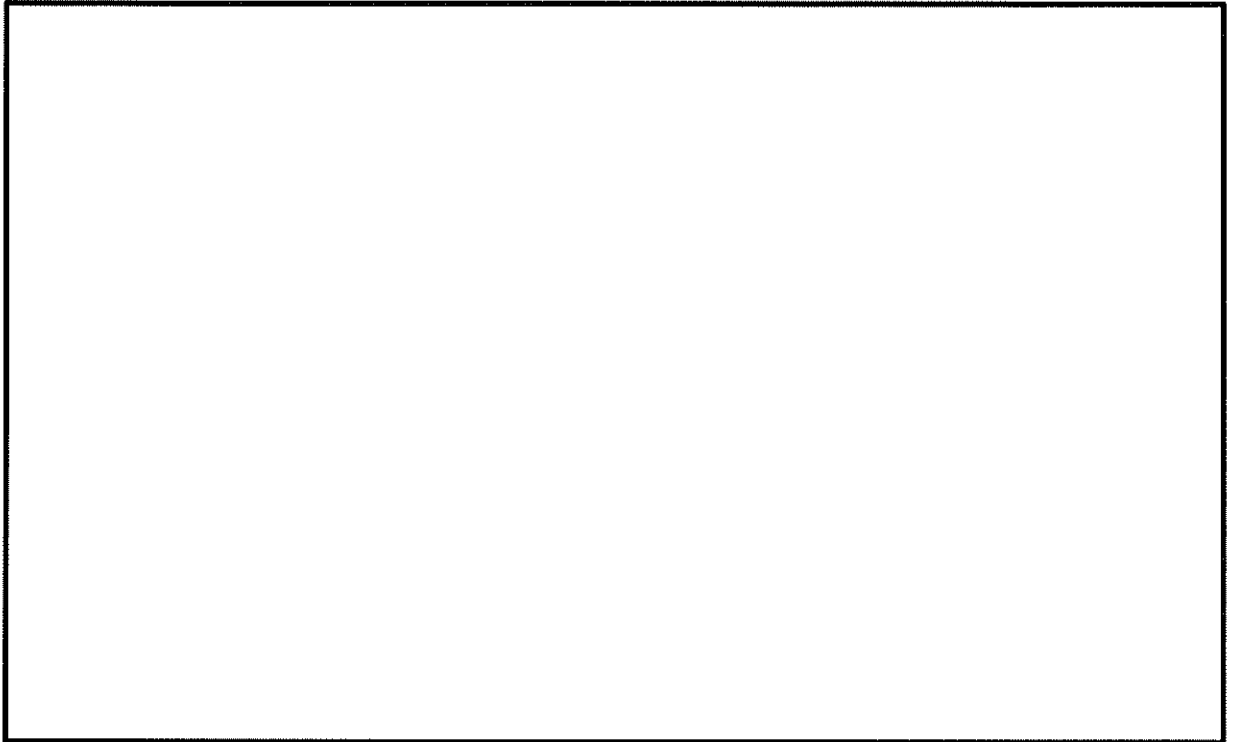


図 15.5-5 (3) ②-②断面方向の過剰間隙水圧比分布 (S_s-D1 [H-, V+])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 15.5-5 (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)

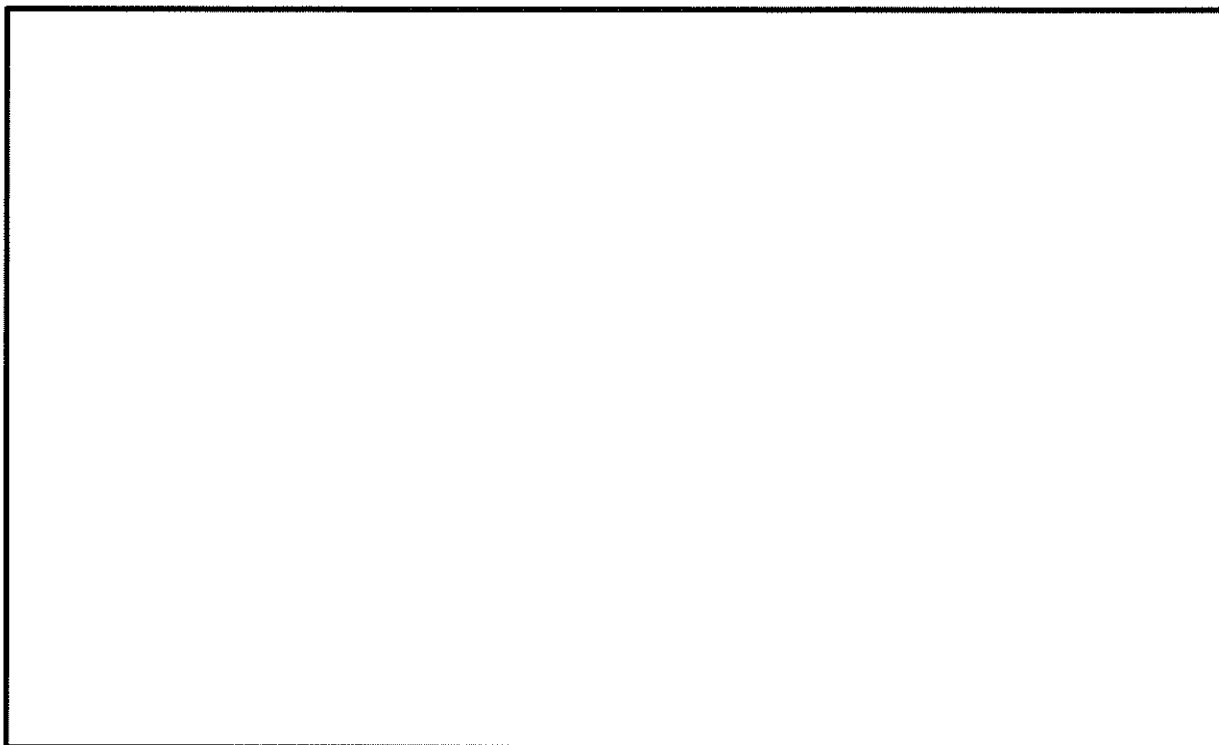


図 15.5-5 (5) ②-②断面方向の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1.1$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 15.5-5 (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)

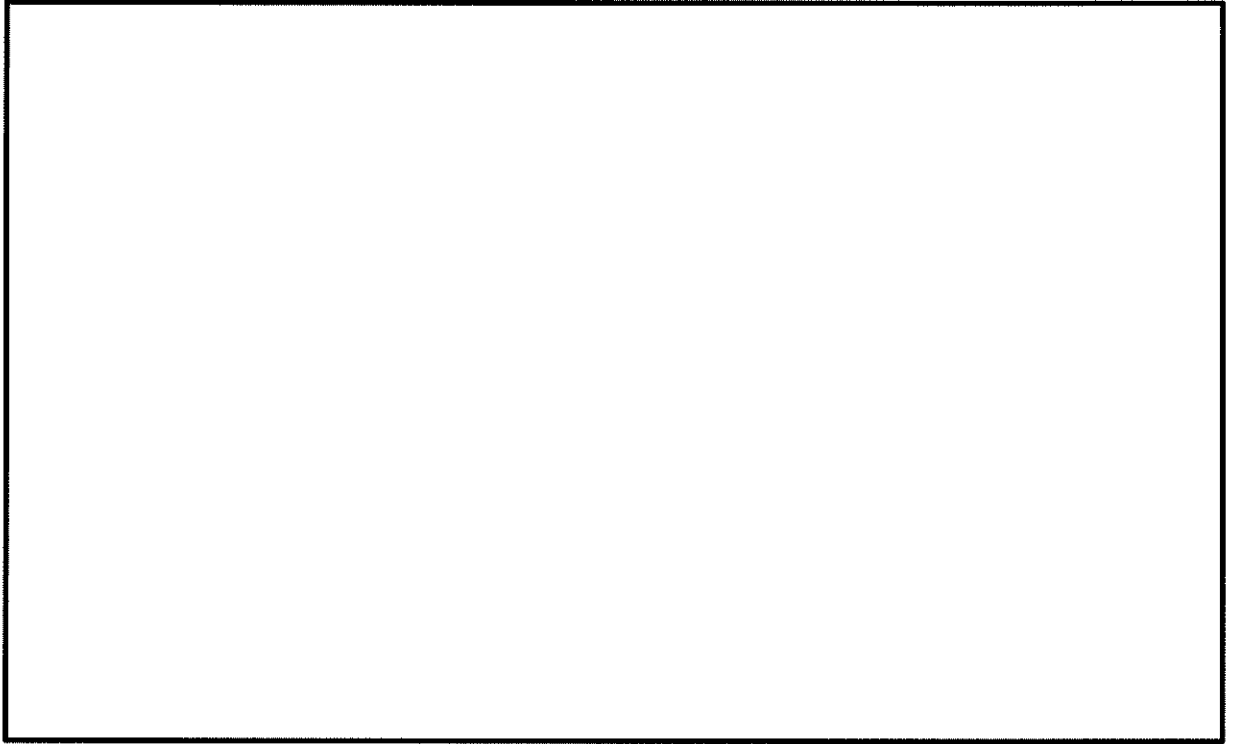


図 15.5-5 (7) ②-②断面方向の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1.3$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

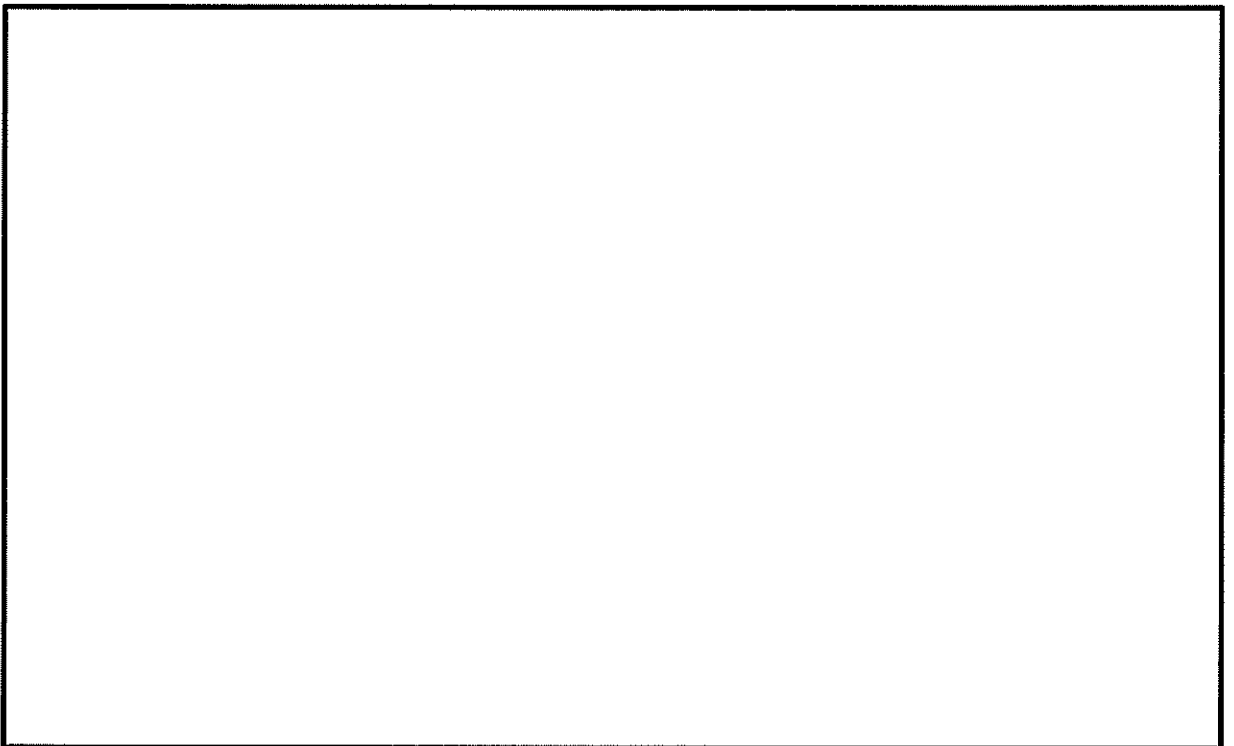


図 15.5-5 (8) ②-②断面方向の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1.4$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

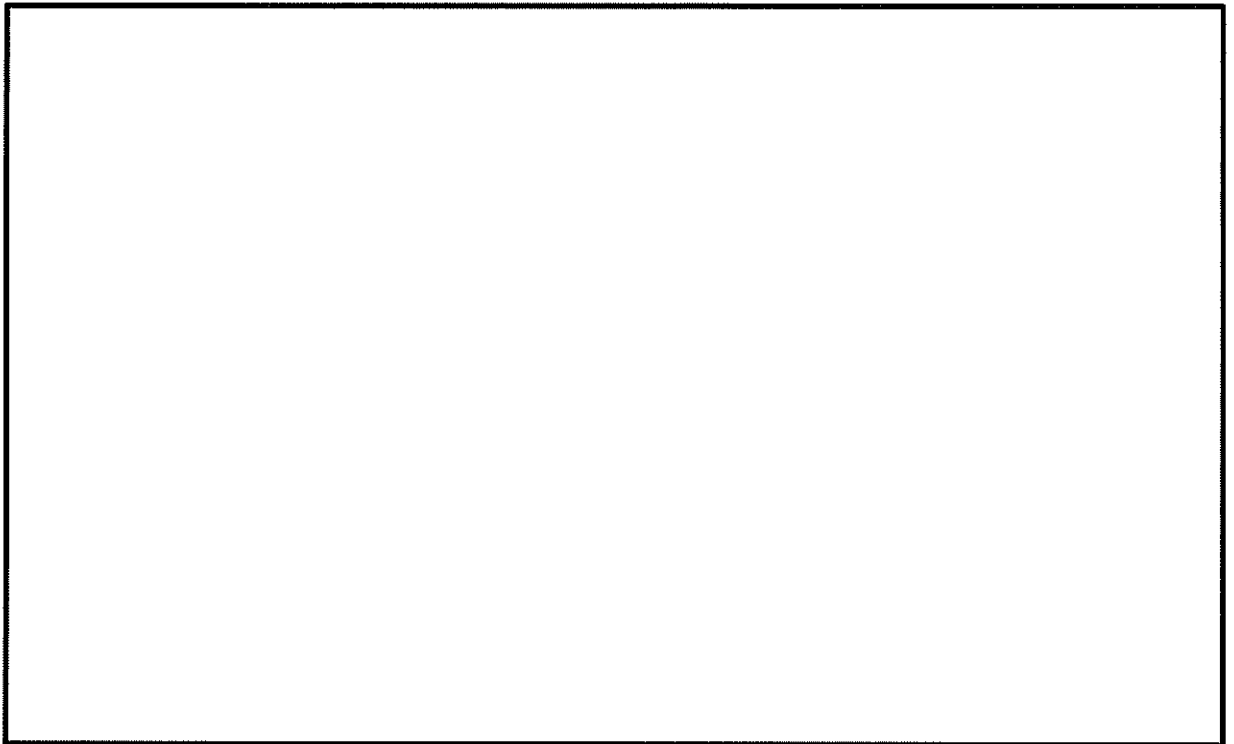


図 15.5-5 (9) ②-②断面方向の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 1$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 15.5-5 (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)

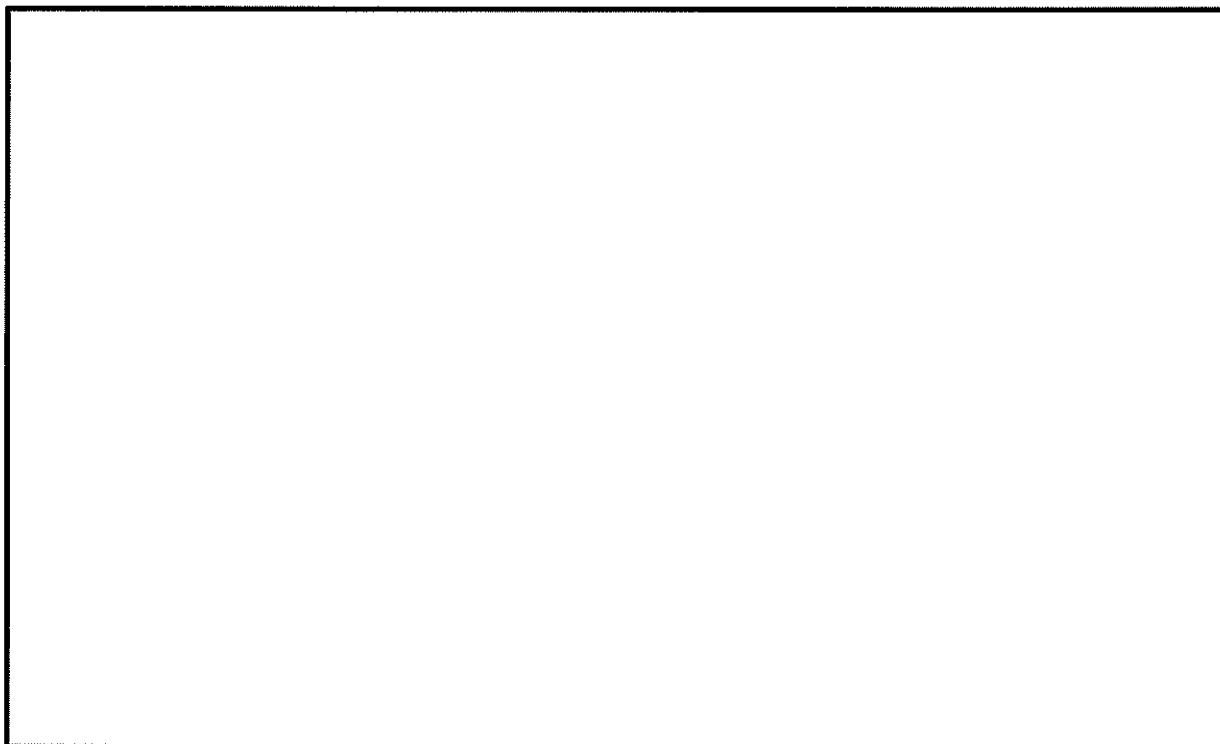


図 15.5-5 (11) ②-②断面方向の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

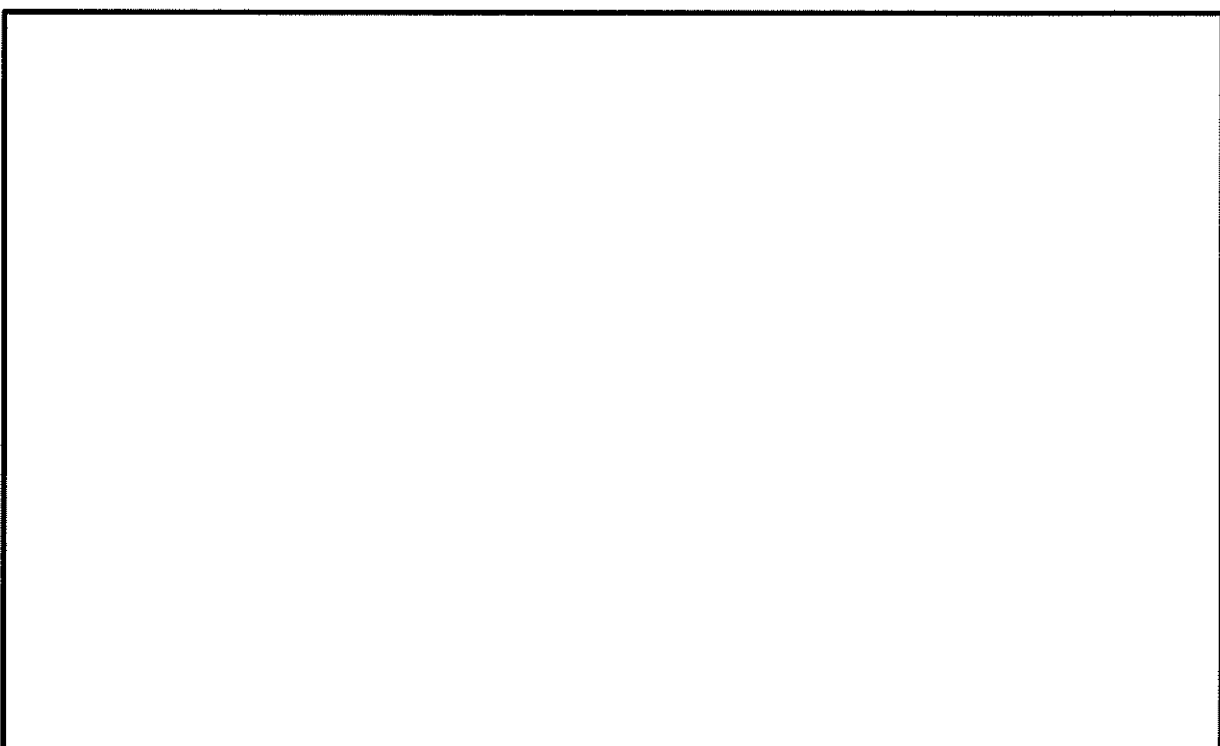


図 15.5-5 (12) ②-②断面方向の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

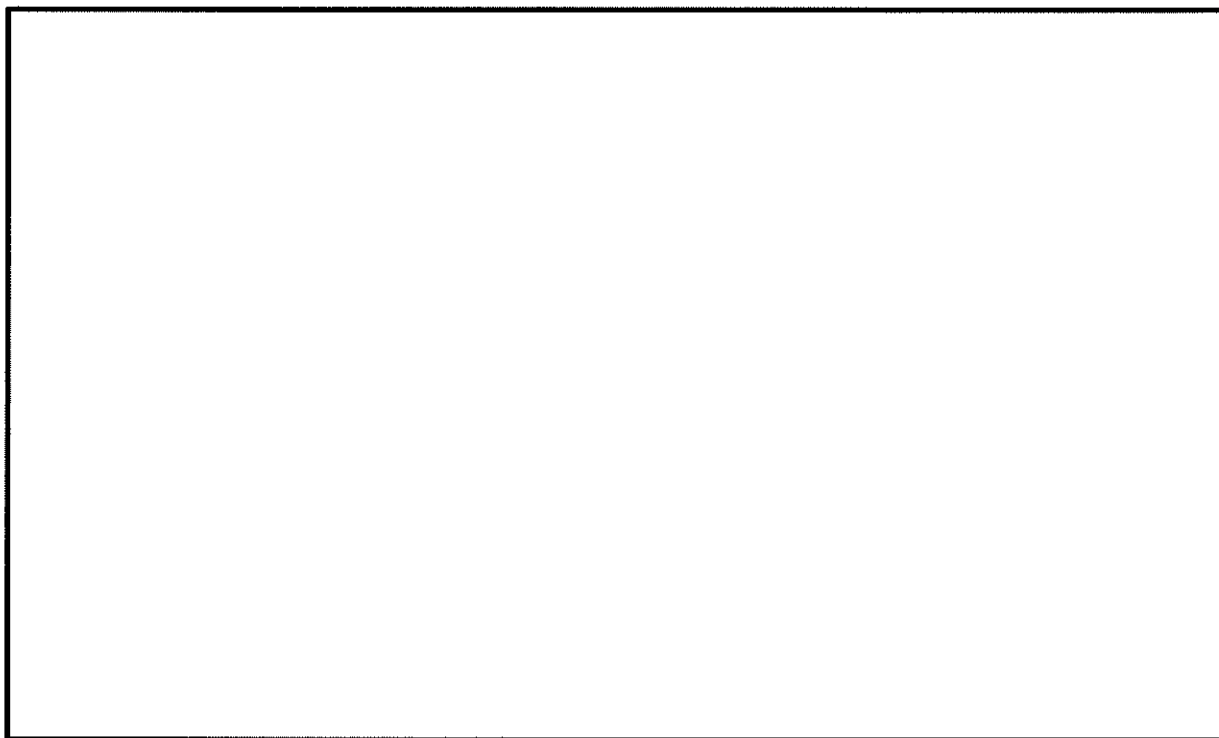


図 15.5-5 (13) ②-②断面方向の最大過剰間隙水圧比分布 ($S_v - 3.1$ [H+, V+])
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

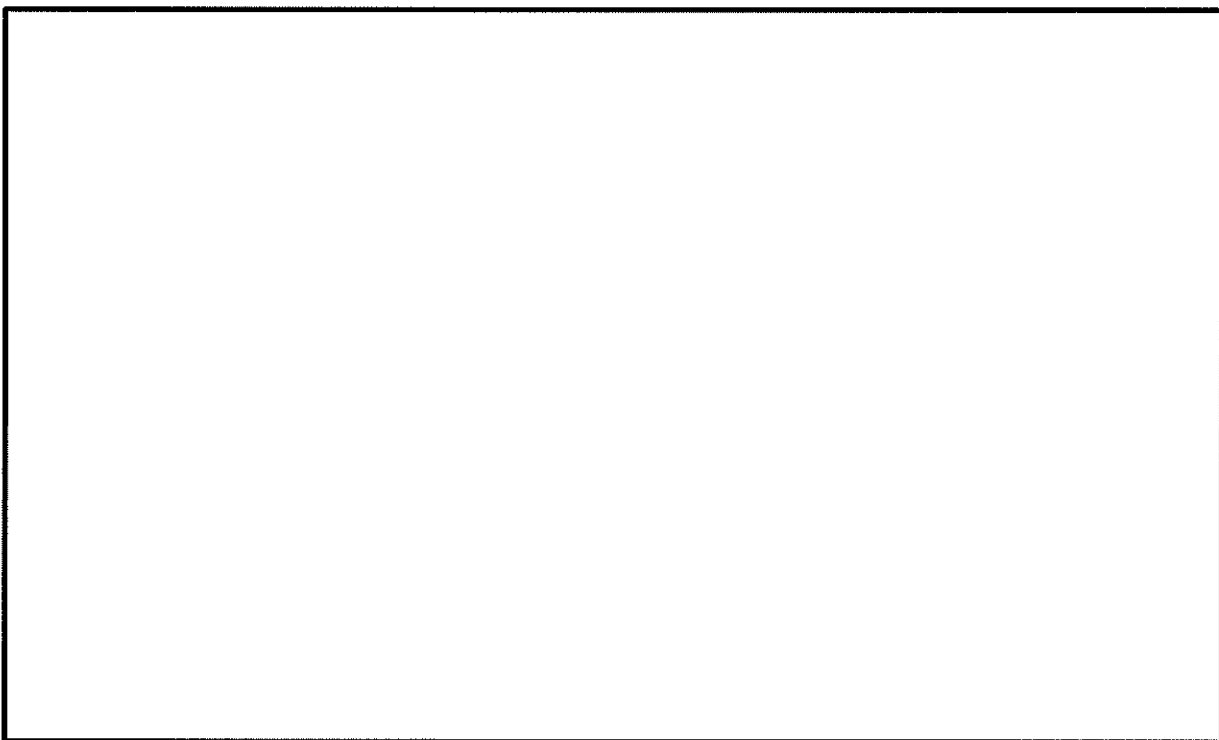


図 15.5-5 (14) ②-②断面方向の最大過剰間隙水圧比分布 ($S_v - 3.1$ [H+, V+])
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

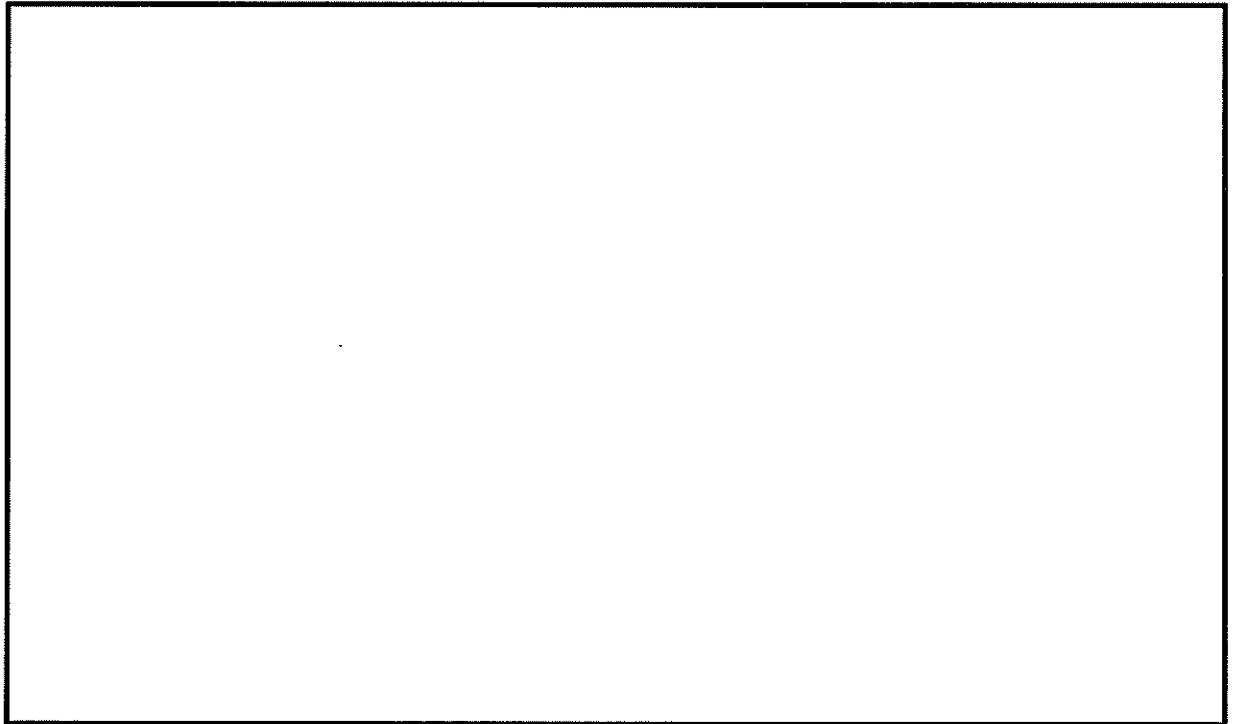


図 15.5-5 (15) ②-②断面方向の最大過剰間隙水圧比分布 ($S_{\text{e}}-3.1$ [H+, V+])
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

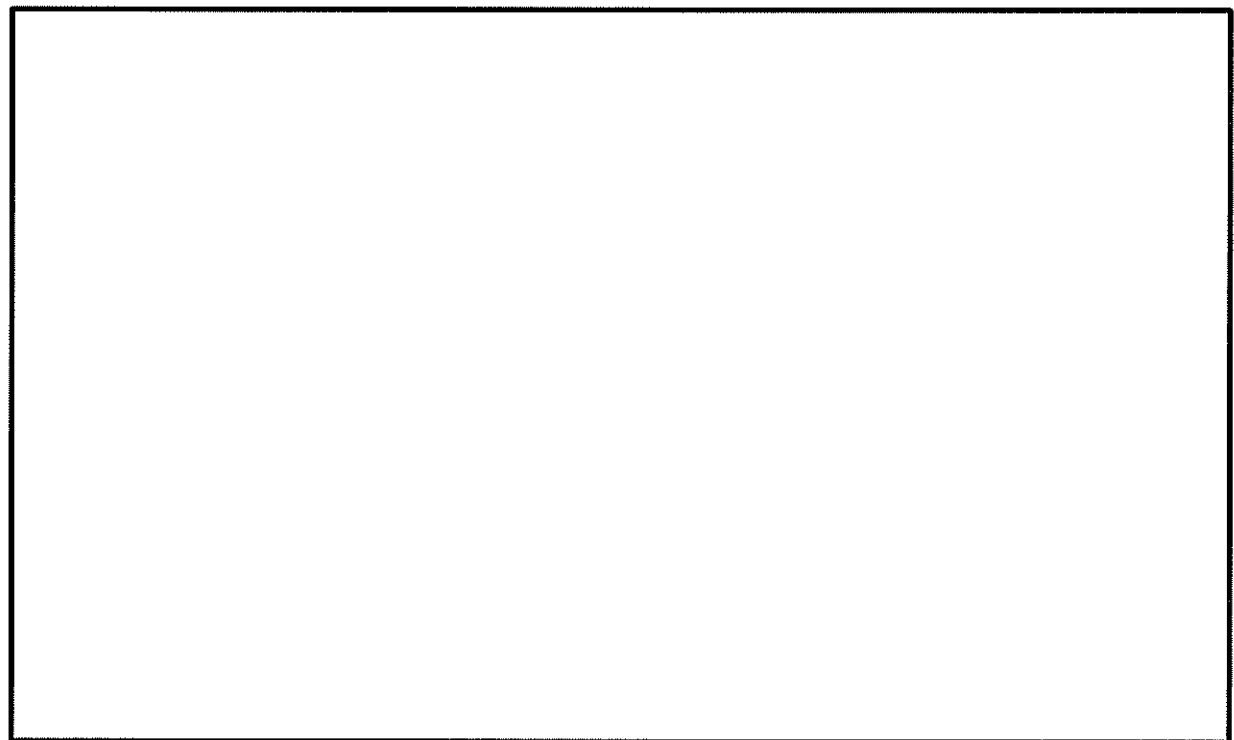


図 15.5-5 (16) ②-②断面方向の最大過剰間隙水圧比分布 ($S_{\text{e}}-3.1$ [H+, V+])
 (検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

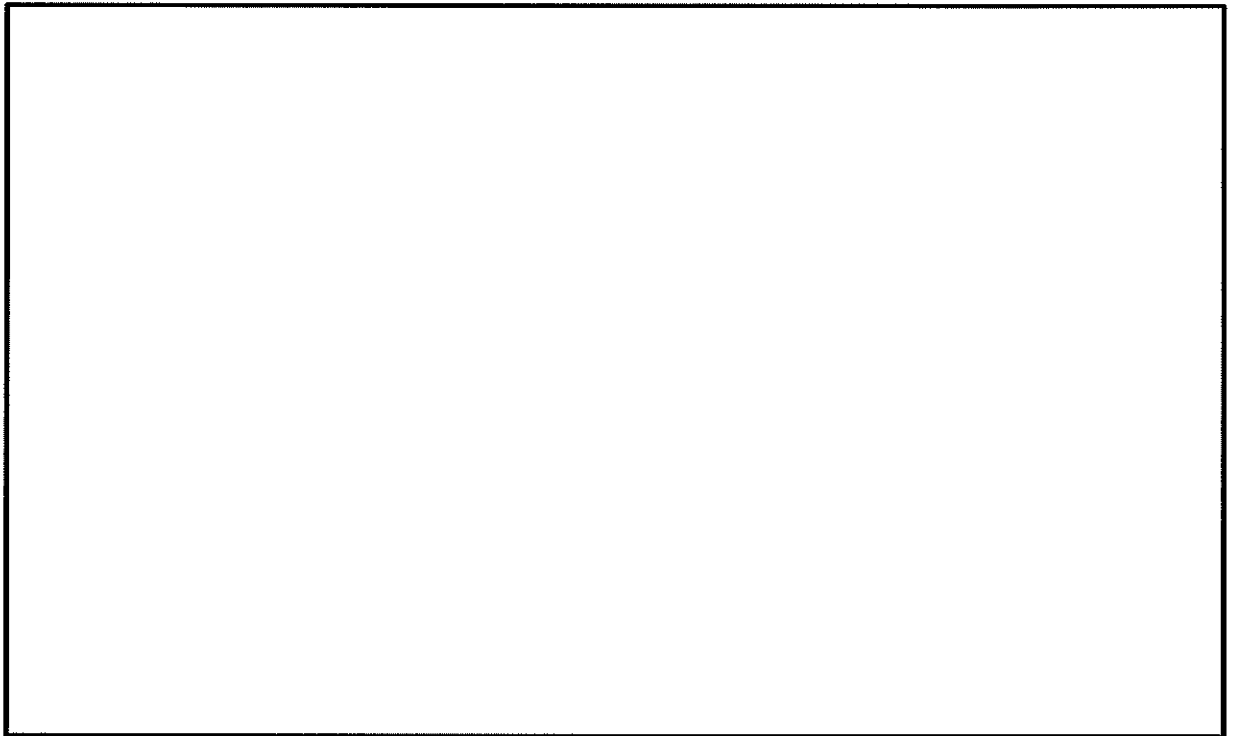


図 15.5-5 (17) ②-②断面方向の最大過剰間隙水圧比分布 (S_{e-31} [H+, V+])
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

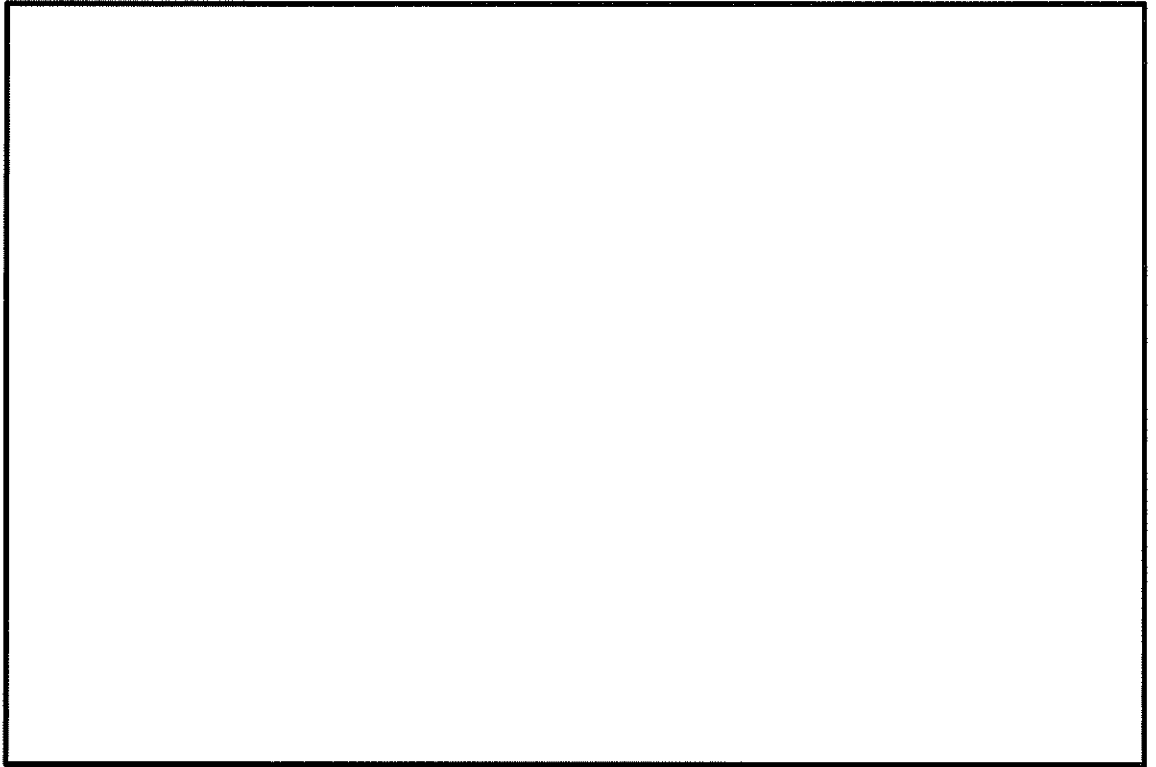


図 15.5-6 (1) ②-②断面方向の最大水平加速度分布 (S_s-31 [H+, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

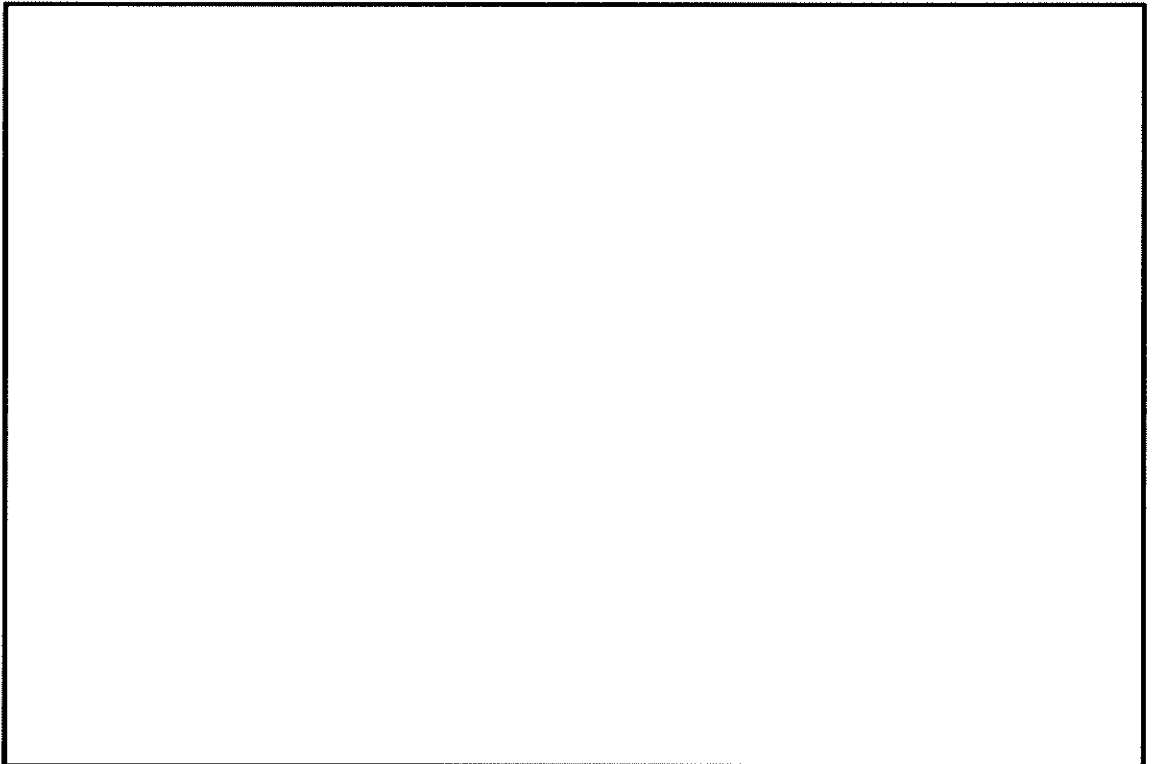


図 15.5-6 (2) ②-②断面方向の最大水平加速度分布 (S_s-31 [H+, V+])
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

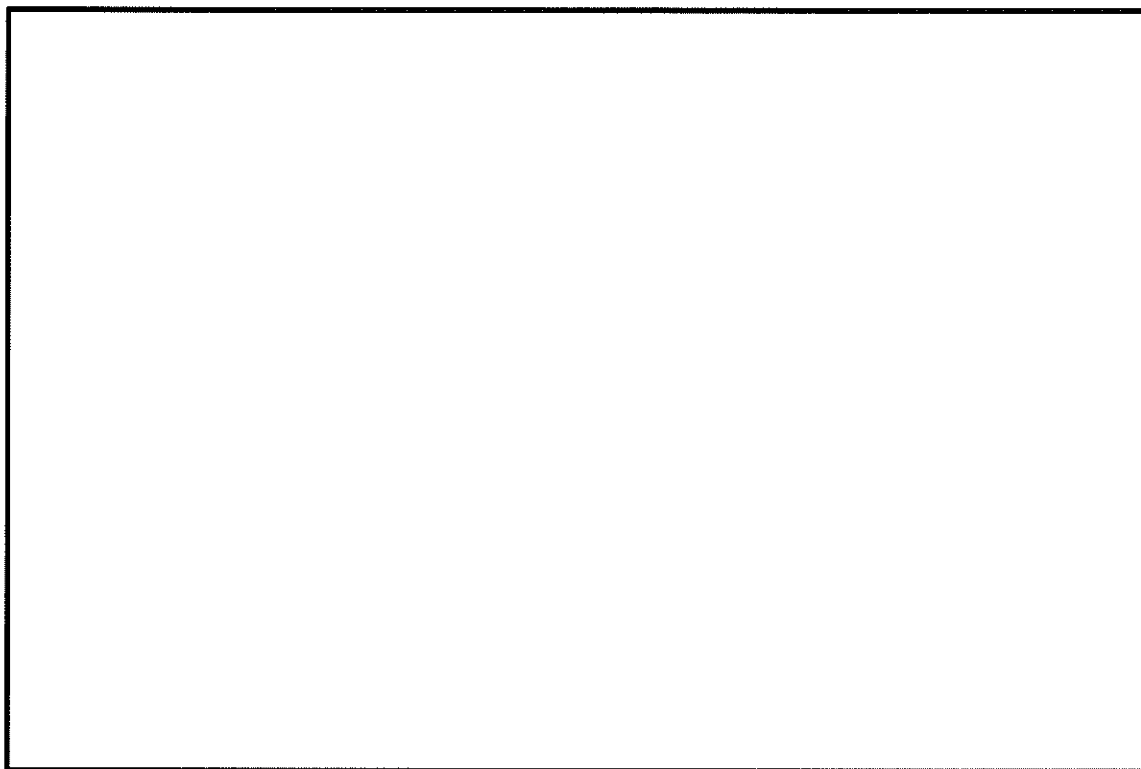


図 15.5-6 (3) ②-②断面方向の最大水平加速度分布 (S_s-31 [H+, V+])
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

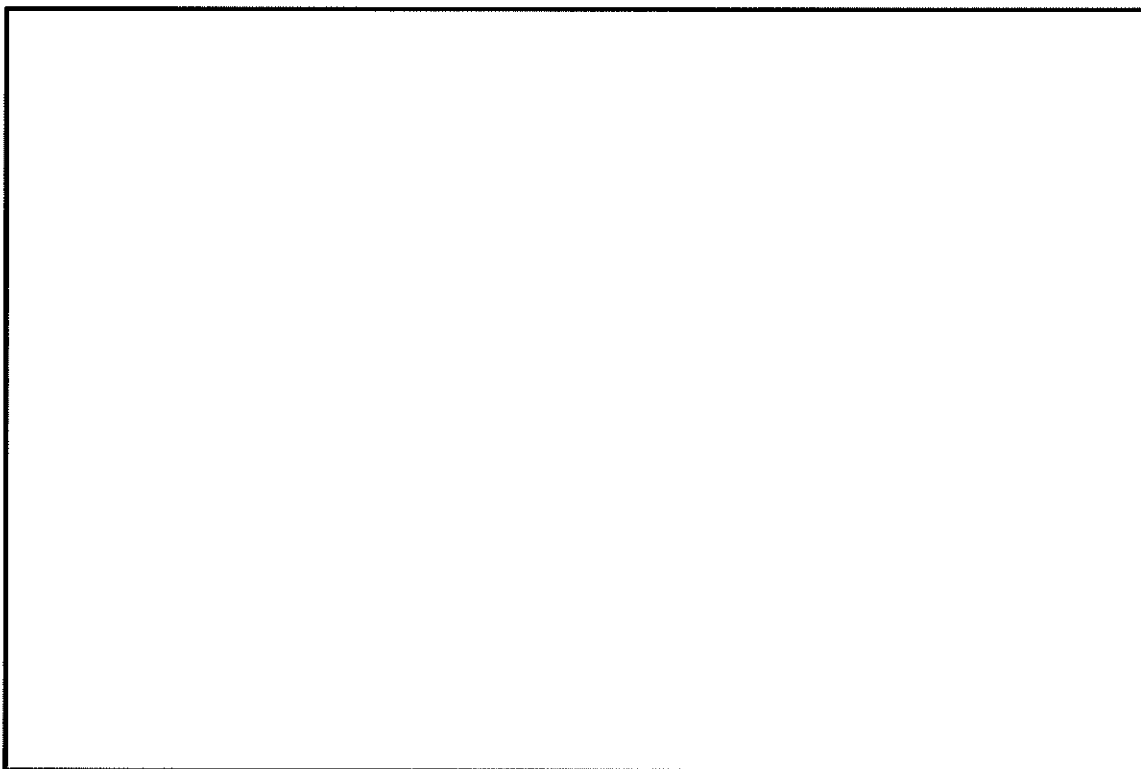


図 15.5-6 (4) ②-②断面方向の最大水平加速度分布 (S_s-31 [H+, V+])
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

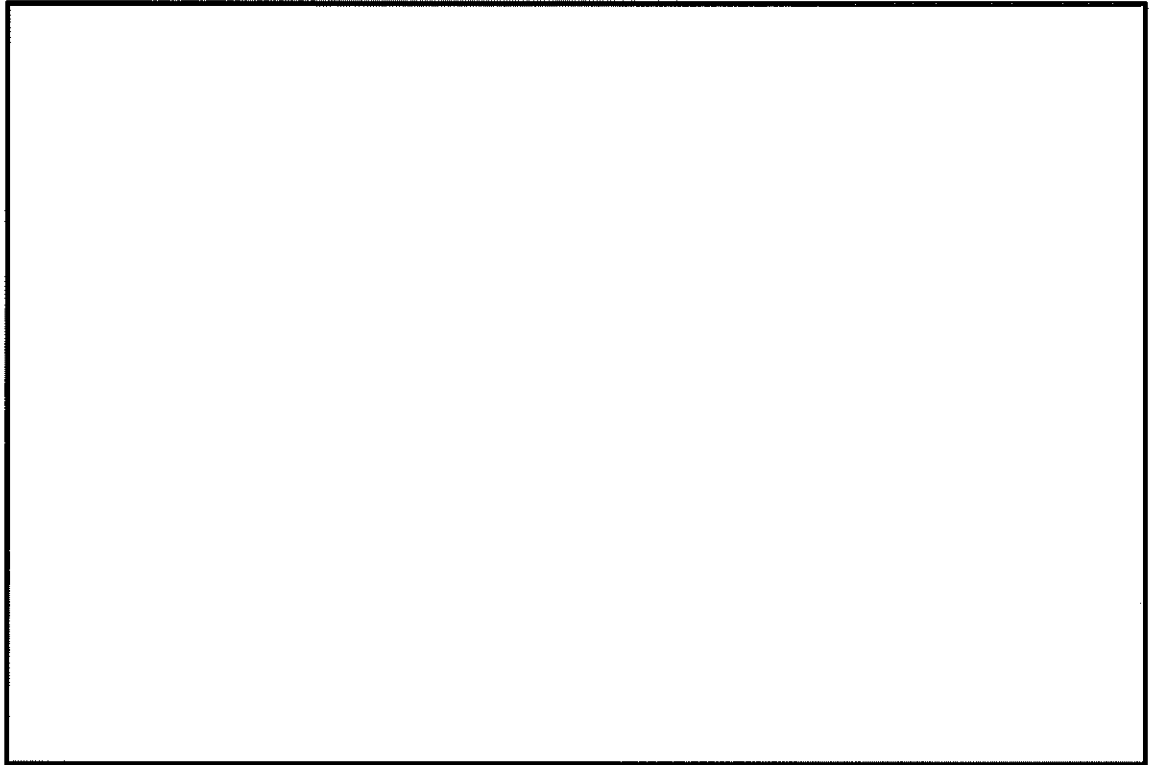


図 15.5-6 (5) ②-②断面方向の最大水平加速度分布 (S_s-31 [H+, V+])
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

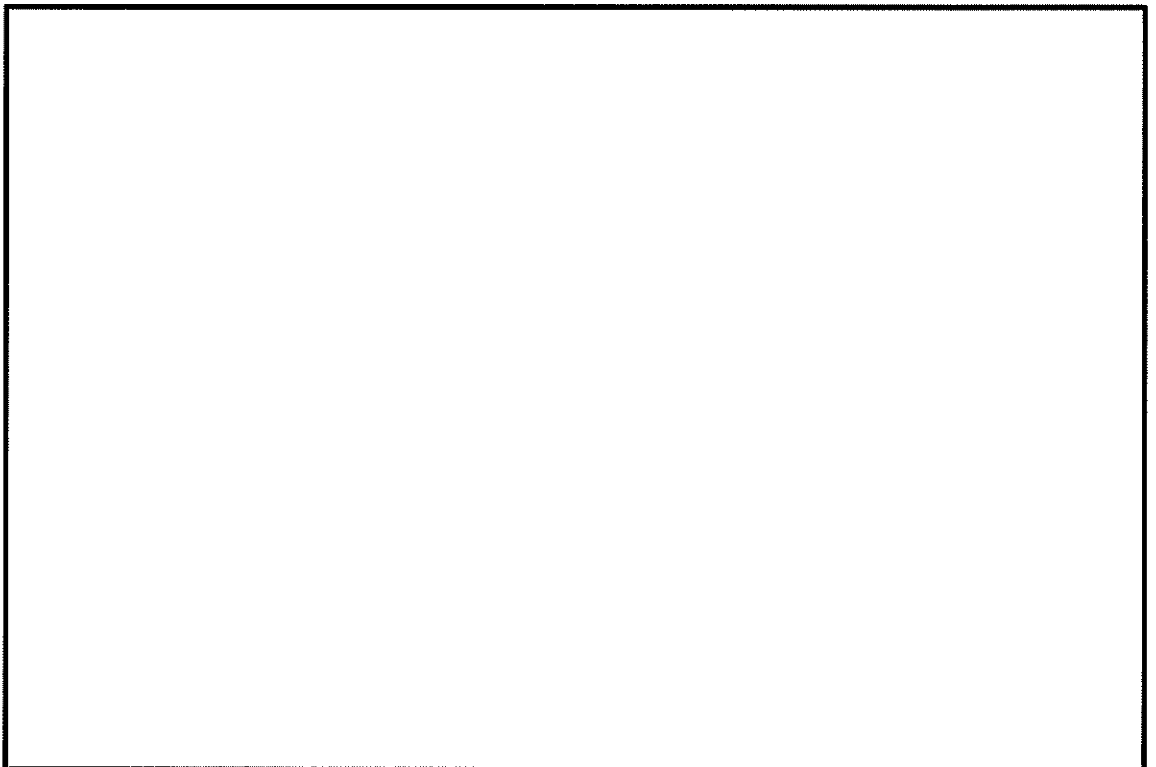


図 15.5-6 (6) ②-②断面方向の最大水平加速度分布 (S_s-31 [H+, V+])
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

15.5.2 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 15.5-3 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 15.5-3 (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+	14	25	382.5	0.07
	H+, V-	14	24	382.5	0.07
	H-, V+	14	23	382.5	0.07
	H-, V-	14	24	382.5	0.07
S _s -11	H+, V+	14	19	382.5	0.05
S _s -12	H+, V+	14	22	382.5	0.06
S _s -13	H+, V+	14	21	382.5	0.06
S _s -14	H+, V+	14	19	382.5	0.05
S _s -21	H+, V+	14	26	382.5	0.07
S _s -22	H+, V+	14	25	382.5	0.07
S _s -31	H+, V+	14	29	382.5	0.08
	H-, V+	14	28	382.5	0.08

表 15.5-3 (2) 鋼材の曲げ軸力照査結果 (②－②断面方向)
(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)

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 -31	H+, V+	14	29	382.5	0.08

表 15.5-3 (3) 鋼材の曲げ軸力照査結果 (②-②断面方向)
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

地震動	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 -31	H+, V+	14	28	382.5	0.08

表 15.5-3 (4) 鋼材の曲げ軸力照査結果 (②-②断面方向)
(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)

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 -31	H+, V+	14	22	382.5	0.06

表 15.5-3 (5) 鋼材の曲げ軸力照査結果 (②-②断面方向)
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震動	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 -31	H+, V+	14	28	382.5	0.08

表 15.5-3 (6) 鋼材の曲げ軸力照査結果 (②-②断面方向)
(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)

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 -31	H+, V+	14	28	382.5	0.08

(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 15.5-4 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 15.5-4 (1) 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 -D 1	H+, V+	14	0.2	217.5	0.001
	H+, V-	14	0.2	217.5	0.001
	H-, V+	14	0.2	217.5	0.001
	H-, V-	14	0.2	217.5	0.001
S _s -1 1	H+, V+	14	0.1	217.5	0.001
S _s -1 2	H+, V+	14	0.1	217.5	0.001
S _s -1 3	H+, V+	14	0.1	217.5	0.001
S _s -1 4	H+, V+	14	0.1	217.5	0.001
S _s -2 1	H+, V+	14	0.1	217.5	0.001
S _s -2 2	H+, V+	14	0.1	217.5	0.001
S _s -3 1	H+, V+	14	0.2	217.5	0.001
	H-, V+	14	0.2	217.5	0.001

表 15.5-4 (2) せん断力照査結果 (②-②断面方向)
(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)

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 -3 1	H+, V+	14	0.2	217.5	0.001

表 15.5-4 (3) せん断力照査結果 (②-②断面方向)
(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

地震動	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 -3 1	H+, V+	14	0.2	217.5	0.001

表 15.5-4 (4) せん断力照査結果 (②-②断面方向)
 (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)

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 -31	H+, V+	14	0.2	217.5	0.001

表 15.5-4 (5) せん断力照査結果 (②-②断面方向)
 (検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震動	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 -31	H+, V+	14	0.2	217.5	0.001

表 15.5-4 (6) せん断力照査結果 (②-②断面方向)
 (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)

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 -31	H+, V+	14	0.2	217.5	0.001

(3) 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応力を以下の式にて組み合わせる。

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

ここで，

- σ : 合成応力度 (N/mm²)
- σ_C : 横断面方向応力度 (N/mm²)
- σ_L : 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 15.2-7 に示す許容応力度とする。

海水引込み管の曲げ軸力評価結果を表 15.5-5 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 15.5-5 合成応力の評価結果

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_L (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

(4) 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 15.5-6 に、接地圧分布図を図 15.5-6 に示す。

海水引込み管の最大接地圧は S_s-21 (②-②断面方向) で 962 kN/m^2 であり、基礎地盤の極限支持力度 2291 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 15.5-6 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	2291
		H+, V-	924	2291
		H-, V+	941	2291
		H-, V-	938	2291
	S_s-11	H+, V+	867	2291
	S_s-12	H+, V+	860	2291
	S_s-13	H+, V+	888	2291
	S_s-14	H+, V+	846	2291
	S_s-21	H+, V+	962	2291
	S_s-22	H+, V+	961	2291
	S_s-31	H+, V+	934	2291
		H-, V+	920	2291
ケース②	S_s-31	H+, V+	928	2291
ケース③	S_s-31	H+, V+	836	2291
ケース④	S_s-31	H+, V+	940	2291
ケース⑤	S_s-31	H+, V+	927	2291
ケース⑥	S_s-31	H+, V+	933	2291

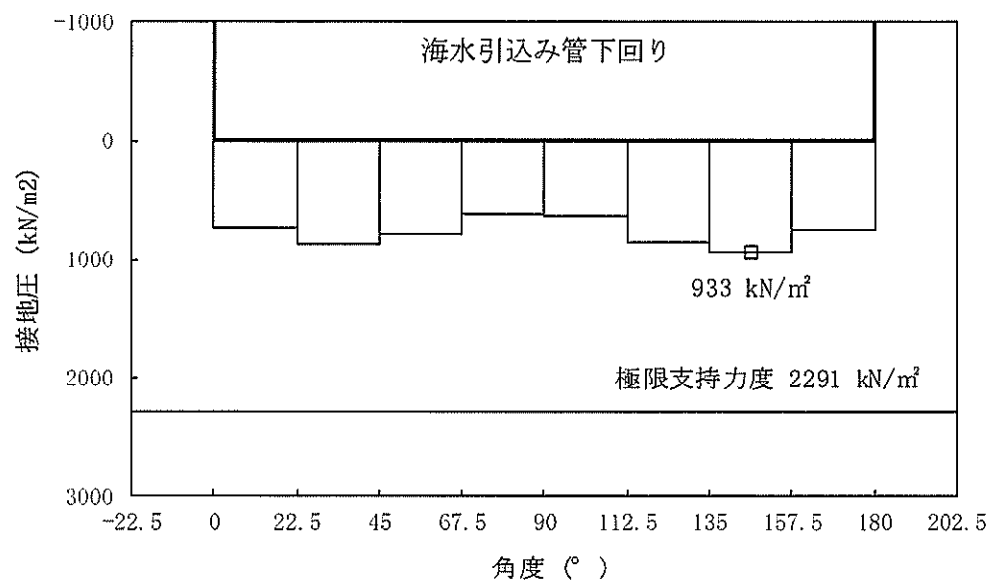


図 15.5-5 (1) ②-②断面の接地圧分布図 (S s - D 1 [H+, V+])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

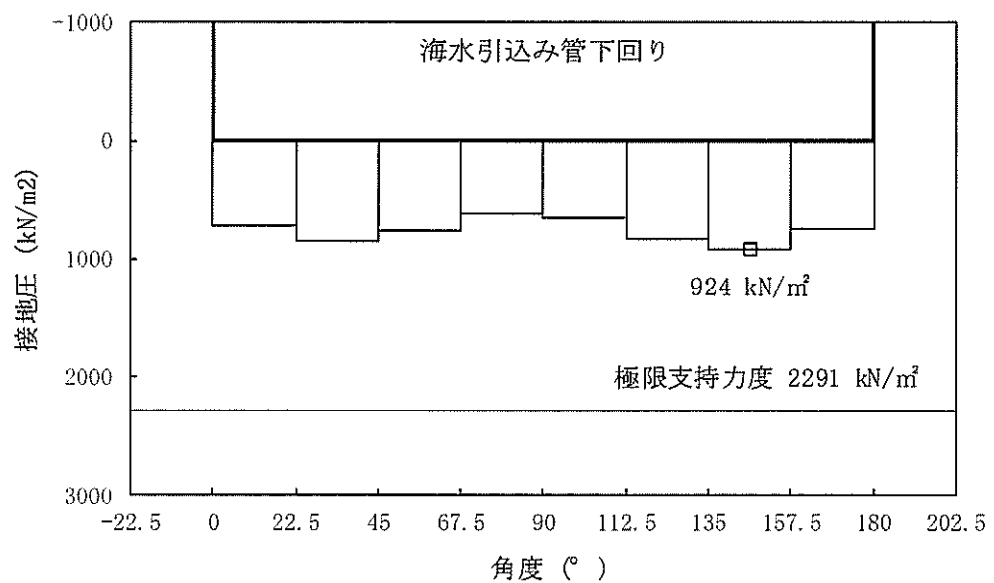


図 15.5-5 (2) ②-②断面の接地圧分布図 (S s - D 1 [H+, V-])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

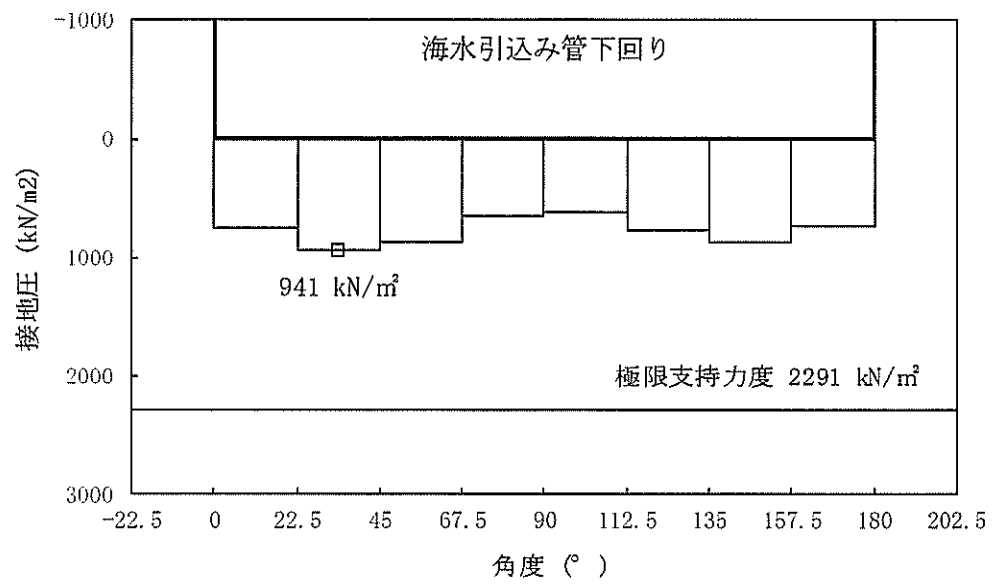


図 15.5-5 (3) ②-②断面の接地圧分布図 (S s - D 1 [H-, V+])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

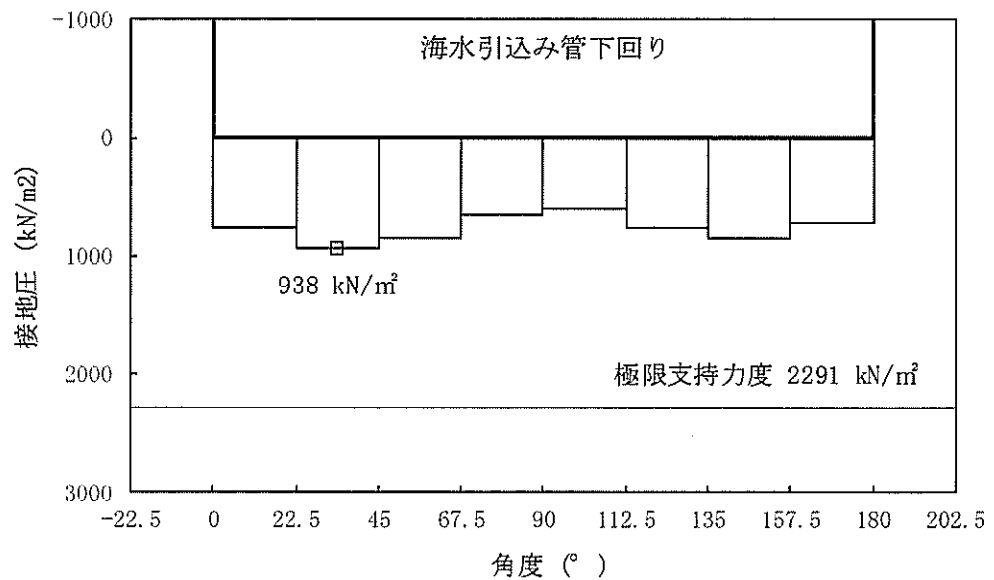


図 15.5-5 (4) ②-②断面の接地圧分布図 (S s - D 1 [H-, V-])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

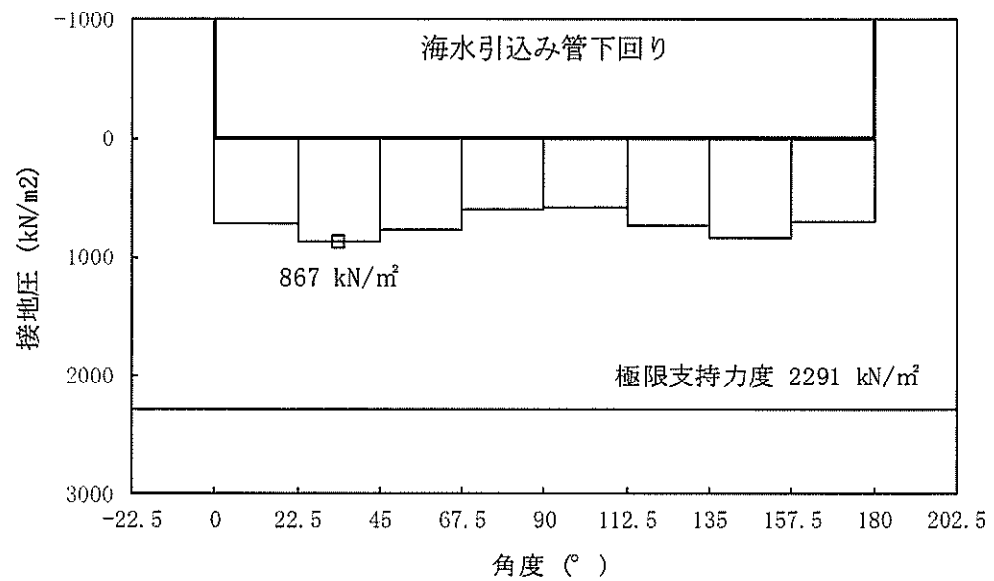


図 15.5-5 (5) ②-②断面の接地圧分布図 (S s - 1 1)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

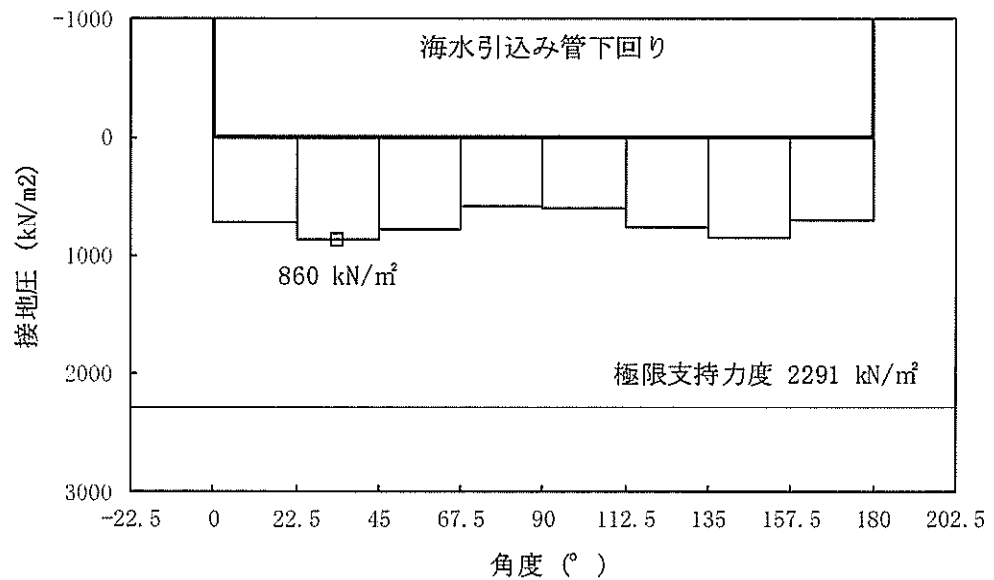


図 15.5-5 (6) ②-②断面の接地圧分布図 (S s - 1 2)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

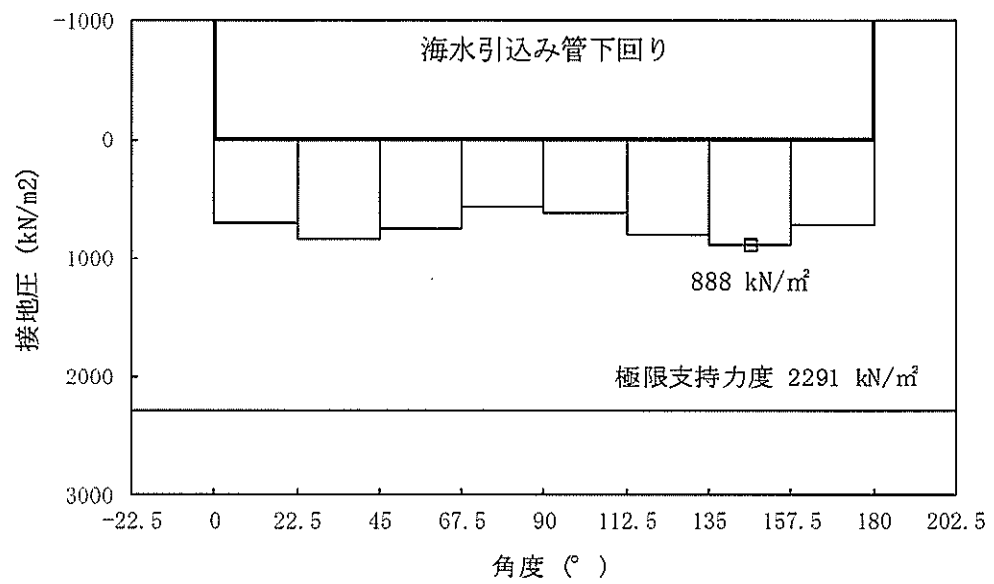


図 15.5-5 (7) ②-②断面の接地圧分布図 (S s - 1 3)
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

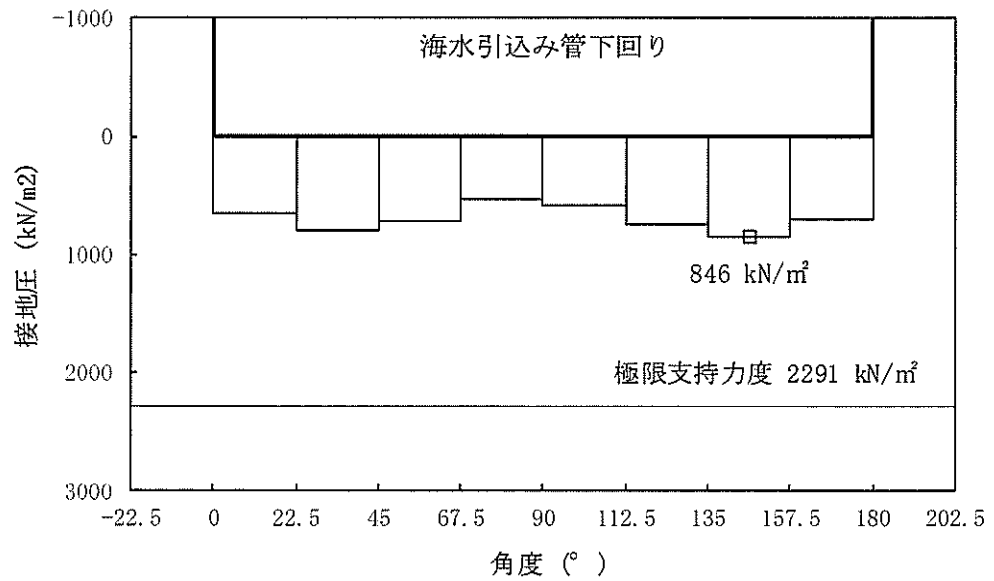


図 15.5-5 (8) ②-②断面の接地圧分布図 (S s - 1 4)
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

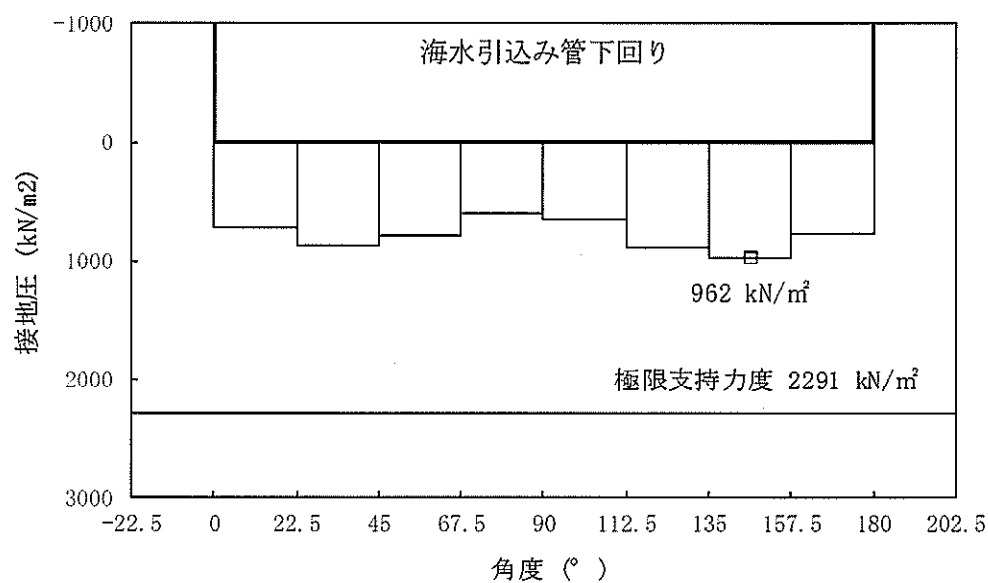


図 15.5-5 (9) ②-②断面の接地圧分布図 (S s - 2 1)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

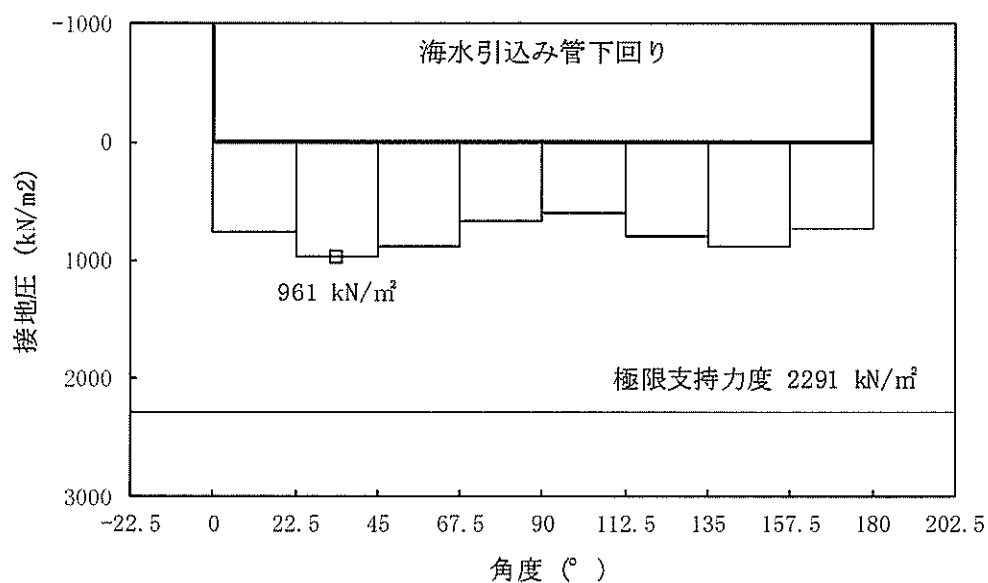


図 15.5-5 (10) ②-②断面の接地圧分布図 (S s - 2 2)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

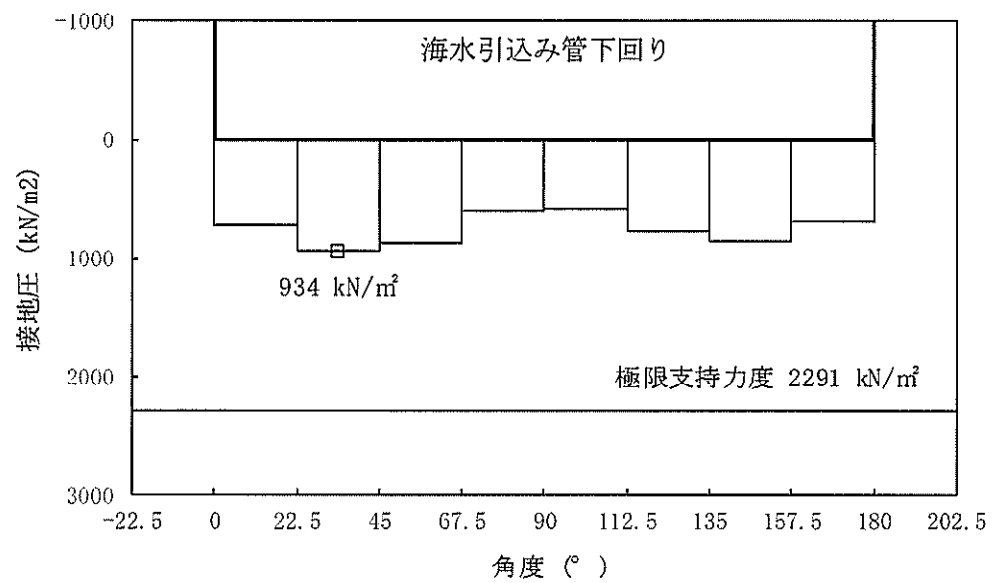


図 15.5-5 (11) ②-②断面の接地圧分布図 ($S_s - 31$ [H+, V+])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

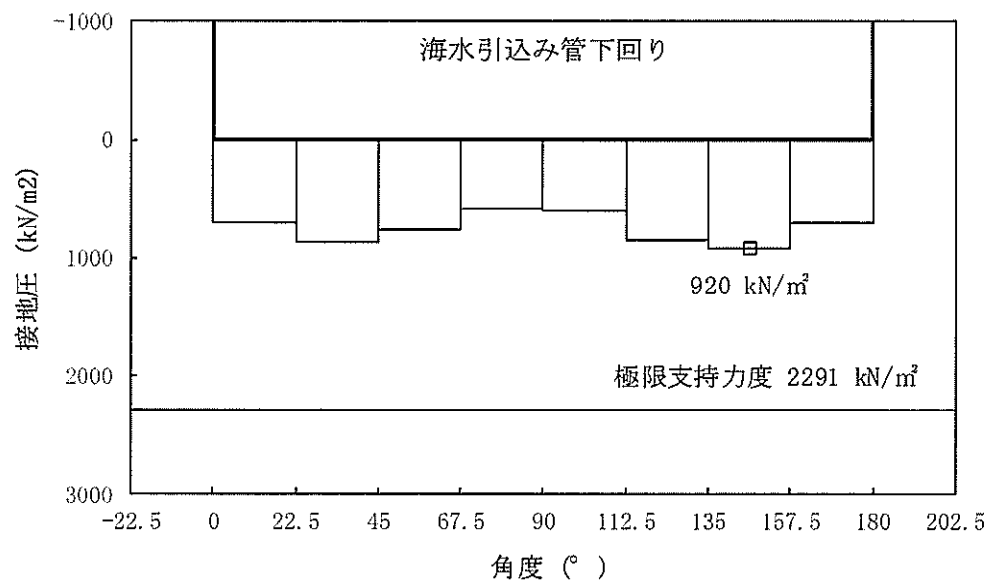


図 15.5-5 (12) ②-②断面の接地圧分布図 ($S_s - 31$ [H-, V+])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

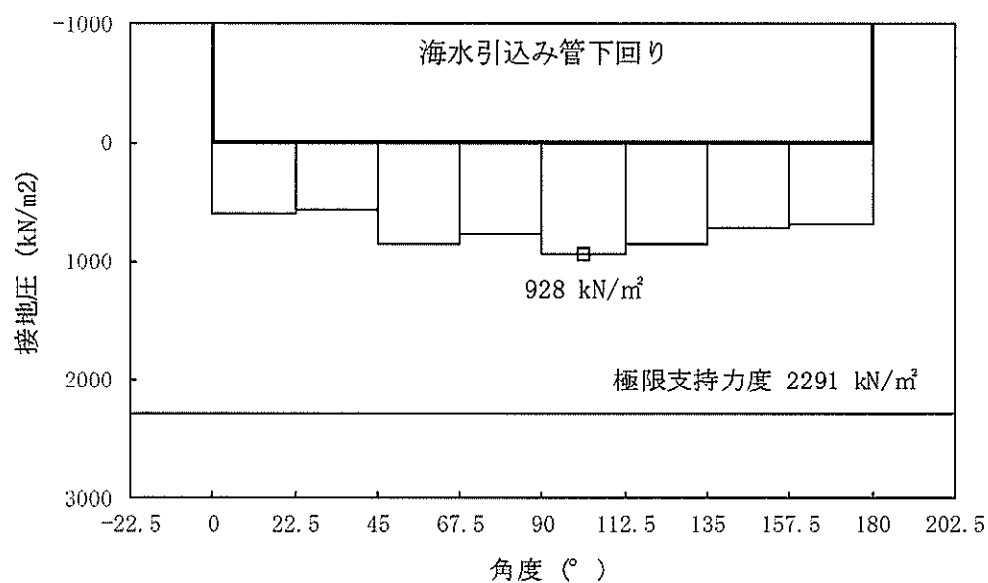


図 15.5-5 (13) ②-②断面の接地圧分布図 (S s - 3 1 [H+, V+])
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

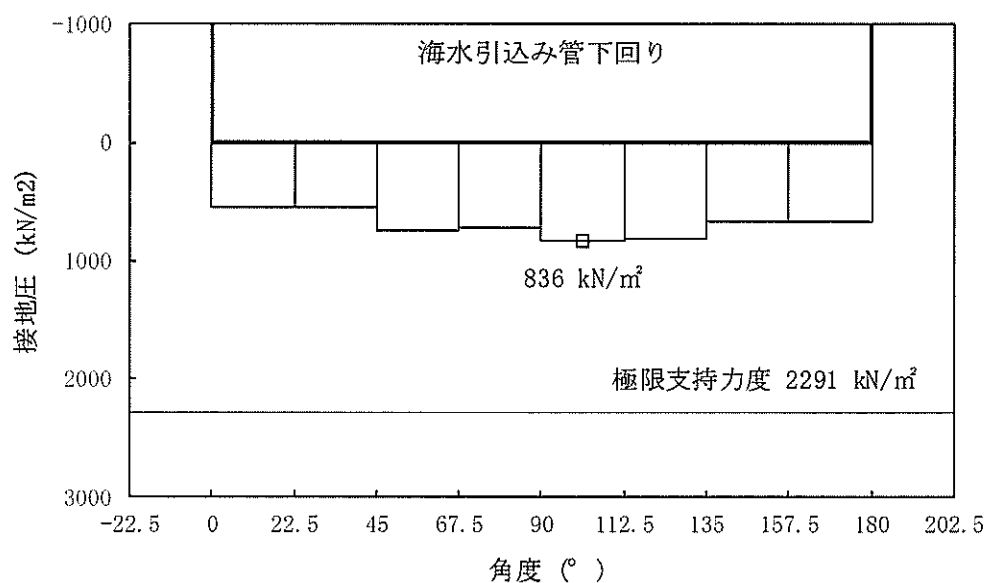


図 15.5-5 (14) ②-②断面の接地圧分布図 (S s - 3 1 [H+, V+])
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

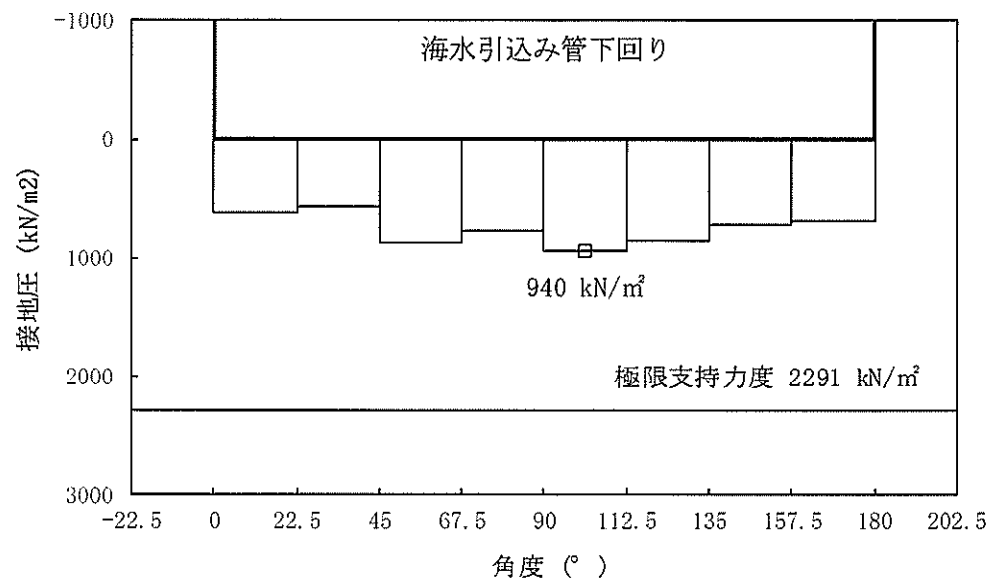


図 15.5-5 (15) ②-②断面の接地圧分布図 (S_s-31 [H+, V+])
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

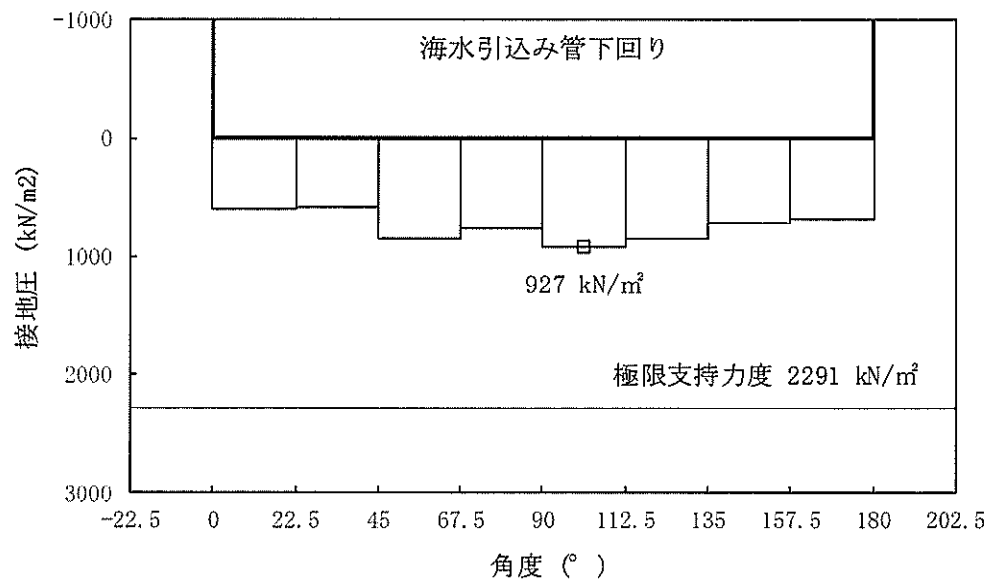


図 15.5-5 (16) ②-②断面の接地圧分布図 (S_s-31 [H+, V+])
 (検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

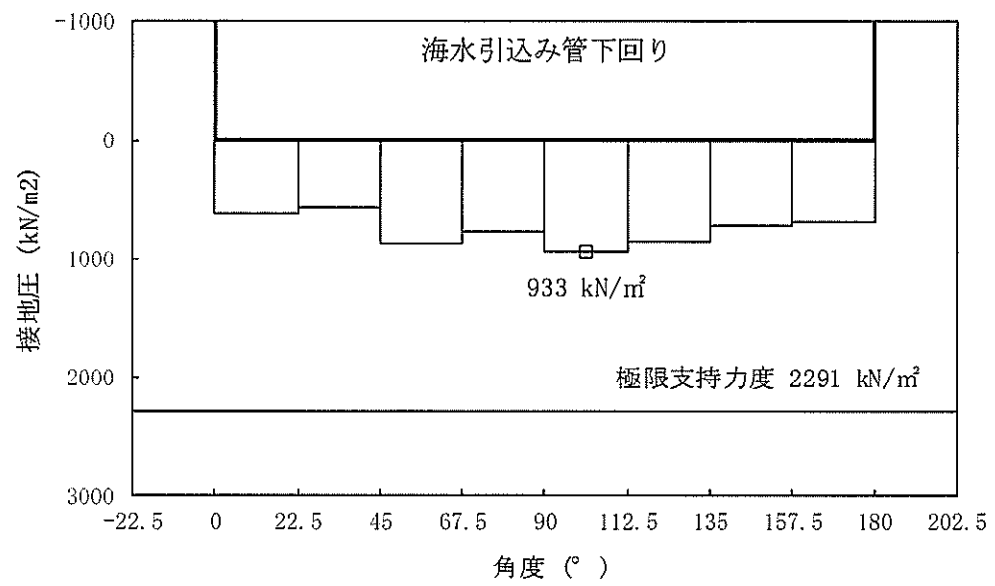


図 15.5-5 (17) ②-②断面の接地圧分布図 (S s - 3 1 [H+, V+])
 (検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して
 非液状化の条件を仮定した解析ケース)

15.6 まとめ

海水引込み管について、基準地震動 S_0 による地震力に対し、構造物の曲げ軸力及びせん断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_0 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。

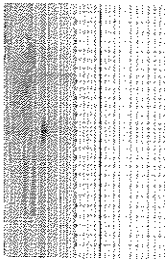
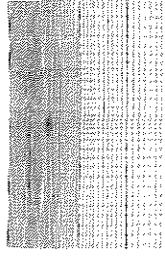
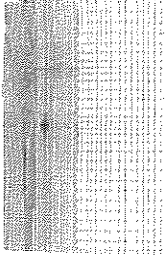
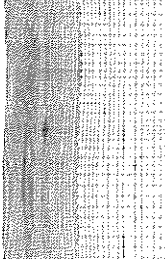
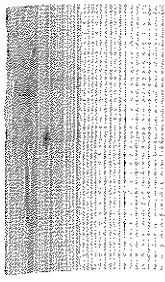


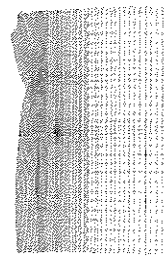

1次モード	2次モード	3次モード
0.727 Hz (刺激係数 : 196.83) 	1.329 Hz (刺激係数 : -1.12) 	1.663 Hz (刺激係数 : 10.23) 
4次モード	5次モード	6次モード
1.750 Hz (刺激係数 : -4.53) 	1.997 Hz (刺激係数 : 63.11) 	2.274 Hz (刺激係数 : -7.42) 
7次モード	8次モード	9次モード
2.433 Hz (刺激係数 : -0.74) 	2.640 Hz (刺激係数 : 18.06) 	2.926 Hz (刺激係数 : -16.86) 

図 15-1 (1) 海水引込み管の固有値解析結果
 (検討ケース① : 原地盤に基づく液化化強度特性を用いた解析ケース)
 (②-②断面)

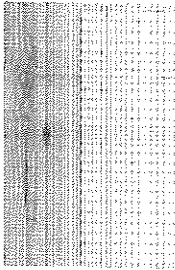
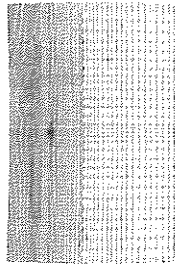

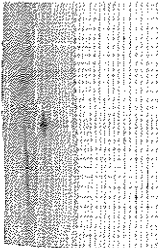
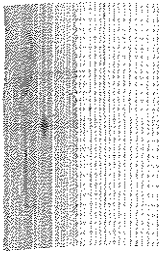
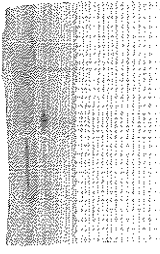

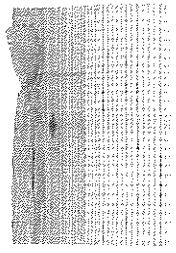
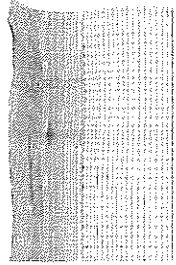
1次モード	2次モード	3次モード
<div>0.729 Hz (刺激係数 : 197.09)</div> 	<div>1.332 Hz (刺激係数 : -0.87)</div> 	<div>1.704 Hz (刺激係数 : 8.61)</div> 
4次モード	5次モード	6次モード
<div>1.769 Hz (刺激係数 : 6.01)</div> 	<div>2.045 Hz (刺激係数 : 64.52)</div> 	<div>2.366 Hz (刺激係数 : 4.37)</div> 
7次モード	8次モード	9次モード
<div>2.461 Hz (刺激係数 : 3.27)</div>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

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 (+1σ) した解析ケース)
 (②-②断面)

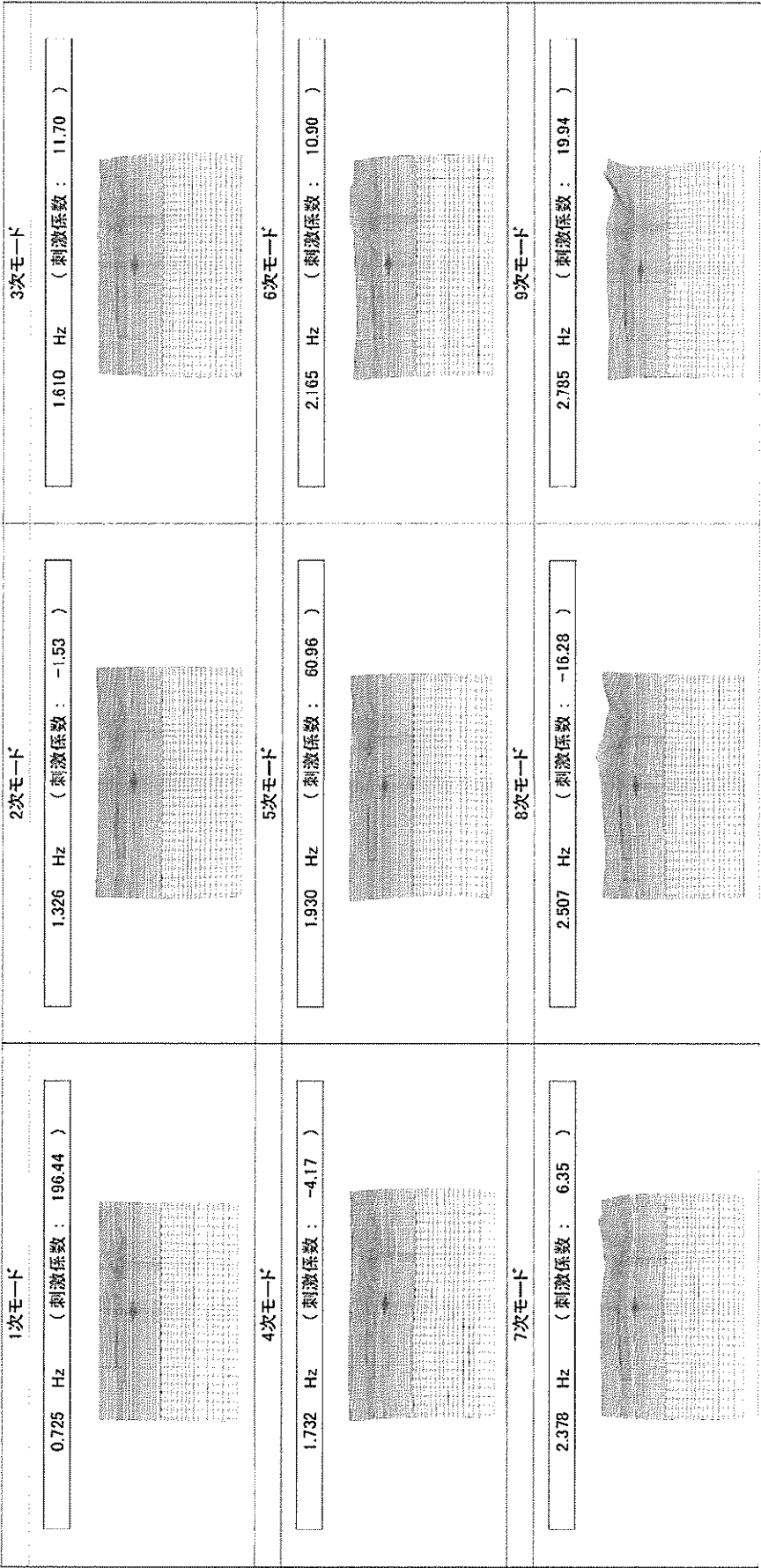


図 15-1 (3) 海水引込み管の固有値解析結果
 (検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)
 (②-②断面)

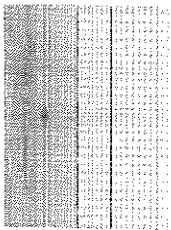
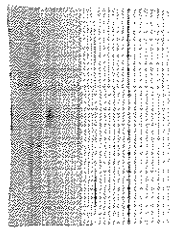
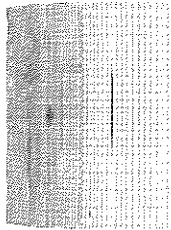
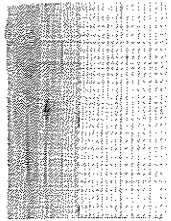
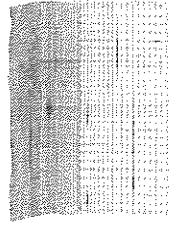
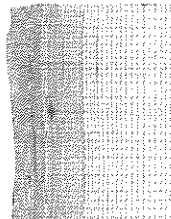
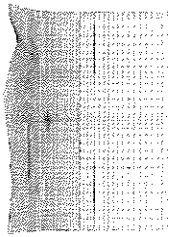
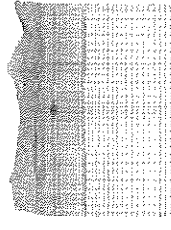
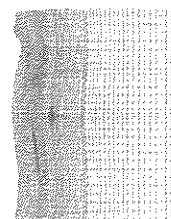
<p>1次モード</p> <p>0.717 Hz (刺激係数 : 193.18)</p> 	<p>2次モード</p> <p>1.298 Hz (刺激係数 : -4.44)</p> 	<p>3次モード</p> <p>1.413 Hz (刺激係数 : 8.64)</p> 
<p>4次モード</p> <p>1.628 Hz (刺激係数 : -36.45)</p> 	<p>5次モード</p> <p>1.644 Hz (刺激係数 : 50.74)</p> 	<p>6次モード</p> <p>1.845 Hz (刺激係数 : 3.24)</p> 
<p>7次モード</p> <p>1.971 Hz (刺激係数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

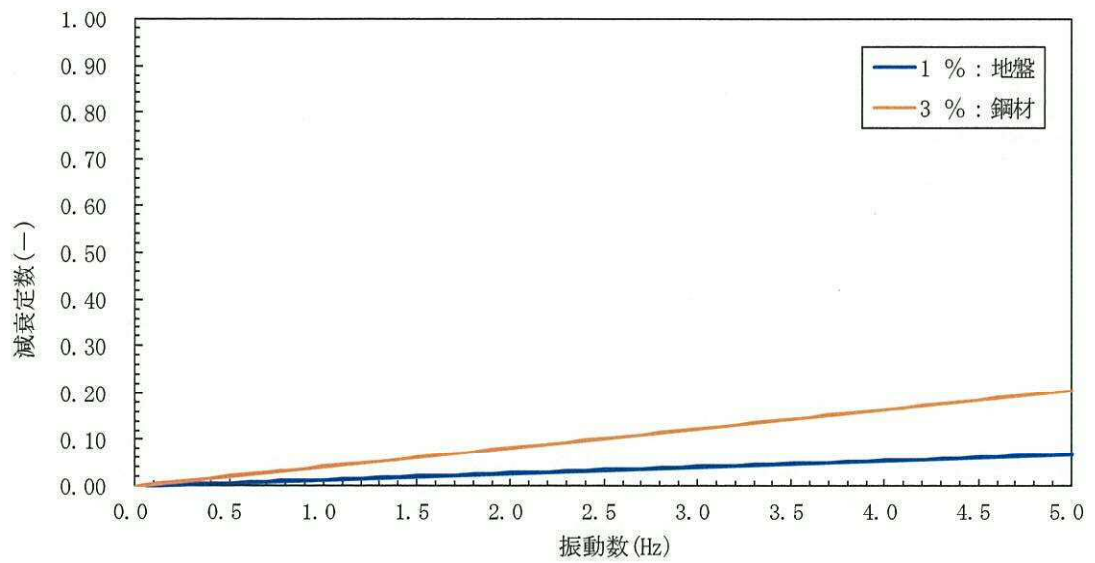


図 15-2(1) 設定した Rayleigh 減衰

(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)

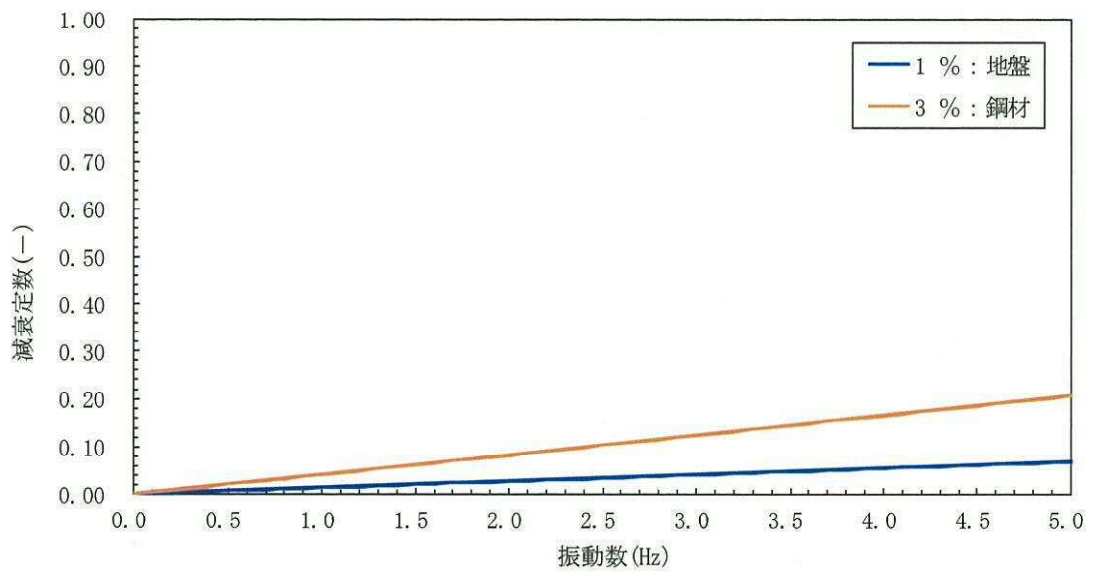


図 15-2(2) 設定した Rayleigh 減衰

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

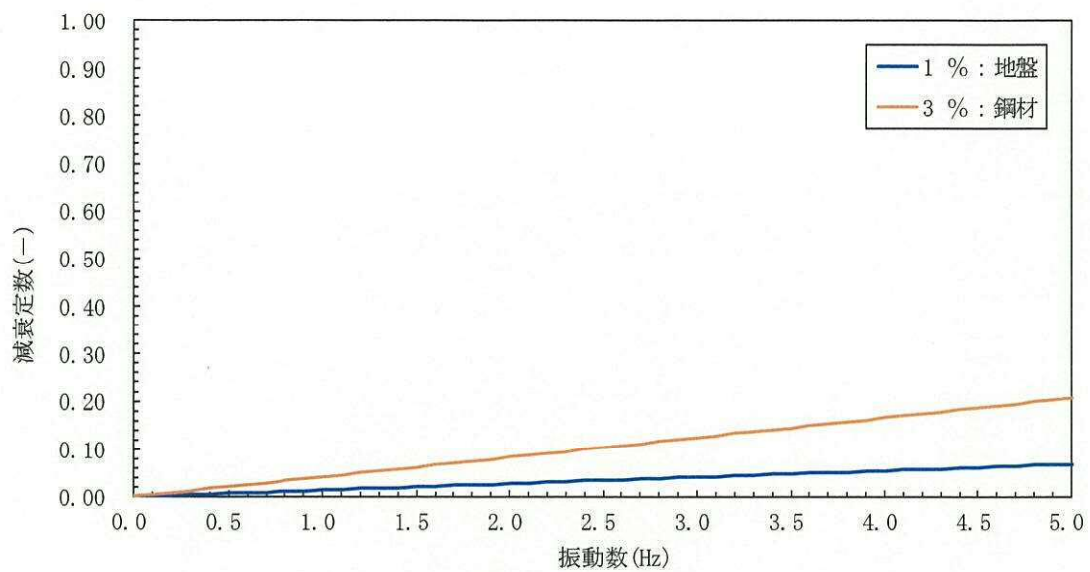


図 15-2(3) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)
 (②-②断面)

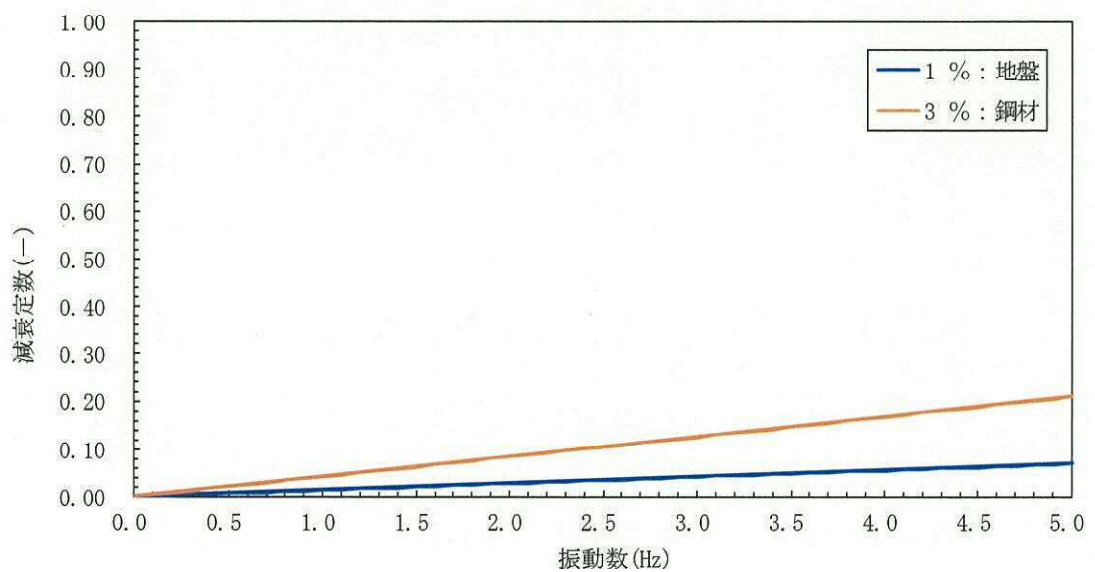


図 15-2(4) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

(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。

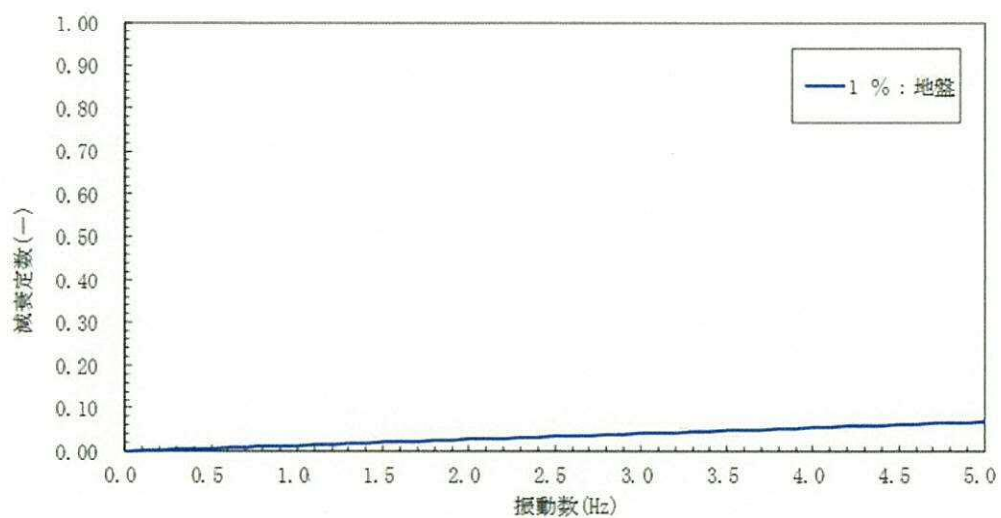


図 15-3(1) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
 (①-①断面)

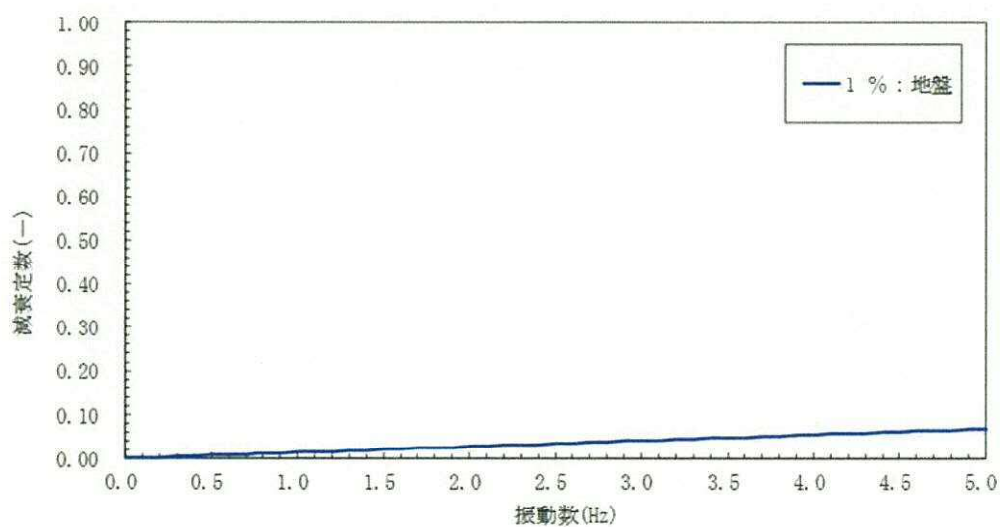


図 15-3(2) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)
 (①-①断面)

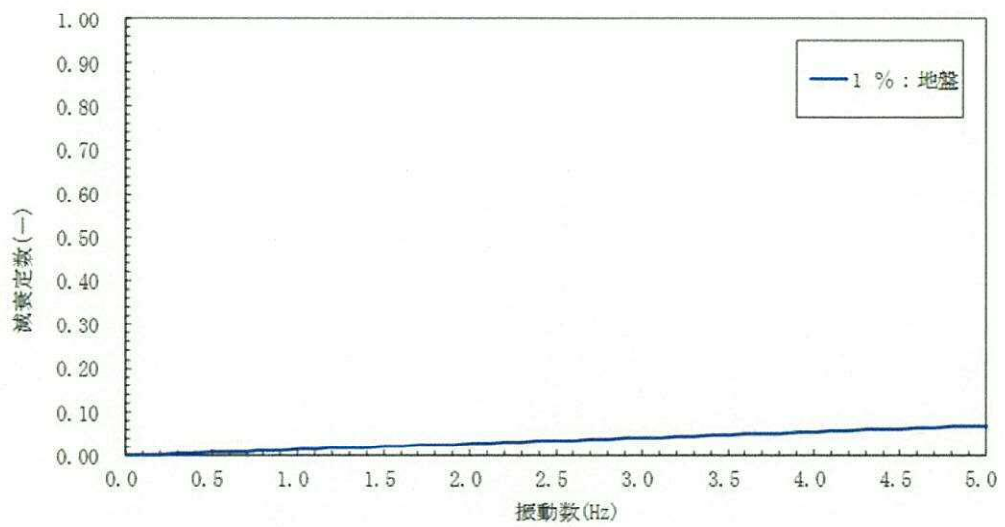


図 15-3(3) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)
 (①-①断面)

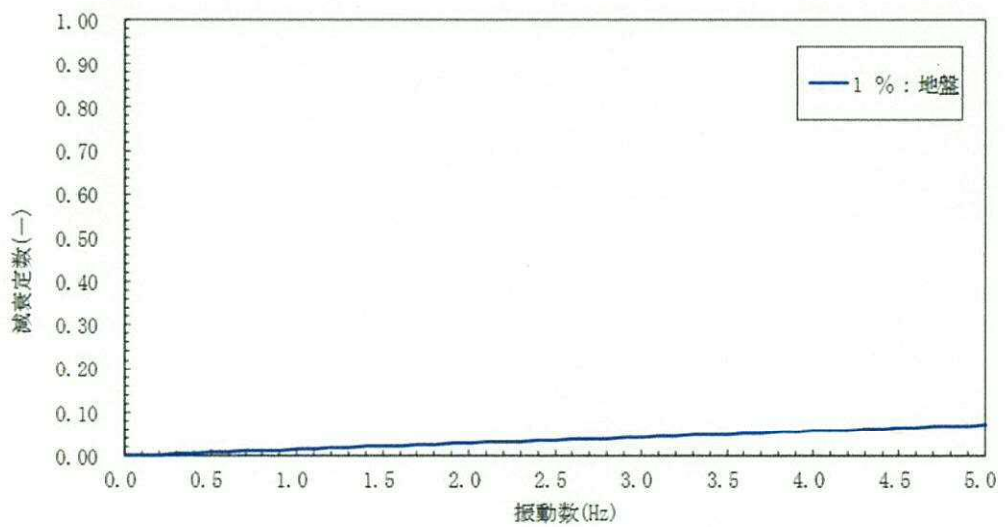


図 15-3(4) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)
 (①-①断面)

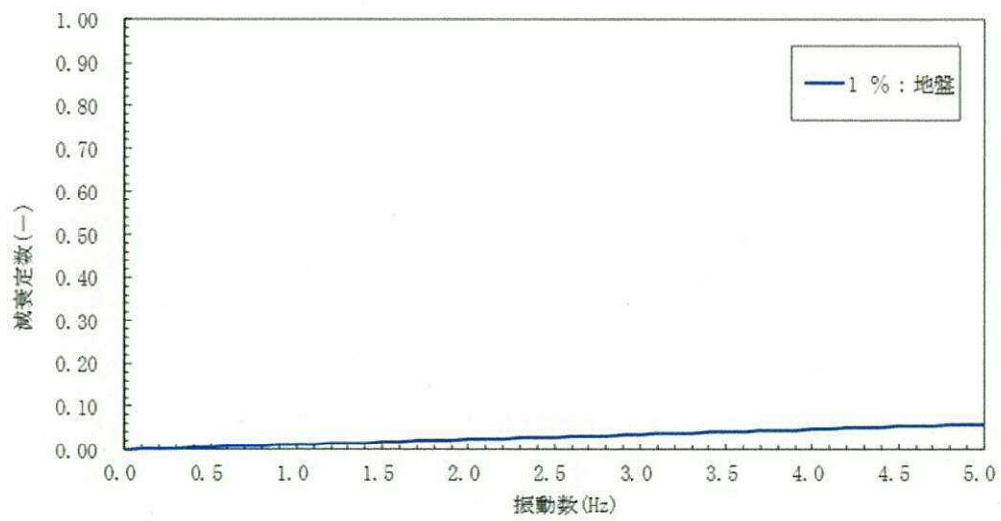


図 15-4(1) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース①：原地盤に基づく液化化強度特性を用いた解析ケース)
 (③-③断面)

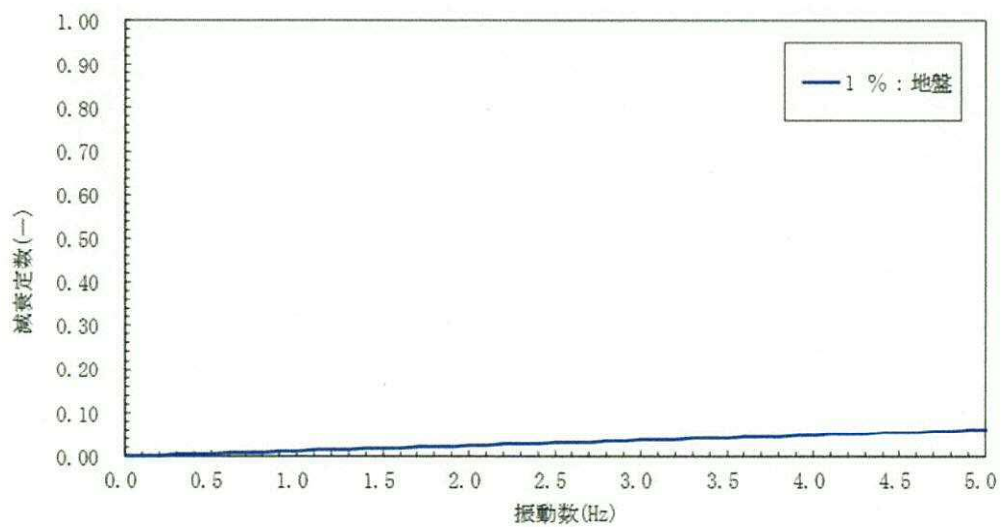


図 15-4(2) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)
 (③-③断面)

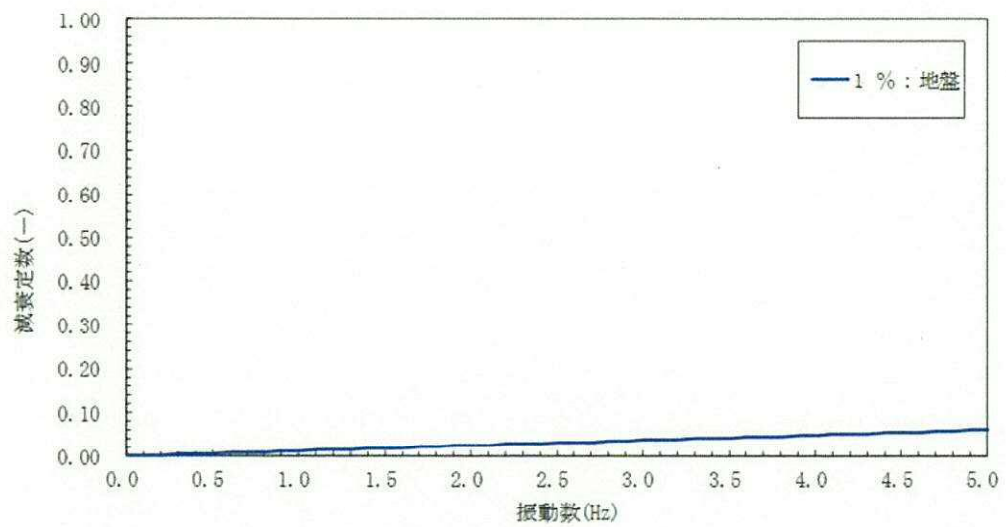


図 15-4(3) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)
 (③-③断面)

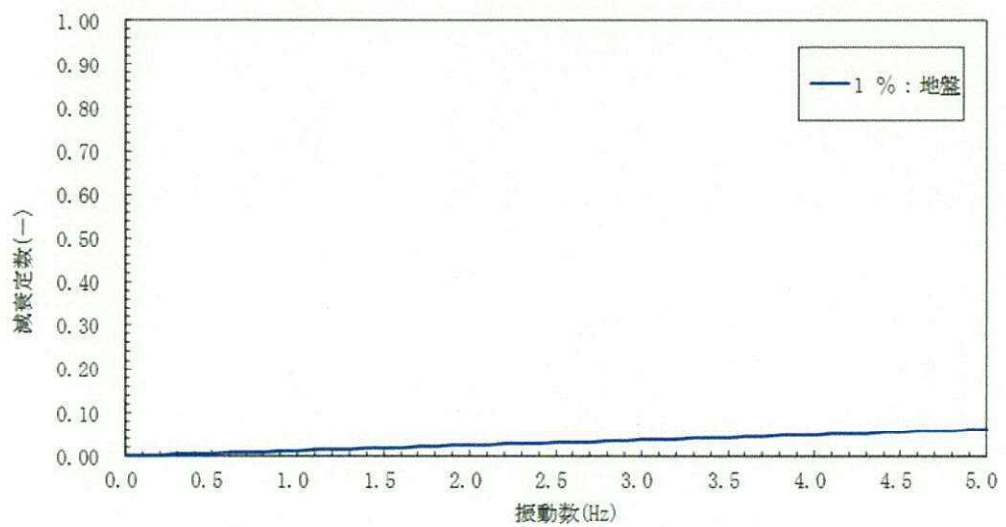


図 15-4(4) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)
 (③-③断面)

(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。

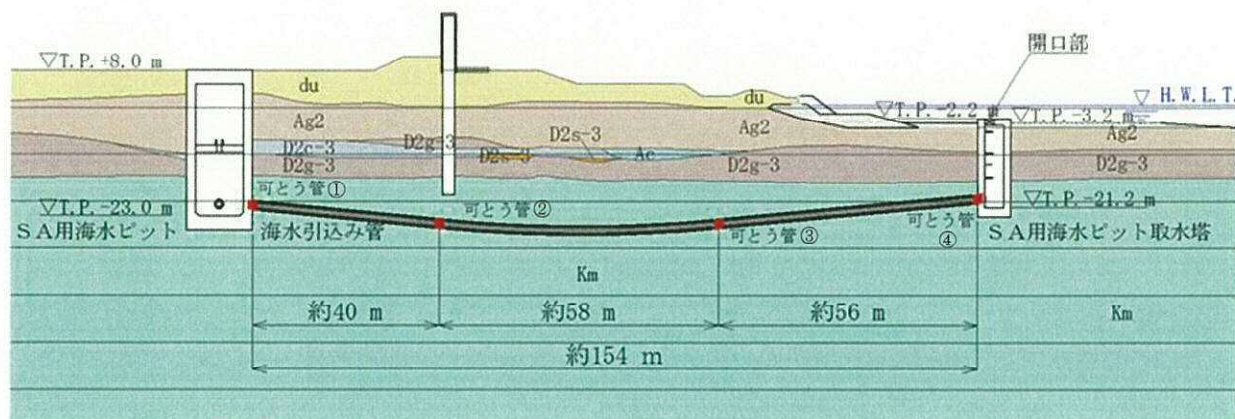


図15-5 可とう管位置図

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。

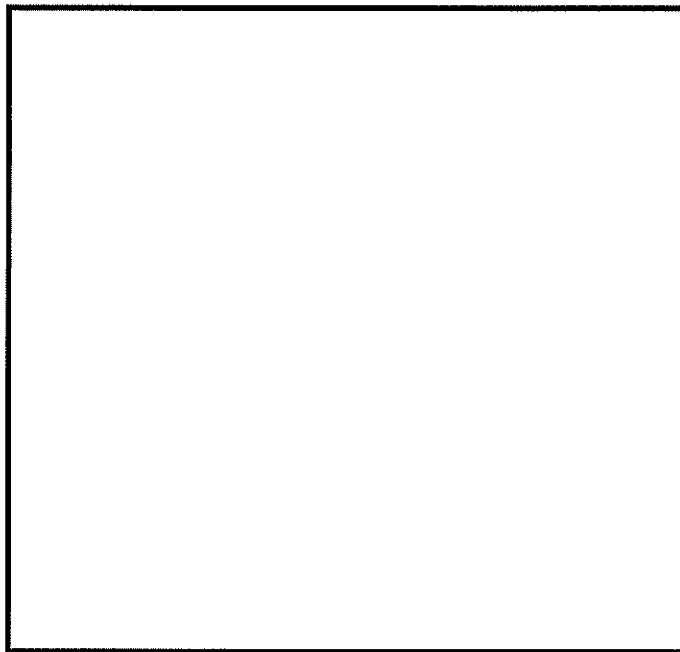
中間部の可とう管（可とう位置②、③、図15-7参照）の管軸方向の許容変位は50 mm以下に対し、最大相対変位は0.1 mm未満であり許容値以下である。管軸直交方向の許容変位30 mm以下に対し、最大相対変位は0.1 mm未満であり許容値以下である。回転の許容変位 1.8° 以下に対し、最大相対変位は 0.01° であり許容値以下である。

以上のことから、可とう管は基準地震動 S_0 に対して、耐震性能を有することを確認した。

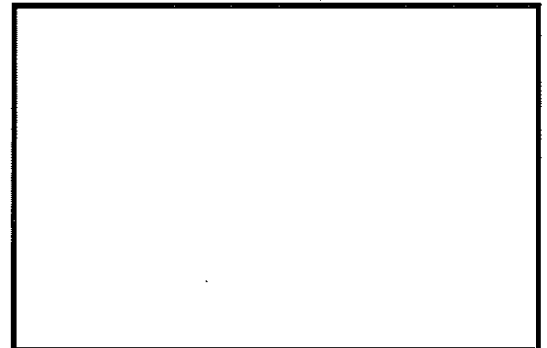
表 15-1 可とう管の耐震性能評価結果

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

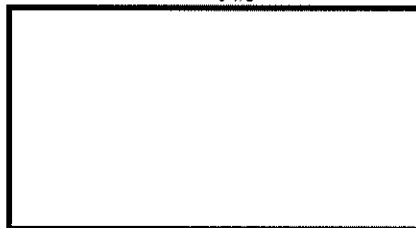
栓体組立図
S=1/5



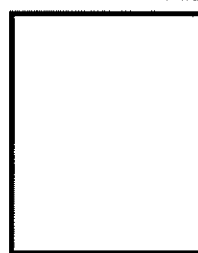
断面図
S=1/4



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	19t, 6t, 4, 5t
4	止水ゴム受け材	発泡ゴム	1 式	30t
5	カバープレート	SS400	1	6t
6	スキンプレート	SS400	2	9t
7	内主桁	SS400	2	16t
8	外主桁	SS400	2	12t
9	縦リブ	SS400	20	9t
10	外リブ	SS400	20	9t
11	口金	SM570	2	14t
12	縫裂防止バー	SCM435H	1 式	φ25
13	縫裂防止バー取付ボルト	10・9	2 式	M16×30L
14	縫裂防止バースリーブ	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	16t
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	10t
19	目地材	発泡ゴム	1 式	
20	目地材	発泡ゴム	1 式	

使用条件

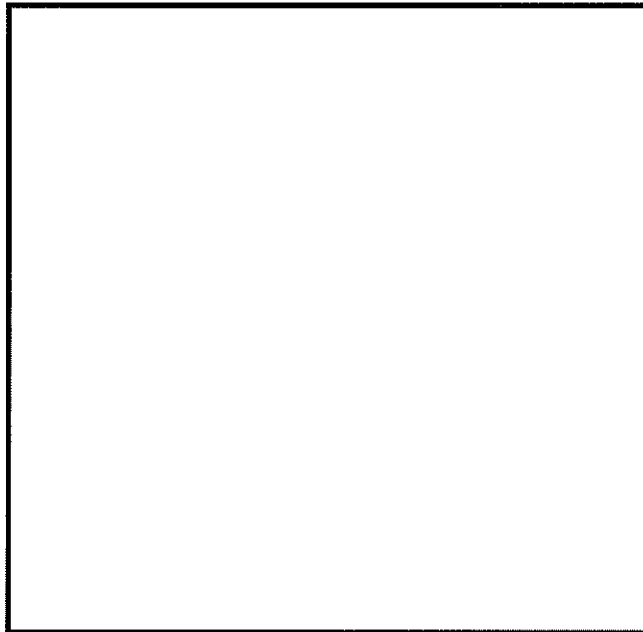
常 時	外 水 圧	0.25 MPa
	内 水 圧	0 MPa
津 波 時	外 水 圧	0.4 MPa
	内 水 圧	0.3 MPa

可 換 リ ン グ の 註 文 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

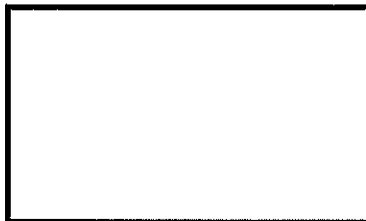
枠体組立図
S=1/6



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	19t, 6t, 4t, 5t
4	止水ゴム受け材	発泡ゴム	1 式	10t
5	カバープレート	SS400	1	6t
6	スキムプレート	SS400	2	9t
7	内主桁	SS400	2	16t
8	外主桁	SS400	2	12t
9	縦リブ	SS400	24	9t
10	外リブ	SS400	24	9t
11	口金	SM570	2	14t
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	16t
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	10t
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 替 換 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 °
	変 位 係 数	2.2

図 15-7 可とう管 (②, ③) 構造図

(参考) 15-17

16. SA用海水ピット取水塔の耐震安全性評価

目次

16.1	評価方針	1
16.2	評価条件	2
16.2.1	適用基準	2
16.2.2	耐震安全性評価フロー	4
16.2.3	評価対象断面	9
16.2.4	評価対象断面の選定	10
16.2.5	使用材料及び材料定数	14
16.2.6	評価構造物諸元	17
16.2.7	地下水位	17
16.2.8	地震応答解析手法	18
16.2.9	解析モデルの設定	20
16.2.10	減衰定数	30
16.2.11	荷重の組合せ	36
16.2.12	地震応答解析の検討ケース	39
16.3	評価内容	42
16.3.1	入力地震動の設定	42
16.3.2	許容限界の設定	71
16.3.3	SA海水用ピット取水塔の耐震評価	76
16.3.4	内部配管及び上段鋼製蓋の評価	83
16.4	評価結果	89
16.4.1	地震応答解析結果	89
16.4.2	耐震評価結果	205
16.4.3	内部配管及び上段鋼製蓋の耐震評価	234
16.5	構造概要図	243

16.1 評価方針

S A用海水ピット取水塔は、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。

また、常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備に分類される。

S A用海水ピット取水塔の地震応答解析においては、地震時の地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

有効応力解析に用いる液状化強度特性は、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。

S A用海水ピット取水塔の耐震評価は、地盤の2次元動的有効応力解析により得られた解析結果に基づき、設計基準対象施設及び重大事故等対処施設として、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価については、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く許容限界以下であることを確認する。

16.2 評価条件

16.2.1 適用基準

適用する規格，基準類を以下に示す。

- ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）
- ・道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）
- ・J E A G 4 6 0 1－1987（日本電気協会）
- ・ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会，平成 25 年 6 月）
- ・日本工業規格（J I S）

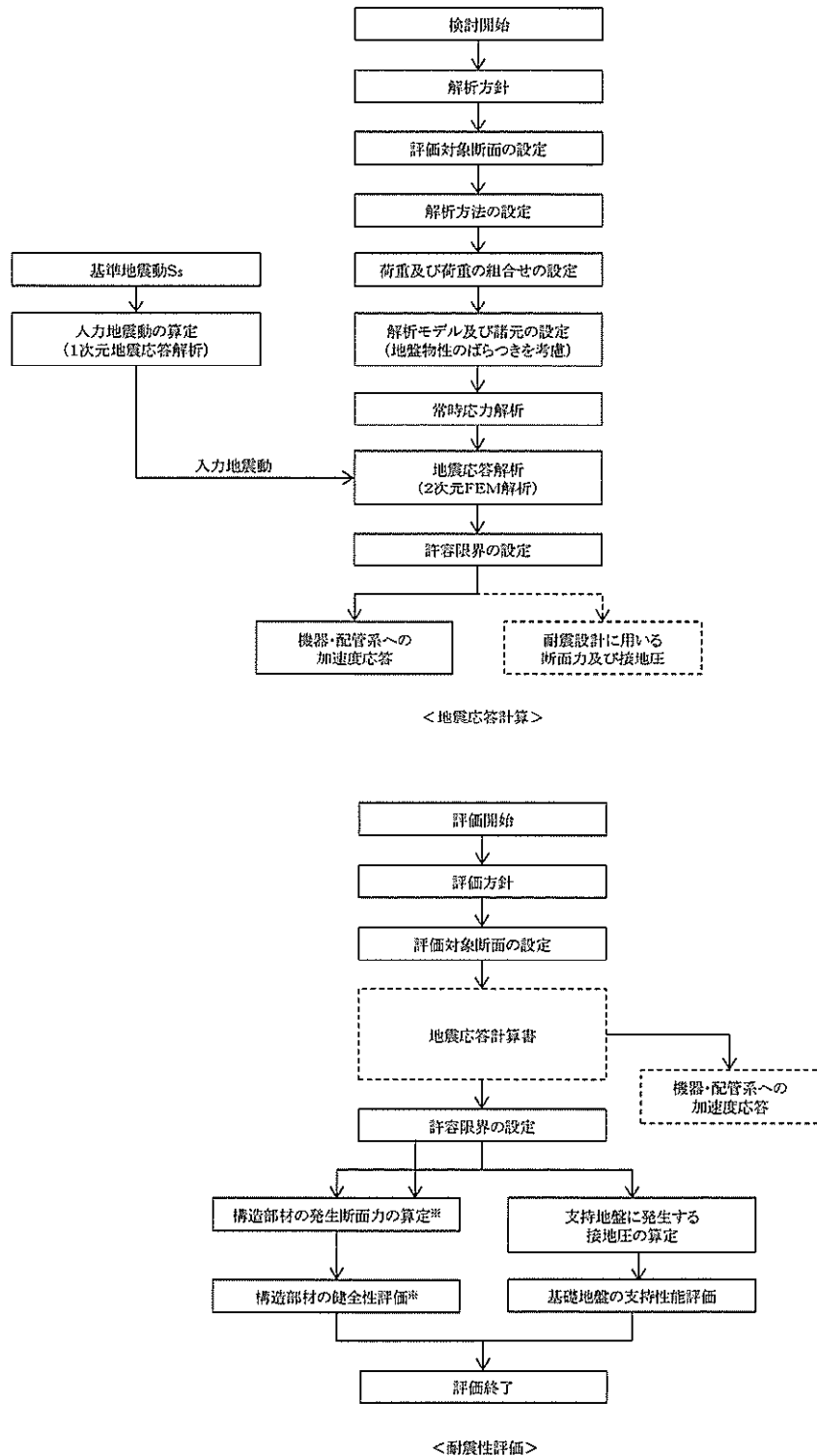
項目ごとに適用する規格，基準類を表 16.2-1 に示す。

表 16.2-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び 材料定数	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会，2002 年制定) ・道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部 構造編）・同解説（日本道路協 会，平成 24 年 3 月） ・ダム・堰施設技術基準（案）（基 準解説編・マニュアル編）（ダ ム・堰施設技術協会，平成 25 年 6 月） ・日本工業規格（JIS） 	—
荷重及び 荷重の組合せ	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会，2002 年制定) ・道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部 構造編）・同解説（日本道路協 会，平成 24 年 3 月） 	・永久荷重＋偶発荷重の適切な組合せを 検討
許容限界	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会，2002 年制定) ・道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部 構造編）・同解説（日本道路協 会，平成 24 年 3 月） ・ダム・堰施設技術基準（案）（基 準解説編・マニュアル編）（ダ ム・堰施設技術協会，平成 25 年 6 月） 	<ul style="list-style-type: none"> ・耐震評価により算定した曲げ圧縮応 力，曲げ引張応力及びせん断応力が短 期許容限界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
地震応答解析	・J E A G 4 6 0 1 -1987（日本電 気協会）	・有限要素法による 2 次元モデルを用い た時刻歴非線形解析

16.2.2 耐震安全性評価フロー

S A用海水ピット取水塔の耐震安全性評価フローを図 16.2-1 に示す。



注記 * : 部材評価フローに詳細記述する。

図 16.2-1 S A用海水ピット取水塔の耐震安全性評価フロー

部材評価フローを図 16.2-2 に、部材評価概念図を図 16.2-3 に、各部材評価で照査対象とする鉄筋を図 16.2-4 に示す。また、各部材評価で照査対象とする鉄筋を表 16.2-2 に示す。

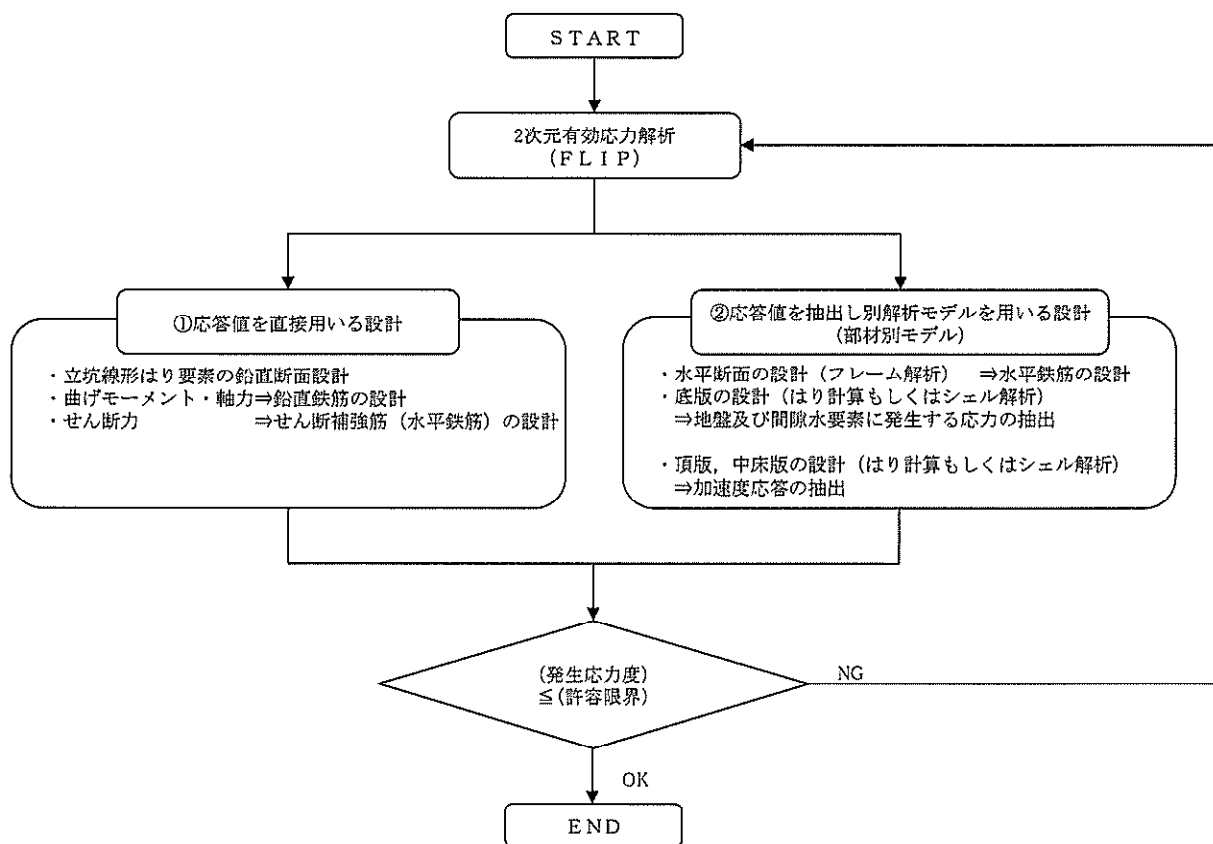
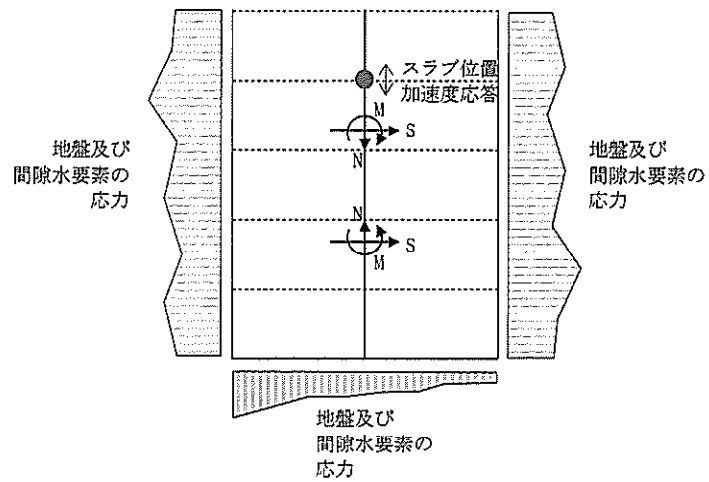
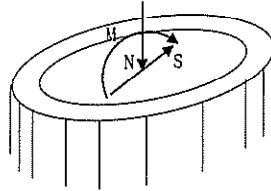


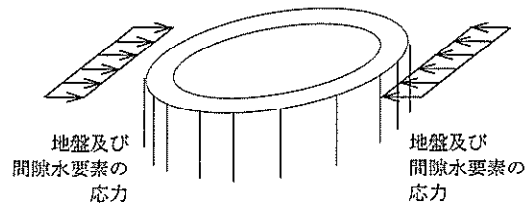
図 16.2-2 部材評価フロー



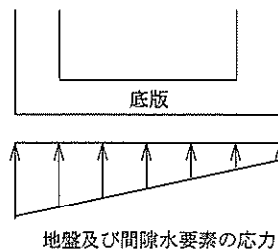
a) 2次元有効応力解析からの応答値の抽出



b) 立坑線形はり要素の鉛直断面設計



c) 水平断面の設計（フレーム計算）



d) 版の設計

図 16.2-3 部材評価概念図

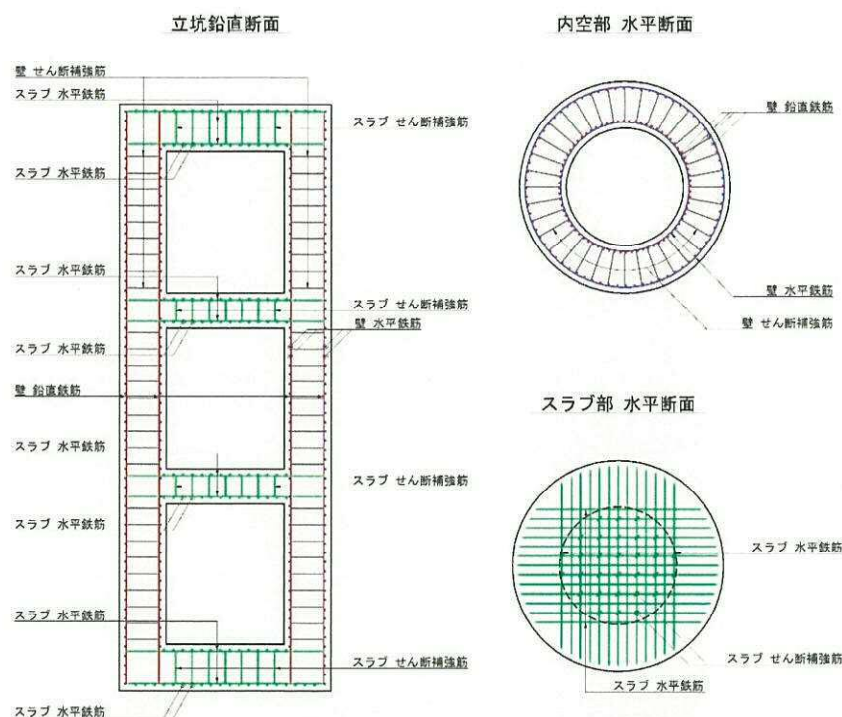


図 16.2-4 各部材評価で照査対象とする鉄筋種別概念図

表 16.2-2 各部材評価で照査対象とする鉄筋

部材	照査対象鉄筋	記号	部材評価	備考
側壁	鉛直鉄筋	—	立坑線形はり要素の鉛直断面設計(曲げ軸力)	*
	水平鉄筋	—	立坑線形はり要素の鉛直断面設計(せん断力)	
	せん断補強筋	—	水平断面の設計(曲げ軸力)	
底版	せん断補強筋	—	水平断面の設計(せん断力)	
	水平鉄筋	—	底版の設計(曲げモーメント)	
頂版	せん断補強筋	—	底版の設計(せん断力)	
	水平鉄筋	—	頂版の設計(曲げモーメント)	
	せん断補強筋	—	頂版の設計(せん断力)	
	水平鉄筋	—		

注記 * : 側壁の水平方向の鉄筋の設計は、コンクリート標準示方書「構造性能照査編」(土木学会, 2002 年制定)に準拠して、円筒形断面を同じ面積の矩形断面として考慮し実施する。各 2 次元鉛直断面モデル(2 次元有効応力解析モデル)による各側壁の面内方向のせん断力に対するせん断力照査で設計する水平鉄筋(面内方向のせん断補強筋)と、水平断面フレーム解析モデルにおける同側壁の面外方向の最大荷重に対する曲げ軸力照査で設計する水平鉄筋(主鉄筋)は、同じ方向の鉄筋であり、両設計で算定される必要水平鉄筋量を足し合わせた合計必要水平鉄筋量以上を同側壁の面内方向に配置する。これと共に、水平断面フレーム解析モデルにおける同側壁の面外方向の最大荷重に対するせん断力照査で設計するせん断補強筋を同側壁の面外方向に配置する。

直交する2つの2次元鉛直断面モデル（2次元有効応力解析モデル）により求められる各側壁の面内方向のせん断力と面外方向の最大荷重に基づき、4辺の側壁すべてについて、上記の設計計算により、面内方向の合計必要水平鉄筋量（面内方向の必要せん断補強筋量と必要主鉄筋量を足し合わせた合計必要水平鉄筋量）以上を各側壁の面内方向に配置し、面外方向の必要せん断補強筋量以上を各側壁の面外方向に配置する。

16.2.3 評価対象断面

SA用海水ピット取水塔の位置図を図16.2-5及び図16.2-6に示す。

SA用海水ピット取水塔は、内径約4 m、内空高さ約18 mの円筒形の鉄筋コンクリート造の地中構造物であり、弱軸断面方向が明確でないことから、接続する海水引込み管に着目し、管路の縦断面方向の断面及びこれに直交する横断面方向の断面を評価対象断面とする。

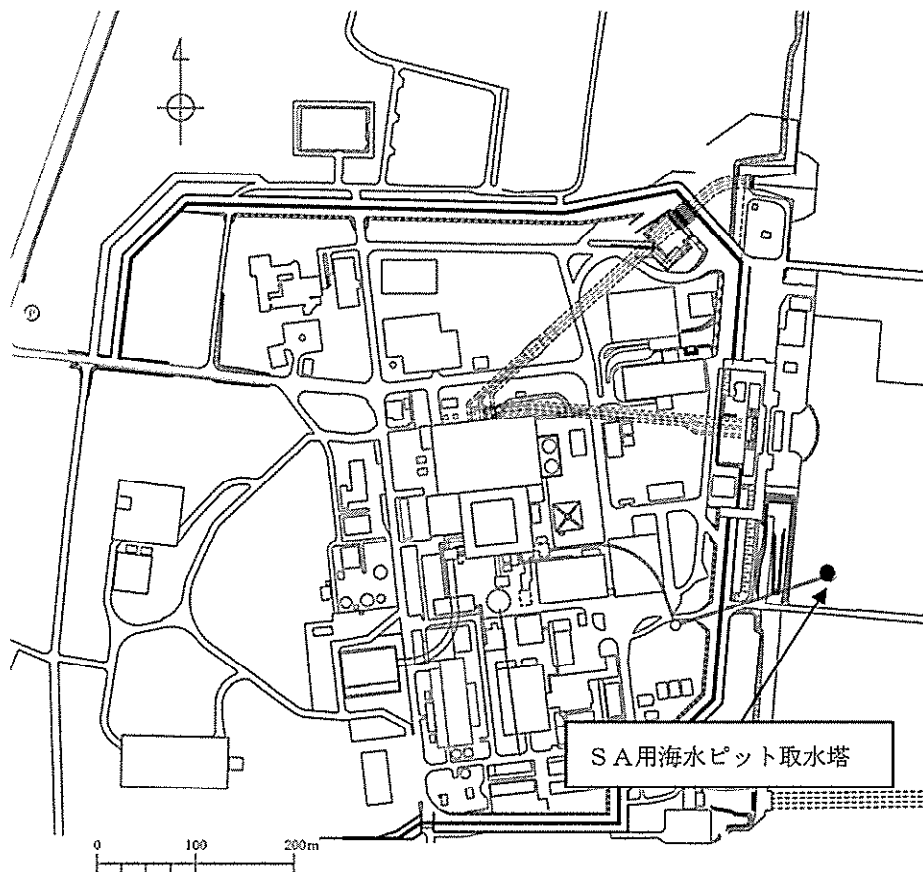


図16.2-5 SA用海水ピット取水塔位置図（全体図）

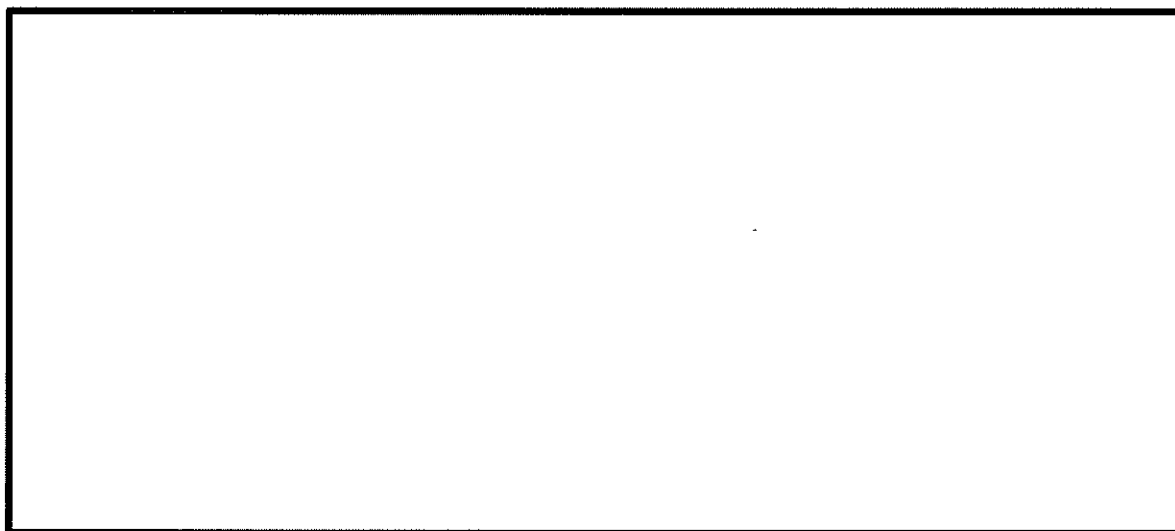


図16.2-6 SA用海水ピット取水塔位置図（拡大図）

16.2.4 評価対象断面の選定

SA用海水ピット取水塔の評価対象断面位置図を図16.2-7に、評価対象断面図を図16.2-8に、構造平面図を図16.2-9に、構造断面図を図16.2-10に示す。

評価対象断面は、「1.4.16 SA用海水ピットの断面選定の考え方」で記載したとおり、円筒状の鉄筋コンクリート構造物であり弱軸断面方向が明確でないことから、接続する海水引込み管の縦断面方向の①-①断面とそれに直交する横断面方向の②-②断面の両方向について選定して耐震評価を実施する。

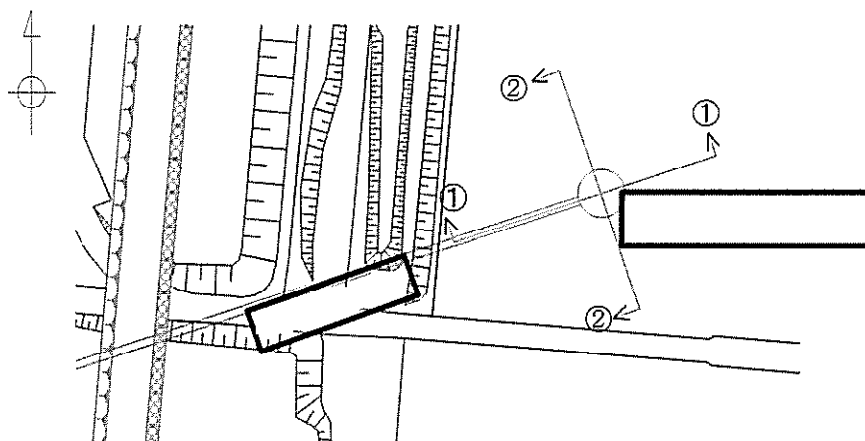


図16.2-7 SA用海水ピット取水塔 評価対象断面位置図

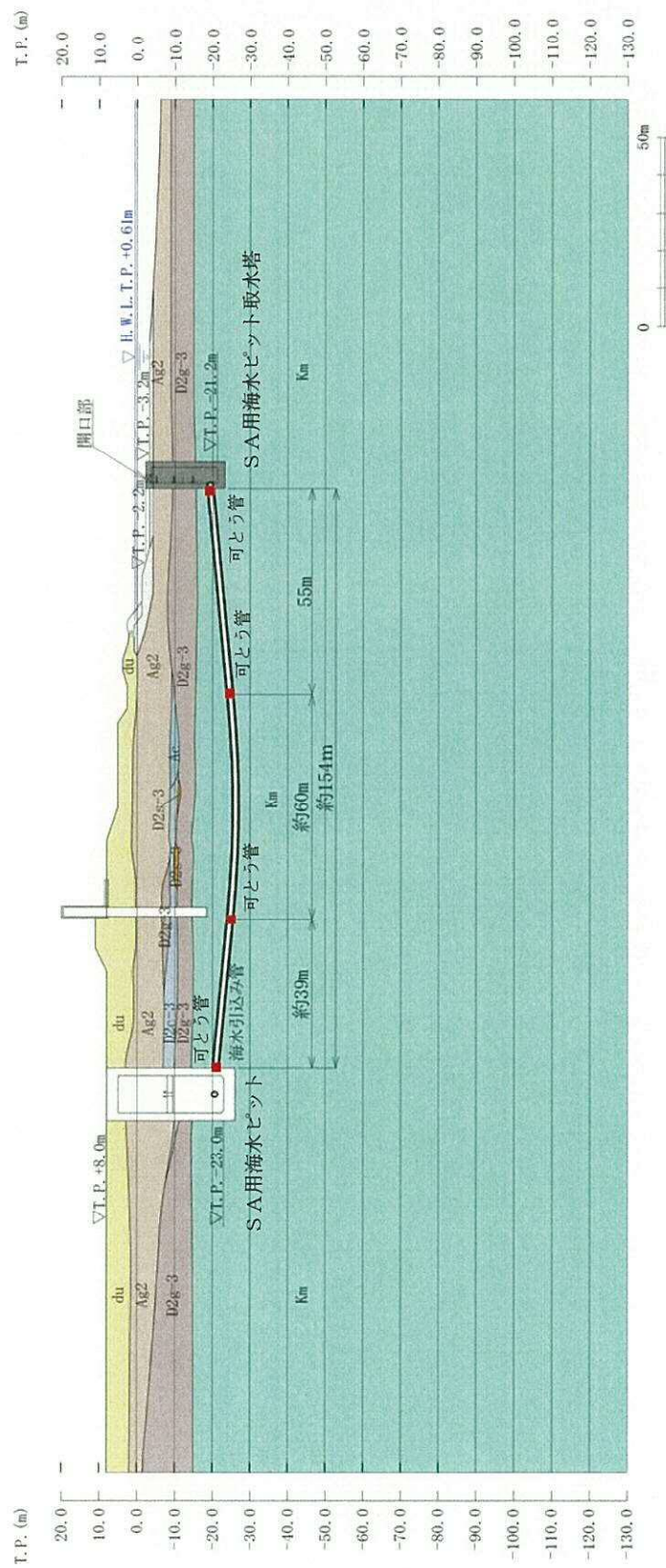


図 16.2-8 (1) SA用海水ピット取水塔 評価対象断面図 (①-①断面)

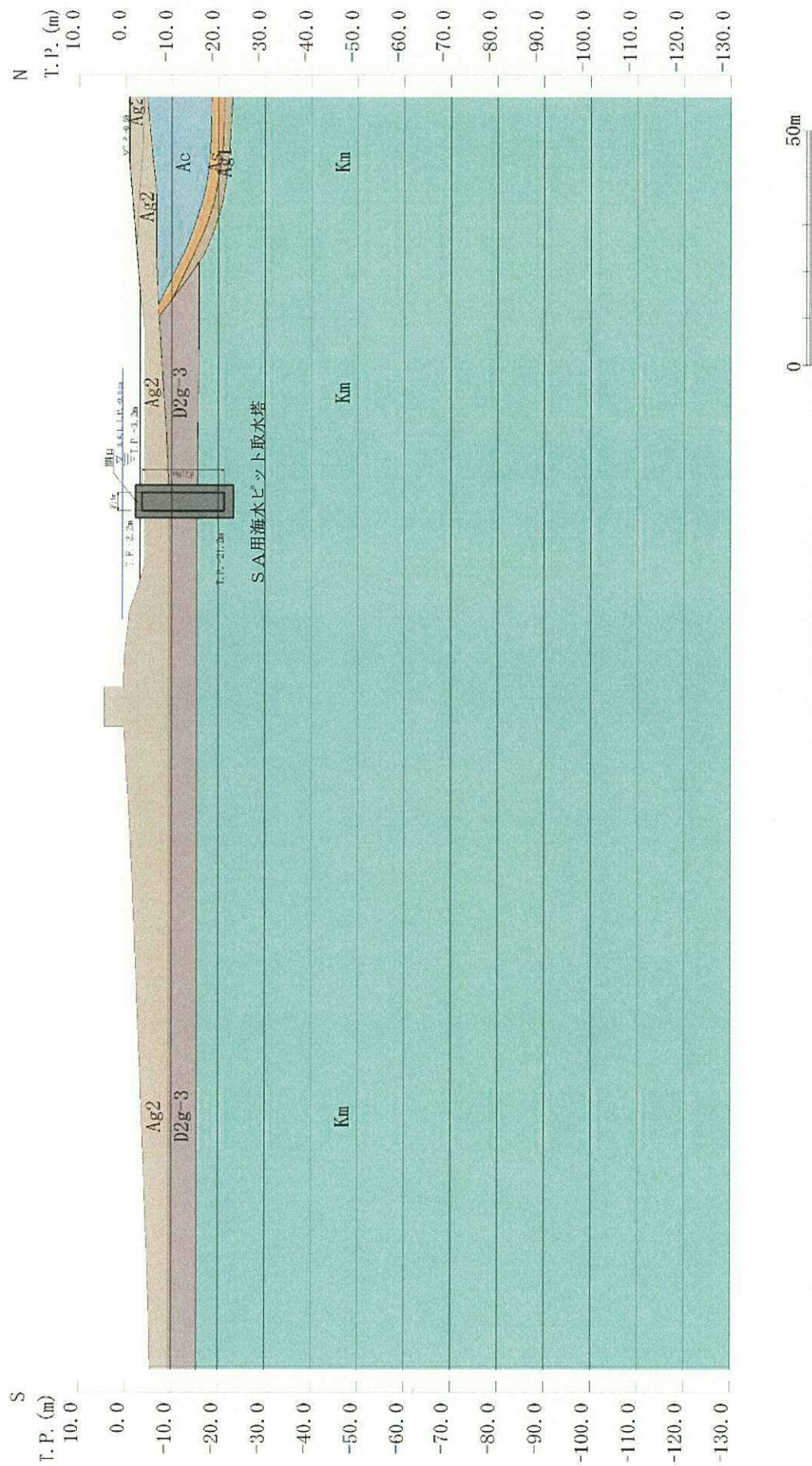


図 16.2-8 (2) S A用海水ピット取水塔 評価対象断面図 (②-②断面)

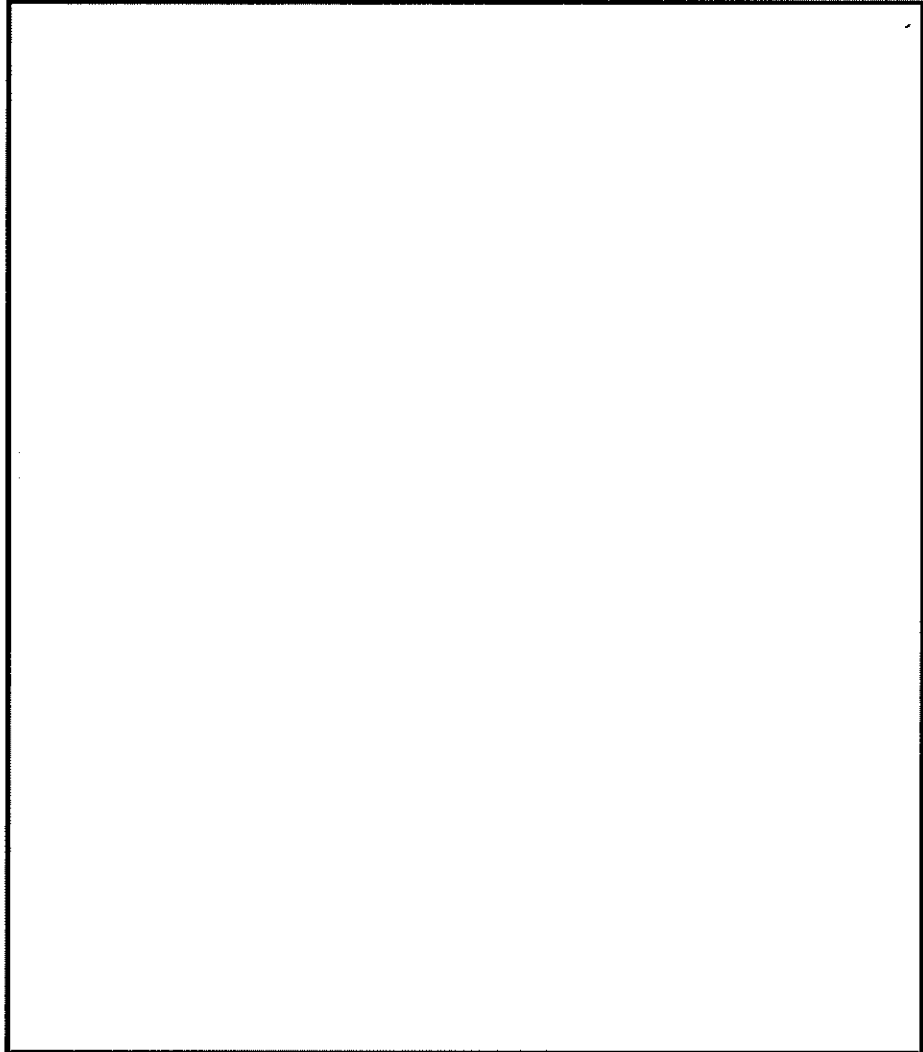
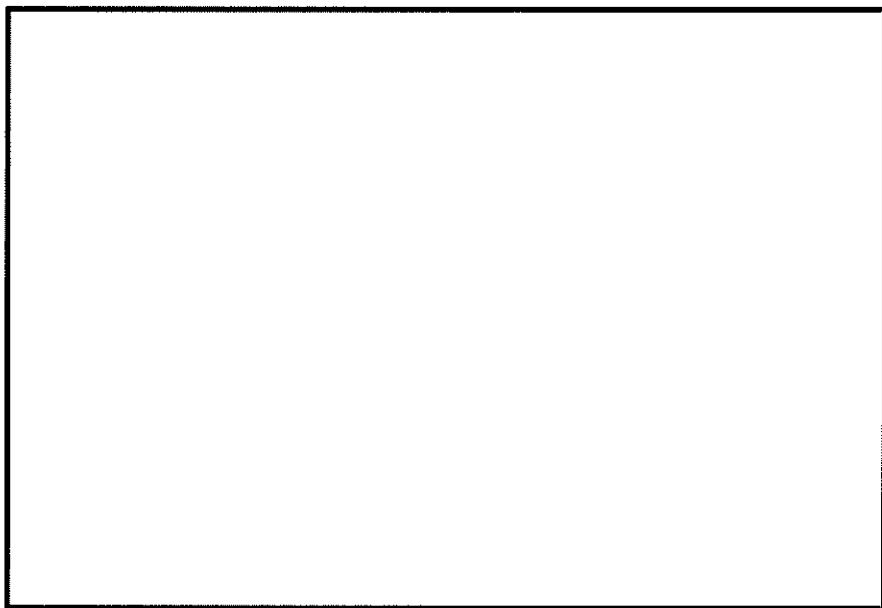


図 6.2-9 SA用海水ピット取水塔 構造平面図



注記 * : ピットについては標準構造断面図を示す。

図 16.2-10 SA用海水ピット取水塔 構造断面図

16.2.5 使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる材料定数は、適用する規格、基準類に基づき設定する。構造物の使用材料を表 16.2-3 に、材料の物性値を表 16.2-4 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化とする。地盤の物性値を表 16.2-5 に示す。

表 16.2-3 使用材料

材料		諸元
S A用海水ピット取水塔	コンクリート	設計基準強度：40 N/mm ²
	鉄筋	SD345, SD390, SD490
内部配管	鋼材	SM400
上段鋼製蓋	鋼材	SUS329J4L

表 16.2-4 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 (%)
鉄筋コンクリート		24.5 ^{*1}	3.1×10^4 ^{*1}	0.2 ^{*1}	5 ^{*3}
内部配管		77.0 ^{*2}	2.0×10^5 ^{*2}	—	—
上段鋼製蓋	SUS329J4L	76.5 ^{*4}	—	—	—

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

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

*3：J E A G 4 6 0 1 -1987（日本電気協会）

*4：日本工業規格（J I S）（J I S G 4 3 0 4）

表 16.2-5 (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'_{sa}	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_{su}	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_l	—	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_l	—	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_l	—	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_l	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44

表 16.2-5 (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	1m	D1c-1 ^{*1}	Km	
物理特性	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.65	1.77	1.47 (1.43)	—	$1.72-1.03 \times 10^{-4} \cdot z$	2.04 (1.84)
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	—	1.16	0.82
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.14	—	$0.16+0.00025 \cdot z$	0.33
	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ'_{sa}	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_{so}	kN/m ²	121829	285223	38926 (35783)	—		180000
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.151	—		0.24
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.042	—	$0.358-0.00603 \cdot z$	0.02
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	—	$23.2+0.0990 \cdot z$	35

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

z: 標高 (m)

表 16.2-5 (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)	ポアソン比 ν	粘着力 C_0 (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	せん断波 速度 V_s (m/s)	基準初期 せん断剛性 G_{m0} (kN/m^2)	基準体積 弾性係数 K_{m0} (kN/m^2)	基準平均有効 主応力 σ'_{ms} (kN/m^2)	拘束圧 依存係数 m_s, mK	最大履歴 減衰率 $h_{max}(\%)$	ポアソン比 ν_d	破壊波 速度 V_p (m/s)
1	10	8.5 ~ 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	301	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	387,362	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	1,676
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	0.119	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	431,232	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 ~ -109	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

16.2.6 評価構造物諸元

許容応力度による照査を行う取水塔の諸元を表 16.2-6 に示す。また、評価部位を図 16.2-11 に示す。

表 16.2-6 評価構造物諸元

部位	仕様		材料		機能要求
	部材幅	部材高	コンクリート	鉄筋	
	(m)	(m)	f'_{ck} (N/mm ²)		
頂版	1.000	1.500	40	SD390	非常時における海水の通水機能の確保
				SD490	
側壁	1.000	1.500	40	SD390	
				SD490	
底板	1.000	2.000	40	SD390	
				SD490	

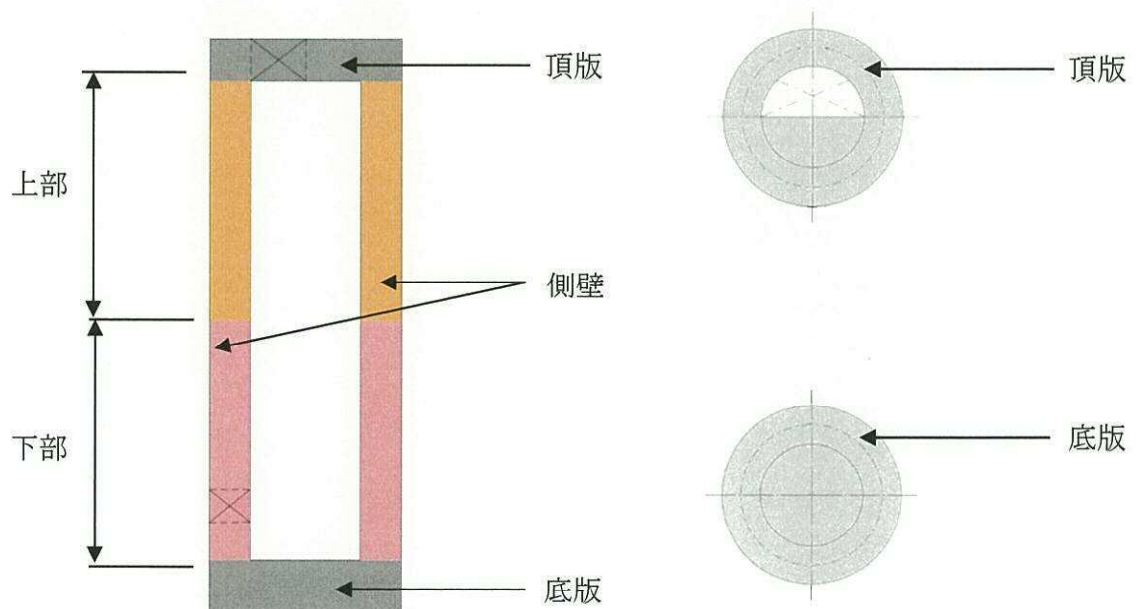


図 16.2-11 評価部位

16.2.7 地下水位

S A用海水ピット取水塔が海上構造物であるため、地下水位は考慮しない。

16.2.8 地震応答解析手法

S A用海水ピット取水塔の地震応答解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる2次元有限要素法を用いて、基準地震動 S_e 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考慮できるようにモデル化する。地震応答解析については、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「V-5-10 計算機プログラム（解析コード）の概要・FLIP」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図16.2-12に示す。

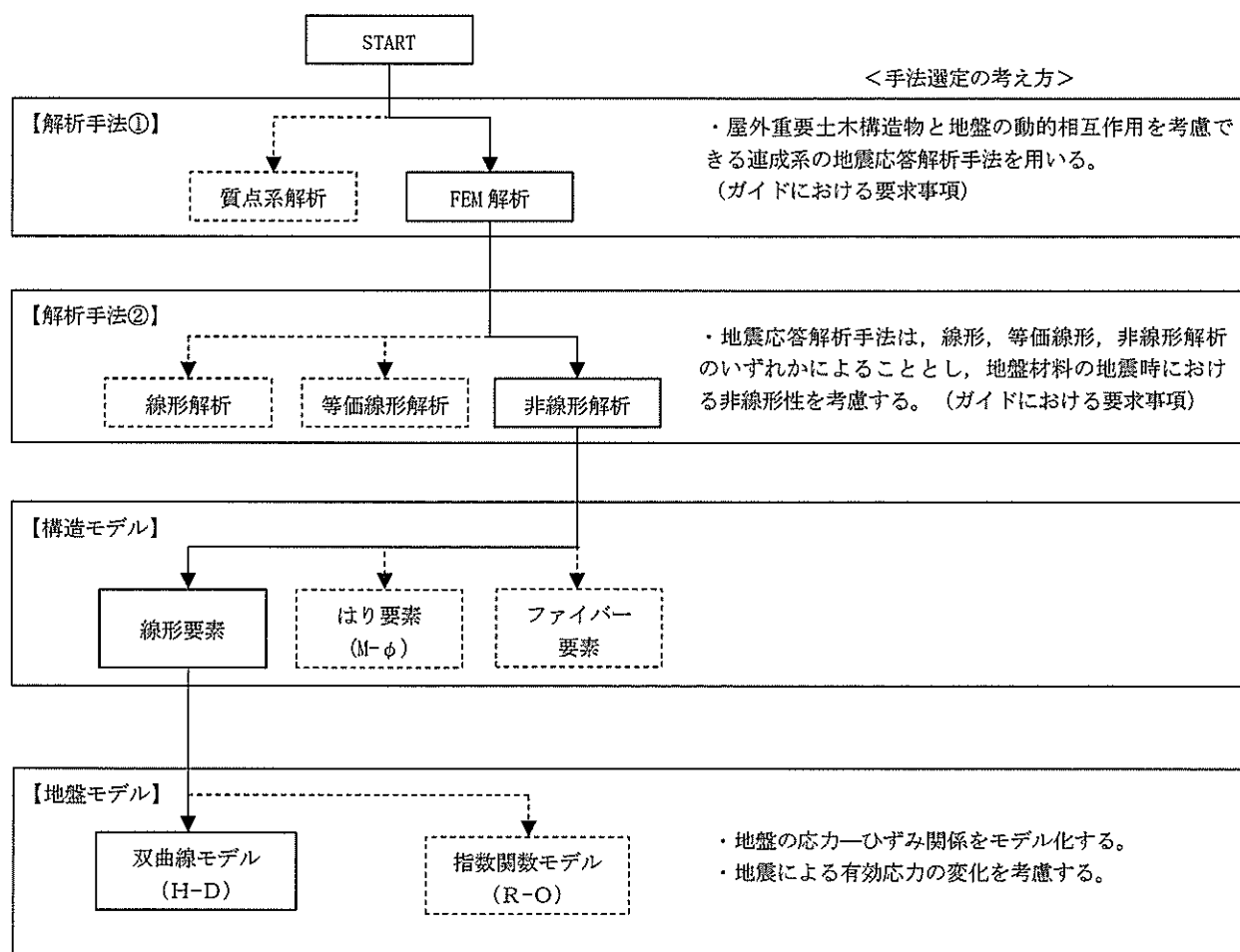


図 16.2-12 地震応答解析手法の選定フロー

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。

16.2.9 解析モデルの設定

(1) 解析モデル領域

地震応答解析モデル領域は、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 を参考に、図 16.2-13 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、波動をなめらかに表現するために、最大周波数 20 Hz 及びせん断波速度 V_s で算定される波長の 5 または 4 分割、すなわち $V_s/100$ または $V_s/80$ を考慮し、要素高さを 1 m 程度まで細分割して設定する。構造物の要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（土木学会原子力土木委員会，2002 年 5 月）に、線材モデルの要素分割については、要素長さを部材の断面厚さまたは有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚さまたは有効高さの 1.0 倍程度まで細分割して設定する。

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 16.2-14 に示す。

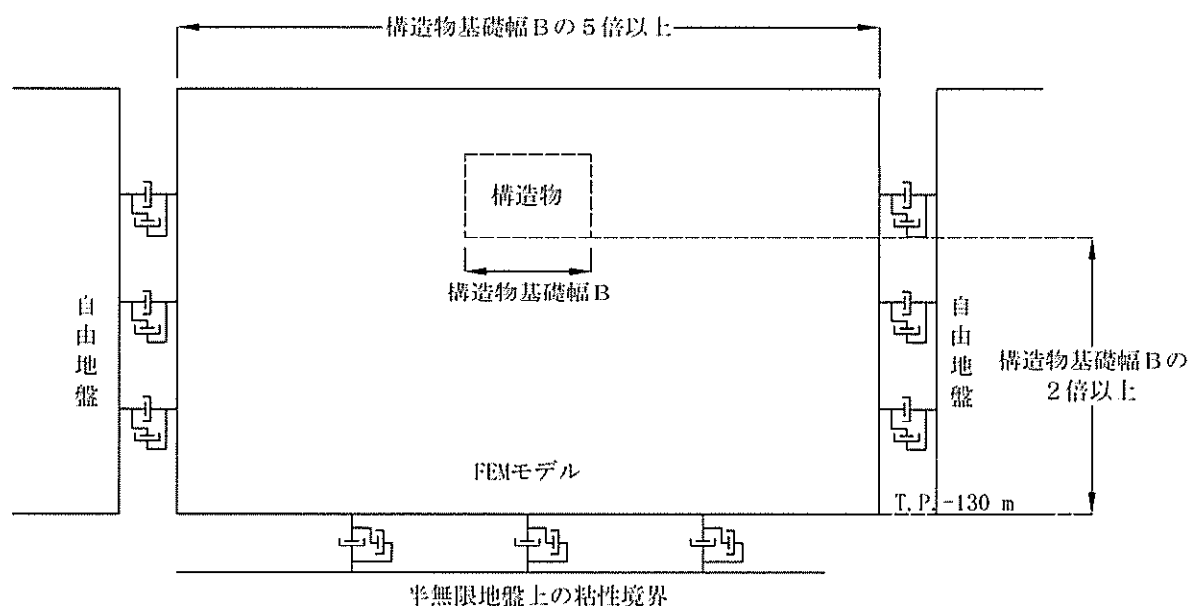


図 16.2-13 解析モデル領域の考え方

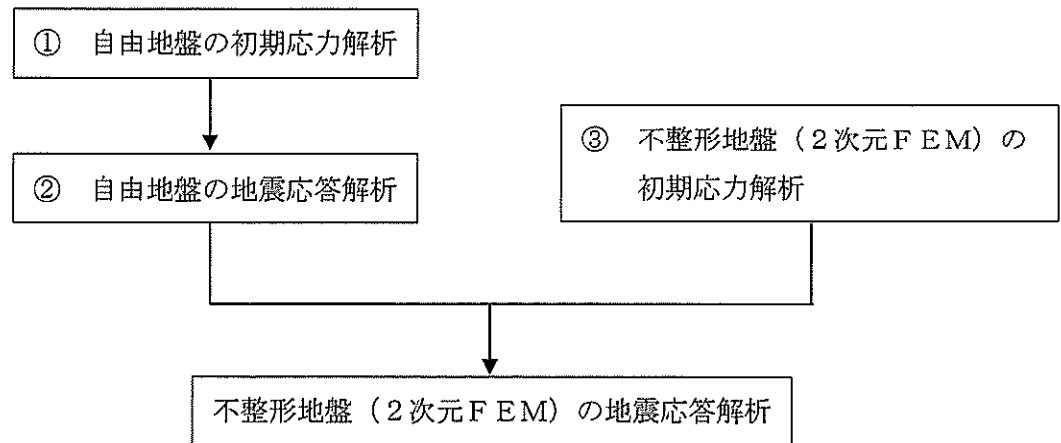


図 16.2-14 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤（2次元FEM）の地震応答解析までのフロー

(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 16.2-15 に示す。

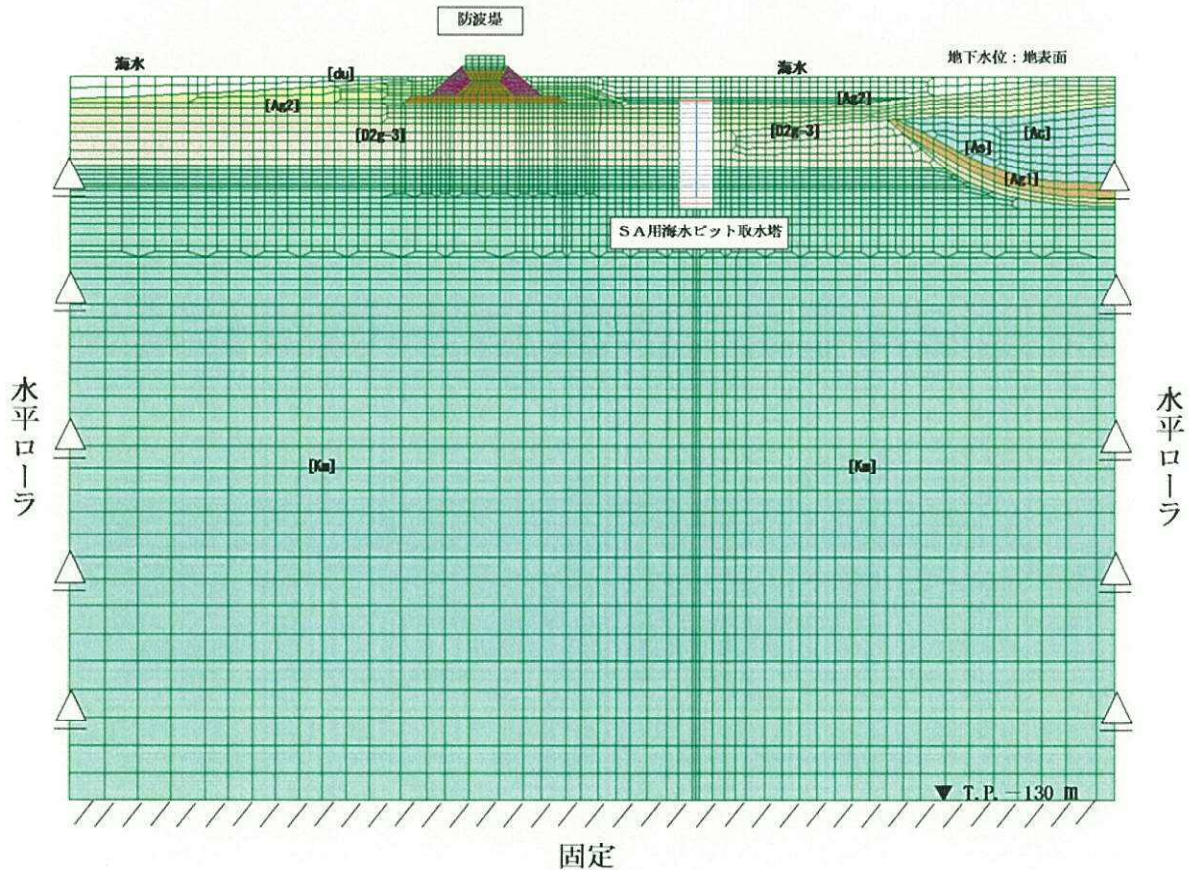


図 16.2-15 固有値解析における境界条件の概念図

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 16.2-16 に示す。

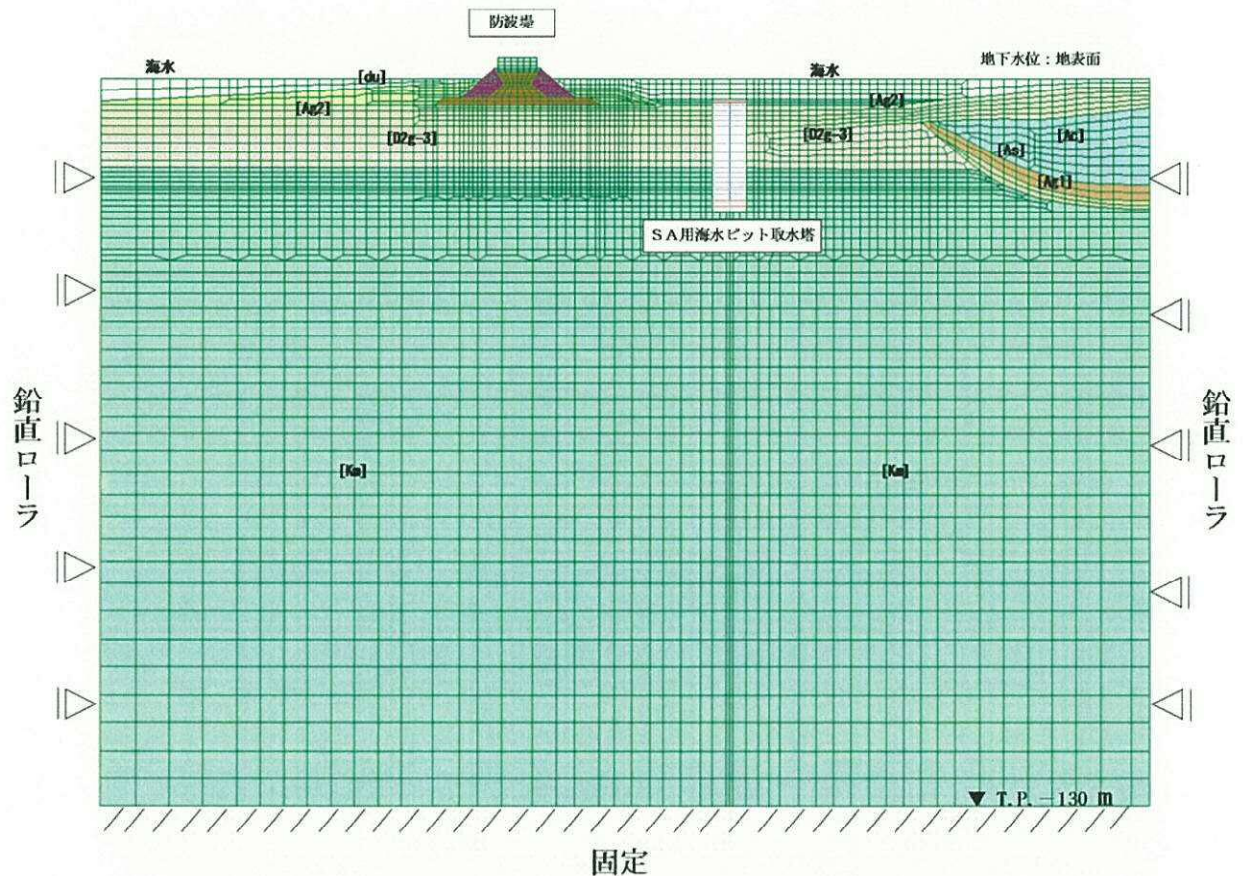


図 16.2-16 初期応力解析における境界条件の概念図

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形成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。

SA用海水ピット取水塔地震応答解析モデルを図 16.2-17 に示す。



図 16.2-17 (1) S A用海水ピット取水塔地震応答解析モデル全体図 (①-①断面)

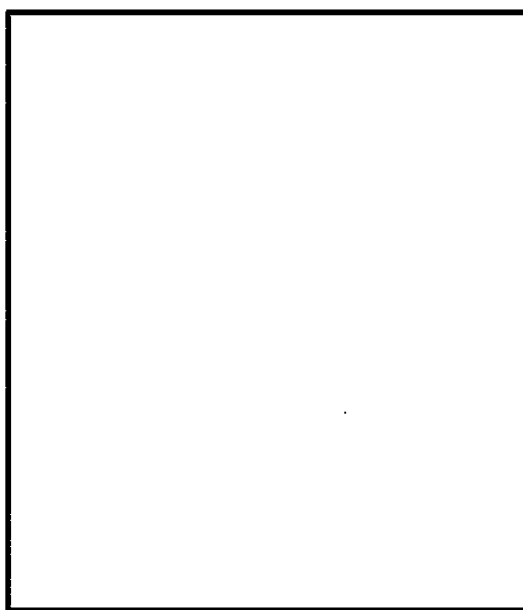


図 16.2-17 (2) S A用海水ピット取水塔地震応答解析モデル拡大図 (①-①断面)

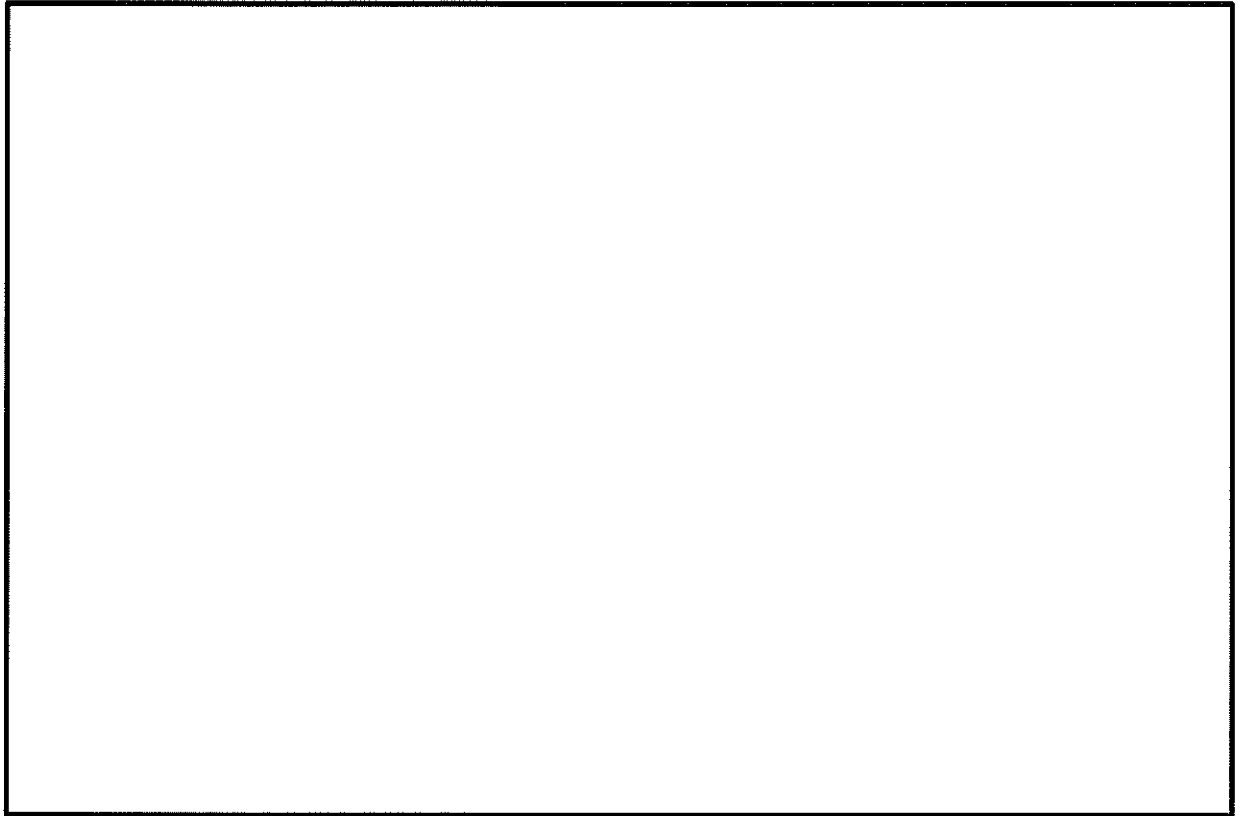


図 16.2-17 (3) S A用海水ピット取水塔地震応答解析モデル全体図 (②ー②断面)

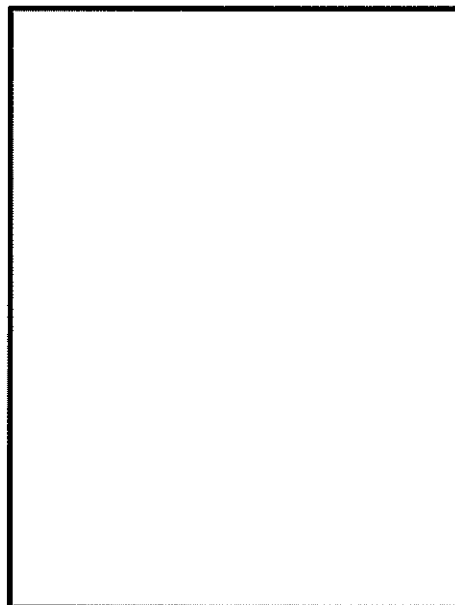


図 16.2-17 (4) S A用海水ピット取水塔地震応答解析モデル拡大図 (②ー②断面)

(2) 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。S A用海水ピット取水塔の質量は、各節点に質量としてモデル化する。

なお、①－①断面において、複数の構造物を同時にモデル化する際の奥行幅は、S A用海水ピット取水塔と等価な平面積を有する正方形の1辺長を基準奥行きとして各構造物の断面性能を換算する。

S A用海水ピット取水塔の構造部材は、ピット取水塔中心位置での鉛直はり要素に縮合してモデル化し、立坑高さ方向の形状（頂版、底版）に応じた断面諸量（断面積 A 、断面2次モーメント I ）を設定する。取水塔の側壁は壁軸周長約17 m、壁厚1.5 mであり開口部は壁厚に比べ小さい。また、取水塔は岩盤内に設置し、開口部には適切な開口補強を実施することから、2次元有効応力解析では開口部の剛性低下を考慮せずモデル化する。

S A用海水ピット取水塔の解析モデル概念図を図16.2-18に示す。

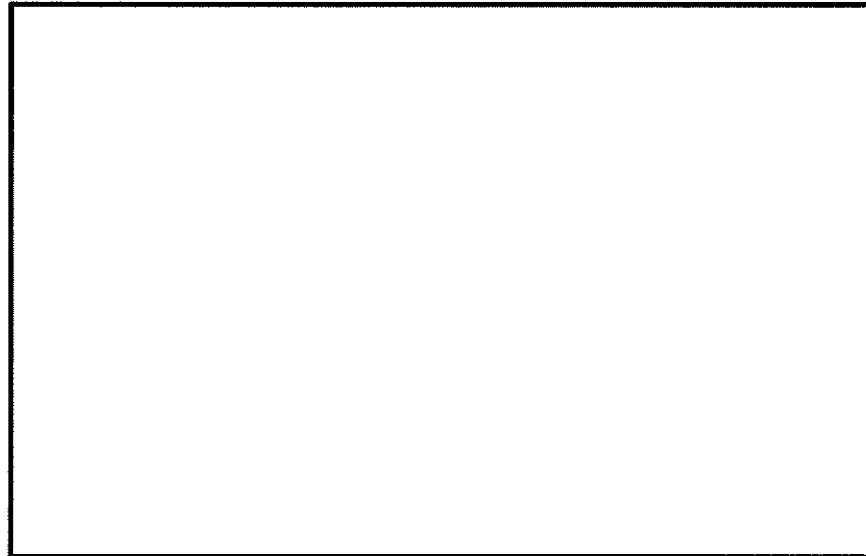


図 16.2-18 S A用海水ピット取水塔の解析モデル概念図

- ・立坑側方（仮想剛梁要素）

立坑の構造部材と地盤との相互作用を考慮するため、構造部材に対して剛な断面性能の仮想剛梁を配置する。

$$\text{軸剛性} = 100 \times EA$$

$$\text{曲げ剛性} = 100 \times EI$$

$$\text{質量密度 } \rho = 0.0$$

- ・側面（仮想柔梁要素）

立坑構造と地盤の接合面にジョイント要素を設けるため、側面に仮想柔梁を配置する。仮想柔梁は、解析モデルの挙動に影響を及ぼさないよう十分に柔な断面性能とする。

$$\text{軸剛性} = EA/10^6$$

$$\text{曲げ剛性} = EI/10^6$$

$$\text{質量密度 } \rho = 0.0$$

- ・底面（仮想剛梁要素）

底面のロッキング挙動を考慮するため、立坑の構造部材に対して剛な断面性能の仮想剛梁を配置する。

$$\text{軸剛性} = 100 \times EA$$

$$\text{曲げ剛性} = 100 \times EI$$

$$\text{質量密度 } \rho = 0.0$$

- ・側面及び底面と地盤との間にジョイント要素を配置し、接合面の剥離及びすべりを考慮する。
- ・構造梁の質量は節点付加質量及び回転慣性で考慮する。
- ・上段鋼製蓋、内部配管、内水についても節点付加質量で考慮する。

(3) 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。

(4) 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。ジョイント要素の考え方を、図 16.2-19 に示す。

なお、せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。 c 、 ϕ は周辺地盤

の c , ϕ とする。(表 16.2-7 参照)

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

ここで,

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

表 16.2-7 周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

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

z : 標高 (m)

ジョイント要素のばね定数は、数値計算上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 16.2-8 のとおり設定する。図 16.2-19 にジョイント要素の設定の考え方を示す。

表 16.2-8 ジョイント要素のばね定数

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

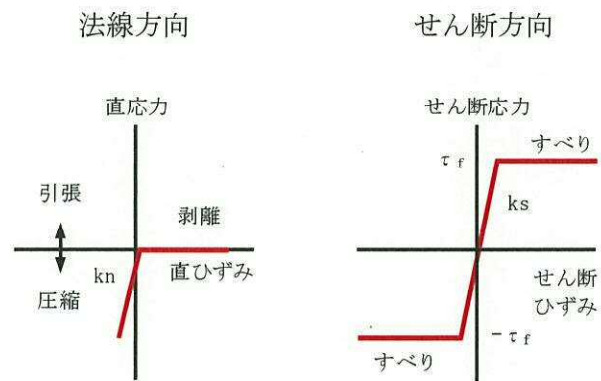
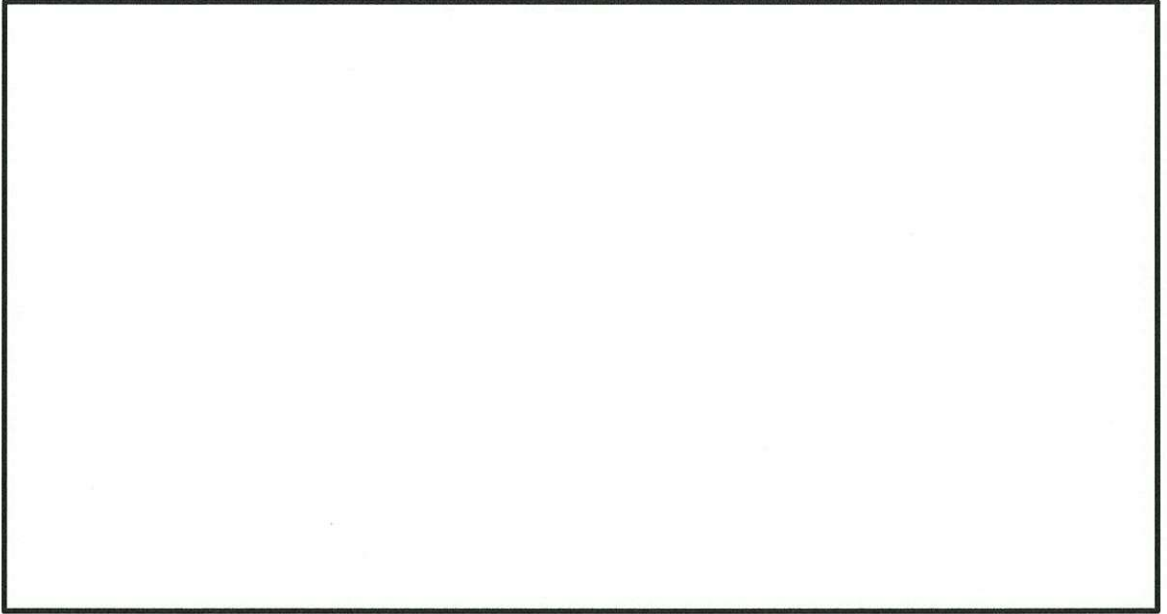


図 16.2-19 ジョイント要素の考え方

16.2.10 減衰定数

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析にて求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される以下のRayleigh減衰にて与える。なお、Rayleigh減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。

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

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

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

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

ここで、

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α, β : 係数

係数 α 、 β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

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

ここで、

f : 固有値解析により求められた1次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

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

Rayleigh減衰の設定フローを図16.2-20に、固有値解析結果を表16.2-9に示す。

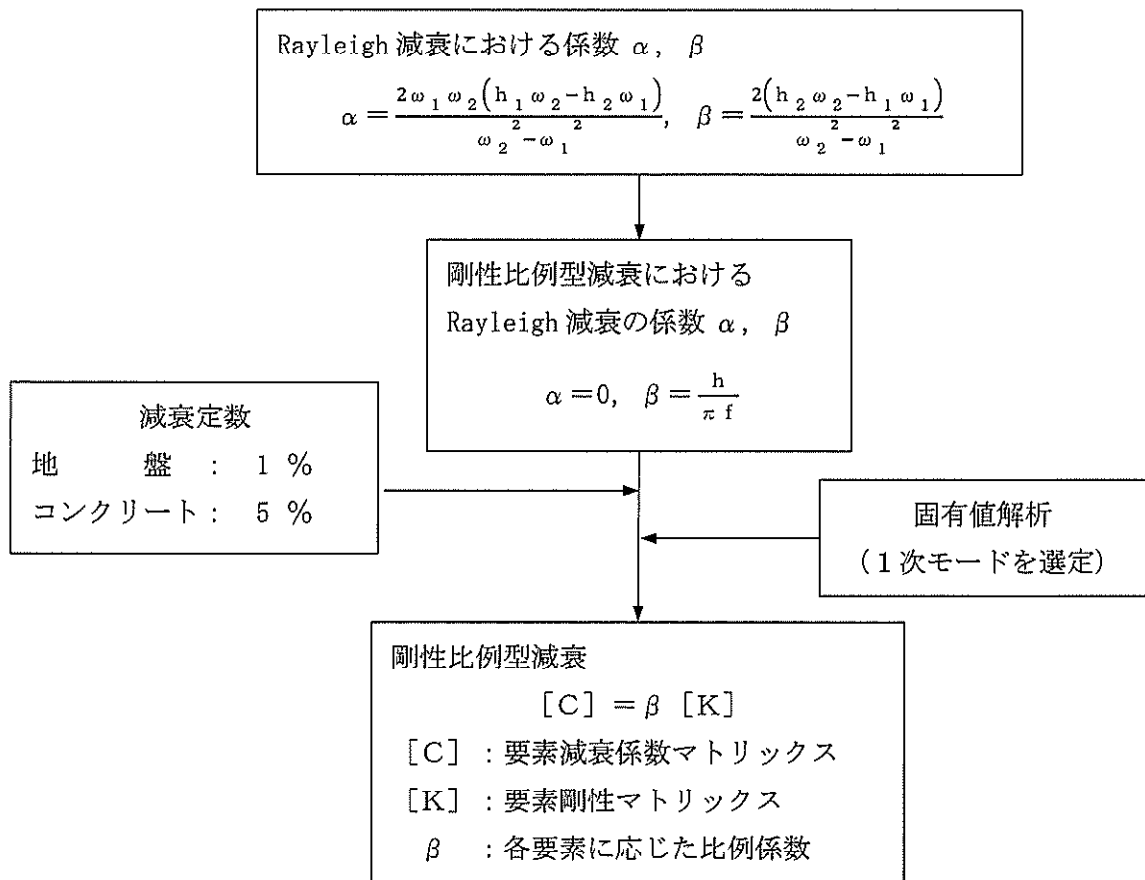


図 16.2-20 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 16.2-9 (1) 固有値解析結果

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

(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	0.766	243.29	地盤の1次として採用
2	1.180	16.06	—
3	1.474	-0.25	—
4	1.749	-5.29	—
5	1.897	-35.79	—
6	2.040	35.45	—
7	2.169	-3.02	—
8	2.314	-64.09	構造物の1次として採用
9	2.571	0.32	—

表 16.2-9 (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	0.767	243.51	地盤の1次として採用
2	1.187	15.26	—
3	1.475	-0.28	—
4	1.756	-4.19	—
5	1.919	-34.94	—
6	2.110	39.21	—
7	2.183	5.98	—
8	2.335	-63.30	構造物の1次として採用
9	2.655	-2.21	—

表 16.2-9 (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	0.764	242.98	地盤の1次として採用
2	1.172	16.98	—
3	1.473	-0.16	—
4	1.740	-7.34	—
5	1.870	-37.74	—
6	1.954	-31.39	—
7	2.153	2.02	—
8	2.288	-63.14	構造物の1次として採用
9	2.471	-4.48	—

表 16.2-9 (4) 固有値解析結果

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

(①-①断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.764	240.42	地盤の1次として採用
2	1.160	19.18	—
3	1.481	1.11	—
4	1.671	3.73	—
5	1.712	-41.39	—
6	1.749	36.13	—
7	1.966	-24.22	—
8	2.126	7.33	—
9	2.181	45.19	構造物の1次として採用

表 16.2-9 (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)

(②-②断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.810	196.35	地盤の1次として採用
2	1.417	-5.14	—
3	1.658	18.61	—
4	1.799	5.66	—
5	2.201	34.40	—
6	2.378	44.49	構造物の1次として採用
7	2.432	-8.05	—
8	2.528	28.58	—
9	2.928	-15.81	—

表 16.2-9 (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)

(②-②断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.811	196.57	地盤の1次として採用
2	1.423	-3.40	—
3	1.755	14.86	—
4	1.813	-10.32	—
5	2.247	-41.39	—
6	2.437	-37.54	構造物の1次として採用
7	2.458	29.09	—
8	2.694	-12.71	—
9	2.985	15.30	—

表 16.2-9 (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)
 (②-②断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.808	195.98	地盤の1次として採用
2	1.402	-10.14	—
3	1.545	19.72	—
4	1.792	4.47	—
5	2.138	-23.31	—
6	2.228	32.27	—
7	2.411	-32.10	構造物の1次として採用
8	2.430	35.68	—
9	2.802	-2.35	—

表 16.2-9 (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)
 (②-②断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.808	194.69	地盤の1次として採用
2	1.408	4.63	—
3	1.600	12.26	—
4	1.778	3.86	—
5	1.886	-43.88	—
6	2.045	15.63	—
7	2.256	28.23	構造物の1次として採用
8	2.371	-5.47	—
9	2.458	-6.03	—

16.2.11 荷重の組合せ

耐震安全性評価にて考慮する荷重は、通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震時荷重を抽出し、それぞれ組み合わせて設定する。地震時荷重には、地震時土圧、動水圧、機器・配管系からの反力による荷重が含まれるものとする。

変動荷重（雪荷重，風荷重）については，S A用海水ピット取水塔が海水中に没するため考慮しない。

なお，S A用海水ピット取水塔は地盤内に埋設されている構造物であることから，運転時の異常な過度変化時の状態及び設計基準事故時の状態の影響を受けないと考えられるため，当該状態についての組合せは考慮しないものとする。また，重大事故等対処時においても，地盤内で設計基準事故時の条件を上回るような事象は発生しないため，設計基準事故等の条件を上回る荷重はない。

地震時にS A用海水ピット取水塔に作用する機器・配管系からの反力については，機器・配管系を付加質量としてモデル化することで考慮する。荷重の組合せを表 16.2-10 に示す。

表 16.2-10 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・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・配管荷重	○	・上段鋼製蓋，内部配管を付加質量で考慮する。
		土被り荷重	—	・躯体天端が海底面上にあるため，考慮しない。
		永久上載荷重	—	・恒常的に配置される構造物等はないため，考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	・地下水位及び海水位に応じた静水圧として考慮する。 ・地下水及び海水位の密度を考慮する。
	内水圧		○	・H. W. L T. P. +0.61 m からの内水圧を考慮する。 ・海水の密度を考慮する。
変動荷重		積雪荷重，風荷重	—	・海水中に没するため考慮しない。
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。 ・躯体，機器・配管系の慣性力，動土圧を考慮する。
		鉛直地震動	○	
		動水圧	○	・水位条件，密度は，永久荷重と同様とする。

(1) 機器・配管荷重

頂版に設置する上段鋼製蓋並びに取水塔内に設置する内部配管を付加質量として考慮する。開口による質量及び剛性の低減は考慮しない。

(2) 外水圧

S A用海水ピット取水塔周辺は朔望平均満潮位 (T. P. +0.61 m) 以下であるため，地下水位は海底面に設定する。地下水の密度は 1.00 g/cm^3 とする。

海水は流体要素として考慮し，密度は 1.03 g/cm^3 とする。

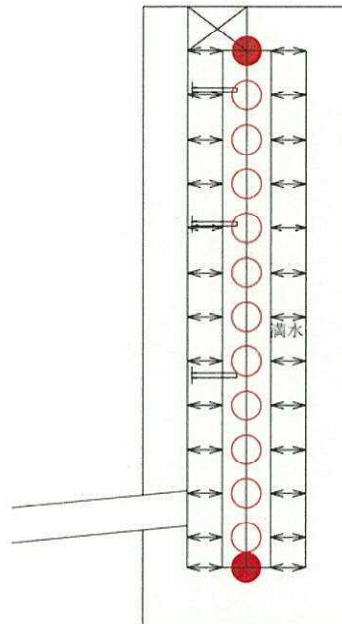
(3) 内水圧

S A用海水ピット取水塔内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。

朔望平均満潮位 (T. P. +0.61 m) は，頂版下面標高 (T. P. -0.7 m) より高いため，取水塔の内水は自由水面を持たない固定水としてモデル化する。

内水圧は，構造物をモデル化したはり要素の節点に付加質量として考慮する。

S A用海水ピット取水塔内水圧の荷重モデルを図 16.2-21 に示す。



記号	状態	水平	鉛直	内容
○	満管	○		負担高分の水重を付加質量として付加する。
●	満管	○		負担高分の水重を付加質量として付加する。
			○	内空容積分の水重を 1/2 ずつ付加質量として頂版及び底盤に付加する。 初期応力解析時は全水重を底盤上面に付加質量として設定する。

注記 : 内水圧の付加質量は躯体の自重による付加質量に加算する。

図 16.2-21 S A用海水ピット取水塔内水圧の荷重モデル

16.2.12 地震応答解析の検討ケース

(1) 耐震評価における検討ケース

耐震評価における検討ケースを表 16.2-11 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 16.2-22 に示す。

表 16.2-11 耐震評価における検討ケース

検討ケース*1			① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）	② 地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
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					

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に対して評価を行う。（+は正の位相，-は負の位相）

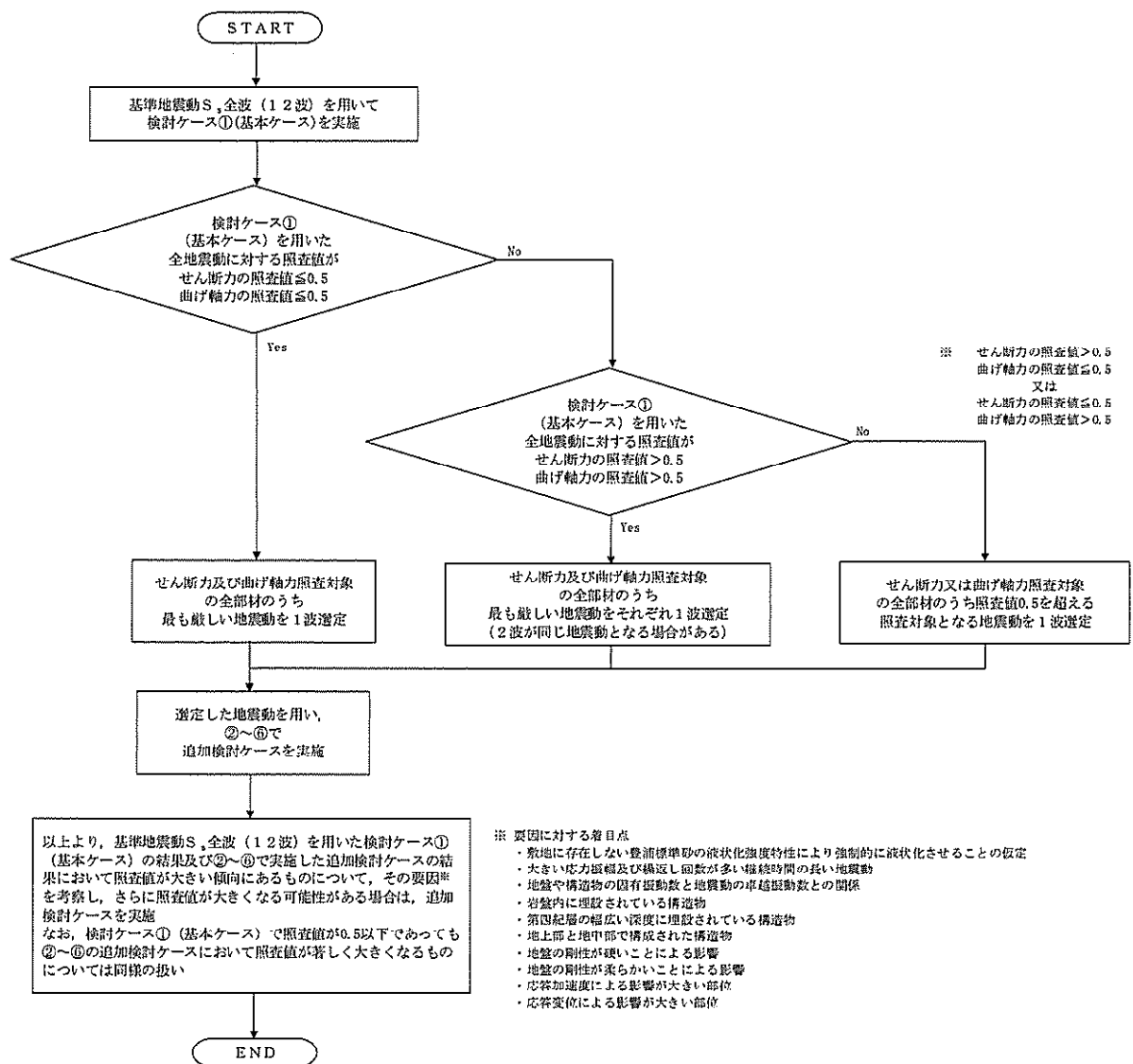


図 16.2-22 ②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フロー

(2) 機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

機器・配管系に対する加速度応答の抽出における検討ケースを表 16.2-12 に示す。

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

表 16.2-12 機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

検討ケース			④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（+1 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			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+) *1	すべての基準地震動 S_s に対して実施する⑤の検討ケース（原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）において、上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い、④及び⑥より追加検討ケースを実施する。	実施	すべての基準地震動 S_s に対して実施する⑤の検討ケース（原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）において、上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い、④及び⑥より追加検討ケースを実施する。
		(H+, V-) *1		実施	
		(H-, V+) *1		実施	
		(H-, V-) *1		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+) *2		実施	
		(H-, V+) *2		実施	

注記 *1: 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に対して評価を行う。（+は正の位相，-は負の位相）

*2: 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に対して評価を行う。（+は正の位相，-は負の位相）

16.3 評価内容

16.3.1 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16.3-1に示す。

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

なお、基準地震動 S_s のうち断層モデル波については、特定の方向性を有することから、構造物の評価対象断面方向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16.3-2～図16.3-29に入力地震動の加速度時刻歴波形並びに加速度応答スペクトルを示す。

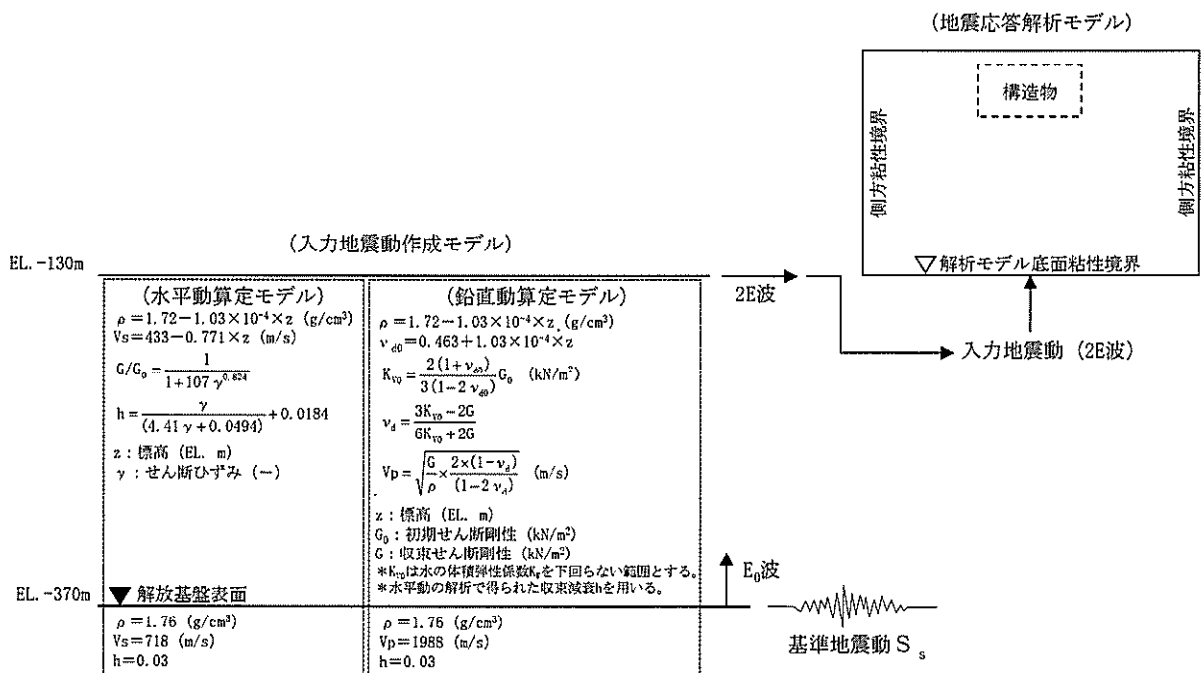
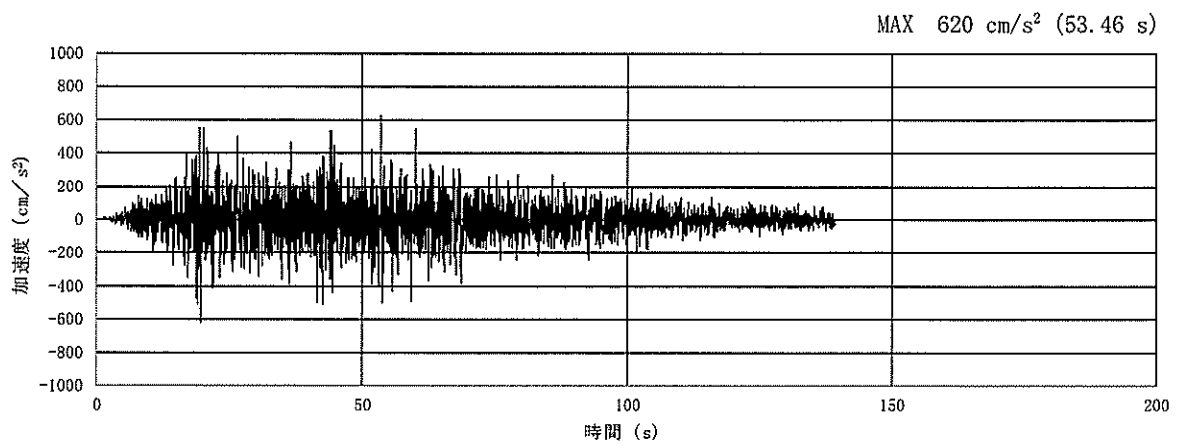
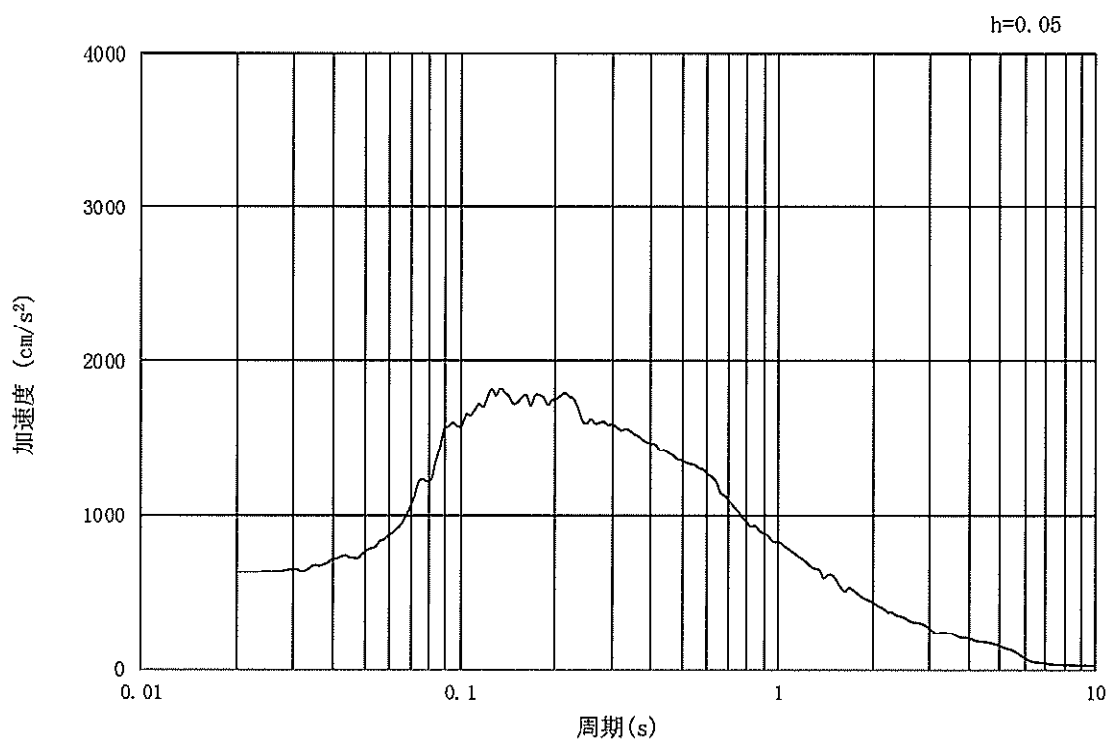


図16.3-1 入力地震動算定の概念図

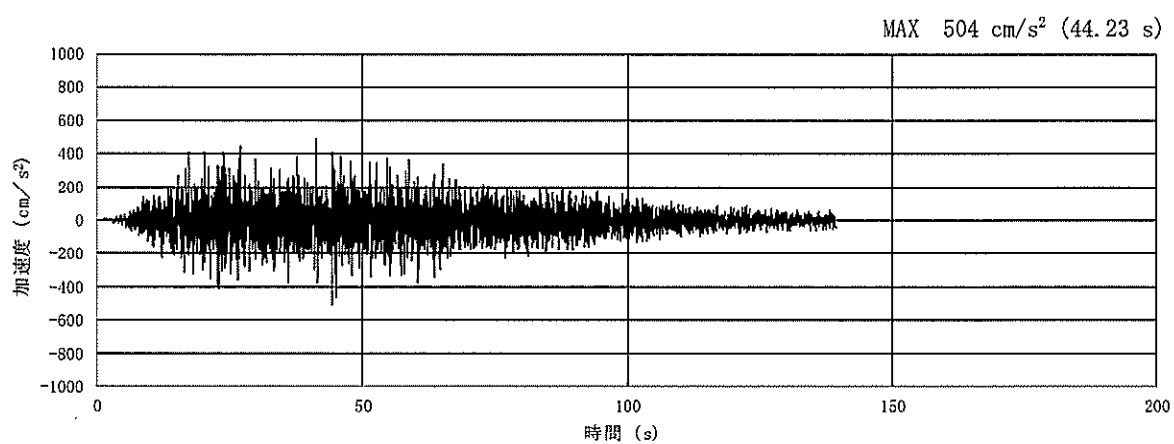


(a) 加速度時刻歴波形

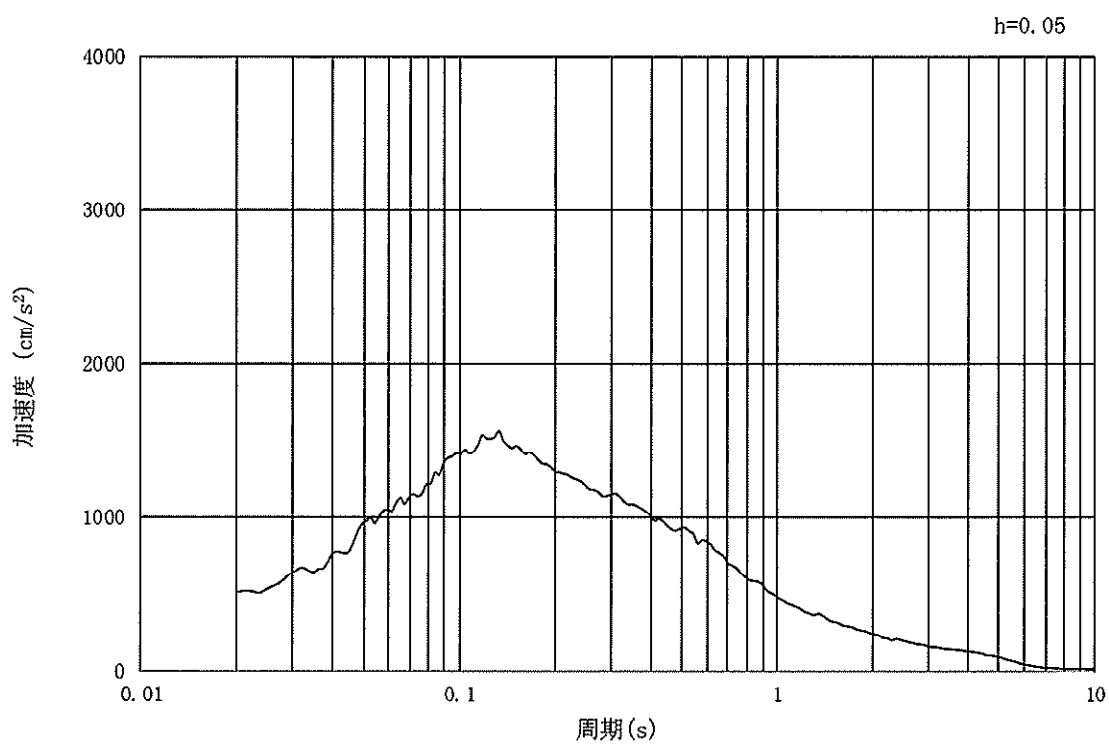


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-2 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(①-①断面, ②-②断面, 水平成分: S_s-D1)

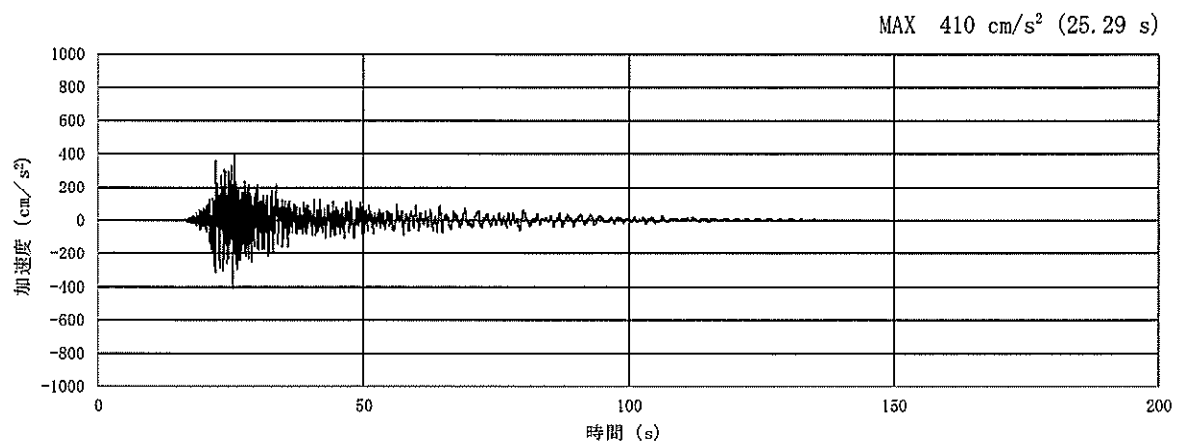


(a) 加速度時刻歴波形

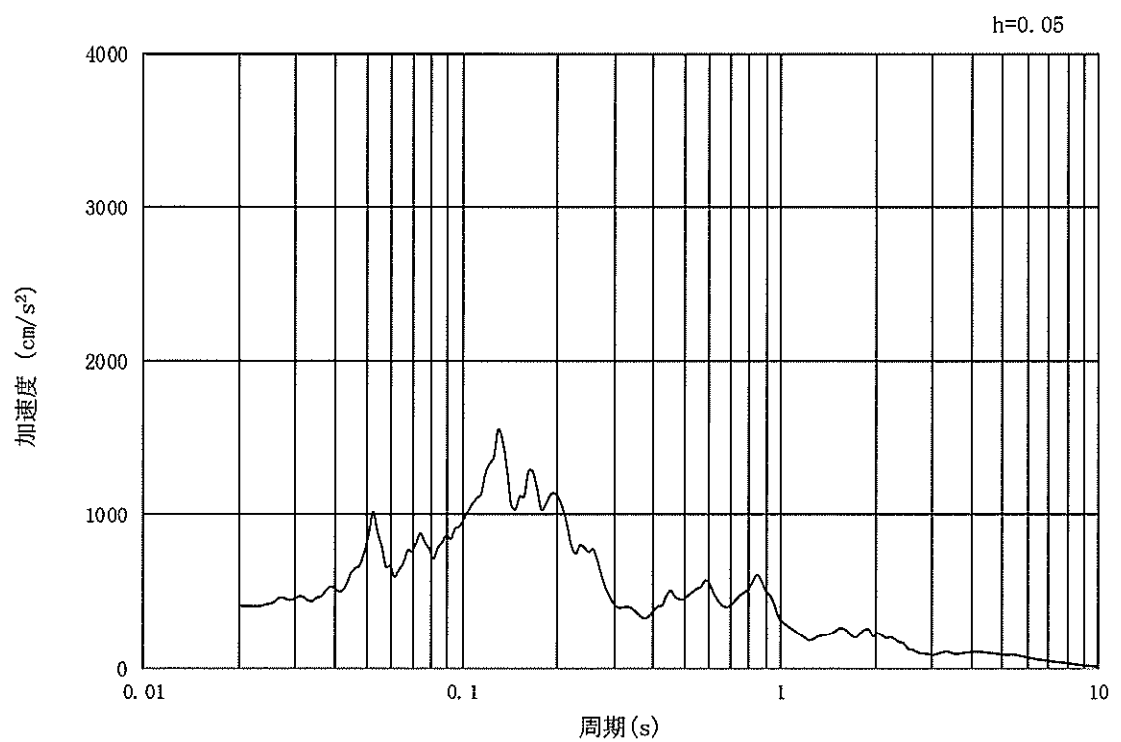


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-3 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(①-①断面, ②-②断面, 鉛直成分: S_s-D1)

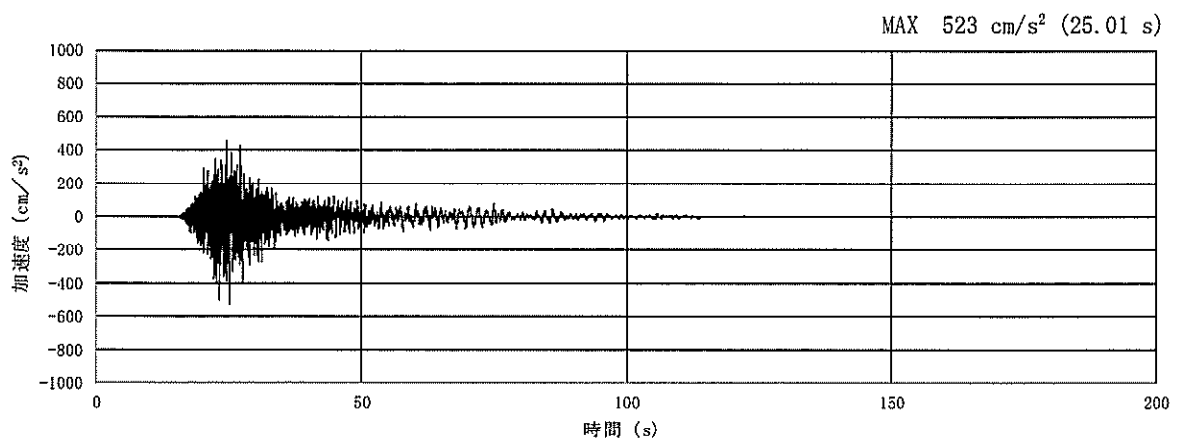


(a) 加速度時刻歴波形

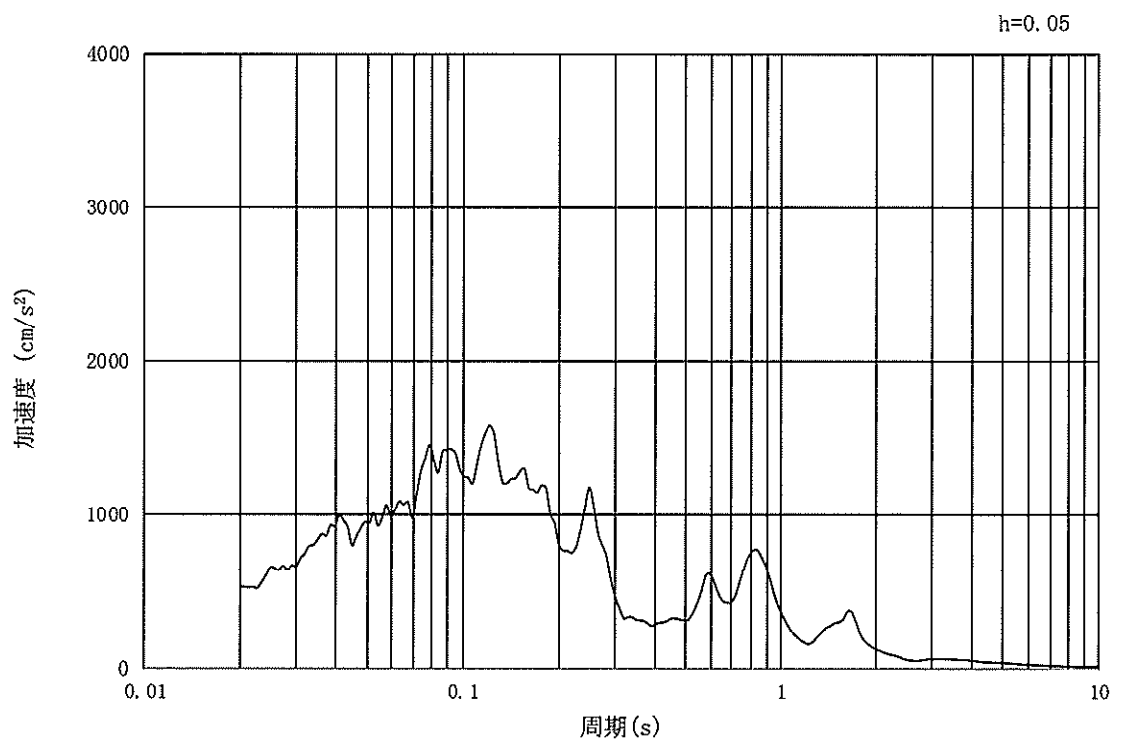


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-4 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(①-①断面, 水平成分: $S_s - 1.1$)

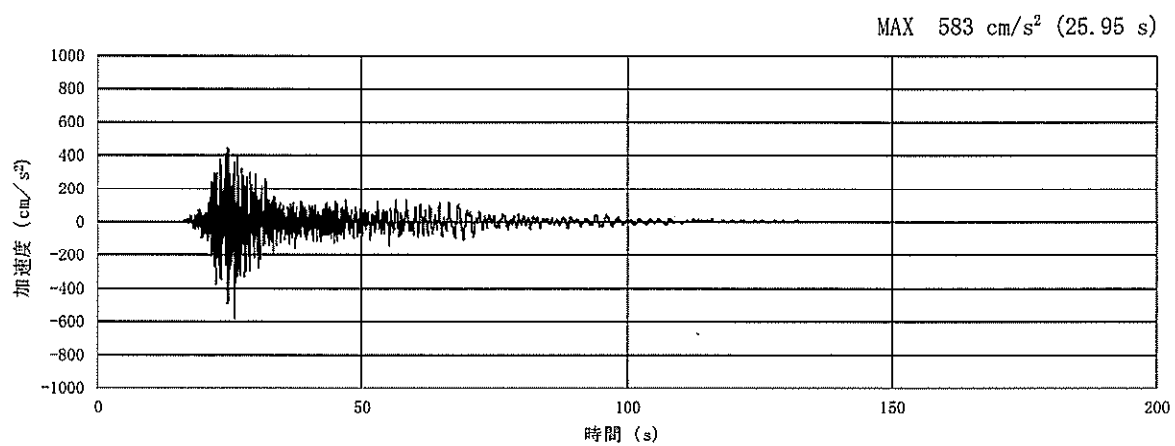


(a) 加速度時刻歴波形

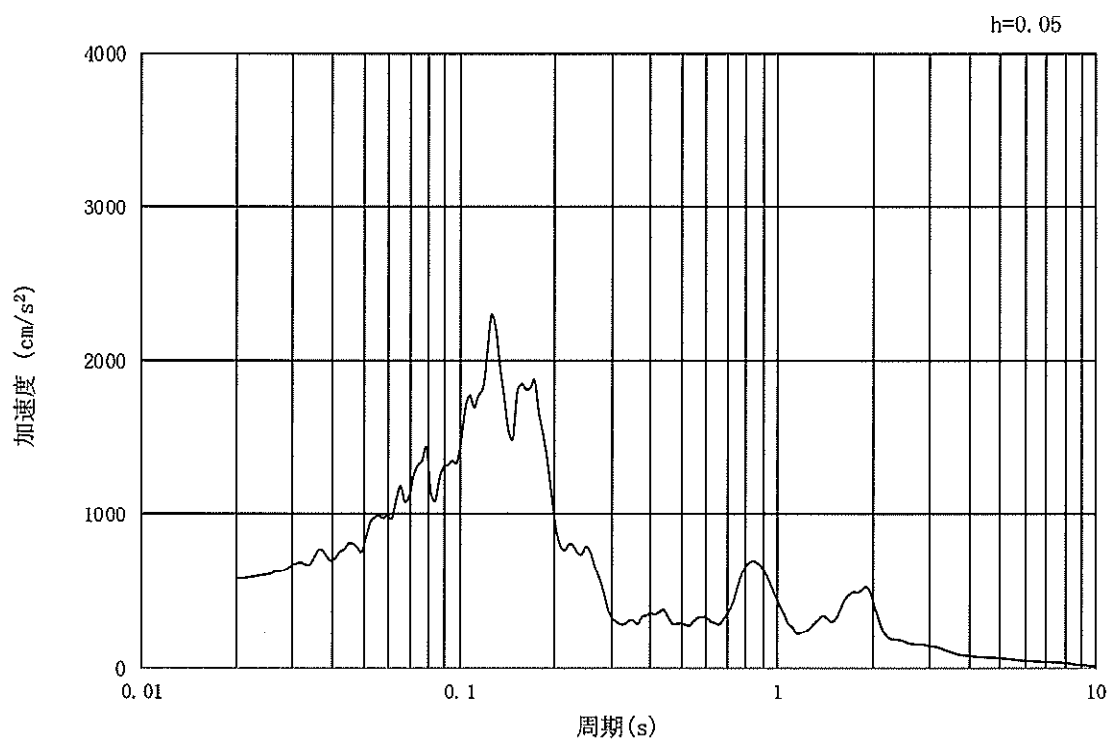


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-5 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(①-①断面、鉛直成分： $S_s - 1.1$)

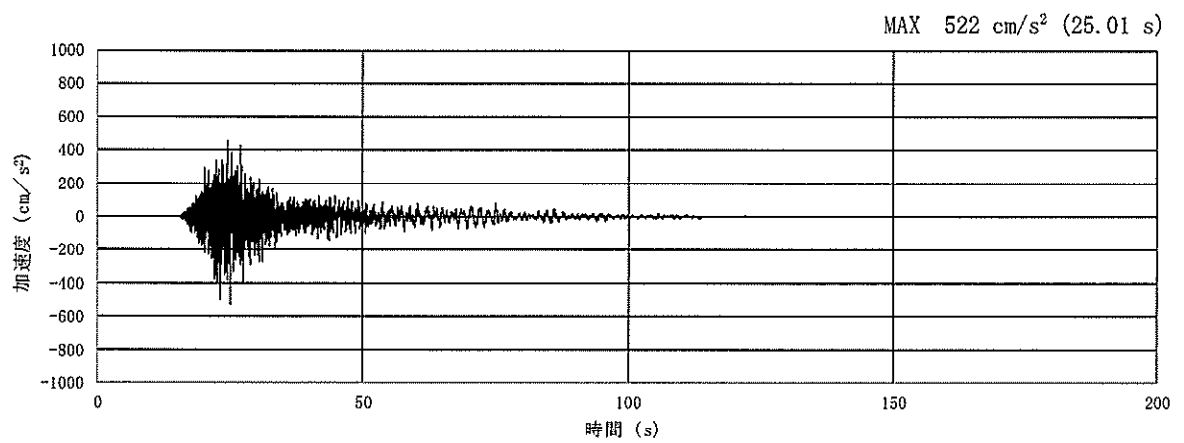


(a) 加速度時刻歴波形

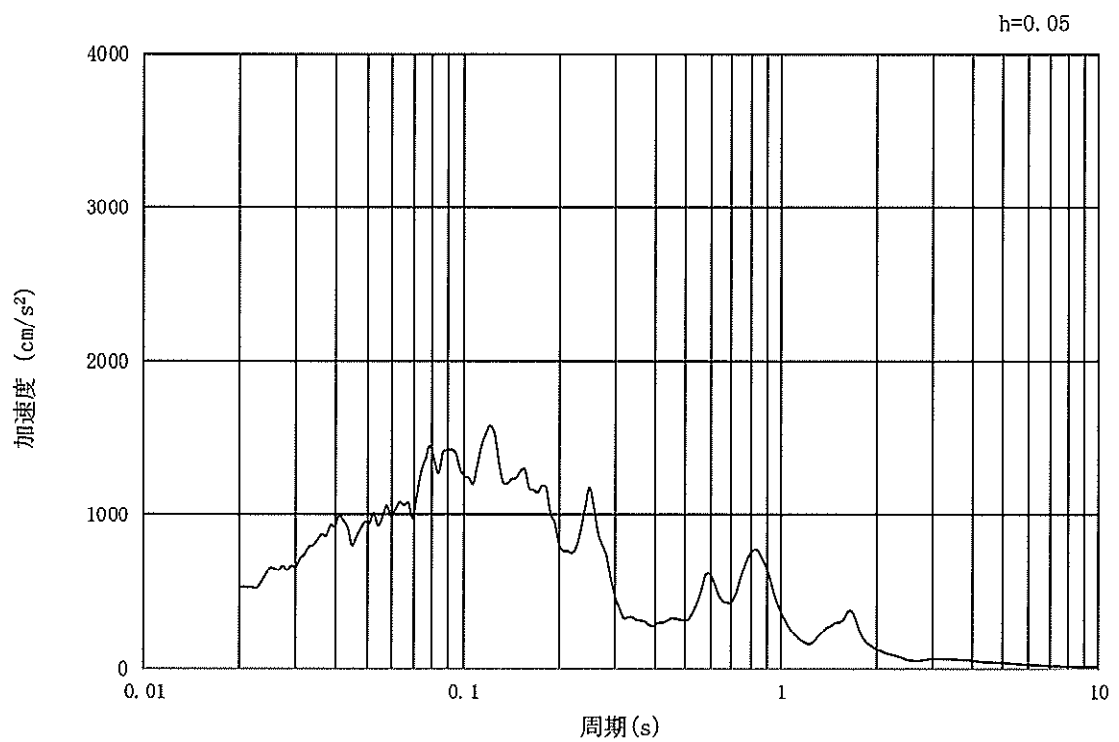


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-6 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(②-②断面, 水平成分: $S_s - 1.1$)

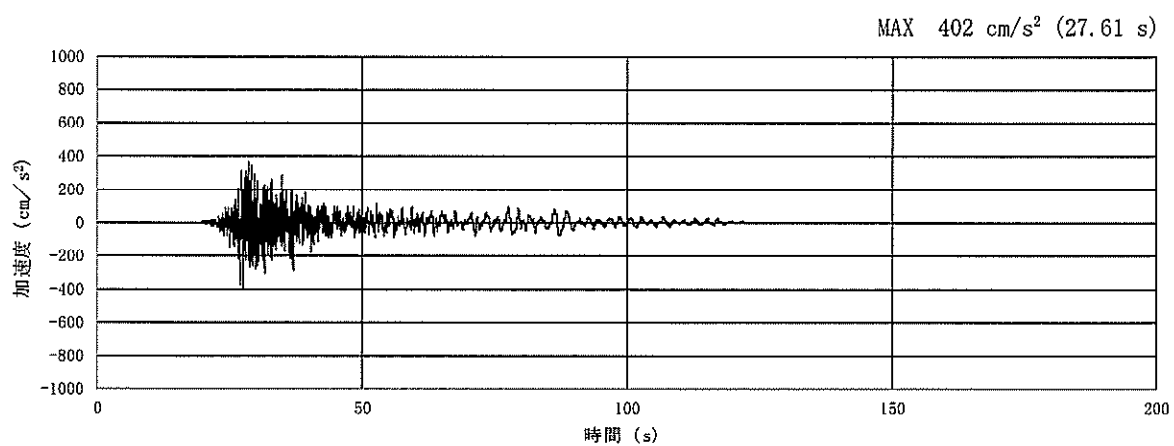


(a) 加速度時刻歴波形

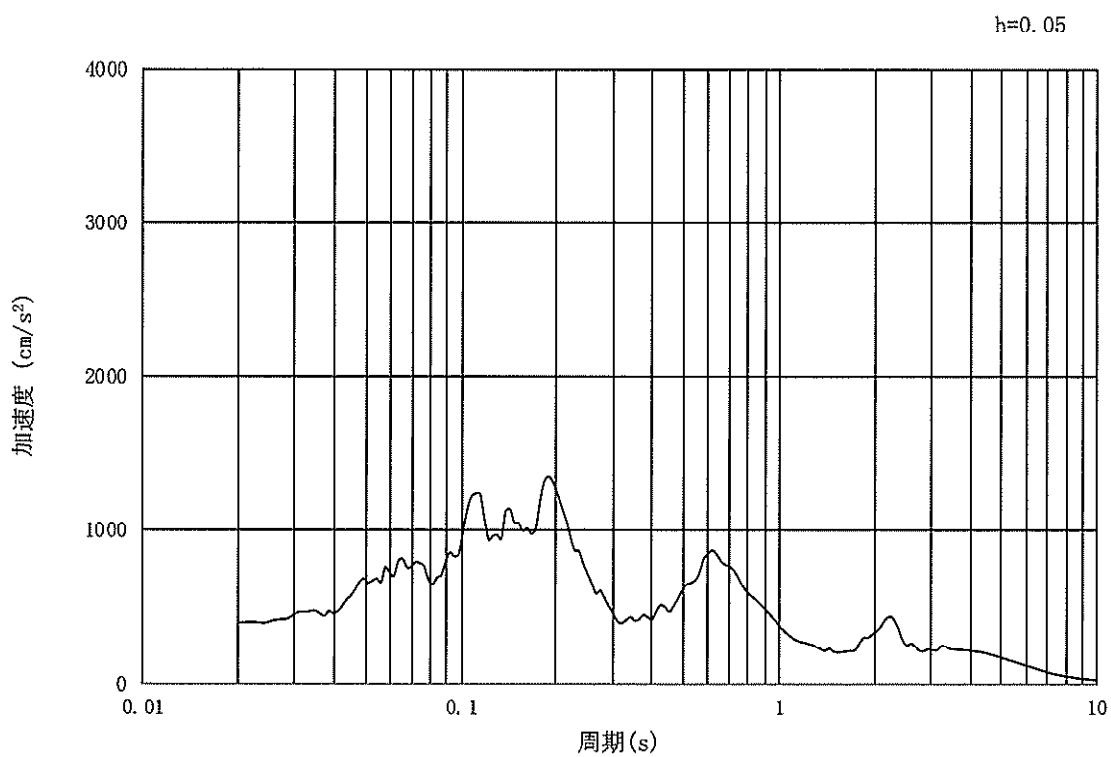


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-7 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(②-②断面, 鉛直成分: $S_s - 1.1$)

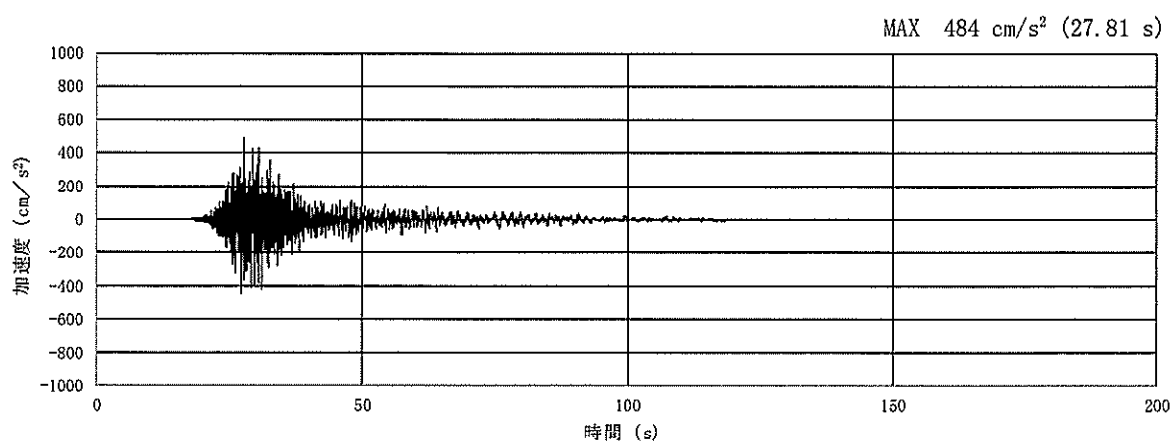


(a) 加速度時刻歴波形

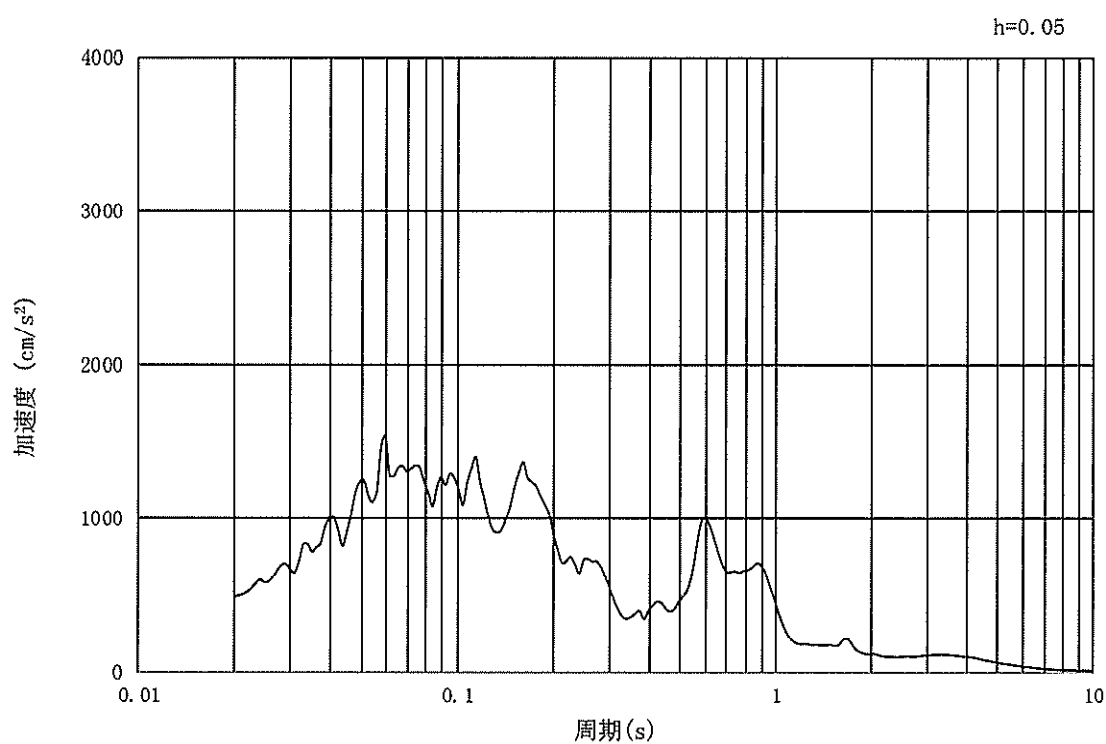


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-8 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(①-①断面, 水平成分: $S_s - 1.2$)

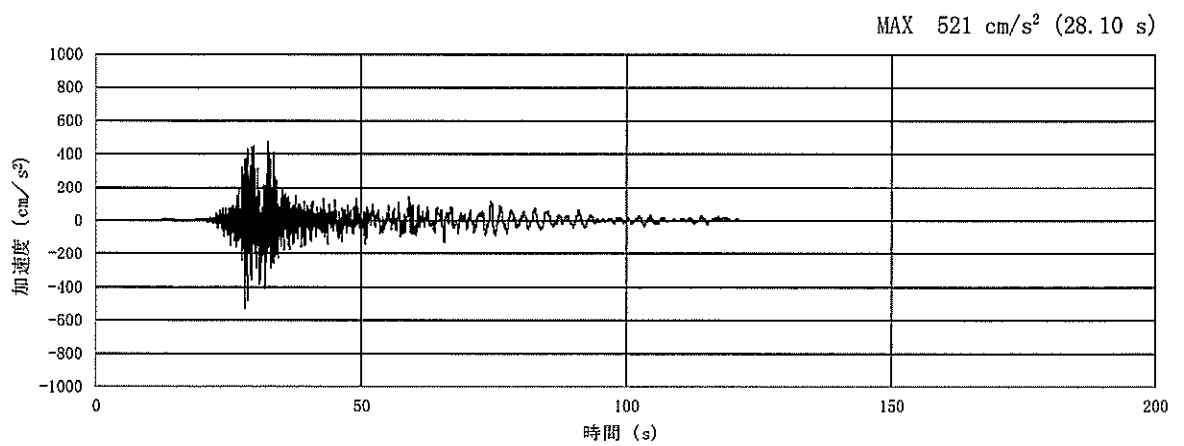


(a) 加速度時刻歴波形

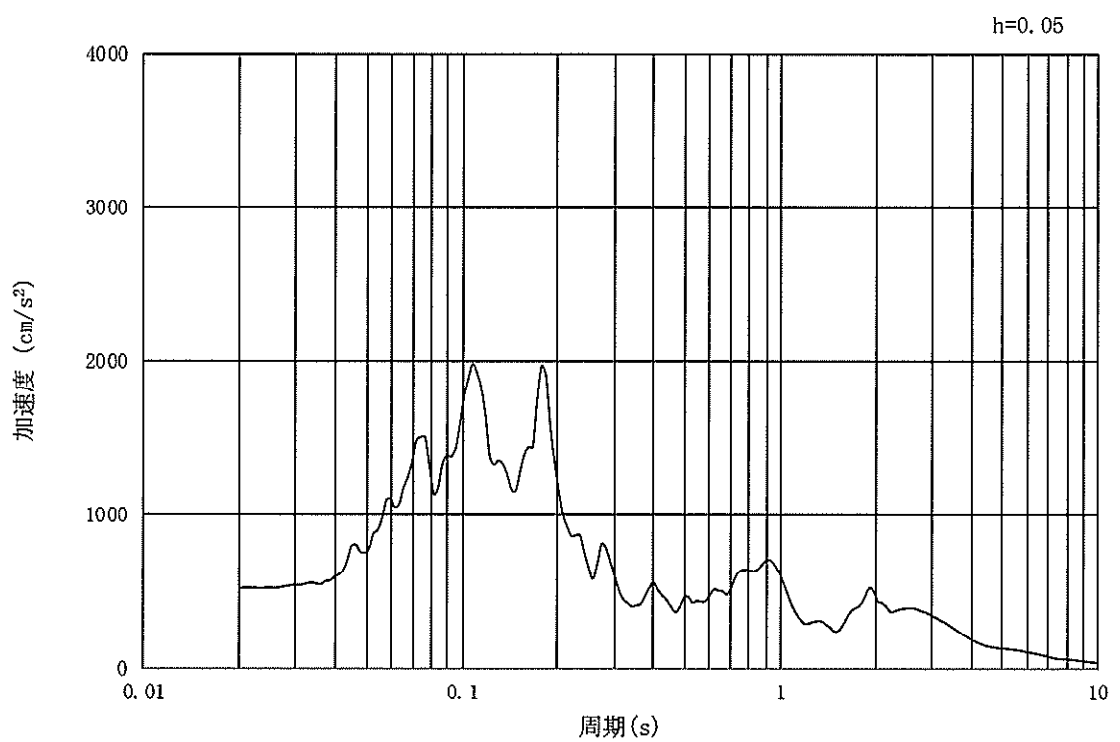


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-9 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(①-①断面, 鉛直成分: $S_s - 1.2$)

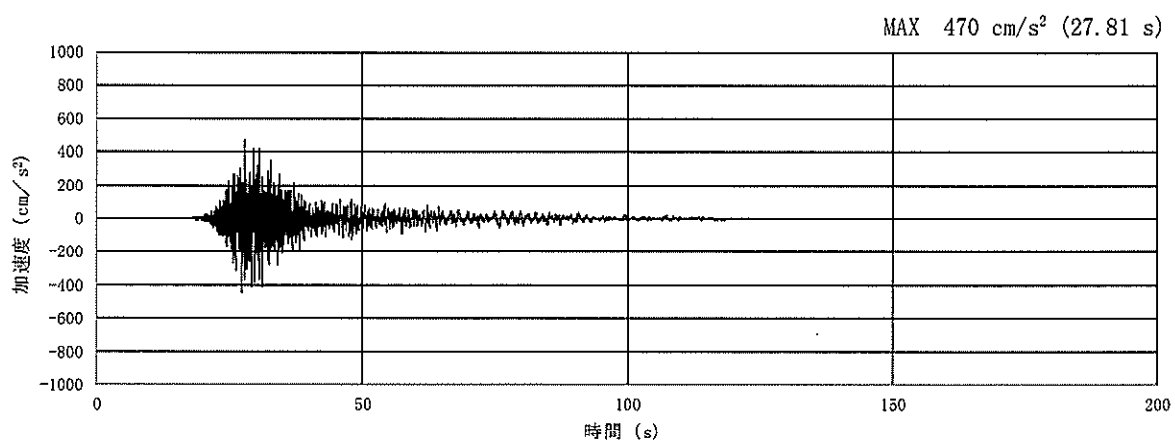


(a) 加速度時刻歴波形

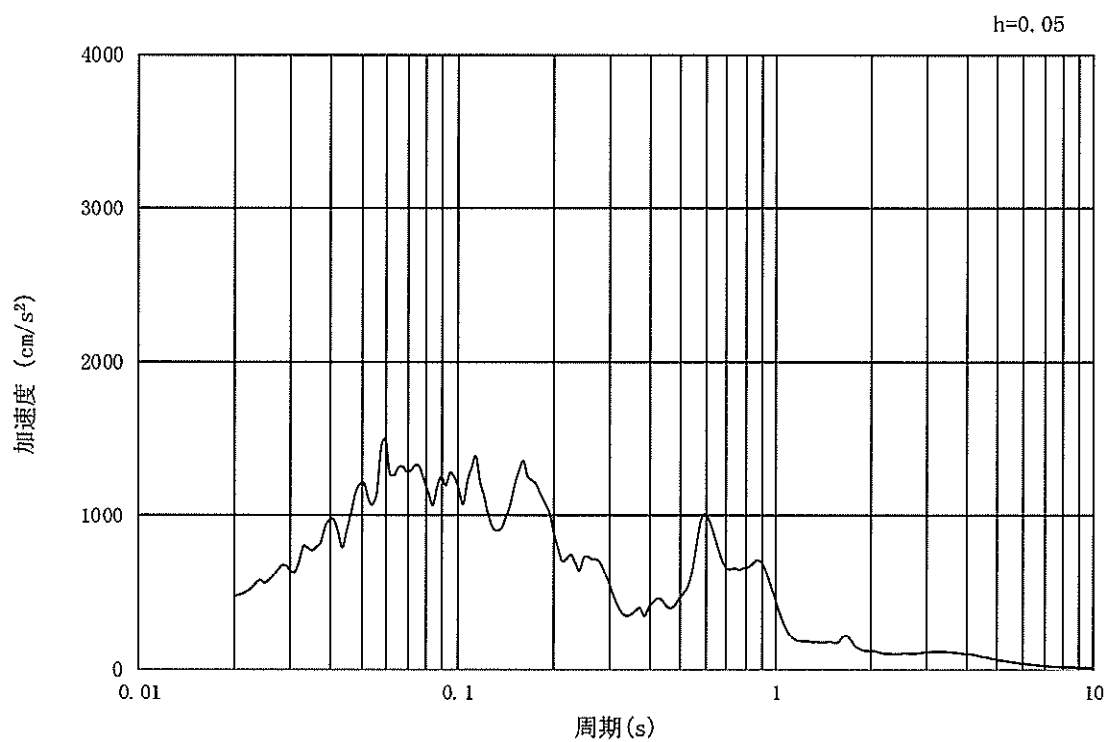


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-10 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(②-②断面, 水平成分: S_s-12)

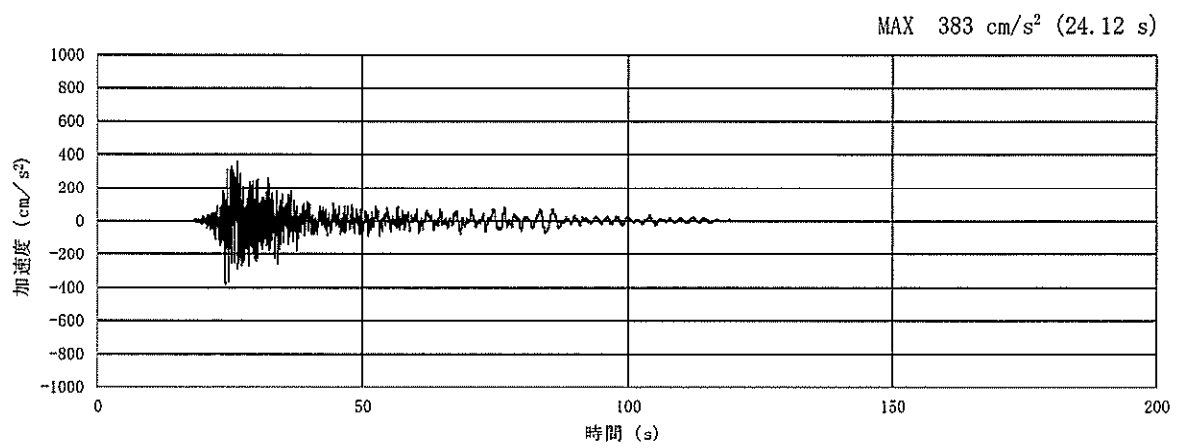


(a) 加速度時刻歴波形

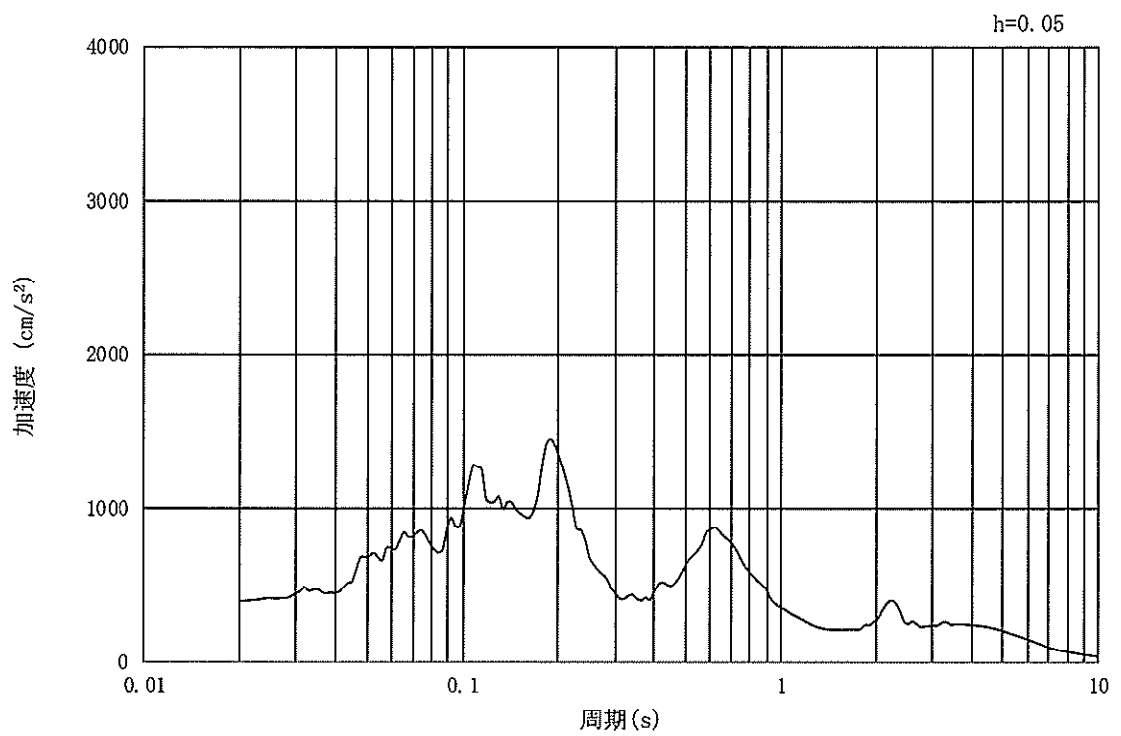


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-11 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(②-②断面, 鉛直成分: S_s-12)

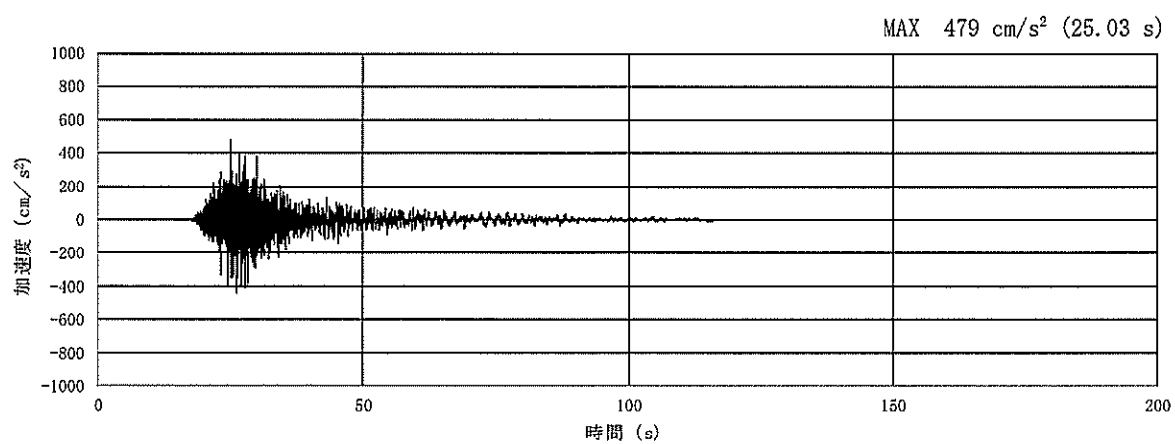


(a) 加速度時刻歴波形

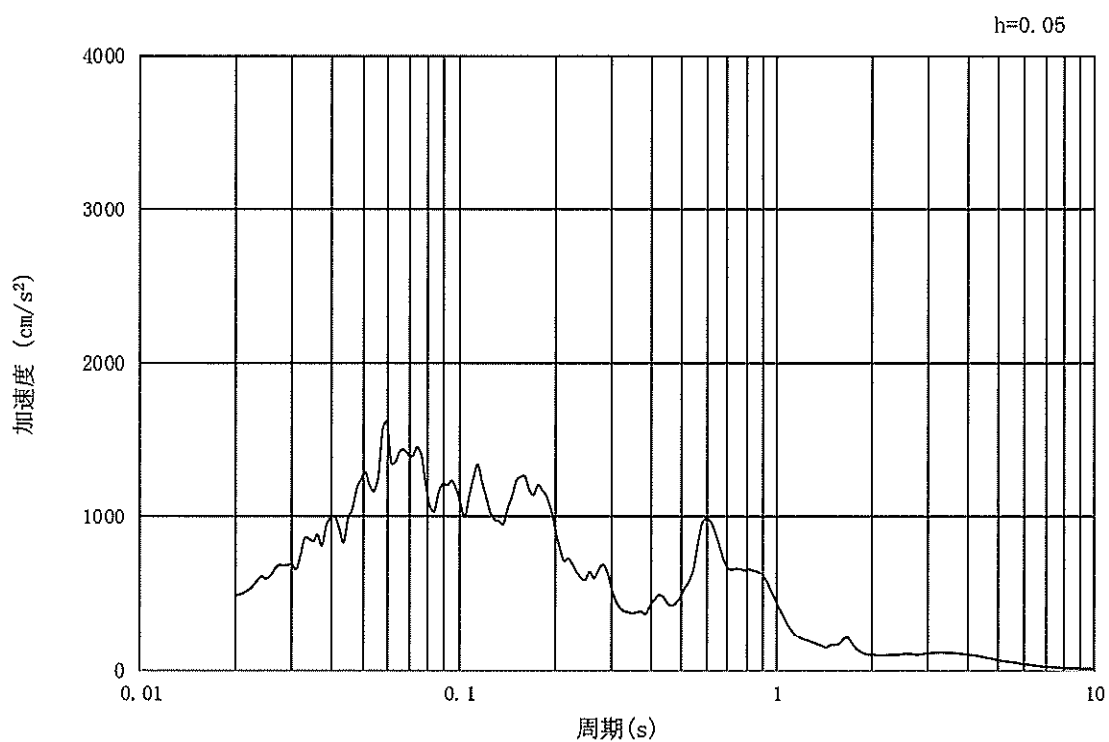


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-12 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
(①-①断面, 水平成分: S_s-13)

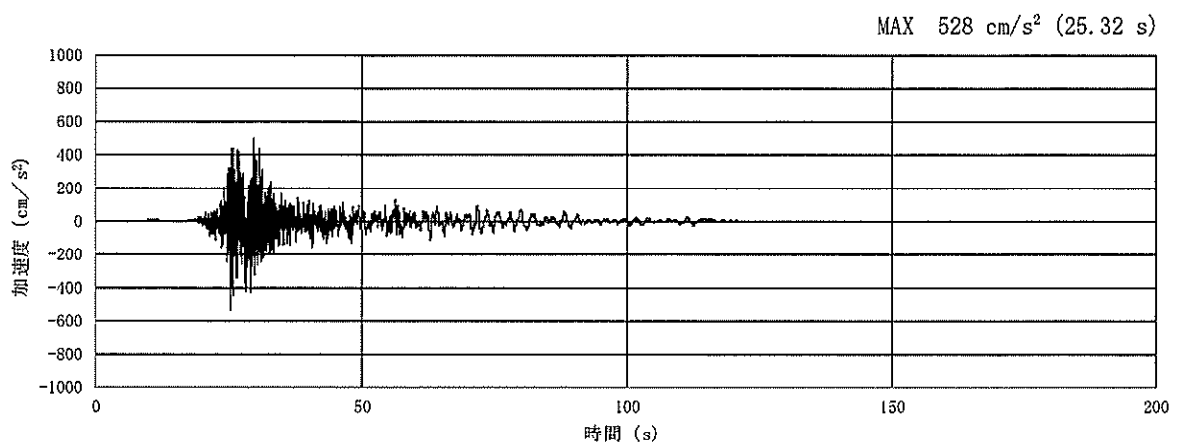


(a) 加速度時刻歴波形

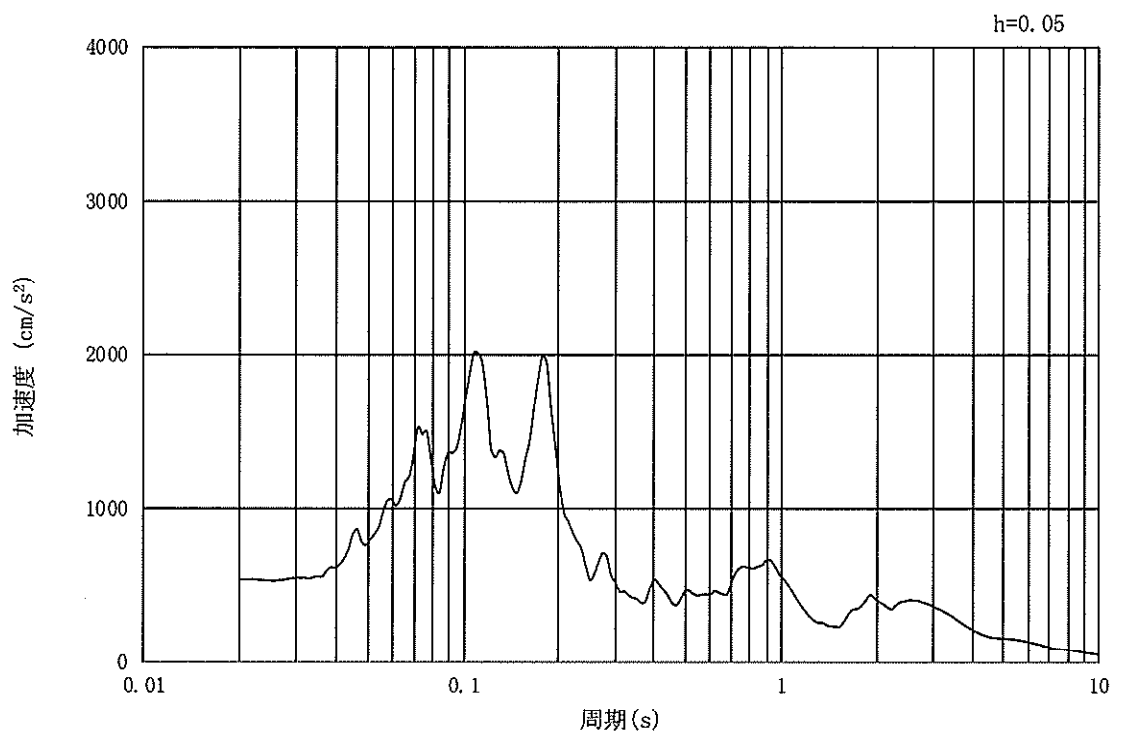


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-13 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
(①-①断面，鉛直成分： S_s-13)

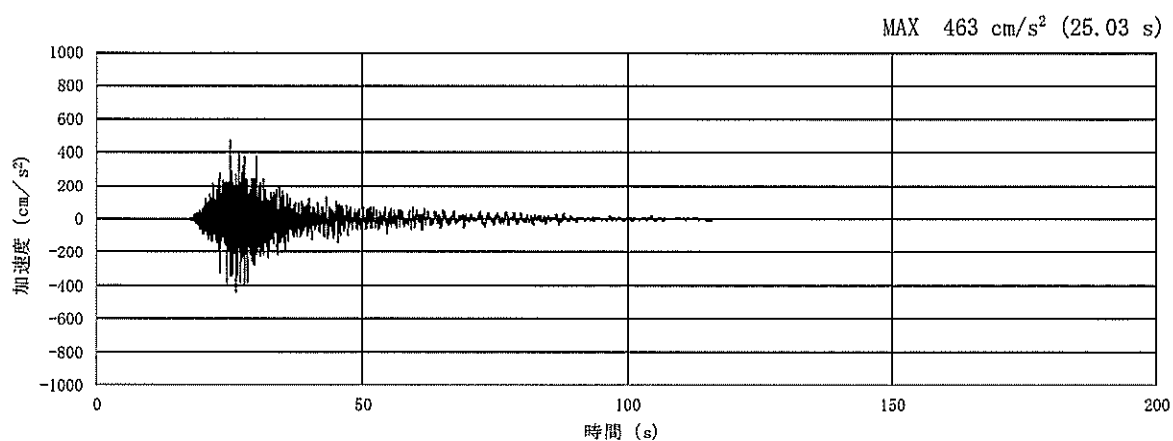


(a) 加速度時刻歴波形

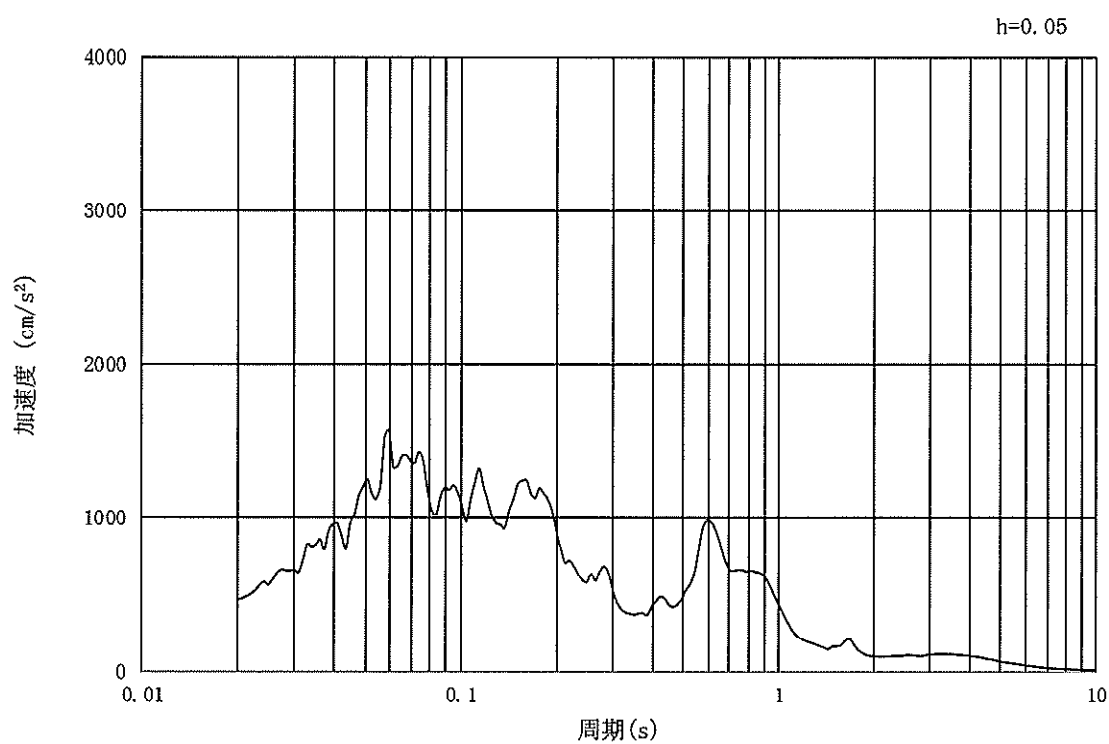


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-14 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, 水平成分: S_s-13)

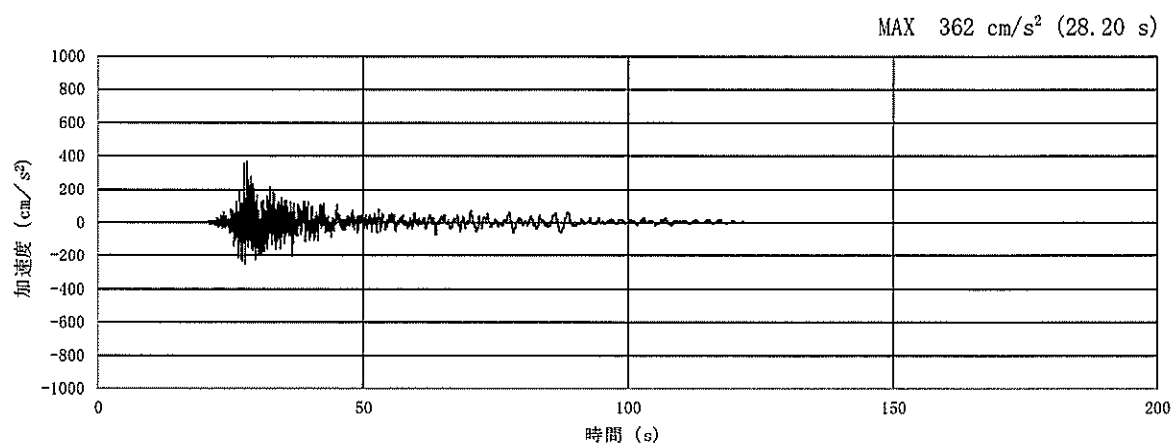


(a) 加速度時刻歴波形

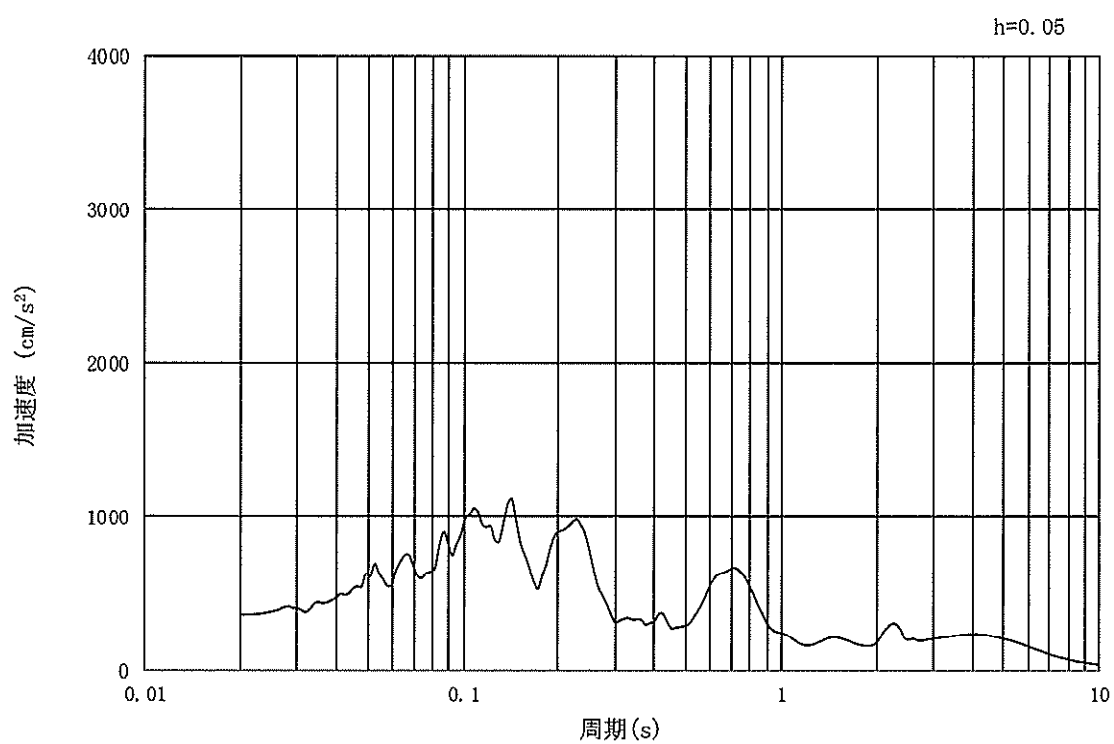


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-15 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, 鉛直成分: S_s-13)

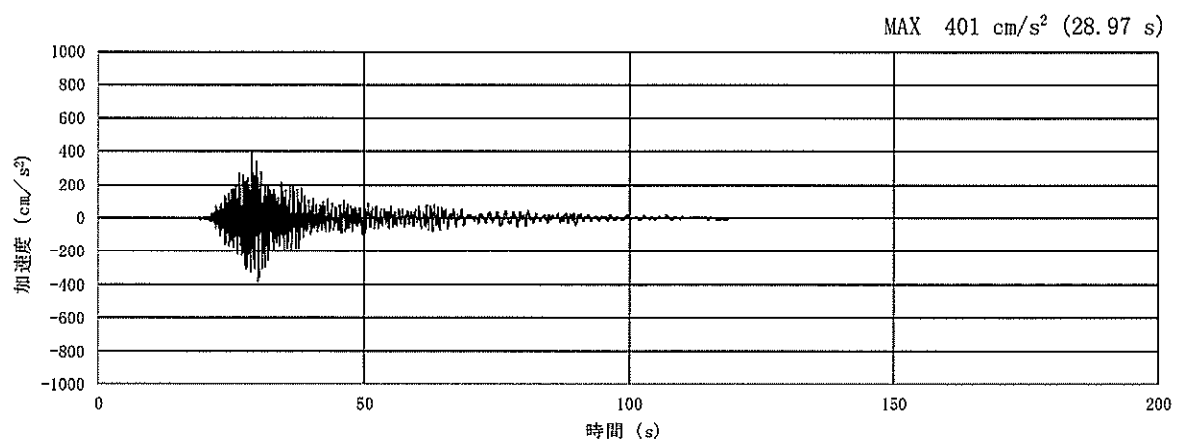


(a) 加速度時刻歴波形

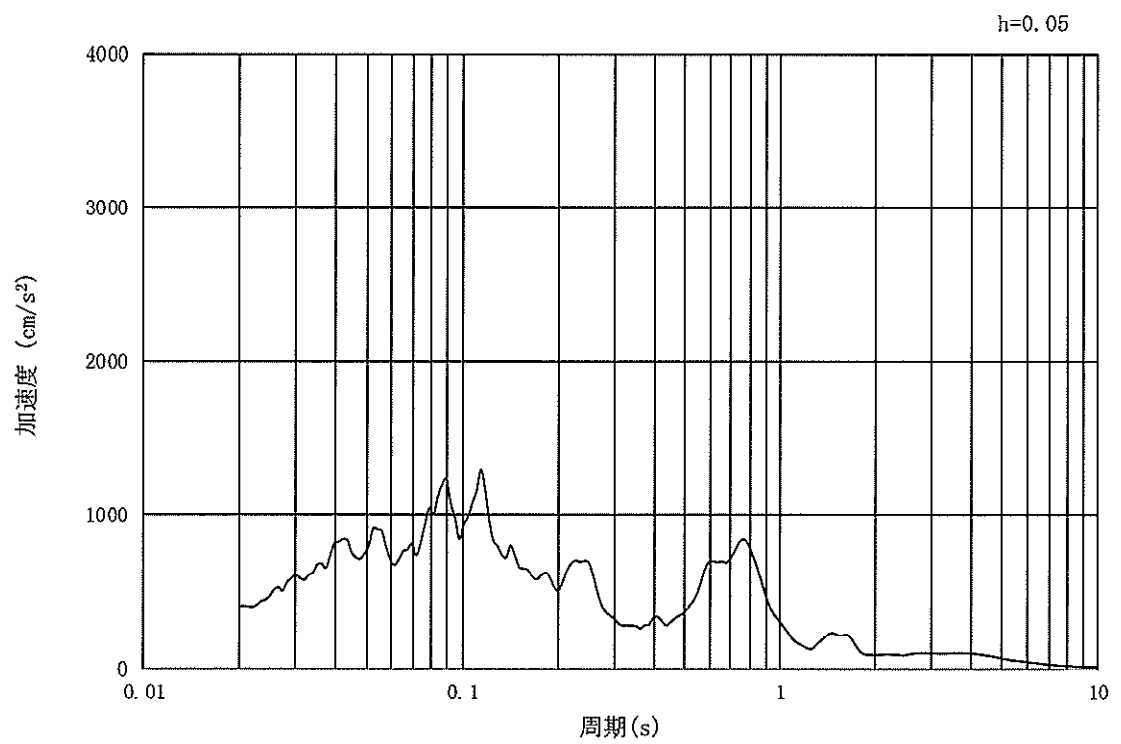


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-16 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
(①-①断面, 水平成分: $S_s - 1.4$)

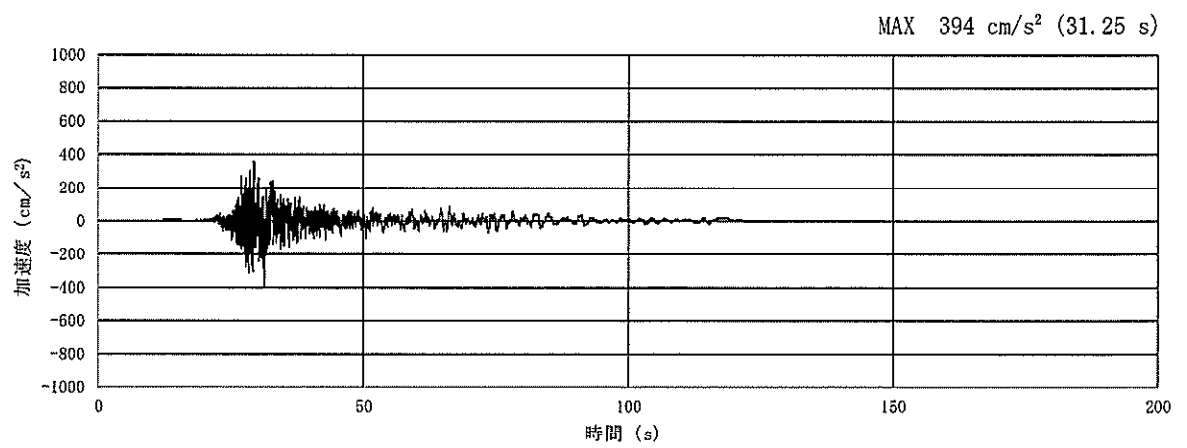


(a) 加速度時刻歴波形

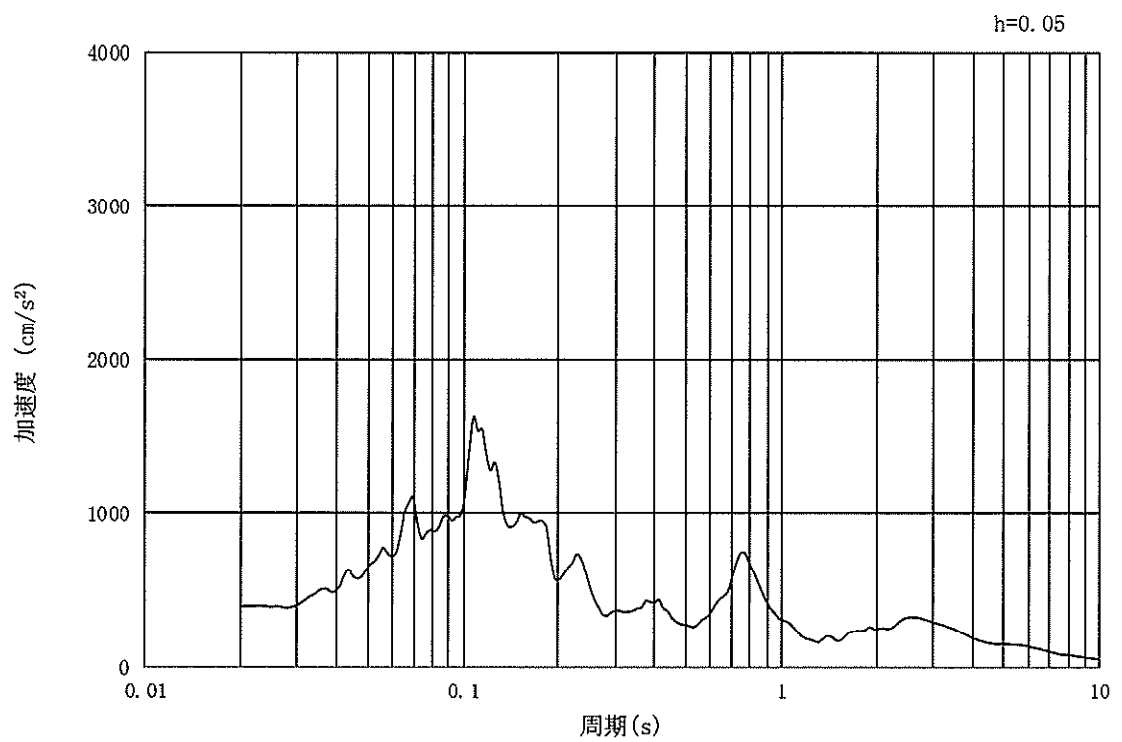


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-17 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
(①-①断面, 鉛直成分: $S_s - 1.4$)

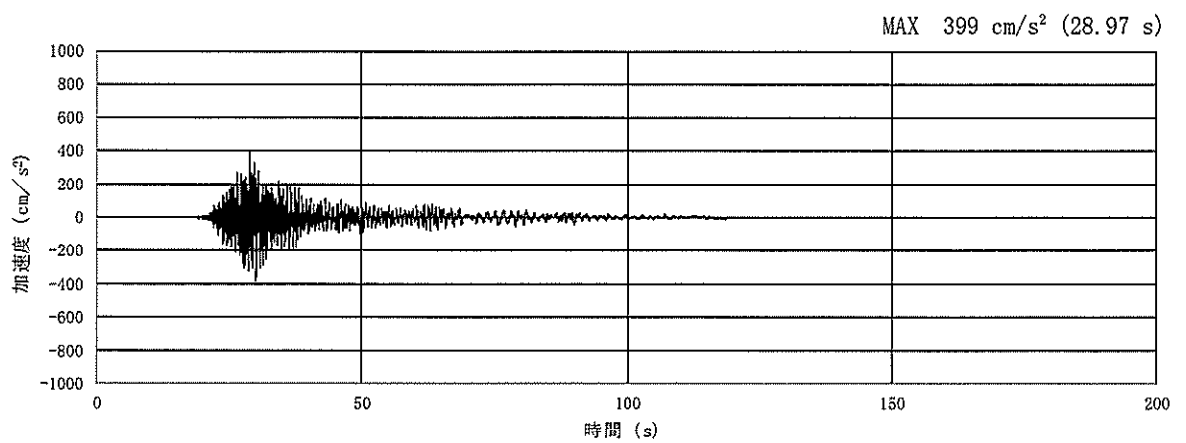


(a) 加速度時刻歴波形

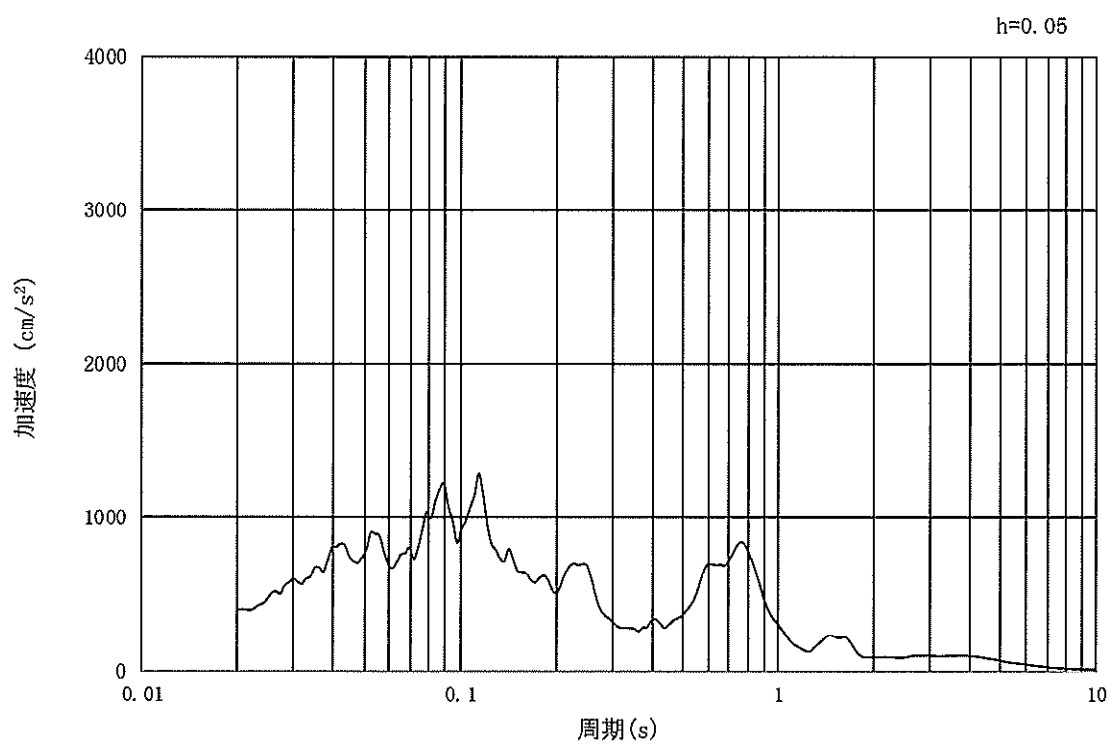


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-18 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, 水平成分: $S_s - 1.4$)

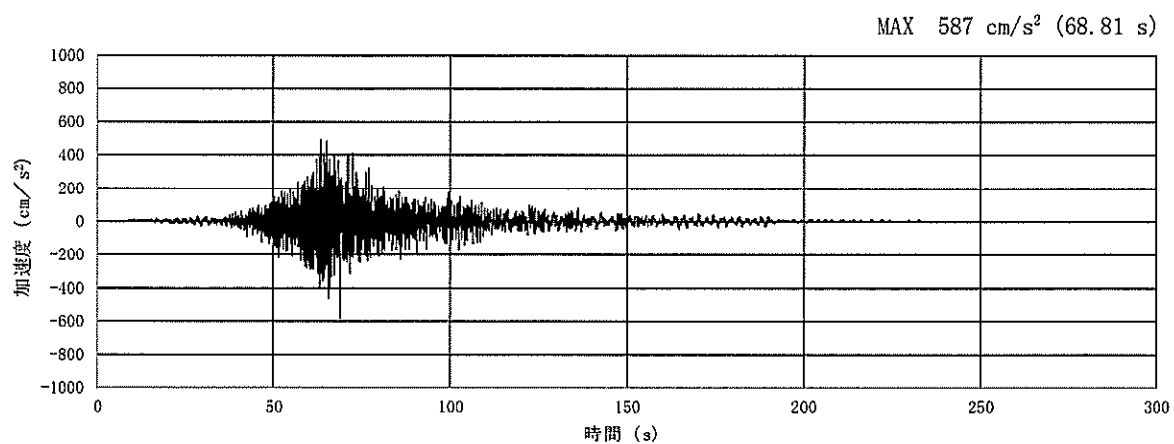


(a) 加速度時刻歴波形

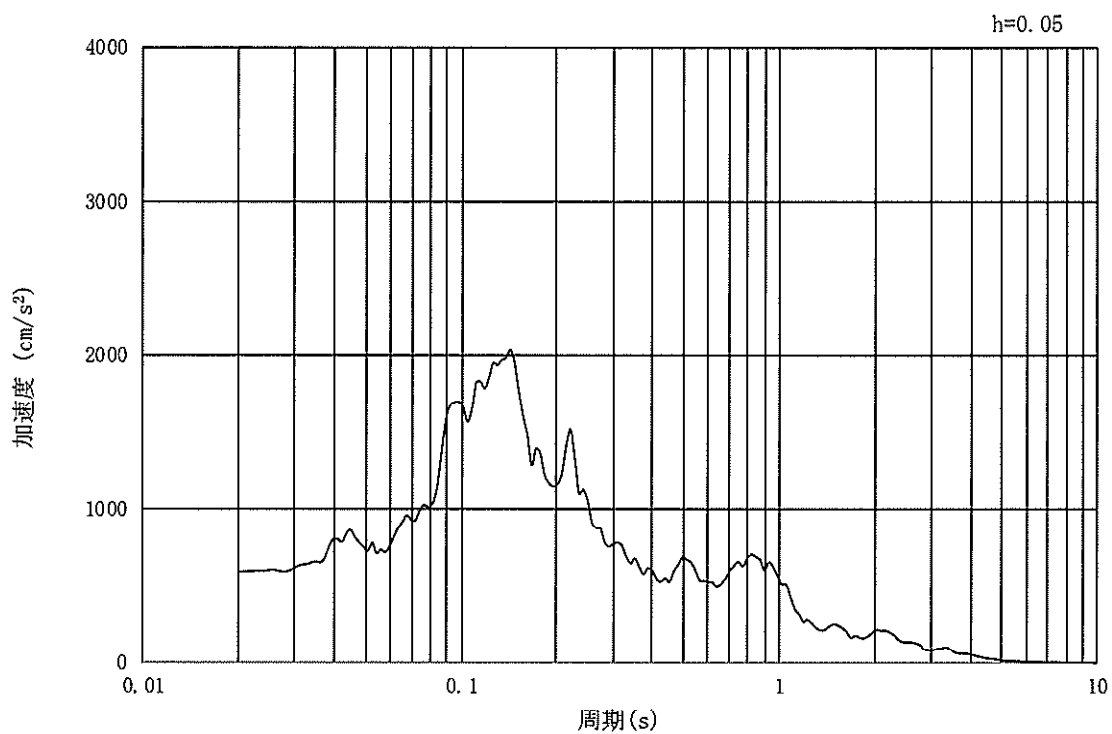


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-19 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, 鉛直成分: $S_s - 1.4$)

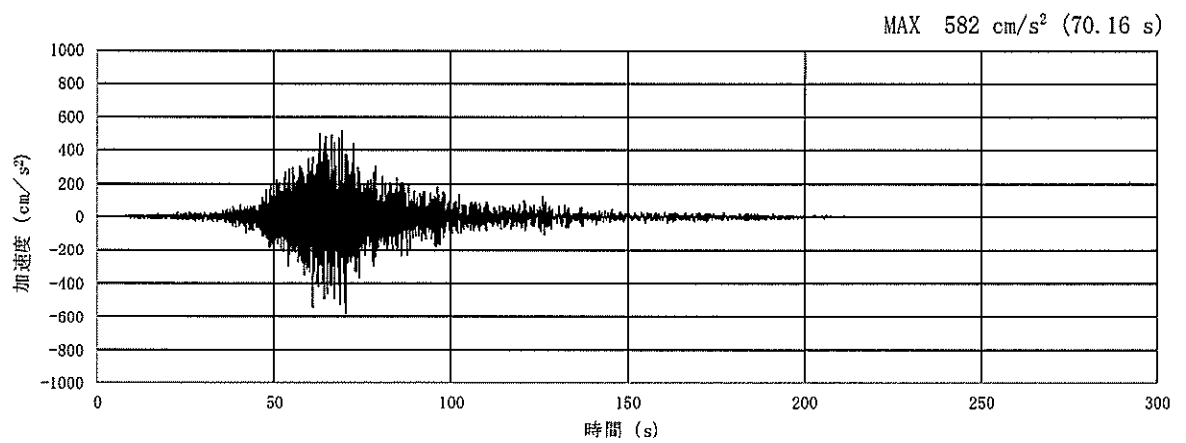


(a) 加速度時刻歴波形

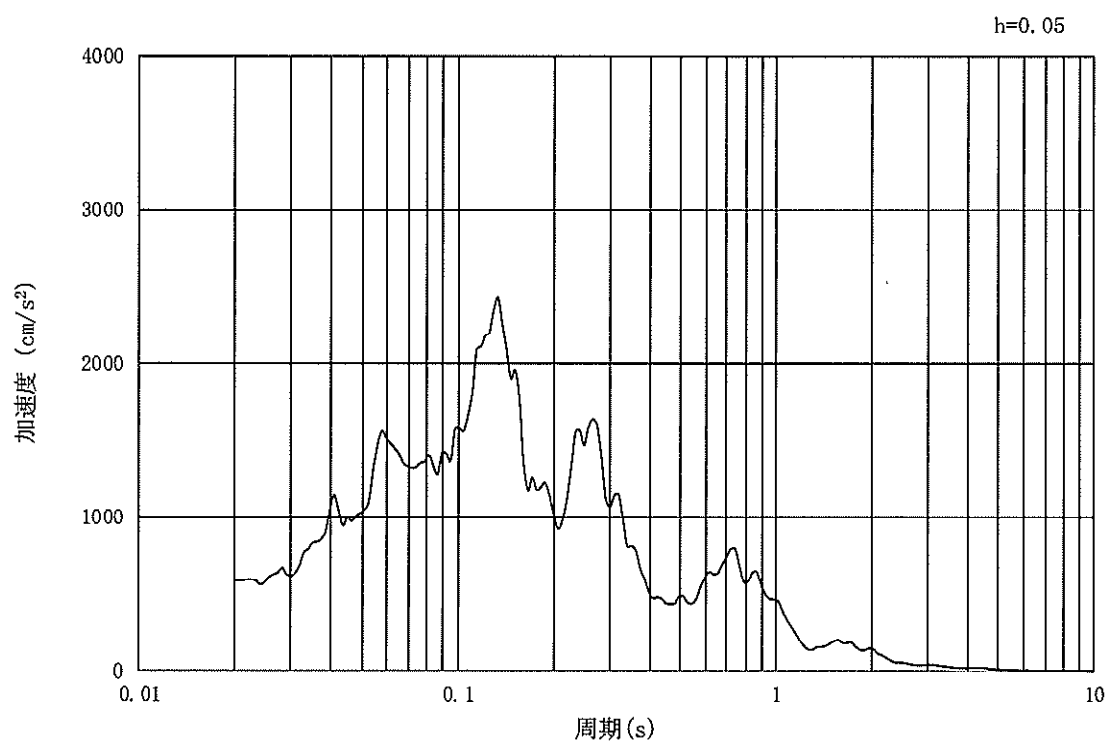


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-20 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
(①-①断面, 水平成分: S_s-21)

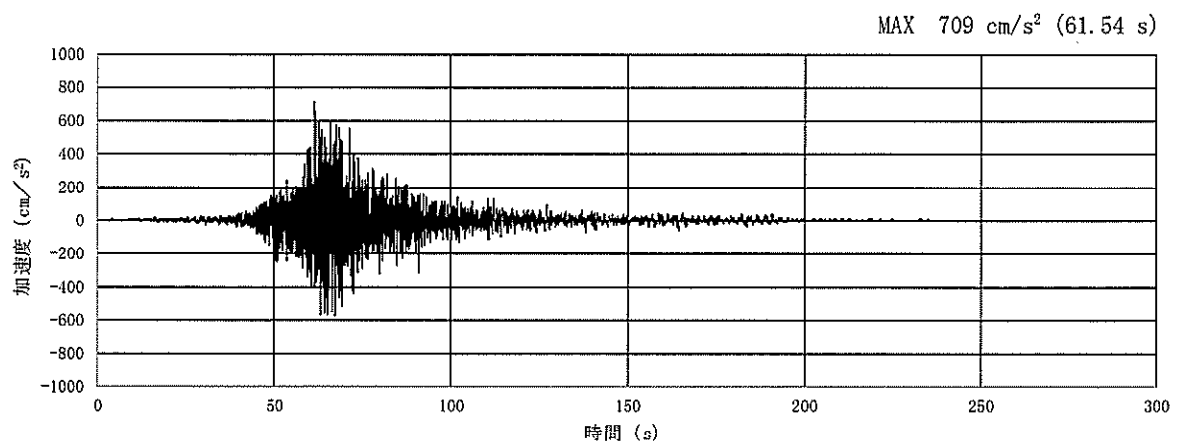


(a) 加速度時刻歴波形

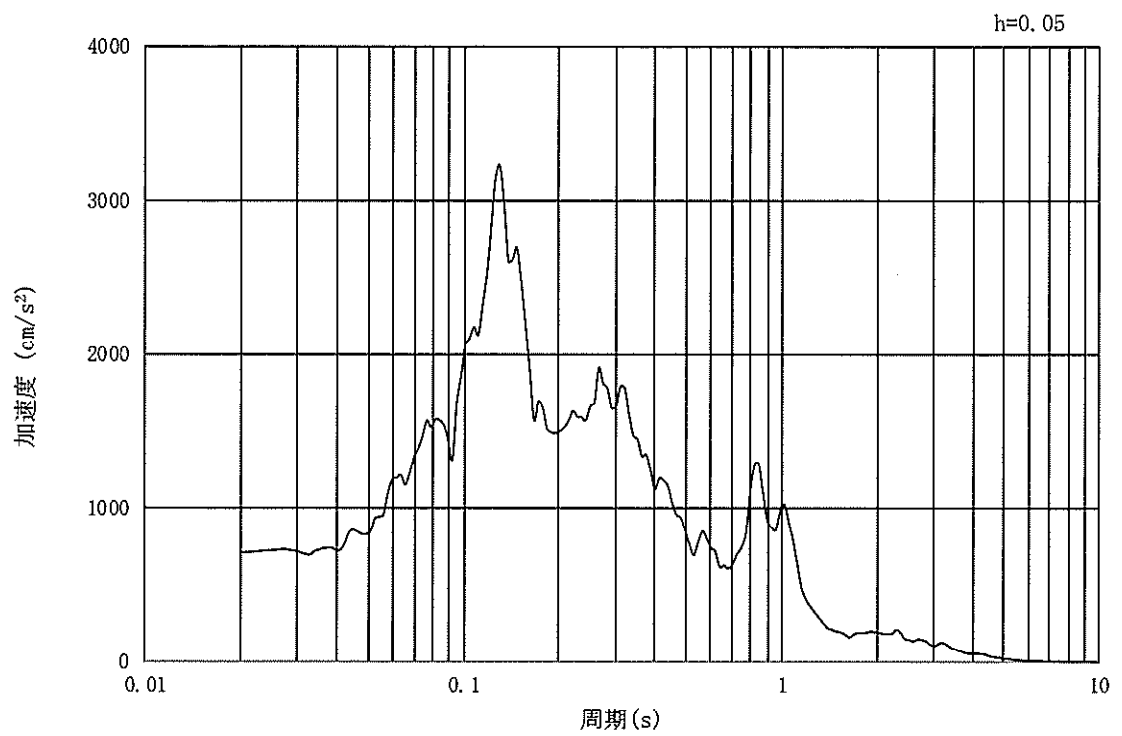


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-21 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
(①-①断面, 鉛直成分: $S_s - 2.1$)

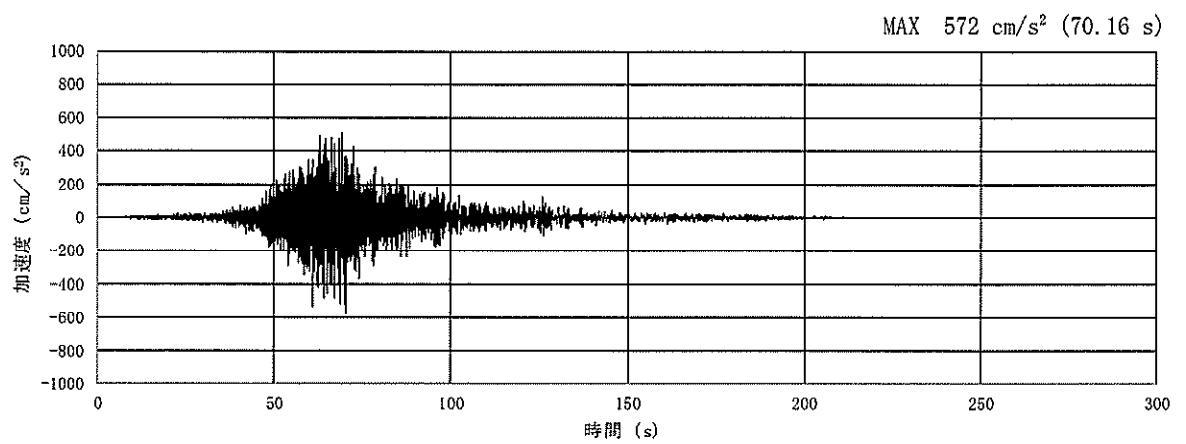


(a) 加速度時刻歴波形

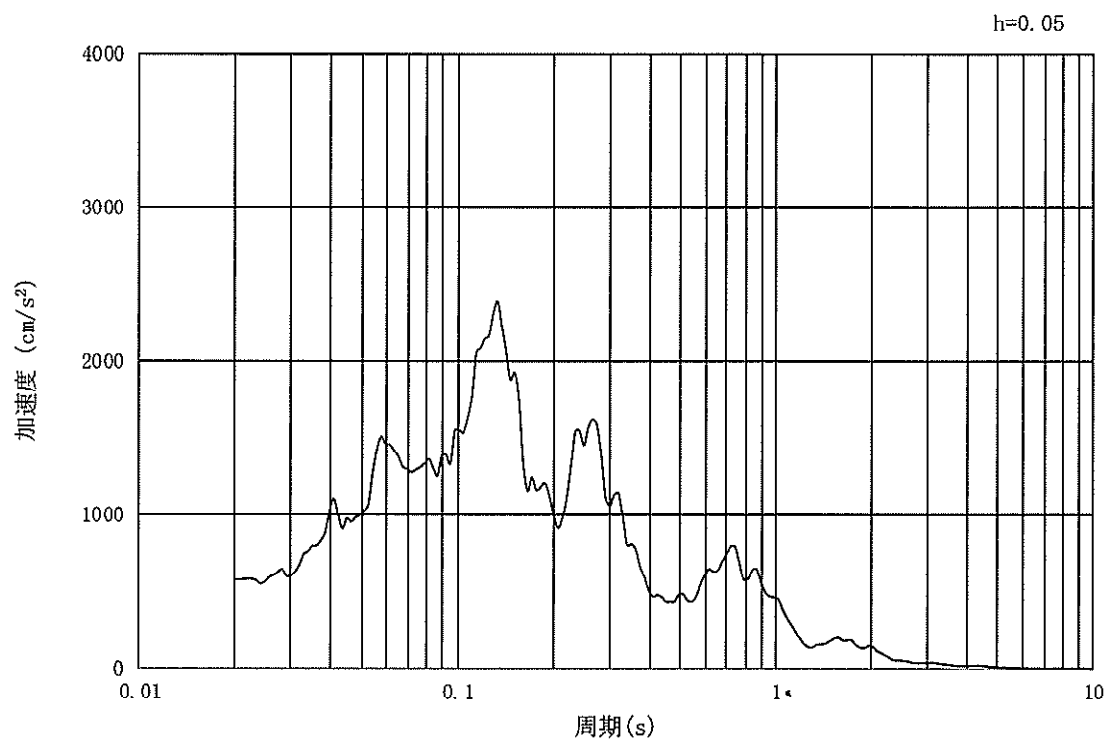


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-22 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, 水平成分: S_s-21)

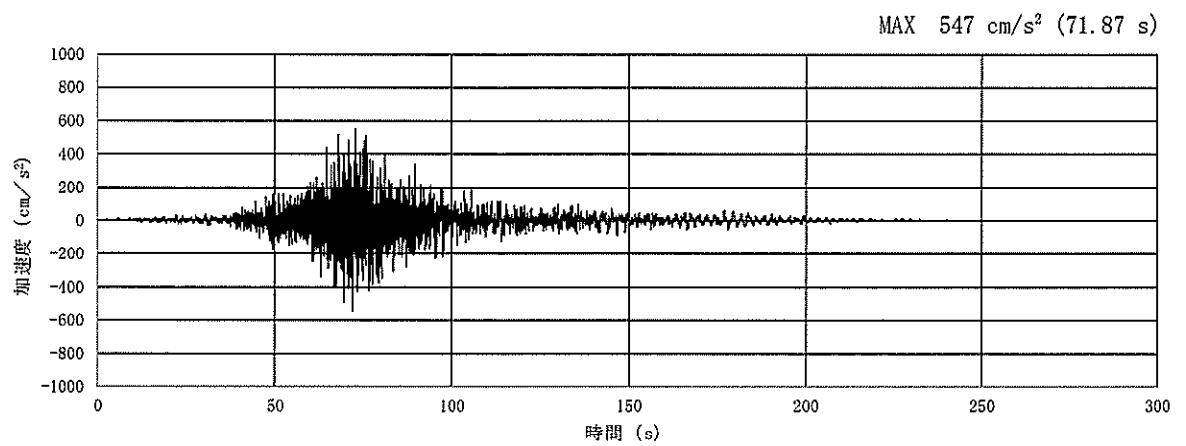


(a) 加速度時刻歴波形

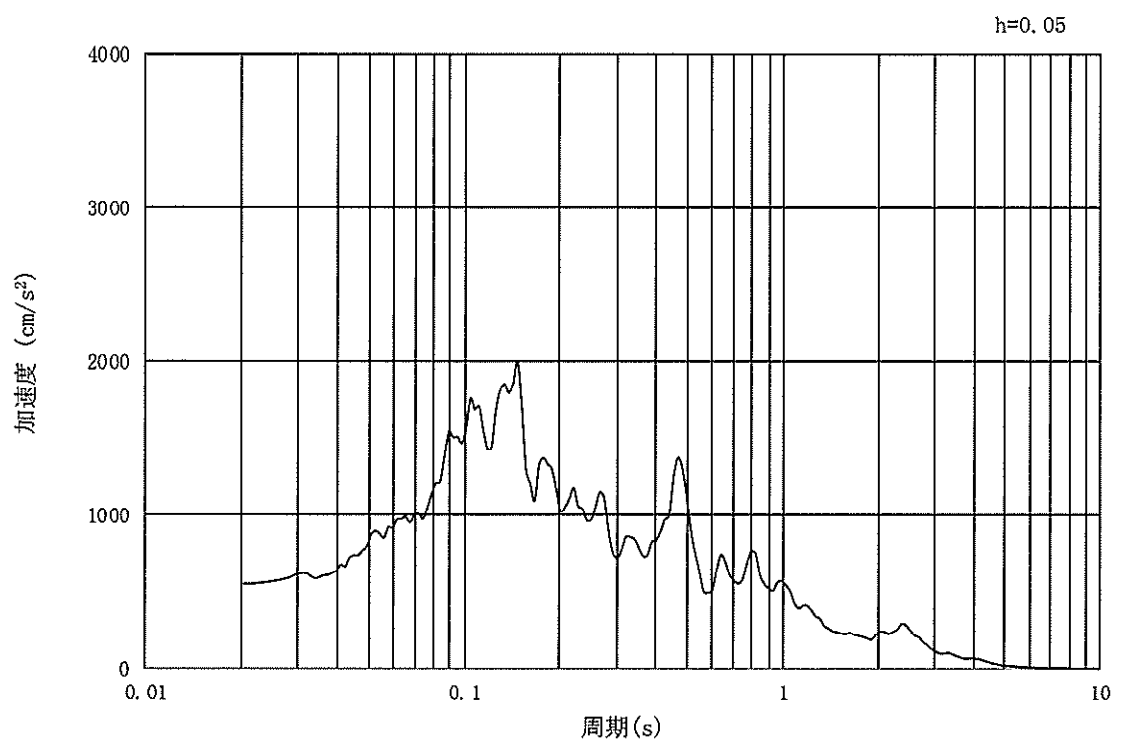


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-23 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, 鉛直成分: S_s-2 1)

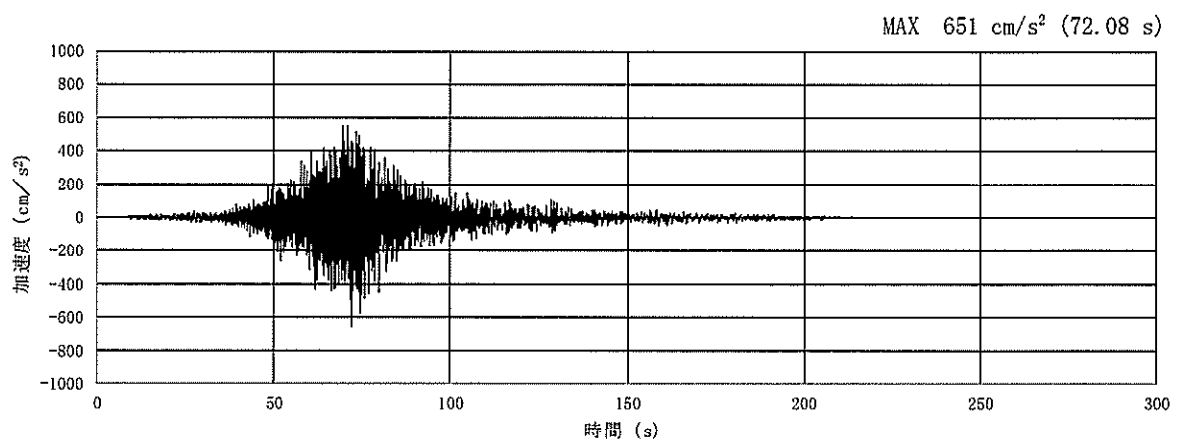


(a) 加速度時刻歴波形

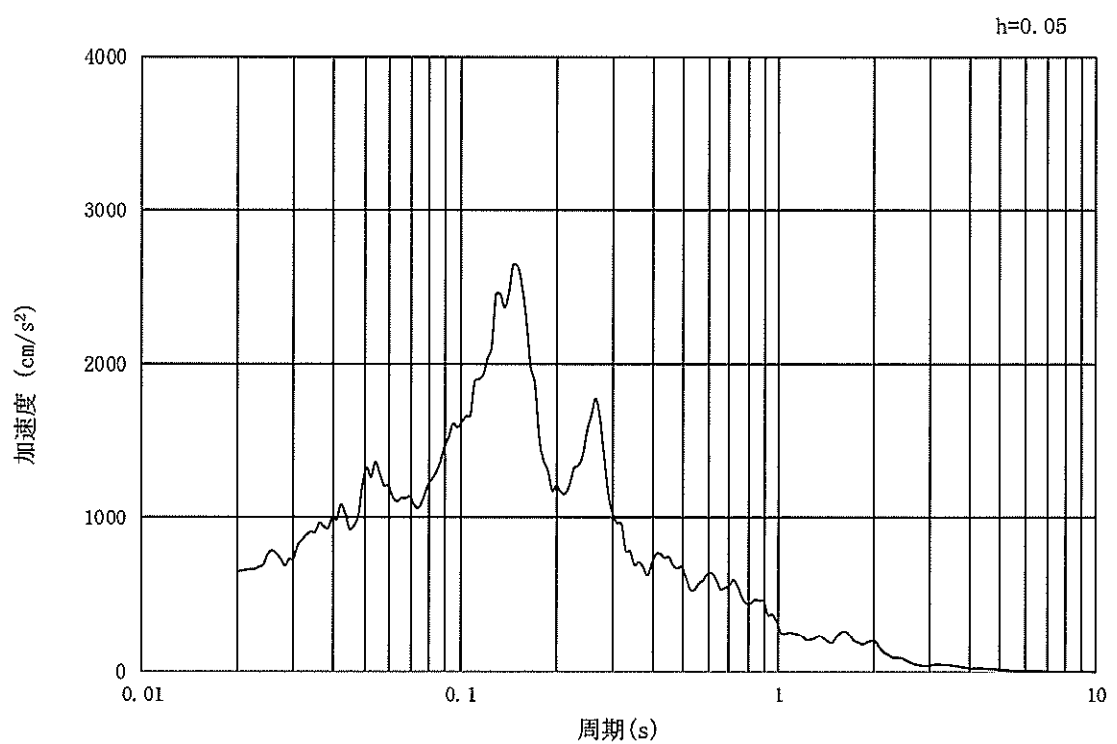


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-24 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
(①-①断面, 水平成分: S_s-22)

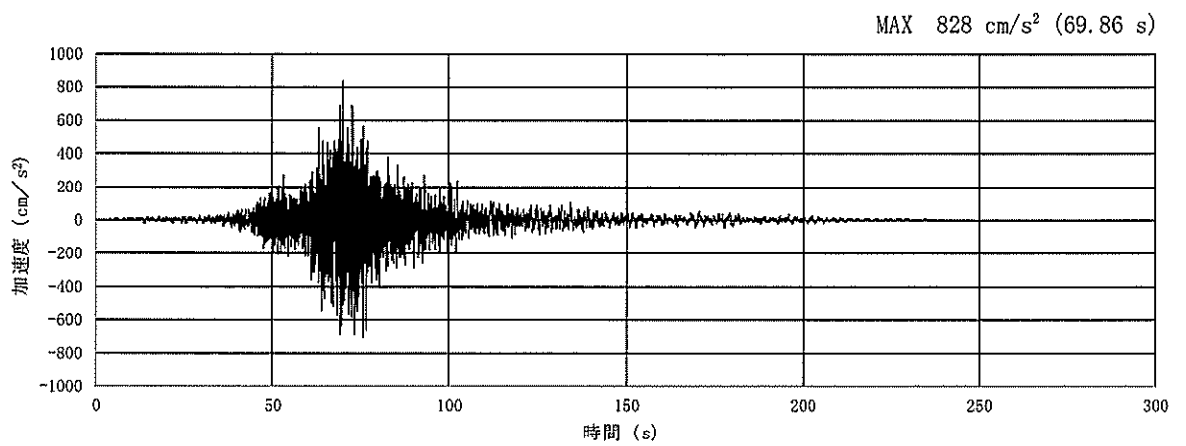


(a) 加速度時刻歴波形

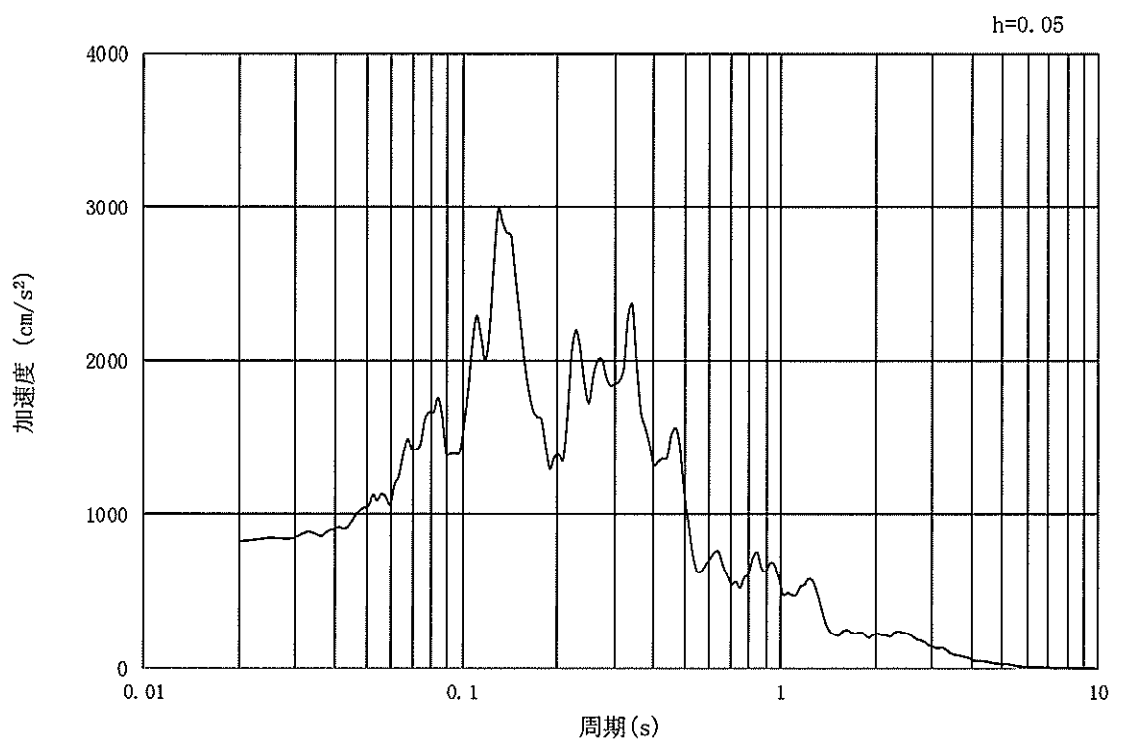


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-25 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
(①-①断面, 鉛直成分: $S_s - 2.2$)

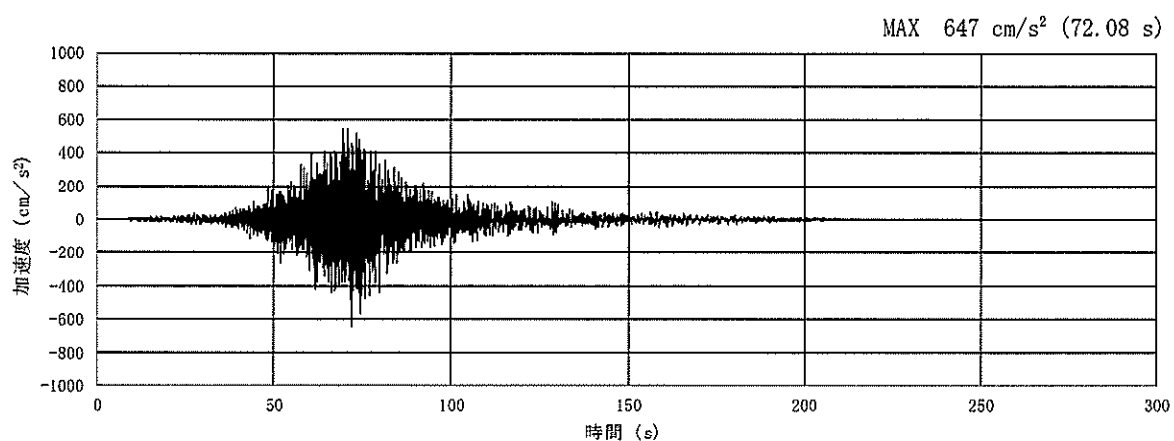


(a) 加速度時刻歴波形

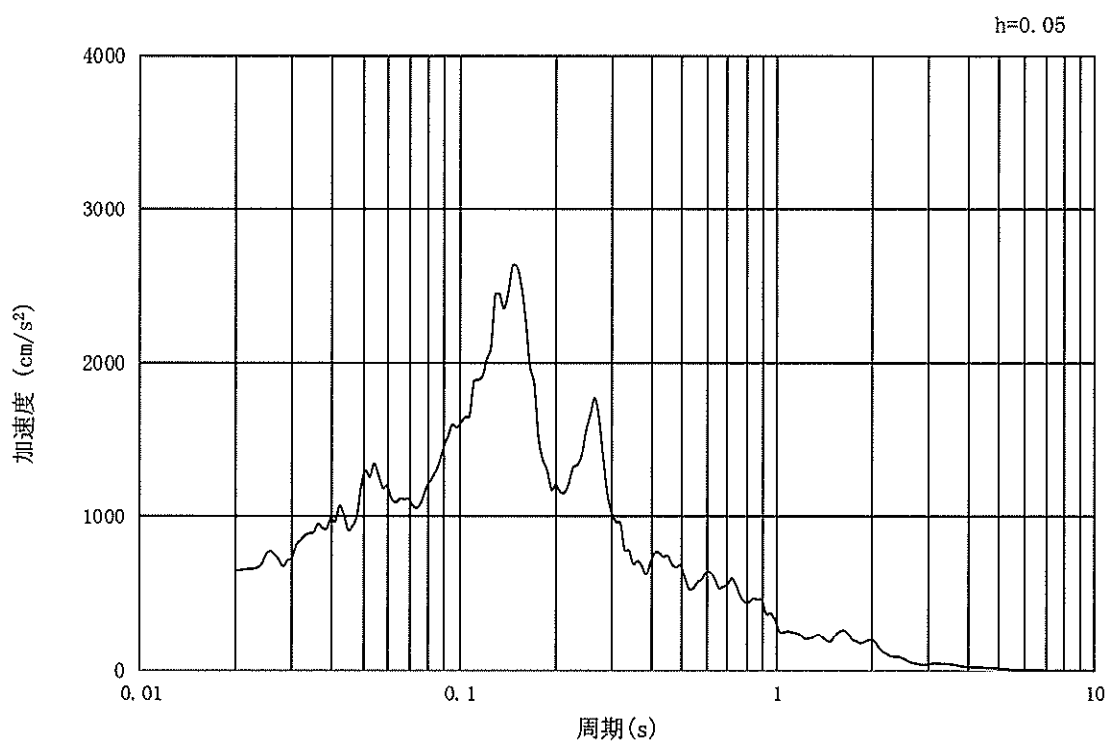


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-26 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
(②-②断面, 水平成分: $S_s - 2.2$)

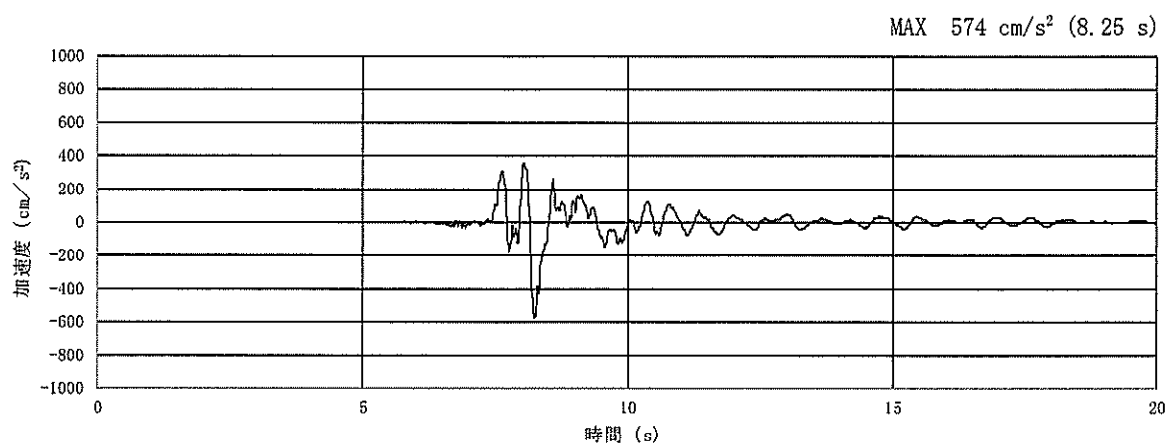


(a) 加速度時刻歴波形

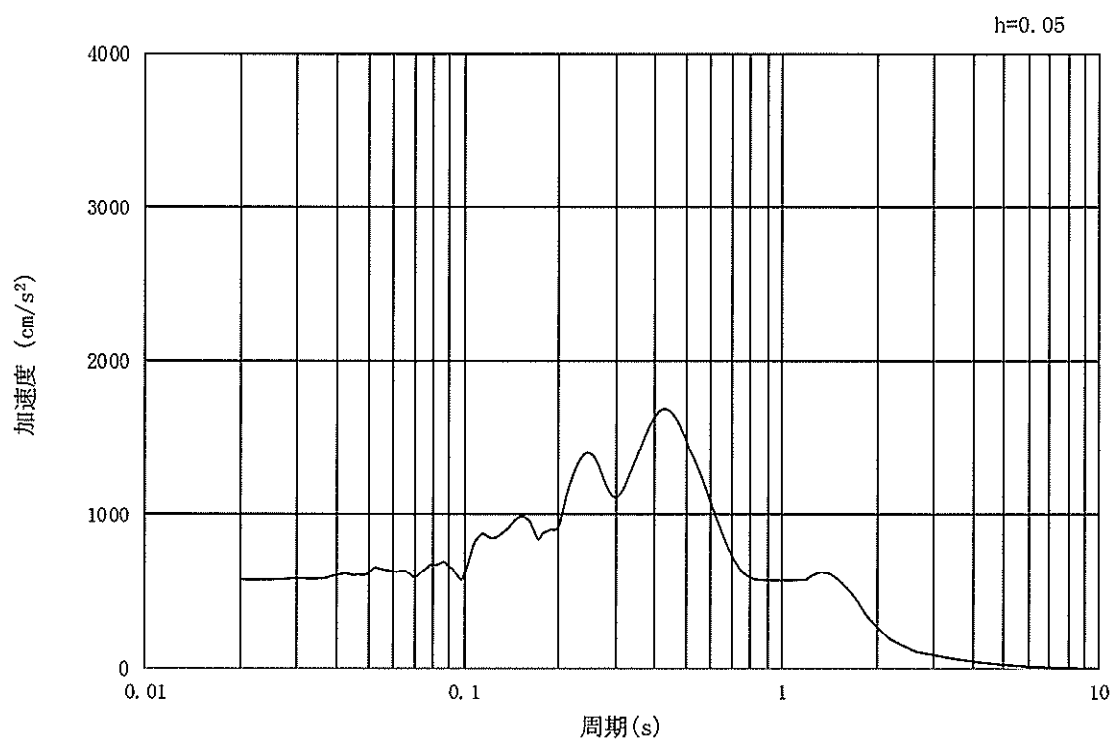


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-27 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
(②-②断面, 鉛直成分: $S_s - 2.2$)

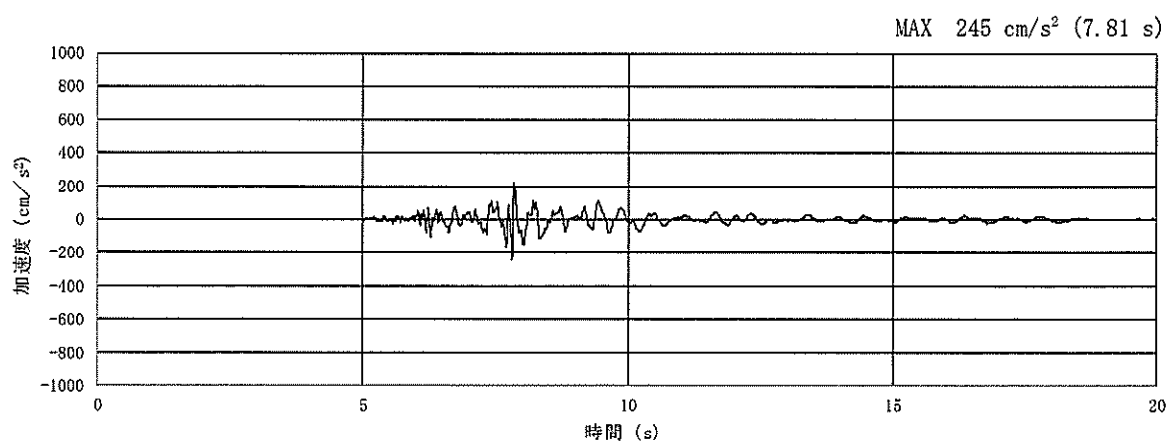


(a) 加速度時刻歴波形

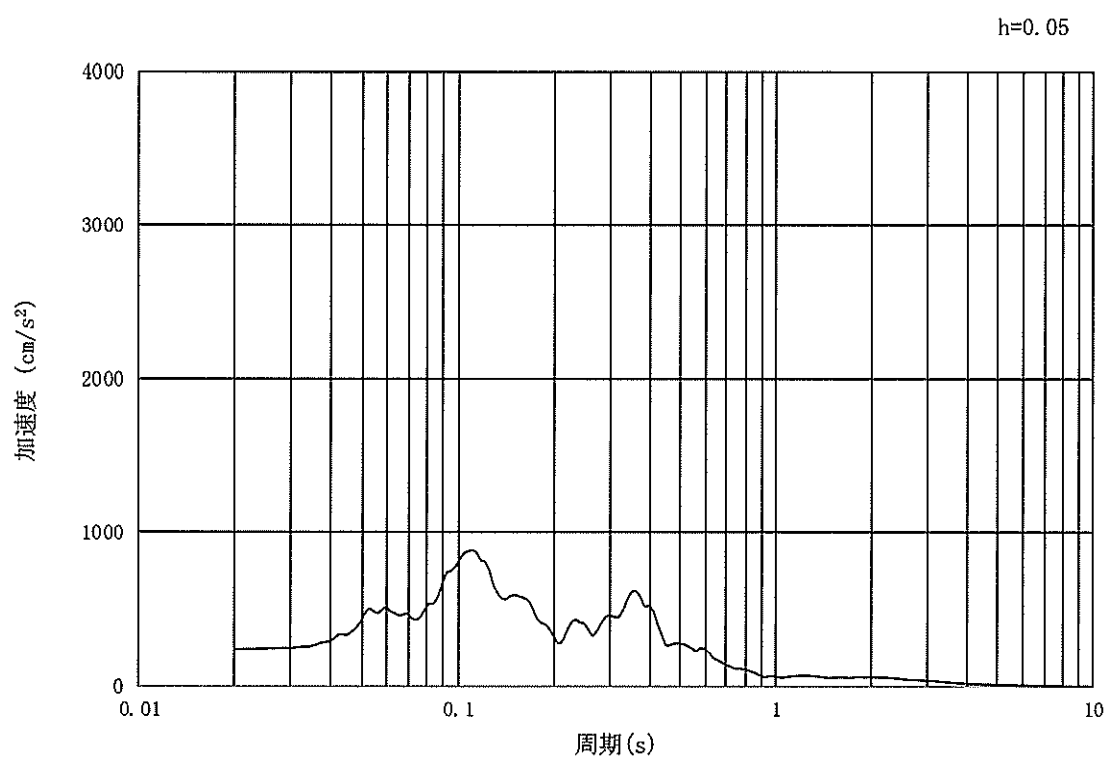


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3-28 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(①-①断面, ②-②断面, 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 16.3-29 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(①-①断面, ②-②断面, 鉛直成分: S_s-31)

16.3.2 許容限界の設定

(1) 鉄筋コンクリート（SA用海水ピット取水塔）の許容限界

許容限界については、コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年），道路橋示方書（I 共通編・IV下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成24年3月）に基づき，表16.3-1のとおり設定する。短期許容応力度は，コンクリート及び鉄筋の許容応力度に対して1.5倍の割増しを考慮する。

表 16.3-1 許容限界

評価項目			許容限界 (N/mm ²)
コンクリート*1 ($f'_{ck}=40$ N/mm ²)	短期許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}		21.0
	短期許容せん断応力度 τ_{al}		0.825*3
鉄筋	SD490*2	短期許容引張応力度 σ_{sa}	435
	SD390*1	短期許容引張応力度 σ_{sa}	309
	SD345*1	短期許容引張応力度 σ_{sa}	294

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

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

*3：斜め引張鉄筋を考慮する場合は，「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）」に適用し，次式により算定する短期許容せん断力（ V_a ）に対して割増係数1.5を考慮することで求められる短期許容せん断力を許容限界とする。

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

ここで，

V_{ca} ：コンクリートの短期許容せん断力

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{al} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

V_{sa} ：斜め引張鉄筋の短期許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d / s$$

τ_{al} ：斜め引張鉄筋を考慮しない場合の短期許容せん断応力度

b_w ：有効幅

j ：1/1.15

d ：有効高さ

A_w ：斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa} ：鉄筋の許容引張応力度

s ：斜め引張鉄筋間隔

表 16.3-2 斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界

位置		断面形状				せん断補強鉄筋			許容せん断力		短期許容 せん断力 V _a
		部材幅	部材高	かぶり	有効高	径	S _b	S _s	コンクリート	鉄筋	
									V _{ca}	V _{sa}	(=V _{ca} +V _{sa})
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(本)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN)
側壁鉛直断面	上部	2659	6204	665	5539	D36	4	150	5282	45243	50525
	下部	2659	6204	665	5539	D32	8	150	5282	63039	68321
側壁水平断面	上部	1000	1500	200	1300	D13	3.333	300	467	468	935
	下部	1000	1500	275	1225	D22	3.333	300	440	1348	1788
底版		1000	2000	200	1800	D29	3.333	300	646	3286	3932

(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）より設定する。

道路橋示方書によるケーソン基礎の支持力算定式を以下に示す。

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

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

ここで、

q_d : 基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m²)

c : 基礎底面より下にある地盤の粘着力 (kN/m²)

γ_1 : 基礎底面より下にある地盤の単位体積重量 (kN/m³)

ただし、地下水位以下では水中単位体積重量とする。

γ_2 : 基礎底面より上にある周辺地盤の単位体積重量 (kN/m³)

ただし、地下水位以下では水中単位体積重量とする。

α, β : 表 16.3-3 に示す基礎底面の形状係数

B : 基礎幅 (m)

D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)

N_c, N_γ : 図 16.3-30 に示す支持力係数

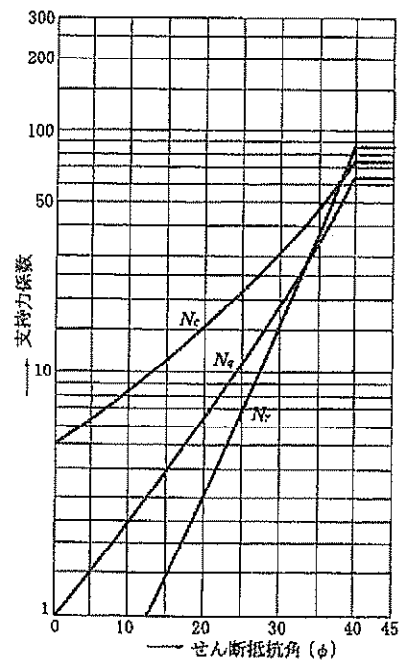
表 16.3-3 基礎底面の形状係数

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

D : ケーソン前面幅 (m), B : ケーソン側面幅 (m)

ただし, $B/D > 1$ の場合, $B/D = 1$ とする。

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



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

図 16.3-30 支持力係数を求めるグラフ

上記にて求められる極限支持力の算定結果を表 16.3-4 に示す。

表 16.3-4 極限支持力算定の諸元と算定結果

項目	算定結果	備考
極限支持力度 q_d (kN/m ²)	5962	
$\alpha c N_c$ (kN/m ²)	5962	
$\frac{1}{2} \beta \gamma'_1 B N_\gamma$ (kN/m ²)	0	
$\gamma'_2 D_f N_q$ (kN/m ²)	0	保守的な配慮として 0 と仮定
粘着力 c (kN/m ²)	917	非排水せん断強度*
基礎底面標高 Z (m)	-26.000	
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	1.3	
形状係数 β	0.6	
基礎幅 B (m)	7.000	
有効根入れ深さ D_f (m)	—	
N_c	5	図 16.3-30 より
N_γ	0	図 16.3-30 より
N_q	—	

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

基礎底面標高 Z T.P. (m)

(3) 鋼材（内部配管及び上段鋼製蓋）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 24 年 3 月）及びダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会、平成 25 年 6 月）に基づき、表 16.3-5 のとおり設定する。短期許容応力度は、鋼材の許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

表 16.3-5 許容限界

評価項目			許容限界 (N/mm ²)
鋼材	SM400 ^{*1}	短期許容引張応力度 σ_{sa}	210
		短期許容せん断応力度 τ_{al}	120
	SUS304 ^{*2}	短期許容支圧応力度 σ_c ^{*3}	205
		短期許容引張応力度 σ_t	160
	SUS329J4L ^{*4}	短期許容引張応力度 σ_{sa}	338
		短期許容せん断応力度 τ_{al}	195

注記*1：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成24年3月）

*2：ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会，平成25年6月）

*3：許容支圧応力度の上限値は降伏点とする。

*4：「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会 平成25年月）」に基づき，「ステンレス鋼については，0.2%永久ひずみに相当する応力度を0.2%耐力として降伏点にかえ，安全率を2.0程度として許容応力を定める」に準拠する。

16.3.3 SA海水用ピット取水塔の耐震評価

(1) 側壁の評価

a. 鉛直断面の評価

側壁の鉛直断面の曲げ及び軸力に対する評価は、2次元有効応力解析を実施し、部材の設計を行う。鉛直鉄筋は解析によって算出される線形はり要素の発生断面力である曲げモーメント及び軸力を用いて照査を行う。

側壁の開口は部材厚よりも小さく開口補強が可能なため、開口による剛性低下を考慮しないモデルで断面力を算定し、実配筋としては、開口に配置されるはずであった鉄筋と同量の鉄筋を開口部周囲に配置する。

鉛直断面モデルのせん断照査については、発生せん断力（ S ）に対し有効断面積（ A_w ）で抵抗するものとし、せん断応力度 $\tau = S/A_w$ がコンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）に示されるせん断補強筋を考慮しない場合のコンクリートの短期許容せん断応力度（ τ_{al} ）以下であることを確認し、これが満足される場合は、構造細目に応じた鉄筋量を配置する。また、せん断応力度 $\tau = S/A_w$ が短期許容せん断応力度（ τ_{al} ）を超える場合は、せん断補強筋を配置し、発生せん断力がコンクリートにより、負担されるせん断力とせん断補強筋により負担されるせん断力を足し合わせた短期許容せん断力以下であることを確認する。

側壁の水平方向の鉄筋の設計は、コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）に準拠して、円筒形断面を同じ面積の矩形断面として考慮し実施する。各2次元鉛直断面モデル（2次元有効応力解析モデル）による各側壁の面内方向のせん断力に対するせん断力照査で設計する水平鉄筋（面内方向のせん断補強筋）と、水平断面フレーム解析モデルにおける同側壁の面外方向の最大荷重に対する曲げ軸力照査で設計する水平鉄筋（主鉄筋）は、同じ方向の鉄筋であり、両設計で算定される必要水平鉄筋量を足し合わせた合計必要水平鉄筋量以上を同側壁の面内方向に配置する。これと共に、水平断面フレーム解析モデルにおける同側壁の面外方向の最大荷重に対するせん断力照査で設計するせん断補強筋を同側壁の面外方向に配置する。

直交する2つの2次元鉛直断面モデル（2次元有効応力解析モデル）により求められる各側壁の面内方向のせん断力と面外方向の最大荷重に基づき、4辺の側壁すべてについて、上記の設計計算により、面内方向の合計必要水平鉄筋量（面内方向の必要せん断補強筋量と必要主鉄筋量を足し合わせた合計必要水平鉄筋量）以上を各側壁の面内方向に配置し、面外方向の必要せん断補強筋量以上を各側壁の面外方向に配置する。

b. 水平断面の評価

側壁の水平断面の評価は、側壁を線形はり要素としてモデル化した静的フレーム解析により照査を行なう。円筒形立坑の水平断面解析モデル概念図を図 16.3-31 に示す。

地盤と立坑の連成系モデルによる2次元有効応力解析の結果に基づき、立坑水平断面の検討では、立坑の両側に地盤からの最大荷重を作用させる場合（両押し時）と、片側のみに地盤からの最大荷重を作用させる場合（片押し時）の荷重状態について検討する。

水平断面の設計荷重として、図 16.3-31 に示すように、両押し時は、2次元有効応

力解析により得られる立坑側方の地震時地盤反力（地盤要素の水平有効直応力（ σ_x' ）＋間隙水要素の発生応力（ Δu ））の全時刻の最大値を抽出し、立坑平面の両側から同じ最大荷重を常時荷重と共に作用させる。

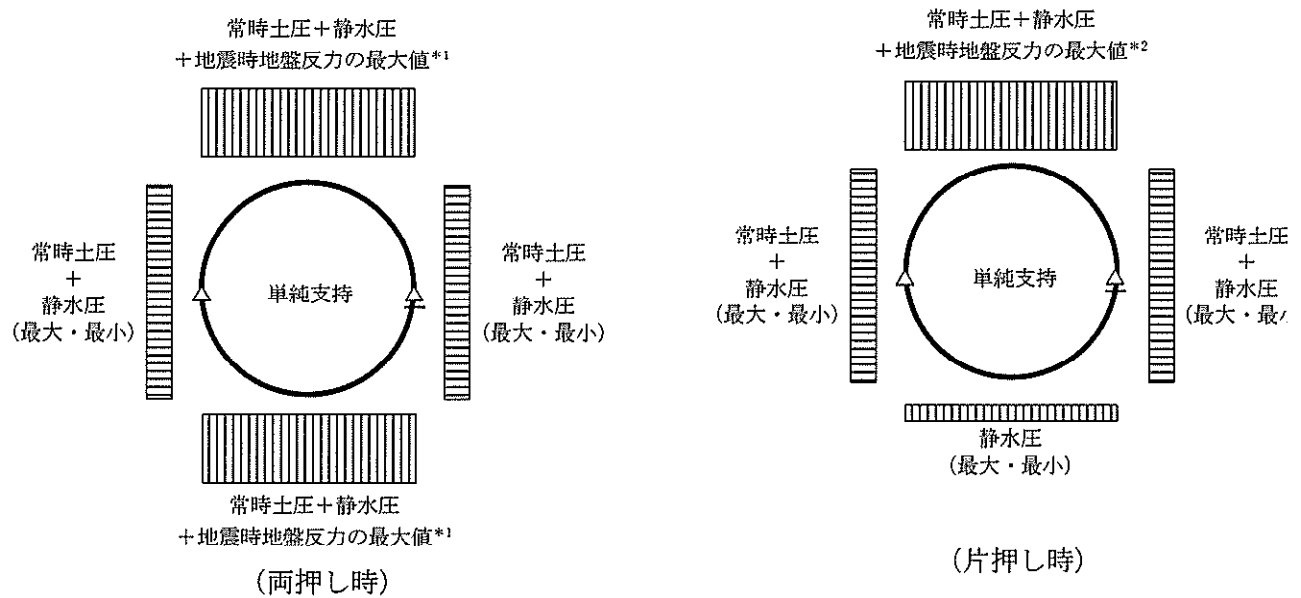
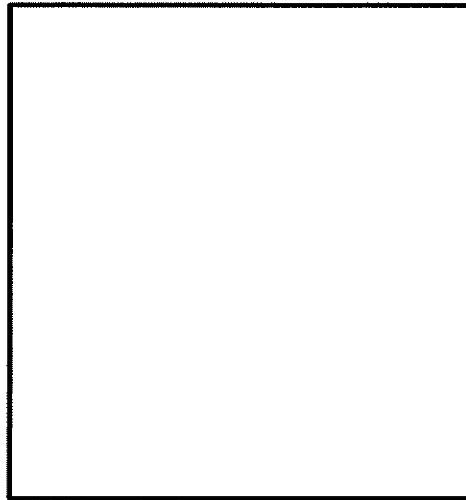
片押し時は、両押し時と同じ地震時地盤反力の最大値を立坑平面の片側から最大荷重として常時荷重と共に作用させる。

常時荷重については常時土圧及び静水圧を考慮する。設計断面の適用範囲ごとに最浅部（最小）及び最深部（最大）の常時荷重を算定し、図 16.3-31 に示すように、立坑水平断面の静的フレーム解析に用いる。

境界条件については、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（ケーソン基礎の設計）」に準拠し、単純支持とする。

水平断面モデルに対して設計荷重を載荷すると、構造体が変形するのに伴い地盤反力が生じることから、「シールド工事用立坑の設計（土木学会，2015 年）」に従い構造体の変形に応じた地盤反力を考慮できるが、地盤反力による構造体の変形抑制効果を考慮しなくても構造成立する場合は、設計上の保守的な配慮として、構造体の変形に応じた地盤反力を考慮しない設計とする。なお、「シールド工事用立坑の設計（土木学会，2015 年）」に従い構造体の変形に応じた地盤反力を考慮する場合は、保守的に Km 層に限って適用する。

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



- *1：立坑左右地盤の「常時土圧＋静水圧＋地震時地盤反力の最大値」を両側に作用させる。
 *2：立坑左右地盤の「常時土圧＋静水圧＋地震時地盤反力の最大値」を片側に作用させる。

図 16.3-31 円筒形立坑の水平断面解析モデル概念図

(2) 版部材の評価

a. 頂版の評価

海水の取水口による開口が半月状に存在することから，開口を考慮した設計を行う。

版の周囲は円周状に支持されているが，開口を考慮して，直交方向に半径分の片持ち梁としてモデル化した場合でも，固定端の最大曲げモーメントは直径分の単純梁中央の曲げモーメントに一致することから，直径スパンを有する単位幅の1方向版としてモデル化し，直交方向の支持を考慮しないで断面力を算出し設計する。概念図を図 16.3-32 に示す。

スパンは頂版が接続する側壁の中心間距離とし，境界条件は単純支持として設計する。

設計荷重としては，面外方向に躯体の慣性力を静的に作用させる。

慣性力については，2次元有効応力解析により各床版位置における最大鉛直加速度を算出し，重力加速度で除することで鉛直設計震度を求め算定する。

単純支持によるはり設計を行う。はり設計で求めた主鉄筋は頂版上下面に格子状に配置し，せん断補強筋は主鉄筋の上下面間に鉛直方向に配置する。

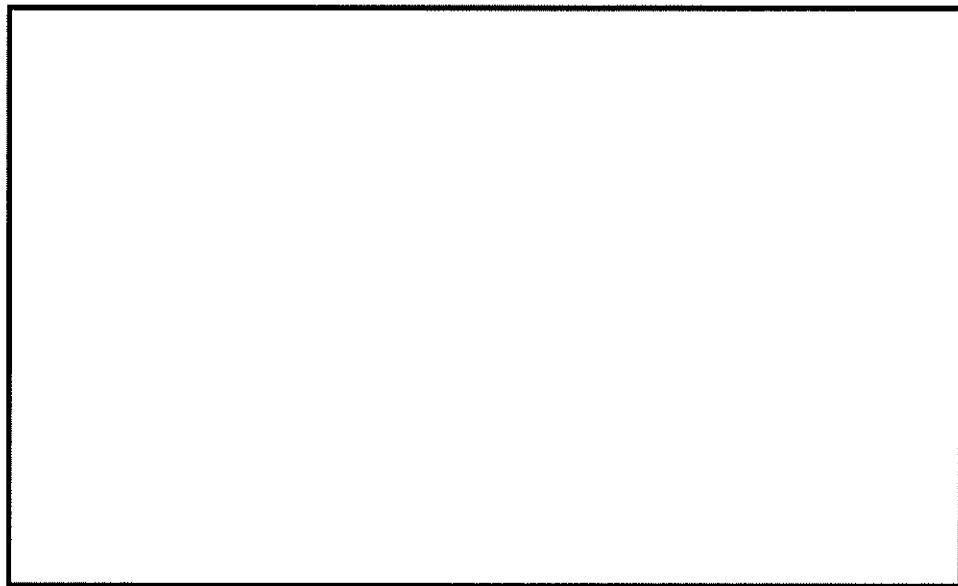


図 16.3-32 頂版の設計モデル概念図

b. 底版の評価

底版の設計は、単位幅の1方向版としてモデル化し断面力を算出する。概念図を図16.3-33に示す。スパンは底版が接続する側壁の中心間距離とし、境界条件は単純支持とする。

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

単純支持による単位幅の版設計を行う。版設計で求めた主鉄筋は底版上下面に格子状に配置し、せん断補強筋は主鉄筋の上下面間に鉛直方向に配置する。

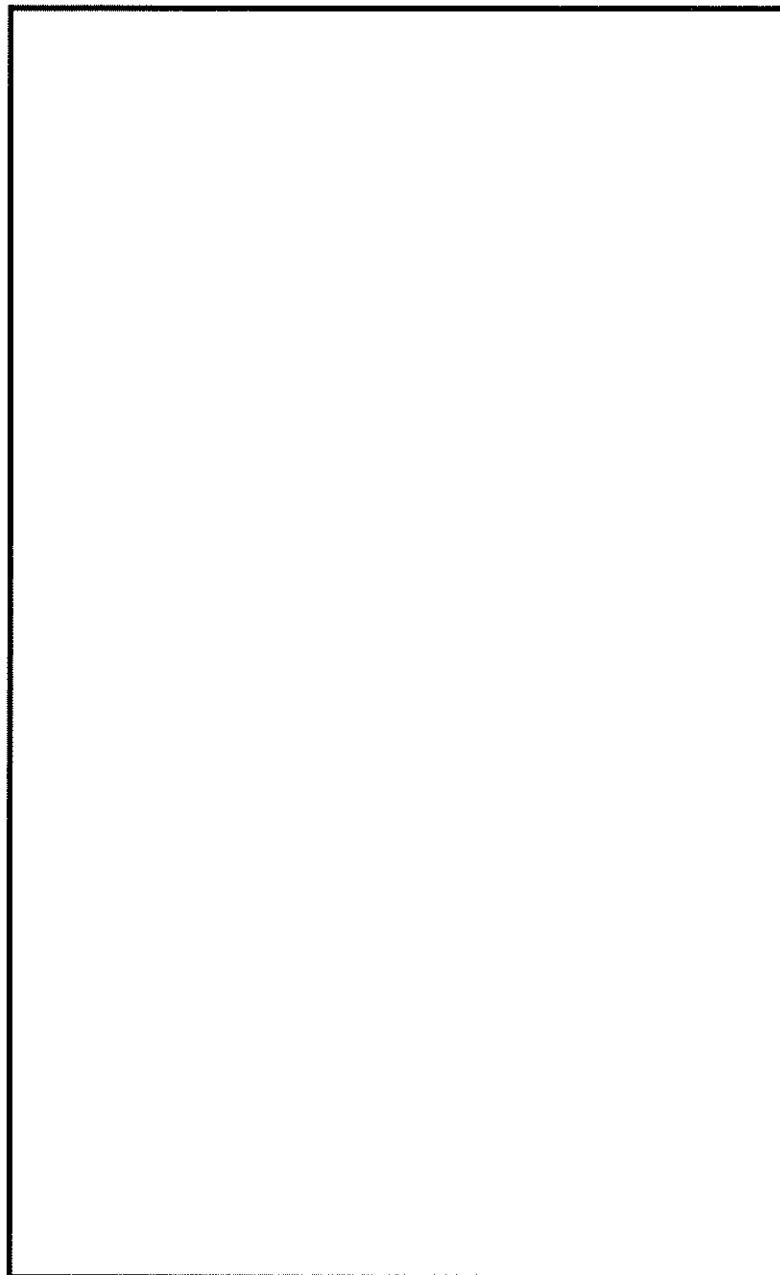


図 16.3-33 底版の設計モデル概念図

(3) 隅角部の拘束効果に対する評価

側壁と版部材の隅角部には、各部材が剛結されている構造形状であることに関する端曲げが生じる可能性があるため、隅角部における曲げモーメントの廻り込みを考慮した局所的な曲げモーメントの増分に対する評価を行う。なお、本検討は部材決定ケースとなる地震波に対し実施する。

a. 側壁上端及び下端の拘束効果の評価

側壁上端及び下端の拘束効果による曲げモーメントを算出するために、「シールド工
事用立坑の設計 平成 27 年 1 月 土木学会」において、円筒形立坑の設計として記載さ
れている方法に準拠して、図 16.3-34 のような両端固定のはりモデルによる解析を実
施する。円筒形立坑の側壁には考慮する規模の開口が存在しないため、側壁をはり要素
でモデル化し、円筒形立坑であることによる 3 次元形状に応じたリングバネを用いてモ
デル化し、側壁の鉛直方向の曲げモーメント分布を算出する。

モデルに作用させる荷重は、2 次元有効応力解析において、各鉛直スパンの地盤反力
(地盤要素の水平有効直応力 (σ_x') + 間隙水要素の発生応力 (Δu)) の合算値が最
大となる時刻の地盤反力分布を用いる。図 16.3-34 の側壁の固定境界に発生する曲げ
モーメントが側壁の隅角部で考慮する曲げモーメント (M_1) となる。なお、リングバ
ネは次式による。

$$K = \frac{p + \Delta p}{\frac{pr^2}{AE} + \frac{\Delta pr^4}{12EI}}$$

ここで、

K : リングばねのばね定数

E : 側壁部材のヤング係数

A : 水平断面方向の単位幅を有する側壁の断面積

I : 水平断面方向の単位幅を有する側壁の断面二次モーメント

r : 立坑の半径

p : 側壁に作用する側圧

Δp : 側壁に作用する偏圧

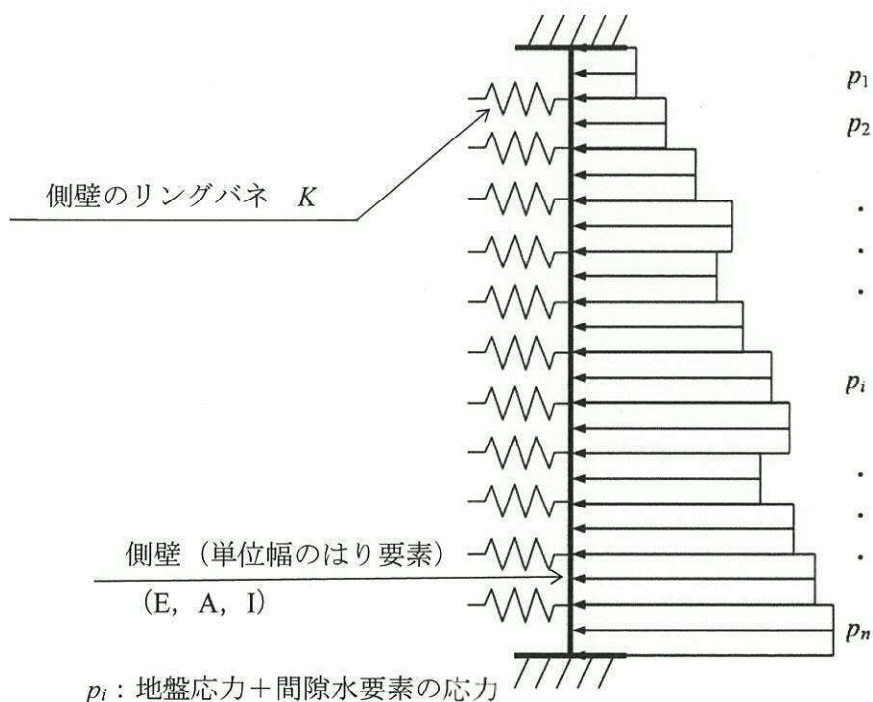
b. 版部材両端の拘束効果の評価

版部材両端の拘束効果による曲げモーメントを算出するために、頂版及び底版におい
て、図 16.3-35 のような両端固定のはりモデルによる解析を実施する。この版部材両
端に発生する曲げモーメントが版部材の隅角部で考慮する曲げモーメント (M_0) とな
る。

c. 隅角部の評価

側壁については、2次元有効応力解析から求められる曲げ軸力に対して算出した鉛直鉄筋に発生する引張応力度 (σ_{v1}) を求める。また、図 16.3-34 に示す版部材と版部材の間を両端固定梁でモデル化した側壁の解析において固定境界に発生する曲げモーメント (M_1) に、版部材の解析で固定境界に発生する曲げモーメント (M_0) をそれぞれ加算したもの (M_0+M_1) に対し、鉛直鉄筋に発生する引張応力度 (σ_{v2}) を求める。これらを足し合わせた引張応力度 ($\sigma_{v1}+\sigma_{v2}$) が側壁鉛直鉄筋の短期許容応力度以下であることを確認する。

版部材の配筋計算では、図 16.3-35 に示す両端固定梁モデルにおいて固定境界に発生する曲げモーメント (M_0) に、側壁の解析で固定境界に発生する曲げモーメント (M_1) を加算したもの (M_0+M_1) を固定端曲げモーメントの合計として求める。この曲げモーメントと各版部材の単純支持のはりモデルで求められた最大曲げモーメント (M_2) を比較し、(M_0+M_1) が M_2 で以下であることを確認する。(M_0+M_1) の方が大きい場合は、必要な補強鉄筋量を配置する。



(抽出時刻: 立坑に作用する地盤応力+間隙水要素の発生応力の総和が最大の時)

図 16.3-34 側壁からの廻り込みモーメント算出モデル



図 16.3-35 版部材の材端モーメント算出モデル

16.3.4 内部配管及び上段鋼製蓋の評価

(1) 内部配管の評価

地震応答解析から得られるリングガーダ位置並びに海水引込み管接合位置の最大水平相対変位分布を強制変位とし，S A用海水ピット取水塔の最大加速度より算定した設計震度による慣性力との組合せ荷重に対して内部配管及びリングガーダ固定部アンカーボルトの応力が許容限界以下であることを確認する。

内部配管の応力照査モデルの概念図を図 16.3-36 に，リングガーダで支持される内部配管断面作用荷重モデル概念図を図 16.3-37 に示す。

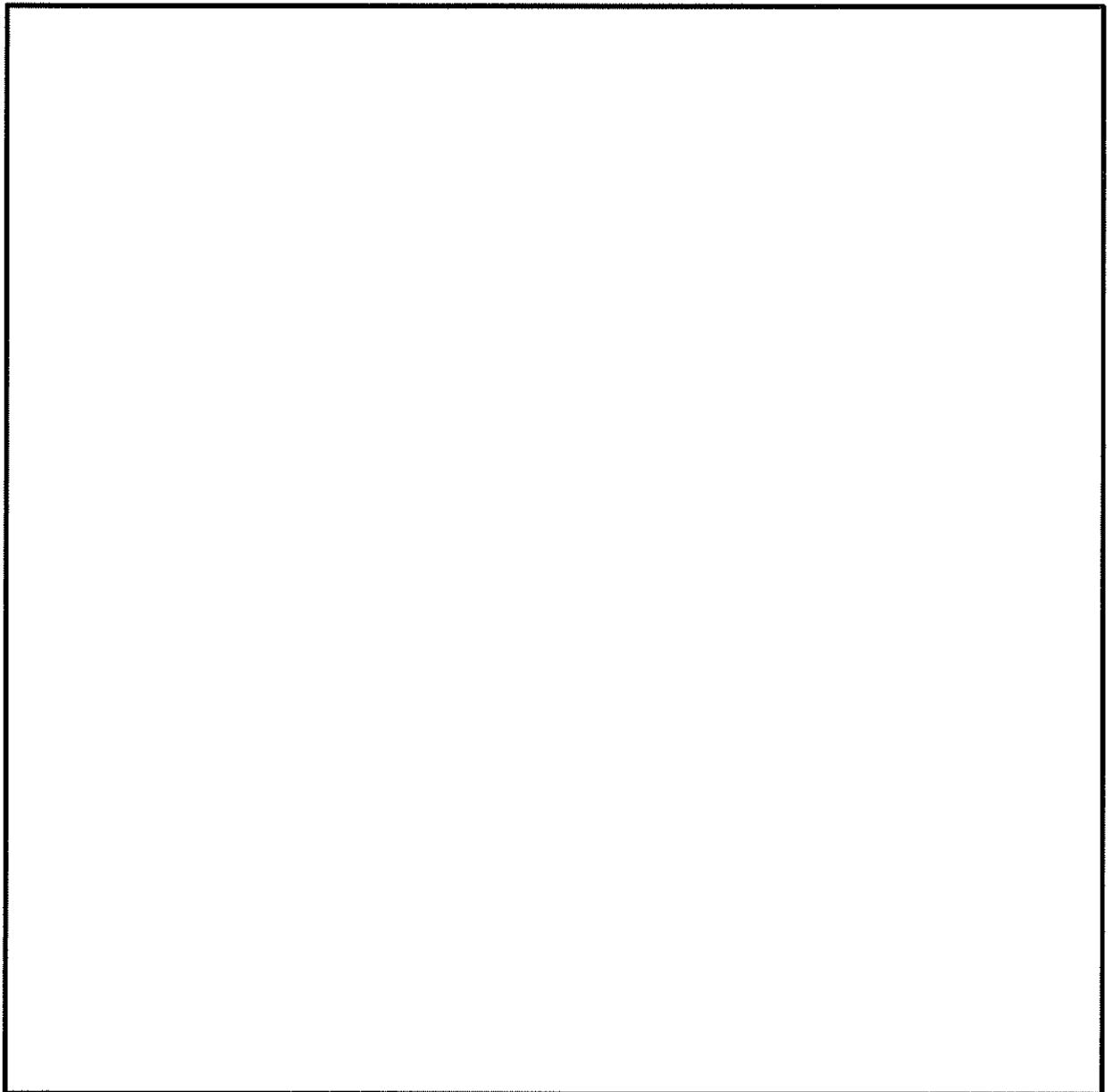


図 16.3-36 S A用海水ピット取水塔 内部配管の応力照査モデル概念図

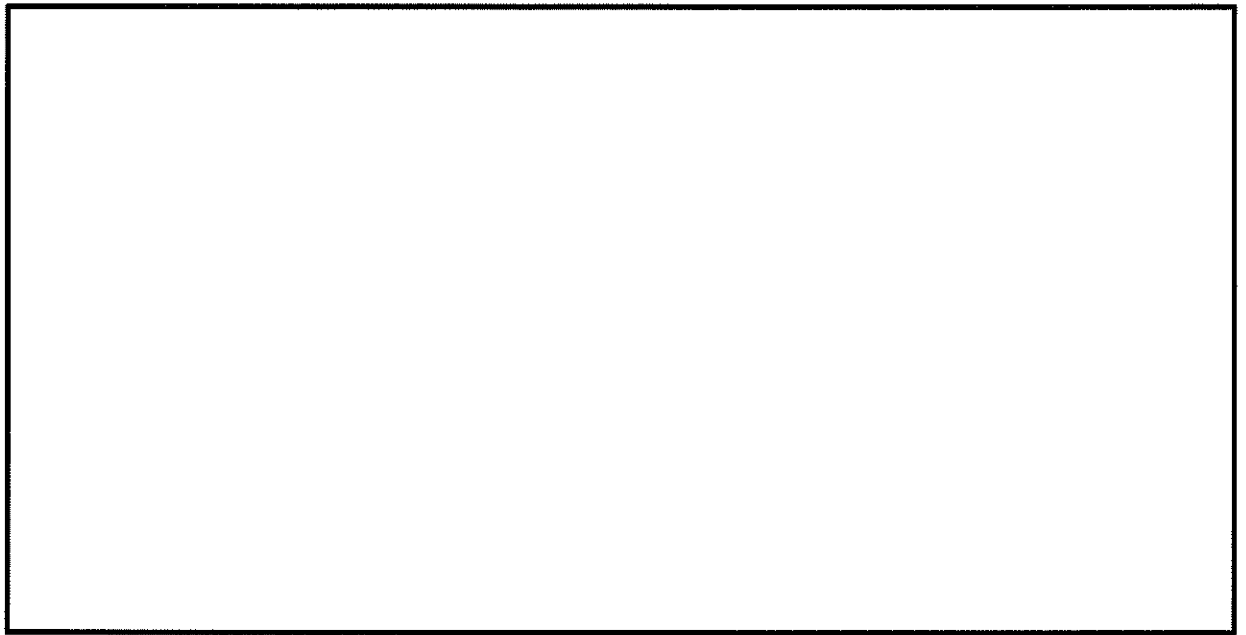


図 16.3-37 リングガーダで支持される内部配管断面作用荷重モデル概念図

a. 内部配管の評価方法（初期外圧に対する検討）

取水塔への初期充水時に内部配管内側へ水が入るまでは管内は空虚となり，外側から外圧作用するため，内部配管の座屈を評価する。

$$P_k = 2.59 \cdot E_s \cdot \frac{t^{2.5}}{L \cdot D_m^{1.5}}$$

ここで，

P_k ：限界座屈圧力 N/mm^2

E_s ：管の弾性係数＝ 206000 N/mm^2

L ：ガーダ間距離＝ 5100 mm（最大）

D_m ：板厚の中心の直径 mm

t ：余裕厚を除いた板厚

b. 内部配管の評価方法

内部配管は，図 16.3-38 のモデル概念図のとおり，①-①断面及び②-②断面について骨組計算により発生断面力に対して曲げ軸応力及びせん断応力を評価する。

・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 ：曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm^2)

M ：最大曲げモーメント ($\text{N}\cdot\text{mm}$)

Z ：内部配管の断面係数 (mm^3)

N ：軸力 (N)

A ：内部配管の有効断面積 (mm^2)

・せん断力に対する照査

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

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

ここで，

τ ：せん断力より算定されるせん断応力 (N/mm^2)

S ：せん断力 (N)

A : 内部配管の有効断面積 (mm²)

c. リングガーダの評価方法

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

モーメント : M

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

軸力

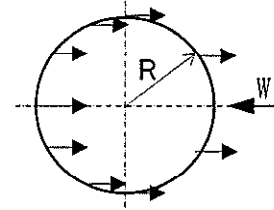
$$N = -0.23873 \cdot W \quad (\text{N})$$

せん断力

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

R : リングガーダ中立軸における半径 (mm)

W : 管に作用する作用荷重



d. 固定部アンカーボルトの評価方法

アンカーボルトについては、内部配管を支持する部材として、取付け箇所作用する曲げ軸応力及びせん断応力からアンカーボルト1本当りに作用する引張応力度とせん断応力度を算出して評価する。また、コンクリートについてはアンカーボルトに作用する引張力がコーン状破壊により決まる許容引張荷重以下となることを確認する。図 16.3-38 に固定部アンカーボルトの配置及びコーン状破壊概念図を示す。

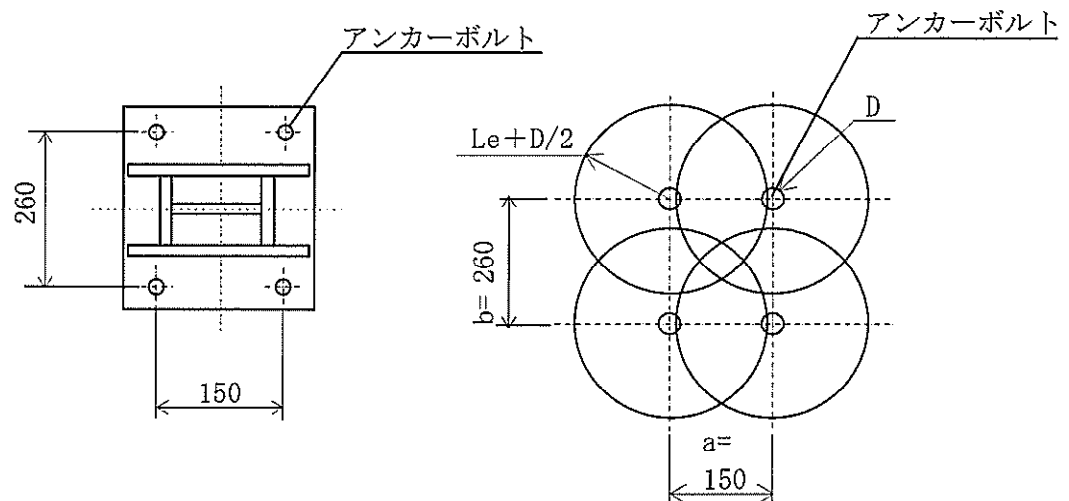


図 16.3-38 固定部アンカーボルトの配置及びコーン状破壊概念図

(2) 上段鋼製蓋の評価

2次元動的有効応力解析から得られる頂版の最大加速度より算定される慣性力に対して上段鋼製蓋及び頂版との接続部を固定端とした各構成部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。

評価対象部材は図 16.3-39 に示す①外枠部、②メッシュ部、③脚部とする。

また、上段鋼製蓋の荷重作用モデルの概念図を図 16.3-40 に示す。

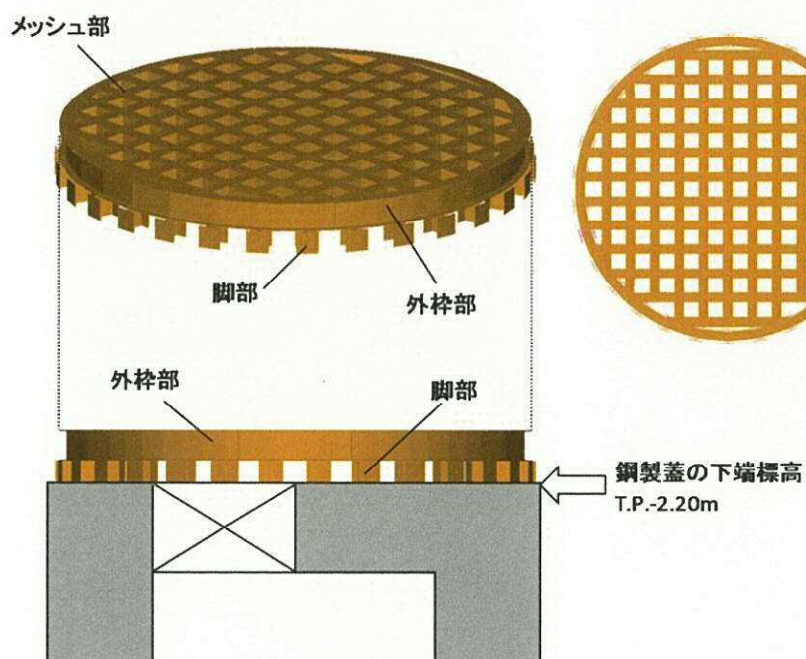


図 16.3-39 S A用海水ピット取水塔 上段鋼製蓋のモデル概念図

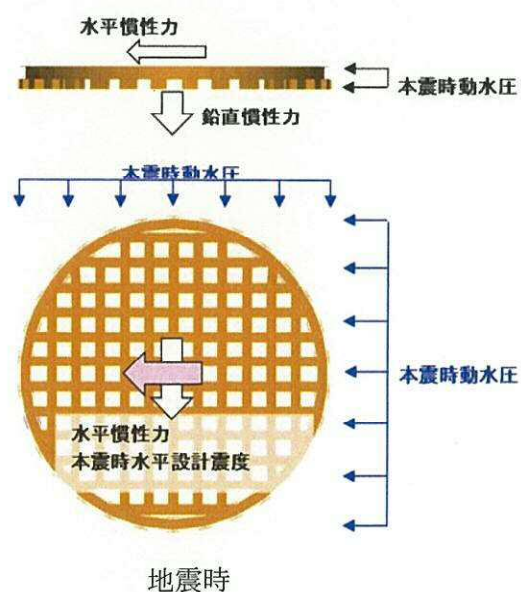


図 16.3-40 S A用海水ピット取水塔 上段鋼製蓋の荷重作用モデル概念図

対象部材の評価方法を以下に示す。各部材において、単純梁モデル及び片持ち梁モデルの発生応力が許容限界以下であることを確認する。上段鋼製蓋平面図及び計算モデル図を、図 6.3-41 に示す。

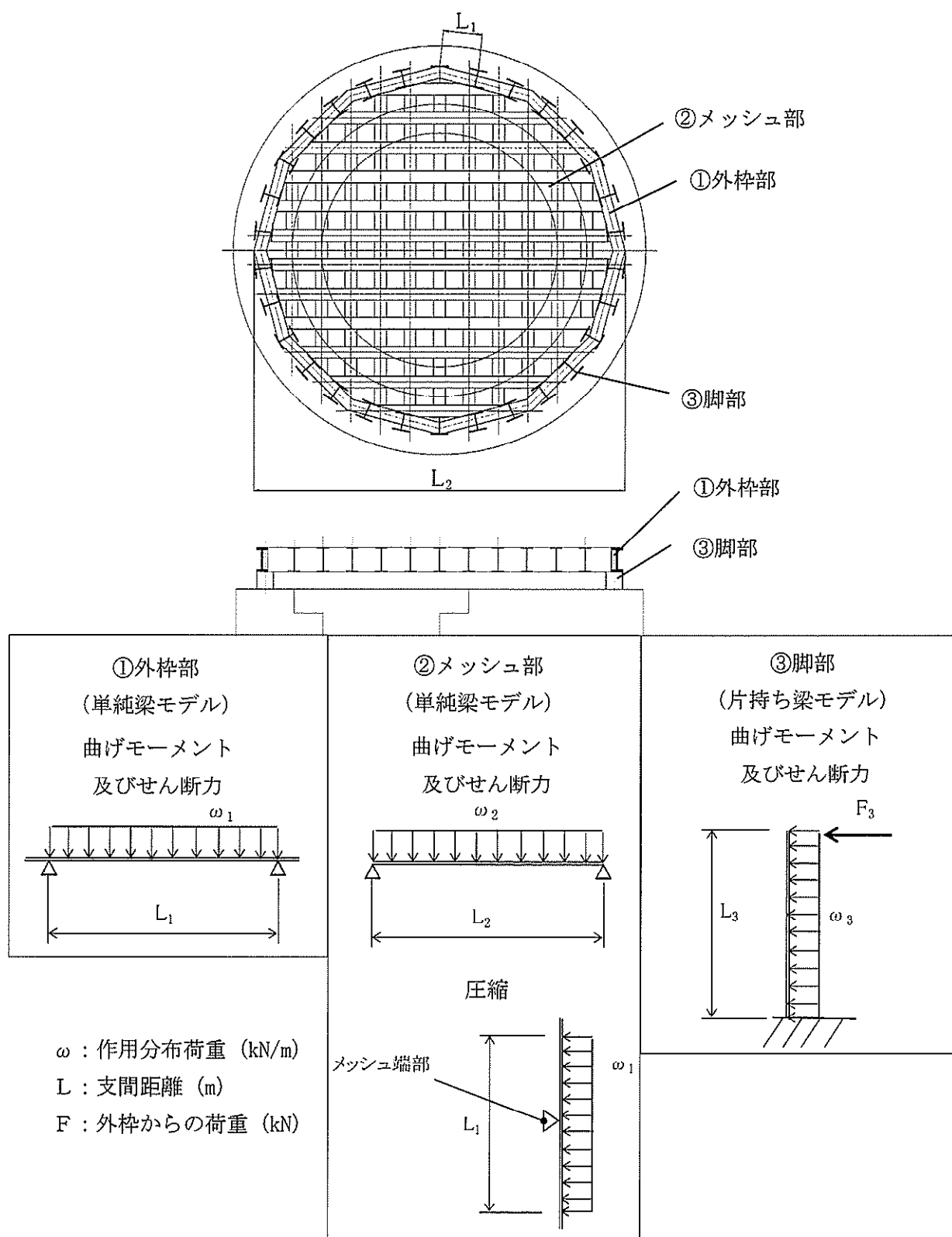


図 16.3-41 上段鋼製蓋平面図及び計算モデル図

16.4 評価結果

16.4.1 地震応答解析結果

(1) 部材に着目した地震時断面力図と照査値

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

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_0 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。

2次元有効応力解析の実施ケース及びコンクリートの曲げ軸力，鉄筋の曲げ軸力及び鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査値を，表 16.4-1 及び表 16.4-2 に示す。

SA用海水ピット取水塔の基準地震動 S_0 による断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 16.4-1 に示す。その照査結果を表 16.4-3～表 16.4-4 に示す。これらの図は，構造部材の曲げ軸力及びせん断力照査結果の照査値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。

表 16.4-1 (1) ①-①断面のコンクリートの曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

検討ケース 地震動		コンクリートの曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.33					
	H+, V-	0.32					
	H-, V+	0.36					
	H-, V-	0.37	0.31	0.31	0.41	0.20	0.20
S _s -1 1		0.13					
S _s -1 2		0.17					
S _s -1 3		0.15					
S _s -1 4		0.13					
S _s -2 1		0.19					
S _s -2 2		0.20					
S _s -3 1	H+, V+	0.27					
	H-, V+	0.26					

表 16.4-1 (2) ①-①断面の鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

検討ケース 地震動		コンクリートの曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.37					
	H+, V-	0.37					
	H-, V+	0.41					
	H-, V-	0.42	0.40	0.41	0.54	0.27	0.26
S _s -1 1		0.12					
S _s -1 2		0.17					
S _s -1 3		0.16					
S _s -1 4		0.11					
S _s -2 1		0.19					
S _s -2 2		0.21					
S _s -3 1	H+, V+	0.30					
	H-, V+	0.28					

表 16.4-1 (3) ①-①断面のせん断力に対する検討ケースと照査値

地震動 検討ケース		コンクリートの曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.38					
	H+, V-	0.38					
	H-, V+	0.42					
	H-, V-	0.42	0.40	0.40	0.51	0.31	0.30
S _s -1 1		0.12					
S _s -1 2		0.17					
S _s -1 3		0.16					
S _s -1 4		0.12					
S _s -2 1		0.21					
S _s -2 2		0.23					
S _s -3 1	H+, V+	0.31					
	H-, V+	0.29					

表 16.4-2 (1) ②-②断面のコンクリートの曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

地震動 検討ケース		コンクリートの曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.26					
	H+, V-	0.26					
	H-, V+	0.27					
	H-, V-	0.27	0.22	0.22	0.27	0.16	0.16
S _s -1 1		0.09					
S _s -1 2		0.11					
S _s -1 3		0.10					
S _s -1 4		0.10					
S _s -2 1		0.17					
S _s -2 2		0.21					
S _s -3 1	H+, V+	0.20					
	H-, V+	0.19					

表 16.4-2 (2) ②-②断面の鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

地震動 検討ケース		コンクリートの曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.27					
	H+, V-	0.27					
	H-, V+	0.29					
	H-, V-	0.29	0.27	0.29	0.33	0.20	0.20
S _s -1 1		0.05					
S _s -1 2		0.09					
S _s -1 3		0.08					
S _s -1 4		0.07					
S _s -2 1		0.16					
S _s -2 2		0.22					
S _s -3 1	H+, V+	0.22					
	H-, V+	0.18					

表 16.4-2 (3) ②-②断面のせん断力に対する検討ケースと照査値

地震動 検討ケース		コンクリートの曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.28					
	H+, V-	0.28					
	H-, V+	0.29					
	H-, V-	0.29	0.29	0.30	0.34	0.24	0.23
S _s -1 1		0.08					
S _s -1 2		0.10					
S _s -1 3		0.10					
S _s -1 4		0.09					
S _s -2 1		0.19					
S _s -2 2		0.23					
S _s -3 1	H+, V+	0.21					
	H-, V+	0.20					

表 16.4-3 (1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果 (①-①断面)
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

検討 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
④	S _s -D1 (H-, V-)	上部	2659	6204	5539	外面D51@150 内面D51@150	153014	5125	7.4	21	0.36
④	S _s -D1 (H-, V-)	下部				外面D51@150(1段目) 外面D51@150(2段目) 内面D51@150(1段目) 内面D51@150(2段目)	249178	7227	8.5	21	0.41

注記 * : 評価位置は下図に示す。

表 16.4-3 (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果 (①-①断面)
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

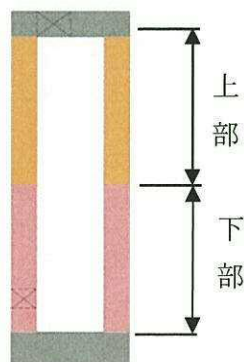
検討 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		発生 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
④	S _s -D1 (H-, V-)	上部	2659	6204	5539	外面D51@150 内面D51@150	153014	5125	234	435	0.54
④	S _s -D1 (H-, V-)	下部				外面D51@150(1段目) 外面D51@150(2段目) 内面D51@150(1段目) 内面D51@150(2段目)	249178	7227	210	435	0.49

注記 * : 評価位置は下図に示す。

表 16.4-3 (3) 鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査結果 (①-①断面)
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

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

注記 * : 評価位置は下図に示す。



評価位置図

表 16.4-4 (1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果 (②-②断面)
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

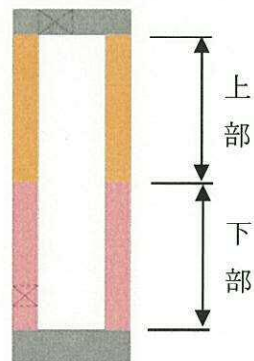
検討 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
④	S _s -D1 (H-, V-)	上部	2659	6204	5539	外面D51@150 内面D51@150	100257	6457	4.8	21	0.23
④	S _s -D1 (H-, V-)	下部				外面D51@150(1段目) 外面D51@150(2段目) 内面D51@150(1段目) 内面D51@150(2段目)	159287	8636	5.5	21	0.27

表 16.4-4 (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果 (②-②断面)
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

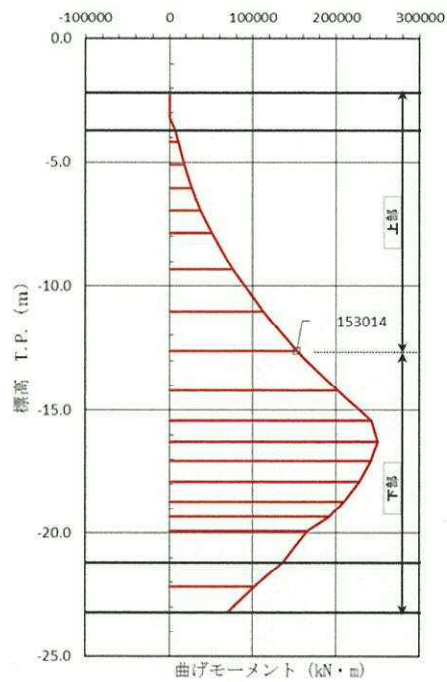
検討 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		発生 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
④	S _s -D1 (H-, V-)	上部	2659	6204	5539	外面D51@150 内面D51@150	100257	6457	143	435	0.33
④	S _s -D1 (H-, V-)	下部				外面D51@150(1段目) 外面D51@150(2段目) 内面D51@150(1段目) 内面D51@150(2段目)	159287	8636	128	435	0.30

表 16.4-4 (3) 鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査結果 (②-②断面)
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

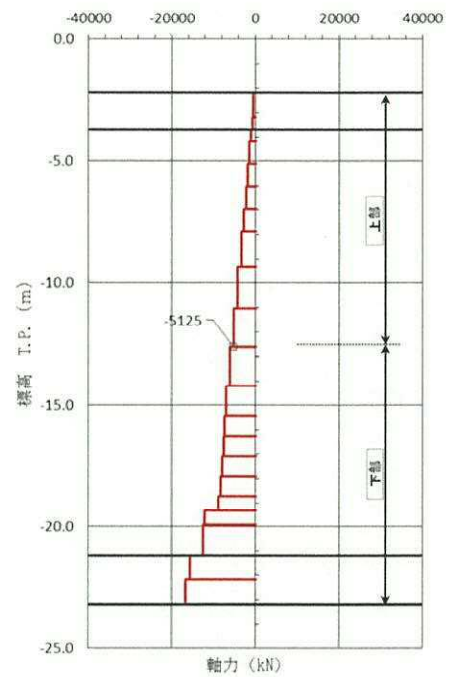
検討 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V _a (kN)	照査値 V/V _a
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
④	S _s -D1 (H-, V-)	上部	2659	6204	5539	4-D35@150	16885	50525	0.34
④	S _s -D1 (H-, V-)	下部				8-D32@150	22481	68321	0.33



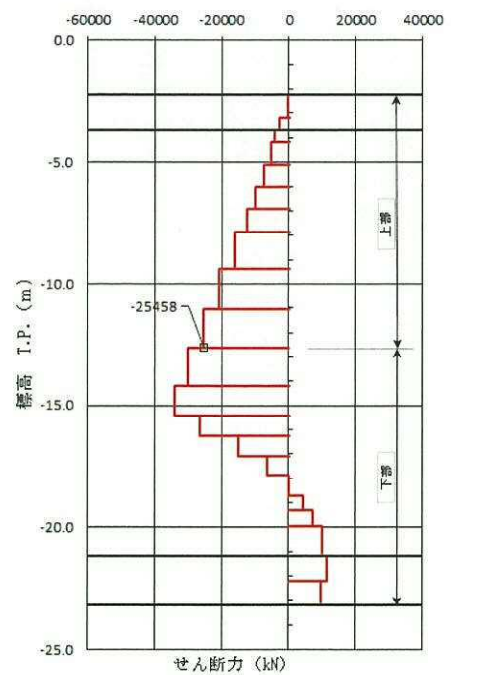
評価位置図



曲げモーメント図

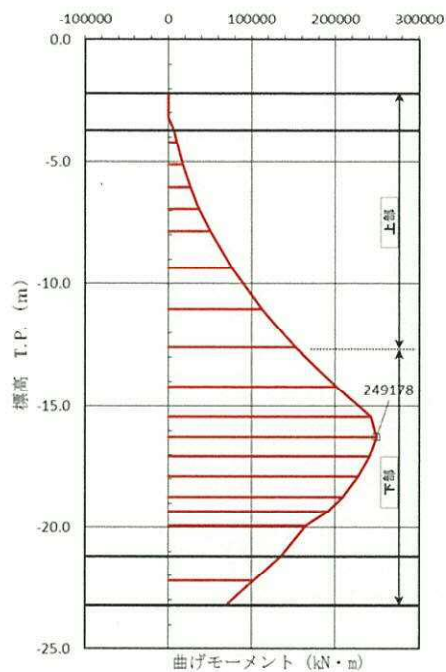


軸力図



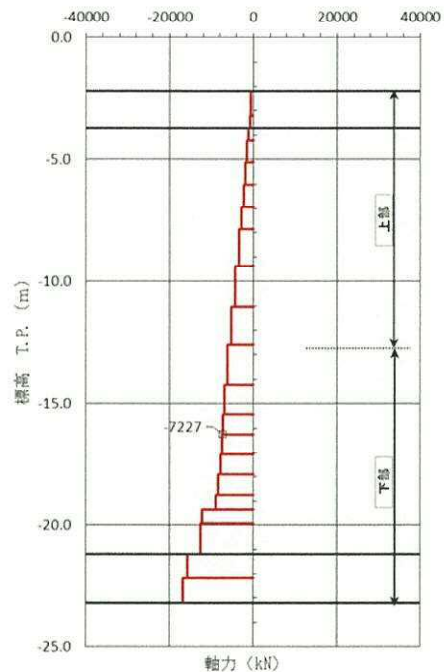
せん断力図

図 16.4-1 (1) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面, 上部)
 $(S_s-D1 [H-, V-], t=53.86 \text{ s})$
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



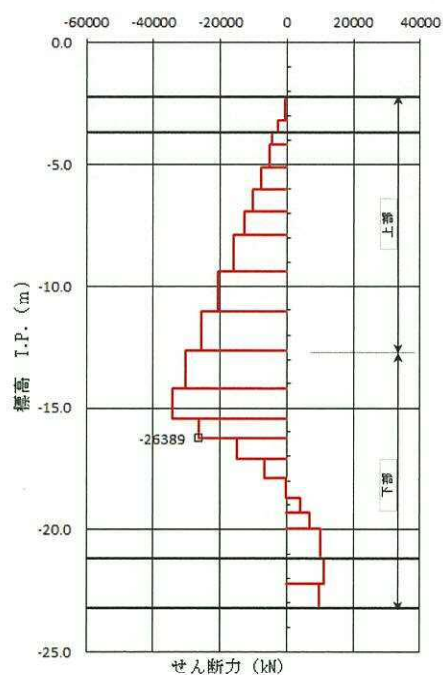
曲げモーメント図

+M (i → j) +M



軸力図

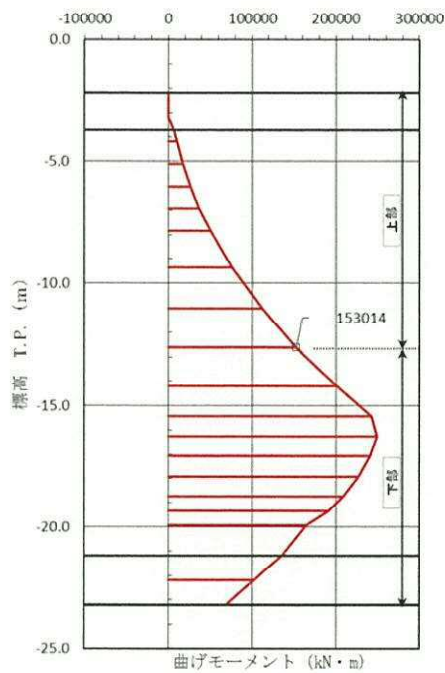
+N ← i — j → +N



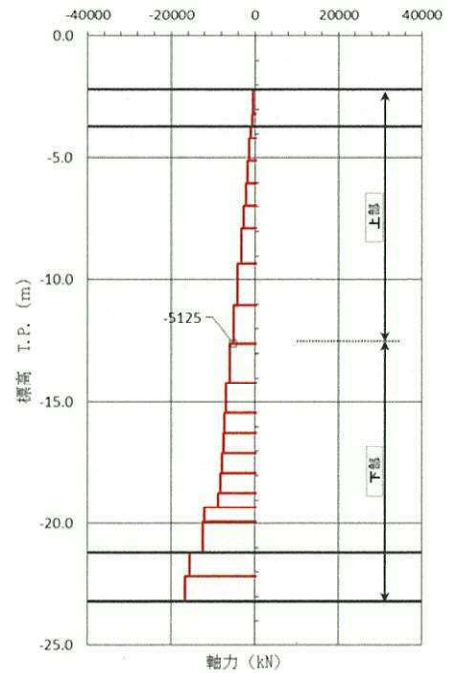
せん断力図

+S ↑ i — j ↓ +S

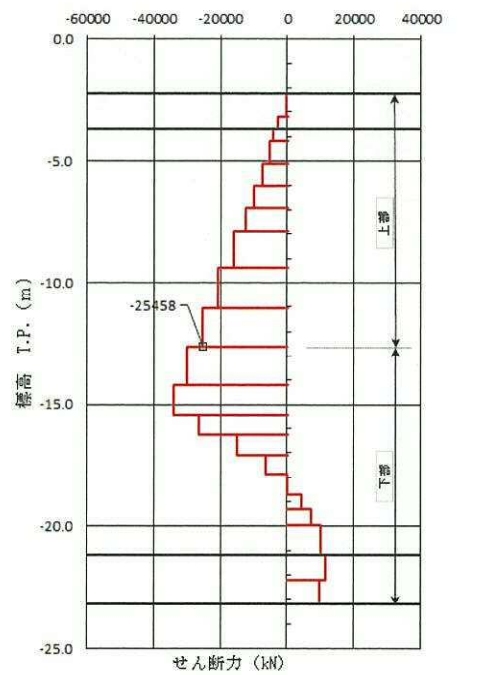
図 16.4-1 (2) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面, 下部)
 $(S_s - D1 [H-, V-], t = 53.86 \text{ s})$
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



曲げモーメント図



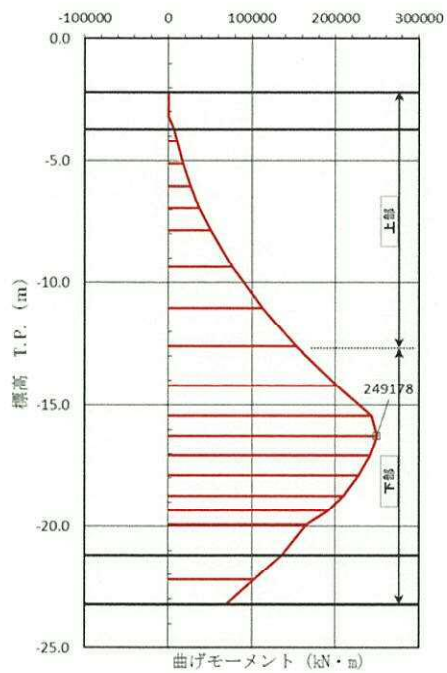
軸力図



せん断力図

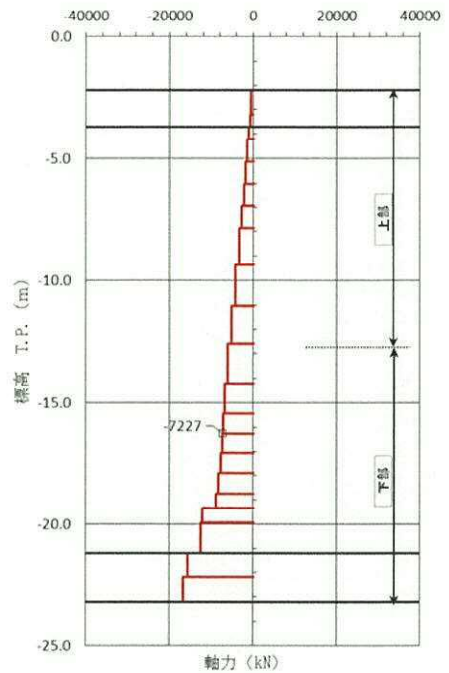
図 16.4-1 (3) 鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面, 上部)
(S_s -D1 [H-, V-], $t=53.86$ s)

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



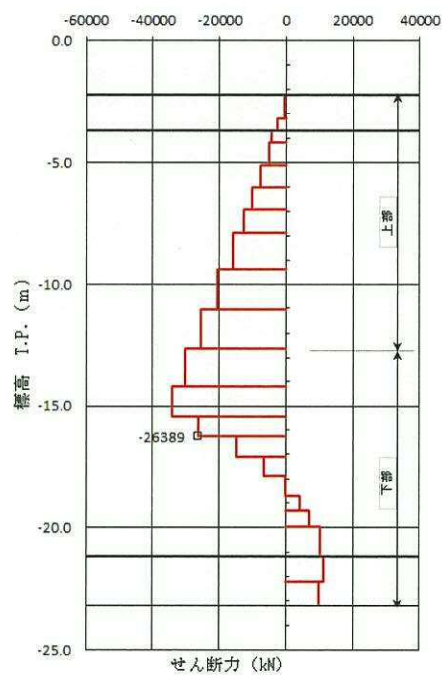
曲げモーメント図

+M (i → j) +M



軸力図

+N ← j → +N

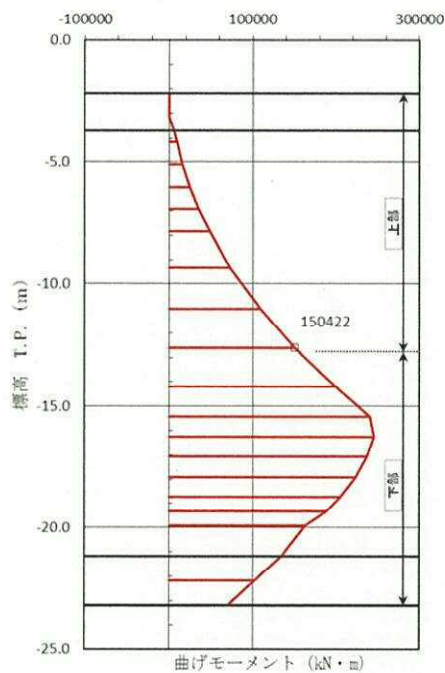


せん断力図

+S ↑ i ↓ +S

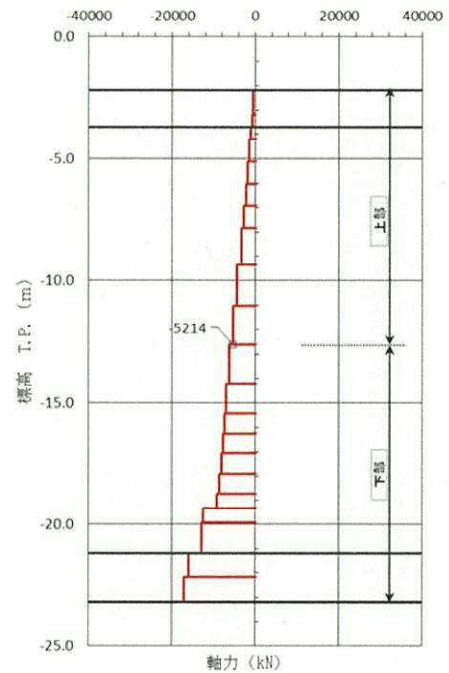
図 16.4-1 (4) 鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面, 下部)
(S_s -D1 [H-, V-], $t=53.86$ s)

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



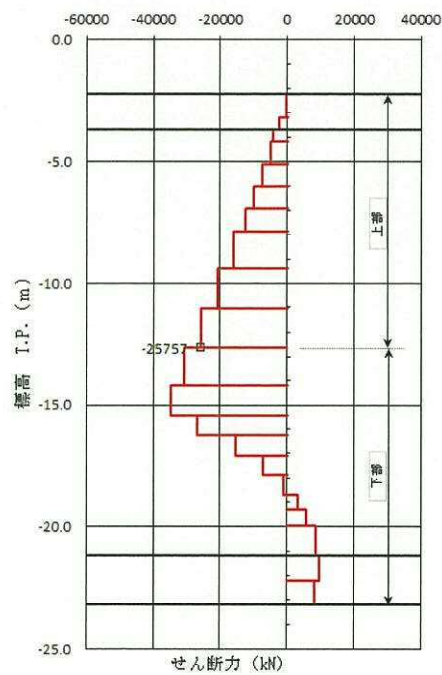
曲げモーメント図

+M (←) (→) +M



軸力図

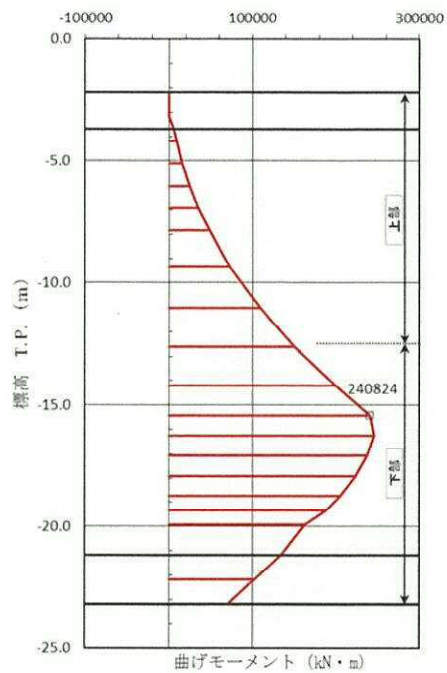
+N ← i — j → +N



せん断力図

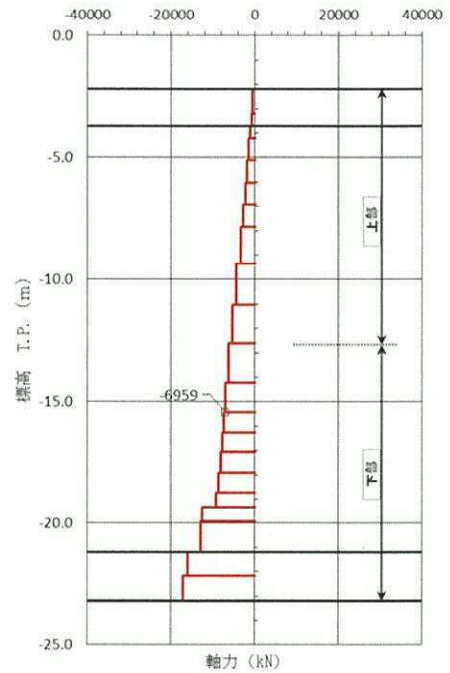
+S ↑ i — j ↓ +S

図 16.4-1 (5) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面, 上部)
(S_s -D1 [H-, V-], $t=53.86$ s)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



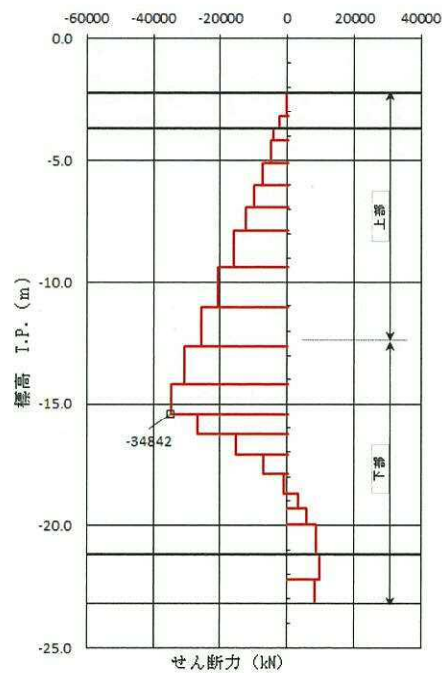
曲げモーメント図

+M (i → j) +M



軸力図

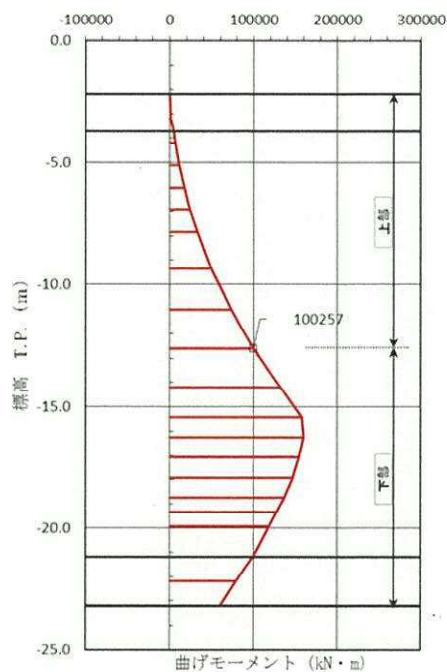
+N ← i — j → +N



せん断力図

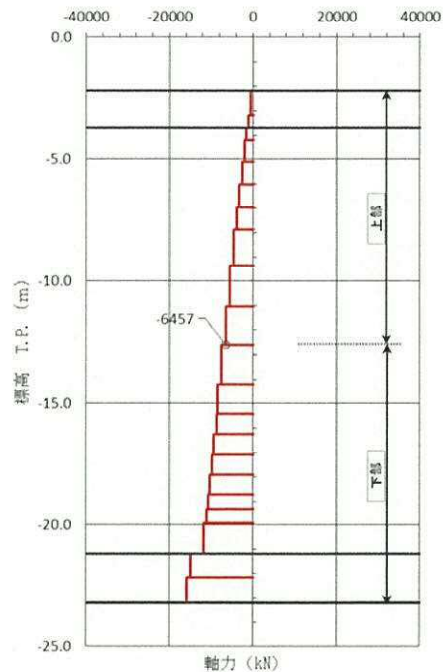
+S ↑ i — j ↓ +S

図 16.4-1 (6) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面, 下部)
 $(S_s - D1 [H-, V-], t = 53.86 \text{ s})$
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液化化強度特性により
 地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析ケース)



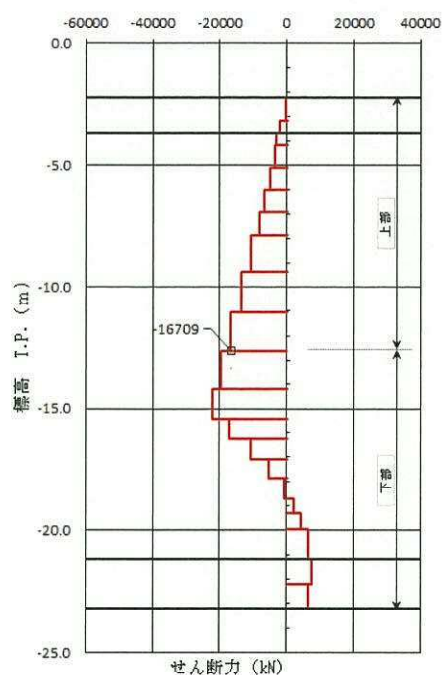
曲げモーメント図

+M (i → j) +M



軸力図

+N ← i — j → +N

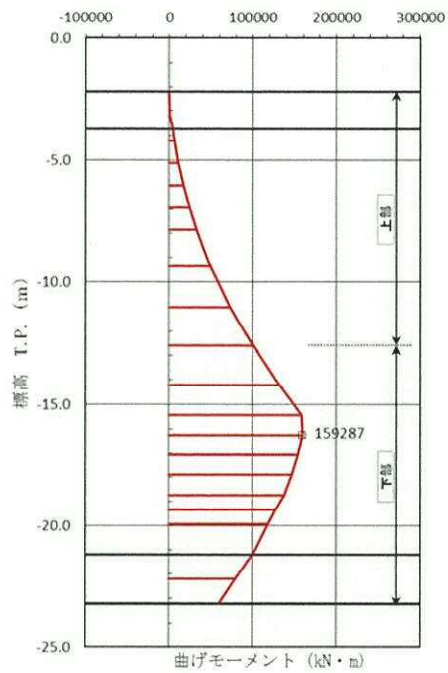


せん断力図

+S ↑ i — j ↓ +S

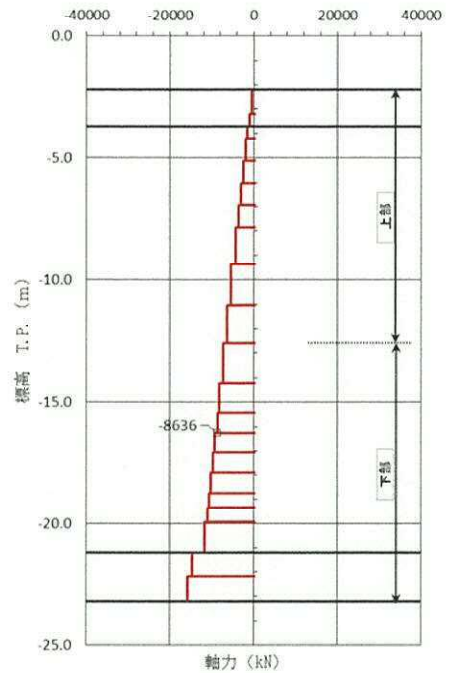
図 16.4-1 (7) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 上部)
(S_s -D1 [H-, V-], $t=53.88$ s)

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



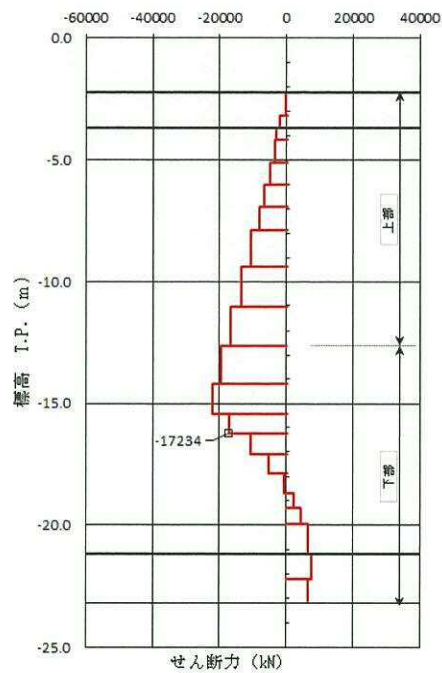
曲げモーメント図

$+M \left(\begin{array}{c} \uparrow \\ \downarrow \end{array} \right) +M$



軸力図

$+N \leftarrow \begin{array}{c} \uparrow \\ \downarrow \end{array} \rightarrow +N$

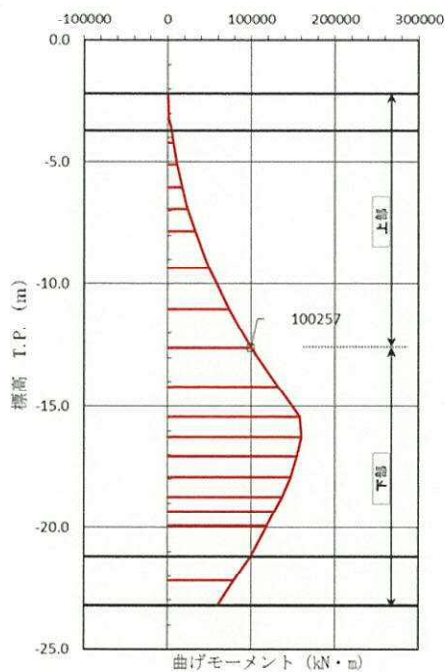


せん断力図

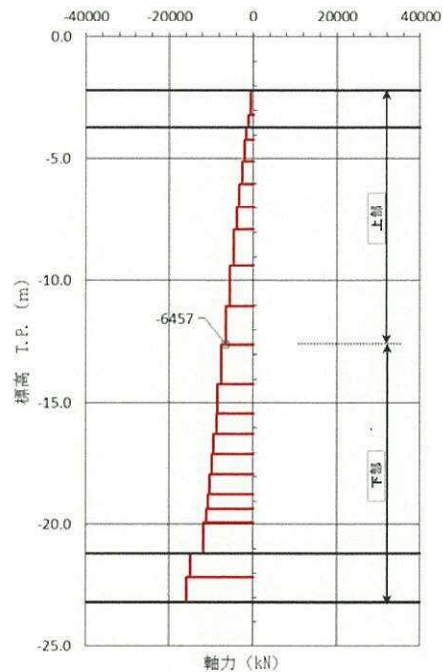
$+S \uparrow \begin{array}{c} \uparrow \\ \downarrow \end{array} \downarrow +S$

図 16.4-1 (8) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 下部)
(S_s -D1 [H-, V-], $t=53.88$ s)

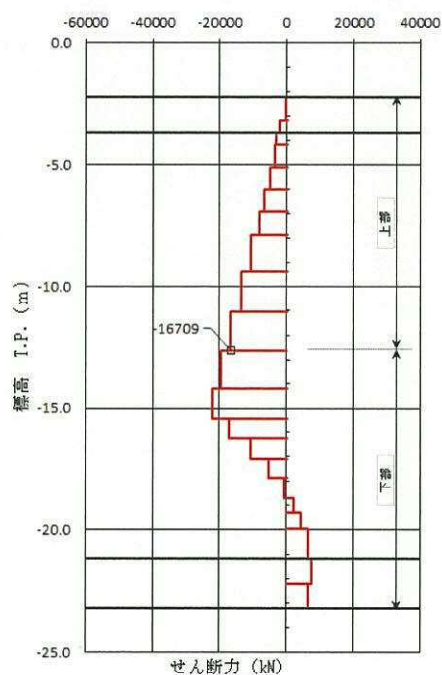
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



曲げモーメント図



軸力図

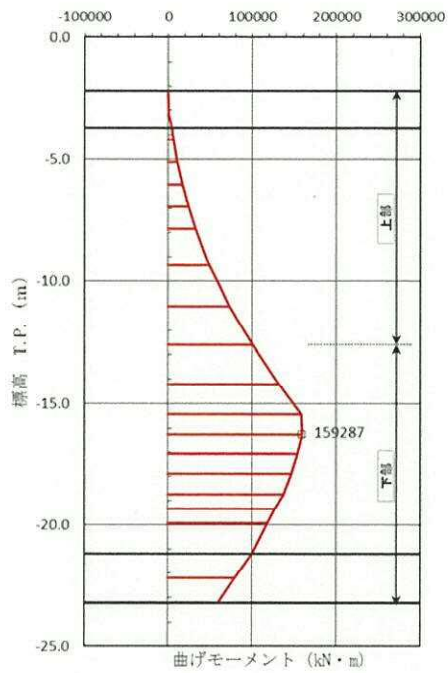


せん断力図



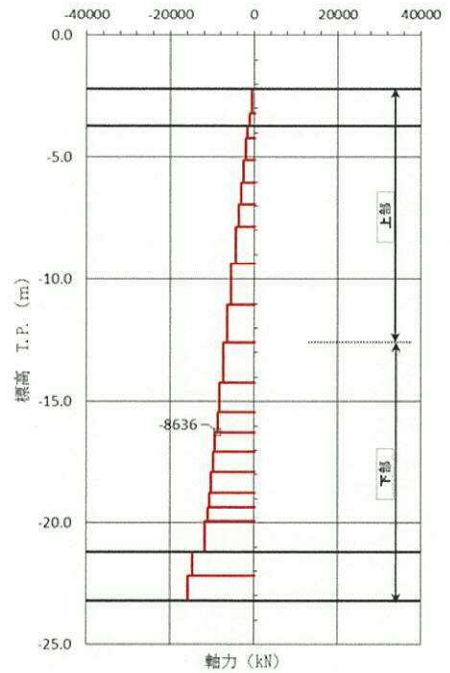
図 16.4-1 (9) 鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 上部)
(S_s -D1 [H-, V-], $t=53.88$ s)

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



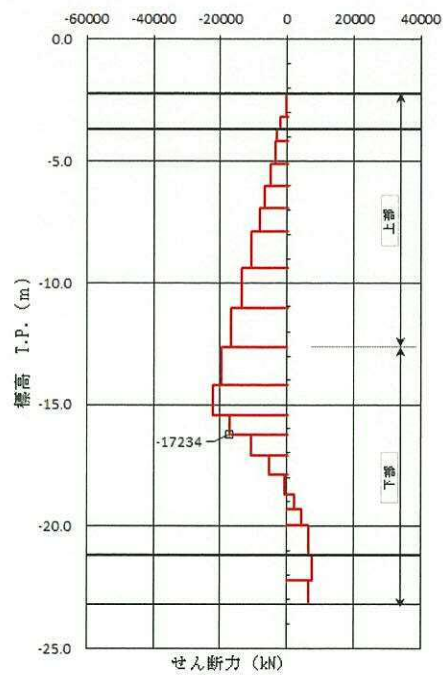
曲げモーメント図

+M (↑) -M (↓)



軸力図

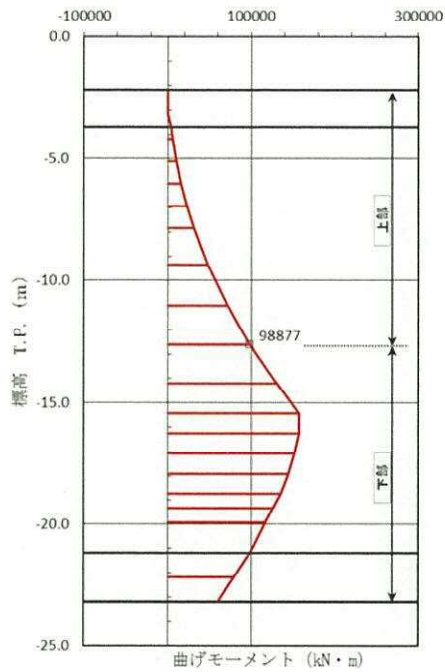
+N (←) -N (→)



せん断力図

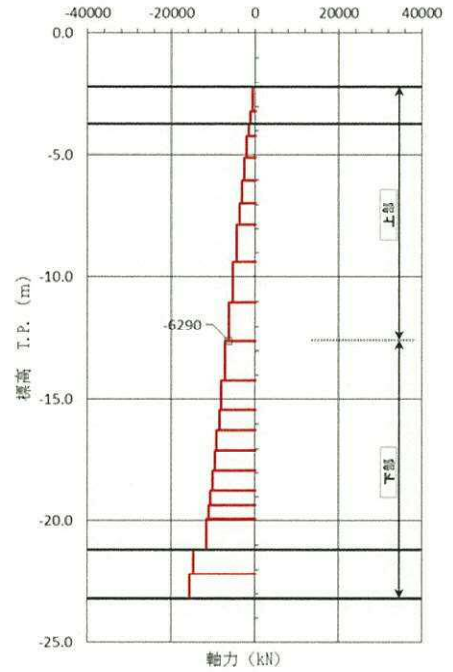
+S (↑) -S (↓)

図 16.4-1 (10) 鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 下部)
 $(S_s - D1 [H-, V-], t = 53.88 \text{ s})$
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



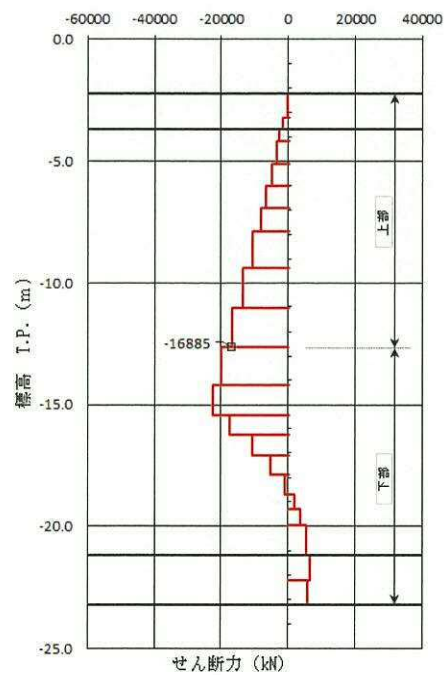
曲げモーメント図

+M (i—j) +M



軸力図

+N (i—j) → +N

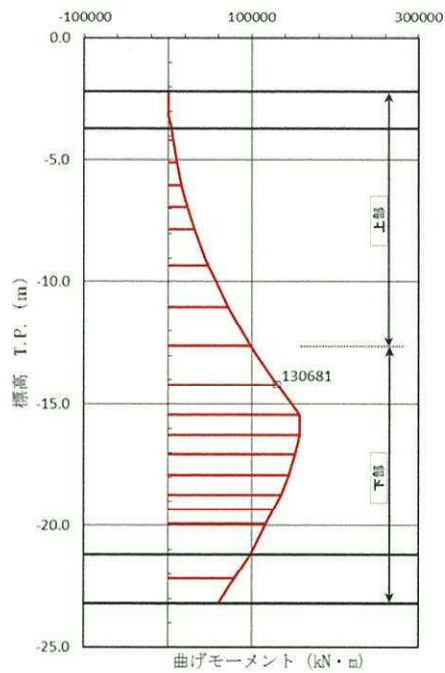


せん断力図

+S (i—j) ↓ +S

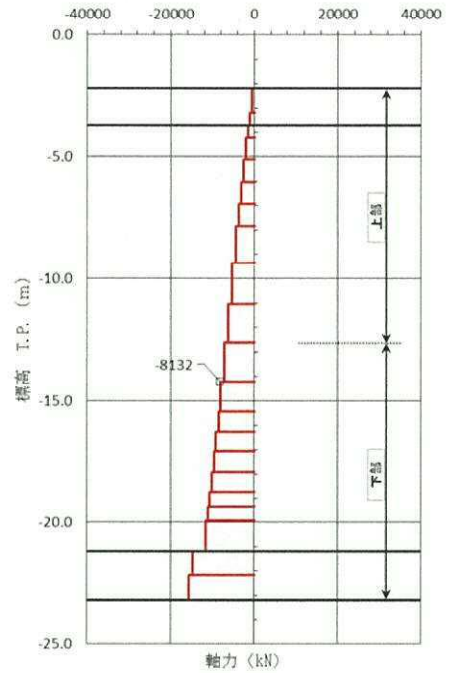
図 16.4-1 (11) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 上部)
(S_s -D1 [H-, V-], $t=53.86$ s)

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



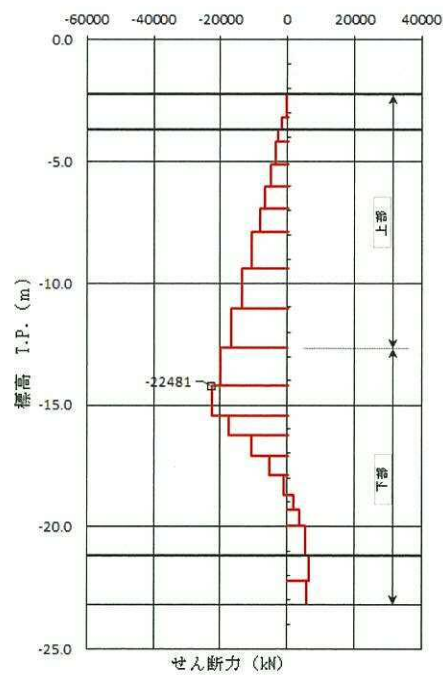
曲げモーメント図

+M (i → j) +M



軸力図

+N ← i — j → +N



せん断力図

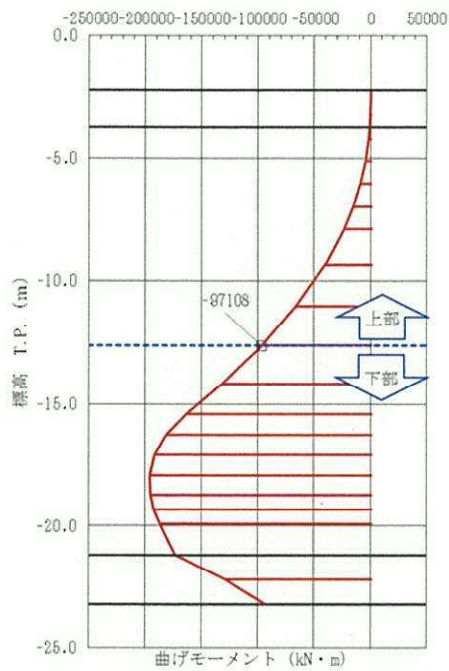
+S ↑ i — j ↓ +S

図 16.4-1 (12) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 下部)
(S_s-D1 [H-, V-], $t=53.86$ s)

(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)

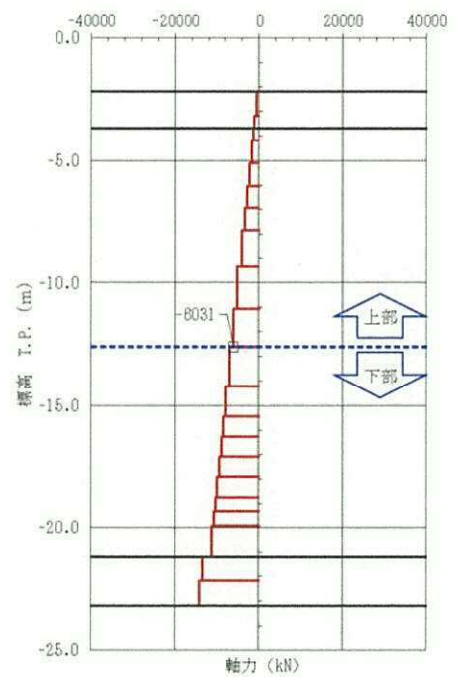
(2) 地震動に着目した地震時断面力図と照査値

SA用海水ピット取水塔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16.4-5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16.4-2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。



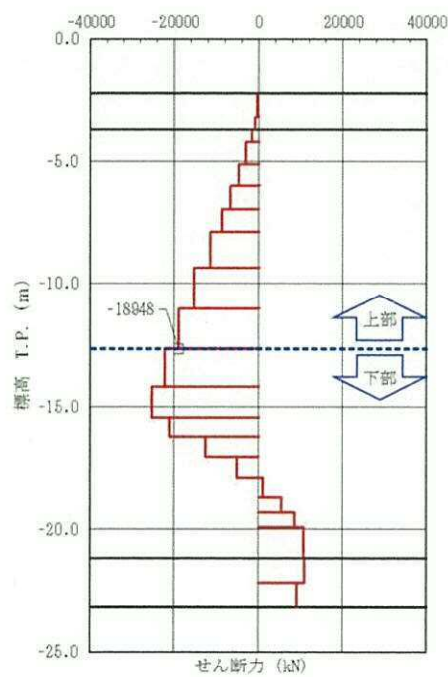
曲げモーメント図

+M (i → j) +M



軸力図

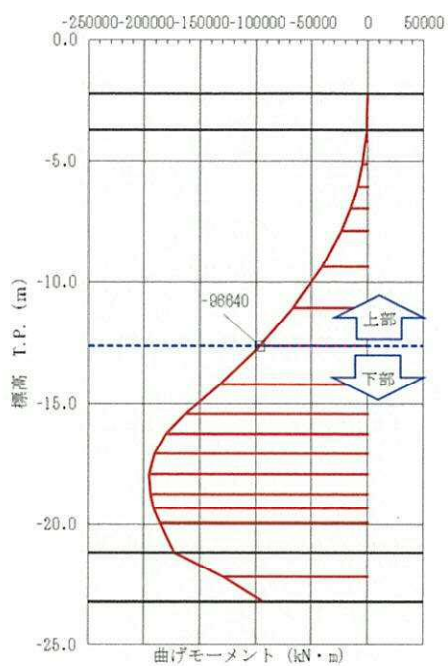
+N ← i — j → +N



せん断力図

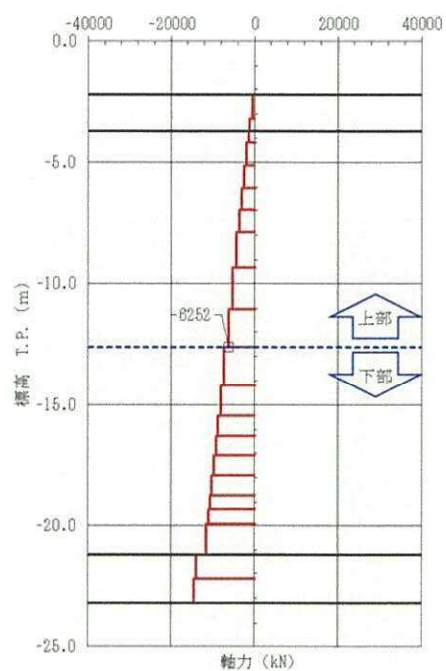
+S ↑ i — j ↓ +S

図 16.4-2 (1) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力(①-①断面, 上部)
 $(S_s - D1 [H+, V+], t = 54.13 \text{ s})$
 (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)



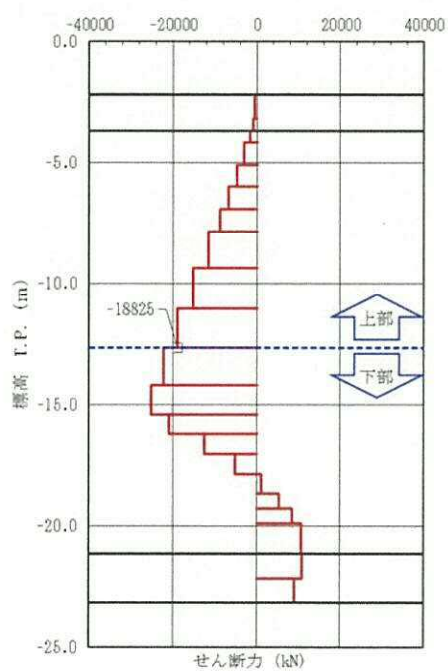
曲げモーメント図

+M (i → j) +M



軸力図

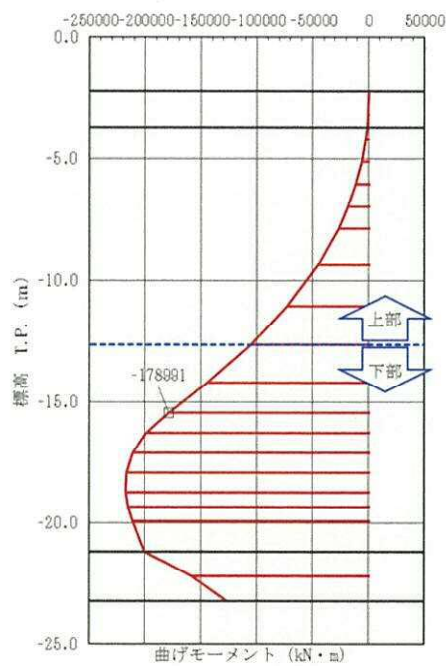
+N ← i — j → +N



せん断力図

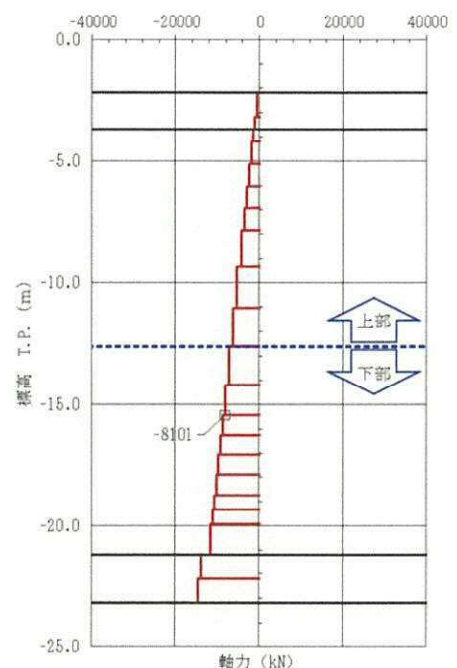
+S ↑ i — j ↓ +S

図 16.4-2 (2) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力(①-①断面, 上部)
(S_s -D 1 [H+, V-], $t=54.13$ 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)



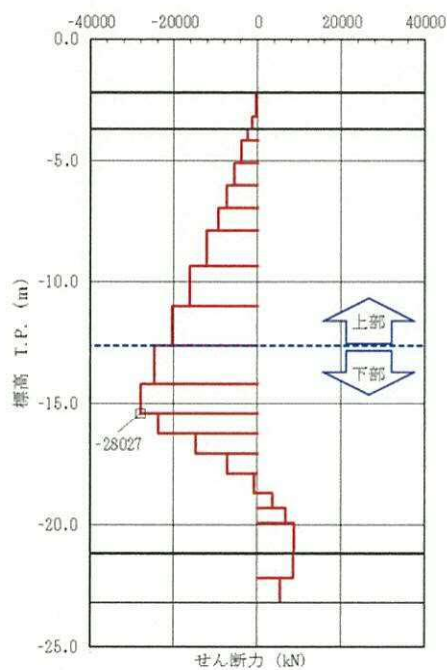
曲げモーメント図

+M (i → j) +M



軸力図

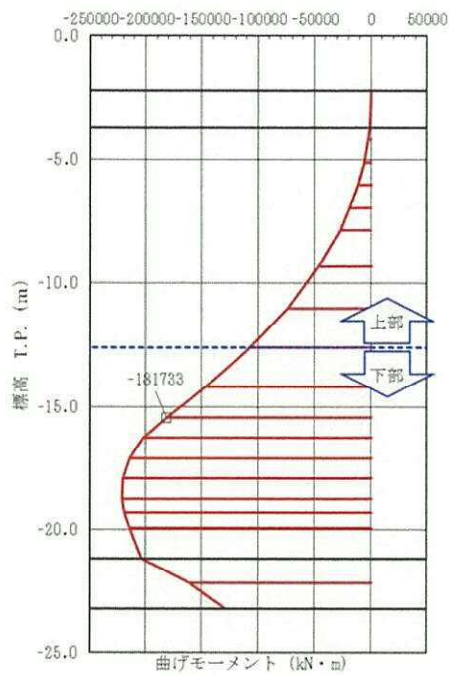
+N ← i — j → +N



せん断力図

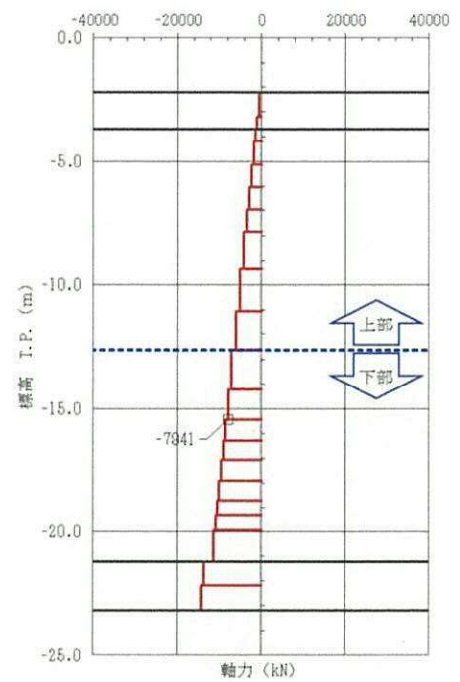
+S ↑ i — j ↓ +S

図 16.4-2 (3) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力(①-①断面, 下部)
 $(S_s - D1 [H-, V+], t = 53.86 \text{ s})$
 (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)



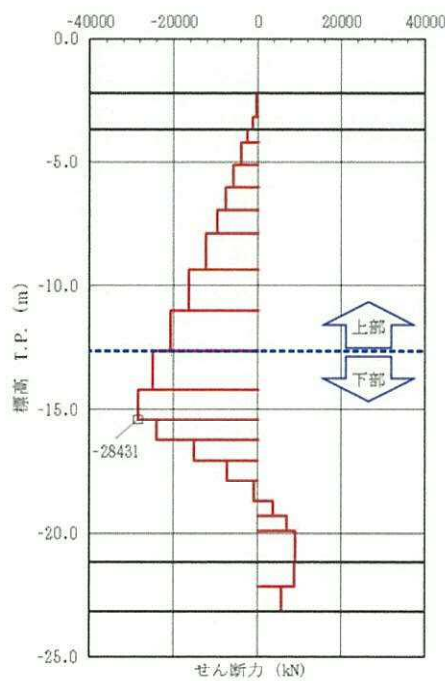
曲げモーメント図

+M (i → j) +M



軸力図

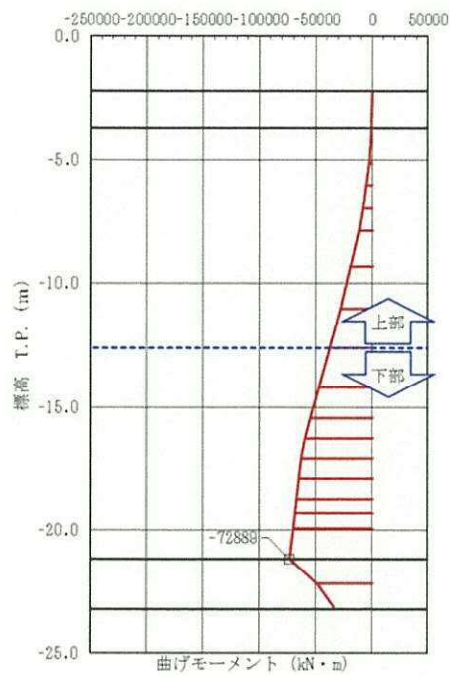
+N ← j → +N



せん断力図

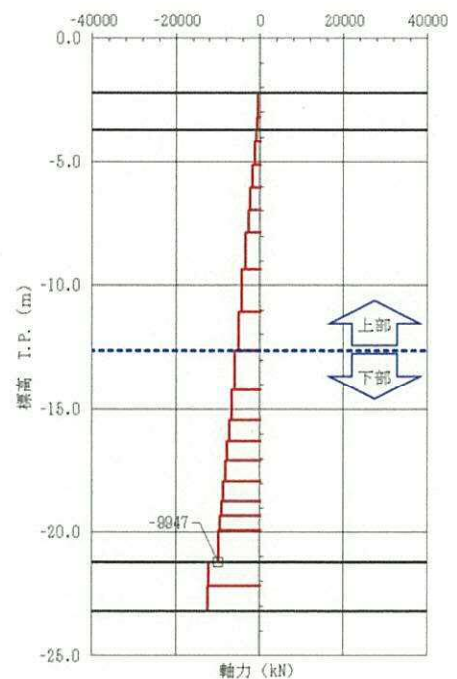
+S ↑ i — j ↓ +S

図 16.4-2 (4) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力(①-①断面, 下部)
(S_s -D1 [H-, V-], $t=53.86$ 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)



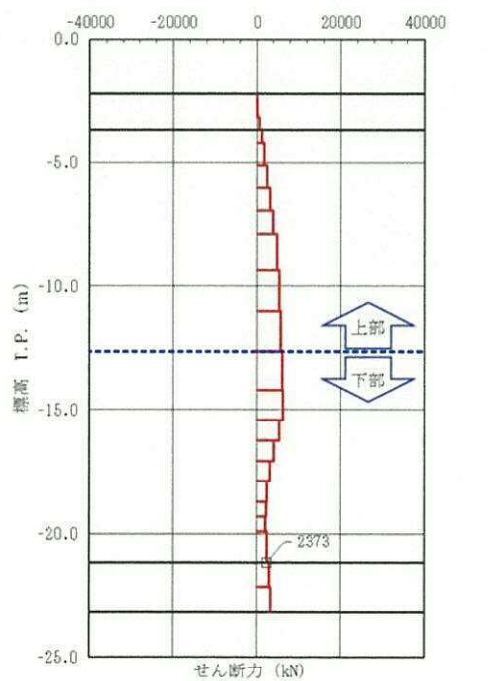
曲げモーメント図

+M (↑) -M (↓)



軸力図

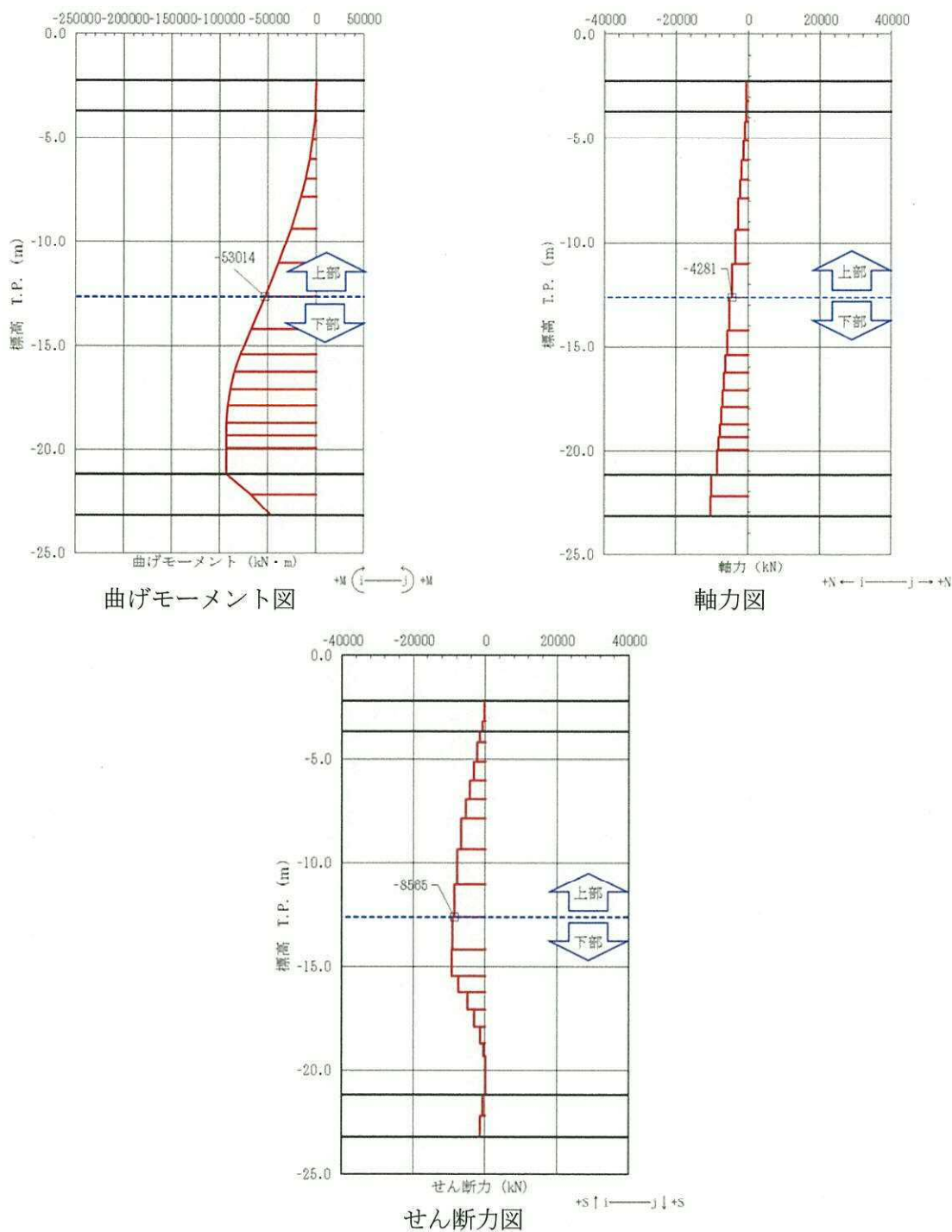
+N (↑) -N (↓)

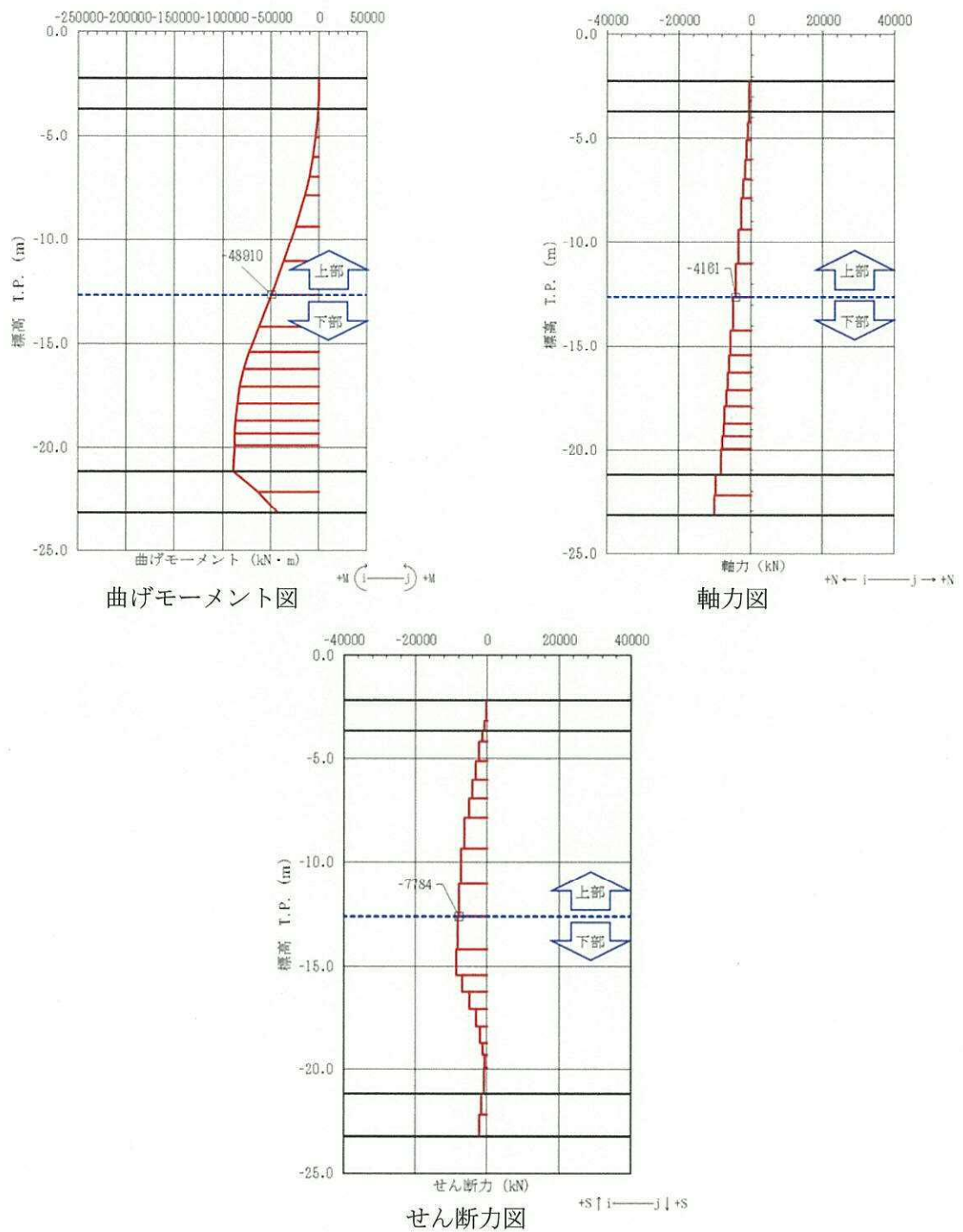


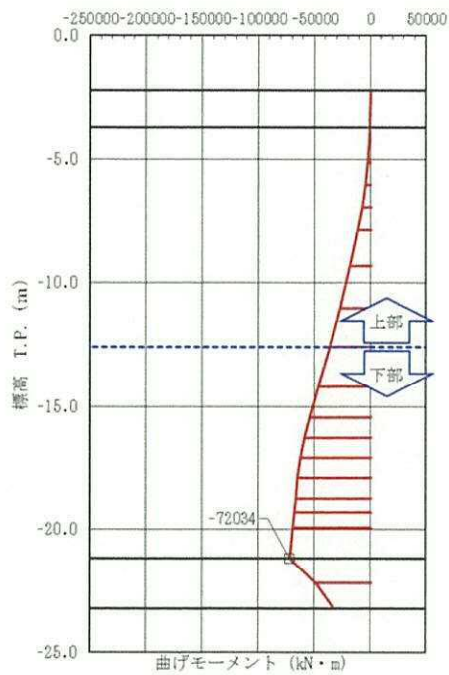
せん断力図

+S (↑) -S (↓)

図 16.4-2 (5) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面, 下部)
($S_s = 1.1$, $t = 23.48$ 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)

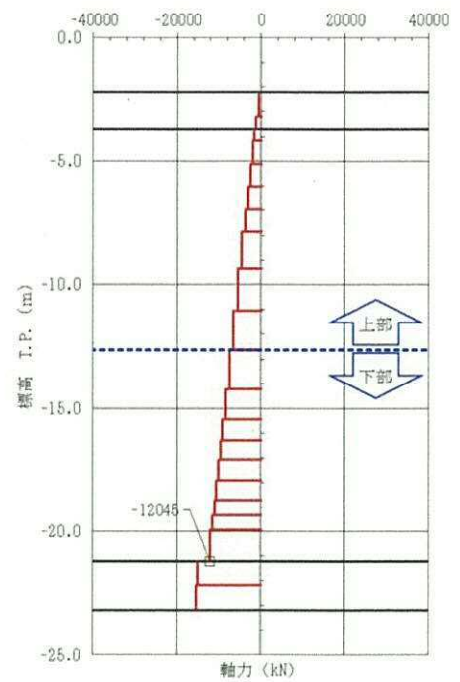






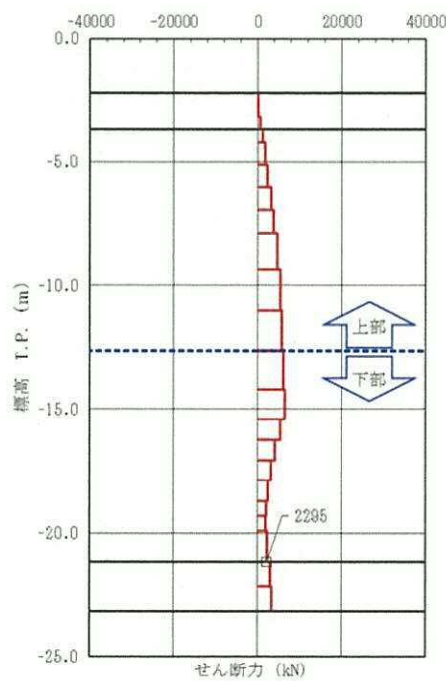
曲げモーメント図

+M (i → j) +M



軸力図

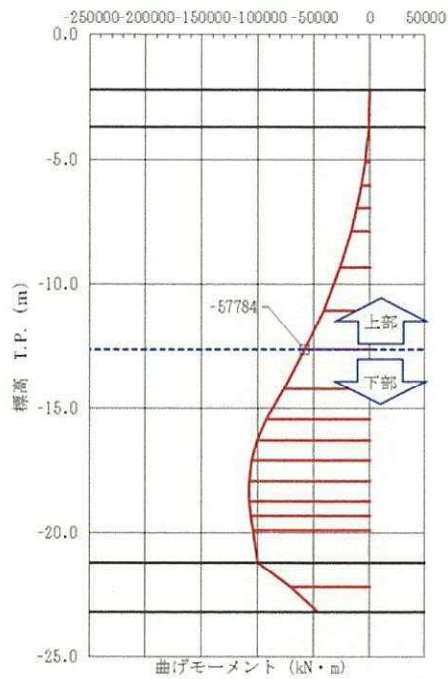
+N ← i — j → +N



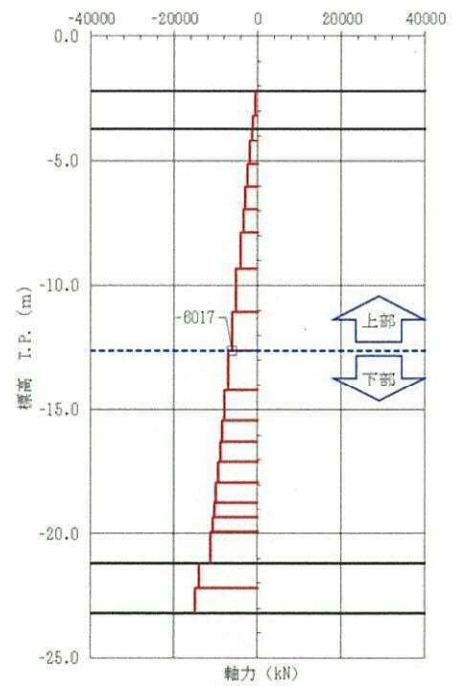
せん断力図

+S ↑ i — j ↓ +S

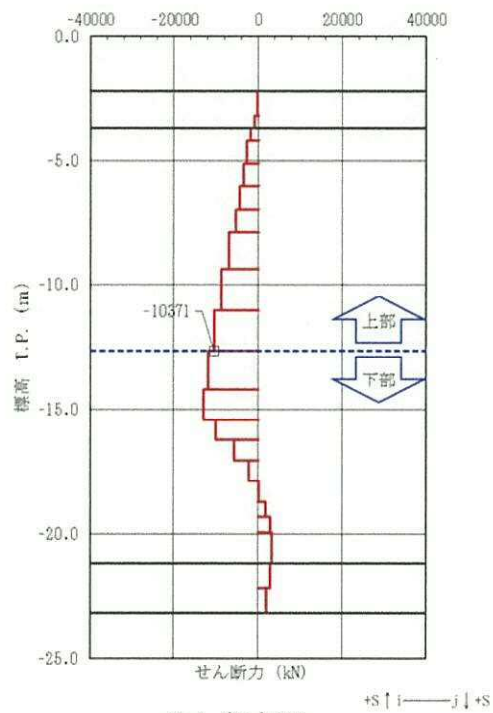
図 16.4-2 (8) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面, 下部)
($S_s = 1.4$, $t = 28.79$ s)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図

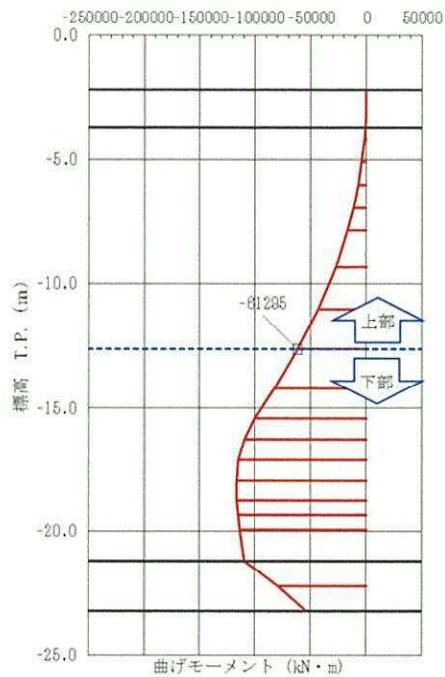


軸力図

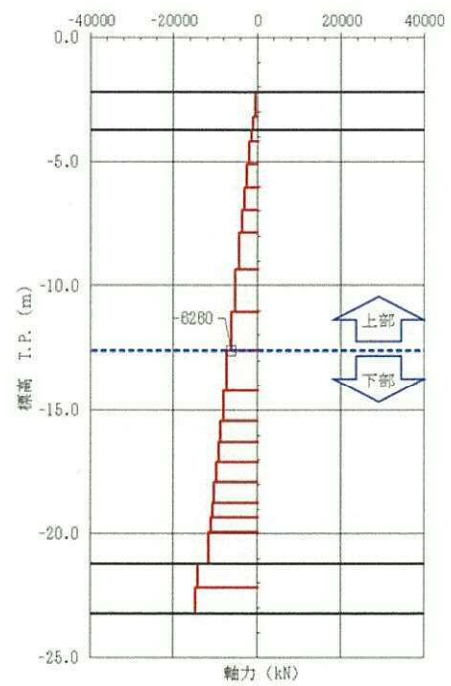


せん断力図

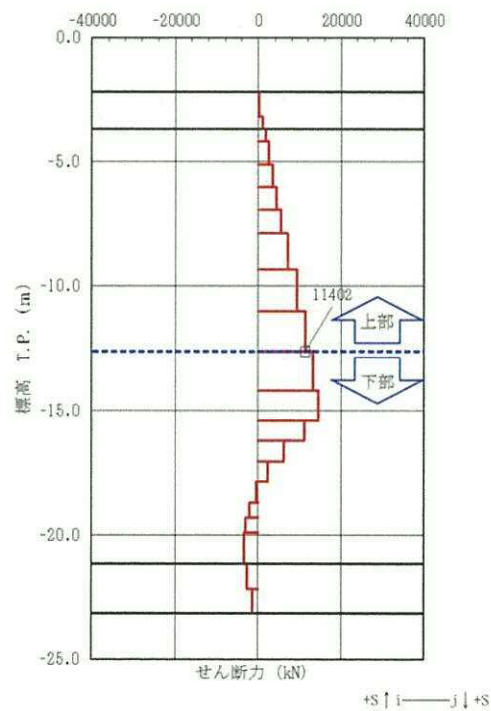
図 16.4-2 (9) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力(①-①断面, 上部)
($S_s - 2.1$, $t = 80.18$ s)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図

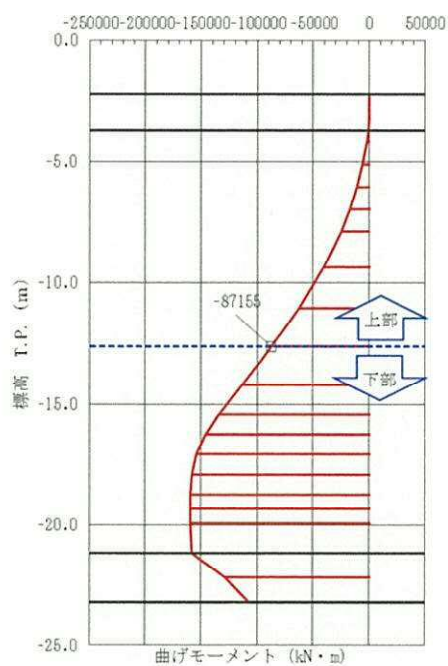


軸力図



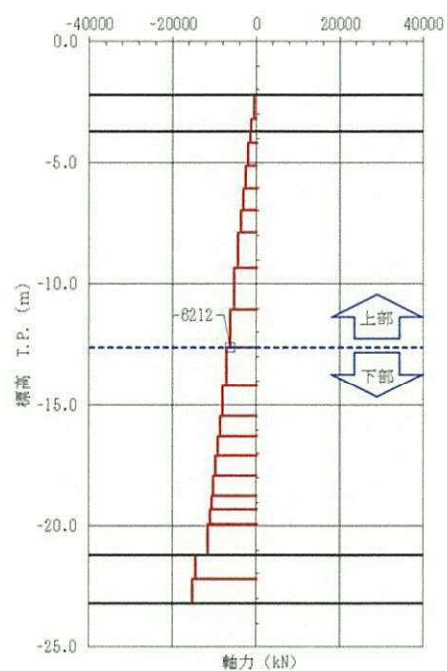
せん断力図

図 16.4-2 (10) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力(①-①断面, 上部)
($S_s = 2.2$, $t = 81.43$ 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)



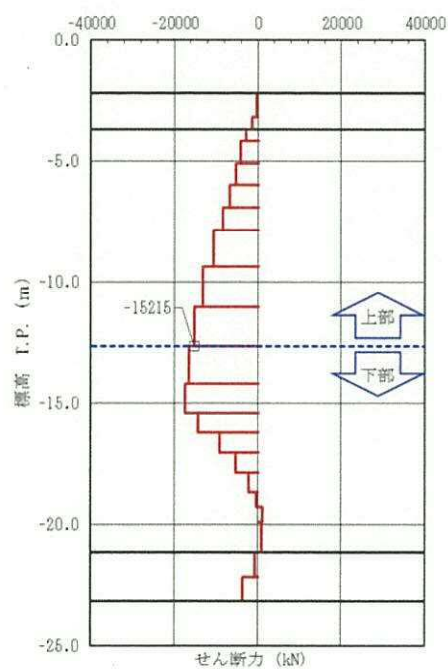
曲げモーメント図

+M (i → j) +M



軸力図

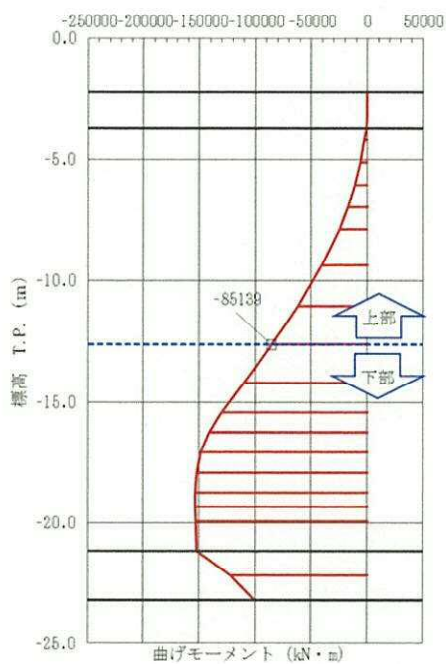
+N ← i — j → +N



せん断力図

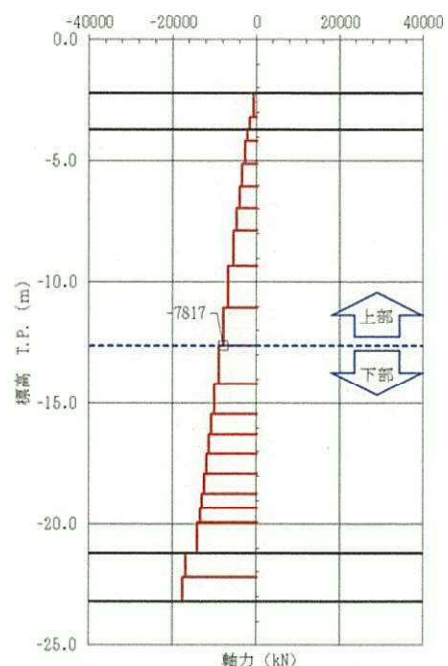
+S ↑ i — j ↓ +S

図 16.4-2 (11) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力(①-①断面, 上部)
($S_s - 3.1$ [H+, V+], $t = 8.68$ 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)



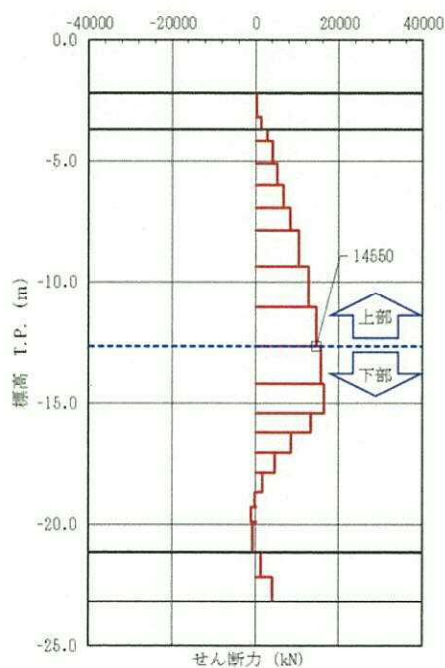
曲げモーメント図

+M (↑) -M (↓)



軸力図

+N (↑) -N (↓)



せん断力図

+S (↑) -S (↓)

図 16.4-2 (12) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力(①-①断面, 上部)
($S_s - 31$ [H-, V+], $t = 8.66$ 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)

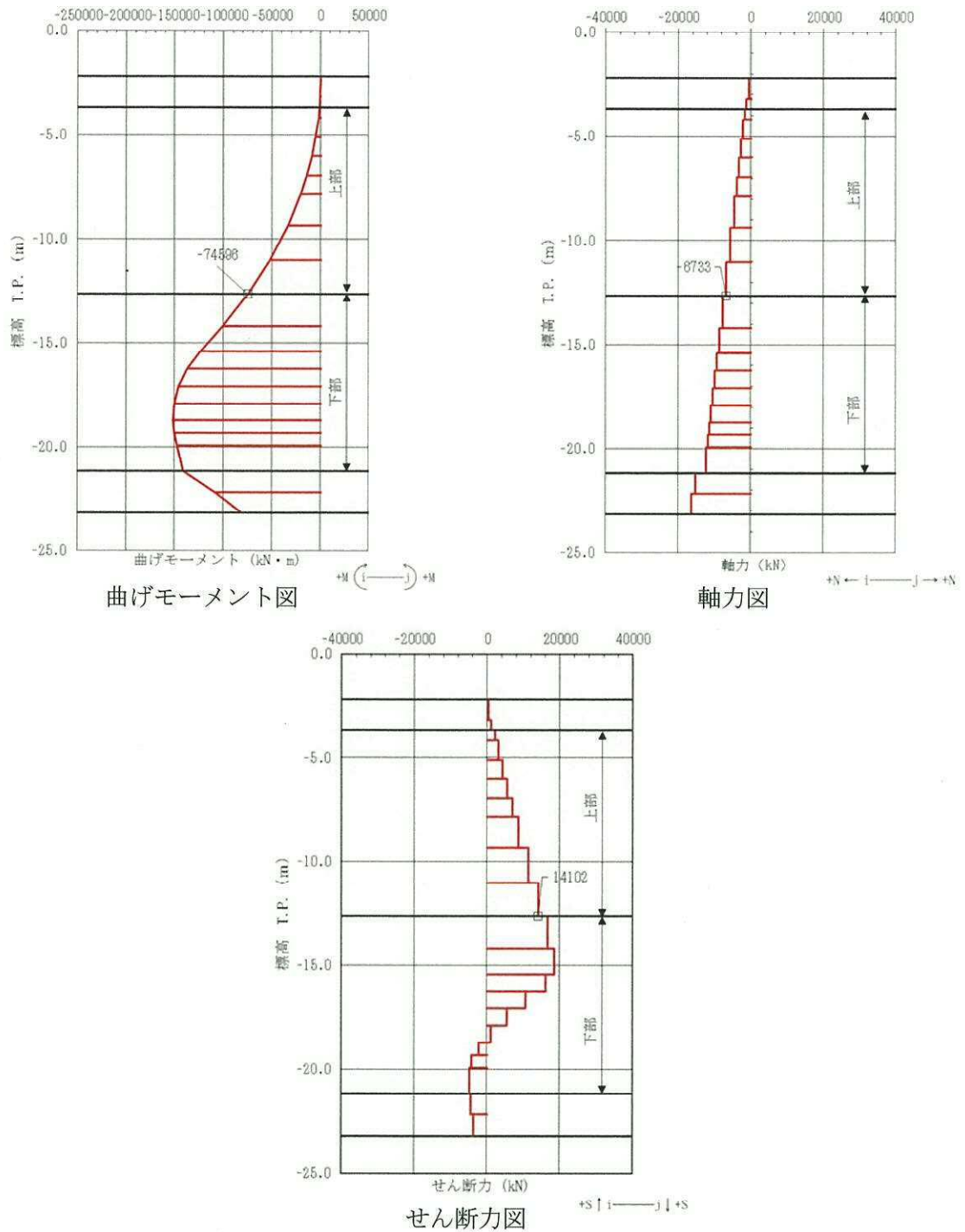
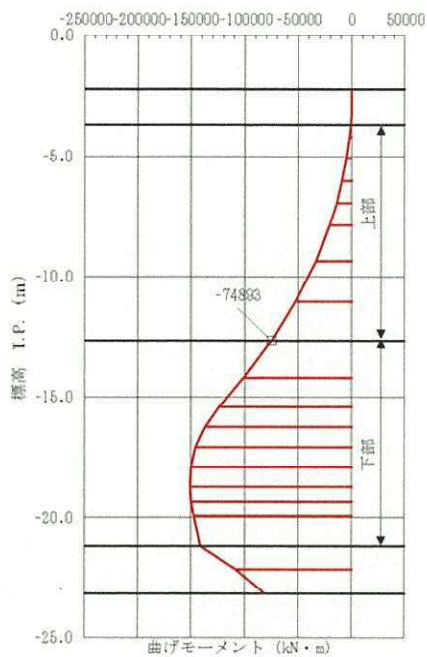
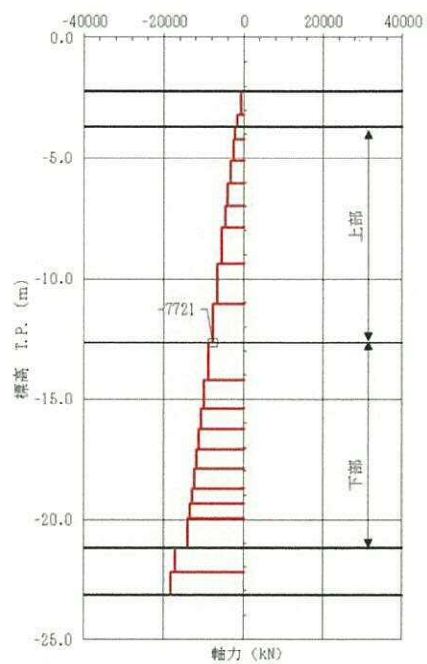


図 16.4-2 (13) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力(②-②断面, 上部)
 $(S_s - D1 [H+, V+], t = 53.9 \text{ s})$
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



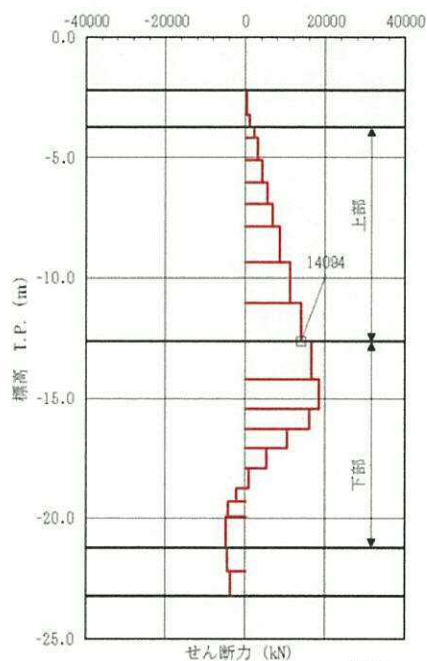
曲げモーメント図

+M (i → j) +M



軸力図

+N ← i — j → +N



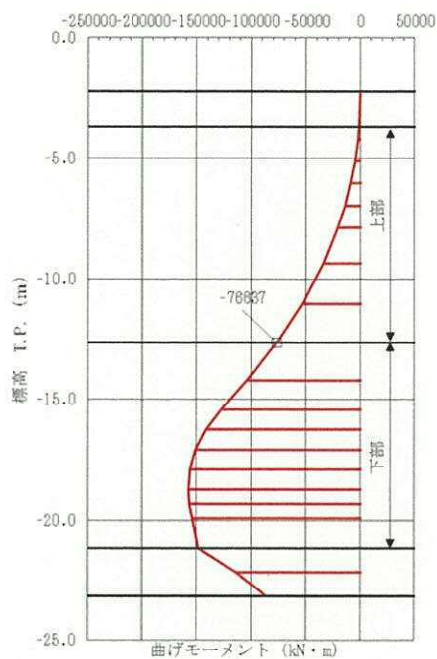
せん断力図

+S ↑ i — j ↓ +S

図 16.4-2 (14) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力(②-②断面, 上部)

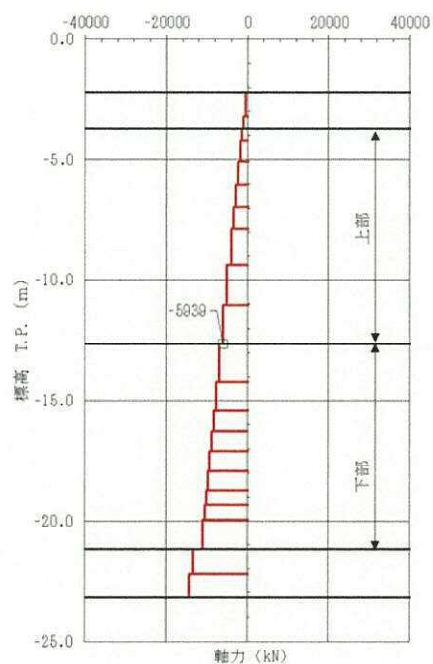
($S_s - D1$ [H+, V-], $t = 53.9$ s)

(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)



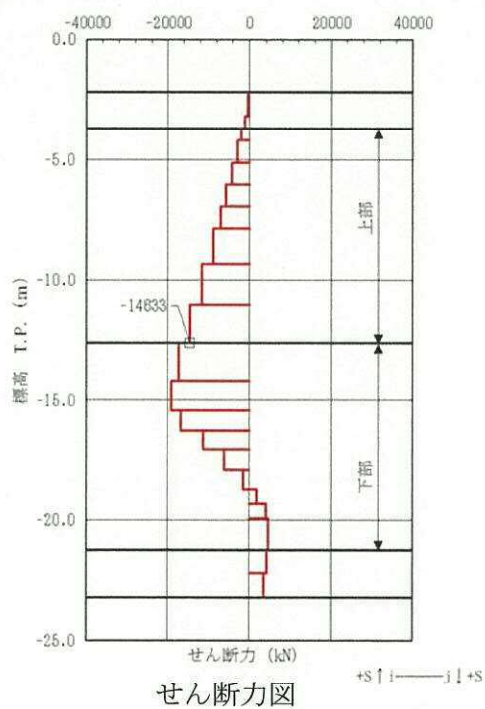
曲げモーメント図

$+M \left(\begin{array}{c} \curvearrowright \\ \text{---} \end{array} \right) +M$



軸力図

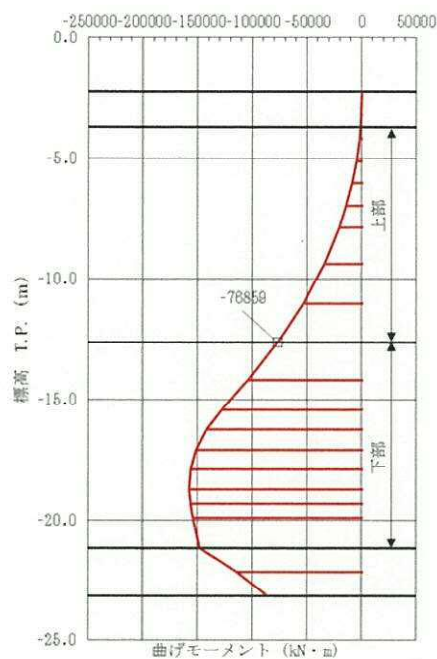
$+N \leftarrow \text{---} \text{---} \rightarrow +N$



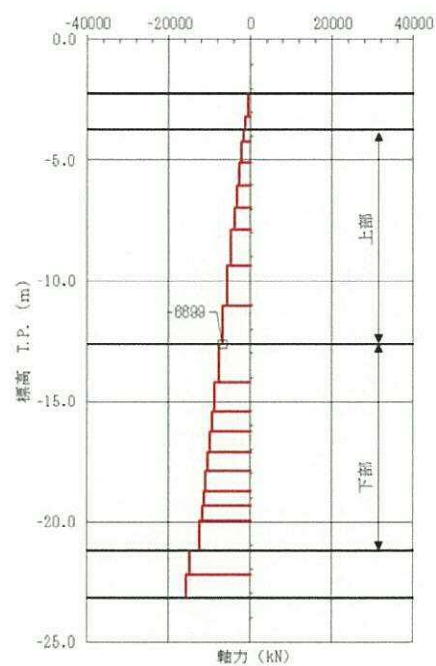
せん断力図

$+S \uparrow \text{---} \text{---} \downarrow -S$

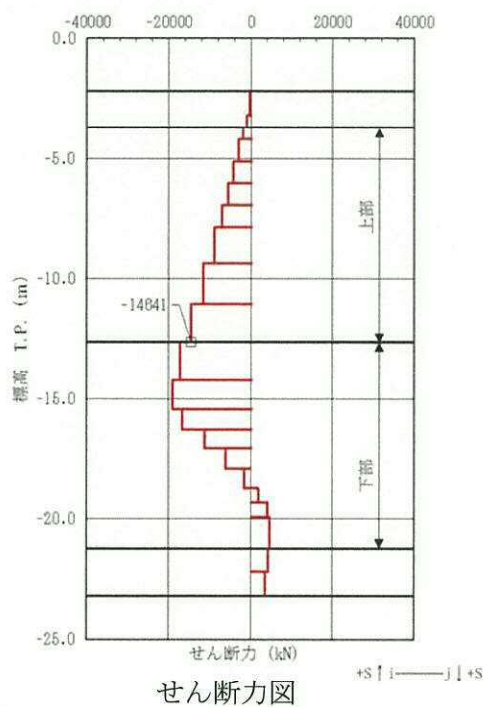
図 16.4-2 (15) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力(②-②断面, 上部)
 $(S_s - D1 [H-, V+], t = 53.89 \text{ s})$
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図



軸力図



せん断力図

図 16.4-2 (16) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力(②-②断面, 上部)
 $(S_s-D1 [H-, V-], t=53.89 \text{ s})$
 (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)

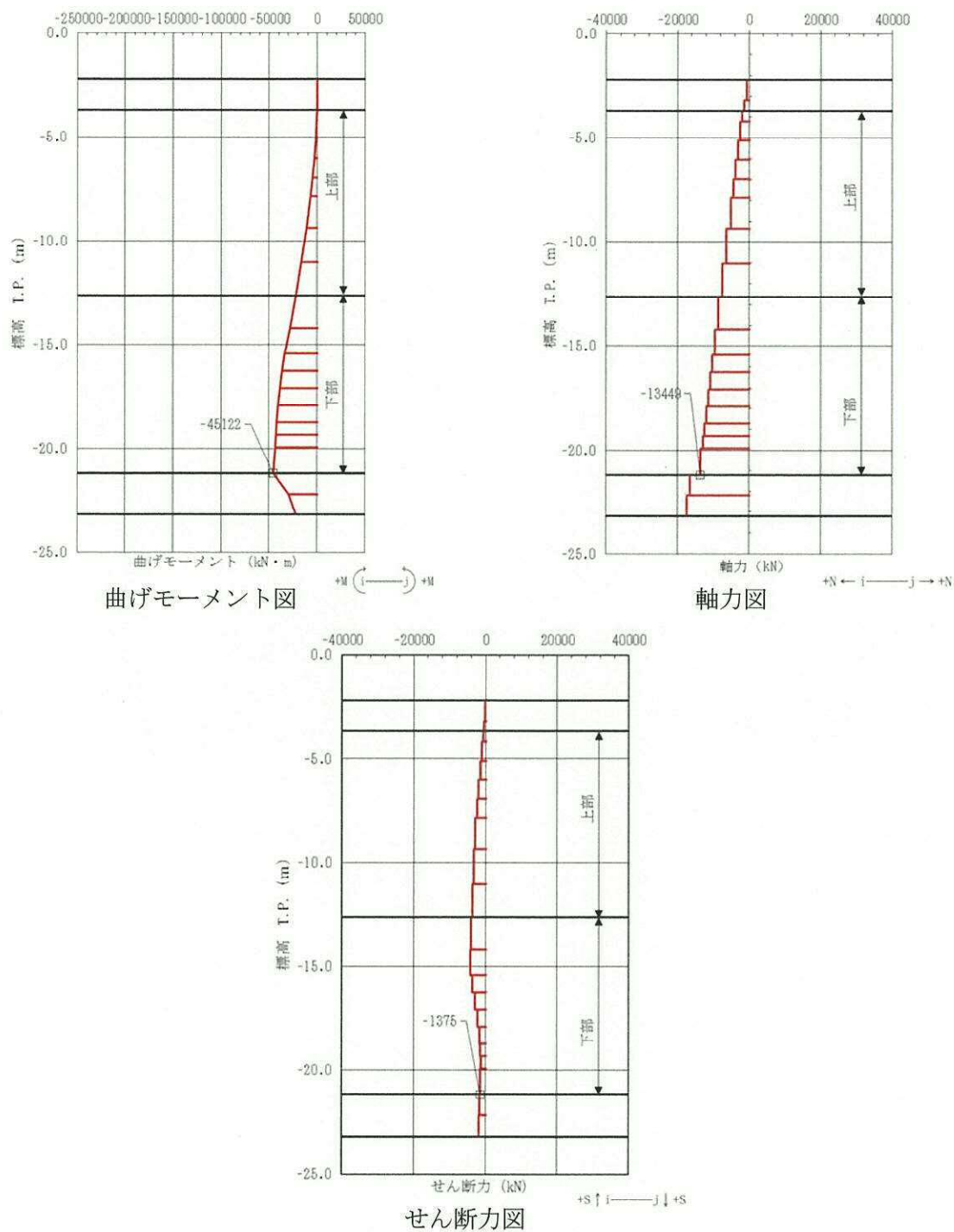


図 16.4-2 (17) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面，下部)
($S_s - 11$, $t = 27.28$ s)

(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)

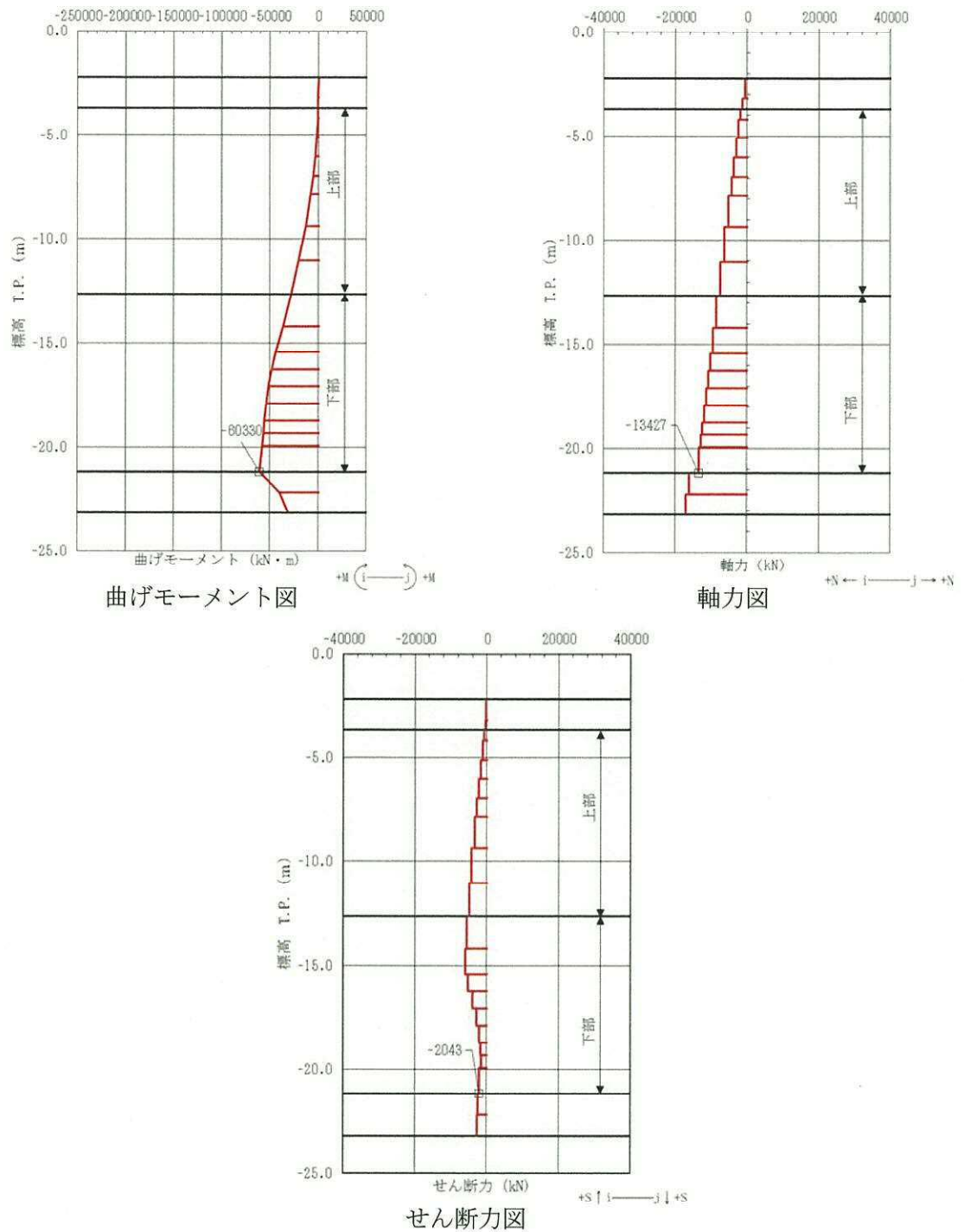


図 16.4-2 (18) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 下部)
 $(S_s - 12, t = 31.56 \text{ s})$
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

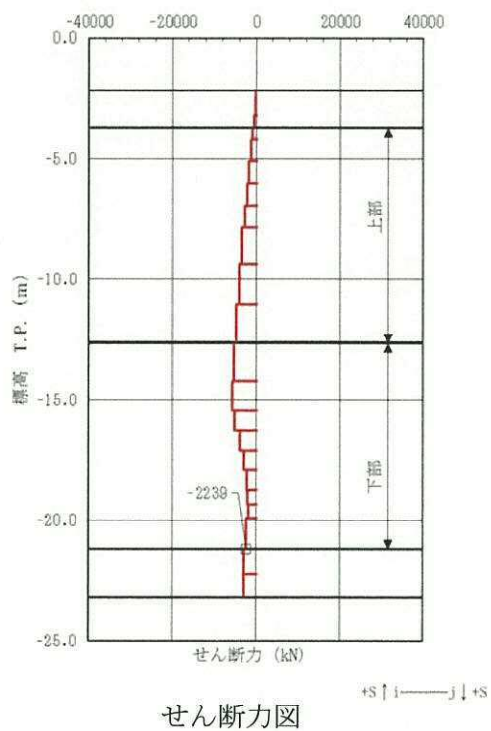
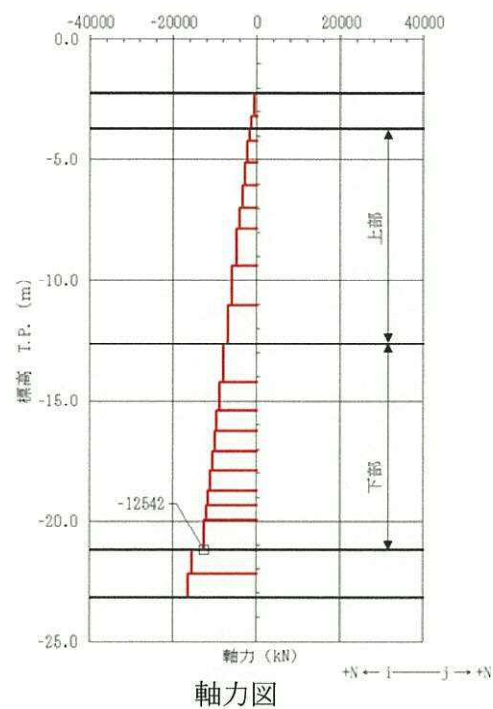
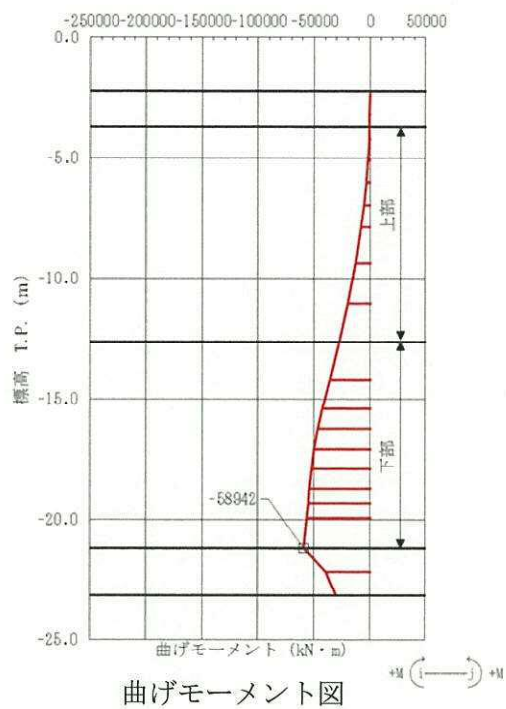
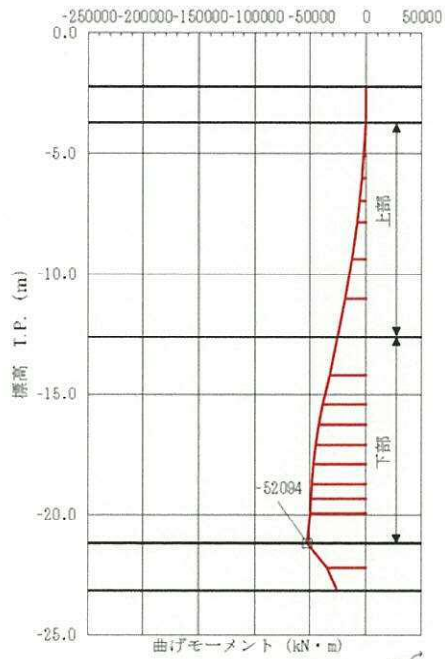
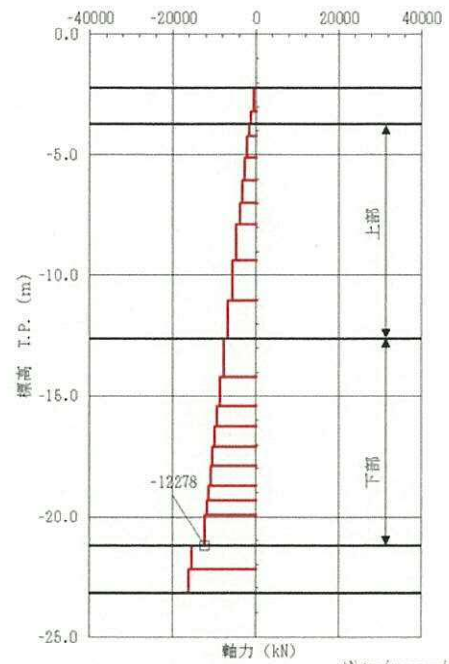


図 16.4-2 (19) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 下部)
 ($S_s - 13$, $t = 28.68$ s)
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



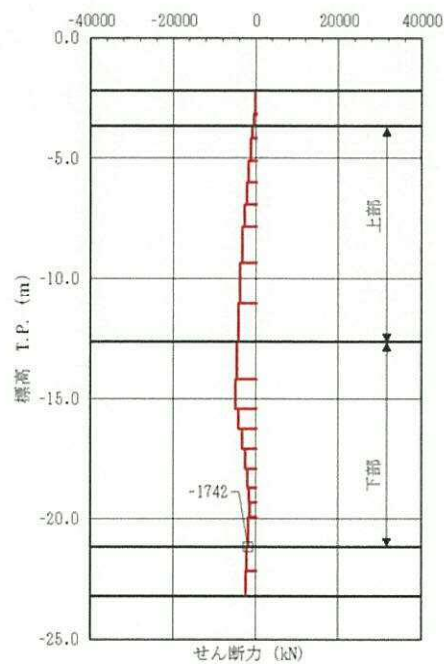
曲げモーメント図

+M (←) (→) +M



軸力図

+N (←) (→) +N



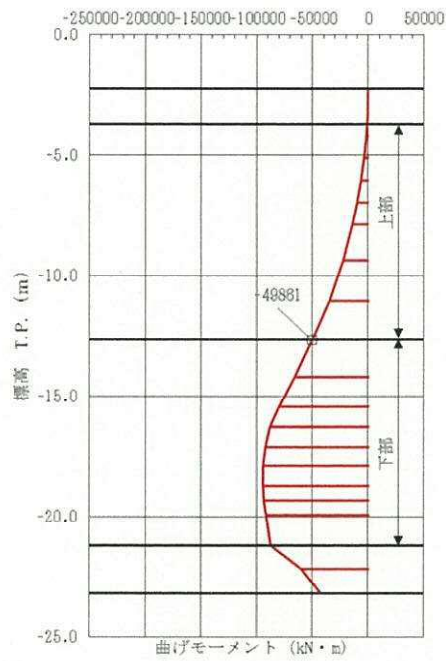
せん断力図

+S (↑) (↓) +S

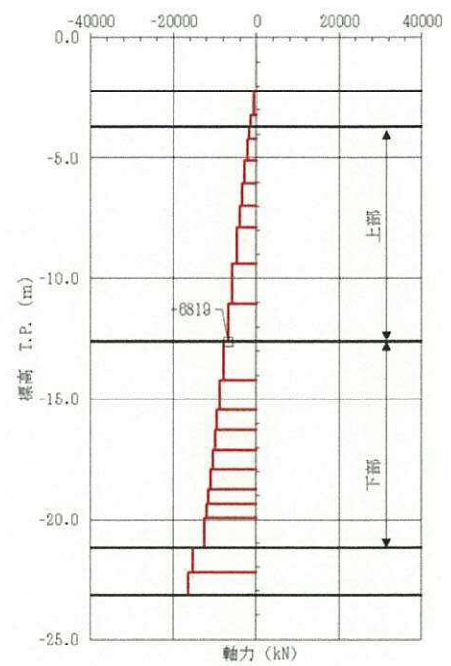
図 16.4-2 (20) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 下部)

($S_s - 14$, $t = 31.63$ s)

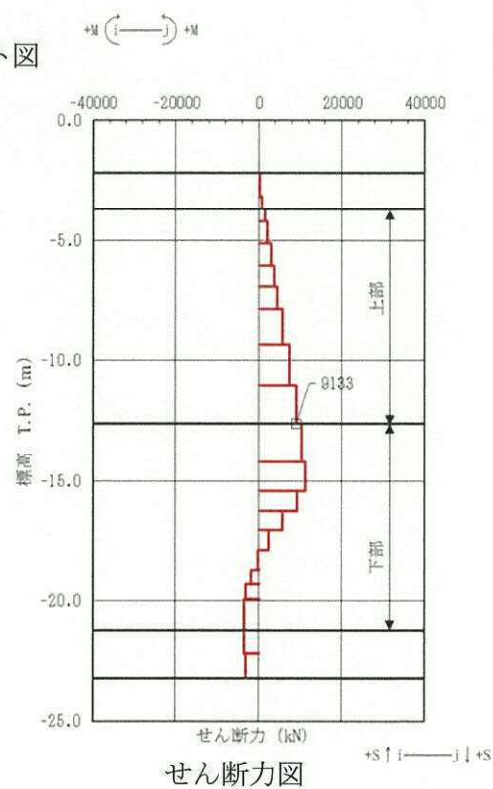
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図



軸力図

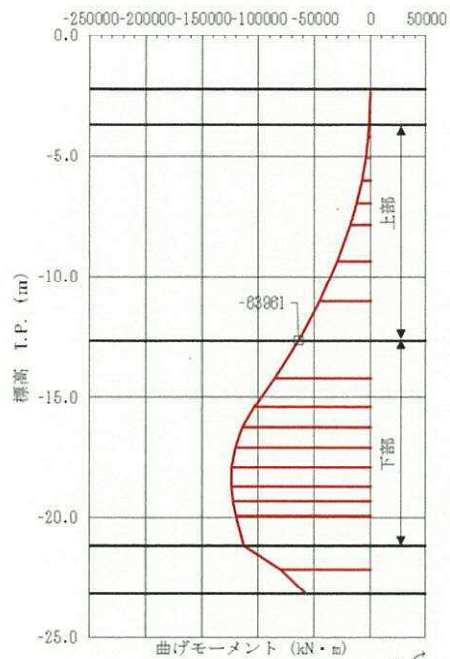


せん断力図

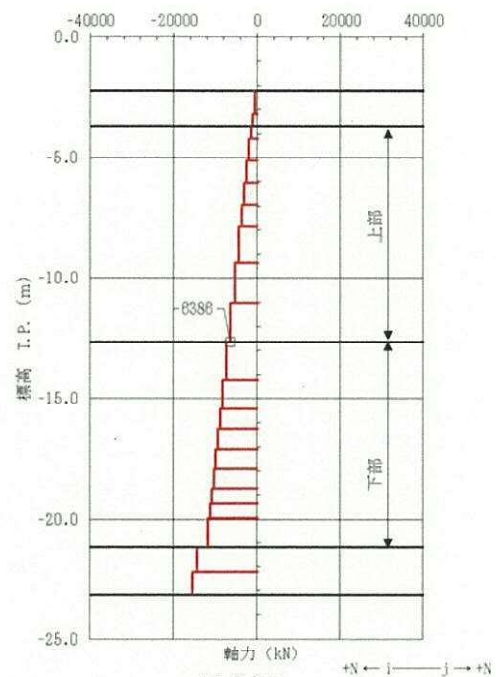
図 16.4-2 (21) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力(②-②断面, 上部)

($S_s - 21$, $t = 67.99$ s)

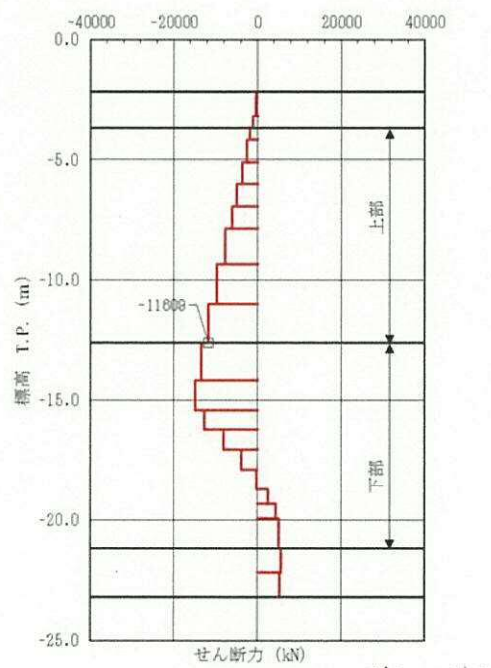
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図



軸力図

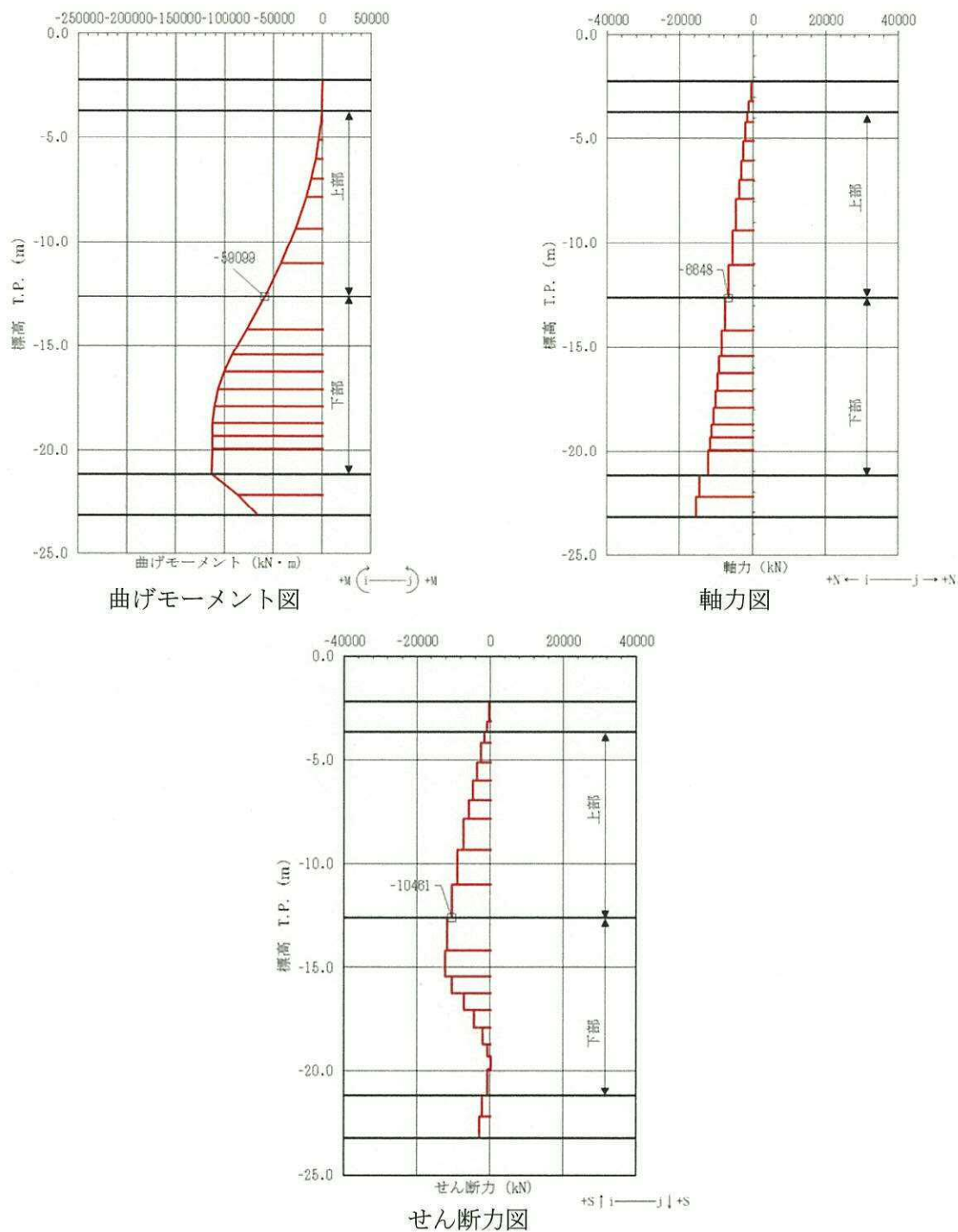


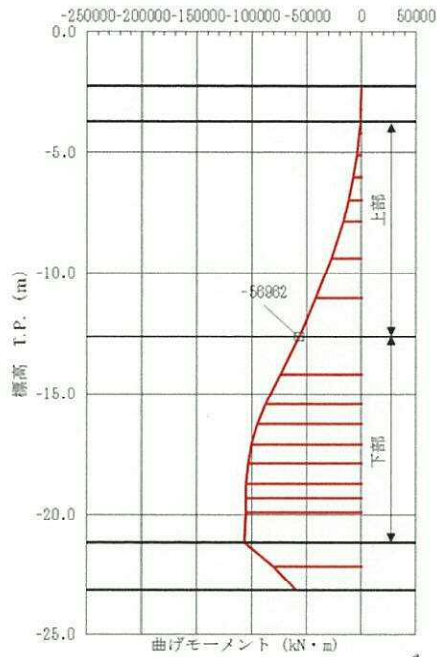
せん断力図

図 16.4-2 (22) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力(②-②断面, 上部)

($S_s = 2.2$, $t = 74.23$ s)

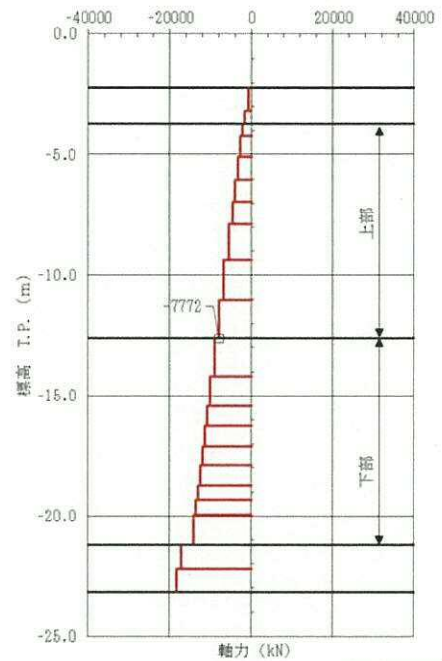
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





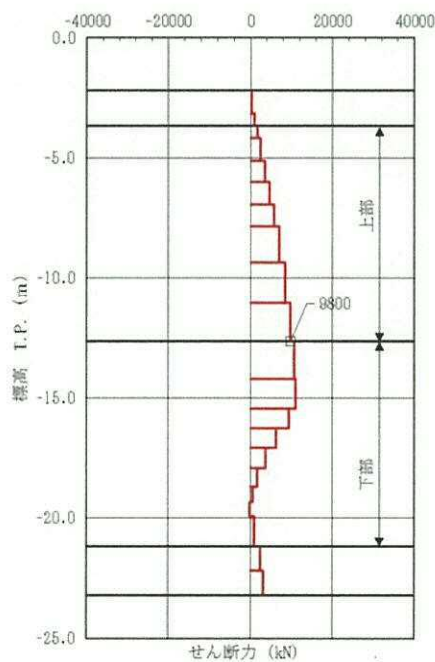
曲げモーメント図

+M (↑) — (↓) +M



軸力図

+N ← — — — — — → +N



せん断力図

+S ↑ — — — — — ↓ +S

図 16.4-2 (24) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力(②-②断面, 上部)

($S_s - 31$ [H-, V+], $t = 8.71$ 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)

(3) 最大せん断ひずみ分布

最大せん断ひずみ分布を図 16.4-3 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。

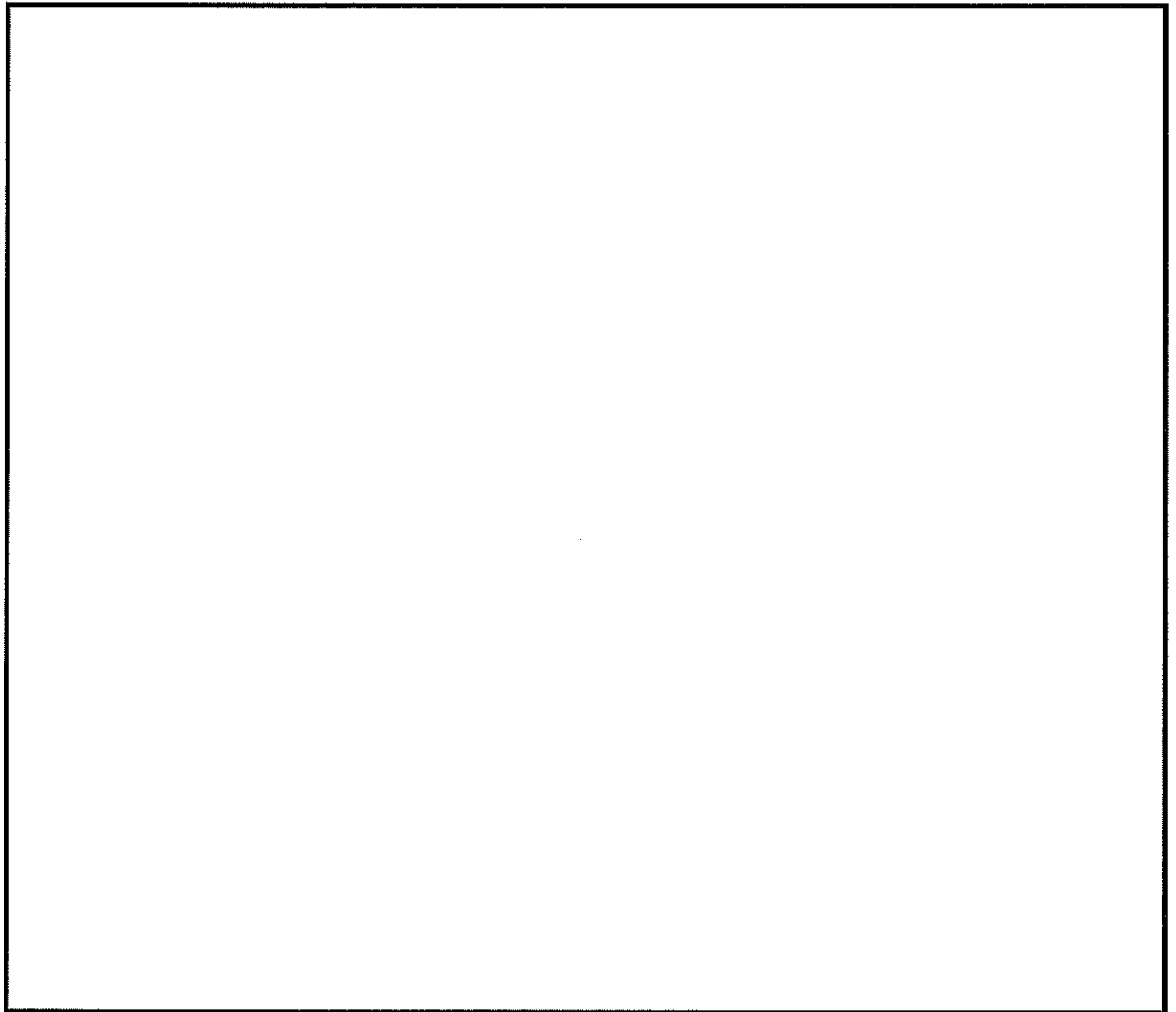


図 16.4-3 (1) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D1 [H+, V+]$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

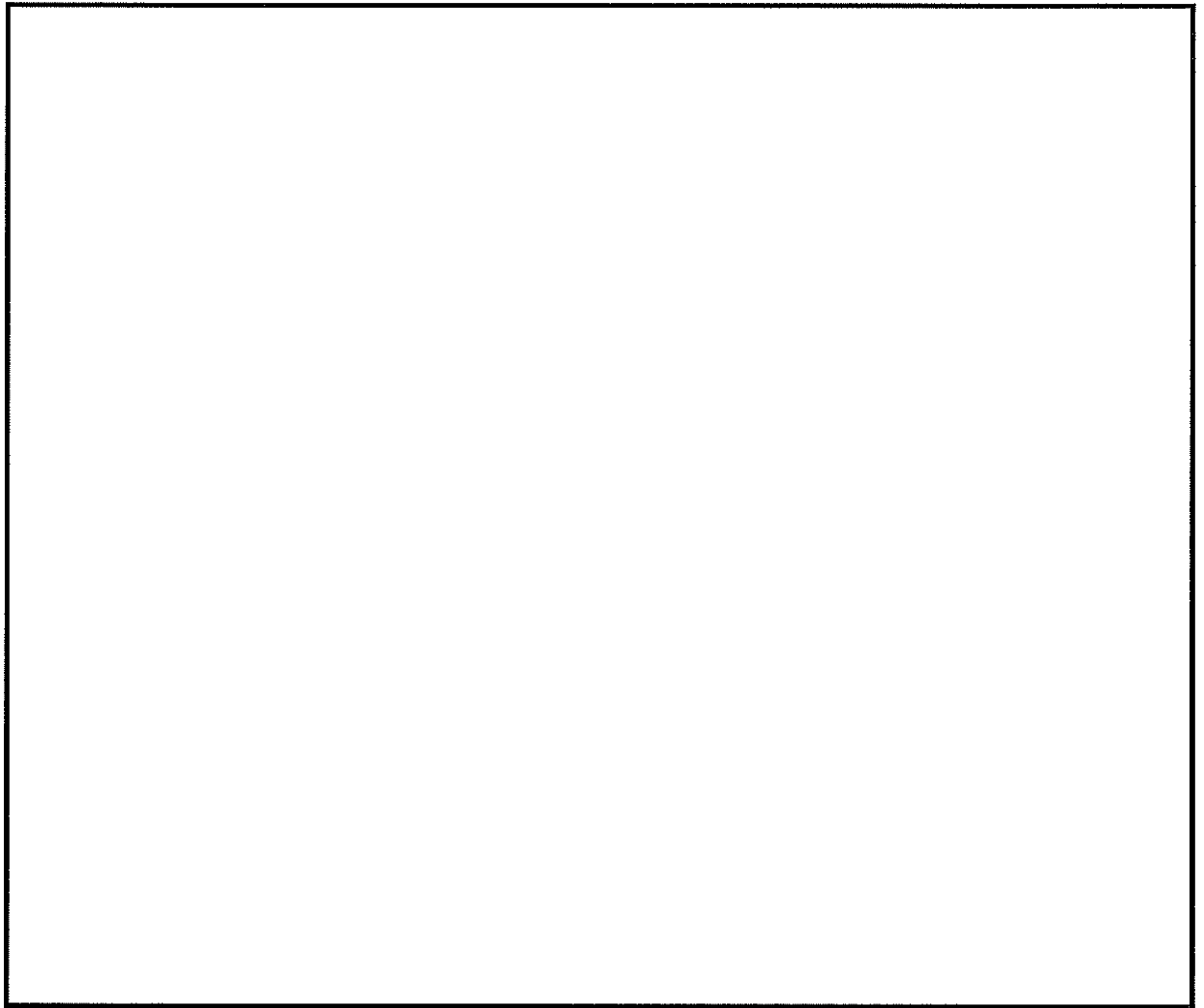


図 16.4-3 (2) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 [H+, V-])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

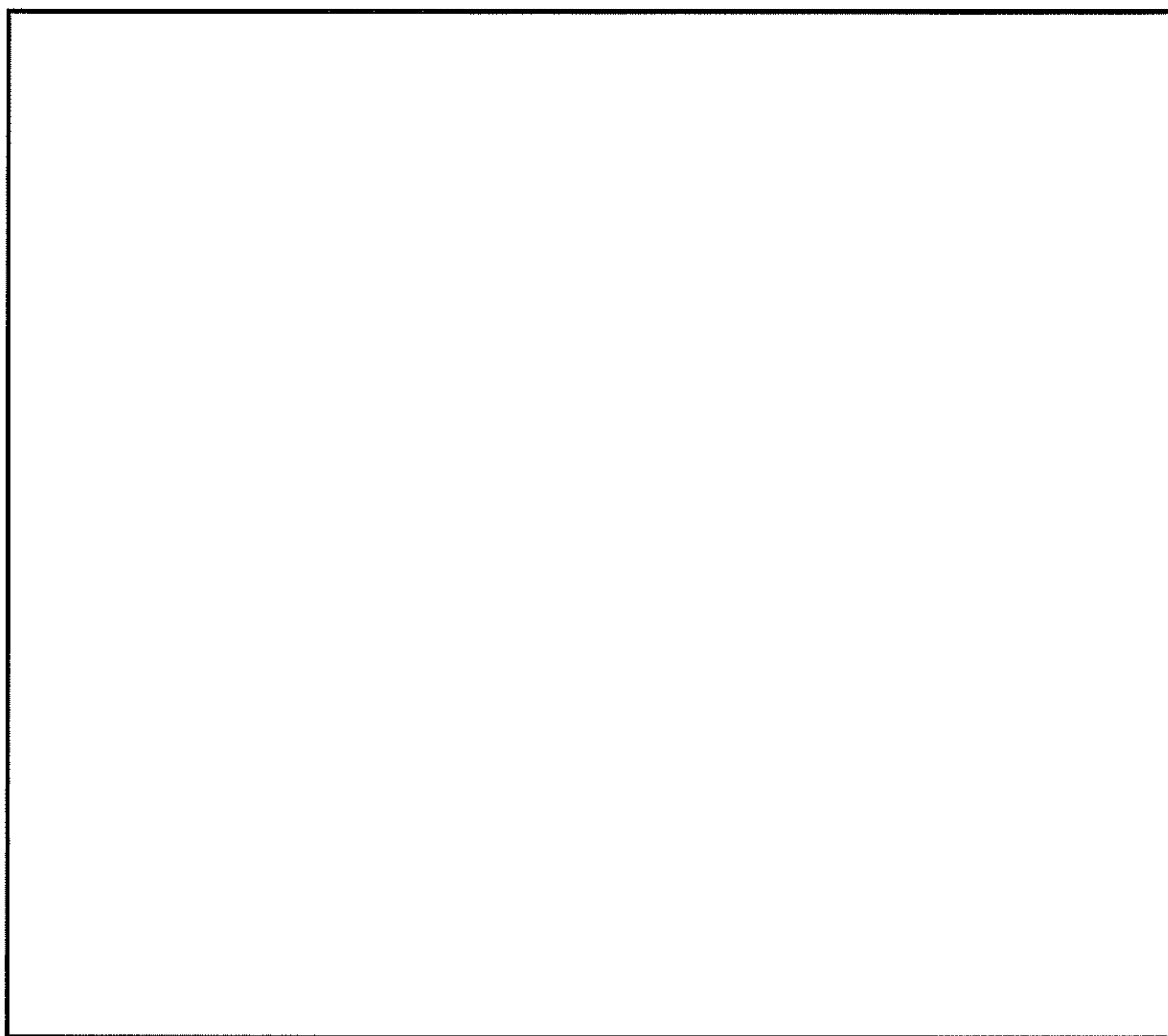


図 16.4-3 (3) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 [H-, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

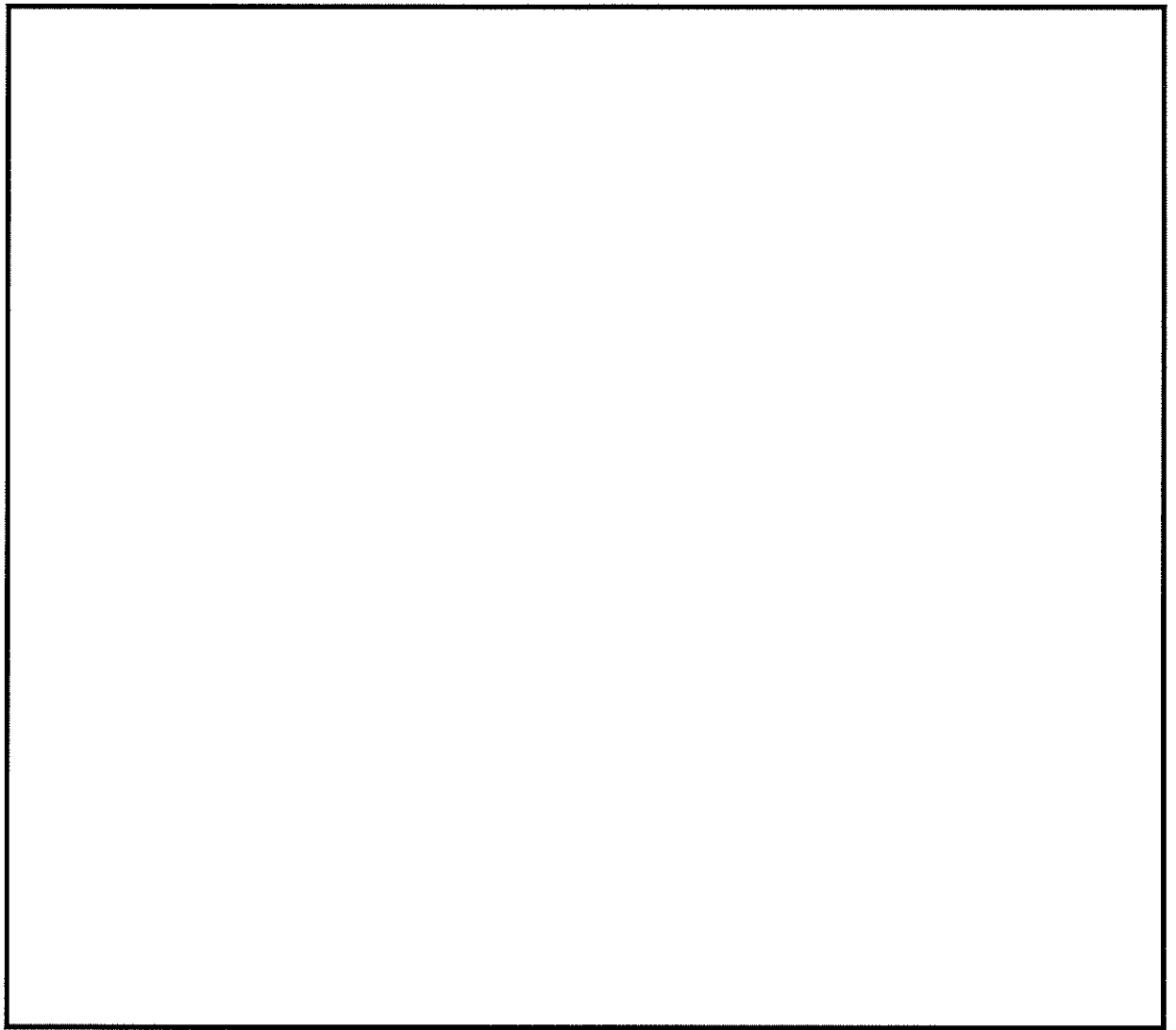


図 16.4-3 (4) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 [H-, V-])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

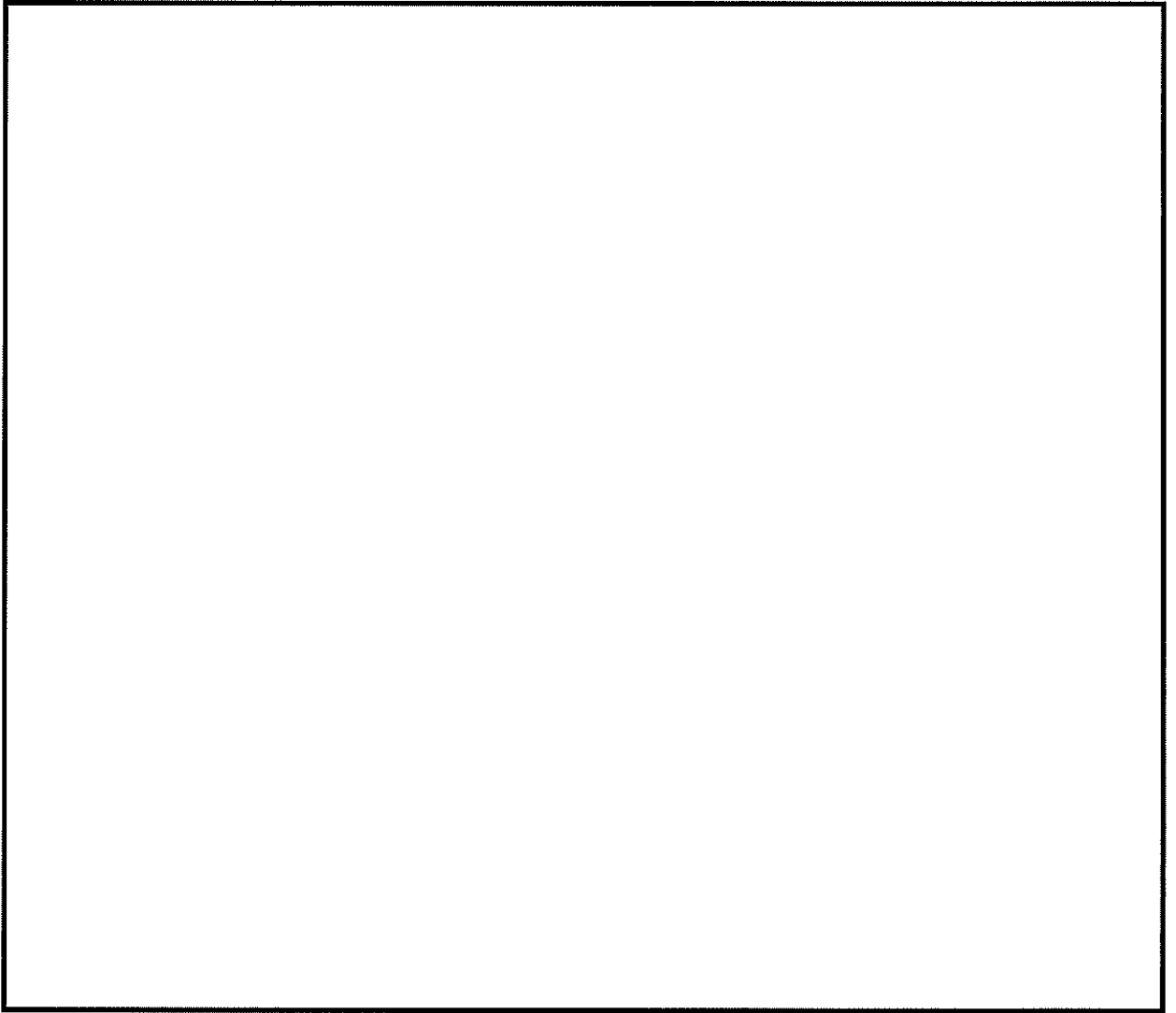


図 16.4-3 (5) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-11)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

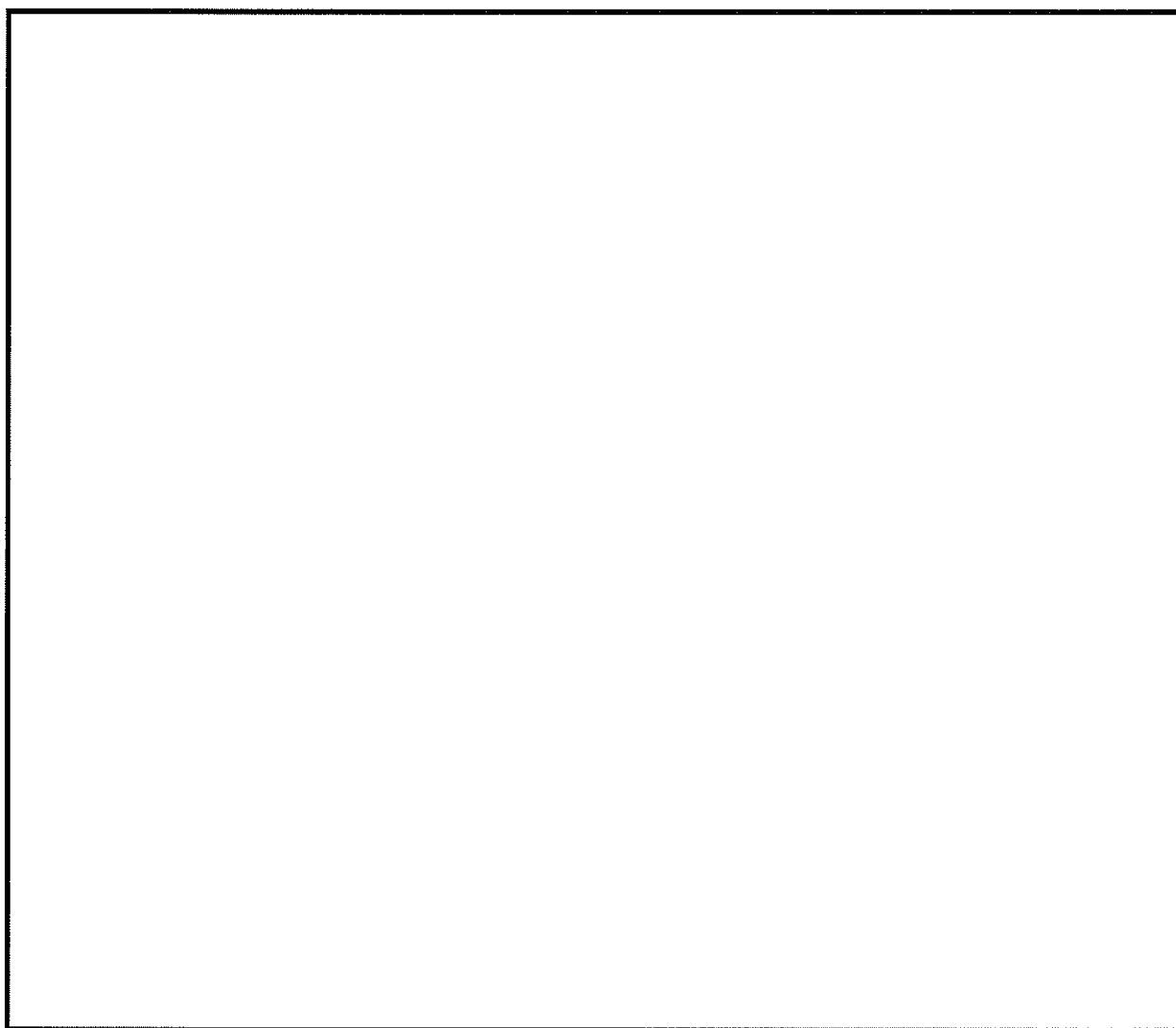


図 16.4-3 (6) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-12)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

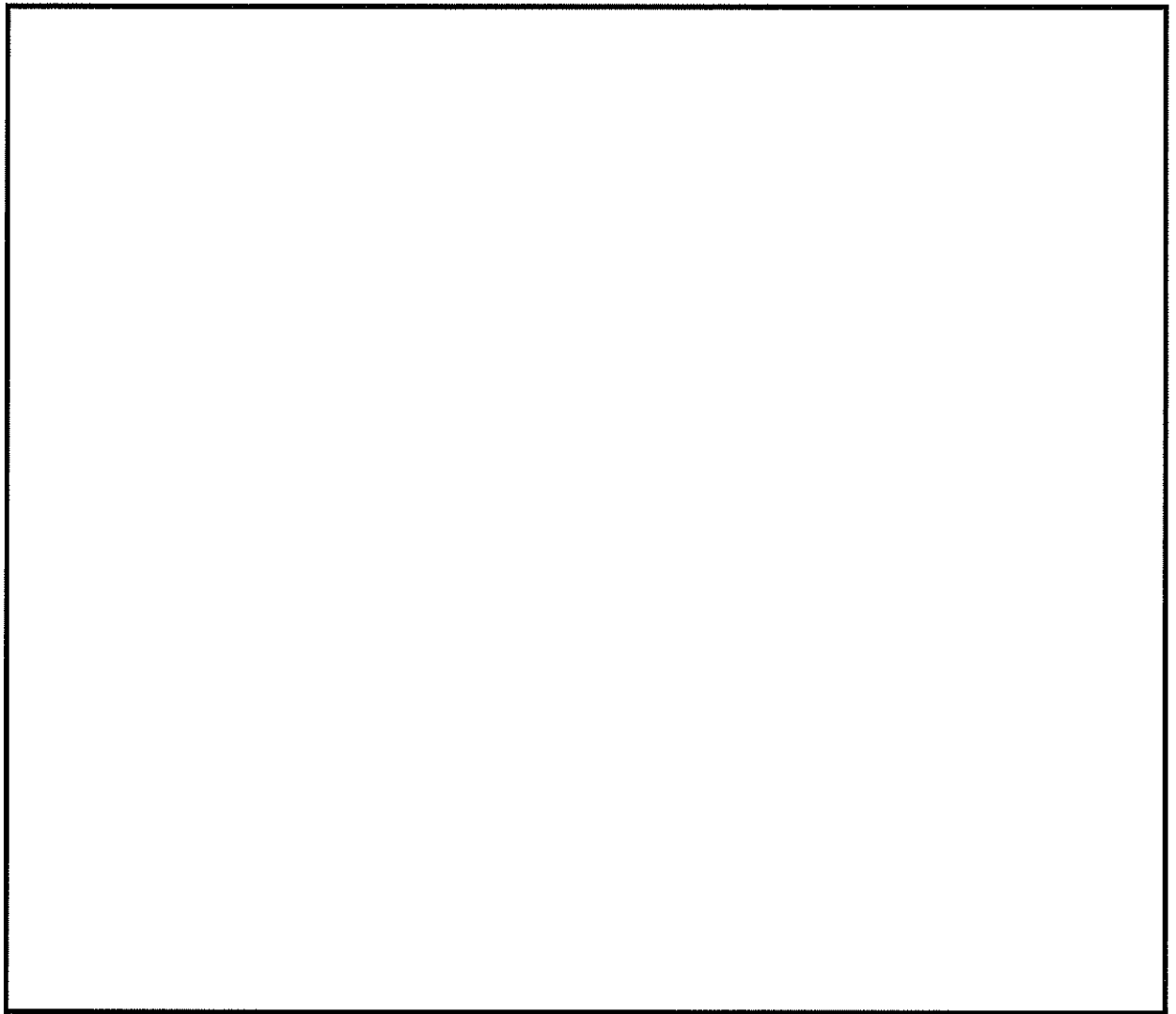


図 16.4-3 (7) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-13)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

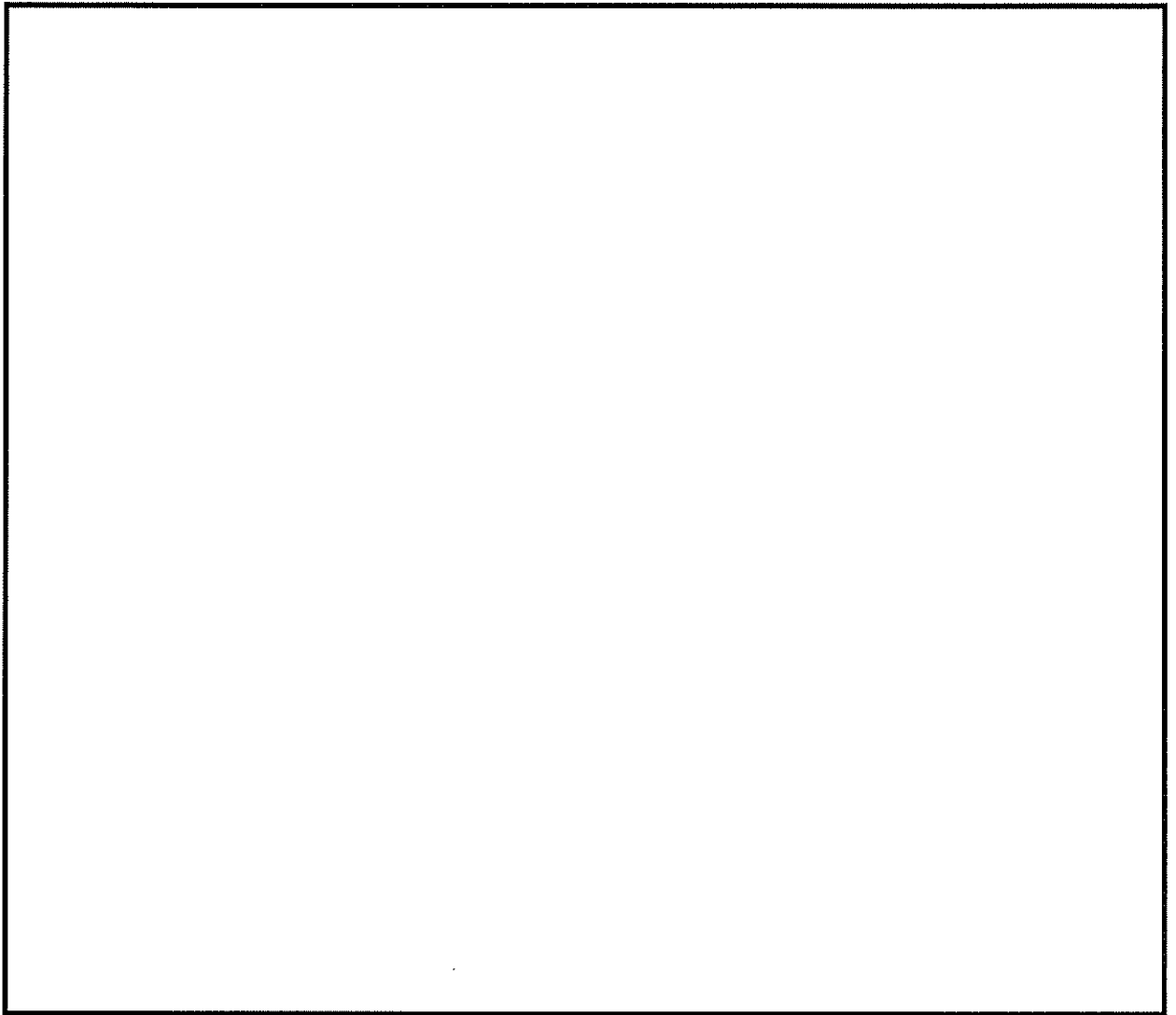


図 16.4-3 (8) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-14)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

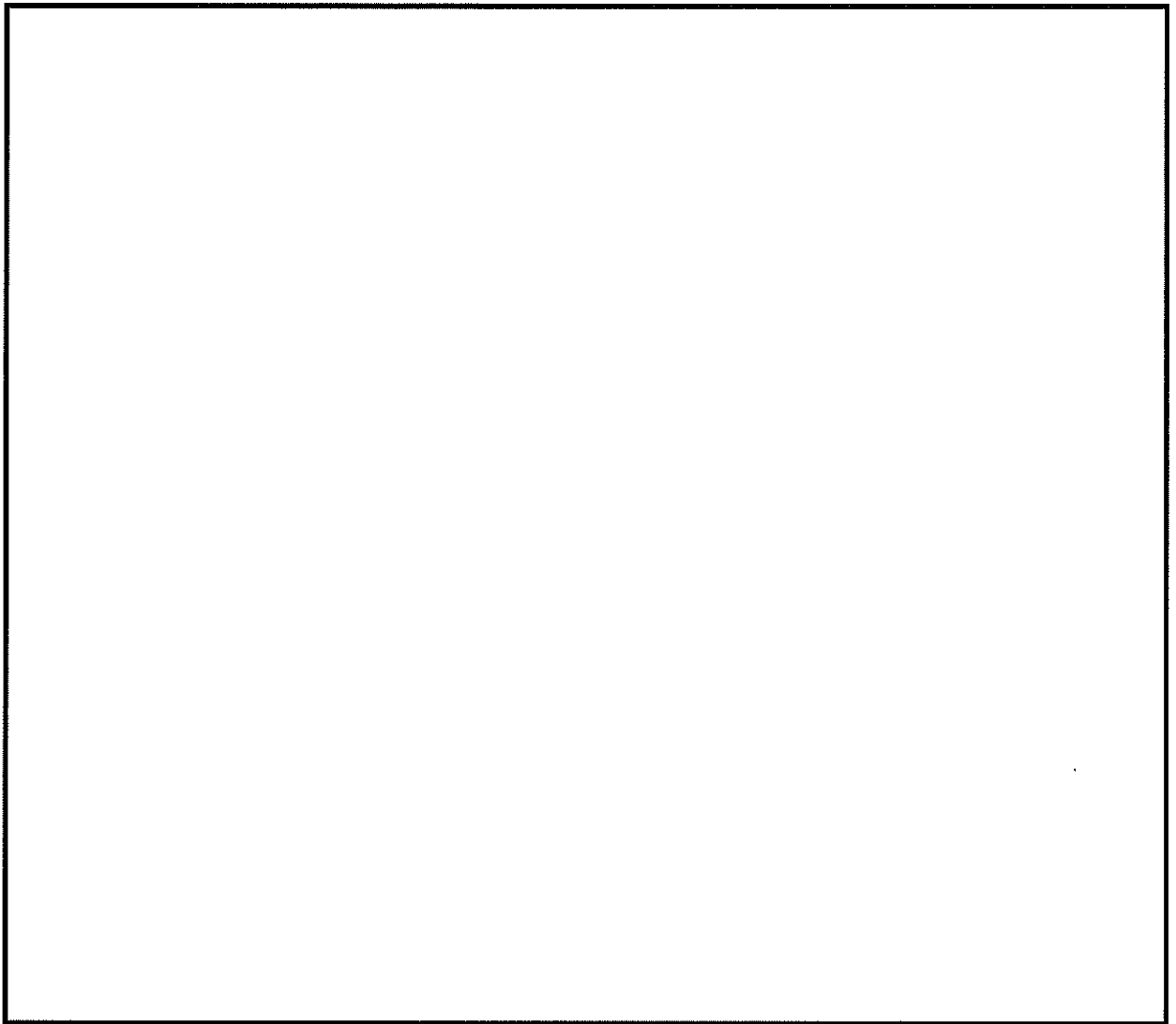


図 16.4-3 (9) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-21)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

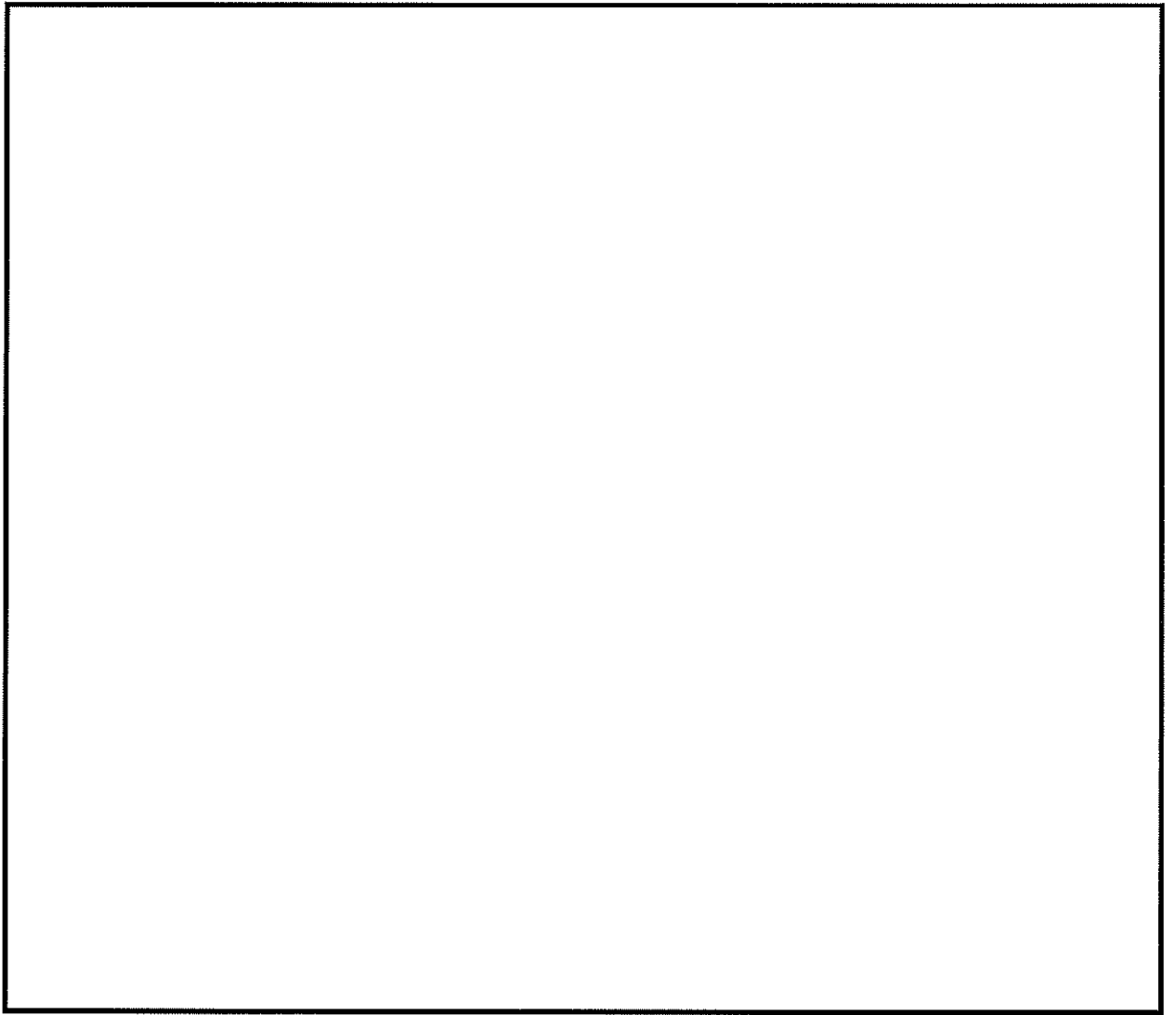


図 16.4-3 (10) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2.2$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

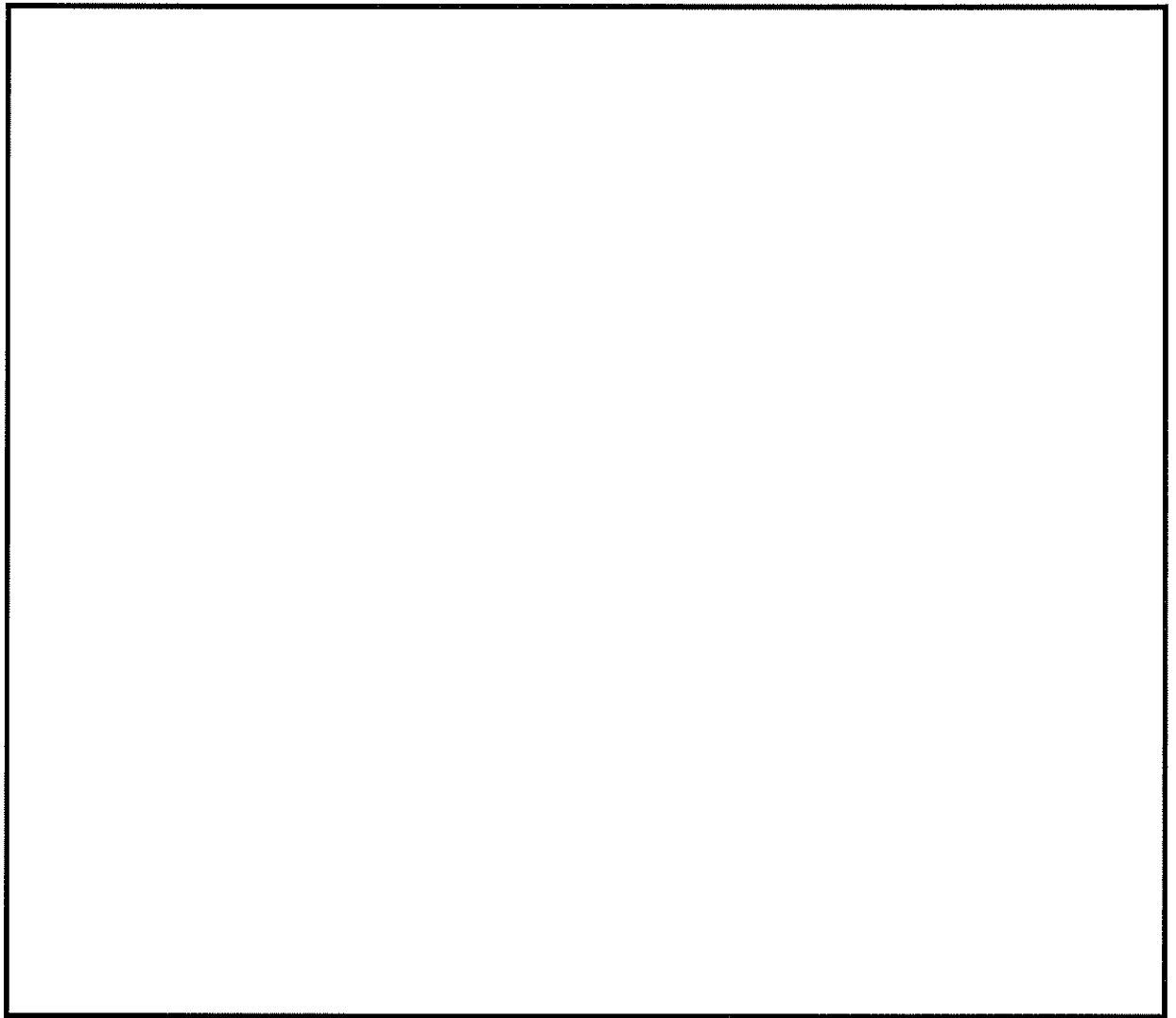


図 16.4-3 (11) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3.1 [H+, V+]$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

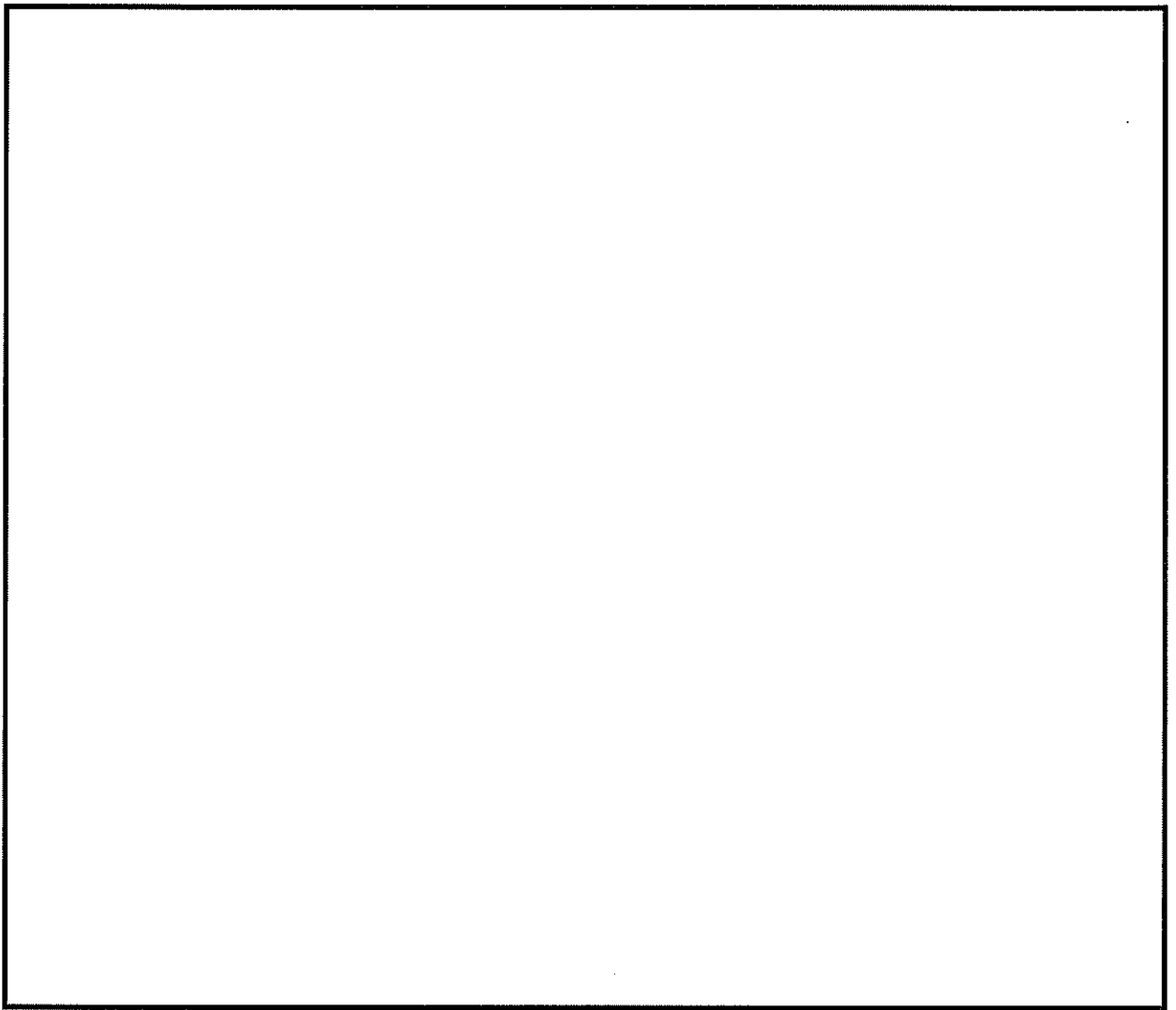


図 16.4-3 (12) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-31 [H-, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

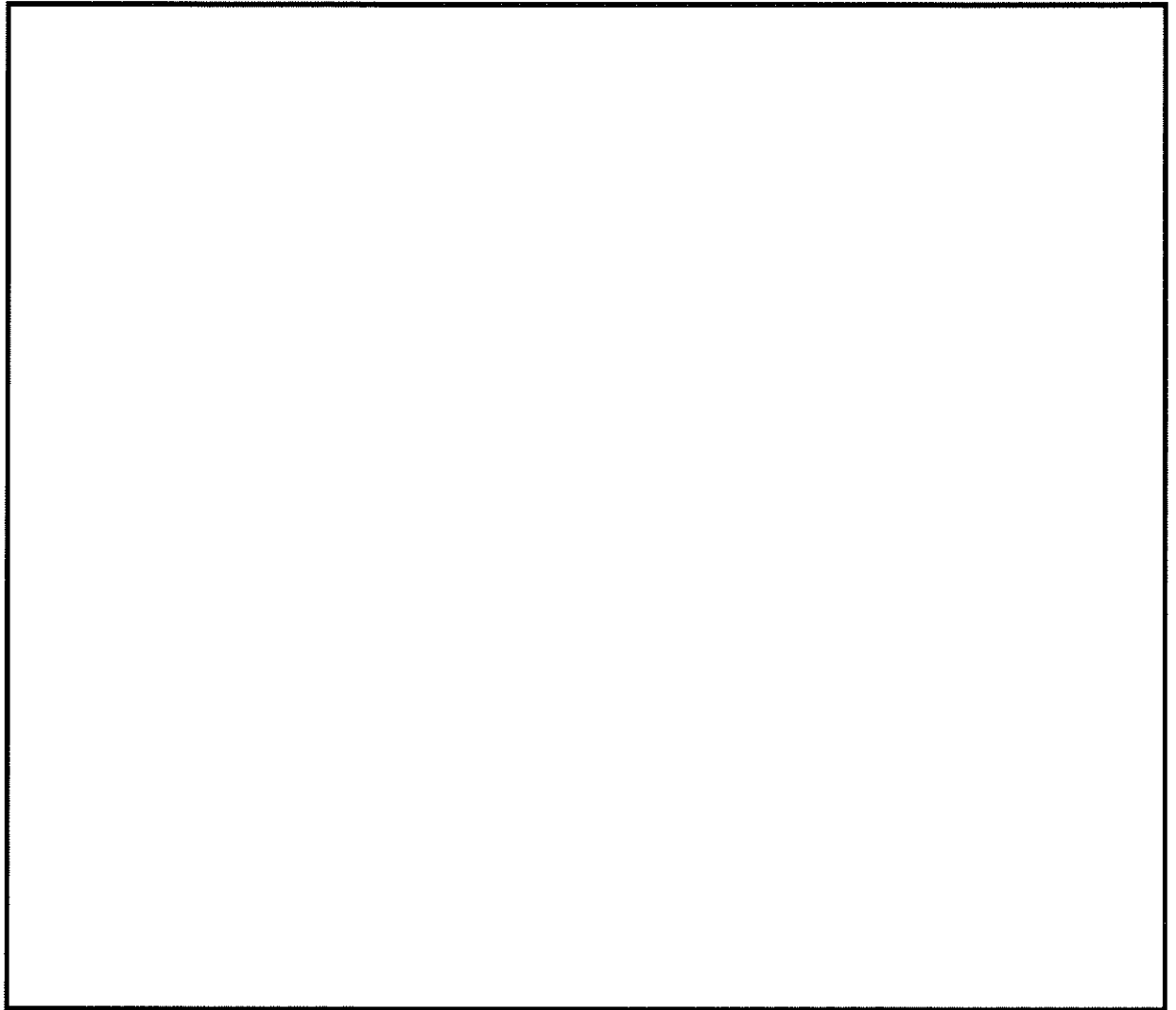


図 16.4-3 (13) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D1 [H+, V-]$)
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) した解析ケース)

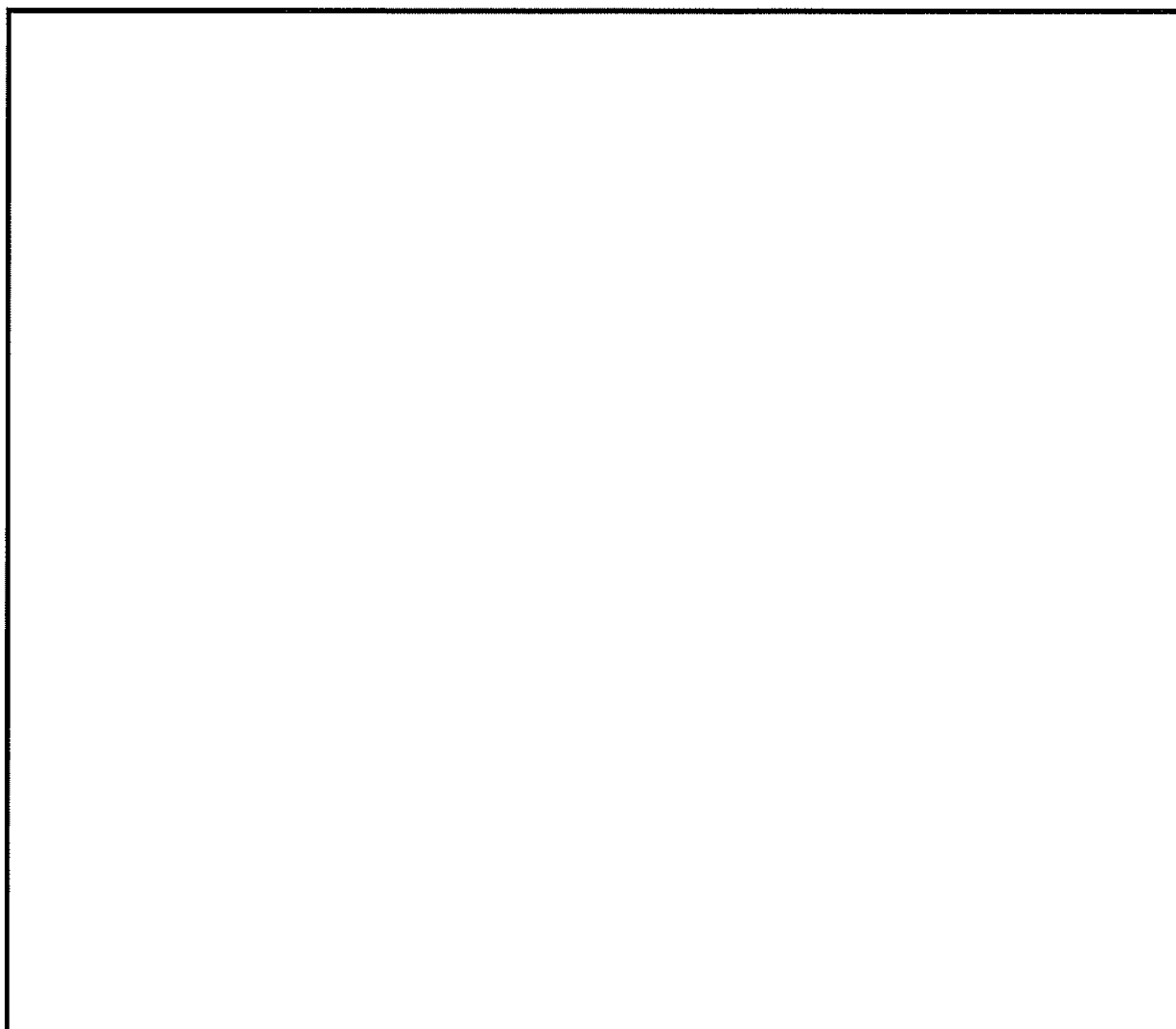


図 16.4-3 (14) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D1 [H+, V-]$)
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

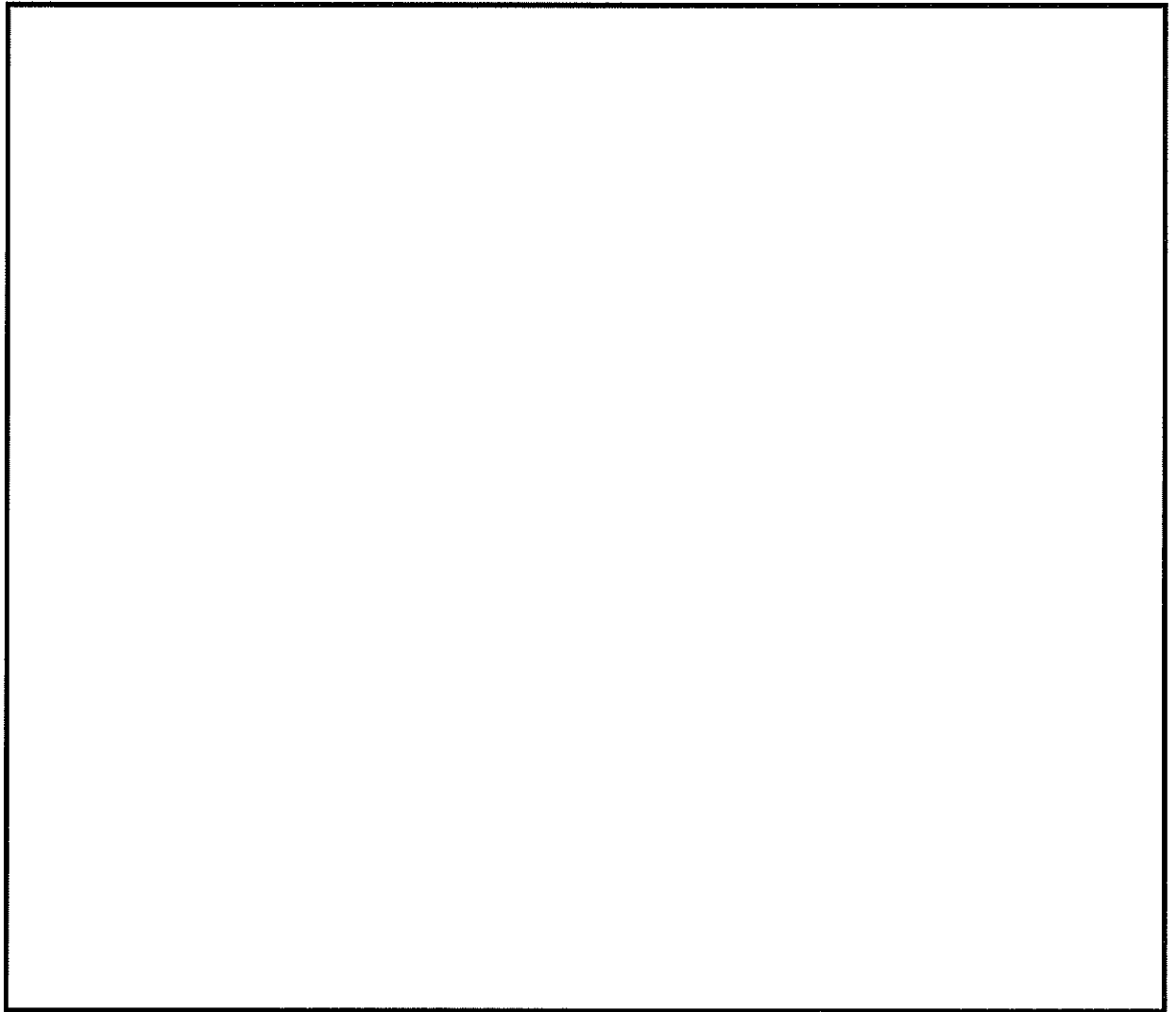


図 16.4-3 (15) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D 1 [H+, V-]$)
(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

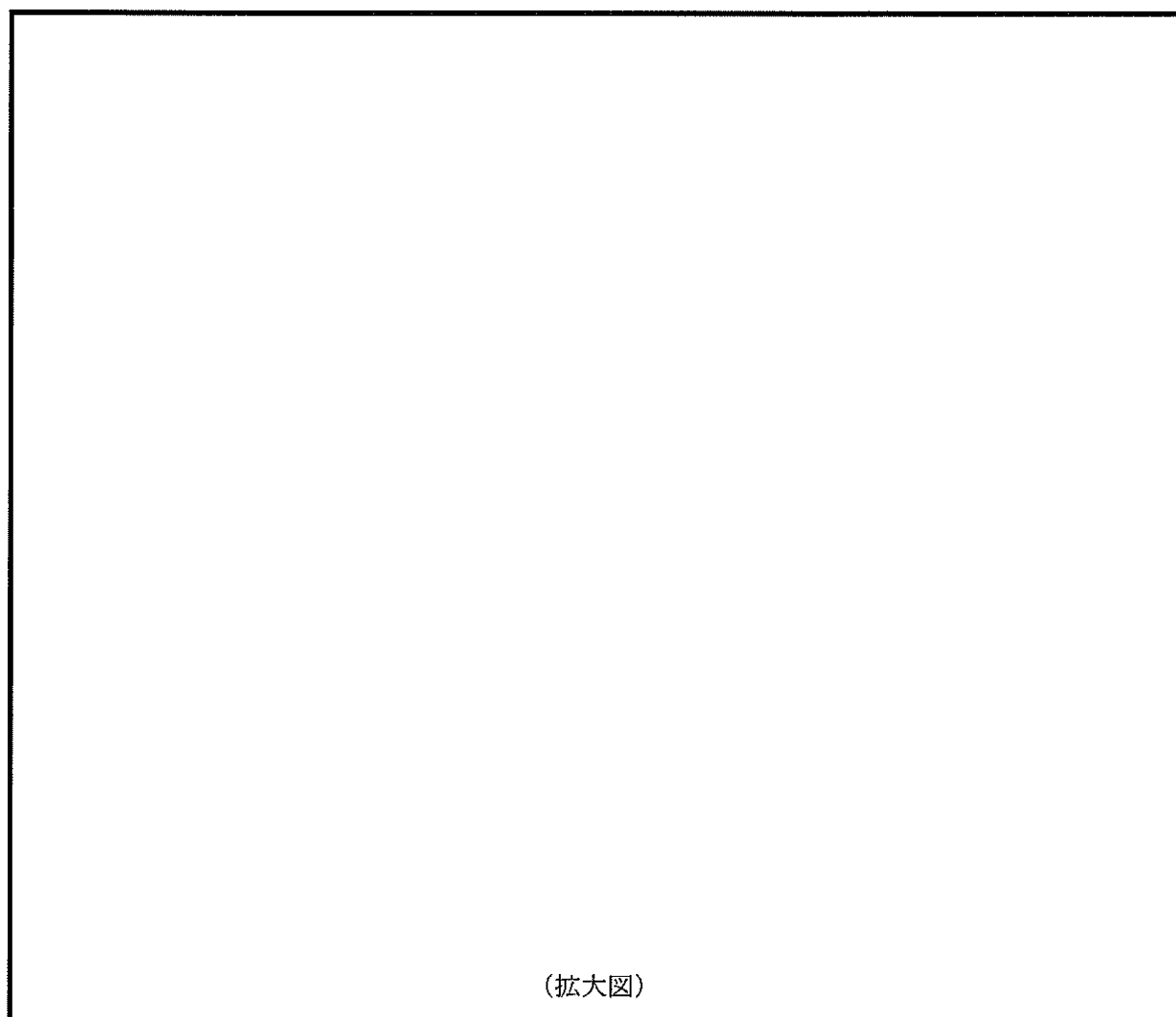


図 16.4-3 (16) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D1 [H+, V-]$)
(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)