

資料 12 復水貯蔵タンク基礎の耐震安全性評価

目 次

1. 評価方法	資料 12-1
2. 評価条件	資料 12-1
2.1 適用規格	資料 12-1
2.2 構造及び補強の概要	資料 12-4
2.3 耐震評価フロー	資料 12-12
2.4 地震時荷重算出断面の選定	資料 12-18
2.5 使用材料及び材料の物性値	資料 12-20
2.6 地盤物性値	資料 12-20
2.7 評価構造物諸元	資料 12-25
2.8 地下水位	資料 12-29
3. 地震応答解析	資料 12-31
3.1 地震応答解析手法	資料 12-31
3.2 地震応答解析モデルの設定	資料 12-34
3.2.1 解析モデル領域	資料 12-34
3.2.2 境界条件	資料 12-36
3.2.3 構造物のモデル化	資料 12-41
3.2.4 隣接構造物のモデル化	資料 12-55
3.2.5 地盤及びマンメイドロック (MMR) のモデル化	資料 12-55
3.2.6 ジョイント要素の設定	資料 12-55
3.3 減衰定数	資料 12-59
3.4 荷重の組合せ	資料 12-67
3.4.1 機器・配管荷重	資料 12-68
3.4.2 外水圧	資料 12-71
3.4.3 積載荷重	資料 12-71
3.5 地震応答解析の解析ケース	資料 12-72
3.5.1 耐震評価における解析ケース	資料 12-72
3.5.2 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース	資料 12-80
4. 三次元構造解析	資料 12-83
4.1 解析手法	資料 12-83
4.2 解析モデルの設定	資料 12-83
4.2.1 構造物のモデル化	資料 12-83
4.2.2 境界条件及び地盤ばね要素	資料 12-89
4.2.3 材料の非線形特性	資料 12-92
4.3 照査時刻の選定	資料 12-96
4.4 入力荷重	資料 12-99
4.4.1 常時荷重	資料 12-100
4.4.2 慣性力	資料 12-103

4.4.3	地震時土圧及び周面せん断力.....	資料 12-107
4.4.4	しゃへい壁, バルブ室, 連絡ダクト及び復水貯蔵タンクの反力.....	資料 12-111
5.	評価内容	資料 12-117
5.1	入力地震動の設定	資料 12-117
5.2	許容限界の設定	資料 12-132
5.2.1	曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界.....	資料 12-132
5.2.2	せん断破壊に対する許容限界.....	資料 12-137
5.2.3	壁部材の面内せん断に対する許容限界.....	資料 12-146
5.2.4	基礎地盤の支持性能に対する許容限界.....	資料 12-147
6.	評価結果	資料 12-148
6.1	地震応答解析結果	資料 12-148
6.1.1	各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果.....	資料 12-151
6.1.2	作用荷重分布図	資料 12-168
6.1.3	最大せん断ひずみ分布	資料 12-171
6.2	三次元構造解析結果	資料 12-175
6.2.1	解析ケースと照査値	資料 12-180
6.2.2	しゃへい壁, バルブ室及び連絡ダクト.....	資料 12-211
6.2.3	基礎版	資料 12-223
6.3	構造部材の健全性に対する評価結果.....	資料 12-230
6.3.1	しゃへい壁, バルブ室及び連絡ダクト.....	資料 12-230
6.3.2	基礎版	資料 12-304
6.4	基礎地盤の支持性能に対する評価結果.....	資料 12-309
6.4.1	基礎地盤 (狐崎部層)	資料 12-309
6.4.2	MMR (既設)	資料 12-313
7.	まとめ	資料 12-347

参考資料

- 参考資料 1 機器・配管系の耐震評価に適用する影響検討ケース..... 資料 12- (参考) 1-1
- 参考資料 2 静的地震力に対する耐震評価 資料 12- (参考) 2-1
- 参考資料 3 照査時刻の選定の妥当性について..... 資料 12- (参考) 3-1
- 参考資料 4 基礎版の耐震評価に用いる上部工反力の保守性について..... 資料 12- (参考) 4-1
- 参考資料 5 三次元動的解析を用いた復水貯蔵タンク基礎の円筒型しゃへい壁への土圧分布の検証
について..... 資料 12- (参考) 5-1

1. 評価方法

復水貯蔵タンク基礎は、常設重大事故等対処設備である復水貯蔵タンク、復水貯蔵タンク水位計、高圧炉心スプレイ系配管及び代替水源移送系配管等を間接支持しており、支持機能が要求される。

復水貯蔵タンク基礎については、基準地震動 S_s による耐震評価として、構造部材の曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持性能に対する評価を実施する。

構造部材の健全性評価については、鉄筋コンクリート部材のひずみ、せん断力、壁部材の面内せん断変形に伴う面内せん断ひずみ及び発生応力度が要求機能に応じた許容限界を下回ることを確認する。基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に発生する応力（接地圧）が極限支持力に基づく許容限界を下回ることを、マンメイドロック（以下「MMR」という。）に発生する応力（接地圧）が支圧強度を下回ることを及びMMRの健全性を確認する。

2. 評価条件

2.1 適用規格

復水貯蔵タンク基礎の耐震評価に当たっては、コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002年制定）（以下「コンクリート標準示方書」という。），原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会）を適用するが、鉄筋コンクリート部材の曲げ及びせん断の許容限界の一部については、原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会 原子力土木委員会，2005年6月）（以下「土木学会マニュアル」という。）を適用する。

三次元静的材料非線形解析（以下「三次元構造解析」という。）に用いる材料定数及びひずみを許容限界とする場合の限界値については、コンクリート標準示方書[設計編]（土木学会，2017年制定）（以下「コンクリート標準示方書 2017」という。）を適用する。

また、三次元構造解析に用いる地盤反力係数については、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），道路橋示方書（V 耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）及び原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版（社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会）を適用する。

表 2-1 に適用する規格，基準類を示す。

表 2-1(1) 適用する規格, 基準類

項目	適用する規格, 基準類	備考	確認項目
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会, 2002年制定)	・鉄筋コンクリートの材料諸元(γ , E , ν)	—
	・コンクリート標準示方書[設計編](土木学会, 2017年制定)	・コンクリートの材料定数(三次元構造解析に用いる材料定数)	—
荷重及び荷重の組合せ	・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)	・永久荷重, 偶発荷重等の適切な組合せを検討	—
許容限界	・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル(土木学会 原子力土木委員会, 2005年6月)	【しゃへい壁, バルブ室及び連絡ダクト】 ・曲げ・軸力系の破壊に対する照査において, 圧縮縁コンクリートひずみが 1.0%を下回ることを確認*	・構造強度を有すること
		【しゃへい壁, バルブ室及び連絡ダクト】 ・せん断破壊に対する照査において, 発生せん断力がせん断耐力を下回ることを確認*	・構造強度を有すること ・常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないこと
	・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)	【しゃへい壁, バルブ室及び連絡ダクト】 ・曲げ・軸力系の破壊に対する照査においておおむね弾性範囲として, 発生ひずみが限界ひずみ(コンクリート圧縮 2000μ , 主筋ひずみ 1725μ)を下回ることを確認*	・常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないこと
	・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会)	【しゃへい壁, バルブ室及び連絡ダクト】 ・せん断破壊に対する照査において, 面内せん断ひずみが $2/1000$ (2000μ)を下回ることを確認*	・構造強度を有すること ・常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないこと

注記* : 妥当な安全余裕を考慮する。

表 2-1(2) 適用する規格, 基準類

項目	適用する規格, 基準類	備考	確認項目
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) 	【基礎版】 <ul style="list-style-type: none"> ・曲げ・軸力系の破壊に対する照査において, 発生応力度が短期許容応力度を下回ることを確認* 	<ul style="list-style-type: none"> ・構造強度を有すること ・常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないこと
		【基礎版】 <ul style="list-style-type: none"> ・せん断破壊に対する照査において, 発生応力度が短期許容応力度を下回ることを確認* 	<ul style="list-style-type: none"> ・構造強度を有すること ・常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないこと
	<ul style="list-style-type: none"> ・道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IV 下部構造編) (日本道路協会 平成 14 年 3 月) 	<ul style="list-style-type: none"> ・基礎地盤の支持性能に対する照査は, 基礎に発生する応力が極限支持力を下回ることを確認* 	—
地震応答解析	<ul style="list-style-type: none"> ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) 	<ul style="list-style-type: none"> ・有限要素法による二次元モデルを用いた時刻歴非線形解析 	—
構造解析	<ul style="list-style-type: none"> ・道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月) 	<ul style="list-style-type: none"> ・地盤反力係数(三次元構造解析に用いる係数) 	—
	<ul style="list-style-type: none"> ・道路橋示方書 (V 耐震設計編)・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月) 		
	<ul style="list-style-type: none"> ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) 		

注記* : 妥当な安全余裕を考慮する。

2.2 構造及び補強の概要

復水貯蔵タンク基礎の位置図を図 2-1 に、平面図を図 2-2 に、断面図を図 2-3 に、概略配筋図を図 2-4 に示す。

復水貯蔵タンク基礎は、復水貯蔵タンク等を間接支持する基礎版、基礎版上に固定された円筒形のしゃへい壁、バルブ室、連絡ダクトから構成される。基礎版は幅 26.75m (東西) × 32.45m (南北)、厚さ 5.00m、しゃへい壁は内径 23.10m、壁厚 1.00m (地上部は 0.50m) の鉄筋コンクリート造の地中構造物で、MMR を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置されている。

復水貯蔵タンク基礎は、加振方向に平行に配置される妻壁やしゃへい壁等の面部材を有する箱形構造物であり、強軸方向と弱軸方向が明確ではない構造物である。

新規制基準への適合を目的とした耐震補強として、後施工せん断補強工法 (CCb 工法) を適用している。CCb 工法を適用した箇所を図 2-5 に示す。

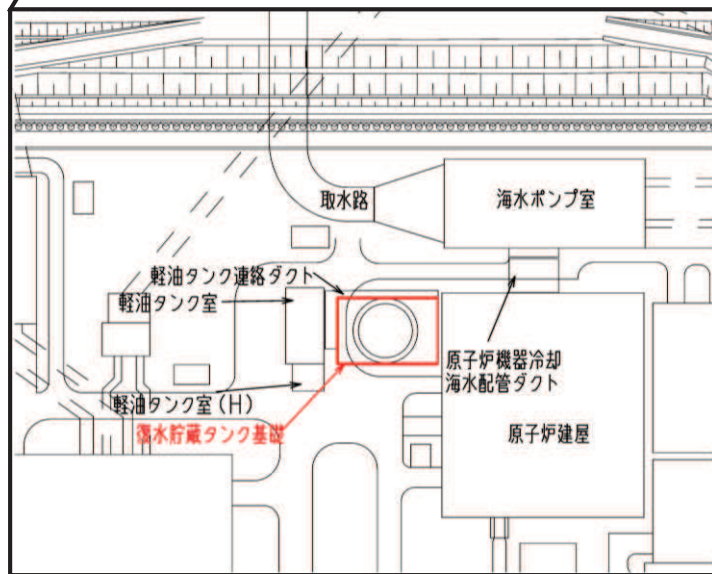
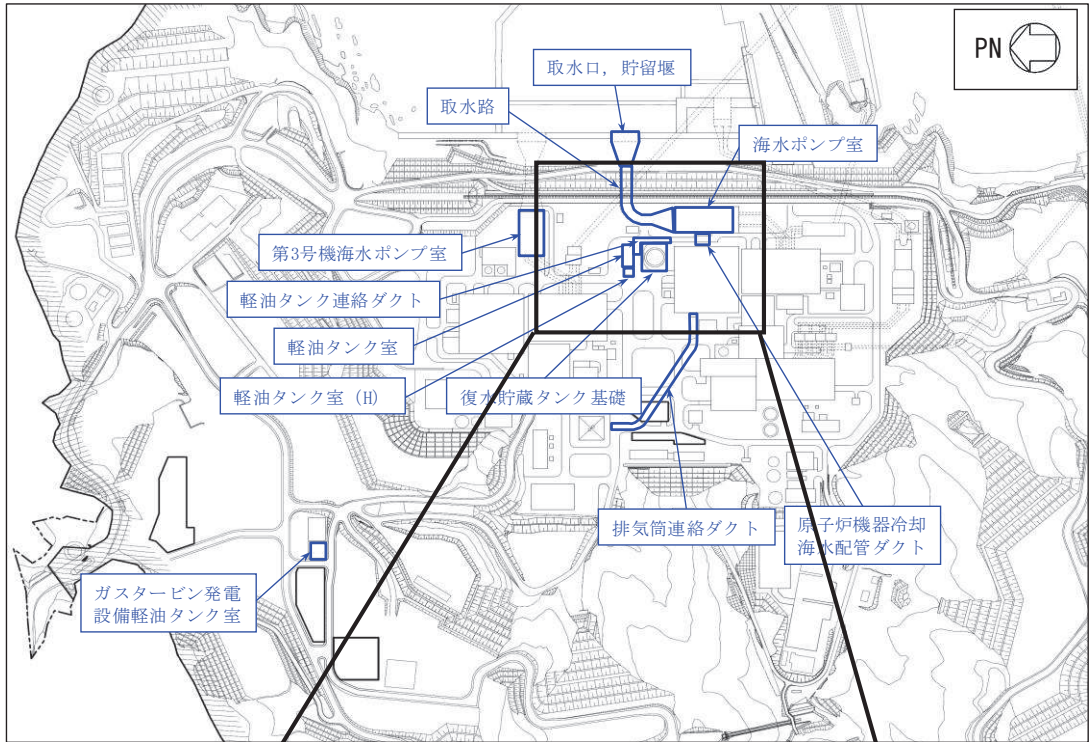


図 2-1 復水貯蔵タンク基礎の位置図

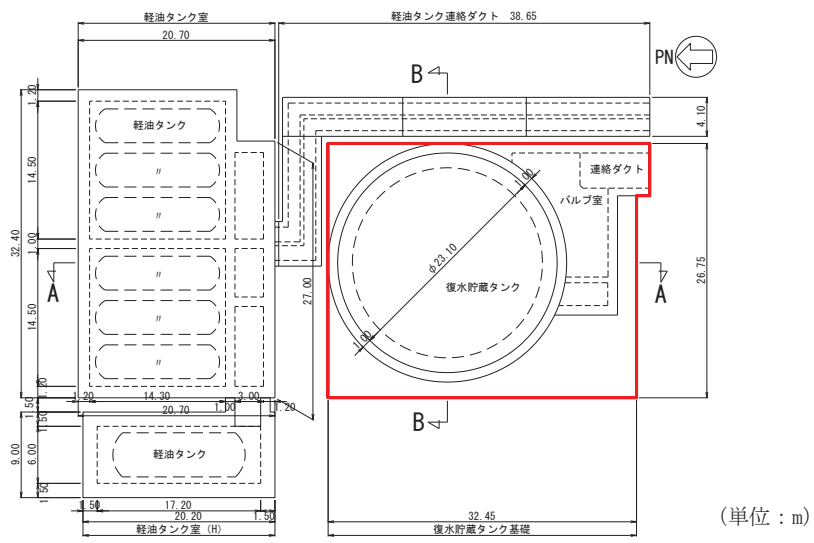


図 2-2 復水貯蔵タンク基礎 平面図

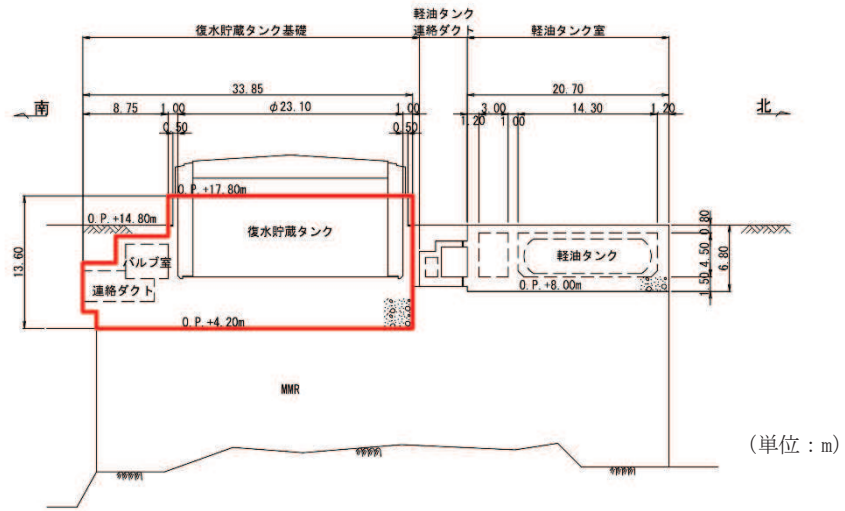


図 2-3(1) 復水貯蔵タンク 基礎断面図 (A-A 断面, 南北)

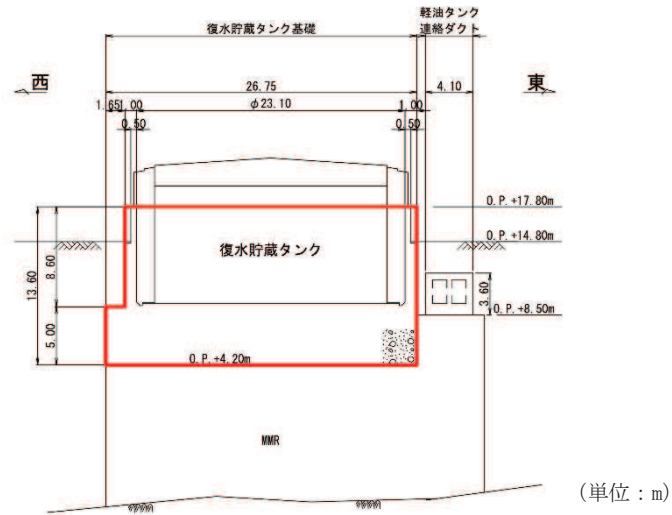


図 2-3(2) 復水貯蔵タンク 基礎断面図 (B-B 断面, 東西)

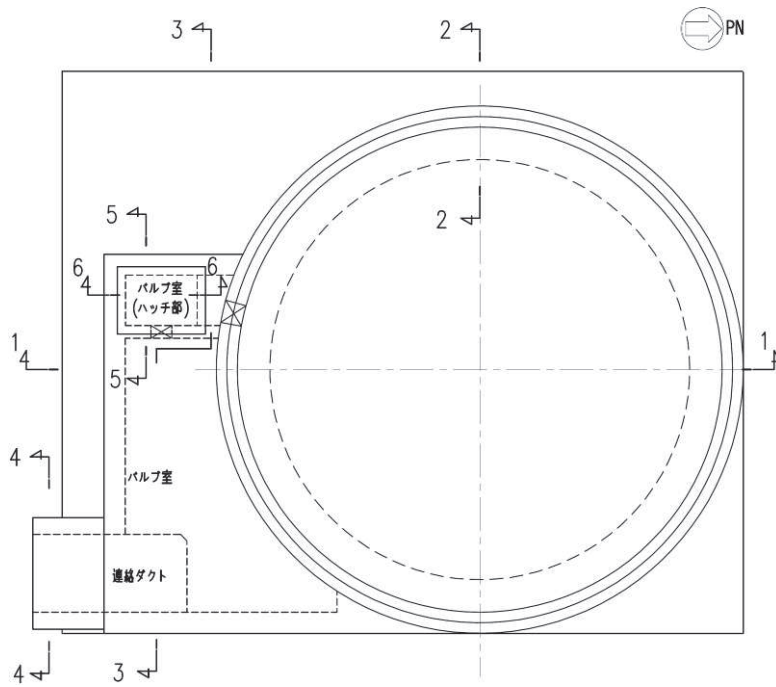
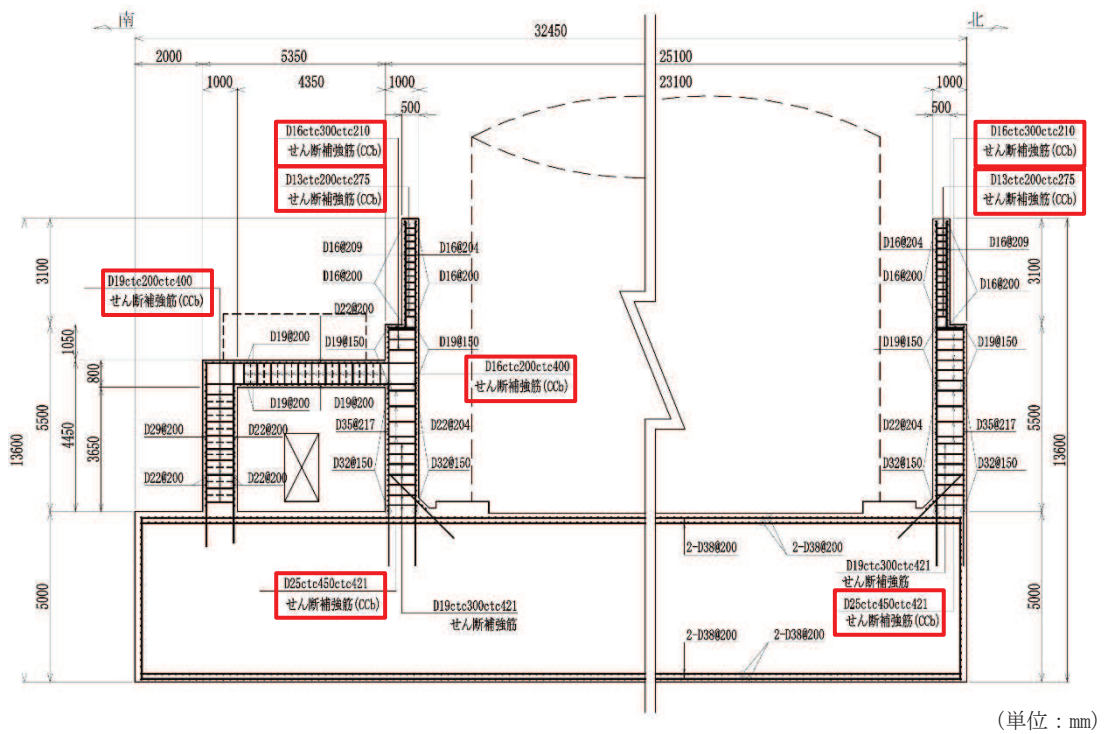


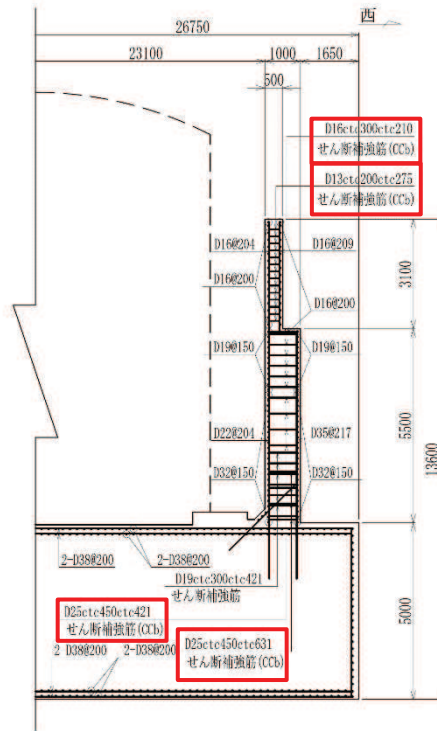
図 2-4(1) 復水貯蔵タンク基礎 概略配筋図 (平面図)



(単位 : mm)

 : CcB 工法適用箇所

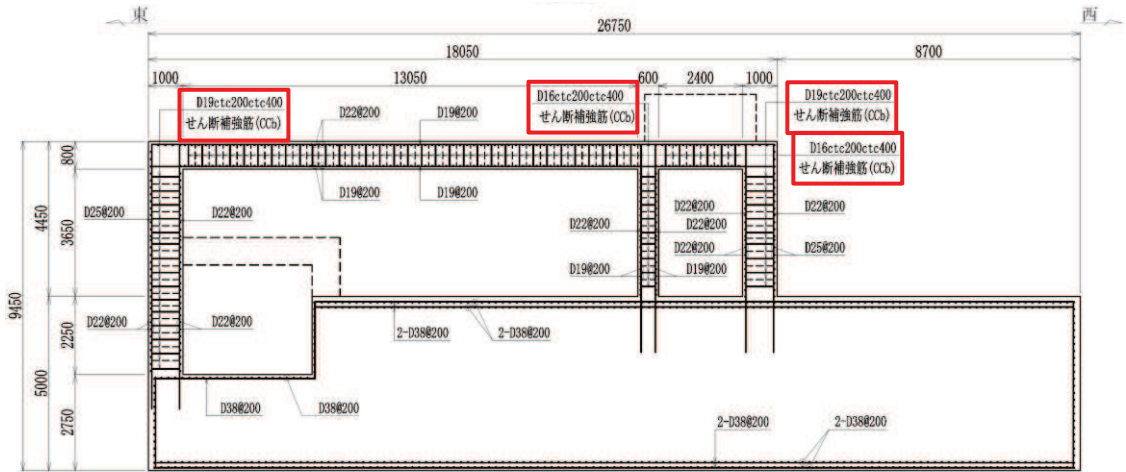
図 2-4(2) 復水貯蔵タンク基礎 概略配筋図 (1-1 断面)



(単位：mm)

□ : CCb 工法適用箇所

図 2-4(3) 復水貯蔵タンク基礎 概略配筋図 (2-2 断面)



(単位：mm)

□ : CCb 工法適用箇所

図 2-4(4) 復水貯蔵タンク基礎 概略配筋図 (3-3 断面)

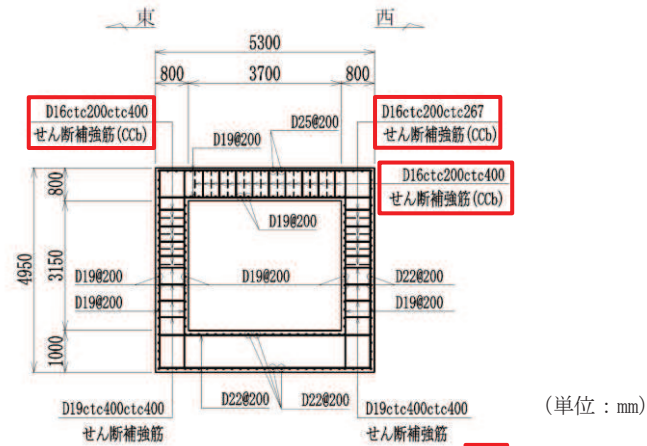


図 2-4(5) 復水貯蔵タンク基礎 概略配筋図 (4-4 断面)

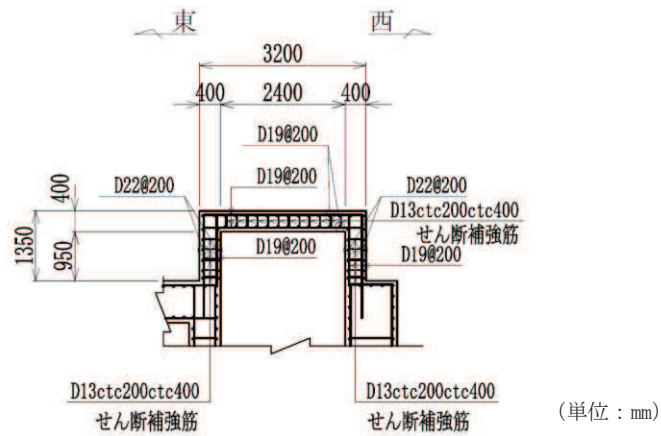


図 2-4(6) 復水貯蔵タンク基礎 概略配筋図 (5-5 断面)

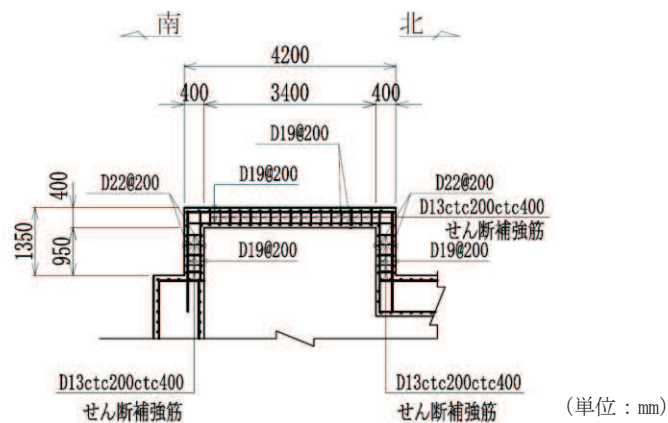
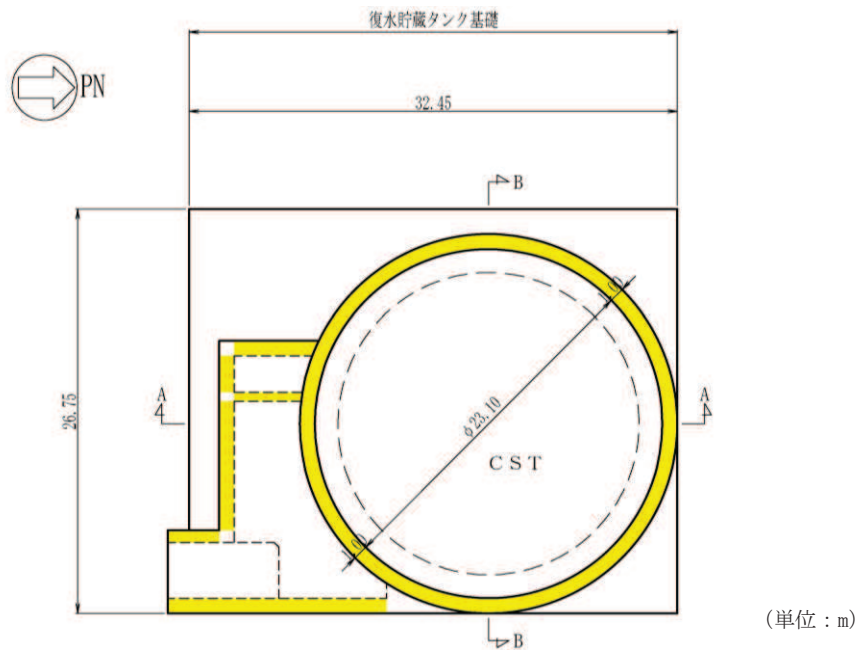
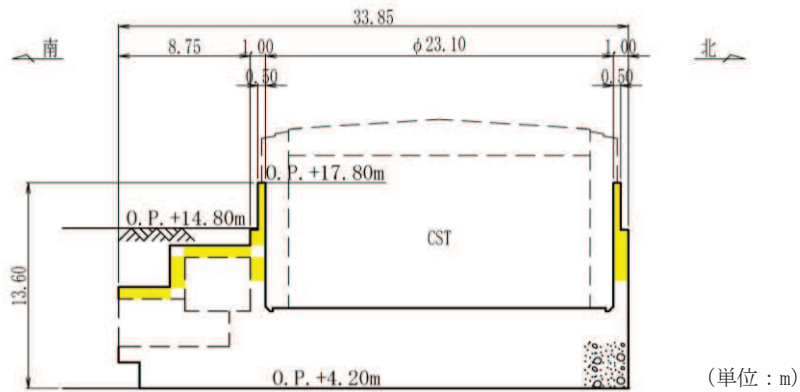


図 2-4(7) 復水貯蔵タンク基礎 概略配筋図 (6-6 断面)



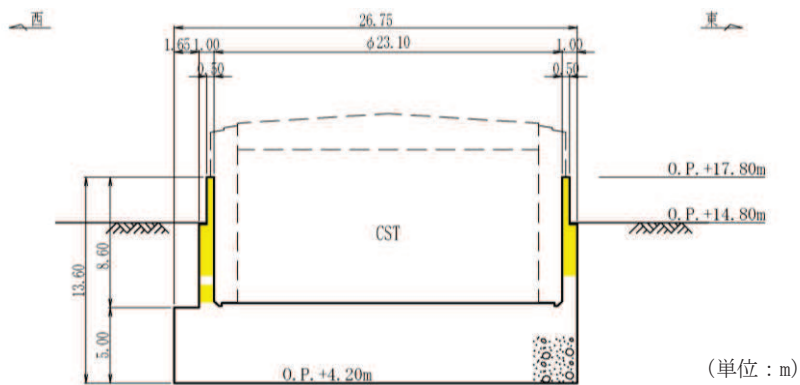
■ : CCbによる耐震補強箇所

図 2-5(1) CCbによる耐震補強箇所 (平面図)



■ : CCbによる耐震補強箇所

図 2-5(2) CCbによる耐震補強箇所 (A-A断面)



■ : CCbによる耐震補強箇所

図 2-5(3) CCbによる耐震補強箇所 (B-B断面)

2.3 耐震評価フロー

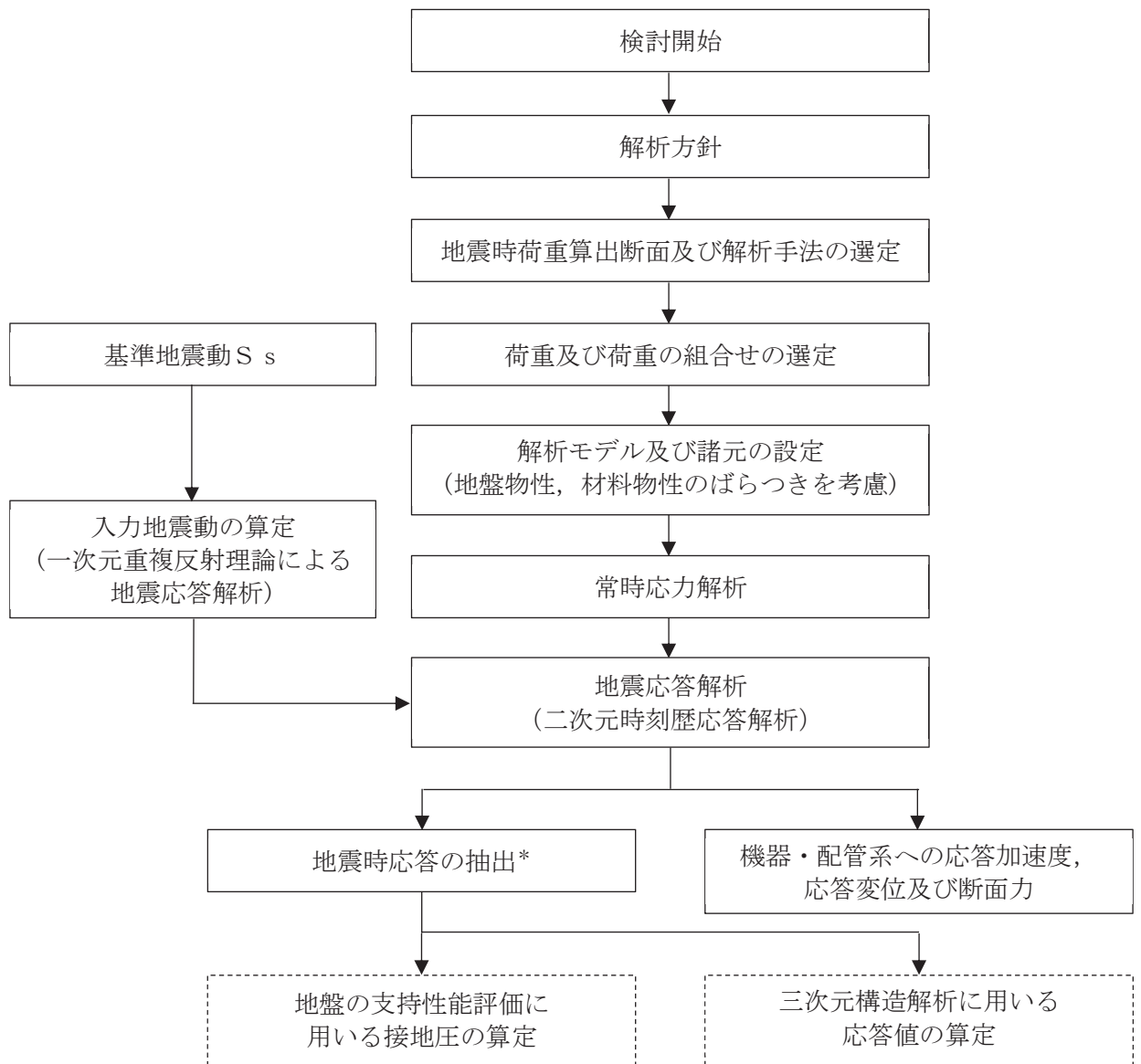
復水貯蔵タンク基礎の地震応答解析フロー及び耐震評価フローを図 2-6 及び図 2-7 に示す。

復水貯蔵タンク基礎は、加振方向に平行に配置される妻壁やしゃへい壁等の面部材を有する箱形構造物であることから、シェル要素を用いた三次元構造解析により耐震評価を実施する。図 2-7 の赤破線内に示す範囲について、地震動 1 波に対する評価内容を具体化したフローを図 2-8 に示す。さらに、三次元構造解析における基本ケースから水平 2 方向載荷に至る一連の評価プロセスを図 2-9 に示す。復水貯蔵タンク基礎は、復水貯蔵タンクを間接支持する基礎版と、円筒形のしゃへい壁、バルブ室及び連絡ダクトから構成される。基礎版の厚さは 5.0m であり、しゃへい壁、バルブ室及び連絡ダクトの部材厚と比較して厚く、剛性が異なることから、それぞれ別々の解析モデルとして三次元構造解析を行う。

三次元構造解析に当たっては、二次元有限要素法を用いた地震応答解析により地震時荷重を算出し、その荷重を三次元構造解析モデルに作用させて耐震評価を実施する。よって、地震応答解析により抽出する応答値は、三次元構造解析モデルに作用させる地震時土圧、慣性力及び基礎地盤に発生する接地圧である。

また、機器・配管系が耐震性に関する技術基準へ適合することを確認するために用いる応答値の抽出を行う。

復水貯蔵タンク基礎の基礎地盤の支持性能については、地震応答解析により得られた応答値を用いて耐震評価を行う。



注記* : 耐震評価に用いる応答値を算定する。

図 2-6 復水貯蔵タンク基礎の地震応答解析フロー

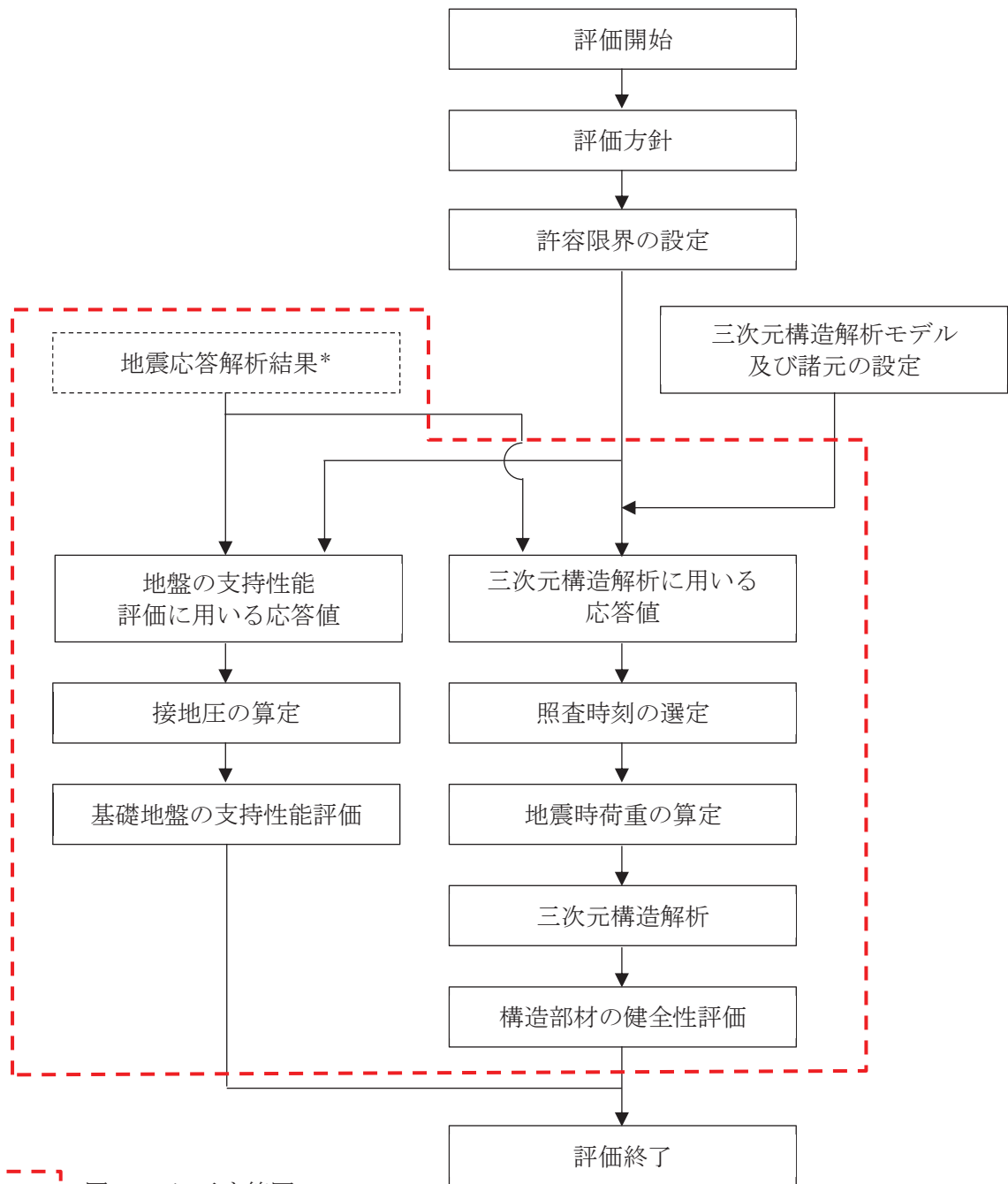


図 2-8 に示す範囲

注記* : 地震応答解析より算定した値を用いる。

図 2-7 復水貯蔵タンク基礎の耐震評価フロー

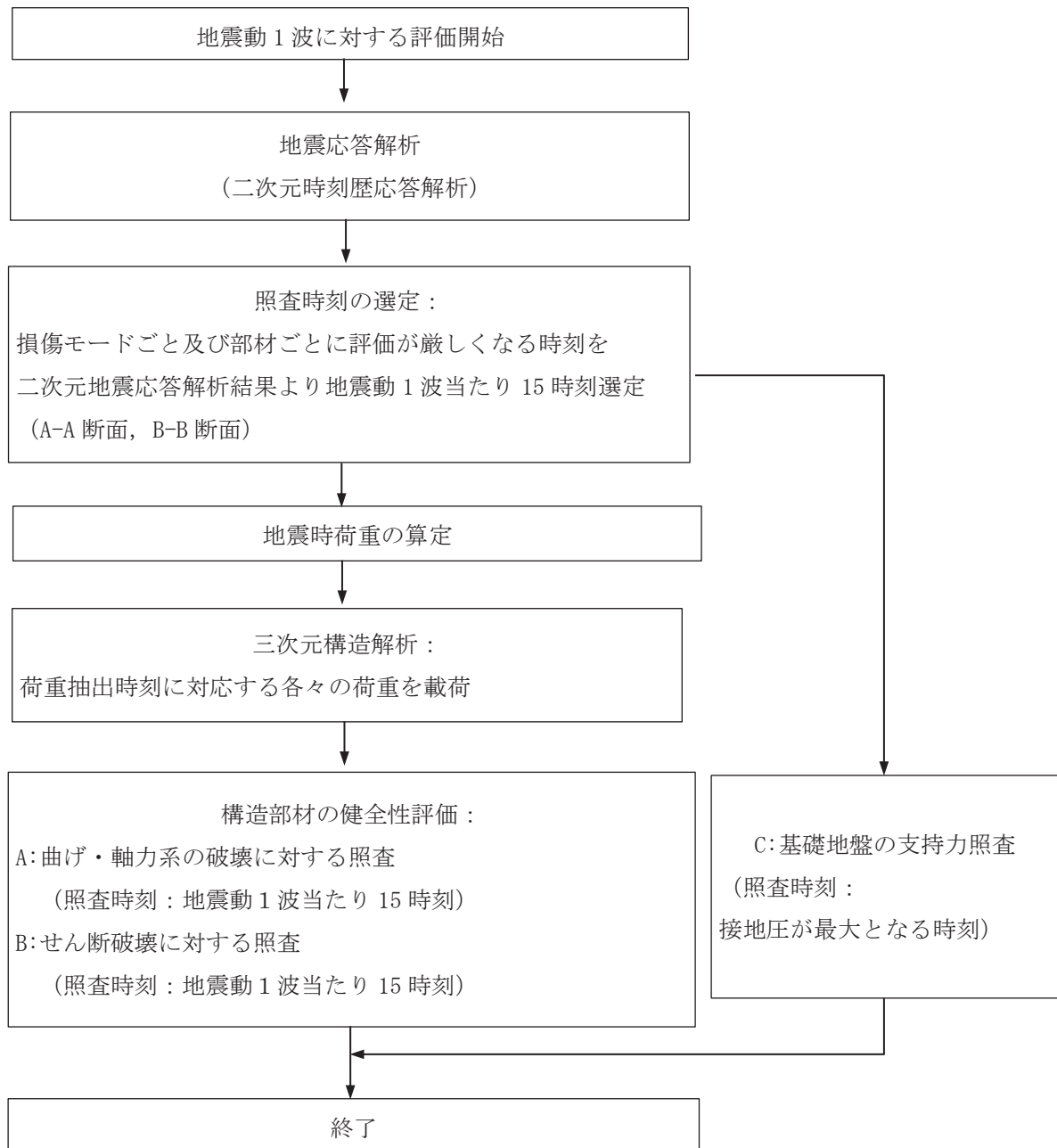


図 2-8 基本フロー (地震動 1 波に対する評価フロー)

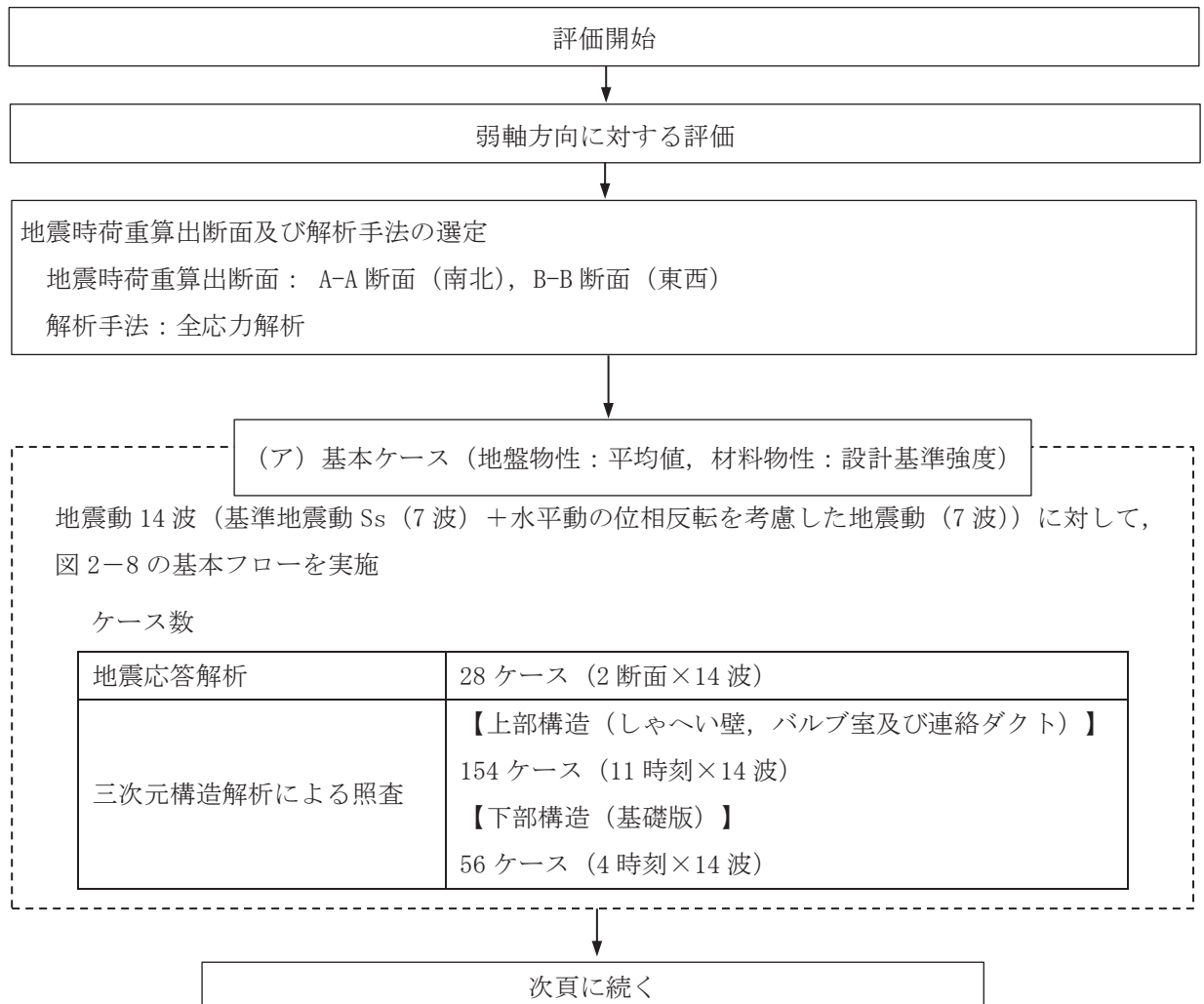


図 2-9(1) 復水貯蔵タンク基礎の三次元構造解析フロー

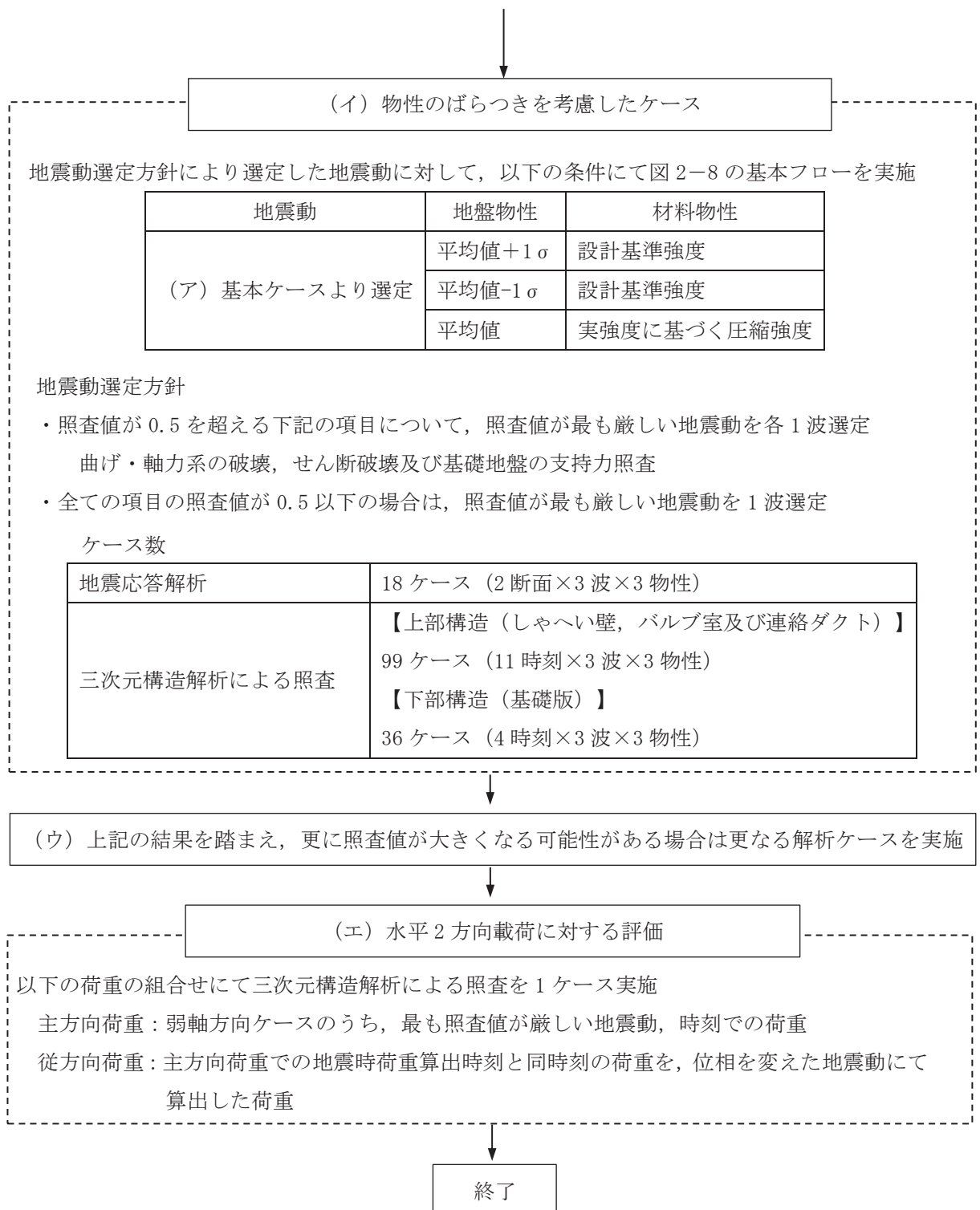


図 2-9(2) 復水貯蔵タンク基礎の三次元構造解析フロー

2.4 地震時荷重算出断面の選定

地震時荷重算出断面は、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「4.13 復水貯蔵タンク基礎」に示すとおり、しゃへい壁及び復水貯蔵タンクを中心を通る南北方向及び東西方向の両断面とする。

復水貯蔵タンク基礎の地震時荷重算出用地質断面図を図2-10に示す。

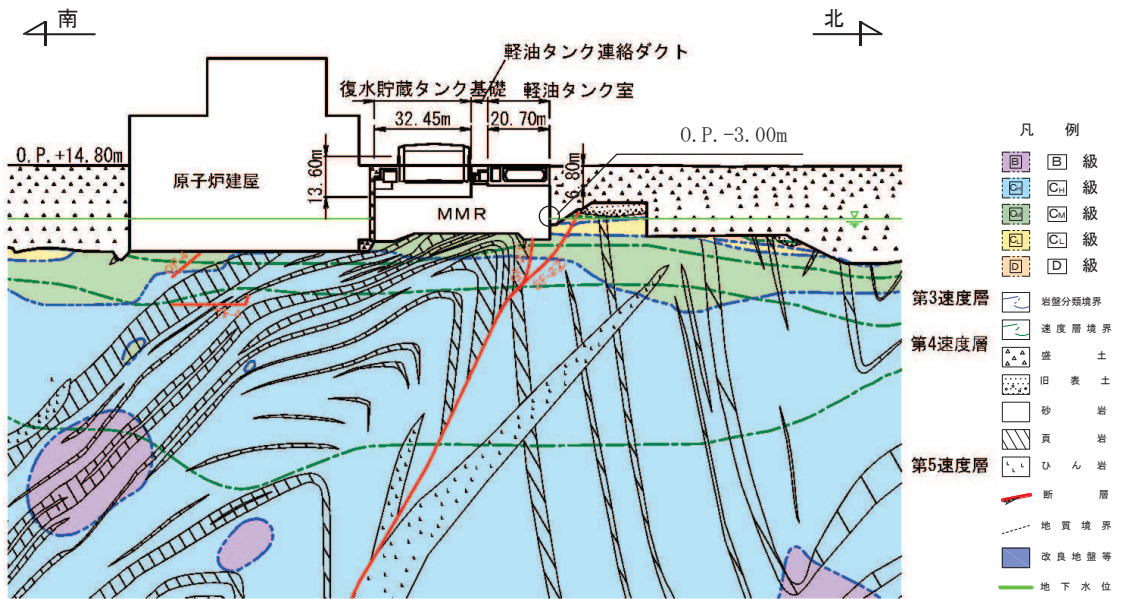


図 2-10(1) 復水貯蔵タンク基礎 地震時荷重算出地質断面図 (A-A 断面, 南北)

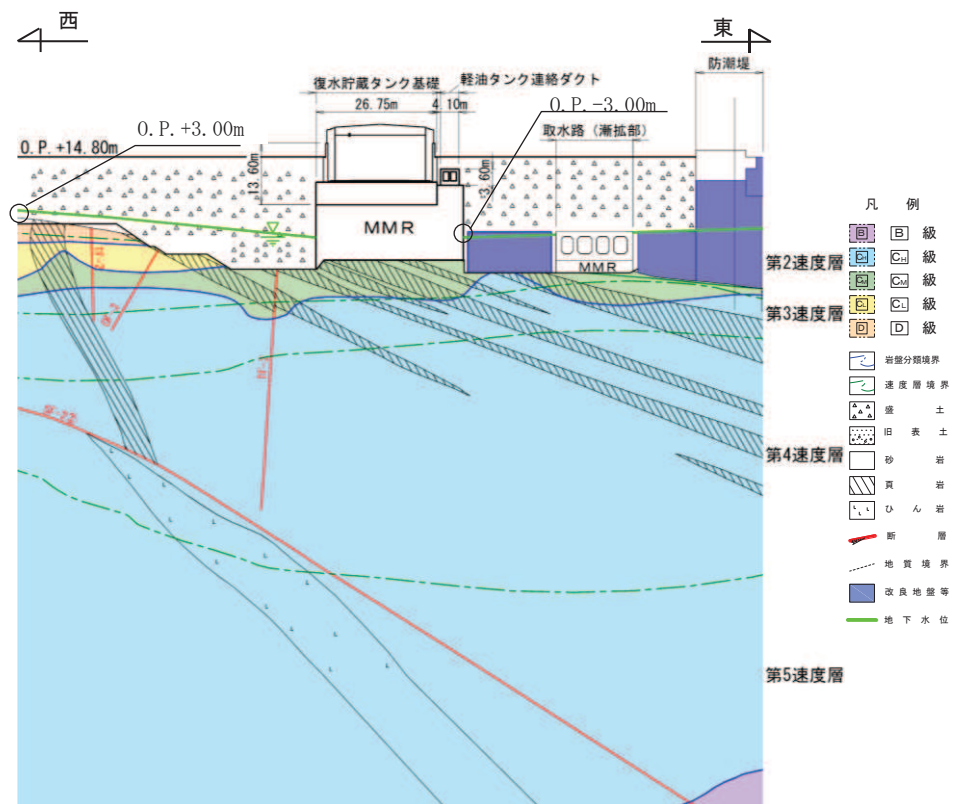


図 2-10(2) 復水貯蔵タンク基礎 地震時荷重算出地質断面図 (B-B 断面, 東西)

2.5 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 2-2 に、材料物性値を表 2-3 に示す。

表 2-2 使用材料

材料		仕様
コンクリート	しゃへい壁, バルブ室, バルブ室 (ハッチ部) 側壁, 連絡ダクト, 基礎版	設計基準強度 20.5N/mm ²
	バルブ室 (ハッチ部) 頂版	設計基準強度 24.0N/mm ²
鉄筋		SD345

表 2-3 材料の物性値

材料	項目		材料諸元	備考
鉄筋 コンクリート	単位体積重量 (kN/m ³)		24.0	
コンクリート	ヤング係数 (N/mm ²)	設計 基準強度	20.5N/mm ²	解析ケース* ² ①, ②, ③
			24.0N/mm ²	
	実強度* ¹		3.00×10 ⁴	解析ケース* ² ④
ポアソン比		0.2		

注記*1：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

*2：解析ケースについては、「3.5 地震応答解析の解析ケース」に示す。

2.6 地盤物性値

地盤については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 2-4～表 2-6 に示す。

表 2-4(1) 地盤の解析用物性値 (狐崎部層)

岩種・岩級		物理特性	強度特性			変形特性				
		単位体積重量 γ (kN/m ³)	静的・動的特性			静的特性		動的特性		
			せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h
B級	砂岩	26.4	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.25	表 2-4(2) 参照	0.03	
C _H 級		26.2	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.24		0.03	
C _M 級		25.2	0.49	47.0	$1.16 \sigma^{0.62}$	980	0.26		0.03	
C _L 級		24.1	0.46	44.0	$0.73 \sigma^{0.76}$	400	0.31		0.03	
D級		20.2	0.10	24.0	$0.41 \sigma^{0.49}$	78	0.38	$G_0 = 255.4 \sigma^{0.26}$ $G_d / G_0 =$ $1 / (1 + 119 \gamma^{0.63})$	$h =$ $0.085 \gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ $+ 0.028$	

表 2-4(2) 地盤の解析用物性値 (狐崎部層)

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d
B級 及び C _H 級	砂岩	第 2 速度層	1.5×10^3	0.44
		第 3 速度層	5.9×10^3	0.40
		第 4 速度層	13.2×10^3	0.36
		第 5 速度層	16.5×10^3	0.35
		第 1 速度層	0.2×10^3	0.48
C _M 級	砂岩	第 2 速度層	1.5×10^3	0.44
		第 3 速度層	5.7×10^3	0.40
		第 4 速度層	12.7×10^3	0.36
		第 5 速度層	15.8×10^3	0.35
		第 1 速度層	0.2×10^3	0.48
C _L 級	砂岩	第 2 速度層	1.4×10^3	0.44
		第 3 速度層	5.5×10^3	0.40
		第 1 速度層	0.2×10^3	0.48
D級	砂岩	第 1 速度層	表 2-4(1) 参照	0.48
		第 2 速度層		0.44

表 2-5 地盤の解析用物性値(盛土ほか)

岩種・岩級	物理特性	強度特性				変形特性				
	単位体積重量 γ (kN/m ³)	静的・動的特性				静的特性		動的特性		
		せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h
盛土*1	20.6	0.06	30.0	—	$0.06 + \sigma \tan 30.0^\circ$	$198 \sigma^{0.60}$	0.40	$G_0 = 382 \sigma^{0.71}$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00036)^{*2}$	0.48	$h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$
旧表土	19.0	0.08	26.2	—	$0.08 + \sigma \tan 26.2^\circ$	$302 \sigma^{0.80}$	0.40	$G_0 = 211 \sigma^{0.42}$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00087)$	0.46	$\gamma < 3 \times 10^{-4}$ $h = 0.125 + 0.020 \log \gamma$ $3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$ $h = 0.374 + 0.091 \log \gamma$ $2 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$
断層 及びシーム*3	18.6	0.067	22.2	—	$0.067 + \sigma \tan 22.2^\circ$	圧縮方向 $124.5 \sigma^{0.90}$ せん断方向 $44.43 \sigma^{0.90}$	0.40	$G_0 = 192.3 \sigma^{0.74}$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.0012)^{*2}$	0.46	$\gamma < 1 \times 10^{-4}$ $h = 0.024$ $1 \times 10^{-4} \leq \gamma < 1.6 \times 10^{-2}$ $h = 0.024 + 0.089 (\log \gamma + 4)$ $1.6 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$
セメント改良土	21.6	0.65	44.3	0.46	$0.21 + \sigma \tan 40.9^\circ$	690	0.26	$G_0 = 1670$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00085)$	0.36	$\gamma < 3.8 \times 10^{-5}$ $h = 0.014$ $3.8 \times 10^{-5} \leq \gamma$ $h = 0.151 + 0.031 \log \gamma$
改良地盤	20.6	1.39	22.1	0.65	$0.51 + \sigma \tan 34.6^\circ$	4,480	0.19	$G_0 = 1940$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00136)$	0.35	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.050 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$
背面補強工	24.0	—				28,000	0.2	11,667	0.2	0.05
置換コンクリート	22.5									

*1：セメント系埋戻土は盛土の物性値を使用

*2：残存剛性率 (G_d/G_0) が小さい領域は次式で補間

$$G_0 = E_s / 2 (1 + \nu_s), G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / \gamma_m), \gamma_m = \tau_f / G_0$$

*3：断層及びシームの狭在物は、「粘土状」、「砂状」、「鱗片状」等の性状が確認されているが、そのうち最も強度の小さい粘土状物質にて試験を行い解析用物性値を設定している

表 2-6 地盤の解析用物性値 (MMR)

	物理特性	強度特性				変形特性			
	単体積重量 γ (kN/m ³)	せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	残留強度 τ (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	せん断剛性 (N/mm ²)	ポアソン比	減衰定数 (%)
MMR (既設) ($f'_{ck} = 15.6$ N/mm ²)	22.6	3.12	-*	1.43	-*	20590	8579	0.2	3

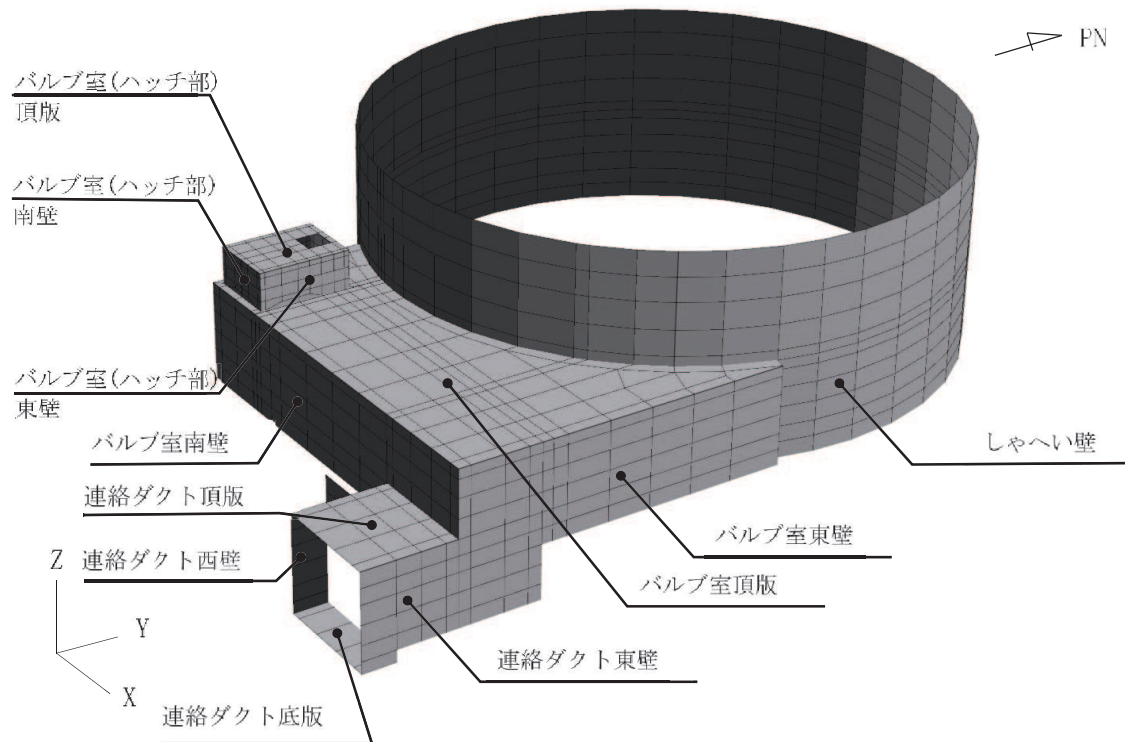
* : 内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない。

2.7 評価構造物諸元

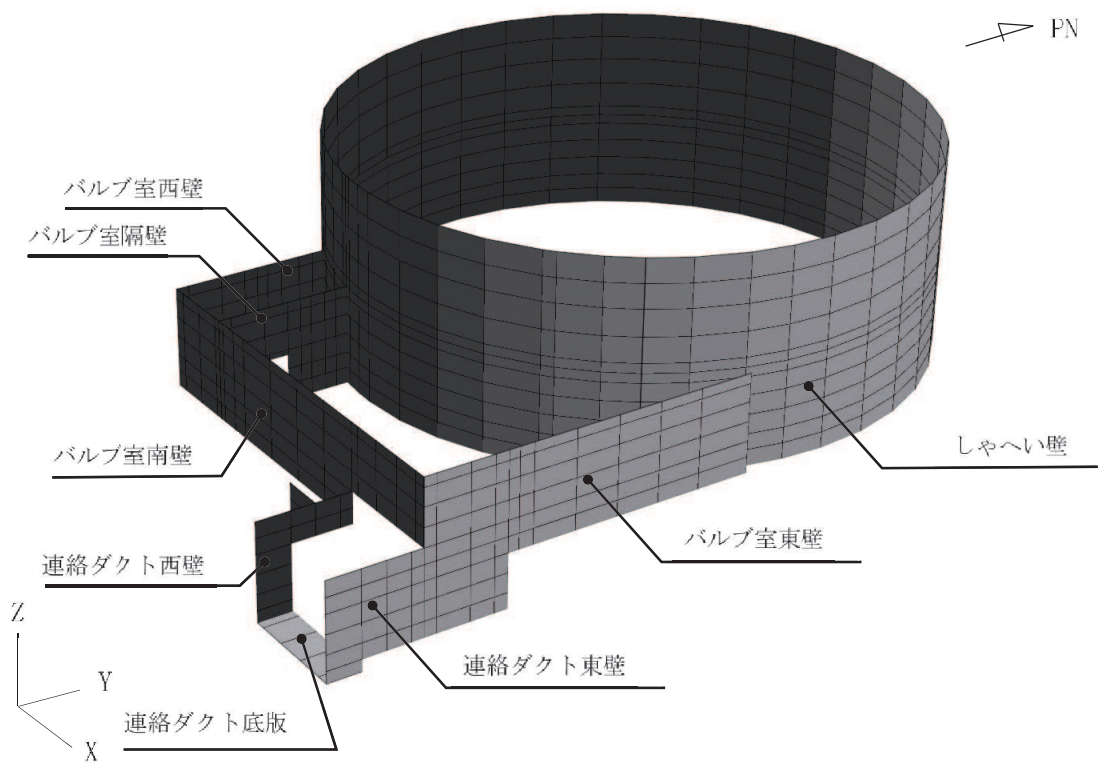
復水貯蔵タンク基礎の諸元を表 2-7 に、評価部位を図 2-11 に示す。

表 2-7 評価部位とその仕様

部位		仕様	材料		要求機能
		部材厚 (mm)	コンクリート 設計基準強度 f'_{ck} (N/mm ²)	鉄筋	
しゃへい壁	地上部	500	20.5	SD345	支持機能
	地中部	1000	20.5	SD345	支持機能
バルブ室	頂版	800	20.5	SD345	支持機能
	南壁	1000	20.5	SD345	支持機能
	東西壁	1000	20.5	SD345	支持機能
	隔壁	600	20.5	SD345	支持機能
バルブ室 (ハッチ部)	頂版	400	24.0	SD345	支持機能
	南北壁	400	20.5	SD345	支持機能
	東西壁	400	20.5	SD345	支持機能
連絡ダクト	底版	1000	20.5	SD345	支持機能
	頂版	800	20.5	SD345	支持機能
	東西壁	800	20.5	SD345	支持機能
基礎版	一般部	5000	20.5	SD345	支持機能
	復水貯蔵 タンク直下部	4900	20.5	SD345	支持機能
	連絡ダクト 取付部	2750	20.5	SD345	支持機能

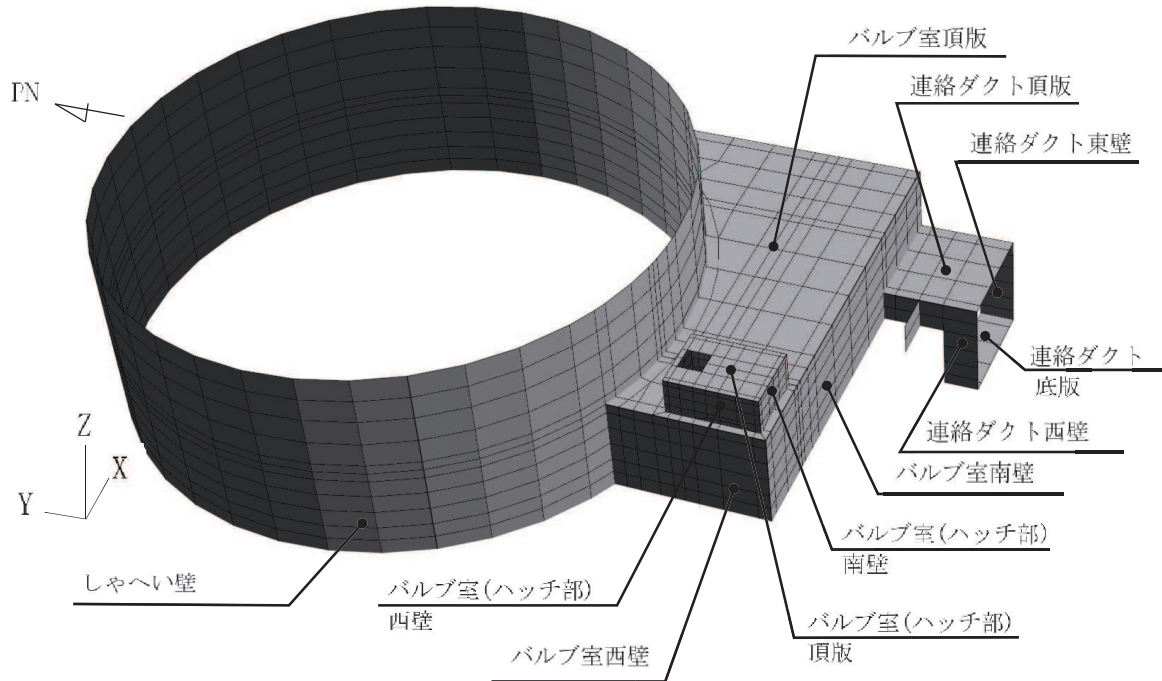


(a) バルブ室及び連絡ダクト頂版表示

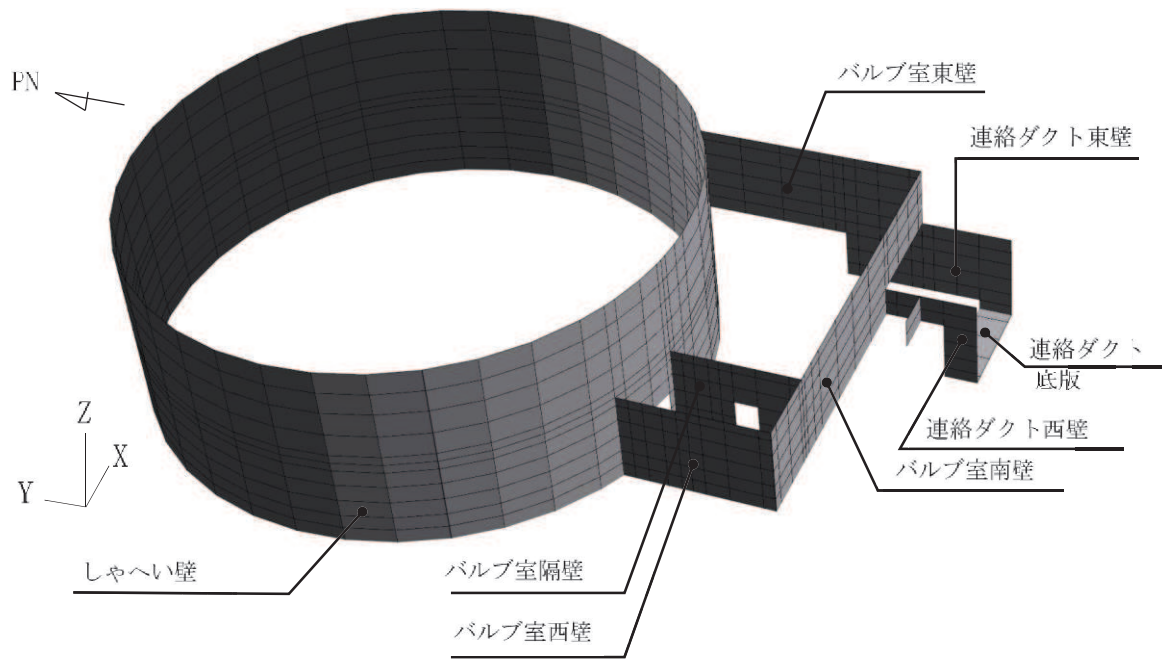


(b) バルブ室及び連絡ダクト頂版非表示

図 2-11(1) 評価部位の位置 (しゃへい壁, バルブ室及び連絡ダクト) (東側から望む)



(a) バルブ室及び連絡ダクト頂版表示



(b) バルブ室及び連絡ダクト頂版非表示

図 2-11(2) 評価部位の位置 (しゃへい壁, バルブ室及び連絡ダクト) (西側から望む)

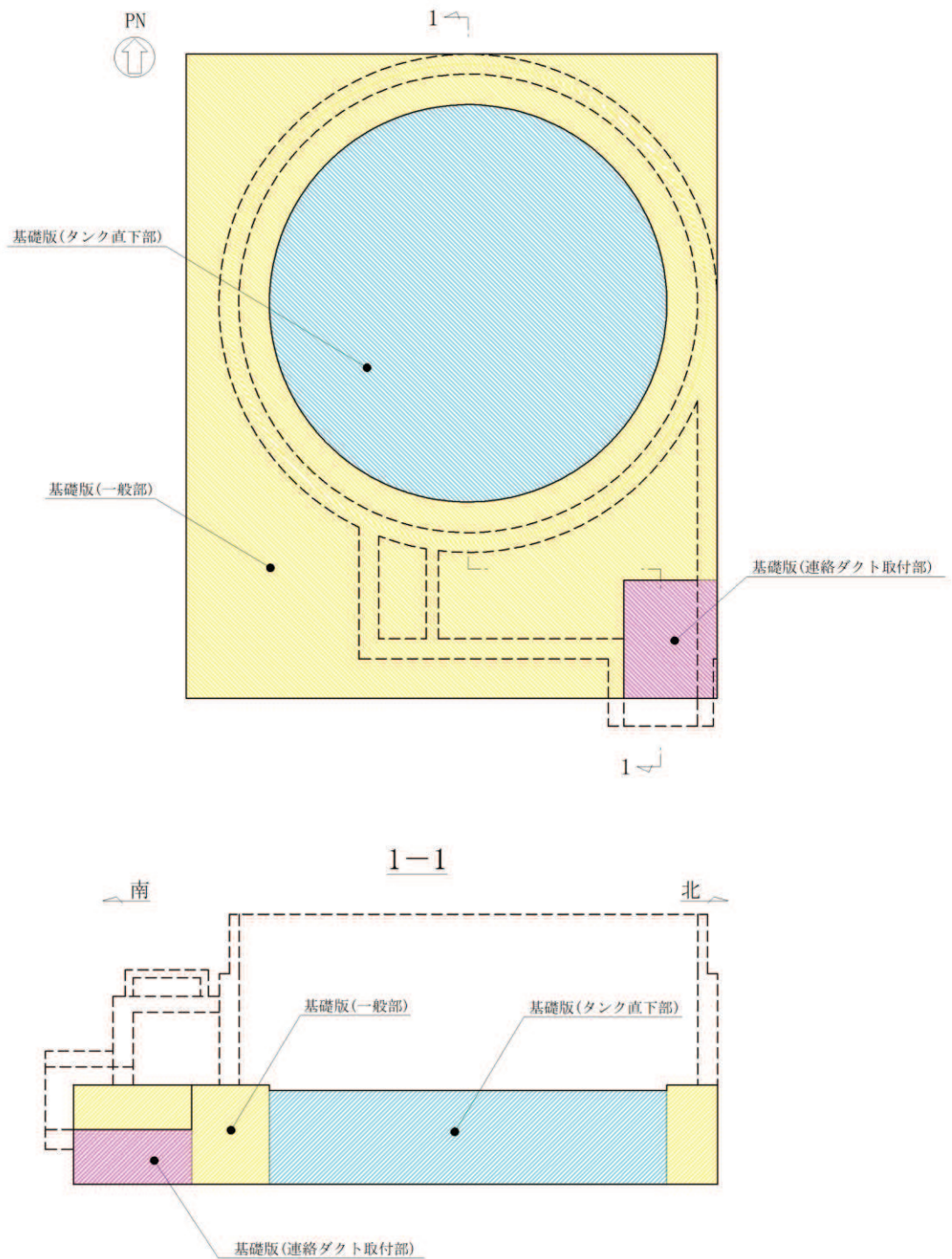


図 2-11(3) 評価部位の位置 (基礎版)

2.8 地下水位

設計用地下水位は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。
設計用地下水位の一覧を表 2-8 に、設計用地下水位を図 2-12 に示す。

表 2-8 設計用地下水位の一覧

施設名称	地震時荷重算出断面	設計用地下水位
復水貯蔵タンク基礎	A-A 断面, 南北	O. P. -3.00m
	B-B 断面, 東西	O. P. -3.00m~O. P. +3.00m

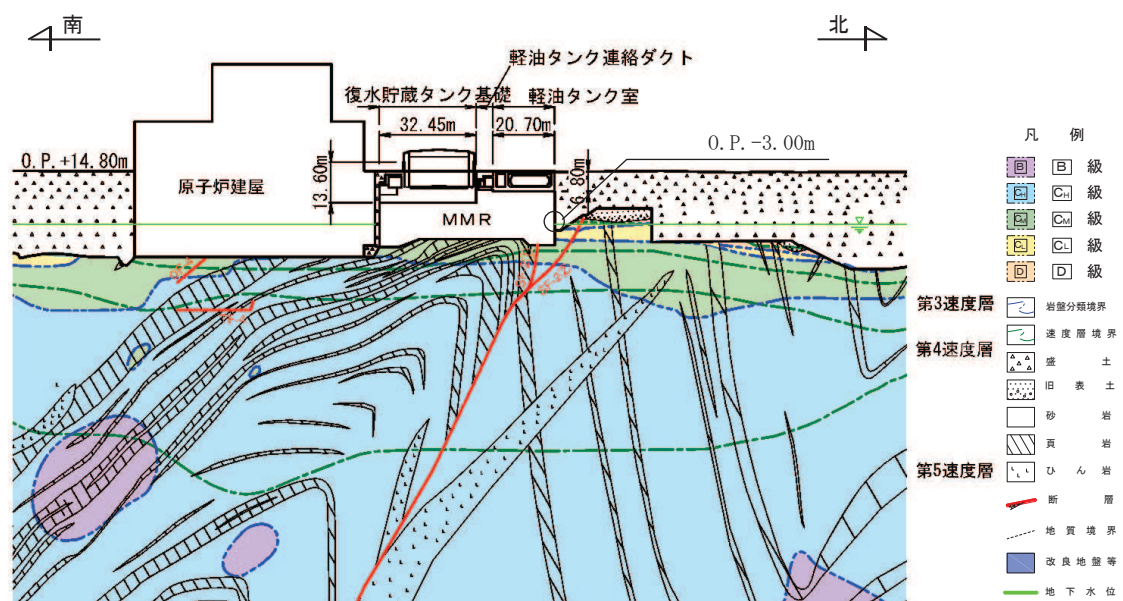


図 2-12(1) 設計用地下水位 (A-A 断面, 南北)

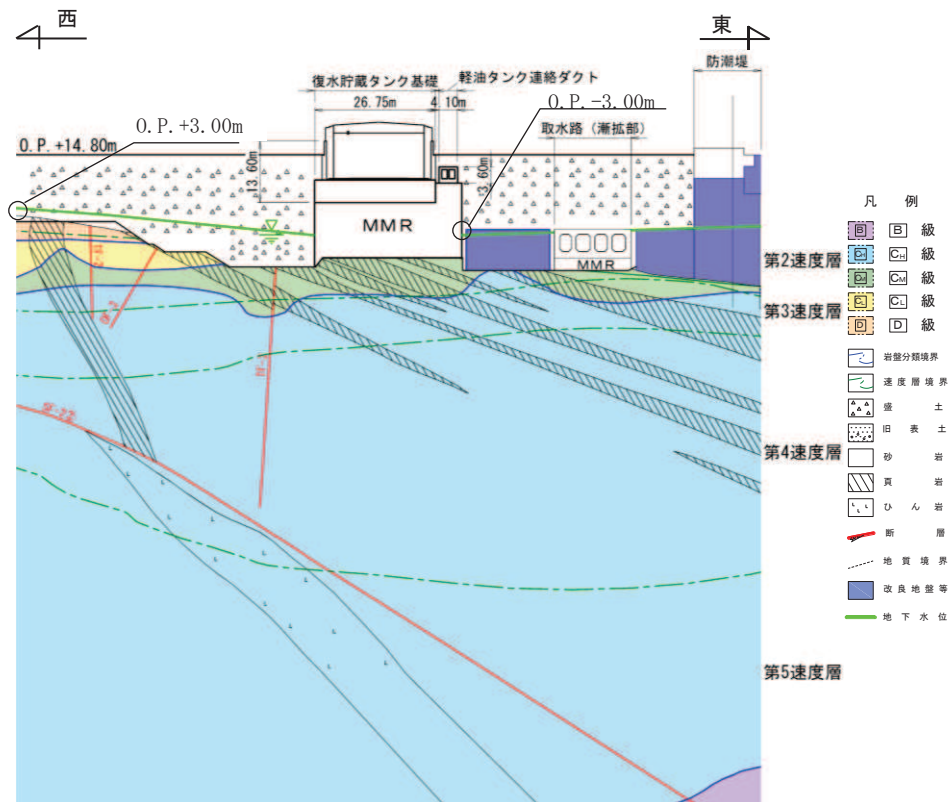


図 2-12(2) 設計用地下水位 (B-B 断面, 東西)

3. 地震応答解析

3.1 地震応答解析手法

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる二次元有限要素法により、基準地震動 S_s 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より行うこととし、解析手法については、図 3-1 に示す解析手法の選定フローに基づき選定する。解析手法は、「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「4.13 復水貯蔵タンク基礎」に示すとおり、全応力解析とする。

復水貯蔵タンク基礎は、基礎版、基礎版上のしゃへい壁、バルブ室、連絡ダクトから構成され、基礎版は復水貯蔵タンクを間接支持している。地震応答解析においては、これらの部材と等価な剛性を有する質点と線形はりによりモデル化する。

地盤については、平面ひずみ要素でモデル化することとし、岩盤 (D 級岩盤以外) は線形でモデル化する。盛土、旧表土及び D 級岩盤については、地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようにマルチスプリングモデルを用いることとし、ばね特性は双曲線モデル (修正 GHE モデル又は H-D モデル) を用いて非線形性を考慮する。

地震応答解析については、解析コード「SLAP Ver. 6.64」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5 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 3-2 に示す。

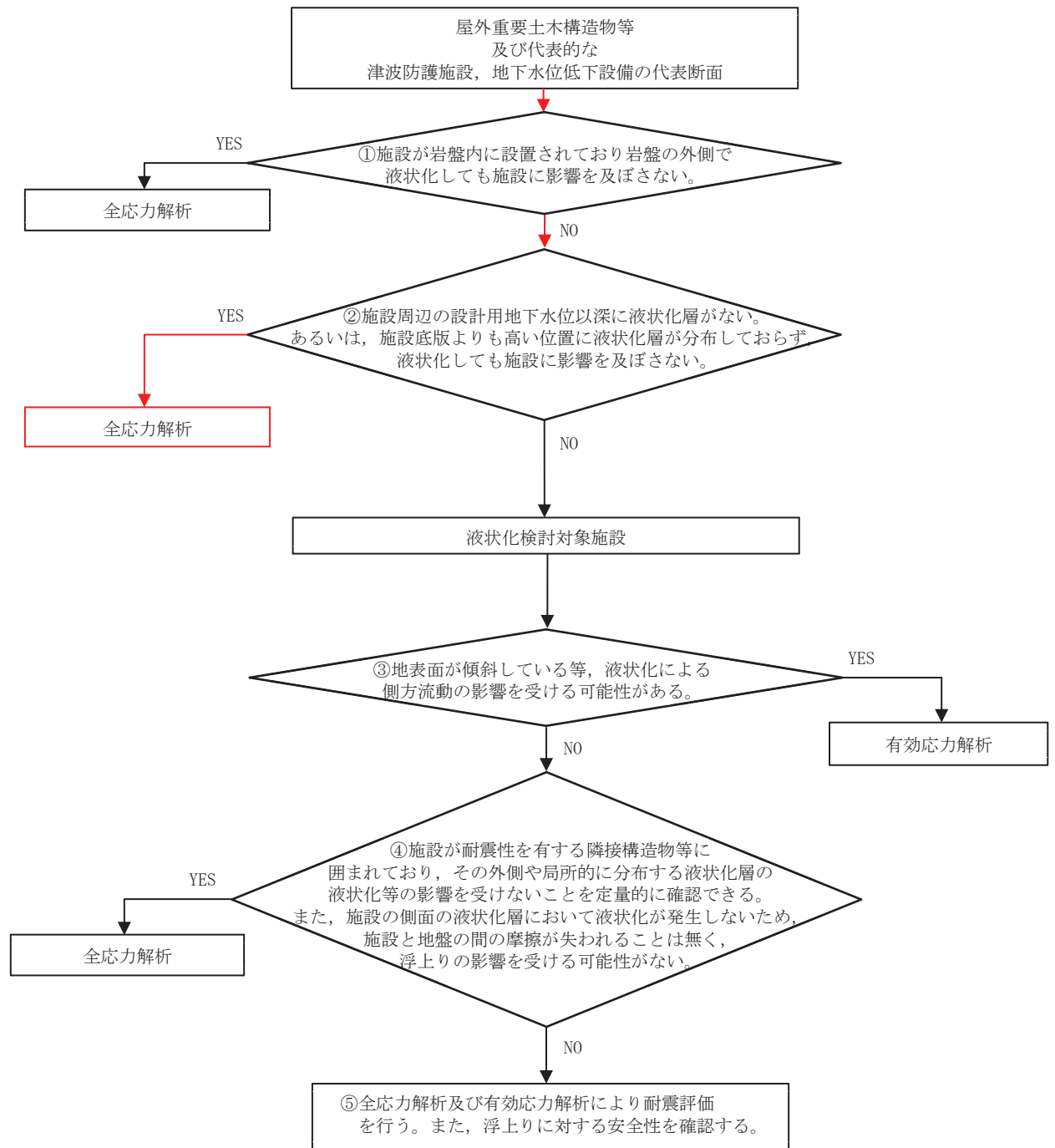


図 3-1 解析手法の選定フロー

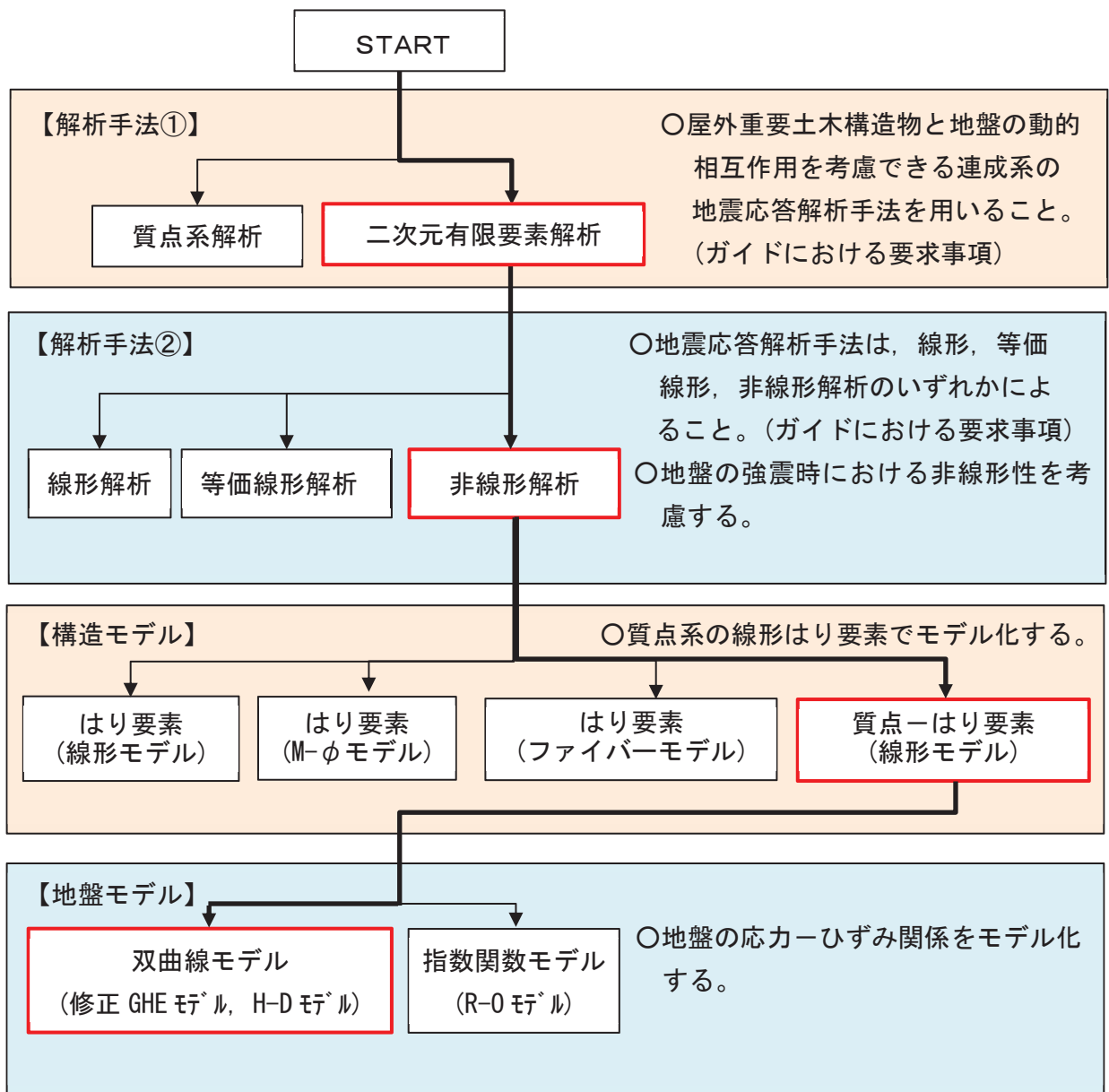


図 3-2 地震応答解析手法の選定フロー

3.2 地震応答解析モデルの設定

3.2.1 解析モデル領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響をおよぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) を参考に、図 3-3 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、モデル高さを構造物基礎幅の 2 倍以上とする。

なお、解析モデルの境界条件は、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、対象とする波長の 5 分の 1 程度を考慮し、要素高さを 1m 程度まで細分割して設定する。

構造物の要素分割については、土木学会マニュアルに従い、要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度まで細分して設定する。

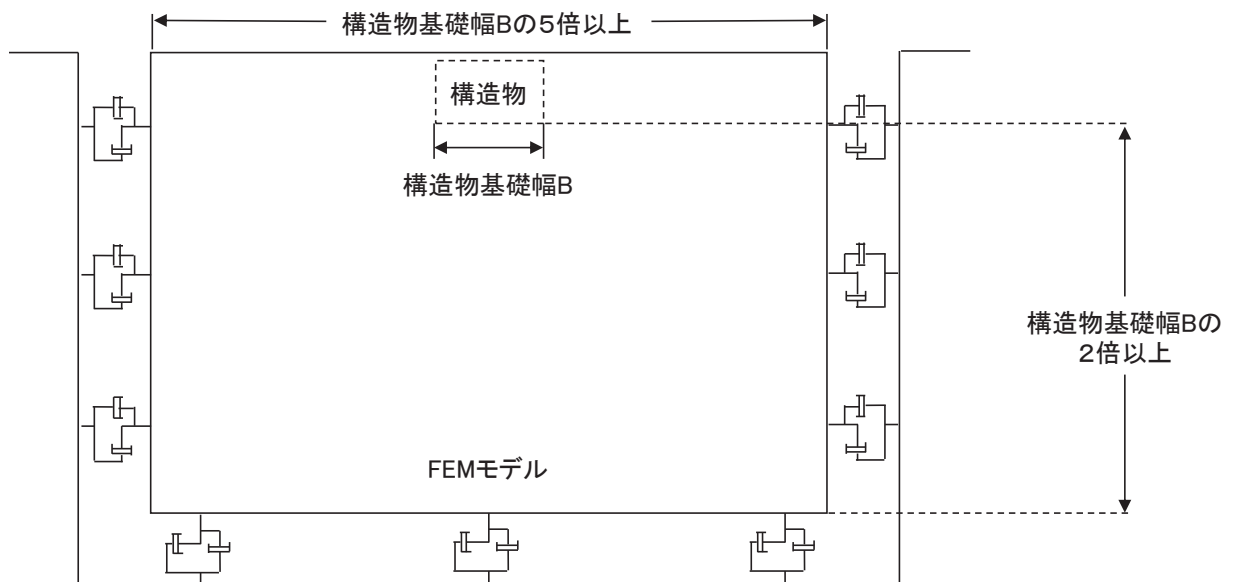


図 3-3 モデル化範囲の考え方

二次元地震応答解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する一次元地盤モデルである。二次元地震応答解析における自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図3-4に示す。

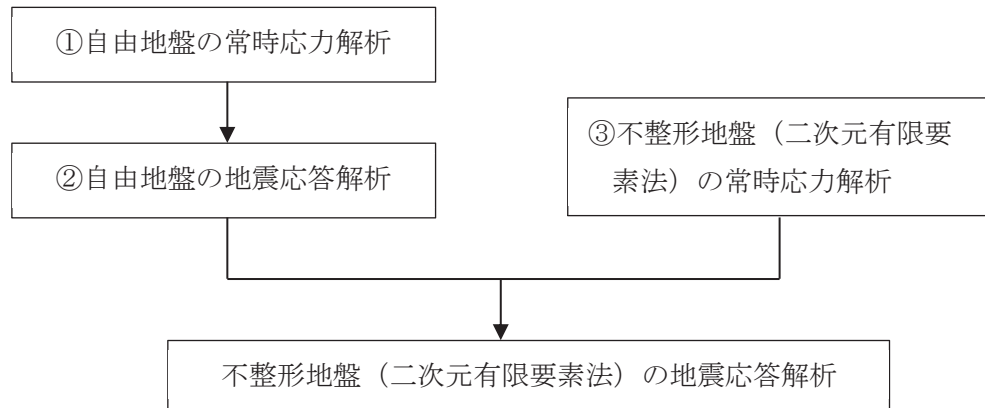


図3-4 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤（二次元有限要素法）の地震応答解析までのフロー

3.2.2 境界条件

(1) 固有値解析時

Rayleigh 減衰の設定に用いる固有周期を求めるための固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図3-5に示す。

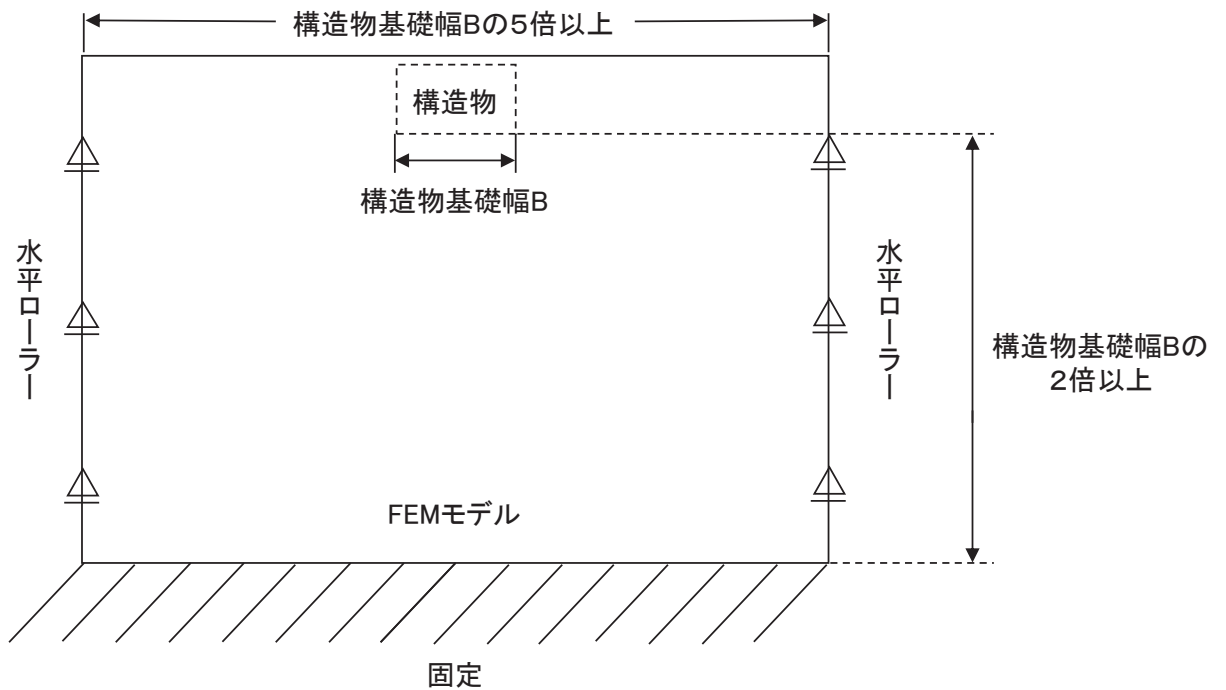


図3-5 固有値解析における境界条件の概念図

(2) 常時応力解析時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重等の静的な荷重を載荷することによる常時応力を算定するために行う。そこで、常時応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図3-6に示す。

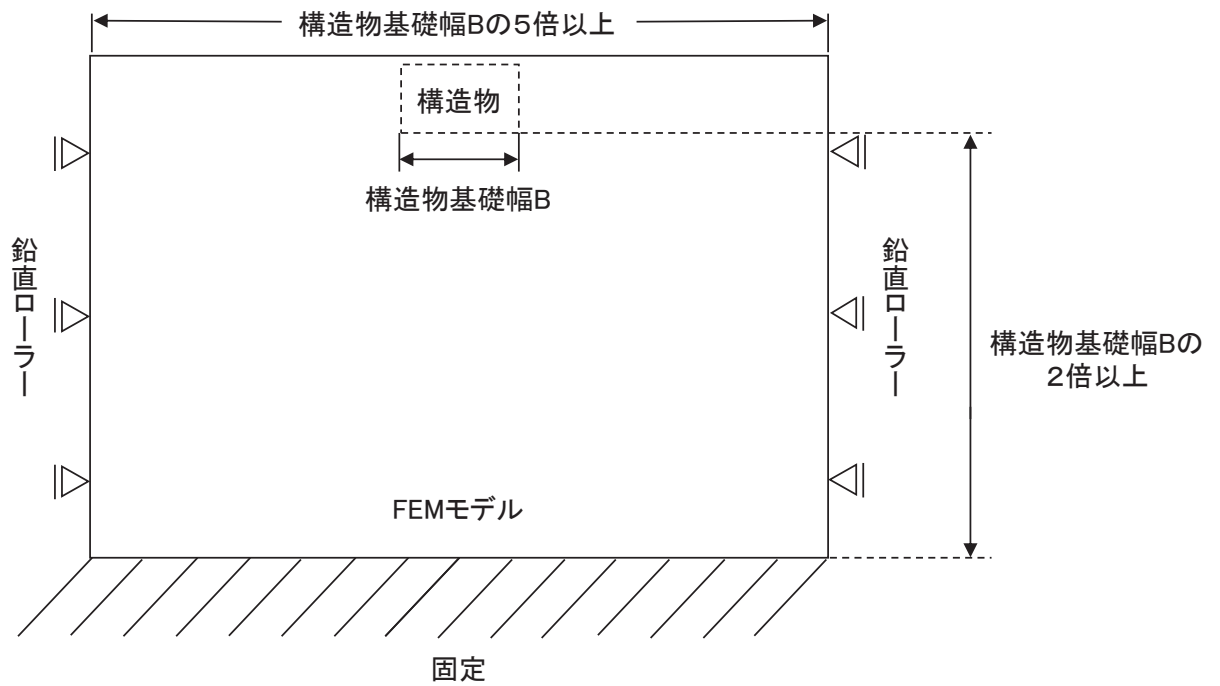
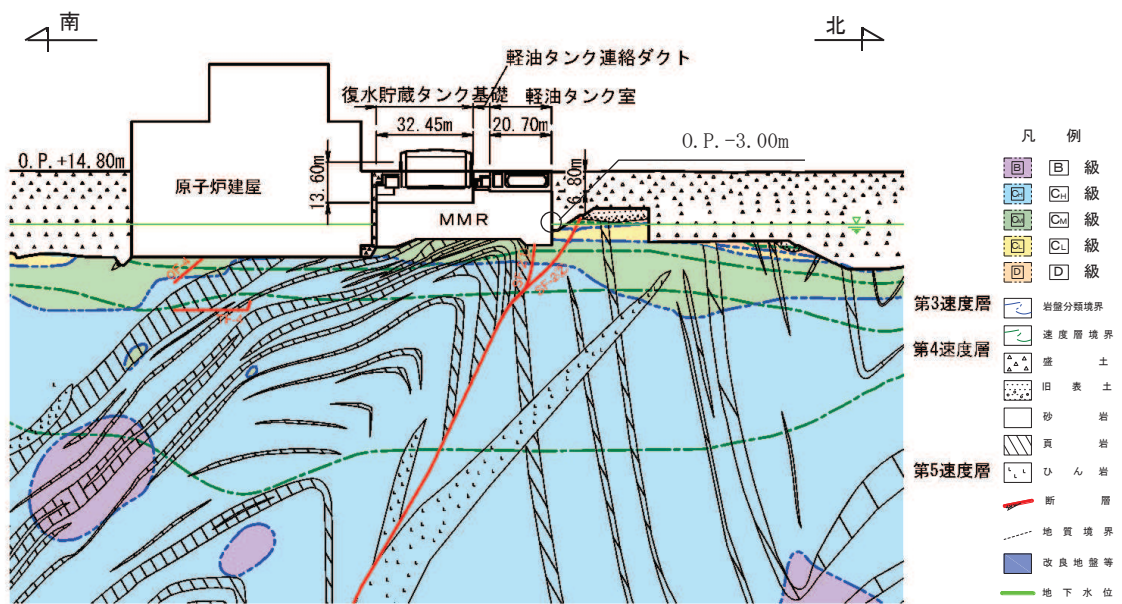


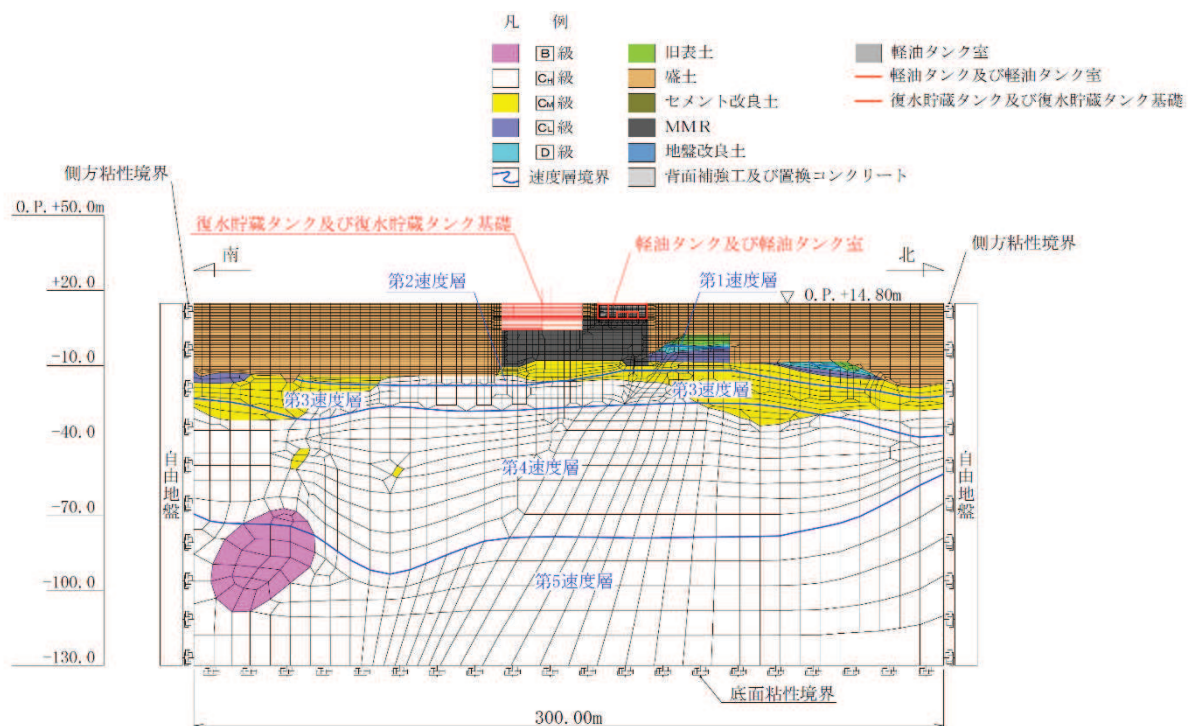
図3-6 常時応力解析における境界条件の概念図

(3) 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。地震時荷重算出用地質断面図及び地震応答解析モデルを図 3-7 及び図 3-8 に示す。

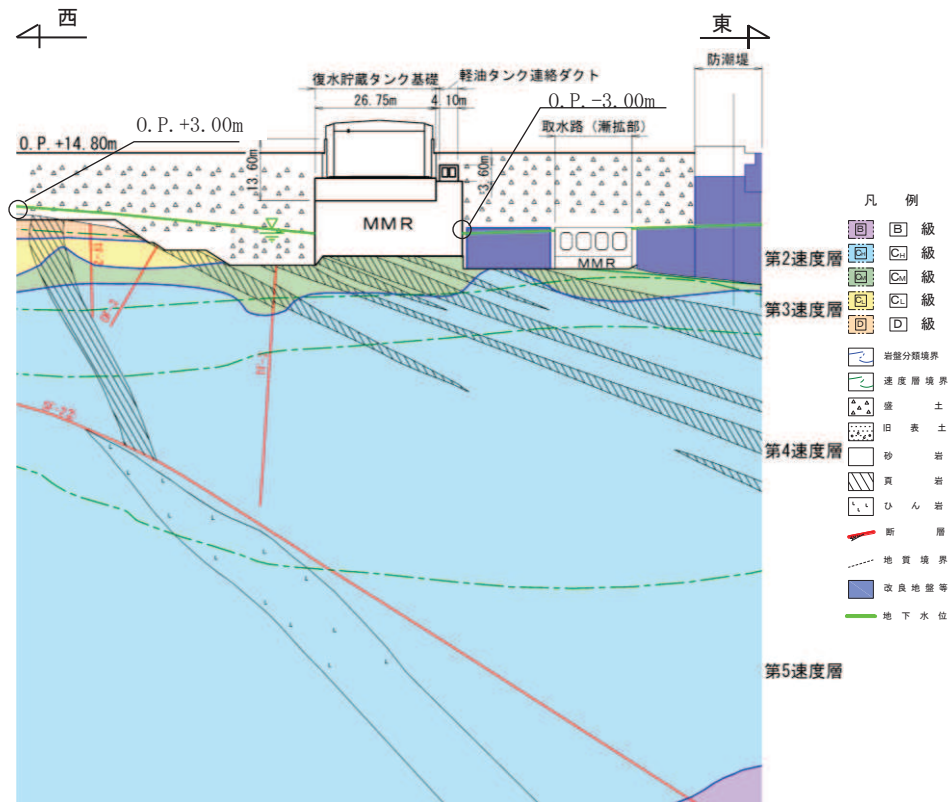


(a) 地震時荷重算出用地質断面図

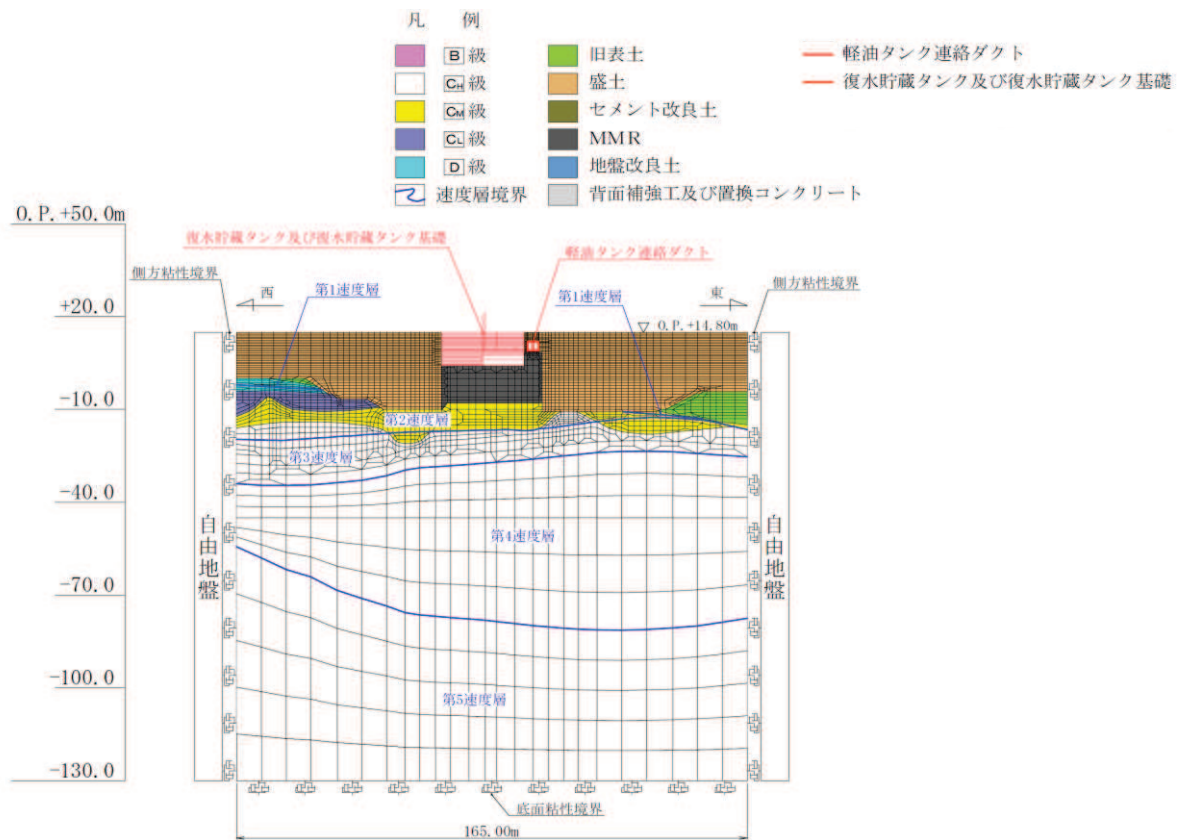


(b) 地震応答解析モデル図

図 3-7 復水貯蔵タンク基礎の地震時荷重算出用地質断面図及び地震応答解析モデル図 (A-A 断面, 南北)



(a) 地震時荷重算出用地質断面図



(b) 地震応答解析モデル図

図3-8 復水貯蔵タンク基礎の地震時荷重算出用地質断面図及び地震応答解析モデル図 (B-B断面, 東西)

3.2.3 構造物のモデル化

地震応答解析における復水貯蔵タンク基礎のモデル図を図3-9に示す。構造物は、水平方向及び鉛直方向の振動に対して、それぞれモデル化を行う。

水平方向の振動に対しては、復水貯蔵タンク、しゃへい壁、バルブ室、連絡ダクト及び基礎版は、これらの鉛直部材と等価な曲げ及びせん断剛性を有する質点系モデルとする。しゃへい壁～バルブ室間、バルブ室～連絡ダクト間は、バルブ室及び連絡ダクトの頂版位置で各頂版の水平方向剛性を換算したばね要素で連結する。また、復水貯蔵タンクには、自由水のスロッシングを考慮するための質点・ばね要素を付与する。なお、各部材が基礎版上面で一体構造として挙動するよう、復水貯蔵タンク、しゃへい壁、バルブ室及び連絡ダクトは、基礎版上面において、水平、鉛直及び回転の自由度を共有する。

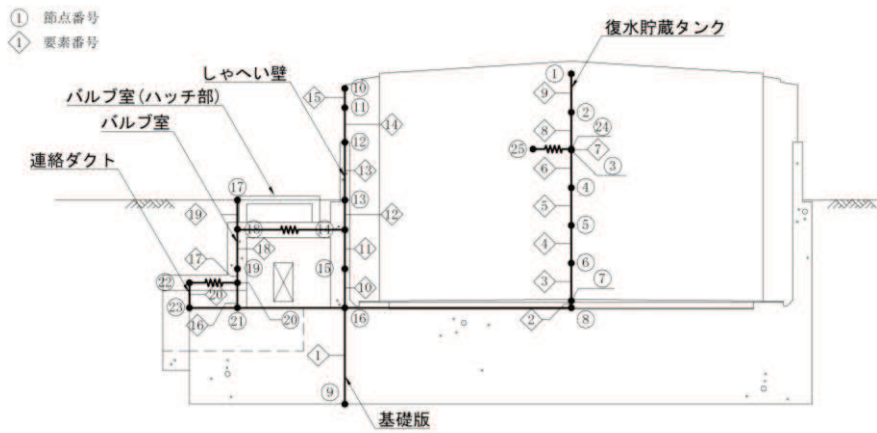
鉛直方向の振動に対しては、復水貯蔵タンク、しゃへい壁、バルブ室、連絡ダクト及び基礎版は、剛体として挙動することから鉛直方向の剛ばね要素を用いた質点系モデルとする。また、基礎版の上面における復水貯蔵タンク、しゃへい壁、バルブ室及び連絡ダクトは、水平方向と同様に水平、鉛直及び回転の自由度を共有する。

復水貯蔵タンク基礎のモデル諸元を表3-1に示す。これらのモデル諸元は、基礎版奥行き幅（南北方向A-A断面：26.75m、東西方向B-B断面：32.45m）で単位幅に換算している。換算前の基礎全体のモデル諸元を表3-2に示す。解析モデルの各節点には節点重量及び回転慣性、各要素にはせん断有効断面積及び断面2次モーメントをモデル諸元として設定している。また、しゃへい壁～バルブ室間及びバルブ室～連絡ダクト間は、各頂版位置で南北方向を軸ばね要素、東西方向をせん断ばね要素で連結している。

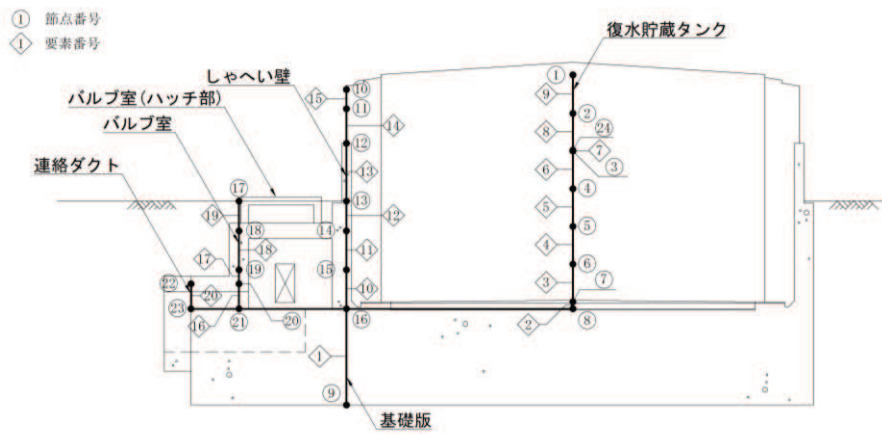
復水貯蔵タンク基礎（しゃへい壁、バルブ室、連絡ダクト、基礎版）の各節点における節点重量及び回転慣性の集計範囲を表3-3に、各要素におけるせん断有効断面を表3-4に、断面2次モーメントの有効断面を表3-5に、各ばね要素において剛性を考慮する部材を表3-6に示す。

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）では、図3-10に示す逆T式橋台における地震時の荷重状態において、仮想背面よりも前面側のフーチング上載土砂は慣性力（ H_3' 、 V_4' ）で考慮している。本検討でもこれに倣い、図3-11に示す通り、基礎版の両外壁面上に仮想背面を設定し、仮想背面内のバルブ室、連絡ダクト及び基礎盤上の盛土は節点重量としてモデル化する。

なお、水平方向及び鉛直方向のいずれのモデルについても、構造物と周辺地盤との相互作用を考慮する必要がある。そのため、しゃへい壁及び基礎版と側方地盤の同一標高の節点間、並びに基礎版の底面に剛はり要素を設定し、剛はり要素を介して構造物と周辺地盤とを接続する。仮想背面内の水平面を剛体とすることで、仮想背面に作用する土圧が直接作用する保守的に評価するモデルとなっている。

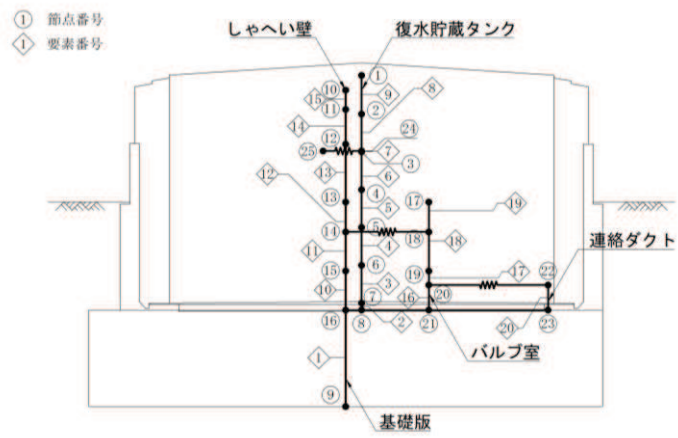


(a) 水平方向モデル

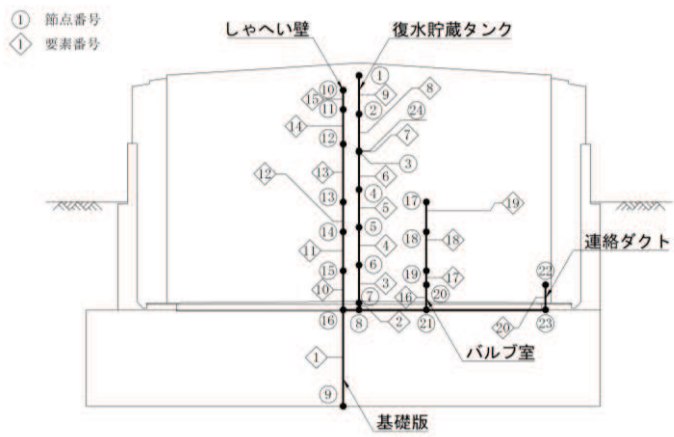


(b) 鉛直方向モデル

図 3-9(1) 復水貯蔵タンク基礎のモデル図 (A-A 断面, 南北)



(a) 水平方向モデル



(b) 鉛直方向モデル

図 3-9(2) 復水貯蔵タンク基礎のモデル図 (B-B 断面, 東西)

表 3-1(1) 復水貯蔵タンク基礎のモデル諸元 (A-A 断面, 南北)

水平方向モデル						鉛直方向モデル			
節点 番号	節点 重量 (kN/m)	回転 慣性 (kN・m ² /m)	要素 番号	せん断 有効断面積 (m ² /m)	断面 2 次 モーメント (m ⁴ /m)	節点 番号	節点 重量 (kN/m)	要素 番号	ばね定数 (kN/m/m)
1	2.662×10^1	—	9	1.175×10^{-2}	1.176×10^0	1	2.662×10^1	9	1.000×10^{13}
2	3.664×10^0	—	8	1.175×10^{-2}	1.176×10^0	2	3.664×10^0	8	1.000×10^{13}
24	—	—	7	1.175×10^{-2}	1.176×10^0	24	—	7	1.000×10^{13}
3	2.852×10^1	—	6	1.528×10^{-2}	1.530×10^0	3	4.224×10^0	6	1.000×10^{13}
4	2.311×10^2	—	5	1.881×10^{-2}	1.884×10^0	4	5.421×10^0	5	1.000×10^{13}
5	2.322×10^2	—	4	2.234×10^{-2}	2.238×10^0	5	6.505×10^0	4	1.000×10^{13}
6	2.333×10^2	—	3	2.587×10^{-2}	2.592×10^0	6	7.514×10^0	3	1.000×10^{13}
7	1.915×10^2	3.287×10^4	2	1.434×10^1	4.378×10^2	7	1.242×10^3	2	1.000×10^{13}
8	—	—	—	—	—	8	—	—	—
25	3.489×10^2	—	—	—	—	25	—	—	—
10	6.467×10^0	—	15	8.318×10^{-3}	1.159×10^0	10	6.467×10^0	15	1.000×10^{13}
11	2.355×10^0	—	14	8.318×10^{-3}	1.159×10^0	11	2.355×10^0	14	1.000×10^{13}
12	5.781×10^1	3.516×10^3	13	6.931×10^{-1}	9.652×10^1	12	5.781×10^1	13	1.000×10^{13}
13	2.811×10^2	7.097×10^3	12	1.326×10^0	1.918×10^2	13	2.811×10^2	12	1.000×10^{13}
14	4.252×10^2	1.473×10^4	11	2.080×10^0	2.646×10^2	14	4.252×10^2	11	1.000×10^{13}
15	4.094×10^2	1.293×10^4	10	2.080×10^0	2.646×10^2	15	4.094×10^2	10	1.000×10^{13}
16	2.288×10^3	1.967×10^5	1	3.207×10^1	2.776×10^3	16	2.288×10^3	1	1.000×10^{13}
9	1.954×10^3	1.766×10^5	—	—	—	9	1.954×10^3	—	—
17	7.693×10^0	1.411×10^1	19	1.256×10^{-1}	2.470×10^{-1}	17	7.693×10^0	19	1.000×10^{13}
18	2.779×10^2	6.082×10^1	18	3.086×10^{-1}	4.228×10^{-1}	18	2.779×10^2	18	1.000×10^{13}
19	1.482×10^2	4.124×10^1	17	3.086×10^{-1}	4.228×10^{-1}	19	1.482×10^2	17	1.000×10^{13}
20	—	—	16	3.385×10^{-1}	4.045×10^{-1}	20	—	16	1.000×10^{13}
21	—	—	—	—	—	21	—	—	—
22	4.082×10^1	1.736×10^1	20	3.305×10^{-1}	2.766×10^{-1}	22	4.082×10^1	20	1.000×10^{13}
23	—	—	—	—	—	23	—	—	—
スロッシングばね				(kN/m/m)	6.115×10^1	—			
しゃへい壁-バルブ室間ばね				(kN/m/m)	2.119×10^6	—			
バルブ室-連絡ダクト間ばね				(kN/m/m)	1.660×10^6	—			

表 3-1(2) 復水貯蔵タンク基礎のモデル諸元 (B-B 断面, 東西)

水平方向モデル						鉛直方向モデル			
節点 番号	節点 重量 (kN/m)	回転 慣性 (kN・m ² /m)	要素 番号	せん断 有効断面積 (m ² /m)	断面 2 次 モーメント (m ⁴ /m)	節点 番号	節点 重量 (kN/m)	要素 番号	ばね定数 (kN/m/m)
1	2.194×10 ¹	—	9	9.686×10 ⁻³	9.695×10 ⁻¹	1	2.194×10 ¹	9	1.000×10 ¹³
2	3.020×10 ⁰	—	8	9.686×10 ⁻³	9.695×10 ⁻¹	2	3.020×10 ⁰	8	1.000×10 ¹³
24	—	—	7	9.686×10 ⁻³	9.695×10 ⁻¹	24	—	7	1.000×10 ¹³
3	2.351×10 ¹	—	6	1.259×10 ⁻²	1.261×10 ⁰	3	3.482×10 ⁰	6	1.000×10 ¹³
4	1.905×10 ²	—	5	1.550×10 ⁻²	1.553×10 ⁰	4	4.468×10 ⁰	5	1.000×10 ¹³
5	1.914×10 ²	—	4	1.841×10 ⁻²	1.845×10 ⁰	5	5.362×10 ⁰	4	1.000×10 ¹³
6	1.923×10 ²	—	3	2.132×10 ⁻²	2.137×10 ⁰	6	6.194×10 ⁰	3	1.000×10 ¹³
7	1.578×10 ²	2.709×10 ⁴	2	1.182×10 ⁻¹	3.609×10 ²	7	1.024×10 ³	2	1.000×10 ¹³
8	—	—	—	—	—	8	—	—	—
25	2.876×10 ²	—	—	—	—	25	—	—	—
10	5.331×10 ⁰	—	15	6.857×10 ⁻³	9.550×10 ⁻¹	10	5.331×10 ⁰	15	1.000×10 ¹³
11	1.941×10 ⁰	—	14	6.857×10 ⁻³	9.550×10 ⁻¹	11	1.941×10 ⁰	14	1.000×10 ¹³
12	4.766×10 ¹	2.898×10 ³	13	5.713×10 ⁻¹	7.957×10 ¹	12	4.766×10 ¹	13	1.000×10 ¹³
13	2.317×10 ²	5.851×10 ³	12	1.093×10 ⁰	1.581×10 ²	13	2.317×10 ²	12	1.000×10 ¹³
14	3.505×10 ²	1.032×10 ⁴	11	1.167×10 ⁰	1.749×10 ²	14	3.505×10 ²	11	1.000×10 ¹³
15	3.375×10 ²	1.069×10 ⁴	10	1.167×10 ⁰	1.749×10 ²	15	3.375×10 ²	10	1.000×10 ¹³
16	1.886×10 ³	1.150×10 ⁵	1	2.643×10 ⁻¹	1.558×10 ³	16	1.886×10 ³	1	1.000×10 ¹³
9	1.611×10 ³	9.964×10 ⁴	—	—	—	9	1.611×10 ³	—	—
17	6.342×10 ⁰	7.334×10 ⁰	19	7.889×10 ⁻²	9.529×10 ⁻²	17	6.342×10 ⁰	19	1.000×10 ¹³
18	2.291×10 ²	1.234×10 ³	18	5.562×10 ⁻¹	1.640×10 ¹	18	2.291×10 ²	18	1.000×10 ¹³
19	1.222×10 ²	1.274×10 ³	17	5.562×10 ⁻¹	1.640×10 ¹	19	1.222×10 ²	17	1.000×10 ¹³
20	—	—	16	4.114×10 ⁻¹	6.872×10 ⁰	20	—	16	1.000×10 ¹³
21	—	—	—	—	—	21	—	—	—
22	3.365×10 ¹	5.825×10 ¹	20	2.724×10 ⁻¹	9.295×10 ⁻¹	22	3.365×10 ¹	20	1.000×10 ¹³
23	—	—	—	—	—	23	—	—	—
スロッシングばね					(kN/m/m)	5.041×10 ¹	—		
しゃへい壁-バルブ室間ばね					(kN/m/m)	7.277×10 ⁵	—		
バルブ室-連絡ダクト間ばね					(kN/m/m)	5.703×10 ⁵	—		

表 3-2 復水貯蔵タンク基礎のモデル諸元 (基礎全体)

節点 番号	節点 重量 (kN)	回転慣性		要素 番号	せん断有効断面積		断面 2 次モーメント	
		南北 (kN・m ²)	東西 (kN・m ²)		南北 (m ²)	東西 (m ²)	南北 (m ⁴)	東西 (m ⁴)
1	7.120×10 ²	—	—	9	3.143×10 ⁻¹	3.143×10 ⁻¹	3.146×10 ¹	3.146×10 ¹
2	9.800×10 ¹	—	—	8	3.143×10 ⁻¹	3.143×10 ⁻¹	3.146×10 ¹	3.146×10 ¹
24	—	—	—	7	3.143×10 ⁻¹	3.143×10 ⁻¹	3.146×10 ¹	3.146×10 ¹
3	7.630×10 ²	—	—	6	4.087×10 ⁻¹	4.087×10 ⁻¹	4.092×10 ¹	4.092×10 ¹
4	6.183×10 ³	—	—	5	5.031×10 ⁻¹	5.031×10 ⁻¹	5.039×10 ¹	5.039×10 ¹
5	6.212×10 ³	—	—	4	5.975×10 ⁻¹	5.975×10 ⁻¹	5.986×10 ¹	5.986×10 ¹
6	6.240×10 ³	—	—	3	6.919×10 ⁻¹	6.919×10 ⁻¹	6.934×10 ¹	6.934×10 ¹
7	5.121×10 ³	8.792×10 ⁵	8.792×10 ⁵	2	3.836×10 ²	3.836×10 ²	1.171×10 ⁴	1.171×10 ⁴
8	—	—	—	—	—	—	—	—
25	9.332×10 ³	—	—	—	—	—	—	—
10	1.730×10 ²	—	—	15	2.225×10 ⁻¹	2.225×10 ⁻¹	3.099×10 ¹	3.099×10 ¹
11	6.300×10 ¹	—	—	14	2.225×10 ⁻¹	2.225×10 ⁻¹	3.099×10 ¹	3.099×10 ¹
12	1.547×10 ³	9.406×10 ⁴	9.406×10 ⁴	13	1.854×10 ¹	1.854×10 ¹	2.582×10 ³	2.582×10 ³
13	7.519×10 ³	1.899×10 ⁵	1.899×10 ⁵	12	3.547×10 ¹	3.547×10 ¹	5.131×10 ³	5.131×10 ³
14	1.137×10 ⁴	3.940×10 ⁵	3.350×10 ⁵	11	5.563×10 ¹	3.786×10 ¹	7.079×10 ³	5.675×10 ³
15	1.095×10 ⁴	3.459×10 ⁵	3.470×10 ⁵	10	5.563×10 ¹	3.786×10 ¹	7.079×10 ³	5.675×10 ³
16	6.122×10 ⁴	5.262×10 ⁶	3.733×10 ⁶	1	8.578×10 ²	8.578×10 ²	7.426×10 ⁴	5.056×10 ⁴
9	5.227×10 ⁴	4.723×10 ⁶	3.233×10 ⁶	—	—	—	—	—
17	2.058×10 ²	3.775×10 ²	2.380×10 ²	19	3.360×10 ⁰	2.560×10 ⁰	6.606×10 ⁰	3.092×10 ⁰
18	7.434×10 ³	1.627×10 ³	4.005×10 ⁴	18	8.255×10 ⁰	1.805×10 ¹	1.131×10 ¹	5.323×10 ²
19	3.965×10 ³	1.103×10 ³	4.134×10 ⁴	17	8.255×10 ⁰	1.805×10 ¹	1.131×10 ¹	5.323×10 ²
20	—	—	—	16	9.055×10 ⁰	1.335×10 ¹	1.082×10 ¹	2.230×10 ²
21	—	—	—	—	—	—	—	—
22	1.092×10 ³	4.644×10 ²	1.890×10 ³	20	8.840×10 ⁰	8.840×10 ⁰	7.399×10 ⁰	3.016×10 ¹
23	—	—	—	—	—	—	—	—
スロッシングばね (kN/m)					1.636×10 ³	—		
しゃへい壁-バルブ室間ばね (kN/m)					5.668×10 ⁷	南北 (軸ばね)	2.361×10 ⁷	東西 (せん断ばね)
バルブ室-連絡ダクト間ばね (kN/m)					4.441×10 ⁷		1.851×10 ⁷	

注：鉛直方向は剛ばね要素を用いた質点系モデルであり、鉛直方向のばね定数の記載を省略する。

表3-3(1) 復水貯蔵タンク基礎の節点重量・回転慣性の集計範囲

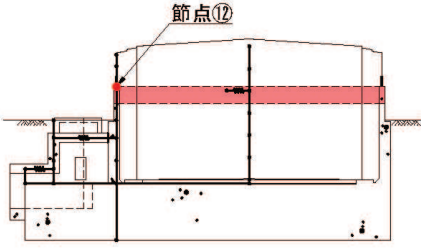
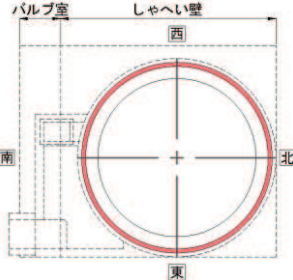
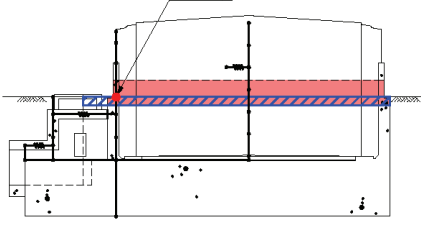
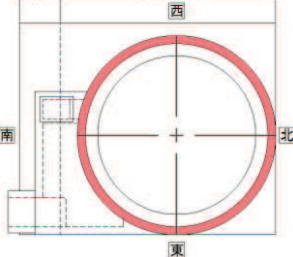
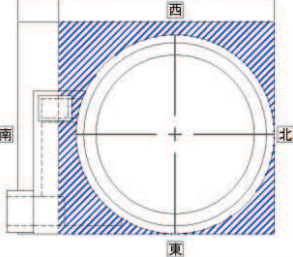
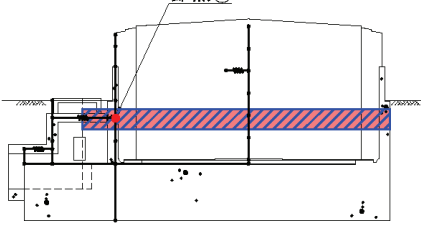
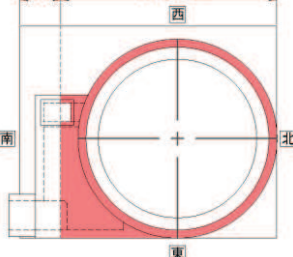
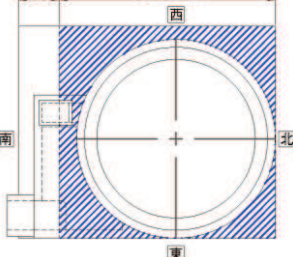
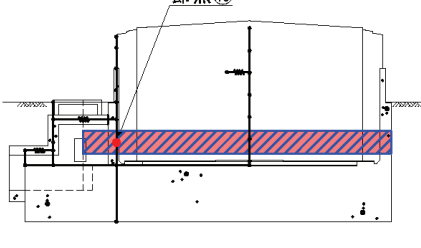
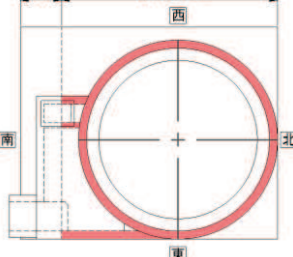
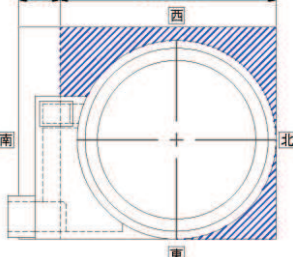
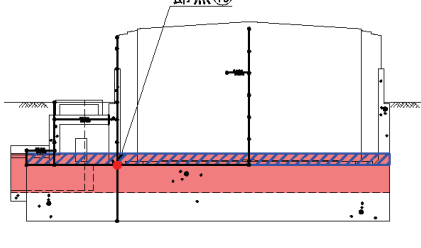
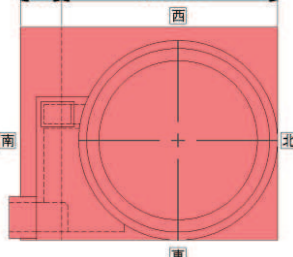
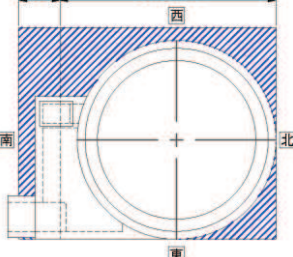
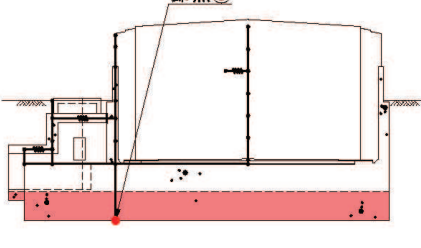
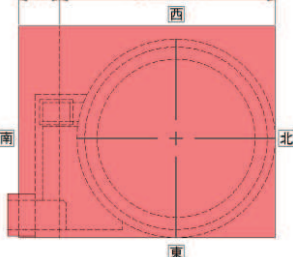
	節点番号・位置	躯体	盛土
12			—
13			
14			
15			
16			
9			—

表3-3(2) 復水貯蔵タンク基礎の節点重量・回転慣性の集計範囲

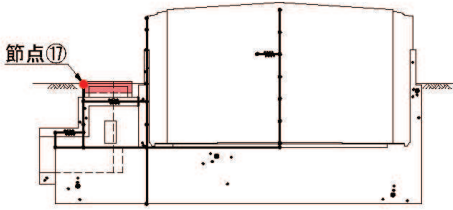
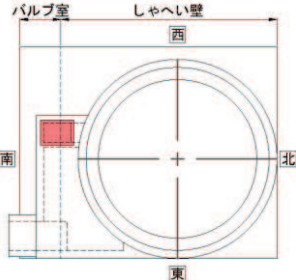
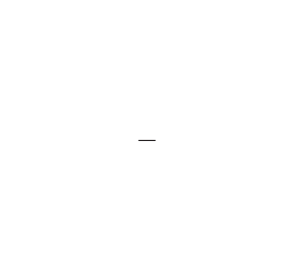
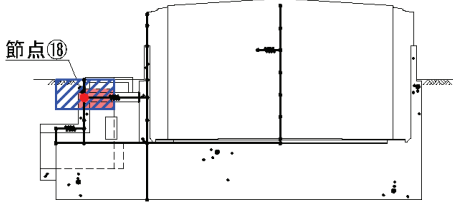
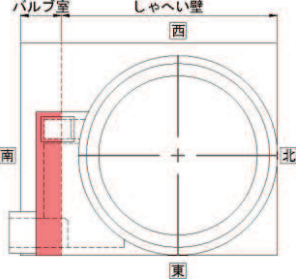
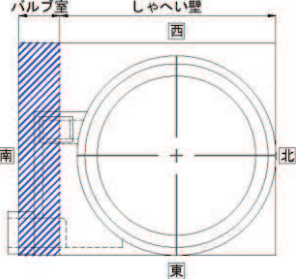
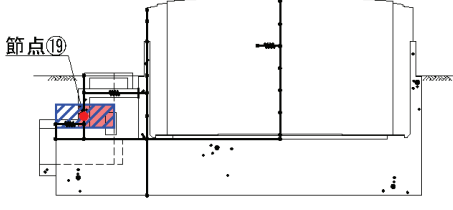
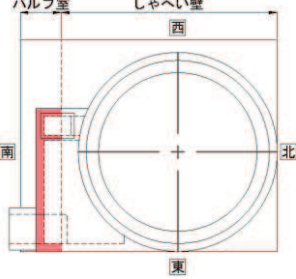
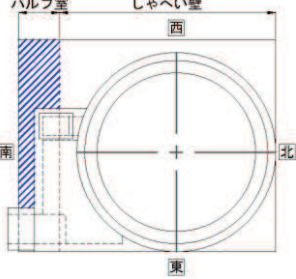

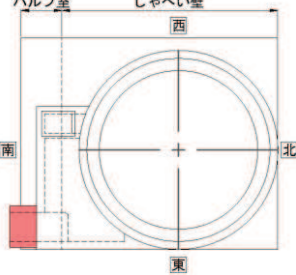
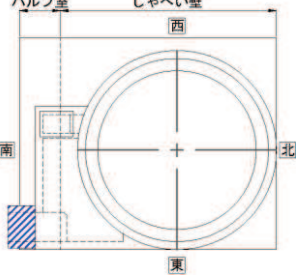
	節点番号・位置	躯体	盛土
17			
18			
19			
22			

表3-4(1) 復水貯蔵タンク基礎のせん断有効断面


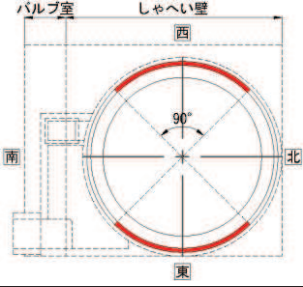
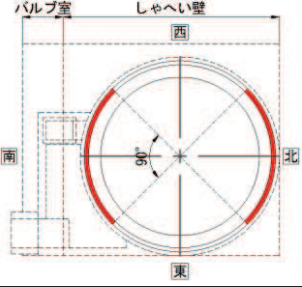
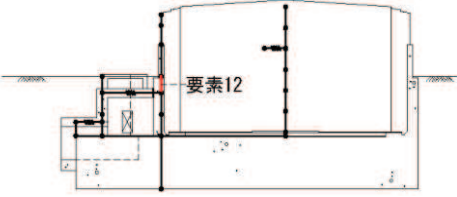
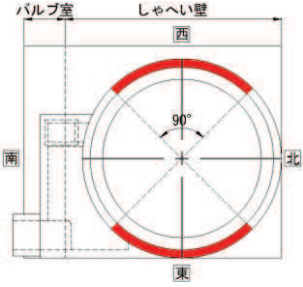
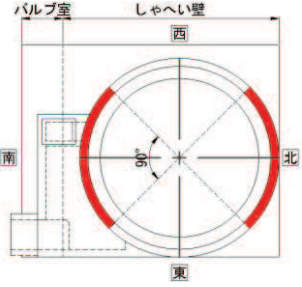
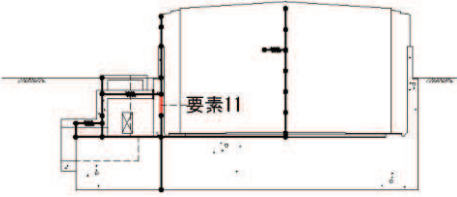
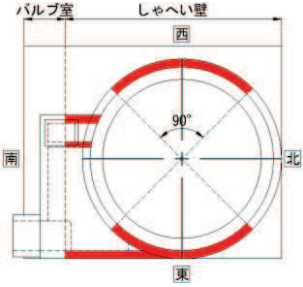
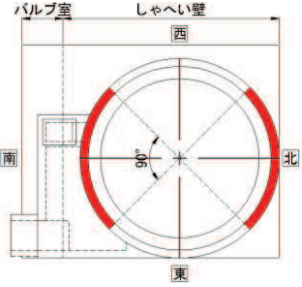
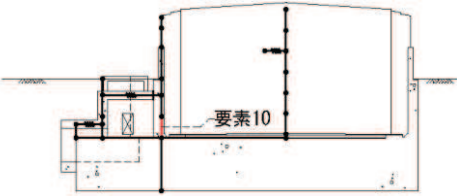
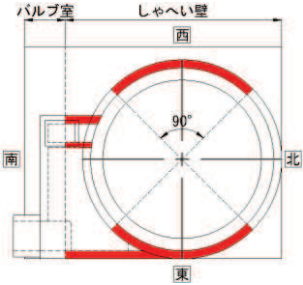
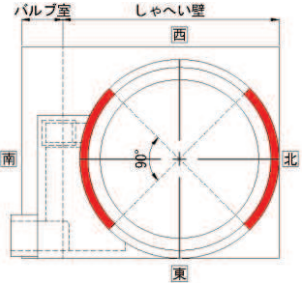
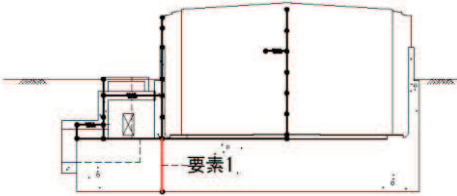
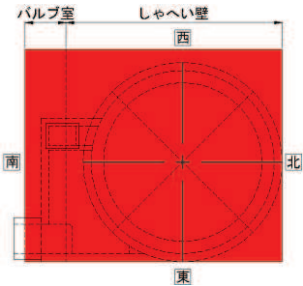
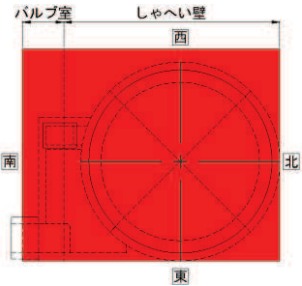
要素番号・位置		南北方向	東西方向
13			
12			
11			
10			
1			

表 3-4(2) 復水貯蔵タンク基礎のせん断有効断面

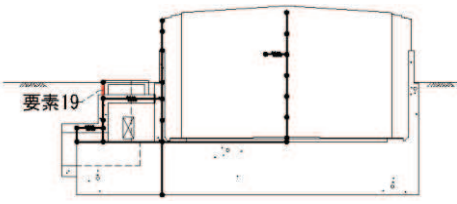
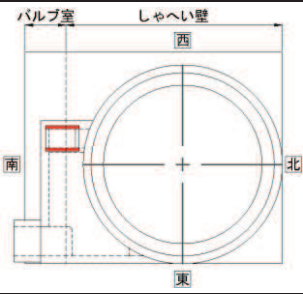
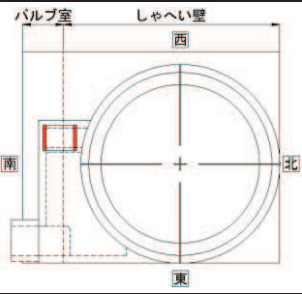
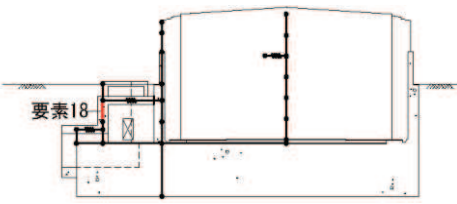
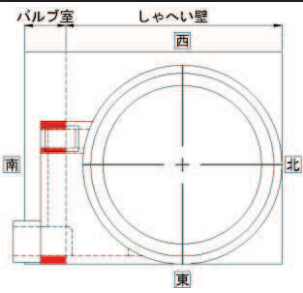
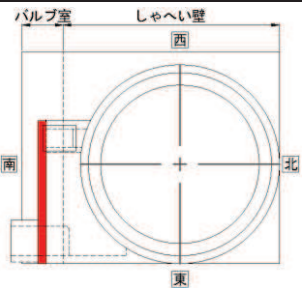
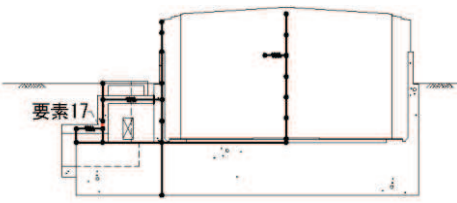
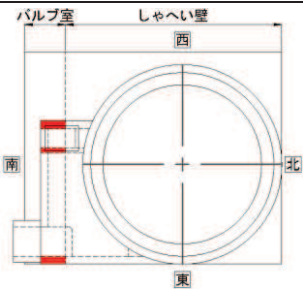
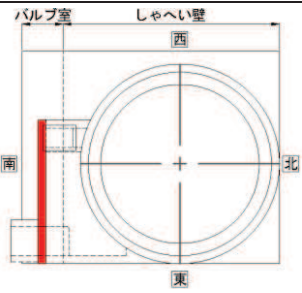
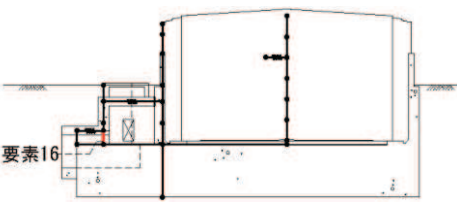
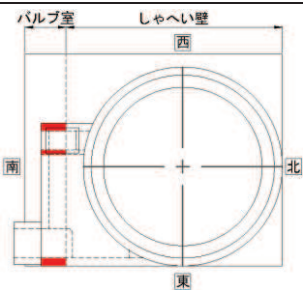
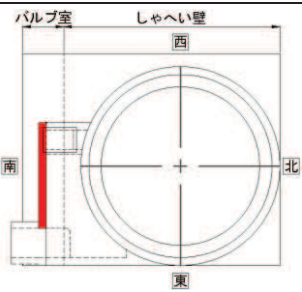
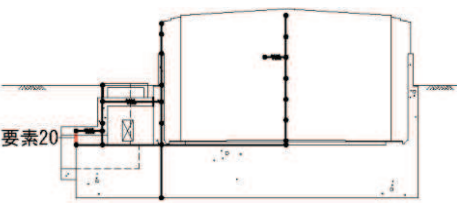
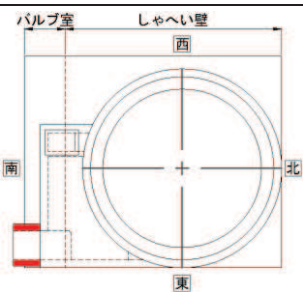
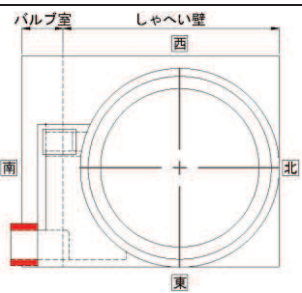
要素番号・位置		南北方向	東西方向
19			
18			
17			
16			
20			

表3-5(1) 復水貯蔵タンク基礎の断面2次モーメントの有効断面


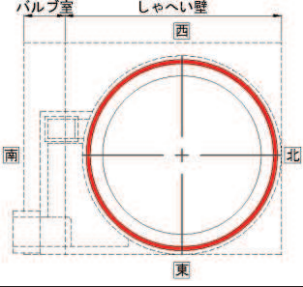
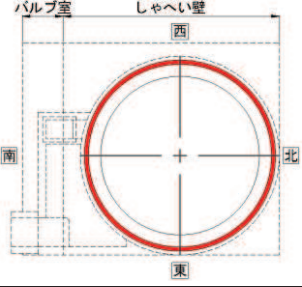
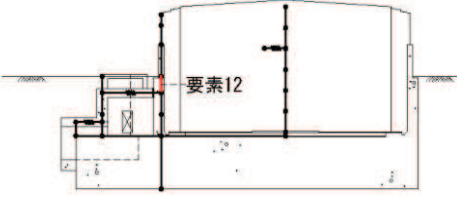
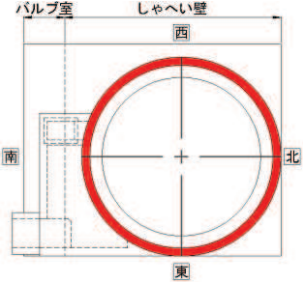
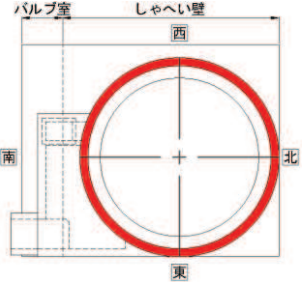
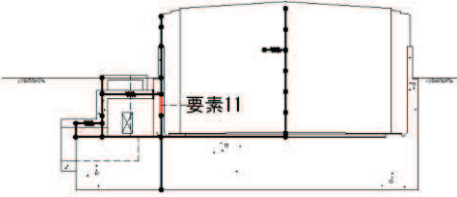
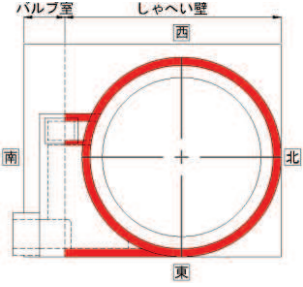
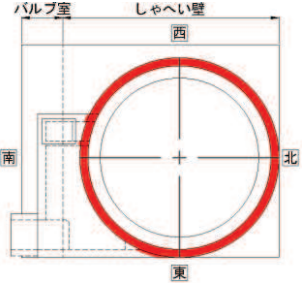
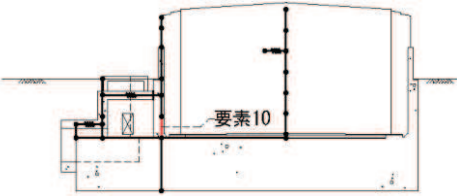
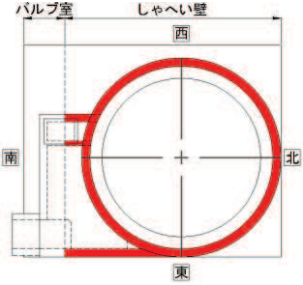
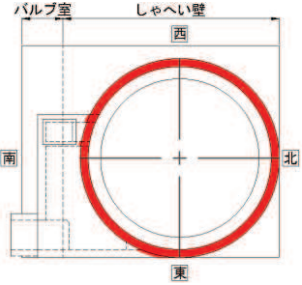
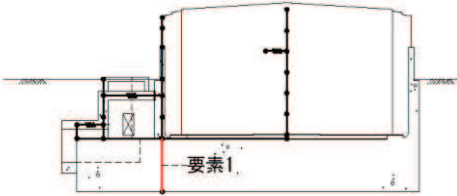
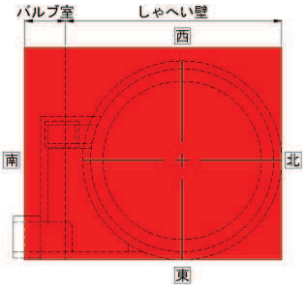
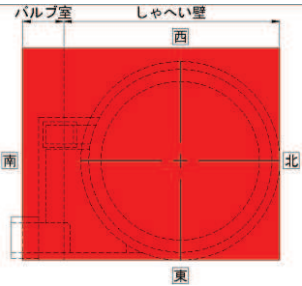
要素番号・位置		南北方向	東西方向
13			
12			
11			
10			
1			

表 3-5(2) 復水貯蔵タンク基礎の断面 2 次モーメントの有効断面

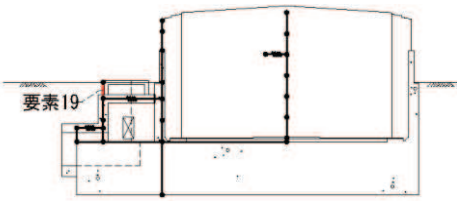
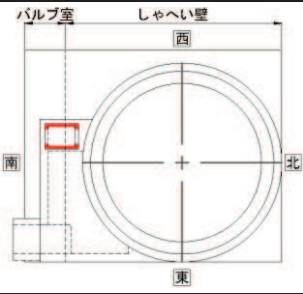
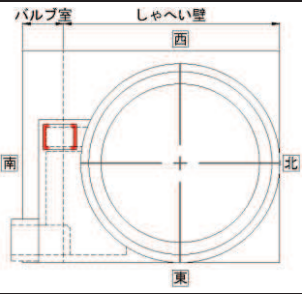
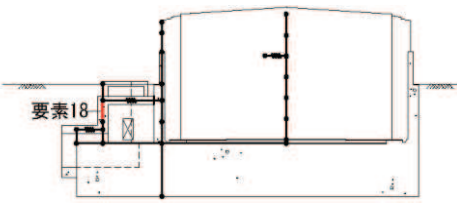
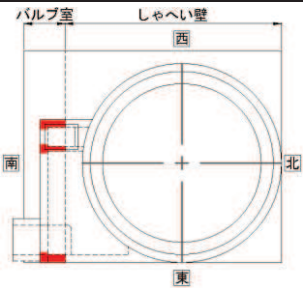
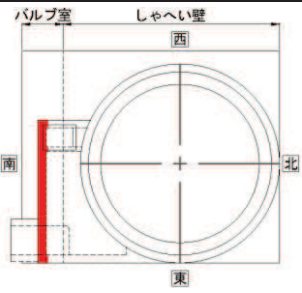
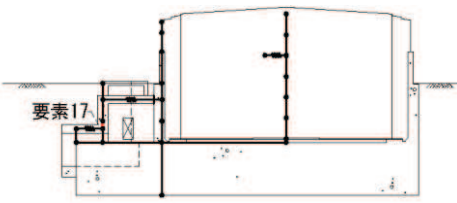
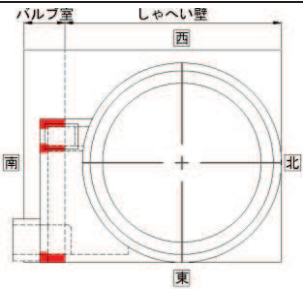
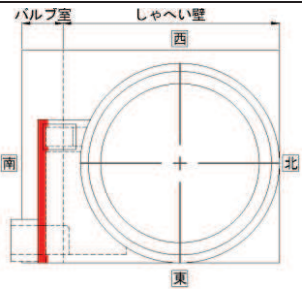
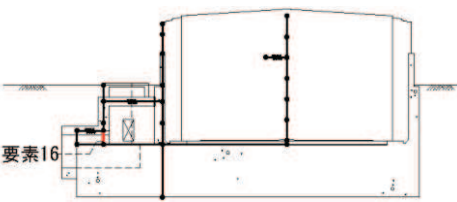
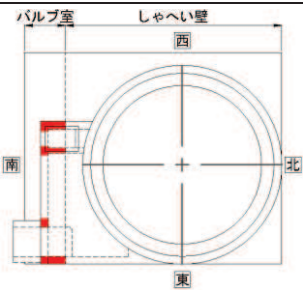
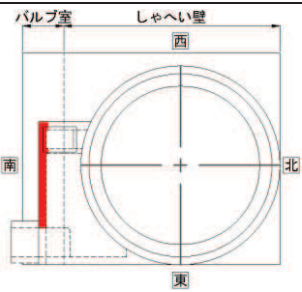
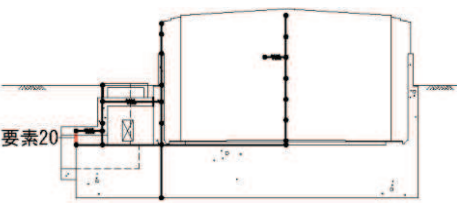
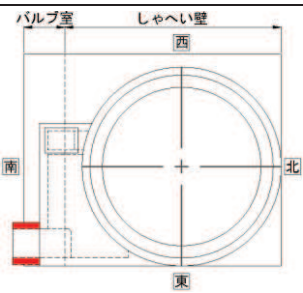
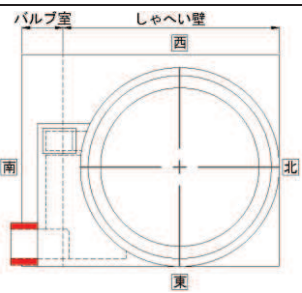
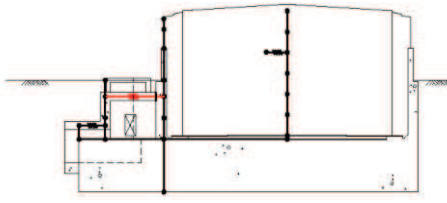
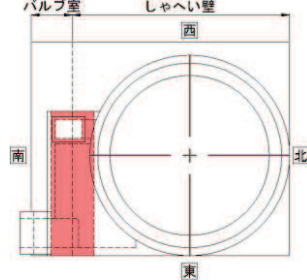
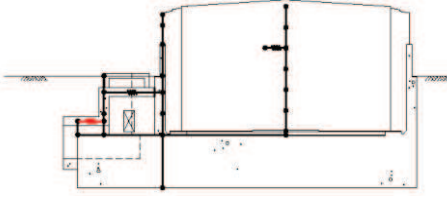
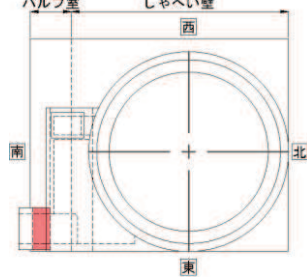
要素番号・位置		南北方向	東西方向
19			
18			
17			
16			
20			

表3-6 復水貯蔵タンク基礎のばね要素の剛性考慮部材

ばね要素名称・位置		剛性考慮部材
<p>しゃへい壁～ バルブ室間ばね</p>		
<p>バルブ室～ 連絡ダクト間ばね</p>		

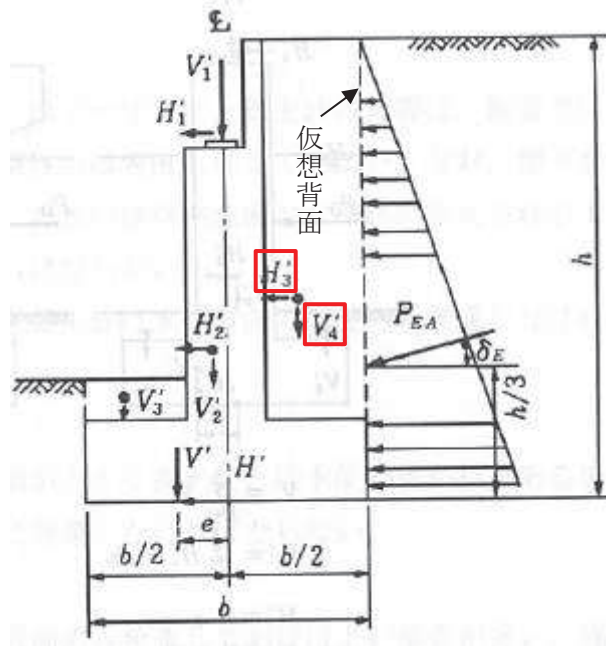


図 3-10 仮想背面を考慮した地震時の荷重状態
 (道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)) (一
 部加筆)

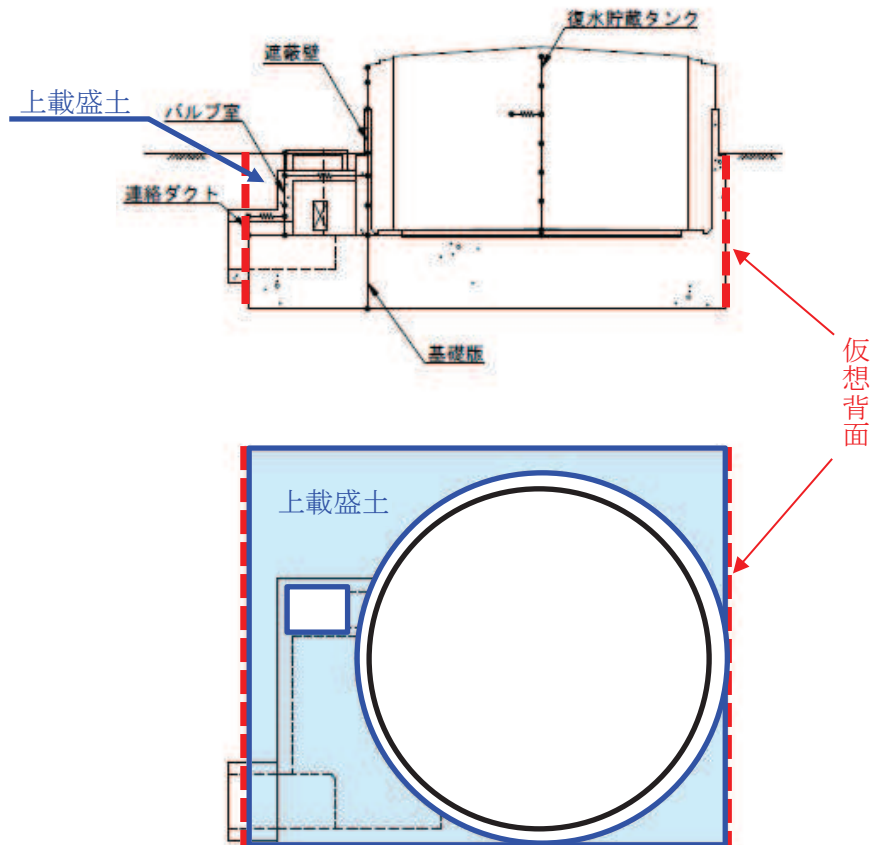


図 3-11 地震応答解析モデルの仮想背面位置

3.2.4 隣接構造物のモデル化

南北方向において隣接構造物となる原子炉建屋，東西方向の取水路及び改良地盤は，復水貯蔵タンク基礎の耐震評価において保守的な評価になるよう盛土としてモデル化する。一方，復水貯蔵タンク基礎は軽油タンク室及び軽油タンク連絡ダクトと MMR を共有しており，お互いの振動を受けることから，南北方向においては軽油タンク及び軽油タンク室を，東西方向においては軽油タンク連絡ダクトをモデル化する。南北方向において，軽油タンク室と復水貯蔵タンク基礎間は，軽油タンク室の構造幅の範囲に軽油タンク連絡ダクトと盛土の双方が位置することから，復水貯蔵タンク基礎の耐震評価において保守的な評価になるよう盛土としてモデル化する。

3.2.5 地盤及びマンメイドロック（MMR）のモデル化

D₁級を除く岩盤及び MMR は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。また，盛土，旧表土及び D₂級岩盤は，地盤の非線形性をマルチスプリング要素で考慮した平面ひずみ要素でモデル化する。

3.2.6 ジョイント要素の設定

地盤と構造物との接合面にジョイント要素を設けることにより，地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，地盤と構造物の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については，常時状態以上の引張荷重が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。せん断方向については，地盤と構造物の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合，せん断剛性をゼロとし，すべりを考慮する。

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は周辺地盤の c ， ϕ とし，添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 3-7 のとおりとする。また，要素間の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は強度の小さい側の要素の物性値とし，表 3-8 のとおり設定する。

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

ここで，

- σ' : 面直圧
- τ_f : せん断強度
- c : 粘着力
- ϕ : 内部摩擦角

表 3-7 周辺地盤との境界に用いる強度特性（狐崎部層）

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
盛土*1	0.10	33.9
盛土*2	0.06	30.0
C _L 級	0.46	44.0
C _M 級	0.49	47.0
MMR（既設）	3.10	40.0

注記*1：地下水位以浅

*2：地下水位以深

表 3-8 要素間の粘着力と内部摩擦角

条件	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
盛土-MMR	盛土の c	盛土の ϕ
盛土-構造物	盛土の c	盛土の ϕ
岩盤-MMR	岩盤の c	岩盤の ϕ
構造物-MMR	MMR の c	MMR の ϕ

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値とし、松本らの方法（松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学論文集 Vol.12 pp1061-1070, 2009）に従い、表 3-9 のとおり設定する。

ジョイント要素の力学特性を図 3-12 に、ジョイント要素の配置を図 3-13 に示す。

表 3-9 ジョイント要素のばね定数

地盤	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)	せん断剛性 k_s (kN/m^3)
盛土	1.0×10^6	1.0×10^6
岩盤	1.0×10^7	1.0×10^7
MMR	1.0×10^7	1.0×10^7

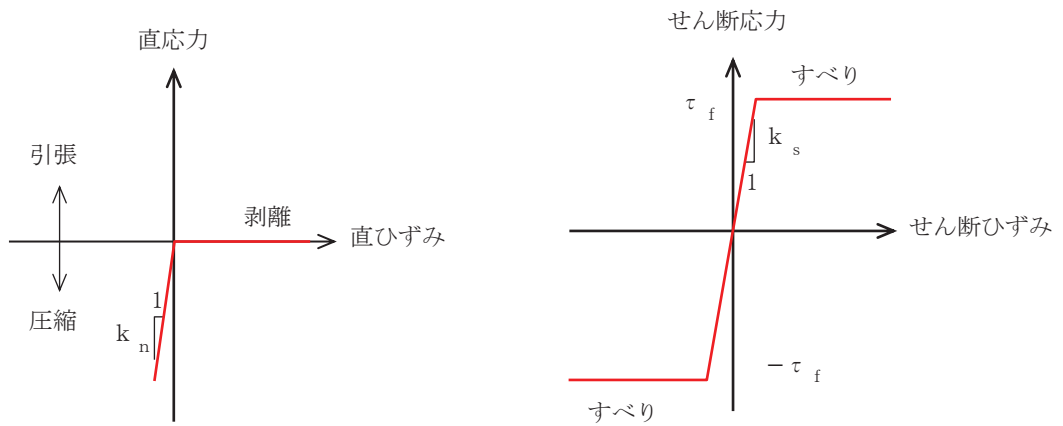


図 3-12 ジョイント要素の力学特性

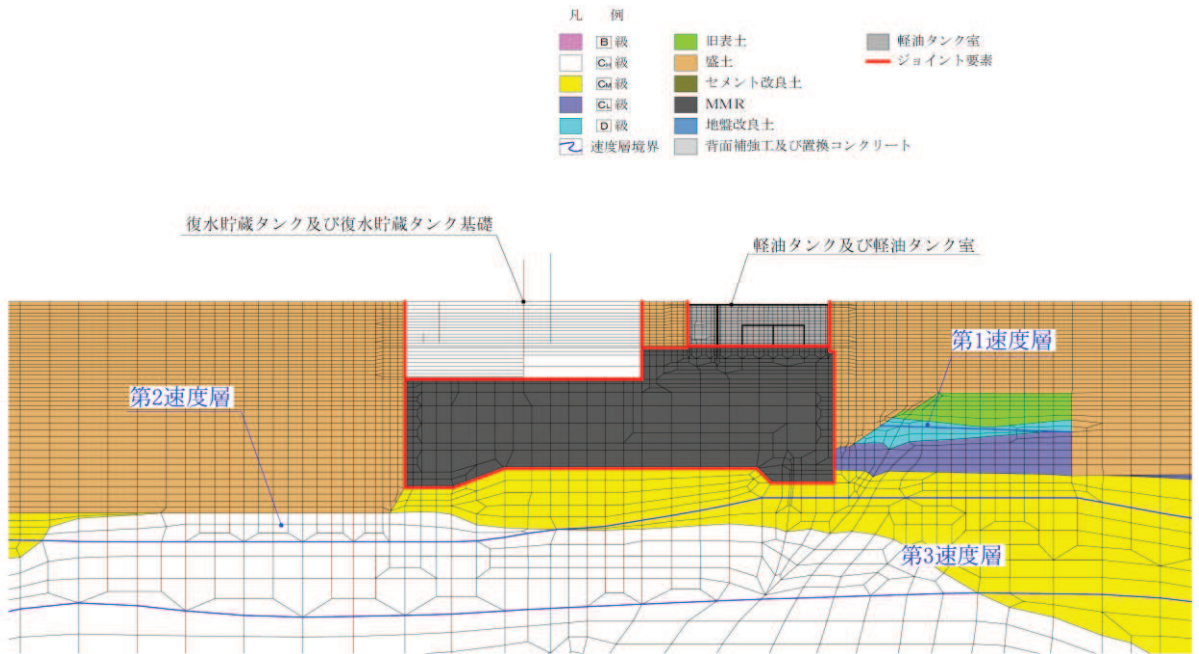


図 3-13(1) ジョイント要素の配置 (A-A 断面, 南北)

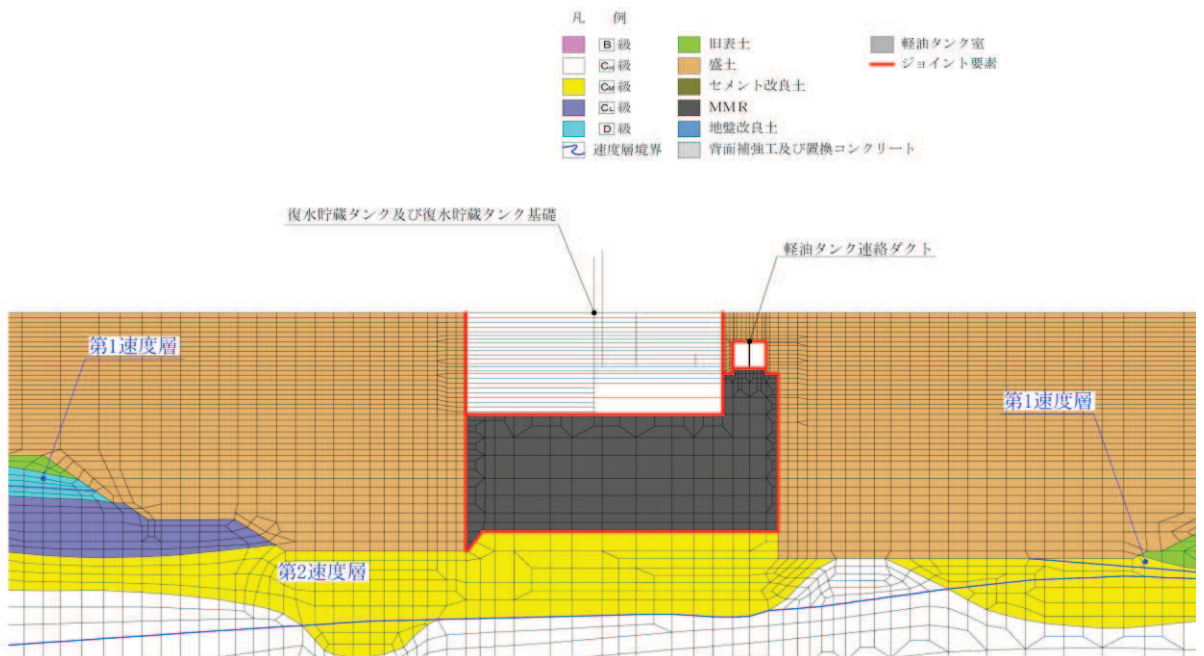


図 3-13(2) ジョイント要素の配置 (B-B 断面, 東西)

3.3 減衰定数

減衰定数は、「資料1 屋外重要土木建造物の耐震安全性評価について」の「9. 地震応答解析における減衰定数」に基づき、粘性減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる解析モデル全体の固有周期と各材料の減衰比に基づき、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減衰を解析モデル全体に与える。Rayleigh減衰の設定フローを図3-14に示す。

$$[c] = \alpha [m] + \beta [k]$$

[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

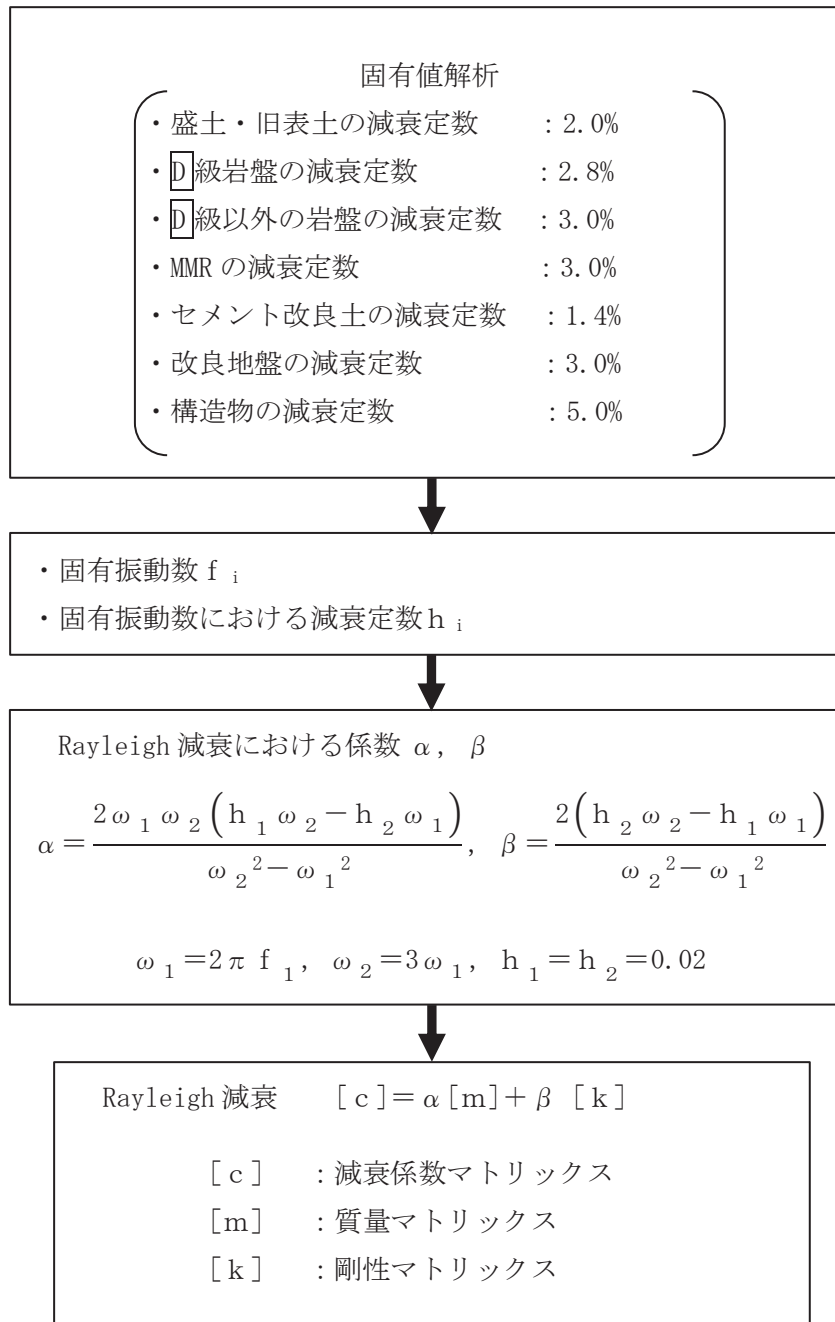


図 3-14 Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数 α 、 β の設定にあたっては、低次のモードの変形が支配的となる地中埋設構造物に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮して、1 次及び 2 次モードの固有振動数において、過大な減衰とならないよう定めている。

1 次固有振動数 (f_1) は、地震応答解析の解析モデルの固有値解析結果から算定する。2 次固有振動数 (f_2) は、固有値解析から算定した 1 次固有振動数 (f_1) の 3 倍とする。減衰定数は、解析モデルに占める割合が多く、かつ減衰定数の小さい盛土・旧表土の 2% とする。

固有値解析結果の一覧を表 3-10 に、固有値解析におけるモード図を図 3-15 に、係数 α 、 β を表 3-11 に、固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 3-16 に示す。

表 3-10(1) 固有値解析結果 (A-A 断面, 南北)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T x	T y	β x	β y	
1	1.251	5	0	71.55	-11.53	1 次として採用
2	1.265	8	0	-60.86	-9.51	—
3	1.579	9	0	23.92	-7.93	—
4	1.679	9	0	25.88	12.56	—
5	1.829	9	0	13.05	8.25	—
6	1.934	10	1	-16.73	11.32	—
7	2.027	10	1	10.08	-6.74	—
8	2.244	10	1	16.53	4.33	—
9	2.287	10	1	-10.30	-5.16	—
10	2.457	10	1	-11.39	4.95	—

表 3-10(2) 固有値解析結果 (B-B 断面, 東西)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T x	T y	β x	β y	
1	1.415	5	0	-52.99	8.60	1 次として採用
2	1.795	9	0	-49.26	-4.15	—
3	1.998	9	0	7.81	12.06	—
4	2.299	9	0	-10.70	5.92	—
5	2.412	9	1	-16.26	7.13	—
6	2.698	10	1	-12.04	-5.50	—
7	2.960	10	1	-12.30	-4.79	—
8	3.112	10	1	14.52	-10.29	—
9	3.118	10	1	-7.02	-3.20	—
10	3.257	12	1	-29.98	9.41	—

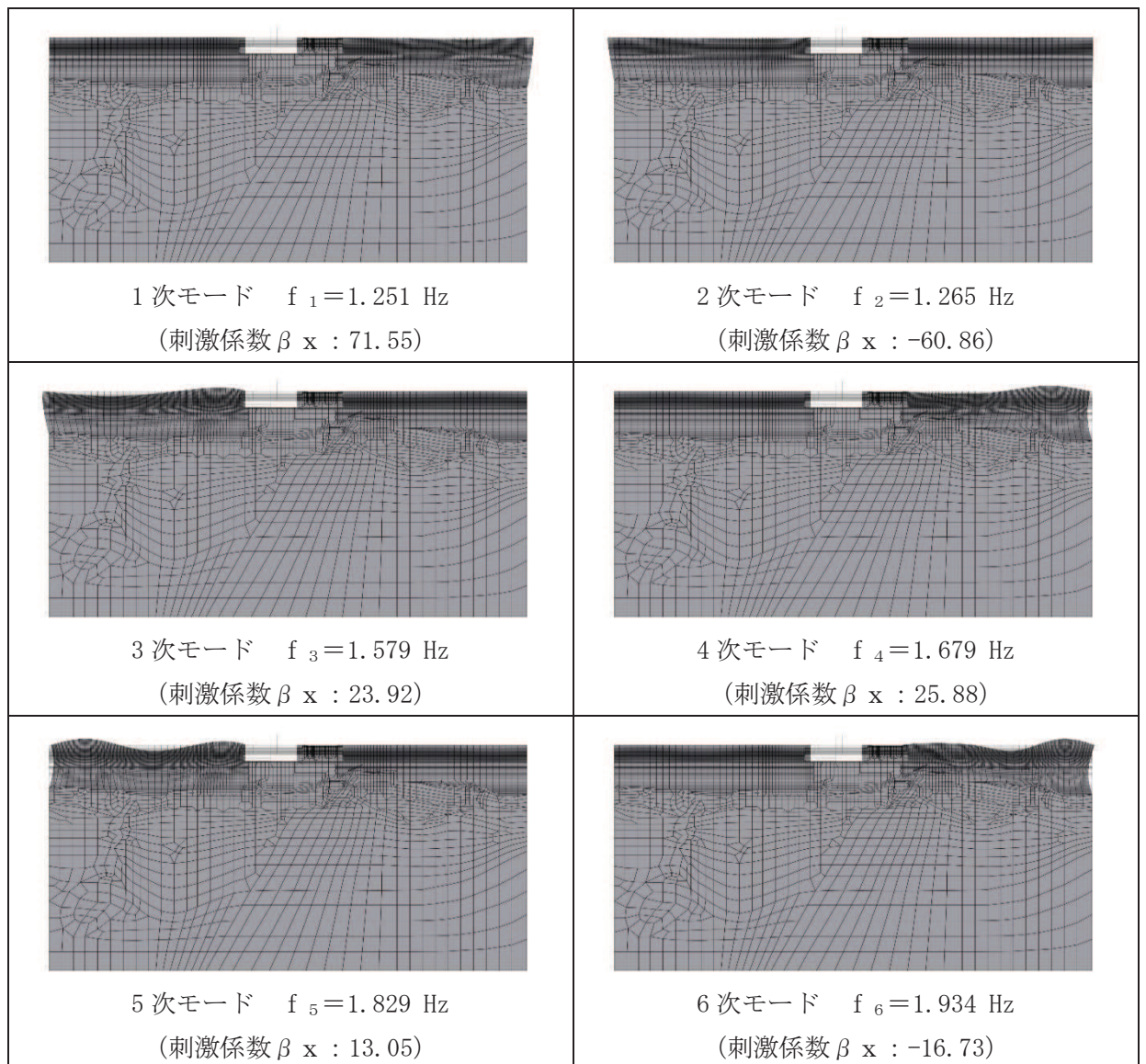


図 3-15(1) 固有値解析結果 (モード図) (A-A 断面, 南北)

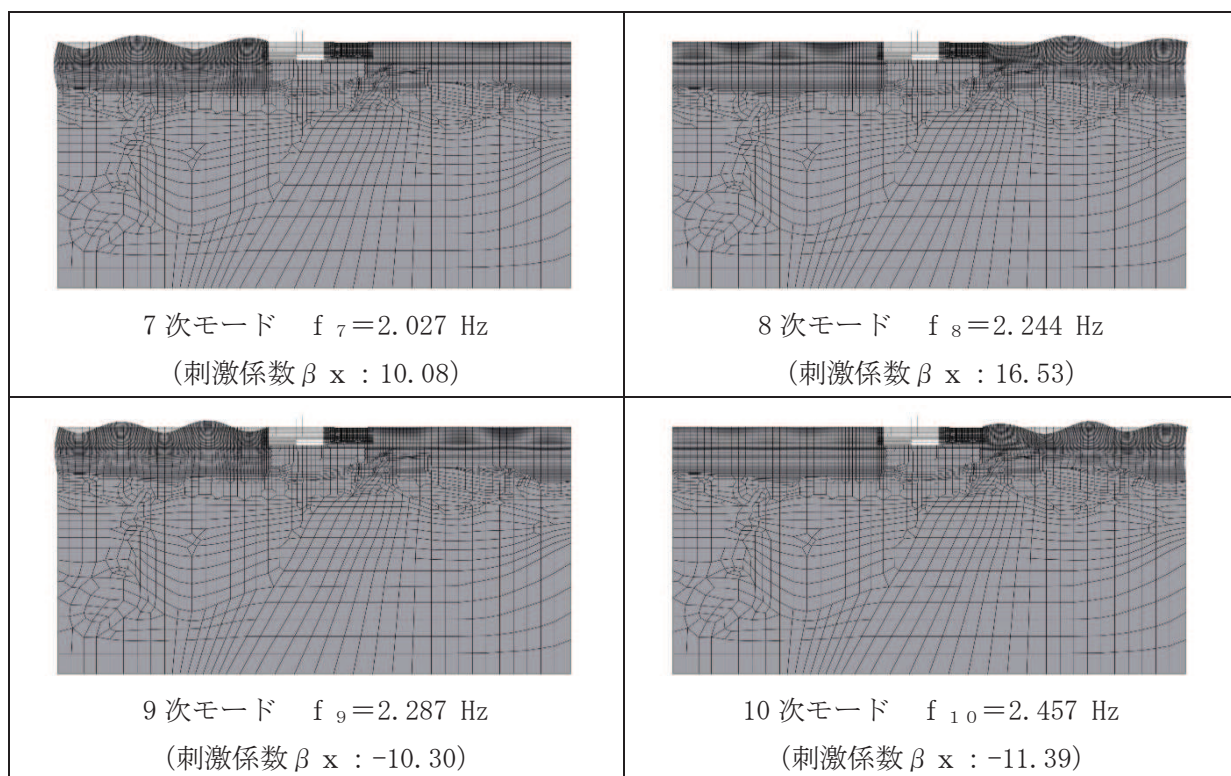


図 3-15(2) 固有値解析結果 (モード図) (A-A 断面, 南北)

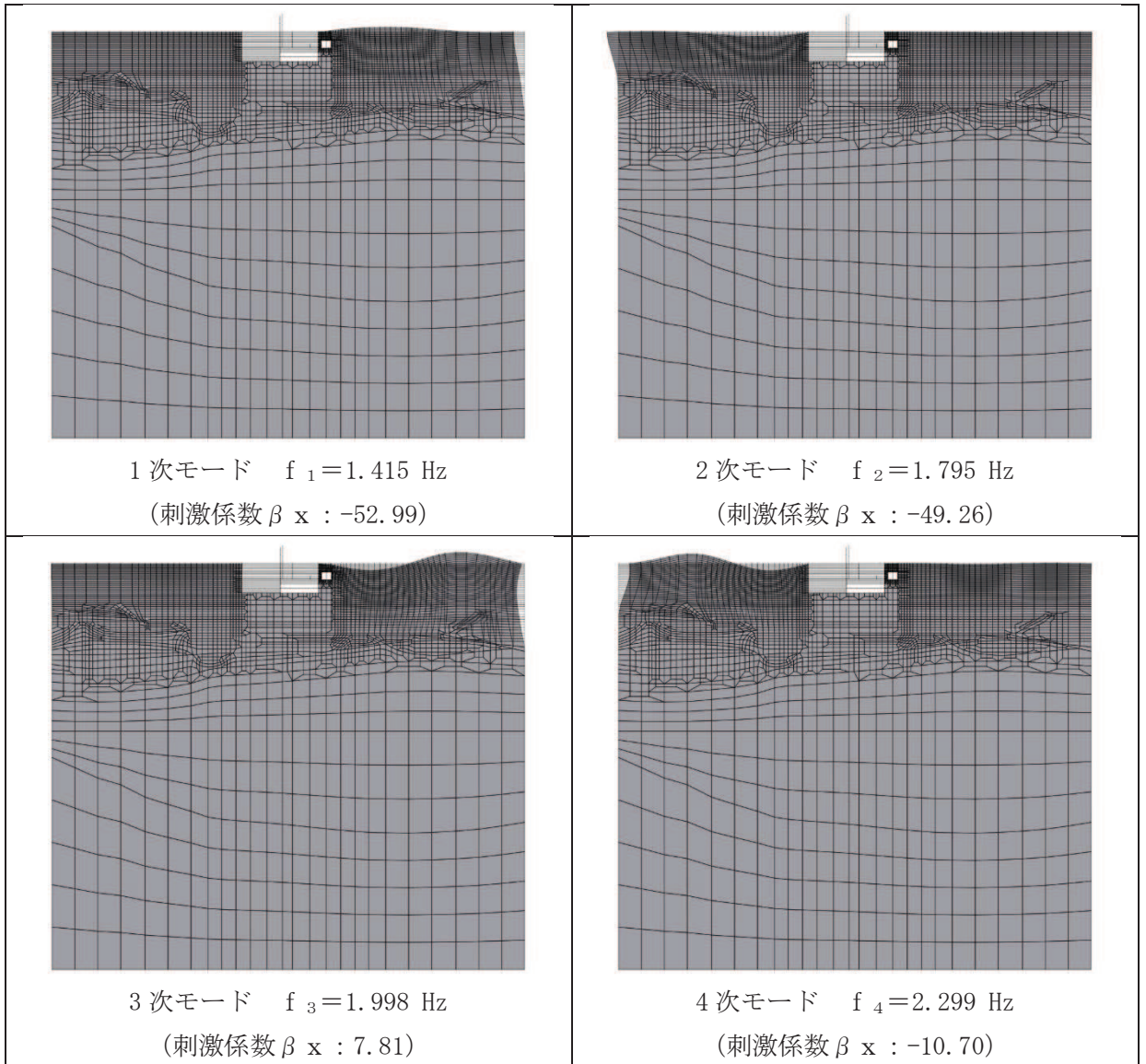


図 3-15(3) 固有値解析結果 (モード図) (B-B 断面, 東西)

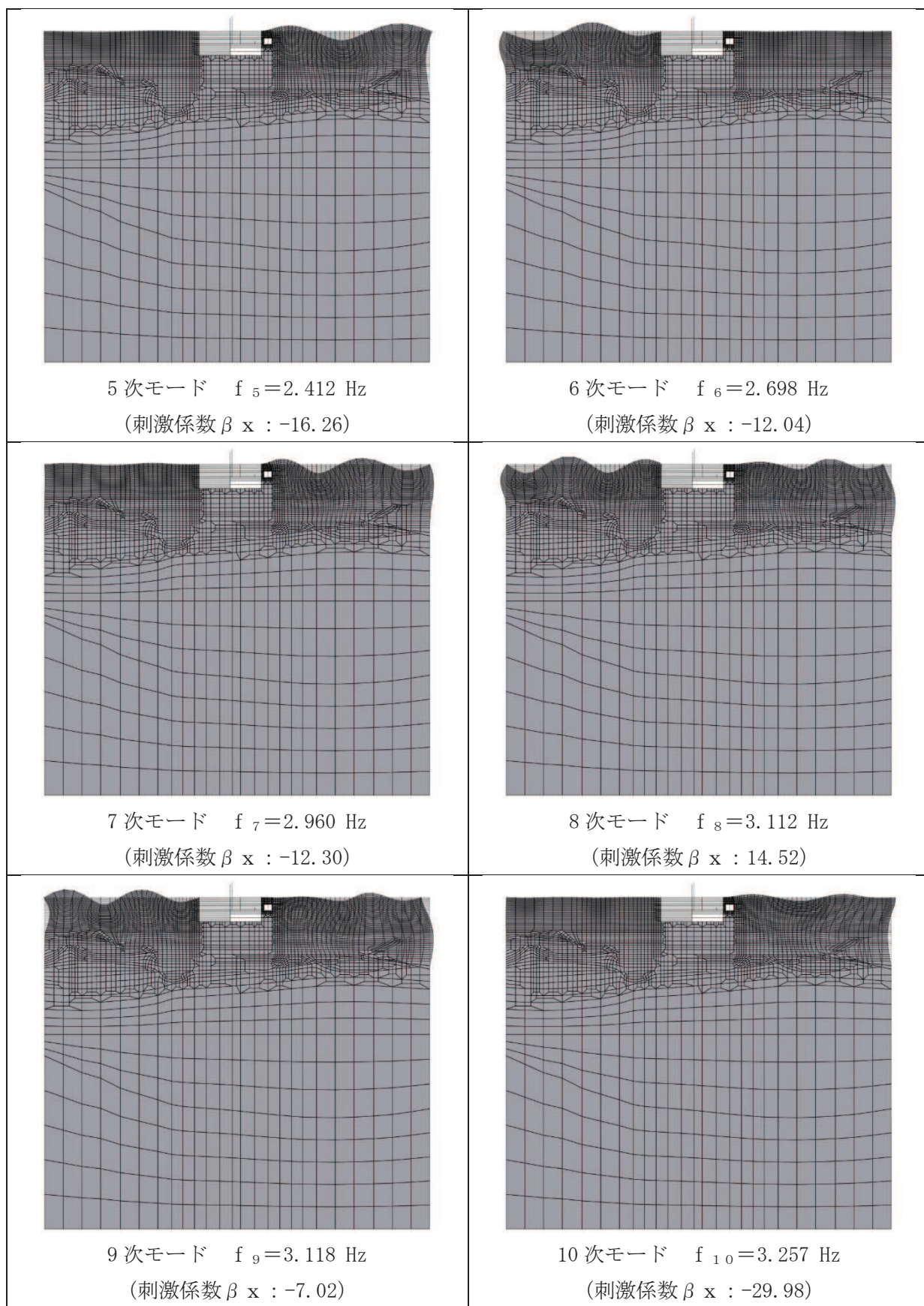
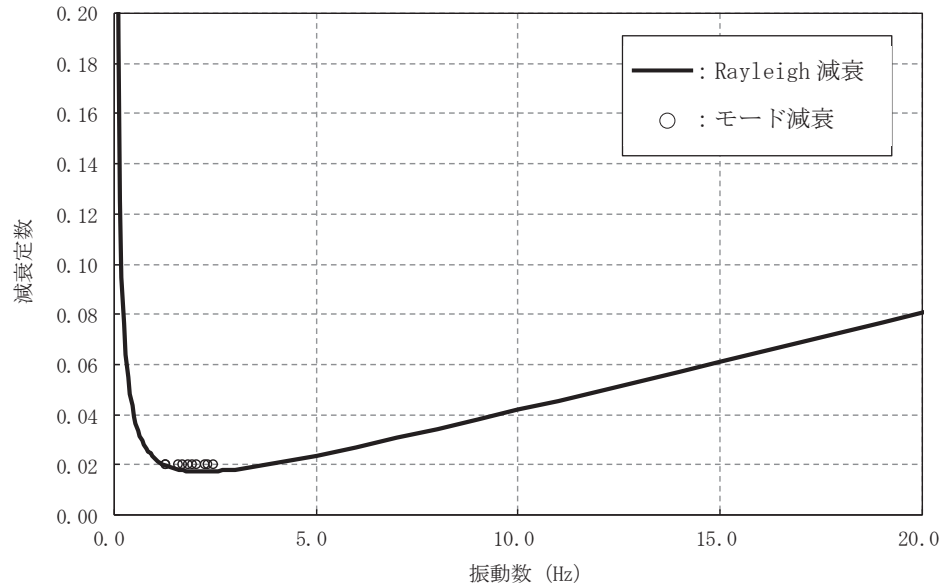


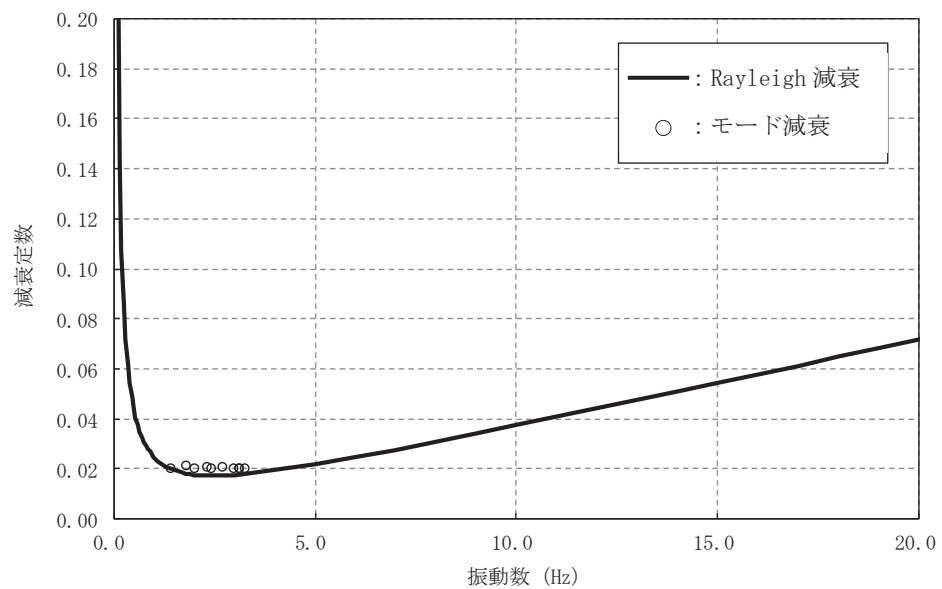
図 3-15(4) 固有値解析結果 (モード図) (B-B 断面, 東西)

表 3-11 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果

地震時荷重算出断面	α	β
A-A 断面 (南北)	2.357×10^{-1}	1.273×10^{-3}
B-B 断面 (東西)	2.667×10^{-1}	1.125×10^{-3}



(a) A-A 断面 (南北)



(b) B-B 断面 (東西)

図 3-16 設定した Rayleigh 減衰

3.4 荷重の組合せ

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

なお、復水貯蔵タンク基礎の運転時、設計基準事故時及び重大事故時の状態における荷重条件は変わらないため、評価は設計基準対象施設の評価結果に包括されることから、設計基準対象施設の評価結果を用いた重大事故等対処施設の評価を行う。

荷重の組合せを表 3-12 に示す。

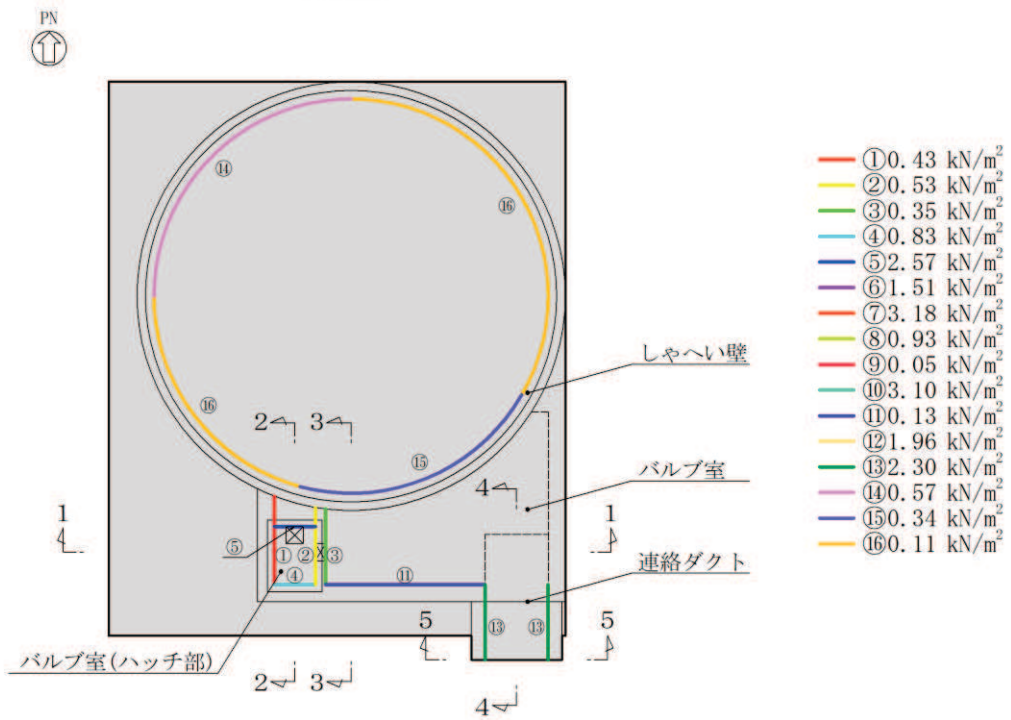
表 3-12 荷重の組合せ

種別	荷重		算定方法の概要
永久荷重 (常時荷重)	固定荷重	躯体自重	○ ・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管荷重	○ ・機器・配管系の重量に基づいて設定する。
		土被り荷重	○ ・常時応力解析により設定する。
		永久上載荷重	— ・地盤表面に恒常的に置かれる設備等はないことから考慮しない。
	静止土圧		○ ・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○ ・地下水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。
	積載荷重		○ ・地表面に考慮する。
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動		○ ・基準地震動 S_s による水平・鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動		○

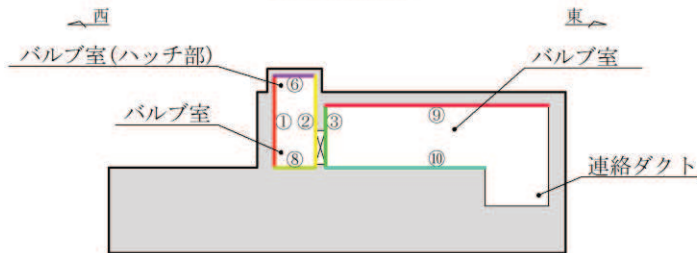
3.4.1 機器・配管荷重

地震時に復水貯蔵タンク基礎に作用する機器・配管系の荷重図を図 3-17 に、荷重を考慮する機器・配管系一覧を表 3-13 に示す。機器・配管系の荷重は解析モデルに単位奥行き（1m）あたりの付加質量として与えることで考慮する。

平面図



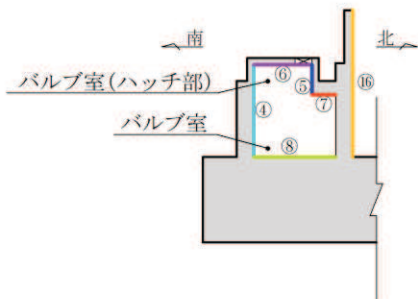
1-1断面



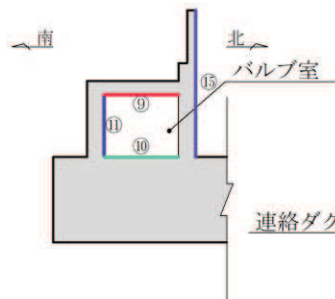
5-5断面



2-2断面



3-3断面



4-4断面

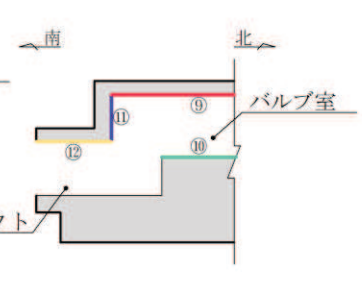


図 3-17 機器・配管系の荷重図

表 3-13 荷重を考慮する機器・配管系

位置	重量 (kN/m ²)	考慮する荷重
①側壁 バルブ室西壁及びバルブ室(ハッチ部)西壁	0.43	・配管 ・架台
②側壁 バルブ室隔壁(西側) バルブ室(ハッチ部)東壁	0.53	・配管 ・架台
③側壁 バルブ室隔壁(東側)	0.35	・配管
④側壁 バルブ室南壁及びバルブ室(ハッチ部)南壁	0.83	・配管 ・架台
⑤側壁 バルブ室(ハッチ部)北壁	2.57	・配管 ・架台
⑥頂版 バルブ室(ハッチ部)	1.51	・配管 ・架台
⑦頂版 バルブ室(西側)	3.18	・配管 ・架台
⑧底版 バルブ室(西側)	0.93	・配管 ・架台
⑨頂版 バルブ室(東側)	0.05	・配管
⑩底版 バルブ室(東側)	3.10	・配管
⑪側壁 バルブ室南壁	0.13	・配管
⑫頂版 連絡ダクト	1.96	・配管
⑬側壁 連絡ダクト西壁・東壁	2.30	・配管
⑭側壁 しゃへい壁	0.57	・階段
⑮側壁 しゃへい壁	0.34	・配管
⑯側壁 しゃへい壁	0.11	・その他荷重

3.4.2 外水圧

外水圧は、地下水位に応じた静水圧を設定する。地下水位については「2.7 地下水位」のとおりとし、地下水の密度として $1.00\text{g}/\text{cm}^3$ を考慮する。

3.4.3 積載荷重

地震時に復水貯蔵タンク基礎に作用する積載荷重は、積雪荷重以外は想定されないが、保守的な配慮として地表面に $4.9\text{kN}/\text{m}^2$ を考慮する。

なお、積雪荷重は、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である 43cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第86条第2項により、積雪量 1cm ごとに $20\text{N}/\text{m}^2$ の積雪荷重が作用することを考慮し、 $0.301\text{kN}/\text{m}^2$ とする。

地表面への積載荷重は、単位奥行き（ 1m ）あたりの付加質量として考慮する。

3.5 地震応答解析の解析ケース

3.5.1 耐震評価における解析ケース

(1) 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース

復水貯蔵タンク基礎は、構造物の大部分が地中に埋設された鉄筋コンクリート構造物であり、構造物の耐震性に支配的な損傷モードは地盤のせん断変形を伴う構造部材の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊となる。そのため、ばらつきを考慮する物性値は、評価対象構造物周辺に主として盛土、旧表土、**D**級岩盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布し、これらの地盤が地震時に構造物への応答に大きく影響を与えると判断される場合は、これらの物性のばらつきについて影響を確認する。

ばらつきを考慮する物性は、地盤のせん断変形を定義するせん断弾性係数とし、平均値を基本ケース（表 3-15 に示すケース①）とした場合に加えて、平均値±1.0×標準偏差(σ)のケース（表 3-15 に示すケース②及び③）について確認を行う。

地盤のばらつきの設定方法の詳細は、「補足-600-1 地盤の支持性能について」に示す。

(2) 材料物性のばらつきを考慮した解析ケース

材料物性のばらつきについては、剛性を定義するコンクリートのヤング係数が、コンクリートの設計基準強度に対応して定まることを踏まえ、コンクリートの設計基準強度を基本ケースとし、ヤング係数をコンクリートの実強度に対応して定めたケースについて確認を行う（表 3-15 に示すケース④）。

屋外重要土木構造物等の耐震性に支配的な要因である土圧は、構造物と周囲の地盤の剛性差により生じることから、構造物の剛性が低下し、地盤との剛性差が小さくなることは、耐震裕度が向上することとなる。したがって、屋外重要土木構造物等のコンクリートは設計基準強度に対応する剛性を基本とし、ばらつきの考慮としては、土圧が大きく評価されるようコンクリートの実強度に対応する剛性について確認を行う。なお、屋外重要土木構造物等は、屋外かつ湿潤した地盤に接して地中に埋設されていることから、建物と異なり乾燥する環境にはなく、点検においても乾燥収縮による有害なひび割れは確認されておらず、コンクリートの剛性低下は顕在化していない。

一方、機器・配管系の耐震評価においては、建物・構築物で考慮しているコンクリートの初期剛性低下を考慮したケースについて影響を確認する（表 3-16 に示すケース⑤）。

復水貯蔵タンク基礎における実強度は、構造物ごとのコア抜き強度 $f'_{c,k}$ の平均値とし、ヤング係数は実強度の平均値からコンクリート標準示方書に基づき算出する。復水貯蔵タンク基礎の実強度およびヤング係数を表 3-14 及び表 3-15 に示す。

また、耐震評価における解析ケースの一覧を表 3-16 に示す。

表 3-14 復水貯蔵タンク基礎の実強度およびヤング係数

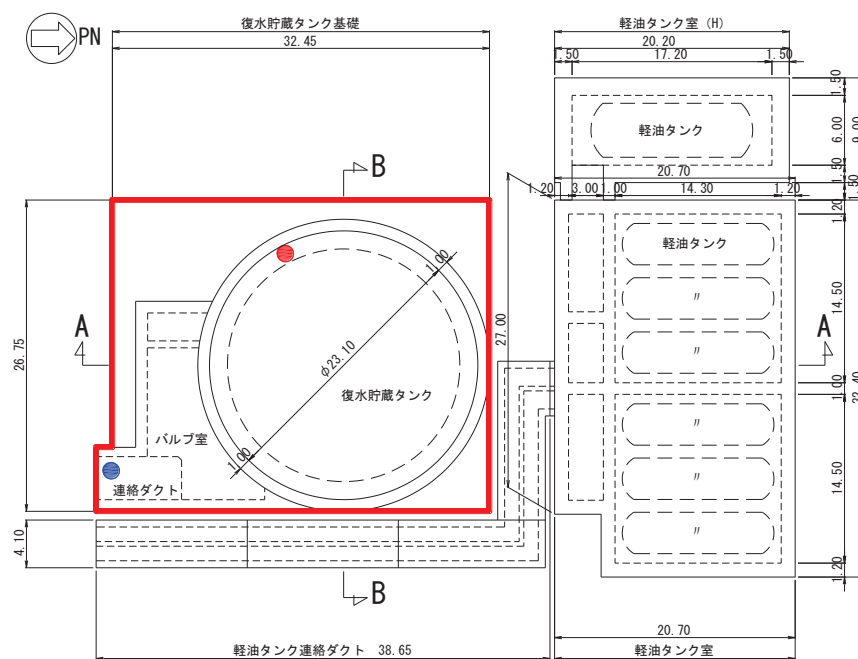
実強度*	ヤング係数
36.8N/mm ²	30.0kN/mm ²

注記*：復水貯蔵タンク基礎のコア採取による圧縮強度試験結果を表 3-15 に示す。

表 3-15 復水貯蔵タンク基礎のコア採取による圧縮強度試験結果

採取位置*	採取年	供試体数 (本)	実強度 (N/mm ²)		ヤング係数 (kN/mm ²)	
			最大	最小	最大	最小
底版	2018	3	43.5	38.4	31.7	30.5
連絡ダクト 底版	2018	3	33.5	32.4	29.1	28.7

注記*：コア採取位置は図 3-18 に示す。



- : コア採取位置 (底版, 2018 年)
- : コア採取位置 (連絡ダクト底版, 2018 年)

図 3-18 コア採取位置図

表 3-16 復水貯蔵タンク基礎の耐震評価における解析ケース

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C _L 級岩盤, C _M 級岩盤, C _H 級岩盤, B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値+ 1 σ	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値- 1 σ	平均値
ケース④	実強度に基づく 圧縮強度* ¹	平均値	平均値
ケース⑤	初期剛性低下考慮* ²	平均値	平均値

注記*1: 既設構造物のコア採取による圧縮強度試験に基づき表 3-13 に示すとおりとする。

*2: 機器・配管系の耐震評価に適用する。原子炉建屋の剛性低下率のうち特異的なオペフロの値を除いた中で最大となる NS 方向の剛性低下率を設定する。

(3) 耐震評価における解析ケースの組合せ

復水貯蔵タンク基礎の耐震評価においては、基準地震動 S_s （7波）及びこれらに水平動の位相反転を考慮した地震動（7波）を加えた全14波を用いてケース①（基本ケース）を実施する。

上記のケース①において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において照査値が0.5を超える全ての照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いて、図3-19に示すケース②～④を実施する。また、上記解析ケースの結果を踏まえ、更に照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。

耐震評価に対する解析ケースの組合せを表3-17に示す。また、追加解析ケースを実施する地震動の選定フローを図3-20に示す。

なお、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「参考資料7 地中構造物への鉛直地震動の位相が与える影響」において、復水貯蔵タンク基礎のような、地中に埋設された鉄筋コンクリート構造物は、鉛直地震動の影響をほぼ受けないことを確認しているため、鉛直地震動については、位相の反転を考慮しない。

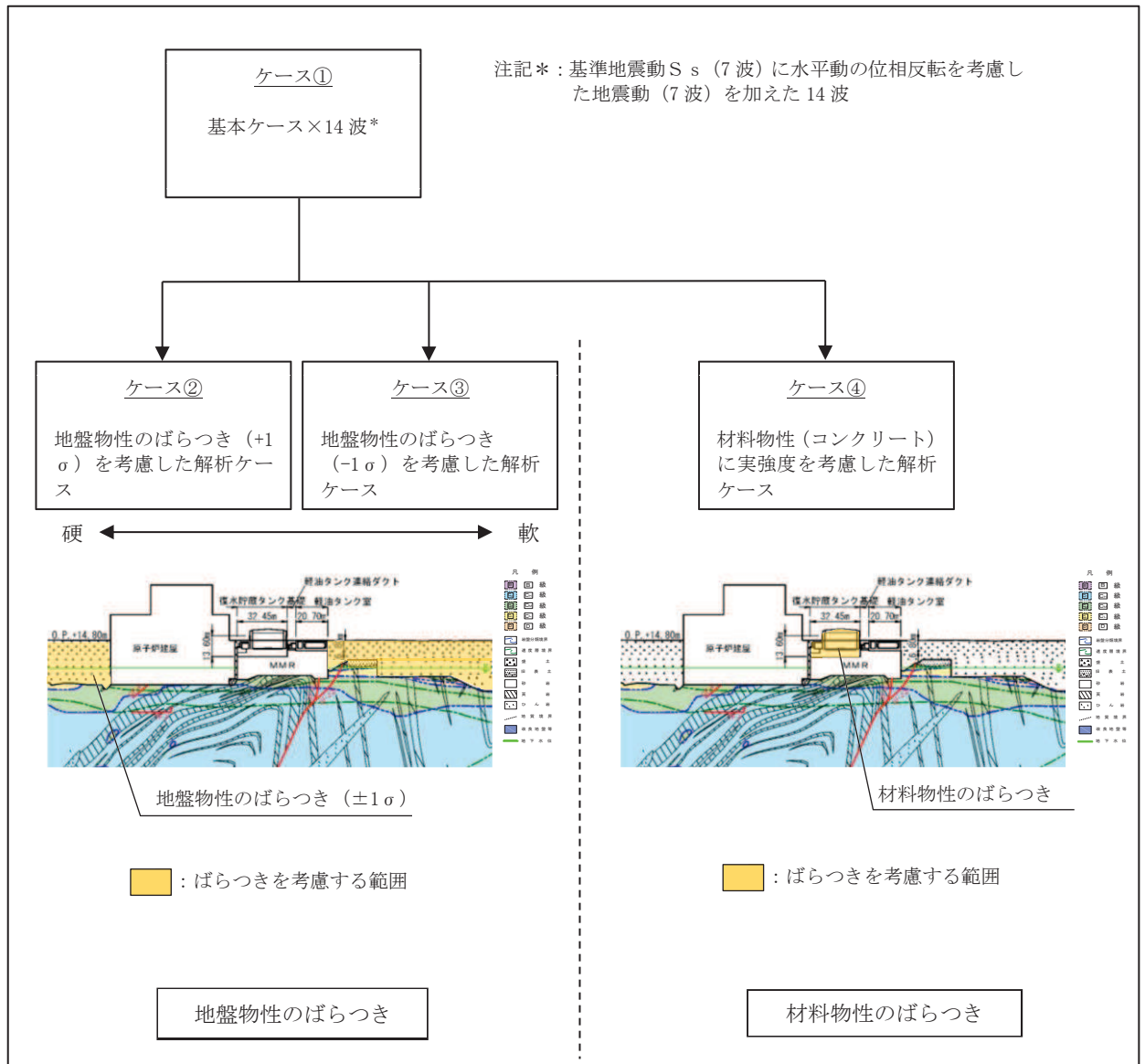


図 3-19 耐震評価における解析ケース

表 3-17 復水貯蔵タンク基礎の耐震評価における解析ケース

解析ケース		全応力解析				
		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	
地盤物性		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	材料物性(コンクリート)に実強度を考慮した解析ケース	
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*2	
地震動 (位相)	S s - D 1	++*1	○	<p>【追加解析ケースについて】</p> <p>基準地震動 S s (7 波) に水平動の位相反転を考慮した地震動 (7 波) を加えた全 14 波に対し、全応力解析による基本ケース①を実施し、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊、基礎地盤の支持力照査の各照査項目ごとに照査値が 0.5 を超える照査項目に対して、最も厳しい(許容限界に対する裕度が最も小さい)地震動を用いてケース②~④を実施する。</p> <p>すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②~④を実施する。</p> <p>また、上記解析ケースの結果を踏まえ、更に照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析ケースを実施する。</p>		
		-+*1	○			
	S s - D 2	++*1	○			
		-+*1	○			
	S s - D 3	++*1	○			
		-+*1	○			
	S s - F 1	++*1	○			
		-+*1	○			
	S s - F 2	++*1	○			
		-+*1	○			
	S s - F 3	++*1	○			
		-+*1	○			
	S s - N 1	++*1	○			
		-+*1	○			

注記*1：耐震評価にあたっては、土木学会マニュアルに従い、水平方向の位相反転を考慮する。

地震動の位相について、++の左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「-」は位相を反転させたケースを示す。

*2：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

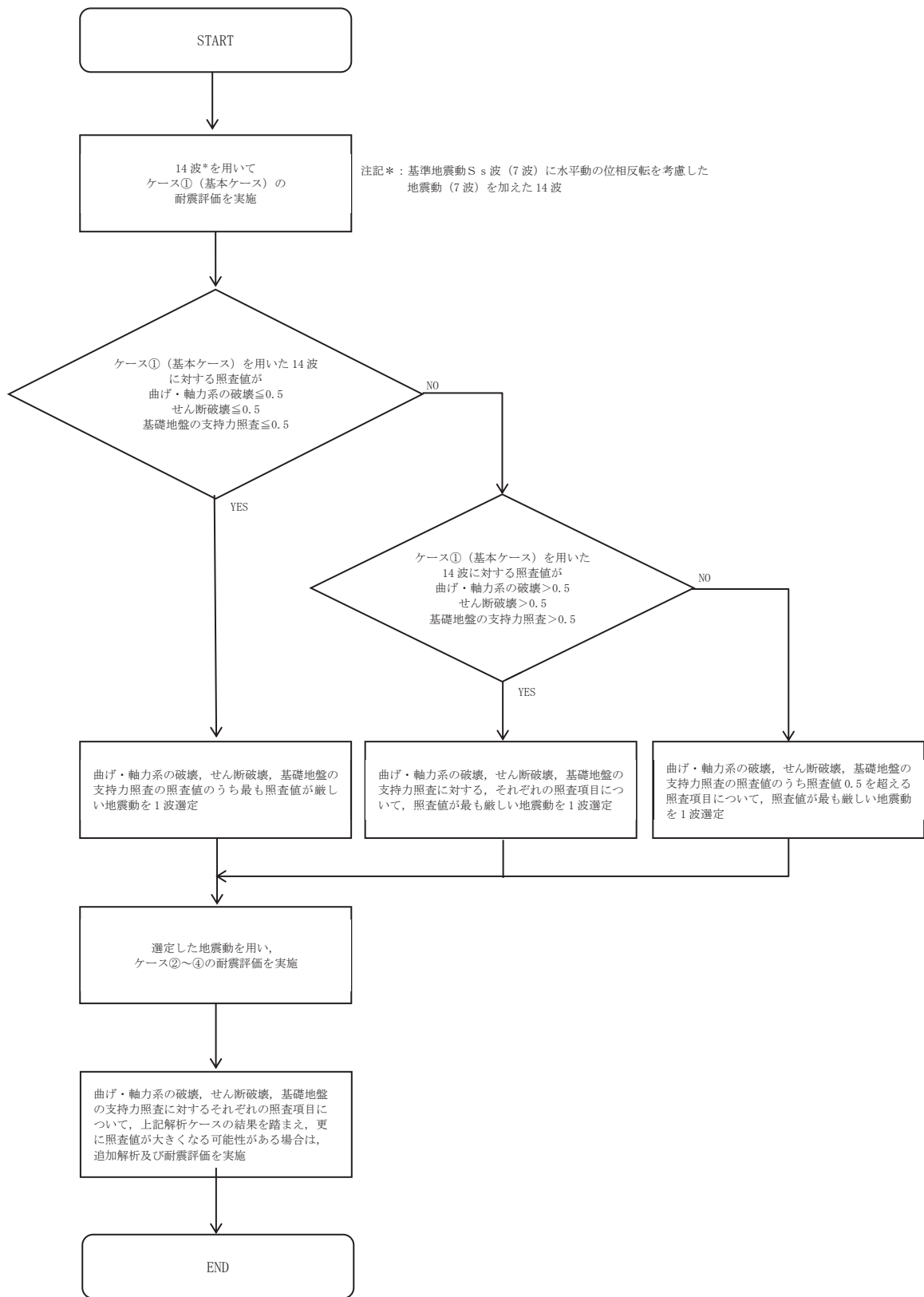


図 3-20 追加解析を実施する地震動の選定フロー

(4) 従方向荷重の選定

復水貯蔵タンク基礎は、加振方向に平行に配置される妻壁やしゃへい壁等の面部材を有する箱形構造物であり、主方向荷重（弱軸方向）に対し、加振方向に平行に配置される妻壁や隔壁は面内荷重に抵抗しているが、従方向（強軸方向）の地震力に対しては、面外荷重の影響を受けることになる。よって、復水貯蔵タンク基礎は弱軸方向の耐震評価に加えて加振方向に平行に配置された壁部材への影響を確認するため、従方向（強軸方向）の荷重を作用させる。

復水貯蔵タンク基礎は、基礎版、しゃへい壁、バルブ室及び連絡ダクトから構成される複雑な形状であり、基礎版は東西方向と南北方向の長さに大きな違いはなく、また、基礎版上の幅の大半を占めるしゃへい壁は円筒形であることから、強軸方向と弱軸方向が明確ではない構造物である。このため、復水貯蔵タンク基礎は、東西方向及び南北方向のそれぞれにおいて、水平1方向及び鉛直方向の荷重を用いて照査を行い、照査値が最大となる方向を弱軸方向とし、南北方向が弱軸となり東西方向が強軸となるケース、又は東西方向が弱軸となり南北方向が強軸となるケースについて、水平2方向載荷による耐震評価を実施する。

水平2方向載荷の耐震評価について、評価用地震動及び時刻は、基準地震動S_s（7波）、水平動の位相反転を考慮した地震動（7波）及びばらつきケースの中で最も照査値が厳しい地震動、時刻に対し実施する。

従方向荷重は、水平方向の慣性力を算出して用いる荷重とし、主方向荷重での地震時荷重算出時刻と同時刻の荷重を、位相を変えた地震動にて算出する。S_s-N1は観測波に基づいており地震動の方向に偏りがあり、基準地震動S_sと直交する地震動が基準地震動S_sに比べ小さいことから、S_s-N1が選定された場合は、2番目に照査値が厳しい地震動においても水平2方向評価を実施する。

3.5.2 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース

復水貯蔵タンク基礎に支持される機器・配管系の耐震評価に適用する床応答への保守的な配慮として、基準地震動 S_s （7波）及び水平動の位相反転を考慮した地震動（14波）を用いて、ケース①に加え、図3-21に示すケース②～④の解析を実施する。

また、建物・構築物で考慮しているコンクリートの初期剛性低下を考慮したケース⑤について影響を考慮する。

機器・配管系に対する応答加速度及び応答変位抽出の基本ケースであるケース①に対して、最も地盤が固い条件となるケース②，最も地盤が軟らかいケース③，最も材料特性が固い条件のケース④を実施することで地盤剛性等のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケースを表3-18に示す。

なお、基準地震動 S_s （7波）におけるケース⑤の地震応答解析結果については、「参考資料1 機器・配管系の耐震評価に適用する影響検討ケースについて」に示す。

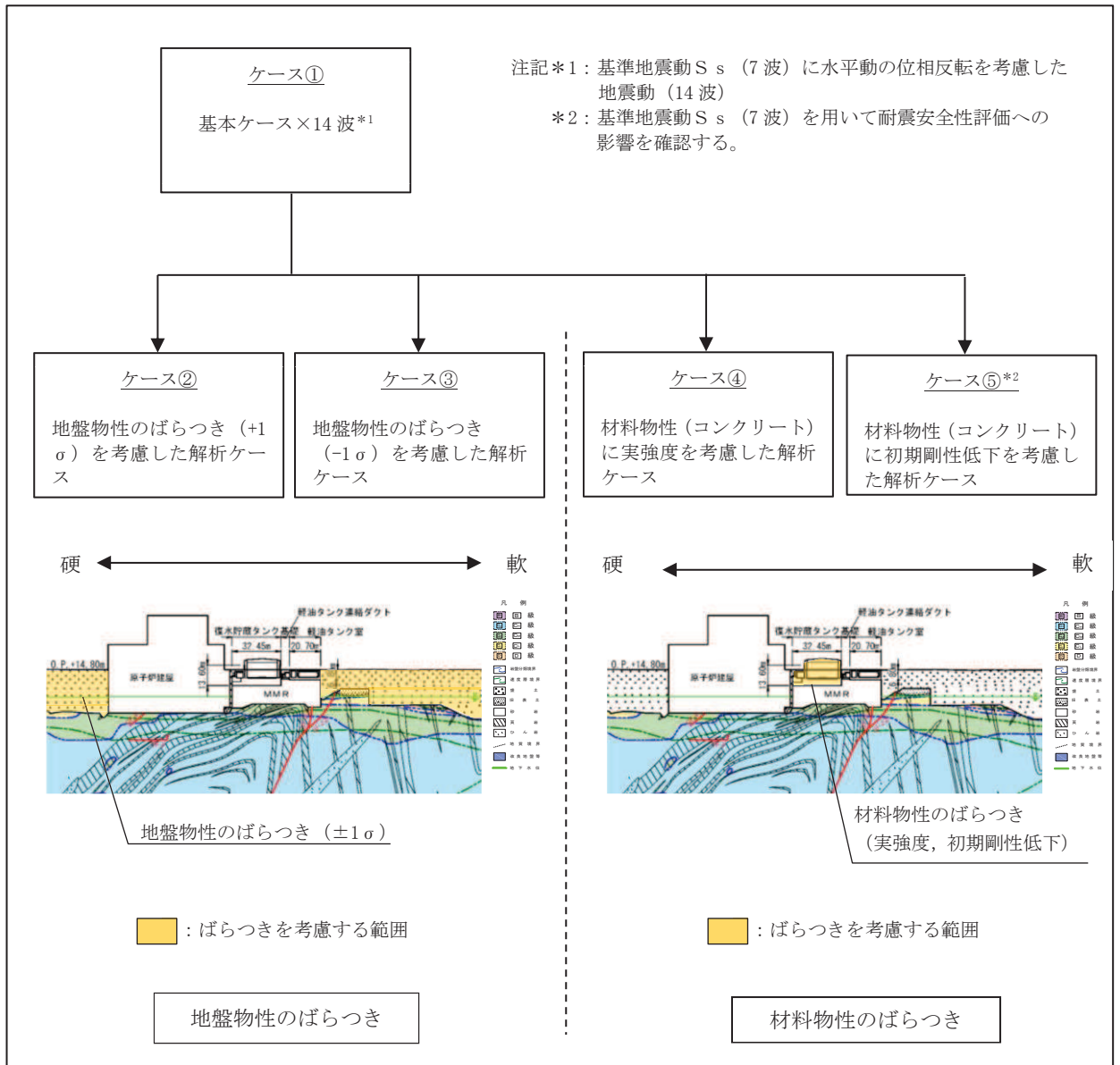


図 3-21 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース

表 3-18 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース（基準地震動 S_s ）

解析ケース*3		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	ケース⑤	
		基本 ケース	地盤物性の ばらつき ($+1\sigma$)を 考慮した解 析ケース	地盤物性の ばらつき (-1σ)を 考慮した解 析ケース	材料物性 (コンクリ ート)に実 強度を考慮 した解析ケ ース	材料物性 (コ ンクリート) に初期剛性低 下を考慮した 解析ケース	
地盤物性		平均値	平均値 $+1\sigma$	平均値 -1σ	平均値	平均値	
材料物性		設計基準 強度	設計基準 強度	設計基準 強度	実強度に 基づく圧縮 強度*2	剛性低下に 基づく圧縮 強度*4	
地震動 (位相)	$S_s - D1$	$++^{*1}$	○	○	○	○	△
		$-+^{*1}$	○	○	○	○	-
	$S_s - D2$	$++^{*1}$	○	○	○	○	△
		$-+^{*1}$	○	○	○	○	-
	$S_s - D3$	$++^{*1}$	○	○	○	○	△
		$-+^{*1}$	○	○	○	○	-
	$S_s - F1$	$++^{*1}$	○	○	○	○	△
		$-+^{*1}$	○	○	○	○	-
	$S_s - F2$	$++^{*1}$	○	○	○	○	△
		$-+^{*1}$	○	○	○	○	-
	$S_s - F3$	$++^{*1}$	○	○	○	○	△
		$-+^{*1}$	○	○	○	○	-
	$S_s - N1$	$++^{*1}$	○	○	○	○	△
		$-+^{*1}$	○	○	○	○	-

注記*1：地震動の位相について，++の左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「-」は位相を反転させたケースを示す。

*2：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

*3：○は設計に用いる解析ケースを示し，△は影響検討ケースを示す。

*4：機器・配管系の耐震評価に適用する。原子炉建屋の剛性低下率のうち特異的なオペフロの値を除いた中で最大となるNS方向の剛性低下率を設定する。

4. 三次元構造解析

4.1 解析手法

復水貯蔵タンク基礎は、加振方向に平行に配置される妻壁やしゃへい壁等の面部材を有する箱形構造物であり、常設重大事故等対処設備を支持する機能（間接支持機能）が要求されることから、シェル要素を用いた三次元構造解析により耐震評価を行う。

三次元構造解析は、構造部材の剛性差を考慮して、上部構造となるしゃへい壁、バルブ室及び連絡ダクトは非線形シェル要素を用いた三次元静的材料非線形解析、下部構造となる基礎版は線形シェルを用いた三次元静的線形解析により、それぞれ構造解析を行う。その際、上部構造の三次元構造解析においては、解析モデル下端を固定境界とすることで設計上の保守性を考慮する。

復水貯蔵タンク基礎に作用する荷重は、二次元の地震応答解析において構造物の評価に支配的な荷重が作用する時刻を選定し、当該時刻における地震時応答から設定する。

三次元構造解析には、解析コード「SLAP Ver. 6. 64」を用いる。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「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

4.2 解析モデルの設定

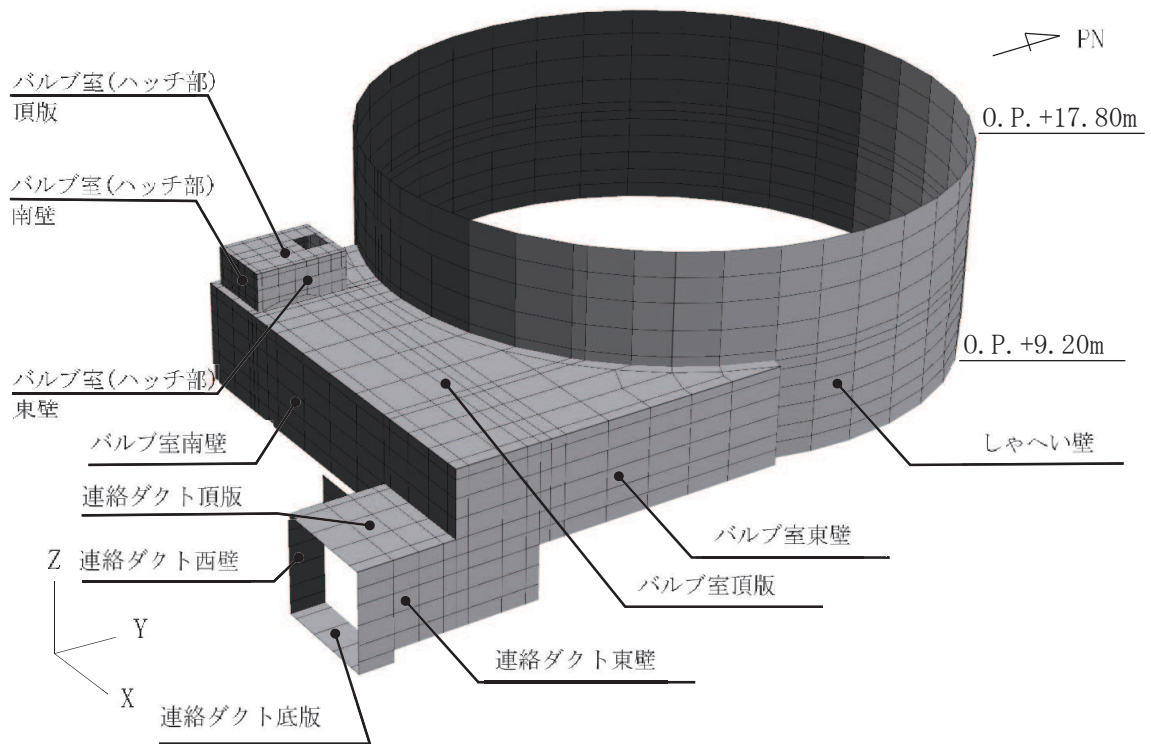
4.2.1 構造物のモデル化

(1) しゃへい壁、バルブ室及び連絡ダクト

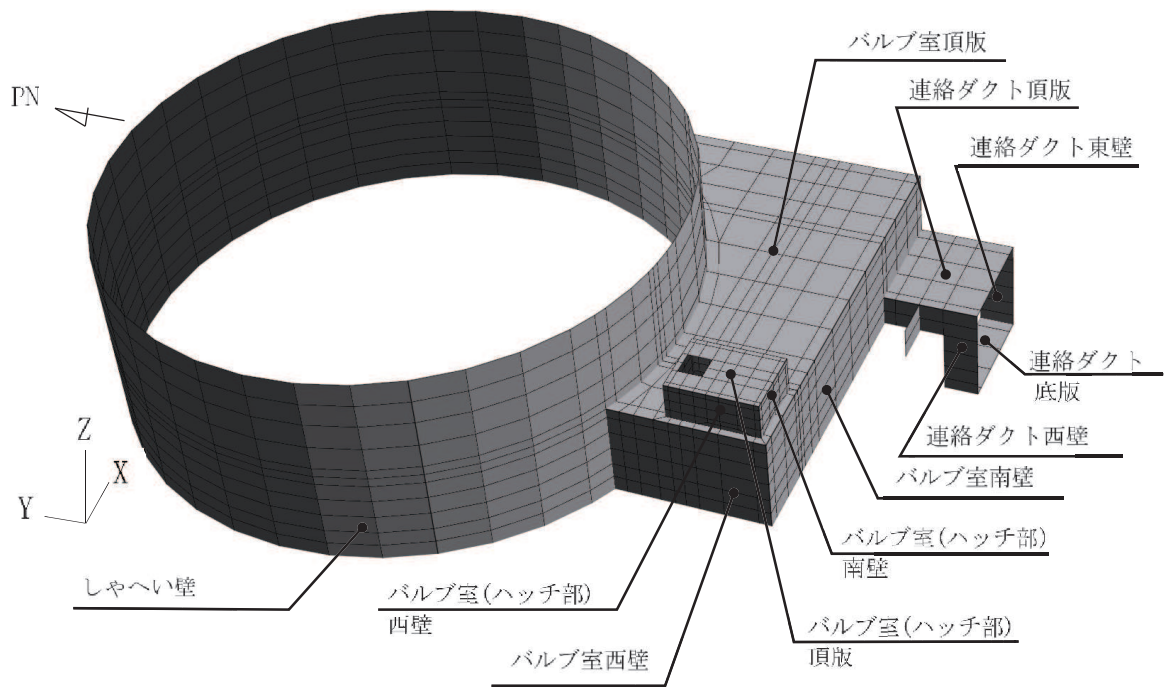
しゃへい壁、バルブ室及び連絡ダクトは、材料の非線形特性を考慮した非線形シェル要素でモデル化する。モデル概念図を図 4-1 に、各部材の要素座標系を図 4-2 に示す。非線形シェル要素は、部材高さ方向に平面要素を重ね合わせて構成する。主筋の位置が層の中心となるよう上側、下側に鉄筋コンクリートの層を設定し、鉄筋コンクリート層を除く範囲は、無筋コンクリート層としてモデル化する。

鉄筋コンクリート層の厚さは、土木学会マニュアルに示される一般的な分割方法に従い、かぶり厚さの 2 倍とする。各要素の鉄筋部分は、鉄筋の軸方向剛性のみを有する鉄筋層としてモデル化する。図 4-3 に非線形シェル要素の概念図を示す。

しゃへい壁、バルブ室及び連絡ダクトの部材接合部の隅角部には剛域を設定しない。



(a) 東側から臨む



(b) 西側から臨む

図 4-1 三次元構造解析モデルの概念図 (しゃへい壁, バルブ室及び連絡ダクト)

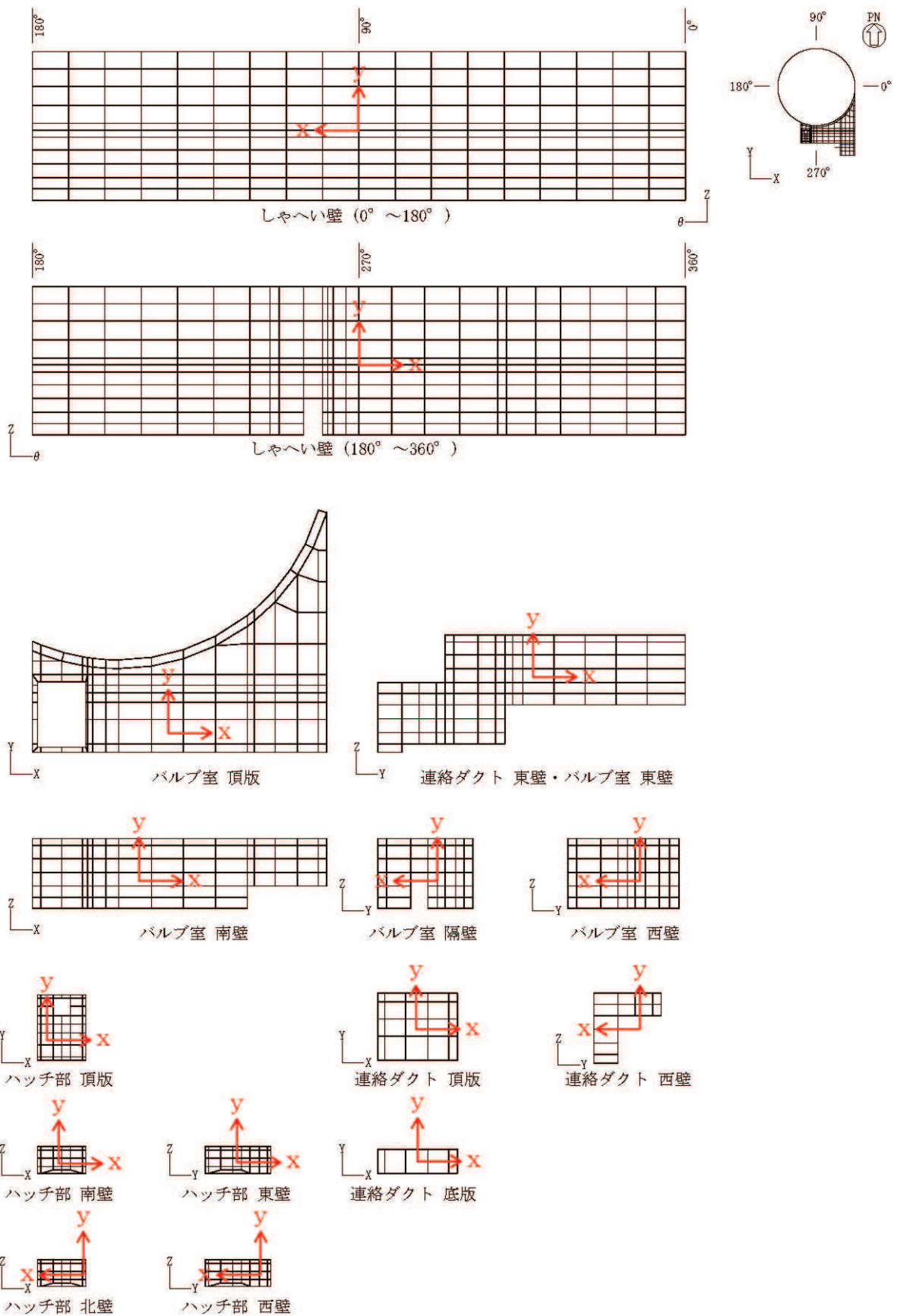


図 4-2 各部材の要素座標系（しゃへい壁，バルブ室及び連絡ダクト）

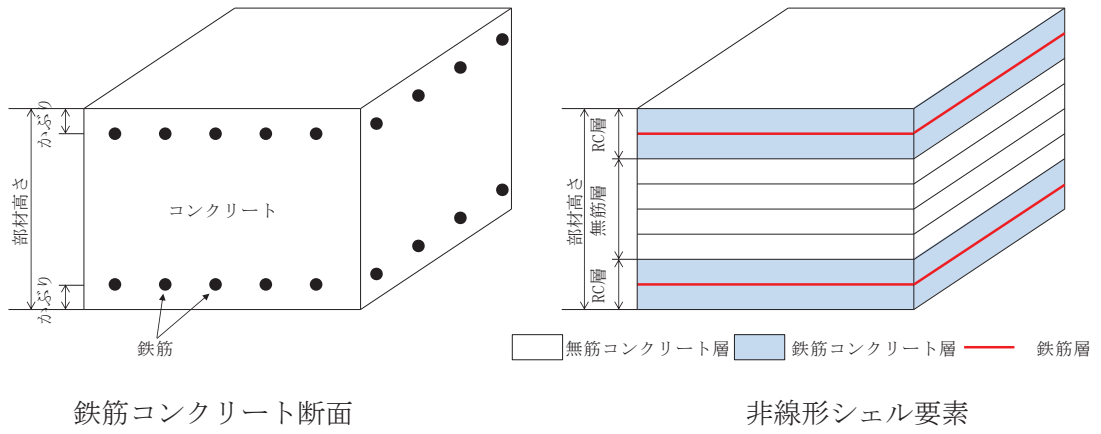


図 4-3 非線形シェル要素の概念図

(2) 基礎版

基礎版は、線形シェル要素でモデル化する。基礎版に剛結されているしゃへい壁、バルブ室及び連絡ダクトによる拘束を考慮するため、耐震壁として機能するしゃへい壁、バルブ室及び連絡ダクトの側壁部分を線形はり要素でモデル化する。モデル概念図を図4-4に、要素座標系を図4-5に示す。

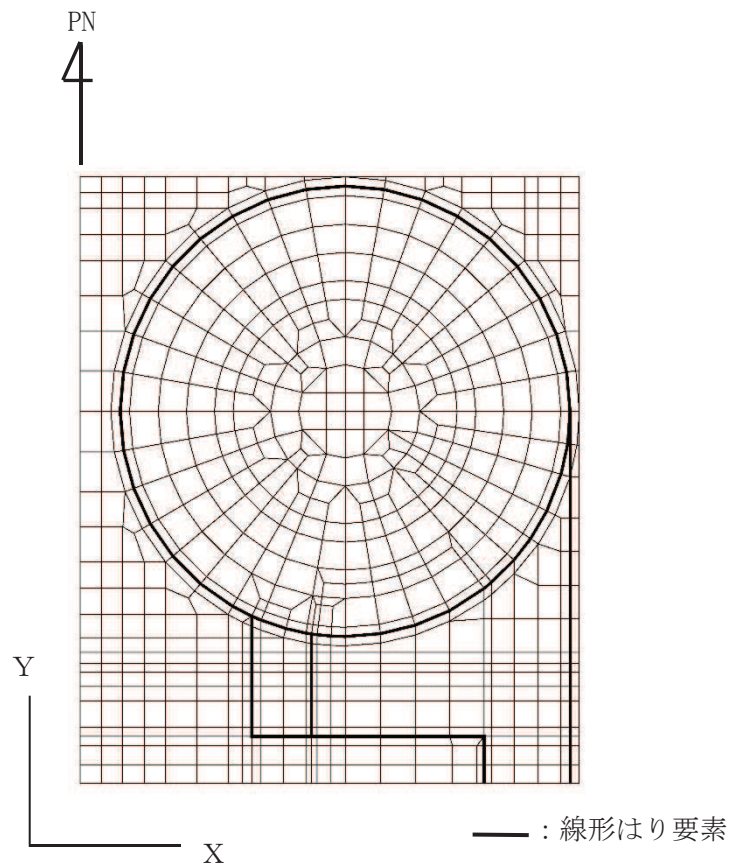
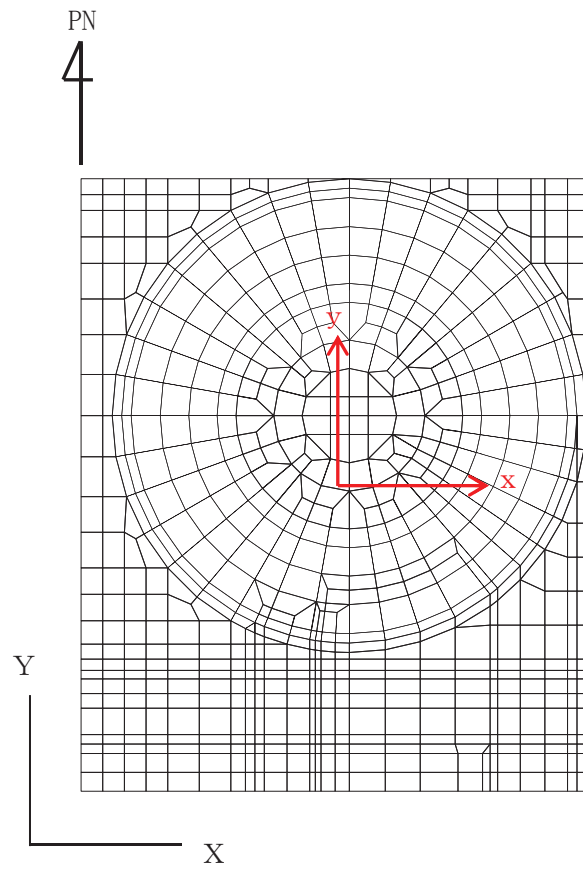


図4-4 三次元構造解析モデルの概念図（基礎版）



黒：全体座標系を示す

赤：要素座標系を示す

図 4-5 基礎版の要素座標系（基礎版）

4.2.2 境界条件及び地盤ばね要素

(1) シャヘい壁，バルブ室及び連絡ダクト

シャヘい壁，バルブ室及び連絡ダクトの境界条件は，下端を完全固定とする。境界条件のイメージ図を図4-6に示す。

地震時解析においては，側方地盤は，非線形ばねでモデル化し，地震時荷重載荷方向と平行するシャヘい壁及び妻壁の法線方向に取り付け，道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）に基づき設定する。地盤ばねの設定イメージを図4-7に示す。

1方向載荷時には，地震時荷重載荷方向と平行するシャヘい壁及び妻壁の法線方向に地盤ばねを設定する。2方向載荷時には，地盤ばねを設定しない。

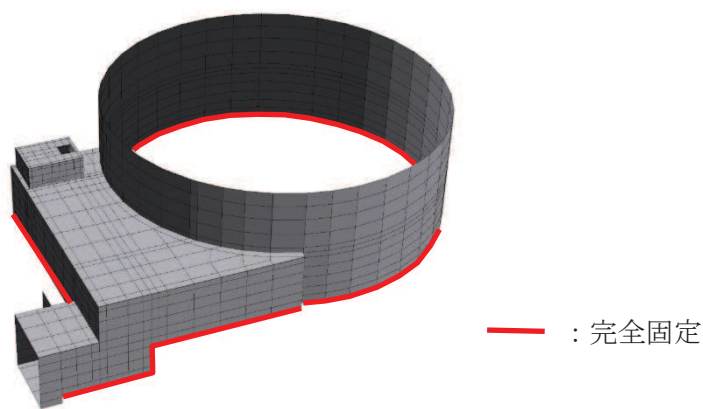


図4-6 境界条件のイメージ図（シャヘい壁，バルブ室及び連絡ダクト）

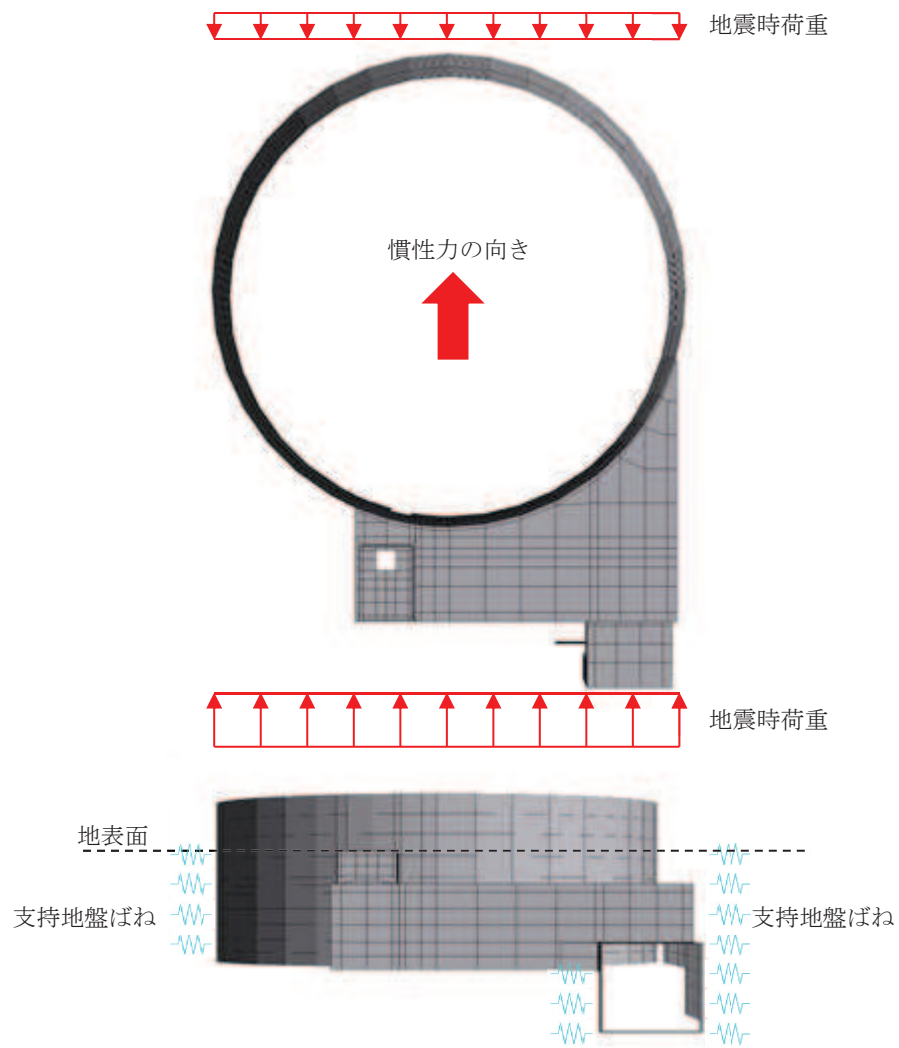


図 4-7 地盤ばねの設定イメージ図（しゃへい壁，バルブ室及び連絡ダクト）（1方向載荷）

a. 側方地盤ばね

側方地盤ばねは，構造物の側面に面直ばねを考慮する。面直ばねに設定する水平方向地盤反力係数は，道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）により算出する。

水平方向地盤反力係数は，地盤の剛性低下を考慮するため次元地震応答解析より得られた地盤の収束物性値を用いる。

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

$$B_H = \sqrt{A_H}$$

ここに，

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

A_H : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷面積 (m²)

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} E_D$$

$$E_D = 2(1 + \nu_D) G_{eqAVE}$$

ここに，

k_{H0} : 水平方向地盤反力係数の基準値 (kN/m³)

E_D : 地盤の動的変形係数 (kN/m²)

ν_D : 動ポアソン比

G_{eqAVE} : 次元地震応答解析における地盤の収束剛性 G_{eq} の加重平均値 (kN/m²)

$$G_{eqAVE} = \frac{\sum (G_{eqi} \times h_i)}{\sum h_i}$$

h_i : 次元地震応答解析モデルの各層の層厚 (m)

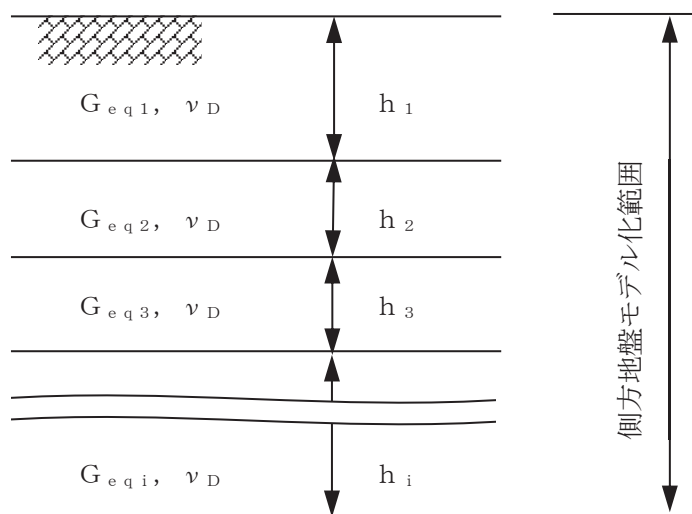


図 4-a(1) 次元地震応答解析モデルイメージ

(2) 基礎版

地盤ばねは、常時解析にお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）に基づき設定する。

地震時解析においては，支持地盤は，地盤と構造物底面の剥離を考慮できる非線形ばねでモデル化し，原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版（社団法人日本電気協会 電気技術基準調査委員会）に基づき，「田治見の振動アドミタンス理論」を用いて設定する。

側方地盤はモデル化しない。地盤ばねの設定イメージを図4-8に示す。

1方向載荷時と2方向載荷時の，地盤ばねの設定方法は同様である。

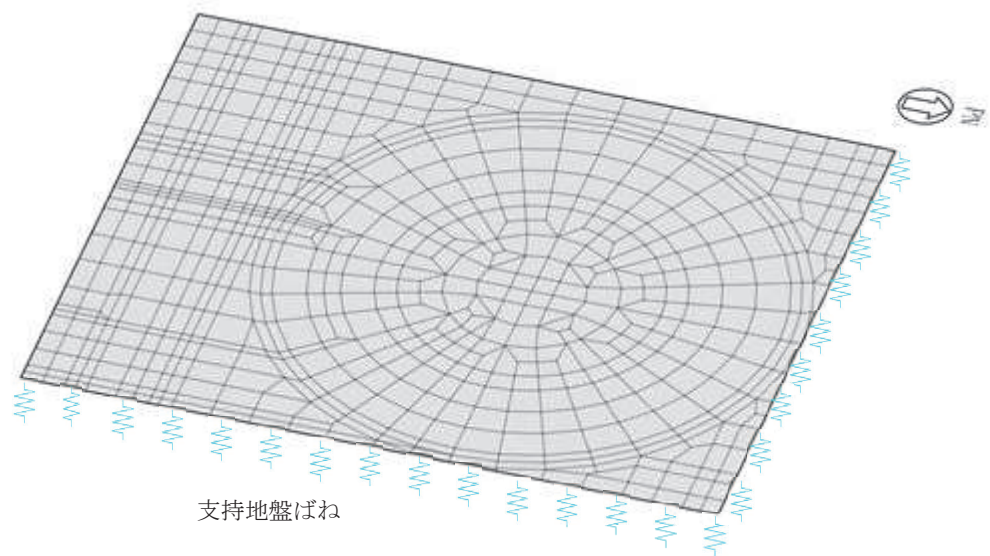


図4-8 地盤ばねの設定イメージ図（基礎版）

a. 常時

常時の地盤ばねは、構造物の底面に面直ばねとせん断方向ばねを考慮する。面直ばねに設定する鉛直方向地盤反力係数及びせん断方向ばねに設定する水平方向せん断地盤反力係数は、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）により算出する。

鉛直方向地盤反力係数は，0.P. -200m 以浅の範囲で地盤の変化を考慮に入れた換算変形係数を用いて算定を行う。

(a) 鉛直方向地盤反力係数

$$k_v = k_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここに，

k_v : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

k_{v0} : 直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

B_v : 基礎の換算載荷幅 (m) $B_v = \sqrt{A_v}$

A_v : 鉛直方向の載荷面積 (m²)

α : 表 4-a に示す地盤反力係数の推定に用いる係数

E_0 : 地盤の変形係数で，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，地盤の変化を考慮に入れた換算変形係数 (kN/m²) とする。

$$E_0 = \frac{\log \frac{(B + 2h_n \tan \theta) D}{(D + 2h_n \tan \theta) B}}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{E_{0i}} \log \frac{(B + 2h_i \tan \theta) (D + 2h_{i-1} \tan \theta)}{(D + 2h_i \tan \theta) (B + 2h_{i-1} \tan \theta)}}$$

ここに，

B : 基礎幅 (m)

D : 基礎の奥行 (m)

h_n : 影響を調べる深さ (m) (0.P. -200m 以浅の範囲)

h_i : 細分する各層底面までの深さ (m)

E_{0i} : 細分した第 i 番目の層の変形係数 (kN/m²)

θ : 荷重の分散角度で， $\theta = 30^\circ$ とする。

(b) 水平方向せん断地盤反力係数

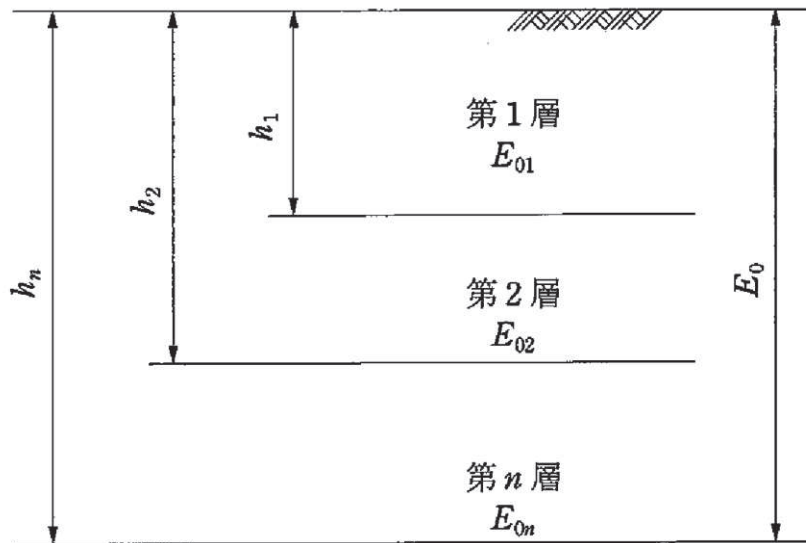
$$k_s = \lambda k_v$$

ここに、

k_s : 水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m³)

λ : 鉛直方向地盤反力係数に対する水平方向せん断地盤反力係数の比で、 $\lambda = 0.3$ とする。

k_v : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)



(a) 地盤の変化状態

(b) 換算変形係数を有する地盤状態

図 4-a(2) 地盤が深さ方向に変化する場合の換算変形係数

表 4-a 変形係数 E_0 と α (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) より引用)

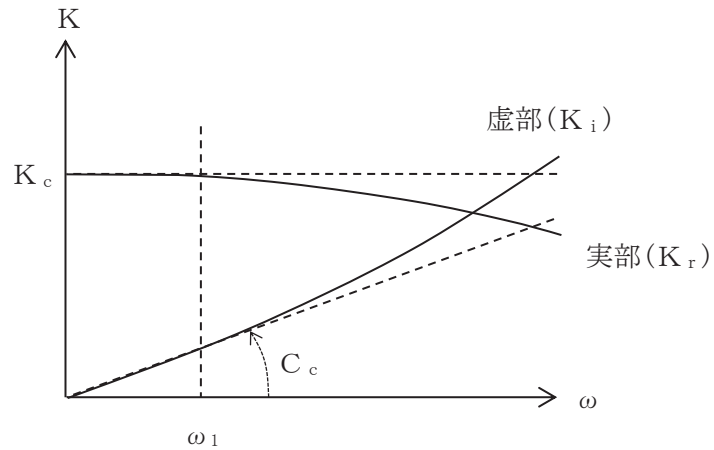
変形係数 E_0 の推定方法	地盤反力係数の推定に用いる係数 α	
	常時, 暴風時	地震時
直径 0.3m の剛体円盤による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の 1/2	1	2
孔内水平載荷試験で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸圧縮試験又は三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験の N 値より $E_0 = 2,800N$ で推定した変形係数	1	2

b. 地震時

地震時の地盤ばねは、構造物の底面に面直ばねとせん断方向ばねを考慮する。面直ばねに設定する鉛直方向地盤反力係数及びせん断方向ばねに設定する水平方向せん断地盤反力係数は、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版（社団法人日本電気協会 電気技術基準調査委員会）に基づき、「田治見の振動アドミッタンス理論」を用いて算出する。「田治見の振動アドミッタンス理論」は、地盤物性の深さ方向への変化を剛性の等価な半無限地盤に置換することにより考慮し、図 4-a(3)に示すように地盤ばねを振動数に依存した複素剛性として表現する。

地盤物性の深さ方向への変化を考慮する範囲は、O.P. -200m 以浅とする。

三次元構造解析は静的解析となることから、地盤ばねは実部の静的な値 (K_c) を用いて算定する。



ばね定数：底面ばねは $\omega = 0$ のばね定数 K_c で定数化

図 4-a(3) 地盤ばねの定数化の概要

4.2.3 材料の非線形特性

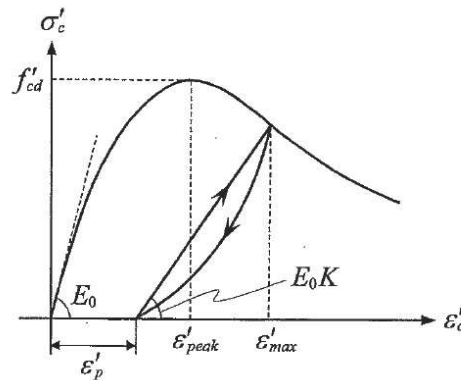
(1) コンクリート

a. 圧縮応力下における応力-ひずみ関係

図4-9に一軸圧縮応力下における応力-ひずみ関係を示す。

圧縮応力下の応力-ひずみの骨格曲線は、最大応力点までの硬化域と、最大応力点を越えた軟化域で表され、残留塑性ひずみと除荷再載荷時の剛性低下を考慮している。

また、ひび割れ発生後のコンクリートの圧縮強度については、図4-10に示す、低減係数を破壊パラメータに乗じることで、ひび割れ発生後の圧縮強度の低下を考慮する。



$$\sigma'_c = E_0 K (\varepsilon'_c - \varepsilon'_p) \geq 0$$

$$E_0 = \frac{2 \cdot f'_{cd}}{\varepsilon'_{peak}}$$

$$K = \exp \left\{ -0.73 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \left(1 - \exp \left(-1.25 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right) \right\}$$

$$\varepsilon'_p = \varepsilon'_{max} - 2.86 \cdot \varepsilon'_{peak} \left\{ 1 - \exp \left(-0.35 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right\}$$

ここに、 $f'_{cd} = f'_{ck} / \gamma_c$

ε'_{peak} : 圧縮強度に対応するひずみ (一般に、0.002 としてもよい)

ε'_{max} : 過去に受けた圧縮ひずみの最大値

ε'_p : 塑性ひずみ

K : 弾性剛性残存率

図4-9 圧縮応力下におけるコンクリートの非線形特性
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

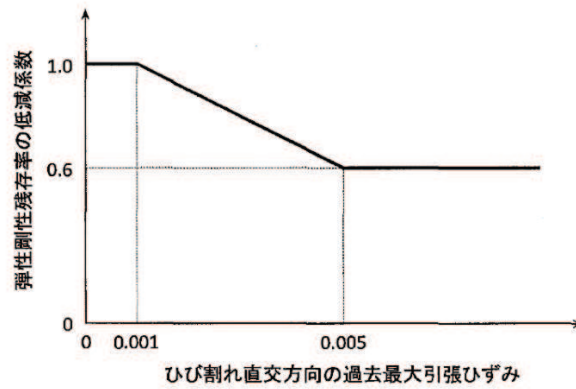
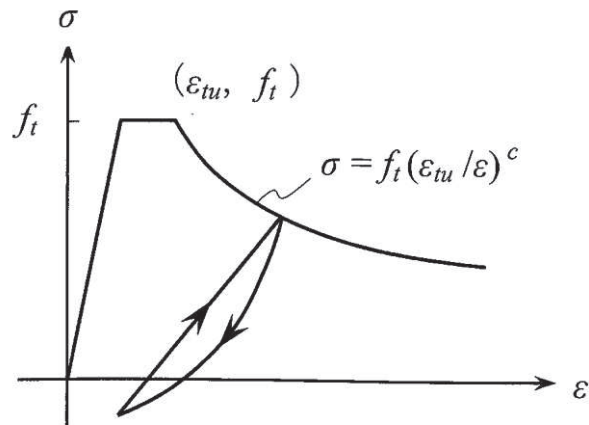


図 4-10 弾性剛性残存率の低減係数
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

b. 引張応力下における応力-ひずみ関係

引張応力下における応力-ひずみ関係は、ひび割れ発生までは線形弾性とし、ひび割れ強度以降は、鉄筋とコンクリートの付着の影響等を考慮し、図 4-11 に示す骨格曲線を用いて、ひび割れ間のコンクリートに引張応力分担を考慮する。

引張力を受ける無筋コンクリート要素では、引張軟化挙動は、破壊エネルギー (G_f) によって定義する。引張軟化挙動の考慮に当たっては、図 4-12 に示すひび割れ発生後の軟化曲線とひび割れ発生点からの除荷曲線とで囲まれる面積が G_f/L 。(要素寸法) に一致するように、軟化特性を表す係数 c を用いる。



- ここに、 f_t : 引張強度
 ϵ_{tu} : 引張軟化開始ひずみ
 c : 引張軟化特性を表す係数

図 4-11 引張応力下における鉄筋とコンクリートの付着効果を考慮した応力-ひずみ関係
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

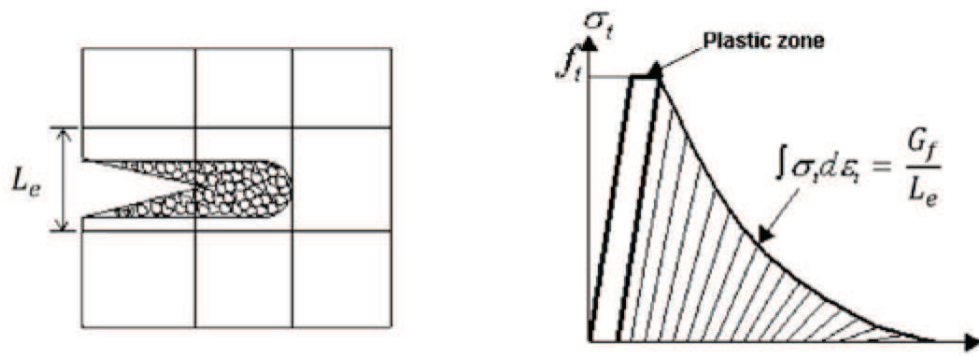
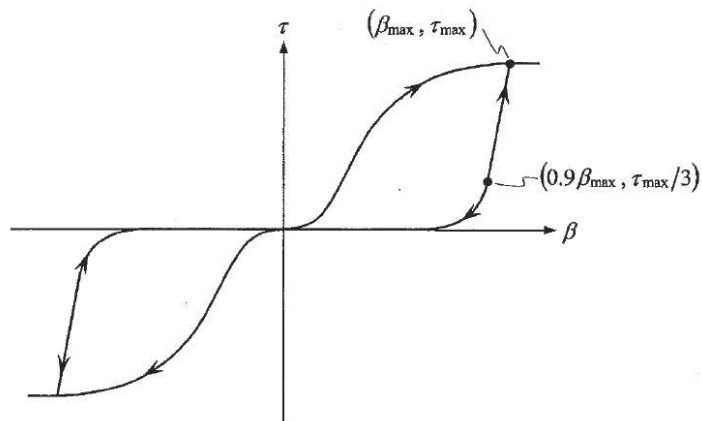


図4-12 応力-ひずみ曲線と破壊エネルギー G_f の関係

c. ひび割れ面でのせん断伝達関係

コンクリートのひび割れ発生後にひび割れ角度を固定する固定ひび割れモデルでは、ひび割れ面のずれによるせん断応力伝達特性を考慮する必要がある。

ひび割れ面でのせん断伝達挙動は、斜めひび割れの発生に伴う剛性低下や破壊を評価するため、図4-13に示すとおり、ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比をパラメータとし、コンクリートの剛性低下を考慮するモデルを用いる。

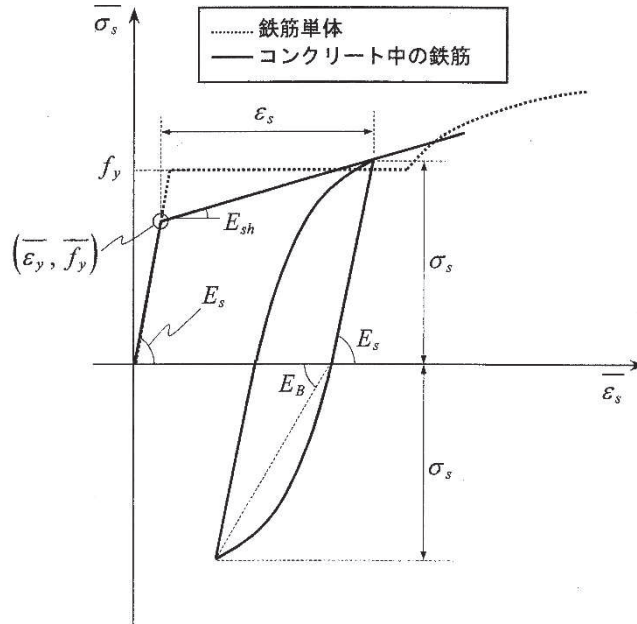


- ここに、 β : ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比(γ / ε)
 τ : ひび割れ面でのせん断応力
 τ_{max} : 除荷開始時せん断応力
 β_{max} : 除荷開始時せん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比

図4-13 ひび割れ面でのせん断伝達モデル
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

(2) 鉄筋

ひび割れを複数含む領域におけるコンクリート中の鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係は、単体鉄筋の応力-ひずみ関係と異なり、図4-14に示すひずみ硬化特性を考慮する。



$$\begin{aligned} \overline{\sigma_s} &= E_s \overline{\varepsilon_s} && \left(\overline{\varepsilon_s} \leq \overline{\varepsilon_y} \right) \\ &= f_y + E_{sh} \left(\overline{\varepsilon_s} - \overline{\varepsilon_y} \right) && \left(\overline{\varepsilon_y} < \overline{\varepsilon_s} \right) \end{aligned}$$

- ここに、 $\overline{\sigma_s}$: コンクリート中における鉄筋の平均応力
 $\overline{\varepsilon_s}$: コンクリート中における鉄筋の平均ひずみ
 f_y : 鉄筋単体の降伏強度
 E_s : 鉄筋のヤング率
 f_y : コンクリート中における鉄筋の平均降伏強度
 $\overline{\varepsilon_y}$: コンクリート中における鉄筋の平均降伏ひずみ
 E_{sh} : コンクリート中における鉄筋の降伏後の二次勾配

図4-14 ひずみ硬化域を簡略化した鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係
 (コンクリート標準示方書 [設計編] (土木学会, 2012年制定) より引用)

(3) 鉄筋コンクリートとしてのモデル化

コンクリートと鉄筋の界面の付着特性をテンションスティフニング効果（引張特性が硬化する現象）として、鉄筋コンクリート要素の中に取り込むことにより、鉄筋コンクリートの構成則を直接与える。

鉄筋コンクリートの引張応力下の平均応力は、以下の式で表される。

$$\bar{\sigma}_{RC} = \frac{A_s}{A_{RC}} \bar{\sigma}_s + \frac{A_c}{A_{RC}} \bar{\sigma}_c$$

ここに、 $\bar{\sigma}_s$ 、 $\bar{\sigma}_c$ ：それぞれ鉄筋とコンクリートの平均応力

A_s 、 A_c ：それぞれ鉄筋とコンクリートの断面積、 $A_{RC} = A_s + A_c$

4.3 照査時刻の選定

構造部材の健全性評価において、照査時刻は構造的特徴を踏まえ、損傷モードごと及び部材ごとに評価が厳しくなる時刻を地震応答解析の結果から複数選定する。表 4-1 にしゃへい壁、バルブ室及び連絡ダクトの照査時刻の選定の考え方を、表 4-2 に基礎版の照査時刻の選定の考え方を示す。

なお、三次元構造解析においては、表 4-1 及び表 4-2 に示す全ての照査時刻に対して照査を実施する。選定された時刻については「6.1.1 各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果」に示す。

表 4-1 照査時刻の考え方（しゃへい壁，バルブ室及び連絡ダクト）

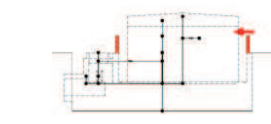
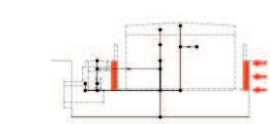
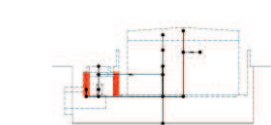
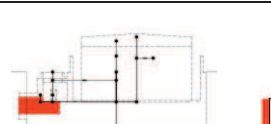
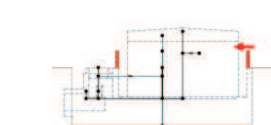
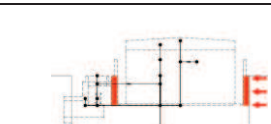
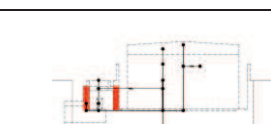

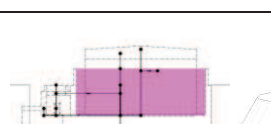
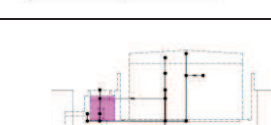

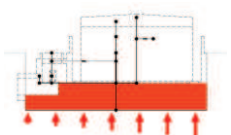
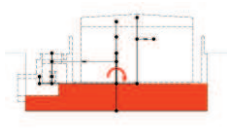
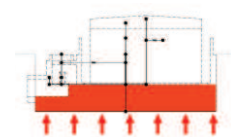
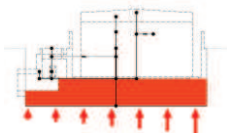
照査時刻	損傷モード	着目部位	加振方向	荷重抽出時刻	
時刻 1-1	曲げ・軸力系の破壊	しゃへい壁（地上部）		東西 南北	しゃへい壁部材（地上部）の転倒モーメントが最大となる時刻
時刻 1-2		しゃへい壁（地中部）		東西 南北	しゃへい壁部材（地中部）の転倒モーメントが最大となる時刻
時刻 1-3		バルブ室壁		東西 南北	バルブ室頂版～基礎版間の層間変位が最大となる時刻
時刻 1-4		連絡ダクト壁		東西	連絡ダクト頂版～基礎版間の層間変位が最大となる時刻
時刻 1-5	せん断破壊（面外）	しゃへい壁（地上部）		東西 南北	しゃへい壁部材（地上部）の総水平荷重が最大となる時刻
時刻 1-6		しゃへい壁（地中部）		東西 南北	しゃへい壁部材（地中部）の総水平荷重が最大となる時刻
時刻 1-7		バルブ室壁		東西 南北	総水平荷重が最大となる時刻（バルブ室下端のせん断力が最大となる時刻）
時刻 1-8		連絡ダクト壁		東西	総水平荷重が最大となる時刻（連絡ダクト下端のせん断力が最大となる時刻）
時刻 1-9	せん断破壊（面内）	しゃへい壁		東西 南北	しゃへい壁部材の層間変位が最大となる時刻
時刻 1-10 （時刻 1-3）		バルブ室壁		東西 南北	バルブ室頂版～基礎版間の層間変位が最大となる時刻
時刻 1-11		連絡ダクト壁		南北	連絡ダクト頂版～基礎版間の層間変位が最大となる時刻

表 4-2 照査時刻の考え方（基礎版）

照査時刻	損傷モード	着目部位		加振方向	荷重抽出時刻
時刻 2-1	曲げ・軸力 系の破壊	基礎版 (全体)		東西 南北	基礎版に作用する総転倒モーメントが最大となる時刻
時刻 2-2		基礎版 (局所的)		東西 南北	各上部構造（しゃへい壁，バルブ室，連絡ダクト，復水貯蔵タンク）の下端位置曲げモーメントが最大となる時刻
時刻 2-3	せん断破壊 (面外)	基礎版 (全体)		東西 南北	地盤反力の合計値が最大となる時刻
時刻 2-4		基礎版 (局所的)		東西 南北	最大地盤反力発生時刻

4.4 入力荷重

三次元構造解析の入力荷重は、「4.3 照査時刻の選定」にて選定した照査時刻に対し、地震応答解析から同時刻における水平方向及び鉛直方向の応答値を抽出し、算定する。入力荷重の一覧を表4-3に、各入力荷重の算定フローを図4-15に示す。常時荷重は、表3-11に示す荷重を考慮する。

表4-3 入力荷重一覧

入力荷重		地震応答解析から抽出する応答値	载荷位置
慣性力	機器・配管の慣性力	応答加速度	設置位置
	躯体の慣性力	応答加速度	躯体全体
	積载荷重の慣性力	応答加速度	作用位置
地震時土圧		土圧	作用位置
周面せん断力		土圧	作用位置

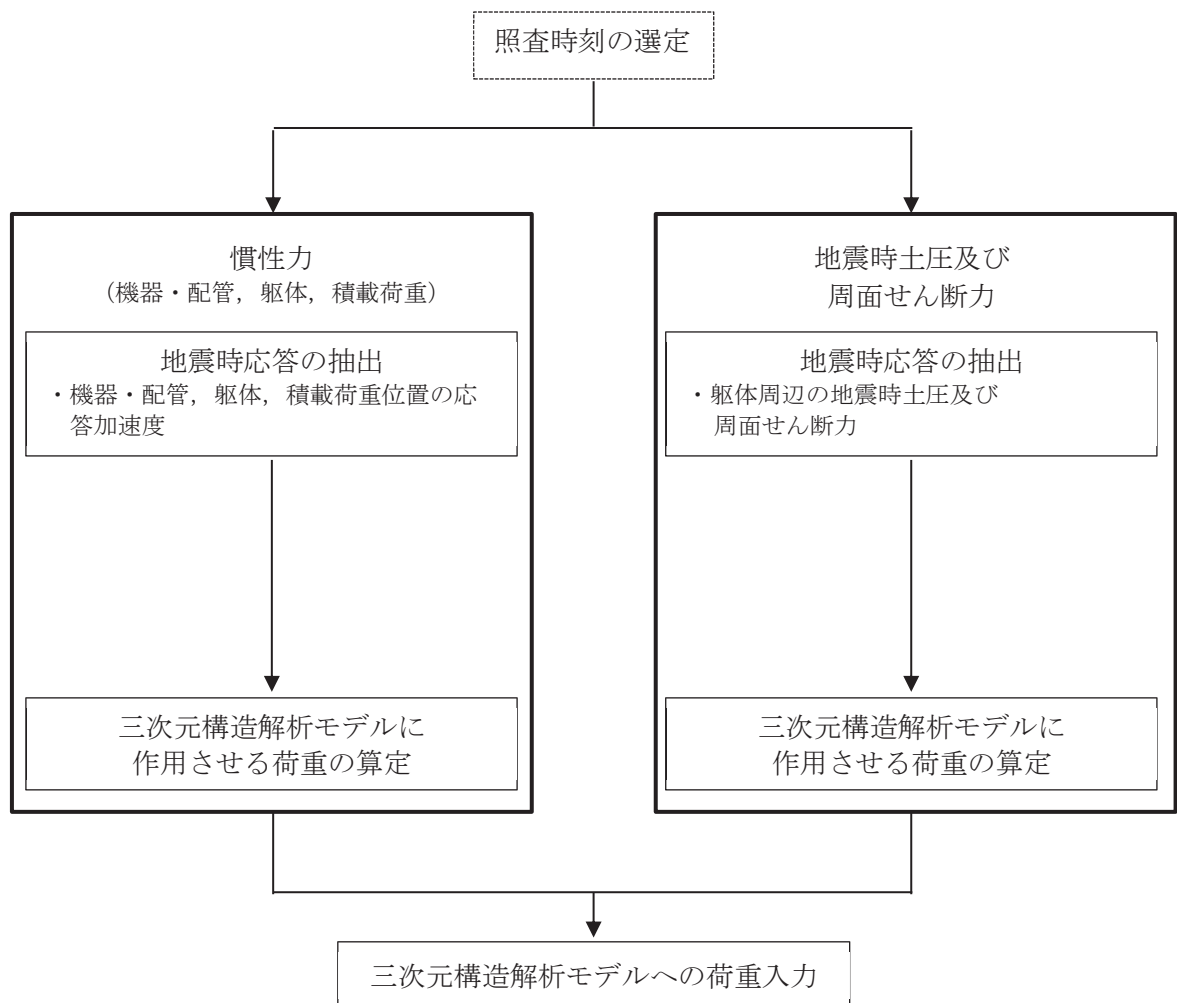


図4-15 各入力荷重の算定フロー

4.4.1 常時荷重

(1) 躯体自重

躯体の体積に鉄筋コンクリートの密度を乗じて設定する。

(2) 静止土圧及び外水圧

地震応答解析の常時応力解析から求まる静止土圧を躯体側面に作用させる。地下水位が躯体底面よりも低いため、外水圧は作用しない。

静止土圧の荷重概念図を図4-16に示す。なお、静止土圧は、奥行方向に一様に荷重する。

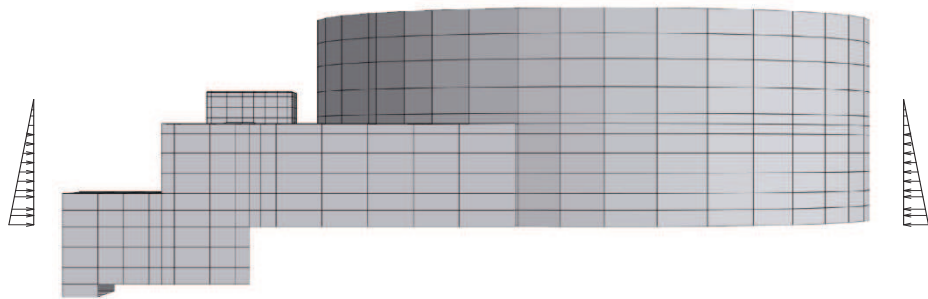


図4-16(1) 静止土圧の荷重概念図（しゃへい壁，バルブ室及び連絡ダクト）

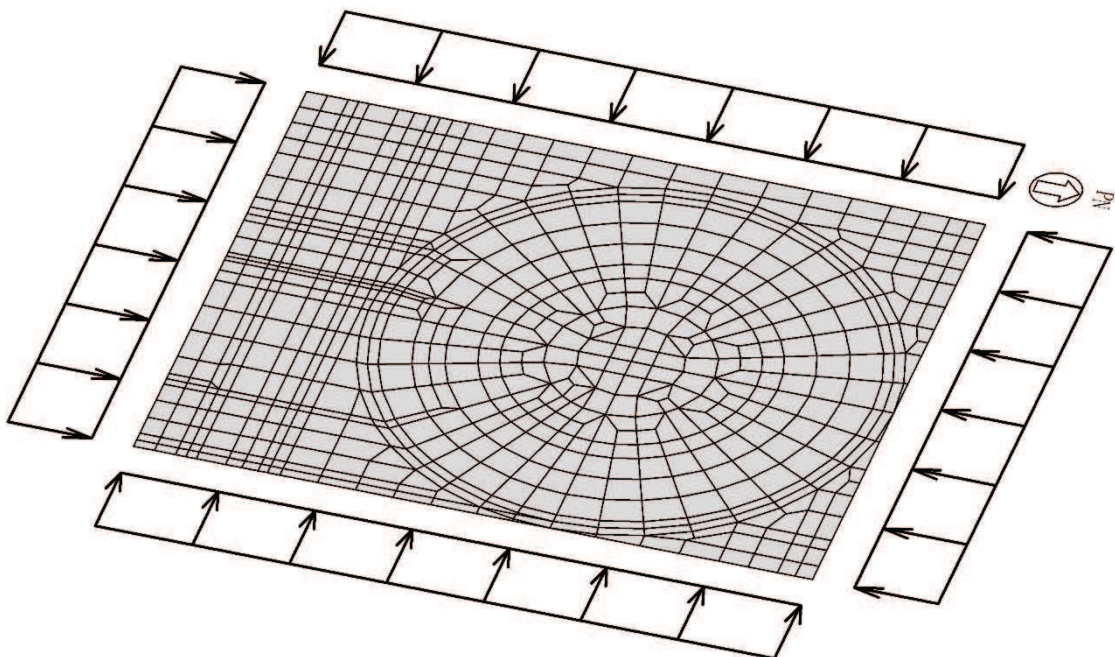


図4-16(2) 静止土圧の荷重概念図（基礎版）

(3) 機器・配管荷重

機器・配管系の重量に基づいて設定する。機器・配管荷重図を図4-17に示す。

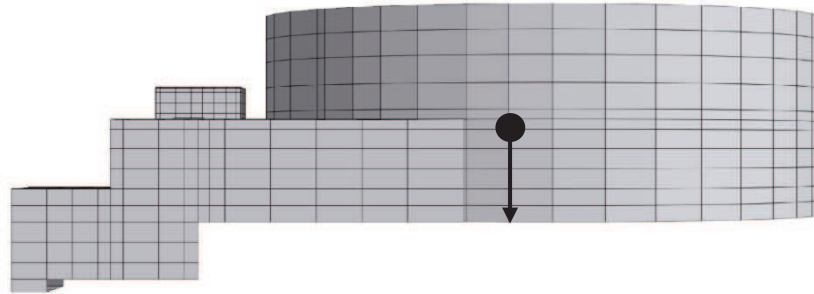
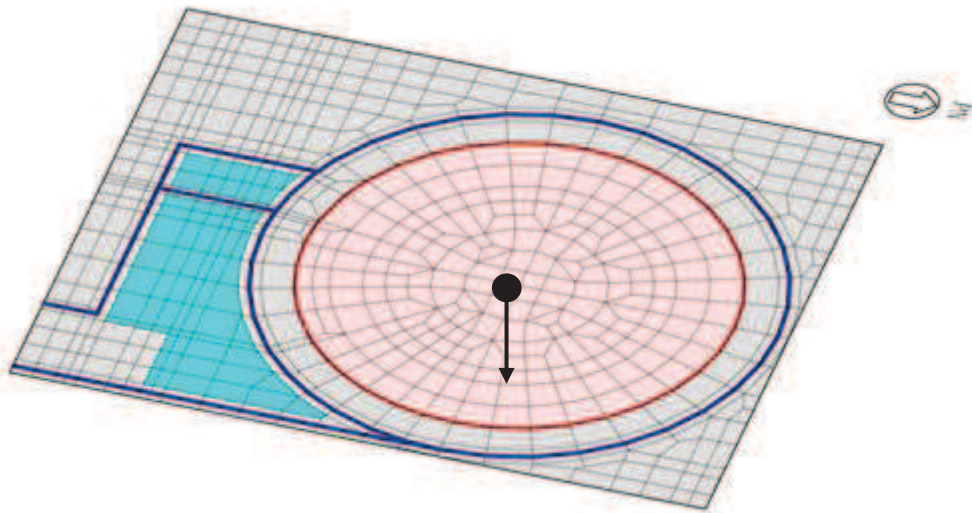


図4-17(1) 機器・配管荷重図（しゃへい壁，バルブ室及び連絡ダクト）



- : タンク荷重の作用範囲
- : タンク荷重の作用範囲
- : しゃへい壁，バルブ室及び連絡ダクトの配管荷重の作用範囲
- : 基礎版上面の配管荷重の作用範囲

図4-17(2) 機器・配管荷重図（基礎版）

(4) 積載荷重

地震時に復水貯蔵タンク基礎に作用する積載荷重は、積雪荷重以外は想定されないが、保守的な配慮として頂版上に 4.9kN/m^2 を考慮する。なお、地表面に作用する積載荷重は、常時応力解析から得られる静止土圧に含まれる。

4.4.2 慣性力

機器・配管，躯体，積載荷重の慣性力は，地震応答解析により算定される躯体及び機器・配管の位置の応答加速度分布から算定する。地震時の荷重状態として，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）に記載された逆T式橋台の一例を図4-18に示す。ここで，仮想背面よりも前面側のフーチング上載土砂は，慣性力（ H_3' ， V_4' 相当）を考慮するものの土圧の算出では考慮しない。本検討の地震応答解析ではバルブ室，連絡ダクト及び基礎盤上の盛土も節点重量としてモデル化していることから，各部材の上端節点位置の応答加速度を用いて上載盛土の慣性力を算定し，部材上面に水平力及び鉛直力として作用させる。応答加速度の抽出位置を図4-19に示す。

算定した慣性力は，図4-20に示すとおり，三次元構造解析モデルに入力する。形状が複雑なしゃへい壁，バルブ室及び連絡ダクトへ載荷する慣性力について，表4-4に荷重図を示す。

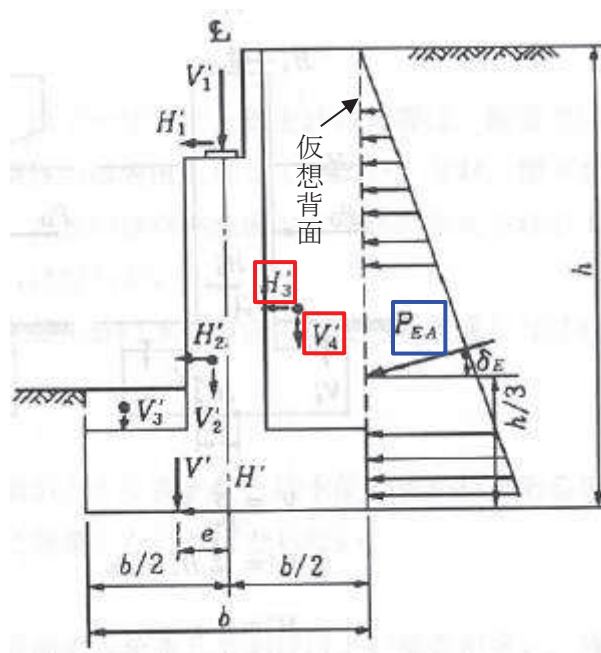
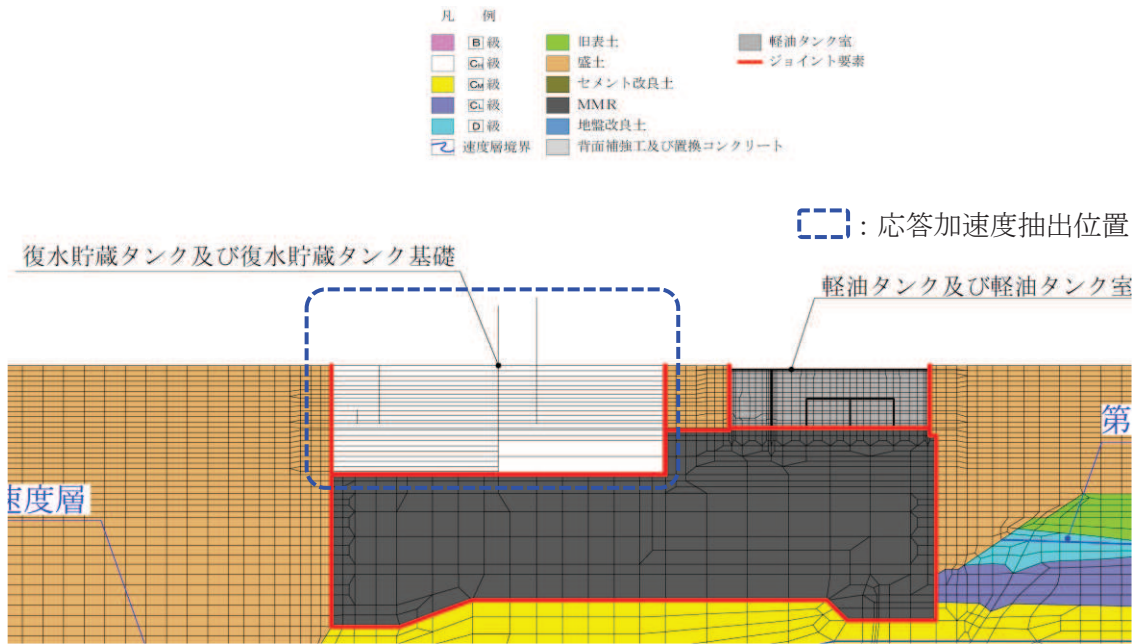
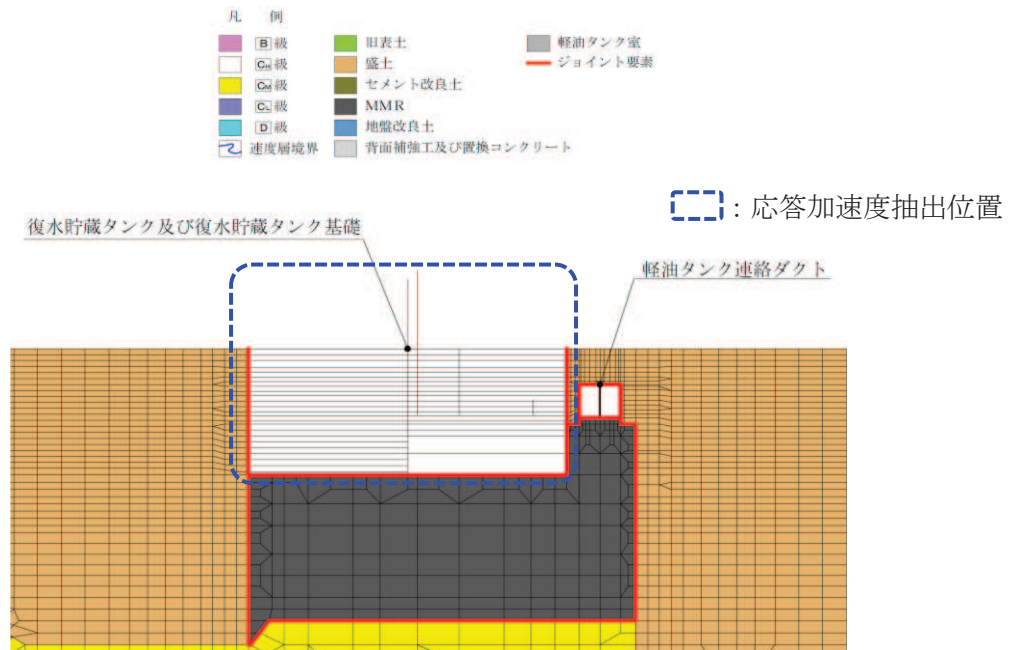


図4-18 仮想背面を考慮した地震時の荷重状態
 (道路橋示方書（I 共通編・IV下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）（一部加筆）



(a) A-A 断面 (南北)



(b) B-B 断面 (東西)

図 4-19 応答加速度の抽出位置

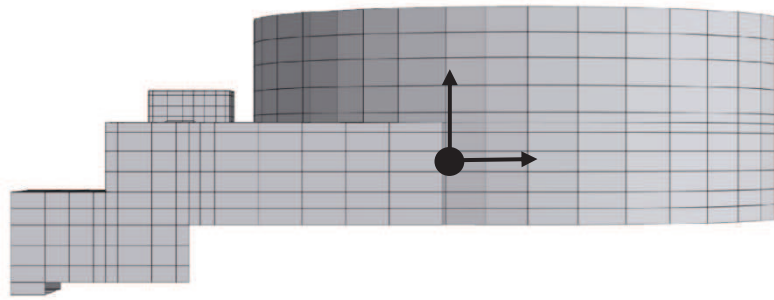
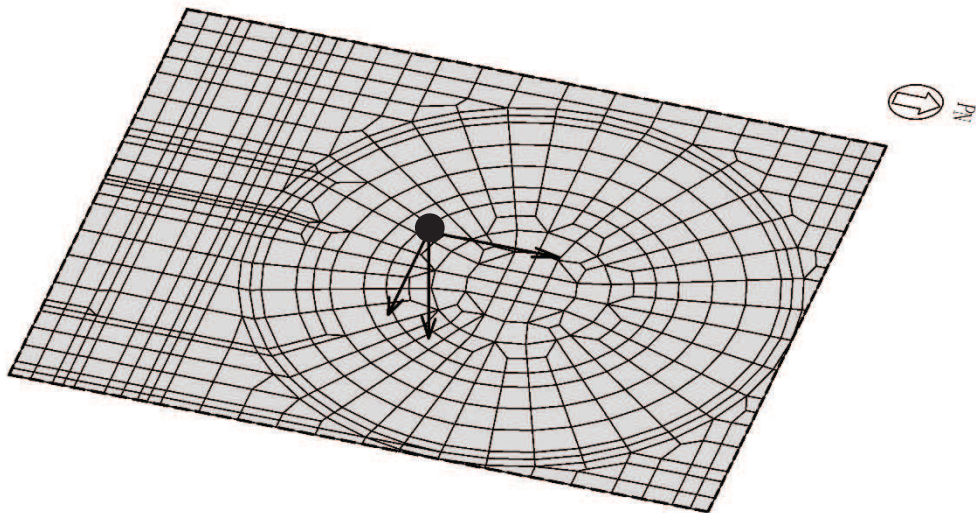


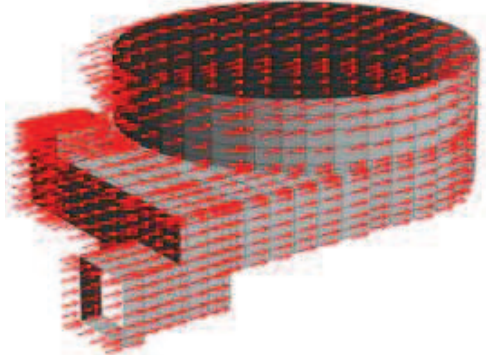
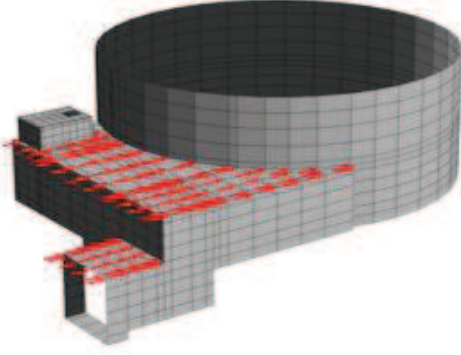
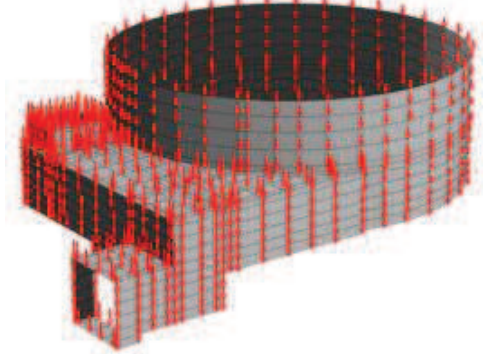
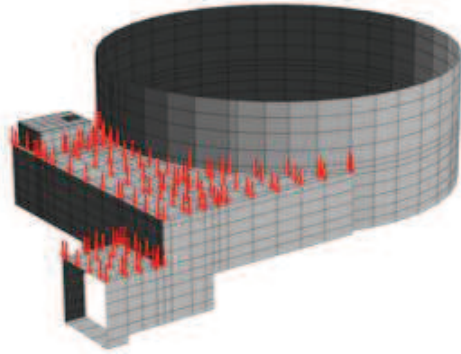
図 4-20(1) 三次元構造解析モデルに入力する慣性力の概念図
(しゃへい壁, バルブ室及び連絡ダクト)



[] : 慣性力の作用範囲

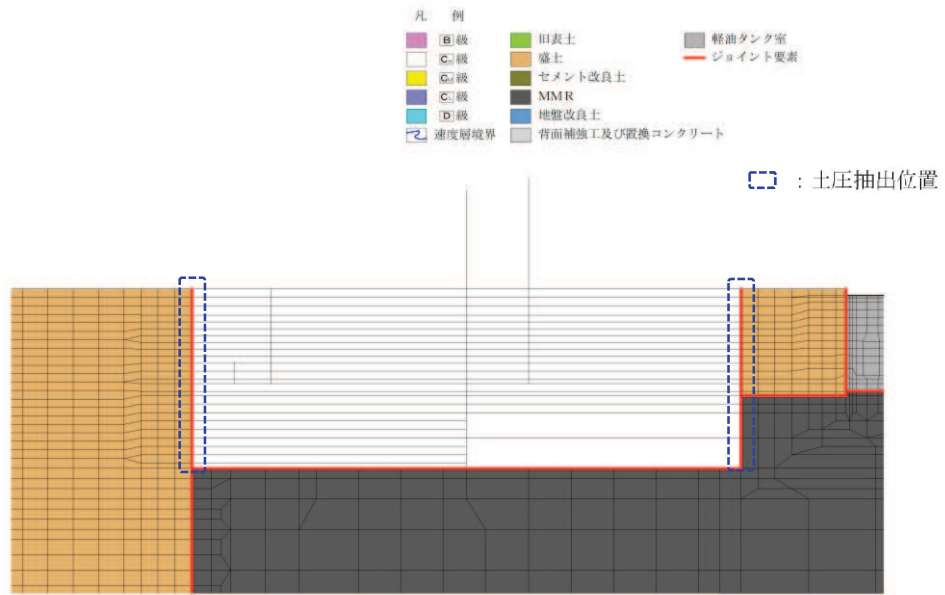
図 4-20(2) 三次元構造解析モデルに入力する慣性力の概念図 (基礎版)

表 4-4 三次元構造解析モデルに載荷する慣性力の荷重図
 (しゃへい壁, バルブ室及び連絡ダクト, 南北方向加振時の例)

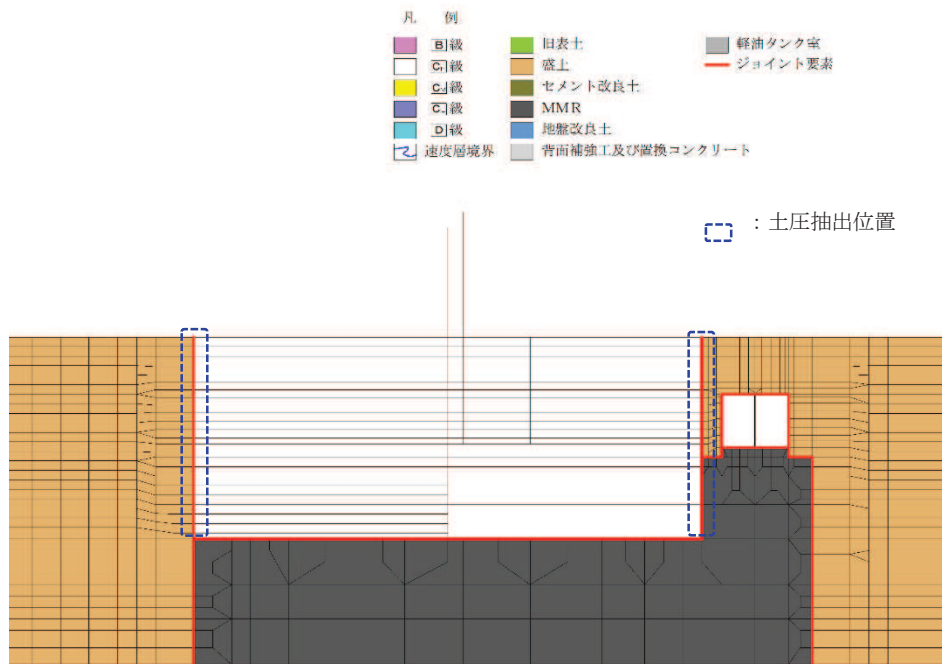
載荷方向	機器・配管, 躯体, 積載荷重	バルブ室・連絡ダクト上の盛土
水平方向		
鉛直方向		

4.4.3 地震時土圧及び周面せん断力

躯体側面に作用する地震時土圧及び周面せん断力は、地震応答解析モデルにおいて各部位に接するジョイント要素の、照査時刻における要素応力から算定する。地震時土圧は、図4-18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）の仮想背面で算出する土圧の考え方に基づき P_{EA} 相当を設定する。地震時土圧及び周面せん断力の抽出位置を図4-21に示す。また、算定した地震時土圧及び周面せん断力は、図4-22に示すとおり、復水貯蔵タンク基礎の三次元構造解析モデルに入力する。形状が複雑なしゃへい壁、バルブ室及び連絡ダクトへ載荷する地震時増分土圧及び周面せん断力について、表4-5に荷重図を示す。



(a) A-A 断面 (南北)



(b) B-B 断面 (東西)

図 4-21 地震時土圧及び周面せん断力抽出位置

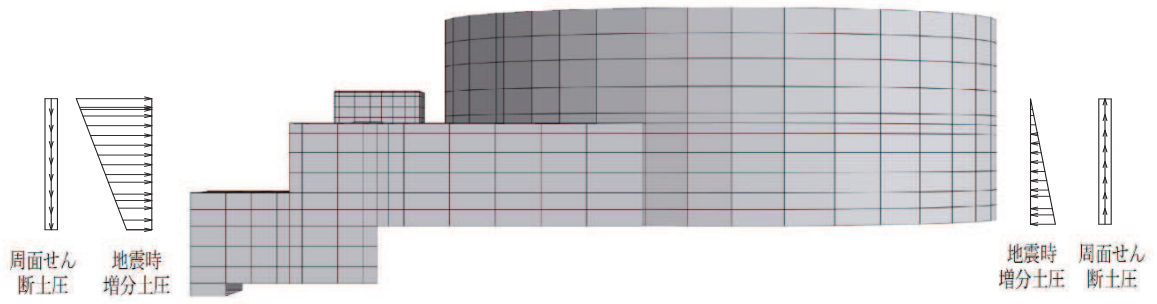
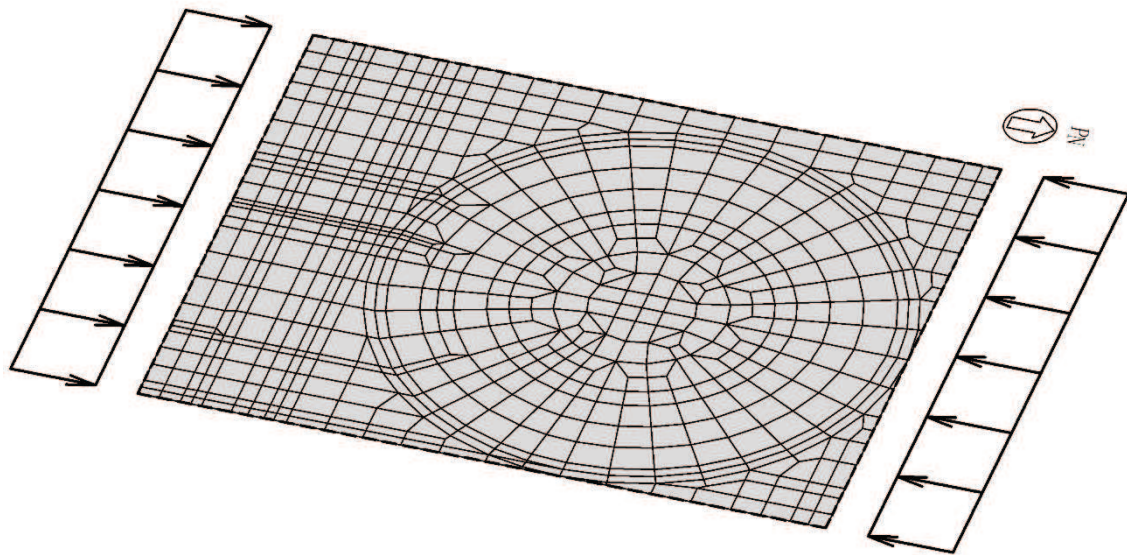


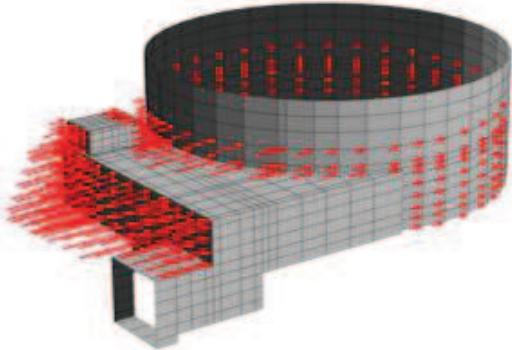
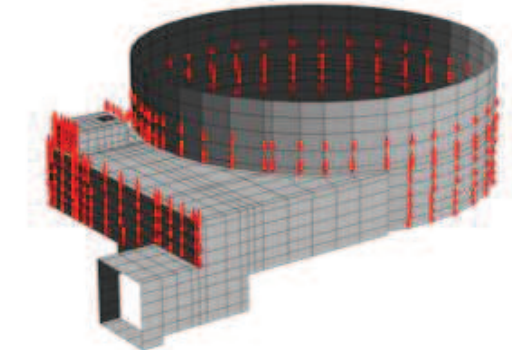
図 4-22(1) 地震時土圧及び周面せん断力の概念図
(しゃへい壁, バルブ室及び連絡ダクト)



⌋⌋⌋⌋ : 地震時増分土圧の作用範囲

図 4-22(2) 地震時土圧及び周面せん断力の概念図 (基礎版)

表 4-5 三次元構造解析モデルに載荷する地震時土圧及び周面せん断力の荷重図
 (しゃへい壁, バルブ室及び連絡ダクト, 南北方向加振時の例)

載荷方向	地震時土圧, 周面せん断力
水平方向 (地震時増分土圧)	
鉛直方向 (周面せん断力)	

4.4.4 シャへい壁，バルブ室，連絡ダクト及び復水貯蔵タンクの反力

基礎版に作用するシャへい壁，バルブ室，連絡ダクト及び復水貯蔵タンクの反力は，地震応答解析により算定される各部材下端の曲げモーメント，せん断力及び軸力を考慮する。

曲げモーメント，せん断力及び軸力の抽出位置を図4-23に示す。算定したシャへい壁，バルブ室，連絡ダクト及び復水貯蔵タンクの反力は図4-24に示すとおり，三次元構造解析モデルに入力する。

基礎版は連絡ダクト下の連絡ダクト部とその他の一般部とで部材厚が異なり，連絡ダクト部は厚さ2.75m，一般部は厚さ5.0mである。連絡ダクト部は連絡ダクトの側壁周りにおいて，面外方向の発生断面力が大きくなる。また，複数の上部構造部材を支持する一般部はシャへい壁周りにおいて，面外方向の発生断面力が大きくなる。よって，それらの部位に上部構造の反力が集中すると，曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊の照査値が厳しくなる。図4-24(1)に示す基礎版に作用させるシャへい壁の曲げモーメントは一部バルブ室分の剛性を考慮した曲げモーメントとなっておりバルブ室にも作用させるべきであるが，バルブ室の曲げ成分はバルブ室壁面の面内方向へ作用することから，シャへい壁部分へ集中して載荷させることで，基礎版の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊の評価において保守的となる。

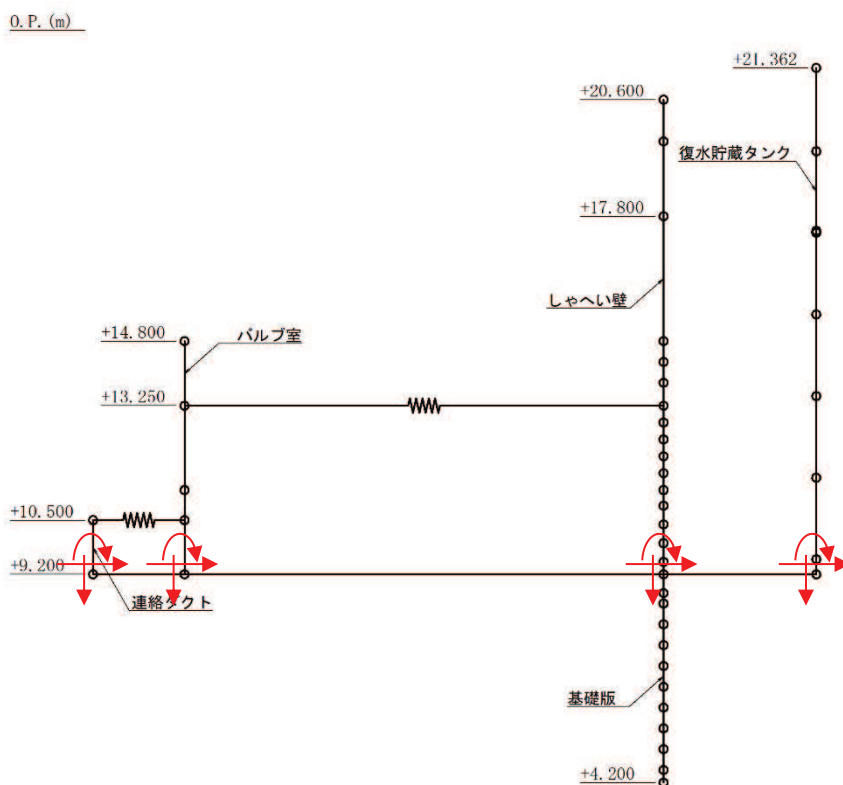


図4-23(1) 曲げモーメント，せん断力及び軸力の抽出位置 (A-A断面，南北)

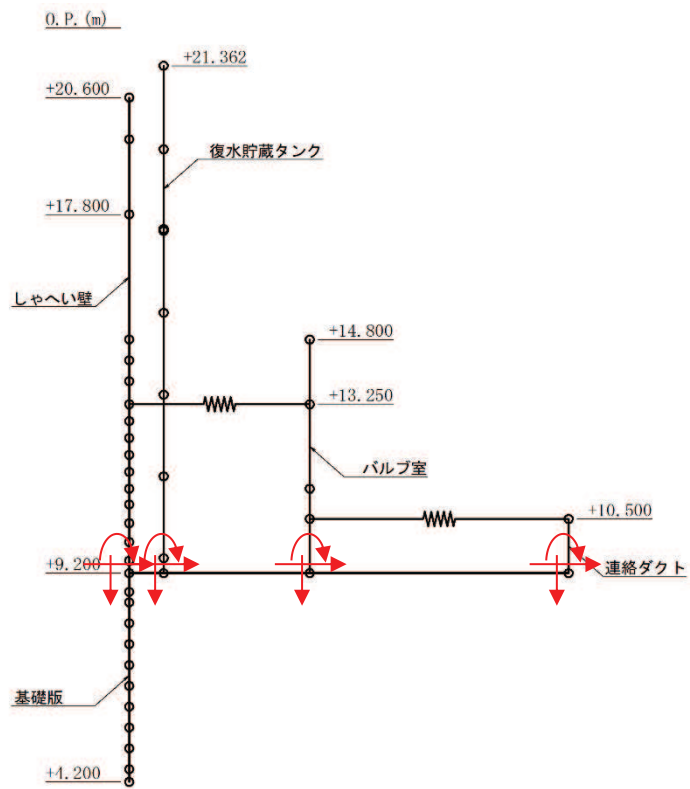
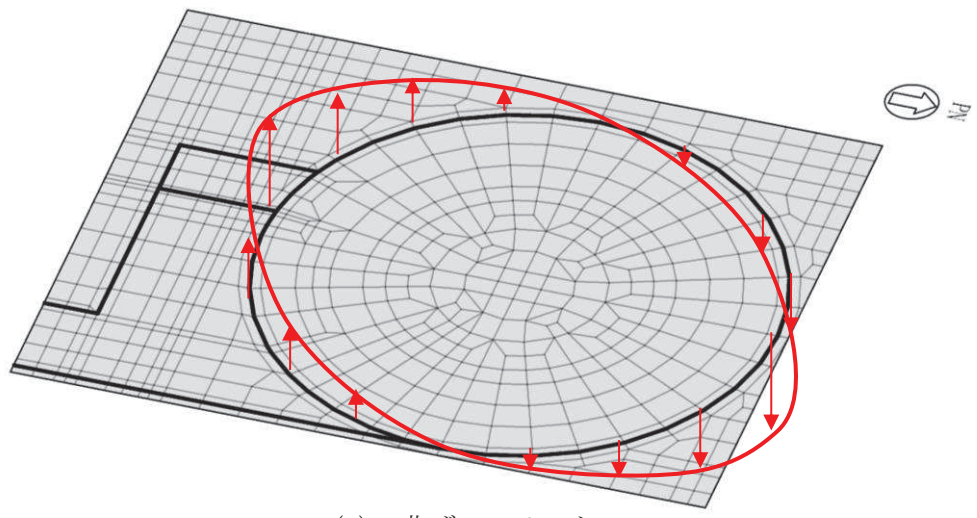
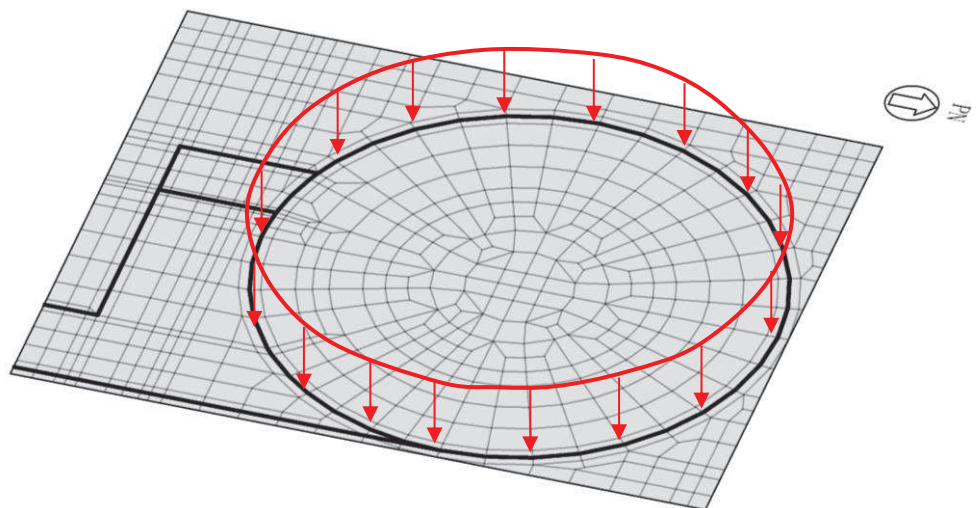


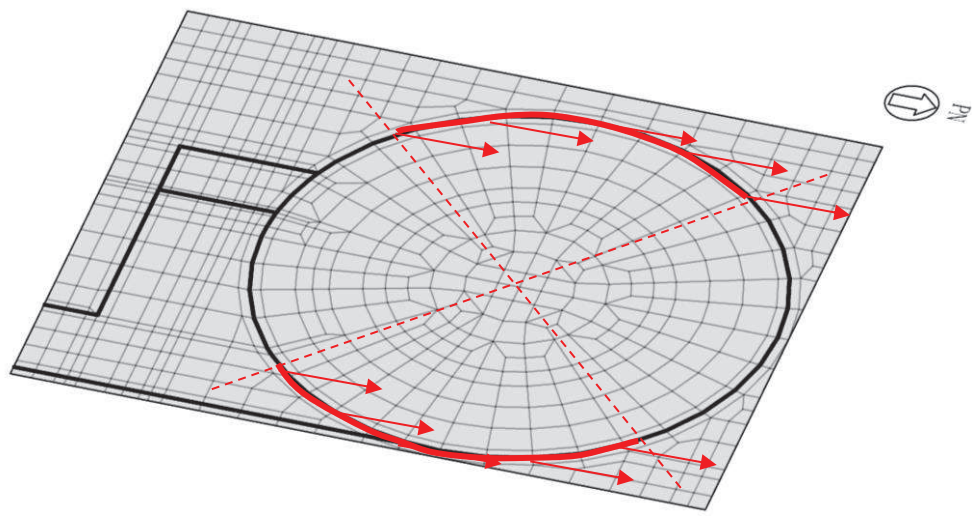
図 4-23(2) 曲げモーメント，せん断力及び軸力の抽出位置 (B-B 断面，東西)



(a) 曲げモーメント

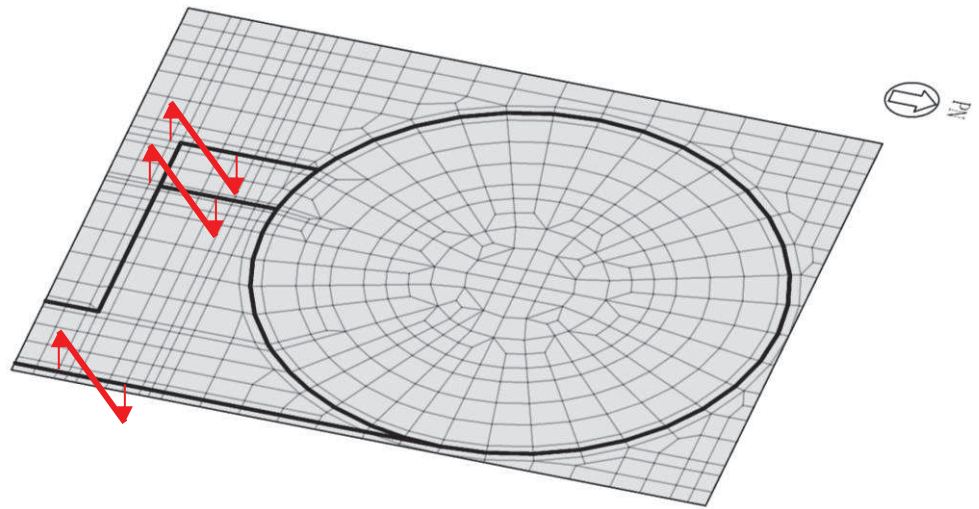


(b) 軸力

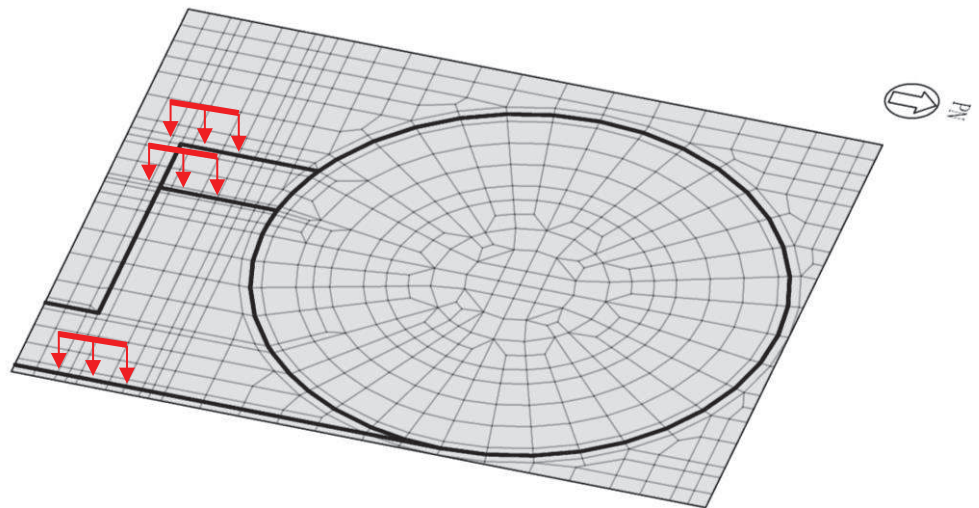


(c) せん断力

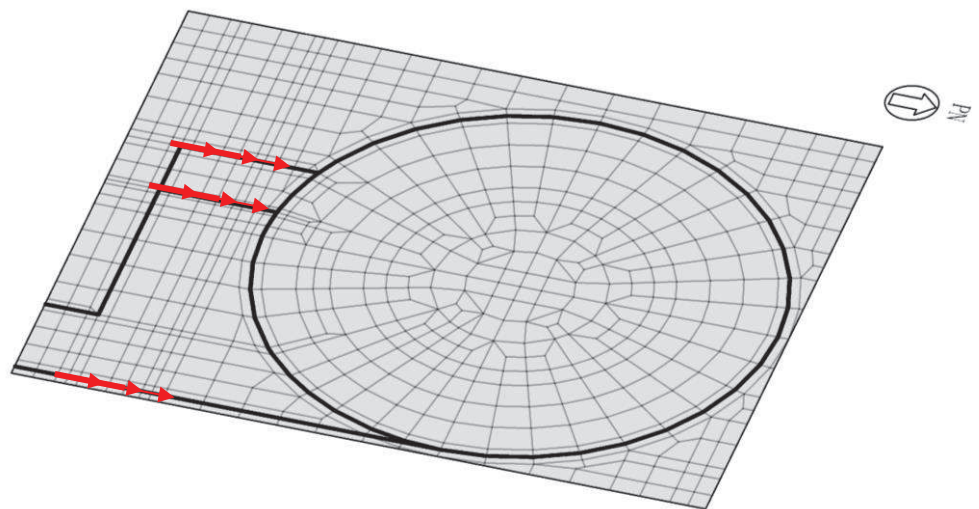
図 4-24(1) 基礎版に作用する反力の概念図 (しゃへい壁)



(a) 曲げモーメント

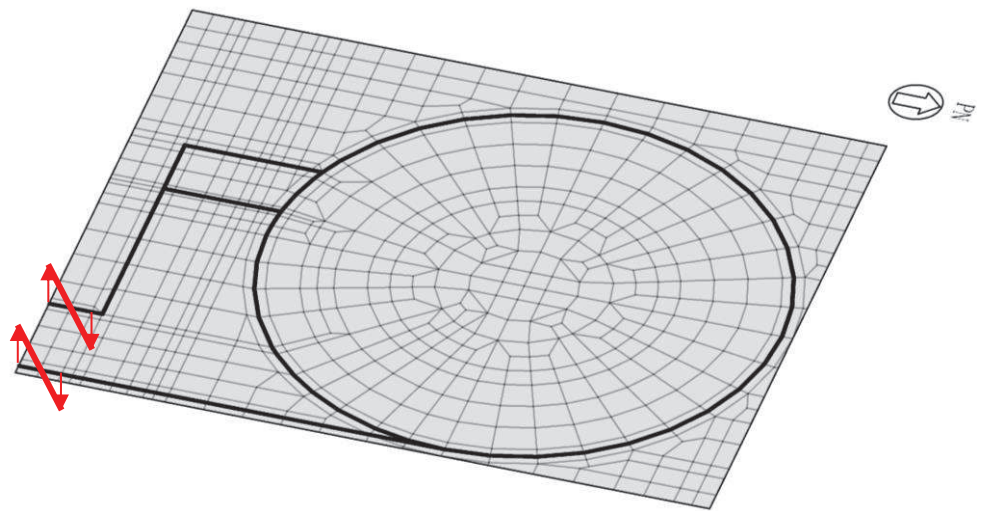


(b) 軸力

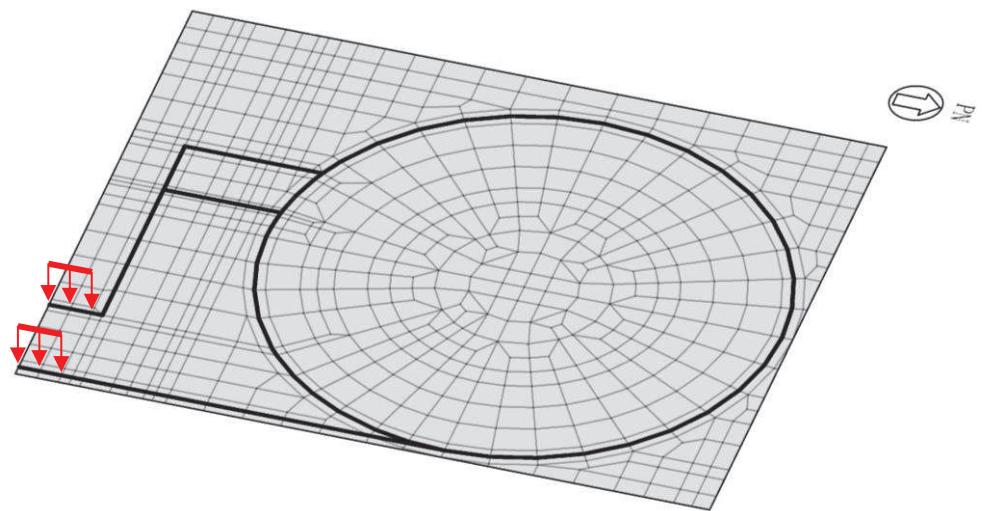


(c) せん断力

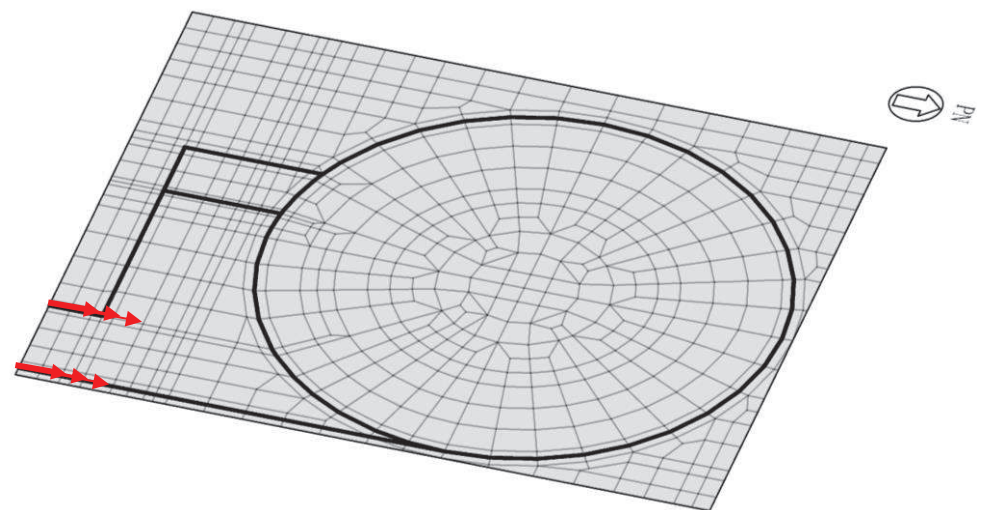
図 4-24(2) 基礎版に作用する反力の概念図 (バルブ室)



(a) 曲げモーメント

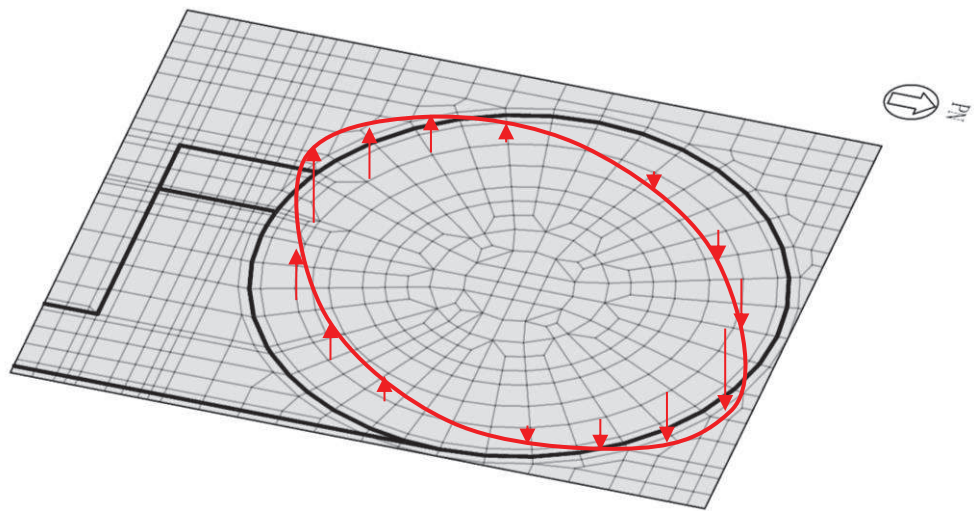


(b) 軸力

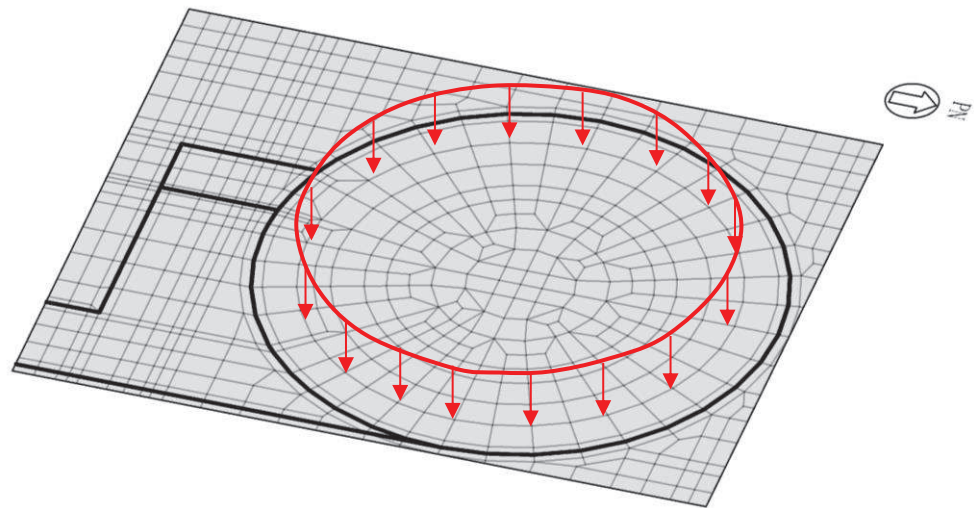


(c) せん断力

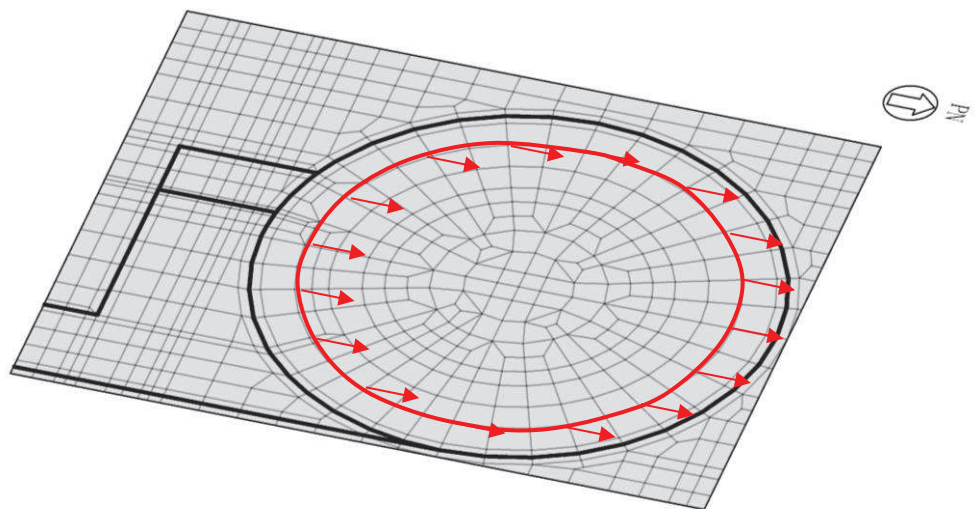
図 4-24(3) 基礎版に作用する反力の概念図 (連絡ダクト)



(a) 曲げモーメント



(b) 軸力



(c) せん断力

図 4-24(4) 基礎版に作用する反力の概念図 (復水貯蔵タンク)

5. 評価内容

5.1 入力地震動の設定

入力地震動は、添付書類「VI-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 を一次元重複反射理論により地震応答解析モデル下端位置で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「7.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

図 5-1 に入力地震動算定の概念図を、図 5-2～図 5-15 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。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE Ver. 1.6」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「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

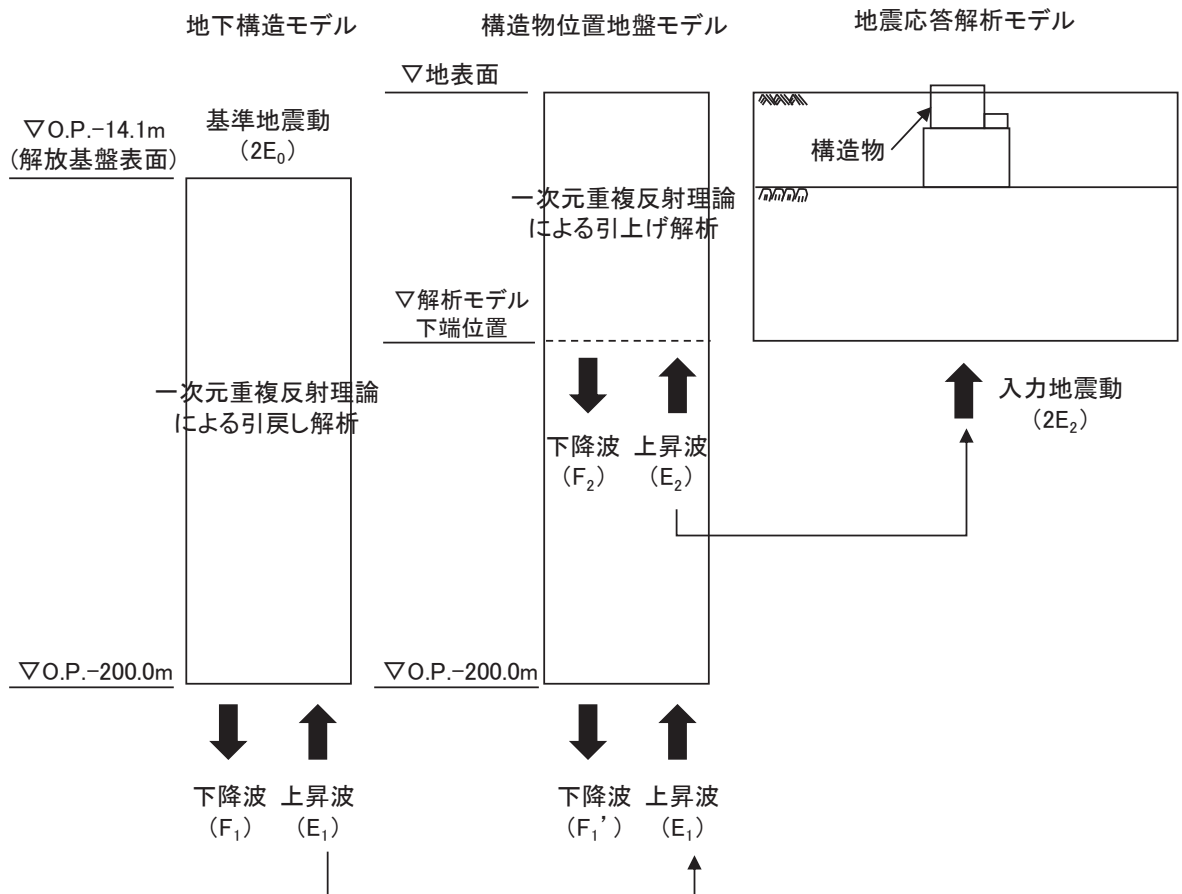
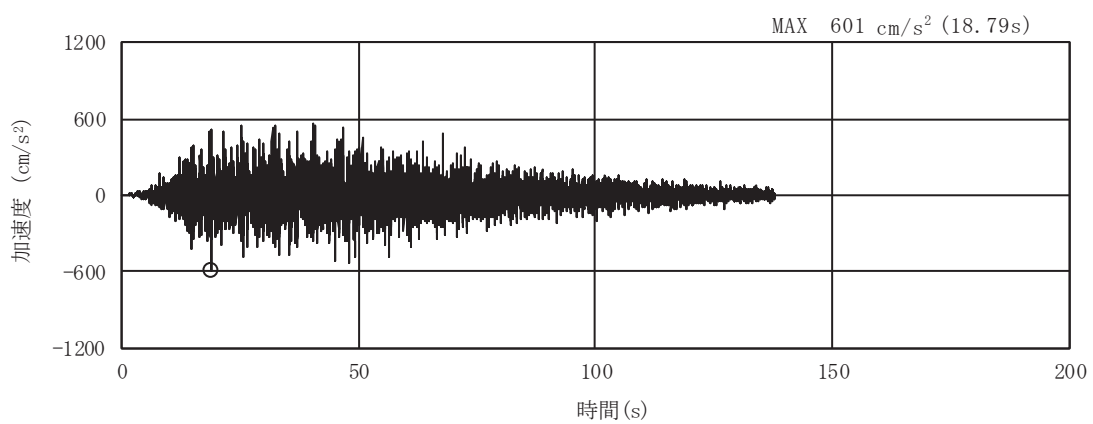
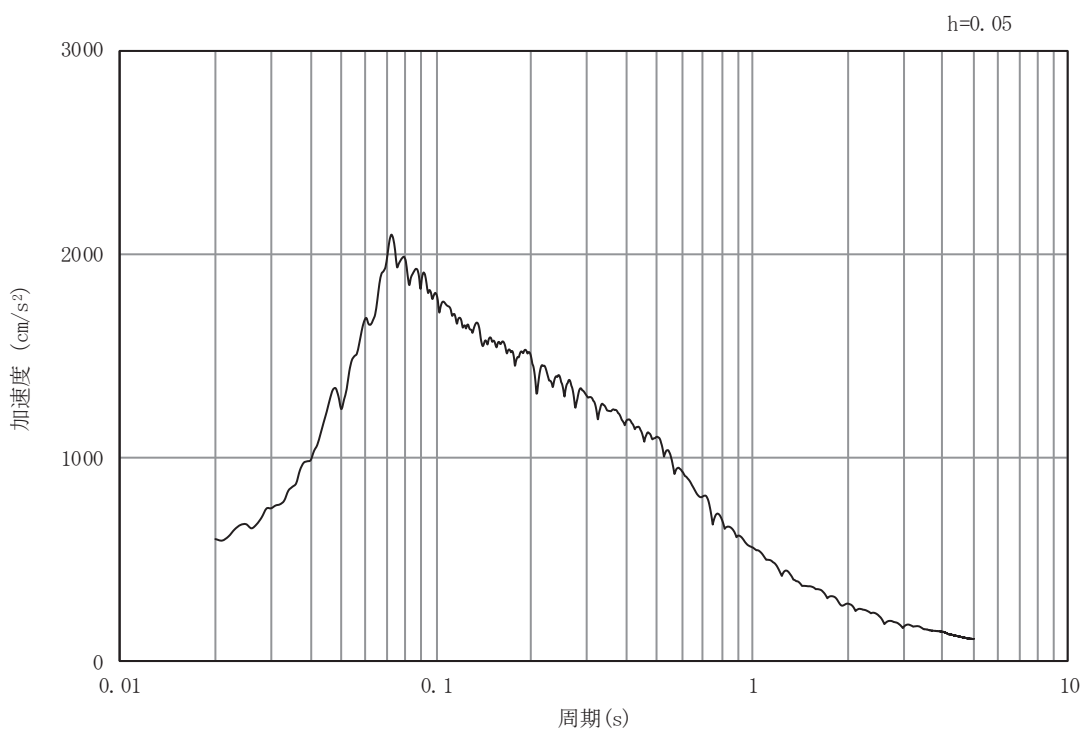


図 5-1 入力地震動算定の概念図（基準地震動 S_s ）

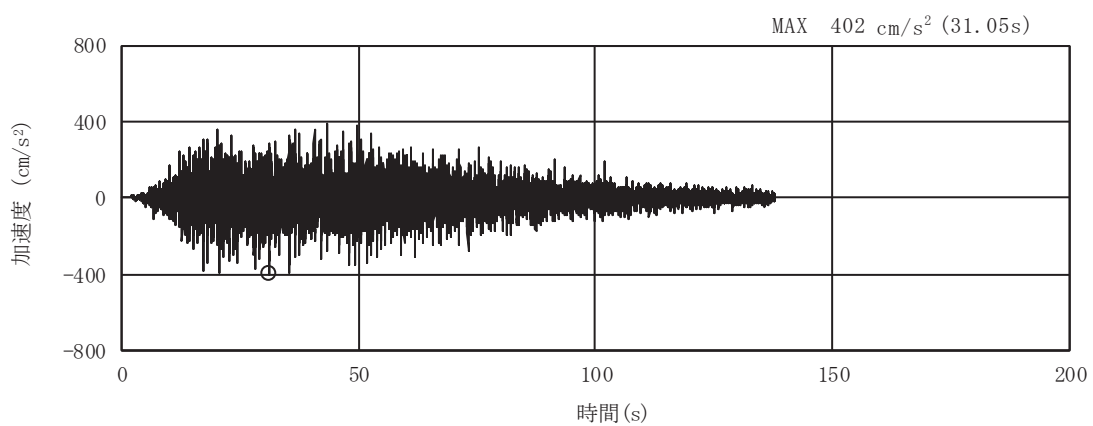


(a) 加速度時刻歴波形

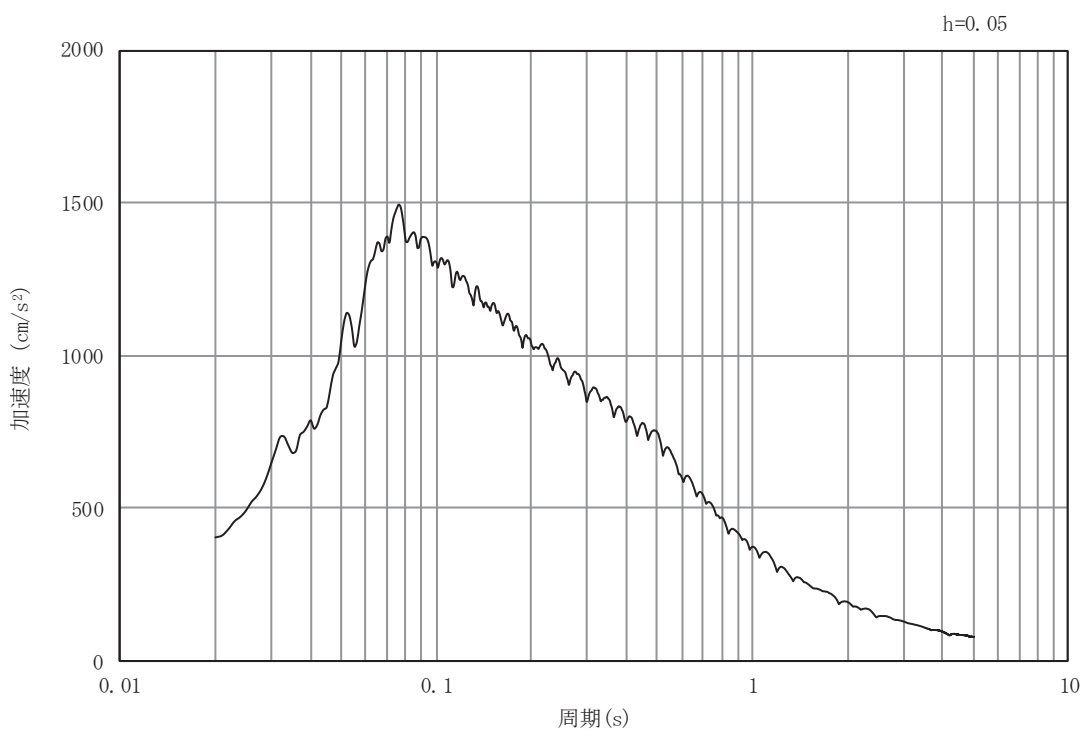


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-2 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
(水平成分 : S s - D 1)

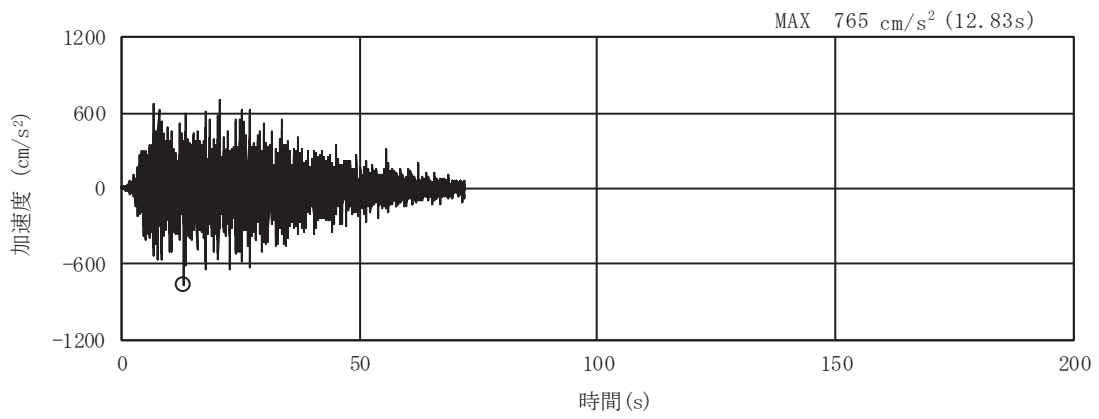


(a) 加速度時刻歴波形

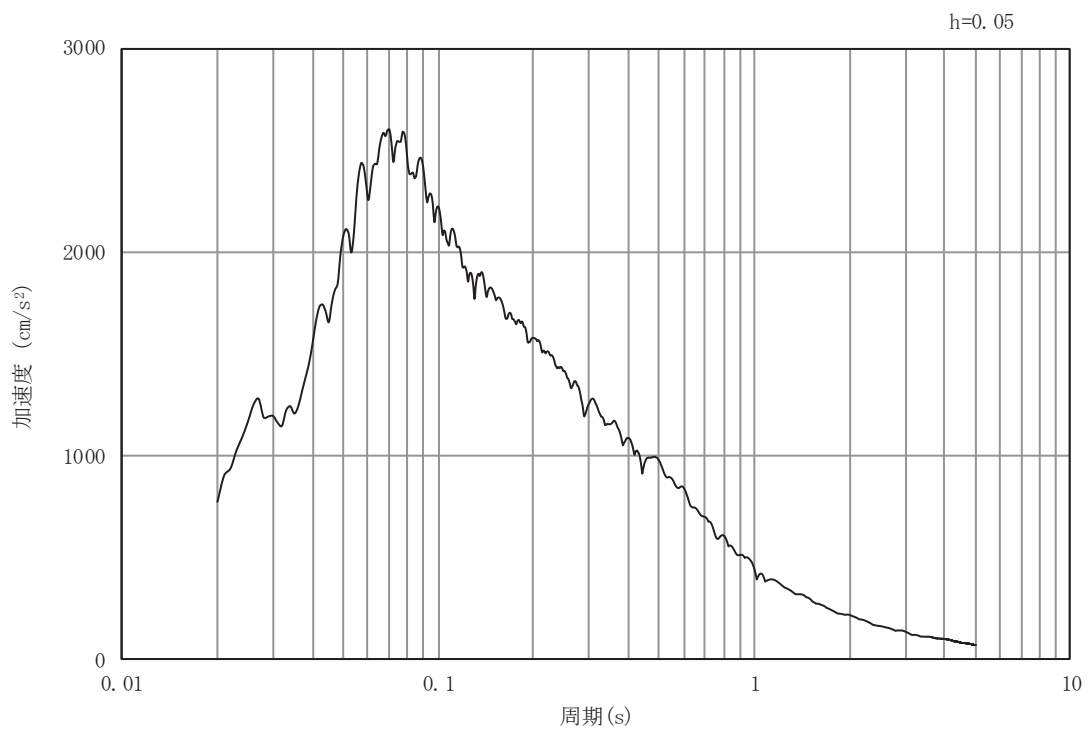


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-3 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
(鉛直成分：S s - D 1)

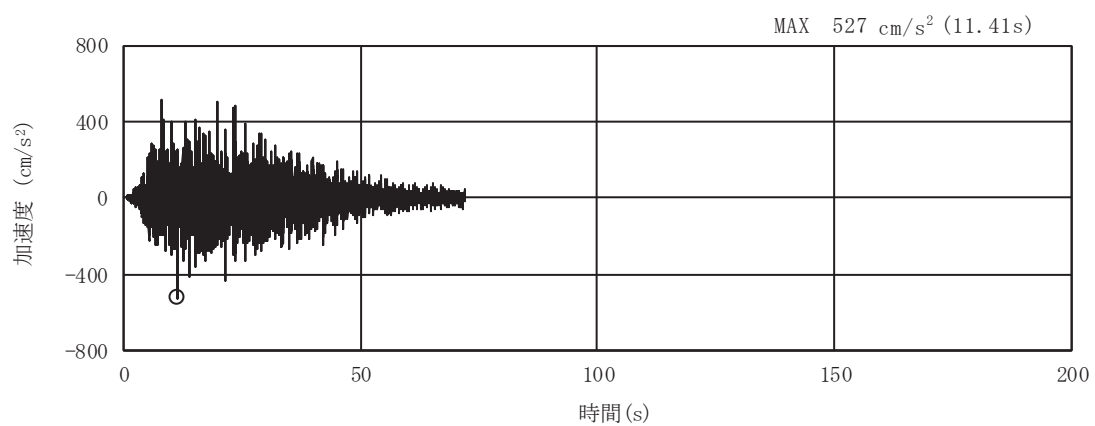


(a) 加速度時刻歴波形

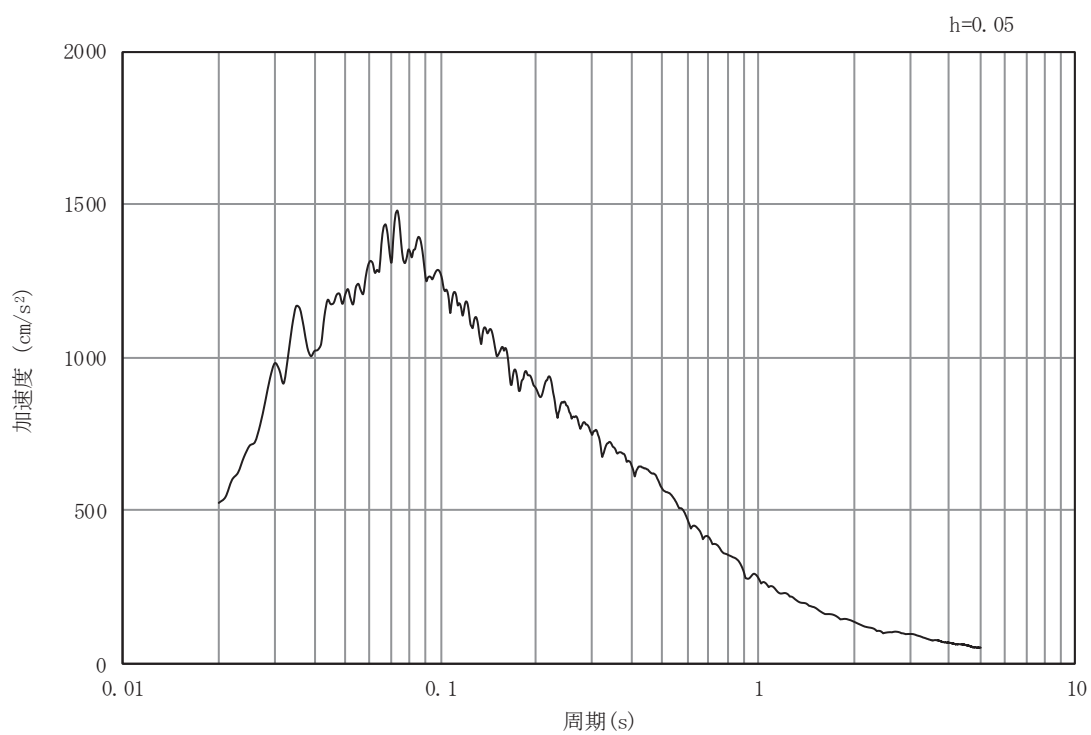


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-4 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
(水平成分：S s - D 2)

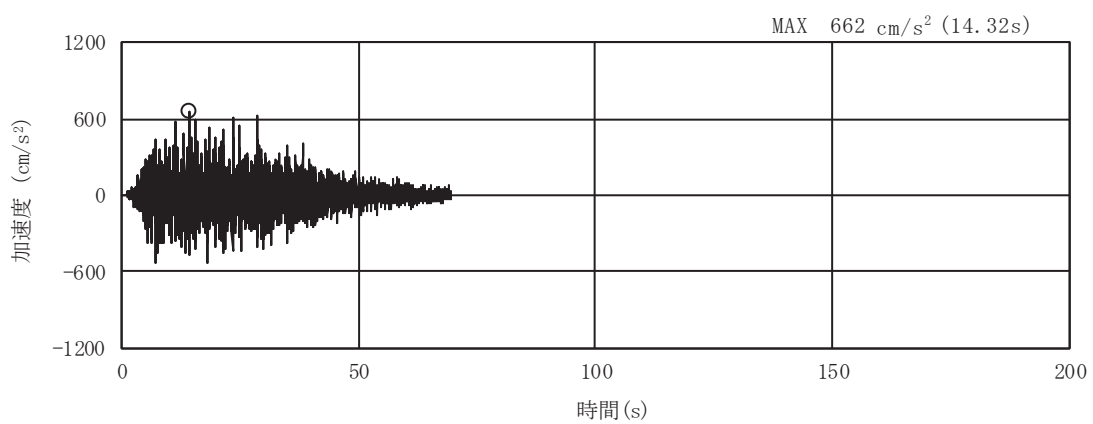


(a) 加速度時刻歴波形

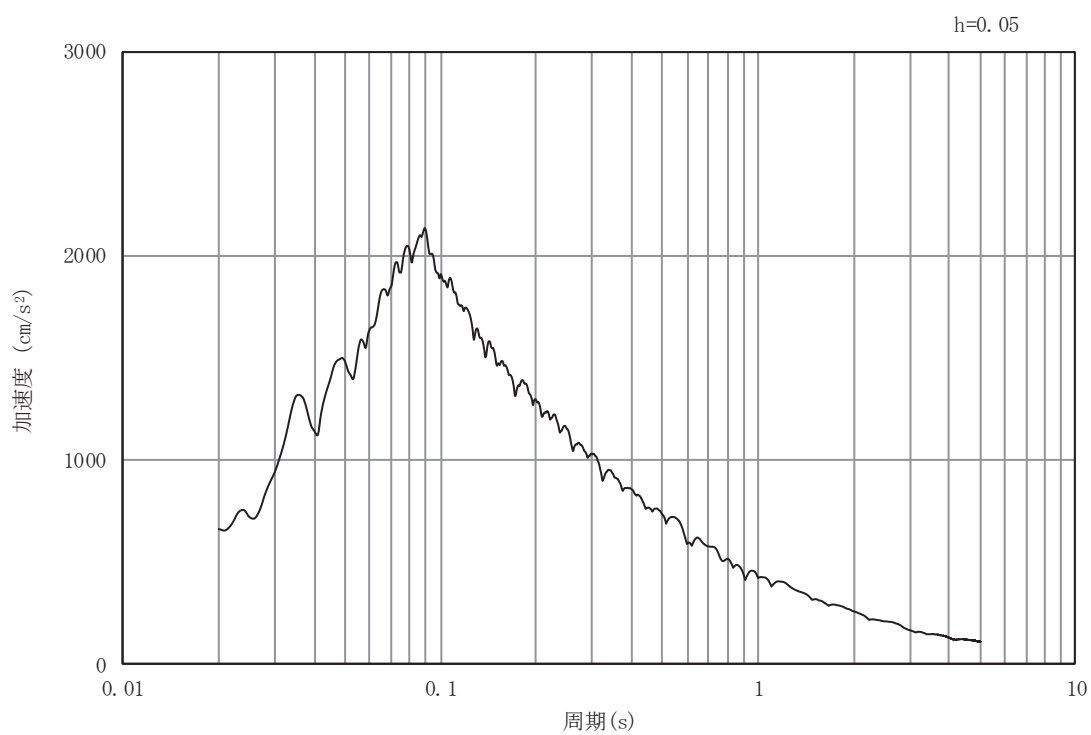


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-5 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
(鉛直成分：S s - D 2)

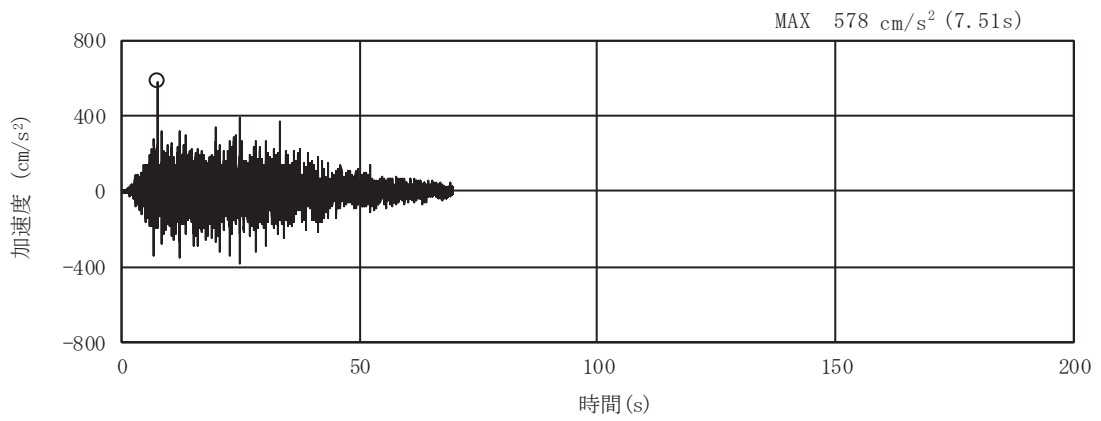


(a) 加速度時刻歴波形

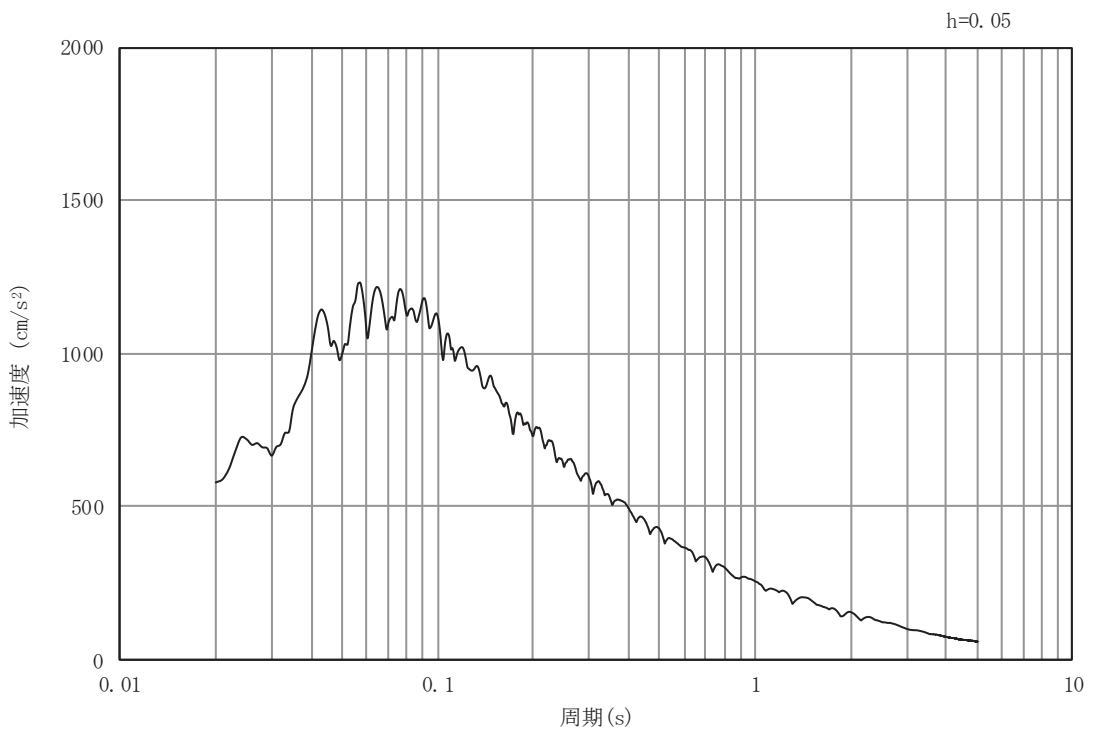


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-6 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
(水平成分：S s - D 3)

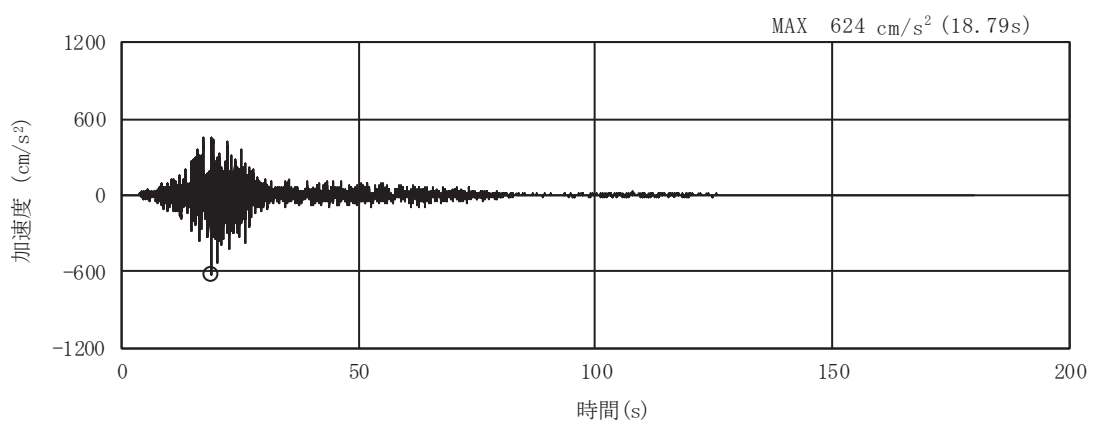


(a) 加速度時刻歴波形

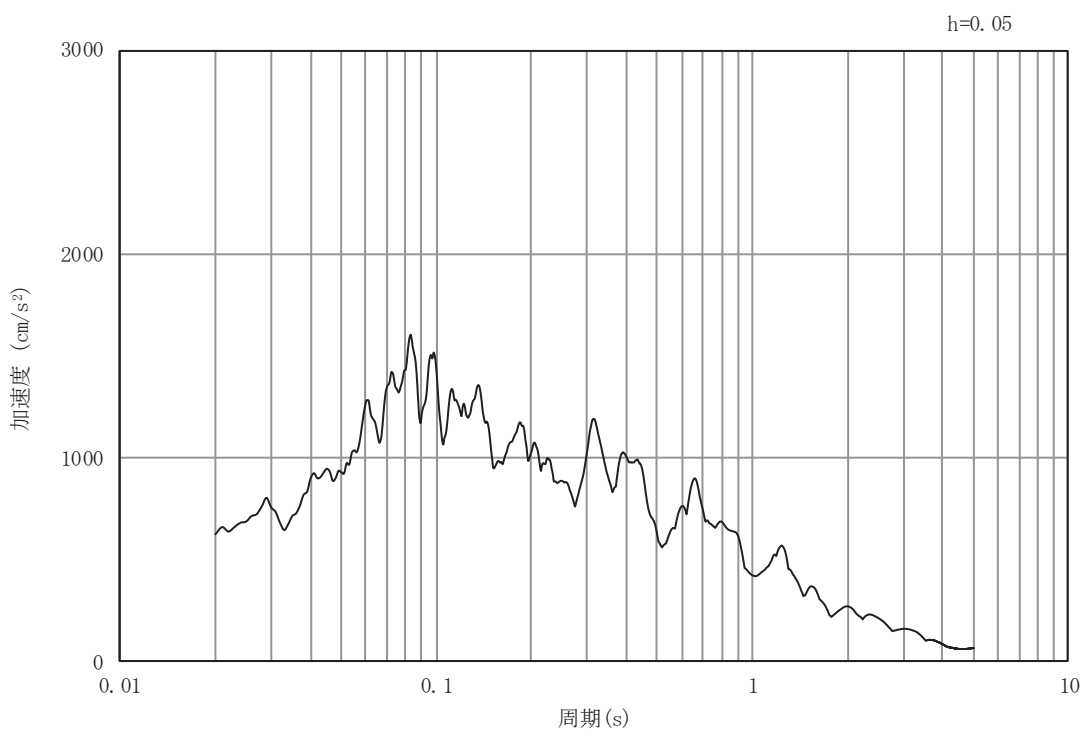


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-7 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
(鉛直成分：S s - D 3)

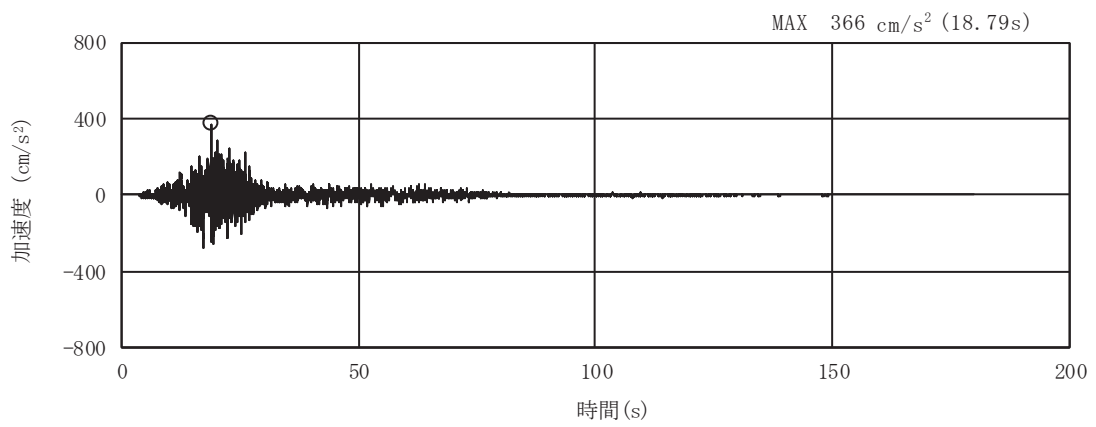


(a) 加速度時刻歴波形

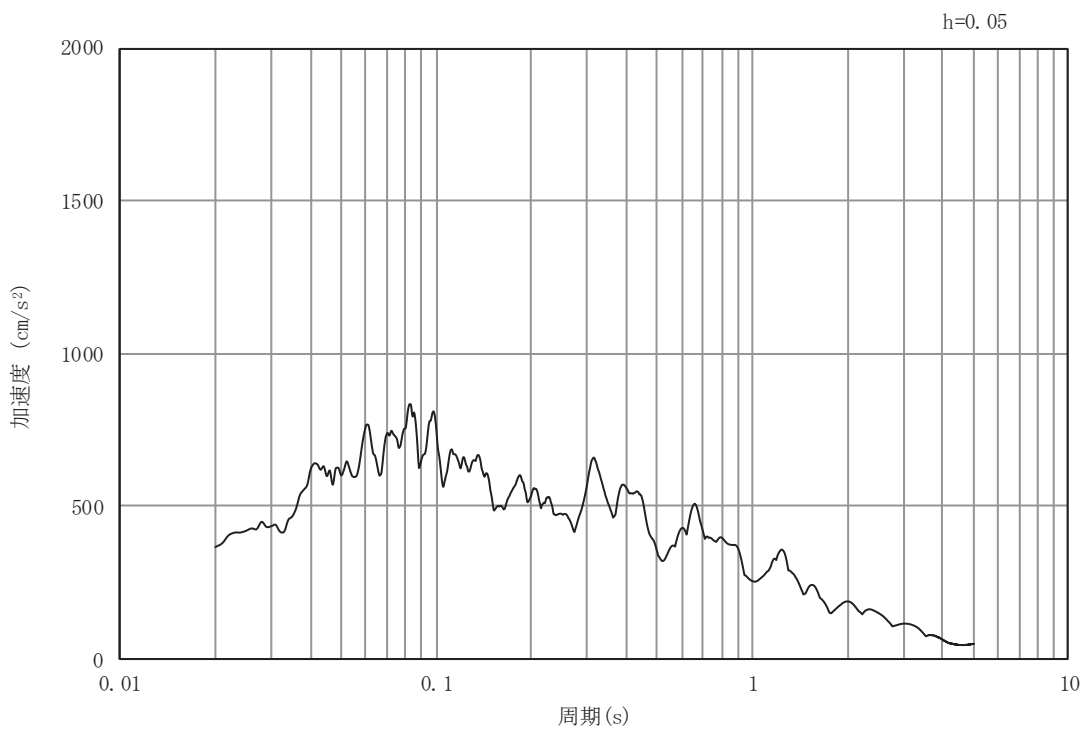


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-8 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
(水平成分：S s - F 1)

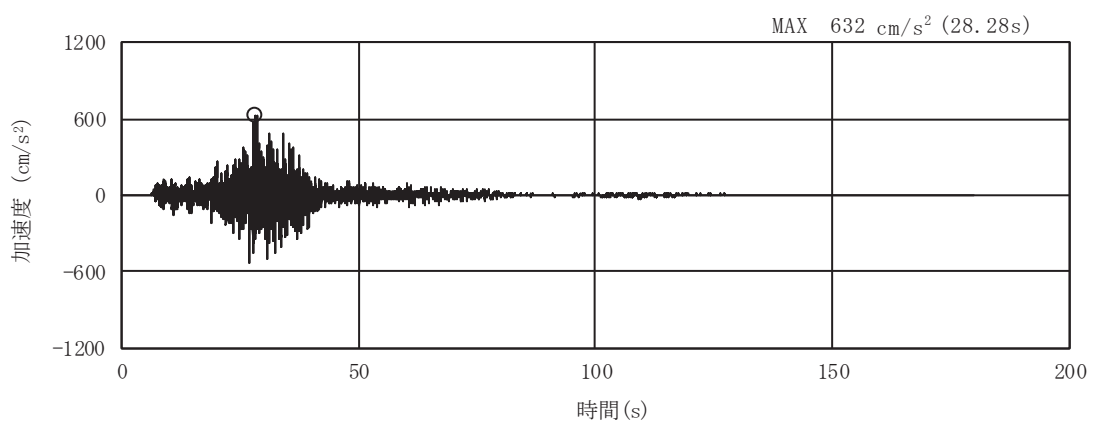


(a) 加速度時刻歴波形

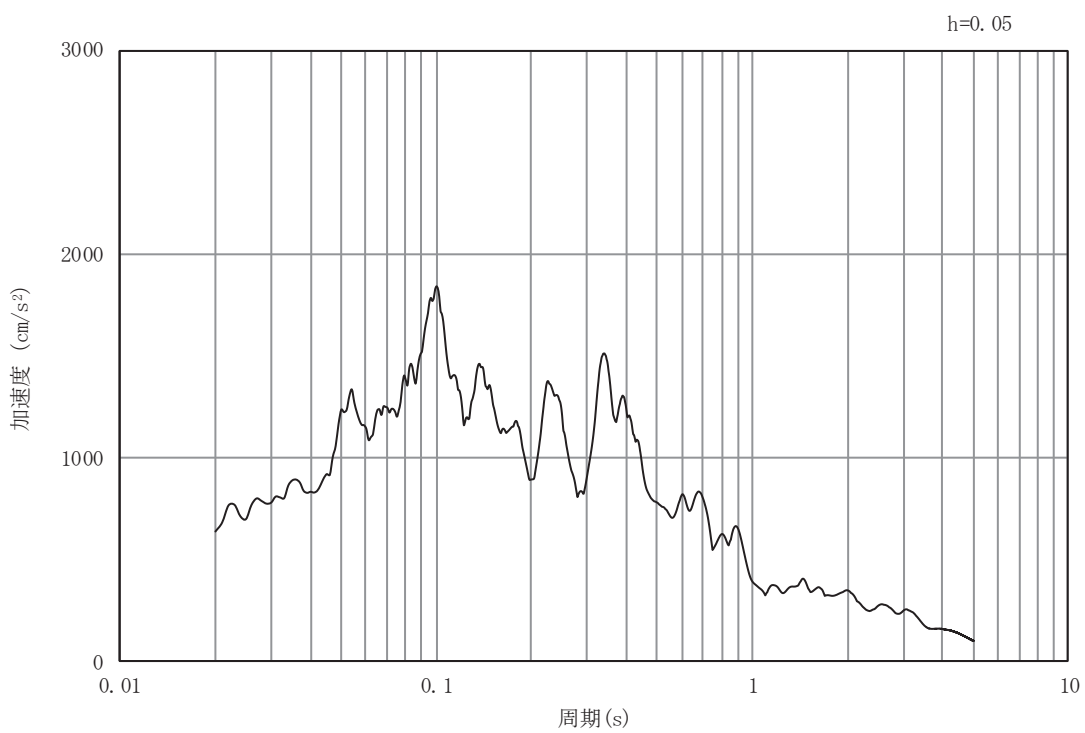


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-9 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
(鉛直成分：S s - F 1)

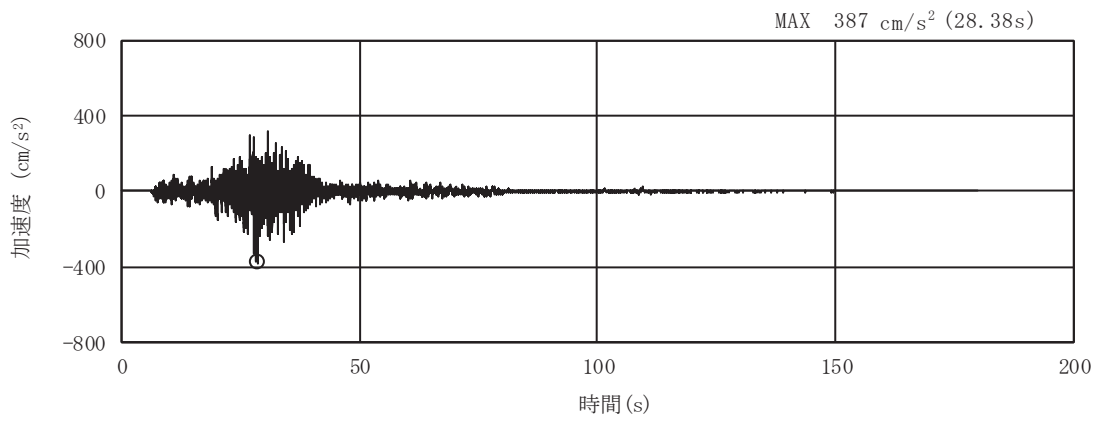


(a) 加速度時刻歴波形

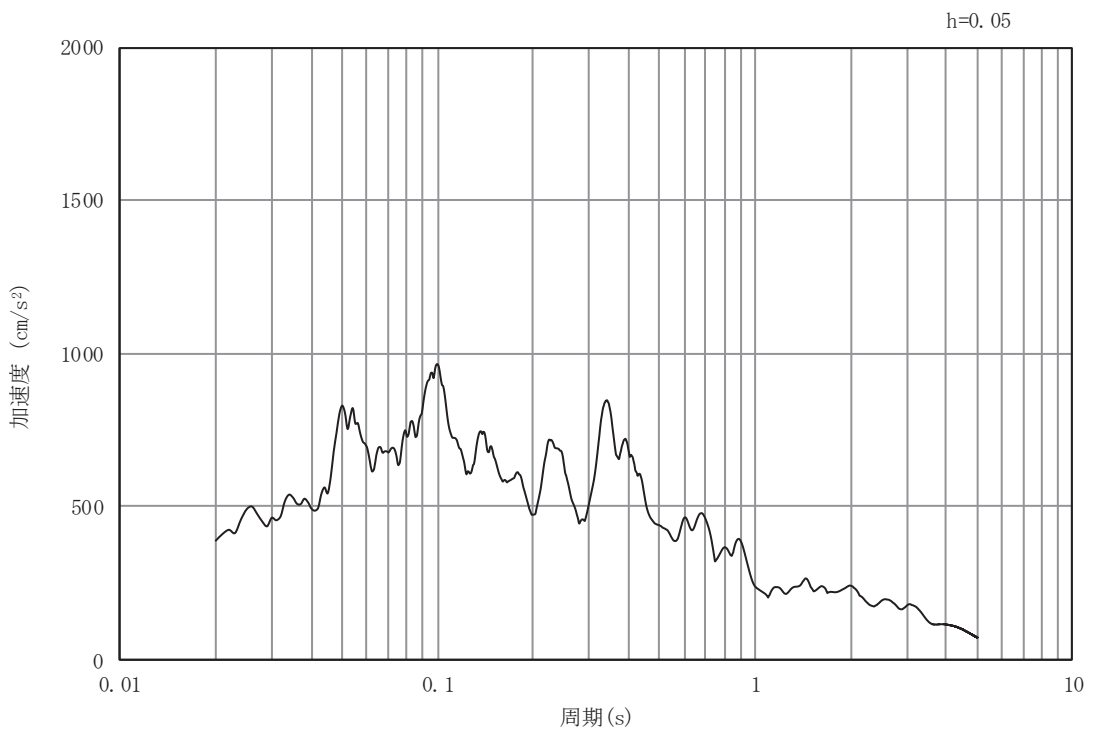


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-10 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
(水平成分：S s - F 2)

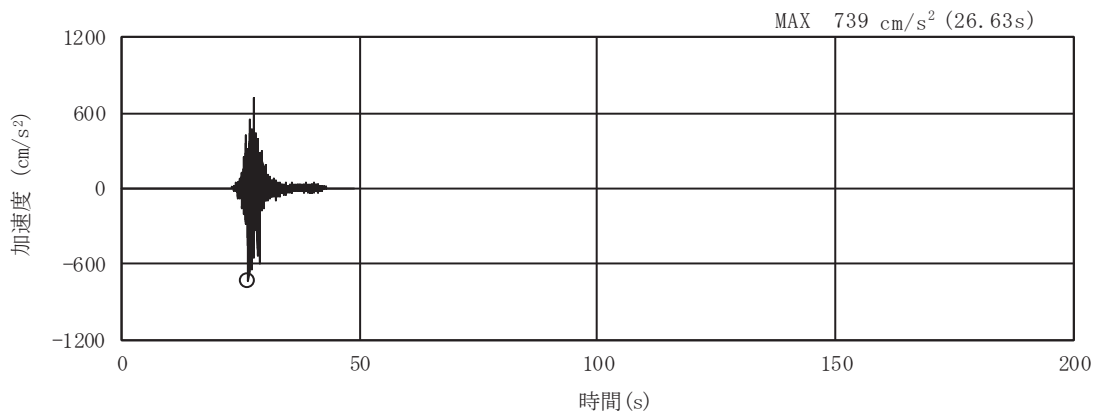


(a) 加速度時刻歴波形

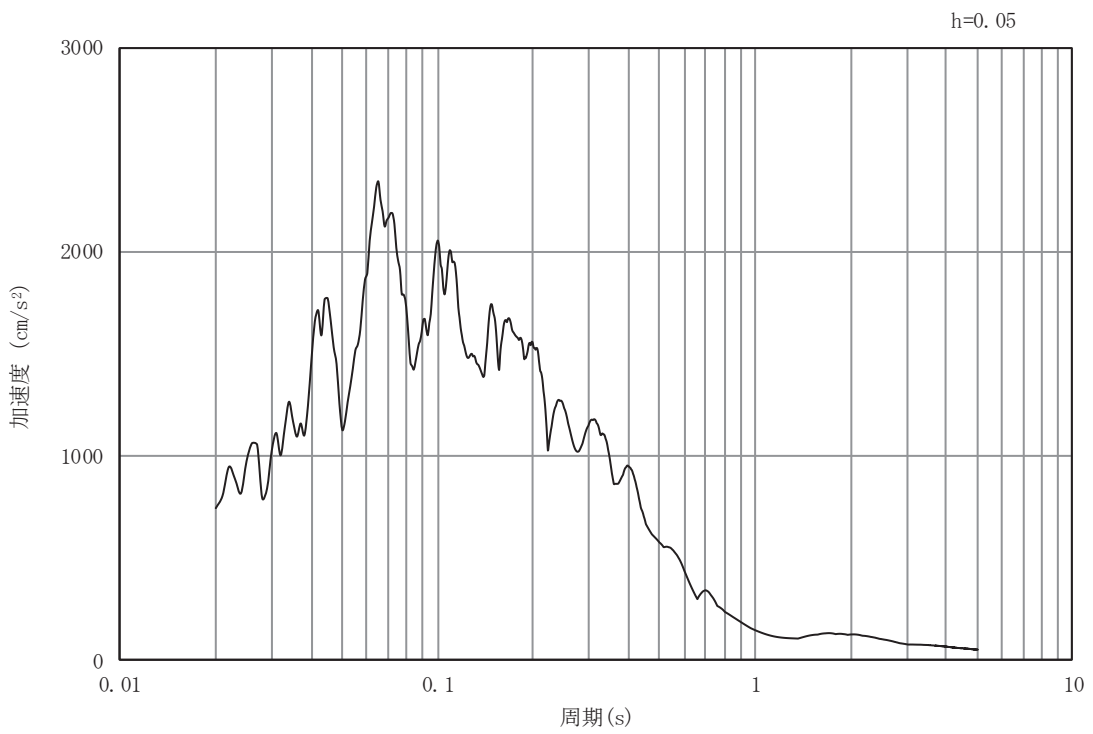


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-11 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
(鉛直成分：S s - F 2)

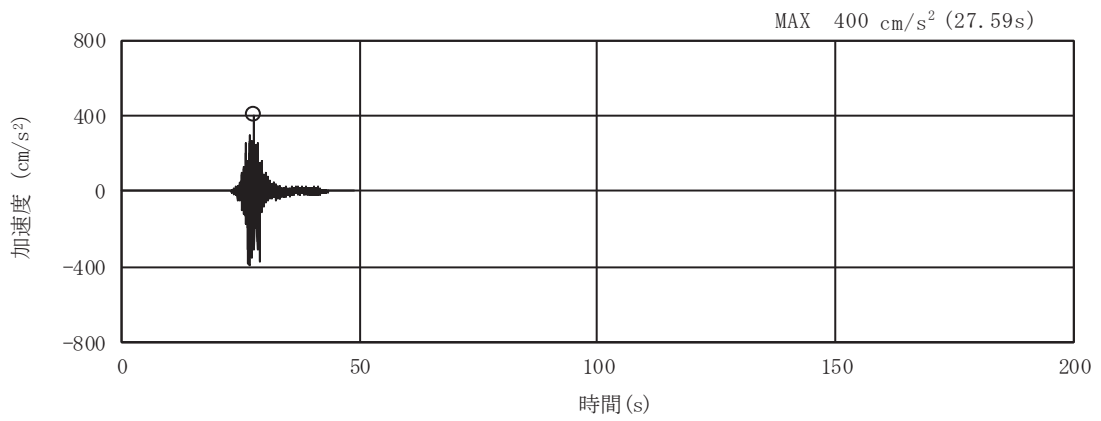


(a) 加速度時刻歴波形

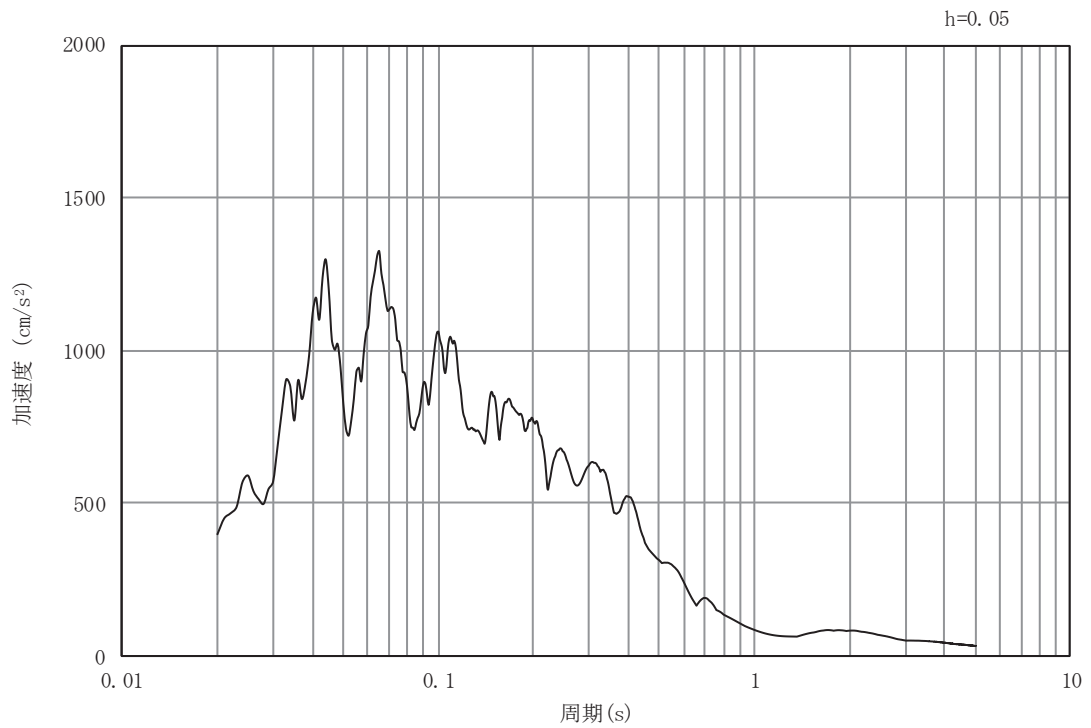


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-12 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 - F 3)

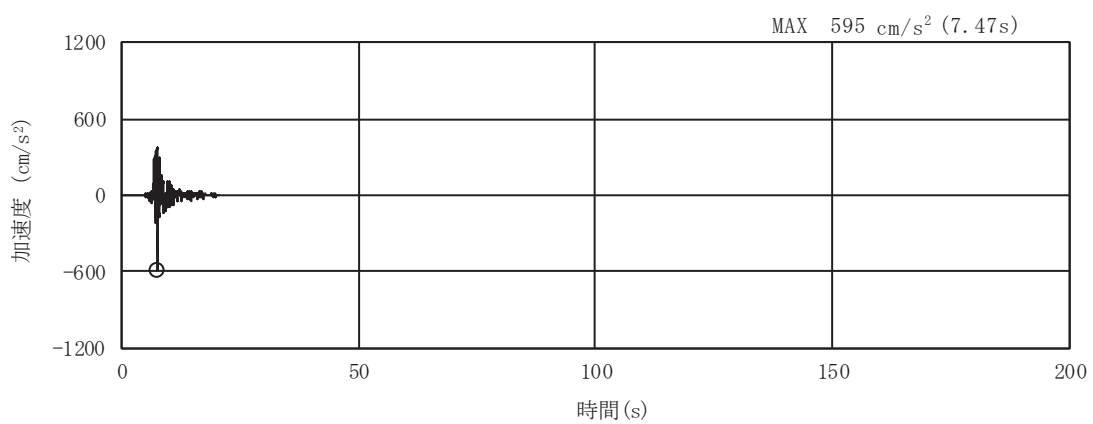


(a) 加速度時刻歴波形

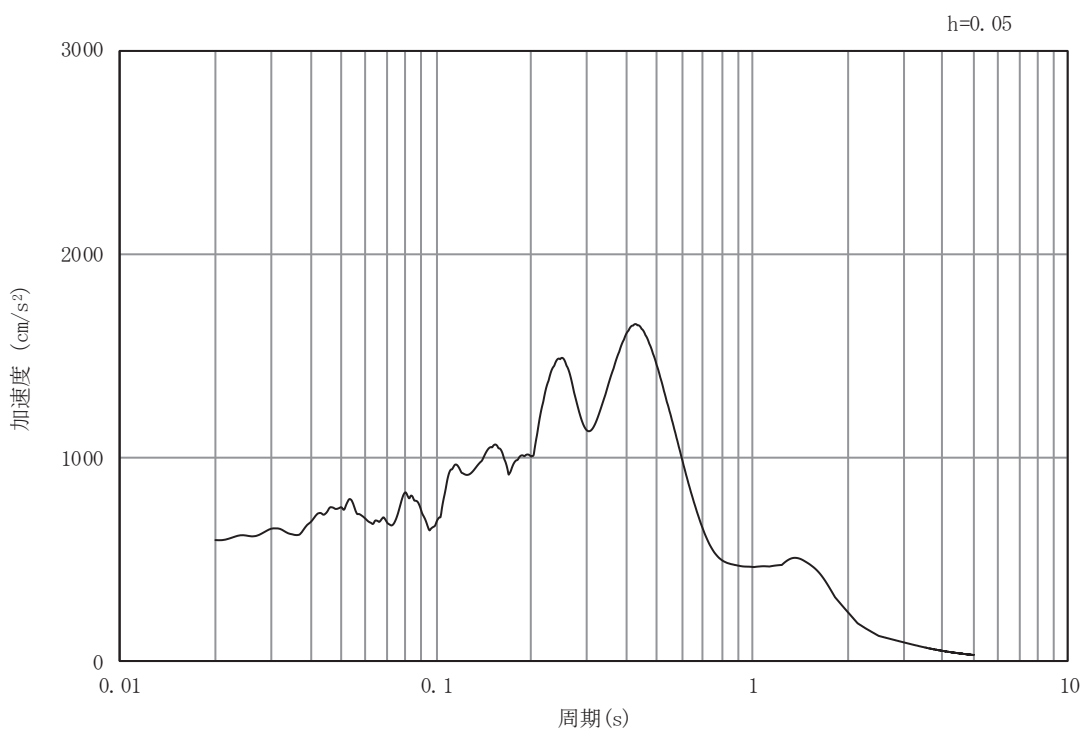


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-13 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 - F 3)

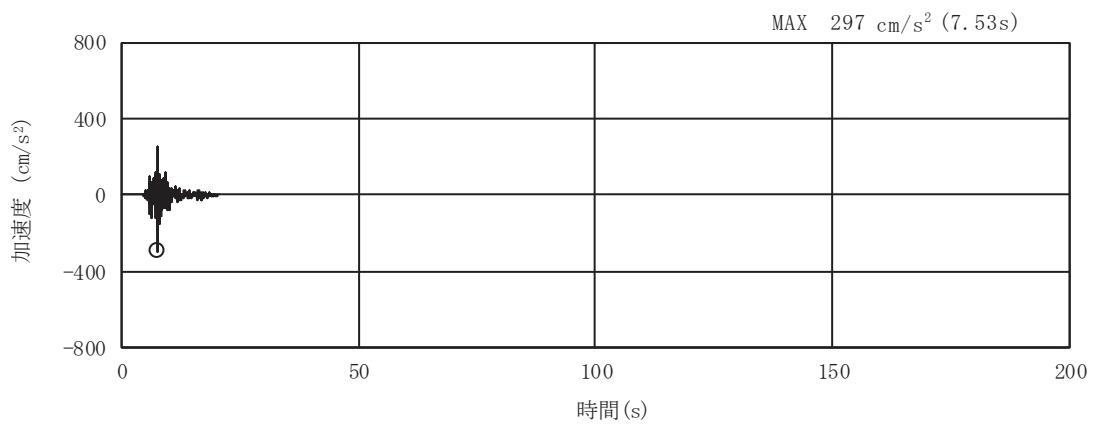


(a) 加速度時刻歴波形

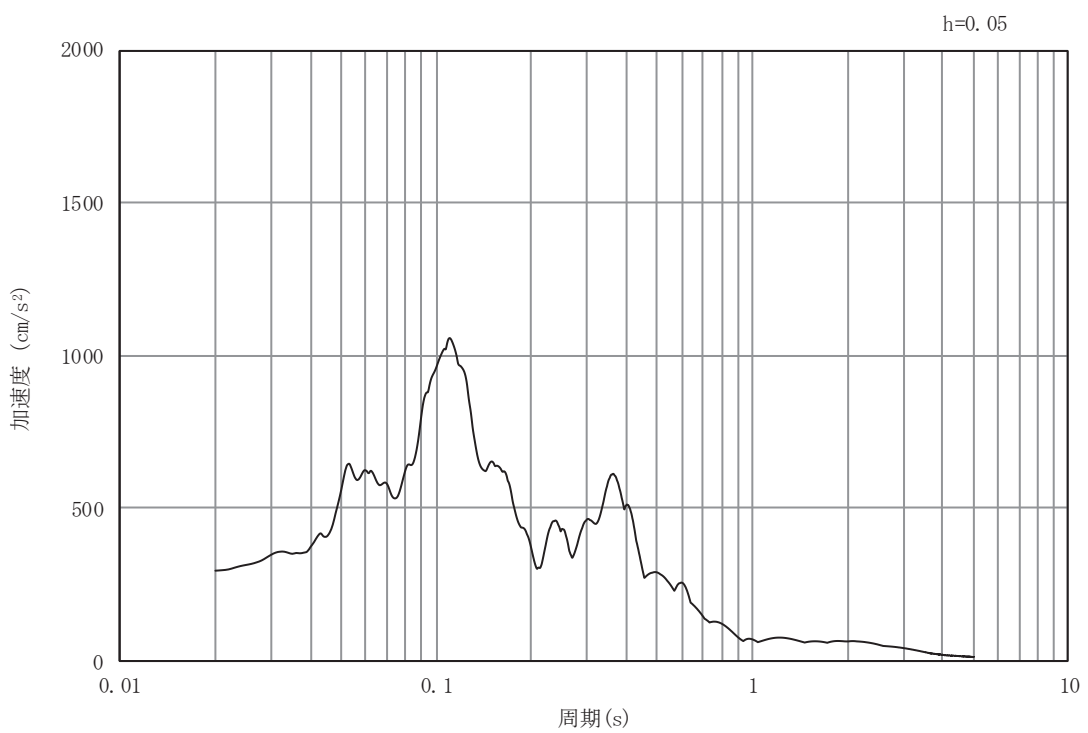


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-14 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
(水平成分：S s - N 1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 5-15 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
(鉛直成分：S s - N 1)

5.2 許容限界の設定

5.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

(1) シャヘい壁，バルブ室及び連絡ダクト

非線形シェル要素によりモデル化を行うシャヘい壁，バルブ室及び連絡ダクトの構造強度を有することの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する照査は，土木学会マニュアルに基づき，限界ひずみ（圧縮縁コンクリートひずみ：1.0% (10000 μ)) を許容限界とする。

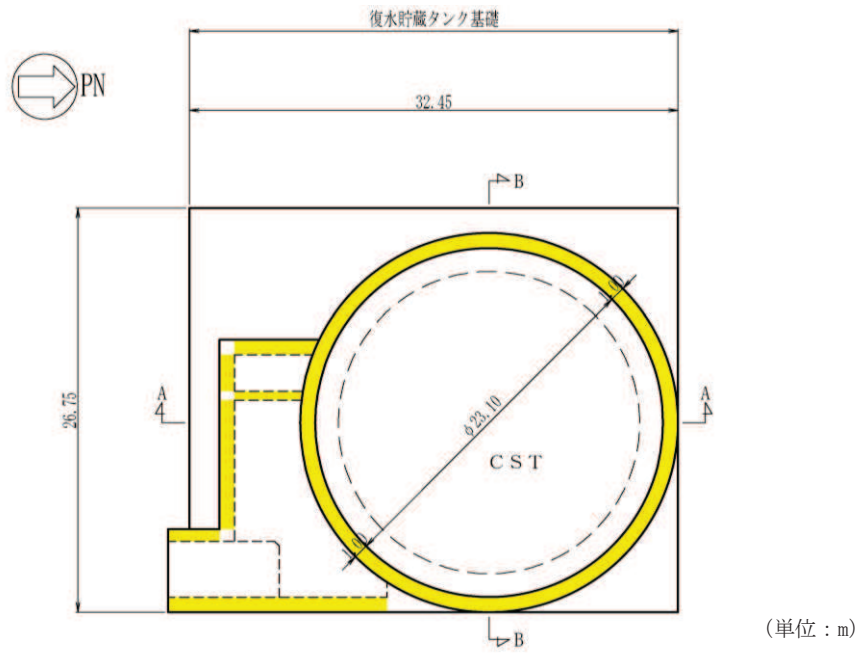
曲げ・軸力系の破壊に対する限界状態については，土木学会マニュアルではコンクリートの圧縮縁のかぶりが剥落しないこととされており，圧縮縁コンクリートひずみ1.0%の状態は，かぶりコンクリートが剥落する前の状態であることが，屋外重要土木構造物を模したラーメン構造の破壊実験及び数値シミュレーション等の結果より確認されている。この状態を限界値とすることで構造全体としての安定性等が確保できるとして設定されたものである。

シャヘい壁，バルブ室及び連絡ダクトの各部材のアンカー定着部に要求される常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないことの確認においては，コンクリート標準示方書に基づき，部材降伏に相当する限界ひずみ（コンクリート：2000 μ ，主筋ひずみ：1725 μ ）とする。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査に用いるコンクリート及び鉄筋の照査用ひずみは，三次元構造解析により得られた発生ひずみに安全係数（構造解析係数）1.2 を乗じることにより，曲げ・軸力系の破壊に対する安全裕度を見込んだ評価を実施する。

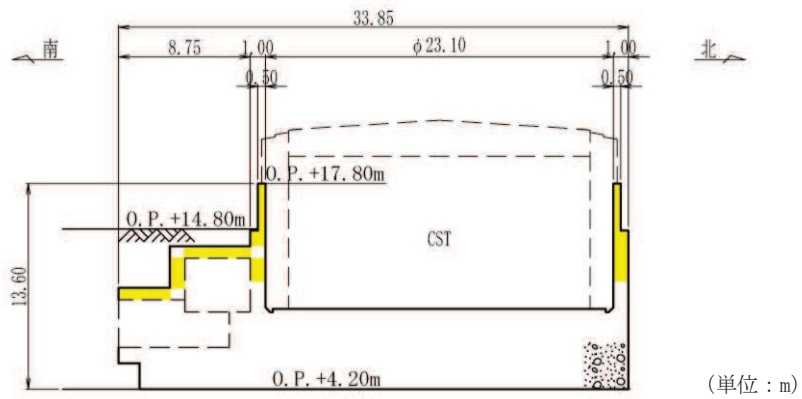
また，CCb 工法を適用する部材について，CCb 工法はおおむね弾性範囲となる状況下で使用することから，コンクリート及び鉄筋のひずみが，部材降伏に相当する限界ひずみ（コンクリートの圧縮ひずみ：2000 μ ，主筋ひずみ：1725 μ ）を下回ることを併せて確認する。復水貯蔵タンク基礎において CCb 工法を適用する部材を図 5-16 に示す。

シャヘい壁，バルブ室及び連絡ダクトの曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界を表 5-1 に示す。



■ : Ccbによる耐震補強箇所

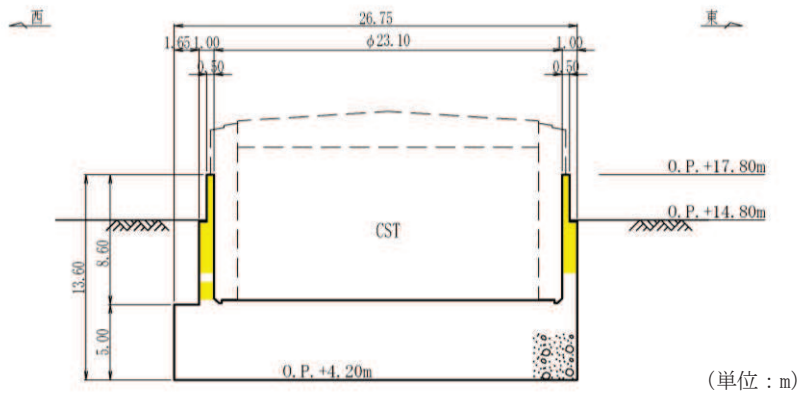
図 5-16(1) Ccbによる耐震補強箇所(平面図)(再掲)



(単位：m)

■ : Ccbによる耐震補強箇所

図 5-16(2) Ccbによる耐震補強箇所 (A-A 断面) (再掲)



(単位：m)

■ : Ccbによる耐震補強箇所

図 5-16(3) Ccbによる耐震補強箇所 (B-B 断面) (再掲)

表 5-1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界（しゃへい壁，バルブ室及び連絡ダクト）

確認項目	許容限界	
構造強度を有すること	限界ひずみ	圧縮縁コンクリートひずみ 1.0% (10000 μ) *1
常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないこと		圧縮ひずみ：2000 μ *2 主筋ひずみ：1725 μ *2

注記*1： $\gamma_i \frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_R} < 1.0$

ここで， γ_i ：構造物係数（ $\gamma_i = 1.0$ ）

ε_R ：限界ひずみ（圧縮縁コンクリートひずみ 10000 μ ）

ε_d ：照査用ひずみ（ $\varepsilon_d = \gamma_a \cdot \varepsilon$ ）

γ_a ：構造解析係数（ $\gamma_a = 1.2$ ）

ε ：圧縮縁の発生ひずみ

*2： $\gamma_i \frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_R} < 1.0$

ここで， γ_i ：構造物係数（ $\gamma_i = 1.0$ ）

ε_R ：限界ひずみ（圧縮ひずみ 2000 μ ，主筋ひずみ 1725 μ ）

ε_d ：照査用ひずみ（ $\varepsilon_d = \gamma_a \cdot \varepsilon$ ）

γ_a ：構造解析係数（ $\gamma_a = 1.2$ ）

ε ：発生ひずみ

(2) 基礎版

線形シェル要素によりモデル化を行う基礎版の構造強度を有することの確認及び常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は，短期許容応力度とする。コンクリート及び鉄筋の許容応力度を表 5-2 及び表 5-3 に示す。

表 5-2 コンクリートの許容応力度及び短期許容応力度（基礎版）

設計基準強度	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	$f'_{ck}=20.5$ (N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ'_{ca}	7.8
許容せん断応力度 τ_{a1}		0.42	0.63

注記*：コンクリート標準示方書により地震時の割り増し係数として 1.5 を考慮する。

表 5-3 鉄筋の許容応力度及び短期許容応力度（基礎版）

鉄筋の種類	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	SD345	許容引張応力度 σ_{sa}	196

注記*：コンクリート標準示方書により地震時の割り増し係数として 1.5 を考慮する。

5.2.2 せん断破壊に対する許容限界

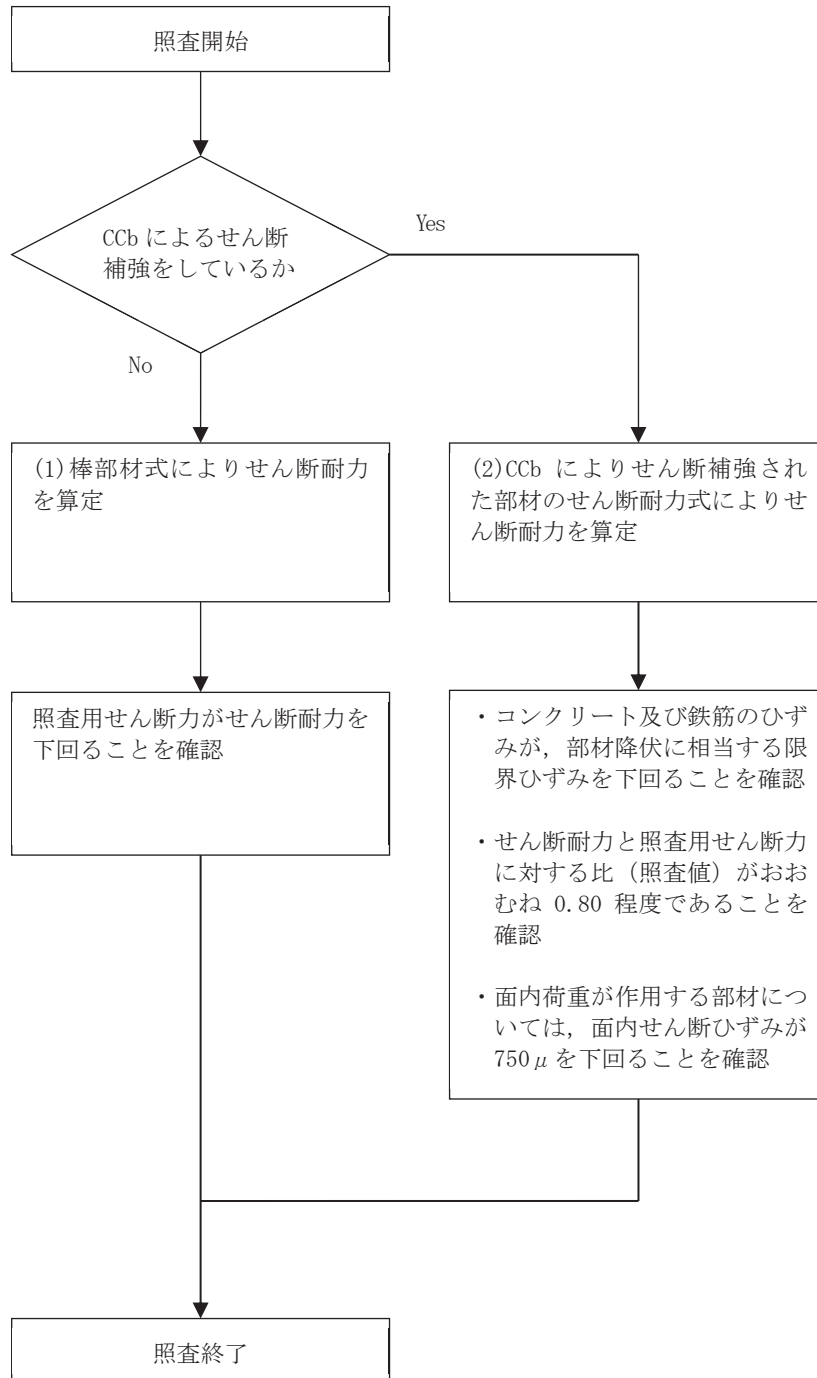
(1) しゃへい壁，バルブ室及び連絡ダクト

非線形シェル要素によりモデル化を行うしゃへい壁，バルブ室及び連絡ダクトの構造強度を有することの確認及び常設耐震重要重大事故防止設備等の施設を支持する機能を損なわないことの確認におけるせん断破壊に対する許容限界は，土木学会マニュアルに基づくせん断耐力とする。せん断耐力の評価式は部材の種類に応じて2種類を用いる。

せん断耐力は，土木学会マニュアルに基づき「a. 棒部材式」を適用することとし，ディープビームとなる部材についても，「a. 棒部材式」を用いることで安全側の評価とする。

CCb工法を用いる構造部材については「b. CCbによりせん断補強された部材のせん断耐力式」によることとする。

各せん断耐力の評価式は，後述する。また，せん断破壊に対する照査のフローを図5-17に示す。



注：照査用せん断力 $V_d = \text{発生せん断力 } V \times \text{構造解析係数 } \gamma_a$

図 5-17 せん断破壊に対する照査フロー

鉄筋コンクリート部材のせん断照査に用いる照査用せん断力は、三次元構造解析により得られたせん断力に安全係数（構造解析係数）1.05 を乗じることにより、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施する。

$$\gamma_i \frac{V_d}{V_{yd}} < 1.0$$

ここで、 γ_i : 構造物係数 ($\gamma_i = 1.0$)

V_{yd} : せん断耐力

V_d : 照査用せん断力 ($V_d = \gamma_a \cdot V$)

γ_a : 構造解析係数 ($\gamma_a = 1.05$)

V : 発生せん断力

土木学会マニュアルにおけるせん断耐力式による評価においては、表 5-4 に示すとおり、複数の安全係数（材料係数、部材係数、構造解析係数）が見込まれていることから、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施することが可能である。

表 5-4 せん断耐力式による評価において考慮している安全係数

安全係数			せん断照査		内容
			応答値算定	限界値算定	
材料係数	コンクリート	γ_{mc}	1.0	1.3	コンクリートの特性値（圧縮強度）を低減
	鉄筋	γ_{ms}	1.0	1.0	—
部材係数*	コンクリート	γ_{bc}	—	1.3	コンクリートが負担するせん断力を低減
	鉄筋	γ_{bs}	—	1.1	せん断補強筋が負担するせん断力を低減
構造解析係数		γ_a	1.05	—	応答値（断面力）の割り増し

注記*：土木学会マニュアルでは、部材係数 $\gamma_b = \gamma_{b1} \times \gamma_{b2}$

$$\gamma_{b1} = \begin{cases} 1.3 & (\text{コンクリート}) \\ 1.1 & (\text{鉄筋}) \end{cases}$$

$$\gamma_{b2} = \begin{cases} 1.0 & (R \leq 0.01) \\ (100R+2)/3 & (0.01 < R \leq 0.025) \\ 1.5 & (R > 0.025) \end{cases}$$

ここで、R：応答層間変形角

とされている。

γ_{b2} は層間変形角の値によらず、部材が降伏していない状態であれば、 $\gamma_{b2}=1.0$ としてよいとされている。解析結果から復水貯蔵タンク基礎の鉄筋コンクリート部材については降伏が認められなかったため、 $\gamma_{b2}=1.0$ とする。

a. 棒部材式

$$V_{y d} = V_{c d} + V_{s d}$$

ここで、 $V_{y d}$: せん断耐力

$V_{c d}$: コンクリートが分担するせん断耐力

$V_{s d}$: せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

$$V_{c d} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{v c d} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{b c}$$

$$f_{v c d} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{c d}} \quad \text{ただし、} f_{v c d} > 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{) となる場合は}$$

$$f_{v c d} = 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad (d \text{ [m]}) \quad \text{ただし、} \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_d = 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_v} \quad \text{ただし、} \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_p = 1.5$$

$$\beta_n = 1 + M_0 / M_d \quad (N'_d \geq 0) \quad \text{ただし、} \beta_n > 2.0 \text{ となる場合は } \beta_n = 2.0$$

$$= 1 + 2 M_0 / M_d \quad (N'_d < 0) \quad \text{ただし、} \beta_n < 0 \text{ となる場合は } \beta_n = 0$$

$$\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a/d} \quad \text{ただし、三次元構造解析は安全側の設定となるよう}$$

$$\beta_a = 1.0 \text{ とする。}$$

ここで、 $f'_{c d}$: コンクリート圧縮強度の設計用値(N/mm²)で設計基準強度 $f'_{c k}$ を
材料係数 $\gamma_{m c}$ で除したもの

$$p_v : \text{引張鉄筋比} \quad p_v = A_s / (b_w \cdot d)$$

A_s : 引張側鋼材の断面積

b_w : 部材の有効幅

d : 部材の有効高さ

N'_d : 設計軸圧縮力

M_d : 設計曲げモーメント

M_0 : M_d に対する引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要なモーメント (デコンプレッションモーメント)

$$M_0 = N'_d \cdot D/6$$

D : 断面高さ

a / d : せん断スパン比

γ_{bc} : 部材係数

γ_{mc} : 材料係数

$$V_{sd} = \left\{ A_w f_{wyd} (\sin \alpha + \cos \alpha) / s \right\} z / \gamma_{bs}$$

ここで、 A_w : 区間 s におけるせん断補強筋の総断面積

f_{wyd} : せん断補強筋の降伏強度の材料係数 γ_{ms} で除したもので、
400N/mm²以下とする。ただし、コンクリートの圧縮強度の特性値
 f'_{ck} が60N/mm²以上の時は、800N/mm²以下としてよい。

α : せん断補強筋と部材軸のなす角度

s : せん断補強筋の配置間隔

z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で、
d / 1.15とする。

γ_{bs} : 部材係数

γ_{ms} : 材料係数

b. Ccbによりせん断補強された部材のせん断耐力式（棒部材式）

復水貯蔵タンク基礎において後施工せん断補強（セラミックキャップバー（CCb））を配置した構造部材については、「建設技術審査証明報告書 技術名称 後施工セラミック定着型せん断補強鉄筋「セラミックキャップバー（CCb） 一般財団法人土木研究センター」」（以下「建設技術証明書」という）に示されている以下の設計式により求める。

$$V_{p y d} = V_{c d} + V_{s d} + V_{C C b d} \quad \dots \text{式(1)}$$

$$\begin{aligned} V_{C C b d} &= \beta_{a w} \cdot V_{a w d} \\ &= \beta_{a w} \cdot \left\{ A_{a w} \cdot f_{a w y d} (\sin \alpha_{a w} + \cos \alpha_{a w}) / S_{a w} \right\} z / \gamma_b \quad \dots \text{式(2)} \end{aligned}$$

$$\beta_{a w} = \eta = 1 - \frac{\ell_y}{2S_{r b}} \quad \dots \text{式(3)}$$

ただし、 $\ell_y - d \leq 0$ となる場合は $\ell_y - d = 0$ とする。

ここに、 $V_{c d}$: せん断補強鋼材を用いない壁部材の単位幅あたりのせん断耐力

$V_{s d}$: 既存のせん断補強鋼材により受け持たれる壁部材の単位幅あたりのせん断耐力

$V_{C C b d}$: セラミックキャップバー（CCb）により受け持たれる壁部材の単位幅あたりのせん断耐力

$V_{a w d}$: セラミックキャップバー（CCb）を通常のスターラップと見なして求められる壁部材の単位幅あたりのせん断耐力

$\beta_{a w}$: セラミックキャップバー（CCb）のせん断耐力の向上への有効性を示す係数

$A_{a w}$: 単位長さ当たりの区間 $S_{a w}$ におけるセラミックキャップバー（CCb）の総断面積

$f_{a w y d}$: セラミックキャップバー（CCb）の設計降伏強度で $400\text{N}/\text{mm}^2$ 以下とする。

$\alpha_{a w}$: セラミックキャップバー（CCb）が部材軸となす角度

$S_{a w}$: セラミックキャップバー（CCb）の配置間隔

z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で一般に $d/1.15$ としてよい。

γ_b : 部材係数（一般に 1.10 としてよい）

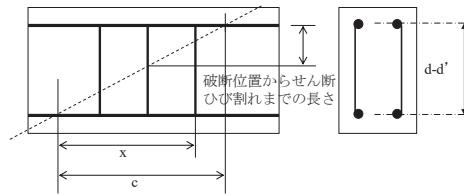
ℓ_y : セラミックキャップバー（CCb）の先端型定着体の定着長（ $5D$ としてよい）

D : CCbの鉄筋径

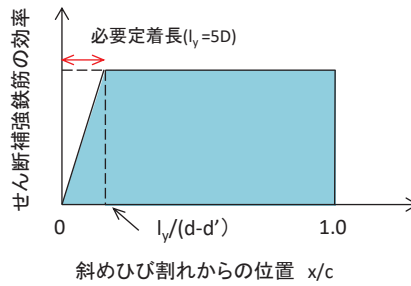
$S_{r b}$: 補強対象部材の圧縮鉄筋と引張鉄筋の間隔

- d : 補強対象部材の有効高さ
- d' : 差し込み側の部材表面から圧縮鋼材図心までの距離

セラミックキャップバー (CCb) が負担するせん断耐力は、先端型定着体の定着長が 5D であることから、通常のせん断鉄筋に比べ補強効率が低下する。セラミックキャップバー (CCb) が負担するせん断耐力は同定着長と補強対象部材の主筋間隔から算出される有効率 β_{aw} を通常のせん断補強鉄筋の負担分に乗じることにより考慮されている。図 5-18 に有効率算定における概念図を示す。



(a) 斜めひび割れ内に定着不良が生じたせん断補強鉄筋



(b) 標準型

図 5-18 セラミックキャップバー (CCb) の有効率算定の概念図

なお、設計上の保守的な配慮として、セラミックキャップバー (CCb) によるせん断補強を配置する場合は、対象とする構造部材の主筋の降伏以下の場合に適用することとし、せん断破壊に対する照査値はおおむね 0.80 程度とする。また、面内せん断ひずみを 750μ 未満とする。

(2) 基礎版

線形シェル要素によりモデル化を行う基礎版の構造強度を有することの確認及び常設耐震重要重大事故防止設備等の施設を支持する機能を損なわないことの確認におけるせん断破壊に対する許容限界は、表 5-2 に示す短期許容応力度とする。

5.2.3 壁部材の面内せん断に対する許容限界

壁部材の面内せん断に対する許容限界は、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) に基づき、限界せん断ひずみ 2000μ ($2/1000$) を許容限界とする。

原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) において、限界せん断ひずみ 2000μ ($2/1000$) は、耐震壁の終局耐力に相当する面内せん断ひずみ 4000μ ($4/1000$) に余裕を見込んだ許容限界として規定されている。

壁部材の面内せん断照査に用いる照査用面内せん断ひずみは、三次元構造解析により得られた面内せん断ひずみに安全係数 (構造解析係数) 1.2 を乗じることにより、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施する。

また、CCb 工法を適用する部材について、CCb 工法は面内せん断ひずみが 750μ までの範囲内において使用することから、面内せん断ひずみが 750μ を下回ることを確認する。復水貯蔵タンク基礎において CCb 工法を適用する部材を図 5-16 に示す。

$$\gamma_i \frac{\gamma_d}{\gamma_R} < 1.0$$

ここで、 γ_i : 構造物係数 ($\gamma_i = 1.0$)

$$\gamma_d = \gamma_a \cdot \gamma$$

γ_a : 構造解析係数 ($\gamma_a = 1.2$)

γ : 発生する面内せん断ひずみ

γ_R : せん断ひずみ度に関する許容限界の目安値

$$\gamma_R = \gamma_u / 2.0$$

γ_u : 終局せん断ひずみ度で 4.0×10^{-3}

5.2.4 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

(1) 基礎地盤（狐崎部層）

基礎地盤（狐崎部層）に発生する接地圧に対する許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、岩盤の極限支持力とする。

基礎地盤（狐崎部層）の接地圧に対する許容限界を表 5-5 に示す。

表 5-5 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm ²)
極限支持力	狐崎部層	13.7

(2) MMR（既設）

a. 接地圧に対する許容限界

MMR（既設）に発生する接地圧に対する許容限界は、コンクリート標準示方書に基づき、コンクリートの支圧強度とする。MMR（既設）の接地圧に対する許容限界を表 5-6 に示す。

表 5-6 MMR（既設）の支持性能に対する許容限界

評価項目	MMR（既設）	許容限界 (N/mm ²)
支圧強度	コンクリート ($f'_{ck} = 15.6 \text{ N/mm}^2$)	$f'_a = 15.6$

b. 健全性に対する許容限界

MMR（既設）に発生するせん断応力に対する許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、MMR（既設）のせん断強度 $\tau_f = \tau_o = f'_{ck} / 5$ とする。

また、せん断破壊に対する健全性の確認において参照する引張破壊については、コンクリート標準示方書に基づく引張強度を超える引張応力が発生した場合に引張破壊と判定する。

MMR（既設）のせん断破壊及び引張強度を表 5-7 に示す。

表 5-7 MMR（既設）のせん断強度及び引張強度

せん断強度*1 (N/mm ²)	引張強度*2 (N/mm ²)
3.12	1.43

注記*1：せん断強度 τ_f は、粘着力 $\tau_o = f'_{ck} / 5$ のみ見込むこととし、 $\sigma \tan \phi$ は考慮しないことで安全側に配慮する。

*2：コンクリート標準示方書に基づき設定

6. 評価結果

6.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として，表 6-1 及び表 6-2 で設定した照査時刻に対する「各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果」，「作用荷重分布図」及び「最大せん断ひずみ分布」を記載する。

表 6-1 照査時刻の考え方（しゃへい壁、バルブ室及び連絡ダクト）（再掲）

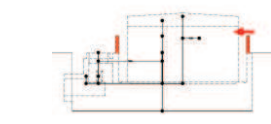
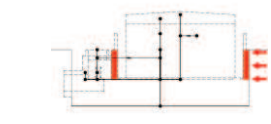
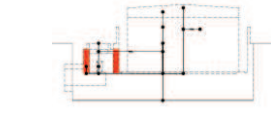
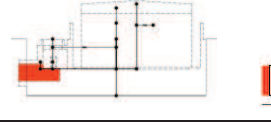

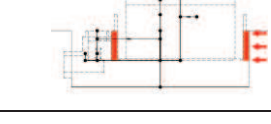
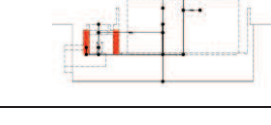



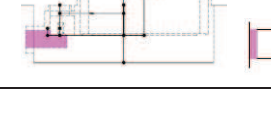
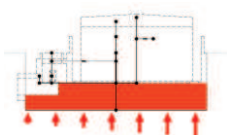
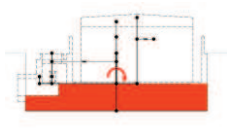
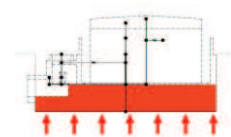
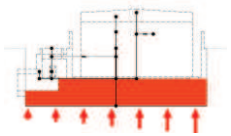
照査時刻	損傷モード	着目部位	加振方向	荷重抽出時刻
時刻 1-1	曲げ・軸力系の破壊	しゃへい壁（地上部）		東西南北 しゃへい壁部材（地上部）の転倒モーメントが最大となる時刻
時刻 1-2		しゃへい壁（地中部）		東西南北 しゃへい壁部材（地中部）の転倒モーメントが最大となる時刻
時刻 1-3		バルブ室壁		東西南北 バルブ室頂版～基礎版間の層間変位が最大となる時刻
時刻 1-4		連絡ダクト壁		東西 連絡ダクト頂版～基礎版間の層間変位が最大となる時刻
時刻 1-5	せん断破壊（面外）	しゃへい壁（地上部）		東西南北 しゃへい壁部材（地上部）の総水平荷重が最大となる時刻
時刻 1-6		しゃへい壁（地中部）		東西南北 しゃへい壁部材（地中部）の総水平荷重が最大となる時刻
時刻 1-7		バルブ室壁		東西南北 総水平荷重が最大となる時刻（バルブ室下端のせん断力が最大となる時刻）
時刻 1-8		連絡ダクト壁		東西 総水平荷重が最大となる時刻（連絡ダクト下端のせん断力が最大となる時刻）
時刻 1-9	せん断破壊（面内）	しゃへい壁		東西南北 しゃへい壁部材の層間変位が最大となる時刻
時刻 1-10 （時刻 1-3）		バルブ室壁		東西南北 バルブ室頂版～基礎版間の層間変位が最大となる時刻
時刻 1-11		連絡ダクト壁		南北 連絡ダクト頂版～基礎版間の層間変位が最大となる時刻

表 6-2 照査時刻の考え方（基礎版）（再掲）

照査時刻	損傷モード	着目部位		加振方向	荷重抽出時刻
時刻 2-1	曲げ・軸力 系の破壊	基礎版 (全体)		東西 南北	基礎版に作用する総転倒モーメントが最大となる時刻
時刻 2-2		基礎版 (局所的)		東西 南北	各上部構造（しゃへい壁，バルブ室，連絡ダクト，復水貯蔵タンク）の下端位置曲げモーメントが最大となる時刻
時刻 2-3	せん断破壊 (面外)	基礎版 (全体)		東西 南北	地盤反力の合計値が最大となる時刻
時刻 2-4		基礎版 (局所的)		東西 南北	最大地盤反力発生時刻

6.1.1 各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果

(1) シャへい壁（地上部）の転倒モーメントが最大となる時刻（時刻1-1）

地震応答解析結果のうち、シャへい壁（地上部）の最大転倒モーメントの算定結果を表6-3に示す。

表6-3(1) シャへい壁（地上部）の最大転倒モーメントの算定結果（南北）

解析ケース	地震動		最大転倒モーメント (kN・m/m) (時刻 (s))	
	①	S s - D 1	++	-86
-+			-82	(25.21)
S s - D 2		++	+91	(6.85)
		-+	-114	(6.87)
S s - D 3		++	-85	(21.00)
		-+	-89	(14.42)
S s - F 1		++	-72	(19.56)
		-+	-62	(19.47)
S s - F 2		++	+77	(28.38)
		-+	-70	(28.37)
S s - F 3		++	-103	(28.59)
		-+	-81	(26.79)
S s - N 1		++	-66	(7.50)
		-+	+69	(7.52)

表6-3(2) シャへい壁（地上部）の最大転倒モーメントの算定結果（東西）

解析ケース	地震動		最大転倒モーメント (kN・m/m) (時刻 (s))	
	①	S s - D 1	++	-101
-+			+100	(45.01)
S s - D 2		++	+104	(13.62)
		-+	-107	(6.87)
S s - D 3		++	-86	(21.38)
		-+	+82	(21.37)
S s - F 1		++	-83	(19.57)
		-+	-78	(19.49)
S s - F 2		++	+77	(28.39)
		-+	-78	(28.39)
S s - F 3		++	-106	(28.59)
		-+	-90	(27.70)
S s - N 1		++	-70	(7.51)
		-+	+69	(7.51)
②	S s - D 2	++	+108	(13.62)
③	S s - D 2	++	+105	(13.63)
④	S s - D 2	++	+101	(13.62)

(2) シャヘい壁（地中部）の転倒モーメントが最大となる時刻（時刻 1-2）

地震応答解析結果のうち、シャヘい壁（地中部）の最大転倒モーメントの算定結果を表 6-4 に示す。

表 6-4(1) シャヘい壁（地中部）の最大転倒モーメントの算定結果（南北）

解析ケース	地震動		最大転倒モーメント (kN・m/m)	
			(時刻 (s))	
①	S s - D 1	++	-1731	(45.00)
		-+	-1667	(25.21)
	S s - D 2	++	+1780	(6.85)
		-+	-1905	(6.87)
	S s - D 3	++	+1550	(14.41)
		-+	-1636	(14.42)
	S s - F 1	++	+1416	(19.48)
		-+	-1303	(19.47)
	S s - F 2	++	+1559	(28.38)
		-+	-1456	(28.37)
	S s - F 3	++	-1911	(28.59)
		-+	-1613	(26.79)
	S s - N 1	++	-1387	(7.50)
		-+	+1434	(7.51)

表 6-4(2) シャヘい壁（地中部）の最大転倒モーメントの算定結果（東西）

解析ケース	地震動		最大転倒モーメント (kN・m/m)	
			(時刻 (s))	
①	S s - D 1	++	-1927	(45.02)
		-+	+1923	(45.02)
	S s - D 2	++	+1996	(13.62)
		-+	-1962	(13.62)
	S s - D 3	++	-1654	(21.38)
		-+	+1560	(21.37)
	S s - F 1	++	+1563	(19.48)
		-+	-1542	(19.49)
	S s - F 2	++	+1503	(28.39)
		-+	-1521	(28.39)
	S s - F 3	++	-1949	(28.59)
		-+	+1671	(28.60)
	S s - N 1	++	-1417	(7.52)
		-+	+1419	(7.51)
②	S s - D 2	++	+2020	(13.62)
③	S s - D 2	++	+1972	(13.63)
④	S s - D 2	++	+1963	(13.62)

(3) バルブ室頂版～基礎版間の層間変位が最大となる時刻（時刻 1-3, 時刻 1-10）

地震応答解析結果のうち，バルブ室頂版と基礎版間の最大層間変位算定結果を表 6-5 に示す。

表 6-5(1) バルブ室頂版と基礎版間の最大層間変位の算定結果（南北）

解析ケース	地震動		最大層間変位 (mm)	
			(時刻 (s))	
①	S s - D 1	++	+0.461	(45.01)
		-+	+0.461	(25.21)
	S s - D 2	++	-0.487	(25.09)
		-+	+0.535	(6.87)
	S s - D 3	++	+0.424	(14.35)
		-+	+0.442	(14.42)
	S s - F 1	++	-0.409	(19.48)
		-+	+0.375	(19.48)
	S s - F 2	++	+0.414	(26.88)
		-+	+0.402	(28.38)
	S s - F 3	++	+0.569	(28.59)
		-+	-0.439	(28.59)
	S s - N 1	++	+0.367	(7.51)
		-+	-0.375	(7.52)

表 6-5(2) バルブ室頂版と基礎版間の最大層間変位の算定結果（東西）

解析ケース	地震動		最大層間変位 (mm)	
			(時刻 (s))	
①	S s - D 1	++	+0.387	(45.02)
		-+	-0.371	(45.02)
	S s - D 2	++	-0.385	(25.10)
		-+	+0.377	(13.63)
	S s - D 3	++	+0.315	(21.38)
		-+	+0.317	(20.93)
	S s - F 1	++	-0.329	(19.49)
		-+	+0.340	(19.49)
	S s - F 2	++	+0.340	(26.89)
		-+	-0.336	(26.89)
	S s - F 3	++	+0.369	(28.60)
		-+	-0.345	(28.61)
	S s - N 1	++	+0.296	(7.52)
		-+	+0.284	(7.33)
②	S s - D 2	++	-0.387	(25.10)
③	S s - D 2	++	-0.385	(13.63)
④	S s - D 2	++	-0.291	(13.63)

(4) 連絡ダクト頂版～基礎版間の層間変位が最大となる時刻（時刻 1-4）

地震応答解析結果のうち，連絡ダクト頂版と基礎版間の最大層間変位の算定結果を表 6-6 に示す。

表 6-6 連絡ダクト頂版と基礎版間の最大層間変位の算定結果（東西）

解析ケース	地震動		最大層間変位（mm）	
			（時刻（s））	
①	S s - D 1	++	+0.052	(45.02)
		-+	+0.049	(25.22)
	S s - D 2	++	-0.050	(13.63)
		-+	+0.051	(13.63)
	S s - D 3	++	+0.043	(21.38)
		-+	+0.043	(20.93)
	S s - F 1	++	-0.043	(19.49)
		-+	+0.044	(19.49)
	S s - F 2	++	+0.045	(26.89)
		-+	-0.043	(26.89)
	S s - F 3	++	+0.049	(28.60)
		-+	-0.045	(28.61)
	S s - N 1	++	+0.040	(7.52)
		-+	+0.038	(7.33)
②	S s - D 2	++	-0.050	(25.10)
③	S s - D 2	++	-0.050	(13.63)
④	S s - D 2	++	-0.038	(13.63)

(5) シャヘイ壁（地上部）の総水平荷重が最大となる時刻（時刻 1-5）

地震応答解析結果のうち，シャヘイ壁（地上部）の最大総水平荷重の算定結果を表 6-7 に示す。

表 6-7(1) シャヘイ壁（地上部）の最大総水平荷重の算定結果（南北）

解析ケース	地震動		最大総水平荷重 (kN/m)	
			(時刻 (s))	
①	S s - D 1	++	+130	(45.00)
		-+	+125	(25.21)
	S s - D 2	++	-135	(6.85)
		-+	+154	(6.87)
	S s - D 3	++	+119	(21.00)
		-+	+128	(14.42)
	S s - F 1	++	+106	(19.56)
		-+	+97	(19.47)
	S s - F 2	++	-117	(28.38)
		-+	+108	(28.37)
	S s - F 3	++	+146	(28.59)
		-+	+122	(26.79)
	S s - N 1	++	+103	(7.50)
		-+	-106	(7.51)

表 6-7(2) シャヘイ壁（地上部）の最大総水平荷重の算定結果（東西）

解析ケース	地震動		最大総水平荷重 (kN/m)	
			(時刻 (s))	
①	S s - D 1	++	+149	(45.02)
		-+	-147	(45.02)
	S s - D 2	++	-155	(13.62)
		-+	+150	(13.62)
	S s - D 3	++	+126	(21.38)
		-+	-120	(21.37)
	S s - F 1	++	-119	(19.48)
		-+	+117	(19.49)
	S s - F 2	++	-114	(28.39)
		-+	+116	(28.39)
	S s - F 3	++	+152	(28.59)
		-+	+128	(28.69)
	S s - N 1	++	+107	(7.52)
		-+	-106	(7.51)
②	S s - D 2	++	-155	(13.62)
③	S s - D 2	++	-153	(13.63)
④	S s - D 2	++	-151	(13.62)

(6) シャへい壁（地中部）の総水平荷重が最大となる時刻（時刻 1-6）

地震応答解析結果のうち，シャへい壁（地中部）の最大総水平荷重の算定結果を表 6-8 に示す。

表 6-8(1) シャへい壁（地中部）の最大総水平荷重の算定結果（南北）

解析ケース	地震動		最大総水平荷重 (kN/m)	
			(時刻 (s))	
①	S s - D 1	++	+1177	(45.00)
		-+	+1185	(25.20)
	S s - D 2	++	-1217	(25.09)
		-+	+1255	(25.08)
	S s - D 3	++	-1014	(14.41)
		-+	+1044	(14.42)
	S s - F 1	++	-979	(19.48)
		-+	+934	(19.47)
	S s - F 2	++	-1085	(28.38)
		-+	+1030	(28.37)
	S s - F 3	++	+1245	(28.59)
		-+	-1095	(28.58)
	S s - N 1	++	+990	(7.50)
		-+	-1031	(7.51)

表 6-8(2) シャへい壁（地中部）の最大総水平荷重の算定結果（東西）

解析ケース	地震動		最大総水平荷重 (kN/m)	
			(時刻 (s))	
①	S s - D 1	++	+1251	(45.02)
		-+	-1243	(45.02)
	S s - D 2	++	-1266	(13.62)
		-+	+1280	(13.62)
	S s - D 3	++	+1063	(21.38)
		-+	+1012	(20.92)
	S s - F 1	++	-1046	(19.48)
		-+	+1022	(19.49)
	S s - F 2	++	-1002	(28.39)
		-+	+995	(28.39)
	S s - F 3	++	+1196	(28.59)
		-+	-1109	(28.60)
	S s - N 1	++	+983	(7.52)
		-+	-990	(7.51)
②	S s - D 2	++	-1275	(13.62)
③	S s - D 2	++	-1255	(13.62)
④	S s - D 2	++	-1262	(13.62)

- (7) 総水平荷重が最大となる時刻(バルブ室下端のせん断力が最大となる時刻) (時刻 1-7)
地震応答解析結果のうち, バルブ室下端の最大総水平荷重の算定結果を表 6-9 に示す。

表 6-9(1) バルブ室下端の最大総水平荷重の算定結果 (南北)

解析ケース	地震動		最大総水平荷重 (kN/m)	
			(時刻 (s))	
①	S s - D 1	++	+113	(45.01)
		-+	+114	(25.21)
	S s - D 2	++	-118	(25.09)
		-+	+122	(25.08)
	S s - D 3	++	+98	(14.35)
		-+	+102	(14.42)
	S s - F 1	++	-97	(19.48)
		-+	+90	(19.48)
	S s - F 2	++	-101	(28.38)
		-+	+98	(28.38)
	S s - F 3	++	+134	(28.59)
		-+	-107	(28.59)
	S s - N 1	++	+91	(7.51)
		-+	-94	(7.51)

表 6-9(2) バルブ室下端の最大総水平荷重の算定結果 (東西)

解析ケース	地震動		最大総水平荷重 (kN/m)	
			(時刻 (s))	
①	S s - D 1	++	+418	(45.02)
		-+	-398	(45.02)
	S s - D 2	++	-408	(13.63)
		-+	+406	(13.63)
	S s - D 3	++	+340	(21.38)
		-+	+339	(20.93)
	S s - F 1	++	-350	(19.49)
		-+	+364	(19.49)
	S s - F 2	++	+359	(26.89)
		-+	-350	(26.89)
	S s - F 3	++	+399	(28.60)
		-+	-364	(28.61)
	S s - N 1	++	+319	(7.52)
		-+	+306	(7.33)
②	S s - D 2	++	-409	(25.10)
③	S s - D 2	++	-411	(13.63)
④	S s - D 2	++	-403	(13.63)

- (8) 総水平荷重が最大となる時刻(連絡ダクト下端のせん断力が最大となる時刻) (時刻 1-8) 地震応答解析結果のうち, 連絡ダクト下端の最大総水平荷重の算定結果を表 6-10 に示す。

表 6-10 連絡ダクト下端の最大総水平荷重の算定結果 (東西)

解析ケース	地震動		最大総水平荷重 (kN/m)	
			(時刻 (s))	
①	S s - D 1	++	+89	(45.02)
		-+	-86	(45.02)
	S s - D 2	++	-88	(13.63)
		-+	+87	(13.63)
	S s - D 3	++	+73	(21.38)
		-+	+72	(20.93)
	S s - F 1	++	-74	(19.49)
		-+	+76	(19.49)
	S s - F 2	++	+75	(26.89)
		-+	-73	(26.89)
	S s - F 3	++	+86	(28.60)
		-+	-77	(28.60)
	S s - N 1	++	+69	(7.52)
		-+	-66	(7.52)
②	S s - D 2	++	-88	(13.63)
③	S s - D 2	++	-88	(13.63)
④	S s - D 2	++	-87	(13.63)

(9) しゃへい壁の層間変位が最大となる時刻 (時刻 1-9)

地震応答解析結果のうち, しゃへい壁の最大層間変位の算定結果を表 6-11 に示す。

表 6-11(1) しゃへい壁の最大層間変位の算定結果 (南北)

解析ケース	地震動		最大層間変位 (mm)	
			(時刻 (s))	
①	S s - D 1	++	+0.471	(45.01)
		-+	+0.495	(25.36)
	S s - D 2	++	-0.516	(25.10)
		-+	+0.541	(6.87)
	S s - D 3	++	+0.441	(14.35)
		-+	+0.451	(14.42)
	S s - F 1	++	-0.431	(19.48)
		-+	+0.410	(22.28)
	S s - F 2	++	+0.440	(26.88)
		-+	+0.421	(28.38)
	S s - F 3	++	+0.547	(28.59)
		-+	-0.455	(28.60)
	S s - N 1	++	+0.387	(7.52)
		-+	-0.392	(7.52)

表 6-11(2) しゃへい壁の最大層間変位の算定結果 (東西)

解析ケース	地震動		最大層間変位 (mm)	
			(時刻 (s))	
①	S s - D 1	++	+0.624	(45.02)
		-+	+0.630	(25.23)
	S s - D 2	++	-0.660	(25.11)
		-+	+0.671	(25.11)
	S s - D 3	++	-0.533	(20.94)
		-+	+0.555	(13.21)
	S s - F 1	++	+0.611	(18.89)
		-+	-0.599	(18.89)
	S s - F 2	++	+0.617	(26.90)
		-+	-0.619	(26.90)
	S s - F 3	++	+0.603	(28.60)
		-+	-0.605	(28.61)
	S s - N 1	++	+0.508	(7.53)
		-+	-0.493	(7.55)
②	S s - D 2	++	-0.663	(25.11)
③	S s - D 2	++	-0.660	(25.11)
④	S s - D 2	++	-0.503	(25.11)

(10) 連絡ダクト頂版～基礎版間の層間変位が最大となる時刻（時刻 1-11）

地震応答解析結果のうち，連絡ダクト頂版と基礎版間の最大層間変位の算定結果を表 6-12 に示す。

表 6-12 連絡ダクト頂版と基礎版間の最大層間変位の算定結果（南北）

解析ケース	地震動		最大層間変位 (mm)	
			(時刻 (s))	
①	S s - D 1	++	+0.060	(45.01)
		-+	+0.061	(25.21)
	S s - D 2	++	-0.064	(25.09)
		-+	+0.065	(25.08)
	S s - D 3	++	+0.052	(14.35)
		-+	+0.054	(14.42)
	S s - F 1	++	-0.053	(19.48)
		-+	+0.048	(19.48)
	S s - F 2	++	-0.055	(28.38)
		-+	+0.053	(28.38)
	S s - F 3	++	+0.071	(28.59)
		-+	-0.058	(28.59)
	S s - N 1	++	+0.049	(7.51)
		-+	-0.051	(7.51)

(11) 基礎版に作用する総転倒モーメントが最大となる時刻（時刻 2-1）

地震応答解析結果のうち、基礎版に作用する総転倒モーメントの算定結果を表 6-13 に示す。

表 6-13(1) 基礎版に作用する総転倒モーメントの算定結果（南北）

解析ケース	地震動		最大総転倒モーメント (kN・m/m) (時刻 (s))	
①	S s - D 1	++	+40199	(40.42)
		-+	+37617	(37.20)
	S s - D 2	++	+45162	(25.12)
		-+	+45290	(6.81)
	S s - D 3	++	+34643	(14.43)
		-+	+36517	(14.37)
	S s - F 1	++	+35116	(19.50)
		-+	+34632	(18.89)
	S s - F 2	++	+32327	(28.39)
		-+	+36337	(30.69)
	S s - F 3	++	+40046	(27.70)
		-+	+34201	(28.62)
	S s - N 1	++	-19064	(7.65)
		-+	+33484	(7.58)
②	S s - D 2	++	+46574	(6.87)
	S s - F 3	++	+39896	(27.70)
③	S s - D 2	++	+45243	(25.12)
④	S s - D 2	++	+44989	(25.12)

表 6-13(2) 基礎版に作用する総転倒モーメントの算定結果（東西）

解析ケース	地震動		最大総転倒モーメント (kN・m/m) (時刻 (s))	
①	S s - D 1	++	+37075	(37.19)
		-+	+40992	(25.22)
	S s - D 2	++	+39811	(6.81)
		-+	+42380	(25.12)
	S s - D 3	++	+35441	(21.39)
		-+	+36526	(20.93)
	S s - F 1	++	+37007	(18.90)
		-+	+35310	(22.31)
	S s - F 2	++	+38634	(26.89)
		-+	+33598	(28.50)
	S s - F 3	++	+36936	(28.62)
		-+	+37436	(27.70)
	S s - N 1	++	+33233	(7.52)
		-+	+30440	(7.34)

- (12) 各上部構造（しゃへい壁，バルブ室，連絡ダクト及び復水貯蔵タンク）の下端位置曲げモーメントが最大となる時刻（時刻 2-2）

地震応答解析結果のうち，上部構造（しゃへい壁，バルブ室，連絡ダクト及び復水貯蔵タンク）の下端位置における最大曲げモーメントの算定結果を表 6-14 に示す。

表 6-14(1) しゃへい壁の下端位置における最大曲げモーメントの算定結果（南北）

解析ケース	地震動		しゃへい壁下端最大曲げモーメント (kN・m/m) (時刻 (s))	
①	S s - D 1	++	-13199	(37.19)
		-+	-15023	(25.37)
	S s - D 2	++	-12625	(24.68)
		-+	-14897	(13.42)
	S s - D 3	++	-11601	(14.36)
		-+	-12588	(13.21)
	S s - F 1	++	-12698	(22.69)
		-+	-13116	(22.29)
	S s - F 2	++	-13038	(30.68)
		-+	-12305	(28.40)
	S s - F 3	++	-12867	(28.59)
		-+	-11322	(27.70)
	S s - N 1	++	-12174	(7.54)
		-+	+10223	(7.54)
②	S s - D 2	++	-12748	(24.68)
	S s - F 3	++	-12578	(28.59)
③	S s - D 2	++	-12590	(24.68)
④	S s - D 2	++	-12669	(24.68)

表 6-14(2) しゃへい壁の下端位置における最大曲げモーメントの算定結果（東西）

解析ケース	地震動		しゃへい壁下端最大曲げモーメント (kN・m/m) (時刻 (s))	
①	S s - D 1	++	+11473	(49.12)
		-+	+11782	(25.24)
	S s - D 2	++	+11469	(24.71)
		-+	+11882	(25.12)
	S s - D 3	++	+9319	(28.73)
		-+	+10165	(13.22)
	S s - F 1	++	+11433	(18.90)
		-+	+10389	(19.50)
	S s - F 2	++	+11351	(26.90)
		-+	+11327	(28.50)
	S s - F 3	++	+11161	(28.63)
		-+	-10420	(28.64)
	S s - N 1	++	+9644	(7.55)
		-+	-8705	(7.56)

表 6-14(3) バルブ室の下端位置における最大曲げモーメントの算定結果 (南北)

解析ケース	地震動		バルブ室下端最大曲げモーメント (kN・m/m) (時刻 (s))	
①	S s - D 1	++	-554	(45.01)
		-+	-558	(25.21)
	S s - D 2	++	+592	(25.09)
		-+	-662	(6.87)
	S s - D 3	++	-503	(14.35)
		-+	-545	(14.42)
	S s - F 1	++	+487	(19.48)
		-+	-442	(19.48)
	S s - F 2	++	+519	(28.39)
		-+	-484	(28.38)
	S s - F 3	++	-697	(28.59)
		-+	-524	(26.79)
	S s - N 1	++	-438	(7.51)
		-+	+449	(7.51)
②	S s - D 2	++	+591	(25.09)
	S s - F 3	++	-676	(28.59)
③	S s - D 2	++	+593	(25.09)
④	S s - D 2	++	+587	(25.09)

表 6-14(4) バルブ室の下端位置における最大曲げモーメントの算定結果 (東西)

解析ケース	地震動		バルブ室下端最大曲げモーメント (kN・m/m) (時刻 (s))	
①	S s - D 1	++	+1662	(45.02)
		-+	-1610	(45.02)
	S s - D 2	++	-1662	(13.63)
		-+	+1614	(13.63)
	S s - D 3	++	+1353	(21.38)
		-+	+1328	(20.93)
	S s - F 1	++	-1407	(19.49)
		-+	+1436	(19.49)
	S s - F 2	++	+1426	(26.89)
		-+	-1424	(26.89)
	S s - F 3	++	+1552	(28.60)
		-+	-1444	(28.61)
	S s - N 1	++	+1216	(7.52)
		-+	+1183	(7.33)

表 6-14(5) 連絡ダクトの下端位置における最大曲げモーメントの算定結果 (南北)

解析ケース	地震動		連絡ダクト下端最大曲げモーメント (kN・m/m) (時刻 (s))	
①	S s - D 1	++	+158	(25.21)
		-+	-160	(25.21)
	S s - D 2	++	+178	(6.85)
		-+	-192	(6.87)
	S s - D 3	++	+157	(14.41)
		-+	-161	(14.42)
	S s - F 1	++	-147	(19.56)
		-+	-124	(19.49)
	S s - F 2	++	+166	(28.39)
		-+	-138	(28.38)
	S s - F 3	++	-198	(28.59)
		-+	-170	(26.79)
	S s - N 1	++	-125	(7.50)
		-+	+130	(7.51)
②	S s - D 2	++	+186	(6.86)
	S s - F 3	++	-194	(28.59)
③	S s - D 2	++	+180	(6.85)
④	S s - D 2	++	+179	(6.85)

表 6-14(6) 連絡ダクトの下端位置における最大曲げモーメントの算定結果 (東西)

解析ケース	地震動		連絡ダクト下端最大曲げモーメント (kN・m/m) (時刻 (s))	
①	S s - D 1	++	+143	(45.02)
		-+	-139	(45.02)
	S s - D 2	++	-144	(13.63)
		-+	+144	(6.87)
	S s - D 3	++	+120	(21.38)
		-+	-115	(14.37)
	S s - F 1	++	-113	(19.49)
		-+	+114	(19.49)
	S s - F 2	++	+116	(26.89)
		-+	+112	(28.39)
	S s - F 3	++	-127	(27.70)
		-+	+135	(27.70)
	S s - N 1	++	+94	(7.52)
		-+	-92	(7.52)

表 6-14(7) 復水貯蔵タンクの下端位置における最大曲げモーメントの算定結果 (南北)

解析ケース	地震動		復水貯蔵タンク下端最大曲げ モーメント (kN・m/m) (時刻 (s))	
①	S s - D 1	++	+6079	(35.36)
		-+	-5908	(18.94)
	S s - D 2	++	+7408	(13.42)
		-+	+6973	(6.79)
	S s - D 3	++	-6812	(25.08)
		-+	+7080	(25.07)
	S s - F 1	++	-6576	(19.56)
		-+	+5582	(19.56)
	S s - F 2	++	+5503	(31.31)
		-+	-4618	(31.31)
	S s - F 3	++	-5364	(29.18)
		-+	-6207	(26.79)
	S s - N 1	++	-3704	(7.49)
		-+	+3635	(7.50)
②	S s - D 2	++	+7353	(13.42)
	S s - F 3	++	-5297	(29.18)
③	S s - D 2	++	+7435	(13.42)
④	S s - D 2	++	+7489	(13.42)

表 6-14(8) 復水貯蔵タンクの下端位置における最大曲げモーメントの算定結果 (東西)

解析ケース	地震動		復水貯蔵タンク下端最大曲げ モーメント (kN・m/m) (時刻 (s))	
①	S s - D 1	++	-6439	(18.95)
		-+	+6283	(18.95)
	S s - D 2	++	-7206	(13.43)
		-+	+7686	(13.43)
	S s - D 3	++	+7816	(25.08)
		-+	-7188	(25.08)
	S s - F 1	++	+5414	(19.57)
		-+	-5691	(19.57)
	S s - F 2	++	+4171	(27.84)
		-+	-4160	(27.84)
	S s - F 3	++	+6016	(29.02)
		-+	-6176	(29.02)
	S s - N 1	++	+3004	(7.51)
		-+	-3117	(7.51)

(13) 地盤反力の合計値が最大となる時刻（時刻 2-3）

地震応答解析結果のうち，地盤反力の合計値の算定結果を表 6-15 に示す。

表 6-15(1) 地盤反力の合計値の算定結果（南北）

解析ケース	地震動		地盤反力の合計値の最大値 (kN/m) (時刻 (s))	
①	S s - D 1	++	-11133	(25.37)
		-+	-11151	(18.07)
	S s - D 2	++	-12484	(23.56)
		-+	-11372	(9.87)
	S s - D 3	++	-11426	(25.02)
		-+	-11691	(7.55)
	S s - F 1	++	-9799	(19.49)
		-+	-10265	(18.22)
	S s - F 2	++	-9636	(27.52)
		-+	-9568	(26.89)
	S s - F 3	++	-11072	(26.78)
		-+	-11346	(26.73)
	S s - N 1	++	-9624	(7.61)
		-+	-9585	(7.50)
②	S s - D 2	++	-12418	(23.56)
	S s - F 3	++	-11129	(26.78)
③	S s - D 2	++	-12534	(23.56)
④	S s - D 2	++	-12501	(23.56)

表 6-15(2) 地盤反力の合計値の算定結果（東西）

解析ケース	地震動		地盤反力の合計値の最大値 (kN/m) (時刻 (s))	
①	S s - D 1	++	-10104	(20.36)
		-+	-9346	(18.07)
	S s - D 2	++	-10260	(23.56)
		-+	-10047	(9.87)
	S s - D 3	++	-9419	(7.55)
		-+	-10508	(7.55)
	S s - F 1	++	-8657	(19.48)
		-+	-9286	(18.90)
	S s - F 2	++	-8476	(27.75)
		-+	-8764	(26.89)
	S s - F 3	++	-8971	(27.63)
		-+	-8744	(28.60)
	S s - N 1	++	-8283	(7.61)
		-+	-9286	(7.62)

(14) 最大地盤反力発生時刻 (時刻 2-4)

地震応答解析結果のうち、最大地盤反力の算定結果を表 6-16 に示す。

表 6-16(1) 地盤反力の算定結果 (南北)

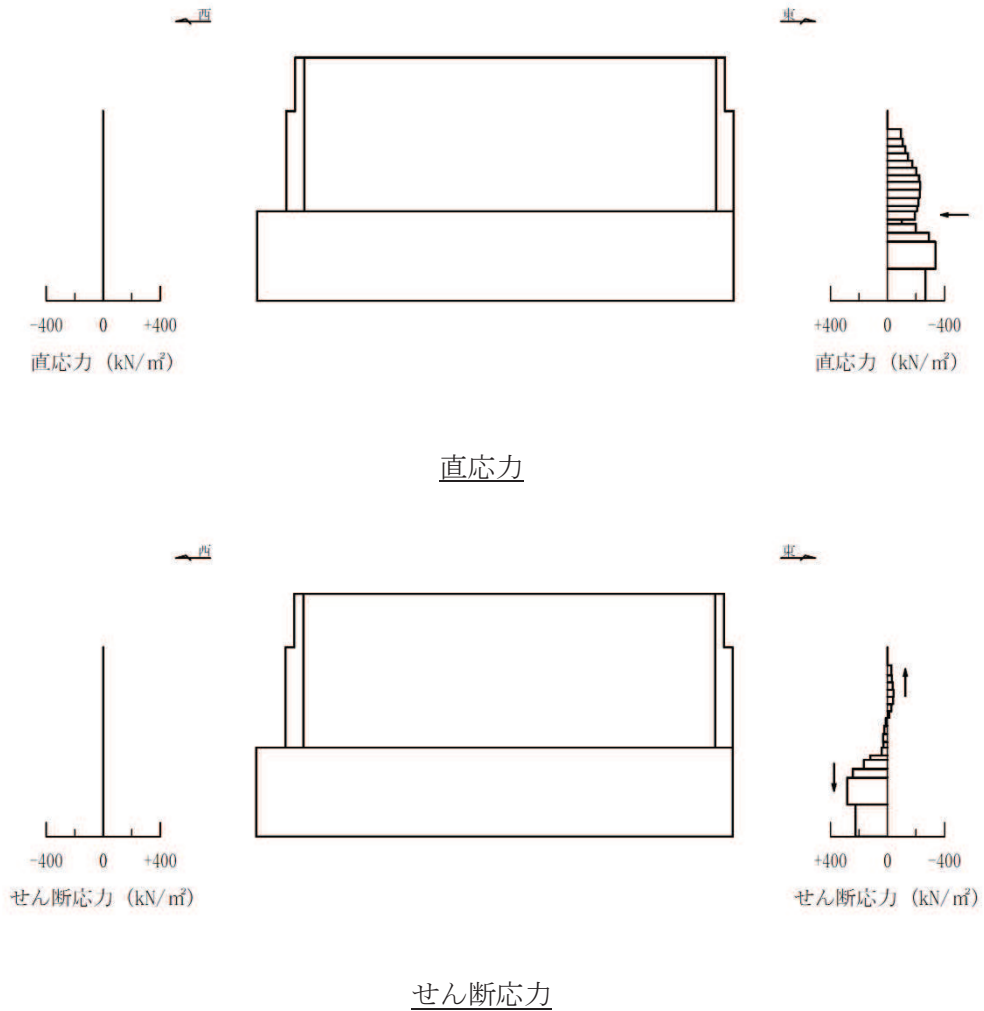
解析ケース	地震動		最大地盤反力 (kN/m ²) (時刻 (s))	
①	S s - D 1	++	-547	(40.41)
		-+	-521	(45.01)
	S s - D 2	++	-579	(6.87)
		-+	-579	(8.58)
	S s - D 3	++	-504	(25.02)
		-+	-580	(25.00)
	S s - F 1	++	-513	(19.49)
		-+	-468	(18.90)
	S s - F 2	++	-501	(34.00)
		-+	-502	(26.89)
	S s - F 3	++	-586	(27.50)
		-+	-564	(28.60)
	S s - N 1	++	-421	(7.31)
		-+	-521	(7.51)
②	S s - D 2	++	-584	(6.87)
	S s - F 3	++	-575	(27.50)
③	S s - D 2	++	-575	(6.87)
④	S s - D 2	++	-578	(6.87)

表 6-16(2) 地盤反力の算定結果 (東西)

解析ケース	地震動		最大地盤反力 (kN/m ²) (時刻 (s))	
①	S s - D 1	++	-661	(25.37)
		-+	-591	(45.03)
	S s - D 2	++	-635	(25.11)
		-+	-598	(13.44)
	S s - D 3	++	-562	(30.15)
		-+	-515	(15.42)
	S s - F 1	++	-580	(19.49)
		-+	-547	(18.90)
	S s - F 2	++	-576	(28.48)
		-+	-544	(26.90)
	S s - F 3	++	-508	(26.81)
		-+	-582	(27.70)
	S s - N 1	++	-499	(7.62)
		-+	-560	(7.62)

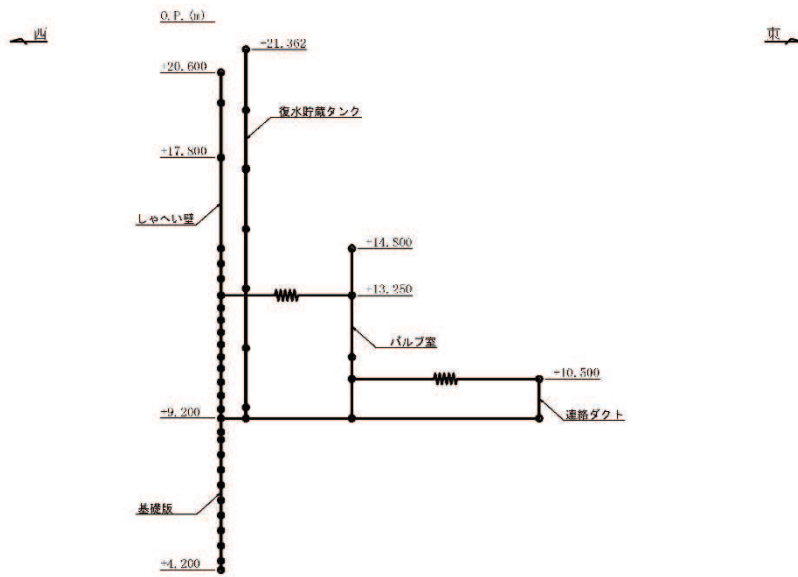
6.1.2 作用荷重分布図

曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査のうち、照査値が最大となるせん断破壊に対する照査時における作用荷重分布図を図6-1～図6-3に示す。



図中の矢印は荷重の作用方向を示す

図6-1 作用荷重分布図（しゃへい壁，バルブ室及び連絡ダクトの照査：直応力及びせん断応力）
（解析ケース②，S s - D 2（++），t=25.11s，東西）



地震応答解析 構造物モデル (水平)

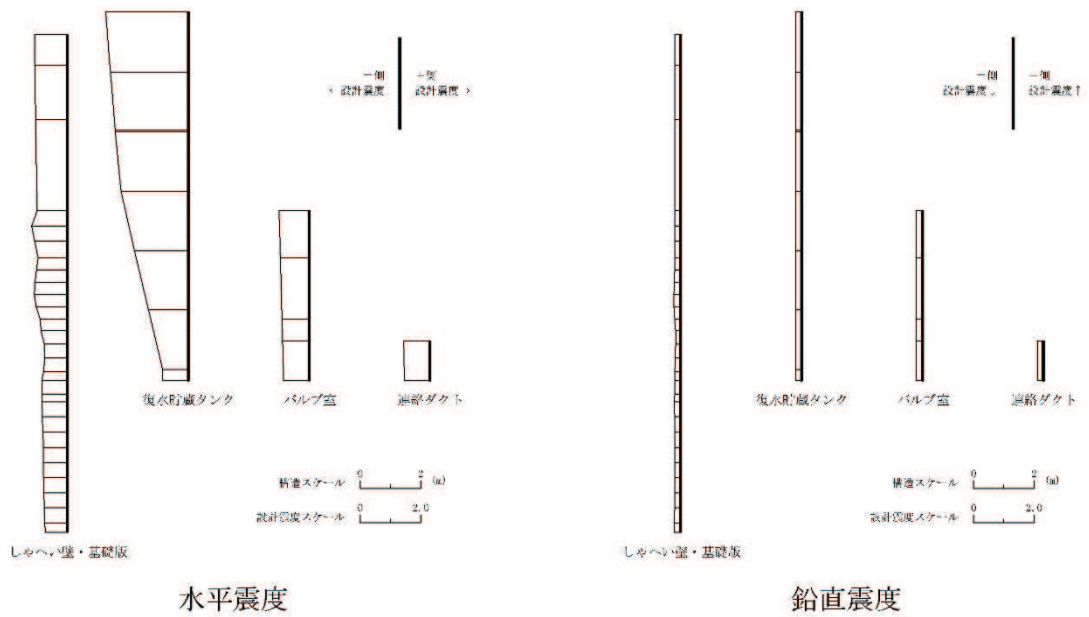
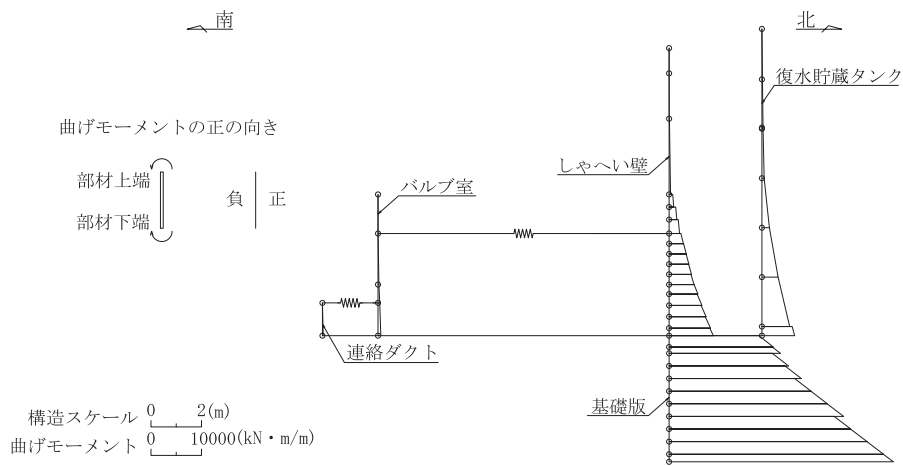
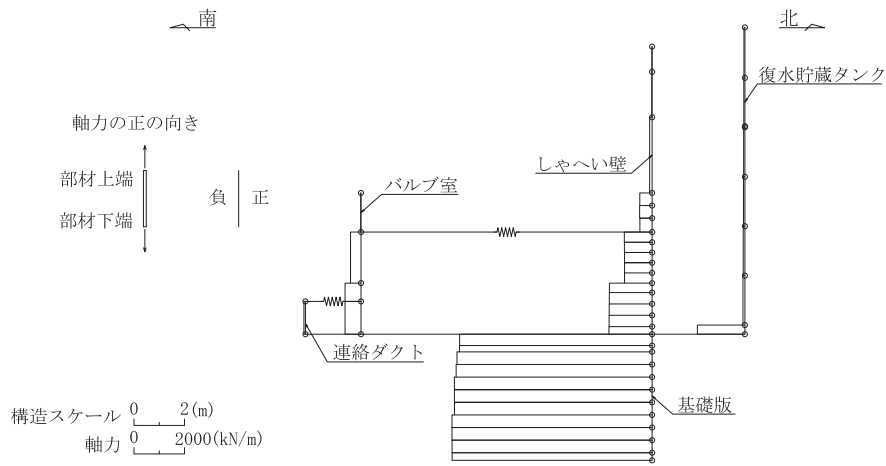


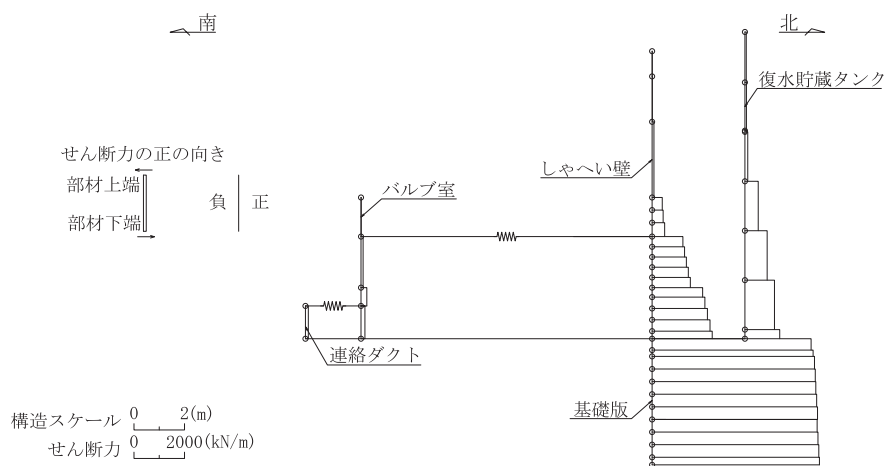
図 6-2 作用荷重分布図 (しゃへい壁, バルブ室及び連絡ダクトの照査: 設計震度分布)
(解析ケース②, $S_s - D 2$ (++) , $t = 25.11s$, 東西)



(a) 曲げモーメント



(b) 軸力



(c) せん断力

図 6-3 作用荷重分布図 (基礎版の照査)
(解析ケース②, S s - D 2 (++) , t=6.86s, 南北)

6.1.3 最大せん断ひずみ分布

曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査で最大照査値を示す解析ケースについて地盤に発生した最大せん断ひずみを確認する。

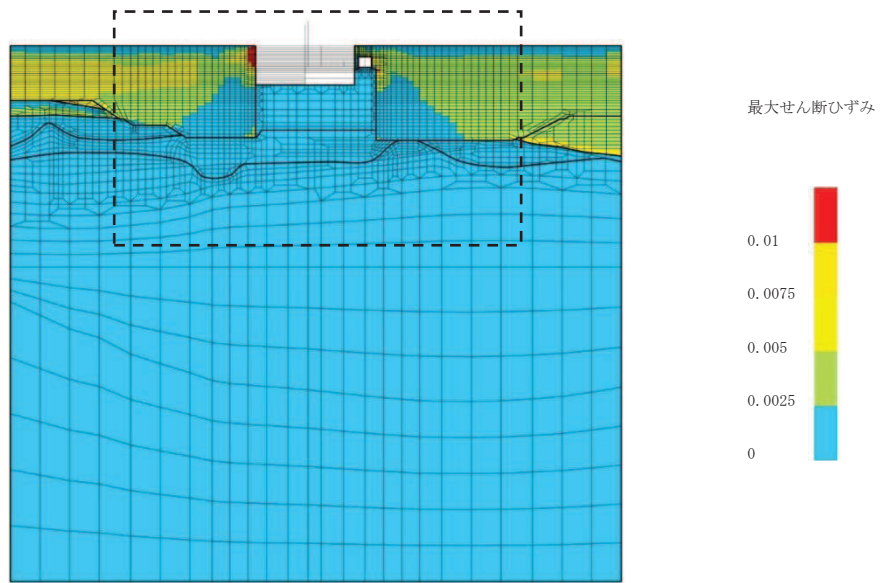
最大照査値を示す解析ケースの一覧を表 6-17 に示す。また、しゃへい壁，バルブ室連絡ダクト，及び基礎版の照査における最大せん断ひずみ分布図をそれぞれ図 6-4 及び図 6-5 に示す。

表 6-17 最大照査値を示す解析ケースの一覧

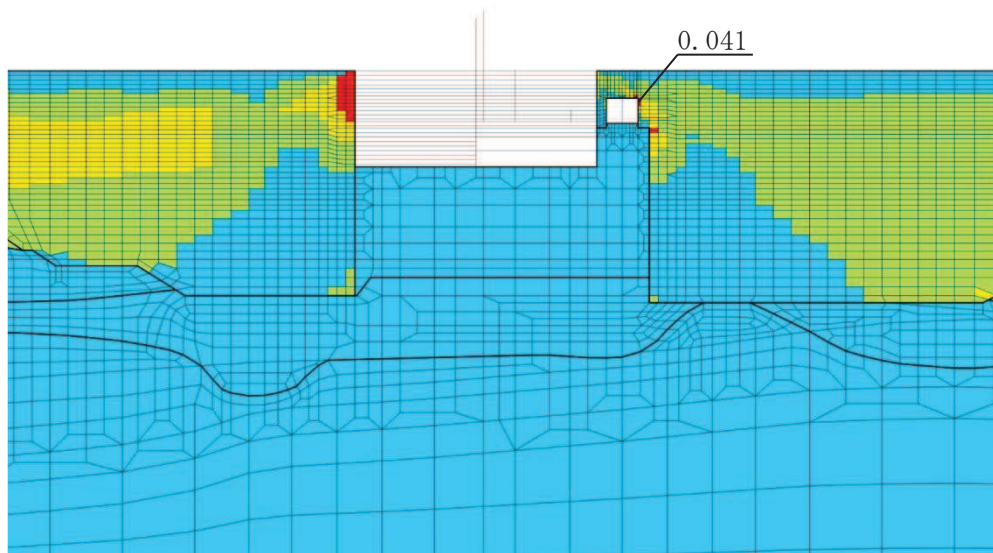
部位	評価項目	
	曲げ・軸力系の破壊	せん断破壊
しゃへい壁，バルブ室 及び連絡ダクト	ケース① S _s -D 2 (-+) (東西)	ケース② S _s -D 2 (++) (東西)
基礎版	ケース② S _s -D 2 (++) (南北)	ケース② S _s -D 2 (++) (南北)

注：耐震評価における解析ケース一覧

	ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
解析ケース	基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース
地盤物性	平均値	平均値+1σ	平均値-1σ	平均値
材料物性	設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度

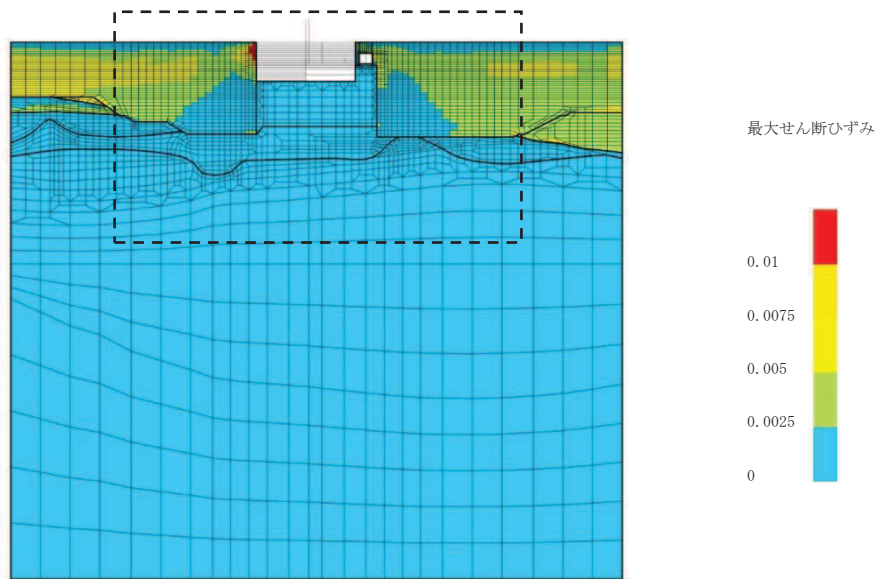


(a) 全体図

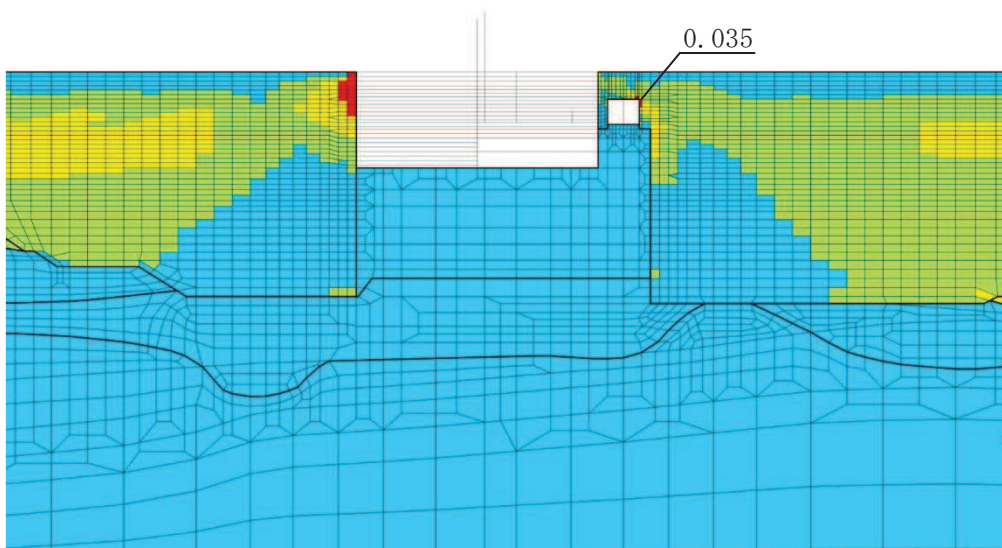


(b) 構造物周辺拡大図

図 6-4(1) 最大せん断ひずみ分布図
 (しゃへい壁, バルブ室及び連絡ダクト: 曲げ・軸力系の破壊)
 (解析ケース①, S s - D 2 (-+), 東西)

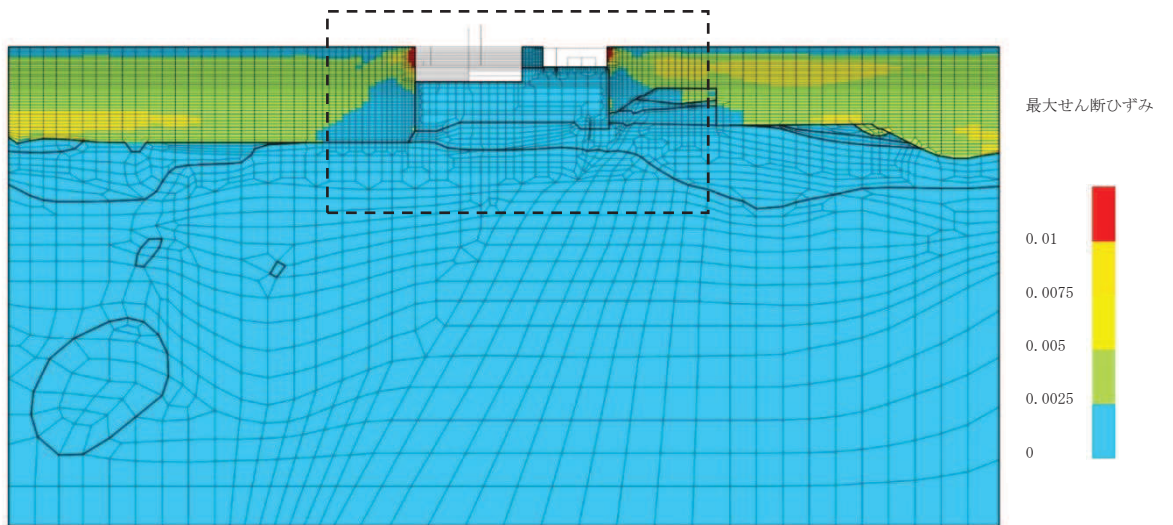


(a) 全体図

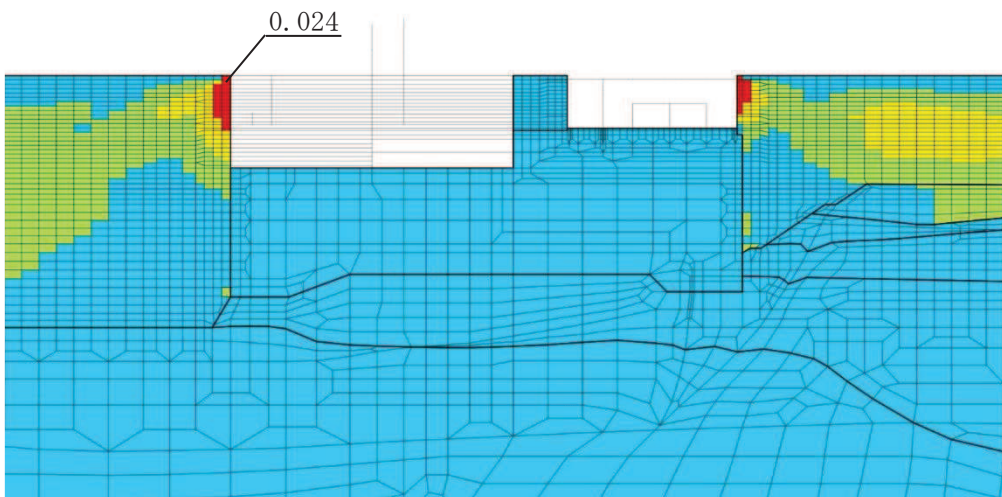


(b) 構造物周辺拡大図

図 6-4(2) 最大せん断ひずみ分布図
 (しゃへい壁, バルブ室及び連絡ダクト: せん断破壊)
 (解析ケース②, S s - D 2 (++) , 東西)



(a) 全体図

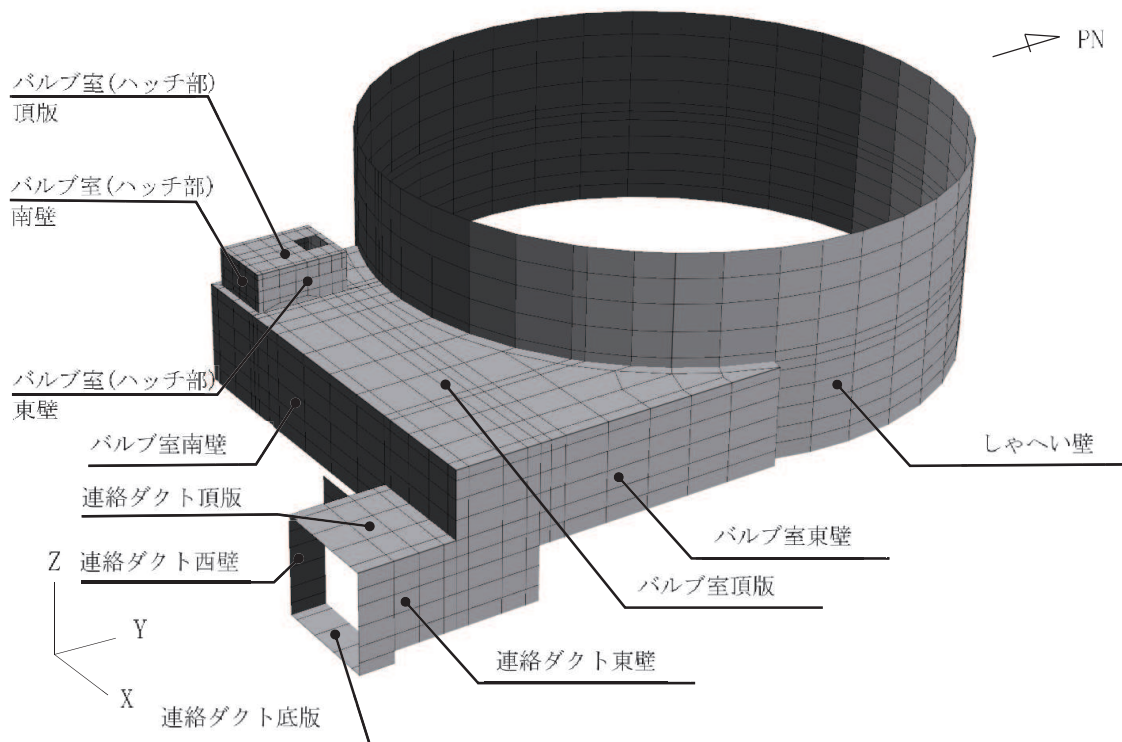


(b) 構造物周辺拡大図

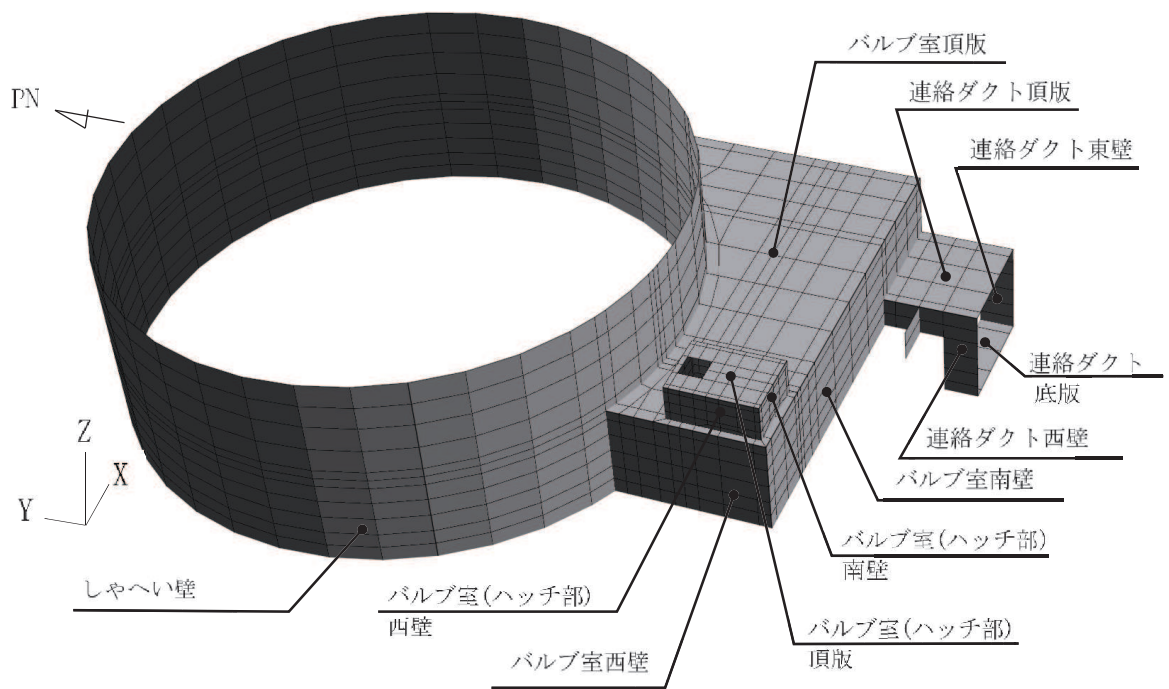
図 6-5 最大せん断ひずみ分布図
 (基礎版：曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊)
 (解析ケース②, $S_s - D_2$ (++) , 南北)

6.2 三次元構造解析結果

三次元構造解析に基づく、各構造部材の構造解析結果を示す。各部材位置を図 6-6 に、各部材の要素座標系を図 6-7 に、シェル要素における各要素の断面力の方向を図 6-8 に示す。



(a) 東側から望む



(b) 西側から望む

図 6-6(1) 各部材位置 (しゃへい壁, バルブ室及び連絡ダクト)

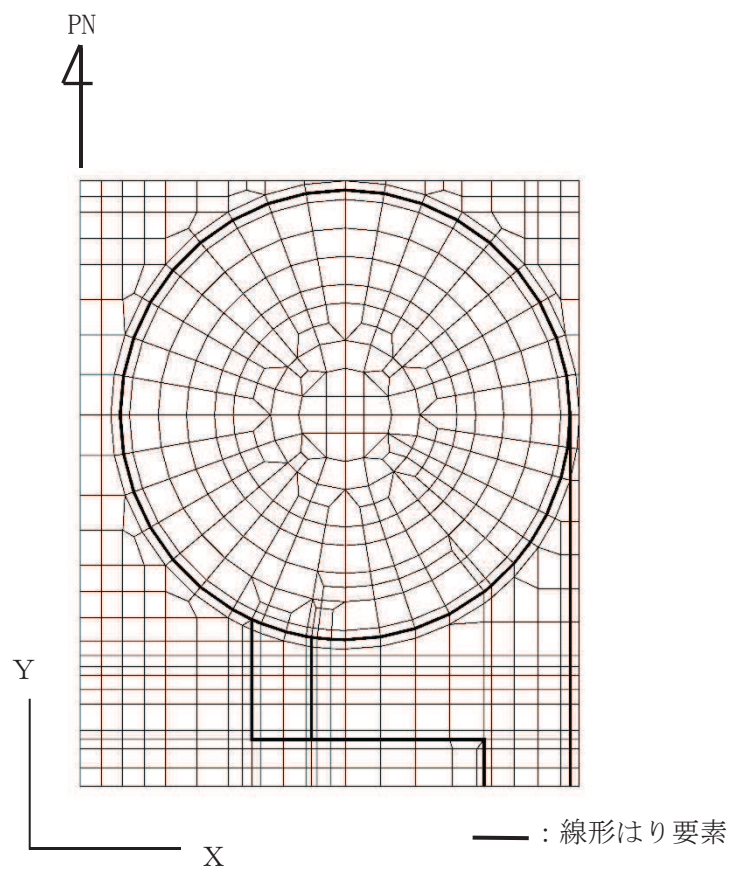


図 6-6(2) 各部材位置 (基礎版)

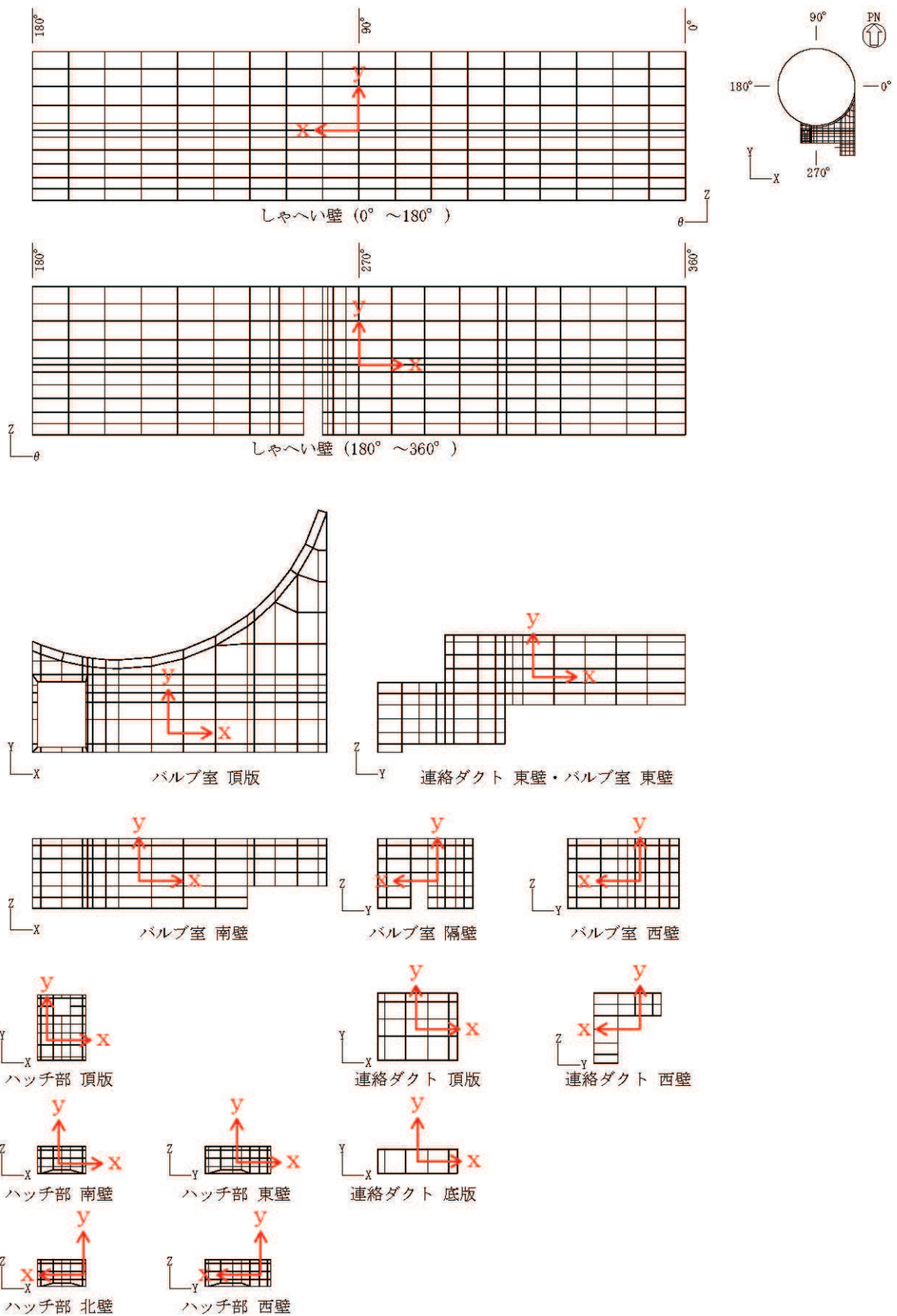
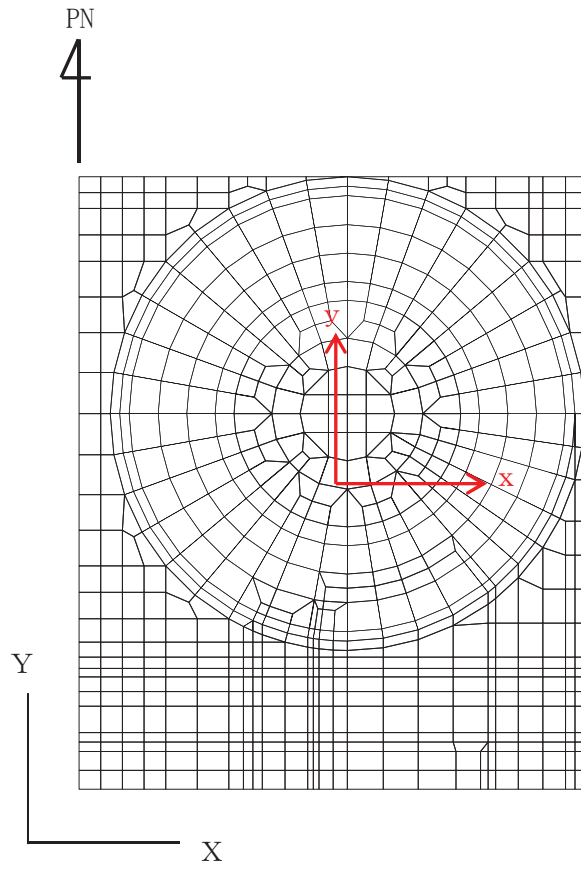


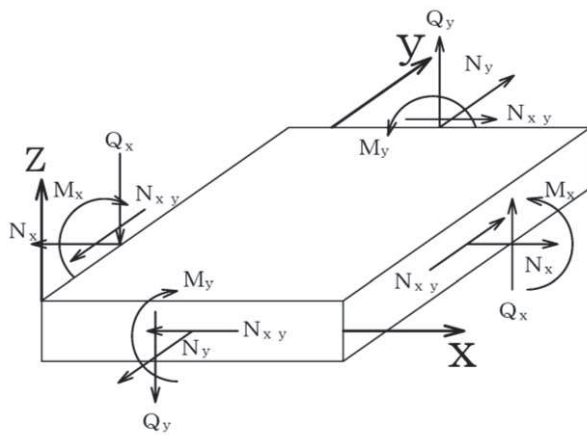
図 6-7(1) 各部材の要素座標系 (しゃへい壁, バルブ室及び連絡ダクト)



黒：全体座標系を示す

赤：要素座標系を示す

図 6-7(2) 基礎版の要素座標系（基礎版）



M_x, M_y : 曲げモーメント

Q_x, Q_y : せん断力

N_x, N_y : 軸力

N_{xy} : 面内せん断力

図 6-8 シェル要素における断面力の方向

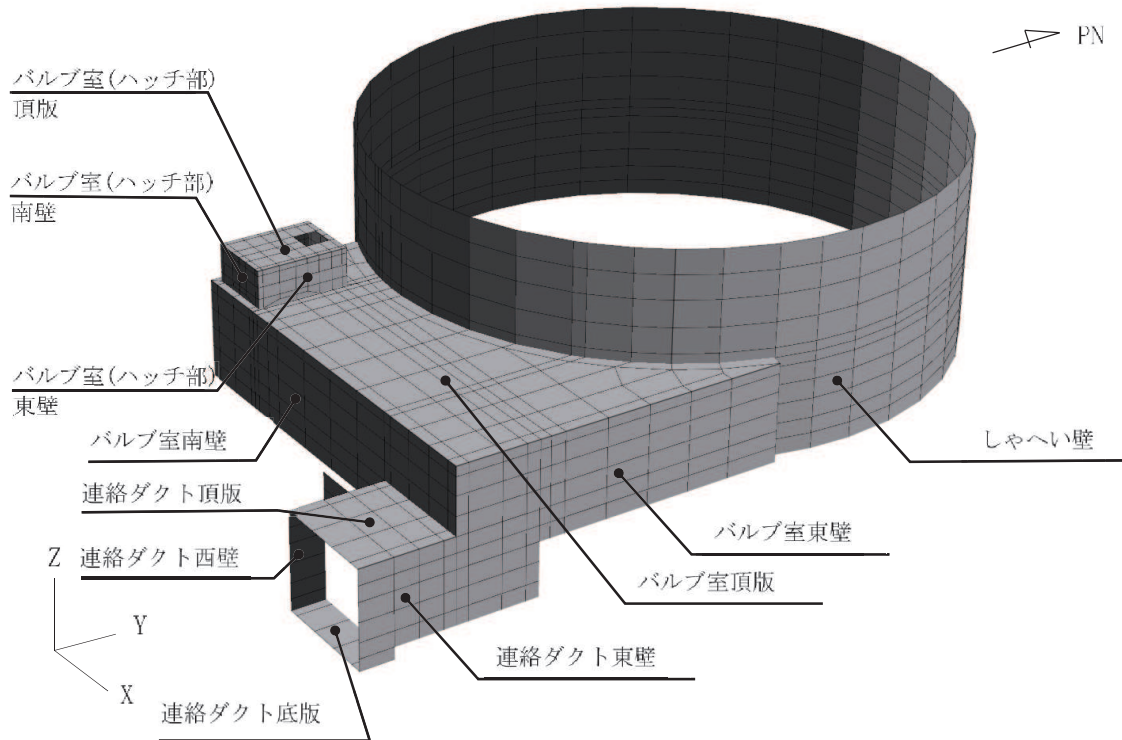
6.2.1 解析ケースと照査値

耐震評価においては、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」のうち「10. 屋外重要土木構造物等の耐震評価における追加解析ケースの選定」に基づき、すべての基準地震動 S_s に対して実施するケース①において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において、照査値が0.5を超えるすべての照査項目に対して、最も厳しい（許容限界に対する裕度が最も小さい）地震動を用いて、ケース②～④を実施する。

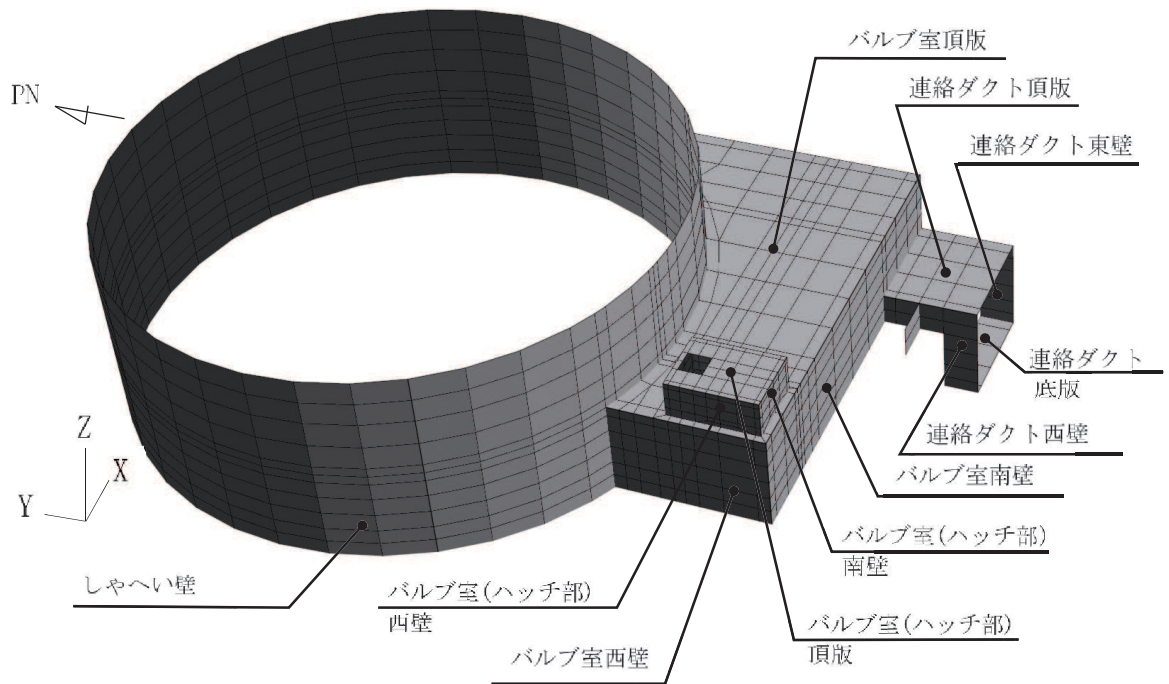
また、上記解析ケースの結果を踏まえ、更に照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。

(1) シャへい壁, バルブ室及び連絡ダクト

以下にシャへい壁, バルブ室及び連絡ダクトの曲げ軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査結果を示す。なお, 各部材位置を図 6-9 に示す。



(a) 東側から望む



(b) 西側から望む

図 6-9 各部材位置 (シャへい壁, バルブ室及び連絡ダクト) (再掲)

a. 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

しゃへい壁，バルブ室及び連絡ダクトにおける曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を表 6-18 に示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査は，限界ひずみを許容限界とする。なお，詳細については，「6.3.1 しゃへい壁，バルブ室及び連絡ダクト」のうち「(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果」に示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査値は，ばらつきを考慮しても 0.5 未満であり，要求機能を満足していると評価できる。

表 6-18(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値
(しゃへい壁 (地上部)) *1

地震動		解析ケース			
		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*2			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.03			
	-+	0.05			
S s - D 2	++	0.04	0.04	0.04	0.02
	-+	0.05			
S s - D 3	++	0.04			
	-+	0.05			
S s - F 1	++	0.05			
	-+	0.04			
S s - F 2	++	0.05			
	-+	0.04			
S s - F 3	++	0.03			
	-+	0.04			
S s - N 1	++	0.02			
	-+	0.04			

注記*1：部材位置を図 6-9 に示す。

*2：照査値は、構造強度を有することに対する評価結果と常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能に対する評価結果の厳しい方を記載。

表 6-18(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値
(しゃへい壁 (地中部)) *1

地震動		解析ケース			
		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*2			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.09			
	-+	0.11			
S s - D 2	++	0.12	0.12	0.12	0.07
	-+	0.16			
S s - D 3	++	0.11			
	-+	0.12			
S s - F 1	++	0.13			
	-+	0.13			
S s - F 2	++	0.15			
	-+	0.13			
S s - F 3	++	0.10			
	-+	0.11			
S s - N 1	++	0.06			
	-+	0.08			

注記*1：部材位置を図 6-9 に示す。

*2：照査値は、構造強度を有することに対する評価結果と常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能に対する評価結果の厳しい方を記載。

表 6-18(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値
(バルブ室 (頂版)) *1

地震動		解析ケース			
		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*2			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.07			
	-+	0.08			
S s - D 2	++	0.07	0.07	0.07	0.04
	-+	0.07			
S s - D 3	++	0.07			
	-+	0.06			
S s - F 1	++	0.06			
	-+	0.07			
S s - F 2	++	0.07			
	-+	0.06			
S s - F 3	++	0.08			
	-+	0.07			
S s - N 1	++	0.06			
	-+	0.06			

注記*1：部材位置を図 6-9 に示す。

*2：照査値は、構造強度を有することに対する評価結果と常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能に対する評価結果の厳しい方を記載。

表 6-18(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値
(バルブ室 (南壁)) *1

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*2			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.10			
	-+	0.13			
S s - D 2	++	0.06	0.06	0.06	0.03
	-+	0.11			
S s - D 3	++	0.10			
	-+	0.09			
S s - F 1	++	0.06			
	-+	0.11			
S s - F 2	++	0.10			
	-+	0.07			
S s - F 3	++	0.11			
	-+	0.08			
S s - N 1	++	0.06			
	-+	0.05			

注記*1：部材位置を図 6-9 に示す。

*2：照査値は、構造強度を有することに対する評価結果と常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能に対する評価結果の厳しい方を記載。

表 6-18(5) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値
(バルブ室 (東西壁)) *1

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*2			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.08			
	-+	0.10			
S s - D 2	++	0.11	0.11	0.11	0.06
	-+	0.10			
S s - D 3	++	0.09			
	-+	0.08			
S s - F 1	++	0.09			
	-+	0.10			
S s - F 2	++	0.09			
	-+	0.10			
S s - F 3	++	0.08			
	-+	0.10			
S s - N 1	++	0.06			
	-+	0.08			

注記*1：部材位置を図 6-9 に示す。

*2：照査値は、構造強度を有することに対する評価結果と常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能に対する評価結果の厳しい方を記載。

表 6-18(6) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値
(バルブ室 (隔壁)) *1

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*2			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.06			
	-+	0.08			
S s - D 2	++	0.06	0.06	0.06	0.03
	-+	0.07			
S s - D 3	++	0.06			
	-+	0.06			
S s - F 1	++	0.05			
	-+	0.07			
S s - F 2	++	0.06			
	-+	0.05			
S s - F 3	++	0.07			
	-+	0.05			
S s - N 1	++	0.04			
	-+	0.05			

注記*1：部材位置を図 6-9 に示す。

*2：照査値は、構造強度を有することに対する評価結果と常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能に対する評価結果の厳しい方を記載。

表 6-18(7) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値
(バルブ室 (ハッチ部, 頂板)) *1

地震動		解析ケース			
		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*2			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.02			
	-+	0.04			
S s - D 2	++	0.03	0.02	0.02	0.01
	-+	0.05			
S s - D 3	++	0.03			
	-+	0.04			
S s - F 1	++	0.05			
	-+	0.04			
S s - F 2	++	0.05			
	-+	0.02			
S s - F 3	++	0.03			
	-+	0.03			
S s - N 1	++	0.02			
	-+	0.02			

注記*1：部材位置を図 6-9 に示す。

*2：照査値は，構造強度を有することに対する評価結果と常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能に対する評価結果の厳しい方を記載。

表 6-18(8) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値
(バルブ室 (ハッチ部, 南北壁)) *1

地震動		解析ケース			
		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*2			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.05			
	-+	0.07			
S s - D 2	++	0.05	0.03	0.03	0.02
	-+	0.09			
S s - D 3	++	0.05			
	-+	0.08			
S s - F 1	++	0.09			
	-+	0.08			
S s - F 2	++	0.09			
	-+	0.04			
S s - F 3	++	0.07			
	-+	0.06			
S s - N 1	++	0.03			
	-+	0.04			

注記*1：部材位置を図 6-9 に示す。

*2：照査値は、構造強度を有することに対する評価結果と常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能に対する評価結果の厳しい方を記載。

表 6-18(9) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値
(バルブ室 (ハッチ部, (東西壁)) *1)

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*2			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.05			
	-+	0.09			
S s - D 2	++	0.05	0.03	0.03	0.02
	-+	0.07			
S s - D 3	++	0.07			
	-+	0.06			
S s - F 1	++	0.07			
	-+	0.07			
S s - F 2	++	0.07			
	-+	0.05			
S s - F 3	++	0.05			
	-+	0.04			
S s - N 1	++	0.03			
	-+	0.04			

注記*1：部材位置を図 6-9 に示す。

*2：照査値は、構造強度を有することに対する評価結果と常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能に対する評価結果の厳しい方を記載。

表 6-18(10) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値
(連絡ダクト (底版)) *1

地震動		解析ケース			
		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*2			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.02			
	-+	0.02			
S s - D 2	++	0.03	0.02	0.02	0.01
	-+	0.02			
S s - D 3	++	0.02			
	-+	0.02			
S s - F 1	++	0.03			
	-+	0.02			
S s - F 2	++	0.02			
	-+	0.02			
S s - F 3	++	0.02			
	-+	0.03			
S s - N 1	++	0.02			
	-+	0.02			

注記*1：部材位置を図 6-9 に示す。

*2：照査値は、構造強度を有することに対する評価結果と常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能に対する評価結果の厳しい方を記載。

表 6-18(11) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値
(連絡ダクト (頂版)) *1

地震動		解析ケース			
		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*2			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.08			
	-+	0.11			
S s - D 2	++	0.11	0.11	0.11	0.07
	-+	0.10			
S s - D 3	++	0.09			
	-+	0.09			
S s - F 1	++	0.10			
	-+	0.10			
S s - F 2	++	0.09			
	-+	0.10			
S s - F 3	++	0.09			
	-+	0.10			
S s - N 1	++	0.05			
	-+	0.09			

注記*1：部材位置を図 6-9 に示す。

*2：照査値は、構造強度を有することに対する評価結果と常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能に対する評価結果の厳しい方を記載。

表 6-18(12) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値
(連絡ダクト (東西壁)) *1

地震動		解析ケース			
		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*2			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.09			
	-+	0.08			
S s - D 2	++	0.07	0.07	0.07	0.04
	-+	0.09			
S s - D 3	++	0.08			
	-+	0.07			
S s - F 1	++	0.08			
	-+	0.08			
S s - F 2	++	0.08			
	-+	0.07			
S s - F 3	++	0.09			
	-+	0.07			
S s - N 1	++	0.07			
	-+	0.07			

注記*1：部材位置を図 6-9 に示す。

*2：照査値は、構造強度を有することに対する評価結果と常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能に対する評価結果の厳しい方を記載。

b. せん断破壊に対する照査

しゃへい壁，バルブ室及び連絡ダクトにおけるせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を表6-19に示す。

せん断破壊に対する許容限界は，せん断耐力及び限界せん断ひずみとする。なお，詳細については，「6.3.1 しゃへい壁，バルブ室及び連絡ダクト」のうち「(2) せん断破壊に対する評価結果」及び「(3) 壁部材の面内せん断に対する評価結果」に示す。

せん断破壊に対する照査値は，ばらつきを考慮しても照査値の変化は小さく，最大値は0.95であり，要求機能を満足していると評価できる。

表6-19(1) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値
(しゃへい壁 (地上部)) *1, 2

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.08			
	-+	0.19			
S s - D 2	++	0.18	0.11	0.11	0.10
	-+	0.22			
S s - D 3	++	0.16			
	-+	0.23			
S s - F 1	++	0.24			
	-+	0.17			
S s - F 2	++	0.26			
	-+	0.16			
S s - F 3	++	0.10			
	-+	0.16			
S s - N 1	++	0.08			
	-+	0.14			

注記*1：部材位置を図6-9に示す。

*2：図6-14に示すしゃへい壁（地上部）11～14にCCb工法を適用する。なお，CCb工法の適用の有無に関わらず，照査値がすべて0.8未満となっているため，しゃへい壁（地上部）についてはCCb工法の適用範囲内であることを確認した。

表 6-19(2) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値
(しゃへい壁 (地中部)) *1, 2

地震動		せん断破壊に対する照査*3, 4			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.63			
	-+	0.86 【0.45】			
S s - D 2	++	0.94 【0.16】	0.95 【0.16】	0.94 【0.16】	0.92 【0.16】
	-+	0.79			
S s - D 3	++	0.82 【0.36】			
	-+	0.63			
S s - F 1	++	0.83 【0.50】			
	-+	0.88 【0.54】			
S s - F 2	++	0.75			
	-+	0.87 【0.37】			
S s - F 3	++	0.70			
	-+	0.86 【0.33】			
S s - N 1	++	0.47			
	-+	0.71			

注記*1：部材位置を図 6-9 に示す。

*2：図 6-14 に示すしゃへい壁 (地中部) 15~18 に Ccb 工法を適用する。

*3：Ccb 工法を適用する部材における最大照査値を【 】内に示す。

*4：赤枠は、前述図 3-18 のフローに基づき、解析ケース②~④を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

表 6-19(3) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値
(バルブ室 (頂版)) *1, 2

地震動		解析ケース	せん断破壊に対する照査			
			①	②	③	④
S s - D 1	++		0.25			
	-+		0.29			
S s - D 2	++		0.33	0.33	0.34	0.33
	-+		0.26			
S s - D 3	++		0.31			
	-+		0.27			
S s - F 1	++		0.34			
	-+		0.29			
S s - F 2	++		0.25			
	-+		0.28			
S s - F 3	++		0.25			
	-+		0.32			
S s - N 1	++		0.24			
	-+		0.32			

注記*1：部材位置を図 6-9 に示す。

*2：図 6-14 に示すバルブ室 (頂版) 21, 22 に CCb 工法を適用する。なお, CCb 工法の適用の有無に関わらず, 照査値がすべて 0.8 未満となっているため, バルブ室(頂版)については CCb 工法の適用範囲内であることを確認した。

表 6-19(4) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値
(バルブ室 (南壁)) *1, 2

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査*3			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.63			
	-+	0.71 【0.71*4】			
S s - D 2	++	0.20	0.10	0.10	0.10
	-+	0.65			
S s - D 3	++	0.56			
	-+	0.58			
S s - F 1	++	0.36			
	-+	0.60			
S s - F 2	++	0.54			
	-+	0.44			
S s - F 3	++	0.58			
	-+	0.51			
S s - N 1	++	0.40			
	-+	0.18			

注記*1：部材位置を図 6-9 に示す。

*2：図 6-14 に示すバルブ室 (南壁) 31, 32 に CCb 工法を適用する。なお、CCb 工法の適用の有無に関わらず、照査値がすべて 0.8 未満となっているため、バルブ室 (南壁) については CCb 工法の適用範囲内であることを確認した。

*3：CCb 工法を適用する部材における最大照査値を【 】内に示す。

*4：CCb 工法を適用する全部材における最大照査値を示しており、図 6-14 に示すバルブ室 (南壁) 32 における照査値を示す。最大照査値位置を図 6-10 に示す。

表 6-19(5) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値
(バルブ室(東西壁)) *1, 2

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査*3			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.55			
	-+	0.79			
S s - D 2	++	0.84 【0.61】	0.85 【0.62】	0.84 【0.61】	0.81 【0.61】
	-+	0.65			
S s - D 3	++	0.68			
	-+	0.50			
S s - F 1	++	0.72			
	-+	0.73			
S s - F 2	++	0.64			
	-+	0.72			
S s - F 3	++	0.58			
	-+	0.78			
S s - N 1	++	0.42			
	-+	0.65			

注記*1: 部材位置を図 6-9 に示す。

*2: 図 6-14 に示すバルブ室(東西壁) 40, 50 に CCb 工法を適用する。

*3: CCb 工法を適用する部材における最大照査値を【 】内に示す。

表 6-19(6) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値
(バルブ室 (隔壁)) *1, 2

地震動		せん断破壊に対する照査			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.18			
	-+	0.16			
S s - D 2	++	0.16	0.16	0.16	0.16
	-+	0.18			
S s - D 3	++	0.15			
	-+	0.15			
S s - F 1	++	0.16			
	-+	0.17			
S s - F 2	++	0.17			
	-+	0.14			
S s - F 3	++	0.17			
	-+	0.14			
S s - N 1	++	0.12			
	-+	0.13			

注記*1：部材位置を図 6-9 に示す。

*2：図 6-14 に示すバルブ室 (隔壁) 60 に CCb 工法を適用する。なお、CCb 工法の適用の有無に関わらず、照査値がすべて 0.8 未満となっているため、バルブ室 (隔壁) については CCb 工法の適用範囲内であることを確認した。

表 6-19(7) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値
 (バルブ室 (ハッチ部, (頂板))) *1, 2

地震動		解析ケース	せん断破壊に対する照査			
			①	②	③	④
S s - D 1	++		0.13			
	-+		0.12			
S s - D 2	++		0.17	0.17	0.17	0.17
	-+		0.12			
S s - D 3	++		0.13			
	-+		0.10			
S s - F 1	++		0.17			
	-+		0.13			
S s - F 2	++		0.14			
	-+		0.09			
S s - F 3	++		0.12			
	-+		0.17			
S s - N 1	++		0.13			
	-+		0.15			

注記*1: 部材位置を図 6-9 に示す。

*2: バルブ室 (ハッチ部, (頂版)) は, Ccb 工法を適用していない。

表 6-19(8) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値
 (バルブ室 (ハッチ部, (南北壁))) *1, 2

地震動		解析ケース	せん断破壊に対する照査			
			①	②	③	④
S s - D 1	++		0.08			
	-+		0.31			
S s - D 2	++		0.15	0.05	0.05	0.05
	-+		0.12			
S s - D 3	++		0.20			
	-+		0.12			
S s - F 1	++		0.12			
	-+		0.27			
S s - F 2	++		0.15			
	-+		0.07			
S s - F 3	++		0.11			
	-+		0.13			
S s - N 1	++		0.06			
	-+		0.11			

注記*1: 部材位置を図 6-9 に示す。

*2: バルブ室 (ハッチ部, (南北壁)) は, CCb 工法を適用していない。

表 6-19(9) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値
 (バルブ室 (ハッチ部, (東西壁))) *1, 2

地震動		解析ケース	せん断破壊に対する照査			
			①	②	③	④
S s - D 1	++		0.13			
	-+		0.13			
S s - D 2	++		0.14	0.14	0.13	0.13
	-+		0.35			
S s - D 3	++		0.13			
	-+		0.34			
S s - F 1	++		0.36			
	-+		0.22			
S s - F 2	++		0.37			
	-+		0.13			
S s - F 3	++		0.21			
	-+		0.17			
S s - N 1	++		0.08			
	-+		0.11			

注記*1 : 部材位置を図 6-9 に示す。

*2 : バルブ室 (ハッチ部, (東西壁)) は, Ccb 工法を適用していない。

表 6-19(10) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値
(連絡ダクト (底版)) *1, 2

地震動		せん断破壊に対する照査			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.13			
	-+	0.24			
S s - D 2	++	0.33	0.26	0.26	0.26
	-+	0.15			
S s - D 3	++	0.29			
	-+	0.21			
S s - F 1	++	0.31			
	-+	0.24			
S s - F 2	++	0.29			
	-+	0.23			
S s - F 3	++	0.13			
	-+	0.32			
S s - N 1	++	0.14			
	-+	0.30			

注記*1：部材位置を図 6-9 に示す。

*2：連絡ダクト (底版) は、CCb 工法を適用していない。

表 6-19(11) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値
(連絡ダクト (頂版)) *1, 2

地震動		解析ケース	せん断破壊に対する照査			
			①	②	③	④
S s - D 1	++		0.27			
	-+		0.27			
S s - D 2	++		0.30	0.30	0.30	0.30
	-+		0.29			
S s - D 3	++		0.26			
	-+		0.24			
S s - F 1	++		0.29			
	-+		0.27			
S s - F 2	++		0.27			
	-+		0.26			
S s - F 3	++		0.29			
	-+		0.28			
S s - N 1	++		0.26			
	-+		0.27			

注記*1：部材位置を図 6-9 に示す。

*2：図 6-14 に示す連絡ダクト (頂版) 80 に Ccb 工法を適用する。なお、Ccb 工法の適用の有無に関わらず、照査値がすべて 0.8 未満となっているため、連絡ダクト (頂版) については Ccb 工法の適用範囲内であることを確認した。

表 6-19(12) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値
(連絡ダクト (東西壁)) *1, 2

地震動		解析ケース	せん断破壊に対する照査			
			①	②	③	④
S s - D 1	++		0.47			
	-+		0.53			
S s - D 2	++		0.54	0.53	0.54	0.56
	-+		0.52			
S s - D 3	++		0.40			
	-+		0.40			
S s - F 1	++		0.47			
	-+		0.49			
S s - F 2	++		0.47			
	-+		0.45			
S s - F 3	++		0.47			
	-+		0.49			
S s - N 1	++		0.43			
	-+		0.41			

注記*1：部材位置を図 6-9 に示す。

*2：図 6-14 に示す連絡ダクト (東西壁) 90, 100 に Ccb 工法を適用する。なお, Ccb 工法の適用の有無に関わらず, 照査値がすべて 0.8 未満となっているため, 連絡ダクト (東西壁) については Ccb 工法の適用範囲内であることを確認した。

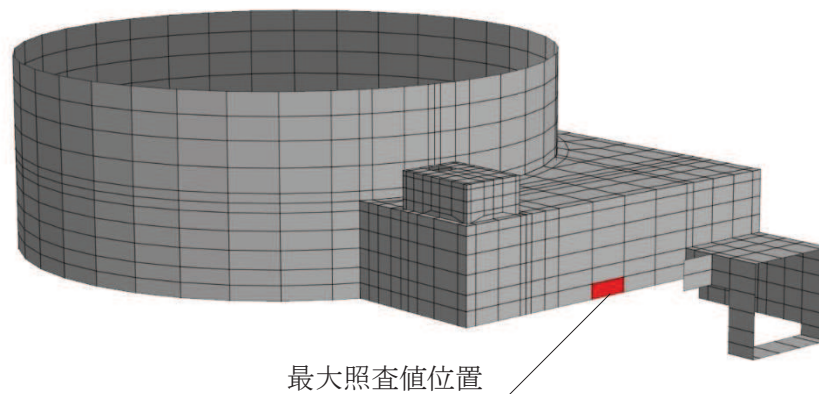


図 6-10 Ccb 工法適用部材におけるせん断破壊に対する最大照査値位置図

(2) 基礎版

以下に、基礎版の曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査結果を示す。なお、各部材位置を図6-11に示す。

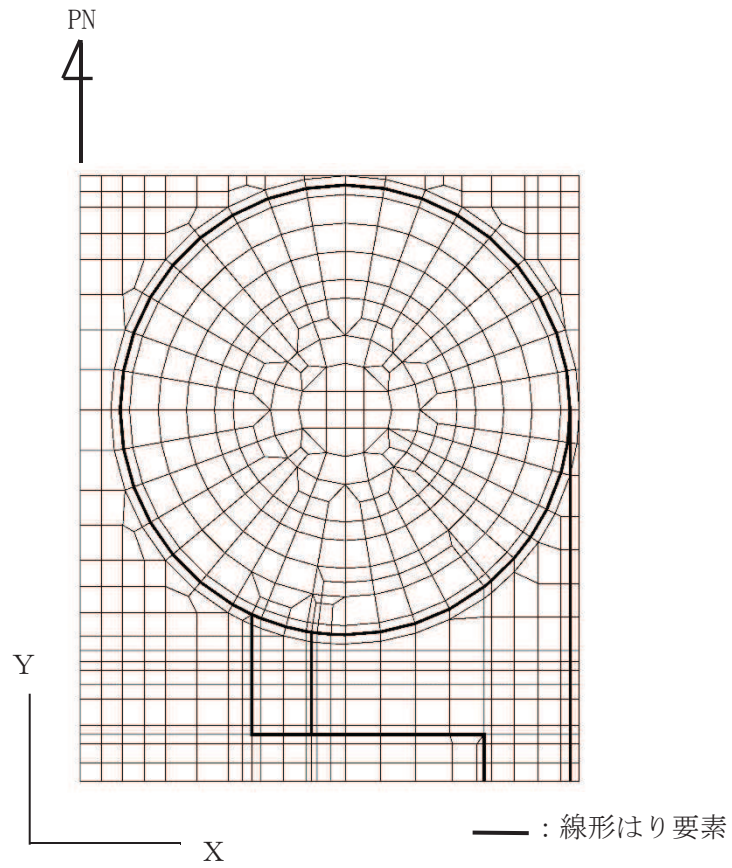


図6-11 各部材位置（基礎版）

a. 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

基礎版における曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を表 6-20 に示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査は、短期許容応力度を許容限界とする。なお、詳細については、「6.3.2 基礎版」のうち「(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果」に示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査値は、ばらつきを考慮しても 0.5 未満であり、要求機能を満足していると評価できる。

表 6-20 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値*

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.39			
	-+	0.38			
S s - D 2	++	0.42	0.42	0.42	0.42
	-+	0.39			
S s - D 3	++	0.34			
	-+	0.35			
S s - F 1	++	0.35			
	-+	0.32			
S s - F 2	++	0.35			
	-+	0.32			
S s - F 3	++	0.40			
	-+	0.35			
S s - N 1	++	0.27			
	-+	0.33			

注記*：部材位置を図 6-11 に示す。

b. せん断破壊に対する照査

基礎版におけるせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を表 6-21 に示す。

せん断破壊に対する許容限界は、短期許容応力度とする。なお、詳細については、「6.3.2 基礎版」のうち「(2) せん断破壊に対する評価結果」に示す。

せん断破壊に対する照査値は、ばらつきを考慮しても照査値の変化は小さく、最大値は 0.64 であり、要求機能を満足していると評価できる。

表 6-21 せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値*1, 2

地震動		せん断破壊に対する照査*3			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.58			
	-+	0.58			
S s - D 2	++	0.62	0.64	0.62	0.62
	-+	0.56			
S s - D 3	++	0.53			
	-+	0.48			
S s - F 1	++	0.53			
	-+	0.43			
S s - F 2	++	0.54			
	-+	0.47			
S s - F 3	++	0.61	0.61		
	-+	0.53			
S s - N 1	++	0.40			
	-+	0.51			

注記*1：部材位置を図 6-11 に示す。

*2：基礎版は、CCb 工法を適用していない。

*3：赤枠は、前述図 3-18 のフローに基づき、解析ケース②～④を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

(3) 基礎地盤の支持性能に対する照査

基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を表 6-22 に示す。

基礎地盤の支持性能に対する許容限界は、極限支持力及び支圧強度とする。なお、詳細については、「6.4 基礎地盤の支持性能に対する評価結果」に示す。

基礎地盤の支持性能に対する照査値は、ばらつきを考慮しても 0.5 未満であり、要求機能を満足していると評価できる。

表 6-22 基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査*			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.49			
	-+	0.35			
S s - D 2	++	0.44	0.44	0.44	0.44
	-+	0.37			
S s - D 3	++	0.37			
	-+	0.28			
S s - F 1	++	0.36			
	-+	0.21			
S s - F 2	++	0.38			
	-+	0.22			
S s - F 3	++	0.29			
	-+	0.37			
S s - N 1	++	0.35			
	-+	0.21			

注記*：基礎地盤（狐崎部層）に対する評価結果と MMR（既設）に対する評価結果（接地圧）の厳しい方を記載

6.2.2 しゃへい壁、バルブ室及び連絡ダクト

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

しゃへい壁、バルブ室及び連絡ダクトの曲げ・軸力系の破壊に対する照査について、各
部材において最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表 6-23 及び表 6-24 に示す。
また、最大照査値となる評価時刻におけるひずみ分布図を図 6-12 及び図 6-13 に示す。

表 6-23(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査 (コンクリートの圧縮縁ひずみ)
(構造強度を有することの確認)

評価位置*1			解析 ケース	地震動	加振方向	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R	
しゃへい壁	地上部	13	①	S s - F 2 (++)	東西方向	100 μ	10000 μ	0.01	
	地中部	17	①	S s - D 2 (-+)	東西方向	271 μ	10000 μ	0.03	
バルブ室	頂版	22	①	S s - D 1 (-+)	南北方向	156 μ	10000 μ	0.02	
	南壁	32	①	S s - D 1 (-+)	南北方向	250 μ	10000 μ	0.03	
	東西壁	50	②	S s - D 2 (++)	東西方向	205 μ	10000 μ	0.03	
	隔壁	60	①	S s - D 1 (-+)	南北方向	146 μ	10000 μ	0.02	
	ハッチ部	頂版	110	①	S s - F 2 (++)	東西方向	88 μ	10000 μ	0.01
		南北壁	130	①	S s - F 2 (++)	東西方向	172 μ	10000 μ	0.02
		東西壁	140	①	S s - D 1 (-+)	南北方向	162 μ	10000 μ	0.02
連絡ダクト	底版	70	①	S s - D 2 (++)	南北方向	44 μ	10000 μ	0.01	
	頂版	80	③	S s - D 2 (++)	東西方向	220 μ	10000 μ	0.03	
	東西壁	90	①	S s - F 3 (++)	東西方向	169 μ	10000 μ	0.02	

注記*1：評価位置を図 6-14 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-23(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査 (コンクリートの圧縮ひずみ)
(常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないことの確認)

評価位置*1			解析 ケース	地震動	加振方向	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R	
しゃへい壁	地上部	13	①	S s - F 2 (++)	東西方向	100 μ	2000 μ	0.05	
	地中部	17	①	S s - D 2 (-+)	東西方向	271 μ	2000 μ	0.14	
バルブ室	頂版	22	①	S s - D 1 (-+)	南北方向	156 μ	2000 μ	0.08	
	南壁	32	①	S s - D 1 (-+)	南北方向	250 μ	2000 μ	0.13	
	東西壁	50	②	S s - D 2 (++)	東西方向	205 μ	2000 μ	0.11	
	隔壁	60	①	S s - D 1 (-+)	南北方向	146 μ	2000 μ	0.08	
	ハッチ部	頂版	110	①	S s - F 2 (++)	東西方向	88 μ	2000 μ	0.05
		南北壁	130	①	S s - F 2 (++)	東西方向	172 μ	2000 μ	0.09
		東西壁	140	①	S s - D 1 (-+)	南北方向	162 μ	2000 μ	0.09
連絡ダクト	底版	70	①	S s - D 2 (++)	南北方向	44 μ	2000 μ	0.03	
	頂版	80	③	S s - D 2 (++)	東西方向	220 μ	2000 μ	0.11	
	東西壁	90	①	S s - F 3 (++)	東西方向	169 μ	2000 μ	0.09	

注記*1：評価位置を図 6-14 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

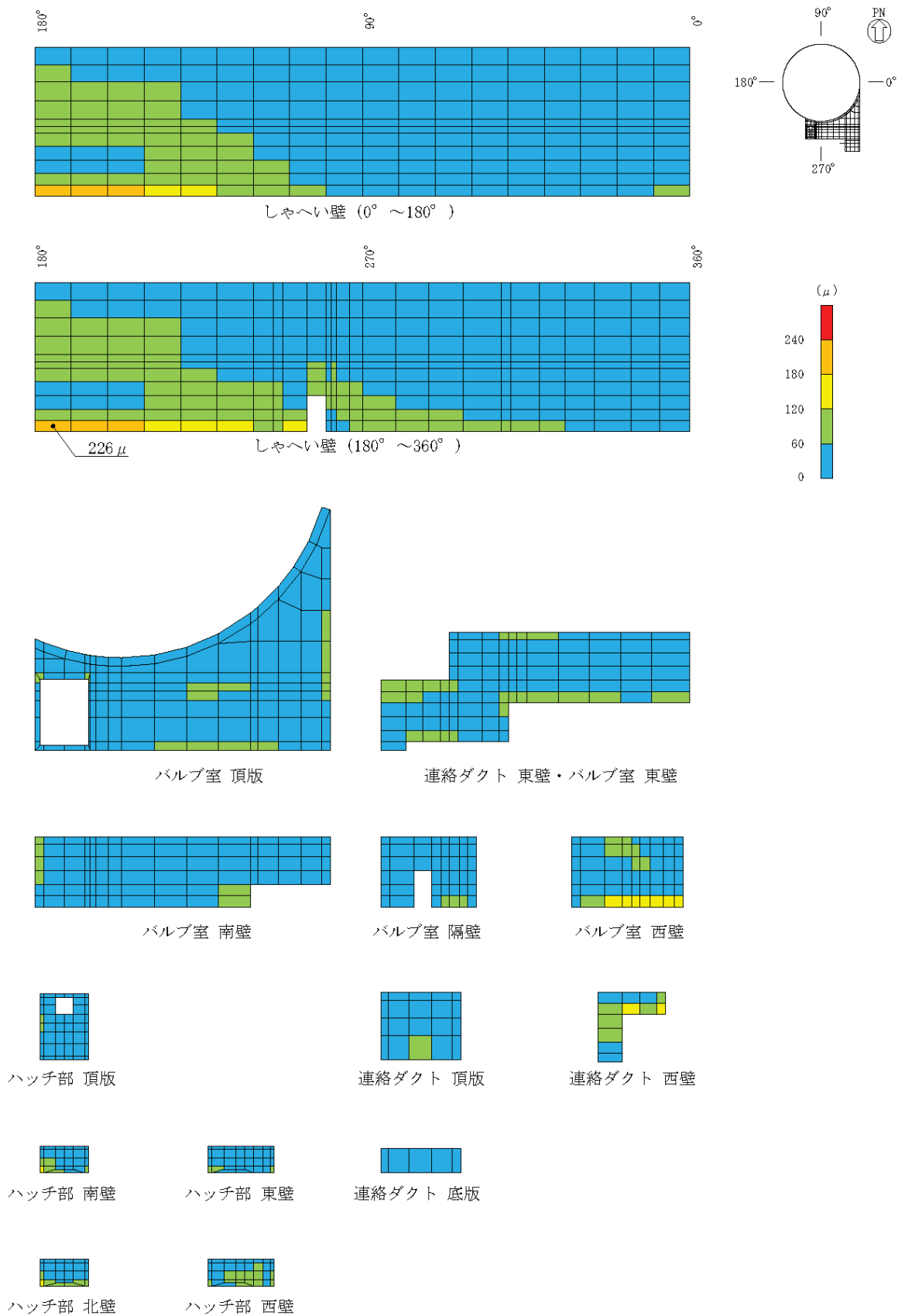


図 6-12 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時のひずみ分布図 (コンクリート)
 (しゃへい壁 (地中部), 解析ケース①, S s - D 2 (-+), t=25.11s, 東西)

表 6-24 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（主筋ひずみ）
 （常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないことの確認）

評価位置 ^{*1}			解析 ケース	地震動	加振方向	照査用 ひずみ ^{*2} ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R	
しゃへい壁	地上部	13	①	S s - F 2 (++)	東西方向	66 μ	1725 μ	0.04	
	地中部	17	①	S s - D 2 (-+)	東西方向	261 μ	1725 μ	0.16	
バルブ室	頂版	22	①	S s - D 1 (-+)	南北方向	90 μ	1725 μ	0.06	
	南壁	32	①	S s - D 1 (-+)	南北方向	172 μ	1725 μ	0.10	
	東西壁	50	①	S s - F 2 (-+)	東西方向	172 μ	1725 μ	0.10	
	隔壁	60	①	S s - D 1 (-+)	南北方向	97 μ	1725 μ	0.06	
	ハッチ部	頂版	110	①	S s - F 2 (++)	東西方向	25 μ	1725 μ	0.02
		南北壁	130	①	S s - D 2 (++)	南北方向	32 μ	1725 μ	0.02
		東西壁	140	①	S s - F 2 (++)	東西方向	49 μ	1725 μ	0.03
連絡ダクト	底版	70	①	S s - D 2 (++)	南北方向	17 μ	1725 μ	0.01	
	頂版	80	①	S s - D 1 (-+)	南北方向	186 μ	1725 μ	0.11	
	東西壁	90	①	S s - D 1 (-+)	南北方向	98 μ	1725 μ	0.06	

注記*1：評価位置を図 6-14 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

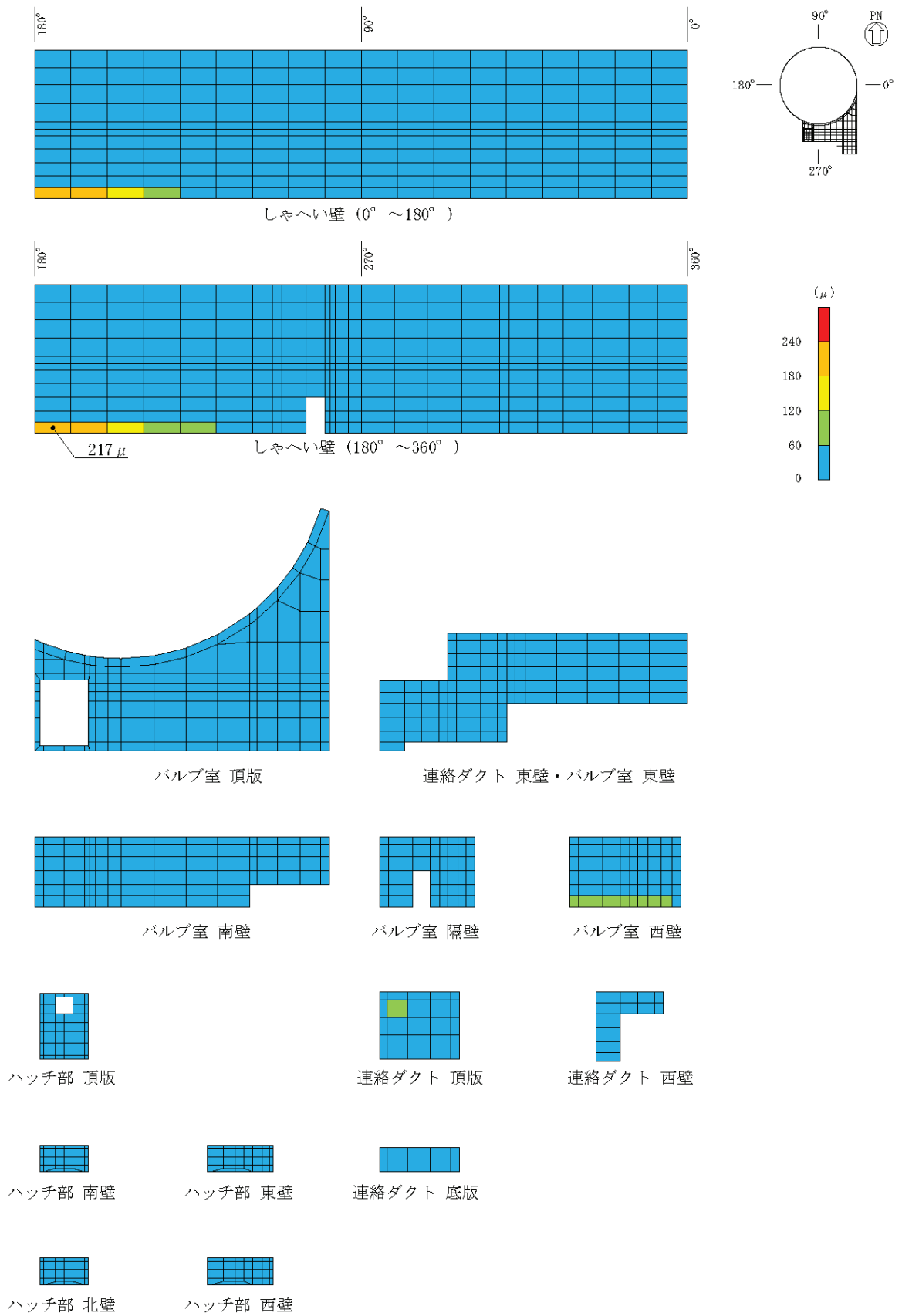
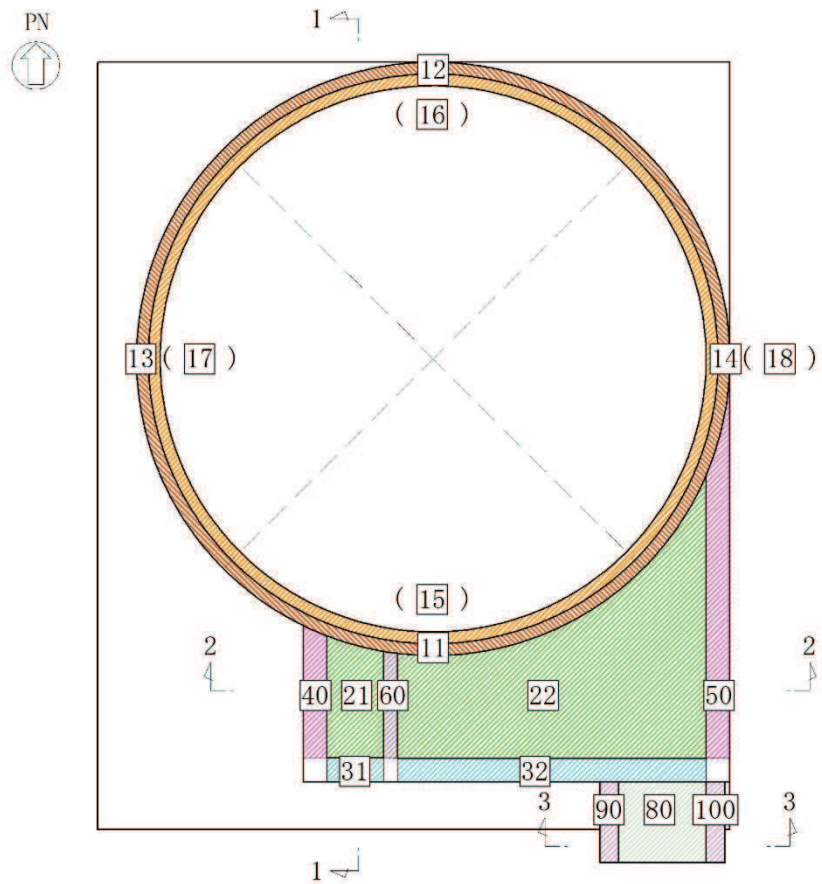


図 6-13 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時のひずみ分布図 (鉄筋)
 (しやへい壁 (地中部), 解析ケース①, S s - D 2 (-+), t=25.11s, 東西)



注釈()内は地下部を示す

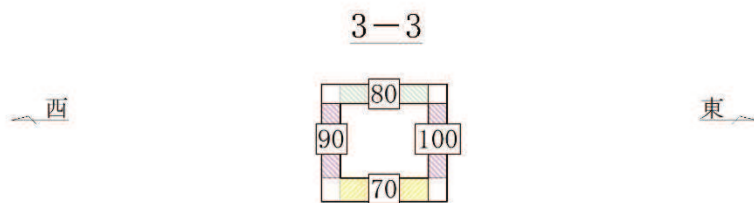
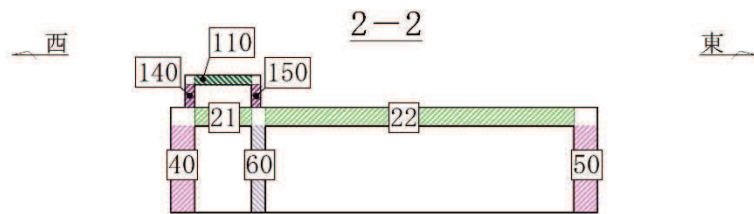
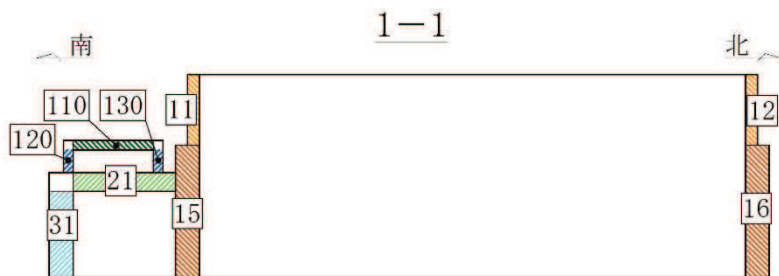


図 6-14 評価位置図 (しゃへい壁, バルブ室及び連絡ダクト)

(2) せん断破壊に対する照査

しゃへい壁，バルブ室及び連絡ダクトのせん断破壊に対する照査について，各部材において最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表 6-25 に示す。また，最大照査値となる評価時刻における断面力分布図（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 6-15 に示す。

表 6-25 せん断破壊に対する照査

評価位置*1		解析ケース	地震動	加振方向	照査用せん断力*2 V_d (kN/m)	せん断耐力 V_{yd} (kN/m)	照査値 V_d/V_{yd}		
しゃへい壁	地上部	13	①	S s - F 2 (++)	東西方向	81	323	0.26	
	地中部	18	②	S s - D 2 (++)	東西方向	776	825	0.95	
バルブ室	頂版	22	①	S s - F 1 (++)	南北方向	140	419	0.34	
	南壁	32	①	S s - D 1 (-+)	南北方向	769	1086	0.71	
	東西壁	50	②	S s - D 2 (++)	東西方向	949	1129	0.85	
	隔壁	60	①	S s - D 2 (-+)	東西方向	85	476	0.18	
	ハッチ部	頂版	110	①	S s - F 1 (++)	東西方向	20	120	0.17
		南北壁	120	①	S s - D 1 (-+)	南北方向	83	269	0.31
		東西壁	140	①	S s - F 2 (++)	東西方向	99	274	0.37
連絡ダクト	底版	70	①	S s - D 2 (++)	南北方向	81	249	0.33	
	頂版	80	④	S s - D 2 (++)	東西方向	225	763	0.30	
	東西壁	90	④	S s - D 2 (++)	東西方向	443	805	0.56	

注記*1：評価位置は図 6-14 に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

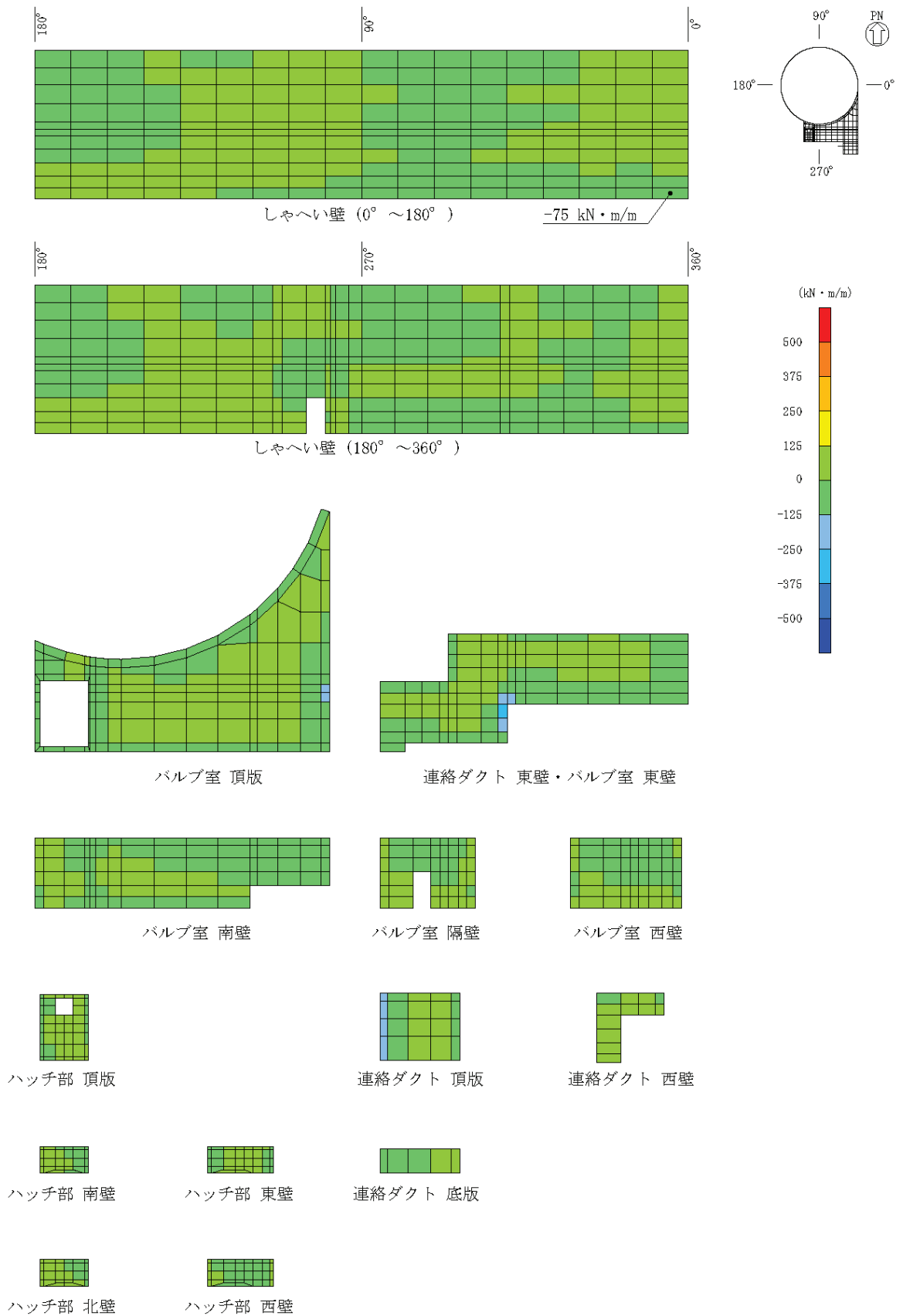


図 6-15(1) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(曲げモーメント (kN・m/m) : M_x)

(しやへい壁 (地中部), 解析ケース②, S s - D 2 (++) , t=25.11s, 東西)

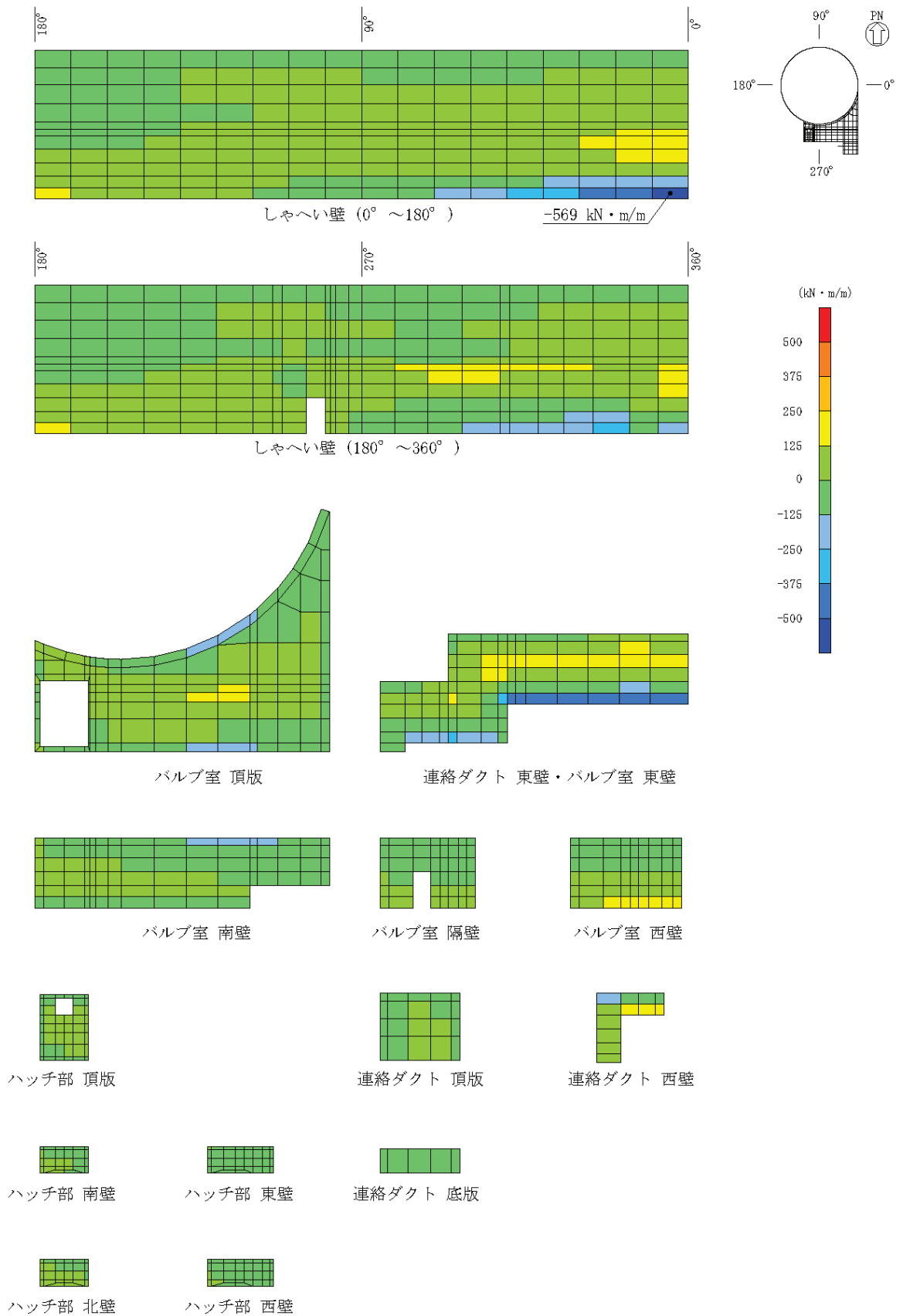


図 6-15(2) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(曲げモーメント (kN · m/m) : M_y)

(しゃへい壁 (地中部), 解析ケース②, S s - D 2 (++) , t=25.11s, 東西)

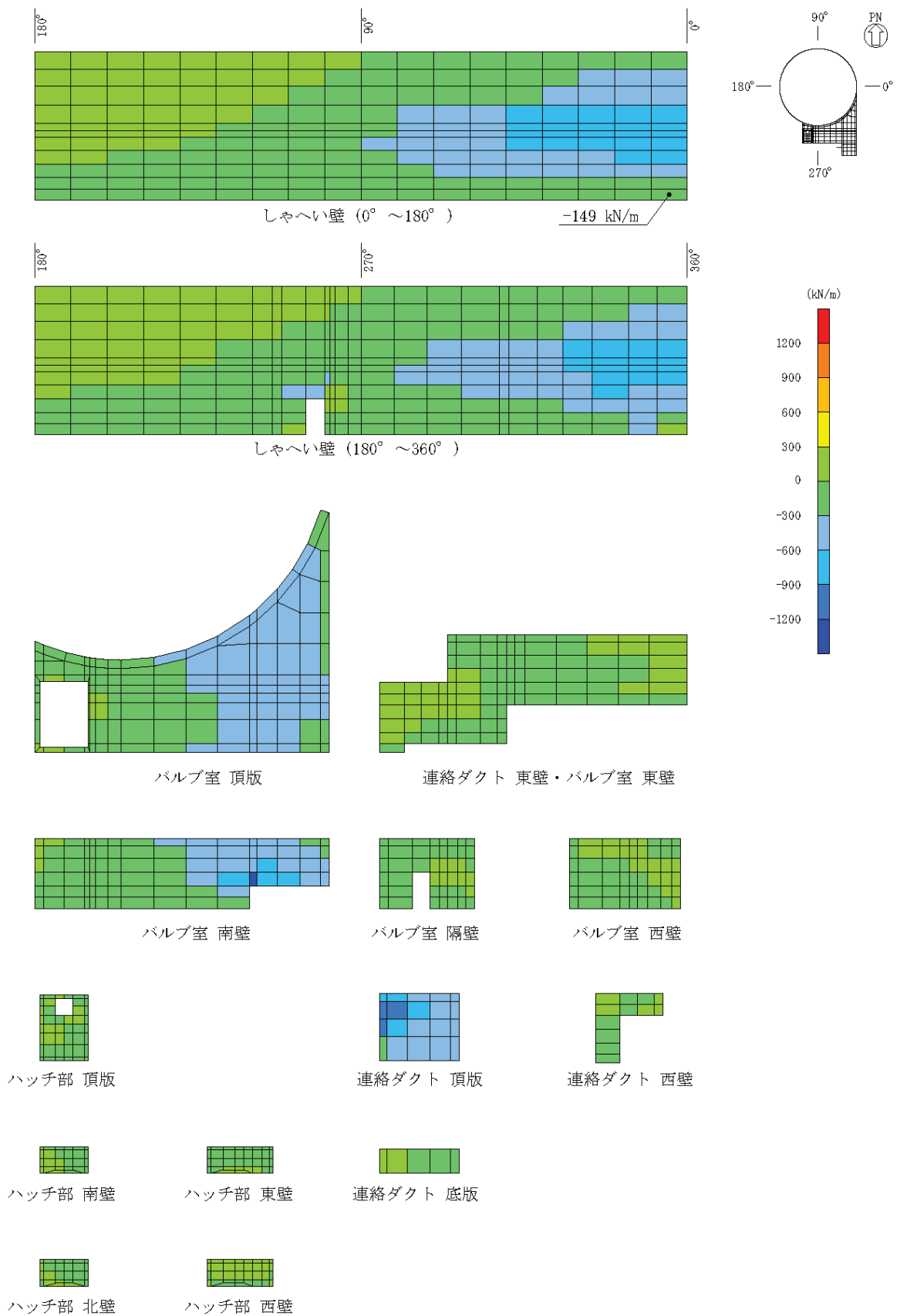


図 6-15(3) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(軸力 (kN/m) : N_x)

(しゃへい壁 (地中部), 解析ケース②, $S_s - D 2$ (++) , $t=25.11s$, 東西)

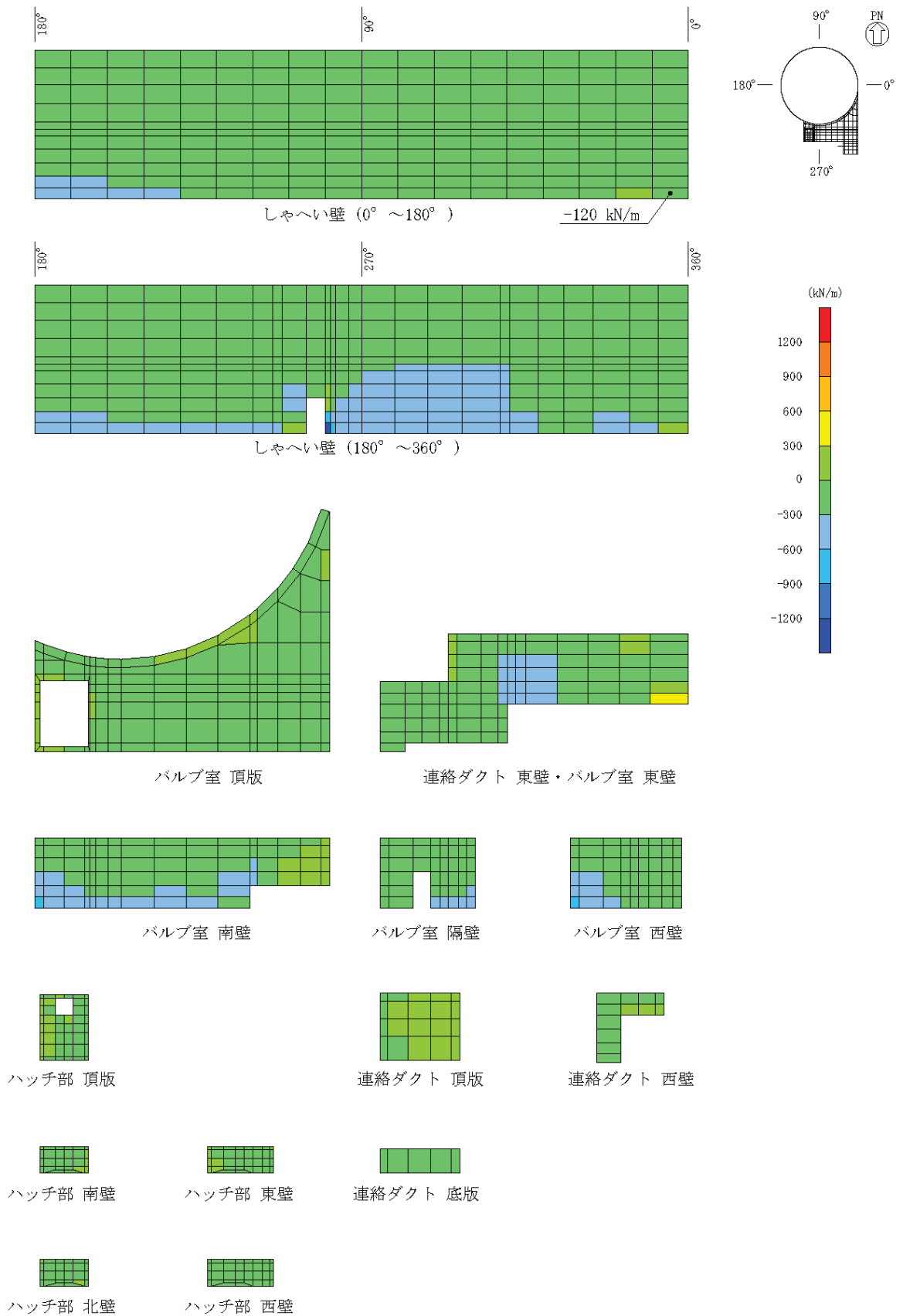


図 6-15(4) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(軸力 (kN/m) : N_y)

(しゃへい壁 (地中部), 解析ケース②, S s - D 2 (++) , t=25.11s, 東西)

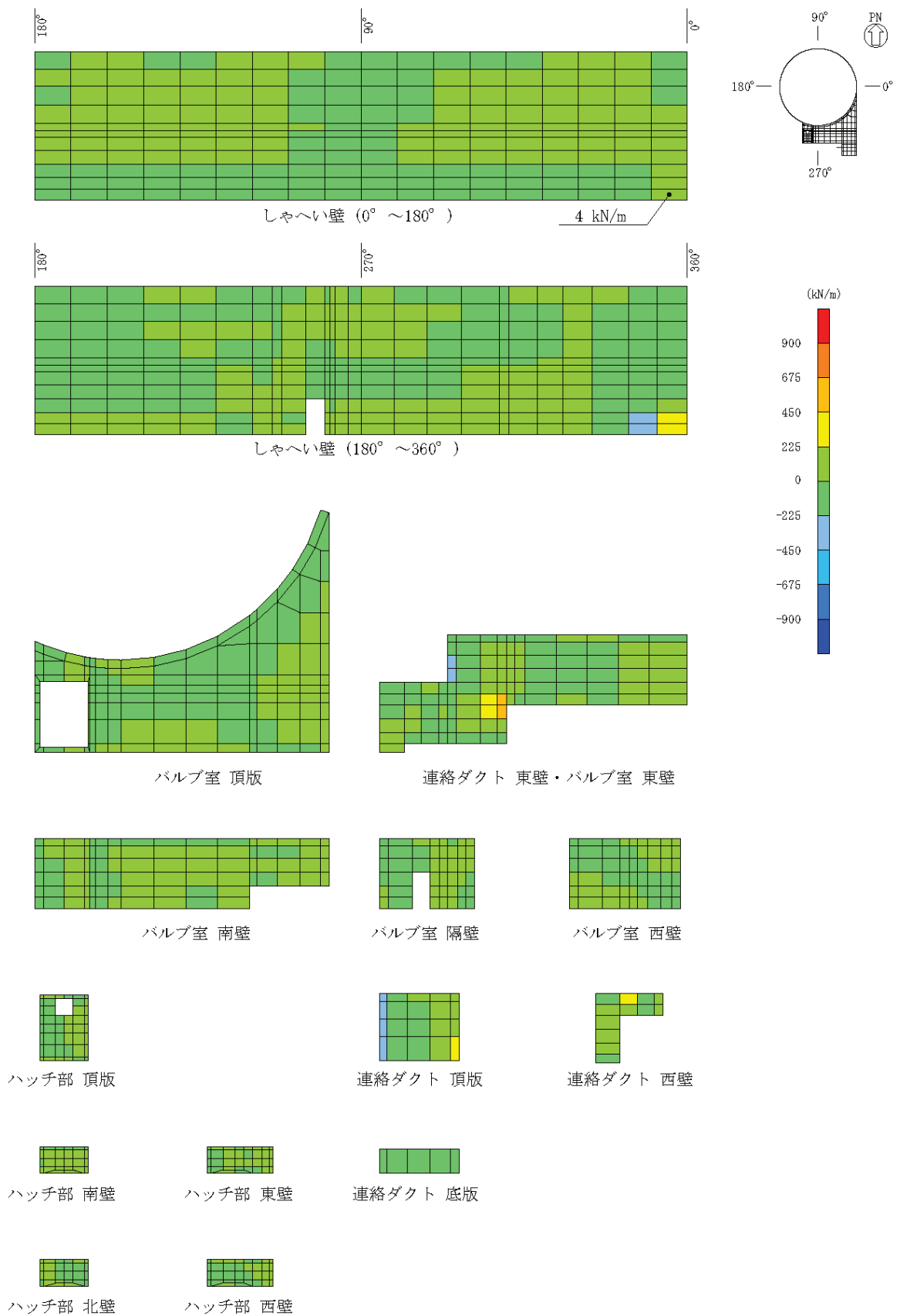


図 6-15(5) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(せん断力 (kN/m) : Q_x)

(しやへい壁 (地中部), 解析ケース②, S s - D 2 (++) , t=25.11s, 東西)

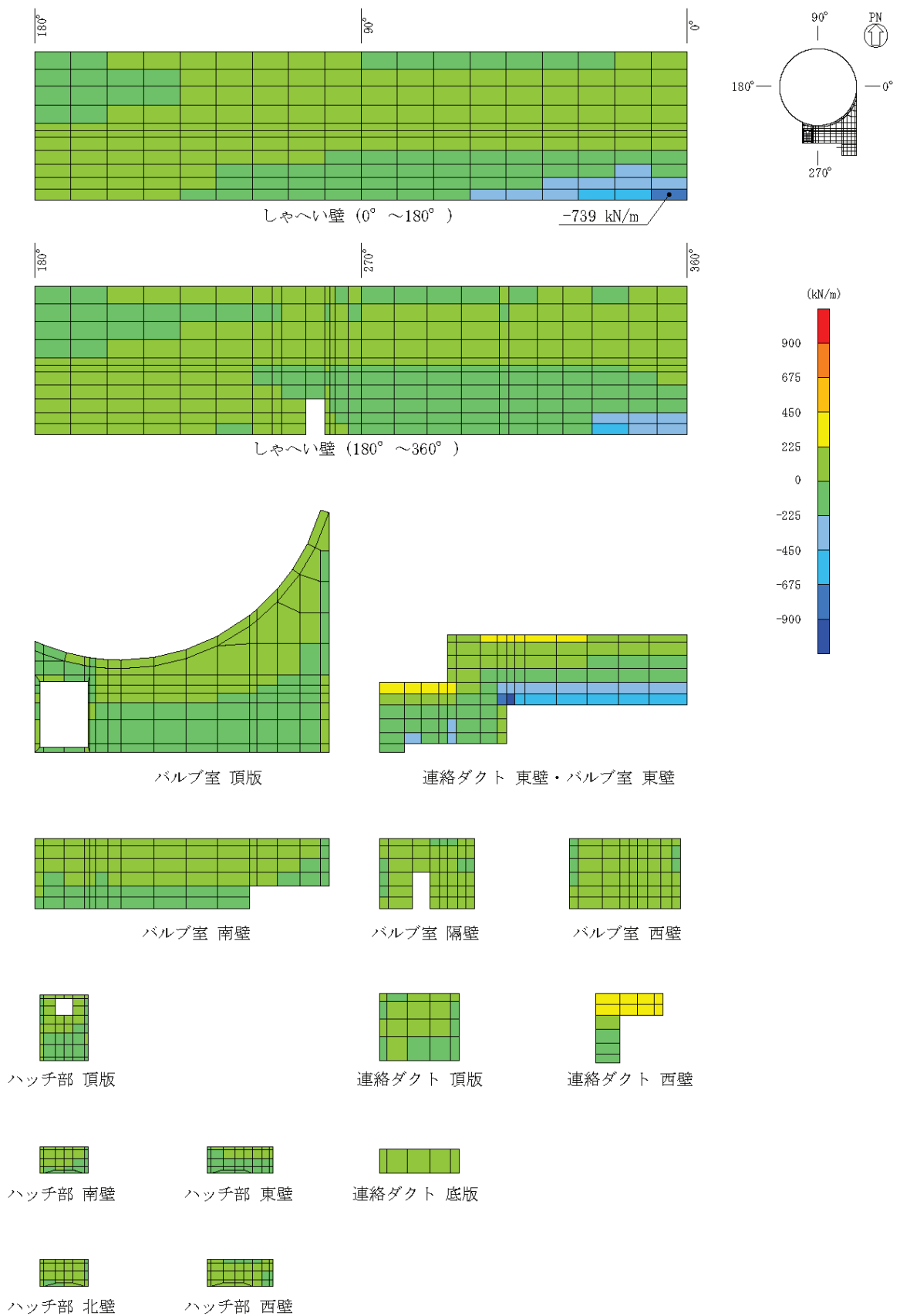


図 6-15(6) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(せん断力 (kN/m) : Q_y)

(しゃへい壁 (地中部), 解析ケース②, $S_s - D2$ (++) , $t=25.11s$, 東西)

6.2.3 基礎版

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

基礎版の曲げ・軸力系の破壊に対する照査について、最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表 6-26 に示す。また、最大照査値となる評価時刻における断面力分布図を図 6-16 に示す。

表 6-26(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査 (コンクリート)

評価位置*	解析ケース	地震動	加振方向	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	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}
[212]	①	S _s -D2 (-+)	東西方向	2323	-4558	1.4	11.7	0.12

注記* : 評価位置は図 6-17 に示す。

表 6-26(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査 (鉄筋)

評価位置*	解析ケース	地震動	加振方向	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	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}
[213]	②	S _s -D2 (++)	南北方向	-1067	548	123	294	0.42

注記* : 評価位置は図 6-17 に示す。

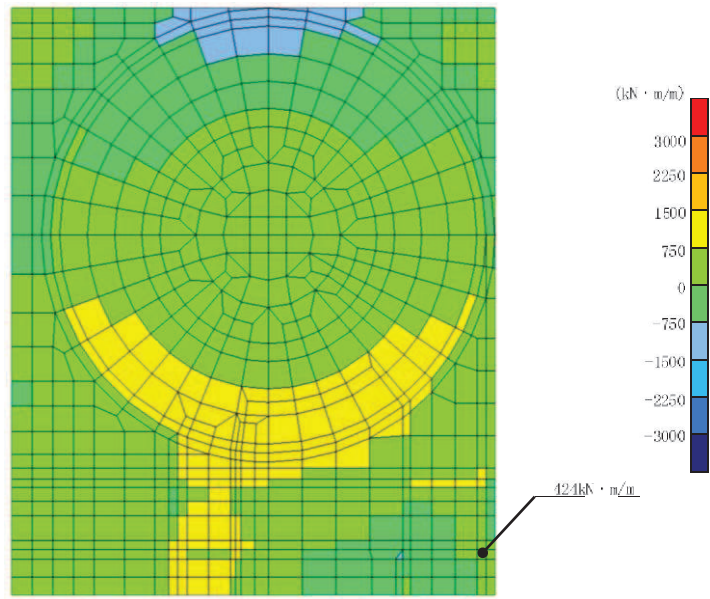


図 6-16(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント (kN・m/m) : M_x)
 (解析ケース②, S s - D 2 (++) , t=6.86s, 南北)

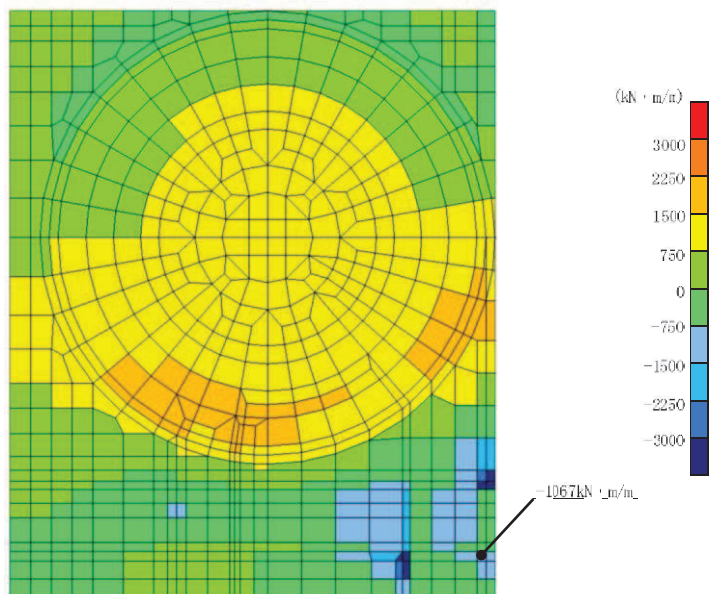


図 6-16(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント (kN・m/m) : M_y)
 (解析ケース②, S s - D 2 (++) , t=6.86s, 南北)

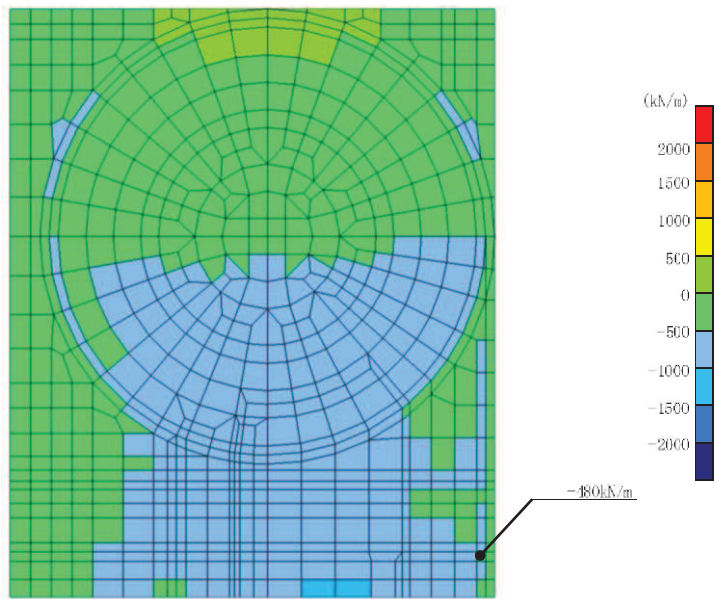


図 6-16(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_x)
 (解析ケース②, $S_s - D 2$ (++) , $t=6.86s$, 南北)

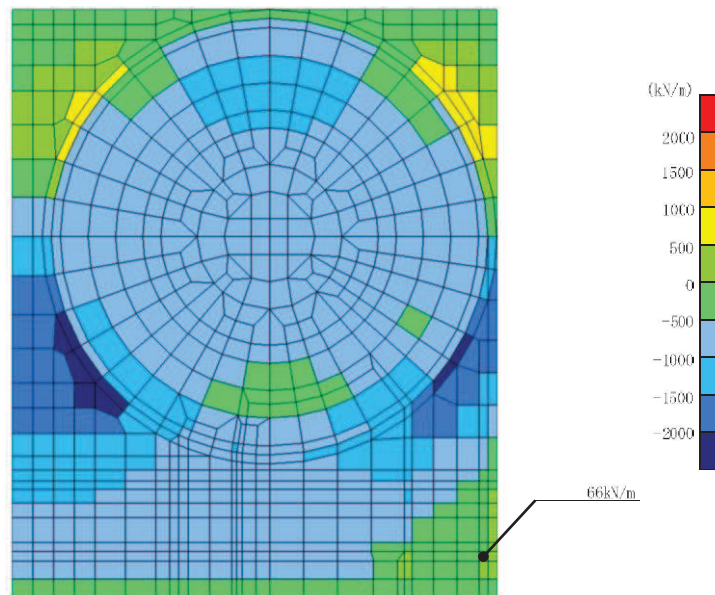


図 6-16(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_y)
 (解析ケース②, $S_s - D 2$ (++) , $t=6.86s$, 南北)

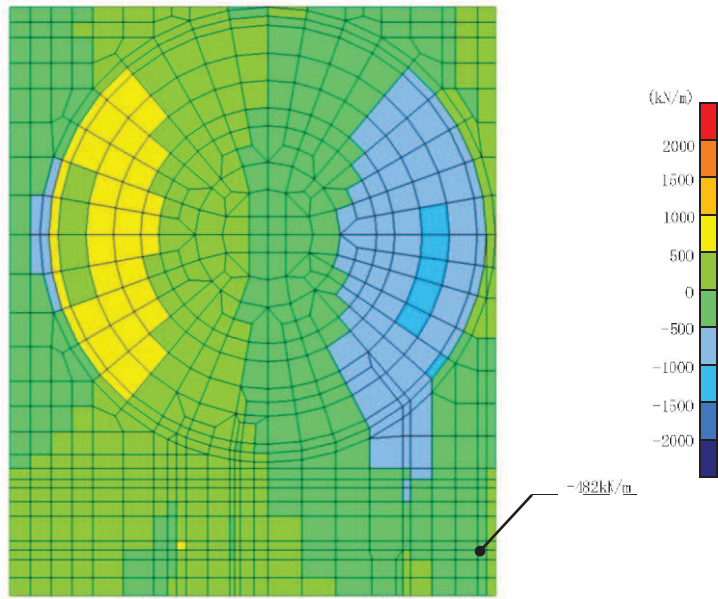


図 6-16(5) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (面内せん断力 (kN/m) : $N_{x,y}$)
 (解析ケース②, $S_s - D 2$ (++) , $t=6.86s$, 南北)

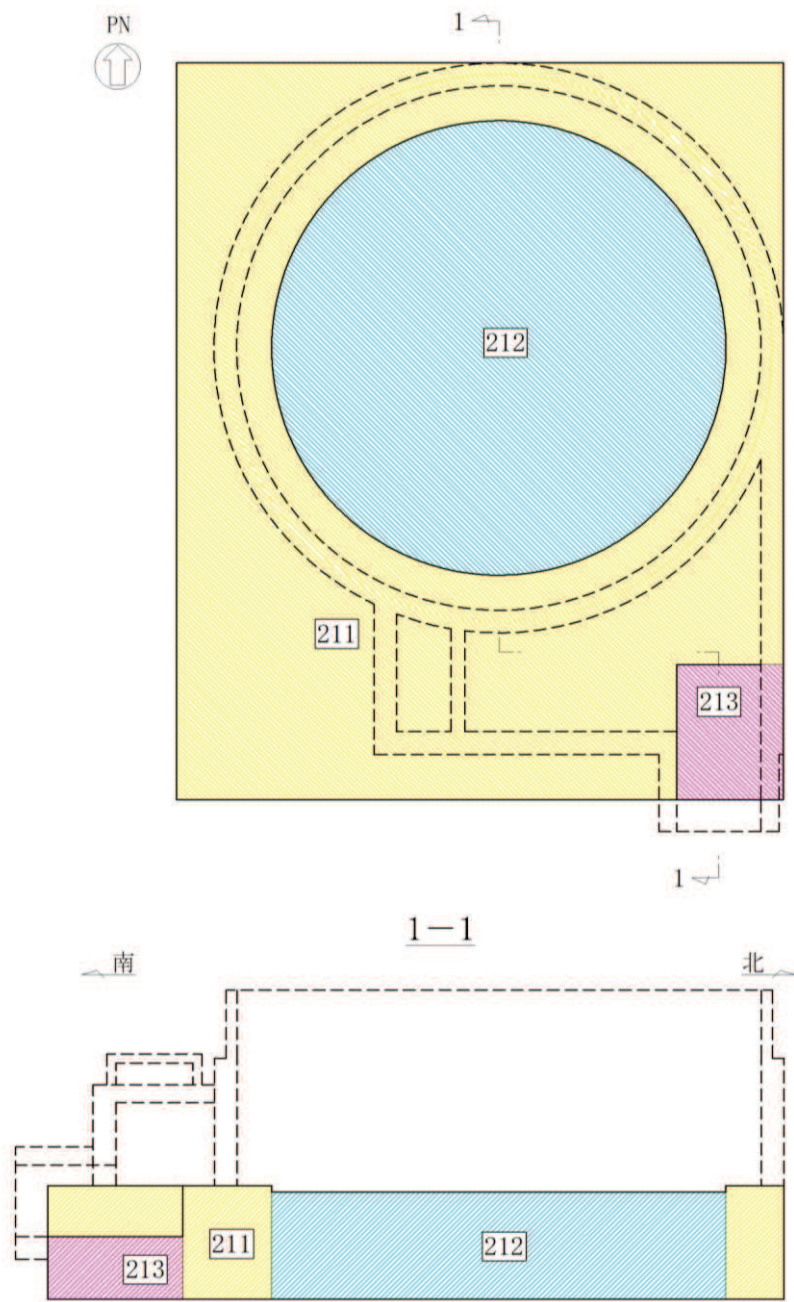


图 6-17 評価位置図

(2) せん断破壊に対する照査

基礎版のせん断破壊に対する照査について、最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表 6-27 に示す。また、最大照査値となる評価時刻における断面力分布図を図 6-18 に示す。

表 6-27 せん断破壊に対する照査

評価位置*	解析ケース	地震動	加振方向	発生せん断力 (kN/m)	発生応力度 τ_d (N/mm ²)	短期許容応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ_d / τ_{a1}
213	②	S s - D 2 (++)	南北方向	874	0.40	0.63	0.64

注記* : 評価位置は図 6-17 に示す。

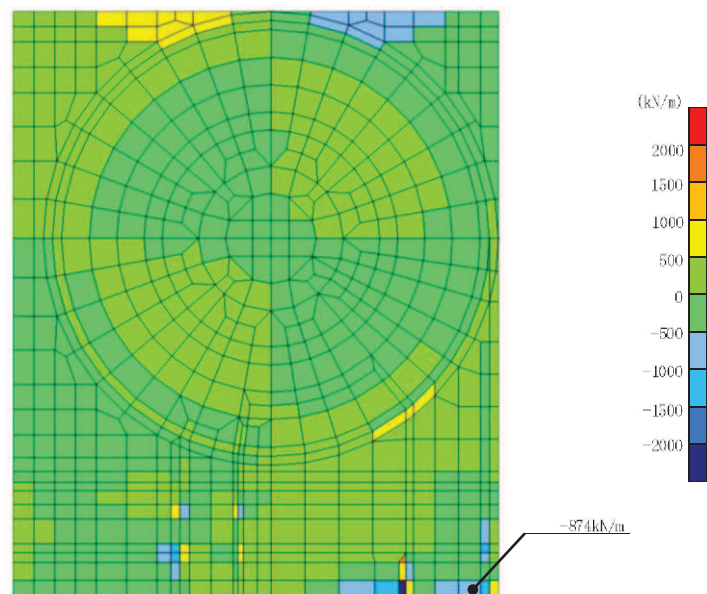


図 6-18(1) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(せん断力 (kN/m) : Q_x)

(解析ケース②, S s - D 2 (++) , $t=6.86s$, 南北)

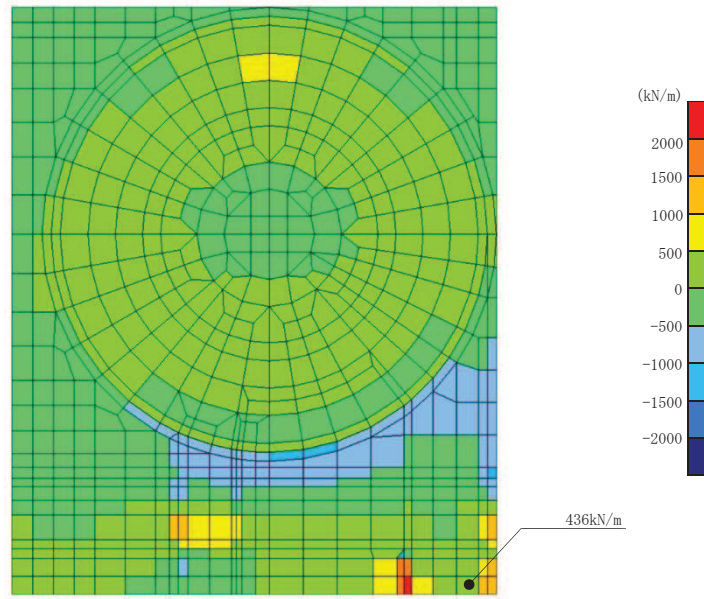


図 6-18(2) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_y)
 (解析ケース②, $S_s - D 2$ (++) , $t=6.86s$, 南北)

6.3 構造部材の健全性に対する評価結果

6.3.1 シャヘい壁，バルブ室及び連絡ダクト

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

構造強度を有することの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表 6-28 に示す。また，常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないことの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表 6-29 及び表 6-30 に示す。

表 6-28 のとおり，コンクリートの圧縮縁ひずみが，全ケースにおいて許容限界（コンクリートの圧縮縁ひずみ：10000 μ ）を下回ることを確認した。

表 6-29 及び表 6-30 のとおり，常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を有する部材におけるコンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみが，全ケースにおいて許容限界（コンクリートの圧縮ひずみ：2000 μ ，主筋ひずみ：1725 μ ）を下回ることを確認した。また，CCb 工法を適用する箇所に発生するひずみは，部材降伏に相当する限界ひずみ（コンクリートの圧縮ひずみ：2000 μ ，主筋ひずみ：1725 μ ）に至っておらず，CCb 工法の適用範囲内であることを確認した。

表 6-28(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
（コンクリートの圧縮縁ひずみ，南北）

解析 ケース	地震動		評価位置*1			照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R	
①	S s - D 1	++	しゃへい壁	地上部	11	45.01s	48 μ	10000 μ	0.01	
				地中部	15	45.01s	154 μ	10000 μ	0.02	
			バルブ室	頂版	22	45.00s	125 μ	10000 μ	0.02	
				南壁	32	45.01s	197 μ	10000 μ	0.02	
				東西壁	50	45.01s	90 μ	10000 μ	0.01	
				隔壁	60	45.01s	111 μ	10000 μ	0.02	
				ハッチ部	頂版	110	45.00s	35 μ	10000 μ	0.01
					南北壁	130	45.01s	81 μ	10000 μ	0.01
			東西壁		140	45.01s	84 μ	10000 μ	0.01	
			連絡ダクト	底版	70	45.01s	12 μ	10000 μ	0.01	
				頂版	80	45.00s	96 μ	10000 μ	0.01	
				東西壁	90	45.01s	94 μ	10000 μ	0.01	
		-+	しゃへい壁	地上部	11	25.36s	83 μ	10000 μ	0.01	
				地中部	15	25.36s	212 μ	10000 μ	0.03	
			バルブ室	頂版	22	25.36s	156 μ	10000 μ	0.02	
				南壁	32	25.36s	250 μ	10000 μ	0.03	
				東西壁	50	25.36s	97 μ	10000 μ	0.01	
				隔壁	60	25.36s	146 μ	10000 μ	0.02	
				ハッチ部	頂版	110	25.36s	74 μ	10000 μ	0.01
					南北壁	120	25.36s	122 μ	10000 μ	0.02
			東西壁		140	25.36s	162 μ	10000 μ	0.02	
			連絡ダクト	底版	70	25.36s	11 μ	10000 μ	0.01	
				頂版	80	25.36s	104 μ	10000 μ	0.02	
				東西壁	90	25.36s	110 μ	10000 μ	0.02	

注記*1：評価位置を図 6-14 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-28(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
（コンクリートの圧縮縁ひずみ，南北）

解析 ケース	地震動		評価位置*1			照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R		
①	S s-D 2	++	しゃへい壁	地上部	12	25.10s	73 μ	10000 μ	0.01		
				地中部	16	25.10s	169 μ	10000 μ	0.02		
			バルブ室	頂版	22	6.85s	120 μ	10000 μ	0.02		
				南壁	32	25.09s	110 μ	10000 μ	0.02		
				東西壁	50	6.85s	80 μ	10000 μ	0.01		
				隔壁	60	25.09s	98 μ	10000 μ	0.01		
				ハッチ部	頂版	110	25.09s	47 μ	10000 μ	0.01	
					南北壁	130	25.09s	84 μ	10000 μ	0.01	
			東西壁		140	25.09s	81 μ	10000 μ	0.01		
			連絡ダクト	底版	70	6.85s	44 μ	10000 μ	0.01		
				頂版	80	25.09s	113 μ	10000 μ	0.02		
				東西壁	90	6.85s	108 μ	10000 μ	0.02		
	-	-	+	しゃへい壁	地上部	11	6.87s	55 μ	10000 μ	0.01	
					地中部	15	6.87s	179 μ	10000 μ	0.02	
				バルブ室	頂版	22	6.87s	140 μ	10000 μ	0.02	
					南壁	32	25.08s	209 μ	10000 μ	0.03	
					東西壁	50	6.87s	97 μ	10000 μ	0.01	
					隔壁	60	6.87s	121 μ	10000 μ	0.02	
					ハッチ部	頂版	110	6.87s	39 μ	10000 μ	0.01
						南北壁	130	6.87s	96 μ	10000 μ	0.01
				東西壁		140	25.08s	98 μ	10000 μ	0.01	
				連絡ダクト	底版	70	25.08s	15 μ	10000 μ	0.01	
					頂版	80	6.87s	96 μ	10000 μ	0.01	
					東西壁	90	6.87s	98 μ	10000 μ	0.01	

注記*1：評価位置を図 6-14 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-28(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
（コンクリートの圧縮縁ひずみ，南北）

解析 ケース	地震動		評価位置*1			照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R	
①	S s-D 3	++	しゃへい壁	地上部	12	14.41s	65 μ	10000 μ	0.01	
				地中部	15	14.35s	171 μ	10000 μ	0.02	
			バルブ室	頂版	22	21.00s	124 μ	10000 μ	0.02	
				南壁	32	14.35s	194 μ	10000 μ	0.02	
				東西壁	50	14.35s	88 μ	10000 μ	0.01	
				隔壁	60	14.35s	114 μ	10000 μ	0.02	
				ハッチ部	頂版	110	14.35s	46 μ	10000 μ	0.01
					南北壁	120	14.35s	95 μ	10000 μ	0.01
			東西壁		140	14.35s	121 μ	10000 μ	0.02	
			連絡ダクト	底版	70	14.41s	39 μ	10000 μ	0.01	
				頂版	80	14.41s	95 μ	10000 μ	0.01	
				東西壁	90	14.41s	98 μ	10000 μ	0.01	
		-+	しゃへい壁	地上部	11	14.42s	46 μ	10000 μ	0.01	
				地中部	15	14.42s	144 μ	10000 μ	0.02	
			バルブ室	頂版	22	14.42s	108 μ	10000 μ	0.02	
				南壁	32	14.42s	179 μ	10000 μ	0.02	
				東西壁	50	14.42s	85 μ	10000 μ	0.01	
				隔壁	60	14.42s	101 μ	10000 μ	0.02	
				ハッチ部	頂版	110	14.42s	33 μ	10000 μ	0.01
					南北壁	130	14.42s	78 μ	10000 μ	0.01
			東西壁		140	14.42s	77 μ	10000 μ	0.01	
			連絡ダクト	底版	70	14.42s	12 μ	10000 μ	0.01	
				頂版	80	14.42s	83 μ	10000 μ	0.01	
				東西壁	90	14.42s	81 μ	10000 μ	0.01	

注記*1：評価位置を図 6-14 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-28(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
（コンクリートの圧縮縁ひずみ，南北）

解析 ケース	地震動		評価位置*1			照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R	
①	S s - F 1	++	しゃへい壁	地上部	12	19.48s	62 μ	10000 μ	0.01	
				地中部	16	19.48s	150 μ	10000 μ	0.02	
			バルブ室	頂版	22	19.48s	119 μ	10000 μ	0.02	
				南壁	32	19.56s	111 μ	10000 μ	0.02	
				東西壁	50	19.48s	80 μ	10000 μ	0.01	
				隔壁	60	19.48s	88 μ	10000 μ	0.01	
				ハッチ部	頂版	110	19.48s	38 μ	10000 μ	0.01
					南北壁	130	19.48s	75 μ	10000 μ	0.01
			東西壁		140	19.48s	70 μ	10000 μ	0.01	
			連絡ダクト	底版	70	19.48s	41 μ	10000 μ	0.01	
				頂版	80	19.48s	100 μ	10000 μ	0.01	
				東西壁	90	19.48s	107 μ	10000 μ	0.02	
	-	-	しゃへい壁	地上部	11	22.28s	71 μ	10000 μ	0.01	
				地中部	15	22.28s	176 μ	10000 μ	0.02	
			バルブ室	頂版	22	19.47s	126 μ	10000 μ	0.02	
				南壁	32	22.28s	211 μ	10000 μ	0.03	
				東西壁	50	22.28s	86 μ	10000 μ	0.01	
				隔壁	60	22.28s	123 μ	10000 μ	0.02	
				ハッチ部	頂版	110	22.28s	64 μ	10000 μ	0.01
					南北壁	120	22.28s	109 μ	10000 μ	0.02
			東西壁		140	22.28s	140 μ	10000 μ	0.02	
			連絡ダクト	底版	70	22.28s	10 μ	10000 μ	0.01	
				頂版	80	19.48s	94 μ	10000 μ	0.01	
				東西壁	90	19.48s	99 μ	10000 μ	0.01	

注記*1：評価位置を図 6-14 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-28(5) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
（コンクリートの圧縮縁ひずみ，南北）

解析 ケース	地震動		評価位置*1			照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R	
①	S s - F 2	++	しゃへい壁	地上部	12	28.38s	61 μ	10000 μ	0.01	
				地中部	15	26.88s	154 μ	10000 μ	0.02	
			バルブ室	頂版	22	26.88s	124 μ	10000 μ	0.02	
				南壁	32	26.88s	186 μ	10000 μ	0.02	
				東西壁	50	26.88s	86 μ	10000 μ	0.01	
				隔壁	60	26.88s	108 μ	10000 μ	0.02	
				ハッチ部	頂版	110	28.38s	40 μ	10000 μ	0.01
					南北壁	130	26.88s	77 μ	10000 μ	0.01
			東西壁		140	26.88s	99 μ	10000 μ	0.01	
			連絡ダクト	底版	70	28.38s	38 μ	10000 μ	0.01	
				頂版	80	28.38s	99 μ	10000 μ	0.01	
				東西壁	90	26.88s	100 μ	10000 μ	0.01	
	-	-	しゃへい壁	地上部	11	28.38s	34 μ	10000 μ	0.01	
				地中部	15	28.38s	107 μ	10000 μ	0.02	
			バルブ室	頂版	22	28.37s	97 μ	10000 μ	0.01	
				南壁	32	28.38s	125 μ	10000 μ	0.02	
				東西壁	50	28.38s	73 μ	10000 μ	0.01	
				隔壁	60	28.38s	73 μ	10000 μ	0.01	
				ハッチ部	頂版	110	28.37s	31 μ	10000 μ	0.01
					南北壁	130	28.38s	60 μ	10000 μ	0.01
			東西壁		140	28.38s	56 μ	10000 μ	0.01	
			連絡ダクト	底版	70	28.38s	9 μ	10000 μ	0.01	
				頂版	80	28.37s	75 μ	10000 μ	0.01	
				東西壁	90	28.38s	69 μ	10000 μ	0.01	

注記*1：評価位置を図 6-14 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-28(6) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
（コンクリートの圧縮縁ひずみ，南北）

解析 ケース	地震動	評価位置*1			照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R	
		しゃへい壁	バルブ室	連絡ダクト					
①	S s - F 3	++	しゃへい壁	地上部	11	28.59s	53 μ	10000 μ	0.01
				地中部	15	28.59s	186 μ	10000 μ	0.02
			バルブ室	頂版	22	28.59s	143 μ	10000 μ	0.02
				南壁	32	28.59s	205 μ	10000 μ	0.03
				東西壁	50	28.59s	102 μ	10000 μ	0.02
				隔壁	60	28.59s	121 μ	10000 μ	0.02
		ハッチ部		頂版	110	28.59s	41 μ	10000 μ	0.01
				南北壁	130	28.59s	103 μ	10000 μ	0.02
			東西壁	140	28.59s	98 μ	10000 μ	0.01	
		連絡ダクト	底版	70	28.59s	13 μ	10000 μ	0.01	
			頂版	80	28.59s	98 μ	10000 μ	0.01	
			東西壁	90	28.59s	100 μ	10000 μ	0.01	
	- +	しゃへい壁	地上部	12	28.59s	69 μ	10000 μ	0.01	
			地中部	16	28.59s	163 μ	10000 μ	0.02	
		バルブ室	頂版	22	26.79s	124 μ	10000 μ	0.02	
			南壁	32	26.79s	155 μ	10000 μ	0.02	
			東西壁	50	26.79s	83 μ	10000 μ	0.01	
			隔壁	60	28.59s	93 μ	10000 μ	0.01	
			ハッチ部	頂版	110	28.59s	43 μ	10000 μ	0.01
				南北壁	130	28.59s	80 μ	10000 μ	0.01
		東西壁		140	28.59s	76 μ	10000 μ	0.01	
		連絡ダクト	底版	70	28.59s	42 μ	10000 μ	0.01	
			頂版	80	28.59s	106 μ	10000 μ	0.02	
			東西壁	90	28.59s	104 μ	10000 μ	0.02	

注記*1：評価位置を図 6-14 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-28(7) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
（コンクリートの圧縮縁ひずみ，南北）

解析 ケース	地震動		評価位置*1			照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R	
①	S s - N 1	++	しゃへい壁	地上部	11	7.52s	31 μ	10000 μ	0.01	
				地中部	15	7.51s	103 μ	10000 μ	0.02	
			バルブ室	頂版	22	7.50s	116 μ	10000 μ	0.02	
				南壁	32	7.52s	120 μ	10000 μ	0.02	
				東西壁	50	7.52s	70 μ	10000 μ	0.01	
				隔壁	60	7.52s	70 μ	10000 μ	0.01	
				ハッチ部	頂版	110	7.50s	33 μ	10000 μ	0.01
					南北壁	130	7.50s	57 μ	10000 μ	0.01
			東西壁		140	7.50s	57 μ	10000 μ	0.01	
			連絡ダクト	底版	70	7.52s	9 μ	10000 μ	0.01	
				頂版	80	7.50s	92 μ	10000 μ	0.01	
				東西壁	90	7.50s	79 μ	10000 μ	0.01	
		-+	しゃへい壁	地上部	12	7.51s	61 μ	10000 μ	0.01	
				地中部	16	7.51s	150 μ	10000 μ	0.02	
			バルブ室	頂版	22	7.51s	112 μ	10000 μ	0.02	
				南壁	32	7.51s	93 μ	10000 μ	0.01	
				東西壁	50	7.51s	74 μ	10000 μ	0.01	
				隔壁	60	7.51s	81 μ	10000 μ	0.01	
				ハッチ部	頂版	110	7.52s	37 μ	10000 μ	0.01
					南北壁	130	7.52s	73 μ	10000 μ	0.01
			東西壁		140	7.52s	69 μ	10000 μ	0.01	
			連絡ダクト	底版	70	7.51s	40 μ	10000 μ	0.01	
				頂版	80	7.52s	93 μ	10000 μ	0.01	
				東西壁	90	7.51s	101 μ	10000 μ	0.02	

注記*1：評価位置を図 6-14 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-28(8) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
（コンクリートの圧縮縁ひずみ，東西）

解析 ケース	地震動		評価位置*1			照査 時刻	照査用 ひずみ*2	限界 ひずみ	照査値 ϵ_d / ϵ_R
							ϵ_d	ϵ_R	
①	S s - D 1	++	しゃへい壁	地上部	13	45.02s	43 μ	10000 μ	0.01
				地中部	17	45.02s	161 μ	10000 μ	0.02
			バルブ室	頂版	22	45.02s	95 μ	10000 μ	0.01
				南壁	32	45.02s	88 μ	10000 μ	0.01
				東西壁	40	45.02s	144 μ	10000 μ	0.02
				隔壁	60	45.02s	71 μ	10000 μ	0.01
		ハッチ部		頂版	110	45.02s	33 μ	10000 μ	0.01
				南北壁	120	45.02s	87 μ	10000 μ	0.01
			東西壁	150	45.02s	75 μ	10000 μ	0.01	
		連絡ダクト	底版	70	45.02s	30 μ	10000 μ	0.01	
			頂版	80	45.02s	78 μ	10000 μ	0.01	
			東西壁	90	45.02s	164 μ	10000 μ	0.02	
	-	++	しゃへい壁	地上部	14	45.02s	51 μ	10000 μ	0.01
				地中部	18	45.02s	205 μ	10000 μ	0.03
			バルブ室	頂版	22	45.02s	121 μ	10000 μ	0.02
				南壁	32	45.02s	98 μ	10000 μ	0.01
				東西壁	50	45.02s	197 μ	10000 μ	0.02
				隔壁	60	45.02s	103 μ	10000 μ	0.02
		ハッチ部		頂版	110	25.23s	34 μ	10000 μ	0.01
				南北壁	120	25.23s	84 μ	10000 μ	0.01
			東西壁	150	25.22s	66 μ	10000 μ	0.01	
		連絡ダクト	底版	70	25.23s	31 μ	10000 μ	0.01	
			頂版	80	45.02s	212 μ	10000 μ	0.03	
			東西壁	90	25.22s	156 μ	10000 μ	0.02	

注記*1：評価位置を図 6-14 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-28(9) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
（コンクリートの圧縮縁ひずみ，東西）

解析 ケース	地震動		評価位置*1			照査 時刻	照査用 ひずみ*2	限界 ひずみ	照査値 ϵ_d / ϵ_R
							ϵ_d	ϵ_R	
①	S s-D 2	++	しゃへい壁	地上部	14	25.11s	61 μ	10000 μ	0.01
				地中部	18	25.11s	233 μ	10000 μ	0.03
			バルブ室	頂版	22	13.62s	136 μ	10000 μ	0.02
				南壁	32	13.63s	102 μ	10000 μ	0.02
				東西壁	50	25.11s	204 μ	10000 μ	0.03
				隔壁	60	13.63s	107 μ	10000 μ	0.02
		ハッチ部	頂版	110	13.62s	30 μ	10000 μ	0.01	
			南北壁	120	25.11s	57 μ	10000 μ	0.01	
			東西壁	150	25.11s	43 μ	10000 μ	0.01	
		連絡ダクト	底版	70	25.11s	27 μ	10000 μ	0.01	
			頂版	80	13.63s	219 μ	10000 μ	0.03	
			東西壁	100	25.11s	135 μ	10000 μ	0.02	
	-+	しゃへい壁	地上部	13	25.11s	96 μ	10000 μ	0.01	
			地中部	17	25.11s	271 μ	10000 μ	0.03	
		バルブ室	頂版	22	6.87s	114 μ	10000 μ	0.02	
			南壁	31	25.11s	105 μ	10000 μ	0.02	
			東西壁	40	25.11s	188 μ	10000 μ	0.02	
			隔壁	60	25.11s	76 μ	10000 μ	0.01	
		ハッチ部	頂版	110	25.11s	83 μ	10000 μ	0.01	
			南北壁	130	25.11s	171 μ	10000 μ	0.02	
			東西壁	140	25.11s	126 μ	10000 μ	0.02	
		連絡ダクト	底版	70	25.11s	35 μ	10000 μ	0.01	
			頂版	80	6.87s	92 μ	10000 μ	0.01	
			東西壁	90	13.63s	169 μ	10000 μ	0.02	

注記*1：評価位置を図 6-14 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-28(10) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (構造強度を有することの確認)
(コンクリートの圧縮縁ひずみ, 東西)

解析 ケース	地震動		評価位置*1			照査 時刻	照査用 ひずみ*2	限界 ひずみ	照査値 ϵ_d / ϵ_R
							ϵ_d	ϵ_R	
①	S s-D 3	++	しゃへい壁	地上部	14	20.94s	73 μ	10000 μ	0.01
				地中部	18	20.94s	220 μ	10000 μ	0.03
			バルブ室	頂版	22	21.38s	95 μ	10000 μ	0.01
				南壁	32	21.38s	79 μ	10000 μ	0.01
				東西壁	50	20.94s	165 μ	10000 μ	0.02
				隔壁	60	20.94s	83 μ	10000 μ	0.01
		ハッチ部		頂版	110	20.94s	34 μ	10000 μ	0.01
			南北壁	120	21.38s	80 μ	10000 μ	0.01	
		連絡ダクト	東西壁	150	20.94s	75 μ	10000 μ	0.01	
			底版	70	21.38s	23 μ	10000 μ	0.01	
			頂版	80	20.94s	161 μ	10000 μ	0.02	
		-+	しゃへい壁	地上部	13	13.21s	90 μ	10000 μ	0.01
	地中部			17	13.21s	221 μ	10000 μ	0.03	
	バルブ室		頂版	22	21.37s	110 μ	10000 μ	0.02	
			南壁	31	13.21s	89 μ	10000 μ	0.01	
			東西壁	40	13.21s	149 μ	10000 μ	0.02	
			隔壁	60	21.37s	82 μ	10000 μ	0.01	
			ハッチ部	頂版	110	13.21s	78 μ	10000 μ	0.01
	南北壁			120	13.21s	155 μ	10000 μ	0.02	
	東西壁			140	13.21s	118 μ	10000 μ	0.02	
	連絡ダクト		底版	70	13.21s	26 μ	10000 μ	0.01	
			頂版	80	21.37s	168 μ	10000 μ	0.02	
			東西壁	90	20.93s	137 μ	10000 μ	0.02	

注記*1: 評価位置を図 6-14 に示す。

*2: 照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-28(11) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (構造強度を有することの確認)
(コンクリートの圧縮縁ひずみ, 東西)

解析 ケース	地震動		評価位置*1			照査 時刻	照査用	限界	照査値
							ひずみ*2	ひずみ	
						ϵ_d	ϵ_R	ϵ_d / ϵ_R	
①	S s - F 1	++	しゃへい壁	地上部	13	18.89s	96 μ	10000 μ	0.01
				地中部	17	18.89s	245 μ	10000 μ	0.03
			バルブ室	頂版	22	19.48s	120 μ	10000 μ	0.02
				南壁	31	18.89s	96 μ	10000 μ	0.01
				東西壁	50	19.49s	178 μ	10000 μ	0.02
				隔壁	60	19.48s	95 μ	10000 μ	0.01
		ハッチ部	頂版	110	18.89s	85 μ	10000 μ	0.01	
			南北壁	120	18.89s	165 μ	10000 μ	0.02	
			東西壁	140	18.89s	125 μ	10000 μ	0.02	
		連絡ダクト	底版	70	18.89s	29 μ	10000 μ	0.01	
			頂版	80	19.49s	192 μ	10000 μ	0.02	
			東西壁	90	18.89s	149 μ	10000 μ	0.02	
	- +	しゃへい壁	地上部	14	18.89s	79 μ	10000 μ	0.01	
			地中部	18	18.89s	244 μ	10000 μ	0.03	
		バルブ室	頂版	22	18.89s	119 μ	10000 μ	0.02	
			南壁	31	19.49s	90 μ	10000 μ	0.01	
			東西壁	50	18.89s	180 μ	10000 μ	0.02	
			隔壁	60	18.89s	94 μ	10000 μ	0.01	
		ハッチ部	頂版	110	19.49s	64 μ	10000 μ	0.01	
			南北壁	130	19.49s	141 μ	10000 μ	0.02	
			東西壁	140	19.49s	100 μ	10000 μ	0.01	
		連絡ダクト	底版	70	19.49s	34 μ	10000 μ	0.01	
			頂版	80	18.89s	186 μ	10000 μ	0.02	
			東西壁	90	19.49s	155 μ	10000 μ	0.02	

注記*1: 評価位置を図 6-14 に示す。

*2: 照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-28(12) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (構造強度を有することの確認)
(コンクリートの圧縮縁ひずみ, 東西)

解析 ケース	地震動		評価位置*1			照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R	
①	S s - F 2	++	しゃへい壁	地上部	13	26.90s	100 μ	10000 μ	0.01	
				地中部	17	26.90s	263 μ	10000 μ	0.03	
			バルブ室	頂版	22	26.89s	97 μ	10000 μ	0.01	
				南壁	31	26.90s	101 μ	10000 μ	0.02	
				東西壁	40	26.90s	175 μ	10000 μ	0.02	
				隔壁	60	28.39s	82 μ	10000 μ	0.01	
				ハッチ部	頂版	110	26.90s	88 μ	10000 μ	0.01
					南北壁	130	26.90s	172 μ	10000 μ	0.02
			東西壁		140	26.90s	129 μ	10000 μ	0.02	
			連絡ダクト	底版	70	26.90s	33 μ	10000 μ	0.01	
				頂版	80	28.39s	166 μ	10000 μ	0.02	
				東西壁	90	26.89s	155 μ	10000 μ	0.02	
	-	-	しゃへい壁	地上部	14	26.90s	79 μ	10000 μ	0.01	
				地中部	18	26.90s	241 μ	10000 μ	0.03	
			バルブ室	頂版	22	26.89s	115 μ	10000 μ	0.02	
				南壁	32	26.89s	88 μ	10000 μ	0.01	
				東西壁	50	26.90s	178 μ	10000 μ	0.02	
				隔壁	60	26.89s	96 μ	10000 μ	0.01	
				ハッチ部	頂版	110	26.90s	36 μ	10000 μ	0.01
					南北壁	120	26.90s	65 μ	10000 μ	0.01
			東西壁		150	26.90s	81 μ	10000 μ	0.01	
			連絡ダクト	底版	70	28.39s	29 μ	10000 μ	0.01	
				頂版	80	26.89s	187 μ	10000 μ	0.02	
				東西壁	90	28.39s	126 μ	10000 μ	0.02	

注記*1: 評価位置を図 6-14 に示す。

*2: 照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 6-28(13) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (構造強度を有することの確認)
(コンクリートの圧縮縁ひずみ, 東西)

解析 ケース	地震動		評価位置*1			照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
①	S s - F 3	++	しゃへい壁	地上部	13	28.60s	58 μ	10000 μ	0.01
				地中部	17	28.60s	200 μ	10000 μ	0.02
			バルブ室	頂版	22	28.59s	108 μ	10000 μ	0.02
				南壁	32	28.60s	89 μ	10000 μ	0.01
				東西壁	40	28.60s	159 μ	10000 μ	0.02
				隔壁	60	28.60s	74 μ	10000 μ	0.01
		ハッチ部		頂版	110	28.60s	53 μ	10000 μ	0.01
				南北壁	120	28.60s	123 μ	10000 μ	0.02
			東西壁	140	28.60s	88 μ	10000 μ	0.01	
		連絡ダクト	底版	70	28.60s	31 μ	10000 μ	0.01	
			頂版	80	28.60s	89 μ	10000 μ	0.01	
			東西壁	90	28.60s	169 μ	10000 μ	0.02	
	- +	しゃへい壁	地上部	14	28.61s	48 μ	10000 μ	0.01	
			地中部	18	28.61s	202 μ	10000 μ	0.03	
		バルブ室	頂版	22	28.60s	118 μ	10000 μ	0.02	
			南壁	32	28.60s	90 μ	10000 μ	0.01	
			東西壁	50	28.61s	188 μ	10000 μ	0.02	
			隔壁	60	28.60s	95 μ	10000 μ	0.01	
			ハッチ部	頂版	110	27.70s	41 μ	10000 μ	0.01
				南北壁	120	27.70s	101 μ	10000 μ	0.02
		東西壁		140	27.70s	77 μ	10000 μ	0.01	
		連絡ダクト	底版	70	28.61s	25 μ	10000 μ	0.01	
			頂版	80	28.60s	198 μ	10000 μ	0.02	
			東西壁	90	27.70s	134 μ	10000 μ	0.02	

注記*1: 評価位置を図 6-14 に示す。

*2: 照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 6-28(14) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (構造強度を有することの確認)
(コンクリートの圧縮縁ひずみ, 東西)

解析 ケース	地震動	評価位置*1			照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R		
①	S s - N 1	++	しゃへい壁	地上部	11	7.52s	27 μ	10000 μ	0.01	
				地中部	17	7.53s	110 μ	10000 μ	0.02	
			バルブ室	頂版	22	7.51s	91 μ	10000 μ	0.01	
				南壁	32	7.51s	74 μ	10000 μ	0.01	
				東西壁	40	7.53s	105 μ	10000 μ	0.02	
				隔壁	60	7.51s	57 μ	10000 μ	0.01	
				ハッチ部	頂版	110	7.51s	23 μ	10000 μ	0.01
					南北壁	120	7.51s	59 μ	10000 μ	0.01
			東西壁		150	7.51s	52 μ	10000 μ	0.01	
			連絡ダクト	底版	70	7.52s	29 μ	10000 μ	0.01	
				頂版	80	7.51s	83 μ	10000 μ	0.01	
				東西壁	90	7.51s	136 μ	10000 μ	0.02	
		-+	しゃへい壁	地上部	14	7.55s	37 μ	10000 μ	0.01	
				地中部	18	7.55s	158 μ	10000 μ	0.02	
			バルブ室	頂版	22	7.51s	107 μ	10000 μ	0.02	
				南壁	32	7.51s	75 μ	10000 μ	0.01	
				東西壁	50	7.55s	147 μ	10000 μ	0.02	
				隔壁	60	7.52s	76 μ	10000 μ	0.01	
				ハッチ部	頂版	110	7.33s	29 μ	10000 μ	0.01
					南北壁	120	7.33s	70 μ	10000 μ	0.01
			東西壁		150	7.33s	57 μ	10000 μ	0.01	
			連絡ダクト	底版	70	7.33s	26 μ	10000 μ	0.01	
				頂版	80	7.51s	168 μ	10000 μ	0.02	
				東西壁	90	7.33s	128 μ	10000 μ	0.02	

注記*1: 評価位置を図 6-14 に示す。

*2: 照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-28(15) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (構造強度を有することの確認)
(コンクリートの圧縮縁ひずみ, 東西)

解析 ケース	地震動		評価位置*1			照査 時刻	照査用	限界	照査値	
							ひずみ*2	ひずみ		ϵ_d / ϵ_R
②	S s-D 2	++	しゃへい壁	地上部	14	25.11s	62 μ	10000 μ	0.01	
				地中部	18	25.11s	235 μ	10000 μ	0.03	
			バルブ室	頂版	22	13.62s	136 μ	10000 μ	0.02	
				南壁	32	13.63s	102 μ	10000 μ	0.02	
				東西壁	50	25.11s	205 μ	10000 μ	0.03	
				隔壁	60	13.63s	107 μ	10000 μ	0.02	
				ハッチ部	頂版	110	13.62s	33 μ	10000 μ	0.01
					南北壁	120	25.11s	57 μ	10000 μ	0.01
			東西壁		150	25.11s	43 μ	10000 μ	0.01	
			連絡ダクト	底版	70	25.10s	27 μ	10000 μ	0.01	
				頂版	80	13.63s	218 μ	10000 μ	0.03	
東西壁	100	25.11s		136 μ	10000 μ	0.02				
③	S s-D 2	++	しゃへい壁	地上部	14	25.11s	61 μ	10000 μ	0.01	
				地中部	18	25.11s	232 μ	10000 μ	0.03	
			バルブ室	頂版	22	13.62s	137 μ	10000 μ	0.02	
				南壁	32	13.63s	102 μ	10000 μ	0.02	
				東西壁	50	25.11s	204 μ	10000 μ	0.03	
				隔壁	60	13.63s	108 μ	10000 μ	0.02	
				ハッチ部	頂版	110	13.63s	28 μ	10000 μ	0.01
					南北壁	120	25.11s	57 μ	10000 μ	0.01
			東西壁		150	25.11s	43 μ	10000 μ	0.01	
			連絡ダクト	底版	70	25.11s	27 μ	10000 μ	0.01	
				頂版	80	13.63s	220 μ	10000 μ	0.03	
東西壁	100	25.11s		136 μ	10000 μ	0.02				
④	S s-D 2	++	しゃへい壁	地上部	14	25.11s	33 μ	10000 μ	0.01	
				地中部	18	25.11s	123 μ	10000 μ	0.02	
			バルブ室	頂版	22	13.63s	76 μ	10000 μ	0.01	
				南壁	32	13.63s	58 μ	10000 μ	0.01	
				東西壁	50	25.11s	111 μ	10000 μ	0.02	
				隔壁	60	13.63s	60 μ	10000 μ	0.01	
				ハッチ部	頂版	110	13.62s	20 μ	10000 μ	0.01
					南北壁	120	25.11s	31 μ	10000 μ	0.01
			東西壁		150	25.11s	24 μ	10000 μ	0.01	
			連絡ダクト	底版	70	25.11s	15 μ	10000 μ	0.01	
				頂版	80	13.63s	123 μ	10000 μ	0.02	
東西壁	100	25.11s		76 μ	10000 μ	0.01				

注記*1: 評価位置を図 6-14 に示す。

*2: 照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 6-29(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないことの確認)
 (コンクリートの圧縮ひずみ, 南北)

解析 ケース	地震動		評価位置*1			照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R	
①	S s - D 1	++	しゃへい壁	地上部	11	45.01s	48 μ	2000 μ	0.03	
				地中部	15	45.01s	154 μ	2000 μ	0.08	
			バルブ室	頂版	22	45.00s	125 μ	2000 μ	0.07	
				南壁	32	45.01s	197 μ	2000 μ	0.10	
				東西壁	50	45.01s	90 μ	2000 μ	0.05	
				隔壁	60	45.01s	111 μ	2000 μ	0.06	
				ハッチ部	頂版	110	45.00s	35 μ	2000 μ	0.02
					南北壁	130	45.01s	81 μ	2000 μ	0.05
			東西壁		140	45.01s	84 μ	2000 μ	0.05	
			連絡ダクト	底版	70	45.01s	12 μ	2000 μ	0.01	
				頂版	80	45.00s	96 μ	2000 μ	0.05	
				東西壁	90	45.01s	94 μ	2000 μ	0.05	
		-+	しゃへい壁	地上部	11	25.36s	83 μ	2000 μ	0.05	
				地中部	15	25.36s	212 μ	2000 μ	0.11	
			バルブ室	頂版	22	25.36s	156 μ	2000 μ	0.08	
				南壁	32	25.36s	250 μ	2000 μ	0.13	
				東西壁	50	25.36s	97 μ	2000 μ	0.05	
				隔壁	60	25.36s	146 μ	2000 μ	0.08	
				ハッチ部	頂版	110	25.36s	74 μ	2000 μ	0.04
					南北壁	120	25.36s	122 μ	2000 μ	0.07
			東西壁		140	25.36s	162 μ	2000 μ	0.09	
			連絡ダクト	底版	70	25.36s	11 μ	2000 μ	0.01	
				頂版	80	25.36s	104 μ	2000 μ	0.06	
				東西壁	90	25.36s	110 μ	2000 μ	0.06	

注記*1: 評価位置を図 6-14 に示す。

*2: 照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-29(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないことの確認)
 (コンクリートの圧縮ひずみ, 南北)

解析 ケース	地震動		評価位置*1			照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
①	S s-D 2	++	しゃへい壁	地上部	12	25.10s	73 μ	2000 μ	0.04
				地中部	16	25.10s	169 μ	2000 μ	0.09
			バルブ室	頂版	22	6.85s	120 μ	2000 μ	0.06
				南壁	32	25.09s	110 μ	2000 μ	0.06
				東西壁	50	6.85s	80 μ	2000 μ	0.04
				隔壁	60	25.09s	98 μ	2000 μ	0.05
		ハッチ部		頂版	110	25.09s	47 μ	2000 μ	0.03
				南北壁	130	25.09s	84 μ	2000 μ	0.05
			東西壁	140	25.09s	81 μ	2000 μ	0.05	
		連絡ダクト	底版	70	6.85s	44 μ	2000 μ	0.03	
			頂版	80	25.09s	113 μ	2000 μ	0.06	
			東西壁	90	6.85s	108 μ	2000 μ	0.06	
	-+	しゃへい壁	地上部	11	6.87s	55 μ	2000 μ	0.03	
			地中部	15	6.87s	179 μ	2000 μ	0.09	
		バルブ室	頂版	22	6.87s	140 μ	2000 μ	0.07	
			南壁	32	25.08s	209 μ	2000 μ	0.11	
			東西壁	50	6.87s	97 μ	2000 μ	0.05	
			隔壁	60	6.87s	121 μ	2000 μ	0.07	
			ハッチ部	頂版	110	6.87s	39 μ	2000 μ	0.02
				南北壁	130	6.87s	96 μ	2000 μ	0.05
		東西壁		140	25.08s	98 μ	2000 μ	0.05	
		連絡ダクト	底版	70	25.08s	15 μ	2000 μ	0.01	
			頂版	80	6.87s	96 μ	2000 μ	0.05	
			東西壁	90	6.87s	98 μ	2000 μ	0.05	

注記*1: 評価位置を図 6-14 に示す。

*2: 照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-29(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないことの確認)
 (コンクリートの圧縮ひずみ, 南北)

解析 ケース	地震動	評価位置*1			照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R	
		評価位置	位置番号	時刻					
①	S s-D 3	++	しゃへい壁	地上部	12	14.41s	65 μ	2000 μ	0.04
				地中部	15	14.35s	171 μ	2000 μ	0.09
			バルブ室	頂版	22	21.00s	124 μ	2000 μ	0.07
				南壁	32	14.35s	194 μ	2000 μ	0.10
				東西壁	50	14.35s	88 μ	2000 μ	0.05
				隔壁	60	14.35s	114 μ	2000 μ	0.06
				ハッチ部	頂版	110	14.35s	46 μ	2000 μ
			南北壁		120	14.35s	95 μ	2000 μ	0.05
			東西壁		140	14.35s	121 μ	2000 μ	0.07
		連絡ダクト	底版	70	14.41s	39 μ	2000 μ	0.02	
			頂版	80	14.41s	95 μ	2000 μ	0.05	
			東西壁	90	14.41s	98 μ	2000 μ	0.05	
		-+	しゃへい壁	地上部	11	14.42s	46 μ	2000 μ	0.03
				地中部	15	14.42s	144 μ	2000 μ	0.08
			バルブ室	頂版	22	14.42s	108 μ	2000 μ	0.06
				南壁	32	14.42s	179 μ	2000 μ	0.09
				東西壁	50	14.42s	85 μ	2000 μ	0.05
				隔壁	60	14.42s	101 μ	2000 μ	0.06
	ハッチ部			頂版	110	14.42s	33 μ	2000 μ	0.02
			南北壁	130	14.42s	78 μ	2000 μ	0.04	
			東西壁	140	14.42s	77 μ	2000 μ	0.04	
	連絡ダクト	底版	70	14.42s	12 μ	2000 μ	0.01		
		頂版	80	14.42s	83 μ	2000 μ	0.05		
		東西壁	90	14.42s	81 μ	2000 μ	0.05		

注記*1: 評価位置を図 6-14 に示す。

*2: 照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-29(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないことの確認)
 (コンクリートの圧縮ひずみ, 南北)

解析 ケース	地震動		評価位置*1			照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
①	S s - F 1	++	しゃへい壁	地上部	12	19.48s	62 μ	2000 μ	0.04
				地中部	16	19.48s	150 μ	2000 μ	0.08
			バルブ室	頂版	22	19.48s	119 μ	2000 μ	0.06
				南壁	32	19.56s	111 μ	2000 μ	0.06
				東西壁	50	19.48s	80 μ	2000 μ	0.04
				隔壁	60	19.48s	88 μ	2000 μ	0.05
		ハッチ部	頂版	110	19.48s	38 μ	2000 μ	0.02	
			南北壁	130	19.48s	75 μ	2000 μ	0.04	
			東西壁	140	19.48s	70 μ	2000 μ	0.04	
		連絡ダクト	底版	70	19.48s	41 μ	2000 μ	0.03	
			頂版	80	19.48s	100 μ	2000 μ	0.05	
			東西壁	90	19.48s	107 μ	2000 μ	0.06	
	-	しゃへい壁	地上部	11	22.28s	71 μ	2000 μ	0.04	
			地中部	15	22.28s	176 μ	2000 μ	0.09	
		バルブ室	頂版	22	19.47s	126 μ	2000 μ	0.07	
			南壁	32	22.28s	211 μ	2000 μ	0.11	
			東西壁	50	22.28s	86 μ	2000 μ	0.05	
			隔壁	60	22.28s	123 μ	2000 μ	0.07	
		ハッチ部	頂版	110	22.28s	64 μ	2000 μ	0.04	
			南北壁	120	22.28s	109 μ	2000 μ	0.06	
			東西壁	140	22.28s	140 μ	2000 μ	0.07	
		連絡ダクト	底版	70	22.28s	10 μ	2000 μ	0.01	
			頂版	80	19.48s	94 μ	2000 μ	0.05	
			東西壁	90	19.48s	99 μ	2000 μ	0.05	

注記*1: 評価位置を図 6-14 に示す。

*2: 照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-29(5) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないことの確認)
 (コンクリートの圧縮ひずみ, 南北)

解析 ケース	地震動	評価位置*1	照査 時刻	照査用	限界	照査値			
				ひずみ*2	ひずみ				
				ϵ_d	ϵ_R	ϵ_d / ϵ_R			
①	S s - F 2	++	しゃへい壁	地上部	12	28.38s	61 μ	2000 μ	0.04
				地中部	15	26.88s	154 μ	2000 μ	0.08
			バルブ室	頂版	22	26.88s	124 μ	2000 μ	0.07
				南壁	32	26.88s	186 μ	2000 μ	0.10
				東西壁	50	26.88s	86 μ	2000 μ	0.05
				隔壁	60	26.88s	108 μ	2000 μ	0.06
		ハッチ部	頂版	110	28.38s	40 μ	2000 μ	0.02	
			南北壁	130	26.88s	77 μ	2000 μ	0.04	
			東西壁	140	26.88s	99 μ	2000 μ	0.05	
		連絡ダクト	底版	70	28.38s	38 μ	2000 μ	0.02	
			頂版	80	28.38s	99 μ	2000 μ	0.05	
			東西壁	90	26.88s	100 μ	2000 μ	0.05	
	- +	しゃへい壁	地上部	11	28.38s	34 μ	2000 μ	0.02	
			地中部	15	28.38s	107 μ	2000 μ	0.06	
		バルブ室	頂版	22	28.37s	97 μ	2000 μ	0.05	
			南壁	32	28.38s	125 μ	2000 μ	0.07	
			東西壁	50	28.38s	73 μ	2000 μ	0.04	
			隔壁	60	28.38s	73 μ	2000 μ	0.04	
		ハッチ部	頂版	110	28.37s	31 μ	2000 μ	0.02	
			南北壁	130	28.38s	60 μ	2000 μ	0.03	
			東西壁	140	28.38s	56 μ	2000 μ	0.03	
		連絡ダクト	底版	70	28.38s	9 μ	2000 μ	0.01	
			頂版	80	28.37s	75 μ	2000 μ	0.04	
			東西壁	90	28.38s	69 μ	2000 μ	0.04	

注記*1: 評価位置を図 6-14 に示す。

*2: 照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 6-29(6) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないことの確認)
 (コンクリートの圧縮ひずみ, 南北)

解析 ケース	地震動		評価位置*1			照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
①	S s - F 3	++	しゃへい壁	地上部	11	28.59s	53 μ	2000 μ	0.03
				地中部	15	28.59s	186 μ	2000 μ	0.10
			バルブ室	頂版	22	28.59s	143 μ	2000 μ	0.08
				南壁	32	28.59s	205 μ	2000 μ	0.11
				東西壁	50	28.59s	102 μ	2000 μ	0.06
				隔壁	60	28.59s	121 μ	2000 μ	0.07
		ハッチ部		頂版	110	28.59s	41 μ	2000 μ	0.03
				南北壁	130	28.59s	103 μ	2000 μ	0.06
			東西壁	140	28.59s	98 μ	2000 μ	0.05	
		連絡ダクト	底版	70	28.59s	13 μ	2000 μ	0.01	
			頂版	80	28.59s	98 μ	2000 μ	0.05	
			東西壁	90	28.59s	100 μ	2000 μ	0.05	
	-	しゃへい壁	地上部	12	28.59s	69 μ	2000 μ	0.04	
			地中部	16	28.59s	163 μ	2000 μ	0.09	
		バルブ室	頂版	22	26.79s	124 μ	2000 μ	0.07	
			南壁	32	26.79s	155 μ	2000 μ	0.08	
			東西壁	50	26.79s	83 μ	2000 μ	0.05	
			隔壁	60	28.59s	93 μ	2000 μ	0.05	
			ハッチ部	頂版	110	28.59s	43 μ	2000 μ	0.03
				南北壁	130	28.59s	80 μ	2000 μ	0.04
		東西壁		140	28.59s	76 μ	2000 μ	0.04	
		連絡ダクト	底版	70	28.59s	42 μ	2000 μ	0.03	
			頂版	80	28.59s	106 μ	2000 μ	0.06	
			東西壁	90	28.59s	104 μ	2000 μ	0.06	

注記*1: 評価位置を図 6-14 に示す。

*2: 照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 6-29(7) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないことの確認)
 (コンクリートの圧縮ひずみ, 南北)

解析 ケース	地震動		評価位置*1			照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
①	S s - N 1	++	しゃへい壁	地上部	11	7.52s	31 μ	2000 μ	0.02
				地中部	15	7.51s	103 μ	2000 μ	0.06
			バルブ室	頂版	22	7.50s	116 μ	2000 μ	0.06
				南壁	32	7.52s	120 μ	2000 μ	0.06
				東西壁	50	7.52s	70 μ	2000 μ	0.04
				隔壁	60	7.52s	70 μ	2000 μ	0.04
		ハッチ部		頂版	110	7.50s	33 μ	2000 μ	0.02
			南北壁	130	7.50s	57 μ	2000 μ	0.03	
			東西壁	140	7.50s	57 μ	2000 μ	0.03	
		連絡ダクト	底版	70	7.52s	9 μ	2000 μ	0.01	
			頂版	80	7.50s	92 μ	2000 μ	0.05	
			東西壁	90	7.50s	79 μ	2000 μ	0.04	
	-	しゃへい壁	地上部	12	7.51s	61 μ	2000 μ	0.04	
			地中部	16	7.51s	150 μ	2000 μ	0.08	
		バルブ室	頂版	22	7.51s	112 μ	2000 μ	0.06	
			南壁	32	7.51s	93 μ	2000 μ	0.05	
			東西壁	50	7.51s	74 μ	2000 μ	0.04	
			隔壁	60	7.51s	81 μ	2000 μ	0.05	
			ハッチ部	頂版	110	7.52s	37 μ	2000 μ	0.02
		南北壁		130	7.52s	73 μ	2000 μ	0.04	
		東西壁		140	7.52s	69 μ	2000 μ	0.04	
		連絡ダクト	底版	70	7.51s	40 μ	2000 μ	0.02	
			頂版	80	7.52s	93 μ	2000 μ	0.05	
			東西壁	90	7.51s	101 μ	2000 μ	0.06	

注記*1: 評価位置を図 6-14 に示す。

*2: 照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 6-29(8) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないことの確認)
 (コンクリートの圧縮ひずみ, 東西)

解析 ケース	地震動	評価位置*1			照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R		
		評価位置	位置番号	時刻						
①	S s-D 1	++	しゃへい壁	地上部	13	45.02s	43 μ	2000 μ	0.03	
				地中部	17	45.02s	161 μ	2000 μ	0.09	
			バルブ室	頂版	22	45.02s	95 μ	2000 μ	0.05	
				南壁	32	45.02s	88 μ	2000 μ	0.05	
				東西壁	40	45.02s	144 μ	2000 μ	0.08	
				隔壁	60	45.02s	71 μ	2000 μ	0.04	
				ハッチ部	頂版	110	45.02s	33 μ	2000 μ	0.02
					南北壁	120	45.02s	87 μ	2000 μ	0.05
			東西壁		150	45.02s	75 μ	2000 μ	0.04	
			連絡ダクト	底版	70	45.02s	30 μ	2000 μ	0.02	
				頂版	80	45.02s	78 μ	2000 μ	0.04	
				東西壁	90	45.02s	164 μ	2000 μ	0.09	
		-+	しゃへい壁	地上部	14	45.02s	51 μ	2000 μ	0.03	
				地中部	18	45.02s	205 μ	2000 μ	0.11	
			バルブ室	頂版	22	45.02s	121 μ	2000 μ	0.07	
				南壁	32	45.02s	98 μ	2000 μ	0.05	
				東西壁	50	45.02s	197 μ	2000 μ	0.10	
				隔壁	60	45.02s	103 μ	2000 μ	0.06	
				ハッチ部	頂版	110	25.23s	34 μ	2000 μ	0.02
					南北壁	120	25.23s	84 μ	2000 μ	0.05
			東西壁		150	25.22s	66 μ	2000 μ	0.04	
			連絡ダクト	底版	70	25.23s	31 μ	2000 μ	0.02	
				頂版	80	45.02s	212 μ	2000 μ	0.11	
				東西壁	90	25.22s	156 μ	2000 μ	0.08	

注記*1: 評価位置を図 6-14 に示す。

*2: 照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-29(9) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないことの確認)
 (コンクリートの圧縮ひずみ, 東西)

解析 ケース	地震動		評価位置*1			照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R	
①	S s-D 2	++	しゃへい壁	地上部	14	25.11s	61 μ	2000 μ	0.04	
				地中部	18	25.11s	233 μ	2000 μ	0.12	
			バルブ室	頂版	22	13.62s	136 μ	2000 μ	0.07	
				南壁	32	13.63s	102 μ	2000 μ	0.06	
				東西壁	50	25.11s	204 μ	2000 μ	0.11	
				隔壁	60	13.63s	107 μ	2000 μ	0.06	
				ハッチ部	頂版	110	13.62s	30 μ	2000 μ	0.02
					南北壁	120	25.11s	57 μ	2000 μ	0.03
			東西壁		150	25.11s	43 μ	2000 μ	0.03	
			連絡ダクト	底版	70	25.11s	27 μ	2000 μ	0.02	
				頂版	80	13.63s	219 μ	2000 μ	0.11	
				東西壁	100	25.11s	135 μ	2000 μ	0.07	
	S s-D 2	-+	しゃへい壁	地上部	13	25.11s	96 μ	2000 μ	0.05	
				地中部	17	25.11s	271 μ	2000 μ	0.14	
			バルブ室	頂版	22	6.87s	114 μ	2000 μ	0.06	
				南壁	31	25.11s	105 μ	2000 μ	0.06	
				東西壁	40	25.11s	188 μ	2000 μ	0.10	
				隔壁	60	25.11s	76 μ	2000 μ	0.04	
				ハッチ部	頂版	110	25.11s	83 μ	2000 μ	0.05
					南北壁	130	25.11s	171 μ	2000 μ	0.09
			東西壁		140	25.11s	126 μ	2000 μ	0.07	
			連絡ダクト	底版	70	25.11s	35 μ	2000 μ	0.02	
				頂版	80	6.87s	92 μ	2000 μ	0.05	
				東西壁	90	13.63s	169 μ	2000 μ	0.09	

注記*1: 評価位置を図 6-14 に示す。

*2: 照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-29(10) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないことの確認)
 (コンクリートの圧縮ひずみ, 東西)

解析 ケース	地震動	評価位置*1			照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R		
		評価位置	位置	位置						
①	S s-D 3	++	しゃへい壁	地上部	14	20.94s	73 μ	2000 μ	0.04	
				地中部	18	20.94s	220 μ	2000 μ	0.11	
			バルブ室	頂版	22	21.38s	95 μ	2000 μ	0.05	
				南壁	32	21.38s	79 μ	2000 μ	0.04	
				東西壁	50	20.94s	165 μ	2000 μ	0.09	
				隔壁	60	20.94s	83 μ	2000 μ	0.05	
				ハッチ部	頂版	110	20.94s	34 μ	2000 μ	0.02
					南北壁	120	21.38s	80 μ	2000 μ	0.04
			東西壁		150	20.94s	75 μ	2000 μ	0.04	
			連絡ダクト	底版	70	21.38s	23 μ	2000 μ	0.02	
				頂版	80	20.94s	161 μ	2000 μ	0.09	
				東西壁	90	21.38s	145 μ	2000 μ	0.08	
		-+	しゃへい壁	地上部	13	13.21s	90 μ	2000 μ	0.05	
				地中部	17	13.21s	221 μ	2000 μ	0.12	
			バルブ室	頂版	22	21.37s	110 μ	2000 μ	0.06	
				南壁	31	13.21s	89 μ	2000 μ	0.05	
				東西壁	40	13.21s	149 μ	2000 μ	0.08	
				隔壁	60	21.37s	82 μ	2000 μ	0.05	
				ハッチ部	頂版	110	13.21s	78 μ	2000 μ	0.04
					南北壁	120	13.21s	155 μ	2000 μ	0.08
			東西壁		140	13.21s	118 μ	2000 μ	0.06	
			連絡ダクト	底版	70	13.21s	26 μ	2000 μ	0.02	
				頂版	80	21.37s	168 μ	2000 μ	0.09	
				東西壁	90	20.93s	137 μ	2000 μ	0.07	

注記*1: 評価位置を図 6-14 に示す。

*2: 照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-29(11) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないことの確認)
 (コンクリートの圧縮ひずみ, 東西)

解析 ケース	地震動	評価位置*1			照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R		
①	S s - F 1	++	しゃへい壁	地上部	13	18.89s	96 μ	2000 μ	0.05	
				地中部	17	18.89s	245 μ	2000 μ	0.13	
			バルブ室	頂版	22	19.48s	120 μ	2000 μ	0.06	
				南壁	31	18.89s	96 μ	2000 μ	0.05	
				東西壁	50	19.49s	178 μ	2000 μ	0.09	
				隔壁	60	19.48s	95 μ	2000 μ	0.05	
				ハッチ部	頂版	110	18.89s	85 μ	2000 μ	0.05
					南北壁	120	18.89s	165 μ	2000 μ	0.09
			東西壁		140	18.89s	125 μ	2000 μ	0.07	
			連絡ダクト	底版	70	18.89s	29 μ	2000 μ	0.02	
				頂版	80	19.49s	192 μ	2000 μ	0.10	
				東西壁	90	18.89s	149 μ	2000 μ	0.08	
		-+	しゃへい壁	地上部	14	18.89s	79 μ	2000 μ	0.04	
				地中部	18	18.89s	244 μ	2000 μ	0.13	
			バルブ室	頂版	22	18.89s	119 μ	2000 μ	0.06	
				南壁	31	19.49s	90 μ	2000 μ	0.05	
				東西壁	50	18.89s	180 μ	2000 μ	0.09	
				隔壁	60	18.89s	94 μ	2000 μ	0.05	
				ハッチ部	頂版	110	19.49s	64 μ	2000 μ	0.04
					南北壁	130	19.49s	141 μ	2000 μ	0.08
			東西壁		140	19.49s	100 μ	2000 μ	0.05	
			連絡ダクト	底版	70	19.49s	34 μ	2000 μ	0.02	
				頂版	80	18.89s	186 μ	2000 μ	0.10	
				東西壁	90	19.49s	155 μ	2000 μ	0.08	

注記*1: 評価位置を図 6-14 に示す。

*2: 照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-29(12) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないことの確認)
 (コンクリートの圧縮ひずみ, 東西)

解析 ケース	地震動	評価位置*1			照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R		
①	S s - F 2	++	しゃへい壁	地上部	13	26.90s	100 μ	2000 μ	0.05	
				地中部	17	26.90s	263 μ	2000 μ	0.14	
			バルブ室	頂版	22	26.89s	97 μ	2000 μ	0.05	
				南壁	31	26.90s	101 μ	2000 μ	0.06	
				東西壁	40	26.90s	175 μ	2000 μ	0.09	
				隔壁	60	28.39s	82 μ	2000 μ	0.05	
				ハッチ部	頂版	110	26.90s	88 μ	2000 μ	0.05
					南北壁	130	26.90s	172 μ	2000 μ	0.09
			東西壁		140	26.90s	129 μ	2000 μ	0.07	
			連絡ダクト	底版	70	26.90s	33 μ	2000 μ	0.02	
				頂版	80	28.39s	166 μ	2000 μ	0.09	
				東西壁	90	26.89s	155 μ	2000 μ	0.08	
		-+	しゃへい壁	地上部	14	26.90s	79 μ	2000 μ	0.04	
				地中部	18	26.90s	241 μ	2000 μ	0.13	
			バルブ室	頂版	22	26.89s	115 μ	2000 μ	0.06	
				南壁	32	26.89s	88 μ	2000 μ	0.05	
				東西壁	50	26.90s	178 μ	2000 μ	0.09	
				隔壁	60	26.89s	96 μ	2000 μ	0.05	
				ハッチ部	頂版	110	26.90s	36 μ	2000 μ	0.02
					南北壁	120	26.90s	65 μ	2000 μ	0.04
			東西壁		150	26.90s	81 μ	2000 μ	0.05	
			連絡ダクト	底版	70	28.39s	29 μ	2000 μ	0.02	
				頂版	80	26.89s	187 μ	2000 μ	0.10	
				東西壁	90	28.39s	126 μ	2000 μ	0.07	

注記*1: 評価位置を図 6-14 に示す。

*2: 照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-29(13) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないことの確認)
 (コンクリートの圧縮ひずみ, 東西)

解析 ケース	地震動	評価位置*1			照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R		
①	S s - F 3	++	しゃへい壁	地上部	13	28.60s	58 μ	2000 μ	0.03	
				地中部	17	28.60s	200 μ	2000 μ	0.10	
			バルブ室	頂版	22	28.59s	108 μ	2000 μ	0.06	
				南壁	32	28.60s	89 μ	2000 μ	0.05	
				東西壁	40	28.60s	159 μ	2000 μ	0.08	
				隔壁	60	28.60s	74 μ	2000 μ	0.04	
				ハッチ部	頂版	110	28.60s	53 μ	2000 μ	0.03
					南北壁	120	28.60s	123 μ	2000 μ	0.07
			東西壁		140	28.60s	88 μ	2000 μ	0.05	
		連絡ダクト	底版	70	28.60s	31 μ	2000 μ	0.02		
			頂版	80	28.60s	89 μ	2000 μ	0.05		
			東西壁	90	28.60s	169 μ	2000 μ	0.09		
		-+	しゃへい壁	地上部	14	28.61s	48 μ	2000 μ	0.03	
				地中部	18	28.61s	202 μ	2000 μ	0.11	
			バルブ室	頂版	22	28.60s	118 μ	2000 μ	0.06	
				南壁	32	28.60s	90 μ	2000 μ	0.05	
				東西壁	50	28.61s	188 μ	2000 μ	0.10	
				隔壁	60	28.60s	95 μ	2000 μ	0.05	
	ハッチ部			頂版	110	27.70s	41 μ	2000 μ	0.03	
				南北壁	120	27.70s	101 μ	2000 μ	0.06	
			東西壁	140	27.70s	77 μ	2000 μ	0.04		
	連絡ダクト	底版	70	28.61s	25 μ	2000 μ	0.02			
		頂版	80	28.60s	198 μ	2000 μ	0.10			
		東西壁	90	27.70s	134 μ	2000 μ	0.07			

注記*1: 評価位置を図 6-14 に示す。

*2: 照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 6-29(14) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないことの確認)
 (コンクリートの圧縮ひずみ, 東西)

解析 ケース	地震動	評価位置*1			照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R		
①	S s - N 1	++	しゃへい壁	地上部	11	7.52s	27 μ	2000 μ	0.02	
				地中部	17	7.53s	110 μ	2000 μ	0.06	
			バルブ室	頂版	22	7.51s	91 μ	2000 μ	0.05	
				南壁	32	7.51s	74 μ	2000 μ	0.04	
				東西壁	40	7.53s	105 μ	2000 μ	0.06	
				隔壁	60	7.51s	57 μ	2000 μ	0.03	
				ハッチ部	頂版	110	7.51s	23 μ	2000 μ	0.02
					南北壁	120	7.51s	59 μ	2000 μ	0.03
			東西壁		150	7.51s	52 μ	2000 μ	0.03	
			連絡ダクト	底版	70	7.52s	29 μ	2000 μ	0.02	
				頂版	80	7.51s	83 μ	2000 μ	0.05	
				東西壁	90	7.51s	136 μ	2000 μ	0.07	
		-+	しゃへい壁	地上部	14	7.55s	37 μ	2000 μ	0.02	
				地中部	18	7.55s	158 μ	2000 μ	0.08	
			バルブ室	頂版	22	7.51s	107 μ	2000 μ	0.06	
				南壁	32	7.51s	75 μ	2000 μ	0.04	
				東西壁	50	7.55s	147 μ	2000 μ	0.08	
				隔壁	60	7.52s	76 μ	2000 μ	0.04	
				ハッチ部	頂版	110	7.33s	29 μ	2000 μ	0.02
					南北壁	120	7.33s	70 μ	2000 μ	0.04
			東西壁		150	7.33s	57 μ	2000 μ	0.03	
			連絡ダクト	底版	70	7.33s	26 μ	2000 μ	0.02	
				頂版	80	7.51s	168 μ	2000 μ	0.09	
				東西壁	90	7.33s	128 μ	2000 μ	0.07	

注記*1: 評価位置を図 6-14 に示す。

*2: 照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-29(15) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないことの確認)
 (コンクリートの圧縮ひずみ, 東西)

解析 ケース	地震動		評価位置*1			照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R	
②	S s-D 2	++	しゃへい壁	地上部	14	25.11s	62 μ	2000 μ	0.04	
				地中部	18	25.11s	235 μ	2000 μ	0.12	
			バルブ室	頂版	22	13.62s	136 μ	2000 μ	0.07	
				南壁	32	13.63s	102 μ	2000 μ	0.06	
				東西壁	50	25.11s	205 μ	2000 μ	0.11	
				隔壁	60	13.63s	107 μ	2000 μ	0.06	
				ハッチ部	頂版	110	13.62s	33 μ	2000 μ	0.02
					南北壁	120	25.11s	57 μ	2000 μ	0.03
			東西壁		150	25.11s	43 μ	2000 μ	0.03	
			連絡ダクト	底版	70	25.10s	27 μ	2000 μ	0.02	
				頂版	80	13.63s	218 μ	2000 μ	0.11	
				東西壁	100	25.11s	136 μ	2000 μ	0.07	
③	S s-D 2	++	しゃへい壁	地上部	14	25.11s	61 μ	2000 μ	0.04	
				地中部	18	25.11s	232 μ	2000 μ	0.12	
			バルブ室	頂版	22	13.62s	137 μ	2000 μ	0.07	
				南壁	32	13.63s	102 μ	2000 μ	0.06	
				東西壁	50	25.11s	204 μ	2000 μ	0.11	
				隔壁	60	13.63s	108 μ	2000 μ	0.06	
				ハッチ部	頂版	110	13.63s	28 μ	2000 μ	0.02
					南北壁	120	25.11s	57 μ	2000 μ	0.03
			東西壁		150	25.11s	43 μ	2000 μ	0.03	
			連絡ダクト	底版	70	25.11s	27 μ	2000 μ	0.02	
				頂版	80	13.63s	220 μ	2000 μ	0.11	
				東西壁	100	25.11s	136 μ	2000 μ	0.07	
④	S s-D 2	++	しゃへい壁	地上部	14	25.11s	33 μ	2000 μ	0.02	
				地中部	18	25.11s	123 μ	2000 μ	0.07	
			バルブ室	頂版	22	13.63s	76 μ	2000 μ	0.04	
				南壁	32	13.63s	58 μ	2000 μ	0.03	
				東西壁	50	25.11s	111 μ	2000 μ	0.06	
				隔壁	60	13.63s	60 μ	2000 μ	0.03	
				ハッチ部	頂版	110	13.62s	20 μ	2000 μ	0.01
					南北壁	120	25.11s	31 μ	2000 μ	0.02
			東西壁		150	25.11s	24 μ	2000 μ	0.02	
			連絡ダクト	底版	70	25.11s	15 μ	2000 μ	0.01	
				頂版	80	13.63s	123 μ	2000 μ	0.07	
				東西壁	100	25.11s	76 μ	2000 μ	0.04	

注記*1: 評価位置を図 6-14 に示す。

*2: 照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-30(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないことの確認)
 (主筋ひずみ, 南北)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d/ϵ_R	
①	S s -D 1	++	しゃへい壁	地上部	12	45.00s	26 μ	1725 μ	0.02
				地中部	17	45.01s	70 μ	1725 μ	0.05
			バルブ室	頂版	22	45.00s	50 μ	1725 μ	0.03
				南壁	32	45.01s	120 μ	1725 μ	0.07
				東西壁	40	45.01s	49 μ	1725 μ	0.03
				隔壁	60	45.01s	61 μ	1725 μ	0.04
				ハッチ部	頂版	110	45.01s	13 μ	1725 μ
			南北壁		120	45.00s	22 μ	1725 μ	0.02
			東西壁		140	45.00s	22 μ	1725 μ	0.02
			連絡ダクト	底版	70	45.01s	10 μ	1725 μ	0.01
				頂版	80	45.01s	138 μ	1725 μ	0.08
				東西壁	90	45.01s	70 μ	1725 μ	0.05
		-+	しゃへい壁	地上部	11	25.36s	44 μ	1725 μ	0.03
				地中部	17	25.36s	100 μ	1725 μ	0.06
			バルブ室	頂版	22	25.36s	90 μ	1725 μ	0.06
				南壁	32	25.36s	172 μ	1725 μ	0.10
				東西壁	40	25.36s	82 μ	1725 μ	0.05
				隔壁	60	25.36s	97 μ	1725 μ	0.06
				ハッチ部	頂版	110	25.36s	25 μ	1725 μ
			南北壁		120	25.21s	21 μ	1725 μ	0.02
			東西壁		140	25.36s	38 μ	1725 μ	0.03
			連絡ダクト	底版	70	25.36s	9 μ	1725 μ	0.01
				頂版	80	25.36s	186 μ	1725 μ	0.11
				東西壁	90	25.36s	98 μ	1725 μ	0.06

注記*1：評価位置を図 6-14 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-30(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないことの確認)
 (主筋ひずみ, 南北)

解析 ケース	地震動		評価位置*1			照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d/ϵ_R	
①	S s -D 2	++	しゃへい壁	地上部	12	25.10s	43 μ	1725 μ	0.03	
				地中部	16	25.10s	139 μ	1725 μ	0.09	
			バルブ室	頂版	22	6.85s	70 μ	1725 μ	0.05	
				南壁	32	25.09s	48 μ	1725 μ	0.03	
				東西壁	50	25.09s	49 μ	1725 μ	0.03	
				隔壁	60	25.09s	24 μ	1725 μ	0.02	
				ハッチ部	頂版	110	25.09s	10 μ	1725 μ	0.01
					南北壁	130	25.09s	32 μ	1725 μ	0.02
			東西壁		140	25.09s	22 μ	1725 μ	0.02	
			連絡ダクト	底版	70	25.09s	17 μ	1725 μ	0.01	
				頂版	80	6.85s	54 μ	1725 μ	0.04	
				東西壁	100	25.09s	36 μ	1725 μ	0.03	
		-+	しゃへい壁	地上部	12	6.87s	32 μ	1725 μ	0.02	
				地中部	17	25.08s	79 μ	1725 μ	0.05	
			バルブ室	頂版	22	6.87s	54 μ	1725 μ	0.04	
				南壁	32	25.08s	141 μ	1725 μ	0.09	
				東西壁	40	25.08s	57 μ	1725 μ	0.04	
				隔壁	60	25.08s	76 μ	1725 μ	0.05	
				ハッチ部	頂版	110	6.87s	19 μ	1725 μ	0.02
					南北壁	120	6.87s	26 μ	1725 μ	0.02
			東西壁		140	6.87s	27 μ	1725 μ	0.02	
			連絡ダクト	底版	70	25.08s	13 μ	1725 μ	0.01	
				頂版	80	25.08s	161 μ	1725 μ	0.10	
				東西壁	90	25.08s	77 μ	1725 μ	0.05	

注記*1: 評価位置を図 6-14 に示す。

*2: 照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-30(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないことの確認)
 (主筋ひずみ, 南北)

解析 ケース	地震動		評価位置*1			照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d/ϵ_R	
①	S s -D 3	++	しゃへい壁	地上部	12	14.41s	38 μ	1725 μ	0.03	
				地中部	16	14.41s	105 μ	1725 μ	0.07	
			バルブ室	頂版	22	14.41s	63 μ	1725 μ	0.04	
				南壁	32	14.35s	126 μ	1725 μ	0.08	
				東西壁	40	14.35s	55 μ	1725 μ	0.04	
				隔壁	60	14.35s	71 μ	1725 μ	0.05	
				ハッチ部	頂版	110	14.35s	20 μ	1725 μ	0.02
					南北壁	130	14.41s	22 μ	1725 μ	0.02
			東西壁		140	14.35s	24 μ	1725 μ	0.02	
			連絡ダクト	底版	70	14.41s	15 μ	1725 μ	0.01	
				頂版	80	14.35s	137 μ	1725 μ	0.08	
				東西壁	90	14.35s	69 μ	1725 μ	0.04	
		-+	しゃへい壁	地上部	12	14.42s	26 μ	1725 μ	0.02	
				地中部	17	14.42s	65 μ	1725 μ	0.04	
			バルブ室	頂版	22	14.42s	42 μ	1725 μ	0.03	
				南壁	32	14.42s	112 μ	1725 μ	0.07	
				東西壁	40	14.42s	48 μ	1725 μ	0.03	
				隔壁	60	14.42s	59 μ	1725 μ	0.04	
				ハッチ部	頂版	110	14.42s	14 μ	1725 μ	0.01
					南北壁	120	14.42s	22 μ	1725 μ	0.02
			東西壁		140	14.42s	22 μ	1725 μ	0.02	
			連絡ダクト	底版	70	14.42s	10 μ	1725 μ	0.01	
				頂版	80	14.42s	128 μ	1725 μ	0.08	
				東西壁	90	14.42s	64 μ	1725 μ	0.04	

注記*1: 評価位置を図 6-14 に示す。

*2: 照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-30(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないことの確認)
 (主筋ひずみ, 南北)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d/ϵ_R		
①	S s - F 1	++	しゃへい壁	地上部	12	19.48s	35 μ	1725 μ	0.03	
				地中部	16	19.48s	113 μ	1725 μ	0.07	
			バルブ室	頂版	22	19.48s	70 μ	1725 μ	0.05	
				南壁	32	19.56s	65 μ	1725 μ	0.04	
				東西壁	50	19.48s	42 μ	1725 μ	0.03	
				隔壁	60	19.56s	30 μ	1725 μ	0.02	
				ハッチ部	頂版	110	19.56s	9 μ	1725 μ	0.01
					南北壁	130	19.48s	24 μ	1725 μ	0.02
			東西壁		140	19.56s	15 μ	1725 μ	0.01	
			連絡ダクト	底版	70	19.48s	15 μ	1725 μ	0.01	
				頂版	80	19.56s	68 μ	1725 μ	0.04	
				東西壁	90	19.56s	37 μ	1725 μ	0.03	
		-+	しゃへい壁	地上部	11	22.28s	40 μ	1725 μ	0.03	
				地中部	17	22.28s	81 μ	1725 μ	0.05	
			バルブ室	頂版	22	22.28s	73 μ	1725 μ	0.05	
				南壁	32	22.28s	132 μ	1725 μ	0.08	
				東西壁	40	22.28s	71 μ	1725 μ	0.05	
				隔壁	60	22.28s	77 μ	1725 μ	0.05	
				ハッチ部	頂版	110	22.28s	22 μ	1725 μ	0.02
					南北壁	120	22.28s	19 μ	1725 μ	0.02
			東西壁		140	22.28s	31 μ	1725 μ	0.02	
			連絡ダクト	底版	70	22.28s	8 μ	1725 μ	0.01	
				頂版	80	22.28s	142 μ	1725 μ	0.09	
				東西壁	90	22.28s	76 μ	1725 μ	0.05	

注記*1: 評価位置を図 6-14 に示す。

*2: 照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 6-30(5) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないことの確認)
 (主筋ひずみ, 南北)

解析 ケース	地震動		評価位置*1			照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d/ϵ_R	
①	S s - F 2	++	しゃへい壁	地上部	12	28.38s	35 μ	1725 μ	0.03	
				地中部	16	28.38s	102 μ	1725 μ	0.06	
			バルブ室	頂版	22	28.38s	59 μ	1725 μ	0.04	
				南壁	32	26.88s	102 μ	1725 μ	0.06	
				東西壁	50	28.38s	46 μ	1725 μ	0.03	
				隔壁	60	26.88s	54 μ	1725 μ	0.04	
				ハッチ部	頂版	110	26.88s	12 μ	1725 μ	0.01
					南北壁	130	28.38s	29 μ	1725 μ	0.02
			東西壁		140	28.38s	20 μ	1725 μ	0.02	
			連絡ダクト	底版	70	28.38s	15 μ	1725 μ	0.01	
				頂版	80	26.88s	118 μ	1725 μ	0.07	
				東西壁	90	26.88s	63 μ	1725 μ	0.04	
		-+	しゃへい壁	地上部	12	28.37s	22 μ	1725 μ	0.02	
				地中部	17	28.38s	44 μ	1725 μ	0.03	
			バルブ室	頂版	22	28.37s	43 μ	1725 μ	0.03	
				南壁	32	28.38s	72 μ	1725 μ	0.05	
				東西壁	40	28.38s	35 μ	1725 μ	0.03	
				隔壁	60	28.38s	38 μ	1725 μ	0.03	
				ハッチ部	頂版	110	28.38s	9 μ	1725 μ	0.01
					南北壁	120	28.38s	19 μ	1725 μ	0.02
			東西壁		140	28.38s	16 μ	1725 μ	0.01	
			連絡ダクト	底版	70	28.38s	6 μ	1725 μ	0.01	
				頂版	80	28.38s	76 μ	1725 μ	0.05	
				東西壁	90	28.38s	42 μ	1725 μ	0.03	

注記*1: 評価位置を図 6-14 に示す。

*2: 照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 6-30(6) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないことの確認)
 (主筋ひずみ, 南北)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d/ϵ_R	
①	S s - F 3	++	しゃへい壁	地上部	12	28.59s	29 μ	1725 μ	0.02
				地中部	15	28.59s	72 μ	1725 μ	0.05
			バルブ室	頂版	22	28.59s	56 μ	1725 μ	0.04
				南壁	32	28.59s	135 μ	1725 μ	0.08
				東西壁	40	28.59s	56 μ	1725 μ	0.04
				隔壁	60	28.59s	79 μ	1725 μ	0.05
				ハッチ部	頂版	110	28.59s	21 μ	1725 μ
			南北壁		120	28.59s	29 μ	1725 μ	0.02
			東西壁		140	28.59s	29 μ	1725 μ	0.02
			連絡ダクト	底版	70	28.59s	11 μ	1725 μ	0.01
				頂版	80	28.59s	150 μ	1725 μ	0.09
				東西壁	90	28.59s	72 μ	1725 μ	0.05
		-+	しゃへい壁	地上部	12	28.59s	40 μ	1725 μ	0.03
				地中部	16	28.59s	131 μ	1725 μ	0.08
			バルブ室	頂版	22	28.59s	69 μ	1725 μ	0.04
				南壁	32	26.79s	97 μ	1725 μ	0.06
				東西壁	50	28.59s	46 μ	1725 μ	0.03
				隔壁	60	26.79s	46 μ	1725 μ	0.03
				ハッチ部	頂版	110	26.79s	11 μ	1725 μ
			南北壁		130	28.59s	29 μ	1725 μ	0.02
			東西壁		140	26.79s	19 μ	1725 μ	0.02
			連絡ダクト	底版	70	28.59s	16 μ	1725 μ	0.01
				頂版	80	26.79s	107 μ	1725 μ	0.07
				東西壁	90	26.79s	54 μ	1725 μ	0.04

注記*1: 評価位置を図 6-14 に示す。

*2: 照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-30(7) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないことの確認)
 (主筋ひずみ, 南北)

解析 ケース	地震動		評価位置*1			照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d/ϵ_R
①	S s - N 1	++	しゃへい壁	地上部	12	7.50s	20 μ	1725 μ	0.02
				地中部	17	7.52s	38 μ	1725 μ	0.03
			バルブ室	頂版	22	7.50s	51 μ	1725 μ	0.03
				南壁	32	7.52s	58 μ	1725 μ	0.04
				東西壁	40	7.52s	28 μ	1725 μ	0.02
				隔壁	60	7.52s	27 μ	1725 μ	0.02
				ハッチ部	頂版	110	7.50s	7 μ	1725 μ
			南北壁		120	7.51s	16 μ	1725 μ	0.01
			東西壁		140	7.52s	13 μ	1725 μ	0.01
			連絡ダクト	底版	70	7.50s	3 μ	1725 μ	0.01
				頂版	80	7.52s	63 μ	1725 μ	0.04
				東西壁	90	7.52s	39 μ	1725 μ	0.03
		-+	しゃへい壁	地上部	12	7.51s	35 μ	1725 μ	0.03
				地中部	16	7.51s	114 μ	1725 μ	0.07
			バルブ室	頂版	22	7.51s	65 μ	1725 μ	0.04
				南壁	32	7.51s	42 μ	1725 μ	0.03
				東西壁	50	7.51s	44 μ	1725 μ	0.03
				隔壁	60	7.52s	20 μ	1725 μ	0.02
				ハッチ部	頂版	110	7.52s	9 μ	1725 μ
			南北壁		130	7.52s	24 μ	1725 μ	0.02
			東西壁		140	7.52s	16 μ	1725 μ	0.01
			連絡ダクト	底版	70	7.51s	15 μ	1725 μ	0.01
				頂版	80	7.51s	49 μ	1725 μ	0.03
				東西壁	100	7.51s	32 μ	1725 μ	0.02

注記*1: 評価位置を図 6-14 に示す。

*2: 照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-30(8) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないことの確認)
 (主筋ひずみ, 東西)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d/ϵ_R	
①	S s -D 1	++	しゃへい壁	地上部	14	45.02s	32 μ	1725 μ	0.02
				地中部	17	45.02s	112 μ	1725 μ	0.07
			バルブ室	頂版	22	45.02s	58 μ	1725 μ	0.04
				南壁	32	45.02s	51 μ	1725 μ	0.03
				東西壁	40	45.02s	97 μ	1725 μ	0.06
				隔壁	60	45.02s	38 μ	1725 μ	0.03
				ハッチ部	頂版	110	45.02s	11 μ	1725 μ
			南北壁		120	45.02s	17 μ	1725 μ	0.01
			東西壁		140	45.02s	22 μ	1725 μ	0.02
			連絡ダクト	底版	70	45.02s	11 μ	1725 μ	0.01
				頂版	80	45.02s	77 μ	1725 μ	0.05
				東西壁	90	45.02s	55 μ	1725 μ	0.04
		-+	しゃへい壁	地上部	14	25.22s	28 μ	1725 μ	0.02
				地中部	18	45.02s	144 μ	1725 μ	0.09
			バルブ室	頂版	22	45.02s	72 μ	1725 μ	0.05
				南壁	32	25.22s	49 μ	1725 μ	0.03
				東西壁	50	45.02s	146 μ	1725 μ	0.09
				隔壁	60	25.22s	31 μ	1725 μ	0.02
				ハッチ部	頂版	110	45.02s	11 μ	1725 μ
			南北壁		120	45.02s	14 μ	1725 μ	0.01
			東西壁		140	25.23s	22 μ	1725 μ	0.02
			連絡ダクト	底版	70	45.02s	15 μ	1725 μ	0.01
				頂版	80	25.22s	74 μ	1725 μ	0.05
				東西壁	90	45.02s	82 μ	1725 μ	0.05

注記*1: 評価位置を図 6-14 に示す。

*2: 照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-30(9) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないことの確認)
 (主筋ひずみ, 東西)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d/ϵ_R	
①	S s -D 2	++	しゃへい壁	地上部	13	25.10s	28 μ	1725 μ	0.02
				地中部	18	25.11s	180 μ	1725 μ	0.11
			バルブ室	頂版	22	13.62s	80 μ	1725 μ	0.05
				南壁	32	13.62s	39 μ	1725 μ	0.03
				東西壁	50	25.11s	167 μ	1725 μ	0.10
				隔壁	60	13.63s	16 μ	1725 μ	0.01
				ハッチ部	頂版	110	25.10s	15 μ	1725 μ
			南北壁		120	25.10s	19 μ	1725 μ	0.02
			東西壁		150	25.10s	23 μ	1725 μ	0.02
			連絡ダクト	底版	70	25.11s	16 μ	1725 μ	0.01
				頂版	80	13.63s	61 μ	1725 μ	0.04
				東西壁	90	25.10s	83 μ	1725 μ	0.05
		-+	しゃへい壁	地上部	13	25.11s	58 μ	1725 μ	0.04
				地中部	17	25.11s	261 μ	1725 μ	0.16
			バルブ室	頂版	22	13.62s	65 μ	1725 μ	0.04
				南壁	32	13.63s	52 μ	1725 μ	0.04
				東西壁	40	25.11s	109 μ	1725 μ	0.07
				隔壁	60	25.11s	42 μ	1725 μ	0.03
				ハッチ部	頂版	110	25.11s	23 μ	1725 μ
			南北壁		130	25.11s	22 μ	1725 μ	0.02
			東西壁		140	25.11s	49 μ	1725 μ	0.03
			連絡ダクト	底版	70	13.63s	13 μ	1725 μ	0.01
				頂版	80	13.63s	80 μ	1725 μ	0.05
				東西壁	90	25.11s	61 μ	1725 μ	0.04

注記*1: 評価位置を図 6-14 に示す。

*2: 照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-30(10) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないことの確認)
 (主筋ひずみ, 東西)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d/ϵ_R		
①	S s - D 3	++	しゃへい壁	地上部	14	20.94s	38 μ	1725 μ	0.03	
				地中部	18	20.94s	181 μ	1725 μ	0.11	
			バルブ室	頂版	22	21.38s	57 μ	1725 μ	0.04	
				南壁	32	21.38s	43 μ	1725 μ	0.03	
				東西壁	50	20.94s	155 μ	1725 μ	0.09	
				隔壁	60	21.38s	28 μ	1725 μ	0.02	
				ハッチ部	頂版	110	20.94s	20 μ	1725 μ	0.02
					南北壁	120	20.94s	19 μ	1725 μ	0.02
			東西壁		150	20.94s	29 μ	1725 μ	0.02	
			連絡ダクト	底版	70	20.94s	12 μ	1725 μ	0.01	
				頂版	80	21.38s	67 μ	1725 μ	0.04	
				東西壁	90	20.94s	62 μ	1725 μ	0.04	
		-+	しゃへい壁	地上部	13	13.21s	61 μ	1725 μ	0.04	
				地中部	17	13.21s	192 μ	1725 μ	0.12	
			バルブ室	頂版	22	21.37s	63 μ	1725 μ	0.04	
				南壁	32	20.92s	43 μ	1725 μ	0.03	
				東西壁	40	13.21s	85 μ	1725 μ	0.05	
				隔壁	60	13.21s	33 μ	1725 μ	0.02	
				ハッチ部	頂版	110	13.21s	24 μ	1725 μ	0.02
					南北壁	130	13.21s	20 μ	1725 μ	0.02
			東西壁		140	13.21s	44 μ	1725 μ	0.03	
			連絡ダクト	底版	70	21.37s	11 μ	1725 μ	0.01	
				頂版	80	20.93s	65 μ	1725 μ	0.04	
				東西壁	90	21.37s	50 μ	1725 μ	0.03	

注記*1: 評価位置を図 6-14 に示す。

*2: 照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 6-30(11) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないことの確認)
 (主筋ひずみ, 東西)

解析 ケース	地震動		評価位置*1	照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d/ϵ_R			
①	S s - F 1	++	しゃへい壁	地上部	13	18.89s	62 μ	1725 μ	0.04	
				地中部	17	18.89s	208 μ	1725 μ	0.13	
			バルブ室	頂版	22	19.48s	70 μ	1725 μ	0.05	
				南壁	31	18.89s	44 μ	1725 μ	0.03	
				東西壁	50	19.49s	142 μ	1725 μ	0.09	
				隔壁	60	18.89s	32 μ	1725 μ	0.02	
				ハッチ部	頂版	110	18.89s	25 μ	1725 μ	0.02
					南北壁	130	18.89s	22 μ	1725 μ	0.02
			東西壁		140	18.89s	47 μ	1725 μ	0.03	
			連絡ダクト	底版	70	19.49s	14 μ	1725 μ	0.01	
				頂版	80	18.89s	66 μ	1725 μ	0.04	
				東西壁	90	19.49s	67 μ	1725 μ	0.04	
		-+	しゃへい壁	地上部	14	18.89s	40 μ	1725 μ	0.03	
				地中部	18	18.89s	205 μ	1725 μ	0.12	
			バルブ室	頂版	22	18.89s	68 μ	1725 μ	0.04	
				南壁	32	19.49s	46 μ	1725 μ	0.03	
				東西壁	50	18.89s	171 μ	1725 μ	0.10	
				隔壁	60	19.49s	35 μ	1725 μ	0.03	
				ハッチ部	頂版	110	18.89s	21 μ	1725 μ	0.02
					南北壁	130	19.49s	17 μ	1725 μ	0.01
			東西壁		140	19.49s	39 μ	1725 μ	0.03	
			連絡ダクト	底版	70	18.89s	13 μ	1725 μ	0.01	
				頂版	80	19.49s	71 μ	1725 μ	0.05	
				東西壁	90	19.49s	57 μ	1725 μ	0.04	

注記*1: 評価位置を図 6-14 に示す。

*2: 照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-30(12) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないことの確認)
 (主筋ひずみ, 東西)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d/ϵ_R		
①	S s - F 2	++	しゃへい壁	地上部	13	26.90s	66 μ	1725 μ	0.04	
				地中部	17	26.90s	248 μ	1725 μ	0.15	
			バルブ室	頂版	22	26.89s	59 μ	1725 μ	0.04	
				南壁	31	26.90s	47 μ	1725 μ	0.03	
				東西壁	50	28.39s	102 μ	1725 μ	0.06	
				隔壁	60	26.89s	36 μ	1725 μ	0.03	
				ハッチ部	頂版	110	26.90s	25 μ	1725 μ	0.02
					南北壁	130	26.90s	22 μ	1725 μ	0.02
			東西壁		140	26.90s	49 μ	1725 μ	0.03	
			連絡ダクト	底版	70	28.39s	13 μ	1725 μ	0.01	
				頂版	80	26.89s	70 μ	1725 μ	0.05	
				東西壁	90	28.39s	68 μ	1725 μ	0.04	
		-+	しゃへい壁	地上部	14	26.90s	40 μ	1725 μ	0.03	
				地中部	18	26.90s	205 μ	1725 μ	0.12	
			バルブ室	頂版	22	26.89s	67 μ	1725 μ	0.04	
				南壁	31	28.39s	41 μ	1725 μ	0.03	
				東西壁	50	26.90s	172 μ	1725 μ	0.10	
				隔壁	60	28.39s	28 μ	1725 μ	0.02	
				ハッチ部	頂版	110	26.90s	21 μ	1725 μ	0.02
					南北壁	120	26.90s	18 μ	1725 μ	0.02
			東西壁		150	26.90s	29 μ	1725 μ	0.02	
			連絡ダクト	底版	70	26.90s	13 μ	1725 μ	0.01	
				頂版	80	28.39s	59 μ	1725 μ	0.04	
				東西壁	90	26.89s	63 μ	1725 μ	0.04	

注記*1：評価位置を図 6-14 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-30(13) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないことの確認)
 (主筋ひずみ, 東西)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R	
①	S s - F 3	++	しゃへい壁	地上部	14	28.59s	33 μ	1725 μ	0.02
				地中部	17	28.60s	163 μ	1725 μ	0.10
			バルブ室	頂版	22	28.59s	63 μ	1725 μ	0.04
				南壁	32	28.60s	52 μ	1725 μ	0.04
				東西壁	40	28.60s	101 μ	1725 μ	0.06
				隔壁	60	28.60s	36 μ	1725 μ	0.03
				ハッチ部	頂版	110	28.60s	13 μ	1725 μ
			南北壁		120	28.59s	16 μ	1725 μ	0.01
			東西壁		140	28.60s	34 μ	1725 μ	0.02
			連絡ダクト	底版	70	28.60s	13 μ	1725 μ	0.01
				頂版	80	28.60s	80 μ	1725 μ	0.05
				東西壁	90	28.60s	55 μ	1725 μ	0.04
		-+	しゃへい壁	地上部	14	27.70s	28 μ	1725 μ	0.02
				地中部	18	28.61s	145 μ	1725 μ	0.09
			バルブ室	頂版	22	28.60s	68 μ	1725 μ	0.04
				南壁	31	27.70s	43 μ	1725 μ	0.03
				東西壁	50	28.61s	140 μ	1725 μ	0.09
				隔壁	60	27.70s	30 μ	1725 μ	0.02
				ハッチ部	頂版	110	28.60s	13 μ	1725 μ
			南北壁		120	28.60s	16 μ	1725 μ	0.01
			東西壁		140	27.70s	26 μ	1725 μ	0.02
			連絡ダクト	底版	70	28.61s	15 μ	1725 μ	0.01
				頂版	80	27.70s	62 μ	1725 μ	0.04
				東西壁	90	28.61s	72 μ	1725 μ	0.05

注記*1: 評価位置を図 6-14 に示す。

*2: 照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 6-30(14) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないことの確認)
 (主筋ひずみ, 東西)

解析 ケース	地震動		評価位置*1			照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d/ϵ_R
①	S s - N 1	++	しゃへい壁	地上部	14	7.51s	24 μ	1725 μ	0.02
				地中部	17	7.53s	59 μ	1725 μ	0.04
			バルブ室	頂版	22	7.51s	56 μ	1725 μ	0.04
				南壁	32	7.52s	41 μ	1725 μ	0.03
				東西壁	40	7.53s	62 μ	1725 μ	0.04
				隔壁	60	7.53s	20 μ	1725 μ	0.02
				ハッチ部	頂版	110	7.51s	7 μ	1725 μ
			南北壁		120	7.51s	11 μ	1725 μ	0.01
			東西壁		140	7.52s	12 μ	1725 μ	0.01
			連絡ダクト	底版	70	7.52s	11 μ	1725 μ	0.01
				頂版	80	7.52s	63 μ	1725 μ	0.04
				東西壁	90	7.52s	50 μ	1725 μ	0.03
		-+	しゃへい壁	地上部	14	7.33s	23 μ	1725 μ	0.02
				地中部	18	7.55s	110 μ	1725 μ	0.07
			バルブ室	頂版	22	7.51s	61 μ	1725 μ	0.04
				南壁	32	7.33s	38 μ	1725 μ	0.03
				東西壁	50	7.55s	105 μ	1725 μ	0.07
				隔壁	60	7.33s	23 μ	1725 μ	0.02
				ハッチ部	頂版	110	7.52s	12 μ	1725 μ
			南北壁		120	7.33s	11 μ	1725 μ	0.01
			東西壁		140	7.33s	18 μ	1725 μ	0.02
			連絡ダクト	底版	70	7.52s	12 μ	1725 μ	0.01
				頂版	80	7.33s	59 μ	1725 μ	0.04
				東西壁	90	7.55s	58 μ	1725 μ	0.04

注記*1: 評価位置を図 6-14 に示す。

*2: 照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 6-30(15) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないことの確認)
 (主筋ひずみ, 東西)

解析 ケース	地震動		評価位置*1			照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R	
②	S s-D 2	++	しゃへい壁	地上部	13	25.10s	29 μ	1725 μ	0.02	
				地中部	18	25.11s	183 μ	1725 μ	0.11	
			バルブ室	頂版	22	13.62s	80 μ	1725 μ	0.05	
				南壁	32	13.62s	39 μ	1725 μ	0.03	
				東西壁	50	25.11s	169 μ	1725 μ	0.10	
				隔壁	60	13.63s	16 μ	1725 μ	0.01	
				ハッチ部	頂版	110	25.10s	15 μ	1725 μ	0.01
					南北壁	120	25.10s	19 μ	1725 μ	0.02
			東西壁		150	25.10s	23 μ	1725 μ	0.02	
			連絡ダクト	底版	70	25.11s	16 μ	1725 μ	0.01	
				頂版	80	13.62s	61 μ	1725 μ	0.04	
				東西壁	90	25.10s	83 μ	1725 μ	0.05	
③	S s-D 2	++	しゃへい壁	地上部	13	13.63s	27 μ	1725 μ	0.02	
				地中部	18	25.11s	177 μ	1725 μ	0.11	
			バルブ室	頂版	22	13.62s	81 μ	1725 μ	0.05	
				南壁	32	13.63s	39 μ	1725 μ	0.03	
				東西壁	50	25.11s	165 μ	1725 μ	0.10	
				隔壁	60	13.63s	16 μ	1725 μ	0.01	
				ハッチ部	頂版	110	25.11s	15 μ	1725 μ	0.01
					南北壁	120	25.11s	17 μ	1725 μ	0.01
			東西壁		150	25.11s	20 μ	1725 μ	0.02	
			連絡ダクト	底版	70	25.11s	16 μ	1725 μ	0.01	
				頂版	80	13.63s	62 μ	1725 μ	0.04	
				東西壁	90	25.11s	78 μ	1725 μ	0.05	
④	S s-D 2	++	しゃへい壁	地上部	13	25.11s	14 μ	1725 μ	0.01	
				地中部	18	25.11s	83 μ	1725 μ	0.05	
			バルブ室	頂版	22	13.63s	46 μ	1725 μ	0.03	
				南壁	32	13.63s	23 μ	1725 μ	0.02	
				東西壁	50	25.11s	80 μ	1725 μ	0.05	
				隔壁	60	13.63s	9 μ	1725 μ	0.01	
				ハッチ部	頂版	110	25.11s	9 μ	1725 μ	0.01
					南北壁	120	25.11s	10 μ	1725 μ	0.01
			東西壁		150	25.11s	12 μ	1725 μ	0.01	
			連絡ダクト	底版	70	25.11s	9 μ	1725 μ	0.01	
				頂版	80	13.63s	35 μ	1725 μ	0.03	
				東西壁	90	25.11s	45 μ	1725 μ	0.03	

注記*1: 評価位置を図 6-14 に示す。

*2: 照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

(2) せん断破壊に対する評価結果

構造強度を有することの確認及び常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないことの確認におけるせん断破壊に対する評価結果を表 6-31 に示す。

同表より、全ケースにおいて照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認した。

表 6-31(1) せん断破壊に対する評価結果 (南北)

解析 ケース	地震動	評価位置*1			照査 時刻	照査用 せん断力*2 V_d (kN/m)	せん断 耐力 V_{yd} (kN/m)	照査値 V_d/V_{yd}		
①	S s-D 1	++	しゃへい壁	地上部	13	45.01s	17	346	0.05	
				地中部	17	45.01s	411	835	0.50	
			バルブ室	頂版	22	45.00s	94	419	0.23	
				南壁	32	45.01s	675	1080	0.63	
				東西壁	50	45.01s	150	1204	0.13	
				隔壁	60	45.00s	22	575	0.04	
				ハッチ部	頂版	110	45.00s	15	120	0.13
					南北壁	120	45.01s	29	365	0.08
			東西壁		140	45.00s	26	358	0.08	
			連絡ダクト	底版	70	45.00s	20	350	0.06	
				頂版	80	45.00s	90	419	0.22	
				東西壁	100	45.01s	46	332	0.14	
		-+	しゃへい壁	地上部	11	25.36s	59	322	0.19	
				地中部	17	25.36s	474	841	0.57	
			バルブ室	頂版	22	25.36s	178	637	0.28	
				南壁	32	25.36s	769	1086	0.71	
				東西壁	50	25.20s	158	1212	0.14	
				隔壁	60	25.36s	25	575	0.05	
				ハッチ部	頂版	110	25.36s	14	120	0.12
					南北壁	120	25.36s	83	269	0.31
			東西壁		140	25.36s	42	336	0.13	
			連絡ダクト	底版	70	25.36s	21	328	0.07	
				頂版	80	25.36s	111	419	0.27	
				東西壁	100	25.36s	41	371	0.12	

注記*1：評価位置は図 6-14 に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-31(2) せん断破壊に対する評価結果 (南北)

解析 ケース	地震動	評価位置*1			照査 時刻	照査用 せん断力*2 V _d (kN/m)	せん断 耐力 V _{yd} (kN/m)	照査値 V _d /V _{yd}		
		壁種	位置	番号						
①	S s-D 2	++	しゃへい壁	地上部	11	6.85s	36	201	0.18	
				地中部	16	25.10s	431	801	0.54	
			バルブ室	頂版	22	6.85s	136	419	0.33	
				南壁	32	25.09s	243	1215	0.20	
				東西壁	50	25.09s	133	859	0.16	
				隔壁	60	6.85s	14	278	0.06	
				ハッチ部	頂版	110	25.10s	12	120	0.10
					南北壁	130	25.09s	30	201	0.15
			東西壁		140	25.09s	32	291	0.11	
			連絡ダクト	底版	70	6.85s	81	249	0.33	
				頂版	80	6.85s	189	667	0.29	
				東西壁	90	6.85s	146	972	0.16	
		-+	しゃへい壁	地上部	13	25.08s	19	341	0.06	
				地中部	17	25.08s	418	828	0.51	
			バルブ室	頂版	22	6.87s	157	684	0.23	
				南壁	32	25.08s	689	1074	0.65	
				東西壁	50	25.08s	157	1154	0.14	
				隔壁	60	6.87s	24	575	0.05	
				ハッチ部	頂版	110	6.87s	14	120	0.12
					南北壁	130	6.87s	25	266	0.10
			東西壁		140	25.08s	10	131	0.08	
			連絡ダクト	底版	70	25.08s	21	250	0.09	
				頂版	80	25.08s	104	419	0.25	
				東西壁	100	25.08s	53	332	0.16	

注記*1：評価位置は図 6-14 に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-31(3) せん断破壊に対する評価結果 (南北)

解析 ケース	地震動	評価位置*1			照査 時刻	照査用 せん断力*2 V_d (kN/m)	せん断 耐力 V_{yd} (kN/m)	照査値 V_d/V_{yd}		
		しゃへい壁	バルブ室	連絡ダクト						
①	S s - D 3	++	しゃへい壁	地上部	11	14.41s	32	201	0.16	
				地中部	17	14.35s	380	838	0.46	
			バルブ室	頂版	22	14.41s	126	419	0.31	
				南壁	32	14.35s	604	1082	0.56	
				東西壁	50	14.41s	133	859	0.16	
				隔壁	60	14.41s	13	278	0.05	
				ハッチ部	頂版	110	21.00s	15	120	0.13
					南北壁	120	14.35s	53	272	0.20
			東西壁		140	14.41s	29	297	0.10	
			連絡ダクト	底版	70	14.41s	72	249	0.29	
				頂版	80	14.41s	173	683	0.26	
				東西壁	100	14.35s	50	344	0.15	
		-+	しゃへい壁	地上部	11	14.42s	15	329	0.05	
				地中部	17	14.42s	374	832	0.45	
			バルブ室	頂版	22	14.42s	75	419	0.18	
				南壁	32	14.42s	615	1077	0.58	
				東西壁	50	14.42s	161	1167	0.14	
				隔壁	60	14.42s	20	575	0.04	
				ハッチ部	頂版	110	14.42s	13	170	0.08
					南北壁	120	14.42s	27	354	0.08
			東西壁		140	14.42s	25	358	0.07	
			連絡ダクト	底版	70	14.42s	14	254	0.06	
				頂版	80	14.42s	86	419	0.21	
				東西壁	100	14.42s	52	332	0.16	

注記*1：評価位置は図 6-14 に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-31(4) せん断破壊に対する評価結果 (南北)

解析 ケース	地震動		評価位置*1			照査 時刻	照査用	せん断	照査値	
							せん断力*2	耐力		V_d/V_{yd}
						V_d (kN/m)	V_{yd} (kN/m)			
①	S s - F 1	++	しゃへい壁	地上部	12	19.48s	45	329	0.14	
				地中部	16	19.48s	408	811	0.51	
			バルブ室	頂版	22	19.48s	140	419	0.34	
				南壁	32	19.56s	388	1093	0.36	
				東西壁	50	19.48s	128	859	0.15	
				隔壁	60	19.48s	14	278	0.06	
				ハッチ部	頂版	110	19.48s	12	120	0.10
					南北壁	130	19.48s	22	221	0.10
			東西壁		140	19.48s	29	294	0.10	
			連絡ダクト	底版	70	19.48s	76	250	0.31	
				頂版	80	19.48s	191	675	0.29	
				東西壁	90	19.48s	141	972	0.15	
		-+	しゃへい壁	地上部	11	22.28s	54	321	0.17	
				地中部	17	19.48s	414	839	0.50	
			バルブ室	頂版	22	19.47s	98	419	0.24	
				南壁	32	22.28s	651	1089	0.60	
				東西壁	50	22.28s	157	1208	0.13	
				隔壁	60	19.48s	22	575	0.04	
				ハッチ部	頂版	110	19.47s	15	120	0.13
					南北壁	120	22.28s	71	267	0.27
			東西壁		140	22.28s	38	336	0.12	
			連絡ダクト	底版	70	19.47s	21	309	0.07	
				頂版	80	22.28s	91	419	0.22	
				東西壁	100	22.28s	49	393	0.13	

注記*1：評価位置は図 6-14 に示す。

*2：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-31(5) せん断破壊に対する評価結果 (南北)

解析 ケース	地震動	評価位置*1			照査 時刻	照査用 せん断力*2 V _d (kN/m)	せん断 耐力 V _{yd} (kN/m)	照査値 V _d /V _{yd}		
		壁種	位置	番号						
①	S s - F 2	++	しゃへい壁	地上部	12	28.38s	42	326	0.13	
				地中部	17	26.88s	376	849	0.45	
			バルブ室	頂版	22	28.38s	104	419	0.25	
				南壁	32	26.88s	585	1095	0.54	
				東西壁	50	28.38s	138	859	0.17	
				隔壁	60	28.38s	11	278	0.04	
				ハッチ部	頂版	110	26.88s	15	120	0.13
					南北壁	130	28.38s	25	173	0.15
			東西壁		140	28.38s	30	290	0.11	
			連絡ダクト	底版	70	28.38s	70	248	0.29	
				頂版	80	28.38s	151	687	0.22	
				東西壁	90	28.38s	120	972	0.13	
		-+	しゃへい壁	地上部	13	28.38s	15	339	0.05	
				地中部	17	28.38s	301	846	0.36	
			バルブ室	頂版	22	28.37s	125	662	0.19	
				南壁	32	28.38s	475	1088	0.44	
				東西壁	50	28.38s	167	1177	0.15	
				隔壁	60	28.37s	17	575	0.03	
				ハッチ部	頂版	110	28.37s	8	120	0.07
					南北壁	120	28.38s	17	340	0.05
			東西壁		140	28.37s	26	358	0.08	
			連絡ダクト	底版	70	28.37s	18	325	0.06	
				頂版	80	28.37s	112	763	0.15	
				東西壁	100	28.38s	48	434	0.12	

注記*1：評価位置は図 6-14 に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-31(6) せん断破壊に対する評価結果 (南北)

解析 ケース	地震動		評価位置*1			照査 時刻	照査用	せん断	照査値	
							せん断力*2	耐力		V_d/V_{yd}
						V_d (kN/m)	V_{yd} (kN/m)			
①	S s - F 3	++	しゃへい壁	地上部	11	28.59s	18	329	0.06	
				地中部	17	28.59s	364	846	0.44	
			バルブ室	頂版	22	28.59s	160	682	0.24	
				南壁	32	28.59s	624	1084	0.58	
				東西壁	50	28.59s	147	1199	0.13	
				隔壁	60	28.59s	25	575	0.05	
				ハッチ部	頂版	110	28.59s	14	120	0.12
					南北壁	130	28.59s	27	264	0.11
			東西壁		140	28.59s	25	319	0.08	
			連絡ダクト	底版	70	28.59s	17	255	0.07	
				頂版	80	28.59s	103	419	0.25	
				東西壁	100	28.59s	43	332	0.13	
		-+	しゃへい壁	地上部	12	28.59s	50	327	0.16	
				地中部	16	28.59s	429	804	0.54	
			バルブ室	頂版	22	28.59s	132	419	0.32	
				南壁	32	26.79s	543	1078	0.51	
				東西壁	50	28.58s	135	859	0.16	
				隔壁	60	28.59s	13	278	0.05	
				ハッチ部	頂版	110	26.79s	15	120	0.13
					南北壁	130	28.59s	27	208	0.13
			東西壁		140	28.59s	31	292	0.11	
連絡ダクト	底版		70	28.59s	78	249	0.32			
	頂版		80	28.59s	183	670	0.28			
	東西壁		90	28.59s	140	972	0.15			

注記*1：評価位置は図 6-14 に示す。

*2：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-31(7) せん断破壊に対する評価結果 (南北)

解析 ケース	地震動		評価位置*1			照査 時刻	照査用	せん断	照査値	
							せん断力*2	耐力		V_d/V_{yd}
						V_d (kN/m)	V_{yd} (kN/m)			
①	S s - N 1	++	しゃへい壁	地上部	13	7.52s	15	348	0.05	
				地中部	17	7.52s	290	865	0.34	
			バルブ室	頂版	22	7.50s	158	662	0.24	
				南壁	32	7.52s	440	1109	0.40	
				東西壁	40	7.50s	134	1096	0.13	
				隔壁	60	7.50s	20	575	0.04	
				ハッチ部	頂版	110	7.51s	9	120	0.08
					南北壁	130	7.50s	15	287	0.06
			東西壁		140	7.50s	27	353	0.08	
			連絡ダクト	底版	70	7.50s	23	287	0.09	
				頂版	80	7.50s	143	716	0.20	
				東西壁	100	7.50s	82	737	0.12	
		-+	しゃへい壁	地上部	12	7.51s	44	328	0.14	
				地中部	16	7.51s	414	807	0.52	
			バルブ室	頂版	22	7.51s	130	419	0.32	
				南壁	32	7.51s	207	1215	0.18	
				東西壁	50	7.52s	136	859	0.16	
				隔壁	60	7.51s	13	278	0.05	
				ハッチ部	頂版	110	7.51s	13	120	0.11
					南北壁	130	7.52s	22	206	0.11
			東西壁		140	7.52s	29	294	0.10	
連絡ダクト	底版		70	7.51s	73	249	0.30			
	頂版		80	7.51s	178	680	0.27			
	東西壁		90	7.51s	135	972	0.14			

注記*1：評価位置は図 6-14 に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-31(8) せん断破壊に対する評価結果 (東西)

解析 ケース	地震動		評価位置*1			照査 時刻	照査用	せん断	照査値	
							せん断力*2	耐力		V_d/V_{yd}
						V_d (kN/m)	V_{yd} (kN/m)			
①	S s -D 1	++	しゃへい壁	地上部	11	45.02s	15	201	0.08	
				地中部	17	45.02s	513	825	0.63	
			バルブ室	頂版	22	45.02s	102	419	0.25	
				南壁	32	45.02s	107	1182	0.10	
				東西壁	40	45.02s	553	1021	0.55	
				隔壁	60	45.02s	82	472	0.18	
				ハッチ部	頂版	110	45.02s	17	259	0.07
					南北壁	120	45.02s	20	318	0.07
			東西壁		140	45.02s	31	255	0.13	
			連絡ダクト	底版	70	45.02s	33	271	0.13	
				頂版	80	45.02s	131	493	0.27	
				東西壁	90	45.02s	236	513	0.47	
		-+	しゃへい壁	地上部	11	25.23s	15	201	0.08	
				地中部	18	45.02s	710	828	0.86	
			バルブ室	頂版	22	45.02s	167	584	0.29	
				南壁	32	25.22s	105	1181	0.09	
				東西壁	50	45.02s	890	1131	0.79	
				隔壁	60	45.02s	85	548	0.16	
				ハッチ部	頂版	110	25.22s	17	262	0.07
					南北壁	120	25.23s	19	321	0.06
			東西壁		140	25.23s	33	257	0.13	
			連絡ダクト	底版	70	45.02s	60	252	0.24	
				頂版	80	25.22s	128	492	0.27	
				東西壁	90	45.02s	418	793	0.53	

注記*1：評価位置は図 6-14 に示す。

*2：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-31(9) せん断破壊に対する評価結果 (東西)

解析 ケース	地震動		評価位置*1			照査 時刻	照査用	せん断	照査値	
							せん断力*2	耐力		値
						V_d (kN/m)	V_{yd} (kN/m)	V_d/V_{yd}		
①	S s -D 2	++	しゃへい壁	地上部	14	25.11s	35	334	0.11	
				地中部	18	25.11s	772	825	0.94	
			バルブ室	頂版	22	13.62s	194	588	0.33	
				南壁	32	13.62s	112	1145	0.10	
				東西壁	50	25.11s	945	1130	0.84	
				隔壁	60	25.10s	85	542	0.16	
				ハッチ部	頂版	110	25.11s	20	120	0.17
					南北壁	120	25.10s	6	120	0.05
			東西壁		140	25.10s	16	120	0.14	
			連絡ダクト	底版	70	13.63s	65	253	0.26	
				頂版	80	13.62s	225	763	0.30	
				東西壁	90	13.63s	427	804	0.54	
		-+	しゃへい壁	地上部	13	25.11s	70	323	0.22	
				地中部	17	25.11s	647	819	0.79	
			バルブ室	頂版	22	13.62s	150	598	0.26	
				南壁	32	6.87s	120	1169	0.11	
				東西壁	40	25.11s	660	1030	0.65	
				隔壁	60	25.11s	85	476	0.18	
				ハッチ部	頂版	110	25.11s	12	120	0.10
					南北壁	130	25.11s	45	383	0.12
			東西壁		140	25.11s	95	276	0.35	
			連絡ダクト	底版	70	25.11s	39	276	0.15	
				頂版	80	13.62s	179	620	0.29	
				東西壁	90	25.11s	262	513	0.52	

注記*1：評価位置は図 6-14 に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-31(10) せん断破壊に対する評価結果 (東西)

解析 ケース	地震動	評価位置*1			照査 時刻	照査用 せん断力*2 V _d (kN/m)	せん断 耐力 V _{yd} (kN/m)	照査値 V _d /V _{yd}		
		壁種	位置	番号						
①	S s-D 3	++	しゃへい壁	地上部	14	20.94s	48	327	0.15	
				地中部	18	20.94s	663	817	0.82	
			バルブ室	頂版	22	21.38s	132	599	0.23	
				南壁	32	21.38s	109	1177	0.10	
				東西壁	50	20.94s	761	1125	0.68	
				隔壁	60	21.38s	69	487	0.15	
				ハッチ部	頂版	110	20.94s	19	276	0.07
					南北壁	120	20.94s	18	297	0.07
			東西壁		140	21.38s	32	258	0.13	
			連絡ダクト	底版	70	20.94s	47	252	0.19	
				頂版	80	21.38s	157	615	0.26	
				東西壁	100	20.94s	213	537	0.40	
		-+	しゃへい壁	地上部	13	13.21s	74	322	0.23	
				地中部	17	13.21s	511	817	0.63	
			バルブ室	頂版	22	21.37s	157	596	0.27	
				南壁	32	20.92s	101	1183	0.09	
				東西壁	50	21.37s	570	1149	0.50	
				隔壁	60	13.21s	68	479	0.15	
				ハッチ部	頂版	110	13.21s	12	120	0.10
					南北壁	120	13.21s	37	333	0.12
			東西壁		140	13.21s	90	266	0.34	
			連絡ダクト	底版	70	21.37s	52	253	0.21	
				頂版	80	21.37s	180	763	0.24	
				東西壁	90	21.37s	321	813	0.40	

注記*1：評価位置は図 6-14 に示す。

*2：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-31(11) せん断破壊に対する評価結果 (東西)

解析 ケース	地震動	評価位置*1			照査 時刻	照査用 せん断力*2 V _d (kN/m)	せん断 耐力 V _{yd} (kN/m)	照査値 V _d /V _{yd}		
		壁種	位置	番号						
①	S s - F 1	++	しゃへい壁	地上部	13	18.89s	77	323	0.24	
				地中部	18	19.49s	678	824	0.83	
			バルブ室	頂版	22	19.48s	170	598	0.29	
				南壁	32	18.89s	119	1172	0.11	
				東西壁	50	19.49s	813	1131	0.72	
				隔壁	60	18.89s	74	493	0.16	
				ハッチ部	頂版	110	19.48s	20	120	0.17
					南北壁	130	18.89s	45	383	0.12
			東西壁		140	18.89s	96	273	0.36	
			連絡ダクト	底版	70	19.49s	58	252	0.24	
				頂版	80	18.89s	117	419	0.28	
				東西壁	90	19.49s	373	803	0.47	
		-+	しゃへい壁	地上部	14	18.89s	52	329	0.16	
				地中部	18	18.89s	722	821	0.88	
			バルブ室	頂版	22	18.89s	174	615	0.29	
				南壁	32	18.89s	113	1144	0.10	
				東西壁	50	18.89s	817	1134	0.73	
				隔壁	60	19.49s	77	480	0.17	
				ハッチ部	頂版	110	19.49s	26	316	0.09
					南北壁	120	19.49s	30	331	0.10
			東西壁		140	19.49s	76	353	0.22	
			連絡ダクト	底版	70	18.89s	59	253	0.24	
				頂版	80	18.89s	201	763	0.27	
				東西壁	90	19.49s	248	513	0.49	

注記*1：評価位置は図 6-14 に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-31(12) せん断破壊に対する評価結果 (東西)

解析 ケース	地震動		評価位置*1			照査 時刻	照査用	せん断	照査値	
							せん断力*2	耐力		V_d/V_{yd}
						V_d (kN/m)	V_{yd} (kN/m)			
①	S s - F 2	++	しゃへい壁	地上部	13	26.90s	81	323	0.26	
				地中部	17	26.90s	608	819	0.75	
			バルブ室	頂版	22	26.89s	136	602	0.23	
				南壁	32	26.89s	115	1175	0.10	
				東西壁	50	28.39s	710	1123	0.64	
				隔壁	60	26.89s	79	485	0.17	
				ハッチ部	頂版	110	28.39s	16	120	0.14
					南北壁	130	26.90s	47	383	0.13
			東西壁		140	26.90s	99	274	0.37	
			連絡ダクト	底版	70	28.39s	45	251	0.18	
				頂版	80	26.89s	160	610	0.27	
				東西壁	90	26.90s	238	512	0.47	
		-+	しゃへい壁	地上部	14	26.90s	52	328	0.16	
				地中部	18	26.90s	711	819	0.87	
			バルブ室	頂版	22	26.89s	166	611	0.28	
				南壁	32	26.89s	107	1145	0.10	
				東西壁	50	26.90s	810	1129	0.72	
				隔壁	60	26.89s	77	559	0.14	
				ハッチ部	頂版	110	26.89s	22	247	0.09
					南北壁	120	26.90s	18	297	0.07
			東西壁		140	26.89s	15	120	0.13	
			連絡ダクト	底版	70	26.89s	56	253	0.23	
				頂版	80	26.89s	193	763	0.26	
				東西壁	90	26.89s	361	807	0.45	

注記*1：評価位置は図 6-14 に示す。

*2：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-31(13) せん断破壊に対する評価結果 (東西)

解析 ケース	地震動		評価位置*1			照査 時刻	照査用	せん断	照査値	
							せん断力*2	耐力		V_d/V_{yd}
						V_d (kN/m)	V_{yd} (kN/m)			
①	S s - F 3	++	しゃへい壁	地上部	13	28.60s	31	332	0.10	
				地中部	17	28.60s	566	818	0.70	
			バルブ室	頂版	22	28.59s	146	604	0.25	
				南壁	32	28.59s	118	1173	0.11	
				東西壁	40	28.60s	591	1021	0.58	
				隔壁	60	28.60s	81	481	0.17	
				ハッチ部	頂版	110	28.60s	23	289	0.08
					南北壁	120	28.60s	26	328	0.08
			東西壁		140	28.60s	51	249	0.21	
			連絡ダクト	底版	70	28.60s	35	270	0.13	
				頂版	80	28.60s	142	501	0.29	
				東西壁	90	28.60s	238	513	0.47	
		-+	しゃへい壁	地上部	13	27.70s	25	331	0.08	
				地中部	18	28.61s	705	825	0.86	
			バルブ室	頂版	22	28.60s	165	597	0.28	
				南壁	31	28.69s	79	831	0.10	
				東西壁	50	28.61s	872	1128	0.78	
				隔壁	60	27.70s	67	482	0.14	
				ハッチ部	頂版	110	28.60s	20	123	0.17
					南北壁	120	27.70s	23	327	0.08
			東西壁		140	27.70s	40	247	0.17	
			連絡ダクト	底版	70	28.60s	60	252	0.24	
				頂版	80	28.60s	194	763	0.26	
				東西壁	90	28.60s	386	802	0.49	

注記*1：評価位置は図 6-14 に示す。

*2：照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数 γ_a

表 6-31 (14) せん断破壊に対する評価結果 (東西)

解析 ケース	地震動	評価位置*1			照査 時刻	照査用 せん断力*2 V _d (kN/m)	せん断 耐力 V _{yd} (kN/m)	照査値 V _d /V _{yd}		
		しゃへい壁	バルブ室	連絡ダクト						
①	S s - N 1	++	しゃへい壁	地上部	11	7.51s	15	201	0.08	
				地中部	17	7.53s	394	851	0.47	
			バルブ室	頂版	22	7.51s	132	597	0.23	
				南壁	32	7.51s	107	1175	0.10	
				東西壁	40	7.53s	433	1035	0.42	
				隔壁	60	7.52s	57	498	0.12	
				ハッチ部	頂版	110	7.51s	15	120	0.13
					南北壁	120	7.53s	14	313	0.05
			東西壁		140	7.53s	17	275	0.07	
			連絡ダクト	底版	70	7.51s	36	271	0.14	
				頂版	80	7.51s	157	618	0.26	
				東西壁	90	7.52s	216	511	0.43	
		-+	しゃへい壁	地上部	11	7.33s	14	201	0.07	
				地中部	18	7.55s	582	821	0.71	
			バルブ室	頂版	22	7.51s	154	602	0.26	
				南壁	32	7.55s	108	1244	0.09	
				東西壁	50	7.55s	719	1119	0.65	
				隔壁	60	7.33s	59	491	0.13	
				ハッチ部	頂版	110	7.52s	18	120	0.15
					南北壁	120	7.33s	16	322	0.05
			東西壁		140	7.33s	28	263	0.11	
			連絡ダクト	底版	70	7.51s	53	254	0.21	
				頂版	80	7.51s	181	763	0.24	
				東西壁	100	7.55s	215	530	0.41	

注記*1：評価位置は図 6-14 に示す。

*2：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-31 (15) せん断破壊に対する評価結果 (東西)

解析 ケース	地震動		評価位置*1			照査 時刻	照査用 せん断力*2 V _d (kN/m)	せん断 耐力 V _{yd} (kN/m)	照査値 V _d /V _{yd}	
②	S s-D 2	++	しゃへい壁	地上部	14	25.11s	36	333	0.11	
				地中部	18	25.11s	776	825	0.95	
			バルブ室	頂版	22	13.62s	194	588	0.33	
				南壁	32	13.62s	113	1145	0.10	
				東西壁	50	25.11s	949	1129	0.85	
				隔壁	60	25.10s	85	542	0.16	
				ハッチ部	頂版	110	25.11s	20	120	0.17
					南北壁	120	25.10s	6	120	0.05
			東西壁		140	25.10s	16	120	0.14	
			連絡ダクト	底版	70	13.63s	64	253	0.26	
				頂版	80	13.62s	225	763	0.30	
				東西壁	90	13.63s	425	804	0.53	
③	S s-D 2	++	しゃへい壁	地上部	14	25.11s	35	334	0.11	
				地中部	18	25.11s	769	825	0.94	
			バルブ室	頂版	22	13.62s	195	588	0.34	
				南壁	32	13.63s	112	1144	0.10	
				東西壁	50	25.11s	943	1130	0.84	
				隔壁	60	13.63s	87	555	0.16	
				ハッチ部	頂版	110	25.11s	20	120	0.17
					南北壁	120	25.11s	13	289	0.05
			東西壁		140	25.11s	15	120	0.13	
			連絡ダクト	底版	70	13.63s	65	253	0.26	
				頂版	80	13.62s	225	763	0.30	
				東西壁	90	13.63s	429	804	0.54	
④	S s-D 2	++	しゃへい壁	地上部	14	25.11s	33	334	0.10	
				地中部	18	25.11s	750	824	0.92	
			バルブ室	頂版	22	13.62s	193	590	0.33	
				南壁	32	13.62s	113	1146	0.10	
				東西壁	50	25.11s	906	1130	0.81	
				隔壁	60	13.63s	84	559	0.16	
				ハッチ部	頂版	110	25.11s	20	120	0.17
					南北壁	120	25.11s	13	286	0.05
			東西壁		140	25.11s	15	120	0.13	
			連絡ダクト	底版	70	13.63s	65	253	0.26	
				頂版	80	13.62s	225	763	0.30	
				東西壁	90	13.63s	443	805	0.56	

注記*1：評価位置は図 6-14 に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

(3) 壁部材の面内せん断に対する評価結果

各壁部材の面内せん断に対する評価結果を表 6-32 に示す。

同表より、照査用面内せん断ひずみが、全ケースにおいて許容限界（限界せん断ひずみ： 2000μ ）を下回ることを確認した。また、同表より、全部材において、照査用面内せん断ひずみは 750μ に至っておらず、CCb 工法の適用範囲内であることを確認した。

表 6-32(1) 壁部材の面内せん断に対する評価結果 (南北)

解析ケース	地震動	評価位置 ^{*1}		照査時刻	照査用面内せん断ひずみ ^{*2} ϵ_d	限界せん断ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R		
①	S s-D 1	++	しゃへい壁		4	45.01s	30 μ	2000 μ	0.02
			バルブ室	南壁	30	45.01s	15 μ	2000 μ	0.01
				東西壁	40	45.01s	68 μ	2000 μ	0.04
				隔壁	60	45.01s	132 μ	2000 μ	0.07
				ハッチ部	南北壁	120	45.00s	18 μ	2000 μ
			東西壁		140	45.00s	29 μ	2000 μ	0.02
		連絡ダクト	東西壁	90	45.01s	118 μ	2000 μ	0.06	
		-+	しゃへい壁		4	25.36s	37 μ	2000 μ	0.02
			バルブ室	南壁	30	25.36s	23 μ	2000 μ	0.02
				東西壁	40	25.36s	112 μ	2000 μ	0.06
				隔壁	60	25.36s	192 μ	2000 μ	0.10
				ハッチ部	南北壁	120	25.36s	24 μ	2000 μ
	東西壁		140		25.36s	39 μ	2000 μ	0.02	
	連絡ダクト	東西壁	90	25.36s	124 μ	2000 μ	0.07		
	S s-D 2	++	しゃへい壁		4	25.09s	45 μ	2000 μ	0.03
			バルブ室	南壁	30	25.09s	9 μ	2000 μ	0.01
				東西壁	50	25.09s	56 μ	2000 μ	0.03
				隔壁	60	25.09s	100 μ	2000 μ	0.05
				ハッチ部	南北壁	130	25.09s	7 μ	2000 μ
			東西壁		140	25.09s	34 μ	2000 μ	0.02
		連絡ダクト	東西壁	90	25.09s	91 μ	2000 μ	0.05	
		-+	しゃへい壁		4	6.87s	35 μ	2000 μ	0.02
			バルブ室	南壁	30	6.87s	18 μ	2000 μ	0.01
				東西壁	40	6.87s	77 μ	2000 μ	0.04
隔壁				60	6.87s	154 μ	2000 μ	0.08	
ハッチ部				南北壁	120	6.87s	21 μ	2000 μ	0.02
	東西壁		140	6.87s	38 μ	2000 μ	0.02		
連絡ダクト	東西壁	90	25.08s	129 μ	2000 μ	0.07			
S s-D 3	++	しゃへい壁		4	14.41s	37 μ	2000 μ	0.02	
		バルブ室	南壁	30	14.35s	18 μ	2000 μ	0.01	
			東西壁	40	14.35s	84 μ	2000 μ	0.05	
			隔壁	60	14.35s	152 μ	2000 μ	0.08	
			ハッチ部	南北壁	120	14.35s	20 μ	2000 μ	0.01
		東西壁		140	14.35s	33 μ	2000 μ	0.02	
	連絡ダクト	東西壁	90	14.35s	104 μ	2000 μ	0.06		
	-+	しゃへい壁		4	14.42s	30 μ	2000 μ	0.02	
		バルブ室	南壁	30	14.42s	14 μ	2000 μ	0.01	
			東西壁	40	14.42s	63 μ	2000 μ	0.04	
			隔壁	60	14.42s	124 μ	2000 μ	0.07	
			ハッチ部	南北壁	120	14.42s	17 μ	2000 μ	0.01
東西壁		140		14.42s	28 μ	2000 μ	0.02		
連絡ダクト	東西壁	90	14.42s	108 μ	2000 μ	0.06			

注記*1 : 評価位置は図 6-19 に示す。

*2 : 照査用面内せん断ひずみ = 発生する面内せん断ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 6-32(2) 壁部材の面内せん断に対する評価結果 (南北)

解析 ケース	地震動	評価位置*1		照査 時刻	照査用面内 せん断ひずみ*2 ϵ_d	限界 せん断ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R			
①	S s-F 1	++	しゃへい壁		4	19.48s	39 μ	2000 μ	0.02	
			バルブ室	南壁		30	19.56s	11 μ	2000 μ	0.01
				東西壁		50	19.56s	46 μ	2000 μ	0.03
				隔壁		60	19.48s	82 μ	2000 μ	0.05
				ハッチ部	南北壁	120	19.56s	14 μ	2000 μ	0.01
			東西壁		140	19.48s	27 μ	2000 μ	0.02	
		連絡ダクト	東西壁		90	19.48s	79 μ	2000 μ	0.04	
		-+	しゃへい壁		4	22.28s	32 μ	2000 μ	0.02	
			バルブ室	南壁		30	22.28s	19 μ	2000 μ	0.01
				東西壁		40	22.28s	95 μ	2000 μ	0.05
				隔壁		60	22.28s	163 μ	2000 μ	0.09
				ハッチ部	南北壁	120	22.28s	20 μ	2000 μ	0.01
	東西壁		140		22.28s	34 μ	2000 μ	0.02		
	連絡ダクト	東西壁		90	19.48s	104 μ	2000 μ	0.06		
	S s-F 2	++	しゃへい壁		4	28.38s	39 μ	2000 μ	0.02	
			バルブ室	南壁		30	26.88s	16 μ	2000 μ	0.01
				東西壁		40	26.88s	70 μ	2000 μ	0.04
				隔壁		60	26.88s	130 μ	2000 μ	0.07
				ハッチ部	南北壁	120	26.88s	18 μ	2000 μ	0.01
			東西壁		140	28.38s	29 μ	2000 μ	0.02	
		連絡ダクト	東西壁		90	26.88s	101 μ	2000 μ	0.06	
		-+	しゃへい壁		4	28.38s	23 μ	2000 μ	0.02	
			バルブ室	南壁		30	28.38s	10 μ	2000 μ	0.01
				東西壁		50	28.38s	48 μ	2000 μ	0.03
隔壁				60	28.38s	85 μ	2000 μ	0.05		
ハッチ部				南北壁	120	28.38s	14 μ	2000 μ	0.01	
	東西壁		140	28.37s	23 μ	2000 μ	0.02			
連絡ダクト	東西壁		90	28.38s	82 μ	2000 μ	0.05			
S s-F 3	++	しゃへい壁		4	28.59s	36 μ	2000 μ	0.02		
		バルブ室	南壁		30	28.59s	19 μ	2000 μ	0.01	
			東西壁		50	28.59s	79 μ	2000 μ	0.04	
			隔壁		60	28.59s	159 μ	2000 μ	0.08	
			ハッチ部	南北壁	120	28.59s	21 μ	2000 μ	0.02	
		東西壁		140	28.59s	42 μ	2000 μ	0.03		
	連絡ダクト	東西壁		90	28.59s	120 μ	2000 μ	0.06		
	-+	しゃへい壁		4	28.59s	42 μ	2000 μ	0.03		
		バルブ室	南壁		30	26.79s	14 μ	2000 μ	0.01	
			東西壁		50	26.79s	57 μ	2000 μ	0.03	
			隔壁		60	26.79s	111 μ	2000 μ	0.06	
			ハッチ部	南北壁	120	26.79s	17 μ	2000 μ	0.01	
東西壁		140		28.59s	31 μ	2000 μ	0.02			
連絡ダクト	東西壁		90	26.79s	97 μ	2000 μ	0.05			

注記*1: 評価位置は図 6-19 に示す。

*2: 照査用面内せん断ひずみ=発生する面内せん断ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-32(3) 壁部材の面内せん断に対する評価結果 (南北)

解析 ケース	地震動	評価位置*1			照査 時刻	照査用面内 せん断ひずみ*2 ϵ_d	限界 せん断ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R		
		しゃへい壁								
①	S s-N 1	++	しゃへい壁			4	7.51s	20 μ	2000 μ	0.01
			バルブ室	南壁		30	7.51s	11 μ	2000 μ	0.01
				東西壁		50	7.51s	43 μ	2000 μ	0.03
				隔壁		60	7.52s	76 μ	2000 μ	0.04
				ハッチ部	南北壁	120	7.50s	14 μ	2000 μ	0.01
			東西壁		140	7.50s	23 μ	2000 μ	0.02	
			連絡ダクト	東西壁		90	7.52s	71 μ	2000 μ	0.04
		-+	しゃへい壁			4	7.51s	38 μ	2000 μ	0.02
			バルブ室	南壁		30	7.52s	7 μ	2000 μ	0.01
				東西壁		50	7.52s	45 μ	2000 μ	0.03
				隔壁		60	7.52s	81 μ	2000 μ	0.05
				ハッチ部	南北壁	130	7.52s	6 μ	2000 μ	0.01
			東西壁		140	7.52s	26 μ	2000 μ	0.02	
			連絡ダクト	東西壁		90	7.51s	77 μ	2000 μ	0.04

注記*1：評価位置は図 6-19 に示す。

*2：照査用面内せん断ひずみ=発生する面内せん断ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-32(4) 壁部材の面内せん断に対する評価結果 (東西)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査 時刻	照査用面内 せん断ひずみ*2 ϵ_d	限界 せん断ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R	
①	S s-D 1	++	しゃへい壁		1	45.02s	36 μ	2000 μ	0.02
			バルブ室	南壁	30	45.02s	76 μ	2000 μ	0.04
				東西壁	40	45.02s	22 μ	2000 μ	0.02
				隔壁	60	45.02s	22 μ	2000 μ	0.02
				ハッチ部	南北壁	120	45.02s	35 μ	2000 μ
			東西壁		150	45.02s	9 μ	2000 μ	0.01
		連絡ダクト	東西壁	90	45.02s	20 μ	2000 μ	0.01	
		-+	しゃへい壁		1	45.02s	38 μ	2000 μ	0.02
			バルブ室	南壁	30	45.02s	78 μ	2000 μ	0.04
				東西壁	50	45.02s	25 μ	2000 μ	0.02
				隔壁	60	25.22s	21 μ	2000 μ	0.02
				ハッチ部	南北壁	120	25.22s	30 μ	2000 μ
	東西壁		150		25.22s	8 μ	2000 μ	0.01	
	連絡ダクト	東西壁	90	25.22s	21 μ	2000 μ	0.02		
	S s-D 2	++	しゃへい壁		1	25.11s	40 μ	2000 μ	0.02
			バルブ室	南壁	30	25.10s	78 μ	2000 μ	0.04
				東西壁	50	25.11s	25 μ	2000 μ	0.02
				隔壁	60	13.63s	7 μ	2000 μ	0.01
				ハッチ部	南北壁	120	25.10s	25 μ	2000 μ
			東西壁		150	25.11s	4 μ	2000 μ	0.01
		連絡ダクト	東西壁	100	13.62s	17 μ	2000 μ	0.01	
		-+	しゃへい壁		1	25.11s	49 μ	2000 μ	0.03
			バルブ室	南壁	30	25.11s	81 μ	2000 μ	0.05
				東西壁	40	13.62s	22 μ	2000 μ	0.02
隔壁				60	13.62s	22 μ	2000 μ	0.02	
ハッチ部				南北壁	120	25.11s	53 μ	2000 μ	0.03
	東西壁		150	25.11s	10 μ	2000 μ	0.01		
連絡ダクト	東西壁	90	13.63s	23 μ	2000 μ	0.02			
S s-D 3	++	しゃへい壁		1	20.94s	37 μ	2000 μ	0.02	
		バルブ室	南壁	30	21.38s	64 μ	2000 μ	0.04	
			東西壁	50	20.94s	24 μ	2000 μ	0.02	
			隔壁	60	21.38s	20 μ	2000 μ	0.01	
			ハッチ部	南北壁	120	20.94s	36 μ	2000 μ	0.02
		東西壁		150	21.38s	8 μ	2000 μ	0.01	
	連絡ダクト	東西壁	100	21.38s	18 μ	2000 μ	0.01		
	-+	しゃへい壁		1	13.21s	42 μ	2000 μ	0.03	
		バルブ室	南壁	30	13.21s	65 μ	2000 μ	0.04	
			東西壁	40	20.92s	19 μ	2000 μ	0.01	
			隔壁	60	20.92s	20 μ	2000 μ	0.01	
			ハッチ部	南北壁	120	13.21s	52 μ	2000 μ	0.03
東西壁		150		13.21s	9 μ	2000 μ	0.01		
連絡ダクト	東西壁	100	20.93s	16 μ	2000 μ	0.01			

注記*1：評価位置は図 6-19 に示す。

*2：照査用面内せん断ひずみ＝発生する面内せん断ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-32(5) 壁部材の面内せん断に対する評価結果 (東西)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査 時刻	照査用面内 せん断ひずみ*2 ϵ_d	限界 せん断ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R	
①	S s-F 1	++	しゃへい壁		1	18.89s	45 μ	2000 μ	0.03
			バルブ室	南壁	30	18.89s	73 μ	2000 μ	0.04
				東西壁	50	19.49s	23 μ	2000 μ	0.02
				隔壁	60	19.57s	18 μ	2000 μ	0.01
				ハッチ部	南北壁	120	18.89s	57 μ	2000 μ
			東西壁		150	18.89s	10 μ	2000 μ	0.01
		連絡ダクト	東西壁	90	18.89s	20 μ	2000 μ	0.01	
		-+	しゃへい壁		1	18.89s	41 μ	2000 μ	0.03
			バルブ室	南壁	30	19.49s	73 μ	2000 μ	0.04
				東西壁	50	18.89s	25 μ	2000 μ	0.02
				隔壁	60	19.49s	16 μ	2000 μ	0.01
				ハッチ部	南北壁	120	18.89s	37 μ	2000 μ
	東西壁		150		19.49s	9 μ	2000 μ	0.01	
	連絡ダクト	東西壁	90	19.49s	21 μ	2000 μ	0.02		
	S s-F 2	++	しゃへい壁		1	26.90s	46 μ	2000 μ	0.03
			バルブ室	南壁	30	26.89s	76 μ	2000 μ	0.04
				東西壁	50	28.39s	20 μ	2000 μ	0.01
				隔壁	60	26.89s	13 μ	2000 μ	0.01
				ハッチ部	南北壁	120	26.90s	56 μ	2000 μ
			東西壁		150	26.89s	10 μ	2000 μ	0.01
		連絡ダクト	東西壁	90	26.89s	21 μ	2000 μ	0.02	
		-+	しゃへい壁		1	26.89s	41 μ	2000 μ	0.03
			バルブ室	南壁	30	26.89s	71 μ	2000 μ	0.04
				東西壁	50	26.89s	26 μ	2000 μ	0.02
隔壁				60	28.39s	21 μ	2000 μ	0.02	
ハッチ部				南北壁	120	26.90s	37 μ	2000 μ	0.02
	東西壁		150	28.39s	7 μ	2000 μ	0.01		
連絡ダクト	東西壁	100	26.89s	14 μ	2000 μ	0.01			
S s-F 3	++	しゃへい壁		1	28.60s	39 μ	2000 μ	0.02	
		バルブ室	南壁	30	28.60s	78 μ	2000 μ	0.04	
			東西壁	40	28.59s	21 μ	2000 μ	0.02	
			隔壁	60	28.59s	20 μ	2000 μ	0.01	
			ハッチ部	南北壁	120	28.60s	34 μ	2000 μ	0.02
		東西壁		150	28.59s	9 μ	2000 μ	0.01	
	連絡ダクト	東西壁	90	28.60s	23 μ	2000 μ	0.02		
	-+	しゃへい壁		1	28.60s	35 μ	2000 μ	0.02	
		バルブ室	南壁	30	28.61s	69 μ	2000 μ	0.04	
			東西壁	50	28.61s	22 μ	2000 μ	0.02	
			隔壁	60	28.69s	20 μ	2000 μ	0.01	
			ハッチ部	南北壁	120	27.70s	32 μ	2000 μ	0.02
東西壁		150		27.70s	8 μ	2000 μ	0.01		
連絡ダクト	東西壁	100	27.70s	16 μ	2000 μ	0.01			

注記*1：評価位置は図 6-19 に示す。

*2：照査用面内せん断ひずみ=発生する面内せん断ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-32(6) 壁部材の面内せん断に対する評価結果 (東西)

解析 ケース	地震動	評価位置*1		照査 時刻	照査用面内 せん断ひずみ*2 ϵ_d	限界 せん断ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R		
①	S s-N 1	++	しゃへい壁		1	7.52s	22 μ	2000 μ	0.02
			バルブ室	南壁	30	7.52s	52 μ	2000 μ	0.03
				東西壁	40	7.52s	18 μ	2000 μ	0.01
				隔壁	60	7.51s	21 μ	2000 μ	0.02
				ハッチ部	南北壁	120	7.51s	26 μ	2000 μ
			東西壁		150	7.51s	7 μ	2000 μ	0.01
			連絡ダクト	東西壁	100	7.51s	19 μ	2000 μ	0.01
		-+	しゃへい壁		1	7.52s	27 μ	2000 μ	0.02
			バルブ室	南壁	30	7.52s	56 μ	2000 μ	0.03
				東西壁	40	7.33s	18 μ	2000 μ	0.01
				隔壁	60	7.33s	19 μ	2000 μ	0.01
				ハッチ部	南北壁	120	7.33s	25 μ	2000 μ
			東西壁		150	7.33s	7 μ	2000 μ	0.01
			連絡ダクト	東西壁	100	7.33s	17 μ	2000 μ	0.01
②	S s-D 2	++	しゃへい壁		1	25.11s	40 μ	2000 μ	0.02
			バルブ室	南壁	30	25.10s	78 μ	2000 μ	0.04
				東西壁	50	25.11s	25 μ	2000 μ	0.02
				隔壁	60	25.11s	7 μ	2000 μ	0.01
				ハッチ部	南北壁	120	25.10s	24 μ	2000 μ
			東西壁		150	25.11s	4 μ	2000 μ	0.01
			連絡ダクト	東西壁	100	13.62s	17 μ	2000 μ	0.01
		++	しゃへい壁		1	25.11s	40 μ	2000 μ	0.02
			バルブ室	南壁	30	13.63s	78 μ	2000 μ	0.04
				東西壁	50	25.11s	25 μ	2000 μ	0.02
隔壁	60			25.11s	6 μ	2000 μ	0.01		
ハッチ部	南北壁			120	25.11s	24 μ	2000 μ	0.02	
	東西壁		150	25.11s	4 μ	2000 μ	0.01		
連絡ダクト	東西壁		100	13.62s	17 μ	2000 μ	0.01		
④	S s-D 2	++	しゃへい壁		1	25.11s	22 μ	2000 μ	0.02
			バルブ室	南壁	30	13.63s	44 μ	2000 μ	0.03
				東西壁	50	25.11s	14 μ	2000 μ	0.01
				隔壁	60	13.63s	4 μ	2000 μ	0.01
				ハッチ部	南北壁	120	25.11s	13 μ	2000 μ
			東西壁		150	25.11s	2 μ	2000 μ	0.01
			連絡ダクト	東西壁	100	13.62s	10 μ	2000 μ	0.01

注記*1：評価位置は図 6-19 に示す。

*2：照査用面内せん断ひずみ = 発生する面内せん断ひずみ × 構造解析係数 γ_a

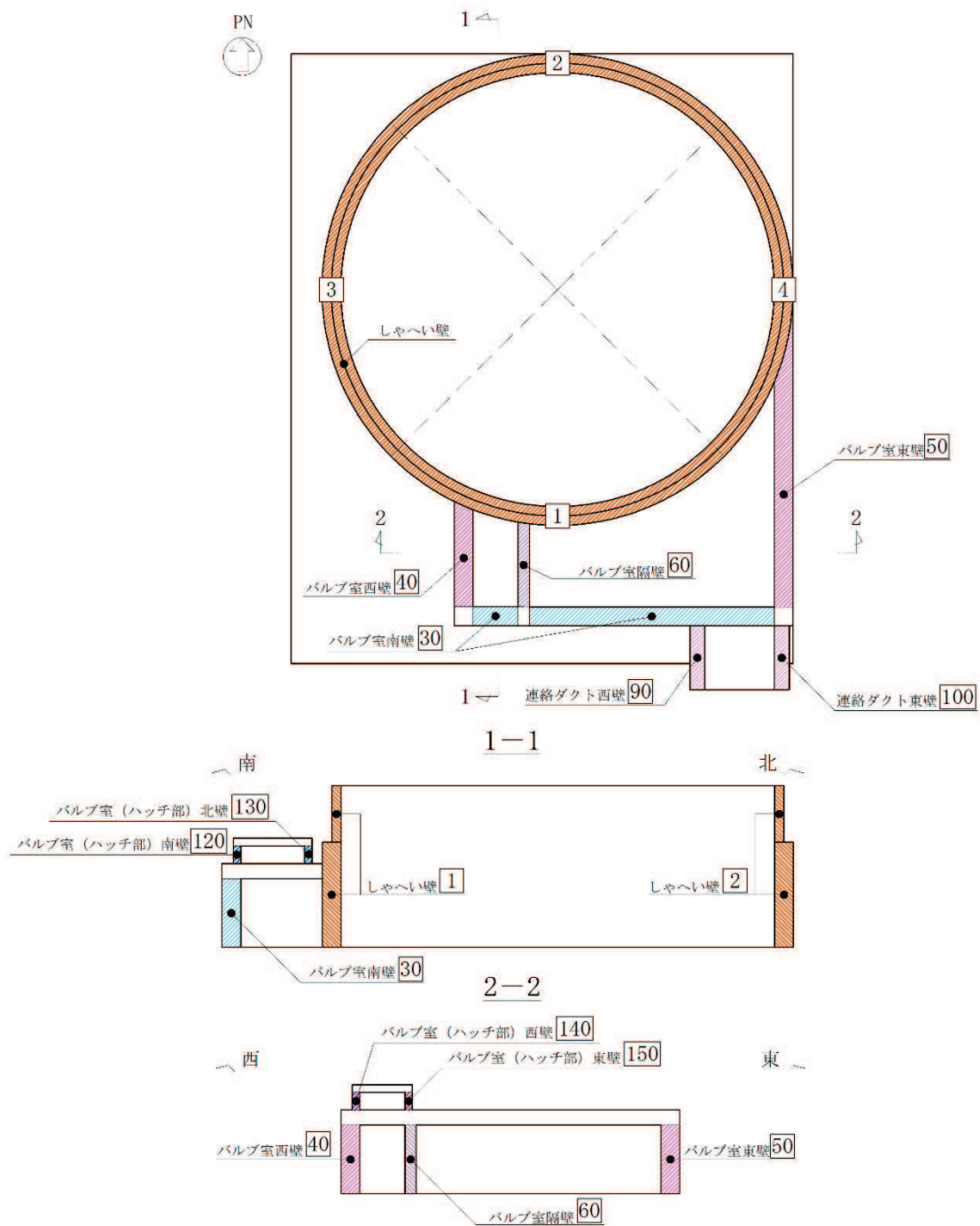


図 6-19 評価位置図 (面内せん断ひずみ)

(4) 水平 2 方向載荷による評価結果

水平 2 方向載荷による評価は、「3.5 地震応答解析の解析ケース」に示すとおり、すべての基準地震動 S_s に対して実施する解析ケース①及び解析ケース②～④の照査値の中で最大となる地震動に対し実施する。水平 2 方向載荷の評価において組合せる荷重は、主方向荷重を水平方向及び鉛直方向荷重、従方向荷重を水平方向荷重とし、従方向荷重は主方向荷重での地震時荷重算定時刻と同時刻の荷重を、位相を変えた地震動にて算出した荷重とする。

「6.2 三次元構造解析結果」に示すとおり、せん断破壊に対する照査において、照査値が最大となる解析ケース②の $S_s - D 2 (+ +)$ により、水平 2 方向載荷による評価を実施する。

表 6-33～表 6-37 に水平 2 方向載荷に対する評価結果を示す。

同表より、コンクリートの圧縮ひずみ、主筋ひずみ、せん断力及び面内せん断ひずみが、それぞれの許容限界を下回ることを確認した。

表 6-33 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
（コンクリートの圧縮縁ひずみ）

評価位置*1			解析 ケース	地震動	加振方向	照査 時刻	照査用 ひずみ*2	限界 ひずみ	照査値	
							ϵ_d	ϵ_R	ϵ_d / ϵ_R	
しゃへい壁	地上部	14	②	主方向： S s - D 2 (++) 従方向： S s - D 2	主方向： 東西 従方向： 南北	25.11s	61 μ	10000 μ	0.01	
	地中部	18					230 μ	10000 μ	0.03	
バルブ室	頂版	22					121 μ	10000 μ	0.02	
	南壁	32					106 μ	10000 μ	0.02	
	東西壁	50					207 μ	10000 μ	0.03	
	隔壁	60					106 μ	10000 μ	0.02	
	ハッチ部	頂版					110	31 μ	10000 μ	0.01
		南北壁					120	63 μ	10000 μ	0.01
		東西壁					150	56 μ	10000 μ	0.01
連絡ダクト	底版	70					27 μ	10000 μ	0.01	
	頂版	80					209 μ	10000 μ	0.03	
	東西壁	100					133 μ	10000 μ	0.02	

注記*1：評価位置を図 6-14 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-34 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
（常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないことの確認）
（コンクリートの圧縮ひずみ）

評価位置*1			解析 ケース	地震動	加振方向	照査 時刻	照査用 ひずみ*2	限界 ひずみ	照査値	
							ϵ_d	ϵ_R	ϵ_d / ϵ_R	
しゃへい壁	地上部	14	②	主方向： S s - D 2 (++) 従方向： S s - D 2	主方向： 東西 従方向： 南北	25.11s	61 μ	2000 μ	0.04	
	地中部	18					230 μ	2000 μ	0.12	
バルブ室	頂版	22					121 μ	2000 μ	0.07	
	南壁	32					106 μ	2000 μ	0.06	
	東西壁	50					207 μ	2000 μ	0.11	
	隔壁	60					106 μ	2000 μ	0.06	
	ハッチ部	頂版					110	31 μ	2000 μ	0.02
		南北壁					120	63 μ	2000 μ	0.04
		東西壁					150	56 μ	2000 μ	0.03
連絡ダクト	底版	70					27 μ	2000 μ	0.02	
	頂版	80					209 μ	2000 μ	0.11	
	東西壁	100					133 μ	2000 μ	0.07	

注記*1：評価位置を図 6-14 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-35 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないことの確認)
 (主筋ひずみ)

評価位置*1			解析 ケース	地震動	加振方向	照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d/ϵ_R	
しゃへい壁	地上部	13	②	主方向： S s - D 2 (++) 従方向： S s - D 2	主方向： 東西 従方向： 南北	25.11s	27 μ	1725 μ	0.02	
	地中部	18					168 μ	1725 μ	0.10	
バルブ室	頂版	22					70 μ	1725 μ	0.05	
	南壁	32					31 μ	1725 μ	0.02	
	東西壁	50					158 μ	1725 μ	0.10	
	隔壁	60					15 μ	1725 μ	0.01	
	ハッチ部	頂版					110	15 μ	1725 μ	0.01
		南北壁					120	14 μ	1725 μ	0.01
		東西壁					140	19 μ	1725 μ	0.02
連絡ダクト	底版	70					16 μ	1725 μ	0.01	
	頂版	80					54 μ	1725 μ	0.04	
	東西壁	90					76 μ	1725 μ	0.05	

注記*1：評価位置を図 6-14 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-36 せん断破壊に対する評価結果

評価位置*1			解析 ケース	地震動	加振方向	照査 時刻	照査用 せん断力*2 V_d (kN/m)	せん断 耐力 V_{yd} (kN/m)	照査値 V_d/V_{yd}	
しゃへい壁	地上部	14	②	主方向： S s - D 2 (++) 従方向： S s - D 2	主方向： 東西 従方向： 南北	25.11s	35	334	0.11	
	地中部	18					765	829	0.93	
バルブ室	頂版	22					163	617	0.27	
	南壁	32					206	1213	0.17	
	東西壁	50					946	1129	0.84	
	隔壁	60					81	562	0.15	
	ハッチ部	頂版					110	19	120	0.16
		南北壁					120	26	358	0.08
		東西壁					140	12	120	0.10
連絡ダクト	底版	70					56	252	0.23	
	頂版	80					187	763	0.25	
	東西壁	100					278	532	0.53	

注記*1：評価位置を図 6-14 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-37 壁部材の面内せん断に対する評価結果

評価位置*1		解析 ケース	地震動	加振方向	照査 時刻	照査用面内 せん断ひずみ*2 ϵ_d	限界 せん断ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R	
しゃへい壁		1	主方向： S s - D 2 (++) 従方向： S s - D 2	主方向： 東西 従方向： 南北	25.11s	39 μ	2000 μ	0.02	
バルブ室	南壁	30				77 μ	2000 μ	0.04	
	東西壁	50				31 μ	2000 μ	0.02	
	隔壁	60				17 μ	2000 μ	0.01	
	ハッチ部	南北壁				120	22 μ	2000 μ	0.02
		東西壁				150	4 μ	2000 μ	0.01
連絡ダクト	東西壁	90				26 μ	2000 μ	0.02	

注記*1：評価位置は図 6-19 に示す。

*2：照査用面内せん断ひずみ＝発生する面内せん断ひずみ×構造解析係数 γ_a

6.3.2 基礎版

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

構造強度を有することの確認及び常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないことの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表6-38に示す。

同表より、全ケースにおいて発生応力度が短期許容応力度を下回ることを確認した。

表6-38(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（コンクリート，南北）

解析 ケース	地震動		評価位置*	照査 時刻	曲げモー メント	軸力	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値
					(kN・m/m)	(kN/m)	σ'_c (N/mm ²)	σ'_{ca} (N/mm ²)	
①	S s - D 1	++	213	25.21s	-1047	118	1.2	11.7	0.11
		-+	213	45.01s	-1047	117	1.2	11.7	0.11
	S s - D 2	++	213	25.09s	-1121	138	1.3	11.7	0.12
		-+	213	6.79s	-1005	59	1.2	11.7	0.11
	S s - D 3	++	213	14.41s	-975	69	1.1	11.7	0.10
		-+	213	25.07s	-860	76	1.0	11.7	0.09
	S s - F 1	++	213	19.48s	-958	96	1.1	11.7	0.10
		-+	213	19.56s	-866	110	1.0	11.7	0.09
	S s - F 2	++	213	28.39s	-986	81	1.2	11.7	0.11
		-+	213	26.89s	-864	47	1.0	11.7	0.09
	S s - F 3	++	213	26.78s	-975	155	1.1	11.7	0.10
		-+	213	28.60s	-963	84	1.1	11.7	0.10
	S s - N 1	++	213	7.51s	770	-890	0.9	11.7	0.08
		-+	213	7.51s	-925	81	1.1	11.7	0.10
②	S s - D 2	++	213	6.86s	-1168	112	1.4	11.7	0.12
③	S s - D 2	++	213	25.09s	-1122	139	1.3	11.7	0.12
④	S s - D 2	++	213	25.09s	-1124	138	1.3	11.7	0.12

注記*：評価位置は図6-17に示す。

表 6-38(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（コンクリート，東西）

解析 ケース	地震動	評価位置*	照査 時刻	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生	短期許容	照査値	
						応力度 σ'_{c} (N/mm ²)	応力度 σ'_{ca} (N/mm ²)		
①	S s - D 1	++	213	18.95s	746	-495	0.9	11.7	0.08
		-+	212	25.24s	1844	-3673	1.1	11.7	0.10
	S s - D 2	++	212	6.81s	1410	-3493	1.0	11.7	0.09
		-+	212	13.43s	2323	-4558	1.4	11.7	0.12
	S s - D 3	++	213	30.15s	749	-508	0.9	11.7	0.08
		-+	212	20.93s	1196	-3452	1.0	11.7	0.09
	S s - F 1	++	213	19.49s	757	-509	0.9	11.7	0.08
		-+	213	18.90s	749	-487	0.9	11.7	0.08
	S s - F 2	++	213	28.48s	742	-496	0.9	11.7	0.08
		-+	211	26.89s	2075	-2247	0.9	11.7	0.08
	S s - F 3	++	212	28.63s	1401	-4084	1.1	11.7	0.10
		-+	211	28.61s	2125	-2331	0.9	11.7	0.08
	S s - N 1	++	212	7.55s	1405	-2661	0.9	11.7	0.08
		-+	213	7.56s	761	-501	0.9	11.7	0.08

注記*：評価位置は図6-17に示す。

表 6-38(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（鉄筋，南北）

解析 ケース	地震動		評価位置*	照査 時刻	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値
							σ_s (N/mm ²)	σ_{sa} (N/mm ²)	
①	S s - D 1	++	213	25.21s	-932	525	112	294	0.39
		-+	213	45.01s	-935	517	111	294	0.38
	S s - D 2	++	213	25.09s	-1000	581	121	294	0.42
		-+	211	6.87s	-1353	1878	112	294	0.39
	S s - D 3	++	213	14.41s	-867	425	99	294	0.34
		-+	211	14.42s	-1301	1674	102	294	0.35
	S s - F 1	++	213	19.48s	-857	453	100	294	0.35
		-+	211	19.49s	-1148	1381	86	294	0.30
	S s - F 2	++	213	28.39s	-863	453	101	294	0.35
		-+	211	28.38s	-1239	1530	94	294	0.32
	S s - F 3	++	211	28.59s	-1384	1951	116	294	0.40
		-+	213	28.60s	-851	461	101	294	0.35
	S s - N 1	++	211	7.51s	-1094	1259	79	294	0.27
		-+	213	7.51s	-820	433	96	294	0.33
②	S s - D 2	++	213	6.86s	-1067	548	123	294	0.42
③	S s - D 2	++	213	25.09s	-1001	583	122	294	0.42
④	S s - D 2	++	213	25.09s	-1007	578	122	294	0.42

注記*：評価位置は図6-17に示す。

表 6-38(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（鉄筋，東西）

解析 ケース	地震動		評価位置*	照査 時刻	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値
							σ_s (N/mm ²)	σ_{sa} (N/mm ²)	
①	S s - D 1	++	211	45.02s	-2052	1567	112	294	0.39
		-+	211	25.22s	-1435	1195	83	294	0.29
	S s - D 2	++	211	6.81s	-1329	1210	82	294	0.28
		-+	211	13.63s	-1955	1512	108	294	0.37
	S s - D 3	++	211	21.38s	-1655	1194	87	294	0.30
		-+	211	20.93s	-1114	853	61	294	0.21
	S s - F 1	++	211	18.90s	-1468	989	74	294	0.26
		-+	211	19.49s	-1716	1296	93	294	0.32
	S s - F 2	++	211	26.89s	-1533	1263	88	294	0.30
		-+	211	28.39s	-1369	1146	80	294	0.28
	S s - F 3	++	211	28.60s	-1894	1505	106	294	0.37
		-+	211	28.61s	-336	1320	67	294	0.23
	S s - N 1	++	211	7.52s	-1491	1086	79	294	0.27
		-+	211	7.33s	-1388	1006	74	294	0.26

注記*：評価位置は図6-17に示す。

(2) せん断破壊に対する評価結果

構造強度を有することの確認及び常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないことの確認におけるせん断破壊に対する評価結果を表 6-39 に示す。

同表より、全ケースにおいて発生応力度が短期許容応力度を下回ることを確認した。

表 6-39(1) せん断破壊に対する評価結果 (南北)

解析 ケース	地震動		評価位置*	照査 時刻	発生 せん断力 (kN/m)	発生応力度	短期許容応力度	照査値 τ_d / τ_{a1}
						τ_d (N/mm ²)	τ_{a1} (N/mm ²)	
①	S s - D 1	++	213	25.21s	789	0.36	0.63	0.58
		-+	213	45.01s	785	0.36	0.63	0.58
	S s - D 2	++	213	25.09s	857	0.39	0.63	0.62
		-+	213	6.87s	770	0.35	0.63	0.56
	S s - D 3	++	213	14.41s	724	0.33	0.63	0.53
		-+	213	14.42s	659	0.30	0.63	0.48
	S s - F 1	++	213	19.48s	711	0.33	0.63	0.53
		-+	213	19.56s	594	0.27	0.63	0.43
	S s - F 2	++	213	28.39s	745	0.34	0.63	0.54
		-+	213	26.89s	638	0.29	0.63	0.47
	S s - F 3	++	213	28.59s	837	0.38	0.63	0.61
		-+	213	28.60s	728	0.33	0.63	0.53
	S s - N 1	++	213	7.31s	544	0.25	0.63	0.40
		-+	213	7.51s	688	0.32	0.63	0.51
②	S s - D 2	++	213	6.86s	874	0.40	0.63	0.64
	S s - F 3	++	213	28.59s	822	0.38	0.63	0.61
③	S s - D 2	++	213	25.09s	857	0.39	0.63	0.62
④	S s - D 2	++	213	25.09s	859	0.39	0.63	0.62

注記* : 評価位置は図 6-17 に示す。

表 6-39(2) せん断破壊に対する評価結果 (東西)

解析 ケース	地震動		評価位置*	照査 時刻	発生 せん断力 (kN/m)	発生応力度	短期許容応力度	照査値 τ_d / τ_{a1}
						τ_d (N/mm ²)	τ_{a1} (N/mm ²)	
①	S s - D 1	++	213	45.02s	607	0.28	0.63	0.45
		-+	213	25.22s	600	0.28	0.63	0.45
	S s - D 2	++	211	6.81s	1067	0.27	0.63	0.43
		-+	211	13.43s	1409	0.35	0.63	0.56
	S s - D 3	++	213	21.38s	534	0.25	0.63	0.40
		-+	213	20.93s	524	0.24	0.63	0.39
	S s - F 1	++	213	18.90s	533	0.25	0.63	0.40
		-+	213	19.49s	560	0.26	0.63	0.42
	S s - F 2	++	213	26.89s	577	0.27	0.63	0.43
		-+	213	28.39s	491	0.23	0.63	0.37
	S s - F 3	++	213	28.60s	609	0.28	0.63	0.45
		-+	213	27.70s	540	0.25	0.63	0.40
	S s - N 1	++	213	7.51s	490	0.23	0.63	0.37
		-+	213	7.33s	471	0.22	0.63	0.35

注記* : 評価位置は図 6-17 に示す。

(3) 水平2方向載荷による評価結果

水平2方向載荷による評価は、「3.5 地震応答解析の解析ケース」に示すとおり、すべての基準地震動 S_s に対して実施する解析ケース①及び解析ケース②～④の照査値の中で最大となる地震動に対し実施する。水平2方向載荷の評価において組合せる荷重は、主方向荷重を水平方向及び鉛直方向荷重、従方向荷重を水平方向荷重とし、従方向荷重は主方向荷重での地震時荷重算定時刻と同時刻の荷重を、位相を変えた地震動にて算出した荷重とする。

「6.2 三次元構造解析結果」に示すとおり、せん断破壊に対する照査において、照査値が最大となる解析ケース②の $S_s-D2(++)$ により、水平2方向載荷による評価を実施する。

表6-40～表6-42に水平2方向載荷に対する評価結果を示す。

同表より、発生応力度が短期許容応力度を下回ることを確認した。

表6-40 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（コンクリート）

評価位置*	解析ケース	地震動	加振方向	照査時刻	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	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}
211	②	主方向： $S_s-D2(++)$ 従方向： S_s-D2	主方向：南北 従方向：東西	6.86s	-3977	-268	1.5	11.7	0.13

注記*：評価位置は図6-17に示す。

表6-41 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（鉄筋）

評価位置*	解析ケース	地震動	加振方向	照査時刻	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	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}
213	②	主方向： $S_s-D2(++)$ 従方向： S_s-D2	主方向：南北 従方向：東西	6.86s	-1175	649	140	294	0.48

注記*：評価位置は図6-17に示す。

表6-42 せん断破壊に対する評価結果

評価位置*	解析ケース	地震動	加振方向	照査時刻	発生せん断力 (kN/m)	発生応力度 τ_d (N/mm ²)	短期許容応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ_d/τ_{a1}
213	②	主方向： $S_s-D2(++)$ 従方向： S_s-D2	主方向：南北 従方向：東西	6.86s	1110	0.51	0.63	0.81

注記*：評価位置は図6-17に示す。

6.4 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

6.4.1 基礎地盤（狐崎部層）

基礎地盤（狐崎部層）の支持性能に対する評価結果を表6-43及び表6-44に示す。また、最大接地圧分布図を図6-20及び図6-21に示す。

同表より、基礎地盤（狐崎部層）に発生する接地圧が極限支持力を下回ることを確認した。

表6-43 基礎地盤（狐崎部層）の支持性能に対する評価結果（南北）

解析 ケース	地震動		最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u	
①	S _s -D1	++	2.2	13.7	0.17	
		-+	2.2	13.7	0.17	
	S _s -D2	++	2.5	13.7	0.19	
		-+	2.3	13.7	0.17	
	S _s -D3	++	2.1	13.7	0.16	
		-+	1.9	13.7	0.14	
	S _s -F1	++	2.1	13.7	0.16	
		-+	1.9	13.7	0.14	
	S _s -F2	++	2.0	13.7	0.15	
		-+	2.0	13.7	0.15	
	S _s -F3	++	2.1	13.7	0.16	
		-+	2.3	13.7	0.17	
	S _s -N1	++	1.8	13.7	0.14	
		-+	2.0	13.7	0.15	
	②	S _s -D2	++	2.5	13.7	0.19
	③	S _s -D2	++	2.5	13.7	0.19
	④	S _s -D2	++	2.5	13.7	0.19

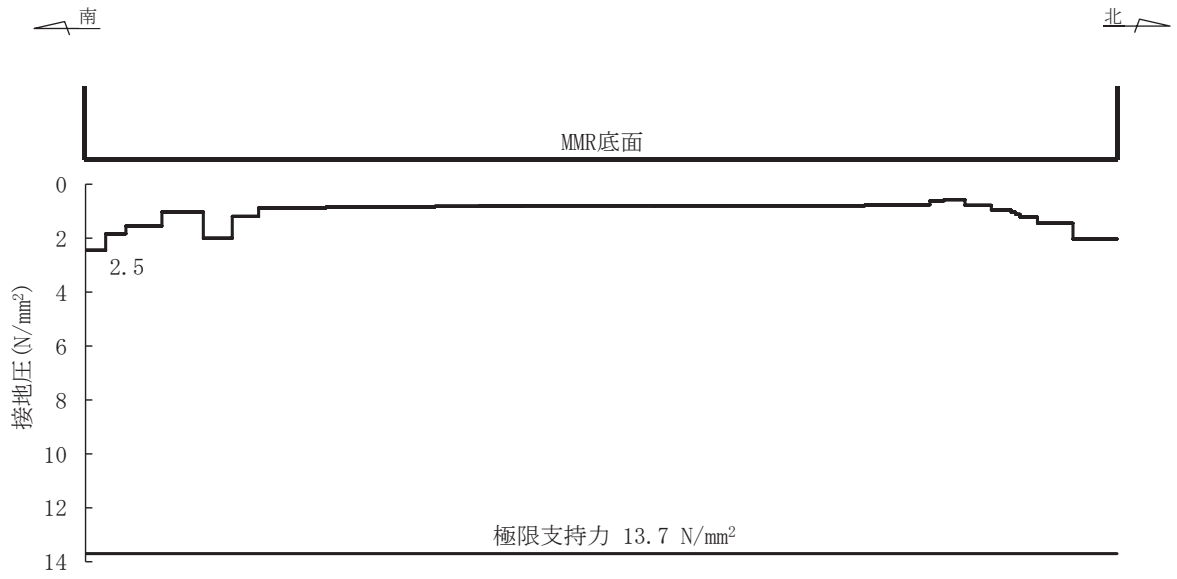


図 6-20 基礎地盤の最大接地圧分布図
 (解析ケース②, S_s-D2 (++) , 南北)

表 6-44 基礎地盤（狐崎部層）の支持性能に対する評価結果（東西）

解析 ケース	地震動		最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u
①	S _s -D1	++	6.6	13.7	0.49
		-+	4.7	13.7	0.35
	S _s -D2	++	6.0	13.7	0.44
		-+	5.0	13.7	0.37
	S _s -D3	++	5.0	13.7	0.37
		-+	3.7	13.7	0.28
	S _s -F1	++	4.9	13.7	0.36
		-+	2.8	13.7	0.21
	S _s -F2	++	5.2	13.7	0.38
		-+	3.0	13.7	0.22
	S _s -F3	++	3.9	13.7	0.29
		-+	5.0	13.7	0.37
	S _s -N1	++	4.7	13.7	0.35
		-+	2.8	13.7	0.21
②	S _s -D2	++	6.0	13.7	0.44
③	S _s -D2	++	6.0	13.7	0.44
④	S _s -D2	++	6.0	13.7	0.44

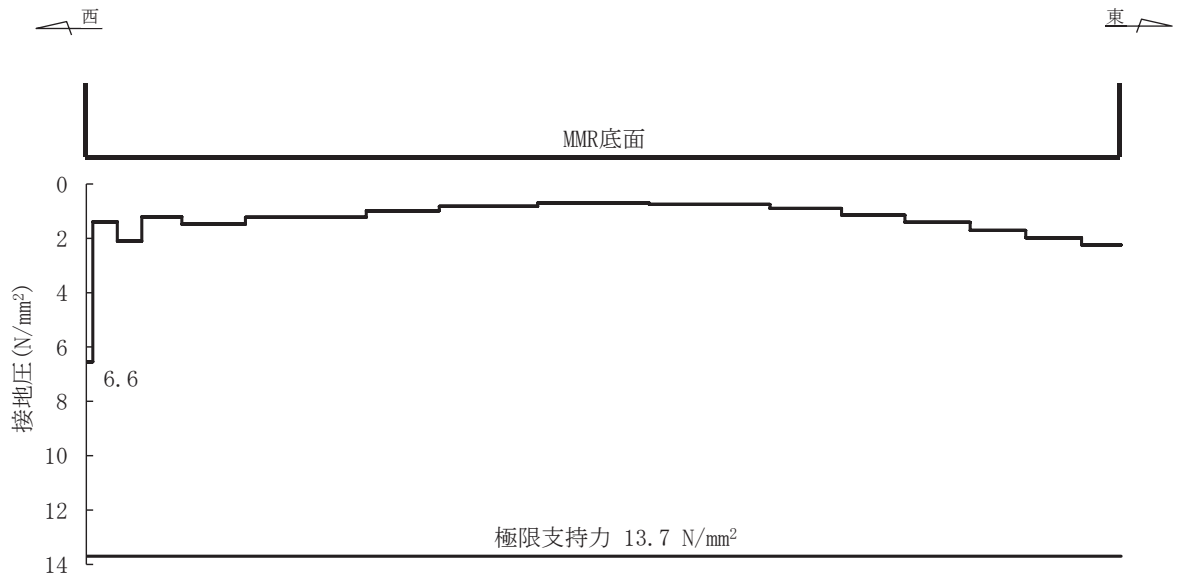


図 6-21 基礎地盤の最大接地圧分布図
 (解析ケース①, S s - D 1 (++) , 東西)

6.4.2 MMR（既設）

(1) 接地圧に対する評価

MMR（既設）の接地圧に対する支持性能の評価結果を表 6-45 及び表 6-46 に示す。また、最大接地圧分布図を図 6-22 及び図 6-23 に示す。

同表より、MMR（既設）に発生する接地圧が支圧強度を下回ることを確認した。

表 6-45 MMR（既設）の接地圧に対する支持性能評価結果（南北）

解析 ケース	地震動		最大接地圧 R_d (N/mm ²)	支圧強度 f'_a (N/mm ²)	照査値 R_d/f'_a
①	S s - D 1	++	0.6	15.6	0.04
		-+	0.6	15.6	0.04
	S s - D 2	++	0.6	15.6	0.04
		-+	0.6	15.6	0.04
	S s - D 3	++	0.6	15.6	0.04
		-+	0.6	15.6	0.04
	S s - F 1	++	0.6	15.6	0.04
		-+	0.5	15.6	0.04
	S s - F 2	++	0.6	15.6	0.04
		-+	0.6	15.6	0.04
	S s - F 3	++	0.6	15.6	0.04
		-+	0.6	15.6	0.04
	S s - N 1	++	0.5	15.6	0.04
		-+	0.6	15.6	0.04
②	S s - D 2	++	0.6	15.6	0.04
③	S s - D 2	++	0.6	15.6	0.04
④	S s - D 2	++	0.6	15.6	0.04

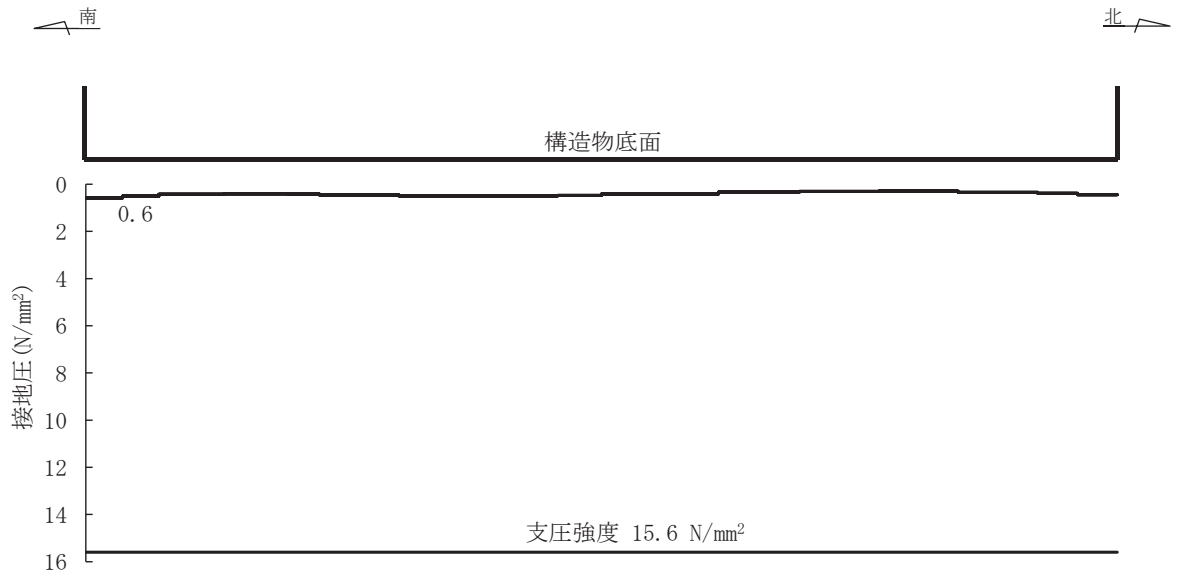


図 6-22 MMR (既設) の最大接地圧分布図
(解析ケース①, S s - F 3 (++) , 南北)

表 6-46 MMR (既設) の接地圧に対する支持性能評価結果 (東西)

解析 ケース	地震動		最大接地圧 R_d (N/mm ²)	支圧強度 f'_a (N/mm ²)	照査値 R_d / f'_a
①	S s - D 1	++	0.7	15.6	0.05
		-+	0.6	15.6	0.04
	S s - D 2	++	0.7	15.6	0.05
		-+	0.6	15.6	0.04
	S s - D 3	++	0.6	15.6	0.04
		-+	0.6	15.6	0.04
	S s - F 1	++	0.6	15.6	0.04
		-+	0.6	15.6	0.04
	S s - F 2	++	0.6	15.6	0.04
		-+	0.6	15.6	0.04
	S s - F 3	++	0.6	15.6	0.04
		-+	0.6	15.6	0.04
	S s - N 1	++	0.5	15.6	0.04
		-+	0.6	15.6	0.04
②	S s - D 2	++	0.7	15.6	0.05
③	S s - D 2	++	0.7	15.6	0.05
④	S s - D 2	++	0.7	15.6	0.05

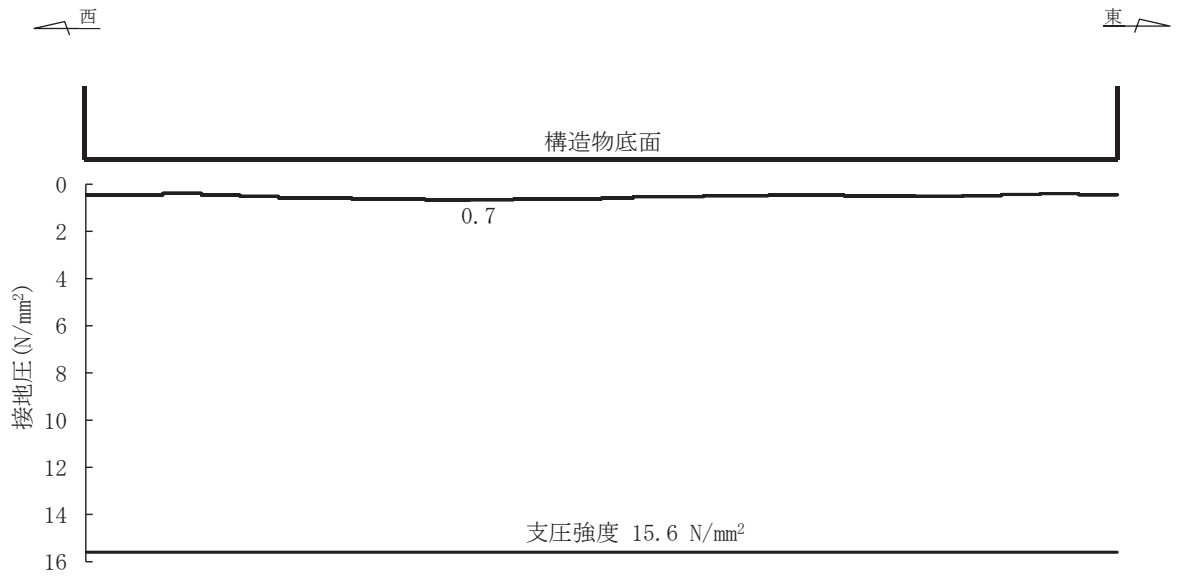


図 6-23 MMR (既設) の最大接地圧分布図
(解析ケース①, S s - D 1 (++) , 東西)

(2) 健全性評価

a. 南北方向

MMR（既設）のせん断破壊に対する局所安全係数を表 6-47 に、引張破壊に対する局所安全係数を表 6-48 に示す。

また、引張破壊に対する局所安全係数が 1.0 を下回るケースについて、最大せん断応力発生時刻及び最大引張応力発生時刻の局所安全係数分布を図 6-24 及び図 6-25 に示す。

$$f_s = R / S$$

ここに、 f_s ：局所安全係数

R：せん断強度又は引張強度

S：発生せん断応力または発生引張応力

表 6-47、表 6-48、図 6-24 及び図 6-25 より、せん断破壊及び引張破壊している要素の分布が極めて局所的で MMR（既設）の安定性に影響を及ぼすことはない。

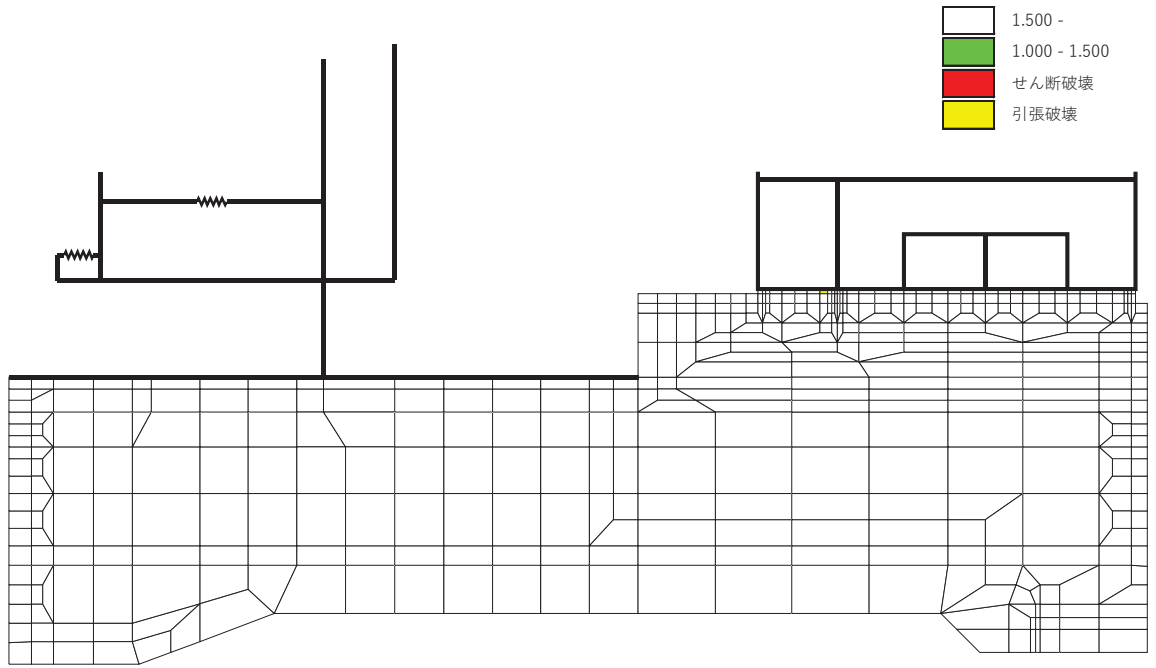
以上から、MMR（既設）の健全性を確認した。

表 6-47 MMR (既設) のせん断破壊に対する局所安全係数 (南北)

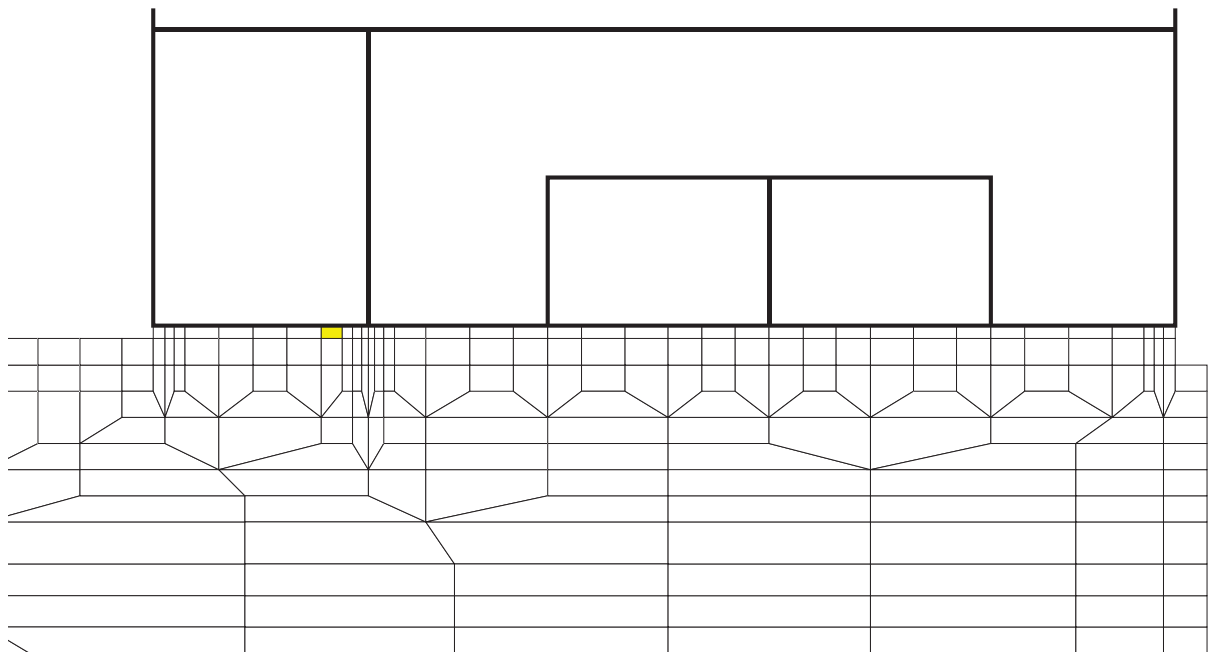
解析 ケース	地震動		せん断応力 S (N/mm ²)	せん断強度 R (N/mm ²)	局所安全係数 f _s	
①	S _s -D 1	++	1.32	3.12	2.36	
		-+	1.26	3.12	2.47	
	S _s -D 2	++	1.41	3.12	2.21	
		-+	1.33	3.12	2.34	
	S _s -D 3	++	1.16	3.12	2.68	
		-+	1.10	3.12	2.83	
	S _s -F 1	++	1.11	3.12	2.81	
		-+	1.08	3.12	2.88	
	S _s -F 2	++	1.19	3.12	2.62	
		-+	1.09	3.12	2.86	
	S _s -F 3	++	1.24	3.12	2.51	
		-+	1.29	3.12	2.41	
	S _s -N 1	++	1.07	3.12	2.91	
		-+	1.23	3.12	2.53	
	②	S _s -D 2	++	1.40	3.12	2.22
	③	S _s -D 2	++	1.43	3.12	2.18
	④	S _s -D 2	++	1.36	3.12	2.29

表 6-48 MMR (既設) の引張破壊に対する局所安全係数 (南北)

解析 ケース	地震動		引張応力 S (N/mm ²)	引張強度 R (N/mm ²)	局所安全係数 f _s	
①	S _s -D 1	++	1.80	1.43	0.79	
		-+	1.79	1.43	0.79	
	S _s -D 2	++	1.71	1.43	0.83	
		-+	1.86	1.43	0.76	
	S _s -D 3	++	1.15	1.43	1.24	
		-+	1.56	1.43	0.91	
	S _s -F 1	++	1.18	1.43	1.21	
		-+	1.25	1.43	1.14	
	S _s -F 2	++	1.36	1.43	1.05	
		-+	1.23	1.43	1.16	
	S _s -F 3	++	1.64	1.43	0.87	
		-+	1.79	1.43	0.79	
	S _s -N 1	++	1.22	1.43	1.17	
		-+	1.09	1.43	1.31	
	②	S _s -D 2	++	1.70	1.43	0.84
	③	S _s -D 2	++	1.72	1.43	0.83
	④	S _s -D 2	++	1.64	1.43	0.87

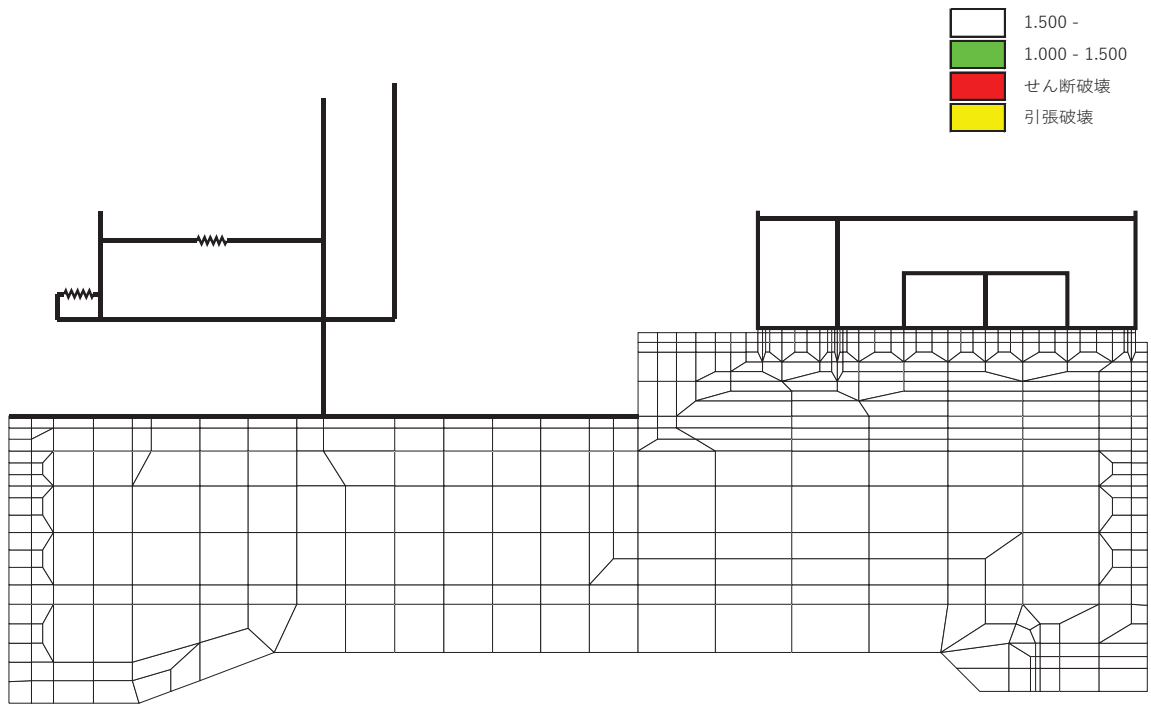


(a) 全体図

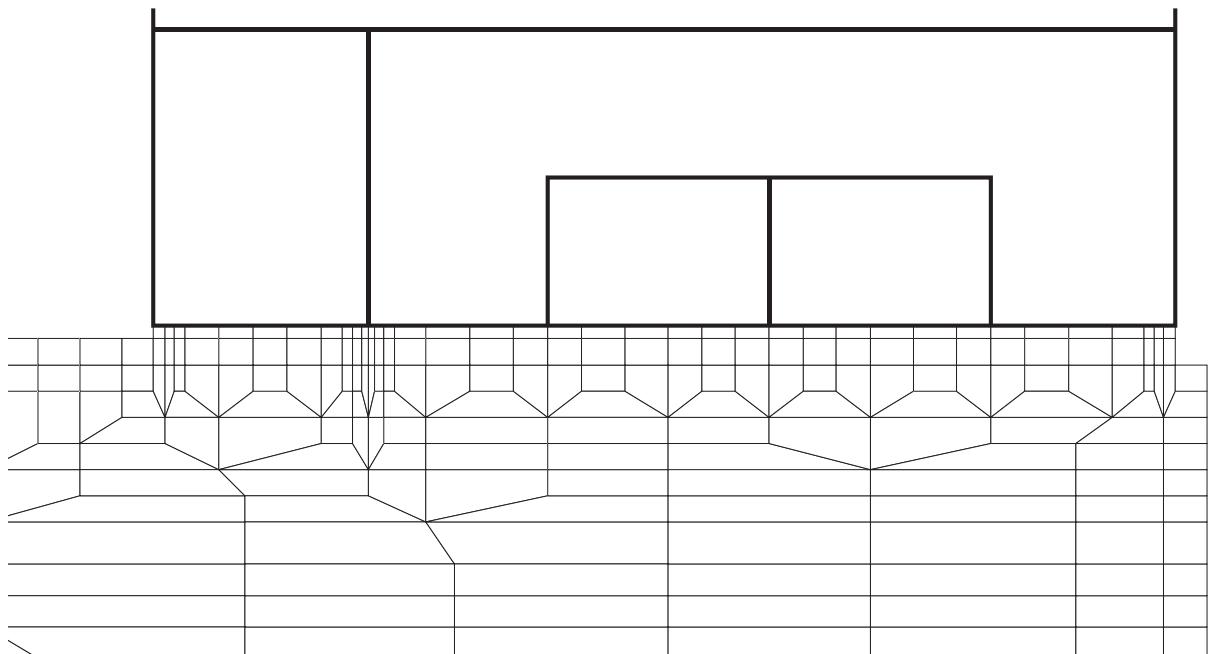


(b) 拡大図

図 6-24(1) MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース①, $S_s - D1$ (++) , $t=37.17s$, 南北)

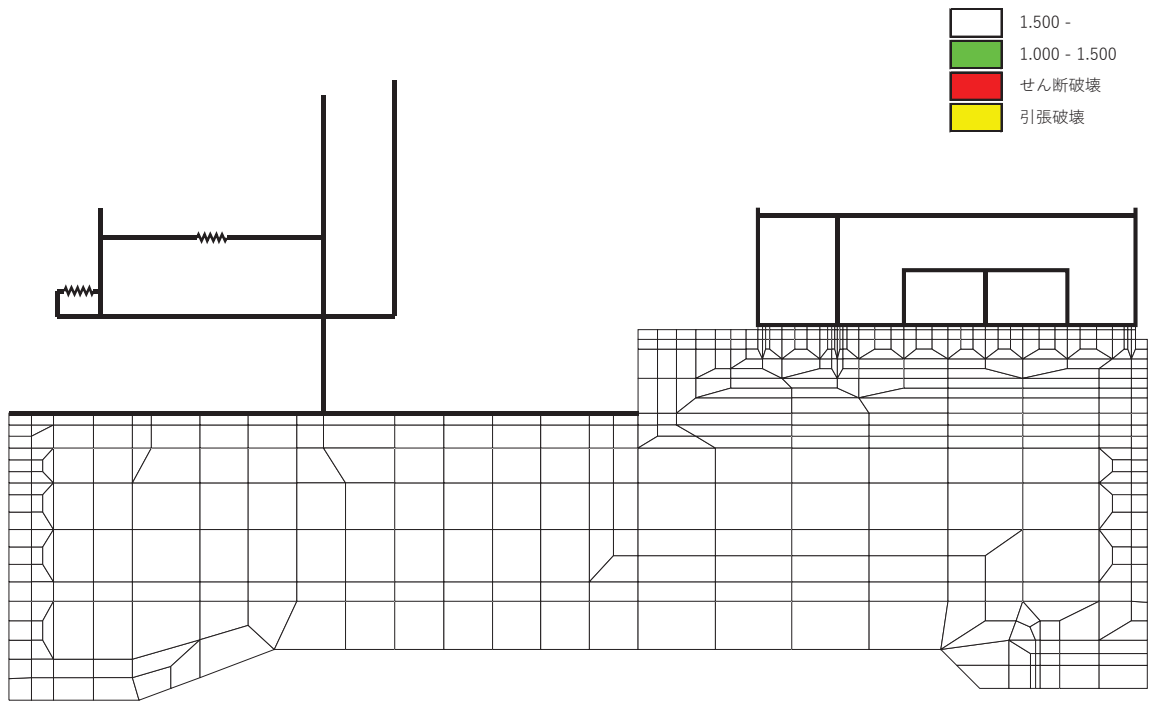


(a) 全体図

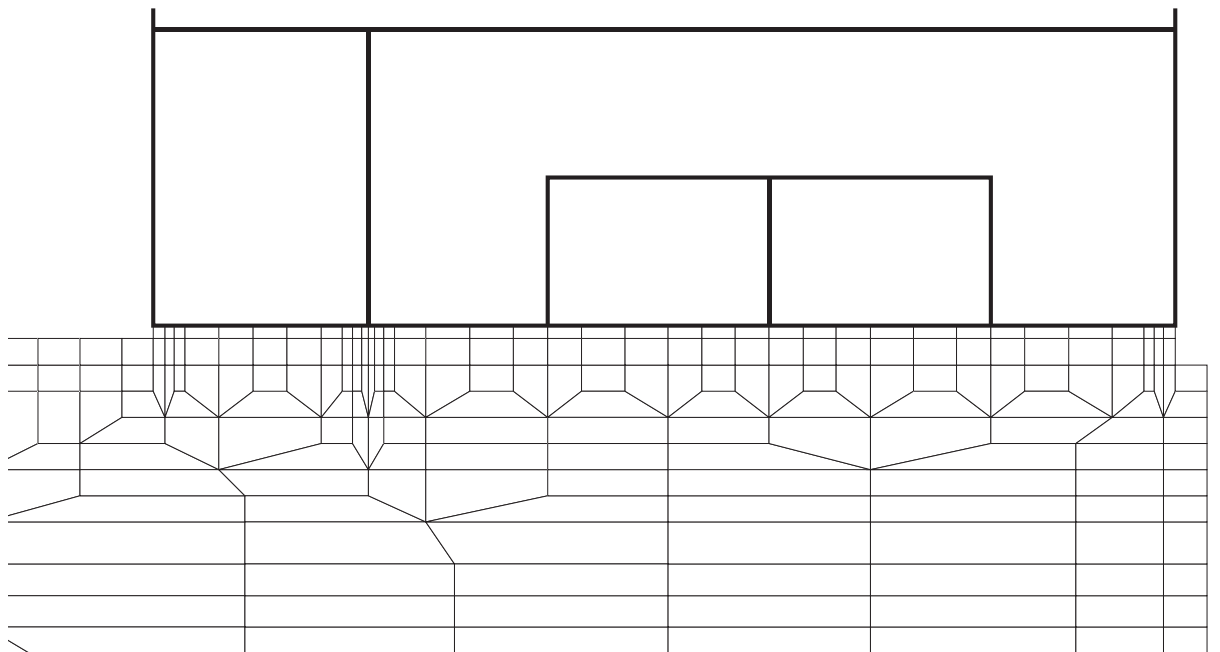


(b) 拡大図

図 6-24(2) MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース①, $S_s - D1 (-+)$, $t=45.01s$, 南北)

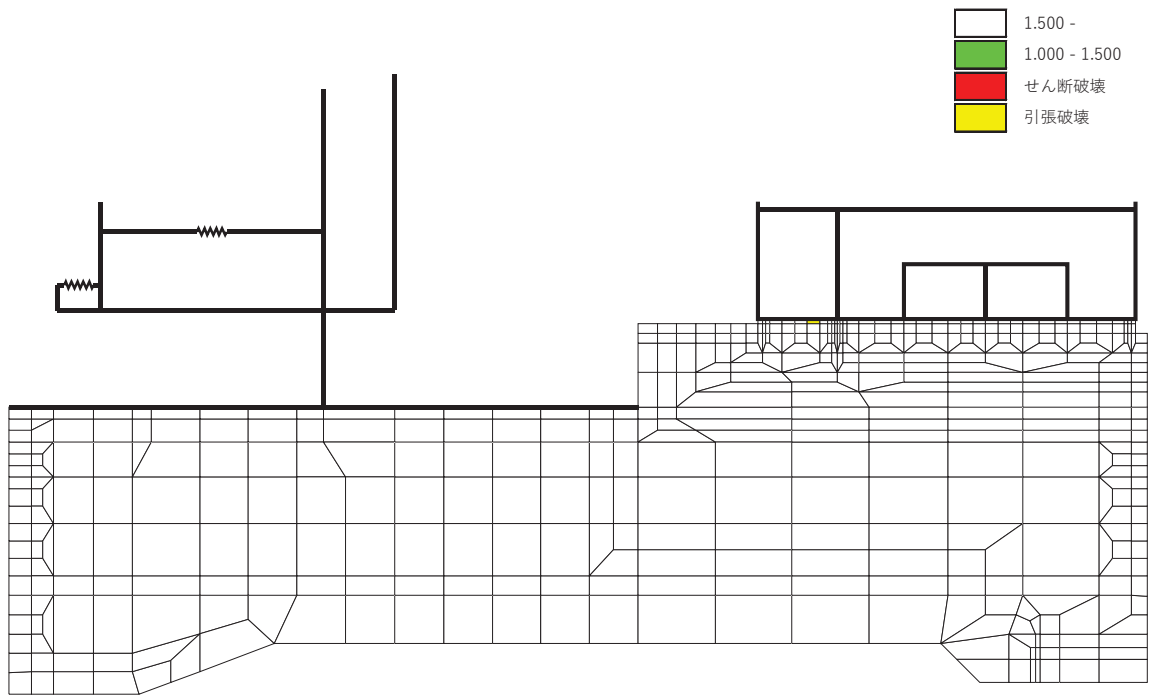


(a) 全体図

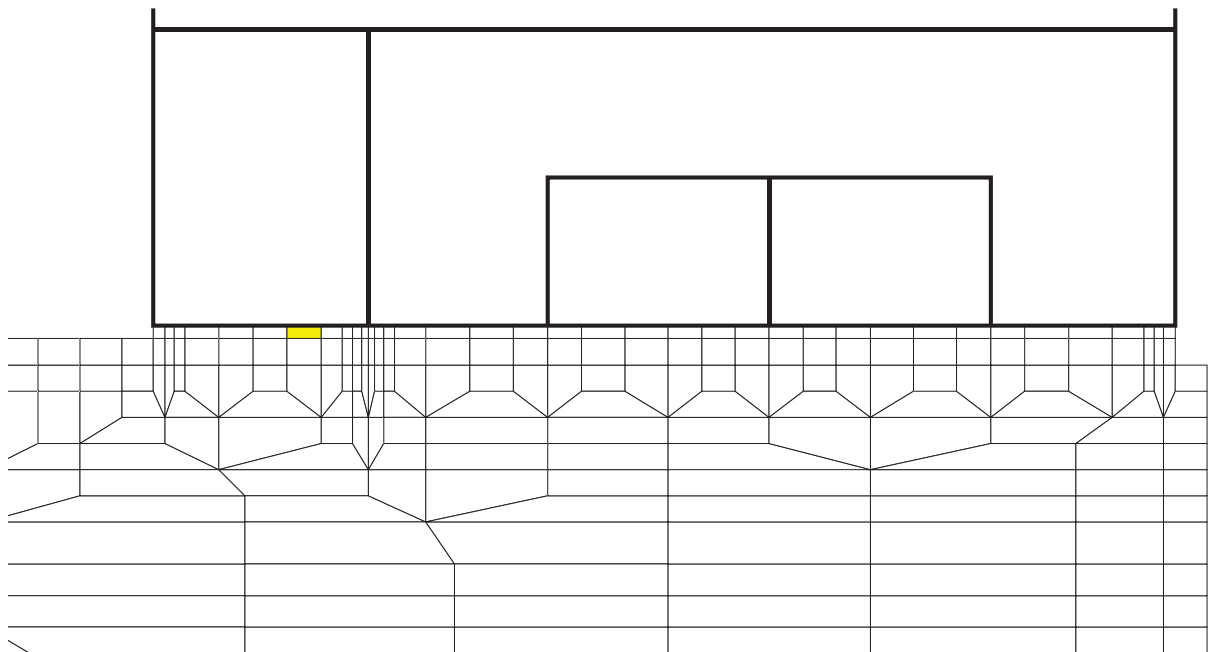


(b) 拡大図

図 6-24(3) MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース①, $S_s - D2$ (++) , $t=25.09s$, 南北)

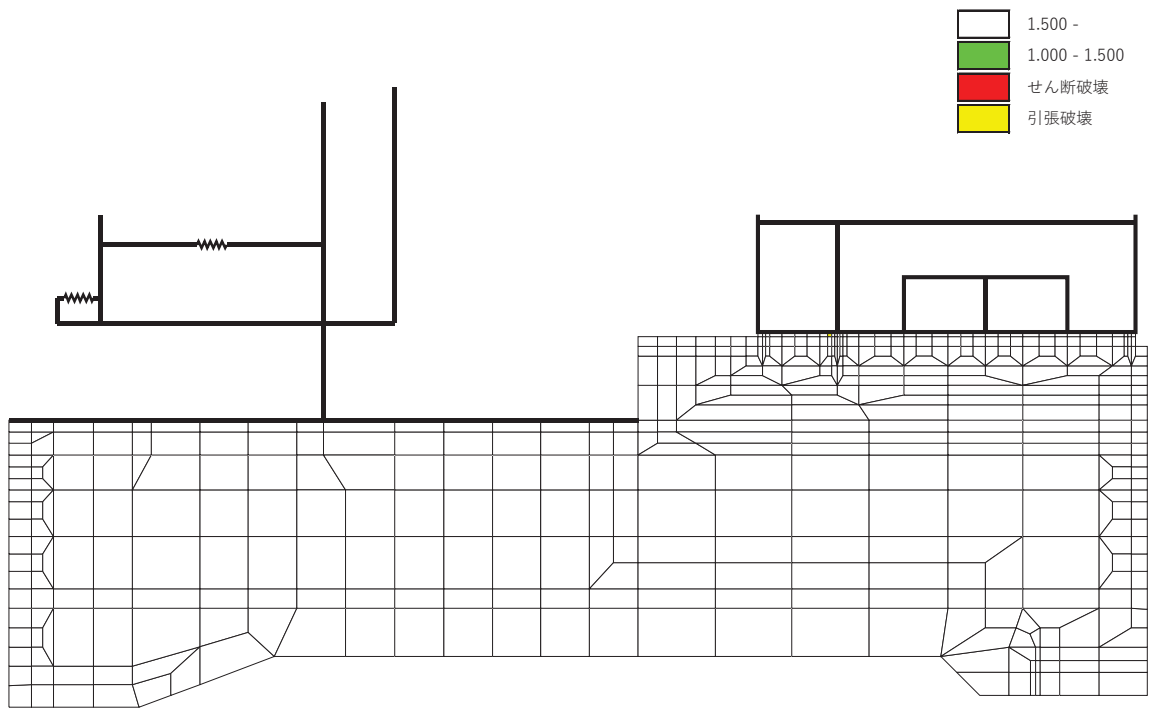


(a) 全体図

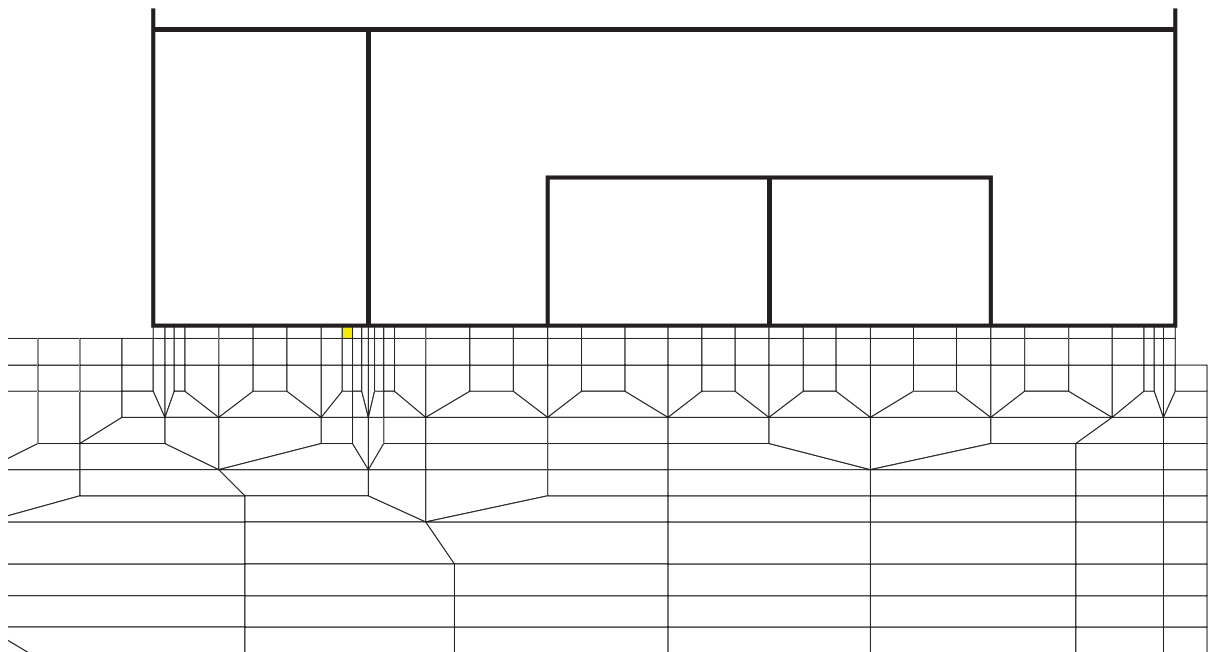


(b) 拡大図

図 6-24(4) MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース①, $S_s - D2 (-+)$, $t=6.86s$, 南北)

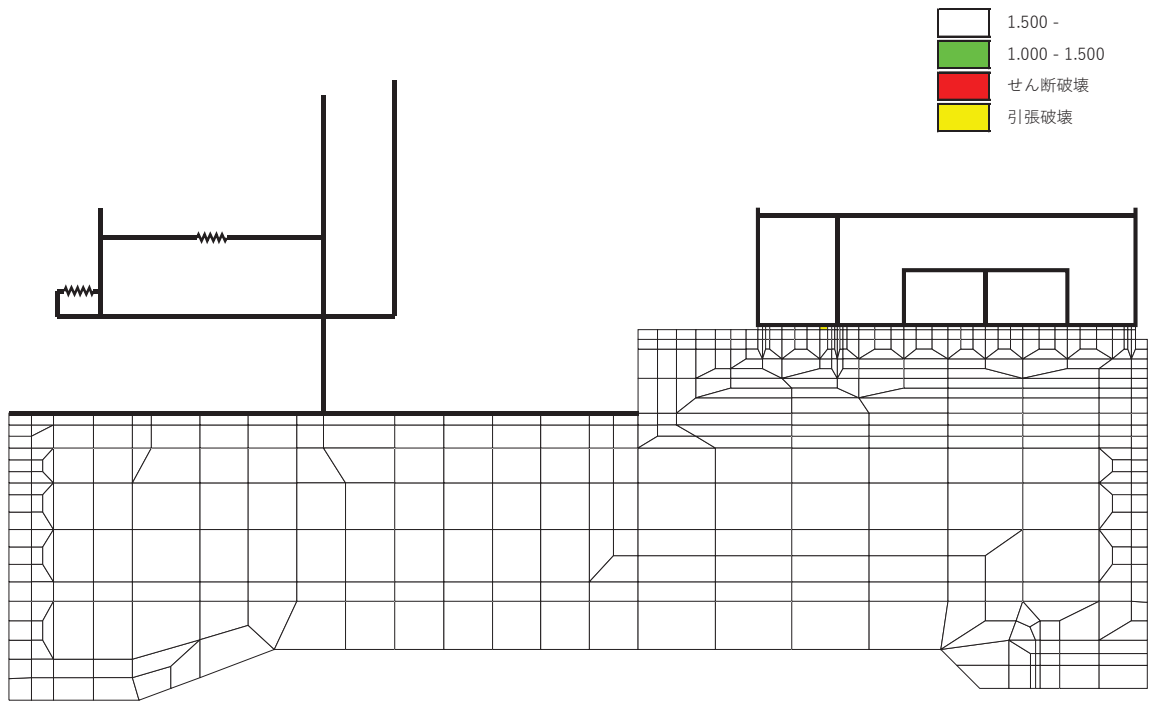


(a) 全体図

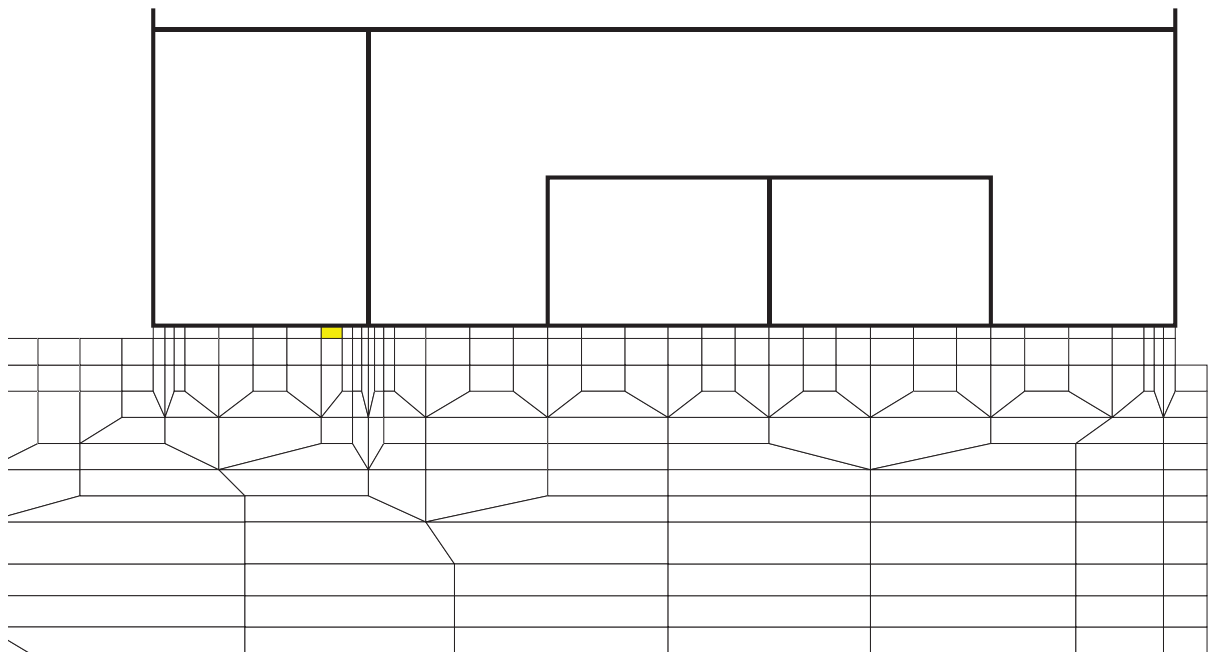


(b) 拡大図

図 6-24(5) MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース①, $S_s - D3 (-+)$, $t=20.92s$, 南北)

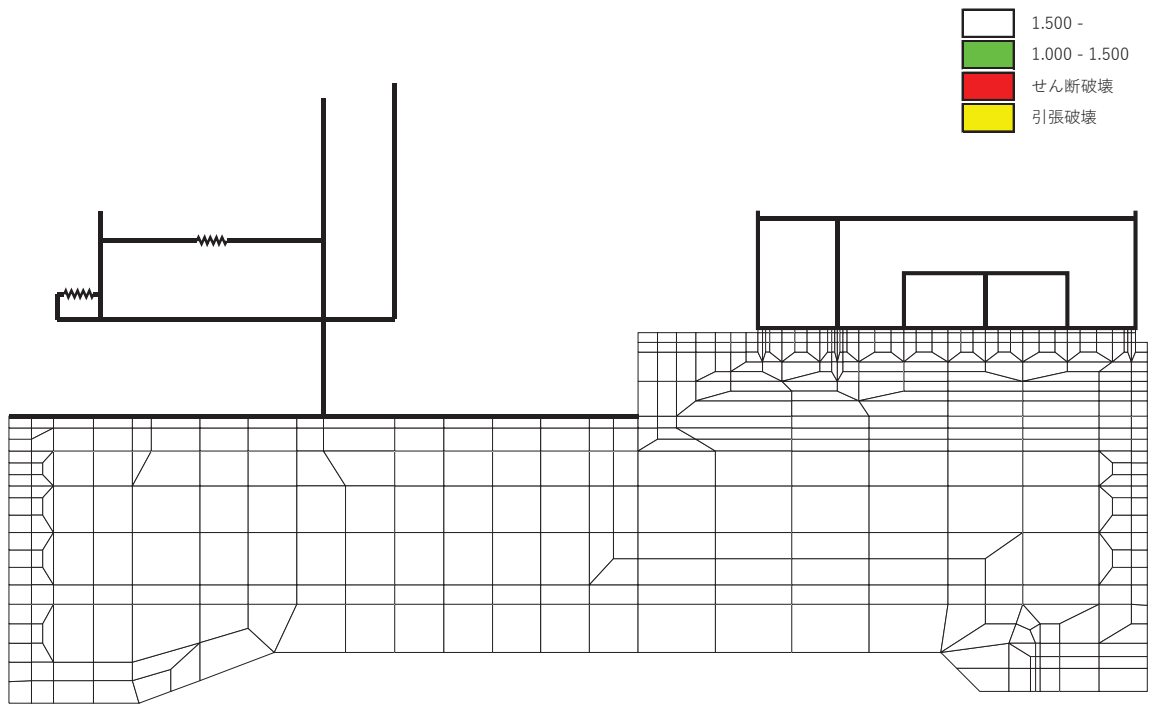


(a) 全体図

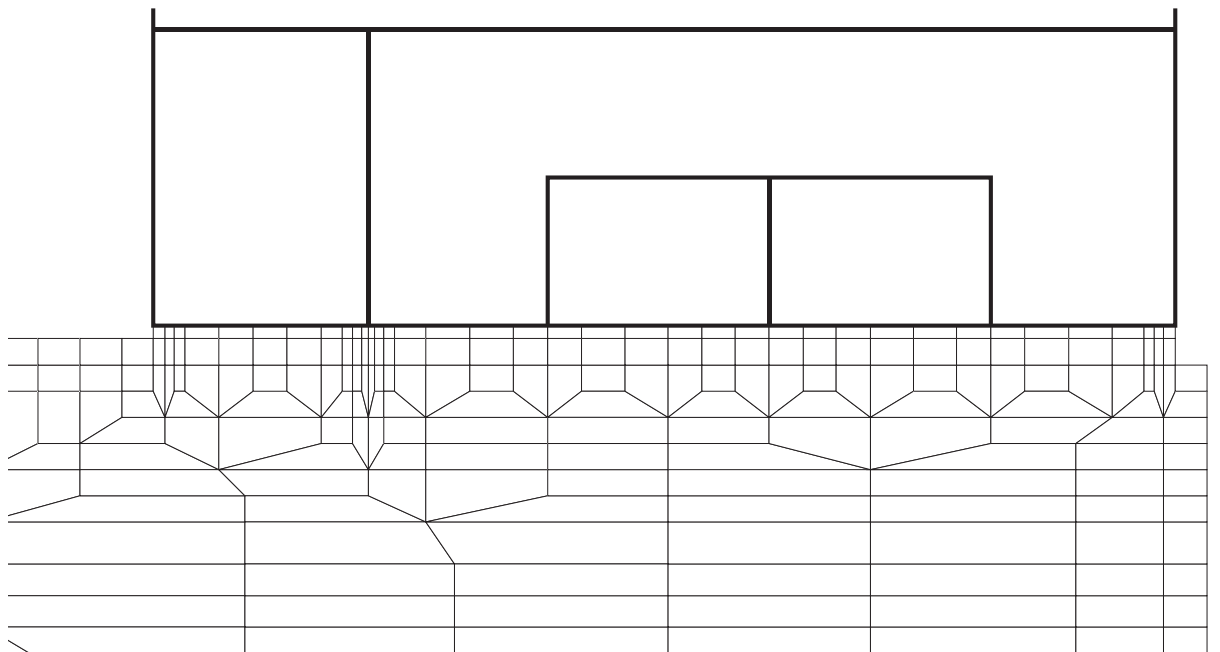


(b) 拡大図

図 6-24(6) MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース①, $S_s - F3$ (++) , $t=28.59s$, 南北)

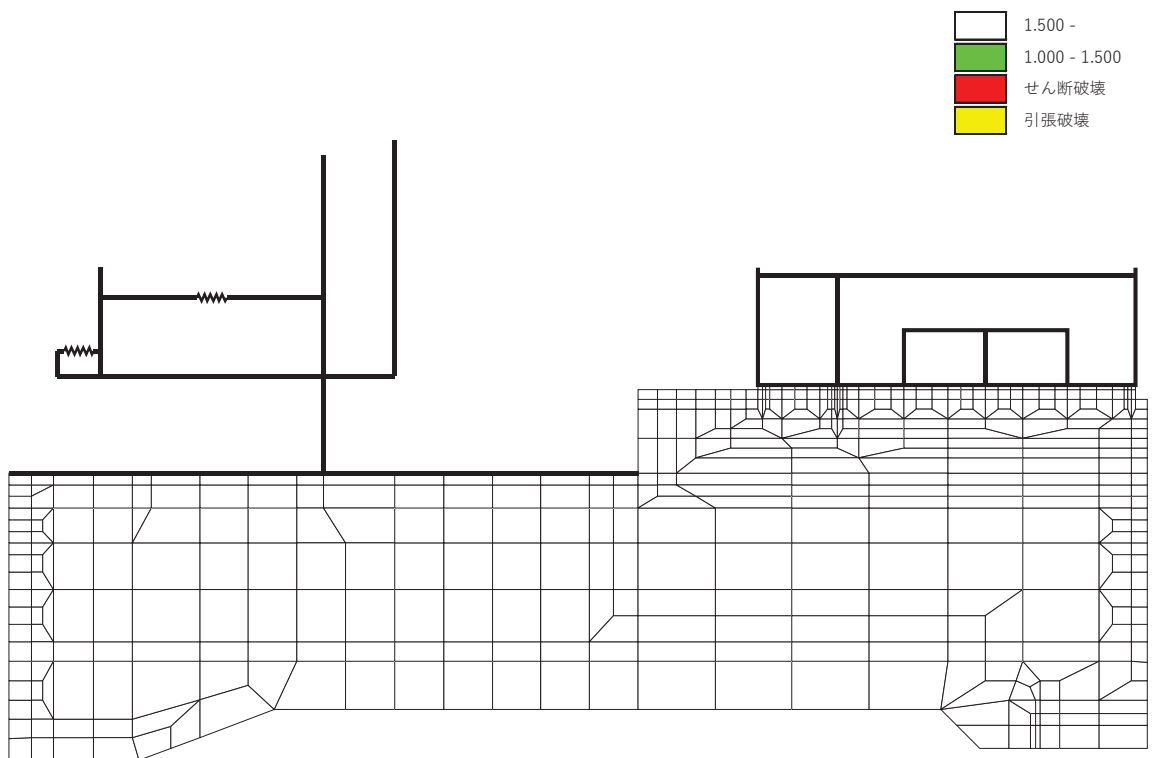


(a) 全体図

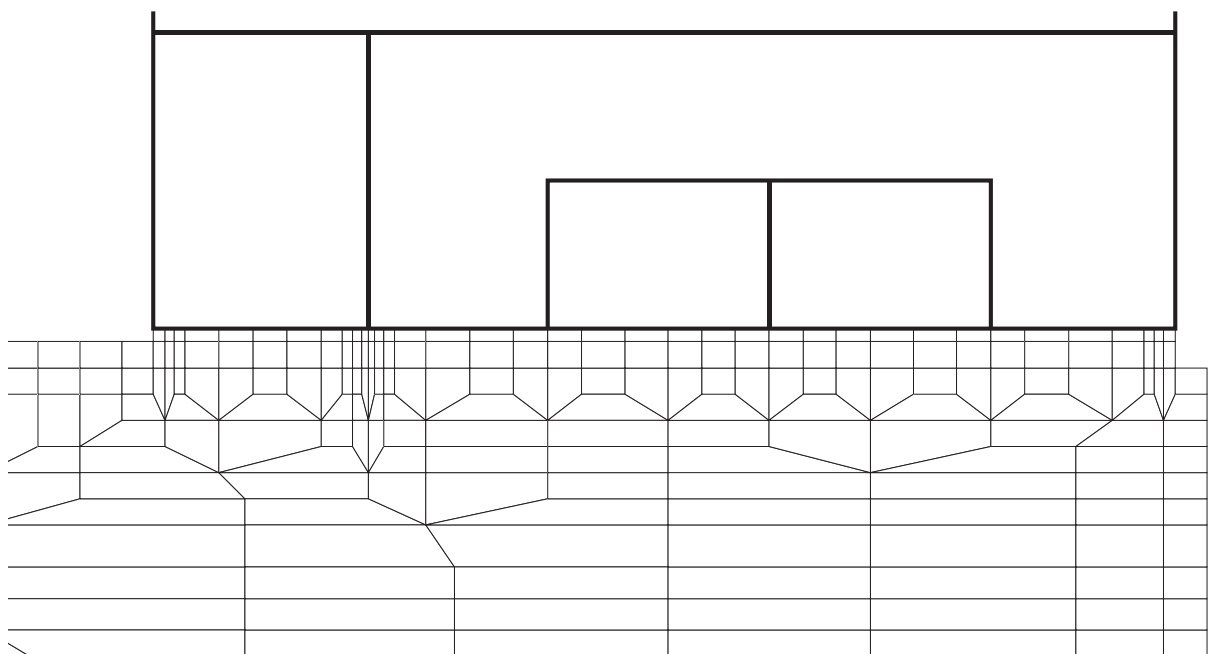


(b) 拡大図

図 6-24(7) MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース①, $S_s - F3 (-+)$, $t=28.60s$, 南北)

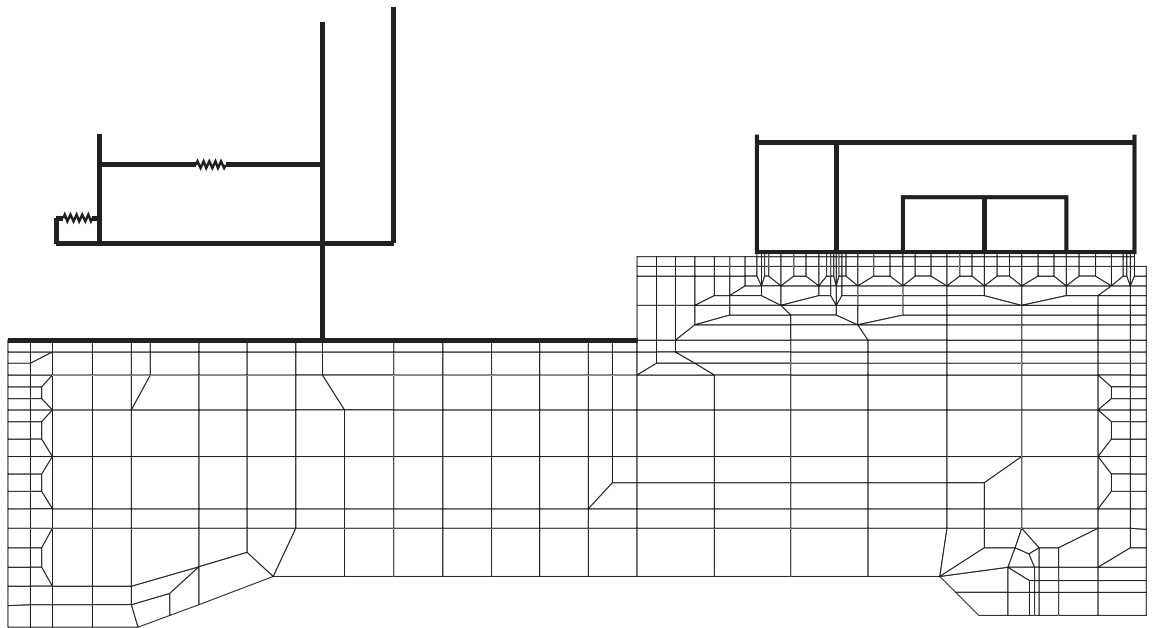


(a) 全体図

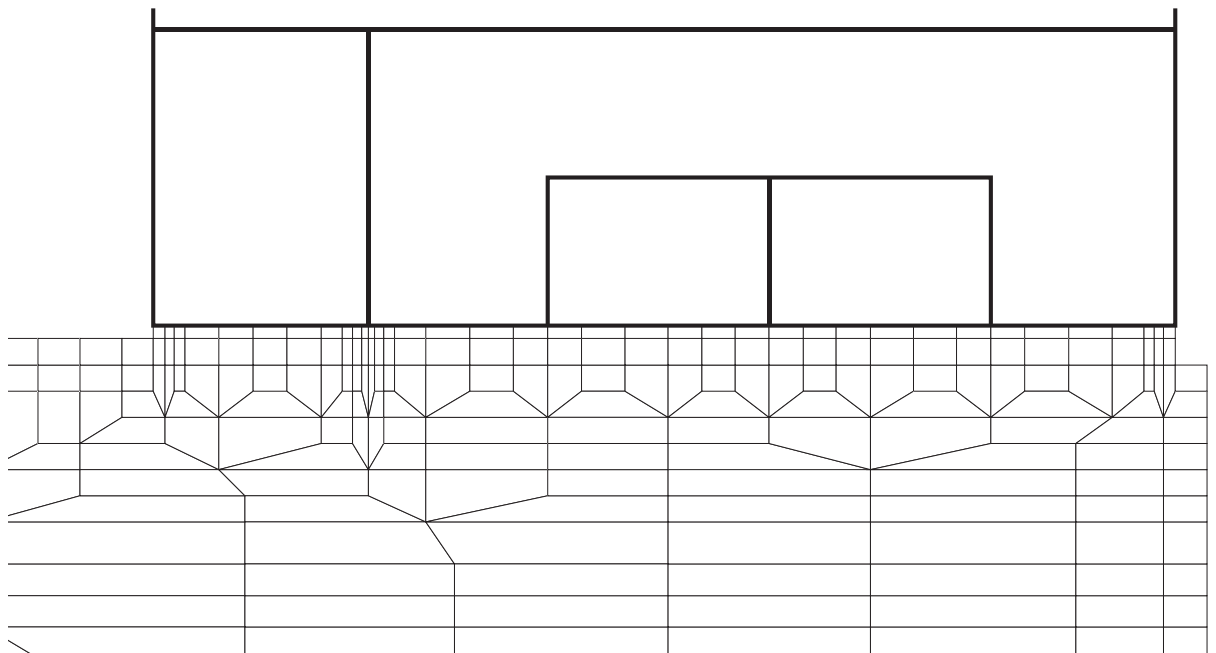


(b) 拡大図

図 6-24(8) MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース②, $S_s - D 2 (+ +)$, $t = 25.09s$, 南北)

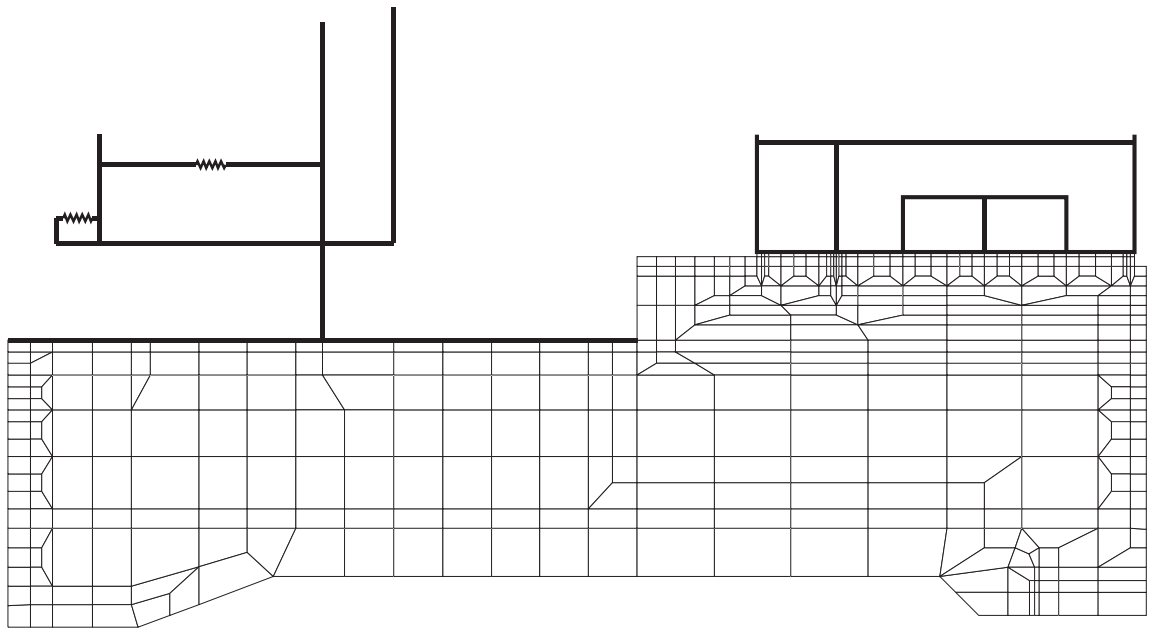


(a) 全体図

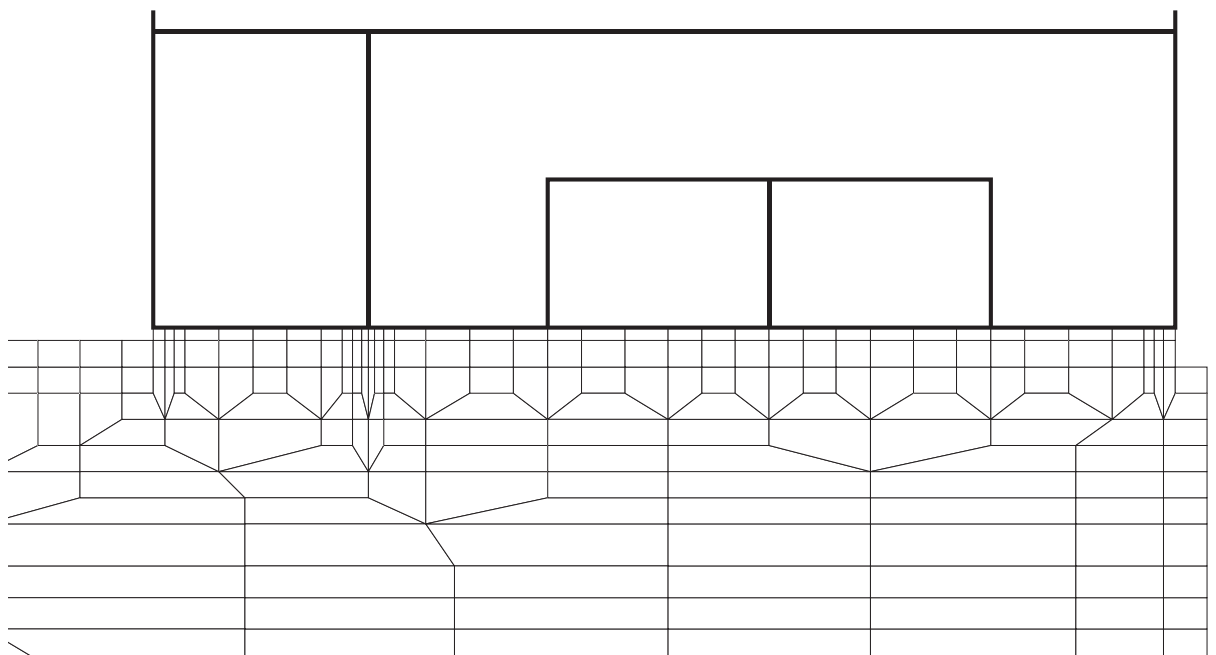


(b) 拡大図

図 6-24(9) MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース③, $S_s - D 2 (+ +)$, $t = 25.09s$, 南北)

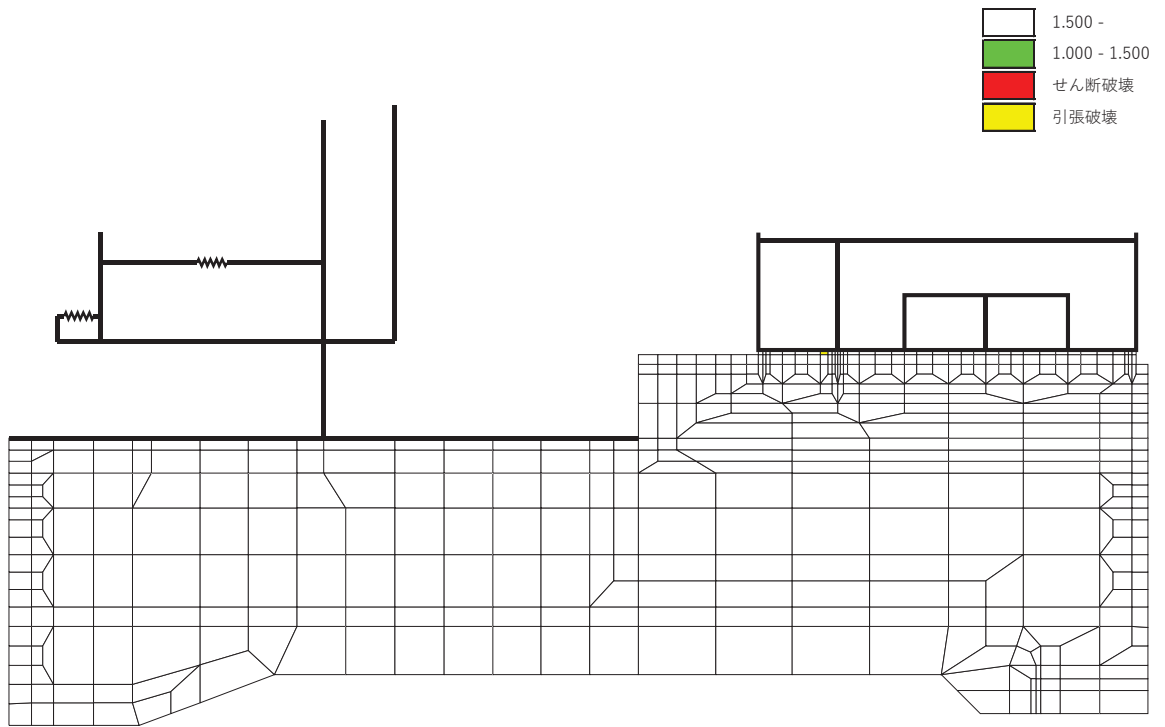


(a) 全体図

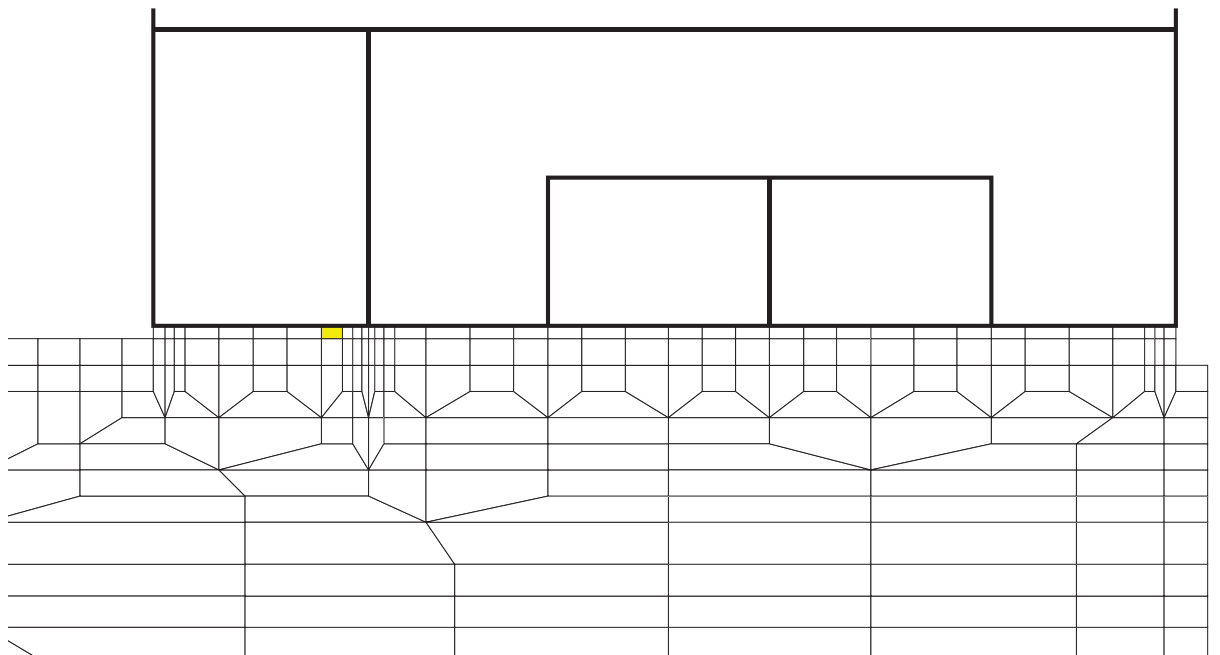


(b) 拡大図

図 6-24(10) MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース④, $S_s - D 2 (+ +)$, $t = 25.09s$, 南北)

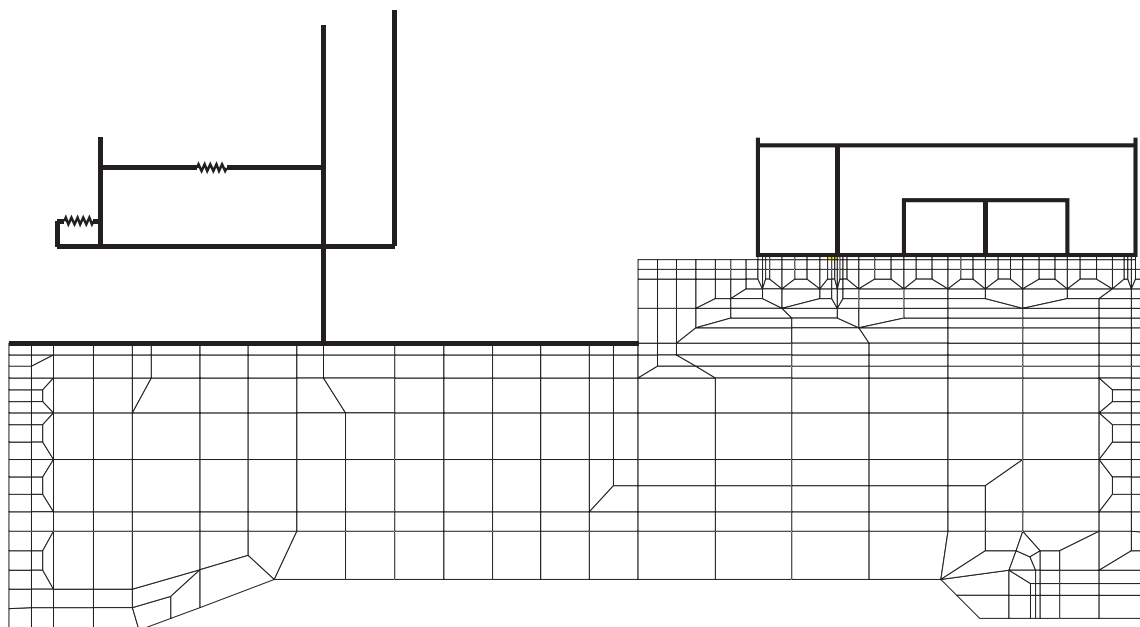


(a) 全体図

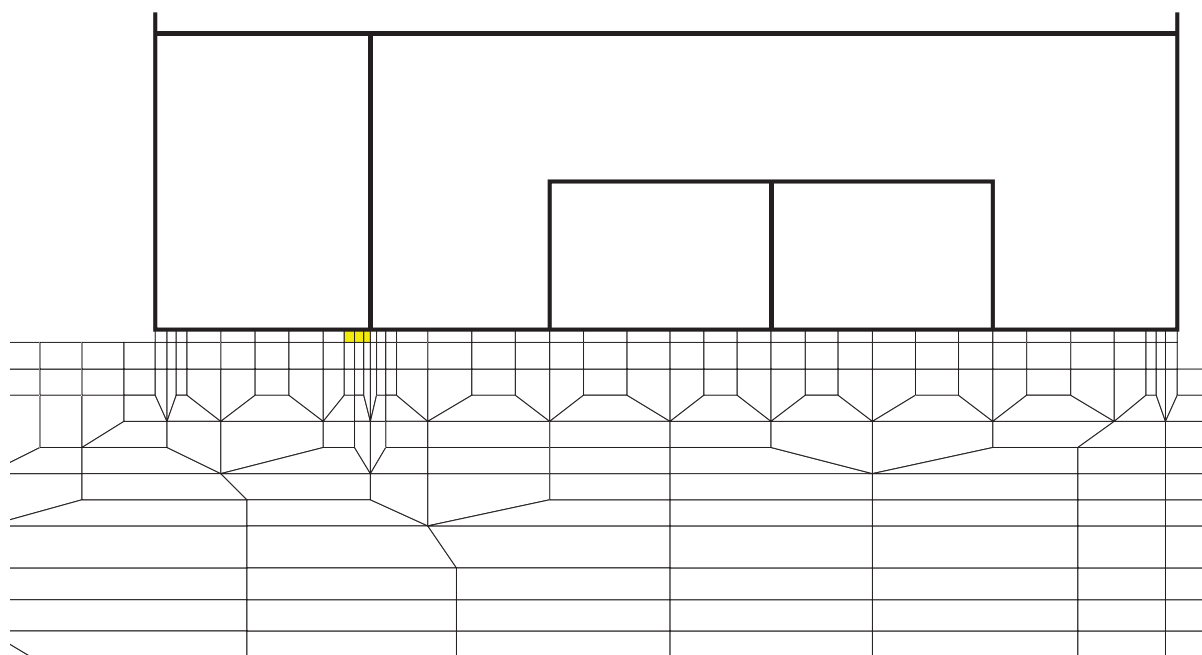


(b) 拡大図

図 6-25(1) MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース①, $S_s - D1$ (++) , $t=37.18s$, 南北)

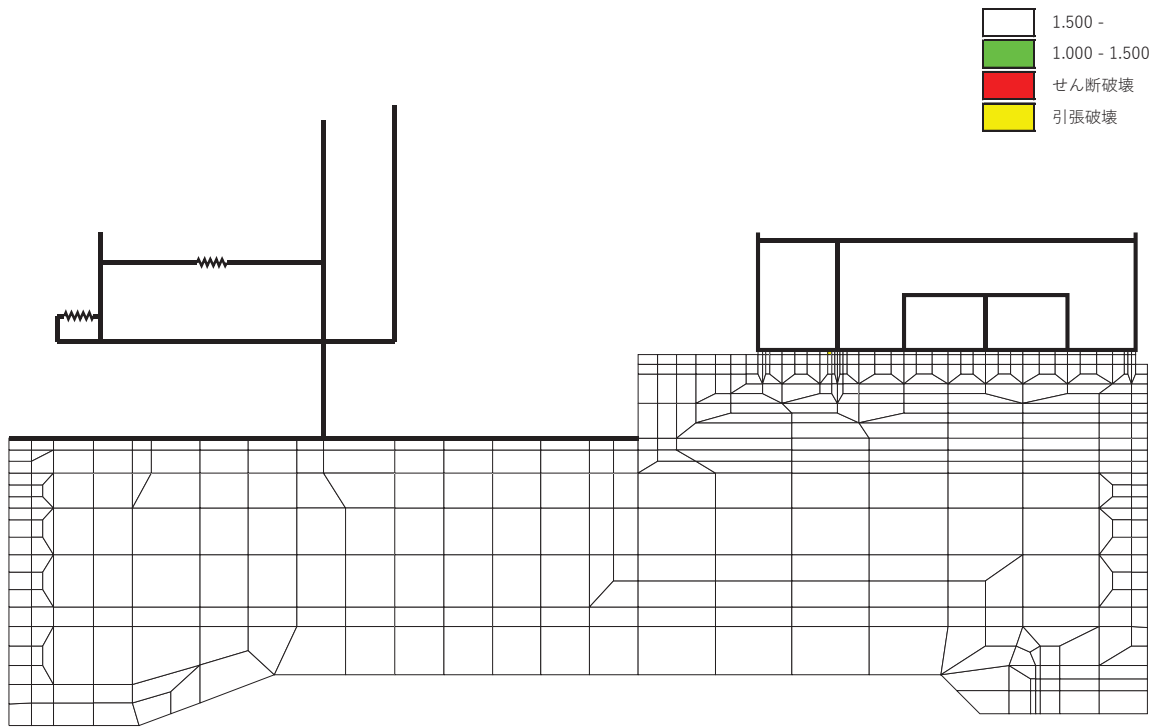


(a) 全体図

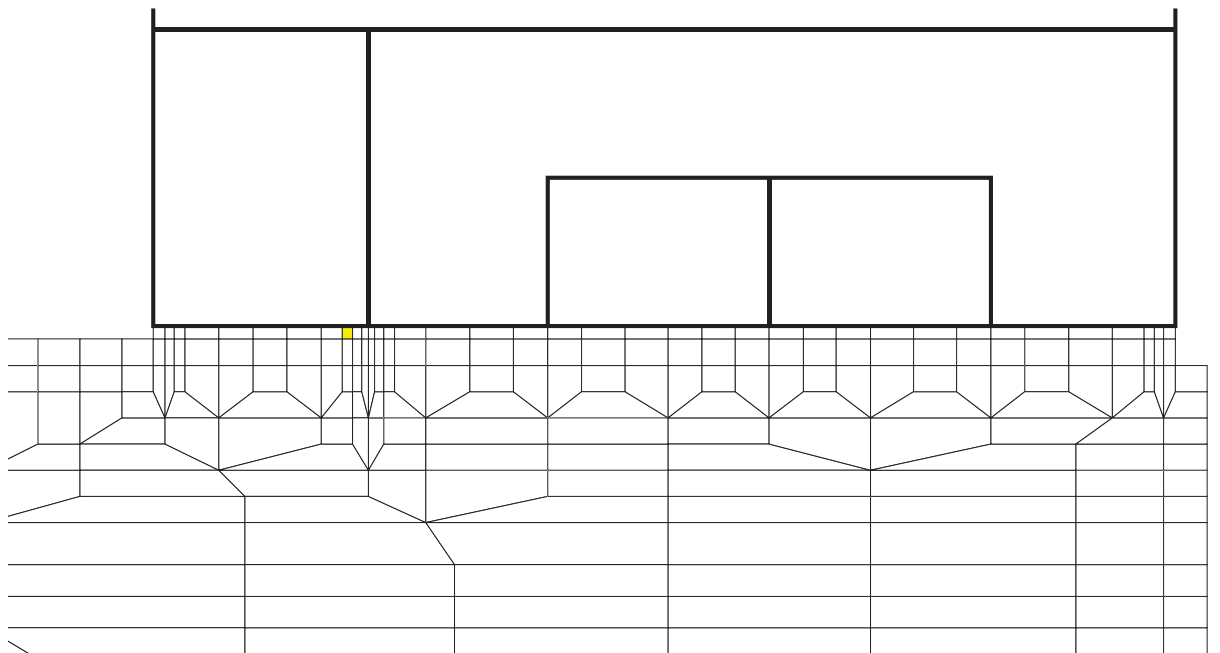


(b) 拡大図

図 6-25(2) MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース①, $S_s - D1 (-+)$, $t=40.41s$, 南北)

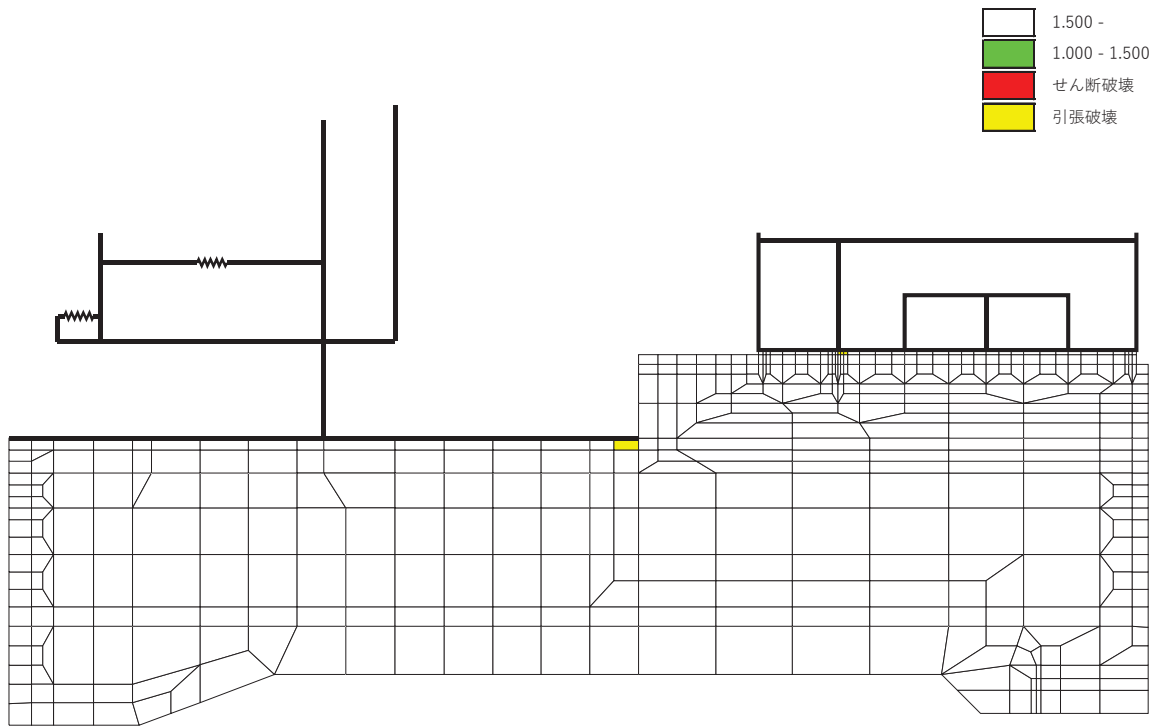


(a) 全体図

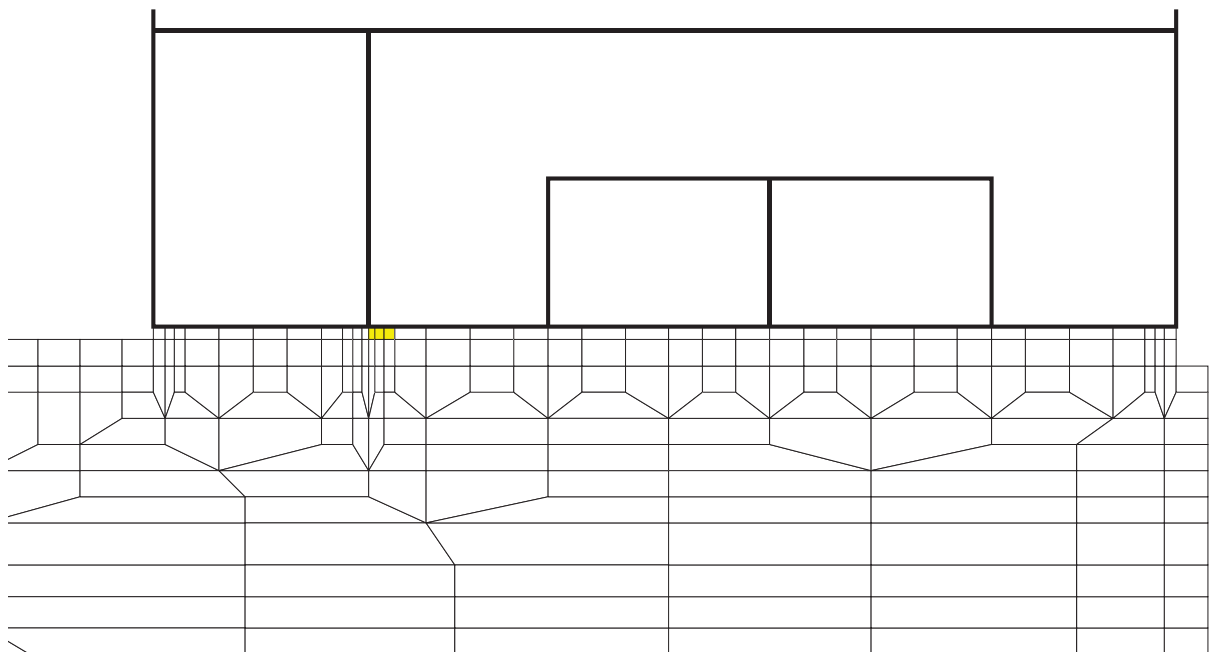


(b) 拡大図

図 6-25(3) MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース①, $S_s - D 2 (+ +)$, $t = 6.80s$, 南北)

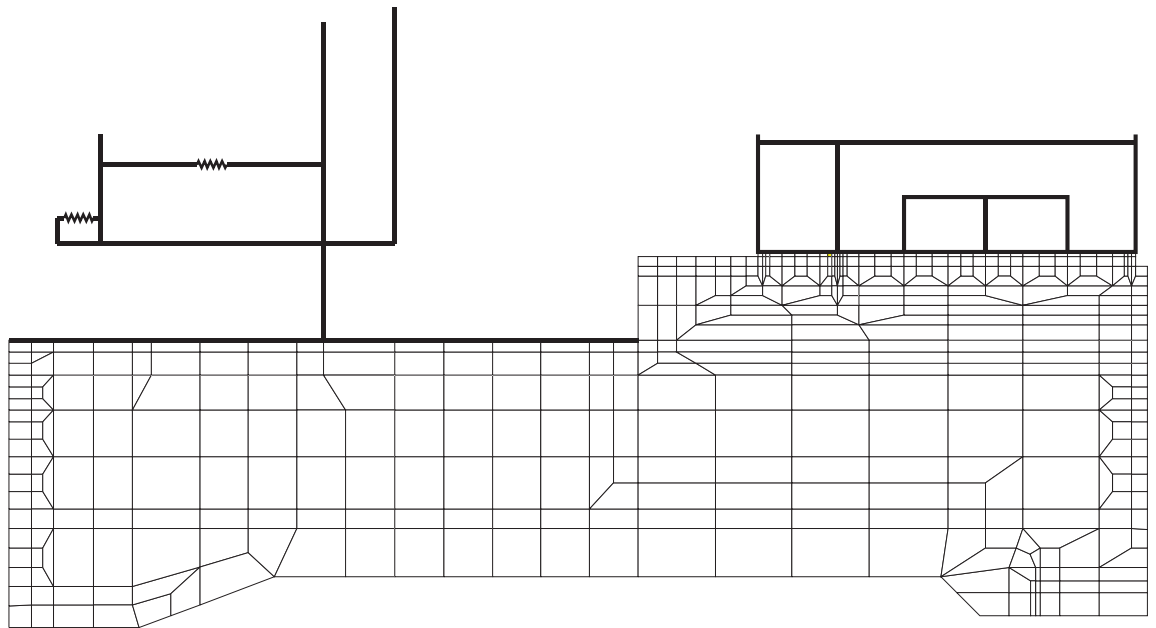


(a) 全体図

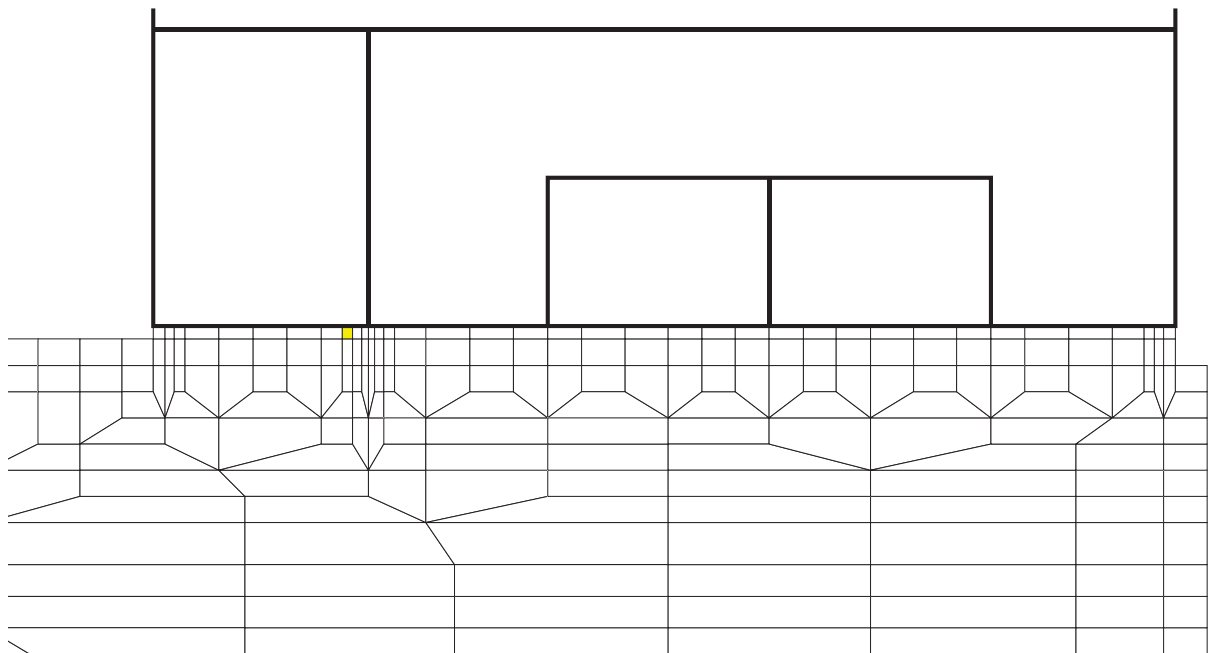


(b) 拡大図

図 6-25(4) MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース①, S s - D 2 (-+), t=29.99s, 南北)

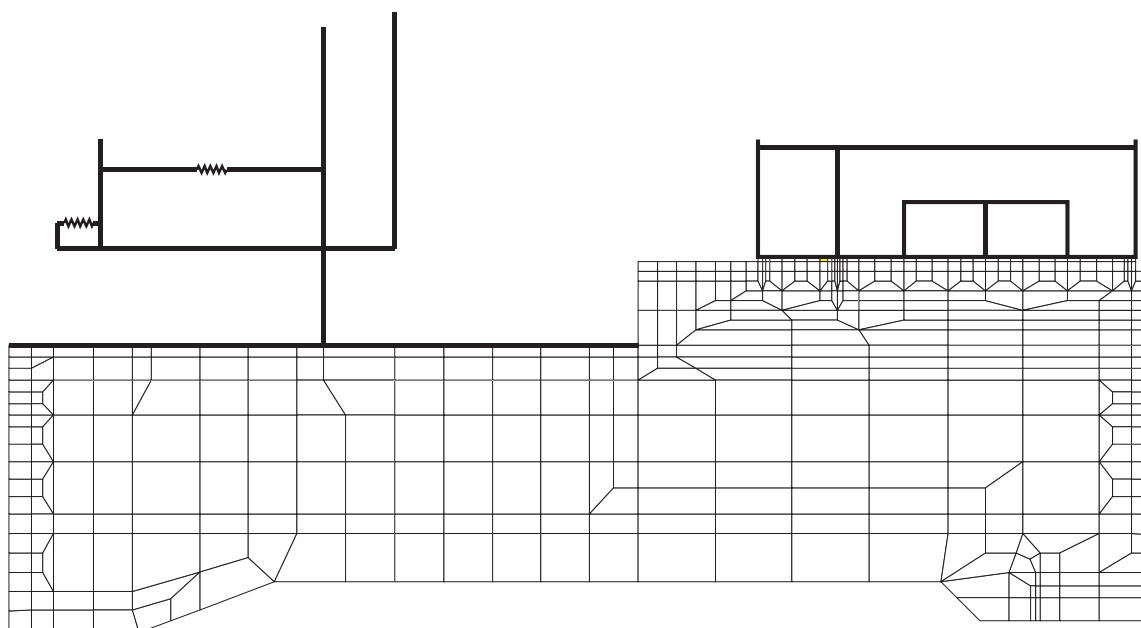


(a) 全体図

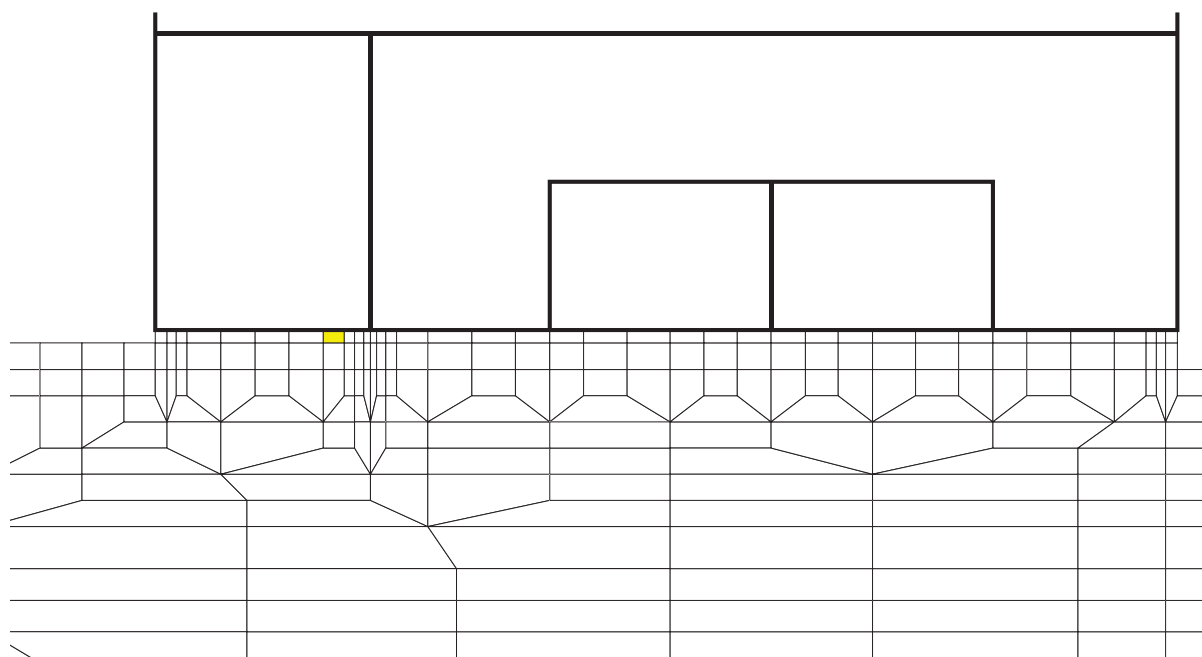


(b) 拡大図

図 6-25(5) MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース①, S s - D 3 (-+), t=20.93s, 南北)

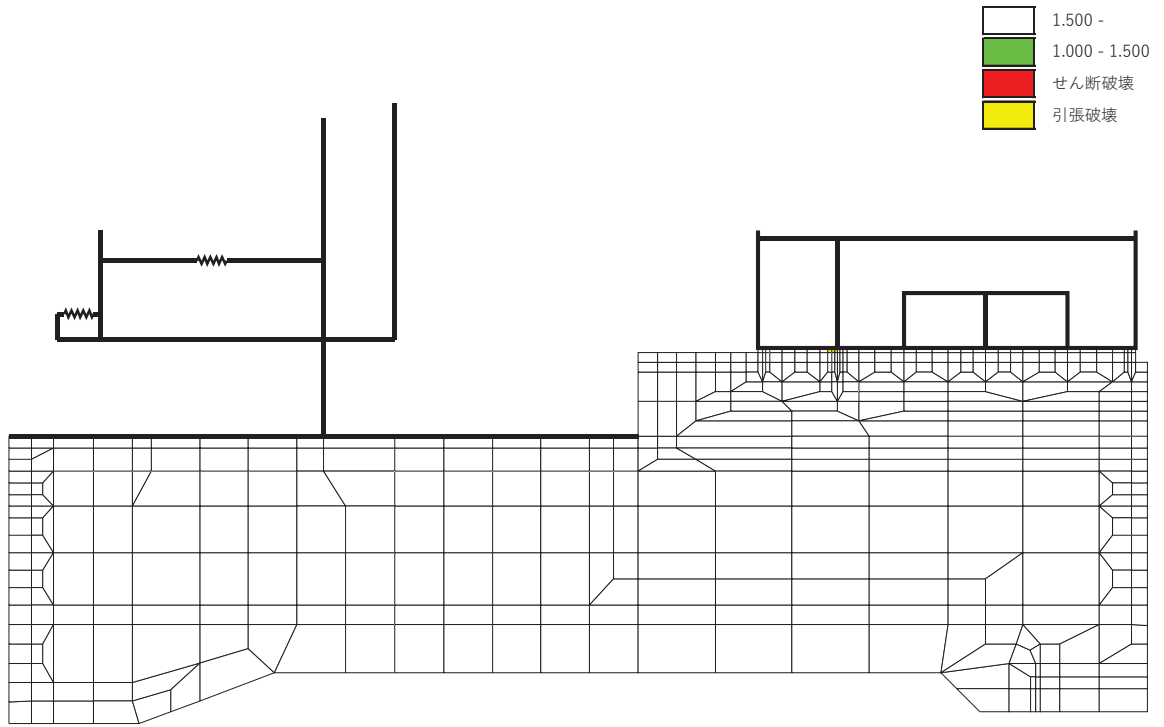


(a) 全体図

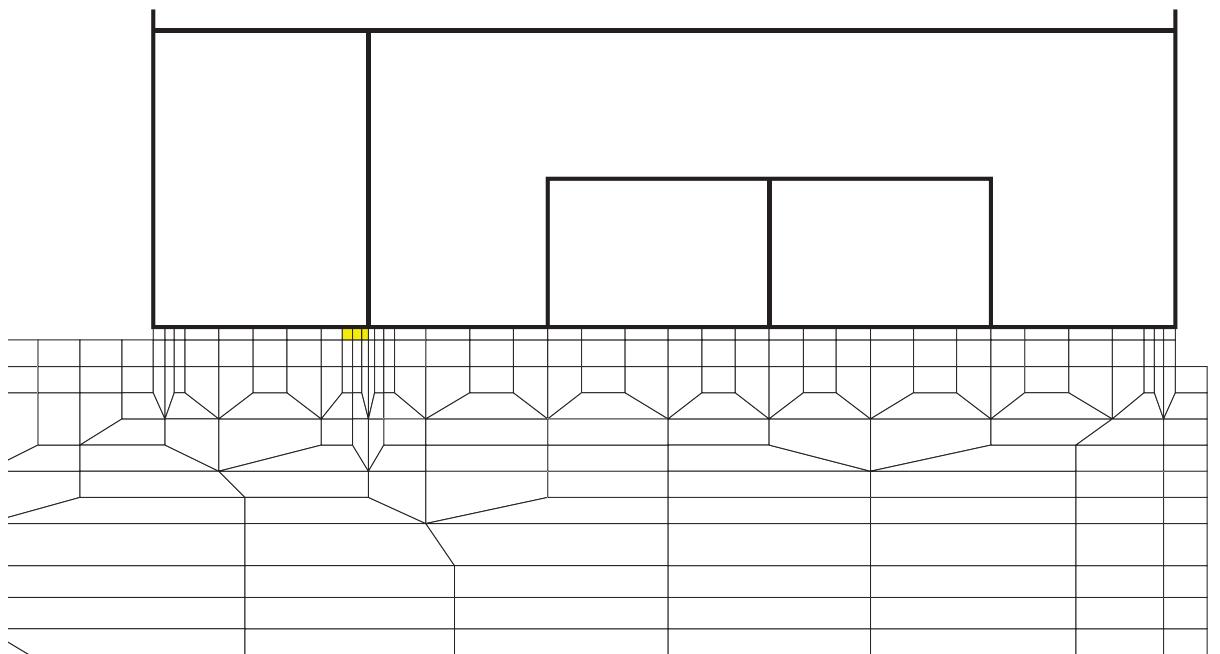


(b) 拡大図

図 6-25(6) MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース①, S s - F 3 (++) , t=28.59s, 南北)

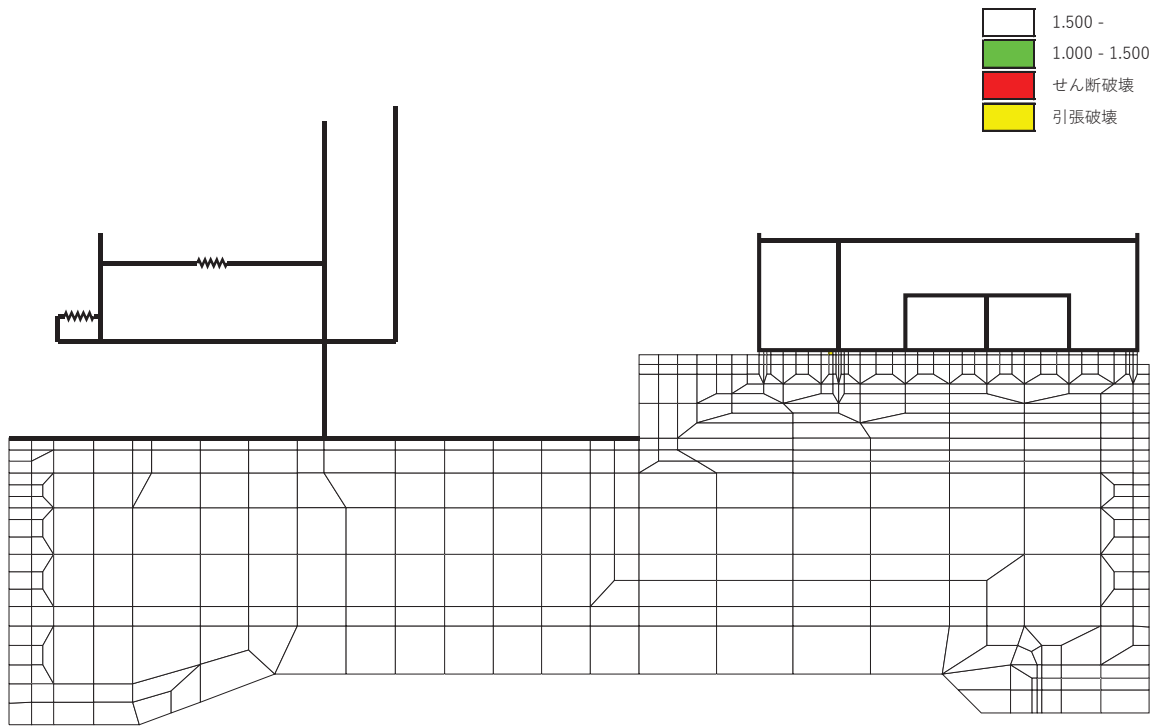


(a) 全体図

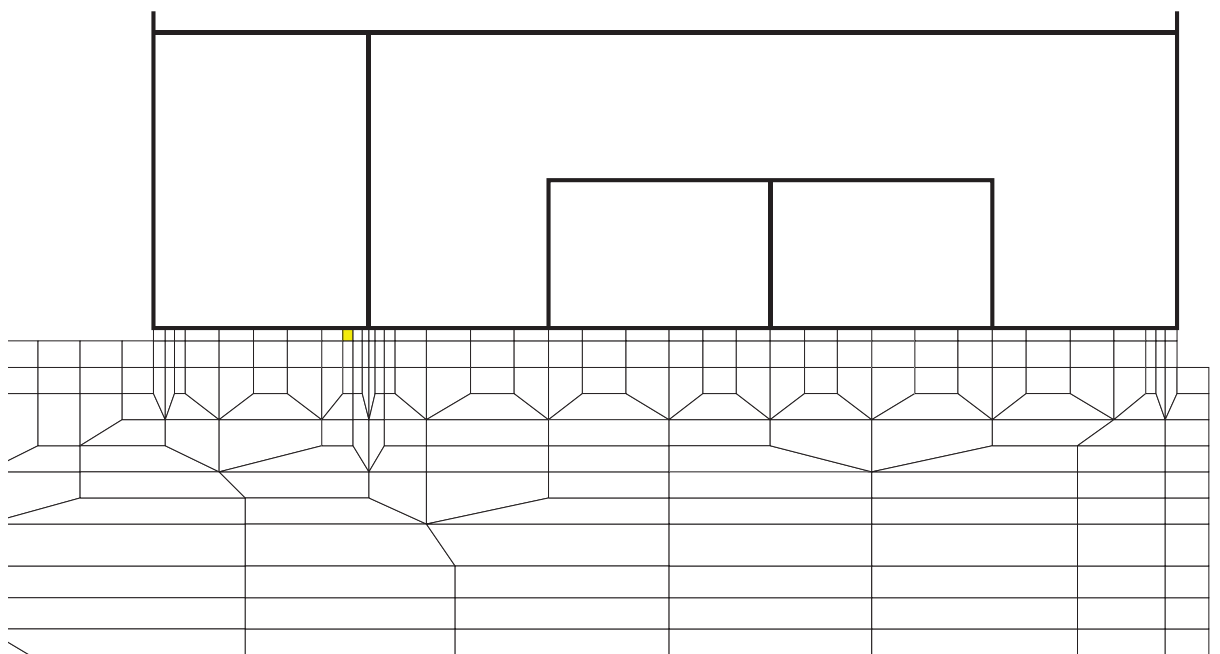


(b) 拡大図

図 6-25(7) MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース①, $S_s - F_3 (-+)$, $t=27.70s$, 南北)

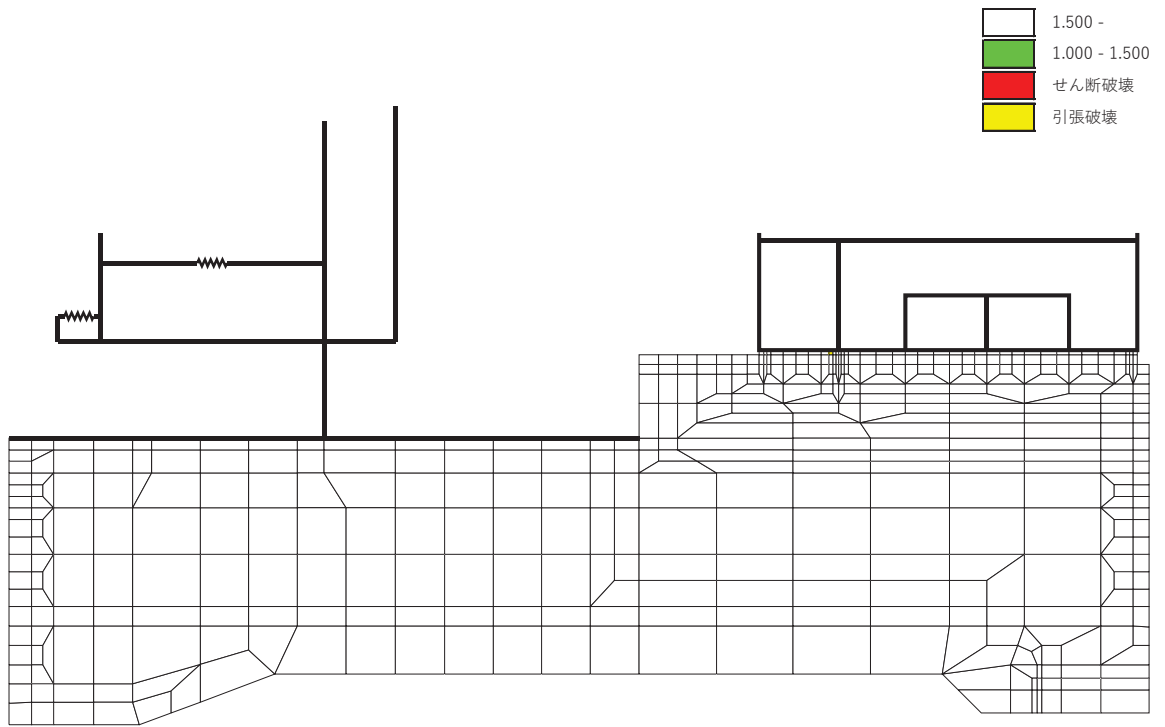


(a) 全体図

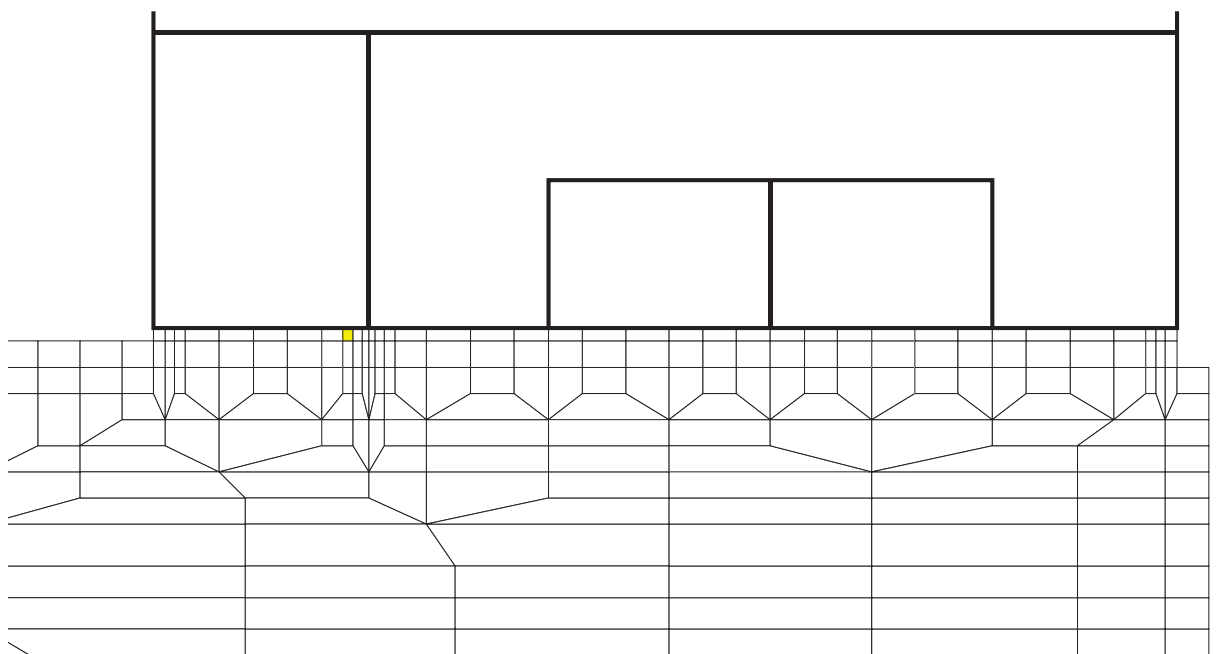


(b) 拡大図

図 6-25(8) MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース②, $S_s - D 2 (+ +)$, $t = 6.80s$, 南北)

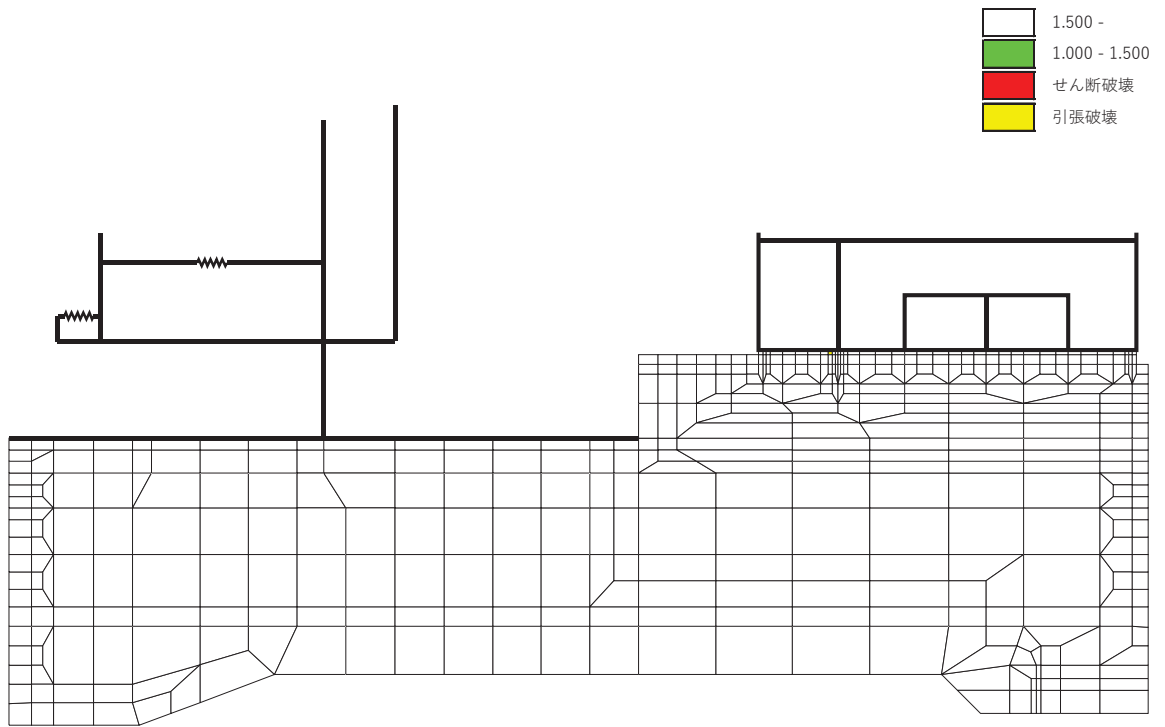


(a) 全体図

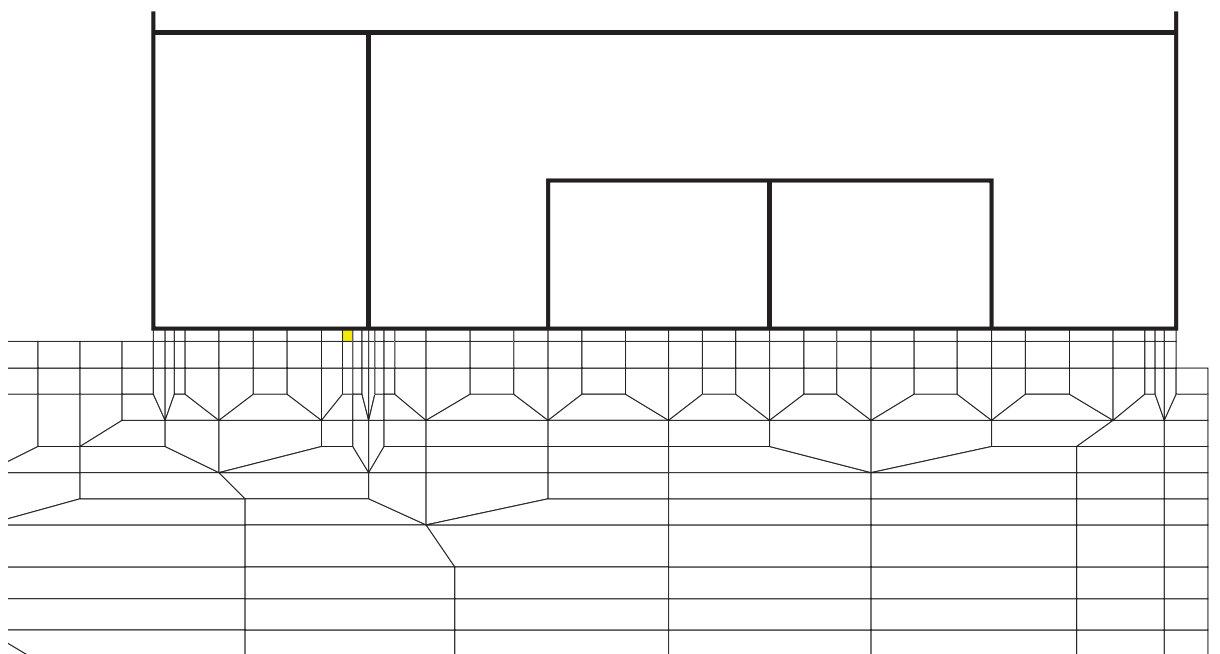


(b) 拡大図

図 6-25(9) MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース③, $S_s - D 2 (+ +)$, $t = 6.80s$, 南北)



(a) 全体図



(b) 拡大図

図 6-25(10) MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース④, $S_s - D 2 (+ +)$, $t = 6.79s$, 南北)

b. 東西方向

MMR（既設）のせん断破壊に対する局所安全係数を表 6-49 に、引張破壊に対する局所安全係数を表 6-50 に示す。

また、引張破壊に対する局所安全係数が 1.0 を下回るケースについて、最大せん断応力発生時刻及び最大引張応力発生時刻の局所安全係数分布を図 6-26 及び図 6-27 に示す。

$$f_s = R / S$$

ここに、 f_s ：局所安全係数

R：せん断強度又は引張強度

S：発生せん断応力または発生引張応力

表 6-49、表 6-50、図 6-26 及び図 6-27 より、せん断破壊及び引張破壊している要素の分布が極めて局所的で MMR（既設）の安定性に影響を及ぼすことはない。

以上から、MMR（既設）の健全性を確認した。

表 6-49 MMR (既設) のせん断破壊に対する局所安全係数 (東西)

解析 ケース	地震動		せん断応力 S (N/mm ²)	せん断強度 R (N/mm ²)	局所安全係数 f _s
①	S _s -D 1	++	2.27	3.12	1.37
		-+	1.82	3.12	1.71
	S _s -D 2	++	2.19	3.12	1.42
		-+	1.76	3.12	1.77
	S _s -D 3	++	1.84	3.12	1.69
		-+	1.50	3.12	2.08
	S _s -F 1	++	1.79	3.12	1.74
		-+	1.28	3.12	2.43
	S _s -F 2	++	1.75	3.12	1.78
		-+	1.40	3.12	2.22
	S _s -F 3	++	1.58	3.12	1.97
		-+	2.01	3.12	1.55
	S _s -N 1	++	1.69	3.12	1.84
		-+	1.22	3.12	2.55
②	S _s -D 2	++	2.19	3.12	1.42
③	S _s -D 2	++	2.20	3.12	1.41
④	S _s -D 2	++	2.20	3.12	1.41

表 6-50 MMR (既設) の引張破壊に対する局所安全係数 (東西)

解析 ケース	地震動		引張応力 S (N/mm ²)	引張強度 R (N/mm ²)	局所安全係数 f _s	
①	S _s -D 1	++	0.92	1.43	1.55	
		-+	1.86	1.43	0.76	
	S _s -D 2	++	1.29	1.43	1.10	
		-+	1.09	1.43	1.31	
	S _s -D 3	++	1.14	1.43	1.25	
		-+	1.22	1.43	1.17	
	S _s -F 1	++	0.83	1.43	1.72	
		-+	1.38	1.43	1.03	
	S _s -F 2	++	0.91	1.43	1.57	
		-+	1.16	1.43	1.23	
	S _s -F 3	++	1.53	1.43	0.93	
		-+	1.20	1.43	1.19	
	S _s -N 1	++	0.81	1.43	1.76	
		-+	1.54	1.43	0.92	
	②	S _s -D 2	++	1.24	1.43	1.15
	③	S _s -D 2	++	1.28	1.43	1.11
	④	S _s -D 2	++	1.29	1.43	1.10

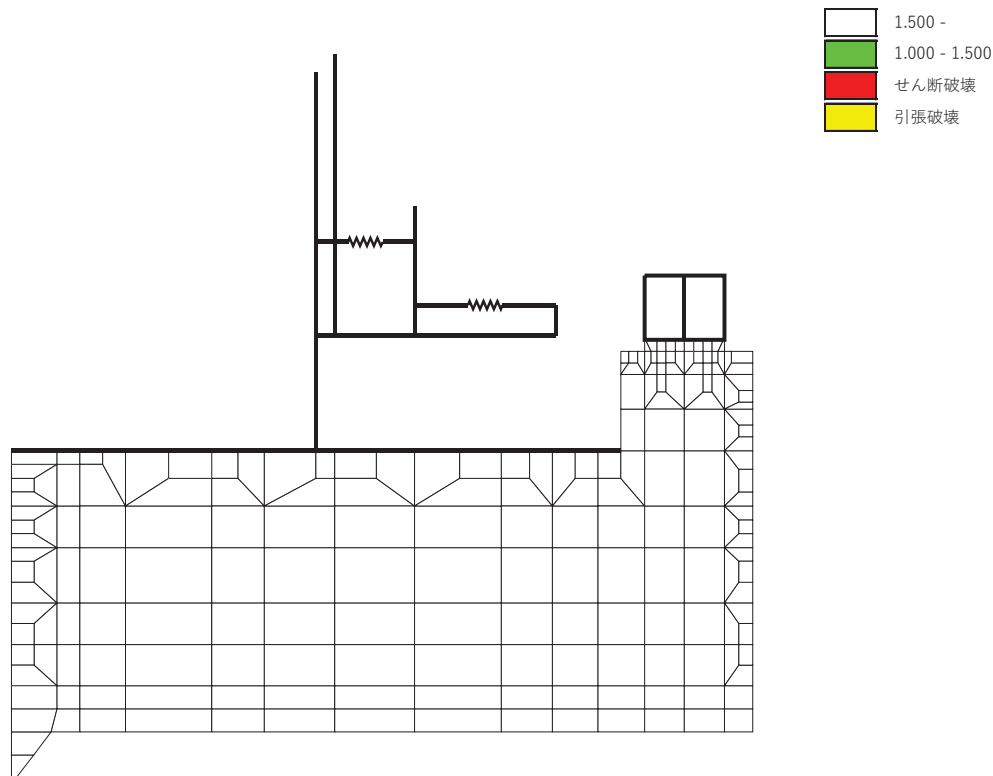


図 6-26(1) MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース①, $S_s - D1 (-+)$, $t=37.19s$, 東西)

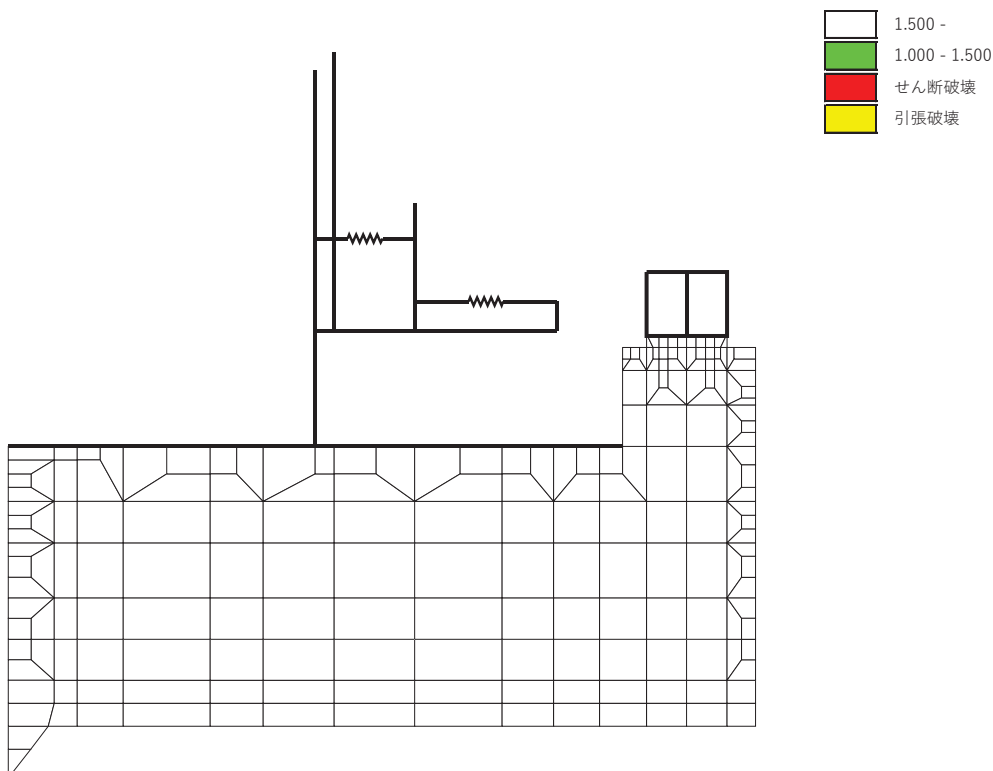


図 6-26(2) MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース①, $S_s - F3 (++)$, $t=28.52s$, 東西)

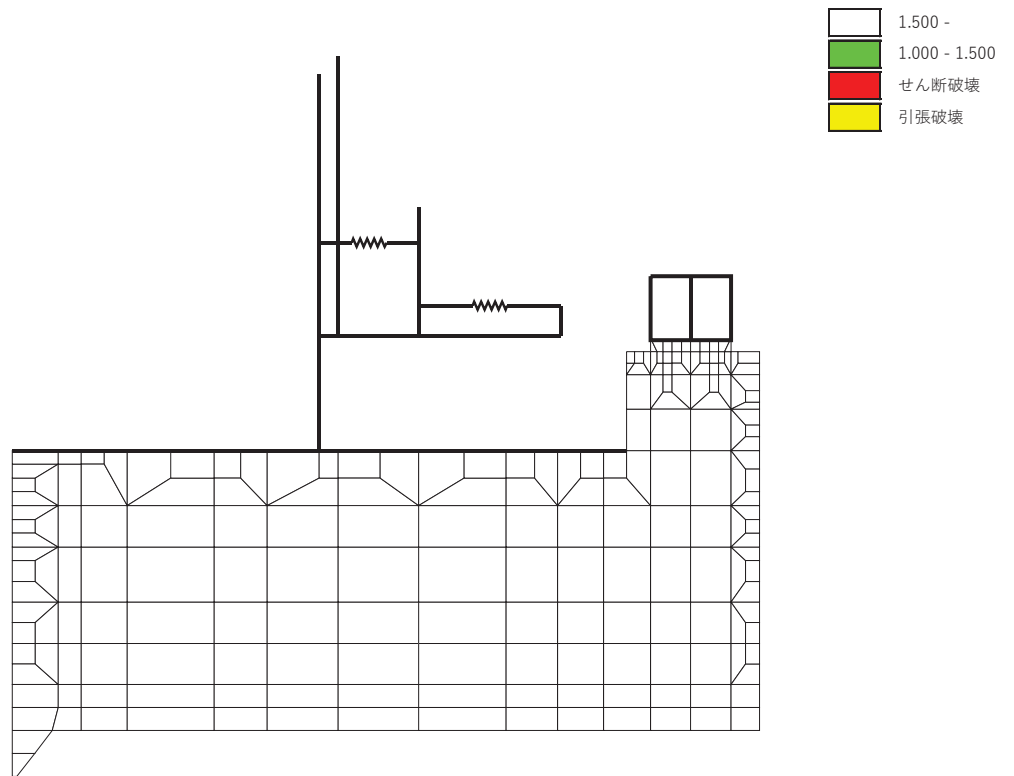


図 6-26(3) MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
 (解析ケース①, $S_s - N_1 (-+)$, $t=7.55s$, 東西)

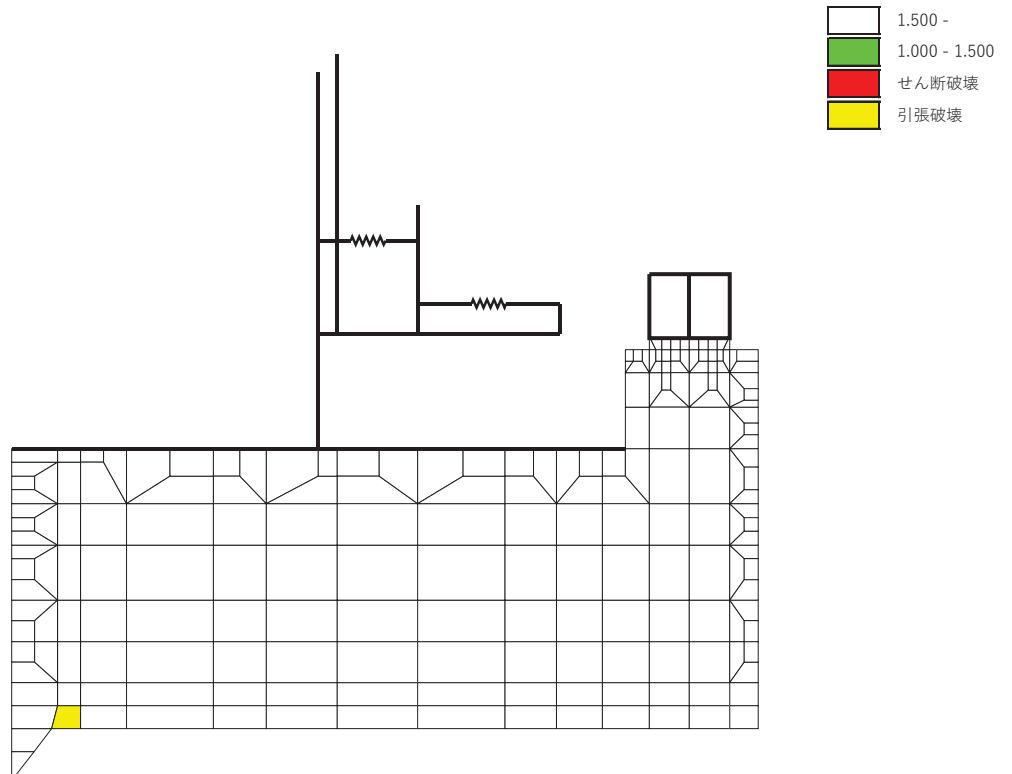


図 6-27(1) MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース①, $S_s - D1 (-+)$, $t=25.22s$, 東西)

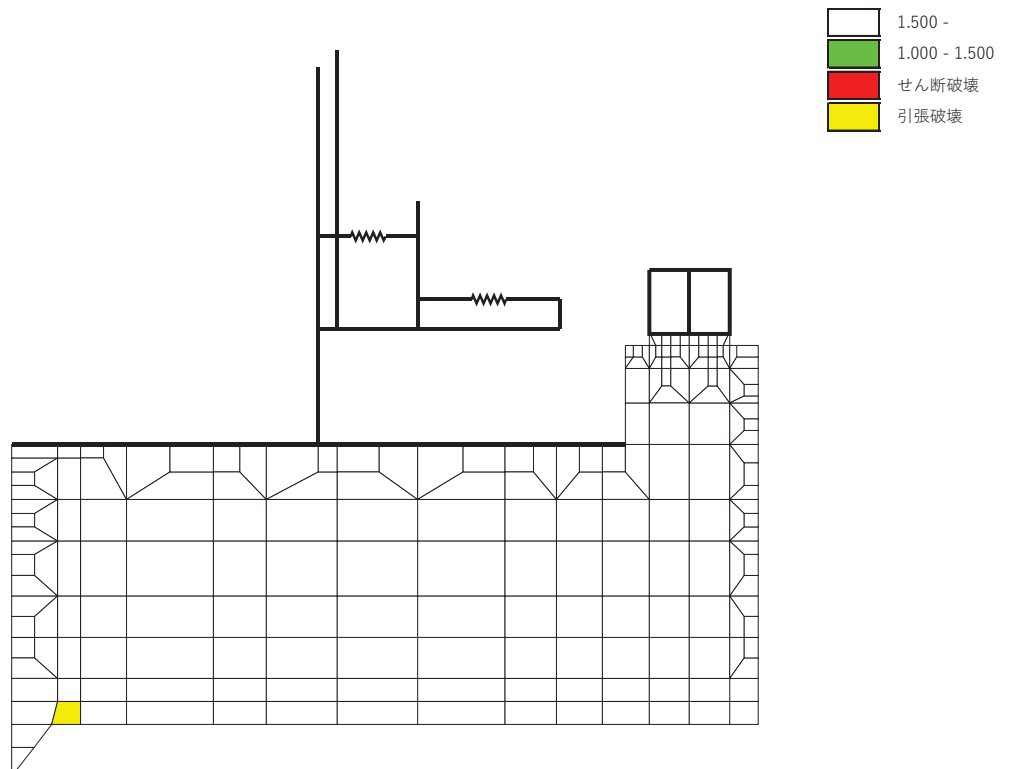


図 6-27(2) MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース①, $S_s - F3 (++)$, $t=28.61s$, 東西)

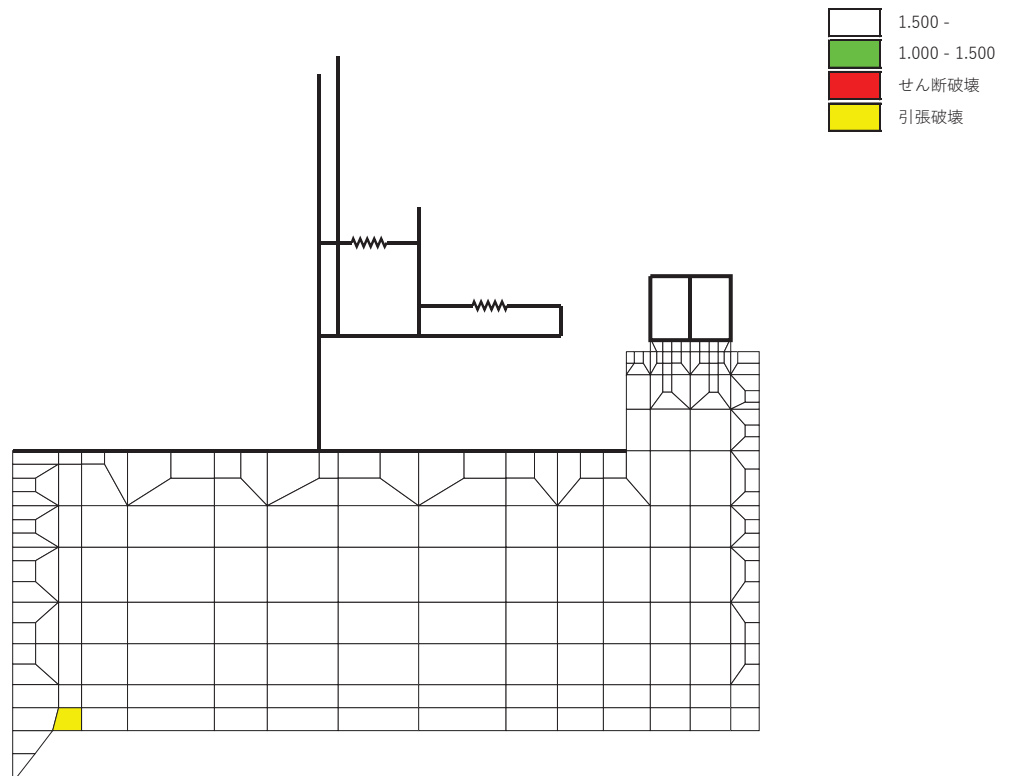


図 6-27(3) MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
 (解析ケース①, $S_s - N_1 (-+)$, $t=7.36s$, 東西)

7. まとめ

復水貯蔵タンク基礎については、基準地震動 S_s による耐震評価として、構造部材の曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持性能に対する評価を実施した。

構造部材の健全性については、鉄筋及びコンクリートのひずみ、せん断力、壁部材の面内せん断変形に伴う面内せん断ひずみ、及び発生応力度が要求機能に応じた許容限界を下回ることを確認した。

基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に発生する応力（接地圧）が極限支持力に基づく許容限界を下回ること、MMR（既設）に発生する応力（接地圧）が支圧強度を下回ること及びMMRの健全性を確認した。

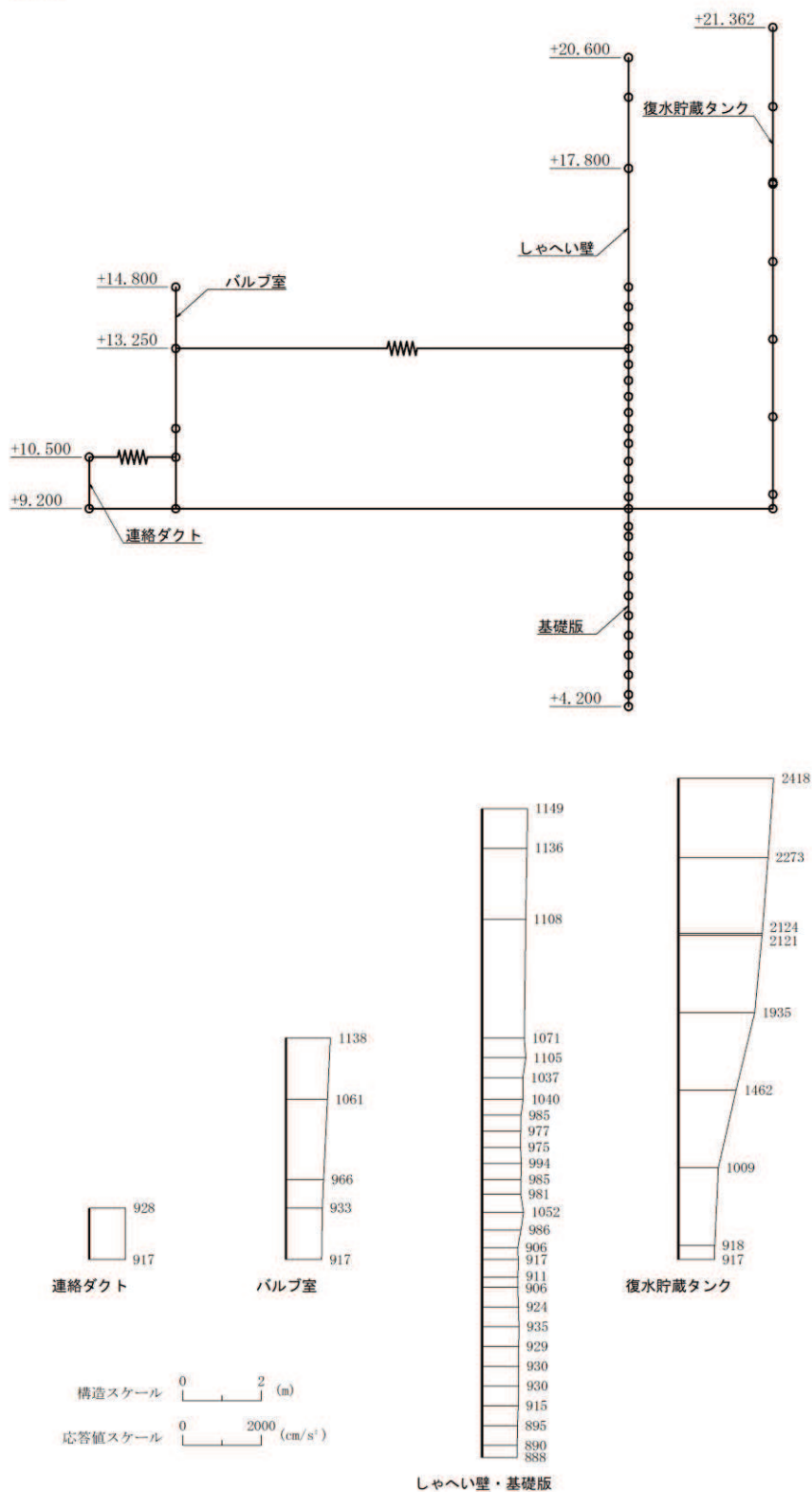
以上から、復水貯蔵タンク基礎は、基準地震動 S_s による地震力に対して、構造強度を有すること及び常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないことを確認した。

参考資料 1 機器・配管系の耐震評価に適用する影響検討ケース

復水貯蔵タンク基礎に支持される機器・配管系の耐震評価に適用する床応答への保守的な配慮として、基準地震動 S_s (7 波) を用いて、ケース①に加え、「資料 12 復水貯蔵タンク基礎の耐震安全性評価」の「3. 地震応答解析」に基づきケース②～④の解析を実施している。

鉄筋コンクリート部材の初期剛性低下の影響として、鉄筋コンクリート部材の剛性を 0.75 倍したケースに係る地震応答解析結果として、基準地震動 S_s に対する最大加速度分布図を図 1-1～図 1-21 に示す。

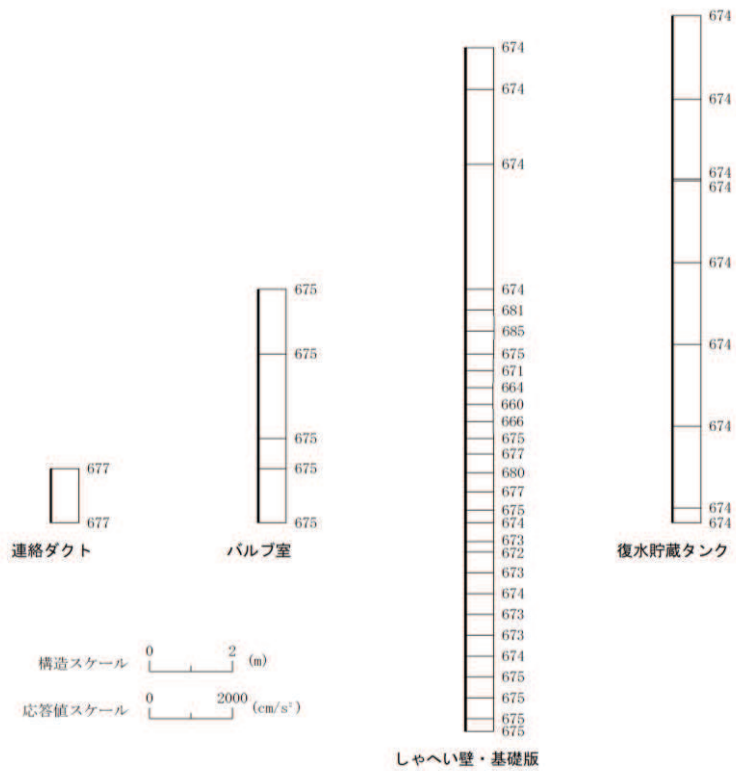
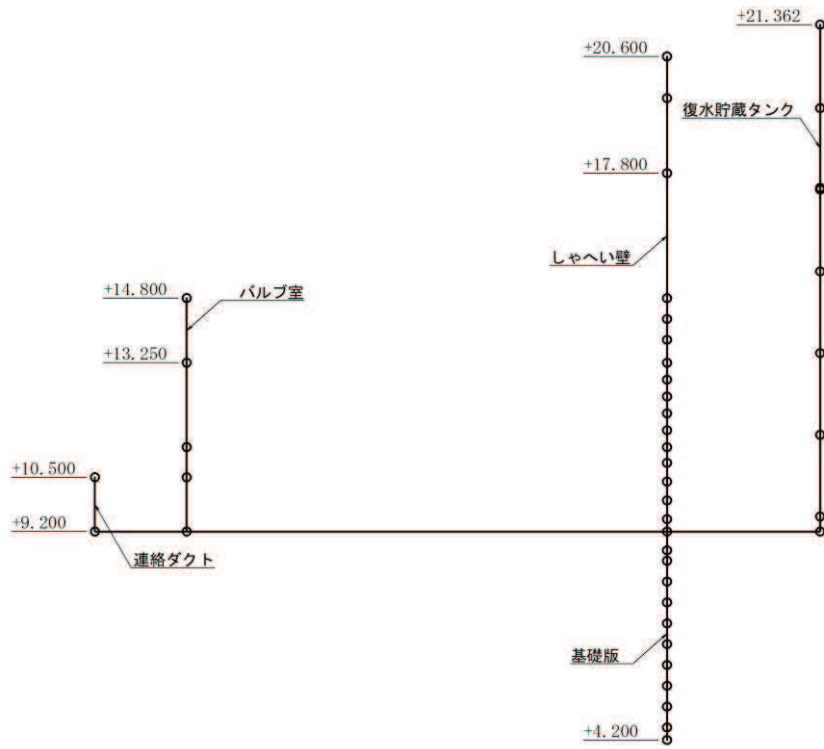
O. P. (m)



(a) S s - D 1 (++) 水平

図 1-1(1) 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 南北方向)

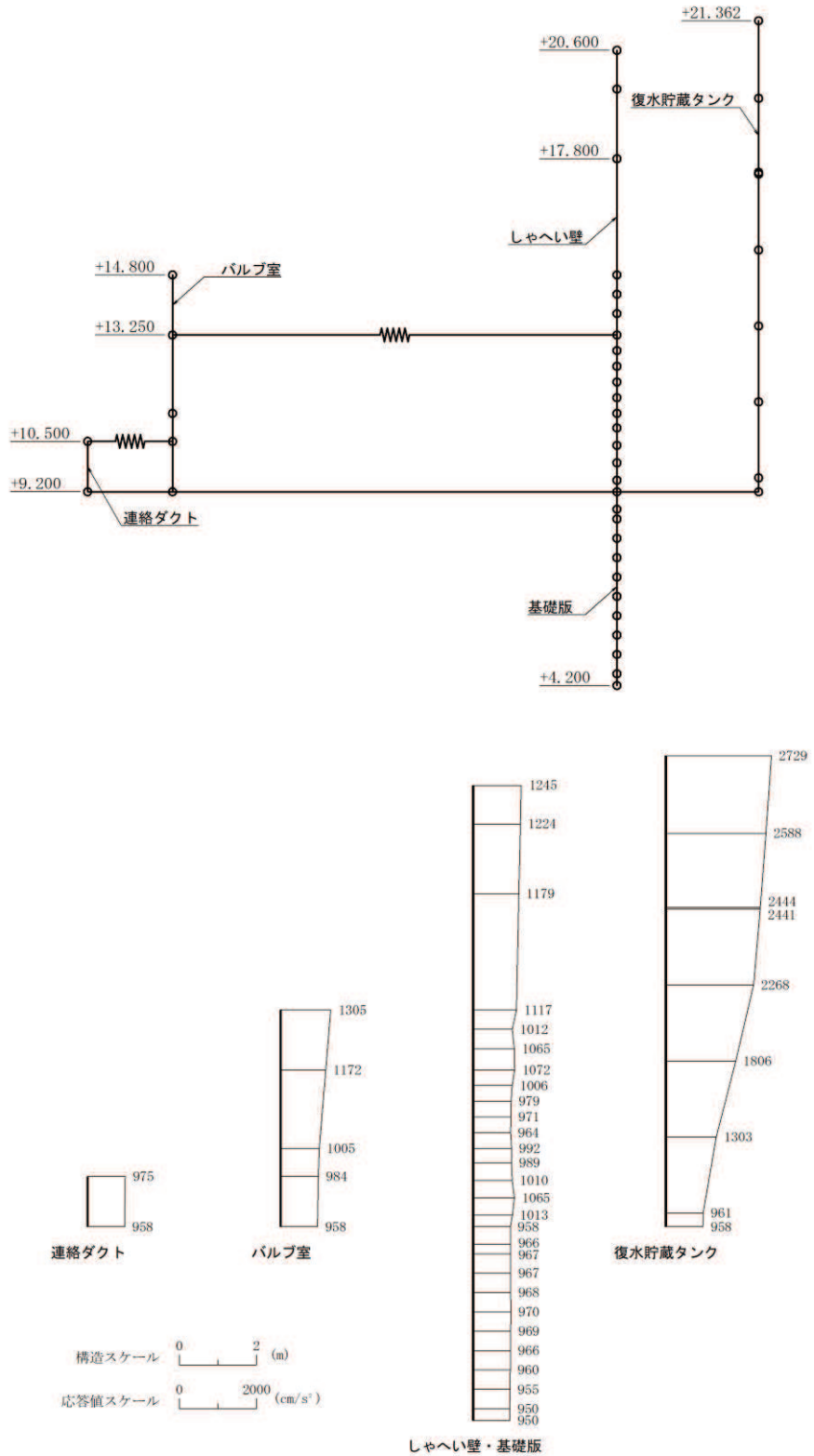
O. P. (m)



(b) S s - D 1 (++) 鉛直

図 1-1(2) 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 南北方向)

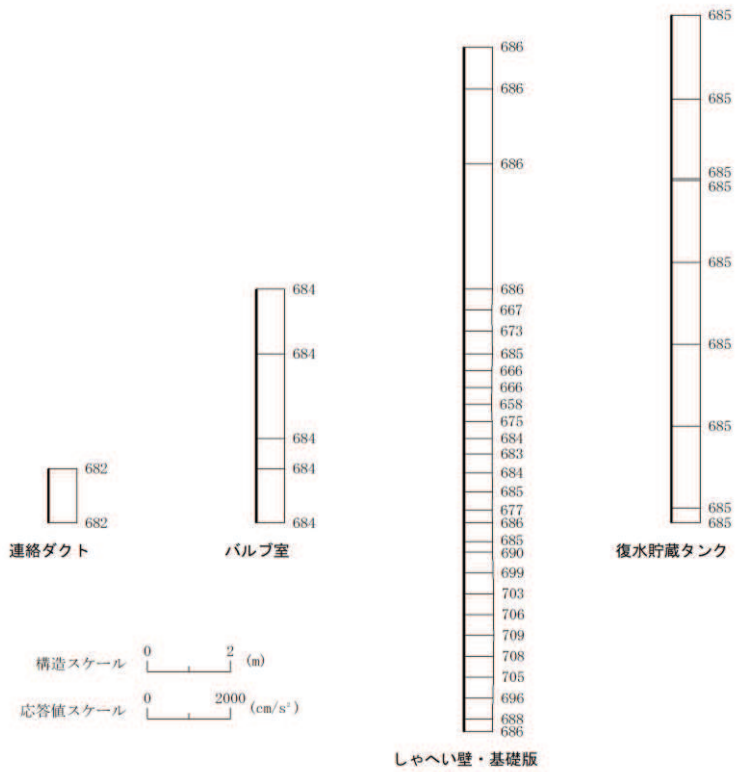
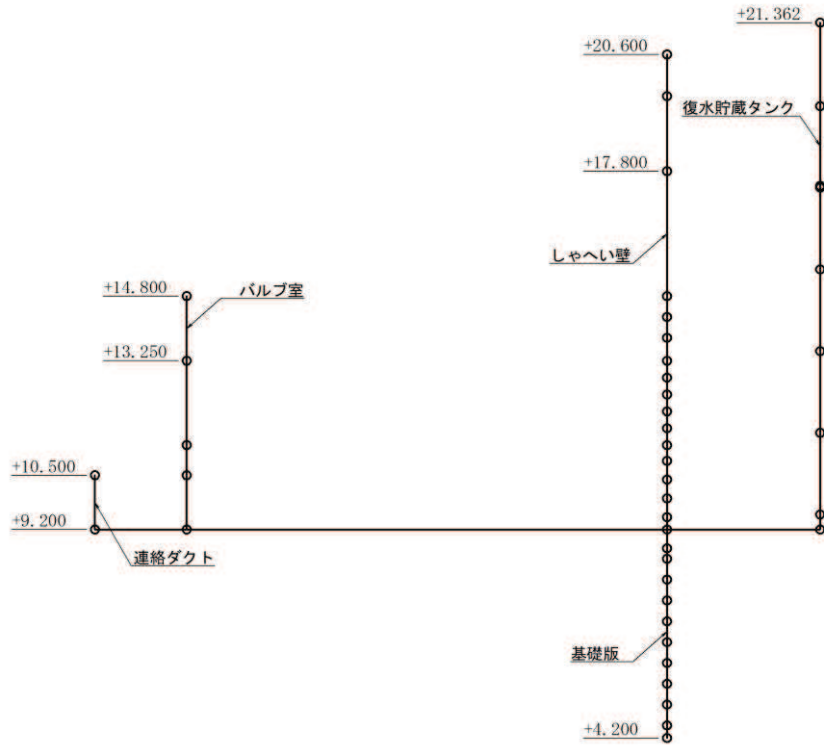
O. P. (m)



(a) S s - D 2 (++) 水平

図 1-2(1) 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 南北方向)

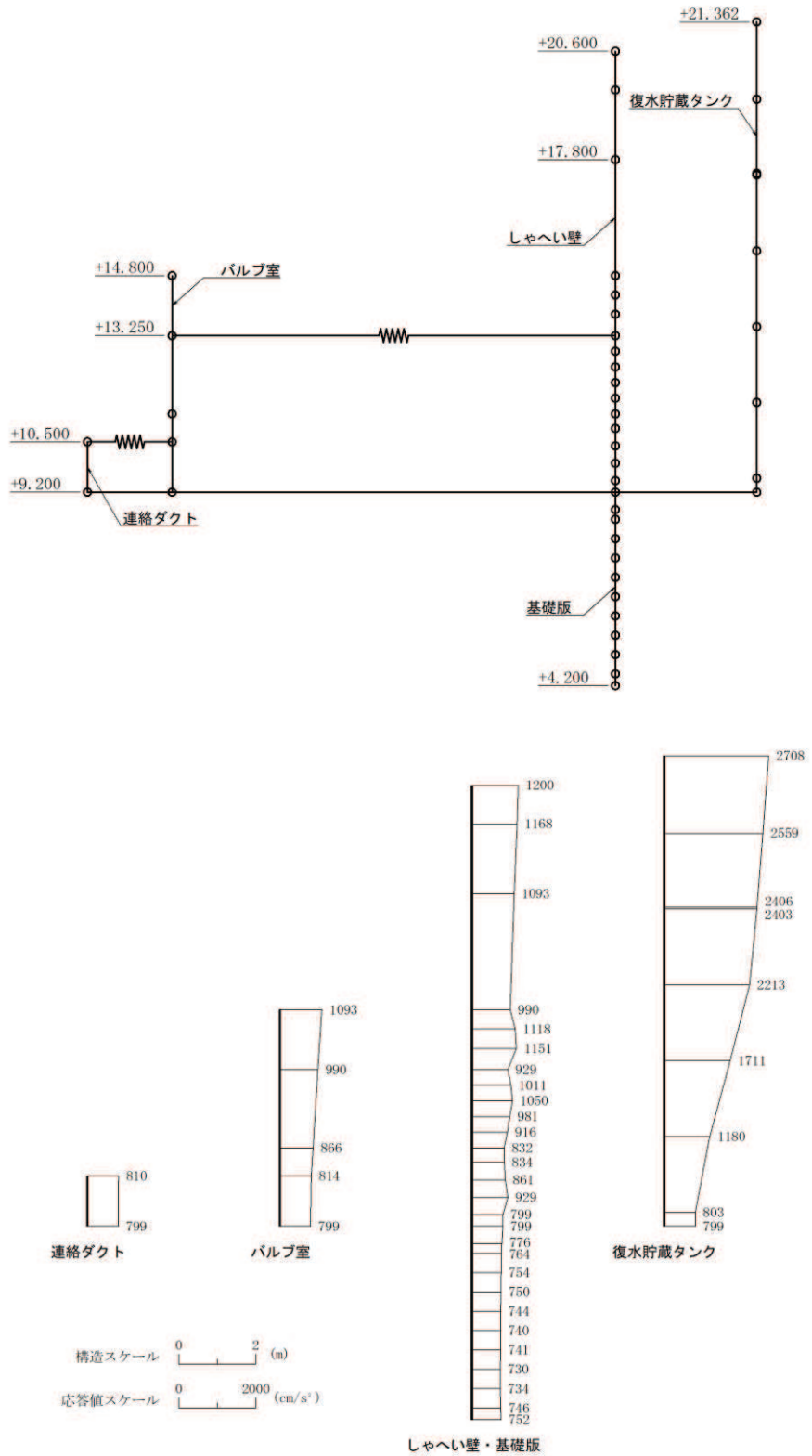
O. P. (m)



(b) $S_s - D_2$ (++) 鉛直

図 1-2(2) 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 南北方向)

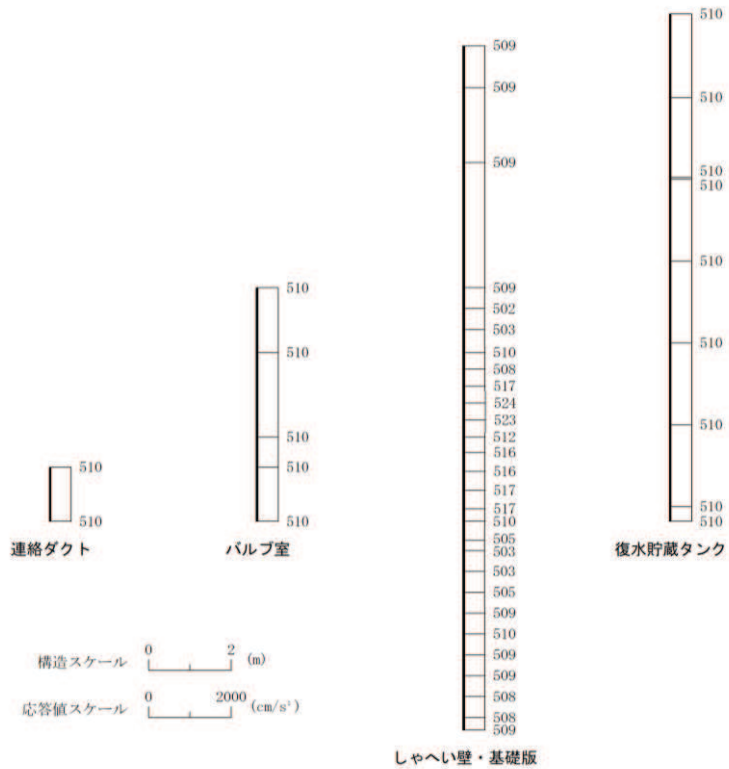
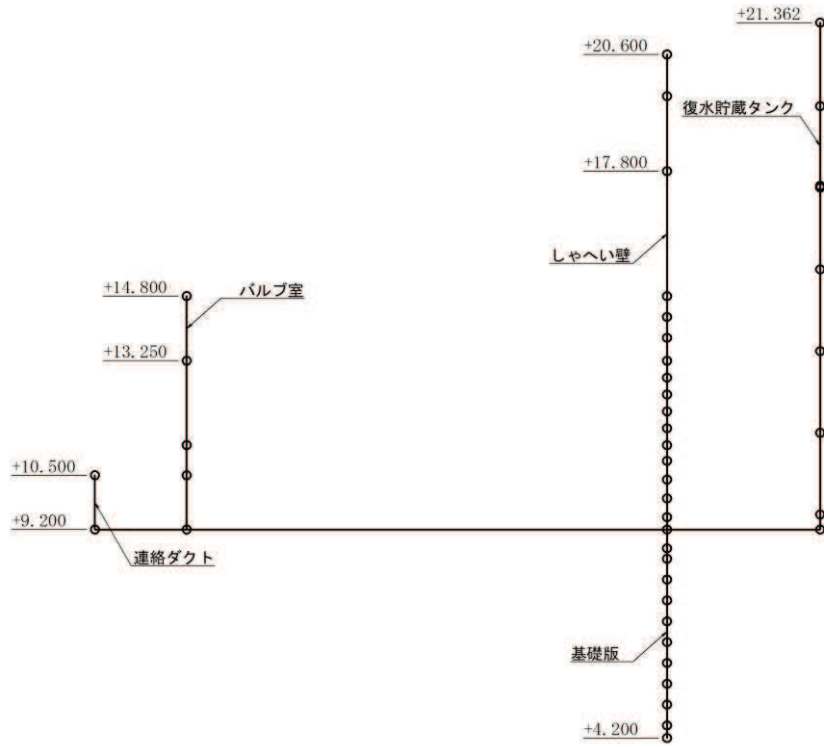
O. P. (m)



(a) S s - D 3 (++) 水平

図 1-3(1) 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 南北方向)

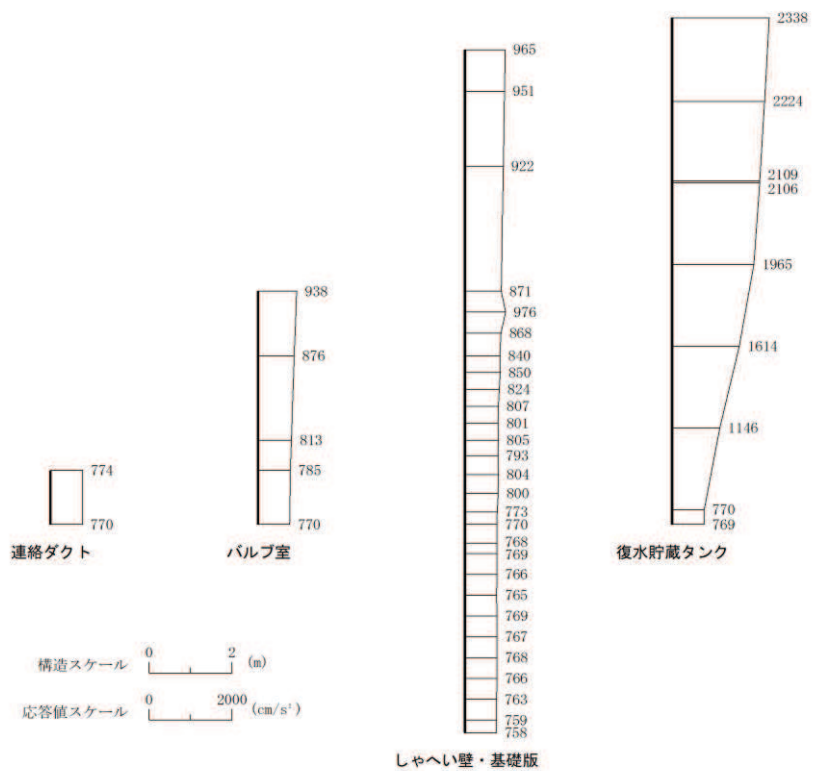
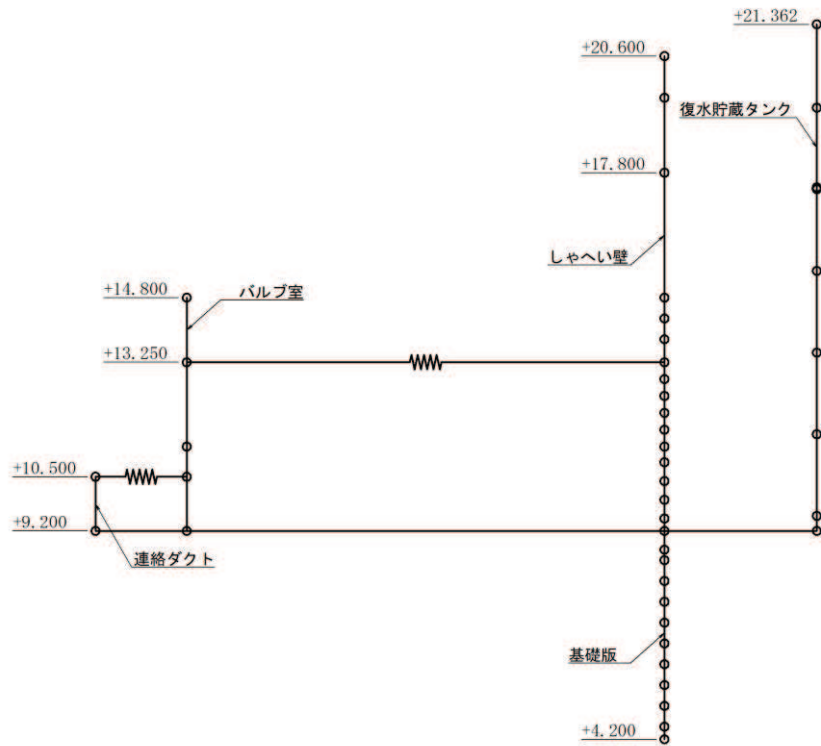
O. P. (m)



(b) S s - D 3 (++) 鉛直

図 1-3(2) 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 南北方向)

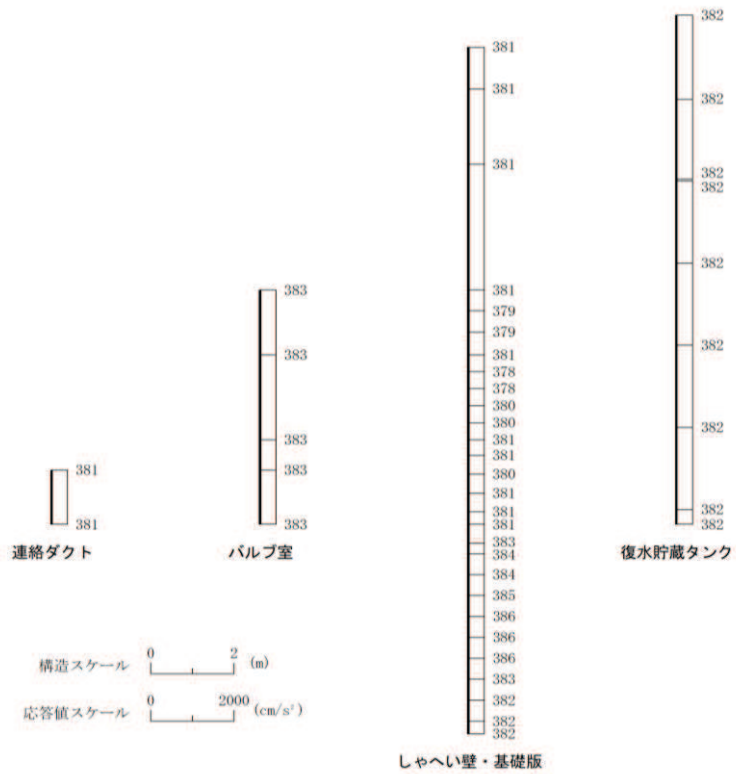
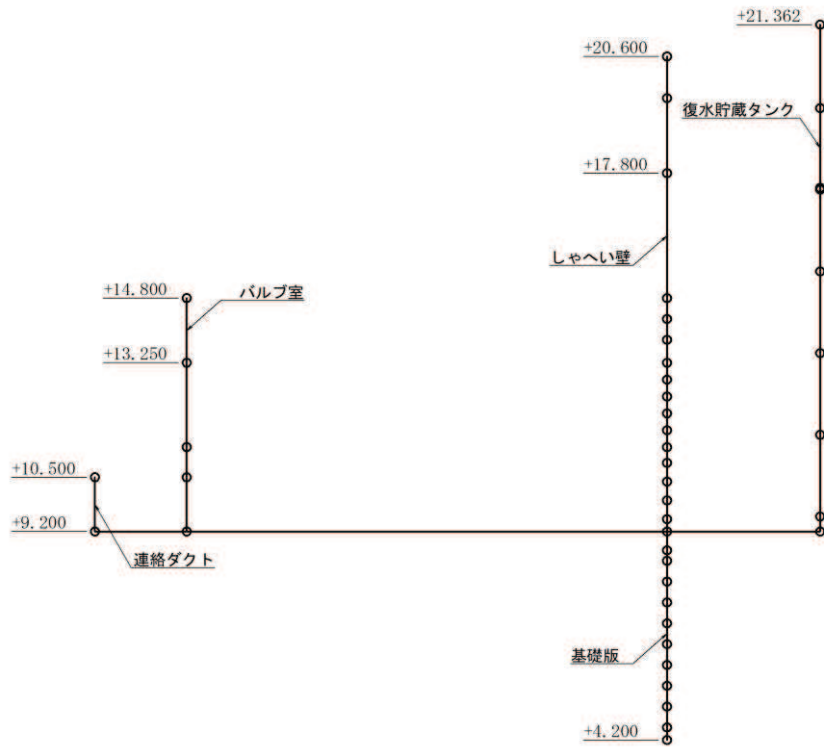
O. P. (m)



(a) S s - F 1 (++) 水平

図 1-4(1) 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 南北方向)

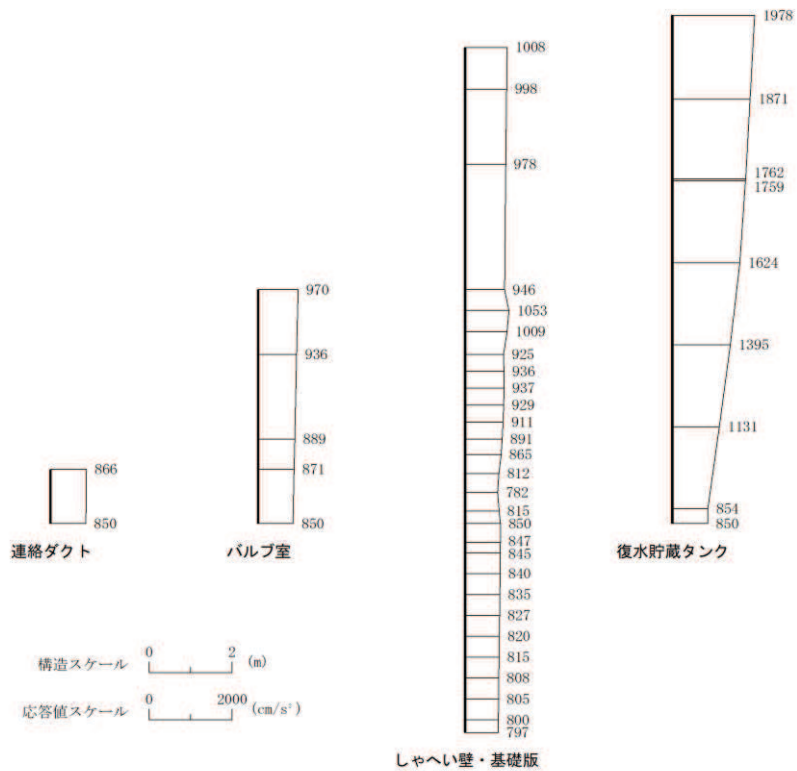
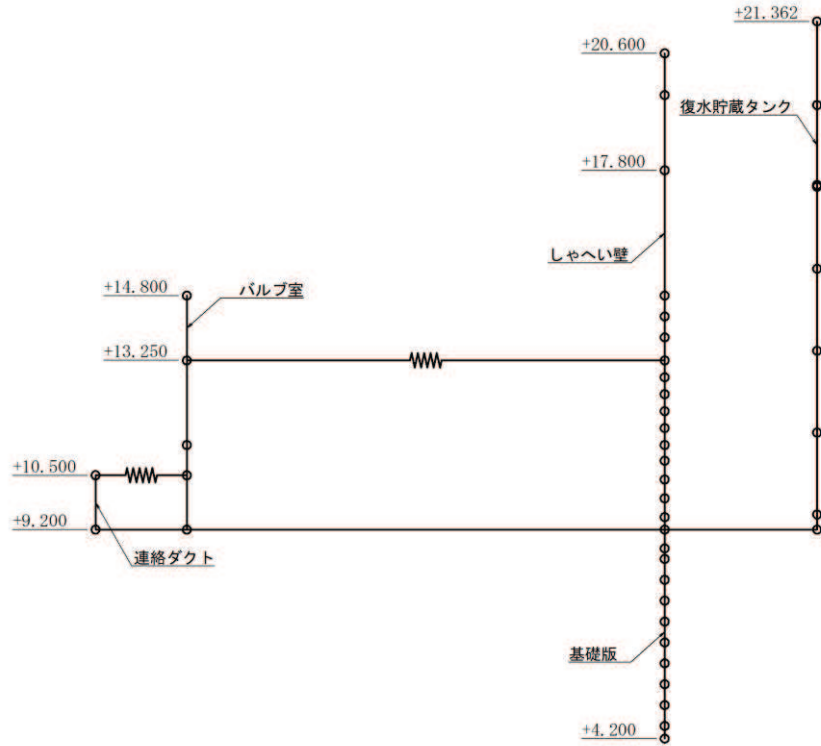
O. P. (m)



(b) S s - F 1 (++) 鉛直

図 1-4(2) 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 南北方向)

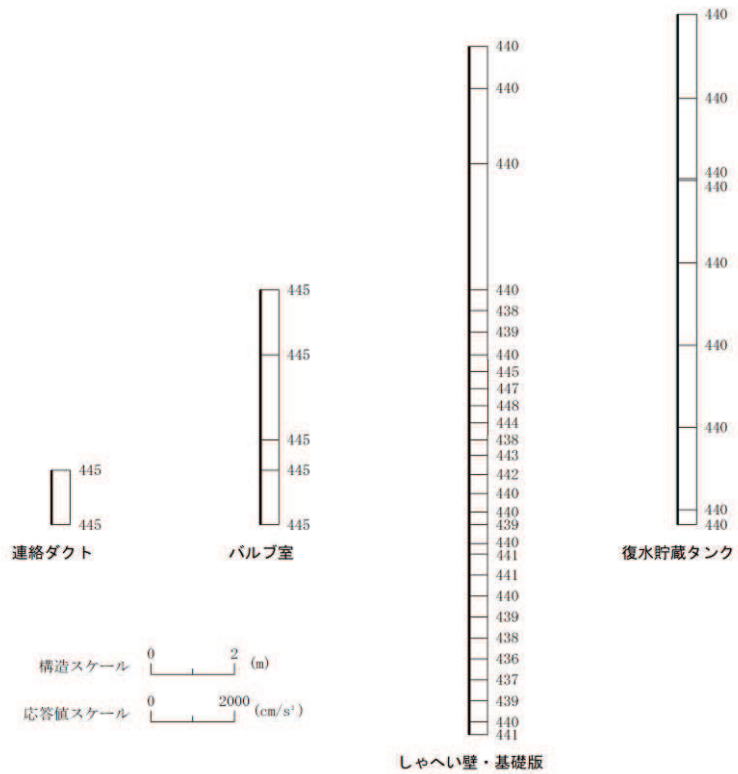
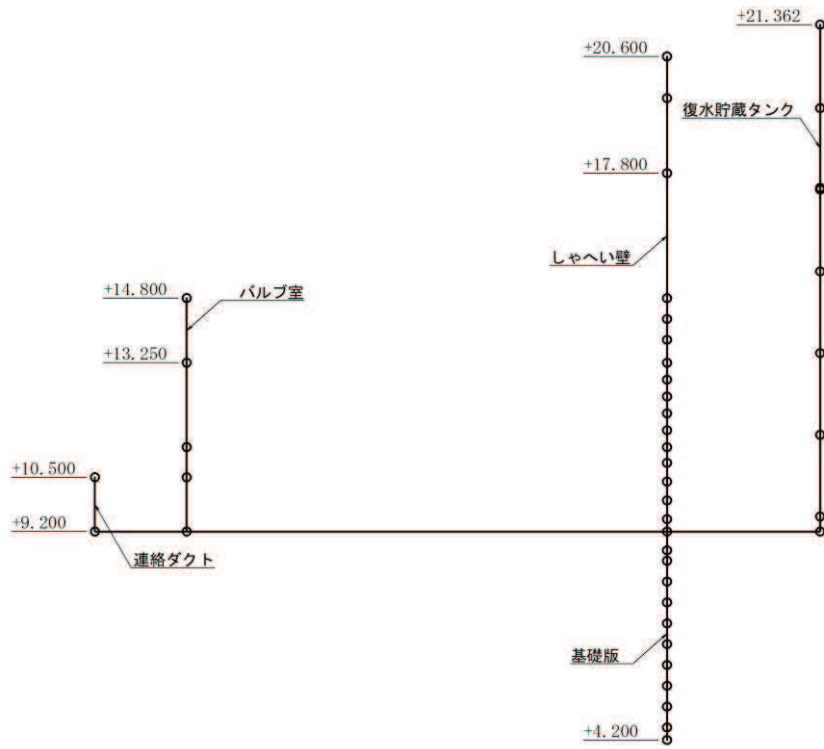
O. P. (m)



(a) S s - F 2 (++) 水平

図 1-5(1) 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 南北方向)

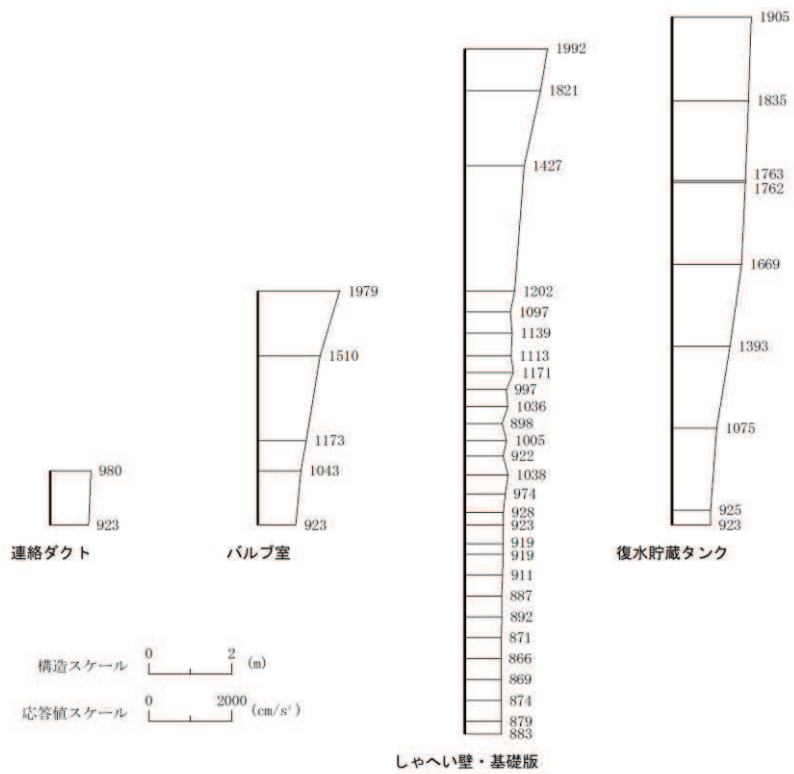
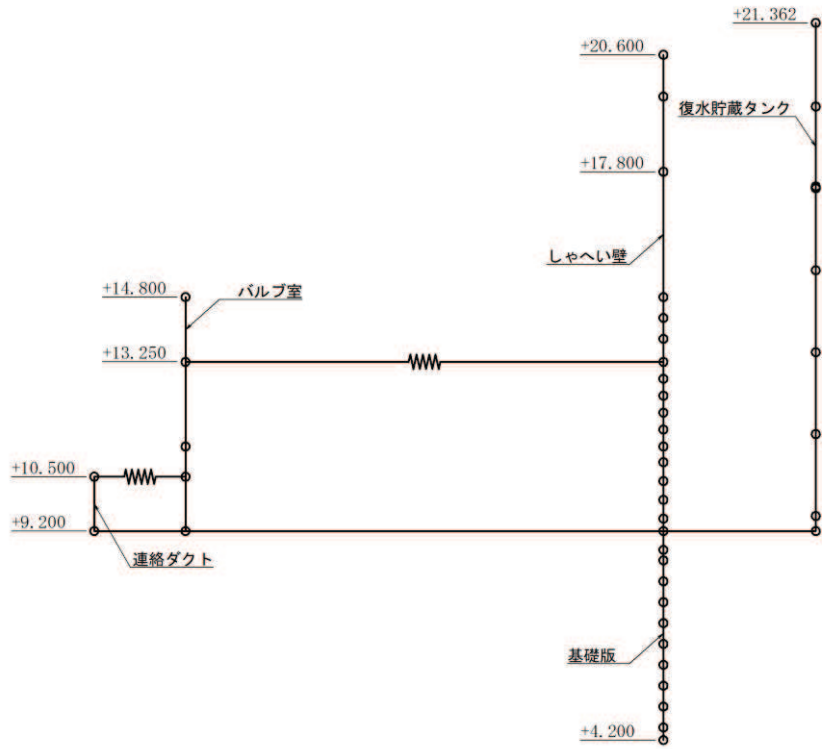
O. P. (m)



(b) S s - F 2 (++) 鉛直

図 1-5(2) 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 南北方向)

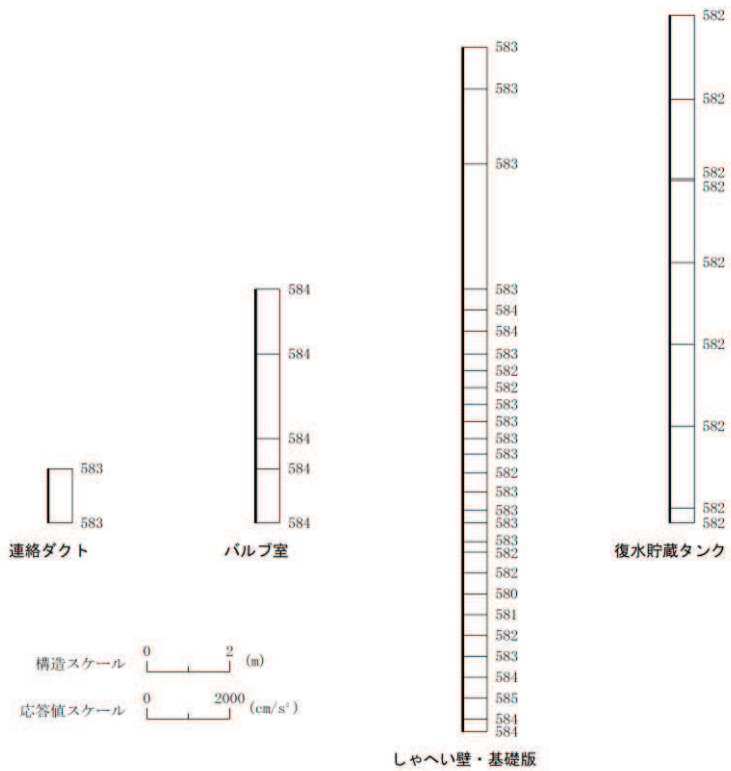
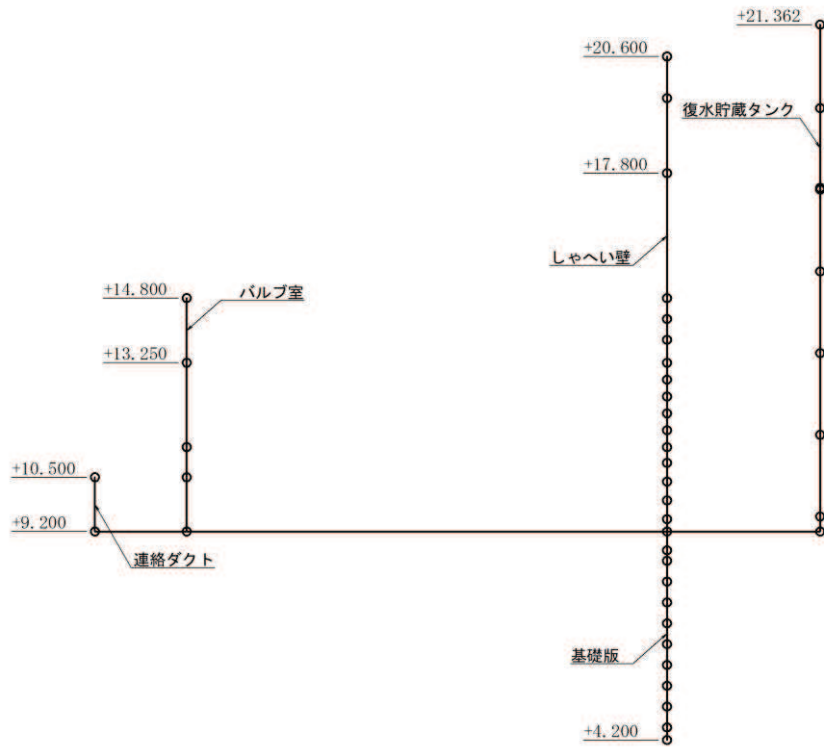
O. P. (m)



(a) S s - F 3 (++) 水平

図 1-6(1) 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 南北方向)

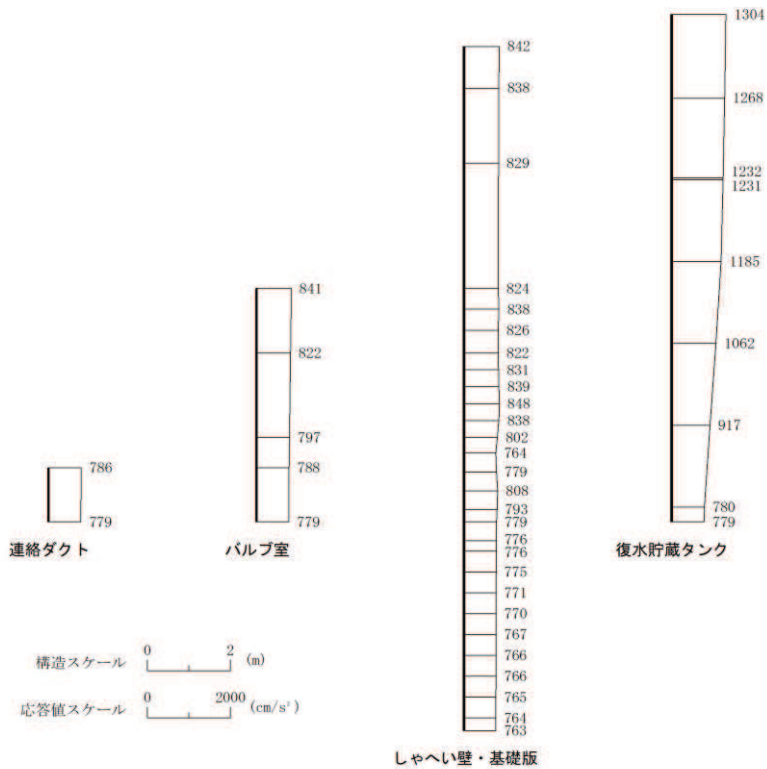
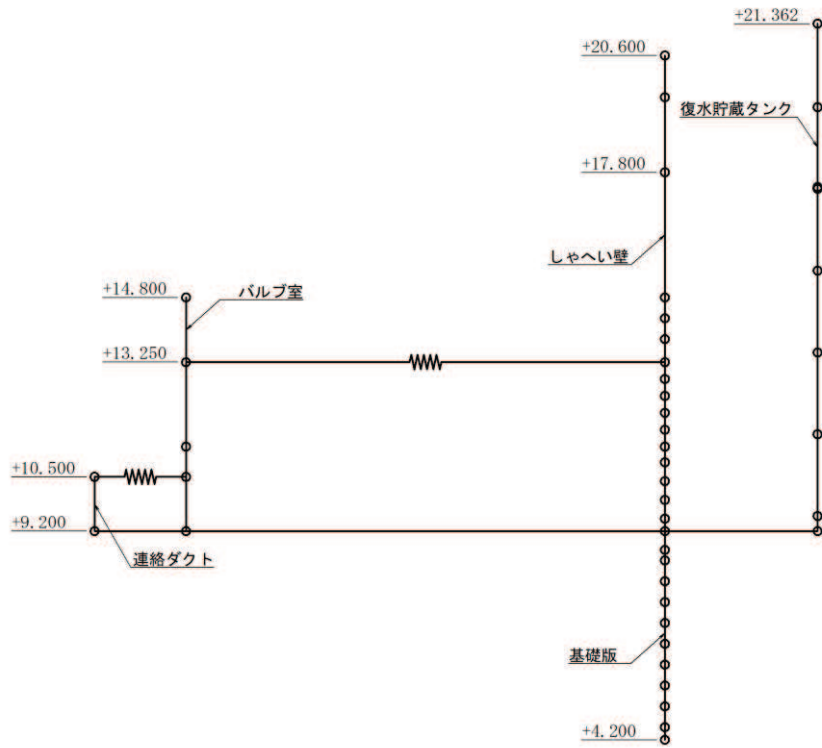
O. P. (m)



(b) S_s - F₃ (++) 鉛直

図 1-6(2) 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 南北方向)

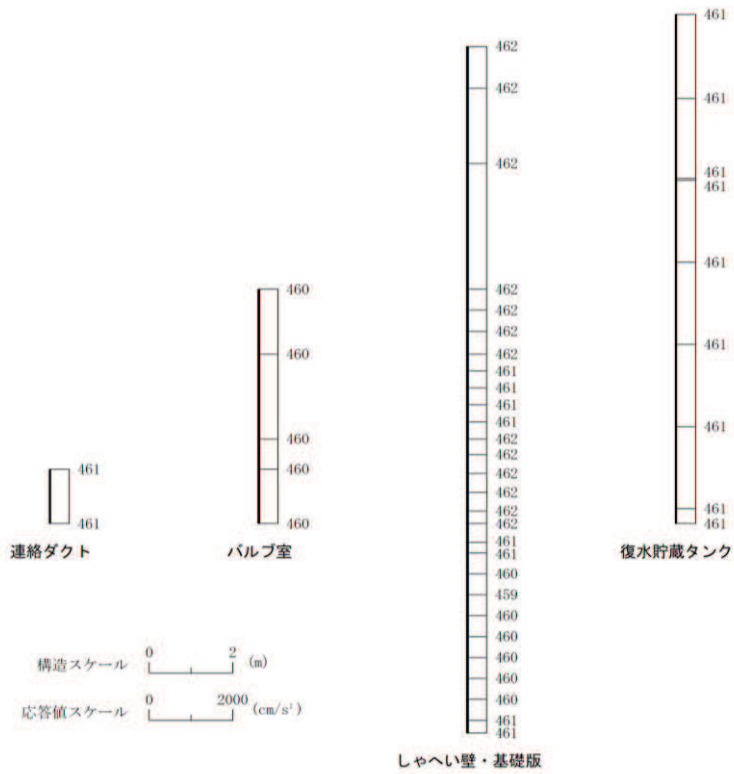
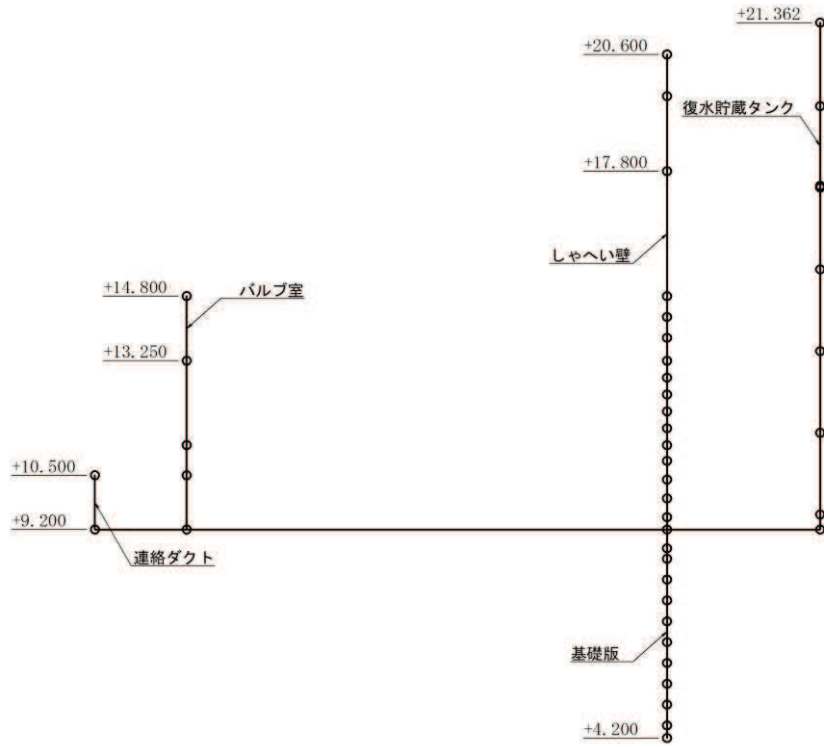
O. P. (m)



(a) S s - N 1 (++) 水平

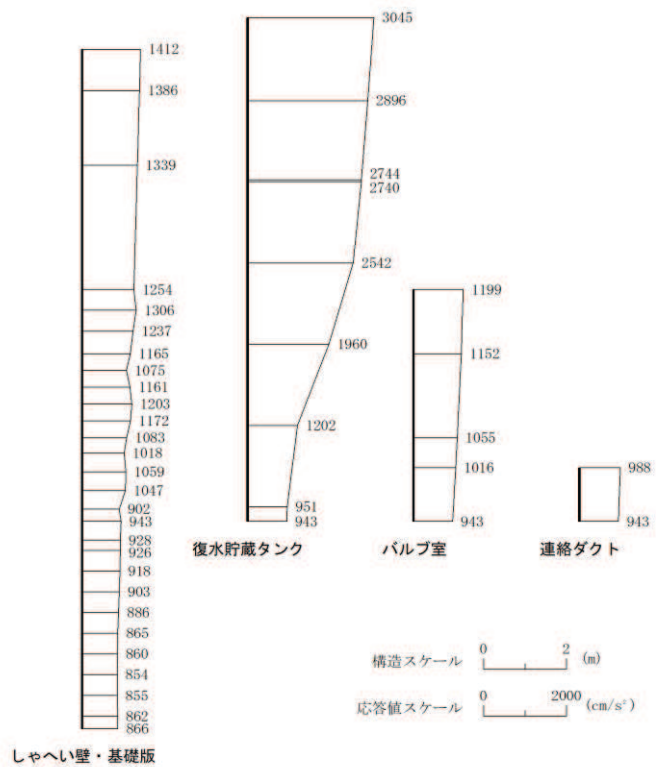
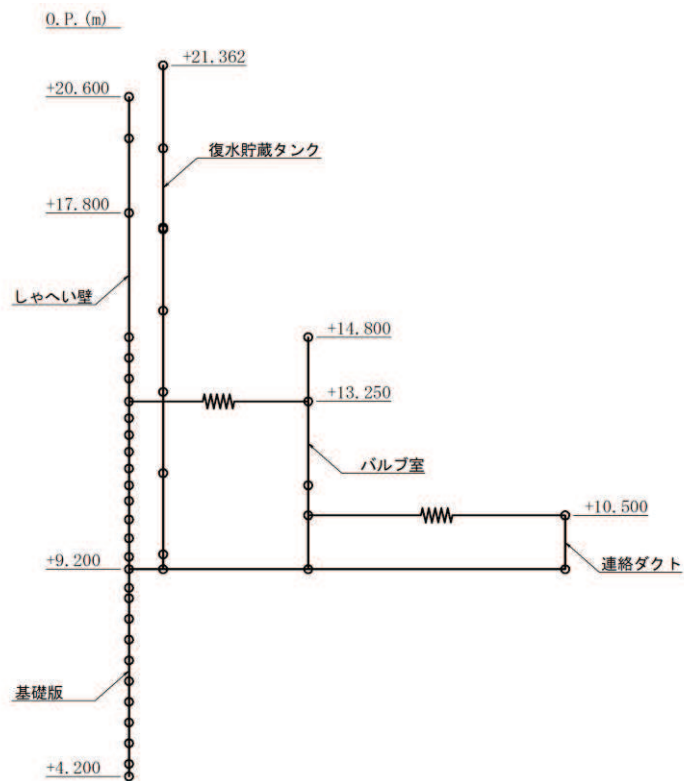
図 1-7(1) 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 南北方向)

O. P. (m)



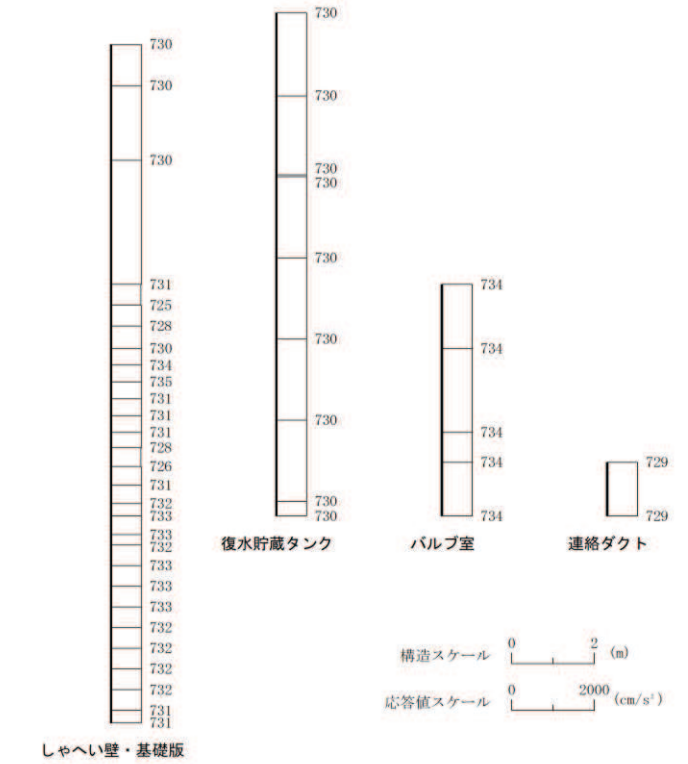
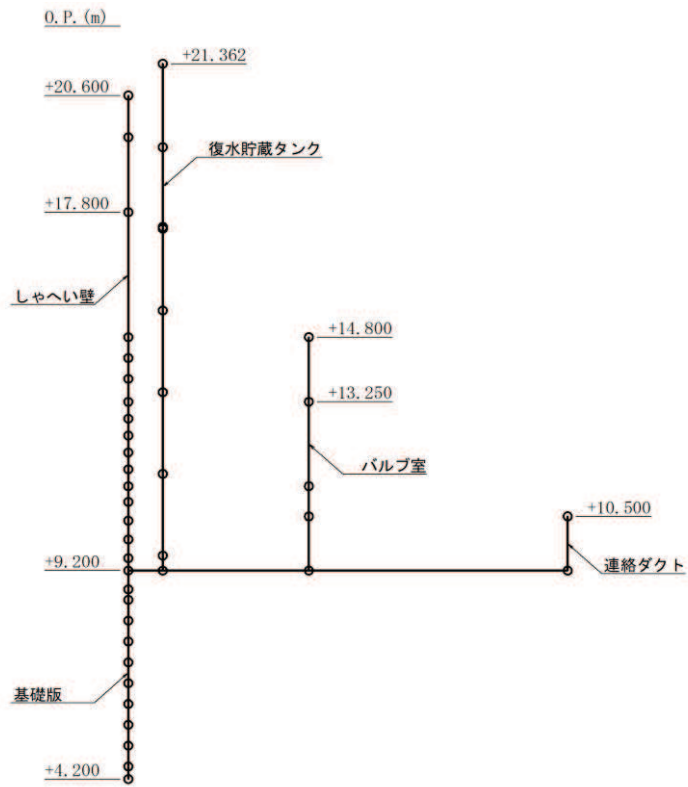
(b) S_s - N 1 (++) 鉛直

図 1-7(2) 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 南北方向)



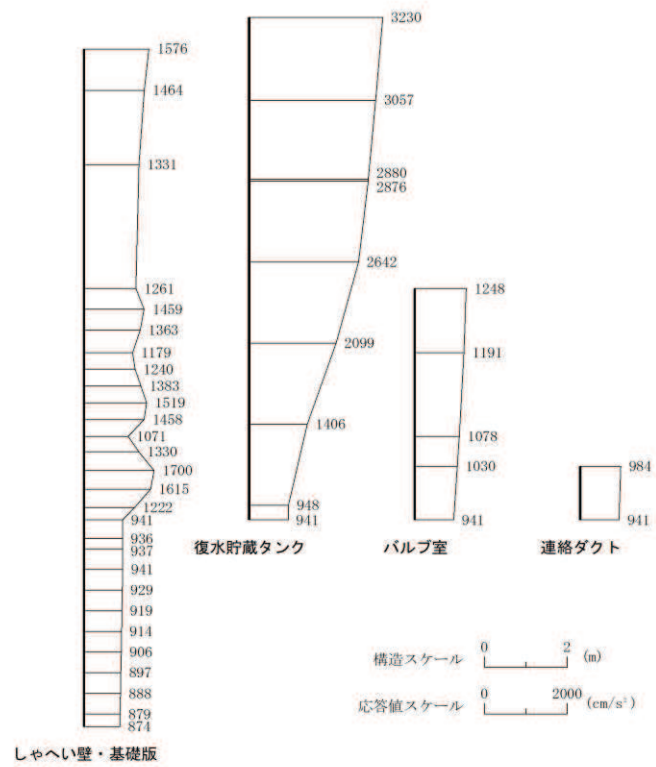
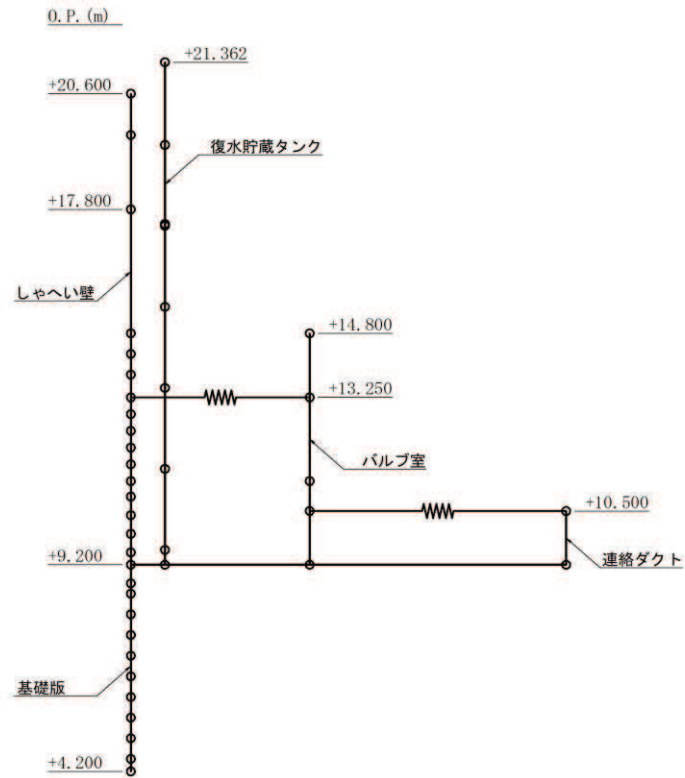
(a) S s - D 1 (++) 水平

図 1-8(1) 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 東西方向)



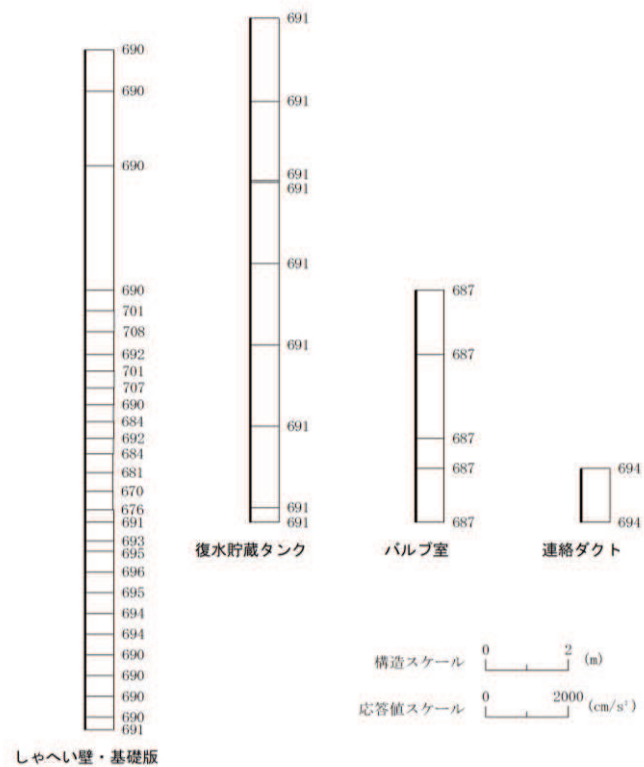
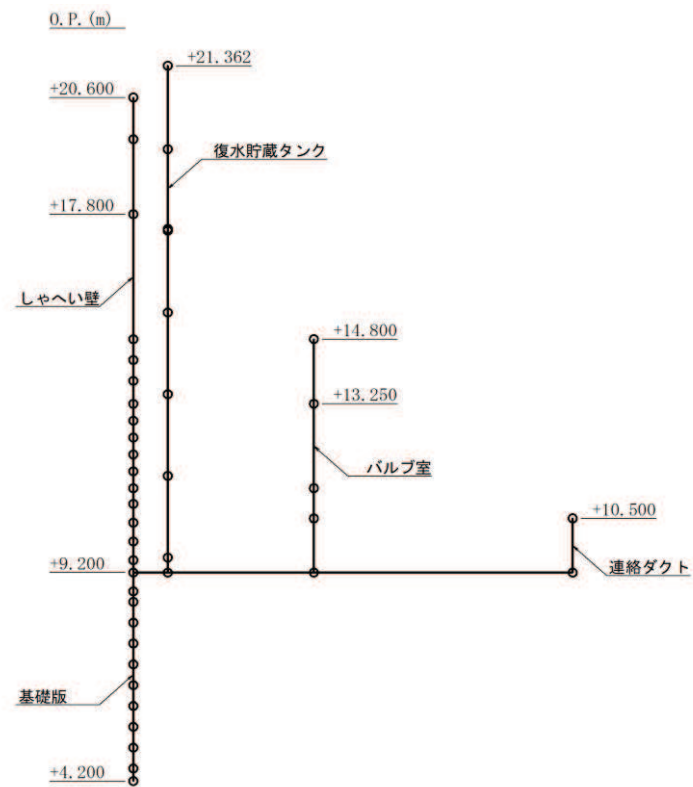
(b) S s - D 1 (++) 鉛直

図 1-8(2) 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 東西方向)



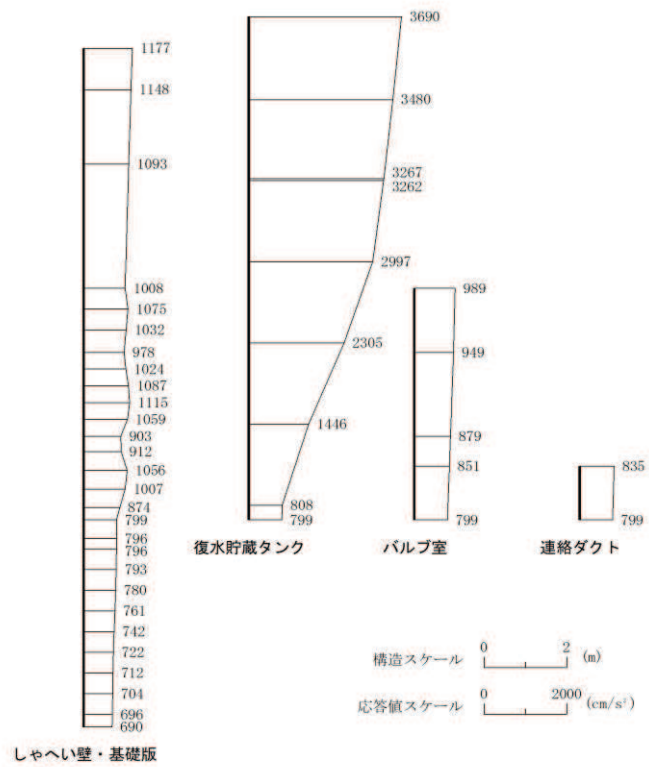
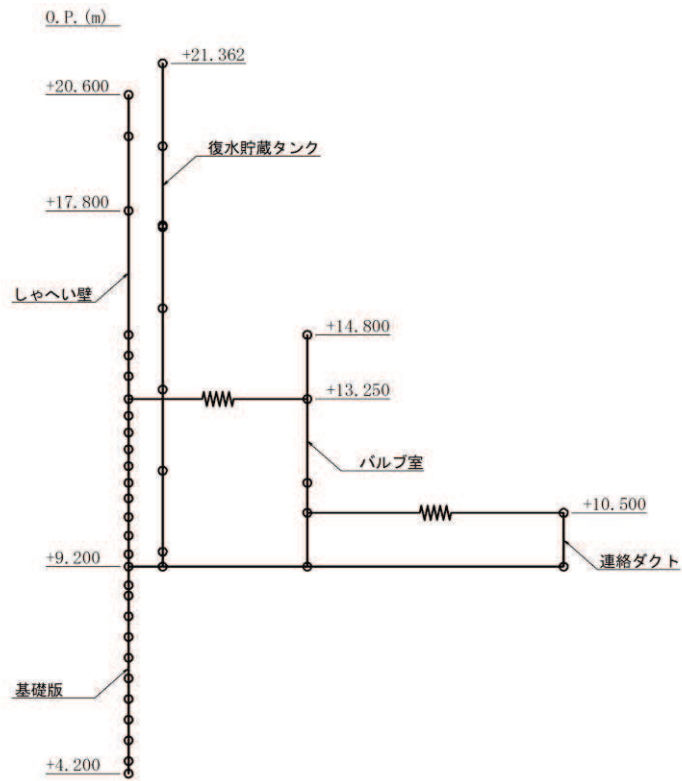
(a) S s - D 2 (++) 水平

図 1-9(1) 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 東西方向)



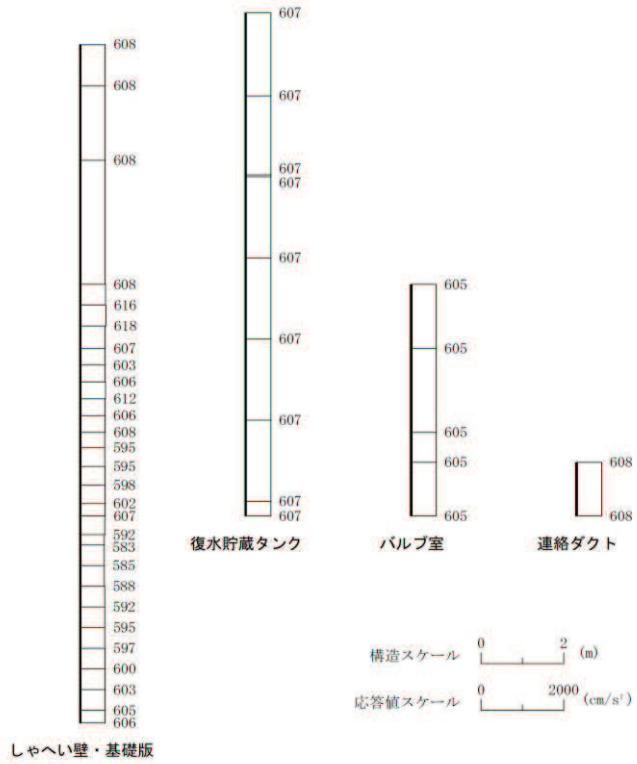
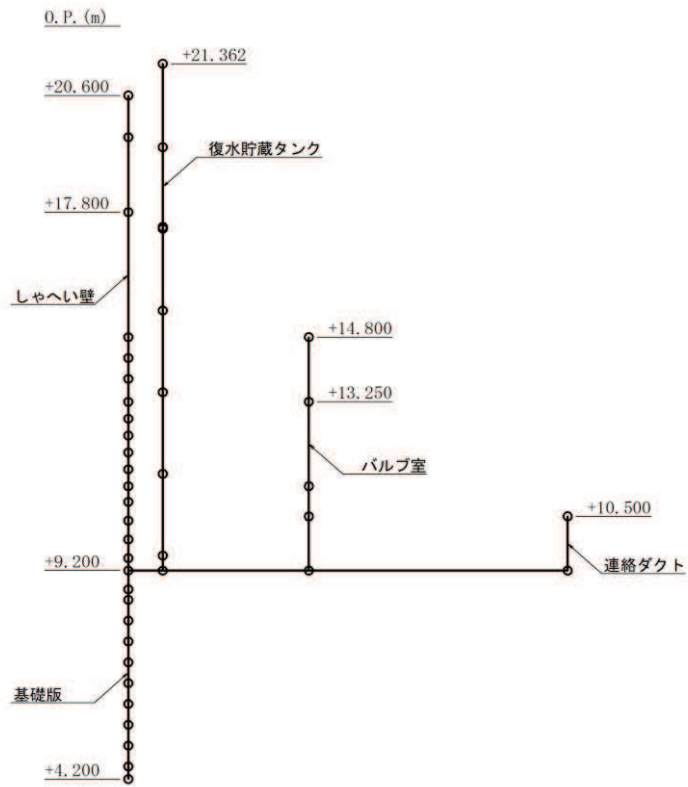
(b) S_s - D 2 (+ +) 鉛直

図 1-9(2) 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 東西方向)



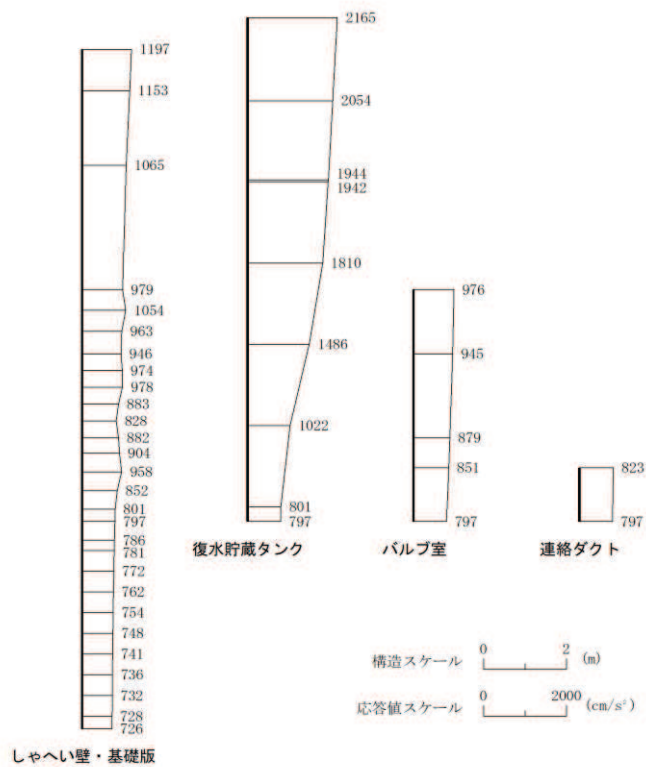
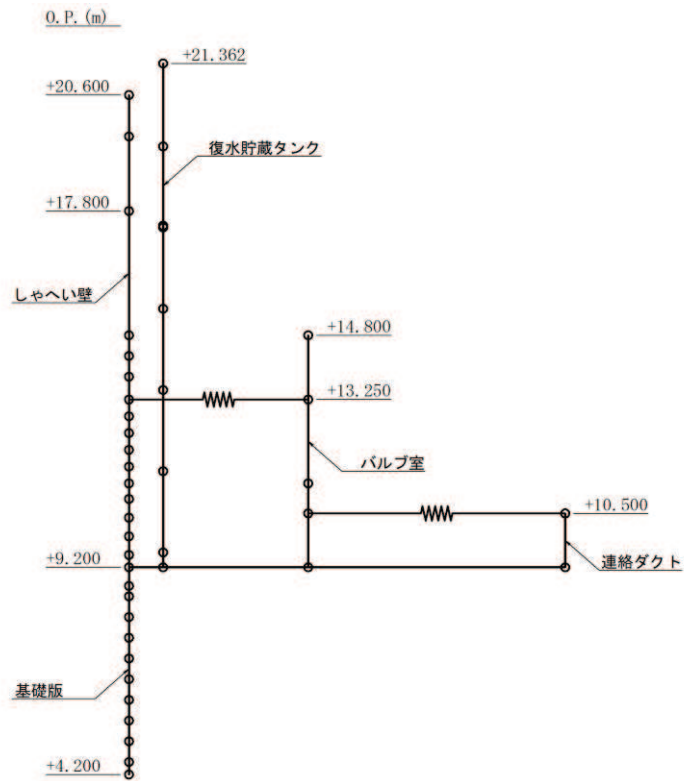
(a) S s - D 3 (++) 水平

図 1-10(1) 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 東西方向)



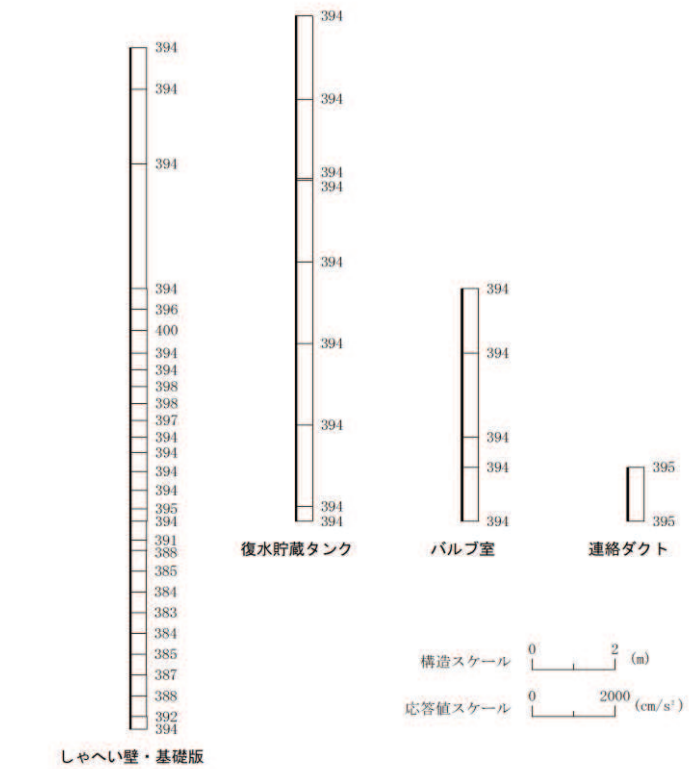
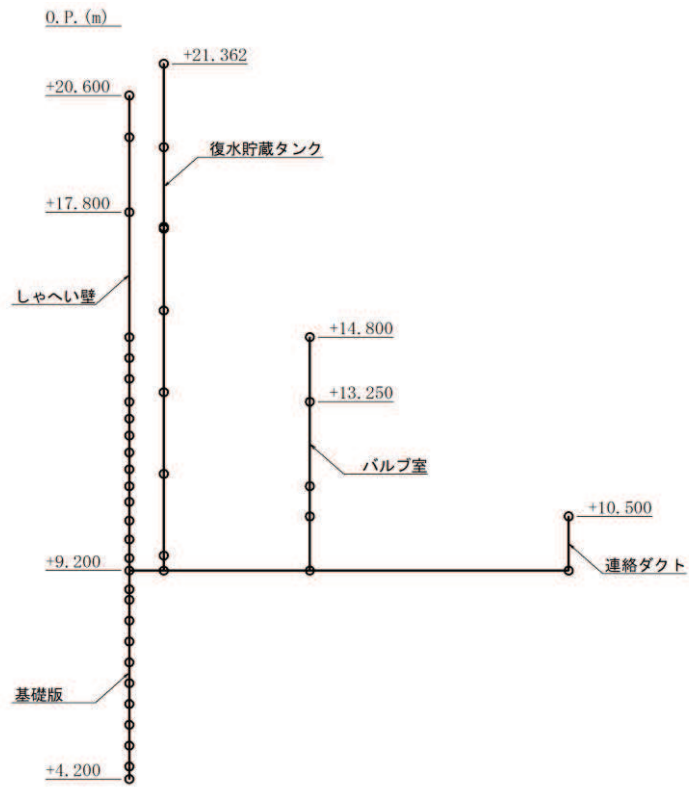
(b) S s - D 3 (++) 鉛直

図 1-10(2) 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 東西方向)



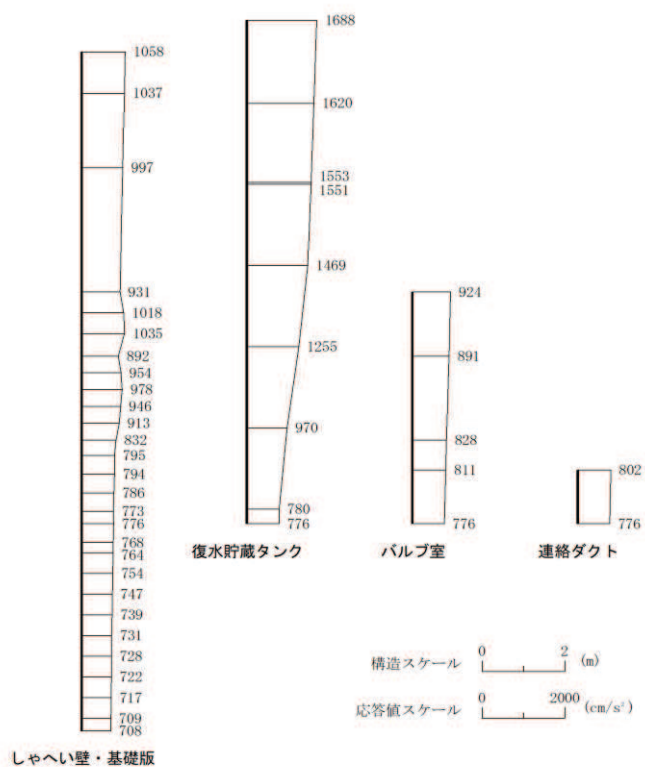
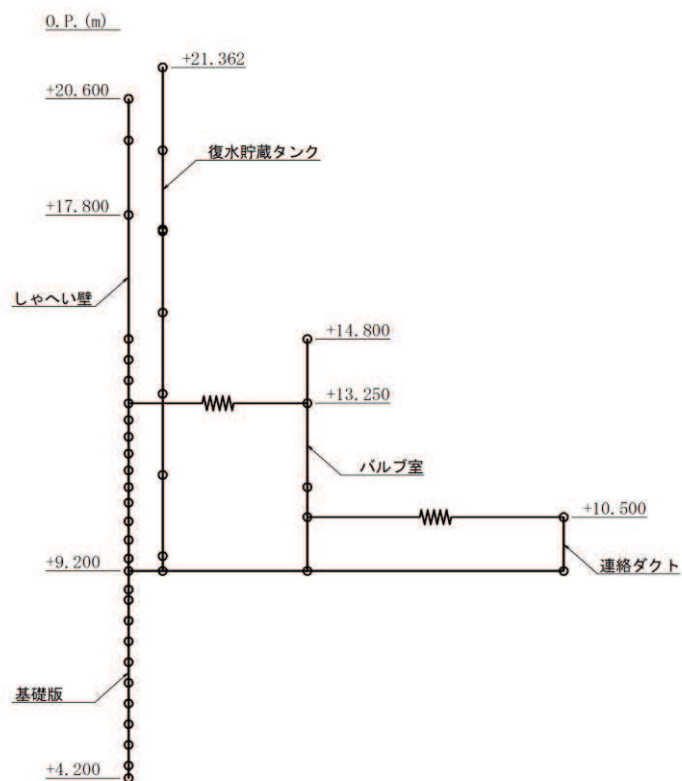
(a) S s - F 1 (++) 水平

図 1-11(1) 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 東西方向)



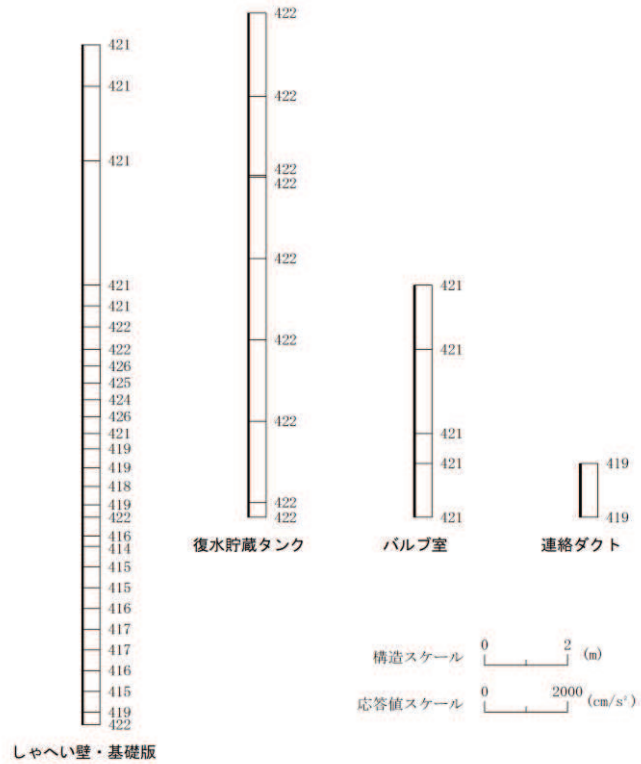
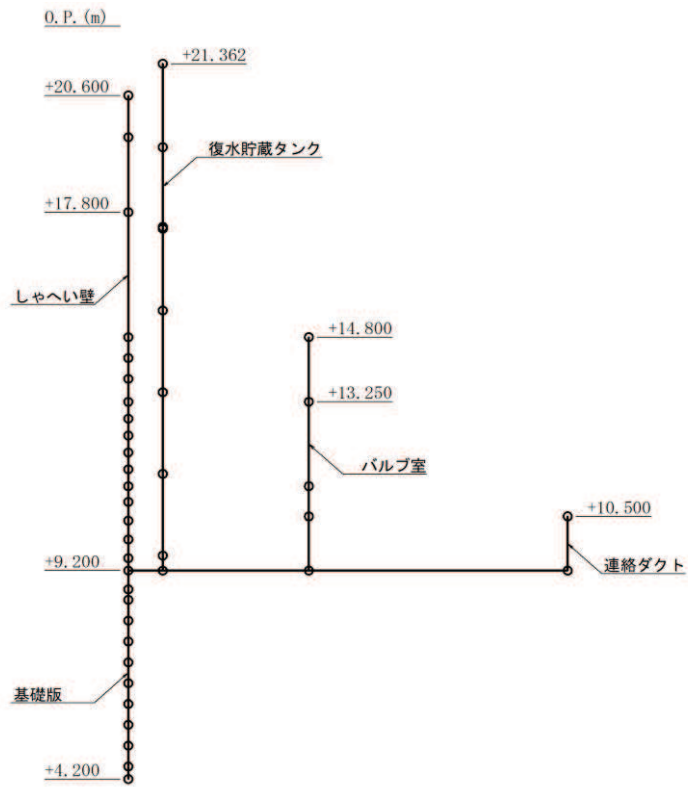
(b) S s - F 1 (++) 鉛直

図 1-11(2) 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 東西方向)



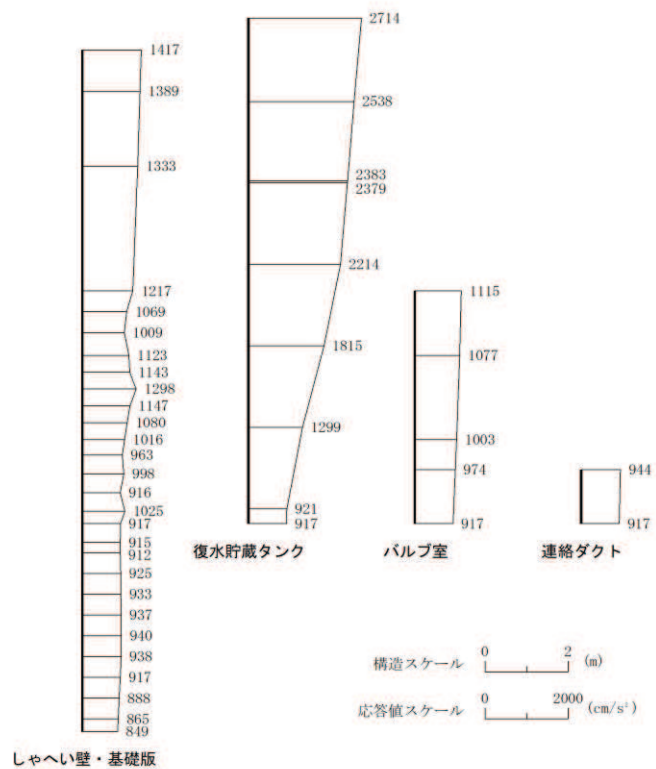
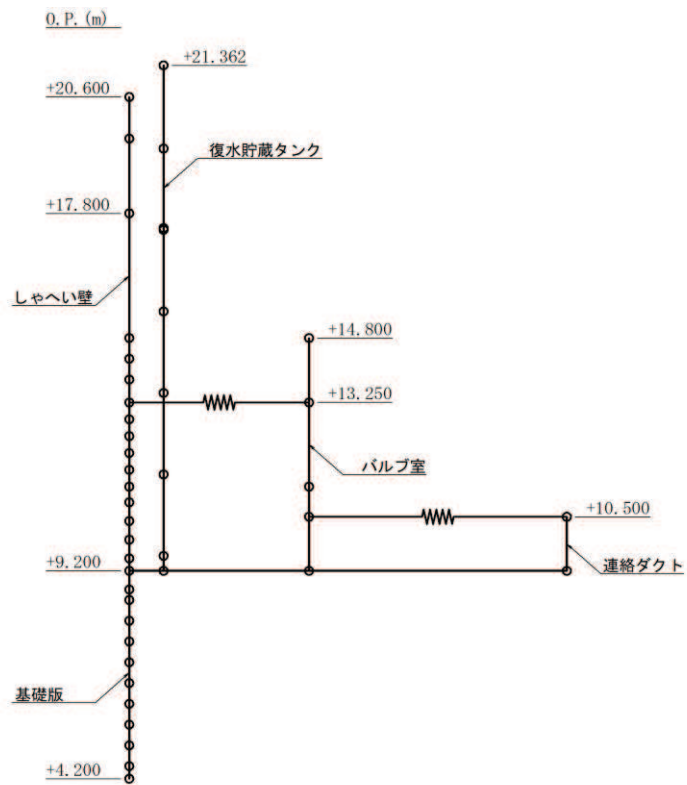
(a) S s - F 2 (++) 水平

図 1-12(1) 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 東西方向)



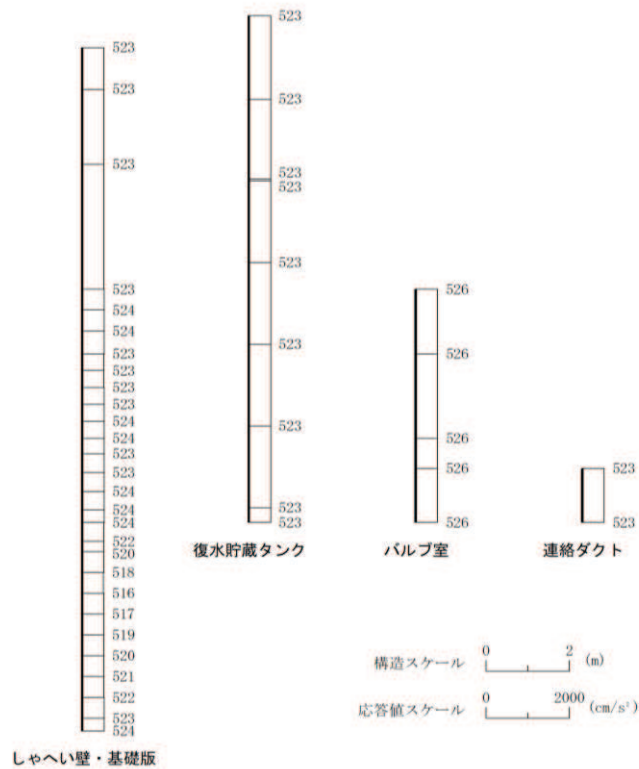
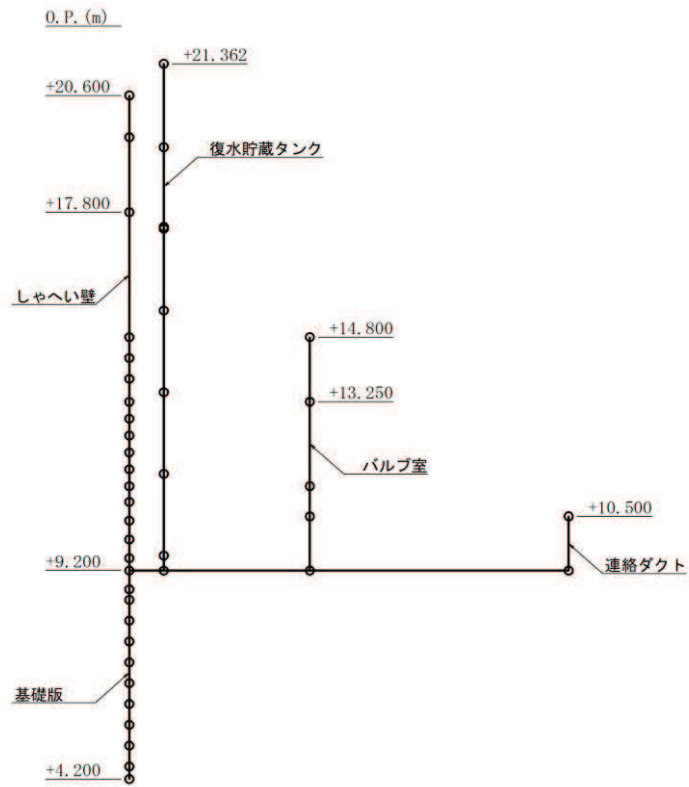
(b) S s - F 2 (++) 鉛直

図 1-12(2) 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 東西方向)



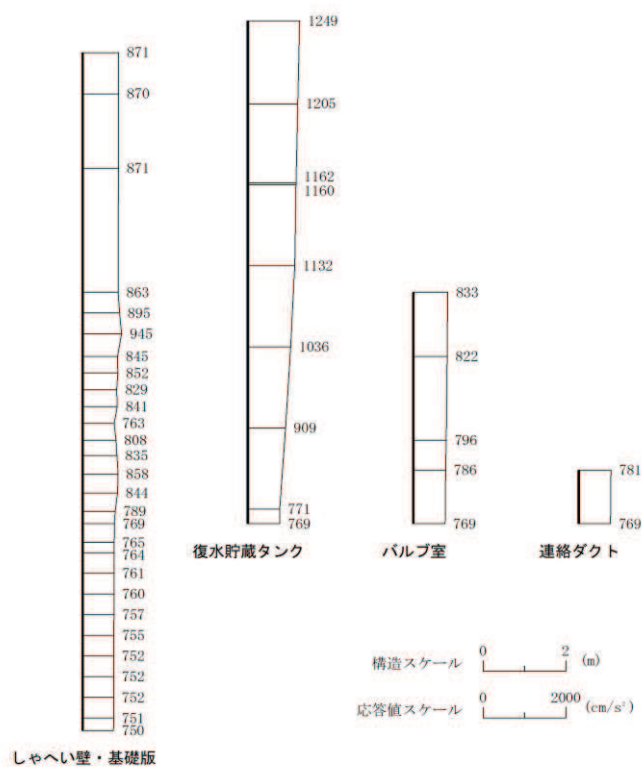
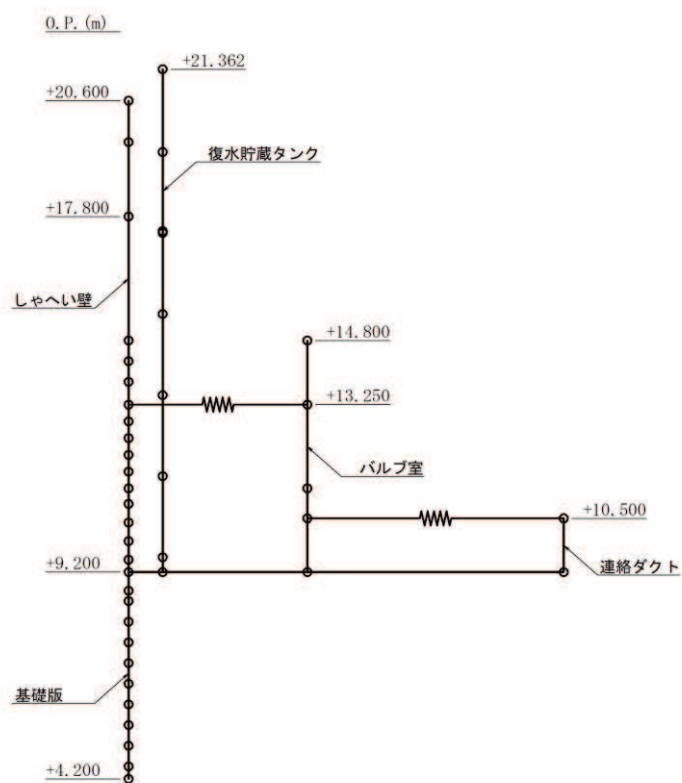
(a) S s - F 3 (++) 水平

図 1-13(1) 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 東西方向)



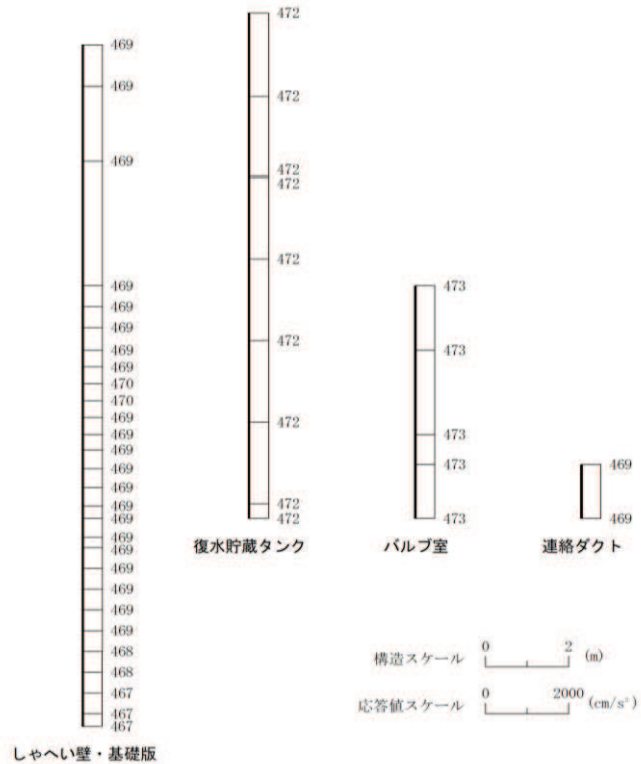
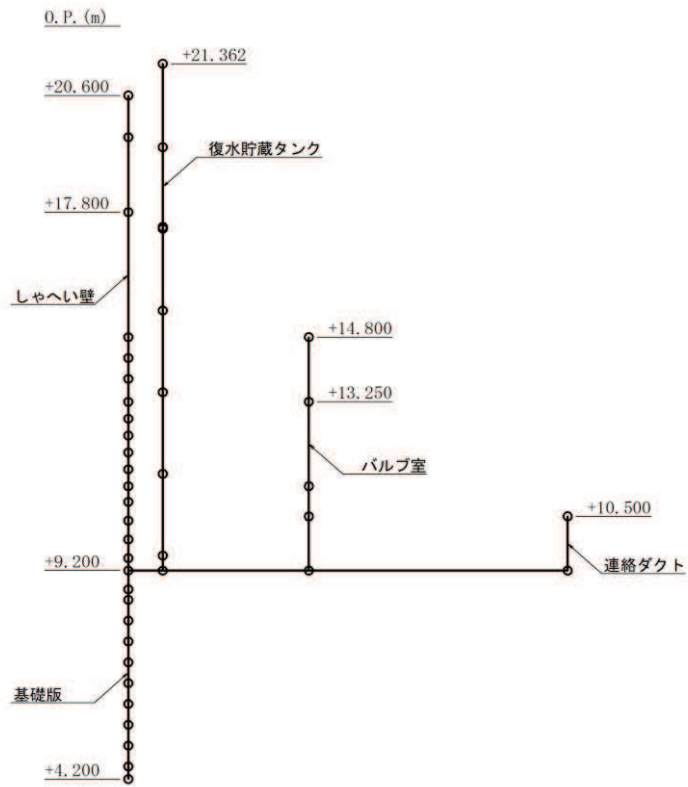
(b) S s - F 3 (++) 鉛直

図 1-13(2) 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 東西方向)



(a) S s - N 1 (++) 水平

図 1-14(1) 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 東西方向)



(b) S s - N 1 (++) 鉛直

図 1-14(2) 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 東西方向)

参考資料 2 静的地震力に対する耐震評価

復水貯蔵タンク基礎については、既工認において、耐震クラス B クラスの地震力を準用して評価を行っている。そのため、C クラス施設に求められる静的地震力 ($kh=0.16$) を上回る、水平震度 (地震層せん断力係数 $1.5 \cdot C_i$) による地震力に対して、許容応力度法による耐震評価を実施していることから、今回工認では、静的地震力による評価は省略する。

参考資料 3 照査時刻の選定の妥当性について

1. はじめに

三次元構造解析を行う箱型構造物は、構造的特徴を踏まえ、損傷モードごと及び部材ごとに評価が厳しくなる照査時刻を選定しており、復水貯蔵タンク基礎については表 1-1 に示す照査時刻を選定している。

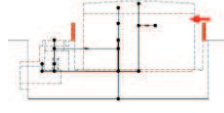
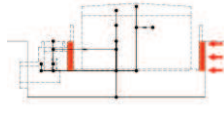
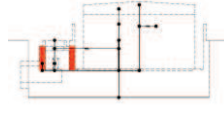
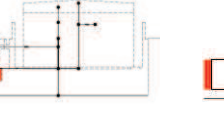
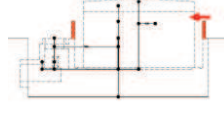
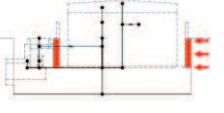
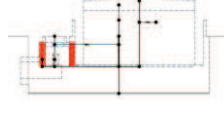
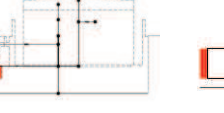
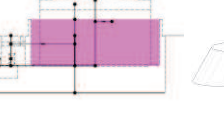
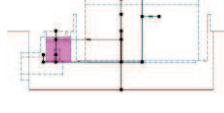

本検討では、表 1-1 に示す照査時刻（11 時刻）における地震時荷重の包絡（照査時刻包絡）と全時刻における地震時荷重の包絡（全時刻包絡）の深度分布を比較し、照査時刻以外の荷重状態が、耐震評価に影響を及ぼすことがなく時刻選定が妥当であることを検証する。

検証の結果、復水貯蔵タンク基礎の耐震評価において、照査時刻の荷重より大きい荷重は、地震時土圧は大きいものの慣性力が小さく、水平荷重の合力としては小さい時刻であることから、復水貯蔵タンク基礎の耐震評価への影響が小さい荷重であることを確認した。

次に、片側からの荷重の大きさに着目して照査時刻を選定していることについて、水平動を反転した地震動の考慮により反対方向からの荷重の大きさにも着目した照査時刻選定になっていることを確認した。

以上から、現設計で実施している照査時刻の選定が妥当であることを確認した。

表 1-1 照査時刻の考え方（しゃへい壁，バルブ室及び連絡ダクト）

照査時刻	損傷モード	着目部位		加振方向	荷重抽出時刻
時刻 1-1	曲げ・軸力系の破壊	しゃへい壁 (地上部)		東西 南北	しゃへい壁部材（地上部）の転倒モーメントが最大となる時刻
時刻 1-2		しゃへい壁 (地中部)		東西 南北	しゃへい壁部材（地中部）の転倒モーメントが最大となる時刻
時刻 1-3		バルブ室壁		東西 南北	バルブ室頂版～基礎版間の層間変位が最大となる時刻
時刻 1-4		連絡ダクト壁		東西	連絡ダクト頂版～基礎版間の層間変位が最大となる時刻
時刻 1-5	せん断破壊 (面外)	しゃへい壁 (地上部)		東西 南北	しゃへい壁部材（地上部）の総水平荷重が最大となる時刻
時刻 1-6		しゃへい壁 (地中部)		東西 南北	しゃへい壁部材（地中部）の総水平荷重が最大となる時刻
時刻 1-7		バルブ室壁		東西 南北	総水平荷重が最大となる時刻 (バルブ室下端のせん断力が最大となる時刻)
時刻 1-8		連絡ダクト壁		東西	総水平荷重が最大となる時刻 (連絡ダクト下端のせん断力が最大となる時刻)
時刻 1-9	せん断破壊 (面内)	しゃへい壁		東西 南北	しゃへい壁部材の層間変位が最大となる時刻
時刻 1-10 (時刻 1-3)		バルブ室壁		東西 南北	バルブ室頂版～基礎版間の層間変位が最大となる時刻
時刻 1-11		連絡ダクト壁		南北	連絡ダクト頂版～基礎版間の層間変位が最大となる時刻

2. 確認手順

復水貯蔵タンク基礎は、表 1-1 に示す照査時刻の考え方にに基づき 11 時刻の照査時刻を選定し、図 2-1 及び図 2-2 に示す耐震評価フローに従い、253 ケースの三次元構造解析による耐震評価を行っている。

復水貯蔵タンク基礎の耐震評価における照査時刻の妥当性の検証は、照査値の厳しい上部構造（しゃへい壁，バルブ室及び連絡ダクト）に着目して、図 2-3 に示す検証フローに基づき行うこととし、選定した 11 時刻とは異なる時刻における荷重状態が、耐震評価に影響を及ぼさないことを確認する。

確認方法は、復水貯蔵タンク基礎の耐震評価で選定した照査時刻包絡荷重（11 時刻の地震時荷重の包絡荷重）と全時刻包絡荷重の深度分布を比較し、照査時刻包絡と全時刻包絡の大小関係を確認する。照査時刻包絡が全時刻包絡を包含していない場合は、包含していない時刻を抽出し、その時刻の荷重状態が復水貯蔵タンク基礎の耐震評価に影響を与える可能性があるかを確認する。なお、復水貯蔵タンク基礎の耐震評価への影響は、各時刻の深度方向の土圧分布や三次元構造解析により確認を行う。

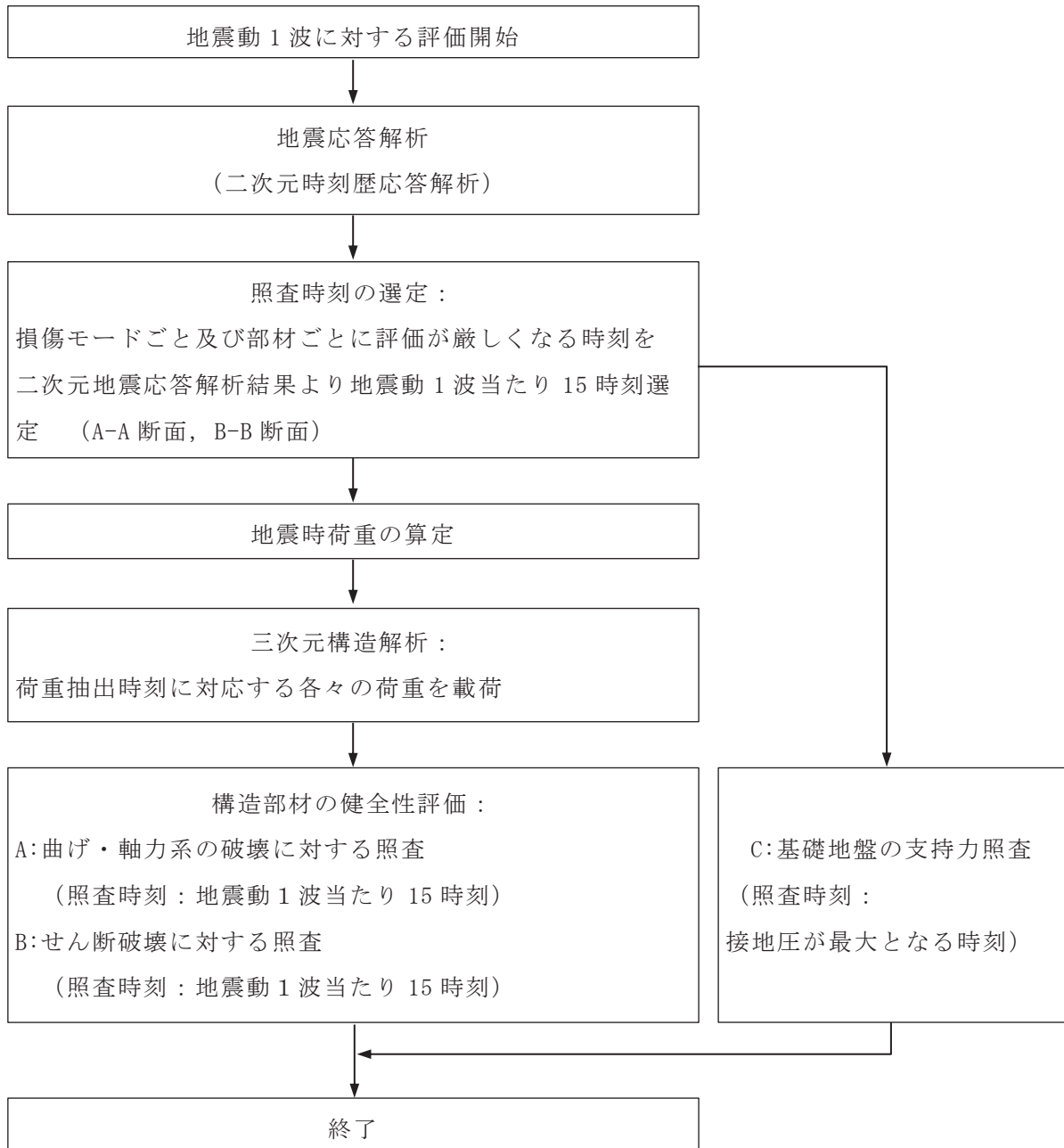


図 2-1 基本フロー（地震動 1 波に対する評価フロー）

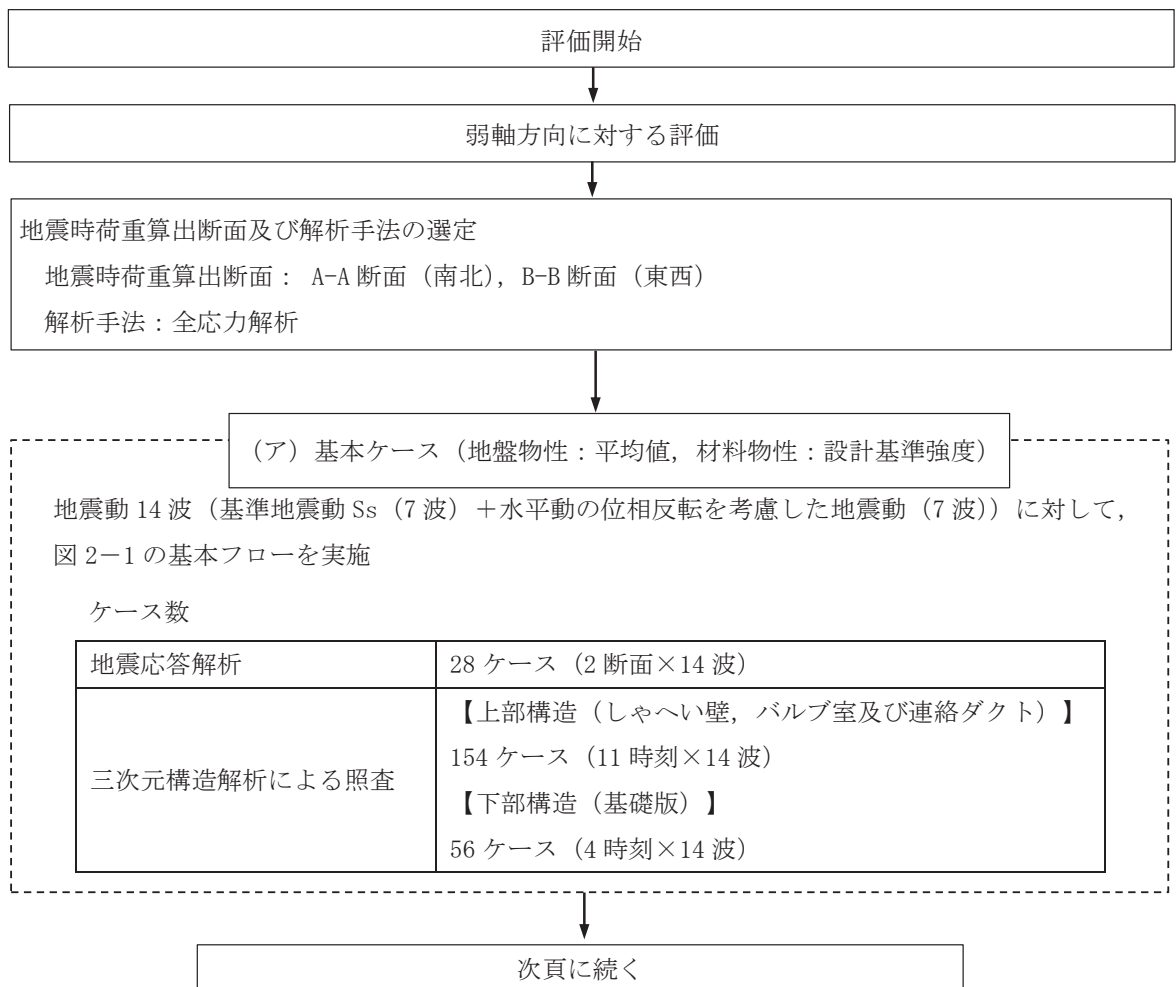


図 2-2(1) 耐震評価フロー（復水貯蔵タンク基礎の三次元構造解析フロー）

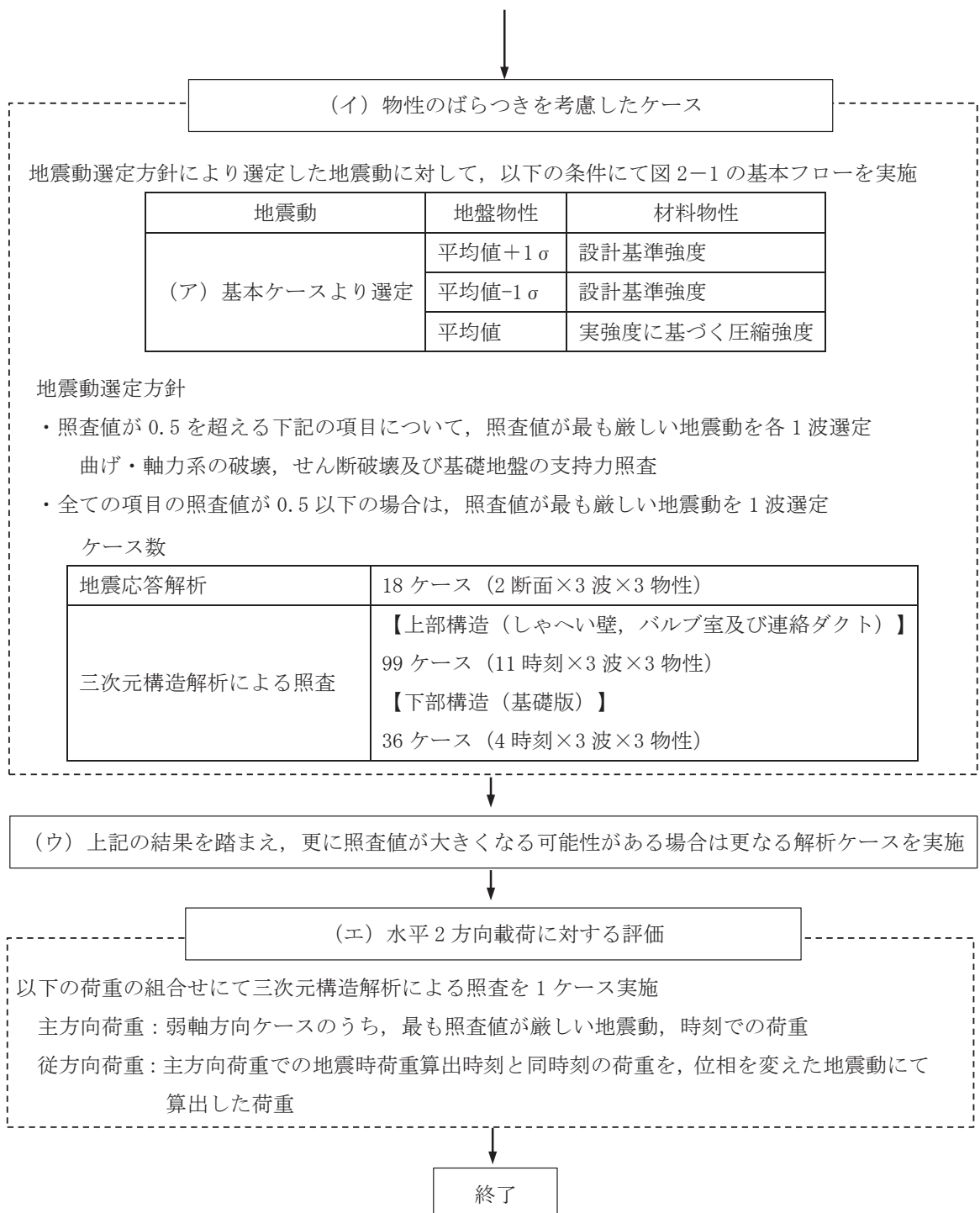
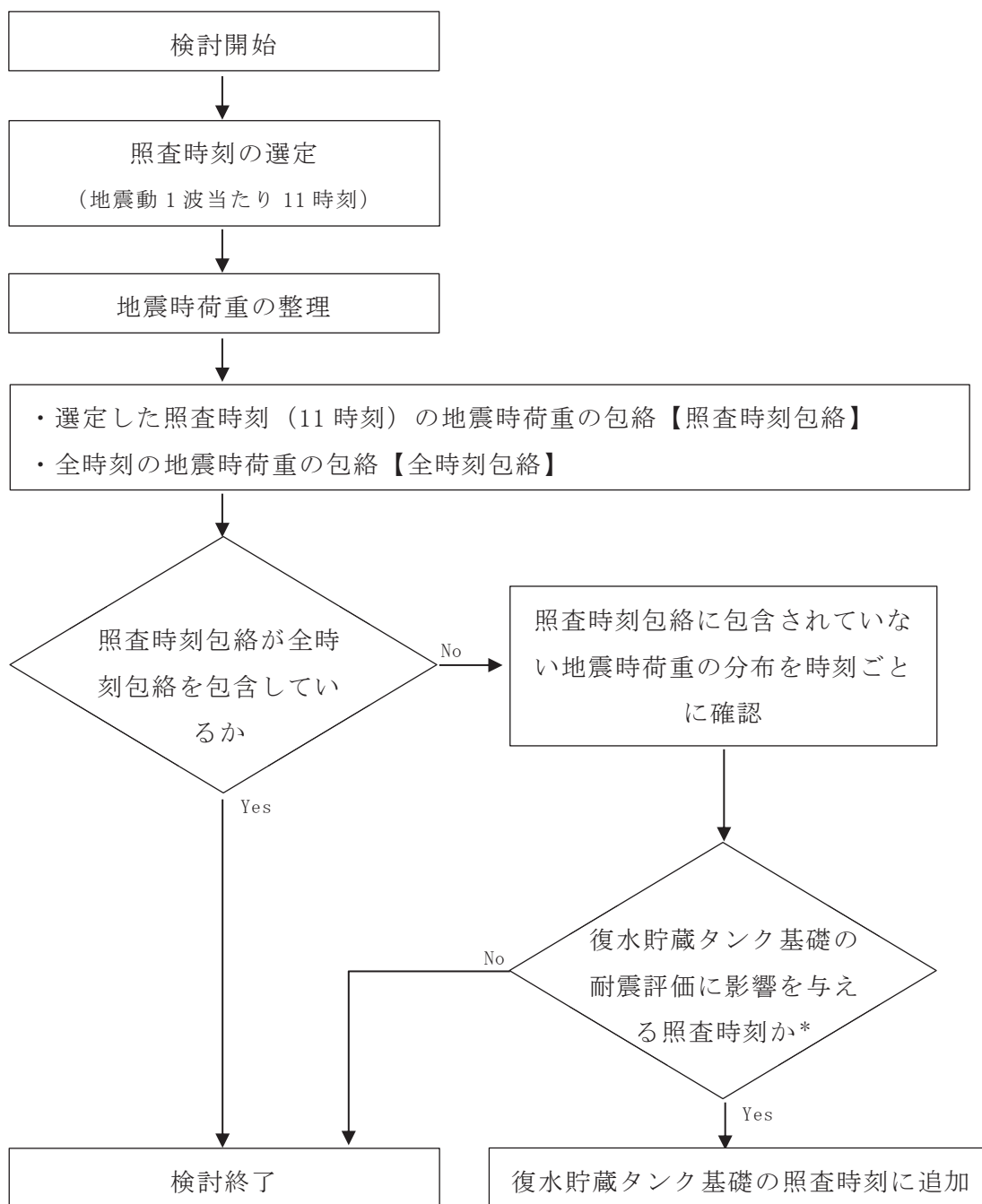


図 2-2(2) 耐震評価フロー (復水貯蔵タンク基礎の三次元構造解析フロー)



注記*：深度方向の地震時荷重の分布や三次元構造解析により確認する。

図 2-3 確認フロー

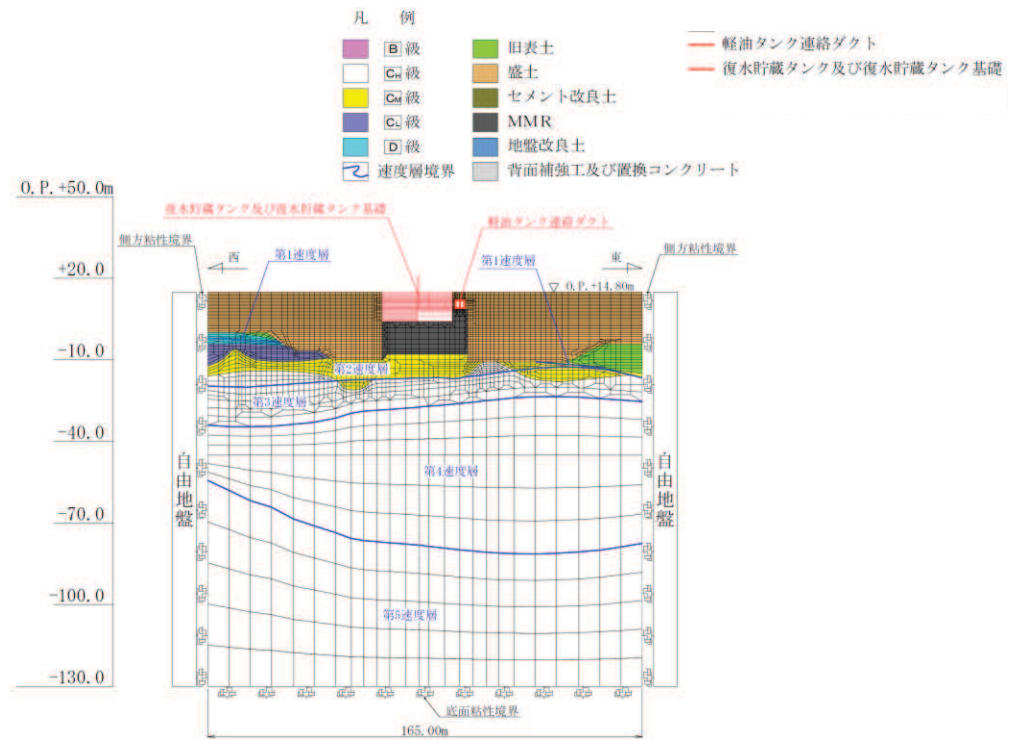
3. 確認結果

3.1 地震時荷重の整理

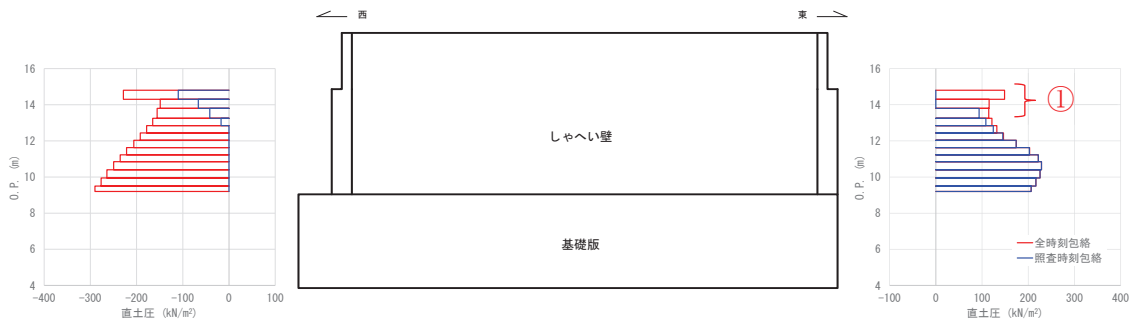
復水貯蔵タンク基礎の耐震評価において選定した、地震時荷重の照査時刻包絡と全時刻包絡の比較を行う。復水貯蔵タンク基礎は弱軸方向と強軸方向が明確ではない構造物であり、南北方向及び東西方向の耐震評価を行っているが、照査値が厳しい東西方向に着目する。図 3-1 に示すように、復水貯蔵タンク基礎は、東側に軽油タンク連絡ダクトが位置することから西側に作用する土圧が大きいですが、図 3-2 のとおり、西側のしゃへい壁基部は Ccb 補強されているため、照査値が厳しいのは東側となる。地震時荷重は、地震時土圧（常時土圧と地震時増分土圧の和）とし、確認用の地震動は、「資料 12 6.2 三次元構造解析結果」に示すとおり、せん断破壊に対する照査において、照査値が厳しい $S_s - D 2 (+ +)$ とする。

$S_s - D 2 (+ +)$ の地震時荷重の照査時刻包絡と全時刻包絡の比較結果を図 3-1 に示す。選定した照査時刻においても、照査値が厳しい東側に大きな土圧が作用する時刻が選定されている。

また、地震時土圧の比較については、照査値が厳しい東側において、全時刻包絡とおおむね一致していることが確認できるが、地表面付近の一部で照査時刻包絡と全時刻包絡の地震時荷重の差が大きい箇所（図 3-1 に示す地震時土圧分布図の①）があることから、当該箇所の時刻を抽出し、復水貯蔵タンク基礎の耐震評価への影響を確認する。

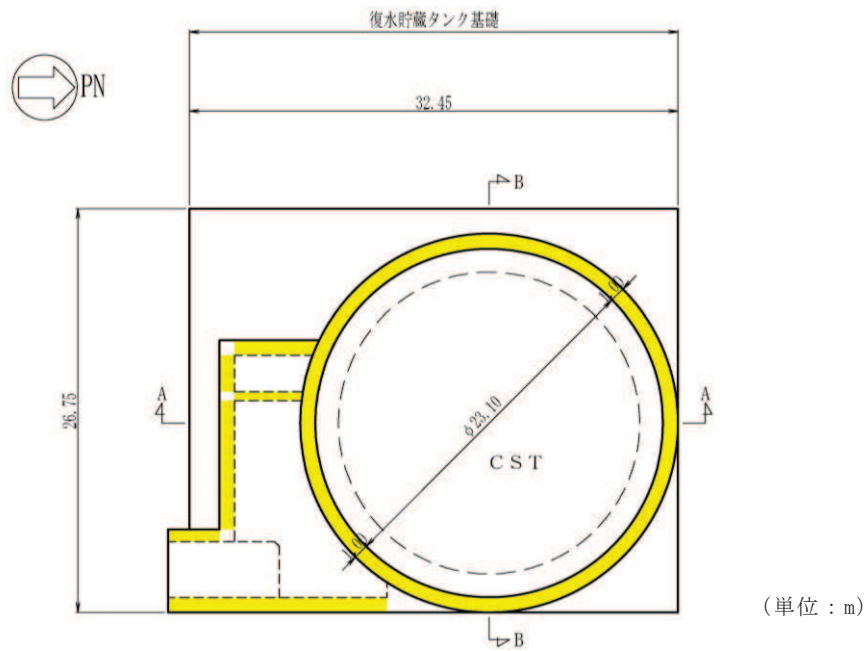


(地震応答解析モデル図)



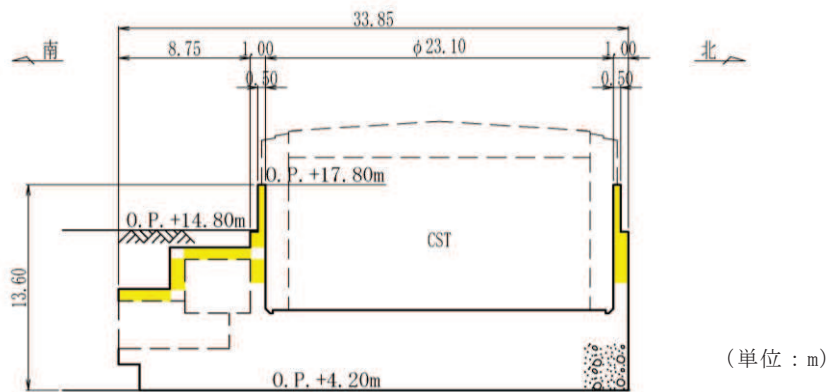
(地震時土圧分布図)

図 3-1 地震時荷重の比較 (S_s-D2 (++))



■：CCbによる耐震補強箇所

図 3-2(1) CCbによる耐震補強箇所（平面図）



■：CCbによる耐震補強箇所

図 3-2(2) CCbによる耐震補強箇所（A-A断面）

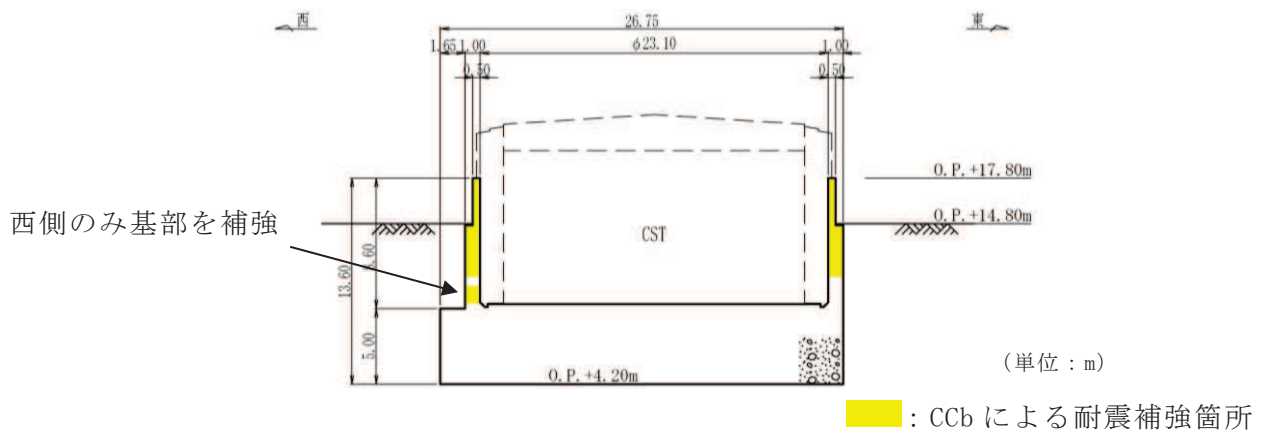


図 3-2(3) CCbによる耐震補強箇所（B-B断面）

3.2 復水貯蔵タンク基礎の耐震評価への影響確認

照査時刻包絡と全時刻包絡の地震時荷重の差が大きい箇所において、地震時荷重が最大となる時刻を抽出し、復水貯蔵タンク基礎の耐震評価への影響を確認する。

図 3-1 に示す地震時荷重の比較結果から、全時刻包絡との差が大きい範囲は以下に示す地表面付近（図 3-1 に示す地震時土圧分布図の①）となる。

① 東側：0. P. +14. 8m～0. P. +13. 8m 付近

3.2.1 「① 東側：0. P. +14. 8m～0. P. +13. 8m 付近」における耐震評価への影響

当該位置において地震時荷重が最大となる時刻を抽出（13. 45 秒）し、抽出時刻の地震時荷重と全時刻包絡との比較結果を図 3-3 に示す。

図 3-3 に示すとおり、東側の 0. P. +14. 8m～0. P. +13. 8m 付近で 13. 45 秒が全時刻包絡と等しくなっているが、0. P. +13. 8m 以深についても全時刻包絡と同等となっている。一方、発生加速度について着目したところ、当該時刻の発生加速度が照査時刻包絡よりも小さくなっており、水平荷重（地震時土圧＋慣性力）は小さくなっていると考えられる。

念のため、当該時刻の三次元構造解析を行い、その影響について確認を行う。照査結果を表 3-1 に示す。表 3-1 のとおり、せん断破壊に対する照査値は選定した照査時刻に比べて小さいことから、当該時刻の荷重は復水貯蔵タンク基礎の耐震評価に影響を与える荷重ではないことが確認できる。

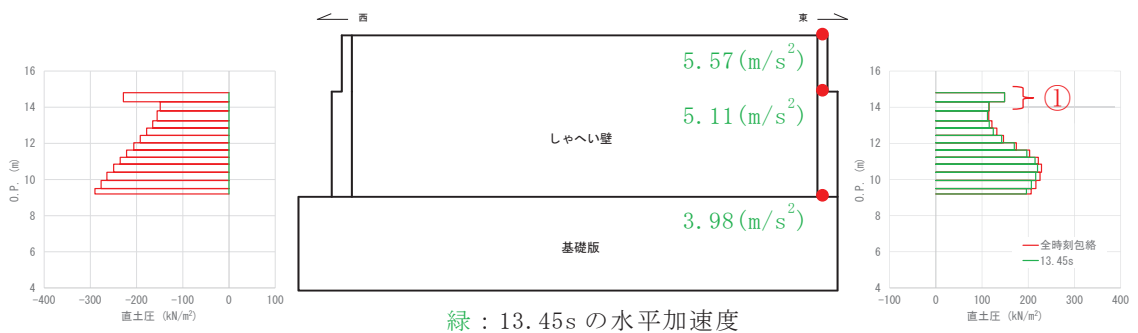
全時刻包絡と照査時刻包絡の比較（図 3-1 の再掲）



（地震時土圧分布図及び発生加速度）

- ・ 全時刻包絡（赤）と照査時刻包絡（青）を比較した結果、「東側：O.P. +14.8m～O.P. +13.8m 付近（図の①部分）」において、全時刻包絡との差が大きい。
- ・ 当該位置において地震時荷重が最大となる時刻を確認し、13.45 秒の時刻を抽出。

全時刻包絡と抽出時刻（13.45 秒）の地震時荷重の比較



（地震時土圧分布図及び発生加速度）

- ・ 全時刻包絡（赤）と抽出時刻（13.45 秒）の地震時荷重（緑）を比較した結果、東側の O.P. +14.8m～O.P. +13.8m 付近で 13.45 秒が等しくなっているが、O.P. +13.8m 以深についても全時刻包絡とおおむね同等となっている。
- ・ 発生加速度に着目したところ、抽出時刻（13.45 秒）の発生加速度（緑）が照査時刻包絡よりも小さくなっており、水平荷重（地震時土圧+慣性力）は小さくなっていると考えられる。
- ・ 念のため、当該時刻の三次元構造解析を行い、その影響について確認を行う。

図 3-3 荷重比較図（S s - D 2（++））

表 3-1 三次元構造解析結果（せん断破壊に対する照査）（S_s-D2（++））

時刻	照査用せん断力 V _d (kN/m)	せん断耐力 V _{yd} (kN/m)	照査値 V _d /V _{yd}
工認照査時刻	776	825	0.95*
抽出時刻（13.45 秒）	739	817	0.91*

注記*：照査値最大位置を図 3-4 に示す。

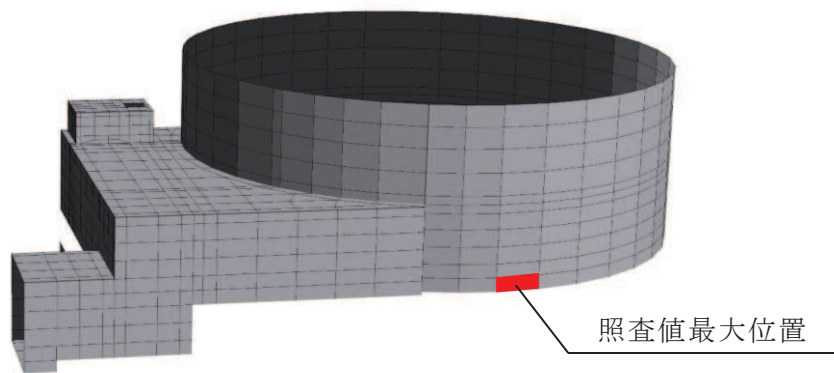


図 3-4 せん断破壊に対する照査における照査値最大位置（S_s-D2（++））

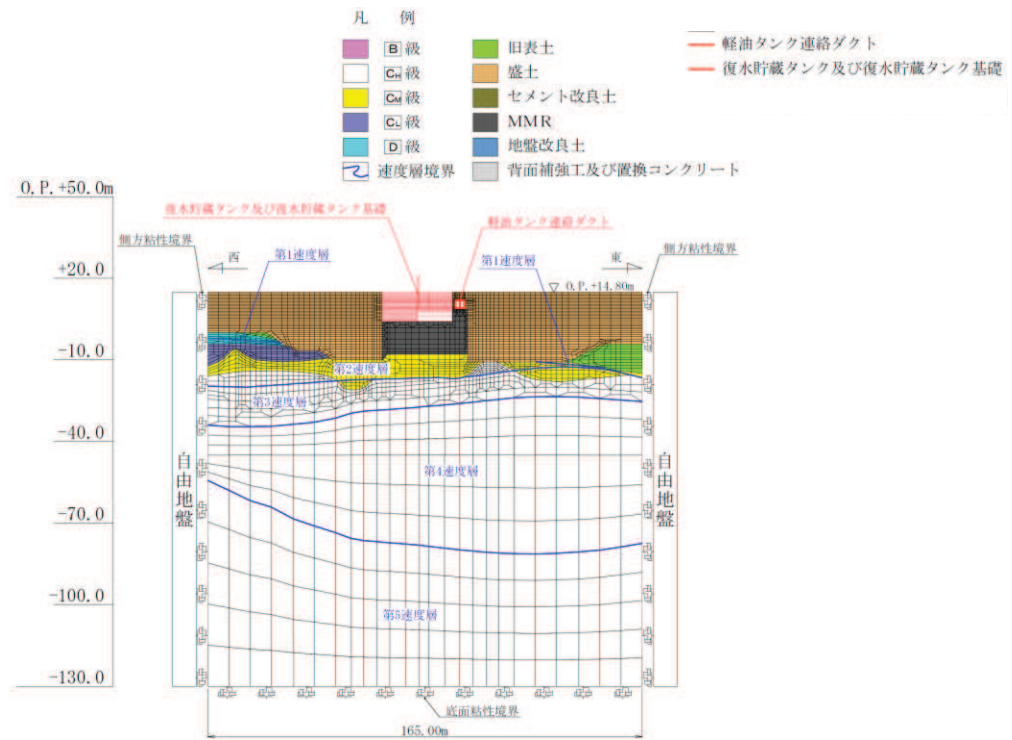
4. 西側の地震時荷重の確認

「3. 確認結果」において、復水貯蔵タンク基礎の三次元構造解析による耐震評価で選定している照査時刻の妥当性を検証するために、復水貯蔵タンク基礎の耐震評価で選定した 11 時刻の地震時荷重の包絡と全時刻の地震時荷重の包絡との比較を照査値が厳しい $S_s - D2(++)$ で行ったが、当該地震動において選定された時刻は、東側の地震時荷重が卓越する時刻であったことから、西側に作用する地震時荷重を同一地震動で水平動の位相を反転させた $S_s - D2(-+)$ において同様の確認を行う。

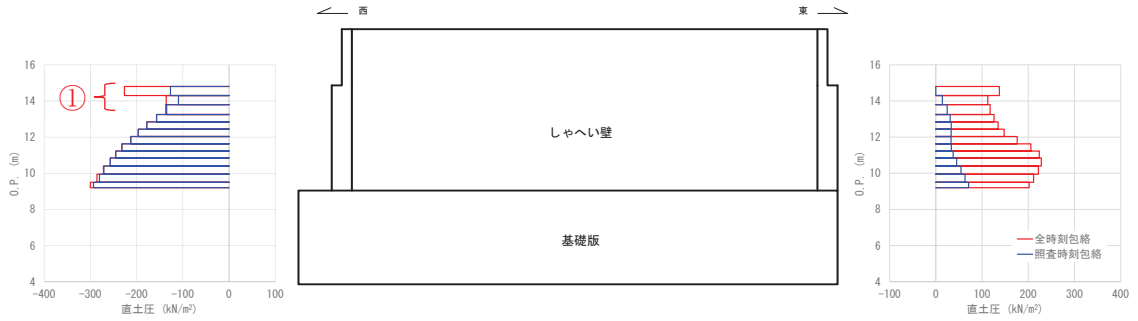
4.1 地震時荷重の整理

$S_s - D2(-+)$ の地震時荷重の照査時刻包絡と全時刻包絡の比較結果を図 4-1 に示す。選定した照査時刻において、西側に大きな土圧が作用する時刻が選定されている。

また、地震時土圧の比較については、西側において、全時刻包絡とおおむね一致していることが確認できるが、地表面付近の一部で照査時刻包絡と全時刻包絡の地震時荷重の差が大きい箇所（図 4-1 に示す地震時土圧分布図の①）があることから、当該箇所の時刻を抽出し、復水貯蔵タンク基礎の耐震評価への影響を確認する。



(地震応答解析モデル図)



(地震時土圧分布図)

図 4-1 地震時荷重の比較 (S_s-D2 (-+))

4.2 復水貯蔵タンク基礎の耐震評価への影響確認

照査時刻包絡と全時刻包絡の地震時荷重の差が大きい箇所において、地震時荷重が最大となる時刻を抽出し、復水貯蔵タンク基礎の耐震評価への影響を確認する。

図 4-1 に示す地震時荷重の比較結果から、全時刻包絡との差が大きい範囲は以下に示す地表面付近（図 4-1 に示す地震時土圧分布図の①）となる。

① 西側：0. P. +14. 8m～0. P. +13. 8m 付近

4.2.1 「① 西側：0. P. +14. 8m～0. P. +13. 8m 付近」で地震時荷重が最大となることによる耐震評価への影響確認

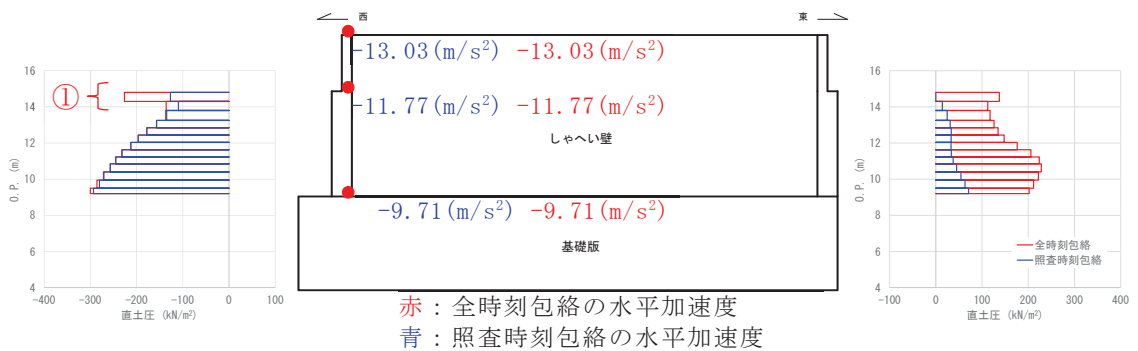
当該位置において地震時荷重が最大となる時刻を抽出（25. 15 秒）し、抽出時刻の地震時荷重と全時刻包絡との比較結果を図 4-2 に示す。

図 4-2 に示すとおり、西側の 0. P. +14. 8m～0. P. +13. 8m 付近で 25. 15 秒が全時刻包絡と等しくなっているが、0. P. +13. 8m 以深については全時刻包絡より小さくなっている。発生加速度も照査時刻包絡より小さくなっており、水平荷重（地震時土圧+慣性力）は小さくなっていると考えられる。

そのため復水貯蔵タンク基礎の耐震評価に与える影響はないことが想定されるが、しゃへい壁の一部において局所的な破壊が懸念されることから、念のため、当該時刻の三次元構造解析を行い、その影響について確認を行う。

表 4-1 に示す照査結果から、せん断破壊に対する照査値は選定した照査時刻に比べて小さいことから、当該時刻の荷重は復水貯蔵タンク基礎の耐震評価に影響を与える荷重ではないことが確認できる。

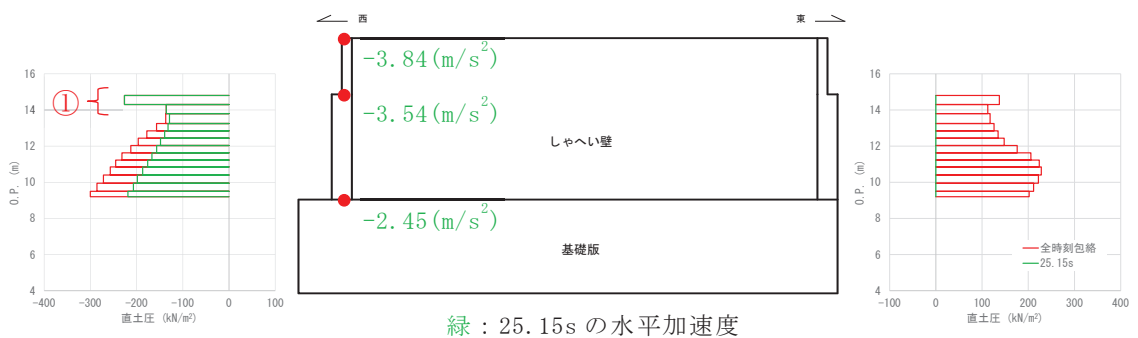
全時刻包絡と照査時刻包絡の比較（図 3-5 の再掲）



（地震時土圧分布図及び発生加速度）

- ・ 全時刻包絡（赤）と照査時刻包絡（青）を比較した結果、「西側：O.P. +14.8m～O.P. +13.8m 付近（図の①部分）」において、全時刻包絡との差が大きい。
- ・ 当該位置において地震時荷重が最大となる時刻を確認し、25.15 秒の時刻を抽出。

全時刻包絡と抽出時刻（25.15 秒）の地震時荷重の比較



（地震時土圧分布図及び発生加速度）

- ・ 全時刻包絡（赤）と抽出時刻（25.15 秒）の地震時荷重（緑）を比較した結果、西側の O.P. +14.8m～O.P. +13.8m 付近で 25.15 秒が等しくなっているが、O.P. +13.8m 以深については小さくなっている。
- ・ 発生加速度は照査時刻包絡よりも小さくなっており、水平荷重（地震時土圧+慣性力）は小さくなっていると考えられる。
- ・ 念のため、当該時刻の三次元構造解析を行い、その影響について確認を行う。

図 4-2 荷重比較図（S s - D 2（-+））

表 4-1 三次元構造解析結果（せん断破壊に対する照査）（S s - D 2（-+））

時刻	照査用せん断力 V_d (kN/m)	せん断耐力 V_{yd} (kN/m)	照査値 V_d/V_{yd}
工認照査時刻	647	819	0.79*
抽出時刻（25.15 秒）	478	837	0.58*

注記*：照査値最大位置を図 4-3 に示す。

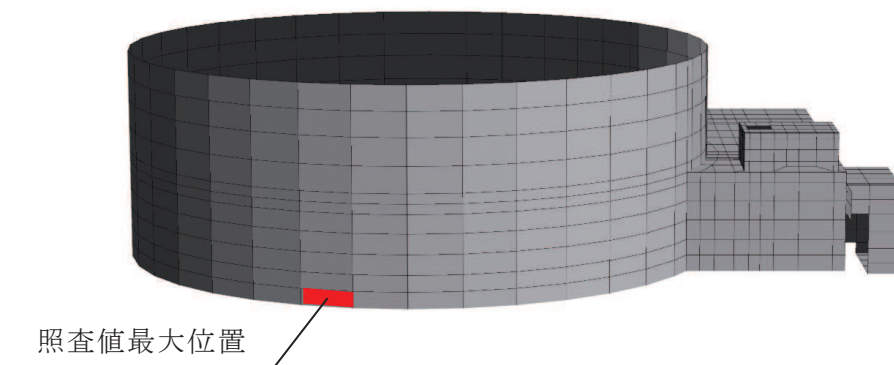


図 4-3 せん断破壊に対する照査における照査値最大位置（S s - D 2（-+））

S_s-D₂ (++) では、東側の地震時荷重が卓越する時刻、S_s-D₂ (-+) では、西側の地震時荷重が卓越する時刻をそれぞれ照査時刻として選定しているが、表 4-2 に示すとおり、表 1-1 に示す照査時刻に対し、位相の反転を考慮することにより、S_s-D₂ (++) における東側の地震時荷重が卓越する時刻、S_s-D₂ (-+) における西側の地震時荷重が卓越する時刻がそれぞれ照査時刻として選定されていることを確認した。

表 4-2 各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果

照査時刻	荷重抽出時刻	時刻選定の指標	変形の方向	地震動	
				S _s -D ₂	
				(++)	(-+)
時刻1-1	しゃへい壁部材（地上部）の転倒モーメントが最大となる時刻	最大転倒モーメント (kN・m/m)	西→東	-100	-107
			西←東	+108	+94
時刻1-2	しゃへい壁部材（地中部）の転倒モーメントが最大となる時刻	最大転倒モーメント (kN・m/m)	西→東	-1923	-1962
			西←東	+2020	+1773
時刻1-3	バルブ室頂版～基礎版間の層間変位が最大となる時刻	最大層間変位 (mm)	西→東	+0.346	+0.377
			西←東	-0.387	-0.338
時刻1-4	連絡ダクト頂版～基礎版間の層間変位が最大となる時刻	最大層間変位 (mm)	西→東	+0.047	+0.051
			西←東	-0.050	-0.044
時刻1-5	しゃへい壁部材（地上部）の総水平荷重が最大となる時刻	最大総水平荷重 (kN/m)	西→東	+149	+150
			西←東	-155	-135
時刻1-6	しゃへい壁部材（地中部）の総水平荷重が最大となる時刻	最大総水平荷重 (kN/m)	西→東	+1235	+1280
			西←東	-1275	-1173
時刻1-7	総水平荷重が最大となる時刻(バルブ室下端のせん断力が最大となる時刻)	最大総水平荷重 (kN/m)	西→東	+380	+406
			西←東	-409	-354
時刻1-8	総水平荷重が最大となる時刻(連絡ダクト下端のせん断力が最大となる時刻)	最大総水平荷重 (kN/m)	西→東	+82	+87
			西←東	-88	-76
時刻1-9	しゃへい壁部材の層間変位が最大となる時刻	最大層間変位 (mm)	西→東	+0.593	+0.671
			西←東	-0.663	-0.593
時刻1-10	バルブ室頂版～基礎版間の層間変位が最大となる時刻	最大層間変位 (mm)	西→東	+0.346	+0.377
			西←東	-0.387	-0.338

注記* : は照査時刻として選定し、三次元構造解析により耐震評価を実施

5. まとめ

復水貯蔵タンク基礎の三次元構造解析による耐震評価で選定している照査時刻の妥当性を検証するために、復水貯蔵タンク基礎の耐震評価で選定した 11 時刻の地震時荷重の包絡と全時刻の地震時荷重の包絡との比較を行った。全時刻の包絡と照査時刻での地震時荷重の差が大きい箇所において、当該位置の地震時荷重が最大となる時刻を抽出し、深度方向の土圧分布や三次元構造解析により耐震評価への影響を確認した。

地表面付近で地震時土圧が最大となる時刻は、地震時土圧は大きいものの慣性力が小さく、水平荷重の合力としては小さい時刻であり、三次元構造解析による照査値も照査時刻を下回ることを確認した。また、しゃへい壁に対し片側からの荷重に着目して照査時刻を選定しているが、反対方向からの荷重に対しては地震動の水平動反転を考慮することにより照査時刻として抽出されていることを確認した。

以上より、現設計で実施している照査時刻の選定が妥当であることを確認した。

参考資料 4 基礎版の耐震評価に用いる上部工反力の保守性について

1. はじめに

復水貯蔵タンク基礎は、基礎版と基礎版上に設置されるしゃへい壁、バルブ室及び連絡ダクトから構成される。地震応答解析においては、これらの部材を質点と線形はり要素でモデル化し、損傷モードごと及び部材ごとに評価が厳しくなる時刻を選定して、地震時応答を評価している。地震応答解析の応答から各部材に作用する荷重を算定し、復水貯蔵タンク基礎をシェル要素でモデル化した三次元構造解析に荷重入力して、耐震評価を行っている。

復水貯蔵タンク基礎の耐震評価では、上部構造（しゃへい壁、バルブ室、連絡ダクト）と下部構造（基礎版）を2つに分けて三次元構造解析を実施し、それぞれの構造解析の入力荷重を地震応答解析の地震時応答から個別に算定している。

本資料では、この2つの構造解析を個別に実施していることの保守性を確認するため、上部構造の構造解析を実施した後に、その下端発生反力を用いて基礎版の構造解析を実施した。

2. 評価方針

次の手順で、基礎版の耐震評価を実施する。

- ・基礎版の耐震評価が最も厳しくなる地震動及び時刻を選定する。
- ・選定時刻の地震時応答から荷重を算定し、上部構造モデルの三次元構造解析を実施する。
- ・上部構造モデルの三次元構造解析から算定した反力と地震応答解析から算定した反力を比較する。
- ・上部構造モデルの三次元構造解析から算定した反力を上部工反力として用いて、基礎版の三次元構造解析を実施する。
- ・基礎版の耐震照査を実施し、上部工反力を上部構造モデルの三次元構造解析から算定した場合と地震応答解析から算定した場合を比較する。

3. 評価結果

3.1 評価実施ケース

「資料 12 6.2 三次元構造解析結果」の基礎版の照査結果が最も厳しくなる時刻を破壊モードごとに表 3-1 に示す。曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査において、照査値が厳しい次の条件で地震応答解析の地震時応答を抽出する。

解析ケース②，南北加振，S s - D 2 (++)，時刻 6.86 秒

表 3-1 基礎版の照査値が最も厳しくなる評価結果

破壊モード	解析 ケース	加振方向	地震動		照査時刻 (s)	照査値
曲げ・軸力系	②	南北	S s - D 2	++	6.86	0.42
せん断	②	南北	S s - D 2	++	6.86	0.64

3.2 三次元構造解析と地震応答解析から算定した上部工反力

評価実施ケースにおいて、しゃへい壁、バルブ室及び連絡ダクトで構成される上部構造モデルの三次元構造解析を実施し、図 3-1 に示すモデル下端固定境界の反力を抽出する。上部構造モデルの三次元構造解析から算定した上部工反力を表 3-2 に、地震応答解析から算定した上部工反力を表 3-3 に示す。表 3-2 に示す上部構造モデルの三次元構造解析から算定した上部工反力の曲げモーメントは、図 3-2 のとおり、各部材の図心位置回りで集計している。

地震応答解析から算定した上部工反力（表 3-3）は、上部構造モデルの三次元構造解析から算定した上部工反力（表 3-2）よりもおおむね大きくなり、特に曲げモーメントが顕著に大きくなっている。

地震応答解析モデルでは、図 3-3 に示すとおりしゃへい壁～バルブ室間及びバルブ室～連絡ダクト間を、それぞれバルブ室及び連絡ダクトの頂版の軸剛性及びせん断剛性から算定したばね要素で連結している。各側壁の剛性は個々のはり要素の断面性能として考慮するものの、部材を連結する耐震壁としての剛性は考慮していない。これにより、連絡ダクトとバルブ室は、各々の部材が独立して挙動しやすいモデルとなり、各部材に曲げ変形が生じて局所的に大きな曲げモーメントが発生する。

一方、三次元構造解析モデルでは、詳細にモデル化したバルブ室及び連絡ダクトの側壁が、一体となって大きな断面 2 次モーメントを保有する耐震壁部材として機能し、曲げ変形を拘束する。これにより、各部材範囲で集計した発生曲げモーメントが小さくなる。特に、南北方向の加振に対する連絡ダクトは、三次元構造解析で弱軸部材となる妻壁が存在せず、連絡ダクトの側壁と連続するバルブ室の側壁が一体となって耐震壁部材として機能し曲げ変形を拘束することから、発生する曲げモーメントが顕著に小さくなる。

上部工反力の曲げモーメントが地震応答解析モデルと三次元構造解析モデルで異なる要因として、上部構造のモデル化方法の違いによる影響を分析した。詳細を「(別紙) 上部構造のモデル化方法の違いによる上部工反力への影響」に示す。

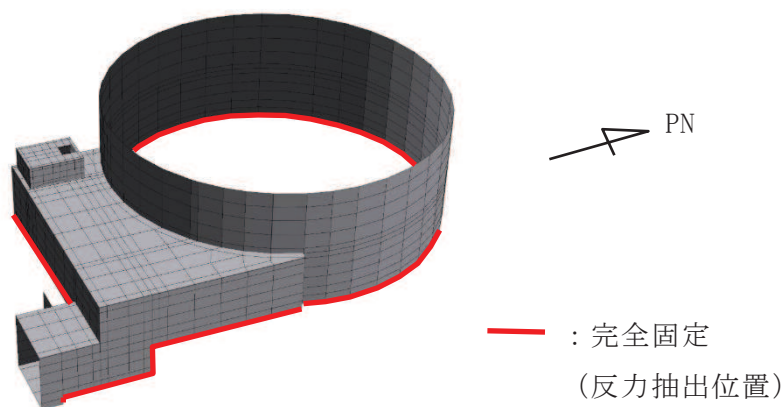
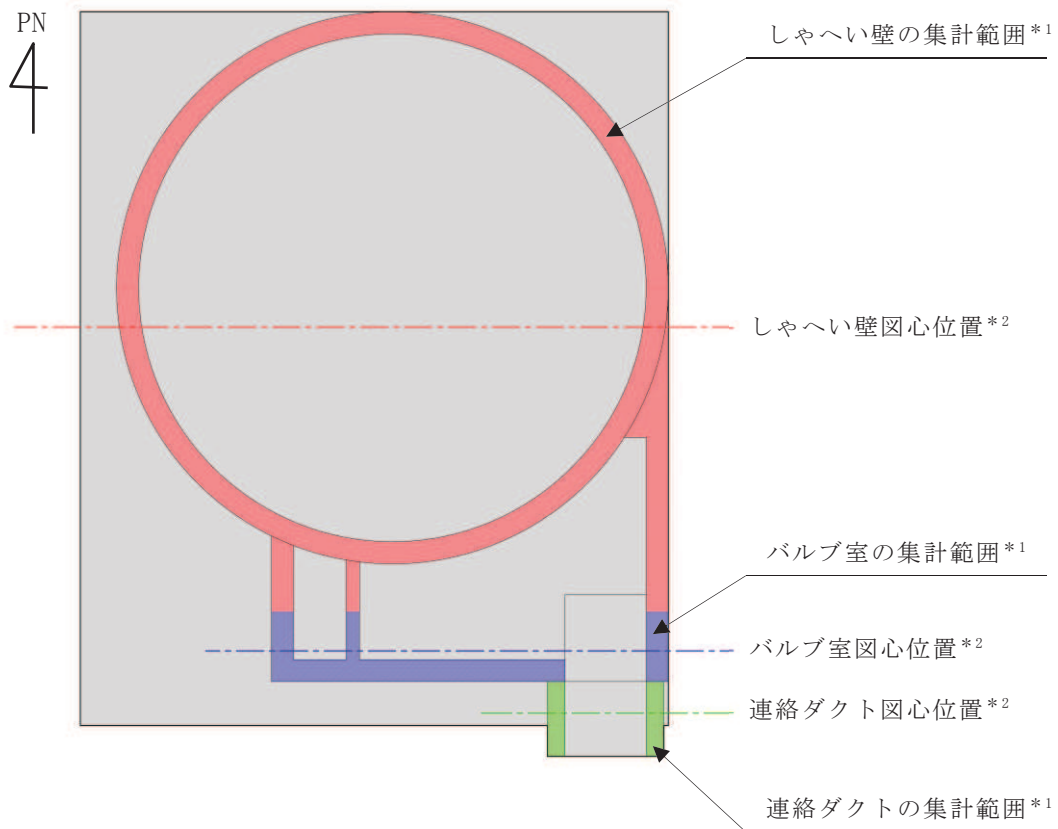


図 3-1 上部構造モデルの三次元構造解析における反力の抽出位置

表 3-2 上部構造モデルの三次元構造解析から算定した上部工反力*

項目	しゃへい壁	バルブ室	連絡ダクト
曲げモーメントM (kN・m)	59850	6518	-592
せん断力 S (kN)	-55677	-12775	-2715
軸力 N (kN)	-14315	-7834	-3117

注記*：上部工反力の集計範囲を図 3-2 に示す。（断面力の符号は，曲げモーメント：北→南が正，せん断力：南→北が正，軸力：引張が正）



注記*1：反力集計範囲は地震応答解析の質点系モデルの断面二次モーメント集計範囲と同様

*2：表 3-2 の曲げモーメントは各部材の図心位置回りで算定

図 3-2 三次元構造解析における上部工反力の集計範囲

表 3-3 地震応答解析から算定した上部工反力*

項目	しゃへい壁	バルブ室	連絡ダクト
曲げモーメントM (kN・m)	238552	16957	5006
せん断力 S (kN)	-68817	-6542	-3476
軸力 N (kN)	-16542	-6442	-699

注記* : 図 3-3 に抽出位置を示す。断面力の符号は矢印の方向が正 (軸力は引張が正)

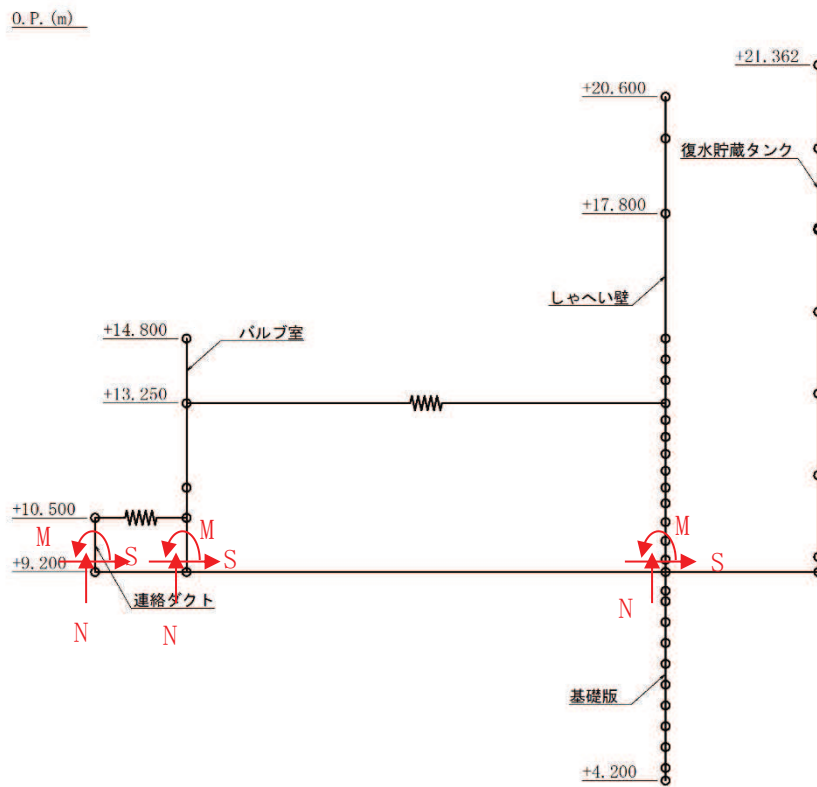


図 3-3 地震応答解析における上部工反力の抽出位置

3.3 基礎版の三次元構造解析結果

上部構造モデルの三次元構造解析から算定した上部工反力を用いて、基礎版の三次元構造解析を実施する。

上部構造モデルの三次元構造解析から算定した上部工反力を用いた場合（以下「影響検討ケース」という。）及び地震応答解析から算定した上部工反力を用いた場合（以下「現設計ケース」という。）の曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表3-4に、せん断破壊に対する評価結果を表3-5に示す。同表より、影響検討ケースにおいても、発生応力度が短期許容応力度を下回ることを確認した。また、現設計ケースの照査値は影響検討ケースの照査値と比べて同等以上となっており、現設計ケースが保守的な荷重設定となっていることを確認した。なお、軸力には面内せん断力を組合せて、照査値が保守的となるように評価している。同じ評価位置で影響検討ケースと現設計ケースの設計断面力を比較すると、評価位置211は同等となっており、評価位置213は現設計ケースの方が大きくなっている。これは3.2節で述べたように各部材の上部工反力が保守的に載荷されているためである。

影響検討ケース及び現設計ケースの断面力分布図を図3-5に示す。また、各ケースについて、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊それぞれの照査値最大となる要素位置図を図3-6に示す。

表 3-4(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（コンクリート）

ケース	評価位置*1	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力*2 (kN/m)	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}
影響検討ケース	211	-2906	-98	1.1	11.7	0.10
	213	-391	-120	0.5	11.7	0.05
現設計ケース	211	-3087	-110	1.2	11.7	0.11
	213	-1168	112	1.4	11.7	0.12

注記*1：評価位置を図 3-4 に示す。照査値最大となる要素位置を図 3-6 に示す。

*2：軸力は引張が正。

表 3-4(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（鉄筋）

ケース	評価位置*1	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力*2 (kN/m)	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}
影響検討ケース	211	-2906	377	76	294	0.26
	213	-452	72	39	294	0.14
現設計ケース	211	-3087	221	73	294	0.25
	213	-1067	548	123	294	0.42

注記*1：評価位置を図 3-4 に示す。照査値最大となる要素位置を図 3-6 に示す。

*2：軸力は引張が正。

表 3-5 せん断破壊に対する評価結果

ケース	評価位置*	発生せん断力 (kN/m)	発生応力度 τ_d (N/mm ²)	短期許容応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ_d/τ_{a1}
影響検討ケース	213	488	0.23	0.63	0.37
現設計ケース	213	874	0.40	0.63	0.64

注記*：評価位置を図 3-4 に示す。照査値最大となる要素位置を図 3-6 に示す。

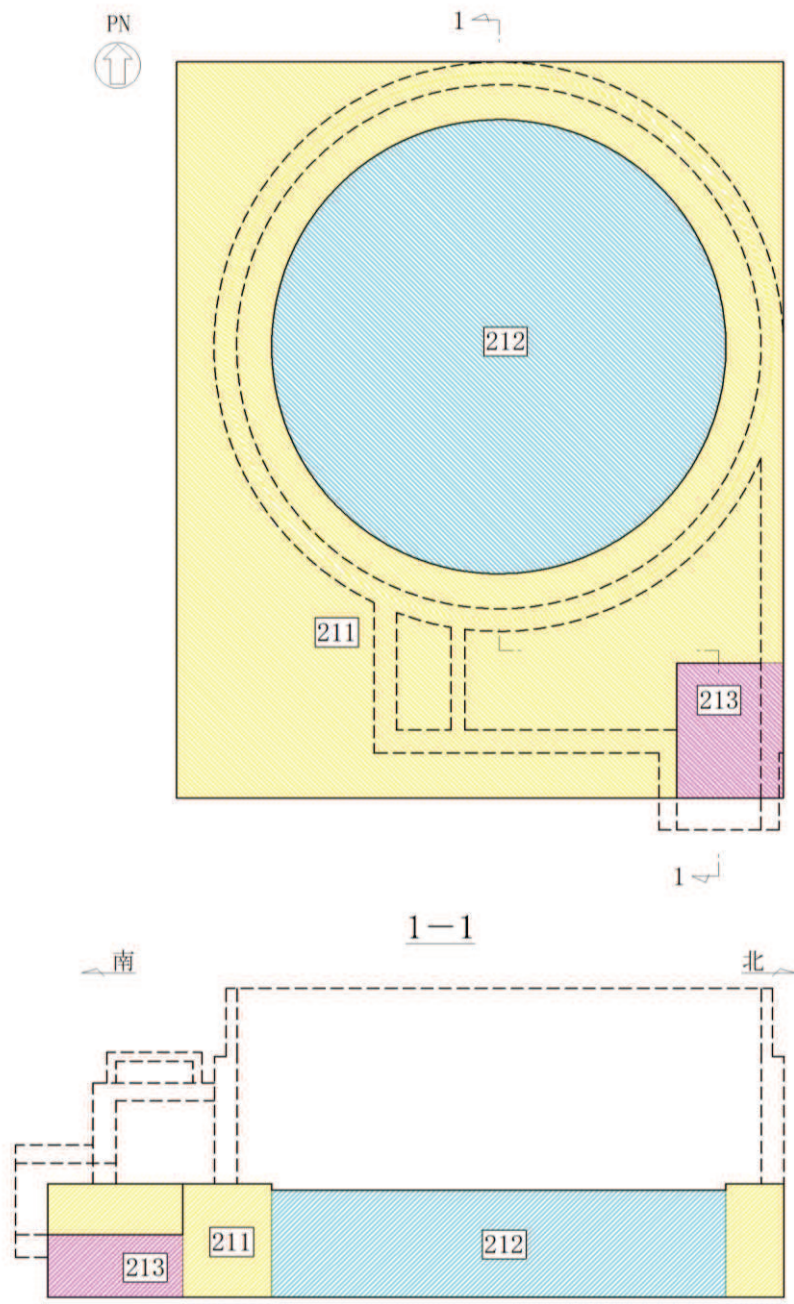
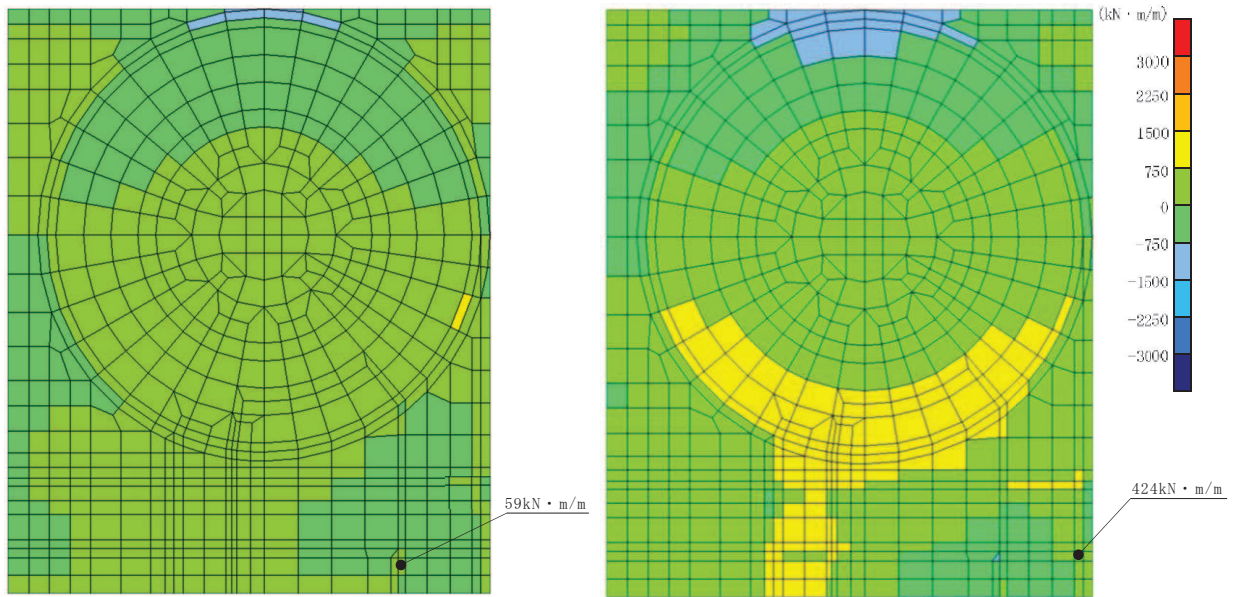


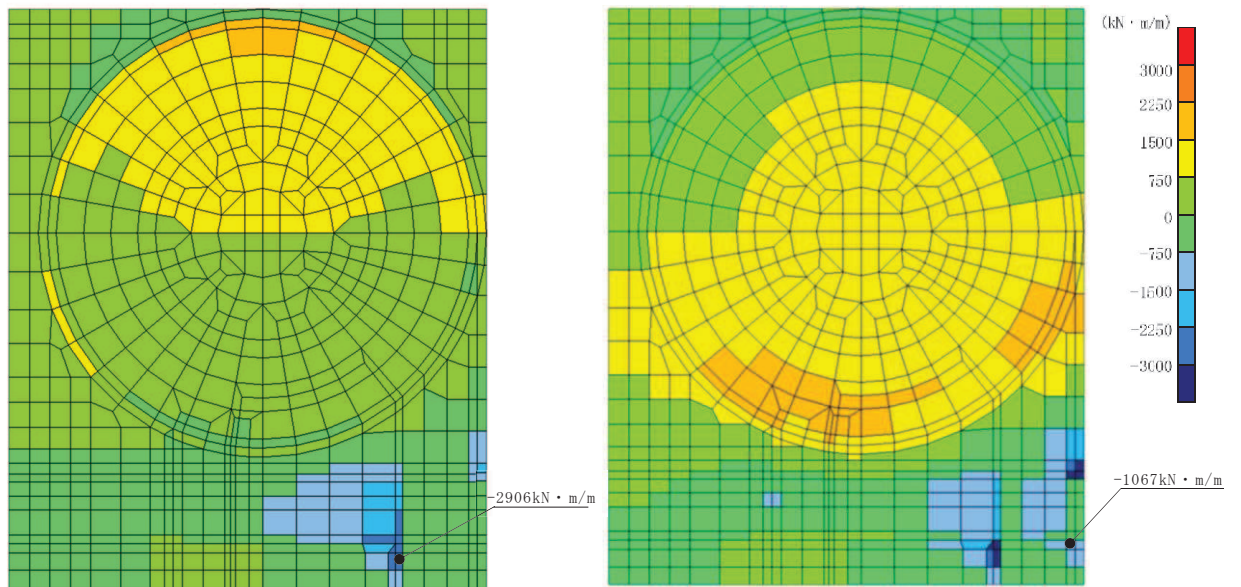
図 3-4 評価位置図



(a) 影響検討ケース

(b) 現設計ケース

図 3-5(1) 基礎版の断面力分布図 (曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$) : M_x)



(a) 影響検討ケース

(b) 現設計ケース

図 3-5(2) 基礎版の断面力分布図 (曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$) : M_y)

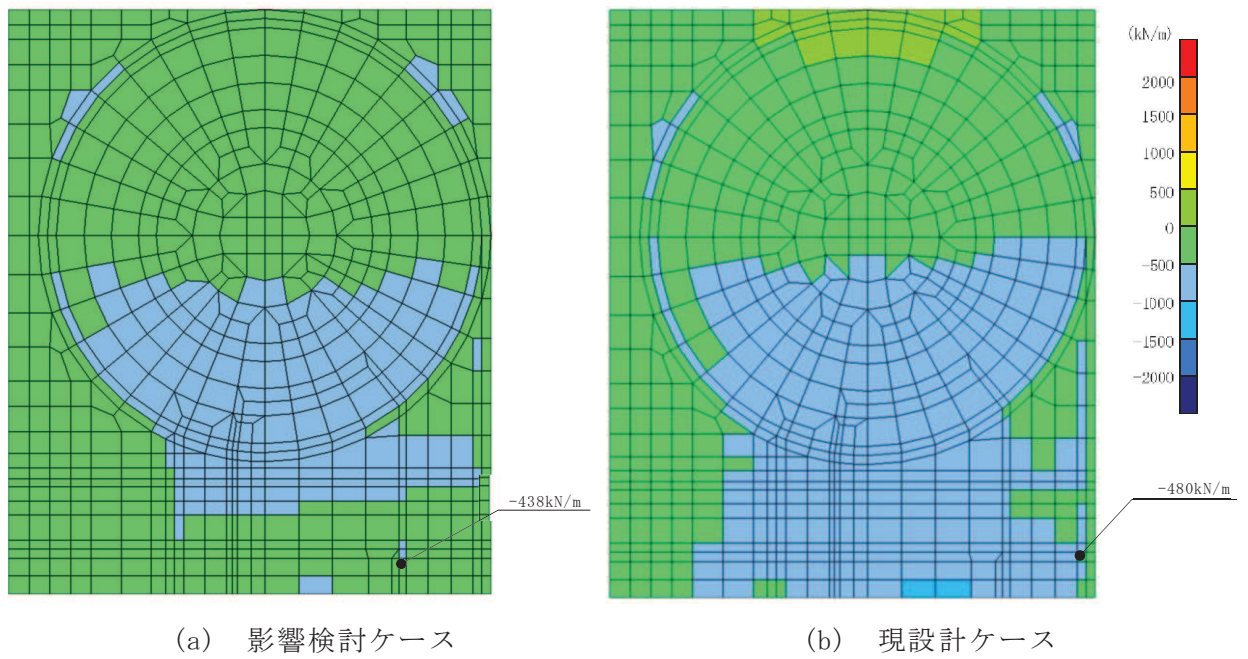


図 3-5(3) 基礎版の断面力分布図 (軸力 (kN/m) : N_x)

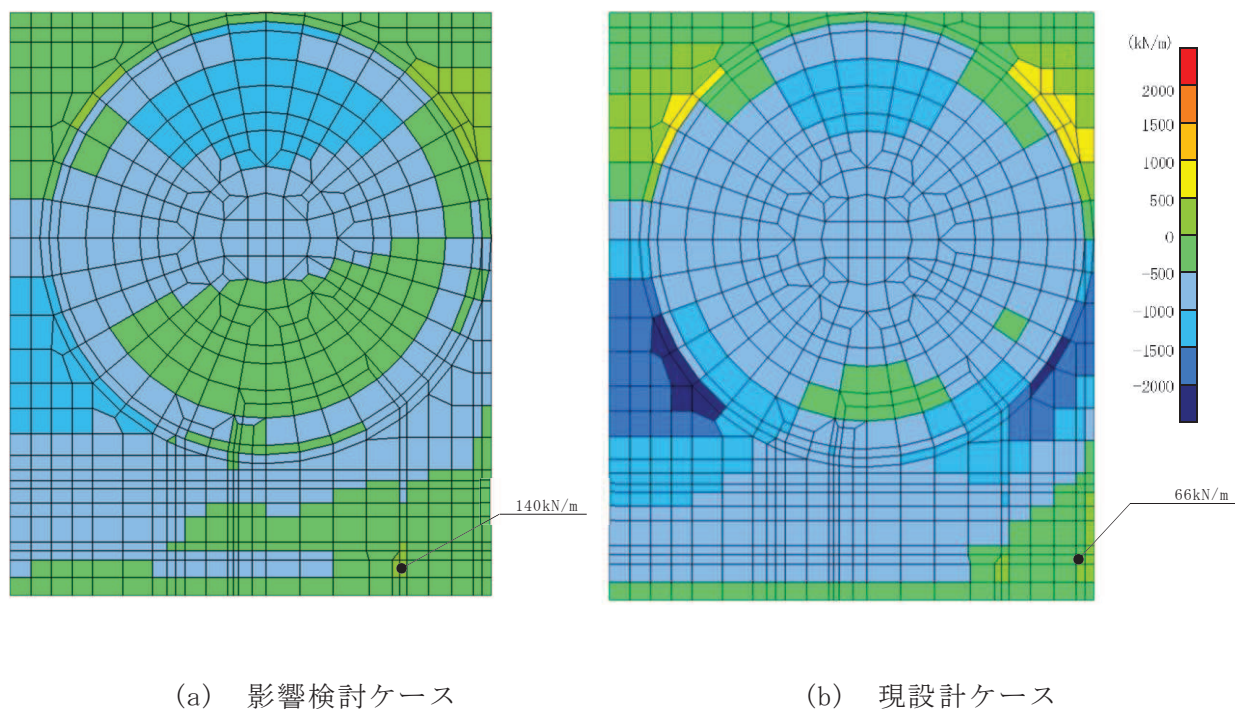
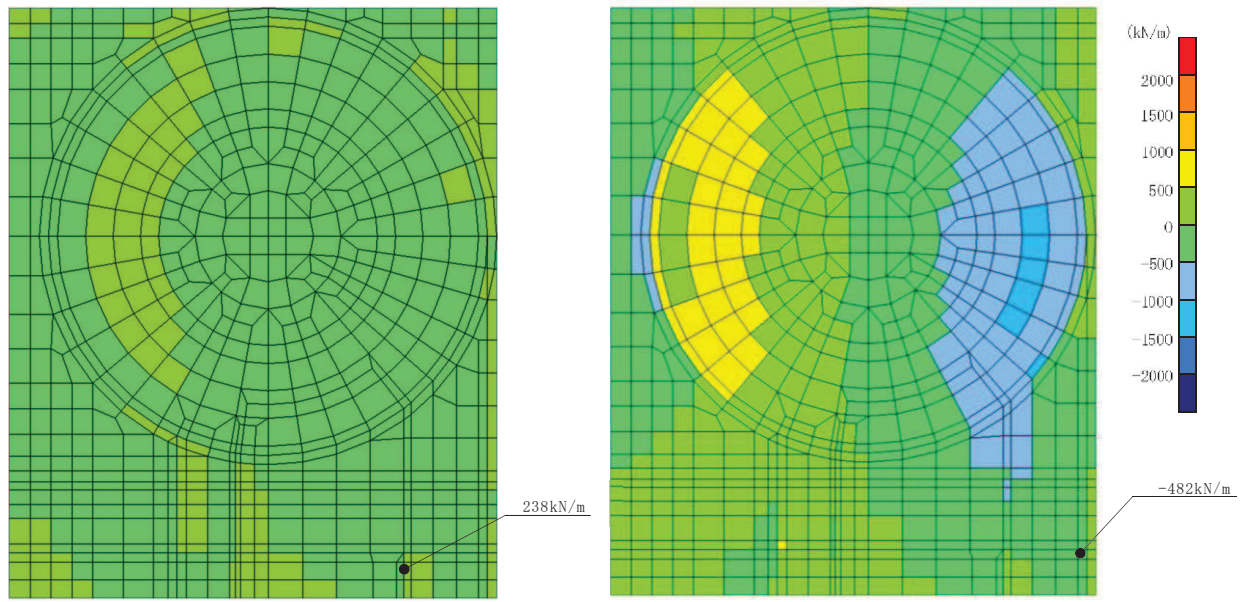


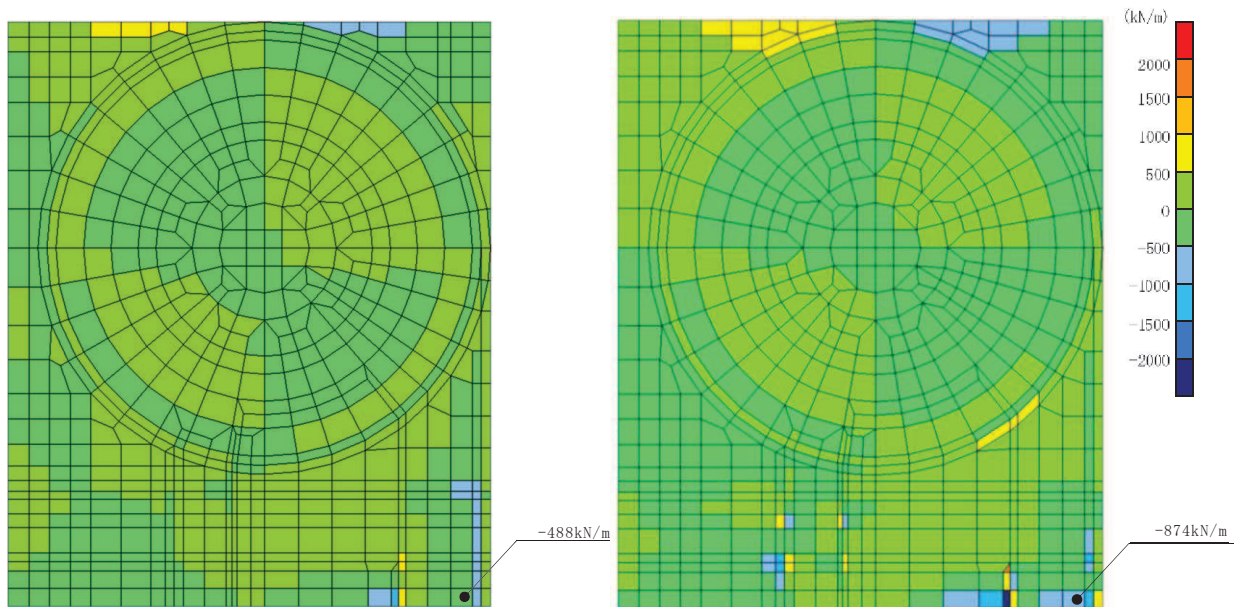
図 3-5(4) 基礎版の断面力分布図 (軸力 (kN/m) : N_y)



(a) 影響検討ケース

(b) 現設計ケース

図 3-5(5) 基礎版の断面力分布図 (面内せん断力 (kN/m) : N_{xy})



(a) 影響検討ケース

(b) 現設計ケース

図 3-5(6) 基礎版の断面力分布図 (せん断力 (kN/m) : Q_x)

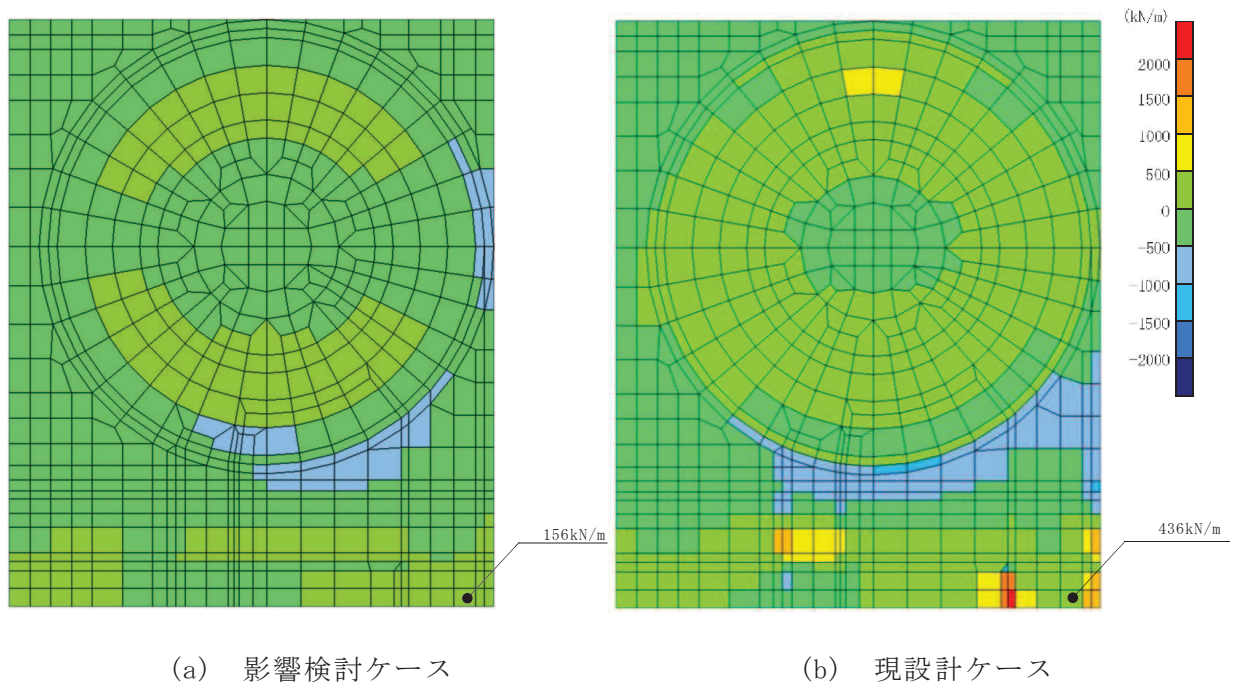


図 3-5(7) 基礎版の断面力分布図 (せん断力 (kN/m) : Q_y)

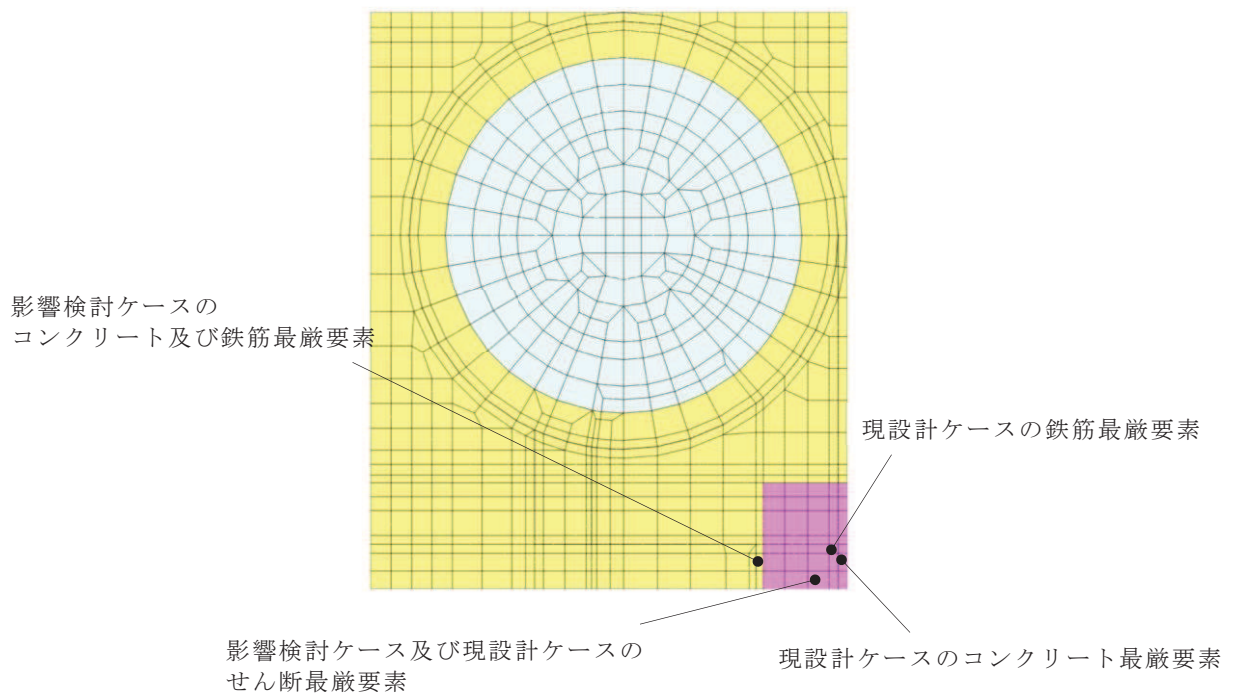


図 3-6 照査値最大となる要素位置図

4. まとめ

復水貯蔵タンク基礎の耐震評価では、上部構造（しゃへい壁，バルブ室，連絡ダクト）と下部構造（基礎版）を2つに分けて構造解析を実施し、それぞれの構造解析の入力荷重を地震応答解析の地震時応答から個別に算定している。この2つの構造解析を個別に実施していることの保守性を確認するため、上部構造の構造解析を実施した後に、その下端反力を用いて基礎版の構造解析を実施し、評価結果を比較した。

その結果、地震応答解析の地震時応答から算定した上部工反力の方が、上部構造の構造解析の下端反力から算定した上部工反力よりも大きくなることに加えて、荷重の載荷範囲が部分的であることから局所的な応力集中が大きくなるため、照査値が保守的に評価されることを確認した。

以上より、復水貯蔵タンク基礎の耐震評価において、上部構造（しゃへい壁，バルブ室，連絡ダクト）と下部構造（基礎版）を2つに分けて三次元構造解析を実施し、それぞれの構造解析の入力荷重を地震応答解析の地震時応答から個別に算定することの保守性を確認した。

(別紙) 上部構造のモデル化方法の違いによる上部工反力への影響

1. はじめに

上部工反力の曲げモーメントが、三次元構造解析モデルと地震応答解析モデルで顕著に異なることから、上部構造のモデル化方法の違いによる上部工反力への影響について分析を行う。

2. 構造部材のモデル化方法の違いによる曲げモーメントへの影響

3.2節の表3-2及び表3-3に示すとおり、三次元構造解析から算定した曲げモーメント(表3-2に該当)よりも地震応答解析から算定した曲げモーメント(表3-3に該当)の方が顕著に大きくなっている。三次元構造解析モデルと地震応答解析モデルのモデル化方法に関する差異は、しゃへい壁、バルブ室及び連絡ダクトの各構造部材の耐震壁としての剛性の考慮方法の違いによるものである。

構造部材のモデル化方法の違いが、曲げモーメントへ与える影響について、表-1に示す単純なモデルにより説明する。

上部構造を2つの部材で構成された矩形断面(高さL, 奥行き幅b, 荷重方向幅4h(=h[部材1]+3h[部材2]))の片持ちばりで仮定し、2つの部材が一体となって挙動する場合(三次元構造解析のモデル化イメージ)と2つの部材が独立して挙動する場合(地震応答解析のモデル化イメージ)について、部材の頂部に水平荷重4P(=P[部材1]+3P[部材2])を作用させたときの基部の曲げモーメントを算定した。その結果、基礎版の図心位置回りとなる構造物全体の曲げモーメント($M_1+M_2+M_3$ と $M_1'+M_2'$)を各々算定すると、両モデルは同じ曲げモーメント(M)となる。一方で、各部材範囲に分解して、2つのモデルによる各部材の局所的な曲げモーメント(部材が一体となって挙動する場合： M_1, M_2 , 部材が独立に挙動する場合： M_1', M_2')を比較すると、部材が独立に挙動する場合の方が顕著に大きくなる。

なお、3.2節の表3-2に示した上部構造モデルの三次元構造解析から算定した上部工反力の曲げモーメントは、上部構造の部材単位で集計したものであり、表-1に示す基礎版の図心位置回りとなる構造物全体の曲げモーメントとの差分(M_3)を記載していない。そこで、この M_3 も含めて、三次元構造解析と地震応答解析で算定した曲げモーメントの内訳を表-2に示す。曲げモーメントの合計に対する比率は1.38となり、地震応答解析の方が大きくなる。両者の差異は、上載盛土のモデル化方法の違いによるものであることを次節で考察する。

表-1 構造部材のモデル化方法の違いが曲げモーメントに与える影響

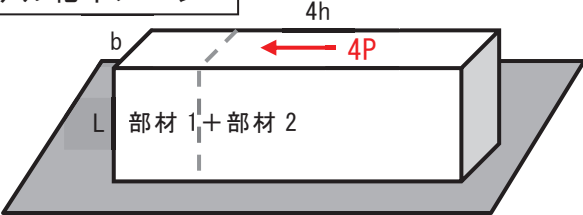
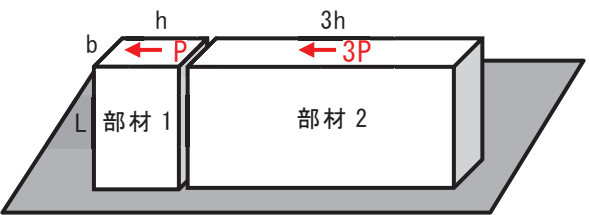
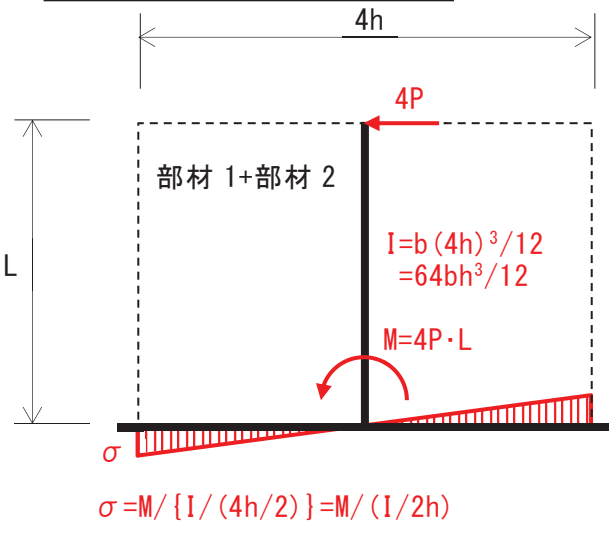
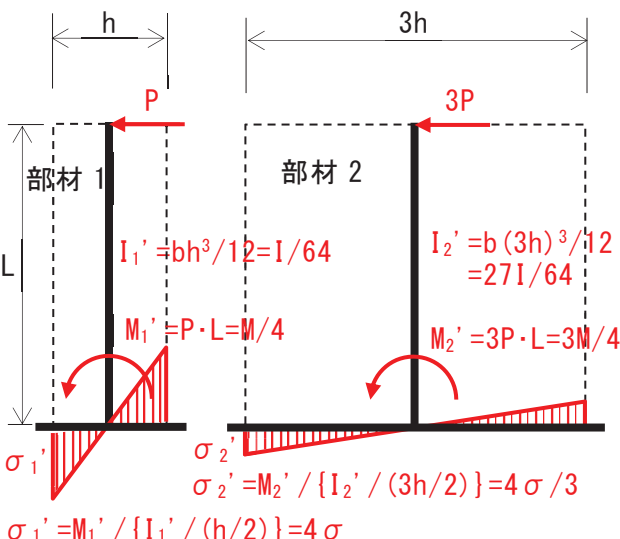
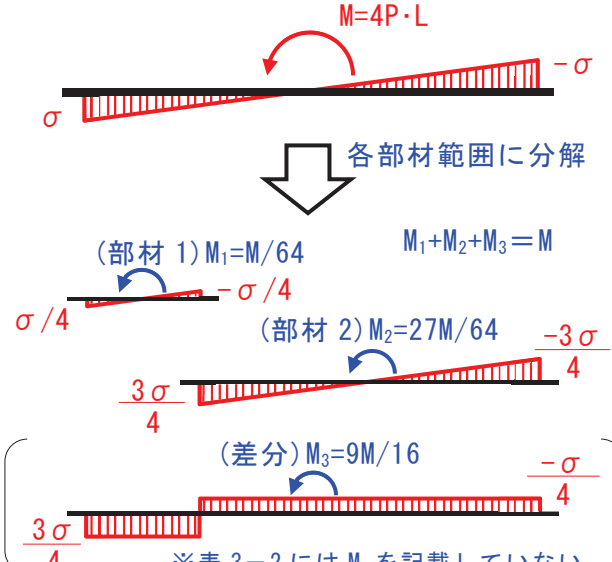
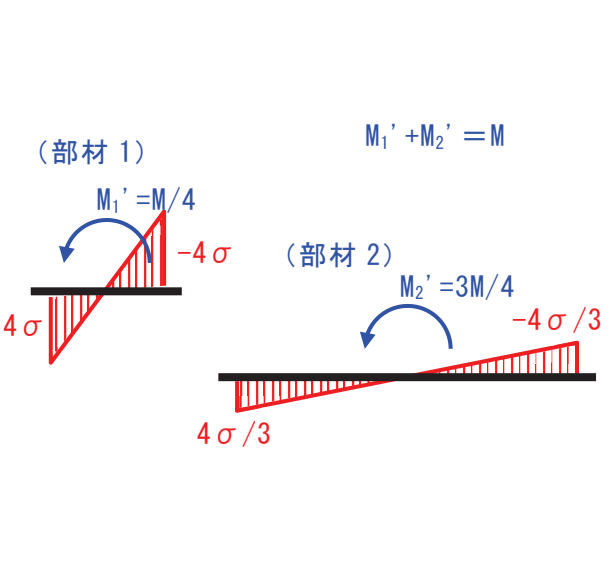
<p>三次元構造解析から算定した 曲げモーメントの解説 (表 3-2 に該当)</p>	<p>地震応答解析から算定した 曲げモーメントの解説 (表 3-3 に該当)</p>
<p>解析方法</p> <p>三次元構造解析 (部材全体を一体でモデル化)</p>	<p>地震応答解析 (各部材を独立してモデル化)</p>
<p>モデル化イメージ</p> 	
<p>部材直下の曲げモーメント</p>  <p>$I = b(4h)^3/12 = 64bh^3/12$</p> <p>$M = 4P \cdot L$</p> <p>$\sigma = M / \{I / (4h/2)\} = M / (I/2h)$</p>	 <p>$I_1' = bh^3/12 = I/64$</p> <p>$M_1' = P \cdot L = M/4$</p> <p>$\sigma_1' = M_1' / \{I_1' / (h/2)\} = 4\sigma$</p> <p>$I_2' = b(3h)^3/12 = 27I/64$</p> <p>$M_2' = 3P \cdot L = 3M/4$</p> <p>$\sigma_2' = M_2' / \{I_2' / (3h/2)\} = 4\sigma/3$</p>
<p>基礎版に載荷する上部工反力 (表 3-2 及び表 3-3 のM)</p>	
 <p>$M = 4P \cdot L$</p> <p>各部材範囲に分解</p> <p>(部材 1) $M_1 = M/64$</p> <p>(部材 2) $M_2 = 27M/64$</p> <p>(差分) $M_3 = 9M/16$</p> <p>$M_1 + M_2 + M_3 = M$</p> <p>※表 3-2 には M_3 を記載していない</p>	 <p>(部材 1) $M_1' = M/4$</p> <p>(部材 2) $M_2' = 3M/4$</p> <p>$M_1' + M_2' = M$</p> <p>Stress values: 4σ, -4σ, $4\sigma/3$, $-4\sigma/3$</p>

表-2 上部工反力を算定した各解析における曲げモーメントの内訳

集計範囲	曲げモーメント (kN・m)		比率 ②/①
	①三次元構造解析*1	②地震応答解析*2	
しゃへい壁	59850	238552	—
バルブ室	6518	16957	
連絡ダクト	-592	5006	
構造物全体との差分	122334*3	—	
合計	188110	260515	1.38

注記*1：表 3-2 の曲げモーメント（構造物全体との差分は*3 参照）。

*2：表 3-3 の曲げモーメント。

*3：三次元構造解析の上部工反力による基礎版図心位置回りの構造物全体の曲げモーメントと、しゃへい壁，バルブ室及び連絡ダクトの各部材図心位置回りで集計した曲げモーメントとの差分で，表-1 の差分 M_3 に対応する曲げモーメント。

3. 上載盛土のモデル化方法の違いによる曲げモーメントへの影響

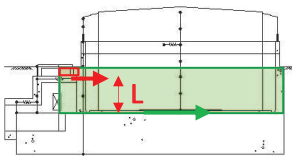
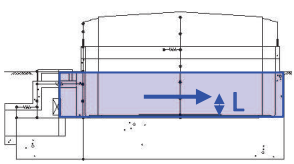
しゃへい壁及びバルブ室については、地震応答解析モデルで基礎版及びバルブ室上の盛土重量を上部構造の質点に含めてモデル化している。そのため、本来は基礎版及びバルブ室上面に作用する盛土の水平慣性力を、保守的に上部構造の質点位置に作用させることにより、上部工反力の曲げモーメントが大きく評価されている。なお、連絡ダクトについては、地震応答解析で質点としてモデル化した上載盛土が少なく、その影響は小さい。

表-3 に両解析方法において、しゃへい壁とバルブ室における上載盛土の水平慣性力による上部工反力（せん断力、曲げモーメント）を概算した結果を示す。なお、水平震度は地震応答解析の当該照査時刻の発生加速度から換算し、 $kh=1.0$ とした。上部工反力の曲げモーメントは地震応答解析の方が顕著に大きく、しゃへい壁で 8.69 倍、バルブ室で 6.04 倍となる。また、両解析方法による曲げモーメントの差は、しゃへい壁で $46722\text{kN}\cdot\text{m}$ 、バルブ室で $21406\text{kN}\cdot\text{m}$ となり、地震応答解析の曲げモーメントが合計で $68128 (=46722 + 21406)\text{kN}\cdot\text{m}$ 大きくなる。これが地震応答解析で算定した上部工反力による基礎版設計の保守性となっている。

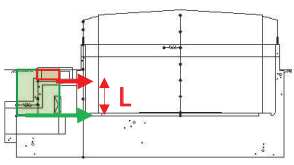
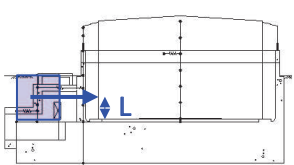
地震応答解析における曲げモーメントから、設計上の保守性となる上載盛土の影響による曲げモーメントの差分を除いて、表-2 を再集計した結果を表-4 に示す。設計上の保守性となる上載盛土の影響を除くと、三次元構造解析と地震応答解析による曲げモーメントの比率は 1.02 となり、両者は同程度となる。

表-3 解析方法の違いによる上載盛土の上部工反力への影響比較

(a) シャへい壁

解析方法	盛土慣性力の 考慮範囲と 作用高さ L^{*1}	部位	盛土 重量 W (kN)	作用 高さ L (m)	せん断力 $W \cdot kh^{*2}$ (kN)	曲げモーメント $W \cdot kh \cdot L^{*2}$ (kN・m)
三次元 構造解析		バルブ室上	1500	4.05	1500	6076
		基礎版上	17356	0.00	17356	0
		全体	18857	—	18857	6076
地震応答 解析		全体	18857	2.80	18857	52798
比率（地震応答解析／三次元構造解析）			1.00	—	1.00	8.69
差（地震応答解析－三次元構造解析）			—	—	—	46722

(b) バルブ室

解析方法	盛土慣性力の 考慮範囲と 作用高さ L^{*1}	部位	盛土 重量 W (kN)	作用 高さ L (m)	せん断力 $W \cdot kh^{*2}$ (kN)	曲げモーメント $W \cdot kh \cdot L^{*2}$ (kN・m)
三次元 構造解析		バルブ室上	1050	4.05	1050	4251
		基礎版上	8114	0.00	8114	0
		全体	9163	—	9163	4251
地震応答 解析		全体	9163	2.80	9163	25657
比率（地震応答解析／三次元構造解析）			1.00	—	1.00	6.04
差（地震応答解析－三次元構造解析）			—	—	—	21406

注記*1：地震応答解析における盛土慣性力の作用高さは、 $L = \text{盛土高さ} \times 1/2$ とした。

*2： kh ：水平震度（=1.0）

表-4 上載盛土の影響を考慮した各解析における曲げモーメントの比較

集計範囲	曲げモーメント (kN・m)		比率 ②/①
	①三次元構造解析* ¹	②地震応答解析* ²	
しゃへい壁	59850	238552	—
バルブ室	6518	16957	
連絡ダクト	-592	5006	
構造物全体との差分	122334* ³	—	
小計①	188110	260515	1.38
上載盛土の影響②	—	68128* ⁴	—
合計(①-②)	188110	192387	1.02

注記*1：表 3-2 の曲げモーメント（構造物全体との差分は*3 参照）。

*2：表 3-3 の曲げモーメント。

*3：三次元構造解析の上部工反力による基礎版図心位置回りの構造物全体の曲げモーメントと、しゃへい壁、バルブ室及び連絡ダクトの各部材図心位置回りで集計した曲げモーメントとの差分で、表-1 の差分 M₃ に対応する曲げモーメント。

*4：表-3 に示すしゃへい壁の曲げモーメントの差（46722kN・m）とバルブ室の曲げモーメントの差（21406kN・m）の和。

4. まとめ

上部工反力の曲げモーメントが三次元構造解析と地震応答解析で異なる要因として、上部構造のモデル化方法の違いによる影響を分析した。

構造部材のモデル化方法の違いによる影響を把握するため、構造部材が一体となって挙動する場合（三次元構造解析のモデル化イメージ）と構造部材が独立して挙動する場合（地震応答解析のモデル化イメージ）の曲げモーメントを確認した。その結果、独立して挙動する場合は一体となって挙動する場合に比べて、構造物全体の曲げモーメントは同等となるものの、各部材位置で局所的に大きな曲げモーメントが作用することを確認した。

また、地震応答解析では上載盛土の水平慣性力を保守的に上部構造の質点位置に作用させていることについて、三次元構造解析との違いを概算した結果、上載盛土による上部工反力の曲げモーメントは、地震応答解析の方が三次元構造解析よりも大きくなり保守的となっていることを確認した。

以上から、上部工反力の曲げモーメントが三次元構造解析と地震応答解析で異なる要因は、構造部材のモデル化方法及び上載盛土のモデル化方法の違いであることを確認した。

参考資料 5 三次元動的解析を用いた復水貯蔵タンク基礎の
円筒型しゃへい壁への土圧分布の検証について

1. はじめに

屋外重要土木構造物の耐震安全性は、構造物へ作用する地震時荷重を地盤－構造物連成の二次元断面による地震応答解析で算定し、この地震時荷重を三次元モデルに載荷する構造解析を実施することで評価することを基本としている。構造物が単純な形状で無い場合は、形状の異なる部位ごとに複数の二次元断面による地震応答解析を実施し、地震時荷重を算定する。

復水貯蔵タンク基礎は、図 1-1 に示す円筒形のしゃへい壁と矩形のバルブ室他を組み合わせた構造で、奥行き方向に断面形状が変化する複雑な形状となっている。そのため、この断面間の相互影響の評価が難しいことから、複数の二次元断面ではなく、ばね質点系の 1 モデルに集約した二次元モデルで地震応答解析を実施し、その結果から保守的な地震時荷重を設定して、三次元構造解析により耐震評価を実施している。

地震応答解析では基礎版の両外壁面上に仮想背面を仮定し、仮想背面に作用する地震時土圧を抽出して、三次元モデルの奥行き方向に一樣となる地震時土圧を載荷した構造解析を実施している。また、仮想背面内の盛土は構造物と共に質点としてモデル化し、地震応答解析により得られた盛土慣性力を、三次元構造解析で直下の基礎上面に一樣な分布荷重として水平方向に載荷している。

以上を踏まえ、以下の検証項目に対し、地震時荷重が適切に評価されていることを確認する。

検証①：構造形状の影響

- ・ 復水貯蔵タンク基礎は、円筒形のしゃへい壁、矩形のバルブ室・バルブ室（ハッチ部）・連絡ダクトから構成される複雑な構造である。
- ・ 二次元地震応答解析において、各部材をばね質点系でモデル化することにより、構造物と地盤の相互作用を考慮した土圧が適切に評価できているか検証する。

検証②：基礎盛土の慣性力の影響

- ・ 復水貯蔵タンク基礎はバルブ室、連絡ダクト及び基礎版に上載盛土がある。また、北側のしゃへい壁外側の基礎版上には基礎の延長方向で分布が異なる三角形の上載土がある。
- ・ 二次元地震応答解析において、上載盛土を質量としてモデル化して慣性力を評価することにより、躯体に作用する土圧が適切に評価できているか検証する。
(上載土を質量として考慮するモデル化は道路橋示方書に準拠している。)

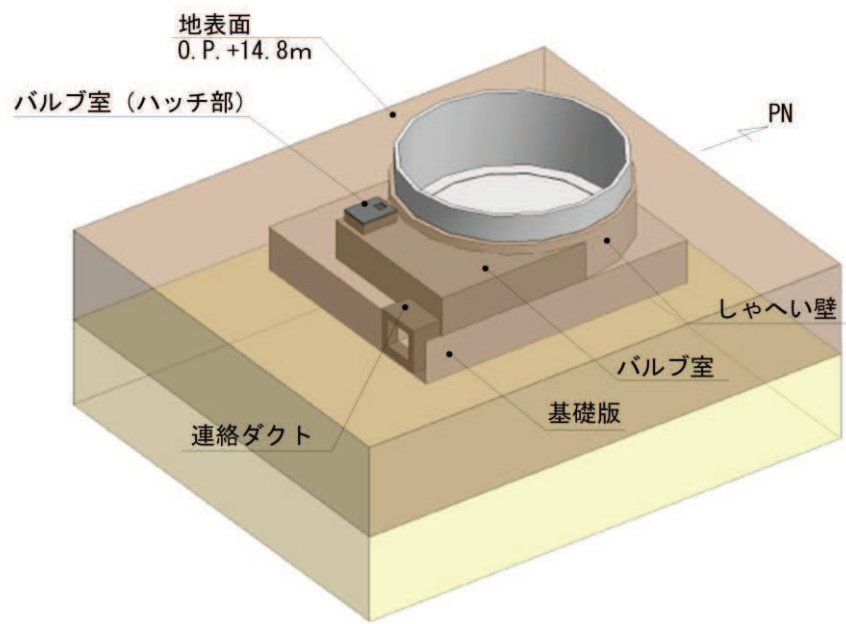


図 1-1 復水貯蔵タンク基礎の鳥瞰図

2. 評価方針

構造物の三次元形状を模擬し、構造物と地盤の相互作用を考慮した三次元地震応答解析により、次の方針で二次元ばね質点系モデルで算定した作用土圧の検証を行う。

- ・「周辺地盤を三次元ソリッド要素，構造物を三次元ソリッド要素でモデル化した場合（モデル①）」と「周辺地盤を二次元平面ひずみ要素，構造物を二次元ばね質点系モデルでモデル化した場合（モデル②）」について，地震応答解析によって各部材の側壁に作用する土圧の比較を行う。
- ・構造物は復水貯蔵タンク基礎の構造を簡略化し，円筒形のしゃへい壁と矩形のバルブ室及び基礎版から構成される構造とする。
- ・地震応答解析における構造物及び地盤は，線形弾性としてモデル化する。

解析モデルの概要を表 2-1 に示す。

表 2-1 解析モデルの概要

	モデル① 構造物：三次元ソリッド要素，周辺地盤：三次元ソリッド要素	モデル② 構造物：ばね質点系モデル，周辺地盤：二次元平面ひずみ要素
モデル化の考え方	・実現象の再現を目的とした三次元の線形弾性モデル	・モデル①との比較のため，二次元地震応答解析のばね質点系モデルによる線形弾性モデル
概念図	<p>三次元モデル-鳥瞰図</p>	<p>断面図</p>
構造物のモデル化	・しゃへい壁，バルブ室及び基礎版を三次元ソリッド要素によりモデル化する。	<ul style="list-style-type: none"> しゃへい壁，バルブ室及び基礎版をばね質点系によりモデル化する。 しゃへい壁とバルブ室はバルブ室の頂版位置で接続されていることから，頂版の水平方向剛性を考慮したばね要素で連結する。 三次元ソリッド要素と比較して，局所的な変形を考慮しないモデルであることから，地震時荷重を保守的に評価する見込みである。
地盤のモデル化	・周辺地盤を三次元ソリッド要素でモデル化し，バルブ室及び基礎版の上載土についても，三次元ソリッド要素でモデル化する。	・周辺地盤を二次元平面ひずみ要素でモデル化し，バルブ室及び基礎版の上載土は，ばね質点系モデルの質点に重量として考慮する。
構造物と地盤の相互作用の考慮方法	・周辺地盤及び構造物の上載土を三次元ソリッド要素でモデル化することで，直接的に構造物と地盤の相互作用を考慮する。	・構造物の外形を矩形とし，しゃへい壁及び基礎版の節点から側方の周辺地盤に剛はり要素を設定し，周辺地盤との相互作用を考慮する。
土圧の検証	<ul style="list-style-type: none"> モデル①とモデル②の地震応答解析結果から算定される各部材（しゃへい壁及びバルブ室）への土圧の比較を行う。 モデル②により算定される土圧がモデル①により算定される土圧よりも保守的であること，又は同等であることを確認する。 	

3. 評価条件

3.1 モデル化する構造物形状

本検討では、円筒形と矩形の形状が組み合わさった構造物に作用する土圧、並びに構造物上の土砂の慣性力の影響を把握することが目的である。そこで、円筒形のしゃへい壁地中部、矩形の地下構造物で上載土の載ったバルブ室及び基礎版に着目し、外形線を簡略化してモデル化する。具体的には、次のとおりとする。

しゃへい壁 : 地中部のみモデル化し、壁厚を 1.0m で均一とした円筒形構造とする。

バルブ室 : 壁厚 0.8m の頂版を連続してハッチ部の開口を閉じた構造とする。

基礎版 : 上方のしゃへい壁及びバルブ室の外形線の範囲に縮幅した矩形の平面形状とし、部材厚は一律 5.0m とする。

連絡トレンチ : モデル化せず、バルブ室との境界部の開口は、バルブ室の南側側壁を延長して閉じる。

図 3-1 にモデル化する構造物の鳥瞰図、図 3-2 に構造図を示す。

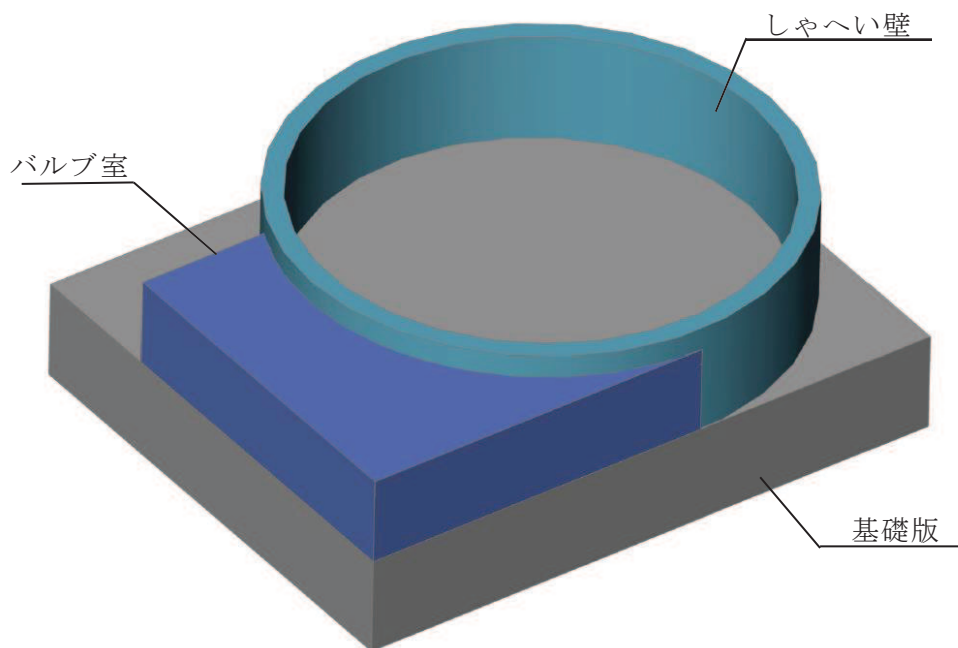


図 3-1 モデル化する構造物の鳥瞰図

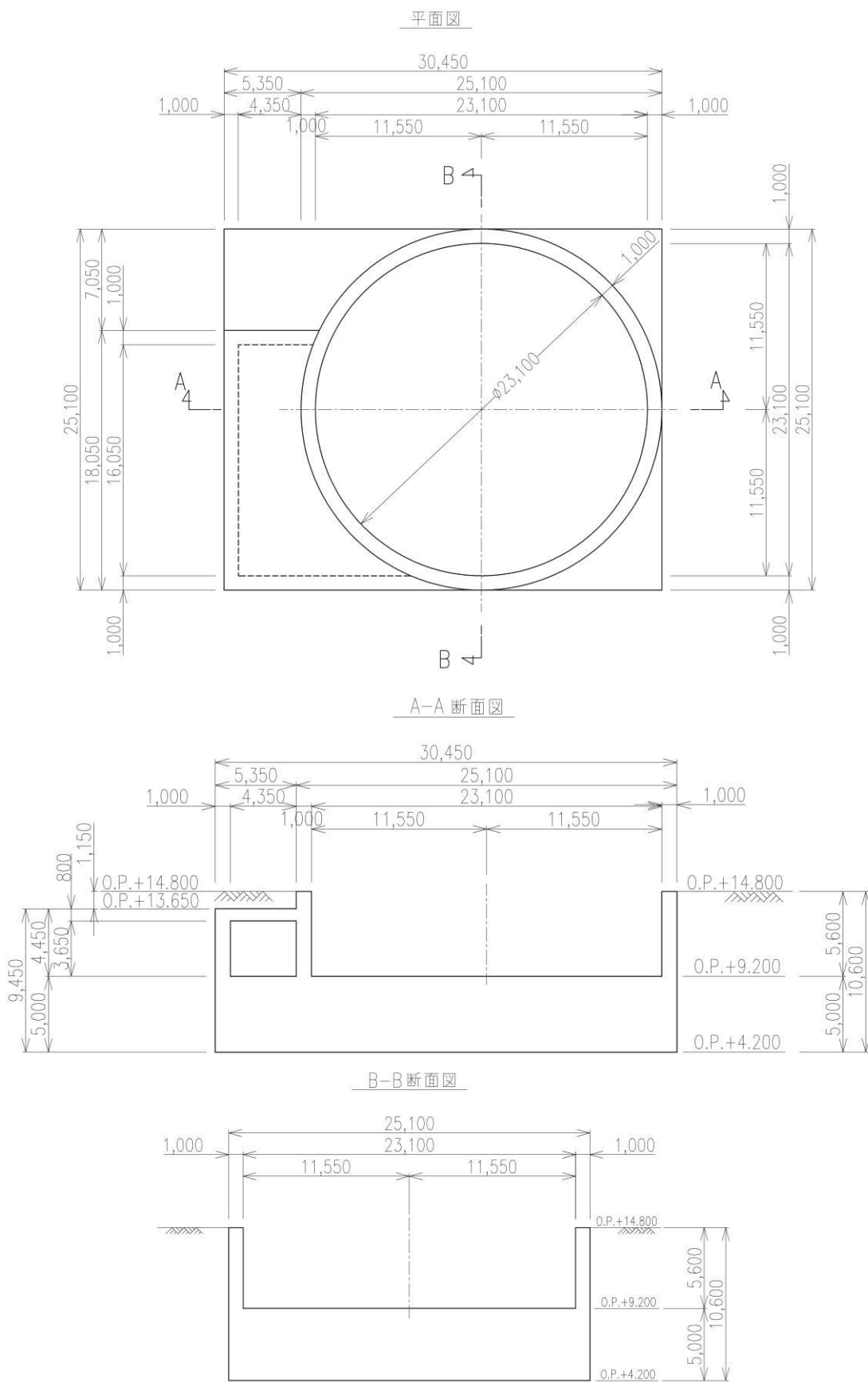


図 3-2 モデル化する構造図

3.2 モデル化する地盤構造及び地盤物性値

本検討では、復水貯蔵タンク基礎の直下地盤を水平成層構造でモデル化する。モデル化範囲は、第4速度層の岩盤が分布する O.P. -30m 以浅をモデル化する。また、各地盤の物性値は、添付書類「VI-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。

水平成層でモデル化する地盤構造及び地盤物性値を表3-1に示す。

表3-1 モデル化する地盤構造及び地盤物性値

標高 O.P. (m)	土層	単位体積 重 量 γ (kN/m ³)	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν	減衰 h (%)
14.800	盛土 (地下水位以浅) ▽	18.6	*2	0.48	*3
+4.200*1	C _M 級砂岩 (第2速度層)	25.2	1.5×10 ³	0.44	3
-15.567	C _M 級砂岩 (第3速度層)	25.2	5.7×10 ³	0.40	3
-16.357	C _H 級砂岩 (第3速度層)	26.2	5.9×10 ³	0.40	3
-26.687	C _H 級砂岩 (第4速度層)	26.2	13.2×10 ³	0.36	3
-30.000					

注記*1：設計用地下水位を示す。解析用地下水位は、O.P.+4.200m（岩盤表面）である。

*2：小ひずみ領域： $G_0 = 382 \sigma^{0.71} \geq 49.3$ $G/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00036)$

大ひずみ領域： $G_0 = E_s / 2(1 + \nu_s)$ $G/G_0 = 1/(1 + \gamma/\gamma_m)$

*3： $h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$ ただし、初期値を3%とする。

3.3 構造物の材料物性値

構造物の使用材料及び材料物性値を表 3-2 に示す。

表 3-2 使用材料及び物性値

材料	項目	材料諸元
鉄筋コンクリート	単位体積重量 (kN/m ³)	24.0
コンクリート (設計基準強度 20.5N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	2.33×10 ⁴
	ポアソン比	0.2

3.4 地下水位

解析用地下水位は，岩盤表面（O.P. +4.2m）とする。

3.5 荷重条件

構造物の重量は，鉄筋コンクリートの単位体積重量 24.0kN/m^3 を用いて算出する。なお，機器・配管重量，上載荷重及び地表面上載荷重，静水圧及び揚圧力は考慮しない。

地震動は，本編の基本ケース①のうち，しゃへい壁，バルブ室及び基礎版の照査値が最も厳しくなる地震動 $S_s - D 2 (++)$ を検討用地震動とする。

表 3-3 に照査値を一覧する。

表 3-3 工認補足説明資料の照査値一覧（基本ケース①）*

照査項目	評価部位	最厳照査値	地震動
曲げ・軸力系の破壊	しゃへい壁（地中部）	0.16	$S_s - D 2 (-+)$
	バルブ室（頂版）	0.08	$S_s - D 1 (-+)$
	バルブ室（南壁）	0.13	$S_s - D 1 (-+)$
	バルブ室（東西壁）	0.11	$S_s - D 2 (++)$
	バルブ室（隔壁）	0.08	$S_s - D 1 (-+)$
	基礎版	0.42	$S_s - D 2 (++)$
せん断破壊	しゃへい壁（地中部）	0.94	$S_s - D 2 (++)$
	バルブ室（頂版）	0.34	$S_s - F 1 (++)$
	バルブ室（南壁）	0.71	$S_s - D 1 (-+)$
	バルブ室（東西壁）	0.84	$S_s - D 2 (++)$
	バルブ室（隔壁）	0.18	$S_s - D 2 (-+)$
	基礎版	0.62	$S_s - D 2 (++)$

注記*： 0.94 は，最厳照査値の中で最大となる照査値と地震動を示す。

4. 地震応答解析

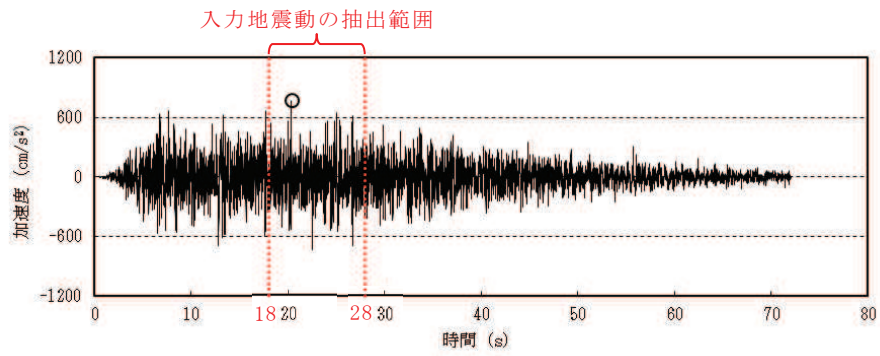
4.1 入力地震動の設定

入力地震動は、添付書類「VI-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。

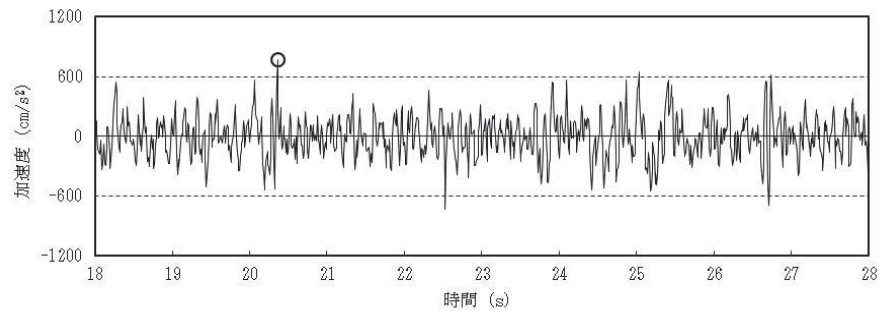
図 4-1 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE Ver. 1.6」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

本検討では構造形状の特殊性及び構造物上の盛土慣性力が、水平方向の地震時土圧に与える影響を把握することが目的である。そこで、今回着目する地震時土圧に支配的な荷重となる水平動による単独加振とする。

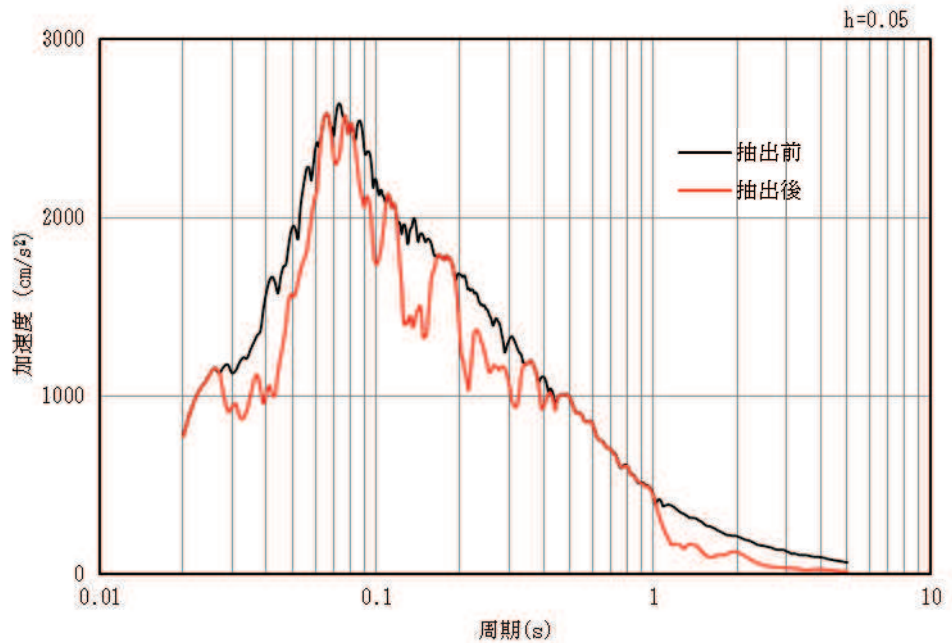
また、入力地震動は最大加速度の発生する 20.36 秒を含む、18 秒～28 秒の 10 秒間を抽出する。図 4-1 に示した抽出前後の加速度応答スペクトルにおいて、抽出後の加速度応答値が抽出前よりも若干小さくなる周期もあるが、盛土が振動する一次周期となる 0.56 秒では、両者は一致している。



(a) 作成した入力地震動全体の加速度時刻歴波形



(b) 地震応答解析用に抽出した加速度時刻歴波形



(c) 加速度応答スペクトル (h=5%)

図 4-1 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - D 2)

4.2 地震応答解析手法

地震応答解析は、水平地震動の南北方向単独加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析により行うこととし、解析手法は三次元及び二次元の有限要素法による全応力解析とする。

地震応答解析については、解析コード「SLAP Ver. 6.65」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

4.3 地震応答解析モデル

(1) 解析モデルの設定

復水貯蔵タンク基礎は、基礎版、基礎版上のしゃへい壁及びバルブ室を次の通りモデル化する。

モデル①：三次元ソリッド要素

モデル②：各部材と等価な剛性を有する線形はり要素，ばね要素及び質点

地盤については、水平成層の線形要素でモデル化する。なお、地盤剛性及び減衰のひずみ依存性を持つ盛土には、入力地震動の算定用解析で得られた収束物性値を用い、これを地震応答解析の等価物性として設定する。

境界条件は、固有値解析では底面を固定，側面を水平ローラーとする。地震応答解析では、底面及び側面を粘性境界とする。

(2) モデル①

モデル①について，図 4-2 に鳥瞰図，図 4-3 にモデル図を示す。

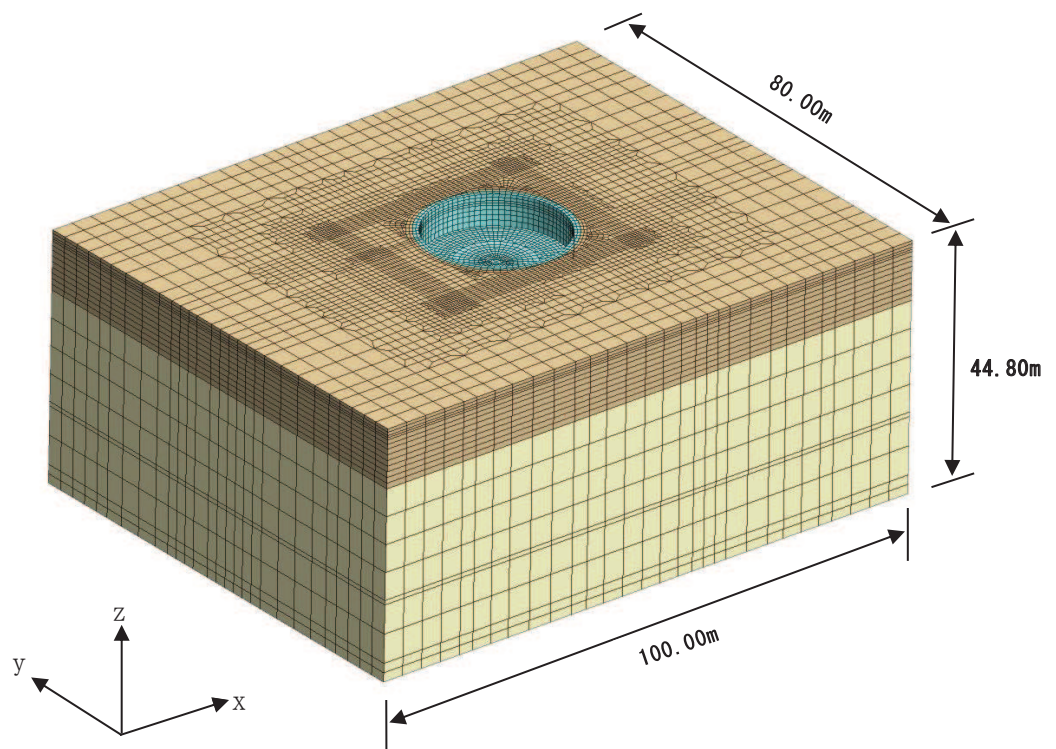
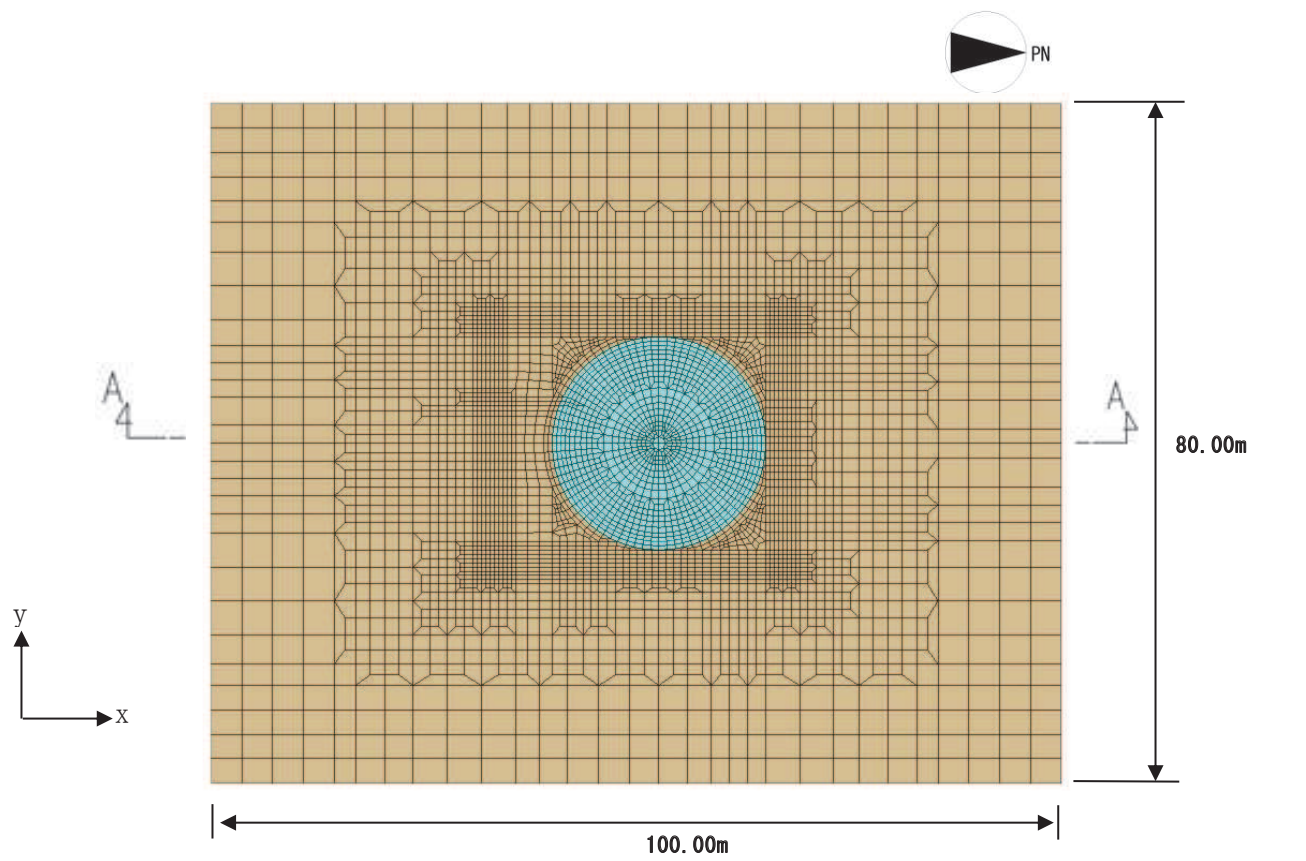
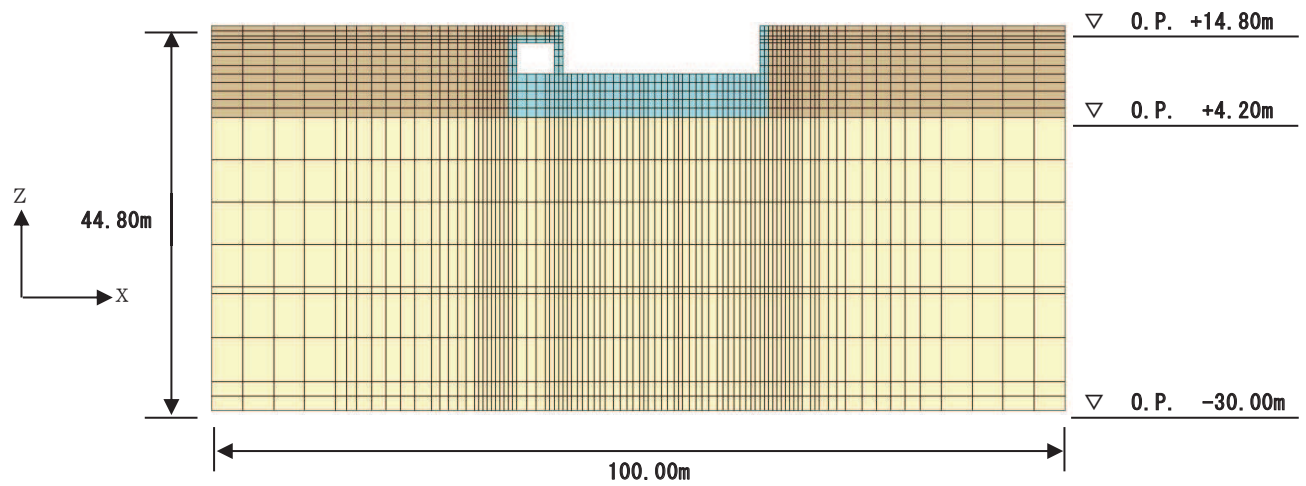


図 4-2 三次元地震応答解析モデルの鳥瞰図（モデル①）



平面図



断面図(A-A断面)

図 4-3 三次元地震応答解析モデル図 (モデル①)

(3) モデル②

モデル②について、復水貯蔵タンク基礎のモデル図を図 4-4 に、モデル諸元を表 4-1 に示す。

しゃへい壁、バルブ室及び基礎版は、鉛直部材と等価な曲げ、せん断及び軸剛性を有する質点系モデルとする。しゃへい壁～バルブ室間はバルブ室頂版位置で頂版の水平方向剛性を換算したばね要素で連結する。なお、各部材が基礎版上面で一体構造として挙動するように、しゃへい壁及びバルブ室は基礎版上面において、水平、鉛直及び回転の自由度を共有する。

地震応答解析では、復水貯蔵タンク基礎と周辺地盤の相互作用を考慮するため、しゃへい壁及び基礎版と側方地盤の同一標高の節点間、並びに基礎版の底面に剛はり要素を設定し、剛はり要素を介して構造物と周辺地盤とを接続する。

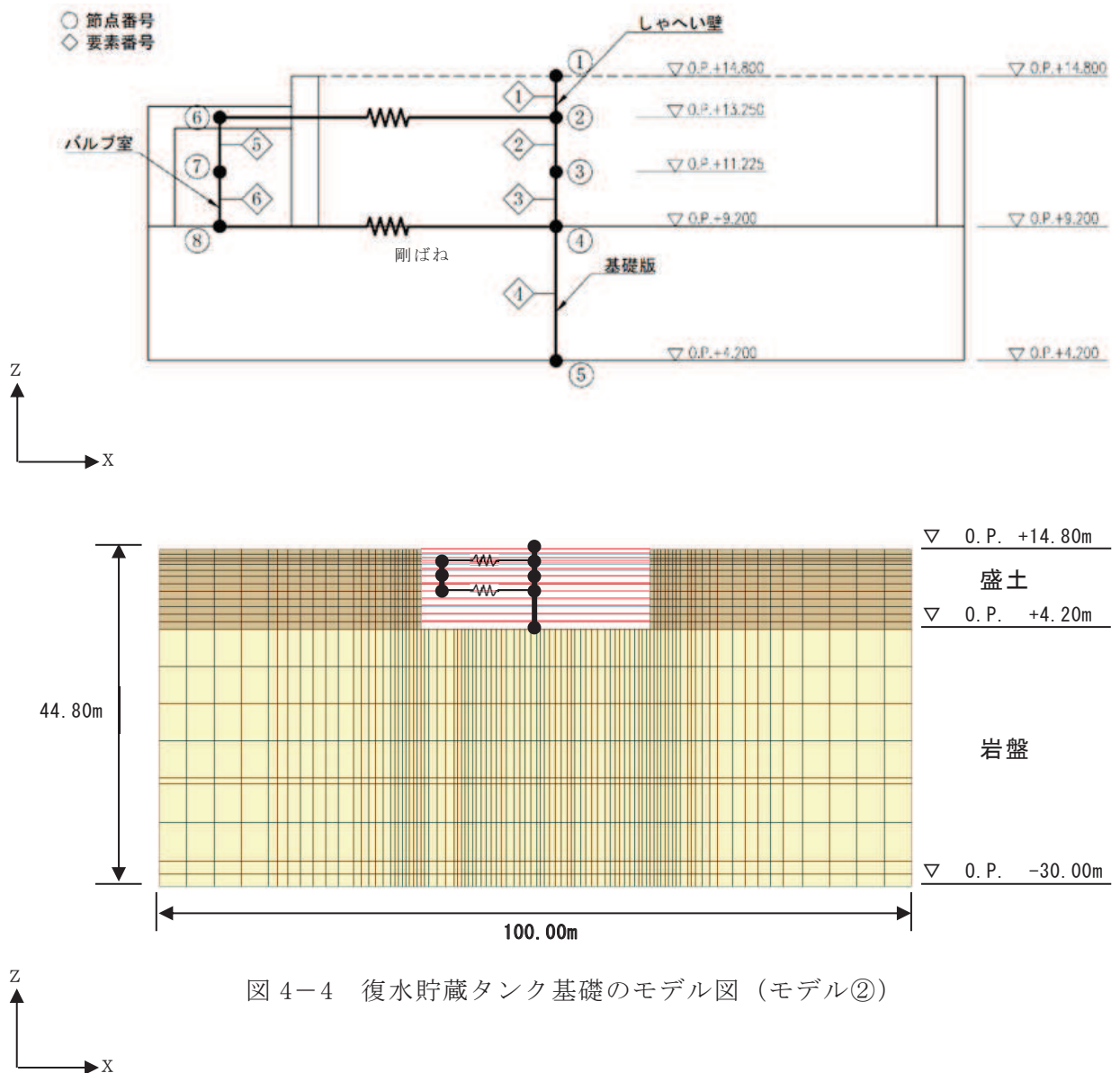


図 4-4 復水貯蔵タンク基礎のモデル図 (モデル②)

表 4-1 復水貯蔵タンク基礎のモデル諸元 (モデル②)

標高 (m)	質点No.	重量 (kN)	回転慣性 (kN・m ²)	はり要素No.	断面積 (m ²)	せん断有効断面積 (m ²)	断面2次モーメント (m ⁴)
14.8	1	4.144 × 10 ³	1.027 × 10 ⁵				
				1	7.571 × 10 ¹	3.786 × 10 ¹	5.506 × 10 ³
13.25	2	9.240 × 10 ³	3.976 × 10 ⁵	2	9.039 × 10 ¹	5.364 × 10 ¹	6.883 × 10 ³
11.225	3	8.702 × 10 ³	3.360 × 10 ⁵	3	9.039 × 10 ¹	5.364 × 10 ¹	6.883 × 10 ³
9.2	4	5.117 × 10 ⁴	4.106 × 10 ⁶	4	7.643 × 10 ²	7.643 × 10 ²	5.905 × 10 ⁴
4.2	5	4.586 × 10 ⁴	3.639 × 10 ⁶				
13.25	6	3.722 × 10 ³	1.488 × 10 ³	5	2.240 × 10 ¹	6.350 × 10 ⁰	9.288 × 10 ⁰
11.225	7	1.932 × 10 ³	9.575 × 10 ²	6	2.240 × 10 ¹	6.350 × 10 ⁰	9.288 × 10 ⁰
9.2	8	—	—				

標高 (m)	ばね要素No.	水平ばね (kN・m)	鉛直ばね (kN・m)	回転ばね (kN・m)
13.25	1	6.275 × 10 ⁷	0.000 × 10 ⁰	0.000 × 10 ⁰
9.2	2	1.000 × 10 ¹¹	1.000 × 10 ¹¹	1.000 × 10 ¹¹

4.4 減衰定数

減衰定数は、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「9. 地震応答解析における減衰定数」に基づき、粘性減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる解析モデル全体の固有周期と各材料の減衰比に基づき、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減衰を解析モデル全体に与える。

$$[c] = \alpha [m] + \beta [k]$$

[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

ここで、Rayleigh減衰の係数 α, β について、岩盤及び構造物は「資料12 3.3 減衰定数」と同様に解析の安定を確保するための小さな減衰2%で設定する。一方、盛土は線形要素でモデル化することから、盛土が振動する1次のモード減衰で係数 α, β を設定する。なお、固有値解析は水平成層地盤で実施する。

固有値解析結果に基づき設定したRayleigh減衰の係数 α, β を表4-2に示す。

表 4-2 Rayleigh 減衰における係数 α, β の設定結果

	α	β
岩盤・構造物	3.384×10^{-1}	8.866×10^{-4}
盛土	2.793	7.317×10^{-3}

4.5 検証時刻の選定

復水貯蔵タンク基礎には、地震時荷重となる慣性力及び地震時土圧が各部材に作用し、その総水平力は基礎版底面の水平方向せん断力で集計される。本検討では、水平方向荷重となる構造物上の盛土慣性力及び壁面に作用する地震時土圧に着目することから、基礎版底面に作用する総水平力が最大となる時刻を選定し、これを検証時刻とする。

具体的には、モデル①は、ソリッド要素でモデル化した基礎版の最下層におけるX-Y平面内要素のせん断力を合計し、その合計値が最大となる時刻とする。モデル②は、はり要素でモデル化した基礎版の下端側せん断力が最大となる時刻とする。

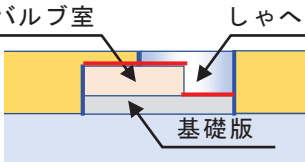
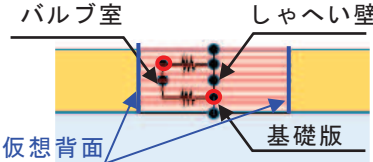
4.6 地震時荷重の抽出方法

復水貯蔵タンク基礎に作用する周辺盛土からの地震時荷重として、「資料12 4.4 入力荷重」で考慮するバルブ室及び基礎版の上載盛土による慣性力、並びにしゃへい壁、バルブ室及び基礎版の鉛直壁面に作用する地震時土圧を抽出する。

表4-3に各モデルにおける地震時荷重の抽出方法を示す。

なお、モデル②では基礎版の両外壁面上に仮想背面を設定し、仮想背面内のバルブ室及び基礎盤上の盛土は質点重量としてモデル化している。そのため、上載盛土の慣性力はバルブ室及び基礎版の上端質点の加速度を用いて震度設定し、慣性力を算定する。また、地震時土圧は仮想背面に隣接する地盤要素の水平応力を用いて算定する。

表4-3 地震時荷重の抽出方法

	モデル①	モデル②
モデル図		
上載盛土の慣性力	バルブ室及び基礎版の上載盛土最下層のせん断応力を集計	バルブ室及び基礎版の上端質点の加速度を水平震度に換算し、各上載盛土重量を乗じて集計
地震時土圧	バルブ室、しゃへい壁、基礎版側面地盤の水平応力を集計	基礎側方の仮想背面地盤に作用する水平応力を集計

5. 評価結果

5.1 地震応答解析結果

(1) シャへい壁頂部の水平変位時刻歴

地震応答解析結果として、表 5-1 にシャへい壁頂部の水平変位を示す。また、図 5-1 に各モデルにおける変位のイメージ図を示す。

モデル①は、南側及び北側のシャへい壁は面外方向の荷重を受けて片持ち梁として挙動し、比較的大きな変位を示す。一方、東側及び西側のシャへい壁は面内方向の荷重を受けて耐震壁として挙動し、比較的小さな変位となり、モデル②と同等の変位となっている。

図 5-2 に両モデルにおける変位の時刻歴を示す。モデル①とモデル②で位相特性は相似し、最大値の発生時刻もほぼ一致している。

(2) 総水平力

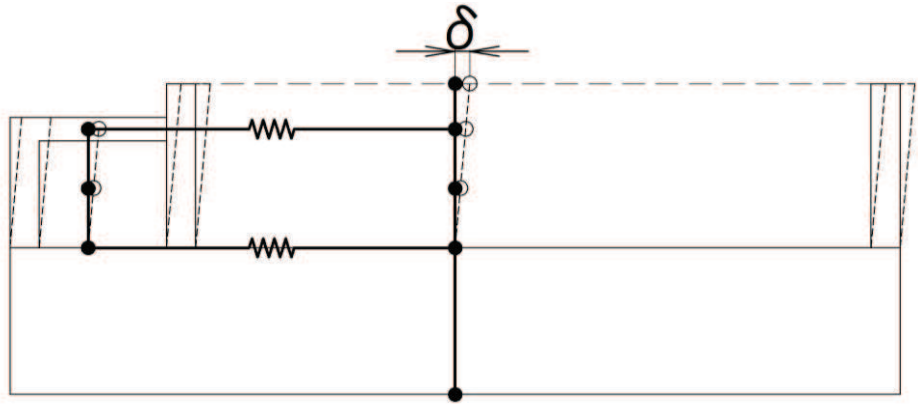
モデル①とモデル②の基礎版底面位置における総水平力について、図 5-3 に時刻歴波形、表 5-2 に最大値を示す。

図 5-3 に示す総水平力の位相特性は相似し、同じ時刻で最大値が発生する。総水平力の振幅特性も整合し、最大値も同等となっている。

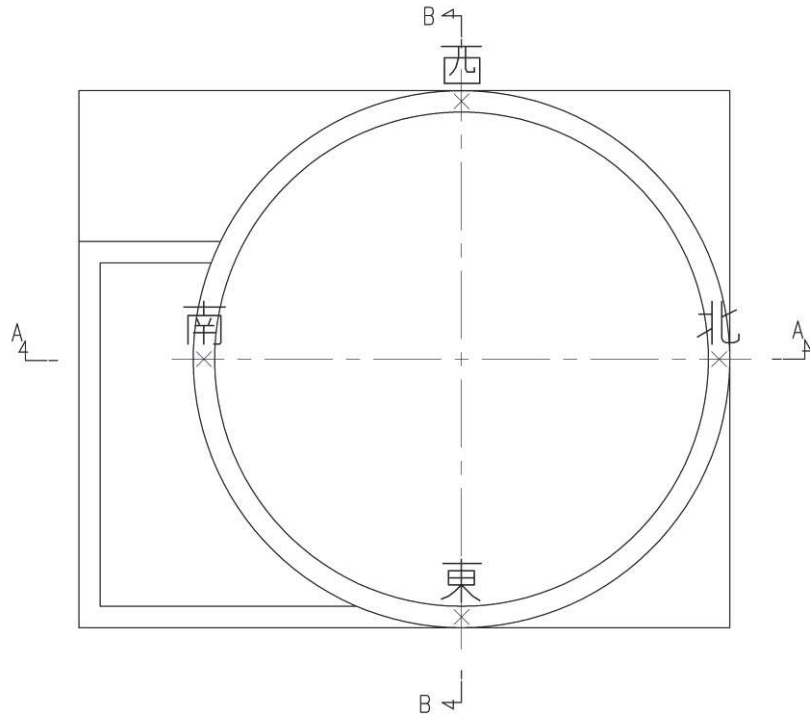
以上より、モデル①とモデル②の再現性が確認されたことから、以降の検討は検証項目である土圧への影響が大きい総水平力が最大となる時刻に着目して行う。

表 5-1 シャへい壁頂部の最大水平変位

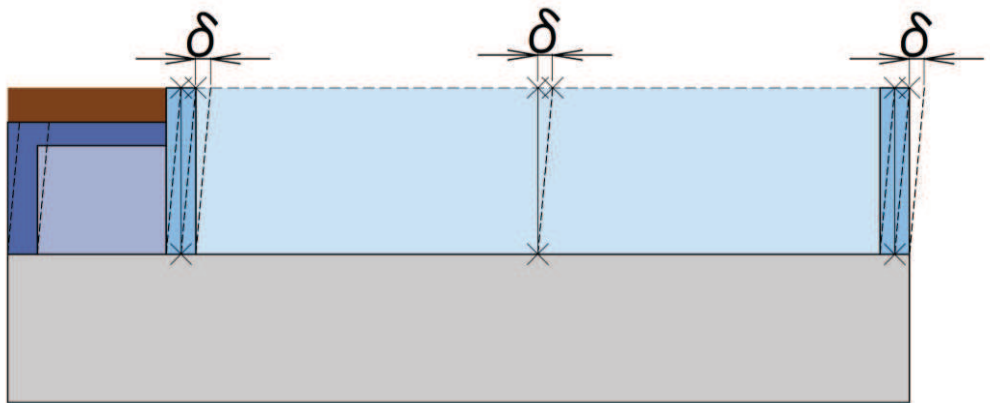
モデル①（三次元解析）			モデル②（二次元解析）	
場所	変位（mm）	時刻	変位（mm）	時刻
東側	0.41	732step	0.60	732step
西側	0.58	732step		
南側	1.10	732step		
北側	3.43	733step		
平均	1.34	732step		



変位図(二次元モデル)



変位図(三次元モデル平面図)



変位図(三次元モデル)

図 5-1 変位イメージ図

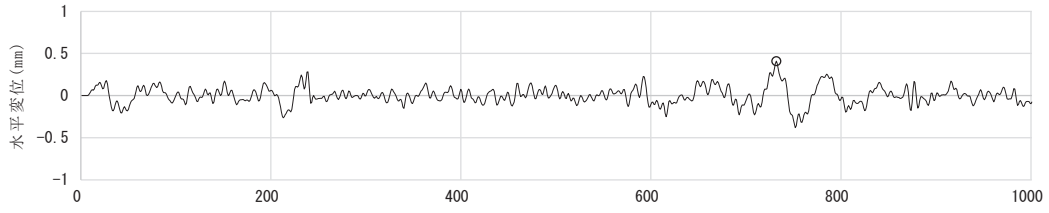


図 5-2(1) シャへい壁頂部の水平変位時刻歴 モデル① 東側

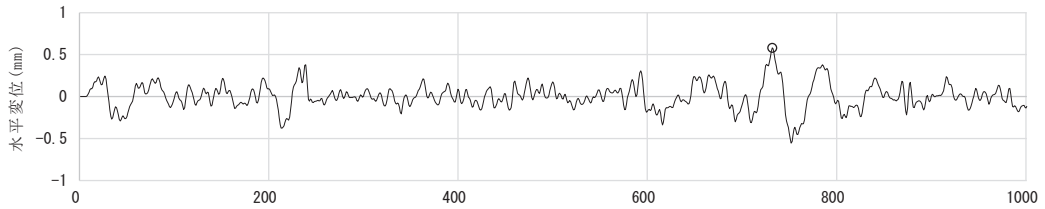


図 5-2(2) シャへい壁頂部の水平変位時刻歴 モデル① 西側

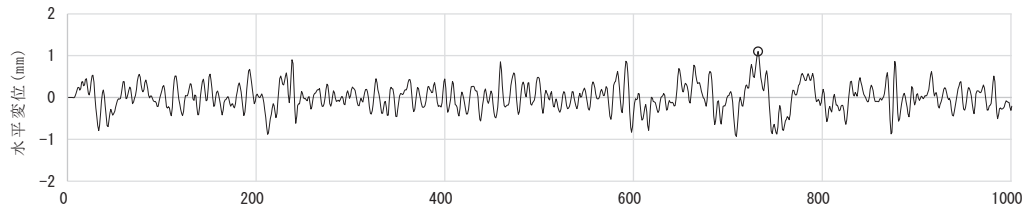


図 5-2(3) シャへい壁頂部の水平変位時刻歴 モデル① 南側

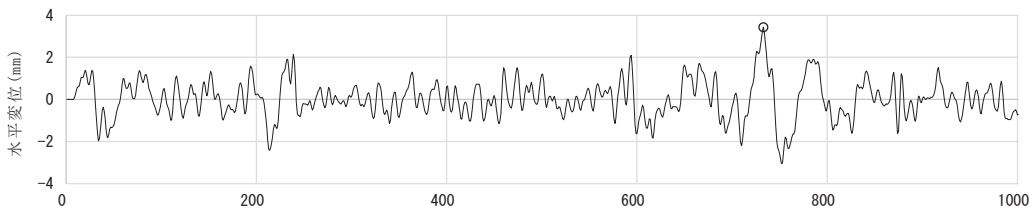


図 5-2(4) シャへい壁頂部の水平変位時刻歴 モデル① 北側

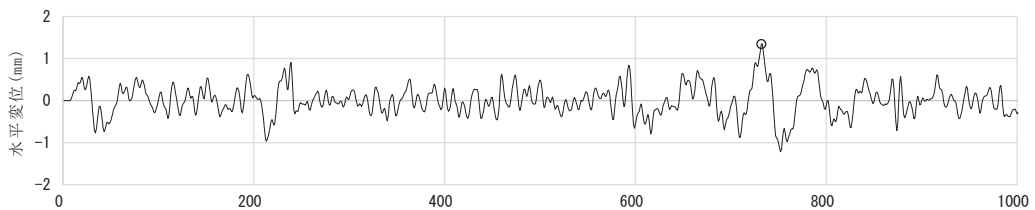


図 5-2(5) シャへい壁頂部の水平変位時刻歴 モデル① 平均

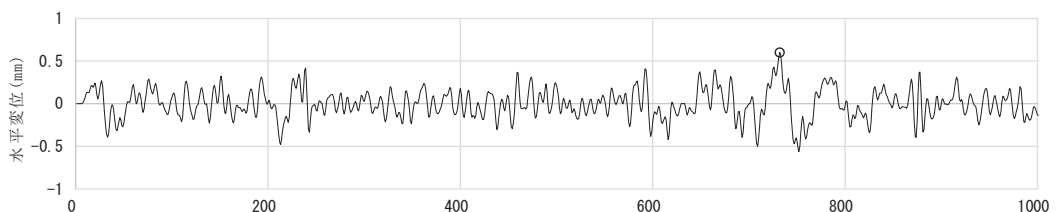


図 5-2(6) シャへい壁頂部の水平変位時刻歴 モデル②

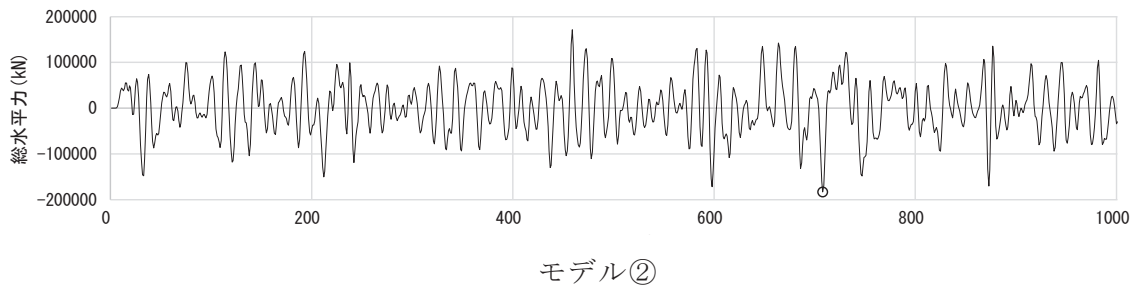
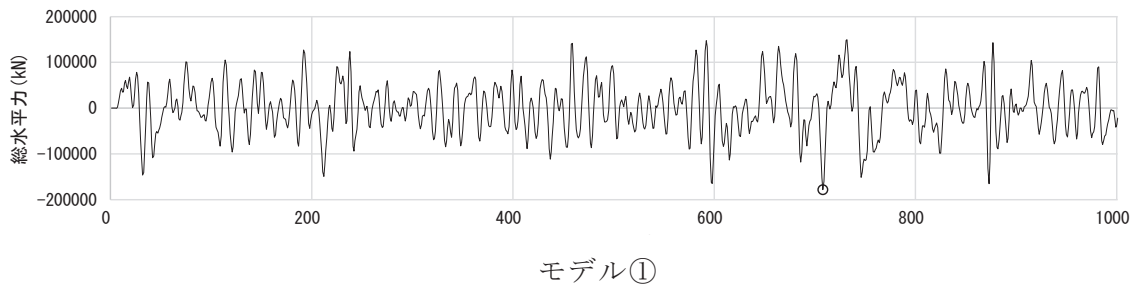
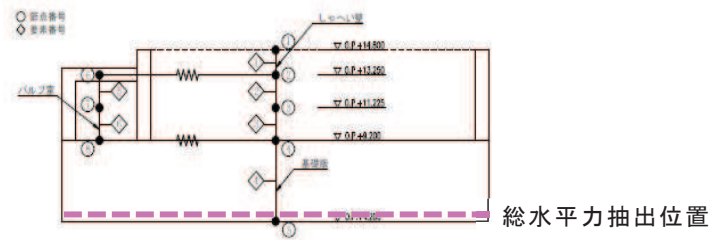


図 5-3 総水平力時刻歴（基礎版底面 O. P. +4. 2m）

表 5-2 総水平力の最大値比較

場所	モデル①		モデル②	
	総水平力 (kN)	時刻	総水平力 (kN)	時刻
基礎版底面 (O. P. +4. 2m)	-178137	708step	-183375	708step



5.2 地震時土圧の評価結果

図 5-4 に側方地盤の地震時土圧の深度方向分布及び水平面内分布を示す。

(1) 構造物形状の影響（検証①）

北側のしゃへい壁部（O.P. +13.94m, +9.71m）では、円筒形状の影響でモデル①の地震時土圧（ σ_{xx} ）が外側に向かうにつれて小さくなる半円状の分布形状となる。

南側のバルブ室部（O.P. +9.71m）では、バルブ室の隅角部となる東壁及び西壁位置でモデル①の地震時土圧が若干大きくなるものの、そこを除く南壁に作用する地震時土圧はおおむね一致する。また、しゃへい壁のみとなる西側で北側と同様の傾向を示す。

基礎版の中間付近の高さ（O.P. +6.7m）は、北側及び南側共に壁面が直線形状となるため、どちらの面も地震時土圧の分布形状は同様の傾向となる。すなわち、モデル①では端部で地震時土圧が大きくなる傾向があるものの、それ以外の範囲では両モデルの地震時土圧はおおむね一致する。

以上より、しゃへい壁、バルブ室、連絡ダクト等で構成される複雑な構造の復水貯蔵タンク基礎については、二次元地震応答解析により、構造物と地盤の相互作用を考慮した土圧が適切に評価できていることを確認した。

(2) 上載盛土の慣性力の影響（検証②）

深度方向分布をみると、南側のバルブ室上面及び北側の基礎版上面に位置する要素（高さ 1m 程度の範囲）で、モデル①の地震時土圧（ σ_{xx} ）が小さくなっている。これは、各部位の上載盛土から直下のバルブ室頂版及び基礎版に、荷重が伝達されている影響である。これらの局所的な差異を除くと、モデル①とモデル②の中央断面における地震時土圧の深度方向分布はおおむね一致する。

水平面内分布をみると、上記と同様に構造物上方盛土の荷重が下方に伝達される影響で、バルブ室上面要素（O.P. +13.94m）及び基礎版上面要素（O.P. +9.71m）で、各盛土位置においてモデル①の地震時土圧（ σ_{xx} ）が小さくなっている。

以上より、上載盛土を質量でモデル化した二次元地震地震応答解析では、躯体に作用する土圧を保守的に評価できていることを確認した。

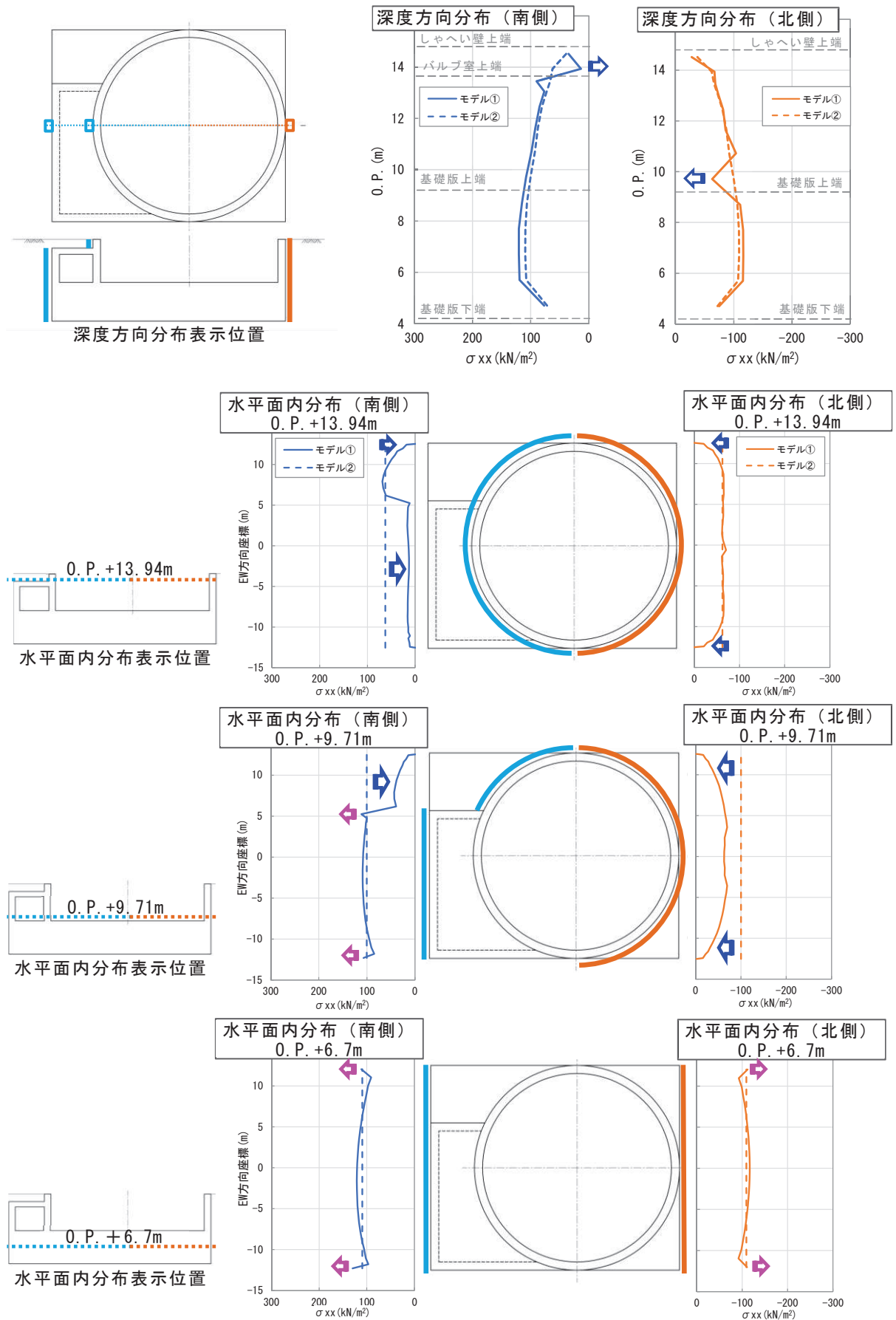


図 5-4 総水平力最大時刻における地震時土圧分布

5.3 設計荷重の評価結果

表 5-3 に示すように、地震時荷重が作用する各部位ごとに、「資料 12-4. 三次元構造解析」で考慮する上載盛土の慣性力及び地震時土圧を集計する。表 5-4 に、総水平力最大時刻における上載盛土の慣性力及び地震時土圧の集計結果を示す。

しゃへい壁、バルブ室及び基礎版は、いずれもモデル②の土圧合計値が大きい。

ここで、表 5-2 に示した総水平力の内訳を表 5-5 に示す。モデル化の差異による相違はあるものの、両モデルで地震時土圧と慣性力はそれぞれ同程度である。モデル②では上載盛土をばね質点系でモデル化しているため、モデル②の慣性力には上載盛土の慣性力が含まれる。そこで、地震応答解析後に実施する三次元構造解析では、モデル②の上載盛土による慣性力を地震時土圧として、各部材上面に追加で作用させることで地震時土圧を大きく評価し、保守的な設計としている。

また、上部構造となるしゃへい壁及びバルブ室の基部（O.P. +9.2m）に作用する水平力及び曲げモーメントの集計結果を表 5-6 に示す。水平力及び曲げモーメントともに、モデル①と比較してモデル②の方が若干大きくなるがおおむね同程度である。

よって、モデル②に基づく「資料 12-4. 三次元構造解析」は、保守的な荷重設定となっている。

表 5-3 上載盛土の慣性力及び地震時土圧の集計範囲

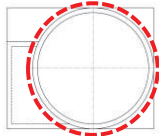
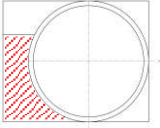
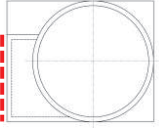
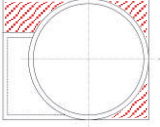
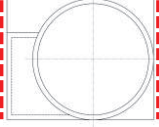
	上載盛土の慣性力	地震時土圧
しゃへい壁	—	
バルブ室		
基礎版		

表 5-4 総水平力最大時刻における上載盛土の慣性力及び地震時土圧の集計結果

	モデル① 土圧集計 (kN)			モデル② 土圧集計 (kN)			合計比較 (②/①)
	上載盛土 の慣性力	鉛直壁の 地震時土圧*	合計 ①	上載盛土 の慣性力	鉛直壁の 地震時土圧	合計 ②	
しゃへい壁	—	13822	13822	—	15346	15346	1.11
バルブ室	1730	7323	9052	3054	6998	10052	1.11
基礎版	1812	25252	27064	14018	25314	39332	1.45
合計	3542	46397	49939	17072	47658	64730	1.30

注記* : 地震荷重の方向に対して傾斜する壁については、下図のとおり地震時土圧を集計する。

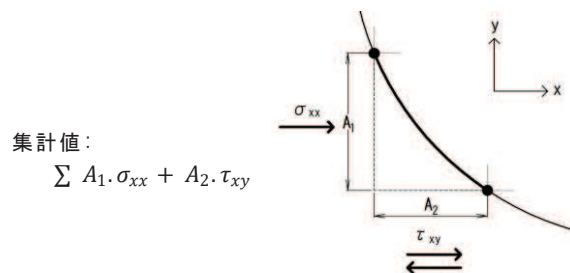


表 5-5 総水平力の内訳

		モデル①の水平力 (kN)		モデル②の水平力 (kN)	
地震時土圧	上載盛土	3542	49939	— *2	47658
	鉛直壁	46397		47658	
慣性力 *1		128198		135717	
総水平力		178137		183375	

注記*1：慣性力は，モデル①では躯体のみ，モデル②では躯体＋上載盛土。

*2：モデル②による地震時土圧を三次元構造解析に載荷する場合は，上載盛土の慣性力（バルブ室：3054kN，基礎版：14018kN）を地震時土圧として，各部材上面に水平荷重として作用させる。

表 5-6 シャヘい壁及びバルブ室基部（O.P. +9.2m）の水平力と曲げモーメント

		モデル①	モデル②	比率(②/①)
水平力	S (kN)	48791	61378	1.26
曲げモーメントM	(kN・m)	125711*	167603	1.33

注記*：シャヘい壁及びバルブ室基部（O.P. +9.2m）での基礎版図心位置回りの構造物全体の曲げモーメントを示す。

6. まとめ

復水貯蔵タンク基礎は、円筒形のしゃへい壁と矩形のバルブ室他を組み合わせた複雑な形状をしている。構造物への地震時荷重を算定するに際し、二次元の複数断面での検討は断面間の相互影響の評価が難しいことから、ばね質点系の1モデルに集約した二次元モデルで地震応答解析を実施し、その結果から設定した保守的な地震時荷重を三次元静的構造解析で一様に載荷することで、構造物としての耐震安全性を評価している。

この設計法の保守性を確認するため、次の2つの解析モデルを作成し、両者の地震応答結果を比較した。

モデル①（三次元詳細モデル）

しゃへい壁，バルブ室，基礎版の三次元構造をモデル化

モデル②（二次元集約モデル）

しゃへい壁，バルブ室，基礎版をばね質点系に集約してモデル化

地震応答解析の結果、しゃへい壁頂部の変位及び基礎版底面位置における総水平力は、モデル①とモデル②で位相特性は相似し、最大値の発生時刻もほぼ一致していることから、モデル②でモデル①の平均的な応答が再現できることを確認した。

続いて、両モデルで復水貯蔵タンク基礎の各部材に作用する地震時土圧を比較し、次の2点を検証した。

検証①：構造物形状の影響

円筒形のしゃへい壁に作用する地震時土圧は、外周縁部でモデル①が小さくなるものの、外周縁部以外は両モデルでおおむね一致する。矩形のバルブ室及び基礎版に作用する地震時土圧は、端部でモデル①が大きくなる傾向があるものの、モデル②はモデル①の平均的な地震時土圧値を評価する。

これにより、しゃへい壁、バルブ室、連絡ダクト等で構成される複雑な構造の復水貯蔵タンク基礎については、二次元地震応答解析により構造物と地盤の相互作用を考慮した土圧が適切に評価できていることを確認した。

検証②：上載盛土の慣性力の影響

バルブ室や基礎版上の盛土の慣性力は、モデル①では直上1m程度は直下のバルブ室頂版や基礎版に伝達され、側方のしゃへい壁鉛直壁へ伝達される地震時土圧は減少する。それより上方は、モデル①とモデル②の地震時土圧は同程度となる。

これにより、上載盛土を質量でモデル化した二次元地震応答解析で、地表面までの上載盛土の慣性力を算定し、躯体に作用する土圧として設定することが、保守的な評価であることを確認した。

最後に、上載盛土の慣性力による土圧と構造物鉛直壁に作用する地震時土圧を設計荷重として集計した結果、モデル②の方がモデル①よりも大きくなることを確認した。即ち、モデル②において質点質量でモデル化された上載盛土の慣性力を三次元静的構造解析に作用させる荷重として追加で作用させることで、モデル①の地震時土圧を包絡する荷重となり、保守的な評価であることを確認した。

以上より、構造形状が複雑な復水貯蔵タンク基礎の評価において、ばね質点系の二次元地震応答解析により地震時荷重が適切に評価されていることを確認した。

資料 13 ガスタービン発電設備軽油タンク室の耐震安全性評価

目 次

1. 評価方法	資料 13-1
2. 評価条件	資料 13-1
2.1 適用規格	資料 13-1
2.2 構造概要	資料 13-3
2.3 耐震評価フロー	資料 13-7
2.4 地震時荷重算出断面の選定	資料 13-12
2.5 使用材料及び材料の物性値	資料 13-14
2.6 地盤物性値	資料 13-14
2.7 評価構造物諸元	資料 13-20
2.8 地下水位	資料 13-22
3. 地震応答解析	資料 13-23
3.1 地震応答解析手法	資料 13-23
3.2 地震応答解析モデルの設定	資料 13-26
3.2.1 解析モデル領域	資料 13-26
3.2.2 境界条件	資料 13-28
3.2.3 構造物のモデル化	資料 13-33
3.2.4 隣接構造物のモデル化	資料 13-37
3.2.5 地盤のモデル化	資料 13-37
3.2.6 ジョイント要素の設定	資料 13-38
3.3 減衰定数	資料 13-41
3.4 荷重の組合せ	資料 13-51
3.4.1 機器・配管荷重	資料 13-52
3.4.2 外水圧	資料 13-54
3.4.3 積載荷重	資料 13-55
3.5 地震応答解析の解析ケース	資料 13-56
3.5.1 耐震評価における解析ケース	資料 13-56
3.5.2 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース	資料 13-62
4. 三次元構造解析	資料 13-65
4.1 解析手法	資料 13-65
4.2 解析モデルの設定	資料 13-66
4.2.1 構造物のモデル化	資料 13-66
4.2.2 地盤ばね要素	資料 13-69
4.3 照査時刻の選定	資料 13-70
4.4 入力荷重	資料 13-71
4.4.1 常時荷重	資料 13-73
4.4.2 慣性力	資料 13-75
4.4.3 地震時土圧・水圧及び周面せん断力	資料 13-76

5.	評価内容	資料 13-77
5.1	入力地震動の設定	資料 13-77
5.2	許容限界の設定	資料 13-92
5.2.1	曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界	資料 13-92
5.2.2	せん断破壊に対する許容限界	資料 13-93
5.2.3	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	資料 13-94
6.	評価結果	資料 13-95
6.1	地震応答解析結果	資料 13-95
6.1.1	各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果	資料 13-96
6.1.2	作用荷重分布図	資料 13-99
6.1.3	最大せん断ひずみ分布	資料 13-101
6.2	三次元構造解析結果	資料 13-103
6.2.1	解析ケースと照査値	資料 13-106
6.2.2	曲げ・軸力系の破壊に対する照査	資料 13-115
6.2.3	せん断破壊に対する照査	資料 13-122
6.3	構造部材の健全性に対する評価結果	資料 13-125
6.3.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	資料 13-125
6.3.2	せん断破壊に対する評価結果	資料 13-130
6.3.3	水平 2 方向載荷による評価結果	資料 13-133
6.4	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	資料 13-135
7.	まとめ	資料 13-137

参考資料

参考資料 1 機器・配管系の耐震評価に適用する影響検討ケース.....資料 13- (参考) 1-1

1. 評価方法

ガスタービン発電設備軽油タンク室は、常設重大事故等対処設備であるガスタービン発電設備軽油タンク等を間接支持しており、支持機能が要求される。

ガスタービン発電設備軽油タンク室については、基準地震動 S_s による耐震評価として、構造部材の曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持性能に対する評価を実施する。

構造部材の健全性評価については、鉄筋コンクリート部材の応力度及びせん断力が要求機能に応じた許容限界を下回ることを確認する。基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に発生する応力（接地圧）が極限支持力に基づく許容限界を下回ることを確認する。

2. 評価条件

2.1 適用規格

ガスタービン発電設備軽油タンク室の耐震評価に当たっては、コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002年制定）（以下「コンクリート標準示方書」という。）及び原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会）を適用する。

また、三次元静的線形解析（以下「三次元構造解析」という。）に用いる地地盤反力係数については、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），道路橋示方書（V 耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）及び原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版（社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会）を適用する。

表 2-1 に適用する規格，基準類を示す。

表 2-1 適用する規格, 基準類

項目	適用する規格, 基準類	備考	確認項目
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会, 2002年制定)	・鉄筋コンクリートの材料諸元(γ , E , ν)	—
荷重及び荷重の組合せ	・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)	・永久荷重, 偶発荷重等の適切な組合せを検討	—
許容限界	・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)	・曲げ・軸力系の破壊に対する照査において, 発生応力度が短期許容応力度を下回ることを確認	・構造強度を有すること ・常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないこと
		・せん断破壊に対する照査において, 発生せん断力が短期許容せん断力を下回ることを確認	・構造強度を有すること ・常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないこと
	・道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IV 下部構造編) (日本道路協会 平成 14 年 3 月)	・基礎地盤の支持性能に対する照査は, 基礎に発生する応力が極限支持力を下回ることを確認*	—
地震応答解析	・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会)	・有限要素法による二次元モデルを用いた時刻歴非線形解析	—
構造解析	・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)	・地盤反力係数 (三次元構造解析に用いる係数)	—
	・道路橋示方書 (V 耐震設計編)・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)		
	・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会)		

注記* : 妥当な安全余裕を考慮する。

2.2 構造概要

ガスタービン発電設備軽油タンク室の位置図を図 2-1 に，平面図を図 2-2 に，断面図を図 2-3 に，概略配筋図を図 2-4 に示す。

ガスタービン発電設備軽油タンク室は，幅 20.30m（東西）×22.00m（南北），高さ 7.10m の鉄筋コンクリート造の地中構造物であり，十分な支持性能を有する岩盤に直接設置されている。ガスタービン発電設備軽油タンク室は，面部材として加振方向に平行に配置される妻壁や隔壁を有する箱形構造物である。

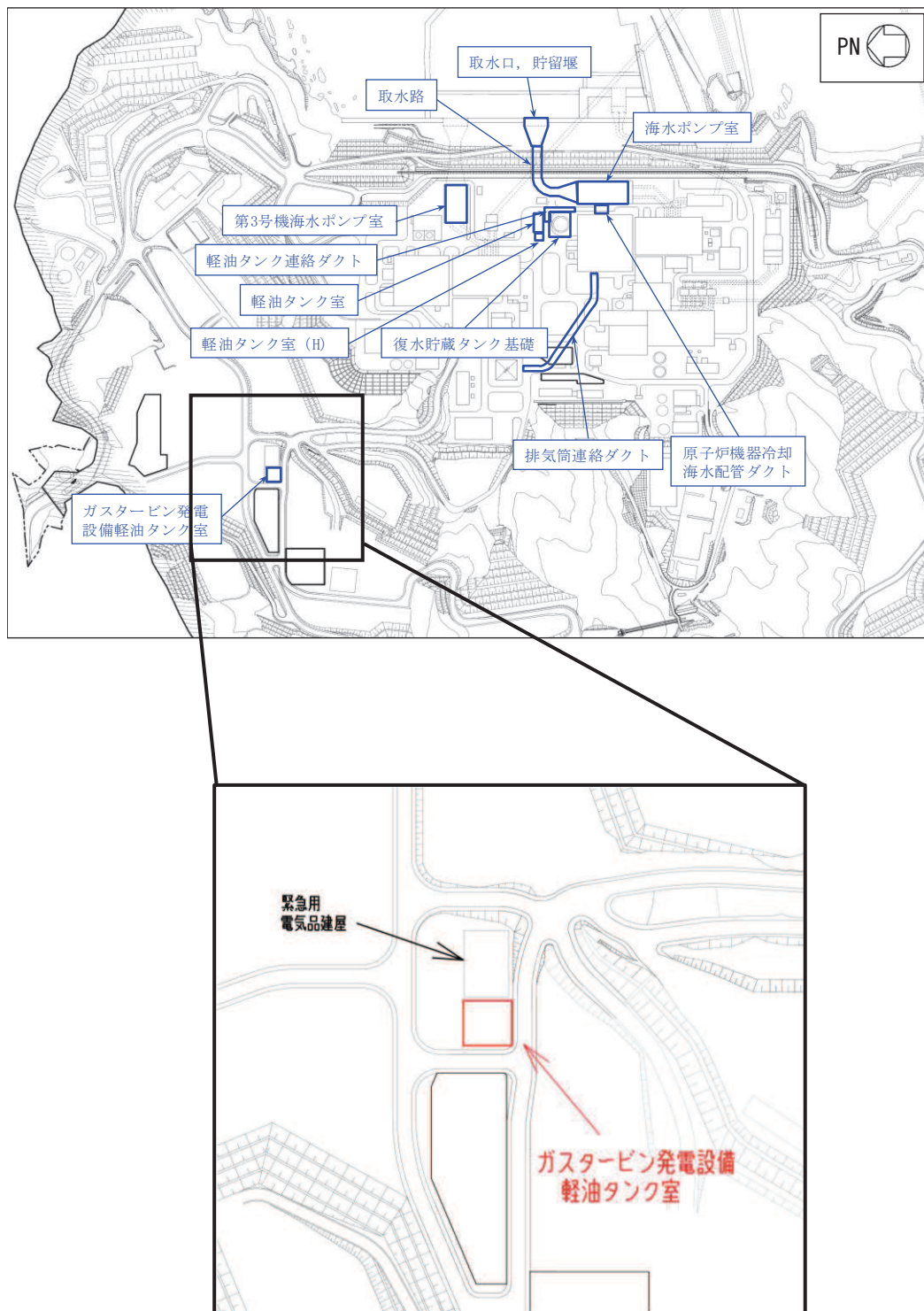


図 2-1 ガスタービン発電設備軽油タンク室の位置図

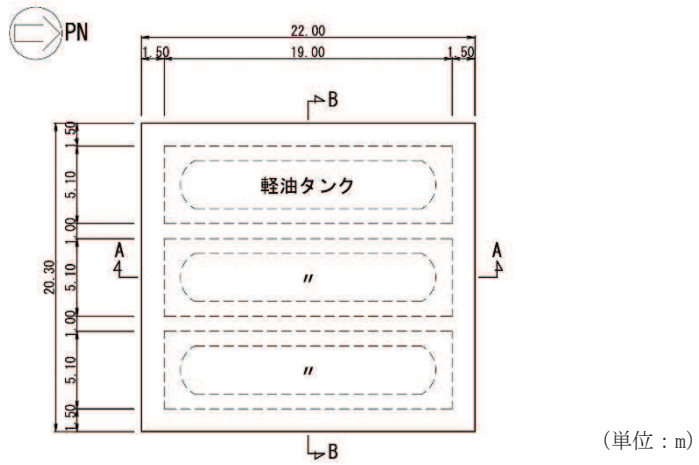


図 2-2 ガスタービン発電設備軽油タンク室平面図

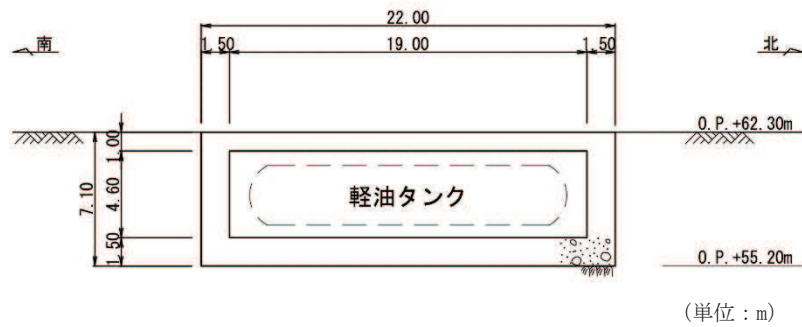


図 2-3(1) ガスタービン発電設備軽油タンク室断面図 (A-A 断面, 南北)

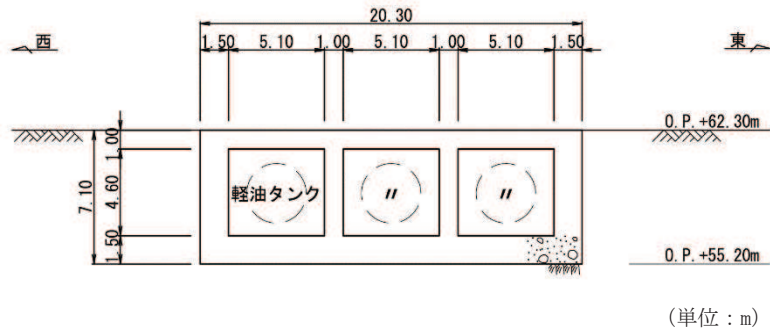
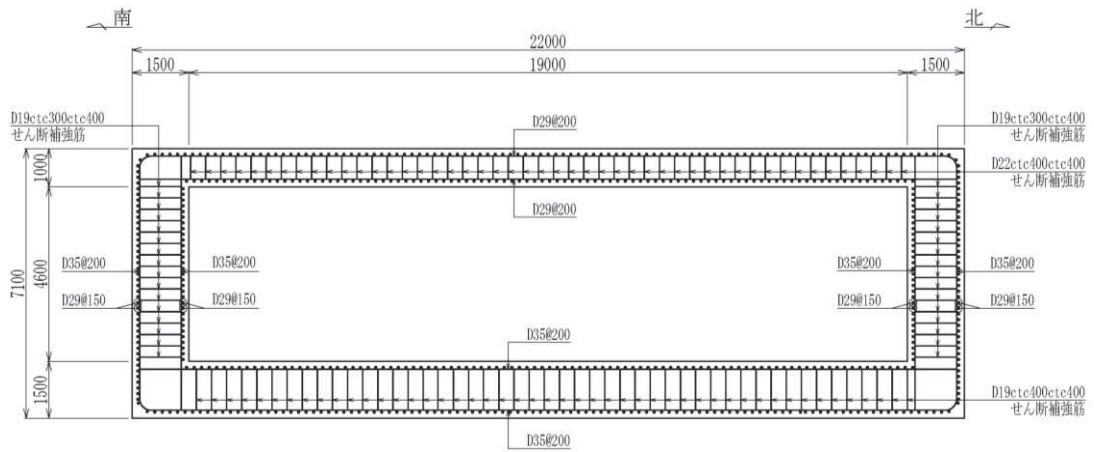
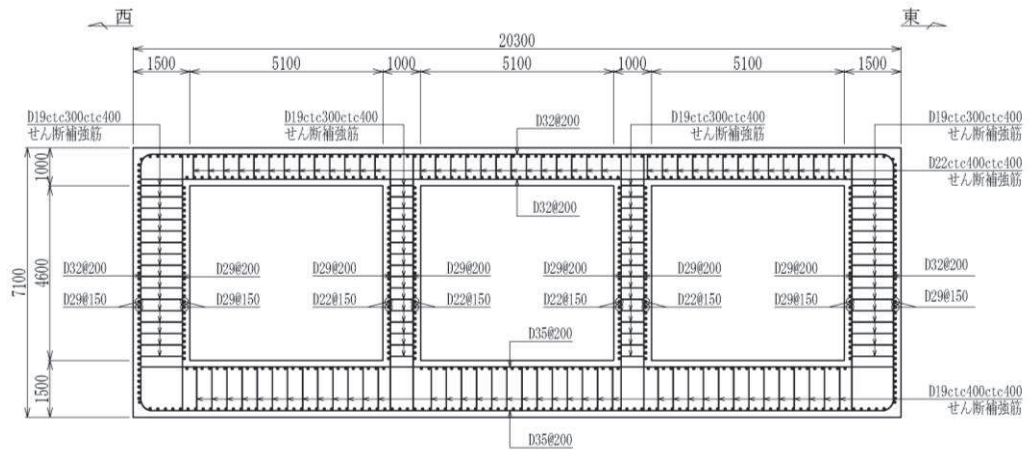


図 2-3(2) ガスタービン発電設備軽油タンク室断面図 (B-B 断面, 東西)



(単位：mm)

図 2-4(1) ガスタービン発電設備軽油タンク室 概略配筋図 (A-A 断面, 南北)



(単位：mm)

図 2-4(2) ガスタービン発電設備軽油タンク室 概略配筋図 (B-B 断面, 東西)

2.3 耐震評価フロー

ガスタービン発電設備軽油タンク室の地震応答解析フロー及び耐震評価フローを図 2-5 及び図 2-6 に示す。

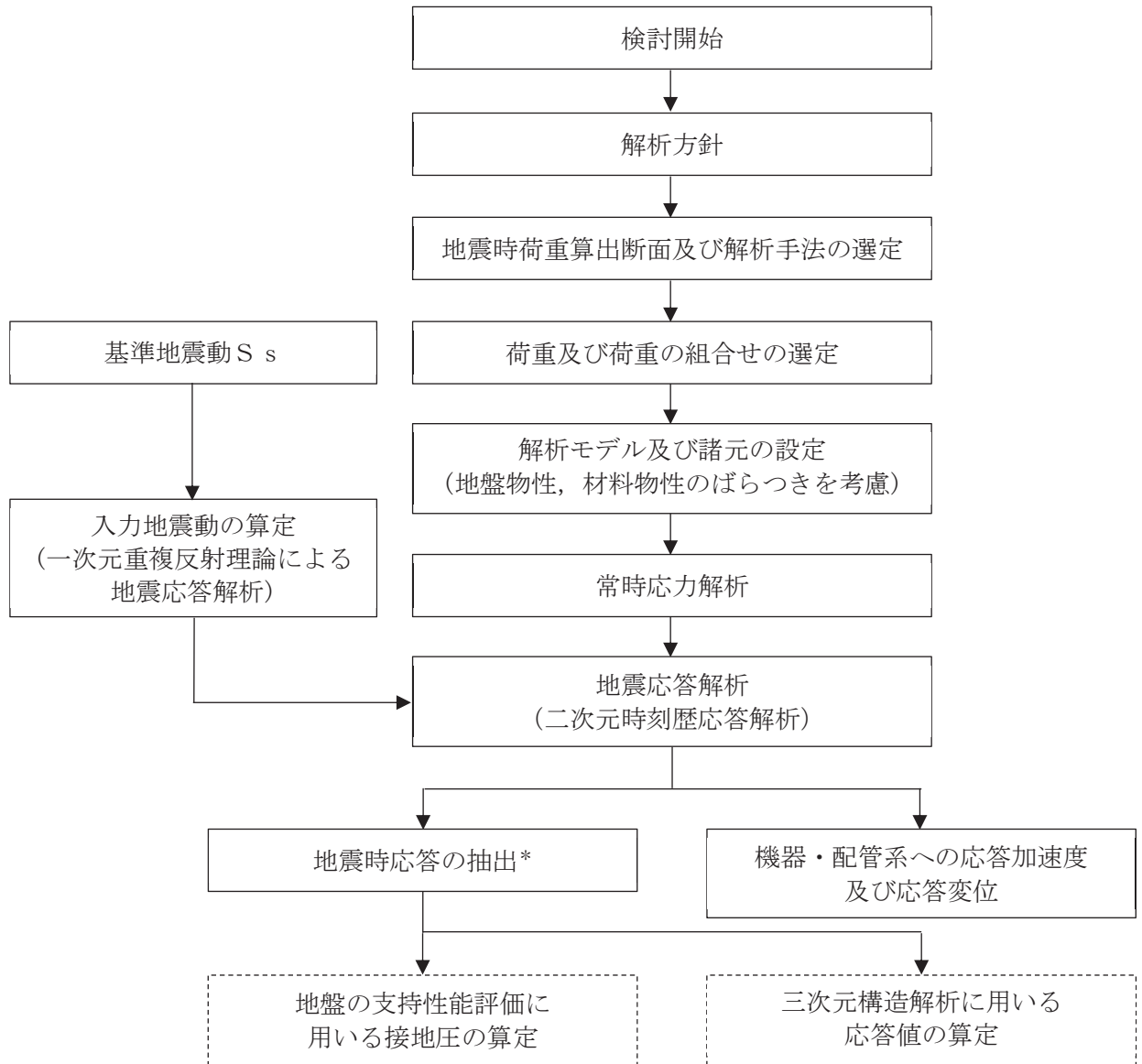
ガスタービン発電設備軽油タンク室は、加振方向に平行に配置される側壁や隔壁を有する箱形構造物であることから、シェル要素を用いた三次元構造解析により耐震評価を実施する。

図 2-6 の赤破線内に示す範囲について、地震動 1 波に対する評価内容を具体化したフローを図 2-7 に示す。さらに、三次元構造解析における基本ケースから水平 2 方向載荷に至る一連の評価プロセスを図 2-8 に示す。

三次元構造解析に当たっては、二次元有限要素法を用いた地震応答解析により地震時荷重を算定し、その荷重を三次元構造解析モデルに作用させて耐震評価を実施する。よって、地震応答解析により抽出する応答値は、三次元構造解析モデルに作用させる地震時土圧、慣性力及び基礎地盤に発生する接地圧である。

また、機器・配管系が耐震性に関する技術基準へ適合することを確認するために用いる応答値の抽出を行う。

ガスタービン発電設備軽油タンク室の基礎地盤の支持性能については、地震応答解析により得られた応答値を用いて耐震評価を行う。



注記* : 耐震評価に用いる応答値を算定する。

図 2-5 ガスタービン発電設備軽油タンク室の地震応答解析フロー

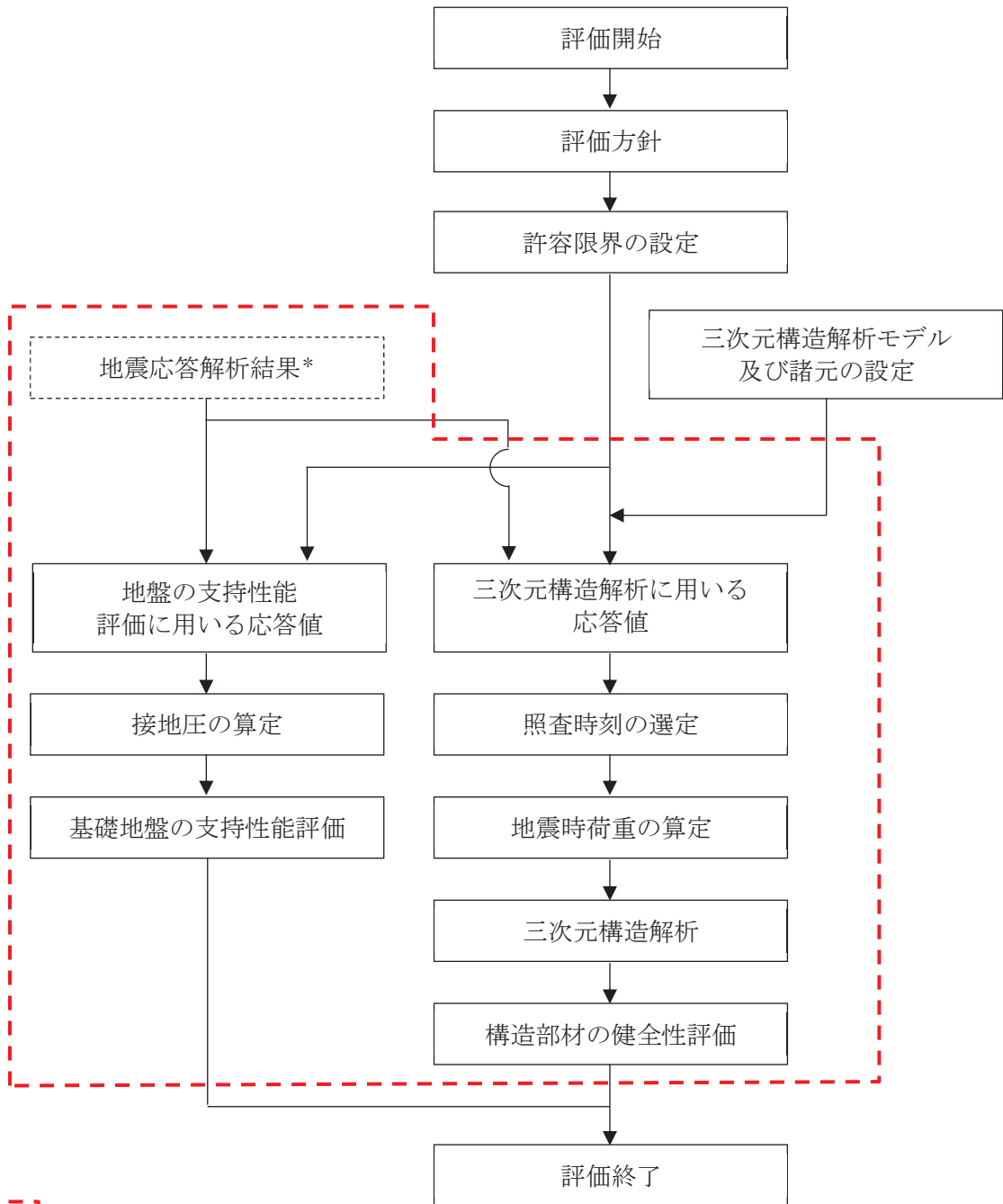


図 2-7 に示す範囲

注記*：地震応答解析より算定した値を用いる。

図 2-6 ガスタービン発電設備軽油タンク室の耐震評価フロー

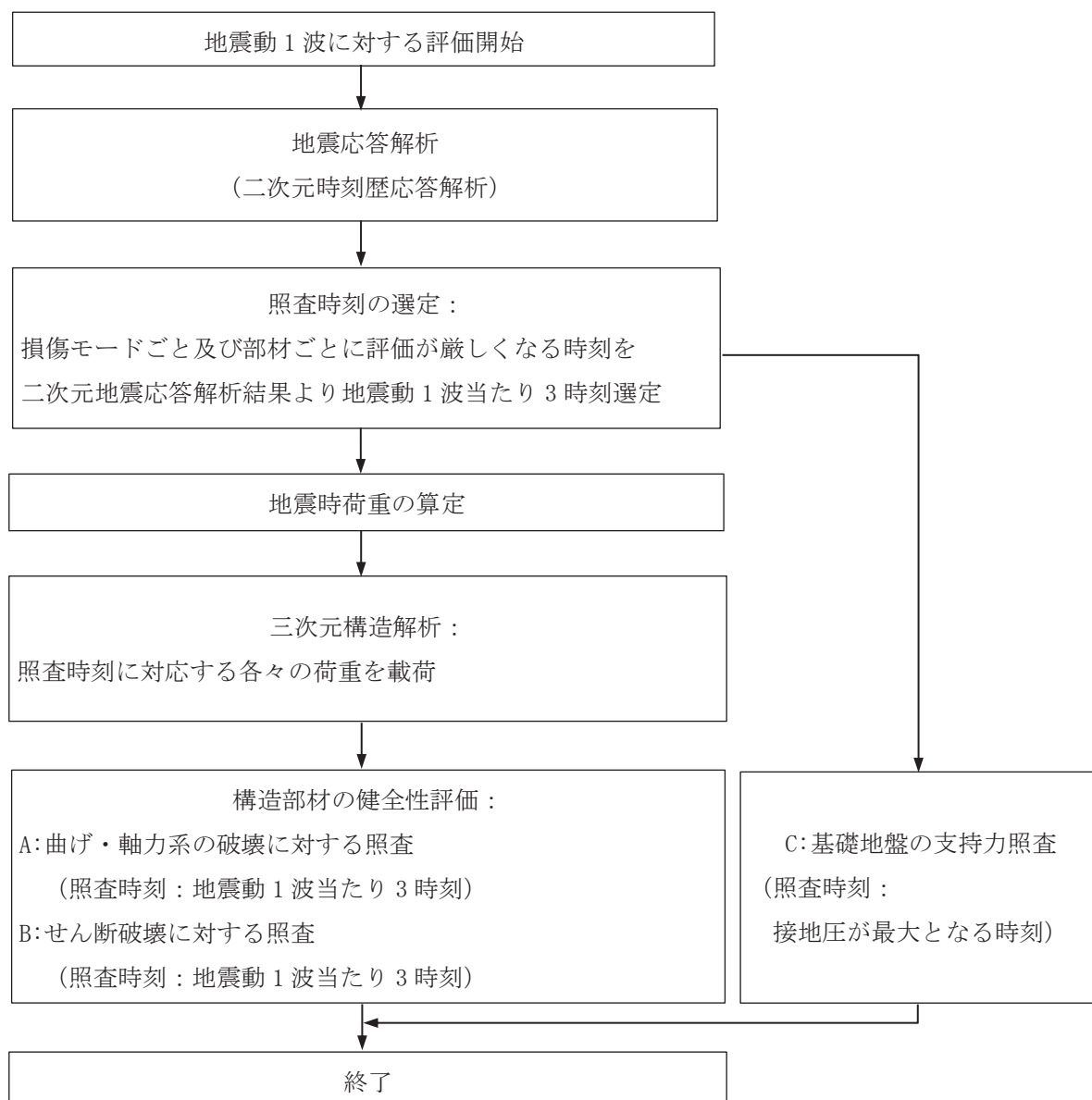


図 2-7 基本フロー（地震動 1 波に対する評価フロー）

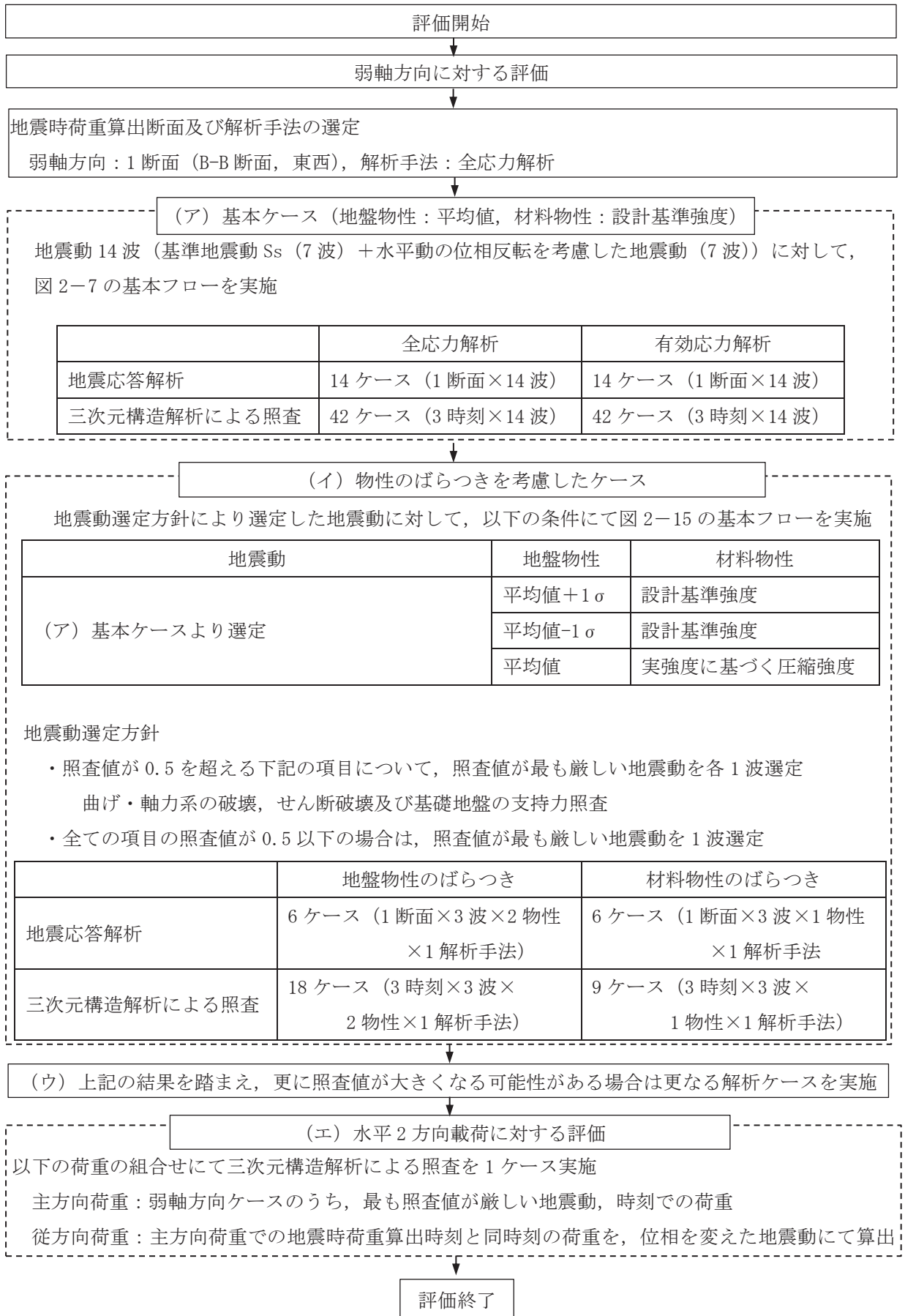


図 2-8 ガスタービン発電設備軽油タンク室の三次元構造解析フロー

2.4 地震時荷重算出断面の選定

地震時荷重算出断面は、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「4.14 ガスタービン発電設備軽油タンク室」に示すとおり、構造物の中心を通るA-A断面（南北）及びB-B断面（東西）の両断面とする。

ガスタービン発電設備軽油タンク室の地震時荷重算出用地質断面図を図2-9に示す。

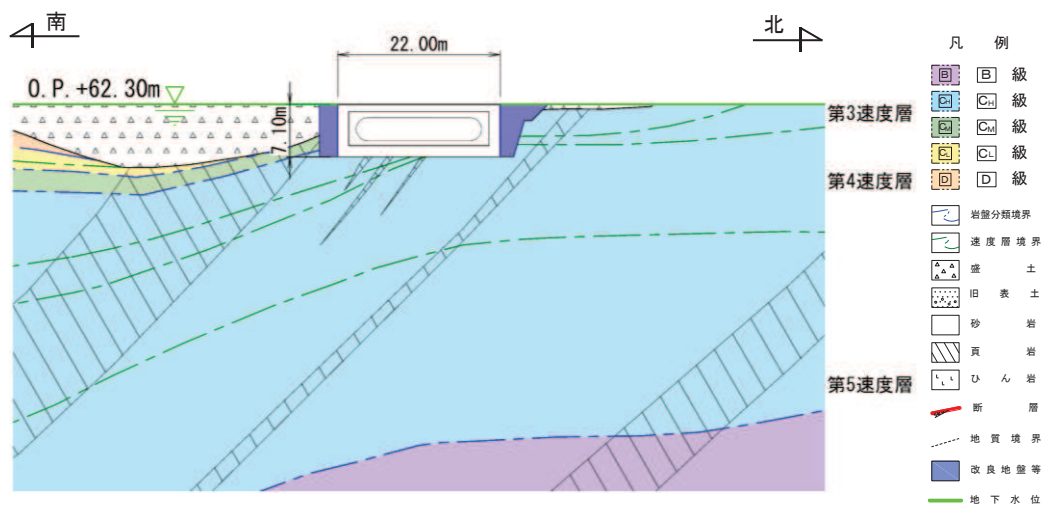


図 2-9(1) ガスタービン発電設備軽油タンク室 地震時荷重算出用地質断面図 (A-A 断面, 南北)

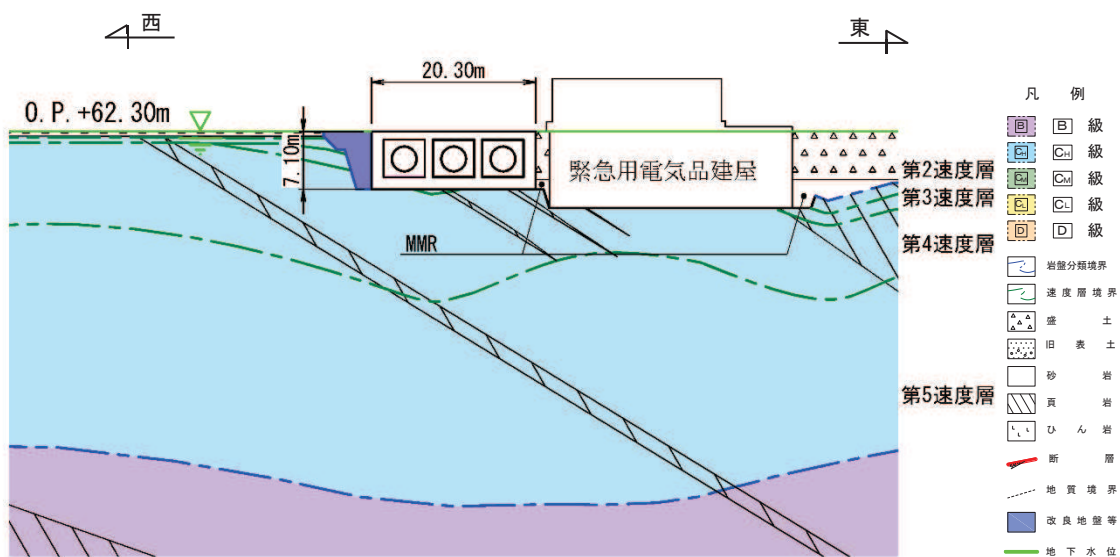


図 2-9(2) ガスタービン発電設備軽油タンク室 地震時荷重算出用地質断面図 (B-B 断面, 東西)

2.5 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 2-2 に、材料の物性値を表 2-3 に示す。

表 2-2 使用材料

材料	仕様
コンクリート	設計基準強度 24.0N/mm ²
鉄筋	SD345

表 2-3 材料の物性値

材料	項目	材料諸元	備考
鉄筋コンクリート	単位体積重量 (kN/m ³)	24.0	
コンクリート	ヤング係数 (N/mm ²)	設計基準強度	2.50×10 ⁴ 解析ケース*2 ①, ②, ③, ⑥, ⑦, ⑧
		実強度*1	2.98×10 ⁴ 解析ケース*2 ④
	ポアソン比	0.2	

注記*1 : 「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「参考資料 5 新設する構造物のコンクリートの圧縮強度の設定」に基づき設定した圧縮強度とする

*2 : 解析ケースについては、「3.5 地震応答解析の解析ケース」に示す。

2.6 地盤物性値

地盤については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 2-4～表 2-7 に示す。

表 2-4(1) 地盤の解析用物性値 (牧の浜部層)

岩種・岩級		物理特性	強度特性			変形特性				
		単位体積重量 γ (kN/m ³)	静的・動的特性			静的特性		動的特性		
			せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h
B級	砂岩	26.4	1.29	54.0	$1.12 \sigma^{0.74}$	4,100	0.21	表 2-4(2) 参照	0.03	
C _H 級		26.2	1.29	54.0	$1.12 \sigma^{0.74}$	1,900	0.19		0.03	
C _M 級		25.5	0.78	50.0	$1.09 \sigma^{0.72}$	1,200	0.24		0.03	
C _L 級		23.1	0.46	44.0	$0.73 \sigma^{0.76}$	250	0.26		0.03	
D級		20.2	0.10	24.0	$0.41 \sigma^{0.49}$	78	0.38	$G_0 = 255.4 \sigma^{0.26}$ $G_d/G_0 =$ $1 / (1 + 119 \gamma^{0.63})$	$h =$ $0.085 \gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ $+ 0.028$	

表 2-4(2) 地盤の解析用物性値 (牧の浜部層)

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d
B級 及び C _H 級	砂岩	第 2 速度層	1.2×10^3	0.45
		第 3 速度層	4.7×10^3	0.41
		第 4 速度層	11.5×10^3	0.34
		第 5 速度層	16.8×10^3	0.33
		第 1 速度層	0.2×10^3	0.48
C _M 級	砂岩	第 2 速度層	1.2×10^3	0.45
		第 3 速度層	4.7×10^3	0.41
		第 4 速度層	11.5×10^3	0.34
		第 5 速度層	16.8×10^3	0.33
		第 1 速度層	0.2×10^3	0.48
C _L 級	砂岩	第 2 速度層	1.2×10^3	0.45
		第 3 速度層	4.7×10^3	0.41
		第 1 速度層	0.2×10^3	0.48
D級	砂岩	第 1 速度層	表 2-4(1) 参照	0.48
		第 2 速度層		0.45

表 2-5 地盤の解析用物性値(盛土ほか)

岩種・岩級	物理特性 単位体積重量 γ (kN/m ³)	強度特性				変形特性				
		静的・動的特性				静的特性		動的特性		
		せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h
盛土* ¹	20.6	0.06	30.0	—	$0.06 + \sigma \tan 30.0^\circ$	$198 \sigma^{0.60}$	0.40	$G_0 = 382 \sigma^{0.71}$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00036)^{*2}$	0.48	$h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$
旧表土	19.0	0.08	26.2	—	$0.08 + \sigma \tan 26.2^\circ$	$302 \sigma^{0.80}$	0.40	$G_0 = 211 \sigma^{0.42}$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00087)$	0.46	$\gamma < 3 \times 10^{-4}$ $h = 0.125 + 0.020 \log \gamma$ $3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$ $h = 0.374 + 0.091 \log \gamma$ $2 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$
断層 及びシーム* ³	18.6	0.067	22.2	—	$0.067 + \sigma \tan 22.2^\circ$	圧縮方向 $124.5 \sigma^{0.90}$ せん断方向 $44.43 \sigma^{0.90}$	0.40	$G_0 = 192.3 \sigma^{0.74}$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.0012)^{*2}$	0.46	$\gamma < 1 \times 10^{-4}$ $h = 0.024$ $1 \times 10^{-4} \leq \gamma < 1.6 \times 10^{-2}$ $h = 0.024 + 0.089 (\log \gamma + 4)$ $1.6 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$
セメント改良土	21.6	0.65	44.3	0.46	$0.21 + \sigma \tan 40.9^\circ$	690	0.26	$G_0 = 1670$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00085)$	0.36	$\gamma < 3.8 \times 10^{-5}$ $h = 0.014$ $3.8 \times 10^{-5} \leq \gamma$ $h = 0.151 + 0.031 \log \gamma$
改良地盤	20.6	1.39	22.1	0.65	$0.51 + \sigma \tan 34.6^\circ$	4,480	0.19	$G_0 = 1940$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00136)$	0.35	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.050 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$
背面補強工	24.0	—				28,000	0.2	11,667	0.2	0.05
置換コンクリート	22.5									

*1: セメント系埋戻土は盛土の物性値を使用

*2: 残存剛性率 (G_d/G_0) が小さい領域は次式で補間

$$G_0 = E_s / 2 (1 + \nu_s), \quad G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / \gamma_m), \quad \gamma_m = \tau_f / G_0$$

*3: 断層及びシームの狭在物は、「粘土状」、「砂状」、「鱗片状」等の性状が確認されているが、そのうち最も強度の小さい粘土状物質にて試験を行い解析用物性値を設定している

表 2-6 地盤の解析用物性値 (有効応力解析, 液状化検討対象層)

		旧表土	盛土	
物 理 特 性	密度 ρ (g/cm ³)	1.94 (1.88) *	2.10 (1.90) *	
	間隙率 n	0.437	0.363	
変 形 特 性	動せん断 弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	2.110×10^5	7.071×10^4	
	基準平均 有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	1.0×10^3	1.0×10^3	
	ポアソン比 ν	0.40	0.40	
	減衰定数 の上限値 h_{max}	0.220	0.183	
強 度 特 性	粘着力 c (N/mm ²)	0.08 (0.00) *	0.06 (0.10) *	
	内部摩擦角 ϕ (°)	26.2 (38.7) *	30.0 (33.9) *	
液 状 化 特 性	変相角 ϕ_p (°)	28.0	28.0	
	液状化パラメータ	S_1	0.005	0.005
		w_1	1.0	14.0
		p_1	1.4	1.0
		p_2	1.5	0.6
		c_1	2.0	2.8

注記 * : 括弧内の数値は, 地下水位以浅の値を表す。

表 2-7 地盤の解析用物性値（有効応力解析，非液状化検討対象層）

			D 級岩盤	改良地盤	セメント改良土	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)		2.06 (1.95)*	2.10 (2.00)*	2.20	
	間隙率 n		0.349	0.00	0.00	
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)		2.000×10^5	1.94×10^6 (1.84×10^6)	1.67×10^6	
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)		1.0×10^3	1.0×10^3	1.0×10^3	
	ポアソン比 ν	第1速度層		0.48	0.35	0.36
		第2速度層		0.45(牧の浜部層)		
減衰定数の上限値 h_{max}			0.113	0.113	0.080	
強度特性	粘着力 c (N/mm ²)		0.10	1.39	0.65	
	内部摩擦角 ϕ (°)		24.0	22.1	44.3	

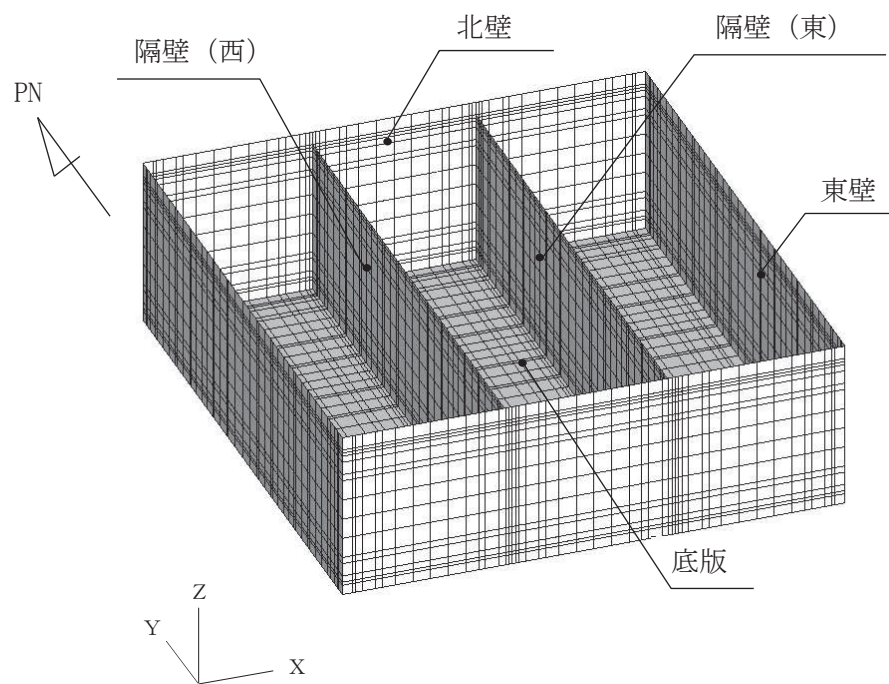
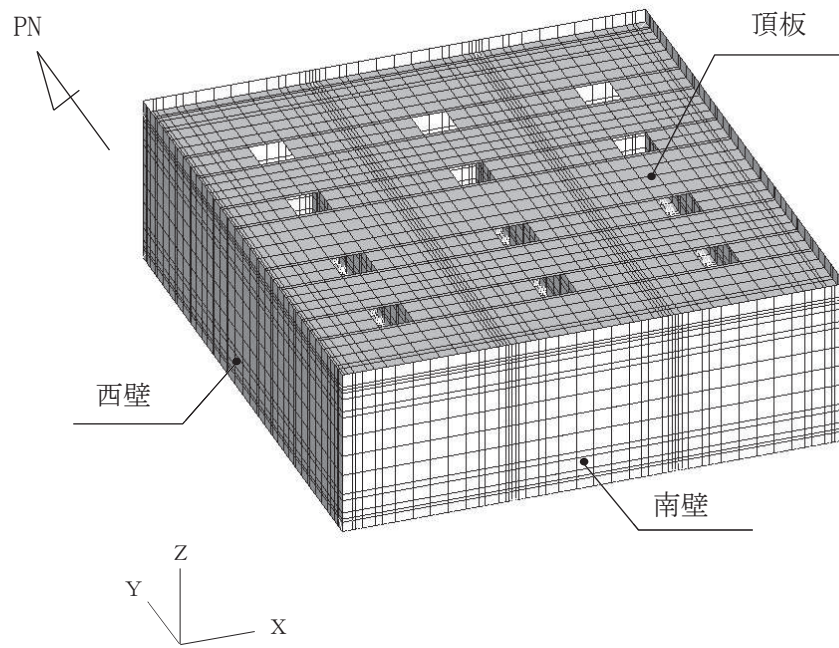
注記 *：括弧内の数値は，地下水位以浅の値を表す。

2.7 評価構造物諸元

ガスタービン発電設備軽油タンク室の諸元を表 2-8 に、評価部位を図 2-10 に示す。

表 2-8 評価部位とその仕様

部位	仕様	材料		要求機能
	部材厚 (mm)	コンクリート 設計基準強度 f'_{ck} (N/mm ²)	鉄筋	
底版	1500	24.0	SD345	支持機能
頂版	1000	24.0	SD345	支持機能
側壁	1500 (南壁) 1500 (北壁) 1500 (東壁) 1500 (西壁)	24.0	SD345	支持機能
隔壁	1000 (隔壁(東)) 1000 (隔壁(西))	24.0	SD345	支持機能



注：頂版は非表示

図 2-10 評価部位の位置

2.8 地下水位

設計用地下水位は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。
設計用地下水位の一覧を表 2-9 に、設計用地下水位を図 2-11 に示す。

表 2-9 設計用地下水位の一覧

施設名称	地震時荷重算出断面	設計用地下水位
ガスタービン発電 設備軽油タンク室	A-A 断面, 南北	O. P. +62.30m
	B-B 断面, 東西	

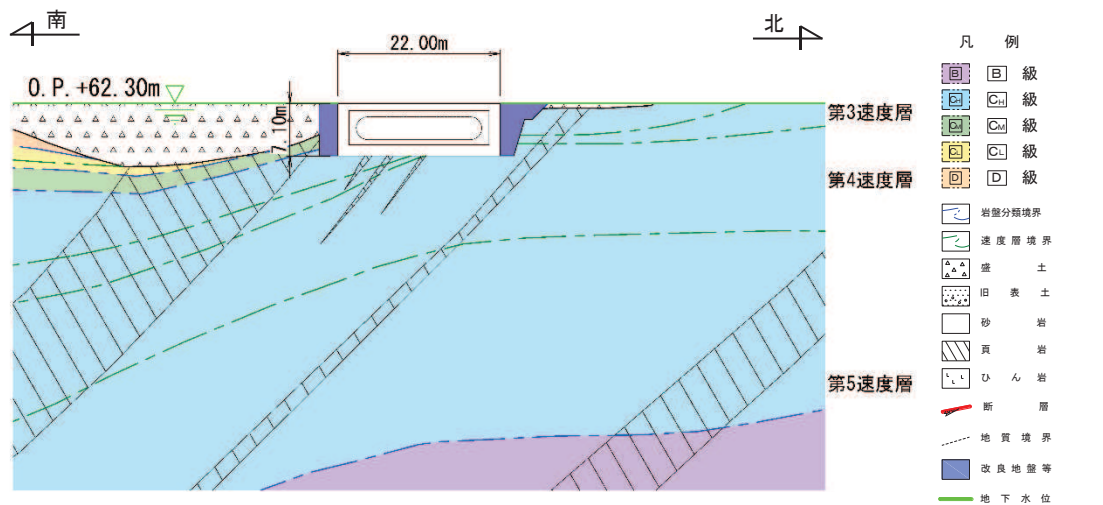


図 2-11(1) 設計用地下水位 (A-A 断面, 南北)

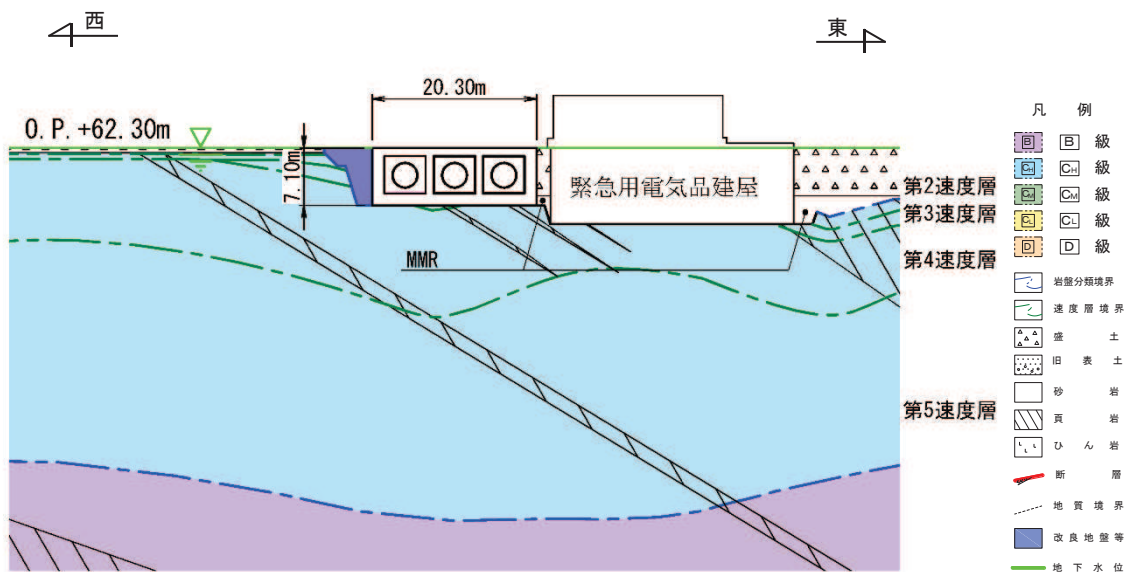


図 2-11(2) 設計用地下水位 (B-B 断面, 東西)

3. 地震応答解析

3.1 地震応答解析手法

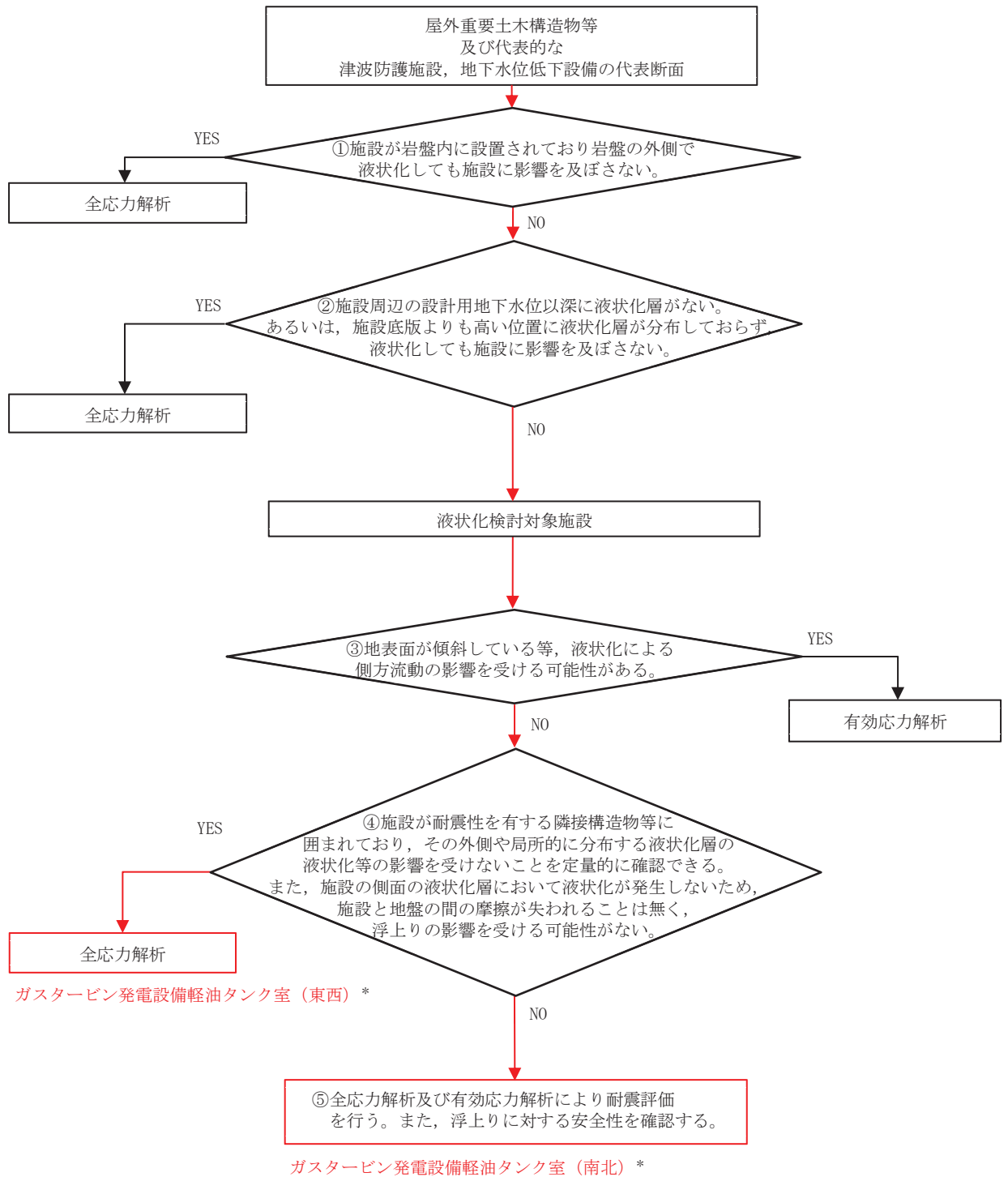
地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる二次元有限要素法により、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析により行うこととし、解析手法については、図 3-1 に示す解析手法の選定フローに基づき選定する。解析手法は、「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「4.14 ガスタービン発電設備軽油タンク室」に示すとおり、東西方向については全応力解析、南北方向については全応力解析及び有効応力解析とする。

構造部材については、頂版、底版及び地震時荷重算出断面に垂直な壁部材を線形はり要素、断面に平行な壁部材は平面応力要素とし、構造物の奥行方向の長さ各部材の奥行方向の長さの比率や三次元構造解析モデルとの変位を整合させるためのヤング係数の調整を行い、三次元構造解析モデルと等価な剛性となるようモデル化する。

地盤については、平面ひずみ要素でモデル化することとし、岩盤 (D級岩盤以外) は線形でモデル化する。盛土及び D級岩盤については、地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようマルチスプリングモデルを用いることとし、ばね特性は双曲線モデル (全応力解析では修正 GHE モデル、有効応力解析では H-D モデル) を用いて非線形性を考慮する。

地震応答解析については、解析コード「TDAPⅢ Ver. 3.08」(全応力解析) 及び解析コード「FLIP ver. 7.3.0_2」(有効応力解析) を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5 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 3-2 に示す。



注記*：三次元構造解析に複数断面の荷重を作用させる場合、断面によって解析手法が異なる場合でも保守的に荷重の大きい組合せを採用する。

図 3-1 解析手法の選定フロー

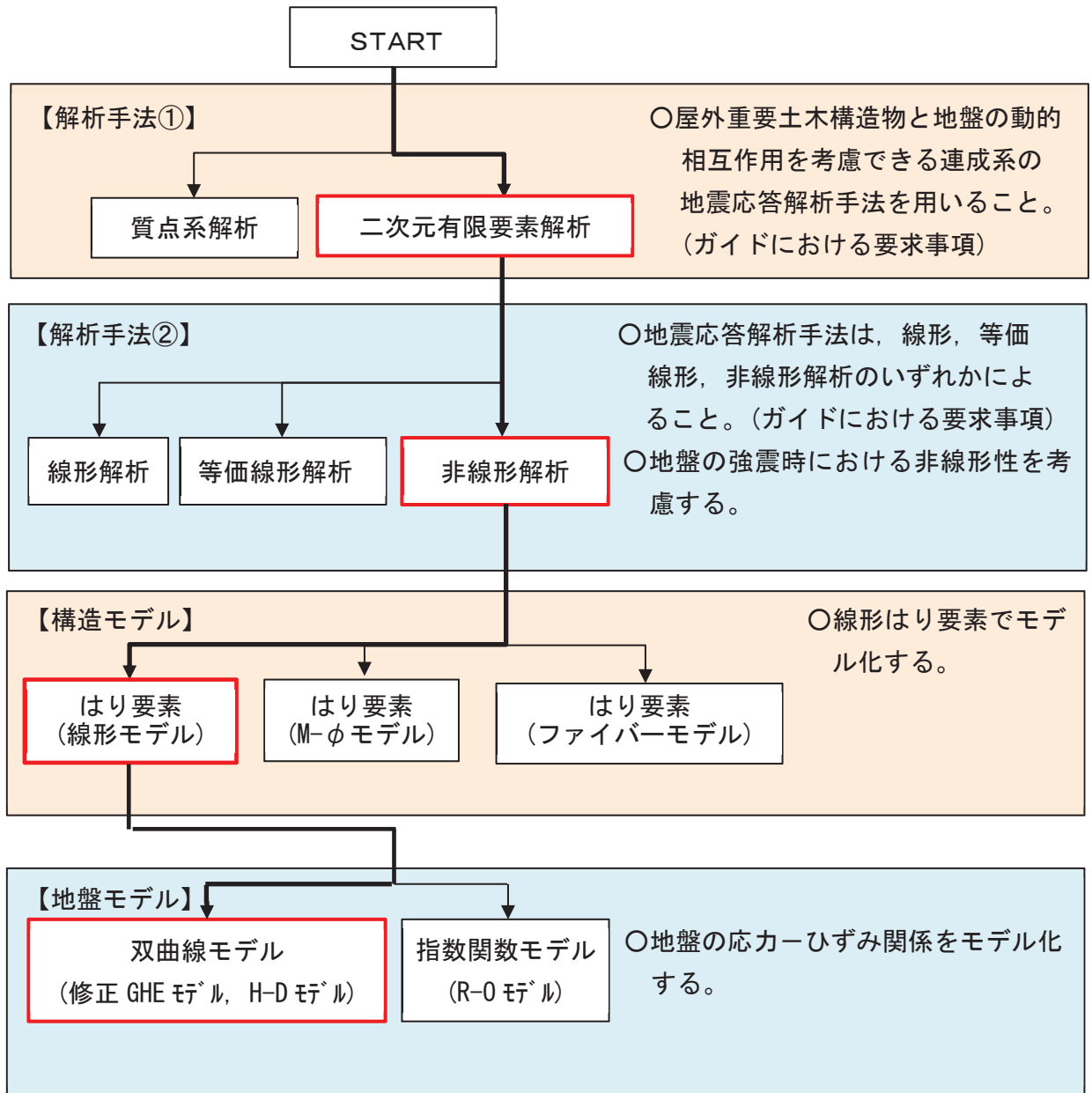


図 3-2 地震応答解析手法の選定フロー

3.2 地震応答解析モデルの設定

3.2.1 解析モデル領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) を参考に、図 3-3 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、モデル高さを構造物基礎幅の 2 倍以上とする。

なお、解析モデルの境界条件は、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、対象とする波長の 5 分の 1 程度を考慮し、要素高さを 1m 程度まで細分割して設定する。

構造物の要素分割については、土木学会マニュアルに従い、要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度まで細分割して設定する。

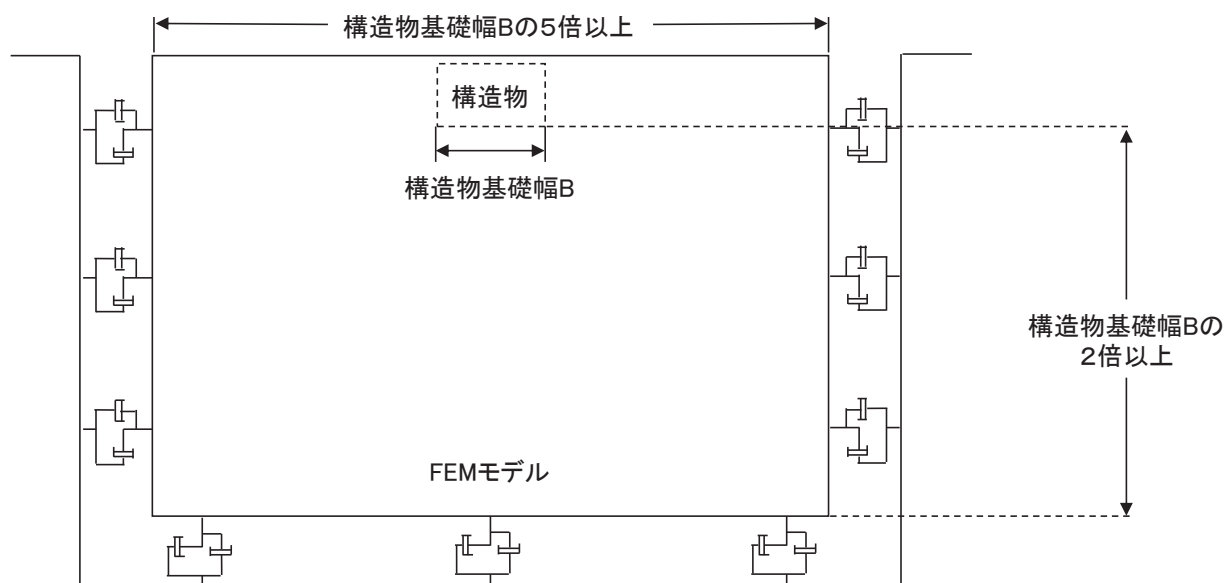


図 3-3 モデル化範囲の考え方

二次元地震応答解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する一次元地盤モデルである。二次元全応力解析における自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図3-4に示す。

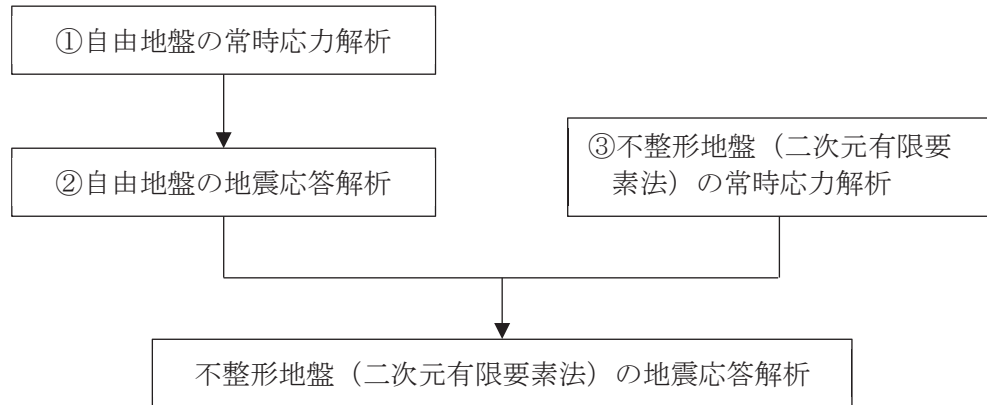


図3-4 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤（二次元有限要素法）の地震応答解析までのフロー

3.2.2 境界条件

(1) 固有値解析時

Rayleigh 減衰の設定に用いる固有周期を求めるための固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図3-5に示す。

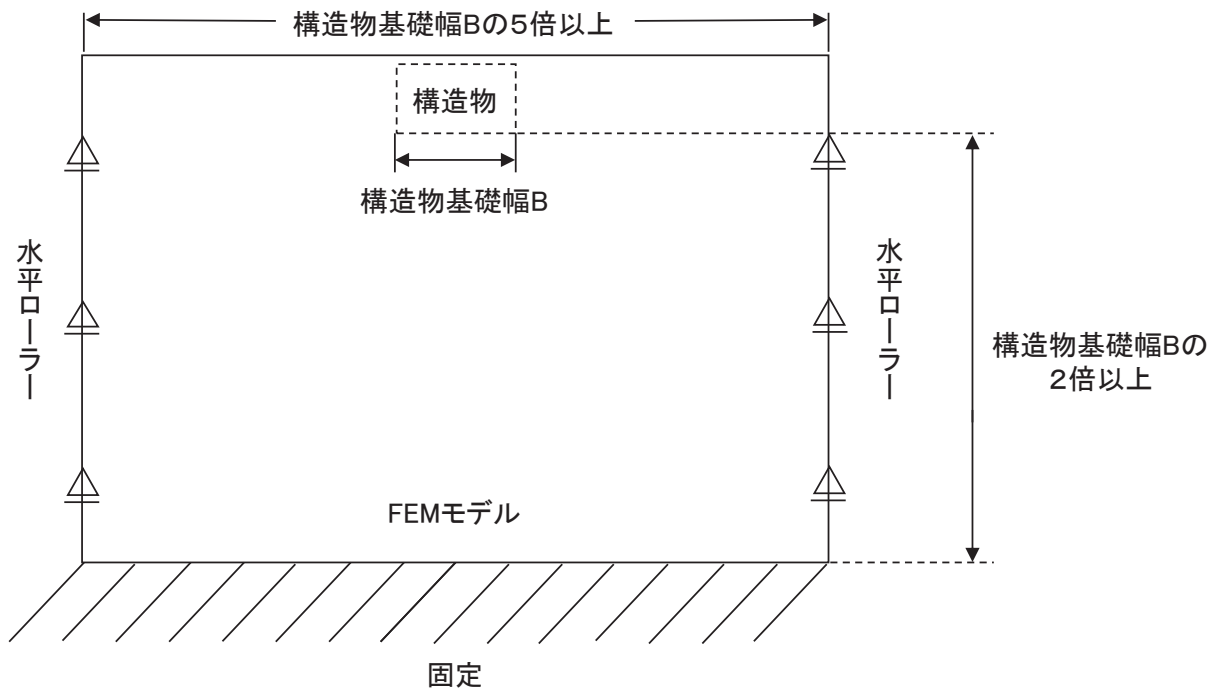


図3-5 固有値解析における境界条件の概念図

(2) 常時応力解析時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重等の静的な荷重を載荷することによる常時応力を算定するために行う。そこで、常時応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図3-6に示す。

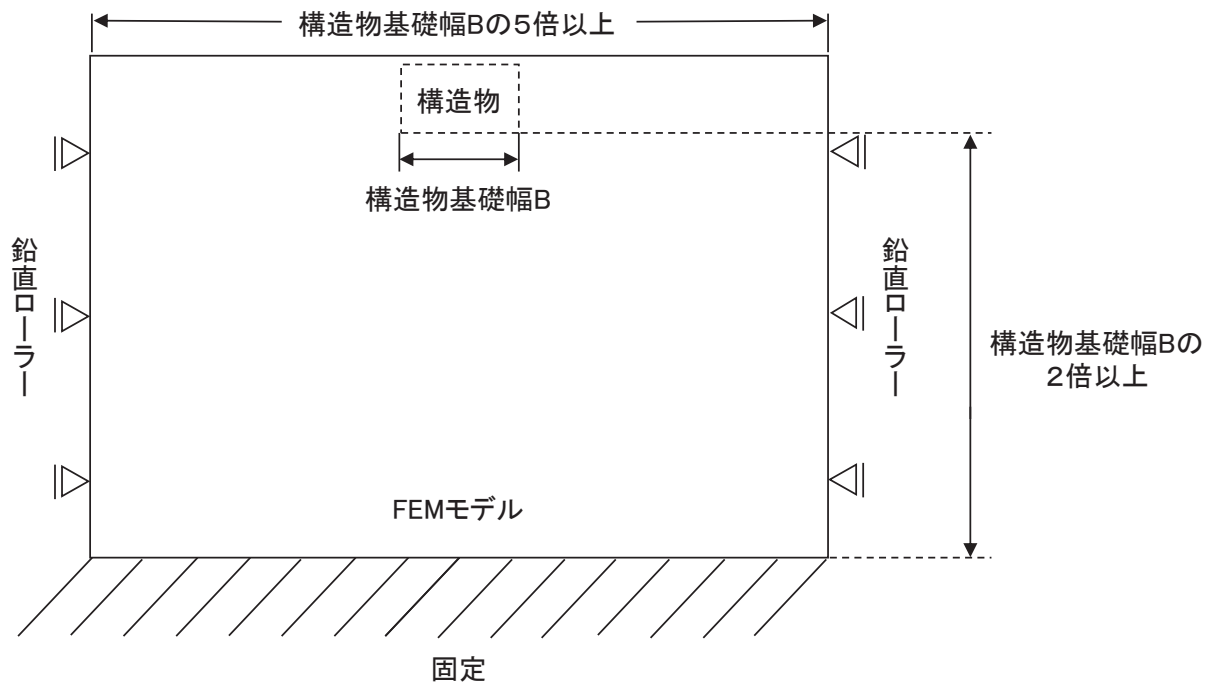
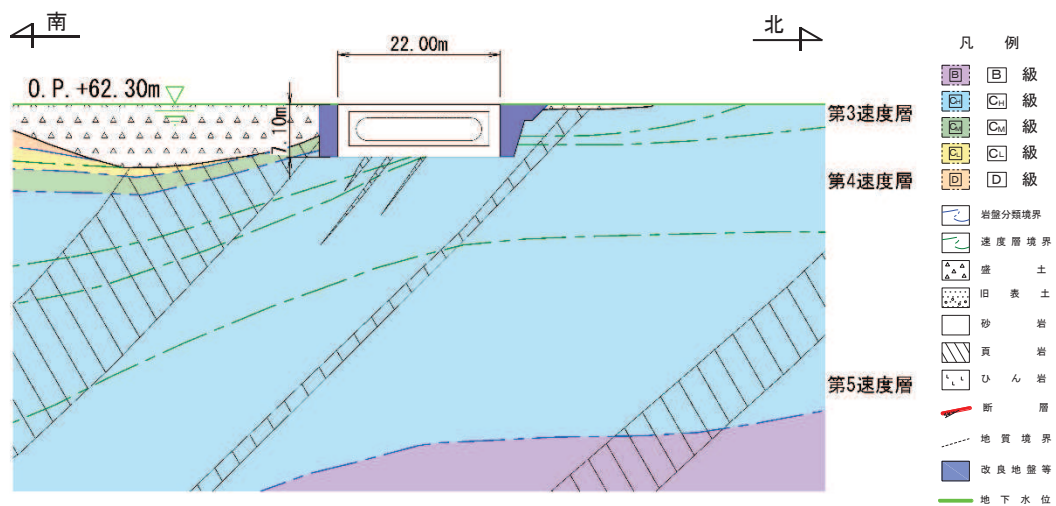


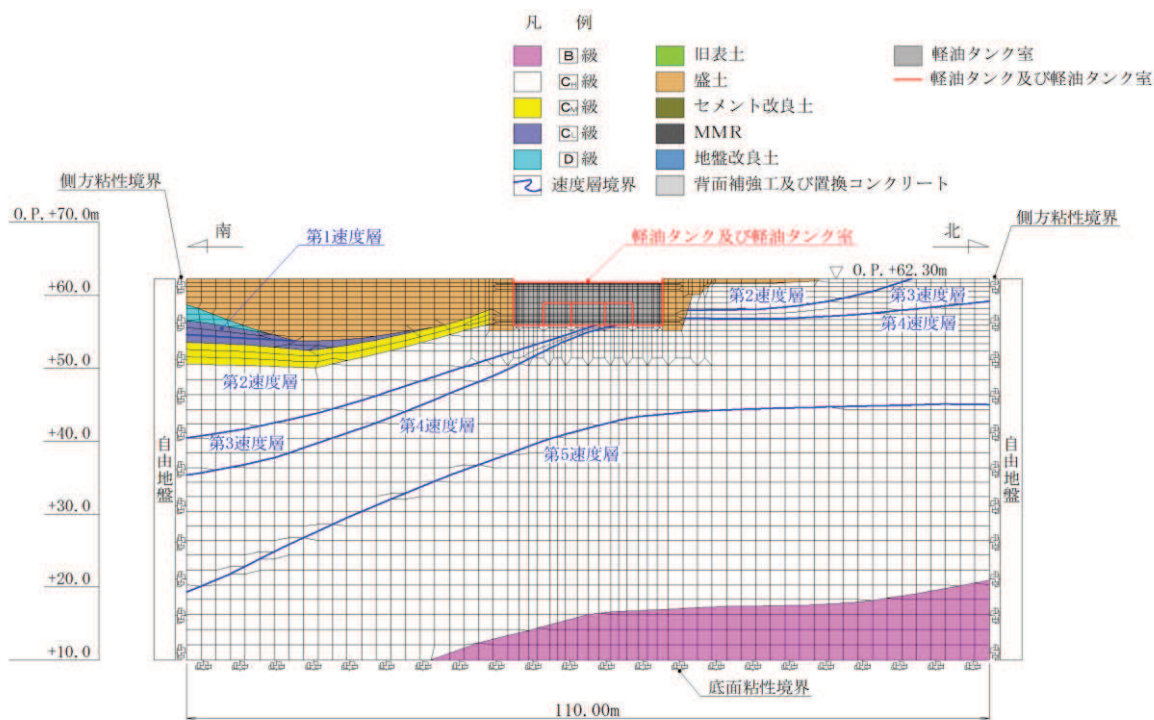
図3-6 常時応力解析における境界条件の概念図

(3) 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。地震時荷重算出用地質断面図及び地震応答解析モデルを図 3-7 及び図 3-8 に示す。

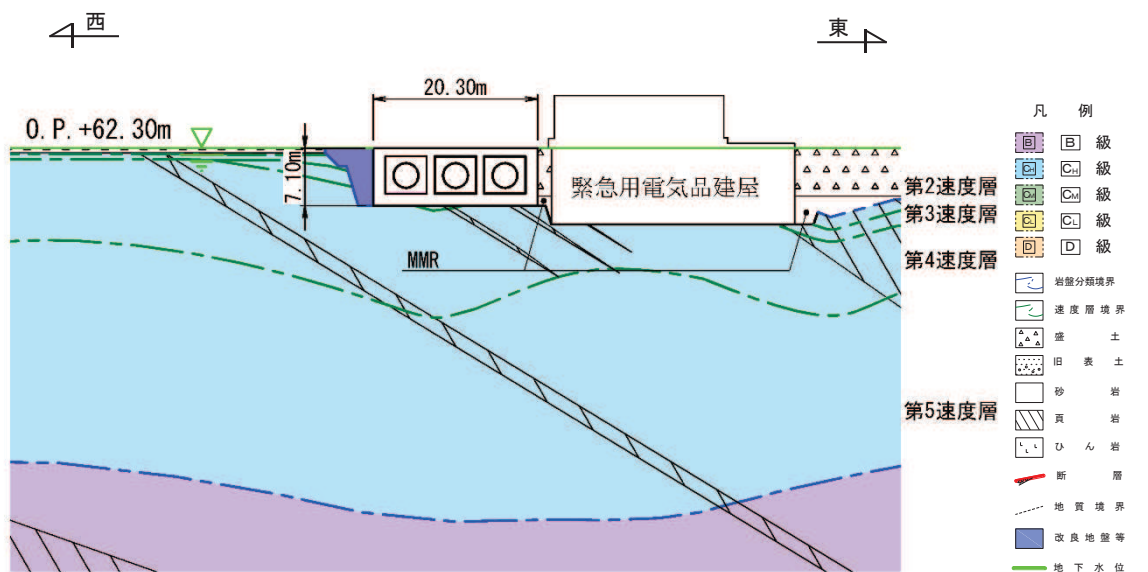


(a) 地震時荷重算出用地質断面図

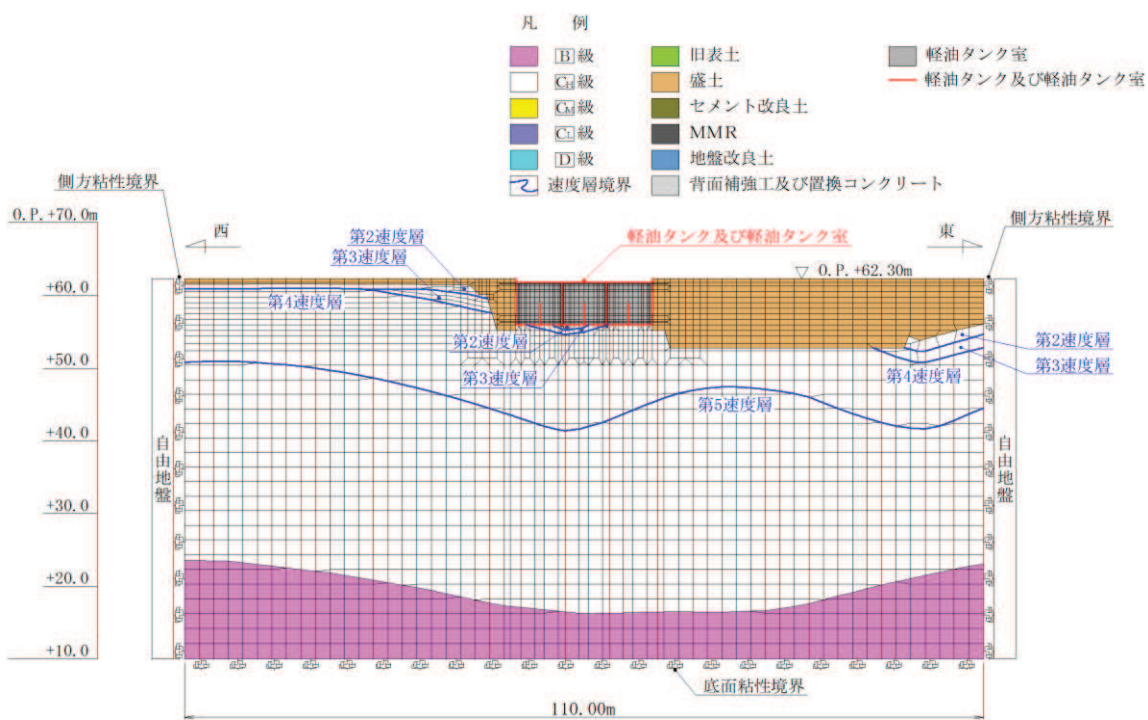


(b) 地震応答解析モデル図

図 3-7 ガスタービン発電設備軽油タンク室の地震時荷重算出用地質断面図
及び地震応答解析モデル図 (A-A 断面, 南北)



(a) 地震時荷重算出用地質断面図



(b) 地震応答解析モデル図

図 3-8 ガスタービン発電設備軽油タンク室の地震時荷重算出用地質断面図
及び地震応答解析モデル図 (B-B 断面, 東西)

3.2.3 構造物のモデル化

ガスタービン発電設備軽油タンク室は、耐震要素として機能する加振方向に平行な側壁及び隔壁が均等に配置されていることから、構造物全体を対象に等価剛性モデルを作成する。等価剛性モデルについて、加振方向に対して面外変形で抵抗する部材は線形はり要素にてモデル化し、面内変形で抵抗する部材は平面応力要素にてモデル化する。

構造物のモデル化は、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「11. 等価剛性モデルの設定方針」に従い、妻壁や隔壁の剛性を考慮し、三次元構造解析モデルと等価な剛性を持つ二次元等価剛性モデルとする。

等価剛性の設定は以下の2つの手順に基づき行う。

手順1として、エリア奥行長さに対する、部材の奥行長さの比率から補正係数 α を平面応力要素に設定する。なお、ガスタービン発電設備軽油タンク室の線形はり要素は、断面係数を開口部の影響を考慮した値とすることから、補正係数 α を設定しない。

手順2として、線形の三次元構造解析モデルに水平荷重として単位荷重(100kN/m²)を作用させ、頂版位置での奥行方向の平均的な水平変位を算定する。一方、補正係数 α を設定した二次元モデルに同じ単位荷重を作用させ、両側壁の頂版位置での平均変位が、三次元構造解析モデルの頂版位置での平均変位と等しくなるように補正係数 β を算定する。地震応答解析では、コンクリートの弾性係数 E_c に補正係数 α 、 β を乗じ、等価剛性モデルの弾性係数(剛性)を設定する。

剛性の調整方法を図3-9に示す。なお、単位荷重を載荷させる三次元モデル及び二次元モデルの底面の境界条件は、構造物の変位に着目するため固定境界とする。

等価剛性モデルは、地震時荷重を保守的に評価するよう線形モデルとする。



図 三次元モデルと等価剛性モデルの変位比較

剛性の調整方法

剛性の調整は、以下の式によるものとする。なお、三次元モデルにおける変位は、頂版位置の奥行方向の平均変位を用いる。

$$E = E_c \times \alpha \times \beta$$

E : 等価剛性モデルの弾性係数

E_c : コンクリートの弾性係数

α : 奥行き長さに対する各部材の奥行き長さの比率 (L_e/L)

L_e : 部材の奥行き長さ

L : 奥行き長さ

β : 変位を合わせるための弾性係数の補正係数

図 3-9 剛性の調整方法

(1) 南北方向

図 2-2 及び図 2-3 に示す A-A 断面 (南北) の等価剛性モデル概念図を図 3-10 に、等価剛性モデルと三次元構造解析モデルの変位比較概念図を図 3-11 に、剛性調整結果を図 3-12 に、補正係数の計算結果を表 3-1 に示す。

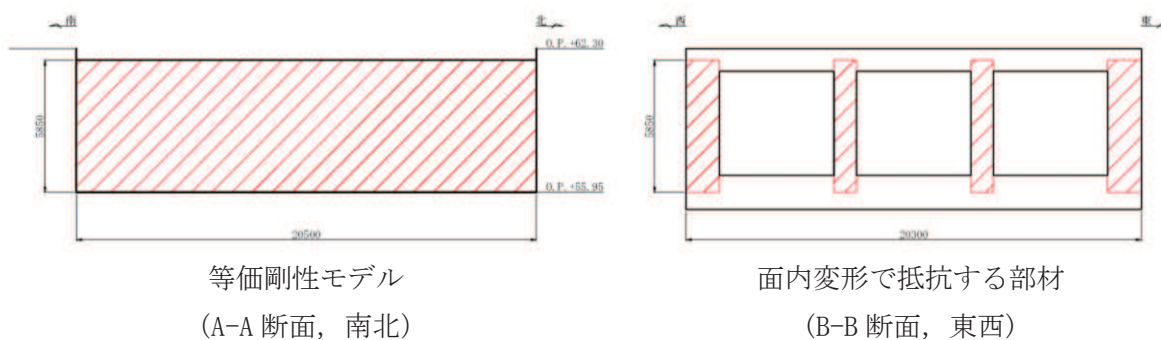


図 3-10 等価剛性モデル (A-A 断面, 南北)

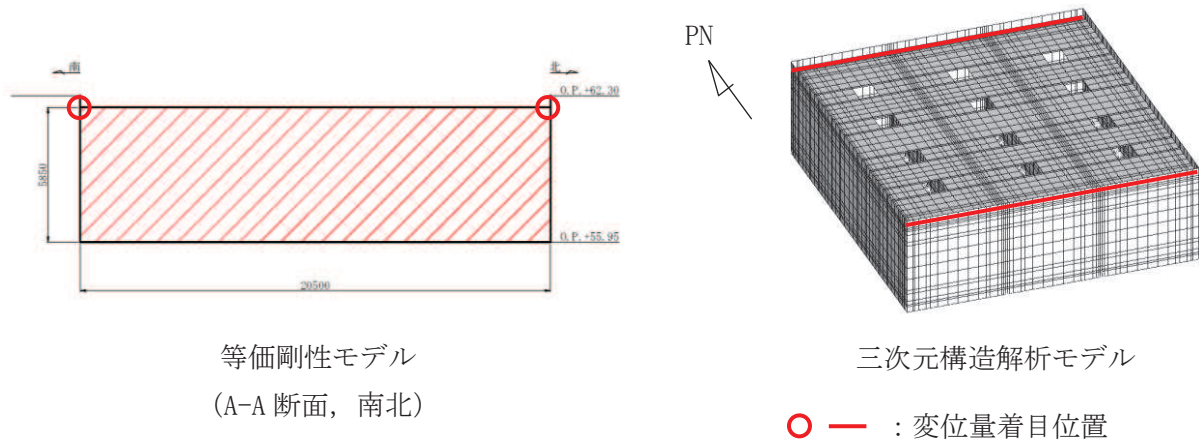


図 3-11 等価剛性モデルと三次元構造解析モデルの変位比較概念図
(A-A 断面, 南北)

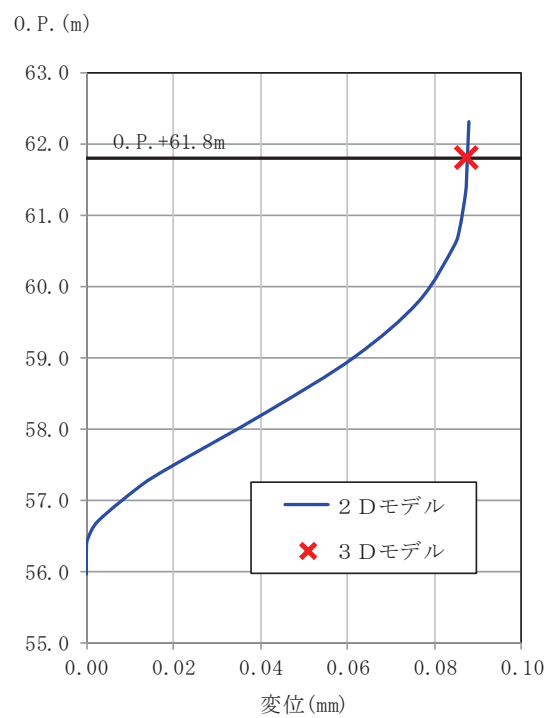


図 3-12 剛性調整結果 (A-A 断面, 南北)

表 3-1 補正係数の計算結果 (平面応力要素) (A-A 断面, 南北)

α	β
0.25	0.94

(2) 東西方向

図 2-2 及び図 2-3 に示す B-B 断面（東西）の等価剛性モデル概念図を図 3-13 に，等価剛性モデルと三次元構造解析モデルの変位比較概念図を図 3-14 に，剛性調整結果を図 3-15 に，補正係数の計算結果を表 3-2 に示す。

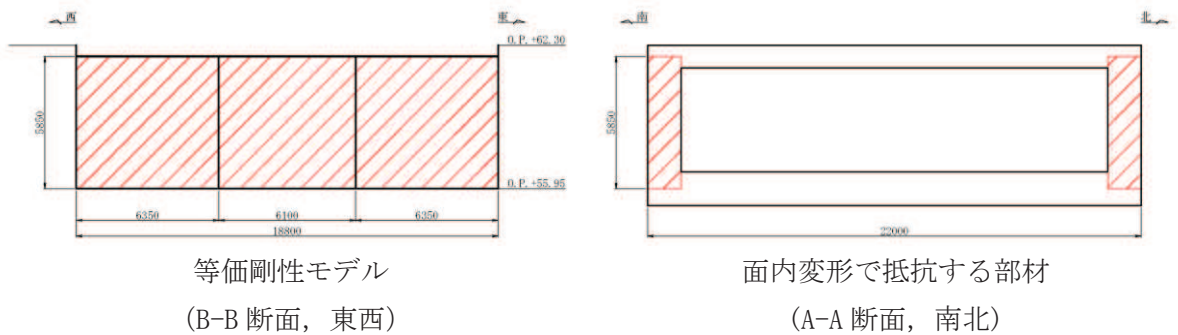


図 3-13 等価剛性モデル (B-B 断面, 東西)

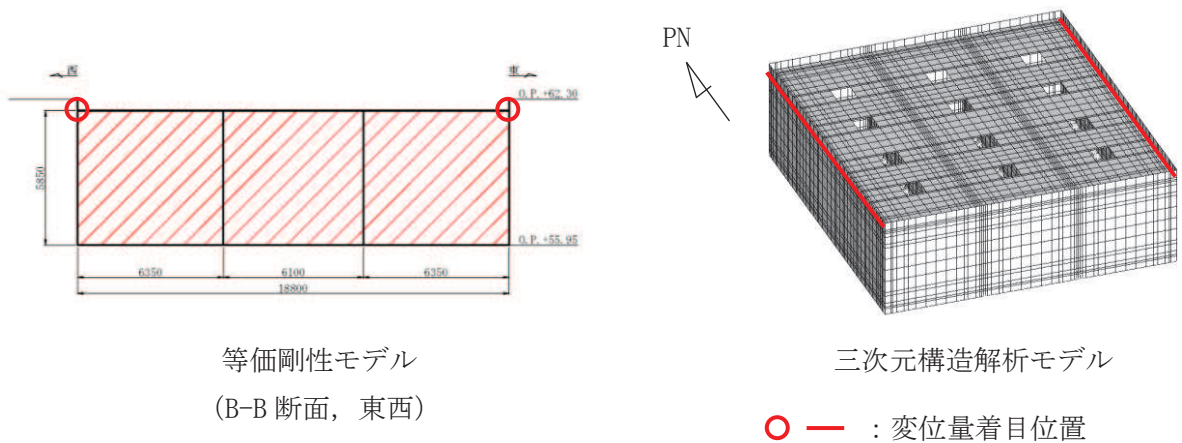


図 3-14 等価剛性モデルと三次元構造解析モデルの変位比較概念図

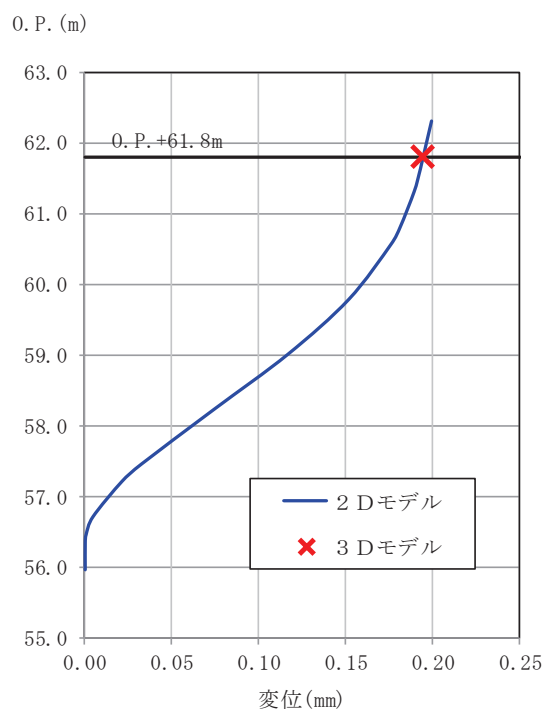


図 3-15 剛性調整結果 (B-B 断面, 東西)

表 3-2 補正係数の計算結果 (平面応力要素) (B-B 断面, 東西)

α	β
0.14	0.49

3.2.4 隣接構造物のモデル化

ガスタービン発電設備軽油タンク室の東側には、盛土を介して緊急用電気品建屋が存在する。地中構造物の耐震評価においては、盛土よりも剛性の大きい隣接構造物をモデル化することにより、周辺地盤の変形が抑制されると考えられる。このため、隣接構造物となる緊急用電気品建屋、構造物周辺の改良地盤及びマンメイドロック (以下「MMR」という。) は、ガスタービン発電設備軽油タンク室の耐震評価において保守的な評価となるよう盛土としてモデル化する。

3.2.5 地盤のモデル化

D級を除く岩盤は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。また、盛土及びD級岩盤は、地盤の非線形性をマルチスプリング要素で考慮した平面ひずみ要素でモデル化する。

有効応力解析では、盛土は、マルチスプリング要素及び間隙水要素で考慮した平面ひずみ要素でモデル化し、地盤については地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

3.2.6 ジョイント要素の設定

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

ジョイント要素は、地盤と構造物の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造物の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ とし、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 3-3 のとおりとする。また、要素間の粘着頂 c 及び内部摩擦角 ϕ は強度の小さい側の要素の物性値とし、表 3-4 のとおり設定する。

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

ここで、 σ' : 面直圧
 τ_f : せん断強度
 c : 粘着力
 ϕ : 内部摩擦角

表 3-3 周辺地盤との境界に用いる強度特性（牧の浜部層）

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
盛土*	0.06	30.0
C _H 級	1.29	54.0

注記* : 地下水位以深

表 3-4 要素間の粘着力と内部摩擦角

条件	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
盛土-構造物	盛土の c	盛土の ϕ
岩盤-構造物	岩盤の c	岩盤の ϕ

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値とし、松本らの方法（松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学論文集 Vol.12 pp1061-1070, 2009）に従い，表 3-5 のとおり設定する。

ジョイント要素の力学特性を図 3-16 に，ジョイント要素の配置を図 3-17 に示す。

表 3-5 ジョイント要素のばね定数

地盤	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)	せん断剛性 k_s (kN/m^3)
盛土	1.0×10^6	1.0×10^6
岩盤	1.0×10^7	1.0×10^7

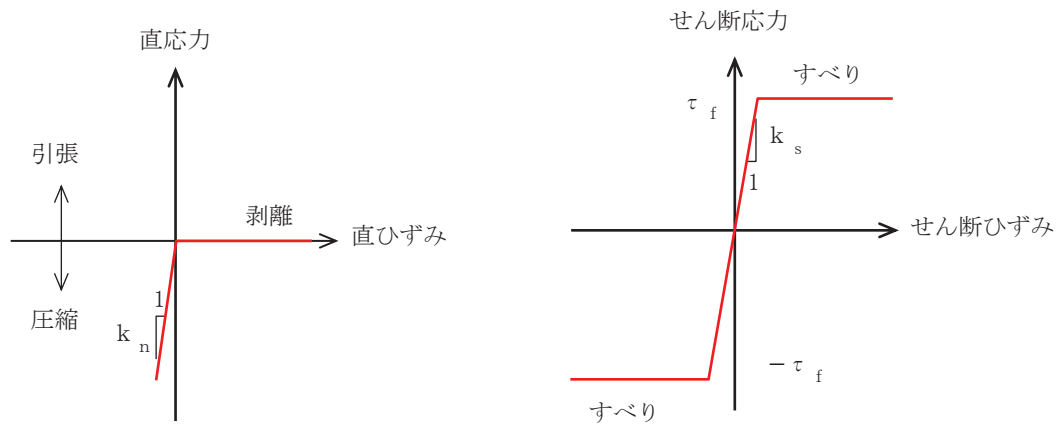
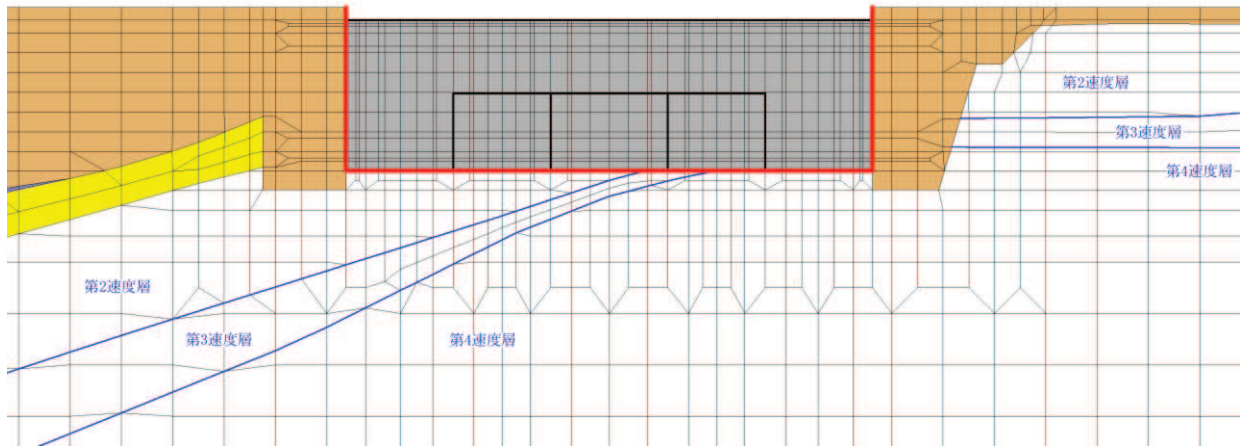


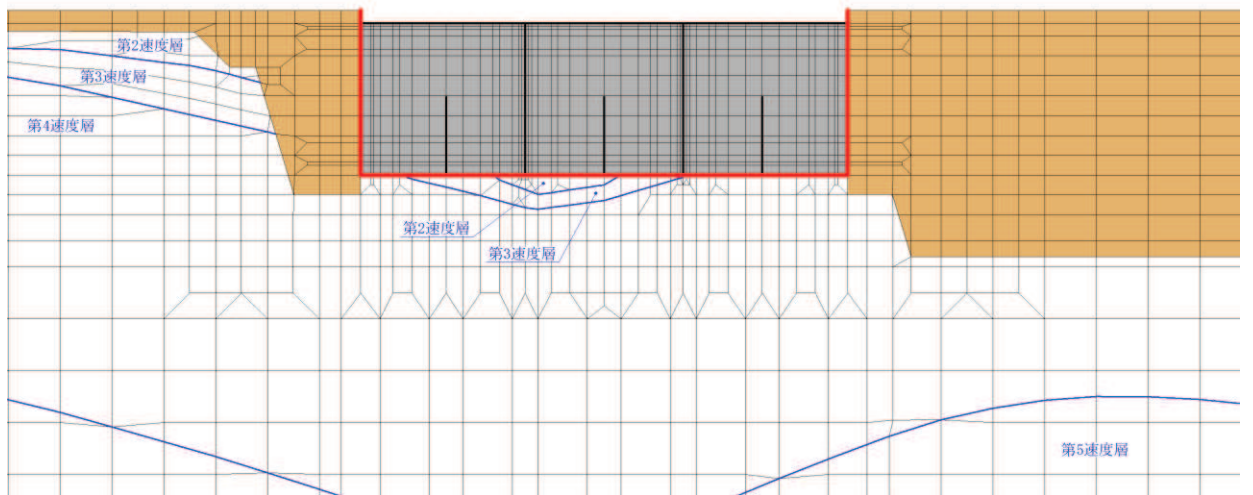
図 3-16 ジョイント要素の力学特性

- 凡 例
- | | | |
|--------------------|-------------------|-----------------|
| ■ B級 | ■ 旧表土 | ■ 軽油タンク室 |
| ■ C ₁ 級 | ■ 盛土 | — 軽油タンク及び軽油タンク室 |
| ■ C ₂ 級 | ■ セメント改良土 | — ジョイント要素 |
| ■ C ₃ 級 | ■ MMR | |
| ■ D級 | ■ 地盤改良土 | |
| 〰 速度層境界 | ■ 背面補強工及び置換コンクリート | |



(a) A-A 断面 (南北)

- 凡 例
- | | | |
|--------------------|-------------------|-----------------|
| ■ B級 | ■ 旧表土 | ■ 軽油タンク室 |
| ■ C ₁ 級 | ■ 盛土 | — 軽油タンク及び軽油タンク室 |
| ■ C ₂ 級 | ■ セメント改良土 | — ジョイント要素 |
| ■ C ₃ 級 | ■ MMR | |
| ■ D級 | ■ 地盤改良土 | |
| 〰 速度層境界 | ■ 背面補強工及び置換コンクリート | |



(b) B-B 断面 (東西)

図 3-17 ジョイント要素の配置

3.3 減衰定数

減衰定数は、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「9. 地震応答解析における減衰定数」に基づき、A-A断面（南北）及びB-B断面（東西）における全応力解析では粘性減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる解析モデル全体の固有周期と各材料の減衰比に基づき、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 減衰を解析モデル全体に与える。

また、A-A断面（南北）における有効応力解析では、Rayleigh 減衰を考慮することとし、剛性比例型減衰（ $\alpha=0$ ， $\beta=0.002$ ）とする。なお、係数 β の設定については、「FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」」による。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 3-18 に示す。

$$[c] = \alpha [m] + \beta [k]$$

[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

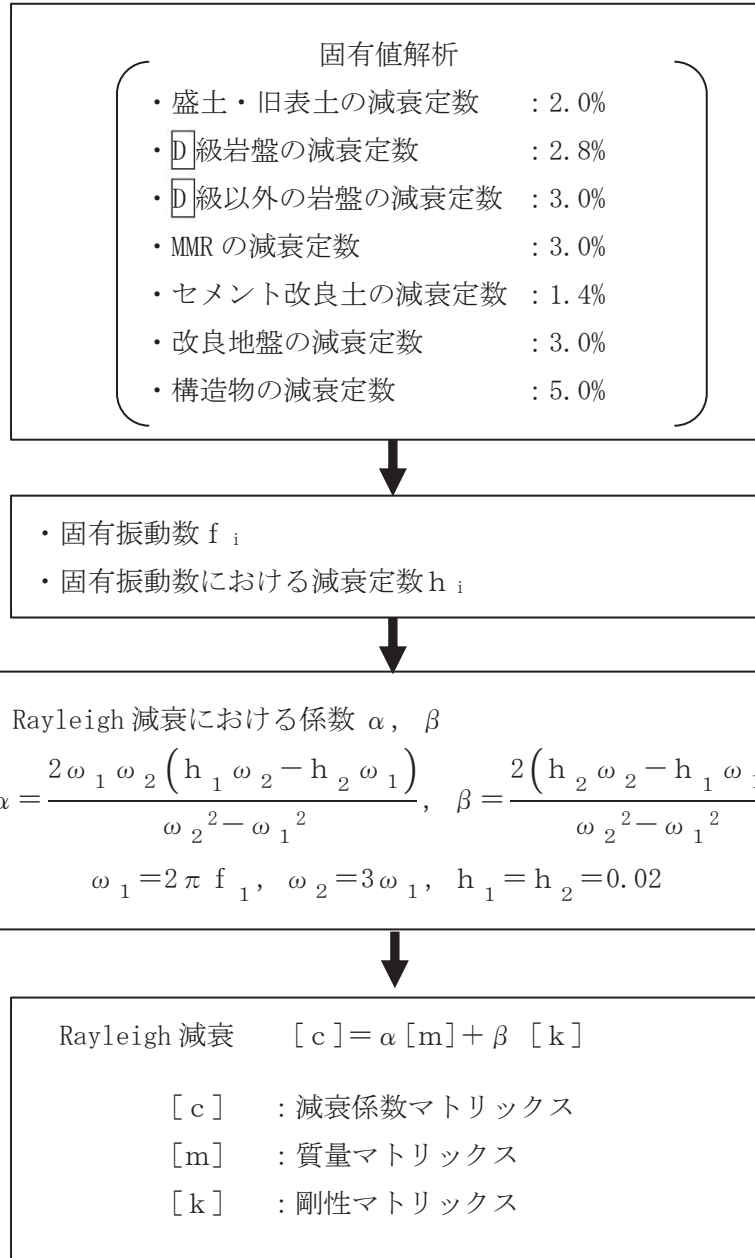


図 3-18 Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数 α 、 β の設定に当たっては、低次のモードの変形が支配的となる地中埋設構造物に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮して、1 次及び 2 次モードの固有振動数において、過大な減衰とならないよう定めている。

1 次固有振動数 (f_1) は、地震応答解析の解析モデルの固有値解析結果から算定する。2 次固有振動数 (f_2) は、固有値解析から算定した 1 次固有振動数 (f_1) の 3 倍とする。減衰定数は、解析モデルに占める割合が多く、かつ減衰定数の小さい盛土・旧表土の 2% とする。

固有値解析結果の一覧を表 3-6 に、固有値解析におけるモード図を図 3-19 及び図 3-20 に、係数 α 、 β を表 3-7 に、固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 3-21 に示す。

表 3-6(1) 固有値解析結果 (A-A 断面, 南北)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T x	T y	β x	β y	
1	5.160	7	0	30.96	1.98	1 次として採用
2	7.350	7	0	5.63	-2.07	—
3	9.401	9	0	16.95	2.39	—
4	11.019	22	0	-44.90	-3.34	—
5	11.312	54	1	-68.05	-8.20	—
6	12.477	56	1	16.31	3.89	—
7	13.182	76	2	-54.48	11.84	—
8	13.456	76	2	3.58	-9.71	—
9	14.300	77	2	-11.80	-0.09	—
10	15.200	78	3	12.40	-5.99	—

表 3-6(2) 固有値解析結果 (B-B 断面, 東西)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T x	T y	β x	β y	
1	4.737	6	0	28.94	-1.00	1 次として採用
2	6.592	6	0	-6.41	-1.72	—
3	8.448	7	0	-8.94	1.21	—
4	9.806	7	0	-7.76	-1.43	—
5	11.059	8	0	14.69	-0.79	—
6	11.570	14	0	-28.77	0.93	—
7	12.130	38	0	59.28	-0.57	—
8	12.525	55	0	-49.40	-1.44	—
9	12.979	79	0	-60.38	0.78	—
10	14.112	79	0	-3.94	3.81	—

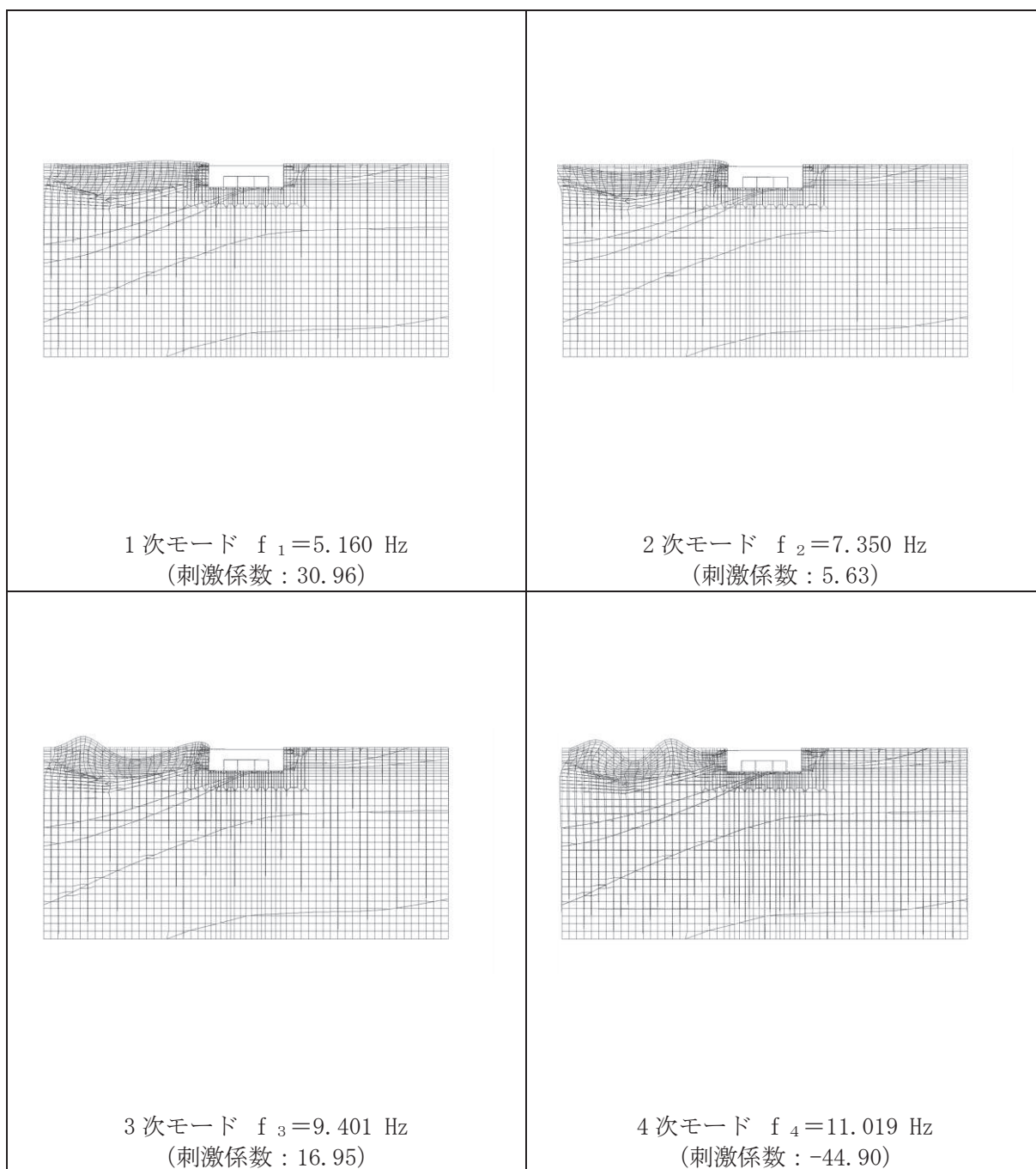


図 3-19(1) 固有値解析結果 (モード図) (A-A 断面, 南北)

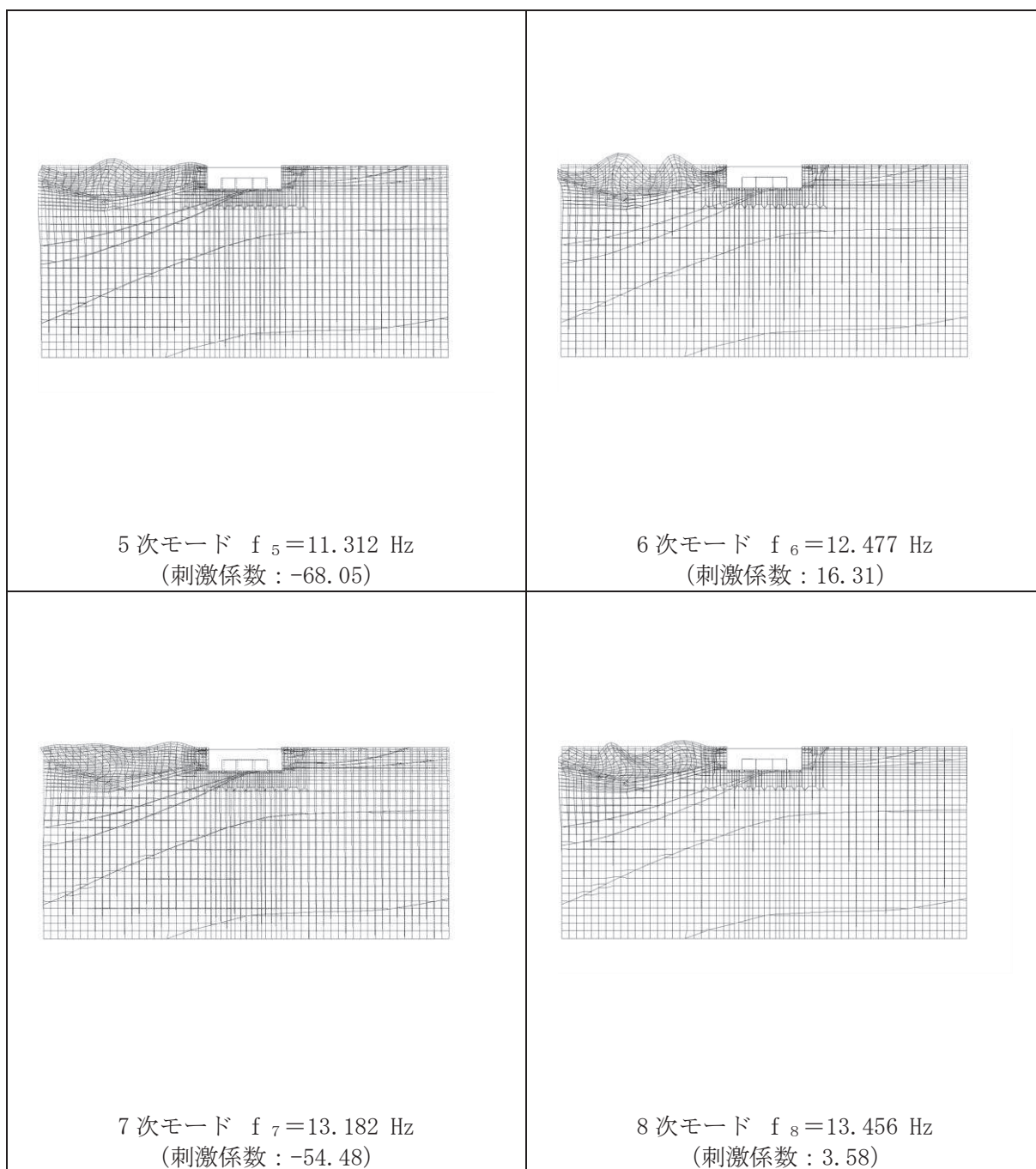


図 3-19(2) 固有値解析結果 (モード図) (A-A 断面, 南北)

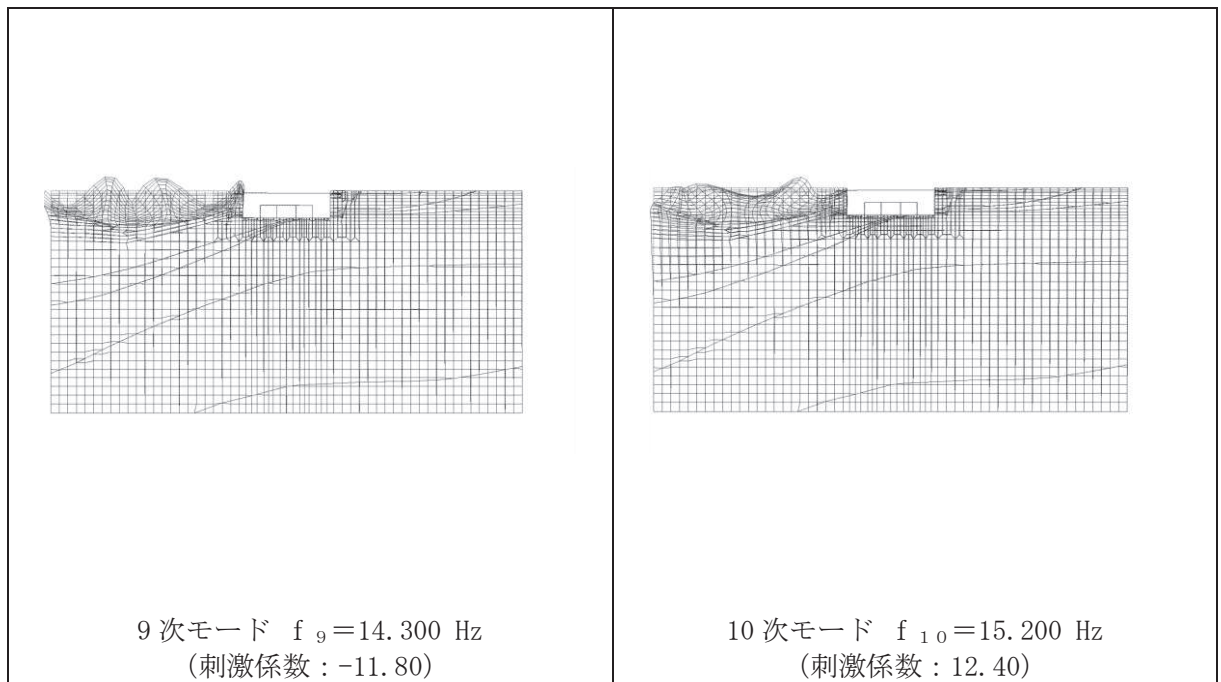


図 3-19(3) 固有値解析結果 (モード図) (A-A 断面, 南北)

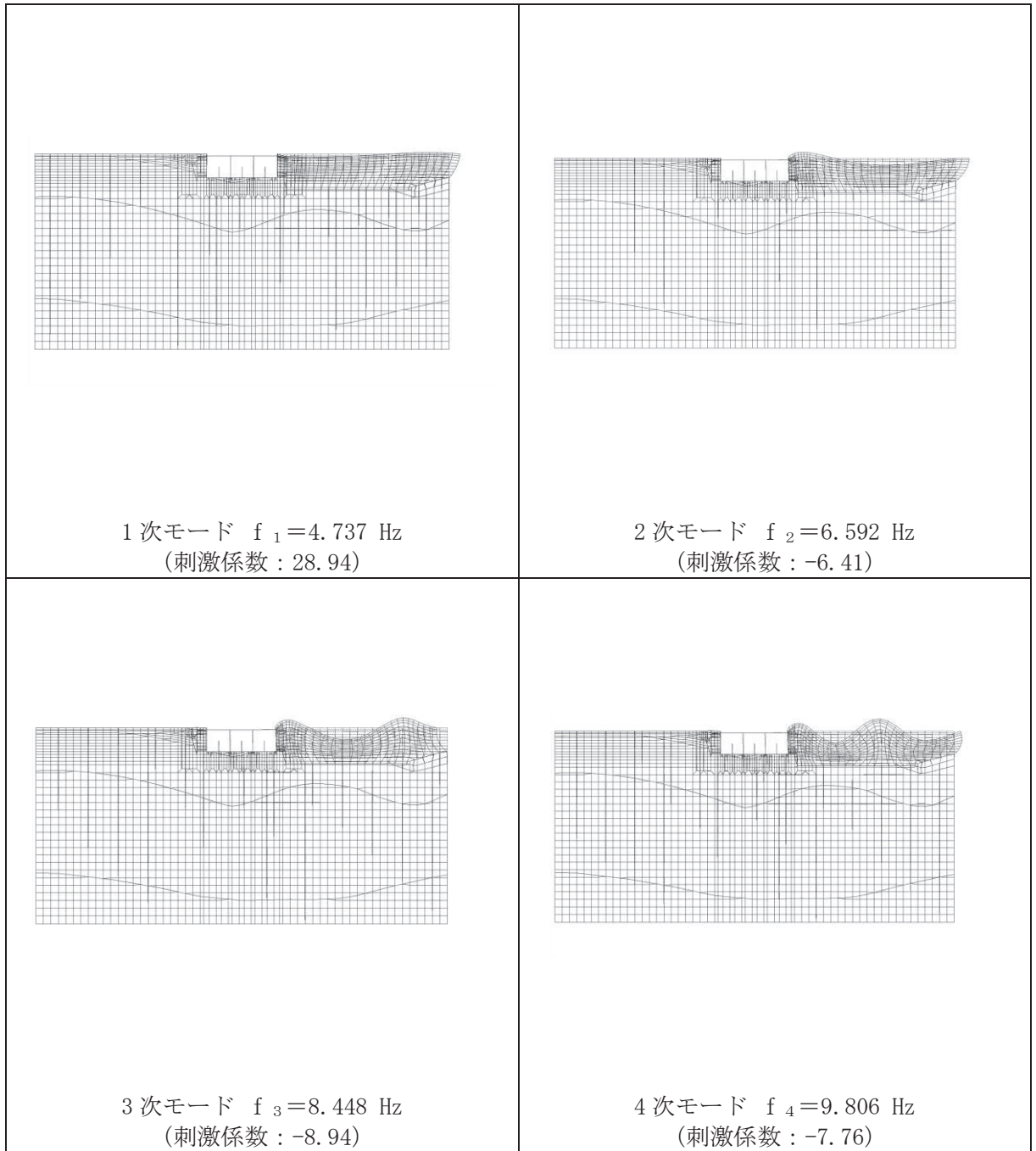


図 3-20(1) 固有値解析結果 (モード図) (B-B 断面, 東西)

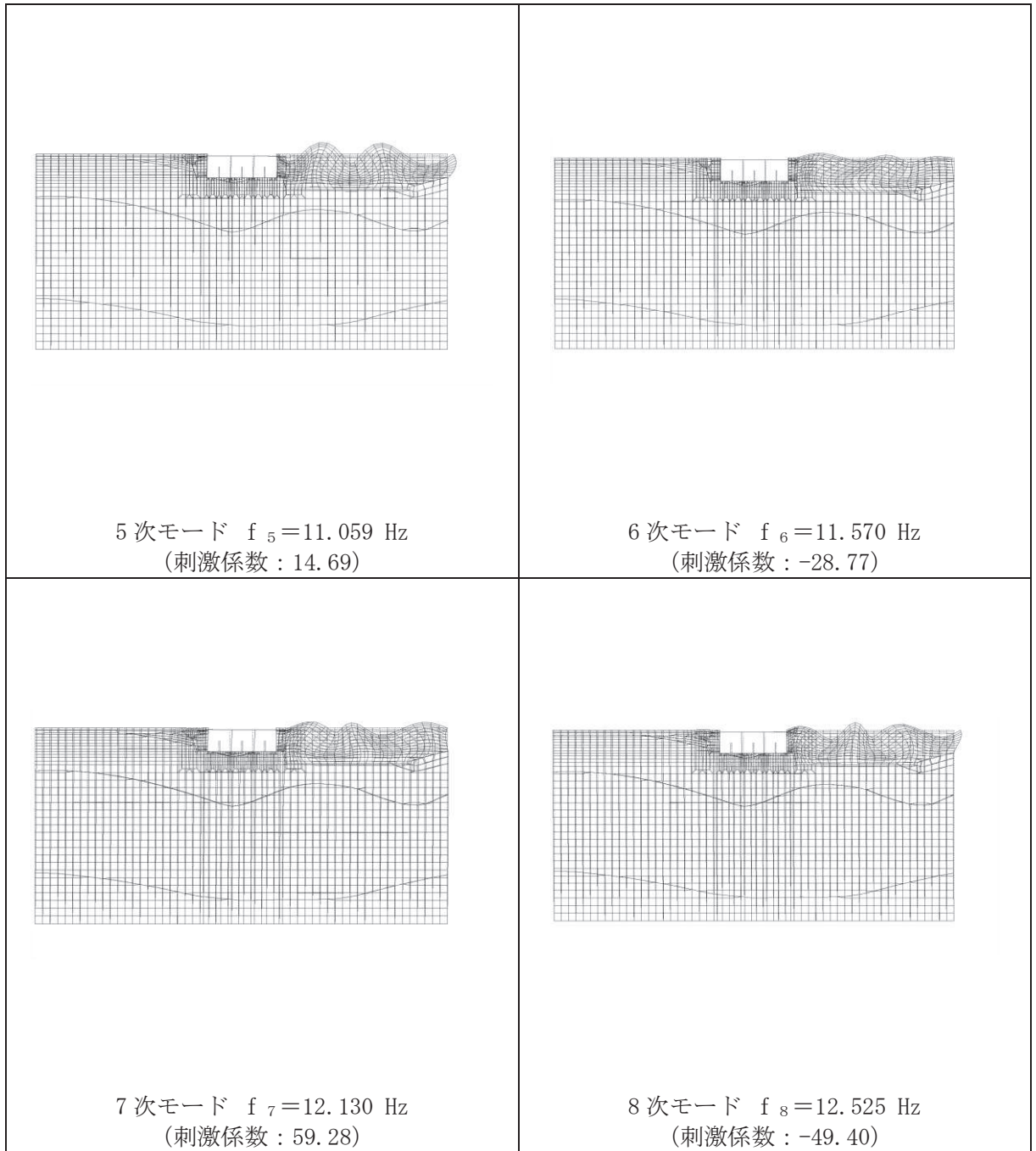


図 3-20 (2) 固有値解析結果 (モード図) (B-B 断面, 東西)

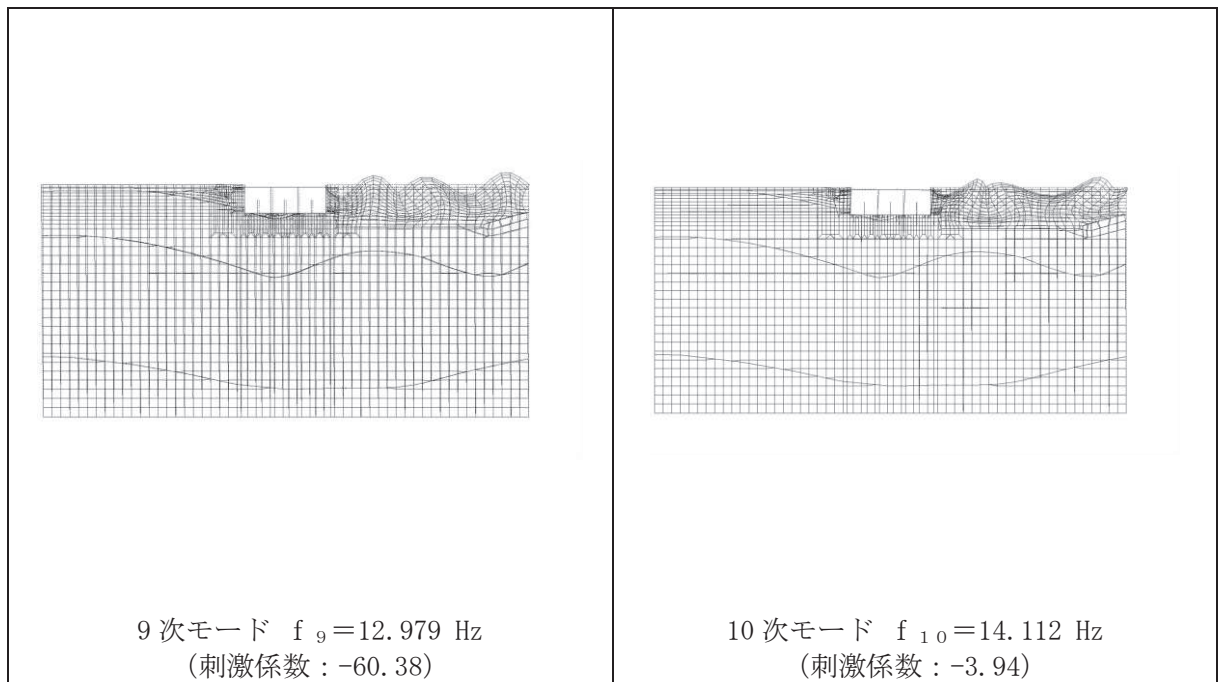
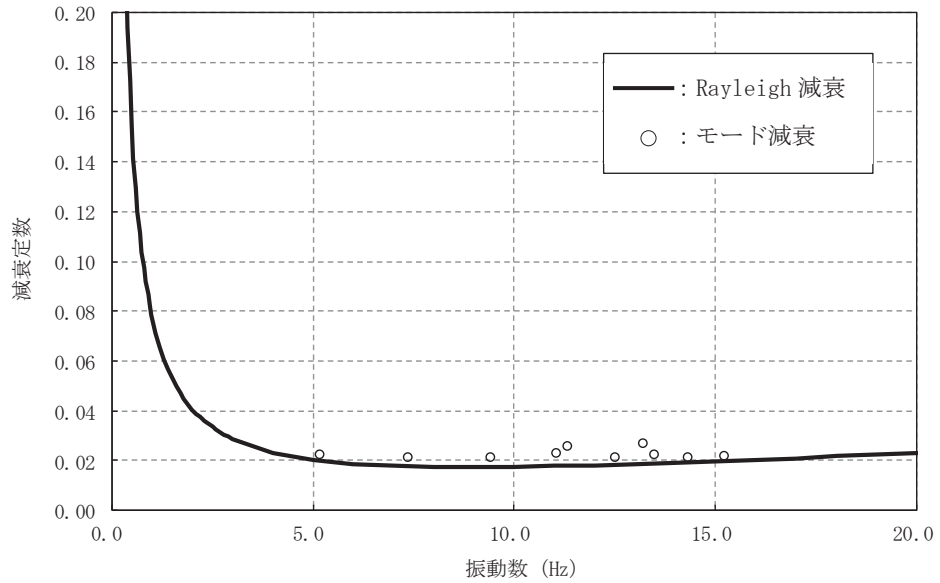


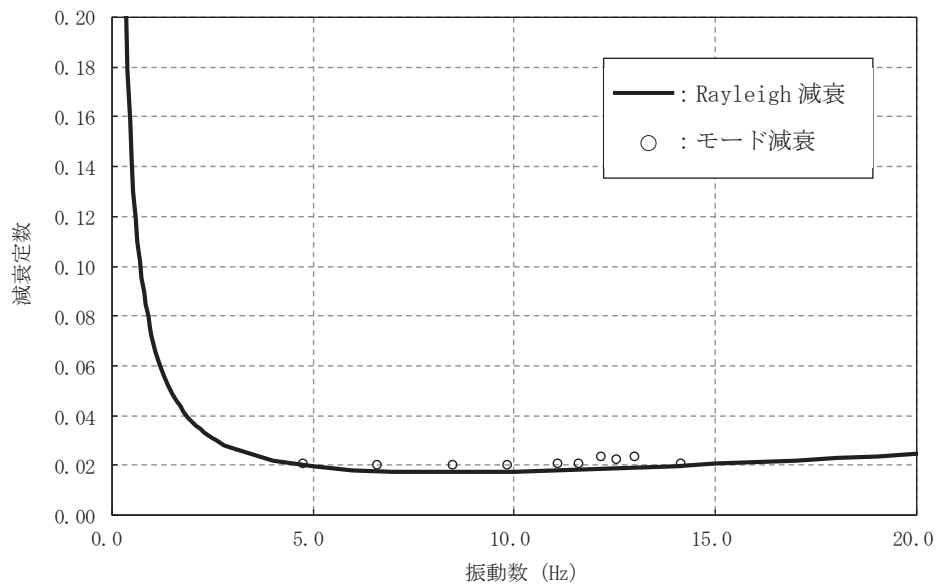
図 3-20(3) 固有値解析結果 (モード図) (B-B 断面, 東西)

表 3-7 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果

地震時荷重算出断面	α	β
A-A 断面 (南北)	9.726×10^{-1}	3.085×10^{-4}
B-B 断面 (東西)	8.928×10^{-1}	3.360×10^{-4}



(a) A-A 断面 (南北)



(b) B-B 断面 (東西)

図 3-21 設定した Rayleigh 減衰

3.4 荷重の組合せ

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

なお、ガスタービン発電設備軽油タンク室の運転時、設計基準事故時及び重大事故時の状態における荷重条件は変わらないため、評価は設計基準対象施設の評価結果に包括されることから、設計基準対象施設の評価結果を用いた重大事故等対処施設の評価を行う。

荷重の組合せを表 3-8 に示す。

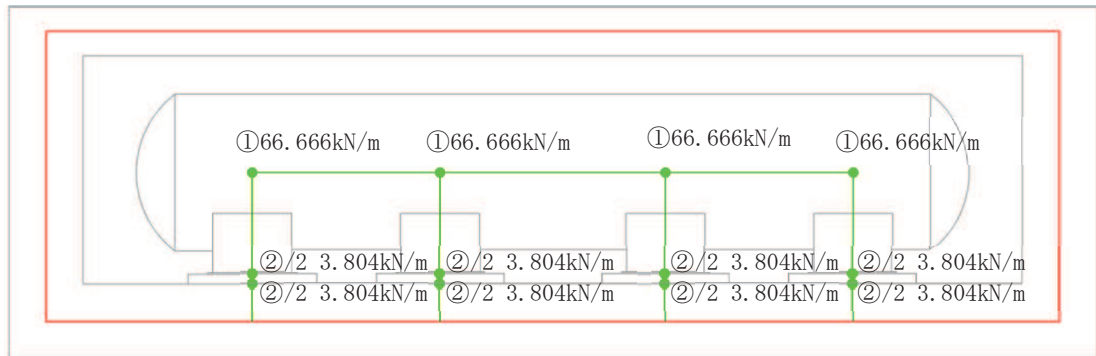
表 3-8 荷重の組合せ

種別	荷重		算定方法の概要	
永久荷重 (常時荷重)	固定荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管荷重	○	・機器・配管系の重量に基づいて設定する。
		土被り荷重	—	・土被りが無いことから考慮しない。
		永久上載荷重	—	・地盤表面に恒常的に置かれる設備等はないことから考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	・地下水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。
	積載荷重		○	・躯体及び地表面に考慮する。
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動		○	・基準地震動 S_s による水平・鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動		○	

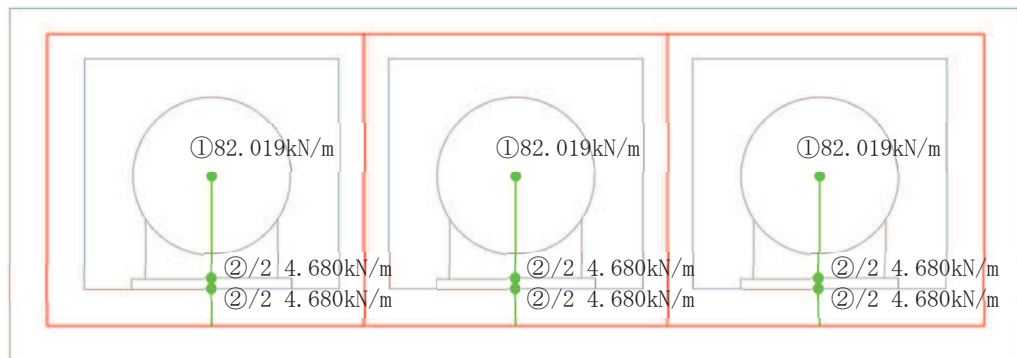
3.4.1 機器・配管荷重

(1) 軽油タンク及びタンク基礎

地震時にガスタービン発電設備軽油タンク室に作用する機器・配管荷重のうち、ガスタービン発電設備軽油タンク及びタンク基礎の荷重図を図3-22に、荷重値の一覧を表3-9に示す。ガスタービン発電設備軽油タンク及びタンク基礎の荷重は、剛体でモデル化したはり要素の各節点に重量を与えることで考慮する。



(a) A-A 断面 (南北)



(b) B-B 断面 (東西)

図3-22 ガスタービン発電設備軽油タンク及びタンク基礎の荷重図

表3-9 ガスタービン発電設備軽油タンク及びタンク基礎の荷重値の一覧

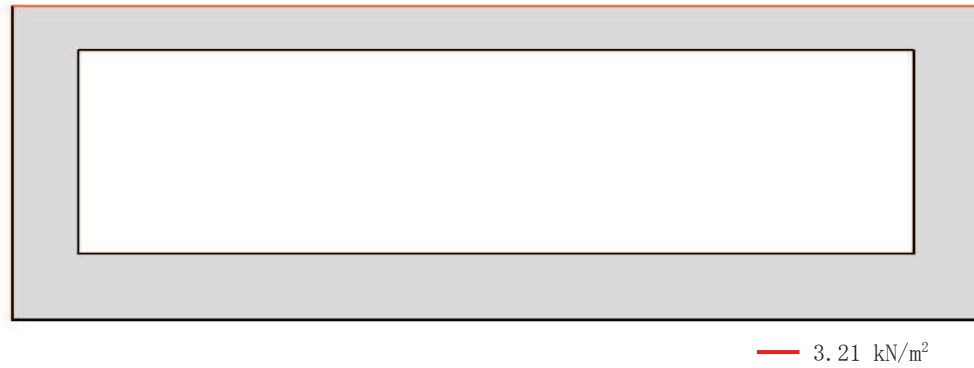
考慮する荷重	重量*1 (kN/m)	
	①ガスタービン発電設備軽油タンク (1基あたり、運転重量、タンク廻りの架台重量を含む)	南北
	東西	82.019
②タンク基礎 (タンク1基あたり、基礎ボルト据付材の重量を含む) *2	南北	7.608
	東西	9.360

注記*1 : 東西と南北で構造物の奥行き長さが異なるため重量が異なる。

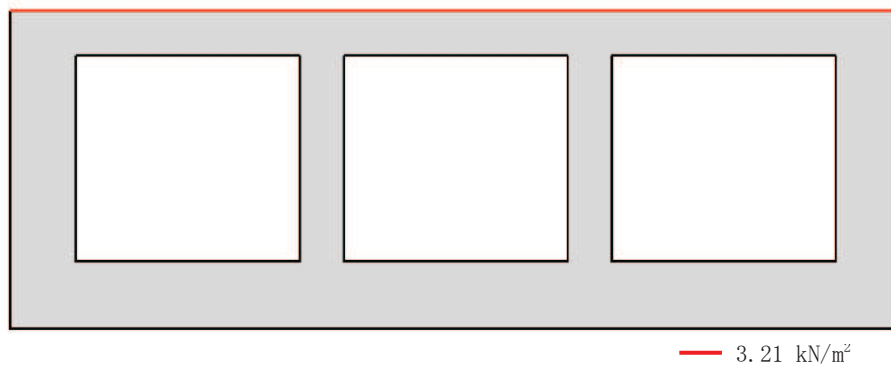
*2 : 基礎荷重を2質点に分割してモデル化しているため、荷重図に記載されている重量の数値は半分の値となっている。

(2) 機器・配管系

地震時にガスタービン発電設備軽油タンク室に作用する機器・配管荷重のうち、「(1) 軽油タンク及びタンク基礎」以外の荷重図を図3-23に、荷重を考慮する主な機器の一覧を表3-10に示す。機器・配管系の荷重は、解析モデルの各質点に与えることで考慮する。



(a) A-A 断面 (南北)



(b) B-B 断面 (東西)

図3-23 機器・配管系の荷重図

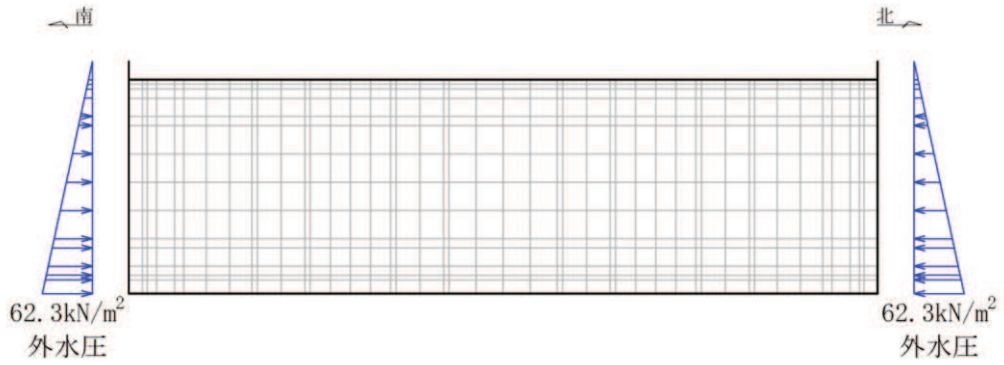
表3-10 荷重を考慮する主な機器の一覧

位置	重量(kN/m ²)	考慮する荷重
構造物上面	3.21	・機器, 配管 ・燃料移送ポンプ

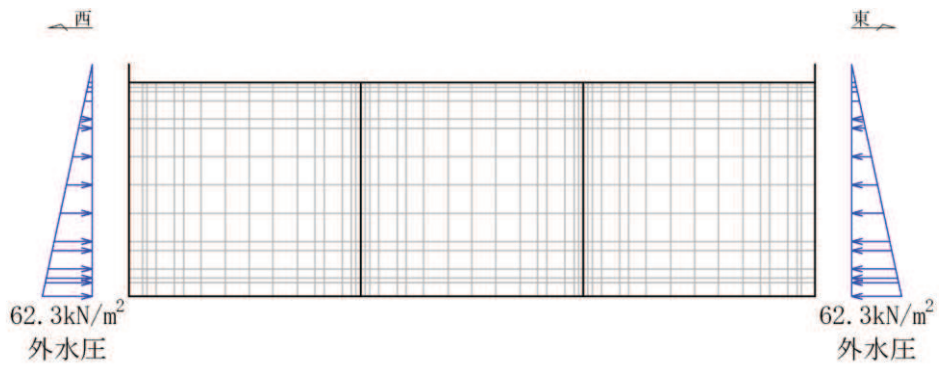
3.4.2 外水圧

外水圧は、地下水位に応じた静水圧を設定する。地下水位については、「2.7 地下水位」のとおりとし、地下水の密度として、 $1.00\text{g}/\text{cm}^3$ を考慮する。

外水圧図を図3-24に示す。



(a) A-A断面（南北）



(b) B-B断面（東西）

図3-24 外水圧図

3.4.3 積載荷重

地震時にガスタービン発電設備軽油タンク室に作用する積載荷重は、積雪荷重以外は想定されないが、保守的な配慮として頂版及び地表面に 4.9kN/m^2 を考慮する。なお、積雪荷重は、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である 43cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第 86 条第 2 項により、積雪量 1cm ごとに 20N/m^2 の積雪荷重が作用することを考慮し、 0.301kN/m^2 とする。

3.5 地震応答解析の解析ケース

3.5.1 耐震評価における解析ケース

(1) 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース

ガスタービン発電設備軽油タンク室は、構造物の大部分が地中に埋設された鉄筋コンクリート構造物であり、構造物の耐震性に支配的な損傷モードは地盤のせん断変形に伴う構造部材の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊となる。そのため、ばらつきを考慮する物性は、評価対象構造物周辺に主として盛土及びD級岩盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布し、これらの地盤が地震時に構造物への応答に大きく影響を与えると判断される場合は、これらの物性のばらつきについて影響を確認する。

ばらつきを考慮する物性は、地盤のせん断変形を定義するせん断弾性係数とし、平均値を基本ケース（全応力解析の場合は、表3-11に示すケース①、有効応力解析の場合は表3-11に示すケース⑥）とした場合に加えて、平均値 $\pm 1.0 \times$ 標準偏差(σ)のケース（全応力解析の場合は、表3-11に示すケース②及び③、有効応力解析の場合は、表3-11に示すケース⑦及び⑧）について確認を行う。

地盤のばらつきの設定方法の詳細は、「補足-600-1 地盤の支持性能について」に示す。

(2) 材料物性のばらつきを考慮した解析ケース

ガスタービン発電設備軽油タンク室は、新設の構造物であり、許容応力度法による設計を行うなど、裕度を確保した設計とすることから、材料物性のばらつきを考慮した構造解析及び耐震評価は実施しない。

また、耐震評価における解析ケースの一覧を表3-11に示す。

表 3-11 ガスタービン発電設備軽油タンク室の耐震評価における解析ケースの一覧

解析 ケース	解析手法	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
			盛土, D級岩盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C _L 級岩盤, C _M 級岩盤, C _H 級岩盤, B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	全応力解析	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	全応力解析	設計基準強度	平均値+1 σ	平均値
ケース③	全応力解析	設計基準強度	平均値-1 σ	平均値
ケース④	全応力解析	実強度に基づく 圧縮強度*1	平均値	平均値
ケース⑤	全応力解析	初期剛性低下 考慮*2	平均値	平均値
ケース⑥	有効応力解析*3	設計基準強度	平均値	平均値
ケース⑦	有効応力解析*3	設計基準強度	平均値+1 σ	平均値
ケース⑧	有効応力解析*3	設計基準強度	平均値-1 σ	平均値

注記*1 : 「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「参考資料5 新設する構造物のコンクリートの圧縮強度の設定」に基づき設定した圧縮強度とする。

*2 : 機器・配管系の耐震評価に適用する。原子炉建屋の剛性低下率のうち特異的なオペフロの値を除いた中で最大となるNS方向の剛性低下率を設定する。

*3 : A-A断面(南北)に適用

(3) 耐震評価における解析ケースの組合せ

ガスタービン発電設備軽油タンク室は、弱軸方向が明確であることから、弱軸方向(東西)を評価対象として耐震評価を行う。「3.1 地震応答解析手法」に示すとおり、弱軸方向(東西)に対する地震応答解析は全応力解析にて行うことから、基準地震動 S_s (7波)及びこれらに水平動の位相反転を考慮した地震動(7波)を加えた全14波を用いてケース①(基本ケース)を実施する。

上記のケース①において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において照査値が0.5を超えるすべての照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いて、図3-25に示すケース②及び③を実施する。また、上記解析ケースの結果を踏まえ、更に照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。

耐震評価に対する解析ケースの組合せを表3-12に示す。また、追加解析ケースを実施する地震動の選定フローを図3-26に示す。

なお、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「参考資料7 地中構造物への鉛直地震動の位相が与える影響」において、ガスタービン発電設備軽油タンク室のような、地中に埋設された鉄筋コンクリート構造物は、鉛直地震動の影響をほぼ受けないことを確認しているため、鉛直地震動については、位相の反転を考慮しない。

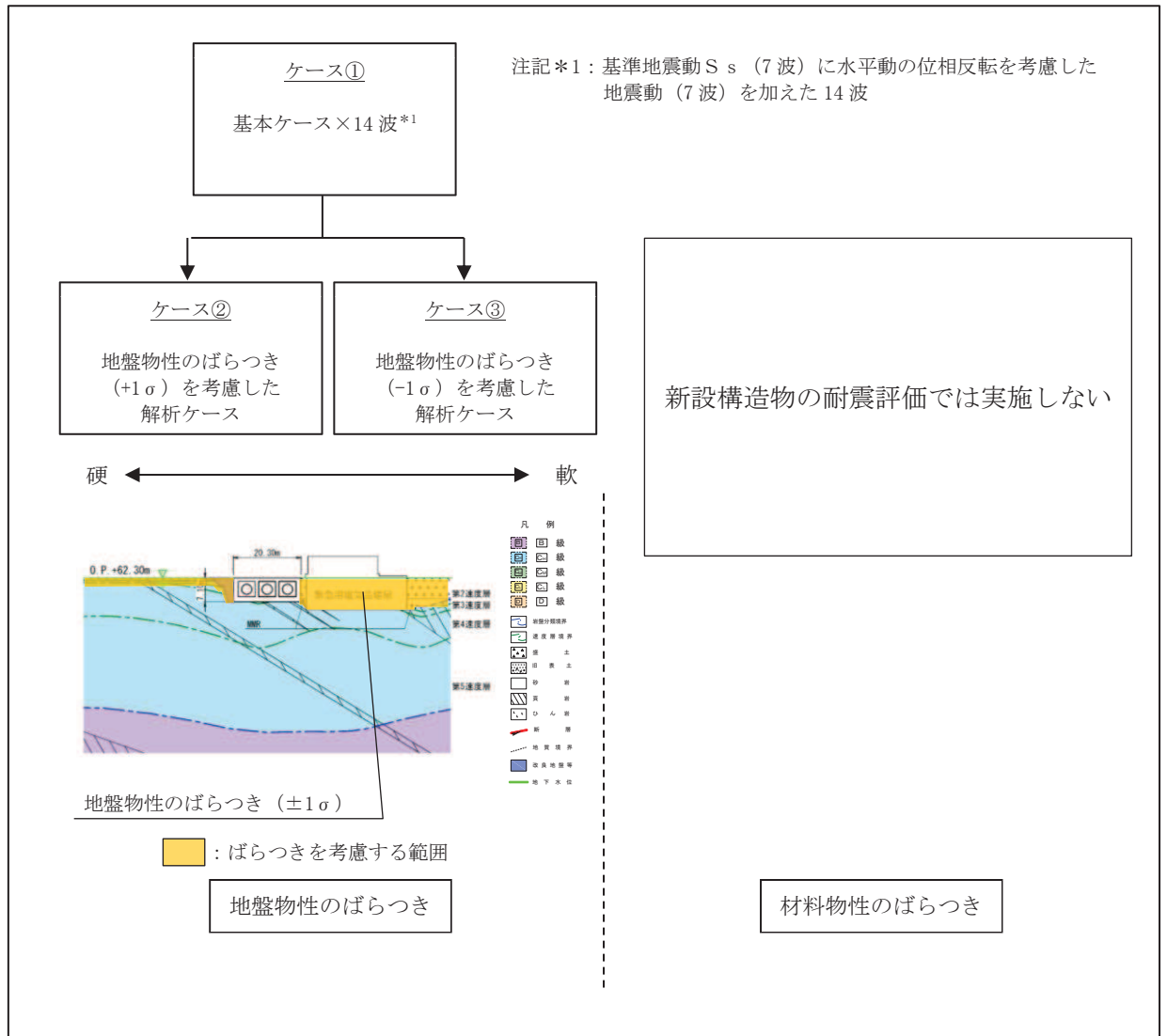


図 3-25 耐震評価における解析ケース

表 3-12 ガスタービン発電設備軽油タンク室の耐震評価における解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値+1 σ	平均値-1 σ
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度
地震動 (位相)	S _s -D1	++*	○	<p>【追加解析ケースについて】</p> <p>基準地震動 S_s (7 波) に水平動の位相反転を考慮した地震動 (7 波) を加えた全 14 波に対し、全応力解析による基本ケース①を実施し、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊、基礎地盤の支持力照査の各照査項目ごとに照査値が 0.5 を超える照査項目に対して、最も厳しい (許容限界に対する裕度が最も小さい) 地震動を用いてケース②及び③を実施する。</p> <p>すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②及び③を実施する。また、上記解析ケースの結果を踏まえ、更に照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析ケースを実施する。</p>
		-+*	○	
	S _s -D2	++*	○	
		-+*	○	
	S _s -D3	++*	○	
		-+*	○	
	S _s -F1	++*	○	
		-+*	○	
	S _s -F2	++*	○	
		-+*	○	
	S _s -F3	++*	○	
		-+*	○	
	S _s -N1	++*	○	
		-+*	○	

注記* : 耐震評価に当たっては、原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (土木学会 原子力土木委員会, 2005 年 6 月) に従い、水平方向の位相反転を考慮する。地震動の位相について、++の左側は水平動, 右側は鉛直動を表し、「-」は位相を反転させたケースを示す。

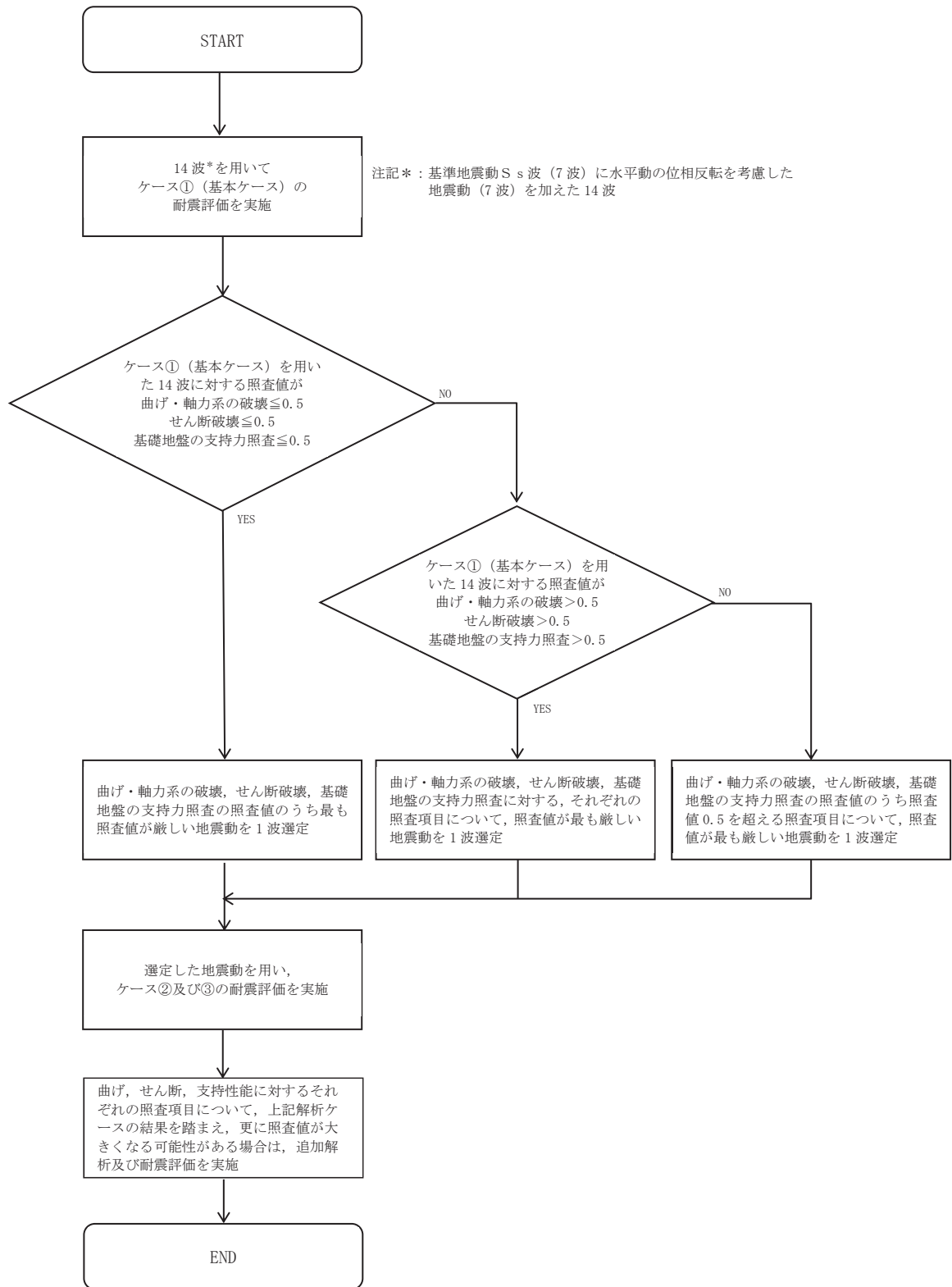


図 3-26 追加解析を実施する地震動の選定フロー

(4) 従方向荷重の選定

ガスタービン発電設備軽油タンク室は、弱軸方向が明確であることから、弱軸方向を評価対象として耐震評価を行う。主方向荷重（弱軸方向）に対し、加振方向に平行に配置される妻壁は面内荷重に抵抗しているが、従方向（強軸方向）の地震力に対しては、面外荷重の影響を受けることになる。よって、ガスタービン発電設備軽油タンク室は弱軸方向の耐震評価に加えて加振方向に平行に配置された壁部材への影響を確認するため、従方向の荷重を作用させる。

水平2方向載荷の耐震評価について、評価用地震動及び時刻は、基準地震動 S_s （7波）、水平動の位相反転を考慮した地震動（7波）及びばらつきケースの中で最も照査値が厳しい地震動、時刻に対し実施する。

従方向荷重は、水平方向の慣性力を算出して用いる荷重とし、主方向荷重での地震時荷重算出時刻と同時刻の荷重を、位相を変えた地震動にて算出する。 $S_s - N1$ は観測波に基づいており地震動の方向に偏りがあり、基準地震動 S_s と直交する地震動が基準地震動 S_s に比べ小さいことから、 $S_s - N1$ が選定された場合は、2番目に照査値が厳しい地震動においても水平2方向評価を実施する。

なお、「3.1 地震応答解析手法」に示すとおり、強軸方向（南北）に対する地震応答解析は全応力解析及び有効応力解析を実施することから、各々の解析手法から得られた地震時荷重を弱軸方向の地震時荷重と組み合わせる。表3-13に解析手法及び解析ケースと弱軸方向と強軸方向の地震時荷重の組合せの関係を示す。

表 3-13 弱軸方向と強軸方向の地震時荷重の組合せ

地震時荷重算出断面	B-B 断面（東西） ：弱軸方向	A-A 断面（南北） ：強軸方向	
		全応力解析	有効応力解析
解析手法	全応力解析	全応力解析	有効応力解析
解析ケース*	ケース①	ケース①	ケース⑥
	ケース②	ケース②	ケース⑦
	ケース③	ケース③	ケース⑧

注記*：弱軸方向の耐震評価において、基本ケース及びばらつきケースの中で最も照査値が厳しい解析ケースを実施する。

3.5.2 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース

ガスタービン発電設備軽油タンク室に支持される機器・配管系の耐震評価に適用する床応答への保守的な配慮として、基準地震動 S_s （7波）及び水平動の位相反転を考慮した地震動（14波）を用いて、ケース①に加え、図3-27に示すケース②～④の解析を実施する。また、建物・構築物で考慮しているコンクリートの初期剛性低下を考慮したケース（解析ケース⑤）について影響を確認する。

さらに、南北方向は、「3.1 地震応答解析手法」に示すとおり、地震応答解析として全応力解析及び有効応力解析を実施することから、ケース①～⑤に加えケース⑧を実施する。

ケース④の材料物性の設定について、ガスタービン発電設備軽油タンク室は新設構造物のため、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「参考資料5 新設する構造物のコンクリートの圧縮強度の設定」に基づき設定した圧縮強度とし、解析ケース④に用いるヤング係数をコンクリート標準示方書[設計編]（土木学会，2017年制定）（以下「コンクリート標準示方書2017」という。）に基づき算出する。表3-14に実強度及びヤング係数を示す。

表3-14 ガスタービン発電設備軽油タンク室の実強度及びヤング係数

実強度*	ヤング係数
36.1 N/mm ²	29.8 kN/mm ²

注記*：「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「参考資料5 新設する構造物のコンクリートの圧縮強度の設定」に基づき設定した圧縮強度とする。

機器・配管系に対する応答加速度及び応答変位抽出の基本ケースであるケース①に対して、最も地盤が固い条件となるケース②，最も地盤が軟らかいケース③及びケース⑧，最も材料特性が固い条件のケース④を実施することで地盤剛性等のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケースを表3-15に示す。

なお、基準地震動 S_s （7波）におけるケース⑤及びケース⑧の地震応答解析結果については、「参考資料1 機器・配管系の耐震評価に適用する影響検討ケースについて」に示す。

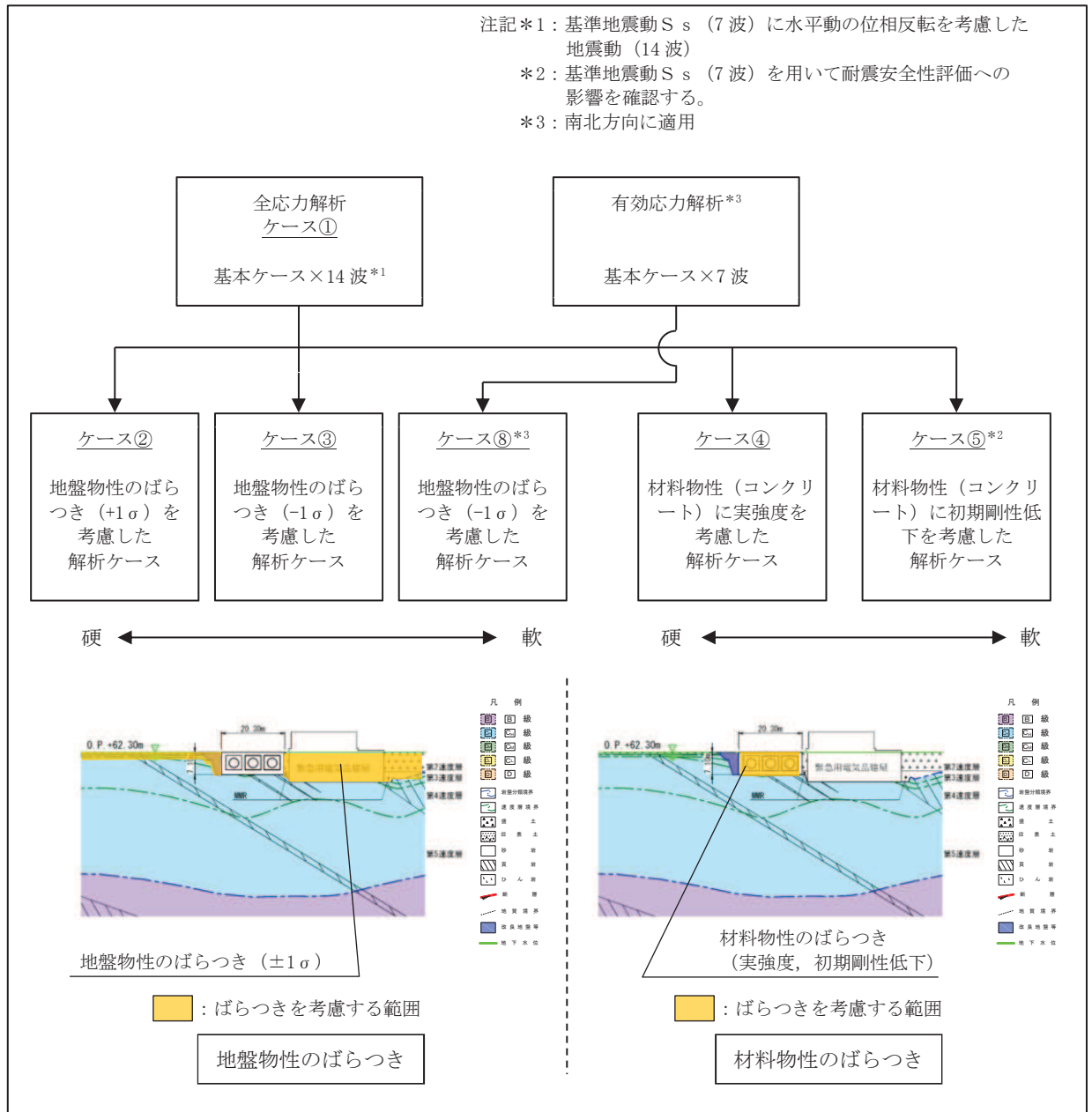


図 3-27 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース

表 3-15 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース（基準地震動 S s）

解析手法		全応力解析					有効応力解析*5	
		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	ケース⑤		ケース⑧
解析ケース*3		基本 ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース	材料物性（コンクリート）に初期剛性低下を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	
地盤物性		平均値	平均値+1σ	平均値-1σ	平均値	平均値	平均値-1σ	
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*2	初期剛性低下考慮*4	設計基準強度	
地震動（位相）	S s - D 1	++*1	○	○	○	○	△	○
		-+*1	○	○	○	○	—	○
	S s - D 2	++*1	○	○	○	○	△	○
		-+*1	○	○	○	○	—	○
	S s - D 3	++*1	○	○	○	○	△	○
		-+*1	○	○	○	○	—	○
	S s - F 1	++*1	○	○	○	○	△	○
		-+*1	○	○	○	○	—	○
	S s - F 2	++*1	○	○	○	○	△	○
		-+*1	○	○	○	○	—	○
	S s - F 3	++*1	○	○	○	○	△	○
		-+*1	○	○	○	○	—	○
	S s - N 1	++*1	○	○	○	○	△	○
		-+*1	○	○	○	○	—	○

注記*1：地震動の位相について，++の左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「-」は位相を反転させたケースを示す。

*2：「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「参考資料5 新設する構造物のコンクリートの圧縮強度の設定」に基づき設定した圧縮強度とする。

*3：○は設計に用いる解析ケースを示し，△は影響検討ケースを示す。

*4：機器・配管系の耐震評価に適用する。原子炉建屋の剛性低下率のうち特異的なオペフロの値を除いた中で最大となるNS方向の剛性低下率を設定する。

*5：A-A断面（南北）に適用

4. 三次元構造解析

4.1 解析手法

ガスタービン発電設備軽油タンク室は、加振方向に平行に配置される妻壁や隔壁を有する箱形構造物であることから、構造部材の応答値の算出は、三次元構造解析により行い、構造物の各部材を線形シェル要素でモデル化し、耐震評価を行う。

ガスタービン発電設備軽油タンク室は、常設重大事故等対処設備であるガスタービン発電設備軽油タンク等を間接支持しており、支持機能が要求される。

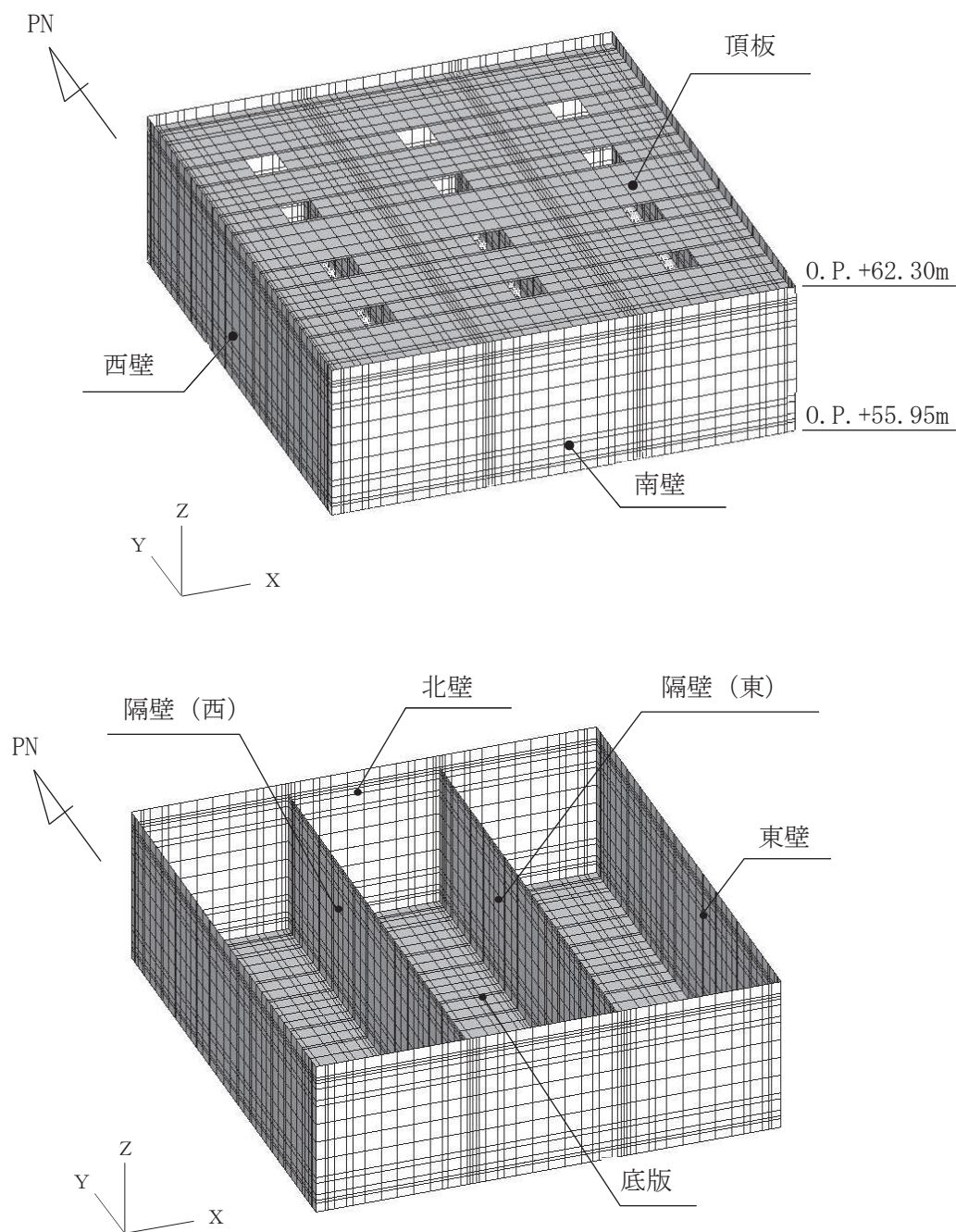
ガスタービン発電設備軽油タンク室は、新設の構造物となるため、構造物の各部材を線形シェル要素でモデル化し、耐震評価を行う。

ガスタービン発電設備軽油タンク室に作用する荷重は、二次元地震応答解析において構造物の評価に支配的な荷重が作用する時刻を選定し、当該時刻における地震時応答から設定する。三次元構造解析には、解析コード「SLAP Ver. 6.64」を用いる。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「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

4.2 解析モデルの設定

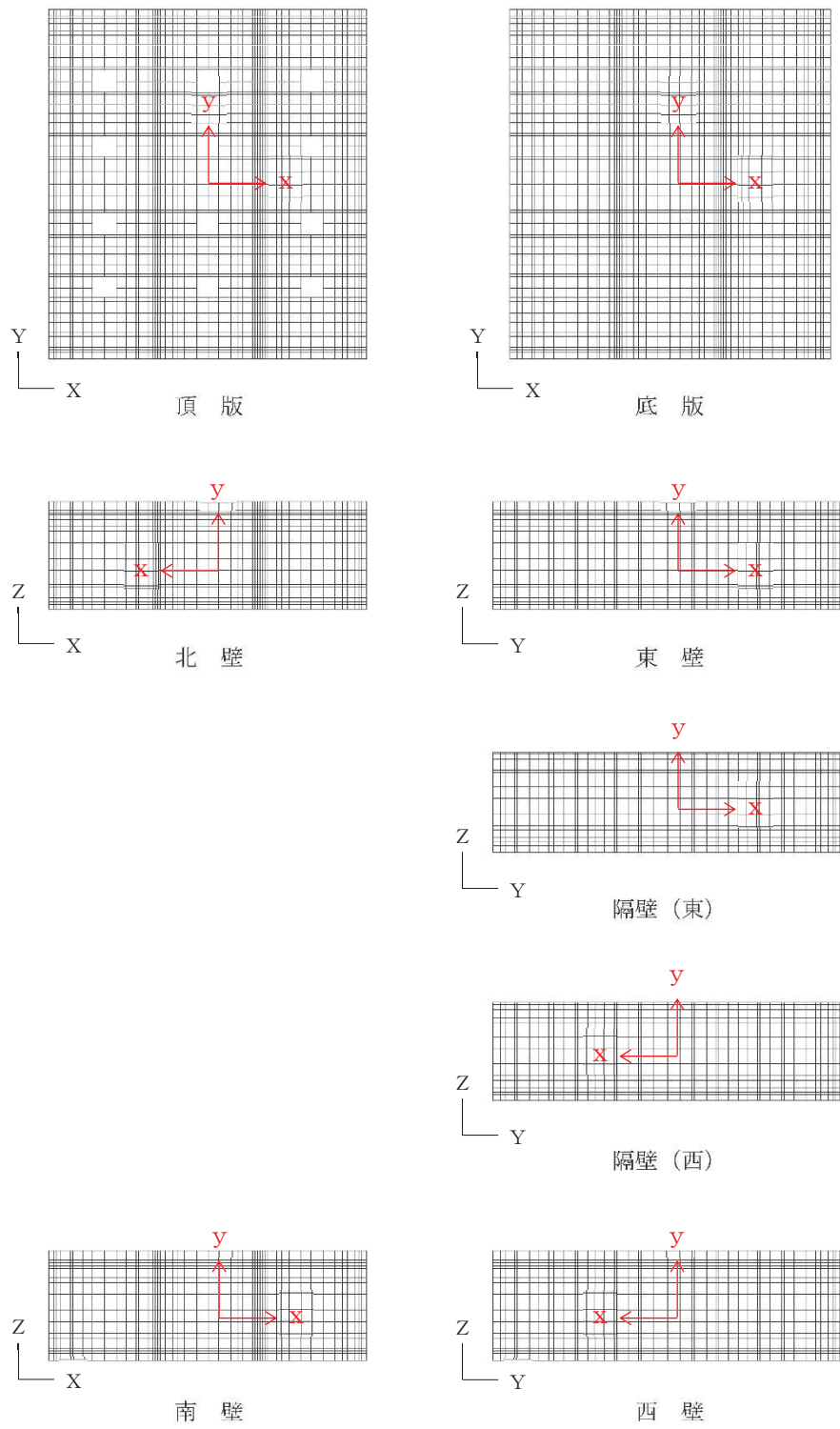
4.2.1 構造物のモデル化

構造物の各部材は線形シェル要素でモデル化する。モデル概念図を図4-1に、各部材の要素座標系を図4-2に示す。なお、開口部については、部材厚以上の開口をモデル化することとし、頂版に設置される開口をモデル化する。また、部材接合部の隅角部には剛域を設ける。剛域は、コンクリート標準示方書2017に基づき、図4-3に示す範囲とする。



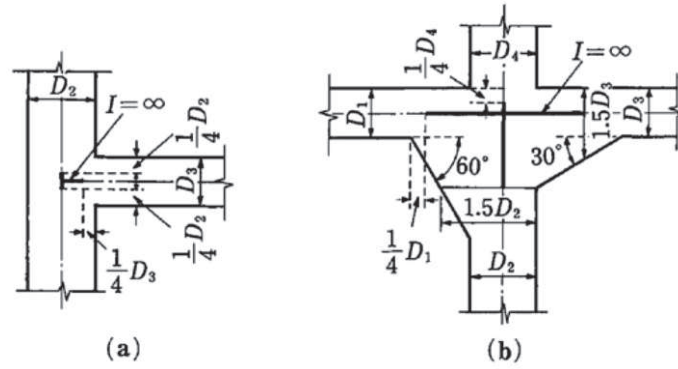
注：頂版は非表示

図4-1 三次元構造解析モデルの概念図



黒：全体座標系を示す
 赤：要素座標系を示す

図 4-2 各部材の要素座標系



- a. ハンチが無い場合は部材端から 1/4 入った断面より内部を剛域とする
- b. 部材がその軸線に対して 30° 以上傾斜するハンチを持つ場合には、部材高さが 1.5 倍となる断面より内部を剛域とする。ただし、ハンチの傾斜が 60° 以上の場合は、ハンチの起点から部材高さの 1/4 入った断面から内部を剛域とする。

図 4-3 剛域の設定（コンクリート標準示方書 2017 より引用）

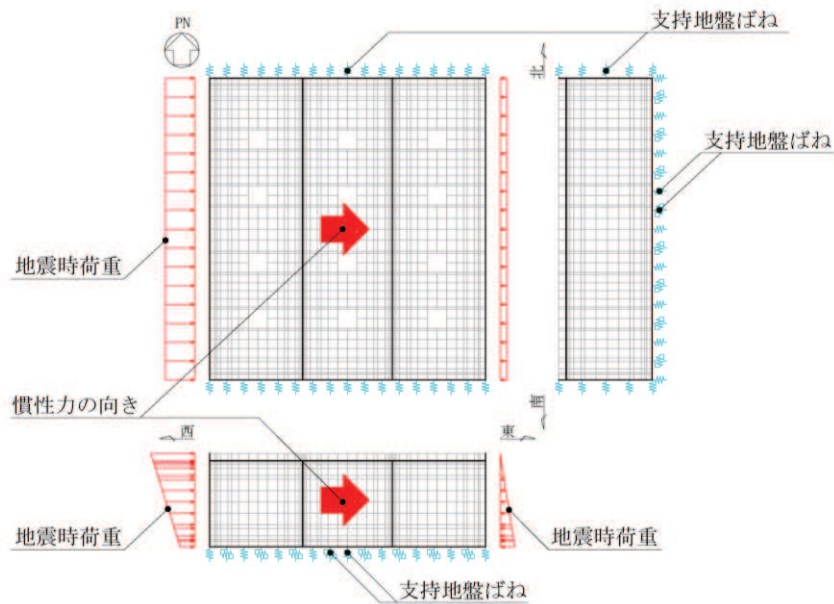
4.2.2 地盤ばね要素

地盤ばねは、常時解析にお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）に基づき設定する。

地震時解析においては，支持地盤は，地盤と構造物底面の剥離を考慮できる非線形ばねでモデル化し，原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版（社団法人日本電気協会 電気技術基準調査委員会）に基づき，「田治見の振動アドミッタンス理論」を用いて設定する。

側方地盤は，非線形ばねでモデル化し，地震時荷重載荷方向と平行する妻壁の法線方向に取り付け，道路橋示方書（Ⅴ 耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）に基づき設定する。地盤ばねの設定イメージ図を図 4-4 に示す。

1 方向載荷時には，構造物底面及び地震時荷重載荷方向と平行する妻壁に地盤ばねを設定する。2 方向載荷時には，構造物底面のみに地盤ばねを設定する。



(a) 1 方向載荷

図 4-4(1) 地盤ばねの設定イメージ

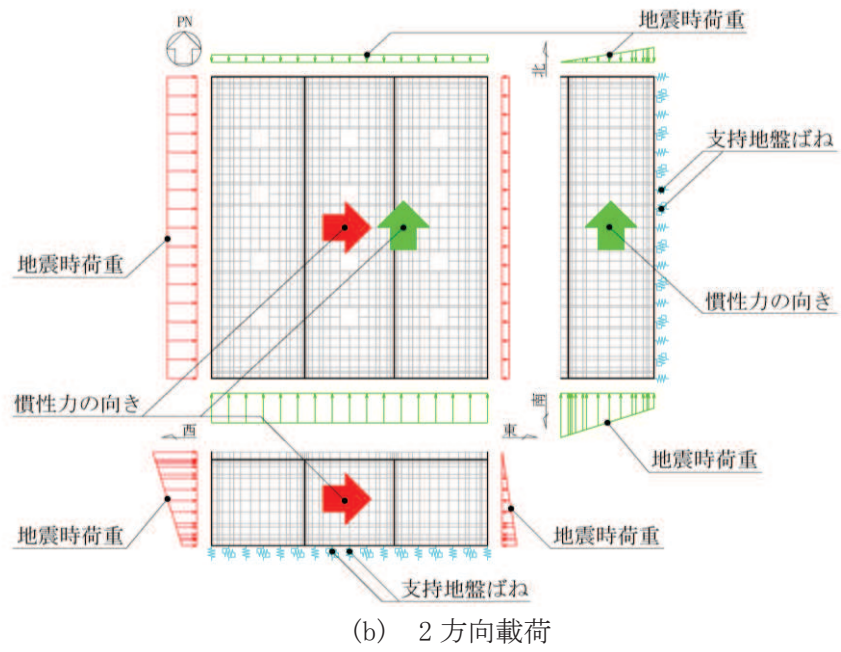


図 4-4(2) 地盤ばねの設定イメージ

(1) 常時

常時の地盤ばねは、構造物の底面に面直ばねとせん断方向ばねを考慮する。面直ばねに設定する鉛直方向地盤反力係数及びせん断方向ばねに設定する水平方向せん断地盤反力係数は、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）により算出する。

鉛直方向地盤反力係数は、O.P. -200m 以浅の範囲で地盤の変化を考慮に入れた換算変形係数を用いて算定を行う。

a. 鉛直方向地盤反力係数

$$k_v = k_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここに、

k_v : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

k_{v0} : 直径0.3mの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

B_v : 基礎の換算載荷幅 (m) $B_v = \sqrt{A_v}$

A_v : 鉛直方向の載荷面積 (m²)

α : 表4-aに示す地盤反力係数の推定に用いる係数

E_0 : 地盤の変形係数で、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、地盤の変化を考慮に入れた換算変形係数 (kN/m²) とする。

$$E_0 = \frac{\log \frac{(B + 2h_n \tan \theta) D}{(D + 2h_n \tan \theta) B}}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{E_{0i}} \log \frac{(B + 2h_i \tan \theta) (D + 2h_{i-1} \tan \theta)}{(D + 2h_i \tan \theta) (B + 2h_{i-1} \tan \theta)}}$$

ここに、

B : 基礎幅 (m)

D : 基礎の奥行 (m)

h_n : 影響を調べる深さ (m) (O.P. -200m 以浅の範囲)

h_i : 細分する各層底面までの深さ (m)

E_{0i} : 細分した第*i*番目の層の変形係数 (kN/m²)

θ : 荷重の分散角度で、 $\theta = 30^\circ$ とする。

b. 水平方向せん断地盤反力係数

$$k_s = \lambda k_v$$

ここに、

k_s : 水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m³)

λ : 鉛直方向地盤反力係数に対する水平方向せん断地盤反力係数の比で、 $\lambda = 0.3$ とする。

k_v : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

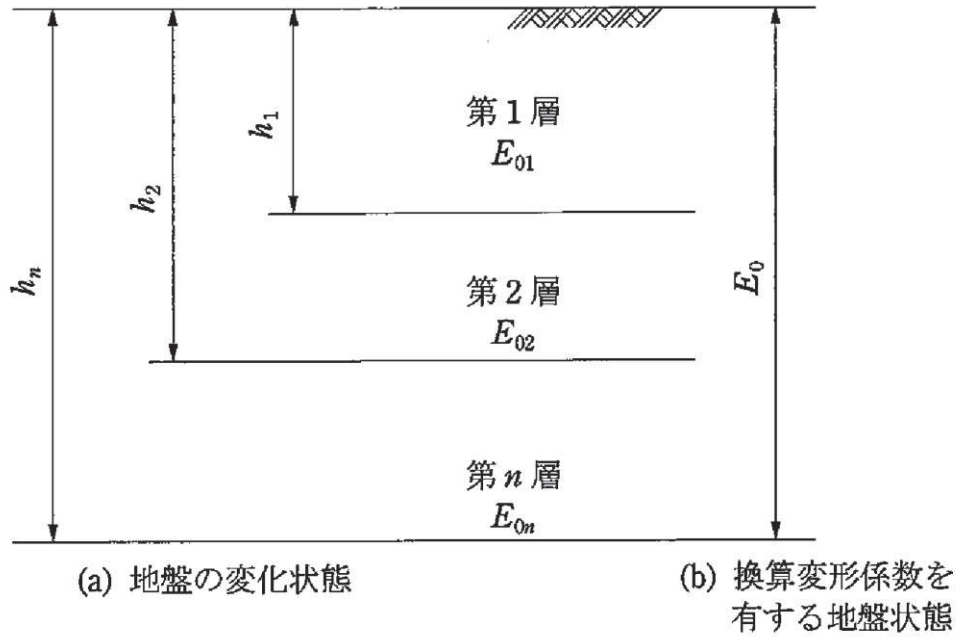


図 4-a(1) 地盤が深さ方向に変化する場合の換算変形係数

表 4-a 変形係数 E_0 と α (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) より引用)

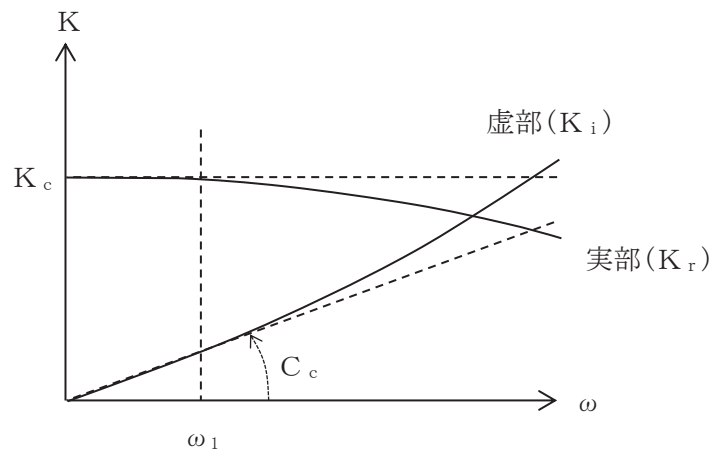
変形係数 E_0 の推定方法	地盤反力係数の推定に用いる係数 α	
	常時, 暴風時	地震時
直径 0.3m の剛体円盤による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の 1/2	1	2
孔内水平載荷試験で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸圧縮試験又は三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験の N 値より $E_0 = 2,800N$ で推定した変形係数	1	2

(2) 地震時

地震時の地盤ばねは，構造物の底面に面直ばねとせん断方向ばねを考慮する。面直ばねに設定する鉛直方向地盤反力係数及びせん断方向ばねに設定する水平方向せん断地盤反力係数は，原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版（社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会）に基づき，「田治見の振動アドミタンス理論」を用いて算出する。「田治見の振動アドミタンス理論」は，地盤物性の深さ方向への変化を剛性の等価な半無限地盤に置換することにより考慮し，図 4-a(2)に示すように地盤ばねを振動数に依存した複素剛性として表現する。

地盤物性の深さ方向への変化を考慮する範囲は，O.P. -200m 以浅とする。

三次元構造解析は静的解析となることから，地盤ばねは実部の静的な値 (K_c) を用いて算定する。



ばね定数：底面ばねは $\omega = 0$ のばね定数 K_c で定数化

図 4-a(2) 地盤ばねの定数化の概要

(3) 側方地盤ばね

側方地盤ばねは、構造物の側面に面直ばねを考慮する。面直ばねに設定する水平方向地盤反力係数は、道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）により算出する。

水平方向地盤反力係数は、地盤の剛性低下を考慮するため次元地震応答解析より得られた地盤の収束物性値を用いる。

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

$$B_H = \sqrt{A_H}$$

ここに、

- k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)
- B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)
- A_H : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷面積 (m²)

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} E_D$$

$$E_D = 2(1 + \nu_D) G_{eqAVE}$$

ここに、

- k_{H0} : 水平方向地盤反力係数の基準値 (kN/m³)
- E_D : 地盤の動的変形係数 (kN/m²)
- ν_D : 動ポアソン比
- G_{eqAVE} : 次元地震応答解析における地盤の収束剛性 G_{eq} の加重平均値 (kN/m²)
- $G_{eqAVE} = \frac{\sum (G_{eqi} \times h_i)}{\sum h_i}$
- h_i : 次元地震応答解析モデルの各層の層厚 (m)

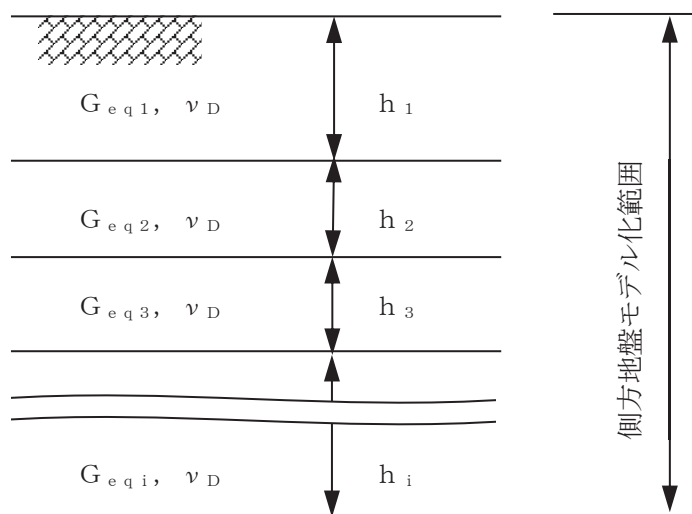




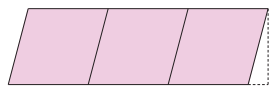
図4-a(3) 次元地震応答解析モデルイメージ

4.3 照査時刻の選定

構造部材の健全性評価において、照査時刻は構造的特徴を踏まえ、損傷モードごと及び部材ごとに評価が厳しくなる時刻を地震応答解析の結果から複数選定する。表 4-1 に照査時刻の選定の考え方を示す。

なお、三次元構造解析においては、表 4-1 に示すすべての照査時刻に対して照査を実施する。選定された時刻については「6.1.1 各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果」に示す。

表 4-1 照査時刻の考え方

照査時刻	損傷モード	着目部位		荷重抽出時刻
時刻 1	曲げ・軸力系の破壊	壁 (面外)		頂底板間の層間変位が最大となる時刻
時刻 2	せん断破壊 (面外)	壁 (面外)		総水平荷重が最大となる時刻
時刻 3 (時刻 1)	せん断破壊 (面内)	壁 (面内)		面部材の層間変位が最大となる時刻

4.4 入力荷重

三次元構造解析の入力荷重は「4.3 照査時刻の選定」にて選定した照査時刻に対し，地震応答解析から同時刻における水平荷重及び鉛直荷重の応答値を抽出し，算定する。入力荷重の一覧を表 4-2 に，各入力荷重の算定フローを図 4-5 に示す。常時荷重は，表 3-8 に示す荷重を考慮する。

表 4-2 入力荷重一覧

入力荷重		地震応答解析から抽出する応答値	載荷位置
慣性力	機器・配管の慣性力	応答加速度	設置位置
	躯体の慣性力	応答加速度	躯体全体
	積載荷重の慣性力	応答加速度	作用位置
地震時土圧・水圧		土圧・水圧	作用位置
周面せん断力		土圧	作用位置

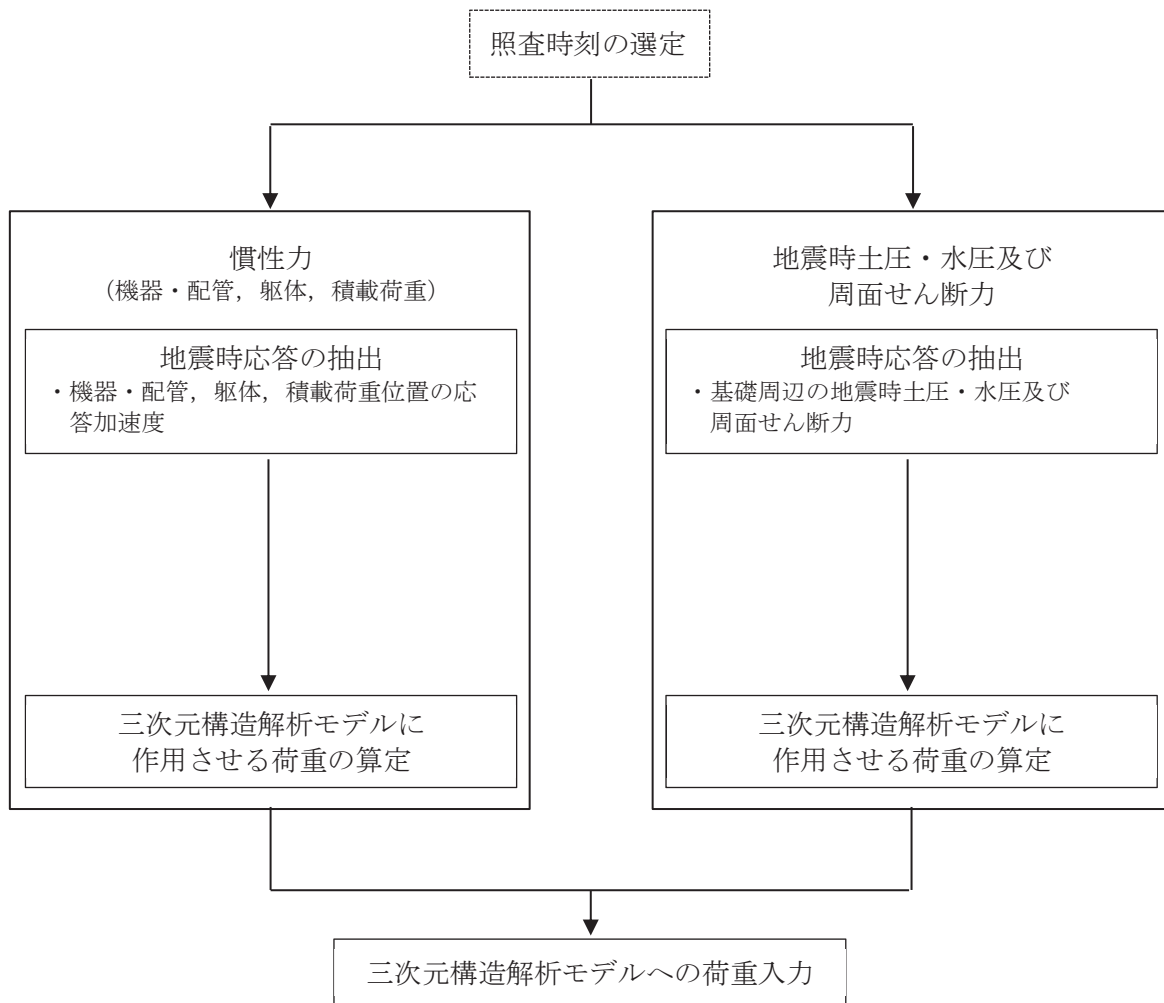


図 4-5 各入力荷重の算定フロー

4.4.1 常時荷重

(1) 躯体自重

躯体の体積に鉄筋コンクリートの密度を乗じて設定する。

(2) 静止土圧及び外水圧

地震応答解析の常時応力解析から求まる静止土圧及び外水圧を躯体側面に作用させる。

静止土圧及び外水圧の荷概念図を図4-6に示す。なお、静止土圧及び外水圧は、奥行方向に一様に荷する。

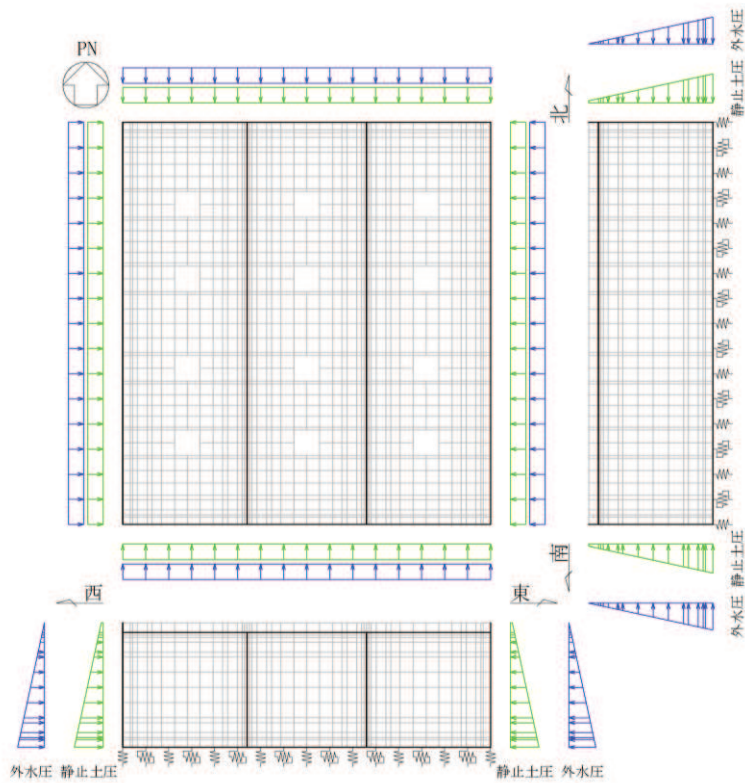


図4-6 静止土圧及び外水圧の荷概念図

(3) 機器・配管荷重

機器・配管系の重量に基づいて設定する。機器・配管荷重図を図4-7に示す。

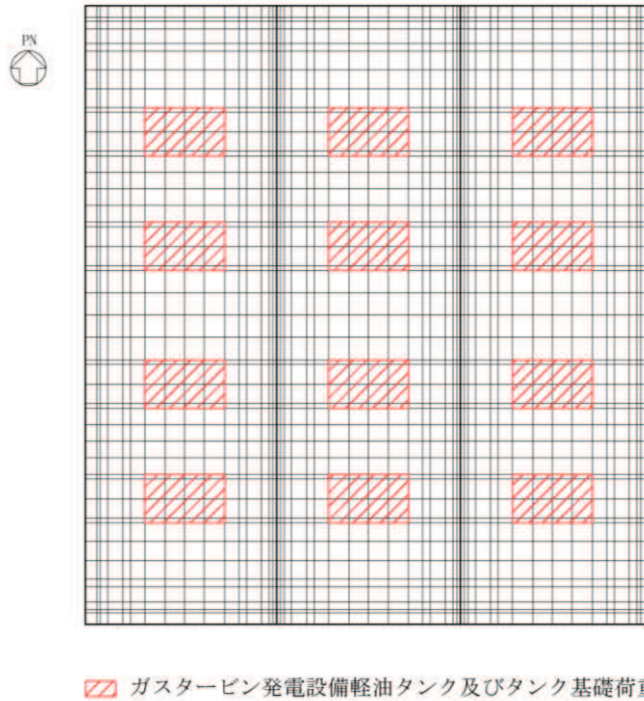


図4-7 機器・配管荷重図（底版上）

(4) 積載荷重

地震時にガスタービン発電設備軽油タンク室に作用する積載荷重は、積雪荷重以外は想定されないが、保守的な配慮として頂版上に4.9kN/m²を考慮する。なお、地表面に作用する積載荷重は、常時応力解析から得られる静止土圧に含まれる。

4.4.2 慣性力

機器・配管，躯体，積載荷重の慣性力は，地震応答解析により算定される躯体及び機器・配管の位置の応答加速度分布から算定する。応答加速度の抽出位置を図4-8に示す。

算定した慣性力は，図4-9に示すとおり，三次元構造解析モデルに入力する。

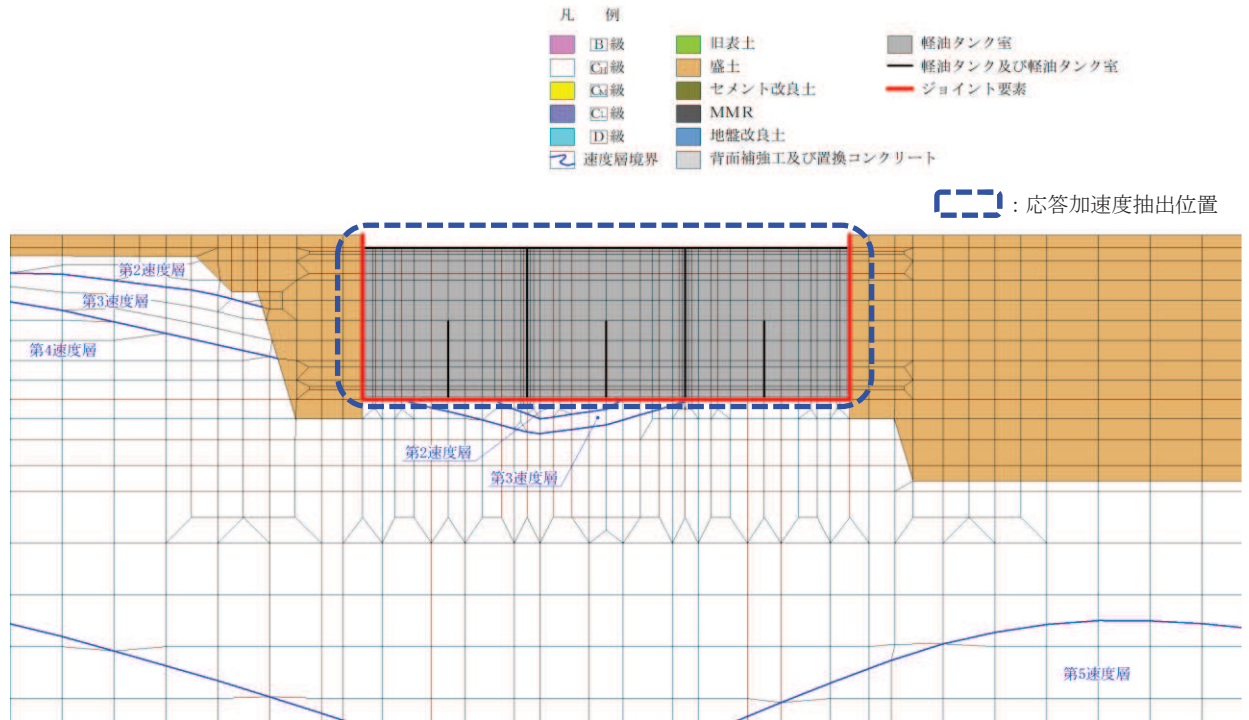


図4-8 応答加速度の抽出位置

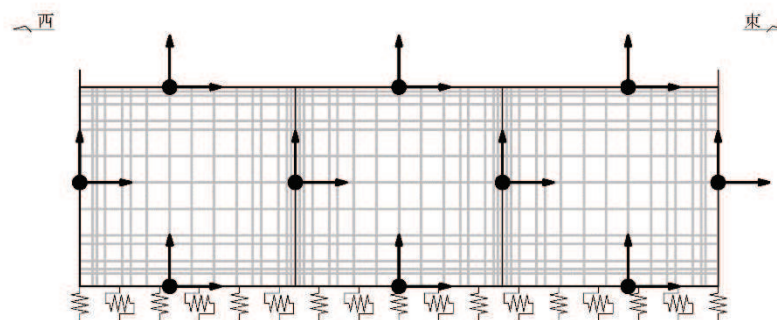


図4-9 三次元構造解析モデルに入力する慣性力の概念図

4.4.3 地震時土圧・水圧及び周面せん断力

躯体側面に作用する地震時土圧・水圧及び周面せん断力は、地震応答解析モデルにおいて各部位に接するジョイント要素の、照査時刻における要素応力から算定する。地震時土圧・水圧及び周面せん断力の抽出位置を図4-10に示す。また、算定した地震時土圧・水圧及び周面せん断力は、図4-11に示すとおり、ガスタービン発電設備軽油タンク室の三次元構造解析モデルに入力する。

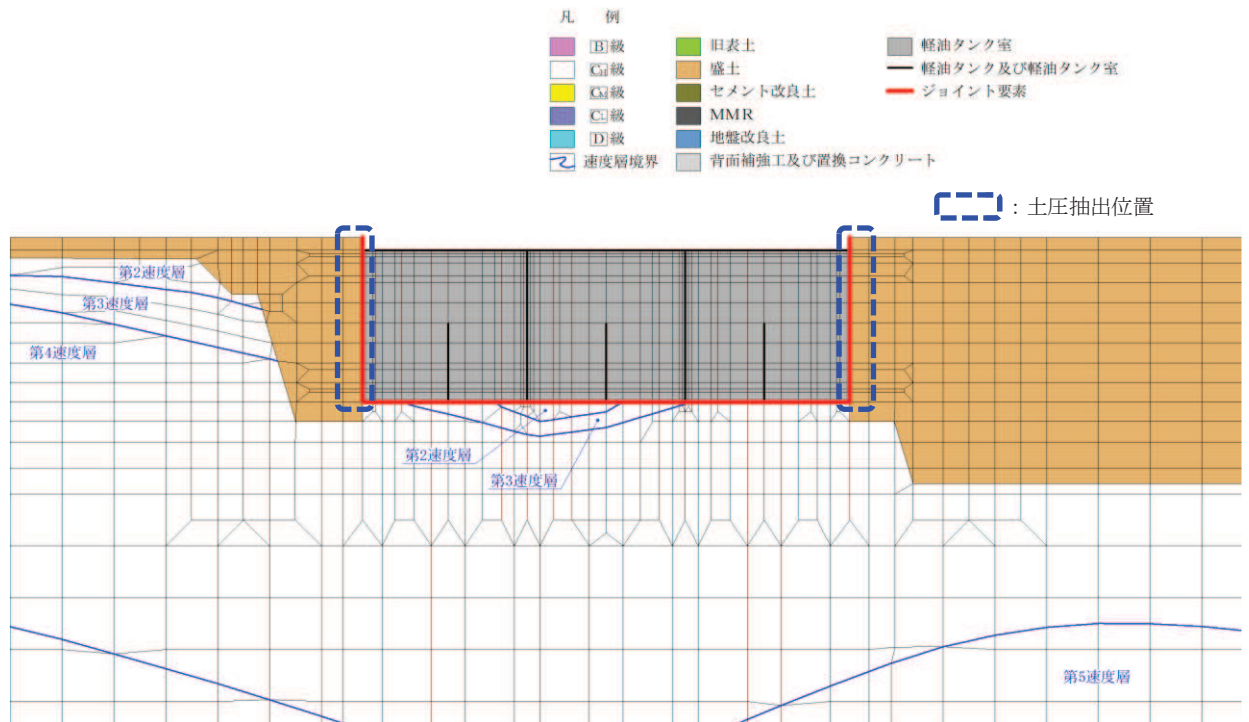


図4-10 地震時土圧・水圧及び周面せん断力抽出位置

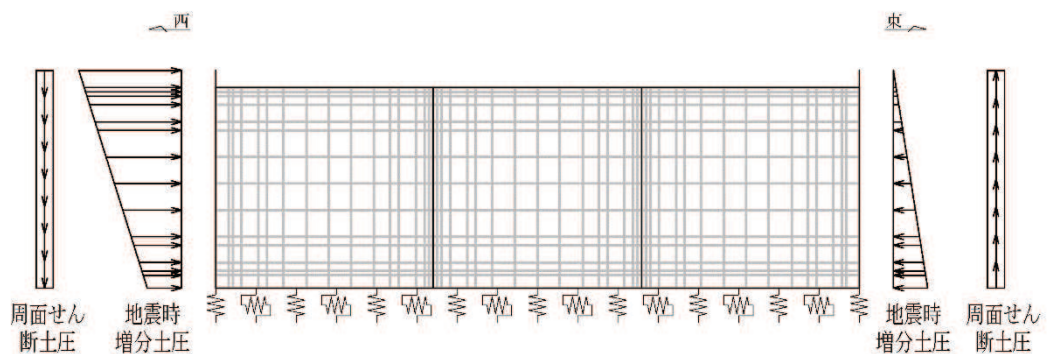


図4-11 地震時土圧・水圧及び周面せん断力の概念図

5. 評価内容

5.1 入力地震動の設定

入力地震動は、添付書類「VI-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 を次元重複反射理論により地震応答解析モデル下端位置で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「7.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

図 5-1 に入力地震動算定の概念図を、図 5-2～図 5-15 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。入力地震動の算定には、解析コード「microSHAKE/3D Ver. 2.3.3」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「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

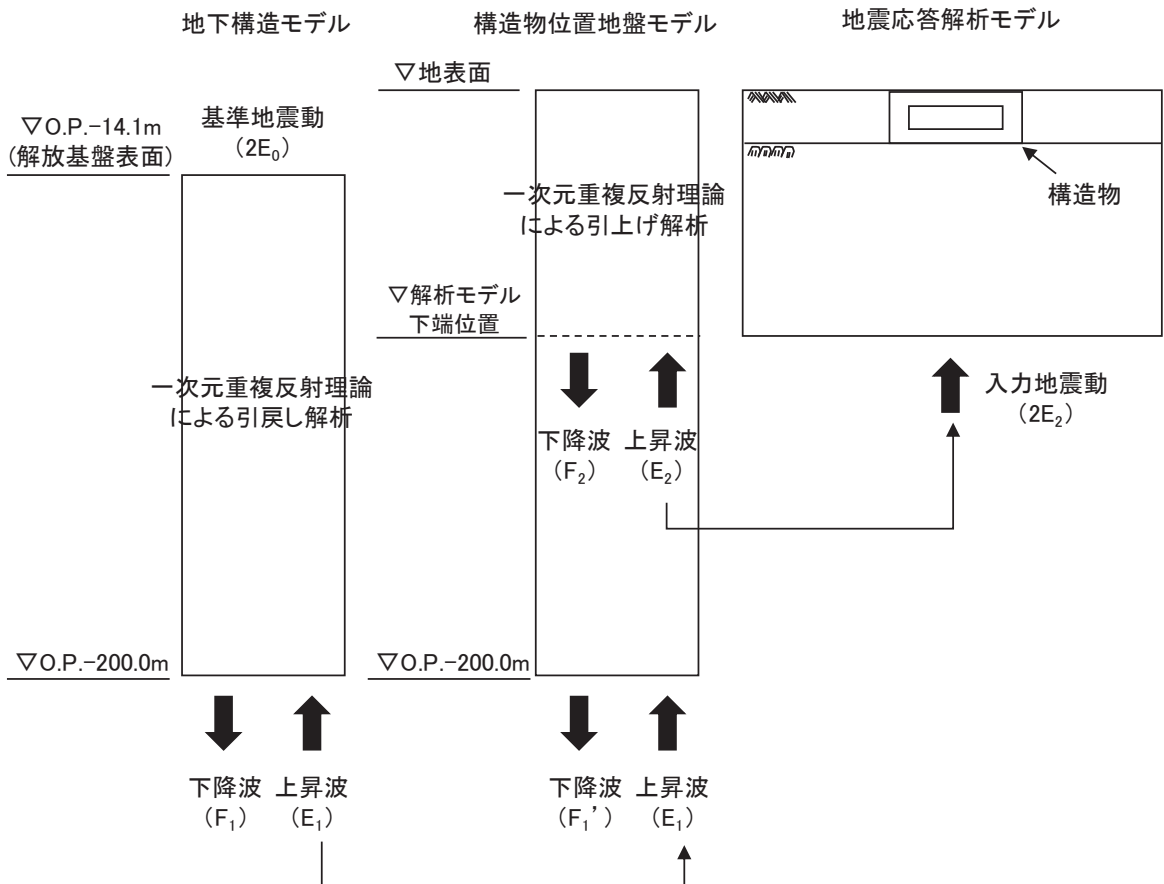
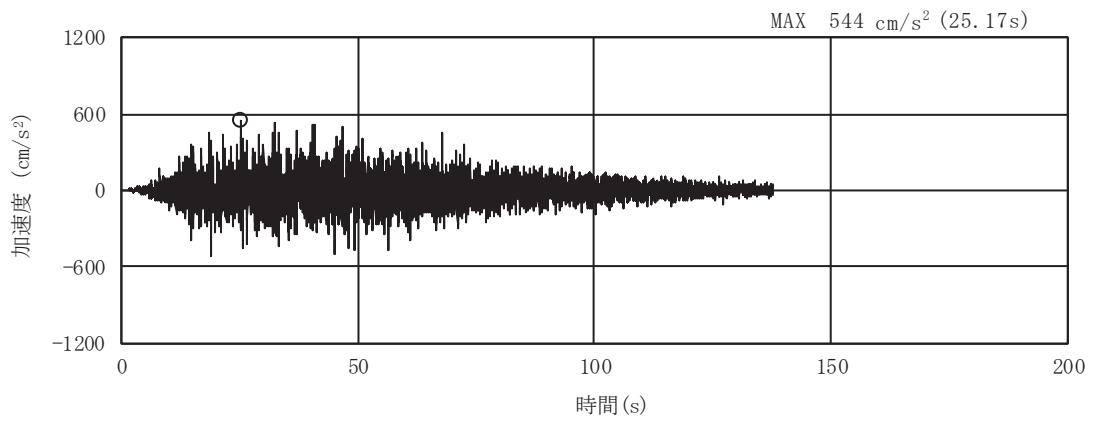
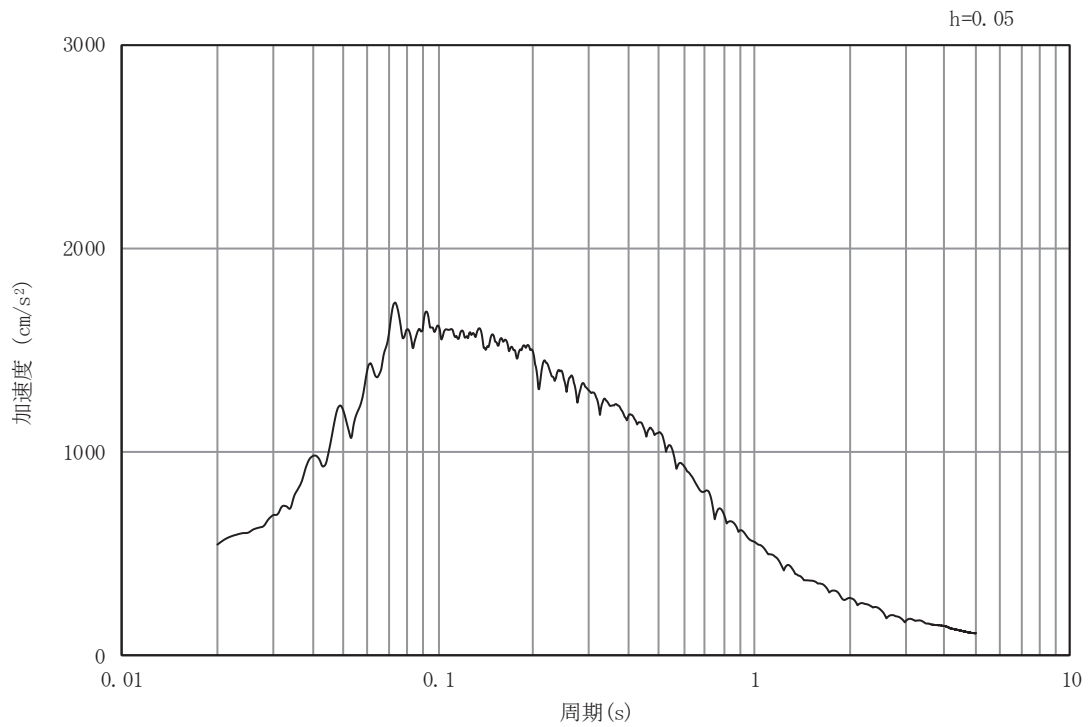


図 5-1 入力地震動算定の概念図（基準地震動 S_s ）

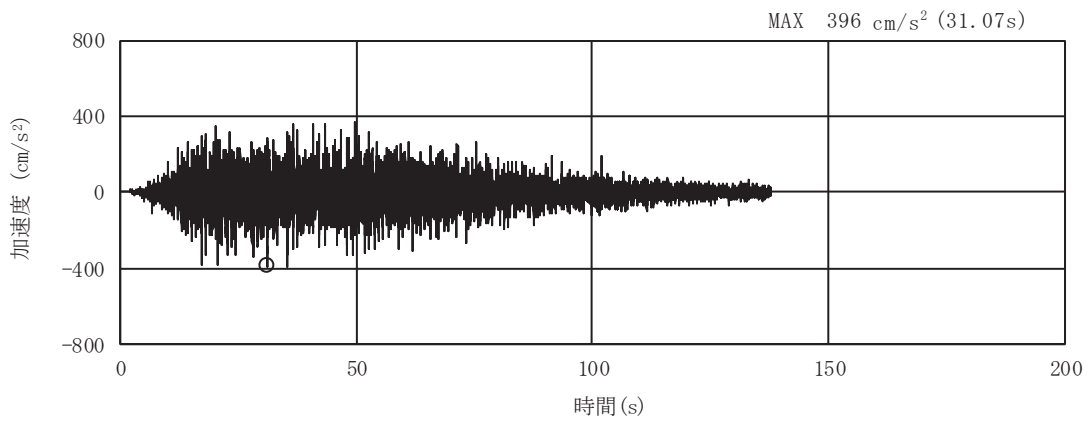


(a) 加速度時刻歴波形

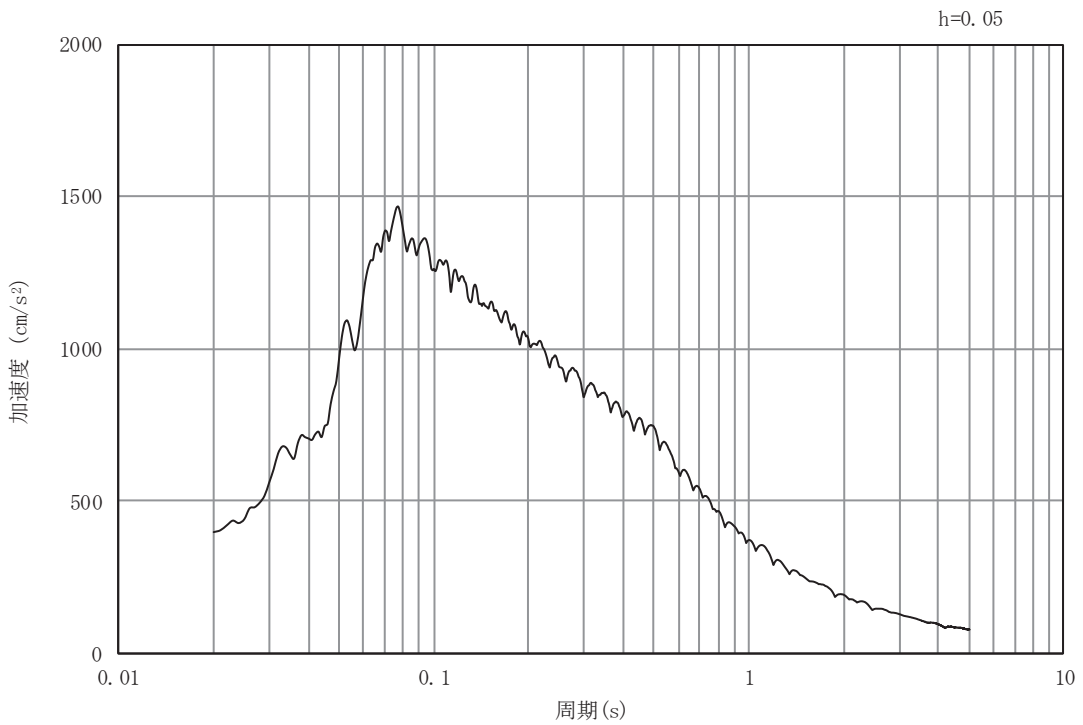


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-2 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
(水平成分：S s - D 1)

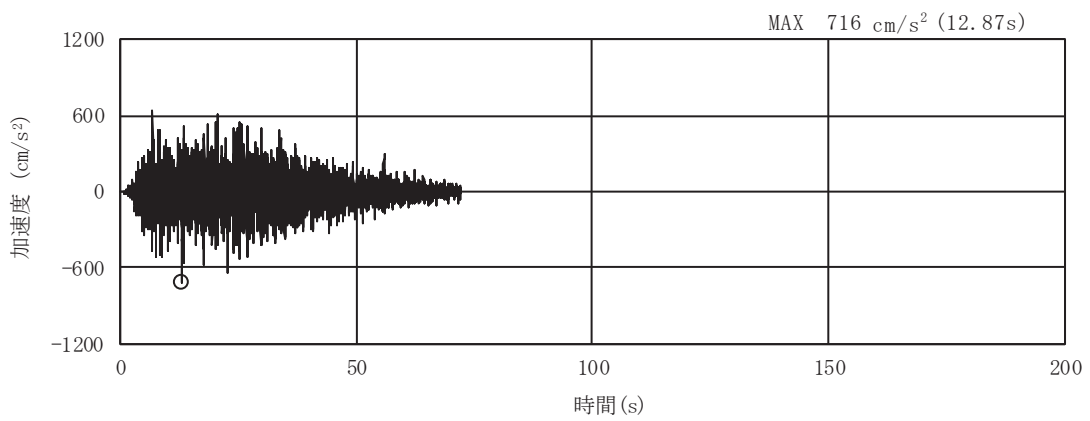


(a) 加速度時刻歴波形

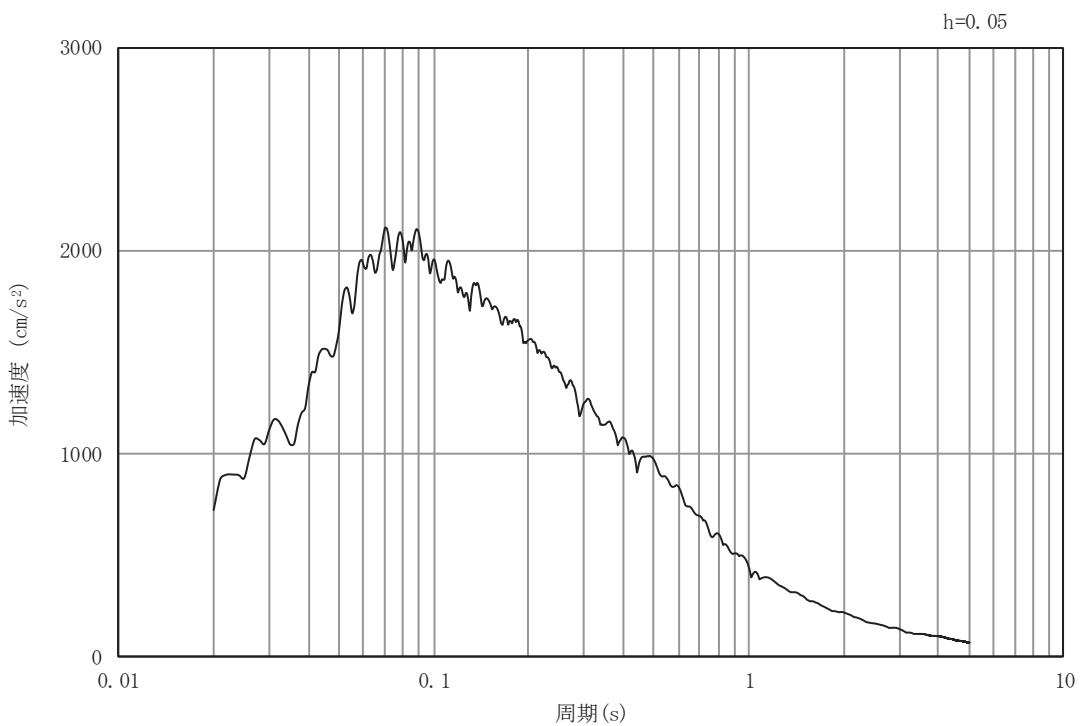


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-3 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
(鉛直成分：S s - D 1)

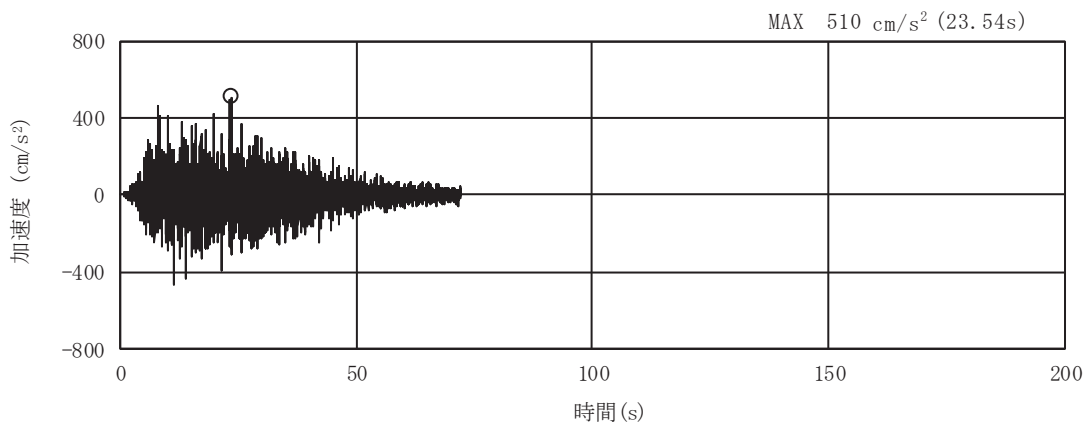


(a) 加速度時刻歴波形

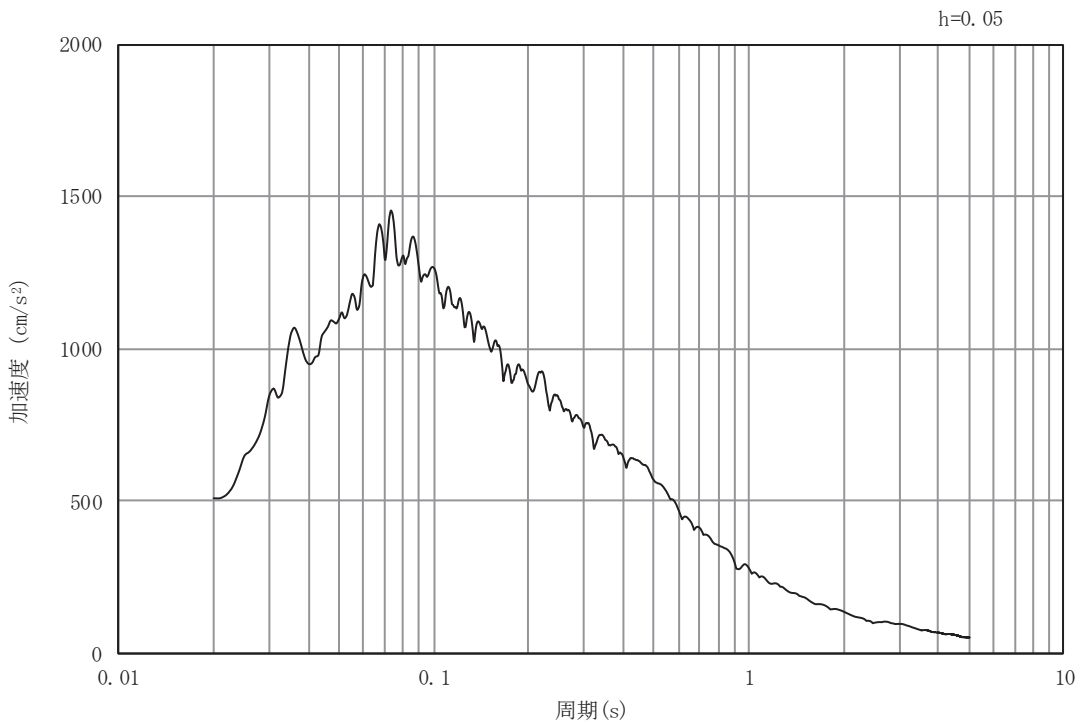


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-4 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
(水平成分：S s - D 2)

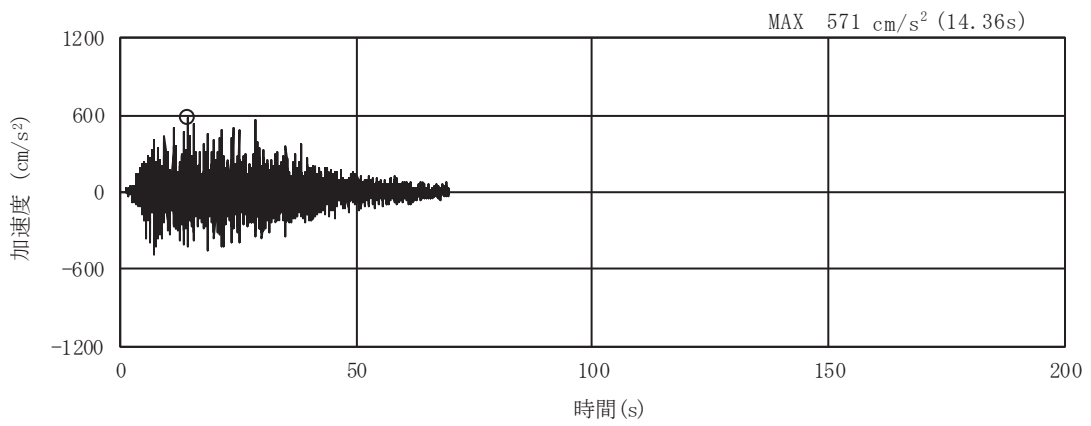


(a) 加速度時刻歴波形

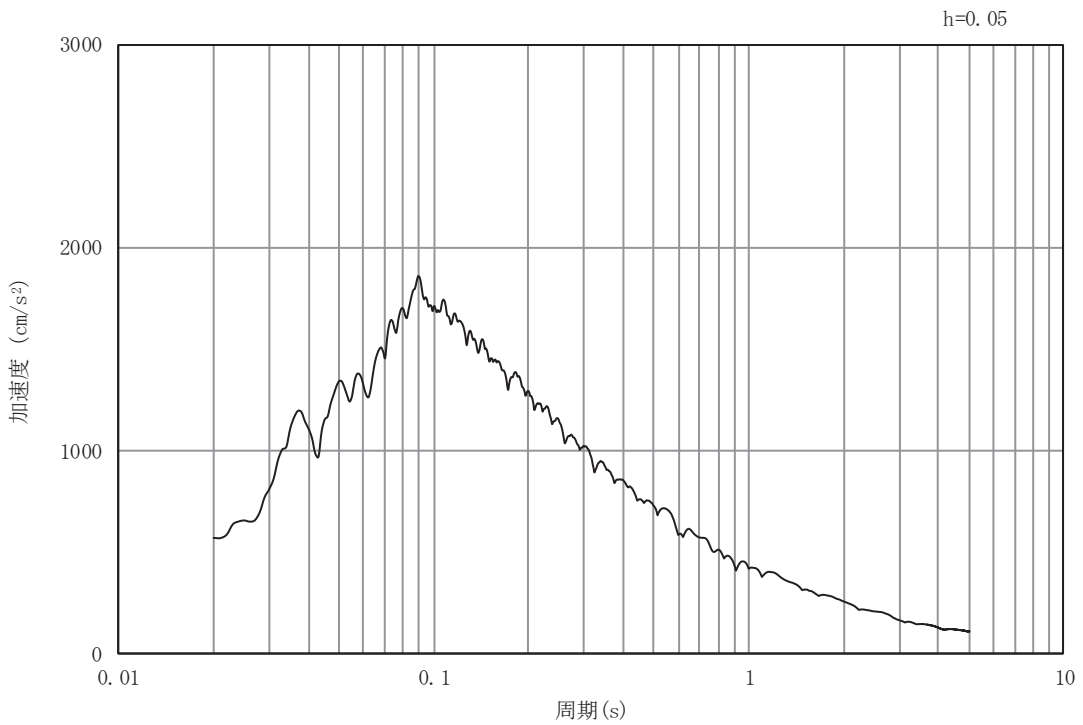


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-5 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
(鉛直成分：S s - D 2)

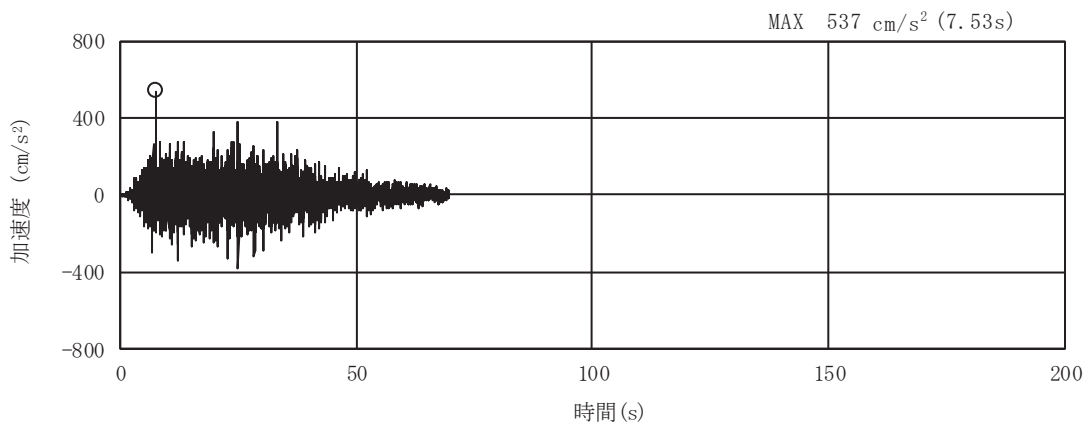


(a) 加速度時刻歴波形

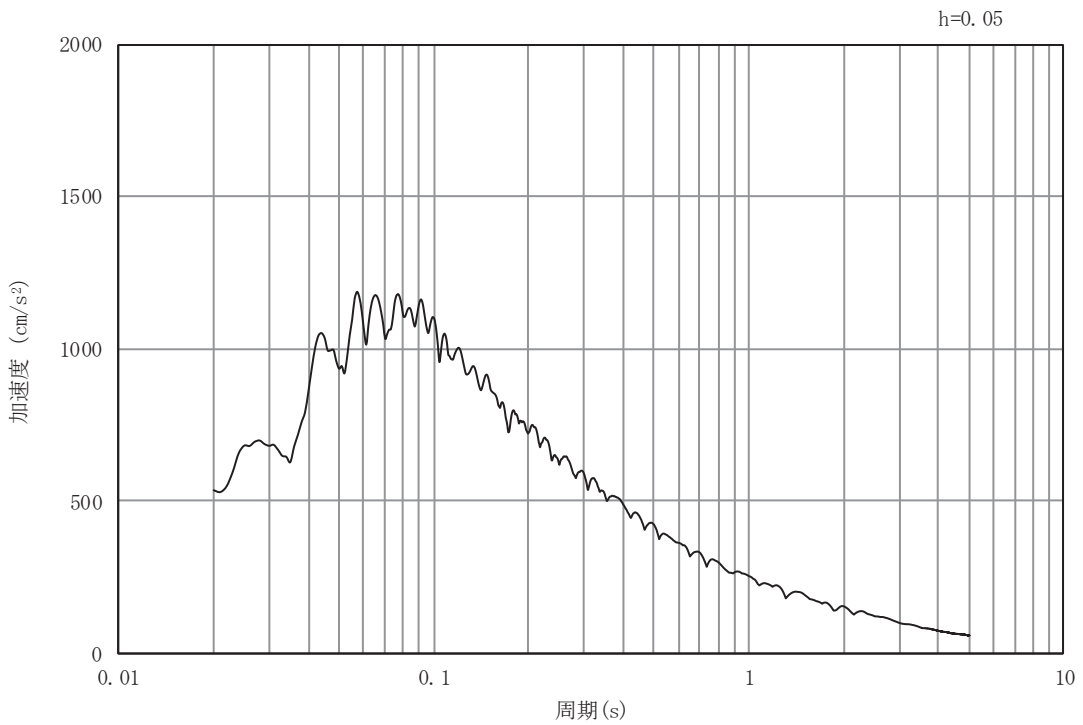


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-6 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
(水平成分：S s - D 3)

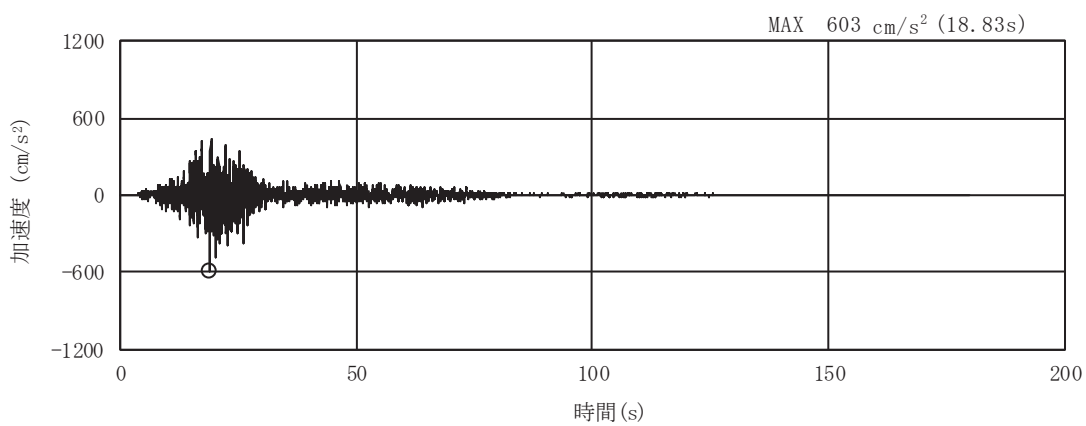


(a) 加速度時刻歴波形

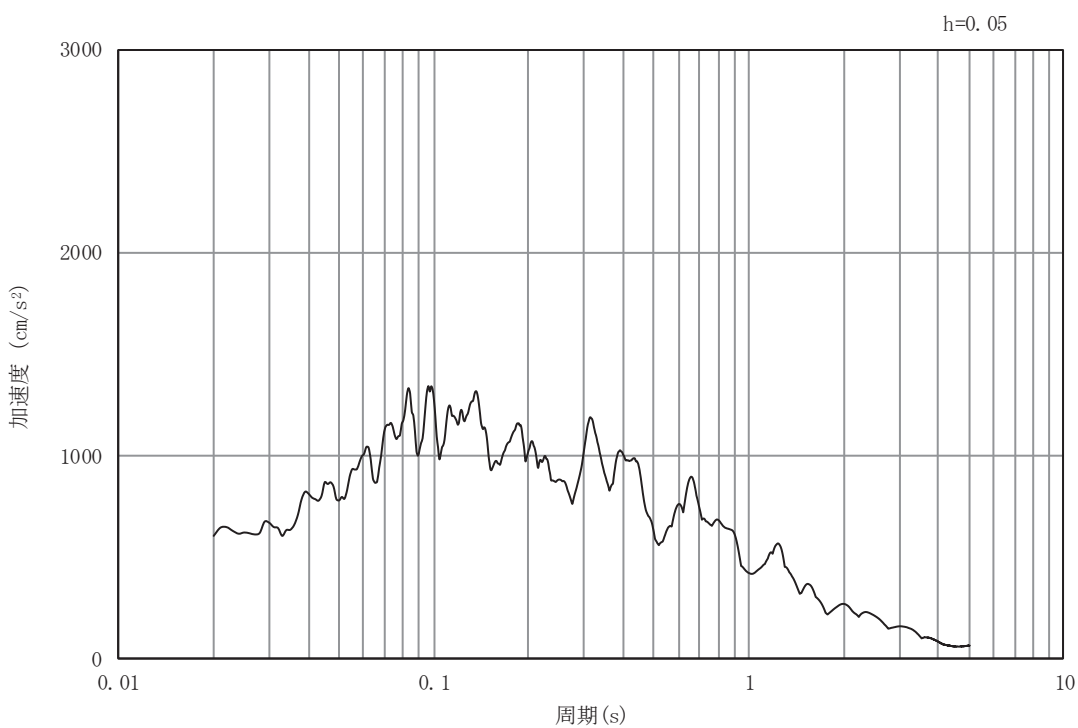


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-7 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
(鉛直成分：S s - D 3)

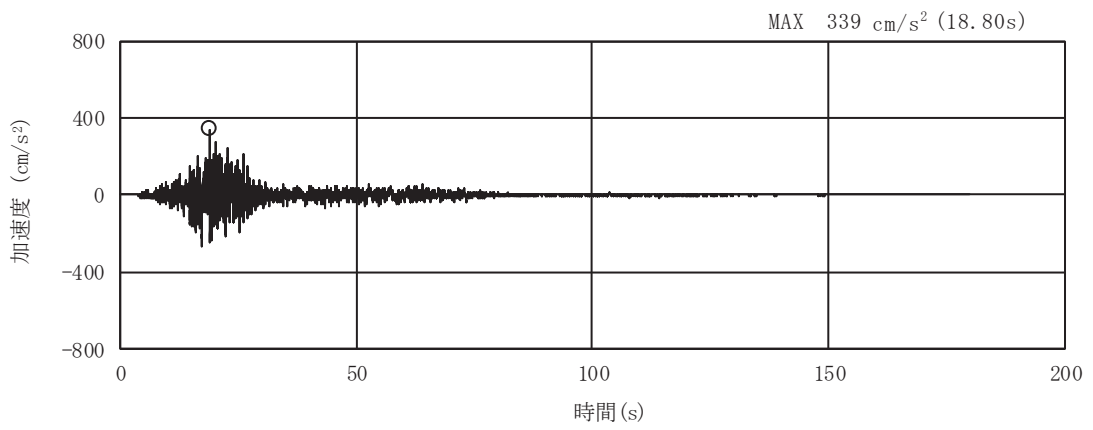


(a) 加速度時刻歴波形

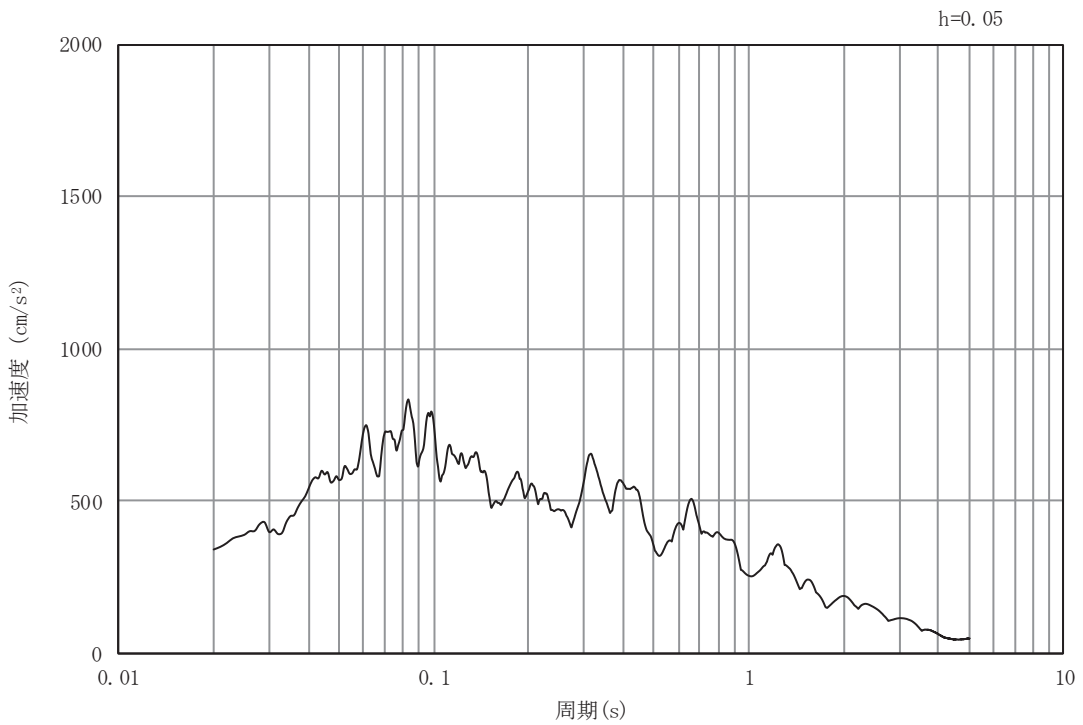


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-8 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
(水平成分：S s - F 1)

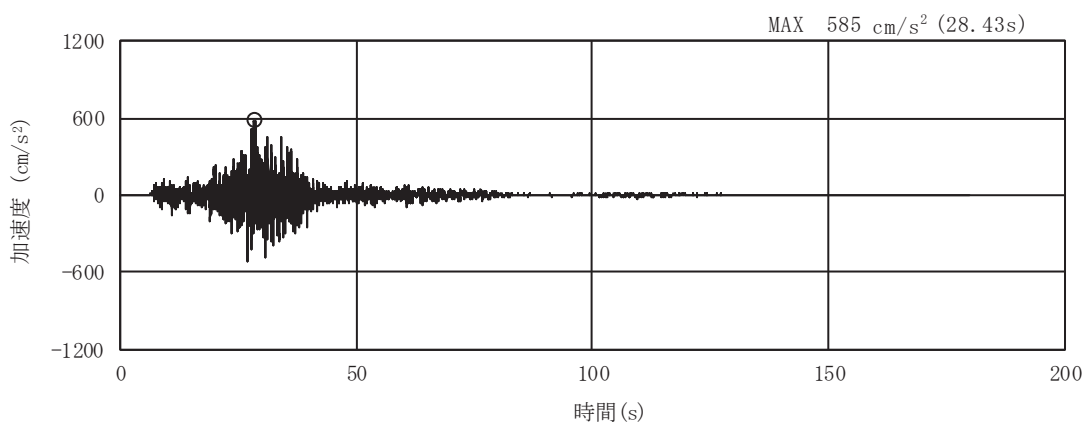


(a) 加速度時刻歴波形

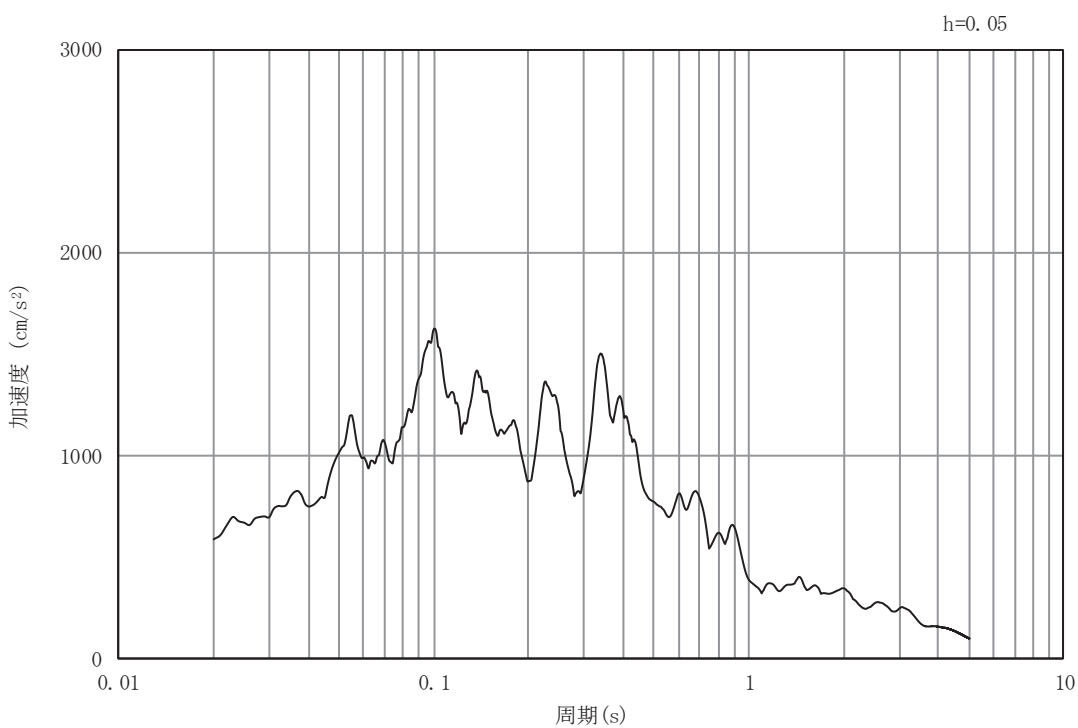


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-9 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
(鉛直成分：S s - F 1)

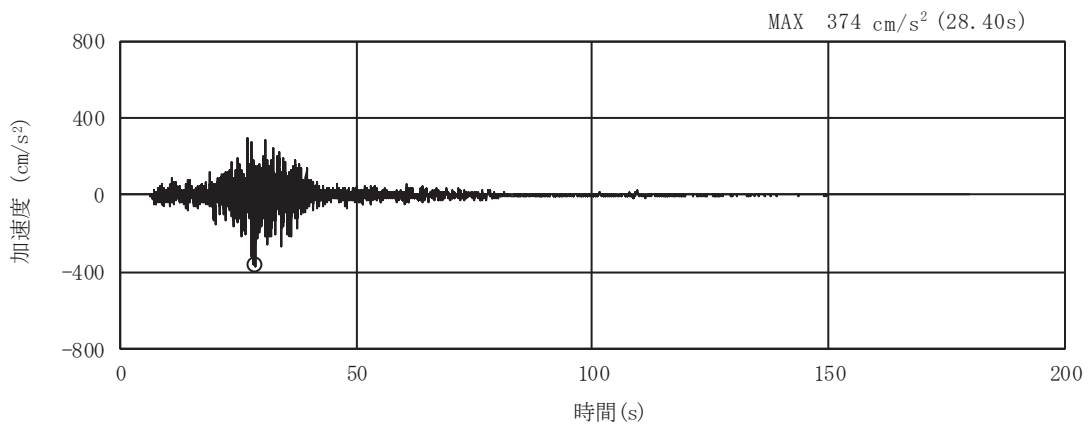


(a) 加速度時刻歴波形

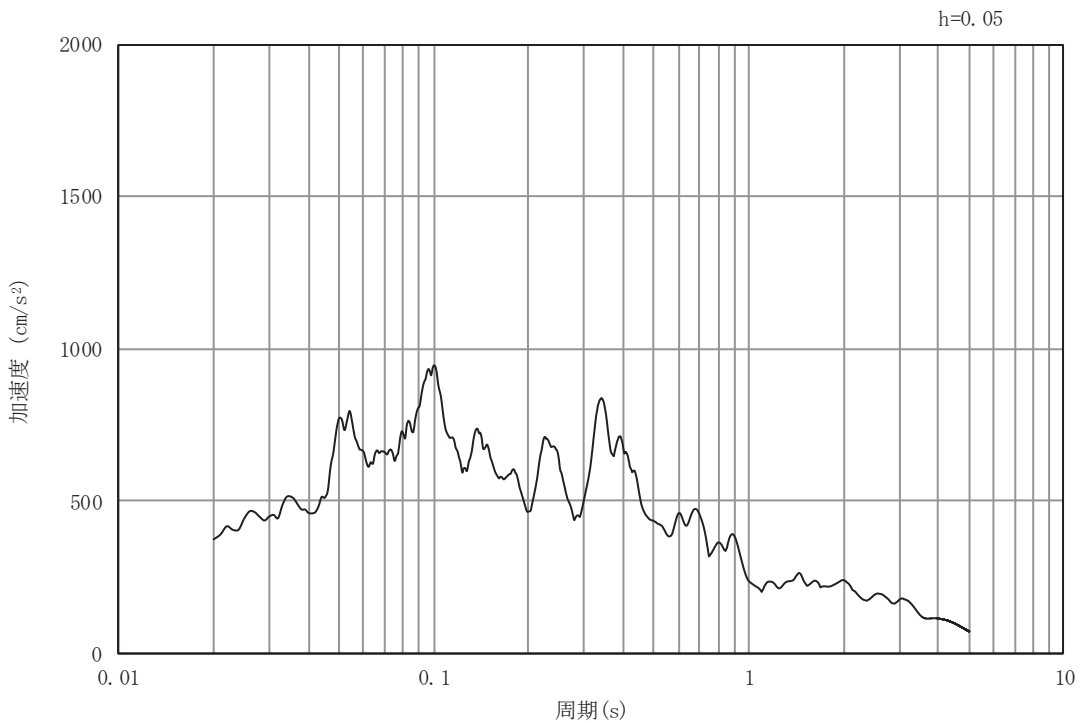


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-10 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
(水平成分：S s - F 2)

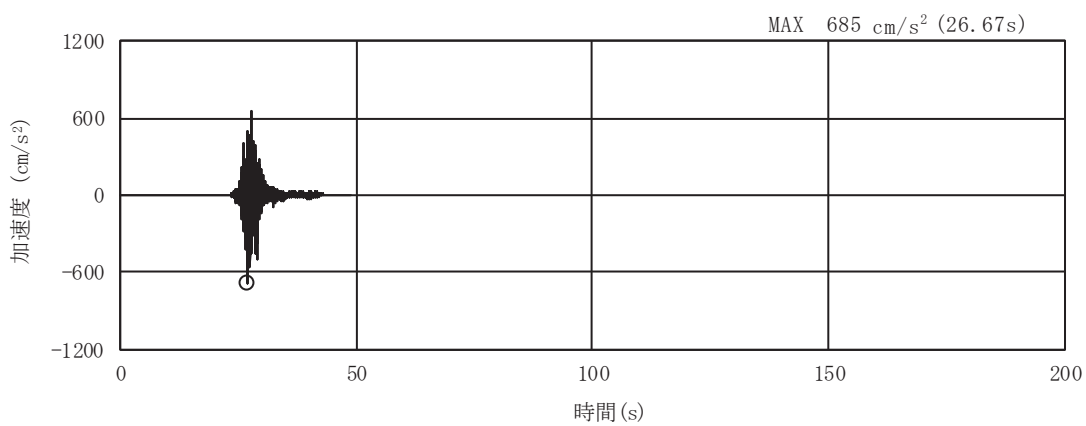


(a) 加速度時刻歴波形

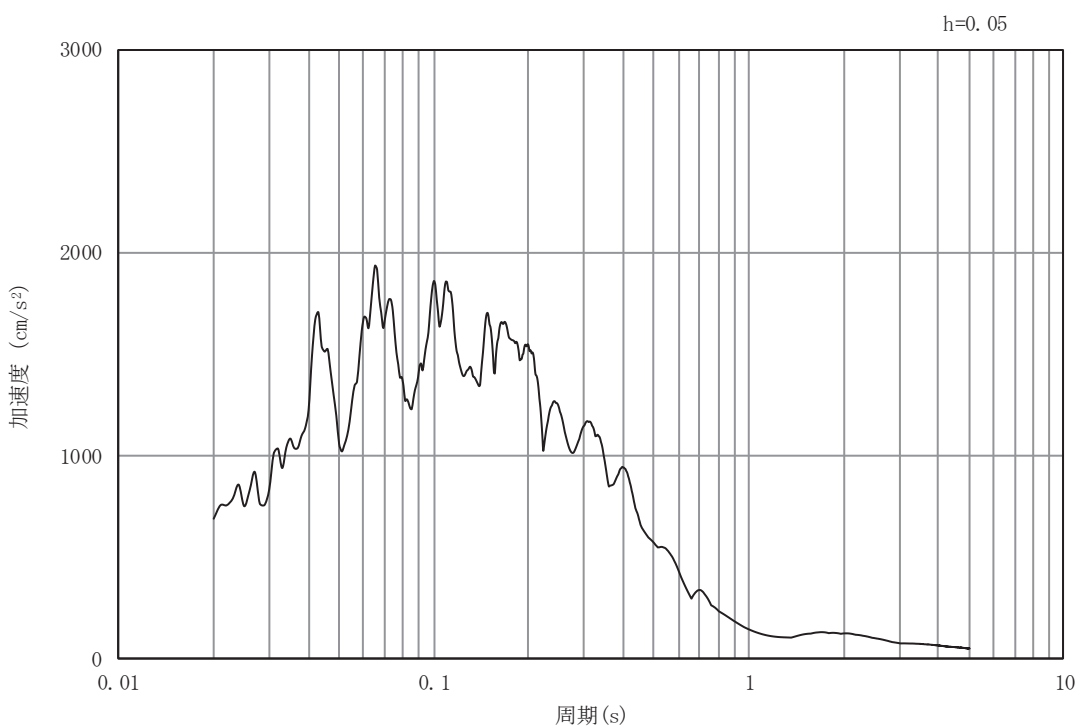


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-11 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
(鉛直成分：S s - F 2)

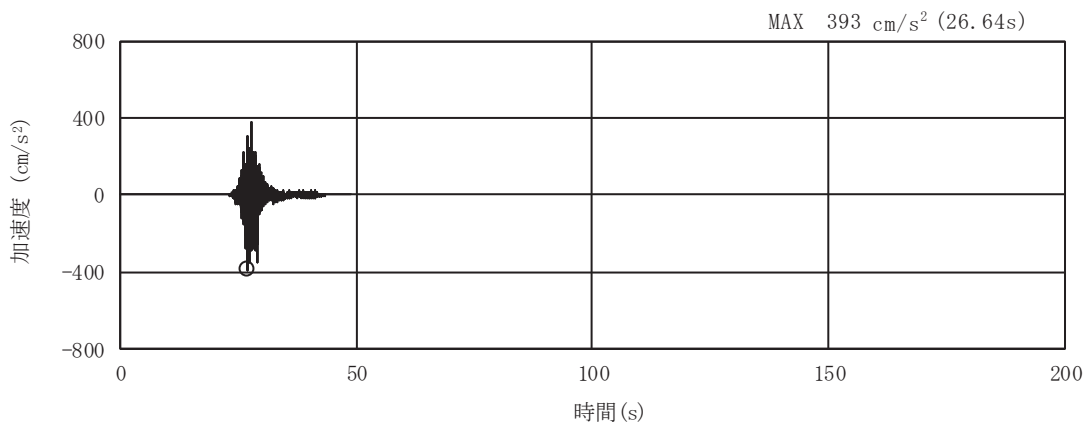


(a) 加速度時刻歴波形

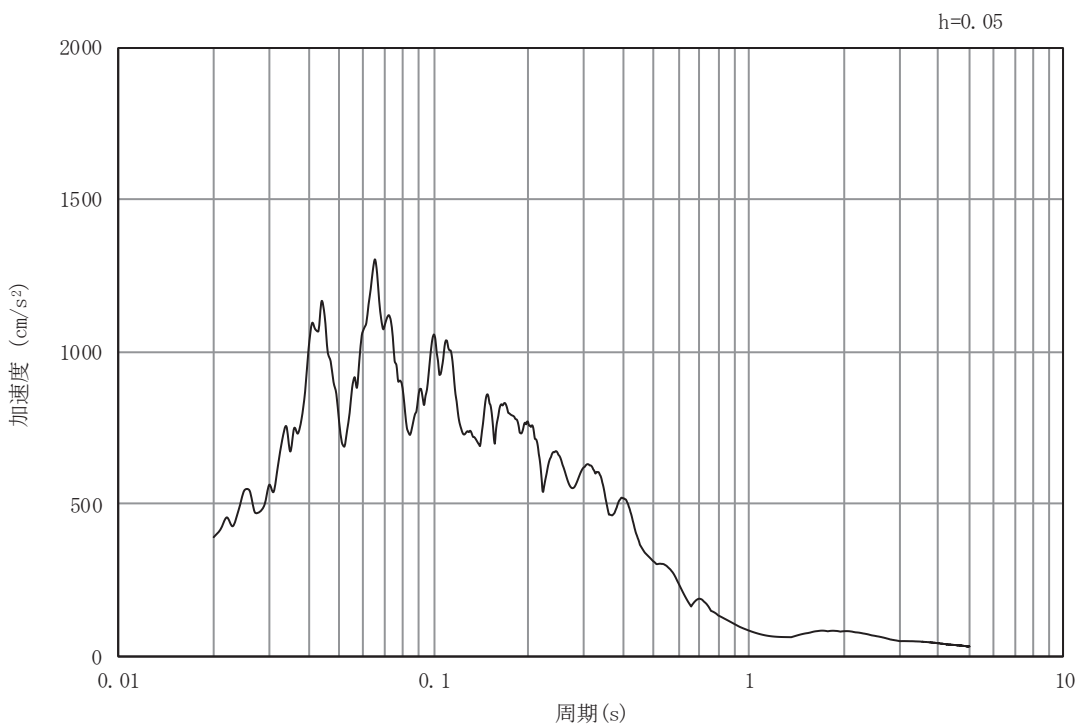


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-12 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 - F 3)

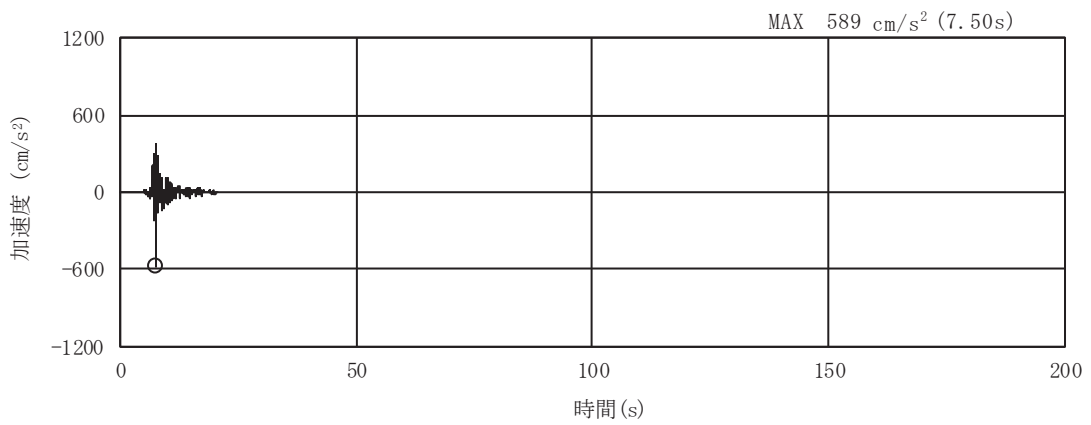


(a) 加速度時刻歴波形

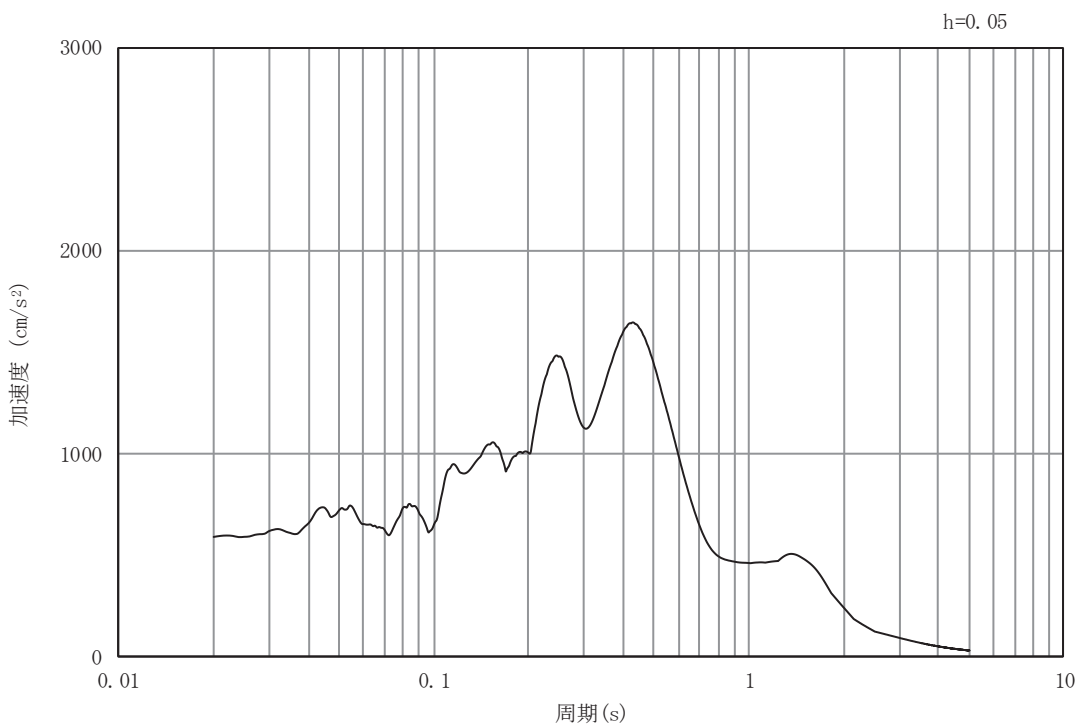


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-13 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 - F 3)

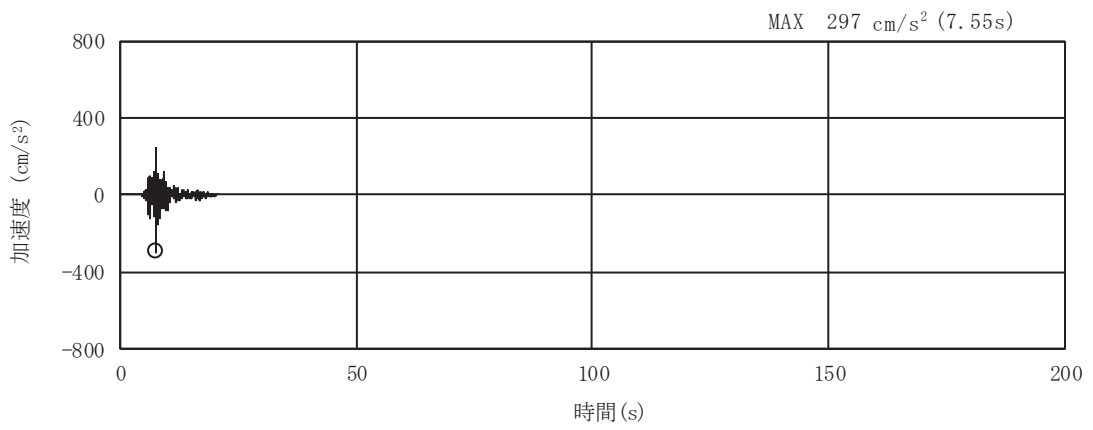


(a) 加速度時刻歴波形

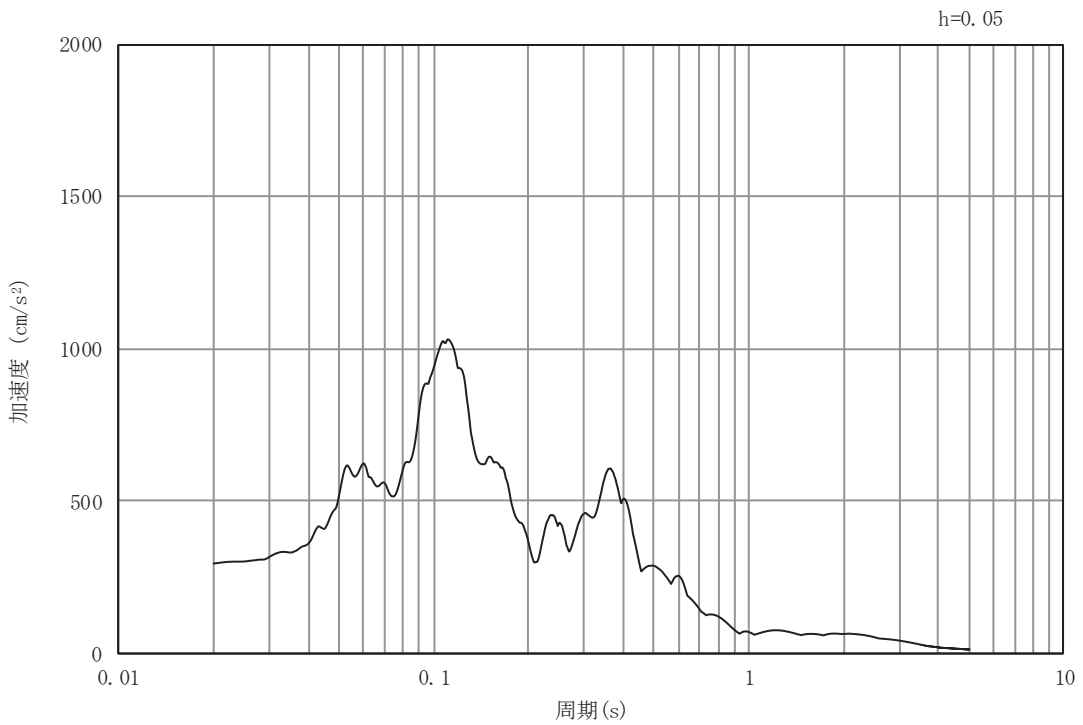


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-14 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
(水平成分：S s - N 1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 5-15 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
(鉛直成分：S s - N 1)

5.2 許容限界の設定

5.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認並びに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を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、短期許容応力度とする。コンクリート及び鉄筋の許容応力度を表 5-1 及び表 5-2 に示す。

なお、頂版、底版及び側壁のアンカー定着部に要求される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を支持する機能を損なわないことの確認については、短期許容応力度を許容限界とする。そのため、構造強度を有することの確認と許容限界が同一となることから、全部材に対して構造強度を有することを確認することで、支持する機能を損なわないことの確認も同時に行う。

表 5-1 コンクリートの許容応力度及び短期許容応力度

設計基準強度	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	$f'_{ck} = 24.0$ (N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ'_{ca}	9.0
許容せん断応力度 τ_{a1}		0.45	0.675

注記*：コンクリート標準示方書により地震時の割り増し係数として 1.5 を考慮する。

表 5-2 鉄筋の許容応力度及び短期許容応力度

鉄筋の種類	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	SD345	許容引張応力度 σ_{sa}	196

注記*：コンクリート標準示方書により地震時の割り増し係数として 1.5 を考慮する。

5.2.2 せん断破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認並びに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を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）のせん断破壊に対する許容限界は、表 5-1 及び表 5-2 に示すコンクリートと鉄筋の短期許容応力度から算定した短期許容せん断力とする。

$$V_a = V_c + V_s$$

ここに、 V_a : 短期許容せん断力

V_c : コンクリートが分担するせん断力

V_s : せん断補強筋が分担するせん断力

$$V_c = \frac{1}{2} \tau_{a1} \cdot b_w \cdot z$$

ここに、 τ_{a1} : コンクリートの短期許容せん断応力度

b_w : 部材の有効幅

d : 部材の有効高さ

z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で $d/1.15$ とする。

$$V_s = \left\{ A_w \sigma_{sa} (\sin \alpha + \cos \alpha) / s \right\} z$$

ここに、 A_w : 区間 s におけるせん断補強筋の総断面積

σ_{sa} : 鉄筋の短期許容引張応力度

α : せん断補強鉄筋と部材軸のなす角度

s : せん断補強鉄筋の配置間隔

5.2.3 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤（牧の浜部層）に発生する接地圧に対する許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、岩盤の極限支持力とする。

基礎地盤（牧の浜部層）の許容限界を表 5-3 に示す。

表 5-3 基礎地盤の支持性能に対する許容限界


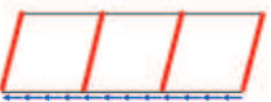
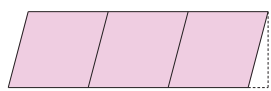
評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm ²)
極限支持力	牧の浜部層	11.4

6. 評価結果

6.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として、表 6-1 で設定した照査時刻に対する「各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果」、「作用荷重分布図」及び「最大せん断ひずみ分布」を記載する。

表 6-1 照査時刻の考え方（再掲）

照査時刻	損傷モード	着目部位		荷重抽出時刻
時刻 1	曲げ・軸力系の破壊	壁 (面外)		頂底板間の層間変位が最大となる時刻
時刻 2	せん断破壊 (面外)	壁 (面外)		総水平荷重が最大となる時刻
時刻 3 (時刻 1)	せん断破壊 (面内)	壁 (面内)		面部材の層間変位が最大となる時刻

6.1.1 各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果

(1) 頂底版間の層間変位が最大となる時刻（時刻1）

地震応答解析結果のうち，頂底版間の層間変位が最大となる時刻を表6-2に示す。

表6-2 頂底版間の最大層間変位の算定結果

解析ケース	地震動		最大層間変位(mm) (時刻 (s))		
①	S s - D 1	++	-0.437	(40.96)	
		-+	-0.455	(48.11)	
	S s - D 2	++	+0.492	(17.75)	
		-+	-0.483	(26.75)	
	S s - D 3	++	-0.430	(23.73)	
		-+	+0.428	(18.29)	
	S s - F 1	++	+0.439	(18.86)	
		-+	-0.415	(18.86)	
	S s - F 2	++	-0.505	(28.46)	
		-+	+0.425	(28.35)	
	S s - F 3	++	+0.472	(26.70)	
		-+	-0.483	(26.70)	
	S s - N 1	++	+0.319	(7.54)	
		-+	-0.368	(7.61)	
	②	S s - F 2	++	-0.503	(28.46)
	③	S s - F 2	++	-0.515	(28.45)

(2) 総水平荷重が最大となる時刻 (時刻 2)

地震応答解析結果のうち，総水平荷重が最大となる時刻を表 6-3 に示す。

表 6-3 最大総水平荷重の算定結果

解析ケース	地震動		最大総水平荷重 (kN/m) (時刻 (s))	
①	S s - D 1	++	-2286	(40.96)
		-+	-2489	(48.11)
	S s - D 2	++	+2697	(17.75)
		-+	-2613	(17.75)
	S s - D 3	++	-2354	(18.29)
		-+	+2254	(15.53)
	S s - F 1	++	+2435	(18.86)
		-+	-2378	(18.86)
	S s - F 2	++	-2699	(28.46)
		-+	+2499	(28.46)
	S s - F 3	++	+2593	(26.70)
		-+	-2761	(26.70)
	S s - N 1	++	+1916	(7.54)
		-+	-2059	(7.60)
②	S s - F 2	++	-2631	(28.46)
③	S s - F 2	++	-2711	(28.46)

(3) 面部材の層間変位が最大となる時刻（時刻 3）

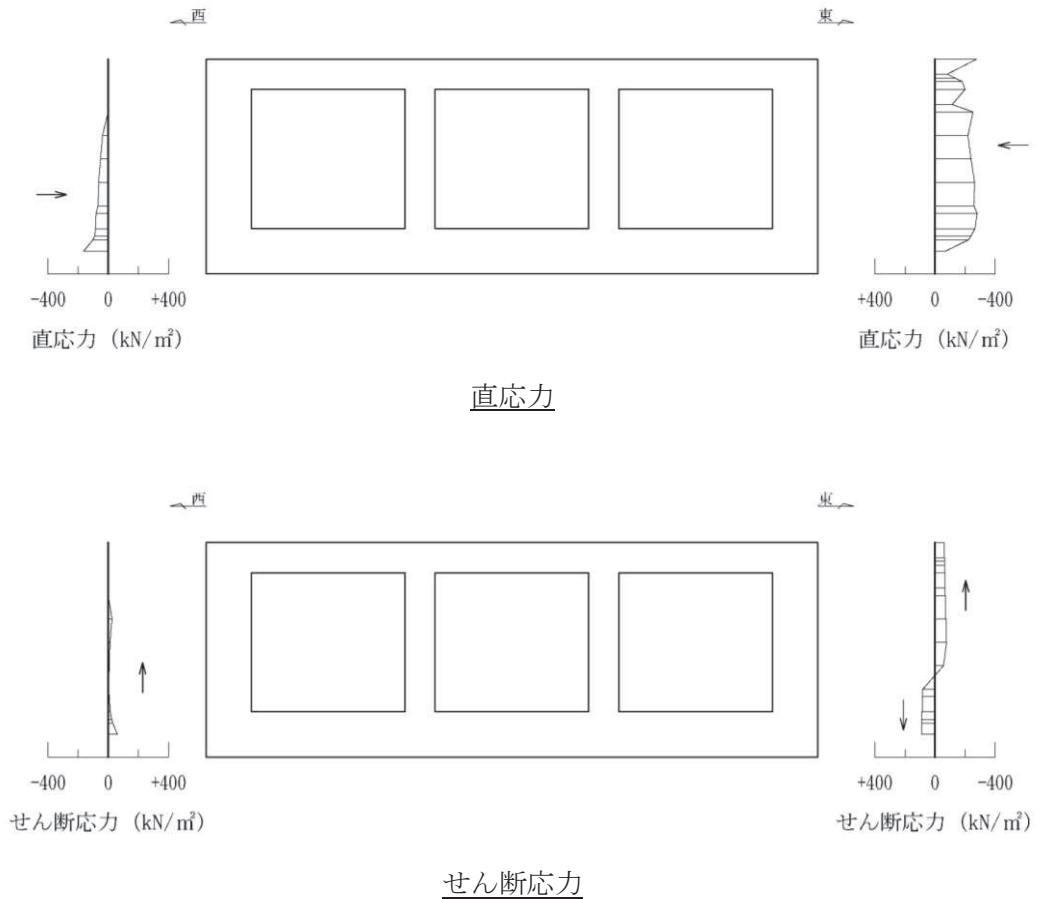
地震応答解析結果のうち，面部材の層間変位が最大となる時刻を表 6-4 に示す。

表 6-4 面部材の最大層間変位の算定結果

解析ケース	地震動		最大層間変位 (mm) (時刻 (s))		
①	S s - D 1	++	-0.437	(40.96)	
		-+	-0.455	(48.11)	
	S s - D 2	++	+0.492	(17.75)	
		-+	-0.483	(26.75)	
	S s - D 3	++	-0.430	(23.73)	
		-+	+0.428	(18.29)	
	S s - F 1	++	+0.439	(18.86)	
		-+	-0.415	(18.86)	
	S s - F 2	++	-0.505	(28.46)	
		-+	+0.425	(28.35)	
	S s - F 3	++	+0.472	(26.70)	
		-+	-0.483	(26.70)	
	S s - N 1	++	+0.319	(7.54)	
		-+	-0.368	(7.61)	
	②	S s - F 2	++	-0.503	(28.46)
	③	S s - F 2	++	-0.515	(28.45)

6.1.2 作用荷重分布図

曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査のうち、照査値が最大となる曲げ・軸力系の破壊に対する照査時における作用荷重分布図を図6-1及び図6-2に示す。

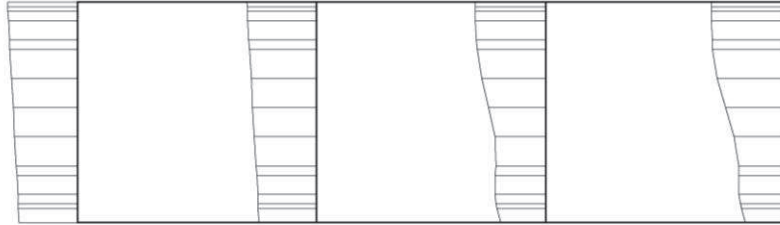


図中の矢印は荷重の作用方向を示す

図6-1 作用荷重分布図（直応力及びせん断応力）
 (解析ケース①, S s - F 2 (++) , t = 28.46 s)

構造スケール 0 2 (m) 設計震度スケール 0 1.0

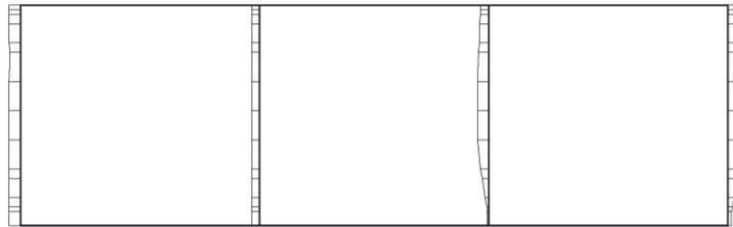
一側
設計震度 ↓
+側
設計震度 ↑



設計水平震度

構造スケール 0 2 (m) 設計震度スケール 0 1.0

一側
設計震度 ↓
+側
設計震度 ↑



設計鉛直震度

図 6-2 作用荷重分布図 (設計震度分布)
(解析ケース①, S s - F 2 (++) , t = 28.46 s)

6.1.3 最大せん断ひずみ分布

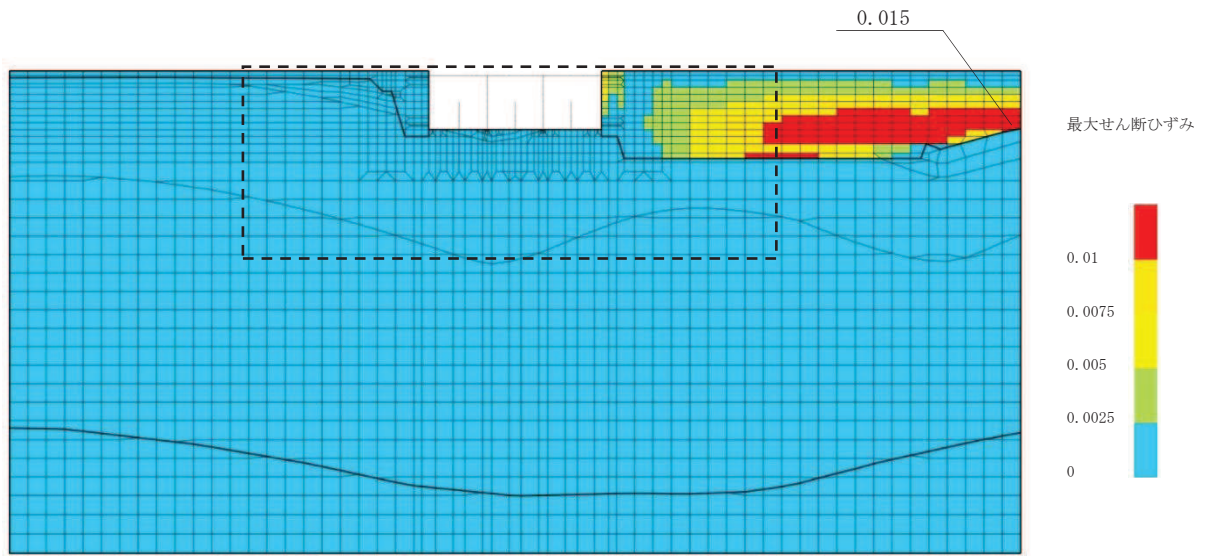
曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査で最大照査値を示す解析ケースについて地盤に発生した最大せん断ひずみを確認する。最大照査値を示す解析ケースの一覧を表 6-5 に、最大せん断ひずみ分布図を図 6-3 に示す。

表 6-5 最大照査値を示す解析ケースの一覧

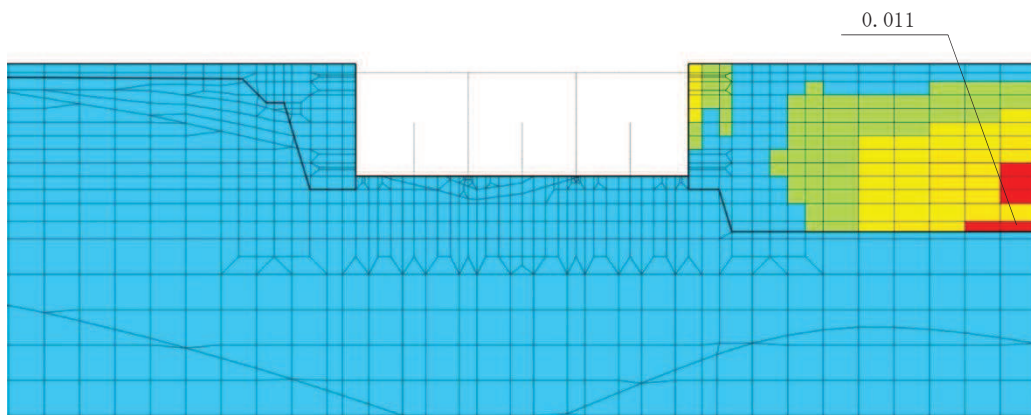
評価項目	
曲げ・軸力系の破壊	せん断破壊
ケース① S s - F 2 (++)	ケース① S s - F 2 (++)

注記：耐震評価における解析ケース一覧

	ケース①	ケース②	ケース③
解析ケース	基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース
地盤物性	平均値	平均値+1σ	平均値-1σ
材料物性	設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度



(a) 全体図

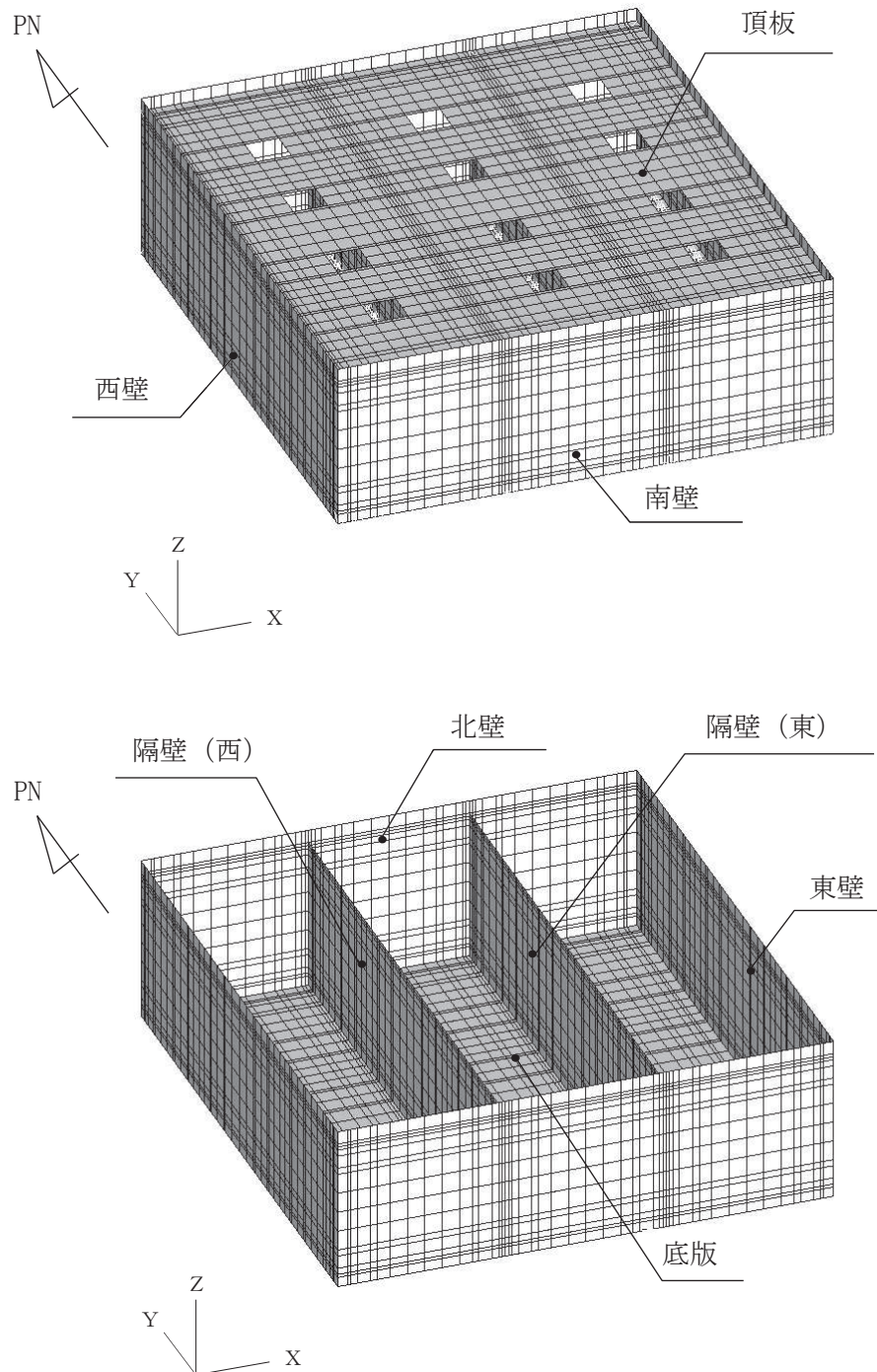


(b) 構造物周辺拡大図

図 6-3 最大せん断ひずみ分布図 (曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊)
(解析ケース①, 地震動 $S_s - F2$ (++))

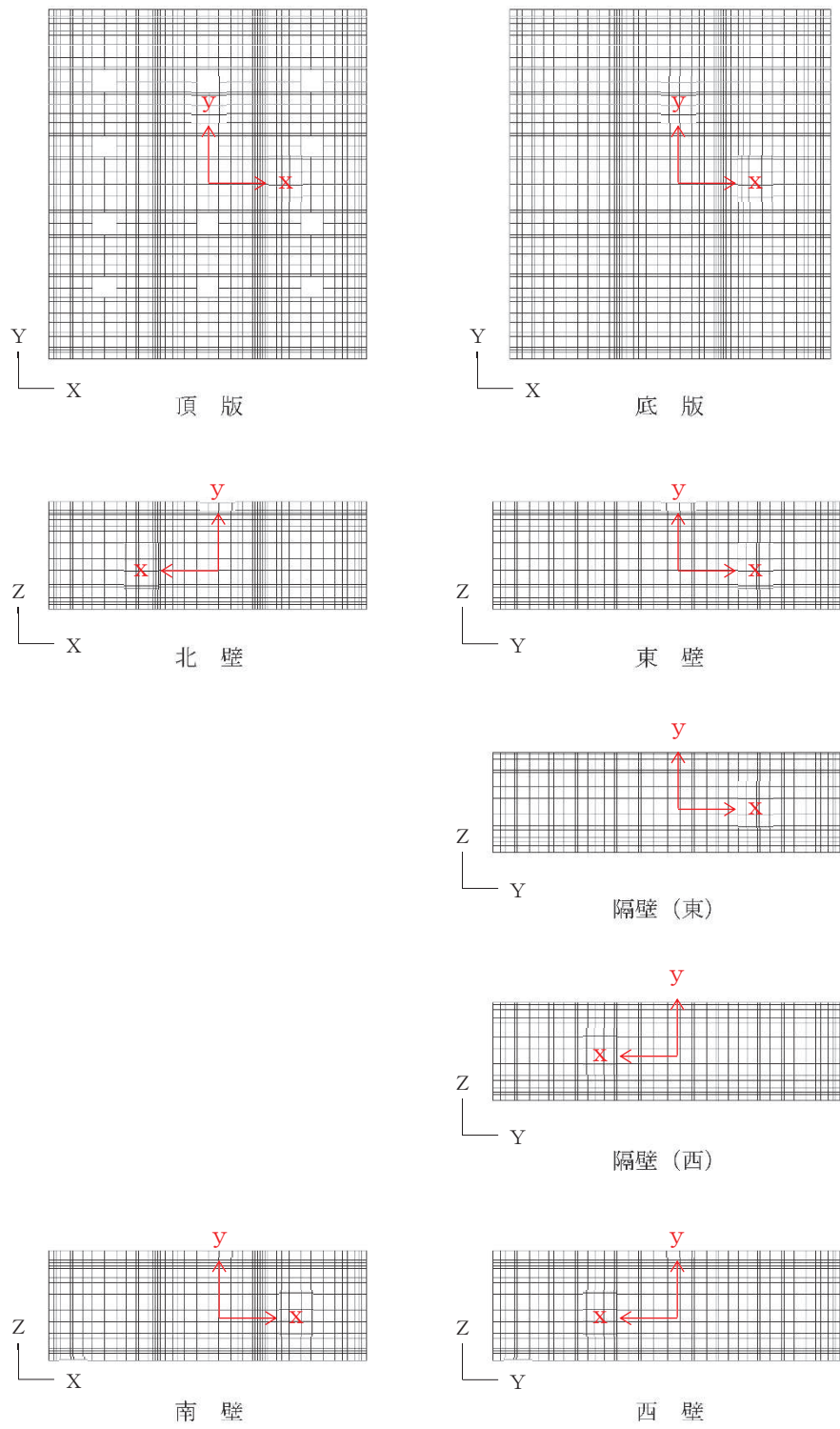
6.2 三次元構造解析結果

三次元構造解析に基づく、各構造部材の構造解析結果を示す。各部材位置を図6-4に、各部材の要素座標系を図6-5に、シェル要素における各要素の断面力の方向を図6-6に示す。



注：頂版は非表示

図6-4 評価部位の位置



黒：全体座標系を示す
赤：要素座標系を示す

図 6-5 各部材の要素座標系

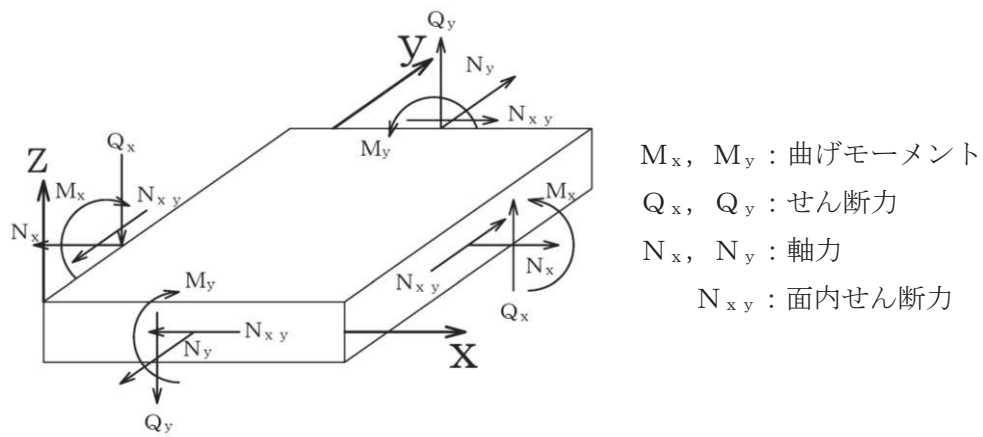


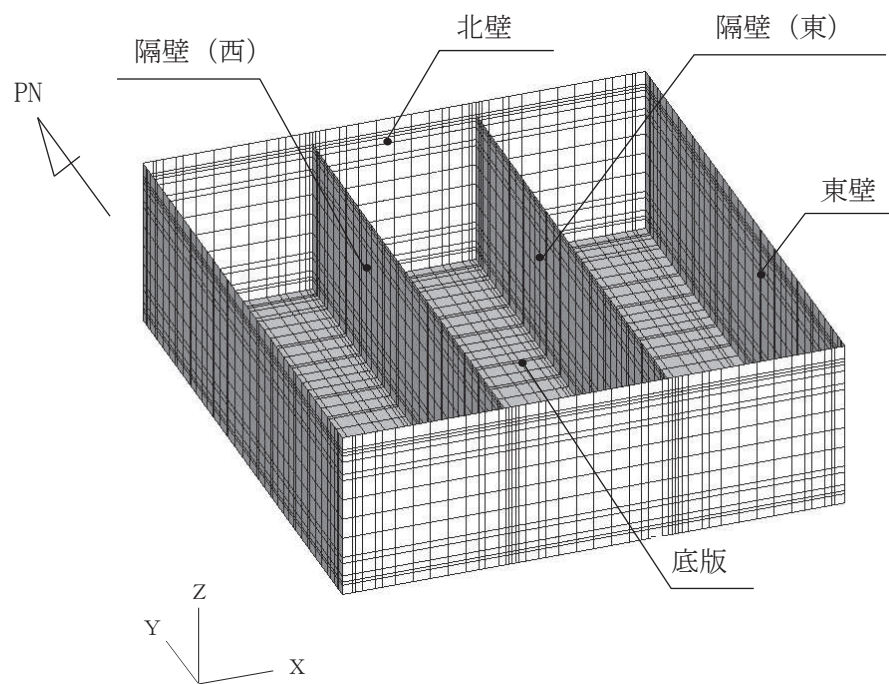
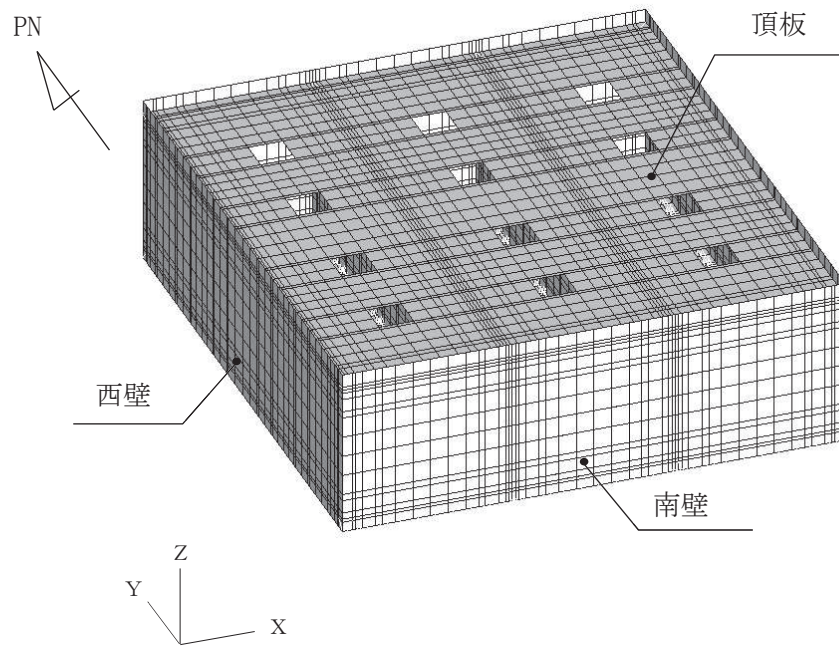
図 6-6 シェル要素における断面力の方向

6.2.1 解析ケースと照査値

耐震評価においては、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」のうち「10. 屋外重要土木構造物等の耐震評価における追加解析ケースの選定」に基づき、すべての基準地震動 S_s に対して実施するケース①において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において、照査値が0.5を超えるすべての照査項目に対して、最も厳しい（許容限界に対する裕度が最も小さい）地震動を用いて、ケース②及び③を実施する。

また、上記解析ケースの結果を踏まえ、更に照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。

以下にガスタービン発電設備軽油タンク室の曲げ軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査結果を示す。なお、各部材位置を図6-7に示す。



注：頂版は非表示

图 6-7 各部材位置

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 6-6 に曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査は、短期許容応力度を許容限界とする。なお、詳細については、「6.3.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果」に示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査値は、ばらつきを考慮しても、保守的な許容限界である短期許容応力度に対して 0.55 であり、要求性能を満足していると評価できる。

表 6-6(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値（底版）*

地震動	解析ケース	曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.30		
	-+	0.33		
S s - D 2	++	0.31		
	-+	0.33		
S s - D 3	++	0.28		
	-+	0.27		
S s - F 1	++	0.27		
	-+	0.29		
S s - F 2	++	0.35	0.35	0.35
	-+	0.29		
S s - F 3	++	0.30		
	-+	0.31		
S s - N 1	++	0.20		
	-+	0.29		

注記* : 部材位置を図 6-7 に示す。

表 6-6(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値（頂版）*

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.33		
	-+	0.35		
S s - D 2	++	0.37		
	-+	0.35		
S s - D 3	++	0.32		
	-+	0.33		
S s - F 1	++	0.32		
	-+	0.30		
S s - F 2	++	0.38	0.38	0.39
	-+	0.30		
S s - F 3	++	0.36		
	-+	0.35		
S s - N 1	++	0.25		
	-+	0.27		

注記* : 部材位置を図 6-7 に示す。

表 6-6(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値（南北壁）*

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.35		
	-+	0.36		
S s - D 2	++	0.36		
	-+	0.36		
S s - D 3	++	0.31		
	-+	0.31		
S s - F 1	++	0.31		
	-+	0.31		
S s - F 2	++	0.39	0.39	0.40
	-+	0.31		
S s - F 3	++	0.34		
	-+	0.36		
S s - N 1	++	0.23		
	-+	0.27		

注記* : 部材位置を図 6-7 に示す。

表 6-6(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値（東西壁）*1

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*2		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.44		
	-+	0.38		
S s - D 2	++	0.38		
	-+	0.36		
S s - D 3	++	0.37		
	-+	0.34		
S s - F 1	++	0.35		
	-+	0.38		
S s - F 2	++	0.55	0.54	0.54
	-+	0.33		
S s - F 3	++	0.36		
	-+	0.39		
S s - N 1	++	0.26		
	-+	0.45		

注記*1：部材位置を図 6-7 に示す。

*2：赤枠は、前述図 3-26 のフローに基づき、解析ケース②及び③を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

表 6-6(5) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値（隔壁）*

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.41		
	-+	0.42		
S s - D 2	++	0.31		
	-+	0.40		
S s - D 3	++	0.29		
	-+	0.31		
S s - F 1	++	0.26		
	-+	0.29		
S s - F 2	++	0.46	0.46	0.46
	-+	0.36		
S s - F 3	++	0.32		
	-+	0.35		
S s - N 1	++	0.21		
	-+	0.22		

注記*：部材位置を図 6-7 に示す。

(2) せん断破壊に対する照査

表 6-7 にせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

せん断破壊に対する許容限界は、短期許容せん断力とする。なお、詳細については、「6.3.2 せん断破壊に対する評価結果」に示す。

せん断破壊に対する照査値は、ばらつきを考慮しても、保守的な許容限界である短期許容せん断力に対して 0.5 未満であり、要求性能を満足していると評価できる。

表 6-7(1) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（底版）*

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.28		
	-+	0.27		
S s - D 2	++	0.43		
	-+	0.42		
S s - D 3	++	0.40		
	-+	0.38		
S s - F 1	++	0.41		
	-+	0.41		
S s - F 2	++	0.30	0.30	0.32
	-+	0.39		
S s - F 3	++	0.41		
	-+	0.42		
S s - N 1	++	0.32		
	-+	0.41		

注記* : 部材位置を図 6-7 に示す。

表 6-7(2) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（頂版）*

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S _s -D 1	++	0.23		
	-+	0.23		
S _s -D 2	++	0.20		
	-+	0.22		
S _s -D 3	++	0.20		
	-+	0.20		
S _s -F 1	++	0.20		
	-+	0.18		
S _s -F 2	++	0.26	0.26	0.26
	-+	0.20		
S _s -F 3	++	0.22		
	-+	0.20		
S _s -N 1	++	0.16		
	-+	0.20		

注記* : 部材位置を図 6-7 に示す。

表 6-7(3) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（南北壁）*

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S _s -D 1	++	0.15		
	-+	0.15		
S _s -D 2	++	0.15		
	-+	0.15		
S _s -D 3	++	0.15		
	-+	0.15		
S _s -F 1	++	0.15		
	-+	0.14		
S _s -F 2	++	0.16	0.16	0.16
	-+	0.14		
S _s -F 3	++	0.16		
	-+	0.15		
S _s -N 1	++	0.13		
	-+	0.14		

注記* : 部材位置を図 6-7 に示す。

表 6-7(4) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（東西壁）*

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.41		
	-+	0.39		
S s - D 2	++	0.37		
	-+	0.40		
S s - D 3	++	0.42		
	-+	0.31		
S s - F 1	++	0.34		
	-+	0.44		
S s - F 2	++	0.49	0.49	0.49
	-+	0.30		
S s - F 3	++	0.32		
	-+	0.43		
S s - N 1	++	0.24		
	-+	0.46		

注記* : 部材位置を図 6-7 に示す。

表 6-7(5) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（隔壁）*

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.31		
	-+	0.32		
S s - D 2	++	0.29		
	-+	0.31		
S s - D 3	++	0.26		
	-+	0.25		
S s - F 1	++	0.25		
	-+	0.26		
S s - F 2	++	0.35	0.34	0.35
	-+	0.27		
S s - F 3	++	0.28		
	-+	0.30		
S s - N 1	++	0.18		
	-+	0.22		

注記* : 部材位置を図 6-7 に示す。

(3) 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 6-8 に基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

基礎地盤の支持性能に対する許容限界は、極限支持力とする。なお、詳細については、「6.4 基礎地盤の支持性能に対する評価結果」に示す。

基礎地盤の支持性能に対する照査値は、ばらつきを考慮しても許容限界に対して 0.5 未満であり、要求性能を満足していると評価できる。

表 6-8 基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.07		
	-+	0.08		
S s - D 2	++	0.08		
	-+	0.08		
S s - D 3	++	0.08		
	-+	0.08		
S s - F 1	++	0.08		
	-+	0.07		
S s - F 2	++	0.08	0.08	0.08
	-+	0.08		
S s - F 3	++	0.08		
	-+	0.08		
S s - N 1	++	0.08		
	-+	0.07		

6.2.2 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査について、各部材において最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表 6-9 及び表 6-10 に示す。また、最大照査値となる評価時刻での断面力分布図を図 6-8～図 6-12 に示す。

表 6-9 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（コンクリート）

評価位置*		解析ケース	地震動	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	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}
底版	13	③	S _s -F2(++)	908	-905	4.0	13.5	0.30
頂版	21	③	S _s -F2(++)	-268	-135	2.9	13.5	0.22
南北壁	31	③	S _s -F2(++)	-378	-1803	2.0	13.5	0.15
東西壁	50	①	S _s -D2(++)	-729	-390	3.5	13.5	0.26
隔壁	80	③	S _s -F2(++)	-395	-329	4.5	13.5	0.34

注記* : 評価位置を図 6-13 に示す。

表 6-10 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（鉄筋）

評価位置*		解析ケース	地震動	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	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}
底版	12	③	S _s -F2(++)	109	773	102	294	0.35
頂版	21	③	S _s -F2(++)	-14	679	113	294	0.39
南北壁	42	③	S _s -F2(++)	-92	937	116	294	0.40
東西壁	60	①	S _s -F2(++)	584	35	159	294	0.55
隔壁	80	③	S _s -F2(++)	-298	30	135	294	0.46

注記* : 評価位置を図 6-13 に示す。

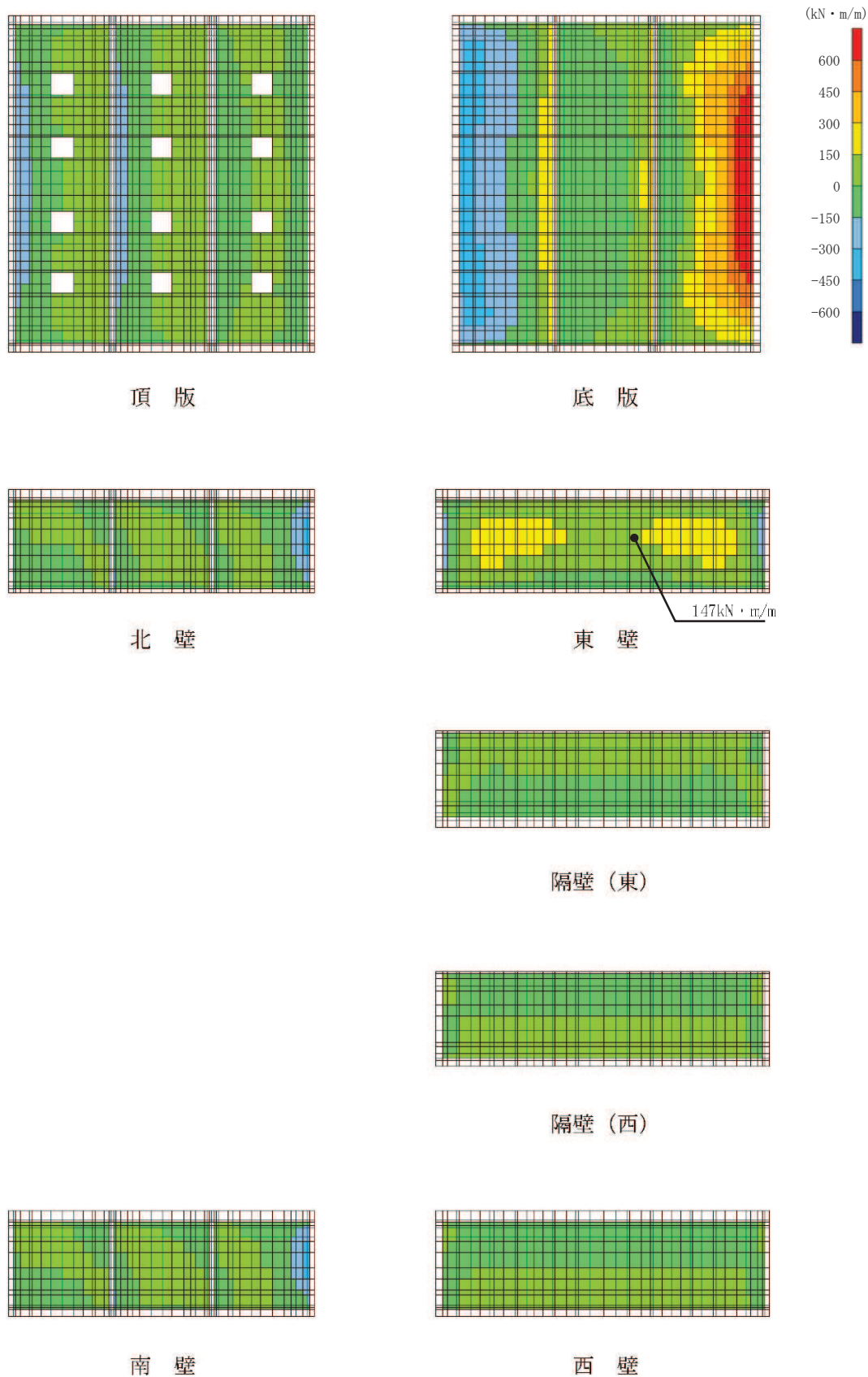


図 6-8 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント (kN · m/m) : M_x)
 (東壁, 解析ケース①, $S_s - F_2$ (++) , $t = 28.46$ s)

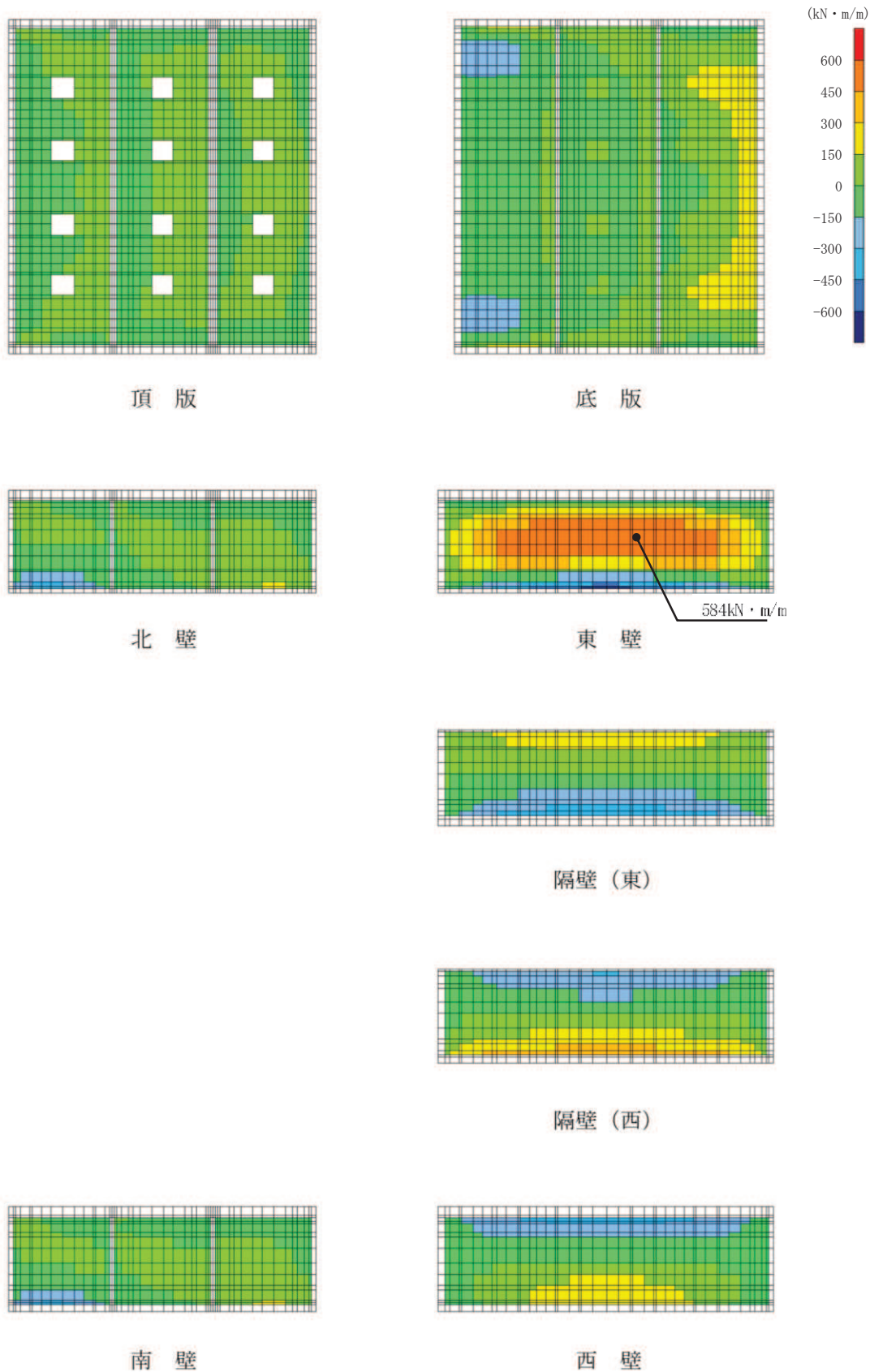


図 6-9 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(曲げモーメント (kN · m/m) : M_y)

(東壁, 解析ケース①, $S_s - F_2$ (++) , $t = 28.46$ s)

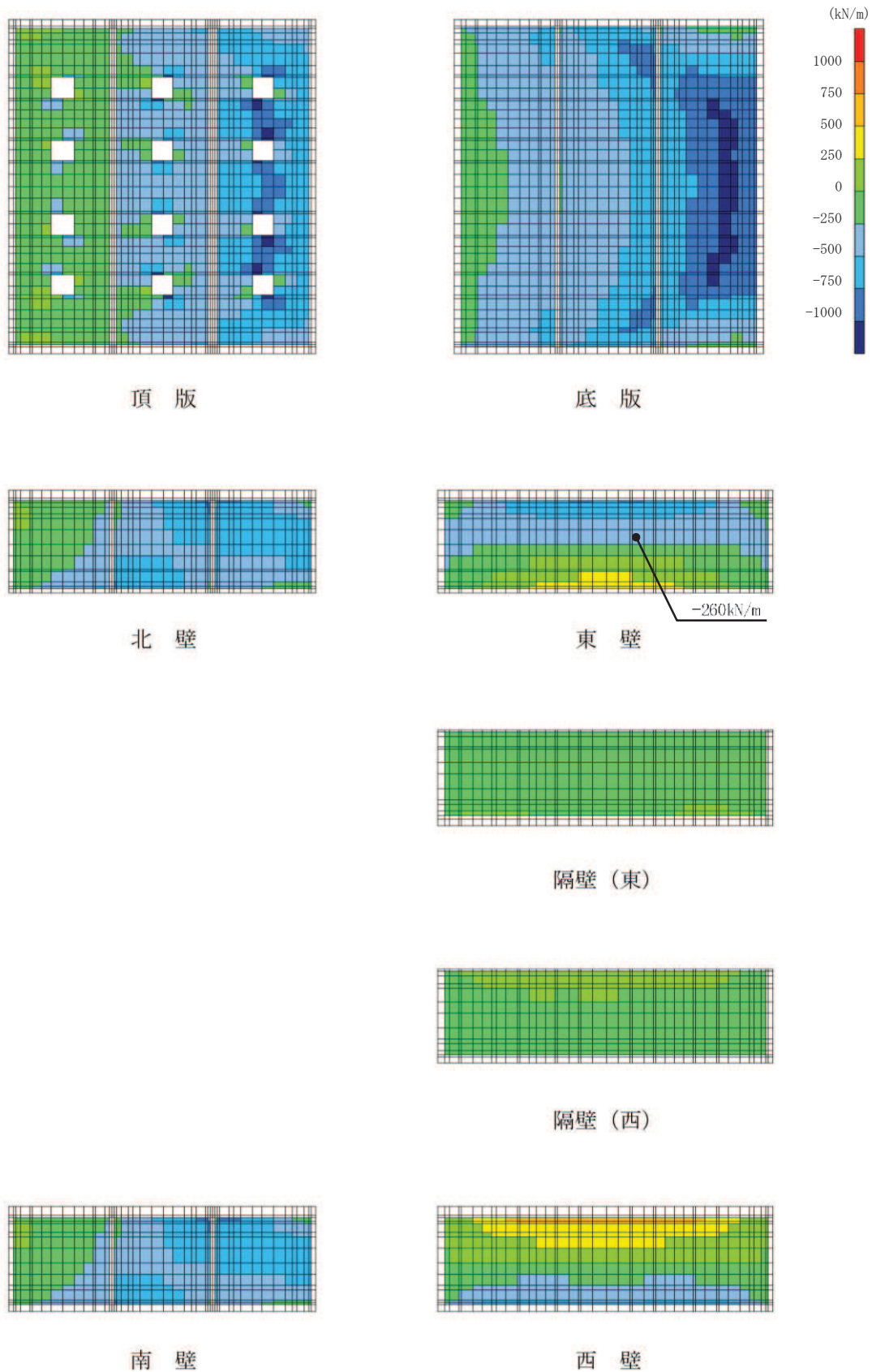


図 6-10 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(軸力 (kN/m) : N_x)

(東壁, 解析ケース①, $S_s - F_2$ (++) , $t = 28.46$ s)

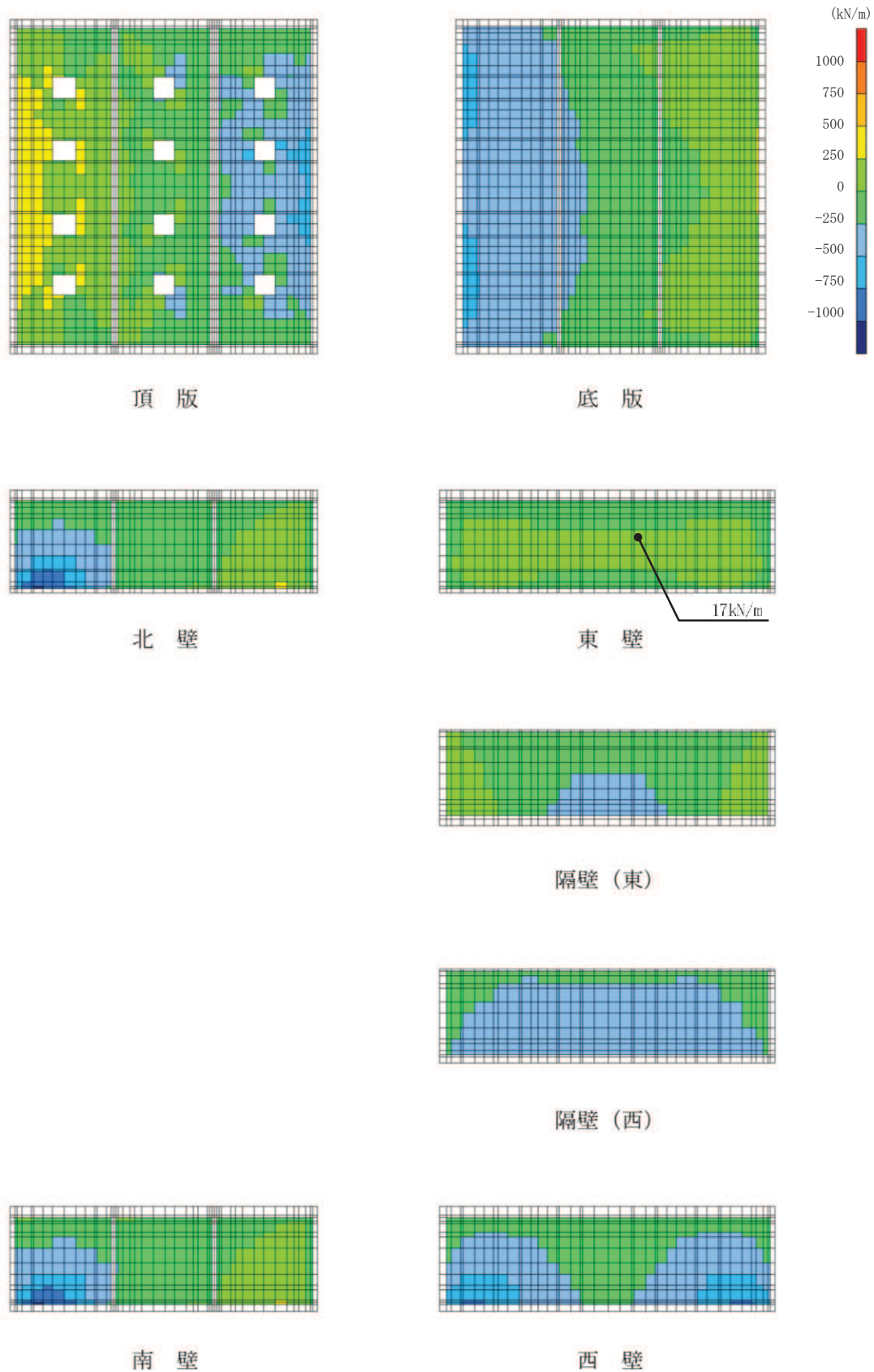


図 6-11 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(軸力 (kN/m) : N_y)

(東壁, 解析ケース①, $S_s - F_2$ (++) , $t = 28.46$ s)

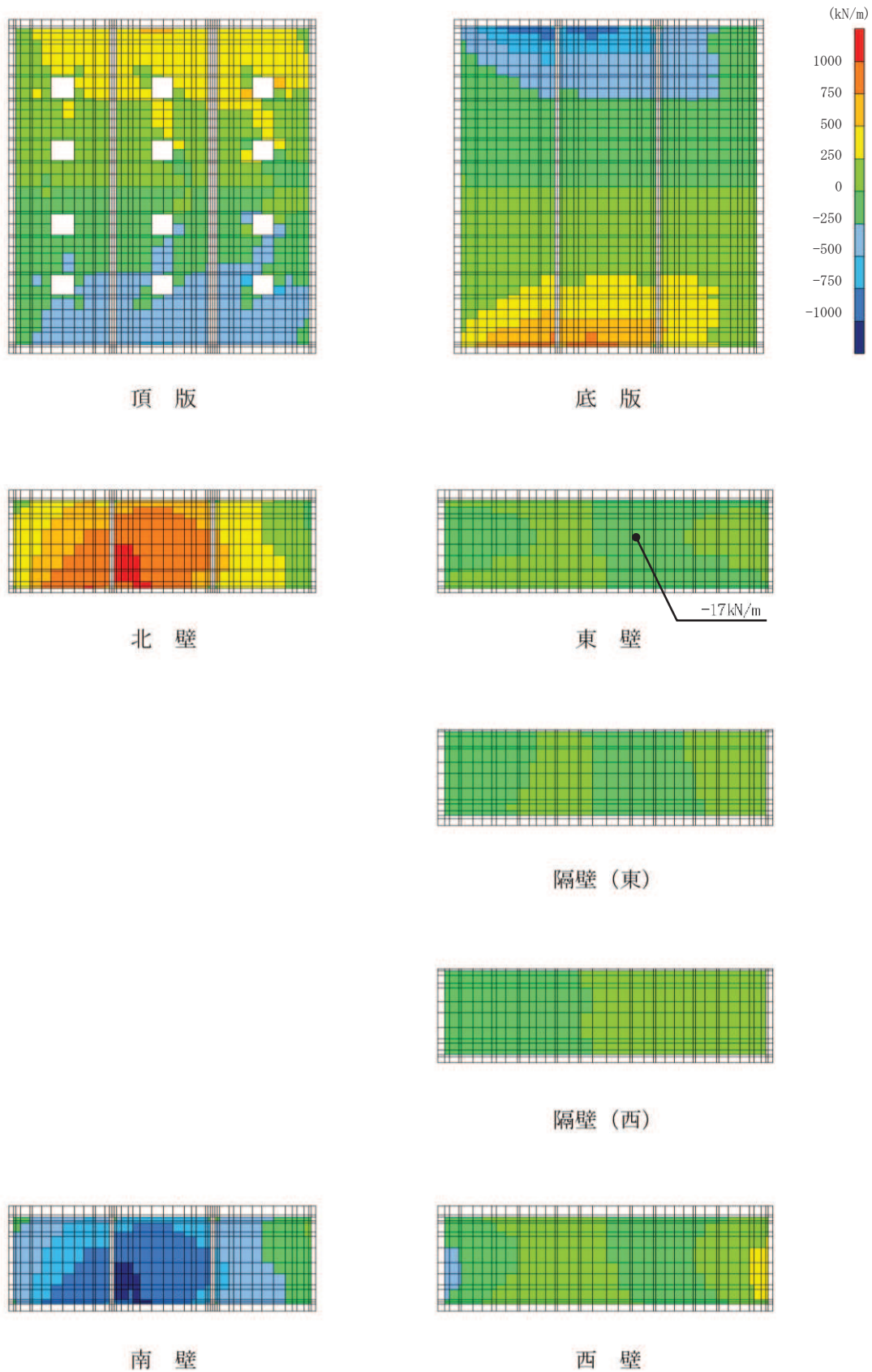


図 6-12 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(面内せん断力 (kN/m) : N_{xy})

(東壁, 解析ケース①, $S_s - F_2$ (++) , $t = 28.46$ s)

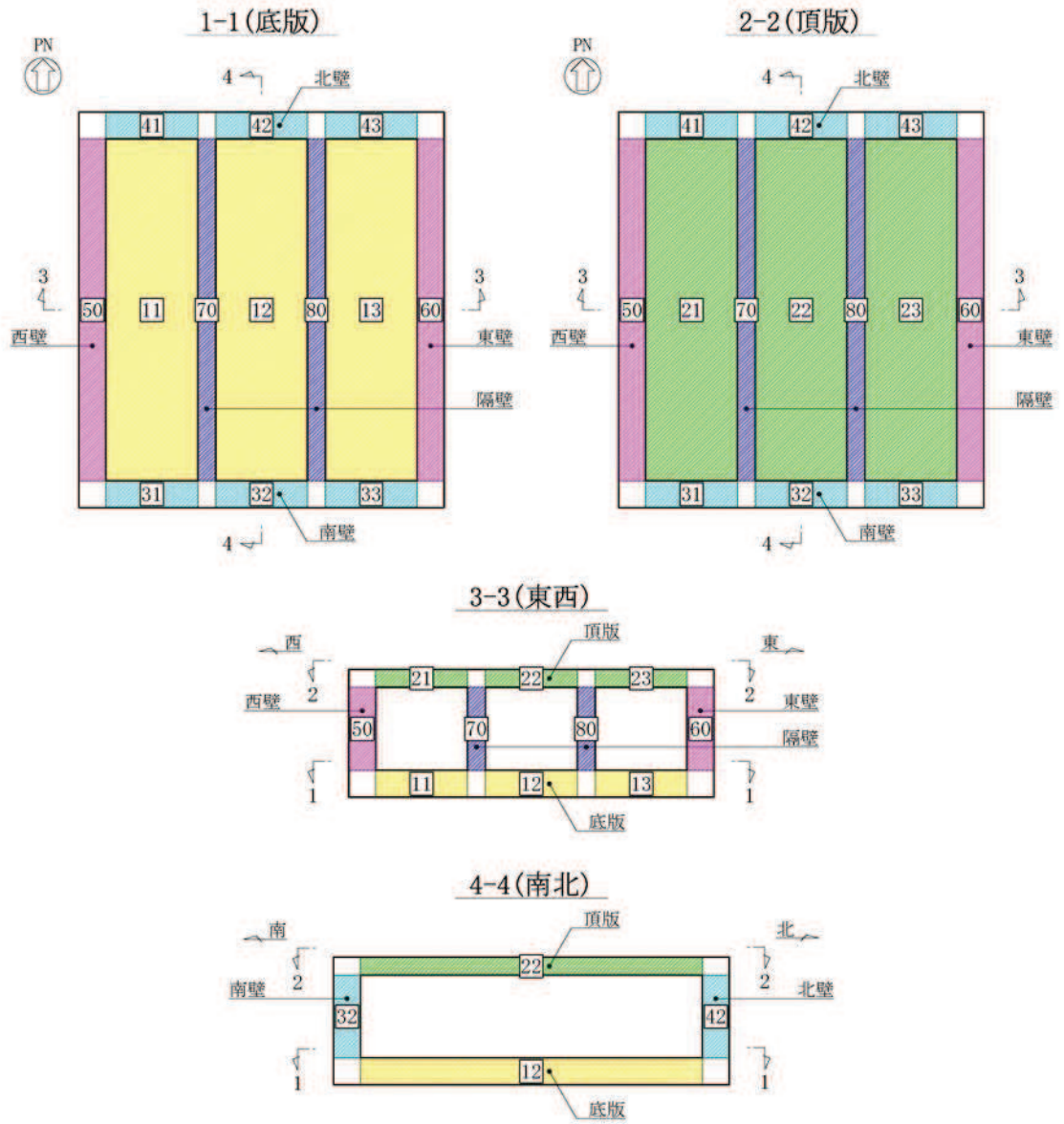


図 6-13 評価位置図

6.2.3 せん断破壊に対する照査

鉄筋コンクリート部材のせん断破壊に対する照査について、各部材において最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表 6-11 に示す。また、最大照査値となる評価時刻での断面力分布図を図 6-14 及び図 6-15 に示す。

表 6-11 せん断破壊に対する照査

評価位置*		解析 ケース	地震動	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V _a (kN/m)	照査値 V/V _a
底版	11	①	S _s -D2(++)	416	969	0.43
頂版	22	③	S _s -F2(++)	185	729	0.26
南北壁	33	③	S _s -F2(++)	180	1175	0.16
東西壁	60	①	S _s -F2(++)	575	1175	0.49
隔壁	70	③	S _s -F2(++)	249	723	0.35

注記* : 評価位置を図 6-13 に示す。

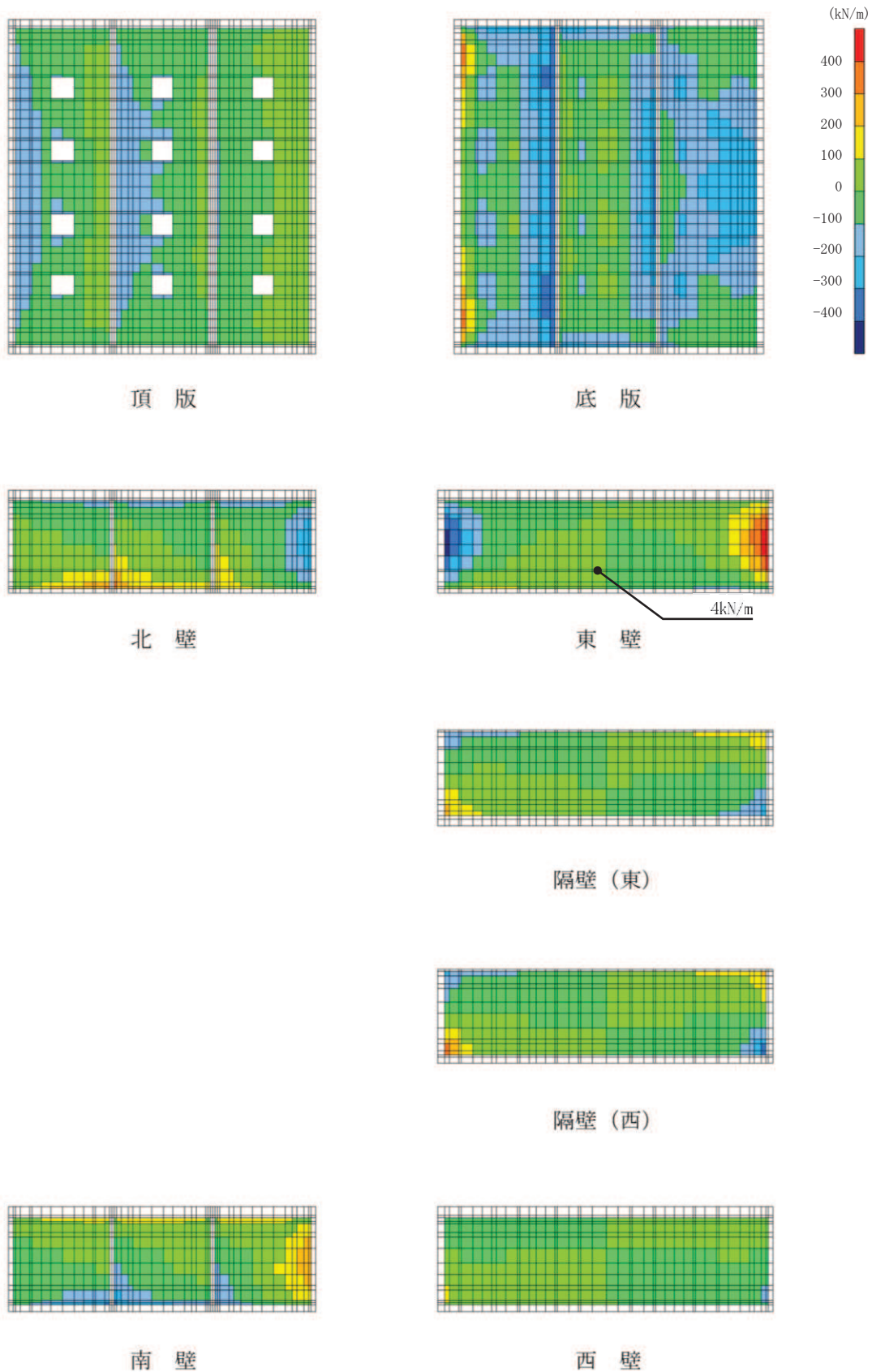


図 6-14 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_x)
 (東壁, 解析ケース①, $S_s - F_2$ (++) , $t = 28.46$ s)

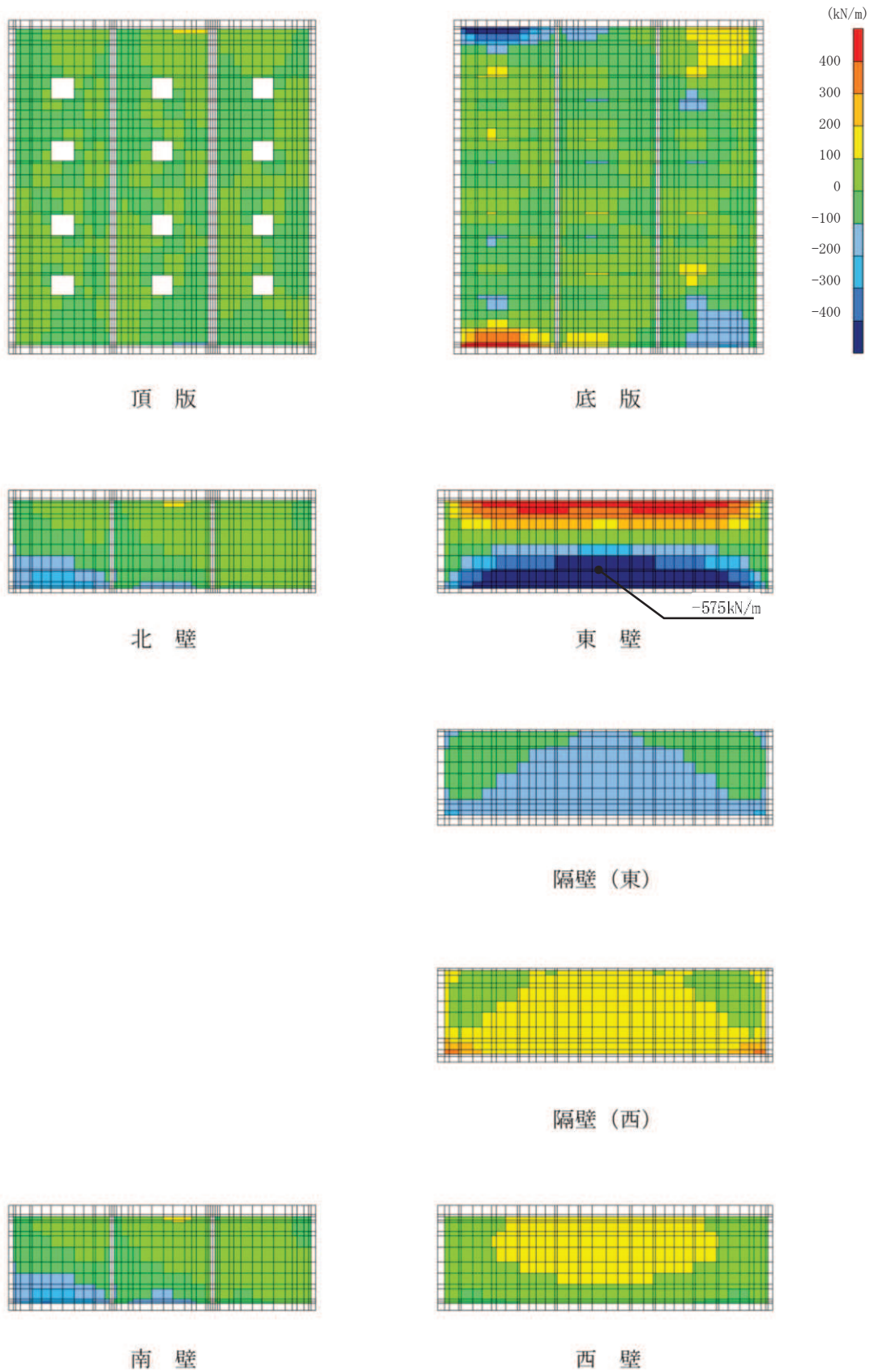


図 6-15 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_y)
 (東壁, 解析ケース①, $S_s - F_2$ (++) , $t = 28.46$ s)

6.3 構造部材の健全性に対する評価結果

6.3.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する各部材での最大照査値について、表 6-12 及び表 6-13 に解析ケース・地震動ごとに示す。

同表より、コンクリート及び鉄筋の発生応力度が、全ケースにおいて短期許容応力度を下回ることを確認した。

表 6-12(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリート)

解析 ケース	地震動	評価位置*	照査 時刻	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値 σ'_{c}/σ'_{ca}		
						σ'_{c} (N/mm ²)	σ'_{ca} (N/mm ²)			
①	S s - D 1	++	底版	13	40.96s	767	-787	3.3	13.5	0.25
			頂版	21	40.96s	-237	-124	2.5	13.5	0.19
			南北壁	31	40.96s	-346	-1599	1.8	13.5	0.14
			東西壁	60	40.96s	-519	-119	2.5	13.5	0.19
			隔壁	80	40.96s	-351	-295	4.0	13.5	0.30
		-+	底版	13	48.11s	755	-771	3.3	13.5	0.25
			頂版	22	48.11s	-230	-180	2.4	13.5	0.18
			南北壁	31	48.11s	-353	-1657	1.9	13.5	0.15
			東西壁	60	48.11s	-518	-127	2.5	13.5	0.19
			隔壁	80	48.11s	-358	-298	4.1	13.5	0.31
	S s - D 2	++	底版	11	17.75s	814	-666	3.6	13.5	0.27
			頂版	21	17.75s	-218	-147	2.3	13.5	0.18
			南北壁	33	17.75s	-352	-1566	1.8	13.5	0.14
			東西壁	50	17.75s	-729	-390	3.5	13.5	0.26
			隔壁	70	17.75s	-349	-438	3.9	13.5	0.29
		-+	底版	13	17.75s	831	-800	3.6	13.5	0.27
			頂版	22	26.75s	-233	-138	2.5	13.5	0.19
			南北壁	31	26.75s	-361	-1669	1.9	13.5	0.15
			東西壁	60	17.75s	-653	-301	3.2	13.5	0.24
			隔壁	80	26.75s	-357	-330	4.1	13.5	0.31
	S s - D 3	++	底版	13	23.73s	842	-815	3.7	13.5	0.28
			頂版	22	23.73s	-226	-185	2.4	13.5	0.18
			南北壁	31	23.73s	-352	-1509	1.8	13.5	0.14
			東西壁	60	23.73s	-647	-267	3.1	13.5	0.23
隔壁			80	23.73s	-308	-399	3.4	13.5	0.26	
-+		底版	11	18.29s	704	-539	3.1	13.5	0.23	
		頂版	22	18.29s	-205	-73	2.2	13.5	0.17	
		南北壁	33	18.29s	-337	-1424	1.7	13.5	0.13	
		東西壁	50	18.29s	-652	-345	3.1	13.5	0.23	
		隔壁	70	18.29s	-313	-387	3.5	13.5	0.26	
S s - F 1	++	底版	11	18.86s	752	-582	3.3	13.5	0.25	
		頂版	21	18.86s	-208	-230	2.2	13.5	0.17	
		南北壁	33	18.86s	-334	-1416	1.7	13.5	0.13	
		東西壁	50	18.86s	-701	-415	3.4	13.5	0.26	
		隔壁	70	18.86s	-310	-403	3.5	13.5	0.26	
	-+	底版	13	18.86s	868	-847	3.8	13.5	0.29	
		頂版	21	18.86s	-206	-105	2.2	13.5	0.17	
		南北壁	31	18.86s	-323	-1418	1.7	13.5	0.13	
		東西壁	60	18.86s	-674	-288	3.3	13.5	0.25	
		隔壁	80	18.86s	-302	-365	3.4	13.5	0.26	

注記* : 評価位置を図 6-13 に示す。

表 6-12(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリート)

解析 ケース	地震動	評価位置*	照査 時刻	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値		
						σ'_c (N/mm ²)	σ'_{ca} (N/mm ²)		σ'_c / σ'_{ca}	
①	S _s -F 2	++	底版	13	28.46s	908	-938	3.9	13.5	0.29
			頂版	21	28.46s	-266	-142	2.8	13.5	0.21
			南北壁	31	28.46s	-376	-1788	2.0	13.5	0.15
			東西壁	60	28.46s	589	11	3.0	13.5	0.23
			隔壁	80	28.46s	-385	-316	4.4	13.5	0.33
		-+	底版	11	28.35s	675	-516	3.0	13.5	0.23
			頂版	22	28.35s	-188	-86	2.0	13.5	0.15
			南北壁	33	28.35s	-318	-1418	1.6	13.5	0.12
			東西壁	50	28.46s	-634	-409	3.0	13.5	0.23
			隔壁	70	28.35s	-329	-304	3.8	13.5	0.29
	S _s -F 3	++	底版	11	26.70s	752	-571	3.3	13.5	0.25
			頂版	22	26.70s	-220	-89	2.4	13.5	0.18
			南北壁	33	26.70s	-363	-1574	1.8	13.5	0.14
			東西壁	50	26.70s	-695	-359	3.3	13.5	0.25
			隔壁	70	26.70s	-346	-402	3.9	13.5	0.29
		-+	底版	13	26.70s	879	-827	3.8	13.5	0.29
			頂版	21	26.70s	-224	-76	2.4	13.5	0.18
			南北壁	31	26.70s	-357	-1611	1.9	13.5	0.15
			東西壁	60	26.70s	-694	-300	3.3	13.5	0.25
			隔壁	80	26.70s	-352	-386	4.0	13.5	0.30
S _s -N 1	++	底版	11	7.54s	556	-439	2.5	13.5	0.19	
		頂版	21	7.54s	-161	-152	1.7	13.5	0.13	
		南北壁	33	7.54s	-262	-1043	1.3	13.5	0.10	
		東西壁	50	7.54s	-520	-306	2.5	13.5	0.19	
		隔壁	70	7.54s	-229	-319	2.6	13.5	0.20	
	-+	底版	13	7.60s	877	-911	3.8	13.5	0.29	
		頂版	21	7.61s	-206	-165	2.2	13.5	0.17	
		南北壁	31	7.61s	-310	-1296	1.6	13.5	0.12	
		東西壁	60	7.60s	-647	-265	3.1	13.5	0.23	
		隔壁	80	7.60s	-262	-377	2.9	13.5	0.22	
②	S _s -F 2	++	底版	13	28.46s	896	-915	3.9	13.5	0.29
			頂版	21	28.46s	-264	-139	2.8	13.5	0.21
			南北壁	31	28.46s	-375	-1782	2.0	13.5	0.15
			東西壁	60	28.46s	581	4	3.0	13.5	0.23
			隔壁	80	28.46s	-385	-316	4.4	13.5	0.33
③	S _s -F 2	++	底版	13	28.45s	908	-905	4.0	13.5	0.30
			頂版	21	28.45s	-268	-135	2.9	13.5	0.22
			南北壁	31	28.45s	-378	-1803	2.0	13.5	0.15
			東西壁	60	28.45s	-630	-171	3.0	13.5	0.23
			隔壁	80	28.45s	-395	-329	4.5	13.5	0.34

注記* : 評価位置を図 6-13 に示す。

表 6-13(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (鉄筋)

解析 ケース	地震動	評価位置*		照査 時刻	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値 σ_s / σ_{sa}	
							σ_s (N/mm ²)	σ_{sa} (N/mm ²)		
①	S _s -D 1	++	底版	12	40.96s	109	638	88	294	0.30
			頂版	21	40.96s	-52	449	97	294	0.33
			南北壁	42	40.96s	-83	811	101	294	0.35
			東西壁	60	40.96s	461	44	128	294	0.44
			隔壁	80	40.96s	-265	22	119	294	0.41
		-+	底版	12	48.11s	104	708	95	294	0.33
			頂版	21	48.11s	-9	612	100	294	0.35
			南北壁	42	48.11s	-82	854	105	294	0.36
			東西壁	60	48.11s	414	12	111	294	0.38
			隔壁	80	48.11s	-301	-55	122	294	0.42
	S _s -D 2	++	底版	12	17.75s	133	614	90	294	0.31
			頂版	23	17.75s	-6	661	107	294	0.37
			南北壁	42	17.75s	-122	765	104	294	0.36
			東西壁	50	17.75s	-729	-383	109	294	0.38
			隔壁	70	17.75s	-263	-145	91	294	0.31
		-+	底版	12	26.75s	116	686	95	294	0.33
			頂版	21	26.75s	-5	626	101	294	0.35
			南北壁	42	26.75s	-89	839	105	294	0.36
			東西壁	60	17.75s	-641	-268	104	294	0.36
			隔壁	80	26.75s	-288	-62	115	294	0.40
	S _s -D 3	++	底版	12	23.73s	135	504	79	294	0.27
			頂版	21	23.73s	14	547	93	294	0.32
			南北壁	42	23.73s	-134	623	91	294	0.31
			東西壁	60	23.73s	-632	-228	107	294	0.37
隔壁			80	18.29s	-227	-94	84	294	0.29	
-+		底版	12	18.29s	131	500	78	294	0.27	
		頂版	23	18.29s	71	531	97	294	0.33	
		南北壁	42	18.29s	-123	636	90	294	0.31	
		東西壁	50	18.29s	-651	-340	98	294	0.34	
		隔壁	70	15.53s	-235	-70	91	294	0.31	
S _s -F 1	++	底版	11	18.86s	752	-579	79	294	0.27	
		頂版	23	18.86s	12	550	92	294	0.32	
		南北壁	42	18.86s	-137	600	89	294	0.31	
		東西壁	50	18.86s	-701	-409	100	294	0.35	
		隔壁	70	18.86s	-216	-110	76	294	0.26	
	-+	底版	12	18.86s	131	498	78	294	0.27	
		頂版	21	18.86s	-45	401	86	294	0.30	
		南北壁	42	18.86s	-124	625	89	294	0.31	
		東西壁	60	18.86s	-662	-252	110	294	0.38	
		隔壁	80	18.86s	-231	-108	83	294	0.29	

注記* : 評価位置を図 6-13 に示す。

表 6-13(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (鉄筋)

解析 ケース	地震動	評価位置*	照査 時刻	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生	短期許容	照査値 σ_s / σ_{sa}		
						応力度 σ_s (N/mm ²)	応力度 σ_{sa} (N/mm ²)			
①	S _s -F 2	++	底版	12	28.46s	107	754	100	294	0.35
			頂版	21	28.46s	-59	516	111	294	0.38
			南北壁	42	28.46s	-91	923	114	294	0.39
			東西壁	60	28.46s	584	35	159	294	0.55
			隔壁	80	28.46s	-290	47	134	294	0.46
		-+	底版	12	28.35s	119	573	83	294	0.29
			頂版	23	28.35s	-3	552	88	294	0.30
			南北壁	32	28.35s	-100	686	91	294	0.31
			東西壁	50	28.35s	-604	-271	96	294	0.33
			隔壁	70	28.35s	-265	-72	104	294	0.36
	S _s -F 3	++	底版	12	26.70s	130	579	86	294	0.30
			頂版	23	26.70s	80	559	104	294	0.36
			南北壁	42	26.70s	-125	712	99	294	0.34
			東西壁	50	26.70s	-694	-354	105	294	0.36
			隔壁	70	26.70s	-272	-166	92	294	0.32
		-+	底版	12	26.70s	127	632	91	294	0.31
			頂版	21	26.70s	-5	623	100	294	0.35
			南北壁	42	26.70s	-128	744	103	294	0.36
			東西壁	60	26.70s	-679	-253	114	294	0.39
			隔壁	80	26.70s	-278	-122	101	294	0.35
S _s -N 1	++	底版	11	7.54s	555	-435	57	294	0.20	
		頂版	23	7.54s	54	376	71	294	0.25	
		南北壁	42	7.54s	-121	419	67	294	0.23	
		東西壁	50	7.54s	-520	-300	75	294	0.26	
		隔壁	70	7.54s	-141	-5	61	294	0.21	
	-+	底版	13	7.60s	868	-878	72	294	0.25	
		頂版	21	7.61s	-45	352	79	294	0.27	
		南北壁	42	7.61s	-152	458	77	294	0.27	
		東西壁	60	7.61s	491	6	130	294	0.45	
		隔壁	80	7.60s	-168	-58	64	294	0.22	
②	S _s -F 2	++	底版	12	28.46s	107	752	100	294	0.35
			頂版	21	28.46s	-58	515	111	294	0.38
			南北壁	42	28.46s	-91	919	114	294	0.39
			東西壁	60	28.46s	577	27	156	294	0.54
			隔壁	80	28.46s	-289	48	134	294	0.46
③	S _s -F 2	++	底版	12	28.45s	109	773	102	294	0.35
			頂版	21	28.45s	-14	679	113	294	0.39
			南北壁	42	28.45s	-92	937	116	294	0.40
			東西壁	60	28.46s	582	36	158	294	0.54
			隔壁	80	28.45s	-298	30	135	294	0.46

注記* : 評価位置を図 6-13 に示す。

6.3.2 せん断破壊に対する評価結果

鉄筋コンクリート部材のせん断破壊に対する各部材での最大照査値について、表 6-14 に解析ケース・地震動ごとに示す。

同表より、発生せん断力が、全ケースにおいて短期許容せん断力を下回ることを確認した。

表 6-14(1) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動	評価位置*	照査 時刻	発生 せん断力	短期許容 せん断力	照査値 V/V_a		
				V (kN/m)	V_a (kN/m)			
①	S s - D 1	++	底版	11	40.96s	262	969	0.28
			頂版	22	40.96s	162	729	0.23
			南北壁	31	40.96s	167	1175	0.15
			東西壁	60	40.96s	473	1175	0.41
			隔壁	70	40.96s	217	723	0.31
		-+	底版	11	48.11s	261	969	0.27
			頂版	22	48.11s	166	729	0.23
			南北壁	31	48.11s	172	1175	0.15
			東西壁	60	48.11s	449	1175	0.39
			隔壁	70	48.11s	226	723	0.32
	S s - D 2	++	底版	11	17.75s	416	969	0.43
			頂版	21	17.75s	145	729	0.20
			南北壁	33	17.75s	174	1175	0.15
			東西壁	50	17.75s	428	1175	0.37
			隔壁	80	17.75s	208	723	0.29
		-+	底版	13	17.75s	404	969	0.42
			頂版	22	26.75s	160	729	0.22
			南北壁	31	26.75s	175	1175	0.15
			東西壁	60	17.75s	469	1175	0.40
			隔壁	70	26.75s	223	723	0.31
	S s - D 3	++	底版	13	23.73s	378	969	0.40
			頂版	22	23.73s	143	729	0.20
			南北壁	31	23.73s	170	1175	0.15
			東西壁	60	23.73s	489	1175	0.42
隔壁			70	23.73s	185	723	0.26	
-+		底版	11	18.29s	368	969	0.38	
		頂版	21	18.29s	139	729	0.20	
		南北壁	33	18.29s	169	1175	0.15	
		東西壁	50	18.29s	353	1175	0.31	
		隔壁	80	18.29s	178	723	0.25	
S s - F 1	++	底版	11	18.86s	396	969	0.41	
		頂版	21	18.86s	142	729	0.20	
		南北壁	33	18.86s	167	1175	0.15	
		東西壁	50	18.86s	391	1175	0.34	
		隔壁	80	18.86s	175	723	0.25	
	-+	底版	13	18.86s	388	969	0.41	
		頂版	22	18.86s	130	729	0.18	
		南北壁	31	18.86s	159	1175	0.14	
		東西壁	60	18.86s	512	1175	0.44	
		隔壁	70	18.86s	181	723	0.26	

注記* : 評価位置を図 6-13 に示す。

表 6-14(2) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動	評価位置*	照査 時刻	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V _a (kN/m)	照査値 V/V _a		
①	S _s -F2	++	底版	13	28.46s	290	969	0.30
			頂版	22	28.46s	184	729	0.26
			南北壁	33	28.46s	179	1175	0.16
			東西壁	60	28.46s	575	1175	0.49
			隔壁	70	28.46s	246	723	0.35
		-+	底版	11	28.46s	370	969	0.39
			頂版	21	28.35s	140	729	0.20
			南北壁	33	28.35s	163	1175	0.14
			東西壁	50	28.46s	351	1175	0.30
			隔壁	80	28.35s	190	723	0.27
	S _s -F3	++	底版	11	26.70s	389	969	0.41
			頂版	21	26.70s	156	729	0.22
			南北壁	33	26.70s	177	1175	0.16
			東西壁	50	26.70s	373	1175	0.32
			隔壁	80	26.70s	199	723	0.28
		-+	底版	13	26.70s	401	969	0.42
			頂版	22	26.70s	144	729	0.20
			南北壁	31	26.70s	172	1175	0.15
			東西壁	60	26.70s	499	1175	0.43
			隔壁	70	26.70s	214	723	0.30
S _s -N1	++	底版	11	7.54s	306	969	0.32	
		頂版	21	7.54s	110	729	0.16	
		南北壁	33	7.54s	142	1175	0.13	
		東西壁	50	7.54s	282	1175	0.24	
		隔壁	80	7.54s	127	723	0.18	
	-+	底版	13	7.60s	388	969	0.41	
		頂版	22	7.61s	140	729	0.20	
		南北壁	33	7.61s	156	1175	0.14	
		東西壁	60	7.61s	538	1175	0.46	
		隔壁	70	7.61s	156	723	0.22	
②	S _s -F2	++	底版	13	28.46s	287	969	0.30
			頂版	22	28.46s	183	729	0.26
			南北壁	33	28.46s	177	1175	0.16
			東西壁	60	28.46s	570	1175	0.49
			隔壁	70	28.46s	245	723	0.34
③	S _s -F2	++	底版	13	28.45s	305	969	0.32
			頂版	22	28.46s	185	729	0.26
			南北壁	33	28.46s	180	1175	0.16
			東西壁	60	28.46s	574	1175	0.49
			隔壁	70	28.45s	249	723	0.35

注記* : 評価位置を図 6-13 に示す。

6.3.3 水平2方向載荷による評価結果

水平2方向載荷による評価は、「3.5 地震応答解析の解析ケース」に示すとおり、すべての基準地震動 S_s に対して実施する解析ケース①、解析ケース②及び③の照査値の中で最大となる地震動に対し実施する。水平2方向載荷の評価において組合せる荷重は、主方向荷重を水平方向及び鉛直方向荷重、従方向荷重を水平方向荷重とし、従方向荷重は主方向荷重での地震時荷重算定時刻と同時刻の荷重を、位相を変えた地震動にて算出した荷重とする。

なお、「3.5.1(4) 従方向荷重の選定」に示すとおり、強軸方向（南北）に対する地震応答解析は全応力解析及び有効応力解析を実施することから、各々の解析手法から得られた地震時荷重を弱軸方向の地震時荷重と組み合わせて耐震評価を行う。

「6.2 三次元構造解析結果」に示すとおり、曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、解析ケース①の $S_s - F_2(++)$ が照査値最大となることから、 $S_s - F_2(++)$ に対する水平2方向載荷による評価を実施する。水平2方向載荷による評価に用いる解析ケースと地震動の組合せを表6-15に示す。

水平2方向載荷に対する評価結果について、各部材において最も厳しい照査値となる解析ケース及び評価結果を表6-16～表6-18に示す。

同表より、発生応力度及び発生せん断力がそれぞれの許容限界を下回ることを確認した。

表6-15 水平2方向載荷による評価に用いる解析ケースと地震動

解析ケース		地震動
主方向	従方向	
①	①	$S_s - F_2(++)$
①	⑥	

表 6-16 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（コンクリート）

評価位置*		解析ケース		地震動	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	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}
		主方向	従方向						
底版	13	①	①	主方向：S _s -F ₂ (++) 従方向：S _s -F ₂	910	-876	4.0	13.5	0.30
頂版	21	①	①		-266	-106	2.8	13.5	0.21
南北壁	41	①	①		-361	-1870	2.0	13.5	0.15
東西壁	60	①	①		590	-37	3.0	13.5	0.23
隔壁	80	①	①		-383	-109	4.5	13.5	0.34

注記* : 評価位置を図 6-13 に示す。

表 6-17 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（鉄筋）

評価位置*		解析ケース		地震動	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	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}
		主方向	従方向						
底版	11	①	①	主方向：S _s -F ₂ (++) 従方向：S _s -F ₂	140	739	105	294	0.36
頂版	21	①	①		-14	764	127	294	0.44
南北壁	32	①	①		-111	906	116	294	0.40
東西壁	60	①	①		590	76	167	294	0.57
隔壁	80	①	①		-327	182	173	294	0.59

注記* : 評価位置を図 6-13 に示す。

表 6-18 せん断破壊に対する評価結果

評価位置*		解析ケース		地震動	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V _a (kN/m)	照査値 V/V _a
		主方向	従方向				
底版	13	①	①	主方向：S _s -F ₂ (++) 従方向：S _s -F ₂	338	969	0.35
頂版	22	①	①		186	729	0.26
南北壁	31	①	①		235	1175	0.20
東西壁	60	①	①		576	1175	0.50
隔壁	70	①	⑥		244	723	0.34

注記* : 評価位置を図 6-13 に示す。

6.4 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に対する評価結果を表 6-19 に示す。また，最大接地圧分布図を図 6-16 に示す。

同表より，基礎地盤に発生する接地圧が極限支持力を下回ることを確認した。

表 6-19 基礎地盤の支持性能評価結果

解析 ケース	地震動		接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_u (N/mm ²)	照査値 R_a/R_u
①	S _s -D 1	++	0.7	11.4	0.07
		-+	0.8	11.4	0.08
	S _s -D 2	++	0.9	11.4	0.08
		-+	0.8	11.4	0.08
	S _s -D 3	++	0.8	11.4	0.08
		-+	0.8	11.4	0.08
	S _s -F 1	++	0.8	11.4	0.08
		-+	0.7	11.4	0.07
	S _s -F 2	++	0.8	11.4	0.08
		-+	0.9	11.4	0.08
	S _s -F 3	++	0.9	11.4	0.08
		-+	0.8	11.4	0.08
	S _s -N 1	++	0.8	11.4	0.08
		-+	0.7	11.4	0.07
②	S _s -F 2	++	0.8	11.4	0.08
③	S _s -F 2	++	0.8	11.4	0.08

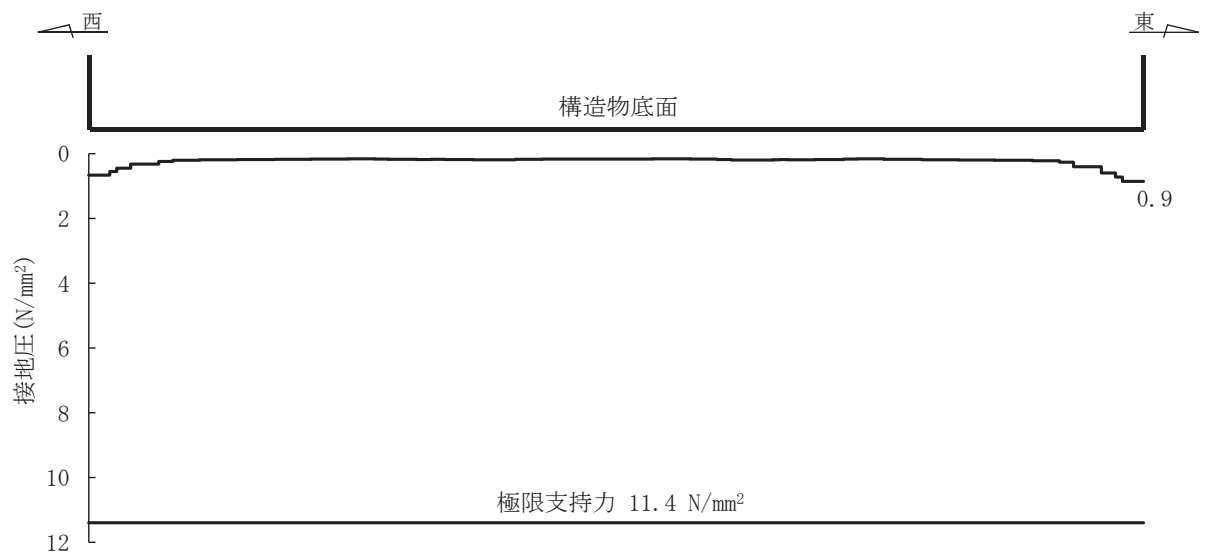


図 6-16 基礎地盤の最大接地圧分布図
 (解析ケース①, S s - F 3 (++))

7. まとめ

ガスタービン発電設備軽油タンク室については、基準地震動 S_s による耐震評価として、構造部材の曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持性能に対する評価を実施した。

構造部材の健全性評価については、鉄筋コンクリート部材の発生応力度、発生せん断力が要求機能に応じた許容限界を下回ることを確認した。

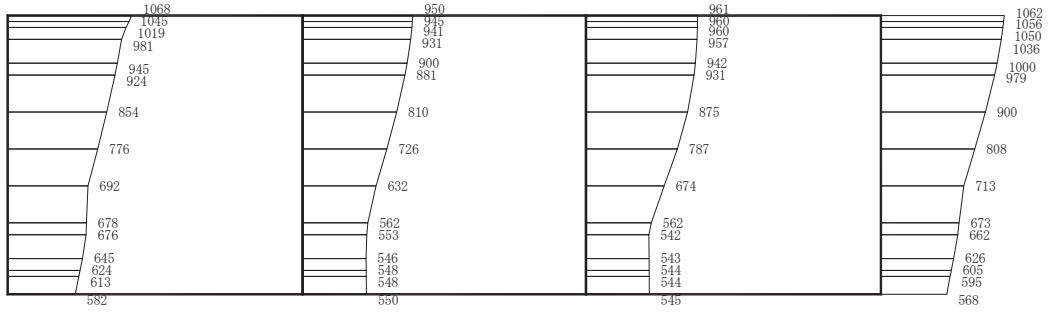
基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に発生する応力（接地圧）が極限支持力に基づく許容限界を下回ることを確認した。

以上から、ガスタービン発電設備軽油タンク室は、基準地震動 S_s による地震力に対して、構造強度を有すること及び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を支持する機能を損なわないことを確認した。

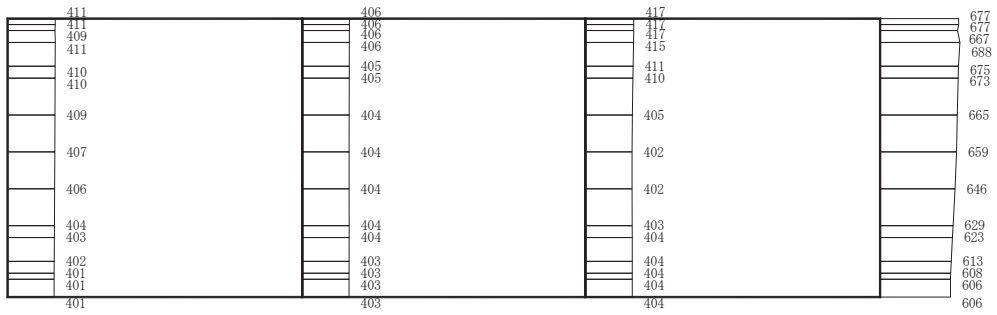
参考資料 1 機器・配管系の耐震評価に適用する影響検討ケース

ガスタービン発電設備軽油タンク室に支持される機器・配管系の耐震評価に適用する床応答への保守的な配慮として、基準地震動 S_s (7 波) を用いて、ケース①に加え、「資料 13 ガスタービン発電設備軽油タンク室の耐震安全性評価」の「3. 地震応答解析」に基づきケース②～④の解析を実施している。

鉄筋コンクリート部材の初期剛性低下の影響として、鉄筋コンクリート部材の剛性を 0.75 倍したケースに係る地震応答解析結果として、基準地震動 S_s に対する最大加速度分布図を図 1-1～図 1-14 に示す。



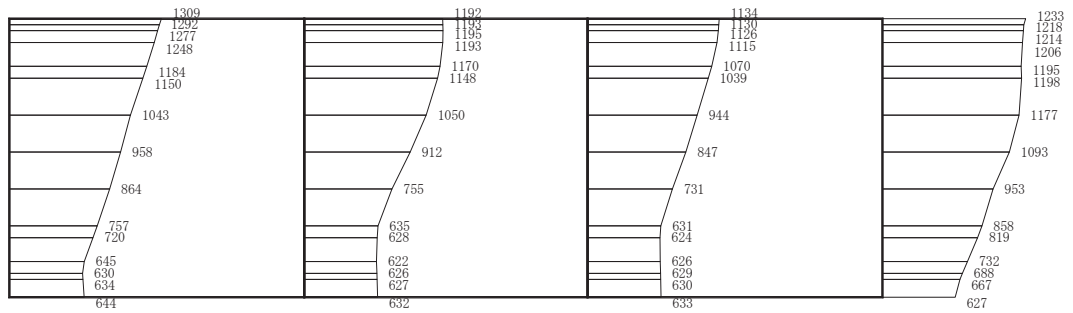
(a) S s - D 1 (++) 水平



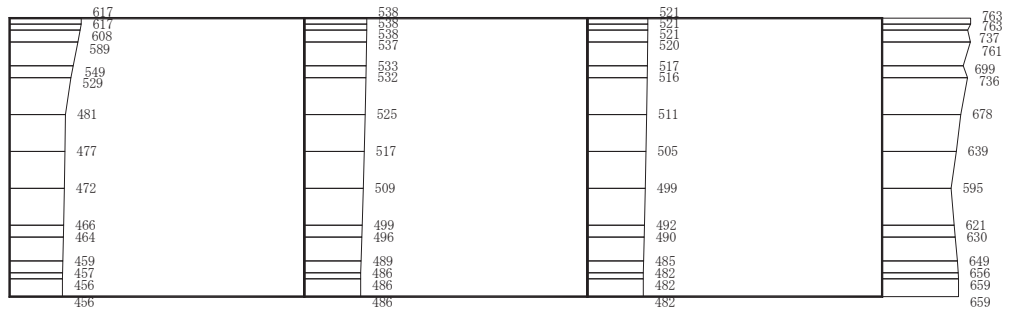
(b) S s - D 1 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 1-1 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 東西方向)



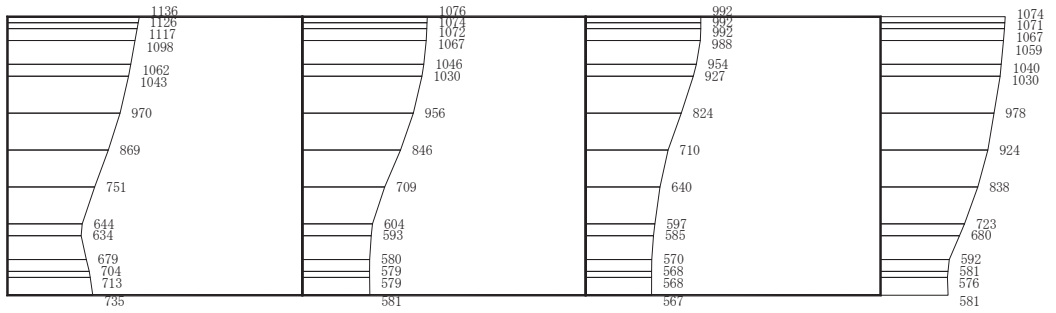
(a) S s - D 2 (++) 水平



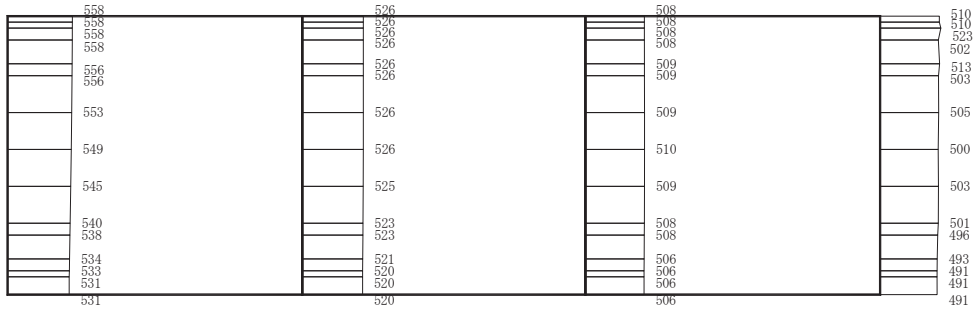
(b) S s - D 2 (++) 鉛直

構造スケール 0 (m) 応答値スケール 0 (cm/s²)

図 1-2 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 東西方向)



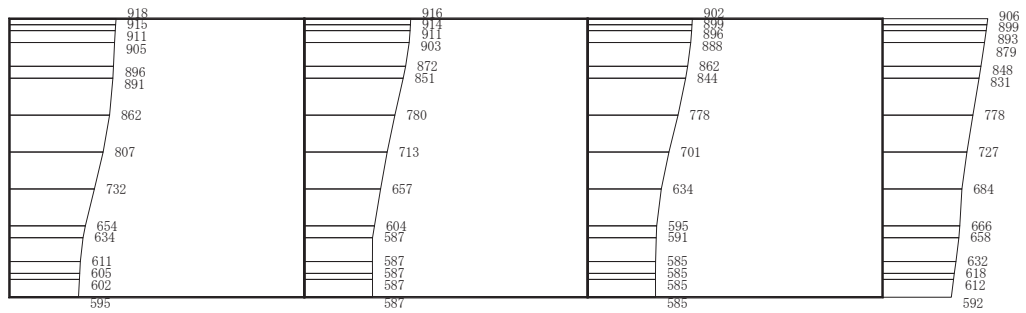
(a) S s - D 3 (++) 水平



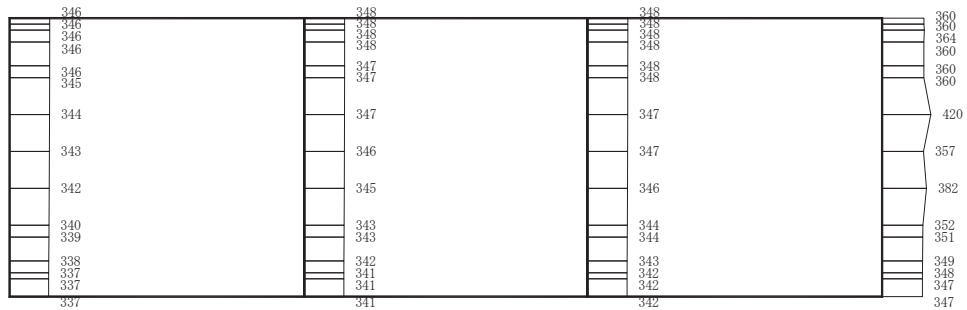
(b) S s - D 3 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 1-3 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 東西方向)



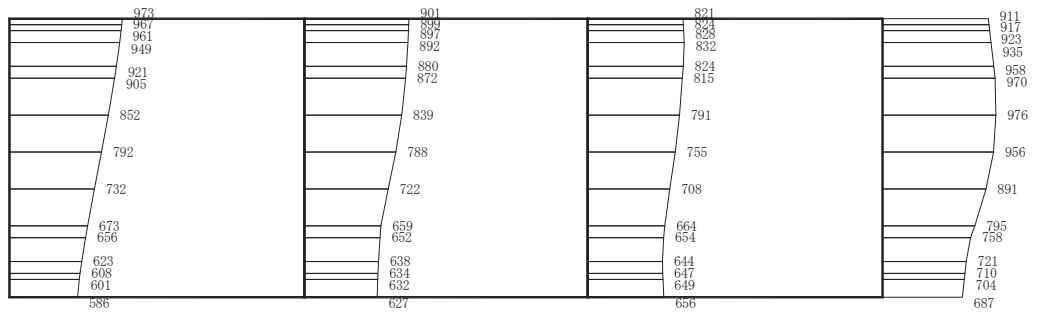
(a) $S_s - F1$ (++) 水平



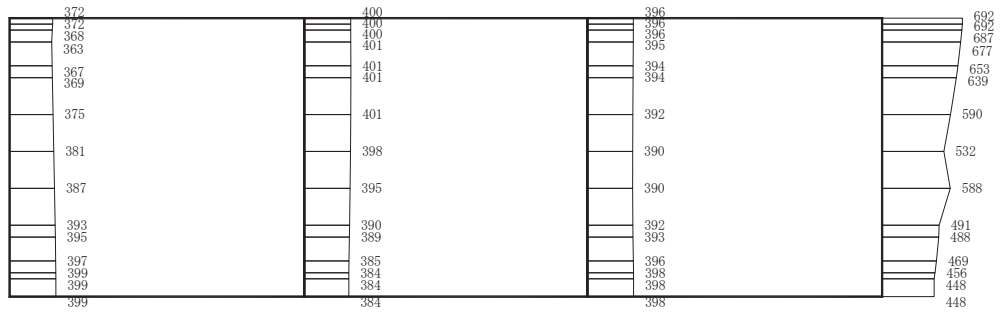
(b) $S_s - F1$ (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 1-4 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 東西方向)



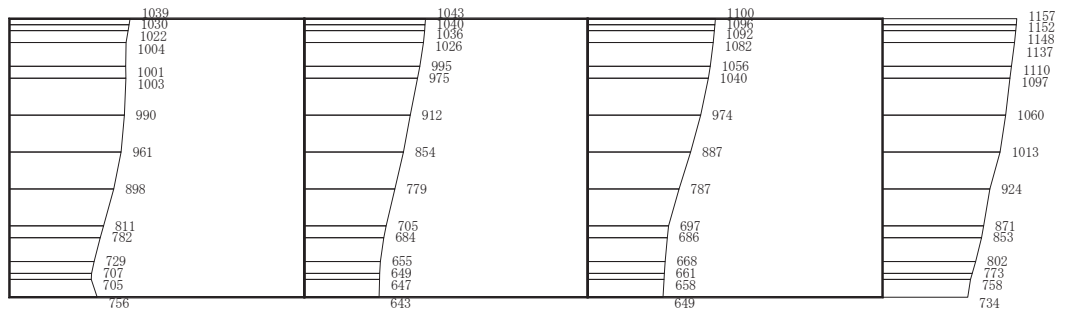
(a) $S_s - F_2 (++)$ 水平



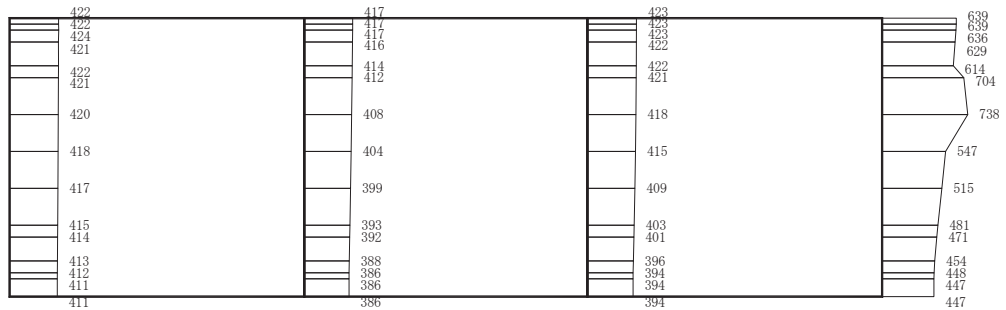
(b) $S_s - F_2 (++)$ 鉛直

構造スケール 0 (m) 応答値スケール 0 (cm/s²)

図 1-5 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 東西方向)



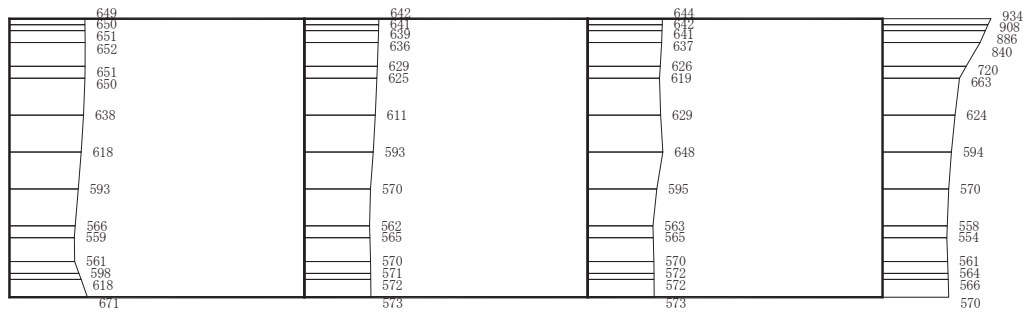
(a) S s - F 3 (++) 水平



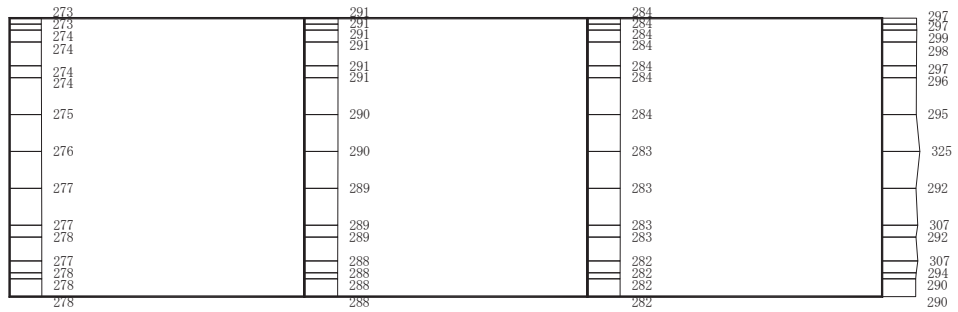
(b) S s - F 3 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 1-6 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 東西方向)



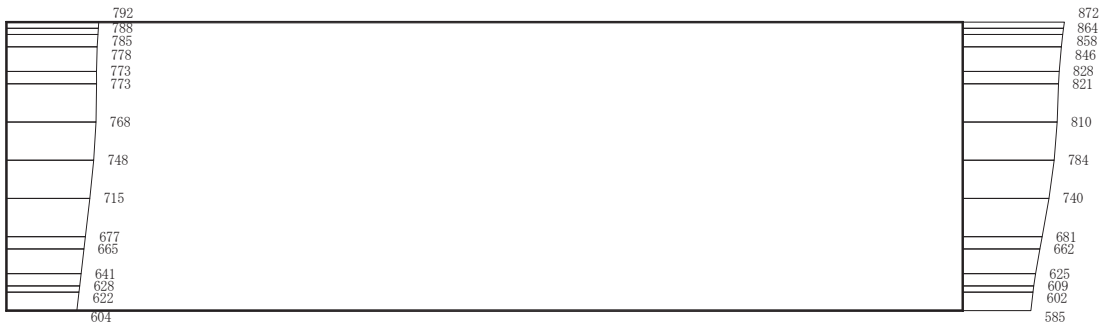
(a) S s - N 1 (++) 水平



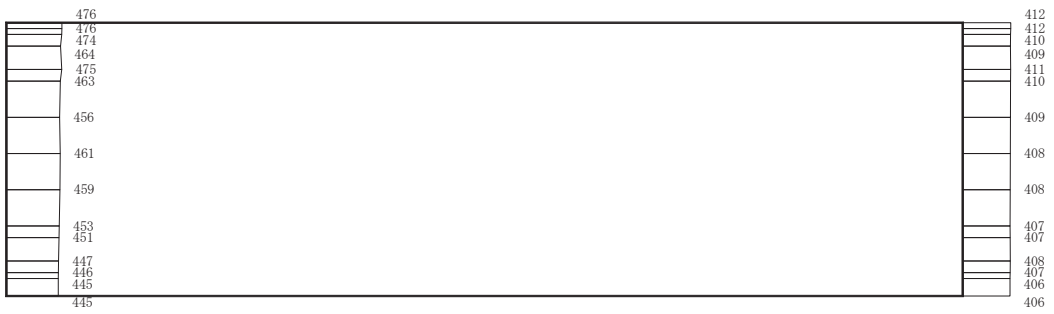
(b) S s - N 1 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 1-7 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 東西方向)



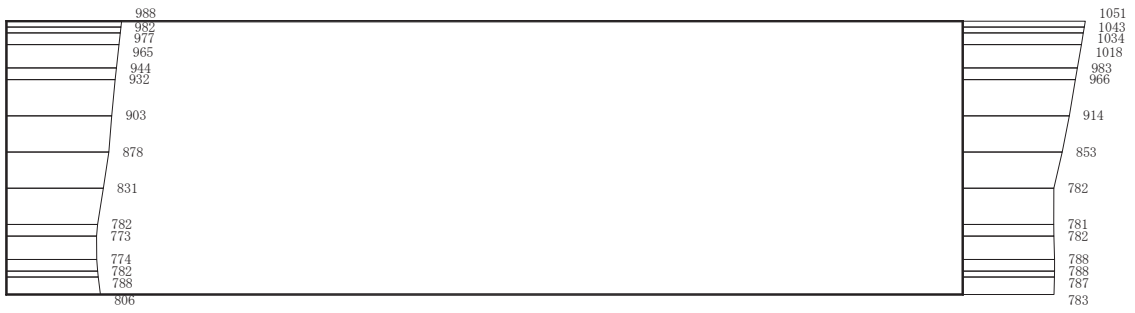
(a) S s - D 1 (++) 水平



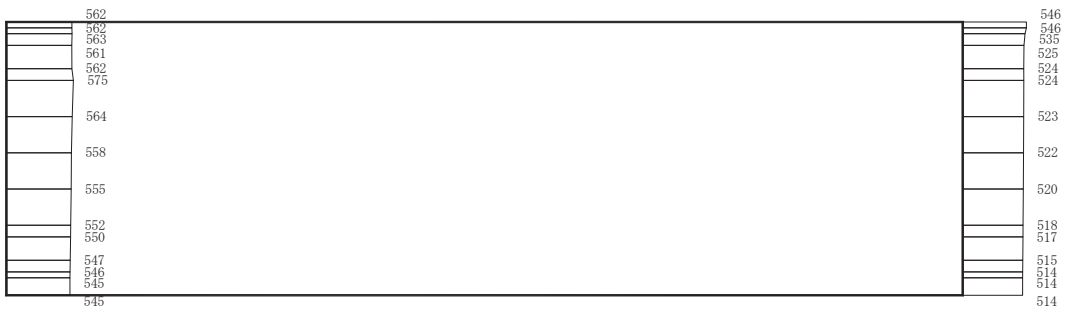
(b) S s - D 1 (++) 鉛直

構造スケール 0 $\frac{\quad}{\quad}$ 2 (m) 応答値スケール 0 $\frac{\quad}{\quad}$ 1000 (cm/s²)

図 1-8 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 南北方向)



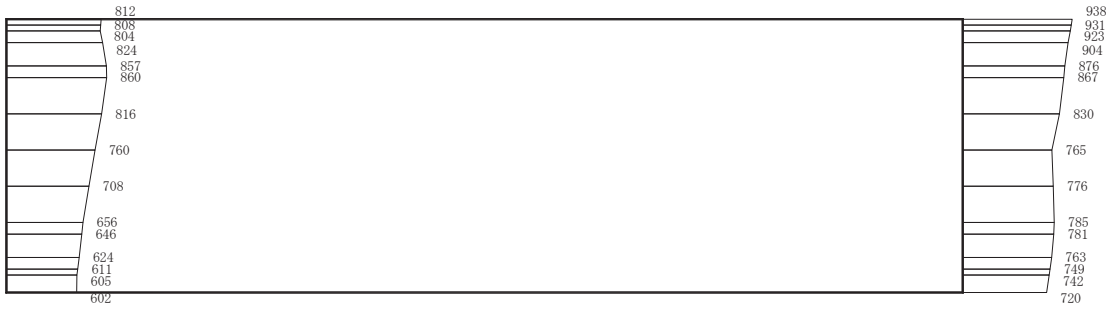
(a) S s - D 2 (++) 水平



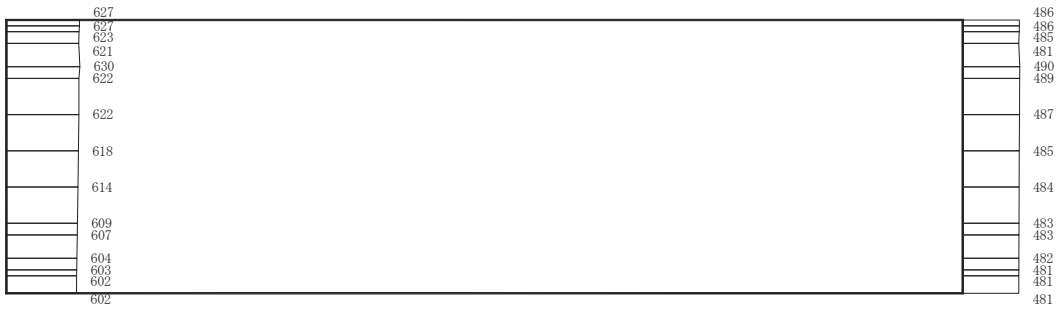
(b) S s - D 2 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 1-9 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 南北方向)



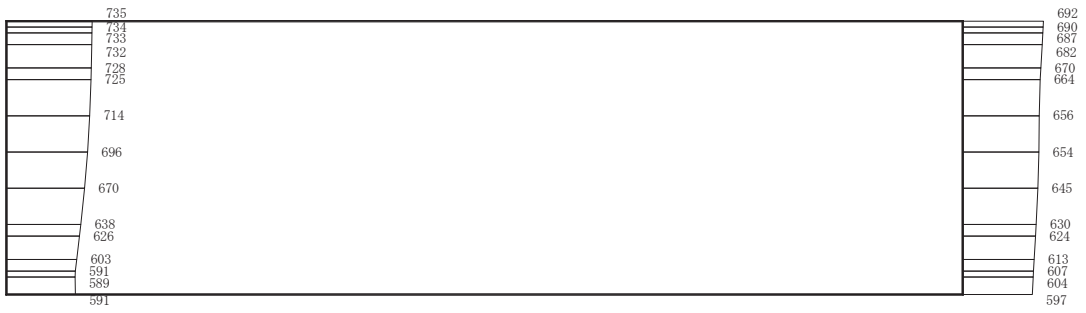
(a) S s - D 3 (++) 水平



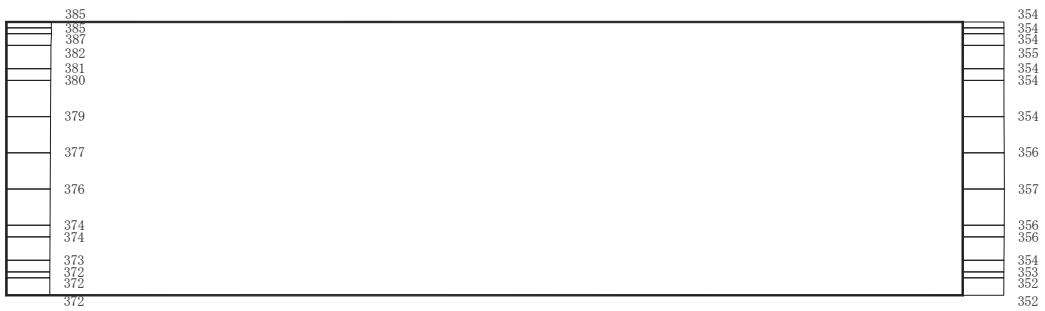
(b) S s - D 3 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 1-10 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 南北方向)



(a) S s - F 1 (++) 水平



(b) S s - F 1 (++) 鉛直



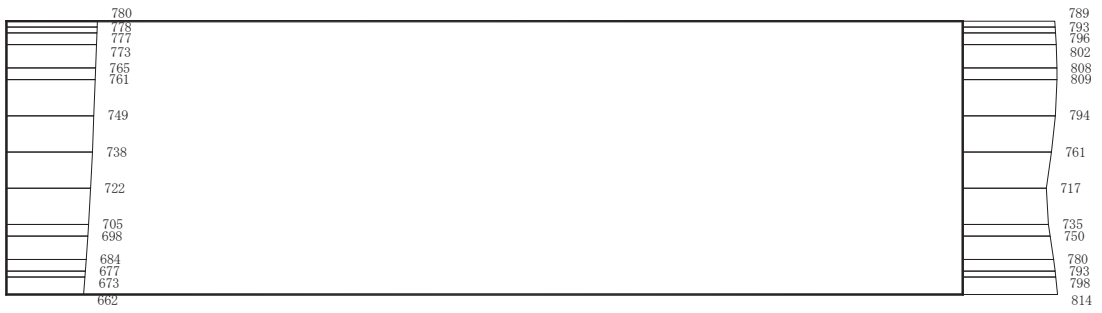
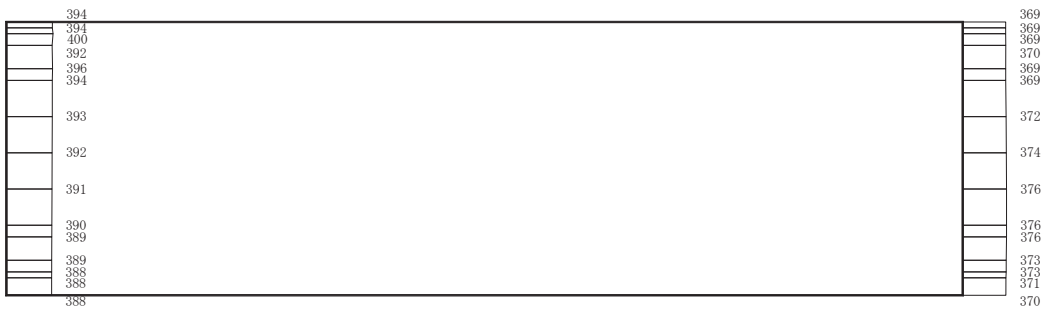
構造スケール 0  2 (m) 応答値スケール 0  1000 (cm/s²)

図 1-11 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 南北方向)



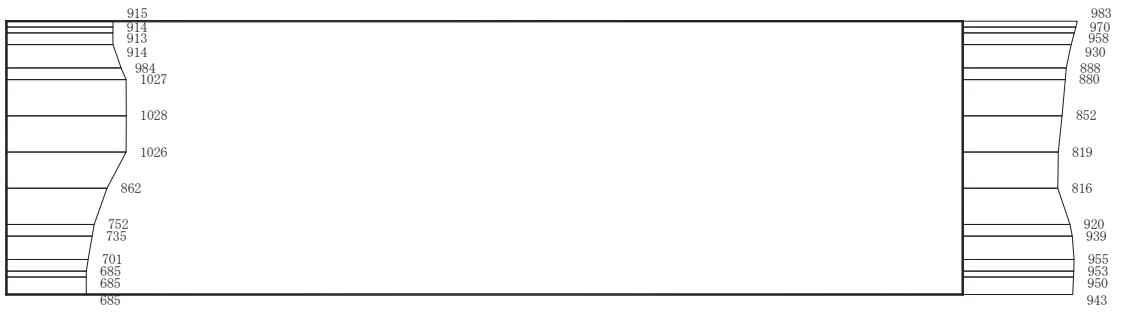
(a) S s - F 2 (++) 水平



(b) S s - F 2 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 1-12 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 南北方向)



(a) S s - F 3 (++) 水平



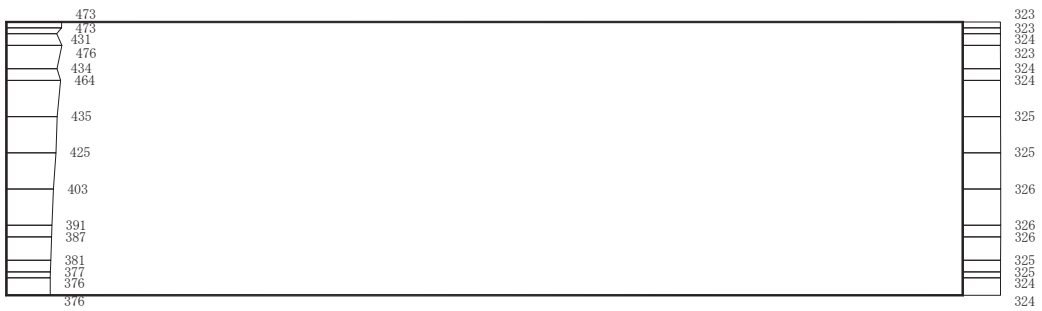
(b) S s - F 3 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 1-13 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 南北方向)



(a) S s - N 1 (++) 水平



(b) S s - N 1 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 1-14 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 南北方向)