

図 6-12(3) セン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)
 (隔壁 (東西), 断層考慮ケース, $S_s - D_2$ (++) , $t = 25.09\text{s}$)

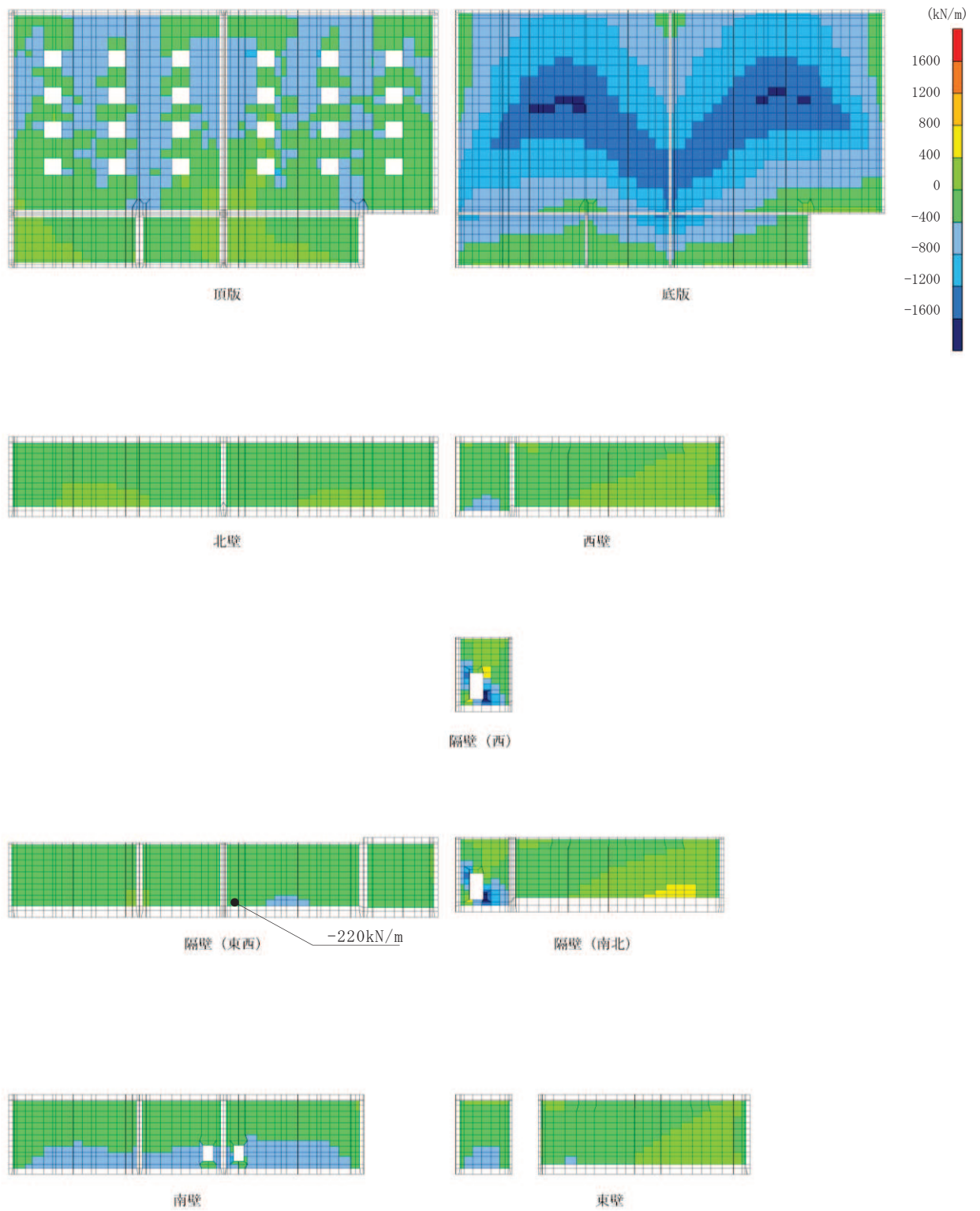


図 6-12(4) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_y)
 (隔壁 (東西), 断層考慮ケース, $S_s - D 2 (+ +)$, $t = 25.09s$)

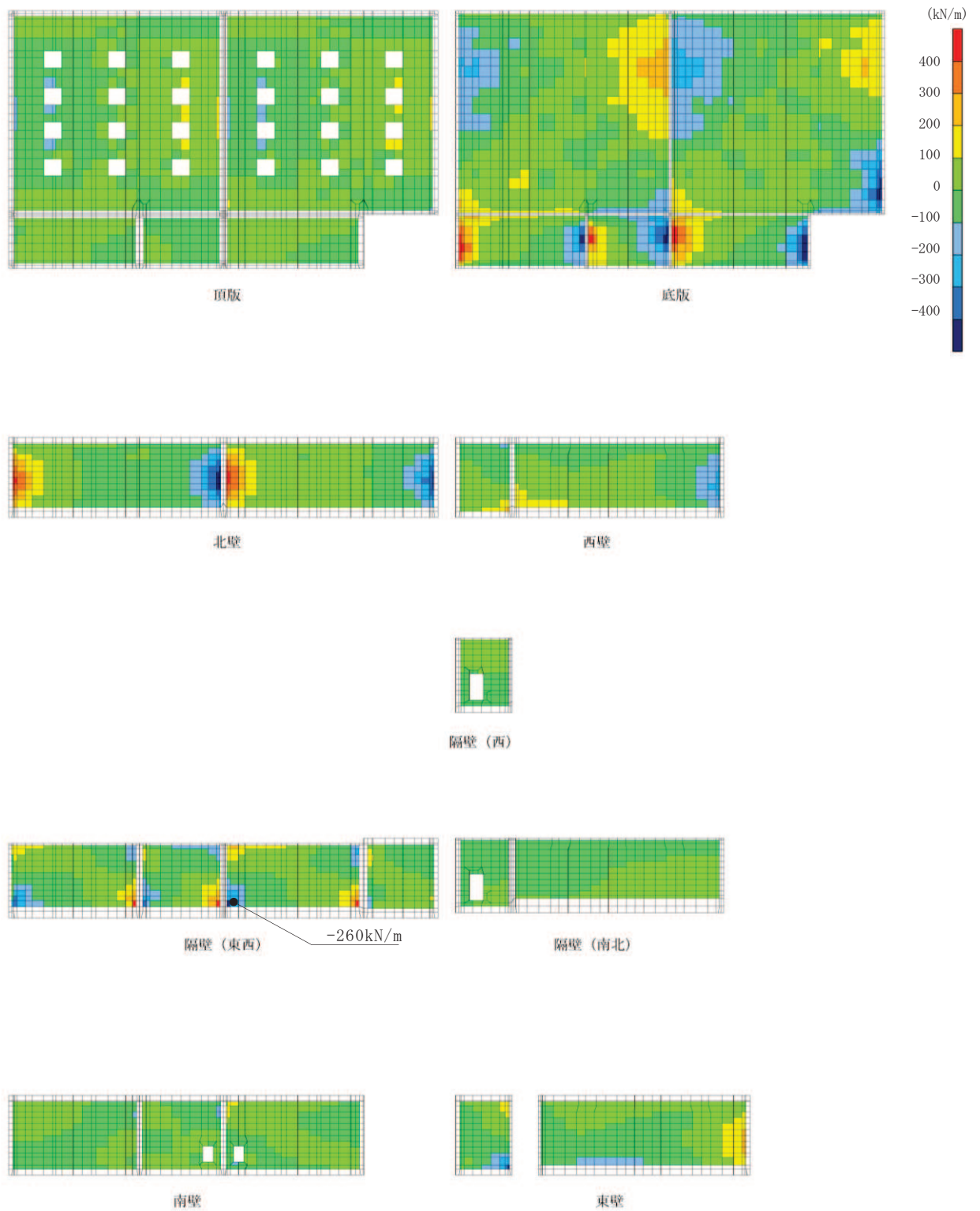


図 6-12(5) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_x)
 (隔壁 (東西), 断層考慮ケース, $S_s - D 2 (+ +)$, $t = 25.09\text{s}$)

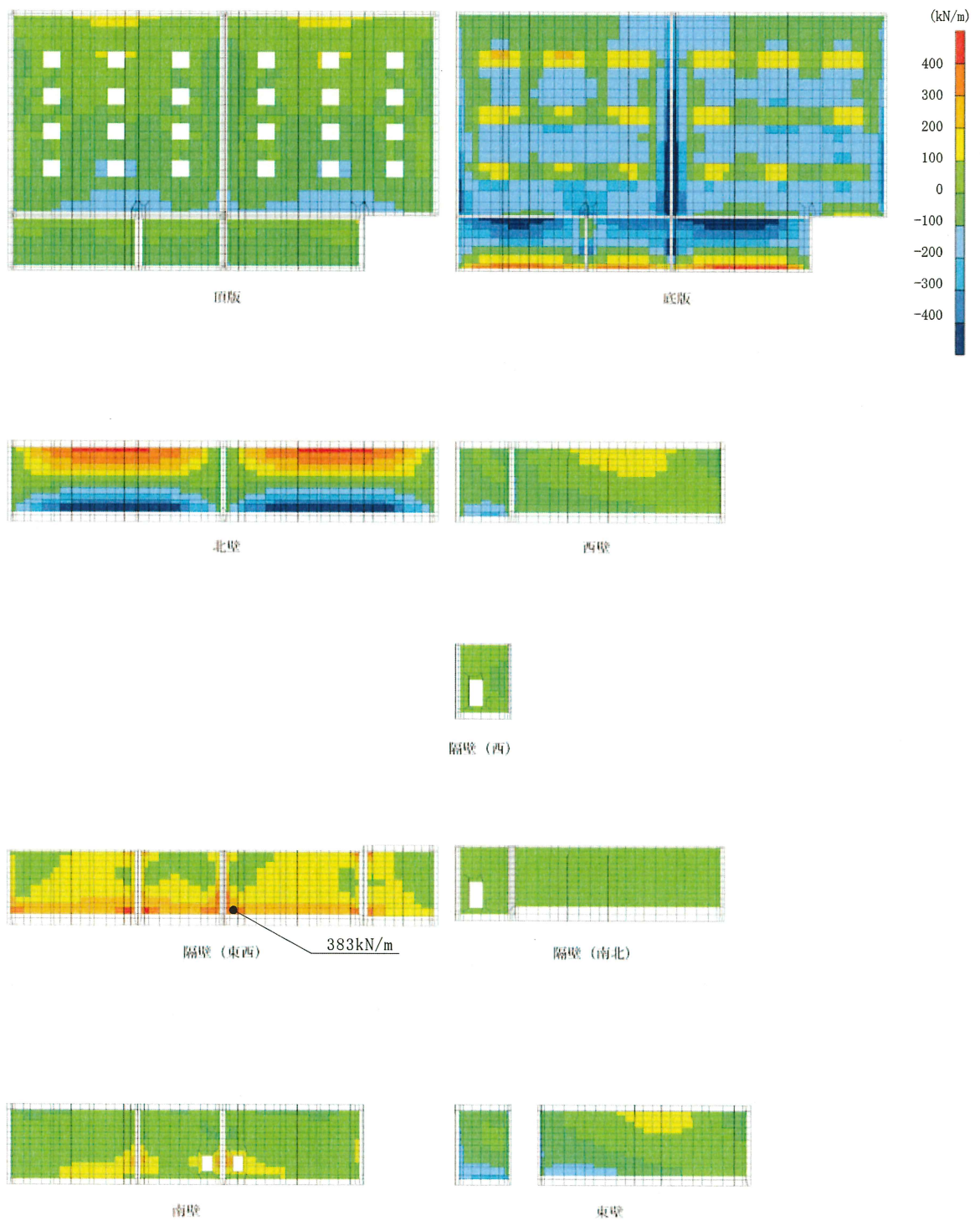


図 6-12(6) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_y)
 (隔壁 (東西), 断層考慮ケース, $S_s - D 2 (+ +)$, $t = 25.09s$)

表 6-9 (1) 壁部材の面内せん断に対する照査
(構造強度を有すること及びSクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認)

【断層考慮】

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用層間 変形角*2 γ_d	許容限界 γ_R	照査値 γ_d / γ_R
南北壁	30	①	S _s -D2(-+)	13 μ	2000 μ	0.01
隔壁(東西)	50	①	S _s -D2(++)	26 μ	2000 μ	0.02
東西壁	60	①	S _s -D2(-+)	67 μ	2000 μ	0.04
隔壁(南北)	80	①	S _s -D2(++)	142 μ	2000 μ	0.08
隔壁(西)	90	①	S _s -D2(++)	101 μ	2000 μ	0.06

注記*1：評価位置は図 6-13 に示す。

*2：照査用層間変形角＝発生する層間変形角×構造解析係数 γ_a

表 6-9 (2) 壁部材の面内せん断に対する照査
(構造強度を有すること及びSクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認)

【断層非考慮】

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用層間 変形角*2 γ_d	許容限界 γ_R	照査値 γ_d / γ_R
南北壁	30	①	S _s -F3(-+)	14 μ	2000 μ	0.01
隔壁(東西)	50	①	S _s -D2(++)	29 μ	2000 μ	0.02
東西壁	72	①	S _s -F2(++)	78 μ	2000 μ	0.04
隔壁(南北)	80	①	S _s -D2(++)	164 μ	2000 μ	0.09
隔壁(西)	90	①	S _s -F2(++)	116 μ	2000 μ	0.06

注記*1：評価位置は図 6-13 に示す。

*2：照査用層間変形角＝発生する層間変形角×構造解析係数 γ_a

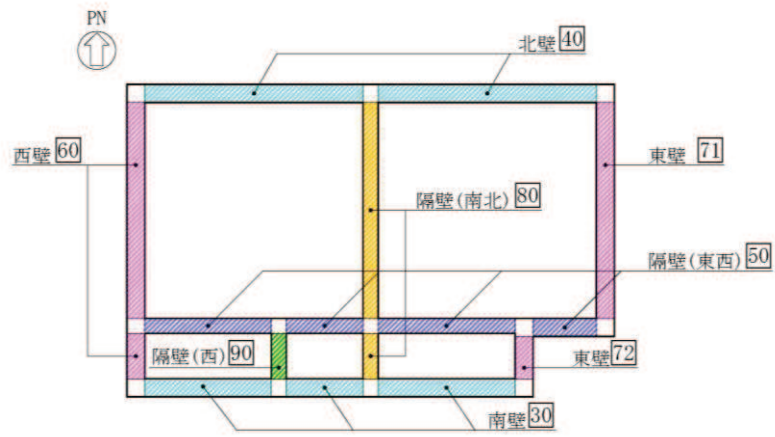


図 6-13 評価部材位置 (面内せん断ひずみ)

6.3 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照査結果及び MMR（既設）の支持性能に対する照査結果を表 6-10 及び表 6-11 に断層を考慮しない場合のケースと併せて示す。また、最大接地圧分布図を図 6-14 及び図 6-15 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及び 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 6-10 (1) 基礎地盤の支持性能照査結果【断層考慮】

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 - D 1 (- +)	3.2	13.7	0.24

表 6-10 (2) 基礎地盤の支持性能照査結果【断層非考慮】

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 - D 2 (++)	2.5	13.7	0.19

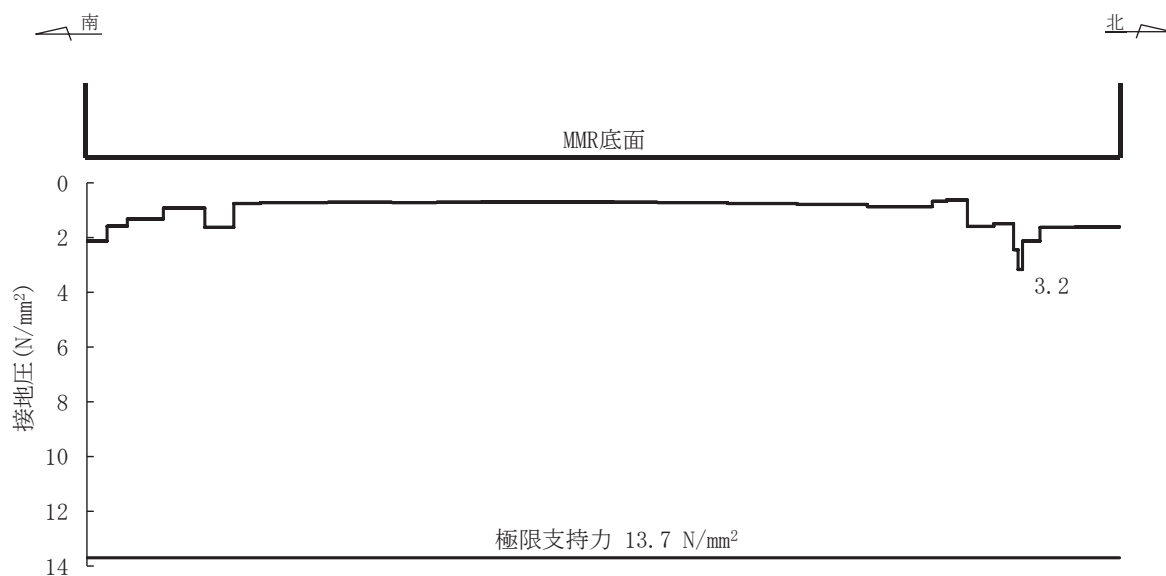


図 6-14 基礎地盤の最大接地圧分布図
(解析ケース①, S s - D 1 (- +))

表 6-11 (1) MMR (既設) の支持性能照査結果【断層考慮】

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 -D1 (-+)	1.2	15.6	0.08

表 6-11 (2) MMR (既設) の支持性能照査結果【断層非考慮】

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 -D2 (++)	1.3	15.6	0.09

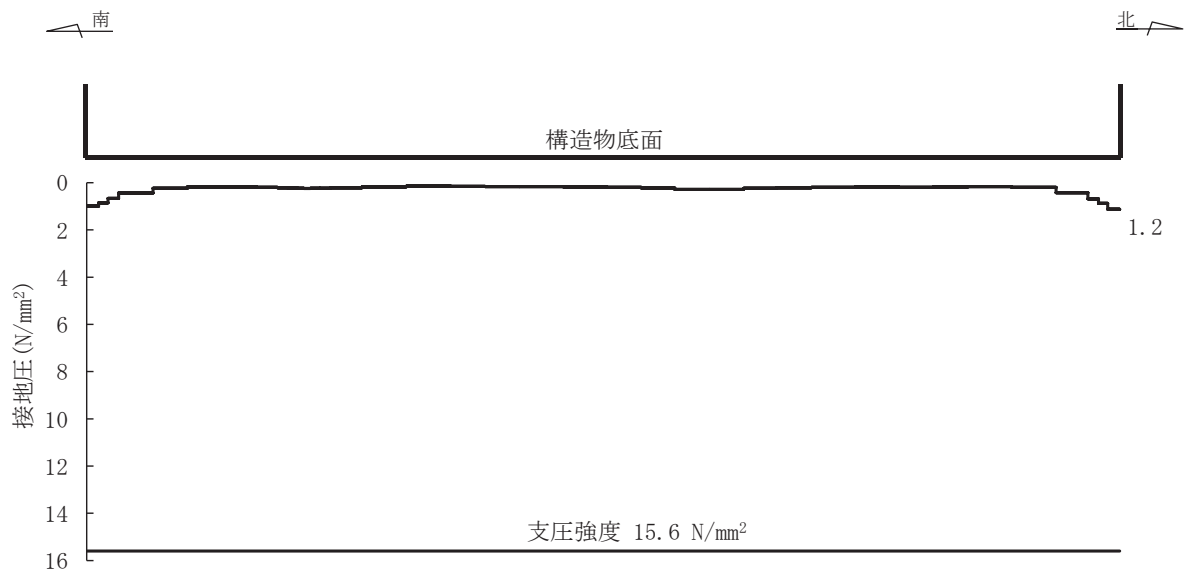


図 6-15 MMR (既設) の最大接地圧分布図
(解析ケース①, S_s-D1 (-+))

7. まとめ

敷地内に分布する断層が屋外重要土木構造物等の耐震性に与える影響を検討するため、軽油タンク室について影響評価を実施した。

断層を考慮した影響評価を行った結果、軽油タンク室については、断層厚さを保守的に厚く設定した評価において、基本ケース(ケース①)の14波による評価を行い、断層による影響が無いこと及び基準地震動S_sに対して十分な構造強度及び支持機能を有していることを確認した。

資料 8 軽油タンク室 (H) の耐震安全性評価

目次

1.	評価方法	資料 8-1
2.	評価条件	資料 8-1
2.1	適用規格	資料 8-1
2.2	構造の概要	資料 8-3
2.3	耐震評価フロー	資料 8-7
2.4	地震時荷重算出断面の選定	資料 8-12
2.5	使用材料及び材料の物性値	資料 8-14
2.6	地盤物性値	資料 8-14
2.7	評価構造物諸元	資料 8-19
2.8	地下水位	資料 8-21
3.	地震応答解析	資料 8-23
3.1	地震応答解析手法	資料 8-23
3.2	地震応答解析モデルの設定	資料 8-26
3.2.1	解析モデル領域	資料 8-26
3.2.2	境界条件	資料 8-28
3.2.3	構造物のモデル化	資料 8-33
3.2.4	隣接構造物のモデル化	資料 8-38
3.2.5	地盤及びマンメイドロック (MMR) のモデル化	資料 8-38
3.2.6	ジョイント要素の設定	資料 8-39
3.3	減衰定数	資料 8-42
3.4	荷重の組合せ	資料 8-52
3.4.1	機器・配管荷重	資料 8-53
3.4.2	外水圧	資料 8-56
3.4.3	積載荷重	資料 8-57
3.5	地震応答解析の解析ケース	資料 8-58
3.5.1	耐震評価における解析ケース	資料 8-58
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 8-64
4.	三次元構造解析	資料 8-68
4.1	解析手法	資料 8-68
4.2	解析モデルの設定	資料 8-69
4.2.1	構造物のモデル化	資料 8-69
4.2.2	地盤ばね要素	資料 8-73
4.3	照査時刻の選定	資料 8-74
4.4	入力荷重	資料 8-75
4.4.1	常時荷重	資料 8-76

4.4.2	慣性力	資料 8-78
4.4.3	地震時土圧及び周面せん断力.....	資料 8-79
5.	評価内容	資料 8-80
5.1	入力地震動の設定	資料 8-80
5.2	許容限界の設定	資料 8-109
5.2.1	曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界.....	資料 8-109
5.2.2	せん断破壊に対する許容限界.....	資料 8-110
5.2.3	基礎地盤の支持性能に対する許容限界.....	資料 8-111
6.	評価結果	資料 8-112
6.1	地震応答解析結果	資料 8-112
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 8-113
6.1.2	作用荷重分布図	資料 8-116
6.1.3	最大せん断ひずみ分布.....	資料 8-118
6.2	三次元構造解析結果	資料 8-120
6.2.1	解析ケースと照査値	資料 8-124
6.2.2	構造部材の断面力分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）	資料 8-135
6.2.3	構造部材の断面力分布（せん断破壊に対する照査）	資料 8-142
6.3	構造部材の健全性に対する評価結果.....	資料 8-145
6.3.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果.....	資料 8-145
6.3.2	せん断破壊に対する評価結果.....	資料 8-152
6.3.3	水平 2 方向载荷による評価結果.....	資料 8-156
6.4	基礎地盤の支持性能に対する評価結果.....	資料 8-158
6.4.1	基礎地盤（狐崎部層）	資料 8-158
6.4.2	MMR（新設）	資料 8-160
7.	まとめ	資料 8-165

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について・・・資料 8- (参考) 1-1
- 参考資料 2 静的地震力に対する耐震評価・・・・・・・・・・・・・・・・・・資料 8- (参考) 2-1
- 参考資料 3 断層交差部の影響評価・・・・・・・・・・・・・・・・・・資料 8- (参考) 3-1

1. 評価方法

軽油タンク室(H)は、耐震重要施設及び常設重大事故等対処設備である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。

軽油タンク室(H)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、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

軽油タンク室(H)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。

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 ・Sクラスの施設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 ・Sクラスの施設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 構造の概要

軽油タンク室（H）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。

軽油タンク室（H）は、幅 9.00m（東西）×20.20m（南北）、高さ 9.90m の鉄筋コンクリート造の地中構造物であり、MMR を介して十分な支持性能を有する岩盤に直接設置されている。軽油タンク室（H）は、面部材として加振方向に平行に配置される妻壁を有する箱形構造物である。

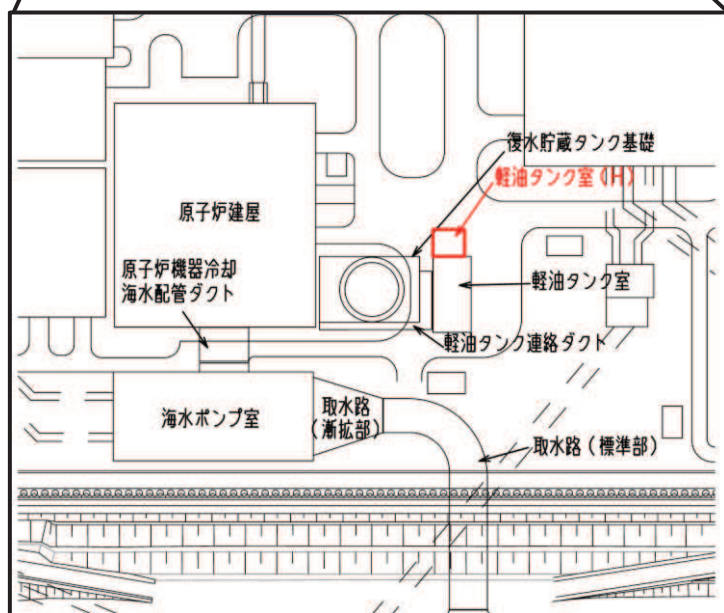
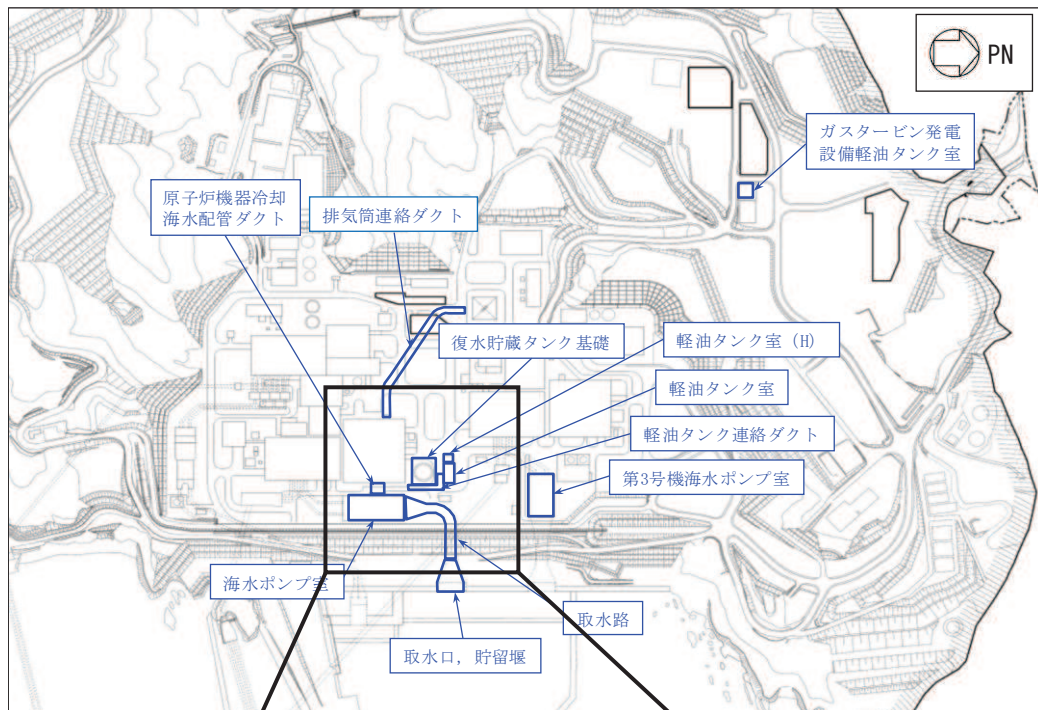


図 2-1 軽油タンク室 (H) の位置図

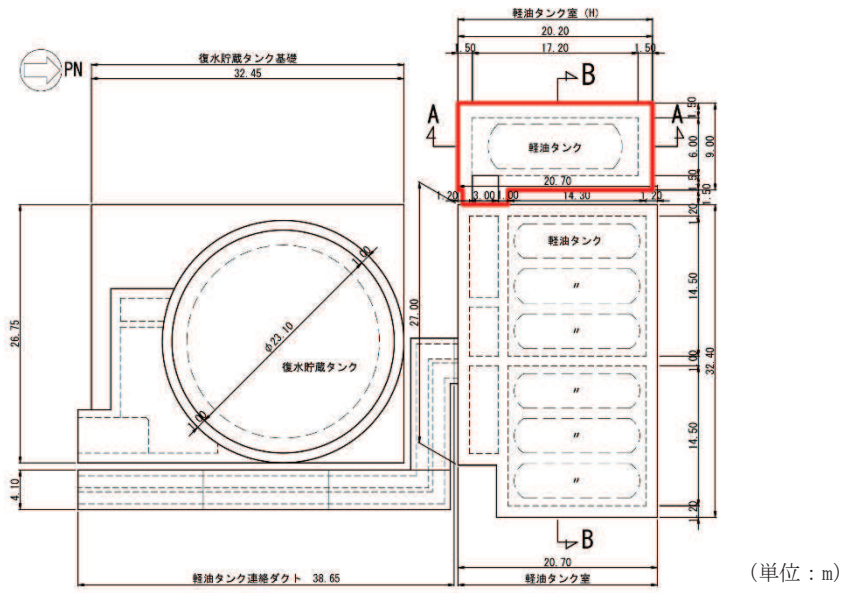


図 2-2 軽油タンク室 (H) 平面図

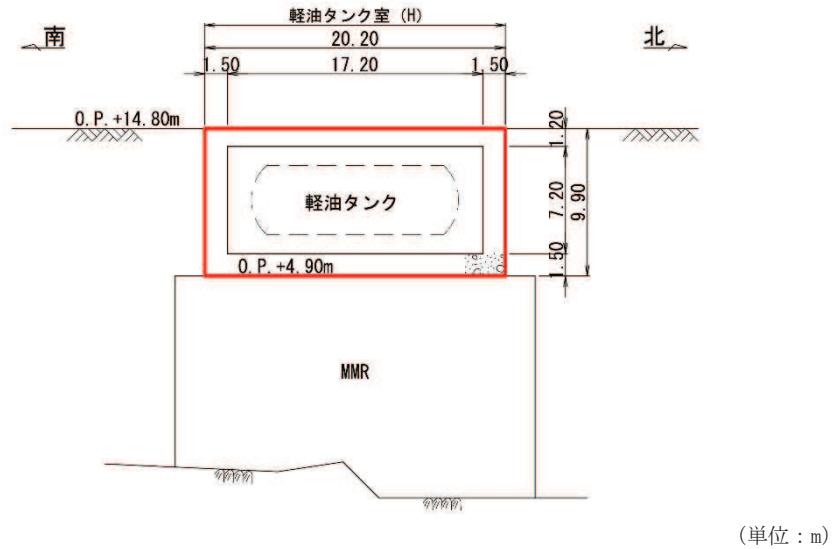


図 2-3(1) 軽油タンク室 (H) 断面図 (A-A 断面, 南北)

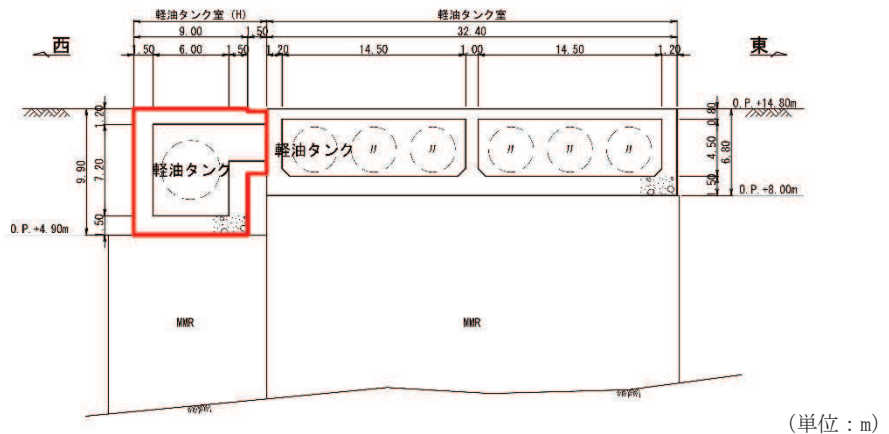


図 2-3(2) 軽油タンク室 (H) 断面図 (B-B 断面, 東西)

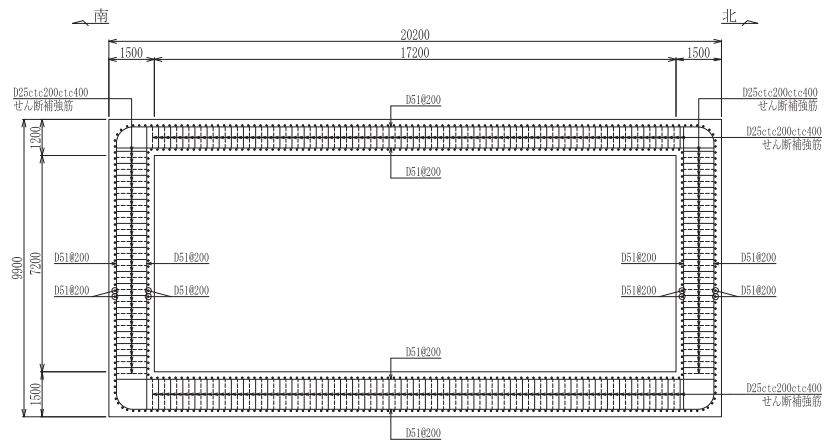


図 2-4 (1) 軽油タンク室 (H) 概略配筋図 (A-A 断面, 南北)

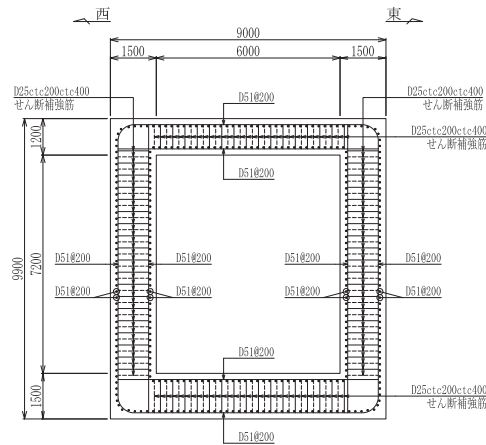


図 2-4 (2) 軽油タンク室 (H) 概略配筋図 (B-B 断面, 東西)

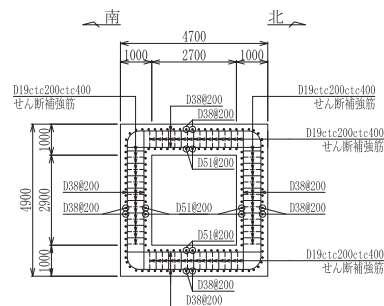


図 2-4 (3) 軽油タンク室 (H) 概略配筋図 (接続部)

2.3 耐震評価フロー

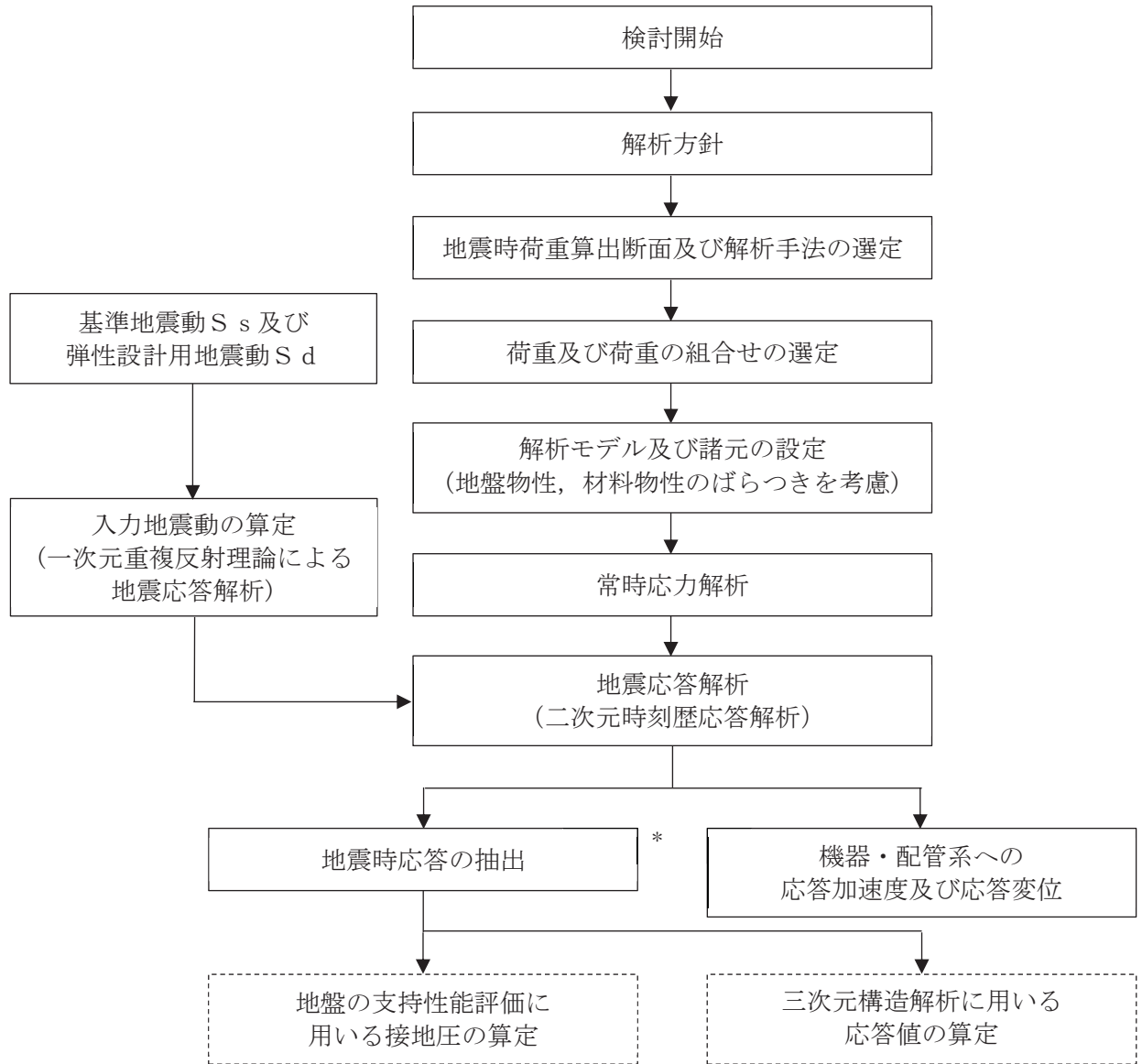
軽油タンク室 (H) の地震応答解析フロー及び耐震評価フローを図 2-5 及び図 2-6 に示す。

軽油タンク室(H)は、加振方向に平行に配置される側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 方向载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。

軽油タンク室 (H) 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 軽油タンク室 (H) の地震応答解析フロー

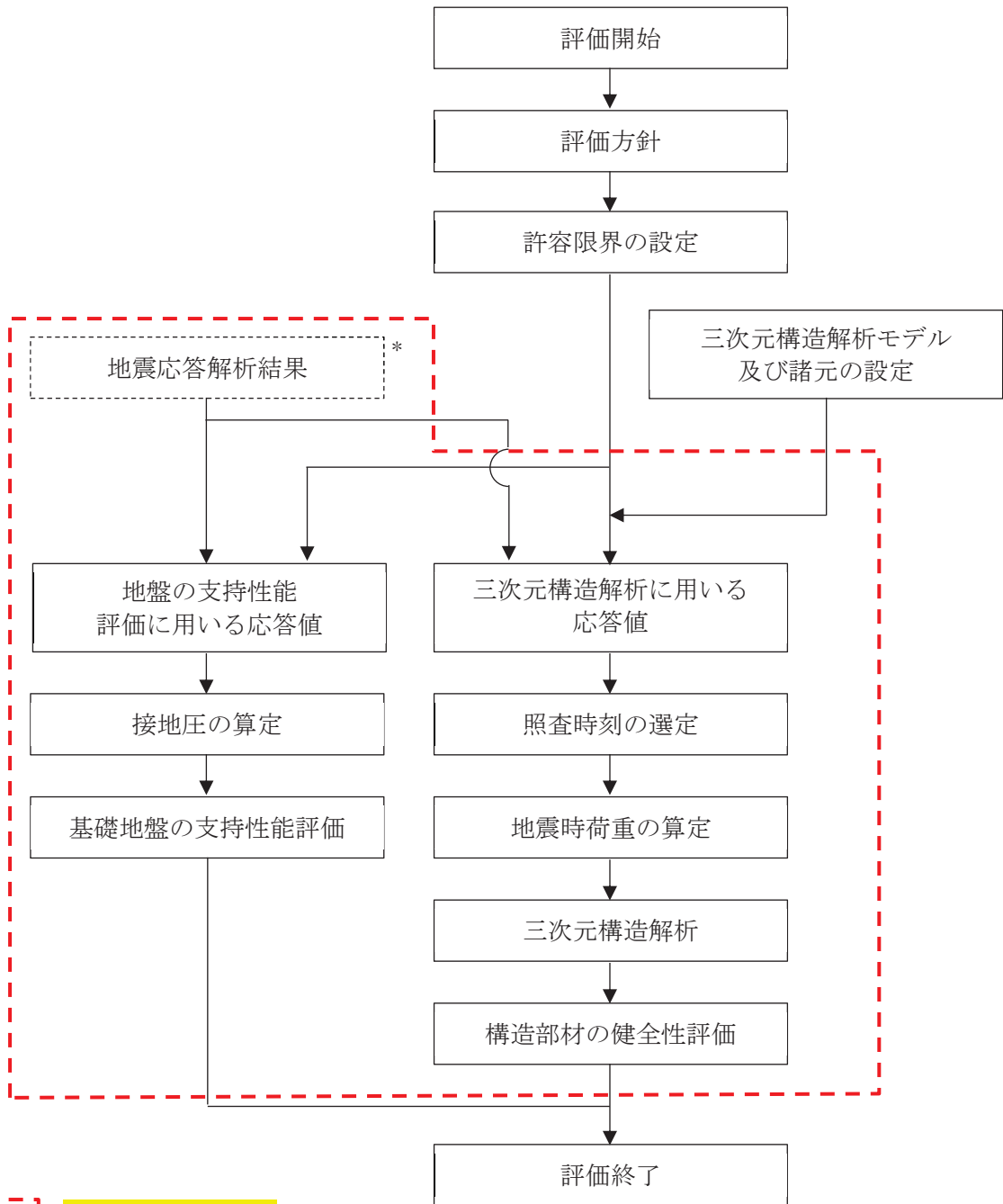


図 2-7 に示す範囲

注記* : 地震応答解析より算定した値を用いる。

図 2-6 軽油タンク室 (H) の耐震評価フロー

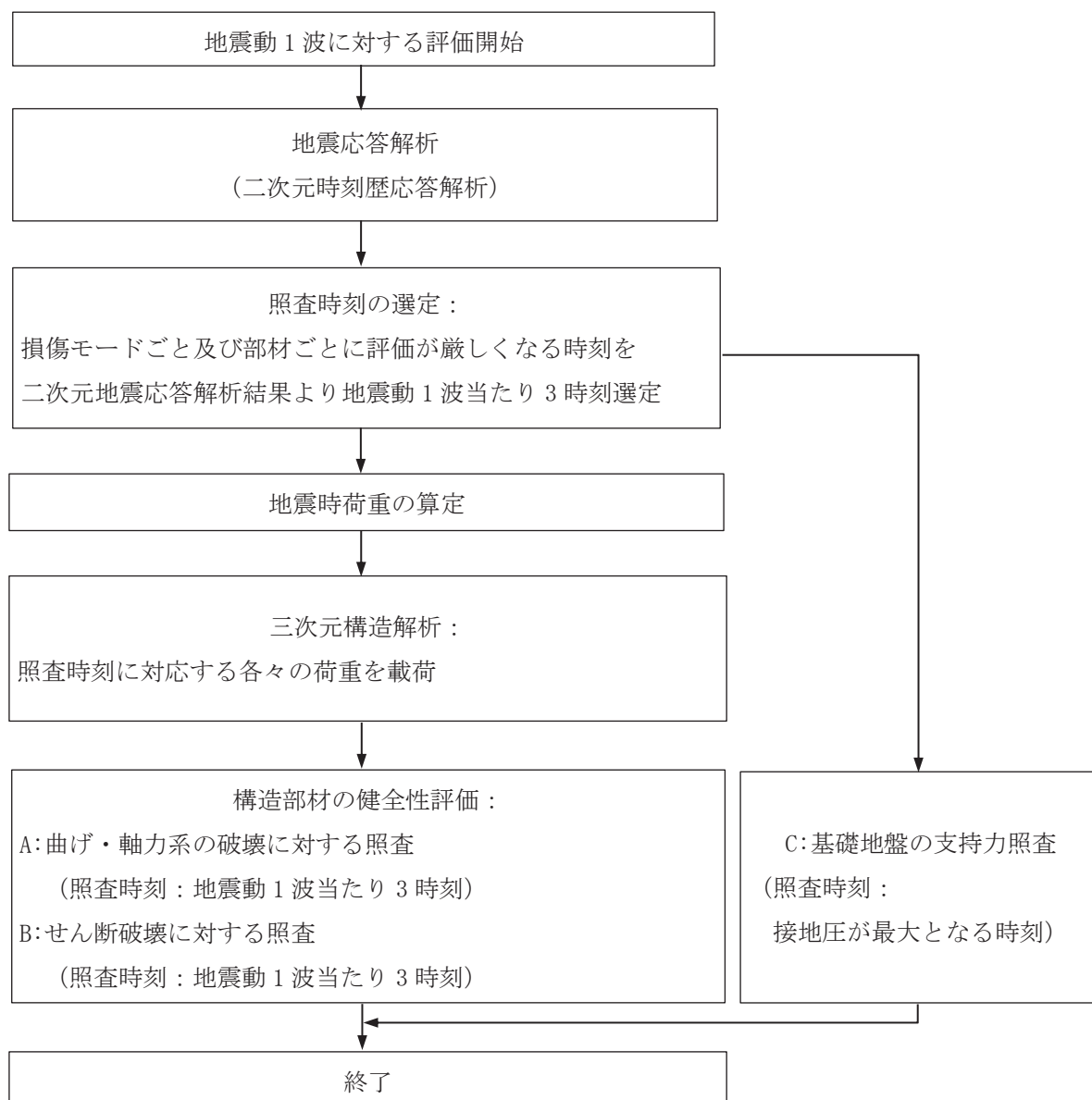


図 2-7 基本フロー（地震動 1 波に対する評価フロー）

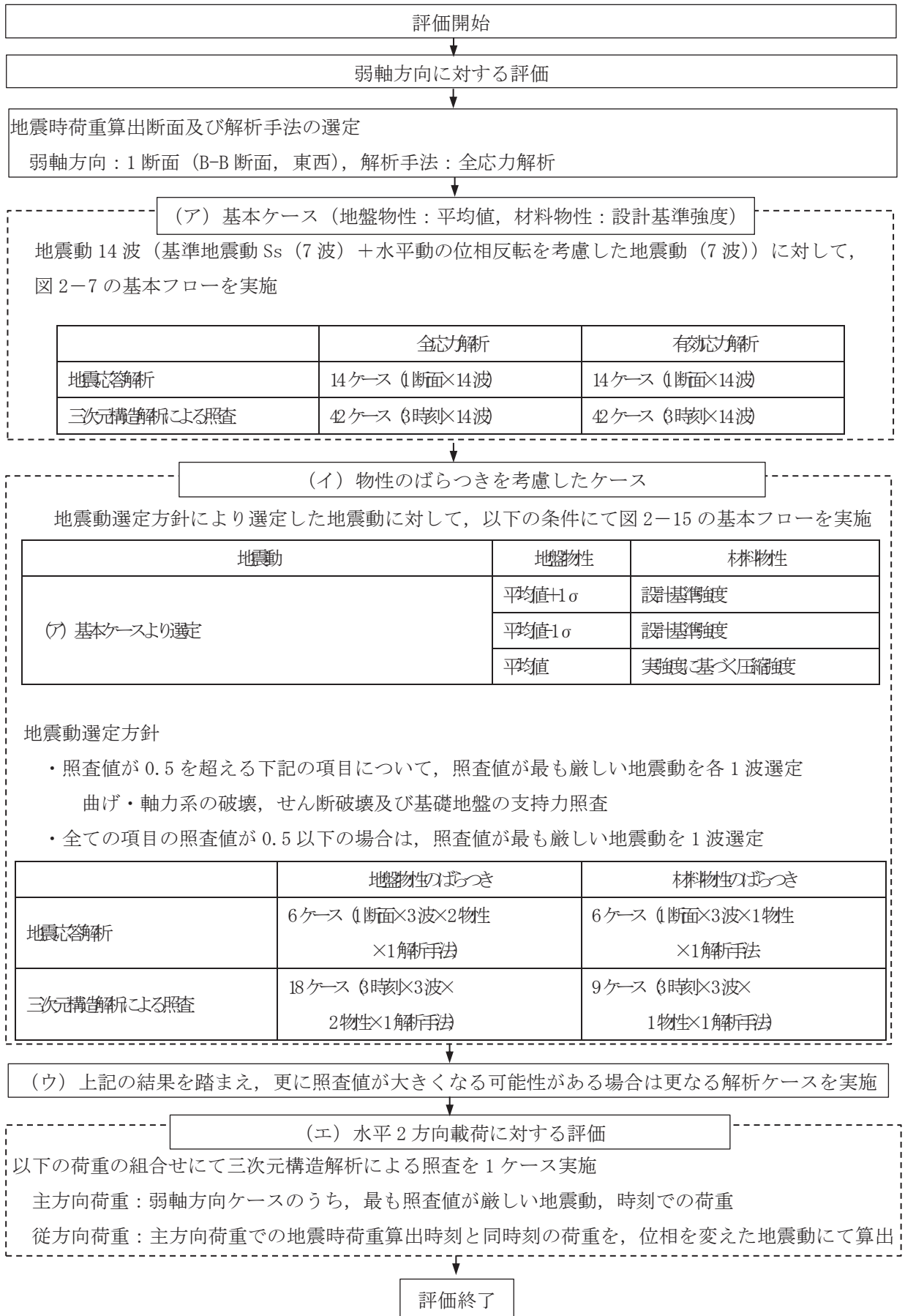


図 2-8 軽油タンク室 (H) の三次元構造解析フロー

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「4.9 軽油タンク室 (H)」に示すとおり、構造物の中心を通る南北方向 (A-A 断面) 及び東西方向 (B-B 断面) の両断面とする。

軽油タンク室 (H) の地震時荷重算出用地質断面図を図 2-9 に示す。

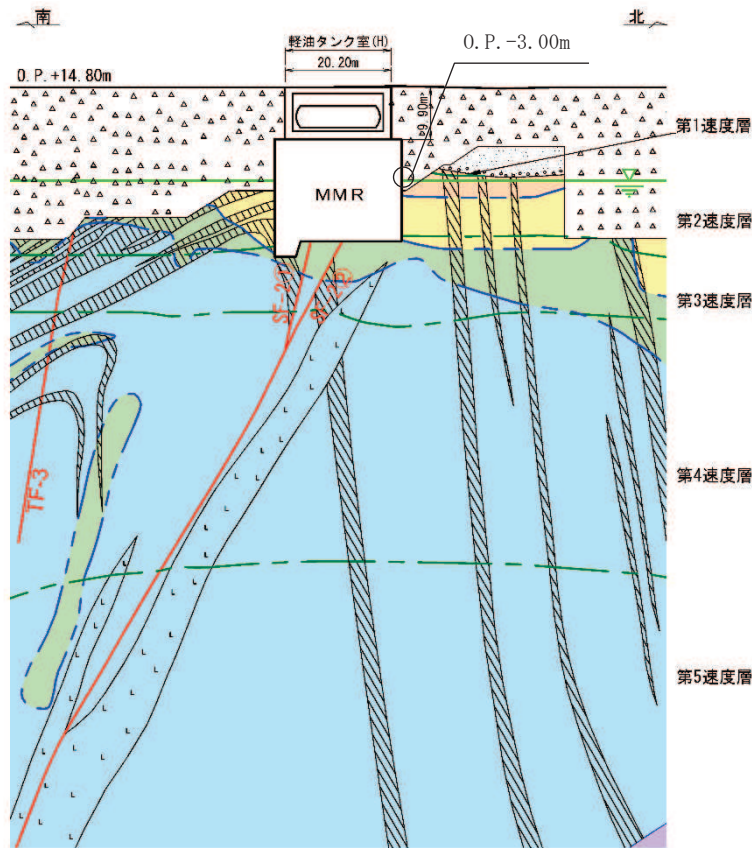


図 2-9(1) 軽油タンク室 (H) 地震時荷重算出用地質断面図 (A-A 断面, 南北)

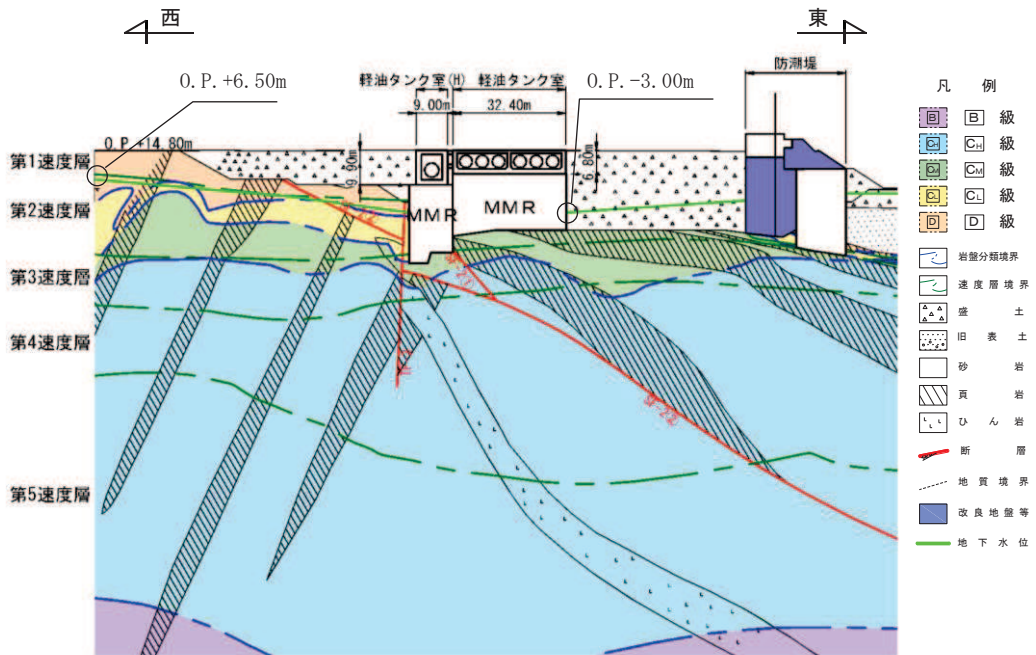


図 2-9(2) 軽油タンク室 (H) 地震時荷重算出用地質断面図 (B-B 断面, 東西)

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（主筋）	SD390
鉄筋（せん断補強鉄筋）	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
		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 2-6 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		減衰定数 h	
		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		
B級	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		速変層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 $G_d(\text{N}/\text{mm}^2)$	動ポアソン比 ν_d
B級 及び C ₁ 級	砂岩	第2速変層	1.5×10^8	0.44
		第3速変層	5.9×10^8	0.40
		第4速変層	13.2×10^8	0.36
		第5速変層	16.5×10^8	0.35
		第1速変層	0.2×10^8	0.48
C ₂ 級	砂岩	第2速変層	1.5×10^8	0.44
		第3速変層	5.7×10^8	0.40
		第4速変層	12.7×10^8	0.36
		第5速変層	15.8×10^8	0.35
		第1速変層	0.2×10^8	0.48
C ₃ 級	砂岩	第2速変層	1.4×10^8	0.44
		第3速変層	5.5×10^8	0.40
		第1速変層	表2-4(1)参照	0.48
第2速変層	0.44			

表 2-5 地盤の解析用物性値 (盛土他)

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)	せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	静的・動的特性			静的特性		動的特性		減衰定数 h
			内部摩擦角 ϕ (°)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	残留強度 τ (N/mm ²)	せん断弾性係数 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	
盛土	20.6	0.06	30.0	—	$0.06 + \sigma \tan 30.0^\circ$	$198 \sigma^{0.60}$	0.40	$G_0 = 382 \sigma^{0.71}$ $G_d/G_0 =$ $1/(1 + \gamma/0.00036)^{*1}$	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 ^{*2}	18.6	0.067	22.2	—	$0.067 + \sigma \tan 22.2^\circ$	圧縮方向 $124.5 \sigma^{0.50}$ せん断方向 $44.43 \sigma^{0.50}$	0.40	$G_0 = 192.3 \sigma^{0.74}$ $G_d/G_0 =$ $1/(1 + \gamma/0.0012)^{*1}$	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	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.050 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$

*1: 残存剛性率 (G_d/G_0) が小さい領域は次式で補間

$$G_0 = E_s/2 (1 + \nu_s), \quad G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/\gamma_m), \quad \gamma_m = \tau/\gamma_0$$

*2: 断層及びびシームの存在物は、「粘土状」, 「砂状」, 「鱗片上」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			
	単位体積重量 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
MMR (新設) ($f'_{ck} = 21.0$ N/mm ²)	22.5	4.20	-*	1.75	-*	23500	9792	0.2	3

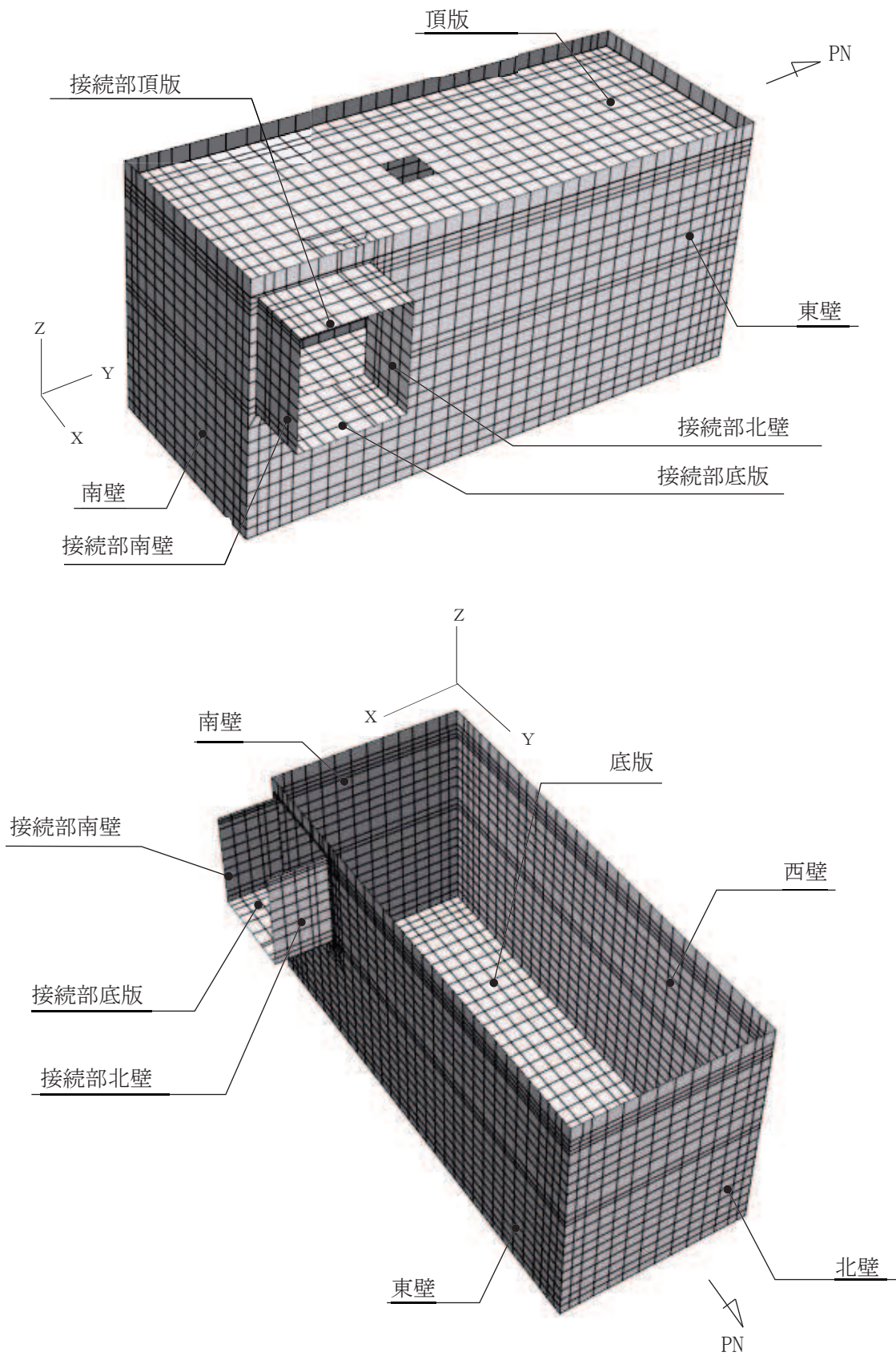
* : 内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない。

2.7 評価構造物諸元

軽油タンク室 (H) の諸元を表 2-7 に、評価部位を図 2-10 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		
底板	1500	24.0	主筋:SD390 せん断補筋:SD345	支持機能	
頂板	1200	24.0		支持機能	
側壁	1500 (南壁)	24.0		主筋:SD390 せん断補筋:SD345	支持機能
	1500 (北壁)				
	1500 (東壁)				
	1500 (西壁)				
接合部 底板	1000	24.0			支持機能
接合部 頂板	1000	24.0	支持機能		
接合部 側壁	1000 (南壁)	24.0	主筋:SD390 せん断補筋:SD345		支持機能
	1000 (北壁)				



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 2-8 に、設計用地下水位を図 2-11 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
軽油タンク室 (H)	A-A 断面, 南北	O. P. -3.00m
	B-B 断面, 東西	O. P. -3.00m~O. P. +6.50m

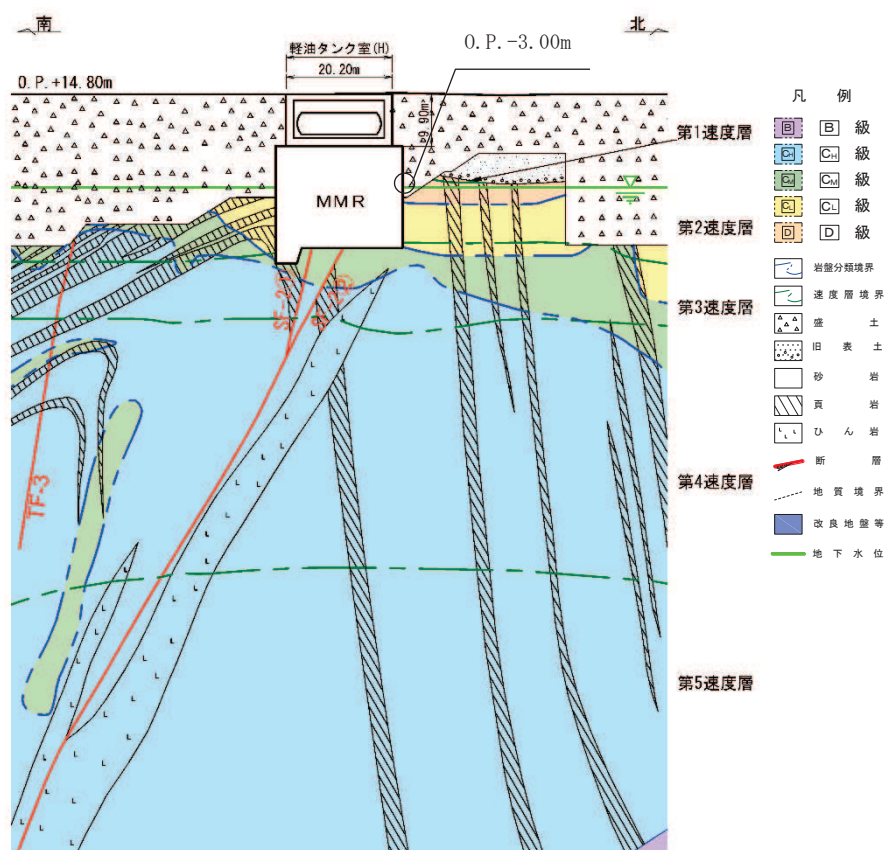


図 2-11(1) 設計用地下水位 (A-A 断面, 南北)

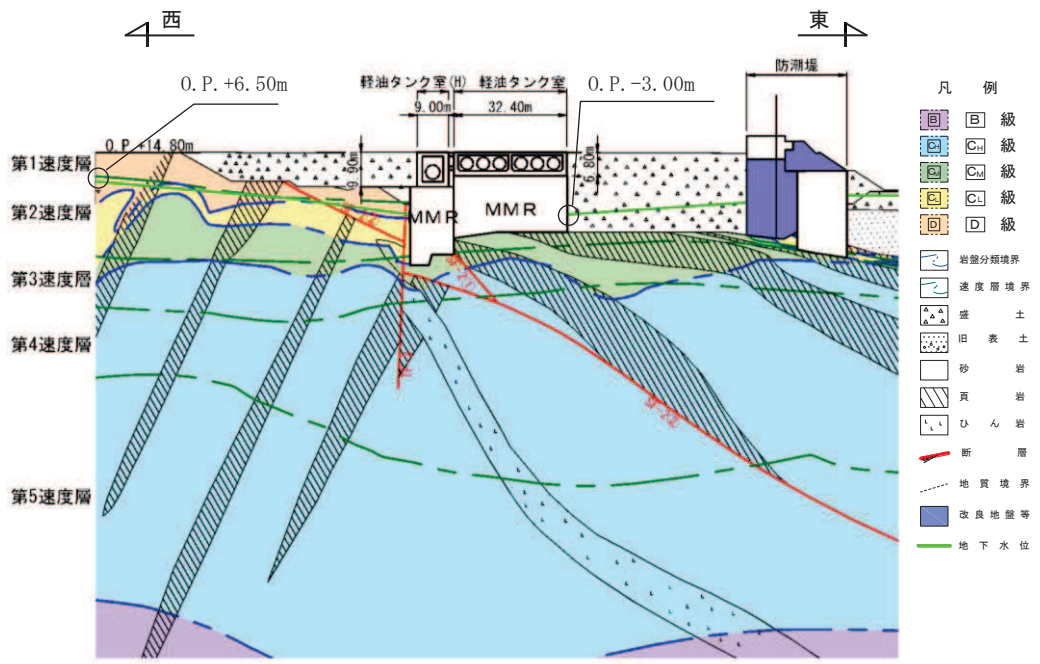


図 2-11 (2) 設計用地下水位 (B-B 断面, 東西)

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「4.9 軽油タンク室 (H)」に示すとおり、全応力解析とする。

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) 及び MMR 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。

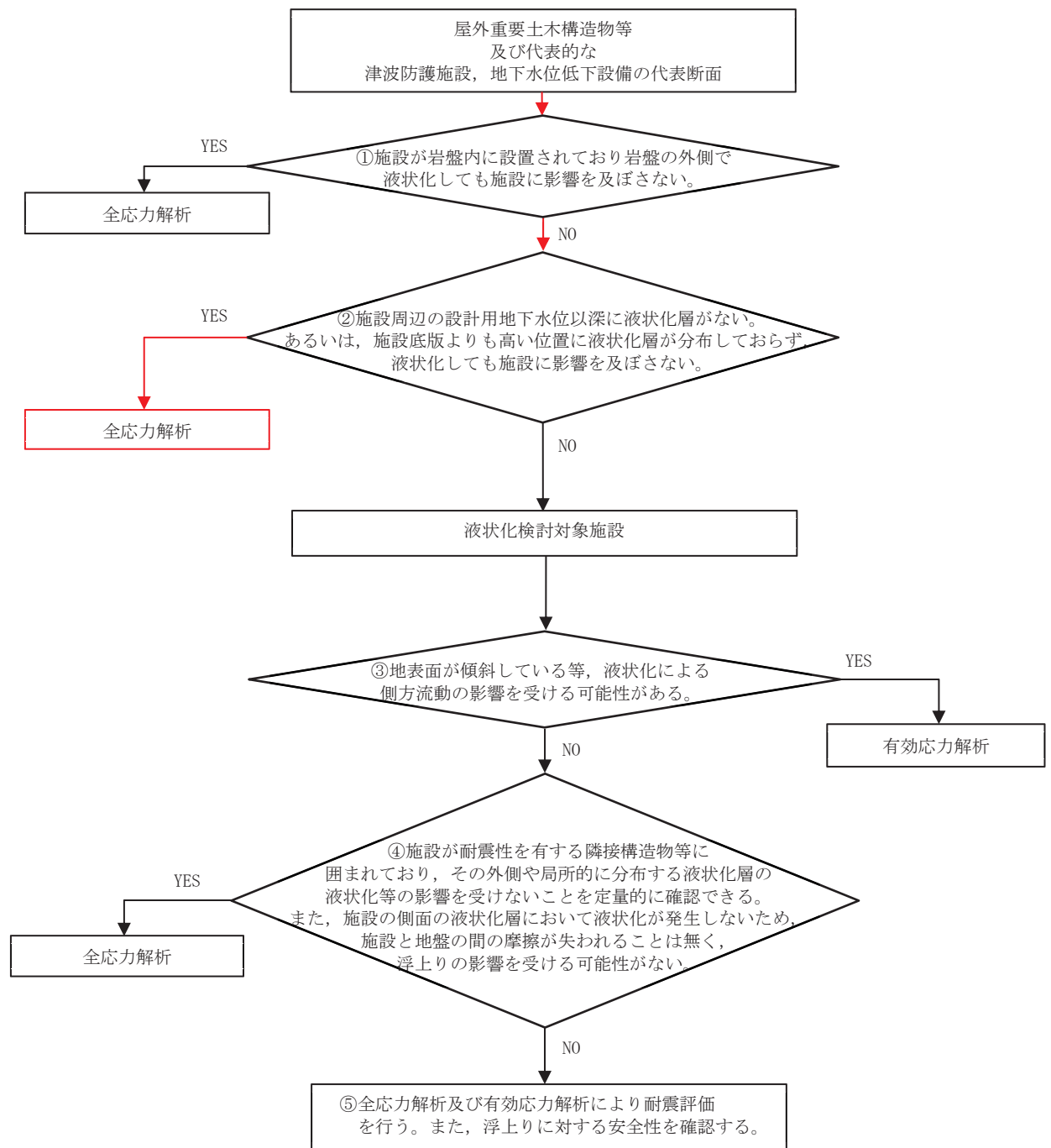


図 3-1 解析手法の選定フロー

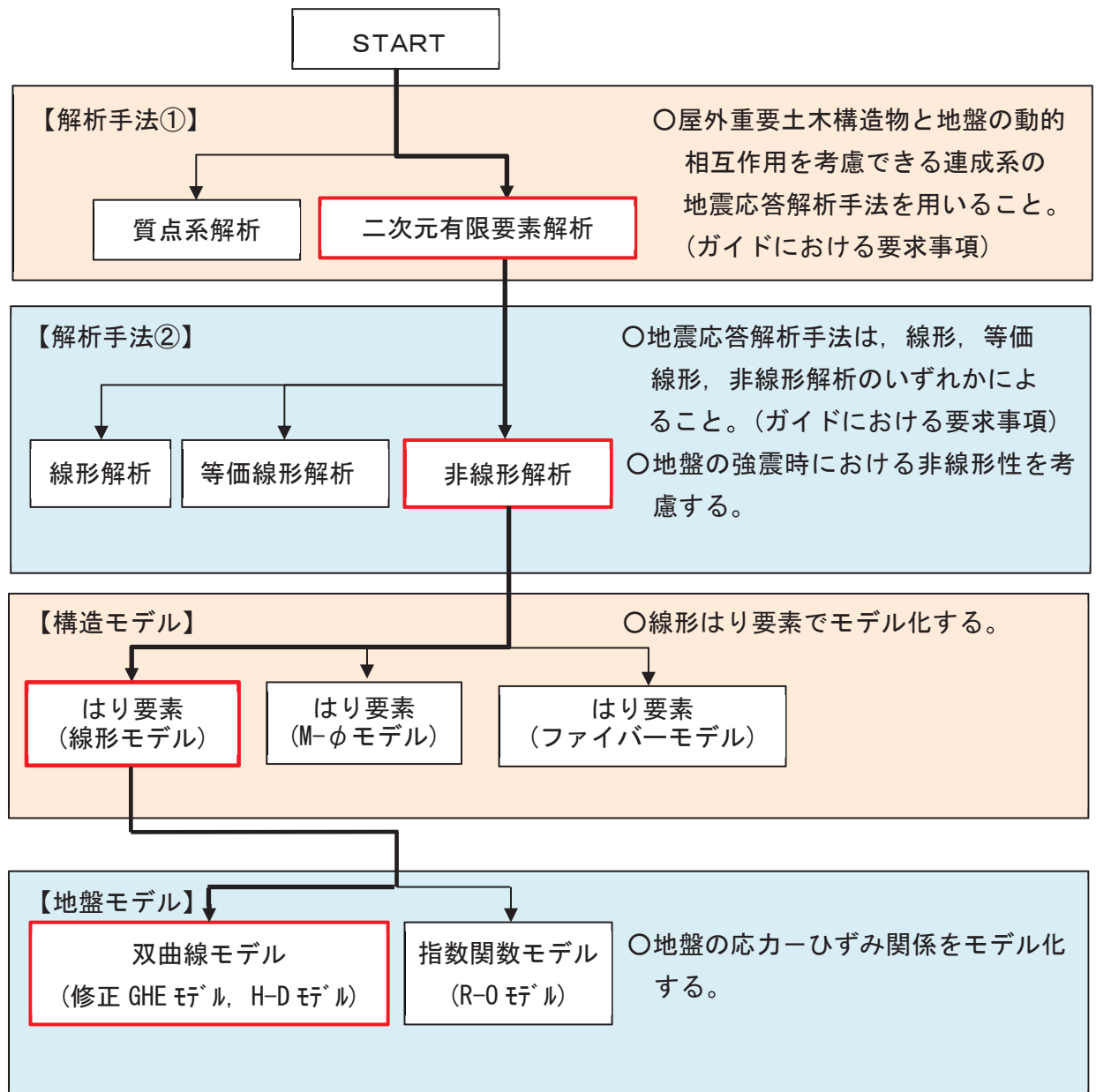


図 3-2 地震応答解析手法の選定フロー

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、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、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。

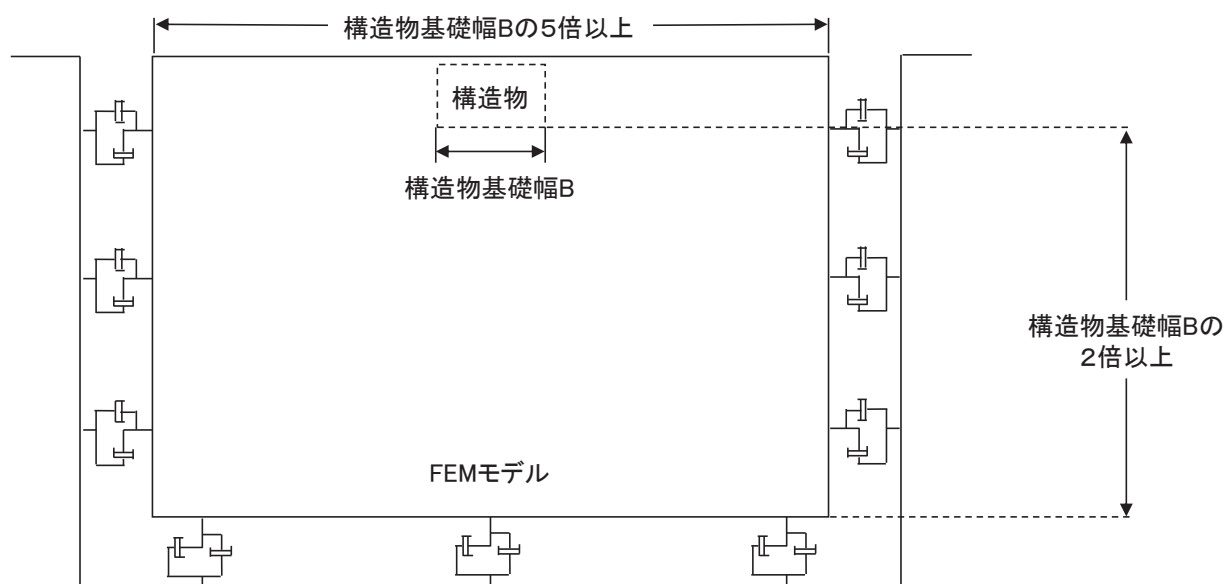


図 3-3 モデル化範囲の考え方

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。

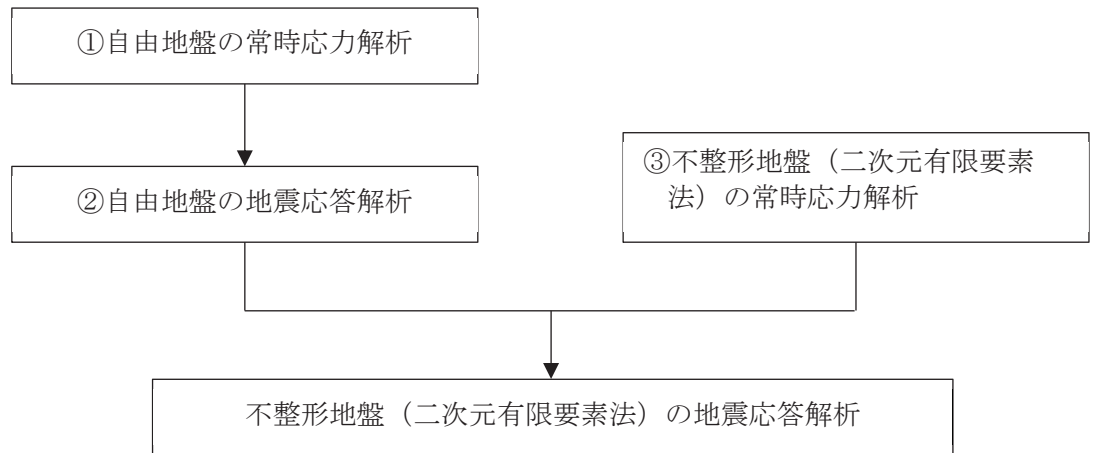


図3-4 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤（二次元有限要素法）の地震応答解析までのフロー

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。

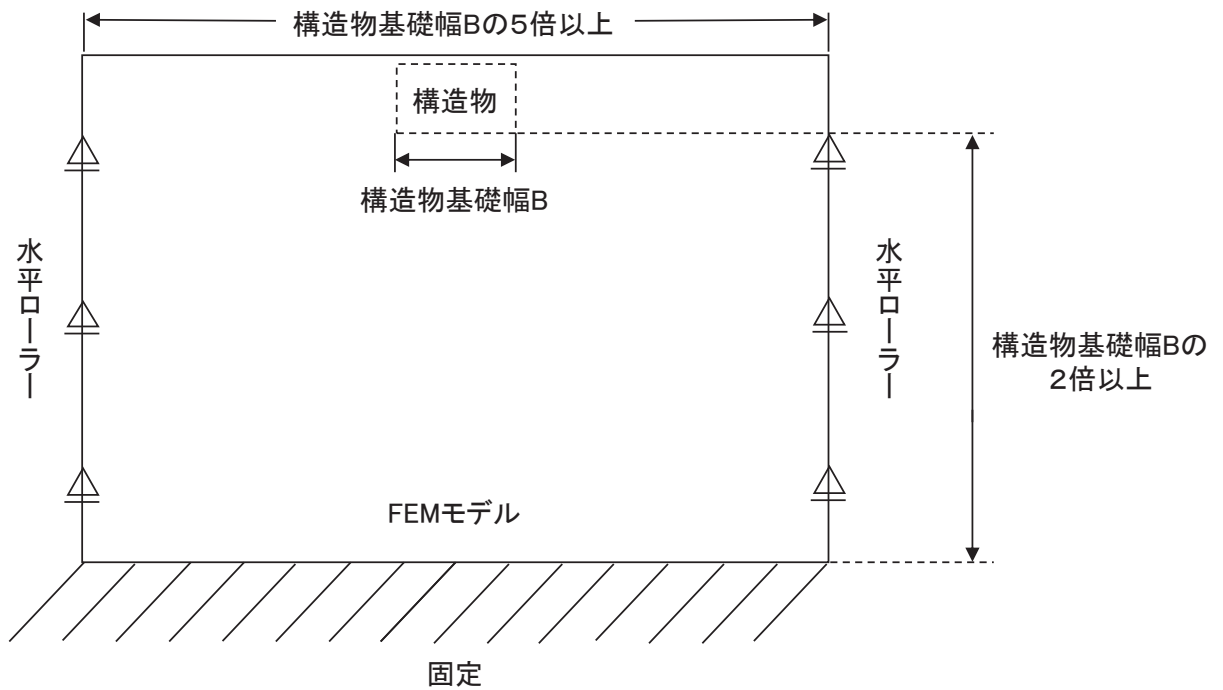


図3-5 固有値解析における境界条件の概念図

(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。

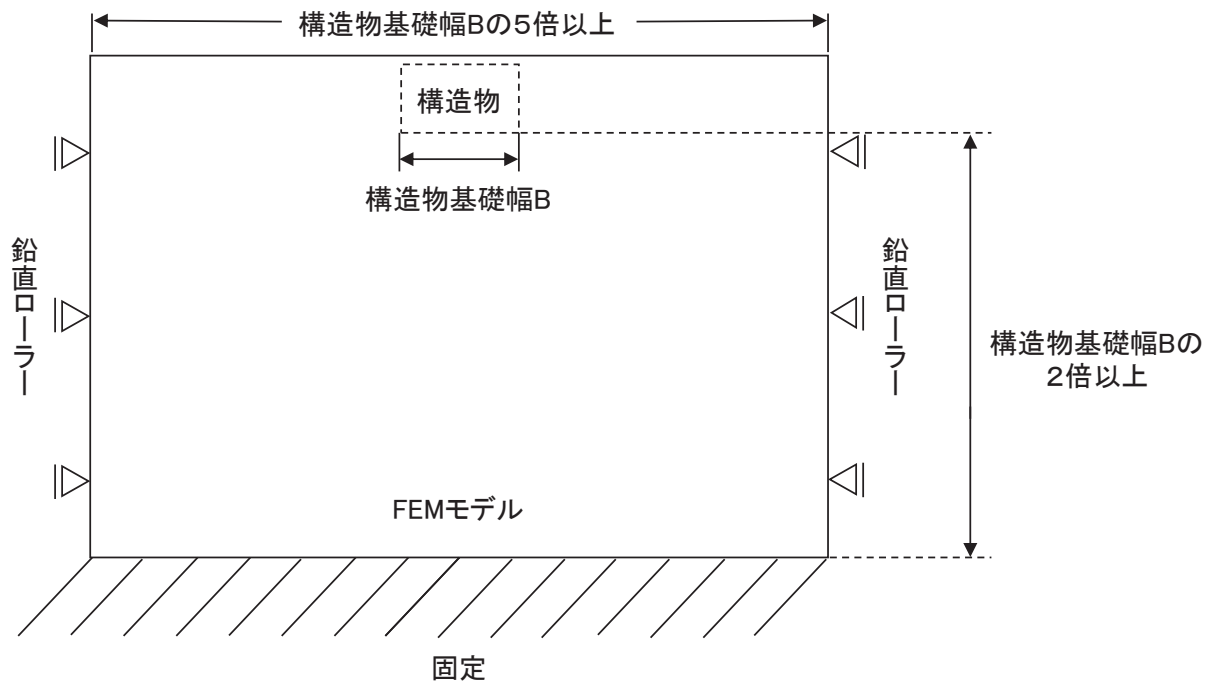
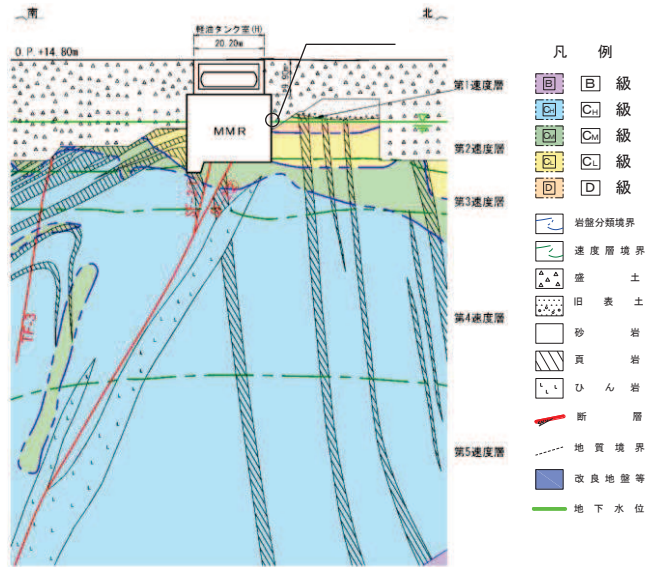


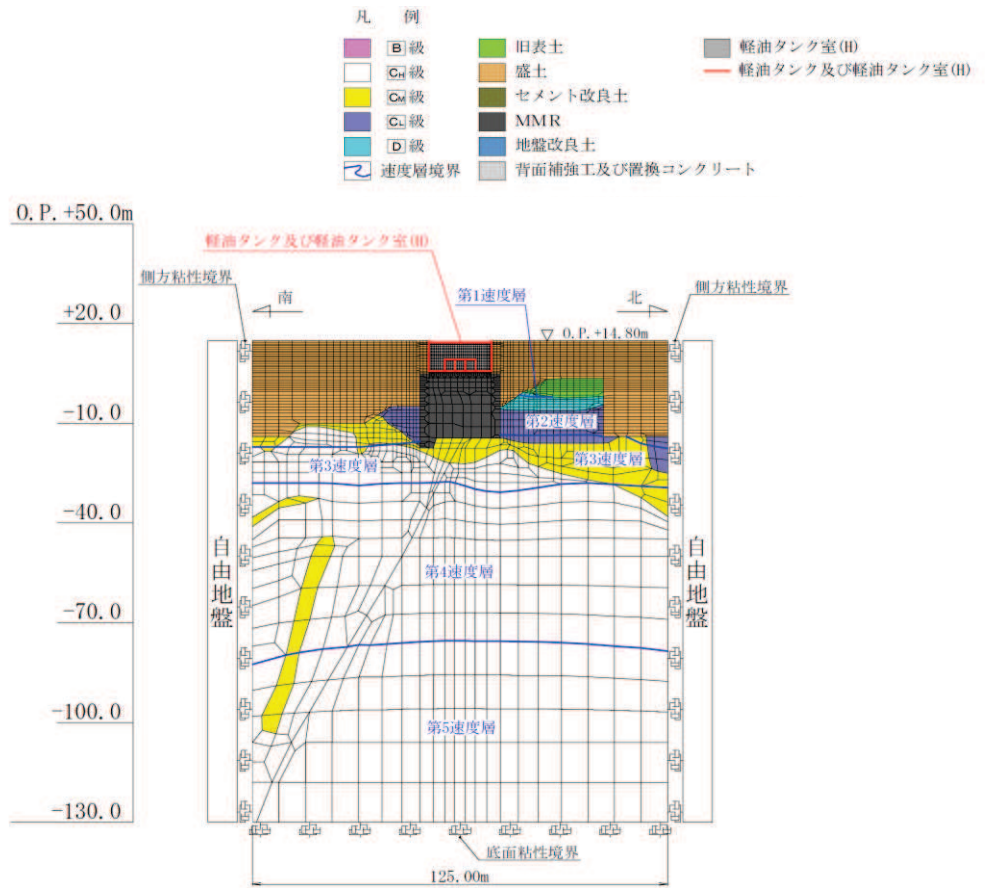
図3-6 常時応力解析における境界条件の概念図

(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 軽油タンク室 (H) 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)

3.2.3 構造物のモデル化

軽油タンク室 (H) は、耐震要素として機能する加振方向に平行な側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、軽油タンク室 (H) では、線形はり要素の断面定数を、開口部の影響を考慮した値とすることから補正係数 α は設定しない。

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/m^2) 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。

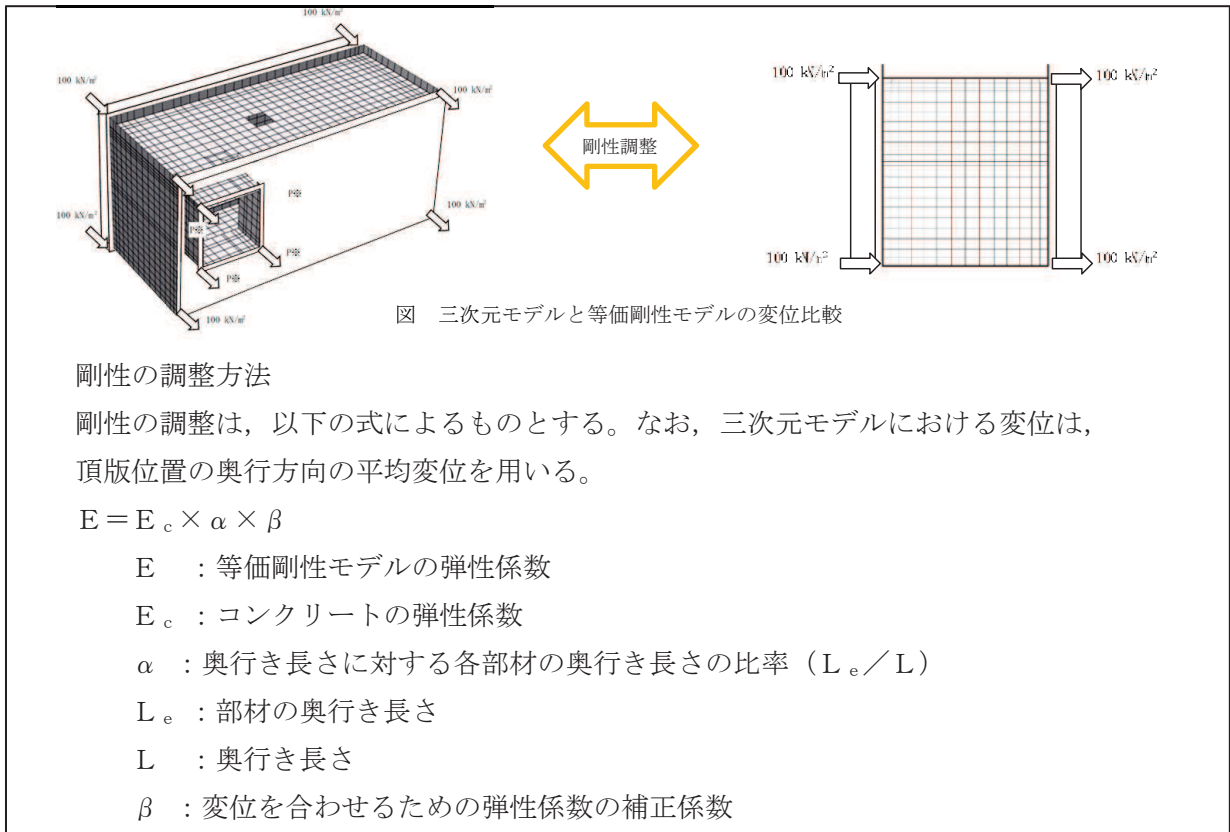


図 3-9 剛性の調整方法

(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。

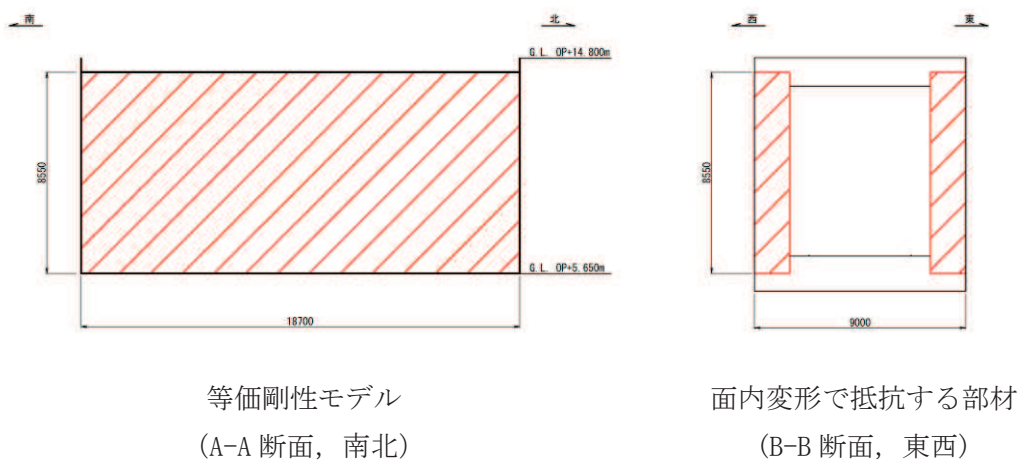


図 3-10 等価剛性モデル (A-A 断面, 南北)

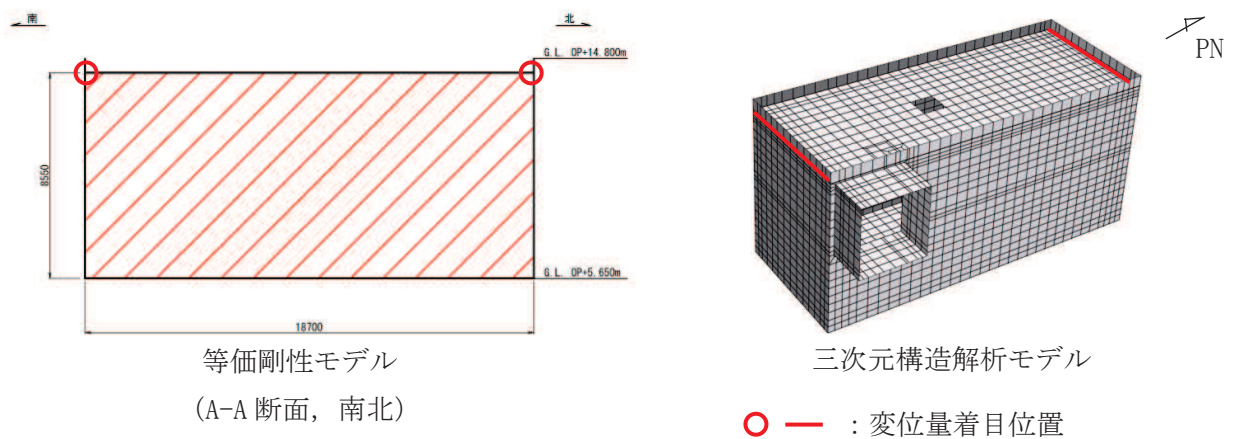


図 3-11 等価剛性モデルと三次元構造解析モデルの変位比較概念図
(A-A 断面, 南北)

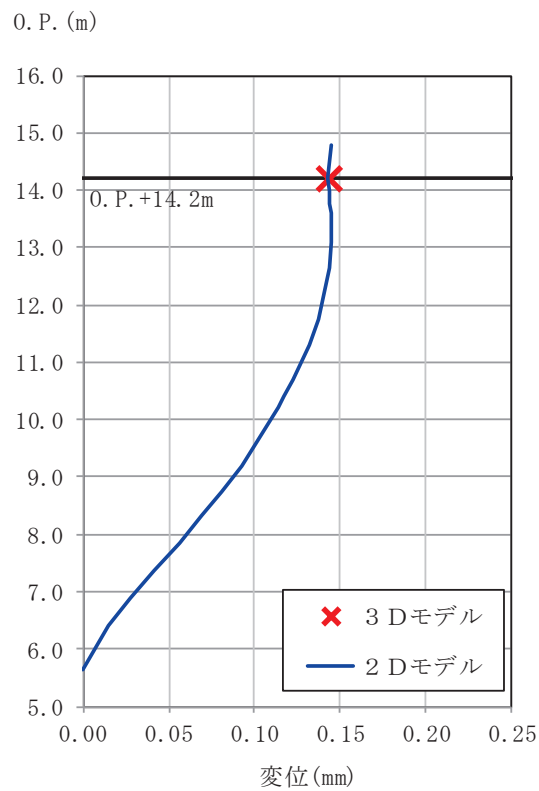


図 3-12 剛性調整結果 (A-A 断面, 南北)

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
0.33	1.12

(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。

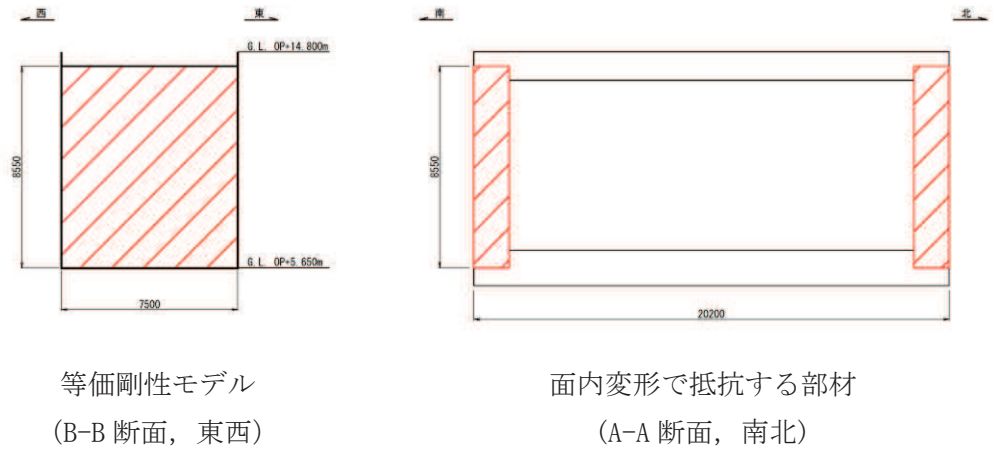


図 3-13 等価剛性モデル (B-B 断面, 東西)

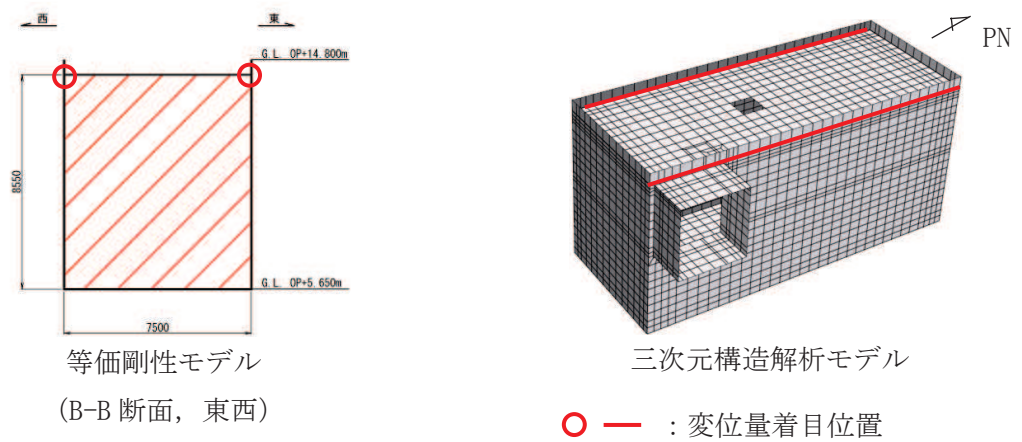


図 3-14 等価剛性モデルと三次元構造解析モデルの変位比較概念図

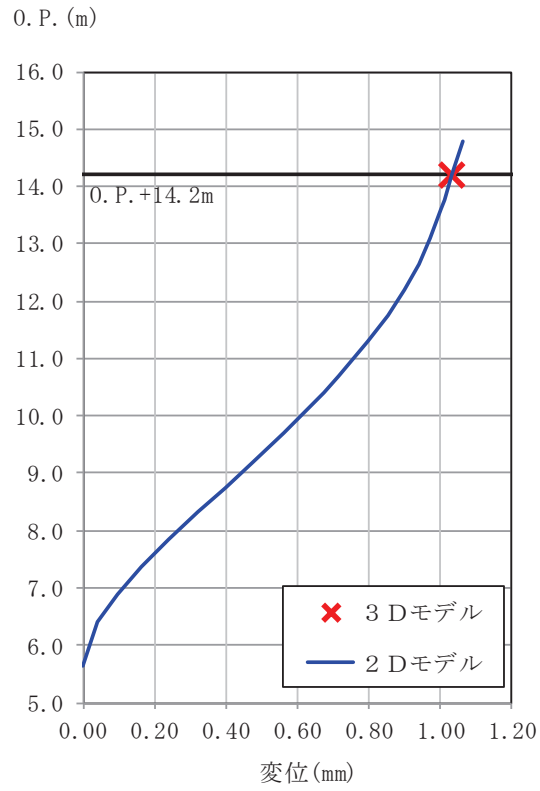


図3-15 剛性調整結果 (B-B断面, 東西)

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
0.15	0.54

3.2.4 隣接構造物のモデル化

隣接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「8. 隣接構造物のモデル化方針」に従い、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とから、南北方向において隣接構造物となる原子炉建屋及び東西方向において隣接構造物となる防潮堤は、軽油タンク室 (H) 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。また軽油タンク室の MMR と接しており、お互いの振動の影響を受けることから、軽油タンク室とその MMR 及び軽油タンクをモデル化する。

3.2.5 地盤及びマンメイドロック (MMR) のモデル化

D 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 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。

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 3-4 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（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
D級	0.10	24.0
C _L 級	0.46	44.0
C _M 級	0.49	47.0
MMR（既設）	3.10	40.0
MMR（新設）	4.18	40.0

注記*1：地下水位以浅

*2：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-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 3-5 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
MMR	1.0×10^7	1.0×10^7

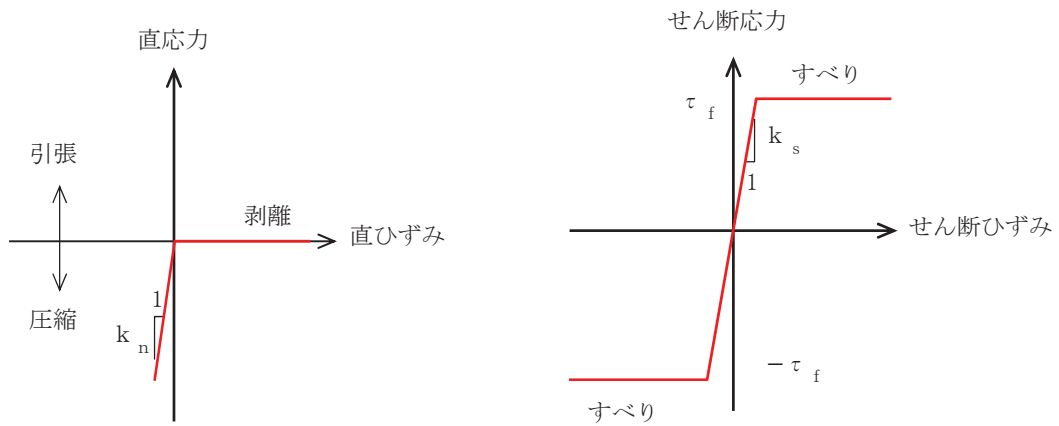


図 3-16 ジョイント要素の力学特性

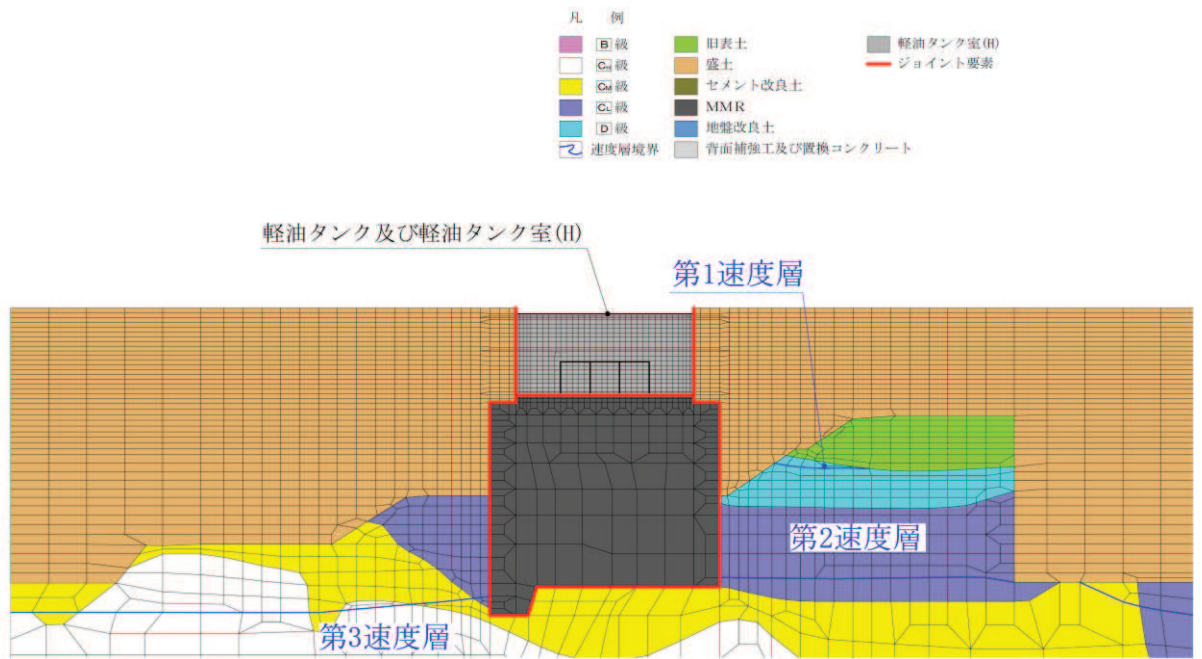


図 3-17 (1) ジョイント要素の配置 (A-A 断面, 南北)

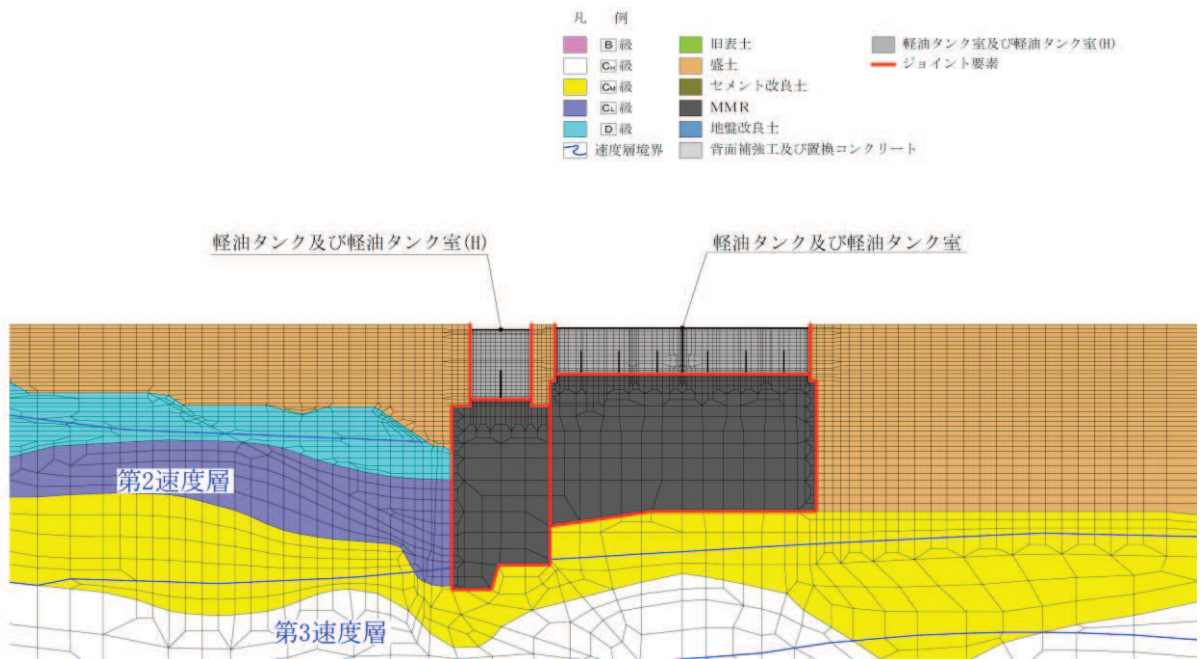


図 3-17 (2) ジョイント要素の配置 (B-B 断面, 東西)

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。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

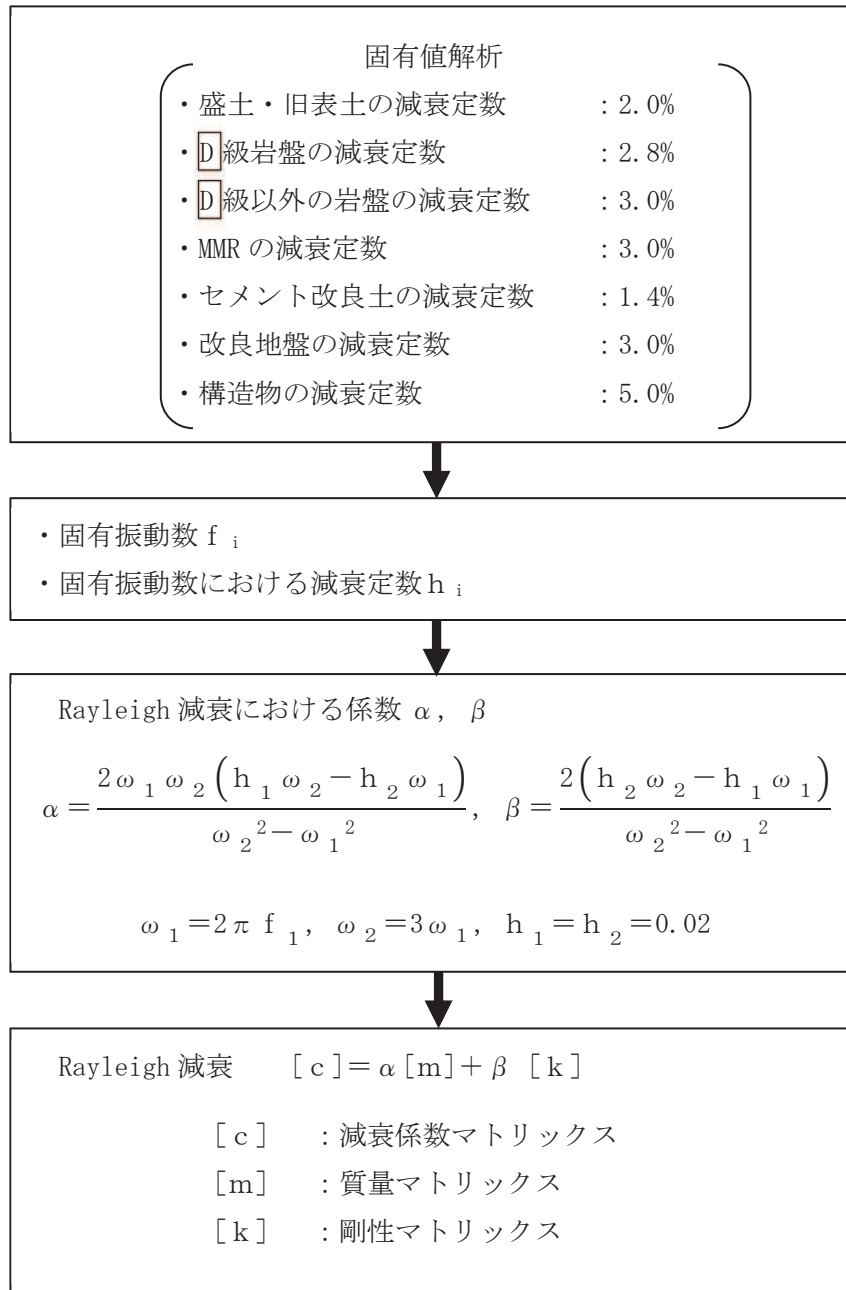


図 3-18 Rayleigh 減衰の設定フロー

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	1.511	5	0	46.91	10.95	1 次として採用
2	1.680	8	1	38.32	-13.43	—
3	2.214	8	1	10.97	-13.11	—
4	2.520	9	1	-19.48	-13.78	—
5	2.809	10	1	15.69	3.94	—
6	3.052	11	2	-27.79	11.51	—
7	3.200	11	2	-5.61	-3.78	—
8	3.263	12	2	18.47	13.92	—
9	3.419	12	2	3.87	3.32	—
10	3.673	13	2	-25.19	0.40	—

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	1.228	3	0	52.94	-11.64	1 次として採用
2	1.673	4	0	-21.77	-8.75	—
3	2.028	4	0	-15.56	3.18	—
4	2.366	4	0	14.91	1.33	—
5	2.670	9	0	-63.42	0.82	—
6	2.748	9	0	-2.06	1.22	—
7	2.805	10	0	19.01	-6.11	—
8	3.120	10	0	5.93	1.72	—
9	3.140	10	0	-1.95	-6.81	—
10	3.317	11	0	32.77	-7.35	—

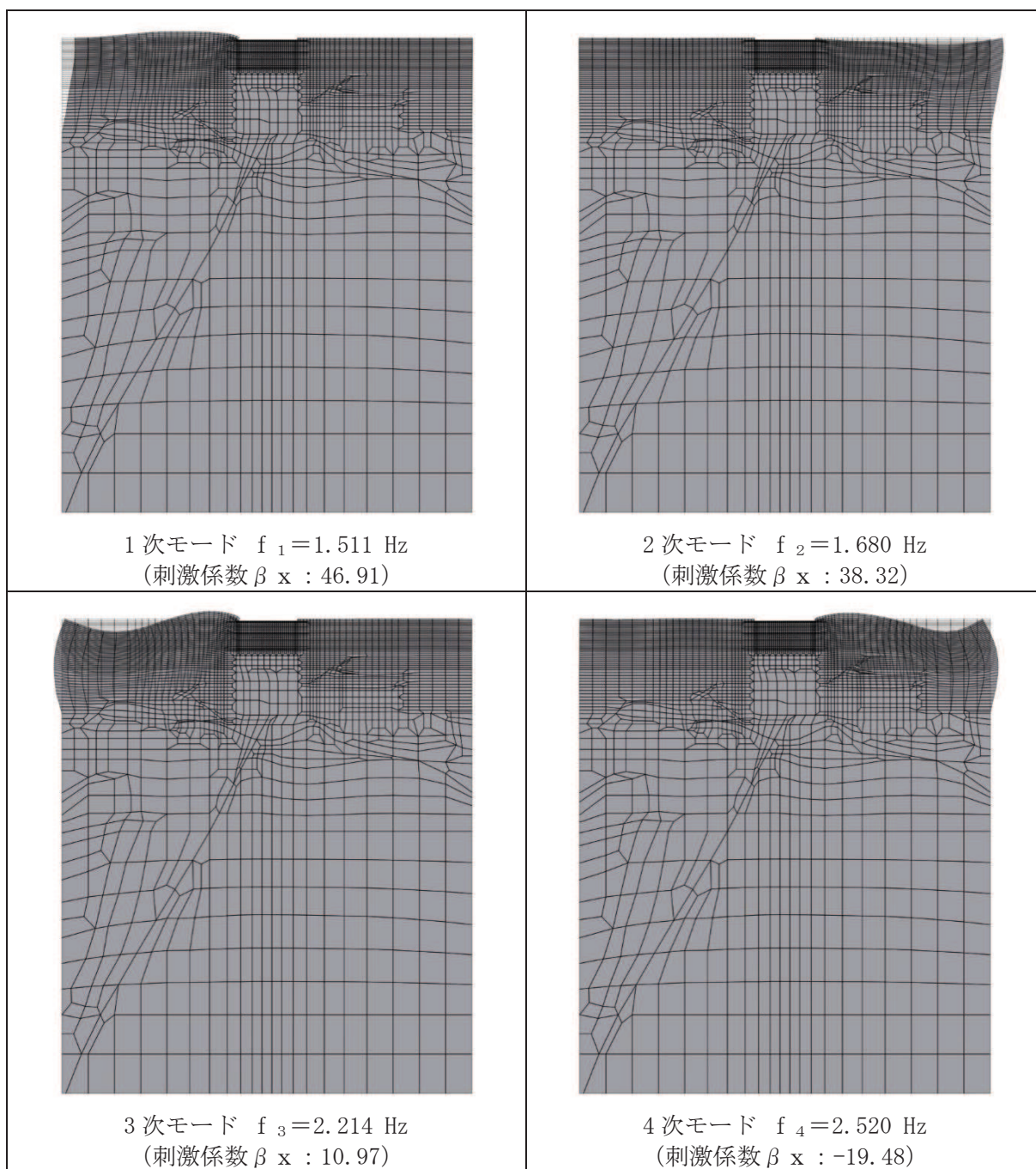


図 3-19(1) 固有値解析結果 (モード図) (A-A 断面, 南北)

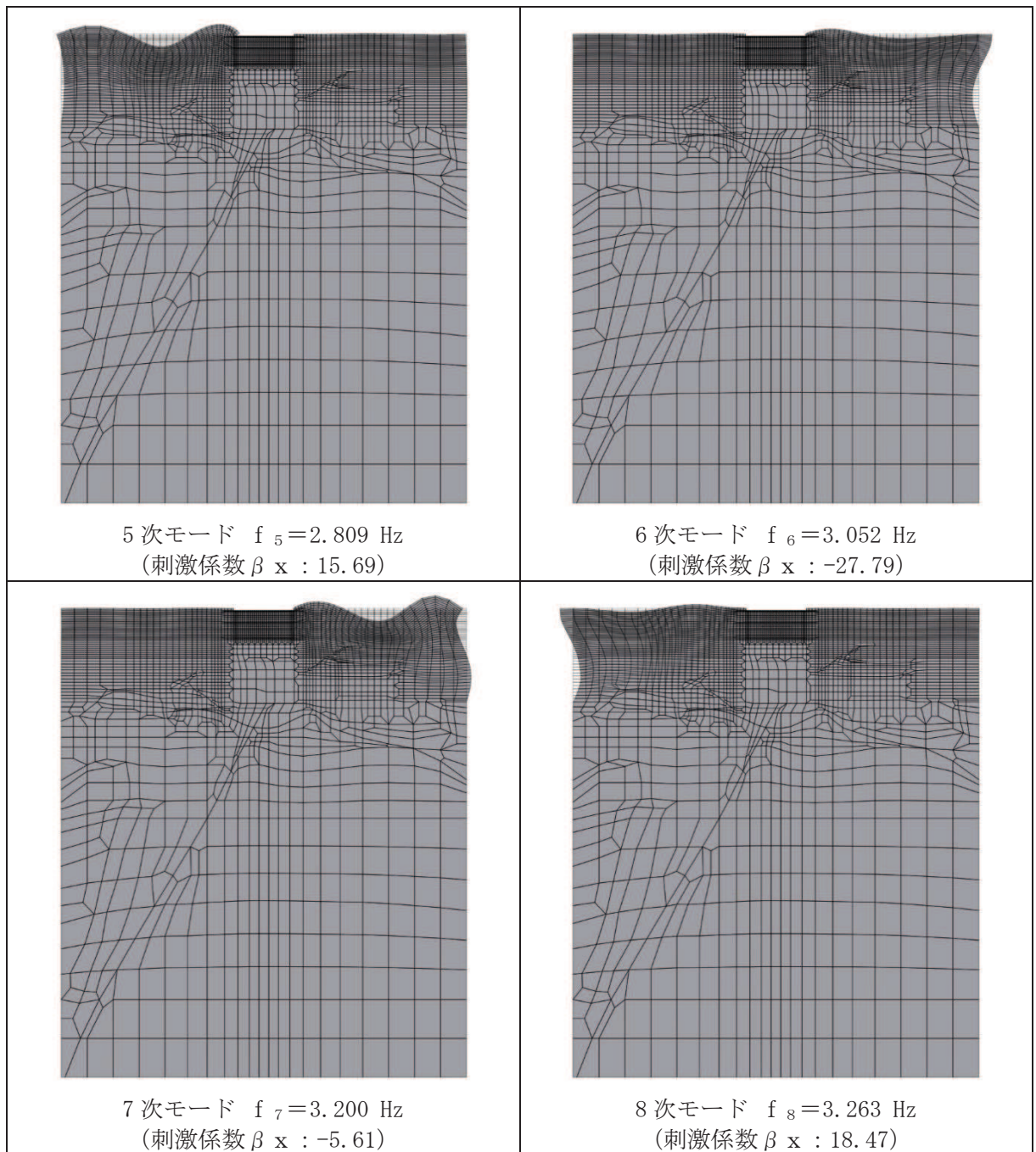


図 3-19(2) 固有値解析結果 (モード図) (A-A 断面, 南北)

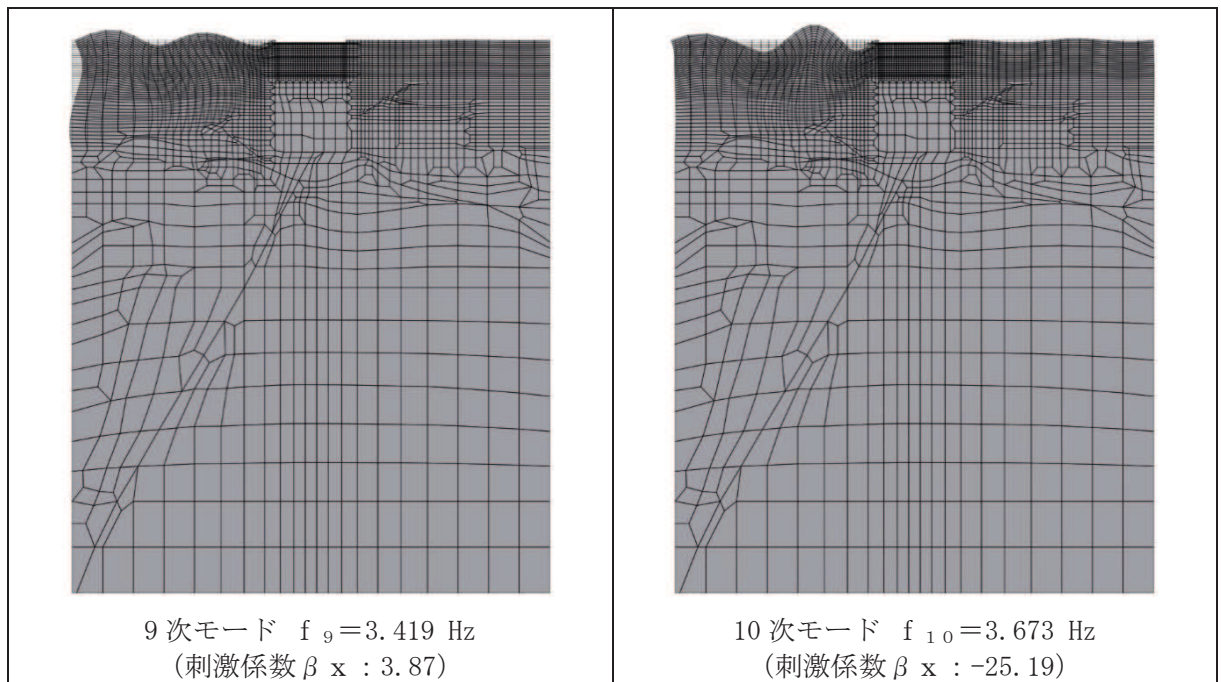


図 3-19(3) 固有値解析結果 (モード図) (A-A 断面, 南北)

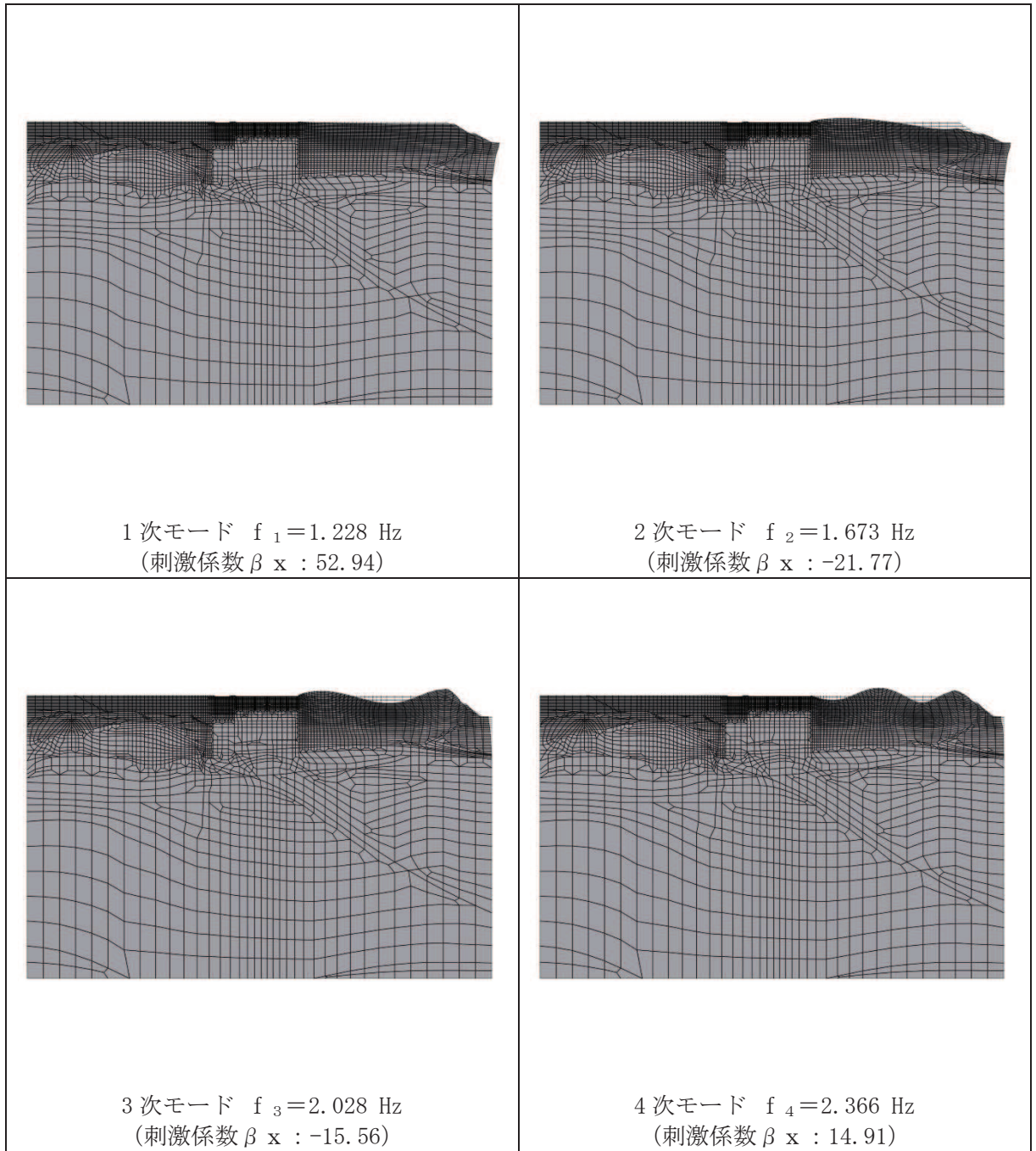


図 3-20(1) 固有値解析結果 (モード図) (B-B 断面, 東西)

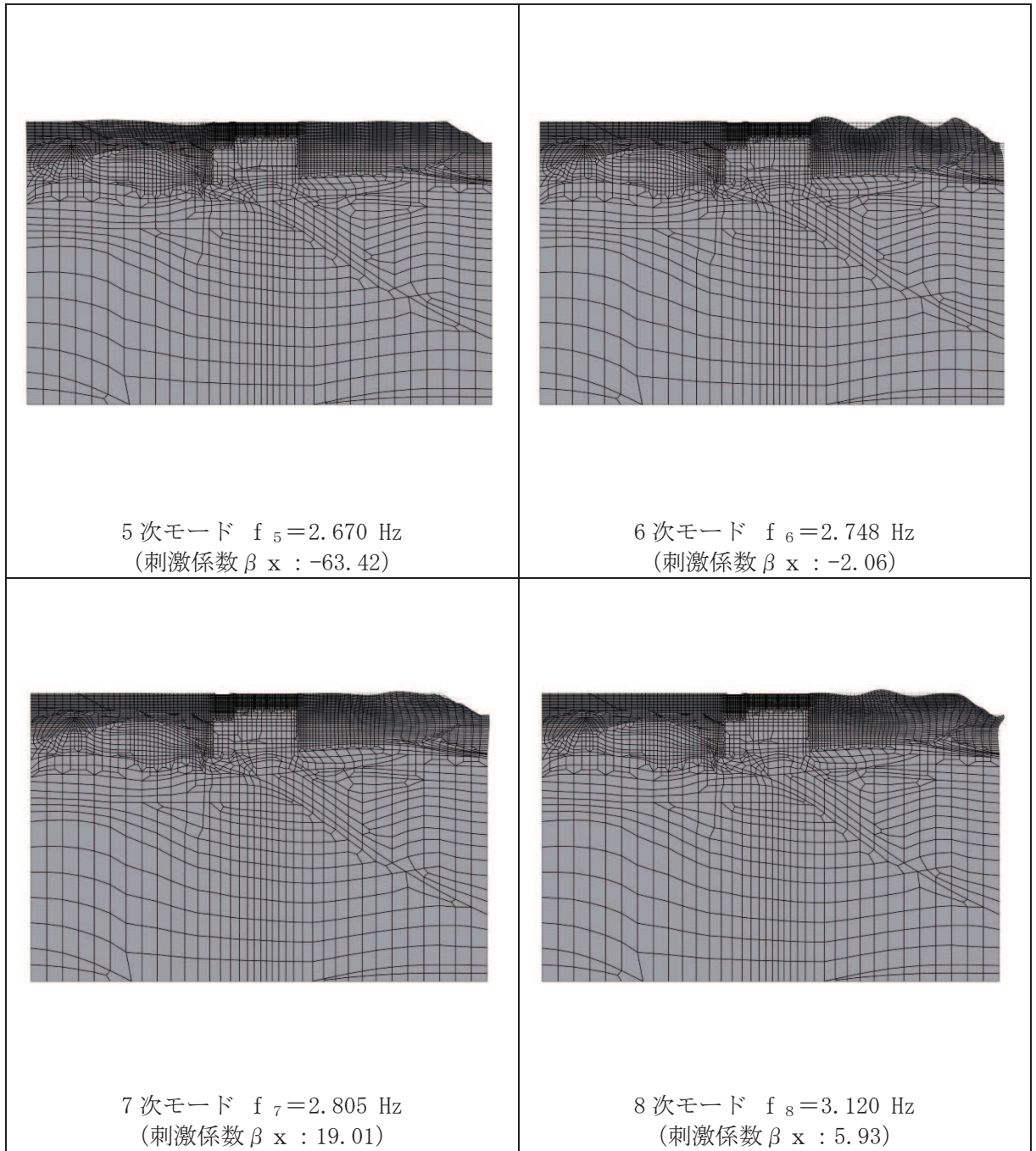


図 3-20(2) 固有値解析結果 (モード図) (B-B 断面, 東西)

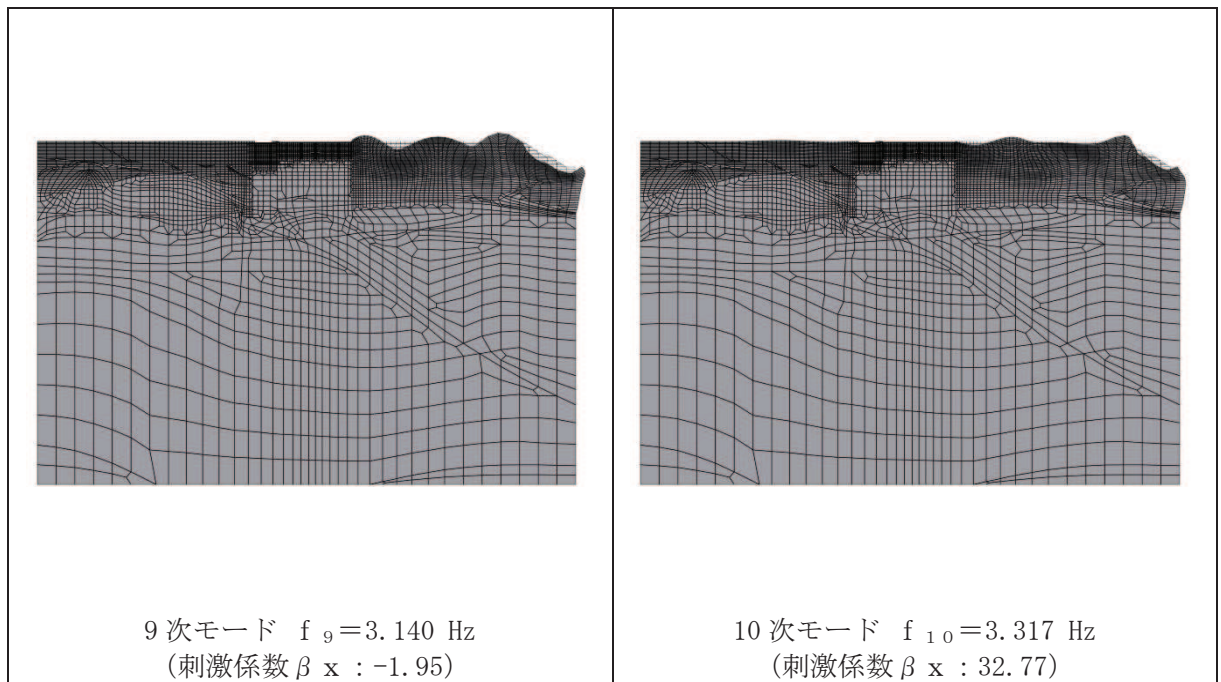
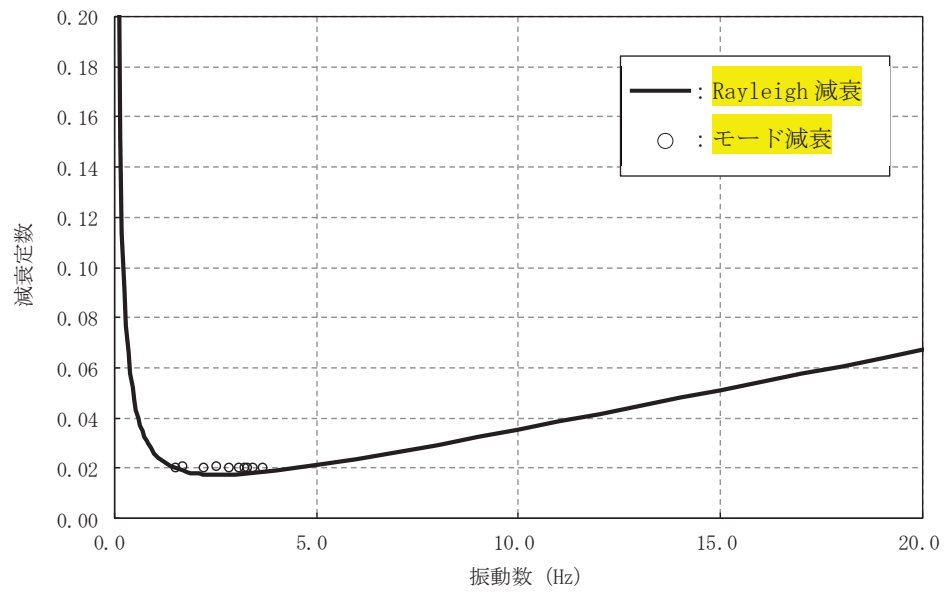


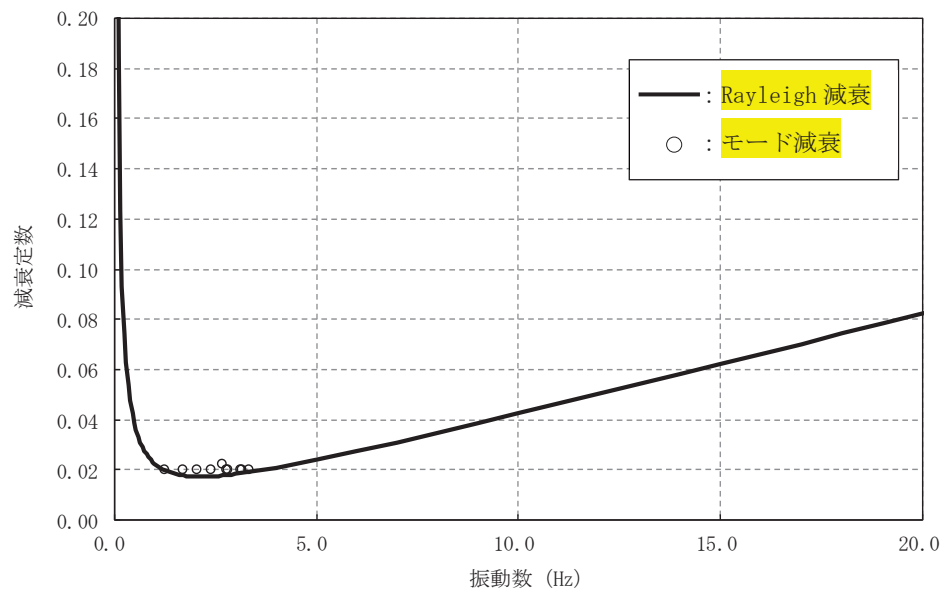
図 3-20(3) 固有値解析結果 (モード図) (B-B 断面, 東西)

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)	2.848×10^{-1}	1.053×10^{-3}
B-B 断面 (東西)	2.315×10^{-1}	1.296×10^{-3}



(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、軽油タンク室（H）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。

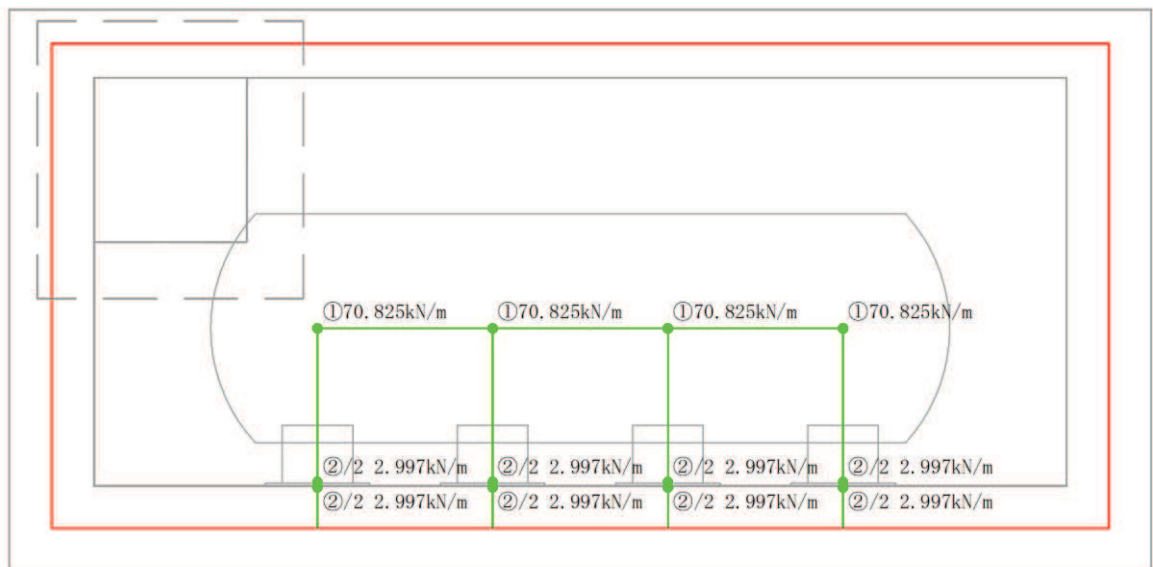
表 3-8 荷重の組合せ

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		○	

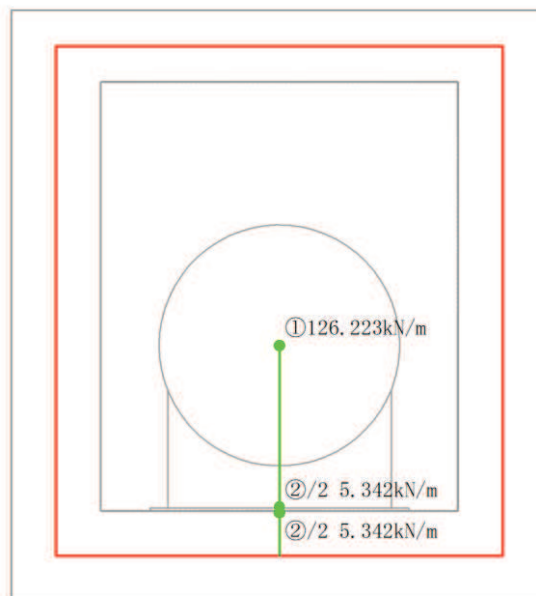
3.4.1 機器・配管荷重

(1) 軽油タンク及びタンク基礎

地震時に軽油タンク室(H)に作用する機器・配管荷重のうち、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。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 軽油タンク及びタンク基礎の荷重図

表 3-9 軽油タンク及びタンク基礎の荷重値の一覧

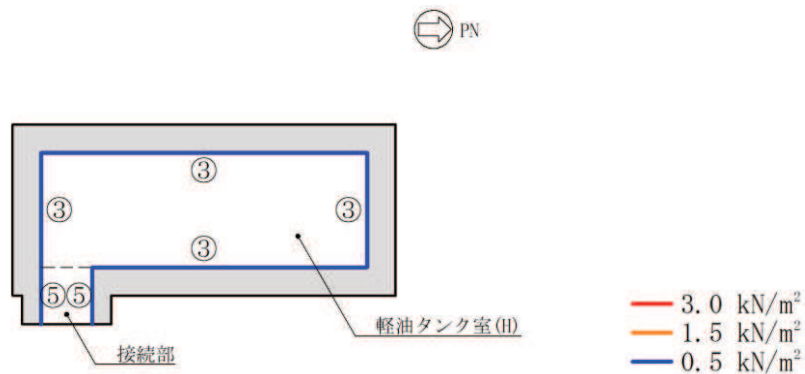
考慮する荷重	重量*1 (kN/m)	
	①軽油タンク (1基あたり, 運転重量, タンク廻りの架台重量を含む)	東西
南北		70.825
②軽油タンク基礎 (タンク1基あたり, 基礎ボルト据付材の重量を含む) *2	東西	10.683
	南北	5.994

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。

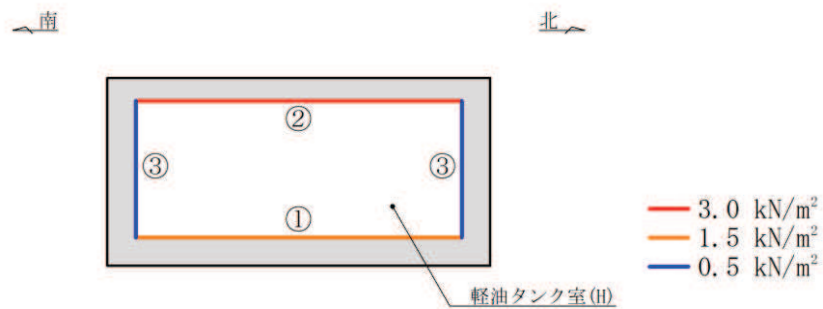
*2：基礎荷重を2質点に分割してモデル化しているため、荷重図に記載されている重量の数值は半分の値となっている。

(2) 機器・配管系

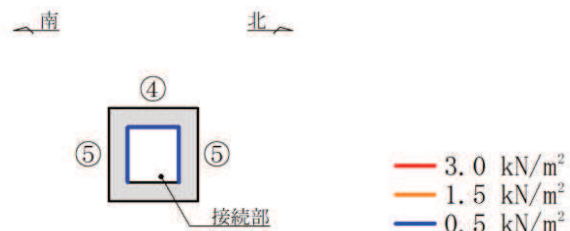
地震時に軽油タンク室(H)に作用する機器・配管荷重のうち、「(1) 軽油タンク及びタンク基礎」以外の荷重図を図3-23に、荷重を考慮する主な機器の一覧を表3-10に示す。機器・配管系の荷重は、解析モデルの各質点に与えることで考慮する。



(a) 平面図*



(b) A-A 断面 (南北) *



(c) 接続部*

注記* : 図中の①～⑤は表3-10に対応する。

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
①底版 軽油タンク室(H)	1.50	・勾配コンクリート
②頂版 軽油タンク室(H)	3.00	・機器, 配管
③側壁 軽油タンク室(H) 北壁・南壁・東壁・西壁	0.50	・機器, 配管
④頂版 接続部	0.50	・機器, 配管
⑤側壁 接続部 北壁・南壁	0.50	・機器, 配管

注記* : ①から⑤は図 3-23 に対応する。

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, 1.00g/cm³を考慮する。

3.4.3 積載荷重

地震時に軽油タンク室 (H) 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。

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

軽油タンク室 (H) は、構造物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値は、評価対象構造物周辺に主として盛土、旧表土及び 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 (表 3-11 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 3-11 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

軽油タンク室 (H) 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 軽油タンク室 (H) の耐震評価における解析ケースの一覧

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: 「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) 耐震評価における解析ケースの組合せ

軽油タンク室 (H) 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 屋外重要土木建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、軽油タンク室 (H) 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。

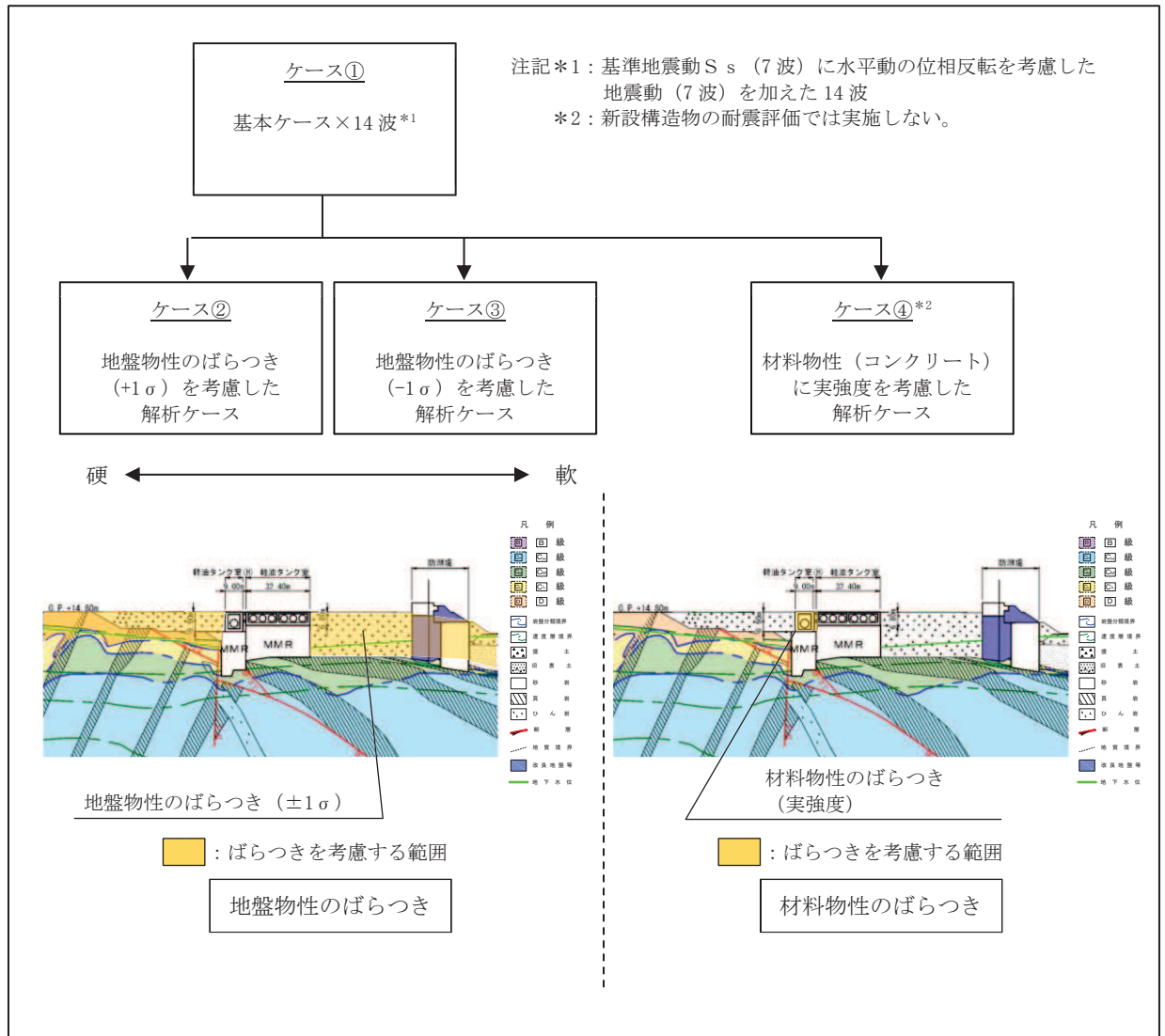


図 3-25 耐震評価における解析ケース

表 3-12 軽油タンク室 (H) 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 (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
木構物性		認定基準値	認定基準値	認定基準値
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。

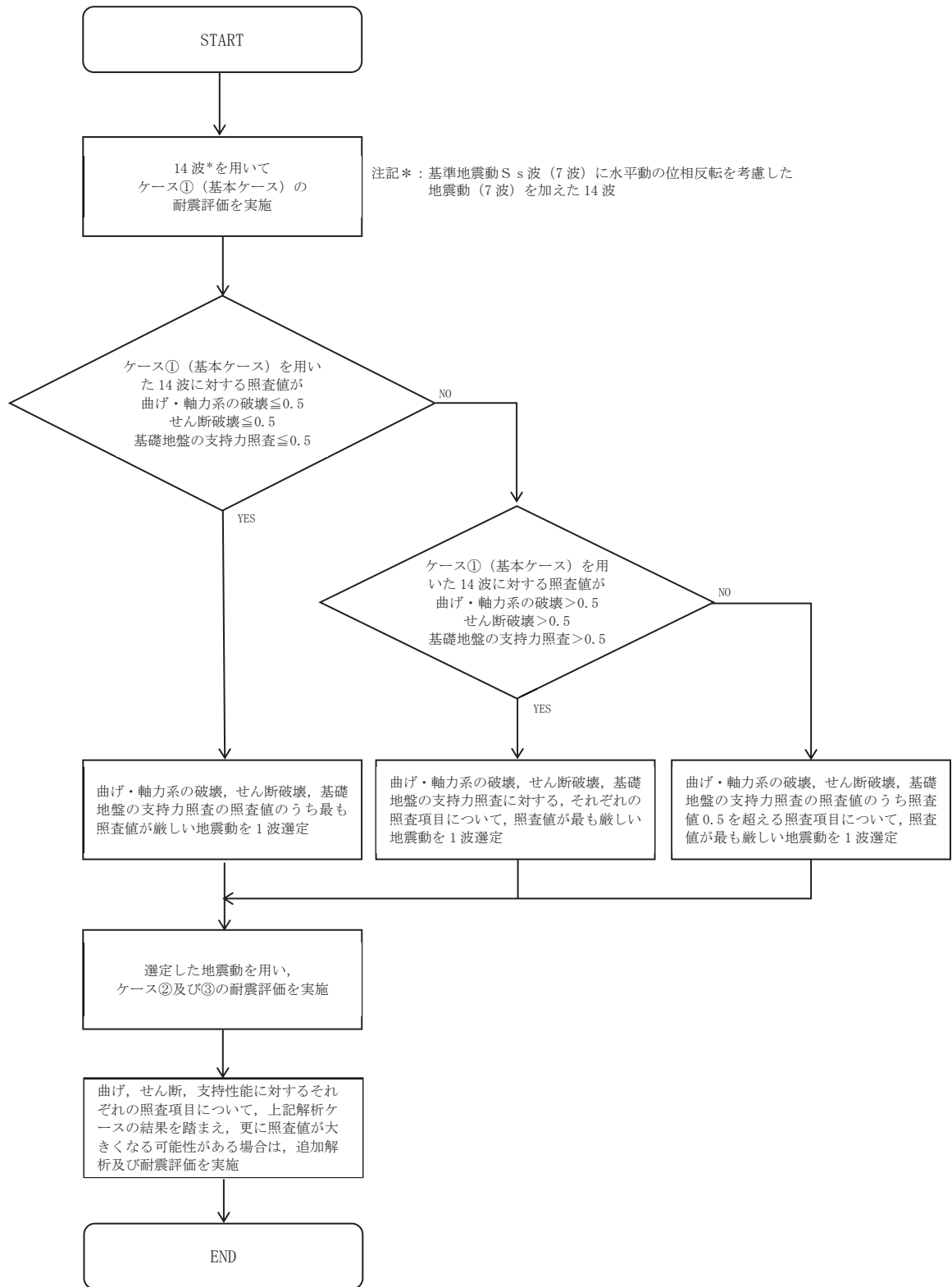


図 3-26 追加解析を実施する地震動の選定フロー

(4) 従方向荷重の選定

軽油タンク室 (H) 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。主たる荷重 (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、軽油タンク室 (H) 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。

弱軸方向に直交する断面の地震時荷重は、基準地震動による弱軸方向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して用いる。 $S_s - N1$ 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

軽油タンク室 (H) 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)、弾性設計用地震動 S_d 及びこれらに水平動の位相反転を考慮した地震動 (28 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、基準地震動 S_s (7 波) については、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⑤について影響を確認する。

ケース④の材料物性の設定について、軽油タンク室 (H) 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 3-13 に実強度及びヤング係数を示す。

表 3-13 軽油タンク室 (H) 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, 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 3-14 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。

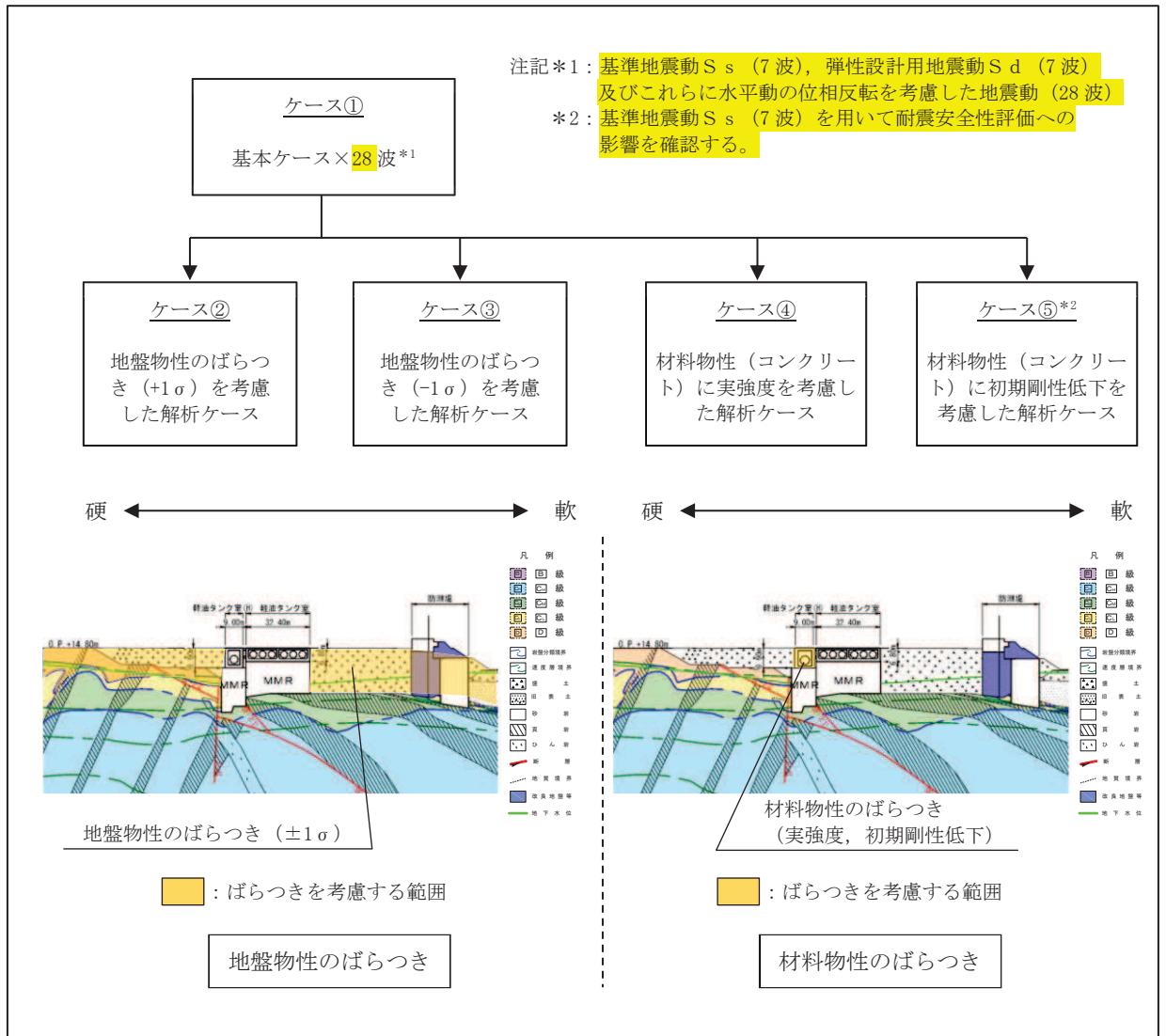


図 3-27 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース

表 3-14(1) 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	初期剛性 低下考慮*4	
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。

表 3-14(2) 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース
(弾性設計用地震動 S d)

解析ケース			ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
			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	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+1 σ	平均値-1 σ	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
地震動 (位相)	S d - D 1	++*1	○	○	○	○
		-+*1	○	○	○	○
	S d - D 2	++*1	○	○	○	○
		-+*1	○	○	○	○
	S d - D 3	++*1	○	○	○	○
		-+*1	○	○	○	○
	S d - F 1	++*1	○	○	○	○
		-+*1	○	○	○	○
	S d - F 2	++*1	○	○	○	○
		-+*1	○	○	○	○
	S d - F 3	++*1	○	○	○	○
		-+*1	○	○	○	○
	S d - 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。

4. 三次元構造解析

4.1 解析手法

軽油タンク室(H)は、加振方向に平行に配置される妻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。

軽油タンク室(H)は、耐震重要施設及び常設重大事故等対処設備である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。

軽油タンク室(H)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。

軽油タンク室(H)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

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。

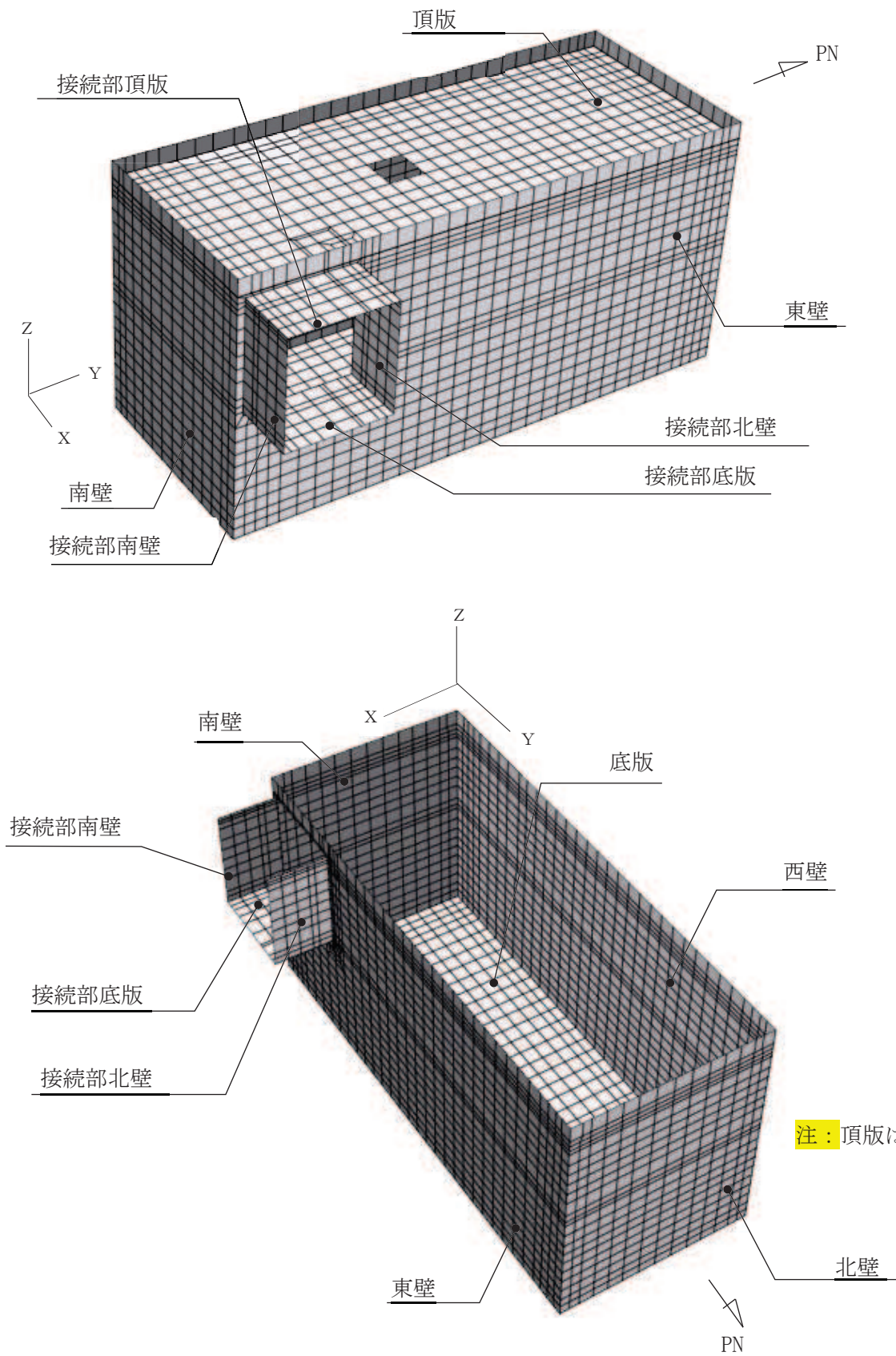
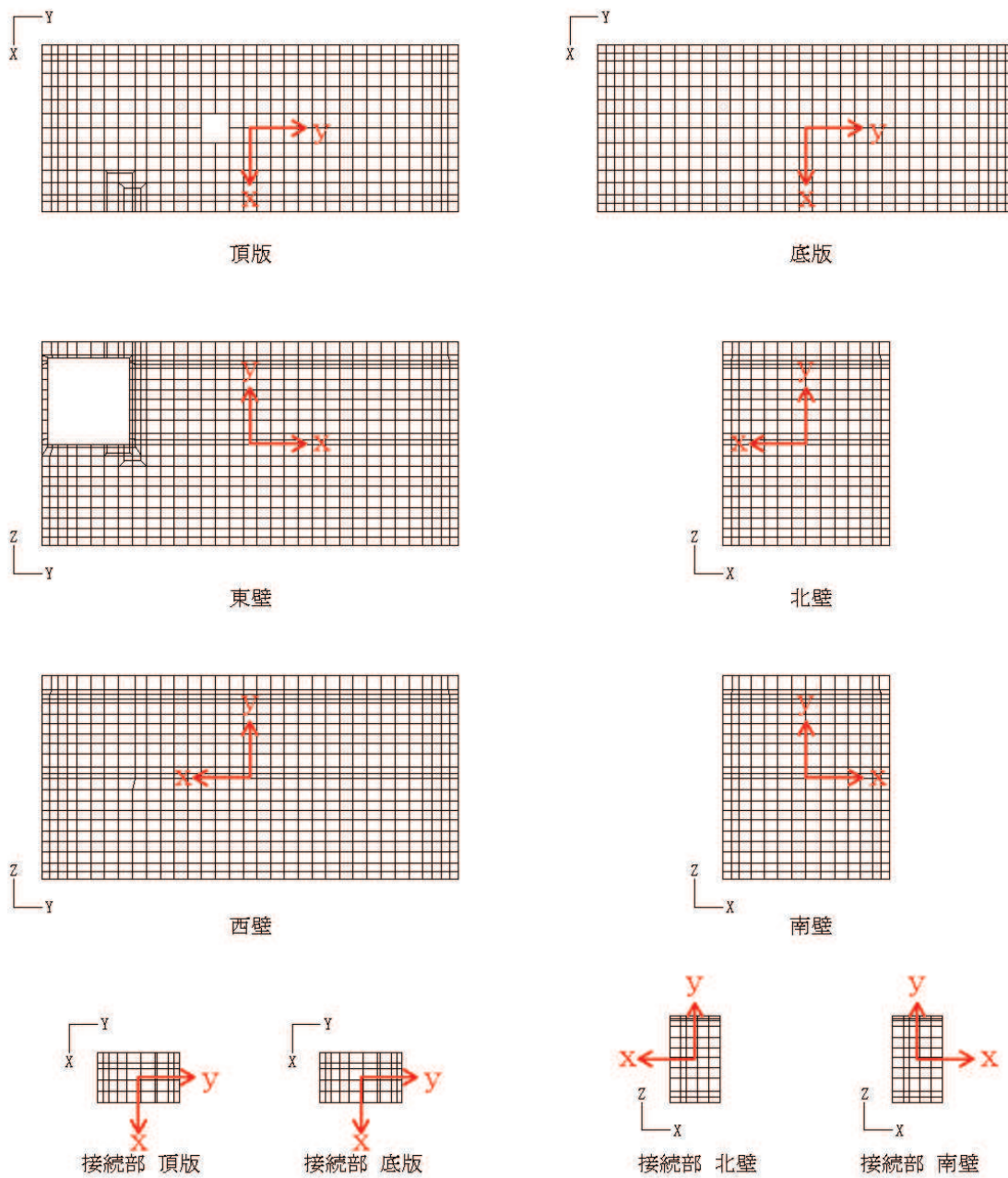
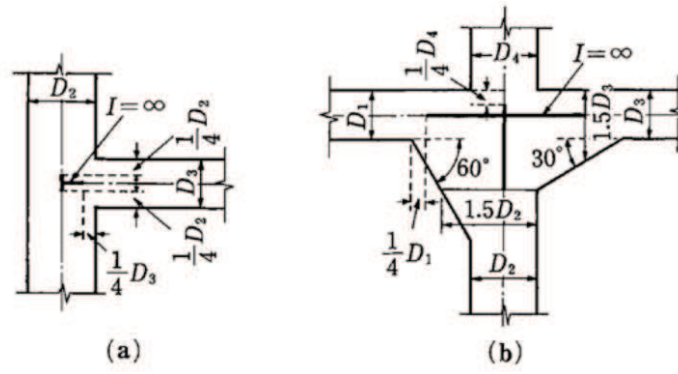


図 4-1 三次元構造解析モデルの概念図



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° 以上の場合には、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，「田治見の振動アドミタンス理論」に基づき設定する。

側方地盤は，非線形ばねでモデル化し，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，構造物下面及び載荷方向と直交する壁に地盤ばねを設定する。2方向載荷時には，構造物下面のみに地盤ばねを設定する。

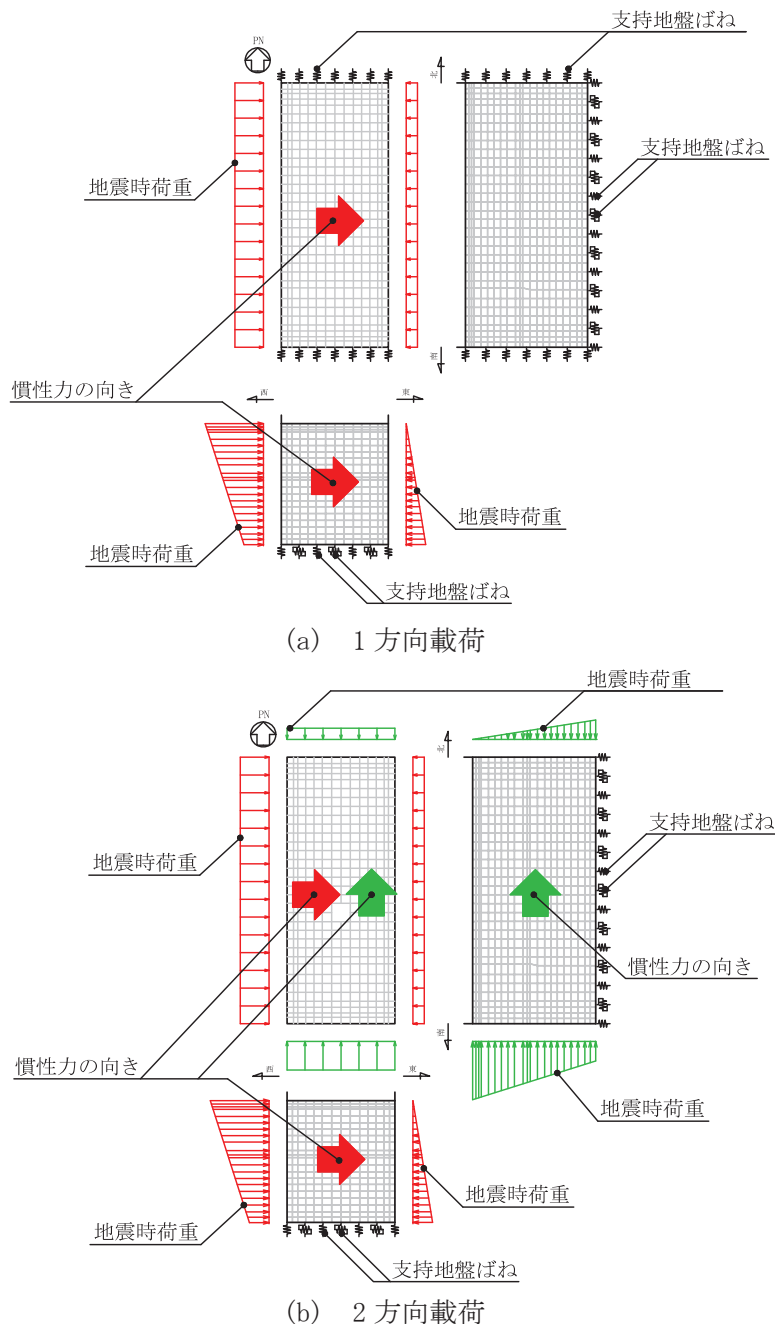



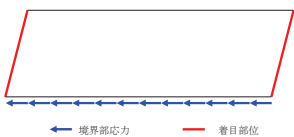
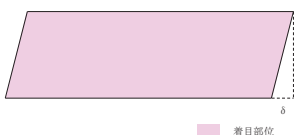
図4-4 地盤ばねの設定イメージ

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

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		土圧	作用位置
周面せん断力		土圧	作用位置

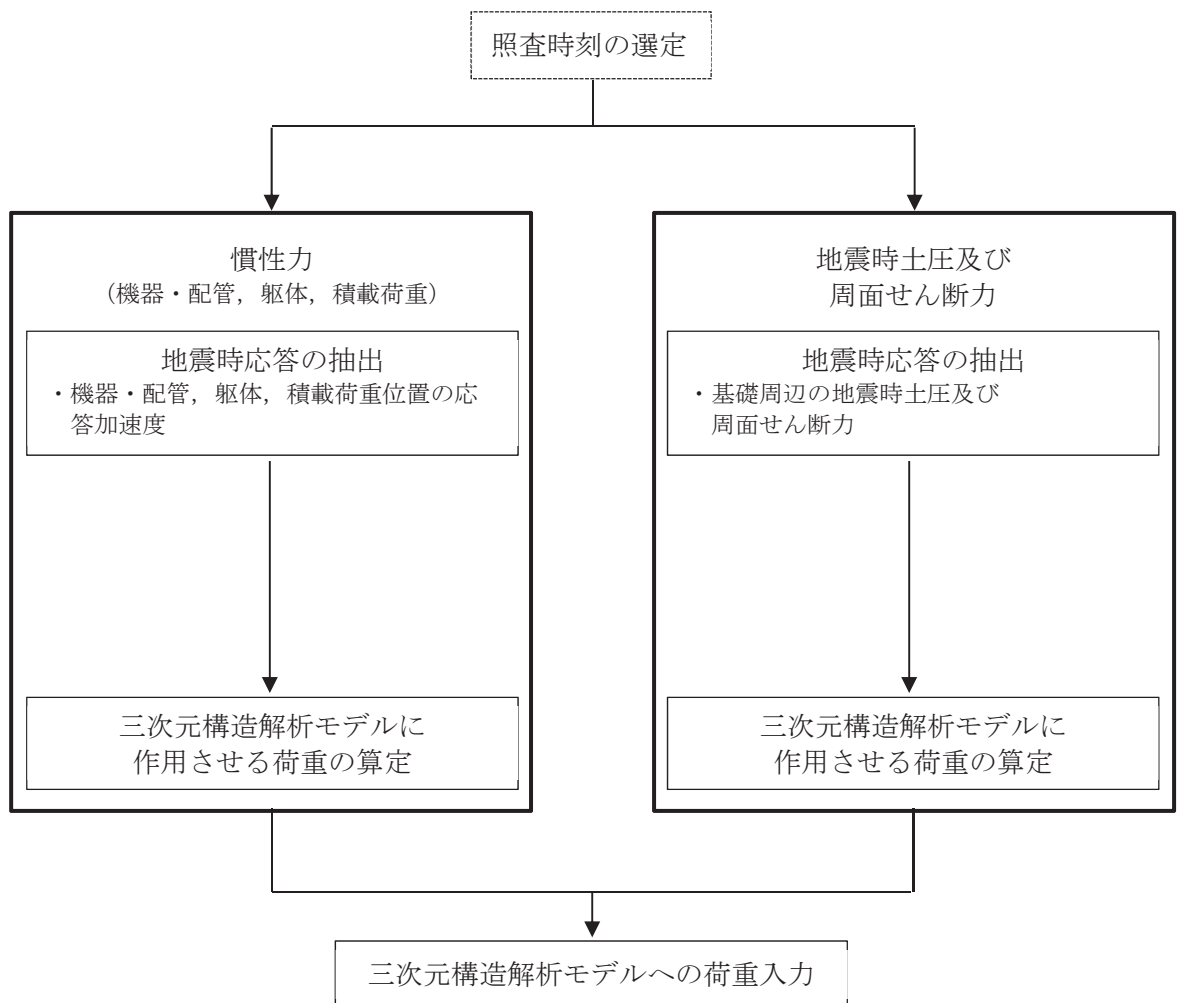


図4-5 各入力荷重の算定フロー

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。

静止土圧の载荷概念図を図 4-6 に示す。なお、静止土圧は、奥行方向に一様に载荷する。

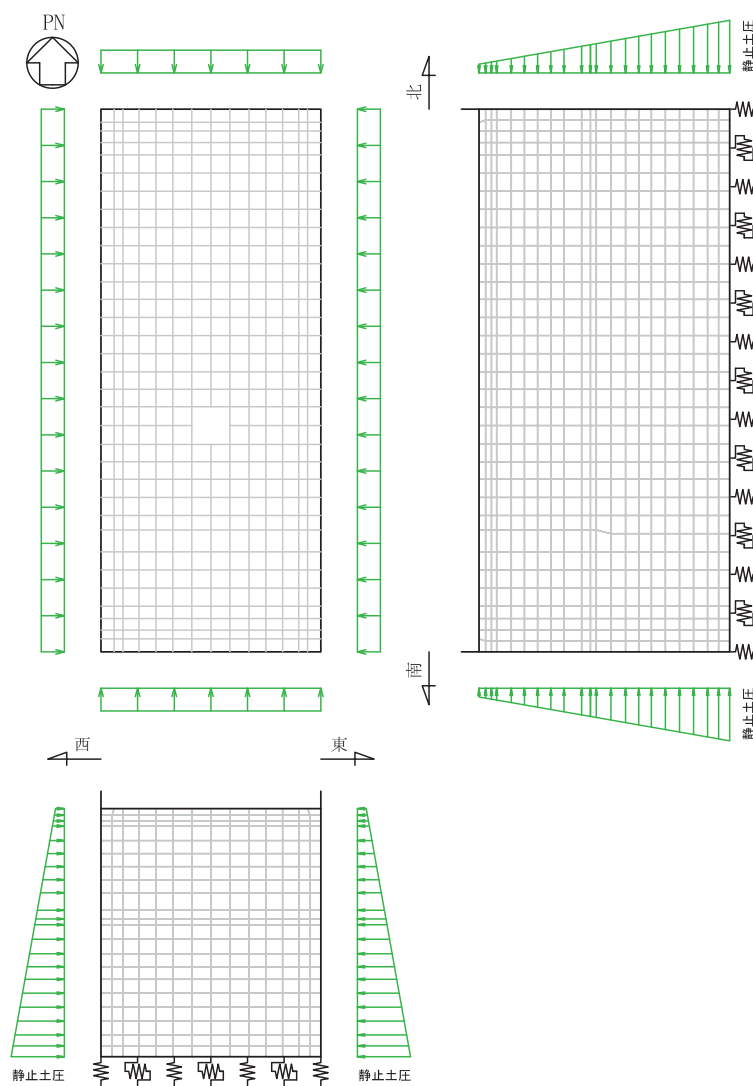


図 4-6 静止土圧の载荷概念図

(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。

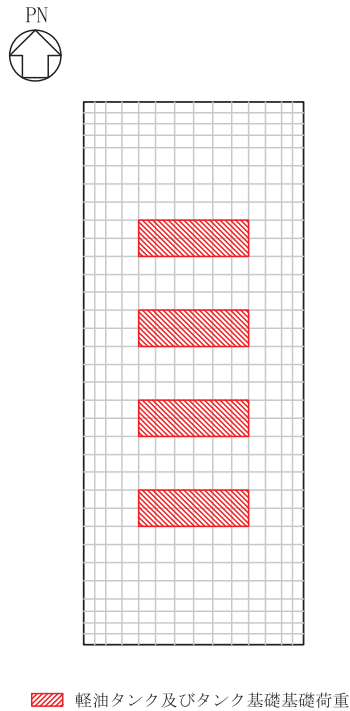


図4-7 機器・配管荷重図（底版上）

(4) 積載荷重

地震時に軽油タンク室(H)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。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。

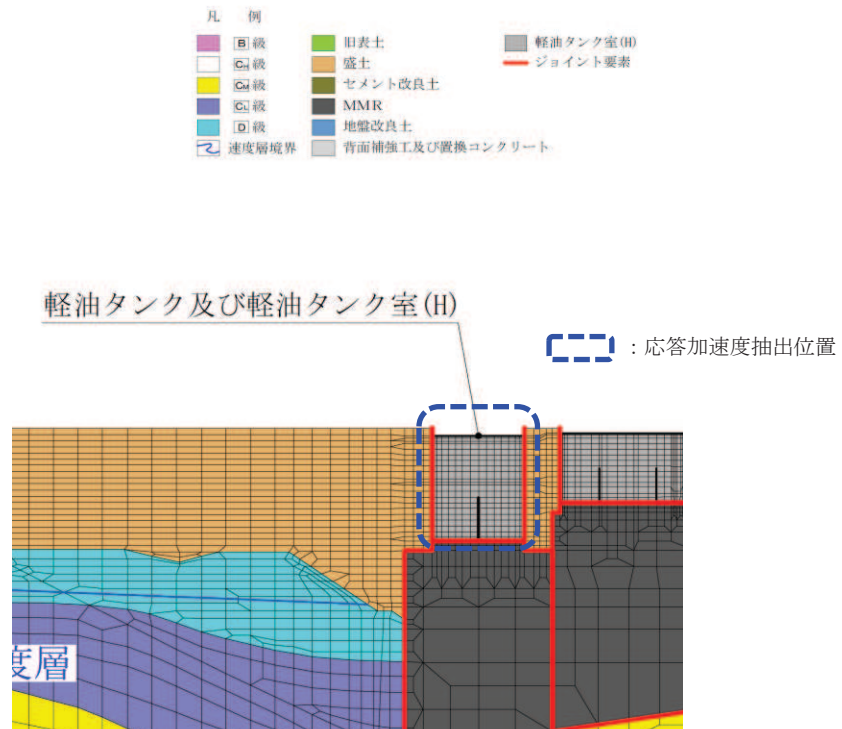


図4-8 応答加速度の抽出位置

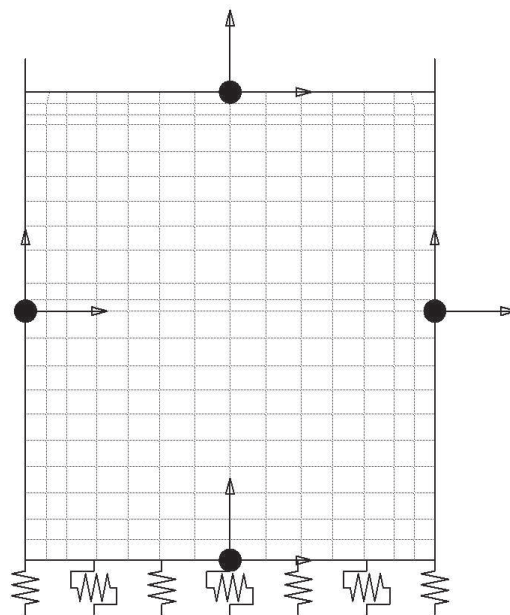


図4-9 三次元構造解析モデルに入力する慣性力の概念図

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及び周面せん断力は、図4-11に示すとおり、軽油タンク室(H)の三次元構造解析モデルに入力する。

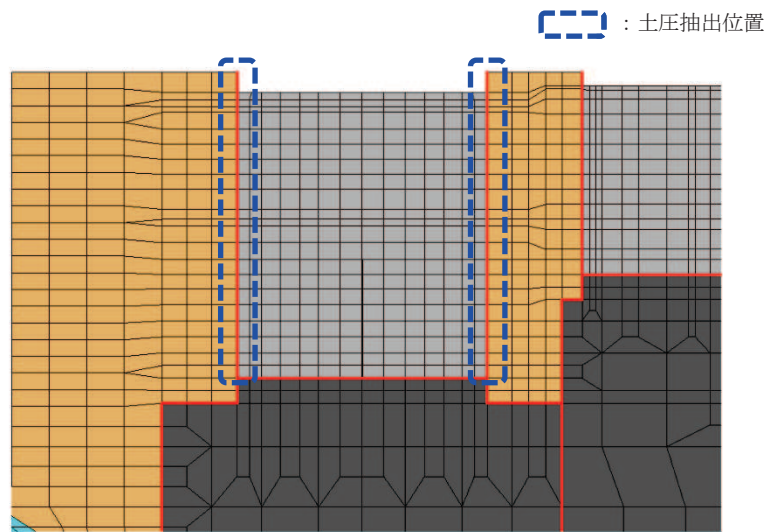
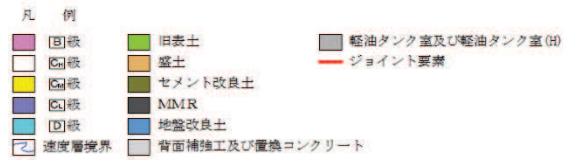


図4-10 地震時土圧及び周面せん断力抽出位置

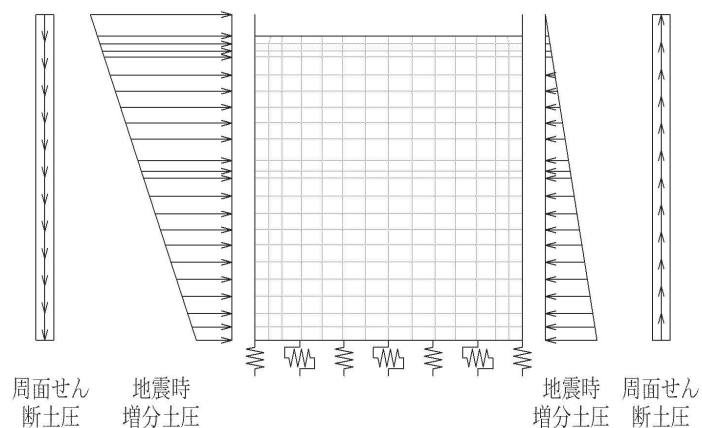


図4-11 地震時土圧及び周面せん断力の概念図

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 及び弾性設計用地震動 S_d 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 5-29 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。

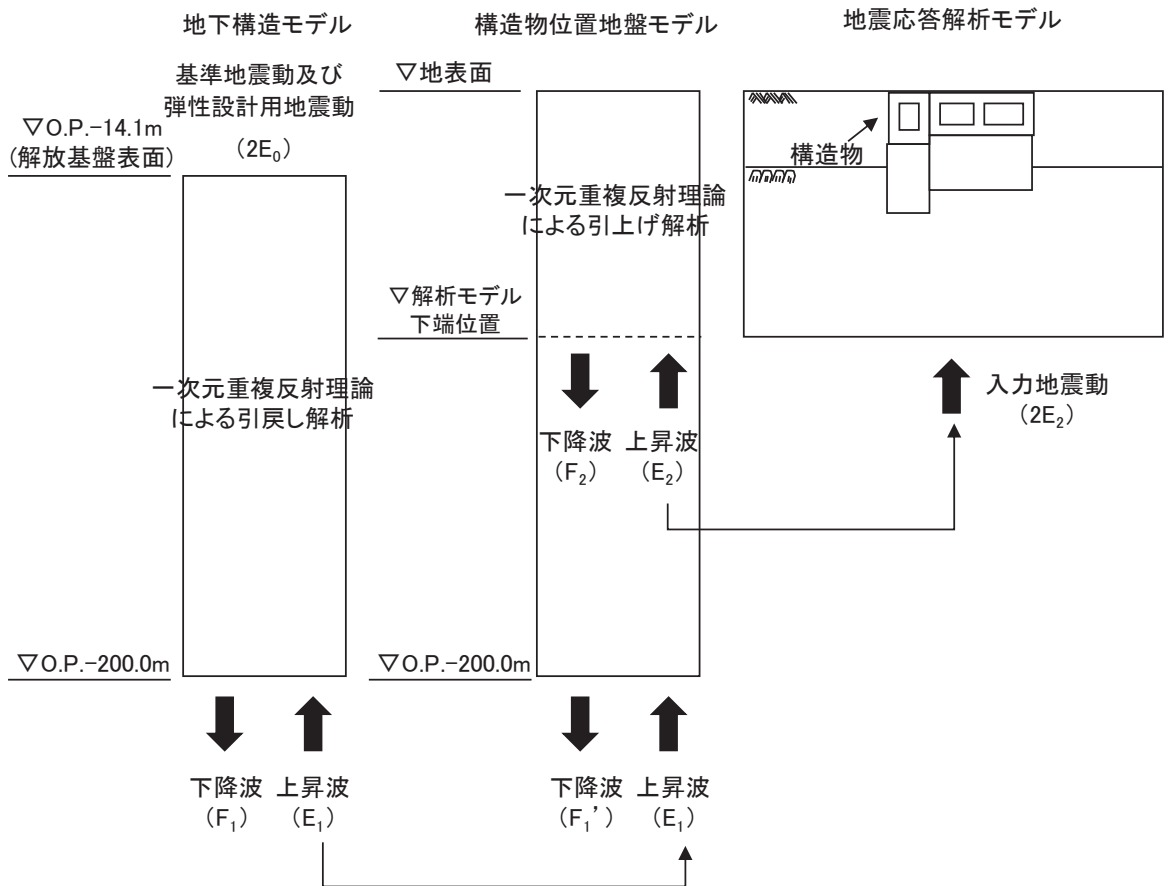
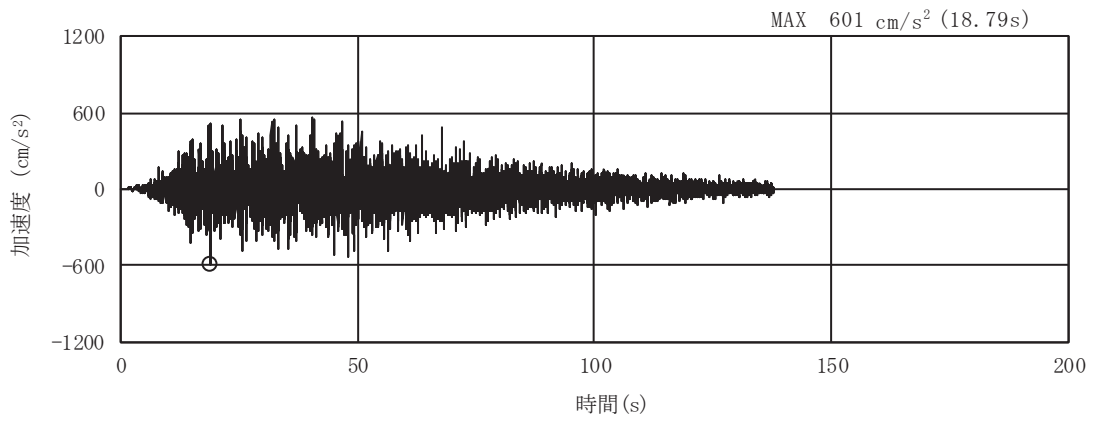
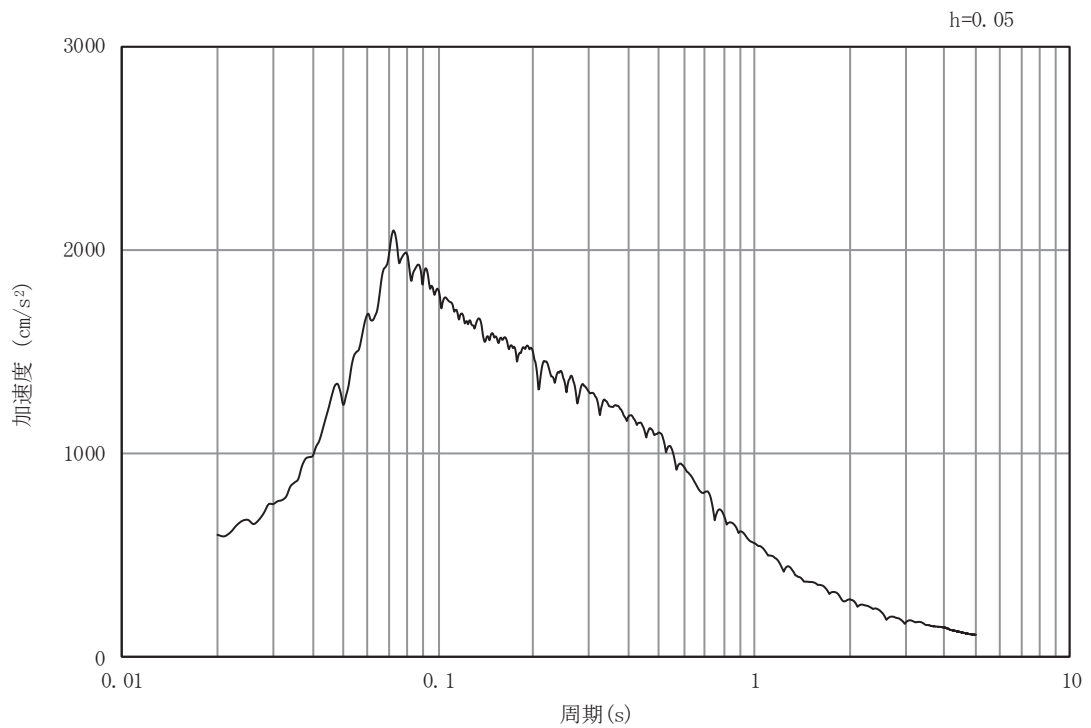


図 5-1 入力地震動算定の概念図（基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d ）

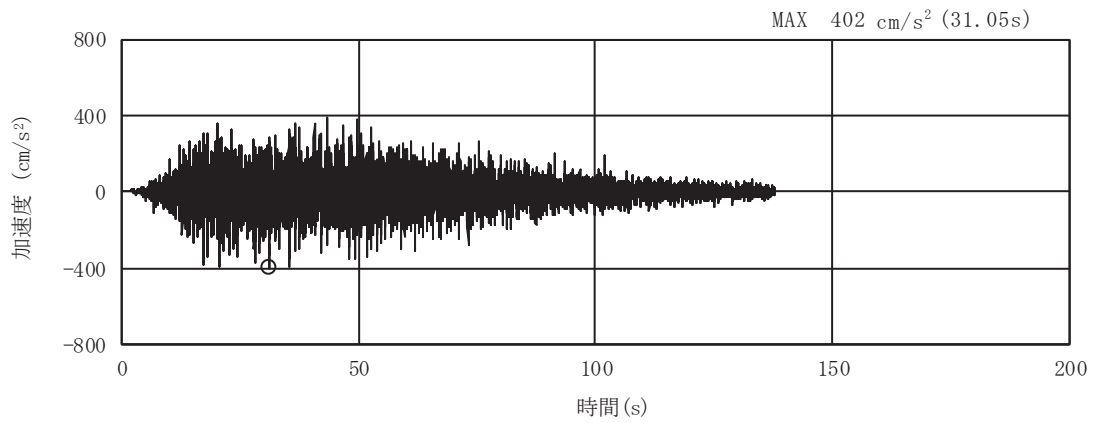


(a) 加速度時刻歴波形

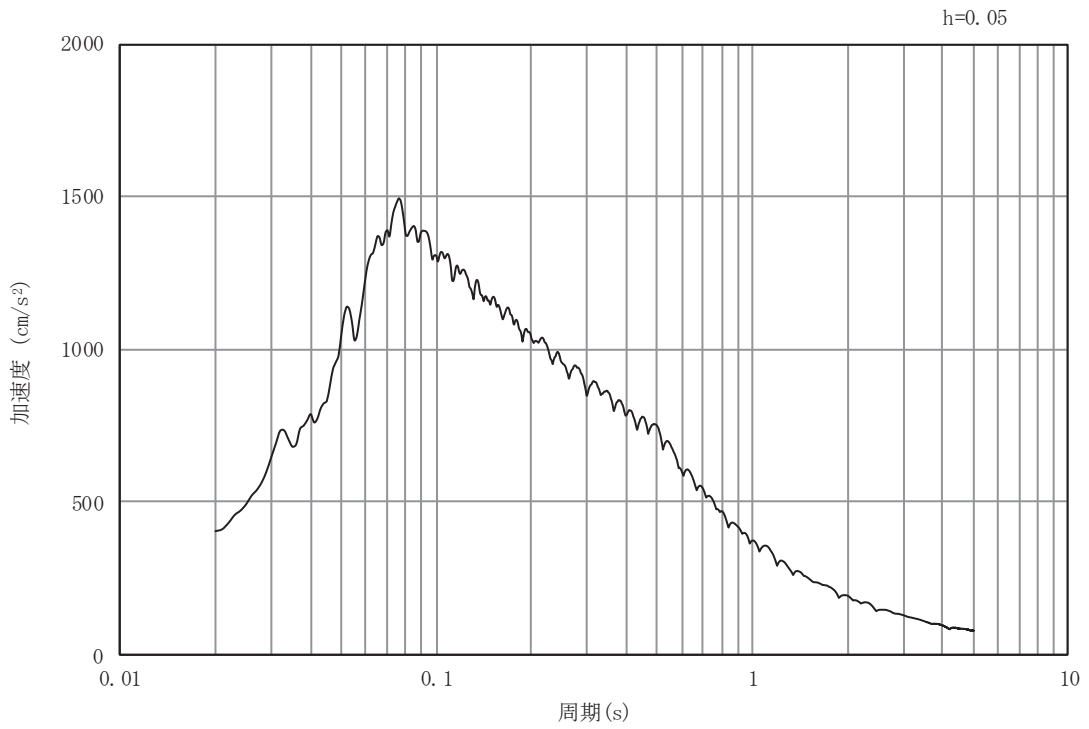


(b) 加速度応答スペクトル

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)

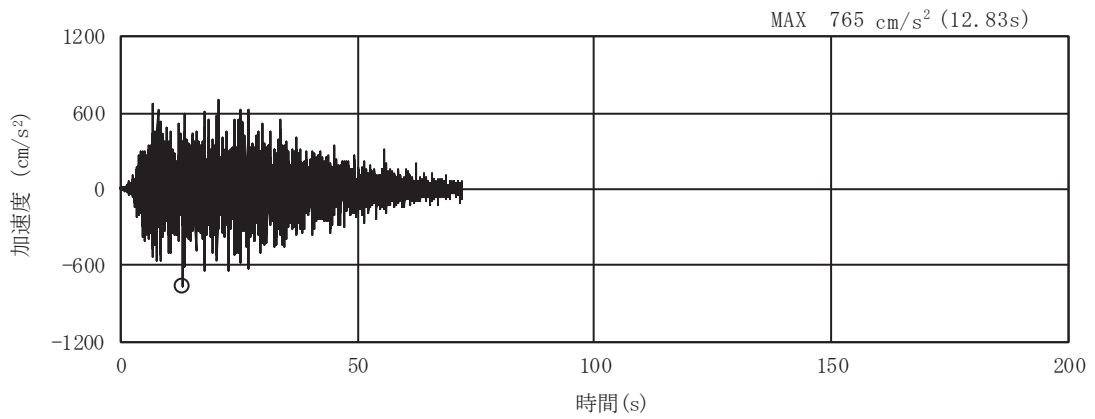


(a) 加速度時刻歴波形

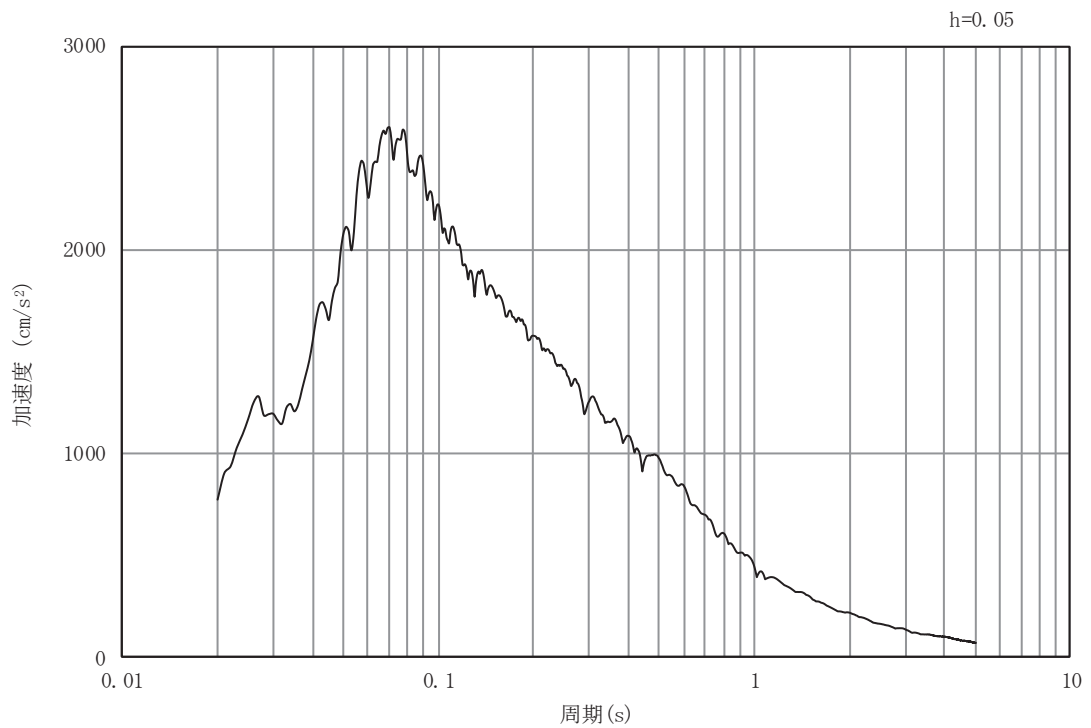


(b) 加速度応答スペクトル

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)

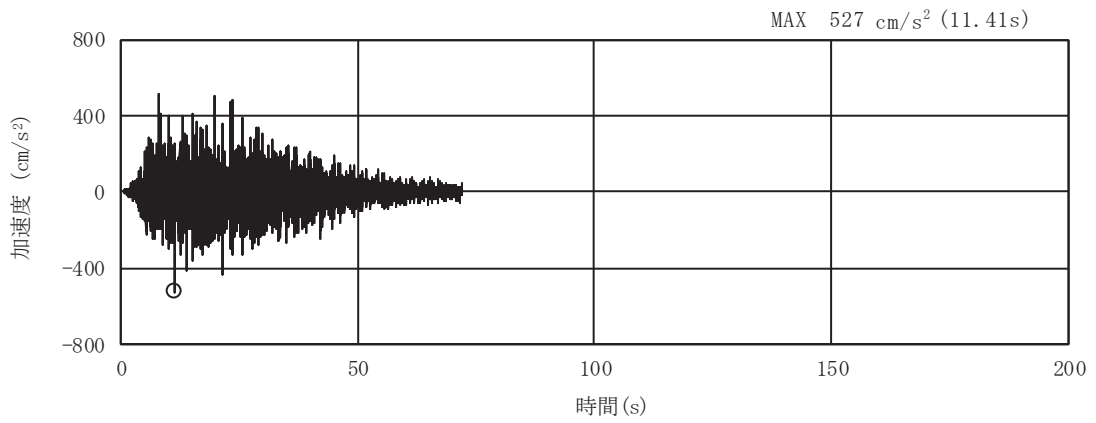


(a) 加速度時刻歴波形

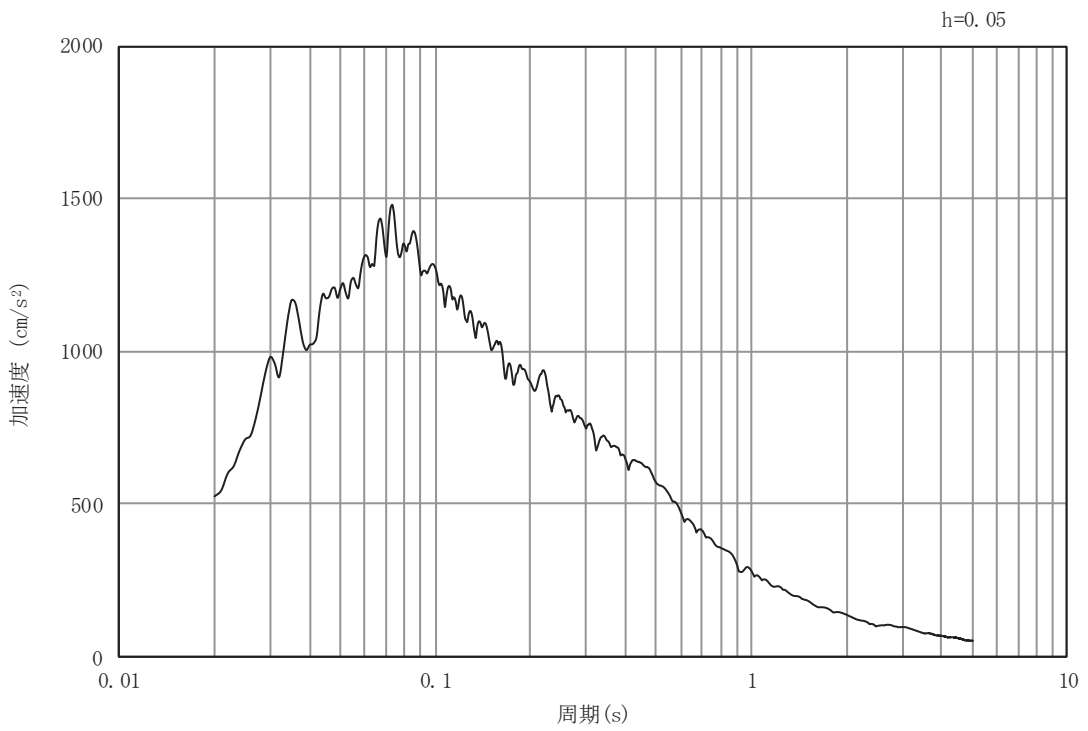


(b) 加速度応答スペクトル

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)

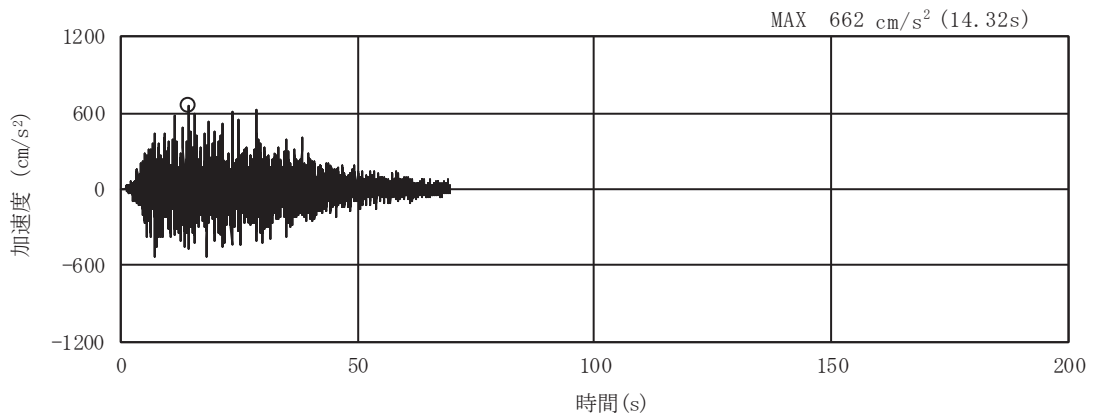


(a) 加速度時刻歴波形

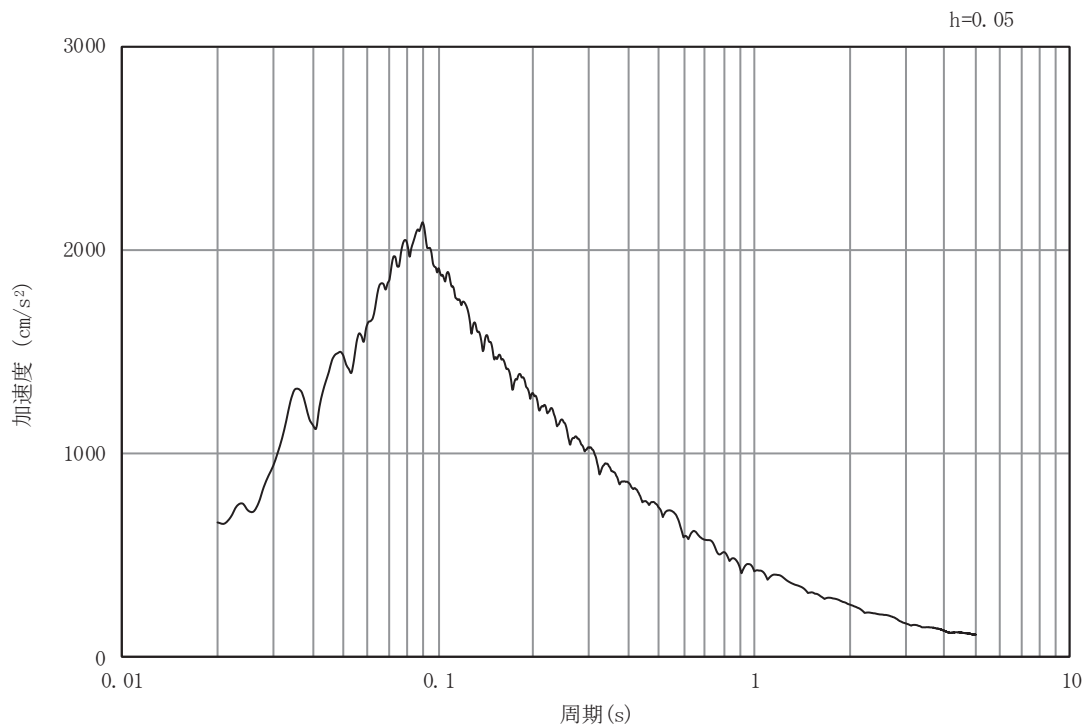


(b) 加速度応答スペクトル

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)

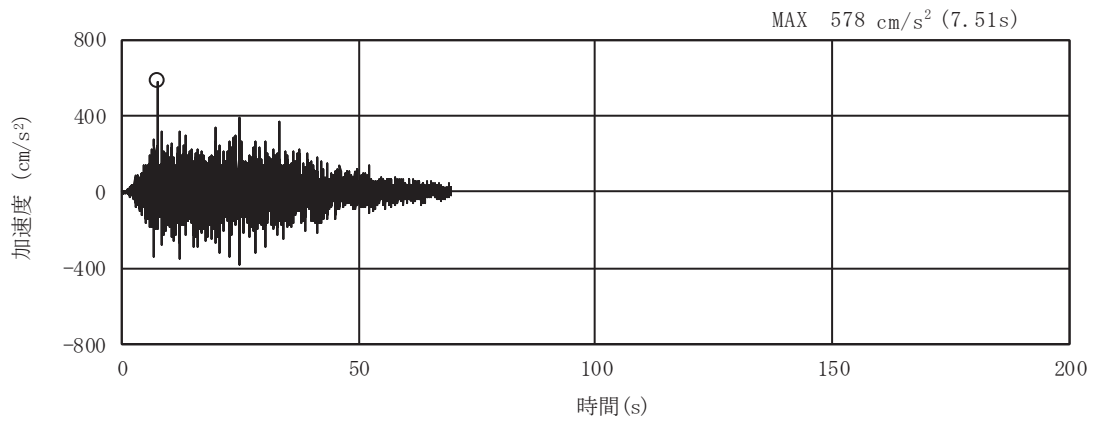


(a) 加速度時刻歴波形

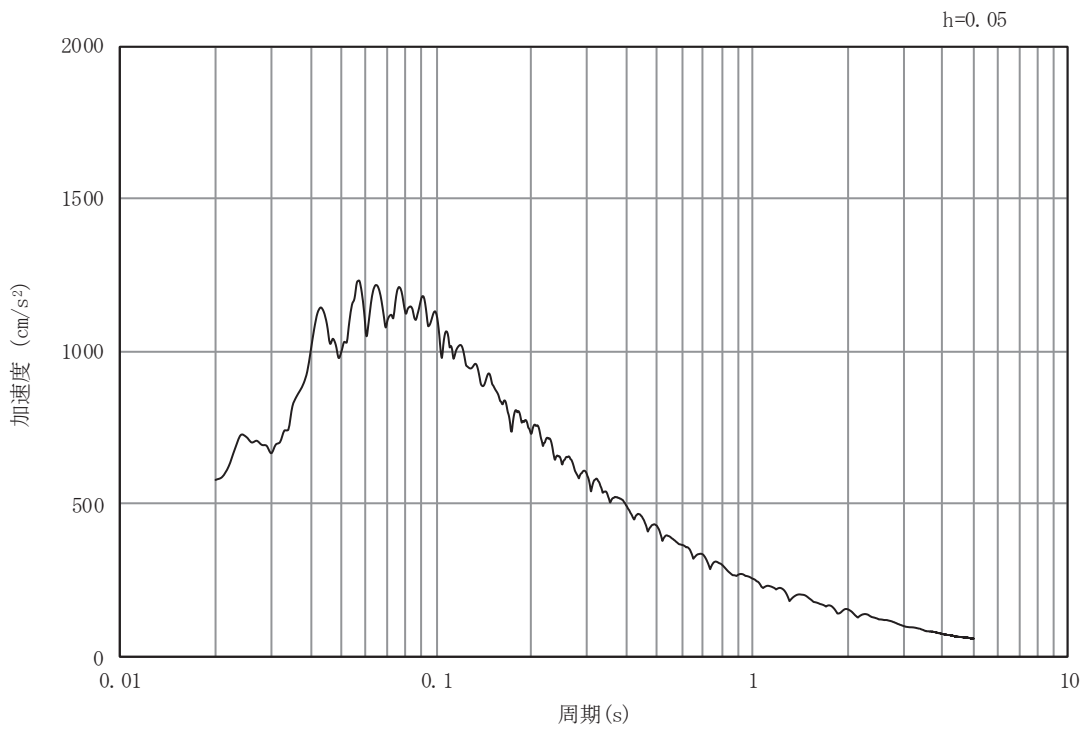


(b) 加速度応答スペクトル

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)

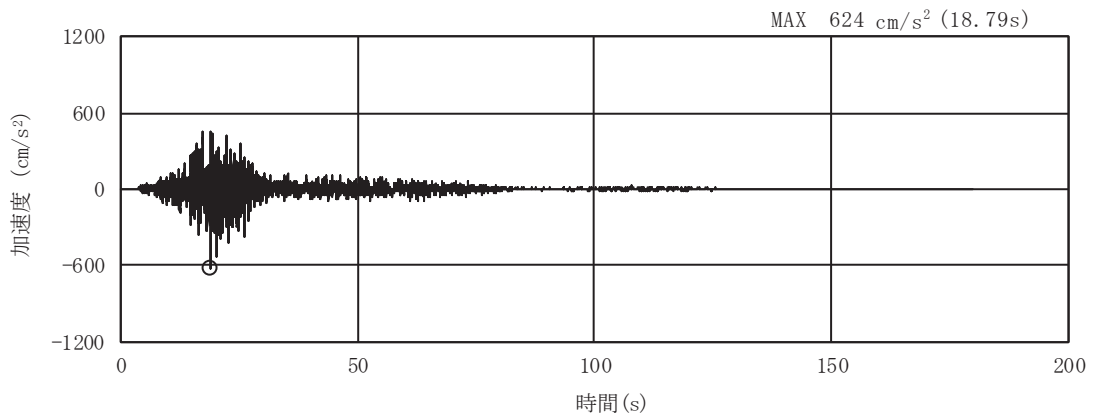


(a) 加速度時刻歴波形

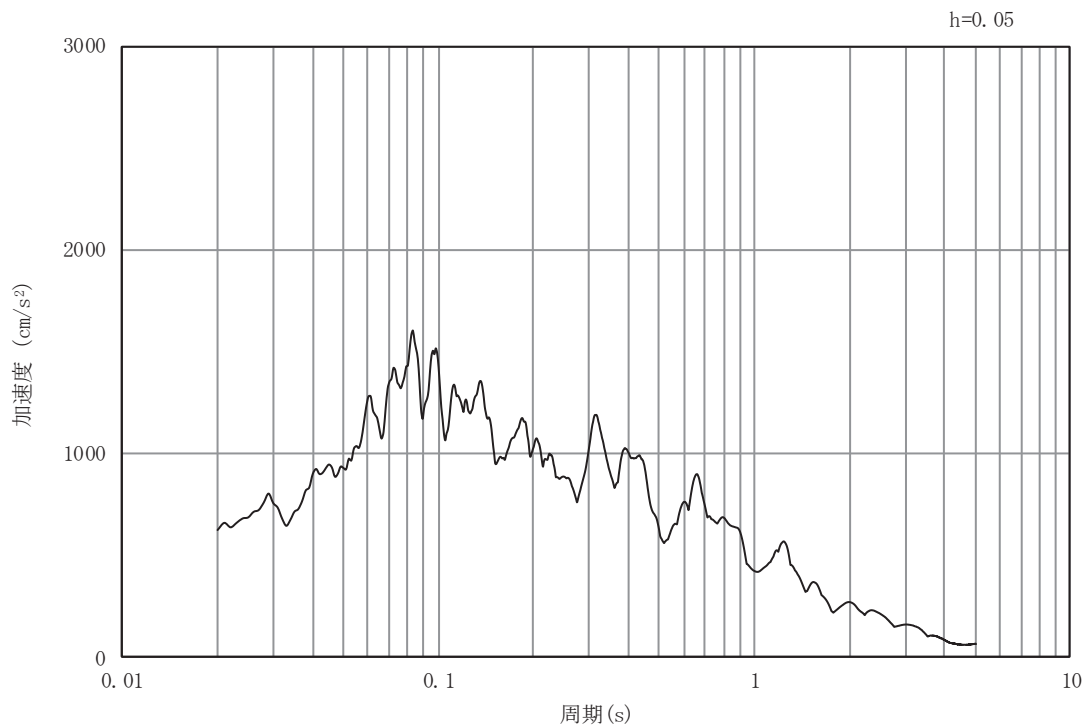


(b) 加速度応答スペクトル

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)

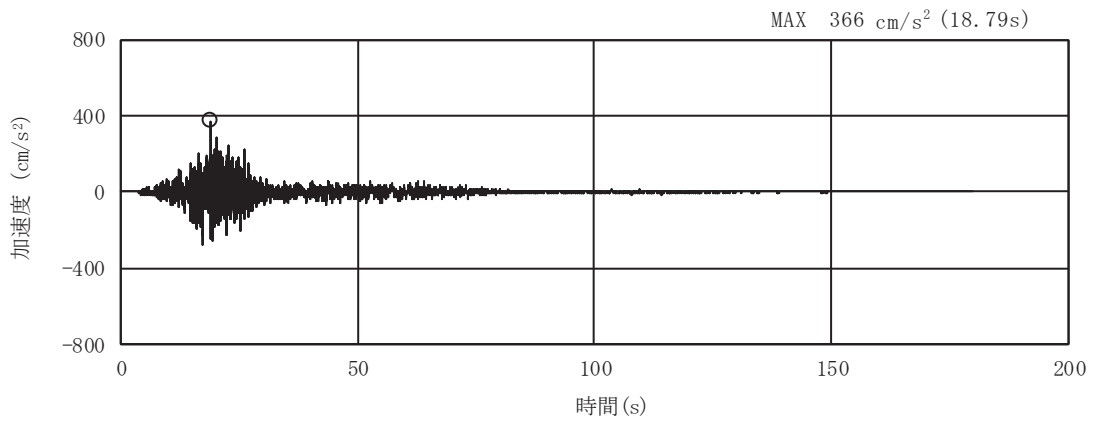


(a) 加速度時刻歴波形

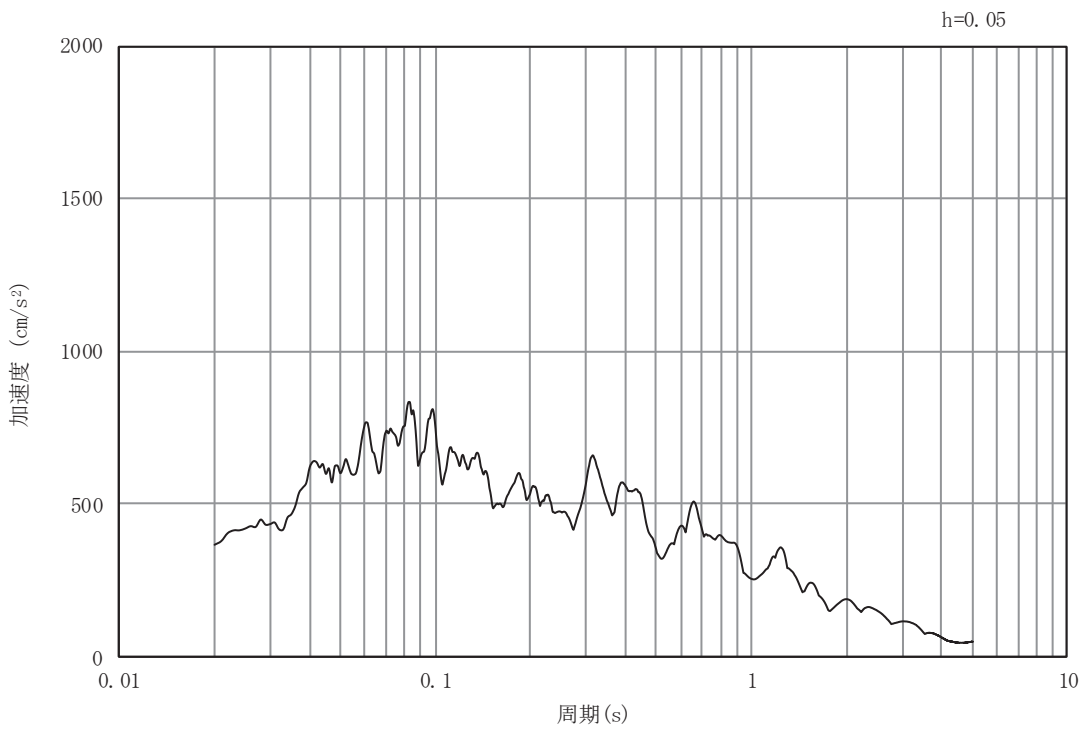


(b) 加速度応答スペクトル

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)

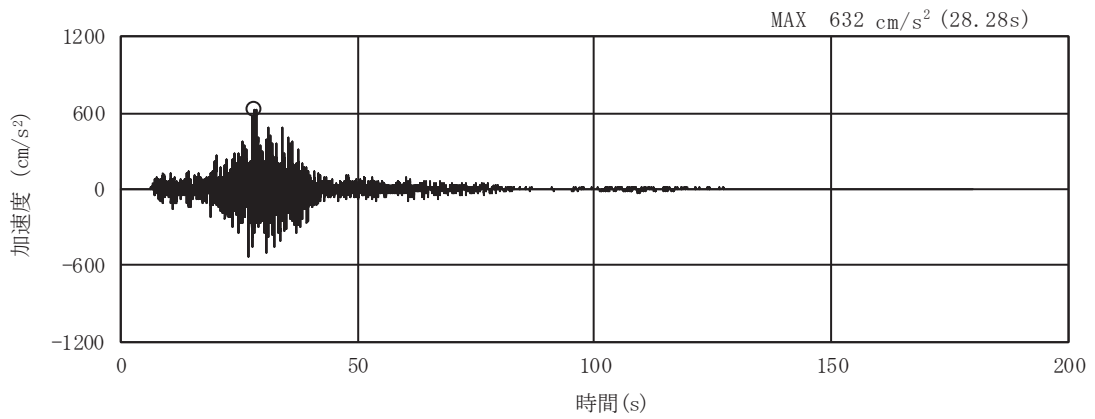


(a) 加速度時刻歴波形

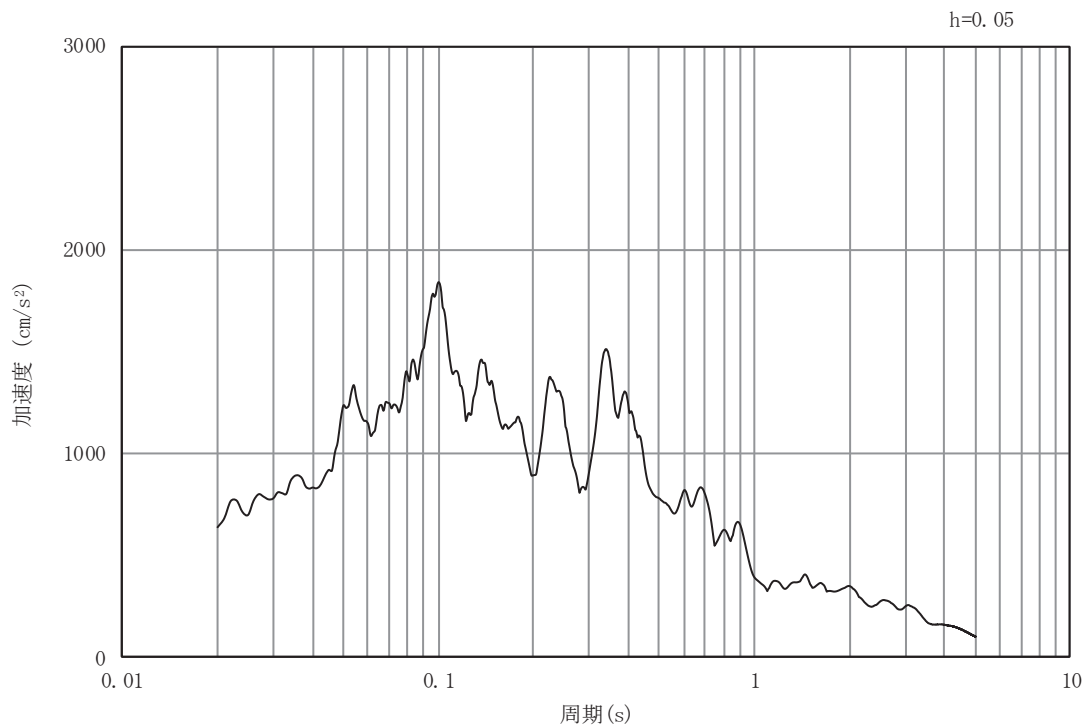


(b) 加速度応答スペクトル

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)

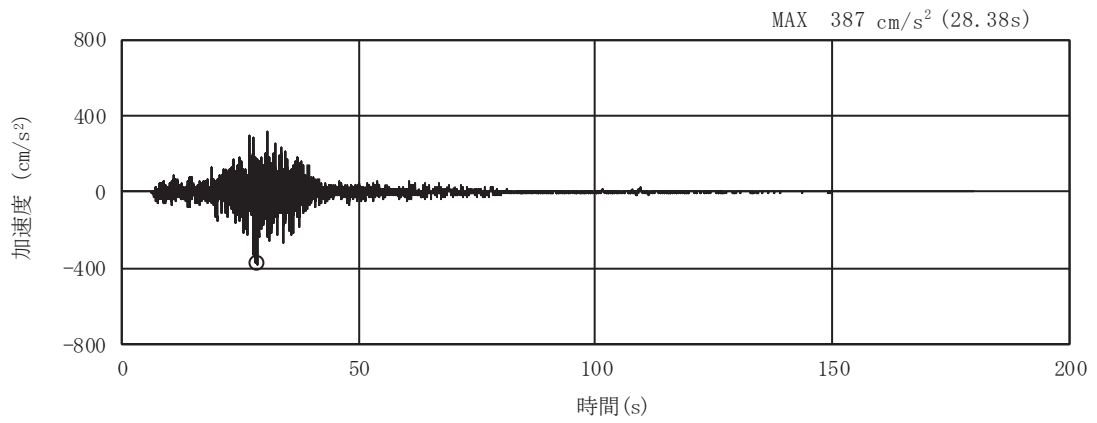


(a) 加速度時刻歴波形

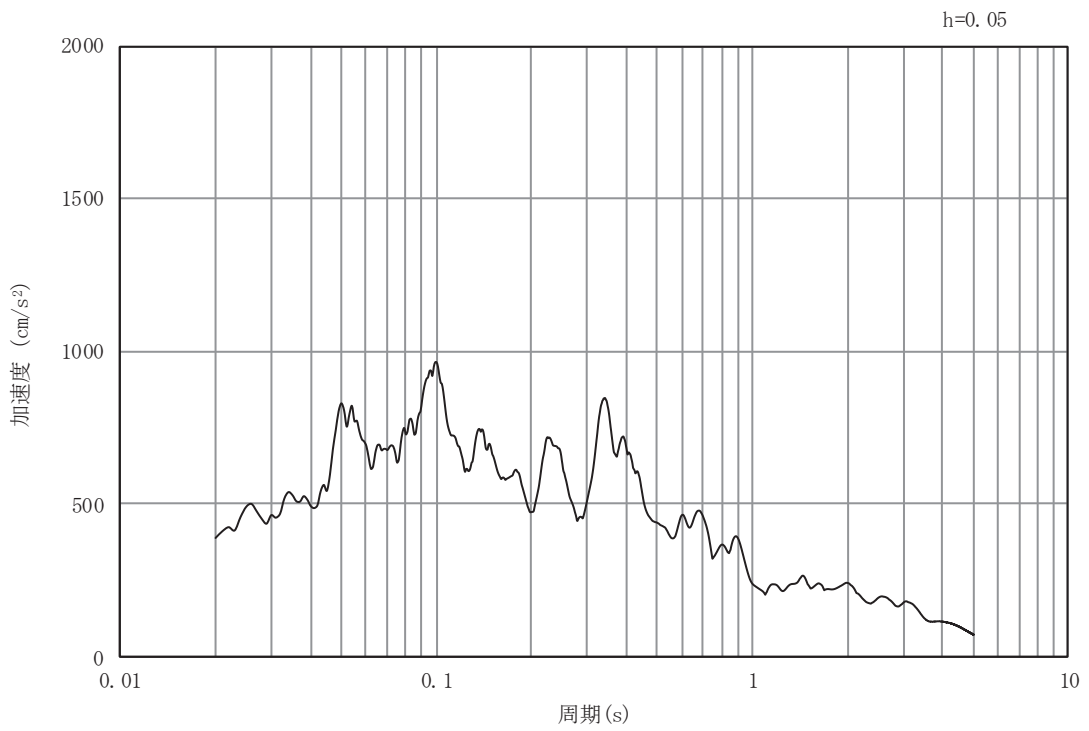


(b) 加速度応答スペクトル

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)

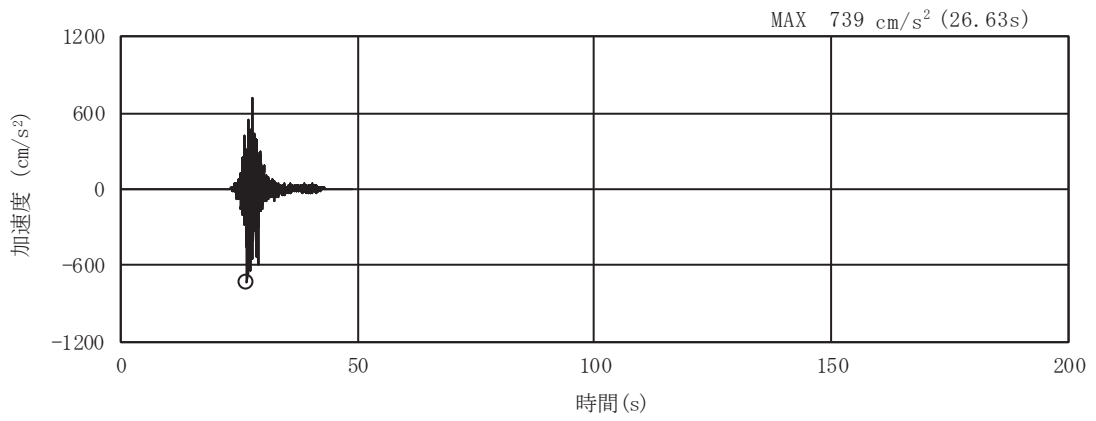


(a) 加速度時刻歴波形

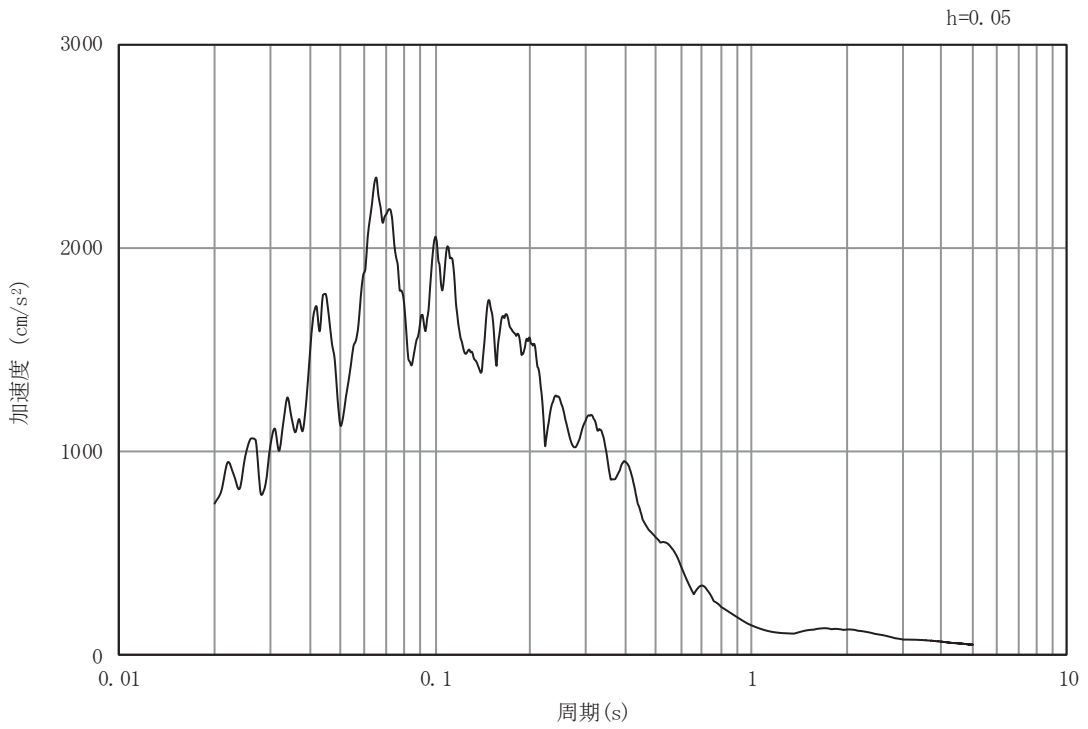


(b) 加速度応答スペクトル

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)

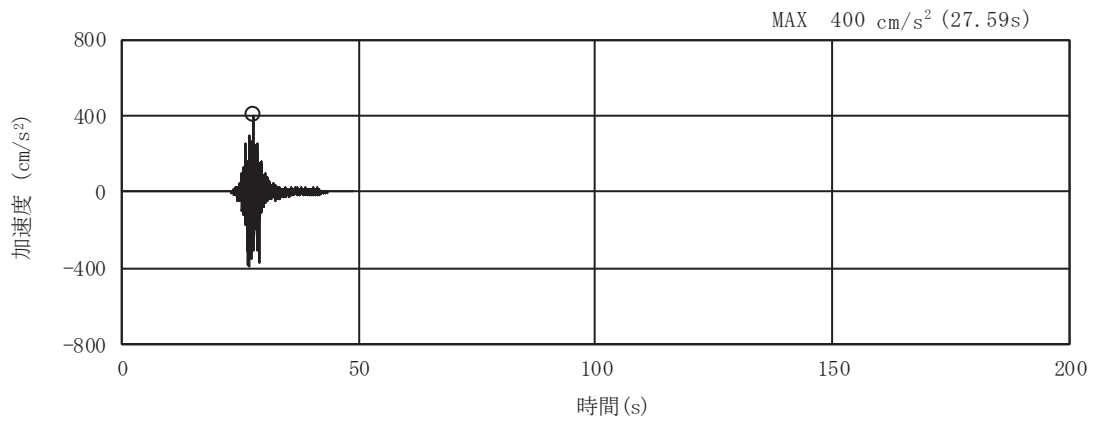


(a) 加速度時刻歴波形

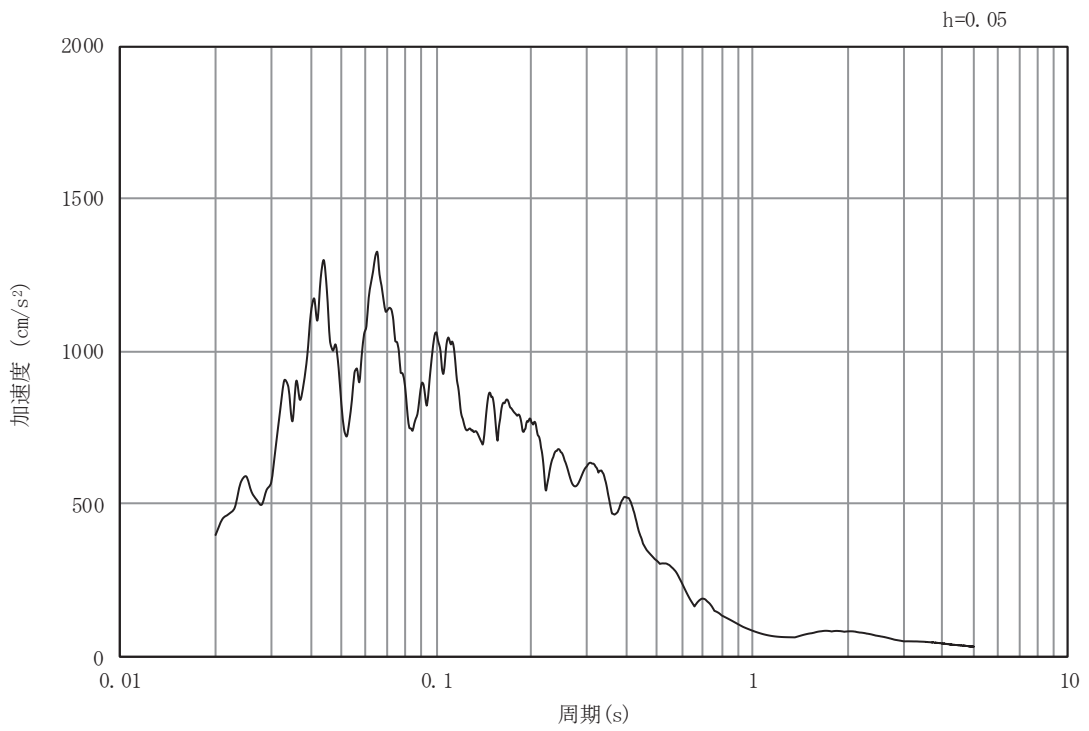


(b) 加速度応答スペクトル

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)

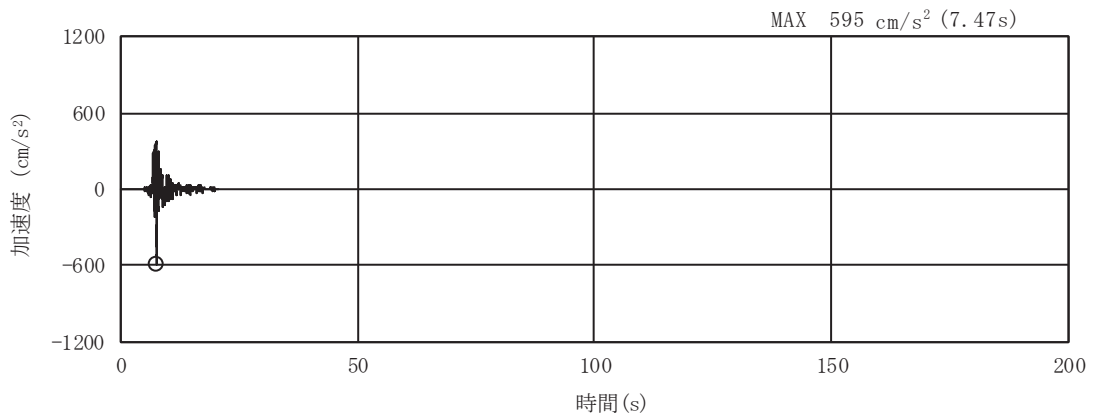


(a) 加速度時刻歴波形

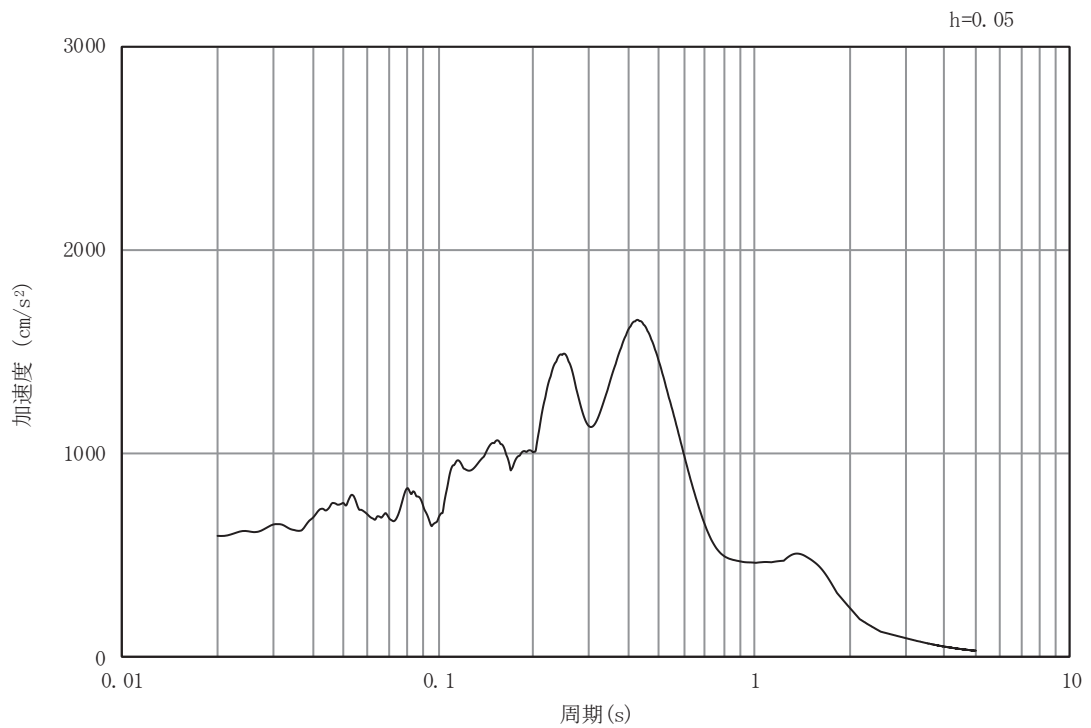


(b) 加速度応答スペクトル

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)

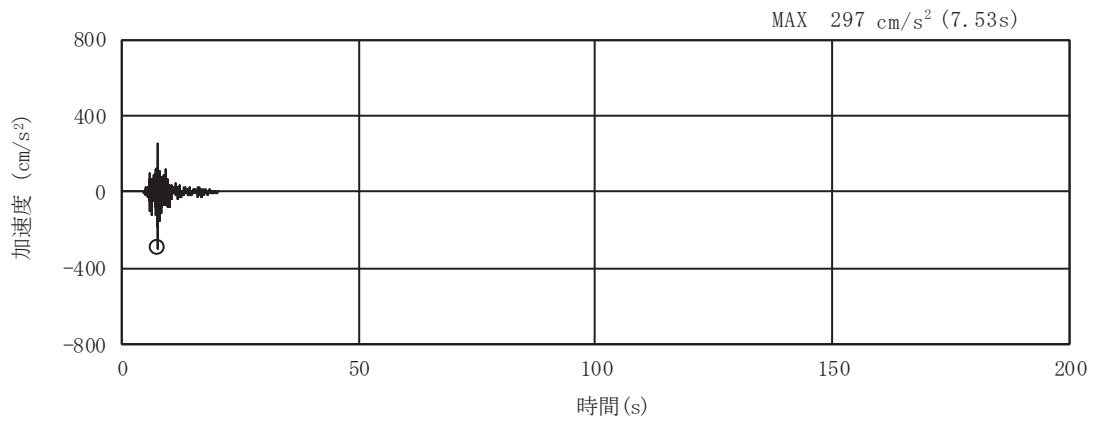


(a) 加速度時刻歴波形

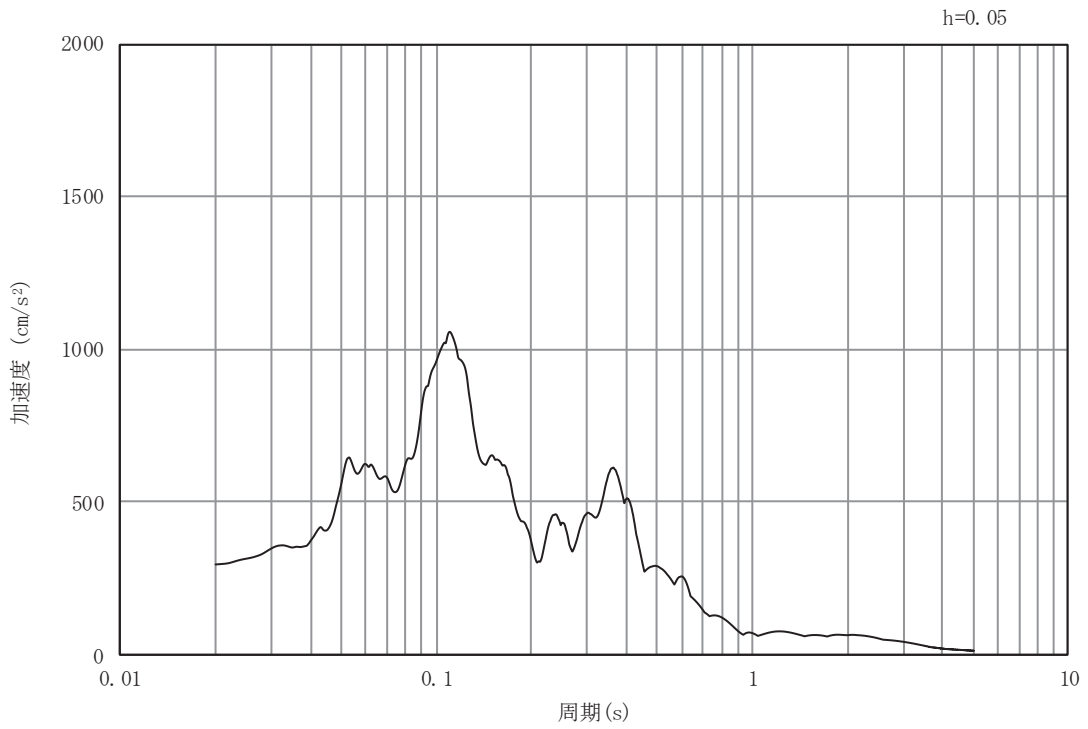


(b) 加速度応答スペクトル

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)

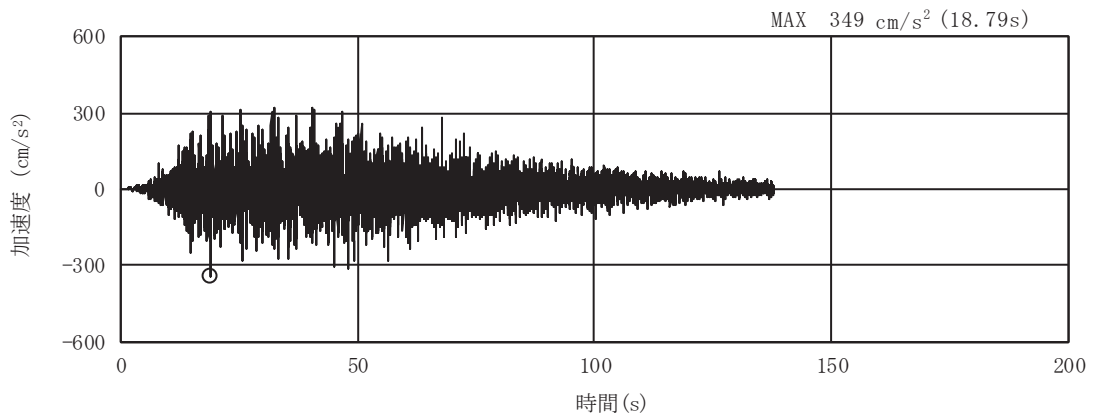


(a) 加速度時刻歴波形

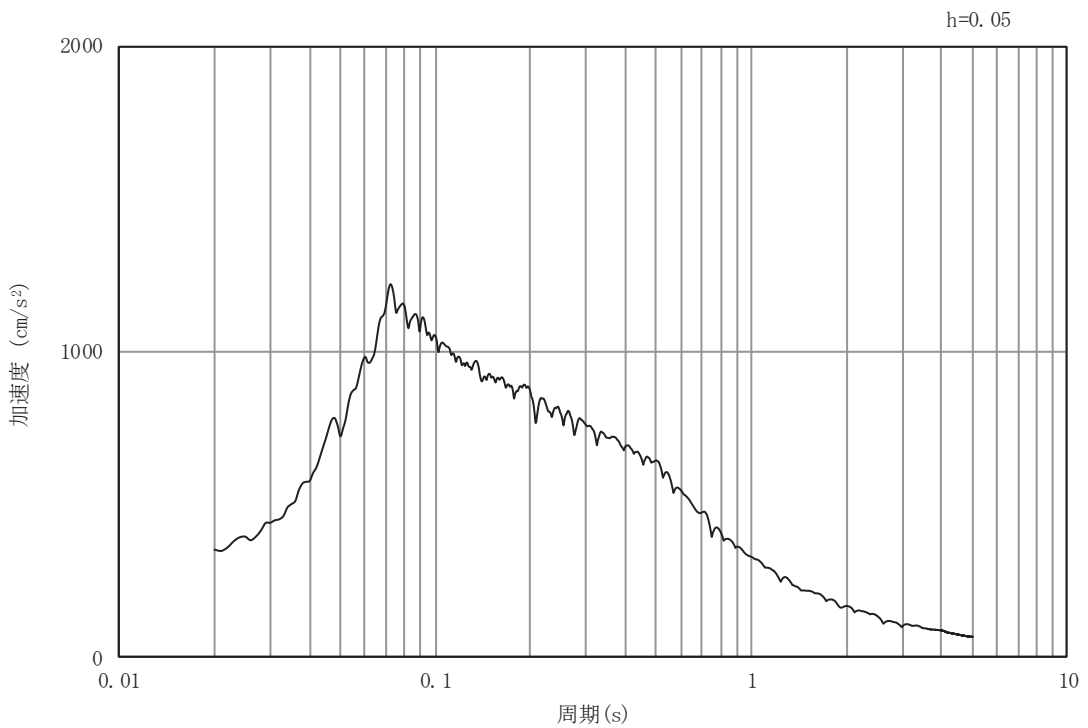


(b) 加速度応答スペクトル

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)

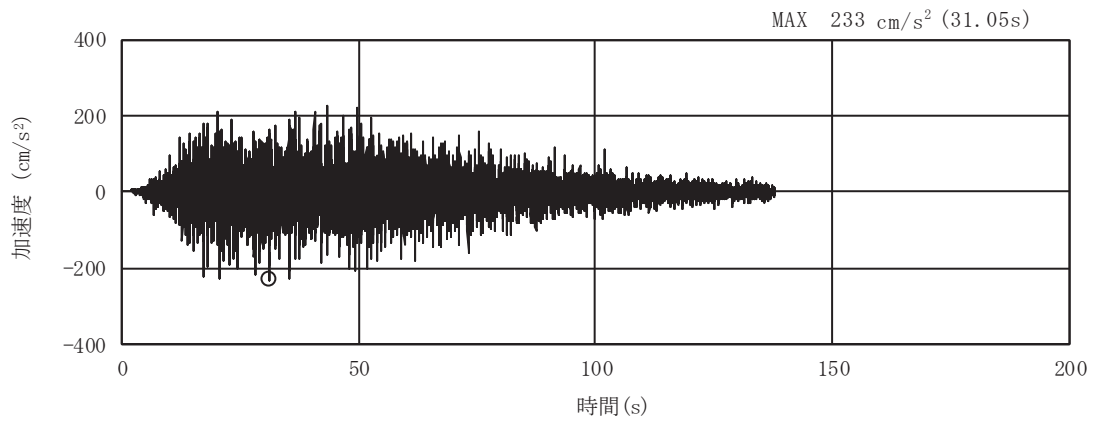


(a) 加速度時刻歴波形

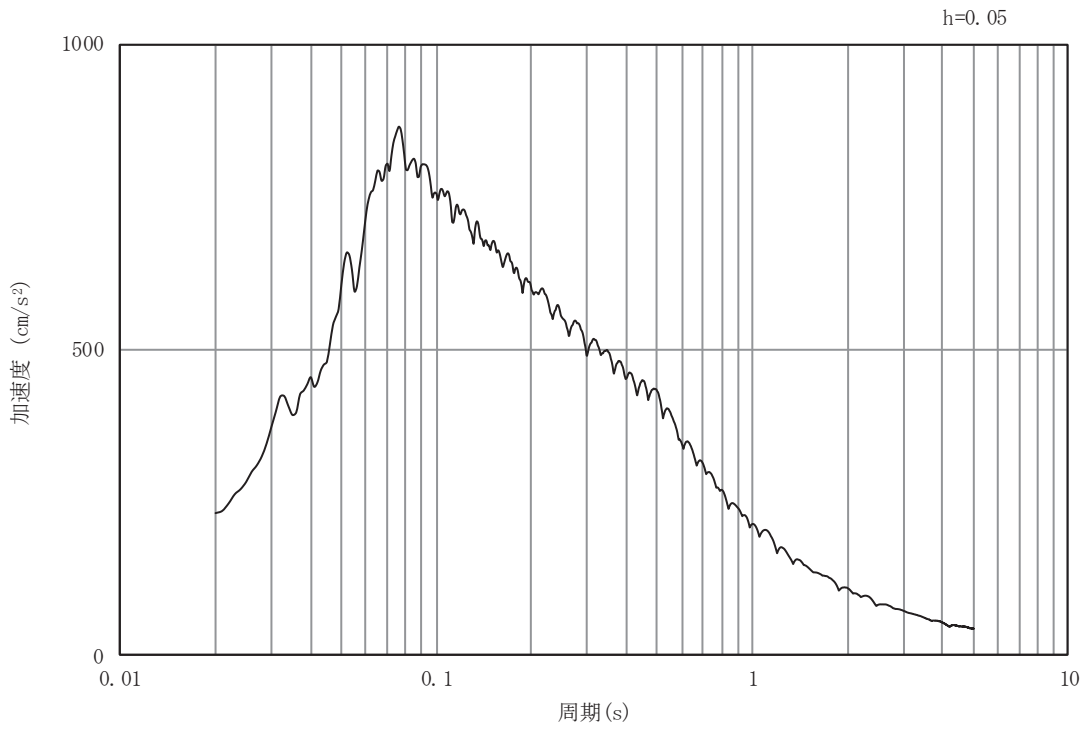


(b) 加速度応答スペクトル

図5-16 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S d - D 1)

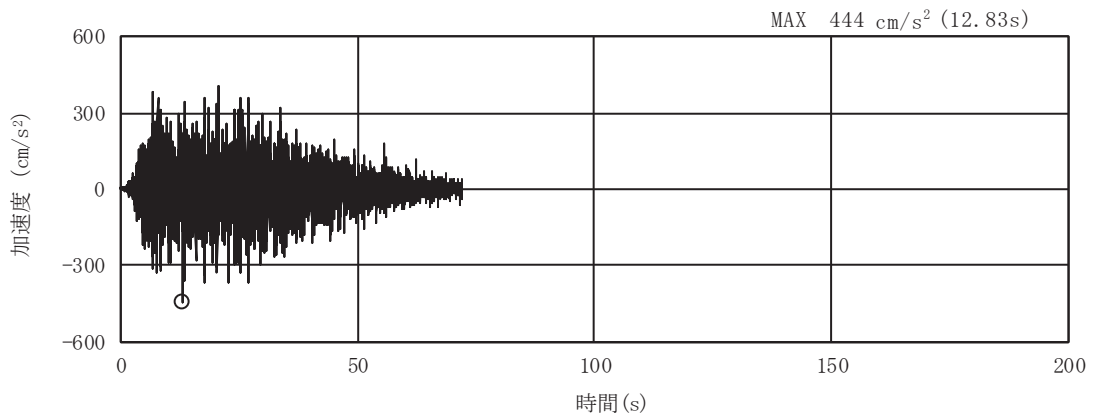


(a) 加速度時刻歴波形

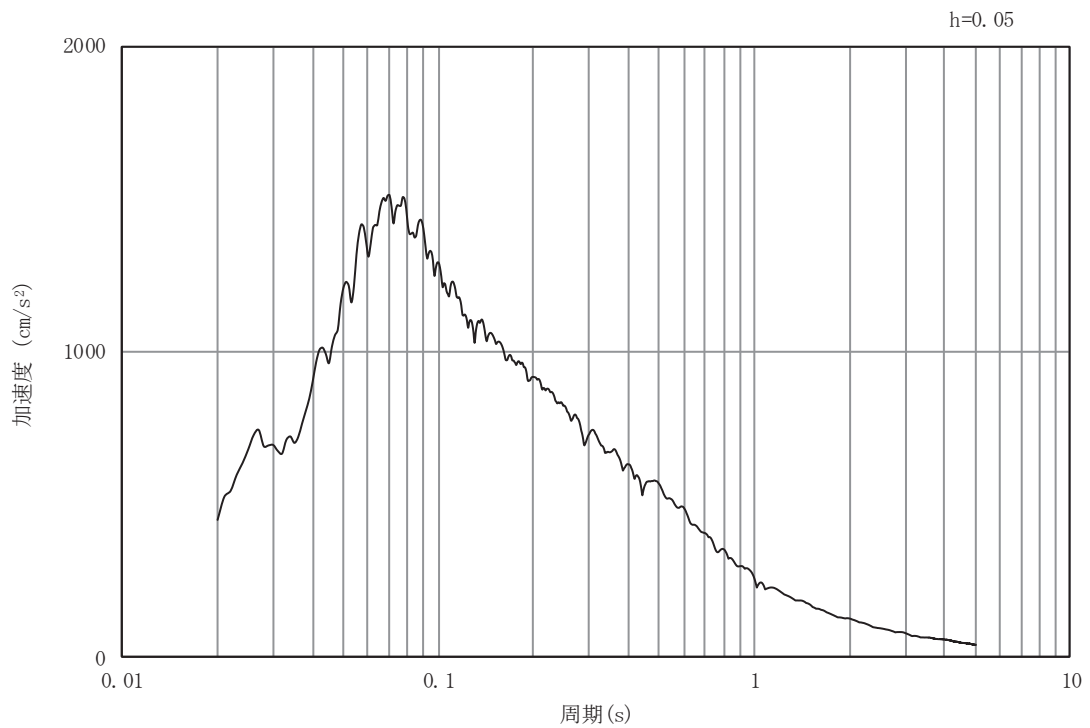


(b) 加速度応答スペクトル

図5-17 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S d - D 1)

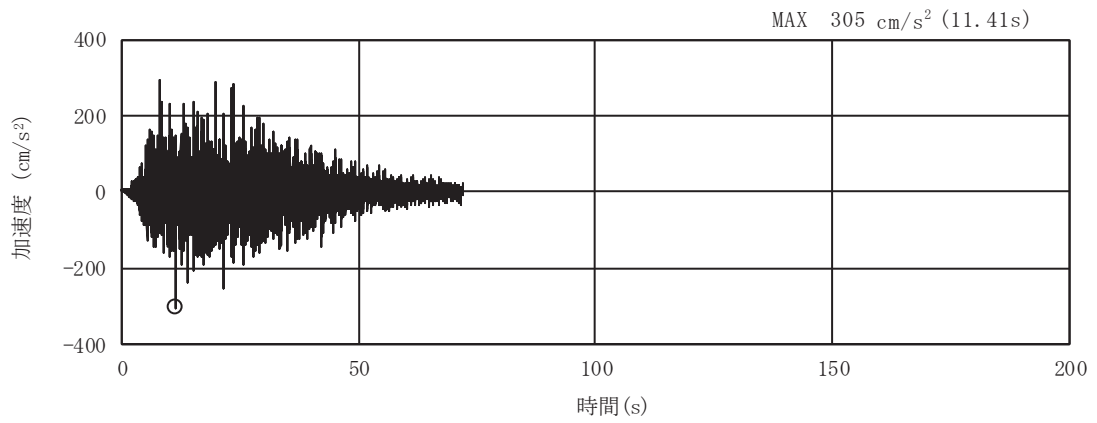


(a) 加速度時刻歴波形

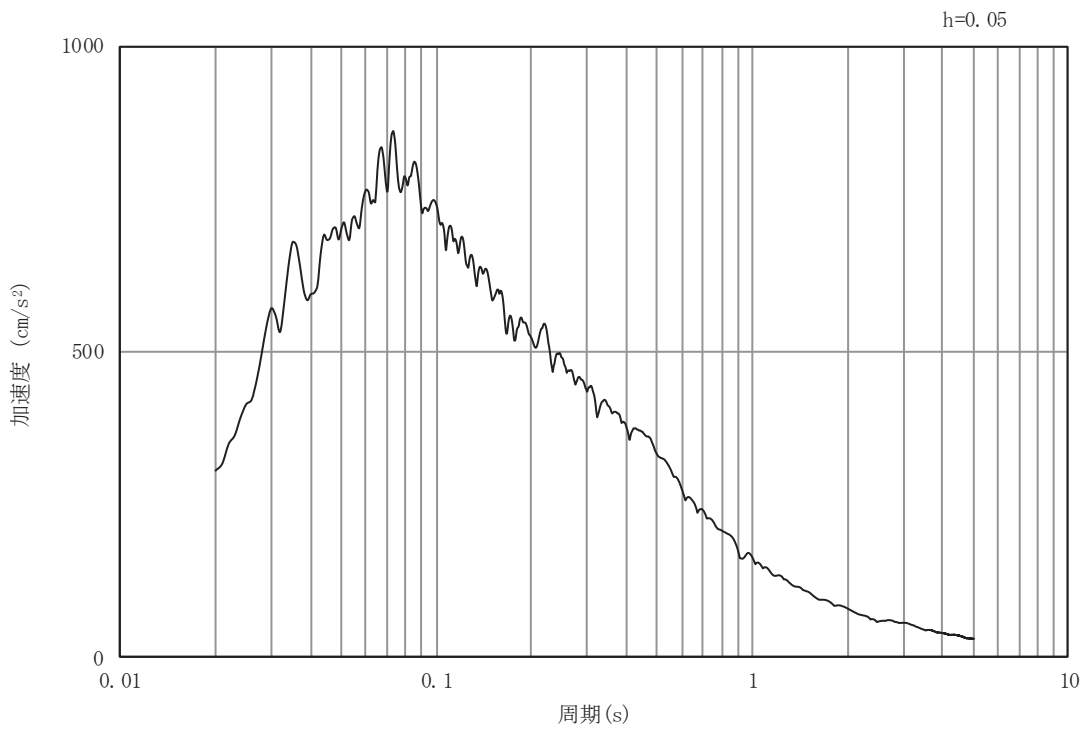


(b) 加速度応答スペクトル

図5-18 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S d - D 2)

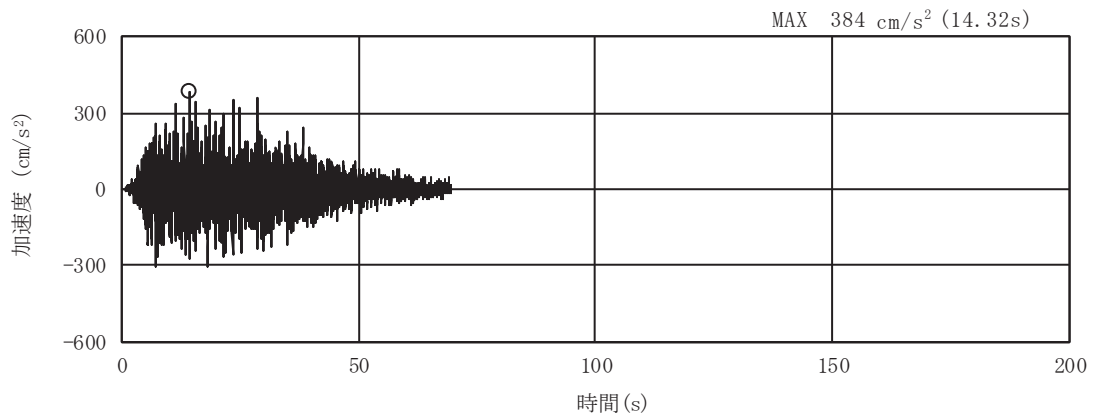


(a) 加速度時刻歴波形

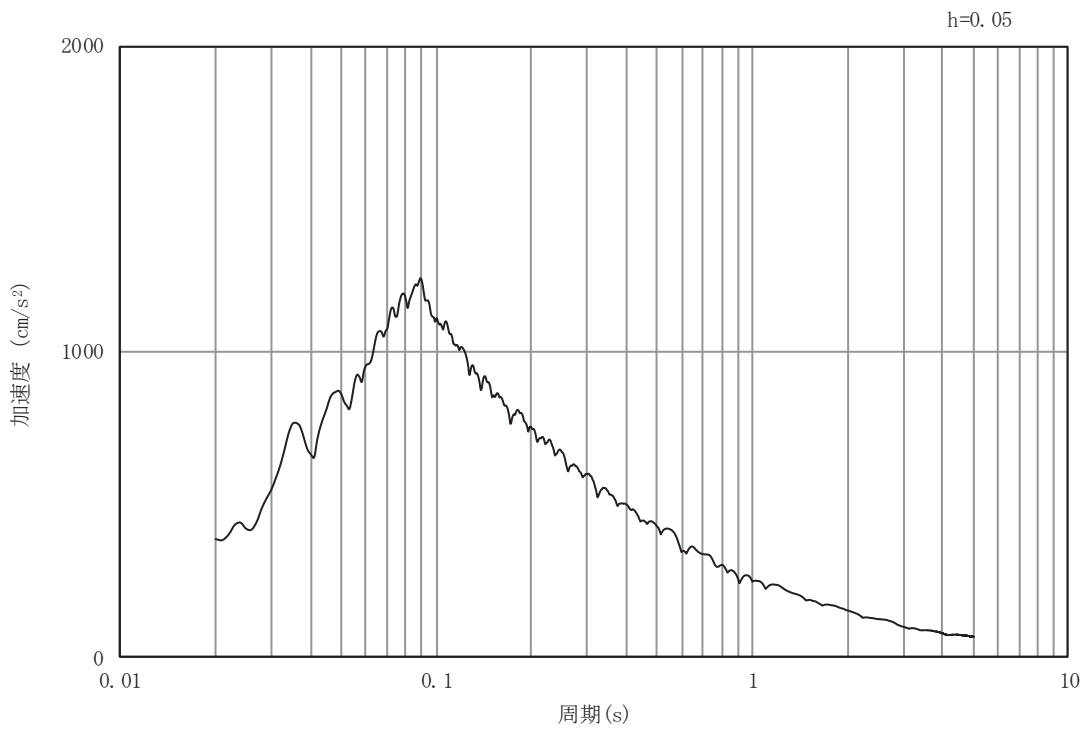


(b) 加速度応答スペクトル

図5-19 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S d - D 2)

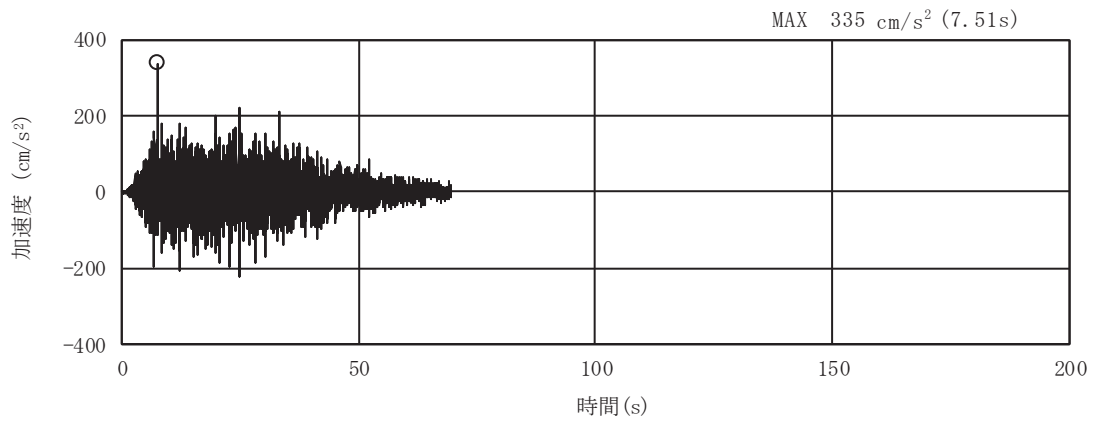


(a) 加速度時刻歴波形

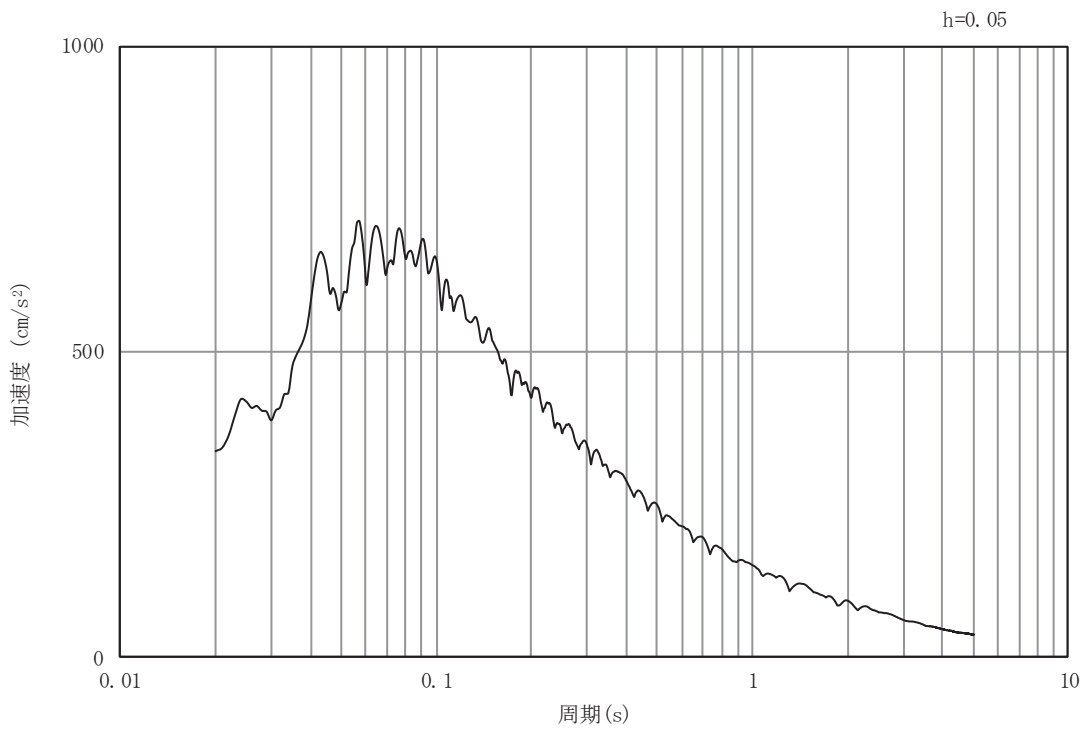


(b) 加速度応答スペクトル

図5-20 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S d - D 3)

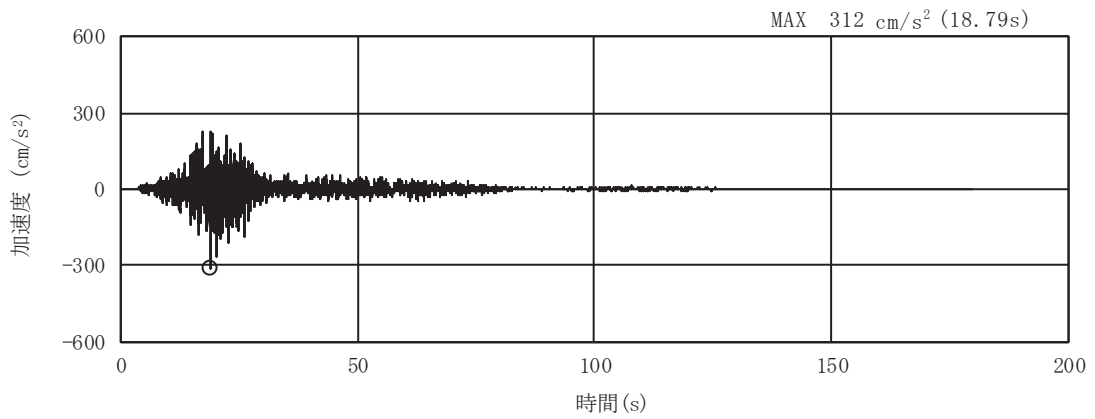


(a) 加速度時刻歴波形

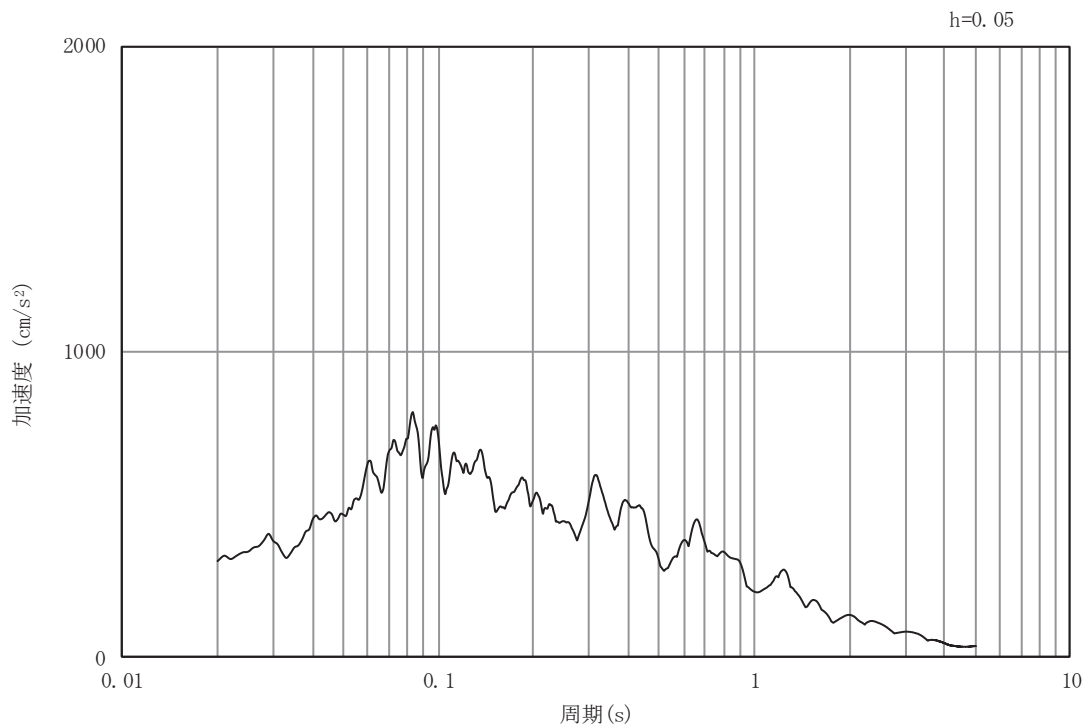


(b) 加速度応答スペクトル

図5-21 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S d - D 3)

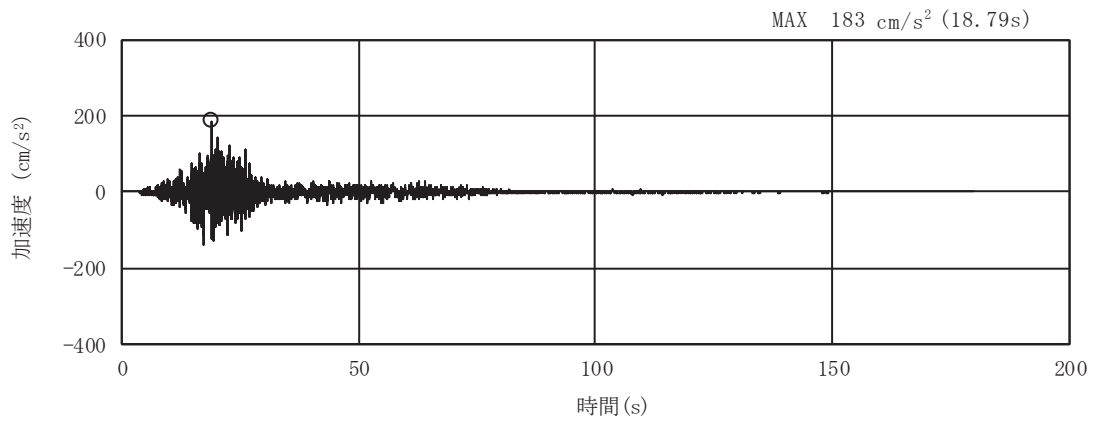


(a) 加速度時刻歴波形

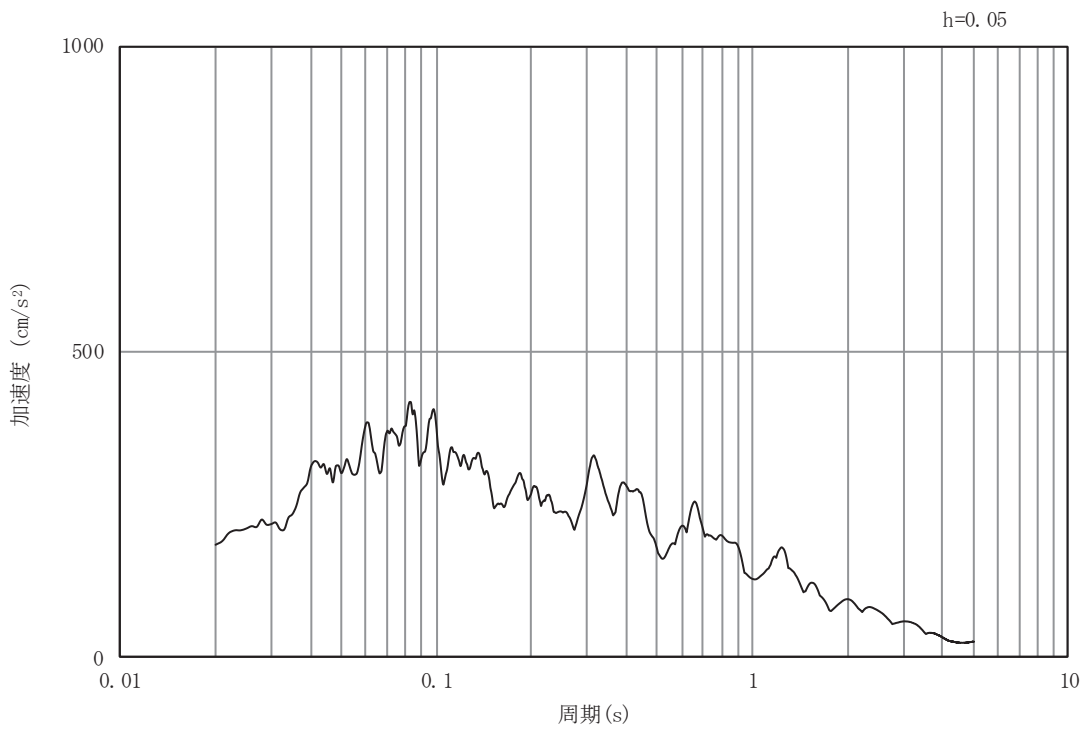


(b) 加速度応答スペクトル

図5-22 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S d - F 1)

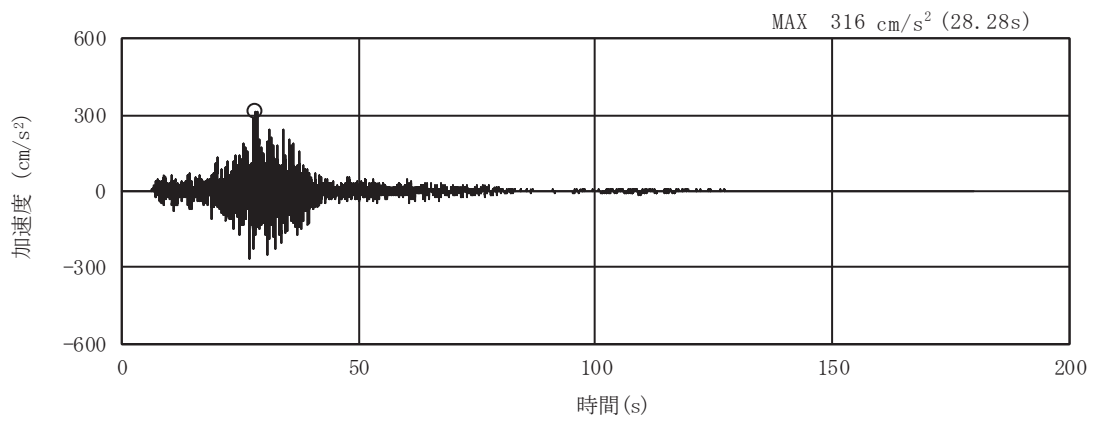


(a) 加速度時刻歴波形

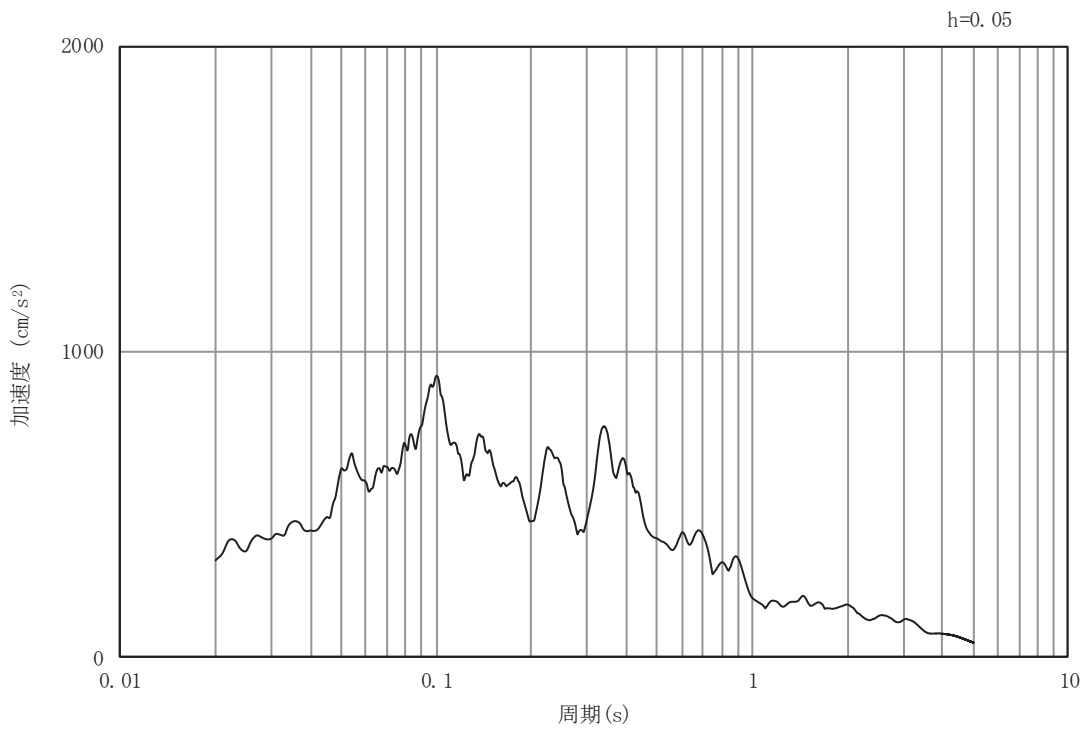


(b) 加速度応答スペクトル

図5-23 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S d - F 1)

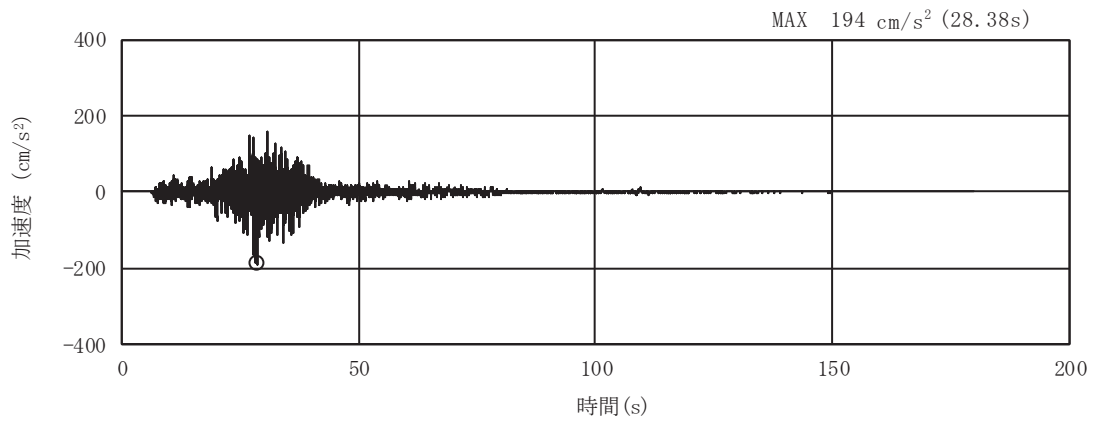


(a) 加速度時刻歴波形

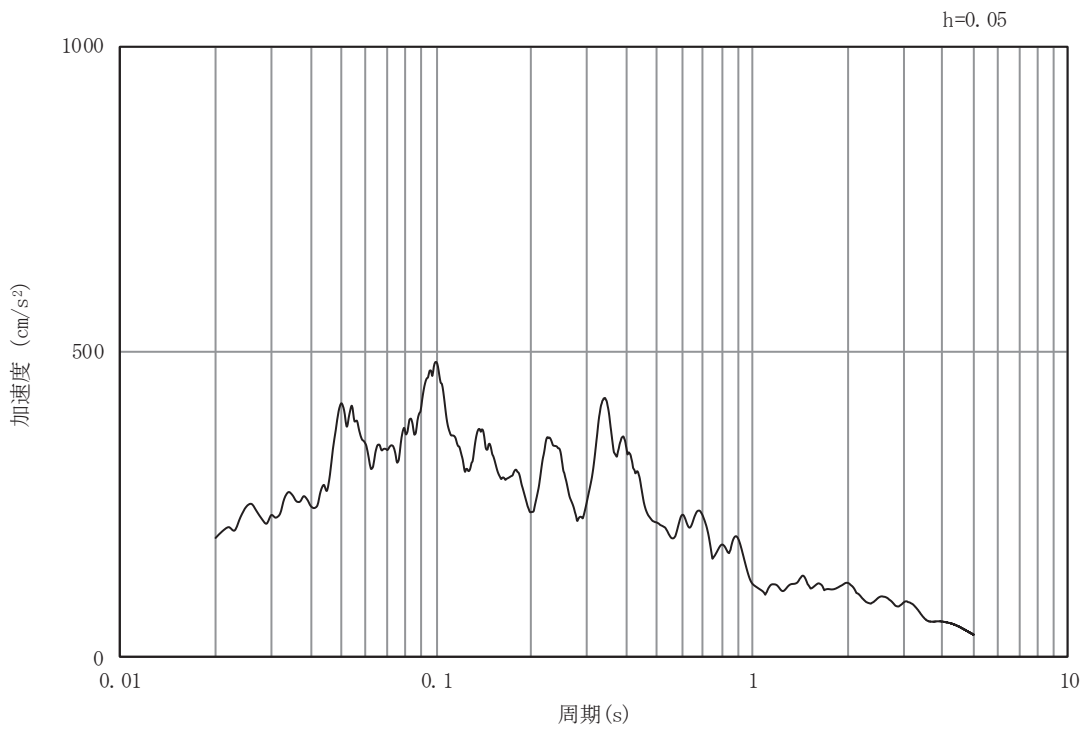


(b) 加速度応答スペクトル

図5-24 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S d - F 2)

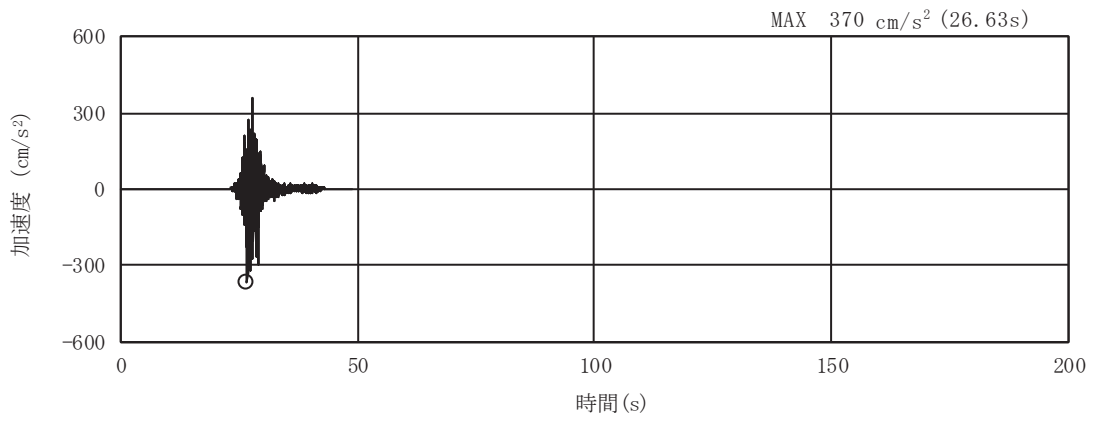


(a) 加速度時刻歴波形

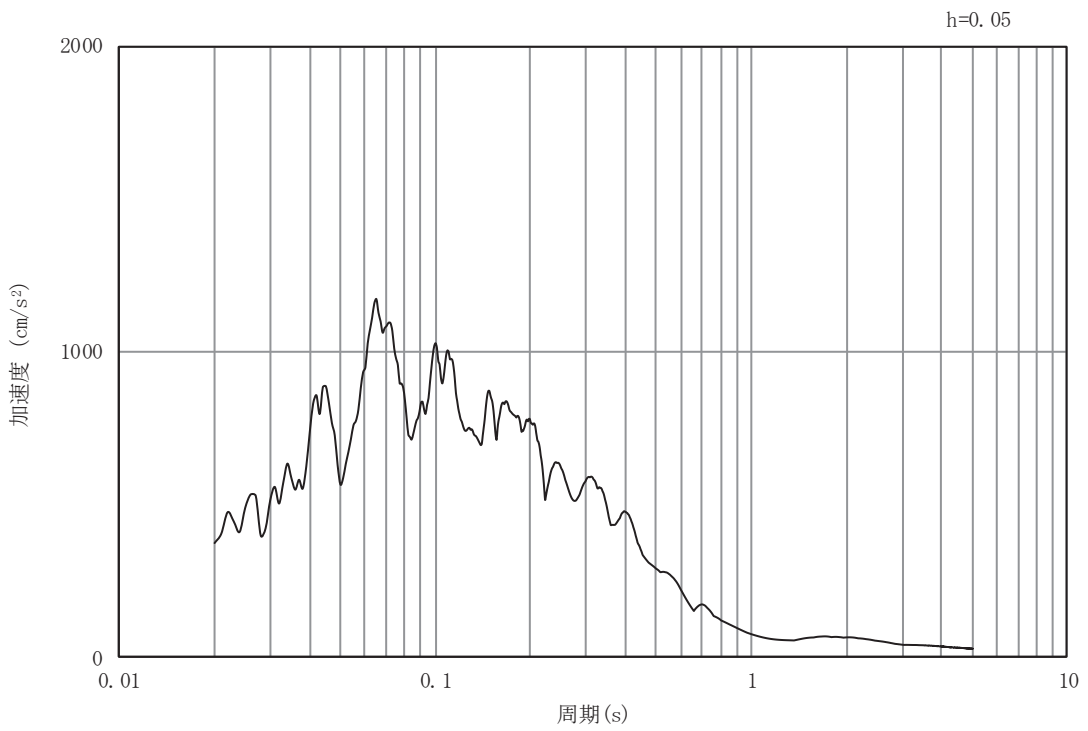


(b) 加速度応答スペクトル

図5-25 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S d - F 2)

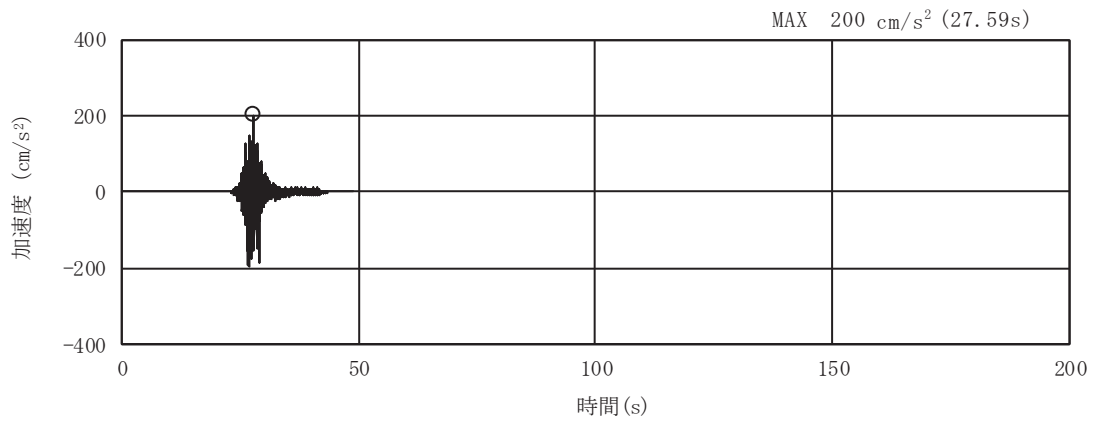


(a) 加速度時刻歴波形

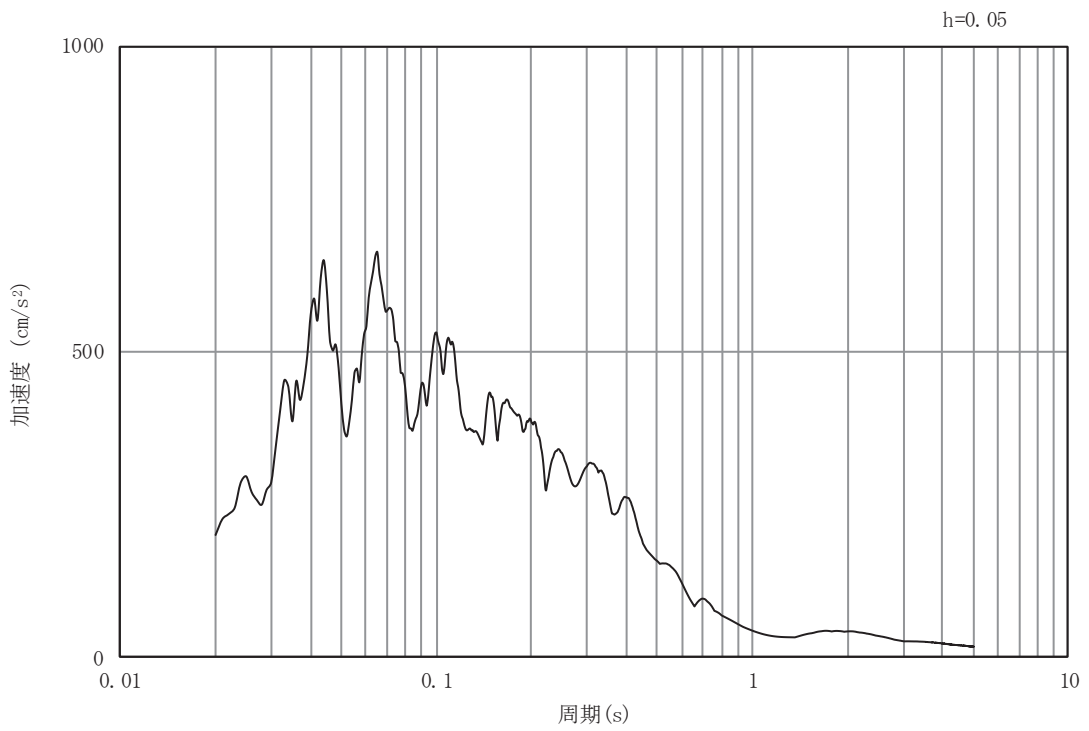


(b) 加速度応答スペクトル

図5-26 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S d - F 3)

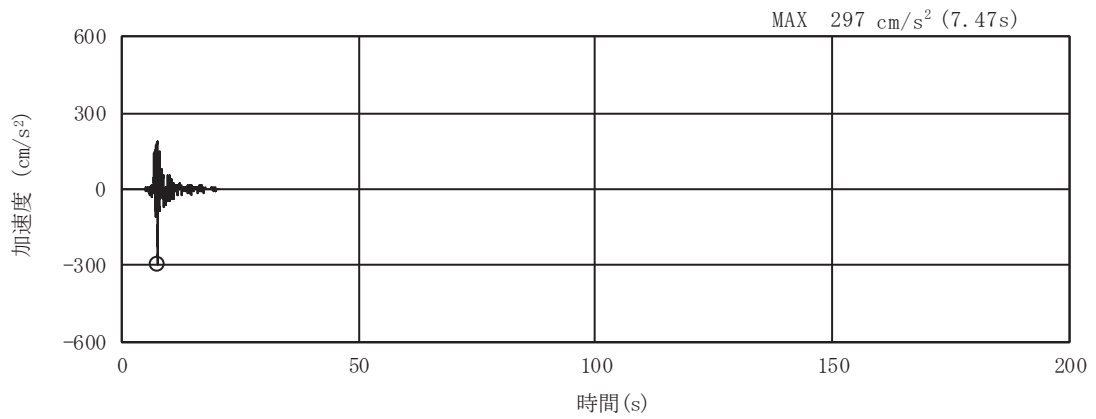


(a) 加速度時刻歴波形

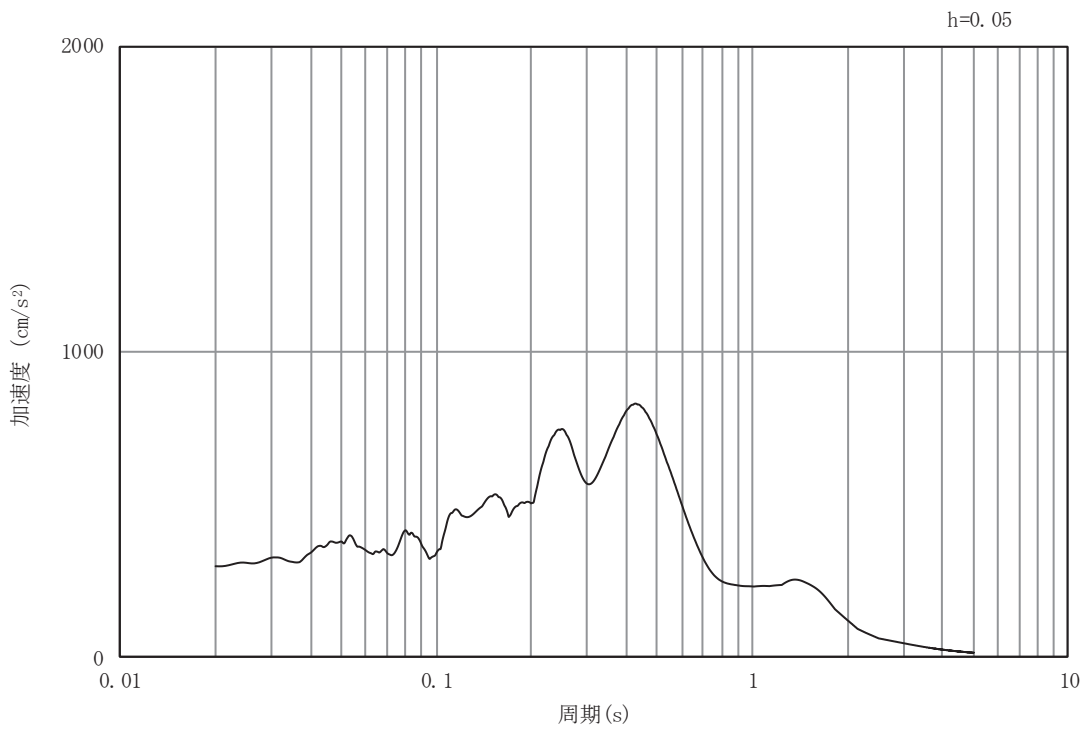


(b) 加速度応答スペクトル

図5-27 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S d - F 3)

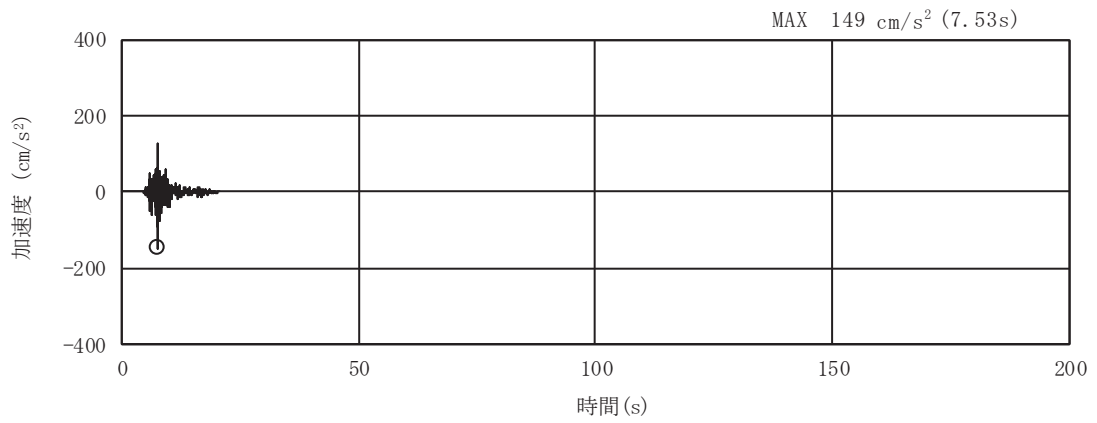


(a) 加速度時刻歴波形

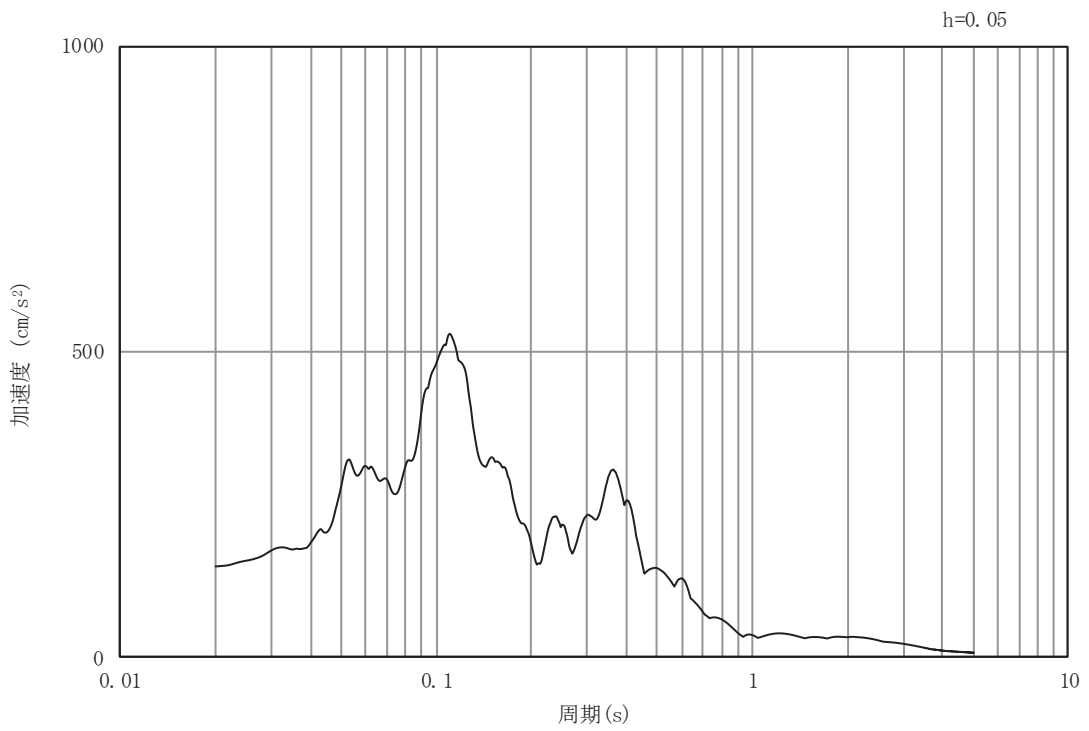


(b) 加速度応答スペクトル

図5-28 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S d - N 1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図5-29 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S d - 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Sクラス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Sクラスの施設を支持する機
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}	
許容せん断応力度 τ _{al}		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}	
SD390	許容引張応力度 σ _{sa}	206	309

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 S クラス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耐力

V_s : せん断補強筋が分担するせん断耐力

$$V_c = \frac{1}{2} \tau_{a1} \cdot b_w \cdot z$$

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

(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	狐崎部層	13.7

(2) MMR（新設）

a. 接地圧に対する許容限界

MMR（新設）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（新設）の接地圧に対する許容限界を表 5-4 に示す。

表 5-4 MMR（新設）の支持性能に対する許容限界

評価項目	MMR（新設）	許容限界 (N/mm ²)
支圧強度	コンクリート ($f'_{ck}=21.0\text{N/mm}^2$)	$f'_a=26.5$

b. 健全性に対する許容限界

MMR（新設）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（新設）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（新設）のせん断破壊及び引張強度を表 5-5 に示す。

表 5-5 MMR（新設）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)
4.20	1.75

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。


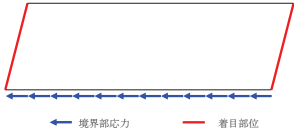

*2：コンクリート標準示方書に基づき設定。

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 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) 頂底板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、頂底板間の層間変位が最大となる時刻を表 6-2 に示す。

表 6-2 頂底板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	++	-1.418	(25.36)
		-+	-1.372	(49.11)
	S s - D 2	++	+1.635	(8.58)
		-+	-1.538	(8.58)
	S s - D 3	++	-1.361	(15.58)
		-+	+1.325	(14.42)
	S s - F 1	++	-1.063	(19.49)
		-+	-1.197	(19.56)
	S s - F 2	++	-1.224	(34.00)
		-+	+1.261	(28.50)
	S s - F 3	++	-1.477	(27.70)
		-+	-1.193	(28.59)
	S s - N 1	++	+0.932	(7.64)
		-+	-0.989	(7.51)
②	S s - D 2	++	+1.625	(8.58)
③	S s - D 2	++	+1.641	(8.58)
		-+	-1.567	(8.58)

(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	++	-1608	(25.36)
		-+	+1513	(40.40)
	S _s -D 2	++	+1453	(8.58)
		-+	+1408	(29.99)
	S _s -D 3	++	-1139	(14.58)
		-+	+1319	(14.57)
	S _s -F 1	++	+1098	(21.23)
		-+	-1237	(20.14)
	S _s -F 2	++	-1193	(34.00)
		-+	+1449	(28.49)
	S _s -F 3	++	-1599	(27.70)
		-+	-1171	(28.59)
	S _s -N 1	++	+1308	(7.50)
		-+	-1105	(7.67)
②	S _s -D 2	++	+1432	(13.52)
③	S _s -D 2	++	+1505	(13.52)
		-+	+1429	(29.99)

(3) 面部材の層間変位が最大となる時刻（時刻3）

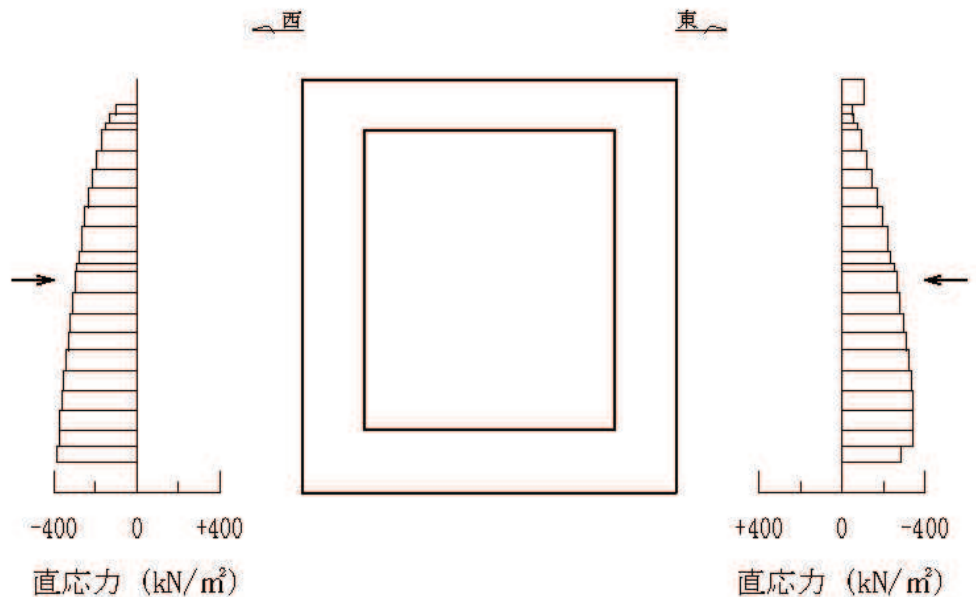
地震応答解析結果のうち，面部材の層間変位が最大となる時刻を表6-4に示す。

表6-4 面部材の最大層間変位の算定結果

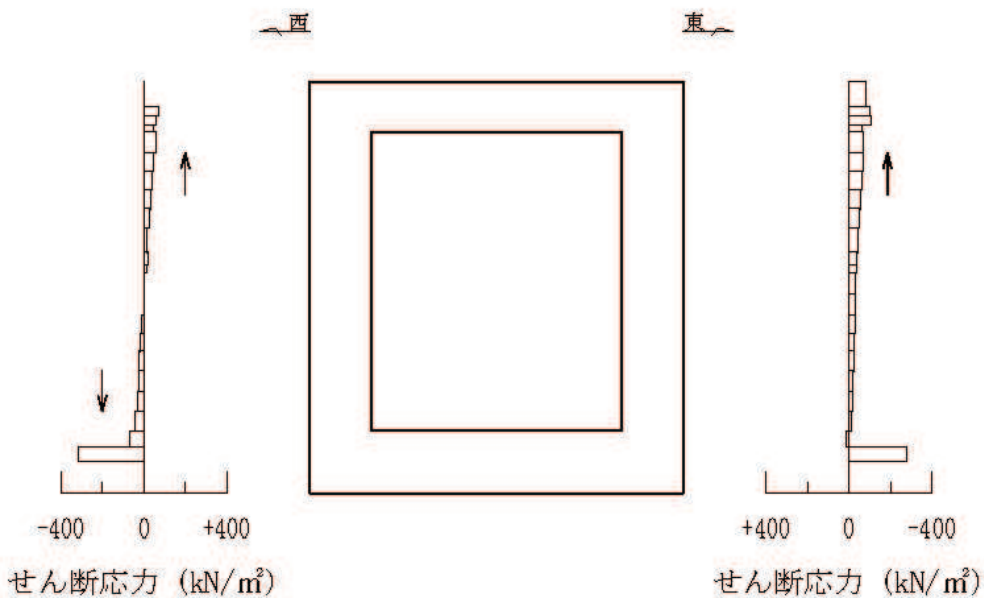
解析ケース	地震動		最大層間変位 (mm)	
			(時刻 (s))	
①	S s - D 1	++	-1.418	(25.36)
		-+	-1.372	(49.11)
	S s - D 2	++	+1.635	(8.58)
		-+	-1.538	(8.58)
	S s - D 3	++	-1.361	(15.58)
		-+	+1.325	(14.42)
	S s - F 1	++	-1.063	(19.49)
		-+	-1.197	(19.56)
	S s - F 2	++	-1.224	(34.00)
		-+	+1.261	(28.50)
	S s - F 3	++	-1.477	(27.70)
		-+	-1.193	(28.59)
	S s - N 1	++	+0.932	(7.64)
		-+	-0.989	(7.51)
②	S s - D 2	++	+1.625	(8.58)
③	S s - D 2	++	+1.641	(8.58)
		-+	-1.567	(8.58)

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。



直応力



せん断応力

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③， $S_s - D2$ （++）， $t = 8.58$ s）

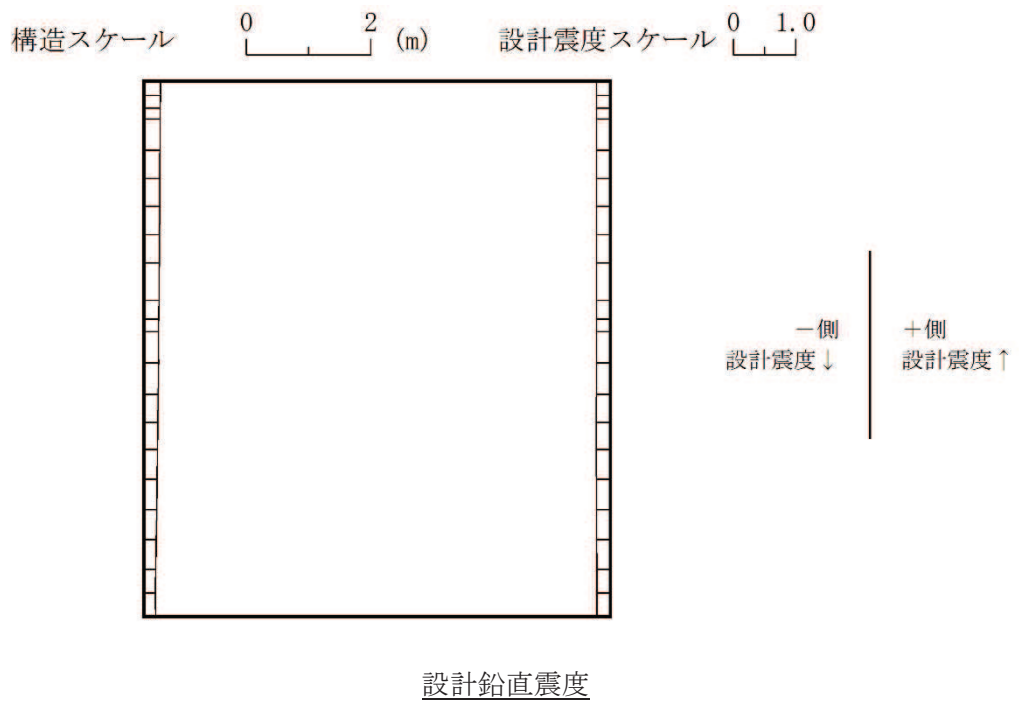
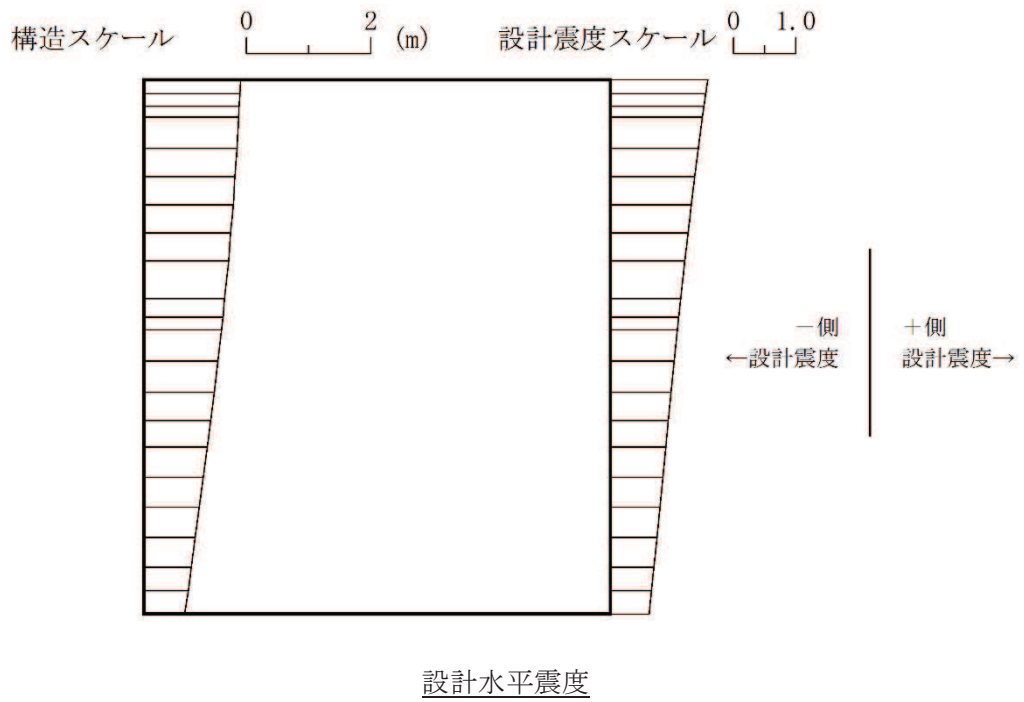


図 6-2 作用荷重分布図（設計震度分布）
 （解析ケース③， $S_s - D2$ （++）， $t = 8.58$ s）

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。

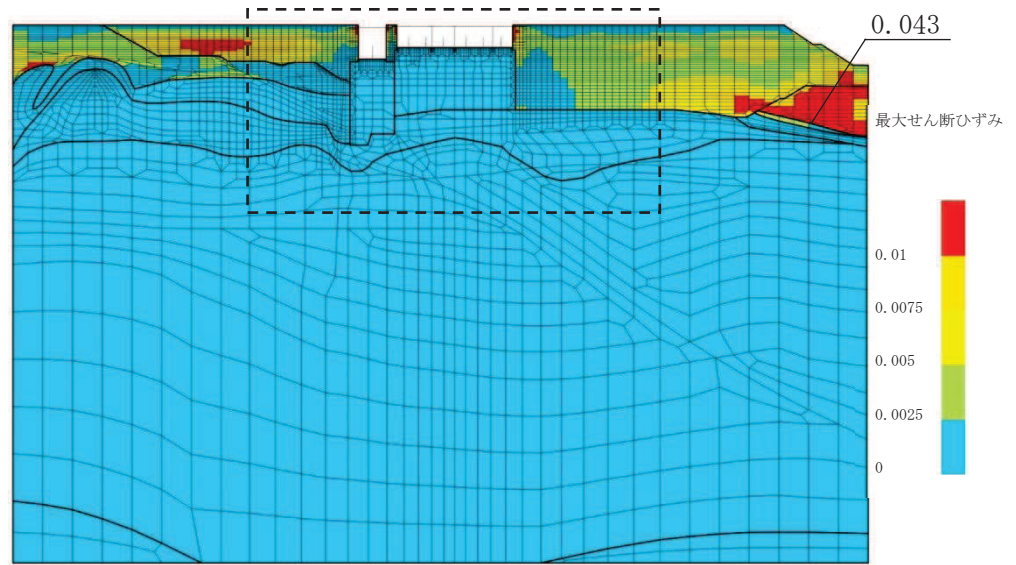
最大照査値を示す解析ケースの一覧を表 6-5 に、最大せん断ひずみ分布図を図 6-3 に示す。

表 6-5 最大照査値を示す解析ケースの一覧

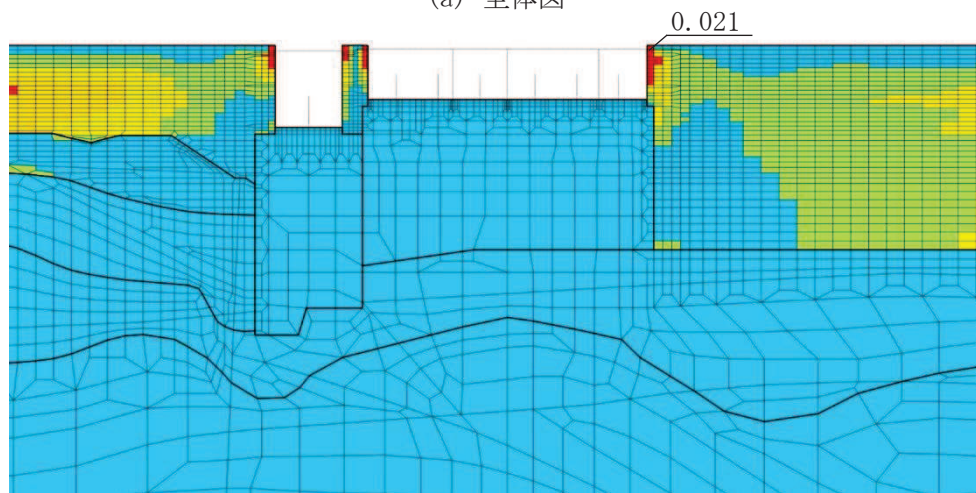
評価項目	
曲げ・軸力系の破壊	せん断破壊
ケース③	ケース③
S _s -D2 (++)	S _s -D2 (++)

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
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

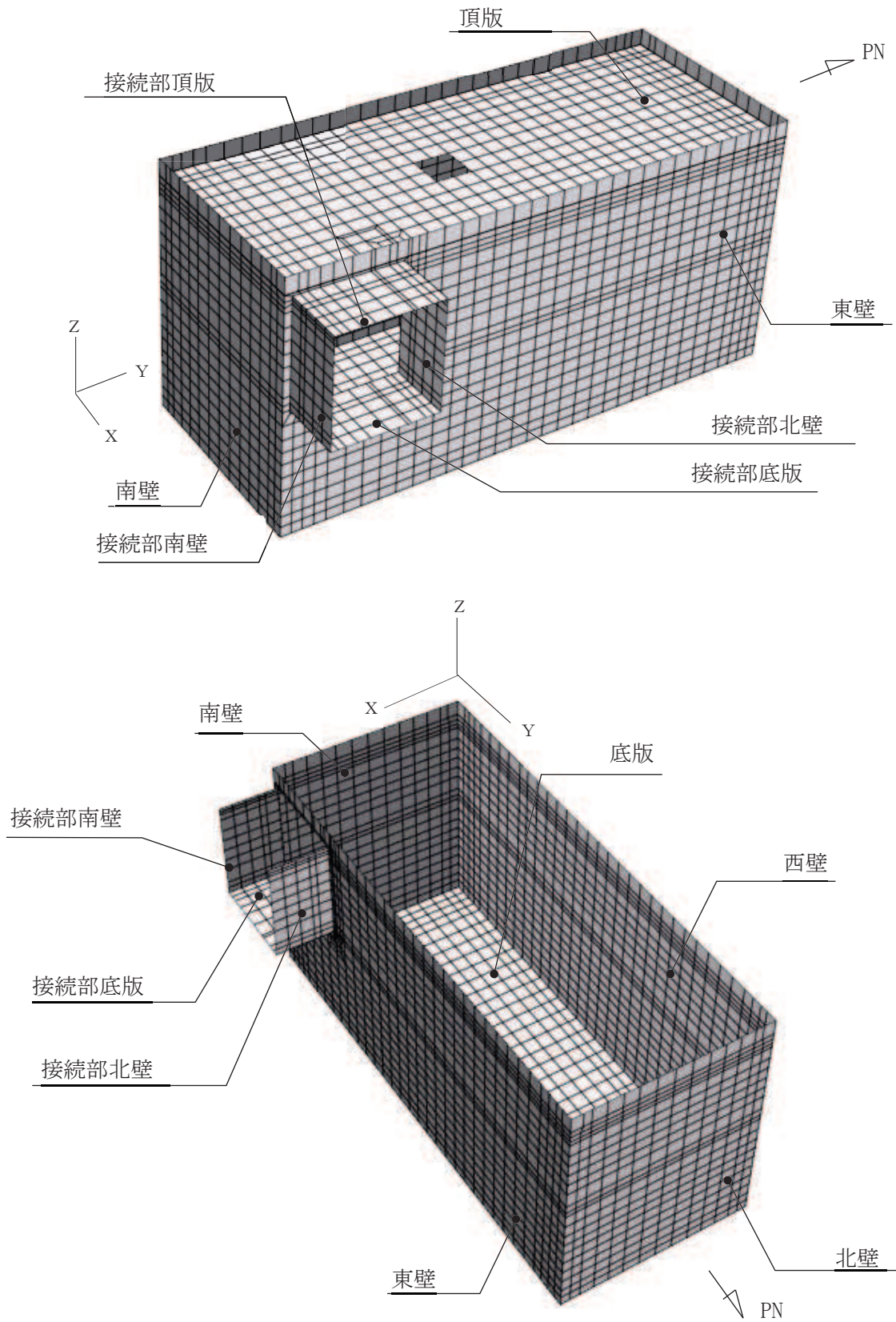


(b) 構造物周辺拡大図

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③, $S_s - D2$ (++))

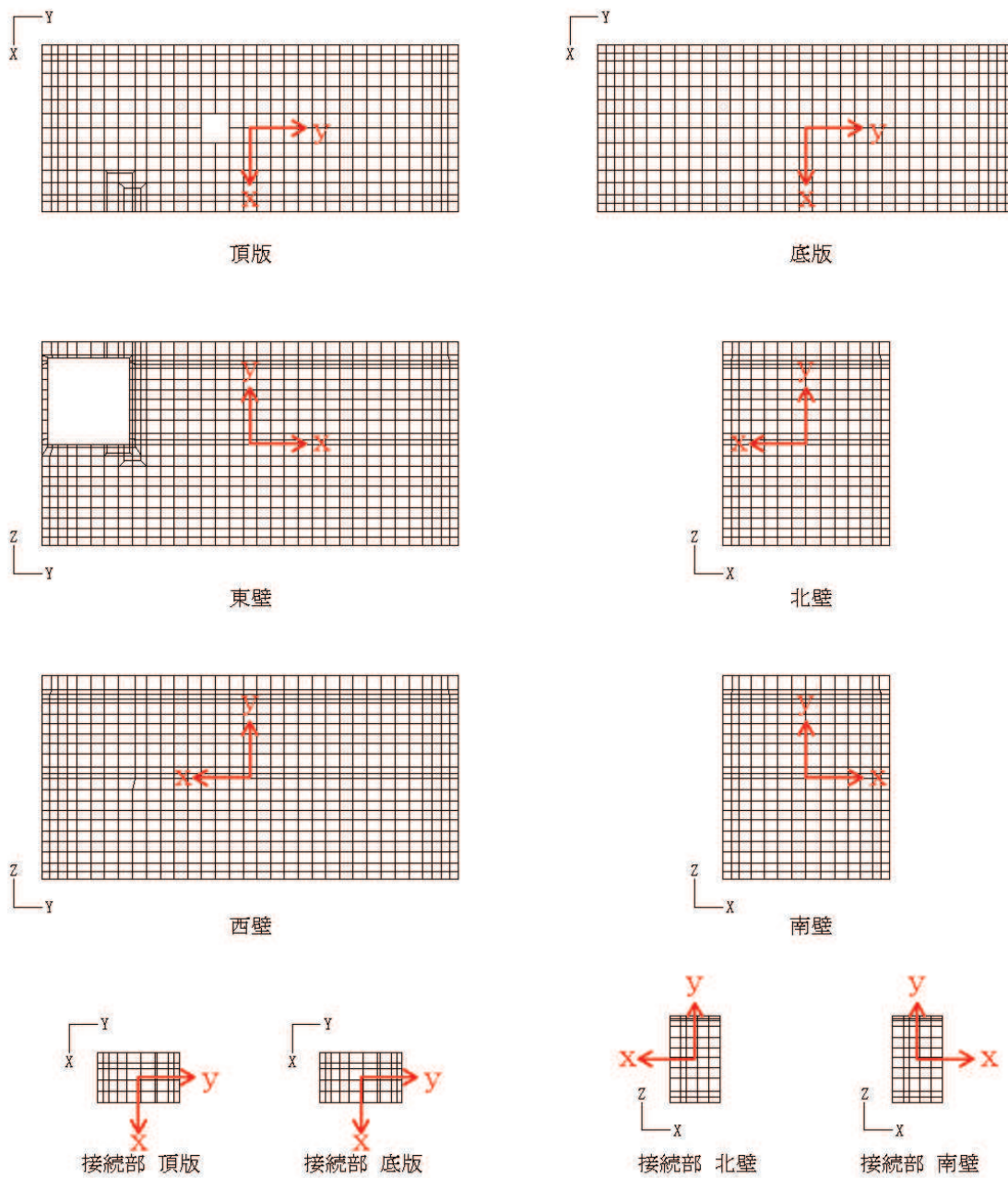
6.2 三次元構造解析結果

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

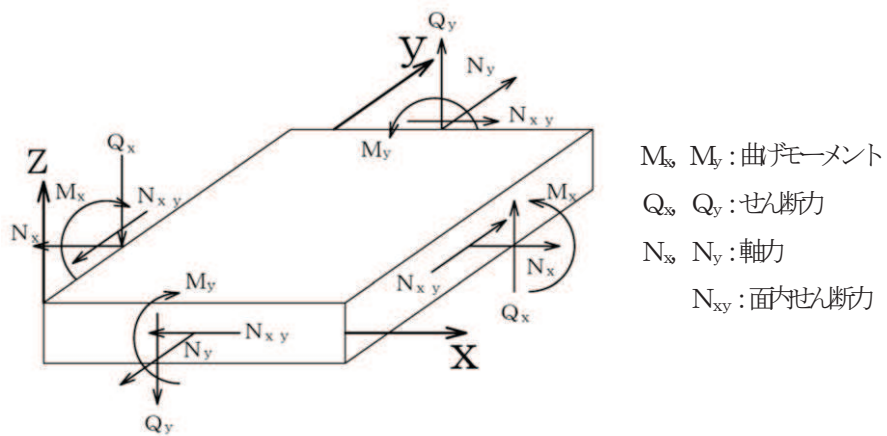


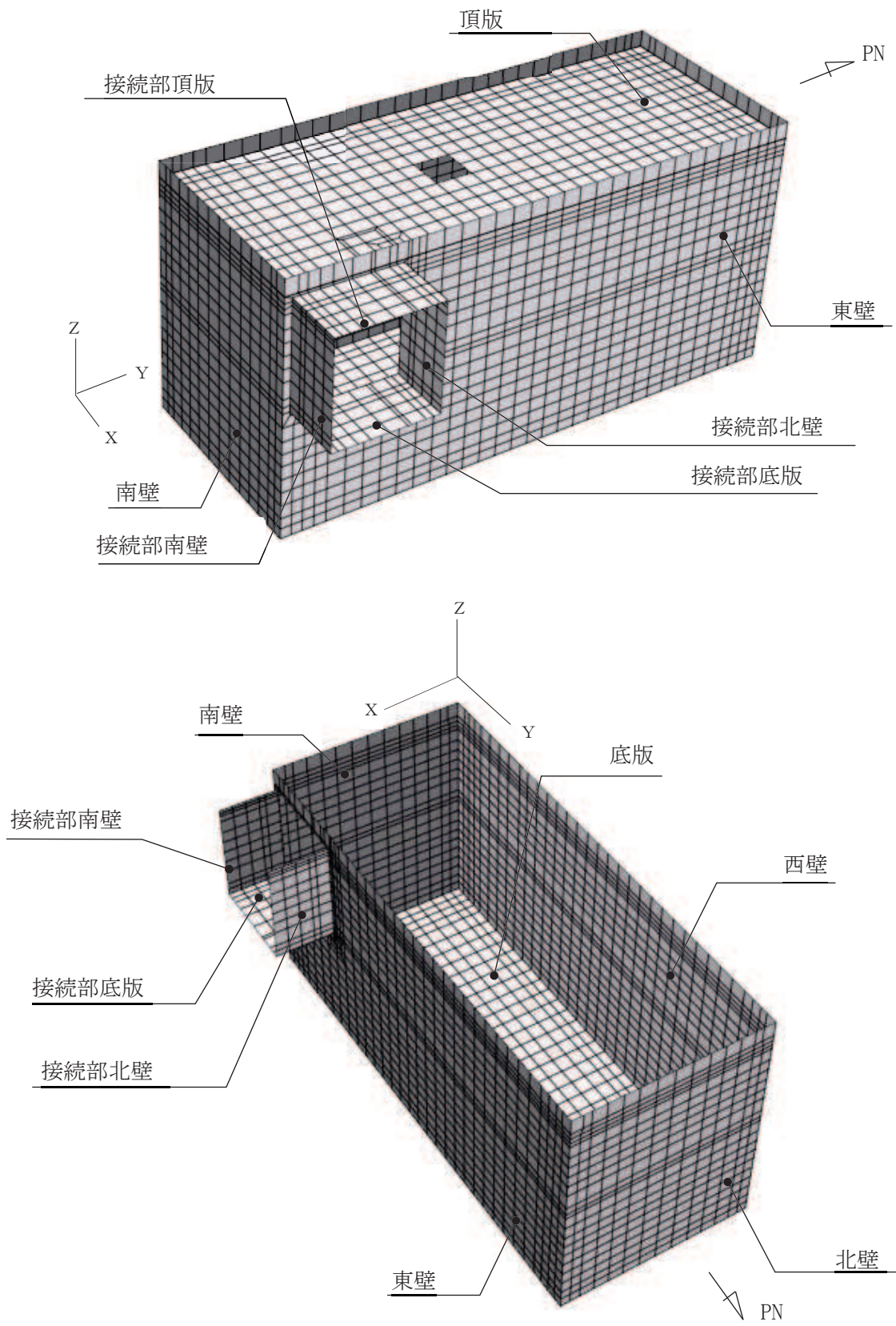
図 6-6 シェル要素における断面力の方向

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。

以下に軽油タンク（H）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

図 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 0.67 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	++	0.41		
	-+	0.49		
S s - D 2	++	0.60	0.59	0.63
	-+	0.48		
S s - D 3	++	0.42		
	-+	0.49		
S s - F 1	++	0.41		
	-+	0.40		
S s - F 2	++	0.35		
	-+	0.58		
S s - F 3	++	0.45		
	-+	0.38		
S s - N 1	++	0.49		
	-+	0.27		

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	++	0.21		
	-+	0.41		
S _s -D 2	++	0.55	0.54	0.55
	-+	0.44		
S _s -D 3	++	0.23		
	-+	0.42		
S _s -F 1	++	0.35		
	-+	0.22		
S _s -F 2	++	0.21		
	-+	0.48		
S _s -F 3	++	0.24		
	-+	0.21		
S _s -N 1	++	0.40		
	-+	0.22		

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	++	0.21		
	-+	0.45		
S _s -D 2	++	0.63	0.62	0.65
	-+	0.53		
S _s -D 3	++	0.21		
	-+	0.46		
S _s -F 1	++	0.34		
	-+	0.22		
S _s -F 2	++	0.21		
	-+	0.57		
S _s -F 3	++	0.23		
	-+	0.20		
S _s -N 1	++	0.42		
	-+	0.20		

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	++	0.25		
	-+	0.51		
S s - D 2	++	0.67	0.66	0.67
	-+	0.52		
S s - D 3	++	0.26		
	-+	0.51		
S s - F 1	++	0.41		
	-+	0.27		
S s - F 2	++	0.26		
	-+	0.59		
S s - F 3	++	0.29		
	-+	0.25		
S s - N 1	++	0.48		
	-+	0.25		

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（接続部 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	++	0.14		
	-+	0.42		
S s - D 2	++	0.58	0.57	0.59
	-+	0.44		
S s - D 3	++	0.16		
	-+	0.43		
S s - F 1	++	0.36		
	-+	0.16		
S s - F 2	++	0.16		
	-+	0.51		
S s - F 3	++	0.18		
	-+	0.15		
S s - N 1	++	0.41		
	-+	0.15		

注記*：部材位置を図 6-7 に示す。

表 6-6(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（接続部 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	++	0.13		
	-+	0.39		
S _s -D 2	++	0.55	0.54	0.55
	-+	0.42		
S _s -D 3	++	0.14		
	-+	0.40		
S _s -F 1	++	0.33		
	-+	0.14		
S _s -F 2	++	0.14		
	-+	0.48		
S _s -F 3	++	0.15		
	-+	0.14		
S _s -N 1	++	0.38		
	-+	0.13		

注記*：部材位置を図 6-7 に示す。

表 6-6(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（接続部 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	++	0.23		
	-+	0.28		
S _s -D 2	++	0.41	0.41	0.42
	-+	0.33		
S _s -D 3	++	0.29		
	-+	0.31		
S _s -F 1	++	0.24		
	-+	0.29		
S _s -F 2	++	0.27		
	-+	0.37		
S _s -F 3	++	0.30		
	-+	0.27		
S _s -N 1	++	0.28		
	-+	0.25		

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 0.57 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）*1

地震動		せん断破壊に対する照査*2		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.37		
	-+	0.39		
S s - D 2	++	0.56	0.56	0.57
	-+	0.53		0.54
S s - D 3	++	0.40		
	-+	0.46		
S s - F 1	++	0.29		
	-+	0.32		
S s - F 2	++	0.28		
	-+	0.47		
S s - F 3	++	0.39		
	-+	0.32		
S s - N 1	++	0.35		
	-+	0.23		

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 6-7(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	++	0.16		
	-+	0.28		
S _s -D 2	++	0.36	0.35	0.36
	-+	0.28		
S _s -D 3	++	0.17		
	-+	0.28		
S _s -F 1	++	0.24		
	-+	0.16		
S _s -F 2	++	0.15		
	-+	0.31		
S _s -F 3	++	0.18		
	-+	0.16		
S _s -N 1	++	0.27		
	-+	0.15		

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	++	0.08		
	-+	0.21		
S _s -D 2	++	0.27	0.27	0.27
	-+	0.23		
S _s -D 3	++	0.09		
	-+	0.22		
S _s -F 1	++	0.18		
	-+	0.09		
S _s -F 2	++	0.09		
	-+	0.24		
S _s -F 3	++	0.10		
	-+	0.09		
S _s -N 1	++	0.20		
	-+	0.09		

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	++	0.14		
	-+	0.43		
S _s -D 2	++	0.51	0.49	0.52
	-+	0.38		
S _s -D 3	++	0.14		
	-+	0.42		
S _s -F 1	++	0.35		
	-+	0.14		
S _s -F 2	++	0.15		
	-+	0.46		
S _s -F 3	++	0.16		
	-+	0.13		
S _s -N 1	++	0.41		
	-+	0.16		

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（接続部 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	++	0.17		
	-+	0.32		
S _s -D 2	++	0.40	0.40	0.40
	-+	0.33		
S _s -D 3	++	0.18		
	-+	0.31		
S _s -F 1	++	0.25		
	-+	0.17		
S _s -F 2	++	0.18		
	-+	0.36		
S _s -F 3	++	0.19		
	-+	0.17		
S _s -N 1	++	0.30		
	-+	0.17		

注記*：部材位置を図 6-7 に示す。

表 6-7(6) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（接続部 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	++	0.15		
	-+	0.24		
S _s -D 2	++	0.31	0.31	0.31
	-+	0.27		
S _s -D 3	++	0.16		
	-+	0.24		
S _s -F 1	++	0.19		
	-+	0.16		
S _s -F 2	++	0.16		
	-+	0.28		
S _s -F 3	++	0.17		
	-+	0.15		
S _s -N 1	++	0.22		
	-+	0.15		

注記*：部材位置を図 6-7 に示す。

表 6-7(7) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（接続部 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	++	0.18		
	-+	0.32		
S _s -D 2	++	0.42	0.41	0.42
	-+	0.35		
S _s -D 3	++	0.21		
	-+	0.33		
S _s -F 1	++	0.28		
	-+	0.20		
S _s -F 2	++	0.20		
	-+	0.37		
S _s -F 3	++	0.21		
	-+	0.19		
S _s -N 1	++	0.31		
	-+	0.19		

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は、ばらつきを考慮しても極限支持力に基づく許容限界に対して 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		基礎地盤の支持性能に対する照査*		
		①	②	③
S _s -D1	++	0.15		
	-+	0.14		
S _s -D2	++	0.15	0.15	0.15
	-+	0.15		
S _s -D3	++	0.14		
	-+	0.12		
S _s -F1	++	0.12		
	-+	0.11		
S _s -F2	++	0.14		
	-+	0.12		
S _s -F3	++	0.13		
	-+	0.12		
S _s -N1	++	0.11		
	-+	0.12		

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

6.2.2 構造部材の断面力分布（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	10	③	S s - D 2 (++)	2418	-2080	8.4	13.5	0.63
頂版	20	③	S s - D 2 (++)	-1335	-1154	7.3	13.5	0.55
南北壁	30	③	S s - D 2 (++)	-1170	-3031	4.3	13.5	0.32
東西壁	60	③	S s - D 2 (++)	-1783	-2476	6.2	13.5	0.46
接続部 底版	70	③	S s - D 2 (++)	415	56	4.0	13.5	0.30
接続部 頂版	80	③	S s - D 2 (++)	-301	270	3.0	13.5	0.23
接続部 南北壁	90	③	S s - D 2 (++)	-436	-2291	4.4	13.5	0.33

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	10	③	S s - D 2 (++)	636	1978	161	309	0.53
頂版	20	③	S s - D 2 (++)	-1254	-721	120	309	0.39
南北壁	40	③	S s - D 2 (++)	753	2538	200	309	0.65
東西壁	60	③	S s - D 2 (++)	336	3509	207	309	0.67
接続部 底版	70	③	S s - D 2 (++)	-376	864	181	309	0.59
接続部 頂版	80	③	S s - D 2 (++)	287	901	169	309	0.55
接続部 南北壁	90	③	S s - D 2 (++)	235	636	128	309	0.42

注記*：評価位置を図 6-13 に示す。

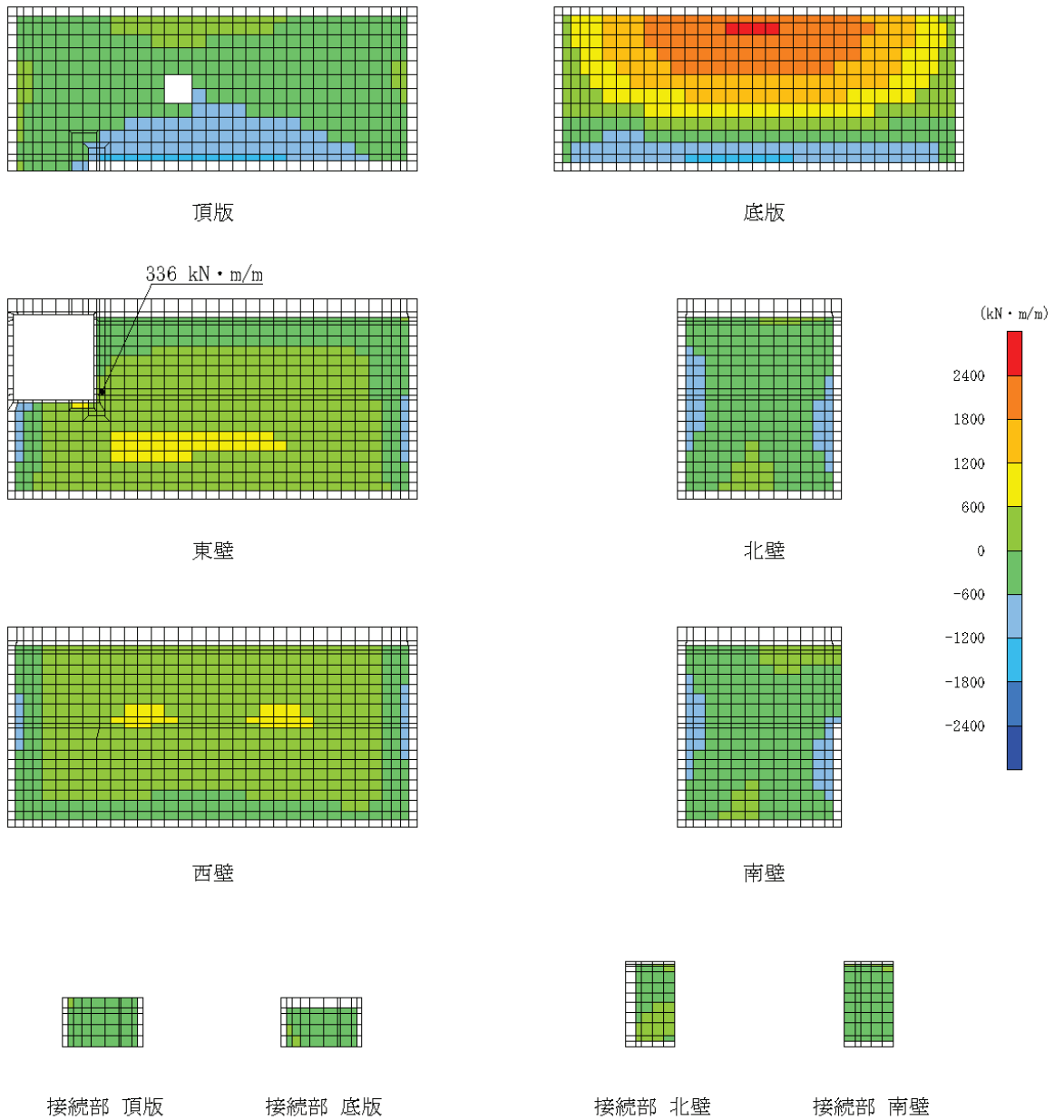


図 6-8 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント (kN・m/m) : M_x)
 (東壁, 解析ケース③, S s - D 2 (++) , t = 8.58 s)

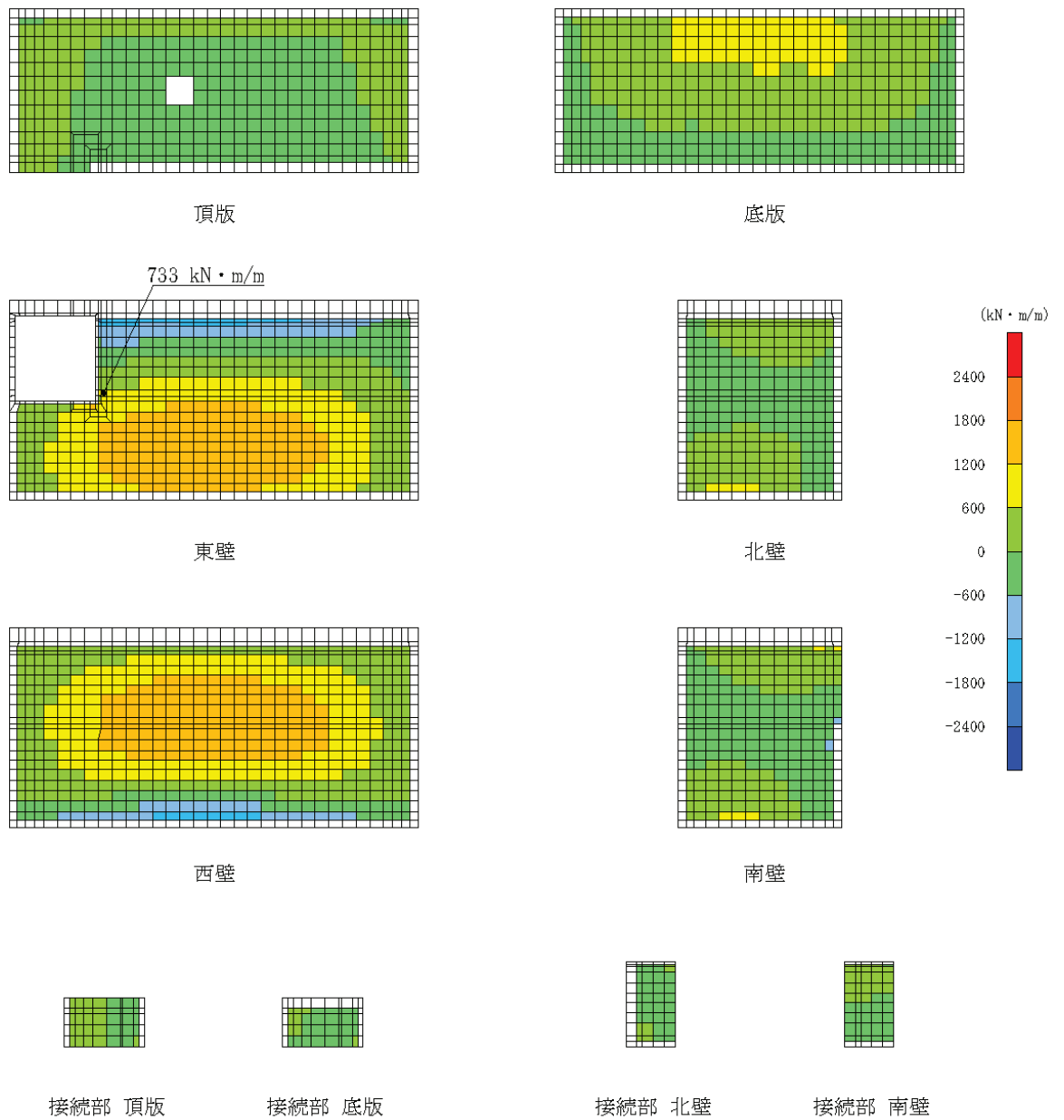


図 6-9 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント (kN・m/m) : M_y)
 (東壁, 解析ケース③, $S_s - D 2$ (++) , $t = 8.58$ s)

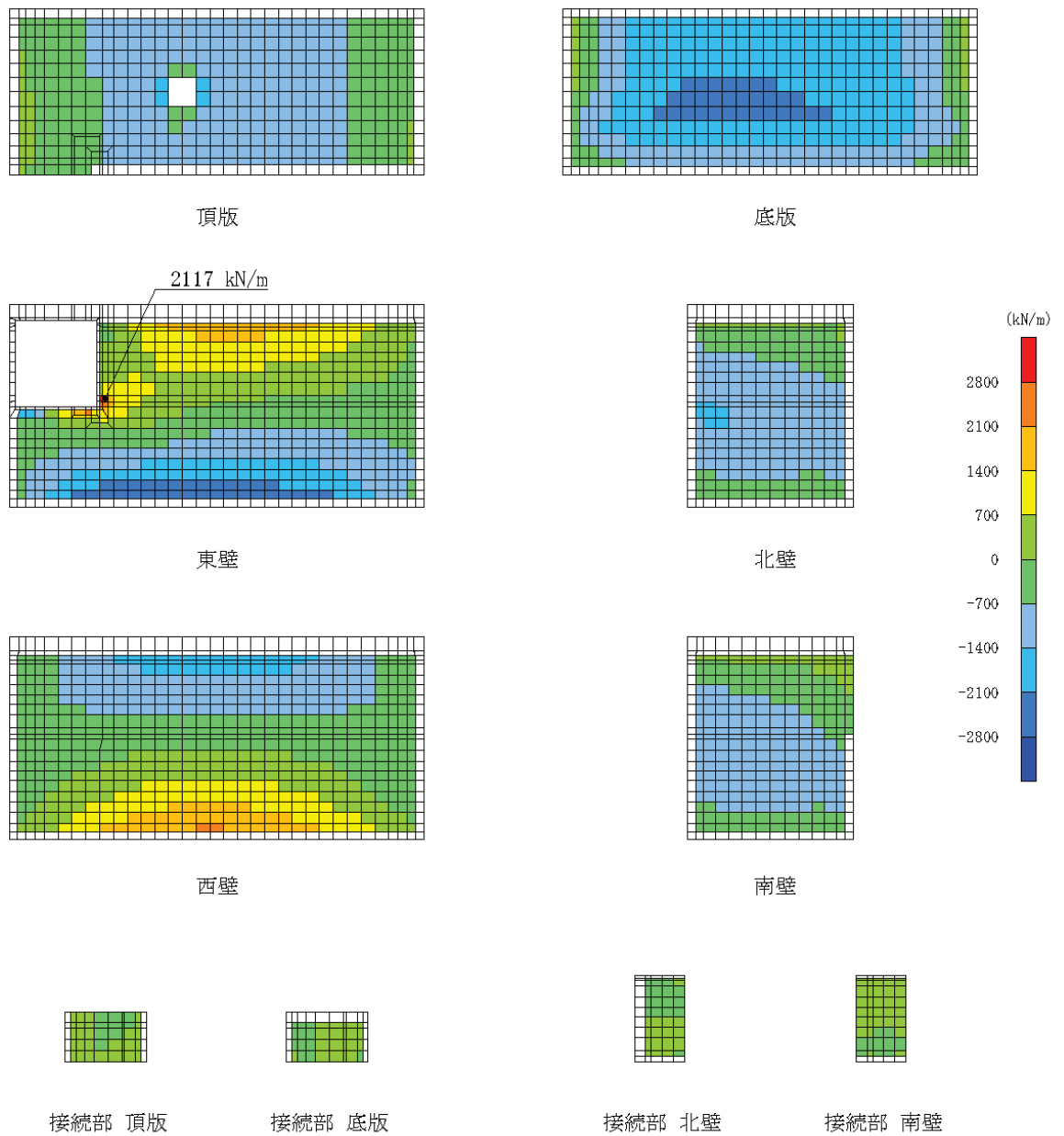


図 6-10 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_x)
 (東壁, 解析ケース③, $S_s - D 2$ (++) , $t = 8.58$ s)

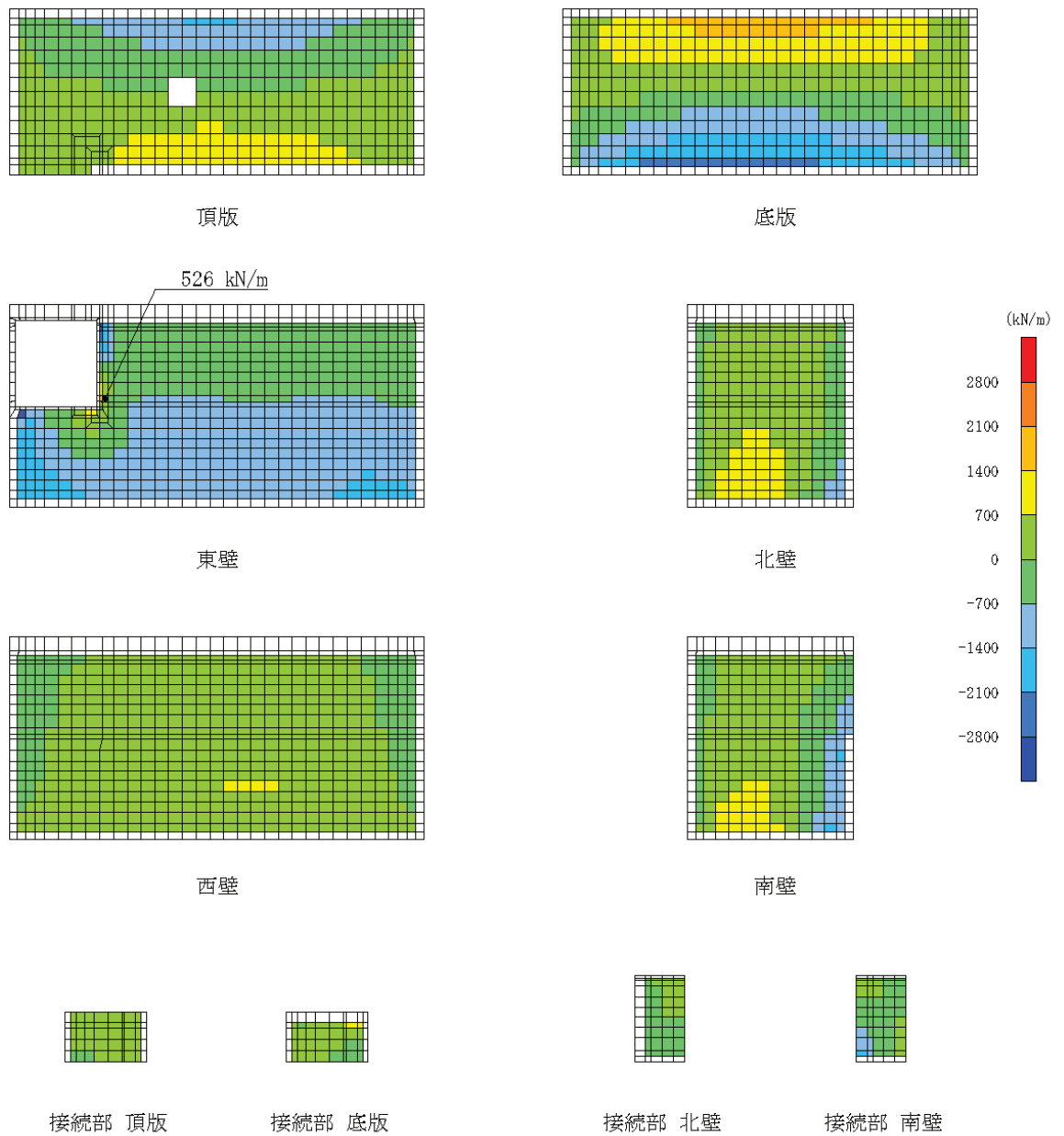


図 6-11 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_y)
 (東壁, 解析ケース③, $S_s - D 2$ (++) , $t = 8.58$ s)

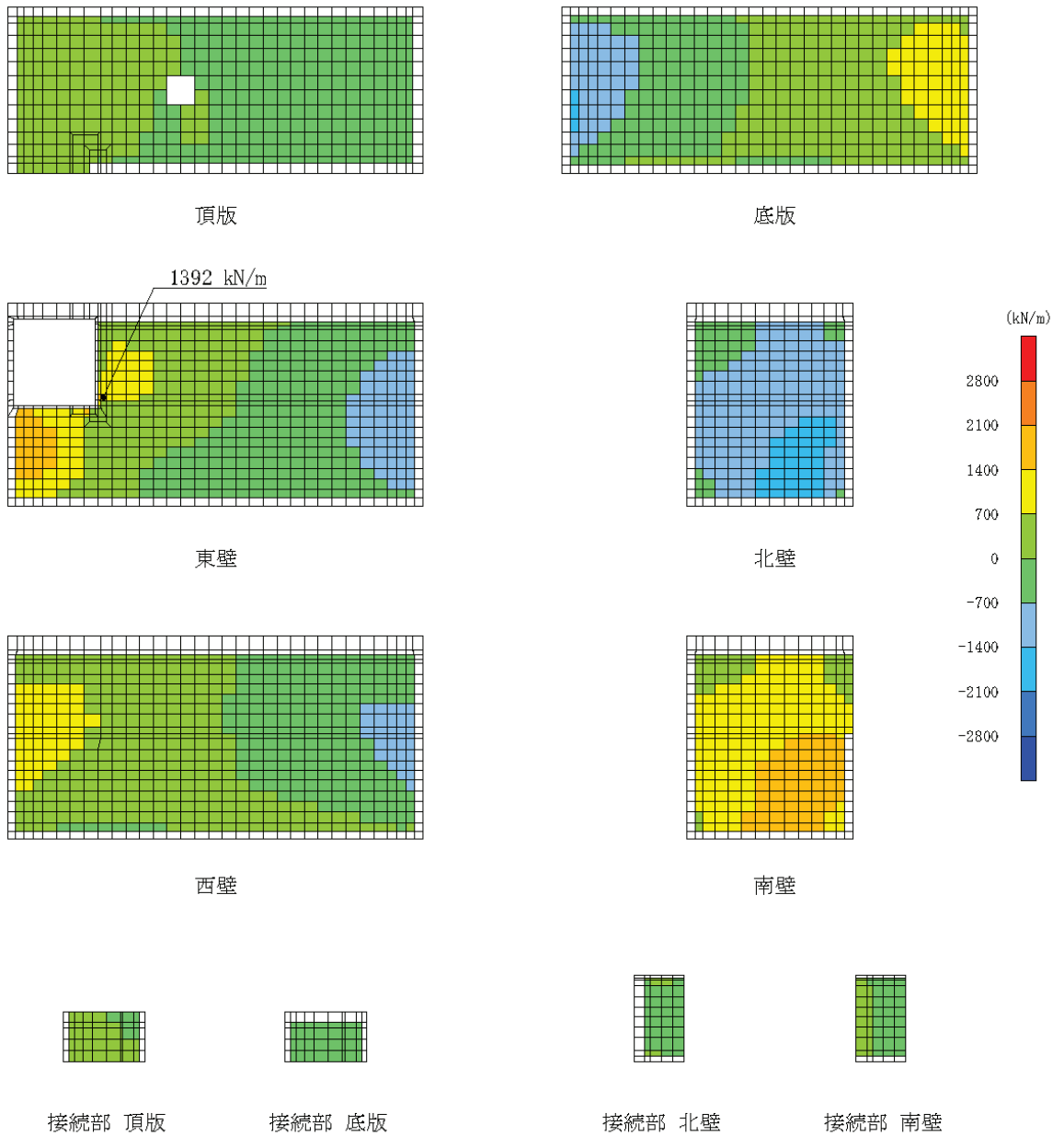


図 6-12 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (面内せん断力 (kN/m) : N_{xy})
 (東壁, 解析ケース③, $S_s - D_2$ (++) , $t = 8.58$ s)

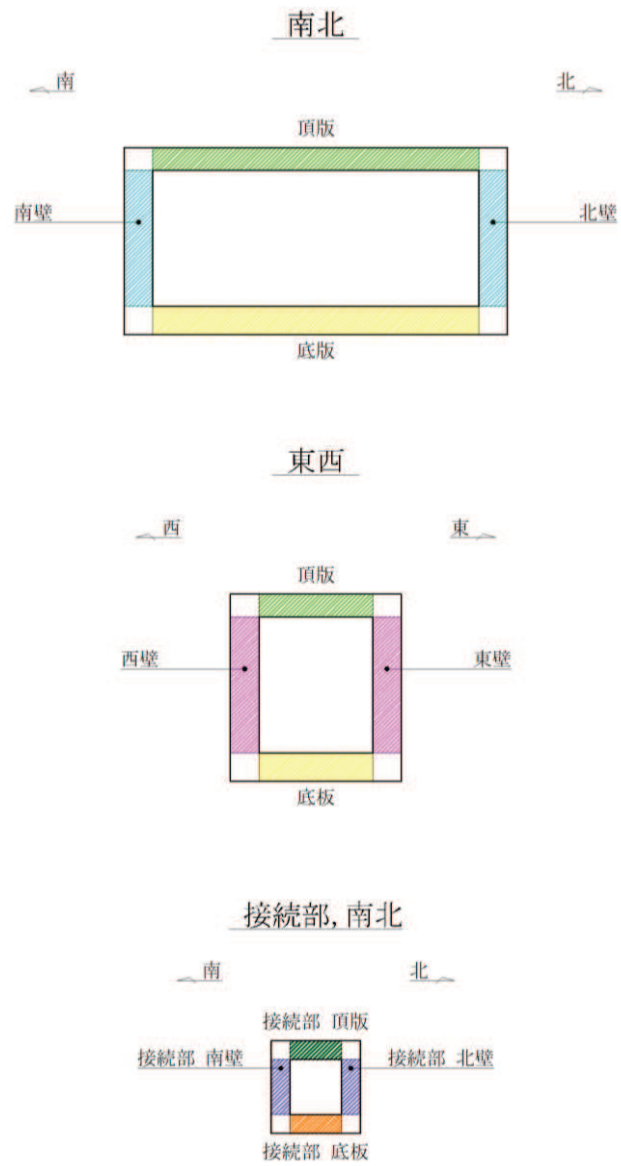


图 6-13 評価位置図

6.2.3 構造部材の断面力分布（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	10	③	S _s -D2(++)	1341	2390	0.57
頂版	20	③	S _s -D2(++)	641	1817	0.36
南北壁	30	③	S _s -D2(++)	634	2390	0.27
東西壁	50	③	S _s -D2(++)	1238	2390	0.52
接続部 底版	70	③	S _s -D2(++)	374	943	0.40
接続部 頂版	80	③	S _s -D2(++)	278	906	0.31
接続部 南北壁	90	③	S _s -D2(++)	376	906	0.42

注記*：評価位置を図 6-13 に示す。

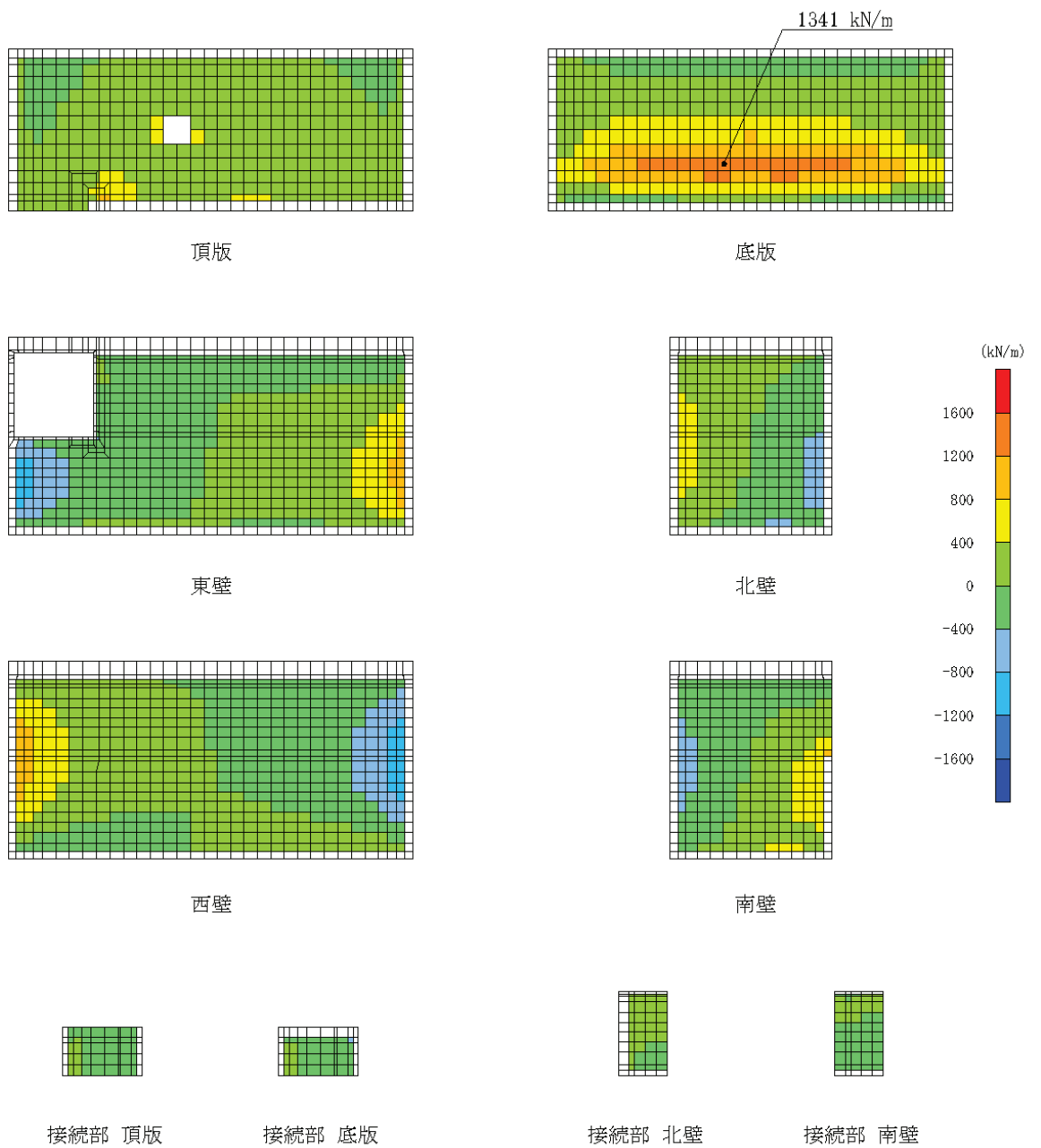


図 6-14 セン断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_x)
 (底版, 解析ケース③, $S_s - D 2 (+ +)$, $t = 8.58 \text{ s}$)

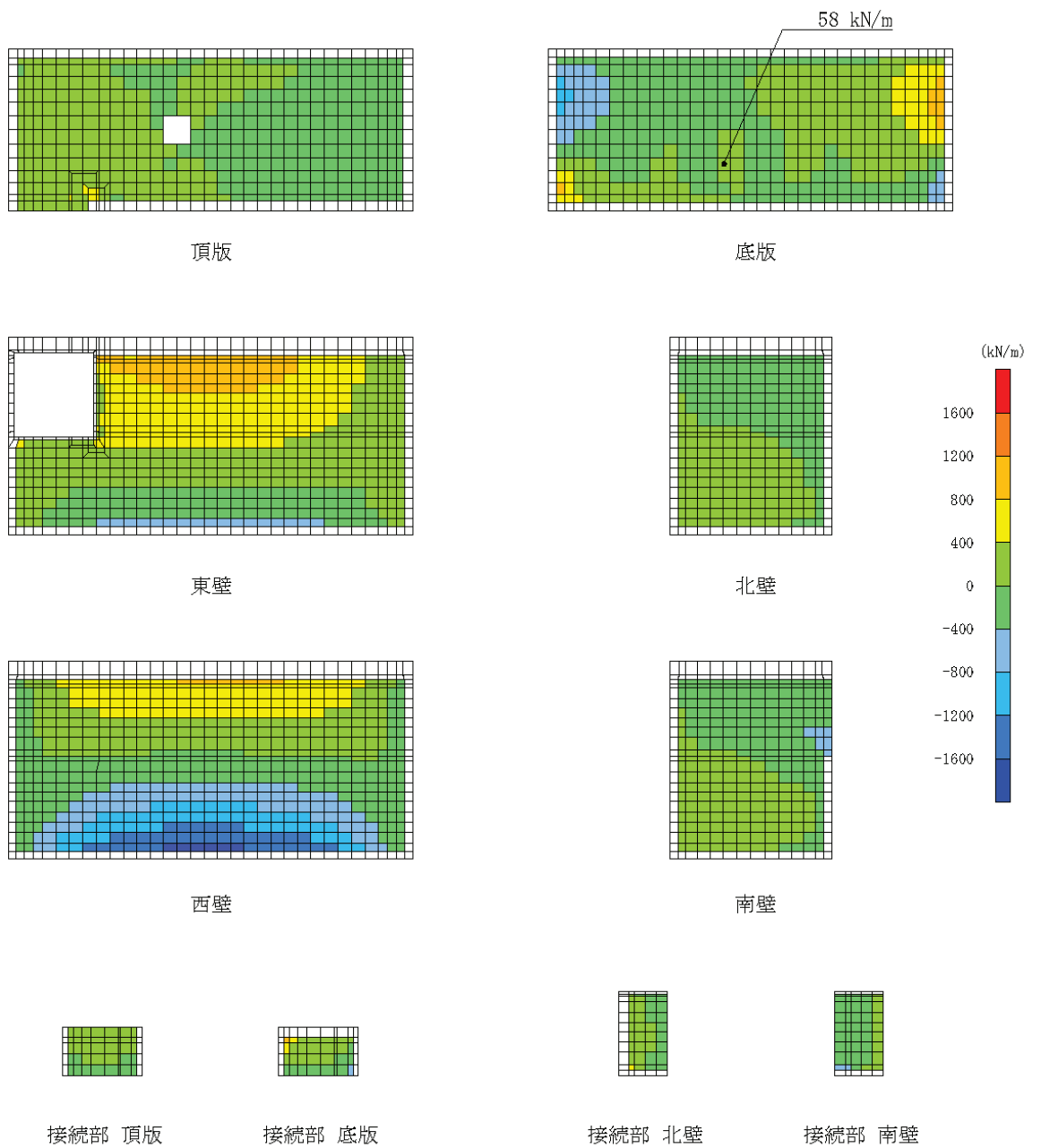


図 6-15 セン断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_y)
 (底版, 解析ケース③, $S_s - D 2 (+ +)$, $t = 8.58$ s)

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 σ'_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ'_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ'_c / σ'_{ca}	
①	S s - D 1	++	底版	10	25.36s	-1322	41	4.4	13.5	0.33
			頂版	20	25.36s	-523	-100	2.8	13.5	0.21
			南北壁	40	25.36s	-344	-2076	1.9	13.5	0.15
			東西壁	50	25.36s	837	-1116	2.9	13.5	0.22
			接続部 底版	70	25.36s	179	-710	1.7	13.5	0.13
			接続部 頂版	80	25.36s	-168	-226	1.7	13.5	0.13
		接続部 南北壁	90	25.36s	159	213	1.6	13.5	0.12	
		-+	底版	10	40.40s	1866	-1715	6.5	13.5	0.49
			頂版	20	40.40s	-1005	-935	5.5	13.5	0.41
			南北壁	30	40.40s	-927	-2311	3.4	13.5	0.26
			東西壁	60	40.40s	-1340	-1898	4.7	13.5	0.35
			接続部 底版	70	40.40s	310	9	3.0	13.5	0.23
	接続部 頂版		80	40.40s	-217	160	2.2	13.5	0.17	
	接続部 南北壁	90	40.40s	-320	-1745	3.3	13.5	0.25		
	S s - D 2	++	底版	10	8.58s	2344	-2031	8.1	13.5	0.60
			頂版	20	8.58s	-1327	-1143	7.3	13.5	0.55
			南北壁	30	8.58s	-1166	-3022	4.3	13.5	0.32
			東西壁	60	8.58s	-1774	-2467	6.2	13.5	0.46
			接続部 底版	70	8.58s	412	59	4.0	13.5	0.30
			接続部 頂版	80	8.58s	-300	271	3.0	13.5	0.23
		接続部 南北壁	90	8.58s	-432	-2297	4.3	13.5	0.32	
		-+	底版	10	29.99s	1847	-1585	6.4	13.5	0.48
			頂版	20	29.99s	-1069	-918	5.9	13.5	0.44
			南北壁	30	29.99s	-981	-2475	3.6	13.5	0.27
東西壁			60	29.99s	1453	-784	5.0	13.5	0.38	
接続部 底版			70	29.99s	329	27	3.2	13.5	0.24	
接続部 頂版	80		29.99s	-233	210	2.3	13.5	0.18		
接続部 南北壁	90	29.99s	-341	-1803	3.4	13.5	0.26			
S s - D 3	++	底版	10	15.58s	-1371	33	4.5	13.5	0.34	
		頂版	20	15.58s	-562	-114	3.1	13.5	0.23	
		南北壁	40	15.58s	-301	-1902	1.7	13.5	0.13	
		東西壁	50	15.58s	971	-1036	3.4	13.5	0.26	
		接続部 底版	70	15.58s	208	-785	1.9	13.5	0.15	
		接続部 頂版	80	15.58s	-186	-249	1.8	13.5	0.14	
	接続部 南北壁	90	15.58s	181	381	1.8	13.5	0.14		
	-+	底版	10	14.57s	1913	-1643	6.6	13.5	0.49	
		頂版	20	14.57s	-1010	-919	5.6	13.5	0.42	
		南北壁	30	14.42s	-905	-2312	3.3	13.5	0.25	
		東西壁	60	14.42s	-1346	-1927	4.7	13.5	0.35	
		接続部 底版	70	14.42s	317	35	3.1	13.5	0.23	
接続部 頂版		80	14.42s	-235	236	2.3	13.5	0.18		
接続部 南北壁	90	14.42s	-327	-1750	3.3	13.5	0.25			

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 1	++	底版	10	21.23s	1601	-1348	5.5	13.5	0.41
			頂版	20	21.23s	-843	-749	4.7	13.5	0.35
			南北壁	30	21.23s	-713	-1831	2.6	13.5	0.20
			東西壁	60	21.23s	-1124	-1600	3.9	13.5	0.29
			接続部 底版	70	21.23s	266	-3	2.6	13.5	0.20
			接続部 頂版	80	21.23s	-194	163	1.9	13.5	0.15
		接続部 南北壁	90	21.23s	-271	-1460	2.8	13.5	0.21	
		-+	底版	10	19.56s	-1269	-44	4.2	13.5	0.32
			頂版	20	19.56s	-533	-76	2.9	13.5	0.22
			南北壁	40	19.56s	-415	-2169	2.1	13.5	0.16
			東西壁	60	19.56s	-844	-313	2.9	13.5	0.22
			接続部 底版	70	19.56s	203	-761	1.9	13.5	0.15
	接続部 頂版		80	19.56s	-186	-254	1.8	13.5	0.14	
	接続部 南北壁	90	19.56s	182	313	1.9	13.5	0.15		
	S s - F 2	++	底版	10	34.00s	-1161	-147	3.9	13.5	0.29
			頂版	20	34.00s	-509	-88	2.8	13.5	0.21
			南北壁	40	34.00s	-398	-2049	2.0	13.5	0.15
			東西壁	60	34.00s	-864	-300	3.0	13.5	0.23
			接続部 底版	70	34.00s	197	-759	1.8	13.5	0.14
			接続部 頂版	80	34.00s	-181	-247	1.8	13.5	0.14
		接続部 南北壁	90	34.00s	177	303	1.8	13.5	0.14	
		-+	底版	10	28.49s	2232	-1810	7.7	13.5	0.58
			頂版	20	28.49s	-1172	-1046	6.4	13.5	0.48
			南北壁	30	28.50s	-1015	-2573	3.7	13.5	0.28
東西壁			60	28.49s	-1549	-2080	5.4	13.5	0.40	
接続部 底版			70	28.49s	361	36	3.5	13.5	0.26	
接続部 頂版	80		28.49s	-258	200	2.6	13.5	0.20		
接続部 南北壁	90	28.49s	-375	-1993	3.8	13.5	0.29			
S s - F 3	++	底版	10	27.70s	-1461	98	4.8	13.5	0.36	
		頂版	20	27.70s	-594	-103	3.2	13.5	0.24	
		南北壁	40	27.70s	-405	-2345	2.2	13.5	0.17	
		東西壁	50	27.70s	896	-1185	3.2	13.5	0.24	
		接続部 底版	70	27.70s	216	-822	2.0	13.5	0.15	
		接続部 頂版	80	27.70s	-197	-265	1.9	13.5	0.15	
	接続部 南北壁	90	27.70s	194	325	2.0	13.5	0.15		
	-+	底版	10	28.59s	-1224	55	4.0	13.5	0.30	
		頂版	20	28.59s	-509	-77	2.8	13.5	0.21	
		南北壁	40	28.59s	-337	-1960	1.8	13.5	0.14	
		東西壁	50	28.59s	800	-964	2.8	13.5	0.21	
		接続部 底版	70	28.59s	193	-732	1.8	13.5	0.14	
接続部 頂版		80	28.59s	-177	-243	1.8	13.5	0.14		
接続部 南北壁	90	28.59s	172	288	1.8	13.5	0.14			

注記* : 評価位置を図 6-13 に示す。

表 6-12(3) 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	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 - N 1	++	底版	10	7.64s	1867	-1583	6.5	13.5	0.49
			頂版	20	7.64s	-981	-928	5.4	13.5	0.40
			南北壁	30	7.64s	-848	-2141	3.1	13.5	0.23
			東西壁	60	7.64s	-1300	-1799	4.6	13.5	0.35
			接続部 底版	70	7.64s	298	-2	2.9	13.5	0.22
			接続部 頂版	80	7.64s	-212	139	2.1	13.5	0.16
			接続部 南北壁	90	7.64s	-306	-1698	3.1	13.5	0.23
		-+	底版	10	7.51s	-979	-244	3.3	13.5	0.25
			頂版	20	7.51s	-526	-144	2.9	13.5	0.22
			南北壁	40	7.51s	-394	-1906	1.9	13.5	0.15
			東西壁	60	7.51s	-856	-265	2.9	13.5	0.22
			接続部 底版	70	7.51s	184	-724	1.7	13.5	0.13
			接続部 頂版	80	7.51s	-171	-235	1.7	13.5	0.13
			接続部 南北壁	90	7.51s	166	293	1.7	13.5	0.13
②	S s - D 2	++	底版	10	8.58s	2269	-1982	7.9	13.5	0.59
			頂版	20	8.58s	-1317	-1141	7.2	13.5	0.54
			南北壁	30	8.58s	-1161	-2991	4.3	13.5	0.32
			東西壁	60	8.58s	-1757	-2447	6.1	13.5	0.46
			接続部 底版	70	8.58s	406	55	3.9	13.5	0.29
			接続部 頂版	80	8.58s	-297	269	2.9	13.5	0.22
			接続部 南北壁	90	8.58s	-426	-2269	4.3	13.5	0.32
③	S s - D 2	++	底版	10	8.58s	2418	-2080	8.4	13.5	0.63
			頂版	20	8.58s	-1335	-1154	7.3	13.5	0.55
			南北壁	30	8.58s	-1170	-3031	4.3	13.5	0.32
			東西壁	60	8.58s	-1783	-2476	6.2	13.5	0.46
			接続部 底版	70	8.58s	415	56	4.0	13.5	0.30
			接続部 頂版	80	8.58s	-301	270	3.0	13.5	0.23
			接続部 南北壁	90	8.58s	-436	-2291	4.4	13.5	0.33

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	10	25.36s	-1322	65	124	309	0.41
			頂版	20	25.36s	-520	-53	62	309	0.21
			南北壁	40	25.36s	-201	879	64	309	0.21
			東西壁	50	25.36s	-209	1096	75	309	0.25
			接続部 底版	70	25.36s	-125	90	41	309	0.14
			接続部 頂版	80	25.36s	-144	-109	28	309	0.10
		接続部 南北壁	90	25.36s	159	242	68	309	0.23	
		-+	底版	10	49.11s	-1277	24	118	309	0.39
			頂版	20	40.40s	-958	-659	87	309	0.29
			南北壁	40	40.40s	507	1744	137	309	0.45
			東西壁	50	40.40s	1406	529	155	309	0.51
			接続部 底版	70	40.40s	-271	587	127	309	0.42
	接続部 頂版		80	40.40s	201	626	118	309	0.39	
	接続部 南北壁	90	40.40s	162	416	86	309	0.28		
	S s - D 2	++	底版	10	8.58s	619	1943	157	309	0.51
			頂版	20	8.58s	-1247	-720	119	309	0.39
			南北壁	40	8.58s	732	2446	193	309	0.63
			東西壁	60	8.58s	333	3464	204	309	0.67
			接続部 底版	70	8.58s	-372	855	179	309	0.58
			接続部 頂版	80	8.58s	284	895	167	309	0.55
		接続部 南北壁	90	8.58s	233	628	126	309	0.41	
		-+	底版	10	8.58s	-1511	8	139	309	0.45
			頂版	20	29.99s	-1063	-744	95	309	0.31
			南北壁	40	29.99s	643	2016	163	309	0.53
東西壁			50	29.99s	1304	815	160	309	0.52	
接続部 底版			70	29.99s	-283	624	134	309	0.44	
接続部 頂版	80		29.99s	216	688	128	309	0.42		
接続部 南北壁	90	29.99s	182	494	99	309	0.33			
S s - D 3	++	底版	10	15.58s	-1367	65	128	309	0.42	
		頂版	20	15.58s	-559	-87	65	309	0.22	
		南北壁	30	15.58s	87	1089	63	309	0.21	
		東西壁	60	15.58s	451	708	78	309	0.26	
		接続部 底版	70	15.58s	-146	114	49	309	0.16	
		接続部 頂版	80	15.58s	-162	-128	31	309	0.11	
	接続部 南北壁	90	15.58s	181	388	88	309	0.29		
	-+	底版	10	14.57s	497	1310	114	309	0.37	
		頂版	20	14.42s	-960	-573	91	309	0.30	
		南北壁	40	14.57s	513	1847	142	309	0.46	
		東西壁	50	14.57s	1341	675	157	309	0.51	
		接続部 底版	70	14.42s	-275	617	131	309	0.43	
接続部 頂版		80	14.42s	206	641	121	309	0.40		
接続部 南北壁	100	14.42s	-296	169	93	309	0.31			

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 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 -F 1	++	底版	10	21.23s	408	1044	92	309	0.30
			頂版	20	21.23s	-789	-480	74	309	0.24
			南北壁	40	21.23s	331	1398	102	309	0.34
			東西壁	60	21.23s	196	2117	124	309	0.41
			接続部 底版	70	21.23s	-231	511	109	309	0.36
			接続部 頂版	80	21.23s	167	529	99	309	0.33
		接続部 南北壁	100	21.23s	-247	88	73	309	0.24	
		-+	底版	10	19.56s	-1267	135	123	309	0.40
			頂版	20	19.56s	-530	-42	64	309	0.21
			南北壁	40	19.56s	-188	938	65	309	0.22
			東西壁	60	19.56s	-248	1163	82	309	0.27
			接続部 底版	70	19.56s	-147	86	47	309	0.16
	接続部 頂版		80	19.56s	-157	-126	30	309	0.10	
	接続部 南北壁	90	19.56s	182	376	87	309	0.29		
	S _s -F 2	++	底版	10	34.00s	-1141	24	106	309	0.35
			頂版	20	34.00s	-506	-44	61	309	0.20
			南北壁	40	34.00s	-194	861	62	309	0.21
			東西壁	60	34.00s	-247	1094	79	309	0.26
			接続部 底版	70	34.00s	-142	108	47	309	0.16
			接続部 頂版	80	34.00s	-156	-124	30	309	0.10
		接続部 南北壁	90	34.00s	177	332	81	309	0.27	
		-+	底版	10	28.49s	575	1648	138	309	0.45
			頂版	20	28.49s	-301	1257	104	309	0.34
			南北壁	40	28.49s	641	2248	175	309	0.57
東西壁			50	28.49s	1510	860	181	309	0.59	
接続部 底版			70	28.49s	-325	749	156	309	0.51	
接続部 頂版	80		28.49s	244	791	146	309	0.48		
接続部 南北壁	90	28.49s	201	567	112	309	0.37			
S _s -F 3	++	底版	10	27.70s	-1461	113	139	309	0.45	
		頂版	20	27.70s	-591	-60	70	309	0.23	
		南北壁	40	27.70s	-248	917	70	309	0.23	
		東西壁	60	27.70s	-267	1254	89	309	0.29	
		接続部 底版	70	27.70s	-158	121	53	309	0.18	
		接続部 頂版	80	27.70s	-169	-130	33	309	0.11	
	接続部 南北壁	90	27.70s	194	373	90	309	0.30		
	-+	底版	10	28.59s	-1221	76	116	309	0.38	
		頂版	20	28.59s	-506	-51	60	309	0.20	
		南北壁	40	28.59s	-211	782	60	309	0.20	
		東西壁	60	28.59s	-226	1069	76	309	0.25	
		接続部 底版	70	28.59s	-137	82	44	309	0.15	
接続部 頂版		80	28.59s	-151	-122	29	309	0.10		
接続部 南北壁	90	28.59s	172	336	81	309	0.27			

注記* : 評価位置を 図 6-13 に示す。

表 6-13(3) 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 - N 1	++	底版	10	7.64s	483	1286	111	309	0.36
			頂版	20	7.64s	-251	1001	85	309	0.28
			南北壁	40	7.64s	452	1666	127	309	0.42
			東西壁	50	7.64s	1321	524	147	309	0.48
			接続部 底版	70	7.64s	-264	571	124	309	0.41
			接続部 頂版	80	7.64s	193	621	115	309	0.38
			接続部 南北壁	90	7.64s	154	421	84	309	0.28
		-+	底版	10	7.51s	-979	-185	81	309	0.27
			頂版	20	7.51s	-523	-89	61	309	0.20
			南北壁	30	7.51s	158	867	59	309	0.20
			東西壁	60	7.51s	-240	1022	75	309	0.25
			接続部 底版	70	7.51s	-133	105	45	309	0.15
			接続部 頂版	80	7.51s	-149	-118	29	309	0.10
			接続部 南北壁	90	7.51s	166	312	76	309	0.25
②	S s - D 2	++	底版	10	8.58s	601	1916	154	309	0.50
			頂版	20	8.58s	-1235	-725	117	309	0.38
			南北壁	40	8.58s	729	2405	191	309	0.62
			東西壁	60	8.58s	333	3418	202	309	0.66
			接続部 底版	70	8.58s	-367	836	176	309	0.57
			接続部 頂版	80	8.58s	280	881	165	309	0.54
			接続部 南北壁	90	8.58s	229	617	124	309	0.41
③	S s - D 2	++	底版	10	8.58s	636	1978	161	309	0.53
			頂版	20	8.58s	-1254	-721	120	309	0.39
			南北壁	40	8.58s	753	2538	200	309	0.65
			東西壁	60	8.58s	336	3509	207	309	0.67
			接続部 底版	70	8.58s	-376	864	181	309	0.59
			接続部 頂版	80	8.58s	287	901	169	309	0.55
			接続部 南北壁	90	8.58s	235	636	128	309	0.42

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 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V _a (kN/m)	照査値 V/V _a	
①	S _s -D1	++	底版	10	25.36s	872	2390	0.37
			頂版	20	25.36s	281	1817	0.16
			南北壁	30	25.36s	191	2390	0.08
			東西壁	60	25.36s	331	2390	0.14
			接続部 底版	70	25.36s	154	943	0.17
			接続部 頂版	80	25.36s	134	906	0.15
			接続部 南北壁	100	25.36s	168	943	0.18
		-+	底版	10	40.40s	920	2390	0.39
			頂版	20	40.40s	494	1817	0.28
			南北壁	30	40.40s	501	2390	0.21
			東西壁	50	40.40s	1005	2390	0.43
			接続部 底版	70	40.40s	298	943	0.32
			接続部 頂版	80	40.40s	210	906	0.24
			接続部 南北壁	90	40.40s	287	906	0.32
	S _s -D2	++	底版	10	8.58s	1330	2390	0.56
			頂版	20	8.58s	640	1817	0.36
			南北壁	30	8.58s	630	2390	0.27
			東西壁	50	8.58s	1206	2390	0.51
			接続部 底版	70	8.58s	373	943	0.40
			接続部 頂版	80	8.58s	275	906	0.31
			接続部 南北壁	90	8.58s	373	906	0.42
		-+	底版	10	29.99s	1244	2390	0.53
			頂版	20	29.99s	493	1817	0.28
			南北壁	30	29.99s	547	2390	0.23
東西壁			50	29.99s	886	2390	0.38	
接続部 底版			70	29.99s	310	943	0.33	
接続部 頂版			80	29.99s	237	906	0.27	
接続部 南北壁			90	29.99s	310	906	0.35	
S _s -D3	++	底版	10	15.58s	950	2390	0.40	
		頂版	20	15.58s	295	1817	0.17	
		南北壁	30	15.58s	208	2390	0.09	
		東西壁	50	15.58s	313	2390	0.14	
		接続部 底版	70	15.58s	166	943	0.18	
		接続部 頂版	80	15.58s	136	906	0.16	
		接続部 南北壁	100	15.58s	189	943	0.21	
	-+	底版	10	14.42s	1076	2390	0.46	
		頂版	20	14.42s	496	1817	0.28	
		南北壁	30	14.42s	506	2390	0.22	
		東西壁	50	14.57s	992	2390	0.42	
		接続部 底版	70	14.57s	289	943	0.31	
		接続部 頂版	80	14.57s	211	906	0.24	
		接続部 南北壁	90	14.42s	297	906	0.33	

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	短期許容 せん断力	照査値 V/V_a
						V (kN/m)	V_a (kN/m)	
①	S s - F 1	++	底版	10	21.23s	692	2390	0.29
			頂版	20	21.23s	428	1817	0.24
			南北壁	30	21.23s	408	2390	0.18
			東西壁	50	21.23s	820	2390	0.35
			接続部 底版	70	21.23s	231	943	0.25
			接続部 頂版	80	21.23s	170	906	0.19
			接続部 南北壁	90	21.23s	249	906	0.28
		-+	底版	10	19.56s	761	2390	0.32
			頂版	20	19.56s	286	1817	0.16
			南北壁	40	19.56s	215	2390	0.09
			東西壁	60	20.14s	328	2390	0.14
			接続部 底版	70	19.56s	160	943	0.17
			接続部 頂版	80	19.56s	141	906	0.16
			接続部 南北壁	100	19.56s	181	943	0.20
	S s - F 2	++	底版	10	34.00s	665	2390	0.28
			頂版	20	34.00s	269	1817	0.15
			南北壁	40	34.00s	206	2390	0.09
			東西壁	60	34.00s	356	2390	0.15
			接続部 底版	70	34.00s	163	943	0.18
			接続部 頂版	80	34.00s	139	906	0.16
			接続部 南北壁	100	34.00s	181	943	0.20
		-+	底版	10	28.50s	1123	2390	0.47
			頂版	20	28.49s	561	1817	0.31
			南北壁	30	28.49s	553	2390	0.24
東西壁			50	28.49s	1086	2390	0.46	
接続部 底版			70	28.50s	338	943	0.36	
接続部 頂版			80	28.49s	246	906	0.28	
接続部 南北壁			90	28.49s	330	906	0.37	
S s - F 3	++	底版	10	27.70s	915	2390	0.39	
		頂版	20	27.70s	312	1817	0.18	
		南北壁	30	27.70s	217	2390	0.10	
		東西壁	60	27.70s	366	2390	0.16	
		接続部 底版	70	27.70s	177	943	0.19	
		接続部 頂版	80	27.70s	153	906	0.17	
		接続部 南北壁	100	27.70s	197	943	0.21	
	-+	底版	10	28.59s	764	2390	0.32	
		頂版	20	28.59s	274	1817	0.16	
		南北壁	30	28.59s	200	2390	0.09	
		東西壁	50	28.59s	300	2390	0.13	
		接続部 底版	70	28.59s	155	943	0.17	
		接続部 頂版	80	28.59s	134	906	0.15	
		接続部 南北壁	100	28.59s	175	943	0.19	

注記* : 評価位置を図 6-13 に示す。

表 6-14(3) 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 -N1	++	底版	10	7.64s	821	2390	0.35
			頂版	20	7.64s	485	1817	0.27
			南北壁	30	7.64s	461	2390	0.20
			東西壁	50	7.64s	963	2390	0.41
			接続部 底版	70	7.64s	280	943	0.30
			接続部 頂版	80	7.64s	197	906	0.22
			接続部 南北壁	90	7.64s	276	906	0.31
		-+	底版	10	7.51s	538	2390	0.23
			頂版	20	7.51s	269	1817	0.15
			南北壁	40	7.51s	196	2390	0.09
			東西壁	60	7.51s	364	2390	0.16
			接続部 底版	70	7.51s	154	943	0.17
			接続部 頂版	80	7.51s	134	906	0.15
			接続部 南北壁	100	7.51s	172	943	0.19
②	S _s -D2	++	底版	10	8.58s	1318	2390	0.56
			頂版	20	8.58s	634	1817	0.35
			南北壁	30	8.58s	622	2390	0.27
			東西壁	50	8.58s	1171	2390	0.49
			接続部 底版	70	8.58s	371	943	0.40
			接続部 頂版	80	8.58s	273	906	0.31
			接続部 南北壁	90	8.58s	368	906	0.41
③	S _s -D2	++	底版	10	8.58s	1341	2390	0.57
			頂版	20	8.58s	641	1817	0.36
			南北壁	30	8.58s	634	2390	0.27
			東西壁	50	8.58s	1238	2390	0.52
			接続部 底版	70	8.58s	374	943	0.40
			接続部 頂版	80	8.58s	278	906	0.31
			接続部 南北壁	90	8.58s	376	906	0.42
		-+	底版	10	29.99s	1269	2390	0.54

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、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み合わせる荷重は、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。表6-15～表6-17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 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	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 σ'_c / σ'_{ca}
					(kN・m/m)	(kN/m)	σ'_c (N/mm ²)	σ'_{ca} (N/mm ²)	
底版	10	③	主方向：S _s -D2（++） 従方向：S _s -D2	8.58s	2411	-2313	8.4	13.5	0.63
頂版	20				-1322	-1235	7.3	13.5	0.55
南北壁	30				-1098	-2938	4.1	13.5	0.31
東西壁	60				-1729	-2161	6.0	13.5	0.45
接続部 底版	70				355	98	3.4	13.5	0.26
接続部 頂版	80				-282	254	2.8	13.5	0.21
接続部 南北壁	90				-402	-2324	4.2	13.5	0.32

注記*：評価位置を図6-13に示す。

表6-16 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	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 σ_s / σ_{sa}
					(kN・m/m)	(kN/m)	σ_s (N/mm ²)	σ_{sa} (N/mm ²)	
底版	10	③	主方向：S _s -D2（++） 従方向：S _s -D2	8.58s	639	2013	163	309	0.53
頂版	20				-560	1129	129	309	0.42
南北壁	30				707	2719	204	309	0.67
東西壁	50				1709	954	204	309	0.67
接続部 底版	70				-298	909	165	309	0.54
接続部 頂版	80				248	896	158	309	0.52
接続部 南北壁	90				190	570	109	309	0.36

注記*：評価位置を図6-13に示す。

表 6-17 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	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
底版	10	③	主方向 : S _s -D ₂ (++) 従方向 : S _s -D ₂	8.58s	1388	2390	0.59
頂版	20				622	1817	0.35
南北壁	40				738	2390	0.31
東西壁	50				1233	2390	0.52
接続部 底版	70				427	943	0.46
接続部 頂版	80				282	906	0.32
接続部 南北壁	100				369	943	0.40

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

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6-18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（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6-18 基礎地盤（狐崎部層）の支持性能評価結果

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	++	2.0	13.7	0.15	
		-+	1.9	13.7	0.14	
	S _s -D2	++	1.7	13.7	0.13	
		-+	1.6	13.7	0.12	
	S _s -D3	++	1.9	13.7	0.14	
		-+	1.6	13.7	0.12	
	S _s -F1	++	1.6	13.7	0.12	
		-+	1.5	13.7	0.11	
	S _s -F2	++	1.9	13.7	0.14	
		-+	1.6	13.7	0.12	
	S _s -F3	++	1.7	13.7	0.13	
		-+	1.6	13.7	0.12	
	S _s -N1	++	1.4	13.7	0.11	
		-+	1.6	13.7	0.12	
	②	S _s -D2	++	1.8	13.7	0.14
	③	S _s -D2	++	1.7	13.7	0.13

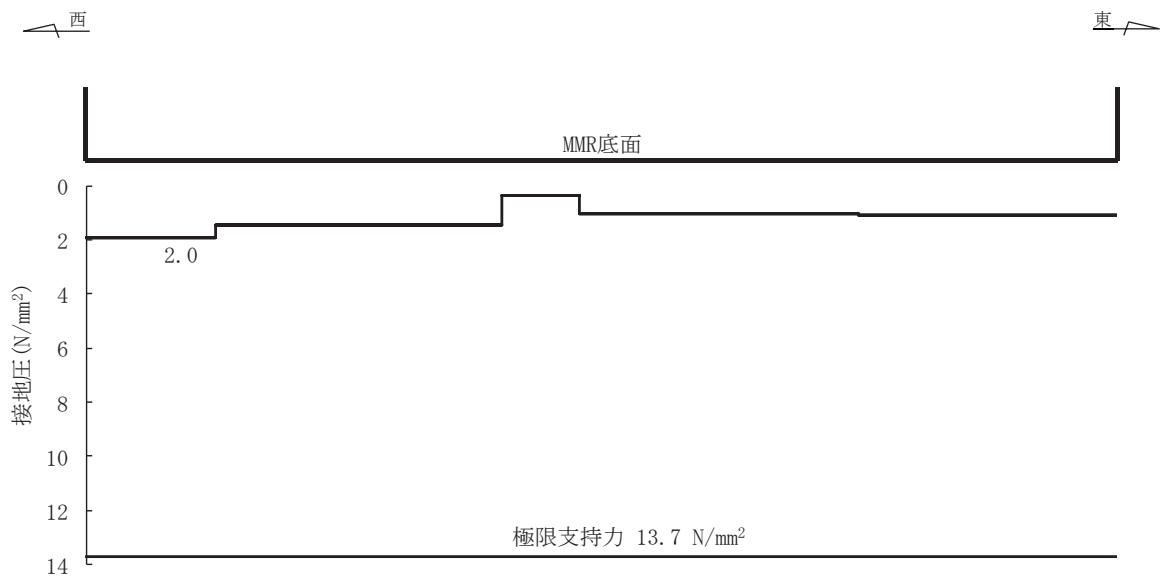


図 6-16 基礎地盤の最大接地圧分布図
(解析ケース①, S s - D 1 (++))

6.4.2 MMR（新設）

(1) 接地圧に対する評価

MMR（新設）の接地圧に対する支持性能の評価結果を表6-19に示す。また、最大接地圧分布図を図6-17に示す。

同表より、MMR（新設）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6-19 MMR（新設）の接地圧に対する支持性能評価結果

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 -D1	++	3.1	26.5	0.12
		-+	2.9	26.5	0.11
	S _s -D2	++	3.9	26.5	0.15
		-+	3.8	26.5	0.15
	S _s -D3	++	3.0	26.5	0.12
		-+	3.0	26.5	0.12
	S _s -F1	++	2.2	26.5	0.09
		-+	2.7	26.5	0.11
	S _s -F2	++	2.4	26.5	0.10
		-+	2.6	26.5	0.10
	S _s -F3	++	3.3	26.5	0.13
		-+	2.6	26.5	0.10
	S _s -N1	++	1.9	26.5	0.08
		-+	2.0	26.5	0.08
②	S _s -D2	++	3.8	26.5	0.15
③	S _s -D2	++	3.9	26.5	0.15

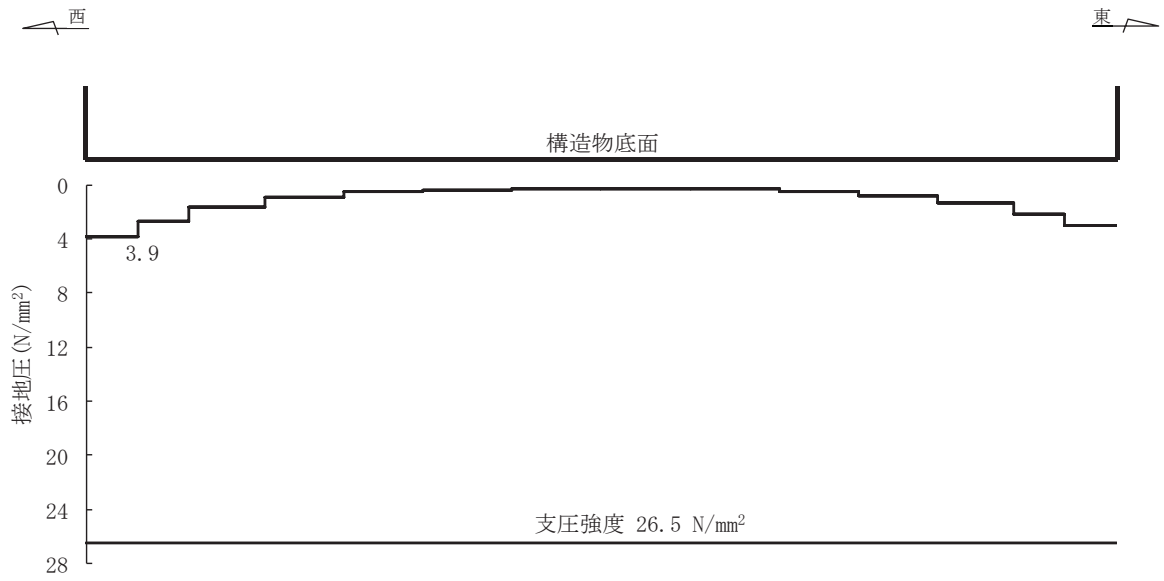


図 6-17 MMR (新設) の最大接地圧分布図
 (解析ケース③, S s - D 2 (++))

(2) 健全性評価

MMR（新設）のせん断破壊に対する局所安全係数を表 6-20 に、引張破壊に対する局所安全係数を表 6-21 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：発生せん断応力又は発生引張応力

表 6-20、表 6-21 よりせん断破壊及び引張破壊している要素はなく、MMR（新設）の安定性に影響を及ぼすことはない。

以上から、MMR（新設）の健全性を確認した。

表 6-20 MMR (新設) のせん断破壊に対する局所安全係数

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	++	1.95	4.20	2.15	
		-+	1.73	4.20	2.42	
	S _s -D 2	++	2.26	4.20	1.85	
		-+	2.15	4.20	1.95	
	S _s -D 3	++	1.74	4.20	2.41	
		-+	1.67	4.20	2.51	
	S _s -F 1	++	1.22	4.20	3.44	
		-+	1.52	4.20	2.76	
	S _s -F 2	++	1.43	4.20	2.93	
		-+	1.78	4.20	2.35	
	S _s -F 3	++	1.97	4.20	2.13	
		-+	1.52	4.20	2.76	
	S _s -N 1	++	1.31	4.20	3.20	
		-+	1.13	4.20	3.71	
	②	S _s -D 2	++	2.19	4.20	1.91
	③	S _s -D 2	++	2.30	4.20	1.82

表 6-21 MMR (新設) の引張破壊に対する局所安全係数

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	++	1.26	1.75	1.38	
		-+	1.20	1.75	1.45	
	S _s -D 2	++	1.61	1.75	1.08	
		-+	1.45	1.75	1.20	
	S _s -D 3	++	1.41	1.75	1.24	
		-+	1.14	1.75	1.53	
	S _s -F 1	++	0.93	1.75	1.88	
		-+	1.12	1.75	1.56	
	S _s -F 2	++	0.94	1.75	1.86	
		-+	1.17	1.75	1.49	
	S _s -F 3	++	1.42	1.75	1.23	
		-+	1.06	1.75	1.65	
	S _s -N 1	++	0.85	1.75	2.05	
		-+	0.94	1.75	1.86	
	②	S _s -D 2	++	1.56	1.75	1.12
	③	S _s -D 2	++	1.63	1.75	1.07

7. まとめ

軽油タンク室 (H) 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、MMR（新設）に発生する応力（接地圧）が支圧強度を下回ること、及びMMR（新設）の健全性を確認した。

以上から、軽油タンク室 (H) 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Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことを確認した。

資料9 海水ポンプ室の耐震安全性評価

目 次

1. 評価方法	資料 9-1
2. 評価条件	資料 9-1
2.1 適用規格	資料 9-1
2.2 構造及び補強計画の概要	資料 9-4
2.3 耐震評価フロー	資料 9-17
2.4 地震時荷重算出断面の選定	資料 9-22
2.5 使用材料及び材料の物性値	資料 9-25
2.6 地盤物性値	資料 9-25
2.7 評価構造物諸元及び要求機能の考え方	資料 9-29
2.7.1 評価構造物諸元	資料 9-29
2.7.2 海水ポンプ室の要求機能の考え方	資料 9-32
2.8 地下水位	資料 9-36
3 地震応答解析	資料 9-38
3.1 地震応答解析手法	資料 9-38
3.2 地震応答解析モデルの設定	資料 9-41
3.2.1 解析モデル領域	資料 9-41
3.2.2 境界条件	資料 9-43
3.2.3 構造物のモデル化	資料 9-50
3.2.4 隣接構造物のモデル化	資料 9-57
3.2.5 地盤及び MMR のモデル化	資料 9-60
3.2.6 ジョイント要素の設定	資料 9-60
3.3 減衰定数	資料 9-67
3.4 荷重の組合せ	資料 9-82
3.4.1 機器・配管荷重	資料 9-83
3.4.2 竜巻防護ネット荷重	資料 9-84
3.4.3 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）荷重	資料 9-85
3.4.4 外水圧	資料 9-87
3.4.5 内水圧	資料 9-89
3.4.6 積載荷重	資料 9-91
3.4.7 動水圧	資料 9-94
3.5 地震応答解析の解析ケース	資料 9-96
3.5.1 耐震評価における解析ケース	資料 9-96
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 9-103
4. 三次元構造解析	資料 9-107
4.1 解析手法	資料 9-107
4.2 解析モデルの設定	資料 9-108
4.2.1 構造物のモデル化	資料 9-108

4.2.2	地盤ばね要素	資料 9-111
4.2.3	材料の非線形特性	資料 9-116
4.3	照査時刻の選定	資料 9-121
4.4	入力荷重	資料 9-125
4.4.1	常時荷重	資料 9-128
4.4.2	慣性力（機器）	資料 9-131
4.4.3	慣性力（配管）	資料 9-133
4.4.4	慣性力（躯体）	資料 9-134
4.4.5	慣性力（竜巻防護ネット反力）	資料 9-136
4.4.6	慣性力（原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部））	資料 9-140
4.4.7	内水圧・動水圧	資料 9-142
4.4.8	地震時土圧・水圧及び周面せん断力	資料 9-144
5	評価内容	資料 9-145
5.1	入力地震動の設定	資料 9-145
5.2	許容限界の設定	資料 9-202
5.2.1	曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界	資料 9-202
5.2.2	せん断破壊に対する許容限界	資料 9-207
5.2.3	壁部材の面内せん断に対する許容限界	資料 9-218
5.2.4	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	資料 9-220
6.	評価結果	資料 9-221
6.1	地震応答解析結果	資料 9-221
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 9-221
6.1.2	作用荷重分布図	資料 9-248
6.1.3	最大せん断ひずみ	資料 9-254
6.2	三次元構造解析結果	資料 9-261
6.2.1	解析ケースと照査値	資料 9-266
6.2.2	構造部材のひずみ分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）	資料 9-281
6.2.3	構造部材の断面力分布（せん断破壊に対する照査）	資料 9-293
6.3	構造部材の健全性に対する評価結果	資料 9-306
6.3.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	資料 9-306
6.3.2	せん断破壊に対する評価結果	資料 9-365
6.3.3	壁部材の面内せん断に対する評価結果	資料 9-395
6.3.4	水平 2 方向載荷による評価結果	資料 9-415
6.4	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	資料 9-419
6.4.1	基礎地盤（狐崎部層）	資料 9-419
6.4.2	MMR（既設）	資料 9-423
7.	まとめ	資料 9-443

参考資料

- 参考資料 1 主筋ひずみの平均化について・・・・・・・・・・資料 9- (参考) 1-1
- 参考資料 2 止水機能が要求される部材に対する漏水量評価について・・・・資料 9- (参考) 2-1
- 参考資料 3 増厚部における既設部材と補強部材の一体化設計・・・・・・・・・・資料 9- (参考) 3-1
- 参考資料 4 静的地震力に対する耐震評価・・・・・・・・・・資料 9- (参考) 4-1
- 参考資料 5 解析手法の選定について・・・・・・・・・・資料 9- (参考) 5-1
- 参考資料 6 照査時刻の選定の妥当性について・・・・・・・・・・資料 9- (参考) 6-1
- 参考資料 7 補強追加による非常用海水ポンプ取水への影響について・・・・資料 9- (参考) 7-1
- 参考資料 8 補強部材の施工履歴が及ぼす耐震評価への影響について・・・・資料 9- (参考) 8-1
- 参考資料 9 既設部材と新設部材のコンクリートの付着力について・・・・資料 9- (参考) 9-1

: 本日の説明範囲

参考資料 1 主筋ひずみの平均化について

1. はじめに

海水ポンプ室は、要求機能に応じた許容限界に基づき耐震評価を行っている。海水ポンプ室における要求機能のうち、止水機能及び貯水機能に対しては、断面が降伏に至らない状態であれば、漏水が生じるような顕著な(部材を貫通するような)ひび割れは発生しないことから、鉄筋が降伏しないことを目標性能とし、曲げ・軸力系の破壊(面外変形)については部材降伏に対する限界ひずみ(主筋ひずみ: 1725μ , コンクリートの圧縮ひずみ: 2000μ)を下回ることを確認することとしている。また、CCb工法によるせん断補強を実施する箇所は、適切な施工管理を実施してもなお発生しうる施工精度の低下への設計上の配慮としてせん断に対する照査値を0.8程度に抑え、せん断補強鉄筋の定着部のひび割れの影響を抑えるため、曲げに対しては、おおむね弾性範囲内で使用することとしている。おおむね弾性に対する許容限界として、部材降伏に対する限界ひずみ(主筋ひずみ: 1725μ , コンクリートの圧縮ひずみ: 2000μ)を下回ることを確認することとしている。

耐震評価の結果、一部で主筋ひずみが限界ひずみを上回る部材があったことから、まず部材ごとの各要求機能への影響確認を行った。海水ポンプ室の三次元モデルは、部材厚さ方向にソリッド要素を分割している。このことから、主筋ひずみが限界ひずみを超える部材の片一方の主筋ひずみが限界ひずみを超えても、もう片方が限界ひずみを超えていなければ、漏水が生じるような顕著な(部材を貫通するような)ひび割れは発生しないため、主筋ひずみが限界ひずみを超える部材に対して部材厚さ方向で反対側の主筋ひずみが限界ひずみを超えていないことを確認し、止水機能及び貯水機能へ影響がないことを確認した。

そのうえで、主筋ひずみが限界ひずみを超える部材について、細かい要素分割を行っている部材の一部を部材厚程度の範囲で主筋ひずみを平均化した評価を実施していることから、平均化範囲の考え方について示す。

2. 海水ポンプ室のモデル化方針

海水ポンプ室の三次元構造解析モデルは、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(2005年6月 土木学会 原子力土木委員会)(以下「土木学会マニュアル」という。)に準拠しモデル化を行っている。

要素分割の寸法について、土木学会マニュアルでは、要素分割において以下の記載がある。

- ・ 要素分割は、断面厚さまたは有効高さの1.0倍程度とするのがよい。
- ・ 要素長さを部材の断面厚または有効高さの約2.0倍よりは大きくしてはならない。
- ・ 要素分割を細かくせざるを得ない場合は、軸線方向に部材の断面厚さ又は有効高さの1.0倍程度の範囲で複数の要素での地震応答解析結果を平均的に評価するとよい。

- ・ 要素の形状は、著しく扁平にならないように注意し、四角形要素の縦横比は基本的に1:1が望ましく、応力の流れがほぼ一様となる場合でも、縦横比で1:5を限度とすることが望ましい
- ・ 鉄筋コンクリート要素を用いる場合には、鉄筋位置と無筋領域を適切に考慮して要素分割しなければならない。

部材の高さ方向及びスパン方向の分割数は、例えば底版の場合は、断面厚さの1.0倍の要素分割だと3分割（断面厚さ：2.0m，スパン方向長さ（水路の内空幅）：5.4m）になるが、断面厚方向の要素分割を考慮し、要素の縦横比が1:5を下回るようにさらに細かく、6分割以上としている。また、部材延長方向の分割数は、スパン方向等と同様に要素の縦横比が1:5を下回るように要素分割を実施している。したがって、土木学会マニュアルに準拠すると要素分割を細かくせざるを得ない部材が出てくる。要素分割図を図2-1及び図2-2に示す。

部材厚方向の要素分割数は、スパンが大きく、要素分割数による評価結果への影響が大きいと考えられる海水ポンプ室の側壁を代表として、要素分割をパラメータとした影響検討を実施した。終局状態までの変形を表現できる3分割以上としてモデル化している。部材厚方向の分割の概念図を図2-3に示す。

部材厚方向の要素分割に対して、スパンが大きい側壁を対象に解析結果への影響検討を行った。検討概要を表2-1に示す。

解析モデル図は、図2-3に示すとおり上端筋と下端筋を鉄筋付着有効領域(RCゾーン)とし、上端筋と下端筋に挟まれた無筋コンクリート領域(PLゾーン)を2分割及び3分割した三次元ソリッドモデルにて終局状態までの荷重-変位関係の比較を行った。

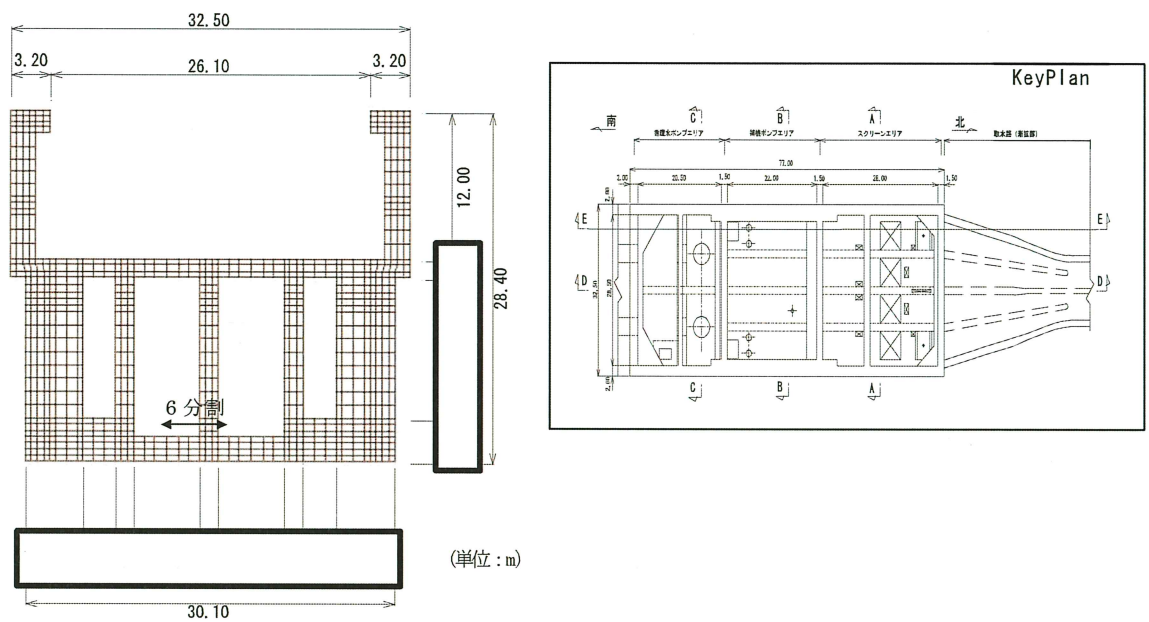


図 2-1 要素分割図 (B-B 断面, 補機ポンプエリア)

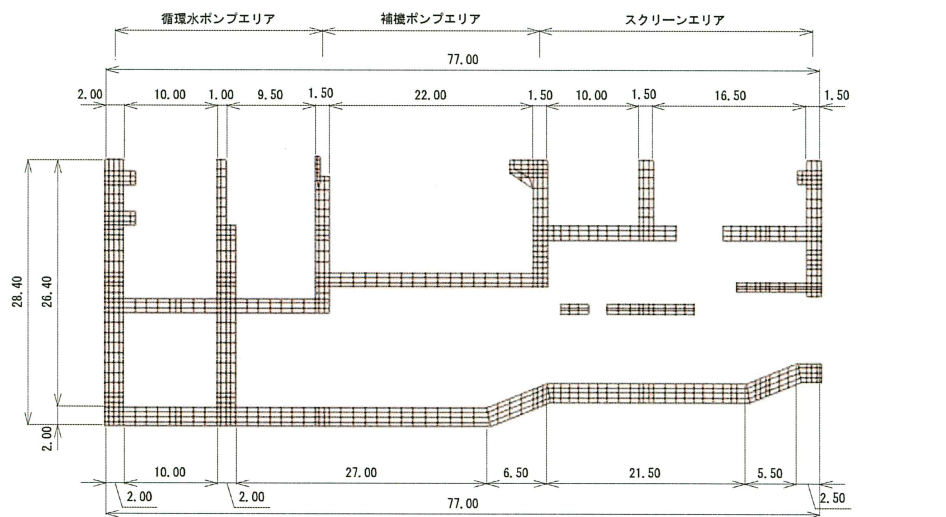


図 2-2 要素分割図 (D-D 断面, 縦断面図)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

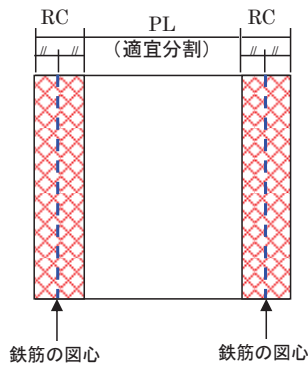


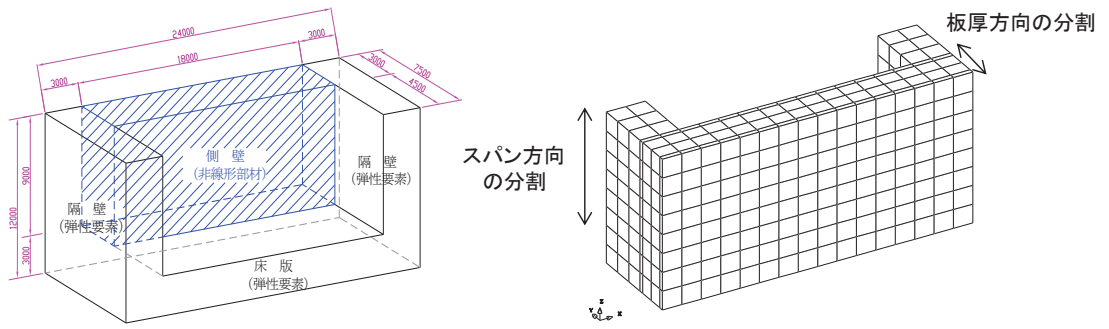
図 2-3 部材厚方向分割の概念図

表 2-1 部材厚方向の要素分割数による影響検討概要

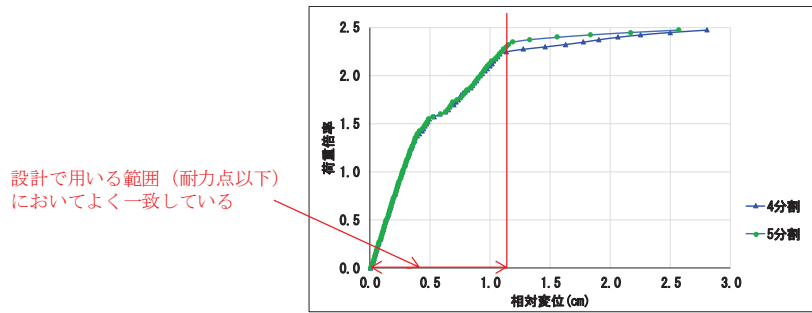
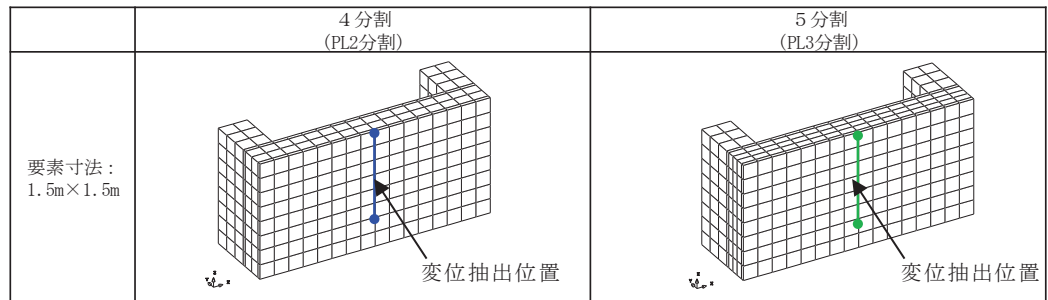
解析モデル	<ul style="list-style-type: none"> 海水ポンプ室でスパンが大きな部材となる側壁を想定した規模のモデルで検討を行う。 側壁や隔壁を想定し、頂部以外の3辺を弾性要素としてモデル化する。(境界条件) 底面及び側面を固定条件。 荷重は面外に等分布荷重を漸増载荷する。
部材厚方向の分割数検討	<ul style="list-style-type: none"> PLゾーンを2分割, 3分割としてパラスタを行う。 スパン方向の分割は6分割で固定する。
スパン方向の分割数検討	<ul style="list-style-type: none"> 土木学会マニュアル 2005 において、モデルの要素分割は断面厚さ又は有効高さの 1.0 倍程度とするのがよいとされている。 また、要素分割を過度に細かくすることは、解析結果が力学的に意味を持たなかったり、計算時間が長くなるなど問題点が多いとされている。 部材厚さの 1.0 倍だと 3 分割となるが、地震応答挙動をより適切に評価するため、アスペクト比等も勘案し、更に細かく 6 分割とした。
モデル寸法の影響検討	<ul style="list-style-type: none"> 板厚方向及びスパン方向の分割数検討の結果を踏まえた分割数に対し、モデルの寸法を要素寸法が载荷実験の再現解析と同等となるよう、1/5 に縮小して影響を確認する。

影響検討の結果を図 2-4 に示す。PL ゾーン 2 分割（部材厚方向に 4 分割）と PL ゾーン 3 分割（部材厚方向に 5 分割）で、荷重-変位関係に終局状態の変形まで大きな差はなく、設計に用いる範囲においてよく一致していることから、部材厚方向の分割を 4 分割することとした。なお、導流壁等の部材厚が小さい場合は、PL ゾーンを分割せず部材厚方向に 3 分割とした。

なお、海水ポンプ室の側壁と底版及び中床版の境界部等の隅角部にはハンチが配置されているが、ひずみが保守的な評価となるようモデル化はしていない。



解析モデル図



荷重－変位関係

図 2-4 要素分割数による影響検討結果 (PLゾーン 2 分割, 3 分割)

3. 許容限界を超える部材

海水ポンプ室は、要求機能ごとに許容限界を設定しており、止水機能、貯水機能が要求される部材について、曲げ・軸力系の破壊（面外変形）については部材降伏に対する限界ひずみ（主筋ひずみ：1725 μ ，コンクリートの圧縮ひずみ：2000 μ ）を下回ることを確認する。また、CCb工法によるせん断補強を実施する箇所は、適切な施工管理を実施してもなお発生しうる施工精度の低下への設計上の配慮としてせん断に対する照査値を0.8程度に抑え、せん断補強鉄筋の定着部のひび割れの影響を抑えるため、曲げに対しては、おおむね弾性範囲内で使用することとしている。おおむね弾性に対する許容限界として、部材降伏に対する限界ひずみ（主筋ひずみ：1725 μ ，コンクリートの圧縮ひずみ：2000 μ ）を下回ることを確認する。

基準地震動 S_s に対する耐震評価の結果、一部の部材の断面厚さ未満の要素において主筋ひずみが限界ひずみを超えることが判明した。主筋ひずみが限界ひずみを超える部材の最大照査値の一覧を表3-1に示す。

表 3-1 照査用ひずみが許容限界を超える部材と要求機能

地震動	評価位置	要素幅 a	部材厚さ b	比率 a/b	照査用ひずみ*	限界ひずみ	照査値	要求機能
S s - N 1 (++)	底版	900mm	2000mm	0.45	2444 μ	1725 μ	1.42	貯水機能 通水機能 CCb の適用性
S s - N 1 (++)	側壁	500mm	2000mm	0.25	2259 μ	1725 μ	1.31	貯水機能 通水機能 止水機能 CCb の適用性
S s - N 1 (++)	導流壁	500mm	1500mm	0.33	2580 μ	1725 μ	1.50	通水機能 CCb の適用性

注記* : 照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a (1.2)

4. 各構造部材の要求機能及び Ccb の適用性への影響確認

耐震評価の結果、主筋ひずみが限界ひずみを超える部材に対して、部材ごとの要求機能に着目して、影響確認を行う。海水ポンプ室の3次元構造解析モデルは、部材の断面厚さ方向で要素ごとにひずみを評価できるため、主筋ひずみが限界ひずみを超える部材に対して部材厚さ方向で反対側の主筋ひずみが限界ひずみを超えていないことを確認し、各構造部材の要求機能に対する影響がないことを確認する。

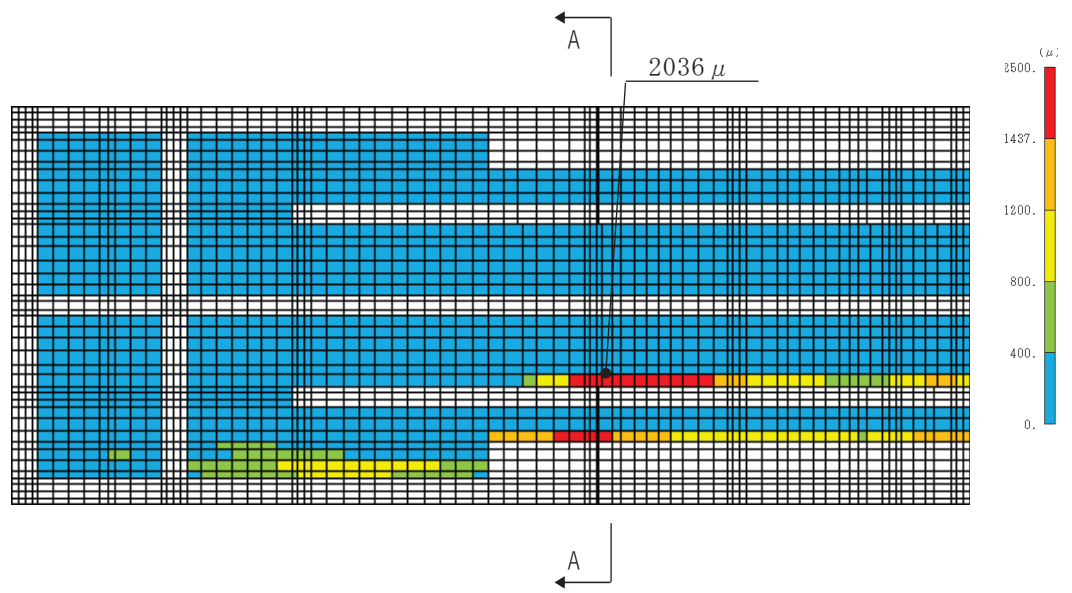
4.1 底版の要求機能への影響確認

照査時刻のうち底版の主筋ひずみに対する照査値が最大となる時刻における主筋ひずみ分布図を図4-1に示す。底版は、貯水機能及び Ccb の適用性の観点からおおむね弾性範囲内の評価とすることが要求される部材である。底版において許容限界を超える主筋ひずみの発生箇所は、底版と導流壁及び底版と側壁との交差部である。すべての照査時刻において、底版上面にのみ限界ひずみを超える主筋ひずみが発生しており、底版下面の主筋ひずみは、 555μ であり、おおむね弾性範囲内であることから、漏水が生じるような有意な貫通ひび割れは発生しない。加えて、底版下面は透水性が非常に小さい MMR に支持されており、漏水に対する影響は小さいことから、貯水機能を満足できる。

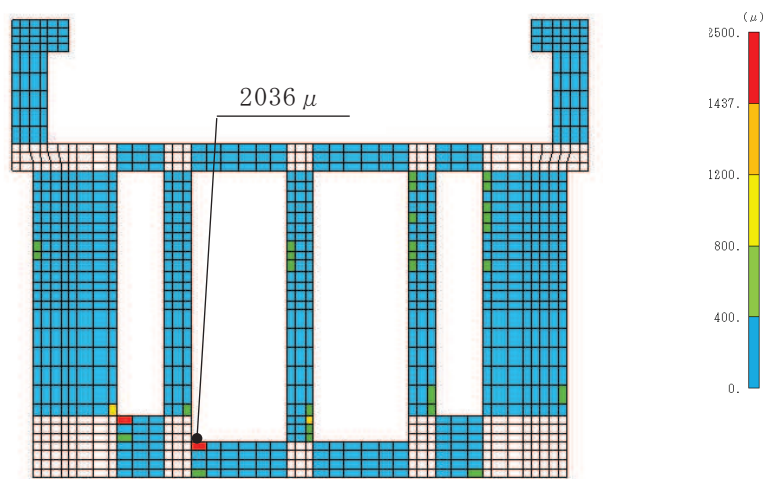
部材の降伏に対して、限界ひずみを超える主筋ひずみの範囲は、底版の延長方向で25%程度、当該要素に隣接する要素の主筋ひずみは全体的に 400μ 以下であり、限界ひずみを超える範囲は部材厚さの45%の要素幅の限定された範囲であるため、底版の一部の要素が部材降伏に対する限界ひずみを上回ったとしても部材全体の降伏には至らないため、部材単位ではおおむね弾性範囲内であると言える。

以上から、限界ひずみを超える主筋ひずみに対して、貯水機能、Ccb の適用性の観点で底版の要求機能を満足していることを確認した。

なお、主筋ひずみを保守的に評価するために、底版と導流壁及び底版と側壁の境界部に配置されるハンチをモデル化していないが、実際に発生する主筋ひずみの分布は、より滑らかになると考えられる。



底版 平面図 (上面)



A-A 断面図

図 4-1 主筋ひずみ分布図 (底版)
(基準地震動 $S_s - N1$ (++))

4.2 側壁の要求機能への影響確認

照査時刻のうち側壁の主筋ひずみに対する照査値が最大となる時刻における主筋ひずみ分布図を図 4-2 に示す。側壁において限界ひずみを超える主筋ひずみは、気中部の隔壁との交差部に発生しており、当該箇所の要求機能は、止水機能及び Ccb の適用性である。すべての照査時刻において側壁の外側にのみ限界ひずみを超える主筋ひずみが発生しており、当該側壁の内側の主筋ひずみは、 $20\mu \sim 377\mu$ であり、おおむね弾性範囲内であり、漏水が生じるような有意な貫通ひび割れは発生しないことから、止水機能を満足できる。

限界ひずみを超える主筋ひずみは、側壁と隔壁の交差部のうち隔壁の部材厚が 1500mm から 500mm に変化する箇所に局所的に発生している（図 4-3）。地震時荷重を受けた側壁は、水平方向に曲げ変形を生じ、側壁の外側に頂部から上下方向にひび割れが分布するが、部材厚さ 1500mm の隔壁との境界部より以深では、当該エリアは側壁と隔壁の隅角部となる。更に、限界ひずみを超える範囲は部材厚さの 25% の要素幅の限定された範囲であるため、部材単位ではおおむね弾性範囲内であると言える。

以上から、限界ひずみを超える主筋ひずみに対して、止水機能、Ccb の適用性の観点で側壁の要求機能を満足していることを確認した。

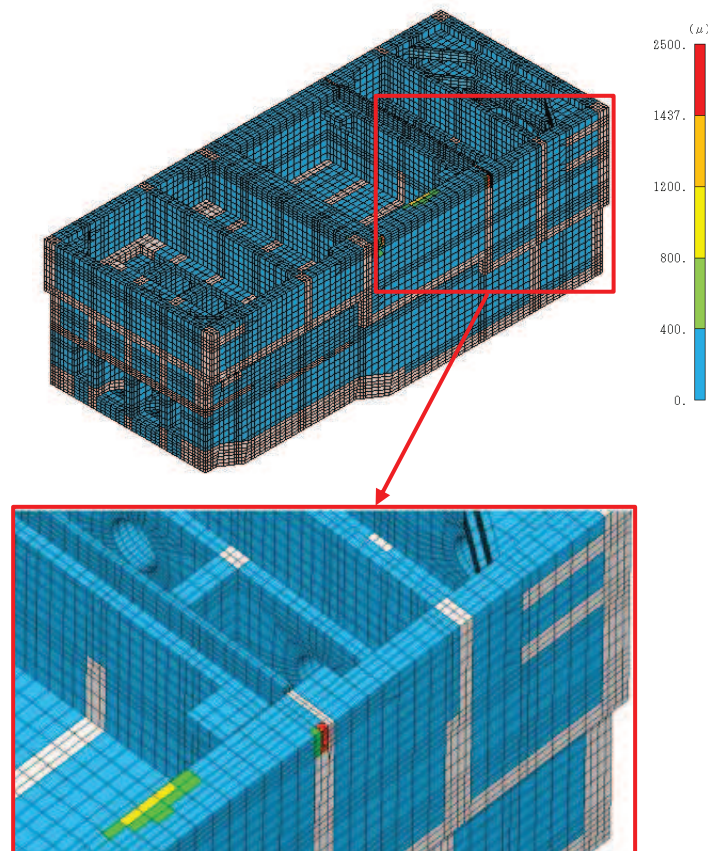
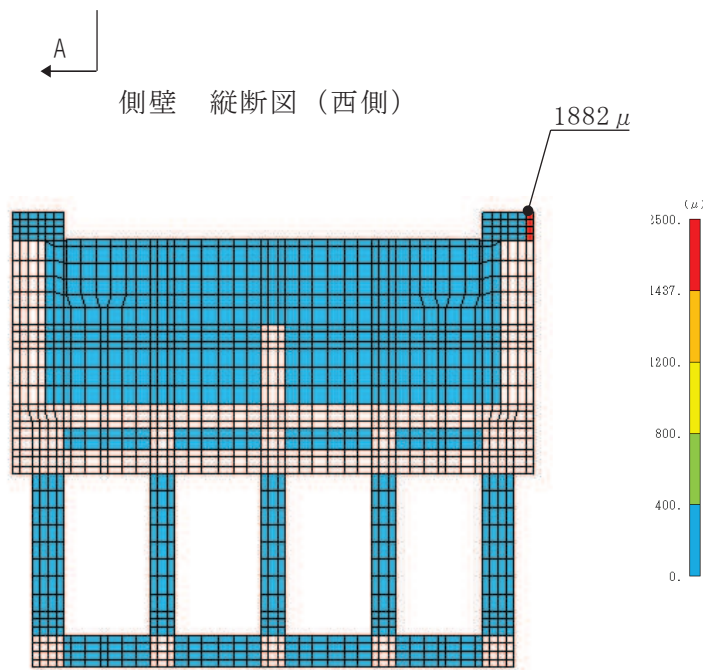
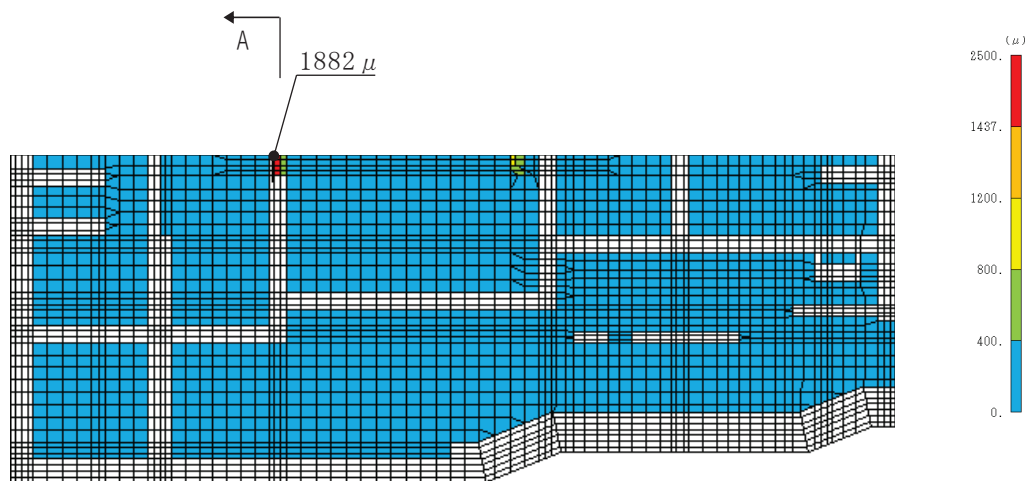


図 4-2(1) 主筋ひずみ分布図（側壁（西側））
（基準地震動 $S_s - N1$ （++））



A-A 断面図

図 4-2(2) 主筋ひずみ分布図 (側壁 (西側))
(基準地震動 $S_s - N1$ (++))

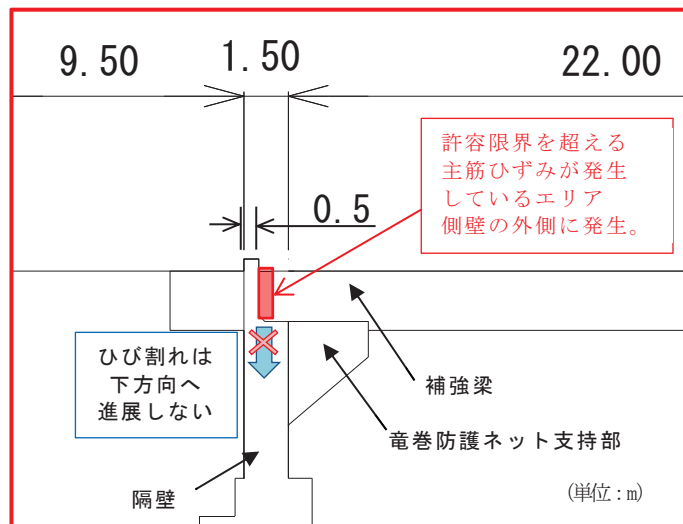
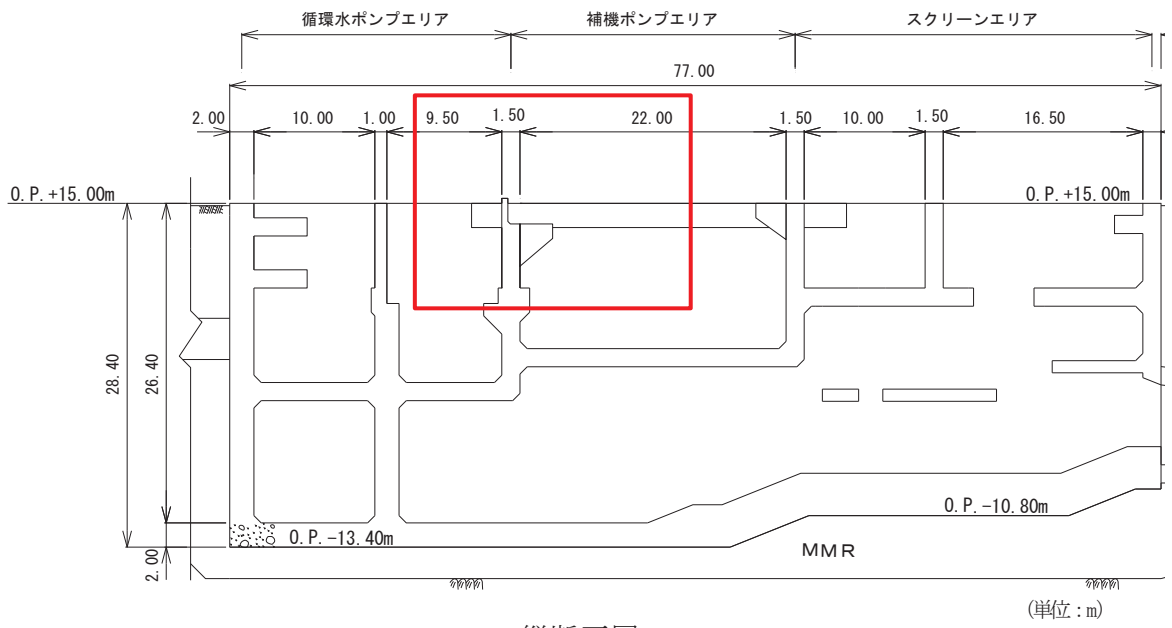


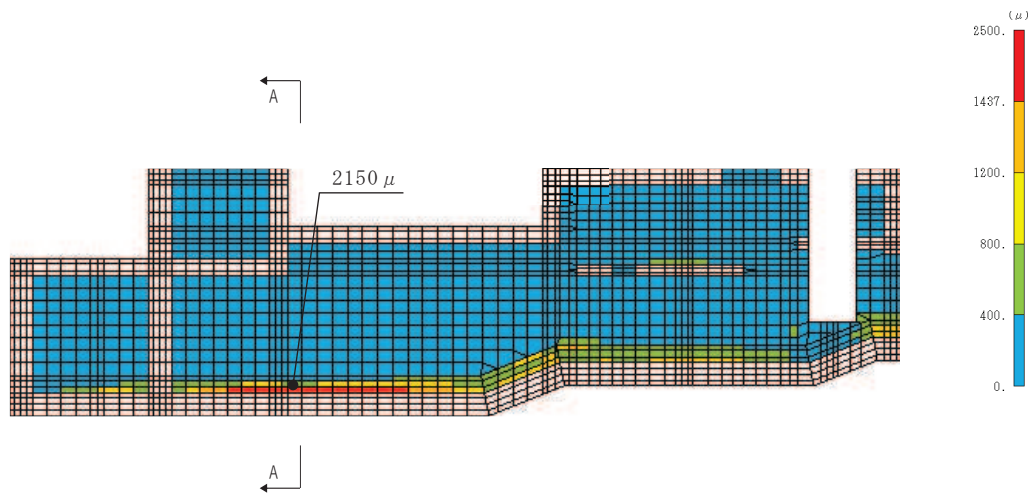
図 4-3 海水ポンプ室 縦断面図 (側壁 (西側))

4.3 導流壁の要求機能への影響確認

照査時刻のうち導流壁の主筋ひずみに対する照査値が最大となる時刻における主筋ひずみ分布図を図 4-4 に示す。導流壁は Ccb の適用性の観点からおおむね弾性範囲内の評価とすることが要求される部材である。限界ひずみを超える主筋ひずみは、導流壁と底版の交差部に発生しているが、部材の降伏に対して、限界ひずみを超える主筋ひずみの範囲は、導流壁の延長方向で 25%程度、当該要素に隣接する要素の主筋ひずみは $800\mu \sim 1200\mu$ であるが、その周辺の要素を見ると全体的に 400μ 程度であり、限界ひずみを超える範囲は部材厚さの 33%の要素幅の限定された範囲であるため、導流壁の一部の要素が部材降伏に対する限界ひずみを上回ったとしても部材全体の降伏に至らないため、部材単位ではおおむね弾性範囲内であると言える。

以上から、限界ひずみを超える主筋ひずみに対して、Ccb の適用性の観点で導流壁の要求機能を満足していることを確認した。

なお、主筋ひずみを保守的に評価するために、導流壁と底版の交差部に配置されるハンチをモデル化していないが、実際に発生する主筋ひずみの分布は、より滑らかになると考えられる。



導流壁（中央） 縦断面図

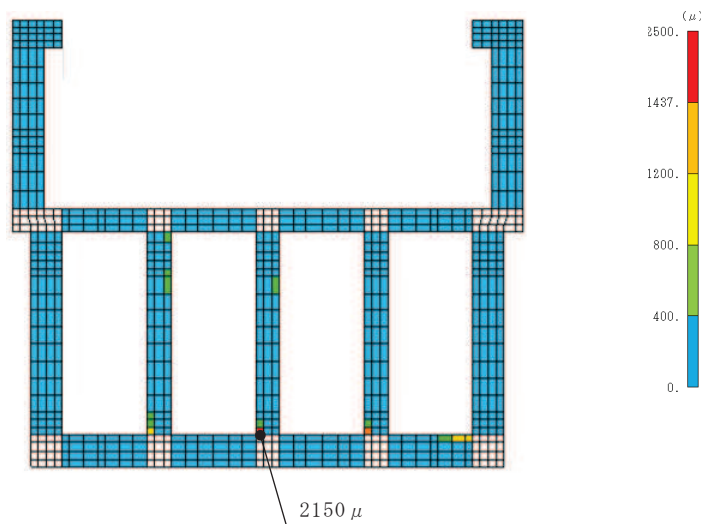


図 4-4 主筋ひずみ分布図（導流壁（中央））
（基準地震動 S s - N 1（++））

5. 主筋ひずみの平均化の考え方

5.1 主筋ひずみの平均化範囲

要素分割について、「2. 海水ポンプ室のモデル化方針」のとおり、土木学会マニュアルで断面高さ又は有効高さの1.0倍程度とするのが良いとされている。

一方海水ポンプ室の耐震評価に用いる三次元構造解析モデルにおける非線形ソリッド要素は、三次元の8節点を有する6面体要素であり、1次の形状関数採用しているため、局所的な曲げ変形を精度よく再現するためには細かな要素分割にする必要がある¹⁾。

また、小林ら²⁾によると、原子炉建屋の基礎スラブ（厚さ5.5m程度）の積層シェル要素を用いた解析から、面外方向の曲げモーメントについては曲げモーメントが最大となる要素から基礎スラブ厚さ程度の範囲ではひび割れの発生による応力再配分が生じ要素中心から直径にして基礎スラブ厚さ程度の範囲で平均できるとしている。本論文の適用範囲は弾性領域であるが、今回平均化の対象としている部材の応答はおおむね弾性範囲を大きく超えるものではないため、適用できる。

以上から、主筋ひずみの平均化の範囲は、部材厚の1.0倍程度で行うこととする。

5.2 平均化の考え方

主筋ひずみの平均化は、許容限界を超えている当該要素に対し、曲げ変形の方角を考慮して主筋の軸方向に隣接する要素を対象とする。主筋ひずみの平均化の計算は、当該要素の主筋ひずみと隣接する要素の主筋ひずみをそれぞれの要素の面積に応じた加重平均として算出する。図5-1に底版を例に平均化の概要図を示す。

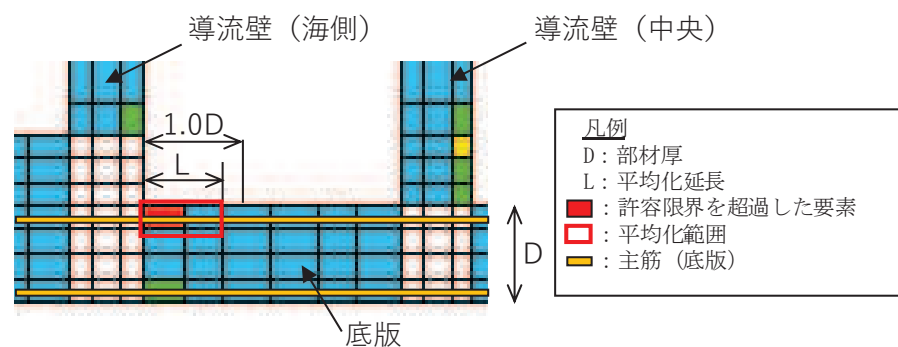


図5-1 平均化概念図（底版の例）

6. 主筋ひずみの平均化後の結果

「5.2 平均化の考え方」に基づき算出した各部材の主筋ひずみ平均化後の照査値を表 6-1 に示す。なお、平均化に用いた要素の諸元の詳細は「6.1 底版における平均化」～「6.3 導流壁における平均化」に示す。主筋ひずみの平均化後の照査値が許容限界を満足することを確認した。

表 6-1 平均化後の照査結果

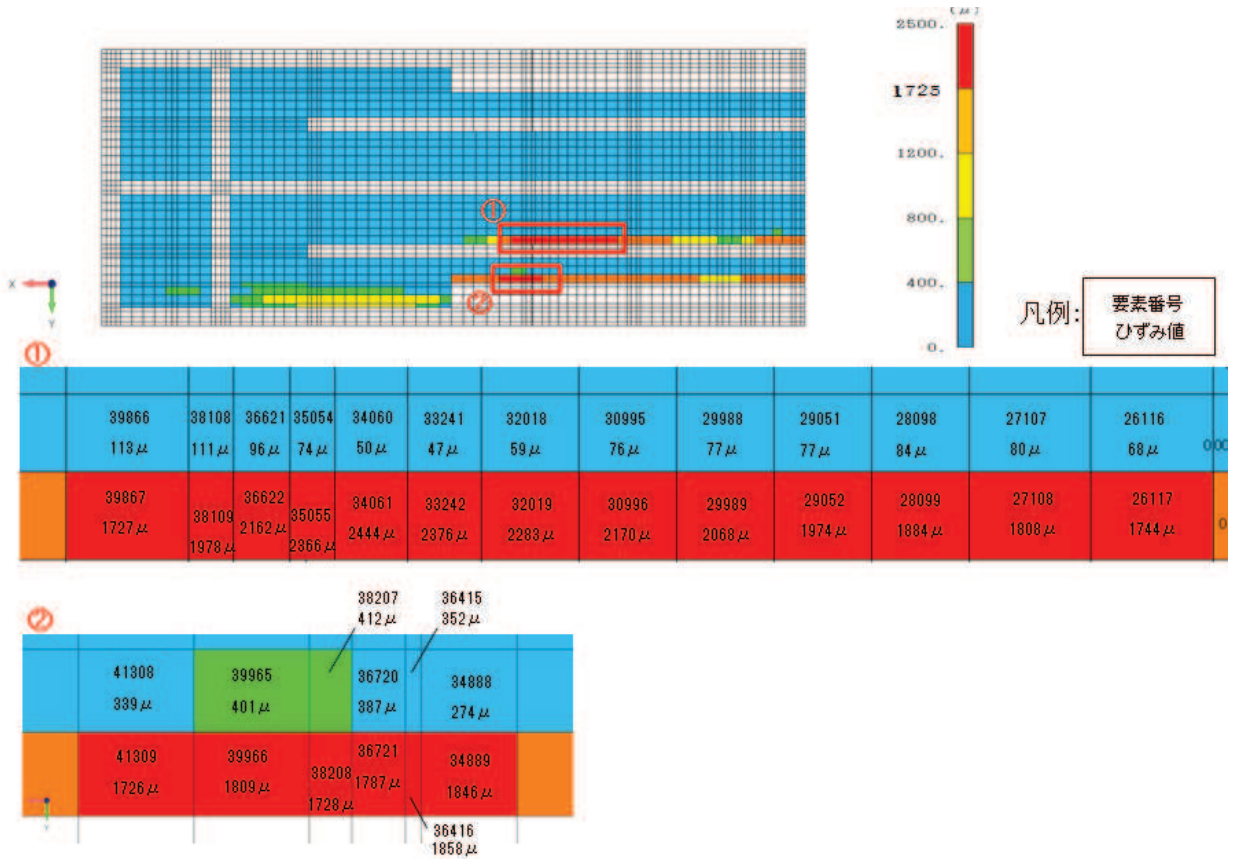
地震動	評価位置	照査用ひずみ ^{*1} (平均化後)	限界ひずみ	照査値 (平均化後)
S _s -N1 (++)	底版	1318 μ	1725 μ	0.77
S _s -N1 (++)	側壁	1487 μ	1725 μ	0.87
S _s -N1 (++)	導流壁	1642 μ ^{*2}	1725 μ	0.96

注記*1：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a (1.2)

*2：平均化後の照査用ひずみ最大値であり、表 3-1 の要素位置とは異なる。

6.1 底版における平均化

底版の主筋ひずみが最大となる時刻において平均化を実施した範囲の主筋ひずみ分布図を図 6-1 に、平均化前後の主筋ひずみを表 6-2 に示す。



注記* : ひずみ値は照査用ひずみ (主筋ひずみ×構造解析係数 (1.2)) を示す。

図 6-1 主筋ひずみコンター図 (底版)

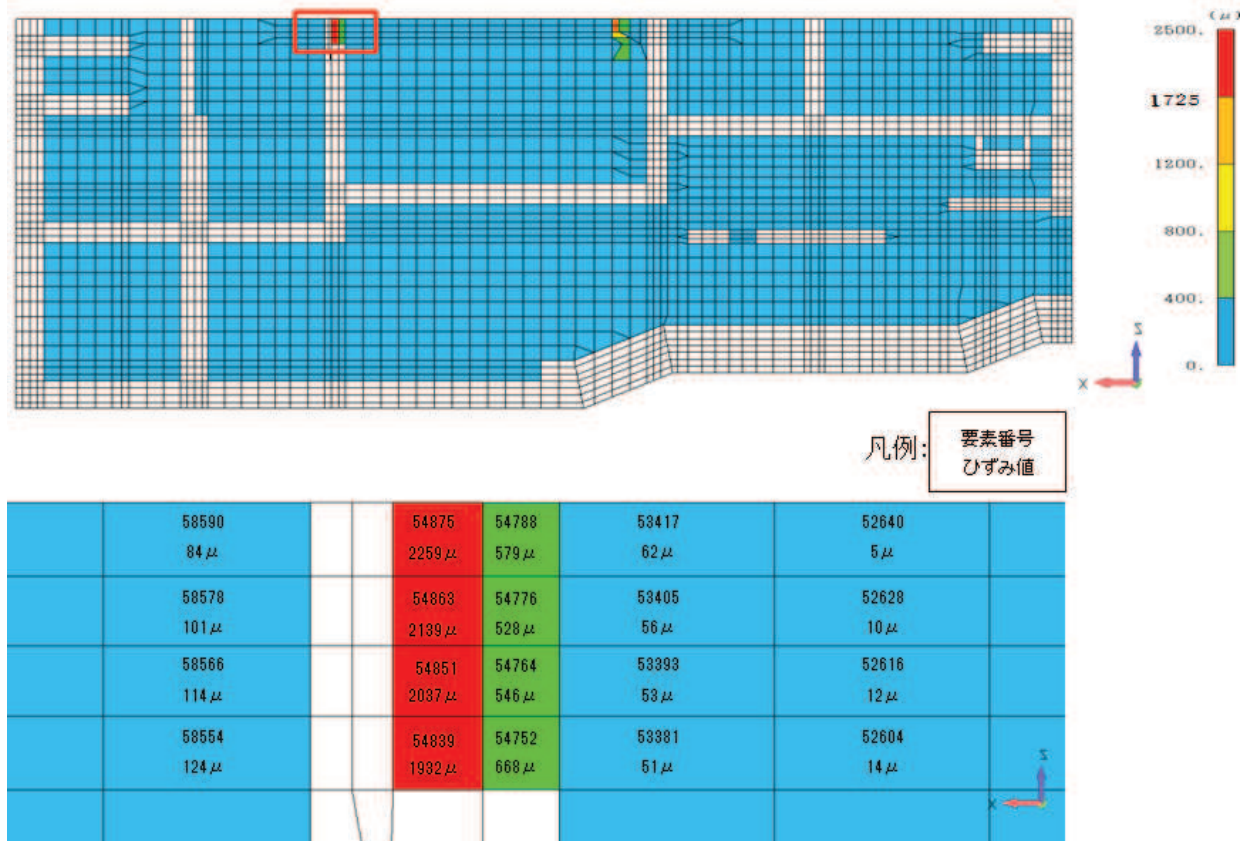
表 6-2 平均化前後の主筋ひずみ一覧（底版）

部材	主筋ひずみが 許容限界を超過する要素			隣接要素			平均化後の 主筋ひずみ
	要素番号	面積(cm2)	主筋ひずみ	要素番号	面積(cm2)	主筋ひずみ	
底版	34061	6750	2444μ	34060	6000	50μ	1318μ
	33242	6750	2376μ	33241	6000	47μ	1280μ
	35055	4455	2366μ	35054	3960	74μ	1288μ
	32019	9000	2283μ	32018	8000	59μ	1237μ
	30996	9000	2170μ	30995	8000	76μ	1185μ
	36622	5625	2162μ	36621	5000	96μ	1190μ
	29989	9000	2068μ	29988	8000	77μ	1132μ
	38109	4455	1978μ	38108	3960	111μ	1100μ
	29052	9000	1974μ	29051	8000	77μ	1082μ
	28099	9000	1884μ	28098	8000	84μ	1037μ
	36416	1656	1858μ	36415	1656	352μ	1105μ
	34889	9350.1	1846μ	34888	9350.1	274μ	1060μ
	39966	12114	1809μ	39965	12114	401μ	1105μ
	27108	11250	1808μ	27107	10000	80μ	995μ
	36721	5625	1787μ	36720	5625	387μ	1087μ
	26117	11250	1744μ	26116	10000	68μ	956μ
	38208	4455	1728μ	38207	4455	412μ	1070μ
	39867	12114	1727μ	39866	10768	113μ	968μ
41309	12114	1726μ	41308	12114	339μ	1033μ	

注記＊：表の赤枠は平均化後の主筋ひずみの最大値を示す。

6.2 側壁における平均化

側壁の主筋ひずみが最大となる時刻において平均化を実施した範囲の主筋ひずみ分布図を図 6-2 に、平均化前後の主筋ひずみを表 6-3 に示す。



注記* : ひずみ値は照査用ひずみ（主筋ひずみ×構造解析係数（1.2））を示す。

図 6-2 主筋ひずみコンター図（側壁）

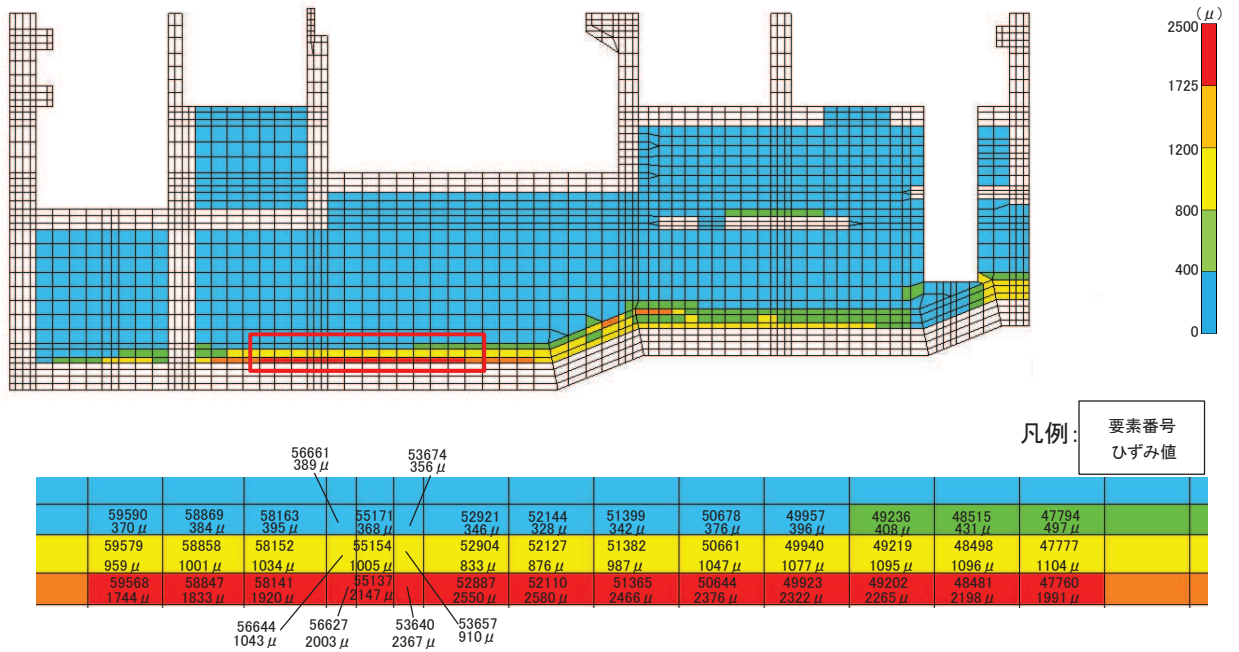
表 6-3 平均化前後主筋ひずみ一覧（側壁）

部材	主筋ひずみが 許容限界を超過する要素			隣接要素			平均化後の 主筋ひずみ
	要素番号	面積(cm2)	主筋ひずみ	要素番号	面積(cm2)	主筋ひずみ	
側壁	54875	2484	2259 μ	54788	2116	579 μ	1487 μ
	54863	2376	2139 μ	54776	2024	528 μ	1398 μ
	54851	2376	2037 μ	54764	2024	546 μ	1352 μ
	54839	2484	1932 μ	54752	2116	668 μ	1351 μ

注記*：表の赤枠は平均化後の主筋ひずみの最大値を示す。

6.3 導流壁における平均化

導流壁の主筋ひずみが最大となる時刻において平均化を実施した範囲の主筋ひずみ分布図を図 6-3 に、平均化前後の主筋ひずみを表 6-4 に示す。



注記* : ひずみ値は照査用ひずみ (主筋ひずみ×構造解析係数 (1.2)) を示す。

図 6-3 主筋ひずみコンター図 (導流壁)

表 6-4 平均化前後主筋ひずみ一覧（導流壁）

部材	主筋ひずみが 許容限界を超過する要素			隣接要素1			隣接要素2			平均化後の 主筋ひずみ
	要素番号	面積(cm ²)	主筋ひずみ	要素番号	面積(cm ²)	主筋ひずみ	要素番号	面積(cm ²)	主筋ひずみ	
導流壁 (中央)	52110	5980	2580μ	52127	7540	876μ	52144	5980	328μ	1231μ
	52887	5980	2550μ	52904	7540	833μ	52921	5980	346μ	1211μ
	51365	5980	2466μ	51382	7540	987μ	51399	5980	342μ	1243μ
	50644	5980	2376μ	50661	7540	1047μ	50678	5980	376μ	1249μ
	53640	2116	2367μ	53657	2668	910μ	53674	2116	356μ	1187μ
	49923	5980	2322μ	49940	7540	1077μ	49957	5980	396μ	1250μ
	49202	5980	2265μ	49219	7540	1095μ	49236	5980	408μ	1244μ
	48481	5980	2198μ	48498	7540	1096μ	48515	5980	431μ	1231μ
	55137	2668	2147μ	55154	3364	1005μ	55171	2668	368μ	1160μ
	56627	2116	2003μ	56644	2668	1043μ	56661	2116	389μ	1137μ
	47760	5980	1991μ	47777	7540	1104μ	47794	5980	497μ	1190μ
	58141	5750	1920μ	58152	7250	1034μ	58163	5750	395μ	1110μ
	58847	5750	1833μ	58858	7250	1001μ	58869	5750	384μ	1067μ
	59568	5257	1744μ	59579	6629	959μ	59590	5257	370μ	1020μ

注記*：表の赤枠は平均化後の主筋ひずみの最大値を示す。

7. まとめ

海水ポンプ室において、一部部材において主筋ひずみが限界ひずみを上回ることから、限界ひずみを上回る部材に対し部材厚さ方向反対側の主筋ひずみを確認し、各部材の要求機能に影響がないことを確認した。また、基準類をもとに部材厚の1.0倍程度の範囲で要素のひずみを平均化する妥当性を確認し、平均化後の主筋ひずみが許容限界を満足することを確認した。

参考文献

- 1) コンクリート構造物の設計に FEM 解析を適用するためのガイドライン，日本コンクリート工学協会，1989 年 3 月
- 2) 小林ら：原子炉建屋基礎スラブの合理的応力評価方法に関する解析的検討（その 2）合理的応力評価方法（案），日本建築学会学術講演梗概集集（東北），2009.4

参考資料 2 止水機能が要求される部材に対する漏水量評価について

1. はじめに

海水ポンプ室の補機ポンプエリアについては、Sクラスの機器・配管が設置され、浸水防護重点化範囲として設定されている。このため、海水ポンプ室には、津波時や屋外タンク破損時に、部材からの漏水によりSクラスの機器・配管の安全機能を損なうことがないよう、止水機能が要求される。

止水機能に対する許容限界のうち面内変形に対しては、面内せん断ひずみがJ E A G 4 6 0 1 - 1987で規定されているスケルトンカーブの第一折点(γ_1) (以下「 γ_1 」という。)を下回れば面内せん断ひび割れは発生せず水密性はあると考えられ、 γ_1 を超過する場合は漏水量を算定し、止水機能を損なうおそれがないことを評価することとしている。

本資料では、海水ポンプ室全体系の三次元モデルを用いて三次元静的材料非線形解析(以下「三次元構造解析」という。)を行った上で漏水量を評価し、止水機能に影響を及ぼすような顕著なひび割れは発生しないことを確認するものである。

2. 評価フロー

漏水量評価の評価フローを図 2-1 に示す。

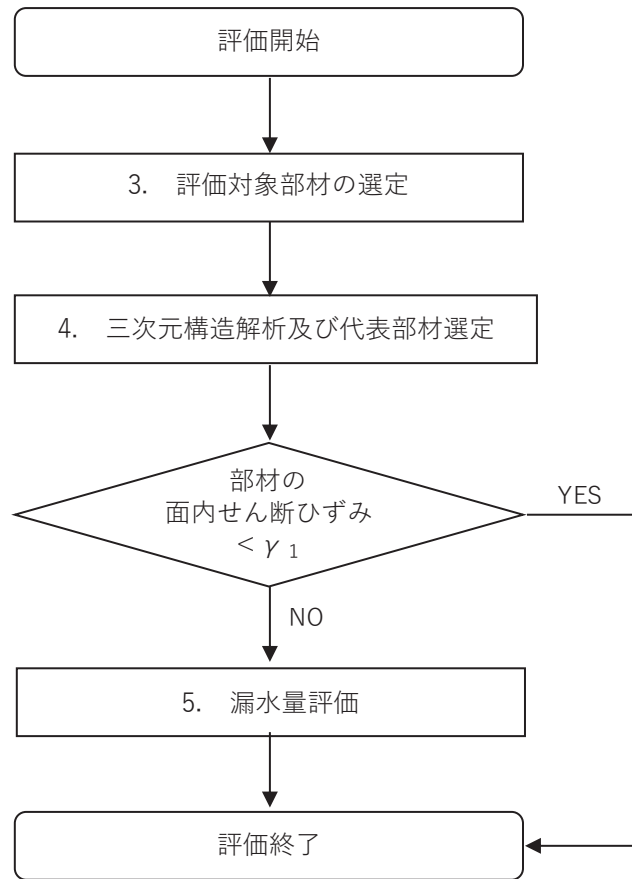


図 2-1 漏水量評価フロー

注記：フロー内の番号は本資料の章番号を表している。

3. 評価対象部材の選定

海水ポンプ室における止水機能が要求される範囲（部材）を図 3-1 に示す。止水機能は、「津波の押し波時における外郭防護」、「屋外タンク損傷時における内郭防護」、「循環水管単一破損時における内部溢水」の 3 つの観点に対し、部材からの漏水により、補機ポンプエリアに浸水し、S クラスの機器及び配管等の安全機能を損なうことがないように、止水することができることが要求される機能である。それぞれの観点ごとに、止水機能が要求される部材を表 3-1 に整理する。

「観点 1」は、基準地震動 S_s の発生に伴う津波の押し波に対する止水機能であり、スクリーンエリアから流入する津波に対する止水として隔壁②が、水路部からの止水に対して中床版④、中床版⑤が該当する。

「観点 2」は、基準地震動 S_s の発生に伴う屋外タンク破損時の溢水に対する止水機能であり、敷地の溢水に対する止水として、補機ポンプエリア及び循環水ポンプエリアの地上部の側壁①、側壁②及び妻壁②が該当する。

「観点 3」は、循環水管単一破損時における補機ポンプエリアへの内部溢水に対する止水として隔壁③が該当する。

「観点 3」は、循環水管単一破損時の観点であり、基準地震動 S_s 時の観点として「観点 1」と「観点 2」が該当するが、基準地震動 S_s を経験した後に津波荷重を受けた状態で余震荷重が重畳した場合が、最も部材にとって厳しい状態となることから、止水機能に対する評価においては、基準地震動 S_s 発生後の津波押し波時の「観点 1」に着目して評価対象部材を選定する。

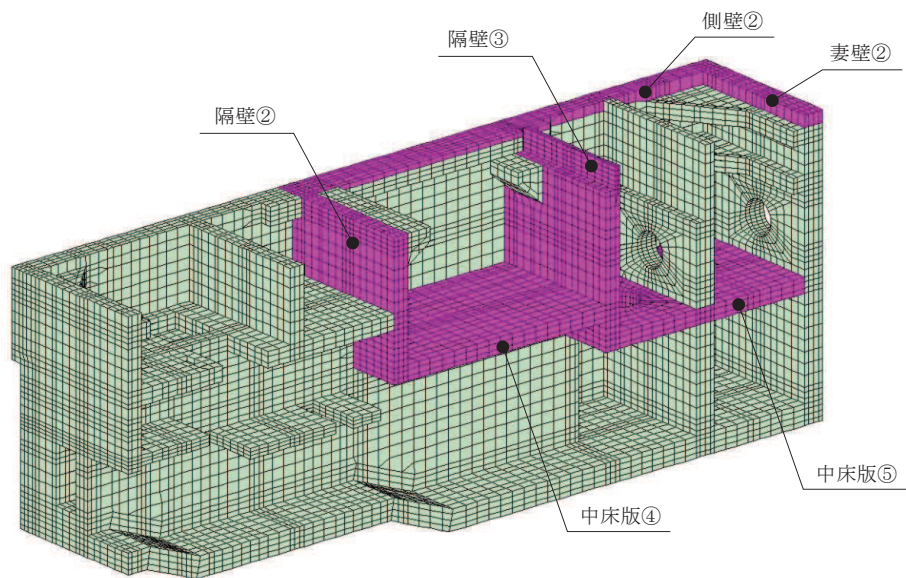
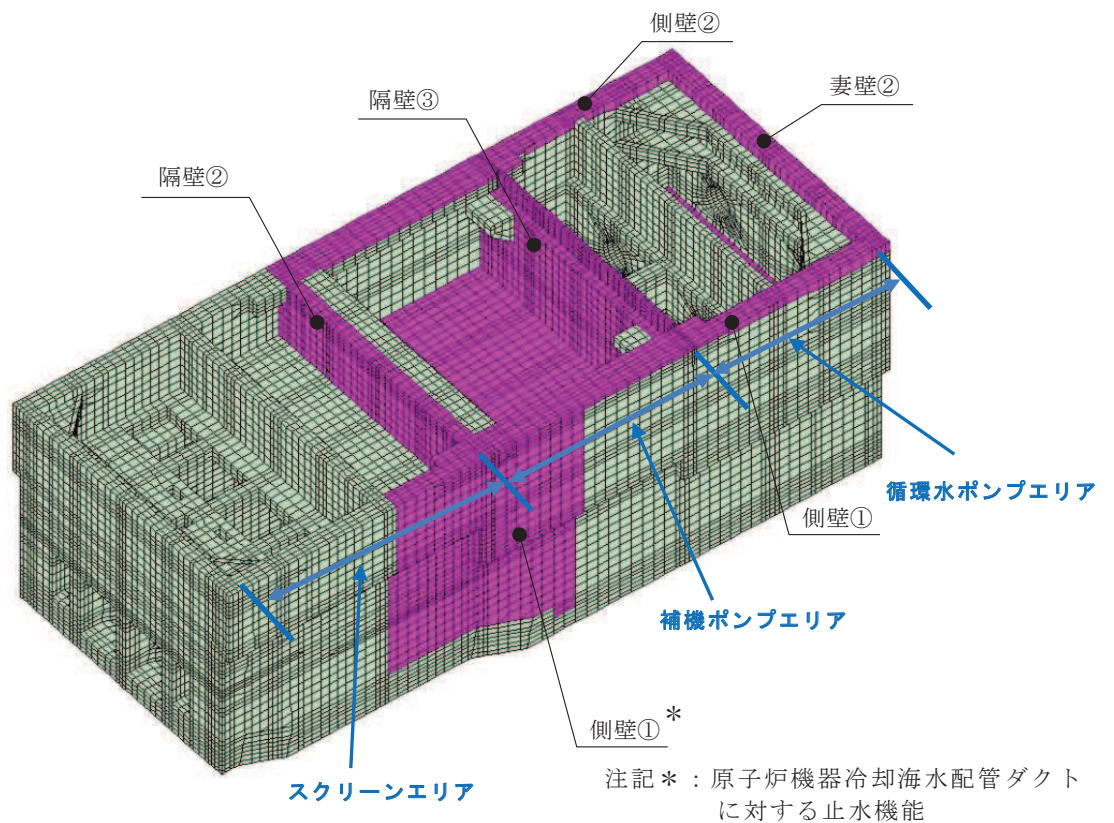


図 3-1 止水機能が要求される部材の範囲

表 3-1 各観点に対して止水機能が要求される部材

	事 象	止水機能が 要求される部材	S s に対する 止水機能要求
(観点 1) 津波の押し波時にお ける外郭防護	基準地震動 S s を経験した後，取 水路を経路として津波が流入し， 押し波が部材に作用した際に求め られる止水機能	隔壁②，中床版④ 中床版⑤	有
(観点 2) 屋外タンク損傷時に おける内郭防護	基準地震動 S s により屋外タンク が破損し，敷地内に溢水した際に 求められる止水機能	側壁①，側壁②， 妻壁②	有
(観点 3) 循環水管単一破損時 における内部溢水	循環水管が損傷し，循環水ポンプ エリアに溢水した際に求められる 止水機能	隔壁③	無

4. 三次元構造解析及び代表部材選定

止水機能に影響を及ぼすコンクリートのひび割れは、部材の面外変形及び面内変形に起因する。面外変形については、照査用ひずみ及び照査用せん断力が、止水機能に対する許容限界（コンクリートの圧縮ひずみ 2000μ ，主筋ひずみ 1725μ ，せん断耐力）を下回り、漏水が生じるようなひび割れが発生しないことを確認していることから、漏水量の評価は、面内せん断ひずみに着目する。

基準地震動 S_s に対し、三次元構造解析を実施し算出した、各部材の面内せん断ひずみ及び γ_1 を表 4-1 に示す。耐震評価の結果、隔壁②が最も面内せん断ひずみが大きく、かつ γ_1 を超過することから、隔壁②を代表部材として選定し、漏水量評価を実施する。

表 4-1 評価対象部材の面内せん断ひずみ算定結果

	解析 ケース	地震波	面内せん断 ひずみ	第一折点 γ_1
隔壁②	③	$S_s - N1 (+ +)$	490μ	146μ
	①	$S_s - D2 (- +)$	283μ	146μ
中床版④	③	$S_s - N1 (+ +)$	39μ	146μ
中床版⑤	③	$S_s - N1 (+ +)$	268μ	146μ

5. 漏水量評価

5.1 漏水量評価フロー

漏水量評価フローを図 5-1 に示す。漏水量評価は、基準地震動 S_s を経験した後に基準津波が襲来し、海水ポンプ室スクリーンエリアの水位が上昇し、水位が最高水位（O.P. +19.60m）となった状態に余震が重畳した場合を想定する。漏水量評価において想定するケースの概念図を図 5-2 に示す。

漏水量は、三次元構造解析によりひび割れ幅及びひび割れ長さを算定して評価を行う。なお、解析モデルは、耐震評価に用いる海水ポンプ室全体の三次元モデルとし、三次元構造解析には、解析コード「COM3 Ver. 9.15」を用いる。

Step1

【基準地震動 S_s による漏水量評価のための三次元構造解析】

基準地震動 S_s を経験した後のひび割れ状態を再現するために、基準地震動 S_s に対する三次元構造解析を行う。

(面外荷重載荷 (交番載荷), 面内荷重載荷 (交番載荷))

Step2

【基準津波と余震の重畳を考慮した三次元構造解析】

基準地震動 S_s を経験した後 (Step1) の残留ひずみや残留応力を引き継いだ状態で、余震時荷重及び津波荷重を用いて三次元構造解析を実施し、部材のひずみを評価する。

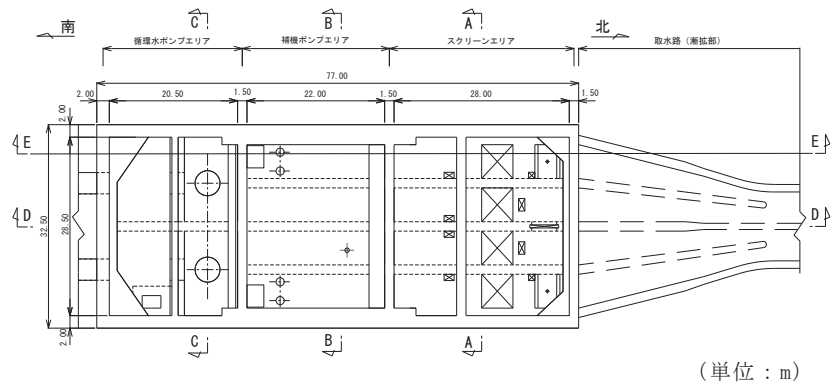
(津波+余震荷重載荷 (水平2方向載荷))

Step3

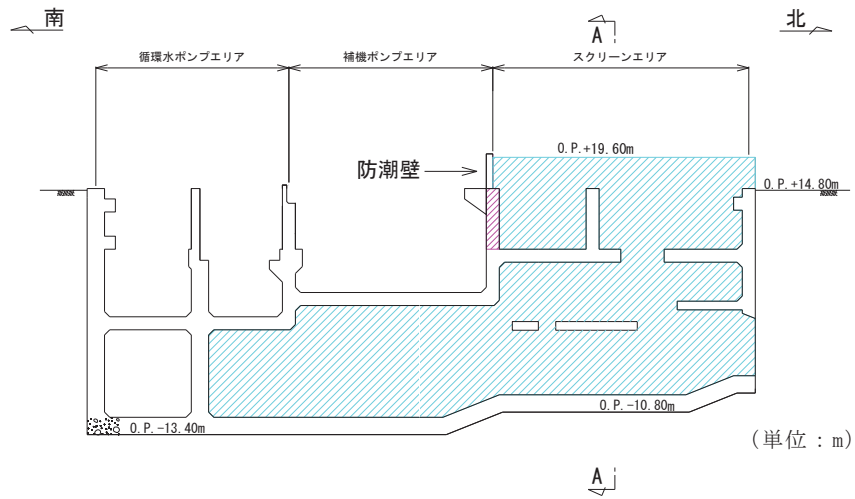
【漏水量の算定】

ひび割れ面に直交するひずみより、ひび割れ幅及びひび割れ長さを算定し、ひび割れに対する漏水量を算定する。

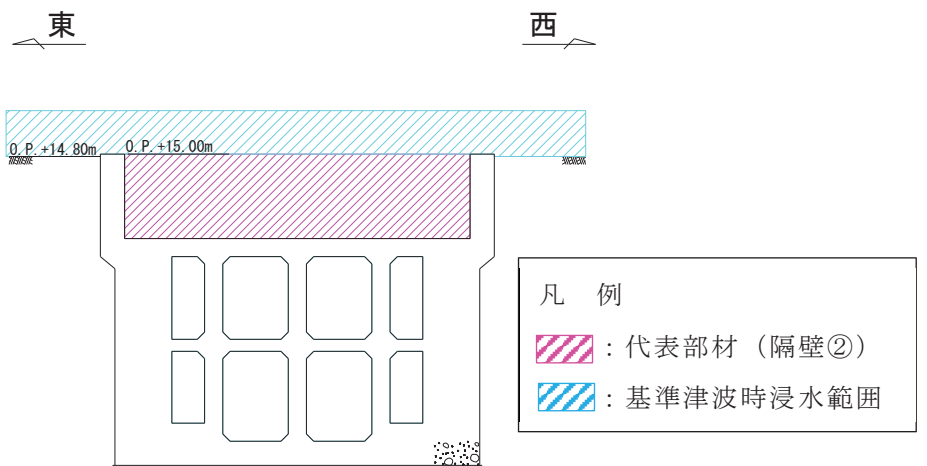
図 5-1 漏水量評価のフロー



平面図



縦断面図 (D-D 断面)



横断面図 (A-A 断面)

図 5-2 漏水量評価を行う想定ケースの概念図

5.2 基準地震動 S_s による漏水量評価のための三次元構造解析 (Step1)

耐震評価において、面内せん断ひずみが大きく算出された地震応答解析ケース (S_s -N1(++)、解析ケース③)における地震時増分荷重を用いて、漏水量評価のための三次元構造解析を実施する。

はじめに、隔壁②の面外荷重方向(強軸方向(南北))に対して、水平荷重最大となる時刻の地震時増分荷重を抽出し、三次元モデルに交番载荷する。地震動は、水平2方向载荷の影響検討用の基準地震動 S_s の従属波とする。

次に、水平2方向同時载荷を想定するため、隔壁②の面内荷重方向(弱軸方向(東西))に対して、面内変形が最大となる時刻の地震時増分荷重を抽出し、三次元モデルに交番载荷する。

载荷方法の概念図を図5-3に示す。

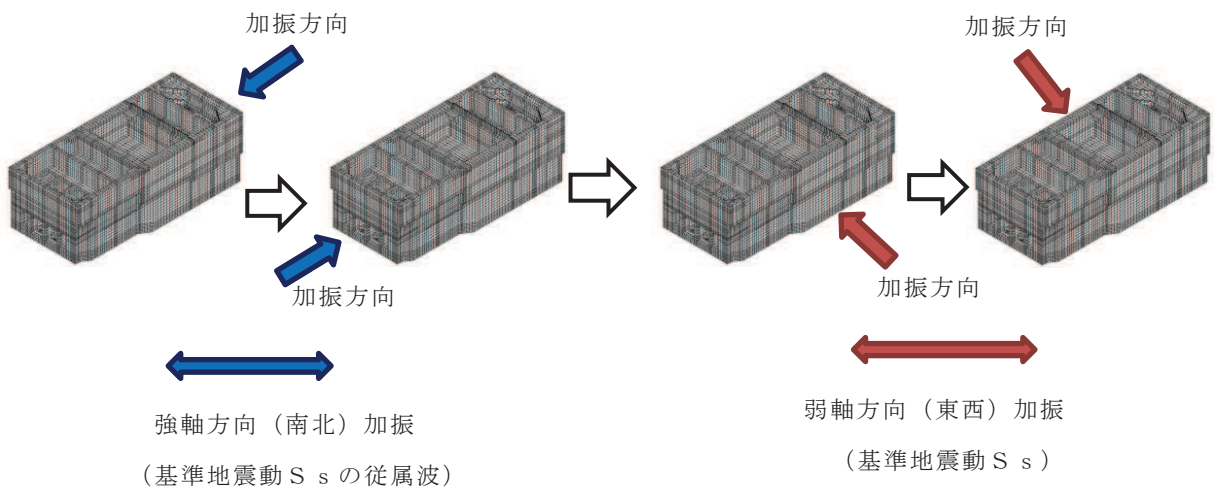


図5-3 载荷方法の概念図 (Step1) (1/2)

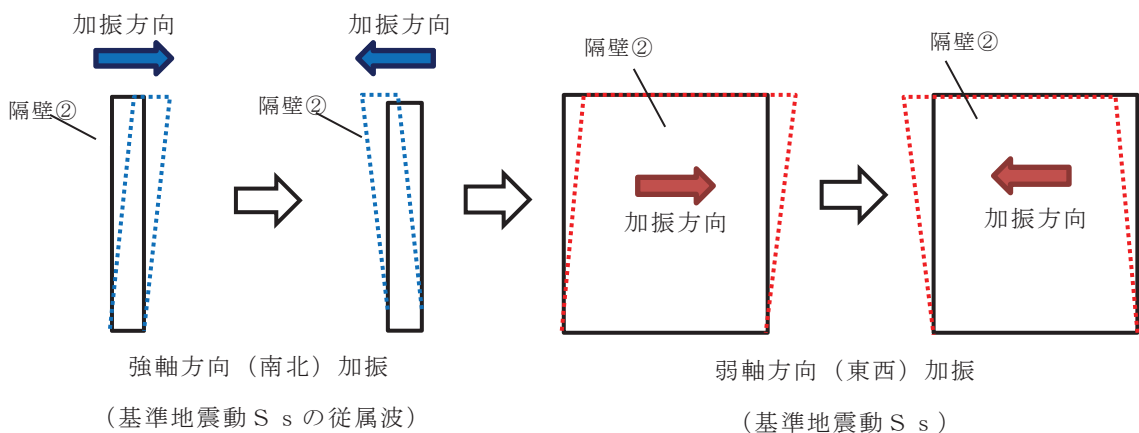


図5-3 载荷方法の概念図 (Step1) (2/2)

5.3 基準津波と余震の重畳を考慮した三次元構造解析 (Step2)

基準地震動 S_s を経験した後に基準津波及び余震を受けることを想定し、Step1 の残留ひずみを引継いだ状態で Step2 を実施する。Step2 の流れは、(a) ~ (c) のとおりである。

(a) 津波の湧き上がり状態

津波の湧き上がりを考慮し、基準津波による静水圧を三次元モデルに載荷する。

(b) 余震

余震発生を想定し、「補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料」に基づき、弾性設計用地震動 $S_d - D2$ における地震時増分荷重を用いて、漏水量評価のための三次元構造解析を実施する。

はじめに、隔壁②の面内荷重方向（弱軸方向（東西））に対して、面内変形が最大となる時刻の地震時増分荷重を抽出し、三次元モデルに載荷する。

次に、水平2方向同時載荷を想定するため、隔壁②の面外荷重方向（強軸方向（南北））に対して、隔壁②に水圧がかかる方向の水平荷重が最大となる時刻の地震時増分荷重を抽出し、三次元モデルに載荷する。地震動は、 $S_d - D2$ の従属波とする。

なお、基準津波による水位は付加重量として地震応答解析モデルに考慮する。

(c) 余震時津波

余震時津波は、津波高さ O.P. +19.60m を考慮した荷重とし、動水圧を Westergaard 式により算出して三次元モデルに載荷する（式 5-1 参照）。津波高さの詳細については、添付書類「VI-1-1-2-2-3 入力津波の設定」に示す。動水圧の載荷方法を図 5-4 に示す。

【Westergaard 式】

$$p_w = \frac{7}{8} \times c \times \gamma_w \times \sqrt{(h \times y)} \times K h \quad \dots \dots \dots (式 5-1)$$

ここに,

p_w : 動水圧 (tf/m²)

$K h$: 水平震度

c : 補正係数

$L/h < 1.5$ の場合 : $c=L/(1.5h)$, $L/h \geq 1.5$ の場合 : $c=1.0$

L : 水路幅 (m)

γ_w : 内水の単位体積重量 (tf/m³)

h : 水深 (m)

y : 水面から動水圧を求める点までの深さ (m)

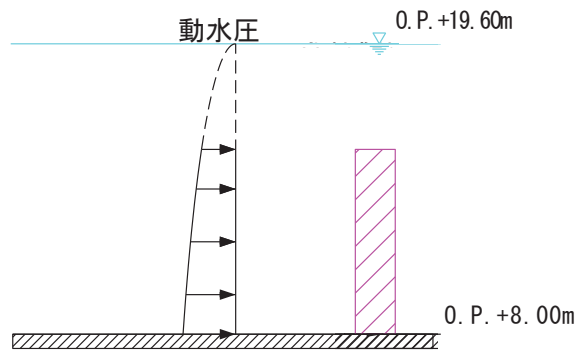


図 5-4 動水圧の載荷方法

5.4 漏水量の算定 (Step3)

Step2 から得られる, ひび割れ面に直交するひずみ (以下「ひび割れ法線方向ひずみ」という。) を用いて, 漏水量を算定する。具体的なひび割れ評価及び漏水量の算定方法は以下の①～④のとおりである。

- ①各要素に発生するガウス積分点でのひび割れ法線方向ひずみから, 各要素のひび割れ幅及び長さを算定する。なお, ひび割れは, ひび割れ幅を保守的に評価するため, 一つの要素に一本のひび割れとして算定する。
- ②各要素に発生するひび割れ法線方向ひずみとひび割れ面の傾きを考慮した要素長の積を各要素のひび割れ幅とする。各要素のひび割れ幅の算定方法の概念図を図 5-5 に示す。
- ③漏水量を保守的に評価するため, 各要素に発生するひずみは, 津波による水圧載荷面 (スクリーンエリア側) の要素とその対面側 (補機ポンプエリア側) の要素に発生するひずみを比較し, 大きい値を採用し, そのひび割れが貫通するものとして漏水量を評価する。
- ④各要素で算定したひび割れ幅及びひび割れ長さから, 「コンクリートのひび割れ調査, 補修・補強指針-2009-付: ひび割れの調査と補修・補強事例 (社団法人 日本コンクリート工学協会)」に示される式に基づき各要素の漏水量を算定し, これらを合計し総漏水量を算定する (式 5-2 参照)。なお, 漏水量算定における作用圧力として, 基準津波時の最大水位 (0. P. +19. 60m) の静水圧を考慮する。

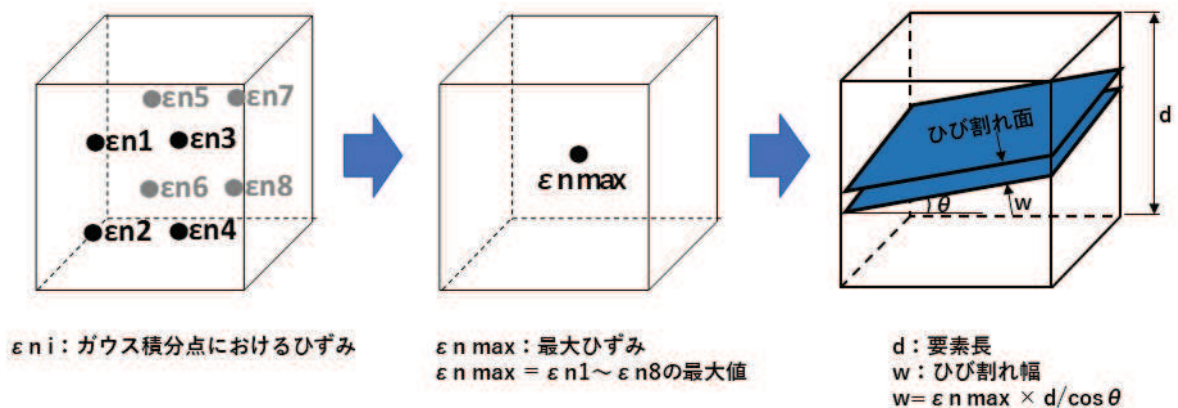


図 5-5 ひび割れ幅の算定方法の概念図

【漏水量算定式】

$$Q = C_w \frac{L \cdot w^3 \cdot \Delta p}{12 \nu \cdot t} \quad \dots \dots \dots (式 5-2)$$

ここに、

- Q : 漏水量 (mm³/s)
- C_w : 低減係数
- L : ひび割れ長さ (mm)
- w : ひび割れ幅 (mm)
- Δ p : 作用圧力 (N/mm²) : 基準津波による静水圧
- ν : 水の粘性係数 (1.138 × 10⁻⁹ N · s/mm²)
- t : 部材の厚さ (ひび割れ深さ) (1,500mm)

海水ポンプ室における津波水位の時刻歴波形を図 5-6 に示す。

津波水位が最高水位となるのは一瞬であるが、保守的に水位が隔壁②の下端である O.P. +8.00m を超える時間 (7 分間) を津波継続時間として考慮する。

また、作用圧力の概念図を図 5-7 に示す。

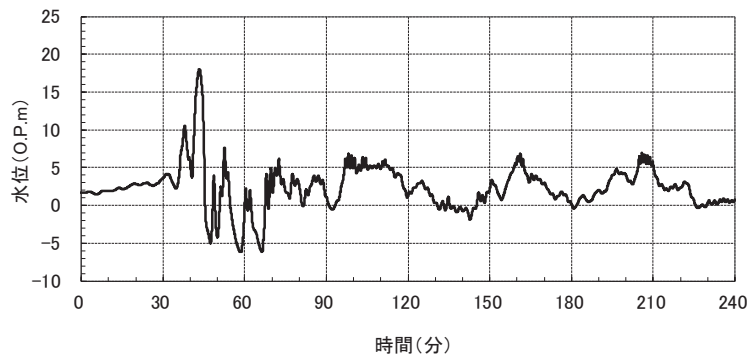


図 5-6 海水ポンプ室における水位の時刻歴波形

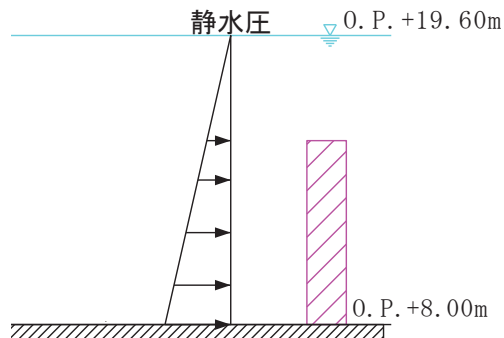


図 5-7 作用圧力の概念図

5.5 評価結果

隔壁②について、上記、Step1～Step3により算出したひび割れ法線方向ひずみのうちスクリーンエリア側の各要素のひずみと補機ポンプエリア側の各要素のひずみの最大値包絡図を図5-8に示す。

総漏水量は、「5.4 漏水量の算定 (Step3)」の方法により得られる各要素の漏水量を合計して算出するが、一例として、ひび割れ法線方向ひずみが最大となる要素におけるの単位時間当たりの漏水量を表5-1に示す。

総漏水量及び補機ポンプエリアの床面積を考慮して算出した浸水深を表5-2に示す。なお、ひび割れ法線方向ひずみが γ_1 以上となるひずみを、ひび割れの発生があるものとして、ひび割れ幅及び長さを算定した。

評価の結果、漏水による浸水深は0.250mmであり、補機ポンプエリアに設置される原子炉補機冷却海水ポンプのコンクリート基礎高さ(275mm)と比較して、十分小さいことを確認した。

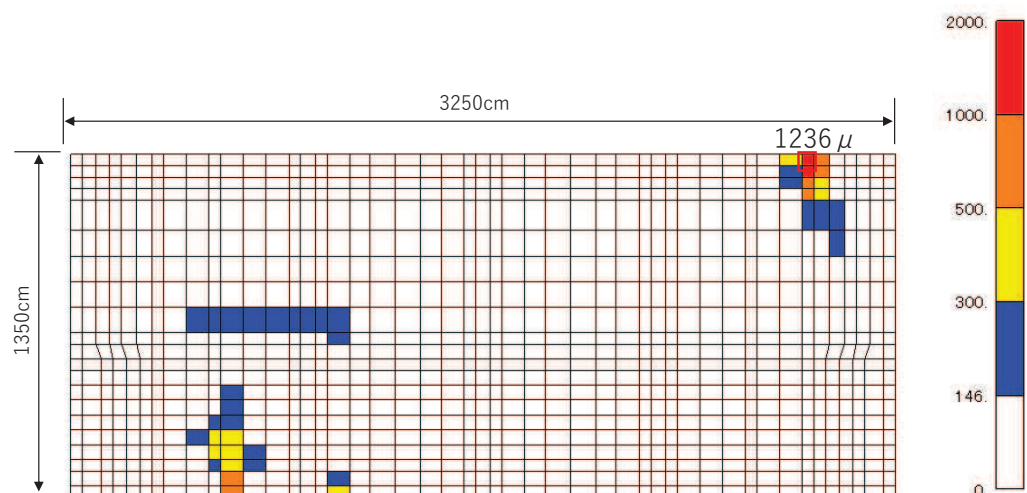


図5-8 各要素のひび割れ法線方向ひずみ

表 5-1 1 要素の単位時間当たりの漏水量
(ひび割れ法線方向ひずみが最大となる要素の例)

ε	ひび割れ法線方向ひずみ (μ)	1236
d	要素長 (mm)	460
w	ひび割れ幅 (mm)	0.573
L	ひび割れ延長 (mm)	463
C_w	低減係数	0.016
ν	水の粘性係数 ($N \cdot s/mm^2$)	1.138×10^{-9}
Δp	作用圧力 (N/mm^2)	0.049
t	部材の厚さ(ひび割れ深さ) (mm)	1500
q	1 要素の単位時間当たりの漏水量 (mm^3/s)	3333.85

総漏水量 Q : 漏水を評価する各要素の漏水量の合計値

総漏水量 Q (m^3) : Σq	0.151
-------------------------------	-------

表 5-2 補機ポンプエリアへの総漏水量及び浸水深

	総漏水量 (m^3)	床面積 (m^2)	浸水深 (mm)	原子炉補機冷却海水ポンプ 基礎高さ (mm)
S s - N 1 (++) (解析ケース③)	0.151	604	0.250	275

6. まとめ

海水ポンプ室の止水機能が要求される部材のうち、津波に対する止水機能が要求され、耐震評価において面内せん断ひずみが最も大きい隔壁②を代表として、海水ポンプ室全体系の三次元構造解析を行った上で、浸水防護重点化範囲である補機ポンプエリアへの漏水量の評価を行った。

基準地震動 S_s 後の基準津波と余震の重畳を想定した場合の漏水量評価を行った結果、総漏水量は 0.151m^3 であり浸水深は 0.250mm となることから、補機ポンプエリアに設置される原子炉補機冷却海水ポンプのコンクリート基礎高さ (275mm) と比較して浸水深は十分小さく、止水機能に影響を与えるような、顕著なひび割れは発生しないことを確認した。

参考資料 3 増厚補強部における既設部材と補強部材の一体化設計

1. はじめに

海水ポンプ室については、構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する補強を目的に、既設部材の増厚補強及び隔壁の追加等を行っている。また、既設部材と補強部材にはそれぞれCCb工法によるせん断補強及び先施工によるせん断補強を行い、一体部材として耐震評価を行っていることから、本資料では既設部材と補強部材を一体として設計することの妥当性を検証する。なお、海水ポンプ室の他に第3号機海水ポンプ室についても同様の増厚補強を実施することから、本資料では、海水ポンプ室及び第3号機海水ポンプ室（以下「海水ポンプ室等」という。）を対象に妥当性を検証する。

増厚補強部における既設部材と補強部材を一体部材として設計することの妥当性検証フローを図1-1に示す。また、フローの各項目での確認概要を以下に示す。

- ・ 海水ポンプ室及び第3号機海水ポンプ室の補強経緯（補強内容、補強目的及び補強理由等）及び補強追加によるメリット・デメリット等の補強概要について整理する。（2. 海水ポンプ室等の補強概要）
- ・ 他プラント（玄海3号機及び柏崎刈羽6号機）での増厚補強の実績と女川の海水ポンプ室等で実施する増厚補強との比較を行い、他プラント実績との差異を確認し、女川での確認事項を明確化する。（3. 他プラント実績との比較）
- ・ 海水ポンプ室等の増厚補強部の設計に採用している規格・基準について、規格・基準及びその基となる実験条件等より適用性を確認する。（4. 規格・基準の適用性）
- ・ 既設部材と補強部材を一体として設計することについて、既設部材と補強部材の接合面に発生する応力状態を整理し、各応力状態に対する設計・施工方針及び設計の妥当性を示す。（5. 増厚補強部を一体化設計とする妥当性の確認）
- ・ 「4. 規格・基準の適用性」において、規格・基準の基となる実験条件等の対象範囲外となる部材について、数値解析により鉄道標準を用いたせん断耐力式に基づく設計の妥当性について確認する。（6. 増厚補強部における数値解析による検討）

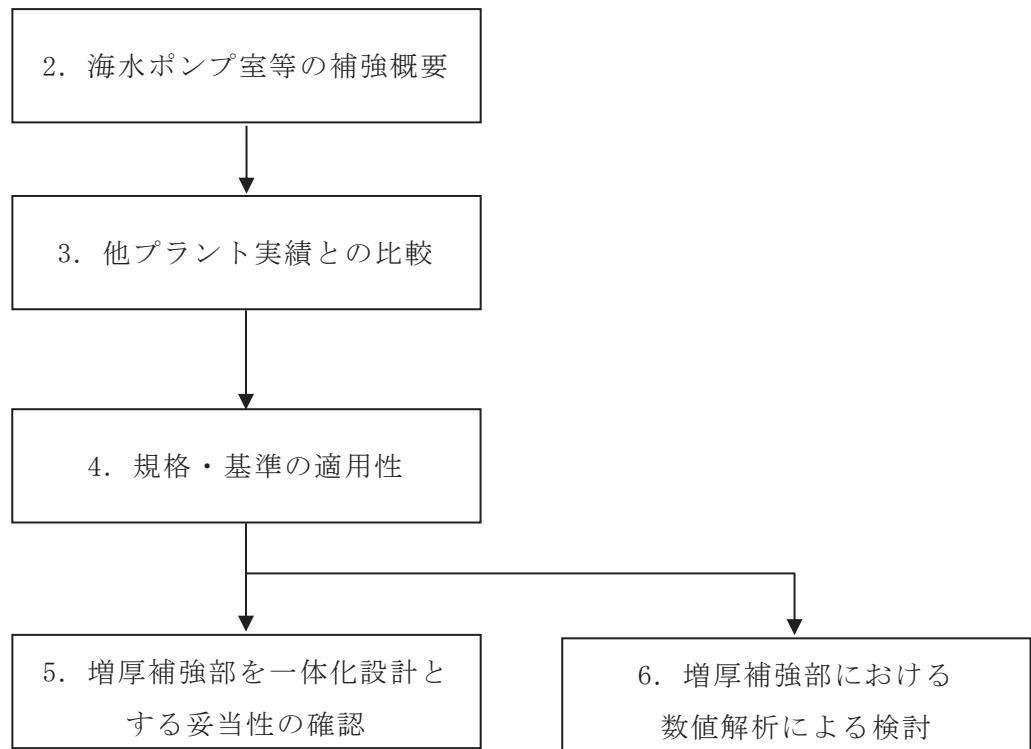


図 1-1 増厚補強部における一体化設計の妥当性検証フロー

2. 海水ポンプ室等の補強概要

2.1 補強経緯

海水ポンプ室等の補強フロー図を図 2-1 に、補強概要図を図 2-2～図 2-5 に示す。各部材の補強内容及び理由を表 2-1 に、対象構造物の補強部材の諸元を表 2-2 に示す。

海水ポンプ室は、基準地震動 S_s の増大に伴い、図 2-1 の手順にて補強検討を行った。海水ポンプ室は、土圧低減を目的として、構造物周辺の地盤改良を追加し、それでもなお、側壁及び底版の変形が大きく、曲げ・軸力系の破壊に対して許容限界を満足することができなかったことから、気中部においては、側壁の曲げ変形を抑えるため、スクリーンエリア及び循環水ポンプエリアに隔壁を追加した。

補機ポンプエリアには、S クラス機器・配管が多く設置されており、隔壁の追加が困難であったことから、補強梁の追加により側壁の変形の抑制を図った。

水路部については、側壁及び底版の曲げ変形を抑えるための補強が必要となり、補強方法としては、表 2-3 のとおり、地盤改良のほか、鋼板や炭素繊維を用いた曲げ耐力を向上させる方法及び増厚を検討したが、水路部は運転時に海水環境となり、鋼板は腐食が考えられることから不適當であり、炭素繊維については、一般産業界では実績があるものの原子力発電所での採用実績がないことから、他プラントでも実績のある増厚工法を採用することとした。

また、水平 2 方向載荷における検討において、妻壁の曲げ変形を抑える必要があったことから、妻壁に補強梁を追加することとした。

さらに、せん断破壊に対する許容限界についても満足することができなかったことから、せん断破壊に対する補強（以下、「せん断補強」という。）を各部材に対して検討し、CCb 工法による補強を追加することとした。海水ポンプ室の CCb 工法による補強箇所のうち、側壁（気中部）の補強梁及び妻壁部については、せん断補強鋼材を既設部材と補強部材に貫通し既設部材と補強部材を一体部材として施工する。側壁（気中部）補強梁の CCb 工法による補強手順を図 2-6 に示す。また、側壁（水路部）及び底版の補強部材のコンクリート強度については、せん断破壊に対する裕度向上の観点から 30N/mm^2 としているが、耐震設計上は既設部材と同様に 20.5N/mm^2 で評価を行っている。

第 3 号機海水ポンプ室について、海水ポンプ室の補強方法に準じた考え方で側壁曲げ変形を抑えるため隔壁を追加し、妻壁の曲げ変形を抑えるため補強梁及び控え壁を追加し、せん断補強として、CCb 工法によるせん断補強を追加することとした。

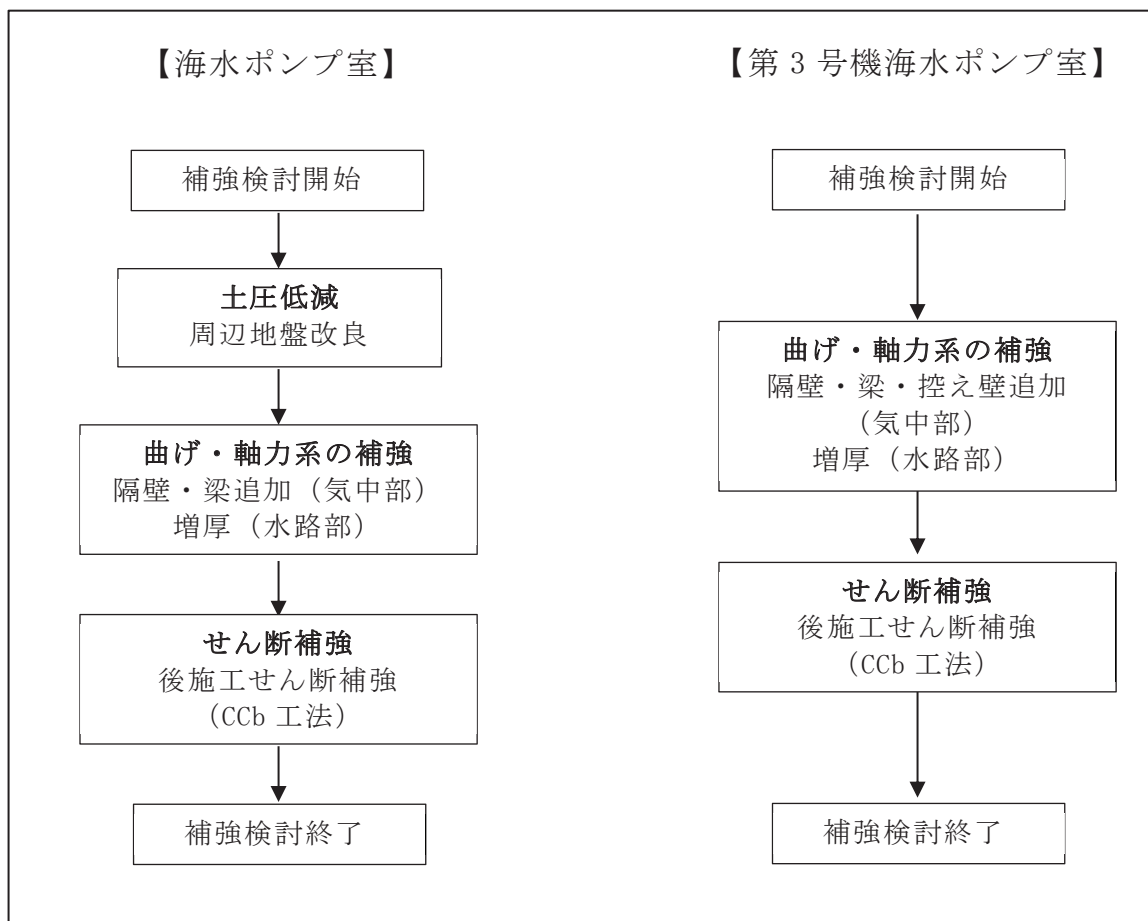


図 2-1 補強フロー図

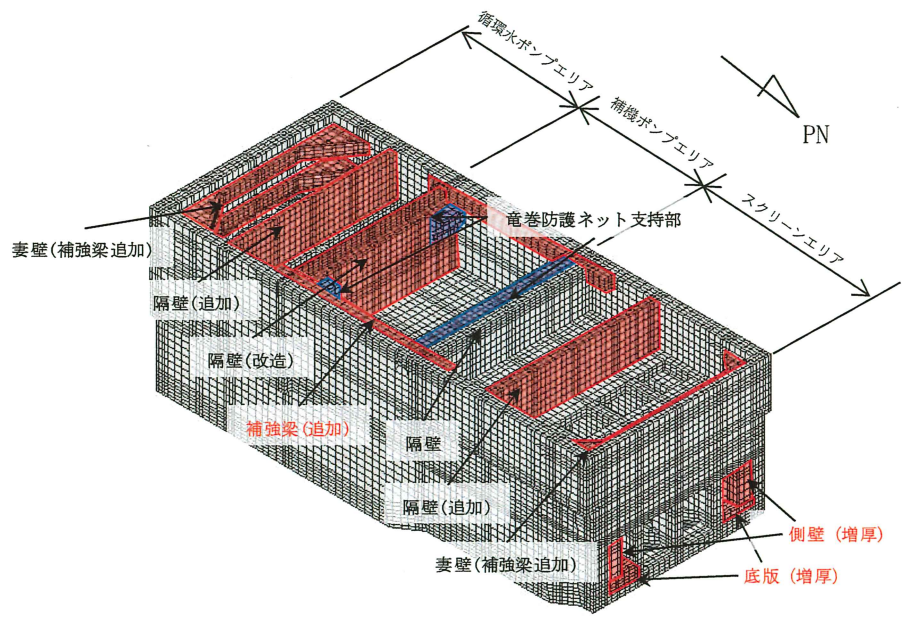
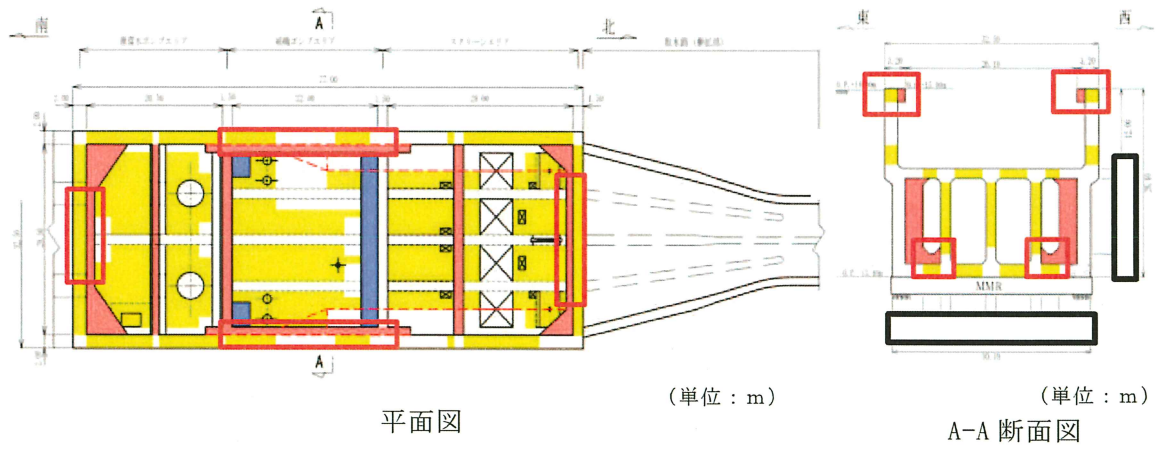


図 2-2 海水ポンプ室 補強概要図



- : CCb による耐震補強箇所
- : 部材増厚または部材追加箇所
- : 竜巻防護ネット支持部
- : 増厚 + CCb 補強

図 2-3 海水ポンプ室 補強概要図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

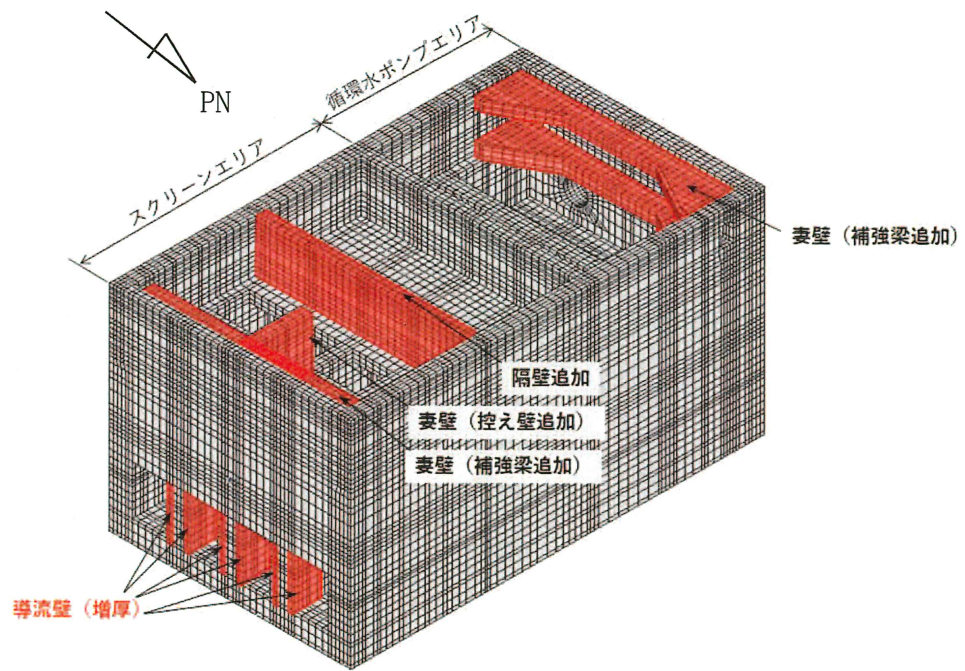


図 2-4 第 3 号機海水ポンプ室 補強概要図

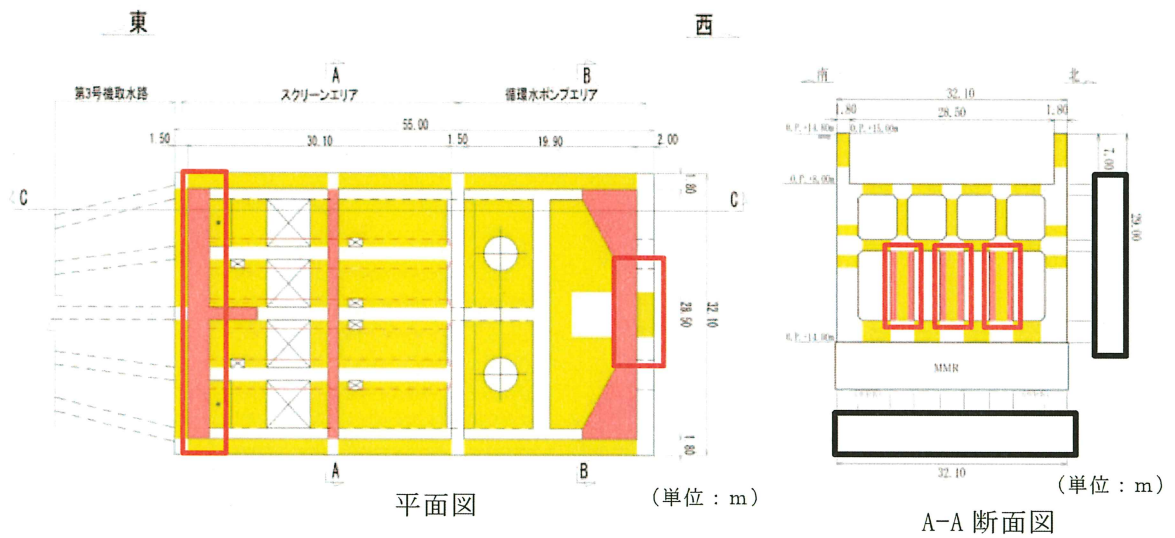


図 2-5 第 3 号機海水ポンプ室 補強概要図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

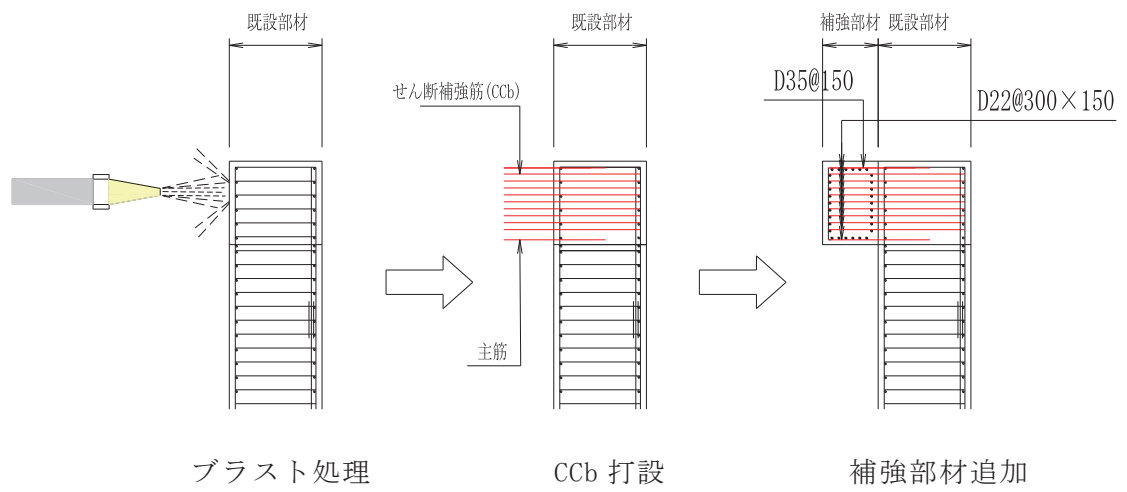


図 2-6 海水ポンプ室の Ccb 工法による補強手順（側壁（気中部）補強梁）

表 2-1 各部材における補強方法と理由

構造物	部 材		補強方法	補強理由
海水ポンプ室	底版		①増厚 ③CCb 追加	①曲げ・軸力系の破壊に対する補強 ③せん断破壊に対する補強
	側壁	水路部	①増厚 ③CCb 追加	①曲げ・軸力系の破壊に対する補強 ③せん断破壊に対する補強
		気中部	①隔壁追加 ②補強梁追加 (補機ポンプエリア) ③CCb 追加	①, ②曲げ・軸力系の破壊に対する補強 ③せん断破壊に対する補強
	妻壁		①補強梁追加 ③CCb 追加	①曲げ・軸力系の破壊に対する補強 ③せん断破壊に対する補強
第3号機海水ポンプ室	導流壁		①増厚 ③CCb 追加	①曲げ・軸力系の破壊に対する補強 ③せん断破壊に対する補強
	妻壁		①補強梁追加 ③CCb 追加	①曲げ・軸力系の破壊に対する補強 ③せん断破壊に対する補強

表 2-2 補強部材の諸元

		既設部材				補強部材				部材厚比較 $h_1:h_2$	有効高さ d (m)	支間長 a (m)	せん断スパン比 a/d	
		厚さ h_1 (m)	有効高さ d_1 (m)	CCb径	せん断補強鉄筋配置間隔 s_1	厚さ h_2 (m)	有効高さ d_2 (m)	先施工せん断補強鉄筋径	せん断補強鉄筋配置間隔 s_2					
海水ポンプ室	底版		2.00	1.89	D25	150~300	1.50	1.39	D29	150~300	1.3:1	3.27	2.7	0.83
	側壁	気中部	2.00	1.89	D29~D32	150~300	1.20	1.09	D22	150~300	1.7:1	2.97	23.0	7.74
		水路部	2.00	1.89	—	150~300	2.70	2.59	D32	300	1:1.4	4.47	9.3	2.08
	妻壁 上段：上流側 下段：下流側		1.50 2.00	1.39 1.89	D25~D32	150~600	1.00 1.25	0.89 1.14	D32	150~300	1.5:1 1.6:1	2.27 3.02	20.8 14.1	9.16 4.67
第3号機海水ポンプ室	導流壁		1.50	1.39	D25~D32	150~300	0.9*	0.79	D32	150~300	1.7:1	2.29*	9.7	4.23*

注記*：第3号機海水ポンプ室の導流壁の補強は両側補強（片側 0.9m×2 箇所）だが，せん断耐力において補強部材のせん断補強鋼材は片側のみ考慮するため，せん断スパン比は片側のみ補強した数値としている。

表 2-3 (1) 主な補強方法 (曲げ・軸力系の破壊に対する補強)

	地盤改良工法	鋼板・炭素繊維	増厚工法
概要	<ul style="list-style-type: none"> 既設コンクリート構造物周辺地盤にセメントミルク等を噴射し、地盤改良体を構築する工法。 地盤改良を行うことにより、地震時荷重(主に土圧)が低減され、構造物の曲げ変形の抑制に寄与する。 	<ul style="list-style-type: none"> 既設コンクリートに鋼板や炭素繊維シートを樹脂等により貼り付ける工法。 鋼板および炭素繊維シートの引張強度により、部材の曲げ耐力の向上に寄与する。 	<ul style="list-style-type: none"> 既設コンクリート構造物表面にコンクリートを打ち足すことで、断面を増厚する工法 部材厚の増により、曲げ変形の抑制や体力の向上に寄与する。
図			
備考	<ul style="list-style-type: none"> 女川 2 号機その他、多数の施工実績がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 女川 2 号機では施工実績はないが、一般土木構造物において施工実績がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 女川 2 号機では施工実績はないが、他プラント、一般土木構造物において施工実績がある。

表 2-3 (2) 主な補強方法 (せん断破壊に対する補強)

	従来工法 (先施工)	増厚工法	地盤改良工法	後施工せん断補強工法
概要	<ul style="list-style-type: none"> コンクリート打設前の鉄筋組立時に、せん断補強筋を主筋または配力筋にフックを掛けて定着させる工法。 せん断補強筋を配置することで、せん断破壊に対する安全性向上に寄与する。 	<ul style="list-style-type: none"> 既設コンクリート構造物表面にコンクリートを打ち足すことで、断面を増厚する工法。 部材厚の増により、せん断破壊に対する安全性向上に寄与する。 	<ul style="list-style-type: none"> 既設コンクリート構造物周辺地盤にセメントミルク等を噴射し、地盤改良体を構築する工法。 地盤改良を行うことにより、地震時荷重(主に土圧)が低減され、せん断破壊に対する安全性向上に寄与する。 	<ul style="list-style-type: none"> 既設コンクリート構造物を削孔し、その孔内にせん断補強筋を差し込み充てん材で固定する工法。 せん断補強筋を配置することで、せん断破壊に対する安全性向上に寄与する。
図				
備考	<ul style="list-style-type: none"> 女川2号炉他、多数の施工実績がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 女川2号炉では施工実績はないが、一般土木構造物において施工実績がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 女川2号炉他、多数の施工実績がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 美浜3号炉にて、工認実績有り。(ポストヘッドバー (PHb工法))

2.2 補強追加によるメリット・デメリット

海水ポンプ室等への補強追加によるメリット・デメリット及びデメリットに対する影響確認結果を表 2-4 に示す。周辺地盤改良，隔壁・補強梁・控え壁追加，増厚補強及び Ccb 工法によるメリット，デメリットを整理し，デメリットに対しては影響確認を行い，各項目に対して問題ないことを確認した。

表 2-4 補強追加によるメリット・デメリットと影響確認

	メリット	デメリット	影響確認	関連資料	
周辺地盤改良	土圧低減への寄与	特になし	—	—	
隔壁・補強梁・控え壁追加	(隔壁追加) ・曲げ変形の抑制 (補強梁追加) ・曲げ変形の抑制 ・せん断耐力の向上	既設機器・配管系との干渉及びメンテナンス性への影響	<u>問題なし</u> 既設機器・配管系の干渉，メンテナンス性を考慮した補強部材の配置としているため問題なし。	—	
増厚	・曲げ剛性の向上による曲げ変形の抑制 ・せん断耐力の向上	構造部材の剛性上昇による床応答への影響	<u>問題なし</u> 地震応答解析モデルの構造物モデルは，補強部材の剛性を反映した等価剛性モデルとしている。	VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書	
		通水断面積の減少	①入力津波への影響	<u>問題なし</u> 増厚を反映した入力津波高さを算定し，許容津波高さが入力津波高さを上回っており，敷地に津波は流入しないことを確認している。	VI-1-1-2-2-4 入力津波による津波防護対象施設への影響評価
			②引き波時における貯留量への影響	<u>問題なし</u> 増厚を反映した貯留量を算定しており，引き波時においても，非常用海水ポンプが機能を保持できることを確認している。	VI-1-1-2-2-4 入力津波による津波防護対象施設への影響評価
			③ポンプ取水への影響*	<u>問題なし</u> 増厚による流況変化により渦の発生の虞があることから，通常運転時における安全機能への影響確認として，非常用海水ポンプを対象に水理模型実験を実施し，渦が生じないことを確認した。 また，常用海水ポンプを対象とした水理模型実験を実施し渦が生じていないことを確認した。	補足-610-20 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について 資料 9 参考資料 7 補強追加による非常用ポンプ取水への影響について
CCb	・せん断耐力の向上	特になし	—	—	

3. 他プラント実績との比較

他プラントでの増厚補強の実績と海水ポンプ室等との比較を表 3-1 に示す。他プラントでは、玄海 3 号機，柏崎刈羽 6 号機にて増厚補強の実績があり，増厚補強部の一体化について，玄海 3 号機ではトンネル標準示方書[開削工法編]・同解説（土木学会，2016 年制定）（以下「トンネル標準示方書」という。）に基づくジベル筋を用いた既設部材との一体化設計の実績があり，柏崎刈羽 6 号機ではあと施工アンカー【接着系】ケミカルアンカー R タイプ（-N）-技術資料-（日本デコラックス株式会社，平成 24 年 11 月）に基づくケミカルアンカーによる主筋の定着の設計について実績がある。一方，海水ポンプ室等のように，増厚補強部において，既設部材及び補強部材のそれぞれにせん断補強鋼材を配置した評価及び増厚補強部の既設部材に CCb 工法を適用した実績はない。このため，増厚補強部において，既設部材及び補強部材にせん断補強鋼材を配置する場合の設計手法の妥当性及び増厚補強部の既設部材に CCb 工法を適用する妥当性の確認を行う。

表 3-1 増厚補強における他プラント実績との比較表

プラント名	設 備 (部材)	補強目的	設 計		一体化 方法
			曲げ・軸力	せん断	
女川 2 号機	海水ポンプ室 (側壁, 底版)	<ul style="list-style-type: none"> ・曲げ・軸力系の破壊 ・面外せん断破壊 	既設部材と補強部材を 一体として設計	<ul style="list-style-type: none"> ・一体として設計 ・既設部材, 補強部材それ ぞれにせん断補強鋼材 を考慮 ・既設部材に Ccb を適用 	<ul style="list-style-type: none"> ・ジベル筋 ・主筋定着
	第 3 号機 海水ポンプ室 (導流壁)	<ul style="list-style-type: none"> ・曲げ・軸力系の破壊 ・面外せん断破壊 	既設部材と補強部材を 一体として設計	<ul style="list-style-type: none"> ・一体として設計 ・既設部材, 補強部材それ ぞれにせん断補強 鉄筋を考慮 	<ul style="list-style-type: none"> ・ジベル筋 ・主筋定着
玄海 3 号機	海水管ダクト 立坑部 (側壁)	<ul style="list-style-type: none"> ・面外せん断破壊 	既設部材と補強部材を 一体として設計	<ul style="list-style-type: none"> ・一体として設計 ・既設部のみせん断補強 鋼材を考慮 	<ul style="list-style-type: none"> ・ジベル筋
柏崎刈羽 6 号機	張出しダクト (頂版, 底版)	<ul style="list-style-type: none"> ・曲げ・軸力系の破壊 	増厚補強部のみの剛性 及び強度を考慮	<ul style="list-style-type: none"> ・補強部材のみせん断補 強鋼材を考慮 	<ul style="list-style-type: none"> ・主筋定着

4. 規格・基準の適用性

4.1 増厚補強部における設計に係る規格・基準

既設部材と補強部材を一体部材として考慮する設計は「鉄道構造物等設計標準・同解説（開削トンネル）（鉄道総合技術研究所，平成13年3月）」（以下「鉄道標準」という。）及び「トンネル標準示方書[開削工法編]・同解説（土木学会，2016年制定）」（以下「トンネル標準示方書」という。）に地中連続壁を本体利用する場合の地中連続壁と本体構造（カルバート）を一体部材として設計する手法が示されている。玄海3号では，海水管ダクト立坑部の増厚補強部におけるジベル筋の設計において，トンネル標準示方書を適用した実績がある。鉄道標準とトンネル標準示方書の一体部材に対する設計手法は同一のものが記載されているが，増厚の部材厚の比率やせん断補強の範囲等の適用範囲については，鉄道標準に詳細に記載されているため，適用性の検討に当たっては鉄道標準を参照する。なお，「道路橋示方書・同解説 IIIコンクリート橋編（平成14年3月）」において，プレキャストコンクリートげたと場所打ち床版の結合部の設計手法について示されているが，地上部の橋梁に対する設計手法であることから，海水ポンプ室等と同様に地中構造物に対する設計手法である，鉄道標準を参照する。

4.2 鉄道標準に基づくせん断耐力の考え方

増厚補強部において既設部材と補強部材を一体部材として考慮する場合におけるせん断補強鋼材が負担するせん断耐力 V_{wd} の算定の考え方を図4-1に示す。せん断耐力式は，既設部材と補強部材が負担するせん断耐力の足し合わせとして（解8.4.3-3）が示されている。足し合わせるせん断耐力は，棒部材式をベースとしている。海水ポンプ室等では，一部の部材で既設部材にCCb補強を行うことから，式（1）～式（3）に示す通り，（解8.4.3-3）のうちCCbが設置される項にCCbの補強による低減率 β_{aw} を乗じた値とする。

コンクリート負担分のせん断耐力 V_{cd} は，既設部材と補強部材との間にジベル鉄筋を配置し，既設部材と補強部材が一体部材として挙動するため，増厚を実施しない部材において参照している原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005年6月 土木学会 原子力土木委員会）に基づき算出する。

各々の壁に分離してせん断補強鋼材を配置する場合において、せん断補強鋼材により受け持たれる設計せん断耐力は、式（解 8.4.3-3）により算定してよい。

$h_1 > h_2$ の場合

$$V_{wd} = \left\{ \frac{A_{w1} \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \theta_1 + \cos \theta_1) \cdot z_1}{s_1} + \frac{A_{w2} \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \theta_2 + \cos \theta_2) \cdot z_2 \cdot \frac{h_2}{h_1}}{s_2} \right\} / \gamma_b$$

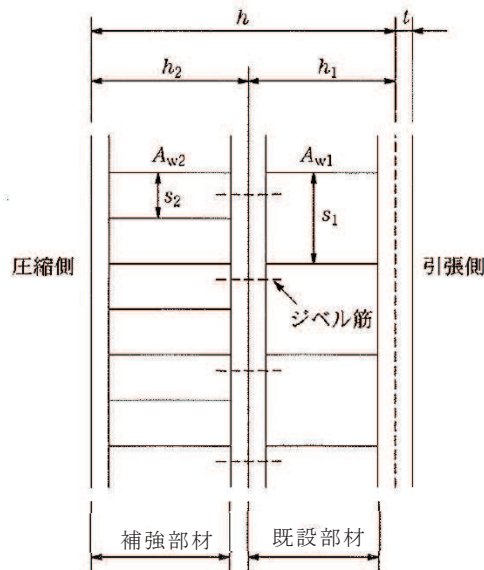
$h_1 = h_2$ の場合

$$V_{wd} = \left\{ \frac{A_{w1} \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \theta_1 + \cos \theta_1) \cdot z_1}{s_1} + \frac{A_{w2} \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \theta_2 + \cos \theta_2) \cdot z_2}{s_2} \right\} / \gamma_b$$

$h_1 < h_2$ の場合

$$V_{wd} = \left\{ \frac{A_{w1} \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \theta_1 + \cos \theta_1) \cdot z_1 \cdot \frac{h_1}{h_2} + A_{w2} \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \theta_2 + \cos \theta_2) \cdot z_2}{s_2} \right\} / \gamma_b \quad (\text{解 8.4.3-3})$$

ここに、 V_{wd} ：せん断補強鋼材により受け持たれる棒部材の設計せん断耐力



解説図 8.4.3-4 一体化におけるせん断補強鉄筋の配置（分離して配置した場合）

図 4-1 既設部材と補強部材を一体部材としたせん断耐力の考え方
(鉄道標準より抜粋（一部加筆）)

$h_1 > h_2$ の場合

$$V_{wd} = \left\{ \frac{A_{w1} f_{wyd} (\sin \theta_1 + \cos \theta_1) z_1}{s_1} \cdot \beta_{aw} + \frac{A_{w2} f_{wyd} (\sin \theta_2 + \cos \theta_2) z_2}{s_2} \cdot \frac{h_2}{h_1} \right\} / \gamma_b \quad \text{式 (1)}$$

$h_1 = h_2$ の場合

$$V_{wd} = \left\{ \frac{A_{w1} f_{wyd} (\sin \theta_1 + \cos \theta_1) z_1}{s_1} \cdot \beta_{aw} + \frac{A_{w2} f_{wyd} (\sin \theta_2 + \cos \theta_2) z_2}{s_2} \right\} / \gamma_b \quad \text{式 (2)}$$

$h_1 < h_2$ の場合

$$V_{wd} = \left\{ \frac{A_{w1} f_{wyd} (\sin \theta_1 + \cos \theta_1) z_1}{s_1} \cdot \frac{h_2}{h_1} \cdot \beta_{aw} + \frac{A_{w2} f_{wyd} (\sin \theta_2 + \cos \theta_2) z_2}{s_2} \right\} / \gamma_b \quad \text{式 (3)}$$

ここで、

A_{wi} : 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を材料係数 γ_{ms} (1.0) 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以下とする。

θ_i : せん断補強筋と部材軸のなす角度

s_i : せん断補強筋の配置間隔

z_i : 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_b : 部材係数 (=1.1)

h_i : 部材厚

β_{aw} : CCb のせん断耐力の補強効果を示す有効率

4.3 鉄道標準に基づくせん断耐力式の適用性

海水ポンプ室等において，一体部材のせん断破壊の考え方及び鉄道標準におけるせん断耐力式の基となる実験の条件等から鉄道標準に基づくせん断耐力式の適用性について検討した。

4.3.1 せん断破壊の機構と石橋らの実験

一体部材として挙動する場合のせん断破壊の模式図を図 4-2 に示す。せん断補強鋼材が分離して配置される場合，それぞれの部材において，荷重を分担し，トラス機構を形成してせん断力を受け持っている。

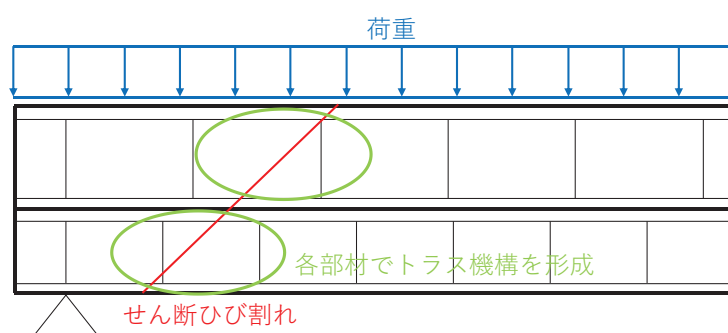


図 4-2 一体部材として挙動する場合のせん断破壊の模式図

石橋らは，地下連続壁を本体利用する場合のせん断耐力を算定するために，せん断スパン比，接合面の処理方法等に着目し，上下に部材を配置した重ね梁の模型供試体（54 ケース）による既往実験に対し，解析を加えることで，重ね梁において，せん断補強鋼材をそれぞれの部材に配置した場合のせん断耐力式を示している。石橋らにて整理した実験ケースを表 4-1 に示す。

表 4-1 示す実験ケースのうち，せん断補強鋼材を上下の梁にそれぞれ分けて配したケース（供試体 No. 32～No. 40，表 4-1 赤枠内）における実験の結果から，実験によるせん断耐力（ P_{max} ）と算定式によるせん断耐力（ P_{cal} ）の比較を行い， P_{max}/P_{cal} の平均値は 1.061，変動係数は 5.79%であることから，上下の桁高にかかわらず，上下の梁にそれぞれ分けてせん断補強鋼材を配置した場合は以下の式(4)'にてせん断耐力を算出できることを示しており，鉄道標準では，式(4)'を基に既設部材と補強部材の部材厚の比率に応じたせん断耐力式を示している。

$$V_s = \frac{A_{v1} \sigma_{sy} d_1}{1.15 s_1} \times \frac{H_1}{H} + \frac{A_{v2} \sigma_{sy} d_1}{1.15 s_2} \times \frac{H_2}{H} \dots\dots(4)$$

ここで、 $H = H_1 + H_2$

H_1, H_2 : それぞれの梁の桁高 (cm)

A_{v1}, A_{v2} : それぞれの梁の区間 s_1 あるいは s_2 におけるスターラップの総断面積 (cm²)

s_1, s_2 : それぞれのスターラップの部材軸方向の間隔 (cm)

(石橋ら¹⁾より抜粋)

表 4-1 重ね梁の模型供試体による実験概要

(石橋ら¹⁾による設計資料より引用)

No	供試体名	接合面の状態	スターラップ		桁高(cm)		コンクリート圧縮強度 f_c kgf/cm ² (MPa)		P_{max} tf (kN)	P_{cal} tf (kN)	P_{max}/P_{cal}
			上梁	下梁	上梁	下梁	上梁	下梁			
1	S 1	A	N		40		412 (40.4)		29.9 (293)	29.5 (289)	1.015
2	S 2	A	N		40		412 (40.4)		33.4 (328)	28.7 (281)	1.165
3	S 3	A	N		40		399 (39.1)		26.0 (255)	27.1 (266)	0.960
4	S 4	A	N		40		412 (40.4)		24.8 (243)	25.9 (254)	0.956
5	S 5	A	N		40		359 (35.2)		20.0 (196)	22.6 (222)	0.884
6	S 6	A	N		40		348 (34.1)		27.4 (269)	25.9 (254)	1.059
7	S 7	A	N		40		414 (40.6)		29.5 (289)	30.3 (297)	0.973
8	S 8	A	Y ₁		40		404 (39.6)		47.2 (463)	38.5 (378)	1.225
9	S 9	A	Y ₁		40		359 (35.2)		58.3 (572)	43.9 (431)	1.329
10	G 1	A	N		40		262 (25.7)		22.0 (216)	23.1 (227)	0.952
11	G 9	A	Y ₁		40		308 (30.2)		42.0 (412)	39.4 (386)	1.067
12	TG4	A	Y ₃		80		287 (28.1)		250.0(2452)	202.0(1981)	1.238
13	G 2	BG	N	N	20	20	298 (29.2)	280 (27.5)	23.0 (226)	23.9 (234)	0.963
14	G 3	C1G	N	N	20	20	298 (29.2)	280 (27.5)	24.0 (235)	23.9 (234)	1.005
15	G 4	C2G	N	N	20	20	301 (29.5)	290 (28.4)	23.0 (226)	24.1 (236)	0.956
16	G 5	D1G	N	N	20	20	301 (29.5)	290 (28.4)	27.2 (267)	24.1 (236)	1.130
17	G 6	D2G	N	N	20	20	305 (29.9)	299 (29.3)	23.0 (226)	24.2 (237)	0.949
18	G 7	BG	N	N	15	25	305 (29.9)	299 (29.3)	19.0 (186)	23.5 (230)	0.810
19	G 8	BG	N	N	25	15	308 (30.2)	308 (30.2)	18.5 (181)	25.1 (246)	0.736
20	G18	BG	Y ₂	Y ₂	20	20	287 (28.1)	315 (30.9)	30.0 (294)	31.7 (311)	0.946
21	G19	EG	N	N	15	35	269 (26.4)	320 (31.4)	39.5 (387)	35.9 (352)	1.100
22	G20	EG	Y ₁	N	15	25	259 (25.4)	308 (30.2)	26.6 (261)	30.0 (294)	0.887
23	G21	EG	Y ₂	N	15	25	264 (25.9)	314 (30.8)	25.5 (250)	27.3 (268)	0.933
24	G23	EG	Y ₂	N	25	15	269 (26.4)	320 (31.4)	33.6 (330)	33.5 (329)	1.003
25	W 1	BW	N	N	20	20	332 (32.6)	384 (37.7)	27.0 (265)	28.9 (283)	0.935
26	W 2	C1W	N	N	20	20	332 (32.6)	384 (37.7)	24.0 (235)	28.9 (283)	0.831
27	W 3	C2W	N	N	20	20	336 (33.0)	353 (34.6)	25.0 (245)	28.5 (279)	0.877
28	W 4	D1W	N	N	20	20	336 (33.0)	353 (34.6)	29.0 (284)	28.5 (279)	1.017
29	W 5	D2W	N	N	20	20	399 (39.1)	336 (33.0)	23.6 (231)	29.1 (285)	0.810
30	W 6	BW	N	N	15	25	378 (37.1)	341 (33.4)	22.0 (216)	27.6 (271)	0.797
31	W 7	BW	N	N	25	15	388 (38.0)	363 (35.6)	18.0 (177)	30.6 (300)	0.589
32	W 8	BW	Y ₁	Y ₁	20	20	326 (32.0)	388 (38.0)	43.0 (422)	43.8 (430)	0.981
33	W 9	C1W	Y ₁	Y ₁	20	20	290 (28.4)	329 (32.3)	44.0 (431)	42.5 (417)	1.036
34	W10	C2W	Y ₁	Y ₁	20	20	290 (28.4)	329 (32.3)	44.5 (436)	42.5 (417)	1.047
35	W11	D1W	Y ₁	Y ₁	20	20	335 (32.9)	331 (32.5)	47.0 (461)	43.2 (424)	1.089
36	W12	D2W	Y ₁	Y ₁	20	20	342 (33.5)	361 (35.4)	48.7 (478)	43.7 (429)	1.115
37	W13	BW	Y ₁	Y ₁	15	25	392 (38.4)	364 (35.7)	45.2 (443)	43.1 (423)	1.050
38	W14	BW	Y ₁	Y ₁	25	15	392 (38.4)	364 (35.7)	43.9 (431)	45.6 (447)	0.963
39	W15	D1W	Y ₁	Y ₁	25	15	373 (36.6)	380 (37.3)	50.3 (493)	45.6 (447)	1.104
40	W16	D2W	Y ₁	Y ₁	25	15	373 (36.6)	380 (37.3)	53.2 (522)	45.6 (447)	1.168
41	W17	BW	N	Y ₁	20	20	361 (35.4)	379 (37.2)	33.0 (324)	36.7 (360)	0.900
42	W18	C1W	N	Y ₁	20	20	361 (35.4)	379 (37.2)	38.7 (380)	36.7 (360)	1.055
43	W19	C2W	N	Y ₁	20	20	342 (33.5)	376 (36.9)	36.0 (353)	36.4 (357)	0.989
44	W20	D1W	N	Y ₁	20	20	342 (33.5)	376 (36.9)	35.3 (346)	36.4 (357)	0.970
45	W21	D2W	N	Y ₁	20	20	230 (22.6)	353 (34.6)	36.4 (357)	34.5 (338)	1.057
46	W22	BW	N	Y ₁	15	25	313 (30.7)	393 (38.5)	35.1 (344)	36.8 (361)	0.954
47	W23	BW	N	Y ₁	25	15	313 (30.9)	393 (30.7)	22.1 (217)	34.4 (337)	0.642
48	TG5	BT	Y ₃	Y ₃	40	40	303 (29.7)	222 (21.8)	188.0(1844)	196.5(1927)	0.957
49	TG6	ET	Y ₃	Y ₃	40	40	307 (30.1)	320 (31.4)	274.0(2687)	207.5(2035)	1.320
50	TG7	D1T	Y ₄	Y ₄	40	40	310 (30.4)	287 (28.1)	291.0(2854)	231.6(2271)	1.257
51	TG8	D2T	Y ₃	Y ₃	40	40	370 (36.3)	301 (29.5)	277.0(2716)	211.9(2078)	1.307
52	TG9	D2T	Y ₃	Y ₃	40	80	301 (29.5)	329 (32.3)	264.0(2589)	240.0(2354)	1.100
53	TA2	D1T	Y ₄	Y ₄	40	40	285 (27.9)	256 (25.1)	287.0(2815)	225.5(2211)	1.273
54	TB2	D3T	Y ₃	N	20	40	341 (33.4)	379 (37.2)	91.0 (892)	89.8 (882)	1.013

注 1) 接合面の状態 A: 1体打ち, その他: 図-2 による

注 2) スターラップ N: 無し Y₁: φ6 8.5cm ctc Y₂: φ6 17.0cm ctc

Y₃: D10 40.0cm ctc Y₄: 端部 D16 20.0cm ctc 中央部 D10 40.0cm ctc

供試体 No. 32～No.40 のそれぞれのケースの実験条件は、表 4-1 の赤枠内に示されており、各項目に記載されている記号は、図 4-3 及び図 4-4 の赤枠内に対応している。供試体 No. 32～No. 40 のせん断スパン比は 2.3 であり、重ね梁の部材高さの比率は上梁:下梁=1.7:1～1:1.7 である。接合面の処理は、グリース(BW)、「ジベル筋+グリース」(C1W (C2W)) 及び供試体の両端が「チッピング+ジベル筋」、供試体の中央部がグリース (D1W (D2W)) (図 4-4 赤枠内) となっており、実験の接合条件は完全な一体の条件とはなっていない。荷重の載荷方法は、図 4-5 のとおり 2 点に集中荷重として載荷している。

No. 32～No. 40 の実験結果から、接合面が BW の条件では、 P_{max}/P_{cal} の平均値は 0.998 であり、接合面の状態がより一体化に近い C1W (C2W) 及び D1W (D2W) における P_{max}/P_{cal} の平均値は、1.093 であり、接合面の状態がより一体化に近づくほど若干のせん断力の増大が認められる結果となっているため、一体化を確実にすることはせん断耐力を確保するために重要である。

本実験では、海水ポンプ室の側壁の補強梁及び妻壁部のように、上下の梁に貫通したせん断補強鋼材を配した実験 (供試体 No. 50～No.53, 表 4-1 青枠) も実施している。一体打ちの部材において、せん断補強鋼材が受け持つせん断耐力 V_s の計算式は、以下の式 (4) で示されている。

$$V_s = \frac{A_v \sigma_{sv} d}{1.15s} \dots\dots\dots(4)$$

ここで、 A_v : 梁の区間 s におけるスターラップの総断面積 (cm^2)

s : 梁のスターラップの部材軸方向の間隔 (cm)

σ_{sv} : スターラップの降伏点応力度 (kgf/cm^2)

d : 有効高さ (cm)

(石橋ら¹⁾より抜粋)

一体打ちの梁のせん断耐力の計算値 P_{cal} は、以下の式 (5) で示されている。

$$P_{cal} = 2(V_c + V_s) \dots\dots\dots(5)$$

V_c : コンクリートが負担するせん断耐力

V_s : せん断補強鋼材が負担するせん断耐力

No. 50~No. 53 を対象とした実験結果と式 (5) との比較において、せん断耐力の比 P_{max}/P_{cal} の平均値は 1.234 となり、上下の梁に貫通したせん断補強鋼材を配置すれば、ほぼ一体打ちの梁と同じ程度のせん断耐力が得られるとしている。なお、接合面の処理方法等の影響についてさらに検討が必要とされているが、実験における条件で供試体の両端がチップング、供試体の中央部が無処理の条件で、 P_{max}/P_{cal} は、1.265 であり、全面的にチップング等の目荒らしを行うことで一体打ちの場合のせん断耐力と同等の値が得られると考えられる。

なお、せん断補強鋼材の配置に関して、上下のいずれか一方にせん断補強鋼材が配置されている場合にはさらなる検討が必要であるとされている。

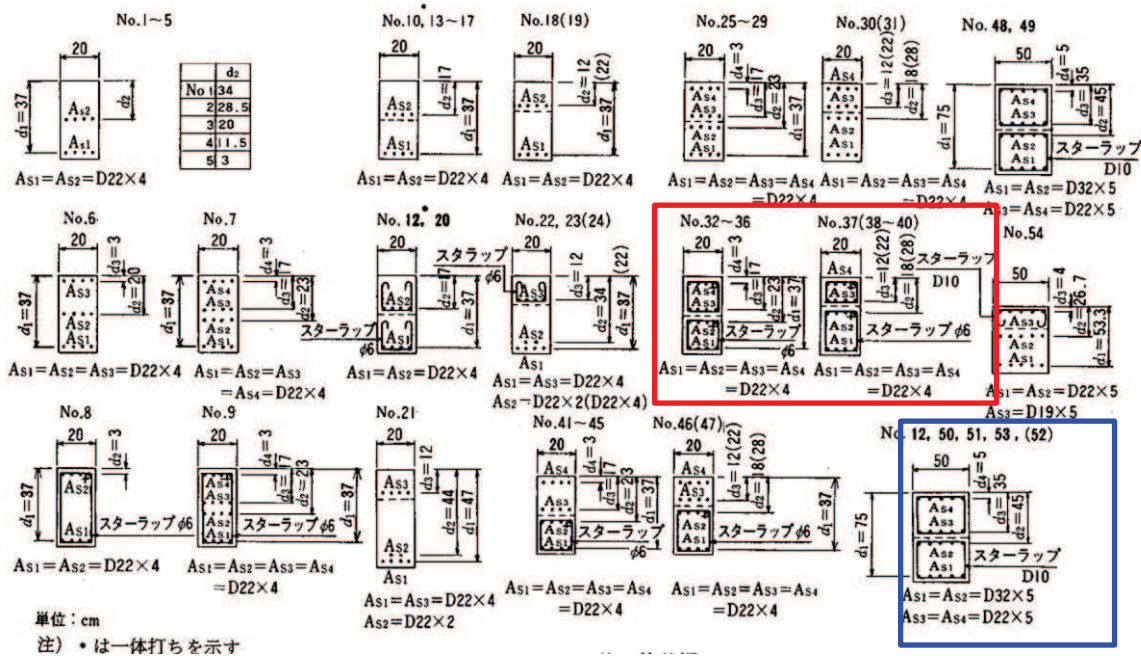


図 4-3 供試体一覧

(石橋ら¹⁾より引用)

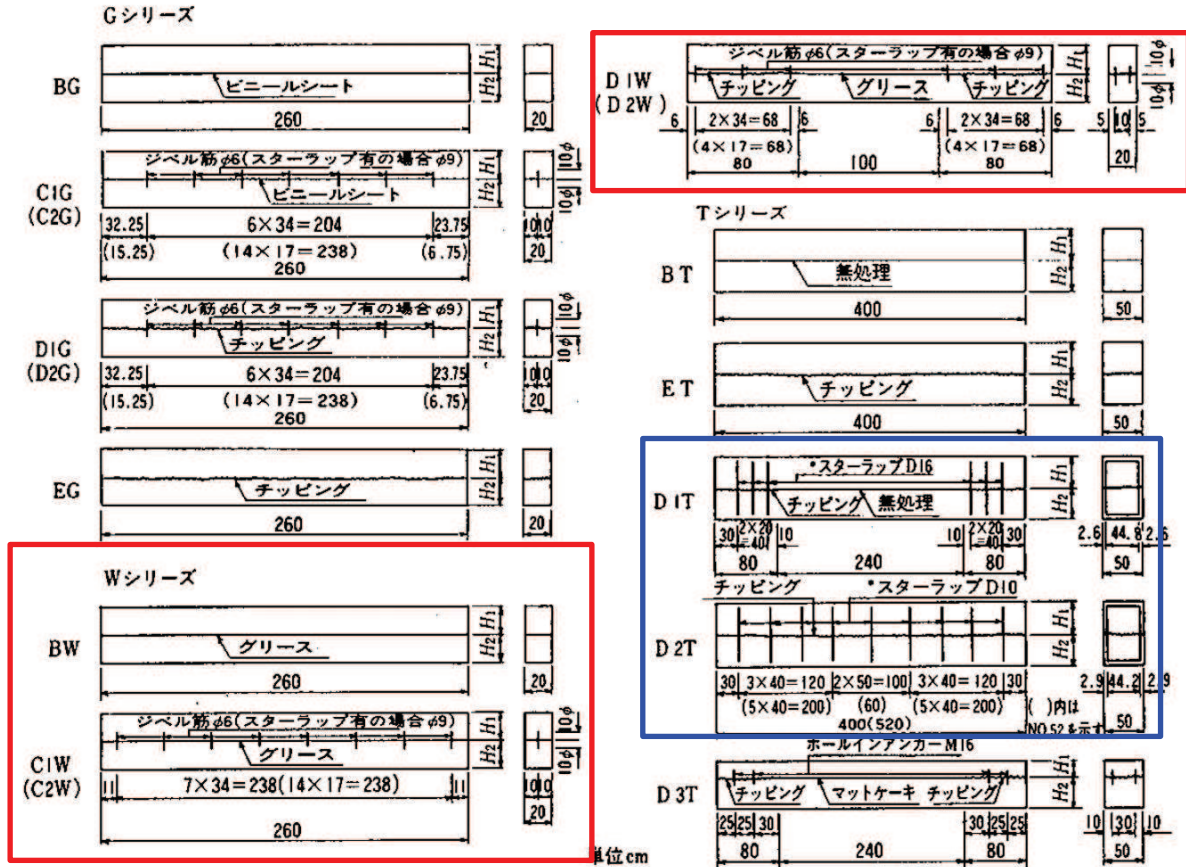
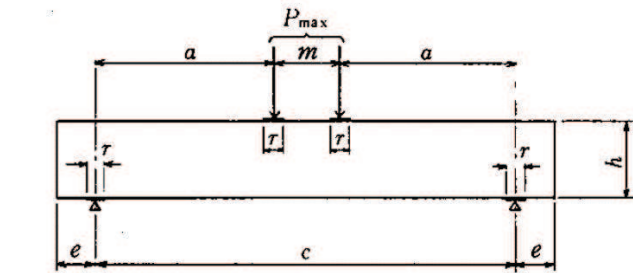


図 4-4 接合面の状態
(石橋ら¹⁾より引用)



単位 cm

供試体番号	a	m	c	e	h	r
1-11, 13-20, 22-47	92.5	35	220	20	40	10
21	95	0	190	35	50	10
12, 48-51, 53	100	140	340	30	80	15
52	150	160	460	30	120	15
54	100	140	340	30	60	15

図 4-5 荷重方法, 供試体形状
(石橋ら¹⁾より引用)

4.3.2 海水ポンプ室等での適用性

鉄道標準では地中に埋設されるトンネル等の構造物の本体と土留め等の地下連続壁を一体化し本体利用するための設計方法が示されている。海水ポンプ室等についても、2つの壁部材の接合であり、鉄道標準における一体化と類似していることから、本書を参照して評価することは妥当であると考えられる。

海水ポンプ室における一体部材の適用範囲について鉄道標準では、既設部材と補強部材の部材厚比が2:1~1:2までとされており、それらの根拠となる石橋らの実験においては1.7:1~1:1.7となっている。表2-2のとおり海水ポンプ室等の部材厚比は1.7:1~1:1.4であり、接合面の処理については、海水ポンプ室等では、ブラスト処理及びジベル筋による一体化を図ることから鉄道標準の適用範囲内である。

せん断スパン比については、石橋らの実験が2.3であるのに対し、海水ポンプ室の側壁（水路部）は、2.08でありほぼ実験ケースと同等であるが、底版については0.83であることから石橋らの実験の対象範囲外となる。

また、図4-1の解8.4.3-3は、せん断補強鋼材をそれぞれの部材に分けて配置した場合に適用できるとされており、いずれか一方の部材にせん断補強鋼材が配置された場合については、検討が必要であるとされていることから、側壁の増厚補強部のうち補強部材にせん断補強鋼材が配置され、既設部材にせん断補強鋼材が一部配置されないエリアは石橋らの実験の対象範囲外となる。

側壁（気中部）の補強梁については、CCbを既設部材と補強部材に貫通して配置するため、鉄道標準は適用しない。なお、石橋らの実験においては、せん断補強筋を既設部材と補強部材に貫通して配置した場合のせん断耐力は、接合面の処理を行うことで、一体部材のせん断耐力と同等のせん断力を得られることが示されている（図4-4（青枠内））。

第3号機海水ポンプ室の導流壁については、せん断スパン比が4.23と実験の範囲を超えるものの、鉄道標準におけるせん断耐力式は、棒部材式を基に設定されており、せん断スパン比が大きい側であれば棒部材式の適用性の範囲であるため、鉄道標準を適用できる。

表4-2 鉄道標準の根拠となる石橋らの実験の対象範囲外となる部材

部材	対象範囲外となる理由
①底盤	・せん断スパン比が実験のケースよりも小さいため。
②側壁の一部のエリア	・一部のエリアは、側壁の増厚補強部のうち補強部材にせん断補強鋼材が配置され、既設部材にせん断補強鋼材が配置されないため。

第3号機海水ポンプ室は、両側から増厚補強を実施するが、鉄道標準には二枚の重ね梁によるせん断耐力の算定方法のみが示されている。それを踏まえ、第3号機海水ポンプ室のせん断補強鋼材が受け持つせん断耐力は、既設部材に配置されるCCb及び補強部材のうち片方のせん断補強鋼材のみを考慮して算定するため、実際の補強仕様より保守的な設計となる。コンクリート負担分は、既設部材と補強部材が一体として施工されることから両側補強分も含めた部材厚を考慮して算定する。

5. 増厚補強部を一体化設計とする妥当性の確認

「4.3.1 せん断破壊の機構と石橋らの実験」のとおり、既設部材と補強部材のせん断補強鋼材は、それぞれの部材に分割して配置し算定するが、コンクリート部材は既設部材と補強部材は、一体部材であることを前提条件として三次元モデルを作成し構造解析を実施している。本章では、既設部材と補強部材を、一体部材であることを前提として構造解析を行うことについて、既設部材と補強部材の接合面に働く応力状態を明確にするとともに、各応力に対する設計の考え方及び設計結果により妥当性を示す。

5.1 既設部材と補強部材に作用する応力状態

海水ポンプ室等の既設部材と補強部材の接合面に発生する応力の概念図（海水ポンプ室を例に）を図5-1に、それぞれの応力に対する設計方針を表5-1に示す。図5-1のとおり、既設部材と補強部材の接合面に発生する応力は大きく以下の3つに分けられる。

①は、既設部材と補強部材の接合面に生じるせん断力であり、(1)曲げによるずれせん断力、(2)水平方向のずれせん断力及び(3)増厚補強部から既設部に伝達される鉛直せん断力がある。設計方針としては、(1)～(3)のせん断力の合計に対し、必要なジベル筋を配置する。ジベル筋の設計の詳細については、「5.2.1 (1) ジベル筋の設計」に示す。

②は、部材の端部に発生する曲げモーメント及びせん断力である。設計方針としては、部材端部の主筋ひずみが部材降伏の許容限界(1725 μ)を下回ることを確認する。また、施工において既設部材と補強部材の一体化を図るため、主筋の定着を確保する。

③は、既設部材と補強部材の接合面の引張応力による剥離である。設計方針としては、既設部材と補強部材の接合面での発生引張応力が付着強度を下回ることを確認する。また、施工においては、既設部材の目荒らしにより付着強度を確保する。

以下に、各応力状態に対する設計の詳細について示す。

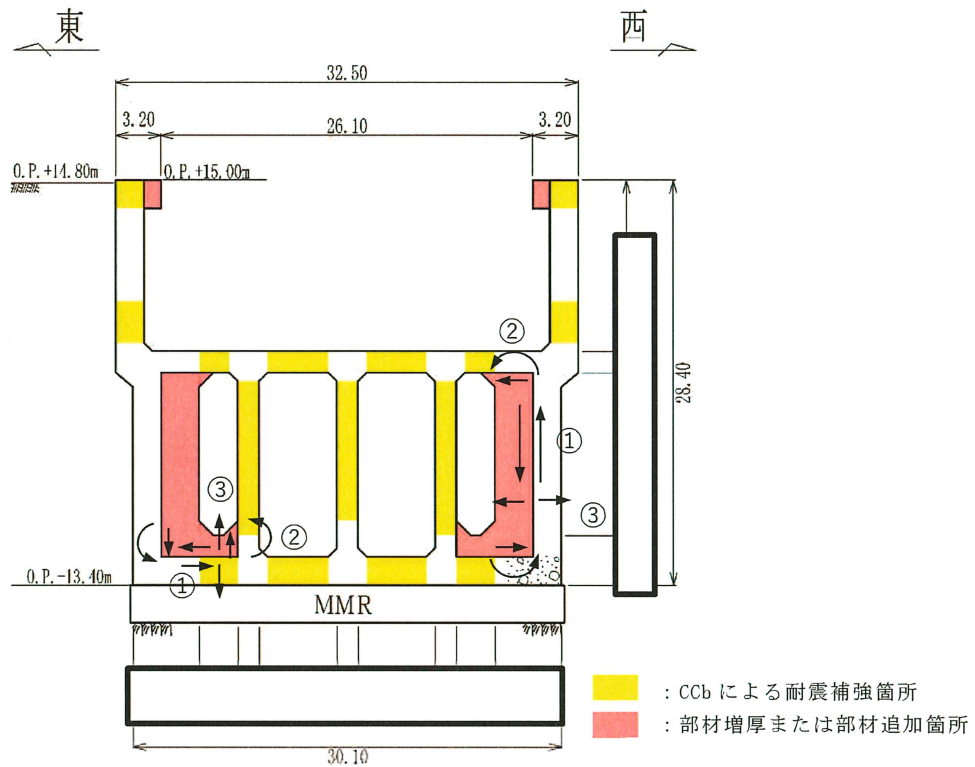


図 5-1 海水ポンプ室 既設部材と補強部材に発生する応力の概念図

表 5-1 既設部材と補強部材の接合面に発生する応力と設計方針

想定される応力	設計・施工方針	準拠基準
①接合面に発生するせん断力 (1) 曲げによるずれせん断力 (2) 水平方向のずれせん断力 (3) 増厚補強部から既設部に伝達される鉛直せん断力	<ul style="list-style-type: none"> 接合面に発生するせん断力がジベル筋のせん断耐力を下まわることを確認する。 接合面に発生するせん断力は、三次元構造解析モデルにより算出される接合面のせん断力を用いる。 ((1) ~ (3) の合力) 	鉄道構造物等設計標準・同解説 開削トンネル (国土交通省 鉄道局 監修 平成 13 年 3 月)
②部材端部に発生する曲げモーメント及びずれせん断力	(設計) 端部の主筋ひずみが部材降伏の許容限界 (1725 μ) を下回ることを確認する。 (施工) 準拠基準に基づき主鉄筋の定着を確保	あと施工アンカーの設計・施工の手引き (公益社団法人 鉄道総合技術研究所 平成 30 年 1 月)
③接合面での剥離	(設計) 接合面での発生引張応力が許容付着強度を下回ることを確認する。 許容付着強度 : 1.5N/mm ² (施工) 既設部材の目荒らし (サンドブラスト (噴射密度 : 30kg/m ²)) により付着強度を確保する。	構造物施工管理要領 (東日本高速道路株式会社, 中日本高速道路株式会社, 西日本高速道路株式会社 令和 2 年 7 月)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

5.2 各応力状態に対する設計

5.2.1 ①接合面に発生するせん断力に対する検討

(1) ジベル筋の設計方針

既設部材と補強部材の接合面に発生するせん断力に対しては、発生せん断力に十分なジベル筋を配置することとする。ジベル筋の設計は、図 5-2 に示す鉄道標準に基づき行う。

図 5-2(1)に、地下連続壁を本体に利用する際の構造形式を示す。海水ポンプ室等は、既設部材と補強部材の全接合面をジベル筋で一体化させるため、構造形式のうち一体壁に該当する。

海水ポンプ室等の検討においては、接合面に発生するせん断力として三次元モデルを用いた三次元静的材料非線形解析から得られるせん断力を用いる。ジベル筋の設計フローを図 5-3 に、三次元モデルに発生するせん断力の抽出位置図を図 5-4 に、発生せん断力算定に用いる応力成分と応力の作用面の一覧を表 5-2 に、応力成分の作用方向を図 5-5 に示す。設計用地震動は添付書類「VI-2-2-8 海水ポンプ室の耐震評価」と同様に基準地震動 S_s とする。

なお、接合面に作用するコンクリートが受け持つ摩擦力については、保守的に考慮しないものとし、ずれせん断力はジベル鉄筋の耐力のみで受け持つ設計とする。(図 5-2(2))

また、上記の設計に加えて、鉄道標準に基づき配置したジベル筋の設計せん断耐力とコンクリートのみで負担する許容せん断応力度を比較し、十分上回る鉄筋量となっていることを確認する。

8.2 構造形式の選定

地下連続壁を本体に利用する場合には施工性、信頼性、経済性等を考慮して、次の構造形式の中から選定するものとする。

- (1) 一体壁形式
- (2) 重ね壁形式
- (3) 単独壁形式

【解説】

現在、地下連続壁を本体利用する場合の構造形式としては、解説図 8.2-1 に示すように一体壁形式、重ね壁形式および単独壁形式が用いられており、形式の選定にあたっては、各形式の特性を十分検討し、所要の目的が得られる構造とする必要がある。

なお、地下連続壁は構造材料の違いによりコンクリート製地下連続壁と鋼製地下連続壁の2種類に分けることができる。

(1) について

一体壁形式は、地下連続壁と内壁の接合面にジベルを取り付けるなどして、完全に1枚の壁として荷重に抵抗するようにしたものである。必要断面厚が小さくできる点是有利であるが、床版と壁との接合およびジベル筋などの施工が若干煩雑である。

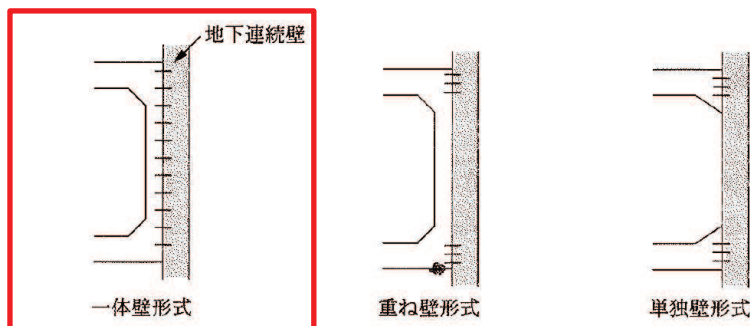
しかしながら、最近はジベル筋の取付方法の開発に伴い、その施工が容易となり広く用いられている。なお、本標準における一体壁の適用範囲は、コンクリート製地下連続壁の場合は連続壁と内壁の壁厚比が2:1~1:2まで、鋼製地下連続壁の場合は内壁の厚さが連続壁の厚さ以上のものとする。

(2) について

重ね壁形式は、地下連続壁と内壁の接合面にはせん断力は作用せず、互いに自由にすべるが、曲げによるたわみが相等しい構造である。地下連続壁と内壁が負担する曲げモーメントや軸力は、それぞれの曲げ剛性、軸方向剛性に比例する。

(3) について

単独壁形式は、内壁を設けずに地下連続壁のみで荷重に抵抗するようにしたものである。深くなった場合に壁厚が増加し、一体壁形式に比べて不経済となることがある。また、内壁を施工しないことから防水には特に配慮する必要がある。



解説図 8.2-1 本体利用の壁形式

なお、掘削深さが大きく地階数の多い場合は、浅い部分では単独壁形式、深い部分で一体壁形式もしくは重ね壁形式というように併用して用いられる場合もある。

図 5-2(1) ジベル筋の設計 (鉄道標準より抜粋 (一部加筆))

8.4.5 床版と側壁との結合部の設計

床版とコンクリート製地下連続壁との結合部は、作用する曲げモーメント、せん断力、軸力を円滑に伝達できる構造とするものとする。

(1) 曲げに対する検討

床版端部曲げモーメントに対して、結合部が十分な耐力を有するように設計するものとする。

(2) せん断に対する検討

一体壁形式の場合は全せん断力に対して、重ね壁形式および単独壁形式の場合は結合部付近に作用する鉛直せん断力に対して、十分な耐力を有するように設計するものとする。

(中略)

3) ジベル筋の設計

地下連続壁と内壁の接合面に配置するジベル筋は、前記1) および2) のせん断力に対し安全となるように設計し、その検討は式(解8.4.5-3)による。

$$\gamma_a \cdot \gamma_b \cdot \gamma_l \cdot \frac{V}{V_u} \leq 1.0 \quad (\text{解 } 8.4.5-3)$$

$$V_u = V_{ug} + V_{ul}$$

$$V_{ug} = \mu \cdot (n \cdot A_{rg} \cdot f_{ryd} + \sigma_N \cdot A_{cg} / \gamma_c)$$

$$V_{ul} = \mu \cdot \sigma_N \cdot A_{ul} / \gamma_c$$

ここに、 V : 床版接合面の作用せん断力

V_u : 接合面における全せん断耐力

V_{ug} : ジベル筋配置区間の全せん断耐力

V_{ul} : ジベル筋配置区間以外のコンクリートの接合面におけるせん断耐力

μ : 摩擦係数 (1.4程度: 地下連続壁は洗浄し、レイタンスを取り除き、深さ7mm程度の粗さとした場合¹⁾)

n : ジベル筋の本数 (単位幅当り)

A_{rg} : ジベル筋1本当りの断面積

f_{ryd} : ジベル筋の設計引張降伏強度

σ_N : 接合面に作用する鉛直応力度 (地下連続壁に作用する土圧等の外力)

A_{cg} : ジベル筋配置区間の全面積 (面積の境界は、最外側のジベル筋からジベル筋間隔の半分程度の距離までである)

A_{ul} : ジベル筋配置区間以外のコンクリート面積 (地下連続壁の接合面処理を行う部分のみ)

γ_a, γ_l : 「4.5 安全係数」による。

γ_b : 部材係数で、一般に1.3としてよい。

γ_c : コンクリートの材料係数

: コンクリートの摩擦分は考慮しない

図5-2(2) ジベル筋の設計 (鉄道標準より抜粋 (一部加筆))

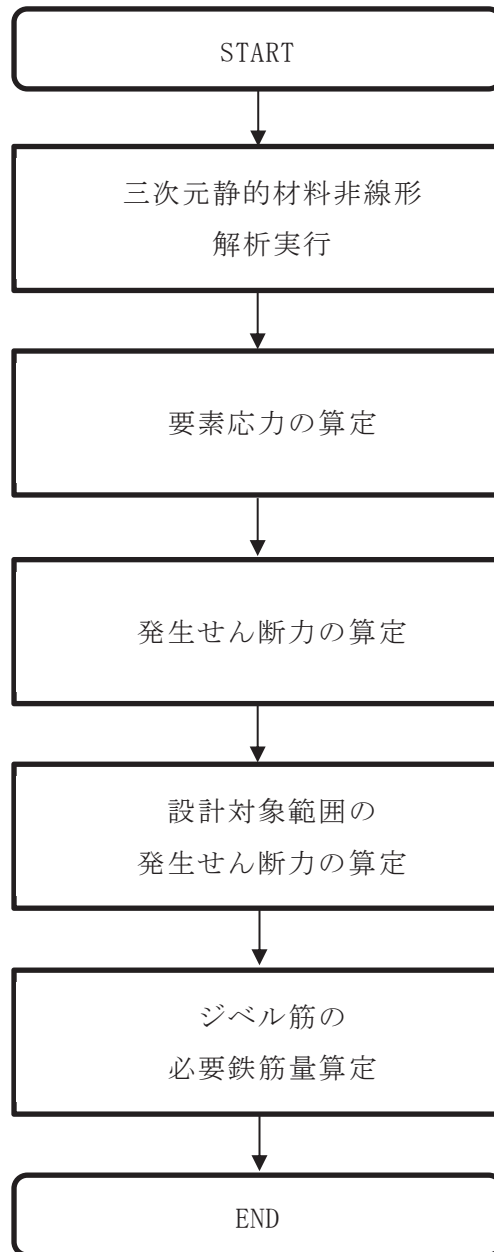


図 5-3 ジベル筋の設計フロー

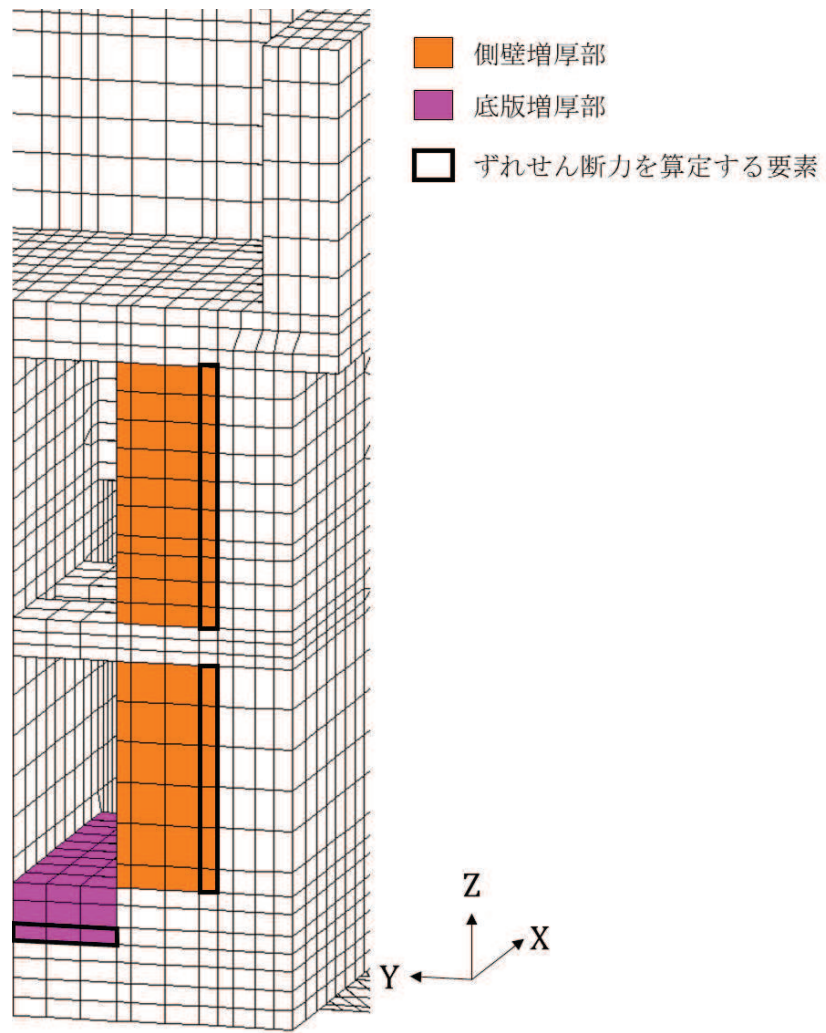


図 5-4 接合面の発生せん断力

表 5-2 発生せん断力算定に用いる応力成分と応力の作用面

	応力成分			ずれ方向の応力が作用する要素の面
	横断方向の ずれ	縦断方向の ずれ	鉛直方向の ずれ	
側壁増厚補強部	-	τ_{YX}	τ_{YZ}	XZ面
底板増厚補強部	τ_{ZY}	τ_{ZX}	-	XY面

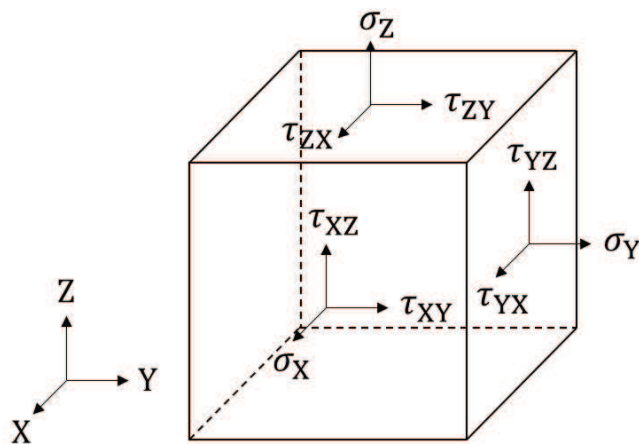


図 5-5 応力成分の作用方向

(2) 発生せん断力の算定

既設部材と補強部材の接合部に発生するせん断力は、図 5-5 に示す要素において、接合部がずれる方向のせん断応力成分と要素面積を掛けることで算定する。また、接合面に生じる 2 方向のずれを考慮するため、それらを合成した方向の発生せん断を算定し、ジベル鉄筋の設計に用いる。

(3) 設計対象範囲の発生せん断力の算定

鉄道標準に基づく発生せん断力は高さ方向の合計値となっている。三次元モデルから得られるせん断力については、接合面の要素全体のせん断力を合計して求めるが、海水ポンプ室の側壁は、図 5-6 のとおり、縦断方向で高さに変化すること、中床版で構造が分かれていること、また、底板についても縦断方向で勾配が変化することから、照査範囲を複数のブロックに分割し、ブロックごとに発生せん断力を算定する。第 3 号機海水ポンプ室は増厚補強部の導流壁の形状が単純な長方形断面のため、図 5-7 のとおり、部材内で分割せず 1 ブロックとする。

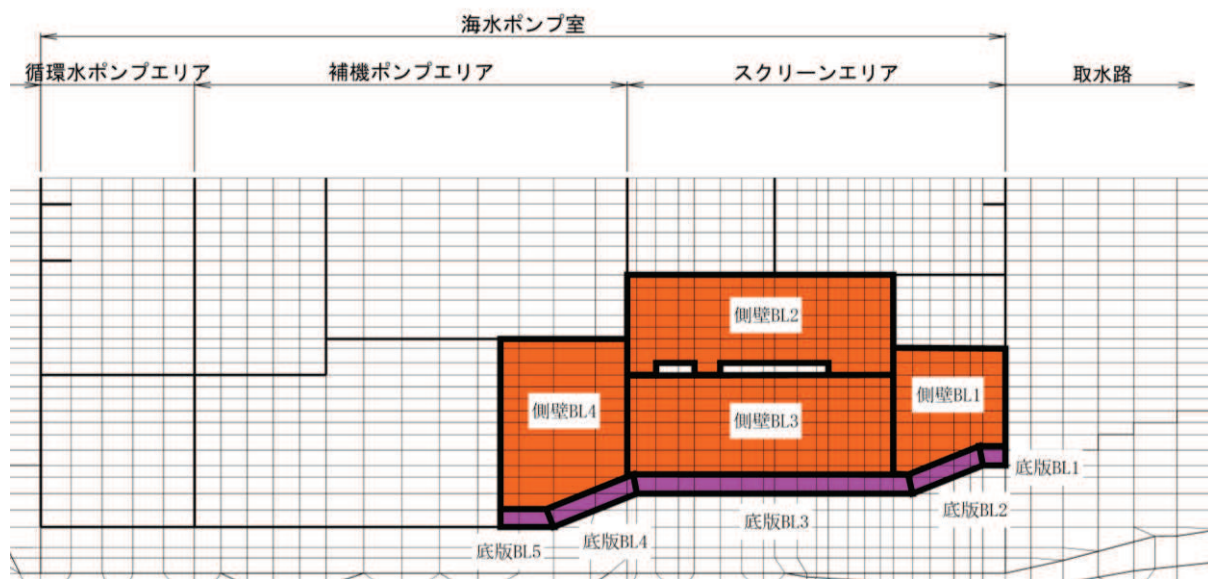


図 5-6 増厚補強範囲の分割 (海水ポンプ室)

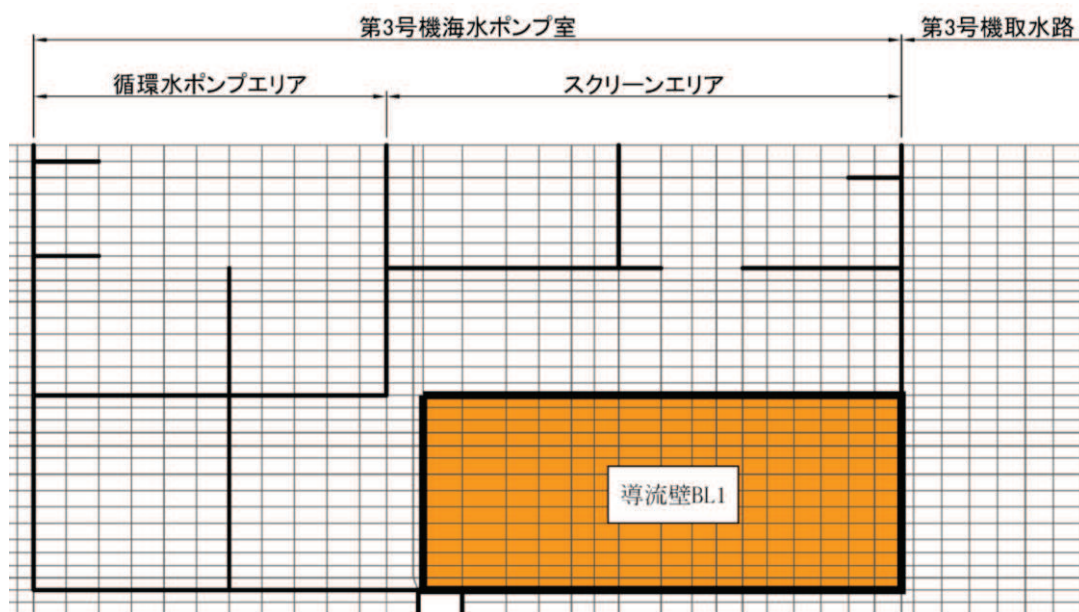


図 5-7 増厚補強範囲の分割 (第 3 号機海水ポンプ室)

(4) コンクリートの許容せん断応力との比較

三次元静的非線形解析から得られる発生せん断力に対するジベル筋の設計に加えて、コンクリートのみでずれせん断に抵抗する場合の検討を実施し、三次元静的非線形解析による設計と比較する。

コンクリートの許容せん断応力度は、「道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV 下部構造編，平成 14 年」に基づき図 5-8 の赤枠部のコンクリートのみでせん断力を負担する場合の τ_{a1} を算定し、ジベル筋によるせん断耐力との比較を行う。なお、海水ポンプ室の設計基準強度は 20.5N/mm^2 ，第 3 号機海水ポンプ室の設計基準強度は 23.5N/mm^2 であることから， τ_{a1} は，図 5-8 から線形補間して算定する。また，今回は地震時の検討であることから，割増係数 1.5 を見込んだ許容せん断応力度を算定する。

表-4.2.1 コンクリートの許容圧縮応力度及び許容せん断応力度 (N/mm²)

応力度の種類		コンクリートの設計基準強度 (σ_{ck})			
		21	24	27	30
圧縮応力度	曲げ圧縮応力度	7.0	8.0	9.0	10.0
	軸圧縮応力度	5.5	6.5	7.5	8.5
せん断応力度	コンクリートのみでせん断力を負担する場合 (τ_{a1})	0.22	0.23	0.24	0.25
	斜引張鉄筋と共同して負担する場合 (τ_{a2})	1.6	1.7	1.8	1.9
	押抜きせん断応力度 (τ_{a3})	0.85	0.90	0.95	1.00

図 5-8 コンクリートの許容せん断応力度

(道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV 下部構造編，平成 14 年より抜粋)

(5) ジベル筋の設計結果

海水ポンプ室及び第3号機海水ポンプ室の既設部材と補強部材の接合面のせん断評価結果を表5-3及び表5-4に示す。なお、接合面のせん断評価結果については、側壁及び底版ともに照査値が最大となる照査結果を示す。同表より、既設部材と補強部材の接合面に生じるせん断力は、接合面に配置したジベル筋によるせん断耐力にて受け持つことができることを確認した。

表5-3 ジベル筋設計結果（海水ポンプ室）

部材	照査位置*1	鉄筋径・ピッチ	照査用せん断力*2 (kN)	せん断耐力 (kN)	照査値
側壁	側壁 BL3	D22@300×300	152,839	195,153	0.79
底版	底版 BL1	D32@300×300	17,499	22,130	0.80

注記*1：照査位置は図5-6に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数(1.05)×部材係数(1.3)×構造物係数(1.0)

表5-4 ジベル筋設計結果（第3号機海水ポンプ室）

部材	照査位置*1	鉄筋径・ピッチ	照査用せん断力*2 (kN)	せん断耐力 (kN)	照査値
導流壁	導流壁 BL1	D22@300×300	292,866	368,920	0.80

注記*1：照査位置は図5-7に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数(1.05)×部材係数(1.3)×構造物係数(1.0)

(6) コンクリートの許容せん断応力度との比較結果

海水ポンプ室及び第3号機海水ポンプ室のコンクリートの許容せん断応力度とジベル筋のせん断耐力との比較結果を表5-5に示す。ジベル筋のせん断耐力はジベル筋設置範囲の中で鉄筋量が最も小さい箇所としている。

比較の結果、ジベル筋のせん断耐力はコンクリートの許容せん断応力度を十分上回っており、ジベル筋はコンクリートのみで負担するせん断応力度に対し余裕を持った配筋量となっていることを確認した。

表5-5 コンクリートが受け持つ許容せん断応力度とジベル筋の比較

構造	照査位置	鉄筋径・ピッチ	許容せん断 応力度 τ_{a1} *1 (N/mm ²)	ジベル筋 せん断耐力 (N/mm ²)	照査値
海水ポンプ室	側壁 BL2*2	D19@300×300	0.327	1.183	3.6
第3号機 海水ポンプ室	導流壁 BL1*3	D22@300×300	0.343	1.598	4.6

注記*1：許容せん断応力度は割増係数1.5を考慮した値。

*2：照査位置は図5-6に示す。

*3：照査位置は図5-7に示す。

5.2.2 ②部材端部に発生する曲げモーメント及びずれせん断力に対する検討

既設部材と補強部材の接合面に発生する曲げモーメントに対しては、部材端部の主筋ひずみが部材降伏の許容限界(1725 μ)を確認することとしている。なお、既設部材と補強部材の接合面に発生するずれせん断力に対しては、既設部材表面を目荒らししてコンクリートを打継ぐこと及び主鉄筋を定着することから、検討は不要とした。

補強部材端部における主筋ひずみは、別途示す。

上記の検討内容は、既設部材と新設部材の一体化が前提となっていることから、本章では主鉄筋の定着長について検討を行う。

(1) 主鉄筋の定着長に係る規格・基準

主鉄筋の定着長の算定は、「コンクリートのあと施工アンカー工法の設計・施工指針(案)(土木学会, 2014年3月)」、「あと施工アンカーの設計・施工の手引き(鉄道総合技術研究所, 平成30年1月)」及び「各種合成構造設計指針・同解説(日本建築学会, 2012年5月)」にあと施工アンカーの定着長に関する算定方法が示されている。各基準における適用範囲を表5-6に示す。

海水ポンプ室の既設部材におけるコンクリートの設計基準強度は20.5N/mm²であること、既設部材と補強部材を一体化するために用いている主鉄筋の径が最大D38を用いている。また、増厚補強部における設計に係る規格・基準として鉄道標準を参照していることから、定着長の算定において、あと施工アンカーの設計・施工の手引き(鉄道総合技術研究所)を参照することとする。

表5-6 準拠基準における適用範囲

基準	適用範囲
コンクリートのあと施工アンカー工法の設計・施工指針(案)(土木学会)	コンクリート設計基準強度*1: 18N/mm ² から36N/mm ² 鉄筋呼び径: D10からD25までの異形鉄筋 埋込み長さ: 鉄筋呼び径の7倍以上*2
あと施工アンカーの設計・施工の手引き(鉄道総合研究所)	コンクリート設計基準強度*1: 12N/mm ² から34N/mm ² 鉄筋呼び径: D10からD38までの異形棒鋼 設計有効埋め込み長さ: 鉄筋呼び径の10倍以上*2
各種合成構造設計指針・同解説(日本建築学会)	コンクリート設計基準強度*1: 18N/mm ² から48N/mm ² 鉄筋呼び径: 呼び径9mm以上25mm以下の棒鋼 有効埋込み長さ: 鉄筋呼び径の7倍以上*2

注記*1: 既設部材におけるコンクリート設計基準強度を示す。

*2: 接着系アンカーを使用した際の有効埋め込み長さを示す。

(2) あと施工アンカー工法の設計・施工の手引きに基づく定着長の算定方法

あと施工アンカーの設計・施工の手引き（鉄道総合技術研究所）におけるあと施工アンカー部の引張耐力の考え方を図 5-9 に示す。本指針では、軸引張力に対するコンクリート躯体の設計破壊耐力とアンカー筋の降伏による設計降伏耐力を算出し、両者のうち小さい値をあと施工アンカー部の設計軸引張耐力 T_{ud} としている。なお、コンクリート躯体の設計破壊耐力は、コーン破壊耐力と接着材の付着破壊耐力を考慮した値となっている。

無機系アンカーを使用する場合の軸引張力に対するコンクリート躯体の設計破壊耐力を式 (4.4.1.2-2) に、アンカー筋の設計降伏耐力を式 (4.4.1.2-3) に示されている。また、あと施工アンカー同士が近接する場合やコンクリートの縁端部が近接する場合、式 (4.4.1.4-2) 及び式 (4.4.1.4-3) から算定する低減率 α 及び β を式 (4.4.1.2-2) に乗じることで、アンカーの近接による群効果およびへりあき寸法の影響を考慮している。

海水ポンプ室の設計においては、増厚補強における主筋ひずみが部材降伏の許容限界 (1725μ) を下回ることを確認していることから、式 (4.4.1.2-3) に示すアンカー筋の設計降伏耐力を超える引張応力は作用しない。そのため、式 (4.4.1.2-2) で求まる設計破壊耐力が式 (4.4.1.2-3) で求まる設計降伏耐力を上回る有効埋め込み長さを設定することで、主鉄筋の引抜が発生しないこととなり、補強部材と既設部材の一体化を満足する設計とする。

4.4.1.2 引張耐力

(1) あと施工アンカー部の設計軸引張耐力 T_{ud} は、式(4.4.1.2-1)および式(4.4.1.2-2)に示す軸引張力に対するコンクリート躯体の設計引張破壊耐力および式(4.4.1.2-3)に示すアンカー筋の設計降伏耐力のうち小さい方の値とする。

a) 軸引張力に対するコンクリート躯体の設計引張破壊耐力

有機系アンカー

$$T_{ca} = \{1.6 \cdot \pi \cdot \phi \cdot (D+5.5\phi)(f_{ca})^{1/3} + 1.1 \cdot \pi \cdot D \cdot (l_{ad}-4\phi)(f_{ca})^{2/3}\} / \gamma_b / \gamma_n \quad (4.4.1.2-1)$$

無機系アンカー

$$T_{ca} = \{1.3 \cdot \pi \cdot \phi \cdot (D+5.5\phi)(f_{ca})^{1/3} + 0.9 \cdot \pi \cdot D \cdot (l_{ad}-4\phi)(f_{ca})^{2/3}\} / \gamma_b / \gamma_n \quad (4.4.1.2-2)$$

ここに、 T_{ca} : 軸引張力に対するコンクリート躯体の設計破壊耐力 (N)

ϕ : アンカー筋の径 (mm)

D : 穿孔径 (mm)

l_{ad} : 設計有効埋め込み長 (mm)

f_{ca} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)

γ_b : 部材係数で、一般に 1.3 とする

γ_n : 長期荷重の影響に関する係数で、長期持続荷重確認試験の載荷荷重に基づいて設定する

b) アンカー筋の設計降伏耐力

$$T_{sa} = f_{sd} \cdot A_s / \gamma_s \quad (4.4.1.2-3)$$

ここに、 T_{sa} : アンカー筋の設計降伏耐力 (N)

f_{sd} : アンカー筋の設計引張降伏強度 (N/mm²)

A_s : アンカー筋の有効断面積 (mm²)

γ_s : 部材係数で、一般に 1.05 とする

c) あと施工アンカー部の設計軸引張耐力

$$T_{ud} = \min(T_{ca}, T_{sa}) \quad (4.4.1.2-4)$$

ここに、 T_{ud} : あと施工アンカー部の設計軸引張耐力 (N)

T_{ca} : 軸引張力に対するコンクリート躯体の設計引張破壊耐力 (N)

T_{sa} : アンカー筋の設計降伏耐力 (N)

図 5-9(1) 定着長の算定方法

(あと施工アンカーの設計・施工の手引きより抜粋 (一部抜粋))

(2) あと施工アンカー同士が近接する場合

あと施工アンカー同士が近接する場合は、軸引張力に対するコンクリートく体の設計引張破壊耐力の低下の影響を考慮する必要がある。このときのコンクリートく体の設計引張破壊耐力は、式(4.4.1.2-1)および式(4.4.1.2-2)に式(4.4.1.4-2)に示す低減率 α を乗じることで求めてよい。

アンカー間隔の影響によるコンクリートく体の設計引張耐力の低減率

$$\alpha = \begin{cases} 0.5 + 0.5 \cdot d_s / 20 \phi & (d_s < 20 \phi) \\ 1.0 & (d_s \geq 20 \phi) \end{cases} \quad (4.4.1.4-2)$$

ここに、 d_s : アンカー間隔 (mm)

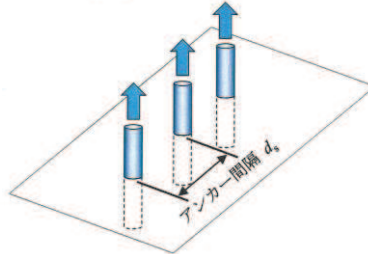


図 4.4.1.4-1 アンカー間隔

(3) あと施工アンカーとコンクリートの縁端部が近接する場合

a) 引張耐力

あと施工アンカーとコンクリートの縁端部が近接する場合、すなわち、へりあき寸法が小さい場合は、軸引張力に対するコンクリートく体の設計引張破壊耐力の低下の影響を考慮する必要がある。このときのコンクリートく体の設計引張破壊耐力は、式(4.4.1.2-1)および式(4.4.1.2-2)に式(4.4.1.4-3)に示す低減率 β を乗じることで求めてよい。

へりあき寸法の影響によるコンクリートく体の設計引張破壊耐力の低減率

$$\beta = \begin{cases} d_e / 10 \phi & (d_e < 10 \phi) \\ 1.0 & (d_e \geq 10 \phi) \end{cases} \quad (4.4.1.4-3)$$

ここに、 d_e : へりあき寸法 (mm)

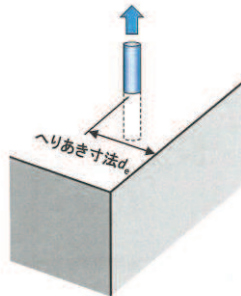


図 4.4.1.4-2 へりあき寸法

図 5-9(2) 定着長の算定方法 (あと施工アンカーの設計・施工の手引きより抜粋)

(3) 定着長の算定結果

海水ポンプ室では、図 5-10 に示すとおり増厚補強を実施している。

無機系アンカーを使用する場合の軸引張力に対するコンクリート躯体の設計破壊耐力は式(4.4.1.2-2)を用いて算出されるが、あと施工アンカー同士が近接する場合やコンクリートの縁端部が近接する場合に低減率を考慮して定着長を算定することとなっている。定着長の算定に影響を及ぼす鉄筋径と各部材における主鉄筋の間隔による低減率 α 及びコンクリートの縁端部までの距離による低減率 β を表 5-7 に示す。補強位置毎に鉄筋径、低減率 α 及び β が異なっているため、本章では、鉄筋径及び低減率が大きい「底版、側壁(水路部)」を、また、低減率 β を考慮している「竜巻防護ネット支持部」を代表部材として選定し、定着長の算定結果を示す。

定着長の算定結果を表 5-8 に、既設部材と補強部材接合面における定着長を図 5-11 に示す。

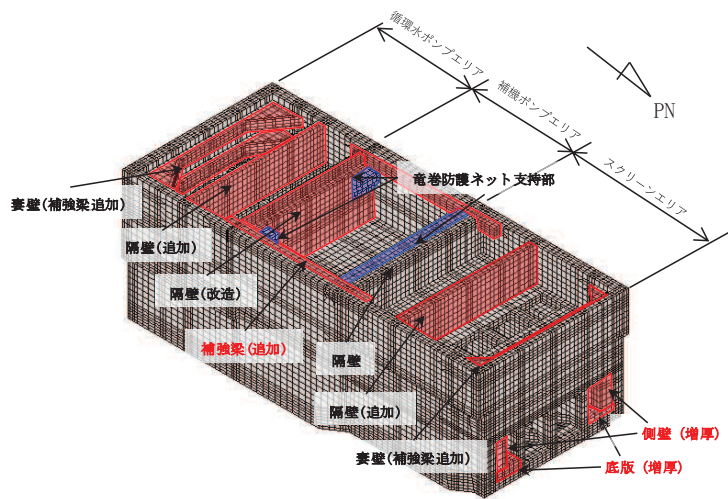


図 5-10 海水ポンプ室 補強概要図(再掲)

表 5-7 増厚補強箇所における鉄筋径及び低減率

増 厚 補 強 箇 所		鉄筋径	低 減 係 数	
			α	β
竜巻防護ネット支持部		D25	0.65	0.72
側壁上部（補強梁追加）		D35	0.61	0.82
底版，側壁（水路部）		D35	0.43	1.00
北側妻壁 （補強梁追加）	水平方向（縦断）	D32	0.62	1.00
	水平方向（横断）	D38	0.70	1.00
南側妻壁 （補強梁追加）	水平方向（縦断）	D22	0.84	1.00
	水平方向（横断）	D32	0.73	1.00
隔壁（追加） （スクリーンエリア）	水平方向（横断）	D35	0.43	1.00
	鉛直方向			
隔壁（改造） （補機ポンプエリア）	水平方向（横断）	D32	0.42	1.00
隔壁（追加） （循環水ポンプエリア）	水平方向（横断）	D35	0.56	1.00
	鉛直方向	D35	0.61	1.00

5.2.3 ③接合面での剥離に対する検討

(1) 接合面での剥離に対する設計方針

接合面は表面処理を十分に行うことから、接合面における引張応力の許容限界は、コンクリートの引張強度 ($f_{tk}=0.23f_{ck}^{2/3}=1.72\text{N/mm}^2$) を下回ることである。今回は、施工から期間が経過したコンクリートへの打継であることから、コンクリートの引張強度に対し保守的に 1.5N/mm^2 を許容付着強度とする。また、基準地震動 S_s 三次元静的材料非線形解析による既設部材と補強部材の接合面の要素に発生する引張応力のうち最大値を、海水ポンプ室を例に表 5-9 に示す。接合面に発生する応力は許容付着強度を下回ることを確認した。

表 5-9 接合面における最大引張応力

部材	地震動	算出位置*	発生引張応力 (N/mm^2)	許容付着強度 (N/mm^2)
側壁	$S_s - N1 (+ +)$	BL1	1.03	1.5
底板	$S_s - N1 (+ +)$	BL1	1.33	

注記*：算出位置は図 5-6 に示す。

(2) 接合面の施工方針

接合面はブラスト処理による目荒らしを行うこととし、施工仕様は「構造物施工管理要領（東日本高速道路株式会社，中日本高速道路株式会社，西日本高速道路株式会社 令和 2 年 7 月）」を参考に図 5-12 のとおりサンドブラスト（噴射速度： 30kg/m^2 ）とする。本基準の適用範囲は、既設コンクリートと新材料の付着・一体化を図るために実施する既設コンクリートの表面処理であり、表面処理の対象は、コンクリート又は断面補修材の打継等とされている。海水ポンプ室等は、既設コンクリートに表面処理を行い、打継を行うため、本基準は、適用範囲内である。また、施工仕様は株式会社高速道路総合技術研究所で行われた試験結果に基づくもので、サンドブラスト（噴射速度： 30kg/m^2 ）にて施工すれば、付着強度 1.5N/mm^2 を確保できるとされている。念のため、女川での施工仕様の適用性を確認する目的で付着試験を実施し、付着強度 1.5N/mm^2 を確保していることを確認した。試験の詳細については「参考資料 9 既設部材と新設部材のコンクリートの付着力について」に示す。

3 コンクリート構造物

3-1 事前処理

3-1-1 表面処理

(1) 適用

本節は、既設コンクリートと新材料との良好な付着・一体化を図るために実施する既設コンクリートの表面処理に適用する。

(2) 定義

表面処理とは、コンクリートまたは断面補修材の打継ぎ等で、既設コンクリートと新材料との一体化を図るために既設コンクリート表面の脆弱層、レイタンス、ごみ等を取り除くために1mm程度の研掃を行う処理のことをいう。

(3) 表面処理の要求性能

表面処理の要求性能は、既設コンクリートと新設材料とが良好な付着・一体化性状が得られること。

(4) 表面処理の性能照査

表面処理の性能照査は、表 3-1-1 に示す基準値を満足するものとする。

表 3-1-1 付着性能の照査項目

項目	規格値	備考
付着性能	1.5N/mm ² 以上	試験法 422 を標準

注) 但し、床版上面増厚工の新旧コンクリート界面の付着強度については、4-3 床版上面増厚工 4-3-4 施工管理によるものとする。

- (1) 耐震補強や改築、拡幅工事では、既設コンクリート構造物に新たなコンクリートを打継ぎ、新旧コンクリートを一体化するとみなして部材設計が行われる。この場合、既設コンクリート表面の確実な打継ぎ面の処理：表面処理が必要である。本節は、既設コンクリートの適切な表面処理を完成するに必要な施工管理について適用するものである。
- (2) 新旧コンクリートの良好な一体化を図るためには、打継ぎ面となる既設コンクリート表面に存在する脆弱層、レイタンス、ごみ等を適切に除去する必要がある、この処理を表面処理と定義した。一体化に良好な表面処理は、一般に1mm程度の研掃を行うのと等しくなる。
- (4) 表面処理の性能照査は、付着性能により照査するものとする。なお、表解 3-1-1 は株式会社高速道路総合技術研究所で行われた試験結果に基づくもので、処理深さ1mm程度、新旧コンクリートの付着強度が1.5N/mm²以上確保できると確認された処理方法であり、表 3-1-1 の性能照査を省略してもよい。

表解 3-1-1 付着性能を満足する表面処理工法

表面処理工法の種別	処理条件				エネルギー密度
	スチールショットブラスト	投射密度	150kg/m ²		
ブラスト工法	サンドブラスト	噴射密度	30kg/m ²		
	ノズルの種類	水圧	流量	パス数	
ウォータージェット工法	回転揺動	150MPa	5.2l/min	1	3.01 kWh/m ²
	回転1本ノズル	100MPa	9.6l/min	2	1.52 kWh/m ²
		150MPa	11.8l/min	1	1.49 kWh/m ²
		200MPa	13.6l/min	1	1.51 kWh/m ²
	回転4本ノズル	70MPa	77.0l/min	—	—

図 5-12 付着性能を満足する表面処理工法

(構造物施工管理要領 (東日本高速道路株式会社, 中日本高速道路株式会社, 西日本高速道路株式会社 令和2年7月) より抜粋)

6. 増厚補強部における数値解析による検討

増厚補強部については、「4.3.2 海水ポンプ室等での適用性」において鉄道標準に基づくせん断耐力式の適用範囲を確認したが、石橋らの実験の対象範囲外である部材もあったことから、数値解析により海水ポンプ室等において鉄道標準に基づくせん断耐力式を用いることの妥当性を検討する。検討においては、対象部材を選定し、材料非線形解析によるせん断耐力と鉄道標準に基づくせん断耐力式よりも材料非線形解析によるせん断耐力が上回ることを確認する。加えて、増厚補強部において既設部材にCCb工法によるせん断補強を実施する部材もあることから、CCbの有効率 β_{aw} の影響を考慮したせん断耐力式の妥当性を確認する。

6.1 解析モデル及び荷重条件

6.1.1 対象部材

対象部材は、「4.3.2 海水ポンプ室等での適用性」における実験条件との比較において、せん断スパン比で石橋らの実験の対象範囲外となった底版を対象とする。底版は、増厚補強部でCCb工法による補強を実施しているため、CCbの有効率 β_{aw} の影響も併せて確認する。

次にせん断スパン比が大きい部材の代表として側壁（水路部）（側壁①）を選定する。側壁については、石橋らの実験の確認範囲外となった既設部材にせん断補強鉄筋が配置されず、補強部材にのみせん断補強鉄筋が配置されるエリア（気中部）についても選定する（側壁②）。底版及び側壁の補強部材のコンクリート強度は「2.1 補強経緯」にも示す通り、 30N/mm^2 としているため、補強部材の強度は 30N/mm^2 でモデル化する。解析手法は、材料非線形解析（解析コード：WCOMD Studio（Ver. 1.00.02））とする。解析断面位置図を図6-1～図6-4に示す。

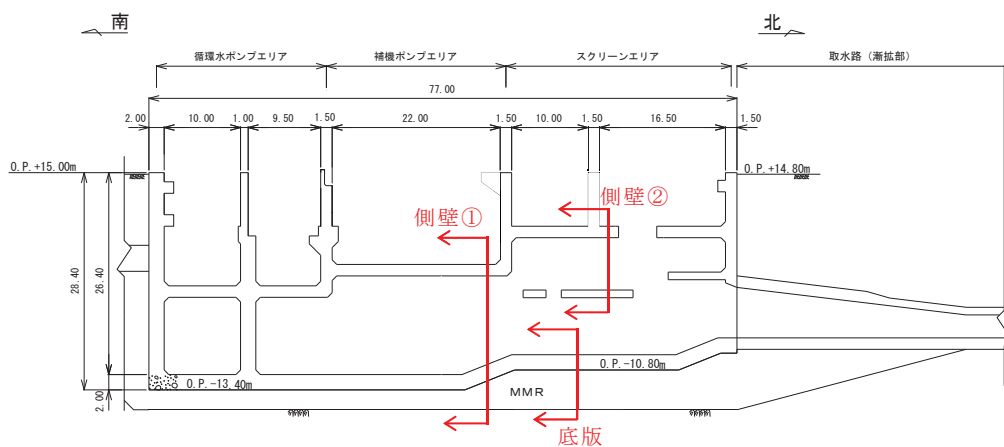


図 6-1 解析断面位置図

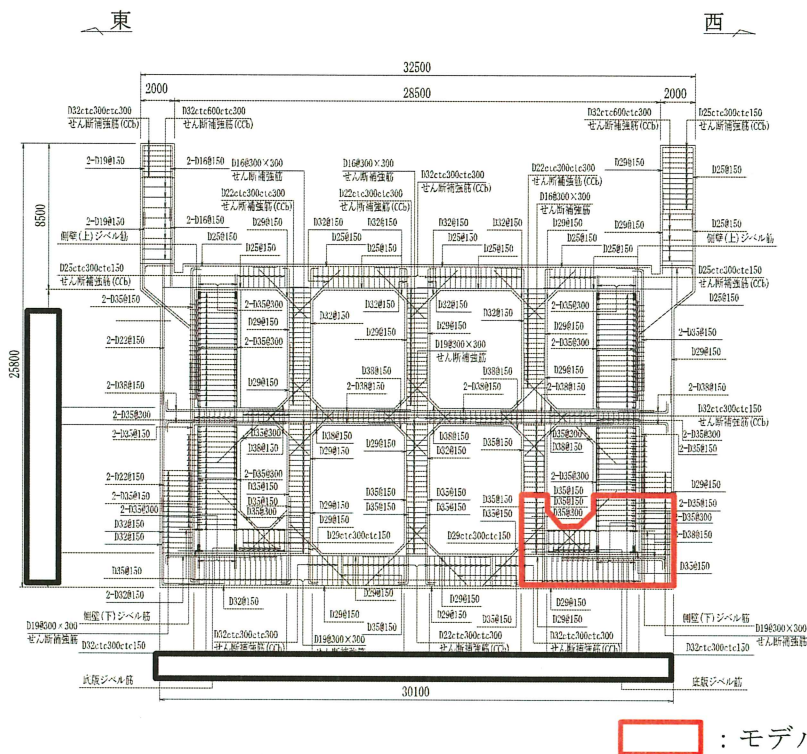


図 6-2 解析断面位置図 (底版)

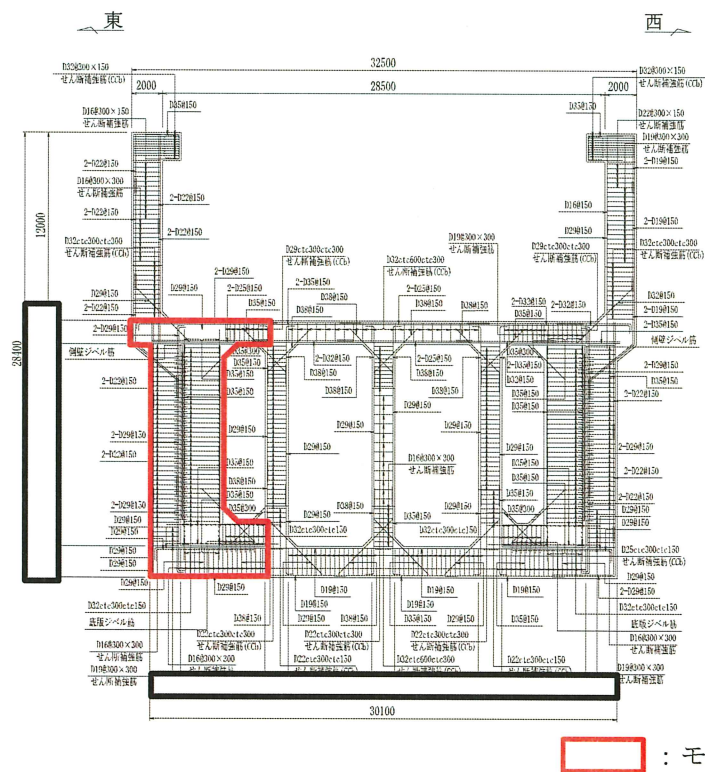


図 6-3 解析断面位置図 (側壁①)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

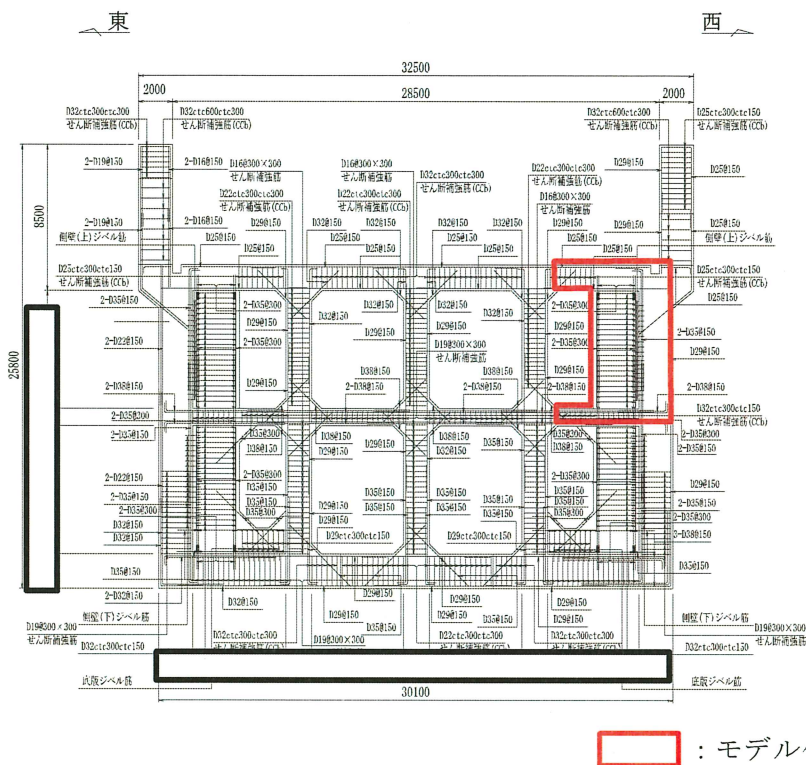


図 6-4 解析断面位置図 (側壁②)

6.1.2 解析モデル

評価対象部材の解析モデルを図 6-5～図 6-7 に、構造解析により得られた荷重を材料非線形解析へ载荷するイメージ図を、底版を代表として図 6-8 に示す。材料非線形解析に用いる構成則、CCb のモデル化等については、「資料 1 添付資料 2 女川 2 号機における部材諸元他の適用性の検討」に基づきモデル化する。既設部材と補強部材の接合条件については、ジベル筋等により一体化を図ることから、剛結とする。各部材において三次元静的材料非線形解析により得られる断面力分布及び数値解析モデルに载荷する荷重図を図 6-9～図 6-11 に示す。

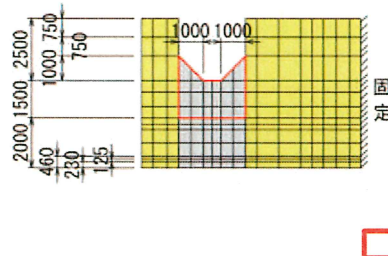
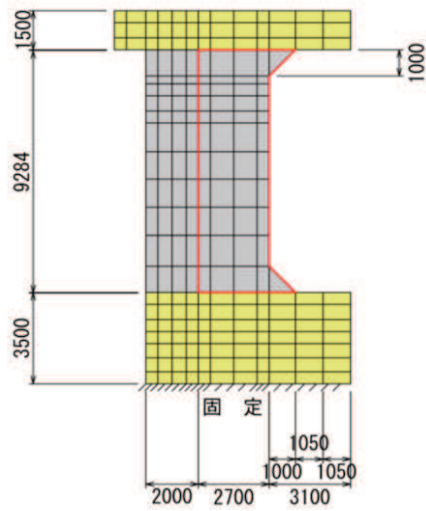


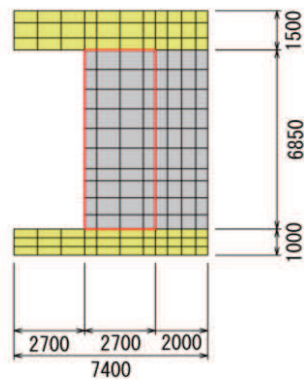
図 6-5 解析モデル図 底版

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



□: 補強部

図 6-6 解析モデル図 側壁①



□: 補強部

図 6-7 解析モデル図 側壁②

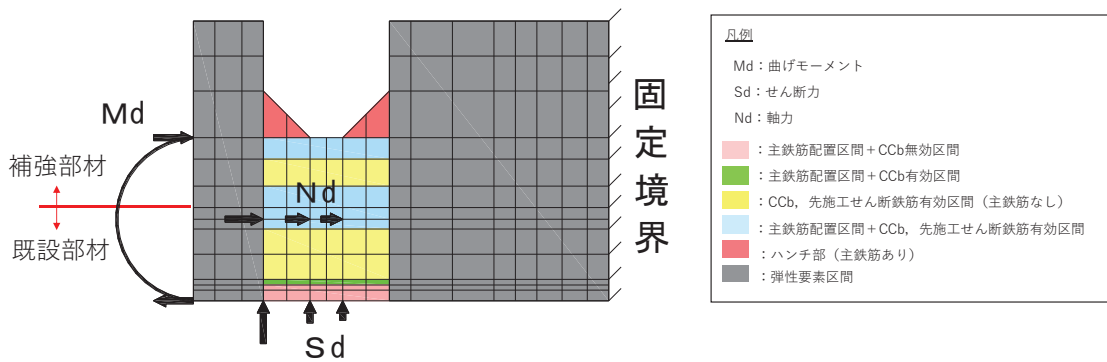
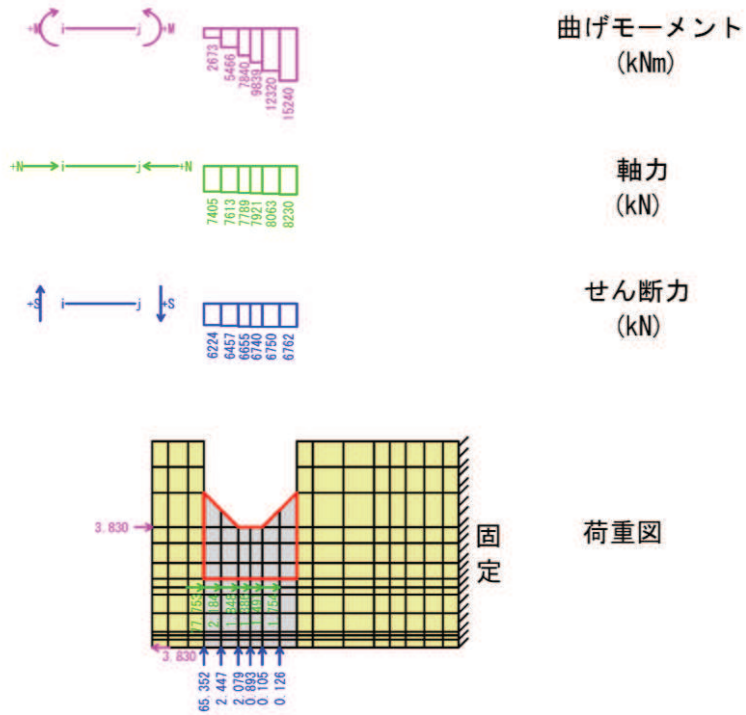
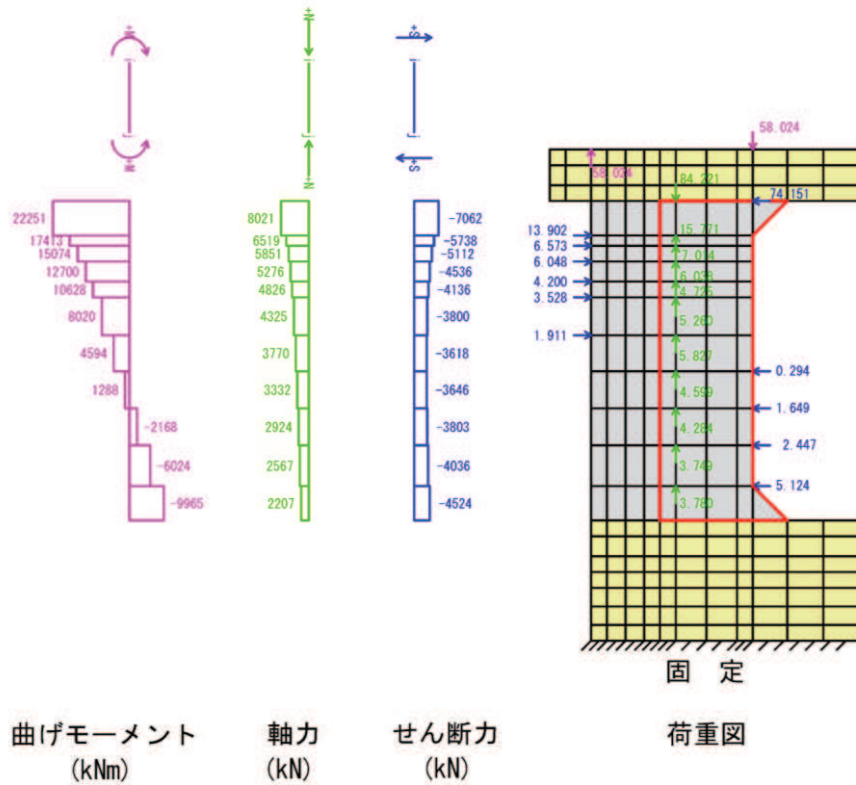


図 6-8 載荷イメージ図



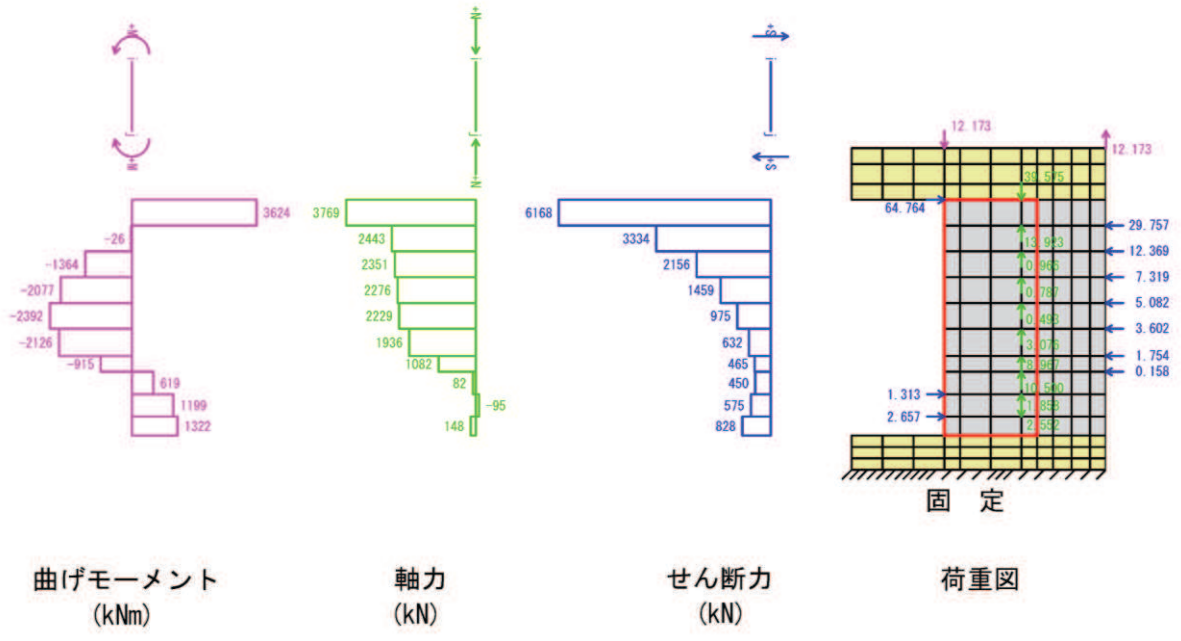
□: 補強部

図 6-9 断面力分布及び荷重図 底版



□: 補強部

図 6-10 断面力分布及び荷重図 側壁①



□: 補強部

図 6-11 断面力分布及び荷重図 側壁②

6.1.3 荷重条件

材料非線形解析にて考慮する荷重は、「資料9 海水ポンプ室の耐震安全性評価」に示す三次元静的材料非線形解析で得られた断面力を表現できる荷重を与える。また、鉄筋コンクリートの非線形特性を考慮するため、十分小さい値を漸増載荷する。

6.1.4 破壊判定基準

材料非線形解析における構造部材の破壊判定は、荷重—変位曲線において変位が急激に増加した場合とし、その変位が増加する直前の荷重をせん断耐力とする。

6.1.5 妥当性の確認

材料非線形解析において算出されるせん断耐力が、鉄道標準による設計せん断耐力を上回ることを確認する。

また、部材に発生するひび割れや変形状態から、特異な状態となっていないことを確認する。

6.2 数値解析結果

材料非線形解析によるせん断耐力の算定結果を表 6-1 に、せん断力-変位関係図を図 6-12~図 6-14 に、破壊時のひび割れ変形図を図 6-15~図 6-17 に示す。せん断耐力のうち、材料非線形解析の算定値はトンネル標準示方書の評価式によるせん断耐力を十分上回ることを確認した。せん断力-変位関係図について、せん断力と変位は破壊に至るまで一定の割合で増加しており、増加傾向に特異な点は見られない。また、ひび割れ変形図について、部材の全体にひび割れが分布している。また、底版には Ccb 補強を行っているが、既設部材と増厚補強が一体として挙動していることを確認した。

部材ごとでせん断耐力式によるせん断耐力と材料非線形解析によるせん断耐力を比較すると、せん断スパン比が小さい底版の方が材料非線形解析によるせん断耐力に対する裕度が小さくなっている。これは、底版の破壊形態が圧縮縁の破壊による、ディープビーム的な破壊形態となっており、耐力点に至るまでの鉄筋とコンクリートのせん断力の負担割合が、棒部材に比べディープビームの方がコンクリートの負担分が大きくなっていることが原因であると考えられる。また、側壁においては、側壁①と側壁②の裕度を比較すると、既設部材にせん断補強筋が配置されない側壁②の方が、既設部材が破壊に至ることで側壁①よりも裕度が小さい結果となった。

底版は、ディープビーム的な破壊形態となっているが、鉄道標準に基づくせん断耐力式は、棒部材式をベースとして構成されていることから、ディープビーム式によるせん断耐力との比較を行う。ディープビーム式によるせん断耐力は 7463kN であり、材料非線形解析によるせん断耐力が上回ることを確認した。今回、棒部材式によるせん断耐力式よりも、ディープビーム式によるせん断耐力の方が小さくなった。これは、ディープビーム式の鉄筋負担分 $V_{s,d}$ が、せん断補強鉄筋量に応じて低減される構成となっており、底版のせん断補強仕様(既設側: D32@300×300, 新設側: D29@300×300) が比較的大きいためと考えられる。棒部材式及びディープビーム式によるせん断耐力のどちらに対しても材料非線形解析によるせん断耐力の方が大きい結果となり、せん断スパン比によらず鉄道標準に基づくせん断耐力式を適用できることを確認した。

表 6-1 解析結果

	せん断耐力		
	せん断耐力式によるせん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	材料非線形解析によるせん断耐力 $V_{u d}$ (kN)	裕度 $V_{u d} / V_{y d}$
底版	9038	11184	1.23
側壁①	7470	15158	2.02
側壁②	6407	9457	1.47

注記* : 材料非線形解析による設計せん断耐力 $V_{y d} = \text{せん断耐力 } Q_u / \gamma_{b 1}$

$\gamma_{b 1}$: 部材係数 (1.13)

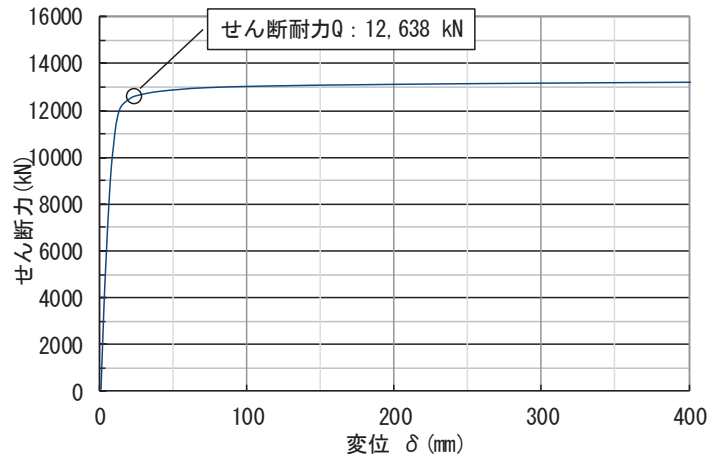


図 6-12 せん断力-変位関係 (底版)

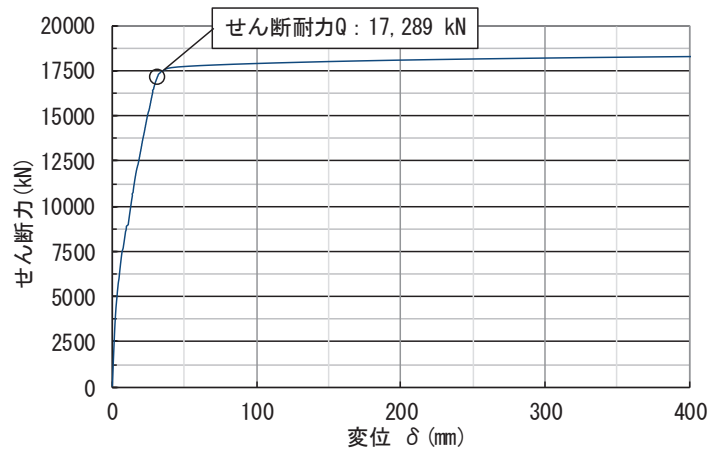


図 6-13 せん断力-変位関係 (側壁①)

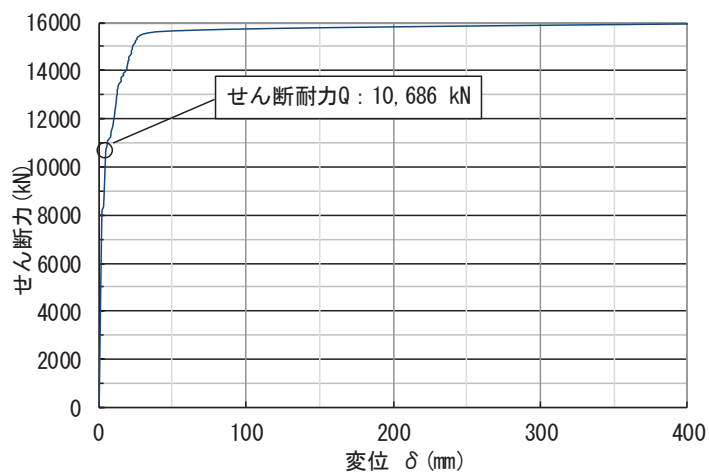


図 6-14 せん断力-変位関係 (側壁②)

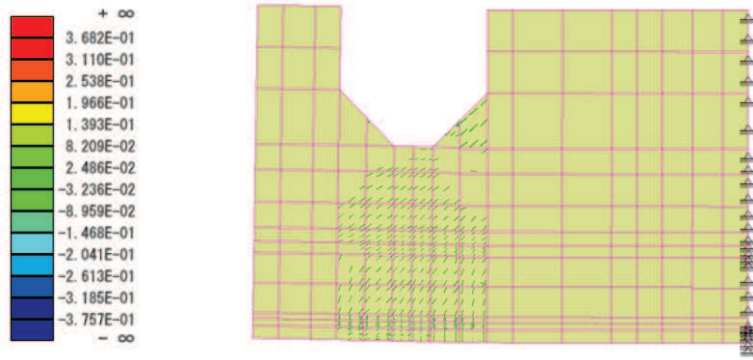


図 6-15 ひび割れ変形図 (底版)

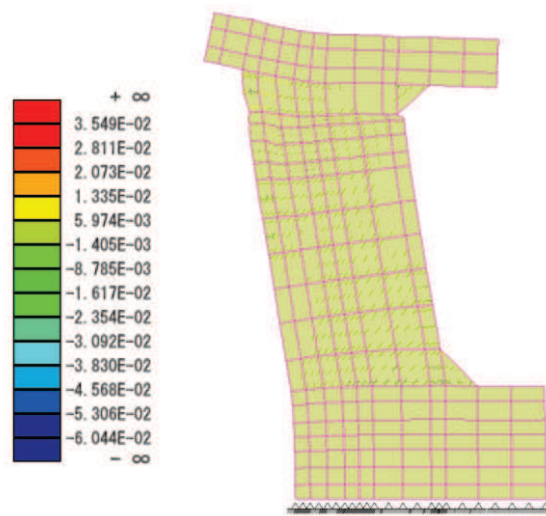


図 6-16 ひび割れ変形図 (側壁①)

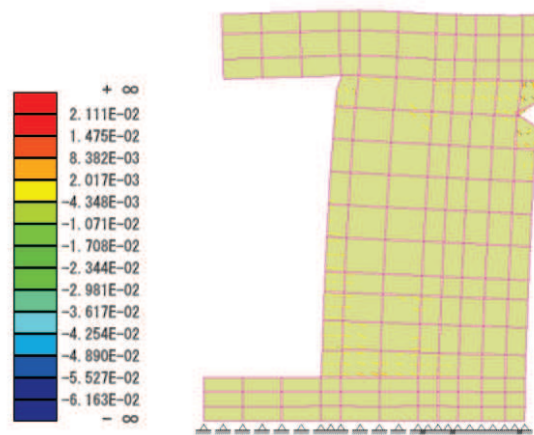


図 6-17 ひび割れ変形図 (側壁②)

7. まとめ

海水ポンプ室等については、構造部材の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する補強を目的に、既設部材への増厚補強、隔壁の追加及びCCb工法によるせん断補強を行っており、一体部材として耐震評価を行っていることから、既設部材と補強部材を一体部材として設計すること及び鉄道標準に基づくせん断耐力式を用いた設計の妥当性を以下のとおり確認した。

- ・ 海水ポンプ室等の増厚補強部の設計に採用している規格・基準について、海水ポンプ室等の既設部材と補強部材の部材厚比が規格・基準における2:1~1:2の範囲内であることを確認した。また、規格・基準の基となる実験条件に基づいて、せん断スパン比、既設部材のせん断補強の有無及び増厚補強部へのCCb工法の適用が実験の対象範囲外となることから、数値解析により設計の妥当性を確認する部材を抽出した。
- ・ 既設部材と補強部材の接合面に発生する応力の観点から、①接合面に発生するせん断力、②部材端部に発生する曲げモーメント及び③接合面での剥離の3つの応力を明確にし、各応力状態に対する設計・施工方針および設計結果を示し、一体部材として設計することの妥当性を確認した。
- ・ 「4. 規格・基準の適用性」において、規格・基準の基となる実験条件等の対象範囲外となる部材等を対象として、数値解析を行い、鉄道標準に基づくせん断耐力及びせん断耐力式にCCbの有効率 β_{aw} を考慮したせん断耐力よりも数値解析によるせん断耐力が上回ることを確認し、鉄道標準に基づくせん断耐力式を用いた設計の妥当性を確認した。

参考文献

- 1) 石橋忠良，斉藤啓一，寺田年夫，重ね梁のせん断設計，構造物設計資料 No. 84，日本国有鉄道 構造物設計事務所・監修，1985-12

参考資料 6 照査時刻の選定の妥当性について


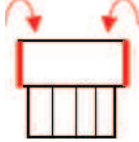


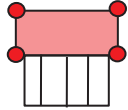
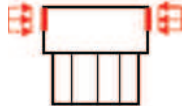
1. はじめに

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、海水ポンプ室については表 1-1 に示す照査時刻を選定している。海水ポンプ室の二次元地震応答解析断面はスクリーンエリア、補機ポンプエリア及び循環水ポンプエリアの 3 断面あり、1 断面当たり 9 時刻選定するため地震動 1 波あたり 27 時刻の照査を三次元構造解析により実施している。なお、表 1-1 に示すとおり、右向き・左向きに、荷重の載荷方向に着目して時刻を選定している。

本検討では、表 1-1 に示す照査時刻（27 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なく時刻選定が妥当であることを検証する。

検証の結果、海水ポンプ室の耐震評価において、照査時刻の荷重より大きい荷重は、中床版に軸力として作用する荷重や水路部下方に作用する荷重等であり、海水ポンプ室への耐震評価に影響を与えない荷重であることを確認した。以上から、現設計で実施している照査時刻が妥当であることを確認した。

表 1-1 照査時刻の考え方 (1 断面当たり*)

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)		下部構造 (水路) における 頂底版間の層間変位が 最大となる時刻
時刻 2, 3	曲げ・軸力系の破壊	壁 (面外)		上部構造における 各側壁の転倒曲げモーメントが最大となる時刻
時刻 4	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 5, 6	せん断破壊 (面外)	壁 (面外)		上部構造における 各側壁の水平荷重が 最大となる時刻
時刻 7	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
時刻 8, 9	曲げ・軸力系の破壊 及び せん断破壊 (面外)	壁 (面外)		上部構造における 各側壁の上部荷重が 最大となる時刻

注記* : 1 断面当たり 9 時刻選定しており、海水ポンプ室は 3 つの断面を有することから、
合計 27 時刻の照査を行う。

2. 確認手順

海水ポンプ室の照査時刻は、表 1-1 に示すとおり、1 断面当たり 9 時刻選定している。そのため、3 断面を有する海水ポンプ室では、地震動 1 波当たり合計 27 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、621 ケースの三次元構造解析による耐震評価を行っている。

海水ポンプ室の耐震評価における照査時刻の妥当性の検証は、図 2-3 に示す確認フローに基づき行うこととし、選定した 27 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、海水ポンプ室の耐震評価で選定した照査時刻包絡荷重（27 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海水ポンプ室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、海水ポンプ室が地中構造物であり、主たる荷重が土圧であることを踏まえ、地震時荷重は土圧に着目する。

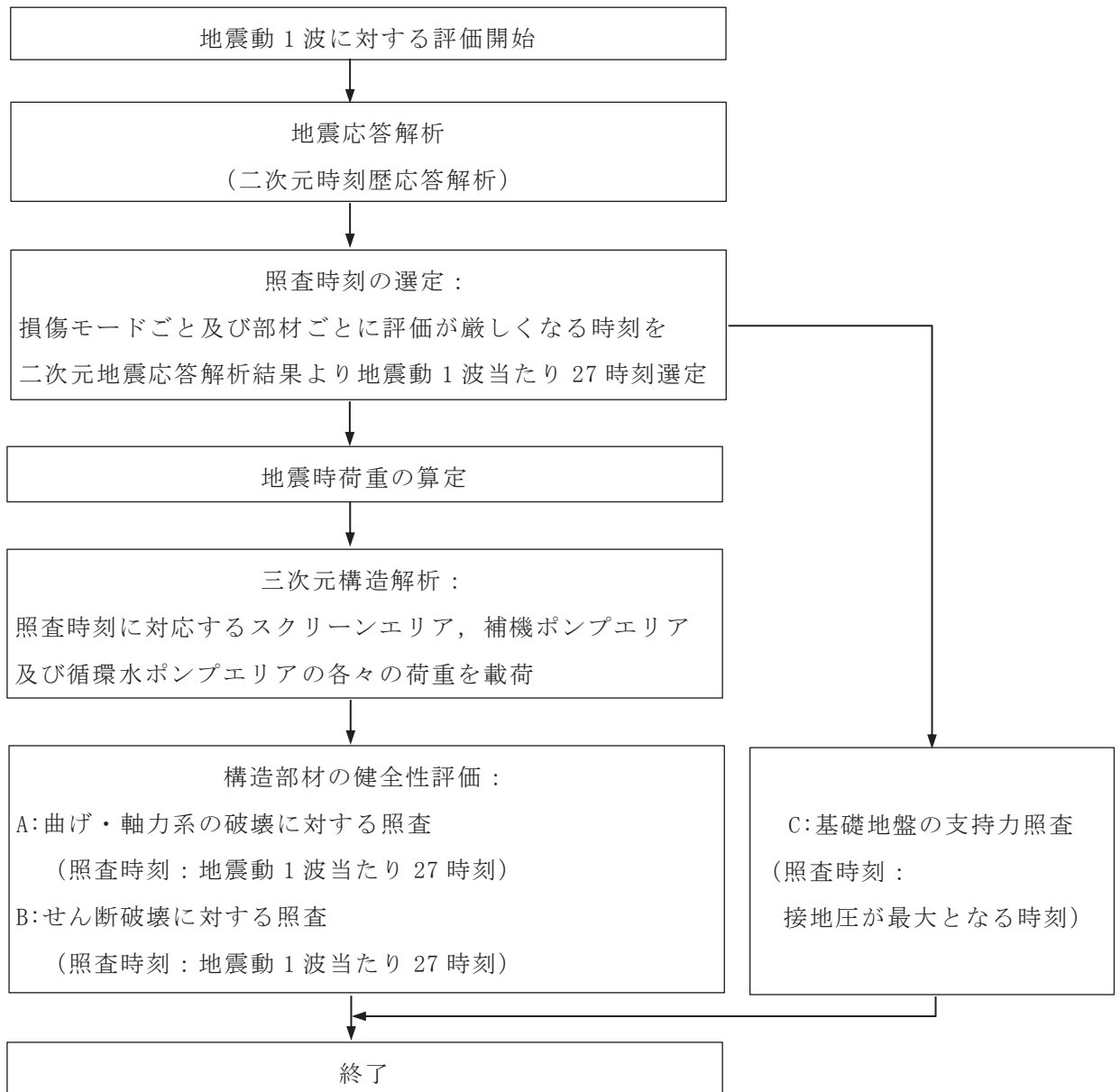


図 2-1 耐震評価フロー（基本フロー（地震動 1 波に対する評価フロー））

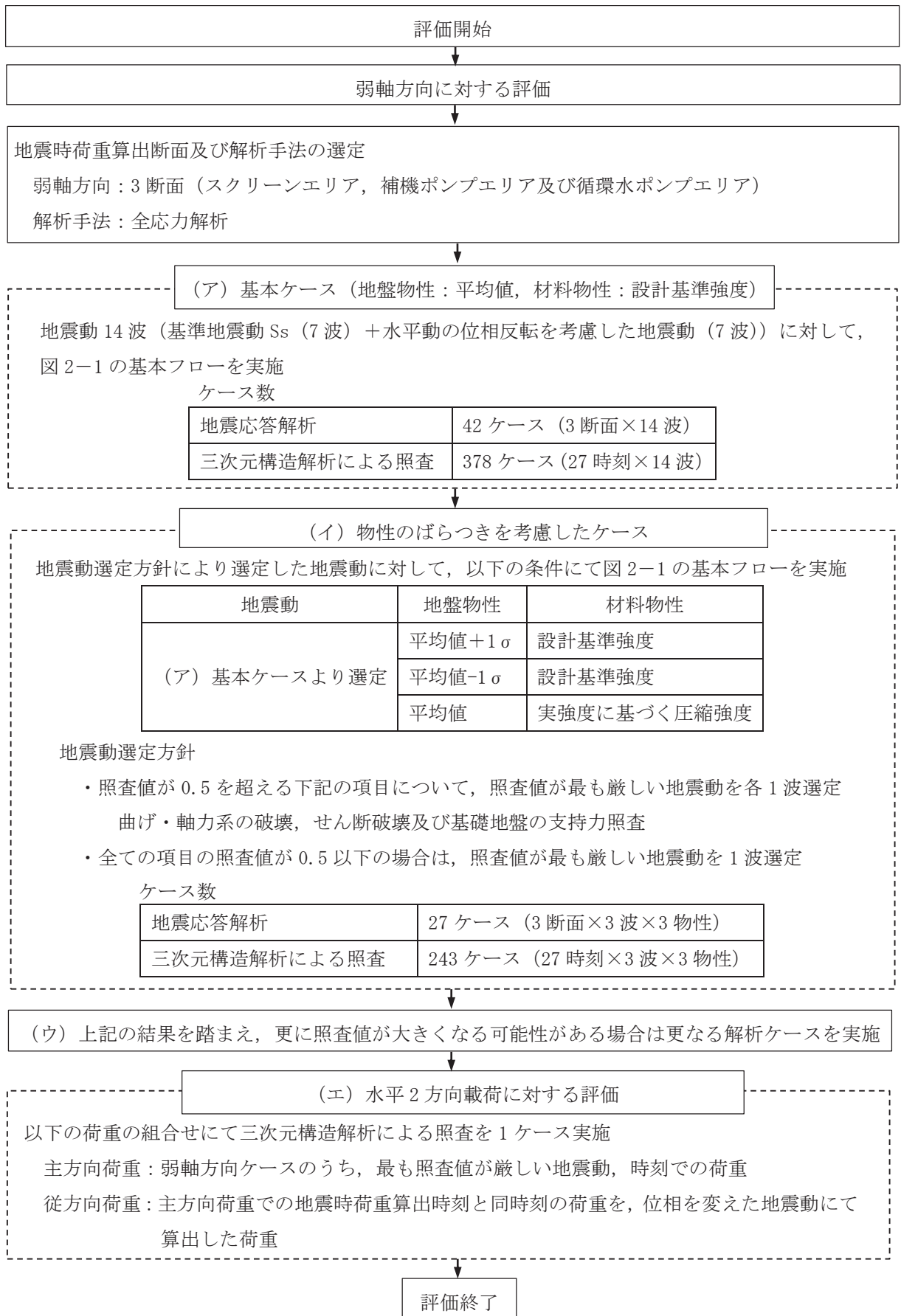
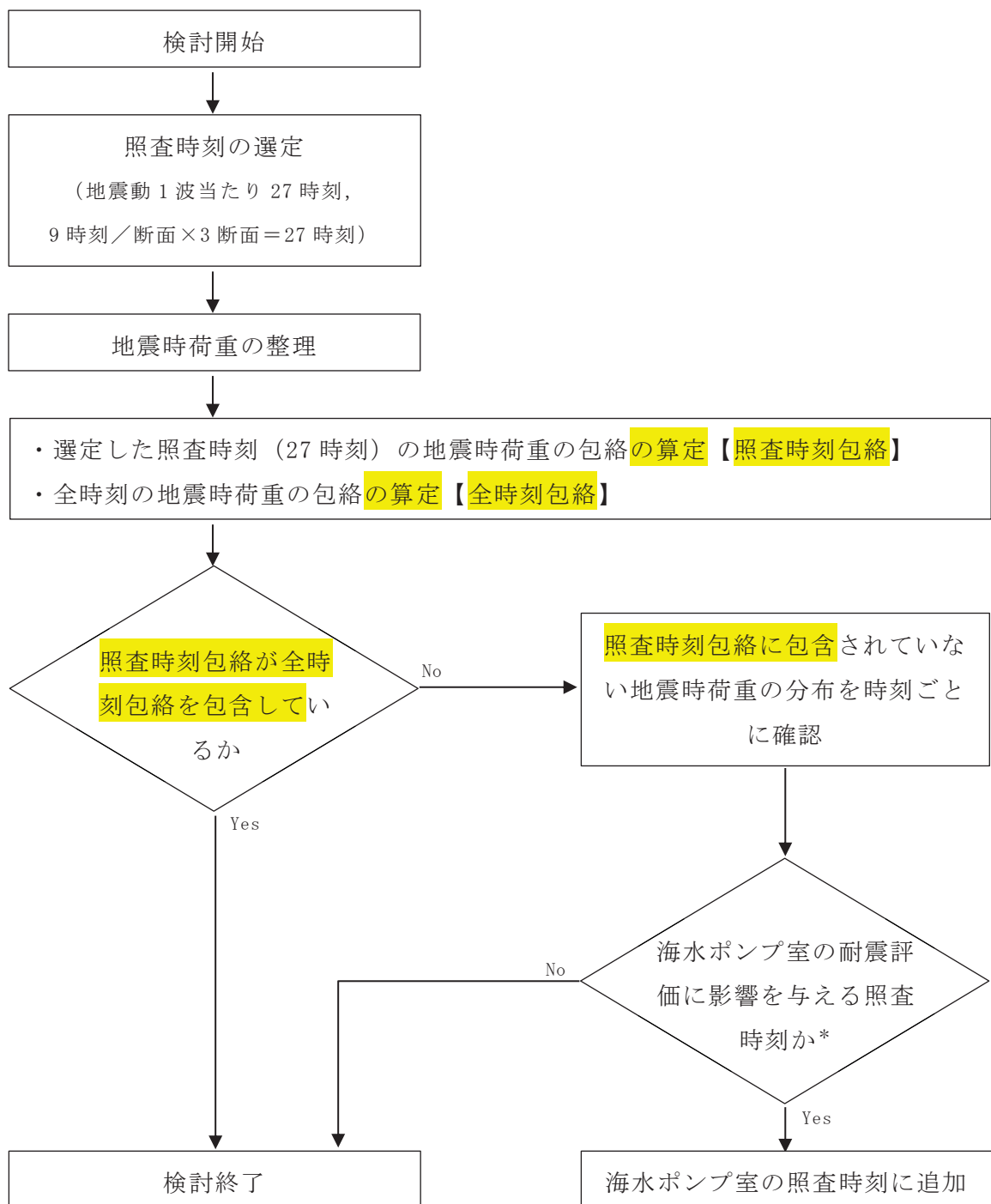


図2-2 耐震評価フロー（海水ポンプ室の三次元構造解析フロー）



注記*：深度方向の地震時荷重の分布の確認や三次元構造解析を行い確認する。

図 2-3 確認フロー

3. 確認結果

3.1 地震時荷重の整理

海水ポンプ室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。地震時荷重は，地震時土圧とし確認用の地震動は，「資料9 6.2 三次元構造解析結果」に示すとおり，曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査において，照査値が厳しい $S_s - N1$ （++）とする。

スクリーンエリア，補機ポンプエリア及び循環水ポンプエリアの各断面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～図3-3に示す。図3-2の補機ポンプエリア東側の側壁及び図3-3の循環水ポンプエリアの両側壁に作用する地震時荷重については，照査時刻包絡と全時刻包絡がおおむね一致していることが確認できるが，その他のエリアについては，一部の範囲において，照査時刻包絡が全時刻包絡を包含できておらず，その差が大きい箇所（図3-1の①，②，③及び図3-2の①）があることから，当該箇所の時刻を抽出し，海水ポンプ室の耐震評価への影響を確認する。

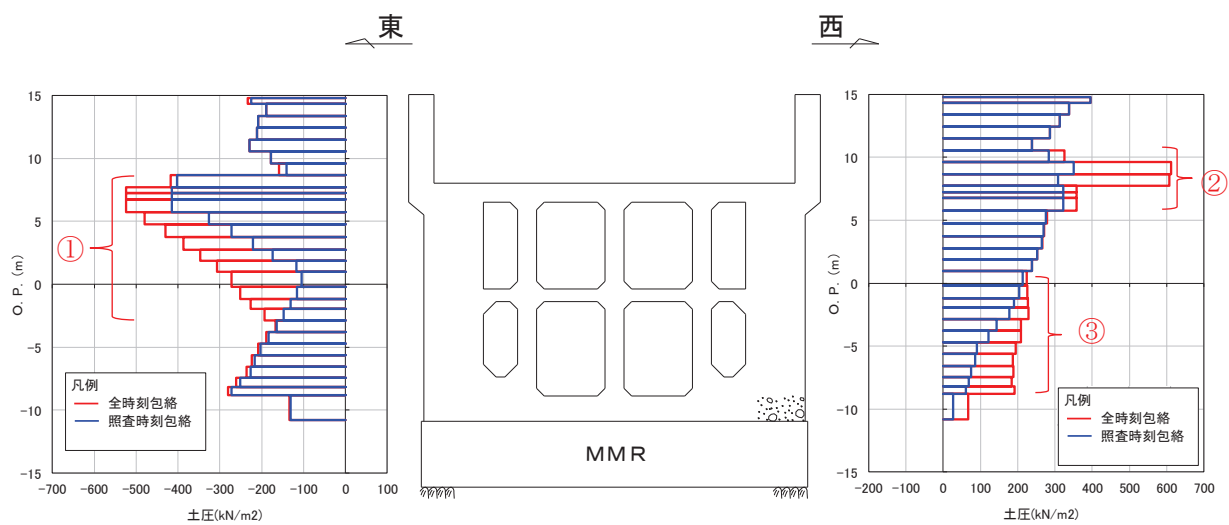


図 3-1 地震時荷重の比較 (スクリーンエリア)

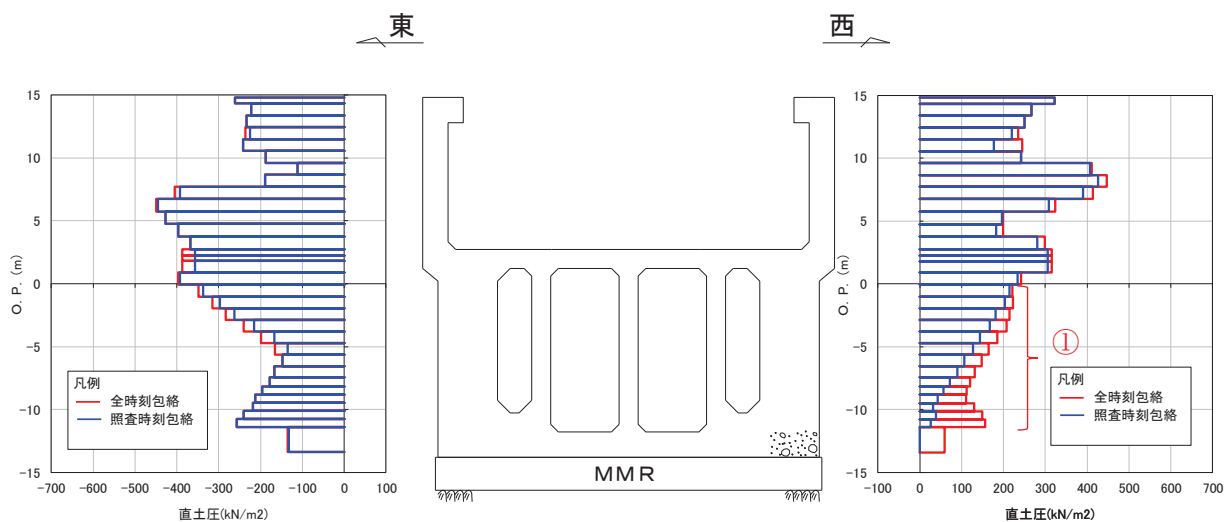


図 3-2 地震時荷重の比較 (補機ポンプエリア)

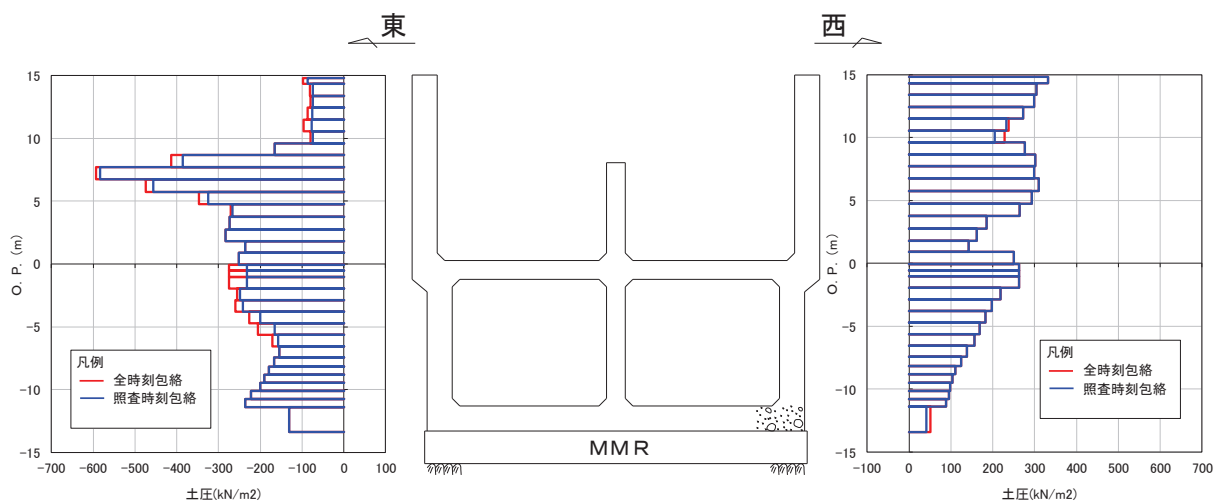


図 3-3 地震時荷重の比較 (循環水ポンプエリア)

3.2 海水ポンプ室の耐震評価への影響確認

各エリアにおける、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、海水ポンプ室の耐震評価への影響を確認する。

図3-1～図3-3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箇所は以下のとおりとなる。

(1) スクリーンエリア

- ① 東側：0.P.+8.0m～0.P.-2.0m 付近
- ② 西側：0.P.+10.0m～0.P.+6.0m 付近
- ③ 西側：0.P.+0.0m～0.P.-9.0m 付近

(2) 補機ポンプエリア

- ① 西側：0.P.+0.0m～0.P.-12.0m 付近

(3) 循環水ポンプエリア

循環水ポンプエリアの両側壁に作用する地震時荷重については、照査時刻包絡と全時刻包絡がおおむね一致している。

3.2.1 スクリーンエリアの影響確認

(1) 「① 東側：0.P.+8.0m～0.P.-2.0m 付近」における耐震評価への影響

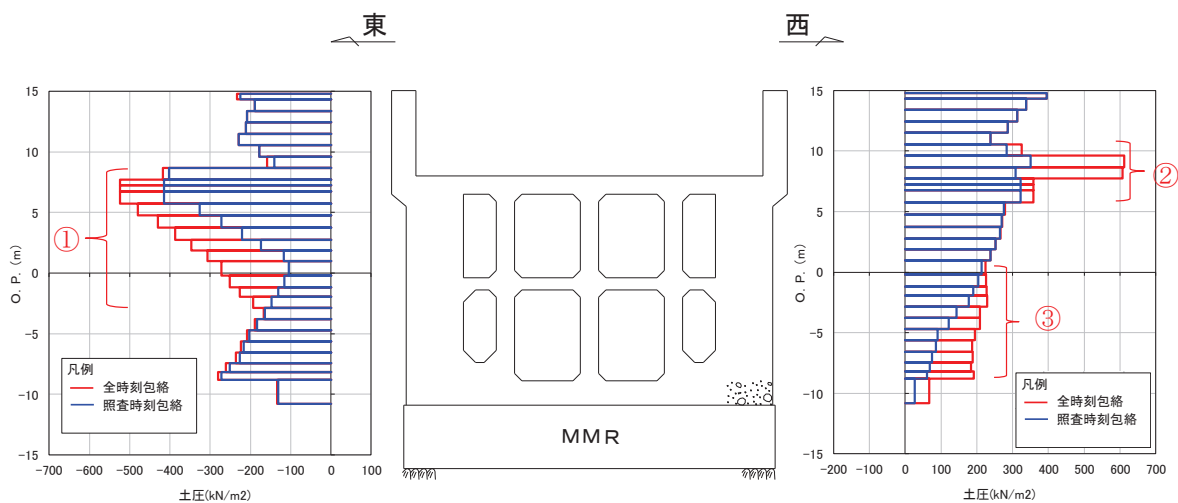
当該位置において地震時荷重が最大となる時刻を抽出（7.56秒、7.57秒、7.59秒）し、抽出時刻の地震時荷重と全時刻包絡との比較結果を図3-4に示す。

東側の0.P.+8.0m～0.P.+6.0m 付近は7.56秒及び7.57秒が、0.P.+6.0m～0.P.+2.0m 付近は7.57秒が、0.P.+2.0m～0.P.-2.0m 付近は7.59秒が、おおむね全時刻包絡を包含していることがわかる。

0.P.+8.0m～0.P.+6.0m 付近において地震時荷重が最大（7.56秒、7.57秒）となるが、当該箇所には中床版があり、中床版に作用する荷重が大きい場合は、中床版への軸力として作用し、構造物全体の層間変位に影響を与えるが、別途、層間変位最大となる時刻（表1-1の時刻1及び時刻7）を選定していることから、当該荷重による海水ポンプ室への耐震評価に影響はない。同様に、0.P.+0.0m～0.P.-2.0m 付近で地震時荷重が最大（7.59秒）となるが、当該箇所においても中床版があり、作用荷重は中床版への軸力として作用することから耐震評価への影響はない。

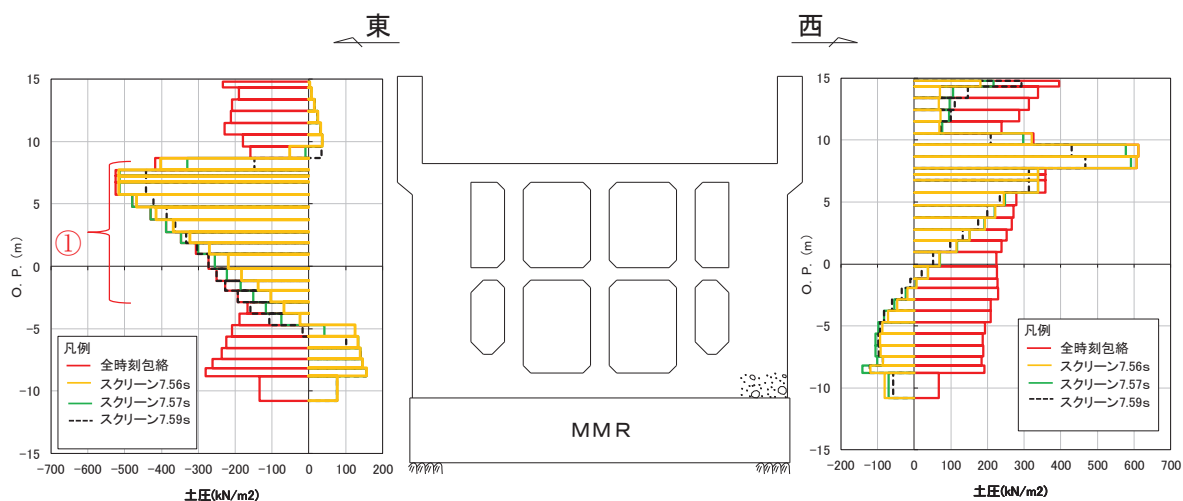
次に、0.P.+6.0m～0.P.+0.0m 付近で地震時荷重が最大（7.57秒）となる荷重については、中床版間の側壁の支間中央部で局所的な変形が懸念される荷重分布であることから、三次元構造解析を行い、その影響について確認を行う。表3-1及び表3-2に示す照査結果のとおり、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対して十分に裕度があり、厳しい照査時刻ではないことが確認できることから、当該荷重による海水ポンプ室への耐震評価に影響はない。

全時刻包絡と照査時刻包絡の比較（図 3-1 の再掲）



- ・ 「東側：O.P.+8.0m～O.P.-2.0m 付近（図の①部分）」において、全時刻包絡との差が大きい。
- ・ 当該位置で地震時荷重が最大となる時刻を抽出（7.56 秒，7.57 秒，7.59 秒）。

全時刻包絡と抽出時刻（7.56 秒，7.57 秒，7.59 秒）の地震時荷重の比較（図の①着目）



- ・ O.P.+8.0m～O.P.+6.0m 付近において、抽出時刻（7.56 秒，7.57 秒）の地震時荷重（黄，緑）が全時刻包絡（赤）を包含している。同様に O.P.+0.0m～O.P.-2.0m 付近で抽出時刻（7.59 秒）の地震時荷重（黒）が全時刻包絡（赤）を包含している。
- ・ これらの荷重は中床版に軸力として作用する荷重であり，構造物全体の層間変位に影響を与えるが，別途，層間変位最大となる時刻（表 1-1 の時刻 1 及び時刻 7）を選定していることから，当該荷重による海水ポンプ室への耐震評価に影響はない。
- ・ O.P.+6.0m～O.P.+0.0m 付近で，抽出時刻（7.57 秒）の地震時荷重（緑）が全時刻包絡（赤）を包含しており，中床版間の側壁の支間中央部で局所的な変形が懸念される荷重分布であることから，三次元構造解析を行い，その影響について確認を行う。
- ・ 表 3-1 及び表 3-2 の照査結果より，曲げ軸力系及びせん断破壊に対して十分に裕度があることから，当該荷重による海水ポンプ室への耐震評価に影響はない。

図 3-4 荷重比較図（図 3-1 の①に着目）

表 3-1 三次元構造解析結果（曲げ・軸力系の破壊，7.57 秒着目）

評価部材	照査用ひずみ ^{*1, 2}		
	コンクリートの 圧縮ひずみ (許容限界：2000 μ)	主筋ひずみ (許容限界：1725 μ)	面内せん断 ひずみ (許容限界：2000 μ)
底版	407 μ (687 μ)	993 μ (1318 μ ^{*3})	—
中床版	474 μ (639 μ)	453 (1200 μ)	—
側壁	747 μ (826 μ)	1120 μ (1490 μ)	—
隔壁	1450 μ (1695 μ)	545 μ (1359 μ)	229 μ (505 μ)
導流壁	154 μ (230 μ)	35 μ (191 μ)	—
妻壁	122 μ (191 μ)	44 μ (83 μ)	59 μ (367 μ)

注記*1：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

*2：括弧内の数値は，工認照査時刻の照査結果を示す。

*3：要素平均化後の値を示す。

表 3-2 三次元構造解析結果（せん断破壊，7.57 秒着目）

評価部材	照査値
底版	0.62 (0.88)
中床版	0.60 (0.90)
側壁	0.71 (0.85)
隔壁	0.57 (0.88)
導流壁	0.63 (0.89)
妻壁	0.65 (0.88)

注記*1：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

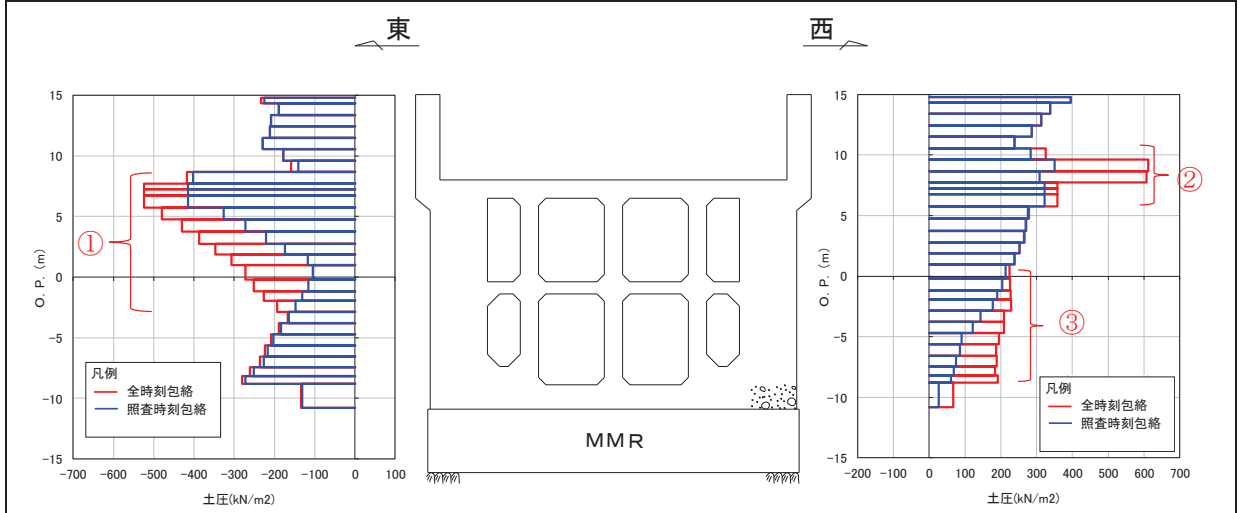
*2：括弧内の数値は，工認照査時刻の照査結果を示す。

(2) 「② 西側：O.P.+10.0m～O.P.+6.0m 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（7.56 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 3-5 に示す。

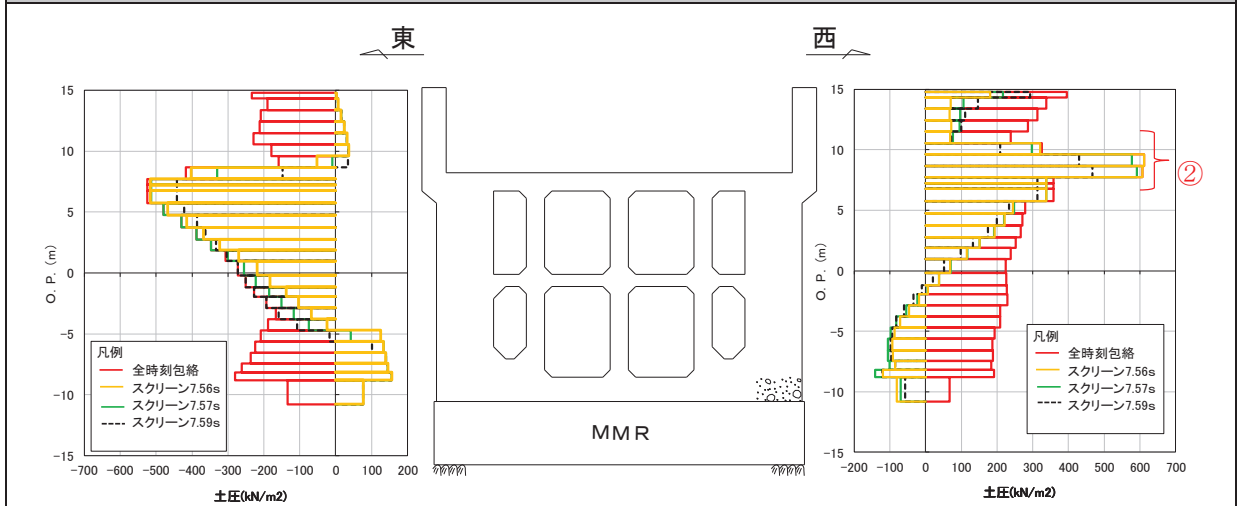
西側の O.P.+10.0m～O.P.+6.0m 付近の中床版の位置で、7.56 秒がおおむね全時刻包絡を包含しているが、O.P.+6.0m 以深については全時刻包絡よりも地震時荷重が小さいことが確認できる。当該荷重は、中床版に作用する荷重であり中床版に作用する荷重が大きい場合は、中床版への軸力として作用し、構造物全体の層間変位に影響を与えるが、別途、層間変位最大となる時刻（表 1-1 の時刻 1 及び時刻 7）を選定していることから、当該荷重による海水ポンプ室への耐震評価に影響はない。

全時刻包絡と照査時刻包絡の比較（図 3-1 の再掲）



- ・ 「西側：O.P.+10.0m～O.P.+6.0m 付近（図の②部分）」において、全時刻包絡との差が大きい。
- ・ 当該位置で地震時荷重が最大となる時刻を抽出（7.56 秒）。

全時刻包絡と抽出時刻（7.56 秒）の地震時荷重の比較（図の②着目）



- ・ O.P.+10.0m～O.P.+6.0m 付近において、抽出時刻（7.56 秒）の地震時荷重（黄）が全時刻包絡（赤）を包含している。
- ・ O.P.+6.0m 以深については、抽出時刻（7.56 秒）の地震時荷重（黄）が全時刻包絡（赤）よりも小さいことが確認できる。
- ・ これらの荷重は中床版に軸力として作用する荷重であり、構造物全体の層間変位に影響を与えるが、別途、層間変位最大となる時刻（表 1-1 の時刻 1 及び時刻 7）を選定していることから、当該荷重による海水ポンプ室への耐震評価に影響はない。

図 3-5 荷重比較図（図 3-1 の②に着目）

(3) 「③ 西側：0.P.+0.0m～0.P.-9.0m 付近」における耐震評価への影響

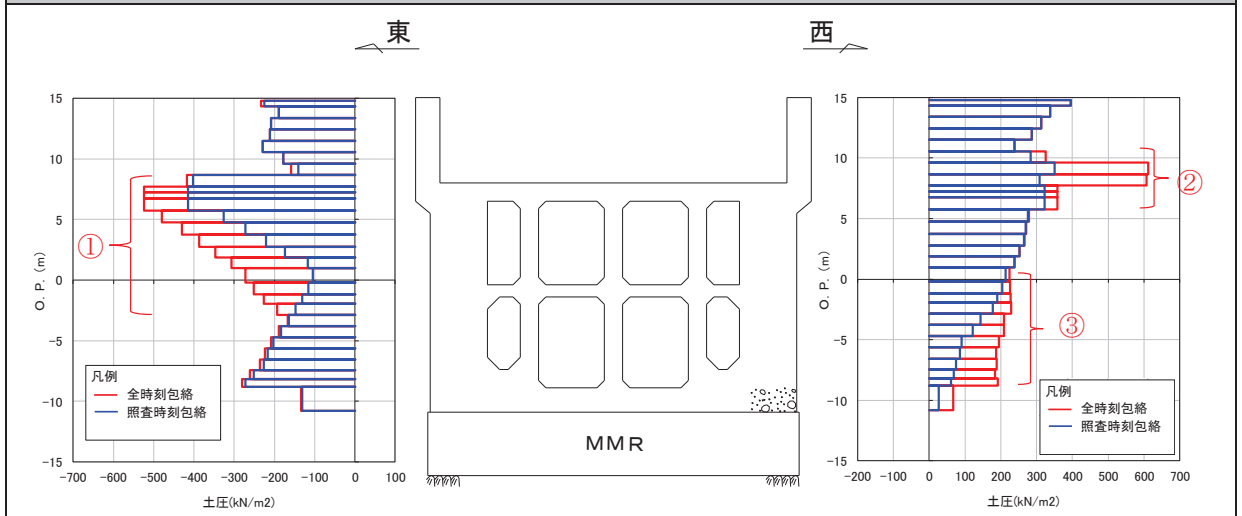
当該位置において地震時荷重が最大となる時刻を抽出（7.73 秒）し、抽出時刻の地震時荷重と全時刻包絡との比較結果を図 3-6 に示す。

西側の 0.P.+0.0m～0.P.-9.0m 付近で、7.73 秒がおおむね全時刻包絡を包含していることがわかる。当該時刻においては、東側の荷重も同じ方向に作用しており、構造物を西側から東側に変形させる土圧が作用することから、三次元構造解析を行い、その影響について確認を行う。

表 3-3 及び表 3-4 に示す照査結果のとおり、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対して十分に裕度があり、厳しい照査時刻ではないことが確認できることから、当該荷重による海水ポンプ室への耐震評価に影響はない。

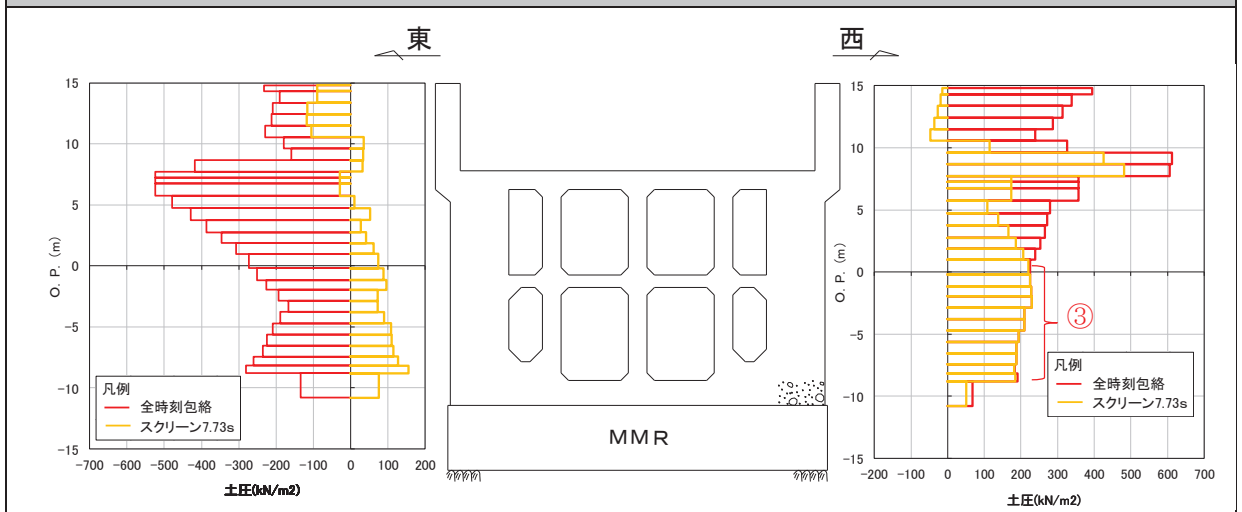
なお、「3.2.2 補機ポンプエリアの影響確認」にて別途示すが、補機ポンプエリアにおいては 7.72 秒を影響検討時刻として選定しており、時刻が 0.1 秒以内の差異であるため、補機ポンプエリアの時刻を 7.72 秒として三次元構造解析を実施している。

全時刻包絡と照査時刻包絡の比較（図 3-1 の再掲）



- ・ 「西側：O.P.+0.0m～O.P.-9.0m 付近（図の③部分）」において、全時刻包絡との差が大きい。
- ・ 当該位置で地震時荷重が最大となる時刻を抽出（7.73 秒）。

全時刻包絡と抽出時刻（7.73 秒）の地震時荷重の比較（図の③着目）



- ・ O.P.+0.0m～O.P.-9.0m 付近において、抽出時刻（7.73 秒）の地震時荷重（黄）が全時刻包絡（赤）を包含している。
- ・ 東側の荷重も同じ方向に作用しており、構造物を西側から東側に変形させる土圧が作用することから、三次元構造解析を行い、その影響について確認を行う。
- ・ 表 3-3 及び表 3-4 の照査結果より、曲げ軸力系及びせん断破壊に対して十分に裕度があることから、当該荷重による海水ポンプ室への耐震評価に影響はない。

図 3-6 荷重比較図（図 3-1 の③に着目）

表 3-3 三次元構造解析結果

(曲げ・軸力系の破壊, スクリーンエリア 7.73 秒・補機ポンプエリア 7.72 秒着目)

評価部材	照査用ひずみ ^{*1, 2}		
	コンクリートの 圧縮ひずみ (許容限界: 2000 μ)	主筋ひずみ (許容限界: 1725 μ)	面内せん断 ひずみ (許容限界: 2000 μ)
底版	142 μ (687 μ)	41 μ (1318 μ ^{*3})	—
中床版	129 μ (639 μ)	76 μ (1200 μ)	—
側壁	174 μ (826 μ)	47 μ (1490 μ)	—
隔壁	227 μ (1695 μ)	281 μ (1359 μ)	84 μ (505 μ)
導流壁	60 μ (230 μ)	48 μ (191 μ)	—
妻壁	119 μ (191 μ)	39 μ (83 μ)	8 μ (367 μ)

注記*1: 照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

*2: 括弧内の数値は, 工認照査時刻の照査結果を示す。

*3: 要素平均化後の値を示す。

表 3-4 三次元構造解析結果

(せん断破壊, スクリーンエリア 7.73 秒・補機ポンプエリア 7.72 秒着目)

評価部材	照査値
底版	0.45 (0.88)
中床版	0.32 (0.90)
側壁	0.33 (0.85)
隔壁	0.45 (0.88)
導流壁	0.27 (0.89)
妻壁	0.39 (0.88)

注記*1: 照査用せん断力 = 発生せん断力 \times 構造解析係数 γ_a

*2: 括弧内の数値は, 工認照査時刻の照査結果を示す。

3.2.2 補機ポンプエリアの影響確認

(1) 「① 西側：0.P.+0.0m～0.P.-12.0m 付近」における耐震評価への影響

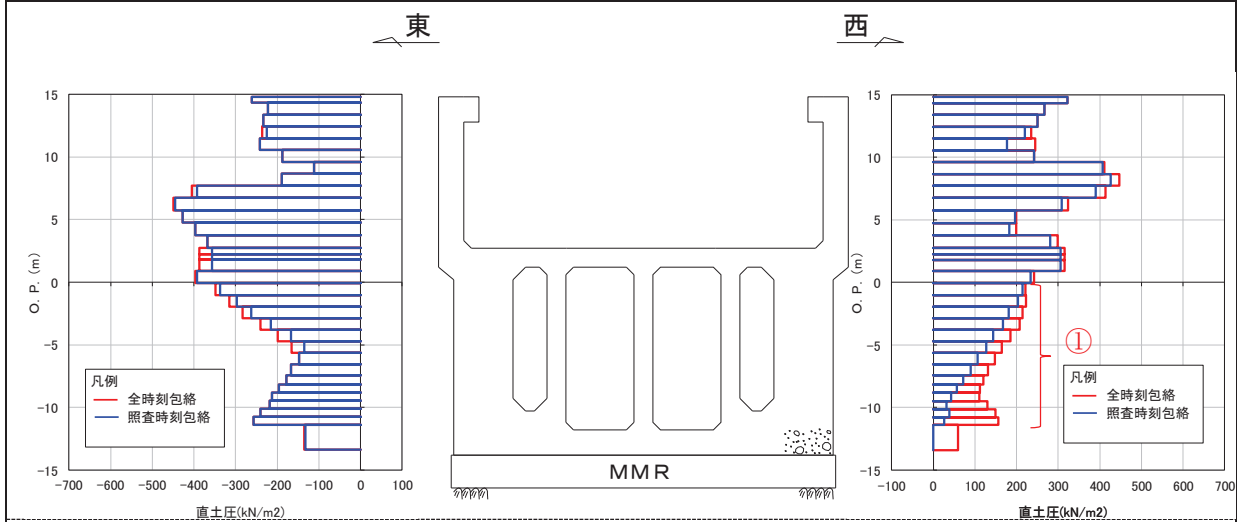
当該位置において地震時荷重が最大となる時刻を抽出（7.72 秒，7.75 秒）し，抽出時刻の地震時荷重と全時刻包絡との比較結果を図 3-7 に示す。

西側の 0.P.+0.0m～0.P.-9.0m 付近は 7.72 秒が，0.P.-9.0m～0.P.-12.0m 付近は 7.75 秒が，おおむね全時刻包絡を包含していることがわかる。

7.72 秒と 7.75 秒を比較すると，7.75 秒は底版付近でのみ荷重が大きくなっており，底版への軸圧縮力として作用するため，海水ポンプ室への耐震評価に与える影響は小さい。一方，7.72 秒では 0.P.+0.0m 以下の側壁全体で荷重が大きくなっており，構造物を西側から東側に変形させる土圧が作用することから，三次元構造解析を行い，その影響について確認を行う。

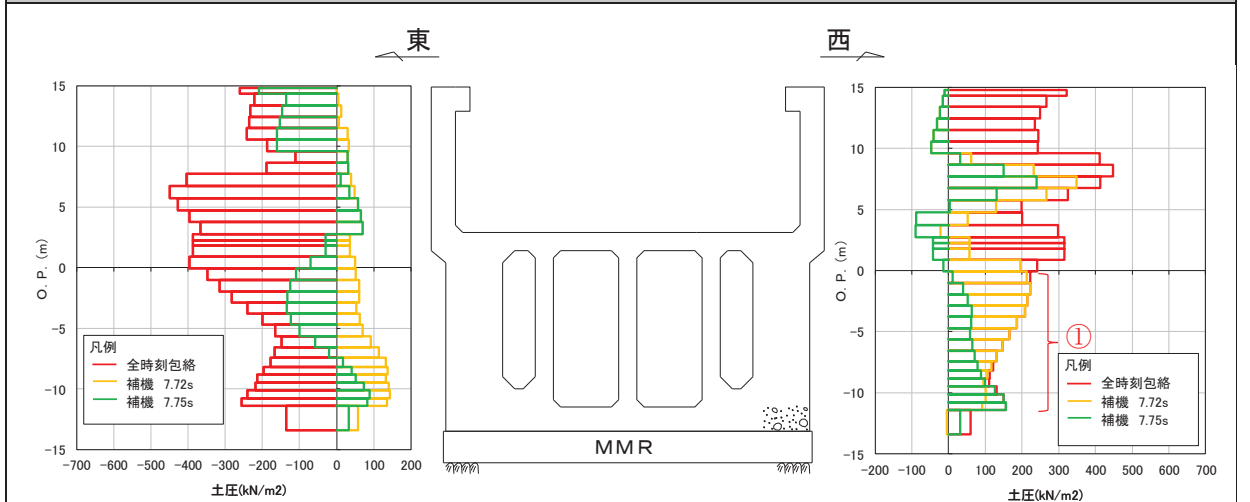
なお，当該時刻においては，「3.2.1 (3) 「③ 西側：0.P.+0.0m～0.P.-9.0m 付近」における耐震評価への影響」に記載のとおり，スクリーンエリアと補機ポンプエリアの影響検討時刻が 0.1 秒以内の差異であるため，スクリーンエリアの時刻を 7.73 秒，補機ポンプエリアの時刻を 7.72 秒として三次元構造解析を実施しており，表 3-5 及び表 3-6 に示すとおり，曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対して十分に裕度があり，厳しい照査時刻ではないことが確認できることから，当該荷重による海水ポンプ室への耐震評価に影響はない。

全時刻包絡と照査時刻包絡の比較（図 3-2 の再掲）



- ・ 「西側：O.P.+0.0m～O.P.-12.0m 付近（図の①部分）」において、全時刻包絡との差が大きい。
- ・ 当該位置で地震時荷重が最大となる時刻を抽出（7.72 秒，7.75 秒）。

全時刻包絡と抽出時刻（7.72 秒，7.75 秒）の地震時荷重の比較（図の①着目）



- ・ O.P.+0.0m～O.P.-9.0m 付近において抽出時刻（7.72 秒）の地震時荷重（黄）が全時刻包絡（赤）を，O.P.-9.0m～O.P.-12.0m 付近は抽出時刻（7.75 秒）の地震時荷重（緑）が全時刻包絡（赤）を包含している。
- ・ 抽出時刻（7.75 秒）の地震時荷重（緑）は底版付近でのみ荷重が大きくなっていることから，底版への軸圧縮力として作用するため，海水ポンプ室への耐震評価に与える影響は小さい。
- ・ 抽出時刻（7.72 秒）の地震時荷重（黄）は O.P.+0.0m 以下の側壁全体で荷重が大きくなっており，構造物を西側から東側に変形させる土圧が作用することから，三次元構造解析を行い，その影響について確認を行う。
- ・ 表 3-5 及び表 3-6 の照査結果より，曲げ軸力系及びせん断破壊に対して十分に裕度があることから，当該荷重による海水ポンプ室への耐震評価に影響はない。

図 3-7 荷重比較図（図 3-2 の①に着目）

表 3-5 三次元構造解析結果

(曲げ・軸力系の破壊, スクリーンエリア 7.73 秒・補機ポンプエリア 7.72 秒着目)

(表 3-3 の再掲)

評価部材	照査用ひずみ ^{*1, 2}		
	コンクリートの 圧縮ひずみ (許容限界: 2000 μ)	主筋ひずみ (許容限界: 1725 μ)	面内せん断 ひずみ (許容限界: 2000 μ)
底版	142 μ (687 μ)	41 μ (1318 μ ^{*3})	—
中床版	129 μ (639 μ)	76 μ (1200 μ)	—
側壁	174 μ (826 μ)	47 μ (1490 μ)	—
隔壁	227 μ (1695 μ)	281 μ (1359 μ)	84 μ (505 μ)
導流壁	60 μ (230 μ)	48 μ (191 μ)	—
妻壁	119 μ (191 μ)	39 μ (83 μ)	8 μ (367 μ)

注記*1: 照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

*2: 括弧内の数値は, 工認照査時刻の照査結果を示す。

*3: 要素平均化後の値を示す。

表 3-6 三次元構造解析結果

(せん断破壊, スクリーンエリア 7.73 秒・補機ポンプエリア 7.72 秒着目)

(表 3-4 の再掲)

評価部材	照査値
底版	0.45 (0.88)
中床版	0.32 (0.90)
側壁	0.33 (0.85)
隔壁	0.45 (0.88)
導流壁	0.27 (0.89)
妻壁	0.39 (0.88)

注記*1: 照査用せん断力 = 発生せん断力 \times 構造解析係数 γ_a

*2: 括弧内の数値は, 工認照査時刻の照査結果を示す。

3.2.3 循環水ポンプエリアの影響確認

循環水ポンプエリアは、「3.1 地震時荷重の整理」の図 3-3 に示す地震時荷重の照査時刻包絡と全時刻包絡の比較結果から、循環水ポンプエリアの両側壁に作用する地震時荷重について、照査時刻包絡と全時刻包絡がおおむね一致していることが確認できる。

よって、海水ポンプ室の耐震性に影響を及ぼす時刻を網羅できている。

4. まとめ

海水ポンプ室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、海水ポンプ室の耐震評価で選定した 27 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、土圧分布形状の確認や追加の三次元構造解析により耐震評価への影響を確認した。

照査時刻の荷重より大きい荷重は、以下のとおり分類できる。

- ・ 中床版部位で大きく作用している荷重
- ・ 水路の底版付近に大きく作用している荷重
- ・ 水路部下方に作用する荷重

いずれも海水ポンプ室の耐震性に影響を及ぼす荷重ではないことを確認し、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7 補強追加による非常用海水ポンプ取水への影響について

1. はじめに

水路部の側壁及び底版の増厚（以下、「耐震補強」という。）により水路内の流況が変化し、ポンプの性能低下の要因となる渦（空気吸込渦及び水中渦）が発生する虞がある。

本資料では、通常運転時における安全機能への影響確認を目的に、非常用海水ポンプを対象に実施した水理模型試験結果を示す。水理模型試験は、ポンプ吸込水槽の模型試験方法（TSJ S 002）（ターボ機械協会，2019）（以下、「TSJ 基準」という。）を参考に、渦の発生有無及び非常用海水ポンプ周辺のフローパターン（流動状態）を確認した。また、同様に常用海水ポンプに対して通常運転時の取水への影響確認を実施した。なお、津波時は、海水ポンプ室内の流速に与える影響が大きい（定格流量が大きい）循環水ポンプを停止するため、渦の発生有無の確認にあたっては、通常運転時の状態が保守的である。

本資料では、代表例として、通常運転時の安全機能への影響確認として実施した、非常用海水ポンプの実験内容について示す。

検討フローを図 1-1 に示す。

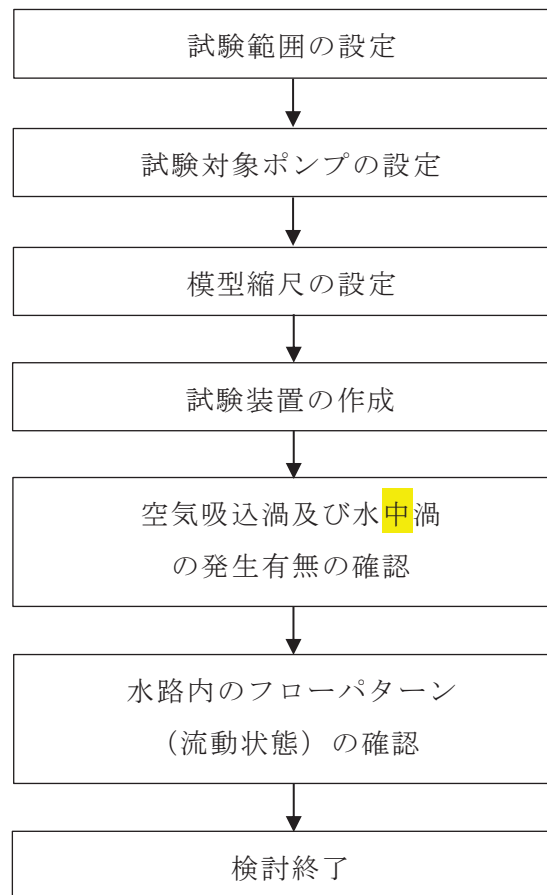


図 1-1 検討フロー

2. 試験範囲

非常用取水設備概要を図 2-1 に示す。水路は A 系, B 系の 2 系統で構成され, 海水ポンプ室上流側の漸拡部で分流し, 海水ポンプ室に設置している循環水ポンプ設置エリアで合流する。取水路は, 取水口から約 90m の地点で 90° の曲がり角を有しており, 曲がり部を流下する海水には遠心力が作用し, 漸拡部で分流する。分流した海水が循環水ポンプ設置エリアで合流する際, 各水路の流量 (流速) に差があると渦の発生要因の 1 つである旋回流が生じることから, 流量 (流速) を均等にするため, 取水路漸拡部の隔壁位置を調整している (図 2-1)。

上記設備構造を踏まえ, 試験範囲は遠心力が作用する取水路曲がり部始点から海水ポンプ室の循環水ポンプ設置エリアとし, 試験対象水路については, 原子炉補機冷却海水ポンプ及び高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプを設置している B 系水路とした。試験範囲及び海水ポンプの配置図を図 2-2 に, 対象水路に設置している海水ポンプの区分, 定格流量及び台数を表 2-1 に示す。

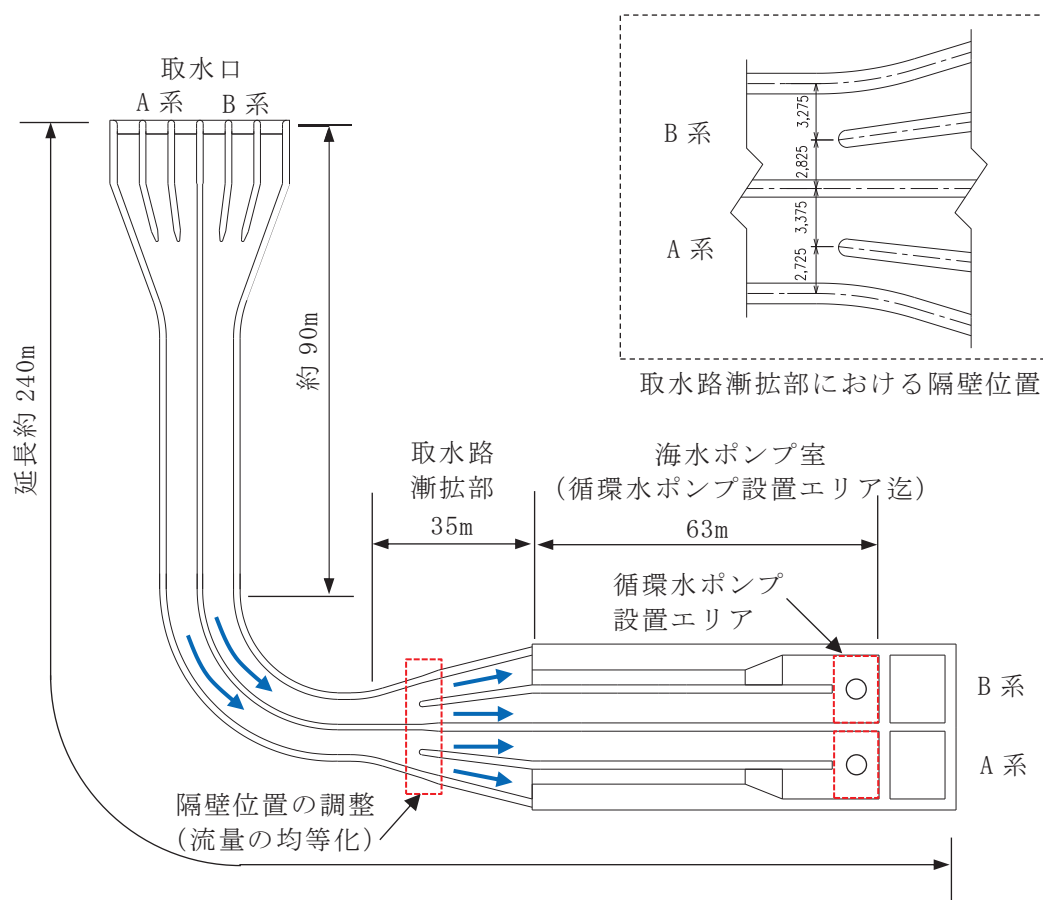


図 2-1 非常用取水設備概要 (平面図)

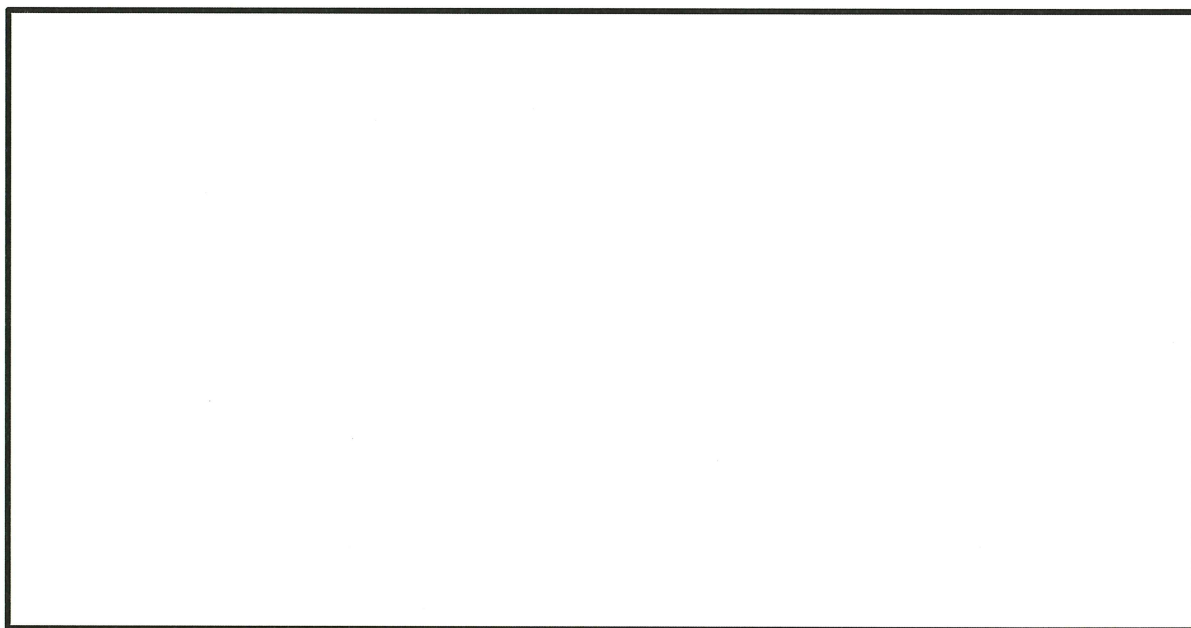


図 2-2 試験範囲及び海水ポンプの配置図

表 2-1 試験範囲に設置している海水ポンプの区分、定格流量及び台数

	区分	定格流量 ($\text{m}^3/\text{h}/\text{台}$)	台数
原子炉補機冷却海水ポンプ	非常用	1900	2
高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ	非常用	250	1
タービン補機冷却海水ポンプ	常用	2250	1
循環水ポンプ	常用	99720	1

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

3. 試験装置

3.1 試験対象ポンプ及び考慮方法

試験対象ポンプは、各海水ポンプのうち耐震補強前後で流況が変化する水路に設置している原子炉補機冷却海水ポンプとし、ポンプ形状の模擬及びポンプ取水を考慮して、渦の発生有無及び非常用海水ポンプ周辺のフローパターンを確認した。

高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ及びタービン補機冷却海水ポンプについては、耐震補強前後で流況が変化しない水路に設置していることから、ポンプ形状の模擬のみとし、非常用海水ポンプ周辺のフローパターンを確認した。

循環水ポンプについては、他の海水ポンプと比較して定格流量が大きく（表 2-1）、水路全体のフローパターンに及ぼす影響が大きいため、原子炉補機冷却海水ポンプと同様にポンプ形状の模擬及びポンプ取水を考慮した。

試験上の各ポンプの考慮方法を表 3-1 に示す。

表 3-1 海水ポンプの考慮方法

	ポンプ形状	ポンプ取水
原子炉補機冷却海水ポンプ	模擬する	考慮する
高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ	模擬する	考慮しない
タービン補機冷却海水ポンプ	模擬する	考慮しない
循環水ポンプ	模擬する	考慮する

3.2 模型縮尺及び模型装置

模型縮尺について、TSJ 基準を参考に、原子炉補機冷却海水ポンプのベルマウス径 1000 mm に対し、模型呑口径 100mm を確保できる 1/10 とした。

模型装置は循環式とし、水槽内部の状況を外部から観察できるように観察範囲にアクリル板を設置した。また、除塵機スクリーンについて、スクリーンは水路内の流速を低減する効果がある。一般に、流速が速い方が渦が発生しやすいことを踏まえ、本試験ではスクリーンを模擬しないこととした。

試験装置概略図を図 3-1 に、模型装置を図 3-2 に示す。

模型縮尺

$$\frac{L_m}{L_p} = \frac{1}{10}$$

ここで、 L : 代表長さ

添字 m は模型、 p は実物を示す。