

表 5-2(4) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（底版*）

地震動		解析ケース		せん断破壊に対する照査			
		①	②	③	④		
S s - D 1	++	0.27					
	-+	0.28					
S s - D 2	++	0.29					
	-+	0.29					
S s - D 3	++	0.26					
	-+	0.27					
S s - F 1	++	0.26					
	-+	0.24					
S s - F 2	++	0.29	0.30	0.30	0.37		
	-+	0.34	0.33	0.33	0.41		
S s - F 3	++	0.27					
	-+	0.28					
S s - N 1	++	0.30					
	-+	0.29					

注記*：底版は、CCb 工法を適用していない。

(3) 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 5-3 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。

基礎地盤の支持機能に対する照査は、極限支持力と支圧強度を許容限界とする。なお、詳細については、「5.3 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、要求機能を満足していると評価できる。

表 5-3 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	④
S s - D 1	++	0.21			
	-+	0.25			
S s - D 2	++	0.24			
	-+	0.22			
S s - D 3	++	0.19			
	-+	0.22			
S s - F 1	++	0.20			
	-+	0.19			
S s - F 2	++	0.19	0.19	0.22	0.18
	-+	0.29	0.27	0.30	0.26
S s - F 3	++	0.20			
	-+	0.21			
S s - N 1	++	0.25			
	-+	0.18			

注記*：基礎地盤（狐崎部層）または MMR（既設）の応力（接地圧）に対する許容限界に対して厳しい方を記載。

5.1.2 層間変形角時刻歴波形（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）

取水路（漸拡部）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表5-4に示す。また、該当する解析ケースの層間変形角時刻歴波形を図5-2に示す。

表5-4 曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果
（最も厳しい照査値とその地震動）

解析ケース	地震動	照査用層間変形角* R_d	限界層間変形角 R_u	照査値 R_d/R_u
③	S s - F 2 (-+)	1.18×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.12

注記*：照査用層間変形角 $R_d =$ 最大層間変形角 $R \times$ 構造解析係数 γ_a

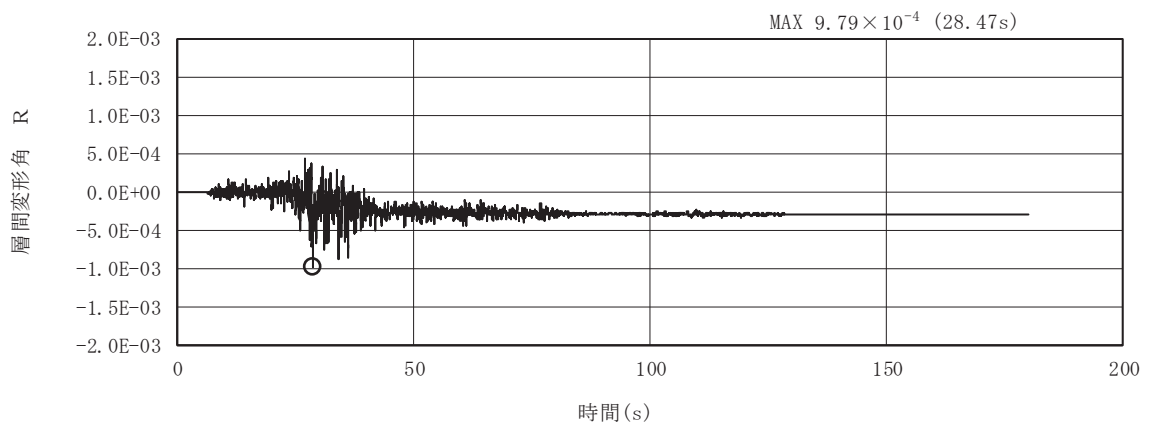


図5-2 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの層間変形角時刻歴波形（解析ケース③，地震動S s - F 2（-+））

5.1.3 断面力分布（せん断破壊に対する照査）

せん断破壊に対する評価結果について、各部材の解析ケースのうち、最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表5-5に示す。また、最も厳しい照査値となる時刻における断面力分布図（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図5-4に示す。

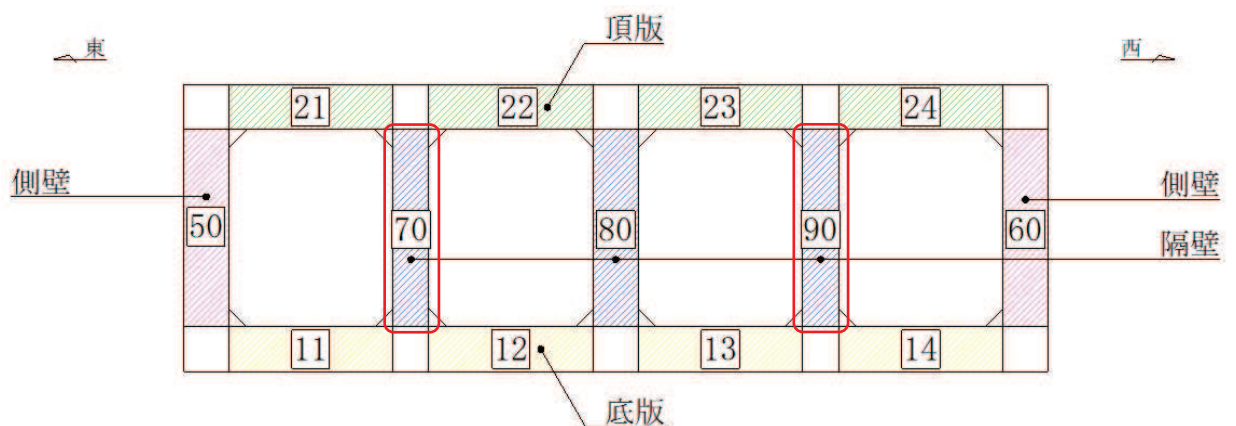
表5-5 せん断破壊に対する照査結果
（各部材において最も厳しい照査値とその地震動）

評価位置*1		ケース	地震動	照査用せん断力*2 V_d (kN)	せん断耐力*3 V_{yd} (kN)	照査値 V_d/V_{yd}
頂版	21	④	$S_s - D 2$ (-+)	1195	1648	0.73
側壁	60	③	$S_s - F 2$ (++)	1048	1428	0.74
隔壁	90	④	$S_s - F 2$ (-+)	828	1011	0.82
底版	11	④	$S_s - F 2$ (-+)	1013	2519	0.41

注記*1：評価位置は図5-3に示す。

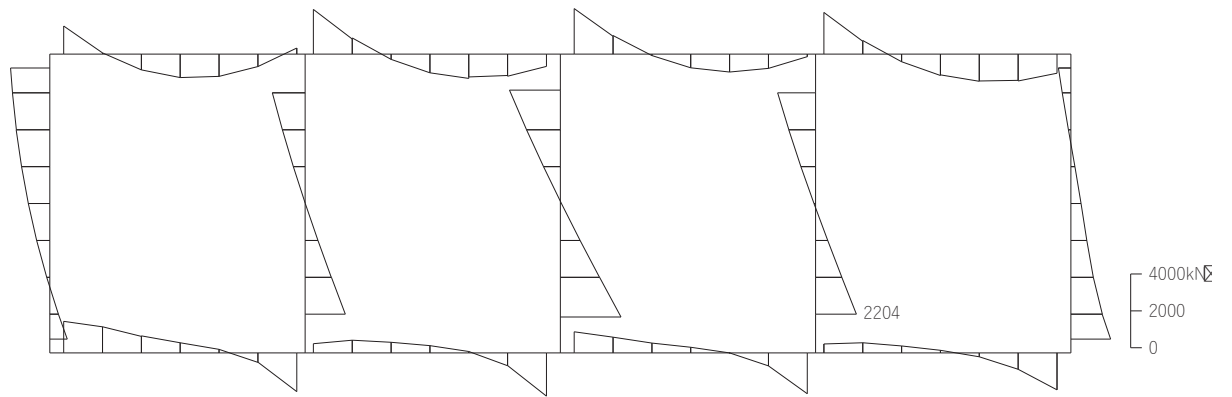
*2：照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 $V \times$ 構造解析係数 γ_a

*3：せん断耐力式によるせん断耐力



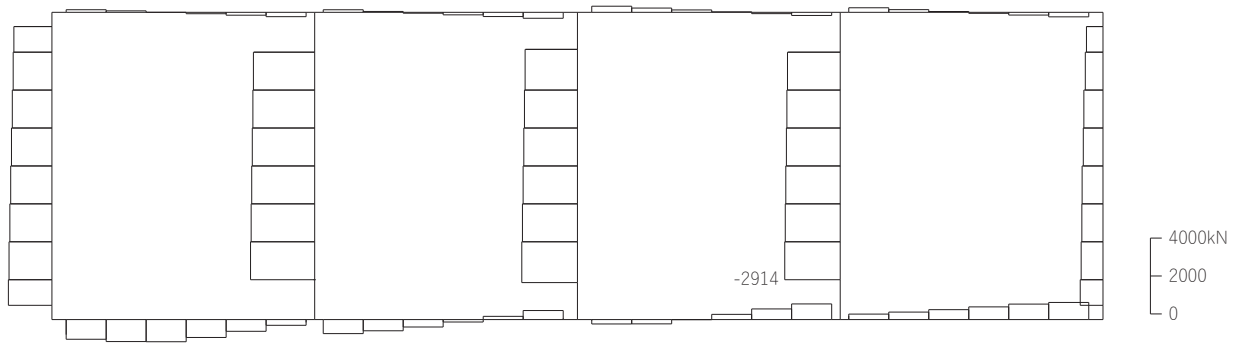
注：赤枠はCCb工法を適用している部材を示す。

図5-3 評価位置図



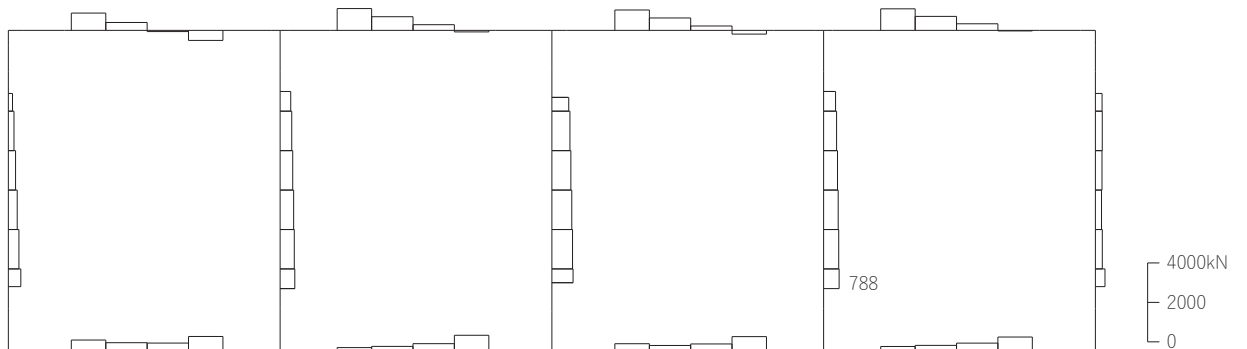
数値：各部材の最大断面力

(a) 曲げモーメント (kN・m)



数値：各部材の最大断面力

(b) 軸力 (kN) (+ : 引張, - : 圧縮)



数値：各部材の最大断面力

(c) せん断力 (kN)

図 5-4 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力図
(隔壁, 解析ケース④, 地震動 S_s-F2 (-+))

5.1.4 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。

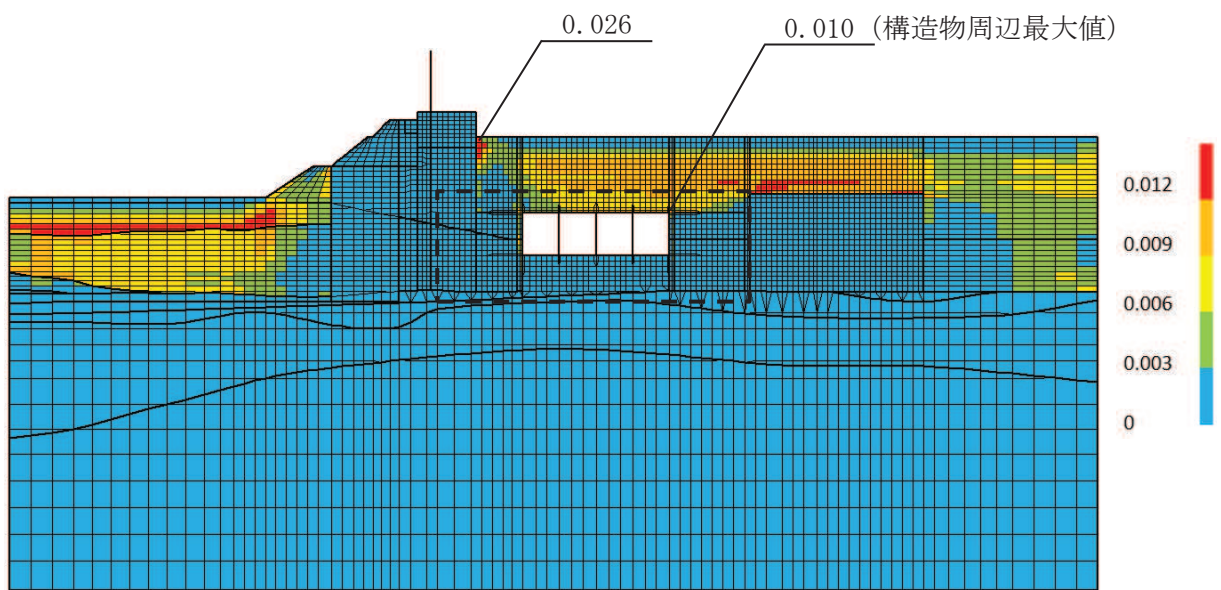
最大照査値を示す解析ケースの一覧を表 5-6 に、最大せん断ひずみ分布図を図 5-5 に示す。

表 5-6 最大照査値を示す解析ケースの一覧

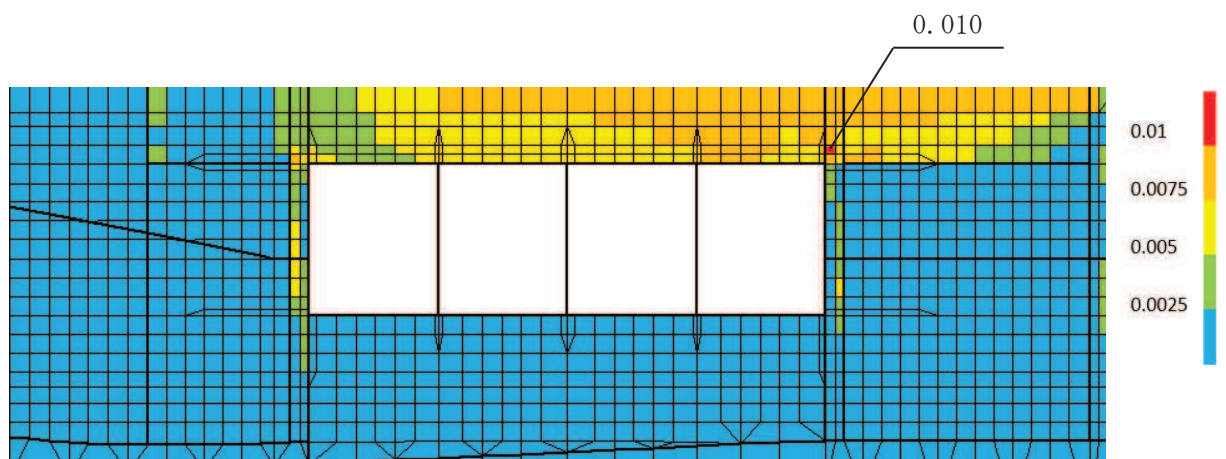
評価項目	
曲げ・軸力系の破壊に対する照査	せん断破壊に対する照査
ケース④ S s - F 2 (-+)	ケース④ S s - F 2 (-+)

注：耐震評価における解析ケース一覧

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



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 5-5 最大せん断ひずみ分布図
(解析ケース④, 地震動 $S_s - F2 (-+)$)

5.2 構造部材の健全性に対する評価結果

5.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

構造強度を有することの確認及び通水機能を損なわないことの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表 5-7 に、貯水機能を損なわないことの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表 5-8 に示す。照査値は、層間変形角、曲げモーメントを許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。

表 5-7 のとおり、全ケースにおいて照査用層間変形角は限界層間変形角（層間変形角 1/100）を下回ることを確認した。

表 5-8 のとおり、貯水機能を有する側壁及び隔壁について、照査用曲げモーメントが降伏曲げモーメントを下回り、貯水機能を損なわないことを確認した。

また、表 5-9 より、CCb 工法を適用する箇所（隔壁）の照査用曲げモーメントは、降伏曲げモーメントに至っておらず、CCb 工法の適用範囲内であることを確認した。

表 5-7 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(構造強度を有することの確認及び通水機能*1を有することの確認)

解析 ケース	地震動		照査用層間変形角*2	限界層間変形角	照査値
			R_d	R_u	R_d/R_u
①	S _s -D 1	++	8.30×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.09
		-+	9.79×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.10
	S _s -D 2	++	1.06×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.11
		-+	9.17×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.10
	S _s -D 3	++	5.56×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.06
		-+	7.01×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.08
	S _s -F 1	++	6.44×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.07
		-+	7.25×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.08
	S _s -F 2	++	8.42×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.09
		-+	1.06×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.11
	S _s -F 3	++	6.26×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.07
		-+	6.82×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.07
	S _s -N 1	++	8.79×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.09
		-+	6.35×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.07
②	S _s -F 2	++	8.50×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.09
		-+	1.06×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.11
③	S _s -F 2	++	9.17×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.10
		-+	1.18×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.12
④	S _s -D 2	++	6.44×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.07
	S _s -F 2	++	6.29×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.07
		-+	7.82×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.08

注記*1：通水機能が要求される部材の範囲は図 5-6 に示す。

*2：照査用層間変形角 R_d = 最大層間変形角 R × 構造解析係数 γ_a

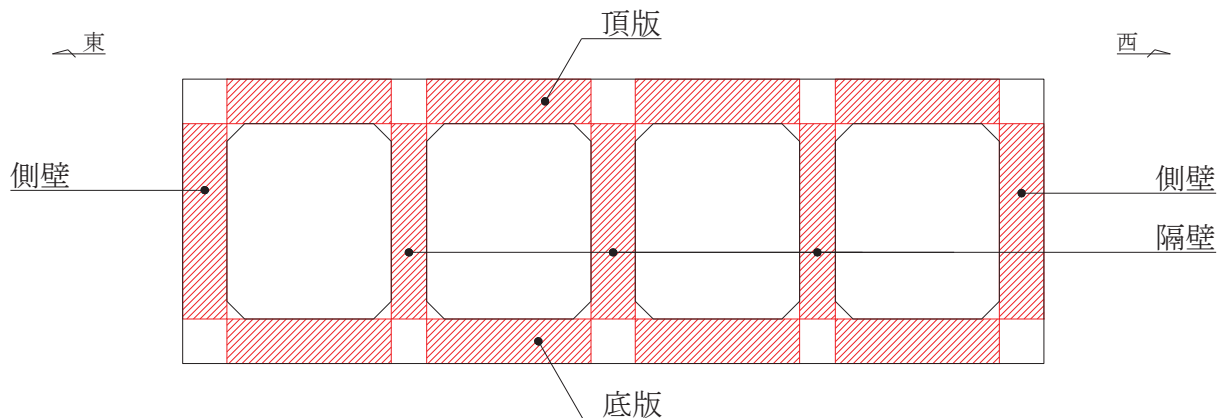


図 5-6 通水機能が要求される部材の範囲

表 5-8(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（貯水機能を損なわないことの確認）

解析 ケース	地震動		評価位置*1, 2		照査用	降伏曲げ	照査値 Md/My
					曲げモーメント*3 Md (kN・m/m)	モーメント My (kN・m/m)	
①	S _s -D 1	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	869	3010	0.29
			隔壁	—	—	—	—
			底版	12	804	1624	0.50
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	966	2851	0.34
			隔壁	—	—	—	—
			底版	11	1365	2794	0.49
	S _s -D 2	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	1104	2975	0.38
			隔壁	—	—	—	—
			底版	11	1443	2862	0.51
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	1022	2621	0.39
			隔壁	—	—	—	—
			底版	11	1362	2907	0.47
	S _s -D 3	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	646	2550	0.26
			隔壁	—	—	—	—
			底版	13	729	1750	0.42
-+		頂版	—	—	—	—	
		側壁	50	888	2776	0.32	
		隔壁	—	—	—	—	
		底版	13	795	1810	0.44	

注記*1：評価位置は図 5-3 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 5-7 に示す。

*3：照査用曲げモーメント＝発生曲げモーメント×構造解析係数 γ_a

表 5-8(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（貯水機能を損なわないことの確認）

解析 ケース	地震動		評価位置*1, 2		照査用	降伏曲げ	照査値 Md/My
					曲げモーメント*3 Md (kN・m/m)	モーメント My (kN・m/m)	
①	S _s -F 1	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	60	1153	5232	0.23
			隔壁	—	—	—	—
			底版	12	663	1732	0.39
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	779	2898	0.27
			隔壁	—	—	—	—
			底版	11	1074	2908	0.37
	S _s -F 2	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	1489	5355	0.28
			隔壁	—	—	—	—
			底版	12	661	1734	0.39
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	60	1613	5329	0.31
			隔壁	—	—	—	—
			底版	11	1416	2746	0.52
	S _s -F 3	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	60	765	2590	0.30
			隔壁	—	—	—	—
			底版	11	1076	2905	0.38
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	862	2608	0.34
			隔壁	—	—	—	—
			底版	11	1106	2903	0.39

注記*1：評価位置は図 5-3 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 5-7 に示す。

*3：照査用曲げモーメント＝発生曲げモーメント×構造解析係数 γ_a

表 5-8(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (貯水機能を損なわないことの確認)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用 曲げモーメント*2 Md (kN・m/m)	降伏曲げ モーメント My (kN・m/m)	照査値 Md/My
①	S s - N 1	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	842	2831	0.30
			隔壁	—	—	—	—
			底版	11	1333	2819	0.48
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	1569	5541	0.29
			隔壁	—	—	—	—
			底版	11	1117	2901	0.39
②	S s - F 2	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	1494	5389	0.28
			隔壁	—	—	—	—
			底版	12	688	1707	0.41
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	60	1664	5367	0.31
			隔壁	—	—	—	—
			底版	11	1325	2795	0.48

注記*1：評価位置は図 5-3 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 5-7 に示す。

*3：照査用曲げモーメント＝発生曲げモーメント×構造解析係数 γ_a

表 5-8(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (貯水機能を損なわないことの確認)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	降伏曲げ	照査値 Md/My
					曲げモーメント*2 Md (kN・m/m)	モーメント My (kN・m/m)	
③	S _s -F 2	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	1586	5333	0.30
			隔壁	—	—	—	—
			底版	12	726	1747	0.42
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	1059	2900	0.37
			隔壁	—	—	—	—
			底版	11	1492	2786	0.54
④	S _s -D 2	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	971	3004	0.33
			隔壁	—	—	—	—
			底版	13	912	1701	0.54
	S _s -F 2	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	1778	5289	0.34
			隔壁	—	—	—	—
			底版	12	843	1678	0.51
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	1088	2972	0.37
			隔壁	—	—	—	—
			底版	13	1026	1702	0.61

注記*1：評価位置は図 5-3 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 5-7 に示す。

*3：照査用曲げモーメント＝発生曲げモーメント×構造解析係数 γ_a

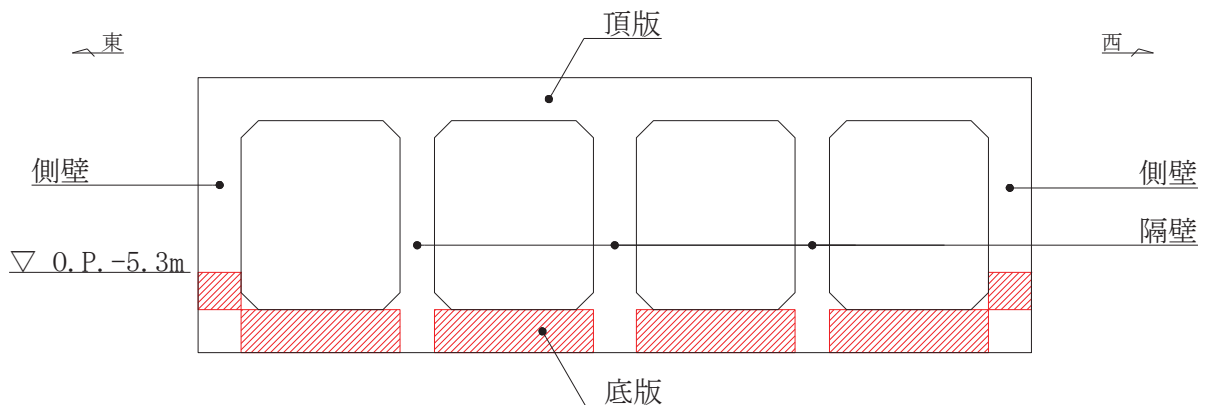


図 5-7 貯水機能が要求される部材の範囲

表 5-9 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果(隔壁)
(CCb 工法の適用範囲内の確認)

解析 ケース	地震動		評価 位置*1, 2	照査用 曲げモーメント*3 M _d (kN・m/m)	降伏曲げ モーメント M _y (kN・m/m)	照査値*4 M _d /M _y	
①	S _s -D 1	++	70	1522	2812	0.55	
		-+	90	1598	2623	0.61	
	S _s -D 2	++	90	1601	2633	0.61	
		-+	90	1651	2912	0.57	
	S _s -D 3	++	70	1249	2685	0.47	
		-+	90	1385	2660	0.53	
	S _s -F 1	++	90	1355	2822	0.49	
		-+	70	1206	2699	0.45	
	S _s -F 2	++	70	1574	3162	0.50	
		-+	90	1881	3164	0.60	
	S _s -F 3	++	70	1096	2258	0.49	
		-+	70	1248	2470	0.51	
	S _s -N 1	++	90	1608	2753	0.59	
		-+	70	1574	3097	0.51	
	②	S _s -F 2	++	70	1647	3196	0.52
			-+	90	2039	3240	0.63
③	S _s -F 2	++	70	1748	3144	0.56	
		-+	90	1982	3099	0.64	
④	S _s -D 2	++	90	1720	2590	0.67	
	S _s -F 2	++	70	2003	3155	0.64	
		-+	90	2210	3184	0.70	

注記*1：評価位置は図 5-3 に示す。

*2：CCb 工法を適用した部位は図 4-17 に示す。

*3：照査用曲げモーメント＝発生曲げモーメント×構造解析係数 γ_a

*4：照査値は側壁のうち最も照査値が厳しい部材を記載

5.2.2 せん断破壊に対する評価結果

構造強度を有することの確認及び通水機能を損なわないことの確認におけるせん断破壊に対する評価結果を表 5-10 に、貯水機能を損なわないことの確認におけるせん断破壊に対する評価結果を表 5-11 に示す。

照査値は、せん断力を許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。

表 5-10 のとおり、全ケースにおいて照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認した。

表 5-11 のとおり、貯水機能を有する側壁及び底板について、照査用せん断力がせん断耐力を下回り、貯水機能を損なわないことを確認した。

表 5-10(1) せん断破壊に対する評価結果
 (構造強度を有することの確認及び通水機能*1を有することの確認)

解析 ケース	地震動		評価位置*2		照査用	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d / V_{y d}$
					せん断力*3 V_d (kN)		
①	S s - D 1	++	頂版	21	1148	1676	0.69
			側壁	60	847	1470	0.58
			隔壁	90	558	1013	0.56
			底版	14	708	2712	0.27
		-+	頂版	21	1065	1648	0.65
			側壁	60	691	1478	0.47
			隔壁	90	639	987	0.65
			底版	11	622	2291	0.28
	S s - D 2	++	頂版	21	1101	1677	0.66
			側壁	60	854	1562	0.55
			隔壁	80	825	1356	0.61
			底版	14	663	2301	0.29
		-+	頂版	21	1152	1648	0.70
			側壁	60	729	1435	0.51
			隔壁	90	644	1016	0.64
			底版	11	747	2612	0.29
S s - D 3	++	頂版	21	1091	1806	0.61	
		側壁	60	772	1440	0.54	
		隔壁	90	498	1014	0.50	
		底版	11	647	2576	0.26	
	-+	頂版	21	1181	1766	0.67	
		側壁	60	681	1448	0.48	
		隔壁	90	555	1004	0.56	
		底版	11	613	2349	0.27	

注記*1：通水機能が要求される部材の範囲は図 5-6 に示す。

*2：評価位置は図 5-3 に示す。

*3：照査用せん断力 V_d = 発生せん断力 V × 構造解析係数 γ_a

表 5-10(2) せん断破壊に対する評価結果
(構造強度を有することの確認及び通水機能*1を有することの確認)

解析 ケース	地震動		評価位置*2		照査用	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d / V_{y d}$
					せん断力*3 V_d (kN)		
①	S s - F 1	++	頂版	21	930	1648	0.57
			側壁	60	767	1417	0.55
			隔壁	80	730	1414	0.52
			底版	11	641	2500	0.26
		-+	頂版	24	909	1706	0.54
			側壁	60	746	1506	0.50
			隔壁	90	491	1056	0.47
			底版	14	592	2569	0.24
	S s - F 2	++	頂版	21	897	1648	0.55
			側壁	60	1011	1430	0.71
			隔壁	80	830	1433	0.58
			底版	13	826	2855	0.29
		-+	頂版	22	1326	2137	0.63
			側壁	60	713	1403	0.51
			隔壁	90	702	1027	0.69
			底版	12	957	2846	0.34
	S s - F 3	++	頂版	21	927	1648	0.57
			側壁	60	801	1426	0.57
			隔壁	90	536	1002	0.54
			底版	11	709	2659	0.27
		-+	頂版	21	1189	2044	0.59
			側壁	60	739	1475	0.51
			隔壁	90	601	1034	0.59
			底版	11	671	2477	0.28

注記*1：通水機能が要求される部材の範囲は図 5-6 に示す。

*2：評価位置は図 5-3 に示す。

*3：照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 $V \times$ 構造解析係数 γ_a

表 5-10(3) せん断破壊に対する評価結果
 (構造強度を有することの確認及び通水機能*1を有することの確認)

解析 ケース	地震動		評価位置*2		照査用	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d / V_{y d}$
					せん断力*3 V_d (kN)		
①	S s - N 1	++	頂版	24	1317	2141	0.62
			側壁	60	683	1415	0.49
			隔壁	90	697	1037	0.68
			底版	12	827	2831	0.30
		-+	頂版	22	1212	2217	0.55
			側壁	60	855	1438	0.60
			隔壁	80	853	1446	0.59
			底版	11	871	3005	0.29
②	S s - F 2	++	頂版	21	906	1648	0.55
			側壁	60	1008	1431	0.71
			隔壁	80	854	1426	0.60
			底版	13	838	2851	0.30
		-+	頂版	22	1384	2163	0.64
			側壁	60	677	1405	0.49
			隔壁	90	790	1026	0.77
			底版	12	945	2873	0.33

注記*1：通水機能が要求される部材の範囲は図 5-6 に示す。

*2：評価位置は図 5-3 に示す。

*3：照査用せん断力 V_d = 発生せん断力 V × 構造解析係数 γ_a

表 5-10(4) せん断破壊に対する評価結果
 (構造強度を有することの確認及び通水機能*1を有することの確認)

解析 ケース	地震動		評価位置*2		照査用	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d / V_{y d}$
					せん断力*3 V_d (kN)		
③	S s - F 2	++	頂版	21	944	1648	0.58
			側壁	60	1048	1428	0.74
			隔壁	80	884	1419	0.63
			底版	13	854	2869	0.30
		-+	頂版	21	1025	1648	0.63
			側壁	60	791	1424	0.56
			隔壁	90	726	1014	0.72
			底版	12	926	2856	0.33
④	S s - D 2	-+	頂版	21	1195	1648	0.73
	S s - F 2	++	頂版	21	972	1648	0.59
			側壁	60	773	1370	0.57
			隔壁	80	1029	1394	0.74
			底版	13	1022	2835	0.37
		-+	頂版	22	1400	2081	0.68
			側壁	60	654	1390	0.48
			隔壁	90	828	1011	0.82
			底版	11	1013	2519	0.41

注記*1：通水機能が要求される部材の範囲は図 5-6 に示す。

*2：評価位置は図 5-3 に示す。

*3：照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 $V \times$ 構造解析係数 γ_a

表 5-11(1) せん断破壊に対する評価結果（貯水機能を損なわないことの確認）

解析 ケース	地震動		評価位置*1, 2		照査用	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d / V_{y d}$
					せん断力*3 V_d (kN)		
①	S s - D 1	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	1036	2519	0.42
			隔壁	—	—	—	—
			底版	14	708	2712	0.27
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	695	2519	0.28
			隔壁	—	—	—	—
			底版	11	622	2291	0.28
	S s - D 2	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	915	2505	0.37
			隔壁	—	—	—	—
			底版	14	663	2301	0.29
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	864	2519	0.35
			隔壁	—	—	—	—
			底版	11	747	2612	0.29
	S s - D 3	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	867	2519	0.35
			隔壁	—	—	—	—
			底版	11	647	2576	0.26
-+		頂版	—	—	—	—	
		側壁	50	707	2519	0.29	
		隔壁	—	—	—	—	
		底版	11	613	2349	0.27	

注記*1：評価位置は図 5-3 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 5-7 に示す。

*3：照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 $V \times$ 構造解析係数 γ_a

表 5-11(2) せん断破壊に対する評価結果（貯水機能を損なわないことの確認）

解析 ケース	地震動		評価位置*1, 2		照査用	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d / V_{y d}$
					せん断力*3 V_d (kN)		
①	S s - F 1	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	719	2416	0.30
			隔壁	—	—	—	—
			底版	11	641	2500	0.26
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	748	2344	0.32
			隔壁	—	—	—	—
			底版	14	592	2569	0.24
	S s - F 2	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	801	2360	0.34
			隔壁	—	—	—	—
			底版	13	826	2855	0.29
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	755	2385	0.32
			隔壁	—	—	—	—
			底版	12	957	2846	0.34
	S s - F 3	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	901	2410	0.38
			隔壁	—	—	—	—
			底版	11	709	2659	0.27
-+		頂版	—	—	—	—	
		側壁	50	842	2472	0.35	
		隔壁	—	—	—	—	
		底版	11	671	2477	0.28	

注記*1：評価位置は図 5-3 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 5-7 に示す。

*3：照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 $V \times$ 構造解析係数 γ_a

表 5-11(3) せん断破壊に対する評価結果 (貯水機能を損なわないことの確認)

解析 ケース	地震動		評価位置*1, 2		照査用	せん断耐力	照査値
					せん断力*3	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
					V_d (kN)		
①	S s - N 1	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	916	2403	0.39
			隔壁	—	—	—	—
			底版	12	827	2831	0.30
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	1074	2391	0.45
			隔壁	—	—	—	—
			底版	11	871	3005	0.29
②	S s - F 2	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	781	2353	0.34
			隔壁	—	—	—	—
			底版	13	838	2851	0.30
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	623	2333	0.27
			隔壁	—	—	—	—
			底版	12	945	2873	0.33

注記*1：評価位置は図 5-3 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 5-7 に示す。

*3：照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 $V \times$ 構造解析係数 γ_a

表 5-11(4) せん断破壊に対する評価結果 (貯水機能を損なわないことの確認)

解析 ケース	地震動		評価位置*1, 2		照査用 せん断力*3 V_d (kN)	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d / V_{y d}$
③	$S_s - F_2$	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	861	2369	0.37
			隔壁	—	—	—	—
			底版	13	854	2869	0.30
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	1050	2519	0.42
			隔壁	—	—	—	—
			底版	12	926	2856	0.33
④	$S_s - F_2$	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	978	2216	0.45
			隔壁	—	—	—	—
			底版	13	1022	2835	0.37
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	963	2321	0.42
			隔壁	—	—	—	—
			底版	11	1013	2519	0.41

注記*1：評価位置は図 5-3 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 5-7 に示す。

*3：照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 $V \times$ 構造解析係数 γ_a

5.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

5.3.1 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5-12に示す。また，最大接地圧分布図を図5-8に示す。照査値は，接地圧を許容限界で除した値として時々刻々求め，全時刻において最大となる照査値を求める。

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5-12 基礎地盤（狐崎部層）の支持性能に対する評価結果

解析 ケース	地震動		接地圧	極限支持力	照査値	
			R_a (N/mm ²)	R_u (N/mm ²)	R_a/R_u	
①	S _s -D1	++	1.2	13.7	0.09	
		-+	1.3	13.7	0.10	
	S _s -D2	++	1.3	13.7	0.10	
		-+	1.3	13.7	0.10	
	S _s -D3	++	1.2	13.7	0.09	
		-+	1.1	13.7	0.09	
	S _s -F1	++	1.2	13.7	0.09	
		-+	1.1	13.7	0.09	
	S _s -F2	++	1.2	13.7	0.09	
		-+	1.3	13.7	0.10	
	S _s -F3	++	1.3	13.7	0.10	
		-+	1.3	13.7	0.10	
	S _s -N1	++	1.3	13.7	0.10	
		-+	1.3	13.7	0.10	
	②	S _s -F2	++	1.2	13.7	0.09
			-+	1.3	13.7	0.10
	③	S _s -F2	++	1.3	13.7	0.10
			-+	1.2	13.7	0.09
④	S _s -F2	++	1.2	13.7	0.09	
		-+	1.3	13.7	0.10	

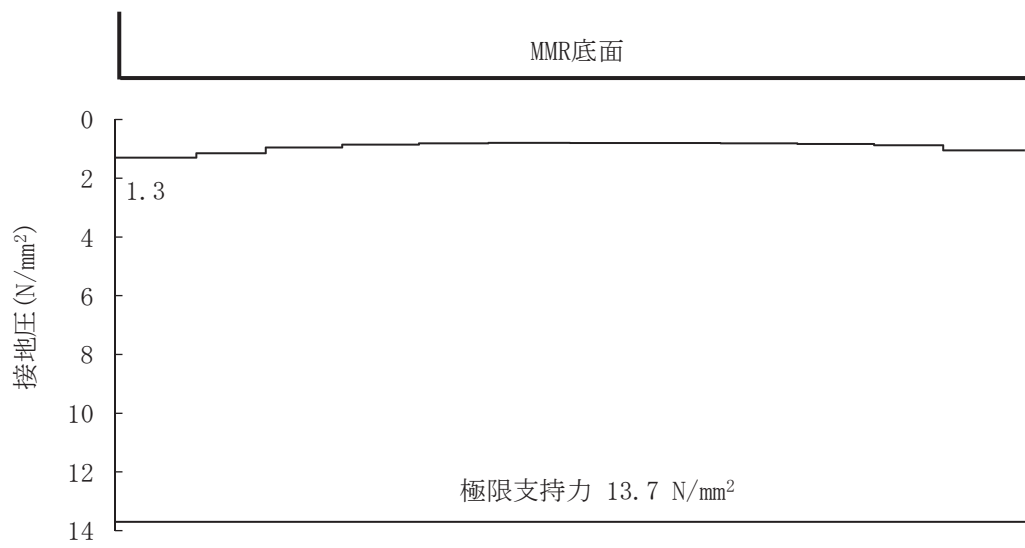


図 5-8 基礎地盤の最大接地圧分布図
(解析ケース④, S_s-F 2 (-+))

5.3.2 MMR（既設）

(1) 接地圧に対する評価

MMR（既設）の接地圧に対する支持性能の評価結果を表5-13に示す。また、最大接地圧分布図を図5-9に示す。照査値は、接地圧を支圧強度で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。

同表より、MMR（既設）に発生する接地圧が支圧強度を下回ることを確認した。

表5-13 MMR（既設）の接地圧に対する支持性能に対する評価結果

解析 ケース	地震動		接地圧	支圧強度	照査値	
			R_a (N/mm ²)	f'_a (N/mm ²)	R_a / f'_a	
①	S _s -D1	++	3.2	15.6	0.21	
		-+	3.9	15.6	0.25	
	S _s -D2	++	3.6	15.6	0.24	
		-+	3.3	15.6	0.22	
	S _s -D3	++	2.9	15.6	0.19	
		-+	3.3	15.6	0.22	
	S _s -F1	++	3.0	15.6	0.20	
		-+	2.9	15.6	0.19	
	S _s -F2	++	2.9	15.6	0.19	
		-+	4.5	15.6	0.29	
	S _s -F3	++	3.1	15.6	0.20	
		-+	3.2	15.6	0.21	
	S _s -N1	++	3.9	15.6	0.25	
		-+	2.8	15.6	0.18	
	②	S _s -F2	++	2.9	15.6	0.19
			-+	4.2	15.6	0.27
	③	S _s -F2	++	3.3	15.6	0.22
			-+	4.6	15.6	0.30
④	S _s -F2	++	2.7	15.6	0.18	
		-+	4.0	15.6	0.26	

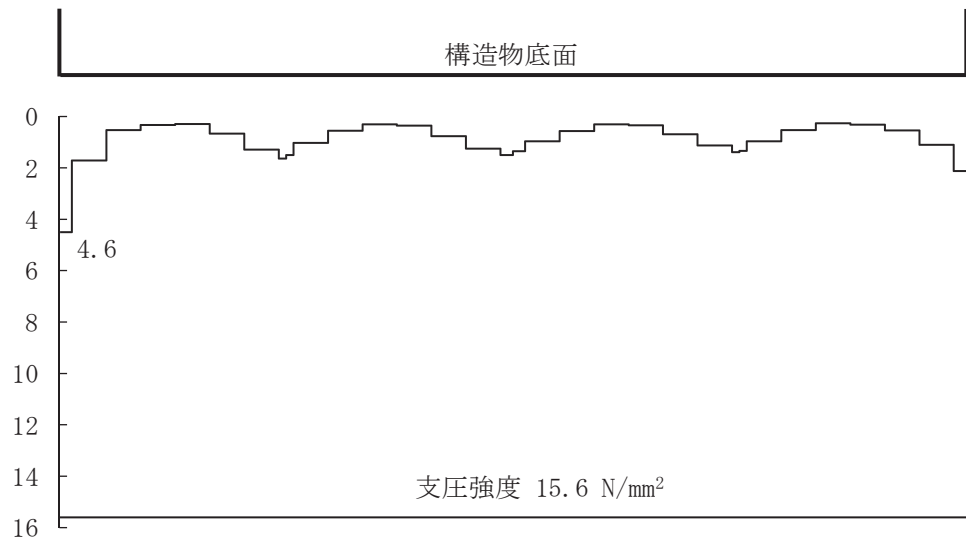


図 5-9 MMR (既設) の最大接地圧分布図
(解析ケース③, S_s-F 2 (-+))

(2) 健全性評価

MMR（既設）のせん断破壊に対する局所安全係数を表 5-14 に、引張破壊に対する局所安全係数を表 5-15 に示す。

$$f_s = R / S$$

ここに、 f_s ：局所安全係数

R：せん断強度または引張強度

S：発生せん断応力または発生引張応力

表 5-14 及び表 5-15 より、せん断破壊及び引張破壊している要素はなく、MMR（既設）の安定性に影響を及ぼすことはない。

以上から、MMR（既設）の健全性を確認した。

表 5-14 MMR（既設）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)	照査値* R/S	
①	S _s -D 1	++	1.63	3.12	1.91	
		-+	2.08	3.12	1.50	
	S _s -D 2	++	1.90	3.12	1.64	
		-+	1.74	3.12	1.79	
	S _s -D 3	++	1.47	3.12	2.12	
		-+	1.65	3.12	1.89	
	S _s -F 1	++	1.50	3.12	2.08	
		-+	1.48	3.12	2.10	
	S _s -F 2	++	1.49	3.12	2.09	
		-+	2.47	3.12	1.26	
	S _s -F 3	++	1.63	3.12	1.91	
		-+	1.62	3.12	1.92	
	S _s -N 1	++	2.07	3.12	1.50	
		-+	1.42	3.12	2.19	
	②	S _s -F 2	++	1.38	3.12	2.26
			-+	2.24	3.12	1.39
	③	S _s -F 2	++	1.82	3.12	1.71
			-+	2.51	3.12	1.24
④	S _s -F 2	++	1.26	3.12	2.47	
		-+	2.09	3.12	1.49	

注記*：最小安全率として最小値となる数値を記載。照査値R/S > 1.0であることを確認する。

表 5-15 MMR (既設) 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 R (N/mm ²)	引張強度 S (N/mm ²)	照査値* R/S
①	S _s -D 1	++	0.61	1.43	2.34
		-+	0.55	1.43	2.60
	S _s -D 2	++	0.54	1.43	2.64
		-+	0.54	1.43	2.64
	S _s -D 3	++	0.47	1.43	3.04
		-+	0.55	1.43	2.60
	S _s -F 1	++	0.31	1.43	4.61
		-+	0.33	1.43	4.33
	S _s -F 2	++	0.48	1.43	2.97
		-+	0.60	1.43	2.38
	S _s -F 3	++	0.59	1.43	2.42
		-+	0.59	1.43	2.42
	S _s -N 1	++	0.55	1.43	2.60
		-+	0.59	1.43	2.42
②	S _s -F 2	++	0.46	1.43	3.10
		-+	0.51	1.43	2.80
③	S _s -F 2	++	0.45	1.43	3.17
		-+	0.65	1.43	2.20
④	S _s -F 2	++	0.56	1.43	2.55
		-+	0.38	1.43	3.76

注記* : 最小安全率として最小値となる数値を記載。照査値R/S > 1.0であることを確認する。

6. まとめ

取水路（漸拡部）については、基準地震動 S_s による耐震評価として、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持性能に対する評価を実施した。

構造部材の健全性については、構造部材の層間変形角、曲げモーメント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）が極限支持力を下回ること、MMR（既設）に発生する最大接地圧が支圧強度を下回ること及び MMR（既設）の健全性を確認した。

以上から、取水路（漸拡部）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、通水機能を有すること及び貯水機能を損なわないことを確認した。

参考資料 1 静的地震力に対する耐震評価

取水路（漸拡部）については、既工認において、Cクラス施設に求められる静的地震力（ $kh=0.16$ ）を上回る、Asクラス用設計地震（最大水平加速度 375cm/s^2 ）による地震力に対して、許容応力度法による耐震評価を実施していることから、今回工認では、静的地震力による評価は省略する。

資料7 軽油タンク室の耐震安全性評価

目 次

1. 評価方法	資料 7-1
2. 評価条件	資料 7-1
2.1 適用規格	資料 7-1
2.2 構造及び補強の概要	資料 7-4
2.3 耐震評価フロー	資料 7-11
2.4 地震時荷重算出断面の選定	資料 7-16
2.5 使用材料及び材料の物性値	資料 7-19
2.6 地盤物性値	資料 7-19
2.7 評価構造物諸元	資料 7-23
2.8 地下水位	資料 7-25
3. 地震応答解析	資料 7-27
3.1 地震応答解析手法	資料 7-27
3.2 地震応答解析モデルの設定	資料 7-30
3.2.1 解析モデル領域	資料 7-30
3.2.2 境界条件	資料 7-32
3.2.3 構造物のモデル化	資料 7-38
3.2.4 隣接構造物のモデル化	資料 7-45
3.2.5 地盤及びマンメイドロック (MMR) のモデル化	資料 7-45
3.2.6 ジョイント要素の設定	資料 7-45
3.3 減衰定数	資料 7-50
3.4 荷重の組合せ	資料 7-62
3.4.1 機器・配管荷重	資料 7-63
3.4.2 外水圧	資料 7-66
3.4.3 積載荷重	資料 7-67
3.5 地震応答解析の解析ケース	資料 7-68
3.5.1 耐震評価における解析ケース	資料 7-68
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 7-76
4. 三次元構造解析	資料 7-80
4.1 解析手法	資料 7-80
4.2 解析モデルの設定	資料 7-81
4.2.1 構造物のモデル化	資料 7-81
4.2.2 地盤ばね要素	資料 7-84
4.2.3 材料の非線形特性	資料 7-86
4.3 照査時刻の選定	資料 7-91
4.4 入力荷重	資料 7-92
4.4.1 常時荷重	資料 7-94
4.4.2 慣性力	資料 7-96

4.4.3	地震時土圧及び周面せん断力.....	資料 7-97
5.	評価内容	資料 7-98
5.1	入力地震動の設定	資料 7-98
5.2	許容限界の設定	資料 7-127
5.2.1	曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界.....	資料 7-127
5.2.2	せん断破壊に対する許容限界.....	資料 7-130
5.2.3	壁部材の面内せん断に対する許容限界.....	資料 7-138
5.2.4	基礎地盤の支持性能に対する許容限界.....	資料 7-139
6.	評価結果	資料 7-140
6.1	地震応答解析結果	資料 7-140
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 7-141
6.1.2	作用荷重分布	資料 7-144
6.1.3	最大せん断ひずみ分布.....	資料 7-146
6.2	三次元構造解析結果	資料 7-149
6.2.1	解析ケースと照査値	資料 7-152
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 7-163
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 7-168
6.3	構造部材の健全性に対する評価結果.....	資料 7-175
6.3.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果.....	資料 7-175
6.3.2	せん断破壊に対する評価結果.....	資料 7-185
6.3.3	壁部材の面内せん断に対する評価結果.....	資料 7-189
6.3.4	水平2方向載荷による評価結果.....	資料 7-193
6.4	基礎地盤の支持性能に対する評価結果.....	資料 7-196
6.4.1	基礎地盤（狐崎部層）	資料 7-196
6.4.2	MMR（既設）	資料 7-197
7.	まとめ	資料 7-221

参考資料

- 参考資料 1 機器・配管系の耐震評価に適用する影響検討ケース.....資料 7- (参考) 1-1
- 参考資料 2 静的地震力に対する耐震評価資料 7- (参考) 2-1
- 参考資料 3 断層交差部の影響評価.....資料 7- (参考) 3-1
- 参考資料 4 照査時刻の選定の妥当性について.....資料 7- (参考) 4-1

1. 評価方法

軽油タンク室は、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や燃料移送ポンプ等を間接支持しており、支持機能が要求される。

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

構造部材の健全性評価については、鉄筋コンクリート部材のひずみ、せん断力及び壁部材の面内せん断変形に伴う面内せん断ひずみ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

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

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

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

表 2-1 に適用する規格、基準類を示す。

表 2-1(1) 適用する規格, 基準類

項目	適用する規格, 基準類	備考	確認項目
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書[構造性能照査編] (土木学会, 2002年制定)	・鉄筋コンクリートの材料諸元(γ , E, ν)	—
	・コンクリート標準示方書[設計編] (土木学会, 2017年制定)	・コンクリートの材料定数 (三次元構造解析に用いる材料定数)	—
荷重及び荷重の組合せ	・コンクリート標準示方書[構造性能照査編] (土木学会, 2002年制定)	・永久荷重, 偶発荷重等の適切な組合せを検討	—
許容限界	・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (土木学会 原子力土木委員会, 2005年6月)	・曲げ・軸力系の破壊に対する照査において, 圧縮縁コンクリートひずみが1.0%を下回ることを確認*	・構造強度を有すること
		・せん断破壊に対する照査において, 発生せん断力がせん断耐力を下回ることを確認*	・構造強度を有すること ・Sクラスの施設を支持する機能を損なわないこと
	・コンクリート標準示方書[構造性能照査編] (土木学会, 2002年制定)	・曲げ・軸力系の破壊に対する照査において, 発生ひずみが部材降伏に相当する限界ひずみ (コンクリート圧縮ひずみ: 2000μ , 主筋ひずみ: 1725μ) を下回ることを確認*	・Sクラスの施設を支持する機能を損なわないこと
	・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会)	・せん断破壊に対する照査において, 面内せん断ひずみが $2/1000$ (2000μ) を下回ることを確認*	・構造強度を有すること ・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	—

注記* : 妥当な安全余裕を考慮する。

表 2-1(2) 適用する規格, 基準類

項 目	適用する規格, 基準類	備考	確認項目
構造解析	<ul style="list-style-type: none"> 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月) 	<ul style="list-style-type: none"> 地盤反力係数 (三次元構造解析に用いる係数) 	—
	<ul style="list-style-type: none"> 道路橋示方書 (V 耐震設計編)・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月) 		
	<ul style="list-style-type: none"> 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) 		

2.2 構造及び補強の概要

軽油タンク室の位置図を図2-1に、平面図を図2-2に、断面図を図2-3に、概略配筋図を図2-4に示す。

軽油タンク室は、幅32.40m（東西）×20.70m（南北）、高さ6.80mの鉄筋コンクリート造の地中構造物で、二連ボックスカルバート構造のタンク室と、タンク室南側に位置する3室のポンプ室にて構成され、MMRを介して十分な支持性能を有する岩盤に設置されている。軽油タンク室は、面部材として加振方向に平行に配置される妻壁や隔壁を有する箱形構造物である。

なお、図2-5(a)のとおり、建設時の軽油タンク室は側壁の一部が地上に露出した半地下構造であったが、軽油タンクの外部火災による熱影響及び地表面での火災発生を防止する観点や、竜巻及び火山等の自然現象への信頼性を向上させる観点から、地下化を行うこととした。そのため、図2-5(b)のとおり、軽油タンクを縦置から横置に改造し、軽油タンク室には新たに頂版を設置する耐震補強を行い、地下構造とした。既設との接合部においては、図2-5(c)のとおり、側壁及び隔壁の上部を撤去した後に、コンクリート表面の打継処理を行うと共に、既設鉄筋と新設鉄筋を機械式継手により接合することで一体化を図っている。また、図2-5(d)のとおり、地下化に併せて、系統分離の観点から、非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ等を設置しているエリアと高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ等を設置しているエリア間に隔壁を迫設した。

さらに、新規制基準への適合を踏まえ、基準地震動 S_s が大加速化したことに伴い、せん断破壊に対する耐震補強として、後施工せん断補強工法（セラミックキャップバー工法）（以下「CCb工法」という。）による補強を図2-6に示す箇所に行っている。

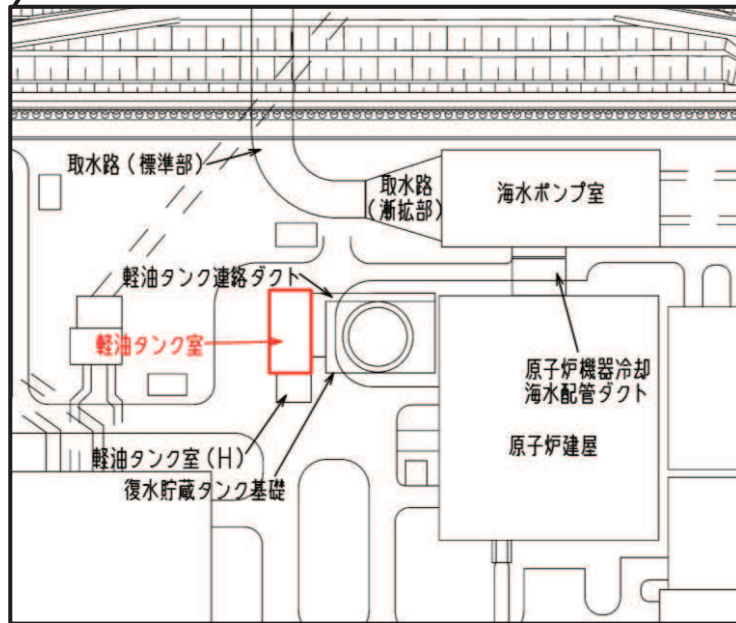
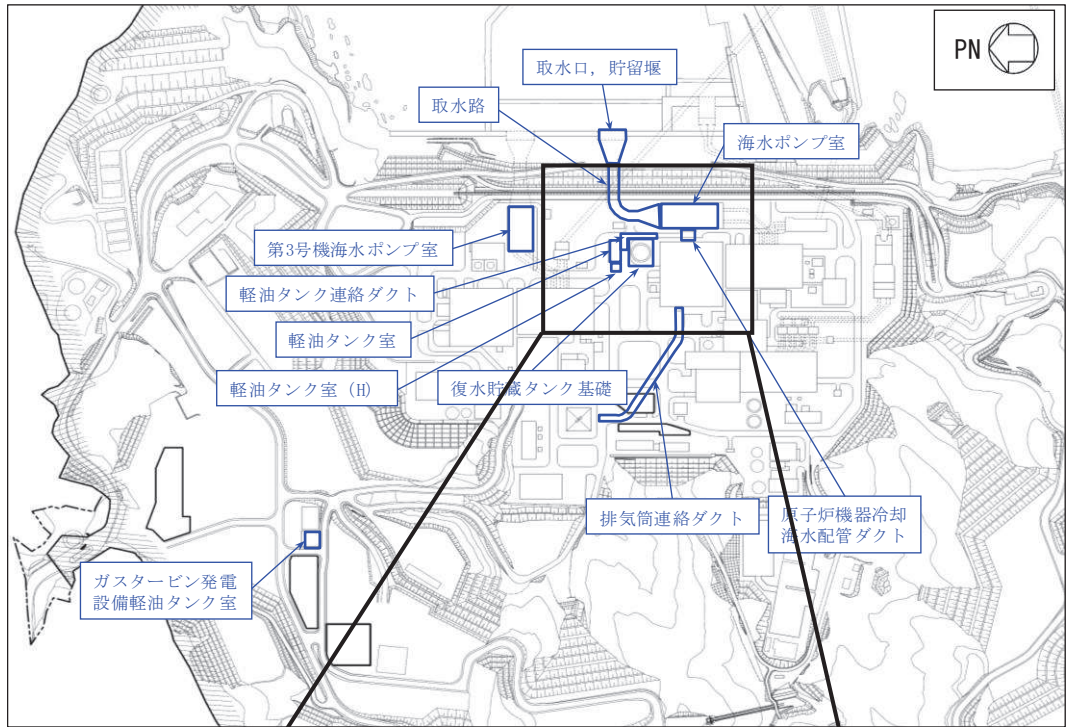


図 2-1 軽油タンク室の位置図

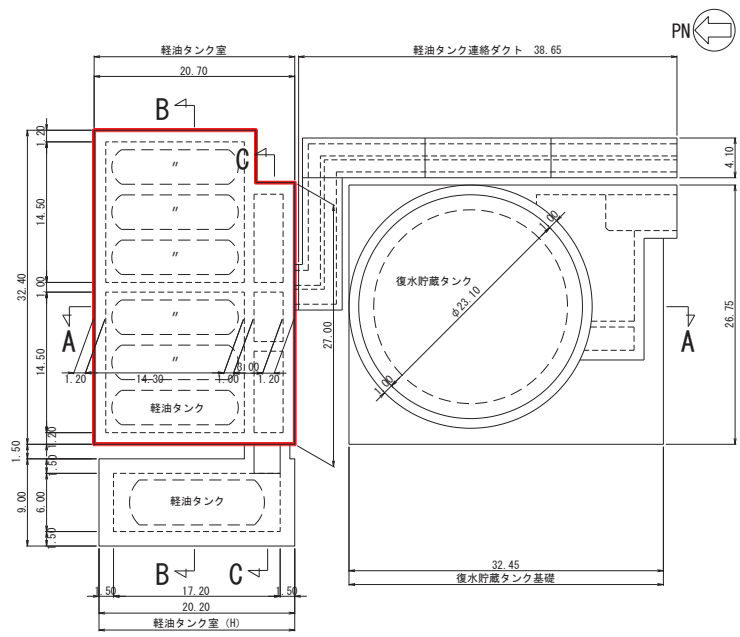


図 2-2 軽油タンク室平面図

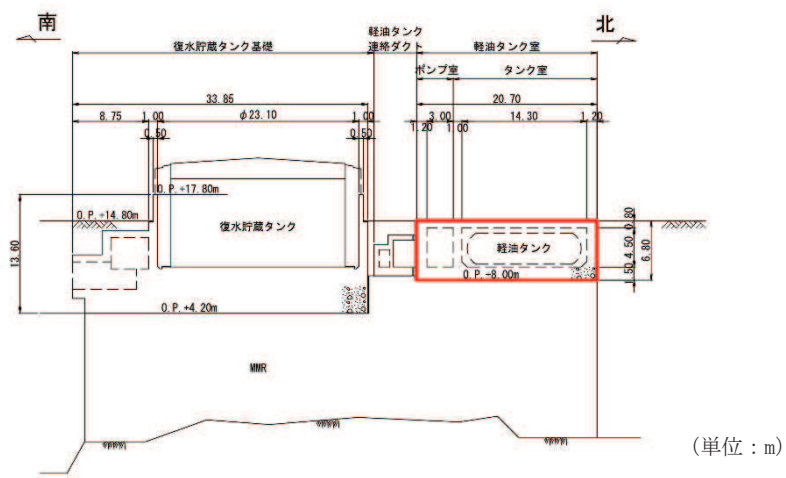
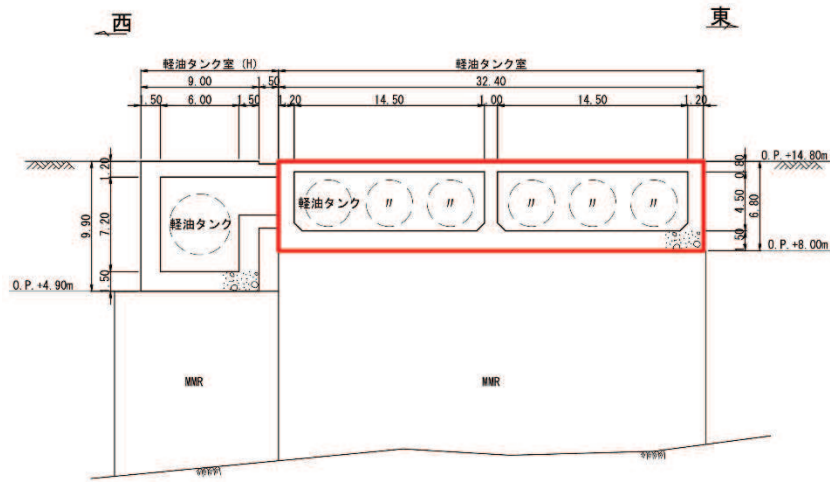
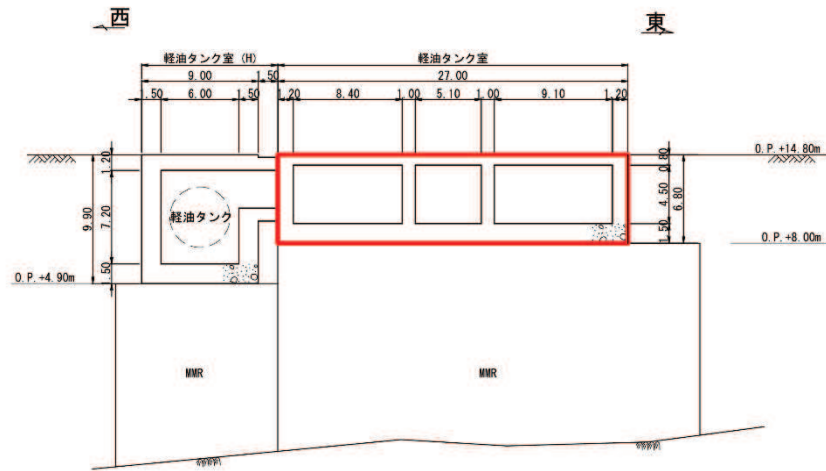


図 2-3(1) 軽油タンク室断面図 (A-A 断面, 南北)



(単位：m)

図 2-3(2) 軽油タンク室断面図 (B-B 断面, 東西 (タンク室))



(単位：m)

図 2-3(3) 軽油タンク室断面図 (C-C 断面, 東西 (ポンプ室))

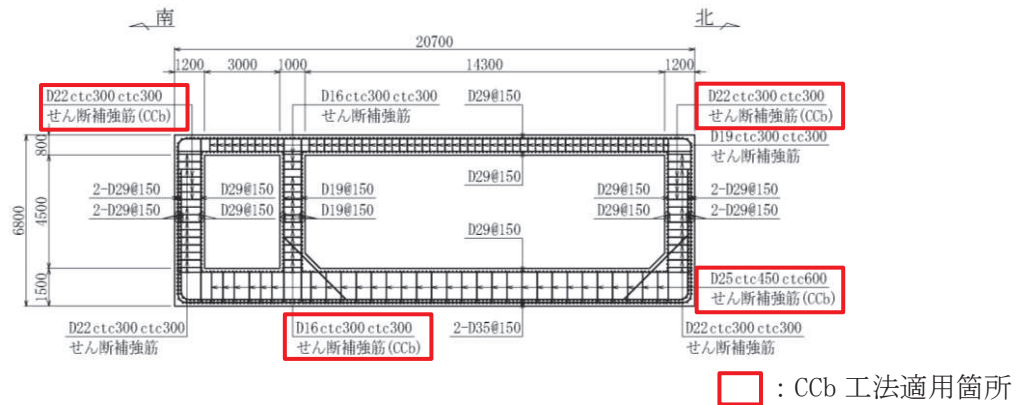


図 2-4(1) 軽油タンク室概略配筋図 (A-A 断面, 南北)

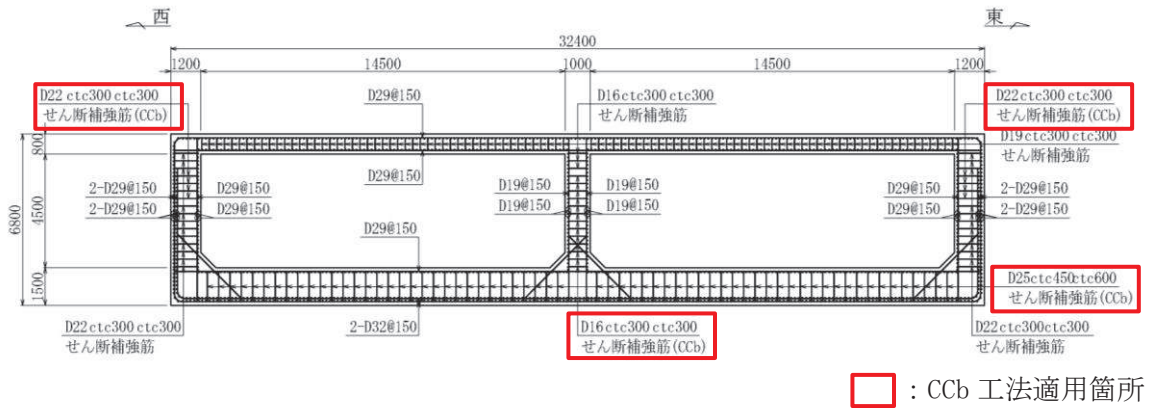


図 2-4(2) 軽油タンク室概略配筋図 (B-B 断面, 東西 (タンク室))

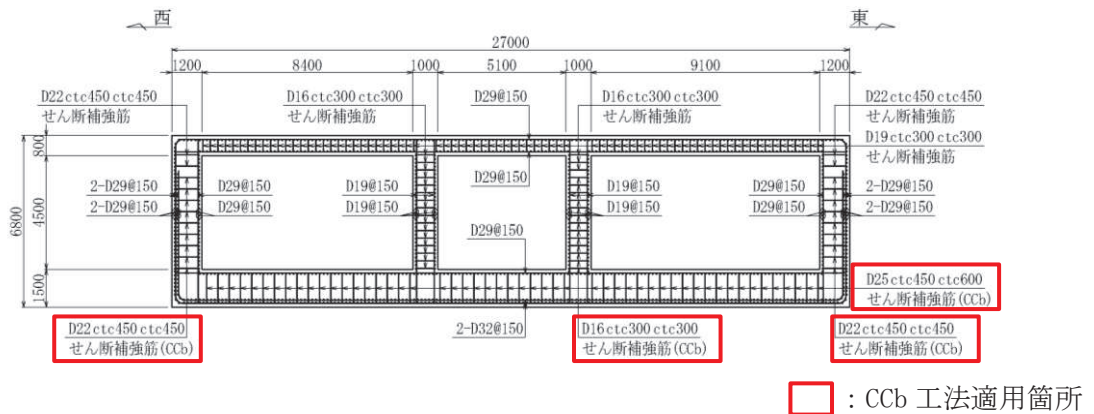
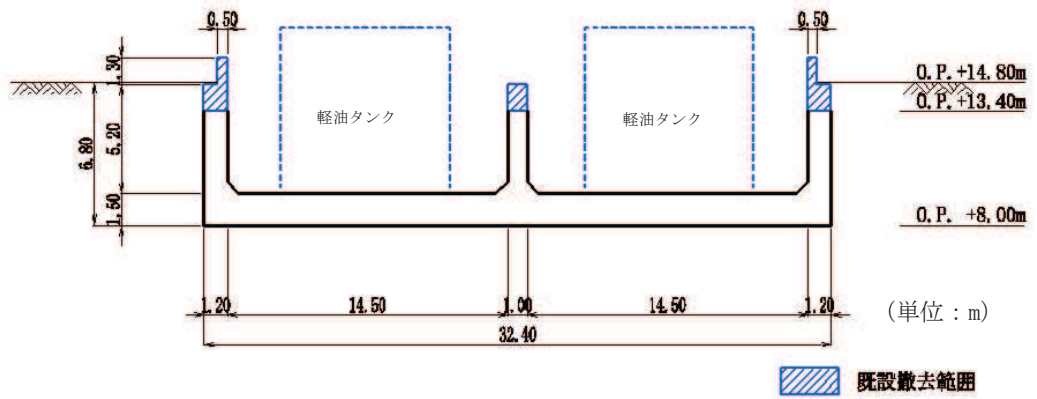
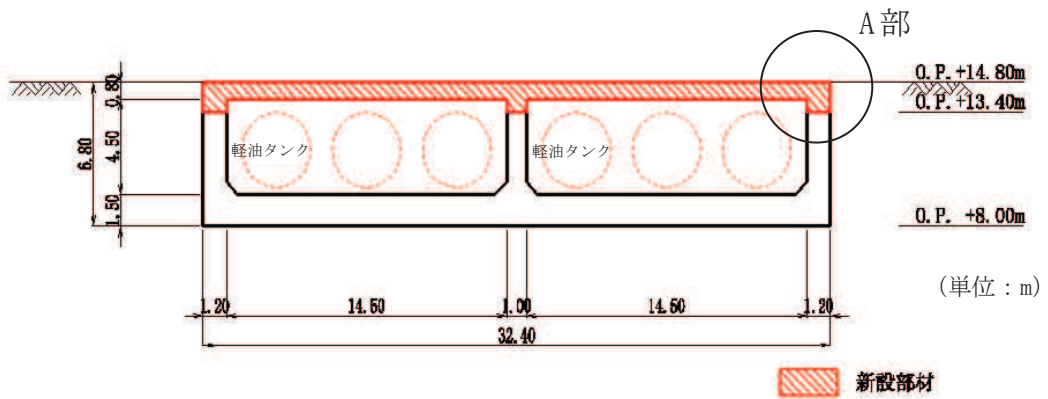


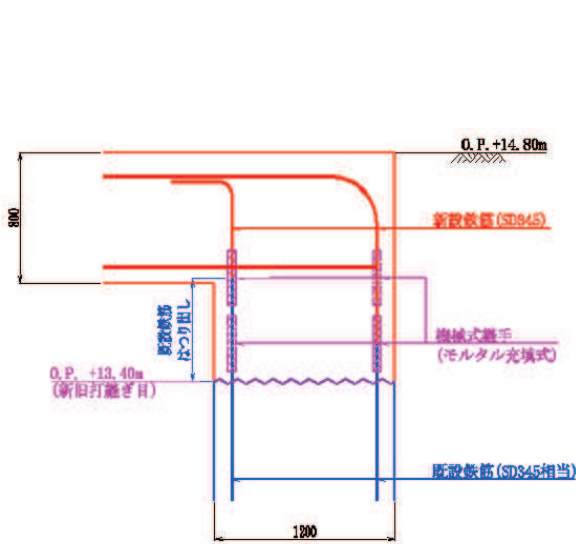
図 2-4(3) 軽油タンク室概略配筋図 (C-C 断面, 東西 (ポンプ室))



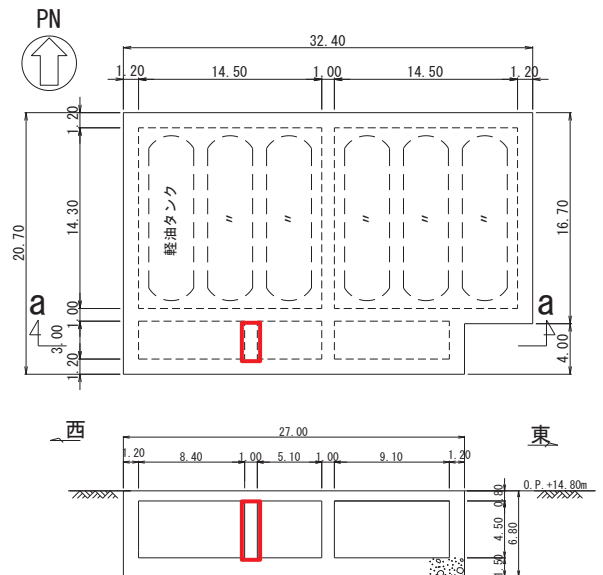
(a) 耐震補強前（建設時）(B-B 断面)



(b) 耐震補強後 (B-B 断面)



(c) 既設部と新設部の接続 (A 部拡大)

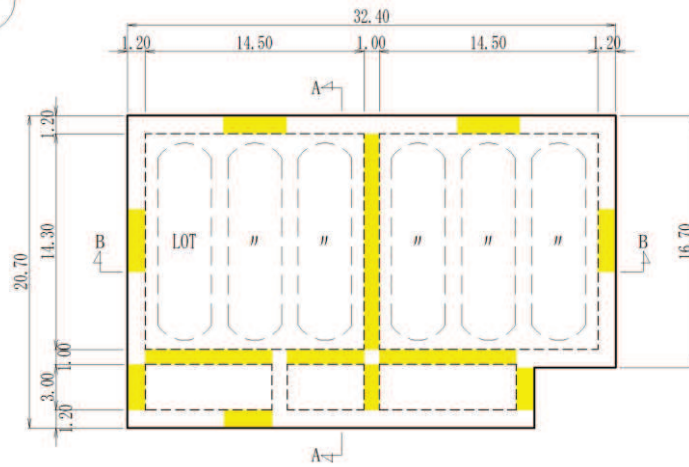


(単位 : m)

□ : 新設部材

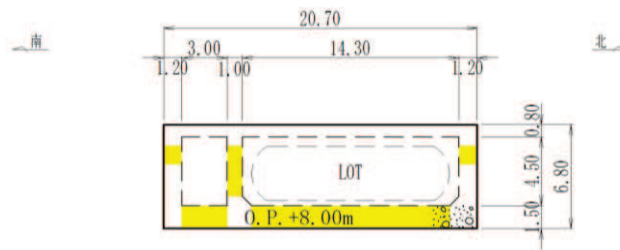
(d) 隔壁設置箇所 (a-a 断面)

図 2-5 地下化による耐震補強概要



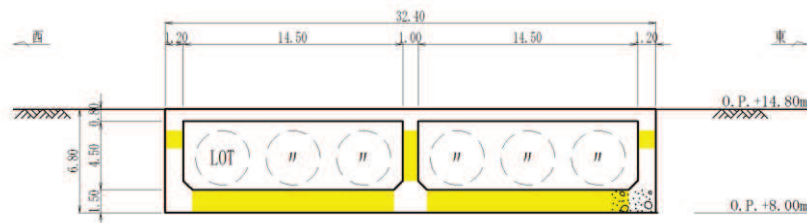
■ : CCb による耐震補強箇所

(a) 平面図



■ : CCb による耐震補強箇所

(b) A-A 断面図 (南北)



■ : CCb による耐震補強箇所

(c) B-B 断面図 (東西)

図 2-6 CCb による耐震補強箇所

2.3 耐震評価フロー

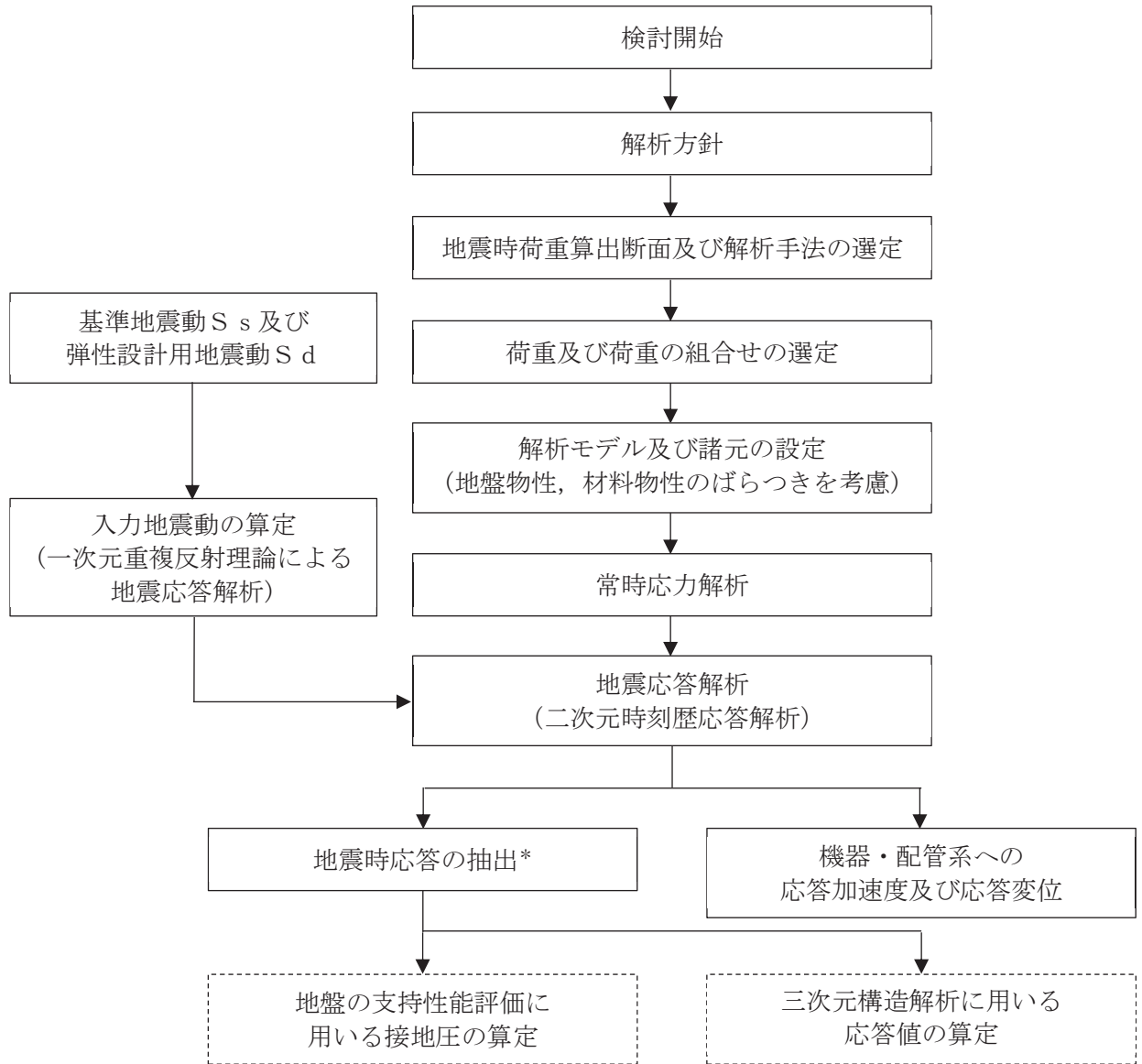
軽油タンク室の地震応答解析フロー及び耐震評価フローを図 2-7 及び図 2-8 に示す。

軽油タンク室は、加振方向に平行に配置される側壁や隔壁を有する箱形構造物であることから、非線形シェル要素を用いた三次元構造解析による耐震評価を実施する。図 2-8 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 2-9 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 2-10 に示す。

三次元構造解析に当たっては、地震時荷重算出断面において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、算出された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 2-7 軽油タンク室の地震応答解析フロー

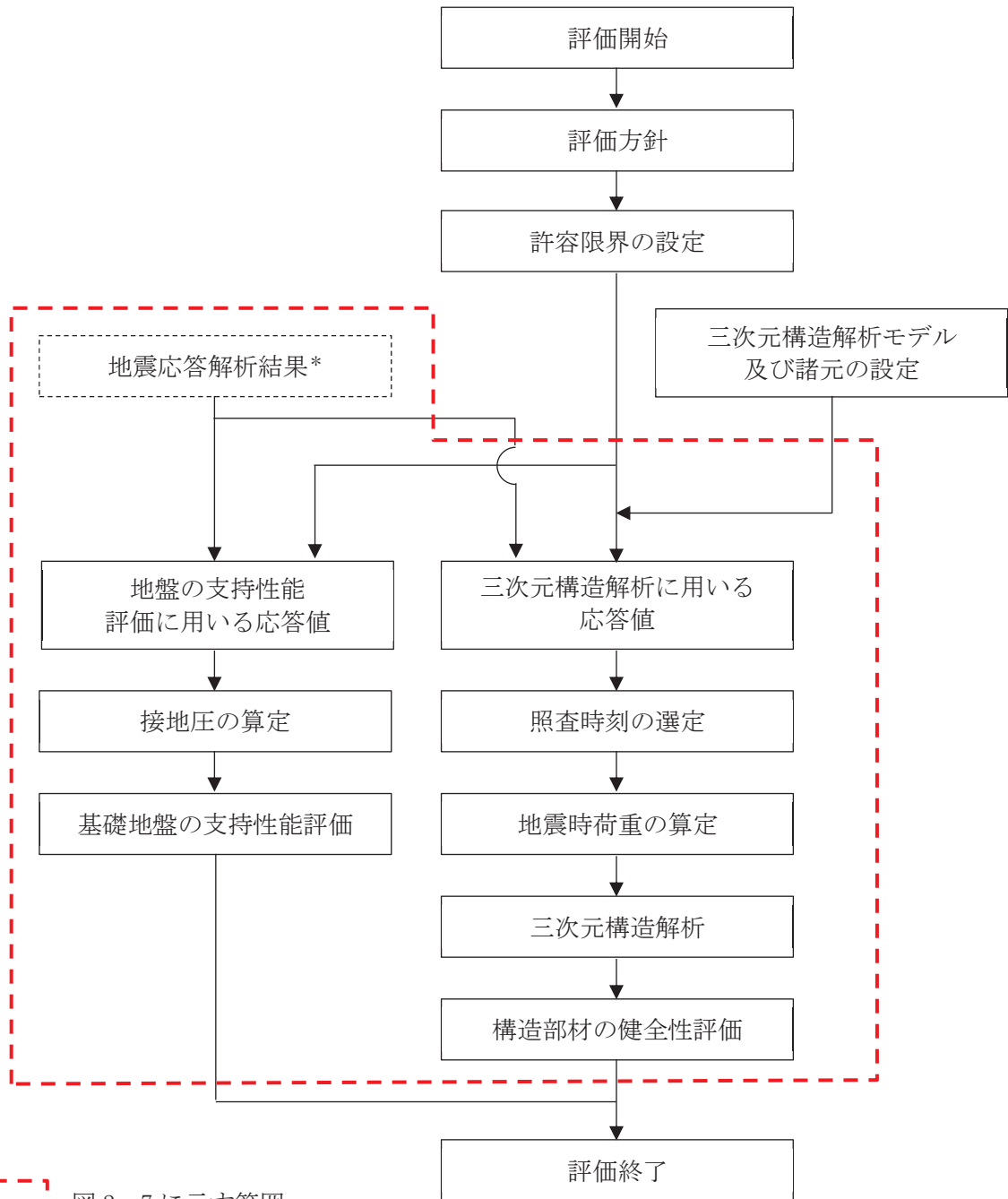


図 2-7 に示す範囲

注記* : 地震応答解析より算定した値を用いる。

図 2-8 軽油タンク室の耐震評価フロー

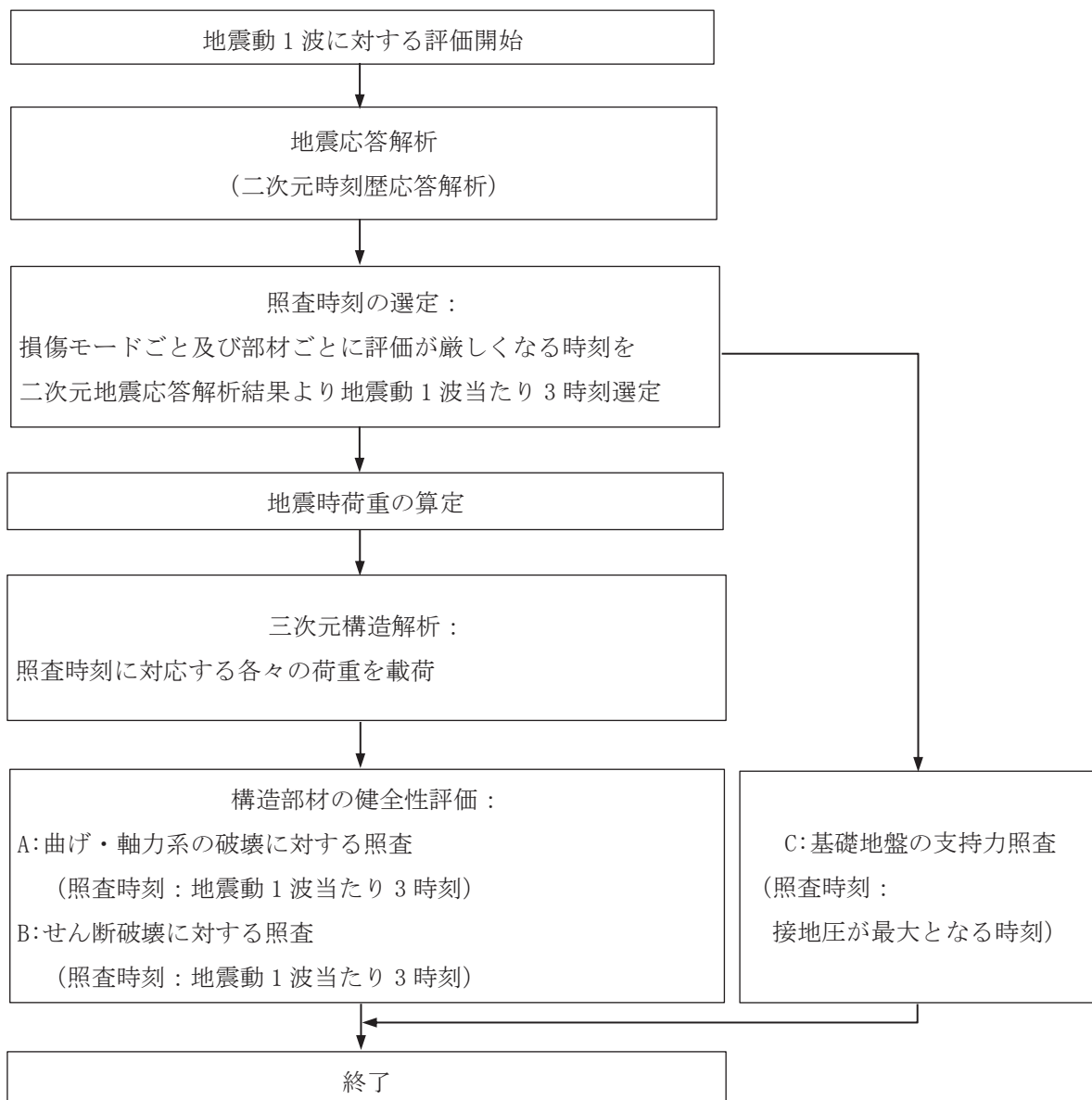


図 2-9 基本フロー（地震動 1 波に対する評価フロー）

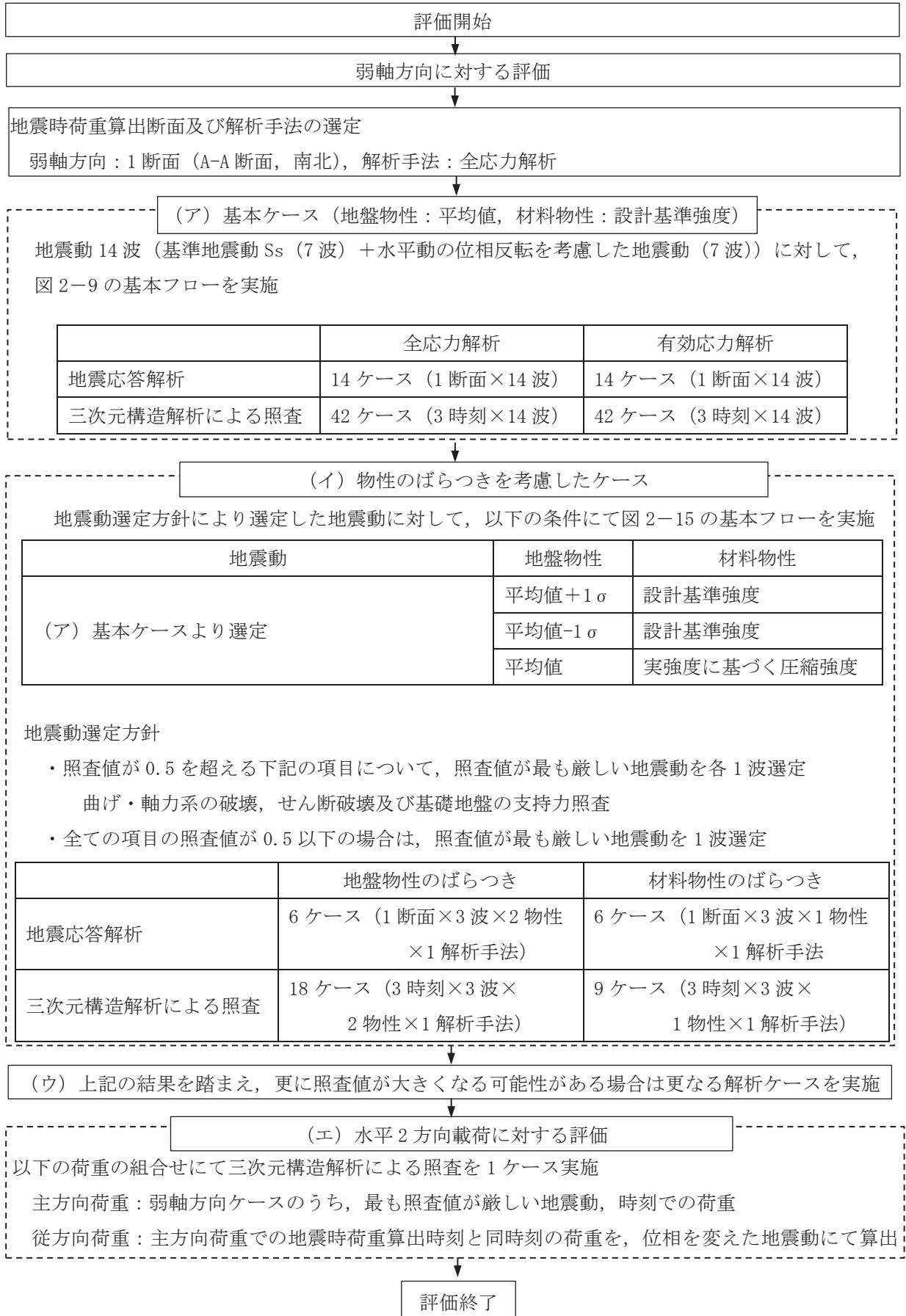


図 2-10 軽油タンク室の三次元構造解析フロー

2.4 地震時荷重算出断面の選定

地震時荷重算出断面は、「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「4.8 軽油タンク室」で記載したとおり、南北方向は、構造物が軸心を中心としてほぼ対称性を有し、周辺状況の差異がないことから、構造物の中心を通る断面を地震時荷重算出断面とする。東西方向は、構造物はタンク室及びポンプ室で剛性が異なるが、周辺状況の差異がないことから、構造モデルはタンク室とポンプ室の 2 モデルとし、地盤モデルは軽油タンク室の中心を通る地質断面を代表として、地震時荷重算出断面とする。

軽油タンク室の地震時荷重算出用地質断面図を図 2-11 に示す。

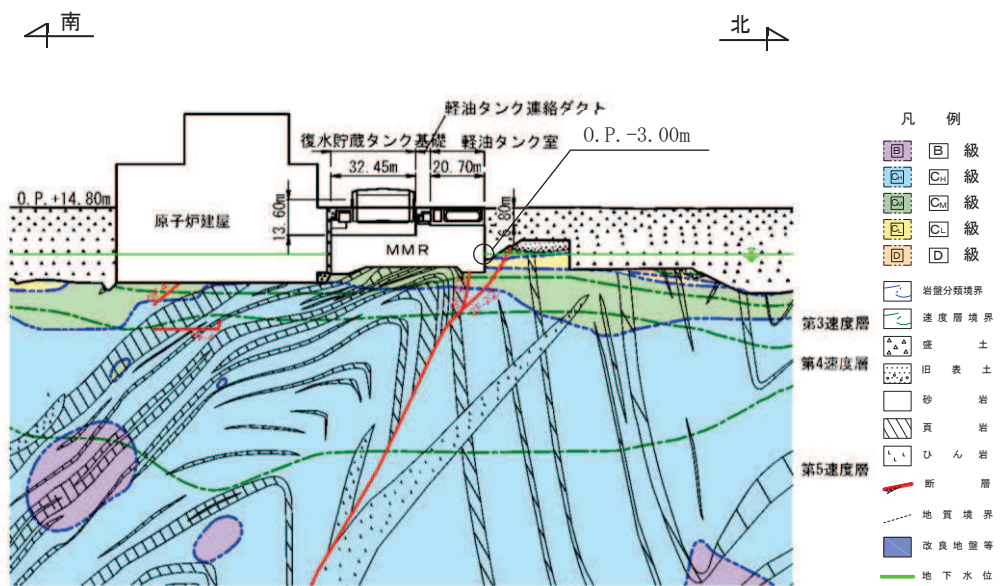


図 2-11 (1) 軽油タンク室 地震時荷重算出用地質断面図
(A-A 断面, 南北)

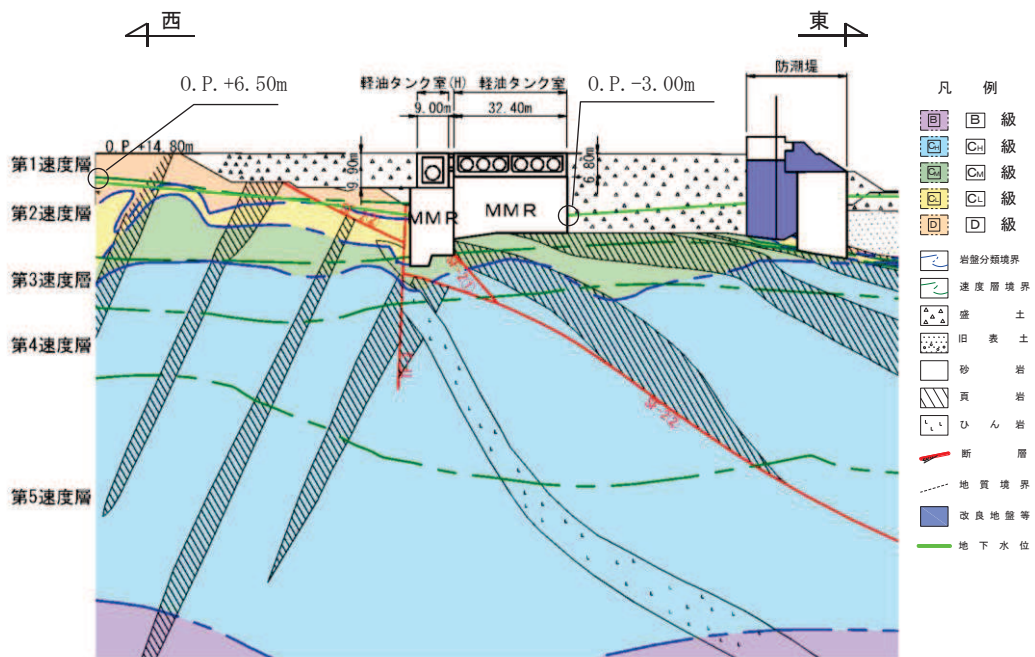


図 2-11 (2) 軽油タンク室 地震時荷重算出用地質断面図
(B-B 断面, 東西 (タンク室))

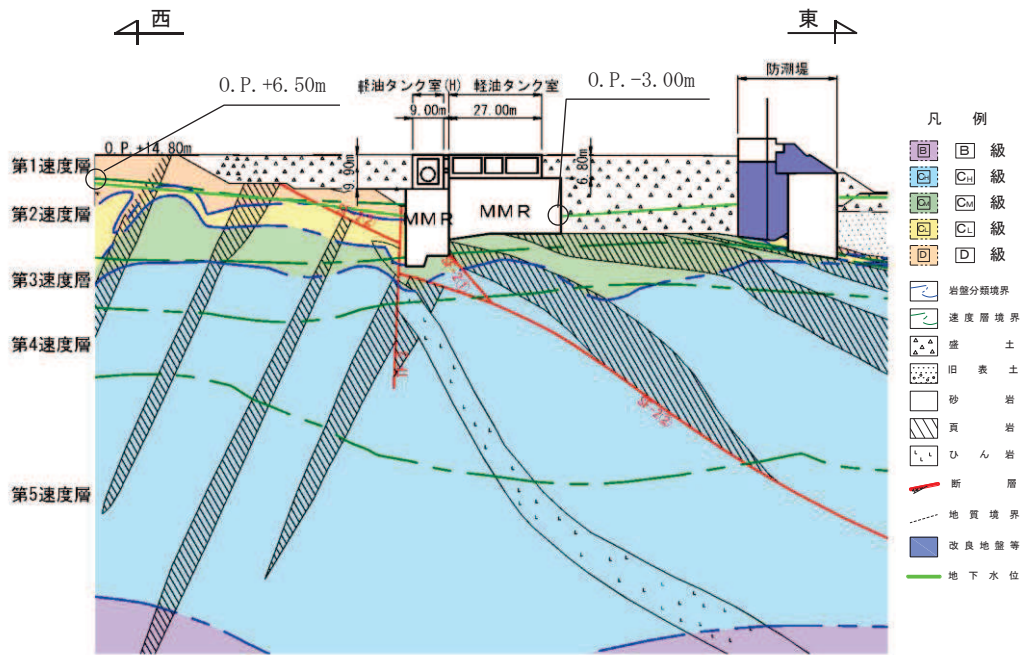


図 2-11(3) 軽油タンク室 地震時荷重算出用地質断面図
(C-C 断面, 東西 (ポンプ室))

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	既設部材	底版, 側壁, 隔壁	設計基準強度 20.5N/mm ²
	新設部材*	頂版, 隔壁	設計基準強度 24.0N/mm ²
鉄筋			SD345

注記* : 新設部材は, 図 2-5 参照。

表 2-3 材料の物性値

材料	項目		材料諸元	備考
鉄筋 コンクリート	単位体積重量 (kN/m ³)		24.0	
コンクリート	ヤング係数 (N/mm ²)	設計 基準強度	20.5N/mm ²	解析ケース* ² ①, ②, ③
			24.0N/mm ²	
	実強度* ¹		3.32×10 ⁴	解析ケース* ² ④
ポアソン比			0.2	

注記*1 : 既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

*2 : 解析ケースについては, 「3.5 地震応答解析の解析ケース」に示す。

2.6 地盤物性値

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

表 2-4(1) 地盤の解析用物性値 (狐崎部層)

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

表 2-4(2) 地盤の解析用物性値 (狐崎部層)

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

表 2-5 地盤の解析用物性値(盛土ほか)

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

*1：セメント系埋戻土は盛土の物性値を使用

*2：残存剛性率 (G_d/G_0) が小さい領域は次式で補間

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

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

表 2-6 地盤の解析用物性値 (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

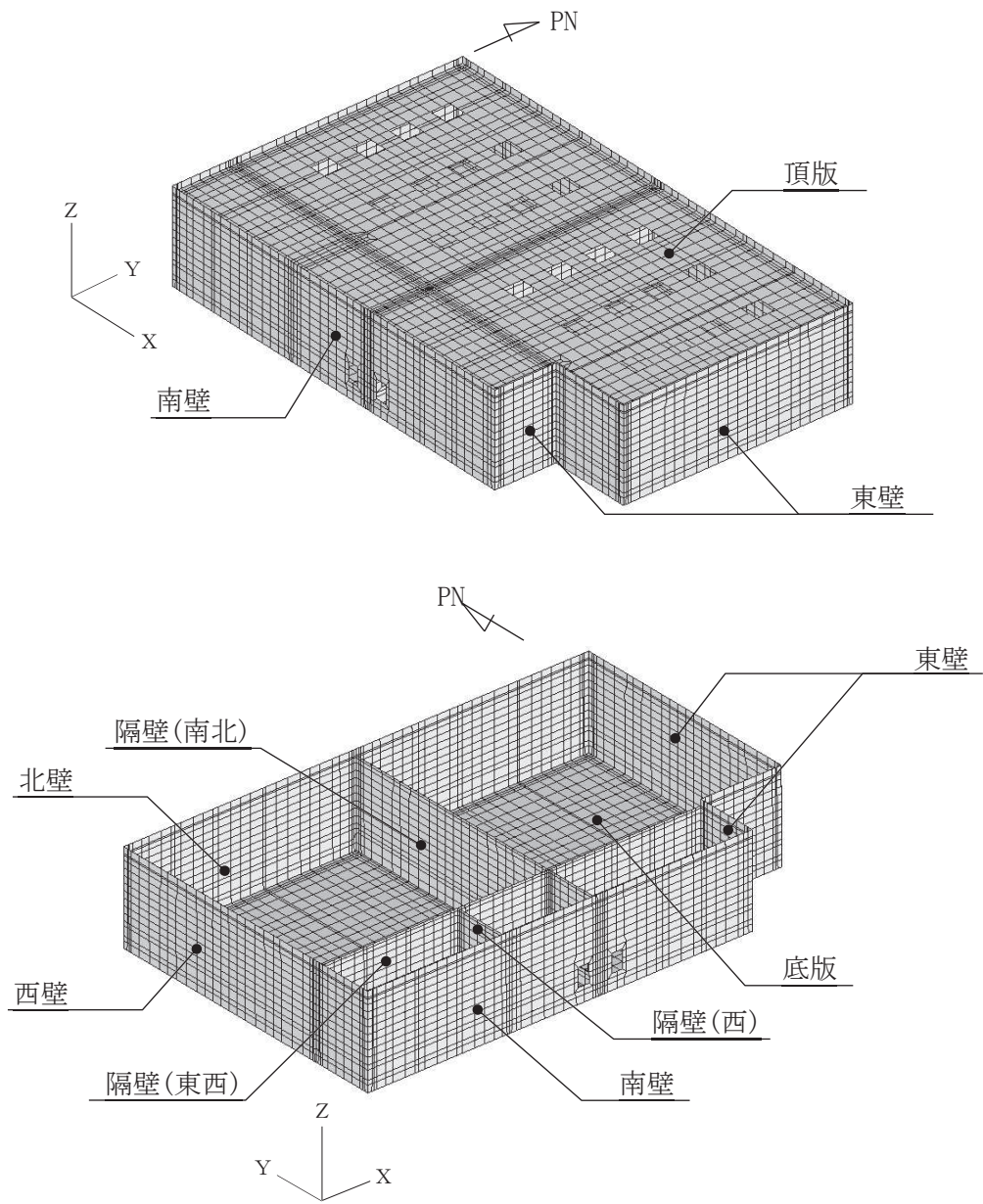
*：内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない。

2.7 評価構造物諸元

軽油タンク室の諸元を表 2-7 に、評価部位を図 2-12 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	
底版	1500	20.5	SD345	支持機能
頂版	800	24.0	SD345	支持機能
側壁	1200 (南壁) 1200 (北壁) 1200 (東壁) 1200 (西壁)	20.5	SD345	支持機能
隔壁	1000~1200 (隔壁(東西)) 1000 (隔壁(南北))	20.5	SD345	支持機能
	1000 (隔壁(西))	24.0	SD345	



注：頂版は非表示

図 2-12 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 2-13 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	A-A 断面, 南北	O. P. -3.00m
	B-B 断面, 東西(タンク室)	O. P. -3.00m ~ O. P. +6.50m
	C-C 断面, 東西(ポンプ室)	

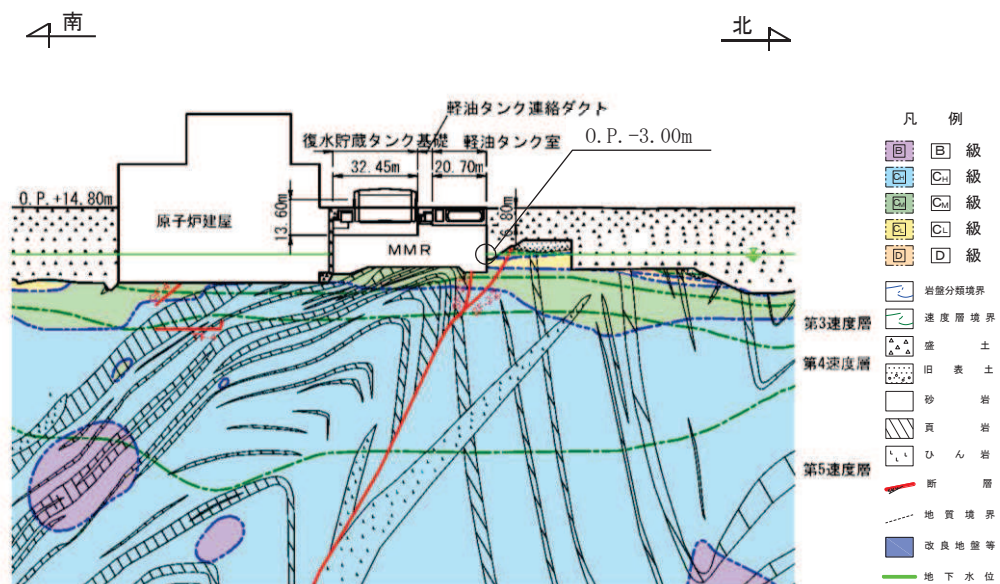


図 2-13(1) 設計用地下水位 (A-A 断面, 南北)

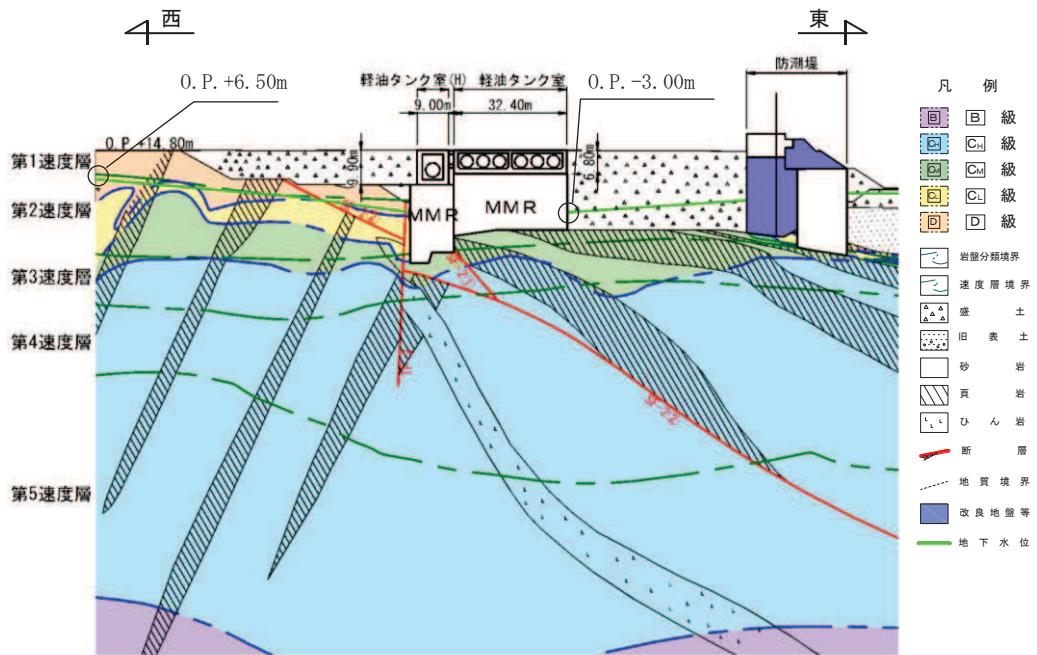


図 2-13(2) 設計用地下水位 (B-B 断面, 東西 (タンク室))

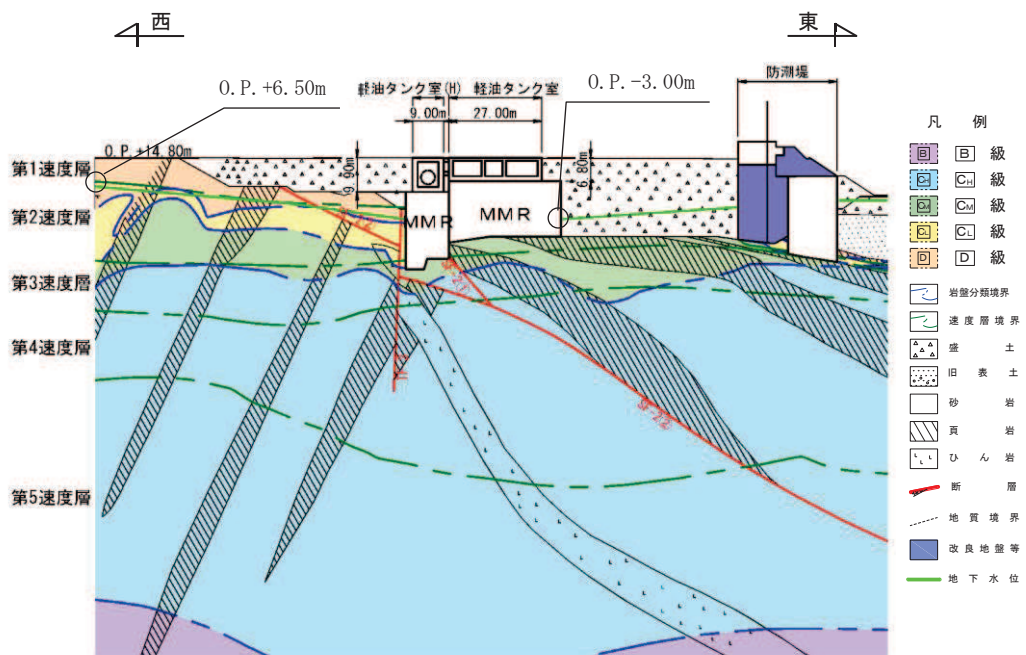


図 2-13(3) 設計用地下水位 (C-C 断面, 東西 (ポンプ室))

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「4.8 軽油タンク室」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。なお、新設部材である頂版及び隔壁は既設部材と一体化を図った施工を行っていることから、既設部材と一体としたモデル化とする。

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。

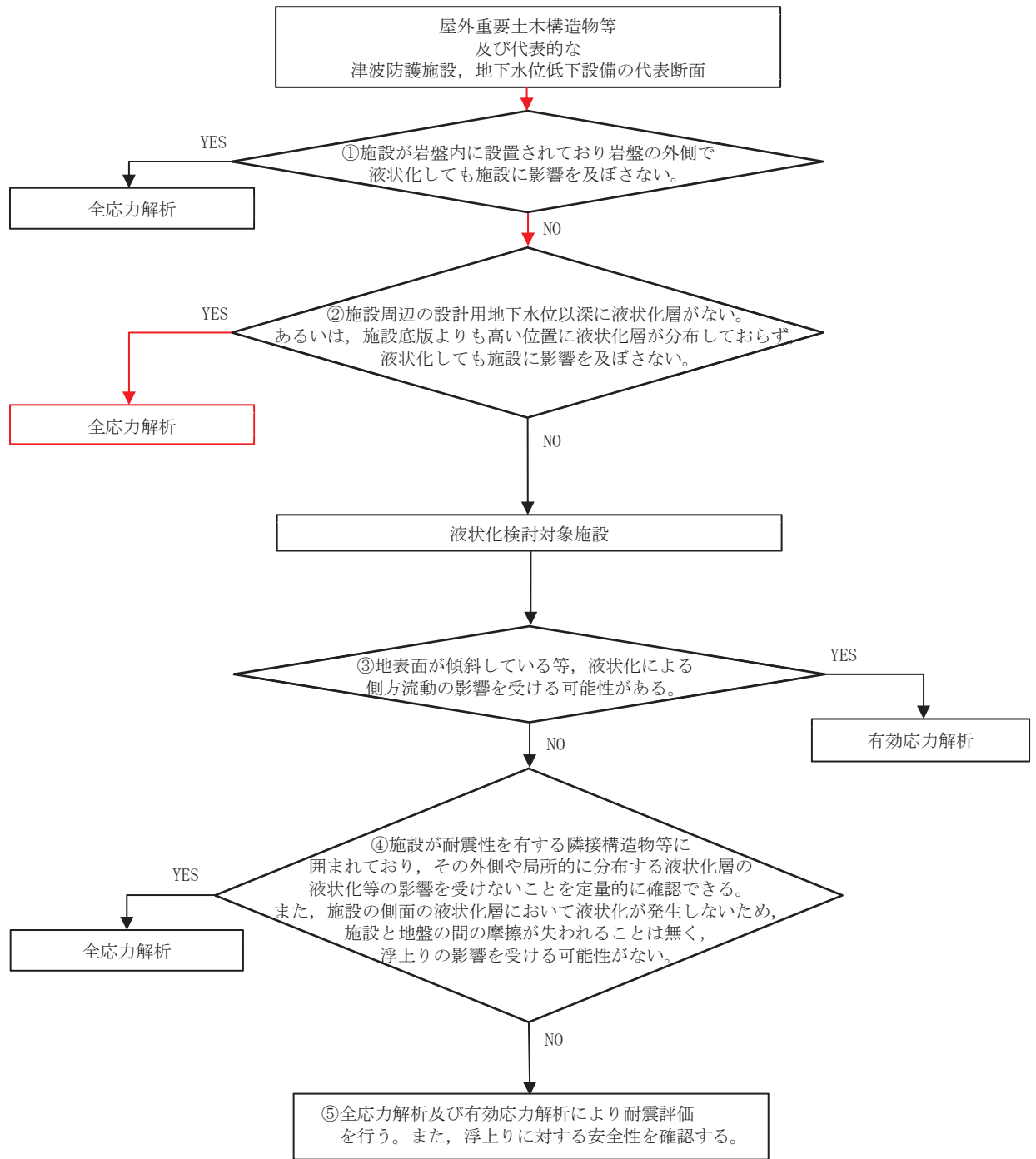


図 3-1 解析手法の選定フロー

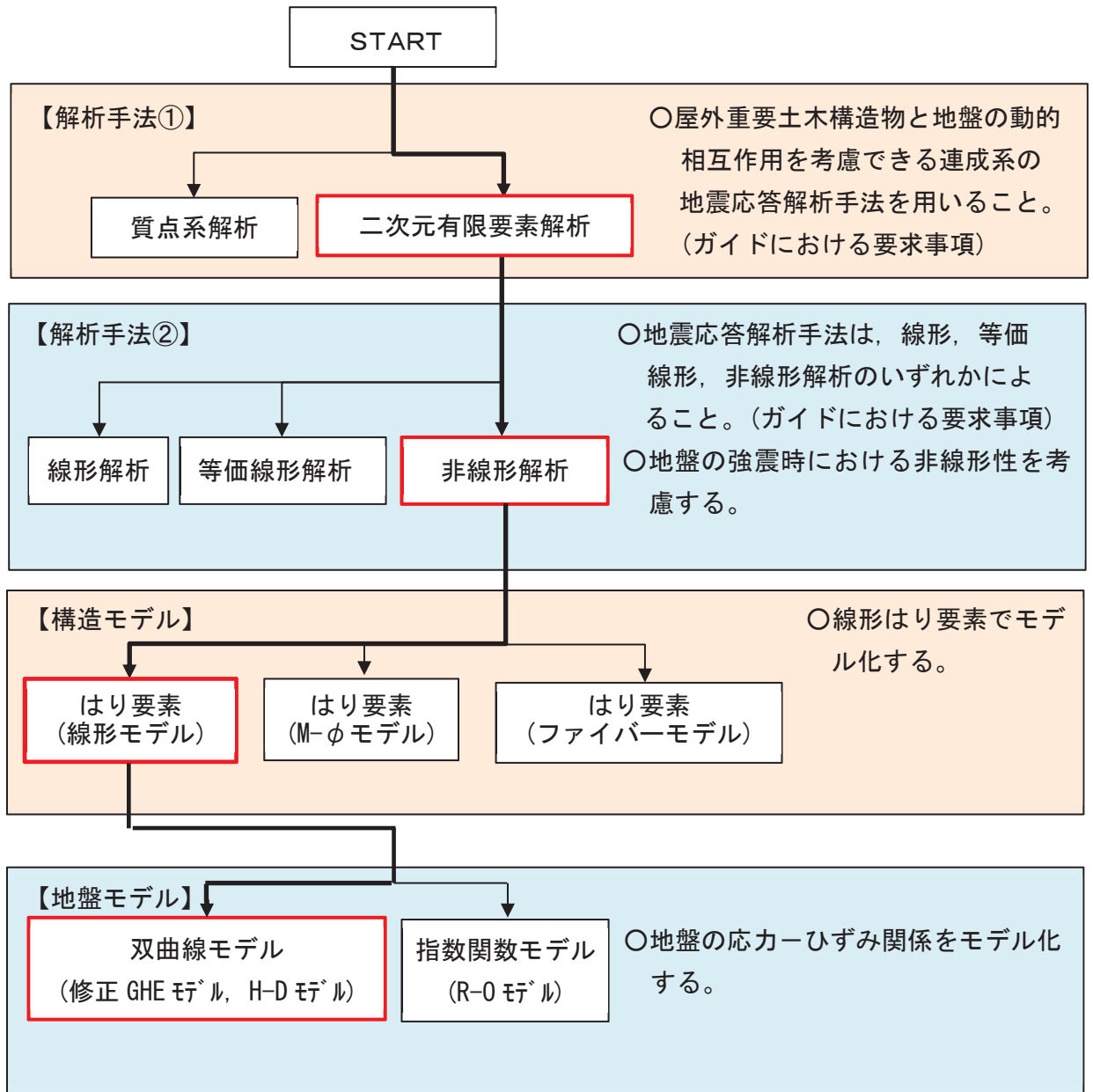


図 3-2 地震応答解析手法の選定フロー

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及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) を参考に、図 3-3 に示すとおりにモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、モデル高さを構造物基礎幅の 2 倍以上とする。

なお、解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長の 5 分の 1 程度を考慮し、要素高さを 1m 程度まで細分割して設定する。

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

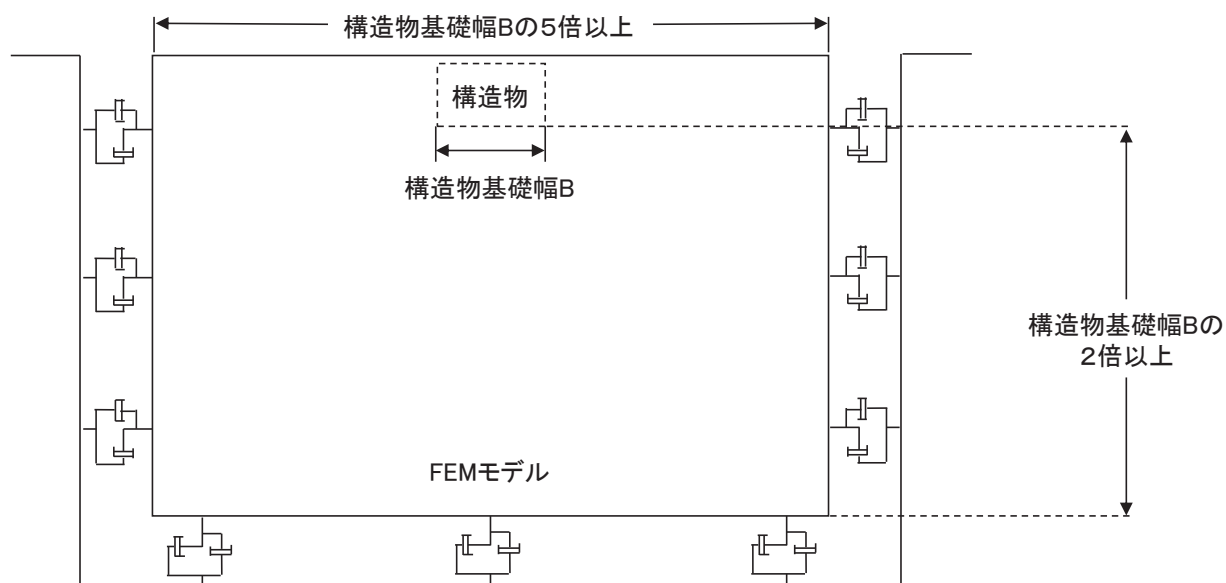


図 3-3 モデル化範囲の考え方

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

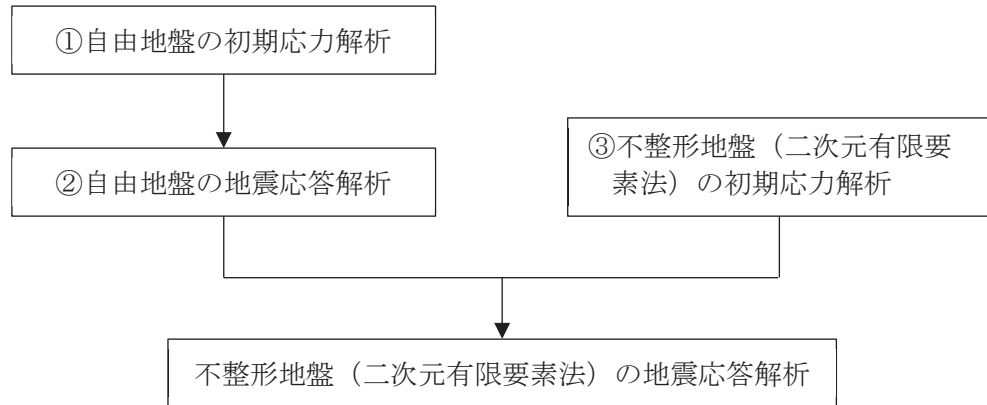


図3-4 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤（二次元有限要素法）の地震応答解析までのフロー

3.2.2 境界条件

(1) 固有値解析時

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

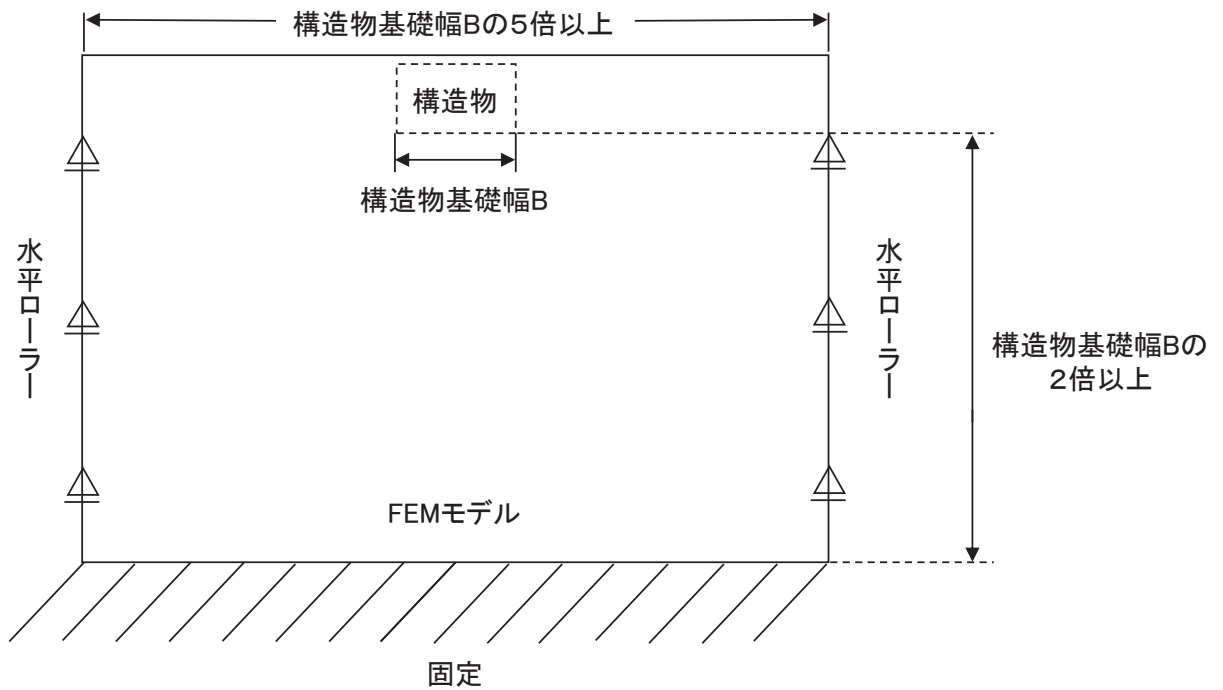


図3-5 固有値解析における境界条件の概念図

(2) 常時応力解析時

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

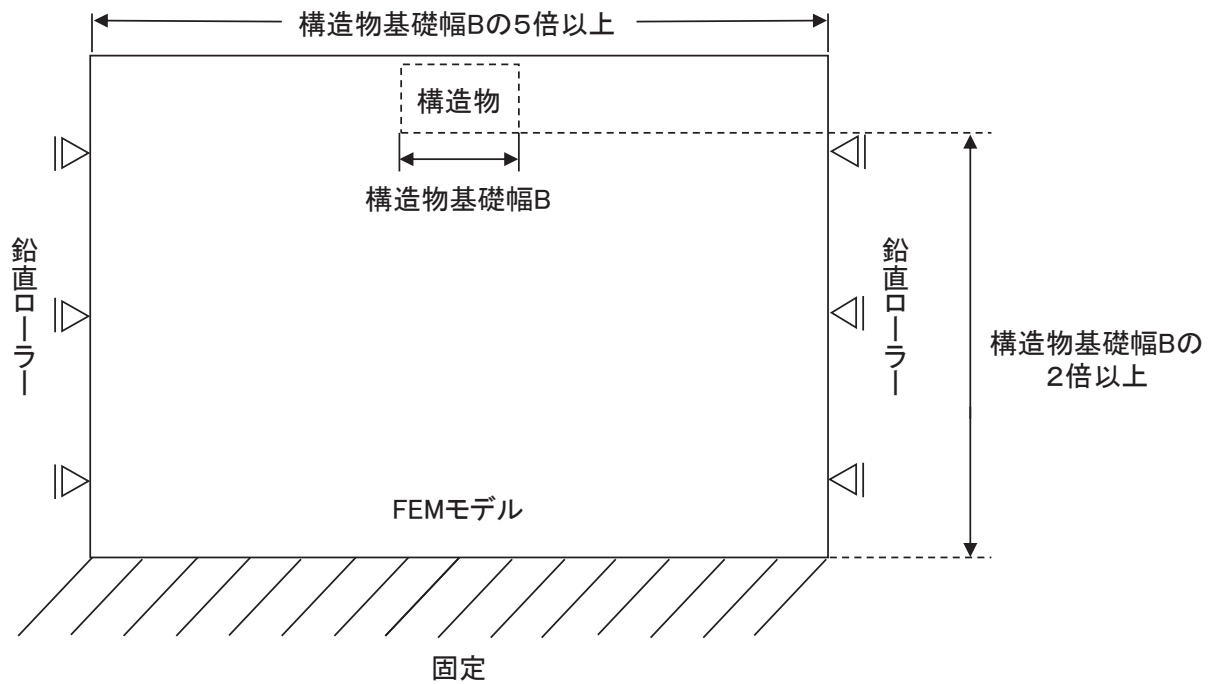
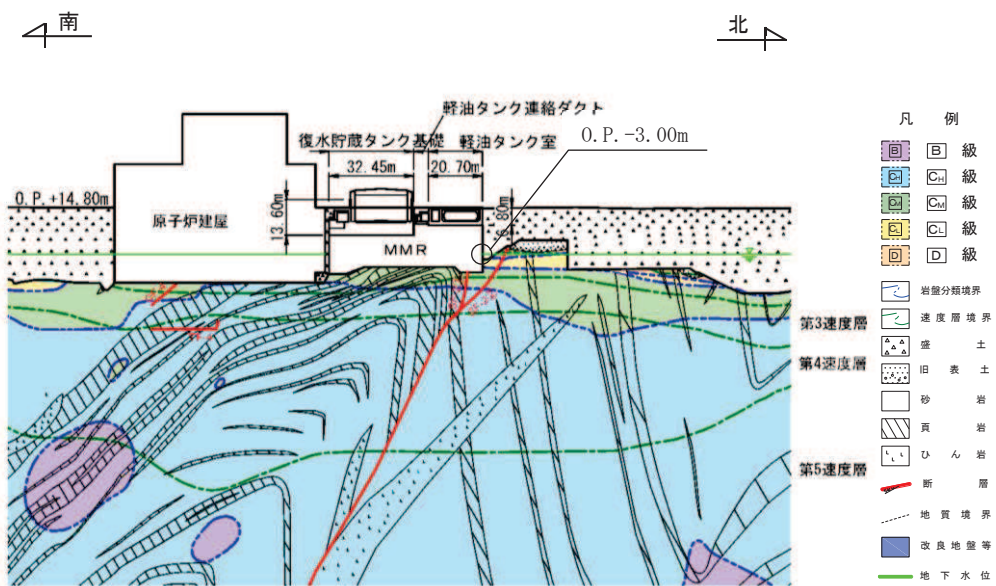


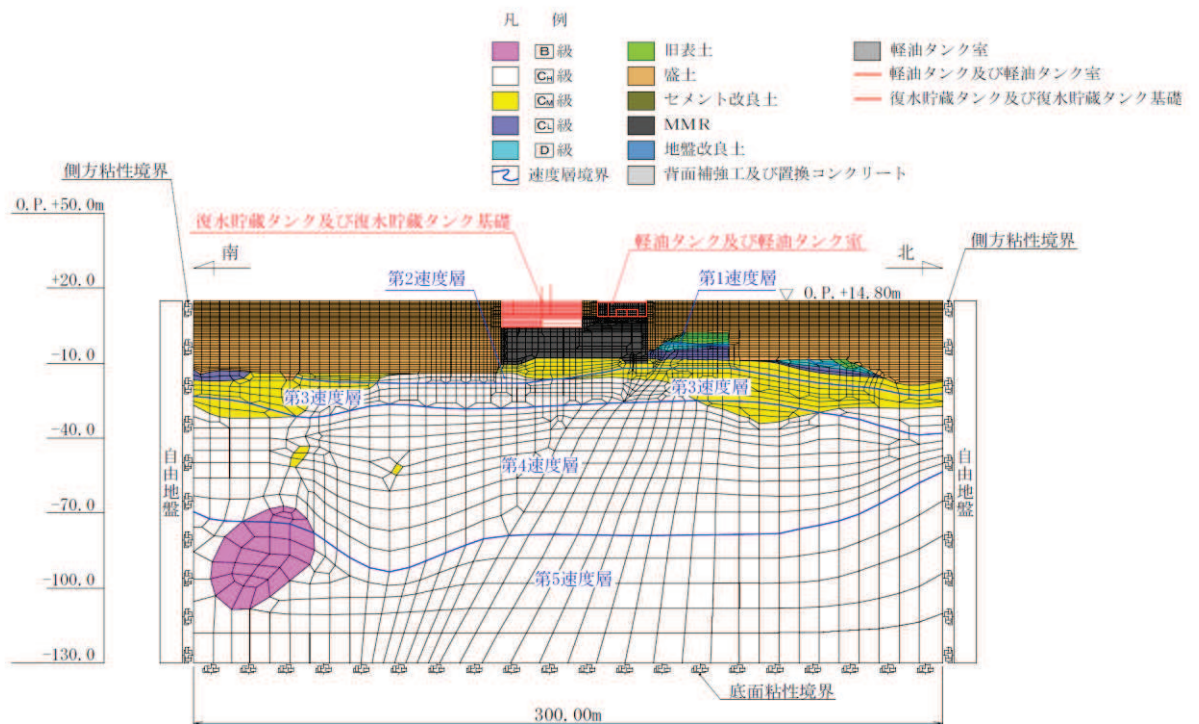
図3-6 常時応力解析における境界条件の概念図

(3) 地震応答解析時

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

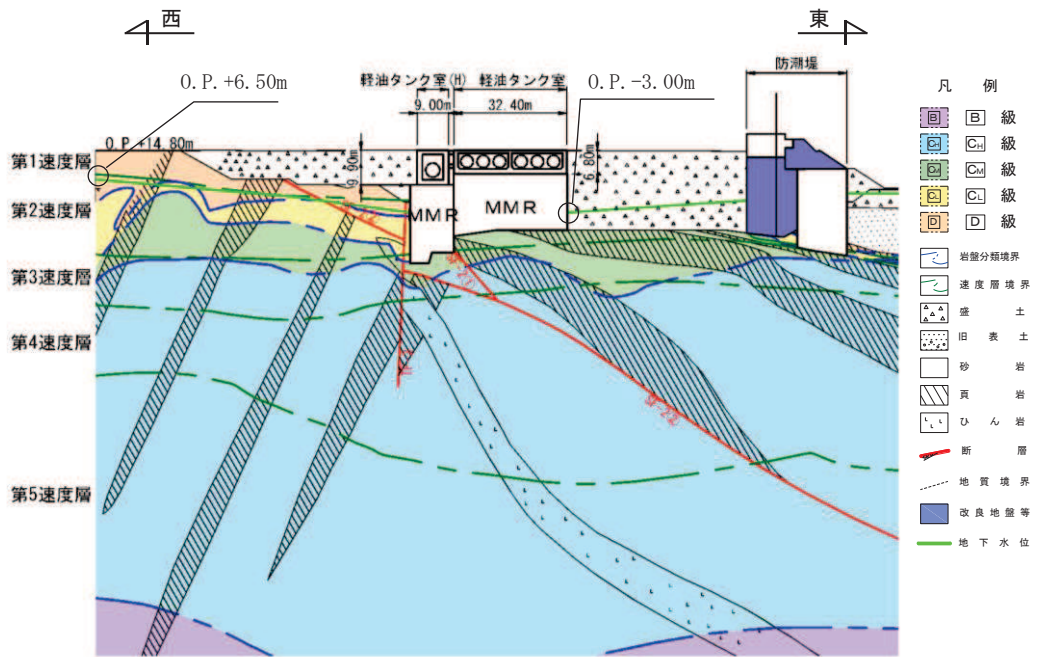


(a) 地震時荷重算出用地質断面図

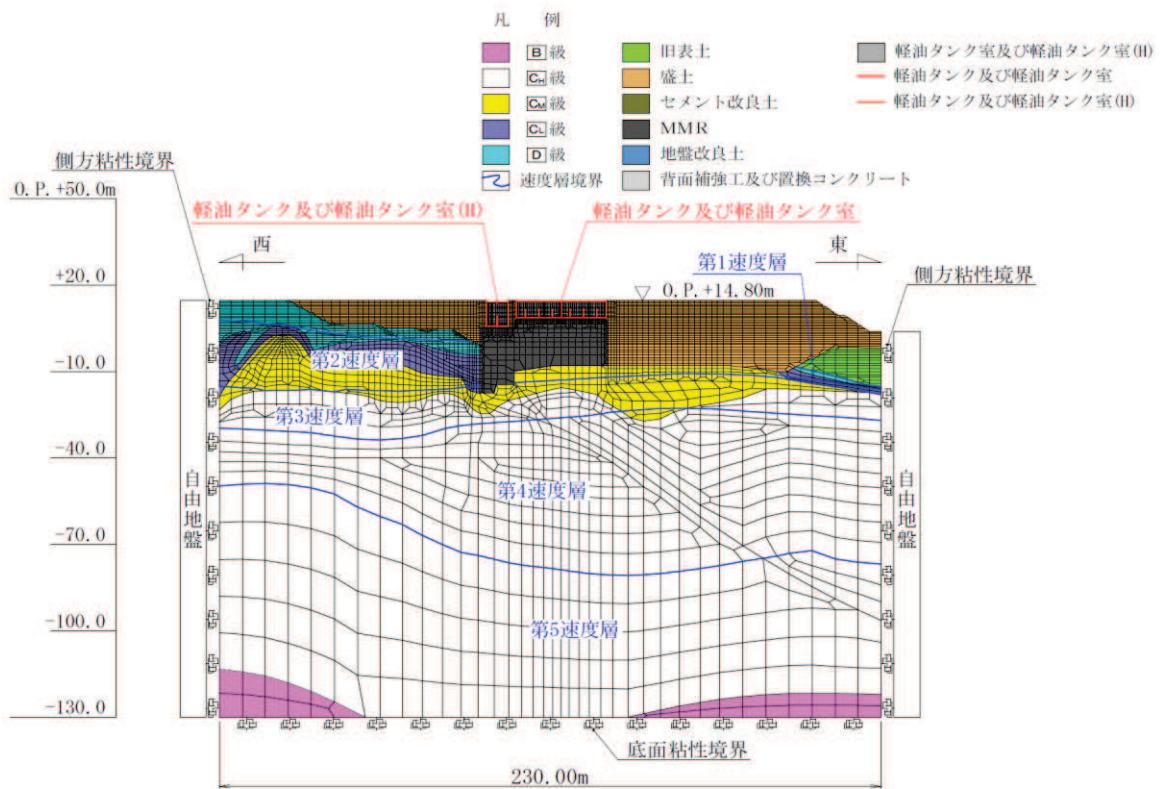


(b) 地震応答解析モデル図

図 3-7 軽油タンク室の地震時荷重算出用地質断面図及び地震応答解析モデル図 (A-A 断面, 南北)

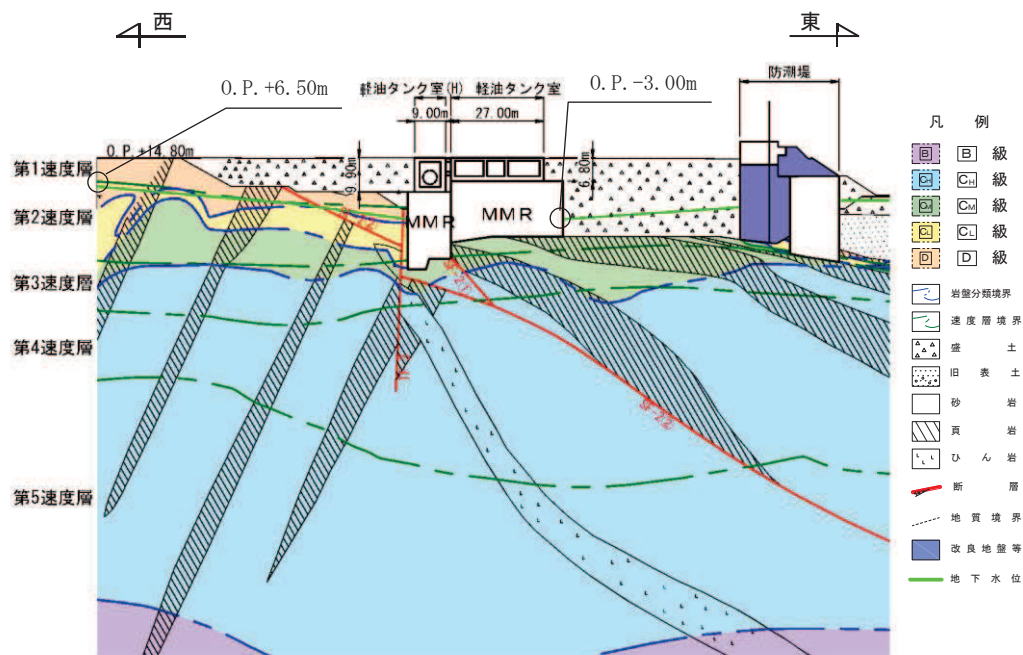


(a) 地震時荷重算出用地質断面図

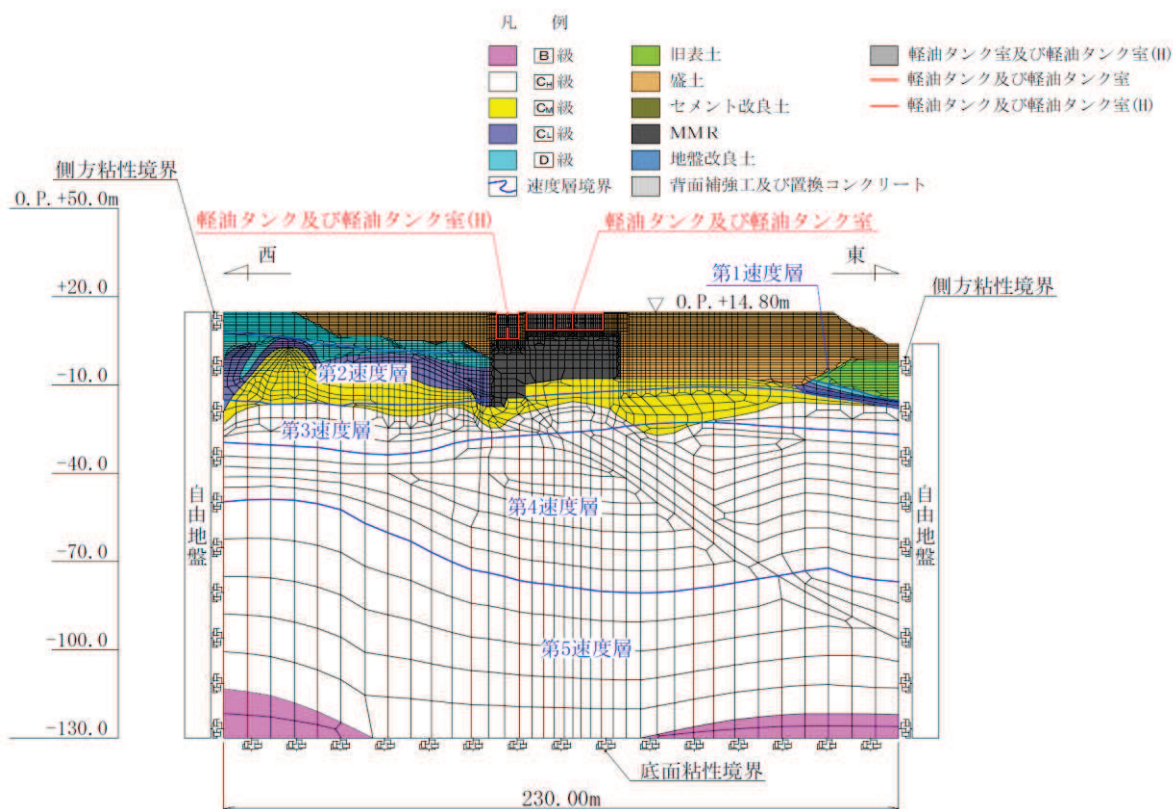


(b) 地震応答解析モデル図

図 3-8(1) 軽油タンク室の地震時荷重算出用地質断面図及び地震応答解析モデル図
(B-B 断面, 東西 (タンク室))



(a) 地震時荷重算出用地質断面図



(b) 地震応答解析モデル図

図 3-8(2) 軽油タンク室の地震時荷重算出用地質断面図及び地震応答解析モデル図
(C-C 断面, 東西 (ポンプ室))

3.2.3 構造物のモデル化

軽油タンク室は、耐震要素として機能する加振方向に平行な側壁及び隔壁が均等に配置されていることから、構造物全体を対象に等価剛性モデルを作成する。等価剛性モデルについて、加振方向に対して面外変形で抵抗する部材は線形はり要素にてモデル化し、面内変形で抵抗する部材は平面応力要素にてモデル化する。

構造物のモデル化は、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「11. 等価剛性モデルの設定方針」に従い、妻壁や隔壁の剛性を考慮し、三次元構造解析モデルと等価な剛性を持つ二次元等価剛性モデルとする。

等価剛性の設定は以下の2つの手順に基づき行う。

手順1として、エリア奥行長さに対する、部材の奥行長さの比率から補正係数 α を平面応力要素に設定する。なお、軽油タンク室では、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/m²)を作用させ、頂版位置での奥行方向の平均的な水平変位を算定する。一方、補正係数 α を設定した二次元モデルに同じ単位荷重を作用させ、両側壁の頂版位置での平均変位が、三次元構造解析モデルの頂版位置での平均変位と等しくなるように補正係数 β を算定する。地震応答解析では、コンクリートの弾性係数 E_c に補正係数 α 、 β を乗じ、等価剛性モデルの弾性係数(剛性)を設定する。

剛性の調整方法を図3-9に示す。なお、単位荷重を載荷させる三次元モデル及び二次元モデルの底面の境界条件は、構造物の変位に着目するため固定境界とする。

等価剛性モデルは、地震時荷重を保守的に評価するよう線形モデルとする。

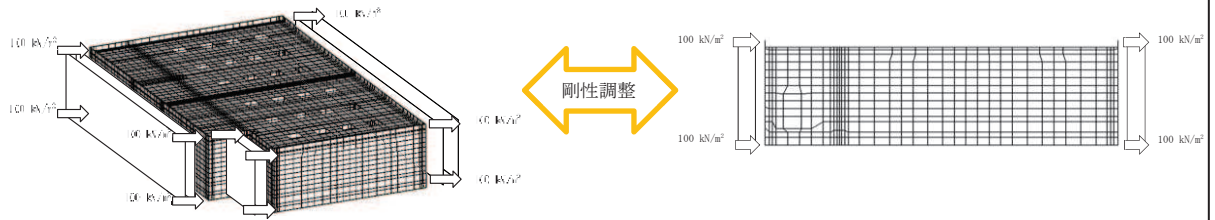


図 三次元モデルと等価剛性モデルの変位比較

剛性の調整方法

剛性の調整は、以下の式によるものとする。なお、三次元モデルにおける変位は、頂版位置の奥行方向の平均変位を用いる。

$$E = E_c \times \alpha \times \beta$$

E : 等価剛性モデルの弾性係数

E_c : コンクリートの弾性係数

α : 奥行き長さに対する各部材の奥行き長さの比率 (L_e / L)

L_e : 部材の奥行き長さ

L : 奥行き長さ

β : 変位を合わせるための弾性係数の補正係数

図 3-9 剛性の調整方法

(1) 南北方向

図 2-2 及び図 2-3 に示す A-A 断面（南北）の等価剛性モデル概念図を図 3-10 に、等価剛性モデルと三次元構造解析モデルの変位比較概念図を図 3-11 に、剛性調整結果を図 3-12 に、補正係数の計算結果を表 3-1 に示す。

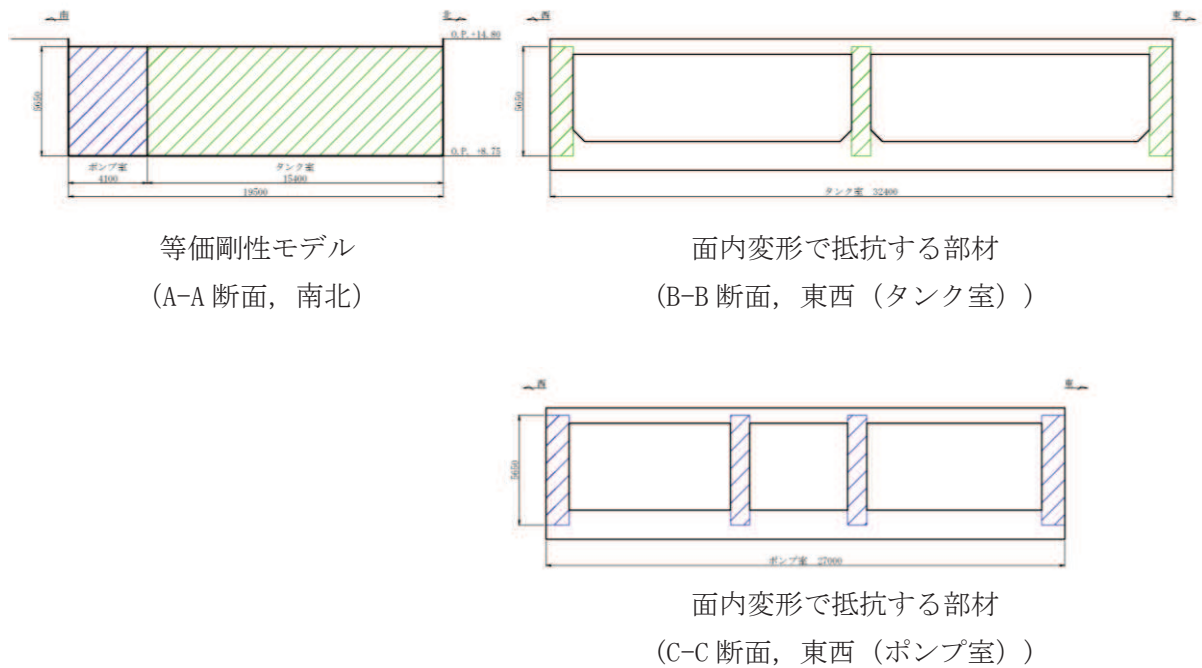


図 3-10 等価剛性モデル (A-A 断面, 南北)

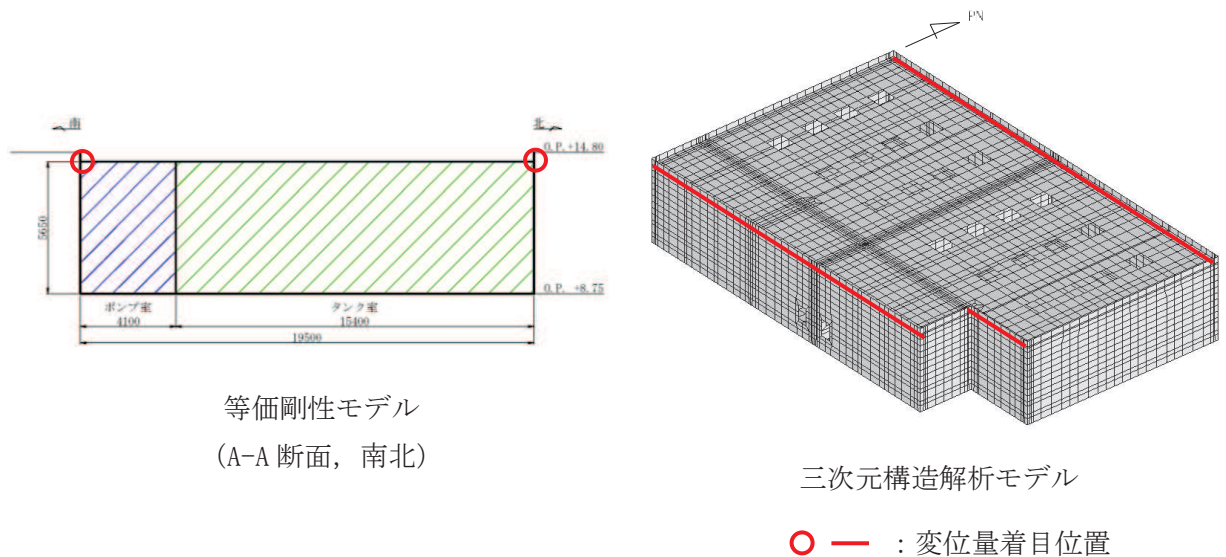


図 3-11 等価剛性モデルと三次元構造解析モデルの変位比較概念図
(A-A 断面, 南北)

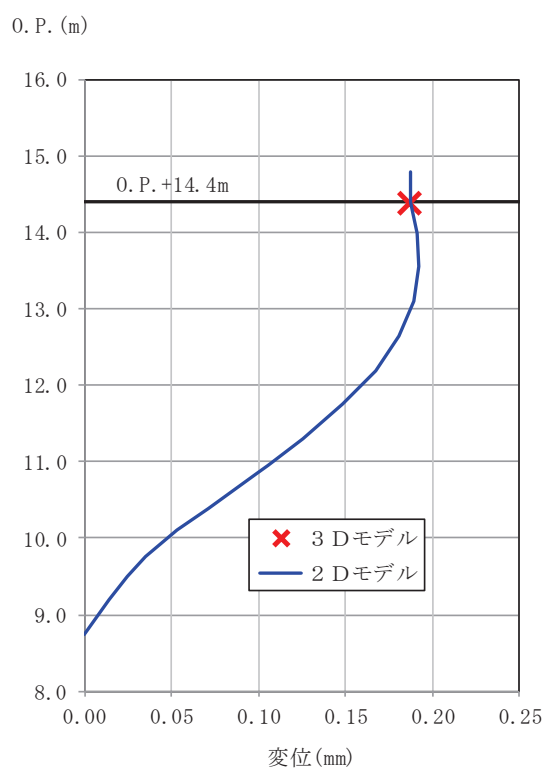


図 3-12 剛性調整結果 (A-A 断面, 南北)

表 3-1 補正係数の計算結果 (平面応力要素) (A-A 断面, 南北)

部位	α	β^*
タンク室	0.10	0.82
ポンプ室	0.14	

注記* : 層毎の設定とするため β 値は共通とする。

(2) 東西方向

図 2-2 及び図 2-3 に示す B-B 断面（東西，タンク室）及び C-C 断面（東西，ポンプ室）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。

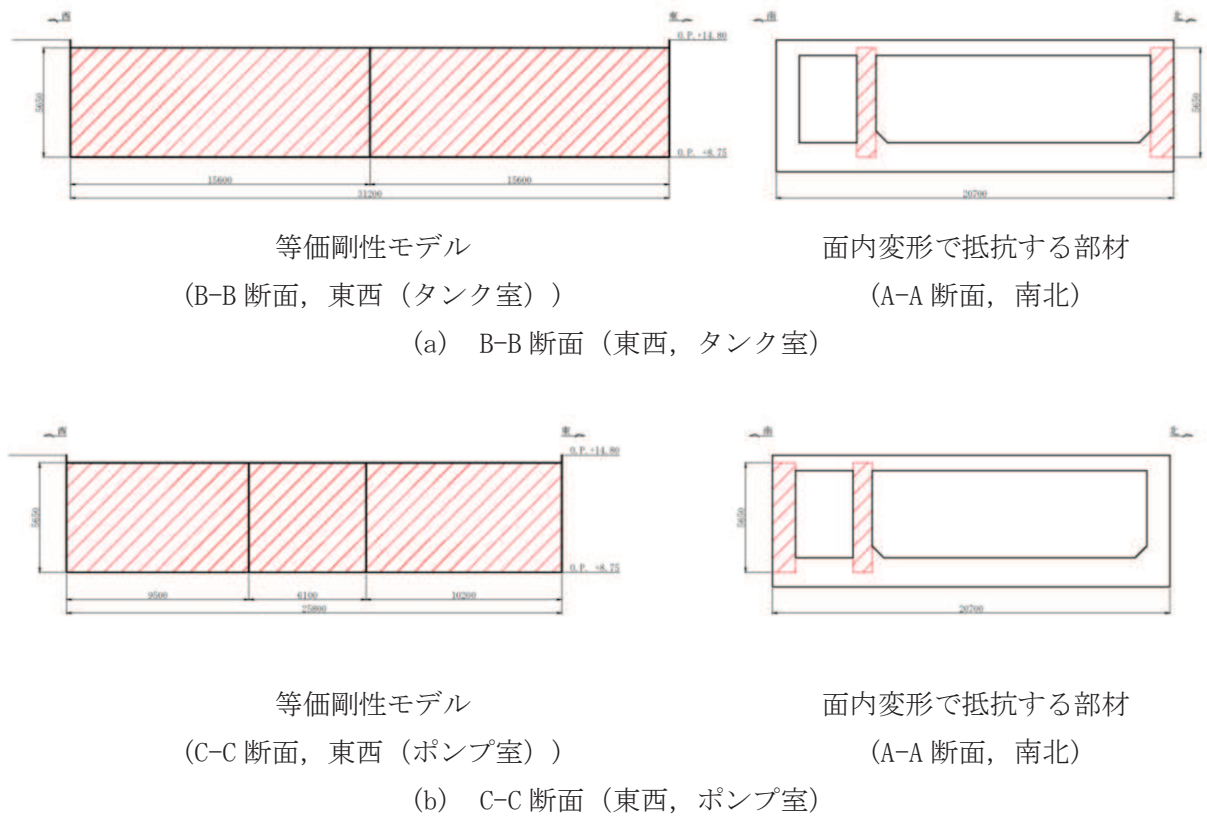
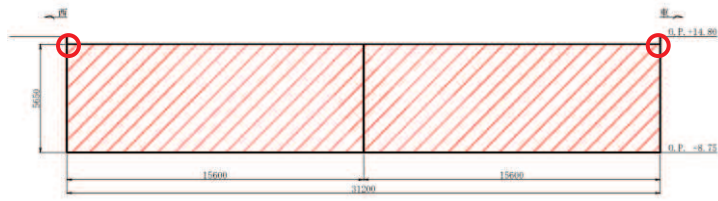
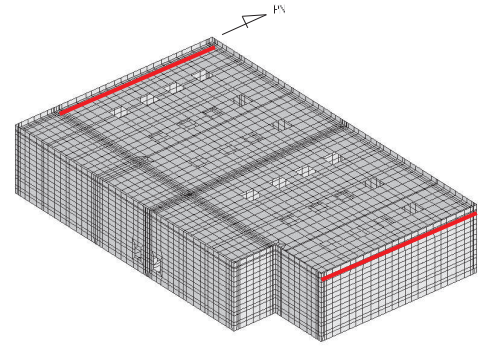


図 3-13 等価剛性モデル（東西）



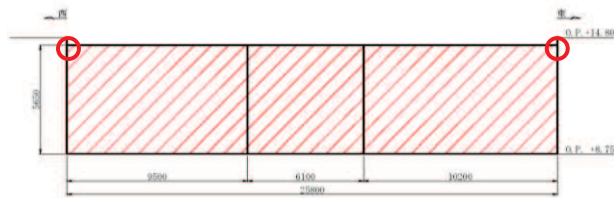
等価剛性モデル
(B-B 断面, 東西 (タンク室))



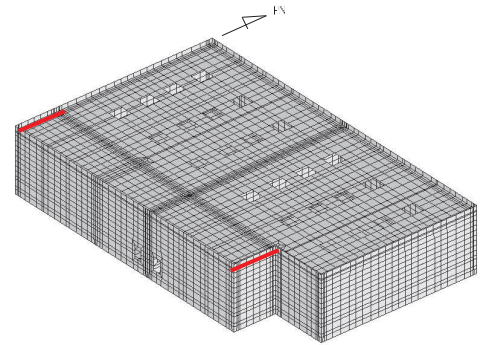
三次元構造解析モデル

○ — : 変位置着目位置

(a) B-B 断面 (東西, タンク室)



等価剛性モデル
(C-C 断面, 東西 (ポンプ室))

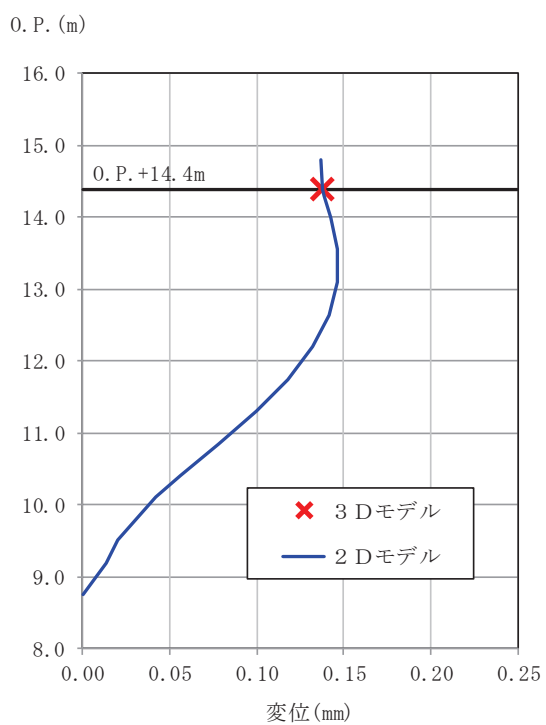


三次元構造解析モデル

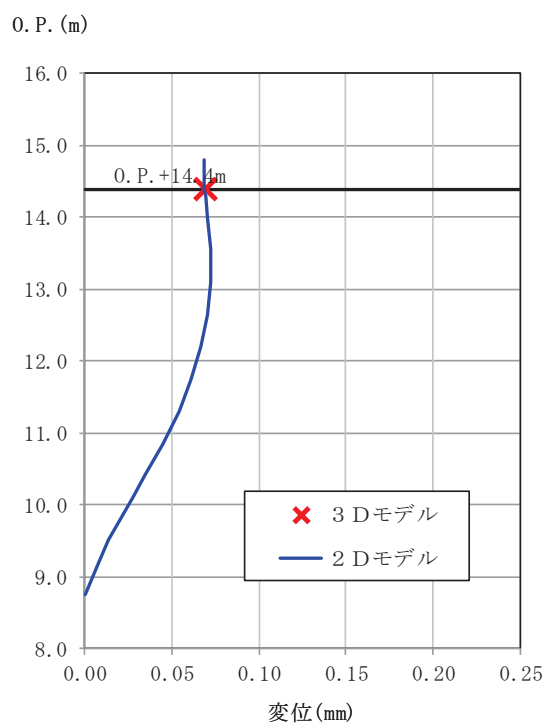
○ — : 変位置着目位置

(b) C-C 断面 (東西, ポンプ室)

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 (東西)



(a) B-B断面（東西，タンク室）



(b) C-C断面（東西，ポンプ室）

図 3-15 剛性調整結果（東西）

表 3-2 補正係数の計算結果（平面応力要素）（東西）

	α	β
B-B断面（東西，タンク室）	0.13	0.74
C-C断面（東西，ポンプ室）	0.42	0.77

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、軽油タンク室の耐震評価において保守的な評価になるよう盛土としてモデル化する。一方、軽油タンク室と MMR を共有する復水貯蔵タンク基礎は、お互いの振動の影響を考慮するためモデル化する。また、軽油タンク室 (H) 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 (H) とその MMR 及び軽油タンクをモデル化する。南北方向において、軽油タンク室と復水貯蔵タンク基礎間は、軽油タンク室の構造幅の範囲に軽油タンク連絡ダクトと盛土の双方が位置することから、軽油タンク室の耐震評価において保守的な評価になるよう盛土としてモデル化する。

3.2.5 地盤及びマンメイドロック (MMR) のモデル化

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

また、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

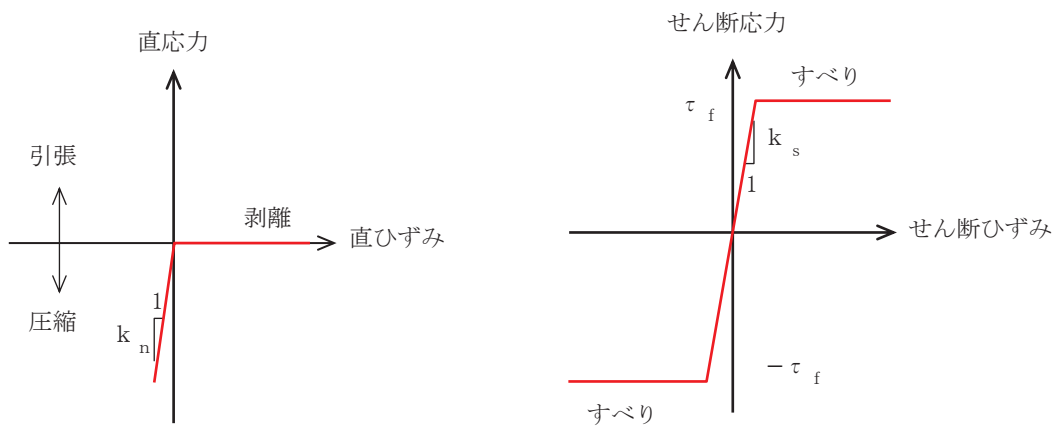
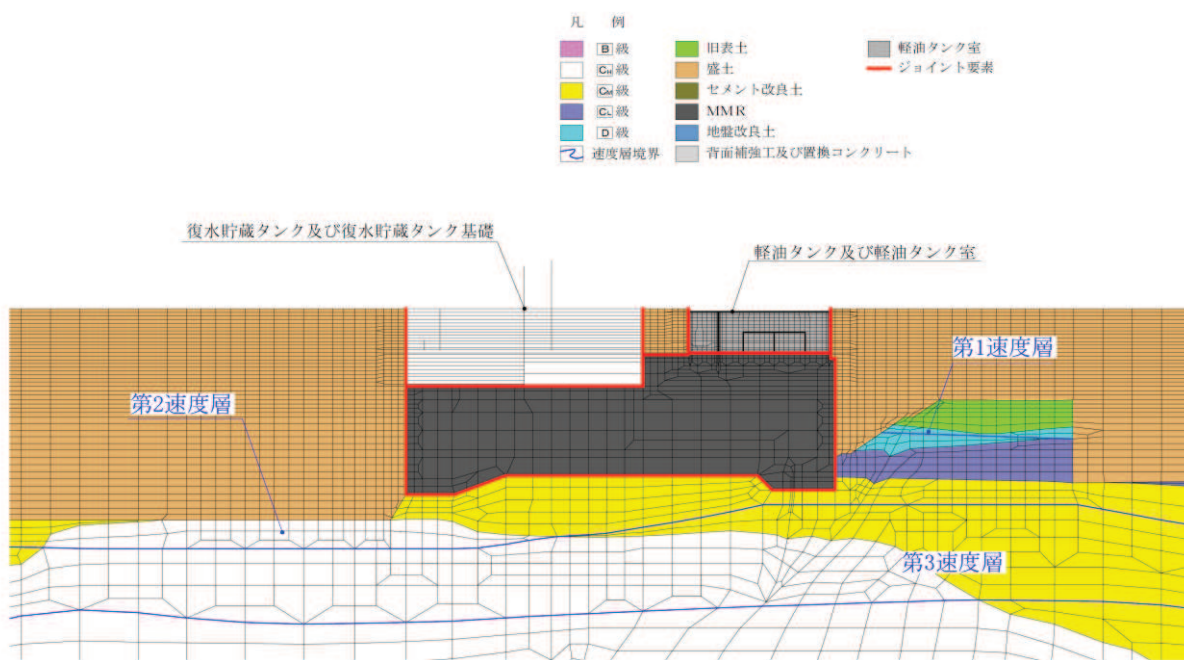
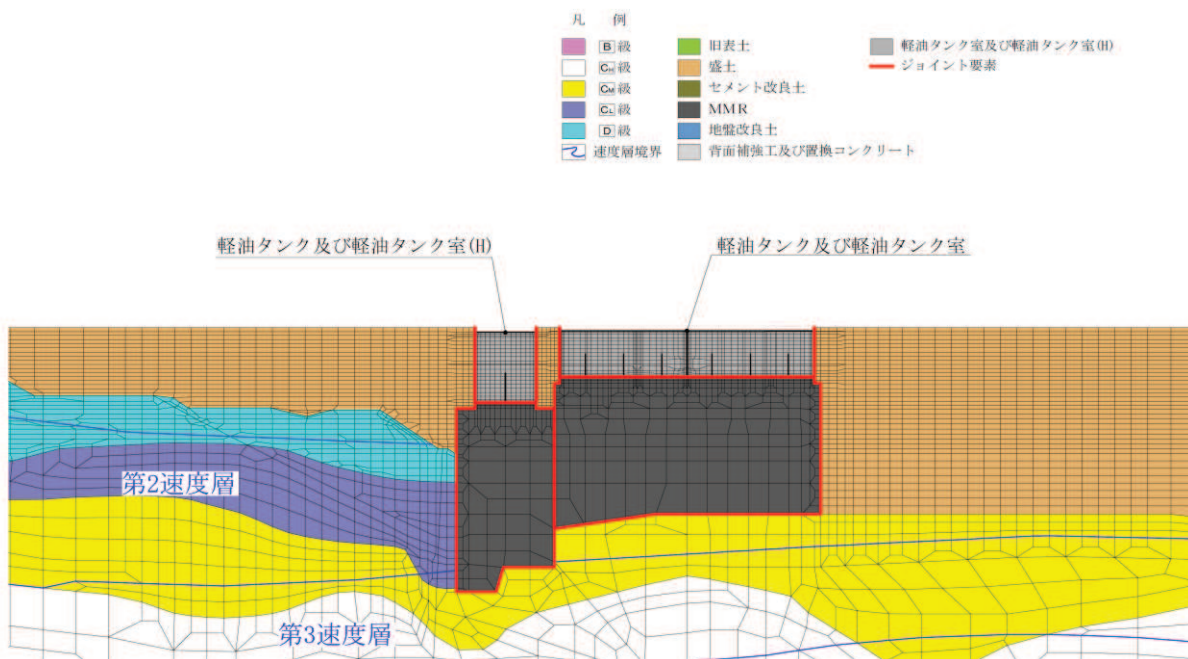


図 3-16 ジョイント要素の力学特性



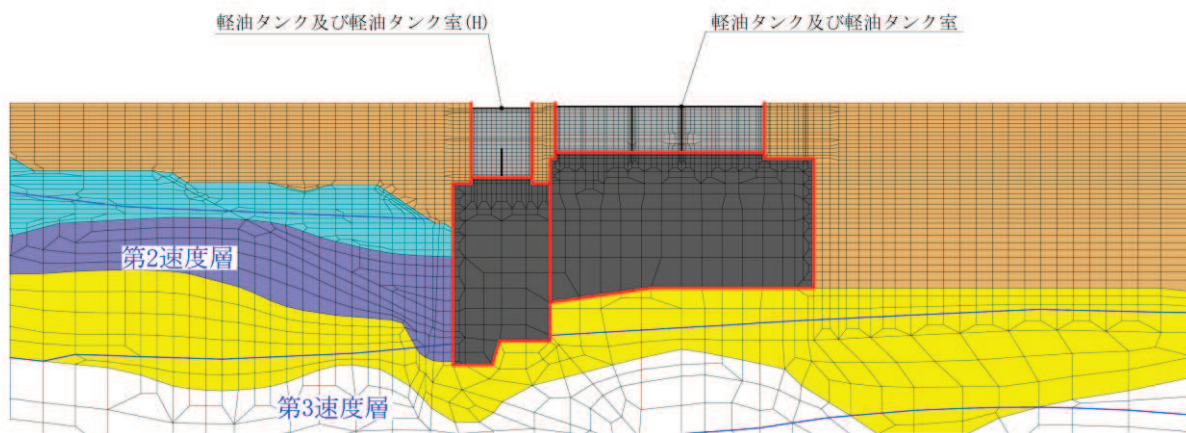
(a) A-A 断面, 南北



(b) B-B 断面, 東西 (タンク室)

図 3-17(1) ジョイント要素の配置

凡 例		
■ B級	■ 旧表土	■ 軽油タンク室及び軽油タンク室 (H)
■ C ₁ 級	■ 盛土	■ 軽油タンク室及び軽油タンク室 (D)
■ C ₂ 級	■ セメント改良土	■ ジョイント要素
■ C ₃ 級	■ MMR	
■ D級	■ 地盤改良土	
〰 速度層境界	■ 背面補強工及び置換コンクリート	



(c) C-C 断面, 東西 (ポンプ室)

図 3-17(2) ジョイント要素の配置

3.3 減衰定数

減衰定数は、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「9. 地震応答解析における減衰定数」に基づき、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

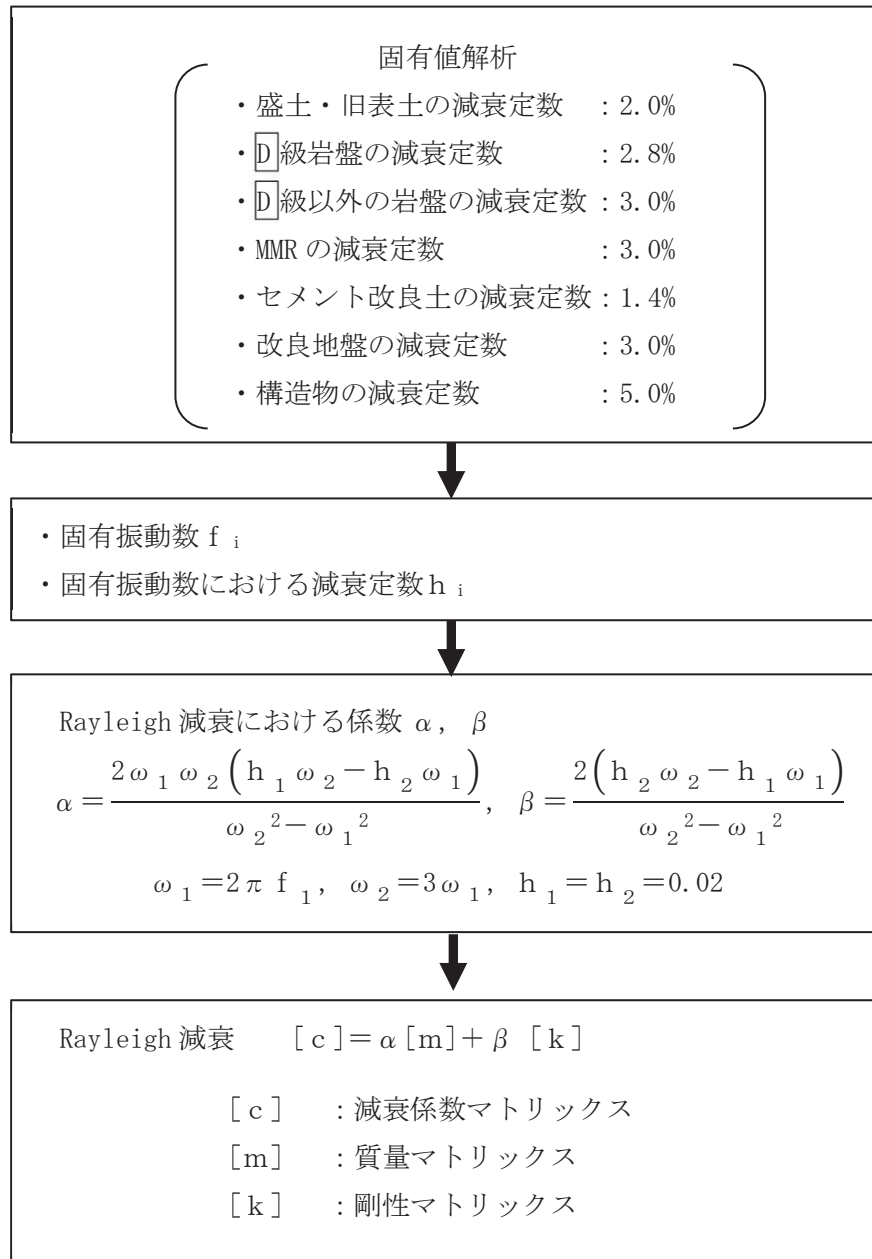


図 3-18 Rayleigh 減衰の設定フロー

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~図 3-21 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 3-22 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	1.251	5	0	71.55	-11.53	1 次として採用
2	1.265	8	0	-60.86	-9.51	—
3	1.579	9	0	23.92	-7.93	—
4	1.679	9	0	25.88	12.56	—
5	1.829	9	0	13.05	8.25	—
6	1.934	10	1	-16.73	11.32	—
7	2.027	10	1	10.08	-6.74	—
8	2.244	10	1	16.53	4.33	—
9	2.287	10	1	-10.30	-5.16	—
10	2.457	10	1	-11.39	4.95	—

表 3-6(2) 固有値解析結果 (B-B 断面, 東西 (タンク室))

	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	52.95	-11.64	1次として採用
2	1.673	4	0	-21.77	-8.75	—
3	2.028	4	0	-15.57	3.18	—
4	2.366	4	0	14.93	1.33	—
5	2.669	9	0	-63.41	0.83	—
6	2.748	9	0	2.07	-1.22	—
7	2.805	10	0	19.02	-6.11	—
8	3.120	10	0	5.93	1.71	—
9	3.140	10	0	-1.97	-6.81	—
10	3.317	11	0	32.84	-7.35	—

表 3-6(3) 固有値解析結果 (C-C 断面, 東西 (ポンプ室))

	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	1.226	3	0	53.58	-11.57	1次として採用
2	1.660	4	0	-22.81	-8.71	—
3	2.000	4	0	-15.91	3.50	—
4	2.335	4	0	14.16	1.34	—
5	2.669	9	0	-63.51	0.96	—
6	2.709	9	0	3.40	1.36	—
7	2.805	10	0	-18.63	5.97	—
8	3.089	10	0	3.27	5.47	—
9	3.120	10	0	-6.21	-2.33	—
10	3.294	10	0	-25.37	8.68	—

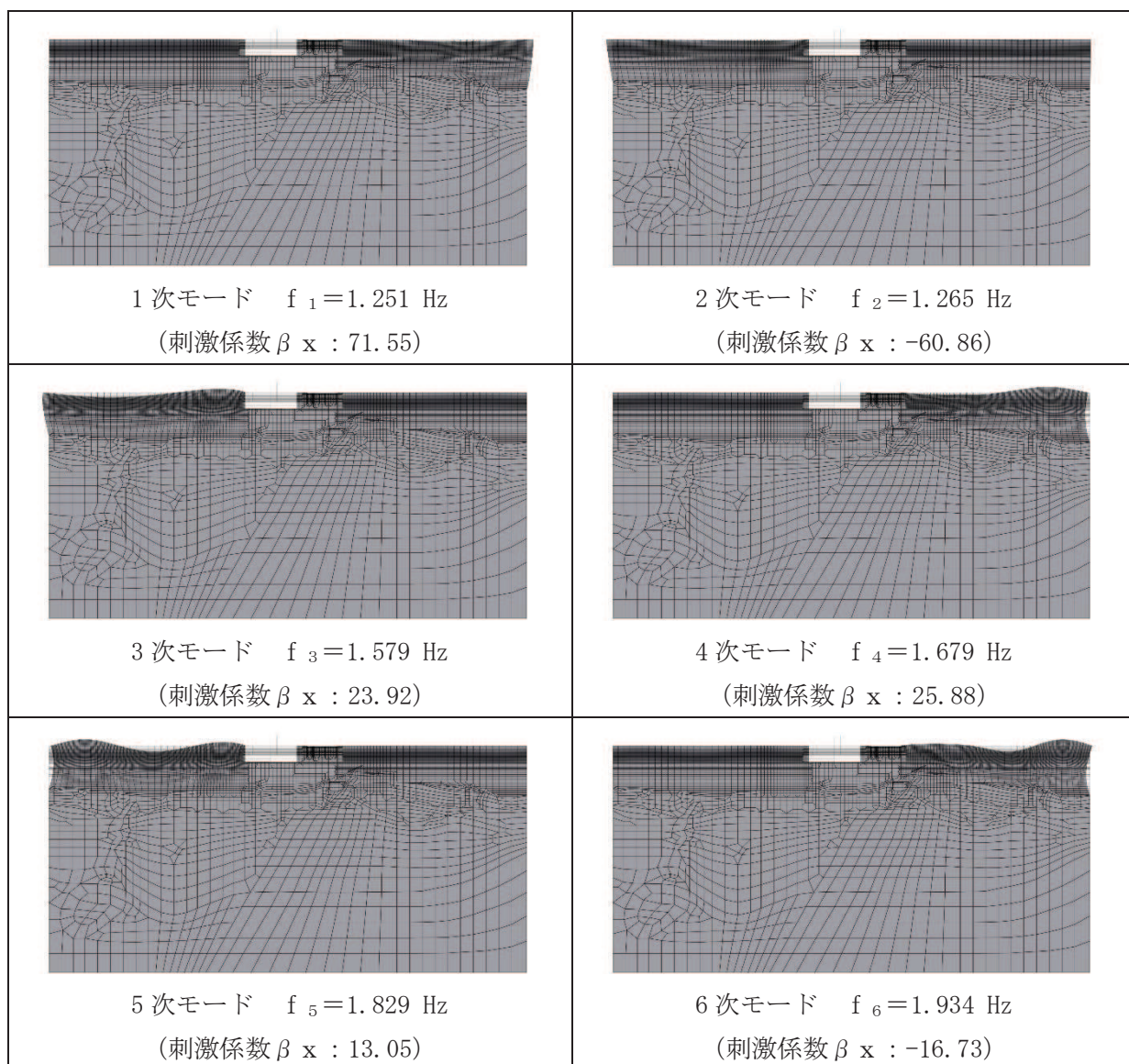


図 3-19(1) 固有値解析結果 (モード図) (A-A 断面, 南北)

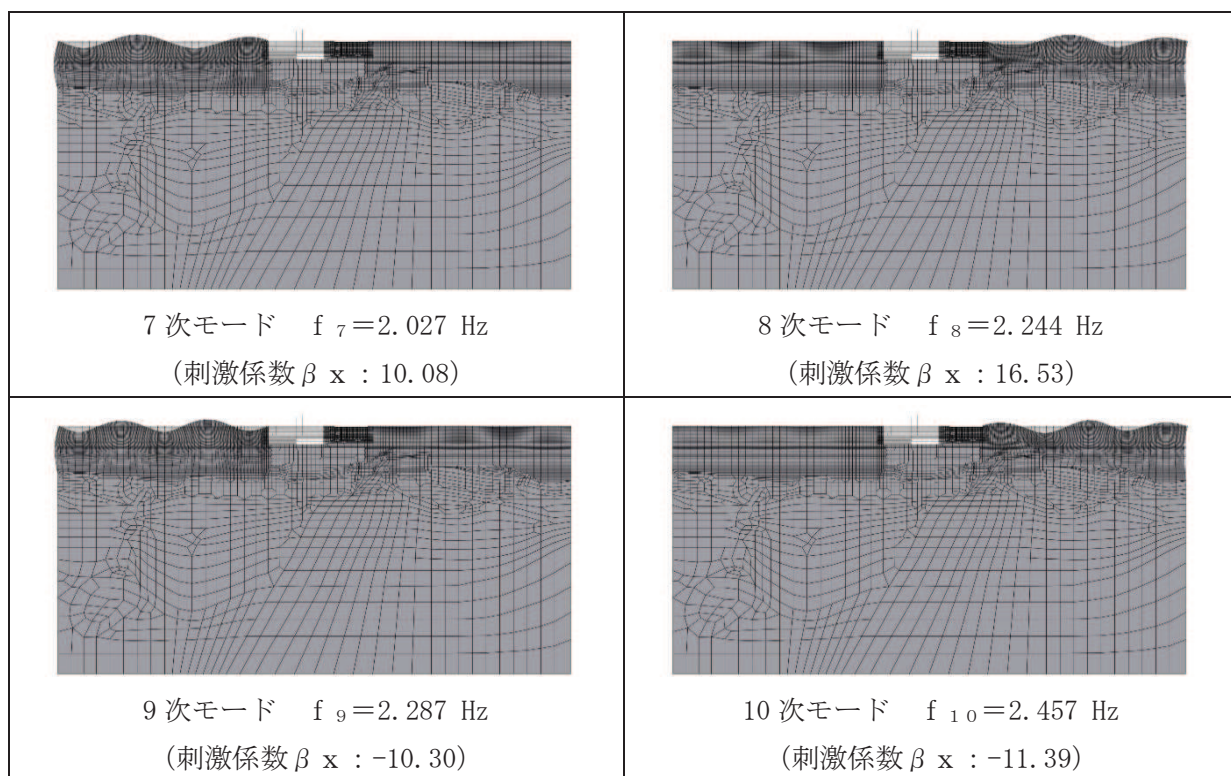


図 3-19(2) 固有値解析結果 (モード図) (A-A 断面, 南北)

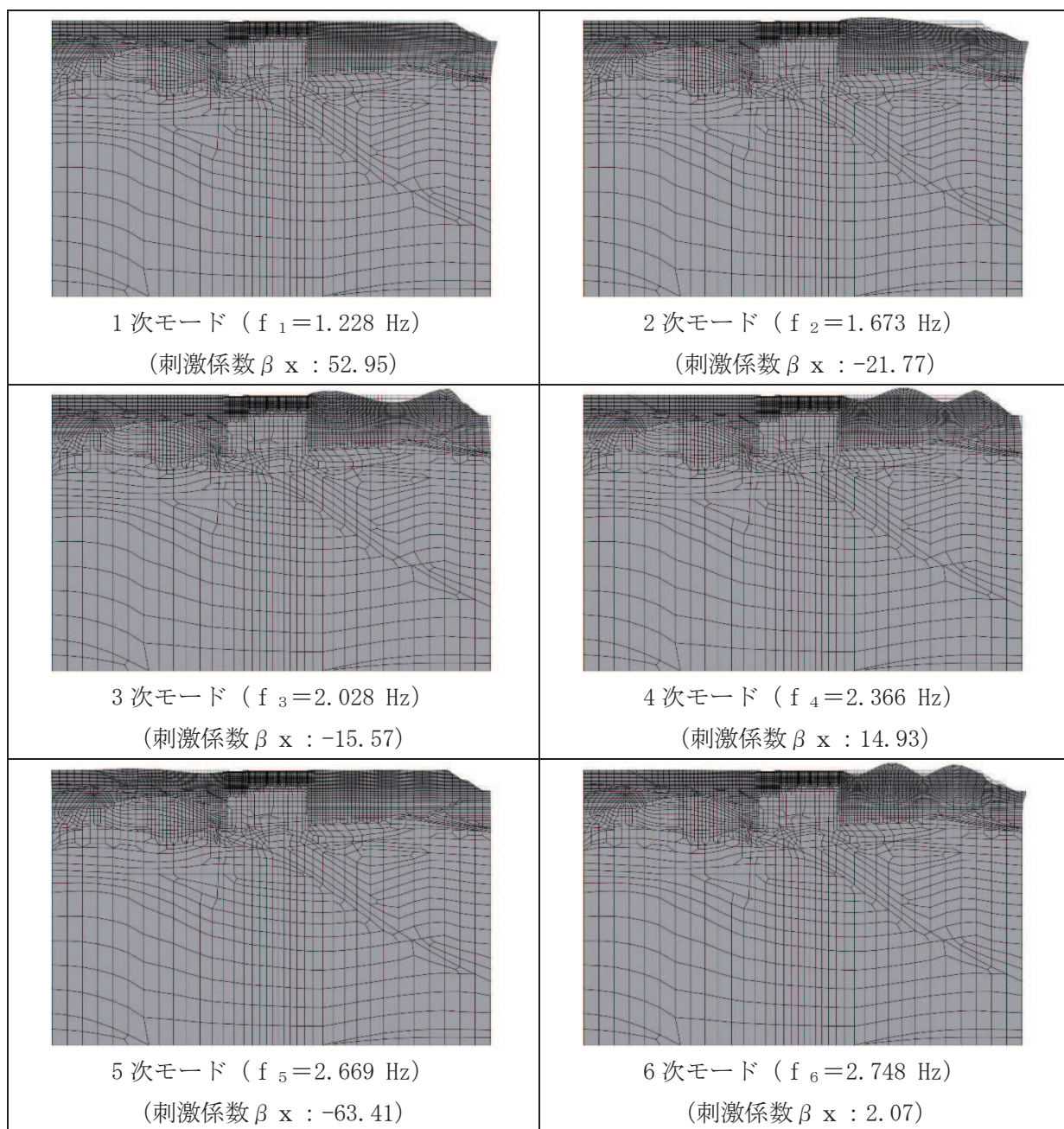


図 3-20(1) 固有値解析結果 (モード図) (B-B 断面, 東西(タンク室))

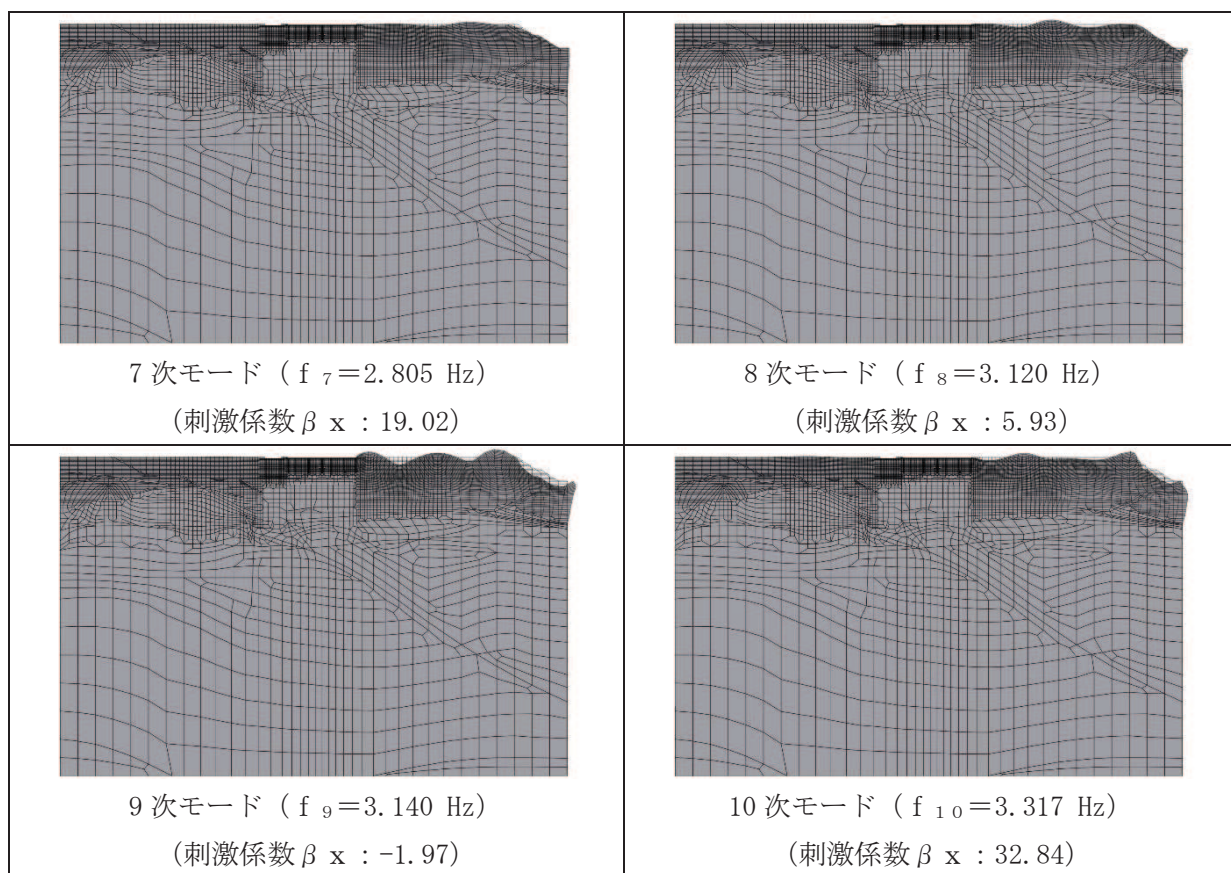


図 3-20(2) 固有値解析結果 (モード図) (B-B 断面, 東西(タンク室))

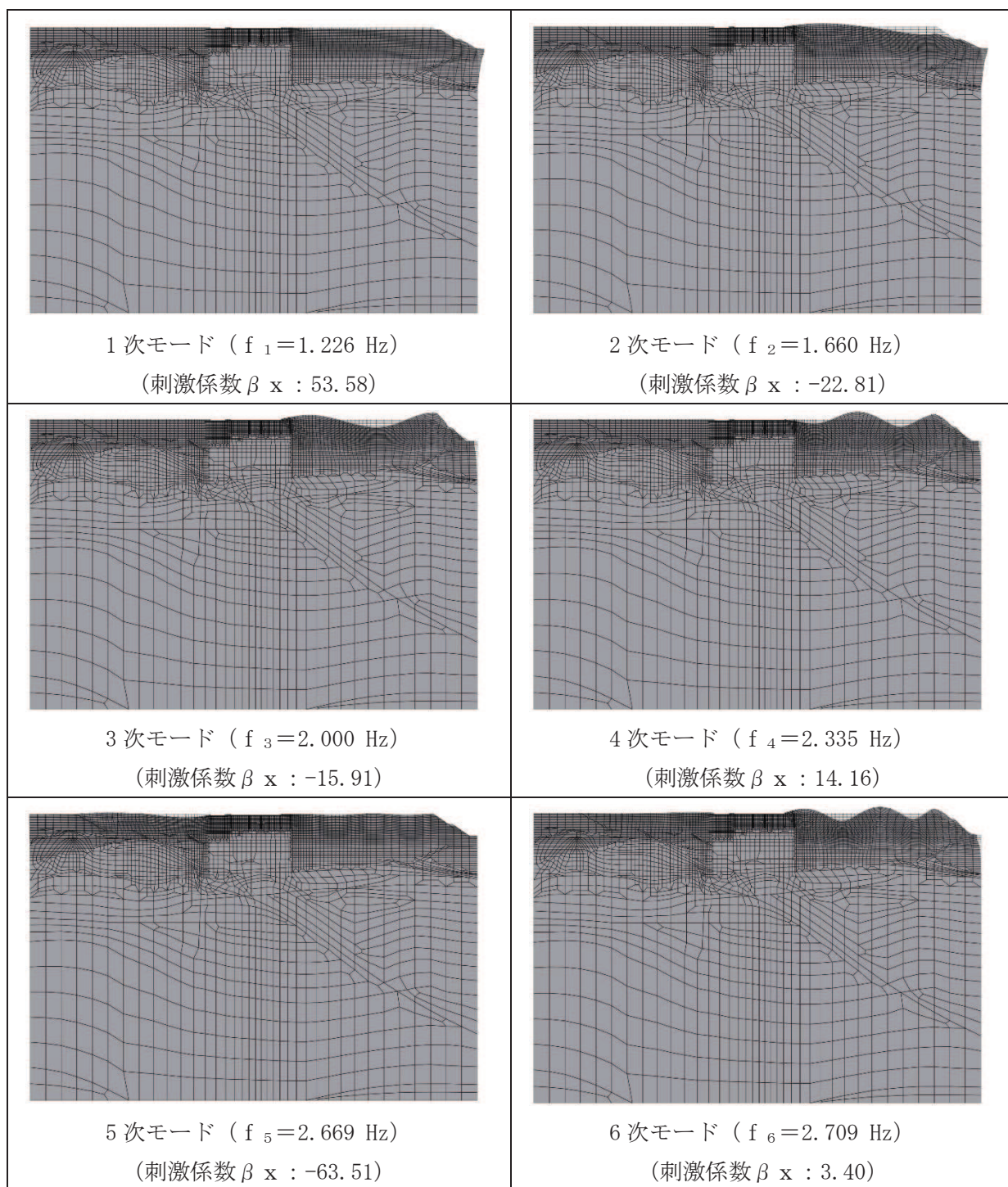


図 3-21(1) 固有値解析結果 (モード図) (C-C 断面, 東西(ポンプ室))

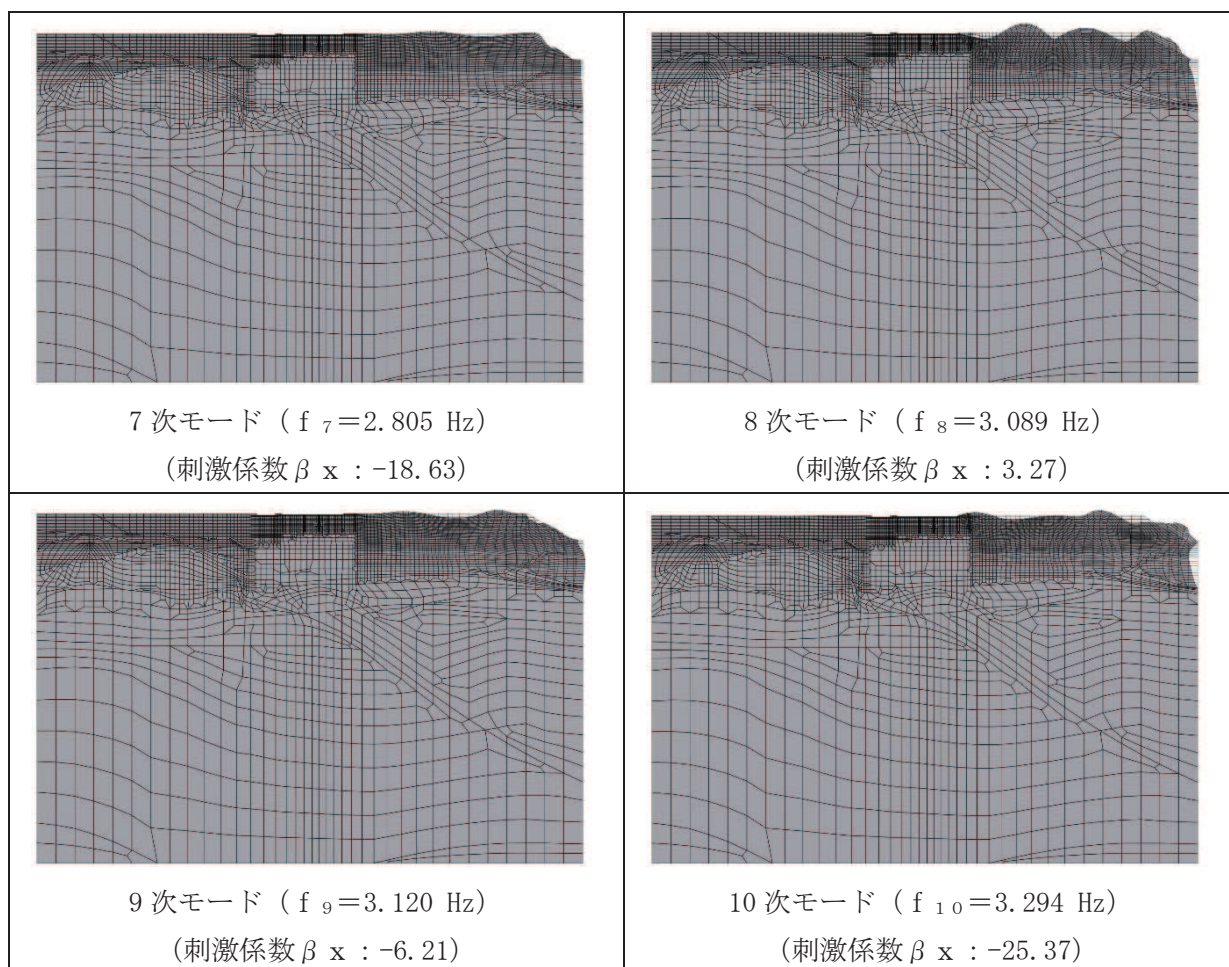


図 3-21(2) 固有値解析結果 (モード図) (C-C 断面, 東西(ポンプ室))

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
南北方向	2.357×10^{-1}	1.273×10^{-3}
東西方向 (タンク室)	2.315×10^{-1}	1.296×10^{-3}
東西方向 (ポンプ室)	2.311×10^{-1}	1.298×10^{-3}

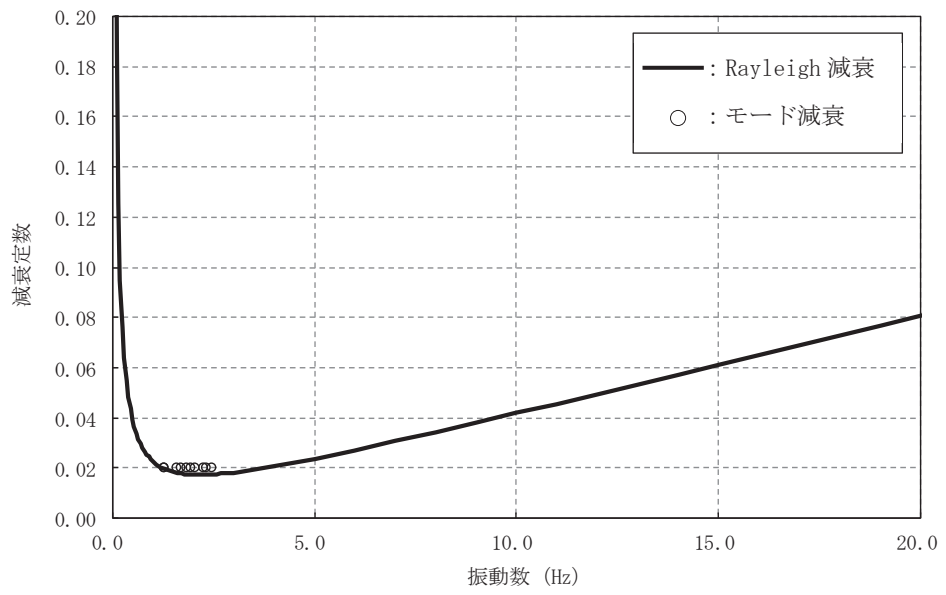


図 3-22(1) 設定した Rayleigh 減衰 (A-A 断面, 南北)

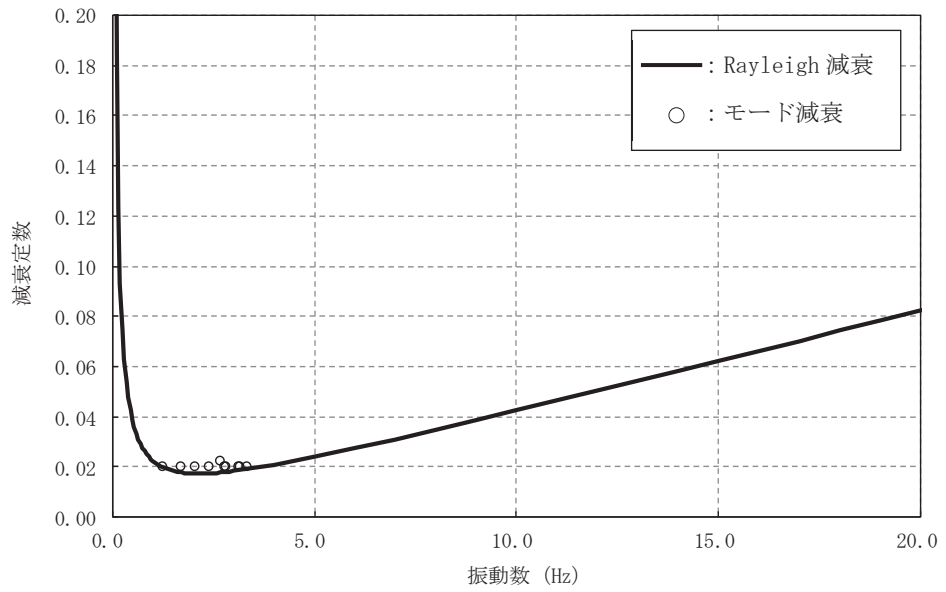


図 3-22(2) 設定した Rayleigh 減衰 (B-B 断面, 東西 (タンク室))

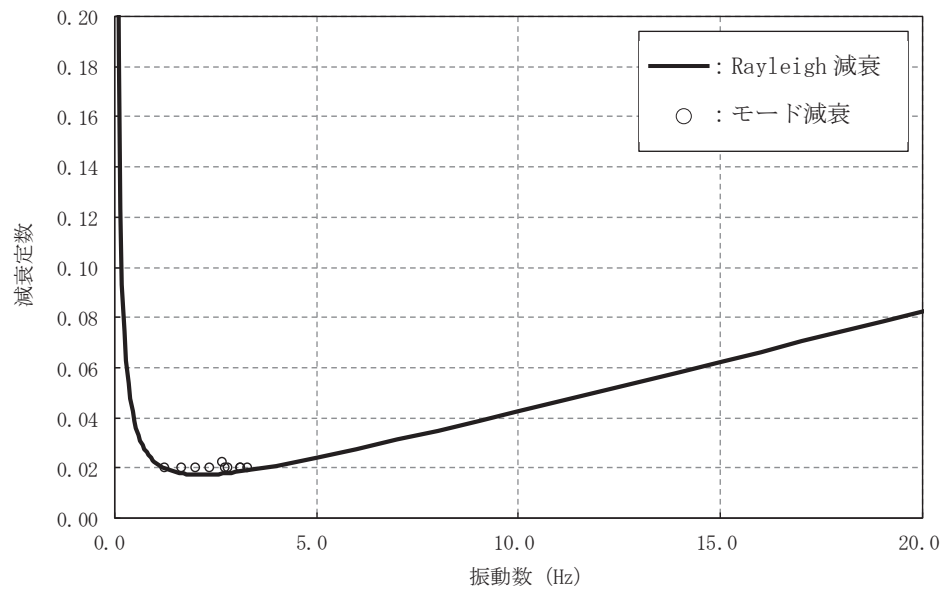


図 3-22 (3) 設定した Rayleigh 減衰 (C-C 断面, 東西 (ポンプ室))

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。

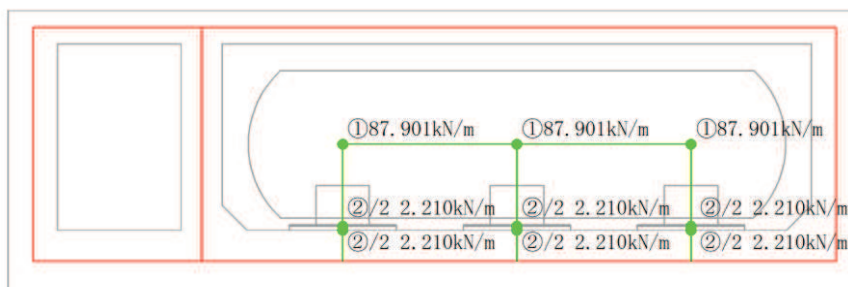
表 3-8 荷重の組合せ

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		○	

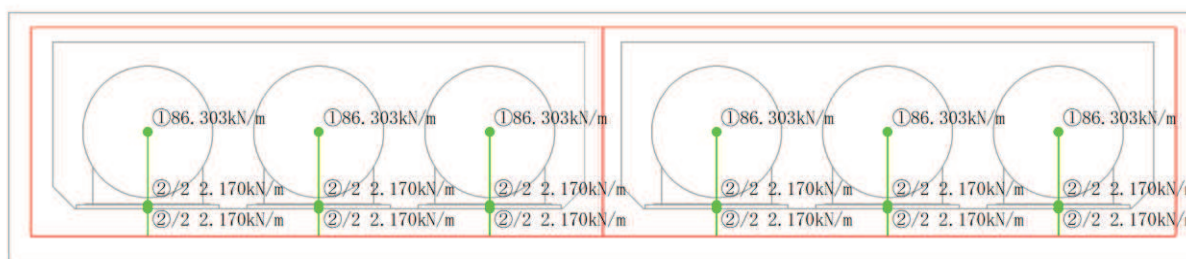
3.4.1 機器・配管荷重

(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 3-23 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（タンク室）

図 3-23 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

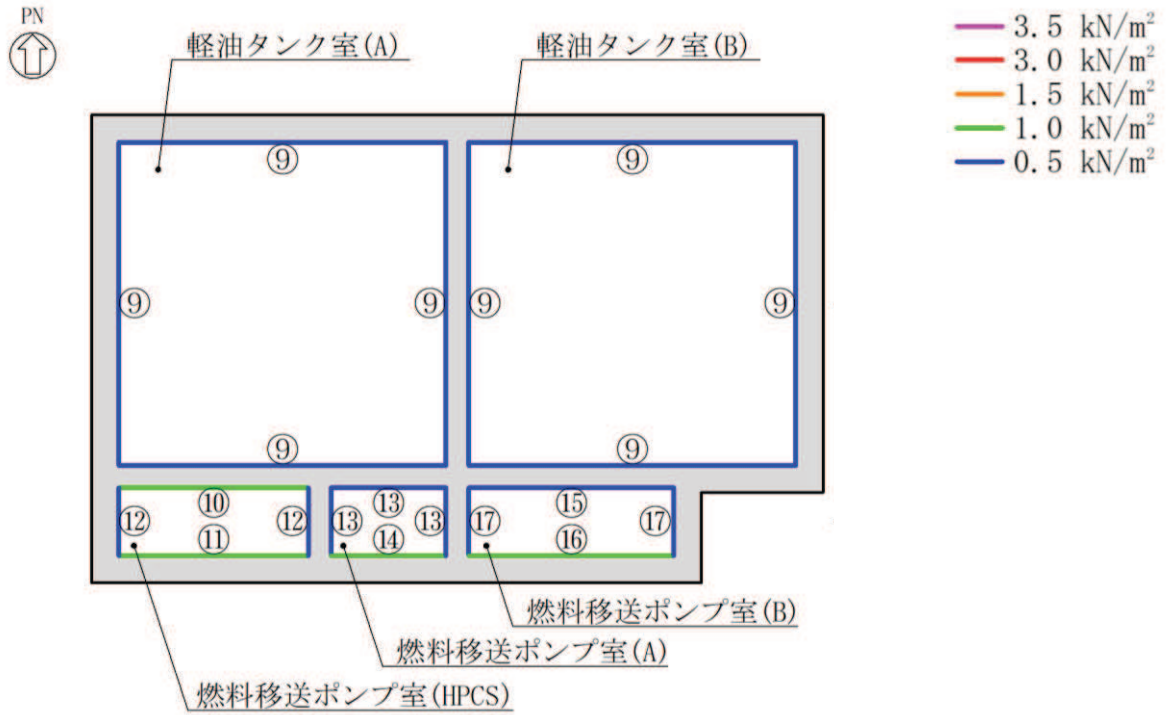
考慮する荷重	重量* ¹ (kN/m)	
	①軽油タンク (1 基あたり，運転重量，タンク廻りの架台重量を含む)	南北
東西（タンク室）		86.303
②タンク基礎 (タンク 1 基あたり，基礎ボルト据付材の重量を含む) * ²	南北	4.420
	東西（タンク室）	4.339

注記*1：東西と南北で構造物の奥行き長さが異なるため重量が異なる。

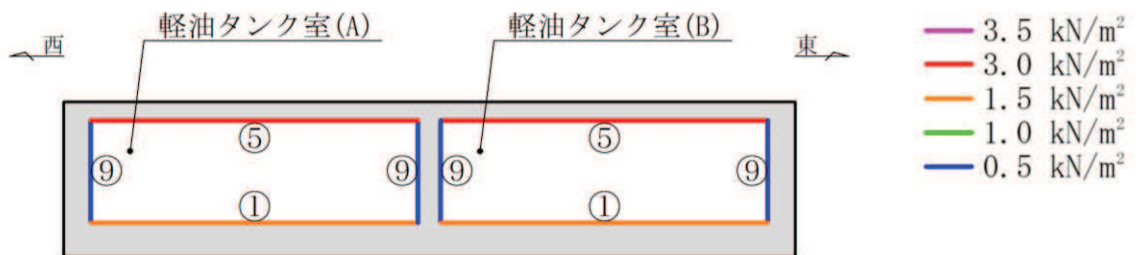
*2：基礎荷重を 2 質点に分割してモデル化しているため，荷重図に記載されている重量の数値は半分の値となっている。

(2) 機器・配管系

地震時に軽油タンク室に作用する機器・配管荷重のうち、「(1) 軽油タンク及びタンク基礎」以外の荷重図を図3-24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。



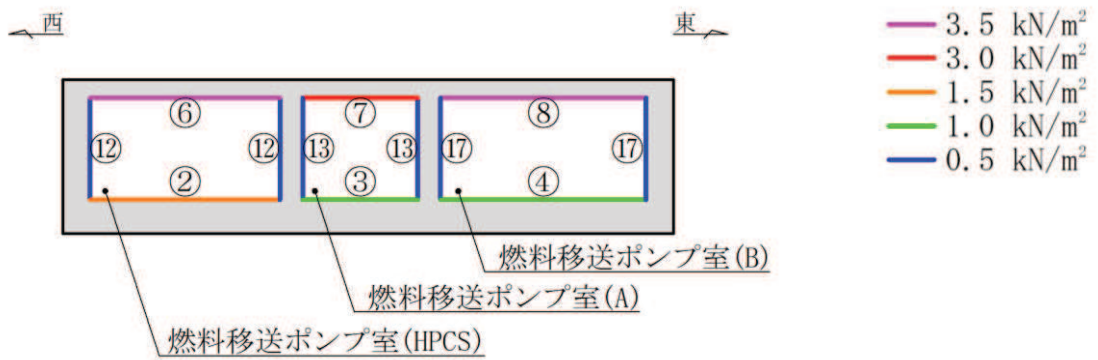
(a) 平面図*



(b) B-B断面，東西（タンク室）*

注記*：図中の①～⑰は表3-10に対応する。

図3-24(1) 機器・配管系の荷重図 (1/2)



(c) C-C 断面，東西方向（ポンプ室）*

注記*：図中の①～⑱は表 3-10 に対応する。

図 3-24(2) 機器・配管系の荷重図 (2/2)

表 3-10(1) 荷重を考慮する主な機器の一覧 (1/2)

位置*	重量 (kN/m ²)	考慮する荷重
①底版 軽油タンク室 (A, B)	1.50	・勾配コンクリート
②底版 燃料移送ポンプ室 (HPCS)	1.50	・燃料移送ポンプ ・機器, 配管
③底版 燃料移送ポンプ室 (A)	1.00	・燃料移送ポンプ ・機器, 配管
④底版 燃料移送ポンプ室 (B)	1.00	・燃料移送ポンプ ・機器, 配管
⑤頂版 軽油タンク室 (A, B)	3.00	・機器, 配管
⑥頂版 燃料移送ポンプ室 (HPCS)	3.50	・機器, 配管
⑦頂版 燃料移送ポンプ室 (A)	3.00	・機器, 配管
⑧頂版 燃料移送ポンプ室 (B)	3.50	・機器, 配管

注記*：①から⑱は図 3-24 に対応する。

表 3-10(2) 荷重を考慮する主な機器の一覧 (2/2)

位置*	重量 (kN/m ²)	考慮する荷重
⑨側壁 軽油タンク室 (A, B)	0.50	・機器, 配管
⑩側壁 燃料移送ポンプ室 (HPCS) 北壁	1.00	・機器, 配管
⑪側壁 燃料移送ポンプ室 (HPCS) 南壁	1.00	・機器, 配管
⑫側壁 燃料移送ポンプ室 (HPCS) 東壁・西壁	0.50	・機器, 配管
⑬側壁 燃料移送ポンプ室 (A) 北壁・東壁・西壁	0.50	・機器, 配管
⑭側壁 燃料移送ポンプ室 (A) 南壁	1.00	・機器, 配管
⑮側壁 燃料移送ポンプ室 (B) 北壁	0.50	・機器, 配管
⑯側壁 燃料移送ポンプ室 (B) 南壁	1.00	・機器, 配管
⑰側壁 燃料移送ポンプ室 (B) 東壁・西壁	0.50	・機器, 配管

注記* : ①から⑰は図 3-24 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 3-13 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 3-13 に示すケース②及び③）について確認を行う。

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

(2) 材料物性のばらつきを考慮した解析ケース

材料物性のばらつきについては、剛性を定義するコンクリートのヤング係数が、コンクリートの設計基準強度に対応して定まることを踏まえ、コンクリートの設計基準強度を基本ケースとし、ヤング係数をコンクリートの実強度に対応して定めたケースについて確認を行う（表 3-13 に示すケース④）。

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

軽油タンク室における実強度は、構造物ごとのコア抜き強度 f'_{ck} の平均値とし、ヤング係数は実強度の平均値からコンクリート標準示方書に基づき算出する。軽油タンク室の実強度およびヤング係数を表 3-11 及び表 3-12 に示す。なお、既設部のコンクリートにおける実強度が、「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価」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より大きいため、新設部材である頂版及び隔壁（西）に対しても既設部のコア採取による圧縮強度試験結果で得られた実強度を用いる。

また、耐震評価における解析ケースの一覧を表 3-13 に示す。

表 3-11 軽油タンク室の実強度およびヤング係数

実強度*	ヤング係数
50.9 N/mm ²	33.2 kN/mm ²

注記*：軽油タンク室のコア採取による圧縮強度試験結果を表 3-12 に示す。

表 3-12 軽油タンク室のコア採取による圧縮強度試験結果

採取位置*	採取年	供試体数 (本)	実強度 (N/mm ²)		ヤング係数 (kN/mm ²)	
			最大	最小	最大	最小
底版	2018	3	51.3	43.0	33.3	31.6
側壁	2018	3	59.3	51.5	34.9	33.3

注記*：採取位置を図 3-25 に示す。

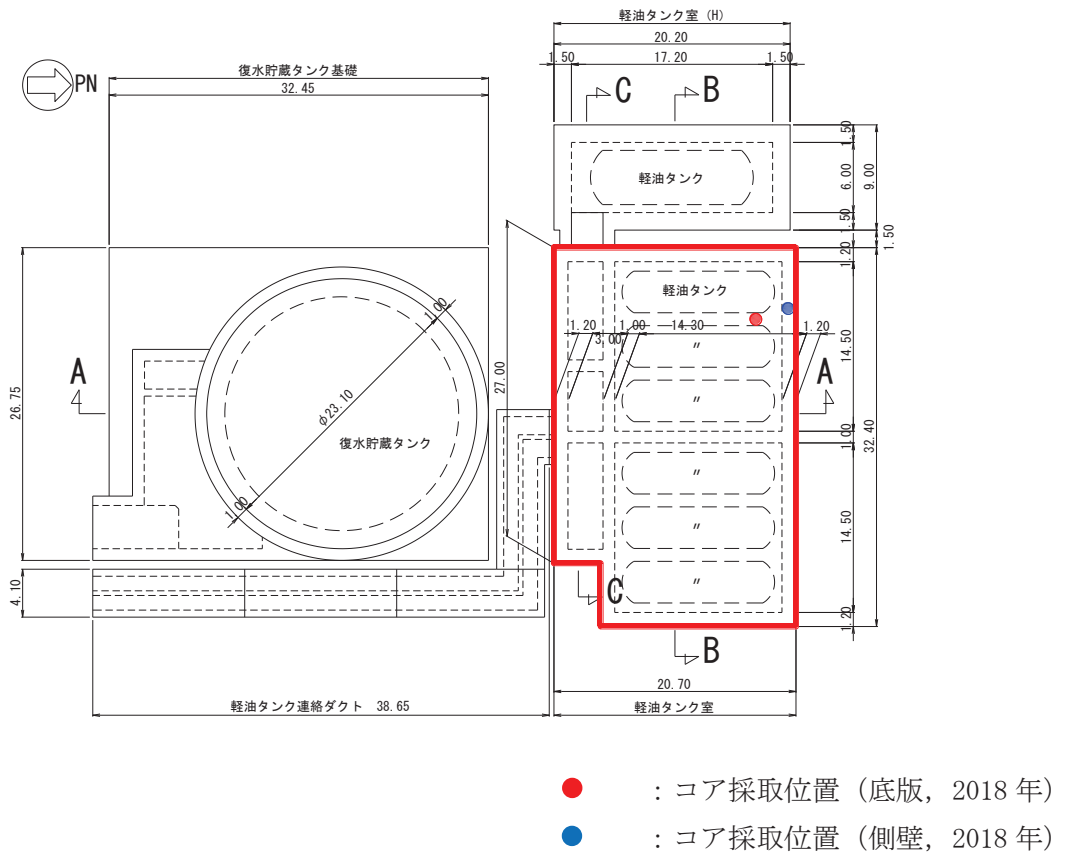


図 3-25 コア採取位置図

表 3-13 軽油タンク室の耐震評価における解析ケースの一覧

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

注記*1: 既設構造物のコア採取による圧縮強度試験に基づき表 3-11 に示すとおりとする。

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

(3) 耐震評価における解析ケースの組合せ

軽油タンク室は、東西加振に対してはタンク室・ポンプ室の東西方向の側壁及びタンク室とポンプ室を隔てる隔壁が耐震要素として機能し、南北加振と比較して、耐震上見込むことができる面部材が相対的に多いことから、東西方向が強軸方向となり、南北方向が弱軸方向となる。耐震評価は、弱軸方向（南北）を評価対象として行う。

「3.1 地震応答解析手法」に示すとおり、弱軸方向（南北）に対する地震応答解析は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3-26に示すケース②～④を実施する。また、上記解析ケースの結果を踏まえ、更に照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。

耐震評価に対する解析ケースの組合せを表3-14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3-27に示す。

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

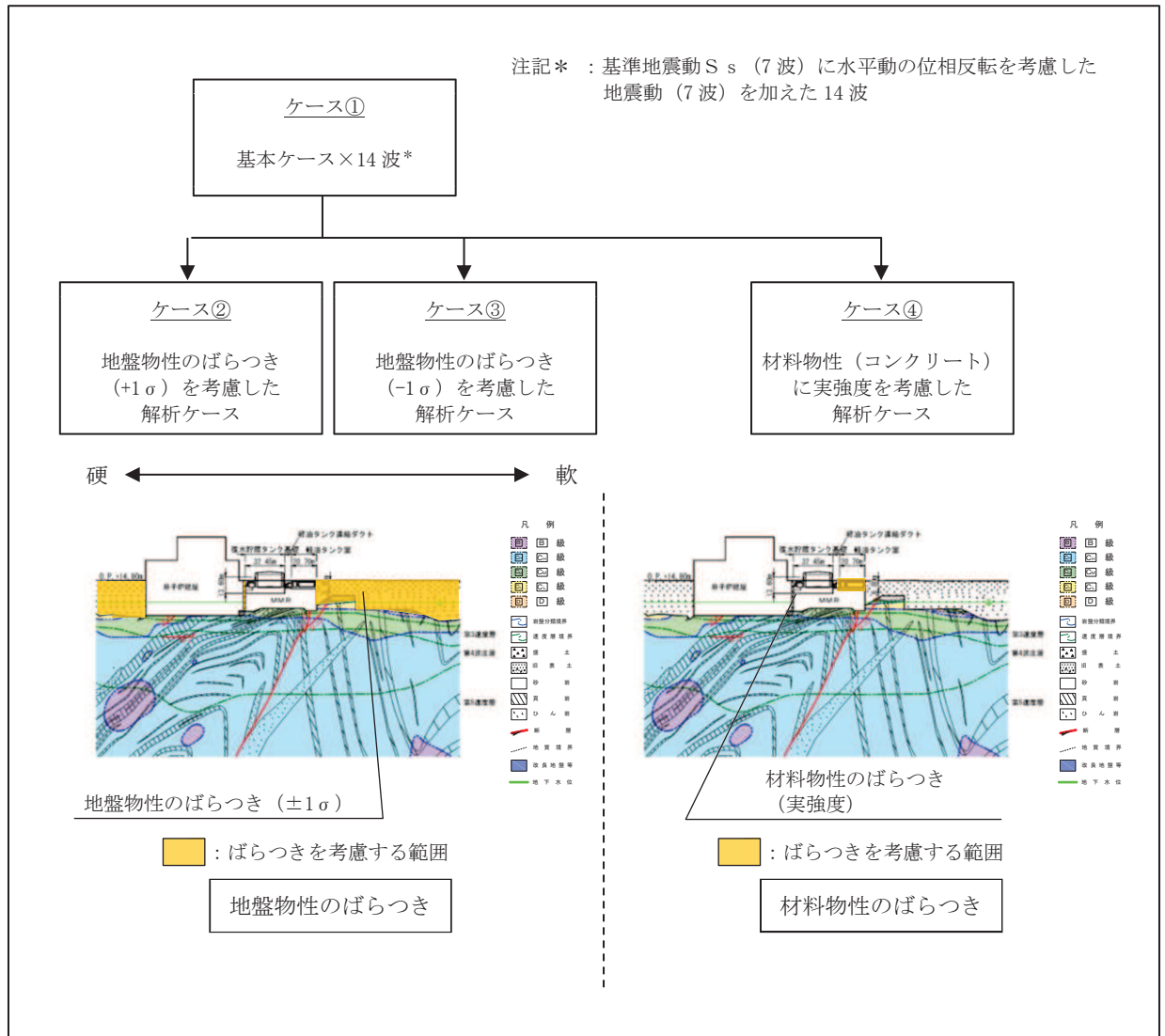


図 3-26 耐震評価における解析ケース

表 3-14 軽油タンク室の耐震評価における解析ケース

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

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

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

*2：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

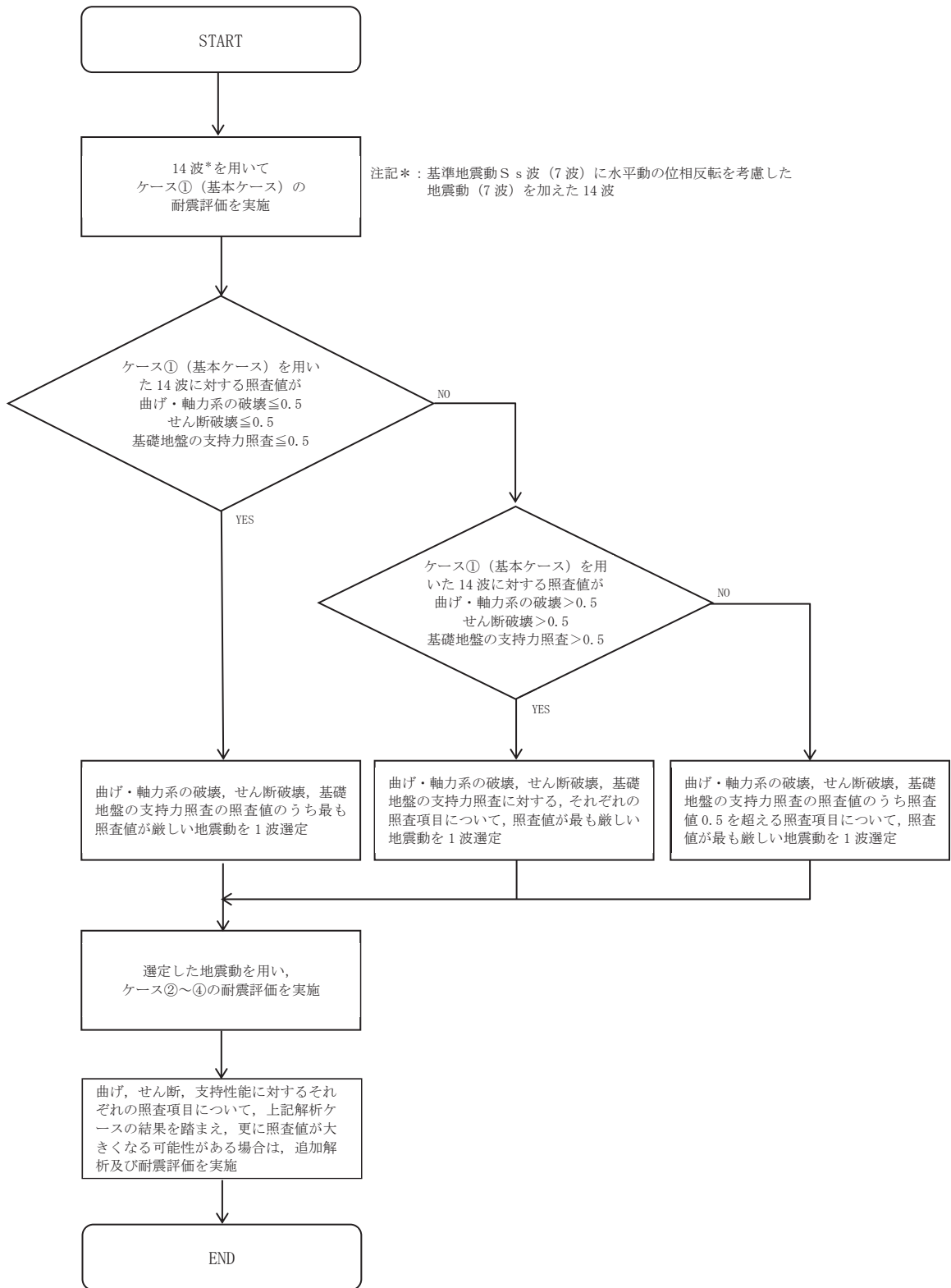


図 3-27 追加解析を実施する地震動の選定フロー

(4) 従方向荷重の選定

軽油タンク室は、弱軸方向を評価対象として耐震評価を行う。主方向荷重（弱軸方向）に対し、加振方向に平行に配置される妻壁や隔壁は面内荷重に抵抗しているが、従方向（強軸方向）の地震力に対しては、面外荷重の影響を受けることになる。よって、軽油タンク室は弱軸方向の耐震評価に加えて加振方向に平行に配置された壁部材への影響を確認するため、従方向の荷重を作用させる。

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

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

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)、ケース①に加え、図 3-28 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。

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 3-15 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。

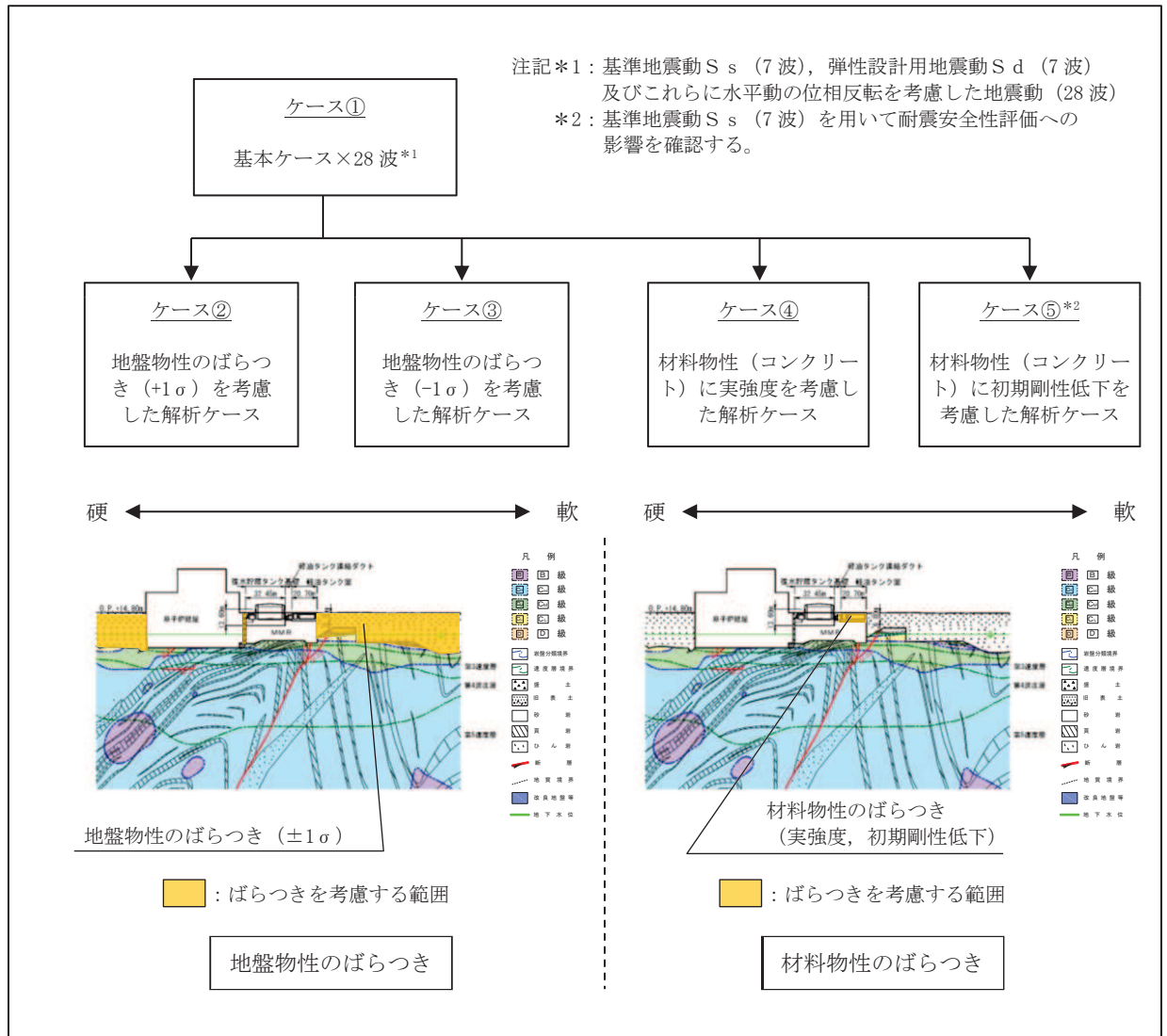


図 3-28 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース

表 3-15(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 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	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 σ	平均値-1 σ	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)	$S_s - S_1$	++*1	○	○	○	○	△
		-+*1	○	○	○	○	-
	$S_s - S_2$	++*1	○	○	○	○	△
		-+*1	○	○	○	○	-
	$S_s - S_3$	++*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：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

*3：○は設計に用いる解析ケースを示し，△は影響検討ケースを示す。

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

表 3-15(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：既設建造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

4. 三次元構造解析

4.1 解析手法

軽油タンク室は、加振方向に平行に配置される妻壁や隔壁を有する箱形構造物であることから、構造部材の応答値の算出は、三次元構造解析により行い、構造物の各部材を非線形シェル要素でモデル化し、耐震評価を行う。

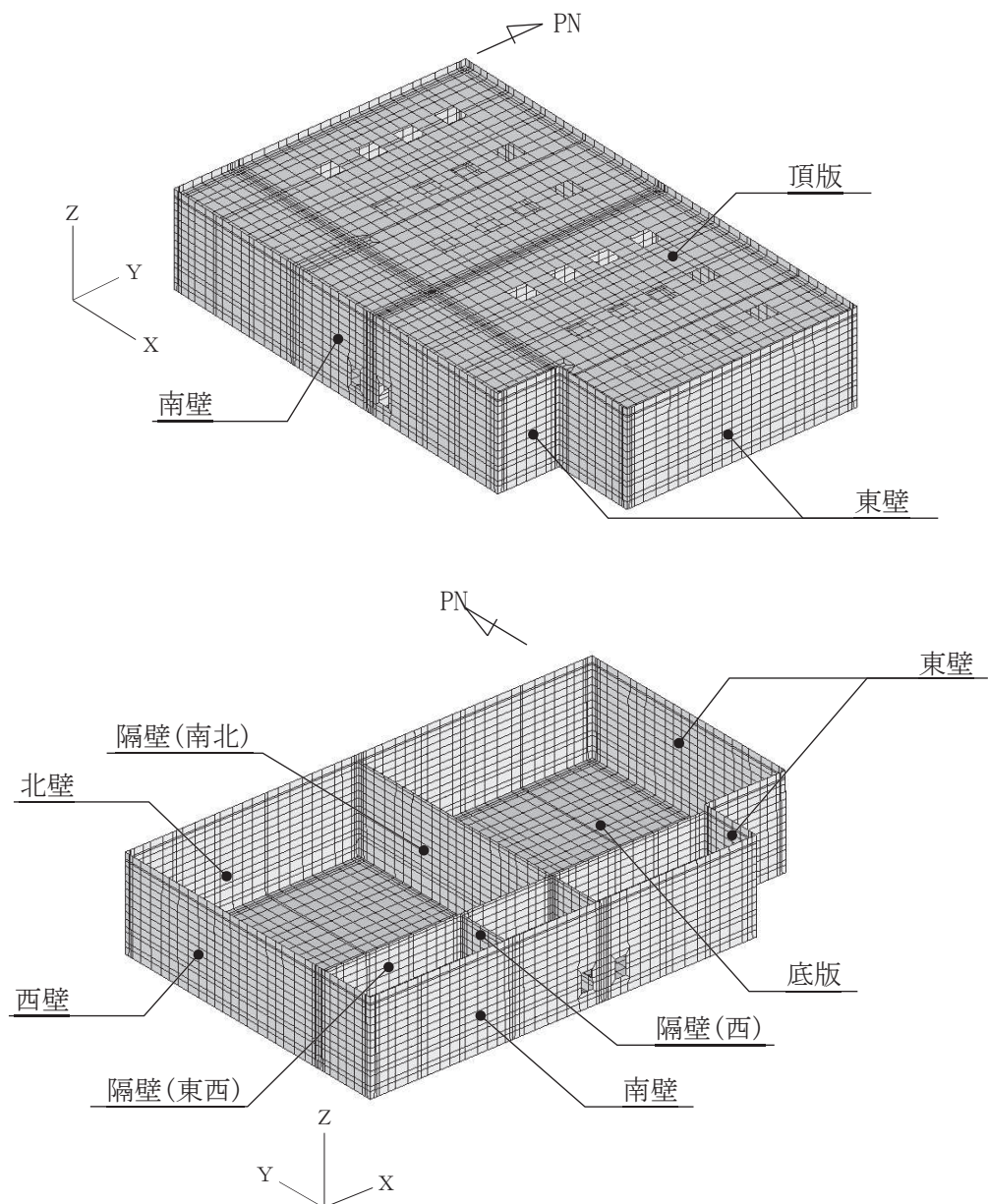
軽油タンク室は、耐震重要施設及び常設重大事故等対処設備である軽油タンクや燃料移送ポンプ等を間接支持しており、支持機能が要求される。

軽油タンク室に作用する荷重は、二次元地震応答解析において構造物の評価に支配的な荷重が作用する時刻を選定し、当該時刻における地震時応答から設定する。三次元構造解析には、解析コード「SLAP Ver. 6.64」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

4.2 解析モデルの設定

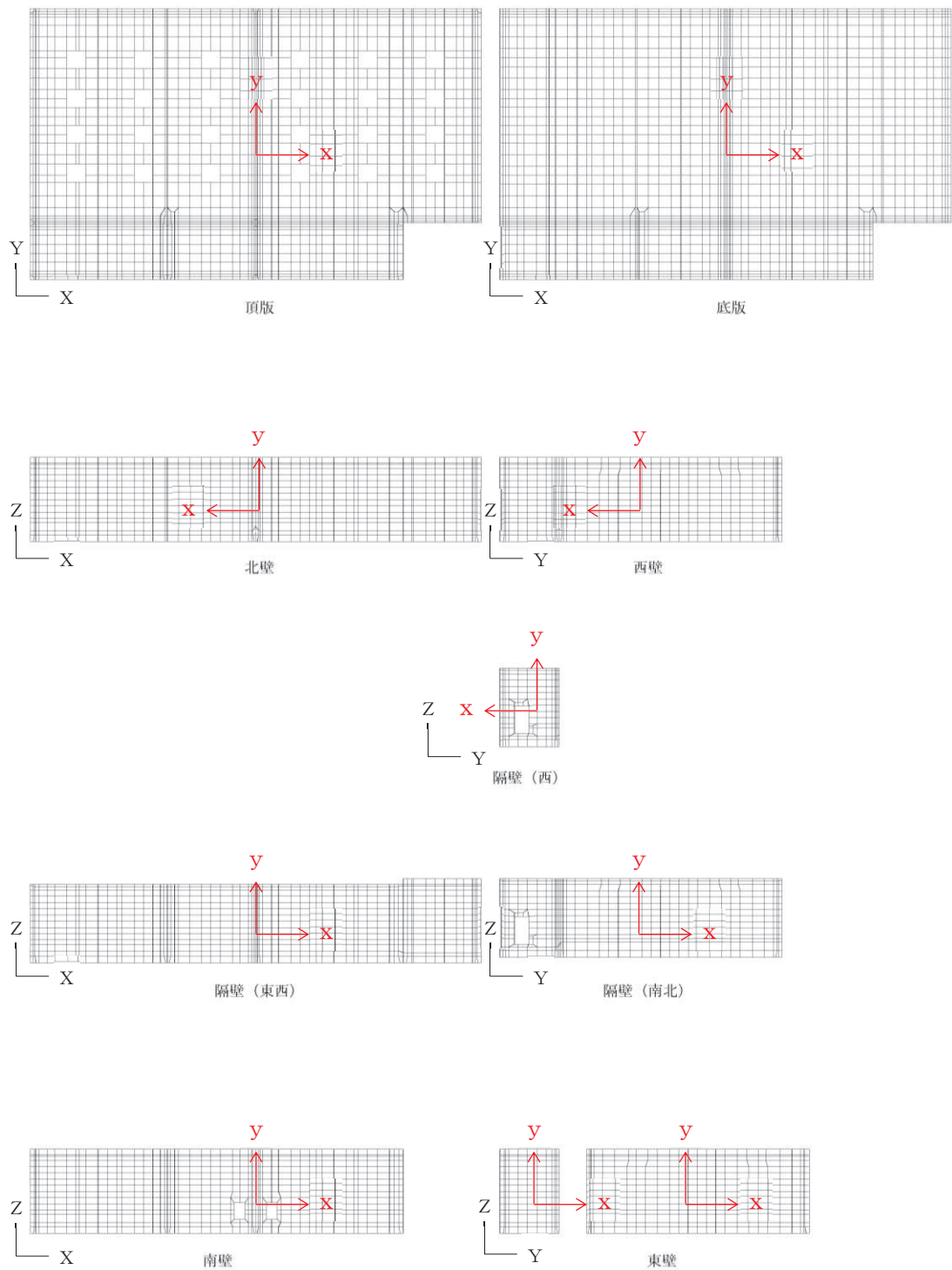
4.2.1 構造物のモデル化

構造物の各部材は材料の非線形特性を考慮した非線形シェル要素でモデル化する。モデル概念図を図4-1に、各部材の要素座標系を図4-2に示す。なお、新設部材である頂版及び隔壁（西）は既設部材と一体化を図った施工を行っていることから、既設部材と一体としたモデル化とする。また、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、南壁及び隔壁（南北、西）に設置される開口をモデル化する。



注：頂版は非表示

図4-1 三次元構造解析モデルの概念図



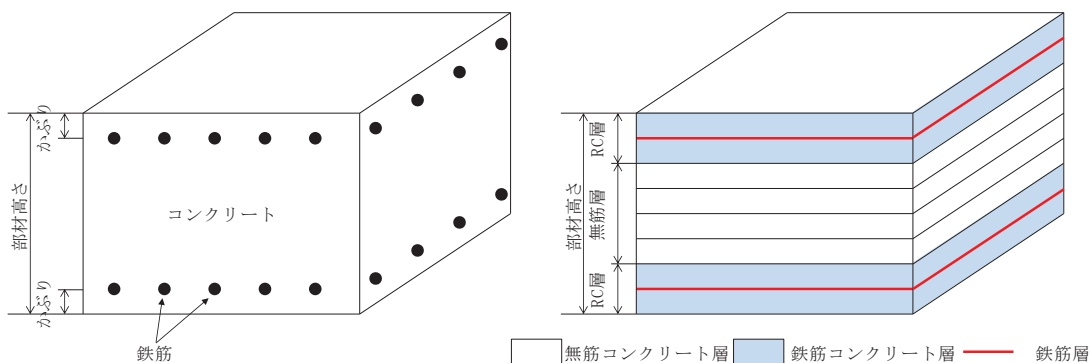
黒：全体座標系を示す

赤：要素座標系を示す

図 4-2 各部材の要素座標系

非線形シェル要素は、部材高さ方向に平面要素を重ね合わせて構成する。主筋の位置が層の中心となるよう上側、下側に鉄筋コンクリートの層を設定し、鉄筋コンクリート層を除く範囲は、無筋コンクリート層としてモデル化する。鉄筋コンクリート層の厚さは、土木学会マニュアルに示される一般的な分割方法に従い、かぶり厚さの2倍とする。各要素の鉄筋部分は、鉄筋の軸方向剛性のみを有する鉄筋層としてモデル化する。図4-3に非線形シェル要素の概念図を示す。

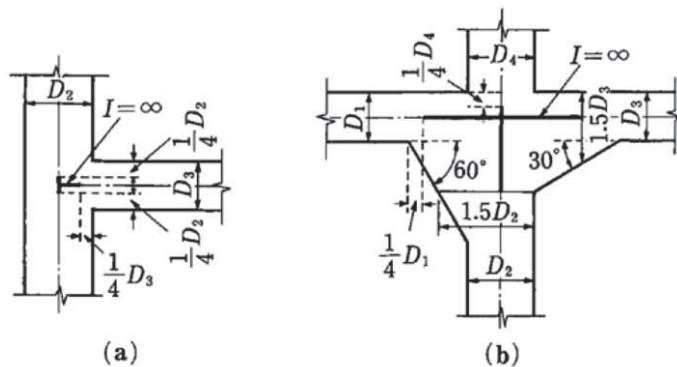
また、部材接合部の隅角部には剛域を設ける。剛域は、コンクリート標準示方書2017に基づき、図4-4に示す範囲とする。



鉄筋コンクリート断面

非線形シェル要素

図4-3 非線形シェル要素の概念図



- 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
- 部材がその軸線に対して 30° 以上傾斜するハンチを持つ場合には、部材高さが 1.5 倍となる断面より内部を剛域とする。ただし、ハンチの傾斜が 60° 以上の場合は、ハンチの起点から部材高さの $1/4$ 入った断面から内部を剛域とする。

図4-4 剛域の設定（コンクリート標準示方書2017より引用）

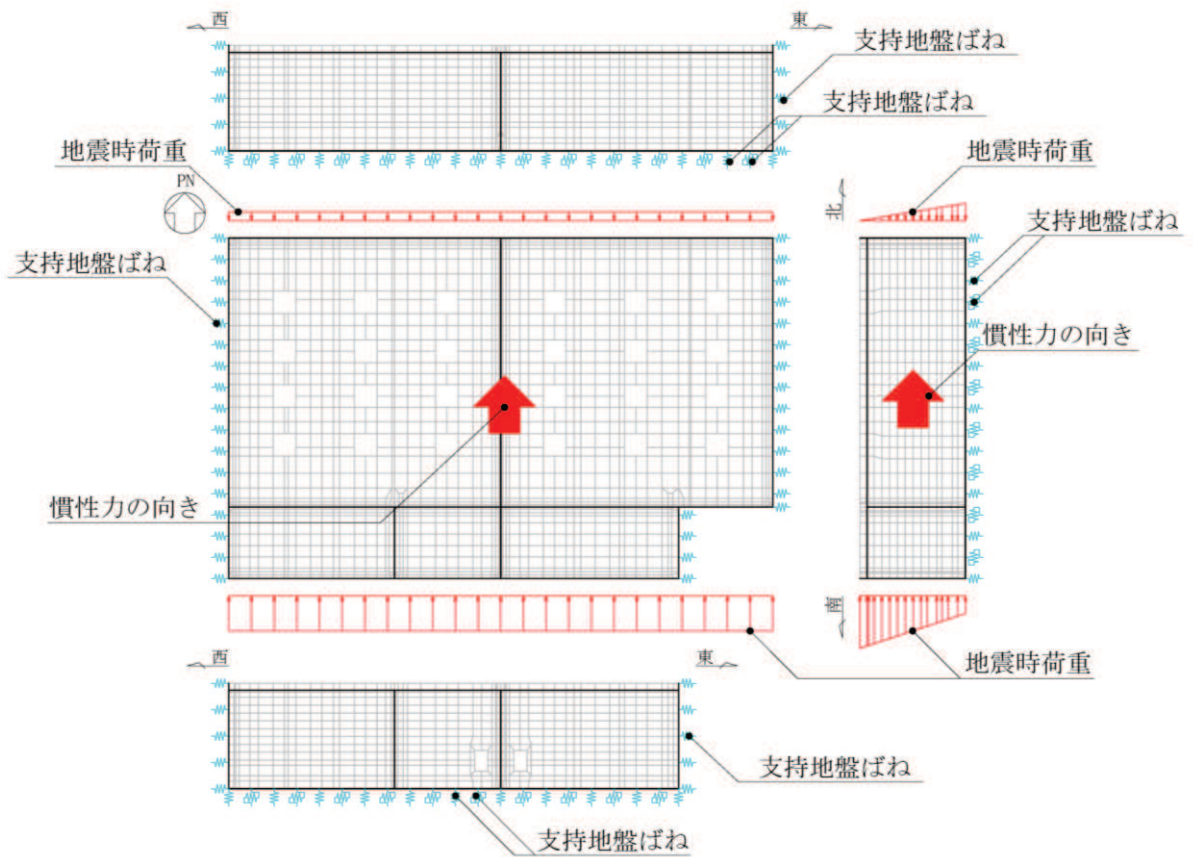
4.2.2 地盤ばね要素

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ッタンス理論」に基づき設定する。

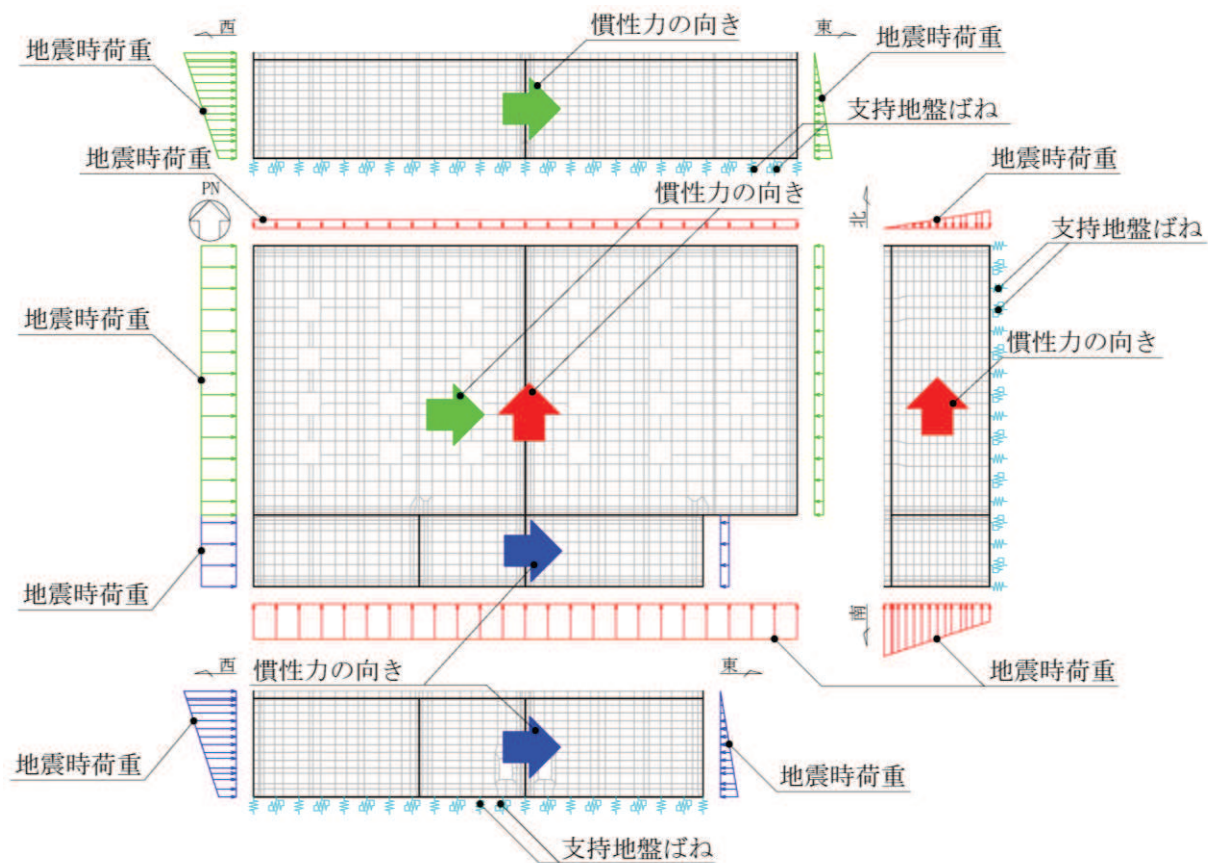
側方地盤は，非線形ばねでモデル化し，妻壁の法線方向に取り付け，道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）に基づき設定する。地盤ばねの設定イメージ図を図4-5に示す。

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。



(a) 1方向載荷

図4-5(1) 地盤ばねの設定イメージ (1/2)



(b) 2方向載荷

図4-5(2) 地盤ばねの設定イメージ (2/2)

4.2.3 材料の非線形特性

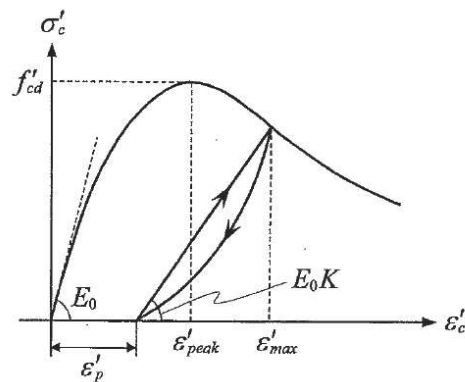
(1) コンクリート

a. 圧縮応力下における応力-ひずみ関係

図4-6に一軸圧縮応力下における応力-ひずみ関係を示す。

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

また、ひび割れ発生後のコンクリートの圧縮強度については、図4-7に示す、低減係数を破壊パラメータに乗じることで、ひび割れ発生後の圧縮強度の低下を考慮する。



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

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

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

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

ここに、 $f'_{cd} = f'_{ck} / \gamma_c$

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

ε'_{max} : 過去に受けた圧縮ひずみの最大値

ε'_p : 塑性ひずみ

K : 弾性剛性残存率

図4-6 圧縮応力下におけるコンクリートの非線形特性

(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

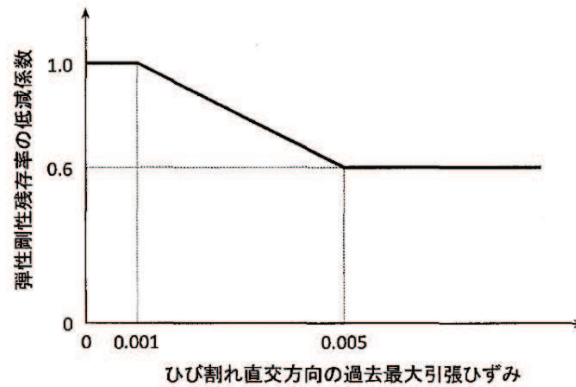
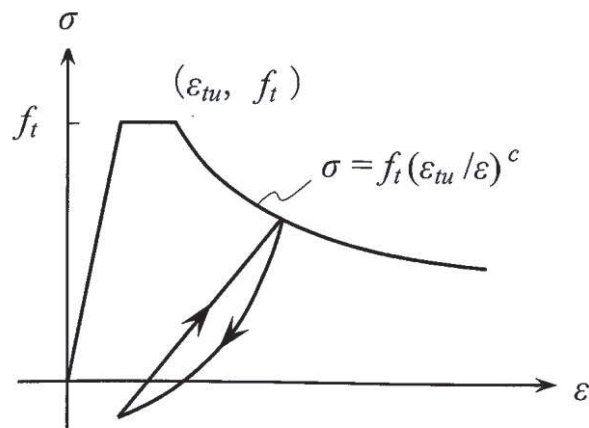


図 4-7 弾性剛性残存率の低減係数
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

b. 引張応力下における応力-ひずみ関係

引張応力下における応力-ひずみ関係は、ひび割れ発生までは線形弾性とし、ひび割れ強度以降は、鉄筋とコンクリートの付着の影響等を考慮し、図 4-8 に示す骨格曲線を用いて、ひび割れ間のコンクリートに引張応力分担を考慮する。

引張力を受ける無筋コンクリート要素では、引張軟化挙動は、破壊エネルギー (G_f) によって定義する。引張軟化挙動の考慮に当たっては、図 4-9 に示すひび割れ発生後の軟化曲線とひび割れ発生点からの除荷曲線とで囲まれる面積が G_f / L 。(要素寸法) に一致するように、軟化特性を表す係数 c を用いる。



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

図 4-8 引張応力下における鉄筋とコンクリートの付着効果を考慮した応力-ひずみ関係
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

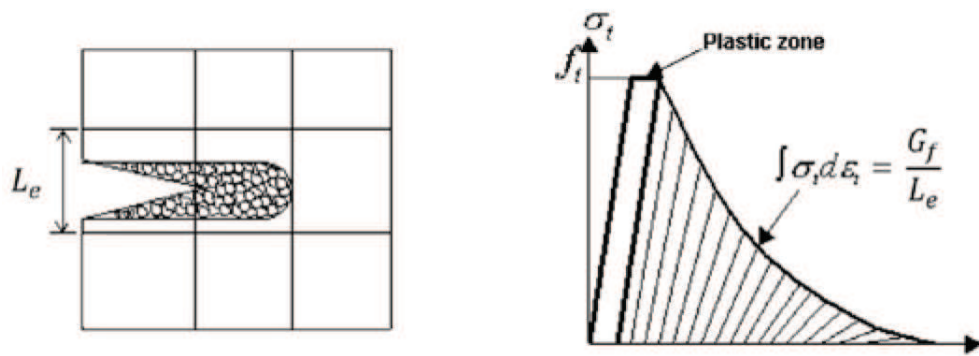
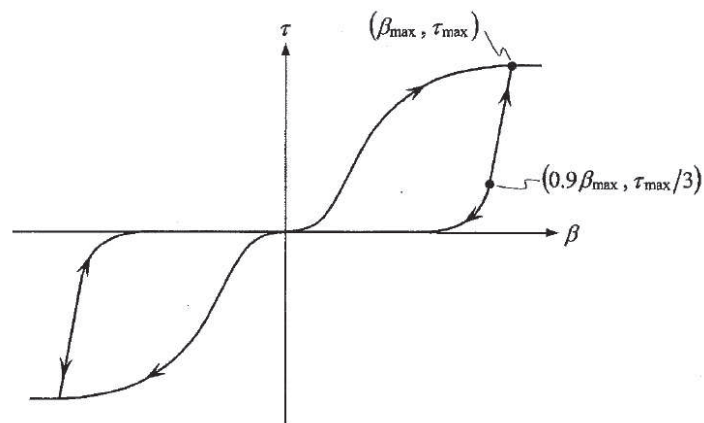


図 4-9 応力-ひずみ曲線と破壊エネルギー G_f の関係

c. ひび割れ面でのせん断伝達関係

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

ひび割れ面でのせん断伝達挙動は、斜めひび割れの発生に伴う剛性低下や破壊を評価するため、図 4-10 に示すとおり、ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比をパラメータとし、コンクリートの剛性低下を考慮するモデルを用いる。

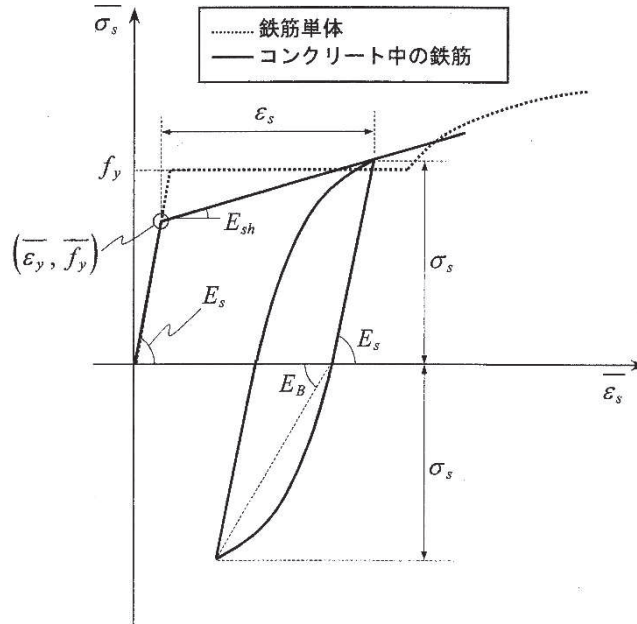


- ここに、 β : ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比 (γ / ε)
 τ : ひび割れ面でのせん断応力
 τ_{max} : 除荷開始時せん断応力
 β_{max} : 除荷開始時せん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比

図 4-10 ひび割れ面でのせん断伝達モデル
 (コンクリート標準示方書 2017 より引用)

(2) 鉄筋

ひび割れを複数含む領域におけるコンクリート中の鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係は、単体鉄筋の応力-ひずみ関係と異なり、図4-11に示すひずみ硬化特性を考慮する。



$$\begin{aligned} \overline{\sigma}_s &= E_s \overline{\varepsilon}_s && \left(\overline{\varepsilon}_s \leq \overline{\varepsilon}_y \right) \\ &= f_y + E_{sh} \left(\overline{\varepsilon}_s - \overline{\varepsilon}_y \right) && \left(\overline{\varepsilon}_y < \overline{\varepsilon}_s \right) \end{aligned}$$

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

図4-11 ひずみ硬化域を簡略化した鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係
 (コンクリート標準示方書[設計編] (土木学会, 2012年制定) より引用)

(3) 鉄筋コンクリートとしてのモデル化

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

鉄筋コンクリートの引張応力下の平均応力は，以下の式で表される。

$$\bar{\sigma}_{RC} = \frac{A_S}{A_{RC}} \bar{\sigma}_S + \frac{A_C}{A_{RC}} \bar{\sigma}_C$$


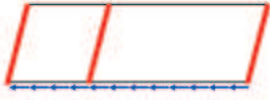
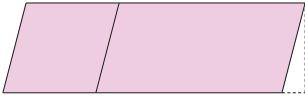
ここに， $\bar{\sigma}_S$ ， $\bar{\sigma}_C$ ：それぞれ鉄筋とコンクリートの平均応力

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

4.3 照査時刻の選定

構造部材の健全性評価において、照査時刻は構造的特徴を踏まえ、損傷モードごと及び部材ごとに評価が厳しくなる時刻を地震応答解析の結果から複数選定する。表 4-1 に照査時刻の選定の考え方を示す。なお、三次元構造解析においては、表 4-1 に示すすべての照査時刻に対して照査を実施する。選定された時刻については「6.1.1 各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果」に示す。

表 4-1 照査時刻の考え方

照査時刻	損傷モード	着目部位		荷重抽出時刻
時刻 1	曲げ・軸力系の破壊	壁 (面外)		頂底板間の層間変位が最大となる時刻
時刻 2	せん断破壊 (面外)	壁 (面外)		総水平荷重が最大となる時刻
時刻 3 (時刻 1)	せん断破壊 (面内)	壁 (面内)		面部材の層間変位が最大となる時刻

4.4 入力荷重

三次元構造解析の入力荷重は「4.3 照査時刻の選定」にて選定した照査時刻に対し、地震応答解析から同時刻における水平荷重及び鉛直荷重の応答値を抽出し、算定する。入力荷重の一覧を表4-2に、各入力荷重の算定フローを図4-12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

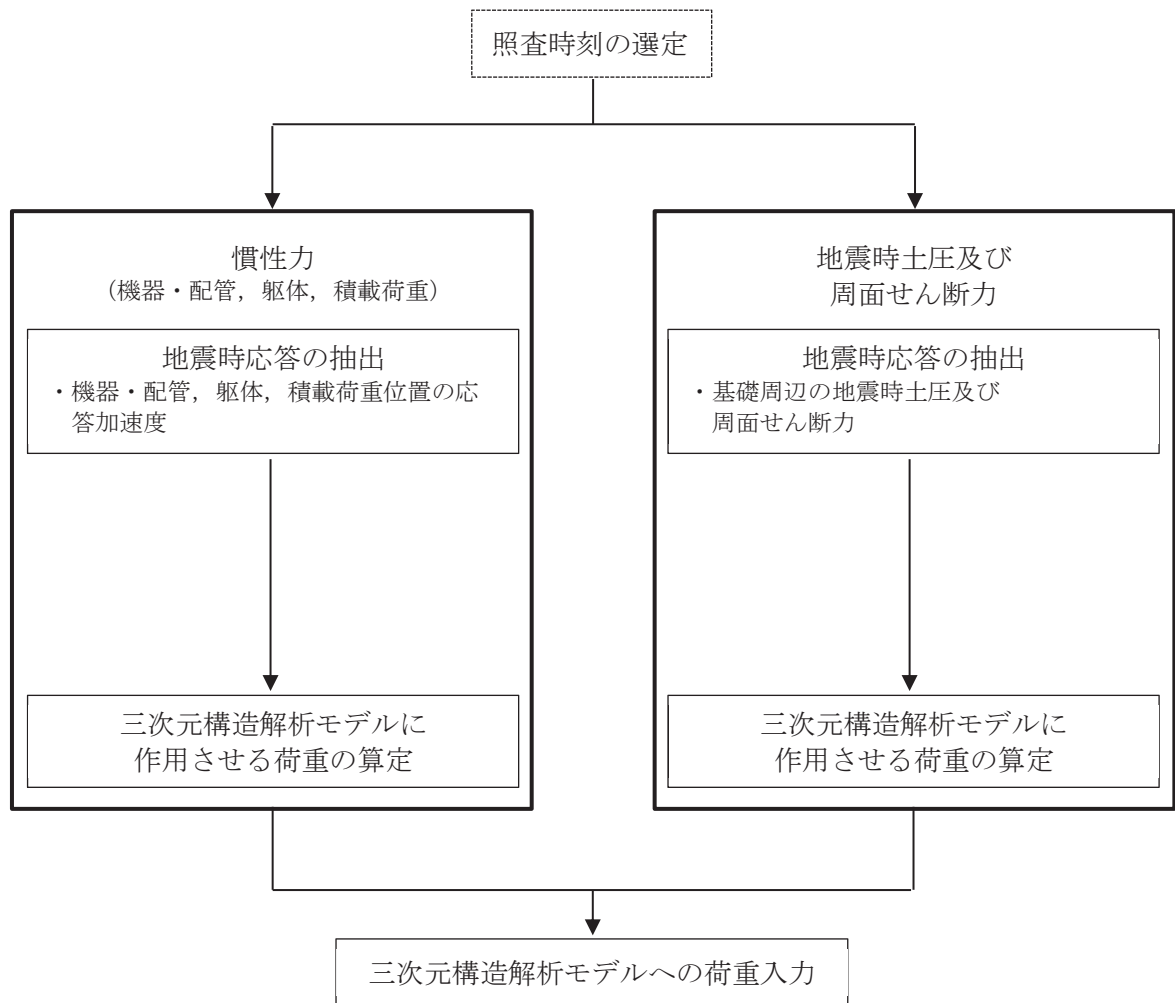


図 4-12 各入力荷重の算定フロー

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4-13に示す。なお、静止土圧は、奥行方向に一様に载荷する。

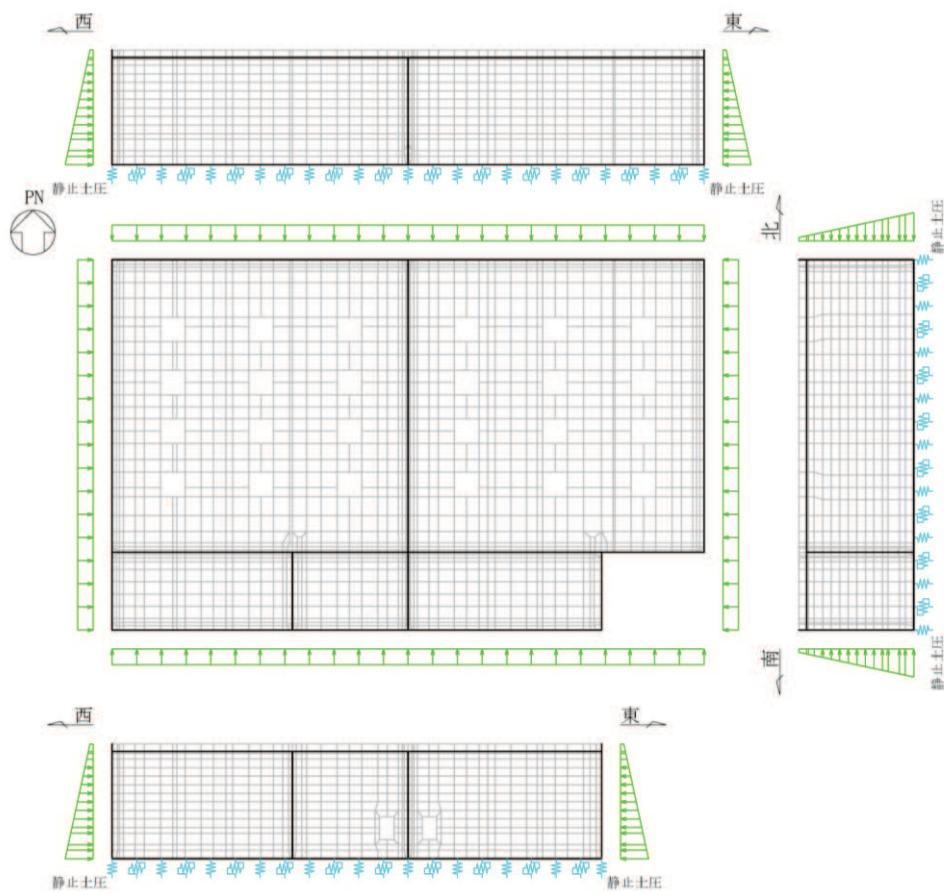
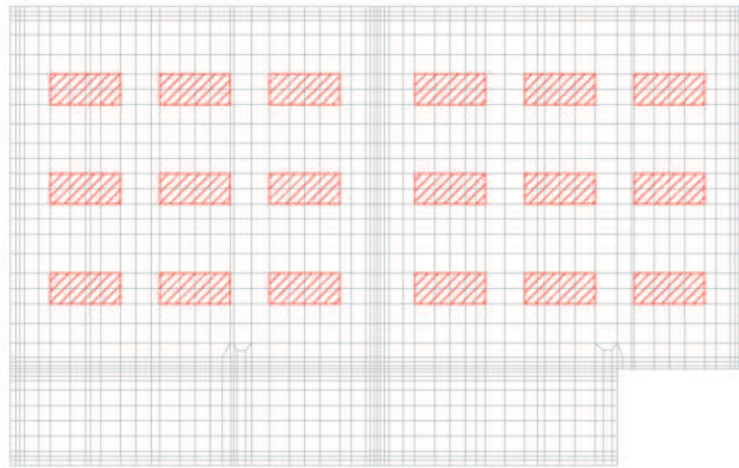


図4-13 静止土圧の载荷概念図

(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4-14に示す。



軽油タンク及びタンク基礎荷重

図4-14 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4-15に示す。
算定した慣性力は，図4-16に示すとおり，三次元構造解析モデルに入力する。

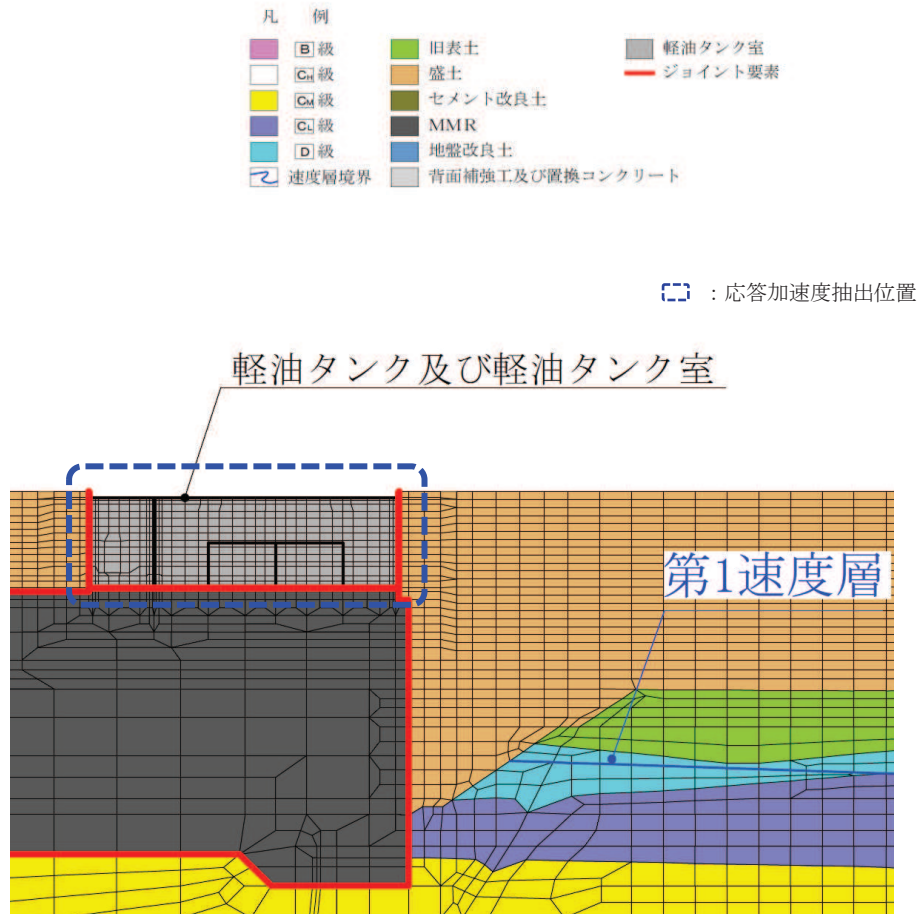


図4-15 応答加速度の抽出位置

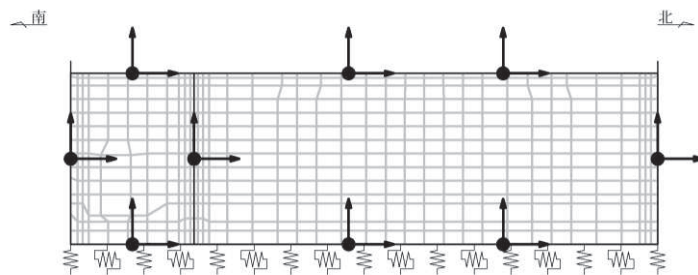


図4-16 三次元構造解析モデルに入力する慣性力の概念図

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4-17に示す。また、算定した地震時土圧及び周面せん断力は、図4-18に示すとおり、軽油タンク室の三次元構造解析モデルに入力する。

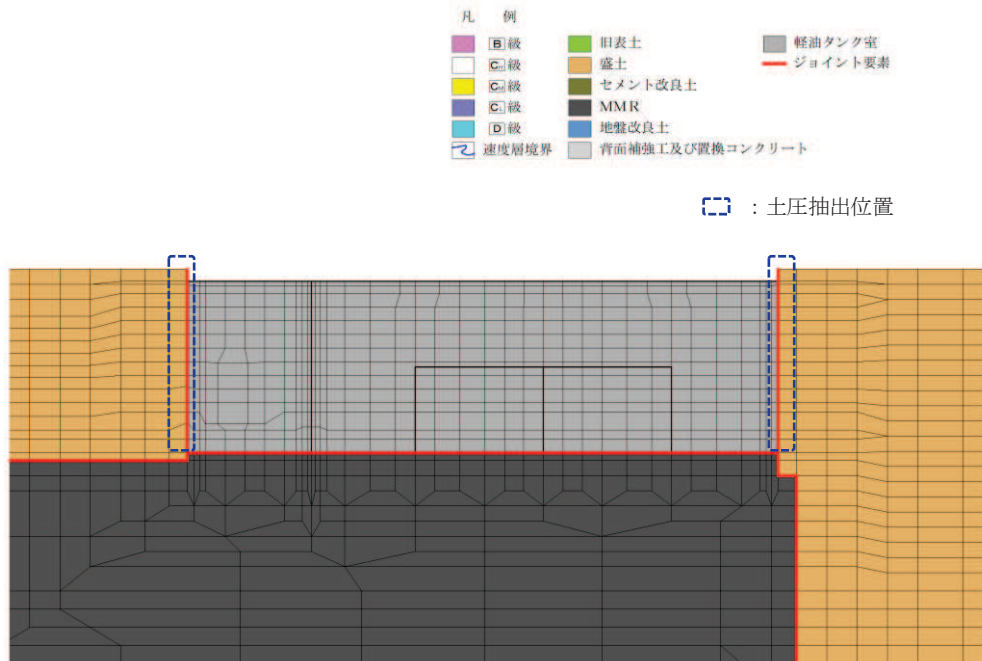


図4-17 地震時土圧及び周面せん断力抽出位置

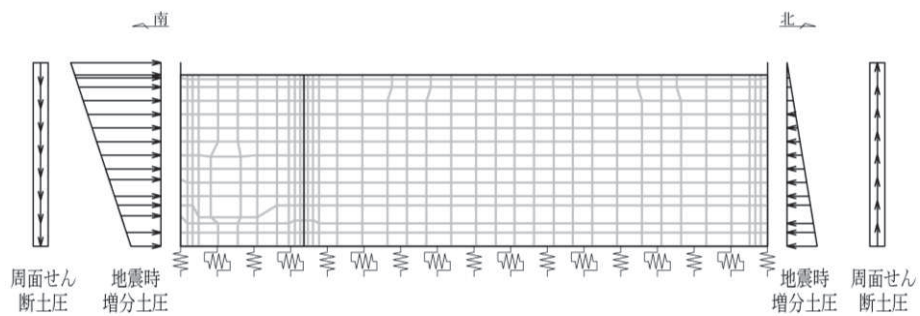


図4-18 地震時土圧及び周面せん断力の概念図

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。

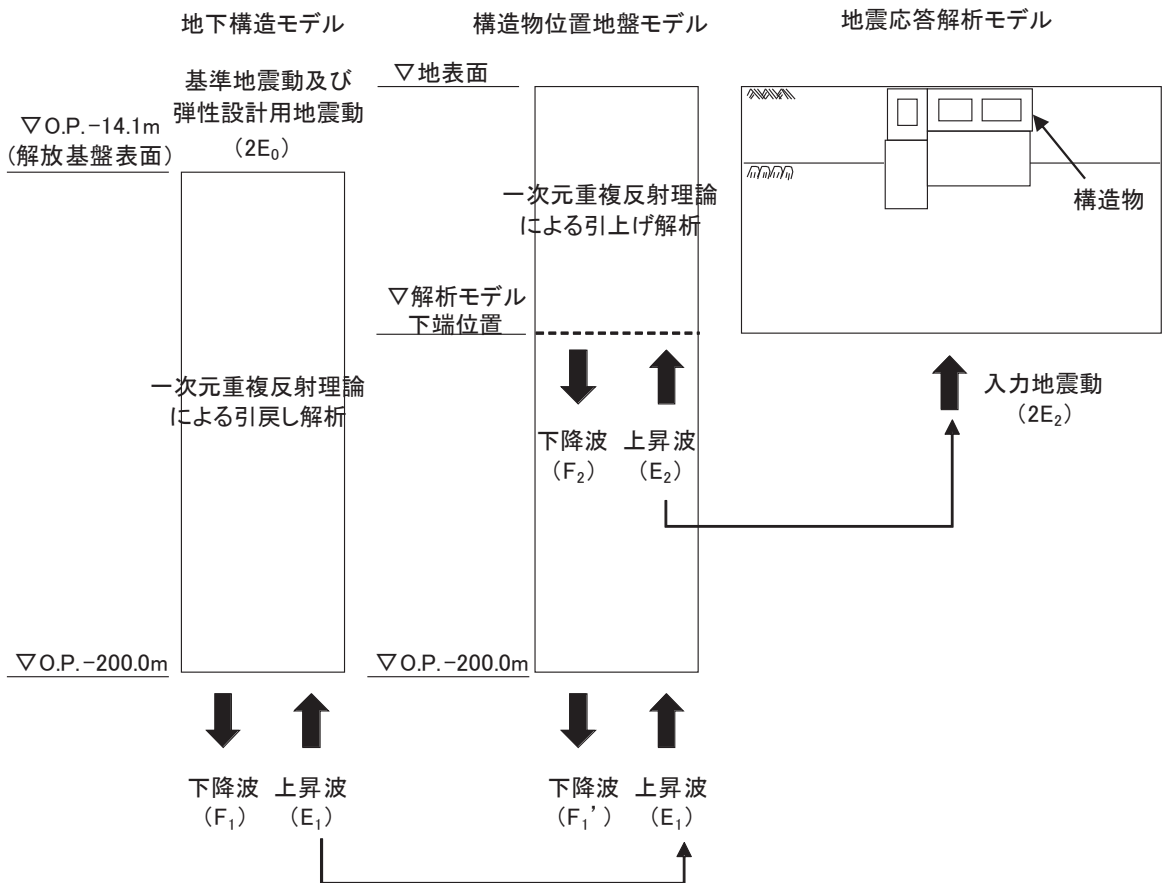
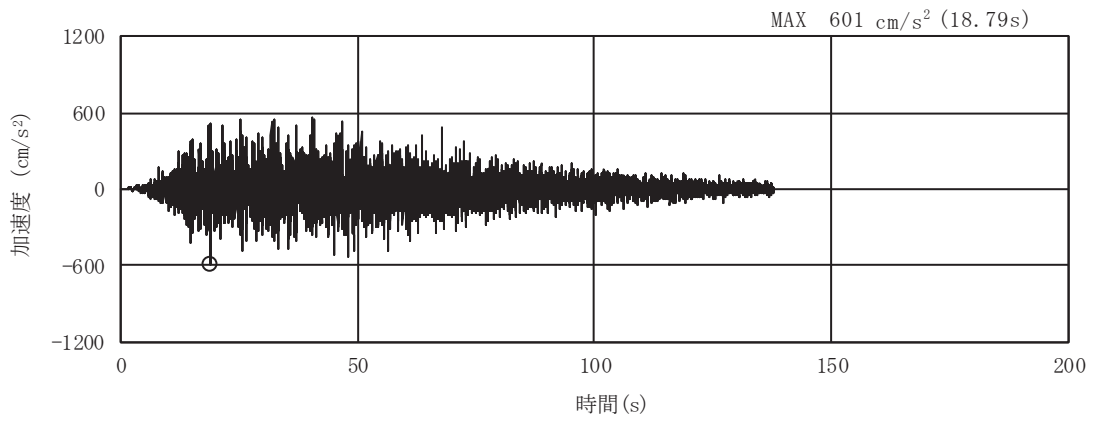
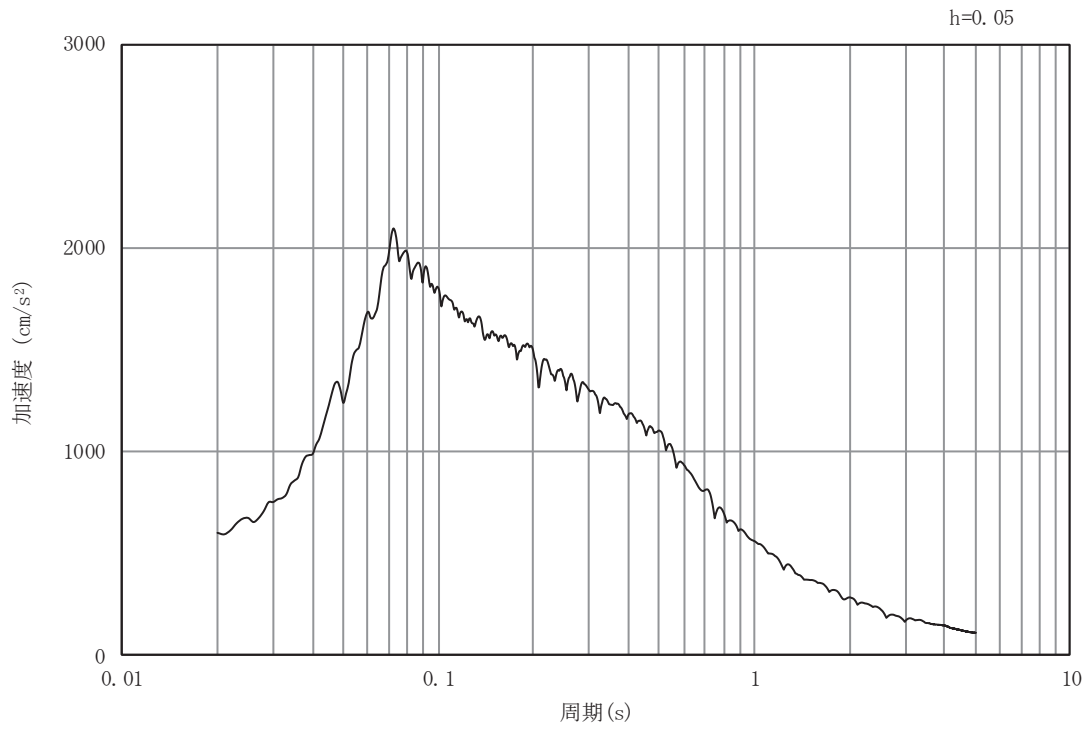


図 5-1 入力地震動算定の概念図（基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d ）

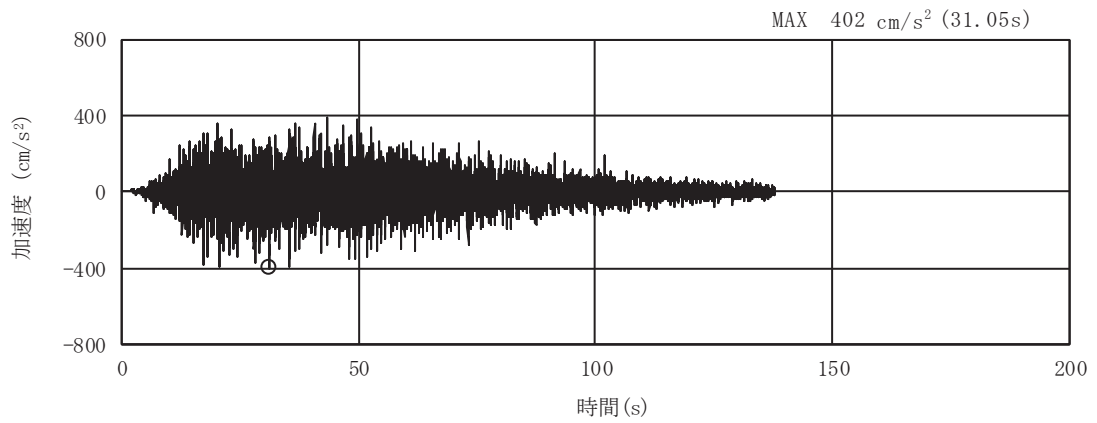


(a) 加速度時刻歴波形

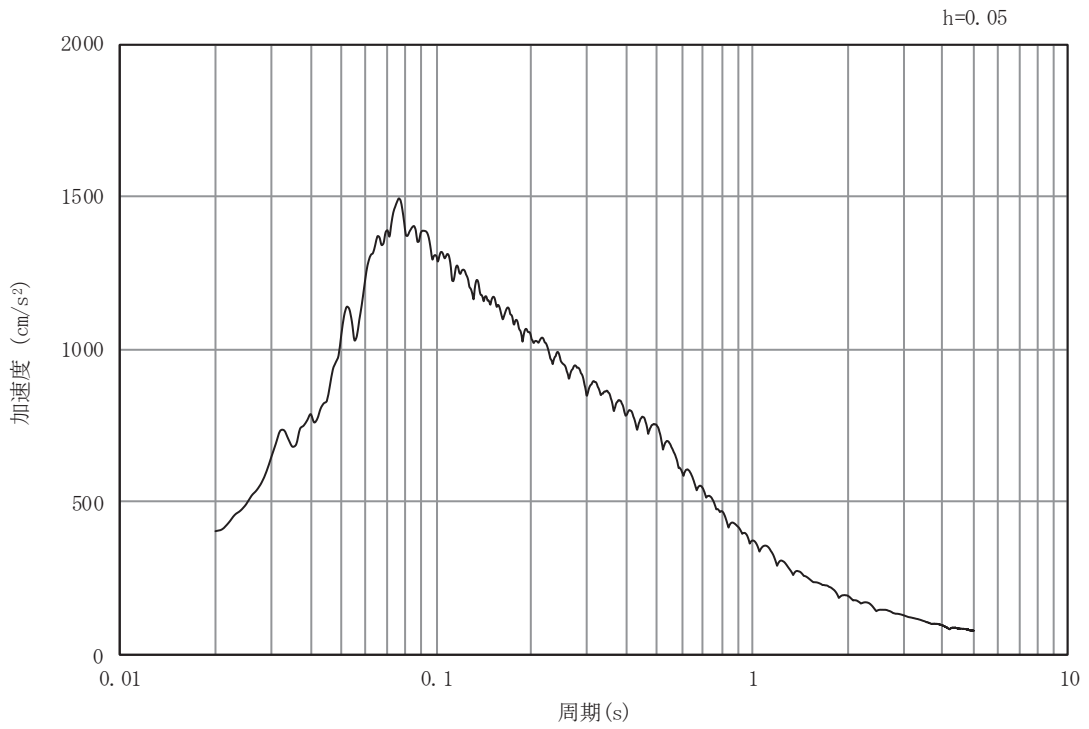


(b) 加速度応答スペクトル

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)

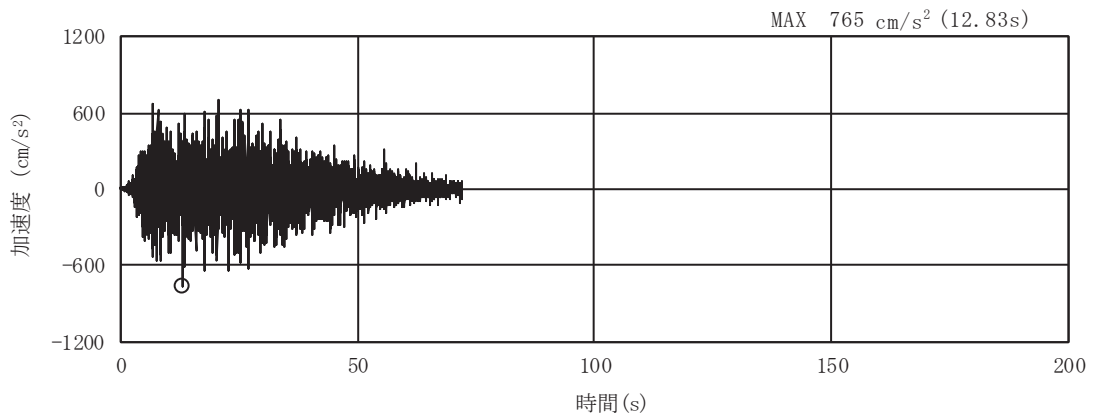


(a) 加速度時刻歴波形

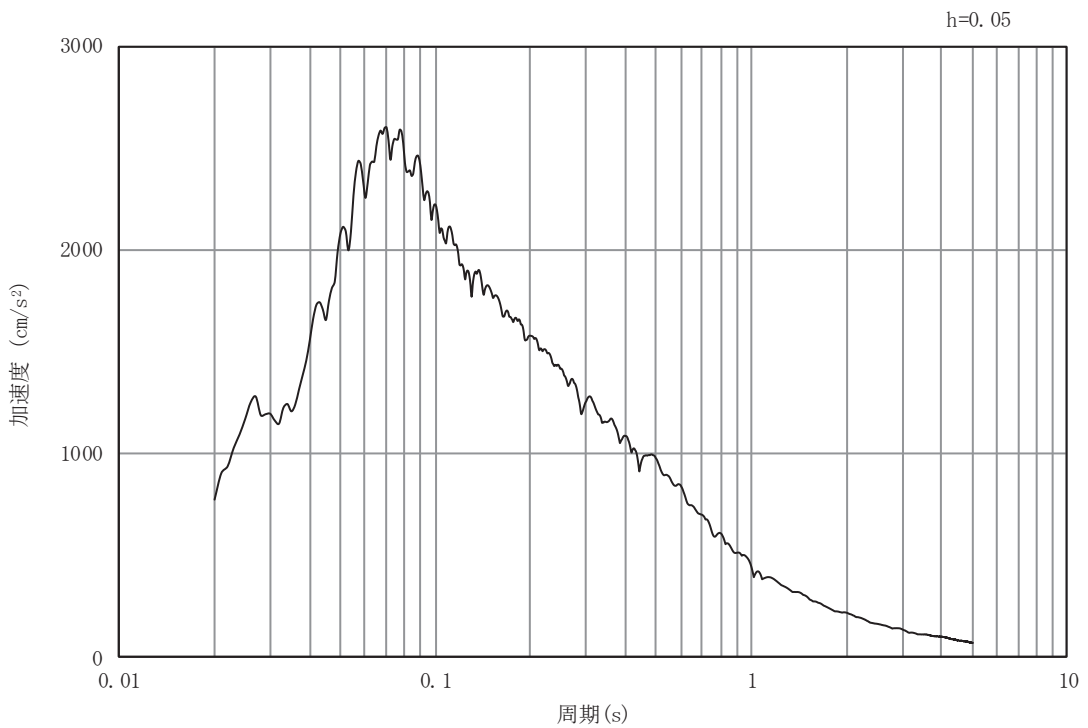


(b) 加速度応答スペクトル

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)

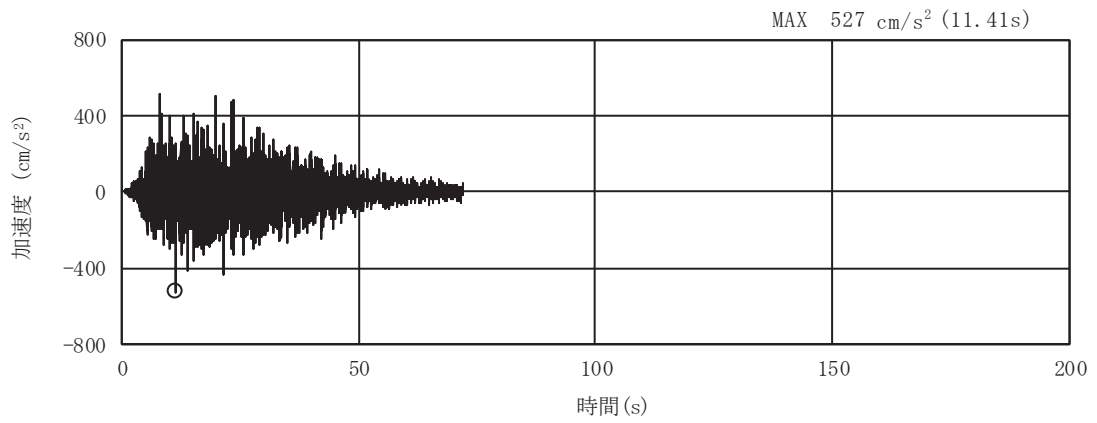


(a) 加速度時刻歴波形

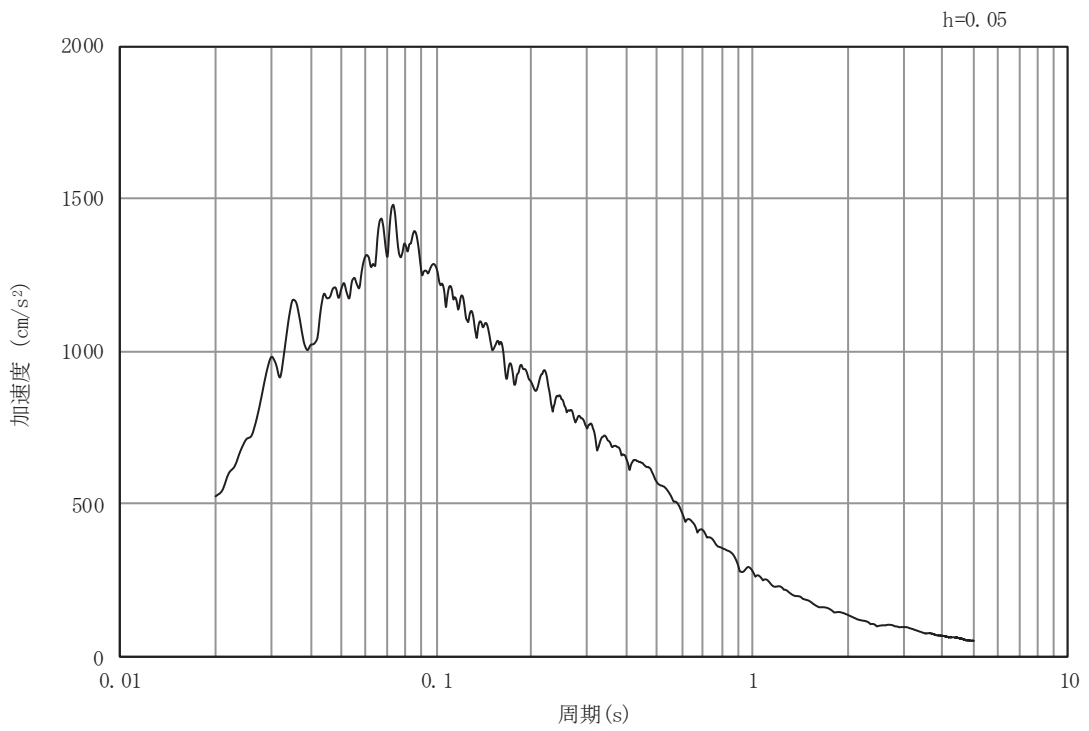


(b) 加速度応答スペクトル

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)

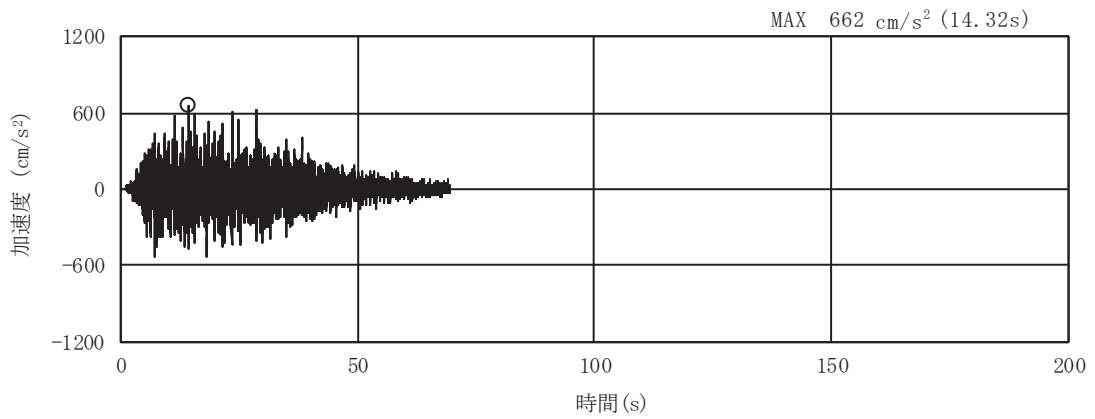


(a) 加速度時刻歴波形

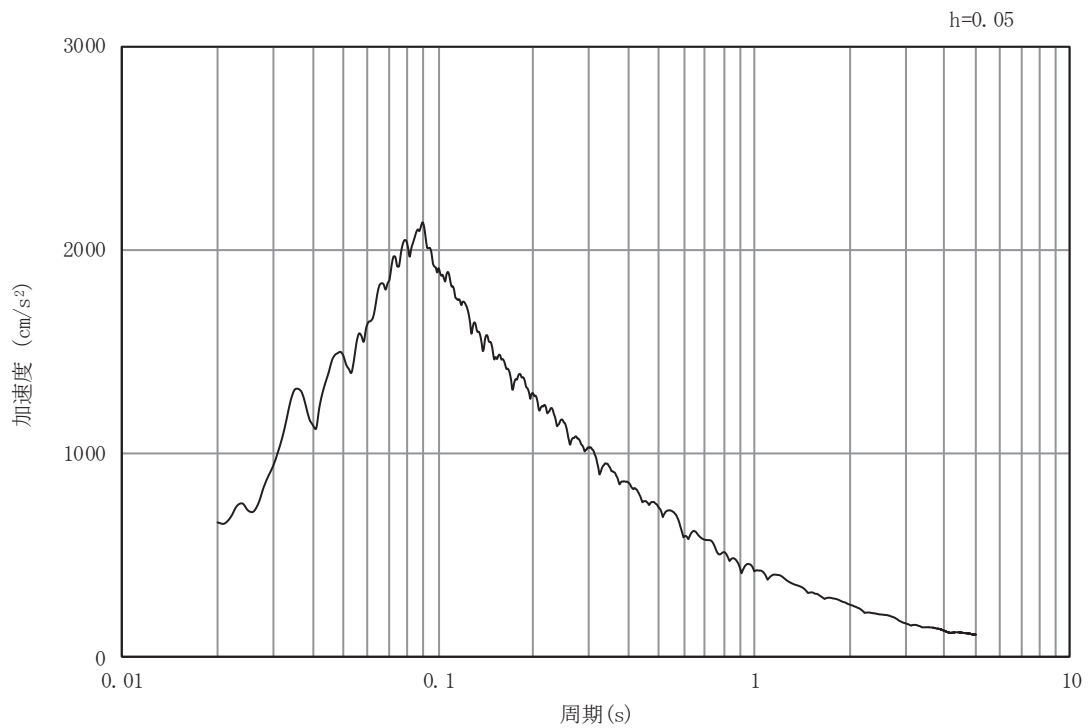


(b) 加速度応答スペクトル

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)

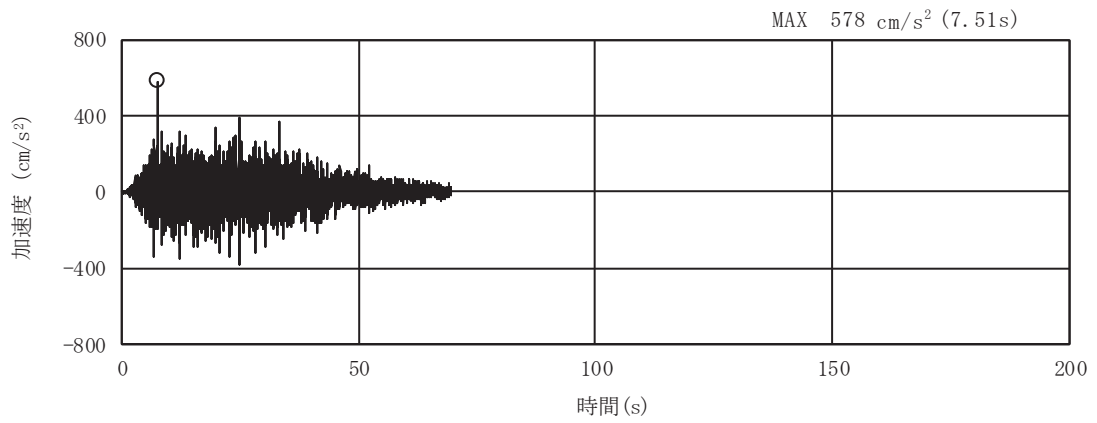


(a) 加速度時刻歴波形

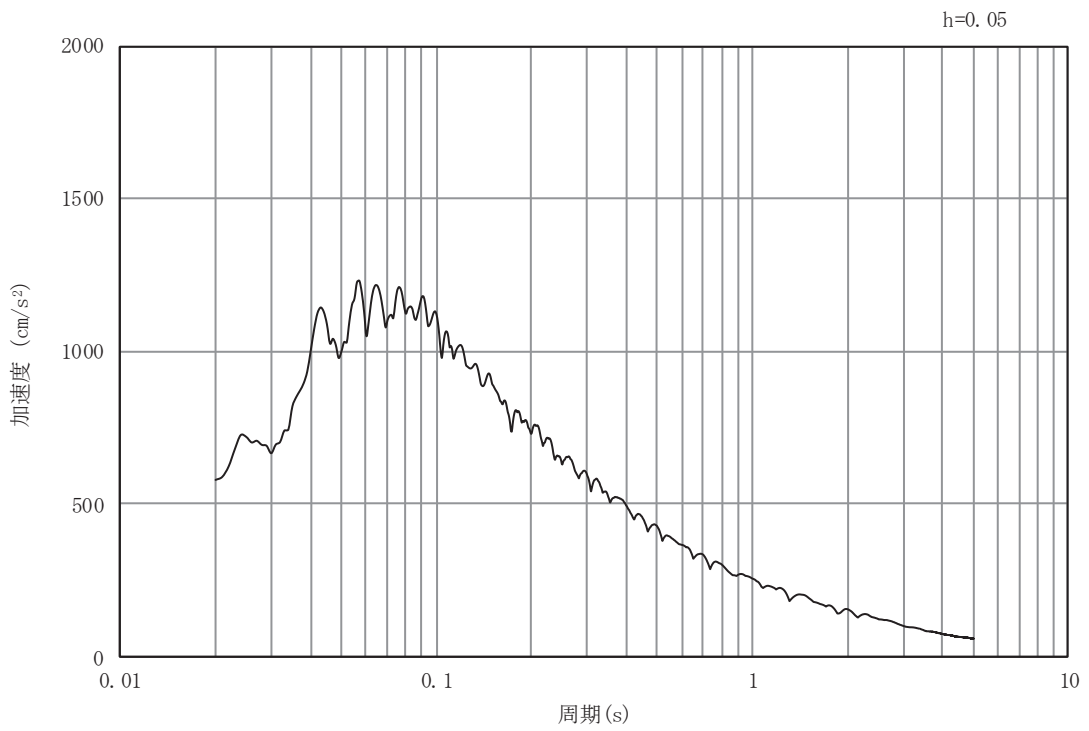


(b) 加速度応答スペクトル

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)

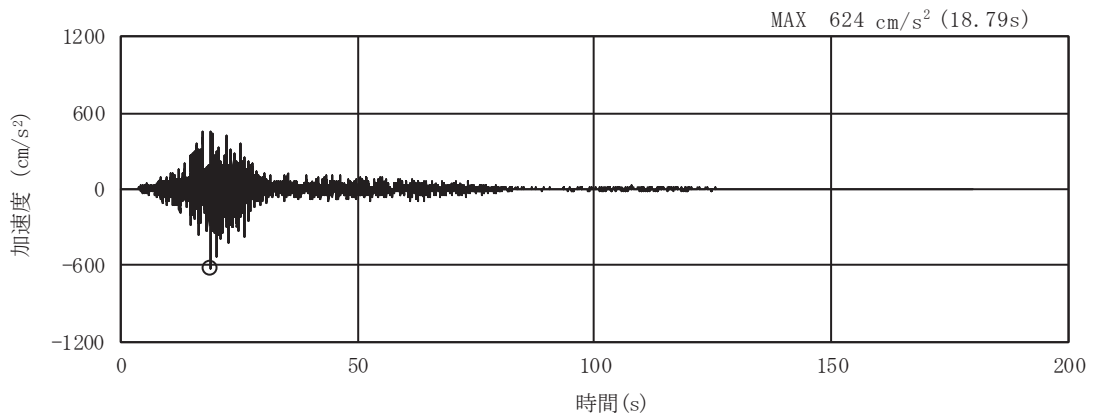


(a) 加速度時刻歴波形

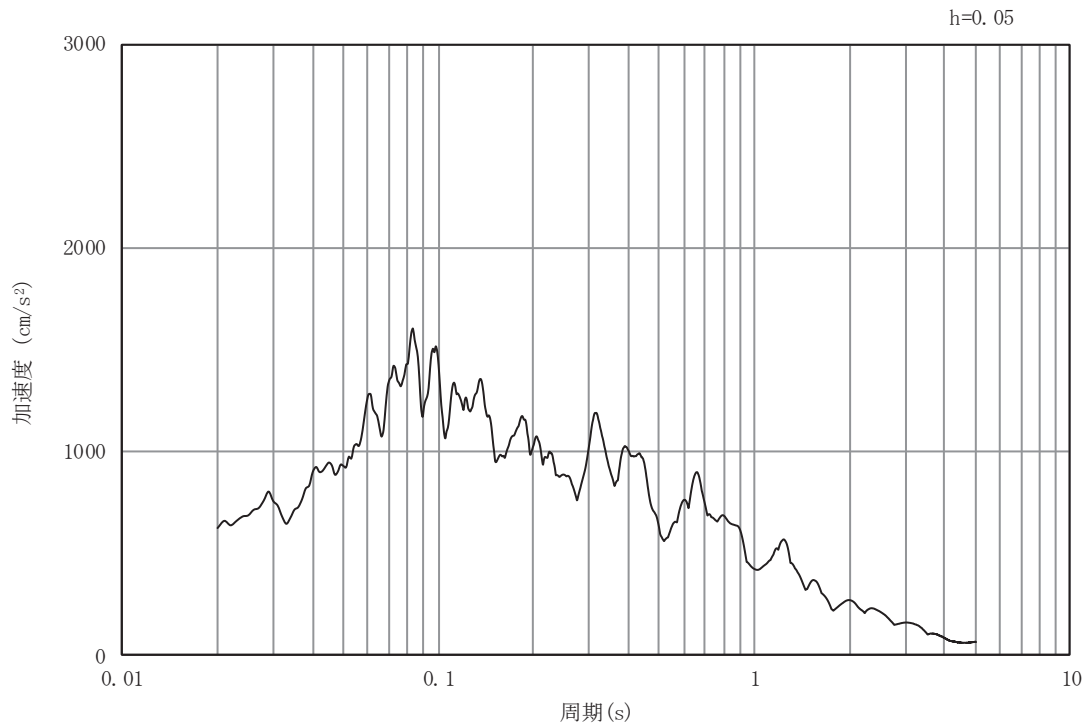


(b) 加速度応答スペクトル

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)

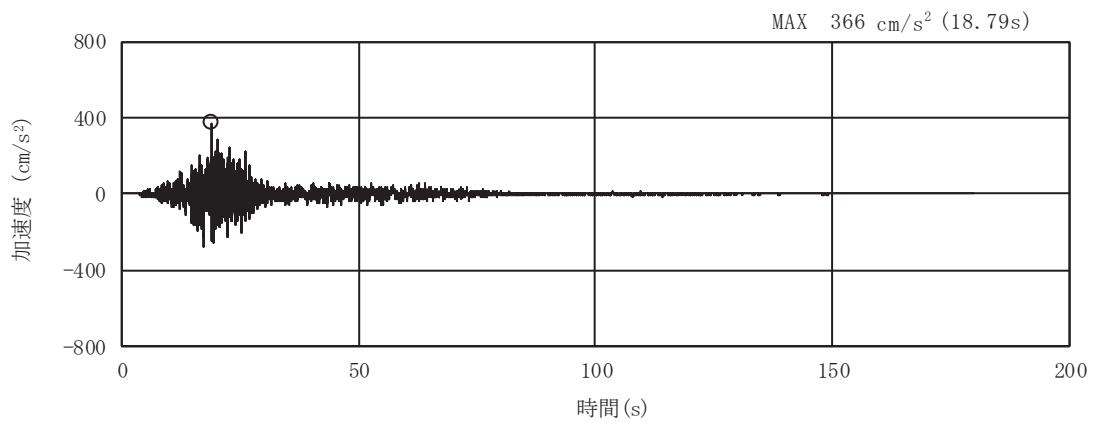


(a) 加速度時刻歴波形

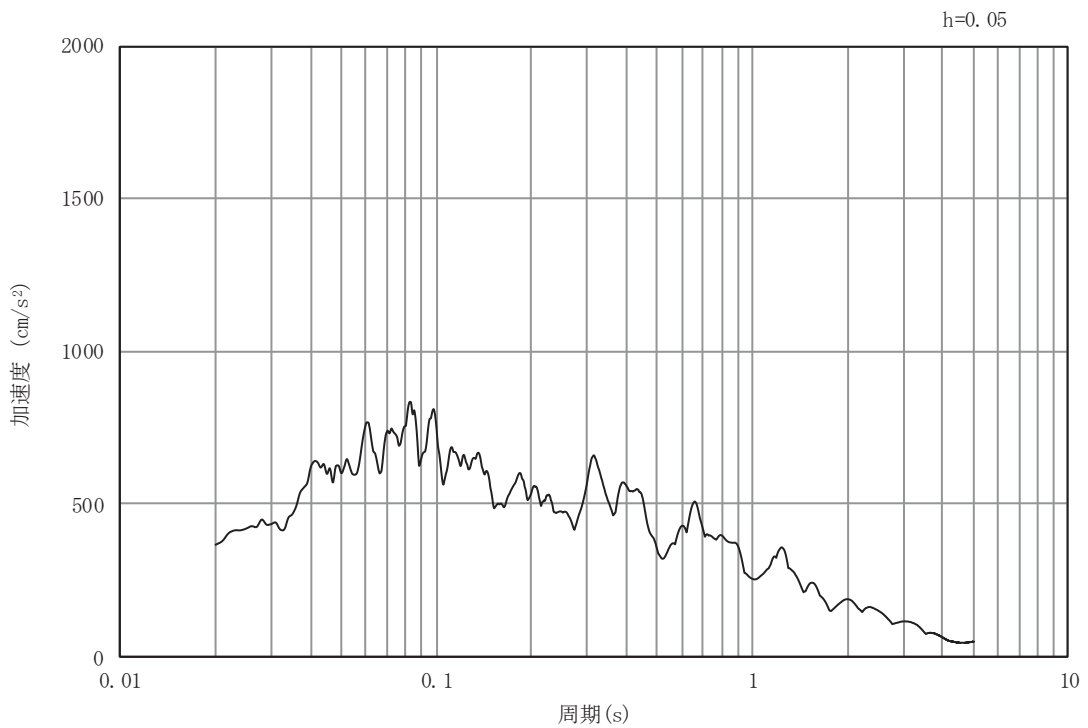


(b) 加速度応答スペクトル

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)

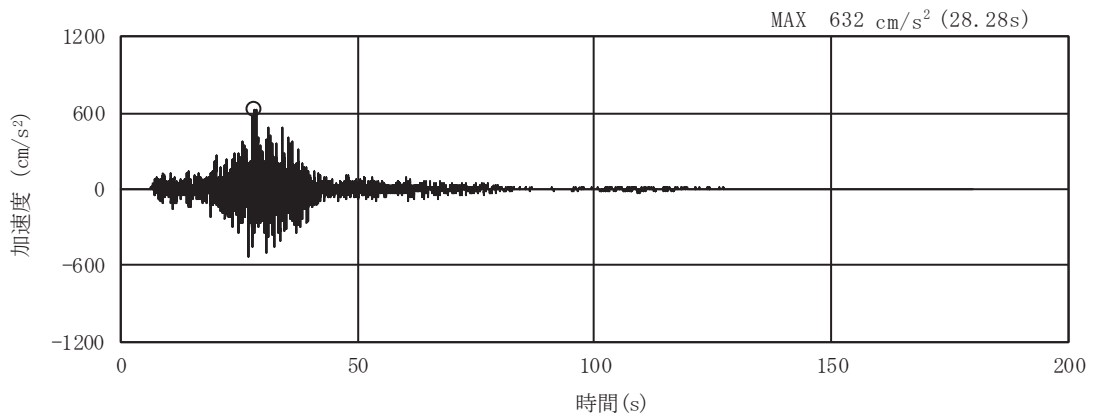


(a) 加速度時刻歴波形

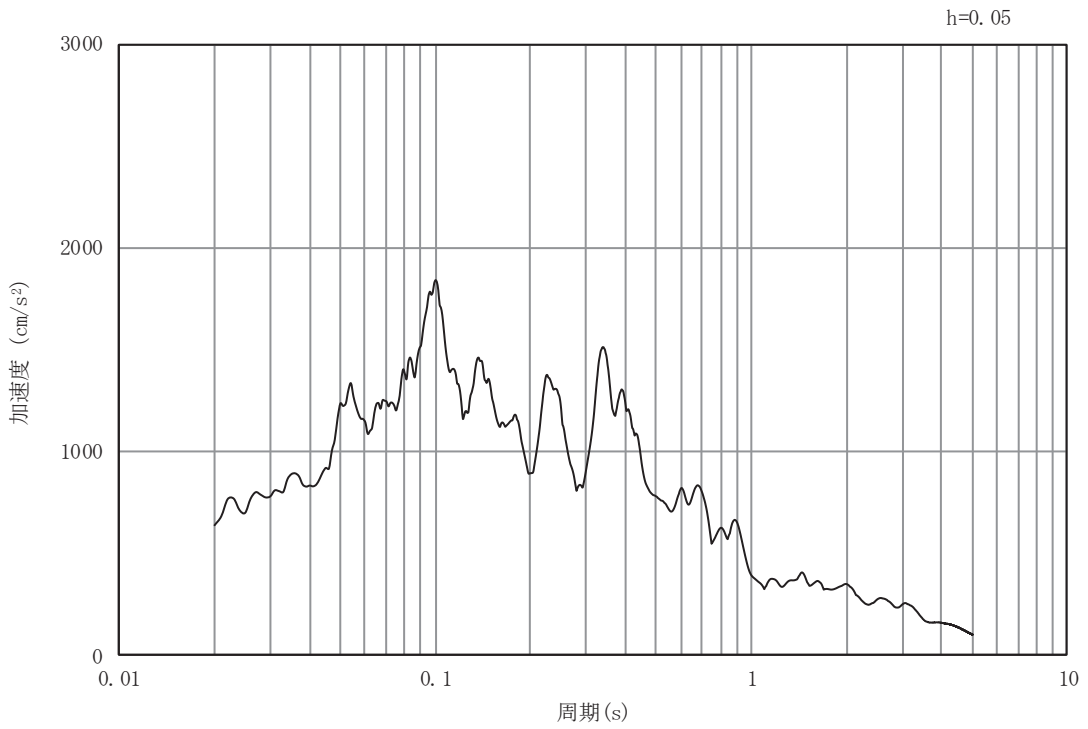


(b) 加速度応答スペクトル

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)

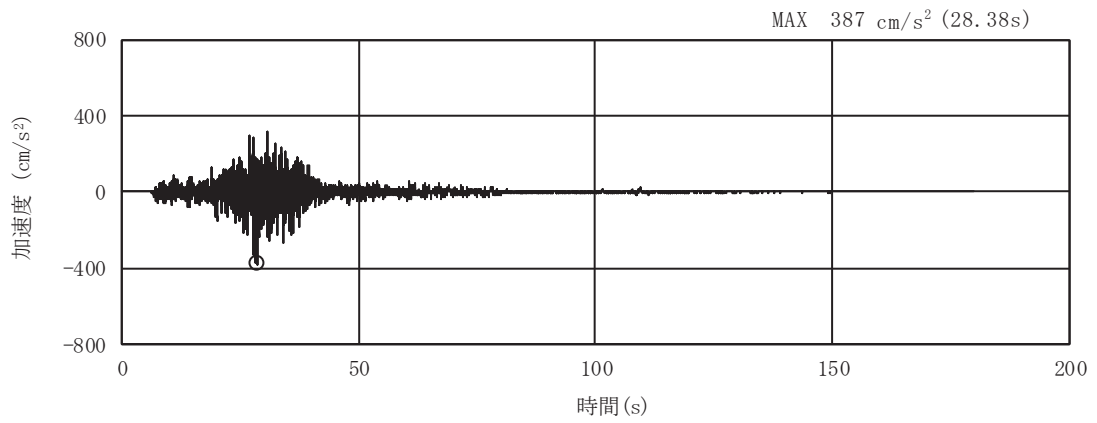


(a) 加速度時刻歴波形

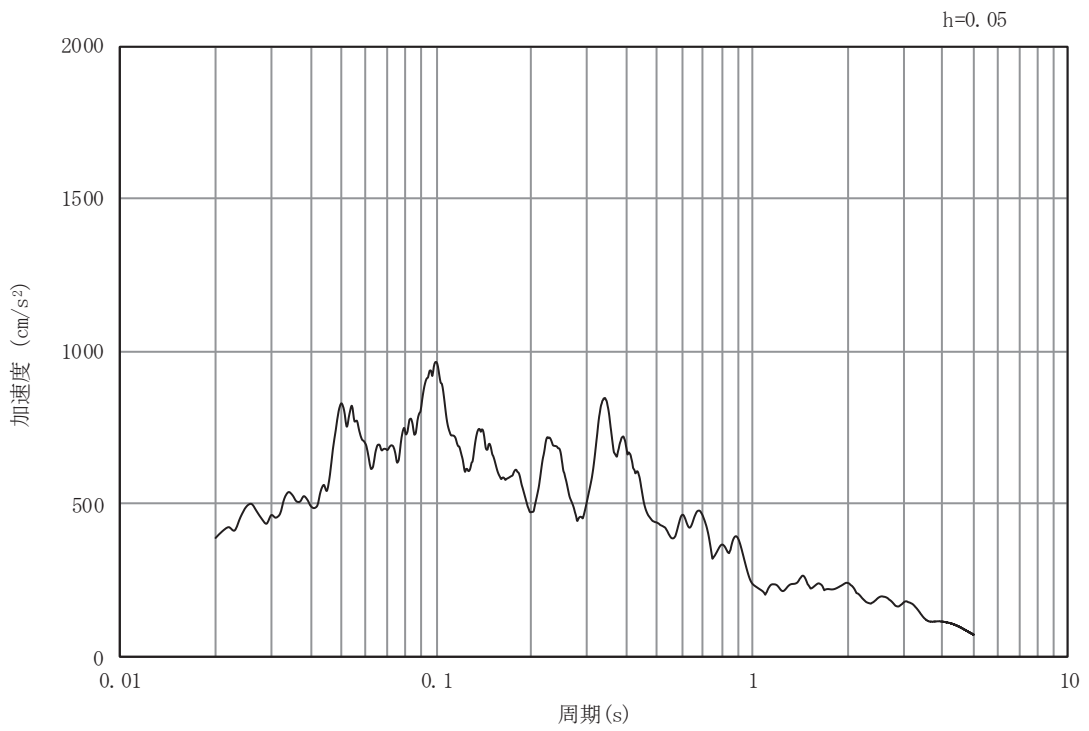


(b) 加速度応答スペクトル

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)

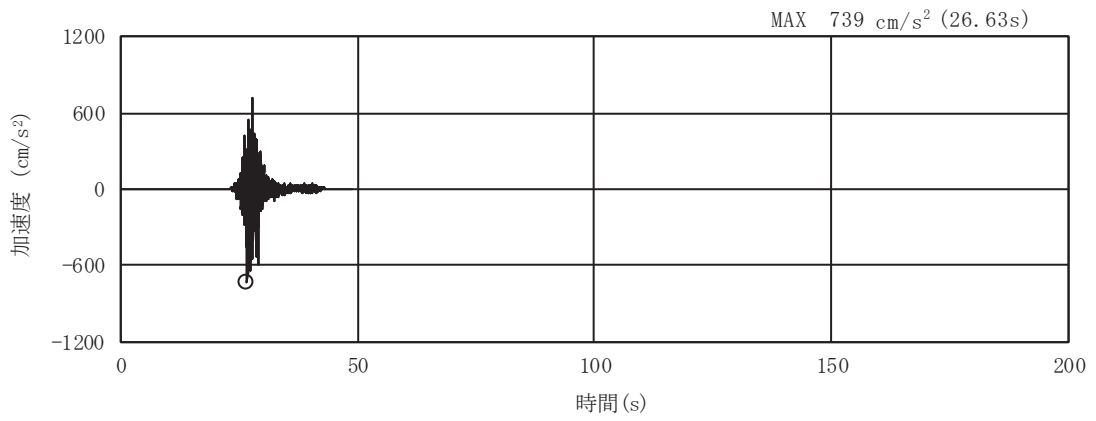


(a) 加速度時刻歴波形

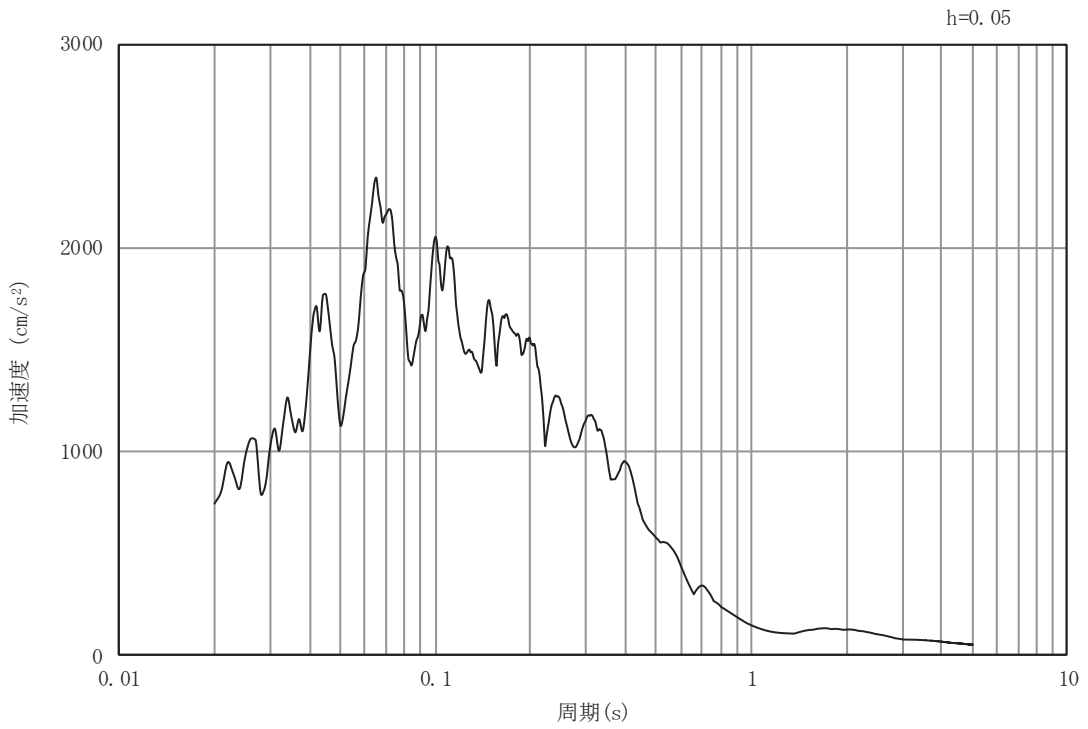


(b) 加速度応答スペクトル

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)

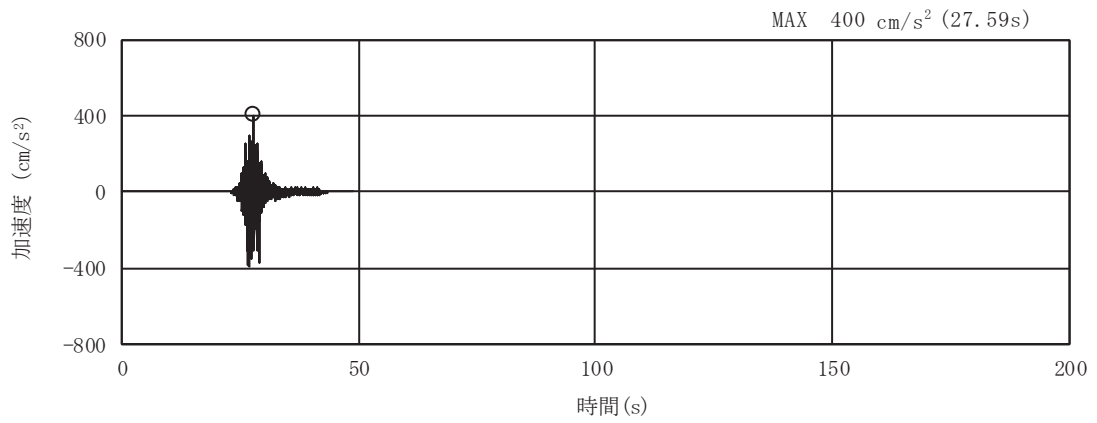


(a) 加速度時刻歴波形

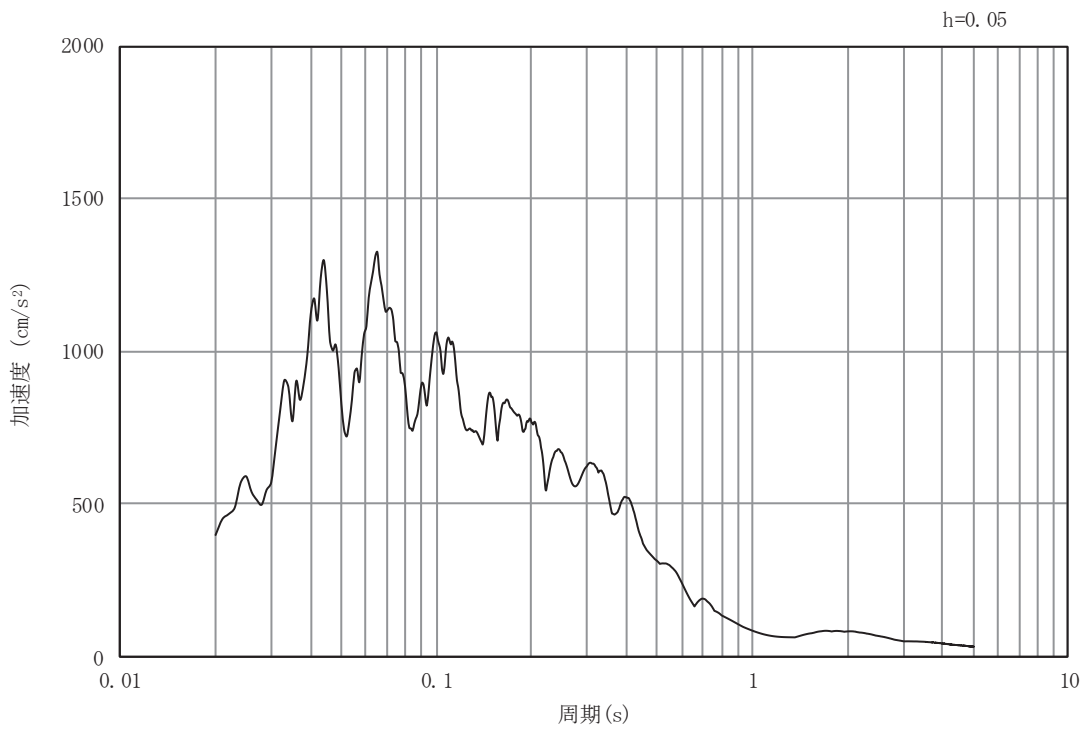


(b) 加速度応答スペクトル

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)

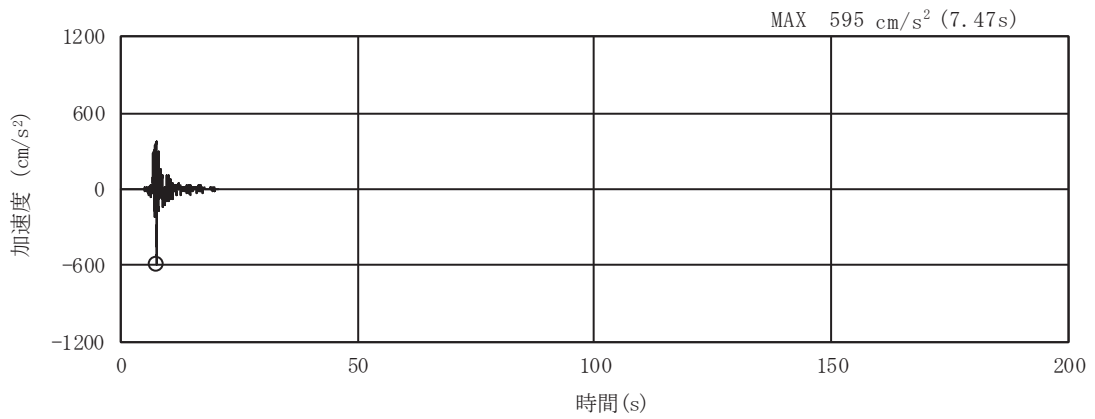


(a) 加速度時刻歴波形

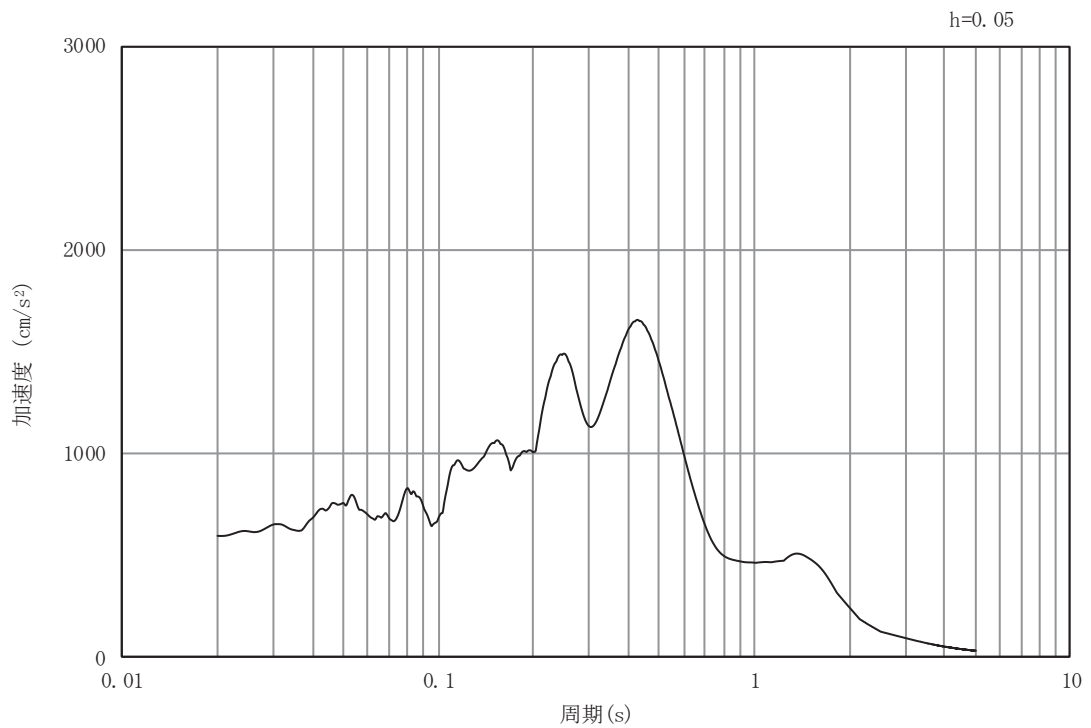


(b) 加速度応答スペクトル

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)

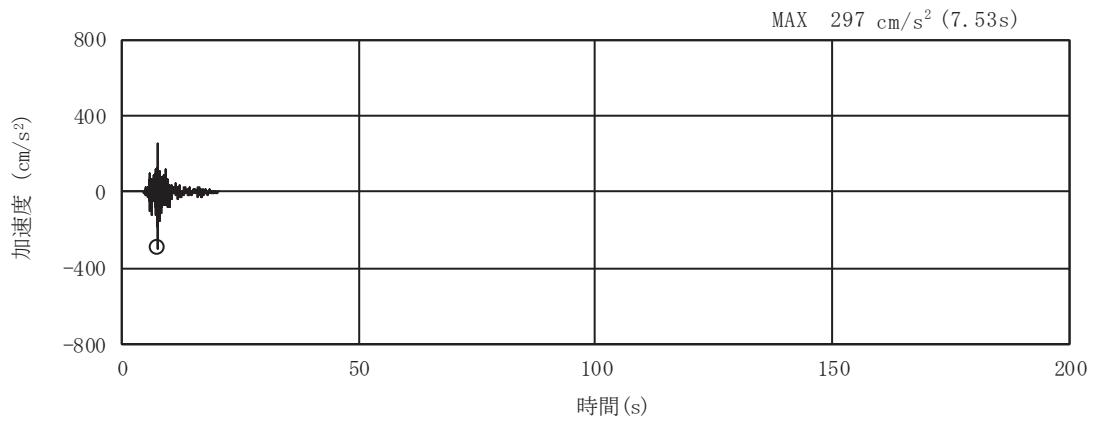


(a) 加速度時刻歴波形

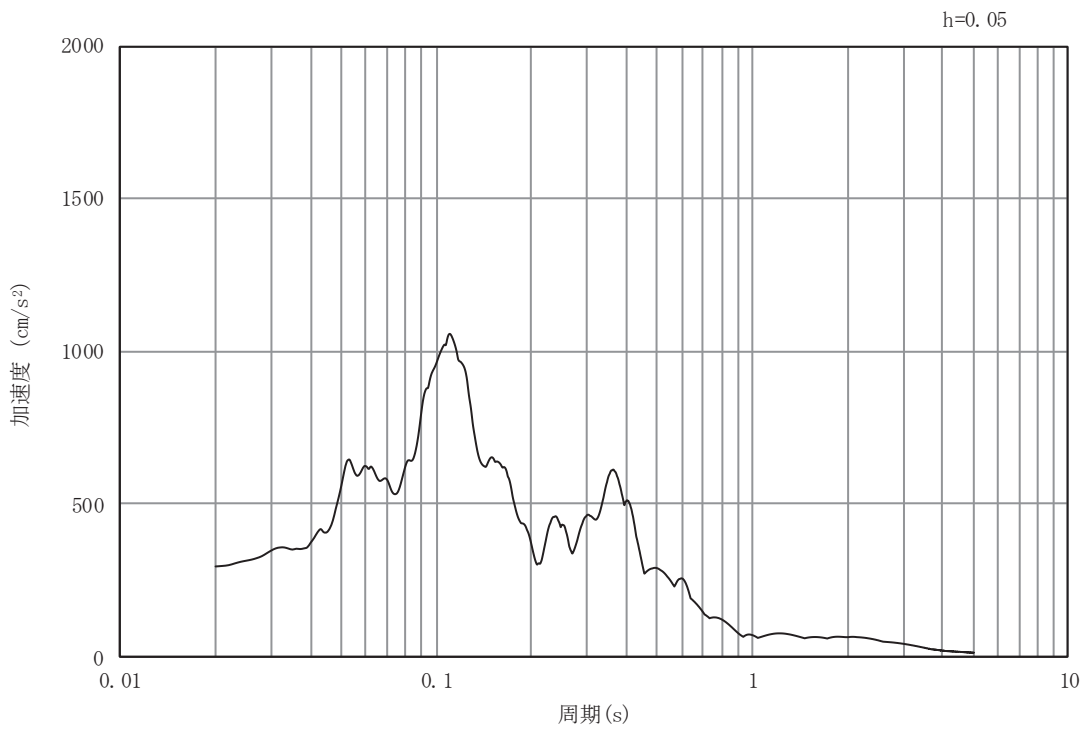


(b) 加速度応答スペクトル

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)

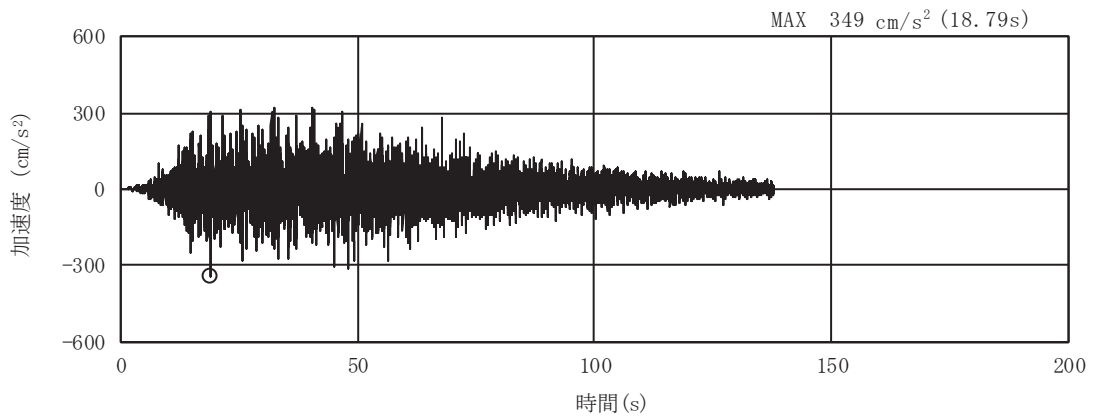


(a) 加速度時刻歴波形

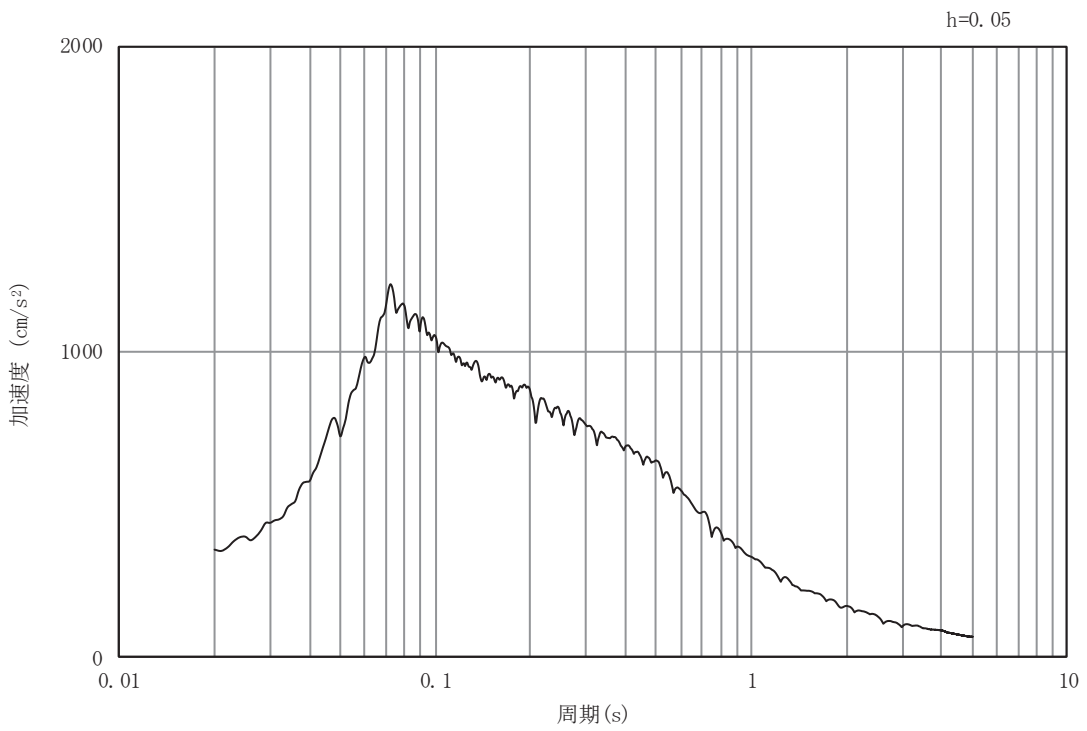


(b) 加速度応答スペクトル

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)

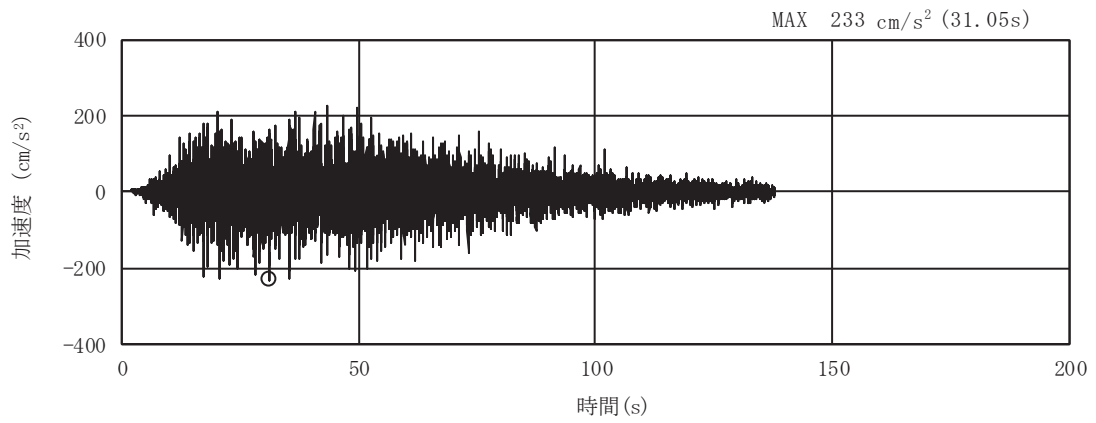


(a) 加速度時刻歴波形

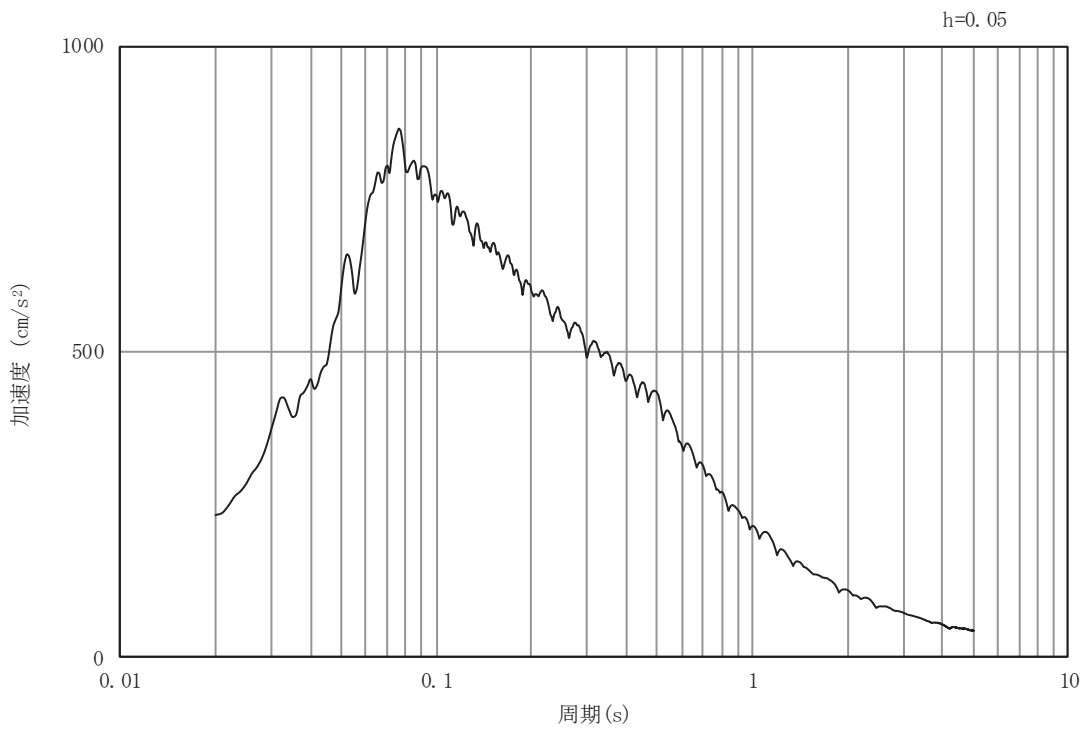


(b) 加速度応答スペクトル

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)

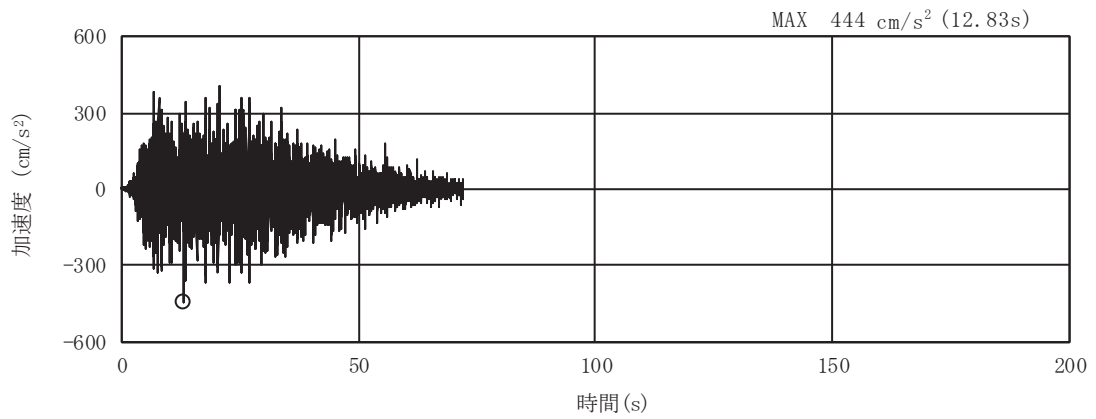


(a) 加速度時刻歴波形

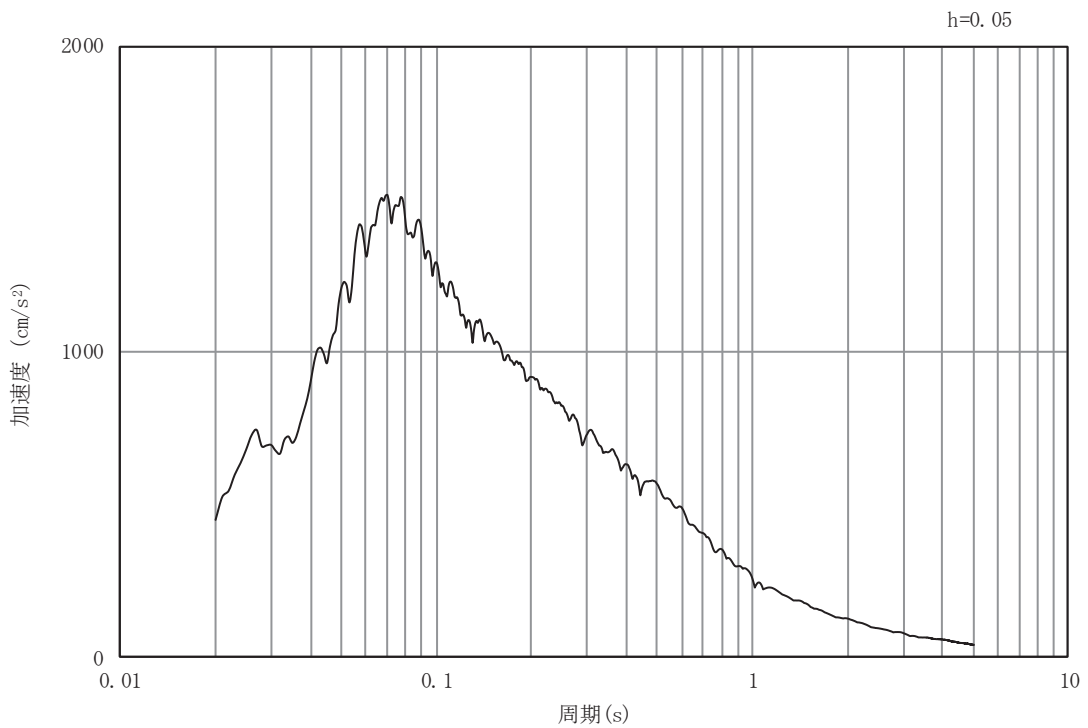


(b) 加速度応答スペクトル

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)

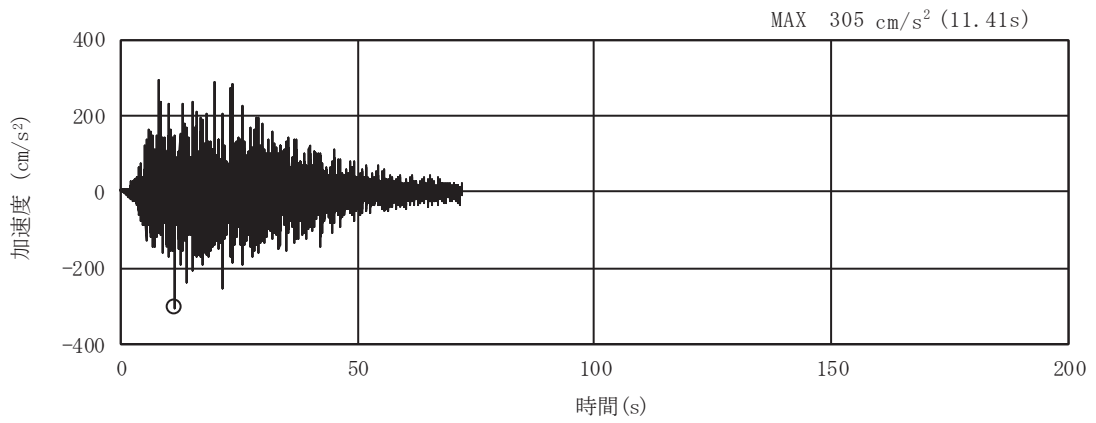


(a) 加速度時刻歴波形

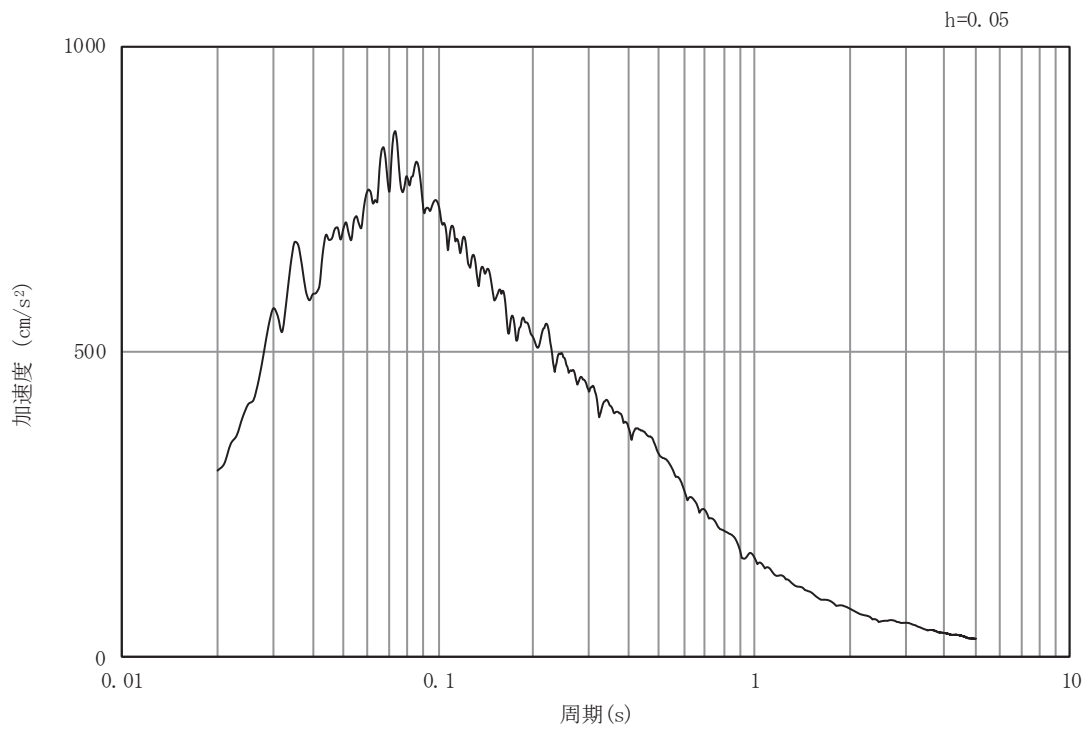


(b) 加速度応答スペクトル

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)

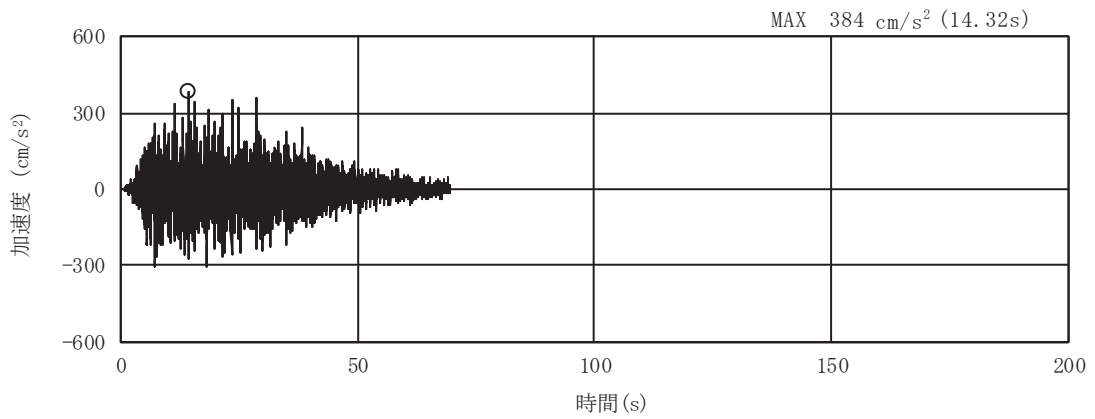


(a) 加速度時刻歴波形

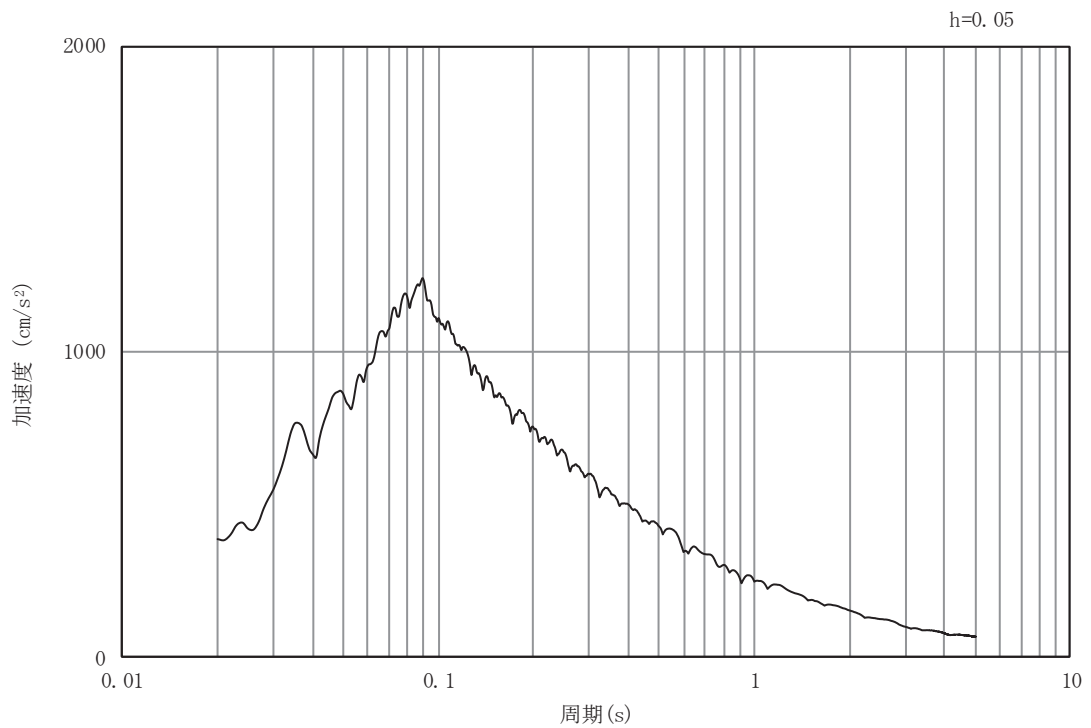


(b) 加速度応答スペクトル

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)

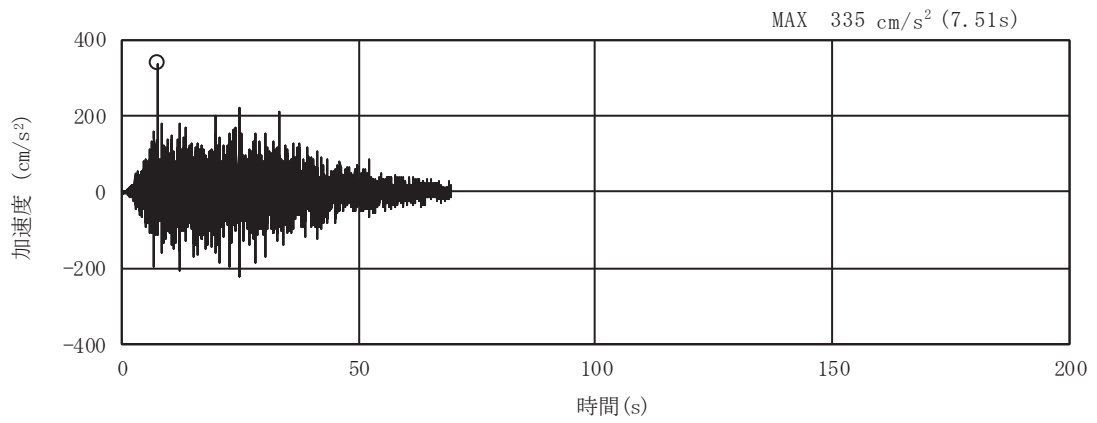


(a) 加速度時刻歴波形

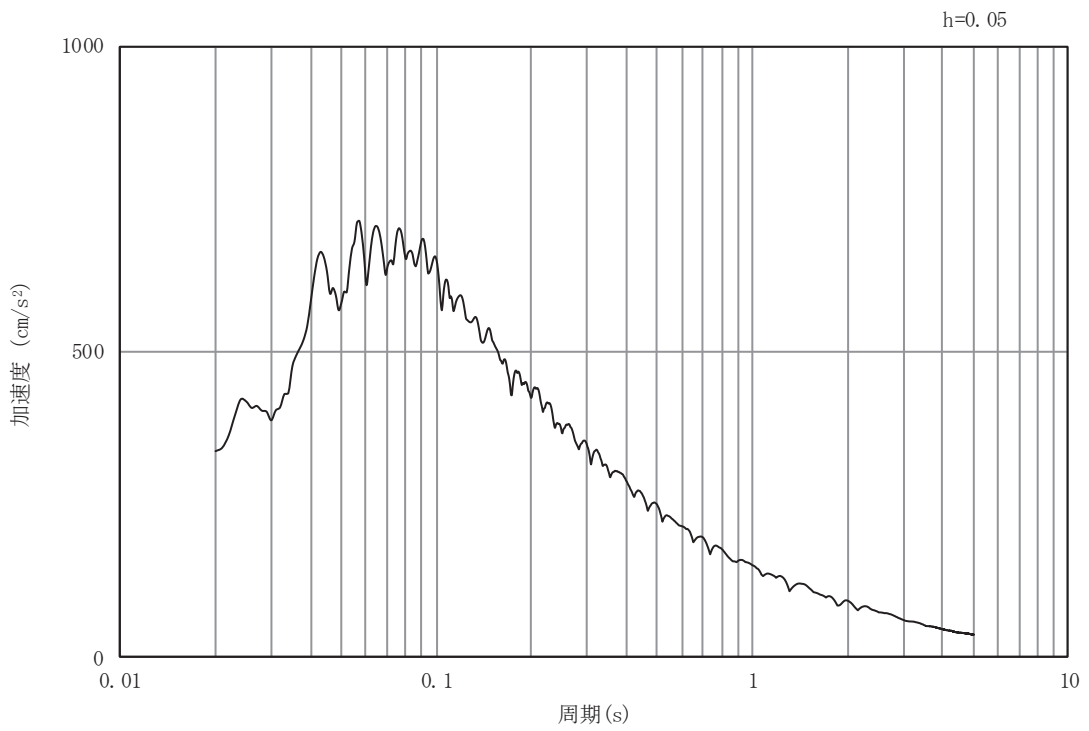


(b) 加速度応答スペクトル

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)

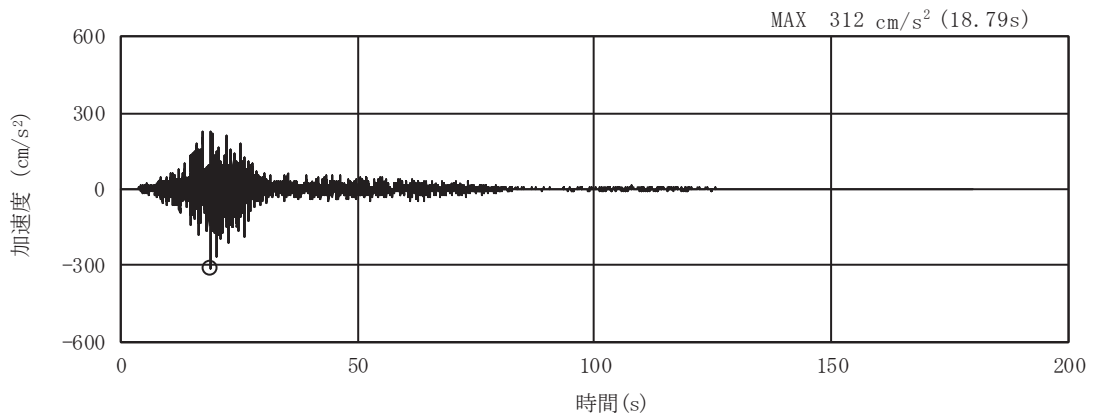


(a) 加速度時刻歴波形

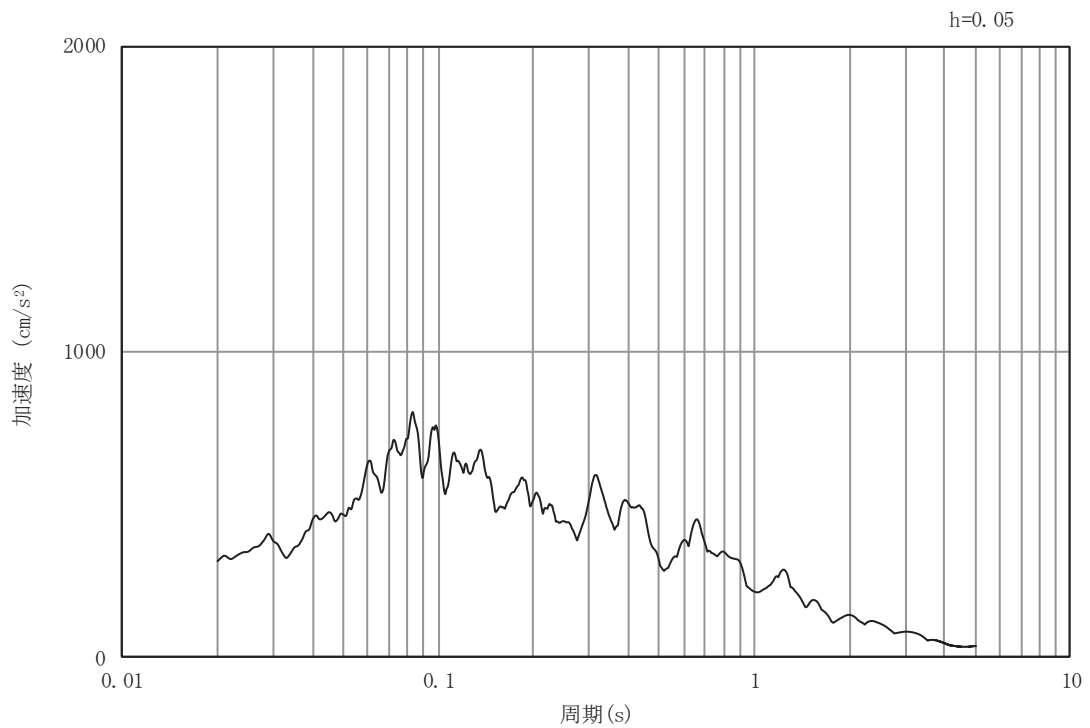


(b) 加速度応答スペクトル

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)

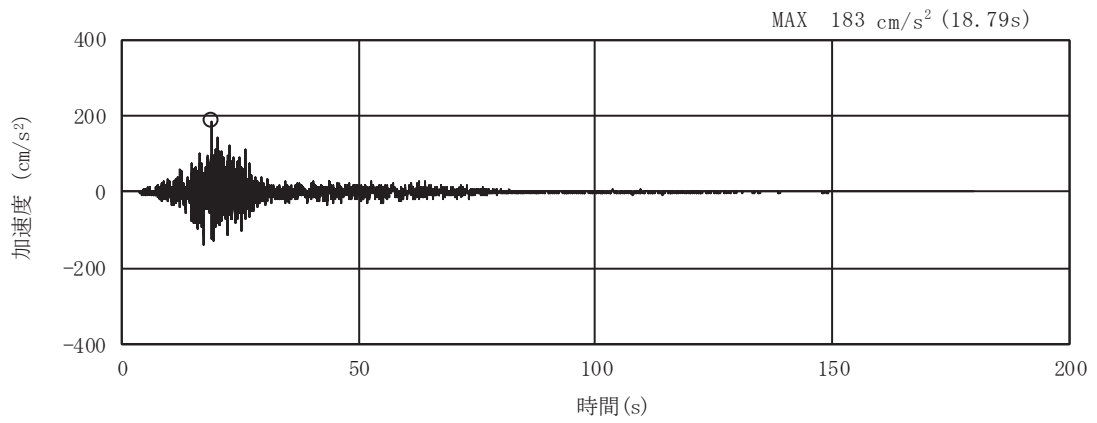


(a) 加速度時刻歴波形

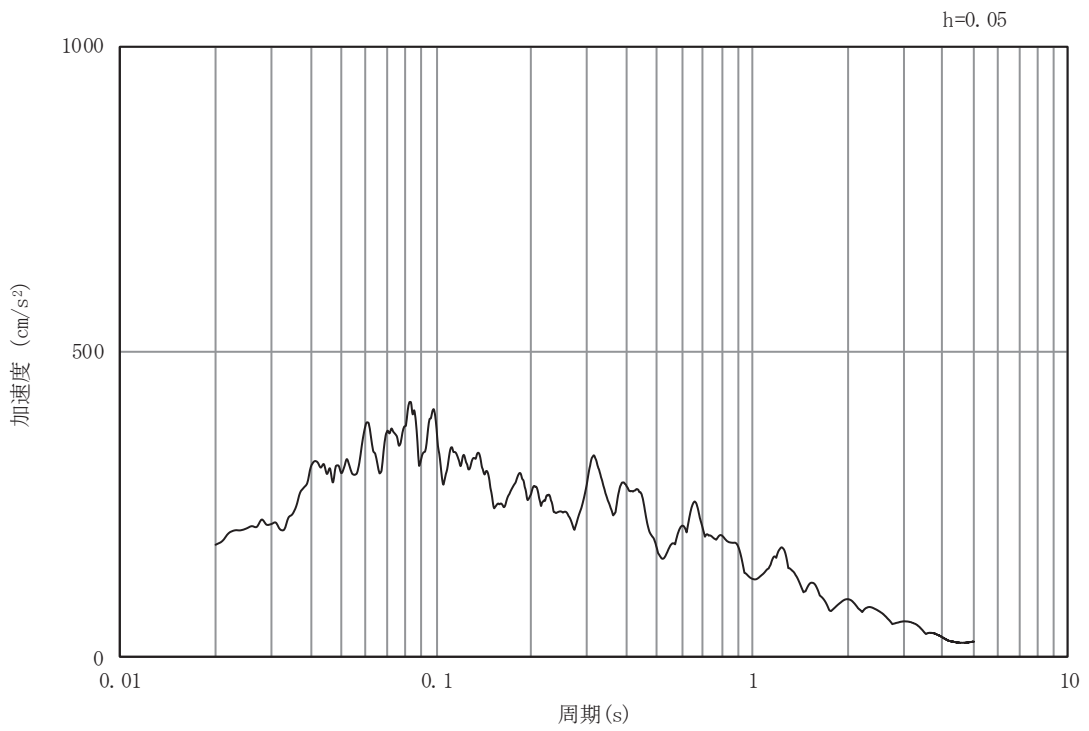


(b) 加速度応答スペクトル

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)

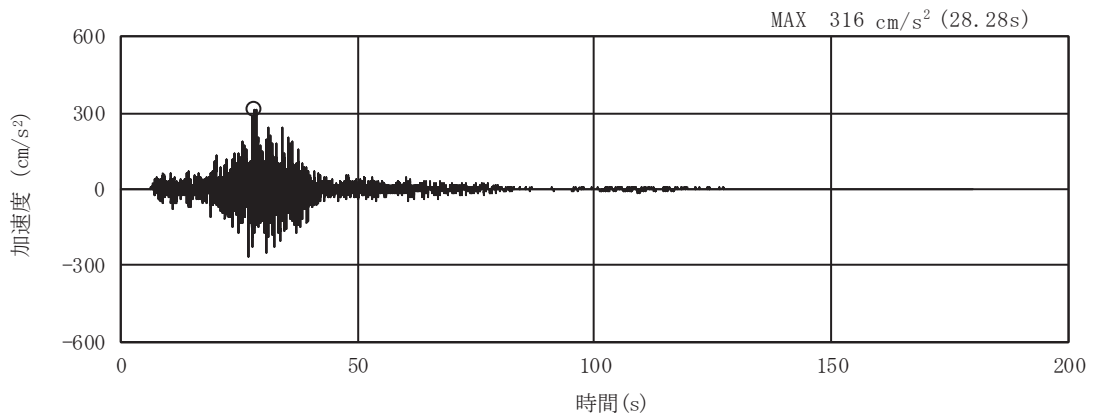


(a) 加速度時刻歴波形

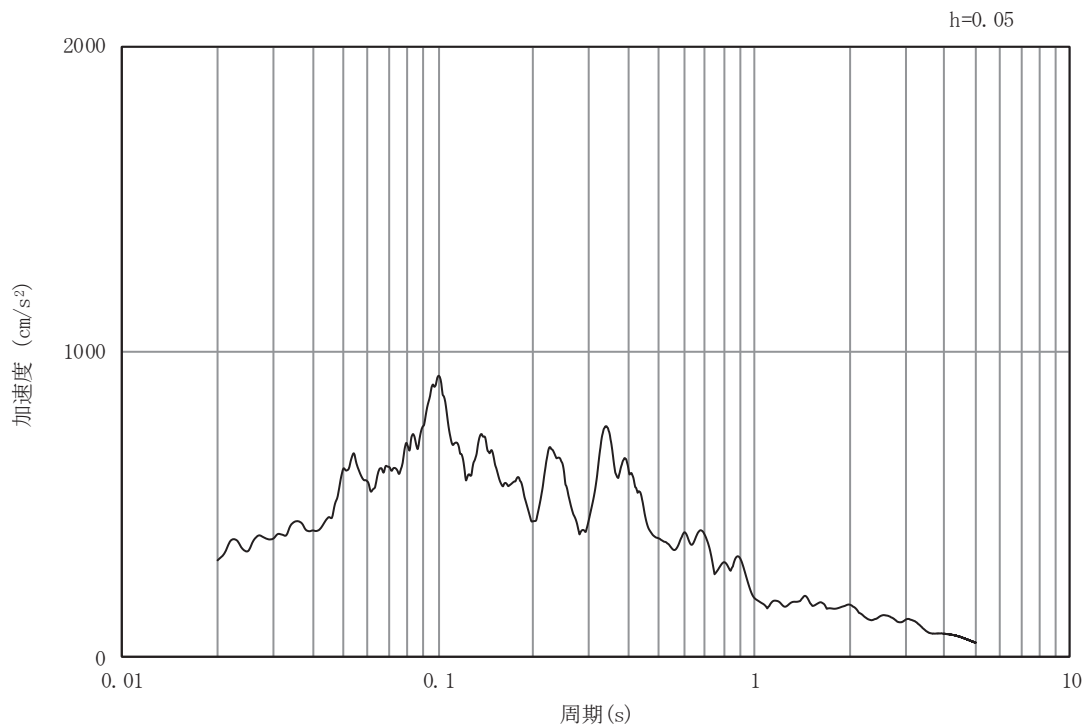


(b) 加速度応答スペクトル

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)

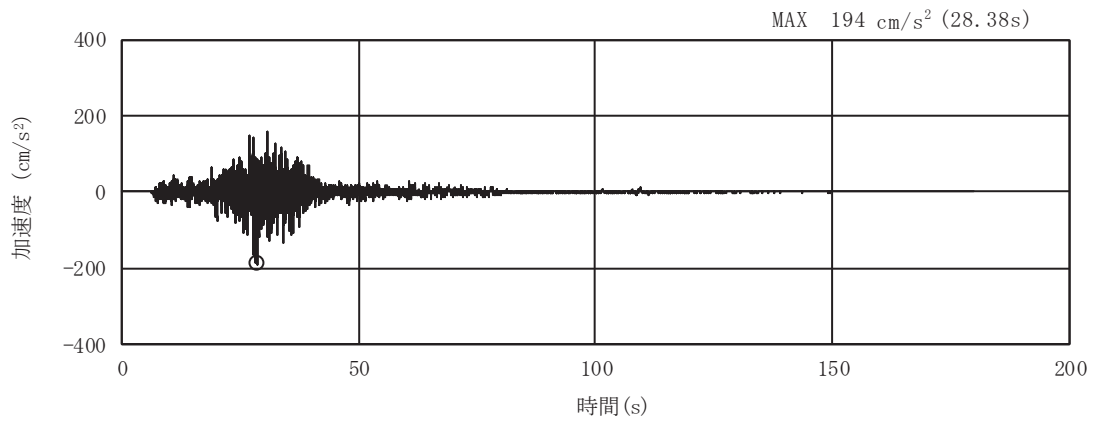


(a) 加速度時刻歴波形

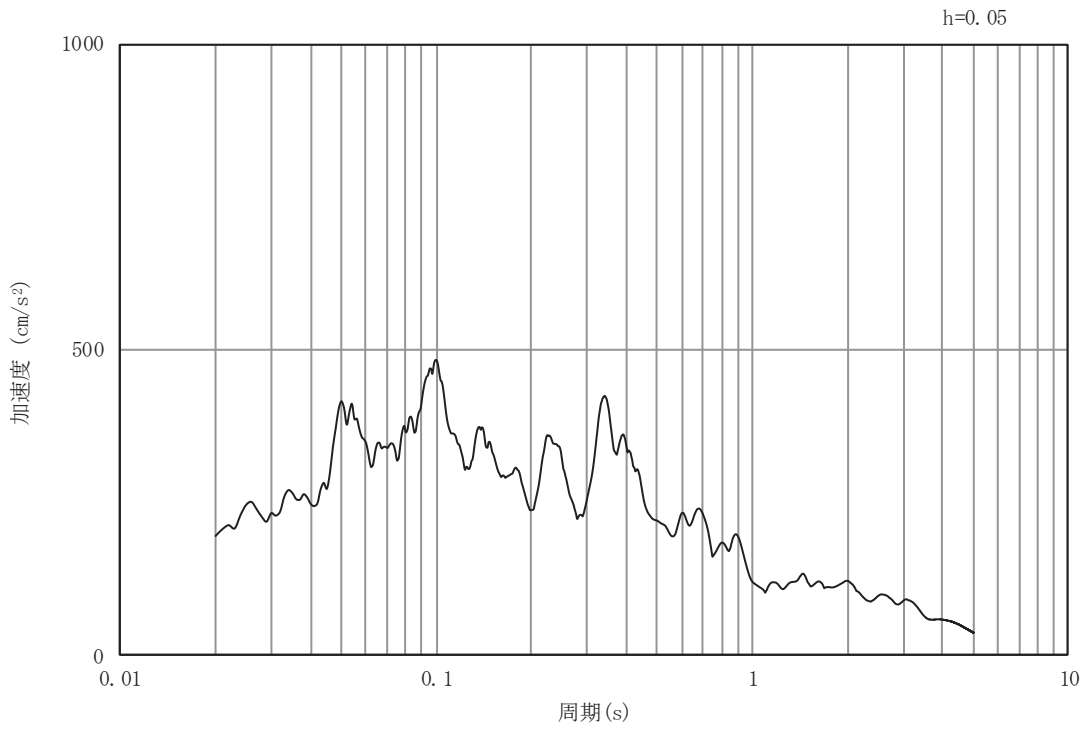


(b) 加速度応答スペクトル

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)

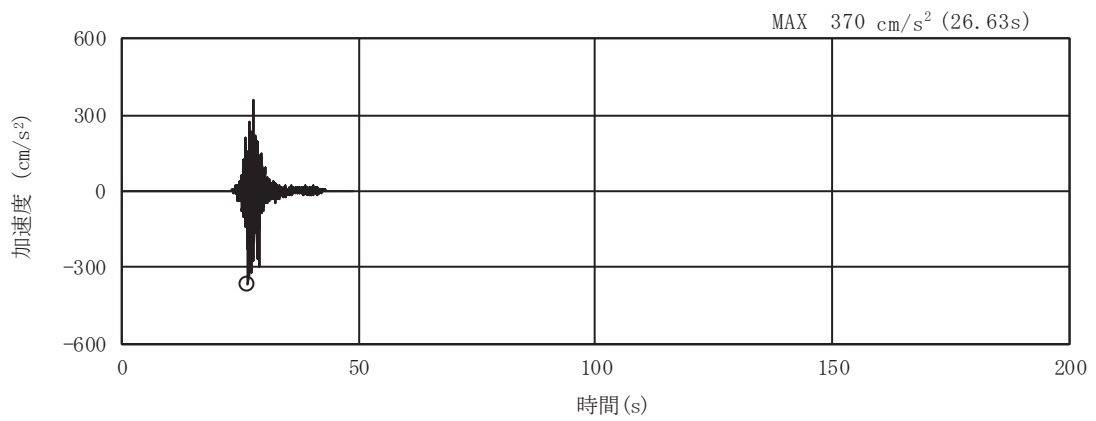


(a) 加速度時刻歴波形

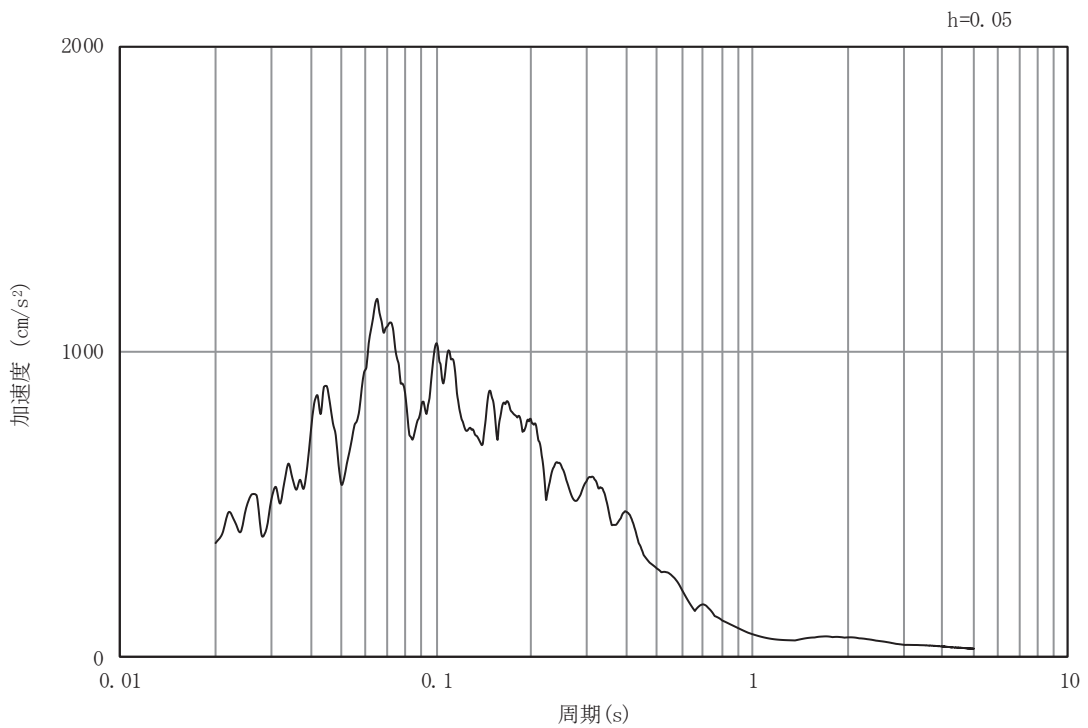


(b) 加速度応答スペクトル

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)

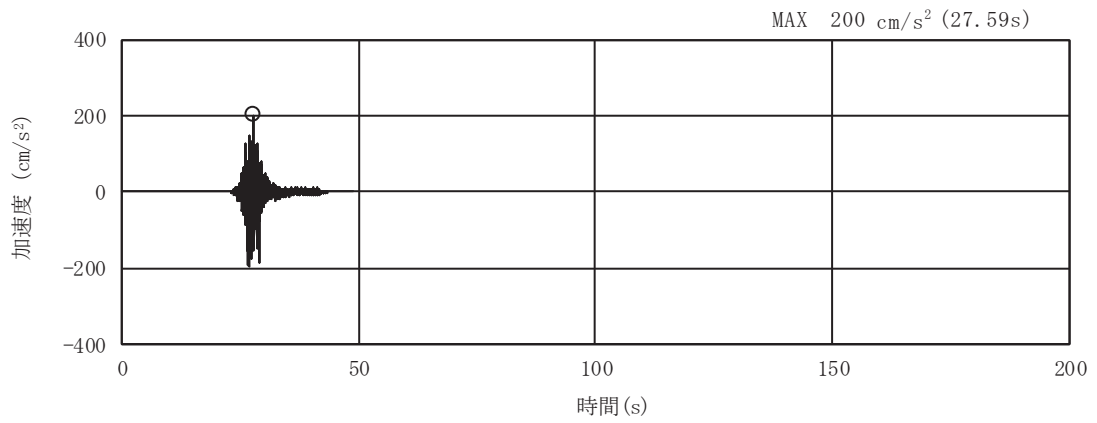


(a) 加速度時刻歴波形

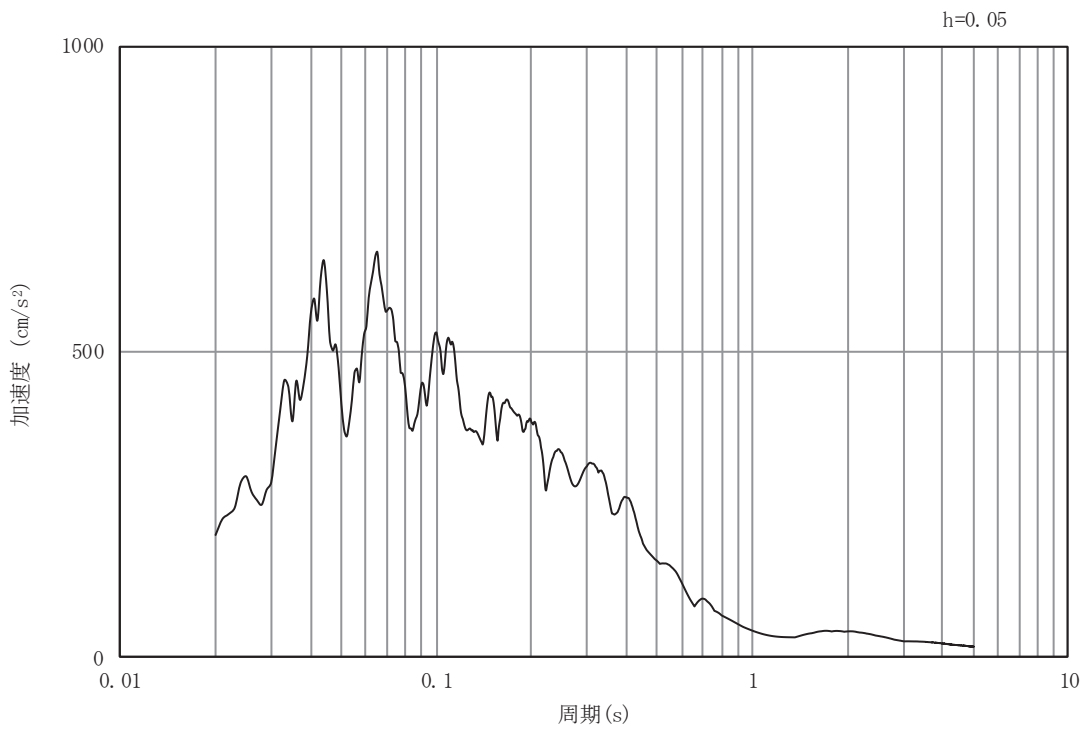


(b) 加速度応答スペクトル

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)

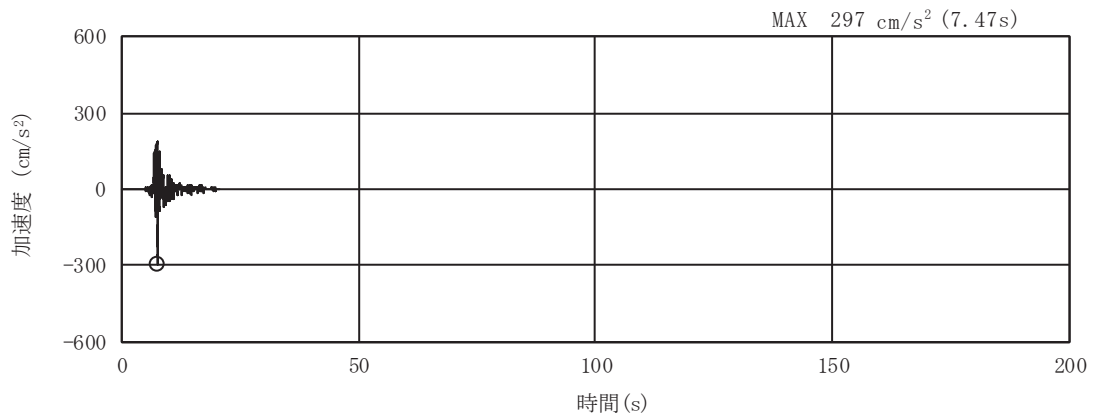


(a) 加速度時刻歴波形

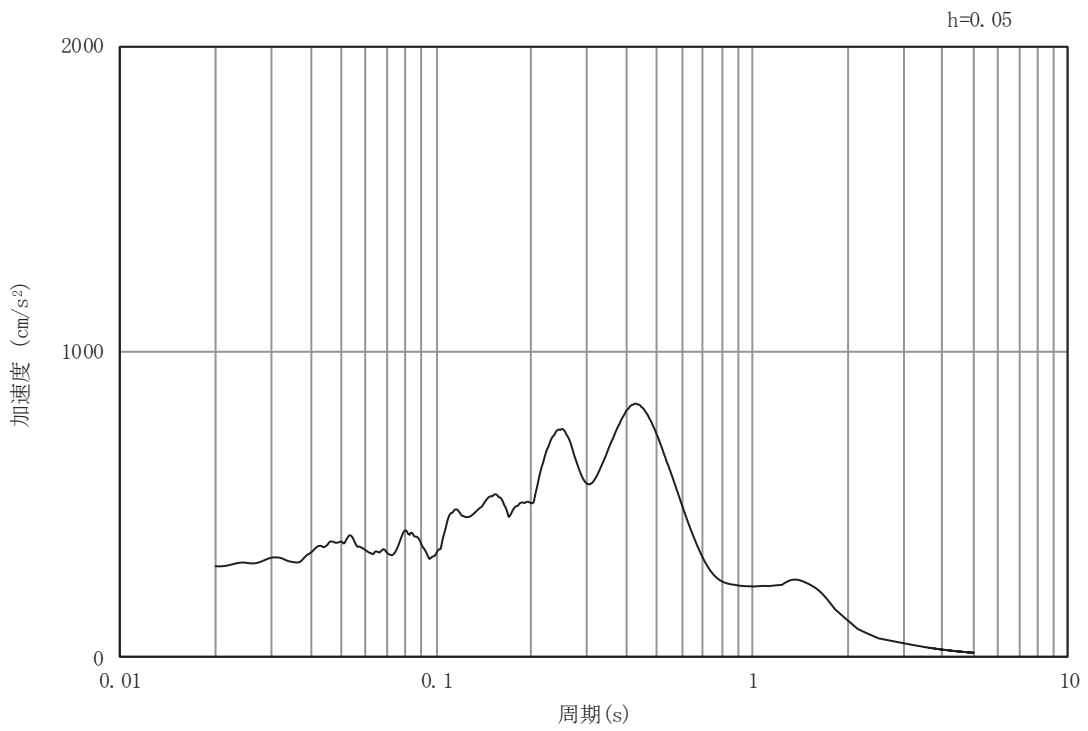


(b) 加速度応答スペクトル

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)

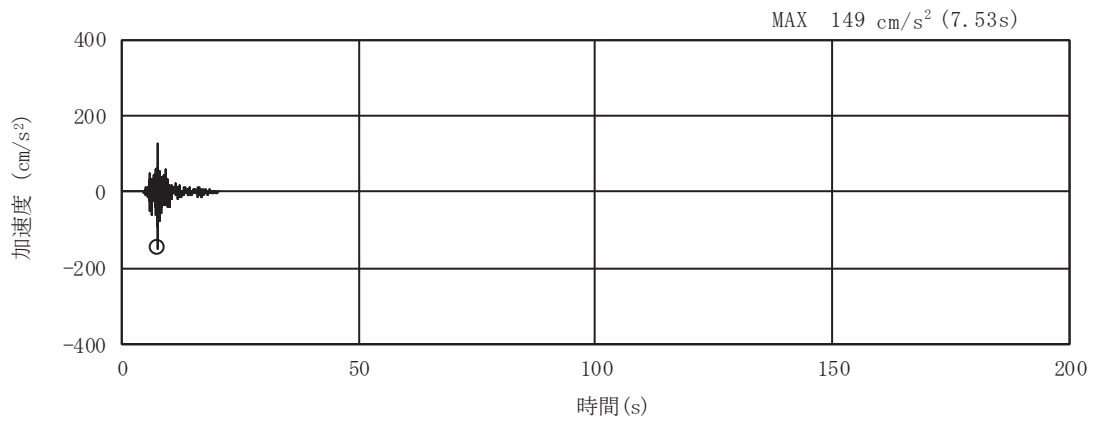


(a) 加速度時刻歴波形

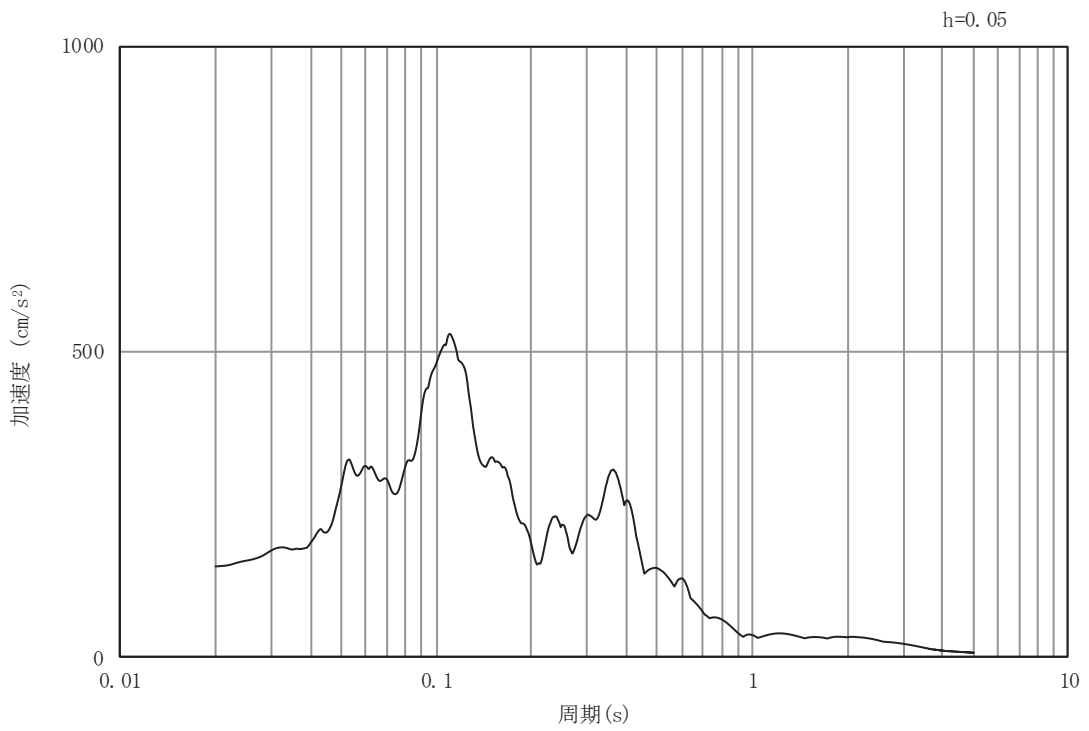


(b) 加速度応答スペクトル

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における曲げ・軸力系の破壊に対する照査は、土木学会マニュアルに基づき、限界ひずみ（圧縮縁コンクリートひずみ：1.0% (10000 μ)) を許容限界とする。

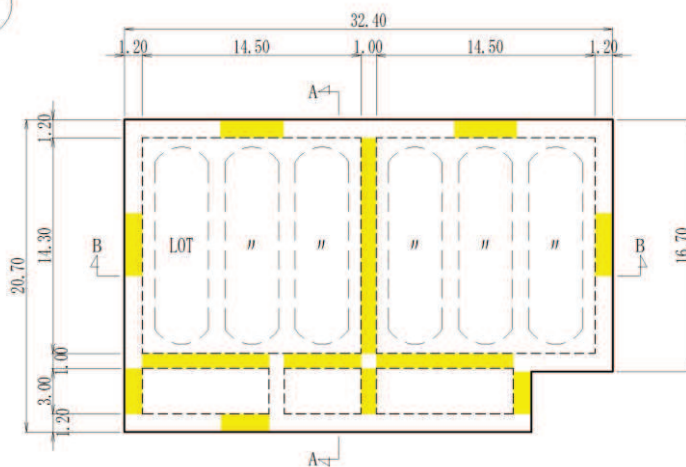
曲げ・軸力系の破壊に対する限界状態については、土木学会マニュアルではコンクリートの圧縮縁のかぶりが剥落しないこととされており、圧縮縁コンクリートひずみ1.0%の状態は、かぶりコンクリートが剥落する前の状態であることが、屋外重要土木構造物を模したラーメン構造の破壊実験及び数値シミュレーション等の結果より確認されている。この状態を限界値とすることで構造全体としての安定性等が確保できるとして設定されたものである。

また、各部材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おいては、コンクリート標準示方書に基づき、部材降伏に相当する限界ひずみ（コンクリート：2000 μ ，主筋ひずみ：1725 μ ）とする。

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

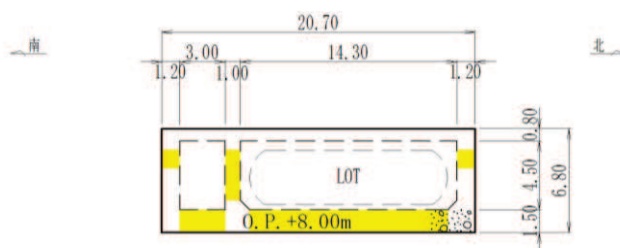
また、後施工せん断補強工法（セラミックキャップバー工法）（以下、「CCb 工法」という。）を適用する部材について、CCb 工法はおおむね弾性範囲となる状況下で使用することから、コンクリート及び鉄筋のひずみが、部材降伏に相当する限界ひずみ（コンクリートの圧縮ひずみ：2000 μ ，主筋ひずみ：1725 μ ）を下回ることを併せて確認する。軽油タンク室においてCCb 工法を適用する部材を図5-30に示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界を表5-1に示す。



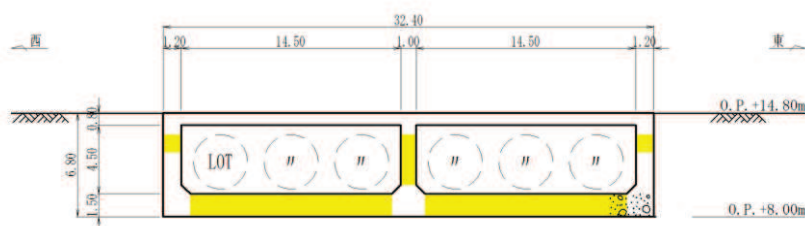
■ : Ccbによる耐震補強箇所

(a) 平面図



■ : Ccbによる耐震補強箇所

(b) A-A 断面図 (南北)



■ : Ccbによる耐震補強箇所

(c) B-B 断面図 (東西)

図 5-30 Ccbによる耐震補強箇所 (再掲)

表 5-1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

確認項目	許容限界	
構造強度を有すること	限界ひずみ	圧縮縁コンクリートひずみ 1.0% (10000 μ) *1
Sクラスの施設を支持する機能を損なわないこと		圧縮ひずみ：2000 μ *2 主筋ひずみ：1725 μ *2

注記*1: $\gamma_i \frac{\epsilon_d}{\epsilon_R} < 1.0$

ここで, γ_i : 構造物係数 ($\gamma_i = 1.0$)

ϵ_R : 限界ひずみ (圧縮縁コンクリートひずみ 10000 μ)

ϵ_d : 照査用ひずみ ($\epsilon_d = \gamma_a \cdot \epsilon$)

γ_a : 構造解析係数 ($\gamma_a = 1.2$)

ϵ : 圧縮縁の発生ひずみ

*2: $\gamma_i \frac{\epsilon_d}{\epsilon_R} < 1.0$

ここで, γ_i : 構造物係数 ($\gamma_i = 1.0$)

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

ϵ_d : 照査用ひずみ ($\epsilon_d = \gamma_a \cdot \epsilon$)

γ_a : 構造解析係数 ($\gamma_a = 1.2$)

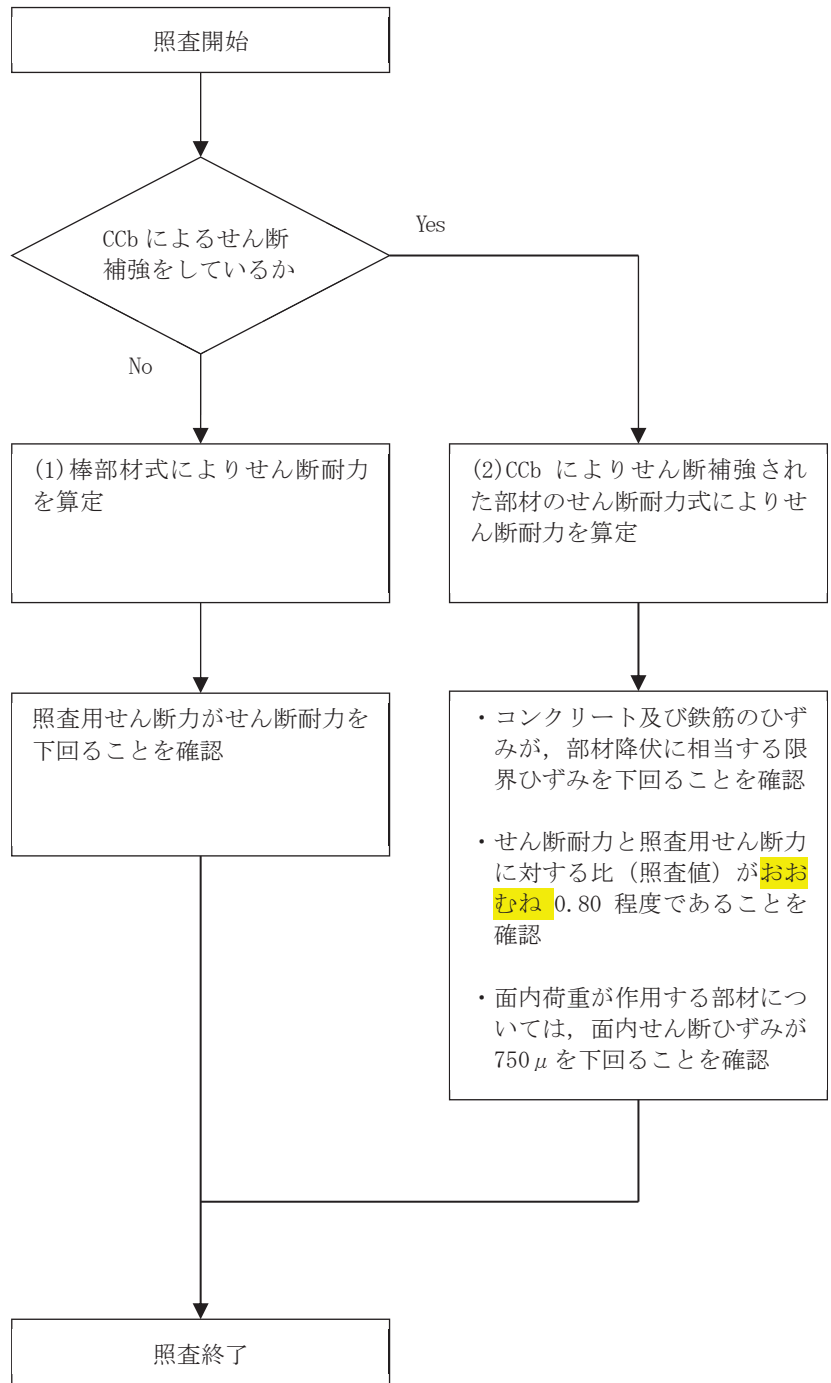
ϵ : 発生ひずみ

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におけるせん断破壊に対する許容限界は、土木学会マニュアルに基づくせん断耐力とする。せん断耐力の評価式は部材の種類に応じて2種類用いる。

せん断耐力は、土木学会マニュアルに基づき「(1) 棒部材式」を適用することとし、デュープビームとなる部材についても、「(1) 棒部材式」を用いることで安全側の評価とする。

CCb工法を用いる構造部材については「(2) CCbによりせん断補強された部材のせん断耐力式」によることとする。各せん断耐力の評価式は、後述する。せん断破壊に対する照査のフローを図5-31に示す。



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

図 5-31 せん断破壊に対する照査フロー

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

$$\gamma_i \frac{V_d}{V_{y d}} < 1.0$$

ここで、 γ_i : 構造物係数 ($\gamma_i = 1.0$)
 $V_{y d}$: せん断耐力
 V_d : 照査用せん断力 ($V_d = \gamma_a \cdot V$)
 γ_a : 構造解析係数 ($\gamma_a = 1.05$)
 V : 発生せん断力

また、土木学会マニュアルにおけるせん断耐力式による評価においては、表 5-2 に示すとおり、複数の安全係数（材料係数、部材係数、構造解析係数）が見込まれていることから、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施することが可能である。

表 5-2 せん断耐力式による評価において考慮している安全係数

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

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

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

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

ここで、R：応答層間変形角

とされている。

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

(1) 棒部材式

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

ここで、 $V_{y d}$: せん断耐力

$V_{c d}$: コンクリートが分担するせん断耐力

$V_{s d}$: せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

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

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

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

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

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

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

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

$$\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a/d}$$

ただし、三次元構造解析は安全側の設定となるよう

$$\beta_a = 1.0 \text{ とする。}$$

ここで、 $f'_{c d}$: コンクリート圧縮強度の設計用値(N/mm²)で設計基準強度 $f'_{c k}$ を

材料係数 $\gamma_{m c}$ で除したもの

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

A_s : 引張側鋼材の断面積

b_w : 部材の有効幅

d : 部材の有効高さ

N'_d : 設計軸圧縮力

M_d : 設計曲げモーメント

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

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

D : 断面高さ

a/d : せん断スパン比

γ_{bc} : 部材係数

γ_{mc} : 材料係数

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

ここで, A_w : 区間sにおけるせん断補強筋の総断面積

f_{wyd} : せん断補強筋の降伏強度の材料係数 γ_{ms} で除したもので,

400N/mm²以下とする。ただし, コンクリートの圧縮強度の特性値 f'_{ck} が60N/mm²以上の時は, 800N/mm²以下としてよい。

α : せん断補強筋と部材軸のなす角度

s : せん断補強筋の配置間隔

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

γ_{bs} : 部材係数

γ_{ms} : 材料係数

(2) CCbによりせん断補強された部材のせん断耐力式（棒部材式）

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

$$V_{pyd} = V_{cd} + V_{sd} + V_{CCbd} \quad \dots \text{式(1)}$$

$$V_{CCbd} = \beta_{aw} \cdot V_{awd}$$

$$= \beta_{aw} \cdot \left\{ A_{aw} \cdot f_{awy d} (\sin \alpha_{aw} + \cos \alpha_{aw}) / S_{aw} \right\} z / \gamma_b \quad \dots \text{式(2)}$$

$$\beta_{aw} = \eta = 1 - \frac{\ell_y}{2S_{rb}} \quad \dots \text{式(3)}$$

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

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

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

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

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

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

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

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

α_{aw} : セラミックキャップバー（CCb）が部材軸となす角度

S_{aw} : セラミックキャップバー（CCb）の配置間隔

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

γ_b : 部材係数（一般に 1.10 としてよい）

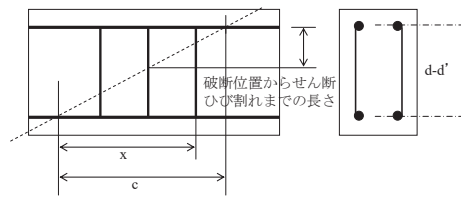
ℓ_y : セラミックキャップバー（CCb）の先端型定着体の定着長（ $5D$ としてよい）

D : CCbの鉄筋径

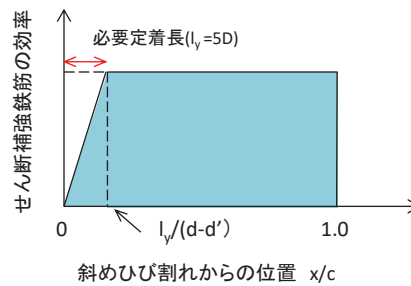
S_{rb} : 補強対象部材の圧縮鉄筋と引張鉄筋の間隔

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

セラミックキャップバー (CCb) が負担するせん断耐力は、先端型定着体の定着長が 5D であることから、通常のせん断鉄筋に比べ補強効率が低下する。セラミックキャップバー (CCb) が負担するせん断耐力は同定着長と補強対象部材の主筋間隔から算出される有効率 β_{aw} を通常のせん断補強鉄筋の負担分に乗じることにより考慮されている。図 5-32 に有効率算定における概念図を示す。



(a) 斜めひび割れ内に定着不良が生じたせん断補強鉄筋



(b) 標準型

図 5-32 セラミックキャップバー (CCb) の有効率算定の概念図

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

また、面内せん断ひずみを 750μ 未満とする。

5.2.3 壁部材の面内せん断に対する許容限界

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

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

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

また、CCb 工法を適用する部材について、CCb 工法は面内せん断ひずみが 750μ までの範囲内において使用することから、面内せん断ひずみが 750μ を下回ることを確認する。軽油タンク室において CCb 工法を適用する部材を図 5-30 に示す。

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

ここで、 γ_i : 構造物係数 ($\gamma_i = 1.0$)

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

γ_a : 構造解析係数 ($\gamma_a = 1.2$)

γ : 発生する面内せん断ひずみ

γ_R : せん断ひずみ度に関する許容限界の目安値

$$\gamma_R = \gamma_u / 2.0$$

γ_u : 終局せん断ひずみ度で 4.0×10^{-3}

5.2.4 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

(1) 基礎地盤（狐崎部層）

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

基礎地盤（狐崎部層）の許容限界を表 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（既設）

a. 接地圧に対する許容限界

MMR（既設）に発生する接地圧に対する許容限界は、コンクリート標準示方書に基づき、コンクリートの支圧強度とする。MMR（既設）の接地圧に対する許容限界を表 5-4 に示す。

表 5-4 MMR（既設）の支持性能に対する許容限界

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

b. 健全性に対する許容限界

MMR（既設）に発生するせん断応力に対する許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、MMR（既設）のせん断強度 $\tau_f = \tau_0 = f'_{ck}/5$ とする。

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

MMR（既設）のせん断破壊及び引張強度を表 5-5 に示す。

表 5-5 MMR（既設）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)
3.12	1.43

注記*1：せん断強度 τ_f は、粘着力 $\tau_0 = f'_{ck}/5$ 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。


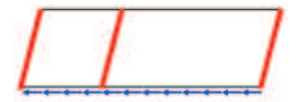
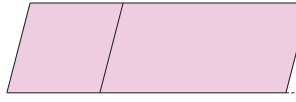
*2：コンクリート標準示方書に基づき設定

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)		頂底版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	++	-0.482	(25.36)
		-+	-0.471	(45.01)
	S s - D 2	++	-0.554	(25.09)
		-+	+0.519	(6.87)
	S s - D 3	++	-0.413	(14.41)
		-+	+0.415	(28.46)
	S s - F 1	++	+0.397	(18.88)
		-+	+0.376	(19.49)
	S s - F 2	++	-0.460	(28.49)
		-+	+0.388	(28.39)
	S s - F 3	++	+0.429	(28.59)
		-+	+0.483	(27.69)
	S s - N 1	++	+0.312	(7.55)
		-+	-0.409	(7.53)
②	S s - D 2	++	-0.548	(25.09)
③	S s - D 2	++	-0.561	(25.09)
	S s - F 2	++	-0.457	(28.49)
④	S s - D 2	++	-0.380	(25.09)
		-+	+0.360	(6.87)

(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	++	+3431	(37.17)
		-+	-3352	(45.01)
	S s - D 2	++	-4071	(25.09)
		-+	+3396	(29.99)
	S s - D 3	++	-2881	(14.41)
		-+	+2959	(14.42)
	S s - F 1	++	+3090	(19.56)
		-+	+2551	(19.48)
	S s - F 2	++	-3134	(28.38)
		-+	-2678	(26.88)
	S s - F 3	++	+3061	(28.60)
		-+	-3238	(26.72)
	S s - N 1	++	+2435	(7.52)
		-+	-2963	(7.53)
②	S s - D 2	++	-3937	(25.09)
③	S s - D 2	++	-4012	(25.09)
	S s - F 2	++	-3045	(28.39)
④	S s - D 2	++	-3996	(25.09)
		-+	+3384	(6.87)

(3) 面部材の層間変位が最大となる時刻 (時刻 3)

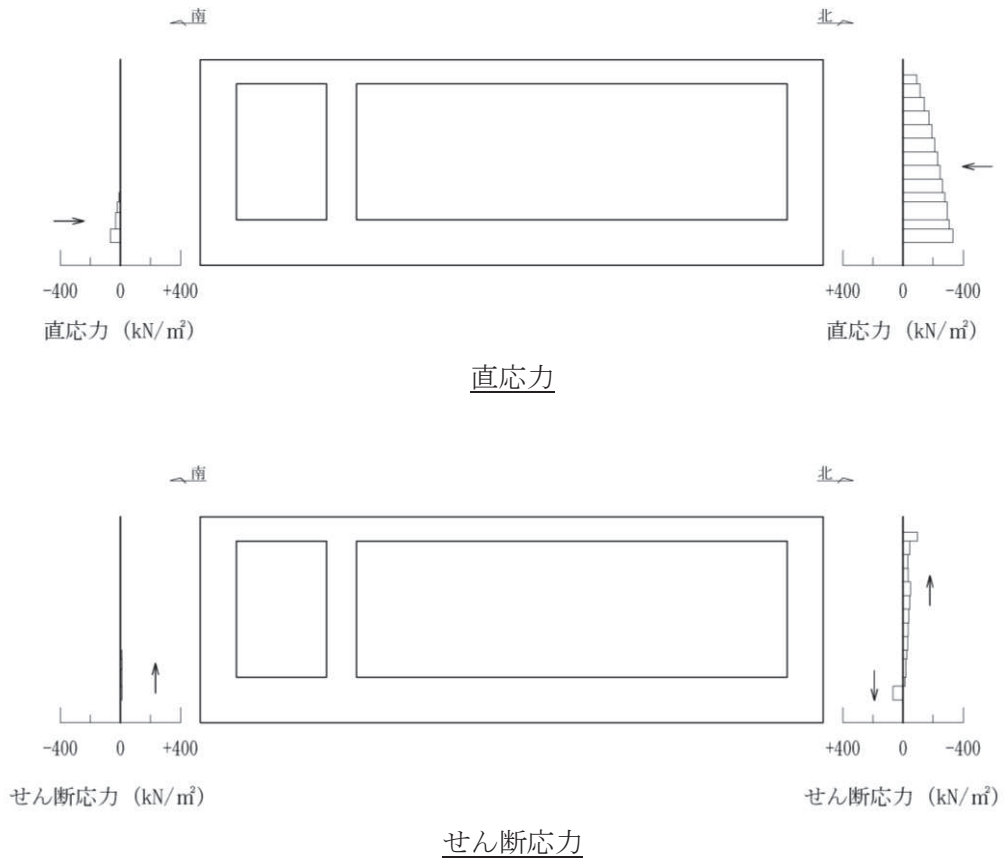
地震応答解析結果のうち，面部材の層間変位が最大となる時刻を表 6-4 に示す。

表 6-4 面部材の最大層間変位の算定結果

解析ケース	地震動		最大層間変位 (mm)	
			(時刻 (s))	
①	S s - D 1	++	-0.482	(25.36)
		-+	-0.471	(45.01)
	S s - D 2	++	-0.554	(25.09)
		-+	+0.519	(6.87)
	S s - D 3	++	-0.413	(14.41)
		-+	+0.415	(28.46)
	S s - F 1	++	+0.397	(18.88)
		-+	+0.376	(19.49)
	S s - F 2	++	-0.460	(28.49)
		-+	+0.388	(28.39)
	S s - F 3	++	+0.429	(28.59)
		-+	+0.483	(27.69)
	S s - N 1	++	+0.312	(7.55)
		-+	-0.409	(7.53)
②	S s - D 2	++	-0.548	(25.09)
③	S s - D 2	++	-0.561	(25.09)
	S s - F 2	++	-0.457	(28.49)
④	S s - D 2	++	-0.380	(25.09)
		-+	+0.360	(6.87)

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せん断破壊に対する照査時における作用荷重分布図を図6-1及び図6-2に示す。



図中の矢印は荷重の作用方向を示す

図6-1 作用荷重分布図（直応力及びせん断応力）
 （解析ケース③， $S_s - D 2$ （++）， $t = 25.09s$ ）

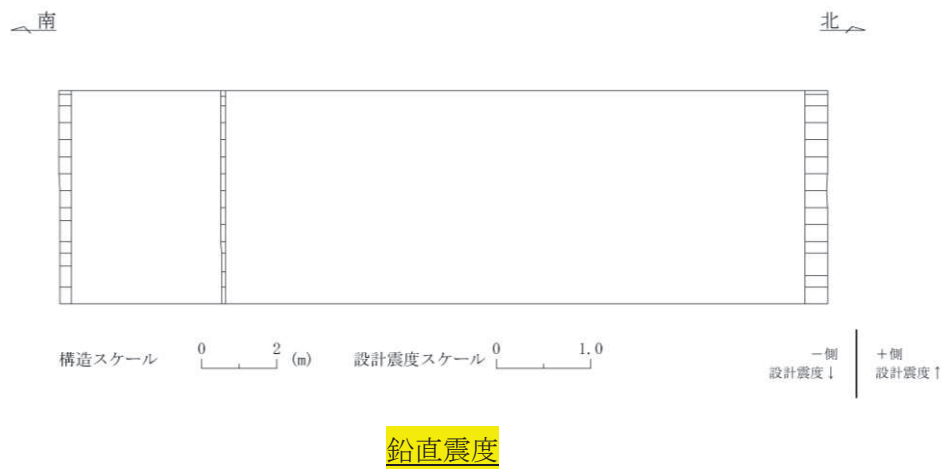
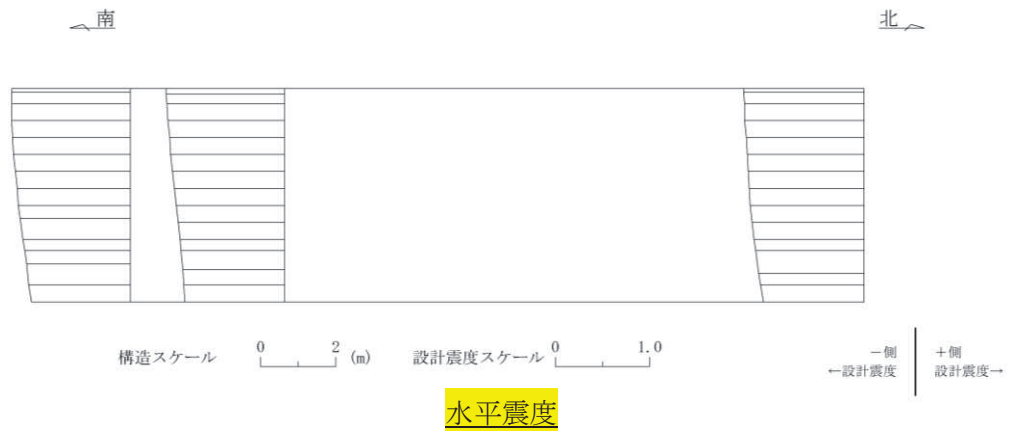


図 6-2 作用荷重分布図（設計震度分布）
 (解析ケース③, $S_s - D 2 (+ +)$, $t = 25.09s$)

6.1.3 最大せん断ひずみ分布

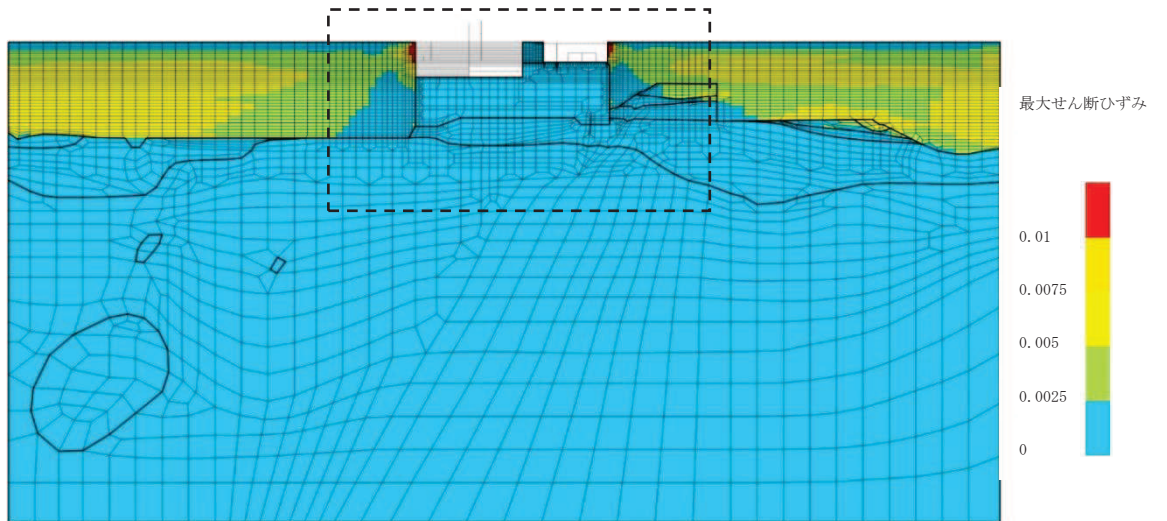
曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査で最大照査値を示す解析ケースについて地盤に発生した最大せん断ひずみを確認する。最大照査値を示す解析ケースの一覧を表 6-5 に、最大せん断ひずみ分布図を図 6-3 に示す。

表 6-5 最大照査値を示す解析ケースの一覧

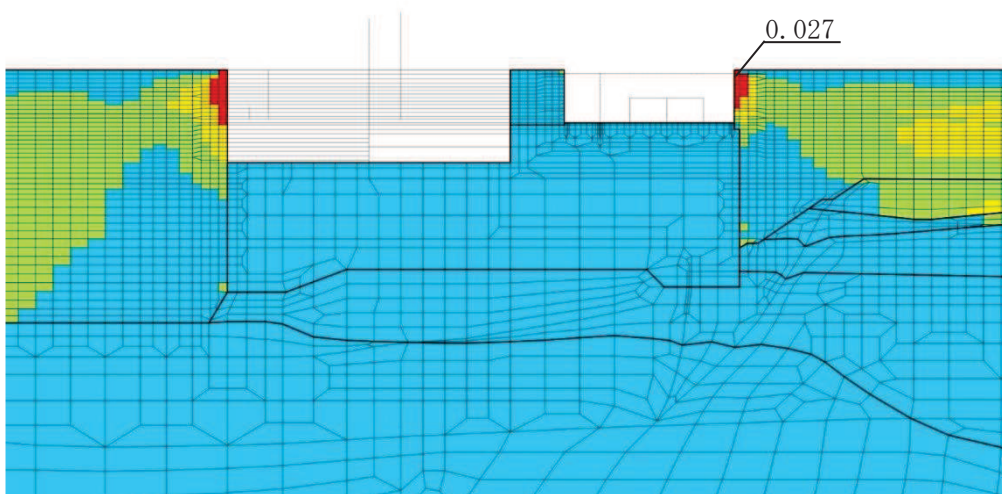
評価項目	
曲げ・軸力系	せん断
ケース①	ケース③
S s - D 1 (++)	S s - D 2 (++)

注：耐震評価における解析ケース一覧

	ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
解析ケース	基本ケース	地盤物性のばらつき (+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

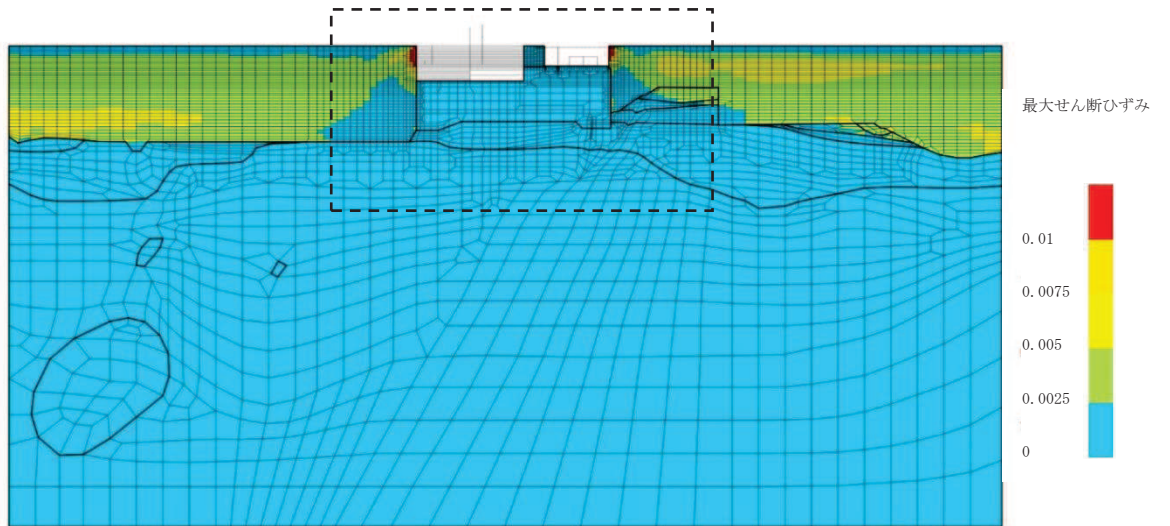


(a) 全体図

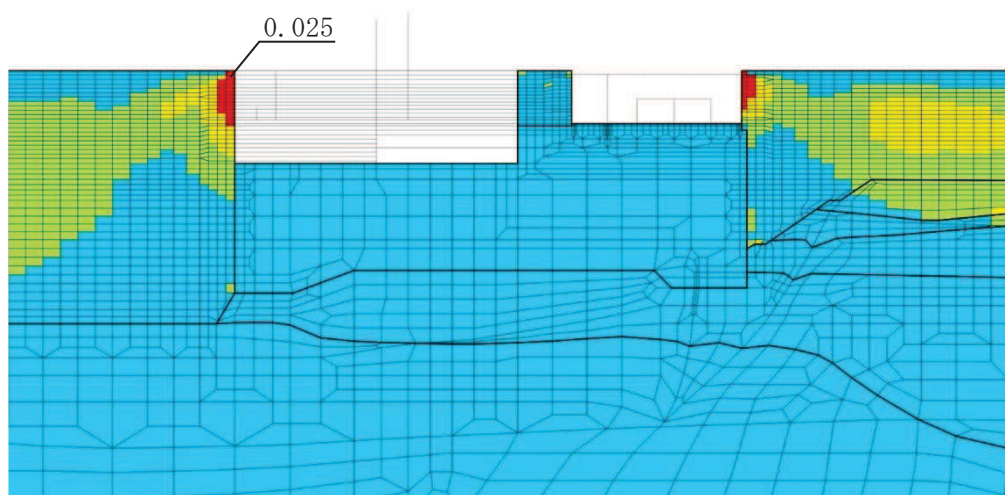


(b) 構造物周辺拡大図

図 6-3(1) 最大せん断ひずみ分布図 (曲げ・軸力系の破壊)
(解析ケース①, 地震動 $S_s - D1$ (++))



(a) 全体図

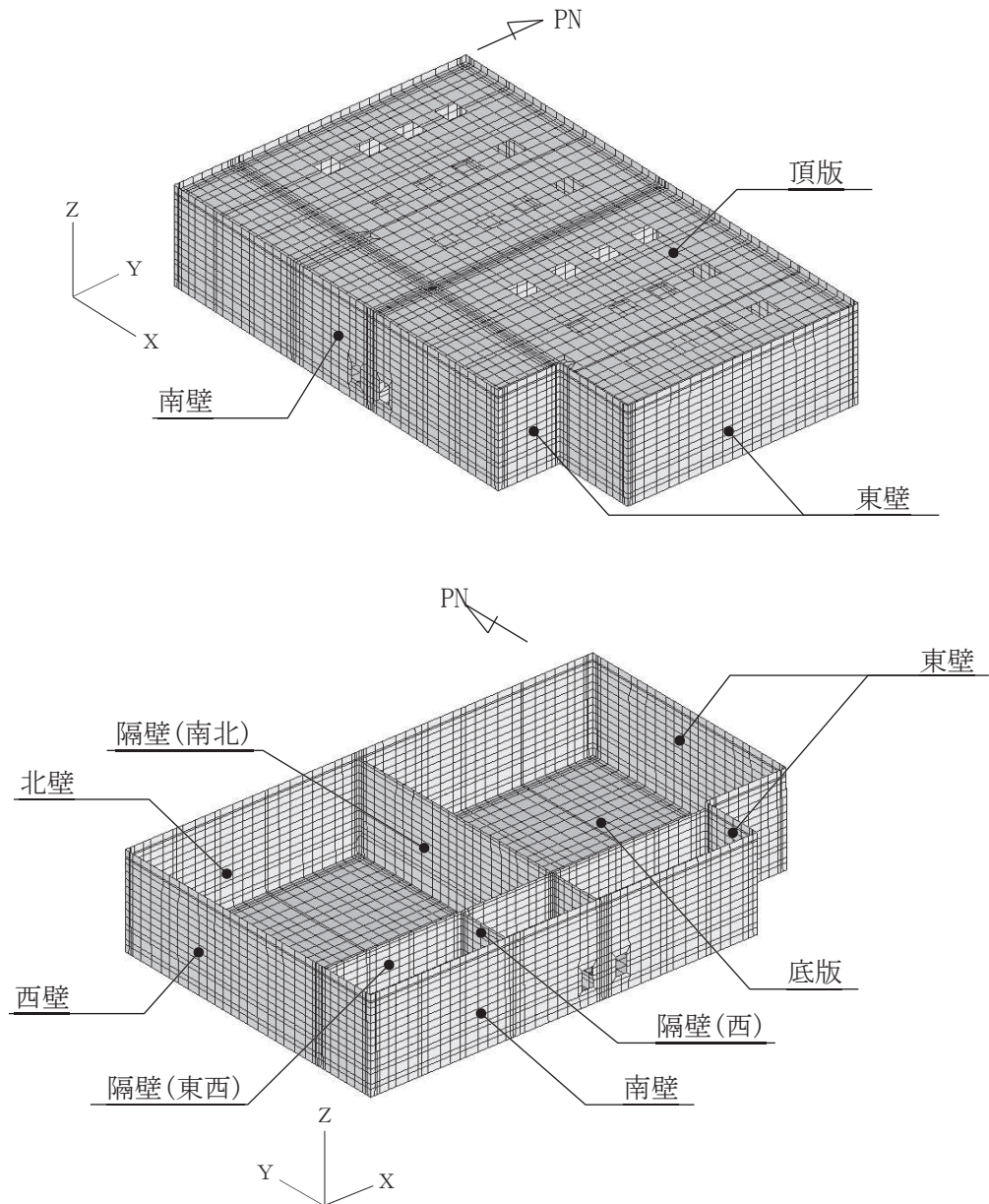


(b) 構造物周辺拡大図

図 6-3(2) 最大せん断ひずみ分布図 (せん断破壊)
(解析ケース③, 地震動 $S_s - D2$ (++))

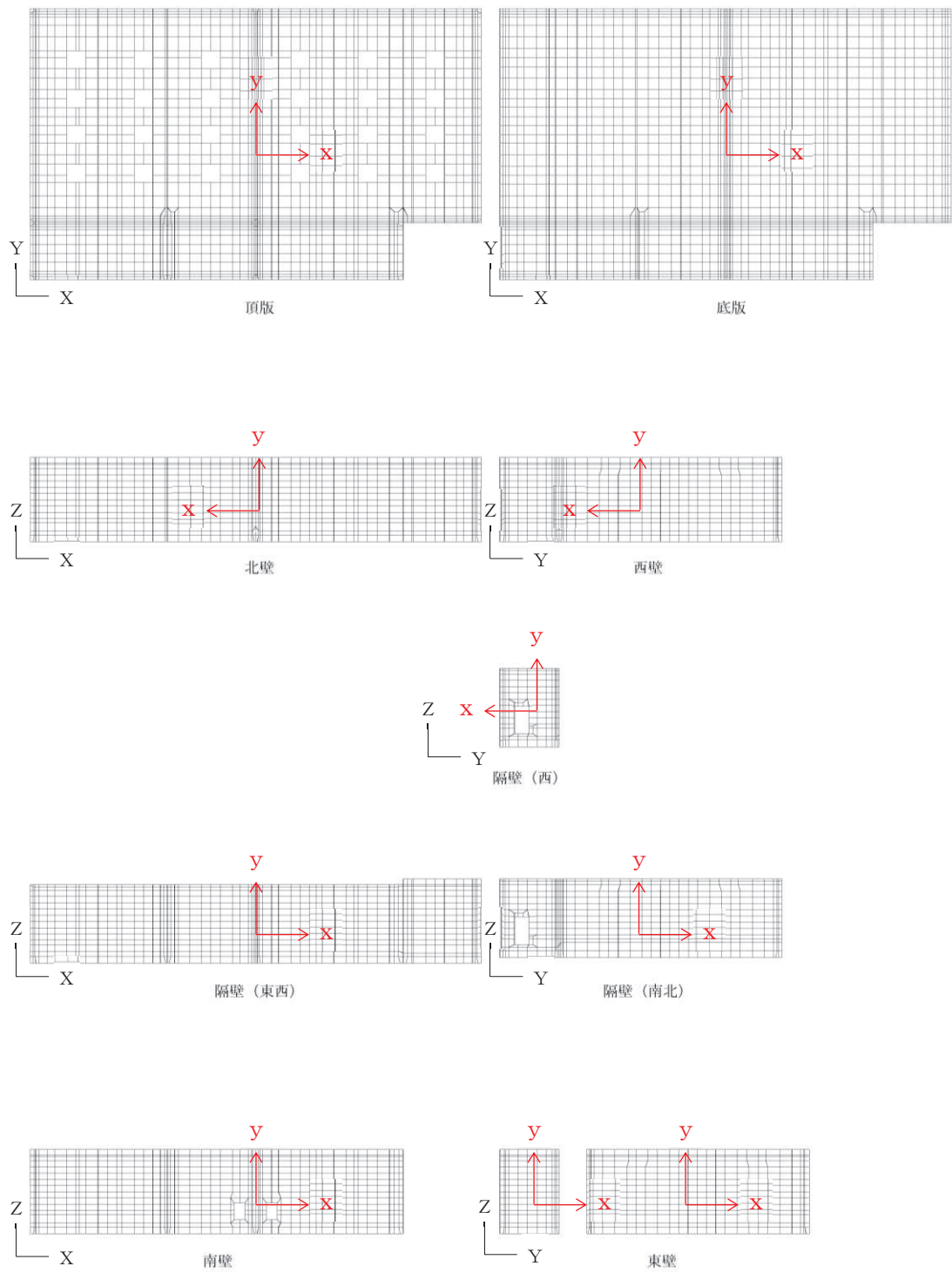
6.2 三次元構造解析結果

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。



* 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

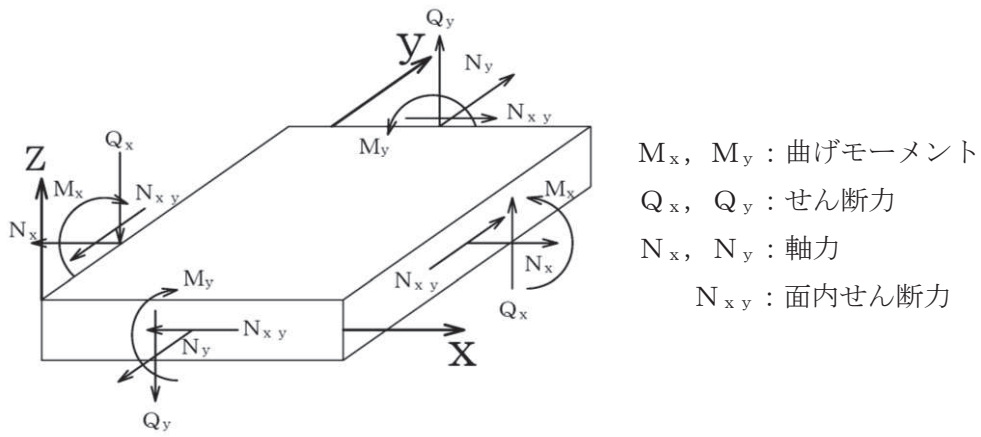
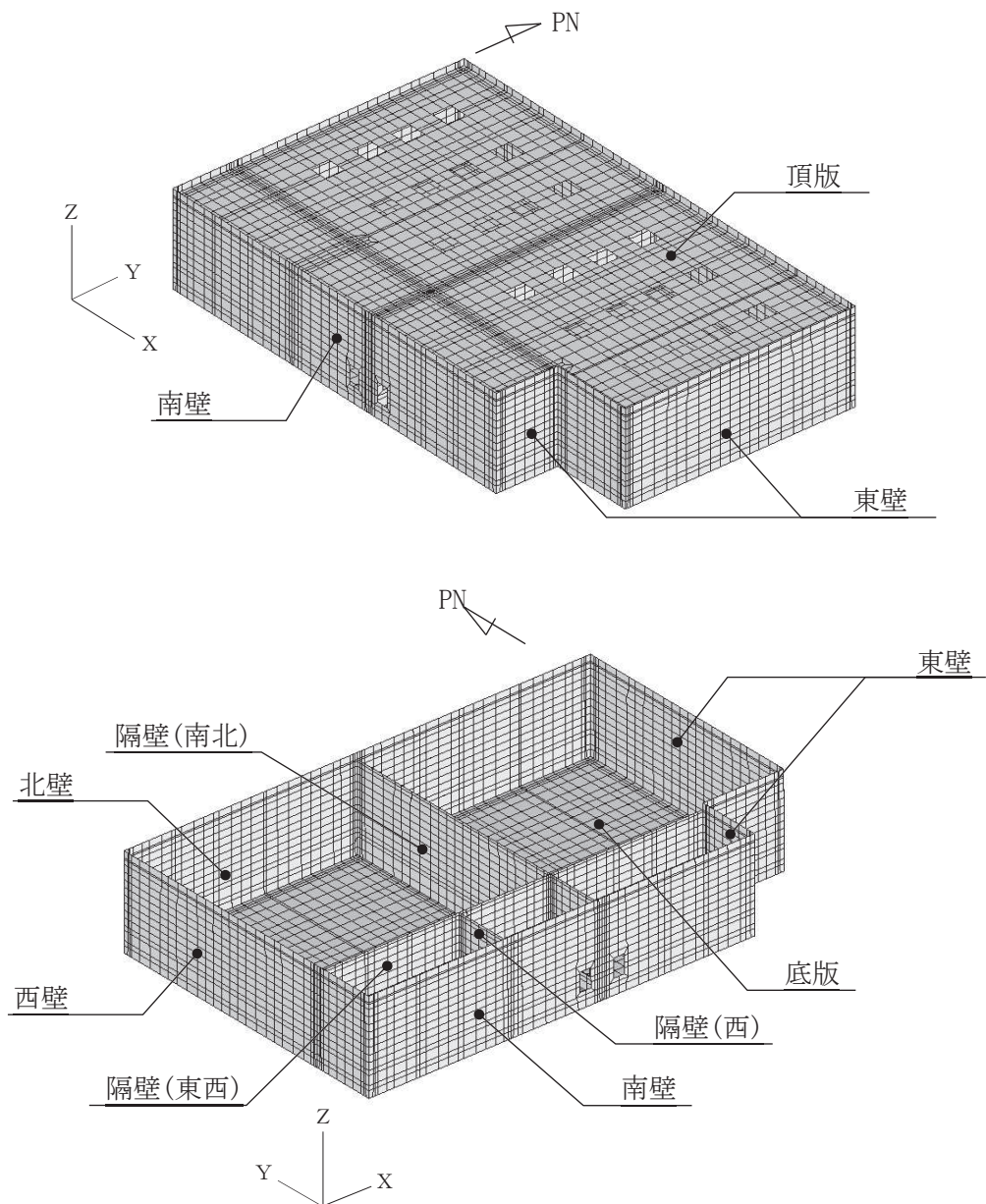


図 6-6 シェル要素における断面力の方向

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②～④を実施する。

また、上記解析ケースの結果を踏まえ、更に照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。以下に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、限界ひずみを許容限界とする。なお、詳細については、「6.3.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果」に示す。

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

表 6-6(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) *1

地震動		解析ケース			
		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*2			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.11			
	-+	0.08			
S s - D 2	++	0.09	0.09	0.09	0.04
	-+	0.11			
S s - D 3	++	0.07			
	-+	0.10			
S s - F 1	++	0.09			
	-+	0.09			
S s - F 2	++	0.08			
	-+	0.09			
S s - F 3	++	0.10			
	-+	0.10			
S s - N 1	++	0.08			
	-+	0.06			

注記*1：部材位置を図 6-7 に示す。

*2：照査値は、構造強度を有することに対する評価結果と S クラスの施設を支持する機能に対する評価結果の厳しい方を記載。

表 6-6(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）*¹

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

注記*1：部材位置を図 6-7 に示す。

*2：照査値は、構造強度を有することに対する評価結果と S クラスの施設を支持する機能に対する評価結果の厳しい方を記載。

表 6-6(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）*¹

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

注記*1：部材位置を図 6-7 に示す。

*2：照査値は、構造強度を有することに対する評価結果と S クラスの施設を支持する機能に対する評価結果の厳しい方を記載。

表 6-6(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（隔壁（東西））*¹

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査* ²			
		①	②	③	④
S _s -D 1	++	0.09			
	-+	0.07			
S _s -D 2	++	0.10	0.10	0.10	0.04
	-+	0.10			
S _s -D 3	++	0.05			
	-+	0.08			
S _s -F 1	++	0.08			
	-+	0.08			
S _s -F 2	++	0.10			
	-+	0.07			
S _s -F 3	++	0.09			
	-+	0.08			
S _s -N 1	++	0.07			
	-+	0.05			

注記*1：部材位置を図 6-7 に示す。

*2：照査値は、構造強度を有することに対する評価結果と S クラスの施設を支持する機能に対する評価結果の厳しい方を記載。

表 6-6(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（東西壁）*¹

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

注記*1：部材位置を図 6-7 に示す。

*2：照査値は、構造強度を有することに対する評価結果と S クラスの施設を支持する機能に対する評価結果の厳しい方を記載。

表 6-6(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（隔壁（南北））*¹

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査* ²			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.08			
	-+	0.08			
S s - D 2	++	0.11	0.11	0.11	0.04
	-+	0.08			
S s - D 3	++	0.06			
	-+	0.07			
S s - F 1	++	0.07			
	-+	0.07			
S s - F 2	++	0.11			
	-+	0.07			
S s - F 3	++	0.07			
	-+	0.07			
S s - N 1	++	0.06			
	-+	0.05			

注記*1：部材位置を図 6-7 に示す。

*2：照査値は、構造強度を有することに対する評価結果と S クラスの施設を支持する機能に対する評価結果の厳しい方を記載。

表 6-6(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（隔壁（西））*¹

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査* ²			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.08			
	-+	0.07			
S s - D 2	++	0.10	0.10	0.10	0.04
	-+	0.08			
S s - D 3	++	0.05			
	-+	0.07			
S s - F 1	++	0.07			
	-+	0.07			
S s - F 2	++	0.09			
	-+	0.06			
S s - F 3	++	0.07			
	-+	0.07			
S s - N 1	++	0.06			
	-+	0.05			

注記*1：部材位置を図 6-7 に示す。

*2：照査値は、構造強度を有することに対する評価結果と S クラスの施設を支持する機能に対する評価結果の厳しい方を記載。

(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、せん断耐力及び限界せん断ひずみとする。なお、詳細については、「6.3.2 せん断破壊に対する評価結果」及び「6.3.3 壁部材の面内せん断に対する評価結果」に示す。

せん断破壊に対する照査値は、ばらつきを考慮しても 0.67 であり、要求機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, 2

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.47			
	-+	0.33			
S s - D 2	++	0.55	0.59	0.61	0.62
	-+	0.51			
S s - D 3	++	0.28			
	-+	0.43			
S s - F 1	++	0.44			
	-+	0.43			
S s - F 2	++	0.57			
	-+	0.37			
S s - F 3	++	0.45			
	-+	0.45			
S s - N 1	++	0.38			
	-+	0.29			

注記*1：部材位置を図 6-7 に示す。

*2：図 6-11 に示す底版 11~15 に Ccb 工法を適用する。なお、Ccb 工法の適用の有無に関わらず、照査値がすべて 0.8 未満となっているため、底版については Ccb 工法の適用範囲内であることを確認した。

表 6-7(2) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（頂版）*1, 2

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.51			
	-+	0.29			
S s - D 2	++	0.26	0.26	0.25	0.27
	-+	0.60			0.59
S s - D 3	++	0.25			
	-+	0.50			
S s - F 1	++	0.51			
	-+	0.52			
S s - F 2	++	0.25			
	-+	0.40			
S s - F 3	++	0.49			
	-+	0.48			
S s - N 1	++	0.43			
	-+	0.28			

注記*1：部材位置を図 6-7 に示す。

*2：頂版は、CCb 工法を適用していない。

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）*1, 2

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.39			
	-+	0.33			
S s - D 2	++	0.49	0.48	0.50	0.49
	-+	0.30			
S s - D 3	++	0.29			
	-+	0.25			
S s - F 1	++	0.24			
	-+	0.24			
S s - F 2	++	0.40			
	-+	0.30			
S s - F 3	++	0.25			
	-+	0.38			
S s - N 1	++	0.21			
	-+	0.24			

注記*1：部材位置を図 6-7 に示す。

*2：図 6-11 に示す南北壁 [31], [41], [42] に CCb 工法を適用する。なお、CCb 工法の適用の有無に関わらず、照査値がすべて 0.8 未満となっているため、南北壁については CCb 工法の適用範囲内であることを確認した。

表 6-7(4) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値 (隔壁 (東西)) *1, 2

地震動		せん断破壊に対する照査*3, 5			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.56			
	-+	0.43			
S s - D 2	++	0.63	0.65	0.67 【0.67*4】	0.61
	-+	0.58			
S s - D 3	++	0.31			
	-+	0.50			
S s - F 1	++	0.46			
	-+	0.46			
S s - F 2	++	0.63		0.63	
	-+	0.43			
S s - F 3	++	0.51			
	-+	0.53			
S s - N 1	++	0.40			
	-+	0.28			

注記*1：部材位置を図 6-7 に示す。

*2：図 6-11 に示す隔壁 (東西) 51~53 に CCb 工法を適用する。なお、CCb 工法の適用の有無に関わらず、照査値がすべて 0.8 未満となっているため、隔壁 (東西) については CCb 工法の適用範囲内であることを確認した。

*3：CCb 工法を適用する部材における最大照査値を【 】内に示す。

*4：CCb 工法を適用する全部材における最大照査値を示しており、図 6-11 に示す隔壁 (東西) 53 における照査値を示す。最大照査値位置を図 6-8 に示す。

*5：赤枠は、前述図 3-27 のフローに基づき、解析ケース②~④を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

表 6-7(5) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（東西壁）*1, 2

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.42			
	-+	0.38			
S s - D 2	++	0.60	0.62	0.65	0.61
	-+	0.19			
S s - D 3	++	0.26			
	-+	0.16			
S s - F 1	++	0.15			
	-+	0.14			
S s - F 2	++	0.59			
	-+	0.32			
S s - F 3	++	0.16			
	-+	0.36			
S s - N 1	++	0.12			
	-+	0.22			

注記*1：部材位置を図 6-7 に示す。

*2：図 6-11 に示す東西壁 [61], [62], [71], [72] に Ccb 工法を適用する。なお, Ccb 工法の適用の有無に関わらず, 照査値がすべて 0.8 未満となっているため, 東西壁については Ccb 工法の適用範囲内であることを確認した。

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（隔壁（南北））*1, 2

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.08			
	-+	0.07			
S s - D 2	++	0.09	0.09	0.09	0.04
	-+	0.08			
S s - D 3	++	0.06			
	-+	0.07			
S s - F 1	++	0.06			
	-+	0.06			
S s - F 2	++	0.08			
	-+	0.06			
S s - F 3	++	0.07			
	-+	0.07			
S s - N 1	++	0.05			
	-+	0.05			

注記*1：部材位置を図 6-7 に示す。

*2：図 6-11 に示す隔壁（南北） [81], [82] に Ccb 工法を適用する。なお, Ccb 工法の適用の有無に関わらず, 照査値がすべて 0.8 未満となっているため, 隔壁（南北）については Ccb 工法の適用範囲内であることを確認した。

表 6-7(7) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（隔壁（西））*1, 2

地震動		解析ケース	せん断破壊に対する照査			
			①	②	③	④
S _s -D 1	++		0.10			
	-+		0.05			
S _s -D 2	++		0.09	0.10	0.10	0.08
	-+		0.10			
S _s -D 3	++		0.05			
	-+		0.10			
S _s -F 1	++		0.09			
	-+		0.09			
S _s -F 2	++		0.10			
	-+		0.08			
S _s -F 3	++		0.09			
	-+		0.10			
S _s -N 1	++		0.08			
	-+		0.04			

注記*1：部材位置を図 6-7 に示す。

*2：隔壁（西）は、CCb 工法を適用していない。

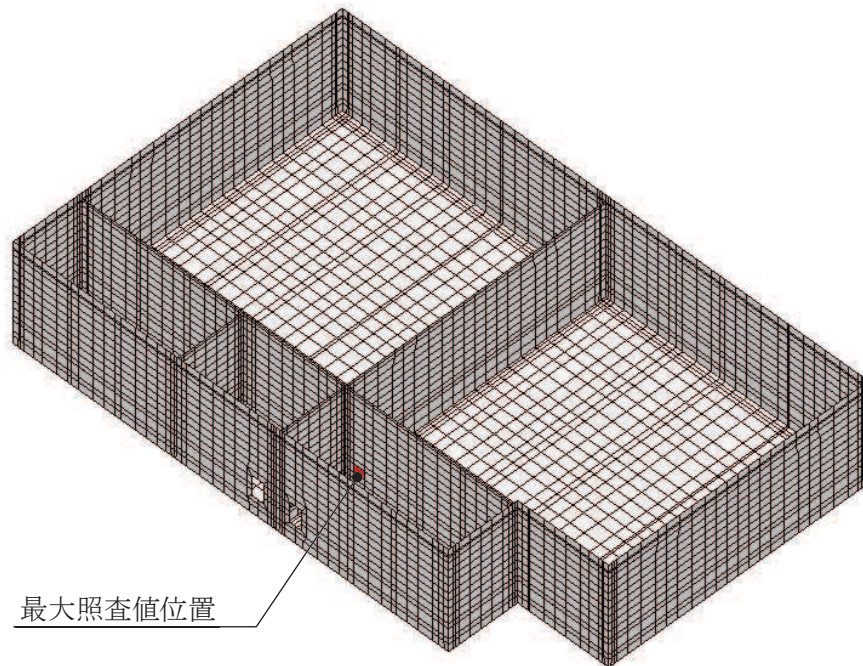


図 6-8 Ccb 工法適用部材におけるせん断破壊に対する最大照査値位置図

(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値は、ばらつきを考慮しても許容限界に対して 0.5 未満であり、要求機能を満足していると評価できる。

表 6-8 基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査*			
		①	②	③	④
S _s -D1	++	0.17			
	-+	0.17			
S _s -D2	++	0.19	0.19	0.19	0.19
	-+	0.17			
S _s -D3	++	0.16			
	-+	0.14			
S _s -F1	++	0.16			
	-+	0.14			
S _s -F2	++	0.15			
	-+	0.15			
S _s -F3	++	0.16			
	-+	0.17			
S _s -N1	++	0.14			
	-+	0.15			

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

6.2.2 構造部材のひずみ分布（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ひずみ分布を図 6-9 及び図 6-10 に示す。

表 6-9(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（コンクリートの圧縮縁ひずみ）
（構造強度を有することの確認）

評価位置*1		解析ケース	地震動	照査用ひずみ*2 ϵ_d	限界ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
底版	12	①	S s - D 2 (-+)	219 μ	10000 μ	0.03
頂版	21	①	S s - D 1 (++)	253 μ	10000 μ	0.03
南北壁	41	①	S s - F 2 (++)	137 μ	10000 μ	0.02
隔壁(東西)	51	③	S s - D 2 (++)	199 μ	10000 μ	0.02
東西壁	61	①	S s - D 2 (-+)	147 μ	10000 μ	0.02
隔壁(南北)	82	③	S s - D 2 (++)	219 μ	10000 μ	0.03
隔壁(西)	90	③	S s - D 2 (++)	195 μ	10000 μ	0.02

注記*1：評価位置を図 6-11 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-9(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（コンクリートの圧縮ひずみ）
（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）

評価位置*1		解析ケース	地震動	照査用ひずみ*2 ϵ_d	限界ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
底版	12	①	S s - D 2 (-+)	219 μ	2000 μ	0.11
頂版	21	①	S s - D 1 (++)	253 μ	2000 μ	0.13
南北壁	41	①	S s - F 2 (++)	137 μ	2000 μ	0.07
隔壁(東西)	51	③	S s - D 2 (++)	199 μ	2000 μ	0.10
東西壁	61	①	S s - D 2 (-+)	147 μ	2000 μ	0.08
隔壁(南北)	82	③	S s - D 2 (++)	219 μ	2000 μ	0.11
隔壁(西)	90	③	S s - D 2 (++)	195 μ	2000 μ	0.10

注記*1：評価位置を図 6-11 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

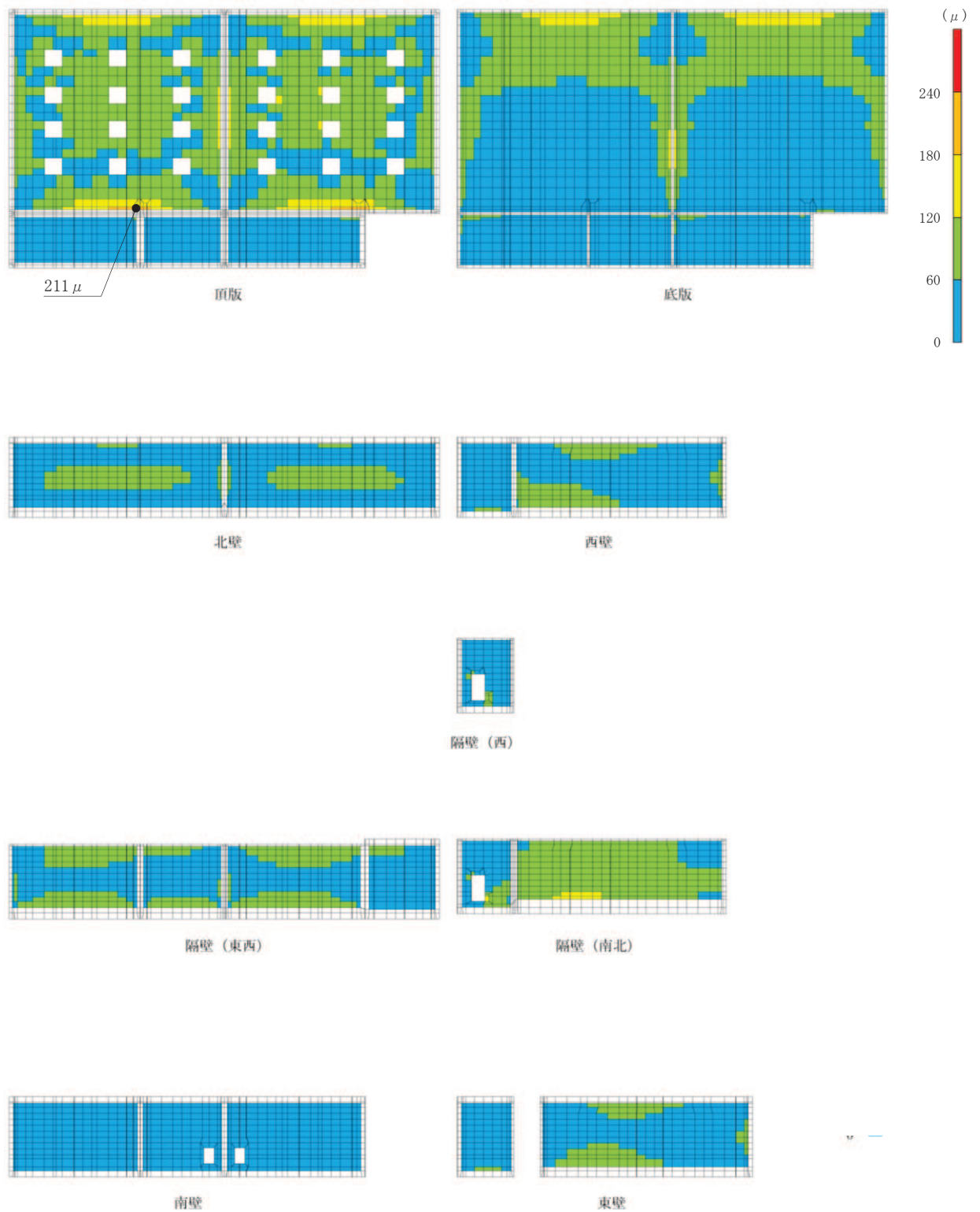


図 6-9 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時のひずみ分布図 (コンクリート)
 (頂版, 解析ケース①, S s - D 1 (++) , t = 25.36s)

表 6-10 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（主筋ひずみ）
 （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）

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
底版	11	③	S s - D 2 (++)	115 μ	1725 μ	0.07
頂版	22	①	S s - D 2 (-+)	193 μ	1725 μ	0.12
南北壁	41	①	S s - F 2 (++)	107 μ	1725 μ	0.07
隔壁(東西)	51	③	S s - D 2 (++)	139 μ	1725 μ	0.09
東西壁	72	③	S s - D 2 (++)	72 μ	1725 μ	0.05
隔壁(南北)	82	①	S s - D 2 (-+)	113 μ	1725 μ	0.07
隔壁(西)	90	③	S s - D 2 (++)	164 μ	1725 μ	0.10

注記*1：評価位置を図 6-11 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a



図 6-10 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時のひずみ分布図 (鉄筋)
 (頂版, 解析ケース①, $S_s - D_2 (-+)$, $t = 6.87s$)

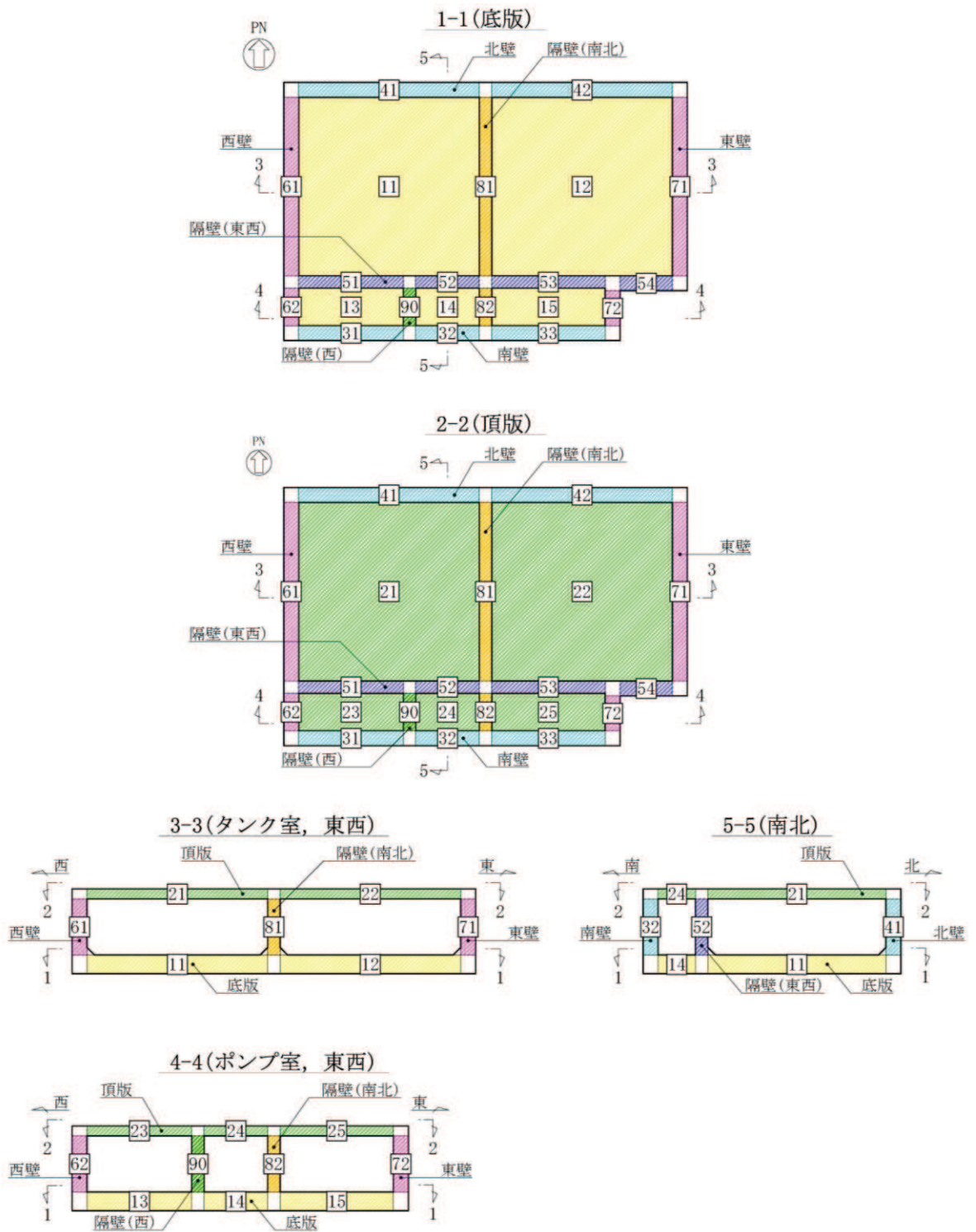


図 6-11 評価位置図 (曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊)

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における断面力分布（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 6-12 に示す。

表 6-11 せん断破壊に対する照査

評価位置*1		解析ケース	地震動	照査用せん断力*2 V_d (kN/m)	せん断耐力 $V_{y,d}$ (kN/m)	照査値 $V_d/V_{y,d}$
底版	11	④	S _s -D2(++)	361	585	0.62
頂版	22	①	S _s -D2(-+)	336	564	0.60
南北壁	42	③	S _s -D2(++)	584	1173	0.50
隔壁(東西)	53	③	S _s -D2(++)	478	715	0.67
東西壁	72	③	S _s -D2(++)	285	443	0.65
隔壁(南北)	81	②	S _s -D2(++)	22	470	0.05
隔壁(西)	90	③	S _s -D2(++)	50	511	0.10

注記*1：評価位置を図 6-11 に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

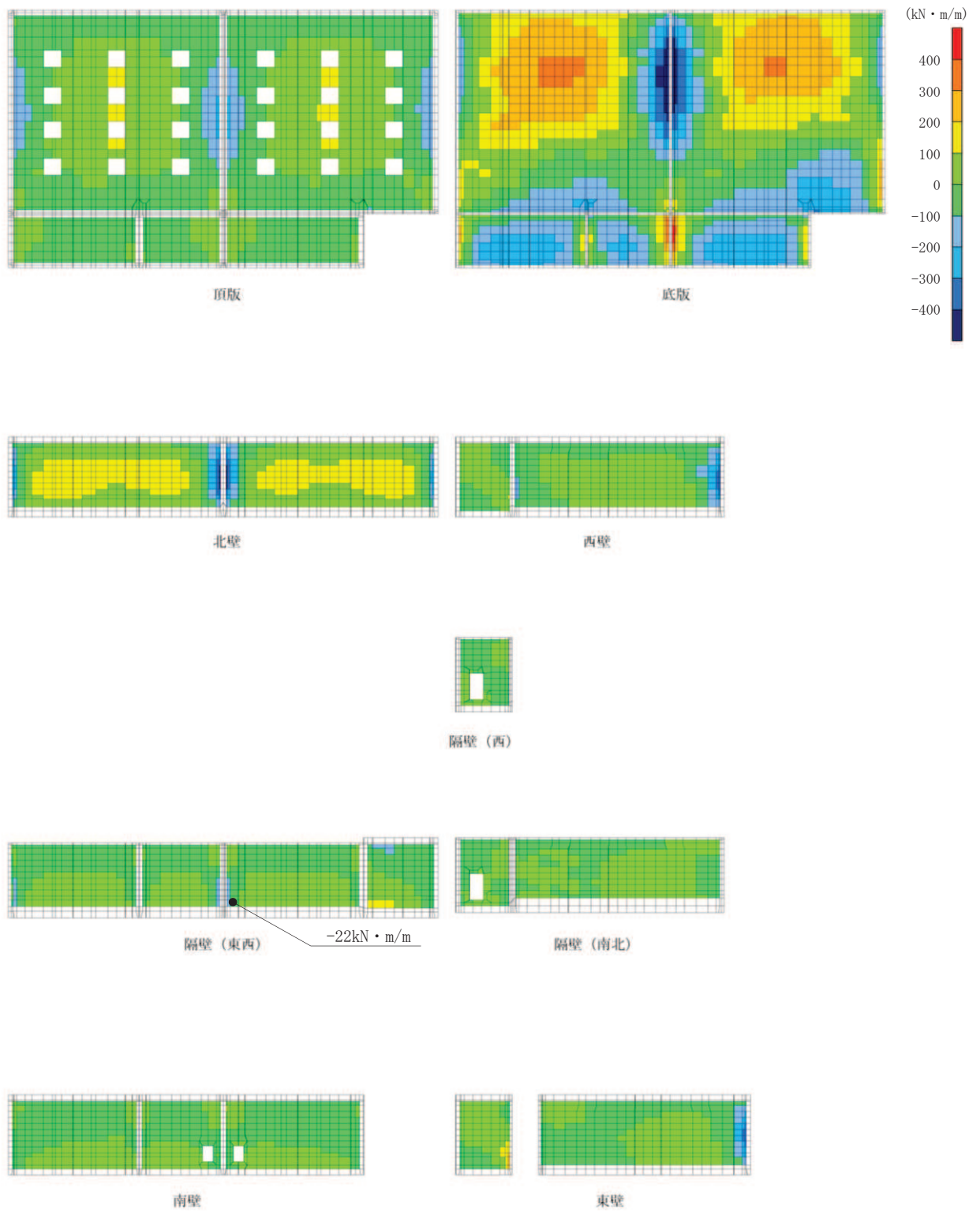


図 6-12(1) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント ($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$) : M_x)
 (隔壁 (東西), 解析ケース③, $S_s - D_2$ (++) , $t = 25.09\text{s}$)

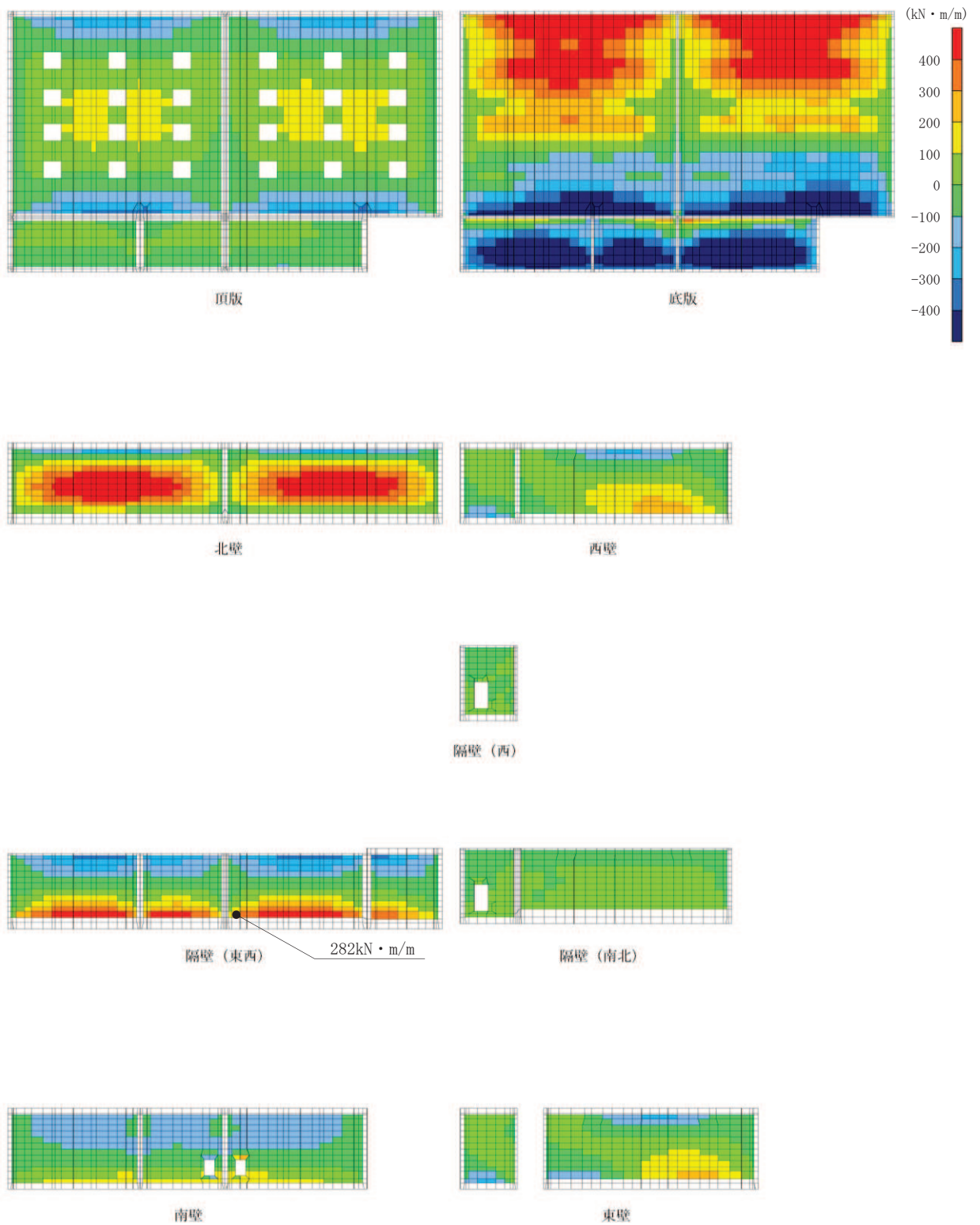


図 6-12(2) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$) : M_y)
 (隔壁 (東西), 解析ケース③, $S_s - D_2$ (++) , $t = 25.09\text{s}$)

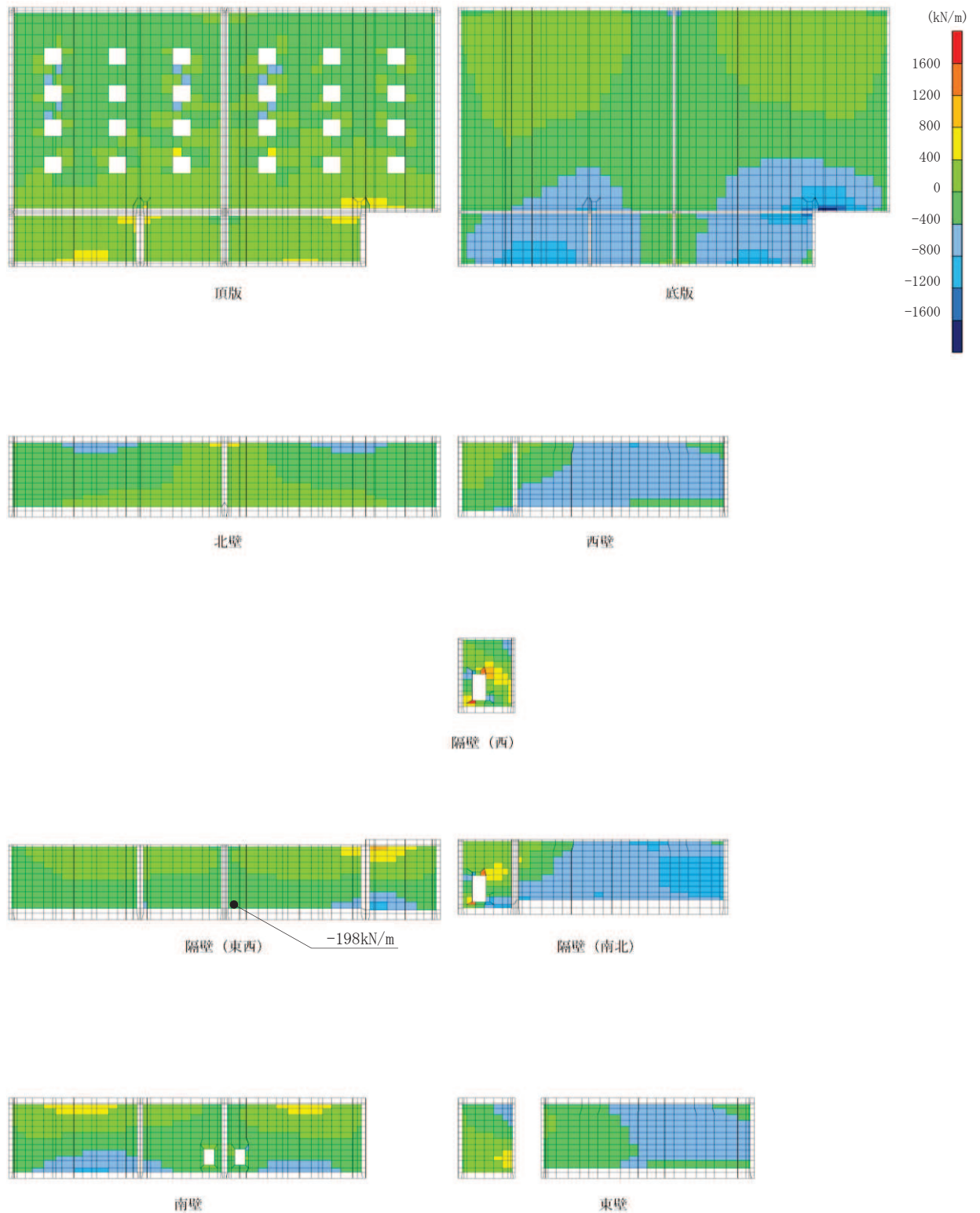


図 6-12(3) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_x)
 (隔壁 (東西), 解析ケース③, $S_s - D_2$ (++) , $t = 25.09s$)

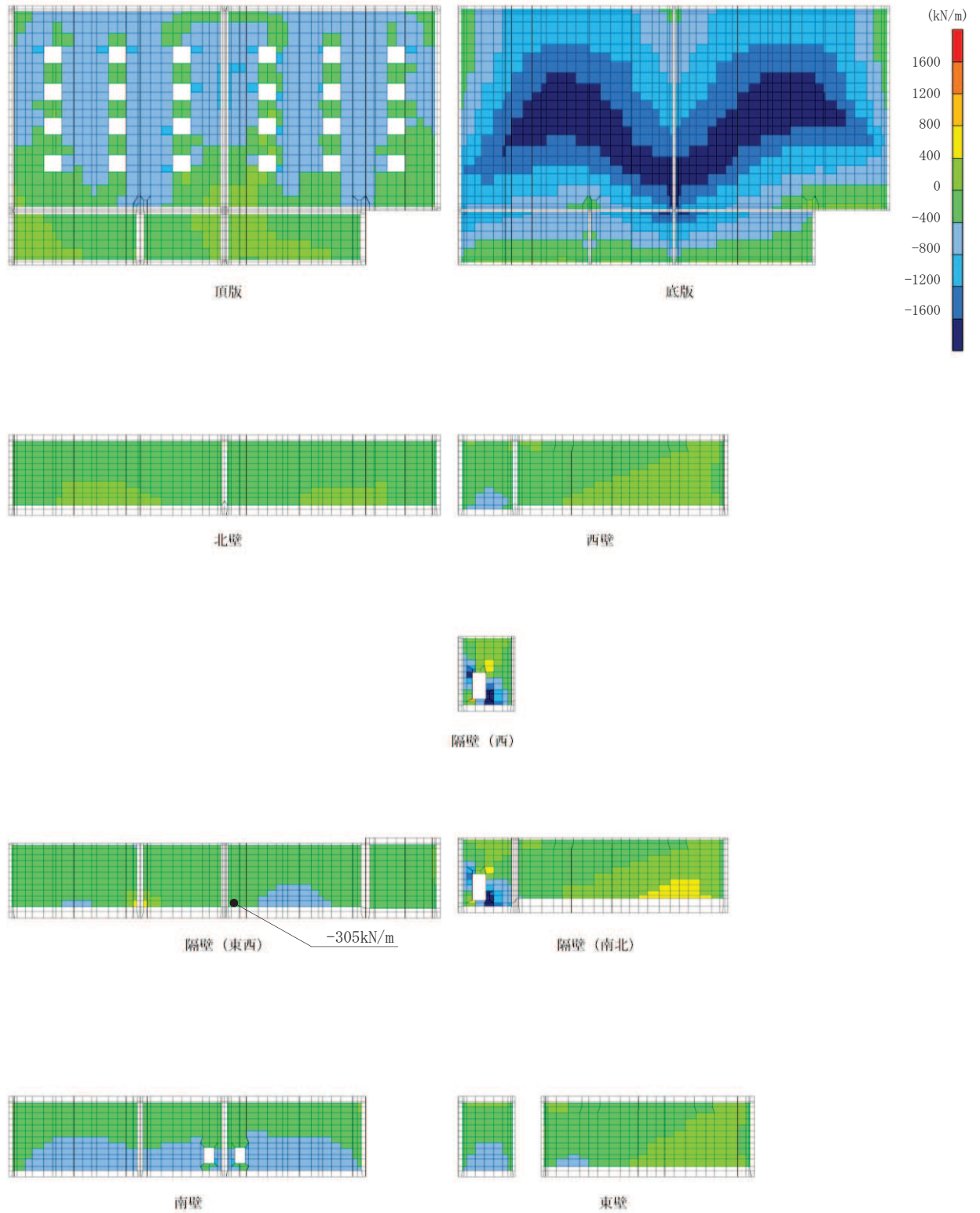


図 6-12(4) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_y)
 (隔壁 (東西), 解析ケース③, $S_s - D_2$ (++) , $t = 25.09\text{s}$)

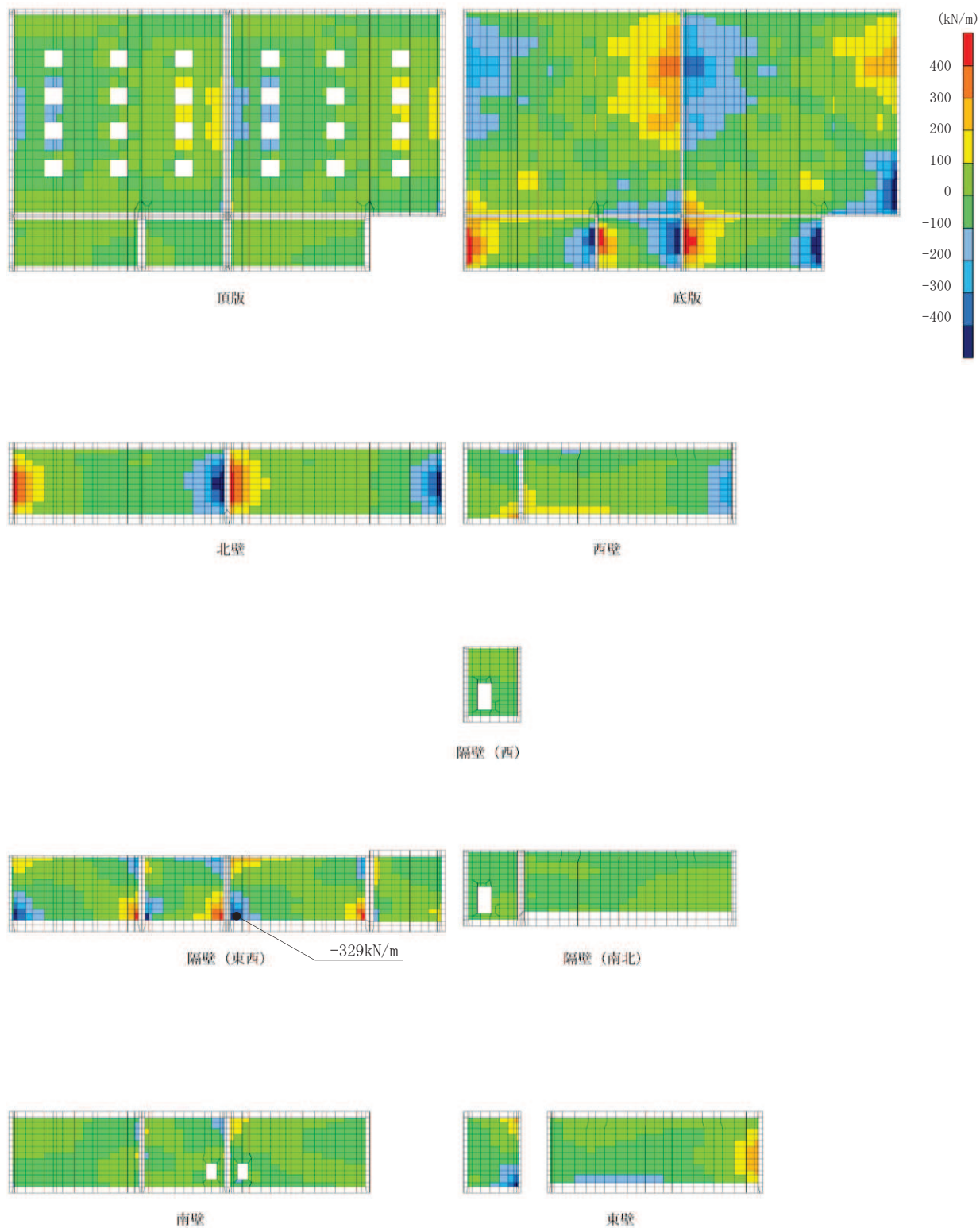


図 6-12(5) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_x)
 (隔壁 (東西), 解析ケース③, $S_s - D 2 (+ +)$, $t = 25.09\text{s}$)

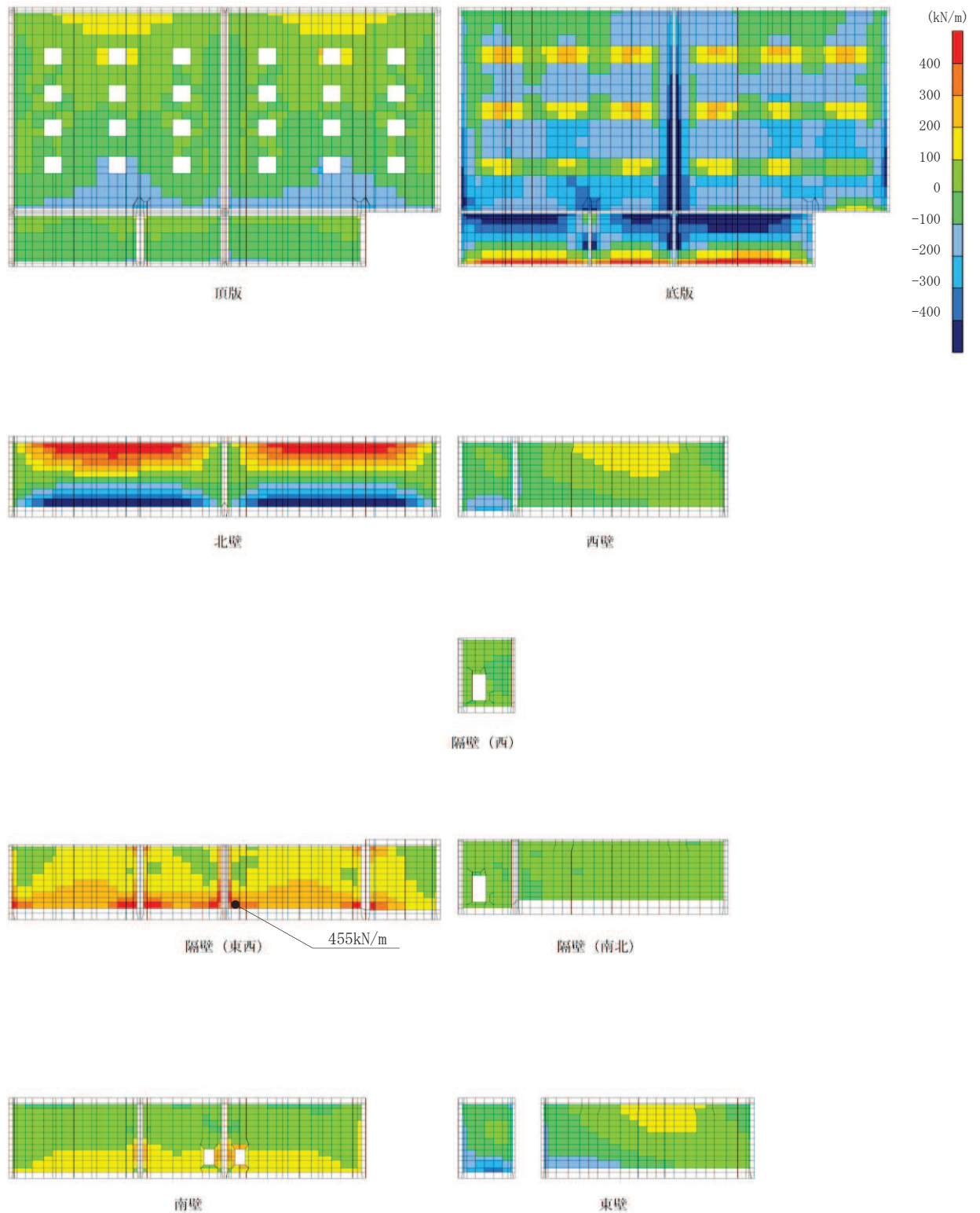


図 6-12(6) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_y)
 (隔壁 (東西), 解析ケース③, $S_s - D 2 (+ +)$, $t = 25.09s$)

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

構造強度を有することの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表 6-12 に示す。また、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曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表 6-13 及び表 6-14 に示す。

表 6-12 のとおり、コンクリートの圧縮縁ひずみが、全ケースにおいて許容限界（コンクリートの圧縮縁ひずみ：10000 μ ）を下回ることを確認した。

表 6-13 及び表 6-14 のとおり、S クラスの施設を支持する機能を有する部材におけるコンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみが、全ケースにおいて許容限界（コンクリートの圧縮ひずみ：2000 μ ，主筋ひずみ：1725 μ ）を下回ることを確認した。

また、CCb 工法を適用する箇所に発生するひずみは、部材降伏に相当する限界ひずみ（コンクリートの圧縮ひずみ：2000 μ ，主筋ひずみ：1725 μ ）に至っておらず、CCb 工法の適用性を確認した。

表 6-12(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
（コンクリートの圧縮縁ひずみ）

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
①	S s - D 1	++	底版	12	37.17s	207 μ	10000 μ	0.03
			頂版	21	25.36s	253 μ	10000 μ	0.03
			南北壁	42	37.17s	114 μ	10000 μ	0.02
			隔壁(東西)	52	37.17s	175 μ	10000 μ	0.02
			東西壁	61	37.17s	136 μ	10000 μ	0.02
			隔壁(南北)	82	25.36s	154 μ	10000 μ	0.02
			隔壁(西)	90	37.17s	147 μ	10000 μ	0.02
		-+	底版	12	45.01s	150 μ	10000 μ	0.02
			頂版	21	45.01s	198 μ	10000 μ	0.02
			南北壁	41	45.01s	82 μ	10000 μ	0.01
			隔壁(東西)	53	45.01s	131 μ	10000 μ	0.02
			東西壁	71	45.01s	103 μ	10000 μ	0.02
			隔壁(南北)	82	45.01s	141 μ	10000 μ	0.02
			隔壁(西)	90	45.01s	126 μ	10000 μ	0.02
	S s - D 2	++	底版	12	25.09s	174 μ	10000 μ	0.02
			頂版	21	25.09s	227 μ	10000 μ	0.03
			南北壁	41	25.09s	121 μ	10000 μ	0.02
			隔壁(東西)	53	25.09s	185 μ	10000 μ	0.02
			東西壁	61	25.09s	136 μ	10000 μ	0.02
			隔壁(南北)	82	25.09s	204 μ	10000 μ	0.03
			隔壁(西)	90	25.09s	181 μ	10000 μ	0.02
		-+	底版	12	6.87s	219 μ	10000 μ	0.03
			頂版	22	6.87s	252 μ	10000 μ	0.03
			南北壁	42	6.87s	131 μ	10000 μ	0.02
			隔壁(東西)	52	6.87s	186 μ	10000 μ	0.02
			東西壁	61	6.87s	147 μ	10000 μ	0.02
			隔壁(南北)	82	6.87s	159 μ	10000 μ	0.02
			隔壁(西)	90	6.87s	158 μ	10000 μ	0.02
S s - D 3	++	底版	12	14.41s	135 μ	10000 μ	0.02	
		頂版	21	14.41s	157 μ	10000 μ	0.02	
		南北壁	41	14.41s	57 μ	10000 μ	0.01	
		隔壁(東西)	53	14.41s	99 μ	10000 μ	0.01	
		東西壁	71	14.41s	84 μ	10000 μ	0.01	
		隔壁(南北)	82	14.41s	105 μ	10000 μ	0.02	
		隔壁(西)	90	14.41s	95 μ	10000 μ	0.01	
	-+	底版	12	28.46s	187 μ	10000 μ	0.02	
		頂版	22	14.42s	199 μ	10000 μ	0.02	
		南北壁	42	14.42s	111 μ	10000 μ	0.02	
		隔壁(東西)	52	28.46s	158 μ	10000 μ	0.02	
		東西壁	61	28.46s	125 μ	10000 μ	0.02	
		隔壁(南北)	82	28.46s	133 μ	10000 μ	0.02	
		隔壁(西)	90	28.46s	132 μ	10000 μ	0.02	

注記*1：評価位置を図 6-11 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-12(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
（コンクリートの圧縮縁ひずみ）

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
①	S s - F 1	++	底版	12	19.56s	178 μ	10000 μ	0.02
			頂版	22	19.56s	213 μ	10000 μ	0.03
			南北壁	42	19.56s	115 μ	10000 μ	0.02
			隔壁(東西)	52	19.56s	155 μ	10000 μ	0.02
			東西壁	61	19.56s	123 μ	10000 μ	0.02
			隔壁(南北)	82	19.56s	130 μ	10000 μ	0.02
			隔壁(西)	90	19.56s	129 μ	10000 μ	0.02
		-+	底版	12	19.48s	176 μ	10000 μ	0.02
			頂版	22	19.49s	207 μ	10000 μ	0.03
			南北壁	42	19.49s	110 μ	10000 μ	0.02
			隔壁(東西)	52	19.48s	154 μ	10000 μ	0.02
			東西壁	61	19.48s	119 μ	10000 μ	0.02
			隔壁(南北)	82	19.48s	127 μ	10000 μ	0.02
			隔壁(西)	90	19.48s	127 μ	10000 μ	0.02
	S s - F 2	++	底版	12	28.49s	153 μ	10000 μ	0.02
			頂版	22	28.49s	224 μ	10000 μ	0.03
			南北壁	41	28.49s	137 μ	10000 μ	0.02
			隔壁(東西)	53	28.49s	183 μ	10000 μ	0.02
			東西壁	61	28.49s	131 μ	10000 μ	0.02
			隔壁(南北)	82	28.49s	206 μ	10000 μ	0.03
			隔壁(西)	90	28.49s	173 μ	10000 μ	0.02
		-+	底版	12	28.39s	161 μ	10000 μ	0.02
			頂版	21	26.88s	213 μ	10000 μ	0.03
			南北壁	42	28.39s	90 μ	10000 μ	0.01
			隔壁(東西)	52	28.39s	137 μ	10000 μ	0.02
			東西壁	61	28.39s	107 μ	10000 μ	0.02
			隔壁(南北)	82	26.88s	124 μ	10000 μ	0.02
			隔壁(西)	90	28.39s	113 μ	10000 μ	0.02
S s - F 3	++	底版	12	28.59s	190 μ	10000 μ	0.02	
		頂版	22	28.59s	194 μ	10000 μ	0.02	
		南北壁	42	28.59s	107 μ	10000 μ	0.02	
		隔壁(東西)	52	28.59s	163 μ	10000 μ	0.02	
		東西壁	61	28.59s	125 μ	10000 μ	0.02	
		隔壁(南北)	82	28.59s	136 μ	10000 μ	0.02	
		隔壁(西)	90	28.59s	135 μ	10000 μ	0.02	
	-+	底版	11	27.69s	196 μ	10000 μ	0.02	
		頂版	21	26.72s	234 μ	10000 μ	0.03	
		南北壁	42	27.69s	110 μ	10000 μ	0.02	
		隔壁(東西)	52	27.69s	160 μ	10000 μ	0.02	
		東西壁	61	27.69s	135 μ	10000 μ	0.02	
		隔壁(南北)	81	27.69s	136 μ	10000 μ	0.02	
		隔壁(西)	90	27.69s	131 μ	10000 μ	0.02	

注記*1：評価位置を図 6-11 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-12(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
（コンクリートの圧縮縁ひずみ）

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
①	S s - N 1	++	底版	12	7.52s	153 μ	10000 μ	0.02
			頂版	22	7.52s	167 μ	10000 μ	0.02
			南北壁	42	7.52s	90 μ	10000 μ	0.01
			隔壁(東西)	52	7.52s	133 μ	10000 μ	0.02
			東西壁	61	7.52s	103 μ	10000 μ	0.02
			隔壁(南北)	82	7.52s	109 μ	10000 μ	0.02
			隔壁(西)	90	7.52s	109 μ	10000 μ	0.02
		-+	底版	12	7.53s	118 μ	10000 μ	0.02
			頂版	21	7.53s	162 μ	10000 μ	0.02
			南北壁	41	7.53s	59 μ	10000 μ	0.01
			隔壁(東西)	51	7.53s	91 μ	10000 μ	0.01
			東西壁	71	7.53s	79 μ	10000 μ	0.01
			隔壁(南北)	82	7.53s	94 μ	10000 μ	0.01
			隔壁(西)	90	7.53s	86 μ	10000 μ	0.01
②	S s - D 2	++	底版	12	25.09s	172 μ	10000 μ	0.02
			頂版	21	25.09s	229 μ	10000 μ	0.03
			南北壁	41	25.09s	119 μ	10000 μ	0.02
			隔壁(東西)	53	25.09s	192 μ	10000 μ	0.02
			東西壁	61	25.09s	140 μ	10000 μ	0.02
			隔壁(南北)	82	25.09s	211 μ	10000 μ	0.03
			隔壁(西)	90	25.09s	187 μ	10000 μ	0.02
③	S s - D 2	++	底版	12	25.09s	176 μ	10000 μ	0.02
			頂版	21	25.09s	233 μ	10000 μ	0.03
			南北壁	41	25.09s	126 μ	10000 μ	0.02
			隔壁(東西)	51	25.09s	199 μ	10000 μ	0.02
			東西壁	61	25.09s	145 μ	10000 μ	0.02
			隔壁(南北)	82	25.09s	219 μ	10000 μ	0.03
			隔壁(西)	90	25.09s	195 μ	10000 μ	0.02
④	S s - D 2	++	底版	12	25.09s	75 μ	10000 μ	0.01
			頂版	21	25.09s	105 μ	10000 μ	0.02
			南北壁	41	25.09s	52 μ	10000 μ	0.01
			隔壁(東西)	51	25.09s	77 μ	10000 μ	0.01
			東西壁	61	25.09s	56 μ	10000 μ	0.01
			隔壁(南北)	82	25.09s	78 μ	10000 μ	0.01
			隔壁(西)	90	25.09s	75 μ	10000 μ	0.01

注記*1：評価位置を図 6-11 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-13(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

(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) (コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
①	S s - D 1	++	底版	12	37.17s	207 μ	2000 μ	0.11
			頂版	21	25.36s	253 μ	2000 μ	0.13
			南北壁	42	37.17s	114 μ	2000 μ	0.06
			隔壁(東西)	52	37.17s	175 μ	2000 μ	0.09
			東西壁	61	37.17s	136 μ	2000 μ	0.07
			隔壁(南北)	82	25.36s	154 μ	2000 μ	0.08
			隔壁(西)	90	37.17s	147 μ	2000 μ	0.08
		-+	底版	12	45.01s	150 μ	2000 μ	0.08
			頂版	21	45.01s	198 μ	2000 μ	0.10
			南北壁	41	45.01s	82 μ	2000 μ	0.05
			隔壁(東西)	53	45.01s	131 μ	2000 μ	0.07
			東西壁	71	45.01s	103 μ	2000 μ	0.06
			隔壁(南北)	82	45.01s	141 μ	2000 μ	0.08
			隔壁(西)	90	45.01s	126 μ	2000 μ	0.07
	S s - D 2	++	底版	12	25.09s	174 μ	2000 μ	0.09
			頂版	21	25.09s	227 μ	2000 μ	0.12
			南北壁	41	25.09s	121 μ	2000 μ	0.07
			隔壁(東西)	53	25.09s	185 μ	2000 μ	0.10
			東西壁	61	25.09s	136 μ	2000 μ	0.07
			隔壁(南北)	82	25.09s	204 μ	2000 μ	0.11
			隔壁(西)	90	25.09s	181 μ	2000 μ	0.10
		-+	底版	12	6.87s	219 μ	2000 μ	0.11
			頂版	22	6.87s	252 μ	2000 μ	0.13
			南北壁	42	6.87s	131 μ	2000 μ	0.07
			隔壁(東西)	52	6.87s	186 μ	2000 μ	0.10
			東西壁	61	6.87s	147 μ	2000 μ	0.08
			隔壁(南北)	82	6.87s	159 μ	2000 μ	0.08
			隔壁(西)	90	6.87s	158 μ	2000 μ	0.08
S s - D 3	++	底版	12	14.41s	135 μ	2000 μ	0.07	
		頂版	21	14.41s	157 μ	2000 μ	0.08	
		南北壁	41	14.41s	57 μ	2000 μ	0.03	
		隔壁(東西)	53	14.41s	99 μ	2000 μ	0.05	
		東西壁	71	14.41s	84 μ	2000 μ	0.05	
		隔壁(南北)	82	14.41s	105 μ	2000 μ	0.06	
		隔壁(西)	90	14.41s	95 μ	2000 μ	0.05	
	-+	底版	12	28.46s	187 μ	2000 μ	0.10	
		頂版	22	14.42s	199 μ	2000 μ	0.10	
		南北壁	42	14.42s	111 μ	2000 μ	0.06	
		隔壁(東西)	52	28.46s	158 μ	2000 μ	0.08	
		東西壁	61	28.46s	125 μ	2000 μ	0.07	
		隔壁(南北)	82	28.46s	133 μ	2000 μ	0.07	
		隔壁(西)	90	28.46s	132 μ	2000 μ	0.07	

注記*1: 評価位置を図 6-11 に示す。

*2: 照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-13(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

(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) (コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
①	S s - F 1	++	底版	12	19.56s	178 μ	2000 μ	0.09
			頂版	22	19.56s	213 μ	2000 μ	0.11
			南北壁	42	19.56s	115 μ	2000 μ	0.06
			隔壁(東西)	52	19.56s	155 μ	2000 μ	0.08
			東西壁	61	19.56s	123 μ	2000 μ	0.07
			隔壁(南北)	82	19.56s	130 μ	2000 μ	0.07
			隔壁(西)	90	19.56s	129 μ	2000 μ	0.07
		-+	底版	12	19.48s	176 μ	2000 μ	0.09
			頂版	22	19.49s	207 μ	2000 μ	0.11
			南北壁	42	19.49s	110 μ	2000 μ	0.06
			隔壁(東西)	52	19.48s	154 μ	2000 μ	0.08
			東西壁	61	19.48s	119 μ	2000 μ	0.06
			隔壁(南北)	82	19.48s	127 μ	2000 μ	0.07
			隔壁(西)	90	19.48s	127 μ	2000 μ	0.07
	S s - F 2	++	底版	12	28.49s	153 μ	2000 μ	0.08
			頂版	22	28.49s	224 μ	2000 μ	0.12
			南北壁	41	28.49s	137 μ	2000 μ	0.07
			隔壁(東西)	53	28.49s	183 μ	2000 μ	0.10
			東西壁	61	28.49s	131 μ	2000 μ	0.07
			隔壁(南北)	82	28.49s	206 μ	2000 μ	0.11
			隔壁(西)	90	28.49s	173 μ	2000 μ	0.09
		-+	底版	12	28.39s	161 μ	2000 μ	0.09
			頂版	21	26.88s	213 μ	2000 μ	0.11
			南北壁	42	28.39s	90 μ	2000 μ	0.05
			隔壁(東西)	52	28.39s	137 μ	2000 μ	0.07
			東西壁	61	28.39s	107 μ	2000 μ	0.06
			隔壁(南北)	82	26.88s	124 μ	2000 μ	0.07
			隔壁(西)	90	28.39s	113 μ	2000 μ	0.06
S s - F 3	++	底版	12	28.59s	190 μ	2000 μ	0.10	
		頂版	22	28.59s	194 μ	2000 μ	0.10	
		南北壁	42	28.59s	107 μ	2000 μ	0.06	
		隔壁(東西)	52	28.59s	163 μ	2000 μ	0.09	
		東西壁	61	28.59s	125 μ	2000 μ	0.07	
		隔壁(南北)	82	28.59s	136 μ	2000 μ	0.07	
		隔壁(西)	90	28.59s	135 μ	2000 μ	0.07	
	-+	底版	11	27.69s	196 μ	2000 μ	0.10	
		頂版	21	26.72s	234 μ	2000 μ	0.12	
		南北壁	42	27.69s	110 μ	2000 μ	0.06	
		隔壁(東西)	52	27.69s	160 μ	2000 μ	0.08	
		東西壁	61	27.69s	135 μ	2000 μ	0.07	
		隔壁(南北)	81	27.69s	136 μ	2000 μ	0.07	
		隔壁(西)	90	27.69s	131 μ	2000 μ	0.07	

注記*1: 評価位置を図 6-11 に示す。

*2: 照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-13(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

(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) (コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
①	S s - N 1	++	底版	12	7.52s	153 μ	2000 μ	0.08
			頂版	22	7.52s	167 μ	2000 μ	0.09
			南北壁	42	7.52s	90 μ	2000 μ	0.05
			隔壁(東西)	52	7.52s	133 μ	2000 μ	0.07
			東西壁	61	7.52s	103 μ	2000 μ	0.06
			隔壁(南北)	82	7.52s	109 μ	2000 μ	0.06
			隔壁(西)	90	7.52s	109 μ	2000 μ	0.06
		-+	底版	12	7.53s	118 μ	2000 μ	0.06
			頂版	21	7.53s	162 μ	2000 μ	0.09
			南北壁	41	7.53s	59 μ	2000 μ	0.03
			隔壁(東西)	51	7.53s	91 μ	2000 μ	0.05
			東西壁	71	7.53s	79 μ	2000 μ	0.04
			隔壁(南北)	82	7.53s	94 μ	2000 μ	0.05
			隔壁(西)	90	7.53s	86 μ	2000 μ	0.05
②	S s - D 2	++	底版	12	25.09s	172 μ	2000 μ	0.09
			頂版	21	25.09s	229 μ	2000 μ	0.12
			南北壁	41	25.09s	119 μ	2000 μ	0.06
			隔壁(東西)	53	25.09s	192 μ	2000 μ	0.10
			東西壁	61	25.09s	140 μ	2000 μ	0.07
			隔壁(南北)	82	25.09s	211 μ	2000 μ	0.11
			隔壁(西)	90	25.09s	187 μ	2000 μ	0.10
③	S s - D 2	++	底版	12	25.09s	176 μ	2000 μ	0.09
			頂版	21	25.09s	233 μ	2000 μ	0.12
			南北壁	41	25.09s	126 μ	2000 μ	0.07
			隔壁(東西)	51	25.09s	199 μ	2000 μ	0.10
			東西壁	61	25.09s	145 μ	2000 μ	0.08
			隔壁(南北)	82	25.09s	219 μ	2000 μ	0.11
			隔壁(西)	90	25.09s	195 μ	2000 μ	0.10
④	S s - D 2	++	底版	12	25.09s	75 μ	2000 μ	0.04
			頂版	21	25.09s	105 μ	2000 μ	0.06
			南北壁	41	25.09s	52 μ	2000 μ	0.03
			隔壁(東西)	51	25.09s	77 μ	2000 μ	0.04
			東西壁	61	25.09s	56 μ	2000 μ	0.03
			隔壁(南北)	82	25.09s	78 μ	2000 μ	0.04
			隔壁(西)	90	25.09s	75 μ	2000 μ	0.04

注記*1: 評価位置を図6-11に示す。

*2: 照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-14(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (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) (主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
①	S s - D 1	++	底版	11	37.17s	77 μ	1725 μ	0.05
			頂版	22	37.17s	136 μ	1725 μ	0.08
			南北壁	41	25.36s	78 μ	1725 μ	0.05
			隔壁(東西)	53	37.17s	58 μ	1725 μ	0.04
			東西壁	61	25.36s	49 μ	1725 μ	0.03
			隔壁(南北)	82	37.17s	105 μ	1725 μ	0.07
			隔壁(西)	90	37.17s	111 μ	1725 μ	0.07
		-+	底版	11	45.01s	63 μ	1725 μ	0.04
			頂版	22	45.01s	90 μ	1725 μ	0.06
			南北壁	41	45.01s	56 μ	1725 μ	0.04
			隔壁(東西)	52	45.01s	58 μ	1725 μ	0.04
			東西壁	72	45.01s	39 μ	1725 μ	0.03
			隔壁(南北)	82	45.01s	55 μ	1725 μ	0.04
			隔壁(西)	90	45.01s	49 μ	1725 μ	0.03
	S s - D 2	++	底版	11	25.09s	104 μ	1725 μ	0.07
			頂版	22	25.09s	87 μ	1725 μ	0.06
			南北壁	41	25.09s	86 μ	1725 μ	0.05
			隔壁(東西)	52	25.09s	117 μ	1725 μ	0.07
			東西壁	72	25.09s	66 μ	1725 μ	0.04
			隔壁(南北)	82	25.09s	93 μ	1725 μ	0.06
			隔壁(西)	90	25.09s	121 μ	1725 μ	0.08
		-+	底版	11	6.87s	86 μ	1725 μ	0.05
			頂版	22	6.87s	193 μ	1725 μ	0.12
			南北壁	42	6.87s	67 μ	1725 μ	0.04
			隔壁(東西)	53	6.87s	57 μ	1725 μ	0.04
			東西壁	71	6.87s	56 μ	1725 μ	0.04
			隔壁(南北)	82	6.87s	113 μ	1725 μ	0.07
			隔壁(西)	90	6.87s	118 μ	1725 μ	0.07
S s - D 3	++	底版	12	14.41s	47 μ	1725 μ	0.03	
		頂版	22	14.41s	79 μ	1725 μ	0.05	
		南北壁	42	14.41s	45 μ	1725 μ	0.03	
		隔壁(東西)	54	14.41s	40 μ	1725 μ	0.03	
		東西壁	61	14.41s	31 μ	1725 μ	0.02	
		隔壁(南北)	82	14.41s	44 μ	1725 μ	0.03	
		隔壁(西)	90	14.41s	39 μ	1725 μ	0.03	
	-+	底版	11	14.42s	72 μ	1725 μ	0.05	
		頂版	22	14.42s	132 μ	1725 μ	0.08	
		南北壁	42	14.42s	56 μ	1725 μ	0.04	
		隔壁(東西)	53	28.46s	52 μ	1725 μ	0.04	
		東西壁	71	14.42s	47 μ	1725 μ	0.03	
		隔壁(南北)	82	28.46s	88 μ	1725 μ	0.06	
		隔壁(西)	90	28.46s	92 μ	1725 μ	0.06	

注記*1：評価位置を図 6-11 に示す。

*2：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-14(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (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) (主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
①	S s - F 1	++	底版	11	19.56s	73 μ	1725 μ	0.05
			頂版	22	19.56s	148 μ	1725 μ	0.09
			南北壁	42	19.56s	59 μ	1725 μ	0.04
			隔壁(東西)	53	19.56s	44 μ	1725 μ	0.03
			東西壁	71	19.56s	50 μ	1725 μ	0.03
			隔壁(南北)	82	19.56s	83 μ	1725 μ	0.05
			隔壁(西)	90	19.56s	83 μ	1725 μ	0.05
		-+	底版	11	19.48s	69 μ	1725 μ	0.04
			頂版	22	19.49s	143 μ	1725 μ	0.09
			南北壁	42	19.49s	57 μ	1725 μ	0.04
			隔壁(東西)	53	19.48s	43 μ	1725 μ	0.03
			東西壁	71	19.49s	49 μ	1725 μ	0.03
			隔壁(南北)	82	19.48s	82 μ	1725 μ	0.05
			隔壁(西)	90	19.48s	81 μ	1725 μ	0.05
	S s - F 2	++	底版	11	28.49s	102 μ	1725 μ	0.06
			頂版	21	28.49s	80 μ	1725 μ	0.05
			南北壁	41	28.49s	107 μ	1725 μ	0.07
			隔壁(東西)	51	28.49s	133 μ	1725 μ	0.08
			東西壁	72	28.49s	68 μ	1725 μ	0.04
			隔壁(南北)	82	28.49s	74 μ	1725 μ	0.05
			隔壁(西)	90	28.49s	112 μ	1725 μ	0.07
		-+	底版	11	28.39s	61 μ	1725 μ	0.04
			頂版	21	26.88s	99 μ	1725 μ	0.06
			南北壁	41	26.88s	55 μ	1725 μ	0.04
			隔壁(東西)	54	26.88s	46 μ	1725 μ	0.03
			東西壁	61	26.88s	44 μ	1725 μ	0.03
			隔壁(南北)	82	28.39s	76 μ	1725 μ	0.05
			隔壁(西)	90	28.39s	79 μ	1725 μ	0.05
S s - F 3	++	底版	12	28.59s	71 μ	1725 μ	0.05	
		頂版	22	28.59s	126 μ	1725 μ	0.08	
		南北壁	42	28.59s	55 μ	1725 μ	0.04	
		隔壁(東西)	53	28.59s	51 μ	1725 μ	0.03	
		東西壁	71	28.59s	46 μ	1725 μ	0.03	
		隔壁(南北)	82	28.59s	91 μ	1725 μ	0.06	
		隔壁(西)	90	28.59s	95 μ	1725 μ	0.06	
	-+	底版	11	27.69s	75 μ	1725 μ	0.05	
		頂版	21	26.72s	121 μ	1725 μ	0.08	
		南北壁	42	26.72s	65 μ	1725 μ	0.04	
		隔壁(東西)	53	27.69s	57 μ	1725 μ	0.04	
		東西壁	61	26.72s	46 μ	1725 μ	0.03	
		隔壁(南北)	82	27.69s	87 μ	1725 μ	0.06	
		隔壁(西)	90	27.69s	97 μ	1725 μ	0.06	

注記*1：評価位置を図 6-11 に示す。

*2：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-14(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (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) (主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
①	S s - N 1	++	底版	11	7.52s	61 μ	1725 μ	0.04
			頂版	22	7.52s	102 μ	1725 μ	0.06
			南北壁	42	7.52s	47 μ	1725 μ	0.03
			隔壁(東西)	53	7.52s	38 μ	1725 μ	0.03
			東西壁	71	7.52s	41 μ	1725 μ	0.03
			隔壁(南北)	82	7.52s	70 μ	1725 μ	0.05
			隔壁(西)	90	7.52s	69 μ	1725 μ	0.04
		-+	底版	12	7.53s	39 μ	1725 μ	0.03
			頂版	22	7.53s	86 μ	1725 μ	0.05
			南北壁	42	7.53s	38 μ	1725 μ	0.03
			隔壁(東西)	54	7.53s	36 μ	1725 μ	0.03
			東西壁	61	7.53s	36 μ	1725 μ	0.03
			隔壁(南北)	82	7.53s	36 μ	1725 μ	0.03
			隔壁(西)	90	7.53s	32 μ	1725 μ	0.02
②	S s - D 2	++	底版	11	25.09s	110 μ	1725 μ	0.07
			頂版	22	25.09s	86 μ	1725 μ	0.05
			南北壁	41	25.09s	87 μ	1725 μ	0.06
			隔壁(東西)	52	25.09s	128 μ	1725 μ	0.08
			東西壁	72	25.09s	69 μ	1725 μ	0.04
			隔壁(南北)	82	25.09s	94 μ	1725 μ	0.06
			隔壁(西)	90	25.09s	134 μ	1725 μ	0.08
③	S s - D 2	++	底版	11	25.09s	115 μ	1725 μ	0.07
			頂版	22	25.09s	86 μ	1725 μ	0.05
			南北壁	41	25.09s	93 μ	1725 μ	0.06
			隔壁(東西)	51	25.09s	139 μ	1725 μ	0.09
			東西壁	72	25.09s	72 μ	1725 μ	0.05
			隔壁(南北)	82	25.09s	99 μ	1725 μ	0.06
			隔壁(西)	90	25.09s	164 μ	1725 μ	0.10
④	S s - D 2	++	底版	11	25.09s	40 μ	1725 μ	0.03
			頂版	22	25.09s	40 μ	1725 μ	0.03
			南北壁	41	25.09s	40 μ	1725 μ	0.03
			隔壁(東西)	52	25.09s	41 μ	1725 μ	0.03
			東西壁	61	25.09s	27 μ	1725 μ	0.02
			隔壁(南北)	82	25.09s	27 μ	1725 μ	0.02
			隔壁(西)	90	25.09s	34 μ	1725 μ	0.02

注記*1：評価位置を図6-11に示す。

*2：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

6.3.2 せん断破壊に対する評価結果

構造強度を有することの確認及びSクラスの施設を支持する機能を損なわないこと
の確認におけるせん断破壊に対する評価結果を表6-15に示す。

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

表 6-15(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*1		照査 時刻	照査用	せん断	照査値
						せん断力*2	耐力	
						V_d (kN/m)	V_{yd} (kN/m)	V_d/V_{yd}
①	S s - D 1	++	底版	11	37.17s	573	1235	0.47
			頂版	22	37.17s	286	564	0.51
			南北壁	42	25.36s	608	1565	0.39
			隔壁(東西)	52	37.17s	405	736	0.56
			東西壁	72	25.36s	186	443	0.42
			隔壁(南北)	82	37.17s	13	470	0.03
			隔壁(西)	90	37.17s	46	511	0.10
		-+	底版	15	45.01s	337	1041	0.33
			頂版	22	45.01s	161	564	0.29
			南北壁	42	45.01s	517	1589	0.33
			隔壁(東西)	52	45.01s	304	719	0.43
			東西壁	72	45.01s	164	443	0.38
			隔壁(南北)	82	45.01s	8	470	0.02
			隔壁(西)	90	45.01s	47	949	0.05
	S s - D 2	++	底版	12	25.09s	325	592	0.55
			頂版	21	25.09s	144	564	0.26
			南北壁	41	25.09s	566	1174	0.49
			隔壁(東西)	53	25.09s	449	718	0.63
			東西壁	72	25.09s	262	443	0.60
			隔壁(南北)	81	25.09s	22	470	0.05
			隔壁(西)	90	25.09s	42	511	0.09
		-+	底版	11	6.87s	541	1067	0.51
			頂版	22	6.87s	336	564	0.60
			南北壁	33	6.87s	440	1497	0.30
			隔壁(東西)	52	6.87s	422	739	0.58
			東西壁	72	6.87s	83	443	0.19
			隔壁(南北)	82	6.87s	15	470	0.04
			隔壁(西)	90	6.87s	50	511	0.10
S s - D 3	++	底版	12	14.41s	264	953	0.28	
		頂版	22	14.41s	203	824	0.25	
		南北壁	42	14.41s	446	1591	0.29	
		隔壁(東西)	52	14.41s	224	726	0.31	
		東西壁	72	14.41s	115	443	0.26	
		隔壁(南北)	81	14.41s	6	470	0.02	
		隔壁(西)	90	14.41s	38	949	0.05	
	-+	底版	11	14.42s	456	1072	0.43	
		頂版	22	14.42s	279	564	0.50	
		南北壁	33	28.46s	362	1498	0.25	
		隔壁(東西)	52	28.46s	363	737	0.50	
		東西壁	72	28.46s	67	443	0.16	
		隔壁(南北)	82	28.46s	13	470	0.03	
		隔壁(西)	90	28.46s	46	511	0.10	

注記*1：評価位置を図 6-11 に示す。

*2：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-15(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*1		照査 時刻	照査用	せん断	照査値
						せん断力*2	耐力	
						V_d (kN/m)	V_{yd} (kN/m)	V_d/V_{yd}
①	S s - F 1	++	底版	11	19.56s	462	1071	0.44
			頂版	22	18.88s	283	564	0.51
			南北壁	32	19.56s	392	1637	0.24
			隔壁(東西)	52	19.56s	343	746	0.46
			東西壁	72	19.56s	64	443	0.15
			隔壁(南北)	82	19.56s	14	470	0.03
			隔壁(西)	90	19.56s	44	511	0.09
		-+	底版	11	19.48s	522	1214	0.43
			頂版	22	19.49s	288	564	0.52
			南北壁	32	19.48s	388	1639	0.24
			隔壁(東西)	52	19.48s	341	748	0.46
			東西壁	72	19.48s	61	443	0.14
			隔壁(南北)	82	19.48s	14	470	0.03
			隔壁(西)	90	19.48s	42	511	0.09
	S s - F 2	++	底版	11	28.49s	331	585	0.57
			頂版	22	28.38s	136	564	0.25
			南北壁	42	28.49s	535	1365	0.40
			隔壁(東西)	53	28.49s	439	705	0.63
			東西壁	72	28.49s	260	443	0.59
			隔壁(南北)	82	28.49s	12	470	0.03
			隔壁(西)	90	28.49s	47	511	0.10
		-+	底版	11	28.39s	451	1226	0.37
			頂版	22	28.39s	223	564	0.40
			南北壁	42	26.88s	452	1558	0.30
隔壁(東西)			52	28.39s	316	735	0.43	
東西壁			72	26.88s	138	443	0.32	
隔壁(南北)			82	28.39s	11	470	0.03	
隔壁(西)			90	28.39s	40	511	0.08	
S s - F 3	++	底版	11	28.59s	539	1224	0.45	
		頂版	22	28.59s	273	564	0.49	
		南北壁	32	28.59s	399	1619	0.25	
		隔壁(東西)	52	28.59s	371	740	0.51	
		東西壁	72	28.59s	68	443	0.16	
		隔壁(南北)	82	28.59s	13	470	0.03	
		隔壁(西)	90	28.59s	44	511	0.09	
	-+	底版	11	27.69s	479	1074	0.45	
		頂版	22	27.69s	268	564	0.48	
		南北壁	42	26.72s	596	1588	0.38	
		隔壁(東西)	52	27.69s	384	730	0.53	
		東西壁	72	26.72s	158	443	0.36	
		隔壁(南北)	82	27.69s	11	470	0.03	
		隔壁(西)	90	27.69s	48	511	0.10	

注記*1：評価位置を図6-11に示す。

*2：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-15(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*1		照査 時刻	照査用	せん断	照査値
						せん断力*2	耐力	
						V_d (kN/m)	$V_{y d}$ (kN/m)	$V_d/V_{y d}$
①	S s - N 1	++	底版	11	7.52s	456	1218	0.38
			頂版	22	7.52s	239	564	0.43
			南北壁	32	7.52s	334	1635	0.21
			隔壁(東西)	52	7.52s	294	748	0.40
			東西壁	72	7.52s	51	443	0.12
			隔壁(南北)	82	7.52s	12	470	0.03
			隔壁(西)	90	7.52s	37	511	0.08
		-+	底版	12	7.53s	272	944	0.29
			頂版	22	7.53s	223	818	0.28
			南北壁	42	7.53s	377	1615	0.24
			隔壁(東西)	52	7.53s	198	730	0.28
			東西壁	72	7.53s	94	443	0.22
			隔壁(南北)	81	7.53s	5	470	0.02
			隔壁(西)	90	7.53s	35	949	0.04
②	S s - D 2	++	底版	11	25.09s	343	585	0.59
			頂版	21	25.09s	142	564	0.26
			南北壁	42	25.09s	554	1173	0.48
			隔壁(東西)	53	25.09s	462	717	0.65
			東西壁	72	25.09s	272	443	0.62
			隔壁(南北)	81	25.09s	22	470	0.05
			隔壁(西)	90	25.09s	46	511	0.10
③	S s - D 2	++	底版	11	25.09s	353	585	0.61
			頂版	21	25.09s	141	564	0.25
			南北壁	42	25.09s	584	1173	0.50
			隔壁(東西)	53	25.09s	478	715	0.67
			東西壁	72	25.09s	285	443	0.65
			隔壁(南北)	81	25.09s	22	470	0.05
			隔壁(西)	90	25.09s	50	511	0.10
	S s - F 2	++	隔壁(東西)	53	28.49s	439	706	0.63
④	S s - D 2	++	底版	11	25.09s	361	585	0.62
			頂版	21	25.09s	150	564	0.27
			南北壁	42	25.09s	566	1173	0.49
			隔壁(東西)	52	25.09s	431	710	0.61
			東西壁	72	25.09s	270	443	0.61
			隔壁(南北)	82	25.09s	15	470	0.04
			隔壁(西)	90	25.09s	37	511	0.08
	-+	頂版	22	6.87s	329	564	0.59	

注記*1：評価位置を図 6-11 に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

6.3.3 壁部材の面内せん断に対する評価結果

各壁部材の面内せん断に対する評価結果を表 6-16 に示す。

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

表 6-16(1) 壁部材の面内せん断に対する照査

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査 時刻	照査用面内 せん断ひずみ*2	限界せん断 ひずみ	照査値 ϵ_d / ϵ_R
						ϵ_d	ϵ_R	
①	S s - D 1	++	南北壁	30	37.17s	13 μ	2000 μ	0.01
			隔壁(東西)	50	37.17s	22 μ	2000 μ	0.02
			東西壁	60	25.36s	69 μ	2000 μ	0.04
			隔壁(南北)	80	25.36s	147 μ	2000 μ	0.08
			隔壁(西)	90	25.36s	79 μ	2000 μ	0.04
		-+	南北壁	30	45.01s	10 μ	2000 μ	0.01
			隔壁(東西)	50	45.01s	19 μ	2000 μ	0.01
			東西壁	60	45.01s	58 μ	2000 μ	0.03
			隔壁(南北)	80	45.01s	129 μ	2000 μ	0.07
			隔壁(西)	90	45.01s	74 μ	2000 μ	0.04
	S s - D 2	++	南北壁	30	25.09s	12 μ	2000 μ	0.01
			隔壁(東西)	50	25.09s	29 μ	2000 μ	0.02
			東西壁	60	25.09s	74 μ	2000 μ	0.04
			隔壁(南北)	80	25.09s	164 μ	2000 μ	0.09
			隔壁(西)	90	25.09s	114 μ	2000 μ	0.06
		-+	南北壁	30	29.99s	14 μ	2000 μ	0.01
			隔壁(東西)	50	6.87s	23 μ	2000 μ	0.02
			東西壁	60	6.87s	68 μ	2000 μ	0.04
			隔壁(南北)	80	6.87s	141 μ	2000 μ	0.08
			隔壁(西)	90	6.87s	81 μ	2000 μ	0.05
	S s - D 3	++	南北壁	30	14.41s	8 μ	2000 μ	0.01
			隔壁(東西)	50	14.41s	14 μ	2000 μ	0.01
			東西壁	60	14.41s	46 μ	2000 μ	0.03
			隔壁(南北)	80	14.41s	103 μ	2000 μ	0.06
隔壁(西)			90	14.41s	54 μ	2000 μ	0.03	
-+		南北壁	30	28.46s	11 μ	2000 μ	0.01	
		隔壁(東西)	50	28.46s	20 μ	2000 μ	0.01	
		東西壁	60	28.46s	59 μ	2000 μ	0.03	
		隔壁(南北)	80	28.46s	122 μ	2000 μ	0.07	
		隔壁(西)	90	28.46s	69 μ	2000 μ	0.04	

注記*1：評価位置を図 6-13 に示す。

*2：照査用面内せん断ひずみ＝発生面内せん断ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-16(2) 壁部材の面内せん断に対する照査

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査 時刻	照査用面内 せん断ひずみ*2	限界せん断 ひずみ	照査値 ϵ_d / ϵ_R
						ϵ_d	ϵ_R	
①	S s - F 1	++	南北壁	30	19.56s	9 μ	2000 μ	0.01
			隔壁(東西)	50	19.56s	18 μ	2000 μ	0.01
			東西壁	60	19.56s	53 μ	2000 μ	0.03
			隔壁(南北)	80	19.56s	110 μ	2000 μ	0.06
			隔壁(西)	90	19.56s	67 μ	2000 μ	0.04
		-+	南北壁	30	19.48s	9 μ	2000 μ	0.01
			隔壁(東西)	50	19.48s	18 μ	2000 μ	0.01
			東西壁	60	19.48s	53 μ	2000 μ	0.03
			隔壁(南北)	80	19.48s	109 μ	2000 μ	0.06
			隔壁(西)	90	19.48s	68 μ	2000 μ	0.04
	S s - F 2	++	南北壁	30	28.49s	11 μ	2000 μ	0.01
			隔壁(東西)	50	28.49s	29 μ	2000 μ	0.02
			東西壁	72	28.49s	78 μ	2000 μ	0.04
			隔壁(南北)	80	28.49s	143 μ	2000 μ	0.08
			隔壁(西)	90	28.49s	116 μ	2000 μ	0.06
		-+	南北壁	30	28.39s	10 μ	2000 μ	0.01
			隔壁(東西)	50	26.88s	17 μ	2000 μ	0.01
			東西壁	60	26.88s	56 μ	2000 μ	0.03
			隔壁(南北)	80	26.88s	120 μ	2000 μ	0.06
			隔壁(西)	90	26.88s	63 μ	2000 μ	0.04
	S s - F 3	++	南北壁	30	28.59s	11 μ	2000 μ	0.01
			隔壁(東西)	50	28.59s	20 μ	2000 μ	0.01
			東西壁	60	28.59s	59 μ	2000 μ	0.03
			隔壁(南北)	80	28.59s	123 μ	2000 μ	0.07
隔壁(西)			90	28.59s	73 μ	2000 μ	0.04	
-+		南北壁	30	27.69s	14 μ	2000 μ	0.01	
		隔壁(東西)	50	27.69s	21 μ	2000 μ	0.02	
		東西壁	60	27.69s	66 μ	2000 μ	0.04	
		隔壁(南北)	80	26.72s	136 μ	2000 μ	0.07	
		隔壁(西)	90	26.72s	69 μ	2000 μ	0.04	

注記*1：評価位置を図 6-13 に示す。

*2：照査用面内せん断ひずみ＝発生面内せん断ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-16(3) 壁部材の面内せん断に対する照査

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査 時刻	照査用面内 せん断ひずみ*2	限界せん断 ひずみ	照査値 ϵ_d / ϵ_R
						ϵ_d	ϵ_R	
①	S s - N 1	++	南北壁	30	7.52s	8 μ	2000 μ	0.01
			隔壁(東西)	50	7.52s	15 μ	2000 μ	0.01
			東西壁	60	7.52s	44 μ	2000 μ	0.03
			隔壁(南北)	80	7.52s	91 μ	2000 μ	0.05
			隔壁(西)	90	7.52s	58 μ	2000 μ	0.03
		-+	南北壁	30	7.53s	7 μ	2000 μ	0.01
			隔壁(東西)	50	7.53s	13 μ	2000 μ	0.01
			東西壁	60	7.53s	42 μ	2000 μ	0.03
			隔壁(南北)	80	7.53s	90 μ	2000 μ	0.05
			隔壁(西)	90	7.53s	49 μ	2000 μ	0.03
②	S s - D 2	++	南北壁	30	25.09s	12 μ	2000 μ	0.01
			隔壁(東西)	50	25.09s	30 μ	2000 μ	0.02
			東西壁	72	25.09s	76 μ	2000 μ	0.04
			隔壁(南北)	80	25.09s	163 μ	2000 μ	0.09
			隔壁(西)	90	25.09s	119 μ	2000 μ	0.06
③	S s - D 2	++	南北壁	30	25.09s	12 μ	2000 μ	0.01
			隔壁(東西)	50	25.09s	31 μ	2000 μ	0.02
			東西壁	72	25.09s	79 μ	2000 μ	0.04
			隔壁(南北)	80	25.09s	168 μ	2000 μ	0.09
			隔壁(西)	90	25.09s	124 μ	2000 μ	0.07
	S s - F 2	++	隔壁(東西)	50	28.49s	29 μ	2000 μ	0.02
④	S s - D 2	++	南北壁	30	25.09s	6 μ	2000 μ	0.01
			隔壁(東西)	50	25.09s	13 μ	2000 μ	0.01
			東西壁	60	25.09s	31 μ	2000 μ	0.02
			隔壁(南北)	80	25.09s	69 μ	2000 μ	0.04
			隔壁(西)	90	25.09s	44 μ	2000 μ	0.03

注記*1：評価位置を図 6-13 に示す。

*2：照査用面内せん断ひずみ=発生面内せん断ひずみ×構造解析係数 γ_a

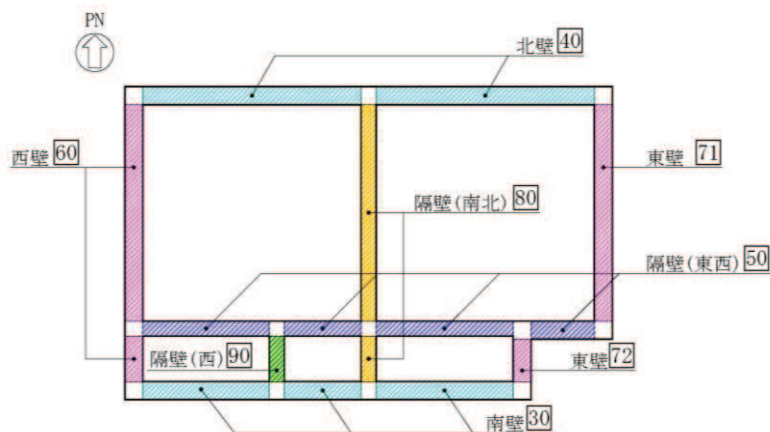


図 6-13 評価部材位置 (面内せん断ひずみ)

6.3.4 水平2方向載荷による評価結果

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

「6.2 三次元構造解析結果」に示すとおり、せん断破壊に対する照査において、照査値が最大となる解析ケース③の $S_s-D2(++)$ により、水平2方向載荷による評価を実施する。

表6-17～表6-21に水平2方向載荷に対する評価結果を示す。

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

表6-17 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
（コンクリートの圧縮縁ひずみ）

評価位置*1		解析ケース	地震動	照査時刻	照査用ひずみ*2 ϵ_d	限界ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
底版	12	③	主方向： $S_s-D2(++)$ 従方向： S_s-D2	25.09s	189 μ	10000 μ	0.02
頂版	22				243 μ	10000 μ	0.03
南北壁	41				133 μ	10000 μ	0.02
隔壁(東西)	53				225 μ	10000 μ	0.03
東西壁	61				144 μ	10000 μ	0.02
隔壁(南北)	82				260 μ	10000 μ	0.03
隔壁(西)	90				222 μ	10000 μ	0.03

注記*1：評価位置を図6-11に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-18 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

(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) (コンクリートの圧縮ひずみ)

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
底版	12	③	主方向：S _s -D ₂ (++) 従方向：S _s -D ₂	25.09s	189 μ	2000 μ	0.10
頂版	22				243 μ	2000 μ	0.13
南北壁	41				133 μ	2000 μ	0.07
隔壁(東西)	53				225 μ	2000 μ	0.12
東西壁	61				144 μ	2000 μ	0.08
隔壁(南北)	82				260 μ	2000 μ	0.13
隔壁(西)	90				222 μ	2000 μ	0.12

注記*1：評価位置を図 6-11 に示す。

*2：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-19 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

(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) (主筋ひずみ)

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
底版	12	③	主方向：S _s -D ₂ (++) 従方向：S _s -D ₂	25.09s	124 μ	1725 μ	0.08
頂版	22				86 μ	1725 μ	0.05
南北壁	41				100 μ	1725 μ	0.06
隔壁(東西)	51				199 μ	1725 μ	0.12
東西壁	72				76 μ	1725 μ	0.05
隔壁(南北)	82				113 μ	1725 μ	0.07
隔壁(西)	90				275 μ	1725 μ	0.16

注記*1：評価位置を図 6-11 に示す。

*2：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-20 せん断破壊に対する評価結果

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査 時刻	照査用 せん断力*2	せん断 耐力	照査値
					V_d (kN/m)	V_{yd} (kN/m)	V_d/V_{yd}
底版	12	③	主方向： S_s-D2 (++) 従方向： S_s-D2	25.09s	353	585	0.61
頂版	21				137	564	0.25
南北壁	42				559	1395	0.41
隔壁(東西)	53				539	710	0.76
東西壁	72				301	443	0.68
隔壁(南北)	81				36	470	0.08
隔壁(西)	90				51	511	0.10

注記*1：評価位置を図 6-11 に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-21 壁部材の面内せん断に対する照査

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査 時刻	照査用面内 せん断ひずみ*2	限界せん断 ひずみ	照査値
					ϵ_d	ϵ_R	ϵ_d/ϵ_R
南北壁	30	③	主方向： S_s-D2 (++) 従方向： S_s-D2	25.09s	10 μ	2000 μ	0.01
隔壁(東西)	50				54 μ	2000 μ	0.03
東西壁	72				84 μ	2000 μ	0.05
隔壁(南北)	80				164 μ	2000 μ	0.09
隔壁(西)	90				137 μ	2000 μ	0.07

注記*1：評価位置を図 6-13 に示す。

*2：照査用面内せん断ひずみ＝発生面内せん断ひずみ×構造解析係数 γ_a

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 6-22 に示す。また、最大接地圧分布図を図 6-14 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 6-22 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 -D 1	++	2.2	13.7	0.17	
		-+	2.2	13.7	0.17	
	S _s -D 2	++	2.5	13.7	0.19	
		-+	2.3	13.7	0.17	
	S _s -D 3	++	2.1	13.7	0.16	
		-+	1.9	13.7	0.14	
	S _s -F 1	++	2.1	13.7	0.16	
		-+	1.9	13.7	0.14	
	S _s -F 2	++	2.0	13.7	0.15	
		-+	2.0	13.7	0.15	
	S _s -F 3	++	2.1	13.7	0.16	
		-+	2.3	13.7	0.17	
	S _s -N 1	++	1.8	13.7	0.14	
		-+	2.0	13.7	0.15	
	②	S _s -D 2	++	2.5	13.7	0.19
	③	S _s -D 2	++	2.5	13.7	0.19
④	S _s -D 2	++	2.5	13.7	0.19	

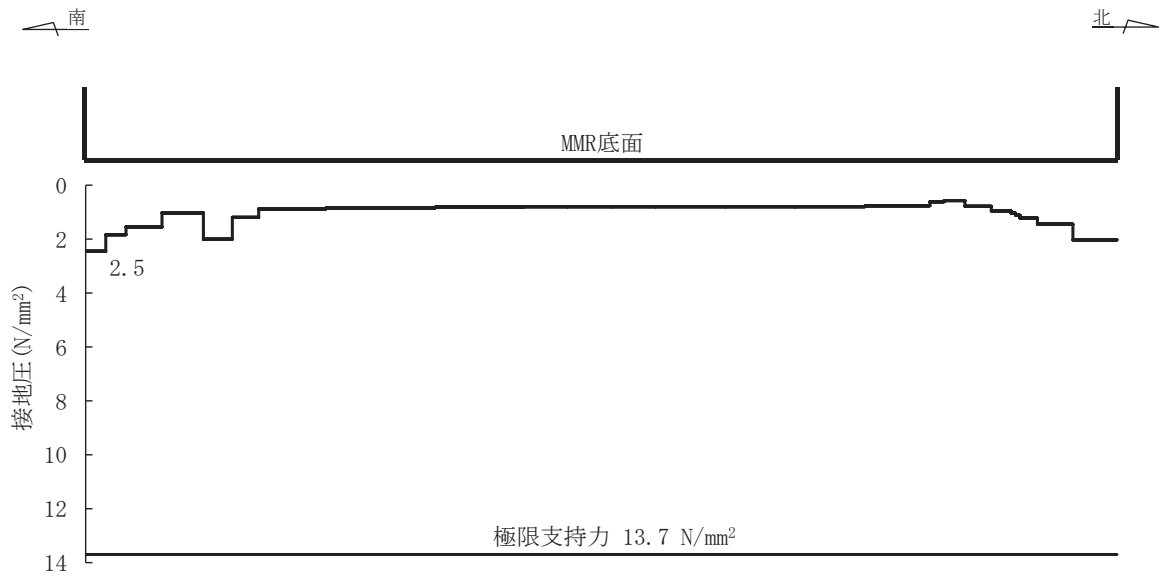


図 6-14 基礎地盤の最大接地圧分布図
(解析ケース②, $S_s - D_2$ (++))

6.4.2 MMR (既設)

(1) 接地圧に対する評価

MMR (既設) の接地圧に対する支持性能の評価結果を表 6-23 に示す。また、最大接地圧分布図を図 6-15 に示す。

同表より、MMR (既設) に発生する接地圧が支圧強度を下回ることを確認した。

表 6-23 MMR (既設) 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 -D 1	++	1.2	15.6	0.08
		-+	1.2	15.6	0.08
	S _s -D 2	++	1.3	15.6	0.09
		-+	1.3	15.6	0.09
	S _s -D 3	--	1.1	15.6	0.08
		-+	1.0	15.6	0.07
	S _s -F 1	++	1.1	15.6	0.08
		-+	1.0	15.6	0.07
	S _s -F 2	++	1.1	15.6	0.08
		-+	1.0	15.6	0.07
	S _s -F 3	++	1.0	15.6	0.07
		-+	1.2	15.6	0.08
	S _s -N 1	++	0.9	15.6	0.06
		-+	1.0	15.6	0.07
②	S _s -D 2	++	1.3	15.6	0.09
③	S _s -D 2	++	1.3	15.6	0.09
④	S _s -D 2	++	1.2	15.6	0.08

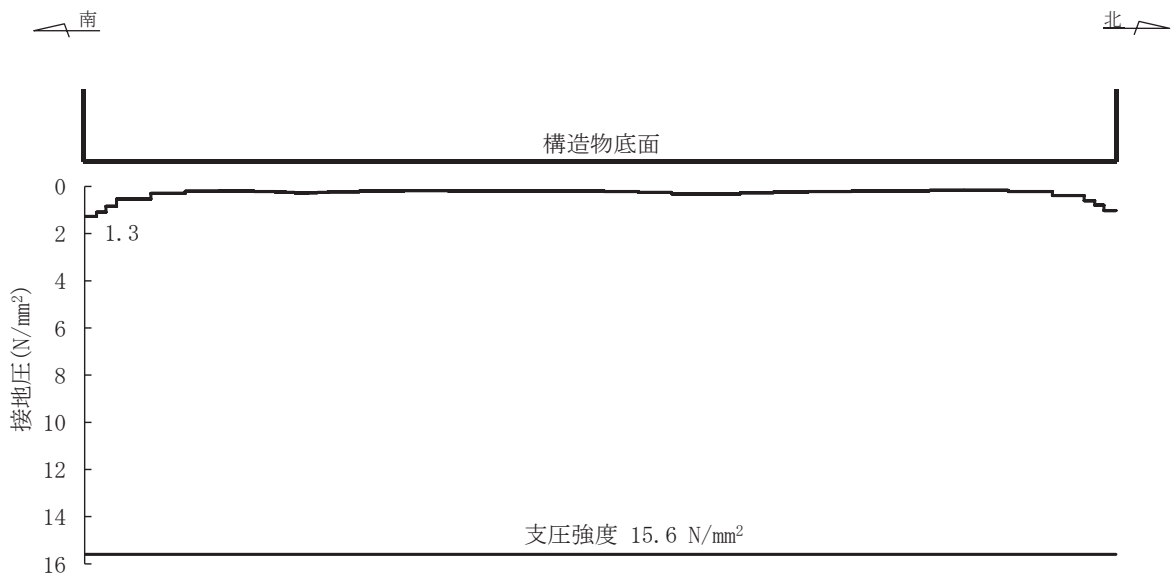


図 6-15 MMR (既設) の最大接地圧分布図
(解析ケース③, S_s-D 2 (++))

(2) 健全性評価

MMR（既設）のせん断破壊に対する局所安全係数を表 6-24 に、引張破壊に対する局所安全係数を表 6-25 に示す。

また、引張破壊に対する局所安全係数が 1.0 を下回るケースについて、最大せん断応力発生時刻及び最大引張応力発生時刻の局所安全係数分布を図 6-16 及び図 6-17 に示す。

$$f_s = R / S$$

ここに、 f_s : 局所安全係数

R : せん断強度又は引張強度

S : 発生せん断応力または発生引張応力

表 6-24、表 6-25、図 6-16 及び図 6-17 よりせん断破壊及び引張破壊している要素の分布が極めて局所的で MMR（既設）の安定性に影響を及ぼすことはない。

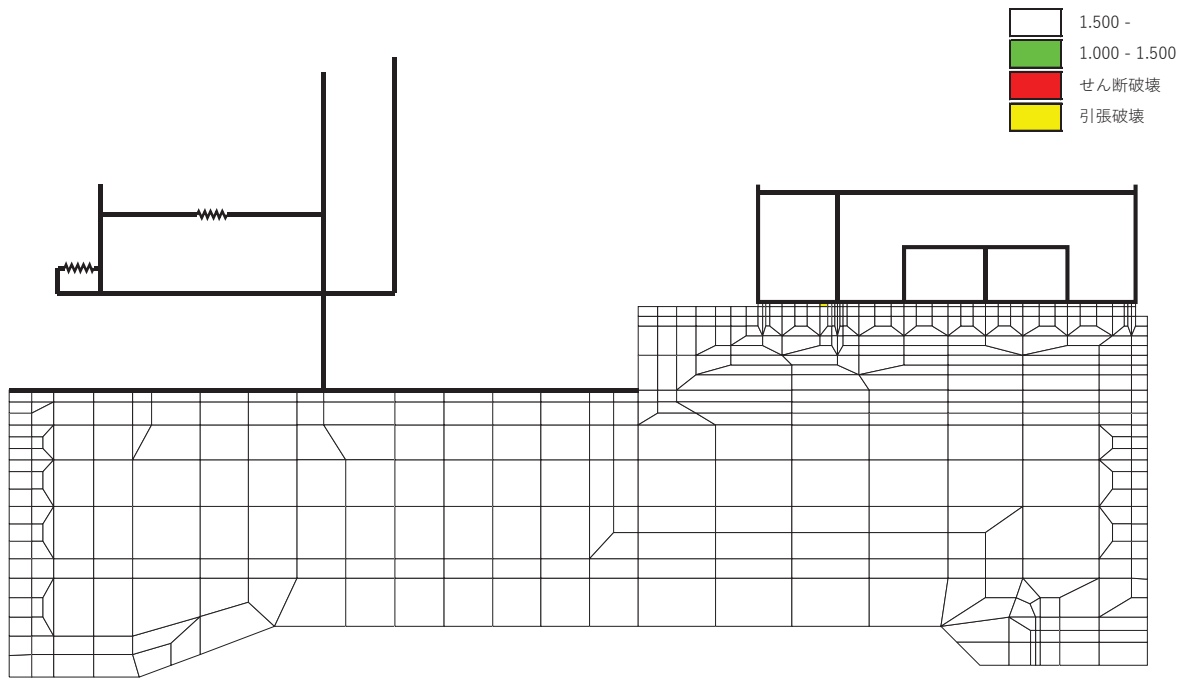
以上から、MMR（既設）の健全性を確認した。

表 6-24 MMR（既設）のせん断破壊に対する局所安全係数

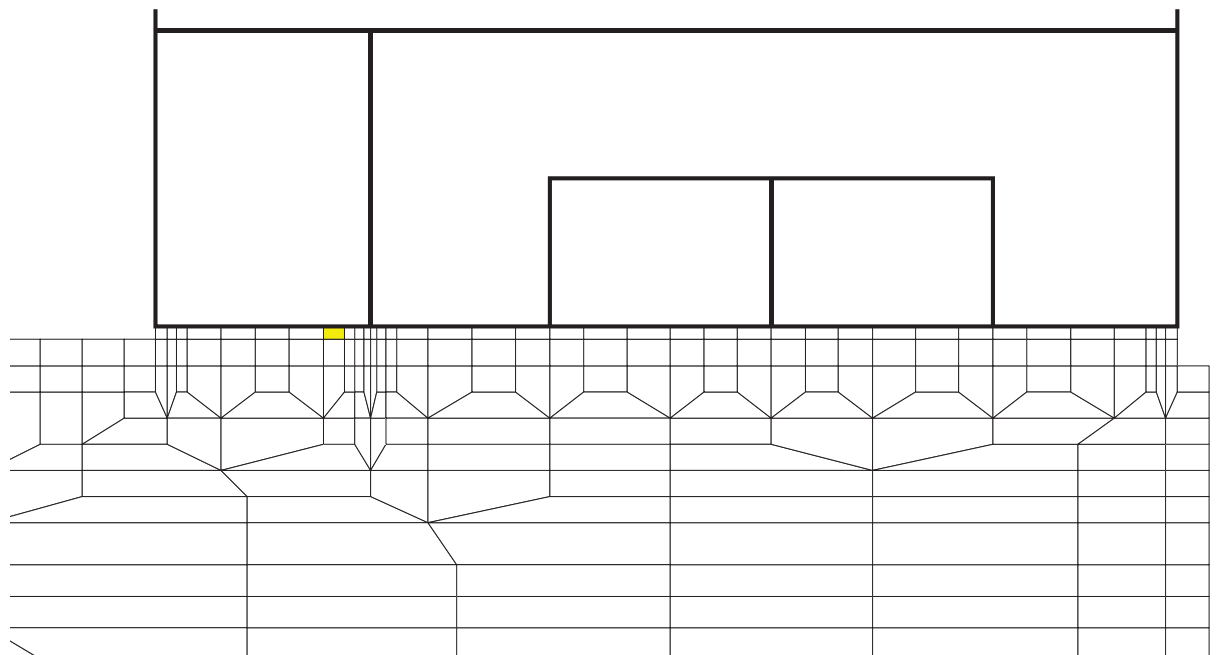
解析 ケース	地震動		せん断応力 S (N/mm ²)	せん断強度 R (N/mm ²)	局所安全係数 f_s
①	S _s -D 1	++	1.32	3.12	2.36
		-+	1.26	3.12	2.47
	S _s -D 2	++	1.41	3.12	2.21
		-+	1.33	3.12	2.34
	S _s -D 3	++	1.16	3.12	2.68
		-+	1.10	3.12	2.83
	S _s -F 1	++	1.11	3.12	2.81
		-+	1.08	3.12	2.88
	S _s -F 2	++	1.19	3.12	2.62
		-+	1.09	3.12	2.86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

表 6-25 MMR (既設) 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	++	1.80	1.43	0.79
		-+	1.79	1.43	0.79
	S _s -D 2	++	1.71	1.43	0.83
		-+	1.86	1.43	0.76
	S _s -D 3	++	1.15	1.43	1.24
		-+	1.56	1.43	0.91
	S _s -F 1	++	1.18	1.43	1.21
		-+	1.25	1.43	1.14
	S _s -F 2	++	1.36	1.43	1.05
		-+	1.23	1.43	1.16
	S _s -F 3	++	1.64	1.43	0.87
		-+	1.79	1.43	0.79
	S _s -N 1	++	1.22	1.43	1.17
		-+	1.09	1.43	1.31
②	S _s -D 2	++	1.70	1.43	0.84
③	S _s -D 2	++	1.72	1.43	0.83
④	S _s -D 2	++	1.64	1.43	0.87

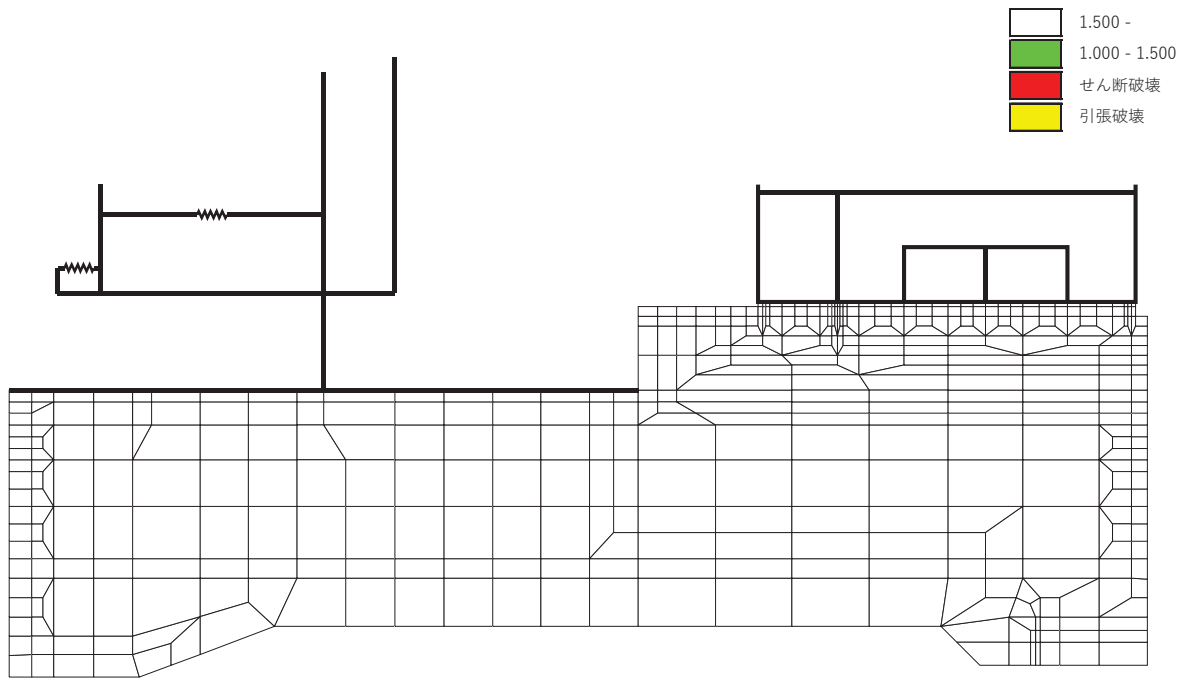


(a) 全体図

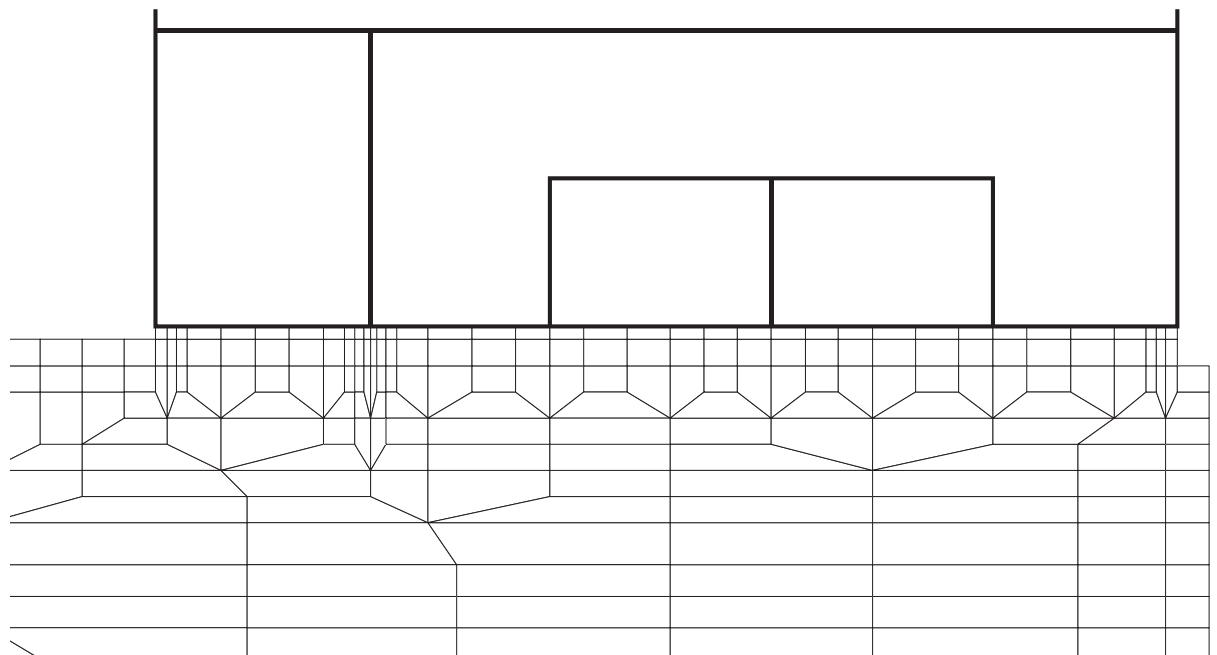


(b) 拡大図

図 6-16(1) MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース①, $S_s - D1$ (++) , $t = 37.17s$)

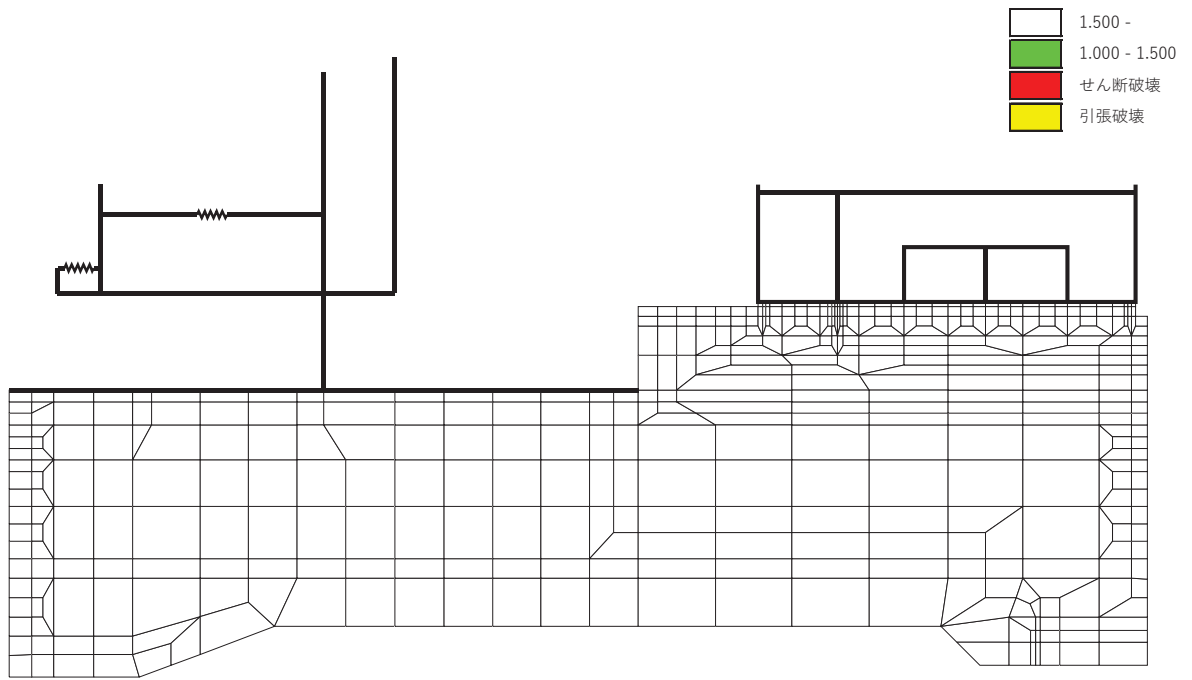


(a) 全体図

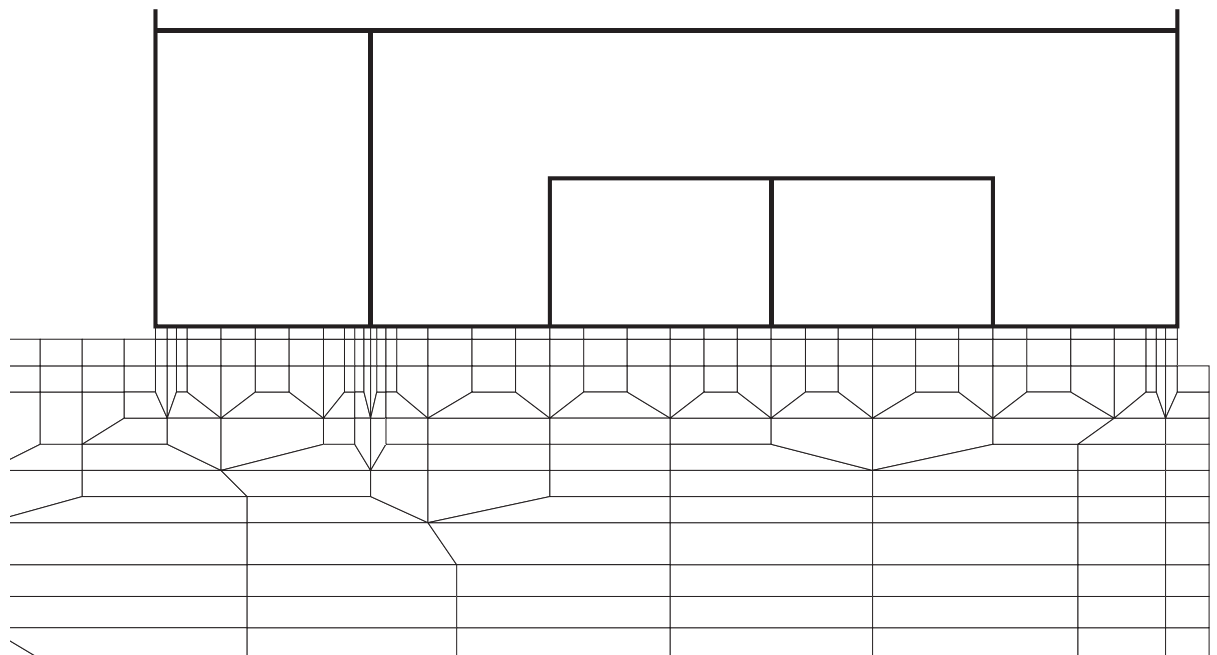


(b) 拡大図

図 6-16(2) MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース①, $S_s - D1 (-+)$, $t = 45.01s$)

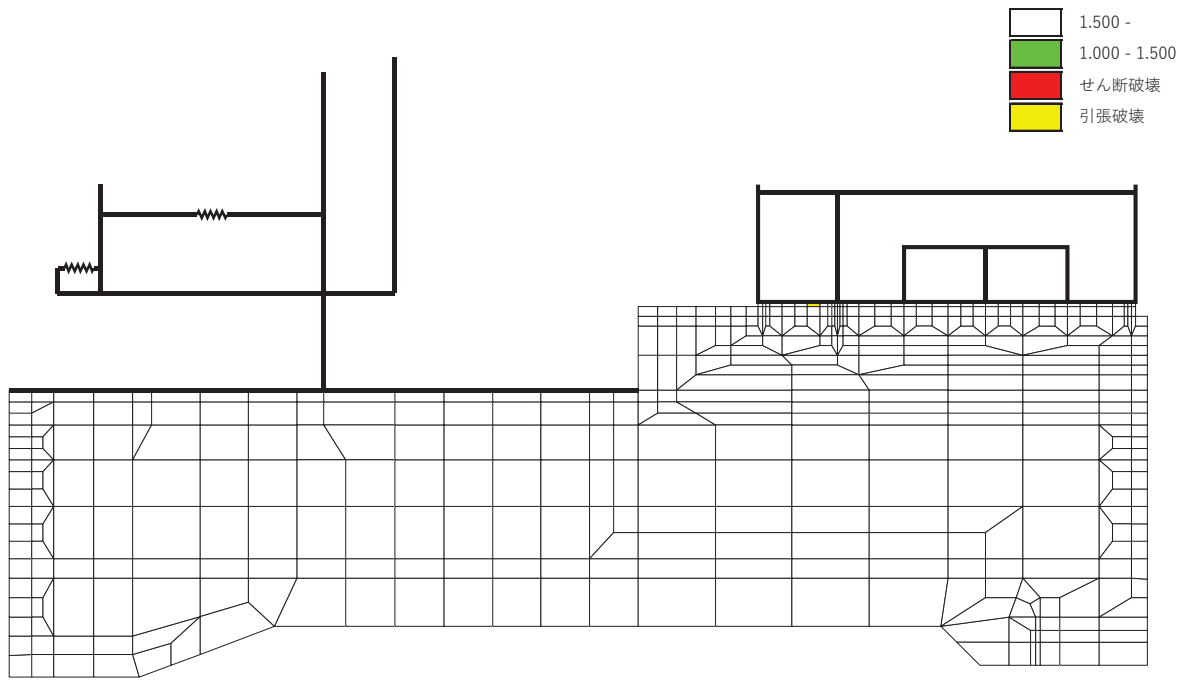


(a) 全体図

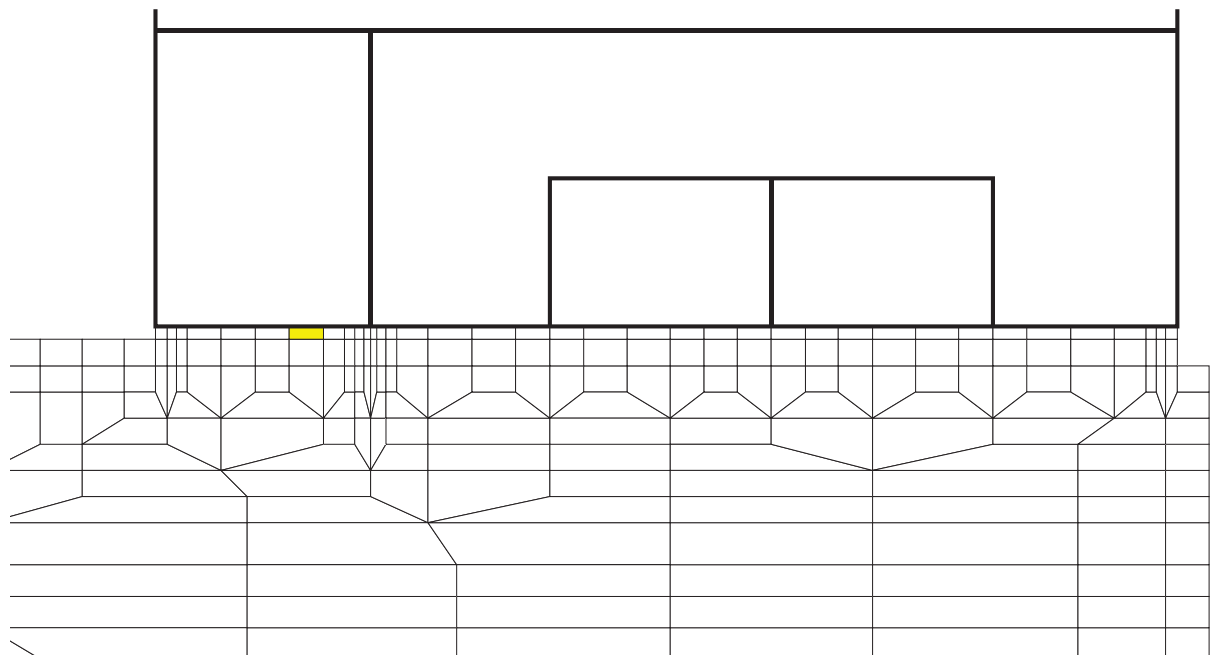


(b) 拡大図

図 6-16(3) MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース①, $S_s - D 2 (+ +)$, $t = 25.09s$)

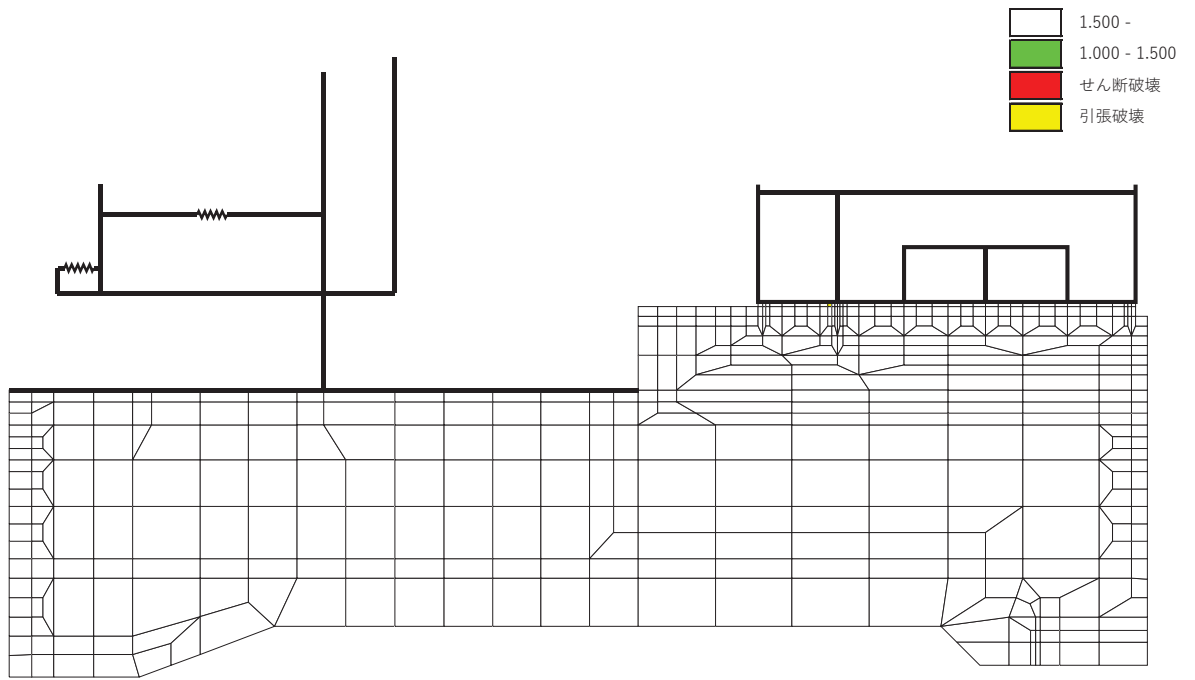


(a) 全体図

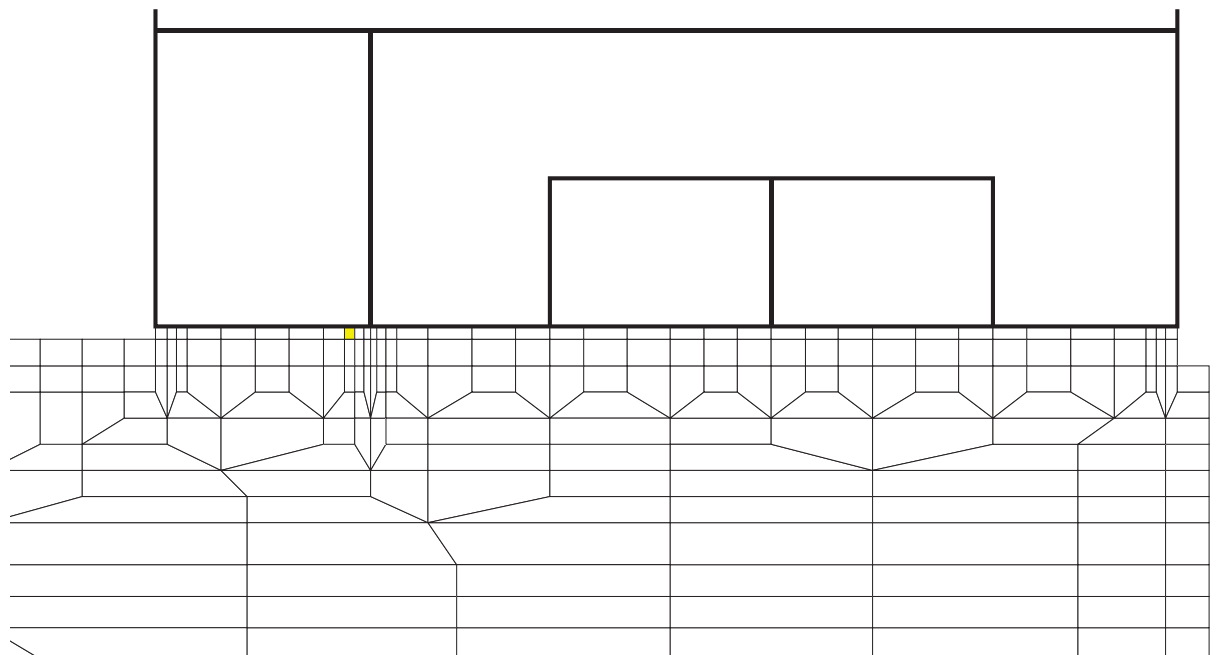


(b) 拡大図

図 6-16(4) MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース①, $S_s - D_2 (-+)$, $t = 6.86s$)

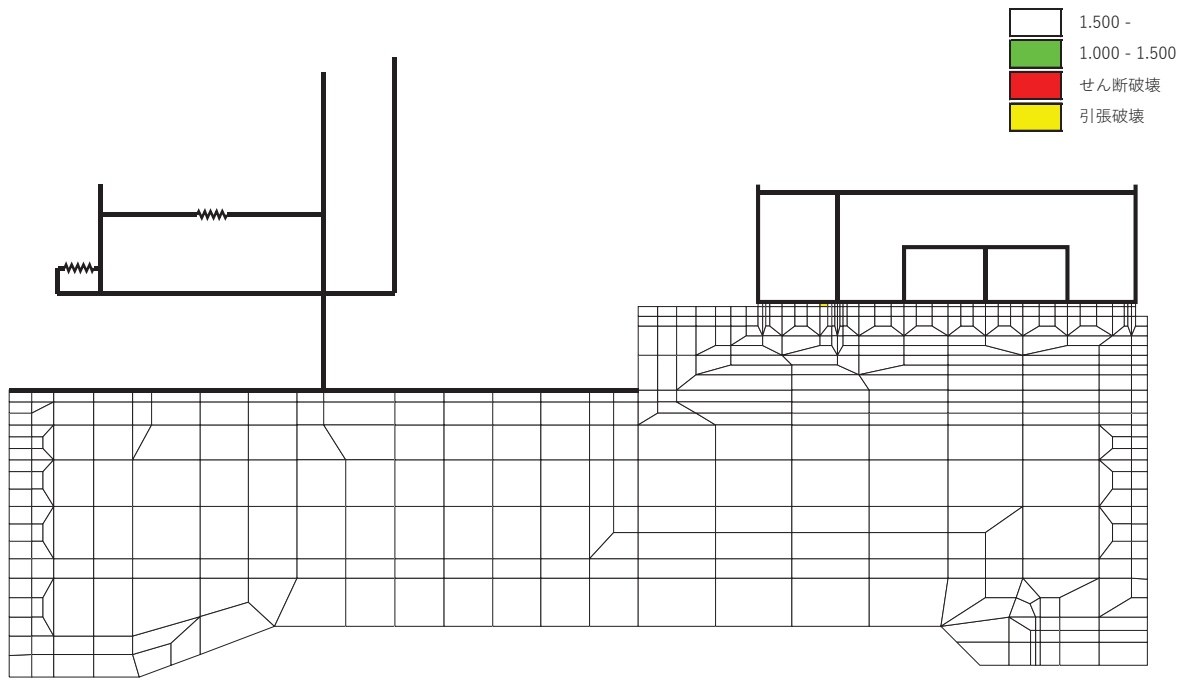


(a) 全体図

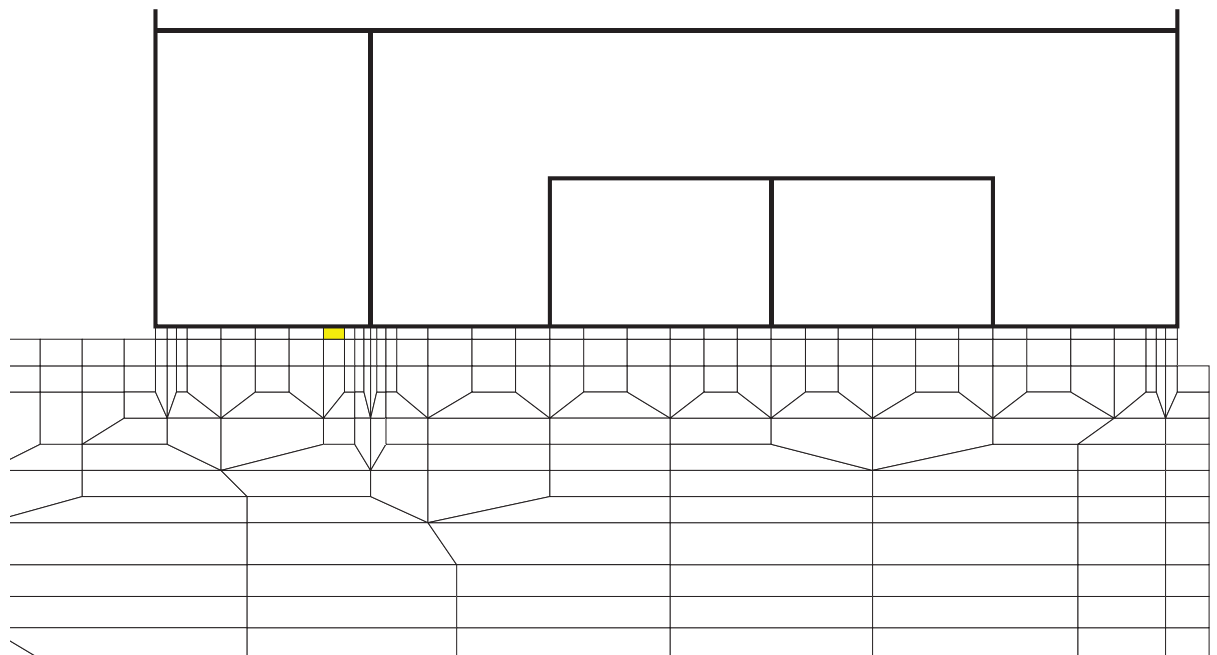


(b) 拡大図

図 6-16(5) MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース①, $S_s - D3 (-+)$, $t = 20.92s$)

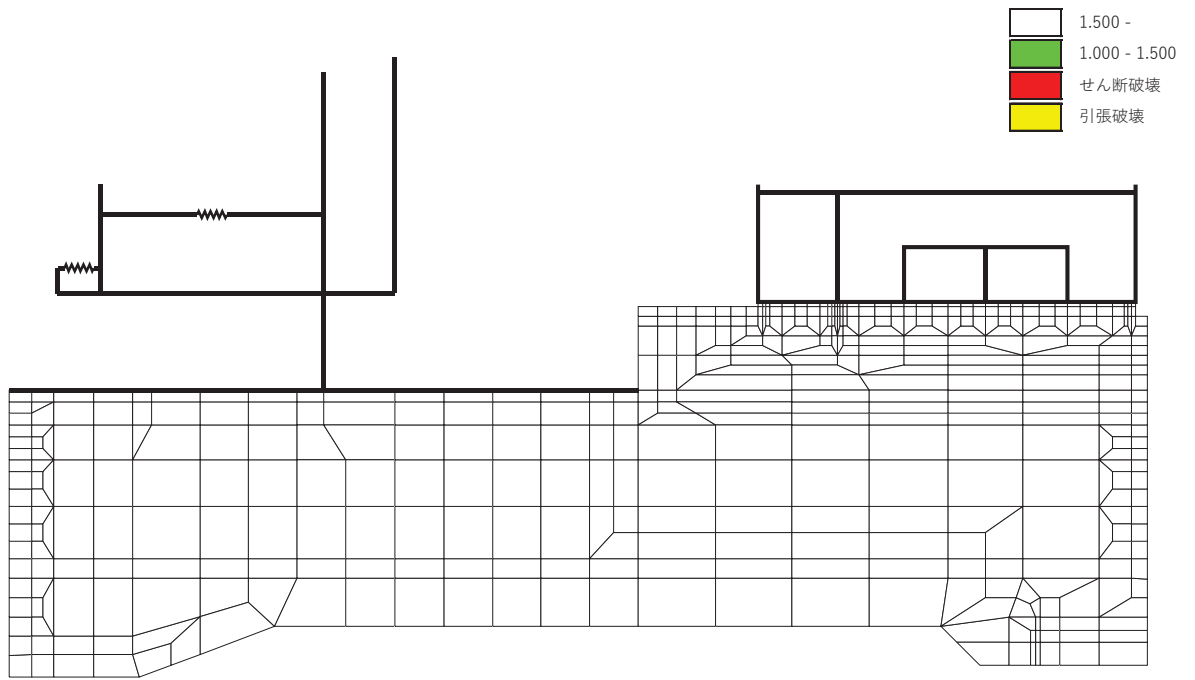


(a) 全体図

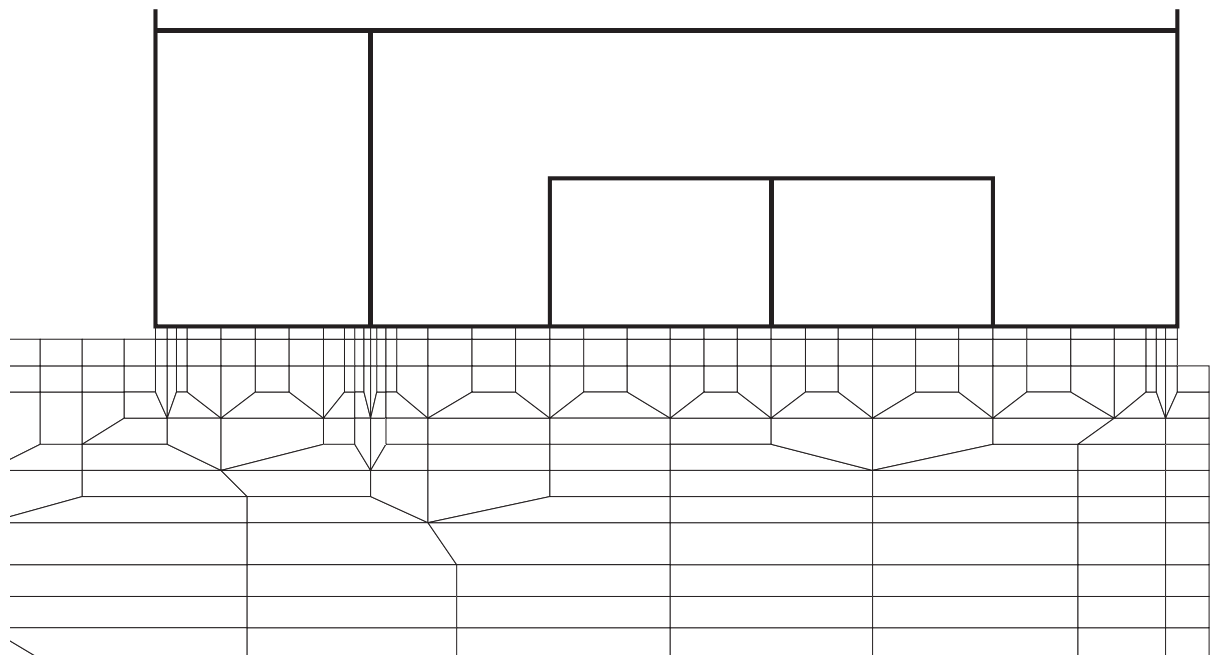


(b) 拡大図

図 6-16(6) MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース①, $S_s - F3$ (++) , $t = 28.59s$)

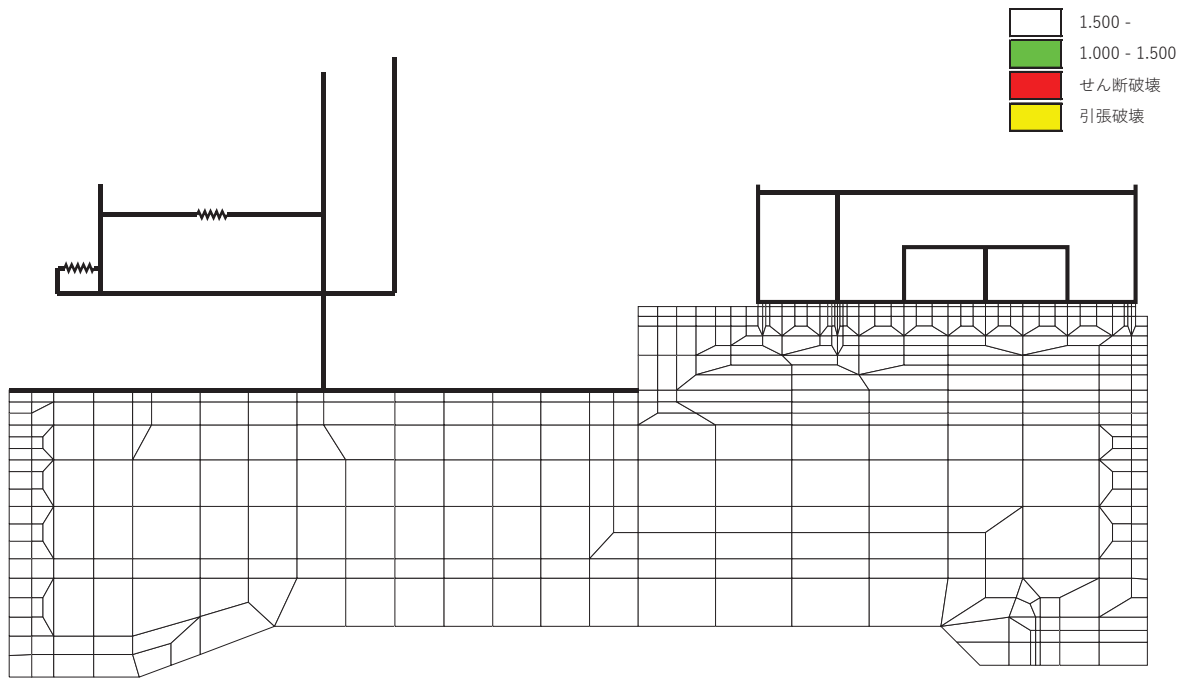


(a) 全体図

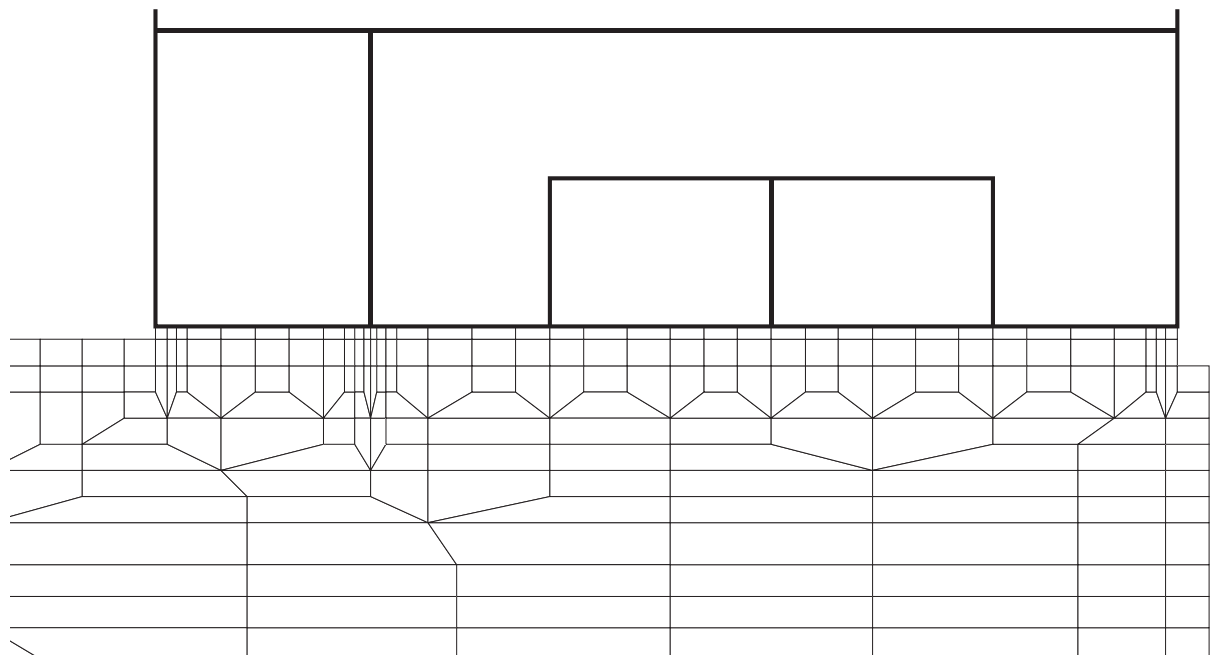


(b) 拡大図

図 6-16(7) MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース①, $S_s - F3 (-+)$, $t = 28.60s$)

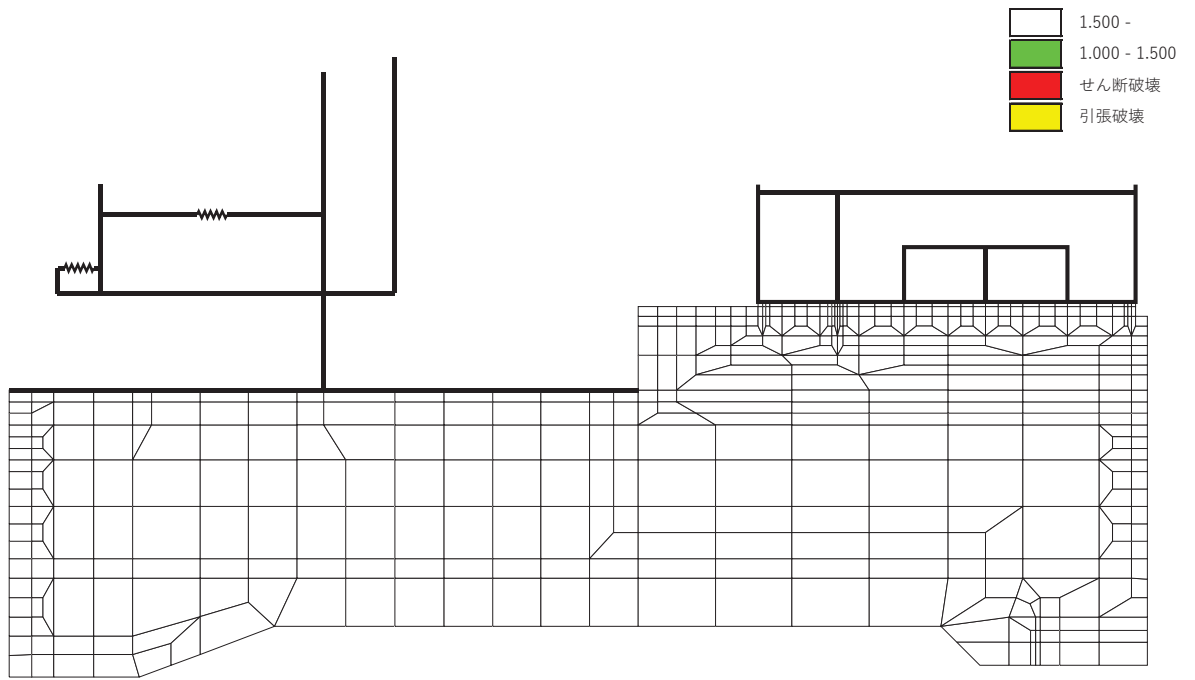


(a) 全体図

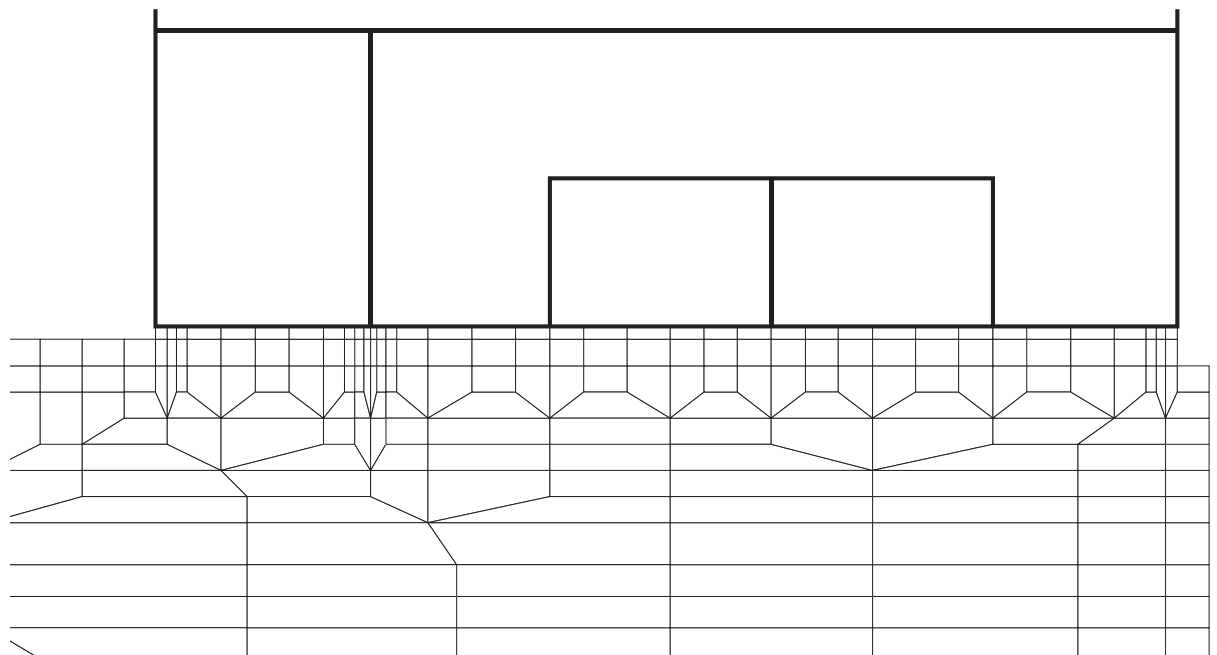


(b) 拡大図

図 6-16(8) MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース②, $S_s - D 2 (+ +)$, $t = 25.09s$)

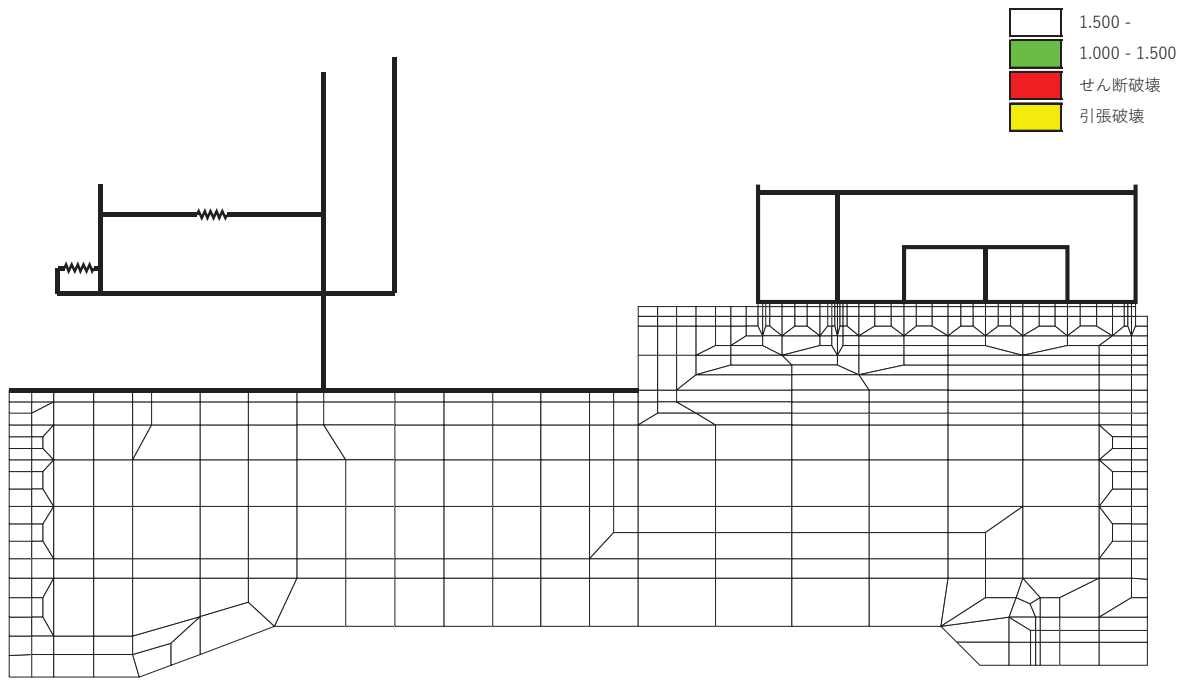


(a) 全体図

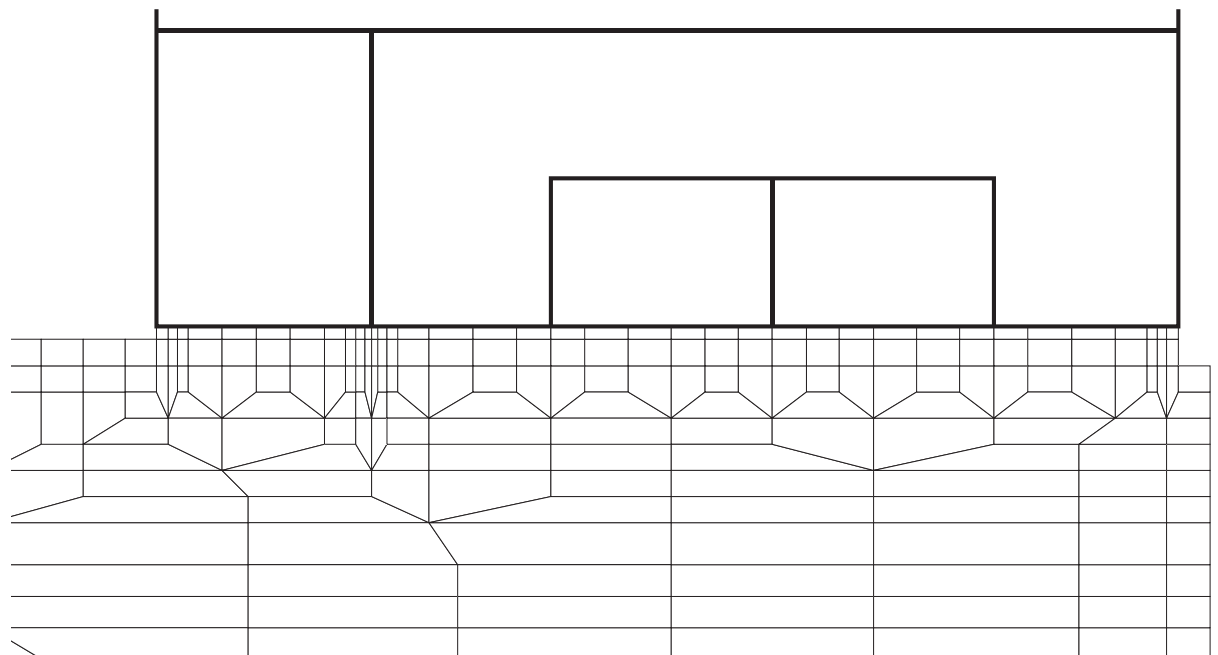


(b) 拡大図

図 6-16(9) MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース③, $S_s - D 2 (+ +)$, $t = 25.09s$)

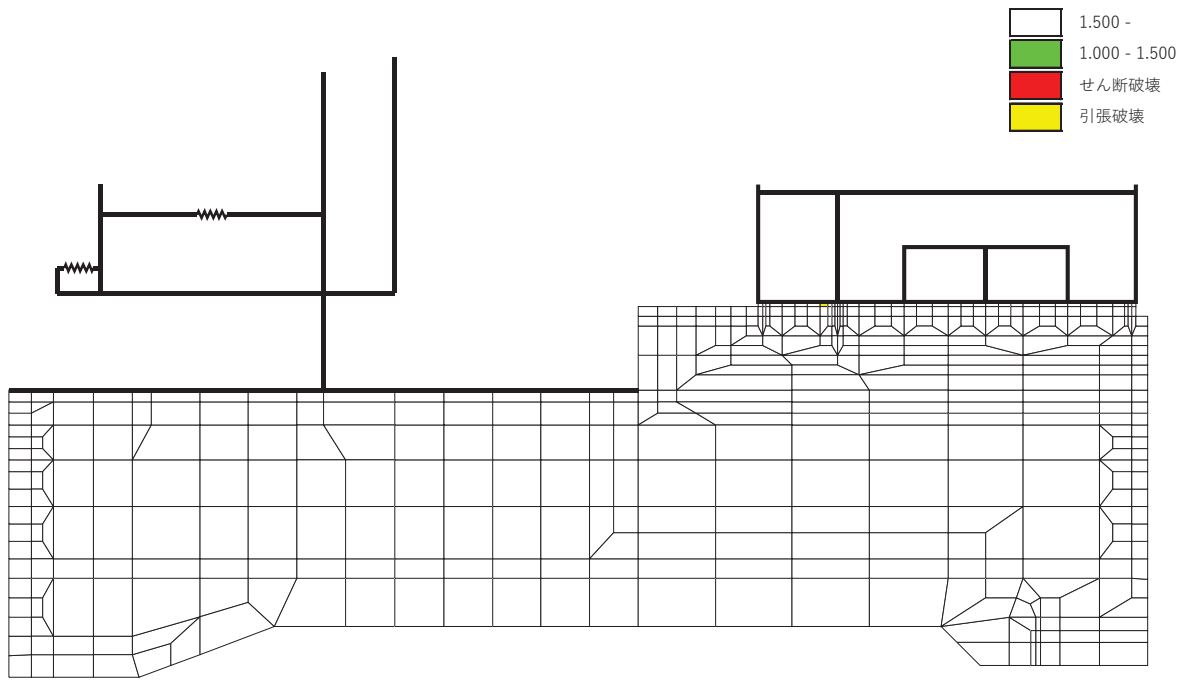


(a) 全体図

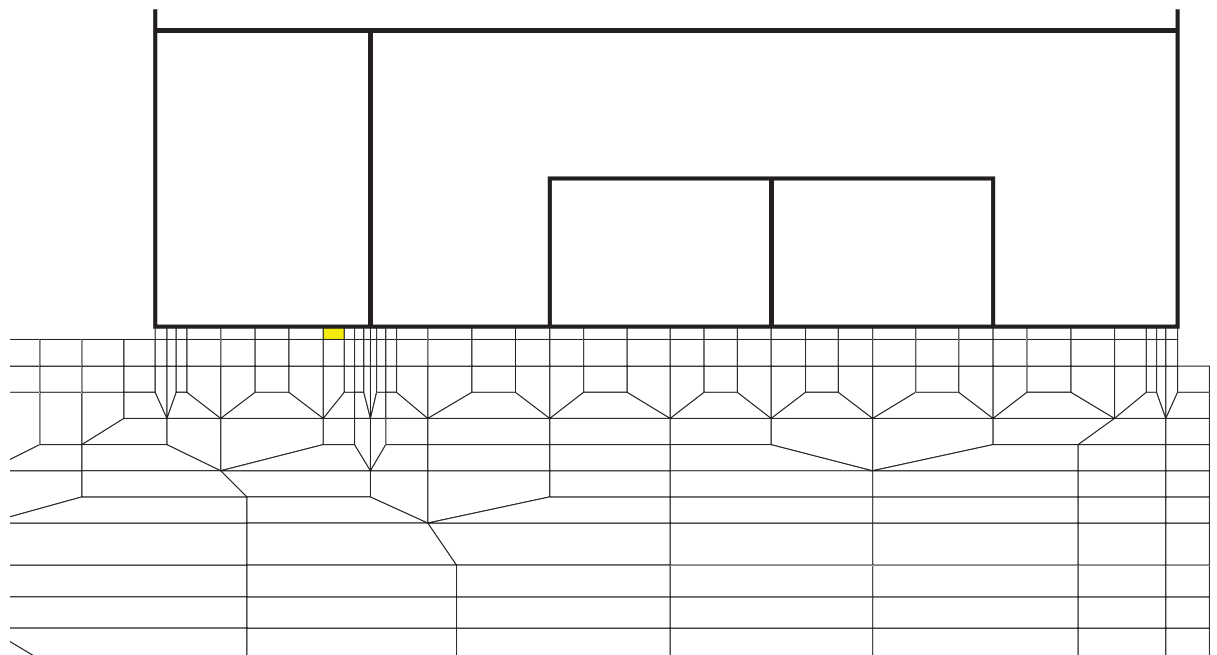


(b) 拡大図

図 6-16(10) MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース④, $S_s - D 2 (+ +)$, $t = 25.09s$)

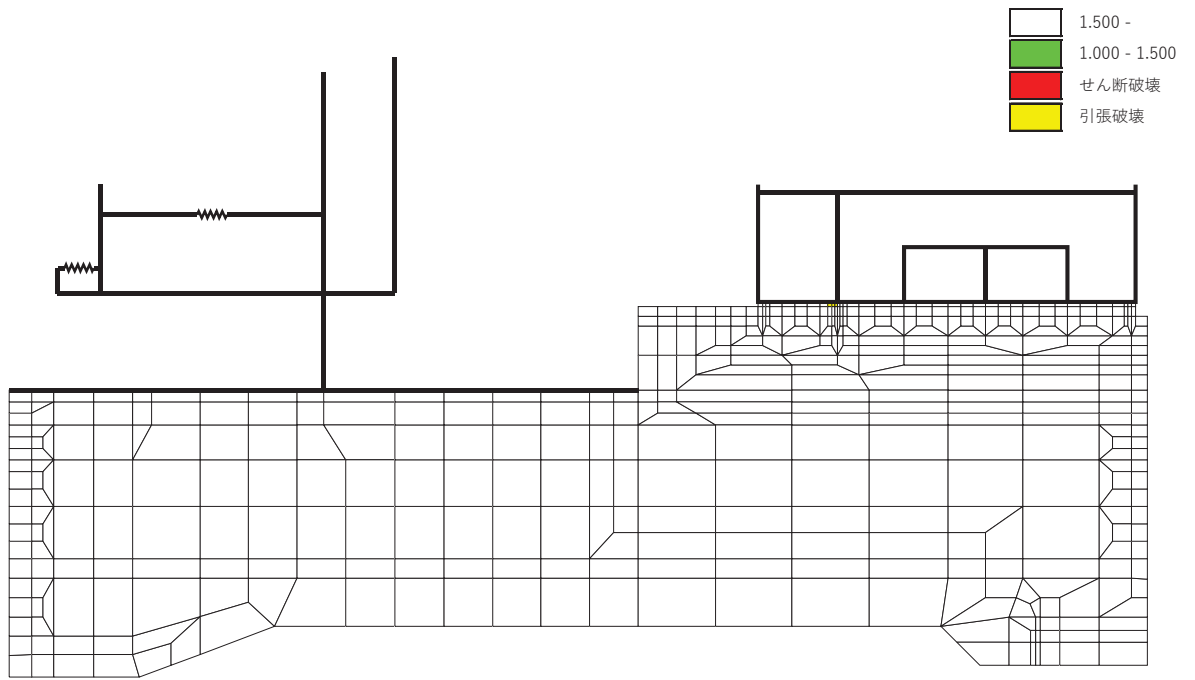


(a) 全体図

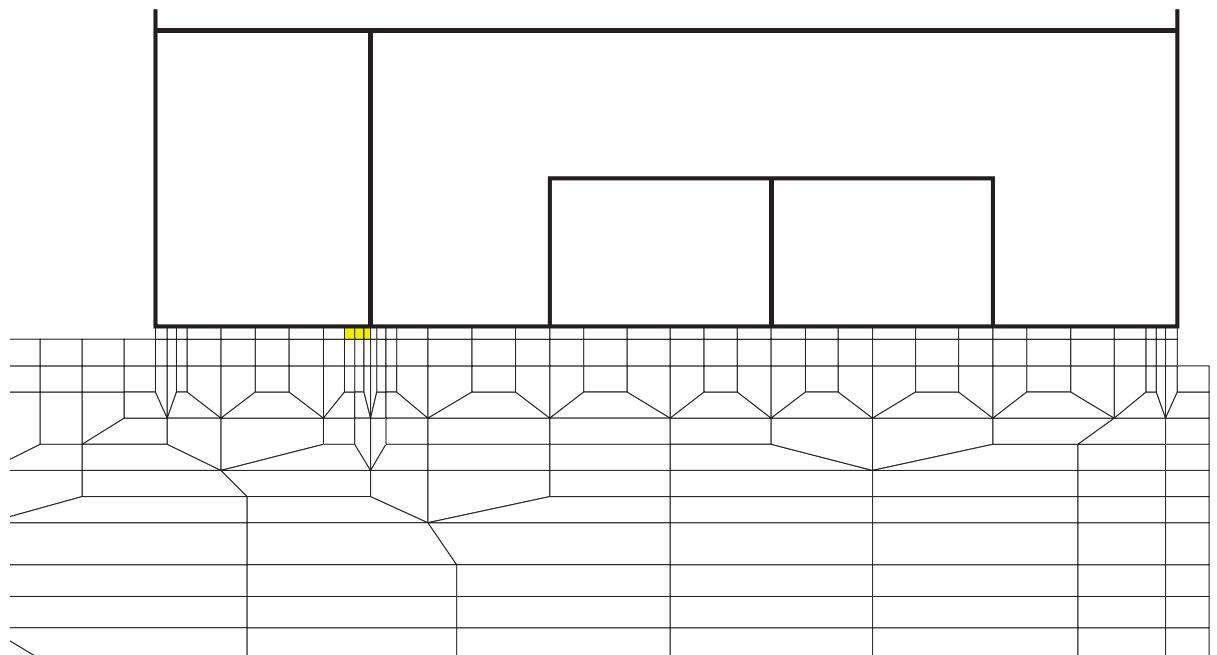


(b) 拡大図

図 6-17(1) MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース①, $S_s - D1$ (++) , $t = 37.18s$)

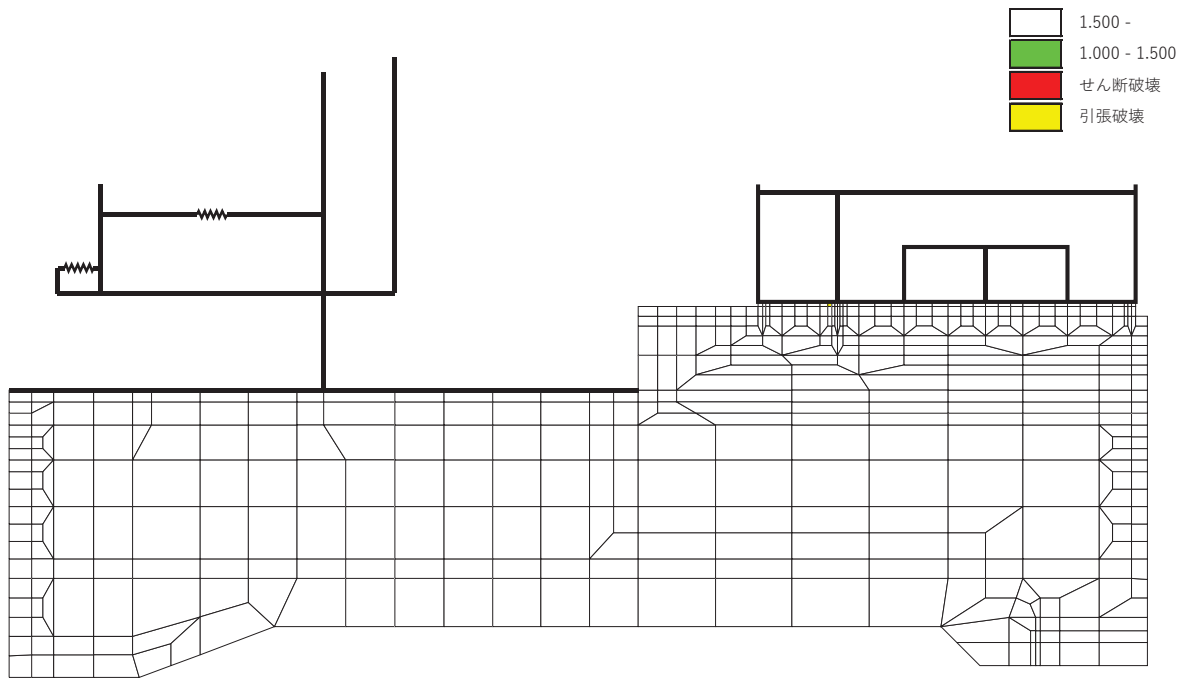


(a) 全体図

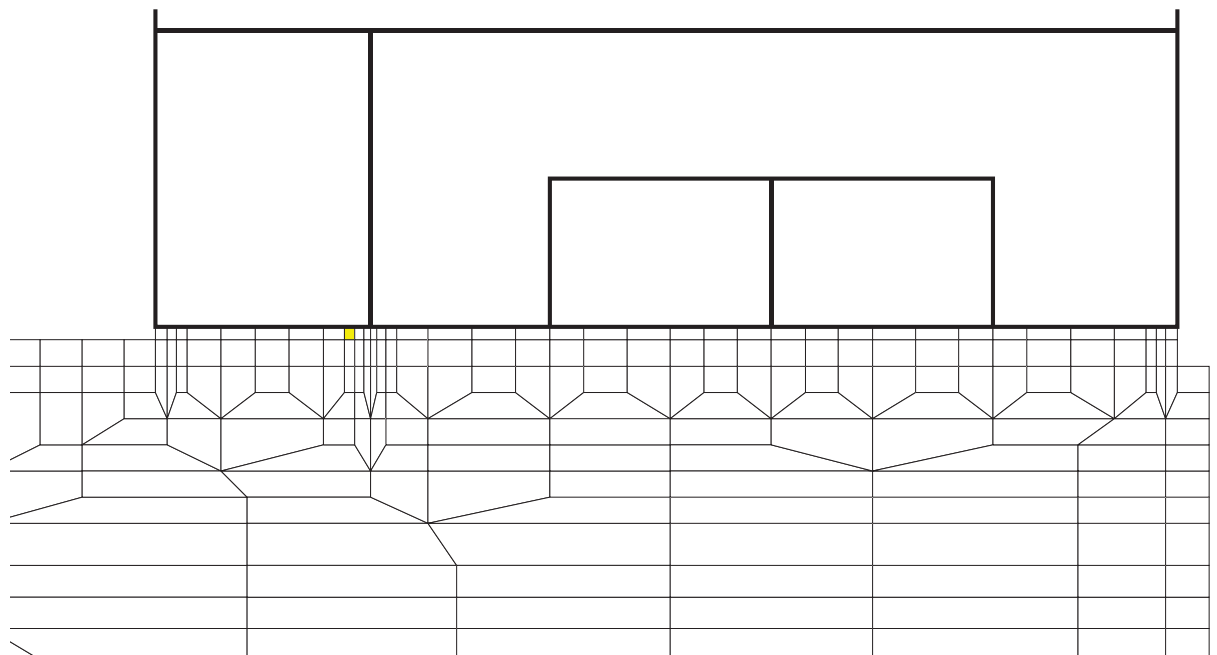


(b) 拡大図

図 6-17(2) MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース①, $S_s - D1 (-+)$, $t = 40.41s$)

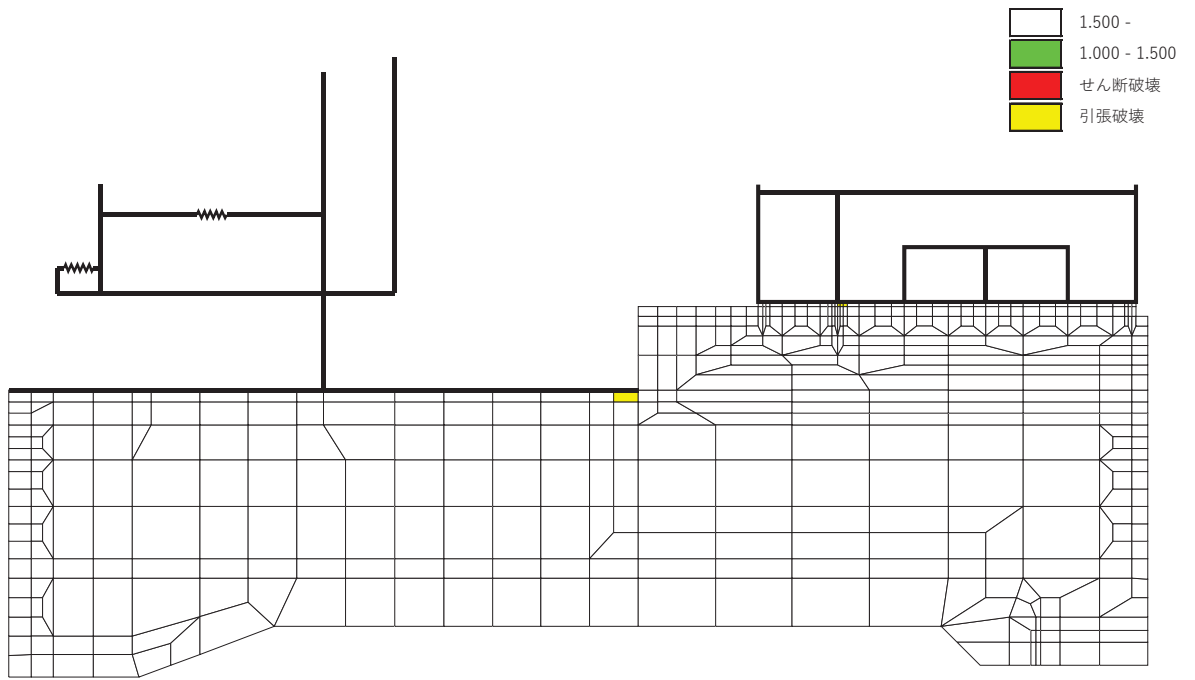


(a) 全体図

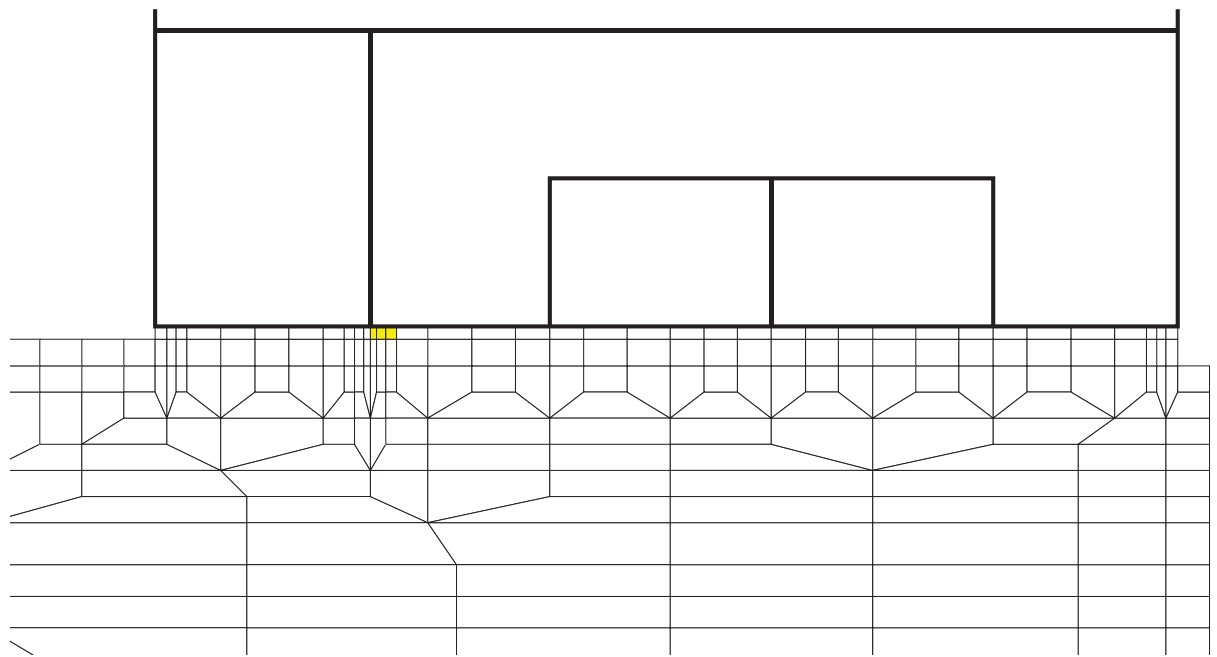


(b) 拡大図

図 6-17(3) MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース①, $S_s - D2$ (++) , $t = 6.80s$)

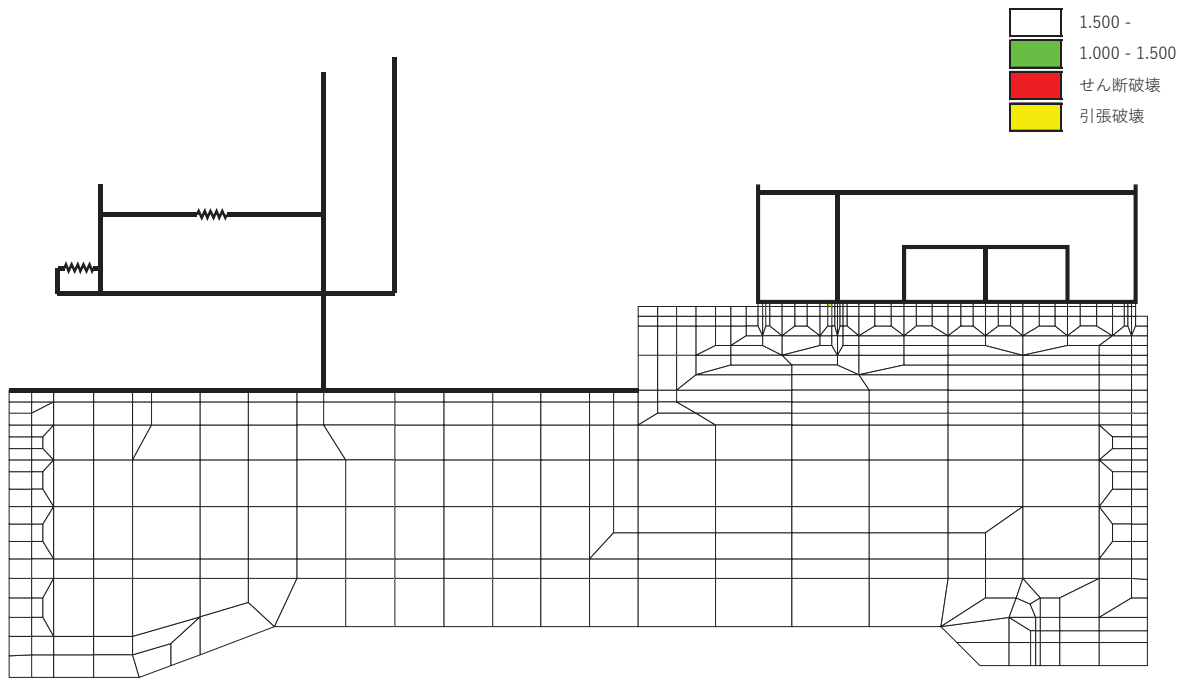


(a) 全体図

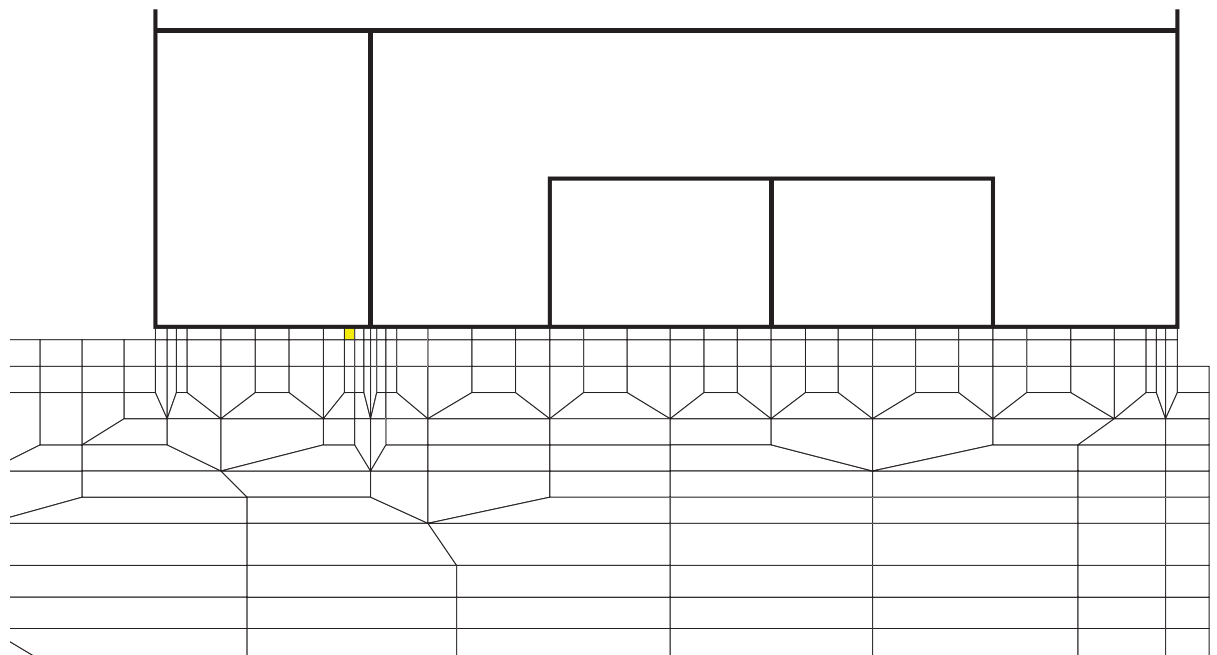


(b) 拡大図

図 6-17(4) MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース①, $S_s - D2 (-+)$, $t = 29.99s$)

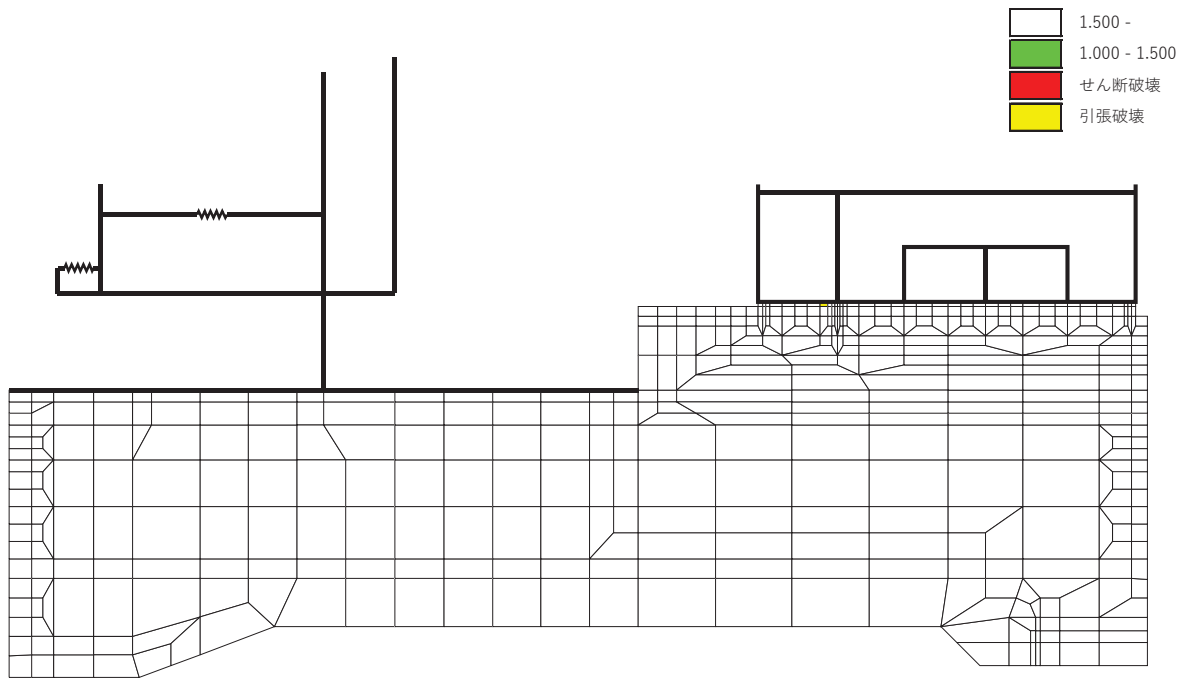


(a) 全体図

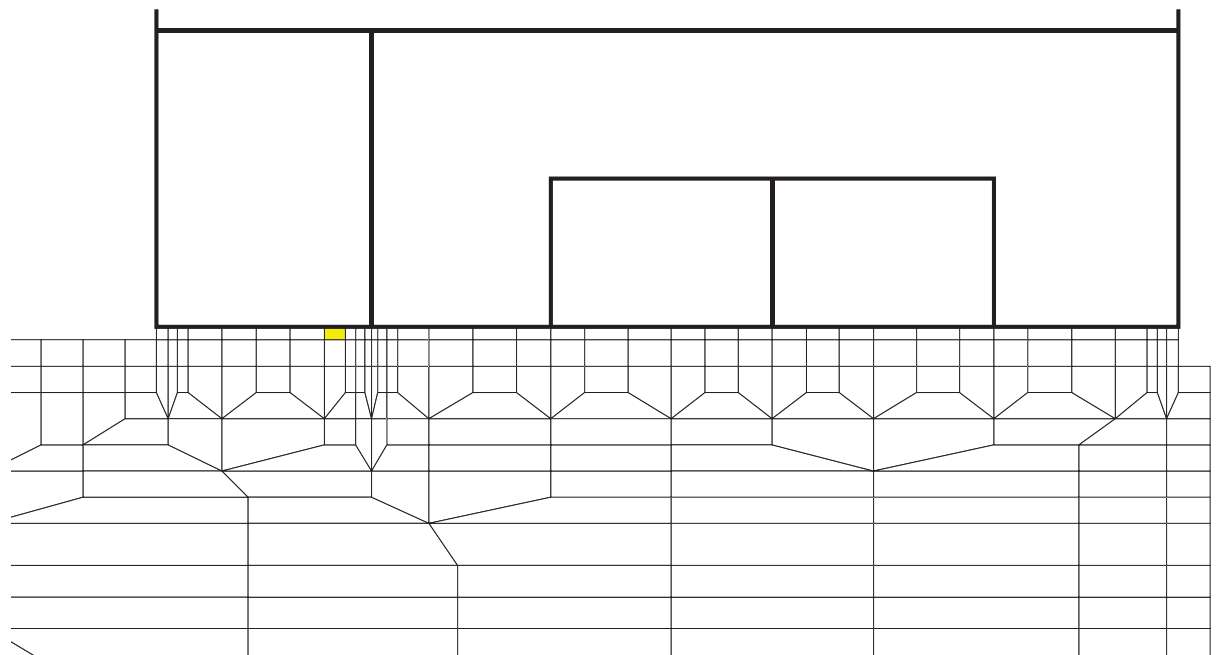


(b) 拡大図

図 6-17(5) MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース①, $S_s - D3 (-+)$, $t = 20.93s$)

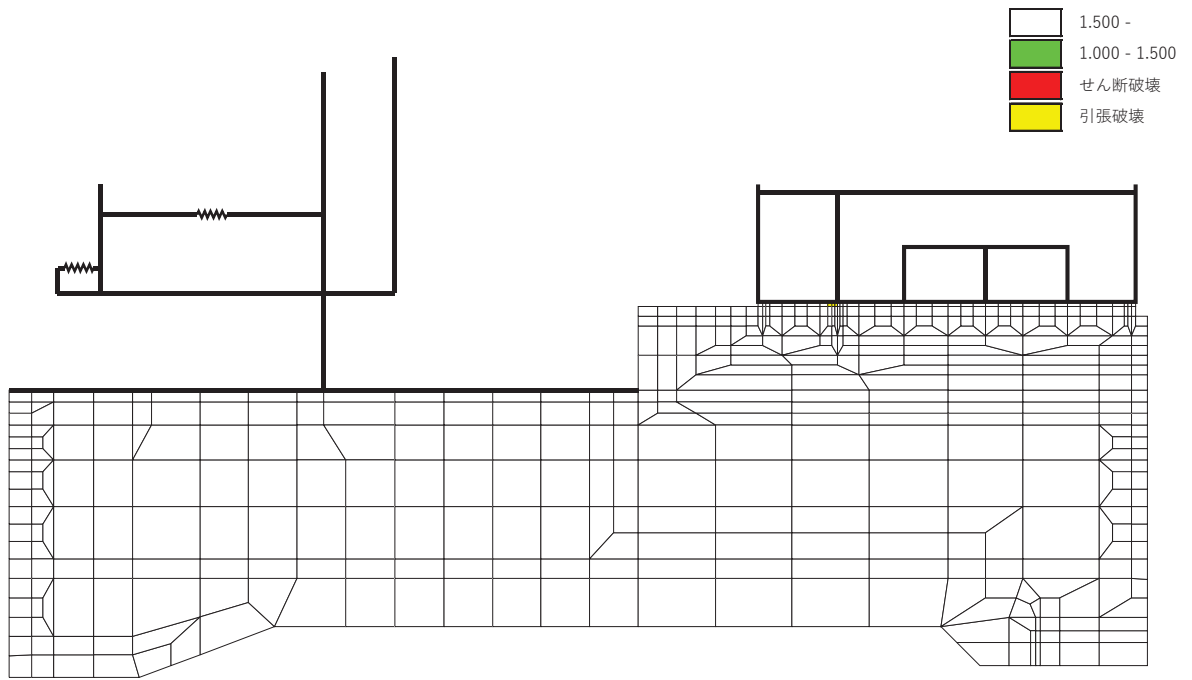


(a) 全体図

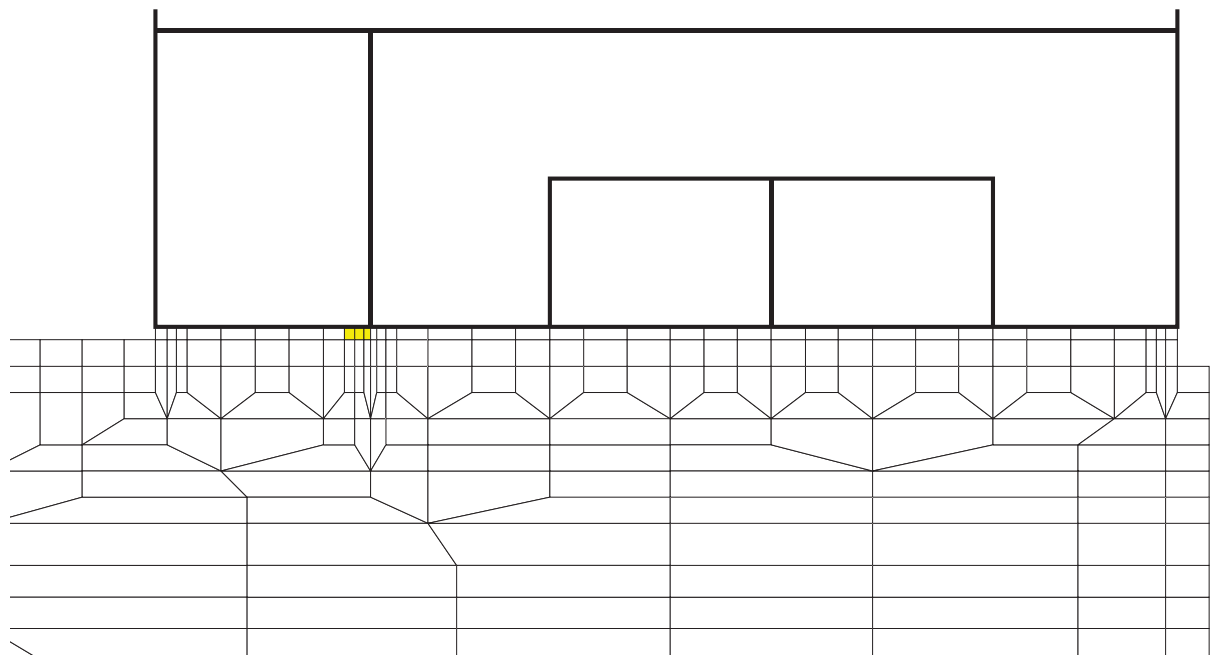


(b) 拡大図

図 6-17(6) MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース①, $S_s - F3$ (++) , $t = 28.59s$)

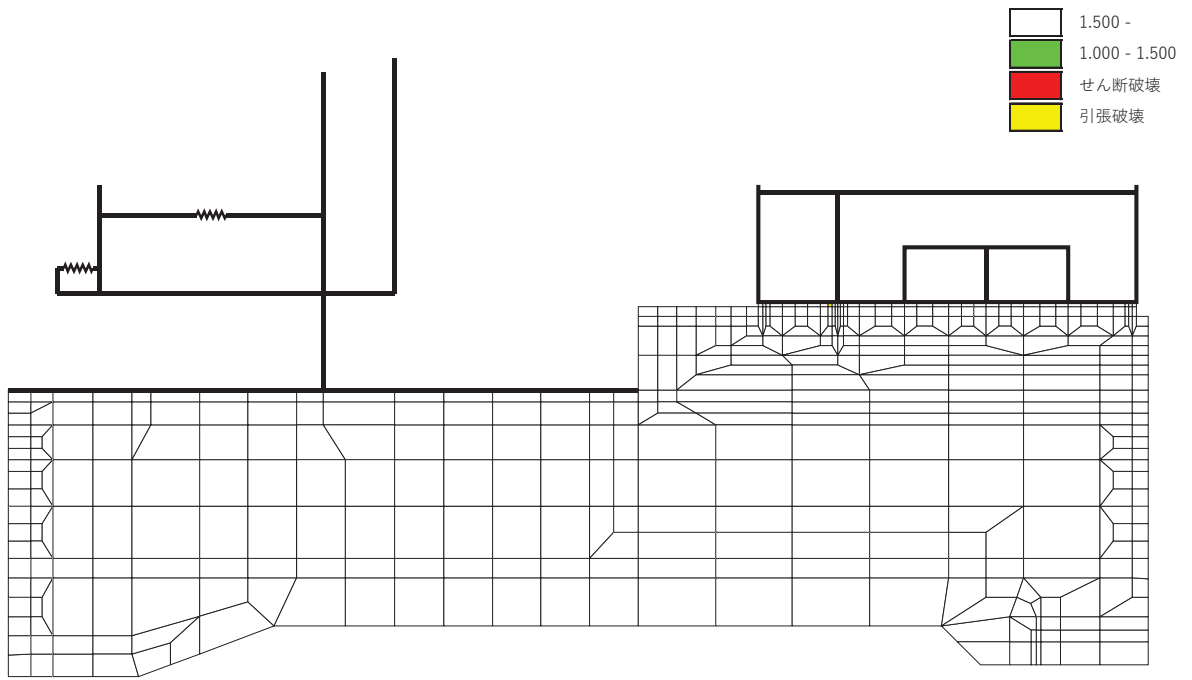


(a) 全体図

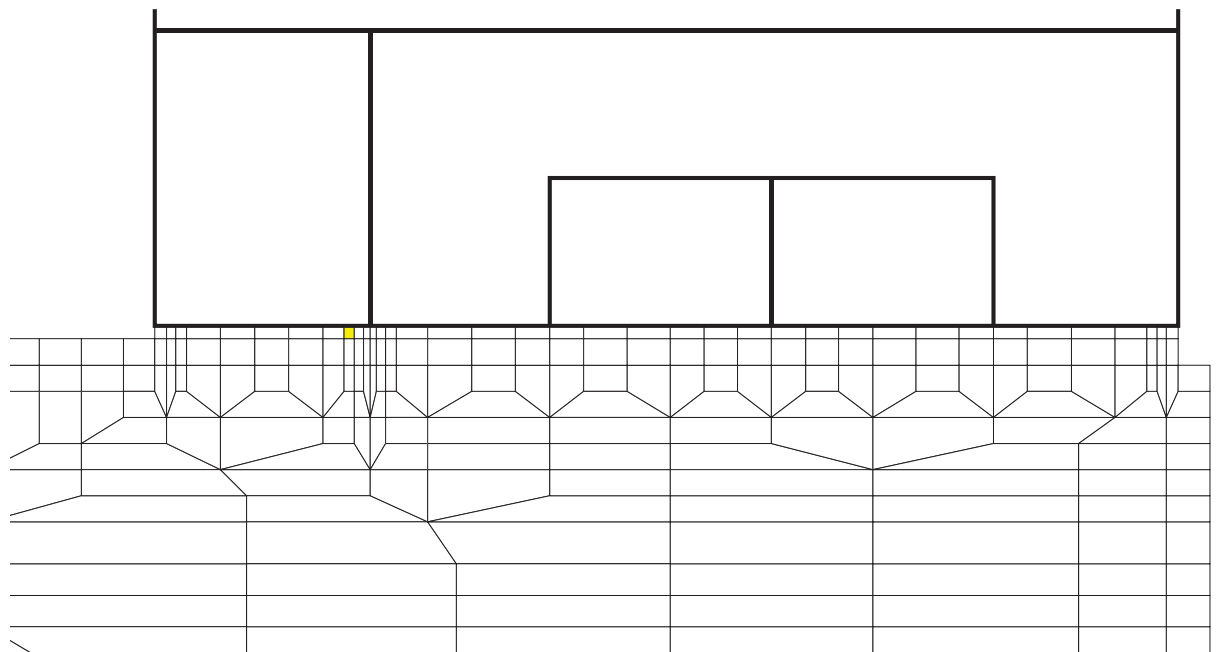


(b) 拡大図

図 6-17(7) MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース①, $S_s - F3 (-+)$, $t = 27.70s$)

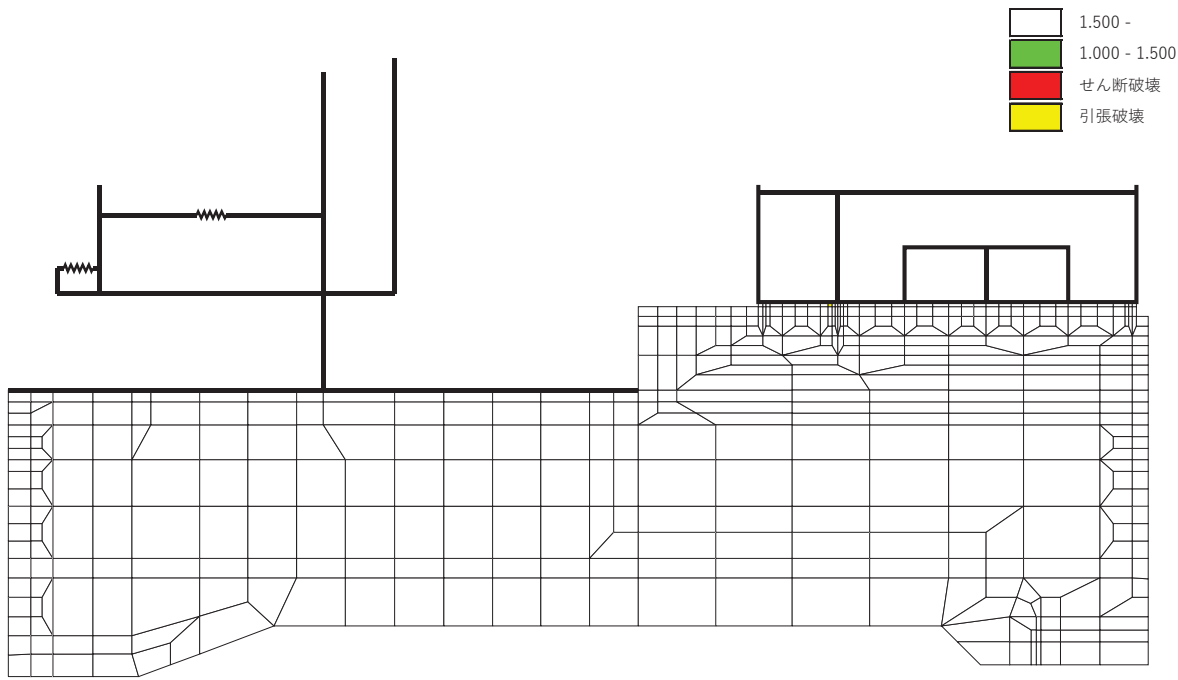


(a) 全体図

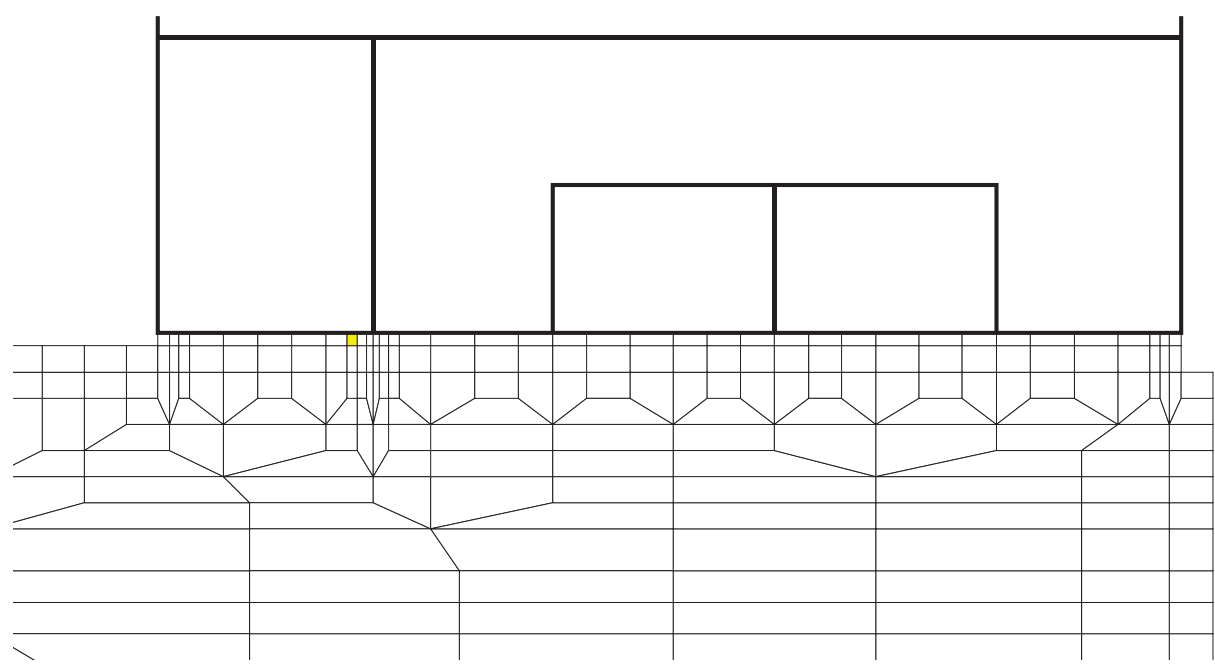


(b) 拡大図

図 6-17(8) MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース②, $S_s - D 2 (+ +)$, $t = 6.80s$)

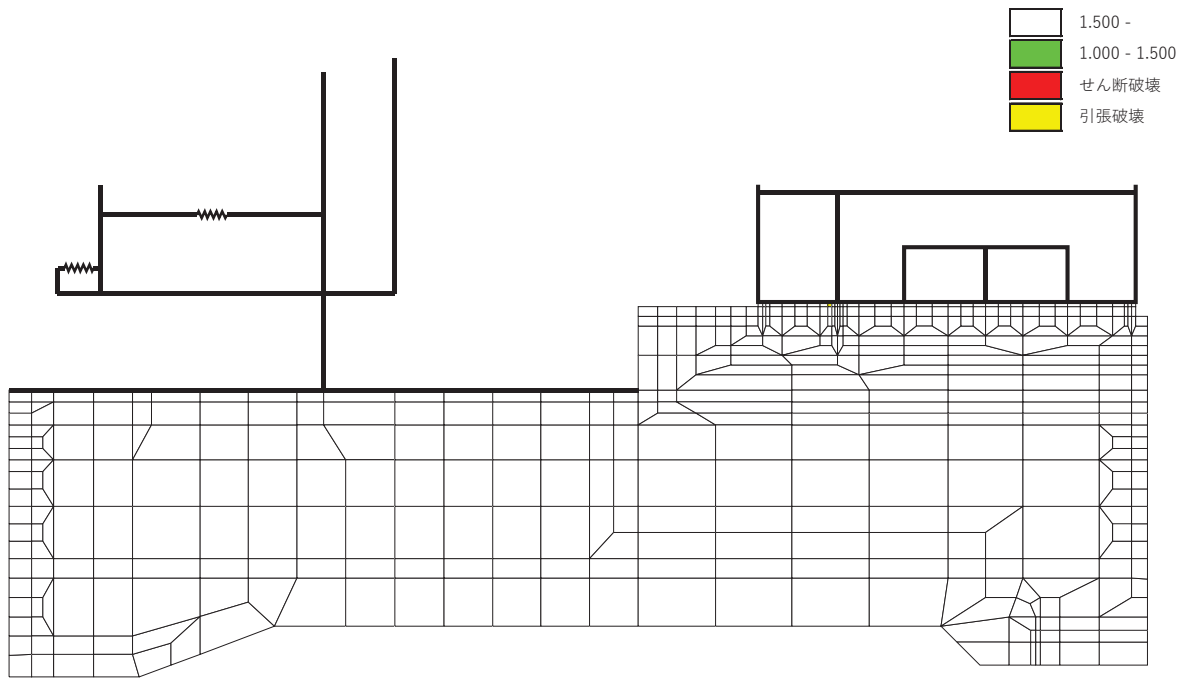


(a) 全体図

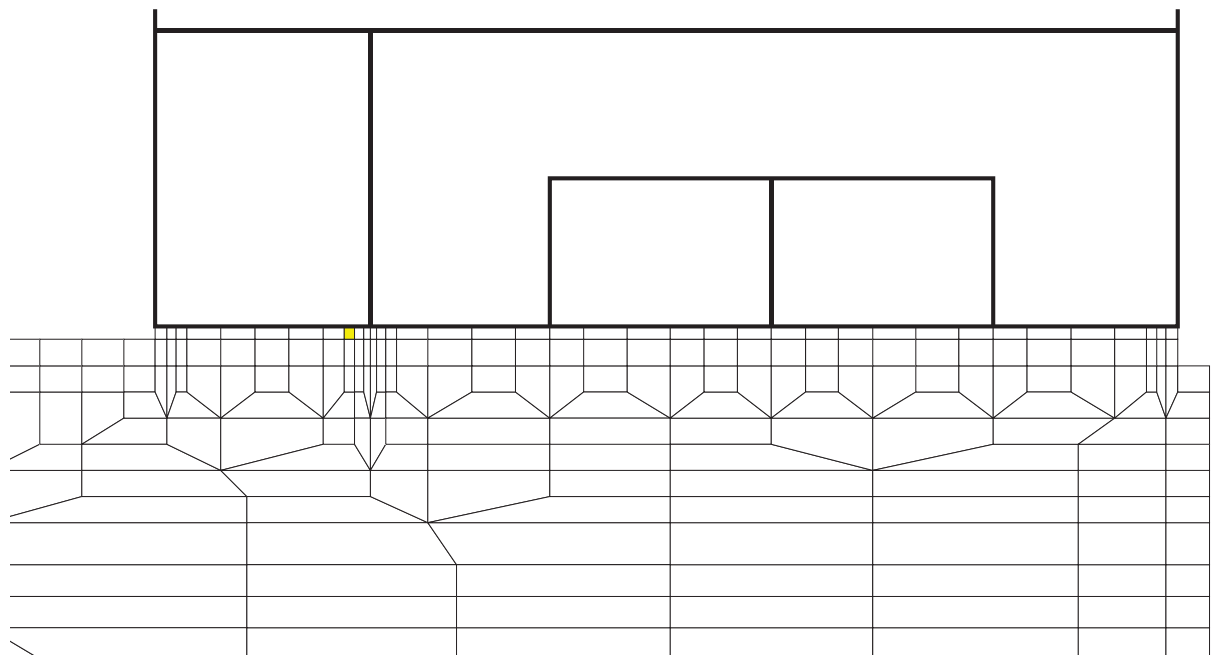


(b) 拡大図

図 6-17(9) MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース③, $S_s - D 2 (+ +)$, $t = 6.80s$)



(a) 全体図



(b) 拡大図

図 6-17(10) MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース④, $S_s - D 2 (+ +)$, $t = 6.79s$)

7. まとめ

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

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

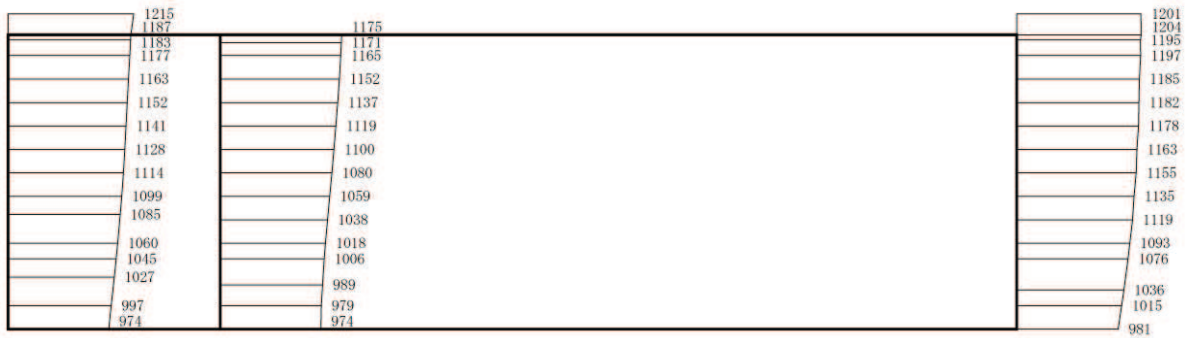
基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に発生する応力（接地圧）が極限支持力に基づく許容限界を下回ること、MMRに発生する応力（接地圧）が支圧強度を下回ること、及びMMRの健全性を確認した。

以上から、軽油タンク室は、基準地震動 S_s による地震力に対して、構造強度を有すること、及び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。

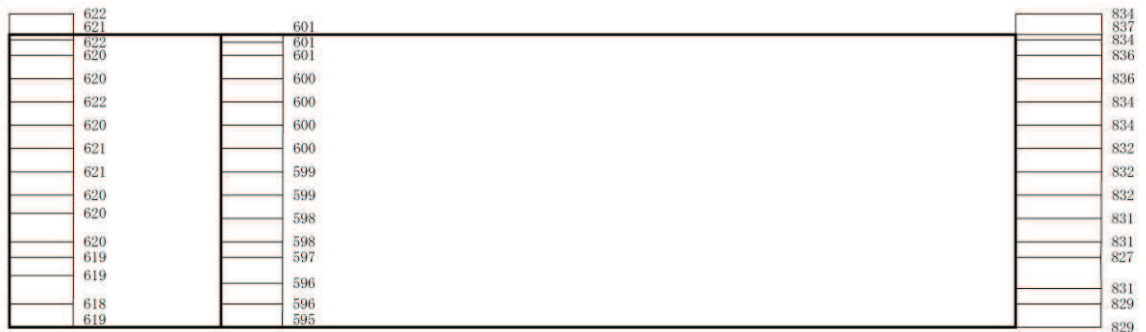
参考資料 1 機器・配管系の耐震評価に適用する影響検討ケース

軽油タンク室に支持される機器・配管系の耐震評価に適用する床応答への保守的な配慮として、基準地震動 S_s (7波) 及び弾性設計用地震動 S_d を用いて、ケース①に加え、「資料 7 軽油タンク室の耐震安全性評価」の「3. 地震応答解析」に基づきケース②～④の解析を実施している。

鉄筋コンクリート部材の初期剛性低下の影響として、鉄筋コンクリート部材の剛性を 0.75 倍したケース⑤に係る地震応答解析結果として、基準地震動 S_s に対する最大加速度分布図を図 1-1～図 1-21 に示す。



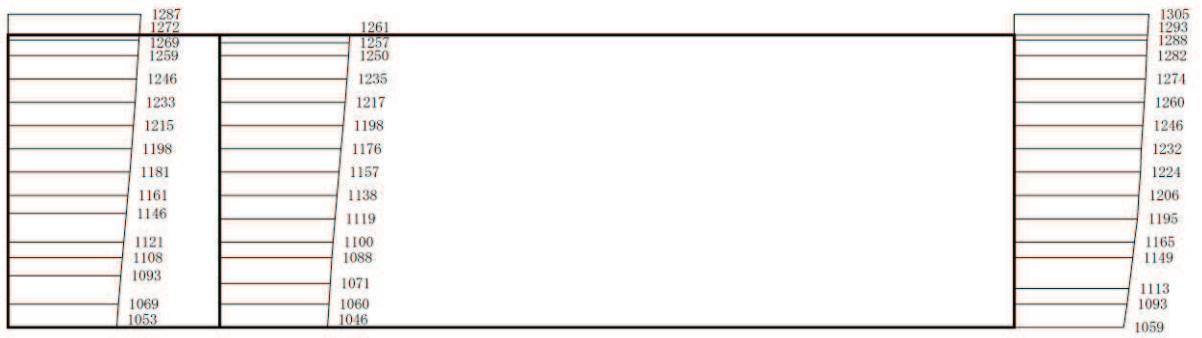
(a) S s - D 1 (++) 水平



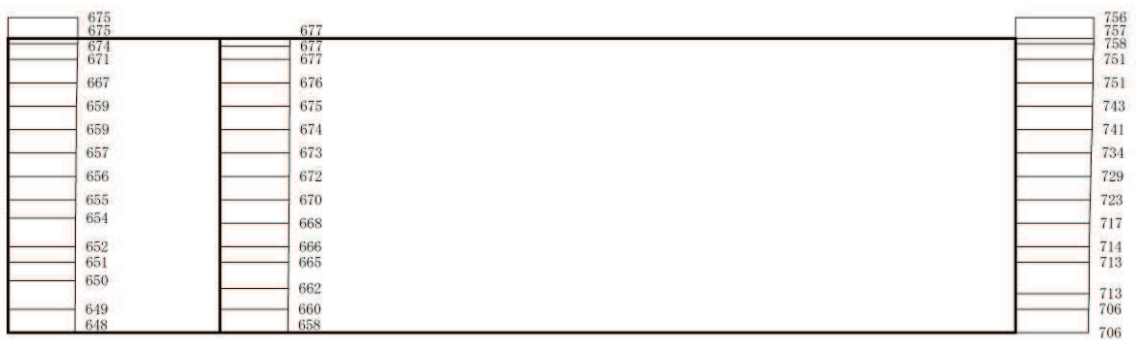
(b) S s - D 1 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 1-1 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, A-A 断面)



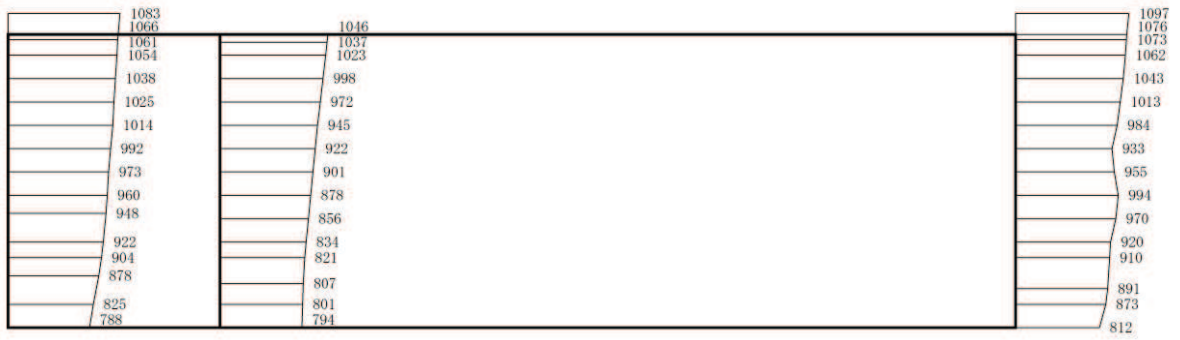
(a) S s - D 2 (++) 水平



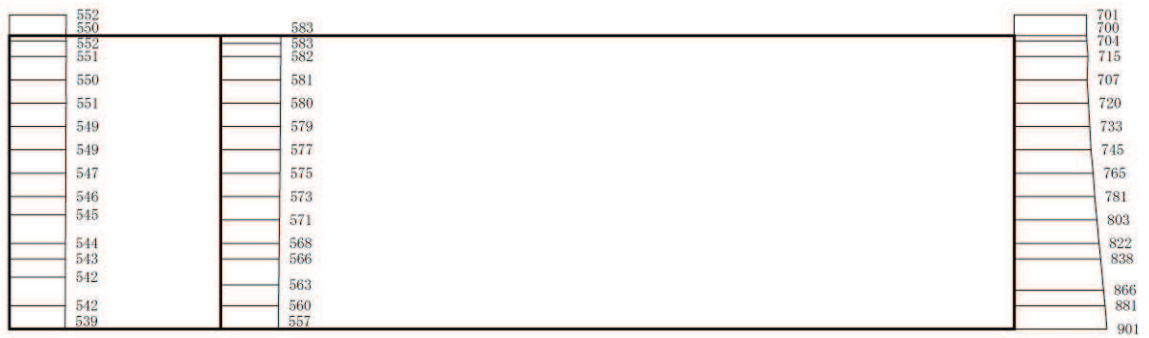
(b) S s - D 2 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 1-2 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, A-A 断面)



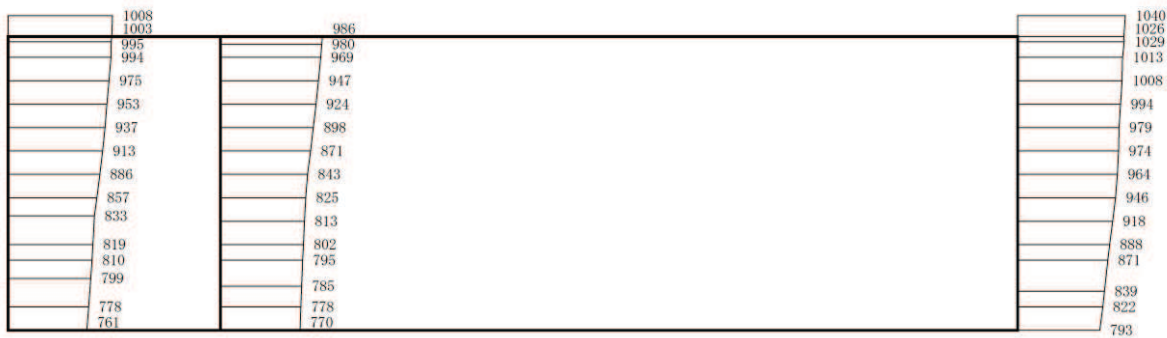
(a) S s - D 3 (++) 水平



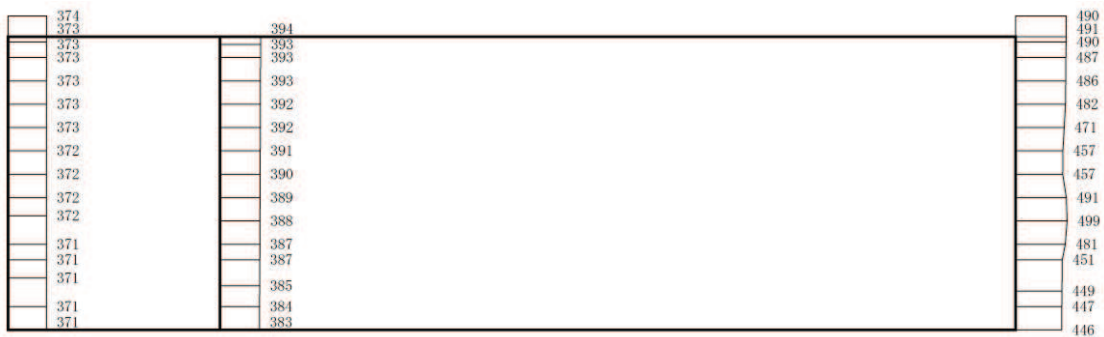
(b) S s - D 3 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 1-3 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, A-A 断面)



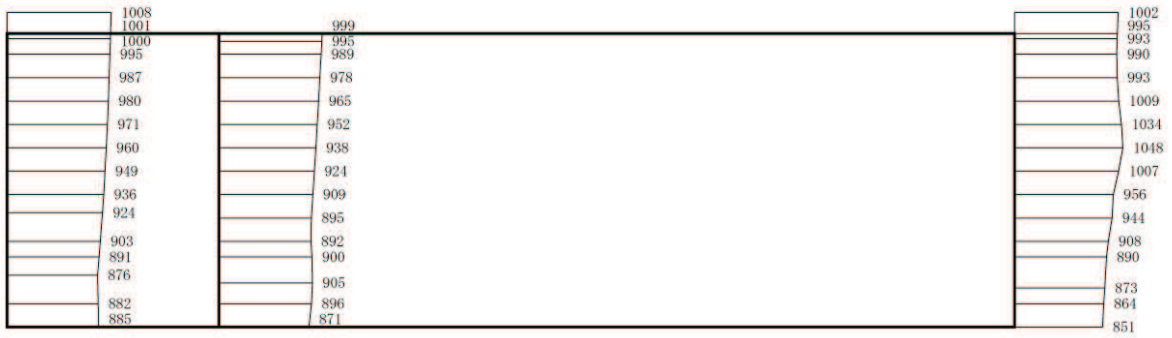
(a) S s - F 1 (++) 水平



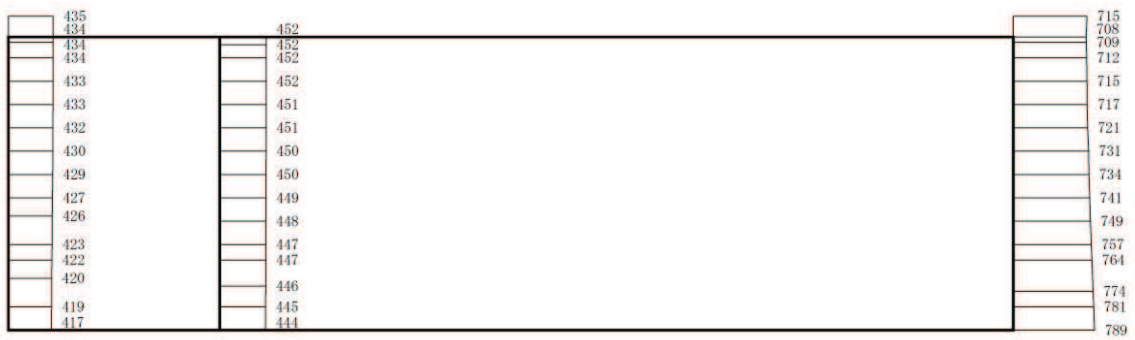
(b) S s - F 1 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 1-4 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, A-A 断面)



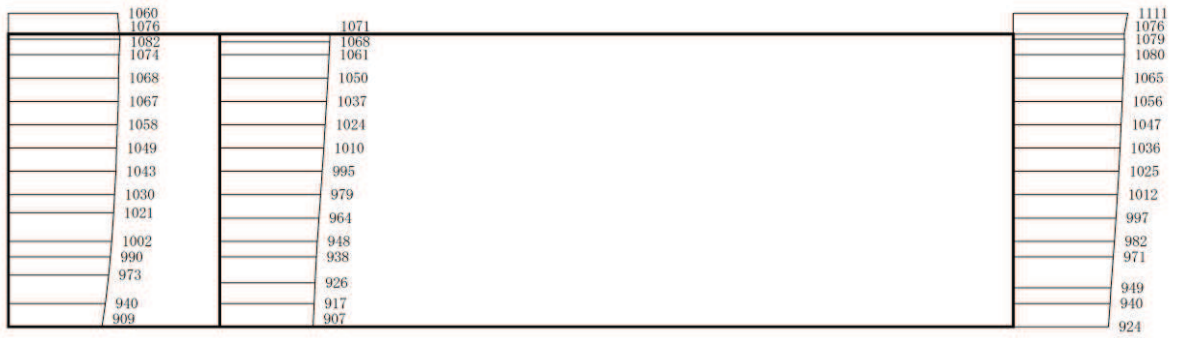
(a) S s - F 2 (++) 水平



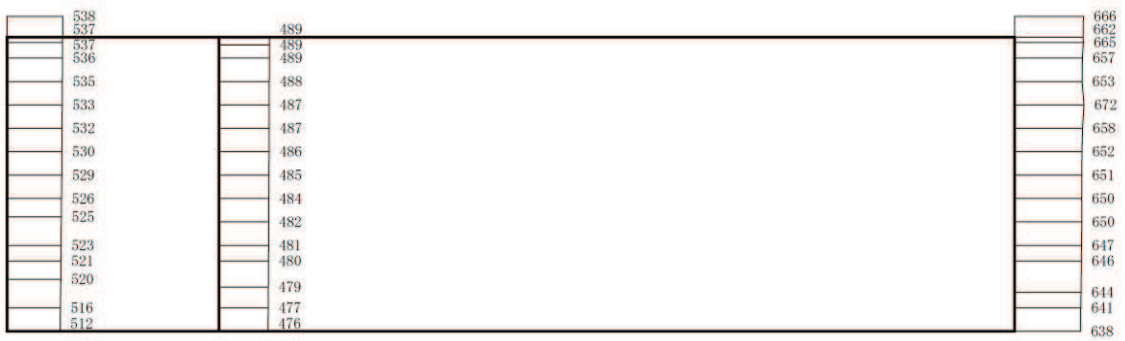
(b) S s - F 2 (++) 鉛直

構造スケール 0 $\frac{2}{\quad}$ (m) 応答値スケール 0 $\frac{1000}{\quad}$ (cm/s²)

図 1-5 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, A-A 断面)



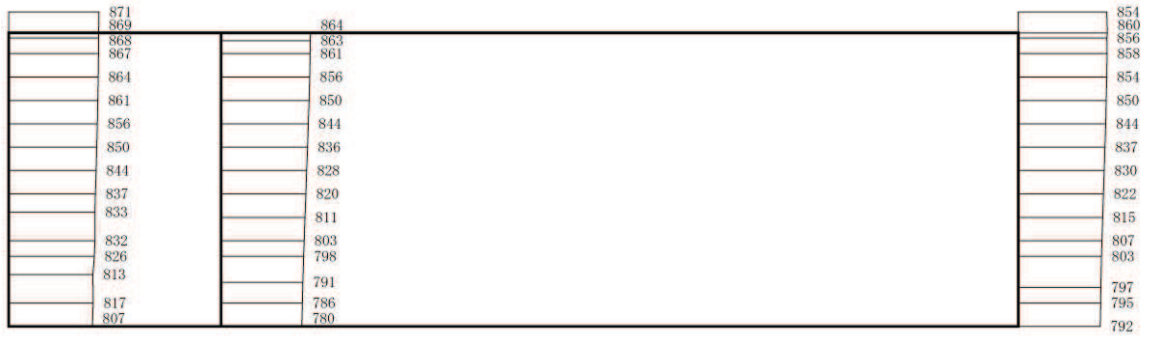
(a) S s - F 3 (++) 水平



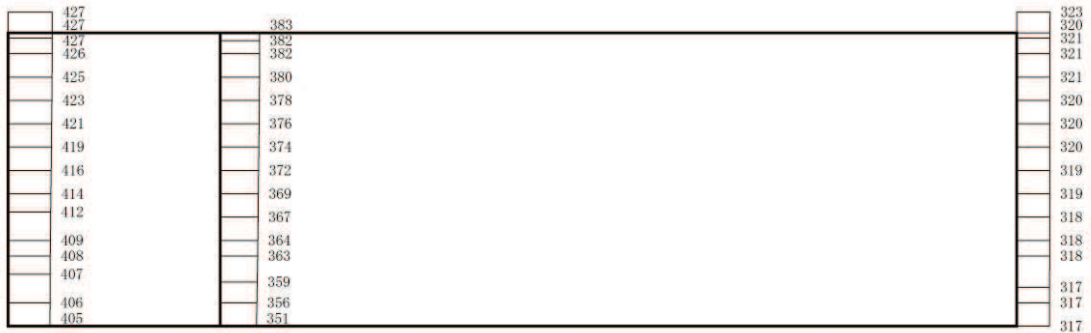
(b) S s - F 3 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 1-6 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, A-A 断面)



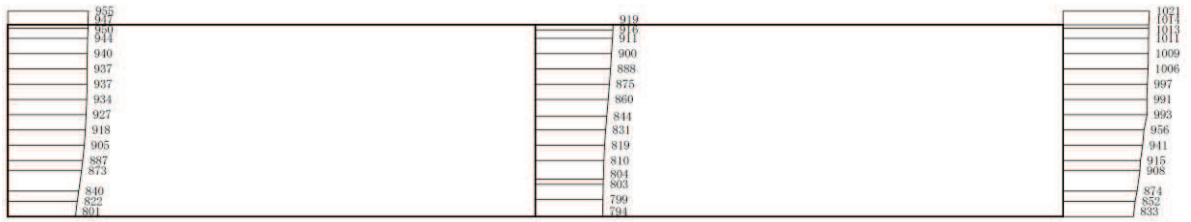
(a) $S_s - N1$ (++) 水平



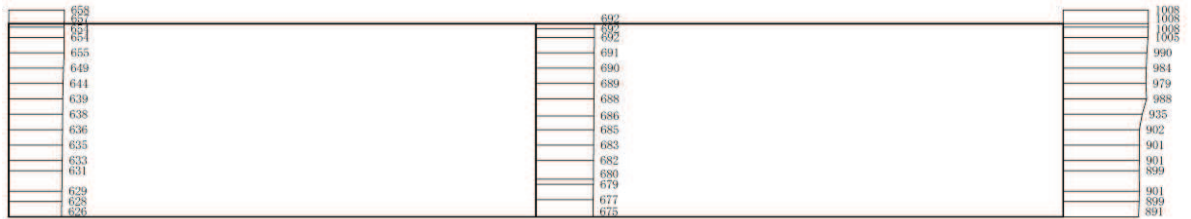
(b) $S_s - N1$ (++) 鉛直

構造スケール $0 \quad \quad \quad 2$ (m) 応答値スケール $0 \quad \quad \quad 1000$ (cm/s²)

図 1-7 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, A-A 断面)



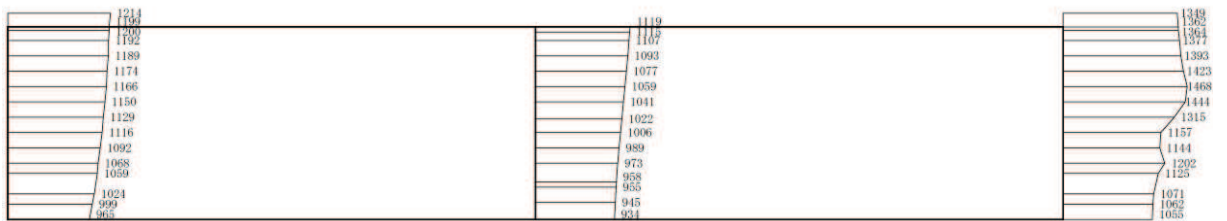
(a) S s - D 1 (++) 水平



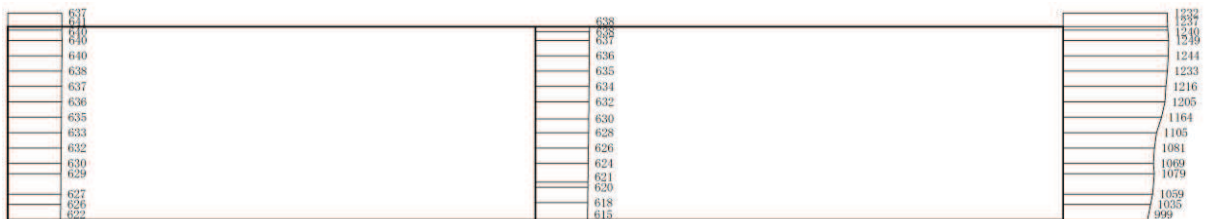
(b) S s - D 1 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 1-8 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, B-B 断面)



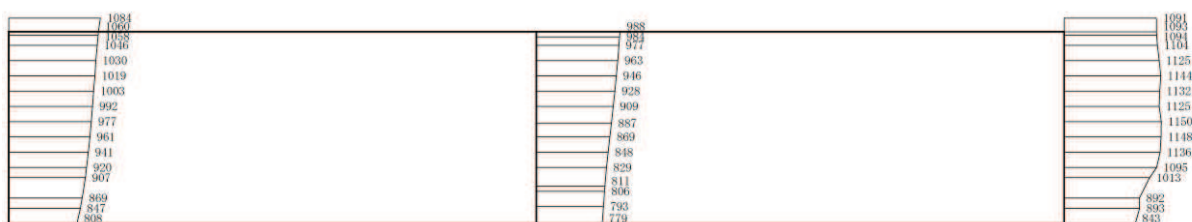
(a) S s - D 2 (++) 水平



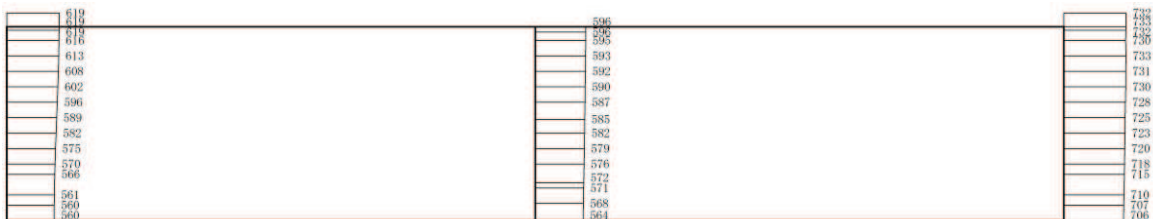
(b) S s - D 2 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 1-9 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, B-B 断面)



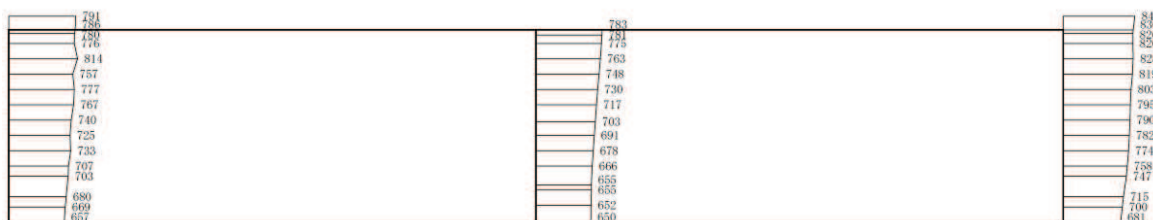
(a) S s - D 3 (++) 水平



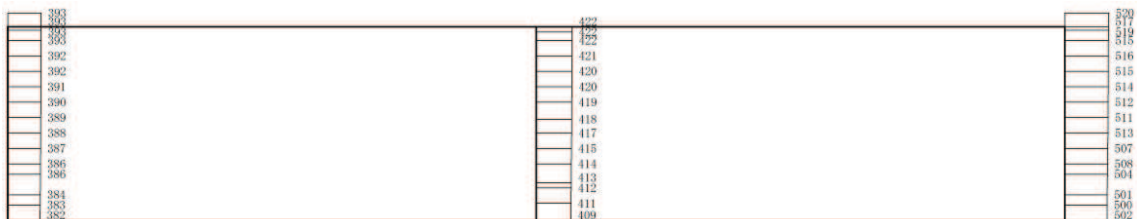
(b) S s - D 3 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 1-10 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, B-B 断面)



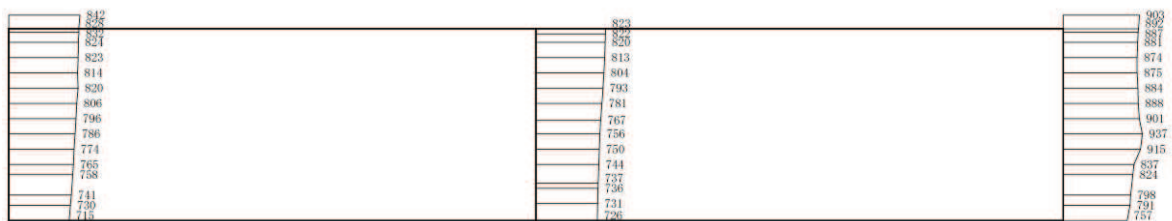
(a) S s - F 1 (++) 水平



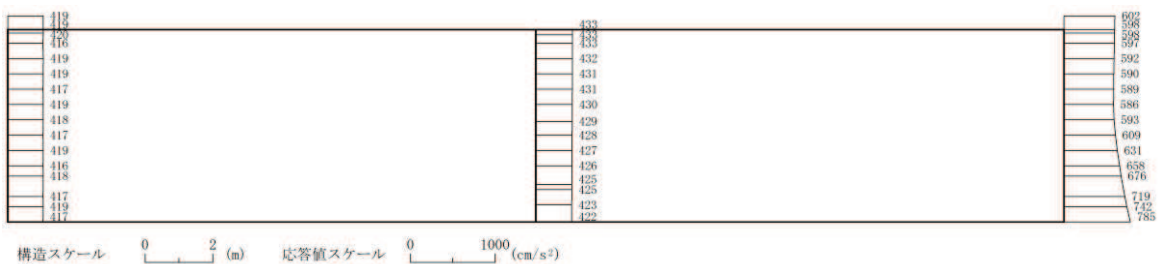
(b) S s - F 1 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 1-11 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, B-B 断面)



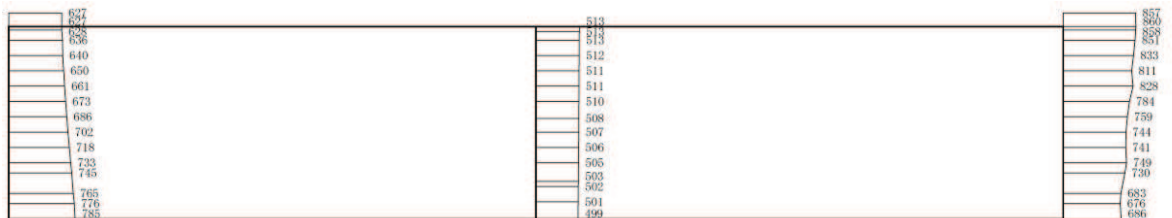
(a) $S_s - F_2$ (++) 水平



(b) $S_s - F_2$ (++) 鉛直



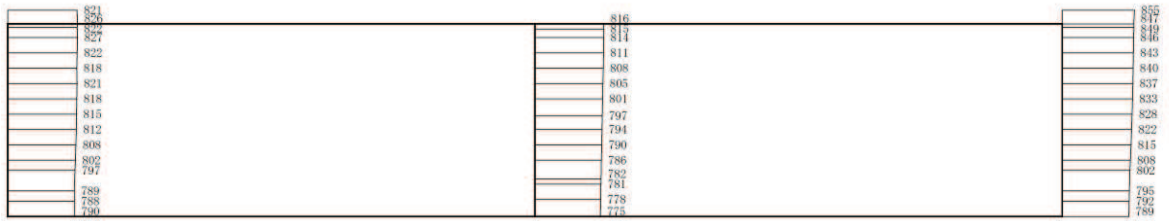
(a) $S_s - F_3$ (++) 水平



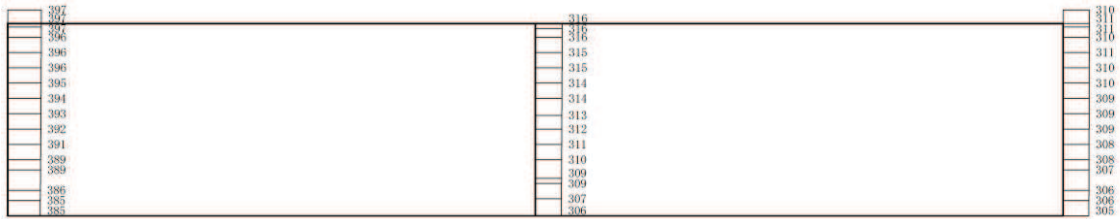
(b) $S_s - F_3$ (++) 鉛直

図 1-12 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, B-B 断面)

図 1-13 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, B-B 断面)



(a) $S_s - N1$ (++) 水平



(b) $S_s - N1$ (++) 鉛直

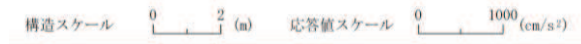
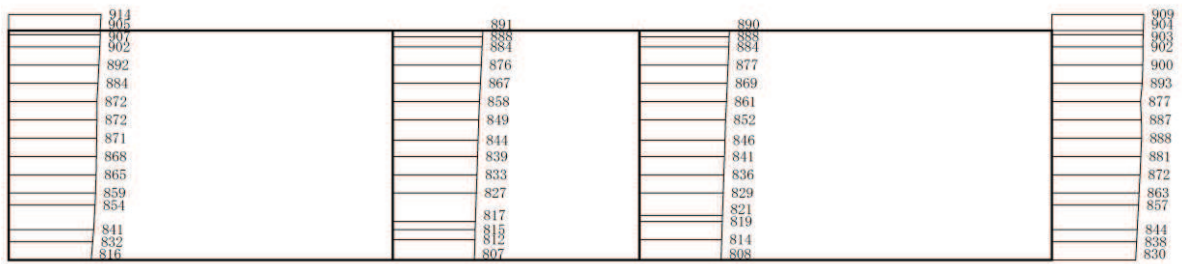
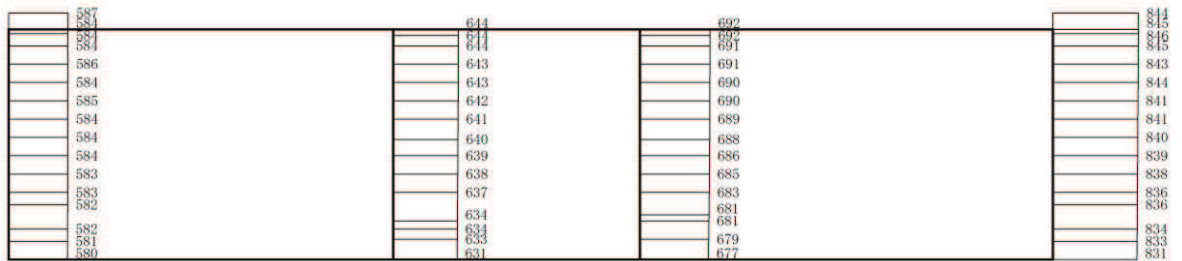


図 1-14 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, B-B 断面)



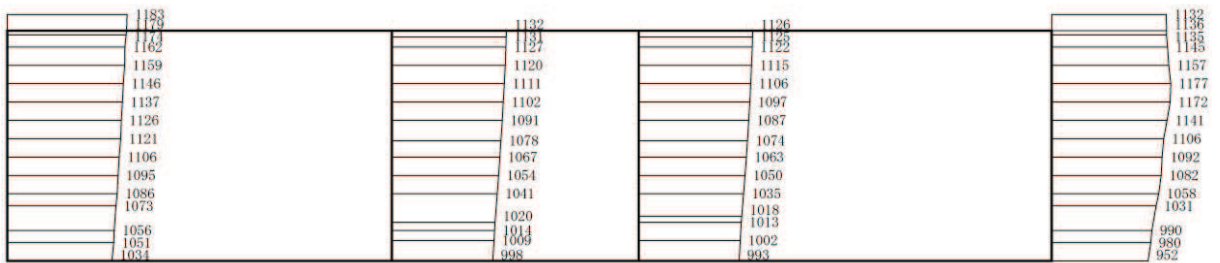
(a) S s - D 1 (++) 水平



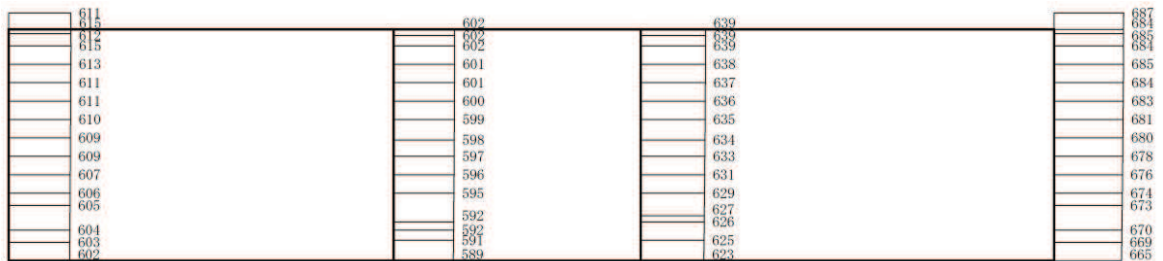
(b) S s - D 1 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 1-15 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, C-C 断面)



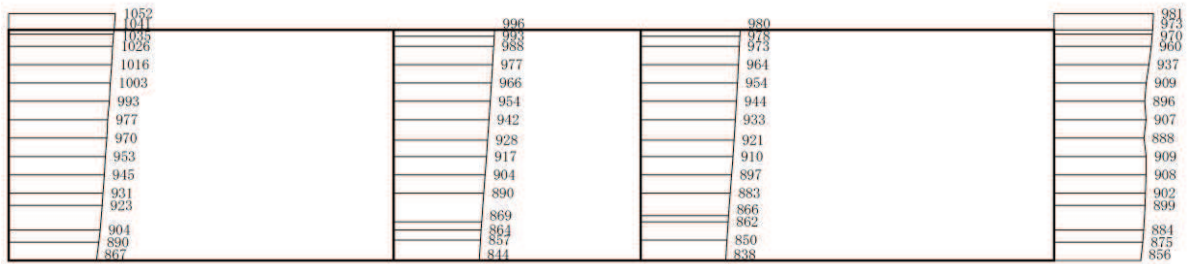
(a) S s - D 2 (++) 水平



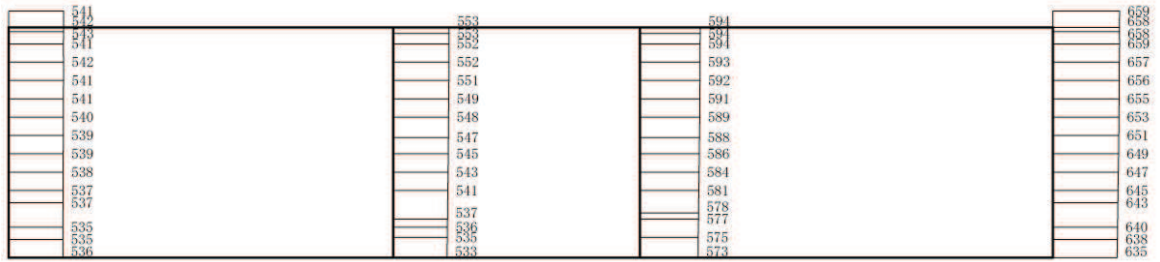
(b) S s - D 2 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 1-16 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, C-C 断面)



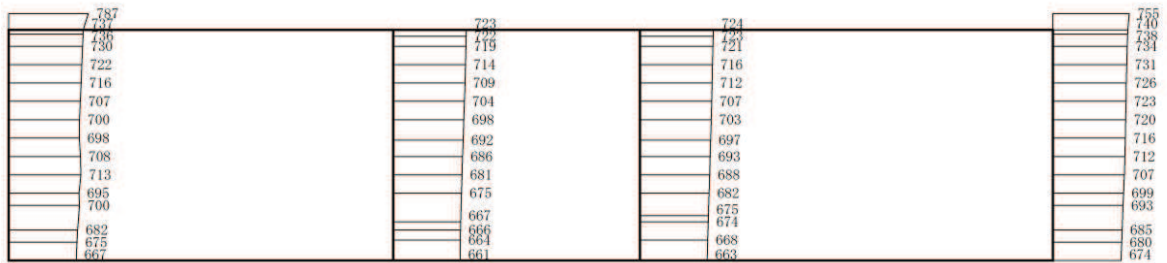
(a) S s - D 3 (++) 水平



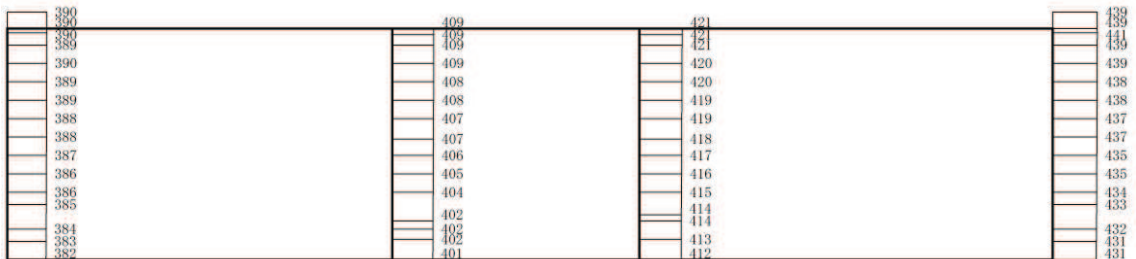
(b) S s - D 3 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 1-17 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, C-C 断面)



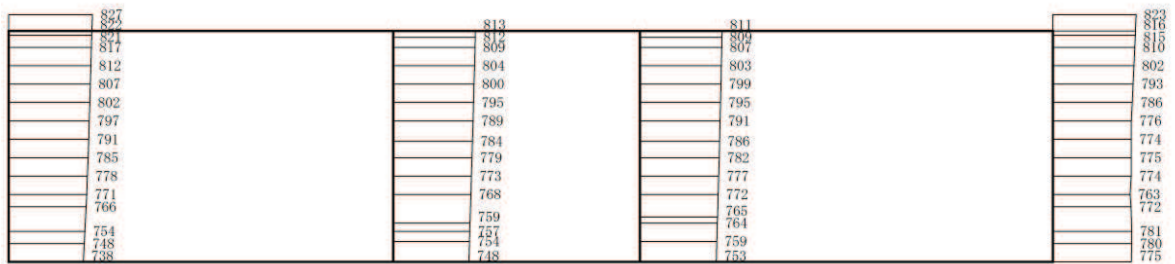
(a) S s - F 1 (++) 水平



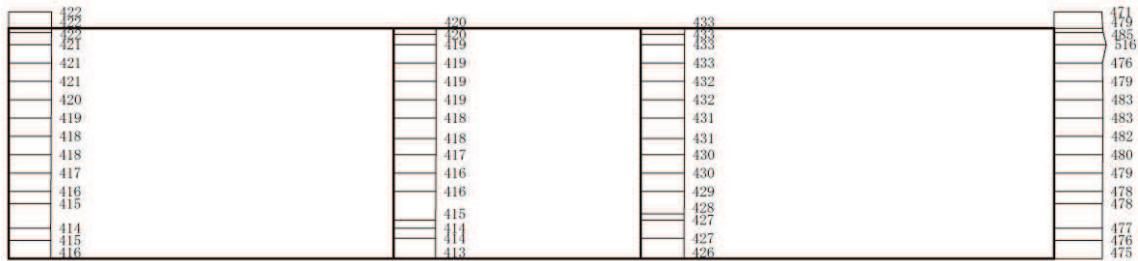
(b) S s - F 1 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 1-18 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, C-C 断面)



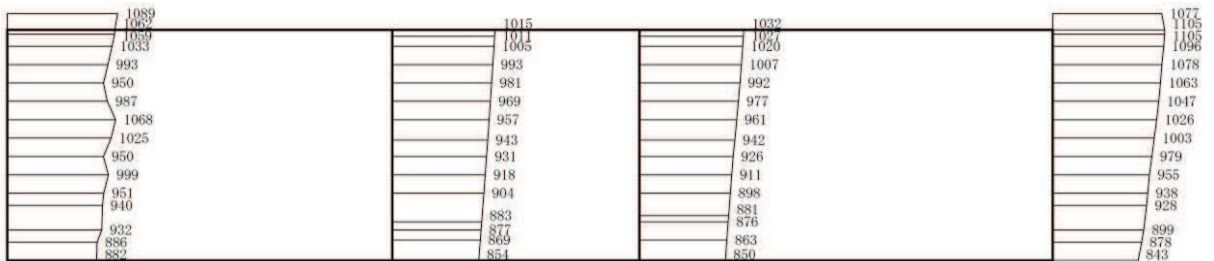
(a) S s - F 2 (++) 水平



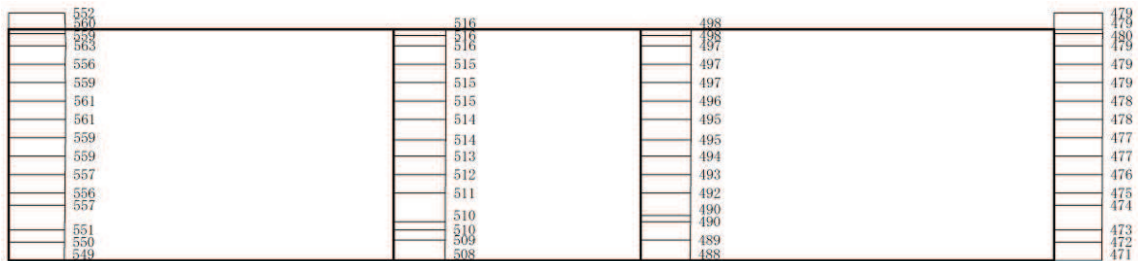
(b) S s - F 2 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 1-19 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, C-C 断面)



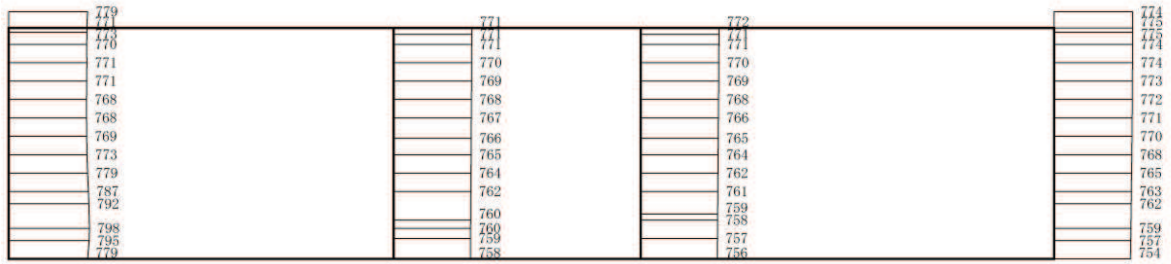
(a) S s - F 3 (++) 水平



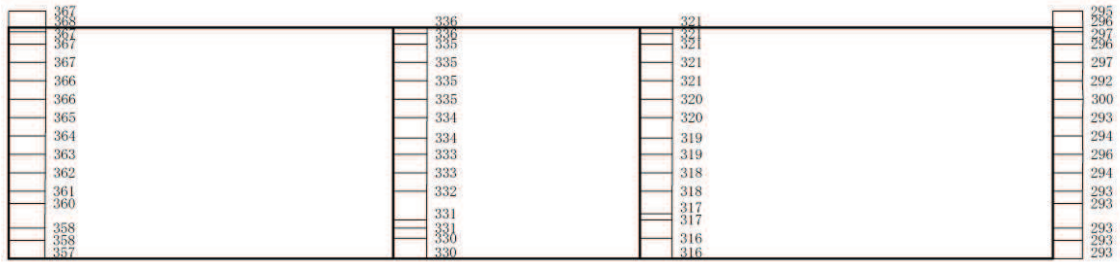
(b) S s - F 3 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 1-20 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, C-C 断面)



(a) S s - N 1 (++) 水平



(b) S s - N 1 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 1-21 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, C-C 断面)

参考資料 2 静的地震力に対する耐震評価

1. 評価方針

Cクラス施設に求められる静的地震力に対して、軽油タンク室が耐震性を有することの確認を行う。

軽油タンク室の静的地震力に対する耐震評価は、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、構造部材の発生応力度が短期許容応力度及び短期許容せん断力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）が短期許容支持力度を下回ること、MMRに発生する応力（接地圧）が支圧強度を下回ることを確認する。

耐震評価フローを図 1-1 に示す。

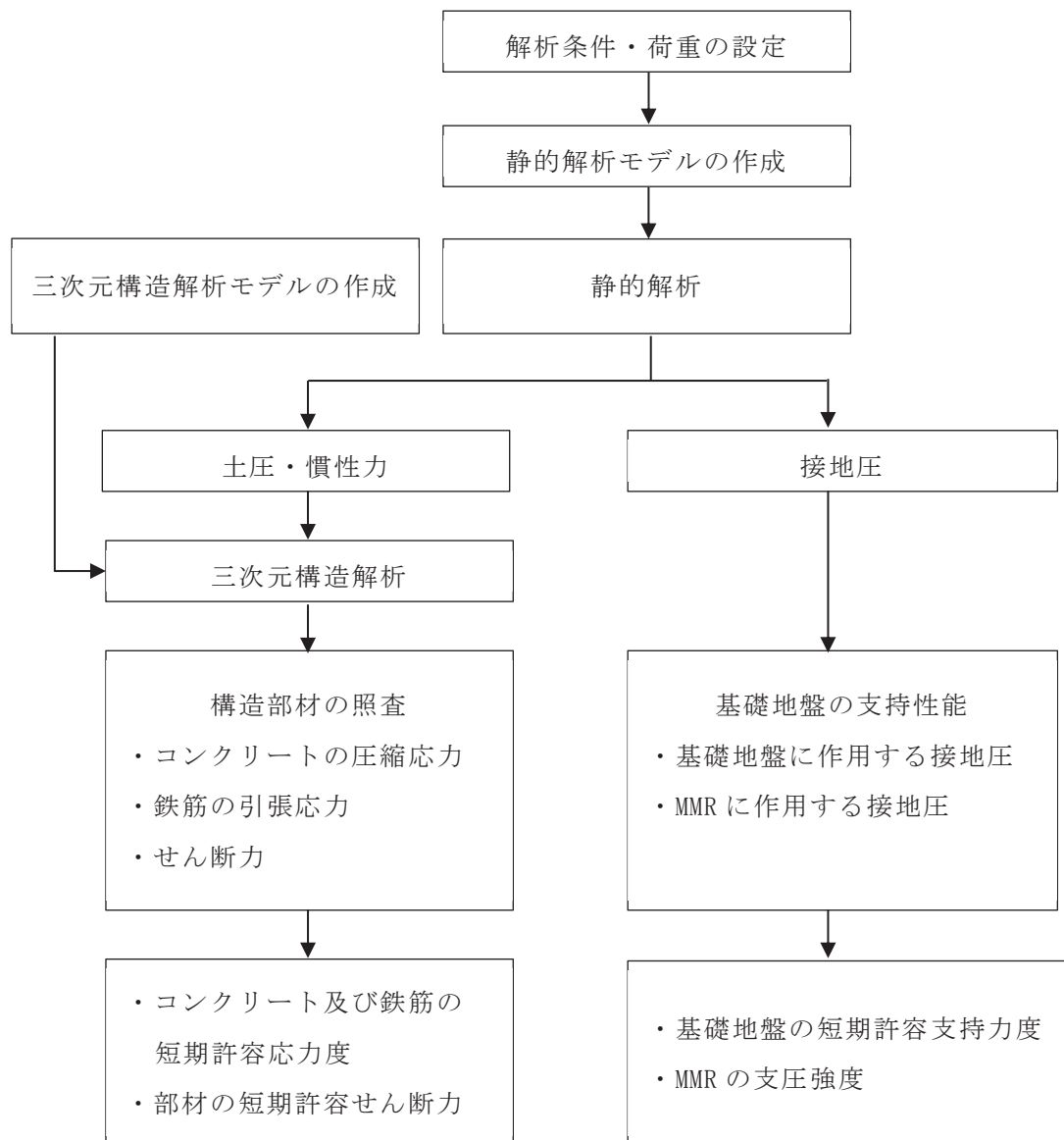


図 1-1 軽油タンク室の静的地震力に対する耐震評価フロー

2. 適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会 2002年制定）
- ・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）
- ・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（（一般社団法人）日本電気協会 電気技術基準調査委員会）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A C 4 6 0 1 -2015 （（一般社団法人）日本電気協会 原子力規格委員会）

3. 評価対象断面

「資料7 軽油タンク室の耐震安全性評価」のうち「2. 評価条件」と同様とする。

4. 荷重及び荷重の組合せ

4.1 荷重

静的地震力に対する耐震評価において考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として，躯体自重を考慮する。

(2) 積載荷重 (P)

積載荷重として，積雪荷重 P_s を含めて地表面に 4.9kN/m^2 を考慮する。

(3) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重として，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する。

(4) 地震荷重 (S c)

地震荷重は静的地震力 ($kh=0.16$) を考慮する。

静的地震力算定用の基準面は地表面 (0.P. +14.8m) とし，地震層せん断力係数を用いて，次式により算出する。

$$Q_i = n \cdot Z \cdot C_i \cdot W_i$$

$$C_i = R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

ここで、

Q_i : 第 i 層に生じる水平地震力

n : 施設の重要度分類に応じた係数

Z : 地震地域係数 (1.0)

C_i : 第 i 層の地震層せん断力係数

W_i : 第 i 層が支える重量

R_t : 振動特性係数 (0.8)

A_i : 第 i 層の地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数

C_0 : 標準せん断力係数 (0.2)

4.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4-1 に示す。

表 4-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_c)	$G + P + S_c$

G : 固定荷重

P : 積載荷重 (積雪荷重 P_s を含めて 4.9kN/m^2 を地表面に考慮)

S_c : 耐震 C クラスの施設に適用される静的地震力 ($kh=0.16$)

5. 使用材料及び材料の物性値

「資料7 軽油タンク室の耐震安全性評価」のうち「2.4 使用材料及び材料の物性値」と同様とする。

6. 静的解析

静的解析は、「資料7 軽油タンク室の耐震安全性評価」のうち「3. 地震応答解析」の解析モデルを用い、静的非線形解析により応答値を算定する。

図6-1に静的解析モデルを示す。

静的解析は底面固定とし、側方は水平震度による地盤の水平方向の変形を拘束しないよう水平ローラーとする。

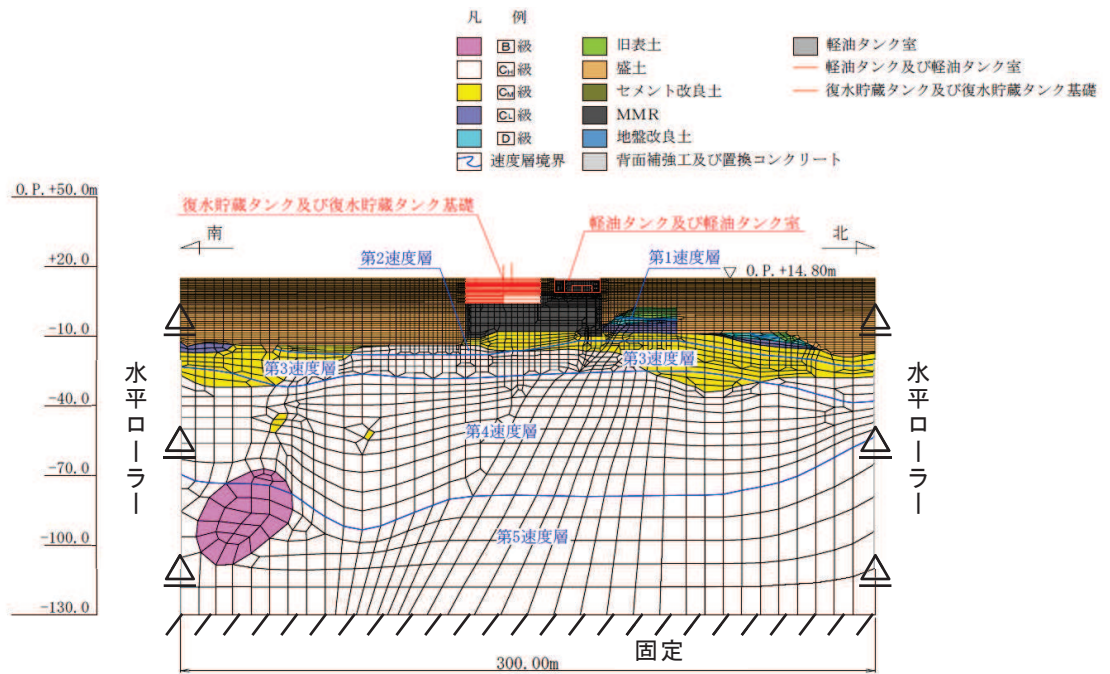


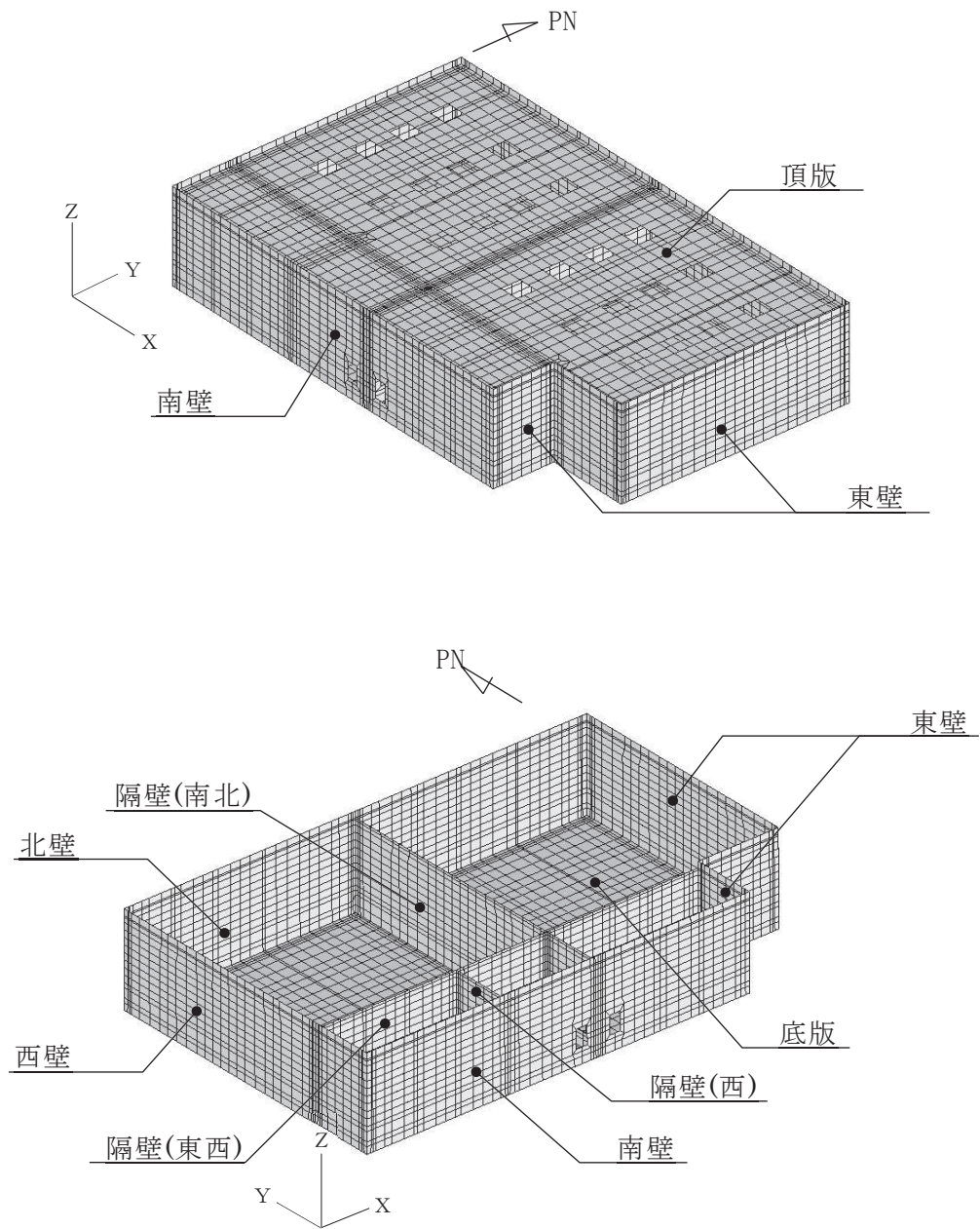
図6-1 軽油タンク室の解析モデル図

7. 三次元構造解析

軽油タンク室の耐震評価は、線形シェル要素を用いた三次元構造解析により実施する。

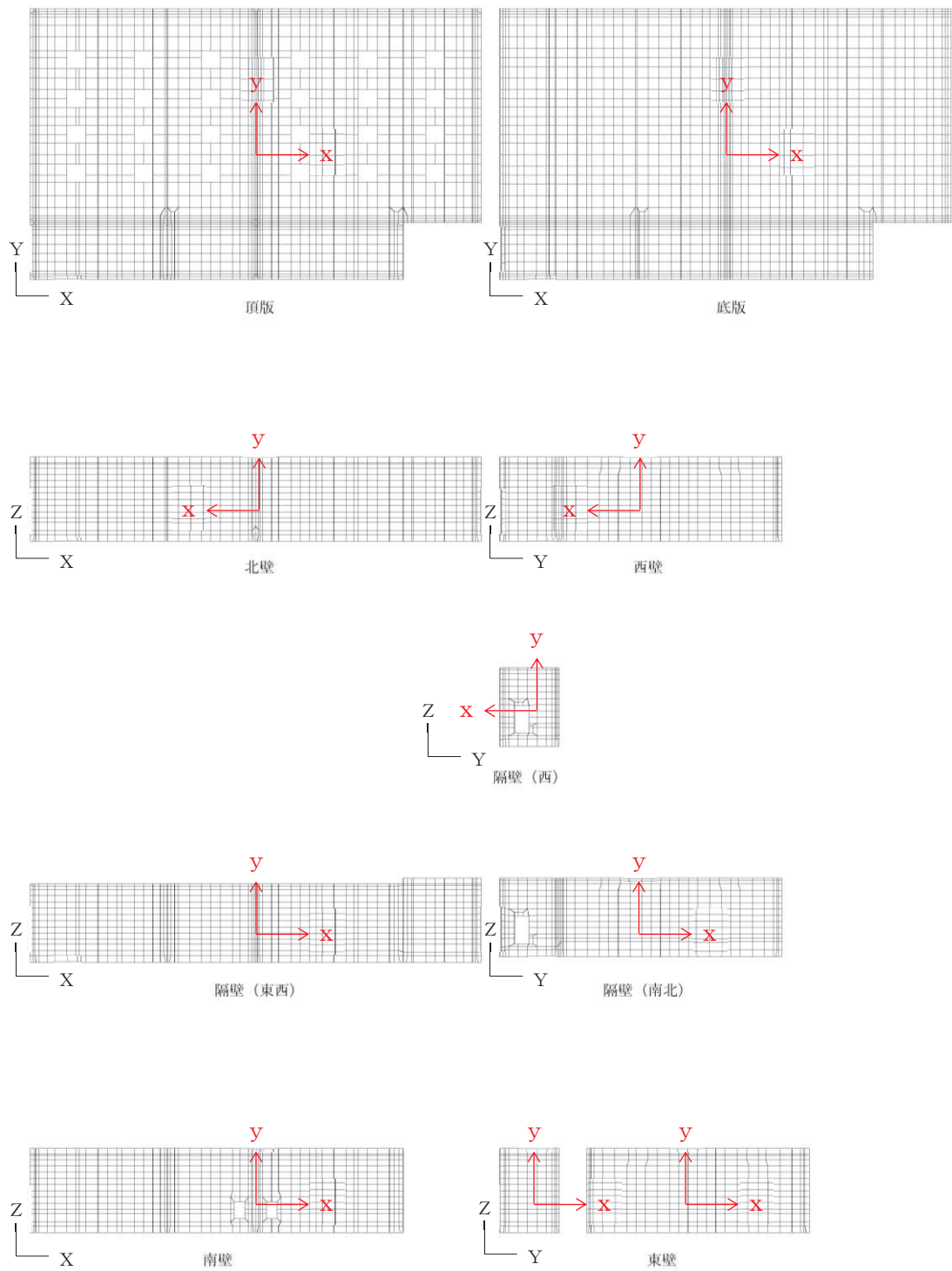
8. 三次元構造解析モデル

材料の線形特性を考慮した線形シェル要素でモデル化する。三次元構造解析モデルを図8-1に、各部材の要素座標系を図8-2に、シェル要素における各要素の断面力の方向を図8-3に示す。



注：頂版は非表示

図 8-1 三次元構造解析モデル図



黒：全体座標系を示す
 赤：要素座標系を示す

図 8-2 各部材の要素座標系

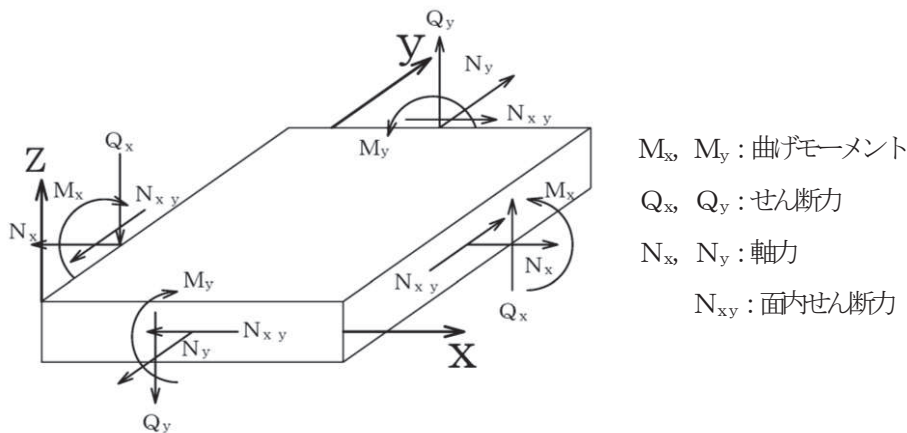


図 8-3 シェル要素における断面力の方向

9. 許容限界

9.1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

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 9-1 及び表 9-2 に示す。

表 9-1 コンクリートの短期許容応力度

設計基準強度	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	許容曲げ圧縮応力度 σ'_{ca}	許容せん断応力度 τ_{a1}	
$f'_{ck} = 20.5$ (N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ'_{ca}	7.8	11.7
	許容せん断応力度 τ_{a1}	0.42	0.63
$f'_{ck} = 24.0$ (N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ'_{ca}	9.0	13.5
	許容せん断応力度 τ_{a1}	0.45	0.675

注記*：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002年制定）により地震時の割り増し係数として 1.5 を考慮する。

表 9-2 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)
	許容引張応力度 σ_{sa}		
SD345	許容引張応力度 σ_{sa}	196	294

注記*：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002年制定）により地震時の割り増し係数として 1.5 を考慮する。

9.2 せん断破壊に対する許容限界

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 9-1 及び表 9-2 に示すコンクリートと鉄筋の短期許容応力度から算定した短期許容せん断力とする。

$$V_a = V_c + V_s$$

ここに、 V_a : 短期許容せん断力
 V_c : コンクリートが分担するせん断力
 V_s : せん断補強筋が分担するせん断力

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

ここに、 τ_{a1} : コンクリートの短期許容せん断応力度
 b_w : 部材の有効幅
 d : 部材の有効高さ
 z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で $d/1.15$ とする。

$$V_s = \left\{ A_w \sigma_{sa} (\sin \alpha + \cos \alpha) / s \right\} z$$

ここに、 A_w : 区間 s におけるせん断補強筋の総断面積
 σ_{sa} : 鉄筋の短期許容引張応力度
 α : せん断補強鉄筋と部材軸のなす角度
 s : せん断補強鉄筋の配置間隔

9.3 基礎地盤の支持力に対する許容限界

9.3.1 基礎地盤（狐崎部層）

基礎地盤に作用する接地圧に対する許容限界は、短期許容支持力度とし、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A C 4 6 0 1 -2015（（一般社団法人）日本電気協会 原子力規格委員会）に基づき極限支持力度の 2/3 とする。

基礎地盤（狐崎部層）の許容限界を表 9-3 に示す。

表 9-3 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)
短期許容支持力度	狐崎部層	9.1

9.2.1 MMR（既設）

MMR（既設）に作用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[構造性能照査編]（土木学会 2002年制定）に基づき、コンクリートの支圧強度とする。

MMR（既設）の許容限界を表 9-4 に示す。

表 9-4 MMR（既設）の支持性能に対する許容限界

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

10. 評価結果

静的地震力に対する評価結果を表 10-1～表 10-3 に示す。また、最も厳しい照査値の地震時断面力を図 10-1～図 10-7 に示す。

表 10-1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（コンクリート）

地震動	評価位置*		曲げモーメント	軸力	発生応力度	短期許容応力度	照査値 $\sigma'_{c} / \sigma'_{c a}$
			(kN・m/m)	(kN/m)	σ'_{c} (N/mm ²)	$\sigma'_{c a}$ (N/mm ²)	
静的地震力 (kh=0.16)	底版	12	482	-465	1.7	11.7	0.15
	頂版	22	-314	-107	4.4	13.5	0.33
	南北壁	42	-287	-218	1.9	11.7	0.17
	隔壁(東西)	51	-171	-206	2.1	11.7	0.18
	東西壁	71	-273	-252	1.8	11.7	0.16
	隔壁(南北)	81	2	-934	0.9	11.7	0.08
	隔壁(西)	90	4	-1099	1.1	13.5	0.09

注記*：評価位置は図 10-8 に示す。

表 10-2 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（鉄筋）

地震動	評価位置*		曲げモーメント	軸力	発生応力度	短期許容応力度	照査値 $\sigma_{s} / \sigma_{s a}$
			(kN・m/m)	(kN/m)	σ_{s} (N/mm ²)	$\sigma_{s a}$ (N/mm ²)	
静的地震力 (kh=0.16)	底版	12	-222	-66	36	294	0.13
	頂版	22	-291	137	137	294	0.47
	南北壁	42	-287	-159	54	294	0.19
	隔壁(東西)	51	-39	172	75	294	0.26
	東西壁	61	-257	-12	63	294	0.22
	隔壁(南北)	81	3	367	99	294	0.34
	隔壁(西)	90	-5	274	76	294	0.26

注記*：評価位置は図 10-8 に示す。

表 10-3 せん断破壊に対する評価結果

地震動	評価位置*		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
静的地震力 (kh=0.16)	底版	11	281	904	0.32
	頂版	22	227	719	0.32
	南北壁	42	278	1373	0.21
	隔壁(東西)	51	128	673	0.20
	東西壁	62	71	689	0.11
	隔壁(南北)	82	7	673	0.02
	隔壁(西)	90	22	728	0.04

注記* : 評価位置は図 10-8 に示す。

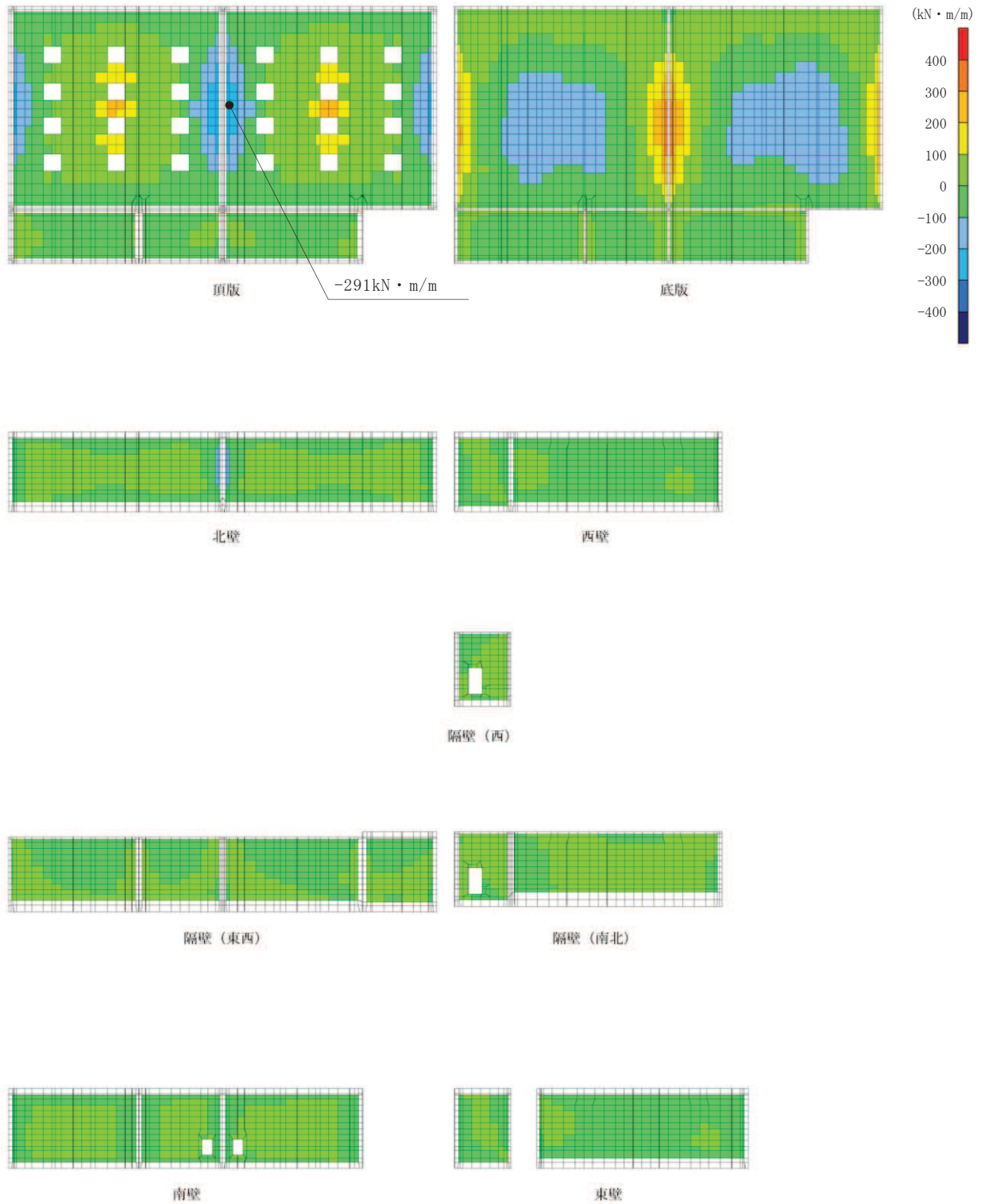


図 10-1 静的地震力載荷時の断面力分布図
(曲げモーメント (kN・m/m) : M_x)

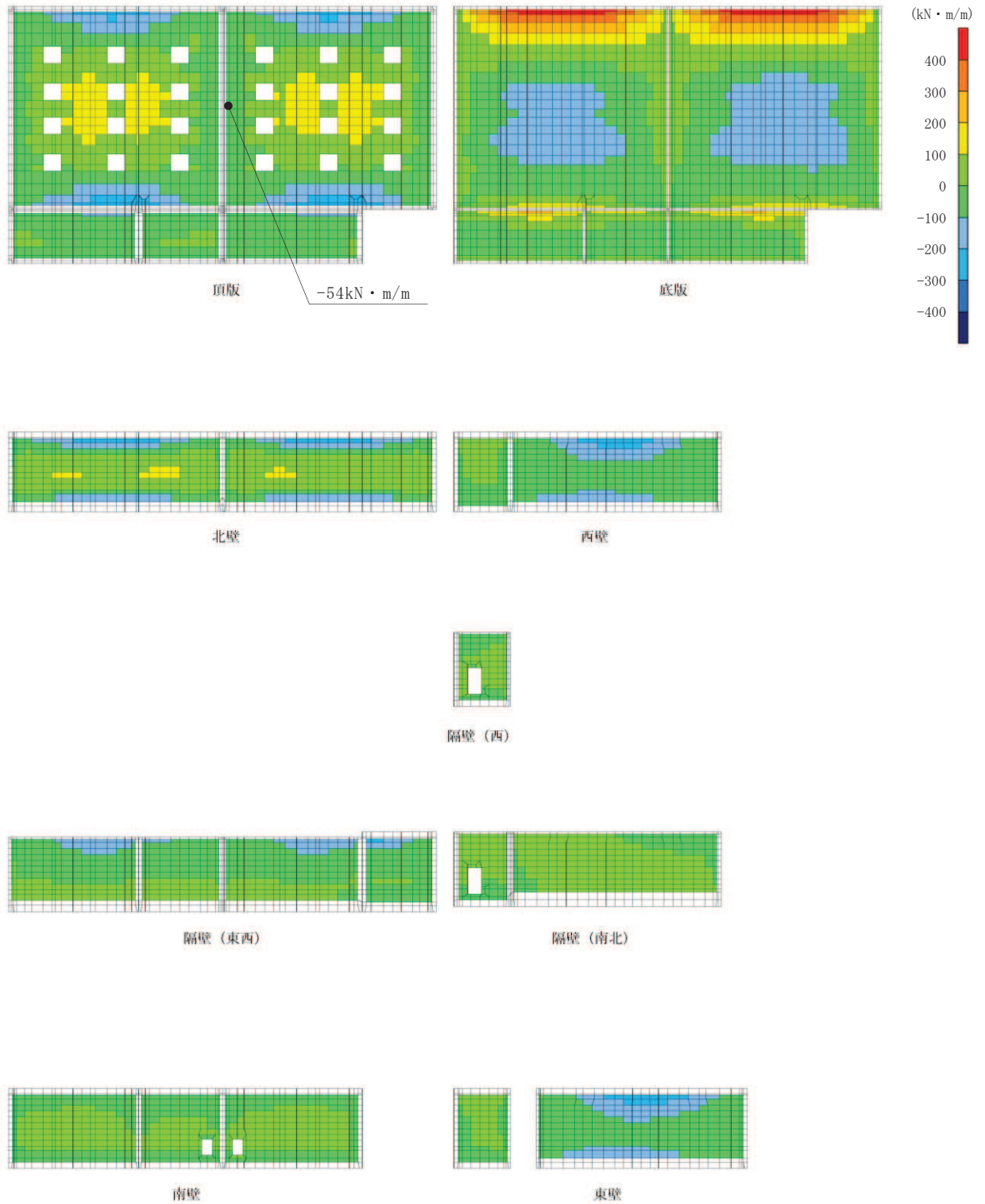


図 10-2 静的地震力載荷時の断面力分布図
 (曲げモーメント (kN · m/m) : M_y)



図 10-3 静的地震力載荷時の断面力分布図
(軸力 (kN/m): N_x)



図 10-4 静的地震力載荷時の断面力分布図
(軸力 (kN/m) : N_y)



図 10-5 静的地震力載荷時の断面力分布図
 (面内せん断力 (kN/m) : $N_{x,y}$)

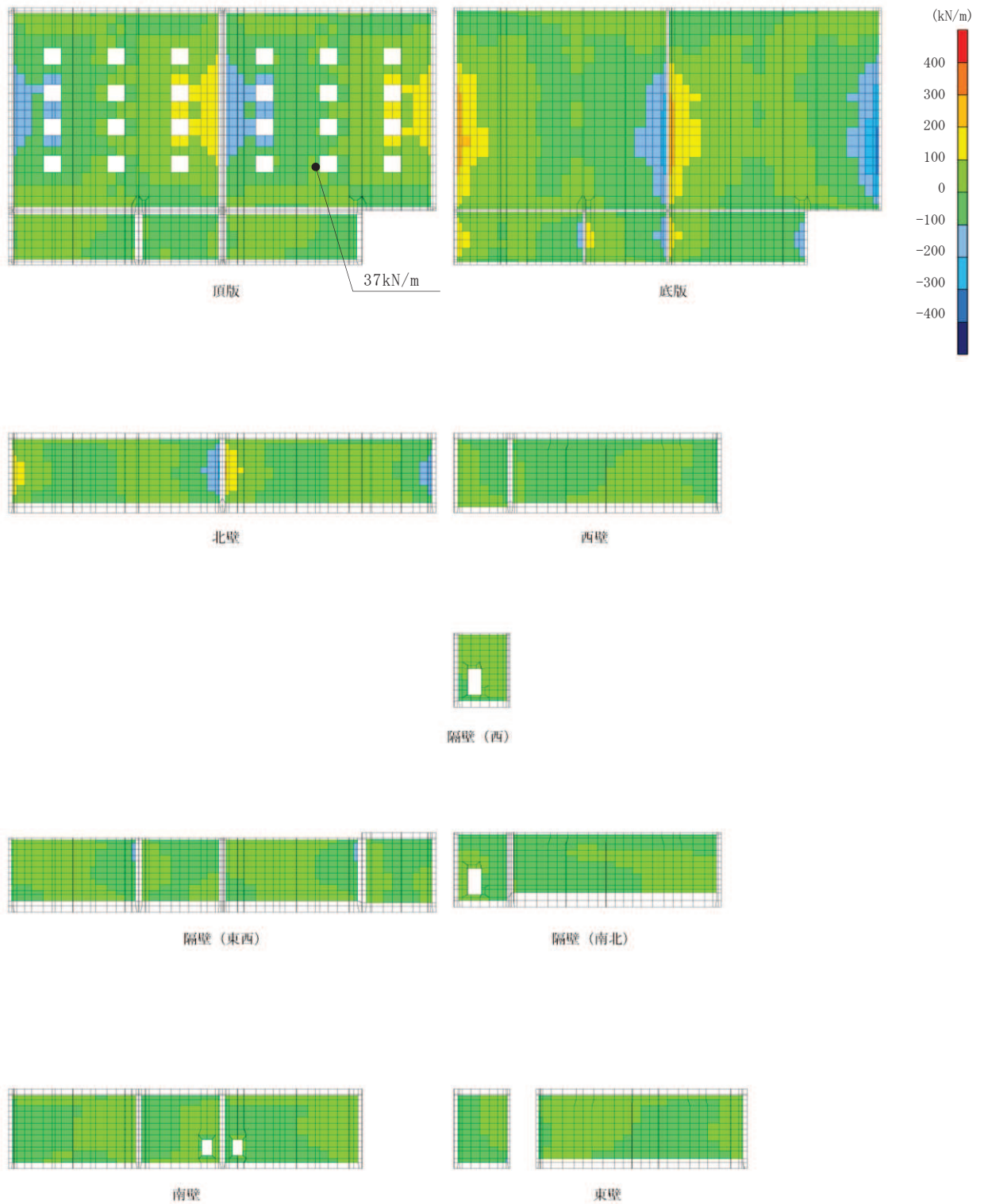


図 10-6 静的地震力載荷時の断面力分布図
(せん断力 (kN/m) : Q_x)

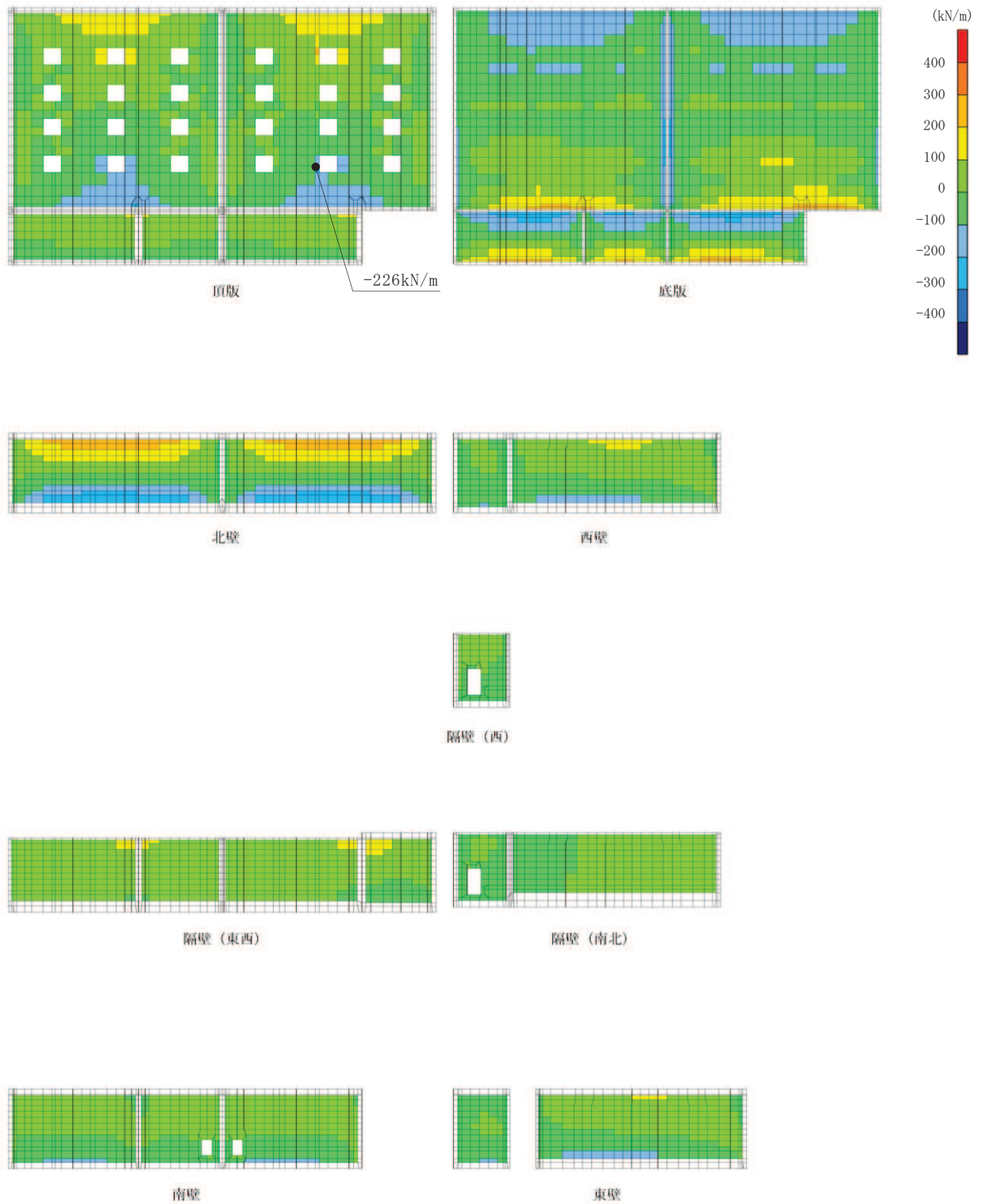


図 10-7 静的地震力載荷時の断面力分布図
(せん断力 (kN/m) : Q_y)

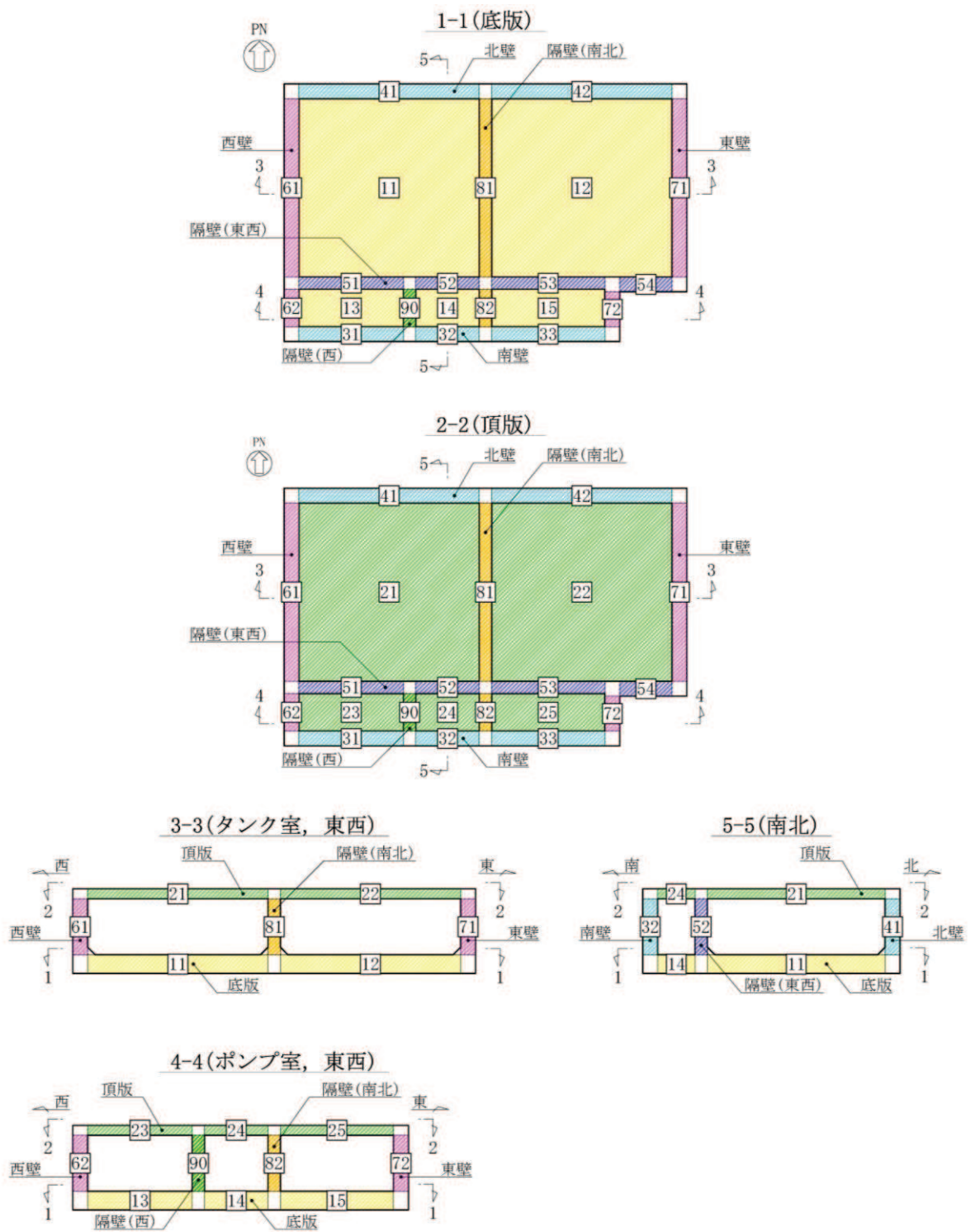


図 10-8 評価位置図

11. 基礎地盤の支持性能

基礎地盤及びMMRの支持性能に対する評価結果を表11-1及び表11-2に示す。また、最大接地圧分布図を図11-1及び図11-2に示す。

基礎地盤作用する接地圧が短期許容支持力度を下回ること及びMMR(既設)に作用する接地圧が支圧強度を下回ることを確認した。

表 11-1 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

地震荷重	最大接地圧 R_d (N/mm ²)	短期許容 支持力度 R_a (N/mm ²)	照査値 R_d/R_a
静的地震力 ($kh=0.16$)	0.9	9.1	0.10

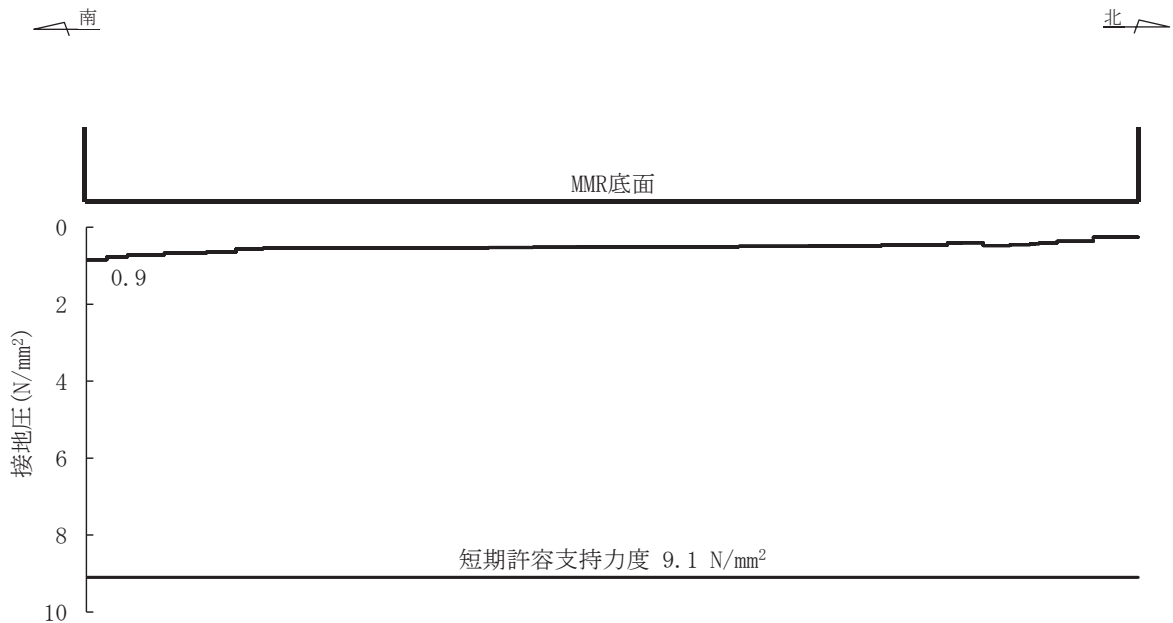


図 11-1 基礎地盤の最大接地圧分布図

表 11-2 MMR (既設) の支持性能に対する評価結果

地震荷重	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
静的地震力 ($kh=0.16$)	0.5	15.6	0.04

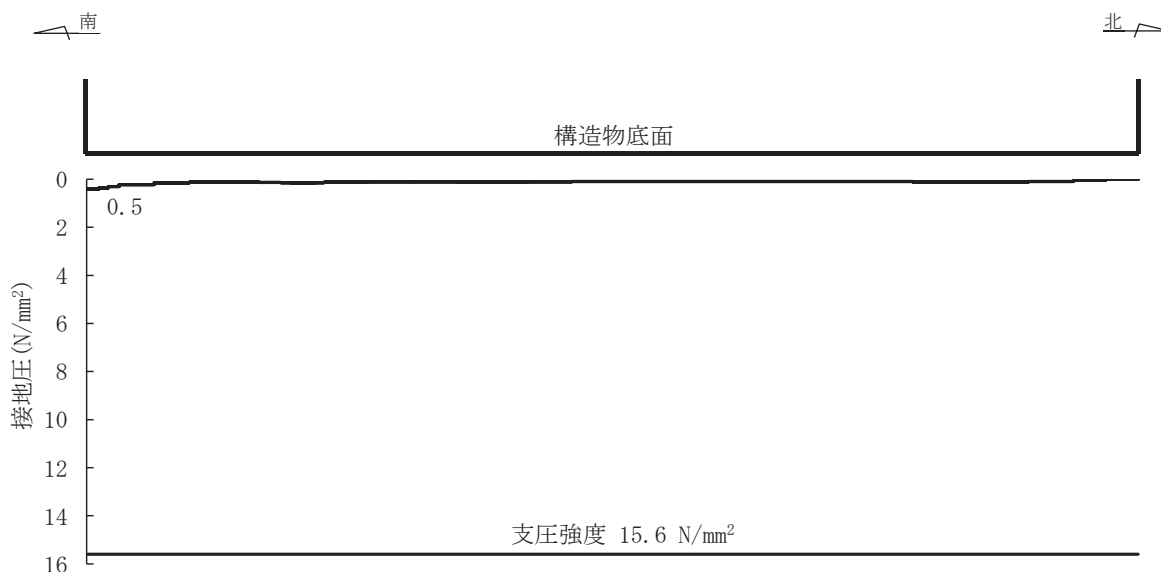


図 11-2 MMR (既設) の最大接地圧分布図

12. まとめ

軽油タンク連絡ダクトについて、Cクラス施設に求められる静的地震力 ($kh=0.16$) に対して耐震性を有することの確認を行った。

その結果、構造部材 (コンクリート及び鉄筋) の発生応力度が短期許容応力度及び短期許容せん断力を下回ることを確認した。また、基礎地盤作用する接地圧が短期許容支持力度を下回ること及び MMR (既設) に作用する接地圧が支圧強度を下回ることを確認した。

以上のことから、軽油タンク連絡ダクトは設計上求められる静的地震力に対して十分な耐震性を有することを確認した。

参考資料 3 断層交差部の影響評価

1. 評価方法

SF-2①断層と交差する軽油タンク室は、施設の周囲が地盤に覆われていることから、岩盤の変形に対して躯体が変形しやすい地質状況となっている。また、MMR に支持されている構造物となるため、断層が軽油タンク室に与える影響は間接的となっている。そのため、断層が構造物に与える影響が軽微であると考えられることから、断層が耐震性に与える影響について検討を行う。軽油タンク室の断層交差部における影響検討では、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する。

2. 評価条件

2.1 評価対象断面の選定

「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「4.8 軽油タンク室」に基づき、SF-2①断層に対して概ね直交する南北断面を選定する。

評価対象断面地質図を図 2-1 に示す。

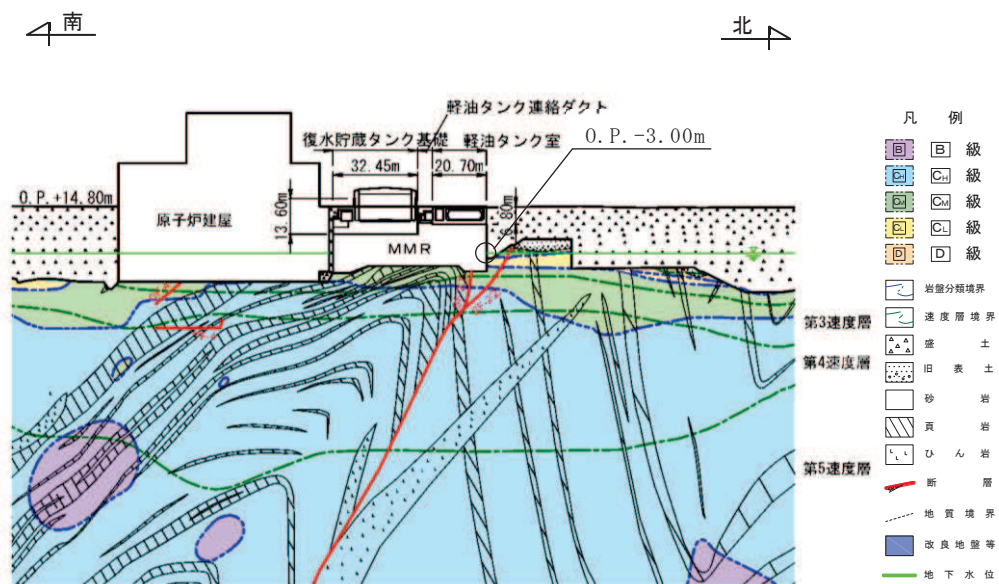


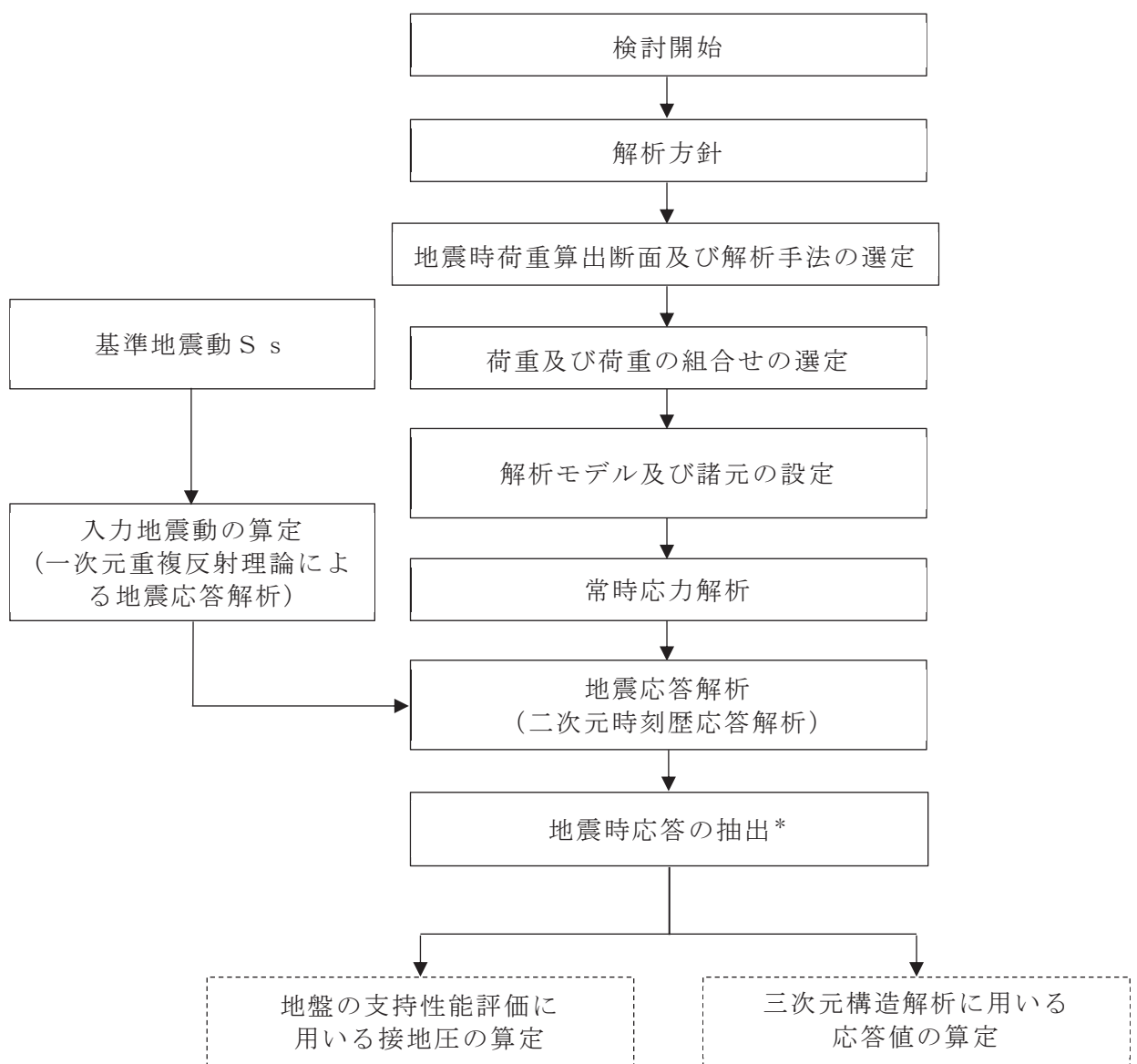
図 2-1 軽油タンク室の評価対象地質断面図
(A-A 断面，南北)

2.2 使用材料及び材料の物性値等

使用材料及び材料の物性値は「資料 7 軽油タンク室の耐震安全性評価」のうち「2.4 使用材料及び材料の物性値」、地盤物性値は「資料 7 軽油タンク室の耐震安全性評価」のうち「2.5 地盤物性値」、評価構造物諸元は「資料 7 軽油タンク室の耐震安全性評価」のうち「2.6 評価構造物諸元」、地下水位は「資料 7 軽油タンク室の耐震安全性評価」のうち「2.7 地下水位」と同様とする。

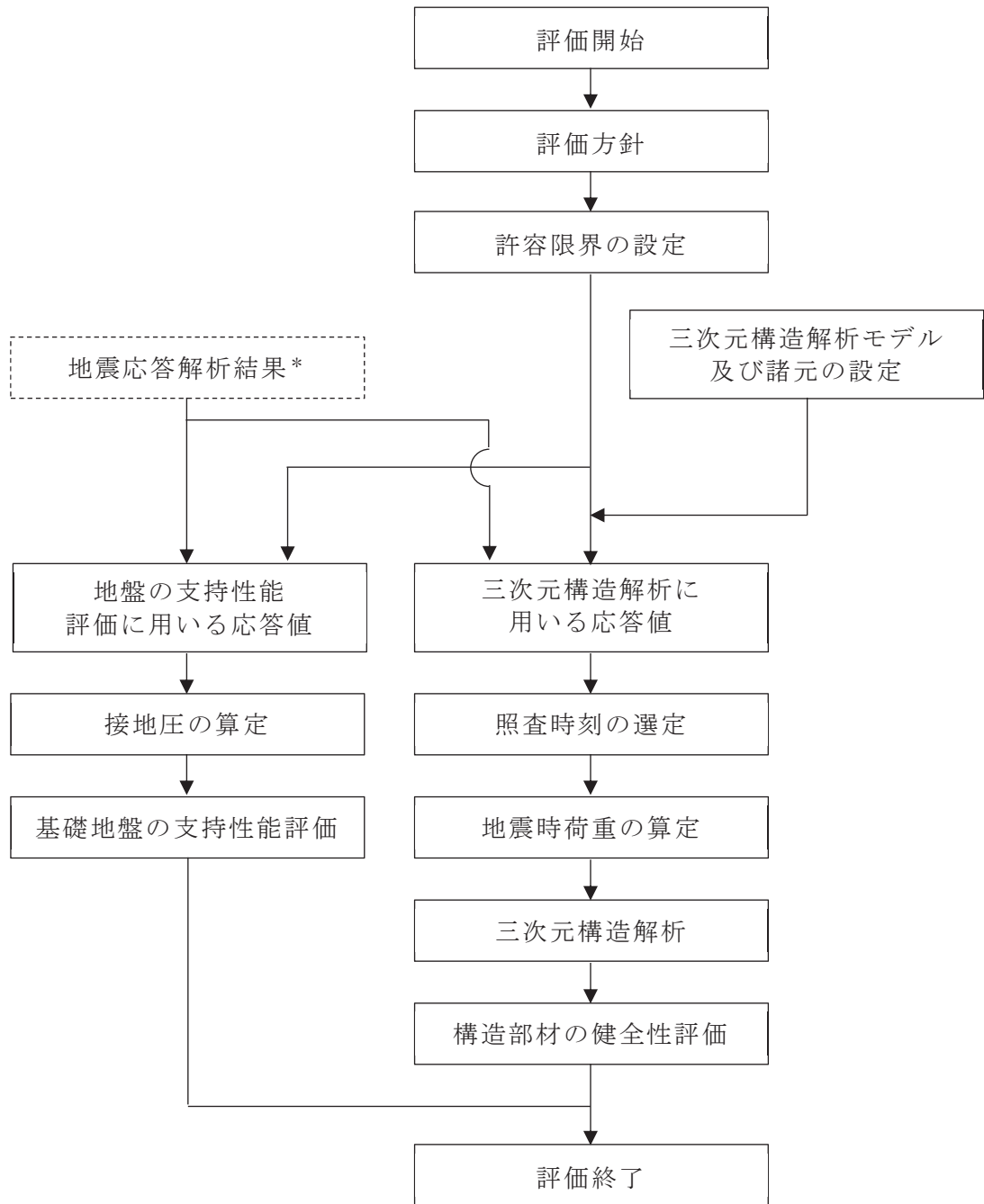
2.3 耐震評価フロー

軽油タンク室の地震応答解析フロー及び耐震評価フローを図2-2及び図2-3に示す。



注記*：耐震評価に用いる応答値を算定する。

図 2-2 軽油タンク室の地震応答計算フロー



注記*：地震応答解析より算定した値を用いる。

図 2-3 軽油タンク室の耐震評価フロー

2.4 適用規格

「資料 7 軽油タンク室の耐震安全性評価」のうち「2.1 適用規格」と同様とする。

3. 地震応答解析

3.1 地震応答解析手法

「資料 7 軽油タンク室の耐震安全性評価」のうち「3.1 地震応答解析手法」と同様とする。

3.2 地震応答解析モデルの設定

女川原子力発電所第 2 号機における屋外重要土木構造物等の断層交差部の断層評価においては、「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「参考資料 4 断層交差部の影響評価」における「1. 断層が接する構造物の抽出」に既述の通り、地質観察により断層の影響を否定できない領域を全て断層幅として保守的に評価している。

構造物へ与える影響は、構造物直下の粘土状物質の断層幅が支配的と考えられるものの、断層の挙動は深部まで連続する断層が一体となって変形することから、深部での断層幅も考慮しモデル化する断層幅を決定する。つまり、直下の粘土状物質の幅と深部を含めた断層の平均幅のうち大きい方でモデル化する。

表 3-1 に示すように、軽油タンク室の SF-2①と交差する南北断面は、モデル化領域の地質調査より得られた断層の平均幅が大きいため、115mm を用いて評価を行う。

二次元有限要素解析による影響評価においては、粘土状物質以外の亀裂部等も含めた断層幅を全て粘土状物質によりモデル化する。なお、解析用物性値一覧と使用する粘土状物質の物性値は「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「参考資料 4 断層評価部の影響評価」に示す。

2次元有限要素解析における断層のモデル化は、「原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術<技術資料>（土木学会，2009年）」（以下「原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術<技術資料>」という。）を参考に、ジョイント要素により行う。また、松本ら*の「ソリッド要素による弱層のモデルに対し、ジョイント要素を用いた弱層のモデルは、同程度の地盤応答を再現できる」という知見と「設置変更許可時の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価」における断層のモデル化方針を踏まえ、軽油タンク室の解析でモデル化する断層は層厚が薄いことから、ジョイント要素によりモデル化する。

ジョイント要素は「原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術<技術資料>」を参考に、ばね値をせん断弾性係数と断層の厚さの関係から式 3-1 及び式 3-2 のとおり設定する。表 3-2 に影響評価を行う断層幅とモデル化の一覧を示す。

断層以外については、「資料 7 軽油タンク室の耐震安全性評価」のうち「3.2 地

震応答解析モデルの設定」に基づきモデル化する。地震応答解析モデルを図 3-1 に示す。

せん断ばね：
$$k_s = \frac{G}{t} \quad \dots \text{ (式 3-1)}$$

垂直ばね：
$$k_n = \frac{2(1-\nu)}{1-2\nu} \cdot \frac{G}{t} \quad \dots \text{ (式 3-2)}$$

注記*：松本ら：非線形動的解析における地盤の弱層のモデル化に関する一考察，土木学会第 66 回年次学術講演会（平成 23 年度）

表 3-1 屋外重要土木構造物等と直下に分布する断層

構造物	断層	構造物直下の 粘土状物質の幅 (mm)	モデル化領域の 断層の平均幅 (mm)
軽油タンク室	SF-2①断層	0	115

注：赤枠は評価対象として選定した断層

表 3-2 断層幅及びモデル化方法

構造物	断層	断層幅 (mm)	モデル化方法
軽油タンク室	SF-2①断層	115	ジョイント要素
	SF-2②断層	205	ジョイント要素

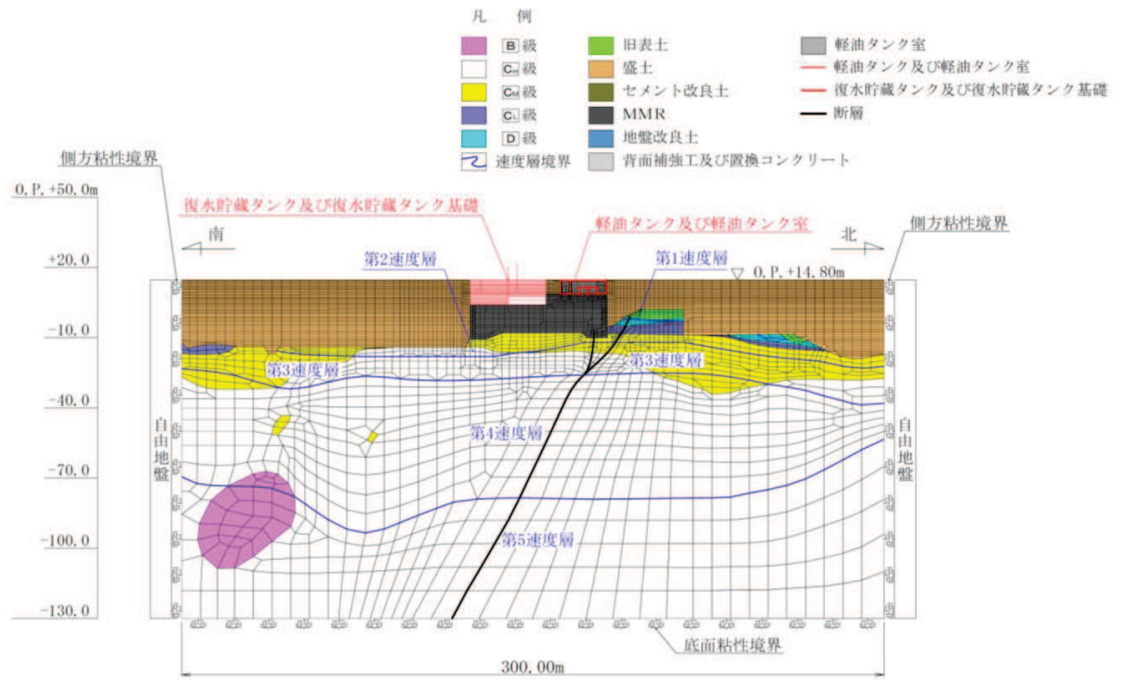


図 3-1 軽油タンク室の地震応答解析モデル図 (A-A 断面, 南北)

3.3 減衰定数

減衰定数は「資料7 軽油タンク室の耐震安全性評価」のうち「3.3 減衰定数」に基づき設定する。

固有値解析結果の一覧を表3-3に、固有値解析におけるモード図を図3-2に、係数 α 、 β を表3-4に、固有値解析に基づき設定したRayleigh減衰を表図3-3に示す。

表3-3 固有値解析結果

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		Tx	Ty	β_x	β_y	
1	1.251	5	0	71.95	-11.58	1次として採用
2	1.264	8	0	-60.64	-9.52	—
3	1.579	9	0	23.98	-7.96	—
4	1.680	9	0	25.99	12.49	—
5	1.829	9	0	13.09	8.22	—
6	1.935	10	1	-16.83	11.38	—
7	2.026	10	1	-10.11	6.75	—
8	2.244	10	1	16.68	4.26	—
9	2.287	10	1	-10.31	-5.13	—
10	2.458	10	1	-11.46	5.01	—

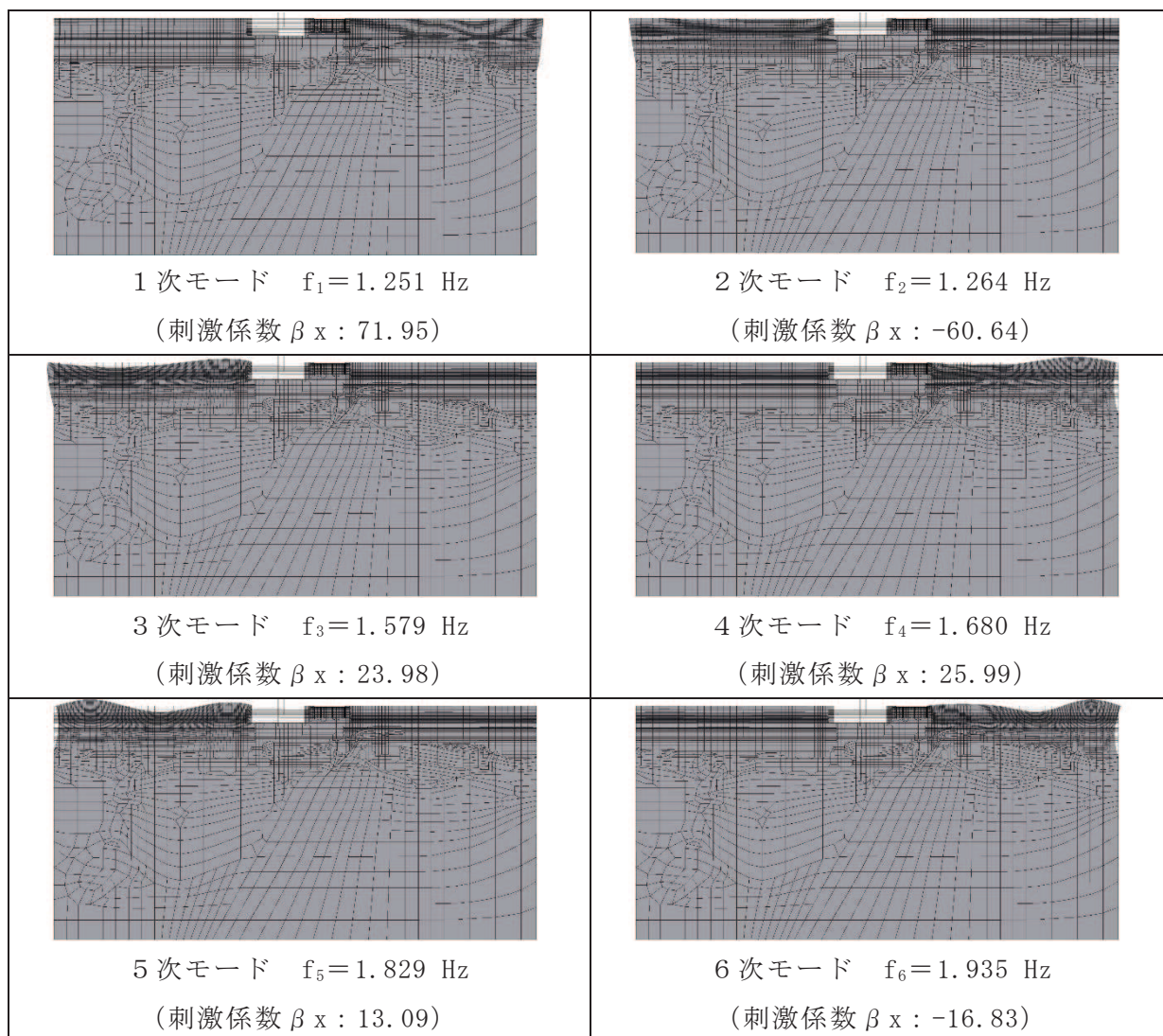


図 3-2(1) 固有値解析結果 (モード図) (1/2)

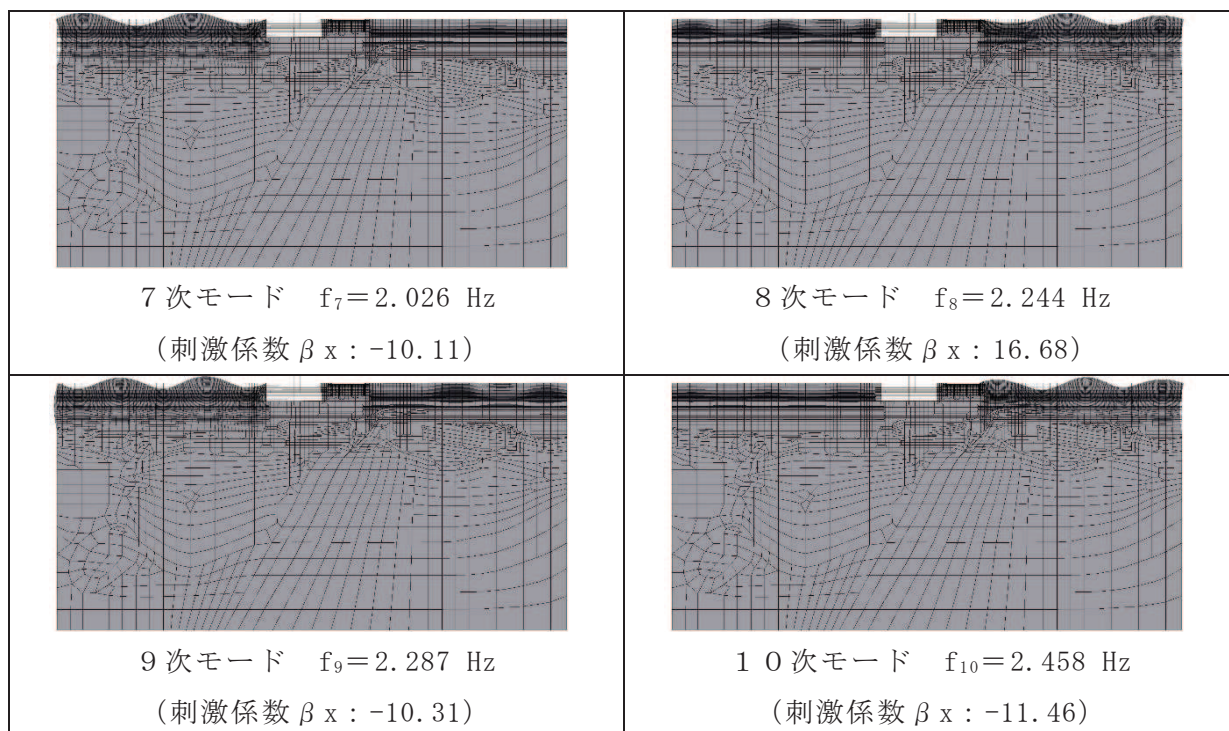


図 3-2(2) 固有値解析結果 (モード図) (2/2)

表 3-4 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果

α	β
2.357×10^{-1}	1.273×10^{-3}

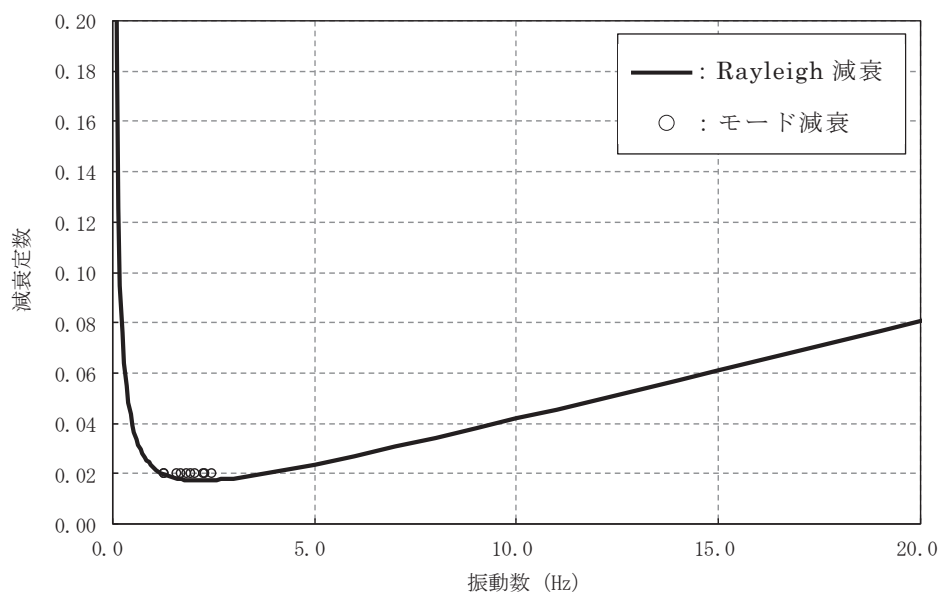


図 3-3 設定した Rayleigh 減衰

3.4 荷重の組合せ

「資料 7 軽油タンク室の耐震安全性評価」のうち「3.4 荷重の組合せ」と同様とする。

3.5 地震応答解析の解析ケース

断層交差部の耐震評価においては，耐震性に与える影響検討のため基準地震動 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 波を用いて基本ケース（ケース①）を実施する。

4. 三次元構造解析

「資料 7 軽油タンク室の耐震安全性評価」のうち「4. 三次元構造解析」と同様とする。

5. 評価内容

5.1 入力地震動の設定

入力地震動は，「資料 7 軽油タンク室の耐震安全性評価」のうち「5.1 入力地震動の設定」と同様とする。

5.2 許容限界の設定

「資料 7 軽油タンク室の耐震安全性評価」のうち「5.2 許容限界の設定」と同様とする。

6. 評価結果

6.1 地震応答解析結果

6.1.1 解析ケースと照査値

曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を表 6-1 に，せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を表 6-2 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表 6-3 に示す。

表 6-1(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する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	④
S _s -D 1	++	0.11			
	-+	0.10			
S _s -D 2	++	0.08			
	-+	0.11			
S _s -D 3	++	0.09			
	-+	0.09			
S _s -F 1	++	0.09			
	-+	0.09			
S _s -F 2	++	0.09			
	-+	0.09			
S _s -F 3	++	0.10			
	-+	0.09			
S _s -N 1	++	0.10			
	-+	0.06			

注記*：照査値は、構造部材の健全性に対する評価結果と S クラスの施設を支持する機能に対する評価結果の厳しい方を記載

表 6-1(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する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	④
S _s -D 1	++	0.12			
	-+	0.12			
S _s -D 2	++	0.10			
	-+	0.12			
S _s -D 3	++	0.12			
	-+	0.11			
S _s -F 1	++	0.11			
	-+	0.11			
S _s -F 2	++	0.11			
	-+	0.10			
S _s -F 3	++	0.11			
	-+	0.10			
S _s -N 1	++	0.11			
	-+	0.08			

注記*：照査値は、構造部材の健全性に対する評価結果と S クラスの施設を支持する機能に対する評価結果の厳しい方を記載

表 6-1(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する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	④
S _s -D 1	++	0.06			
	-+	0.07			
S _s -D 2	++	0.06			
	-+	0.07			
S _s -D 3	++	0.06			
	-+	0.06			
S _s -F 1	++	0.06			
	-+	0.06			
S _s -F 2	++	0.06			
	-+	0.06			
S _s -F 3	++	0.06			
	-+	0.06			
S _s -N 1	++	0.06			
	-+	0.04			

注記*：照査値は，構造部材の健全性に対する評価結果と S クラスの施設を支持する機能に対する評価結果の厳しい方を記載

表 6-1(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値（隔壁（東西））

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

注記*：照査値は，構造部材の健全性に対する評価結果と S クラスの施設を支持する機能に対する評価結果の厳しい方を記載

表 6-1(5) 曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値（東西壁）

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	④
S _s -D1	++	0.07			
	-+	0.07			
S _s -D2	++	0.07			
	-+	0.08			
S _s -D3	++	0.07			
	-+	0.06			
S _s -F1	++	0.06			
	-+	0.06			
S _s -F2	++	0.06			
	-+	0.06			
S _s -F3	++	0.07			
	-+	0.06			
S _s -N1	++	0.07			
	-+	0.04			

注記*：照査値は、構造部材の健全性に対する評価結果と S クラスの施設を支持する機能に対する評価結果の厳しい方を記載

表 6-1(6) 曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値（隔壁（南北））

地震動		解析ケース			
		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*			
		①	②	③	④
S _s -D1	++	0.08			
	-+	0.08			
S _s -D2	++	0.10			
	-+	0.08			
S _s -D3	++	0.07			
	-+	0.07			
S _s -F1	++	0.07			
	-+	0.07			
S _s -F2	++	0.07			
	-+	0.07			
S _s -F3	++	0.08			
	-+	0.07			
S _s -N1	++	0.07			
	-+	0.04			

注記*：照査値は、構造部材の健全性に対する評価結果と S クラスの施設を支持する機能に対する評価結果の厳しい方を記載

表 6-1(7) 曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値 (隔壁 (西))

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

注記* : 照査値は、構造部材の健全性に対する評価結果と S クラスの施設を支持する機能に対する評価結果の厳しい方を記載

表 6-2(1) せん断破壊に対する実施ケースと照査値 (底版)

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査			
		①	②	③	④
S _s -D 1	++	0.48			
	-+	0.47			
S _s -D 2	++	0.38			
	-+	0.48			
S _s -D 3	++	0.44			
	-+	0.43			
S _s -F 1	++	0.42			
	-+	0.44			
S _s -F 2	++	0.45			
	-+	0.40			
S _s -F 3	++	0.47			
	-+	0.42			
S _s -N 1	++	0.44			
	-+	0.27			

表 6-2(2) せん断破壊に対する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	④
S s - D 1	++	0.55			
	-+	0.57			
S s - D 2	++	0.22			
	-+	0.55			
S s - D 3	++	0.54			
	-+	0.51			
S s - F 1	++	0.51			
	-+	0.54			
S s - F 2	++	0.54			
	-+	0.47			
S s - F 3	++	0.51			
	-+	0.47			
S s - N 1	++	0.50			
	-+	0.33			

表 6-2(3) せん断破壊に対する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	④
S s - D 1	++	0.28			
	-+	0.31			
S s - D 2	++	0.43			
	-+	0.28			
S s - D 3	++	0.26			
	-+	0.23			
S s - F 1	++	0.24			
	-+	0.24			
S s - F 2	++	0.25			
	-+	0.22			
S s - F 3	++	0.27			
	-+	0.22			
S s - N 1	++	0.25			
	-+	0.21			

表 6-2(4) せん断破壊に対する実施ケースと照査値（隔壁（東西））

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査			
		①	②	③	④
S _s -D 1	++	0.55			
	-+	0.51			
S _s -D 2	++	0.57			
	-+	0.56			
S _s -D 3	++	0.46			
	-+	0.46			
S _s -F 1	++	0.42			
	-+	0.45			
S _s -F 2	++	0.46			
	-+	0.45			
S _s -F 3	++	0.52			
	-+	0.47			
S _s -N 1	++	0.47			
	-+	0.23			

表 6-2(5) せん断破壊に対する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	④
S _s -D 1	++	0.18			
	-+	0.31			
S _s -D 2	++	0.52			
	-+	0.18			
S _s -D 3	++	0.20			
	-+	0.14			
S _s -F 1	++	0.13			
	-+	0.14			
S _s -F 2	++	0.14			
	-+	0.14			
S _s -F 3	++	0.17			
	-+	0.14			
S _s -N 1	++	0.15			
	-+	0.18			

表 6-2(6) せん断破壊に対する実施ケースと照査値（隔壁（南北））

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査			
		①	②	③	④
S _s -D 1	++	0.07			
	-+	0.07			
S _s -D 2	++	0.08			
	-+	0.07			
S _s -D 3	++	0.06			
	-+	0.06			
S _s -F 1	++	0.05			
	-+	0.06			
S _s -F 2	++	0.06			
	-+	0.06			
S _s -F 3	++	0.07			
	-+	0.06			
S _s -N 1	++	0.06			
	-+	0.04			

表 6-2(7) せん断破壊に対する実施ケースと照査値（隔壁（西））

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査			
		①	②	③	④
S _s -D 1	++	0.10			
	-+	0.10			
S _s -D 2	++	0.08			
	-+	0.10			
S _s -D 3	++	0.09			
	-+	0.09			
S _s -F 1	++	0.08			
	-+	0.09			
S _s -F 2	++	0.09			
	-+	0.09			
S _s -F 3	++	0.09			
	-+	0.09			
S _s -N 1	++	0.09			
	-+	0.04			

表 6-3 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査			
		①	②	③	④
S _s -D1	++	0.20			
	-+	0.24			
S _s -D2	++	0.19			
	-+	0.21			
S _s -D3	++	0.19			
	-+	0.19			
S _s -F1	++	0.17			
	-+	0.22			
S _s -F2	++	0.22			
	-+	0.19			
S _s -F3	++	0.22			
	-+	0.19			
S _s -N1	++	0.23			
	-+	0.21			

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せん断破壊に対する照査時における作用荷重分布図を図 6-1 及び図 6-2 に示す。

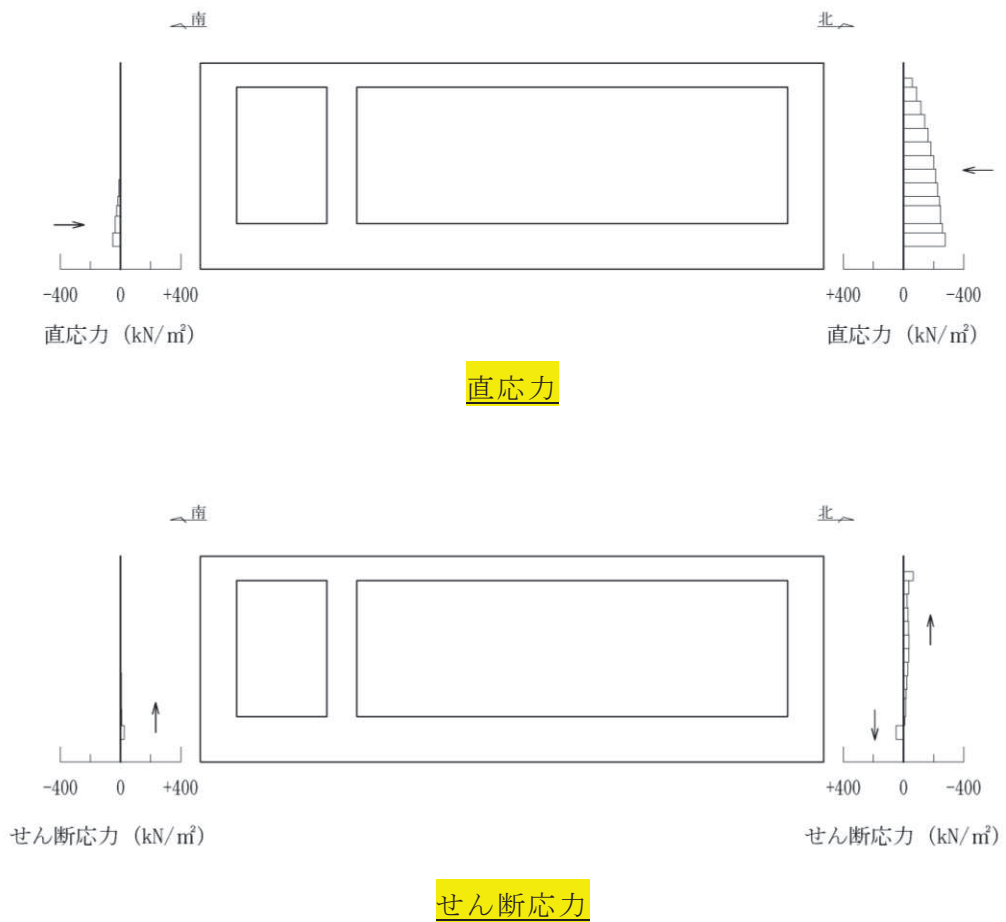


図 6-1 作用荷重分布図（直応力及びせん断応力）
 (S s - D 2 (++) , t = 25.09s)

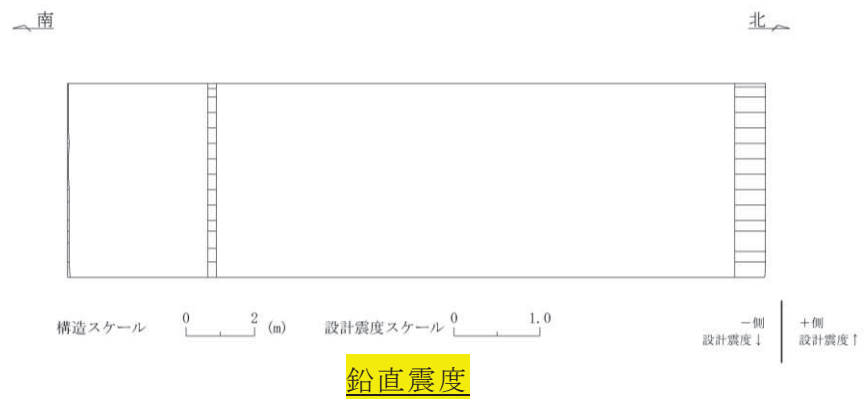
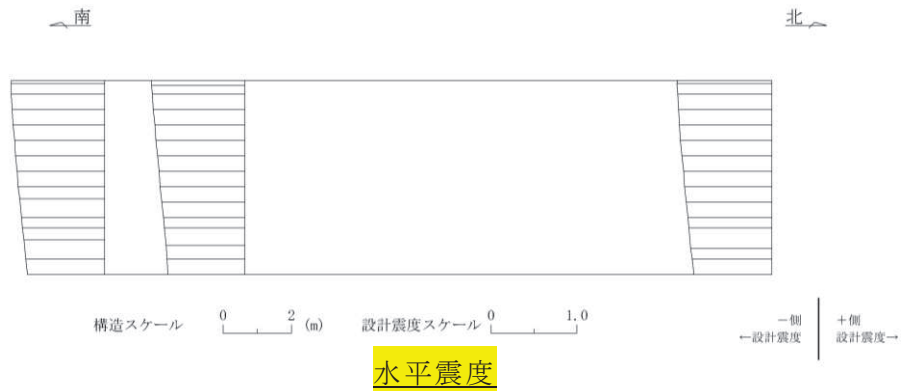


図 6-2 作用荷重分布図（設計震度分布）
 $(S_s - D_2(++) , t = 25.09s)$

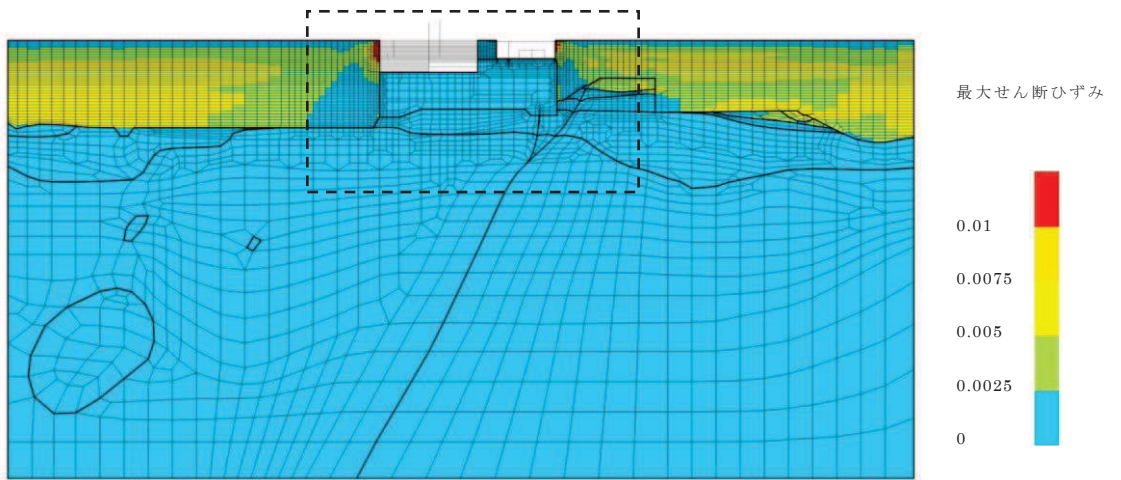
6.1.3 最大せん断ひずみ分布

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。

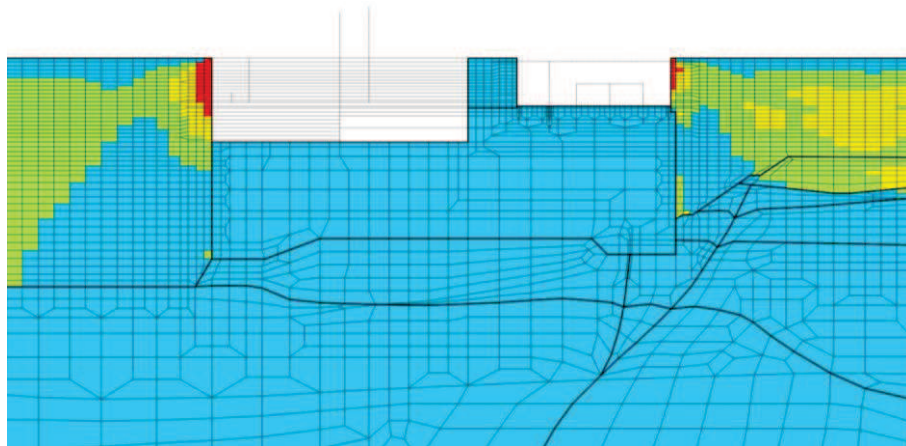
最大照査値を示す解析ケースの一覧を表 6-4 に、最大せん断ひずみ分布図を図 6-3 に示す。

表 6-4 最大照査値を示すケースの一覧

評価項目	
曲げ・軸力系	せん断
ケース①	ケース①
S s - D 1 (-+)	S s - D 2 (++)

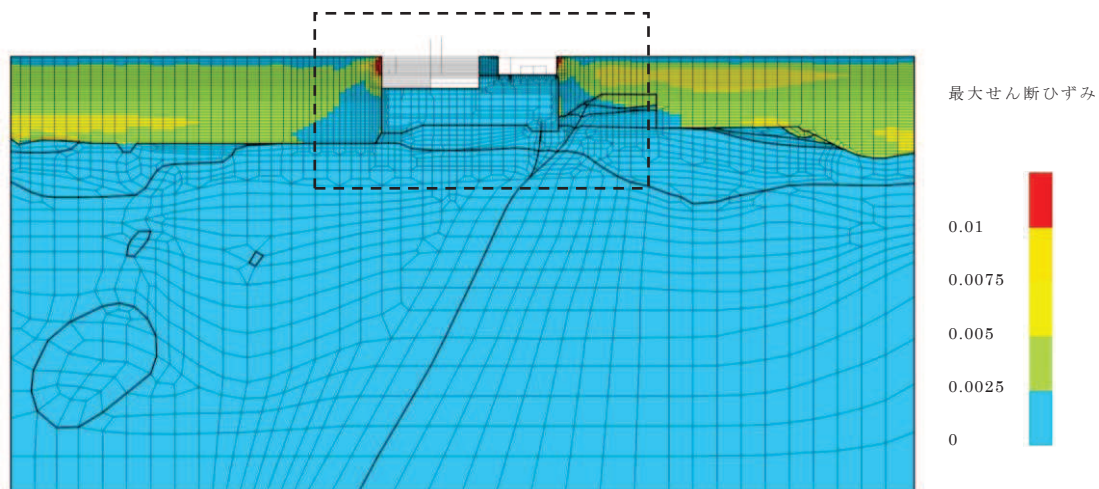


(a) 全体図

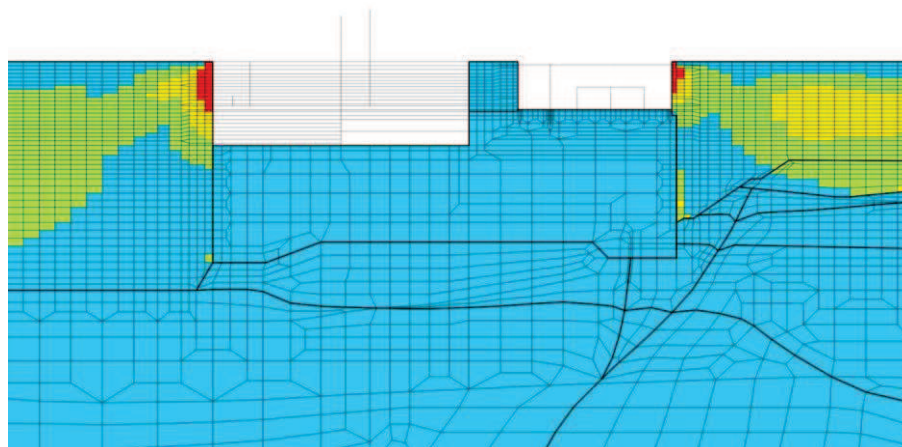


(b) 構造物周辺拡大図

図 6-3(1) 最大せん断ひずみ分布図
(解析ケース①, 地震動 S s - D 1 (-+))



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 6-3(2) 最大せん断ひずみ分布図
(解析ケース①, 地震動 $S_s - D2$ (++))

6.2 構造部材の健全性に対する評価結果

6.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

構造強度を有することの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表 6-5 に、最大照査値となる評価時刻でのひずみ分布を図 6-4 に示す。また、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曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表 6-6 及び表 6-7 に、最大照査値となる評価時刻でのひずみ分布を図 6-5 に示す。

表 6-5 のとおり、コンクリートの圧縮縁ひずみが、全ケースにおいて許容限界（コンクリートの圧縮縁ひずみ：10000 μ ）を下回ることを確認した。

表 6-6 及び表 6-7 のとおり、S クラスの施設を支持する機能を有する部材におけるコンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみが、全ケースにおいて許容限界（コンクリートの圧縮ひずみ：2000 μ ，主筋ひずみ：1725 μ ）を下回ることを確認した。

表 6-5 (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリートの圧縮縁ひずみ）
（構造強度を有することの確認）【断層考慮】

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
底版	12	①	S s - D 2 (-+)	211 μ	10000 μ	0.03
頂版	22	①	S s - D 1 (-+)	233 μ	10000 μ	0.03
南北壁	42	①	S s - D 1 (-+)	122 μ	10000 μ	0.02
隔壁(東西)	52	①	S s - D 2 (-+)	177 μ	10000 μ	0.02
東西壁	61	①	S s - D 2 (-+)	141 μ	10000 μ	0.02
隔壁(南北)	82	①	S s - D 2 (++)	182 μ	10000 μ	0.02
隔壁(西)	90	①	S s - D 2 (++)	158 μ	10000 μ	0.02

注記*1：評価位置は図 6-6 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-5 (2) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリートの圧縮縁ひずみ）
（構造強度を有することの確認）【断層非考慮】

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
底版	12	①	S s - D 2 (-+)	219 μ	10000 μ	0.03
頂版	21	①	S s - D 1 (++)	253 μ	10000 μ	0.03
南北壁	41	①	S s - F 2 (++)	137 μ	10000 μ	0.02
隔壁(東西)	52	①	S s - D 2 (-+)	186 μ	10000 μ	0.02
東西壁	61	①	S s - D 2 (-+)	147 μ	10000 μ	0.02
隔壁(南北)	82	①	S s - F 2 (++)	206 μ	10000 μ	0.03
隔壁(西)	90	①	S s - D 2 (++)	181 μ	10000 μ	0.02

注記*1：評価位置は図 6-6 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-6 (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値 (コンクリートの圧縮ひずみ)
(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 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
底版	12	①	S s - D 2 (-+)	211 μ	2000 μ	0.11
頂版	22	①	S s - D 1 (-+)	233 μ	2000 μ	0.12
南北壁	42	①	S s - D 1 (-+)	122 μ	2000 μ	0.07
隔壁(東西)	52	①	S s - D 2 (-+)	177 μ	2000 μ	0.09
東西壁	61	①	S s - D 2 (-+)	141 μ	2000 μ	0.08
隔壁(南北)	82	①	S s - D 2 (++)	182 μ	2000 μ	0.10
隔壁(西)	90	①	S s - D 2 (++)	158 μ	2000 μ	0.08

注記*1: 評価位置は図 6-6 に示す。

*2: 照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-6 (2) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値 (コンクリートの圧縮ひずみ)
(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 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
底版	12	①	S s - D 2 (-+)	219 μ	2000 μ	0.11
頂版	21	①	S s - D 1 (++)	253 μ	2000 μ	0.13
南北壁	41	①	S s - F 2 (++)	137 μ	2000 μ	0.07
隔壁(東西)	52	①	S s - D 2 (-+)	186 μ	2000 μ	0.10
東西壁	61	①	S s - D 2 (-+)	147 μ	2000 μ	0.08
隔壁(南北)	82	①	S s - F 2 (++)	206 μ	2000 μ	0.11
隔壁(西)	90	①	S s - D 2 (++)	181 μ	2000 μ	0.10

注記*1: 評価位置は図 6-6 に示す。

*2: 照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

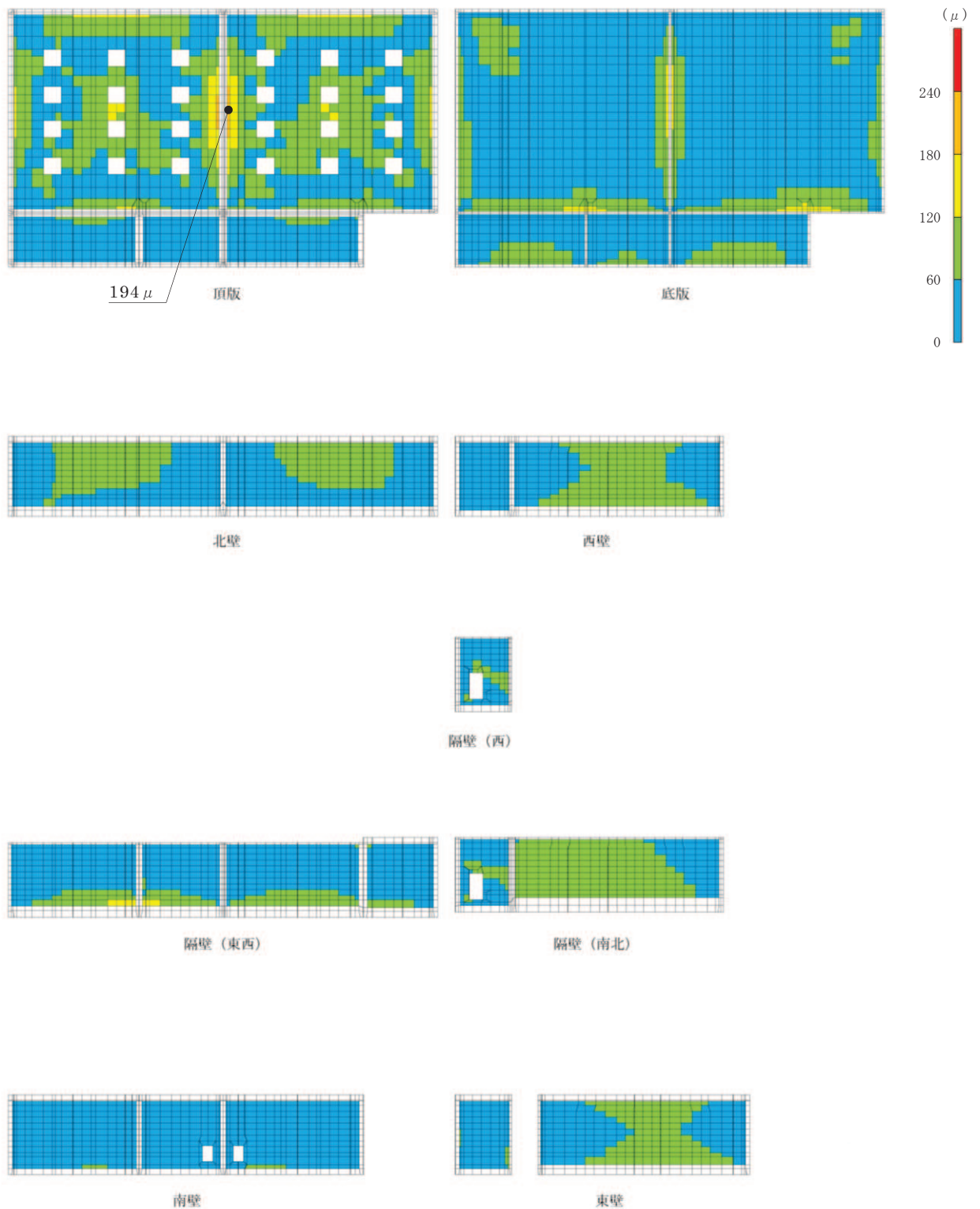


図 6-4 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時のひずみ分布図 (コンクリート)
 (頂版, 断層考慮ケース, $S_s - D1 (-+)$, $t = 40.41s$)

表 6-7 (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（主筋ひずみ）
 （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 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
底版	11	①	S s - D 2 (++)	92 μ	1725 μ	0.06
頂版	22	①	S s - D 1 (-+)	172 μ	1725 μ	0.10
南北壁	41	①	S s - D 2 (++)	77 μ	1725 μ	0.05
隔壁(東西)	52	①	S s - D 2 (++)	101 μ	1725 μ	0.06
東西壁	72	①	S s - D 2 (++)	58 μ	1725 μ	0.04
隔壁(南北)	82	①	S s - D 2 (-+)	103 μ	1725 μ	0.06
隔壁(西)	90	①	S s - D 2 (-+)	111 μ	1725 μ	0.07

注記*1：評価位置は図 6-6 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-7 (2) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（主筋ひずみ）
 （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 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
底版	11	①	S s - D 2 (++)	104 μ	1725 μ	0.07
頂版	22	①	S s - D 2 (-+)	193 μ	1725 μ	0.12
南北壁	41	①	S s - F 2 (++)	107 μ	1725 μ	0.07
隔壁(東西)	51	①	S s - F 2 (++)	133 μ	1725 μ	0.08
東西壁	72	①	S s - F 2 (++)	68 μ	1725 μ	0.04
隔壁(南北)	82	①	S s - D 2 (-+)	113 μ	1725 μ	0.07
隔壁(西)	90	①	S s - D 2 (++)	121 μ	1725 μ	0.08

注記*1：評価位置は図 6-6 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a



図 6-5 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時のひずみ分布図 (鉄筋)
 (頂版, 断層考慮ケース, $S_s - D1 (-+)$, $t = 40.41s$)

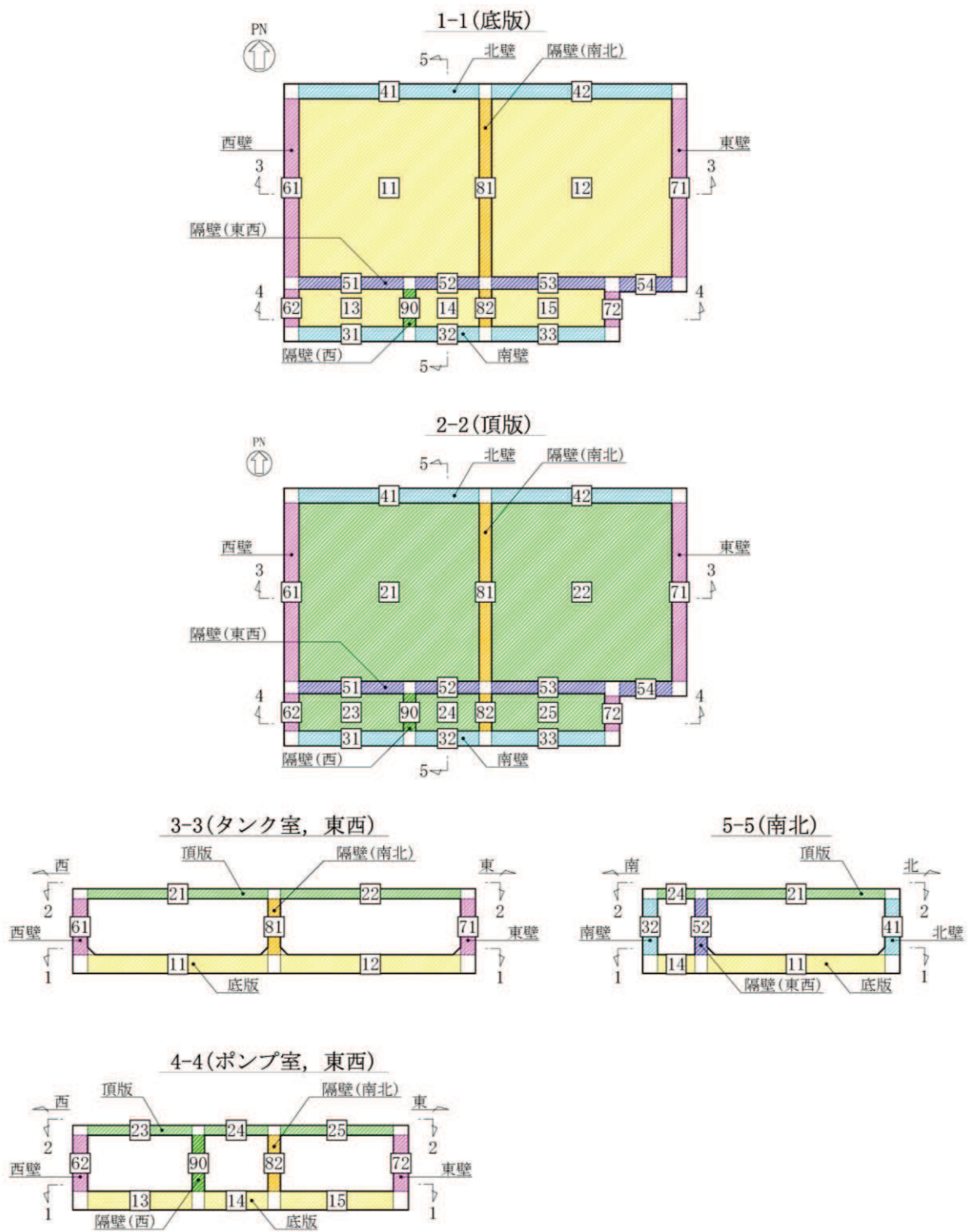


図 6-6 評価位置図 (曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊)

6.2.2 せん断破壊に対する評価結果

構造強度を有することの確認及び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せん断破壊に対する評価結果を表6-8及び表6-9に示す。シェル要素における各要素の断面力の方向を図6-7に、各部材の要素座標系を図6-8に示す。最大照査値となる評価時刻における断面力分布（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図6-9に示す。

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

表 6-8 (1) せん断破壊に対する最大照査値

(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 せん断力*2 V_d (kN/m)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	照査値 $V_d/V_{y d}$
底版	11	①	S _s -D2(-+)	513	1071	0.48
頂版	22	①	S _s -D1(-+)	317	564	0.57
南北壁	42	①	S _s -D2(++)	504	1173	0.43
隔壁(東西)	53	①	S _s -D2(++)	402	708	0.57
東西壁	72	①	S _s -D2(++)	228	443	0.52
隔壁(南北)	82	①	S _s -D1(-+)	14	470	0.03
隔壁(西)	90	①	S _s -D2(-+)	47	511	0.10

注記*1：評価位置は図 6-6 に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-8 (2) せん断破壊に対する最大照査値

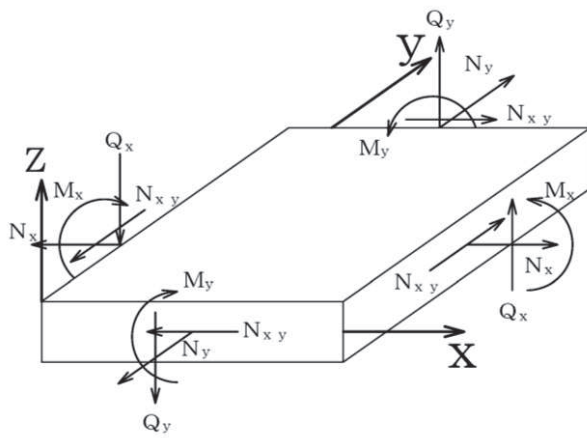
(構造強度を有すること及びSクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認)

【断層非考慮】

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 せん断力*2 V_d (kN/m)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	照査値 $V_d/V_{y d}$
底版	11	①	S _s -F2(++)	331	585	0.57
頂版	22	①	S _s -D2(-+)	336	564	0.60
南北壁	41	①	S _s -D2(++)	566	1174	0.49
隔壁(東西)	53	①	S _s -D2(++)	449	718	0.63
東西壁	72	①	S _s -D2(++)	262	443	0.60
隔壁(南北)	81	①	S _s -D2(++)	22	470	0.05
隔壁(西)	90	①	S _s -D2(-+)	50	511	0.10

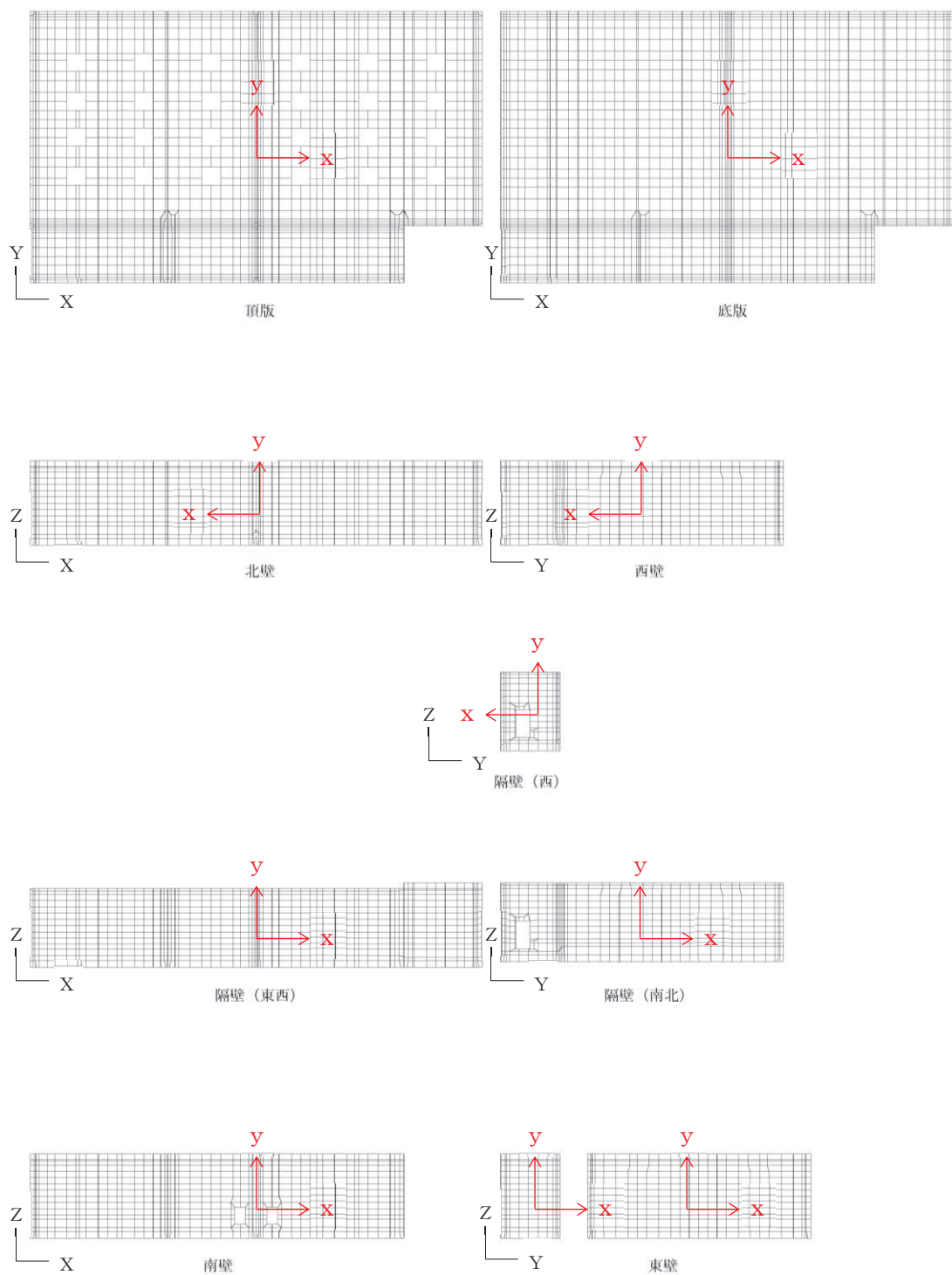
注記*1：評価位置は図 6-6 に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a



M_x, M_y : 曲げモーメント
 Q_x, Q_y : せん断力
 N_x, N_y : 軸力
 N_{xy} : 面内せん断力

図 6-7 シェル要素における断面力の方向



黒：全体座標系を示す
 赤：要素座標系を示す

図 6-8 各部材の要素座標系

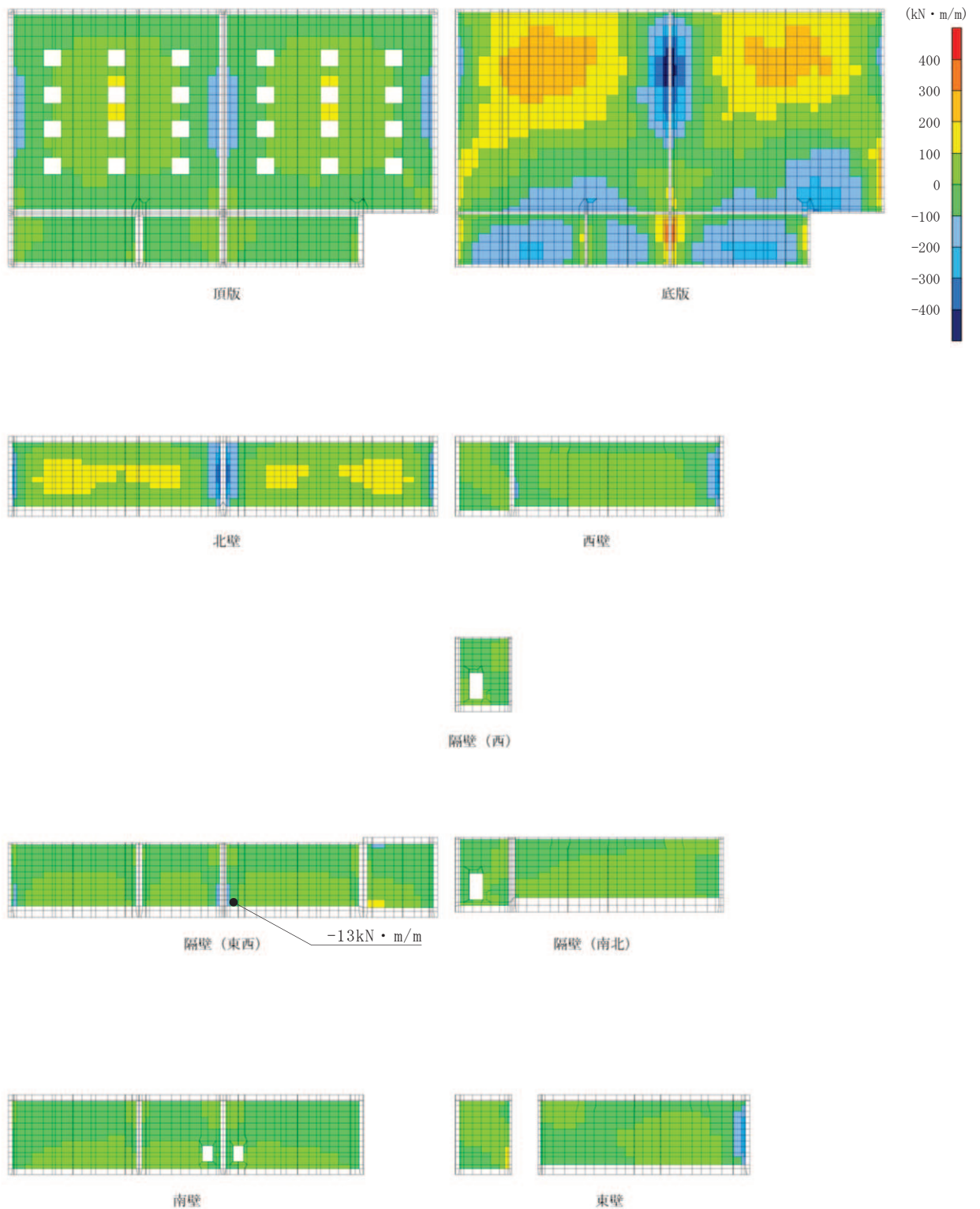


図 6-9(1) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$) : M_x)
 (隔壁 (東西), 断層考慮ケース, $S_s - D 2 (+ +)$, $t = 25.09\text{s}$)

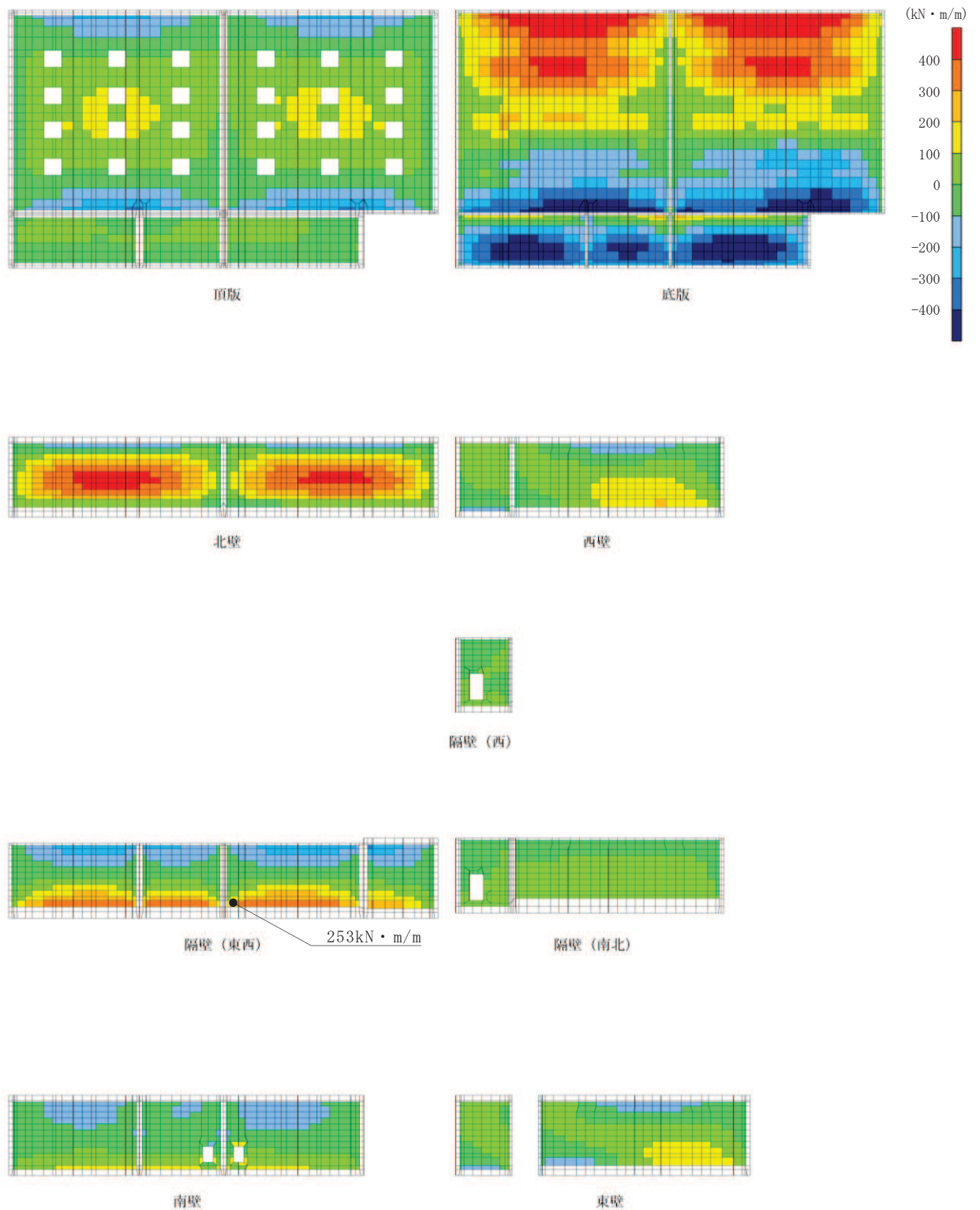


図 6-9(2) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント (kN・m/m) : M_y)
 (隔壁 (東西), 断層考慮ケース, $S_s - D 2 (+ +)$, $t = 25.09s$)

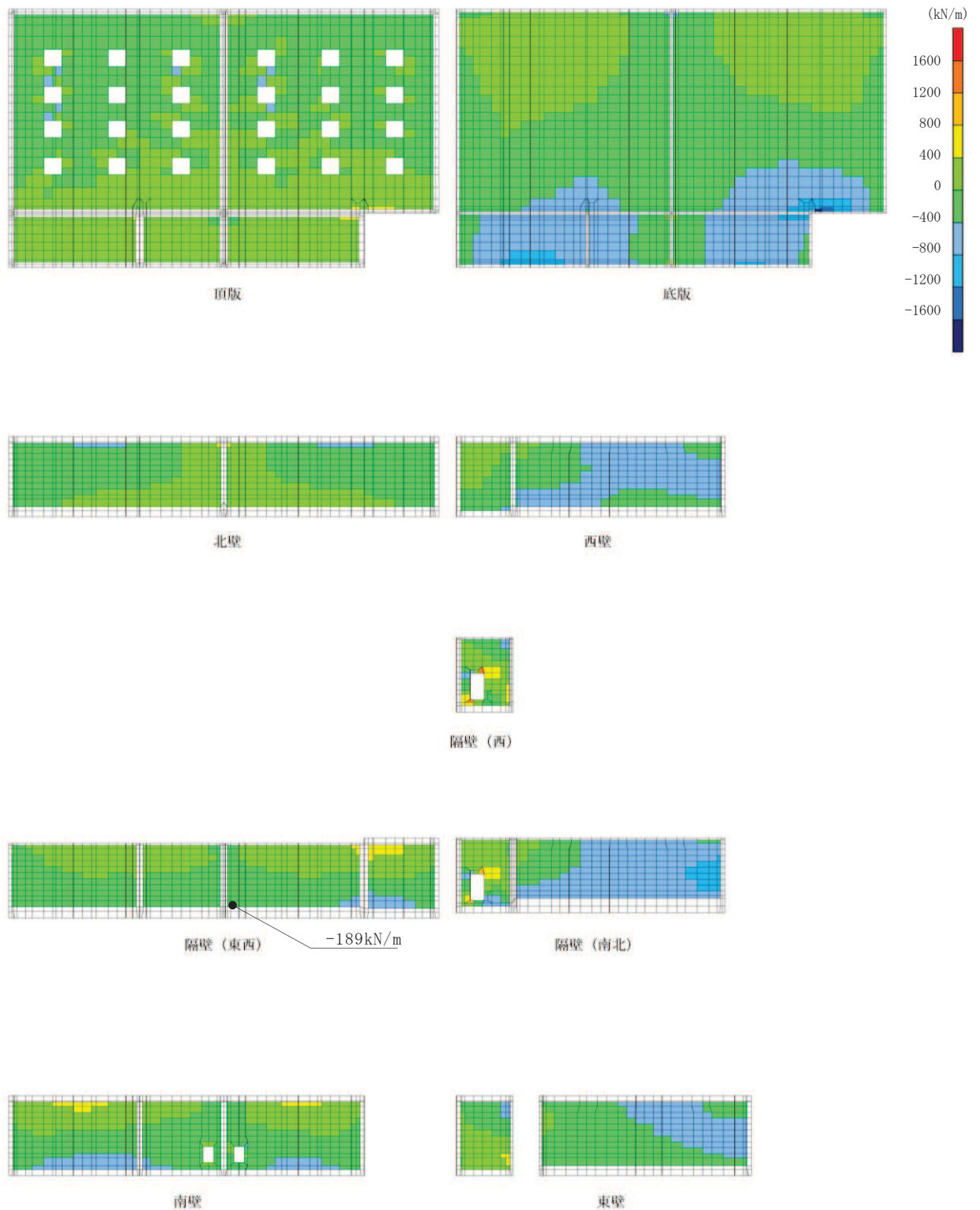


図 6-9(3) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_x)
 (隔壁 (東西), 断層考慮ケース, $S_s - D_2$ (++) , $t = 25.09\text{s}$)

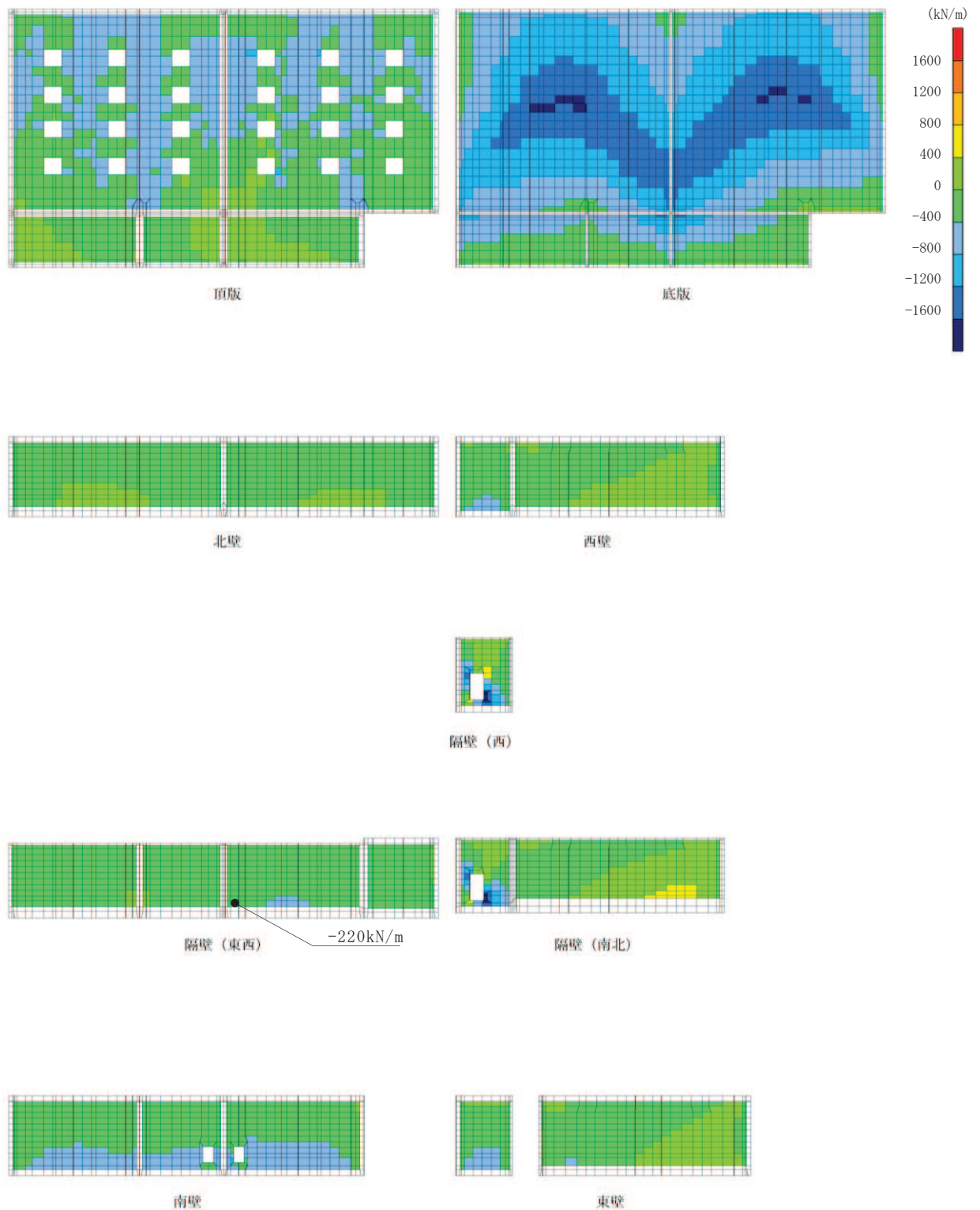


図 6-9(4) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_y)
 (隔壁 (東西), 断層考慮ケース, $S_s - D2$ (++) , $t = 25.09\text{s}$)

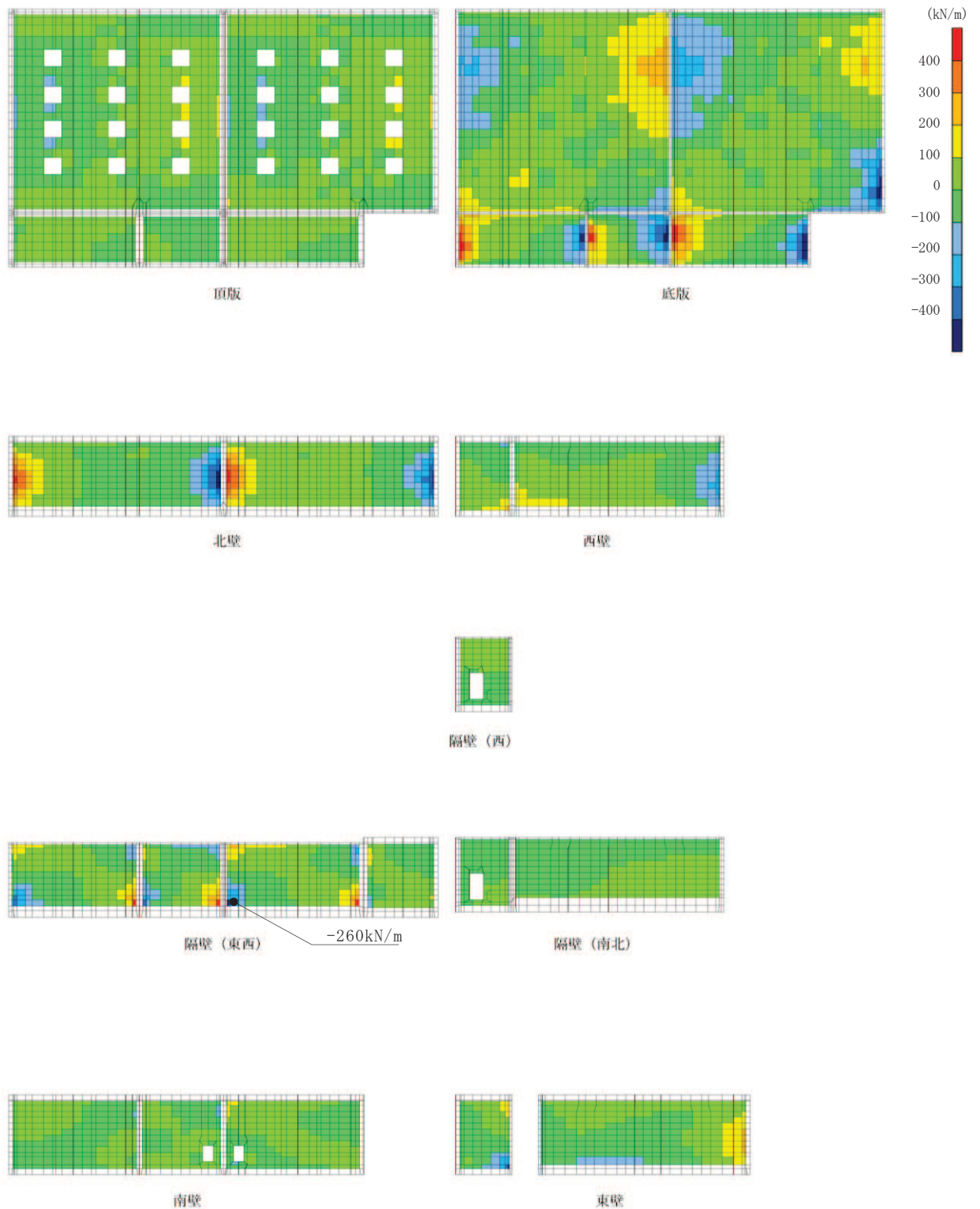


図 6-9(5) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_x)
 (隔壁 (東西), 断層考慮ケース, $S_s - D 2 (+ +)$, $t = 25.09\text{s}$)

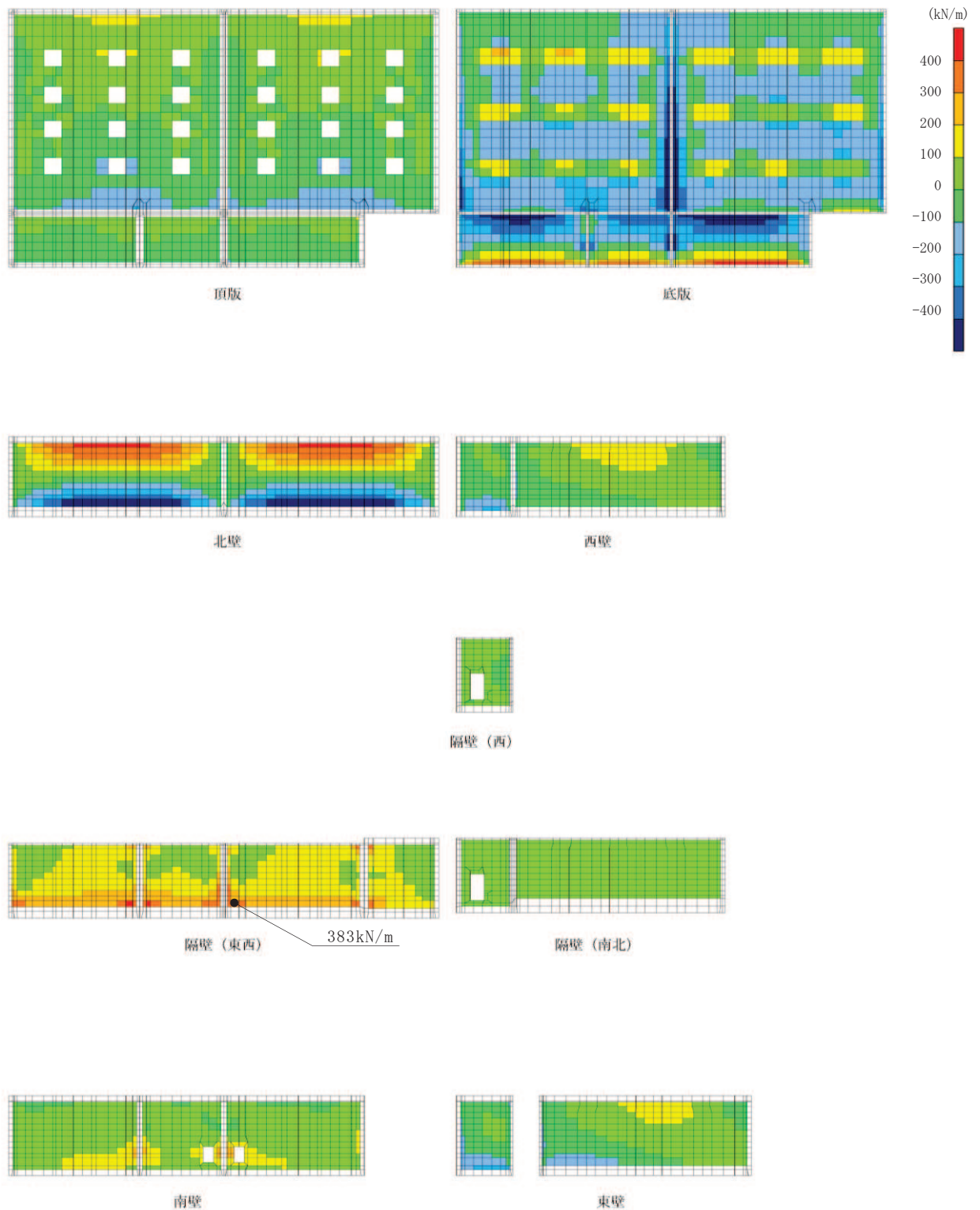


図 6-9(6) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_y)
 (隔壁 (東西), 断層考慮ケース, $S_s - D 2 (+ +)$, $t = 25.09\text{s}$)

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	照査用面内せん断ひずみ*2	限界せん断ひずみ	照査値
				ϵ_d	ϵ_R	ϵ_d / ϵ_R
南北壁	30	①	S s - D 2 (-+)	13 μ	2000 μ	0.01
隔壁(東西)	50	①	S s - D 2 (++)	26 μ	2000 μ	0.02
東西壁	60	①	S s - D 2 (-+)	67 μ	2000 μ	0.04
隔壁(南北)	80	①	S s - D 2 (++)	142 μ	2000 μ	0.08
隔壁(西)	90	①	S s - D 2 (++)	101 μ	2000 μ	0.06

注記*1：評価位置は図 6-10 に示す。

*2：照査用面内せん断ひずみ = 発生面内せん断ひずみ × 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	照査用面内せん断ひずみ*2	限界せん断ひずみ	照査値
				ϵ_d	ϵ_R	ϵ_d / ϵ_R
南北壁	30	①	S s - F 3 (-+)	14 μ	2000 μ	0.01
隔壁(東西)	50	①	S s - D 2 (++)	29 μ	2000 μ	0.02
東西壁	72	①	S s - F 2 (++)	78 μ	2000 μ	0.04
隔壁(南北)	80	①	S s - D 2 (++)	164 μ	2000 μ	0.09
隔壁(西)	90	①	S s - F 2 (++)	116 μ	2000 μ	0.06

注記*1：評価位置は図 6-10 に示す。

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

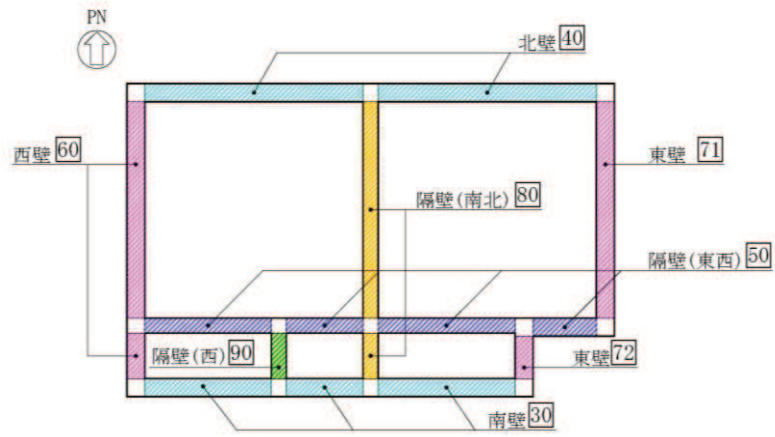


図 6-10 評価部材位置 (面内せん断ひずみ)

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 6-11 及び図 6-12 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 -D1 (-+)	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 -D2 (++)	2.5	13.7	0.19

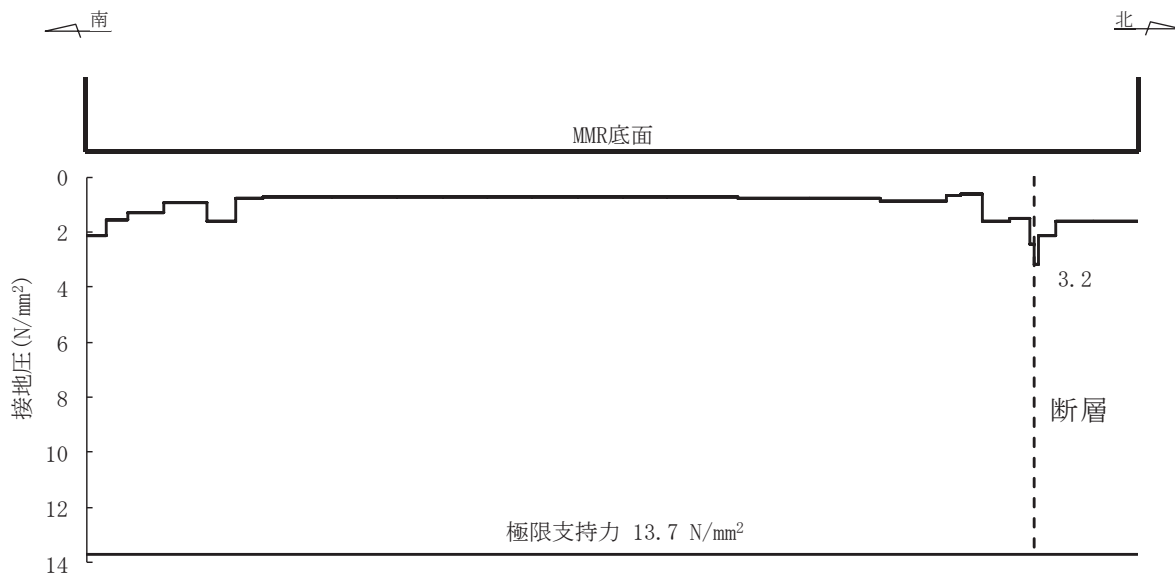


図 6-11 基礎地盤の最大接地圧分布図
(解析ケース①, S_s-D1 (-+))

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

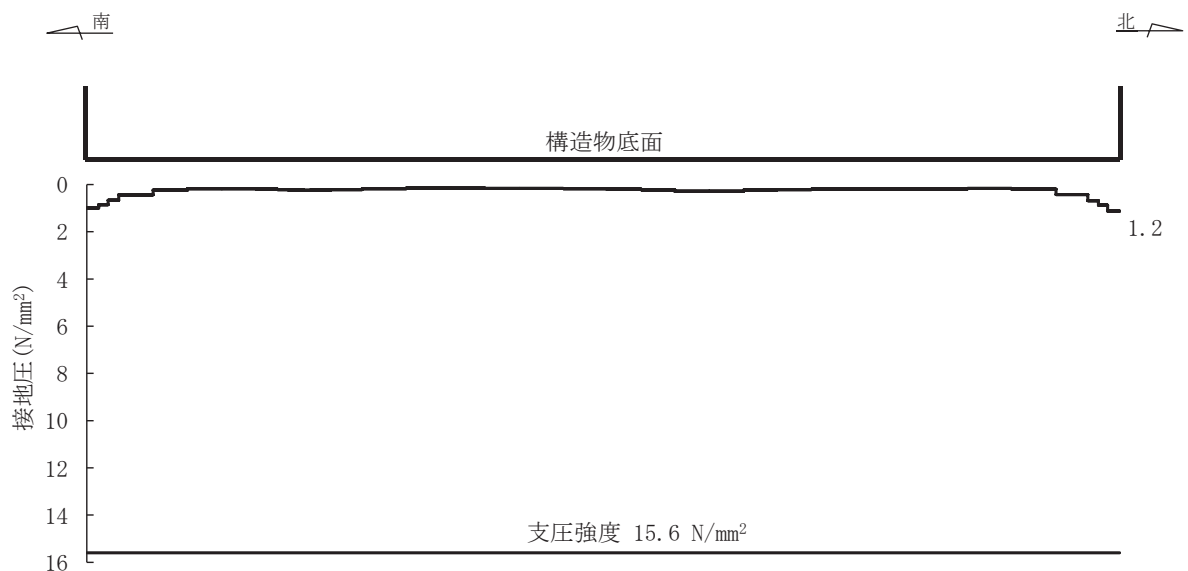


図 6-12 MMR (既設) の最大接地圧分布図
(解析ケース①, S_s-D1 (-+))

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。

参考資料 4 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形構造物は、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、軽油タンク室については表 1-1 に示す照査時刻を選定している。




本検討では、表 1-1 に示す照査時刻（3 時刻）における地震時荷重の包絡（照査時刻包絡）と全時刻における地震時荷重の包絡（全時刻包絡）の深度分布を比較し、照査時刻以外の荷重状態が、耐震評価に影響を及ぼすことがなく時刻選定が妥当であることを検証する。

検証の結果、軽油タンク室の北側において、照査時刻の荷重より大きい荷重は、頂版に軸力として作用する荷重であり、当該荷重は構造物全体の層間変位に影響を与えるが、別途、頂底版間の層間変位が最大となる時刻を選定していることから、軽油タンク室の耐震評価への影響が小さい荷重であることを確認した。同様に、南側においては、照査時刻の荷重より大きい荷重は、底版に軸圧縮力として作用する荷重であり、軽油タンク室の耐震評価への影響が小さい荷重であることを確認した。

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

以上から、現設計で実施している照査時刻が妥当であることを確認した。

表 1-1 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)		頂底版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

2. 確認手順

軽油タンク室は、表 1-1 に示す照査時刻の考え方に基づき 3 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、69 ケースの三次元構造解析による耐震評価を行っている。

軽油タンク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 3 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、軽油タンク室の耐震評価で選定した照査時刻包絡荷重（3 時刻の地震時荷重の包絡荷重）と全時刻包絡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軽油タンク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、軽油タンク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。

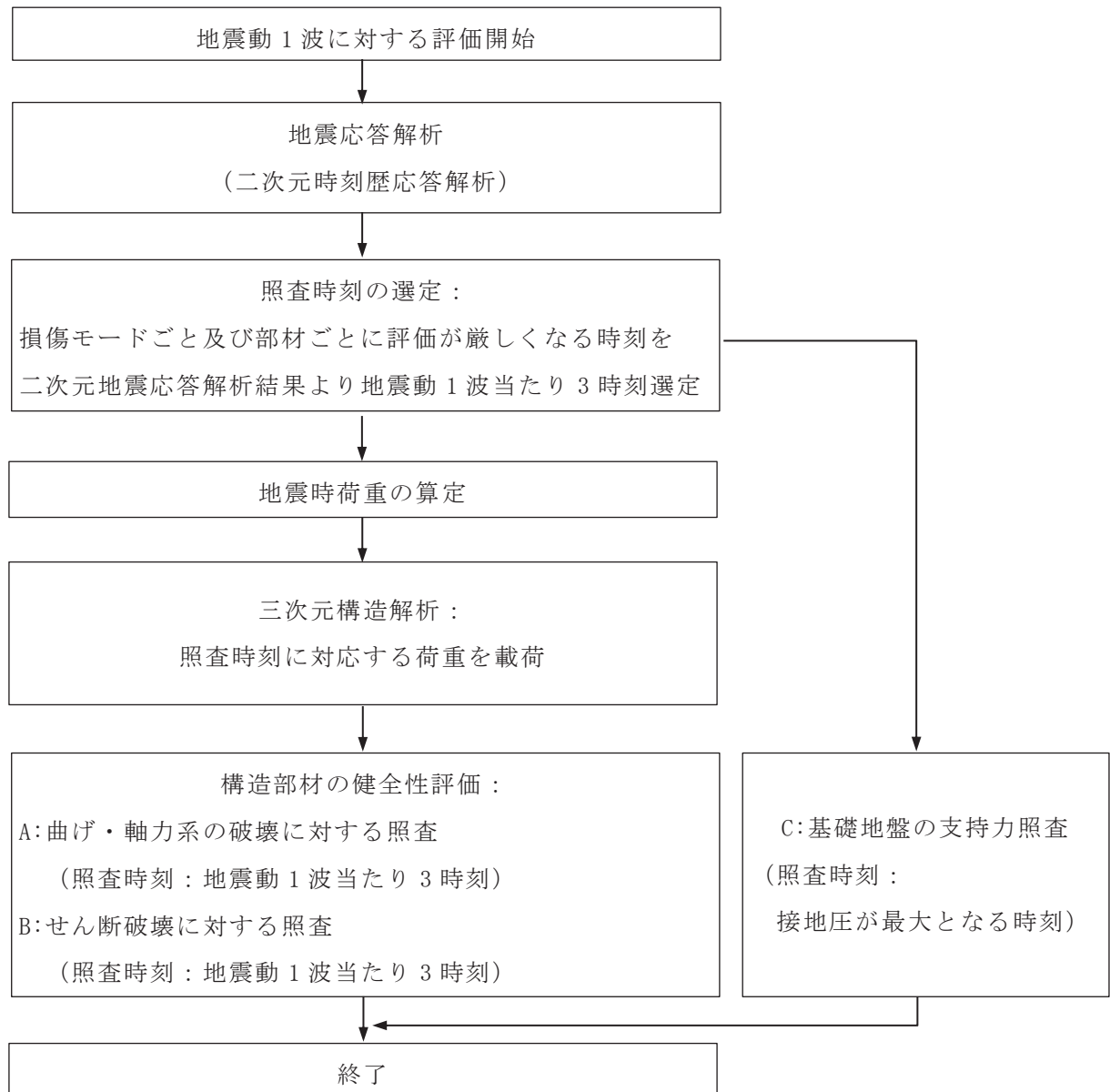


図 2-1 耐震評価フロー (基本フロー (地震動 1 波に対する評価フロー))

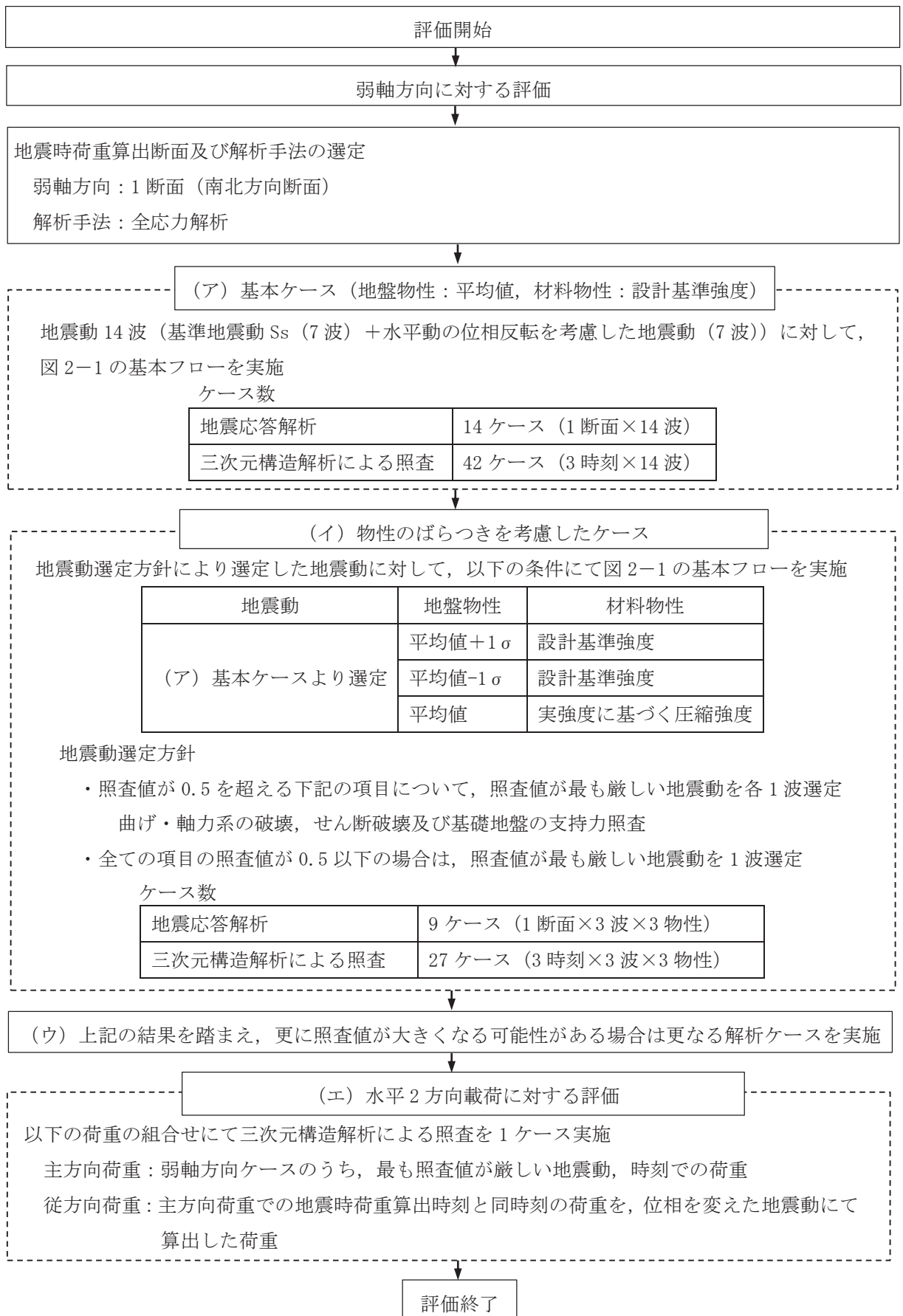
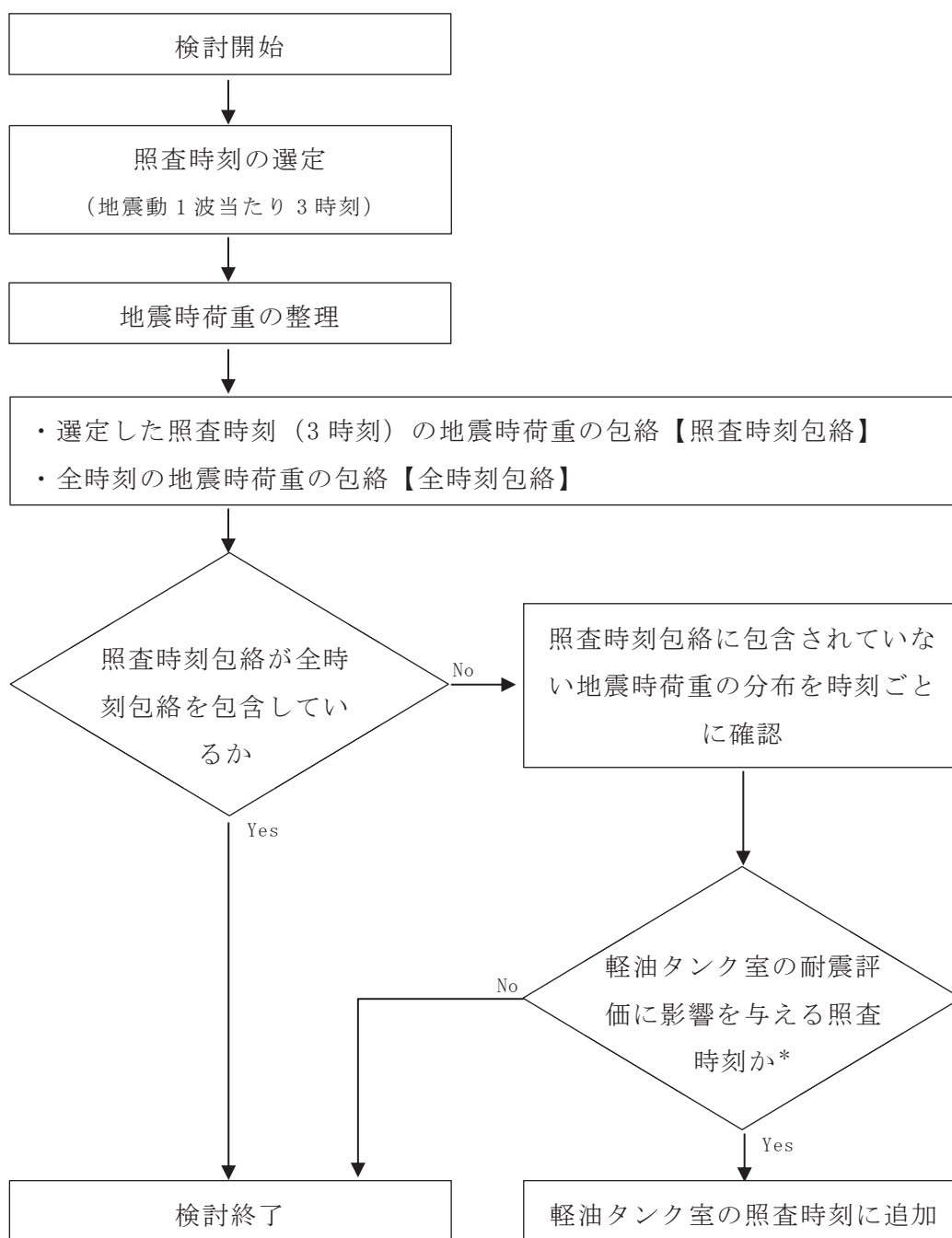


図 2-2 耐震評価フロー（軽油タンク室の三次元構造解析フロー）



注記*：深度方向の地震時荷重の分布により確認する。

図 2-3 確認フロー

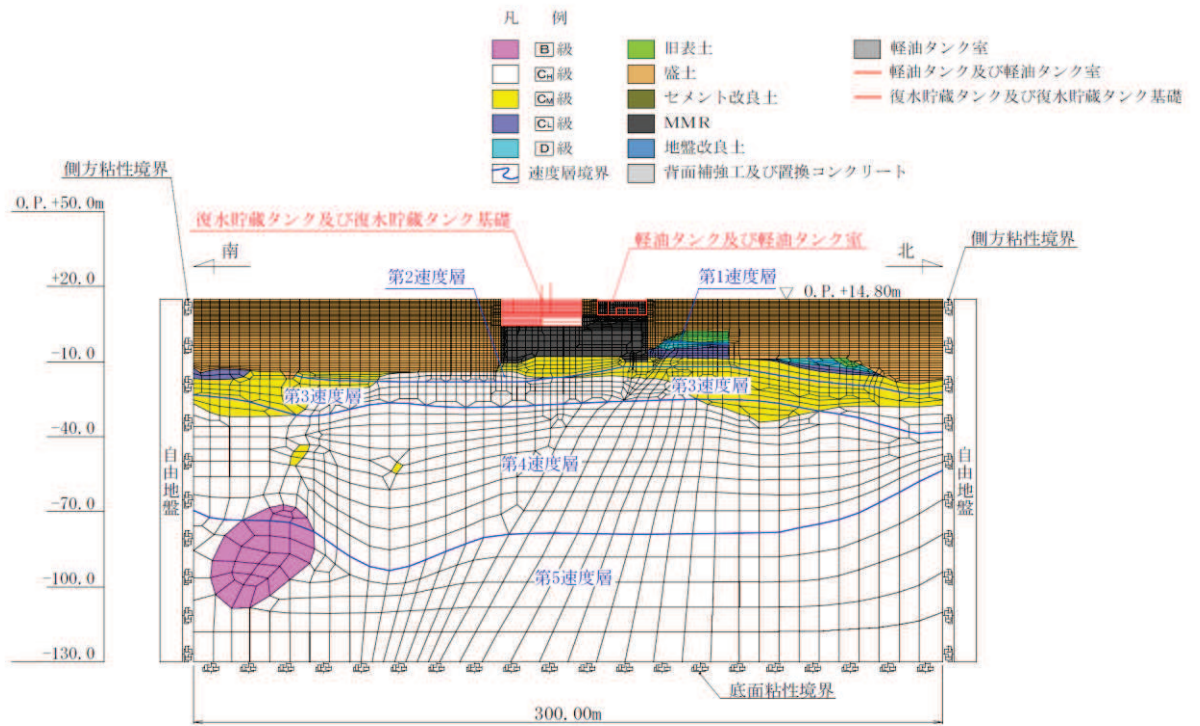
3. 確認結果

3.1 地震時荷重の整理

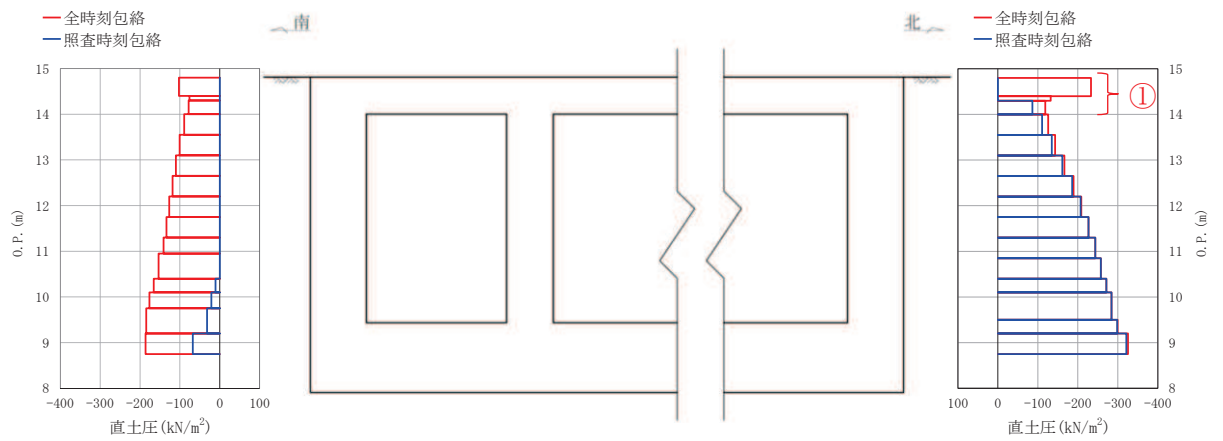
軽油タンク室の耐震評価において選定した、地震時荷重の照査時刻包絡と全時刻包絡の比較を行う。地震時荷重は、地震時土圧（常時土圧と地震時増分土圧の和）とし、確認用の地震動は、「資料7-6.2 三次元構造解析結果」に示すとおり、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査において、照査値が厳しい $S_s - D2(++)$ とする。

地震時荷重の照査時刻包絡と全時刻包絡の比較結果を図3-1に示す。図3-1に示すように、軽油タンク室は弱軸である南北方向断面により耐震評価を行っており、南側に復水貯蔵タンク基礎が位置することから北側の盛土による土圧が支配的となるため、南側と比較して北側に作用する土圧が大きく、選定した照査時刻においても、北側に大きな土圧が作用する時刻が選定されている。

また、地震時荷重の比較については、作用土圧が大きい北側において、全時刻包絡とおおむね一致していることが確認できるが、頂版付近の一部で照査時刻包絡と全時刻包絡の地震時荷重の差が大きい箇所（図3-1に示す地震時土圧分布図の①）があることから、当該箇所の時刻を抽出し、軽油タンク室の耐震評価への影響を確認する。



(地震応答解析モデル図)



(地震時土圧分布図)

図 3-1 地震時荷重の比較 (S s - D 2 (++))

3.2 軽油タンク室の耐震評価への影響確認

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

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

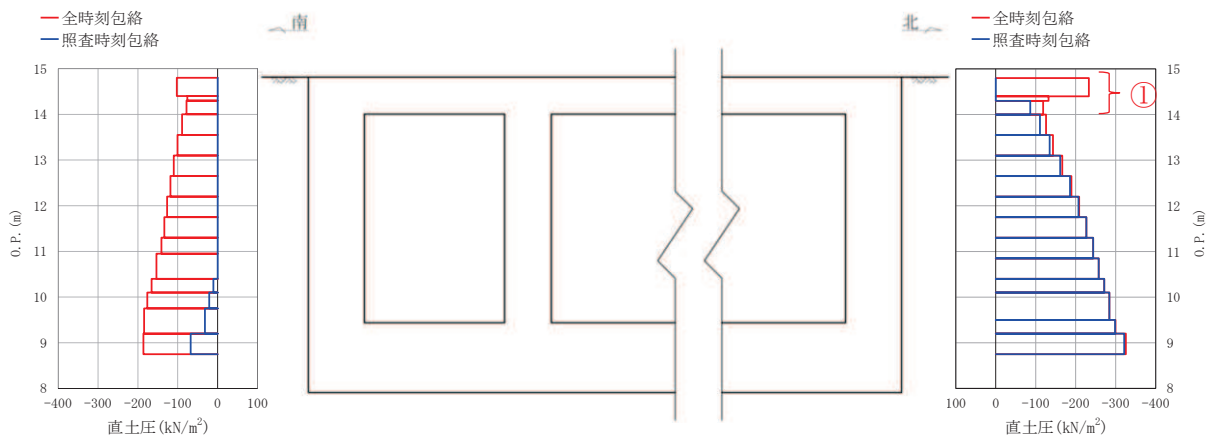
① 北側：0.P.+14.8m～0.P.+14.0m 付近

3.2.1 「① 北側：0.P.+14.8m～0.P.+14.0m 付近」で地震時荷重が最大となることによる耐震評価への影響確認

当該位置において地震時荷重が最大となる時刻を抽出（25.13 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 3-2 に示す。

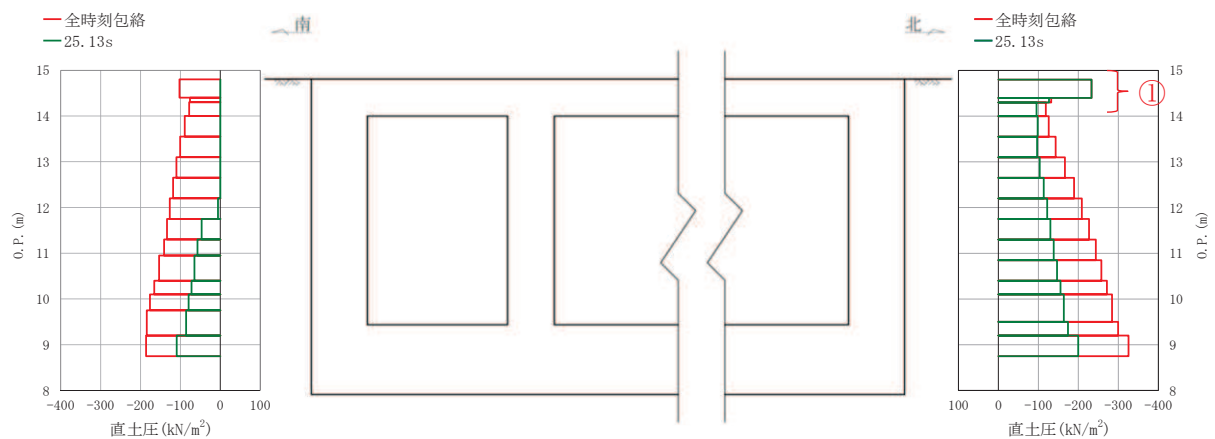
図 3-2 に示すとおり、北側の 0.P.+14.8m～0.P.+14.0m の頂版付近で 25.13 秒が全時刻包絡と等しくなっているが、0.P.+14.0m 以深については全時刻包絡よりも地震時荷重が小さいことが確認できる。頂版に作用する荷重が大きい場合は、頂版への軸力として作用し、構造物全体の層間変位に影響を与えるが、別途、頂底板間の層間変位が最大となる時刻（表 1-1 の時刻 1）を選定していることから、当該荷重による軽油タンク室への耐震評価に影響はない。よって、当該時刻の荷重は軽油タンク室の耐震評価に影響を与える荷重ではないことが確認できる。

全時刻包絡と照査時刻包絡の比較（図 3-1 の再掲）



- ・ 全時刻包絡（赤）と照査時刻包絡（青）を比較した結果、「北側：O.P. +14.8m～O.P. +14.0m 付近（図の①部分）」において、全時刻包絡との差が大きい。
- ・ 当該位置において地震時荷重が最大となる時刻を確認し、25.13秒の時刻を抽出。

全時刻包絡と抽出時刻（25.13秒）の地震時荷重の比較



- ・ 全時刻包絡（赤）と抽出時刻（25.13秒）の地震時荷重（緑）を比較した結果、北側の O.P. +14.8m～O.P. +14.0m の頂版付近で 25.13 秒が等しくなっているが、O.P. +14.0m 以深については全時刻包絡よりも地震時荷重が小さい。
- ・ 頂版に作用する荷重が大きい場合は、頂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、頂底板間の層間変位が最大となる時刻（表 1-1 の時刻 1）を選定していることから、当該時刻の荷重は軽油タンク室の耐震評価に影響を与える荷重ではない。

図 3-2 荷重比較図（S s - D 2（++））

4. 南側の地震時荷重の確認

「3. 確認結果」において、軽油タンク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、軽油タンク室の耐震評価で選定した3時刻の地震時荷重の包絡と全時刻の地震時荷重の包絡との比較を照査値が厳しい $S_s - D2 (+ +)$ で行ったが、当該地震動において選定された時刻は、北側の地震時荷重が卓越する時刻であったことから、南側に作用する地震時荷重を同一地震動で水平動の位相を反転させた $S_s - D2 (- +)$ において同様の確認を行う。

4.1 地震時荷重の整理

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

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

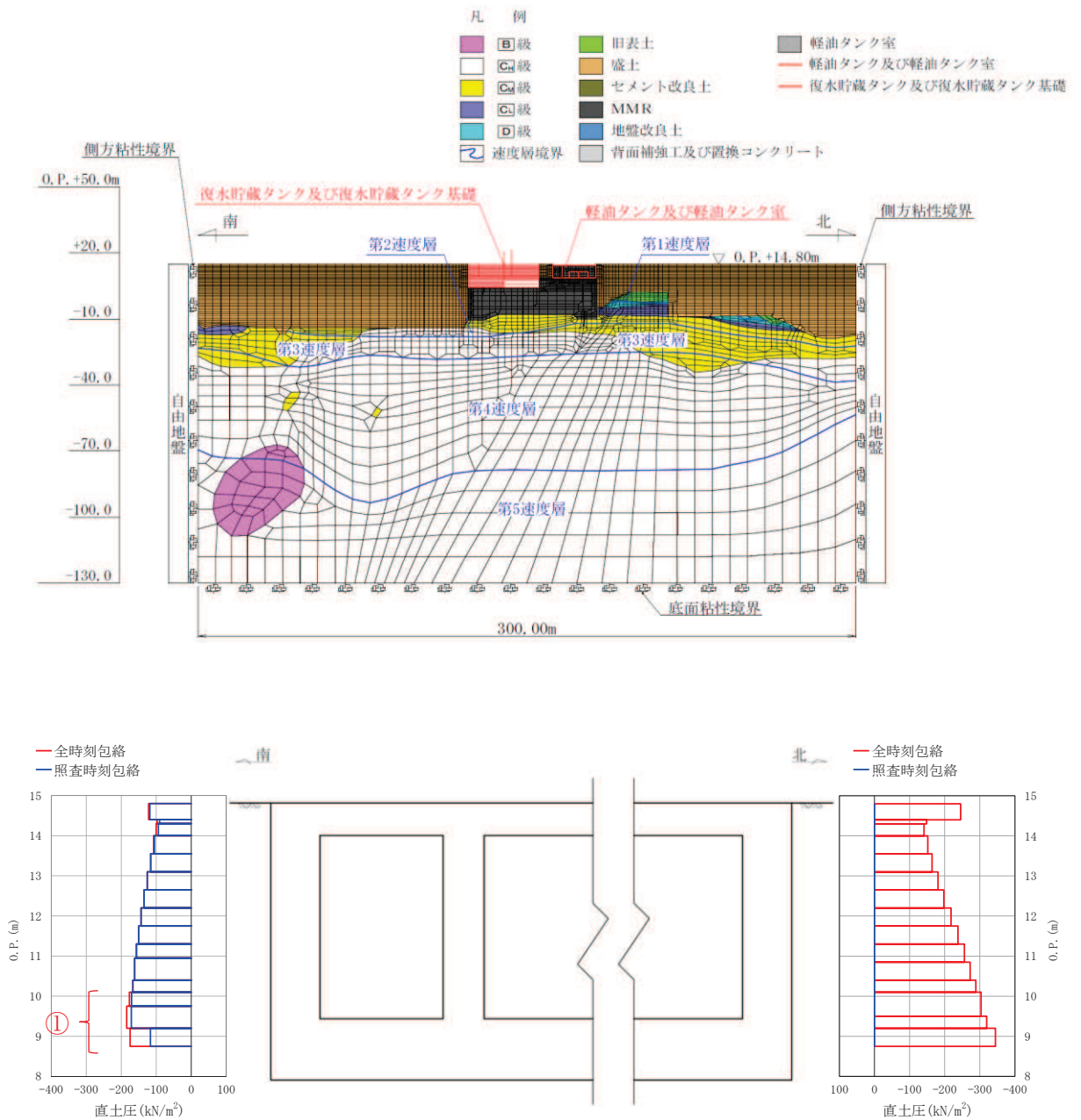


図 4-1 地震時荷重の比較 (S_s-D2 (-+))

4.2 軽油タンク室の耐震評価への影響確認

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

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

① 南側：0. P. +10. 1m～0. P. +8. 75m 付近

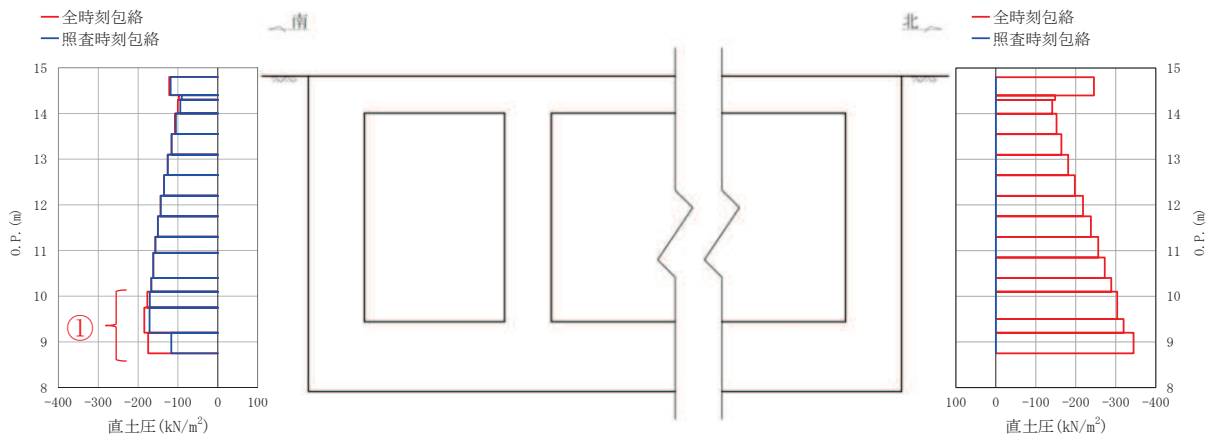
4.2.1 「① 南側：0. P. +10. 1m～0. P. +8. 75m 付近」で地震時荷重が最大となることによる耐震評価への影響確認

当該位置において地震時荷重が最大となる時刻を抽出（23. 38 秒）し、抽出時刻の地震時荷重と全時刻包絡との比較結果を図 4-2 に示す。

図 4-2 に示すとおり、南側の 0. P. +9. 2m～0. P. +8. 75m の底版付近で 23. 38 秒が全時刻包絡と等しくなっているが、0. P. +9. 2m 以浅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。底版に作用する荷重が大きい場合は、底版への軸圧縮力として作用することから、当該時刻の荷重は軽油タンク室の耐震評価に影響を与える荷重ではないことが確認できる。

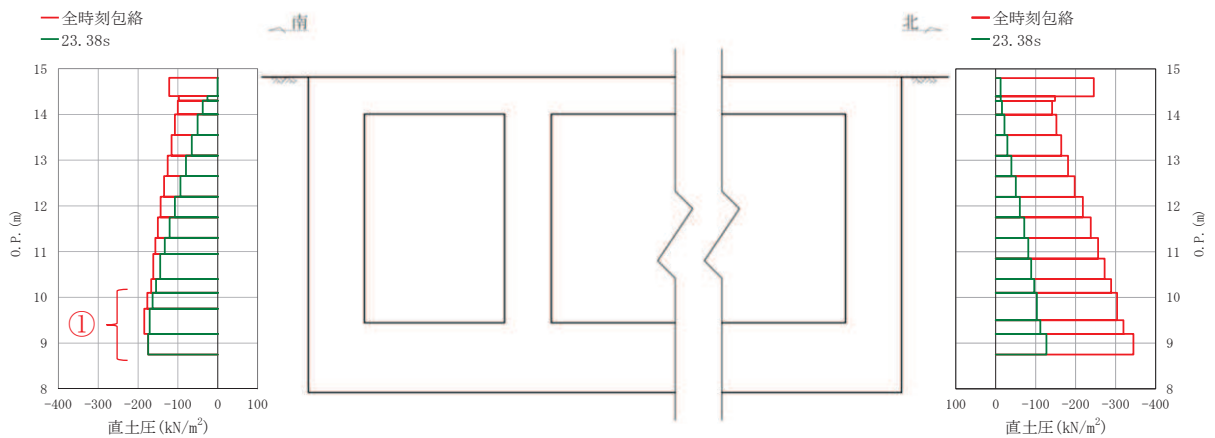
また、S s - D 2（++）では、北側の地震時荷重が卓越する時刻、S s - D 2（-+）では、南側の地震時荷重が卓越する時刻をそれぞれ照査時刻として選定しているが、表 4-1 に示すとおり、表 1-1 に示す照査時刻に対し、位相の反転を考慮することにより、S s - D 2（++）における北側の地震時荷重が卓越する時刻、S s - D 2（-+）における南側の地震時荷重が卓越する時刻がそれぞれ照査時刻として選定されていることを確認した。

全時刻包絡と照査時刻包絡の比較 (図 4-2 の再掲)



- ・ 全時刻包絡 (赤) と照査時刻包絡 (青) を比較した結果、「南側: O.P. +10.1m~O.P. +8.75m 付近 (図の①部分)」において、全時刻包絡との差が大きい。
- ・ 当該位置において地震時荷重が最大となる時刻を確認し、23.38 秒の時刻を抽出。

全時刻包絡と抽出時刻 (23.38 秒) の地震時荷重の比較



- ・ 全時刻包絡 (赤) と抽出時刻 (23.38 秒) の地震時荷重 (緑) を比較した結果、南側: O.P. +9.2m~O.P. +8.75m の底版付近で 23.38 秒が等しくなっているが、O.P. +9.2m 以浅については全時刻包絡よりも地震時荷重が小さい。
- ・ 底版に作用する荷重が大きい場合は、底版への軸圧縮力として作用することから、当該時刻の荷重は軽油タンク室の耐震評価に影響を与える荷重ではない。

図 4-2 荷重比較図 (S s - D 2 (-+))

表 4-1 各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果

照査時刻	荷重抽出時刻	時刻選定の指標	変形の方法	地震動	
				S _s -D ₂	
				(++)	(-+)
時刻 1	頂底版間の層間変位が最大となる時刻	最大層間変位 (mm)	南→北	+0.468	+0.519
			南←北	-0.554	-0.485
時刻 2	総水平荷重が最大となる時刻	最大総水平荷重 (kN/m)	南→北	+3238	+3396
			南←北	-4071	-3359
時刻 3	面部材の層間変位が最大となる時刻	最大層間変位 (mm)	南→北	+0.468	+0.519
			南←北	-0.554	-0.485

注： は照査時刻として選定し、三次元構造解析により耐震評価を実施

5. まとめ

軽油タンク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、軽油タンク室の耐震評価で選定した3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。全時刻の包絡荷重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により耐震評価への影響を確認した。

軽油タンク室の北側において、照査時刻の荷重より大きい荷重は、頂版に軸力として作用する荷重であり、当該荷重は構造物全体の層間変位に影響を与えるが、別途、頂底板間の層間変位が最大となる時刻を選定していることから、軽油タンク室の耐震評価への影響が小さい荷重であることを確認した。同様に、南側においては、照査時刻の荷重より大きい荷重は、底版に軸圧縮力として作用する荷重であり、軽油タンク室の耐震評価への影響が小さい荷重であることを確認した。

また、軽油タンク室の側壁に対し片側からの荷重に着目して照査時刻を選定しているが、反対方向からの荷重に対しては、地震動の水平動反転を考慮することにより照査時刻として抽出されていることを確認した。

以上より、現設計で実施している照査時刻の選定が妥当であることを確認した。

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・・・・・・・・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。

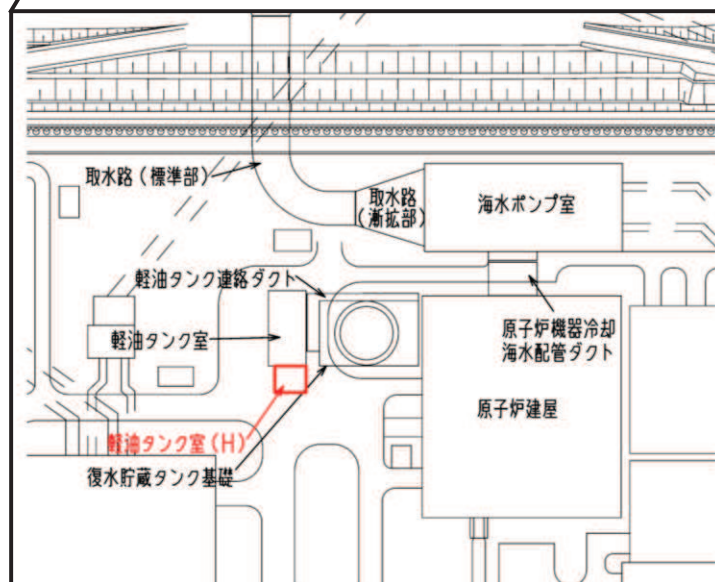
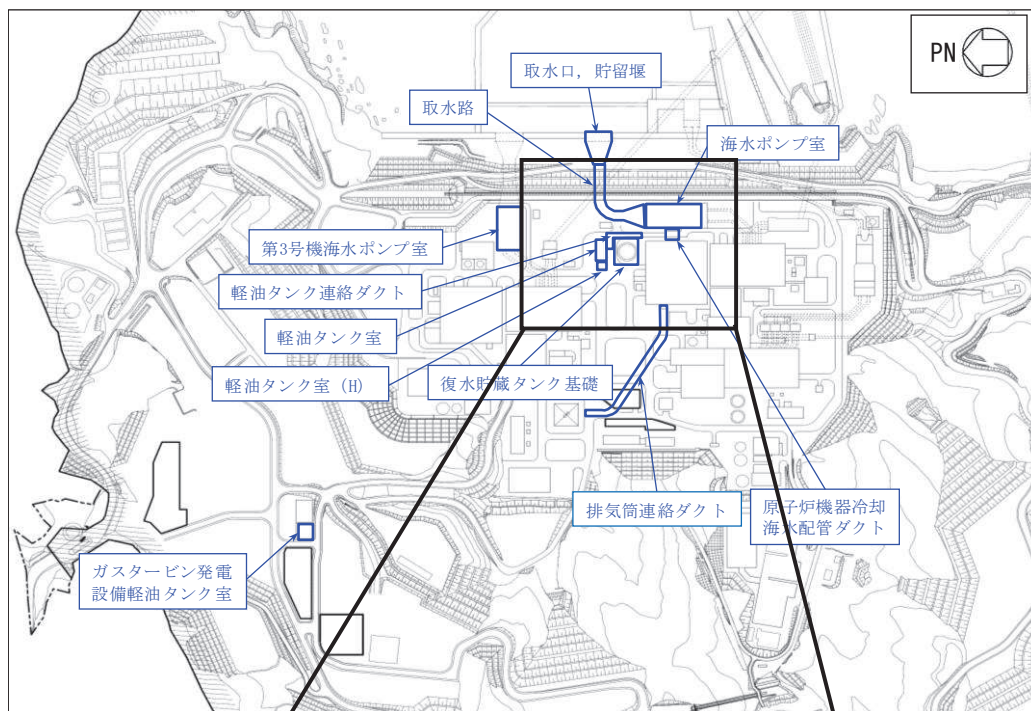


図 2-1 軽油タンク室 (H) の位置図

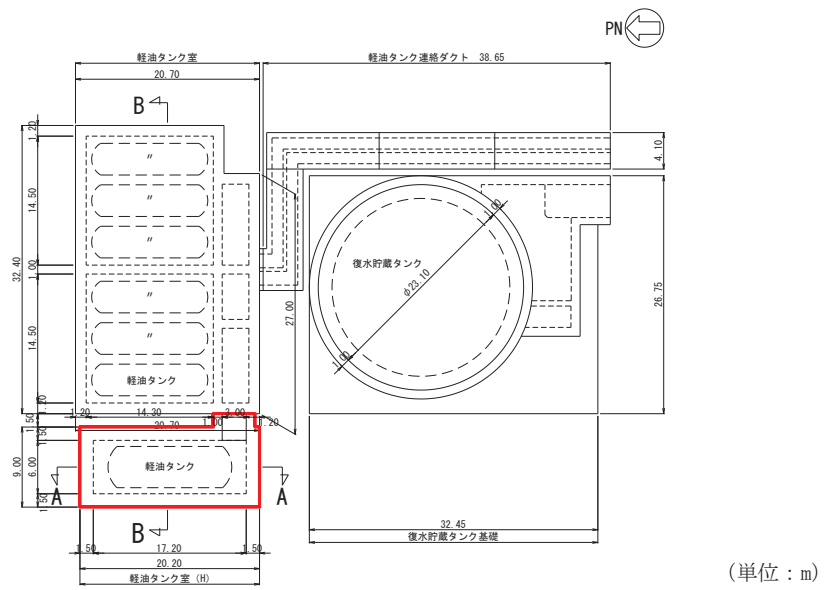


図 2-2 軽油タンク室 (H) 平面図

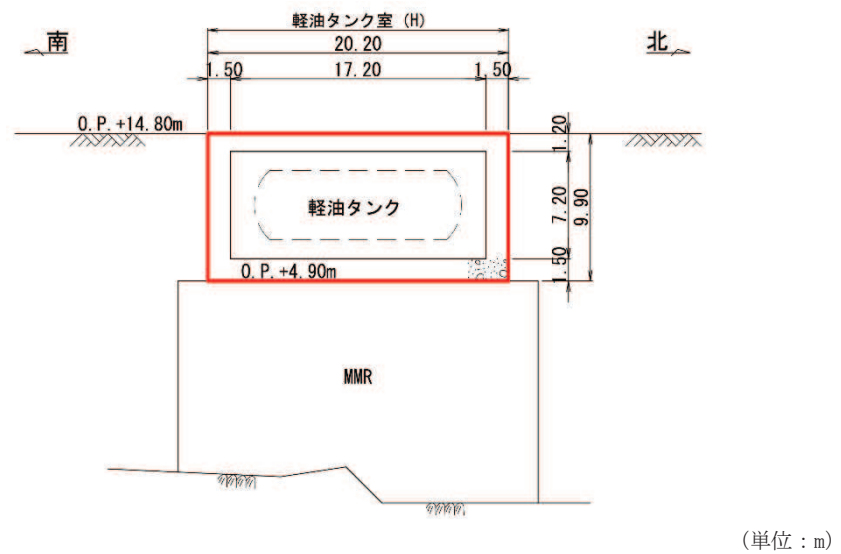


図 2-3(1) 軽油タンク室 (H) 断面図 (A-A 断面, 南北)

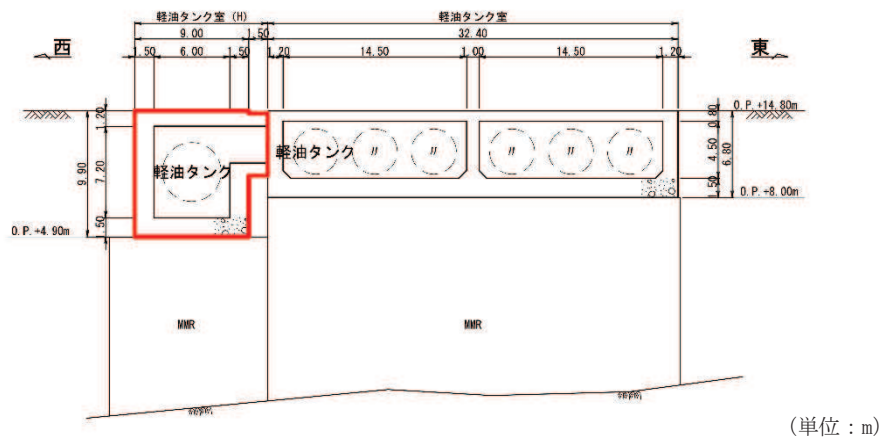


図 2-3(2) 軽油タンク室 (H) 断面図 (B-B 断面, 東西)

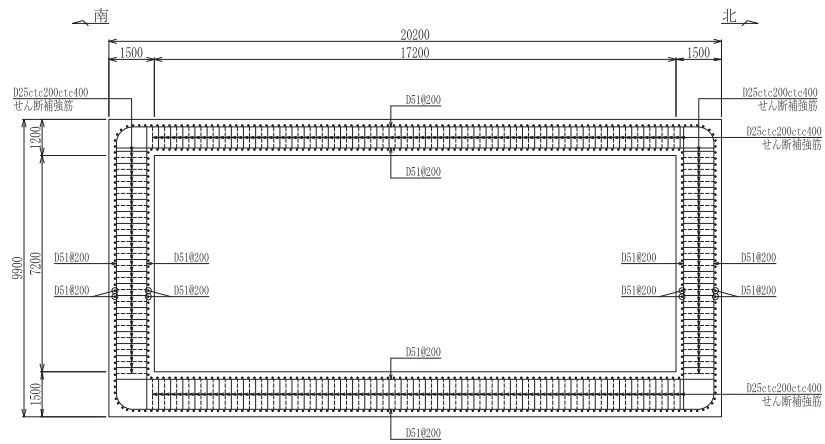


図 2-4(1) 軽油タンク室 (H) 概略配筋図 (A-A 断面, 南北)

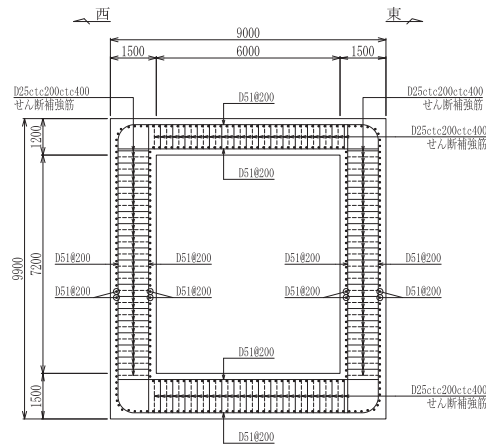


図 2-4(2) 軽油タンク室 (H) 概略配筋図 (B-B 断面, 東西)

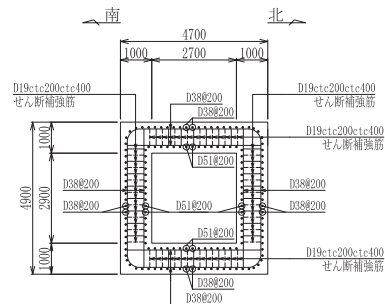


図 2-4(3) 軽油タンク室 (H) 概略配筋図 (接続部)

2.3 耐震評価フロー

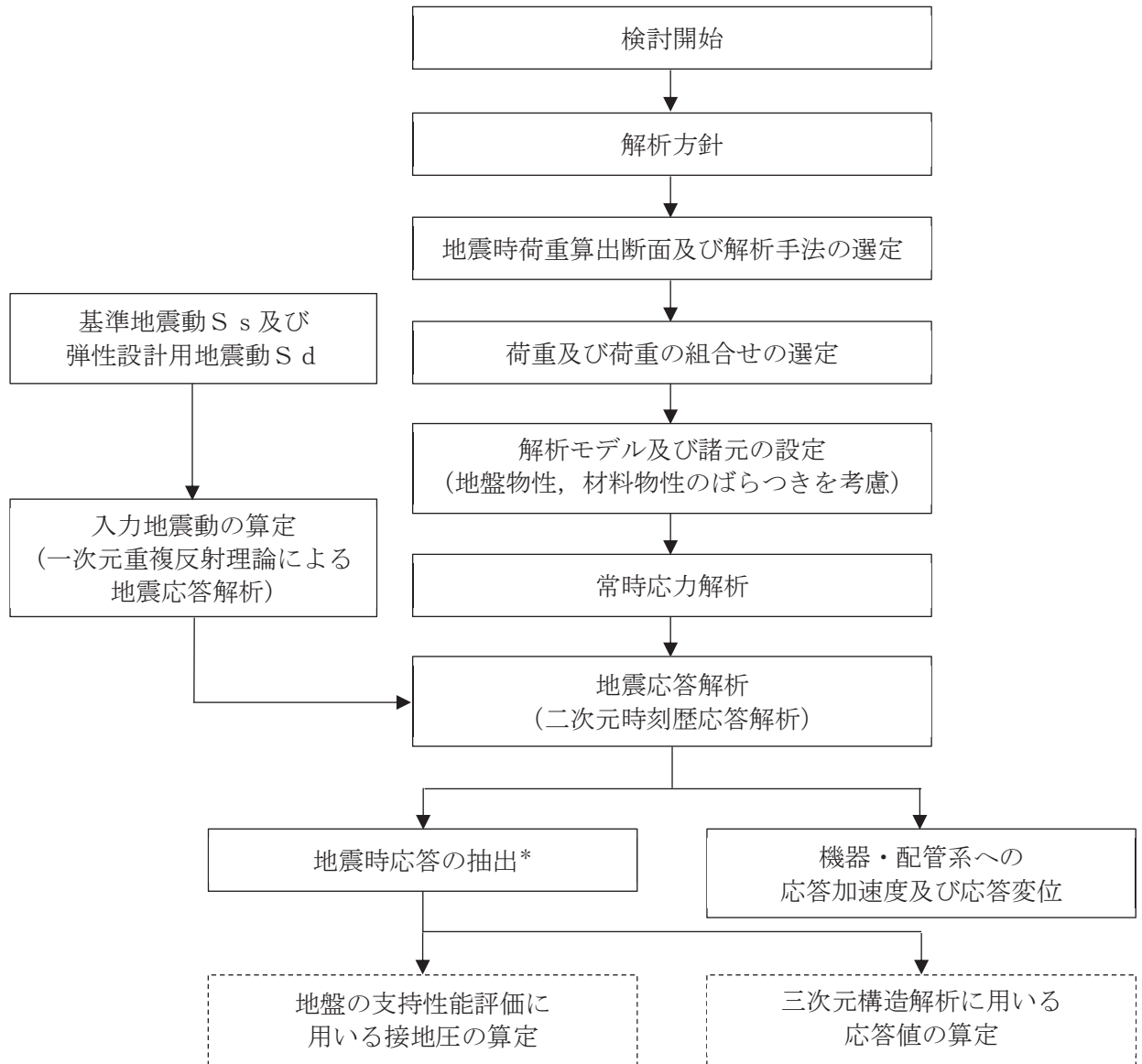
軽油タンク室 (H) の地震応答解析フロー及び耐震評価フローを図 2-5 及び図 2-6 に示す。

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 方向載荷に至る一連の評価プロセスを図 2-8 に示す。

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

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

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

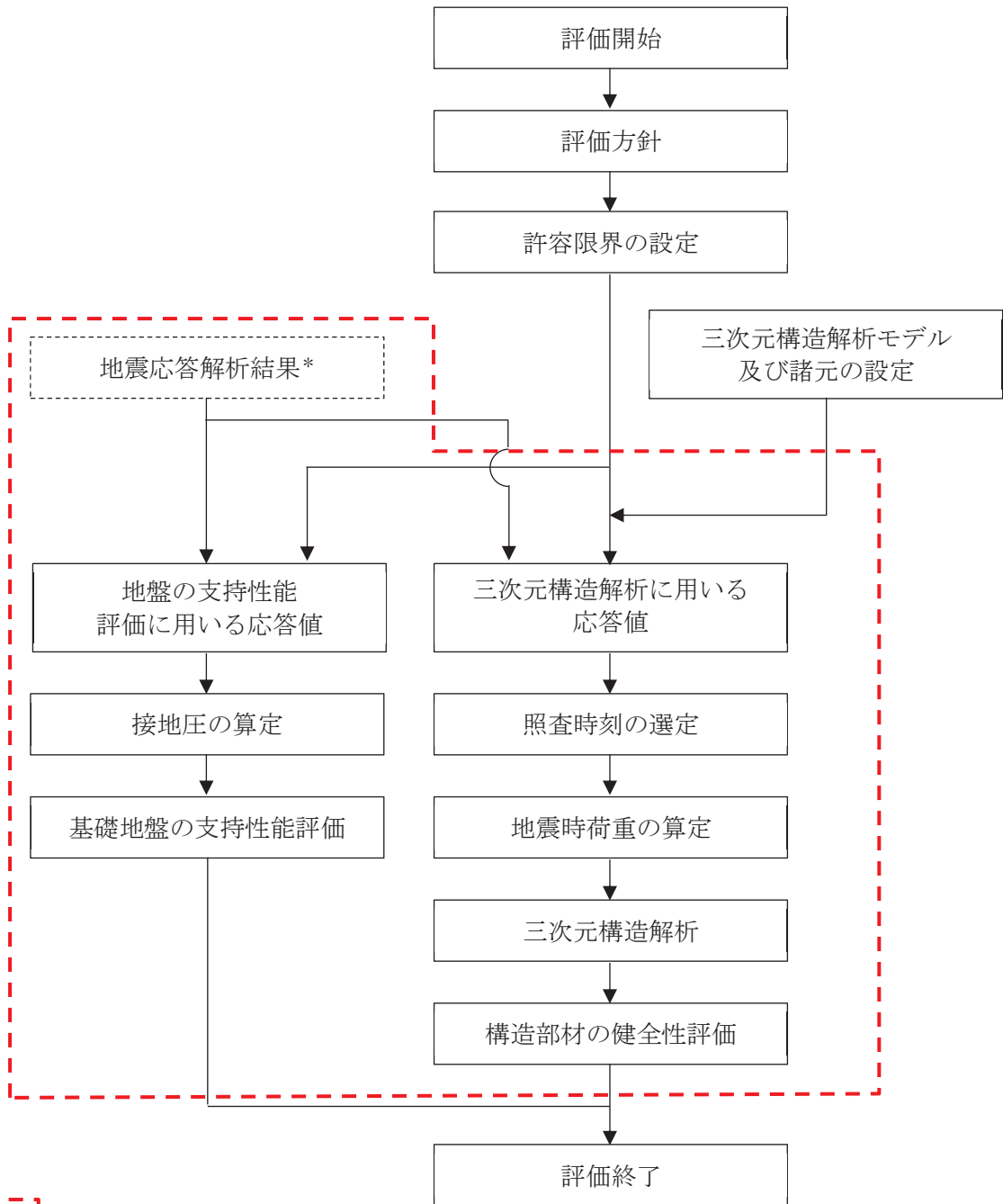


図 2-7 に示す範囲

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

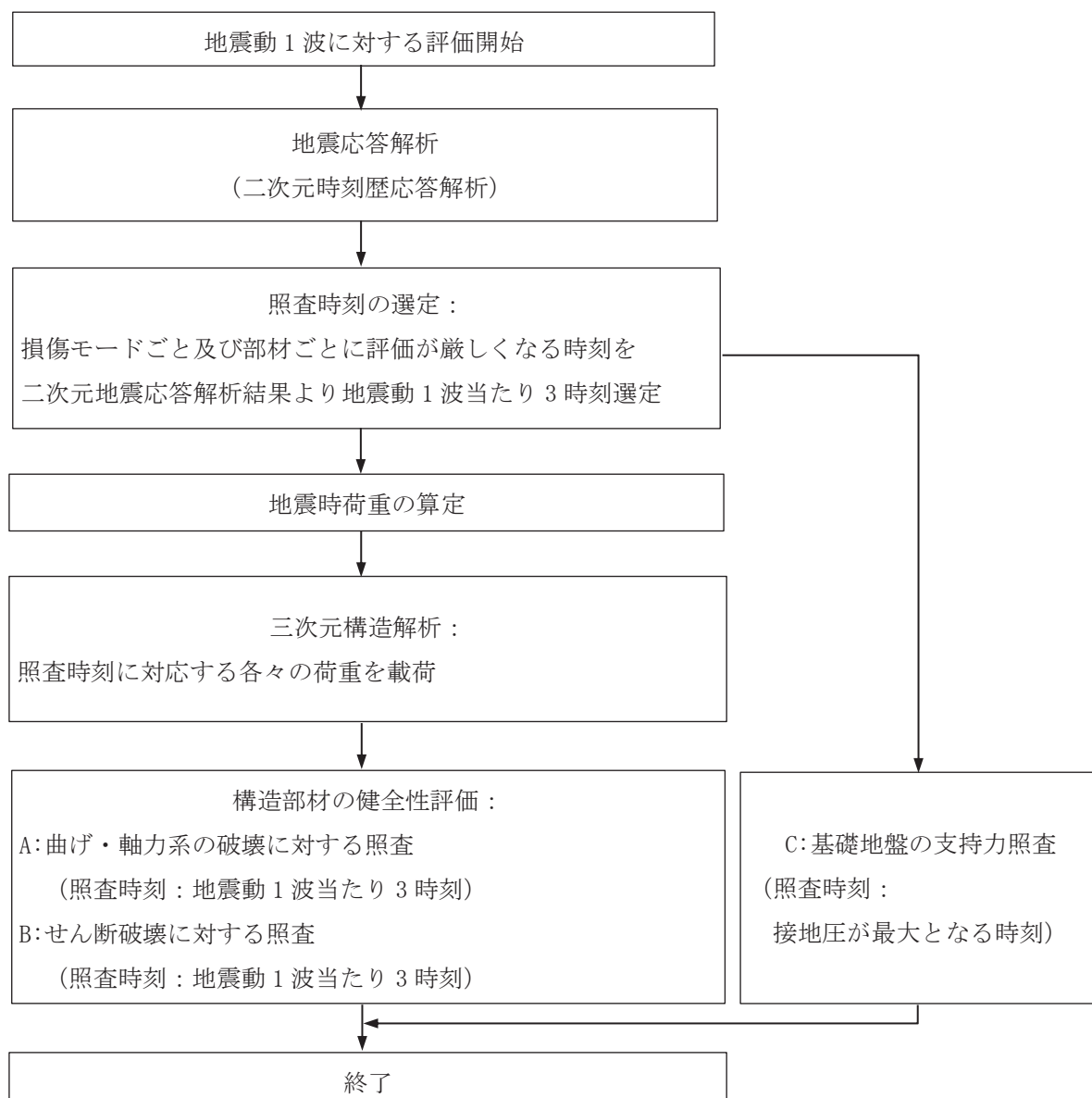
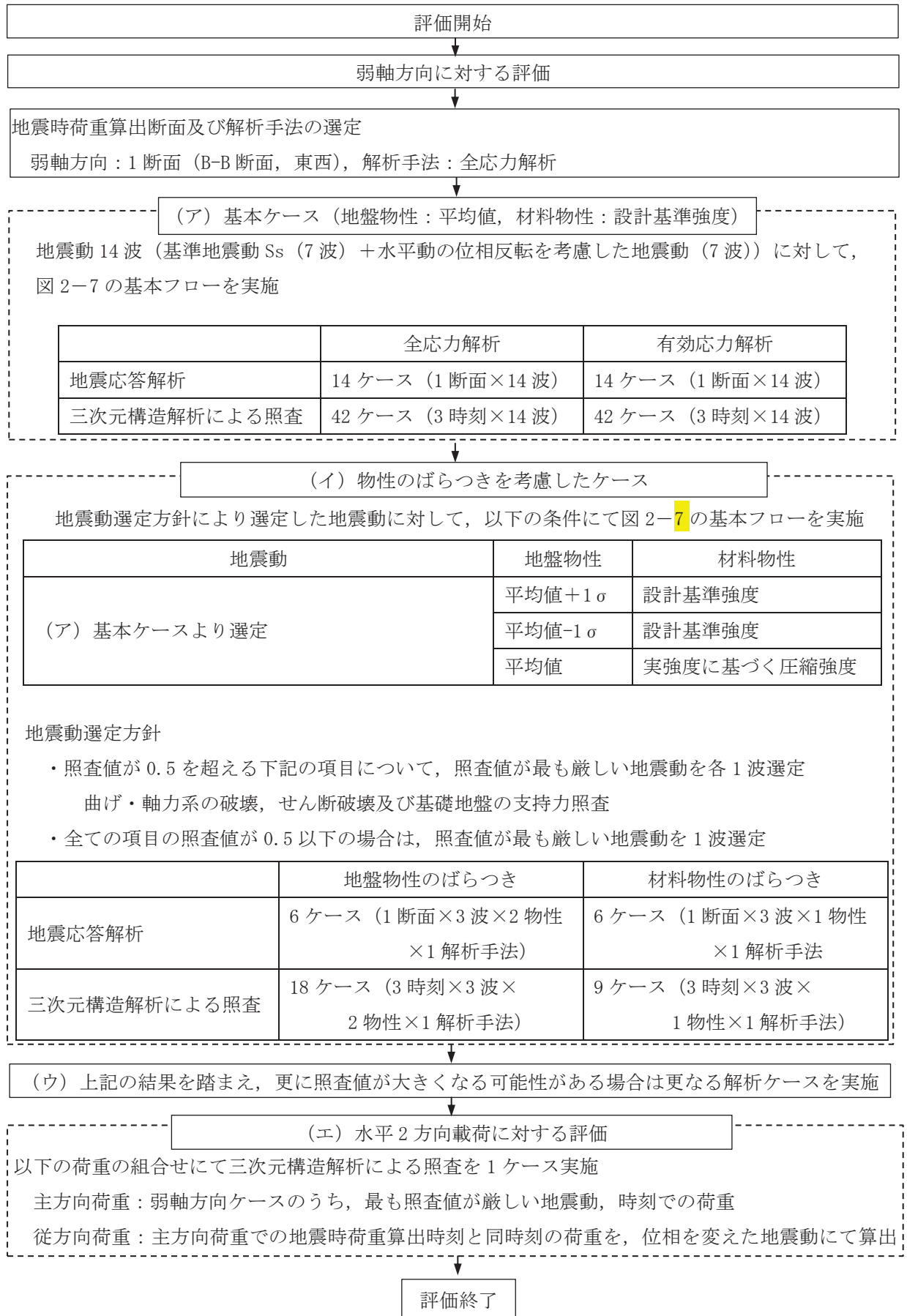


図 2-7 基本フロー（地震動 1 波に対する評価フロー）



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。

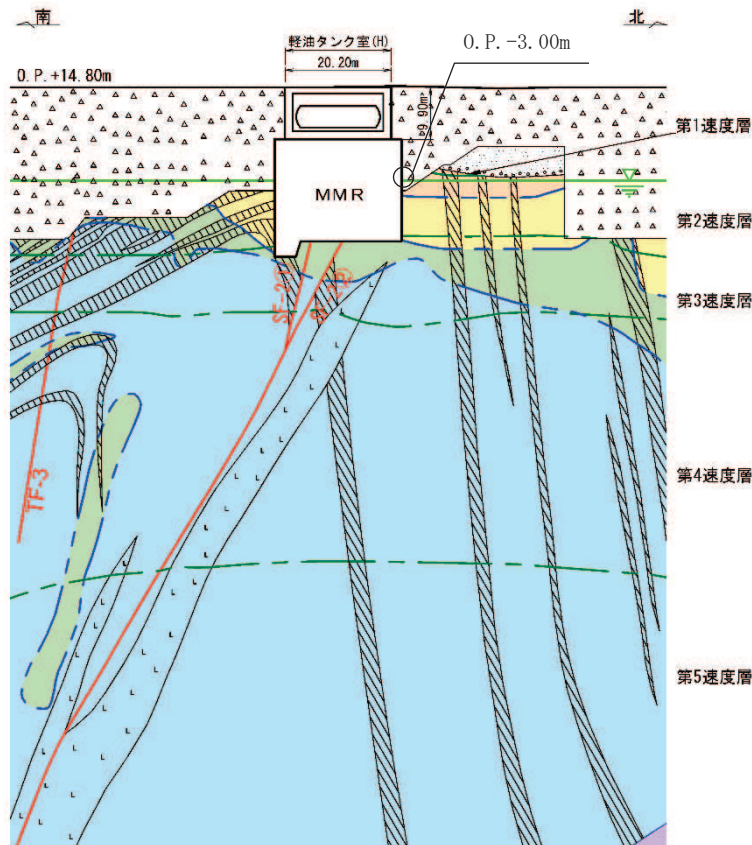


図 2-9(1) 軽油タンク室 (H) 地震時荷重算出用地質断面図 (A-A 断面, 南北)

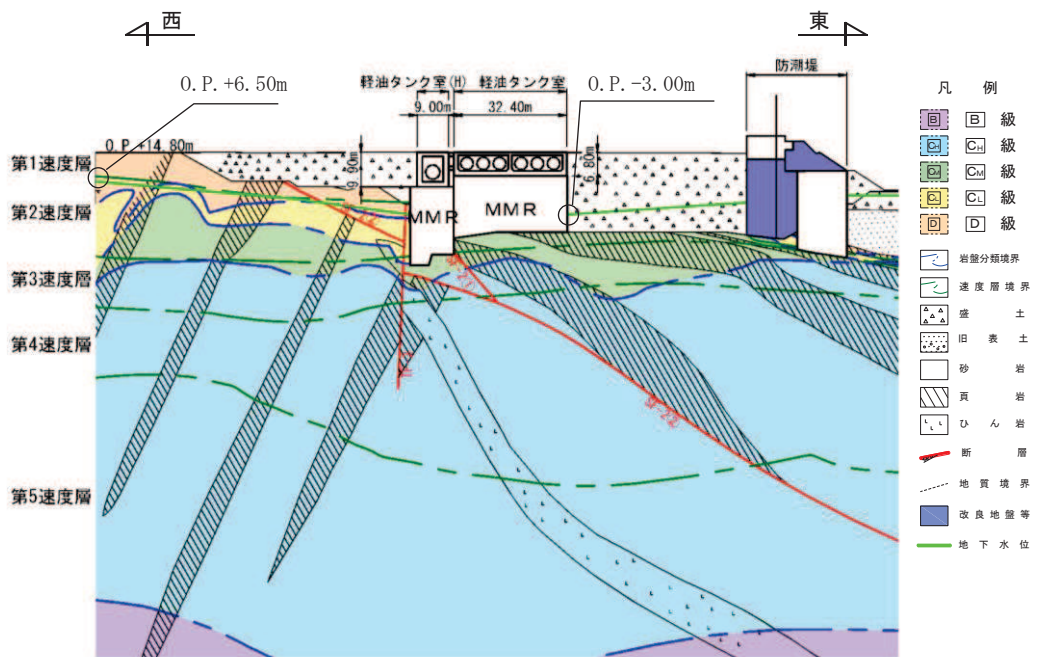


図 2-9(2) 軽油タンク室 (H) 地震時荷重算出用地質断面図 (B-B 断面, 東西)

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

表 2-4(2) 地盤の解析用物性値 (狐崎部層)

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

表 2-5 地盤の解析用物性値(盛土ほか)

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

*1：セメント系埋戻土は盛土の物性値を使用

*2：残存剛性率 (G_d/G_0) が小さい領域は次式で補間

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

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

表 2-6 地盤の解析用物性値 (MMR)

	物理特性	強度特性				変形特性			
	単位体積重量 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

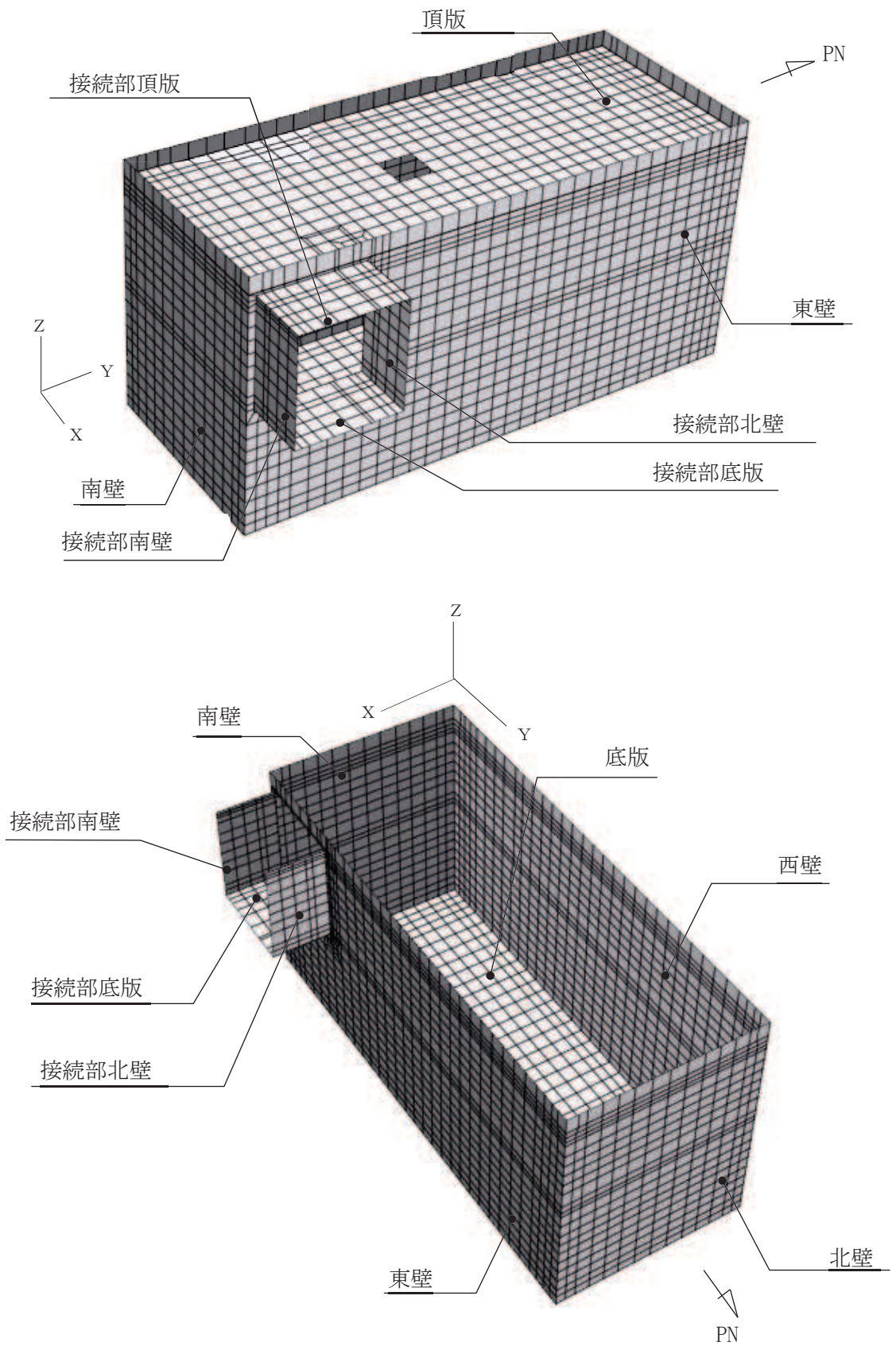
* : 内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない。

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		
底版	1500	24.0	主筋：SD390 せん断補強筋： SD345	支持機能	
頂版	1200	24.0		支持機能	
側壁	1500 (南壁)	24.0		主筋：SD390 せん断補強筋： SD345	支持機能
	1500 (北壁)				
	1500 (東壁)				
	1500 (西壁)				
接続部 底版	1000	24.0			支持機能
接続部 頂版	1000	24.0	支持機能		
接続部 側壁	1000 (南壁)	24.0	主筋：SD390 せん断補強筋： 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

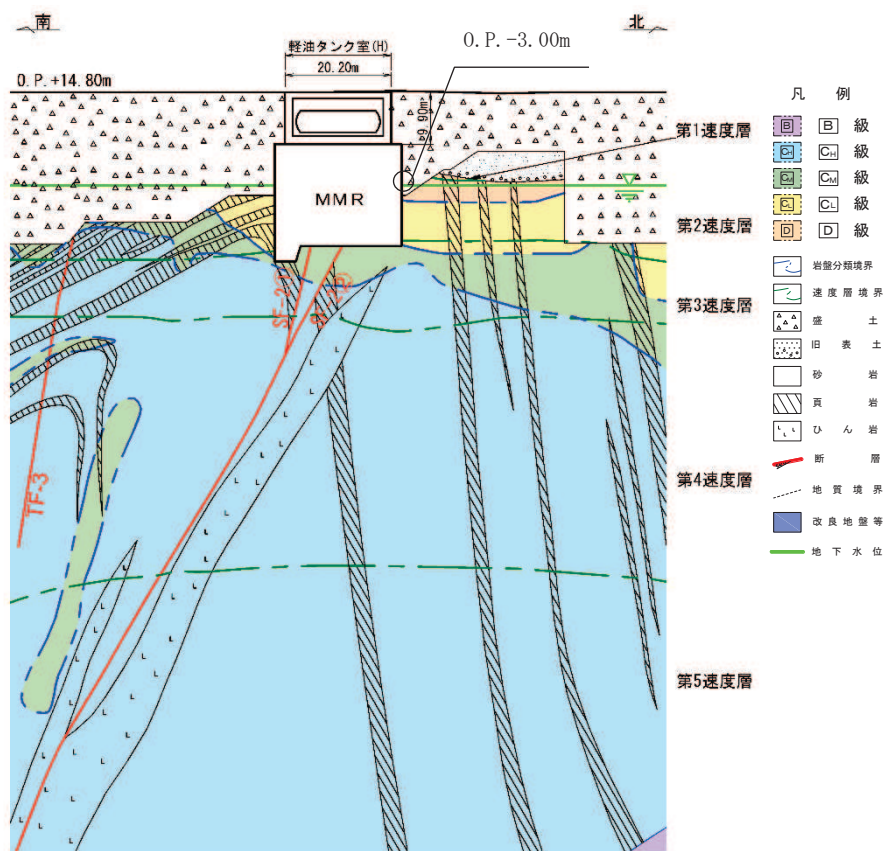


図 2-11(1) 設計用地下水位 (A-A 断面, 南北)

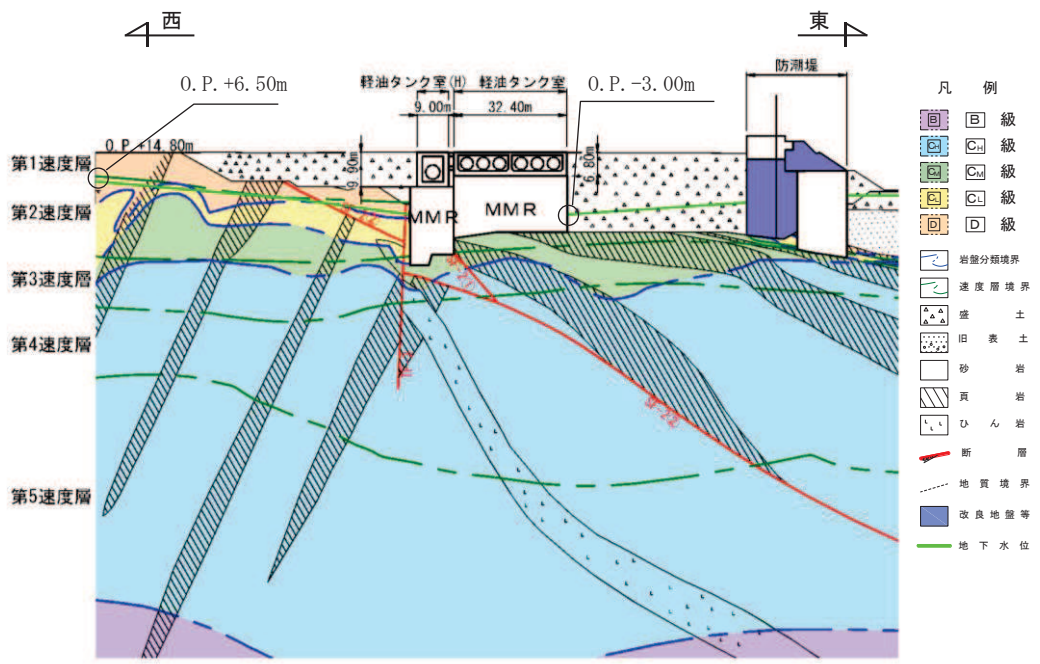


図 2-11(2) 設計用地下水位 (B-B 断面, 東西)

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。

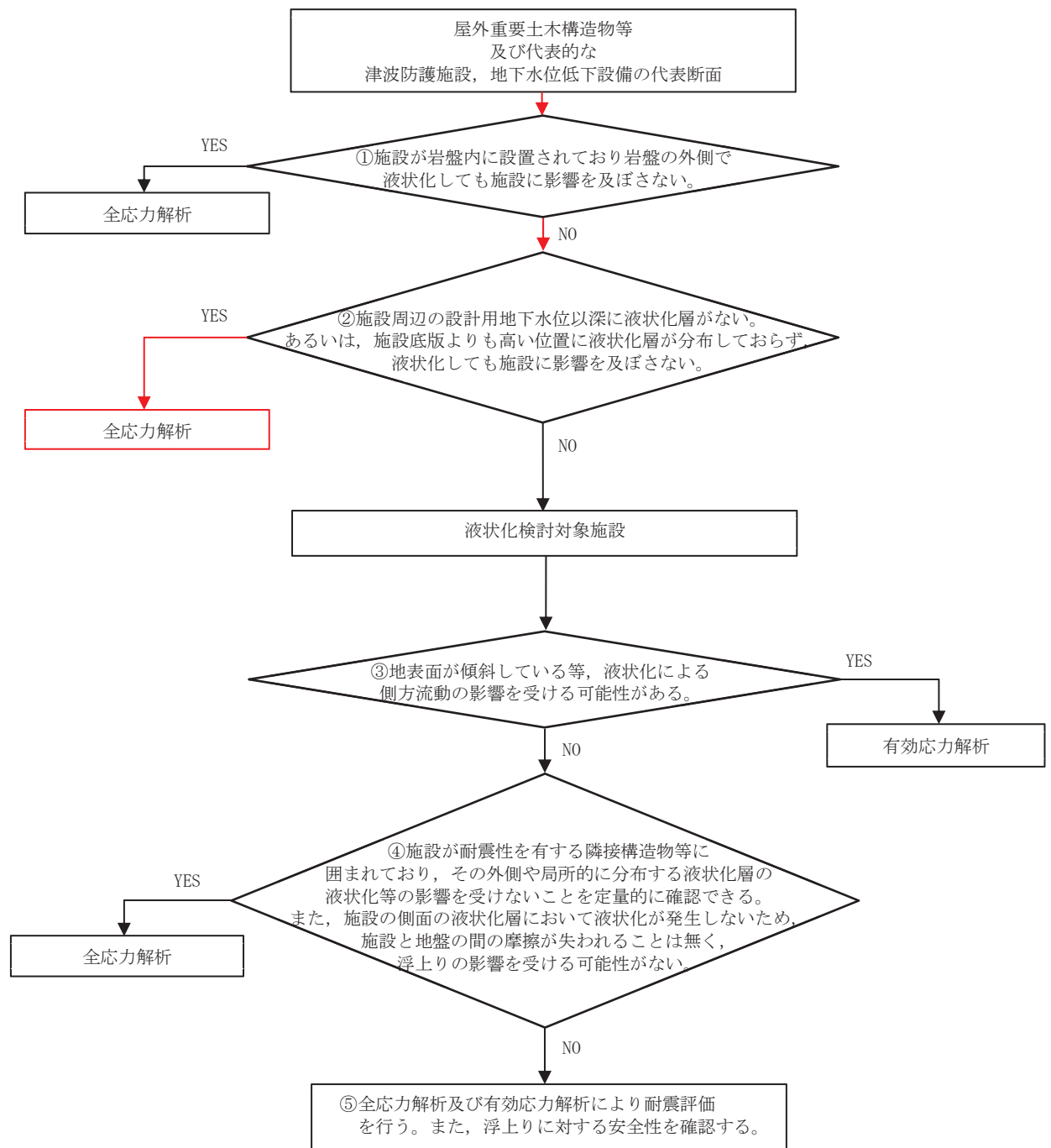


図 3-1 解析手法の選定フロー

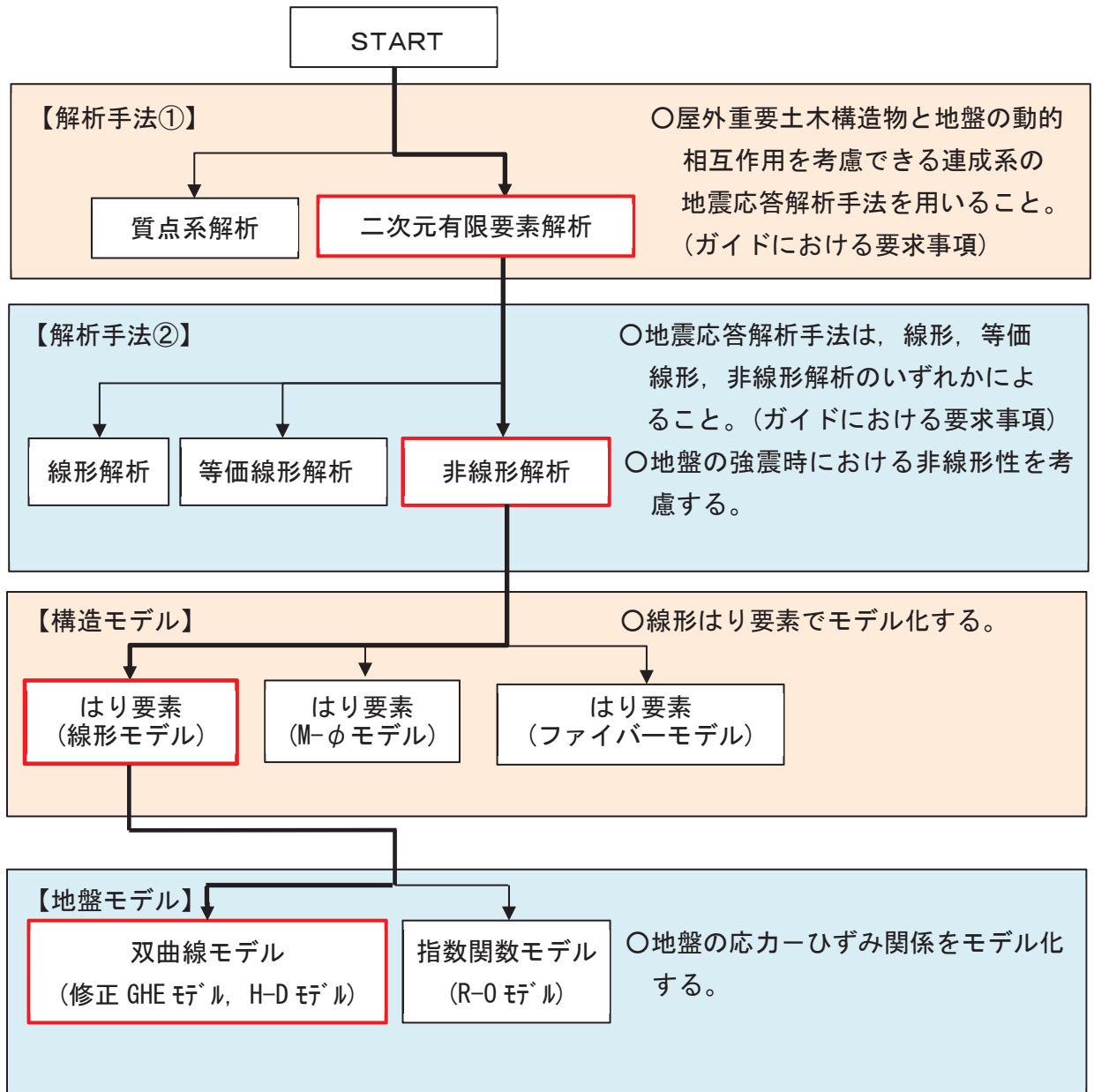


図 3-2 地震応答解析手法の選定フロー

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。

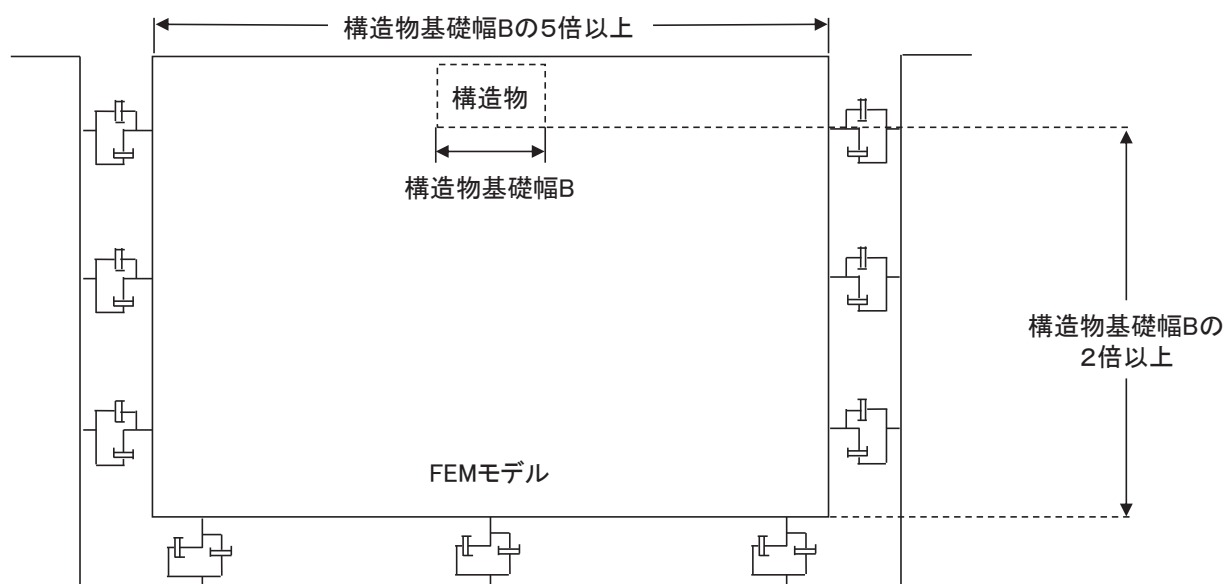


図 3-3 モデル化範囲の考え方

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。

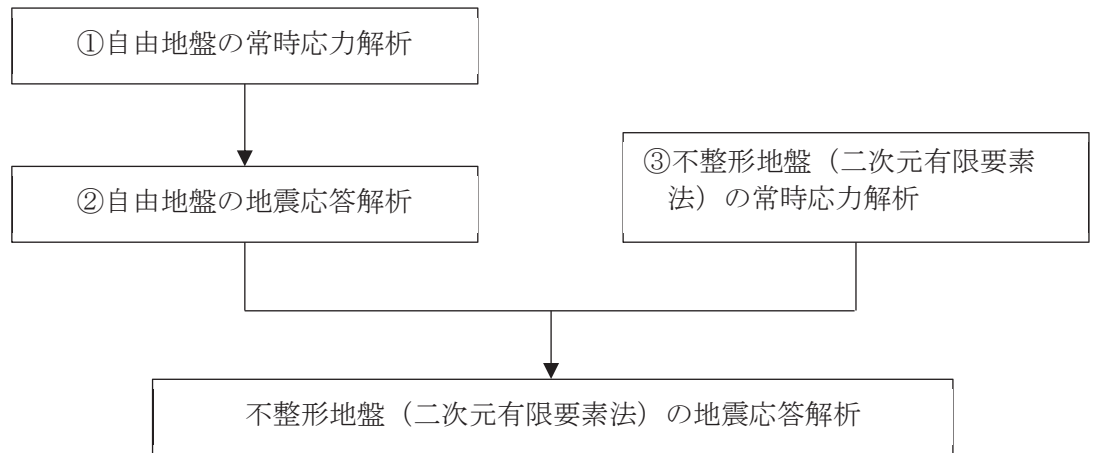


図3-4 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤（二次元有限要素法）の地震応答解析までのフロー

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。

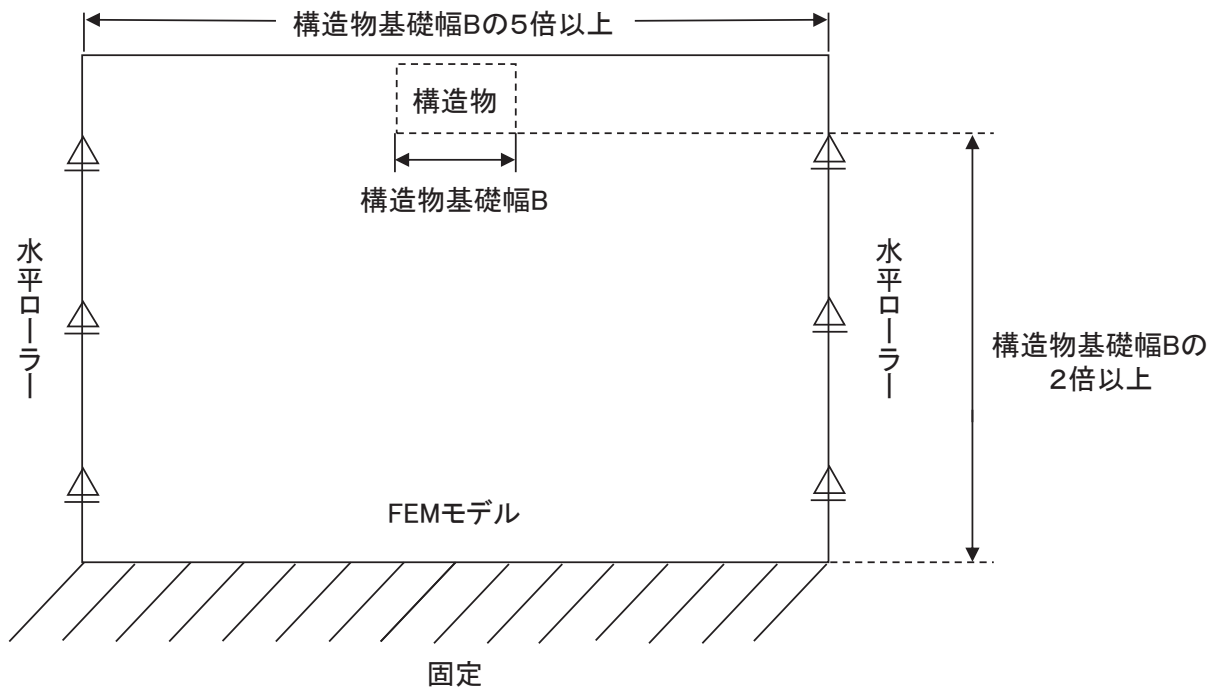


図3-5 固有値解析における境界条件の概念図

(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。

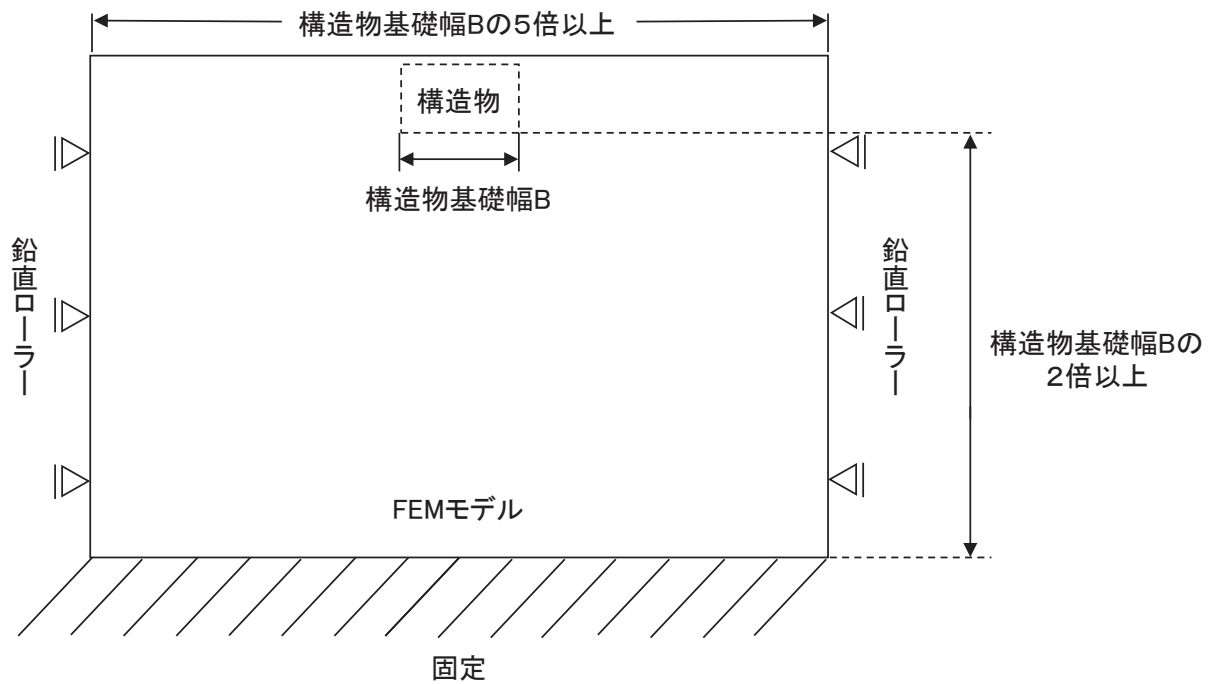
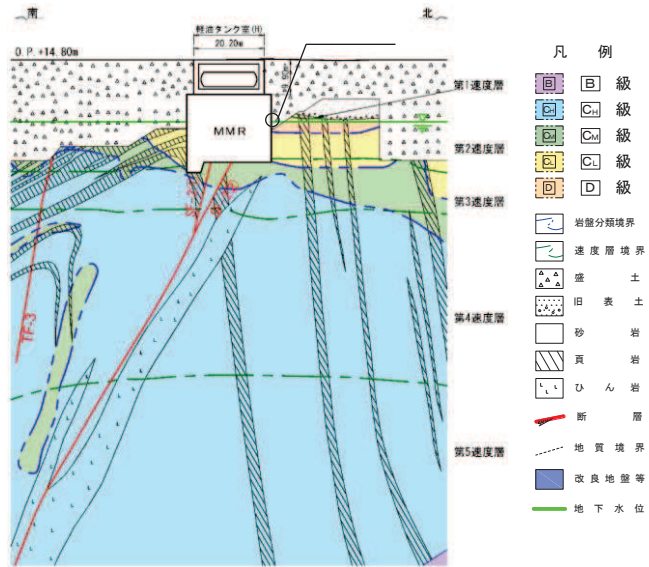


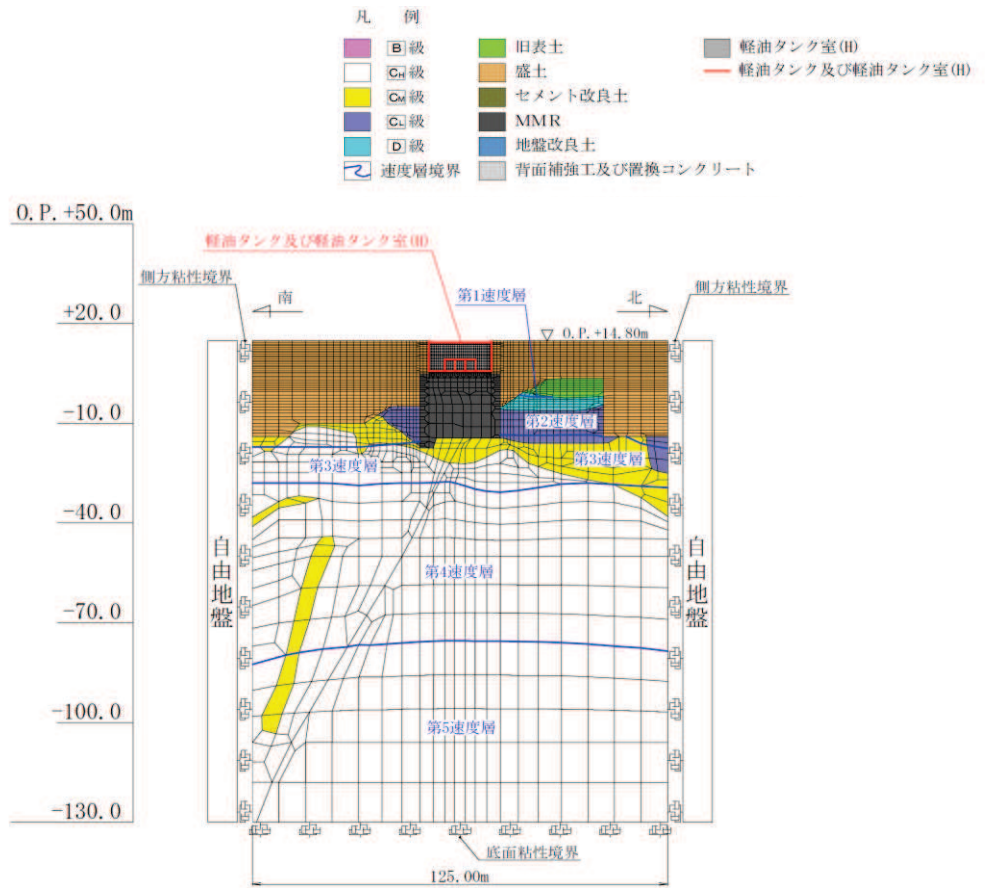
図3-6 常時応力解析における境界条件の概念図

(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。

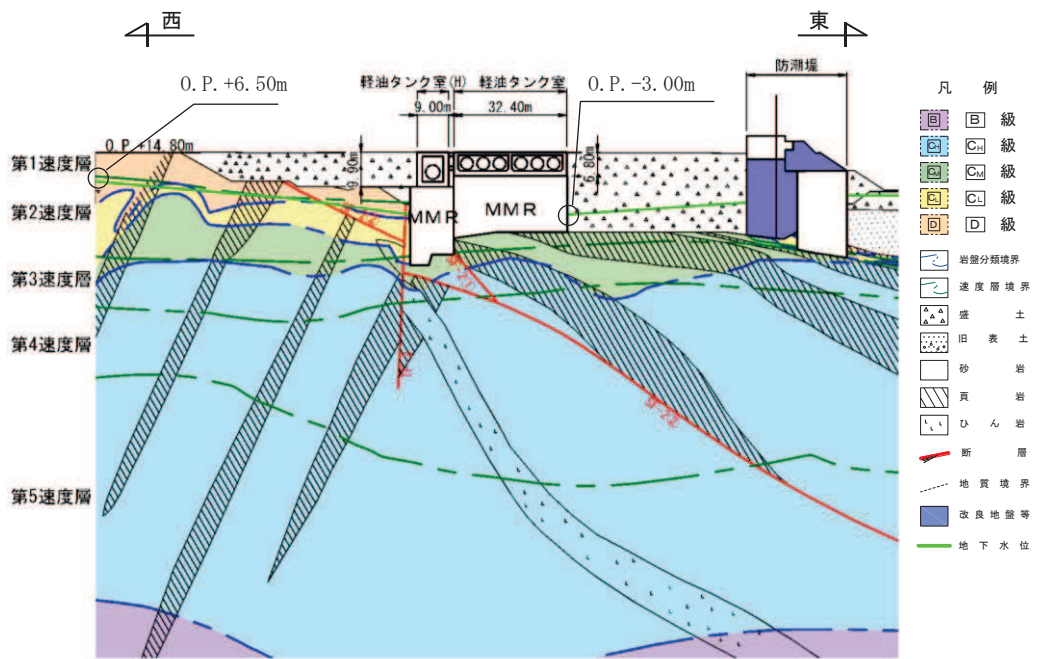


(a) 地震時荷重算出用地質断面図

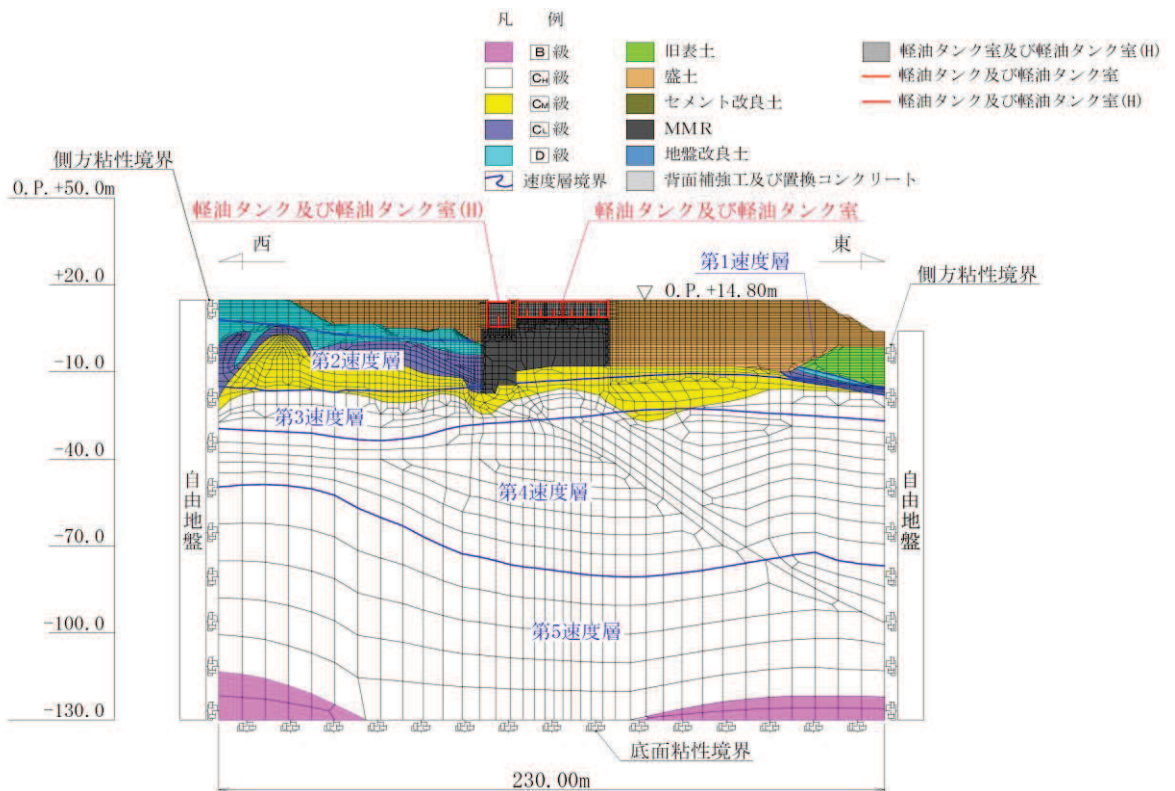


(b) 地震応答解析モデル図

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)



(a) 地震時荷重算出用地質断面図



(b) 地震応答解析モデル図

図 3-8 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
(B-B 断面, 東西)

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。

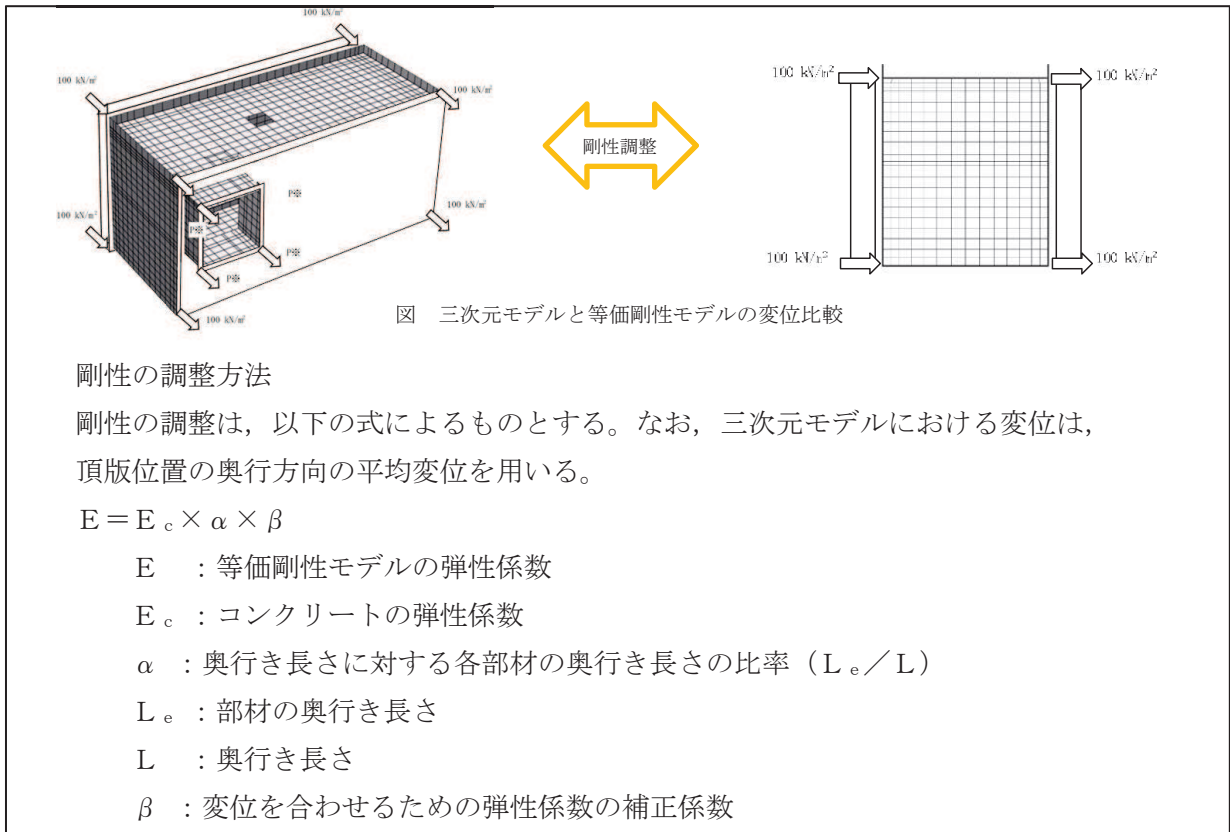


図 3-9 剛性の調整方法

(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。

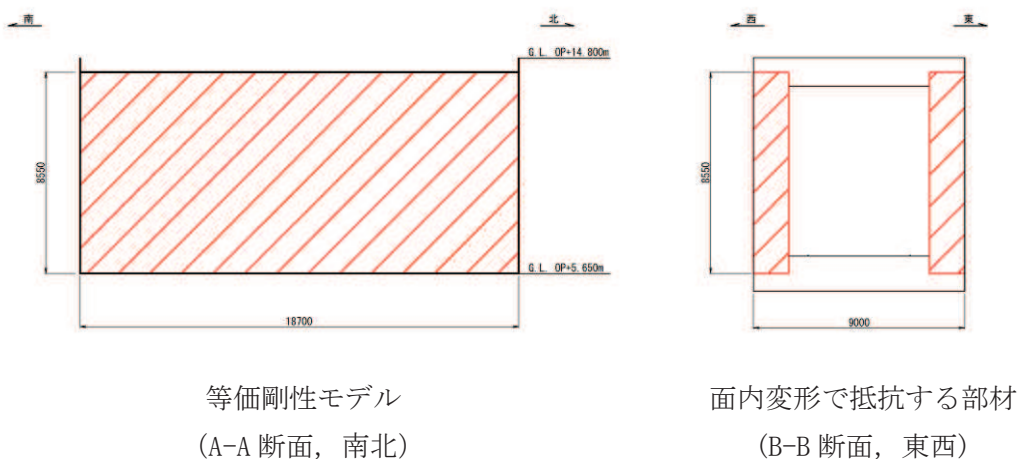


図 3-10 等価剛性モデル (A-A 断面, 南北)

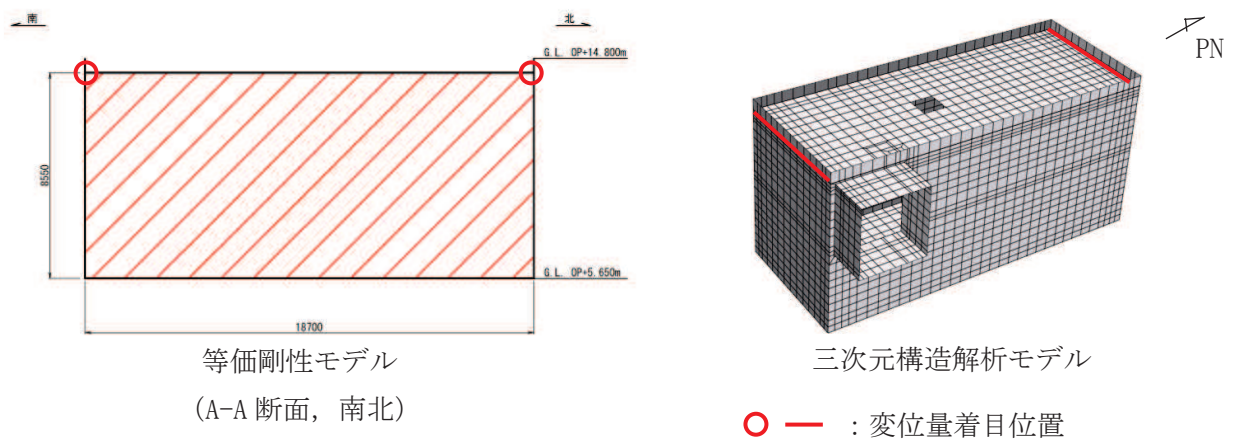


図 3-11 等価剛性モデルと三次元構造解析モデルの変位比較概念図
(A-A 断面, 南北)

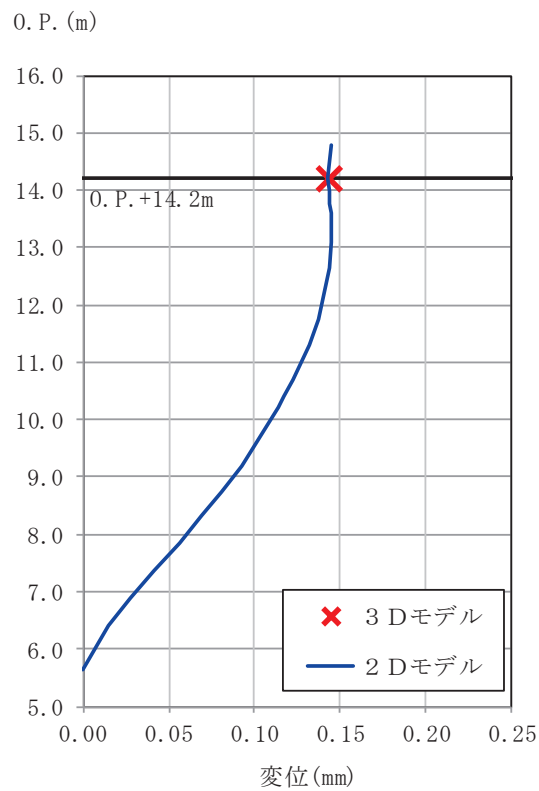


図 3-12 剛性調整結果 (A-A 断面, 南北)

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。

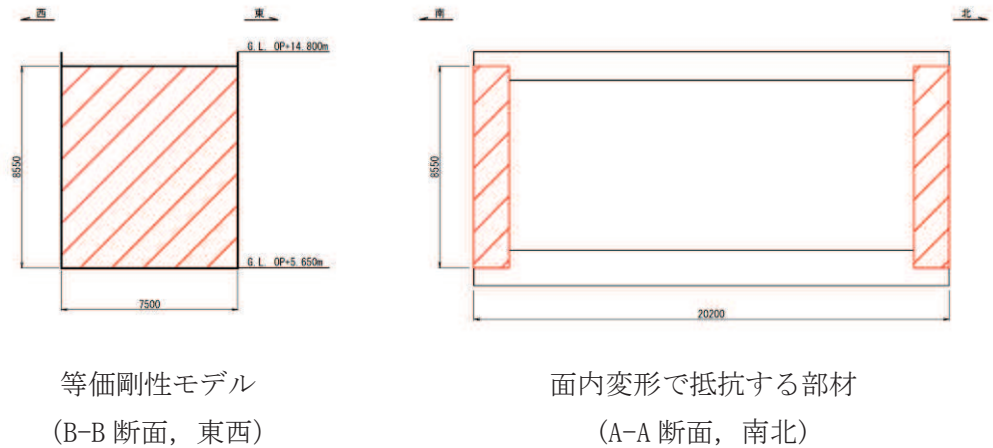


図 3-13 等価剛性モデル (B-B 断面, 東西)

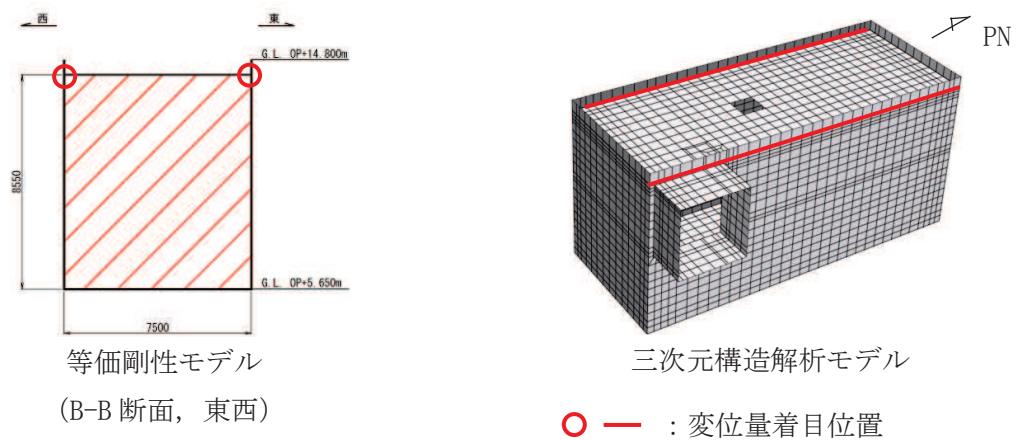


図 3-14 等価剛性モデルと三次元構造解析モデルの変位比較概念図

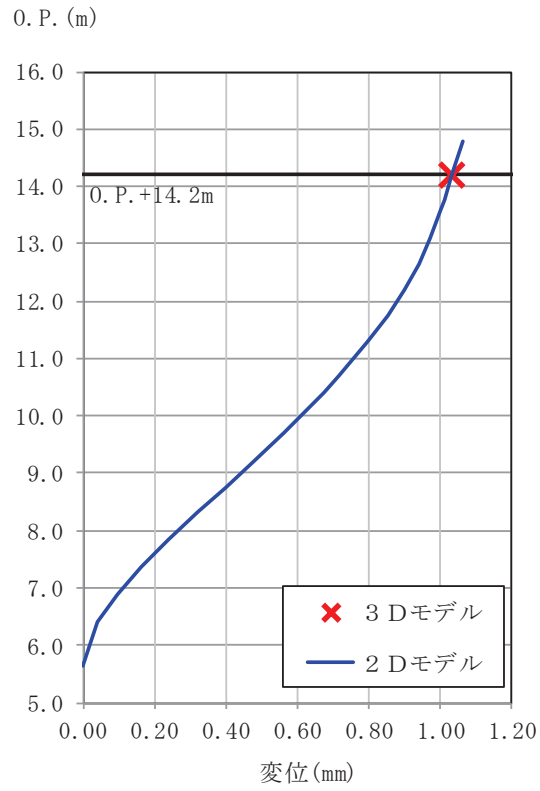


図 3-15 剛性調整結果 (B-B 断面, 東西)

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

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

3.2.6 ジョイント要素の設定

地盤と構造物との接合面にジョイント要素を設けることにより、地震時の地盤と構造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

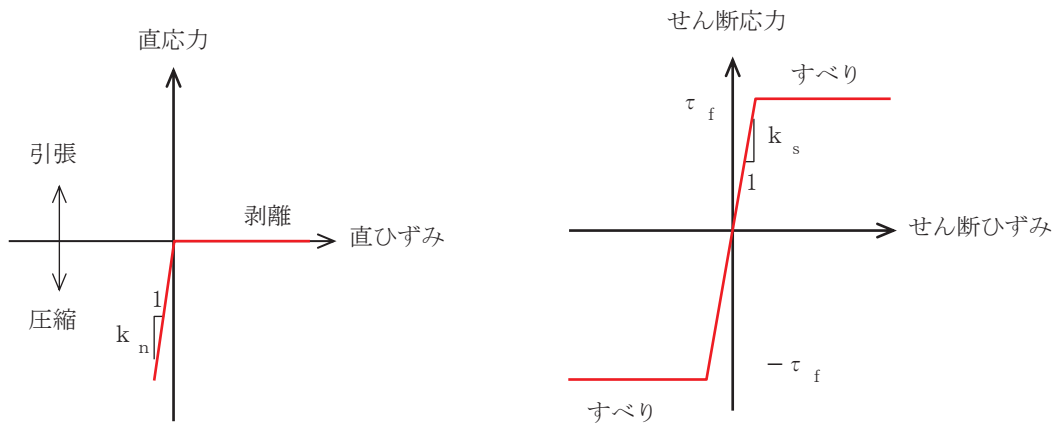


図 3-16 ジョイント要素の力学特性

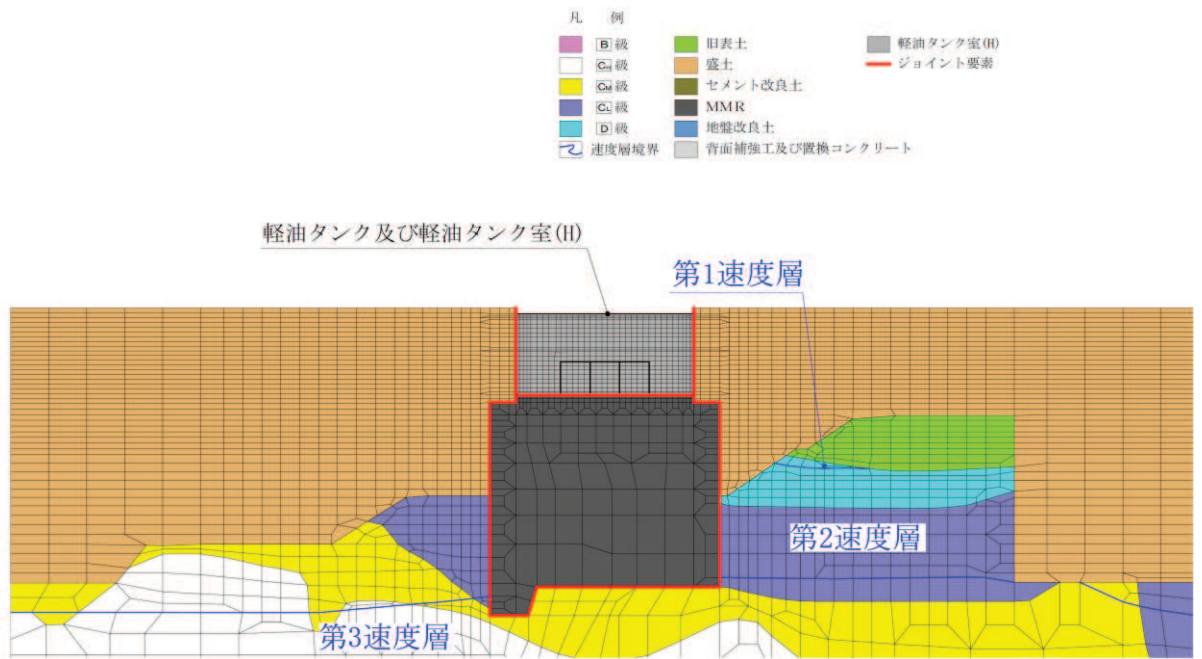


図 3-17(1) ジョイント要素の配置 (A-A 断面, 南北)

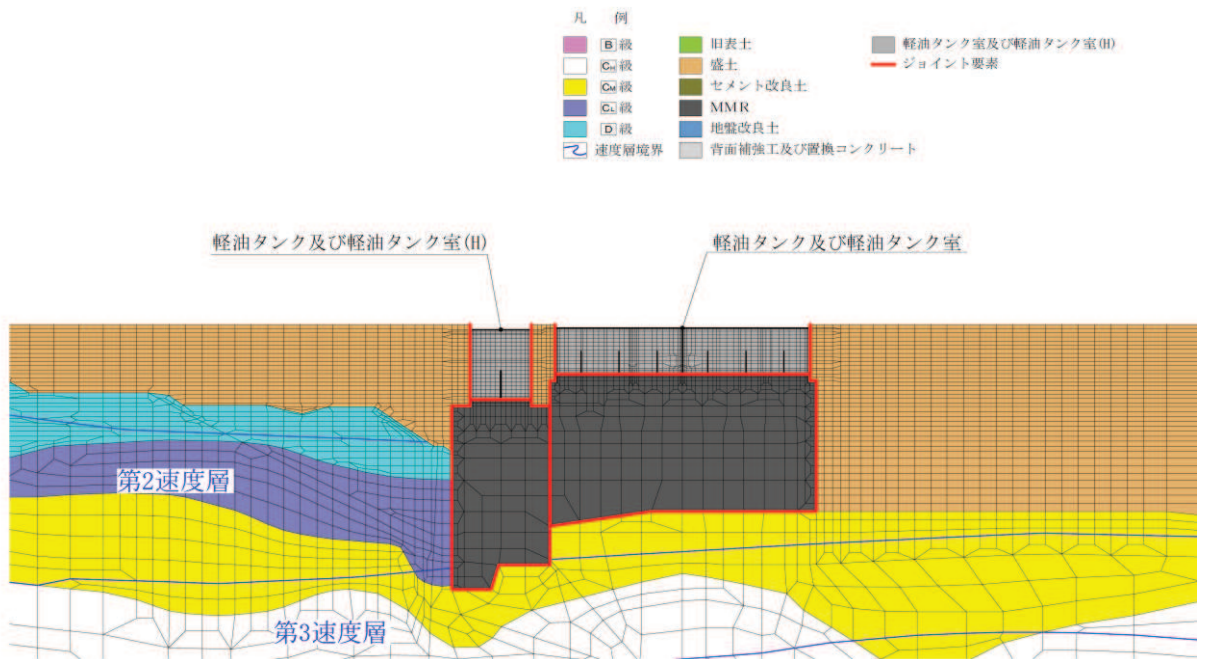


図 3-17 (2) ジョイント要素の配置 (B-B 断面, 東西)

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

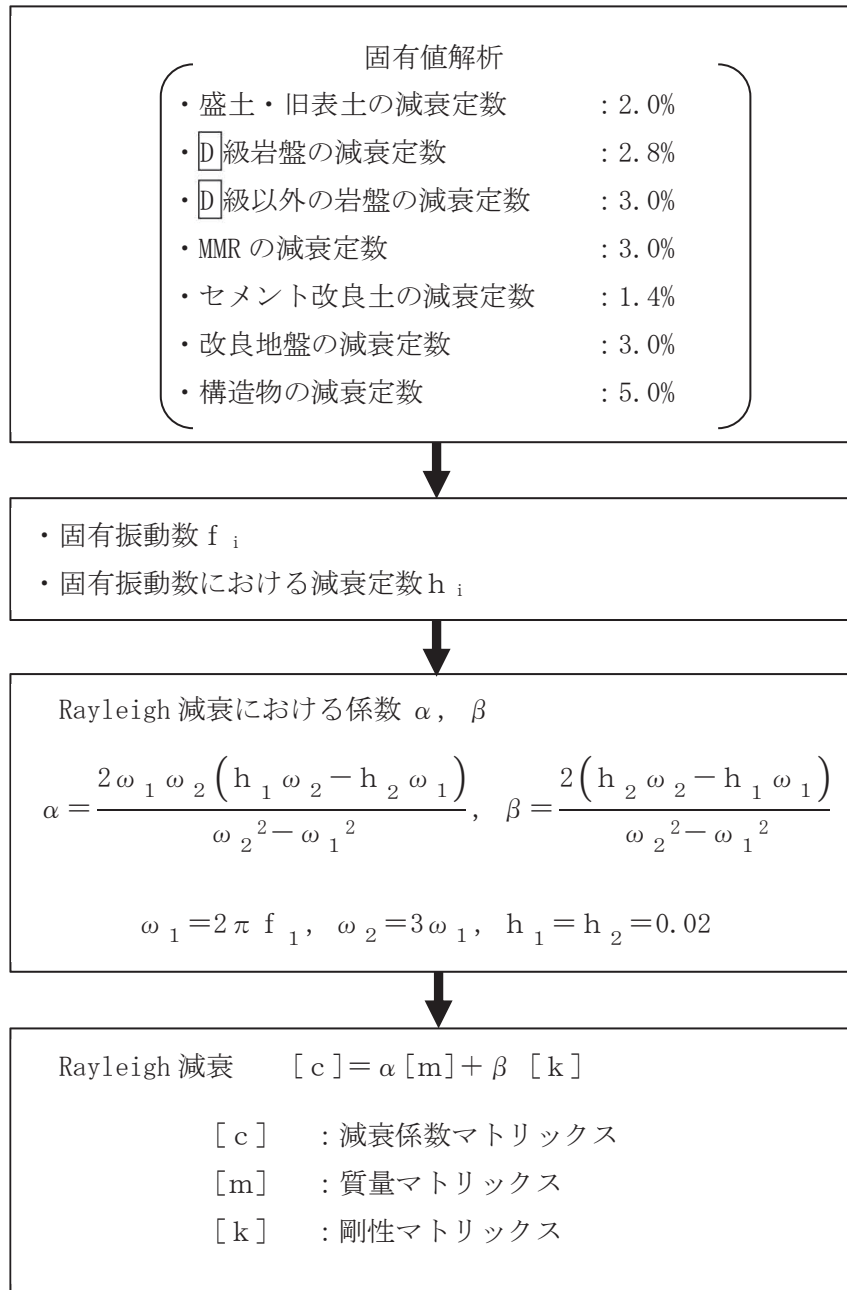


図 3-18 Rayleigh 減衰の設定フロー